

✓  
土研資料第1424号

マイクロフィルム第 号

# 土 木 研 究 所 資 料

## 大谷川流路工水理模型実験報告書

昭和 53 年 10 月

建設省土木研究所

## まえがき

本報告書は、大谷川流路工計画区間のうち、大谷川下流流域に当る鬼怒川合流点から、上流 6.4K 地点(芹沼床固工)から 1.2 K 地点(関の沢床固工)間の延長 5.2 km を対象に、流路工計画策定に必要な基礎資料を得ることを目的として実施した現地調査及び水理模型実験の結果をとりまとめたものである。関の沢床固工より下流部の計画諸元は、鬼怒川との合流点処理の計画諸元を得て決まるべきものであり、別途検討を必要とし、本実験では検討していない。なお、本実験は昭和51年度に芹沼床固工より開進橋付近まで、昭和52年度に開進橋付近より関の沢床固工間について実施している。

第1章では、①現地調査及び現況実験の結果から、流線の変動、河床変動、過去の氾濫発生点や氾濫源等を調べ問題点を整理し、大谷川はどのような対策が必要となるかを検討した。②また、昭和41年9月に発生した台風26号の出水時の洪水痕跡水位調査<sup>1)</sup>や台風26号発生前後(S40年5月とS41年11月)の空中写真より流線の変動状況と実験結果との相似性について検討をおこなっている。③法線形状、断面形状、計画勾配、床固工間隔、床固工の前庭保護等について、現地資料や流路工計画に関する文献資料から大谷川流路工計画に対して検討を加えている。

第2章では、計画した流路工の設計諸元に対する妥当性を水理模型実験から検討している。実験から検討した主な内容は①計画法線形状の問題点はなにか。②床固工によって、流路内に形成する砂礫堆の影響によって生じる流況の乱れを防止できるか、その間隔はどの程度か、床固工の袖部(水制工)が流況に与える影響③床固工によって規制する河床勾配の相違が流況や河床変動に与える影響④望ましい床固工の形状等々についてである。

なお、表-14に大谷川流路工計画距離と旧K標との関係を示しているが、本文では旧K標を使用している。

昭和53年10月31日

建設省土木研究所篠崎試験所

研 究 員    阿    部    宗    平  
                  上    原    信    司

# 目 次

## まえがき

|                             |    |
|-----------------------------|----|
| 第1章 大谷川流路工計画の概要 .....       | 1  |
| 1-1 流域の概要 .....             | 1  |
| 1-2 現状河道に対する問題点と対策 .....    | 1  |
| 1-2-1 河道調査からの検討 .....       | 1  |
| 1-2-2 現況実験からの検討 .....       | 3  |
| 1-2-3 大谷川はどのような対策が必要か ..... | 12 |
| 1-3 流路工計画の考え方 .....         | 13 |
| 1-3-1 計画洪水流量 .....          | 13 |
| 1-3-2 流砂量 .....             | 14 |
| 1-3-3 河床材料 .....            | 15 |
| 1-3-4 流路幅の想定 .....          | 15 |
| 1-3-5 法線計画 .....            | 16 |
| 1-3-6 護岸高 .....             | 18 |
| 1-3-7 床固工の計画勾配 .....        | 19 |
| 1-3-8 床固工間隔 .....           | 19 |
| 1-3-9 床固工及び護岸工の基礎 .....     | 20 |
| 1-3-10 前庭保護工 .....          | 21 |
| 第2章 実 験 .....               | 45 |
| 2-1 実験目的 .....              | 45 |
| 2-2 模型概要 .....              | 45 |
| 2-3 実験方法 .....              | 47 |
| 2-4 実験ケース .....             | 47 |
| 第3章 流路工計画の実験的検討 .....       | 53 |
| 3-1 法線形状の検討 .....           | 53 |
| 3-2 床固工の検討 .....            | 61 |
| 3-2-1 床固工間隔 .....           | 61 |
| 3-2-2 水制工の検討 .....          | 65 |
| 3-2-3 床固工の形状の検討 .....       | 65 |
| 3-2-4 床固工の方向 .....          | 84 |

|                            |     |
|----------------------------|-----|
| 3-2-5 床固工の基礎根入れと前庭保護 ..... | 85  |
| 3-3 護岸高と護岸基礎 .....         | 86  |
| 3-3-1 護岸高 .....            | 86  |
| 3-3-2 護岸基礎 .....           | 86  |
| 3-4 開進橋の橋脚基礎について .....     | 87  |
| ま と め .....                | 130 |
| あ と が き .....              | 134 |
| 参 考 文 献 .....              | 135 |

## 表 目 次

|             |                           |     |
|-------------|---------------------------|-----|
| 表一 1        | 洪水痕跡水位と実験値の比較 .....       | 4   |
| 表一 2        | 土砂収支の比較 .....             | 5   |
| 表一 3        | 給砂量と流出土砂量との関係 .....       | 12  |
| 表一 4        | 超過確率毎の降雨量と流出流量関係表 .....   | 14  |
| 表一 5-1      | 弯曲部の諸元 .....              | 17  |
| 表一 5-2      | 2つの曲線間の直線距離 .....         | 17  |
| 表一 6        | 護岸の余裕高 .....              | 19  |
| 表一 7-1      | 床固工間隔 .....               | 20  |
| 表一 7-2      | 床固工間隔 .....               | 20  |
| 表一 8-1      | ランド式による水たたき工の長さ .....     | 22  |
| 表一 8-2      | 強制シルを設けた場合の水たたき工の長さ ..... | 22  |
| 表一 9        | 諸物理量縮尺比率表 .....           | 46  |
| 表一 10-1 ~ 2 | 実験ケースの内容 .....            | 48  |
| 表一 11       | 給砂量及び流出土砂量の比較 .....       | 53  |
| 表一 12       | 給砂量と流出土砂量との関係 .....       | 61  |
| 表一 13       | 給砂量と流出土砂量との関係 .....       | 63  |
| 表一 14       | 床固工間隔 .....               | 131 |
| 表一 15       | 大谷川流路工計画距離と旧K標との関係 .....  | 133 |

## 目 次

|             |                                   |       |
|-------------|-----------------------------------|-------|
| 図一 1        | 流域概要図 .....                       | 23    |
| 図一 2        | 洪水痕跡水位と地盤高との関係 .....              | 24    |
| 図一 3        | 平均河床変動高の縦断的变化 (S 33 ~ 41 年) ..... | 24    |
| 図一 4        | 41 年を基準とした各年の平均河床の変化 .....        | 25    |
| 図一 5—1 ~ 2  | 最低河床高の変化 .....                    | 25・26 |
| 図一 6        | 最高河床高と溪岸高との関係 .....               | 26    |
| 図一 7        | 洪水波形 .....                        | 27    |
| 図一 8        | 大谷川流域 100 年超過確率日降雨量に対する流出波形 ..... | 27    |
| 図一 9        | 流線比較解析図 .....                     | 29    |
| 図一 10       | 洪水波形 .....                        | 31    |
| 図一 11       | 平均河床の縦断的变化高 .....                 | 31    |
| 図一 12       | 洗掘、堆積平面図 .....                    | 33    |
| 図一 13—1     | 流線と砂堆の変動状況 .....                  | 35    |
| 図一 13—2     | 流況観察記録図 .....                     | 36    |
| 図一 14       | 流線比較検討図 .....                     | 37    |
| 図一 15       | 河床変動図 .....                       | 39    |
| 図一 16       | 実験使用砂粒度曲線図 .....                  | 39    |
| 図一 17       | 安定河道設計のための河幅 (案) .....            | 40    |
| 図一 18       | 反曲線部の法線 .....                     | 40    |
| 図一 19—1     | 上流部平面形状 .....                     | 41    |
| 図一 19—2     | 下流部平面形状 .....                     | 41    |
| 図一 20—1     | 上流部縦断形状 .....                     | 43    |
| 図一 20—2     | 下流部縦断形状 .....                     | 43    |
| 図一 21—1 ~ 2 | 模型取入区域平面図 .....                   | 51    |
| 図一 22—1 ~ 5 | 流線と砂礫堆の変動状況 .....                 | 93    |
| 図一 23       | 砂礫堆の形状と床固工位置との関係 .....            | 97    |
| 図一 24—1 ~ 8 | 洗掘、堆積平面図 .....                    | 99    |
| 図一 25—1 ~ 4 | 砂礫堆の平面形状 .....                    | 107   |
| 図一 26       | 砂礫堆の高さ .....                      | 111   |
| 図一 27       | 流線と砂礫堆の変動状況 .....                 | 113   |
| 図一 28—1 ~ 2 | 河床変動量縦断図 .....                    | 115   |
| 図一 29       | 本副床固工間平面図 .....                   | 115   |

|          |                   |     |
|----------|-------------------|-----|
| 図-30-1～4 | 横工袖の影響による水位の時間的变化 | 116 |
| 図-31     | 床固間河床変動縦断比較図      | 120 |
| 図-32     | 河床変動縦断図           | 121 |
| 図-33     | 床固工基礎の検討          | 122 |
| 図-34     | 計画護岸高と最高水位との関係    | 123 |
| 図-35     | 計画護岸高と最高水位との関係    | 124 |
| 図-36     | 護岸基礎高の検討          | 125 |
| 図-37     | 護岸基礎高の検討          | 126 |
| 図-38-1～2 | 水位及び河床高の時間的变化     | 127 |
| 図-39     | 床固工詳細図            | 129 |

## 第1章 大谷川流路工計画の概要

### 1-1 流域の概要<sup>2)</sup>

大谷川本川は華嚴の滝壺に源を発し、日光市及び今市市の中核部を流れて鬼怒川に合流する。流路延長は29kmで、流域面積は中禅寺以奥を除いて125.5 km<sup>2</sup>である。水源山地には日光火山帯より発する数個の荒廃溪流を包含し、河床勾配は急で華嚴の滝より馬返しに至る間は狭谷となり河道は大転石を累積し両岸は侵蝕崩壊され、常に岩石の落下をみる。華嚴峡谷から清流、白崖に至る5 km区間は河幅広く300 mに達する箇所もあり、土砂堆積による流水の乱流が甚だしい。これより下流3 km区間は再び峡谷となって流下し稲荷川と合流する。稲荷川合流点付近より次第に河幅は拡大し、今市市大谷橋に至る区間は最も河幅が広がっている。その後、9 km流れて鬼怒川に合流する。この間堆積土砂区域は乱流が甚だしく、洪水時には溪岸を削り道路を破壊し、沿岸住民の脅威であるばかりでなく、甚大な堆積土砂の下流部への流送は治水上の見地よりしてもなおざりし難いものがあるといわれている。このような背景の基に、昭和50年現在芹沼床固工より上流に流路工事が進められてきた。しかし、これより下流は、昭和41年に発生した台風26号等によって被害を受けた場所等に栃木県による災害復旧工事が施されている程度であり、なお、洪水氾濫等による災害に対する危険度の高い場所が存在しており、流路工計画の策定が望まれている。

### 1-2 現状河道に対する問題点と対策

#### 1-2-1 河道調査からの検討

1) 大谷川河道変動調査報告書<sup>1)</sup>に昭和41年9月に発生した台風26号による開進橋より上流で実施した洪水痕跡調査結果が整理されている。この調査結果を基に痕跡水位と溪岸地盤高との関係を縦断的に示したのが図-2である。図-2で左岸の7.0 K～5.2 K間は、溪岸地盤高と洪水水位との差が大きく、洪水氾濫に対して比較的安全度の高い区間だと推定できるが、その他の区間は差が小さい。特に4.6 K～4.8 K間の右岸及び3.4 Kの左岸は溪岸地盤高より洪水水位が高く、洪水氾濫に対する危険度が高い場所だと推定される。

2) 大谷川流域河床変動調査報告書<sup>3)</sup>で低位流路の経年変化状況（S22年、39年、41年、46年撮影の空中写真より解析）を述べている。この調査結果と現地調査から特徴的な内容を整理すると次のようである。

① 水衝部となるのは7.6 Kの左岸、7.0 K～7.4 Kの右岸、5.6 Kの右岸、4.8 Kの左岸等である。実際にこれらの水衝部は護岸工が設けられているが、護岸が破壊されたりあるいは溪岸がえぐりとりられており、昔から流水の乱流、偏流による災害との闘いの場であったことを物語っている。

② 開進橋から2.2 K付近間の現流路は、ほぼ25 mの幅で左岸の溪岸寄りに固定されており、狭窄部と称されている区間である。現地調査によれば同区間の段丘崖に阻まれる右岸は現在、松や雑木等の植生が侵入しているが、随所に洪水流路が存在しており、洪水流路にあたる場所は植生が存在せず、荒地のまま放置されている。また、昭和41年の空中写真から台風26号による出水で扇面上に流水が冠水した形跡が認められ、洪水時に氾濫源となる場所である。

③ 2.2 K～2.0 K間の右岸、2.2 Kの左岸、1.8 K～1.6 Kの左岸、1.4 K～1.2 Kの右岸、1.0 K

～ 0.8 K の左岸等に流水が集中している。現地河道でこれらの流水が集中する場所は溪岸がえぐりとられたり、氾濫を防止するような形で護岸工が施されている。

④ 0.8 K 付近より下流合流点にかけての左岸は現在、堤内地となっている場所に、S 22 年、39 年、46 年に流水が流入しており、洪水氾濫に対する危険度が高いことが推定される。

3) 大谷川下流河床調査業務委託報告書<sup>4)</sup>によって、昭和33年～41年に亘る平均河床高の測定結果の資料整理一覧表から、最大変動、最大堆積、最大洗掘の縦断的变化を図-3で示している。ここで、最大変動とは調査期間のなかで平均河床高の最大を示すときの標高から最小を示すときの標高を引いた値である。また、最大堆積は調査期間のなかで平均河床高の最大を示すときの標高から、昭和41年を基準年度として、このときの河床標高を引いた値である。最大洗掘とは、調査期間のなかで、平均河床高の最小を示すときの標高から昭和41年の河床標高を引いた値である。

① 図-3で、9.0 K～8.4 K、6.8 K～5.2 K、1.8 K～1.4 K間で河床の変動が大きい。この河床変動の大きい区間の最大堆積、最大洗掘をみると、5.8 Kより上流部に土砂が堆積し、5.8 K～5.2 K間は河床が洗掘されやすい区間であることが推定できる。また、1.8 K～1.4 K間での最大洗掘深が大きい。5.2 K～1.8 K間は他にくらべて比較的河床は安定しているようである。

② 図-4は、昭和41年を基準として6.6 K～3.8 K断面における各年の平均河床の経年変化を比較したものである。6.6 K及び6.0 Kの河幅の広い区間は、徐々に河床が低下する傾向を示していることから土砂の自然調節がおこなわれていると推定される区間であり、実際に後述する実験No.2の現況実験(図-7に示すピーク流量1200 m<sup>3</sup>/secとする波形流量)の結果によれば同区間での土砂堆積が大きい。5.6 Kより下流部で河幅が狭い5.0 Kで昭和37年に河床が低下し4.4 Kで堆積していることを除けば、比較的河床は安定しているようである。①と②のことから大谷川流路工を計画する際に、5.6 Kより上流部の流路幅を現河道より著しく狭めない方がよいと考えられる。

4) 図-5は、昭和40年と41年(9月26日台風26号発生)の最低河床高の縦断的变化を示している。台風26号発生以前の河床に比べて台風発生後の河床は総じて低下しており、特に、開進橋直下流で現在流路幅が狭められている3.0 K～1.8 K間での河床低下が大きい。

5) 図-6は、昭和41年における最高河床高と溪岸高との関係を示している。図-6で1.2 K地点が天井川への移行点となっているほか、2.4 K～2.6 K間の左右岸で比高が小さく、洪水時に氾濫発生点となる危険がある場所である。

6) 大谷川下流河床調査業務委託報告書<sup>4)</sup>によれば、S 41 年 9 月 26 日に発生した台風26号の出水により、「荆沢第4床固付近から町谷床固、開進橋にかけての同川の左岸、右岸にわたって堤防を決壊し、道路、農地を押し流したと思われる。決壊→氾濫は(中略)急激に増加した水量に上流より流下した土砂、流木等の衝撃も加わり、一気に生じたものとみられる。(中略)町谷床固付近においては、激流にえぐりとられた兩岸がそのまま地肌をみせている。」と出水状況を述べている。

7) S 41 年の空中写真や現地での面接調査<sup>5)</sup>によれば、開進橋付近の左岸や開進橋から2.2 K間の右岸で段丘崖に囲まれる扇面、および天井川への移行点1.2 K地点から下流部の左右岸が氾濫源となってい

る。

#### 1-2-2 現況実験からの検討

模型や実験内容及び実験方法については具体的に第2章で述べるが、昭和41年に発生した台風26号による出水が計画洪水(100年確率流量)に近い流量であり、既応最大流量であることや、台風26号による出水前後の空中写真が撮影されていること(流路変動の比較が可能)や、台風26号における洪水痕跡調査が実施されており実験での測定水位との検証等相似性の検討が可能となること、建設省日光砂防工事々務所の調査結果によれば、昭和40年度以降に新設した主な河道工作物は農免道路橋程度であること等から、昭和40年の河道状態を縦、横とも縮尺1/70の大きさに模型化し、芹沼床固工より開進橋間はピーク流量1200  $\text{m}^3/\text{sec}$  とする図-7に示す洪水波形と計画洪水流量1300  $\text{m}^3/\text{sec}$  とする図-10に示す洪水波形を、また、開進橋より関の沢床固工間はピーク流量1350  $\text{m}^3/\text{sec}$  とする図-8に示す洪水波形を与えた場合にどのような問題が生じるかを検討している。

##### 1) 相似性について

###### ① 流路変動の比較

図-9は、台風26号後に撮影(昭和41年9月)した空中写真の低位流路と実験No.1(台風26号時の図-7に示した洪水波形、台風26号前の河道)から減水時における流路とを比較したものである。同図で示すように、流水の蛇行状況、水衝部となる地点は比較的良好に一致しているようである。同図によって水衝部となる主な地点をあげると、7.4 K 右岸、6.6 K 左岸、5.4 K 右岸、4.8 K 左岸、4.6 K 右岸、4.2 K 左岸、3.8 K 右岸、3.2 K 右岸等である。これらの水衝部地点には、災害復旧工事で護岸が施工されている。ただし、7.8 K ~ 7.4 K 間で流路があいにくい。

###### ② 洪水痕跡と測定水位との関係

表-1で台風26号による洪水痕跡調査結果<sup>8)</sup>と実験値とを比較した。実験値は次のようにして求めた。

まず、流量は図-7で示した台風26号時の洪水波形を与えた。このときの各断面での水位を測定するために、左右岸のK標杭から模型値で10cm河道に入った位置に水位標を設置した。これに、台風26号の痕跡水位を示しておき、この水位と実験値とがどの程度一致するかを調べた。ただし、実験値は流況の流れにより模型値で2mm程度の上下変動があるので、測定した値の平均値と洪水痕跡水位とを比較している。洪水痕跡水位と実験値との差が模型値で2mm以下○印で、2mm~5mmを△印で、5mm~10mmを×印で10mm以上の差がある測定を※印で表示した。洪水痕跡水位と実験値が比較的良好に一致する区間は3.8 K ~ 4.4 K 及び 6.8 K ~ 7.8 K 区間である。しかし、5.8 K ~ 6.4 K 区間では一致しにくい。

##### 2) 芹沼床固工より開進橋付近

① 図-10に示すピーク流量1300  $\text{m}^3/\text{sec}$  とする波形流量に対しての各々の流況を写真-1で示した。

イ) 芹沼床固工を流下した流水は、7.5 K 付近で弯曲する法線形の影響を受けて6.4 K 付近まで直進する。これより下流の水衝部地点は、流量200  $\text{m}^3/\text{sec}$  ~ 600  $\text{m}^3/\text{sec}$  の場合に4.5 K 左岸、4.0 K

表-1 洪水痕跡水位と実験値の比較

ケースNo.1

| 断面<br>K 標       | 昭和41年9月26号台風痕跡水位の比較 |        |        |        | 備 考                                                                |
|-----------------|---------------------|--------|--------|--------|--------------------------------------------------------------------|
|                 | 左岸 実測値              | 右岸 実測値 | 左岸 実験値 | 右岸 実験値 |                                                                    |
| 30 <sup>k</sup> | 307.16              | 306.23 | ※      | ※      | <p>○：水位差が2mm以下</p> <p>△： " 5～10mm</p> <p>※： " 10mm以上<br/>(模型値)</p> |
| 32              | 310.01              | 308.87 | ○      | △      |                                                                    |
| 34              | 311.97              | 311.61 | ×      | △      |                                                                    |
| 36              | 314.03              | 314.97 | △      | ○      |                                                                    |
| 38              | 316.93              | 317.51 | ○      | ○      |                                                                    |
| 40              | 319.32              | 318.51 | ○      | ×      |                                                                    |
| 42              | 322.08              | 322.21 | ○      | ○      |                                                                    |
| 44              | 325.30              | 324.61 | ○      | ○      |                                                                    |
| 46              | 327.71              | 326.51 | ×      | ○      |                                                                    |
| 48              | 330.34              | 329.71 | ×      | ※      |                                                                    |
| 50              | 331.73              | 330.02 | ×      | —      |                                                                    |
| 52              | 334.01              | 333.15 | ○      | ×      |                                                                    |
| 54              | 335.75              | —      | △      | —      |                                                                    |
| 56              | 338.54              | 339.15 | ○      | △      |                                                                    |
| 58              | 341.85              | 341.02 | ×      | ※      |                                                                    |
| 60              | 346.10              | —      | ※      | —      |                                                                    |
| 62              | 348.19              | —      | ※      | —      |                                                                    |
| 64              | 348.84              | —      | △      | —      |                                                                    |
| 66              | —                   | —      | —      | —      |                                                                    |
| 68              | 358.99              | —      | ○      | —      |                                                                    |
| 70              | 357.92              | —      | ○      | —      |                                                                    |
| 72              | 360.71              | 361.00 | ○      | ×      |                                                                    |
| 74              | 363.79              | 364.35 | ○      | ○      |                                                                    |
| 76              | 367.36              | 368.30 | ○      | ○      |                                                                    |
| 78              | 369.90              | 370.15 | ○      | ○      |                                                                    |
| 80              | 373.25              | 374.30 | ×      | ○      |                                                                    |

右岸、3.6 K 左岸であり、流量 1300 m<sup>3</sup>/sec の場合に 5.2 K ～ 5.3 K の右岸、4.8 K 左岸、3.9 K 右岸等である。現地河道におけるこれらの水衝部は、護岸工を施して溪岸侵食を防止しようとしているが、水当りの強い箇所は護岸が欠壊したり溪岸がえぐりとられている。

ロ) 観光牧場として利用されている 6.8 K ～ 5.8 K 間の右岸は、流水が冠水し土砂が堆積するほか、3.6 K 付近の左岸で溪岸上に土砂が堆積し背後地の水田を危険にしたり、その下流で流路幅が狭まり水位が上昇して開進橋橋脚上を約 0.7 m 程度せきあげる等の問題が生じている。

② 図-11は、昭和40年における現状河道の実験No.2(図-7に示すピーク流量 1200 m<sup>3</sup>/sec とする洪水波形)と芹沼床固工から上流部の流路工工事が完成した状態の実験No.4(図-10に示すピーク流量 1300 m<sup>3</sup>/sec とする洪水波形)との平均河床変化高の縦断的变化を比較したものである。洪水波形流量の相違による影響も考えられるが、実験No.2の場合に 6.8 K ～ 5.4 K 間上に土砂が堆積し、これより下流で河床が低下する傾向を示している。これに対して芹沼床固工から上流に流路工が施工された状態では、この流路工内に土砂が堆積するようになり、芹沼床固工より下流は河床低下の傾向を示している。

③ 表-2で実験No.2とNo.4の土砂収支を比較した。実験No.2の場合に 6.8 K ～ 5.4 K 間で堆積した土砂量は、給砂量と 6.8 K より上流の洗掘土砂量を合せた全量の約 94.7%となっている。

表-2 土砂収支の比較

| ケース<br>No. | 給 砂 量                                             | 8.2 K<br>～ 6.8 K         | 6.8 K<br>～ 5.4 K          | 5.4 K<br>～ 3.0 K         | 沈 砂 池<br>堆 砂 量           |
|------------|---------------------------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 2          | 万 m <sup>3</sup><br>15.1                          | 万 m <sup>3</sup><br>-5.6 | 万 m <sup>3</sup><br>+19.6 | 万 m <sup>3</sup><br>-8.7 | 万 m <sup>3</sup><br>+8.9 |
| 4          | 7.2万m <sup>3</sup> の内 8.2Kより<br>下流に流下した土砂は 0.17 % | 流路工内<br>-0.8             | - 7.0                     | -5.4                     | +9.7                     |

図-3によって河床変動状況をみても、やはり同区間での河床上昇が著しい。これに対して芹沼床固工から上流部の流路工が施工された状態の実験No.4の場合は、8.2 Kの今市下流第4床固工の上流に給砂量の97.6%が堆積して、これより下流は洗掘傾向を示している。

### 3) 今市上流第1床固工から芹沼床固工間(既設流路工)の問題点

- ① 計画洪水流量(1300 m<sup>3</sup>/sec)を流下させた場合に落差工の袖部が流水をせり上げて水位を上昇させるために護岸高に余裕がなくなる。特に前新田床固工の左岸は、写真-2で示すように周期的に床固工直上流で護岸越水する場合がある。
- ② 写真-2で床固工袖部を越流している状況を示しているが、高水袖直下での前庭部の保護を施した方が安全である。
- ③ 写真-3は落差工前庭部の洗掘状況を示している。落差工は複断面形状に施工されており、流水が集中する低水路の前庭部での洗掘が著しい。

写真 1 - (1)  $200 \text{ m}^3/\text{sec}$  時の流況

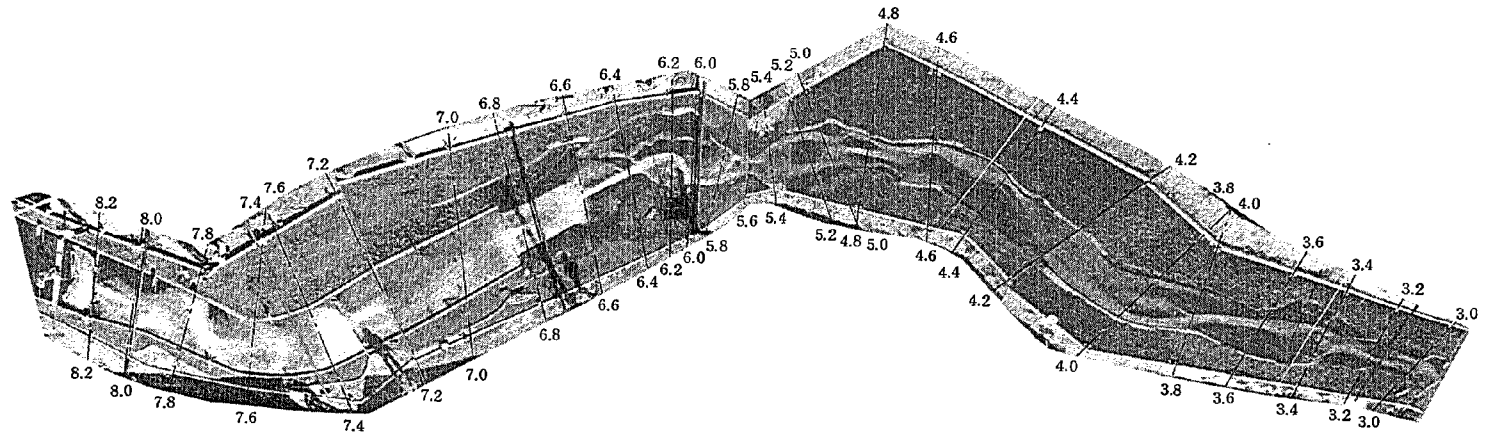


写真 1 - (2)  $600 \text{ m}^3/\text{sec}$  時の流況

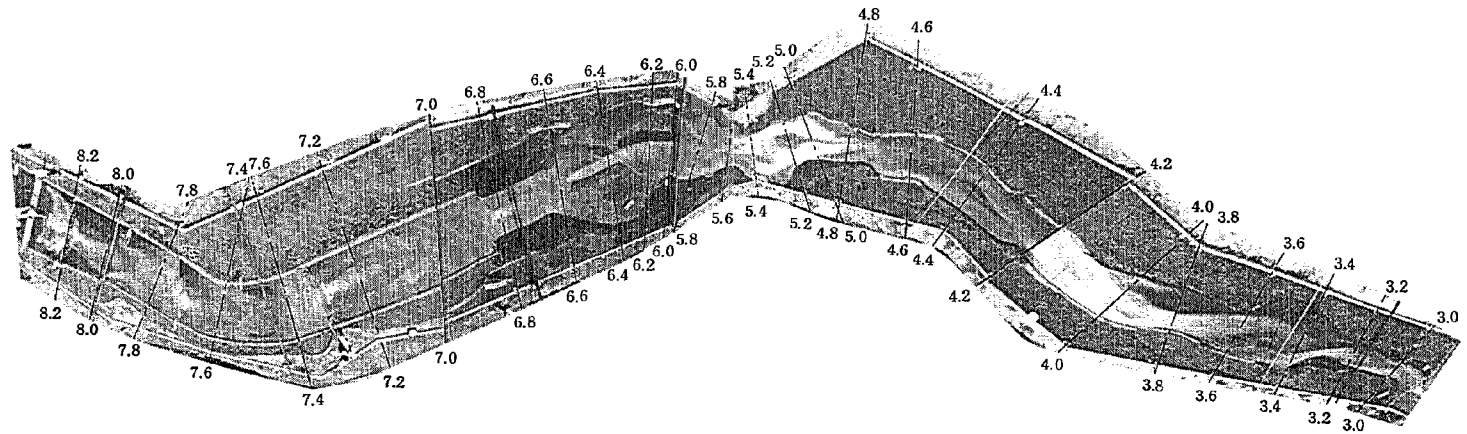


写真 - 1 実験 No. 4 の流況 (流量; 洪水波形、給砂量; 平衡)

写真 1 - (3) 1300 m<sup>3</sup>/sec 時の流況

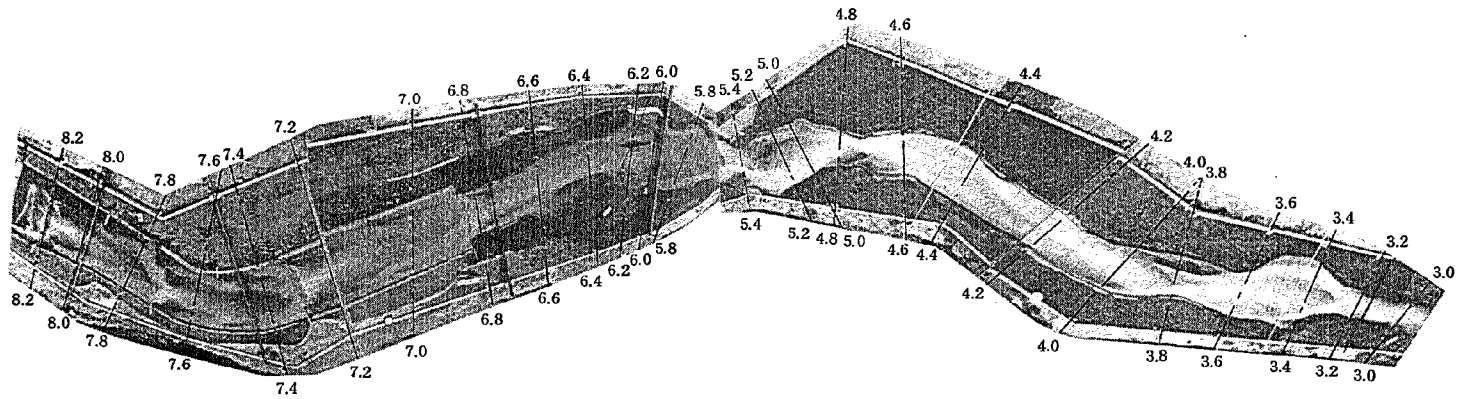


写真 1 - (4) 200 m<sup>3</sup>/sec 時の流況

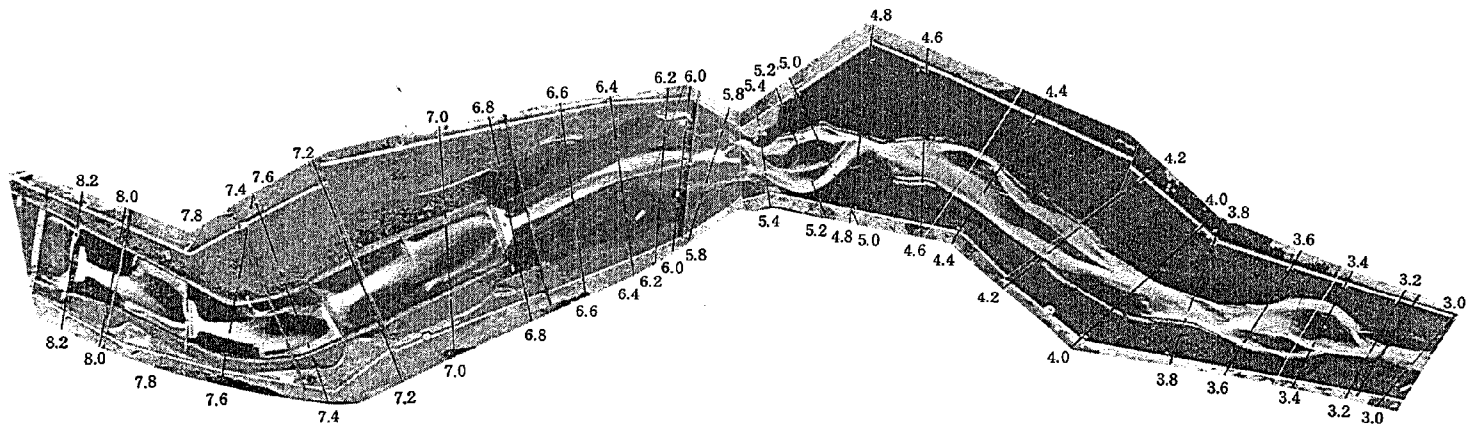
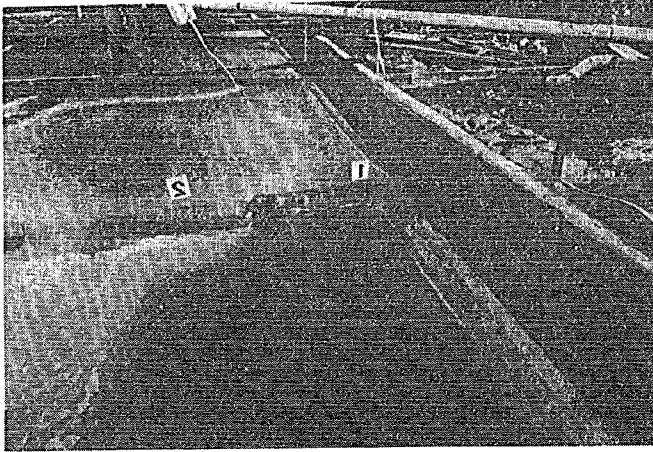
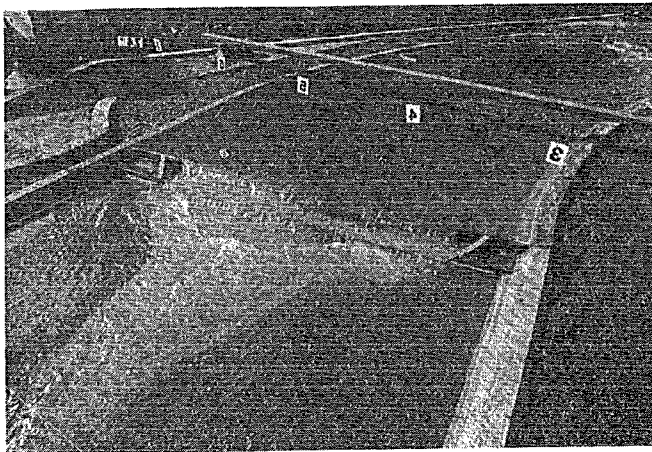


写真 - 1 実験No 4 の流況 (流量; 洪水波形、給砂量; 平衡)



写真－２  
前新田床固工  
周辺の流況

〔注〕開進橋より上流の模型は裏返し（左右逆）に製作している。流況を実際河川と同じに示すため写真ネガを裏返しにして焼付ている。  
（以下同じ）



写真－３  
落差工前庭部の  
洗掘状況

#### 4) 開進橋から関の沢床固工付近

① 昭和40年の河道状況の基に、図－8に示す洪水波形（開進橋を基準点とし、ピーク流量  $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$ ）の出水があった場合にどのような問題が生じるかを検討した。

イ) 開進橋直上流の3.2 K 付近の左岸から溪岸越水し、道路や田畑を冠水する。この溪岸越水は計画洪水量の  $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$  時に発生しており  $700 \text{ m}^3/\text{sec}$  時には溪岸越水が生じていない。また、被災区域は1.2 K より下流部に比べて狭い。（写真－4－4）

② 2.8 K 付近より2.0 K 間の右岸で現在松や雑木等の植生が侵入している扇面上は、洪水流路が存在しており氾濫点となっていることが現地調査等の結果から確かめられているが、小洪水流量（200

写真 4 - (1) 200 m<sup>3</sup>/sec 時の流況

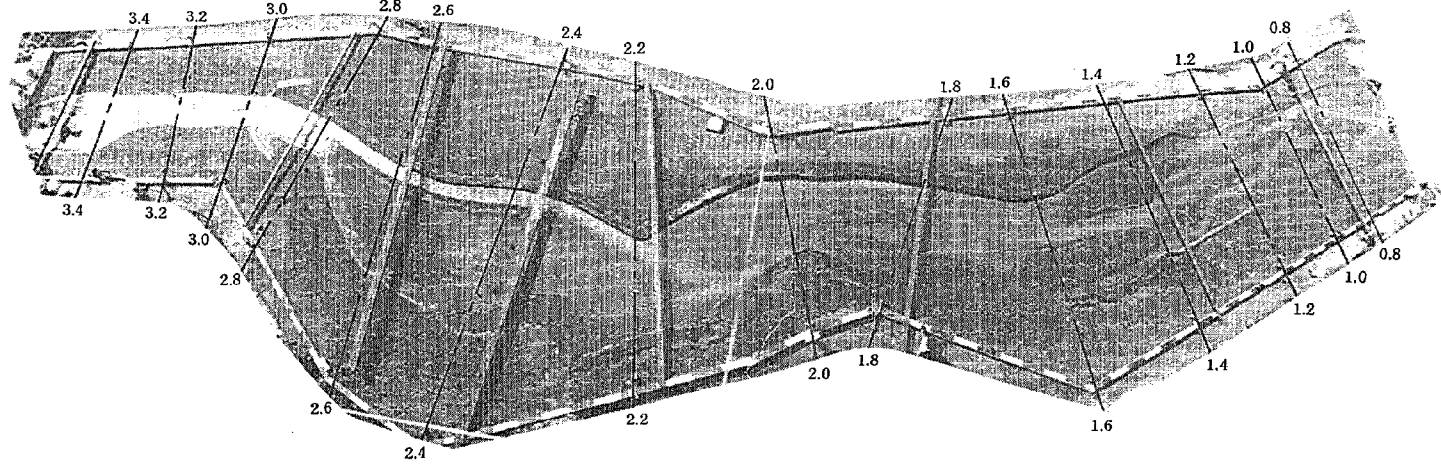


写真 4 - (2) 600 m<sup>3</sup>/sec 時の流況

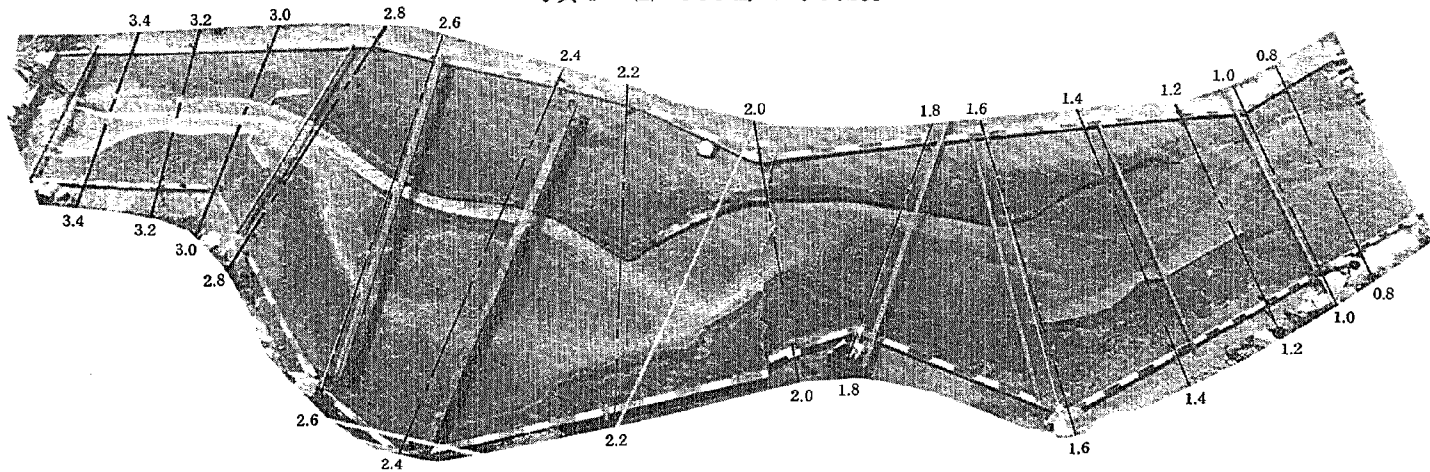


写真 - 4 実験 No. 14 の流量 (流量 ; 洪水波形、給砂量 ; 平衡)

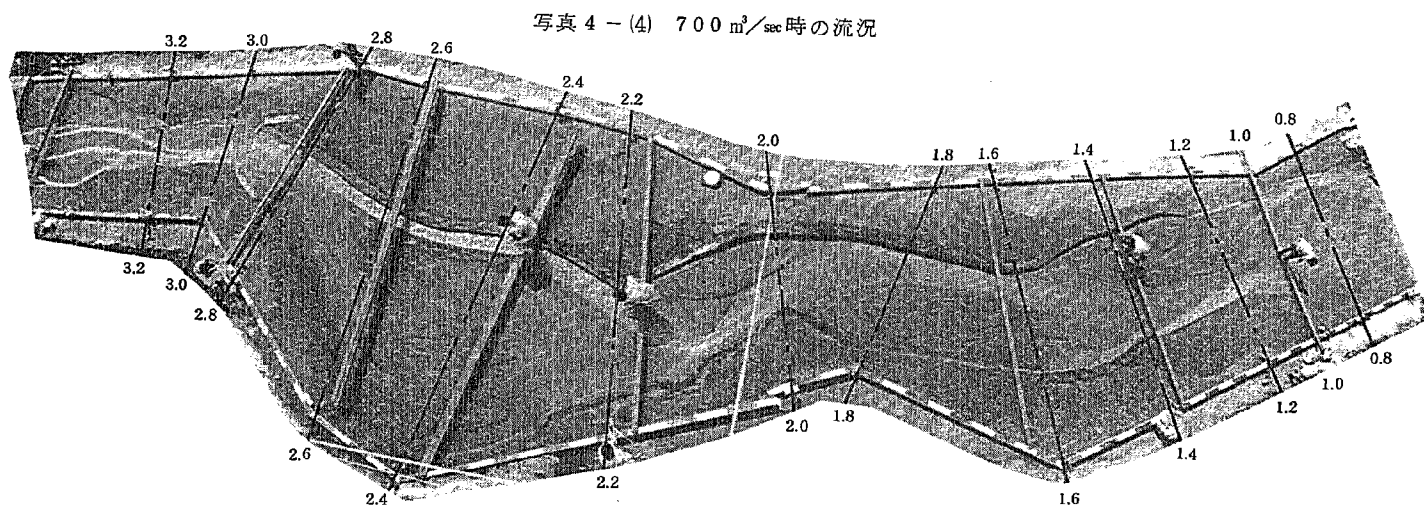
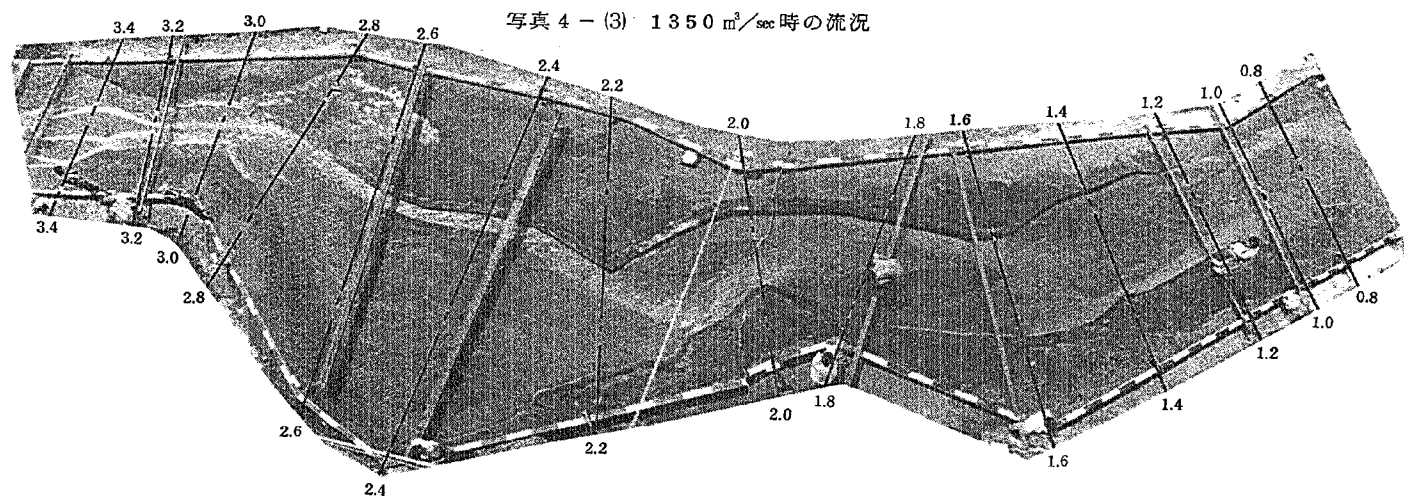


写真-4 実験No.14の流量（流量；洪水波形、給砂量；平衡）

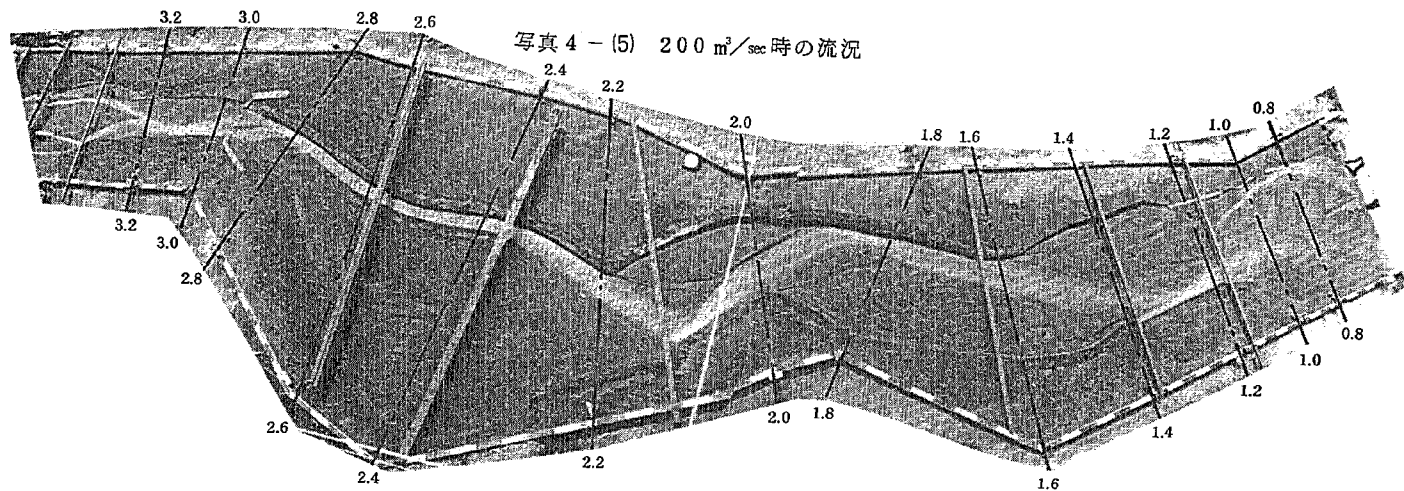


写真-4 実験No. 14の流量(流量;洪水波形、給砂量;平衡)

m<sup>3</sup>/sec)においても流水の一部は旧洪水流路に流入する(写真-4-1)。計画洪水流量の1350m<sup>3</sup>/sec時には、段丘が存在する場所までの全断面が氾濫源となる(写真-4-4)。しかし、主流水は現流路に沿って流下しており氾濫区域が土砂生産源となることはない。(図-12)

③ 図-13-(1)に各流量毎の主流線を比較しているが、流量の大小に大きな影響を受けることなく28K～2.2K間の現流路に集中して流下する流水が2.1K～2.0K間の右岸に当たり、これより単列蛇行して1.9K～1.6Kの左岸、1.45K～1.2Kの右岸、1.0K～0.8Kの左岸等を水衝部として流下する。

図-13-(2)で、局所洗掘、流速等の測定結果を位置、時刻を明記して整理しているが、計画洪水流量1350 m<sup>3</sup>/sec時に水衝部では5～8 m/secの高流速が生じている。また、図-14で昭和41年9月に発生した台風26号後(41年11月)に撮影した空中写真による流線と実験で、ピーク流量後の200m<sup>3</sup>/sec時における流線とを比較しているが、水衝部等蛇行状況は比較的良好に一致している。

④ 図-12で示すように流水が集中するところで河床洗掘が生じており、土砂生産源となっている。

⑤ 表-3は、給砂量と流出土砂量(沈砂池に流出した総量)との関係を示しているが、給砂量の約51.5%が河道内に堆積していることになる。

表-3 給砂量と流出土砂量との関係

| 実験ケース | 給砂量(A)                   | 流砂土砂量(B)                 | B/A   | 変動量                       |
|-------|--------------------------|--------------------------|-------|---------------------------|
| 14    | m <sup>3</sup><br>59.353 | m <sup>3</sup><br>28.812 | 0.485 | m <sup>3</sup><br>+30.541 |

⑥ 図-15は、実験終了後に各々の断面の横断測量をおこない、各断面間の河床変動量を求めて縦断的に示している。図-15で2.0Kより上流が洗掘で、これより下流が堆積区間である。特に河床洗掘が著しいのは3.4K～2.6K間である。土砂堆積は1.0Kより下流で著しく洪水氾濫を助長する結果となる。

#### 1-2-3 大谷川はどのような対策が必要か

##### 1) 芹沼床固工から開進橋付近

① 流水が乱流、蛇行し、水衝部(5.8K～5.2K間の右岸、4.8Kの左岸、3.6Kの左岸、3.2Kの右岸、3.0Kの左右岸等)では溪岸がえぐりとりられたり護岸が破壊されたりしているので、流水の乱流防止対策が必要となる。

② 4.8K～4.6K間の右岸、3.4Kの左岸等、洪水氾濫に対する危険度の高い場所が存在している。氾濫を防止するために流路幅、護岸高、河床高等の検討が必要となる。

③ 5.6K付近を境に、これより下流で川幅が狭くなる。昭和33年～41年間の河床変動調査結果や現況実験の結果によれば、川幅の広い5.8Kより上流は土砂の堆積区間であり、6.6K～6.0K間は土砂の自然調節がおこなわれている区間であることが推定されるので、5.6Kから上流部の流路幅を著しく狭めないように計画することが得策だと考えられる。

④ 芹沼床固工より上流の流路工工事が完成した状態で洪水が発生した場合、芹沼床固工から下流部で洗掘傾向を示す。現状河道(S40年)においても5.4K付近から下流の河床は洗掘される傾向を示している。鬼怒川本川との直上流部は天井川となる地点が存在しており、河道が土砂生産源となることは洪水氾濫に対する危険度を高めることになるから、河床低下防止対策が必要となる。

## 2) 開進橋から関の沢床固工付近

① 流水が単列蛇行して溪岸を侵食したり、河床洗掘を生じさせ、下流部で土砂堆積による氾濫が発生する危険がある。流水が単列蛇行するのは、開進橋から下流2.4K間で狭窄部と称されている現流路に沿って流下した流水が2.1K～2.0Kの右岸に集中し、同区間で河道内に突出する溪岸の地形的要因により、流水が1.9K～1.6Kの左岸に導流されることに一因があると考えられるので、2.1K～2.0K間の右岸への流水の集中力を弱め、同区間で河道内に突出した溪岸地形による影響をなくすような対策が必要となる。

② 開進橋直上流の3.2K付近の左岸から計画洪水流量時に溪岸越水し、道路や田畑に被害を与えることが想定される。3.2K付近の河床が低下していること、流水の片寄りがないことからみて、同付近での溪岸越水は河積不足によるものと考えられるので、流路幅を拡幅する等の対策が必要となる。

③ 2.8K～2.0K間の右岸の扇面は、小洪水時においても氾濫源となる。また同区間(狭窄部)で河床洗掘が著しく、土砂の生産源となっている。

この原因は、2.8K～2.2K間での現流路幅が25m程度と極端に狭く、河積不足によるものと考えられる。また、この狭窄部に流水を集中させることは、1)項で述べたように、これより下流の流況に与える影響を強めることにもなる。従って、乱流防止、河床低下防止の上からも2.8K～2.2K間の現在の低位流路幅の拡幅が必要となるだろう。

④ 天井川となる1.2Kから下流の右岸で氾濫する。これは天井川であることのほかに、上流からの流送土砂が堆積して河床が上昇するからである。このことから大谷川は掘込み河道とし、河床高を下げることや、上流からの有害となる土砂の流送を防止する必要があると考えられる。ただし、1.2Kから下流の流路工計画諸元は鬼怒川との合流点処理の計画諸元を得て決めるべきであり、別途検討を要する。

## 1-3 流路工計画の考え方

### 1-3-1 計画洪水流量

#### 1) 既応最大洪水流量(昭和41年9月台風26号)

建設省関東地方建設局日光砂防工事々務所が調査した既応最大洪水流量は図-7に示しているように1200 m<sup>3</sup>/secである。

2) 同事務所は計画洪水流量を今市大谷橋から開進橋間について1300m<sup>3</sup>/sec、開進橋から鬼怒川合流点間を1350m<sup>3</sup>/secとしている。日光観測所における時間降雨量を用いてハイトグラフ式の算定方法から定めた今市大谷橋を基準点とした超過確率年毎の降雨量と流出流量との関係を示したのが表-4である。

表-4 超過確率年毎の降雨量と流出流量関係表

| 超過確率年 | 日 雨 量(R24) | 流 出 流 量                   | 摘 要 |
|-------|------------|---------------------------|-----|
| 2     | 1 7 1 mm   | 5 4 0 m <sup>3</sup> /sec |     |
| 3     | 2 0 3      | 6 4 5                     |     |
| 4     | 2 2 3      | 7 0 5                     |     |
| 5     | 2 3 8      | 7 7 5                     |     |
| 10    | 2 8 1      | 8 9 0                     |     |
| 20    | 3 2 2      | 1,0 2 0                   |     |
| 30    | 3 4 5      | 1,0 9 5                   |     |
| 40    | 3 6 1      | 1,1 4 5                   |     |
| 50    | 3 7 3      | 1,1 8 0                   |     |
| 60    | 3 8 3      | 1,2 1 5                   |     |
| 70    | 3 9 2      | 1,2 4 5                   |     |
| 80    | 3 9 9      | 1,2 6 5                   |     |
| 90    | 4 0 6      | 1,2 8 5                   |     |
| 100   | 4 1 1      | 1,3 0 0                   |     |

図-10に今市大谷橋を基準点とし、100年超過確率流量に対する洪水波形を、また、図-8に開進橋を基準点とし100年超過確率流量に対する洪水波形を示している。この洪水波形は貯留関数法で確率100年ハイトグラフを用いて算出されている。

### 1-3-2 流 砂 量

流路工に流入する土砂は掃流の形態であるとし、芹沼床固工から上流部の流路工が完成した状態で今市下流第2床固工を流下する流砂量を Brownの式によって算出すると次のようになる。

河床勾配  $I = 1/90$ 、流路幅  $B = 240$  m、粗度係数  $n = 0.040$  (日光砂防工事々務所の調査結果による設計値)、 $d_{50} = 11$  cmの条件でBrown式を用いると

$$\begin{aligned}
 q_B &= 10 \left\{ \frac{U_*^3}{(\sigma/\rho - 1)^2 g^2 d (1 - \lambda)} \right\} \\
 &= 10 \left\{ \frac{(g h I)^{\frac{5}{2}}}{(\sigma/\rho - 1)^2 g^2 d (1 - \lambda)} \right\} \\
 &= 10 \left\{ \frac{g^{\frac{5}{2}} (nq)^{\frac{3}{2}} I^{\frac{7}{4}}}{(\sigma/\rho - 1)^2 g^2 d (1 - \lambda)} \right\} \\
 &= 10 \left\{ \frac{g^{\frac{1}{2}} (nq)^{\frac{3}{2}} I^{\frac{7}{4}}}{(\sigma/\rho - 1)^2 d (1 - \lambda)} \right\}
 \end{aligned}$$

ここに、 $I = 1/90$ 、 $q = Q/B = 1300/240 = 5.417 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$ 、 $n = 0.040$ 、 $\sigma/\rho = 2.65$ 、 $\lambda = 0.4$   
 $d = 11 \text{ cm}$ を代入すると

$$q_B = 10 \left\{ \frac{9.8^{1/2} (0.040 \times 5.417)^{3/2} \times \left(\frac{1}{90}\right)^{1/4}}{(2.65-1)^2 \times 0.11 \times (1-0.4)} \right\} = 6.676 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$$

このことからBrown式から求められる今市下流第二床固工を流下する土砂濃度 $\alpha$ は

$$\alpha = \frac{q_B}{q} = \frac{0.007}{5.417} \div 0.13\% \text{ となる。}$$

### 1-3-3 河床材料

河床材料は図-16に示した粒度分布の混合粒径を用いた。この河床材料は、建設省日光砂防工事々務所が昭和40年～42年に亘り、測点No.9.0 K～2.0 K間で調査した粒度フルイ分試験結果から5 mm以上の粒径を対象に粒度分布曲線をえがき、この最大と最小を示す範囲のほぼ平均値となるような粒度分布を選定した。また、給砂材料は河床材料のそれと同じである。

### 1-3-4 流路幅の想定

(1) 大谷川に計画された流路幅は200～150 mである。芦田ら<sup>6)</sup>は、「河床材料及び河床勾配のいかにかわらず、流路幅と流量は $B = (3.5 \sim 7) Q^{1/2}$ の関係にあり、流路工の設計に対しても、この関係で得られるような流路幅が考慮すべき最大値であろう。」と言っている。大谷川における流路幅と流量との関係は次のようになる。

|                   | $Q = 540 \text{ m}^3/\text{sec}$ | $Q = 890 \text{ m}^3/\text{sec}$ | $Q = 1350 \text{ m}^3/\text{sec}$ |
|-------------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| $B = 3.5 Q^{1/2}$ | 81 m                             | 104 m                            | 129 m                             |
| $B = 7.0 Q^{1/2}$ | 163 m                            | 209 m                            | 257 m                             |

2) 池谷ら<sup>7)</sup>は芦田ら<sup>6)</sup>の研究と同じRegime理論から、流量に対する河幅、 $B = \alpha Q^{1/2}$ で示されるが、 $\alpha$ について計画洪水流量に対する $\alpha_1$ と最も出現頻度が多い、例えば確率1/1～1/3の流量に対する $\alpha_2$ と与える。すなわち、複断面的な河幅を提案している。この考え方に従うと大谷川の計画の河幅は次のように設定される。条件として

|               |                          |
|---------------|--------------------------|
| 流域面積 (鬼怒川合流点) | 125.5 km <sup>2</sup>    |
| 計画洪水流量        | 1350 m <sup>3</sup> /sec |

最も出現頻度が多い流量として2年確率流量の540 m<sup>3</sup>/sec、図-17から計画洪水流量に対する河幅 $B_1$ は $\alpha = 3 \sim 6$ であり、110～220 mとなる。護岸を作ることを前提とし $\alpha = 4$ と考えれば河幅 $B_1 = 147 \text{ m}$ となる。次に2年確率流量に対する河幅 $B_2$ は図-17より $\alpha = 7$ を得るから、 $B_2 = 163 \text{ m}$ となる。以上のことから、 $B_1 < B_2$ となるが、池谷ら<sup>7)</sup>の考え方に従い $B_1$ の方の値をとることとする。

3) 荆沢第2床固工～関の沢第4床固工間の計画流路幅は150～160 mであるからほぼ、芦田ら<sup>6)</sup>や池

谷ら<sup>7)</sup>の提案する流路幅となっている。芹沼床固工～荆沢床固工間の計画流路幅は180 mであり、芦田ら<sup>6)</sup>の示す範囲内であるが、池谷ら<sup>7)</sup>の考え方に従えば適用範囲外である。しかし大谷川流路工計画では、第1章の1-2で述べたように5.6 Kより上流部で現在河幅の大きい区間は土砂の自然調節区間であることが推定されるので、計画流路幅は、現河幅より狭めないようにする方が得策だと考え流路幅を180 mに計画する。

#### 1-3-5 法線計画

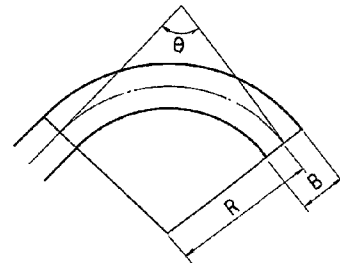
(1) 弯曲部の法線についての確立した基準はないようであるが千田<sup>8)</sup>は、法線の考え方について次のように述べている。

##### ① 曲線半径

河川の場合、曲線半径よりも曲線半径と川幅の比が大きな影響を及ぼすとして、河川計画では $R/B = 10 \sim 20$ 程度にとり、やむを得ない場合でも $R/B > 5.0$ とすることを基準に考えた方がよいと言っている。

##### ② 弯曲度

弯曲度 $\theta$ についても限界があり、河川においても $\theta > 60^\circ$ 程度を目安にする。弯曲部の水理的影響は、ほとんど $R/B$ と $\theta$ に左右され、弯曲度が $90^\circ$ をすぎるときは非常に大きな抵抗があると考えなければならないと言っている。



##### ③ 弯曲部の拡幅

弯曲部は、水位上昇や堆積が避けられないので必ず拡幅すること。拡幅は $R/B$ や $\theta$ の値によって異なる。

$R/B > 10$ 、 $\theta > 60^\circ$ の場合は10%

$R/B < 10$ 、 $\theta > 60^\circ$  または  $R/B > 10$ 、 $\theta < 60^\circ$  の場合は20%

$R/B < 10$ 、 $\theta < 60^\circ$  の場合は30%

を目安とし、川幅の3倍以上の長さで上下流に取り付けるとよいと記している。

##### ④ 反曲線部の法線

やむを得ず反曲線をとらざるを得ない場合は、図-18(1)のように反曲線を連続とせず、図-18-(2)のように、2つの曲線間にある程度の直線区間を設けるとよいと言っている。

(2) 大谷川流路工の法線形は図-19のようであり、弯曲部の諸元に対しては表-5のように計画されている。

表-5-1 弯曲部の諸元

|                 | $\theta$   | B    | R    | R/B |
|-----------------|------------|------|------|-----|
| IP <sub>2</sub> | 153°14'40" | 200m | 898m | 4.5 |
| IP <sub>3</sub> | 139°38'10" | 200  | 702  | 3.5 |
| IP <sub>4</sub> | 130°21'00" | 152  | 1153 | 7.6 |
| IP <sub>5</sub> | 151°07'00" | 152  | 633  | 4.2 |

|                 | $\theta$   | B    | R      | R/B  |
|-----------------|------------|------|--------|------|
| IP <sub>6</sub> | 148°30'58" | 150m | 800m   | 5.33 |
| IP <sub>7</sub> | 144°57'58" | 150  | 800    | 5.33 |
| IP <sub>8</sub> | 165°51'14" | 150  | 828.35 | 5.52 |

表-5-2 2つの曲線間の直線距離

|                                  | L      | B    | 6B    |
|----------------------------------|--------|------|-------|
| EC <sub>2</sub> ~BC <sub>3</sub> | 80.66m | 200m | 1200m |
| EC <sub>3</sub> ~BC <sub>4</sub> | 5.45   | 200  | 1200  |
| EC <sub>4</sub> ~BC <sub>5</sub> | 0.86   | 152  | 912   |

- ① 弯曲度 $\theta$ は130°(IP<sub>4</sub>)~166°(IP<sub>8</sub>)であり、北大が実施した弯曲部の水理実験<sup>8)</sup>によれば、この $\theta$ の値は等流状態となることが報告されている。
- ② R/Bの値はIP<sub>2</sub>、IP<sub>3</sub>、IP<sub>5</sub>で5以下であり、これらの弯曲部の法線形が流況に与える影響は大きいと考えられる。そのほかの弯曲部においてもR/B<10であり、やや小さな値である。
- ③ IP<sub>2</sub>~IP<sub>5</sub>、IP<sub>6</sub>~IP<sub>7</sub>が反曲線部である。いずれの弯曲部でも拡幅は考慮されていない。また、千田<sup>8)</sup>はやむを得ず反曲線とする場合でも反曲線を連続とせず2つの曲線間にある程度(6B)の直線区間を設けるとよいと言っているが、大谷川の場合は、IP<sub>6</sub>~IP<sub>7</sub>で直線区間がなく、IP<sub>2</sub>~IP<sub>5</sub>間においても表-5-2に示しているように直線区間は極端に短く、第1の曲線部で強制された強い水流が第2の曲線部の外縁線に激突する形となり災害の原因となりやすいことが想定される。
- ④ 芹沼床固工から開進橋間に計画した法線形は、現地資料及び現況実験の結果からみて、低水路や洪水流路を包絡するような曲線を取り入れた形状をとっているため、5.4Kの右岸、4.8K~4.2Kの左岸、3.8K~3.4Kの右岸等が水衝部となったり流水が集中する場所であることが推定される。
- ⑤ 開進橋から関の沢床固工間の現状河道で、2.4K~2.2K間の溪岸地形は2.1K~2.0K間の右岸に流水を集中させる。また2.1K~2.0K間の溪岸地形は、流水を1.9K~1.6Kの左岸に導流させる形状となっており、これより下流部の流況に悪影響を与えているので、これらの河道内に突出する溪岸は、掘削するような法線形を計画する方がよいと考えられる。

#### 1-3-6 護岸高

計画河床勾配 $I=1/110$ 、流路幅 $B=150\text{m}$ 、粗度係数 $n=0.040$ (設計値)、計画洪水流量 $Q=1350\text{m}^3/\text{sec}$ の条件で、開進橋より下流部における護岸高を検討する。

- 1) 連続式とマンニング式より、等流水深を算出すると次のようになる。

$$H = \left( \frac{nQ}{B\sqrt{I}} \right)^{3/5}$$

$$= \left( \frac{0.040 \times 1350}{150 \times 0.095} \right)^{3/5}$$

$$= 2.22 \text{ m}$$

## 2) 弯曲部の護岸高

弯曲部外側における護岸高は水位上昇分を考慮する必要がある。表-5、図-19に示す弯曲部の諸元に対するかさ上げ高Hは、グラシヨウの式によって算定すると次のようになる。

グラシヨウの式は

$$H = 23 \frac{V^2}{g} (\log R_2 - \log R_1)$$

ここで

V : 平均流速

R<sub>1</sub> : 内曲岸の半径

R<sub>2</sub> : 外曲岸の半径

g : 重力の加速度

平均流速は、マンニング式で R = h とみなすと、

$$V = \frac{1}{n} h^{2/3} I^{1/2}$$

$$= \frac{1}{0.04} \times 2.22^{2/3} \times \left( \frac{1}{110} \right)^{1/2}$$

$$= 4.03 \text{ m/sec}$$

各々の曲線部における、かさ上げ分、Hに次のようになる。

|                | B     | V      | R <sub>1</sub> | R <sub>2</sub> | H     |
|----------------|-------|--------|----------------|----------------|-------|
| I <sub>1</sub> | 150 m | 4.03 m | 725 m          | 875 m          | 0.313 |
| I <sub>2</sub> | 150   | 4.03   | 725            | 875            | 0.313 |
| I <sub>3</sub> | 150   | 4.03   | 753.35         | 903.35         | 0.301 |
| I <sub>4</sub> | 160   | 4.03   | 1120           | 1280           | 0.221 |

(3) 余裕高は、河川砂防技術基準に従い計画洪水流量 1350 m<sup>3</sup>/sec に対して 1.0 m に計画する。また、余裕高は河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位(H)に対する余裕高(ΔH)との比(ΔH/H)が表-6の値以下とならないようにすることが定められている。

表-6 護岸の余裕高

| 計画流量                        | 余裕高   |
|-----------------------------|-------|
| 200 m <sup>3</sup> /s 未満    | 0.6 m |
| 200 ~ 500 m <sup>3</sup> /s | 0.8 m |
| 500 m <sup>3</sup> /s 以上    | 1.0 m |

| 勾配             | ~1/10 | 1/10~1/30 | 1/30~1/50 | 1/50~1/70 | 1/70~1/100 | 1/100~1/200 |
|----------------|-------|-----------|-----------|-----------|------------|-------------|
| $\Delta H/H$ 値 | 0.50  | 0.40      | 0.30      | 0.25      | 0.20       | 0.10        |

河床勾配 1/110、計画洪水流量 1350 m<sup>3</sup>/sec、計画高水位 2.22 m の条件で余裕高を検討すると、表-6 から余裕高  $\Delta H = 1.0$  m であり、また計画高水位  $H$  は、2.22 m であるから  $\Delta H/H$  の値は

$$\begin{aligned}\Delta H/H &= 1.0/2.22 \\ &= 0.45\end{aligned}$$

表-6 から河床勾配 1/110 に対する下限値は 0.10、故に  $0.45 > 0.10$  となることから、計画した断面でよいことになる。

4) 大谷川の計画護岸高は 4.75 m ~ 6.55 m であり、計画洪水流量に対する等流水深に余裕高 1 m を加えた 3.22 m より深く、また、弯曲部の水位上昇分を見込んでも計画した護岸高で充分だと考えられるが、余裕高はさらに、砂礫堆の高さ等を見込む必要があり、余裕高は実験結果を待って決定する。

#### 1-3-7 床固工の計画勾配

1) 縦断勾配は、鬼怒川との合流点処理を考慮して計画河床高を決める必要がある。日光砂防工事々務所は図-20に示したような縦断計画を立案している。ここで流路工最下流端である関ノ沢床固の天端標高を 269 m とし、計画洪水流量に対しての基準水深を 2.30 m<sup>4)</sup> と定めている。また、関ノ沢床固の断面で限界水深となっているので鬼怒川の背水の影響は及ばない<sup>9)</sup> ものとして計画されている。

(2) 図-20で昭和40年における最深河床高と計画縦断勾配との関係を示しているが、計画河床高が最深河床高より低い掘込み河道であり、床固工によって勾配を 1/90 ~ 1/120 に漸変し緩和している。なお模型のとり入れ範囲は関の沢第2床固工から町谷第4床固工間であるが、関の沢床固工から下流の流路工計画諸元は合流点処理の計画諸元を得て決まるので、別途検討を必要とする。また、図-20-2で町谷第5、針貝、針貝第1床固工は掘削量との関係から帯工に計画する。

#### 1-3-8 床固工間隔

表-7は、床固工間隔と流路幅との関係を示している。柿<sup>10)</sup>は乱流または偏流防止を目的とする場合には  $L = (15 \sim 2.0)B$  程度とかなり密に床固工を入れないと効果がないと言っている。大谷川に計画した床固工間隔は表-7に示したように  $L = (1.13 \sim 2.0)B$  であり、柿<sup>10)</sup>の考え方に従えば乱流は防止されることになるが、芹沼床固工より荆沢第2床固工間は  $L/B < 1.5$  と特に密に床固工に配置する計画となっている。

ることから、同区間について実験的に床固工間隔の検討をおこなうものとする。

表-7-1 床固工間隔

| 床 固 工 番 号   | 床固工間隔(L)         | 流 路 幅 (B)        | L/B  |
|-------------|------------------|------------------|------|
| 芹沼 ～ 芹沼第1   | 225 <sup>m</sup> | 200 <sup>m</sup> | 1.13 |
| 芹沼第1 ～ 芹沼第2 | 225              | 200              | 1.13 |
| 芹沼第2 ～ 芹沼第3 | 250              | 200              | 1.25 |
| 芹沼第3 ～ 荆沢   | 260              | 200              | 1.30 |
| 荆沢 ～ 荆沢第1   | 250              | 200              | 1.25 |
| 荆沢第1 ～ 荆沢第2 | 250              | 200              | 1.25 |
| 荆沢第2 ～ 荆沢第3 | 250              | 150              | 1.64 |
| 荆沢第3 ～ 荆沢第4 | 250              | 150              | 1.64 |
| 荆沢第4 ～ 荆沢第5 | 250              | 150              | 1.64 |
| 荆沢第5 ～ 町谷   | 250              | 150              | 1.64 |
| 町谷 ～ 町谷第1   | 275              | 150              | 1.81 |
| 町谷第1 ～ 町谷第2 | 275              | 150              | 1.81 |

表-7-2 床固工間隔

| 床 固 工 番 号    | 床固工間隔(L)         | 流 路 工 幅 (B)      | L/B  |
|--------------|------------------|------------------|------|
| 町谷第2 ～ 町谷第3  | 275 <sup>m</sup> | 150 <sup>m</sup> | 1.83 |
| 町谷第3 ～ 町谷第4  | 275              | 150              | 1.83 |
| 町谷第4 ～ 町谷第5  | 275              | 150              | 1.83 |
| 町谷第5 ～ 針具床固工 | 275              | 150              | 1.83 |
| 針具 ～ 針具第1    | 275              | 150              | 1.83 |
| 針具第1 ～ 針具第2  | 275              | 150              | 1.83 |
| 針具第2 ～ 針具第3  | 275              | 150              | 1.83 |
| 針具第3 ～ 関の沢第1 | 300              | 150              | 2.00 |
| 関の沢第1～関の沢第2  | 300              | 160              | 1.88 |
| 関の沢第2～関の沢第3  | 300              | 160              | 1.88 |
| 関の沢第3～関の沢第4  | 300              | 160              | 1.88 |

#### 1-3-9 床固工及び護岸工の基礎

- 1) 床固工や護岸工の基礎は静的安定勾配を基準に考えて計画すればより安全である。そこで、掃流力と岩垣の式による限界掃流力とが釣り合う時の勾配を静的安定勾配と考えると

$$U_x = U_{xc}^2$$

$$ghI = 80.9d$$

$$I = \frac{80.9d}{gh} \dots\dots\dots (1)$$

(1)式でdは次のようにして求めている。芦田ら<sup>6)</sup>は、「与えられた河床材料に対する静的安定勾配は、それらの粒径に対する限界掃流力の解析によって得られるが、とくに河床材料が一般溪流のように広い粒度範囲をもった混合粒径の場合には、90～95%粒径以下の粒径粒子が河床から選択流出するような状態になっても、河床の平均的な低下は僅かであり、河床構成材料のほぼ、最大粒子で覆われたような状態になって安定する。」と言っている。これによると大谷川の溪床勾配が安定するときの粒径は、 $d_{90} = 28\text{cm}$ (図-16)である。また、連続の式とマンニング式を用いると(1)式は、次のように変形される。

$$I = \left( \frac{80.9d}{g \times 10^2} \right)^{\frac{10}{7}} \left( \frac{B}{nQ} \right)^{\frac{6}{7}} \dots\dots\dots (2)$$

(2)式に、 $d_{90} = 28\text{cm}$ 、 $n = 0.040$ 、 $B_1 = 200\text{ m}$ 、 $Q_1 = 1300\text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $B_2 = 150\text{ m}$ 、 $Q_2 = 1350\text{ m}^3/\text{sec}$ の条件を代入すると荆沢第2床固工より上流で $I_1 \doteq 1/70$ 、町谷第5床固工から下流で $I_2 \doteq 1/90$ となる。

大谷川に計画された床固工及び護岸工の基礎は $1/90 \sim 1/120$ であり水理計算による静的安定勾配より緩勾配であり、計算結果からの検討によれば、床固工及び護岸工の基礎の勾配は計画案でよいことになる。

### 1-3-10 前庭保護工

計画案の水たたきの長さは、河川砂防技術基準より水たたき面から床固工通溢流水面までの落差をhとして、 $L = (2 \sim 3)h$ 式で算定し、 $L = 12\text{ m}$ としている。床固工の落差を2mとし、ランドの式<sup>11)</sup>と跳水の長さを $L = 45h_2$ <sup>11)</sup>で与えた場合の水たたき工の長さは各単位幅流量毎に示すと表-8-1のようになる。また、跳水の内部にシルを設け強制的に跳水を生じさせて、水たたきの長さを短縮させることを考えると単位幅流量毎の水たたき工の長さとシル高は表-8-2のようになる。表-8-2でシルの位置は、 $0.6 < x_0/L$ <sup>11)</sup>の式から、またシルの高さWは岩崎の式<sup>11)</sup>から求めている。ここで、落差2mで流路幅130m、流量1300  $\text{m}^3/\text{sec}$ (単位幅流量は $10\text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$ )を対象に、水たたき工の長さを水理式から算定すると、表-8-1でランドの式から必要な水たたき工の長さは25m、また表-8-2で強制シルを設けた場合でも、19m程度の長さが必要となることから、計画した水たたき工の長さ12mは短い。実験からみても、前庭部の洗掘が大きいの、水たたき前面にブロックを敷きならべる等して、前庭部の局所洗掘を防止することが必要だと考えられる。

この場合、単位幅流量 $10\text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$ を対象にすると、落下水脈の到達距離は表-8-1から、9.2mであり、必要とする水たたき工の長さは約25mである。このことから、水たたき工の長さは落下水脈の到達距離に余裕を加えて12mとし、この前面に13m程度のブロックをならべて、前庭部を保護することが考えられる。

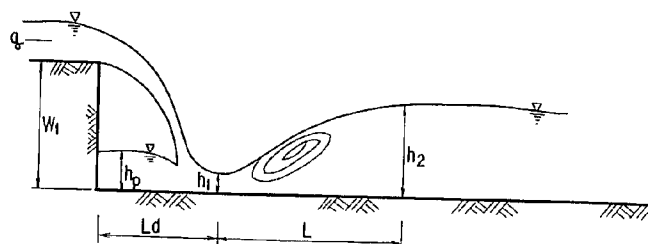
表-8-1 ランドの式による水たたき工の長さ

( $W = 2 \text{ m}$ )

| $q \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$ | $D$     | $L_d$ | $h_1$ | $h_2$ | $L$    | $L_d + L$ |
|-------------------------------------|---------|-------|-------|-------|--------|-----------|
| 5                                   | 0.3189  | 6.32m | 0.66m | 2.44m | 10.98m | 17.30m    |
| 10                                  | 1.2755  | 9.18  | 1.20  | 3.55  | 15.98  | 25.16     |
| 15                                  | 2.8699  | 11.43 | 1.69  | 4.41  | 19.85  | 31.28     |
| 20                                  | 5.1020  | 13.35 | 2.16  | 5.15  | 23.18  | 36.53     |
| 25                                  | 7.9719  | 15.06 | 2.61  | 5.82  | 26.19  | 41.25     |
| 30                                  | 11.4796 | 16.62 | 3.05  | 6.42  | 28.89  | 45.51     |

表-8-2 強制シルを設けた場合の水たたき工の長さ( $W = 2 \text{ m}$ )

| $q$                                | $L_d$  | $X_o$  | $L_d + X_o$ | $W$    | $h_p$  |
|------------------------------------|--------|--------|-------------|--------|--------|
| 5 $\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$ | 6.32 m | 6.59 m | 12.9 m      | 0.63 m | 2.39 m |
| 10                                 | 9.18   | 9.59   | 18.8        | 0.71   | 3.50   |
| 15                                 | 11.43  | 11.91  | 23.3        | 0.76   | 4.37   |
| 20                                 | 13.35  | 13.91  | 27.3        | 0.76   | 5.08   |
| 25                                 | 15.06  | 15.71  | 30.8        | 0.73   | 5.75   |



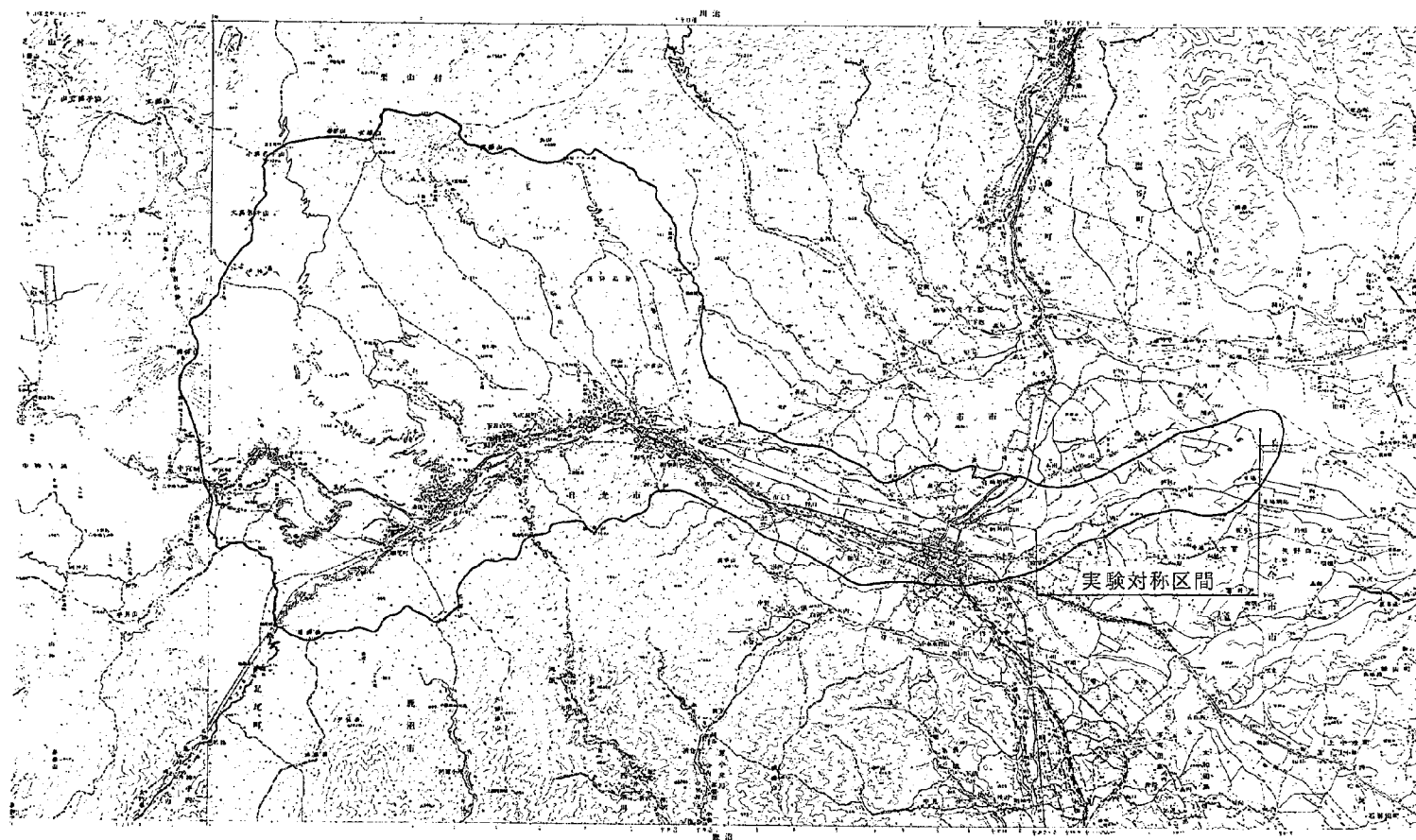


図-1 流域概要図

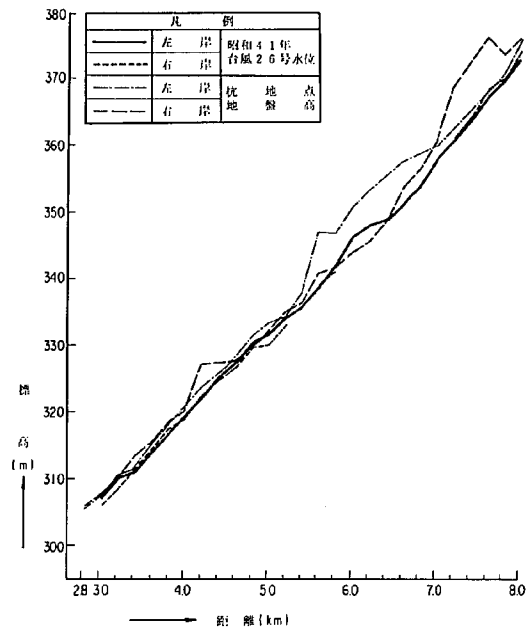


図 - 2 洪水痕跡水位と地盤高との関係

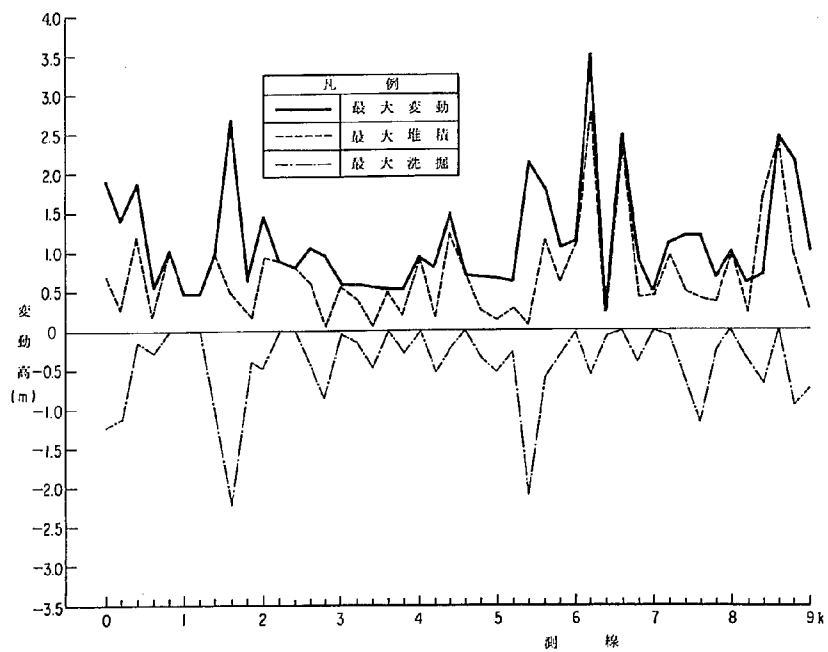


図 - 3 平均河床変動高の縦断的变化 (S 33 ~ 41 年)

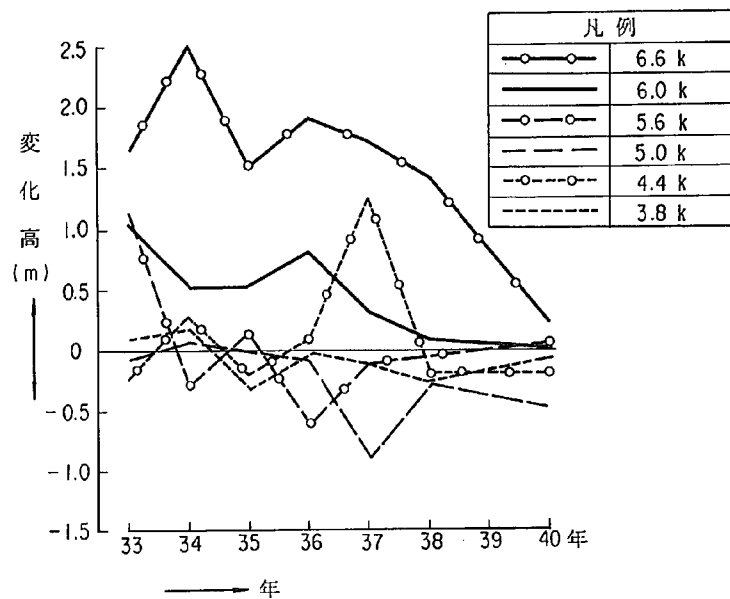


図-4 41年を基準とした各年の平均河床の変化

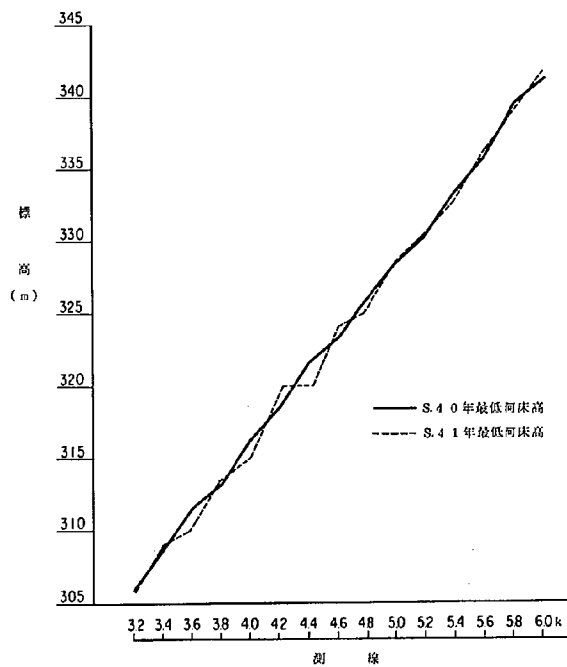


図-5-1 最低河床高の変化 (S40~41年)

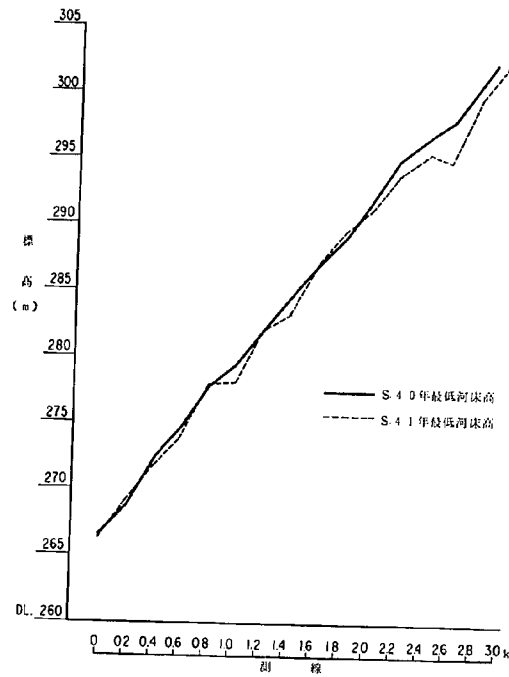


図-5-2 最低河床高の変化 ( S 4 0 ~ 4 1 年 )

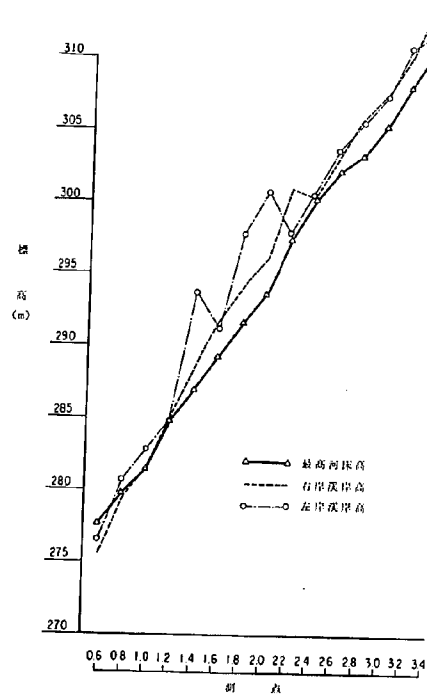


図-6 最高河床高と堤岸高との関係

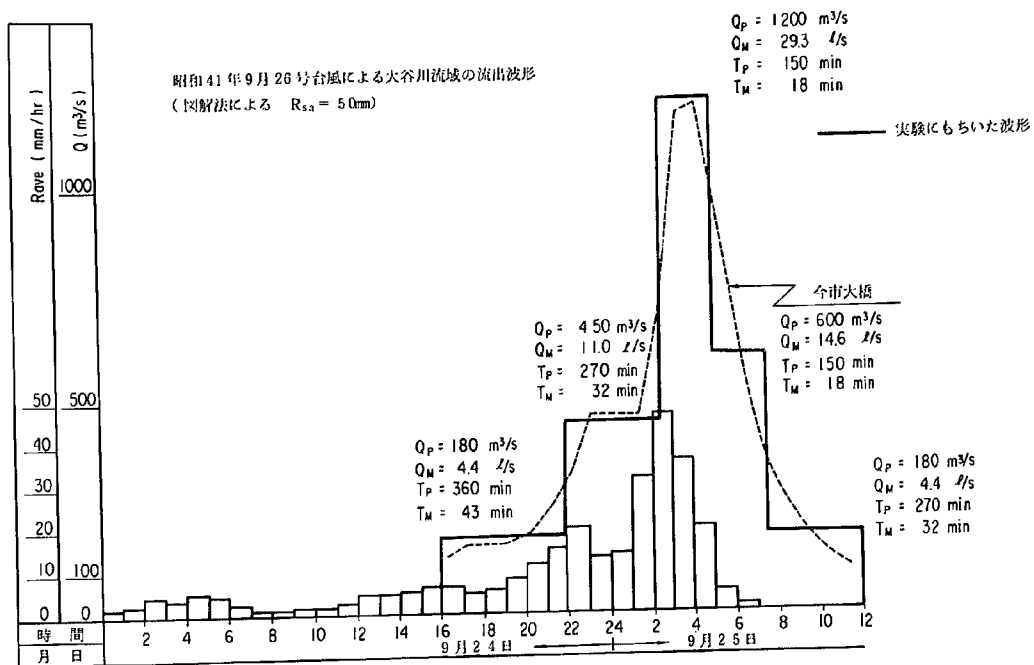


図-7 洪水波形

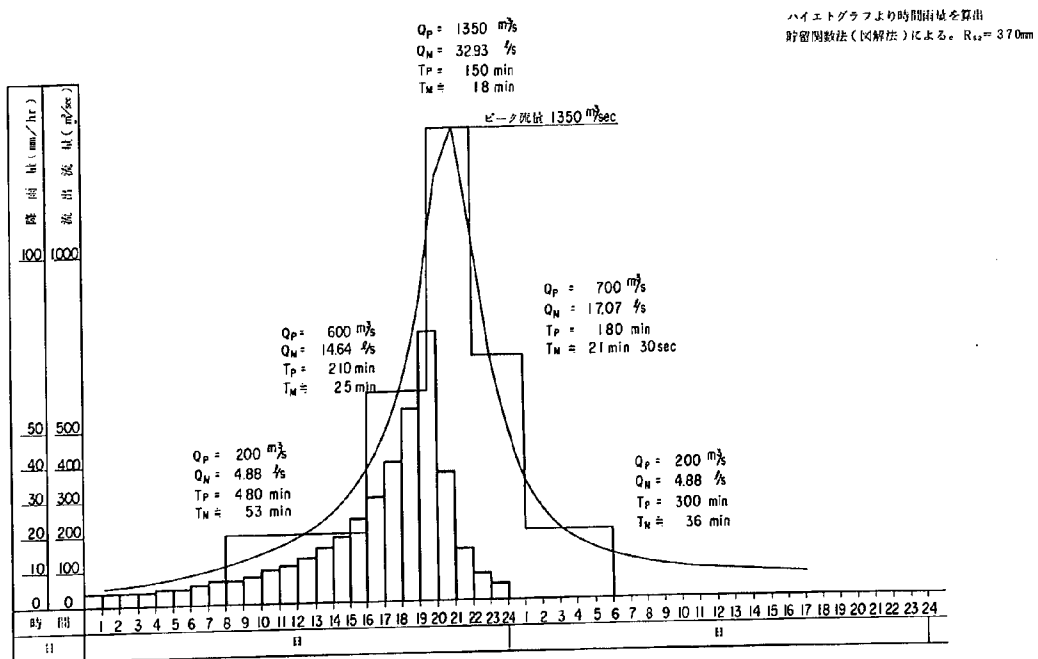


図-8 大谷川流域100年超過確率日降雨量(41.4mm/day)に対する流出波形



凡 例



実験終了後



41年

図-9 流線比較解析図



图-9 流線比較解析图

# 洪水波形

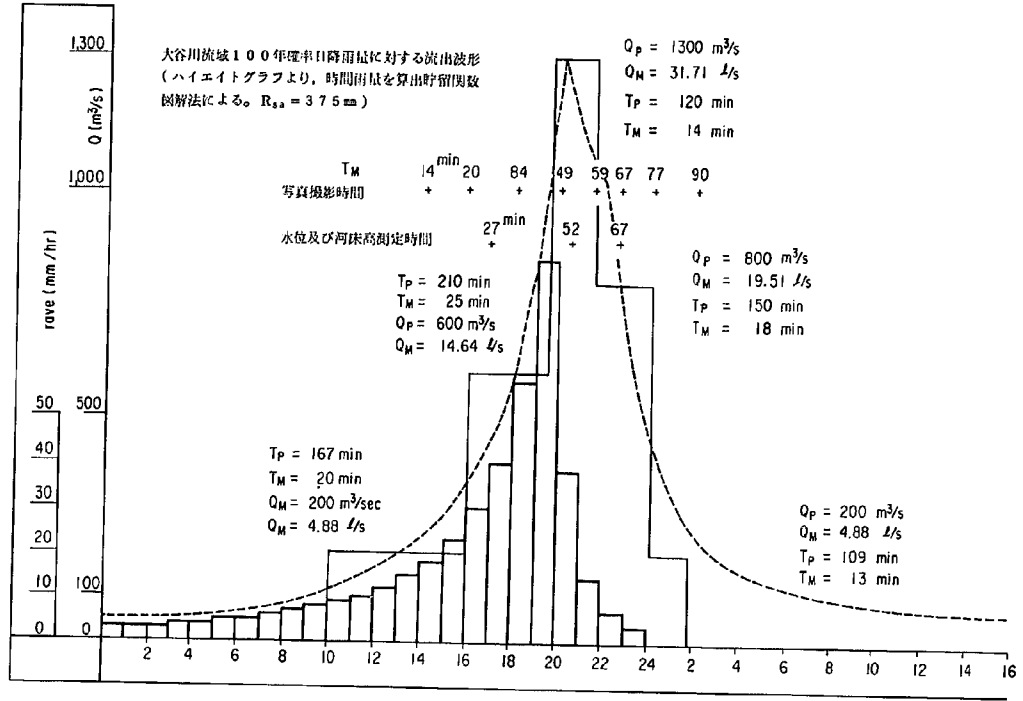


図-10 洪水波形

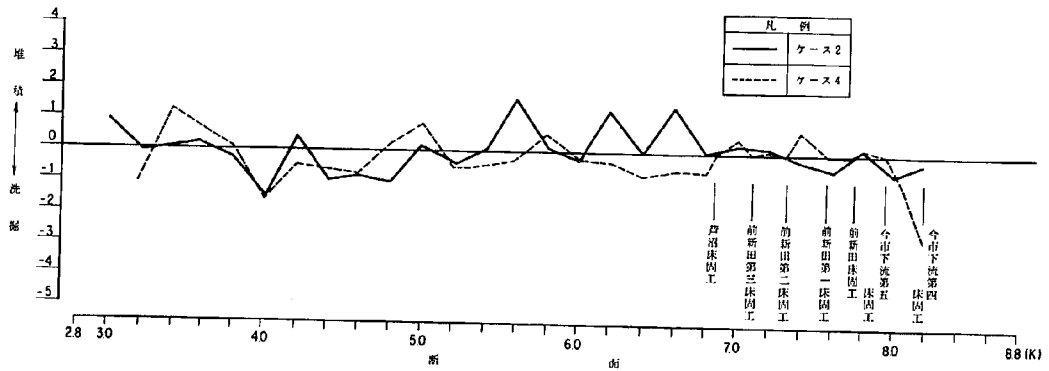


図-11 平均河床の縦断的变化高



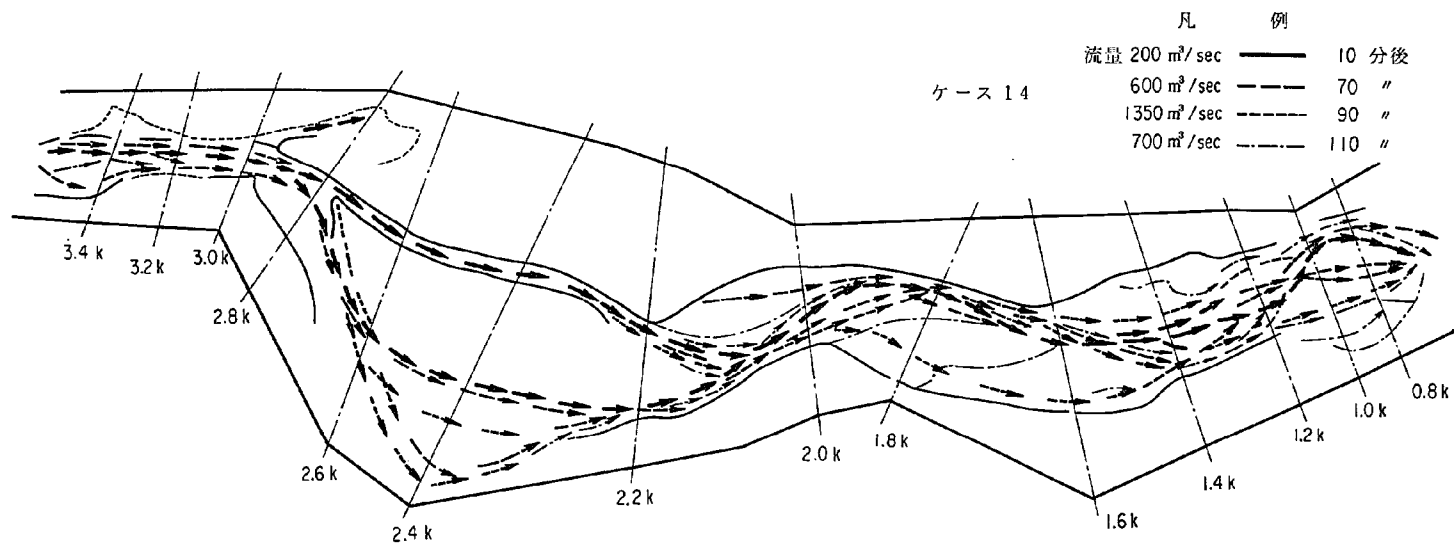


図-13-1 流線と砂堆の変動状況

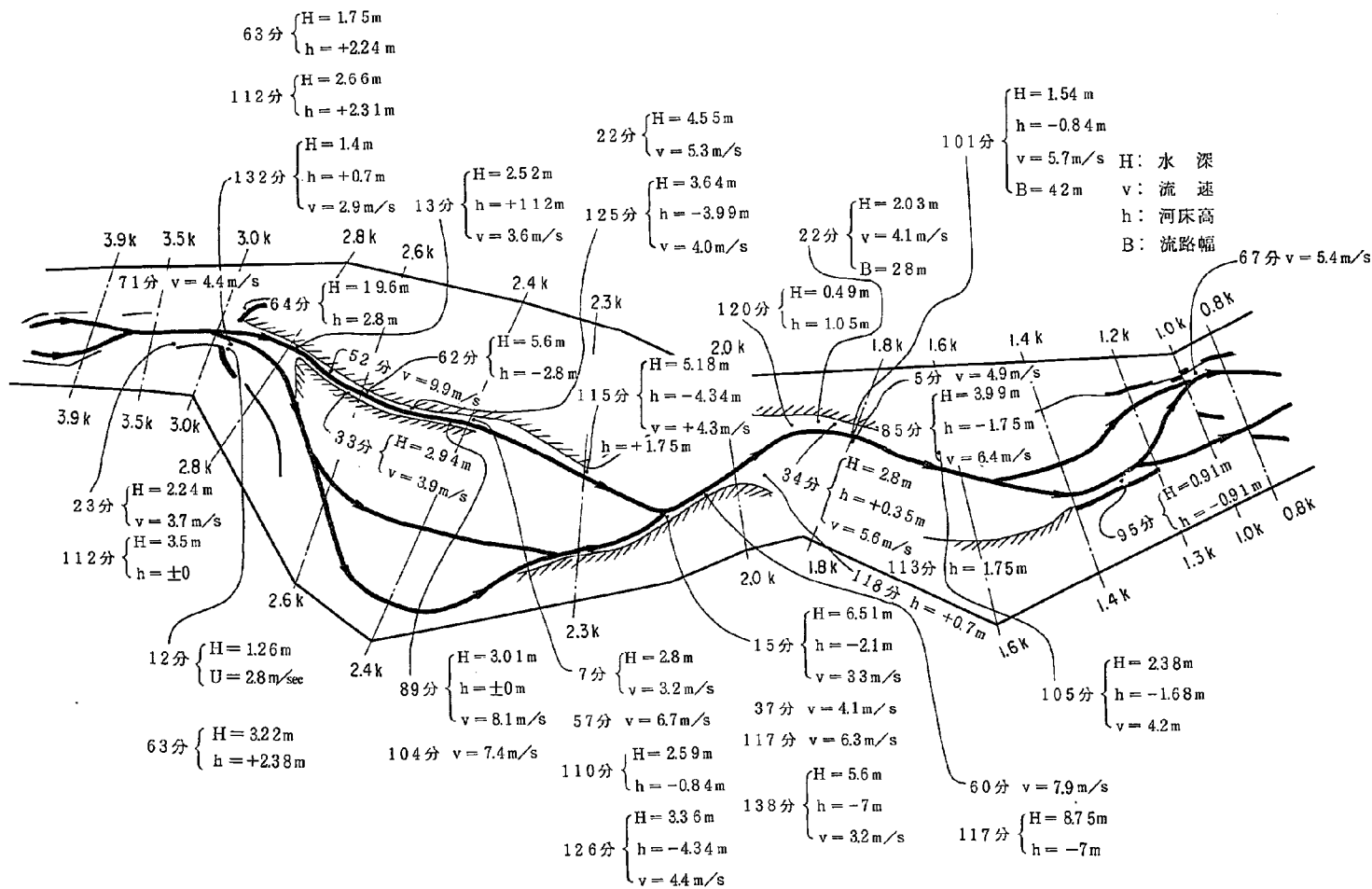


図-13-2 流況観察記録図

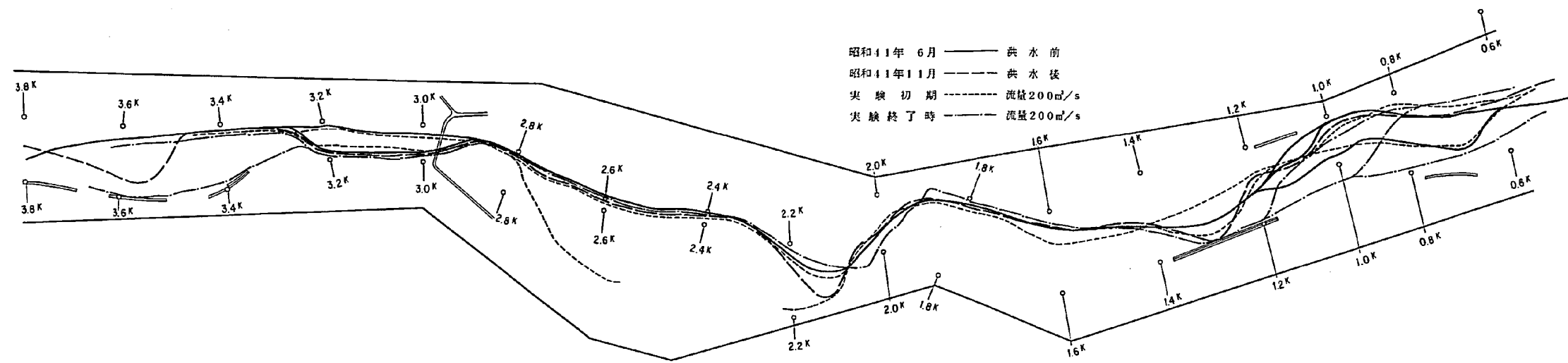


図-14 流線比較検討図

NO.14 0 : 洪水波形  
 $Q_0$  : 平衡  
 $T : 154$

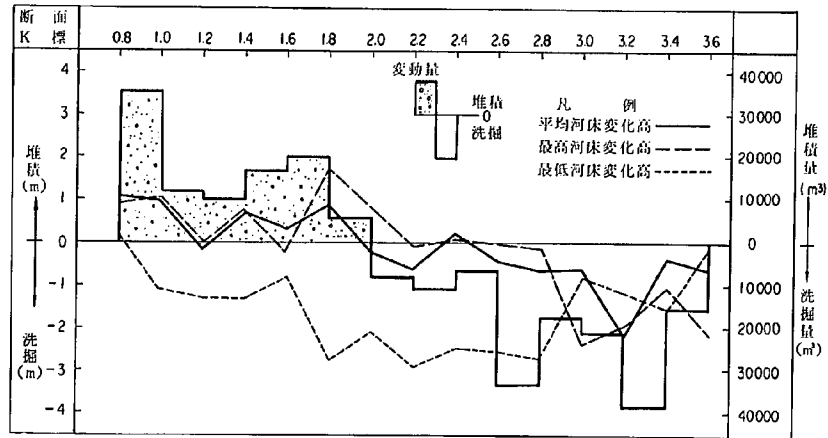


图-15 河床变动图

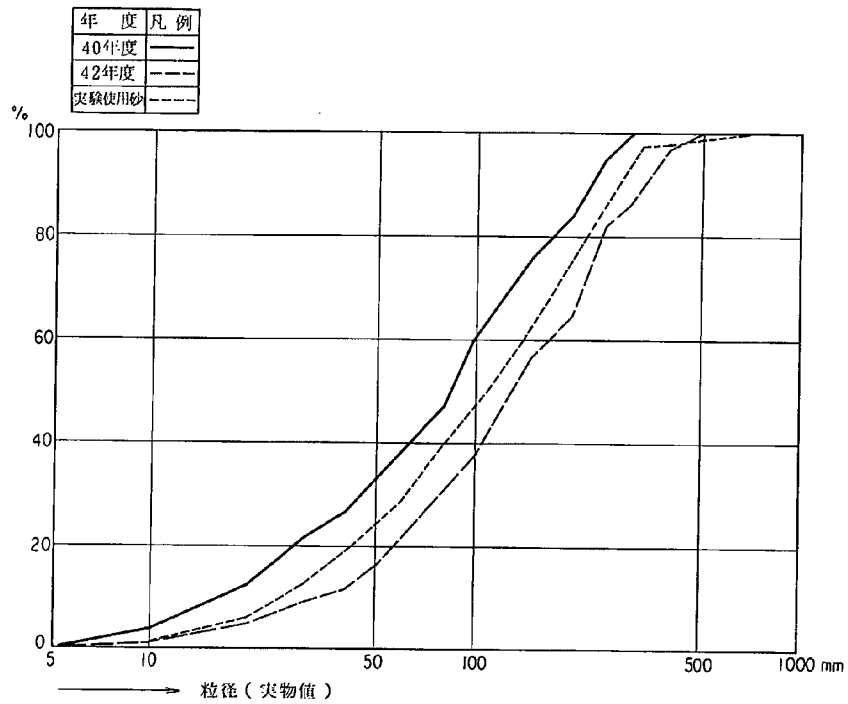


图-16 实验使用砂粒度曲线图

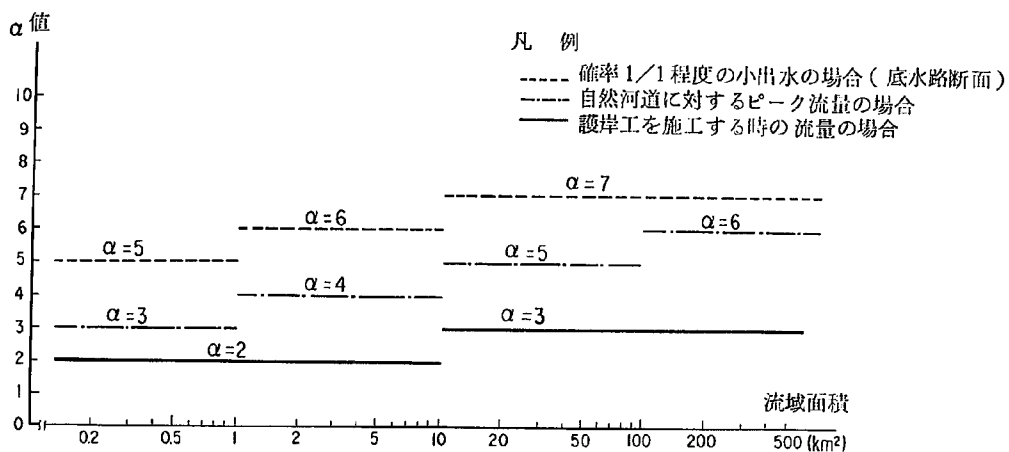


図-17 安定河道設計のための河幅 (案)

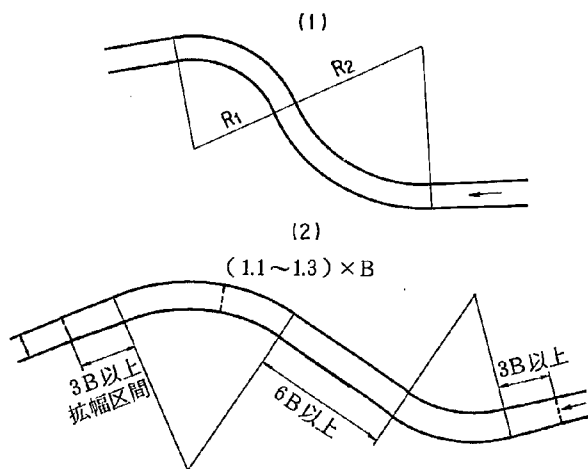


図-18 反曲線部の法線

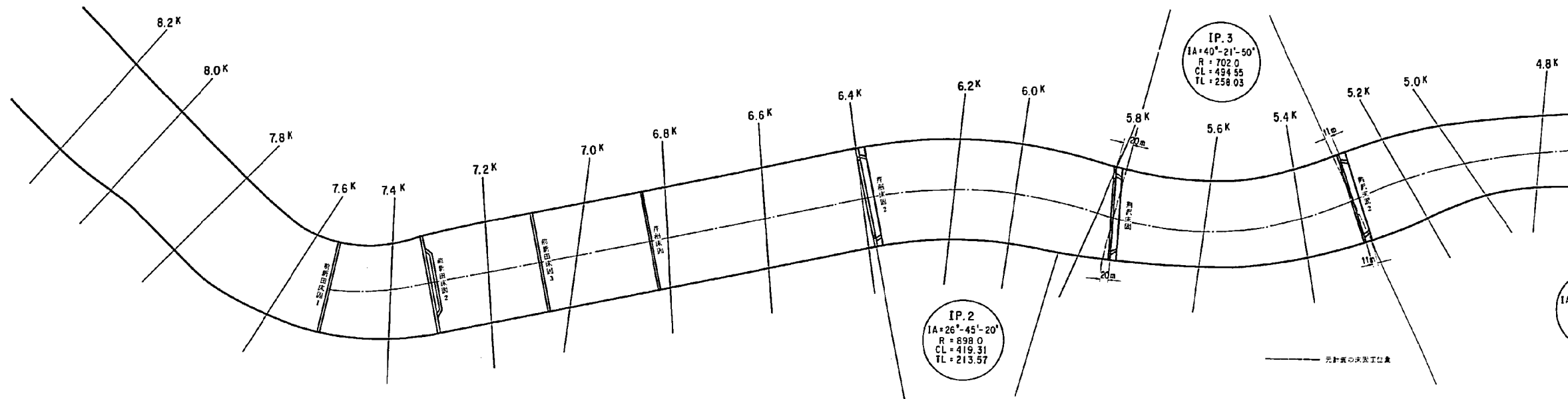


図-19-1 上流部平面形状

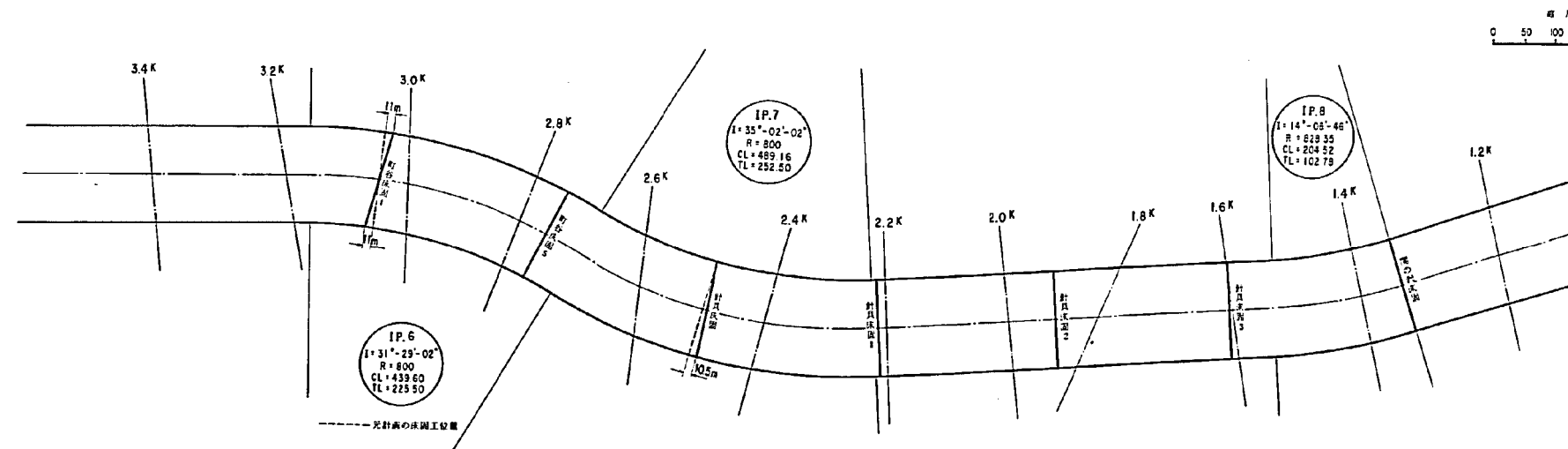


図-19-2 下流部平面形状

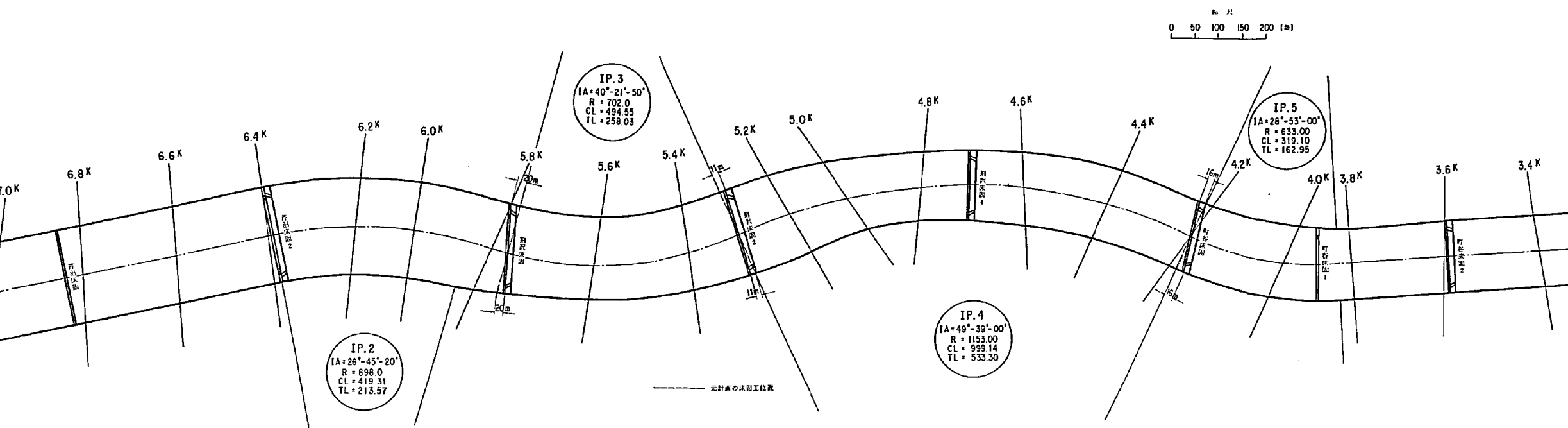


図-19-1 上流部平面形状

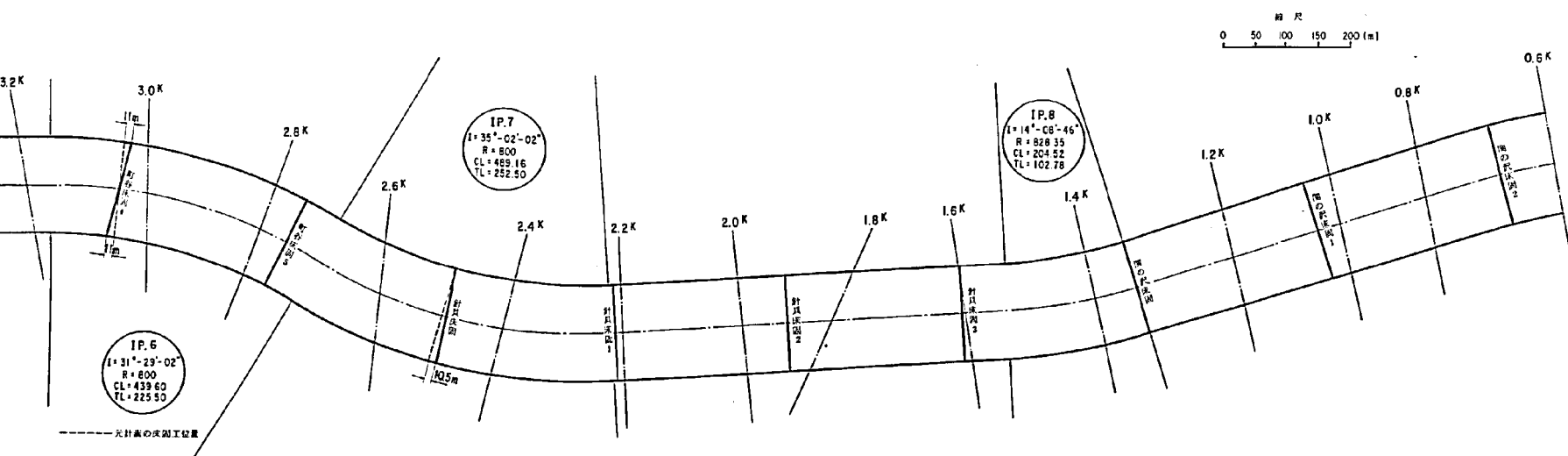


図-19-2 下流部平面形状

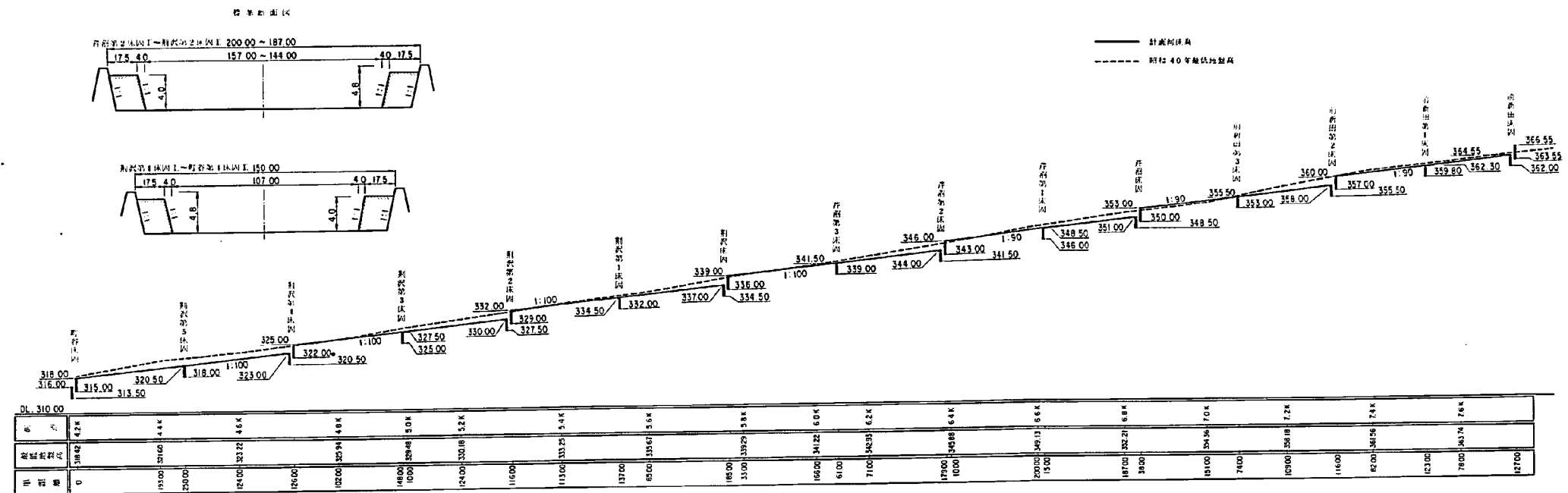


図-20-1 上流部縦断形状

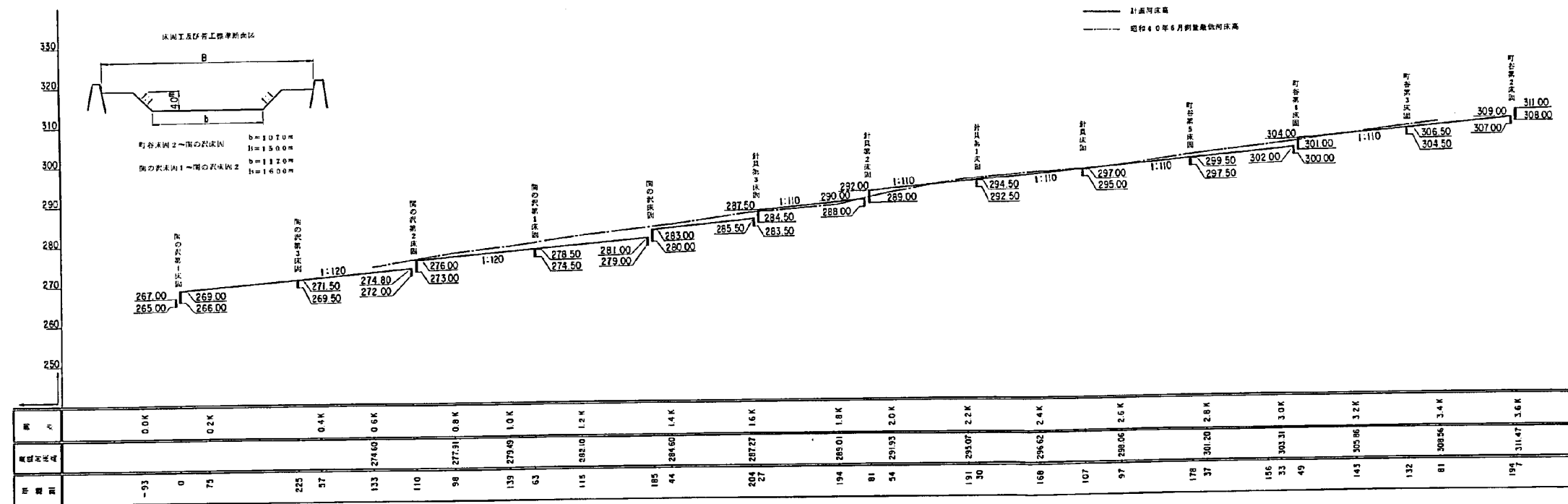


図-20-2 下流部縦断形状

## 第2章 実 験

### 2-1 実験目的

1) 現況実験をおこない、どこがどのように危険となるかを調べ、流路工計画案の検討資料とする。空中写真や河床変動資料、現地調査から現状河道でどこが危険かを検討してきたが、どのように危険かとなると現地資料等による調査だけでは不十分であり、現況実験を実施して量的な把握をおこなう必要がある。また、現況実験を実施することにより現地資料や現地調査等に基づいて検討した内容の確認を行い、より合理的に流路工計画の検討がなされ则认为する。

2) 流路工計画案に対して実験からその妥当性を次の内容について検討する。

#### ① 法線形状の検討

図-19に示した法線形状で特に反曲線部が問題となろう。計画した法線形状が砂礫堆の形成や流況にどのような影響を与えるか、流況を安定させるためにどのような対策が必要となるかを検討する。

#### ② 断面形状の検討

大谷川に施工されている流路工は単断面河道で落差工を複断面形状としている。現況実験の結果によれば、既設流路工である複断面形状の落差工は床固工直下流の護岸基礎を保護するという点で有効であるが、前庭部の洗掘が大きいことや、床固工の袖部によって水位が上昇し、袖部を越水したり護岸高余裕がなくなる等の問題点が生じている。また、第1章の流路幅の検討によれば、大谷川は単断面河道でよいことになる。このことから、芹沼床固工から下流部は単断面河道とし、床固工の形状も単断面で計画したが、その妥当性を実験から検討する。また、床固工の袖の長さが前庭部の洗掘深に与える影響等についても検討する。

#### ③ 床固工間隔と落差の検討

床固工によって、河床低下防止と砂礫堆が形成されることによって生ずる流水の乱流を防止しようとする場合に必要となる床固工間隔について検討する。また、床固工間隔と落差の相違が河床変動や流況に与える影響について、さらに床固工の基礎、水制工による乱流防止等について検討する。

#### ④ 床固工の形状や前庭保護工の検討

床固工の袖部による流水のせき上げを緩和するために袖部に暗渠を設ける方法が考えられるが、この暗渠による水位低下の効果について検討する。また、床固工の前庭部でどの範囲まで洗掘及び前庭保護工はどの程度必要となるかを検討した。

### 2-2 模型概要

1) 芹沼床固工から上流の流路工工事は昭和50年度現在ほとんど完了しており、残された一部が現在施工中の状況にある。流路工は鬼怒川との合流点まで計画されているが、本実験は芹沼床固工～関の沢床固工間(図-21参照)を対象としており、鬼怒川合流点付近の流路工計画諸元の検討は除かれている。

なお、ここで現状河道模型とは、建設省日光砂防工事事務所の調査結果に基づく昭和40年時の河道状態を模型化したものである。(1-2-2参照)

2) 模型は実験施設の関係から全区間を一度にとり入れることが不可能であり、しかも計画洪水流量が開進橋を境に変化すること等から、開進橋を境に上流部を昭和51年度に、下流部を昭和52年度に分けて製作する。上流部は、図-21-(1)で示すように上流端を8.6 K(東武鉄道より0.2 km下流)とし、下流端を開進橋とする延長5.6 kmとしている。芹沼床固工より上流を約1.8 kmとり入れた理由は、芹沼床固工に現地河道に近い状態で流水を流入させること、既設流路工の7.8 K付近の護岸法線が大きく弯曲しており、これより下流に計画する流路工での流況に与える影響が大きいと考えられたからである。下流部は図-21-(2)で示すように上流端をNo.3.8 K(鬼怒川との合流点より約3.6 km上流)とし、下流端をNo.0.6 K(合流点より約0.5 km上流)とする延長3.0 kmである。No.3.8 K～2.8 K区間は、昭和51年度で対象とした範囲であるが、次のような理由から同区間を重複させて取り入れている。

① 3.3 K付近から下流部の法線形状を修正したことにより、町谷第4床固の方向も当初計画案に対して変更されている。

② 3.2 K付近から下流が彎曲部であり、この彎曲部に現状河道に近い状態で流入させる。模型の最下流端は、鬼怒川の背水の影響を受けない<sup>9)</sup>とされているNo.0.6 Kとしたが、関の沢床固工から下流部の流路工計画諸元は、鬼怒川との合流点処理の計画諸元を得て決めるべきだと考えられ、別途検討を必要とする。図-21-(2)で、溪岸を太い実線であらわしている場所はモルタルで固定している。模型で溪岸を河床と同一材料で製作すると溪岸侵食が現地河道に比べて大きくなり、2.8 K～2.2 K間(開進橋下流の狭窄部)の流路が土砂で埋没する等、昭和41年災害と流況が大きく異なる等の問題が予備実験の結果(写真参照)から生じている。

③ 模型縮尺は、縦、横とも1/70とした。フルードの相似測を用いると模型諸量の实物に対する縮率は表-9のようになる。

表-9 諸物理量縮尺比率表(フルード法則)

| 諸元      | 次元                  | 縮率           |                              |
|---------|---------------------|--------------|------------------------------|
|         |                     | 比            | 縮尺                           |
| 幾何学的な量  | 水平(X)               | L            | $X_r$                        |
|         | 鉛直(h)(水深・標高)        | L            | $h_r$                        |
|         | 勾配(h/X)             | —            | $h_r \cdot X_r^{-1}$         |
|         | 面積(A)               | $L^2$        | $h_r \cdot X_r$              |
|         | 体積(V <sub>m</sub> ) | $L^3$        | $h_r \cdot X_r^2$            |
| 流水に関する量 | フルード数(Fr)           | —            | 1                            |
|         | 流速(V)               | $LT^{-1}$    | $h_r^{1/2}$                  |
|         | 流量(Q)               | $L^3 T^{-1}$ | $X_r \cdot h_r^{3/2}$        |
|         | 時間(T)               | T            | $X_r \cdot h_r^{-1/2}$       |
|         | 圧力の強さ(P)            | $FL^{-2}$    | $h_r$                        |
|         | 粗度係数(n)             | $L^{1/3} T$  | $h_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2}$ |
|         | 流量係数(c)             | —            | 1                            |
|         | 掃流力(Z)              | $FL^{-2}$    | $h_r$                        |
|         | エネルギー(E)            | FL           | $h_r^4$                      |
|         | 運動量(mv)             | $FT$         | $h_r^{3/2}$                  |

### 2-3 実験方法

1) 2-2で述べたように芹沼床固工から開進橋間の検討を昭和51年度に、開進橋から関の沢床固工間の検討を昭和52年度におこなった。(1-2-2参照)

2) 模型流頭部に設置した四角堰から所定の流量(フルードの相似則を用いると計画洪水流量  $1300\text{m}^3/\text{sec}$  は  $31.7\text{ l/sec}$  に相当)を流下させた。また、模型最上流端の今市下流第一床固工及び町谷第1床固工(開進橋より関の沢床固工内の検討実験)を流下するときを実験開始時刻とし、通水時間は原則として河床変動や流況が一定となる60分とした。

3) 給砂: 測線Na 8.6 K 地点から 8.4 K ~ 8.2 K 間の河床高と河床勾配が変化しないように、また、開進橋から関の沢床固工の検討実験の場合に、現況実験では、3.6 K ~ 3.4 K 間の平均河床の変化高が小さいことから同区間の河床高及び河床勾配が変化しないように模型上流端の 3.8 K 地点より給砂した。計画案に対する検討実験では、3.8 K 地点から町谷第2床固(3.6地点)より上流 1 m と 2 m との間で河床高が変化しないように注意しながら容量チェックをおこない人為的に給砂した。給砂材料の粒度分布は、河床材料のそれと同一であり  $d_m = 13.4\text{ mm}$ (模型値)である。

#### 4) 測定項目と方法

① 流向測定: 水性ペイントを流下させ、その流下状態をメモ・モーションカメラにより撮影した。また、5分間隔に流向を固定カメラにより撮影した。

② 流況観察測定: 実験中にあらわれる局所洗掘、砂堆の形成、水衝部地点と流速河道工作物周辺の流況等を観察測定記録をおこない、その現象をカメラ撮影した。

③ 流出土砂量の時間的变化: 模型末端で、通水中は、原則として底を 0.1 mm 目の金網で製作した採取箱で、3分間隔毎の流出土砂量の時間的变化を、また実験終了後に模型末端にもうけてある沈砂地に流出した全量を測定した。

④ 流速測定: プロベラ流速計を用いて主として床固工や護岸周辺の流速、主流路における流速を測定した。

⑤ 水位及び河床高測定: 実験開始より15分、30分、45分後における各断面の水位及び河床高を 1 mm 目盛のスケールで測定した。

⑥ 河床高測定: 実験終了と同時に各断面の横断測量を 1 mm 目盛のスケールで基準高より河床面までの高さを測定することにより実施した。

### 2-4 実験ケース

(1) 芹沼床固工より開進橋間の検討

表-10-1 実験ケースの内容

| 実験<br>No |   | 流<br>量<br>( $\text{m}^3/\text{sec}$ ) | 給砂量<br>(%) | 実験時間<br>(分) | 実 験 形 態                                |
|----------|---|---------------------------------------|------------|-------------|----------------------------------------|
| 1        |   | 洪水波形                                  | 平 衡        | 143         | S40年河道における現況実験 図-7に示す洪水波形              |
| 2        |   | 洪 水 波 形                               | 〃          | 143         | S40年河道における現況実験 図-7に示す洪水波形              |
| 3        |   | 1300                                  | 0.47       | 60          | 芹沼床固工より上流部は流路工工事完成、下流部はS40年の河道とする。現況実験 |
| 4        |   | 洪 水 波 形                               | 平 衡        | 143         | 図-10に示す洪水波形                            |
| 5        |   | 1300                                  | 0.05       | 60          | 法線形状の検討                                |
| 6        |   | 1300                                  | 0.07       | 60          | 落差と床固工間隔の検討                            |
| 7        | 1 | 1300                                  | 0.06       | 60          | 落差と床固工間隔の検討                            |
|          | 2 | 540                                   | 0.07       | 60          | 落差と床固工間隔の検討                            |
| 8        |   | 1300                                  | 0.08       | 60          | 落差と床固工間隔の検討                            |
| 9        |   | 洪 水 波 形                               | 平 衡        | 90          | 床固工間隔、護岸高の検討 図-10に示す洪水波形               |
| 10       |   | 1300                                  | 0.10       | 60          | 床固工の形状                                 |
| 11       |   | 1300                                  | 0          | 60          | 床固工の形状と方向修正                            |
| 12       | 1 | 250                                   | 0.16       | 60          | 床固工の形状                                 |
|          | 2 | 540                                   | 0.07       | 60          | 床固工の形状                                 |
| 13       | 1 | 1300                                  | 0.06       | 60          | 床固工の形状                                 |
|          | 2 | 540                                   | 0          | 60          | 床固工の形状                                 |

(2) 開進橋～関の沢床固工間の検討

表-10-2 実験ケースの内容

| 実験No | 流<br>量                    | 給砂量   | 実験時間   | 実 験 形 態              |
|------|---------------------------|-------|--------|----------------------|
| 14   | 洪水波形                      | 平 衡   | 154(分) | 現況河道 図-8に示す洪水波形      |
| 15   | 540 $\text{m}^3/\text{s}$ | 0.12% | 60     | 法線形状の検討              |
| 16   | 890                       | 0.11  | 60     |                      |
| 17   | 1350                      | 0.17  | 60     |                      |
| 18   | 1350                      | 0.30  | 60     |                      |
| 19   | 540                       | 0.08  | 90     | 床固工の検討               |
| 20   | 1350                      | 0.19  | 60     |                      |
| 21   | 540                       | 0.01  | 60     |                      |
| 22   | 1350                      | 1.00  | 60     |                      |
| 23   | 1350                      | 1.00  | 60     |                      |
| 24   | 540                       | 0.30  | 30     | 前庭保護工の検討             |
|      | 1350                      | 0.35  | 30     |                      |
| 25   | 540                       | 0.32  | 30     |                      |
|      | 1350                      | 0.32  | 30     |                      |
| 26   | 洪水波形                      | 平 衡   | 154    | 流路工計画案の検討 図-8に示す洪水波形 |
| 27   | 1350                      | 0.22  | 60     |                      |



图-21-1 模型取入区域平面图



图-21-2 模型取入区域平面图

### 第3章 流路工計画の実験的検討

#### 3-1 法線形状の検討

##### (1) 芹沼床固工～開進橋間

① 第1章で述べたように計画された法線は、反曲線が多く流況に悪影響を与えることが推定される。

実験No.5は次のようにして法線の検討をおこなった。芹沼床固工から下流は図-19-(1)に示す計画法線とし、また芹沼床固から5.6 K間の河床は、芹沼床固工の水たたき面と5.6 Kの最低河床高(S40年測量)とを結ぶ勾配1/72.5で河道整理をおこなった。5.6 Kから下流は、S40年に実測した河床形状の基で実験をおこなった。

② 実験No.5(流量1300 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.05%)の流況を写真-5に示した。5.2 K～4.2 Kの左岸、4.0 K～3.4 Kの右岸は砂堆が形成し、流路幅が狭められ、流水が護岸沿いに集中するため、これらの区間の流速は、5 m/sec～8 m/sec と大きく護岸の安全性に乏しい。

③ 表-11に給砂量及び流出土砂量との関係を示しているが、実験No.5の場合給砂量に対して、流出土砂量が極端に多く河床が洗掘されていることを示している。特に、流水が集中する4.6 K～4.0 Kの間の左岸、4.0 K～3.4 K間の右岸の護岸沿いでの洗掘が著しく護岸の安全性に乏しい。

表-11 給砂量及び流出土砂量の比較

| ケース | 給 砂 量                 |                         | 流 出 土 砂 量              |                         | B/A    | 流出土砂濃度  |
|-----|-----------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|--------|---------|
|     | 総給砂量                  | m <sup>3</sup> /sec (A) | 総流出量                   | m <sup>3</sup> /sec (B) |        |         |
| 15  | 18.072 m <sup>3</sup> | 0.600                   | 331.147 m <sup>3</sup> | 10.99                   | 14.199 | 0.845 % |
| 16  | 25.602                | 0.850                   | 66.053                 | 2.19                    | 2.576  | 0.168   |

④ 以上の原因は、5.4 Kを中心とする狭窄部付近の法線形や、この下流の法線形が反曲線となっているためだと考えられる。

##### 2) 開進橋～関の沢床固工間

① 実験No.15(流量540 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.12%)、No.16(流量890 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.11%)、No.17(流量1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.17%)で図-19-(2)に示す法線形状について検討した。なお、流路幅は、150 m(関の沢第1床固計画位置より下流は160 m)であり、2.8 K～2.2 K間の右岸を除く両岸は、連続護岸工を施している。また、町谷第4床固から上流部は流路工が完成した状態としている。実験No.15で町谷第4床固より下流部の河床形状はS40年における最低河床勾配にあわせて河道整理をおこなった状態としている。実験No.16及びNo.17は、流量及び給砂量を変化させたいわゆる重ね実験である。

写真6.7.8は、各々の実験について流況の時間的変化を示し、図-22は実験開始より60分後における主流線と砂礫堆の平面形状を、図-23で、実験No.15、No.16、No.17の砂礫堆の平面形状の比較をおこなっている。また、図-24は、実験終了直後に各断面の河床横断測量結果から、通水前に対する河床の変化高を求め平面的に示した。

- ② 実験No15の流況を写真-6でみるように、実験開始当初より、No 2.6 K～No 1.8 K間の左岸に単列状の砂礫堆が形成されるほか、実験時間の経過に伴って1.8 K～1.4 Kの右岸、1.4 K～0.6 Kの左岸等の単列状の砂礫堆が形成され流水は、2.8 K～2.6 Kの左岸、2.2 K～2.0 Kの右岸、1.8 K～1.4 Kの左岸、1.2 Kより下流の右岸に流心をとる単列蛇行が生じており、水衝部となる地点の流速は4～6.5 m/secと比較的大きい。また、図-24-(1)で示すように、流水が集中する護岸沿いの洗掘が大きい。特に2.2 K地点の右岸では通水中に7 m以上(コンクリート露出)の洗掘深が測定されている。ただし、護岸工を施さない2.8 K～2.2 K間の右岸の掘削法面は侵食されない。
- ③ 実験No16の流況を写真-7と図-22-(2)、図-23-(2)で示すように実験No15に比べて2.8 K～2.4 Kの左岸に流心をとった流水は直進性を示すようになり、水衝部となる場所や砂礫堆は下流に移行する。しかし、依然として1.8 Kから上流の左岸、1.6 K～1.2 Kの右岸、1.2 K～0.6 Kの左岸に単列の砂礫堆が形成される。そして、特に流水が集中する場所は、2.8 K～2.4 Kの左岸、2.1 K～1.8 Kの右岸、1.6 K～1.4 Kの左岸、1.2 K～1.0 Kの右岸等である。流況を模式図で示したが、水衝部で流路幅が15 m～35 mに狭められ、流速は、4～7.5 m/sec、洗掘深が7 m以上となる所があり護岸の安全性に乏しい。図-24-(2)に示すように2.0 K～1.8 K間の右岸、1.4 Kの左岸、1.0 K～0.8 Kの右岸の護岸沿いの洗掘深が特に著しい。
- ④ 写真-8と図-22-(3)で実験No17の流況を示しているように実験No16にくらべて、流水はさらに直進性を強め護岸沿いに流水が集中する区間が長くなっている。2.4 K付近の弯曲部の影響で2.4 K～1.4 K間の左岸に形成されていた砂礫堆は、水面上に露出する状態となり、2.2 K～1.6 K間の右岸に流水が集中している。また、1.6 Kより下流で右岸から左岸側に向って砂礫堆が形成されて、流水は1.4 Kより下流の左岸に集中するようになり、実験No16が右岸に集中しているのに対して流況を異にしている。これら、流水が集中する箇所では6.5 m/sec～9.1 m/secという高流速が生じ各所で4.0 m以上の洗掘を受けている。また図-24-(3)で示す1.6 Kから上流で全断面が1.6 K～1.2 Kの右岸、1.2 K～0.8 Kの左岸の護岸沿いで著しい洗掘を受けている。
- ⑤ 表-12は、実験No15、No16、No17について、給砂量と流出土砂量との関係を示している。いずれの実験でも給砂量より流出土砂量の方が多く、流路内は土砂生産源となっている。これは、河床整理を昭和41年の最深河床高に合せておこなっているため、河床勾配が一樣でないことにも一因があるが、図-24で示しているように河床洗掘は、砂礫堆が形成されて流水が集中する所で著しい。

写真 5 - (1) 実験開始より 30 分後の流況

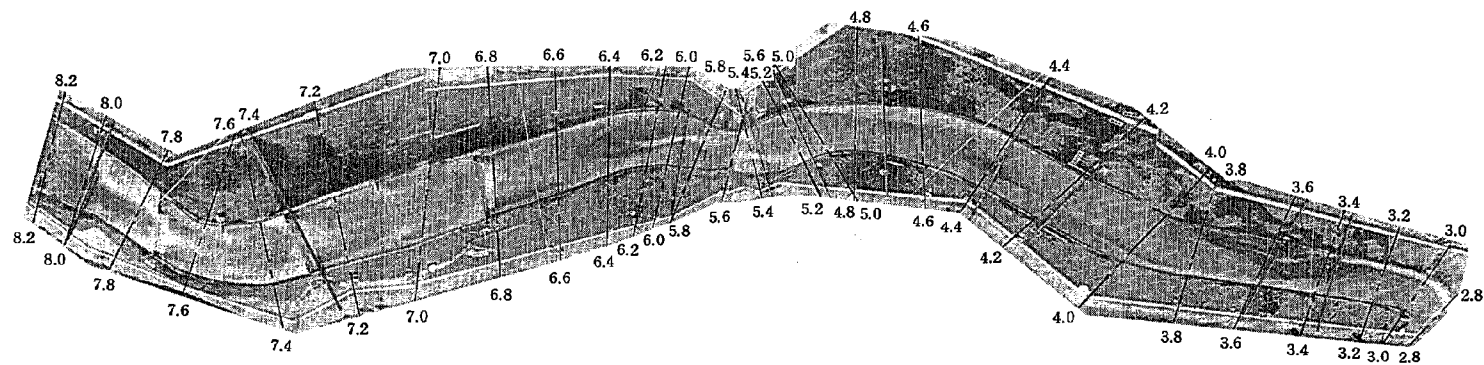


写真 5 - (2) 実験開始より 60 分後の流況

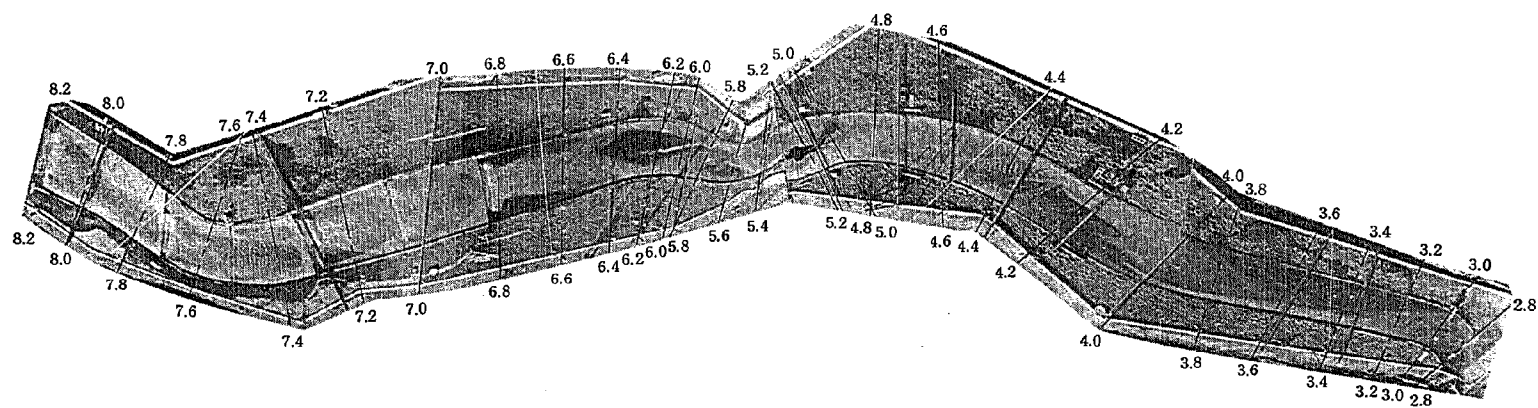


写真 - 5 実験 No. 5 の流況 (流量  $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量  $0.05\%$ )

写真 6 - (1) 実験開始より 30 分後の流況

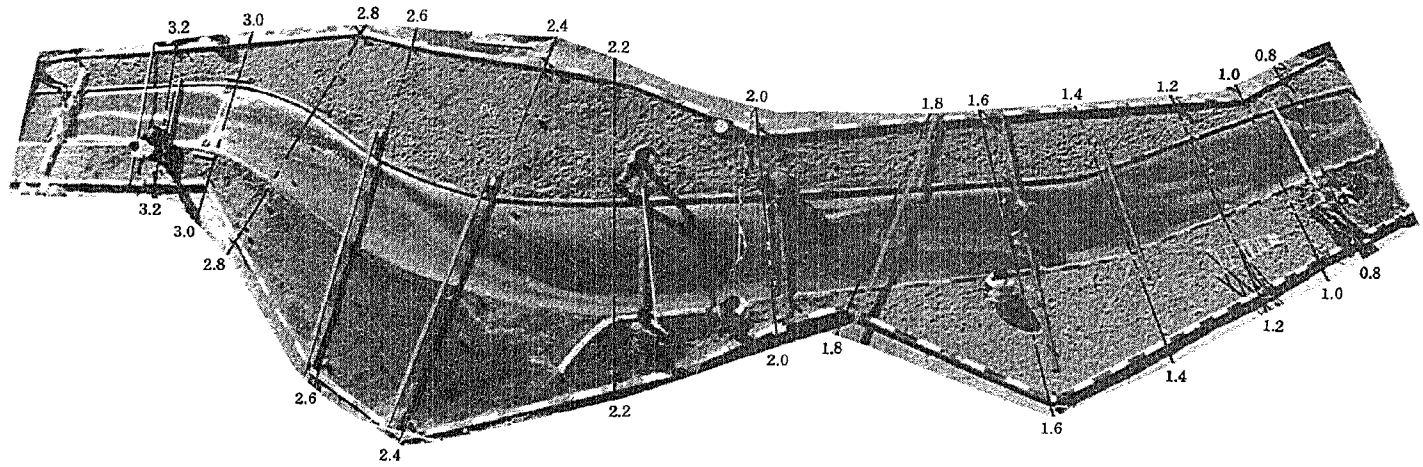


写真 6 - (2) 実験開始より 60 分後の流況

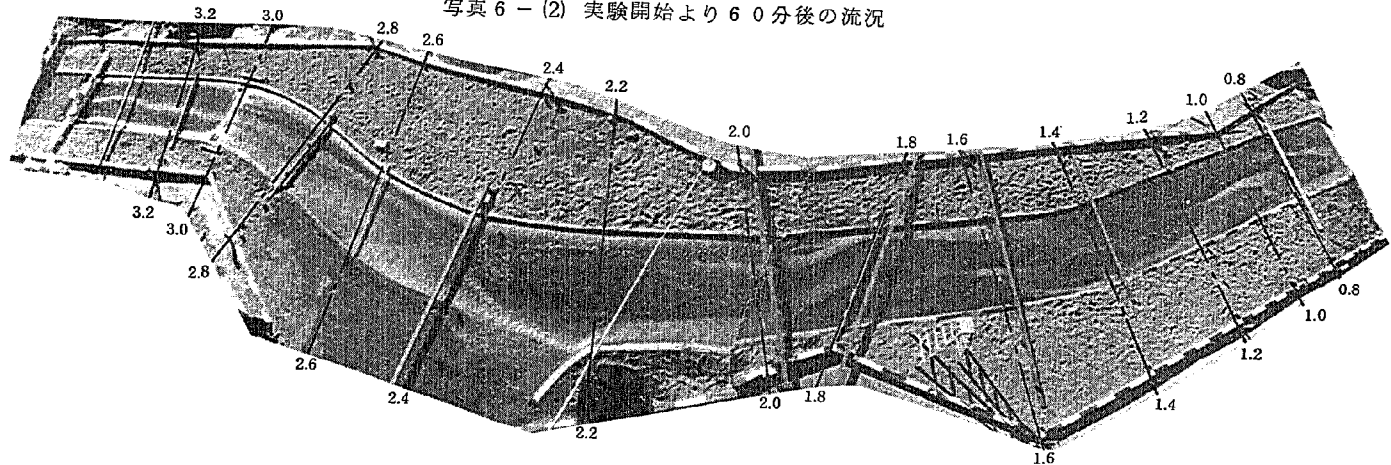


写真 - 6 実験 No. 15 の流況 (流量  $540 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量  $0.12\%$ )

写真 7 - (1) 実験開始より 30 分後の流況

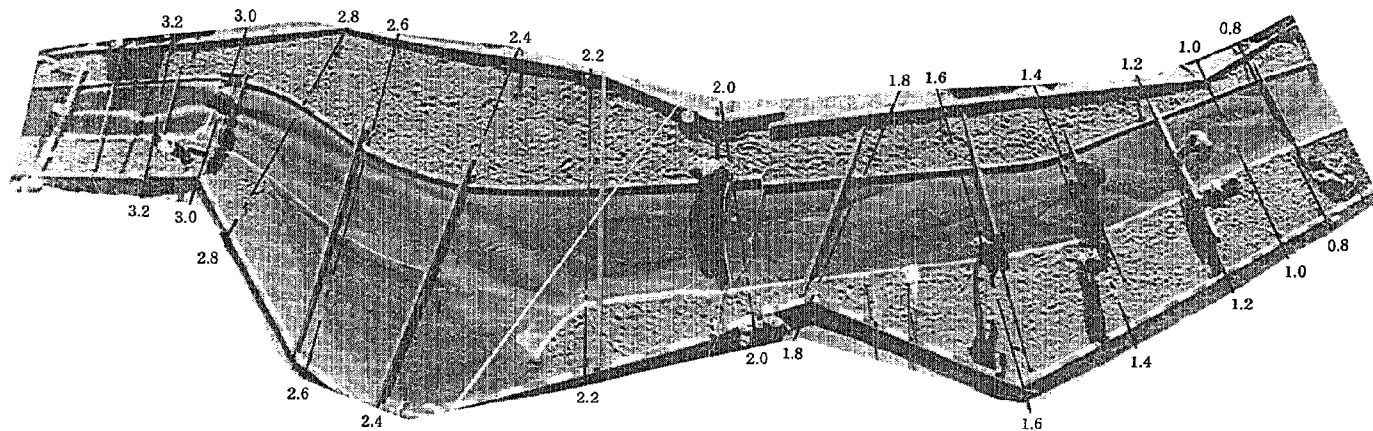


写真 7 - (2) 実験開始より 60 分後の流況

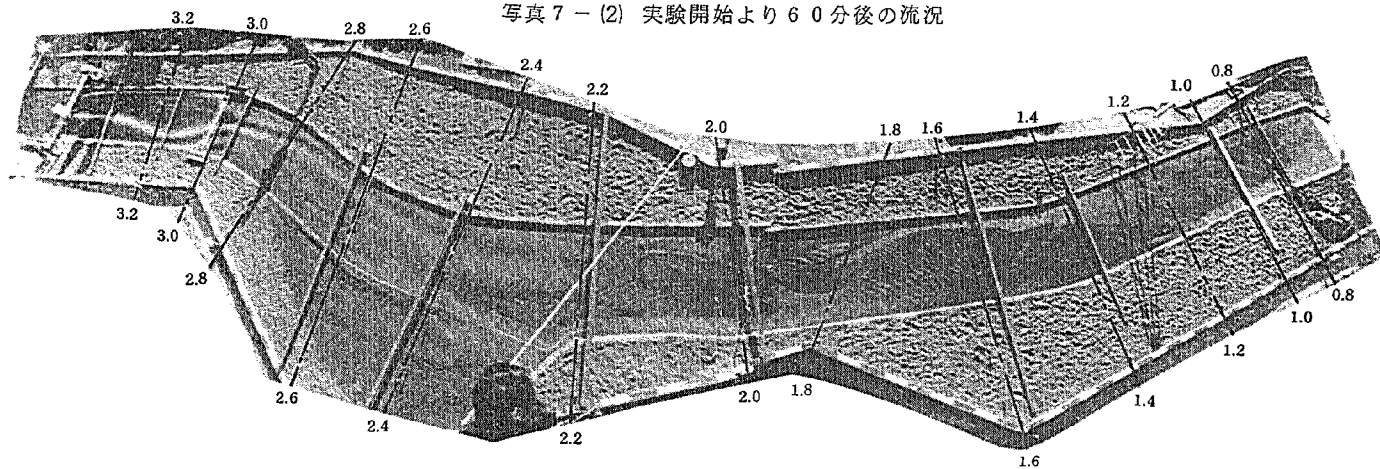


写真 - 7 実験 No. 16 の流況 ( 流量  $890 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量  $0.11\%$  )

写真 8 - (1) 実験開始より 30 分後の流況

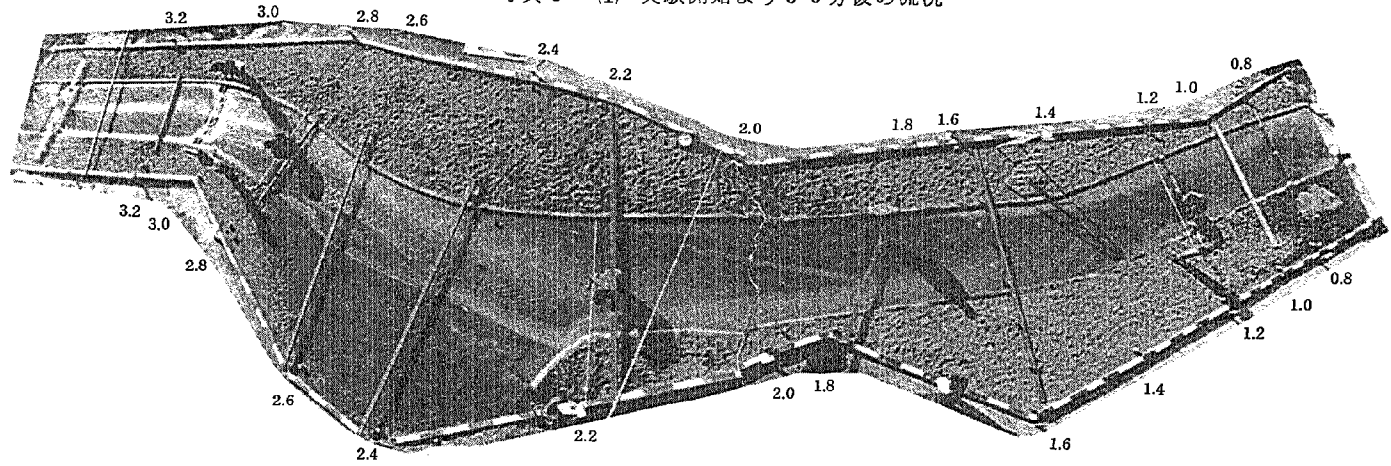


写真 8 - (2) 実験開始より 60 分後の流況

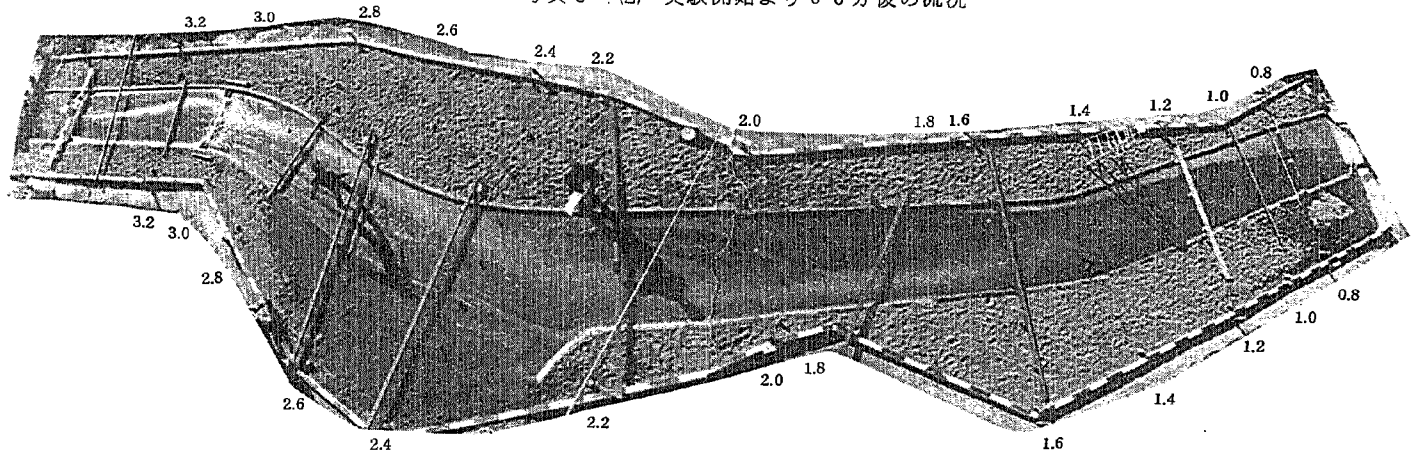
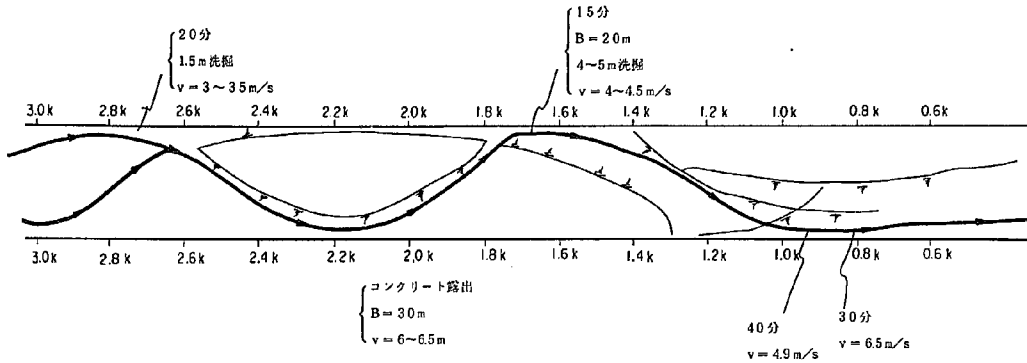
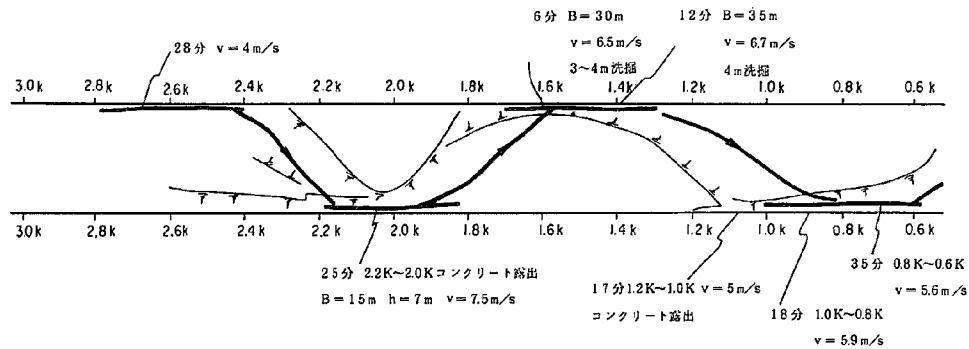


写真 - 8 実験 No. 17 の流況 (流量  $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量  $0.17 \%$ )

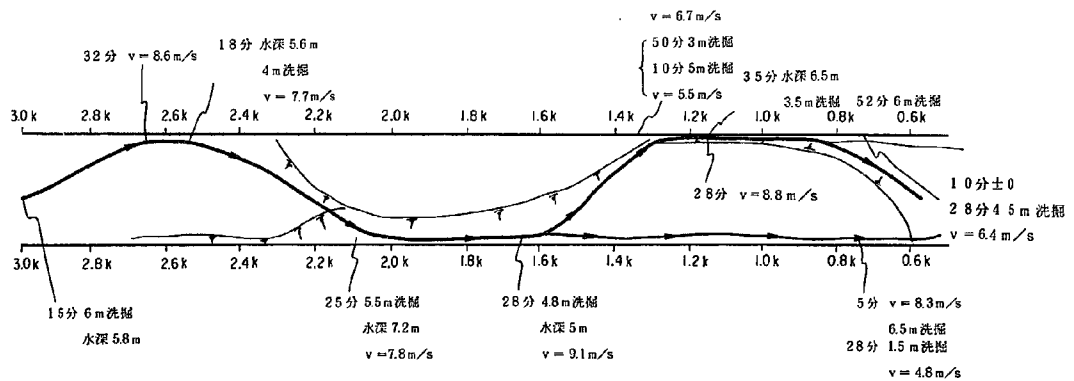
ケース 2



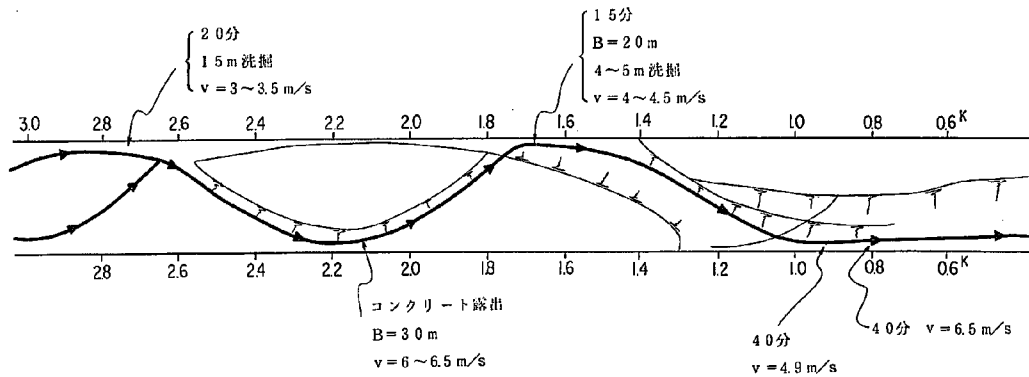
ケース 3



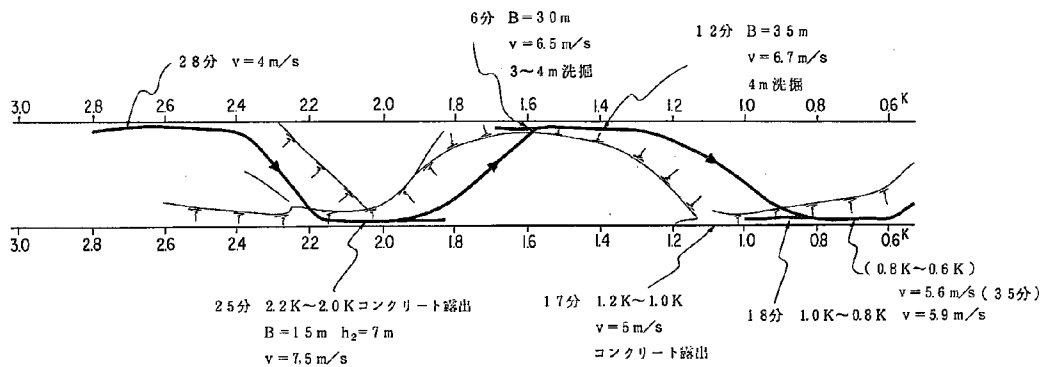
ケース 4



ケース 15 (流量 540 m<sup>3</sup>/sec 給砂量 0.12 %)



ケース 16 (流量 890 m<sup>3</sup>/sec 給砂量 0.11 %)



ケース 17 (流量 1350 m<sup>3</sup>/sec 給砂量 0.17 %)

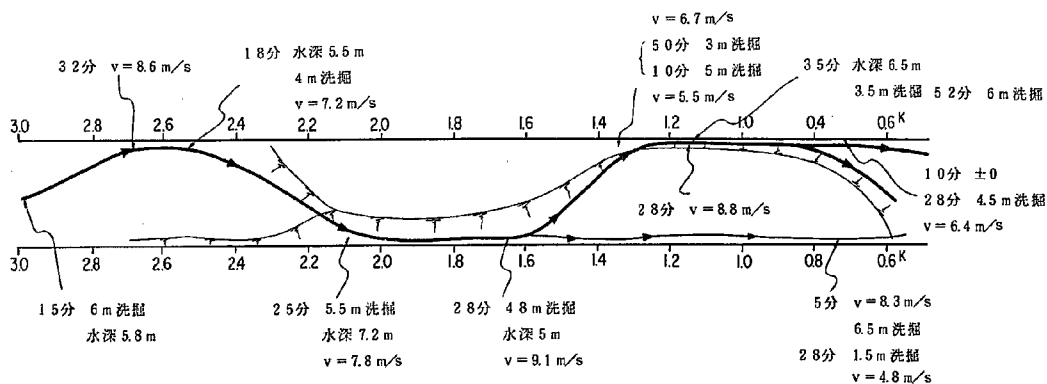


表-12 給砂量と流出土砂量との関係

| 実験No | 流 量                     | 給 砂 量(A)                | 流出土砂量 (B)               | 流路内変動量                    | B/A  |
|------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------------|------|
| 15   | 540 m <sup>3</sup> /sec | 19,345.2 m <sup>3</sup> | 4,657.94 m <sup>3</sup> | - 27,234.2 m <sup>3</sup> | 2.40 |
| 16   | 890                     | 29,017.8                | 11,236.68               | - 83,349.0                | 3.87 |
| 17   | 1350                    | 69,491.8                | 188,238.4               | -118,746.6                | 2.71 |

#### ⑥ 計画法線形状の問題点

1) 流量 540 m<sup>3</sup>/sec、890 m<sup>3</sup>/sec、1350 m<sup>3</sup>/sec の洪水で流路内に単列の砂礫堆が形成され、流路幅を約15～35 mと狭めるので、流水が集中する護岸沿いで高流速が生じ、洗掘が著しい。流量 540 m<sup>3</sup>/sec (2年確率流量)の洪水で、4～6.5 m/sec という高流速を生じ、3 m以上の洗掘を受けている等、護岸の安全性に乏しい。

ロ) 整形河床勾配の凹凸形状によることにも一因があると考えられるが、河道内に単列状の砂礫堆が形成され、流路が固定される影響を受けて、河床が洗掘され、土砂生産源となる。

ハ) 以上のような問題点に対す原因が、法線形状によるものか、流路幅によるものか、あるいは、縦断勾配による影響かを明確にさせる必要がある。芦田ら<sup>6)</sup>や池谷ら<sup>7)</sup>の考え方に従えば、縦断勾配による影響は小さく、流路幅も適用範囲内にあるので、問題がないとすれば、法線形による影響が強いことになる。しかし、この問題は後述するように床固工を流路幅の1.83～2.0倍の間隔に設けることにより解消されている。

### 3-2 床固工の検討

#### 3-2-1 床固工の間隔

##### 1) 芹沼床固工～開進橋区間

① 実験No.5 (流量 1300 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.05%)、No.6 (流量 1300 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.07%)、No.7 (流量 1300 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.06%、流量 540 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.07%)、No.8 (流量 1300 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.08%)についての流況を写真-5及び9、10、11に示している。また、実験開始より60分後の砂礫堆の平面形状を図-25に整理した。

② 実験No.7は実験No.6に対して、芹沼床固工から下流に荆沢床固工、荆沢第2床固工、町谷2号床固工の3基だけを設けて計画勾配を1/90にした場合の実験である。実験No.6は、図-19-(1)、図-20-(1)に示す落差2 mの7基の床固工を設置した場合であり、実験No.8は実験No.6の落差工を帯工にかえ河床勾配を1/75に計画した場合の実験である。

③ 実験No.5 (横工なし)の場合に、写真-5、及び図-25-(1)で示すように、反曲法線の影響を受けて単列状の砂礫堆が形成され護岸沿いに流水が集中しているが、実験No.6のように床固工を設けると写真-9及び図-25-(2)が示すように流路内に複列状の砂礫堆が形成され、流水の極端な片寄りはなく護岸沿いでの流速は3 m/sec～5 m/secであり実験No.5にくらべて小さな値を示している。また護

岸沿いでの洗掘深は小さくなっている。

④ このように床固工は、流水を整流させる点で有効であるが、床固工間隔は砂礫堆長より短かくしないと効果が無い。実験Na 7で、荆沢第4床固工と町谷第2床固工間隔が大きいために、同区間の流況は、床固工を設けない実験Na 5の場合と大差がない。荆沢第4と町谷第2床固工間に形成された砂礫堆長は1100 mであり同区間に設けた床固工間隔は1050 mであるから床固工間隔と砂礫堆長は、ほぼ等しい。実験Na 6のように荆沢第4床固工と町谷床固工間を550 m、町谷床固工と町谷第2床固工間を500 mとする間隔に床固工を設けると床固工の効果が大きい。同区間の床固工間隔と流路幅との関係は、 $L_1 = (3.3 \sim 3.7) B$ となっている。

⑤ 実験Na 8は実験Na 6の床固工(落差工)を帯工にかえ勾配を1/75とした場合であるが、写真-9と写真-11及び図-25-(2)と図-25-(4)で示すように、落差工を帯工にかえても流水の乱流は防止されており床固工間隔が同じであれば床固工の落差による影響(河床勾配の影響)は本実験の範囲では小さいことになる。

⑥ 床固工は砂礫堆の高さ(通水後の最高河床高と最低河床高との差を砂礫堆の高さと定義する)を低くする。図-26は実験Na 5(給砂量1300 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.05%)と実験Na 6(流量1300 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.07%)との砂礫堆の高さを縦断的に表示したものである。床固工を設けない実験Na 5にくらべると床固工を設けた実験Na 6の方が砂礫堆の高さが低くそれだけ流況が安定することを示している。

表-11で実験Na 5とNa 6について、模型末端に流出した土砂量を比較しているが、実験Na 6は、実験Na 5に対して約80%も流出土砂量が減少しており、流路工内の河床低下は、それだけ防止されたことになる。

⑦ 以上のように床固工は、流水の整流と河床低下防止に対して効果が大きい。しかし、写真-9が示すように荆沢第4床固工と町谷床固工で流水が左岸に、町谷床固工～町谷第2床固工間で右岸に主流路をとる傾向がみられる。また、図-26で3.8 K地点での河床変動高が大きいので図-19、20に示すように荆沢第4と町谷床固工間に荆沢第5床固工を、また、町谷と町谷第2床固工間に町谷第1床固工を配置する方がより望ましい。

## 2) 開進橋より関の沢床固工区間

図-23で実験Na 15(流量540 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.12%)、Na 16(流量890 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.11%)、Na 17(流量1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.17%)における砂礫堆の平面形状を示している。流量の増大と流下時間の影響で砂礫堆は下流に移動するが、図-23で示す砂礫堆長はほぼ400～560 mであり、流路幅に対して2.7～3.7倍の長さとなっている。同図に計画する床固工の位置を示している。この床固工の位置は、曲線の始点、終点、及び中点付近に設けており、その間隔は、表-7-2に示しているように、275 m～300 mであり、流路幅の1.83～2.0倍に計画している。図-23で、砂礫堆の平面形状と位置との関係は、ほぼ、砂礫堆が形成される始端と中央点及び終端にも一致させている。

① 実験Na 24～Na 27の流況の時間的変化を写真12～15で、また図-27で実験Na 27(流量1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.22%)の実験終了直前の砂礫堆の平面形状や主流線等を示している。

② 現状河道や、床固工を設けない場合(写真4、6、7、8、図-22-(1~3))は、河道内に形成される砂礫堆の影響によって流路幅が極端に狭められて、流水が護岸沿いに集中し、流況を乱しているのに対して、床固工を計画すると、流量の大小に影響なく床固工と下流の床固工間に複列状の砂礫堆が形成されるが流水は整流されている。

③ 最大流速は床固工を設けない場合に左右岸で、床固工を設けると、中央部に生じる傾向がみられる。例えば、実験No.17の場合に、水衝部となる左右の護岸沿いで8~9 m/secという高流速を生じているのに対して、床固工を設けた実験No.20~27の最大流速は流路の中央部で5~7 m/secであり、流速も低減している。

④ 図-24に各実験ケース毎の通水前に対する堆積及び洗掘深を平面的に示している。図-24-(1)の実験No.15(流量 540 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.12%)と図-24-(4)の実験No.21(流量 540 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.01%)との堆積及び洗掘深の状況を比較しても、床固工を計画した実験No.21の場合に単列蛇行がなくなり、護岸沿いの洗掘深が小さくなっていることが分かる。ただし、床固工の前庭部での洗掘が大きい等の問題があり、前庭保護工に対しては別途検討を要する。

⑤ 表-13に給砂量と流出土砂量との関係を示している。表-13で現状河道や護岸工のみを設けた実験No.15~No.17及び水制工を設けた実験No.18~No.19の場合に、給砂量より流出土砂量が多く、流路内で河床が洗掘されているのに対し、床固工を設けると給砂量より流出土砂量が少なく、河道内堆積傾向を示す。このように、床固工を計画することにより河床低下は防止される。表-13で例えば、実験No.15とNo.21とでは、実験No.21の方が模型末端から流出した土砂量は約82%も減少している。

表-13 給砂量と流出土砂量との関係

| 実験No. | 給砂量(A)                | 流出土砂量(B)              | 河道内変動量                  | B/A  | 流出土砂濃度 |
|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|------|--------|
| 14    | 59,353 m <sup>3</sup> | 28,812 m <sup>3</sup> | + 30,541 m <sup>3</sup> | 0.49 | %      |
| 15    | 19,345                | 4,657.9               | - 27,234                | 2.40 | 0.29   |
| 16    | 29,018                | 11,236.7              | - 83,349                | 3.87 | 0.42   |
| 17    | 69,492                | 18,823.8              | - 118,746               | 2.71 | 0.46   |
| 18    | 121,696               | 20,451.4              | - 32,818                | 1.68 | 0.50   |
| 19    | 19,688                | 600.8                 | - 40,330                | 3.05 | 0.25   |
| 20    | 78,273                | 48,569                | + 29,704                | 0.62 | 0.12   |
| 21    | 13,034                | 8,095                 | + 4,939                 | 0.62 | 0.05   |
| 22    | 40,661.7              | 57,333                | + 34,928.4              | 0.14 | 0.14   |
| 23    | 40,661.7              | 62,212                | + 34,440.5              | 0.15 | 0.15   |
| 23    | 95,560                | 28,484                | + 67,076                | 0.30 |        |
| 25    | 90,758                | 32,673                | + 58,805                | 0.36 |        |
| 26    | 56,273                | 39,834                | + 16,439                | 0.29 |        |
| 27    | 90,758                | 51,116                | + 39,642                | 0.56 | 0.13   |

⑥ 町谷第4床固の位置が図-19-(2)に示すように曲線部の始点付近に設けられていることから、写真-16で示すように兩岸に沿って直線部を流下した流水が町谷第4床固工の袖部に当たり、袖付近で水位を高め、周期的に袖部を0.3～0.7 mの水深で越水する場合がある。ただし護岸越水はない。



写真-16

⑦ 実験No22(流量 1350  $\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 1.0%)、No23(流量 1350  $\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂量1.0%)は異常土砂が流入した場合に、流況や河床変動にどのような影響を与えるかを調べるために実施した。

イ) 写真-17と写真-18で実験No22と実験No23における流況の時間的変化を示しているが写真-6～8及び19、20で示す流況(護岸工のみ、水制工設置)に比べると、流水が護岸沿いに集中して流下するようなことがない。ただし、実験No22で実験開始より40分を経過する頃より、針貝床固工付近の左岸、針貝第1床固工付近の右岸に主流路をとる単列蛇行が生じるが、直接護岸への影響はない。

ロ) 図-24-(5)は、流量 1350  $\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 1%の水理条件の通水前の河床に対する変化高を平面的に示したものであり、また図-28は各断面間毎に変動量を算出し、縦断的に示している。

図-24-(5)及び図-28-(1)が示すように針貝床固工から上流部での堆積量が多く、針貝第1床固工から下流は洗掘傾向を示している。

ハ) これに対して図-24-(6)、図-28-(2)は同じ 1350  $\text{m}^3/\text{sec}$  で平衡給砂を行った実験No27の河床変化高及び変動量を示している。

実験No22(流量 1350  $\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 1.0%)の場合に比べて実験No27の方が針貝床固工から上流での堆積量が小さく、これより下流部の洗掘量が小さい。このことから、同一流量で同一条件の基で過剰給砂をおこなった場合は、平衡給砂がおこなわれる場合にくらべて、針貝床固工より上流で堆積、これより下流で洗掘を強める傾向を示していることがわかる。

⑧ 以上のように、床固工を流路幅の1.83～2.0倍の間隔で設けると、流水を整流し、河床低下を防止することができる。ただし、護岸沿いの洗掘深は小さくなったが床固工の前庭部での洗掘深が大きい等の問題があり、前庭保護工に対しての検討が必要となる。

### 3-2-2 水制工の検討

床固工によって流水の整流化を期待するが、実験No18(流量1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.3%)とNo19(流量540 m<sup>3</sup>/sec、給砂量0.08%)は、床固工の袖部が流況にどのような影響を与えるかを調べるために実施したものである。この床固工の袖部、すなわち水制工は、図-19-(2)に示す床固工の計画と同じ位置に設置し、水制工の形状は床固工の袖部と同じ17.5 mとした。

1) 実験No18の流況を写真-19と図-22-(4)とで、また、実験No19の流況を写真-20と図-22-(5)に示している。

2) 実験No18の場合、実験開始直後は複列状の砂礫堆が形成されるが、時間の経過に従って単列状の砂礫堆が形成されていく。従って、流水は単列蛇行して2.8K~2.6Kの左岸、2.2K~1.8Kの右岸、1.6K~1.4Kの左岸、1.2Kより下流部の右岸を水衝部として流下するようになる。これらの水衝部は、実験No15~No17(法線形状の検討、横工なし)の場合とほぼ同じであり、水制工による流水の整流化は困難である。さらに、水制工に流水が集中し、図-24-(7)で示すように水制工周辺での洗掘が著しく護岸及び水制工の工作物体の安全性に乏しい等の問題がある。ただし、水制工は、単列状の砂礫堆を複列状の砂礫堆に変え、砂礫堆長を短くする傾向を示す。

3) 実験No19の場合、実験開始当初は流水が整流されているが、実験時間経過に従って実験No18と同様単列状の砂礫堆が形成され、2.7Kの左岸、2.2Kの右岸、1.8K~1.6Kの左岸、1.4Kの右岸、0.8Kの左岸等に流水が集中する。

図-24-(8)で示すように、これらの流水が集中する箇所での護岸沿いや水制工周辺での洗掘が著しい。

4) 以上のように、2.2Kより上流の反曲部による法線形状の影響も加わっていると考えられるが、水制工によって流水を整流することはできなかった。しかし、水制工は単列状の砂礫堆を複列状の砂礫堆に変え、砂礫堆長を短かくする傾向を示すことがわかった。

### 3-2-3 床固工の形状の検討

1) 複断面形と単断面形との相違点

① 計画洪水及びそれ以下の流量に対しても、複断面は、単断面より床固工前庭部の洗掘を大きくする欠点がある。

写真 9 - (1) 実験開始より 30 分後の流況

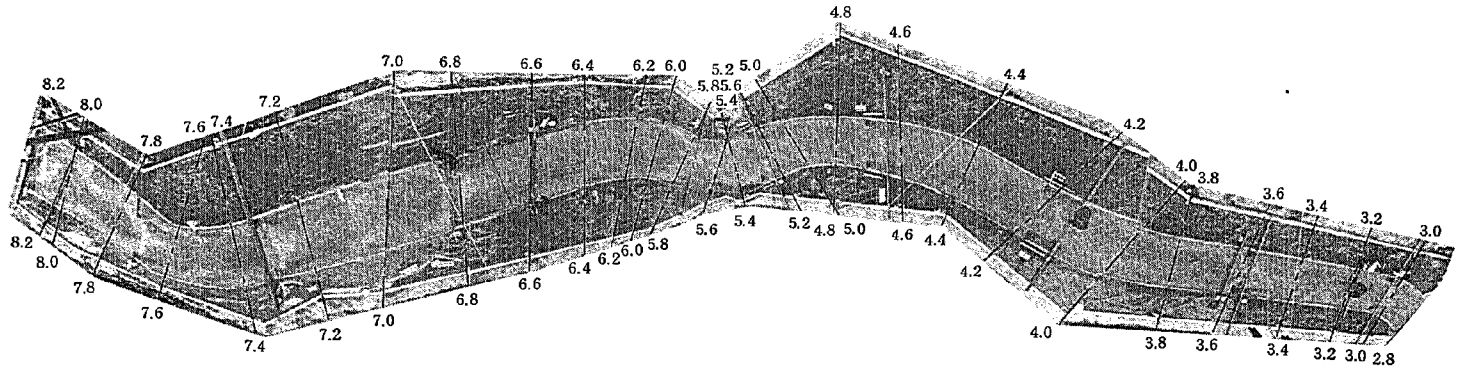


写真 9 - (2) 実験開始より 60 分後の流況

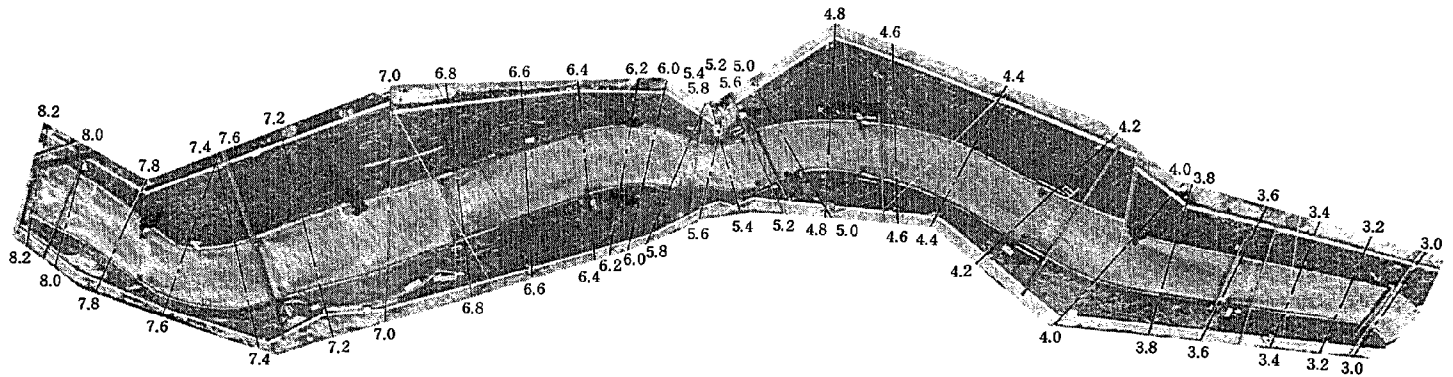


写真-9 実験No.6 の流況 (流量  $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量  $0.07 \%$ )

写真 10-(1) 実験開始より 30 分後の流況

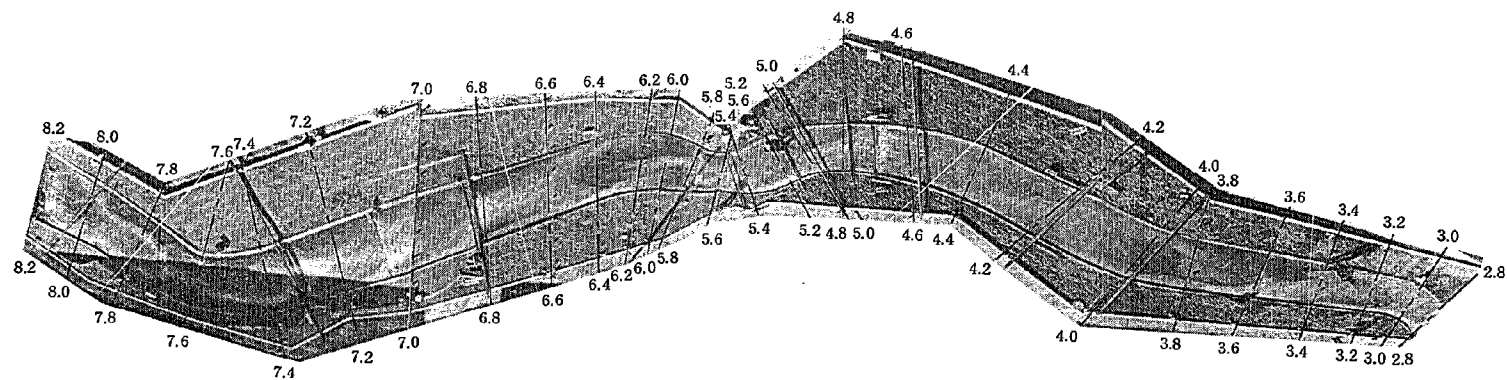


写真 10-(2) 実験開始より 60 分後の流況

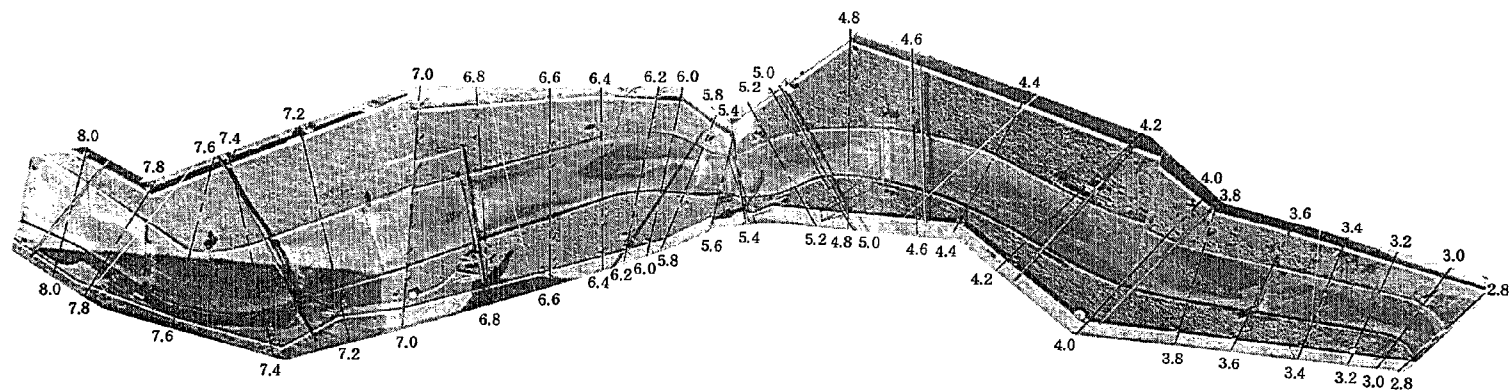


写真-10 実験No.7の流況 (流量  $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量  $0.06 \%$ )

写真 11-(1) 実験開始より 30 分後の流況

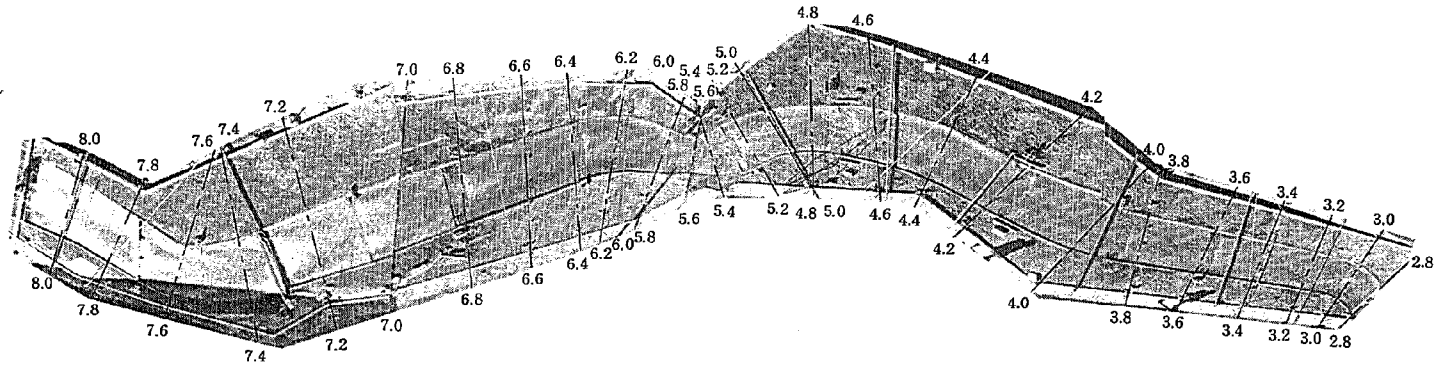


写真 11-(2) 実験開始より 60 分後の流況

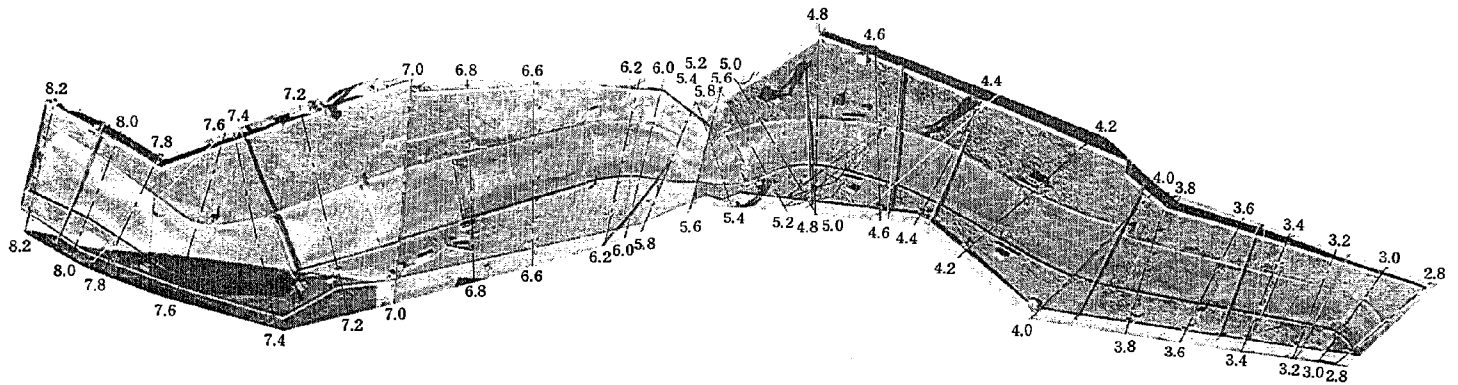


写真-11 実験No 8 の流況 (流量  $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量  $0.08\%$ )

写真12-(1) 実験開始より10分後の540 m<sup>3</sup>/sec時における流況

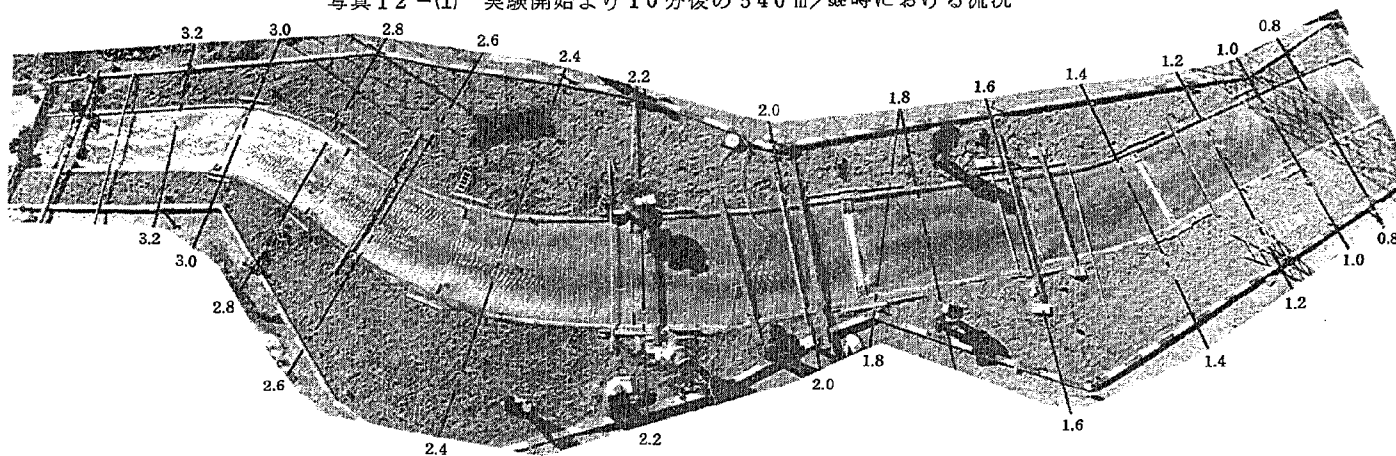


写真12-(2) 実験開始より30分後の540 m<sup>3</sup>/sec時における流況

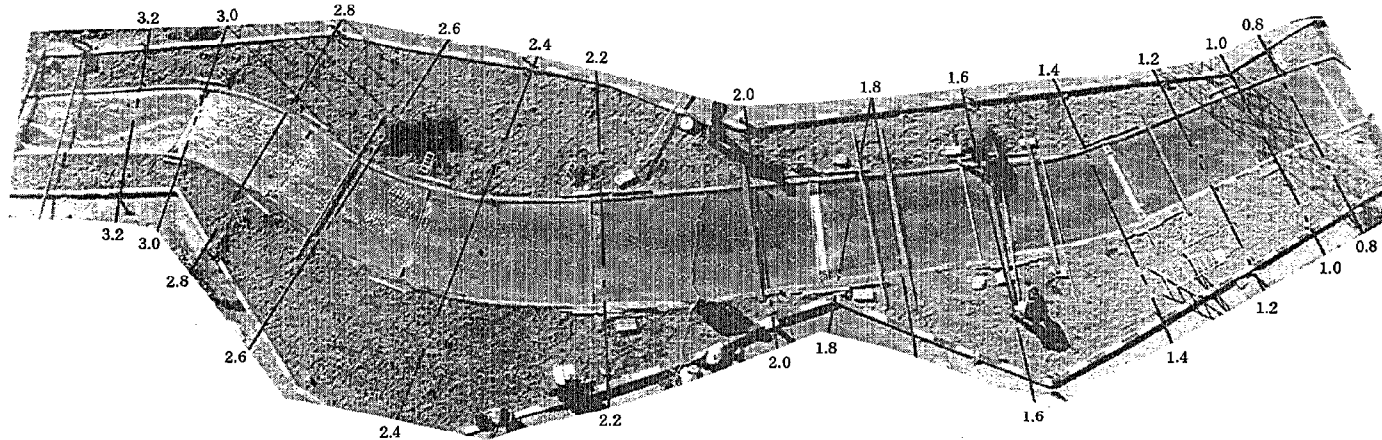


写真-12 実験No.24の流況(流量; 540 m<sup>3</sup>/sec、1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量; 0.30%, , 0.35%)

写真12-(3) 実験開始より40分後の1350 m<sup>3</sup>/sec時における流況

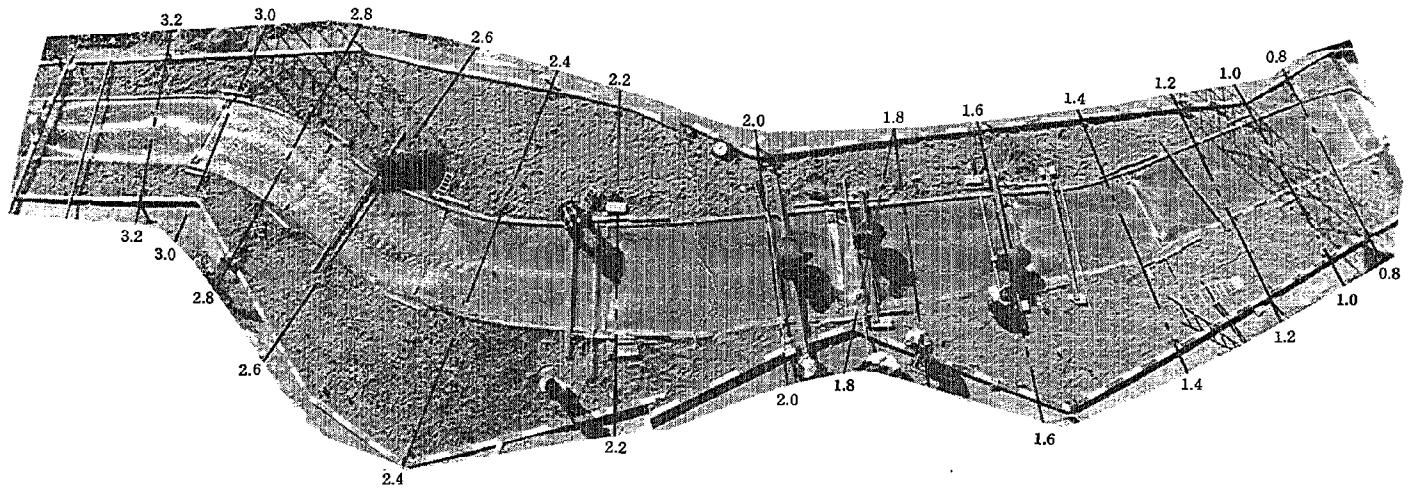


写真12-(4) 実験開始より60分後の1350 m<sup>3</sup>/sec時における流況

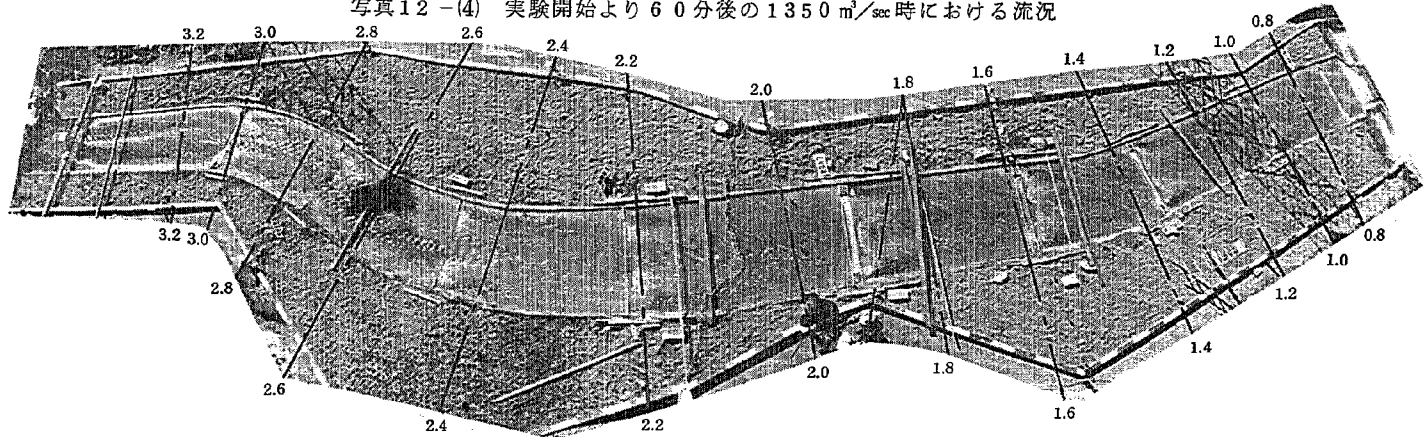


写真-12 実験No 24の流況(流量; 540 m<sup>3</sup>/sec、1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量; 0.30%, 0.35%)

写真13-(1) 実験開始より10分後の540 m<sup>3</sup>/sec時における流況

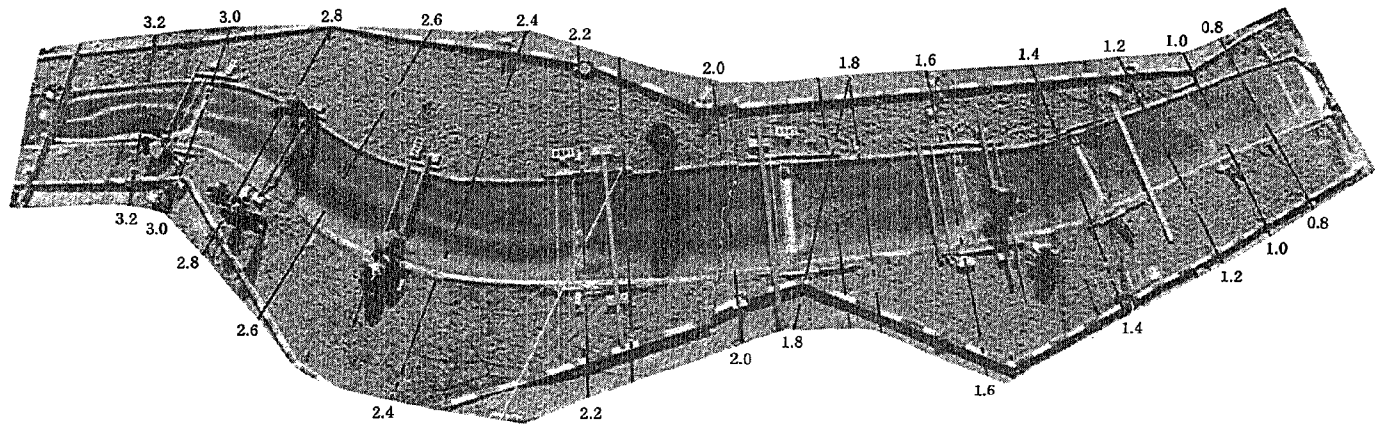


写真13-(2) 実験開始より30分後の540 m<sup>3</sup>/sec時における流況

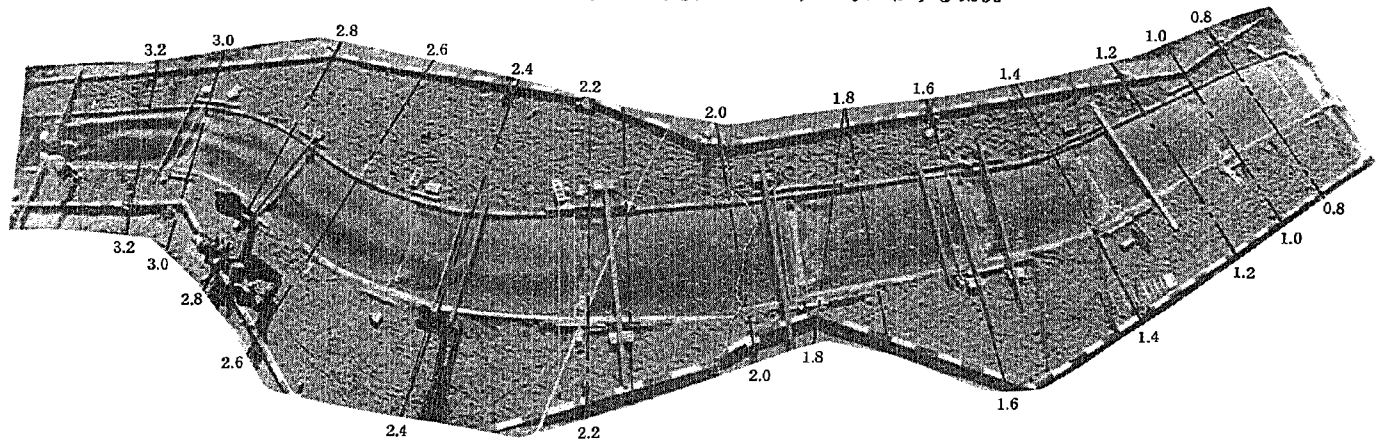


写真-13 実験No.25の流況(流量; 540 m<sup>3</sup>/sec、1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量; 0.32%, 0.32%)

写真13-(3) 実験開始より40分後の1350 m<sup>3</sup>/sec時における流況

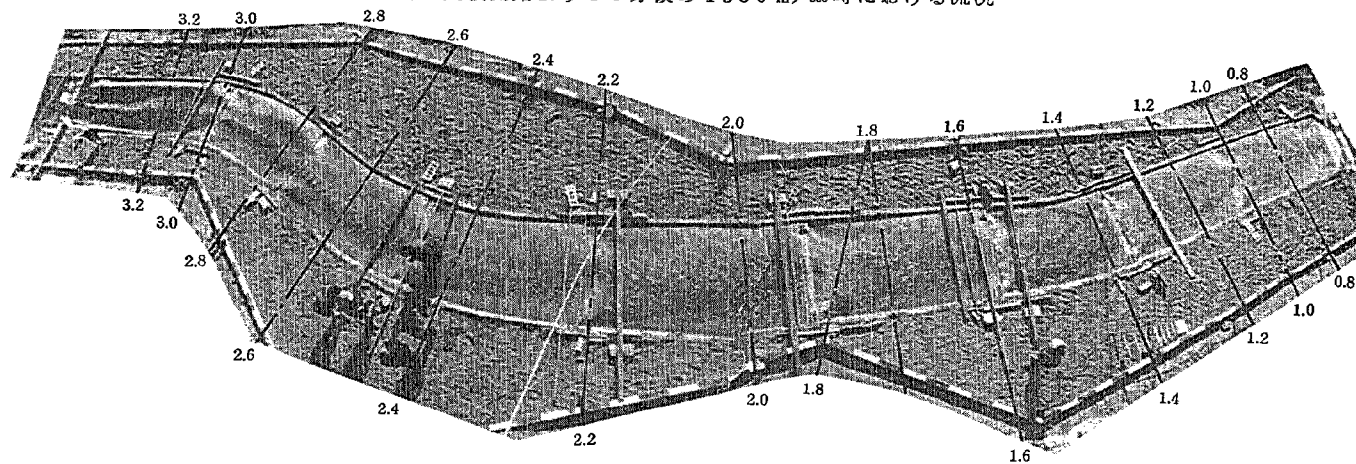


写真13-(4) 実験開始より60分後の1350 m<sup>3</sup>/sec時における流況

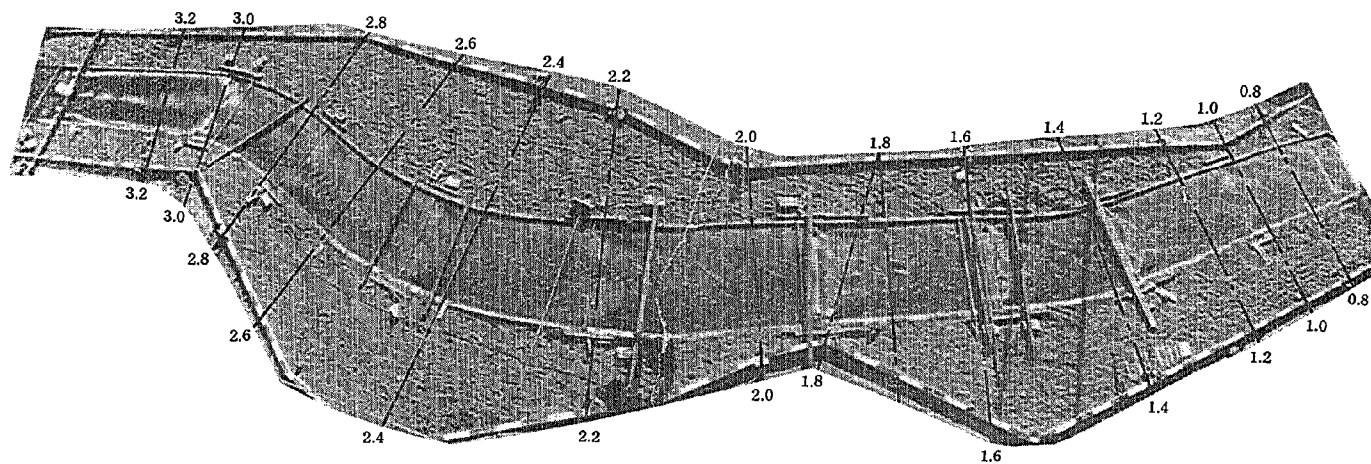


写真-13 実験No.25の流況(流量; 540 m<sup>3</sup>/sec、1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量; 0.32%, 0.32%)

写真14-(1) 200 m<sup>3</sup>/sec時の流況

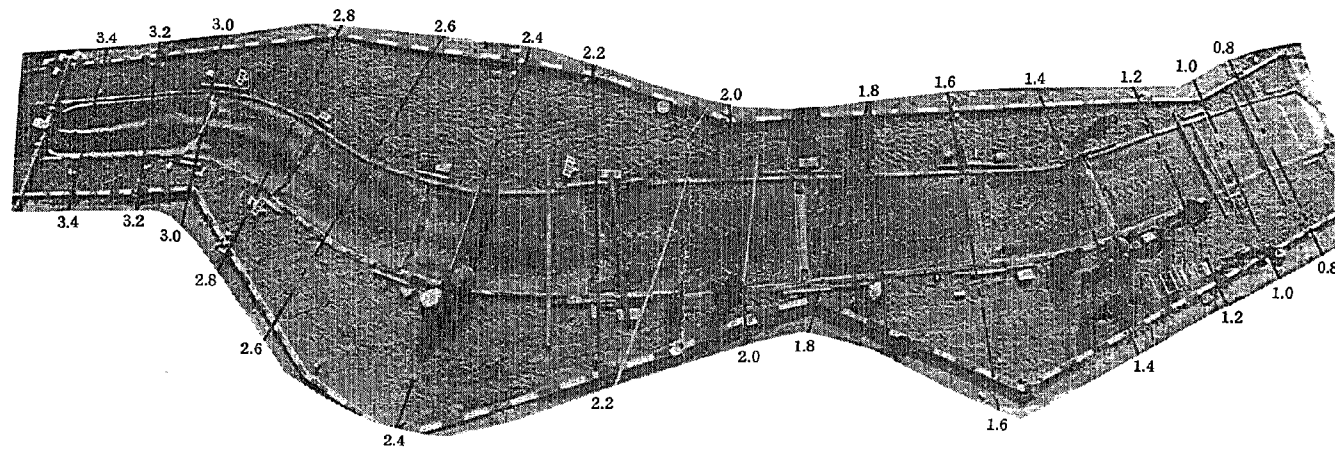


写真14-(2) 600 m<sup>3</sup>/sec時の流況

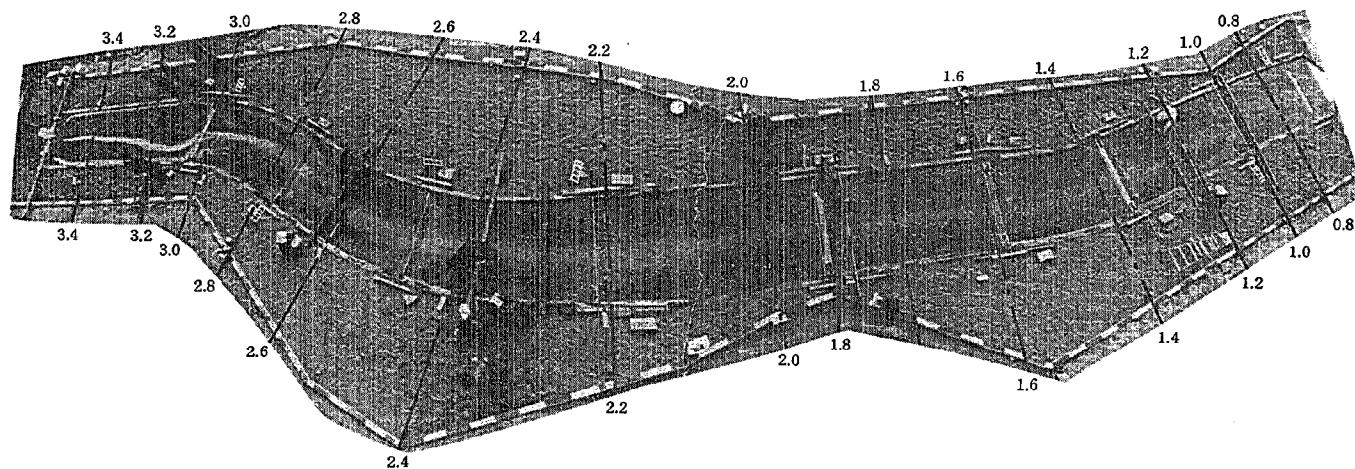


写真-14 実験No.26の流況（流量；洪水波形、給砂量；平衡）

写真 14 - (3)  $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$  時の流況

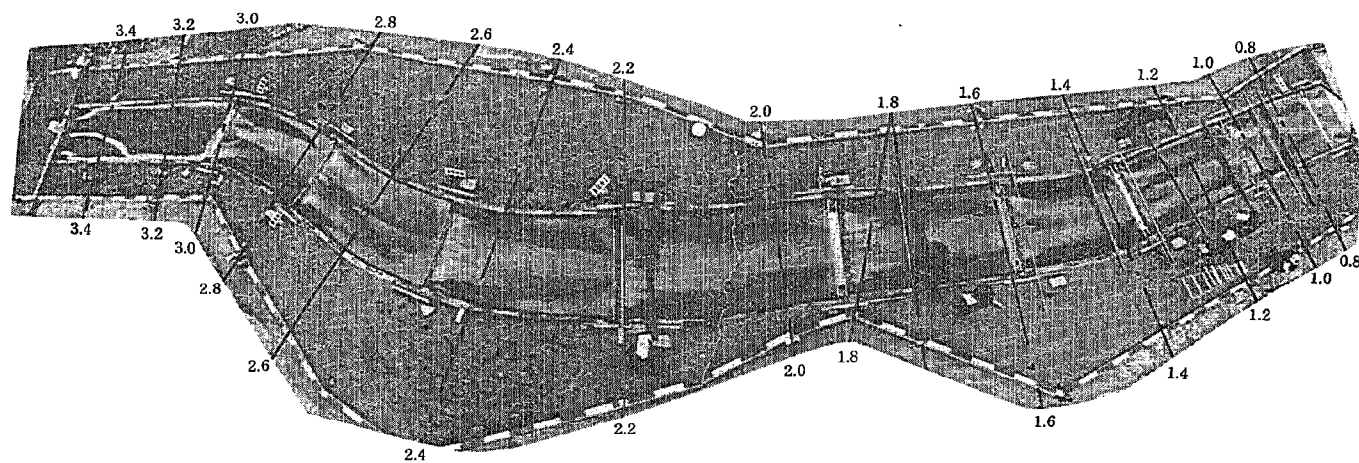


写真 14 - (4)  $700 \text{ m}^3/\text{sec}$  時の流況

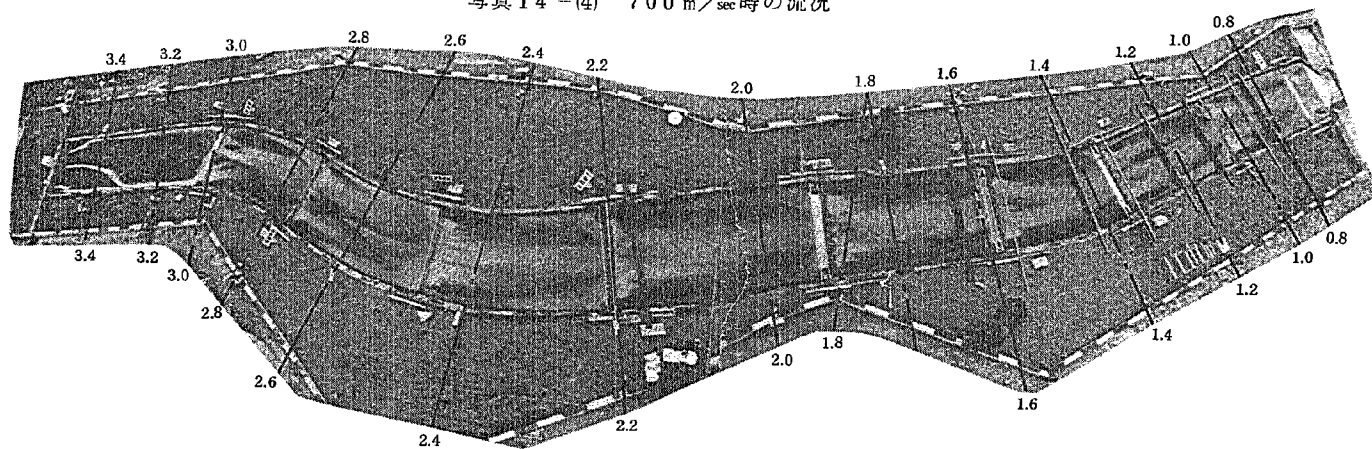


写真 - 14 実験 No. 26 の流況 (流量; 洪水波形、給砂量; 平衡)

写真15-(1) 実験開始より30分後の流量

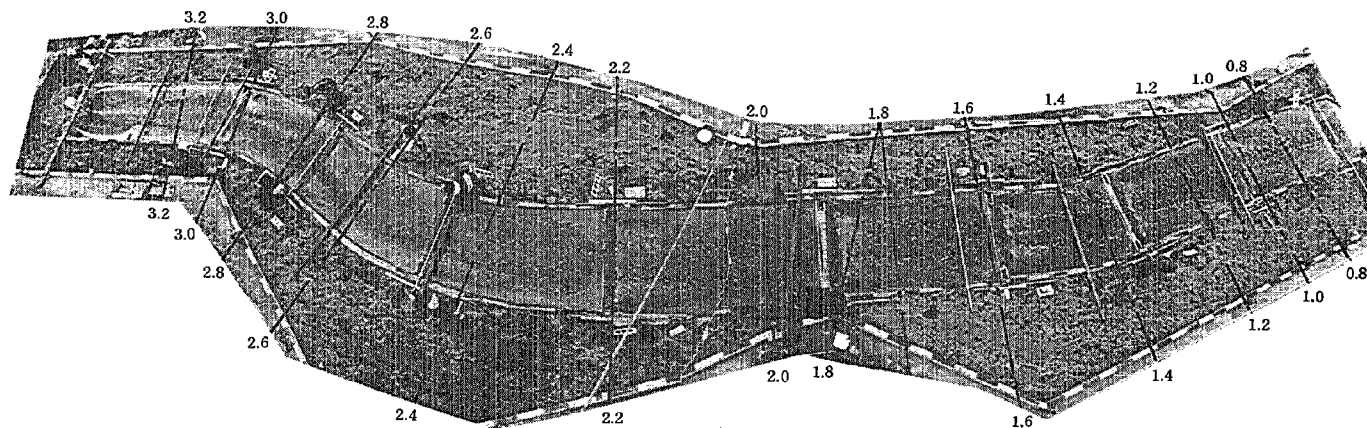


写真15-(2) 実験開始より60分後の流況

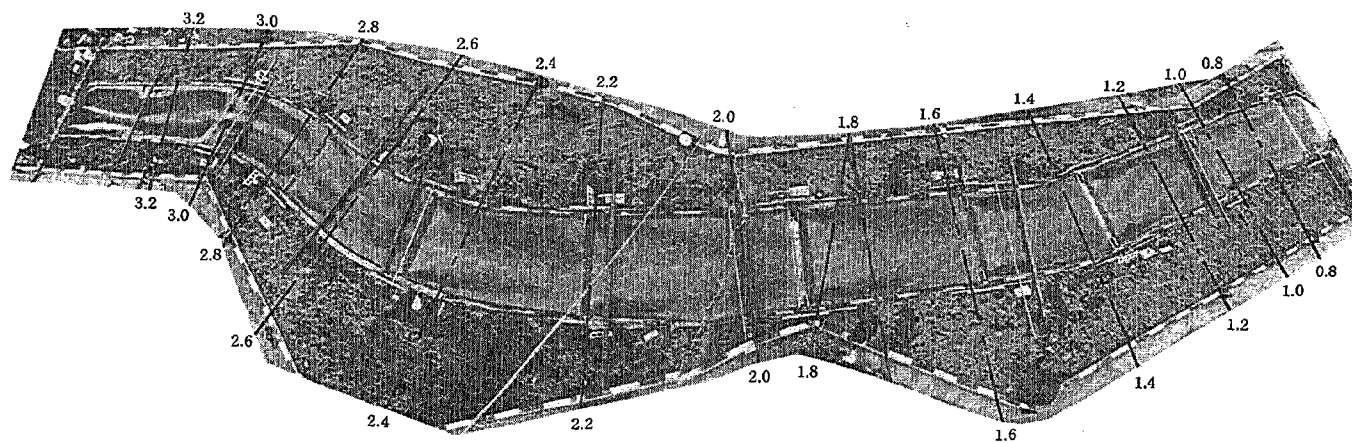


写真-15 実験No.27の流況(流量 $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $0.22\%$ )

写真17-(1) 実験開始より30分後の流量

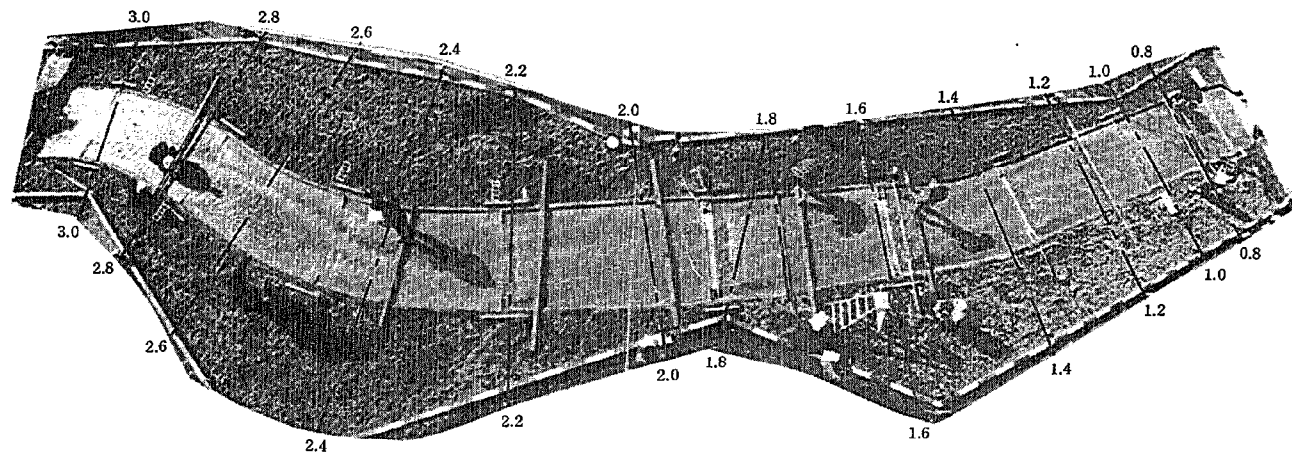


写真17-(2) 実験開始より60分後の流況

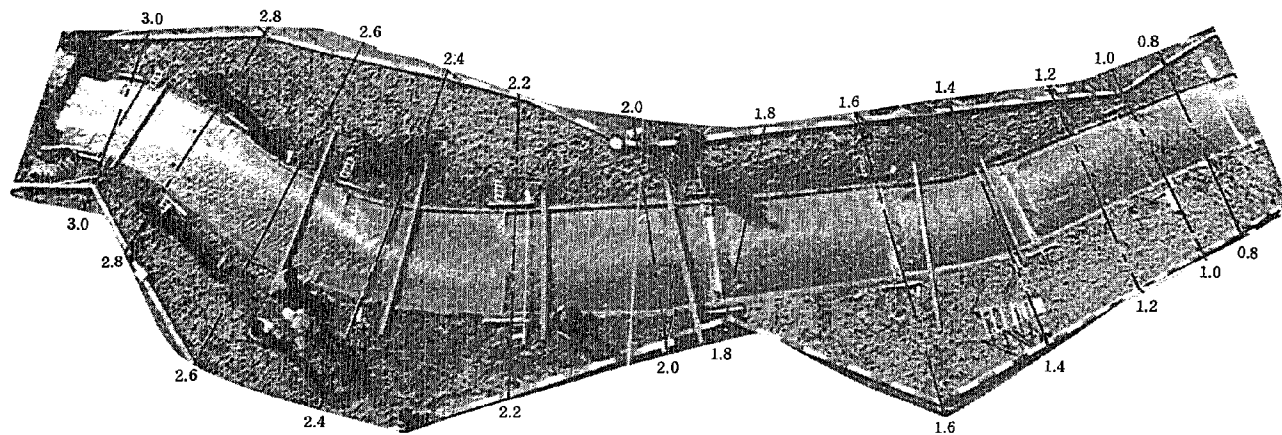


写真-17 実験No.22の流況(流量 $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $1.0\%$ )

写真18-(1) 実験開始より30分後の流況

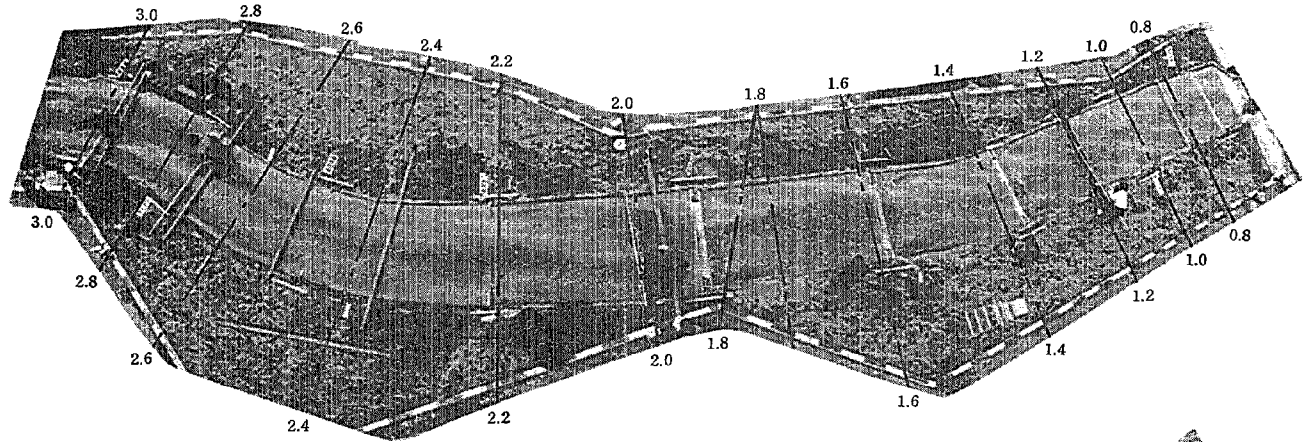


写真18-(2) 実験開始より60分後の流況

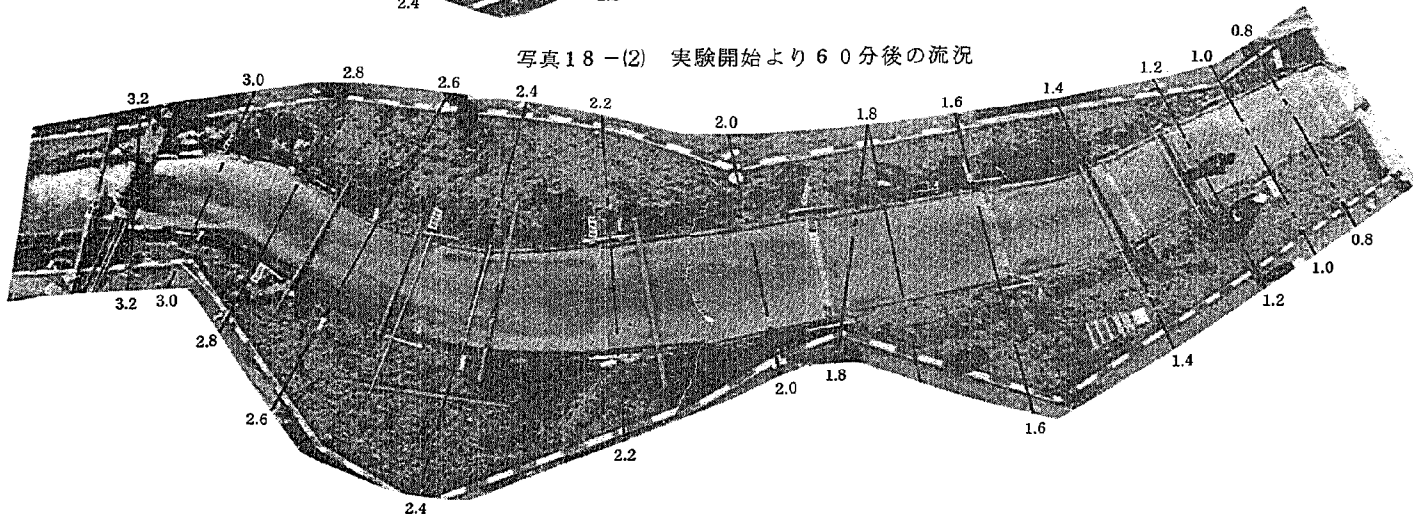


写真-18 実験No 23の流況(流量 $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $1.0\%$ )

写真19-(1) 実験開始より30分後の流況

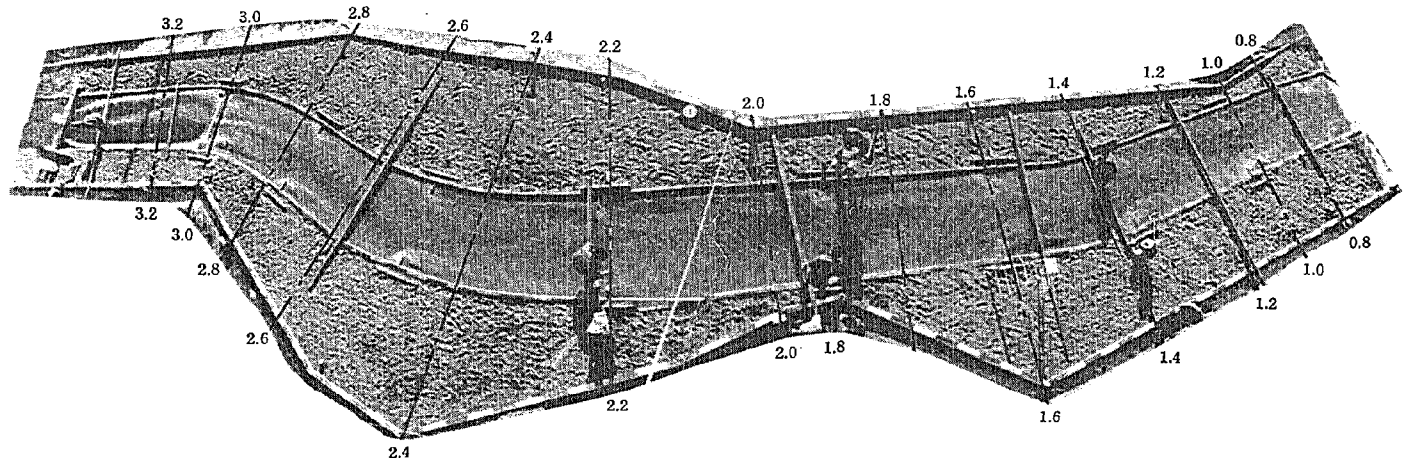


写真19-(2) 実験開始より60分後の流況

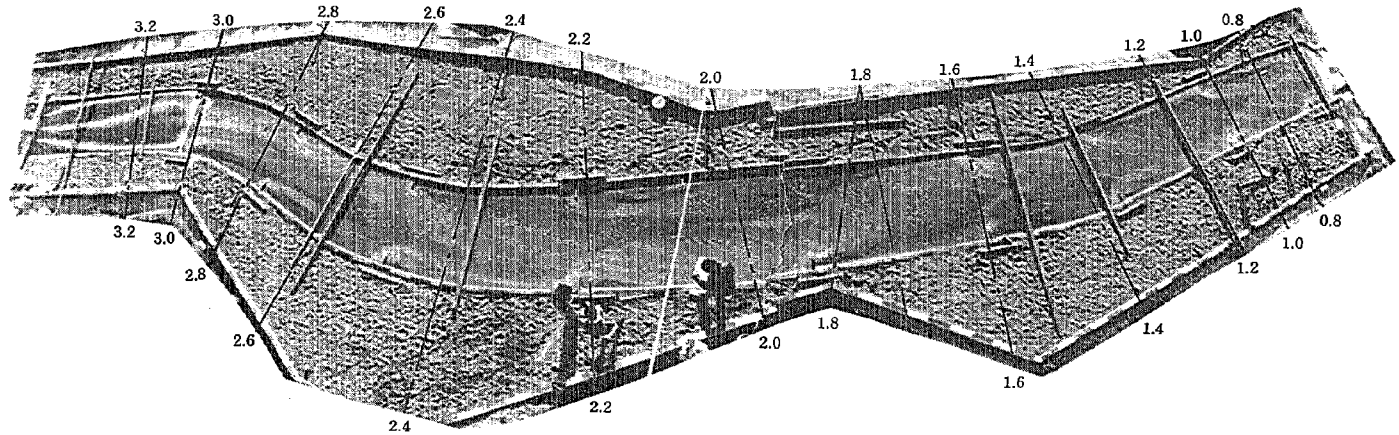


写真-19 実験No.18の流況(流量 $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 $0.3\%$ )

写真 20 - (1) 実験開始より 30 分後の流況

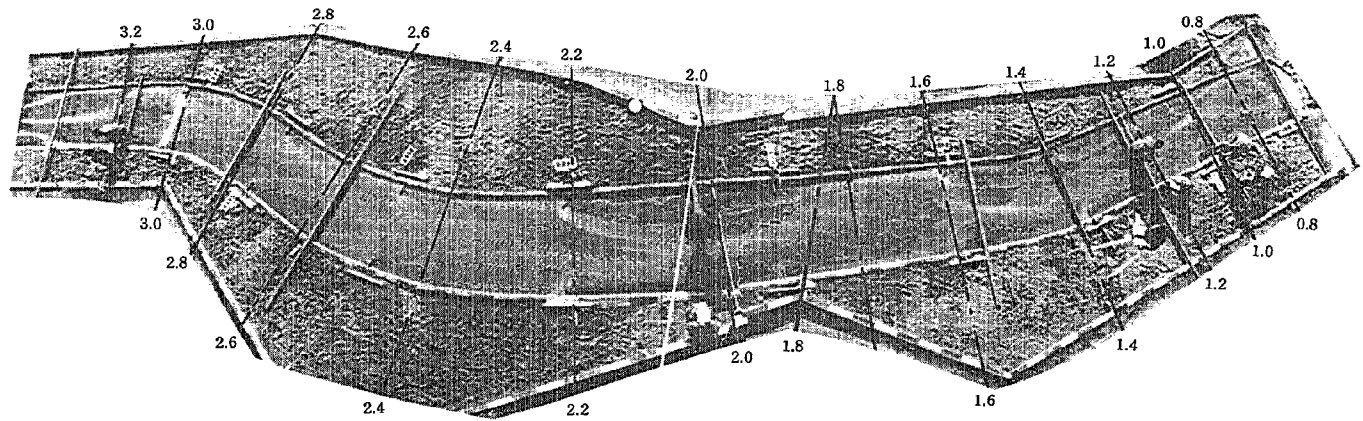


写真 20 - (2) 実験開始より 60 分後の流況

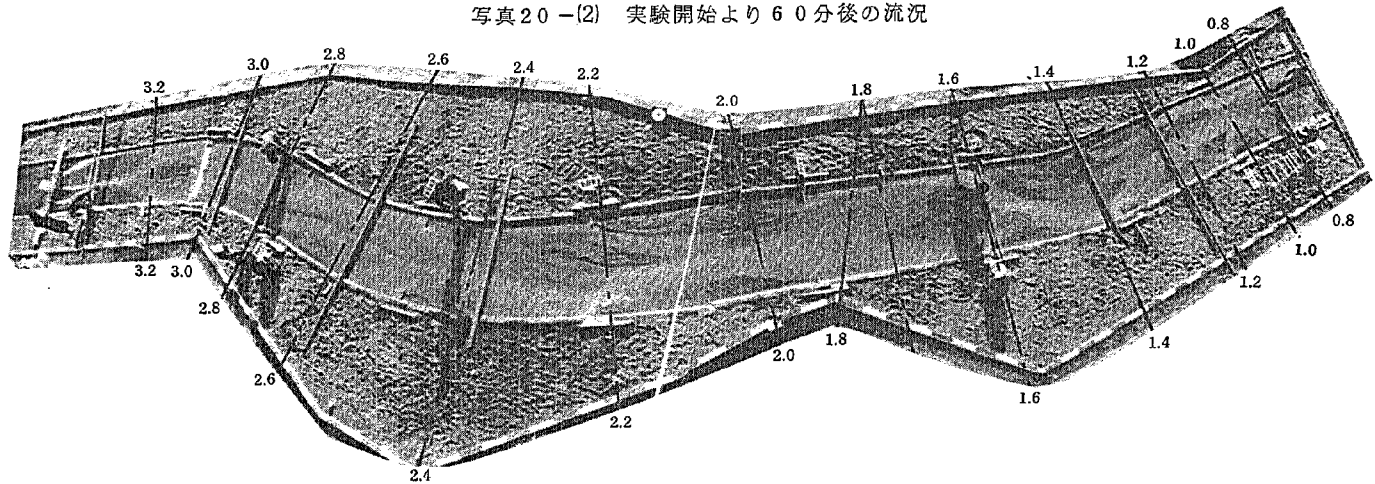


写真 - 20 実験 No. 19 の流況 (流量  $540 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量  $0.08\%$ )

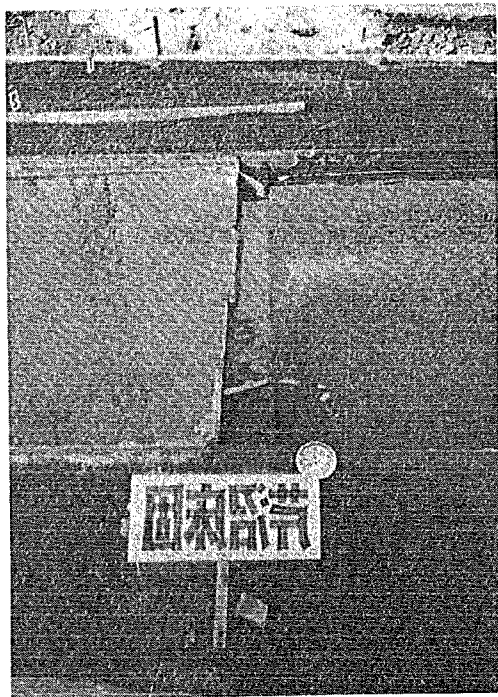


写真-21

芹沼床固工周辺の流況

(流量  $250 \text{ m}^3/\text{sec}$ )

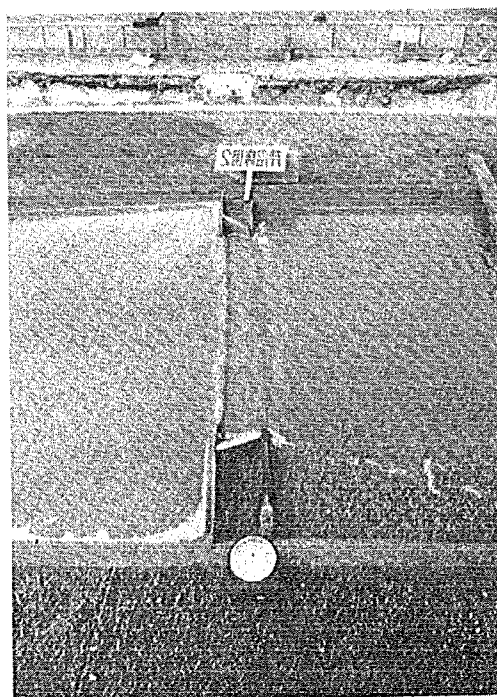


写真-22

芹沼床固工周辺の流況

(流量  $250 \text{ m}^3/\text{sec}$ )

② 計画洪水流量に対して、複断面の場合は、床固工の袖部によって水位が上昇し、袖部を越水したり、護岸高との余裕がなくなる。単断面の場合でも、袖の長さが大きい場合は、同様の現象がみられる。また、流量  $540 \text{ m}^3/\text{sec}$  (2年確率流量) 時にも、袖部によって水位が上昇し、護岸高との余裕がなくなる。

③ ただし、複断面形の場合は、床固工直下流の護岸基礎を保護するという点で有効である。

## 2) 袖の長さが流況に与える影響

① 床固工の袖が流路内に突き出ている場合は、護岸沿いに沿って流下した流水が床固工直下流の護岸法面を直接たたくので、法面の破損や護岸基礎部で災害が生ずる恐れがある。(写真-23、写真-24)

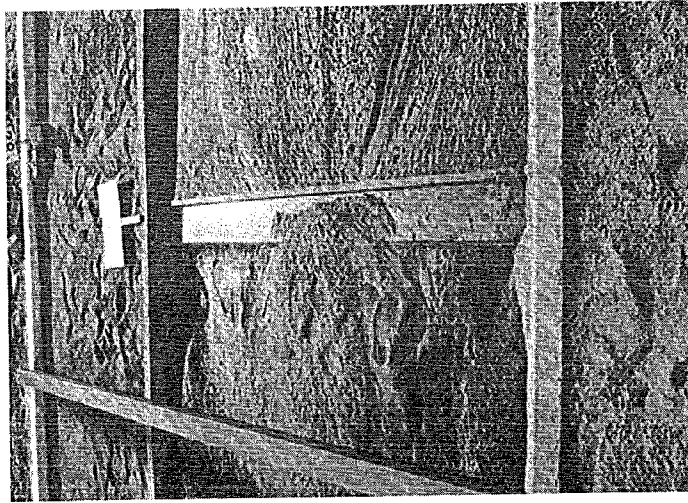


写真-23

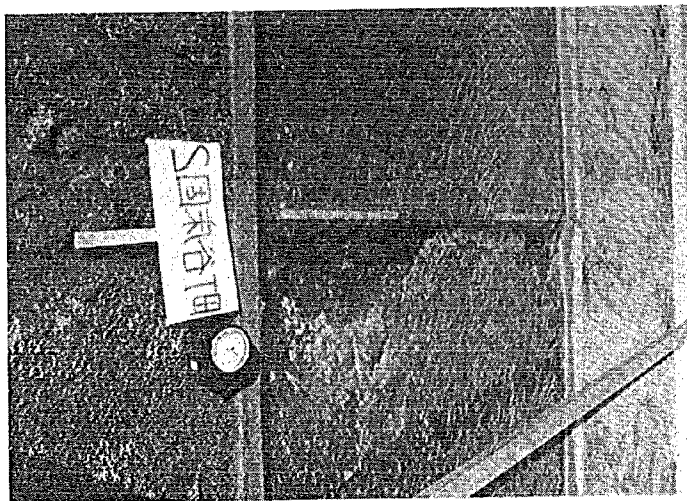


写真-24

- ② 床固工の袖が短すぎると、床固工下流に生ずる二次流によって、護岸基礎部が洗掘される。

(写真-25)

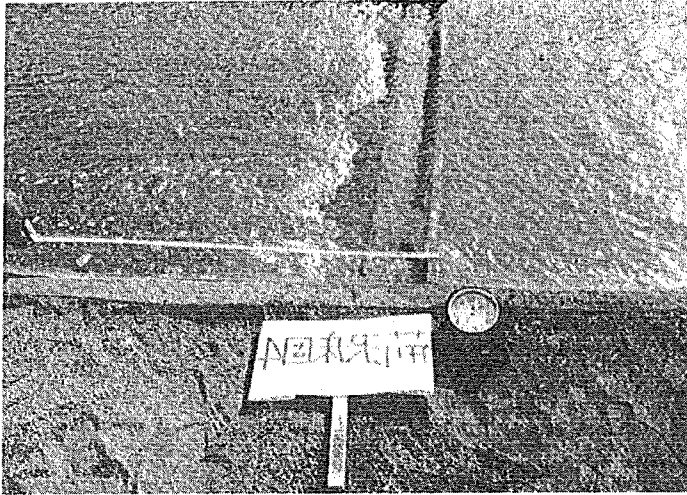


写真-25

- ③ 床固工の袖が長すぎると、袖の水制作用が強まり流路中央部に流水を集中させ、前庭部の洗掘が特に大きくなる。また、護岸に沿って流下した流水が、袖に直接当たるため、床固工直上流で護岸沿いや袖部に沿った部分で河床が洗掘される。また、袖部によって水位が上昇し、一時的に袖部を越水させるほか護岸高に余裕がなくなる。(写真-26)

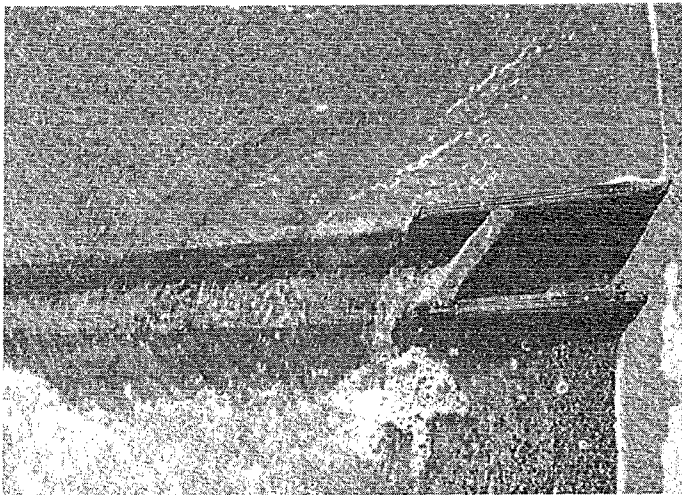


写真-26

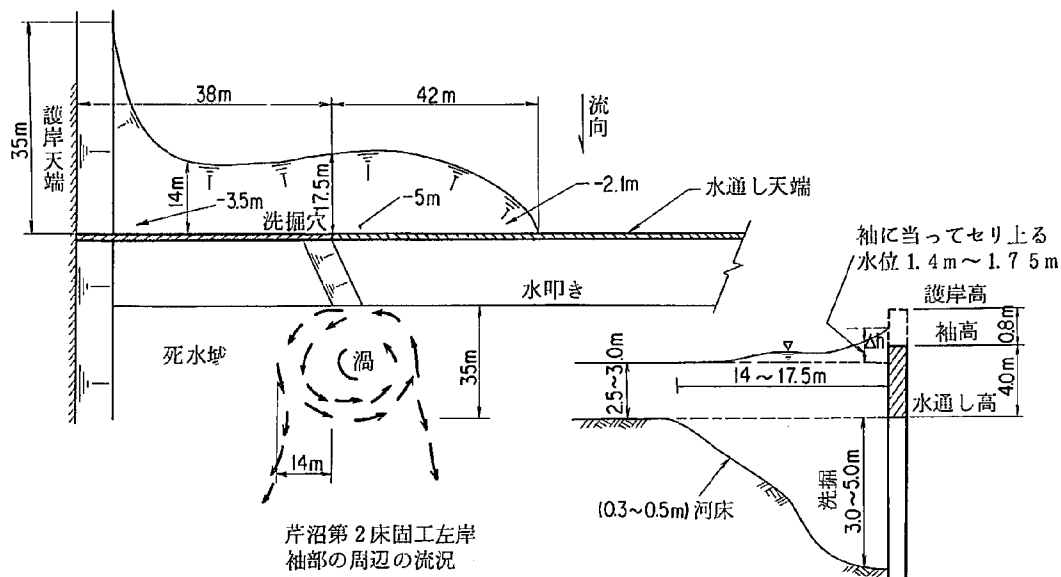


写真-27

以上のような実験結果から検討を加え、芹沼床固工から下流部の床固工は単断面とし、左右岸の袖の長さは、前庭部に生じる二次流の半径を基準に考え長さを護岸天端肩より17.5m袖高を4mとした。

このような形状にすると、写真-28で流況を示したように床固工の下流で二次流が生じて、直接護岸に影響を与えないことや前庭部の洗掘を小さくすることができる。

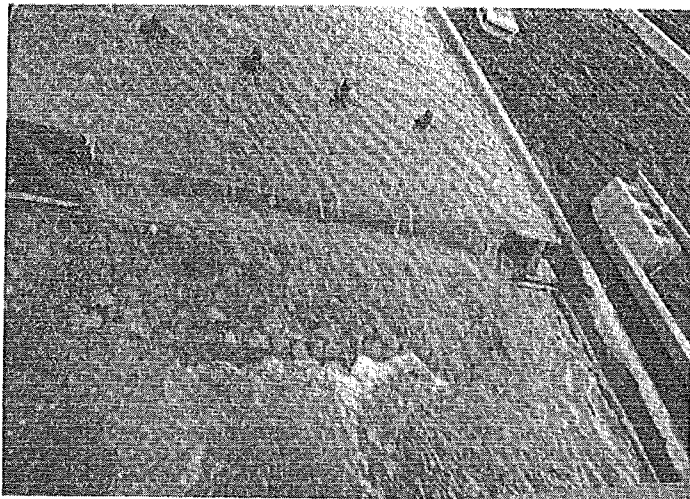


写真-28

### 3) 袖部による水位上昇緩和の検討

① 床固の袖の影響で水位が上昇するのを防止する対策の1つとして、袖部に暗渠を設けて水位を下げる方法が考えられる。そこで実験No27(流量 1350  $\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0.22%)は、図-30に示す位置に直径 1.0 m の大きさと、1.75 m の大きさの暗渠を設けた場合に、暗渠の有無が袖部直上流の水位にどのような影響を与えるかを検討した。図-30で、針貝第1、針貝第2、町谷第5床固工について、暗渠の有無が水位変動に与える影響について検討しているが、暗渠を設けると水位は 0.2 ~ 0.3 m 低くなる程度であり、暗渠を設けたことによる大きな効果は期待できない。

② 計画洪水流量時に、各床固工の上流で水位が上昇し、周期的に袖高に余裕がなくなる場合がある。特に、町谷第4床固工では、周期的に袖部を越水する問題があるので、袖部の下流にも保護工を施した方がより安全だと考えられる。

### 3-2-4 床固工の方向

1) 芹沼床固工から開進橋間に計画した床固工で、反曲線部の荆沢床固工、荆沢第2及び町谷床固工の方向を図-19-(1)に示したように修正することが望ましい。

① 実験No10(流量 1300  $\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0.10%)の写真-29で流況を示すように主流水が芹沼第2～荆沢床固工間で左岸へ、5.5 K 付近～荆沢第2床固工間で右岸へ、4.9 K～町谷床固工間で左岸へ、3.8 K～町谷第2床固工間で右岸へ、3.0 K～町谷第4床固工間で左岸へ寄る単列蛇行が生じている。流水が蛇行する原因として、法線形状、床固工間隔のほかは床固工の方向にも問題があると考えられる。

② 実験No11(流量 1300  $\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0%)は、町谷床固右岸側を 16 m 下流に、左岸側を 16 m 上流の位置に中心線を基準として方向修正した。この結果写真-30で流況を示すように床固工の方向を修正する前に比べると、蛇行現象は緩和されているが、床固工間に形成される砂礫堆の影響を受け、

まだ主流水は町谷と町谷第2床固工間で右岸に沿うので、流水を整流させるには、町谷と町谷第2床固工間に町谷第1床固工を設けた方がよい。

③ 実験No.6(流量 1300 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.07%)は荆沢第2床固工の方向を左岸側を11 m下流に、右岸側を11 m上流の位置に修正し、町谷第1床固工を設けた場合の実験である。写真-9で流況を示しているように荆沢と荆沢2号床固工間で右岸に沿う流れや町谷と町谷第2床固工間の右岸に沿う流れはなくなり流水は整流される。

2) 開進橋～関の沢床固工間では、図-19-(2)のように計画した床固工のうち針貝床固工と町谷第4床固工の方向を同図に示すように方向修正をした方がよいと考えられる。

① 実験No.20は図-19-(2)(流量 1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.19%)に示したように床固工を計画した場合の実験である。写真-31、図-22-(6)で流況を示すように、時間が経過(実験開始より55分頃より)するにつれて針貝床固より針貝第1床固工間の右岸に流水が集中するようになり、2.2 K付近の右岸での流速は5.0 m/sec、最大洗掘深は7.0 mと大きく、護岸の安全性に乏しい。

② また、町谷第5床固の上流2.8 K付近の左岸に流水が集中している。この流況は町谷第4床固から下流に床固工を設けない実験No.15～No.17の場合に、より顕著に生じている。

③ 以上のことから実験No.21(流量 540 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.01%)で針貝床固の方向を右岸のみ 10.5 m下流の位置に下げるように修正した。また、実験No.22(流量 1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 1%)で町谷第4床固の方向を中心線を基準に左岸で11 m下流に、右岸で11 m上流の位置に修正した。針貝床固の方向を修正したことにより、写真-32で示すように針貝床固工～針貝第1床固工間の右岸に流水が集中するとを緩和できる。また、写真-17で示すように町谷第4床固工の方向を修正したことにより、町谷第5床固工付近の右岸へ流水が集中することを緩和し、護岸への影響はなくなる。

### 3-2-5 床固工の基礎根入れと前庭保護

1) 図-31は実験No.13(流量 1300 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.06%)荆沢第2、荆沢第4、町谷床固工の前庭部の流路中央部の洗掘状況を示したものである。荆沢第2及び町谷床固工では、水たたき工の終端より20 mの範囲が、また、荆沢第4床固工では40 mの範囲が局所洗掘を受けている。

2) 図-32は、実験No.24(流量 540 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.30%、流量 1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.35%)とNo.25(流量 540 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.32%、流量 540 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.32%)で実験終了直後に河床高の縦断測量結果を町谷第4から関の沢第1床固工間について、左岸(護岸より17.5 mの位置)、中央、右岸(護岸より17.5 mの位置)に分けて示している。床固工の前庭部は護床工を施さない状態としている。図-32が示しているように、床固工前庭部の洗掘深は、中央部より左右岸で大きい。特に右岸での前庭部の洗掘が著しい。各々の床固工前庭部で、水たたき終端あるいは帯工の肩から20 m～30 mの範囲が洗掘区間であり、特に10 mの範囲で最大洗掘が生じている。各床固工を通じて、針貝床固工の前庭部の右岸で最も洗掘深が大きい。

3) 図-33は、護床工を設けていない実験No.25と図-33に示した形状の長さ 10.4 mの護床工を施した実験No.20(流量 1350 m<sup>3</sup>/sec、給砂量 0.19%)について各断面毎に実験終了直後の最深河床高を比較して

示している。実験Na20のように護床工を施すと、洗掘深は小さくなるが、まだ、護床工終端から下流10～20 mの範囲で洗掘深が大きい。実験結果からの洗掘深は、現地河川でのそれに比べて大きな値をとることが考えられるが、護床工は粗度係数の大きな材料を選び護床工の下流は大きな礫を敷きならべる等の工夫を講じた方が安全である。

4) 図-33で実験Na20と実験Na27(流量 1350  $\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0.22%)との護床工の形状が前庭部の洗掘深に与える影響を検討している。護床工の形状を図-33に示しているが、実験Na20の場合の護床工は水平に、実験Na27の場合は1:10.4の勾配に計画している。同図で実験Na20の最深河床高を○印で、実験Na27の最深河床高を□印で示しているが、床固工前庭部での洗掘深は大差がなく縦断形状の相違が床固工前庭部の洗掘深の大きさに与える影響は小さい。

### 3-3 護岸高と護岸基礎

#### 3-3-1 護岸高

1) 図-34で芹沼床固工～開進橋付近について、計画洪水流量 1300  $\text{m}^3/\text{sec}$ を流下させた実験Na6とNa9における最高水位と計画護岸高との関係を示している。各々の床固工の直上流部で水位が上昇する(袖部によるせき上げ)傾向を示し、特に町谷第2床固工では護岸高に余裕がないことを除けば、各断面での最高水位は護岸天端面より低い値を示しており護岸越水が生じる問題はない。

2) 図-35に計画洪水流量 1350  $\text{m}^3/\text{sec}$ を流下させた実験Na22、Na26、Na27における最高水位と計画護岸高との関係を示している。図-35で床固工の袖部による影響で袖部直上流で水位が上昇する傾向を示すが、各断面での最高水位は護岸天端面より低い値を示しており、護岸越水が生じる問題はない。また各断面の余裕高は、1.0～1.5 m程度であり、計画した護岸高はほぼ妥当だと考えられる。

#### 3-3-2 護岸基礎

1) 図-36は、芹沼床固工より開進橋付近の護岸基礎について実験Na6(流量 1300  $\text{m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0.07%)、Na9(流量：波形、給砂量：平衡)との実験結果から検討したものである。図は実験Na6、Na9の各断面について計画河床高と実験終了直後の護岸基礎部より10 m範囲内の最深河床高との差を洗掘深として左右岸に分けて示している。計画根入深は2 mであり、図-36で示している洗掘深は総じてこの値より小さいので、計画した根入深でよいことになるが、4.8 K付近の右岸は計画根入深をもっと大きくとるか根固工を施した方が安全だと考えられる。また4.0 K～3.8 Kの左岸で、実験Na6の場合に洗掘深が大きいが実験Na9のように同区間に町谷第1床固工をもうけると洗掘深は小さくなり計画根入深でよいことになる。ただし、実験Na6及びNa9は各床固工の水たたき前庭部や床固工の直上流部は洗掘されないように河床を固定しているので、床固工の直上下流の根入深については別途検討を要する。

2) 図-37は開進橋付近から下流の計画護岸基礎について検討するものであり、図は、実験Na24、Na25、Na27の各断面について実験Na6、Na9と同じ方法で左右岸の洗掘深を示している。計画根入深は2 mであり、図-37で示している洗掘深は総じて、この値より小さいので計画した根入深でよいことになるが、次に列挙する床固工の上流あるいは下流については計画根入深をもっと大きくとるか、根固工を施した

方が安全であると考えられる。

- ① 帯工で町谷第5の左岸、針貝及び針貝第1の右岸は、帯工の肩より7 m下流の測定位置で3 m以上の洗掘を受けており、計画根入深では不十分である。175 mの測定位置では2 m以下の洗掘深であることから、これより下流については計画根入深で安全である。
- ② 落差工で町谷第4及び針貝第3の左右岸で水たたき終端より5.5 m下流の測定位置で3 m以上の洗掘深を受けており計画根入深が不足する。水たたき終端より23 m下流の測定位置で2 m以下の洗掘深であることから、これより下流の床固工間では計画根入深でよいことになる。
- ③ 町谷第4及び針貝第3床固の左右岸は床固工より17.5 m上流の測定位置まで2 m以上の洗掘深を受けており計画根入深が不足する。特に町谷第4床固は、5～6 mもの洗掘を受けており護岸の安全性に乏しい。

以上のことから実験No.27(流量  $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量 0.22%)は、図-33に示した形状で各々の床固工前庭部や床固工直上流の護岸沿いに護床工を施した。図-37に実験No.27の洗掘深を○印で示しているが、護床工を設けると、各断面での洗掘深は2 m以下となり、図-33に示した形状の護床工を施せば、計画根入深でよいことになる。

#### 3-4 開進橋の橋脚基礎について

写真-33は、実験No.27における開進橋周辺の流況を示している。町谷第4床固工を越流落下した流水は比較的うまく整流されて流下している。開進橋は町谷第4床固工より90 m下流で直接床固工前庭部の洗掘が及ばない位置にある。図-38で実験No.27の通水中の河床の変化を示しているが、開進橋から上流約20 mの断面(町谷第4-58m)で最大洗掘深約1.5 m程度である。しかし、開進橋周辺では流況観察測定結果より中央部の橋脚周辺で最大3 mの洗掘深が測定されているので、実験結果から、橋脚の基礎根入深は3 m以上はとることが望ましい。



写真-33

ただし、現計画では、開進橋が町谷第4床固工の直下流にあり、しかも弯曲部の始端にあたる位置にあることから、開進橋は町谷第5床固工に近い位置に計画する方がより望ましいと考えられる。

写真 29 - (1) 実験開始より 30 分後の流況

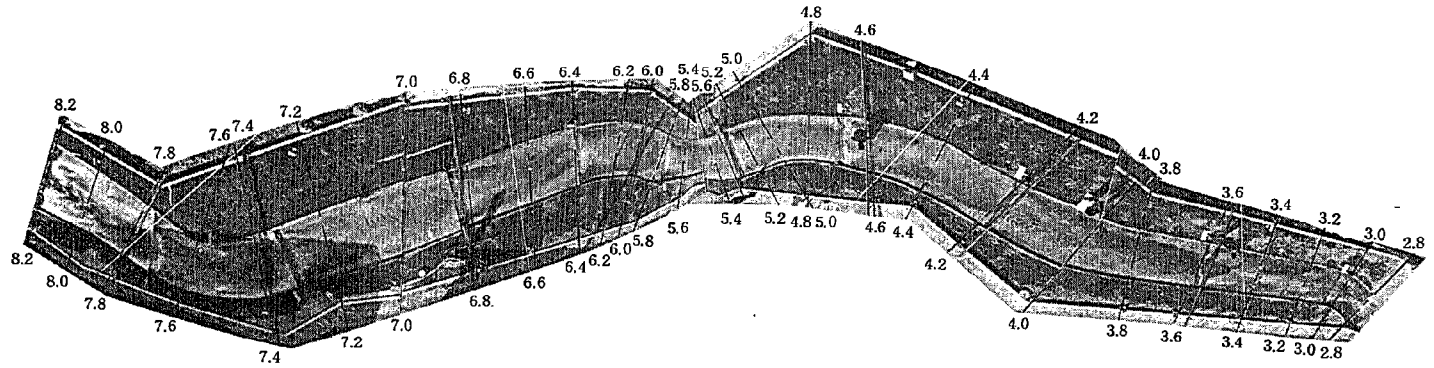


写真 29 - (2) 実験開始より 60 分後の流況

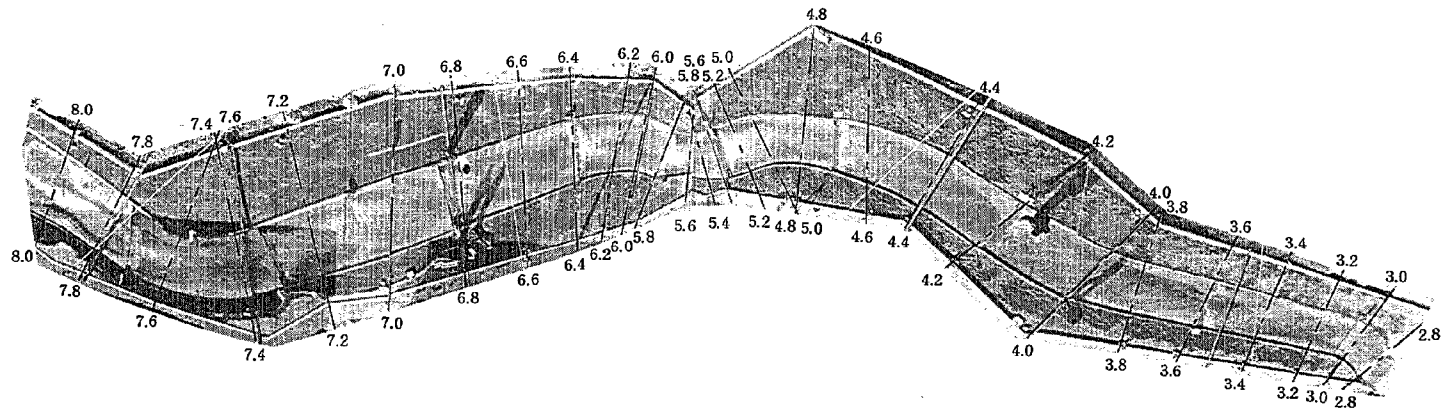


写真 - 29 実験 No 10 の流況 (流量  $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量  $0.10\%$ )

写真30-(1) 実験開始より30分後の流況

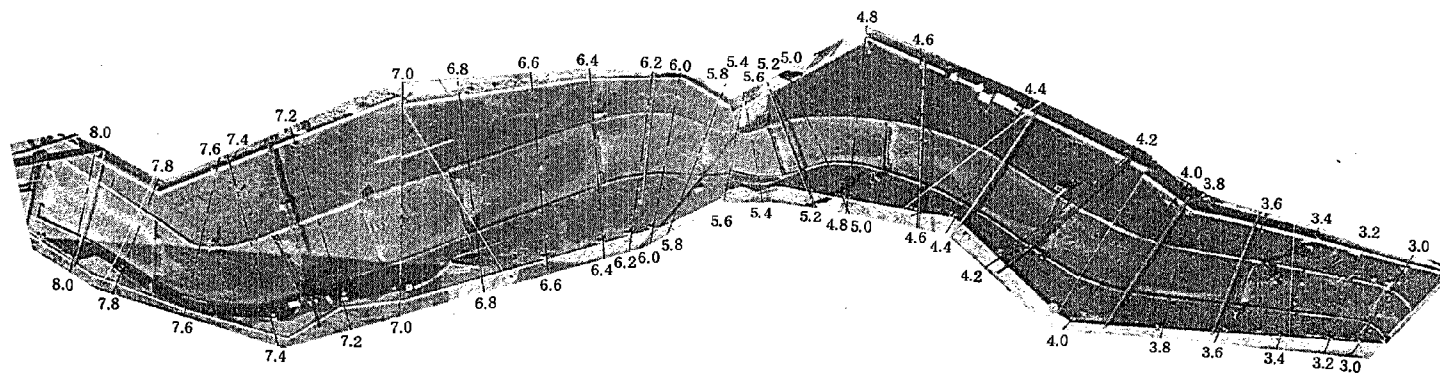


写真30-(2) 実験開始より60分後の流況

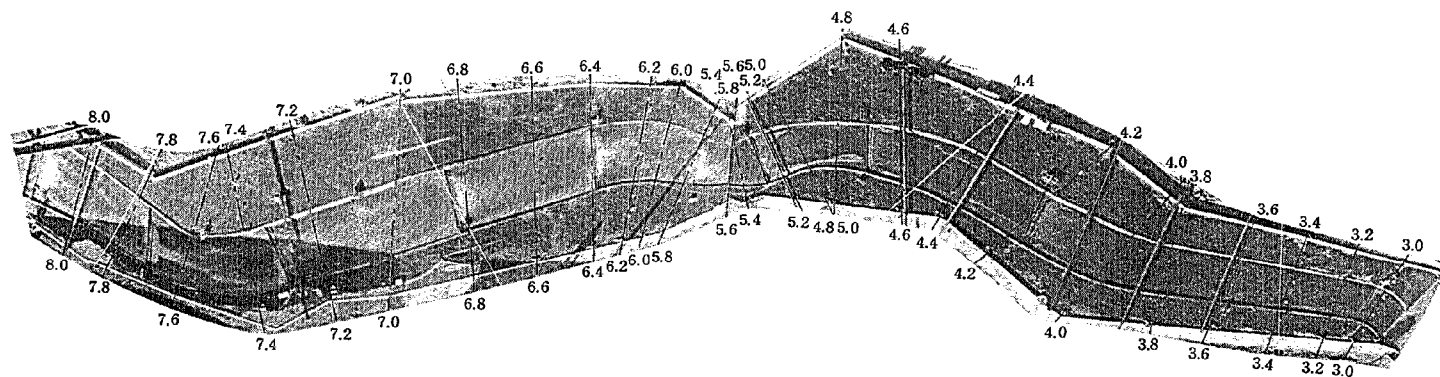


写真-30 実験No.11の流況(流量 $1300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量0%)

写真 31 - (1) 実験開始より 30 分後の流況

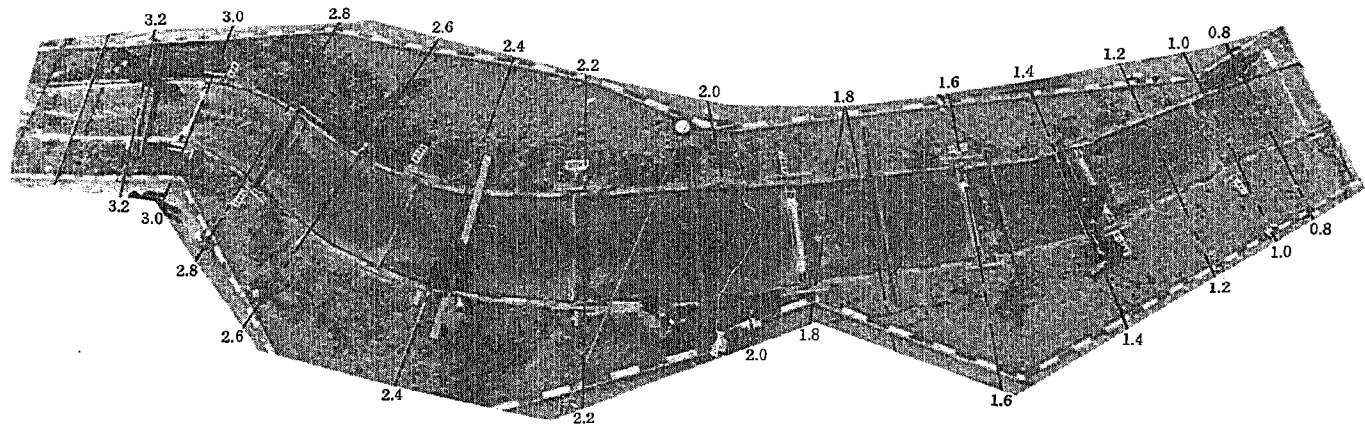


写真 31 - (2) 実験開始より 60 分後の流況

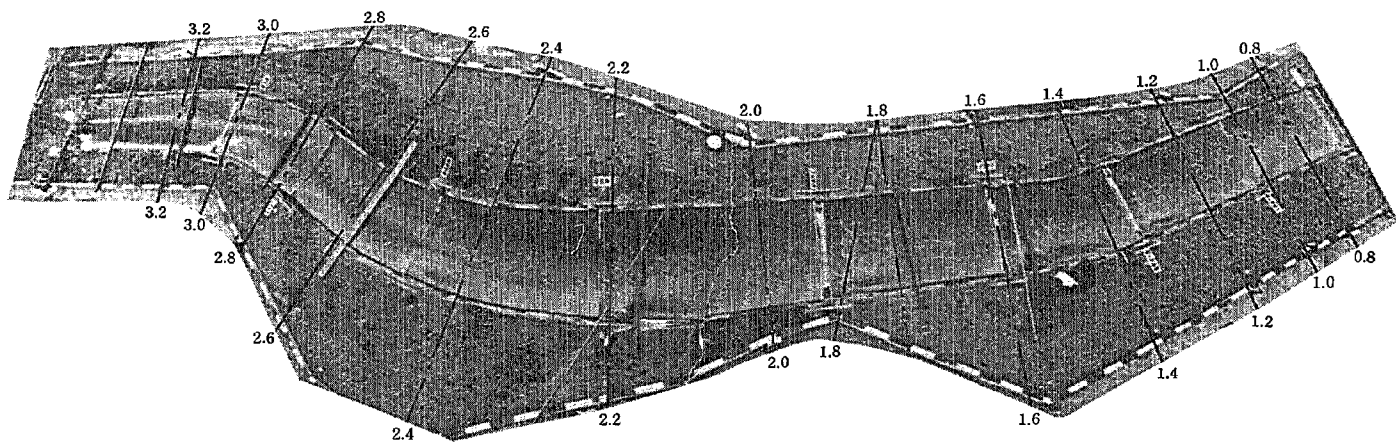


写真 - 31 実験 No. 20 の流況 (流量  $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量  $0.19\%$ )

写真 32 - (1) 実験開始より 30 分後の流況

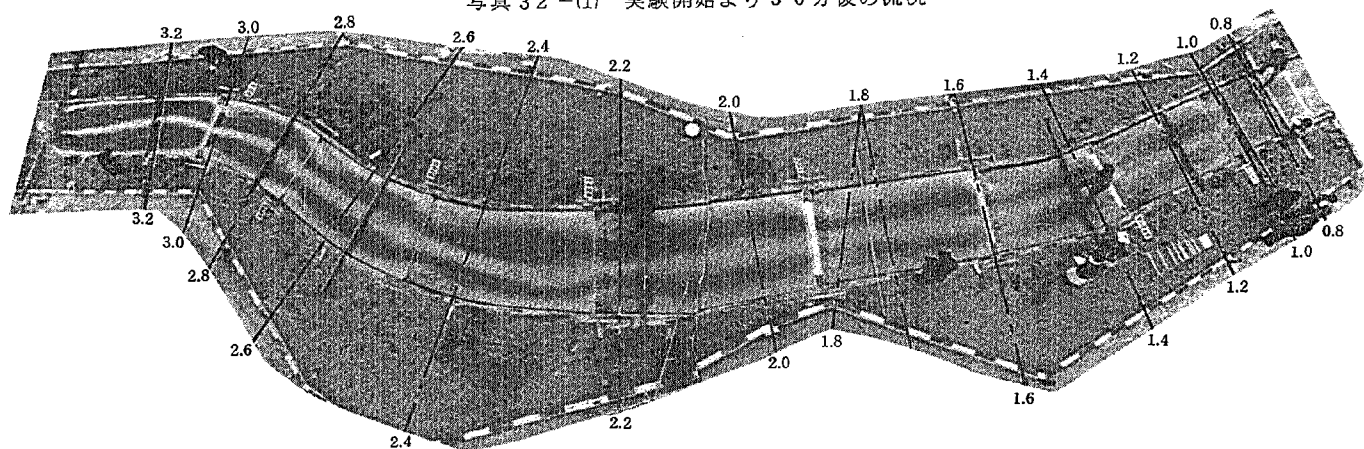


写真 32 - (2) 減水時の流況

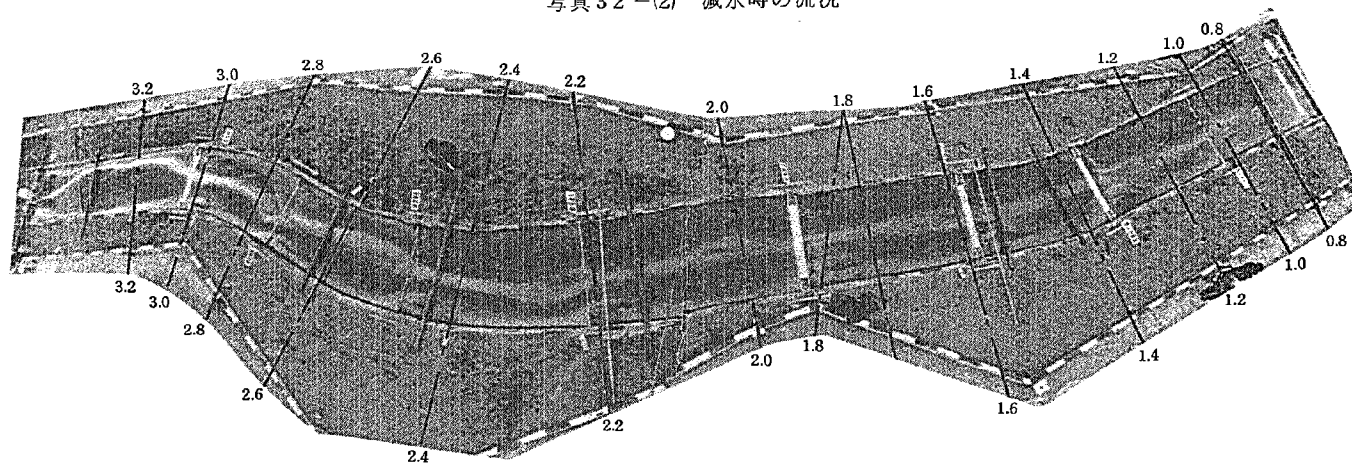


写真 - 32 実験 No. 21 の流況 (流量  $540 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、給砂量  $0.01\%$ )

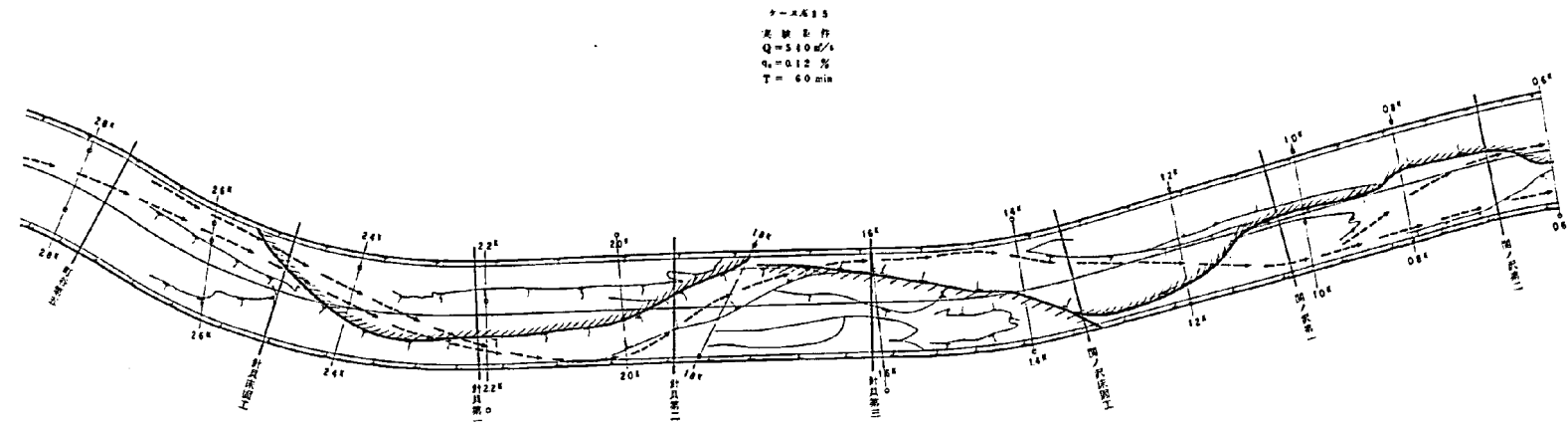


図-22-1 流線と砂礫堆の変動状況

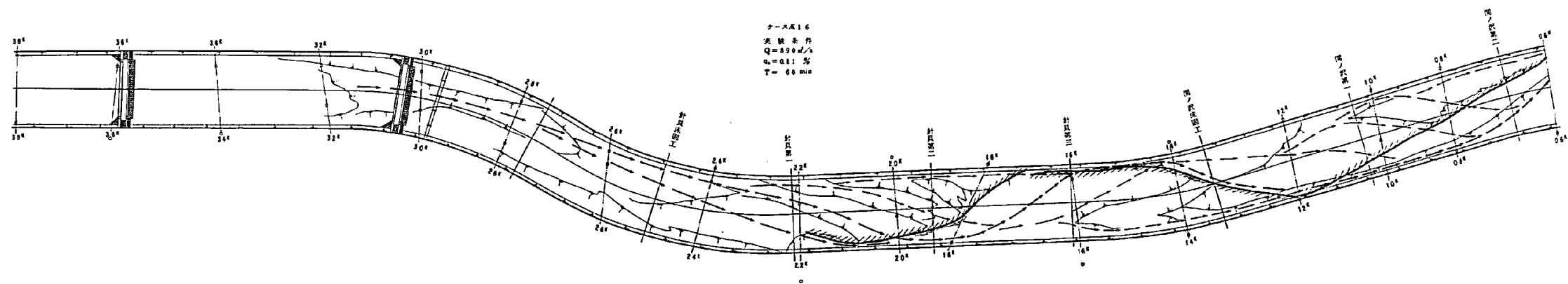


図-22-2 流線と砂礫堆の変動状況

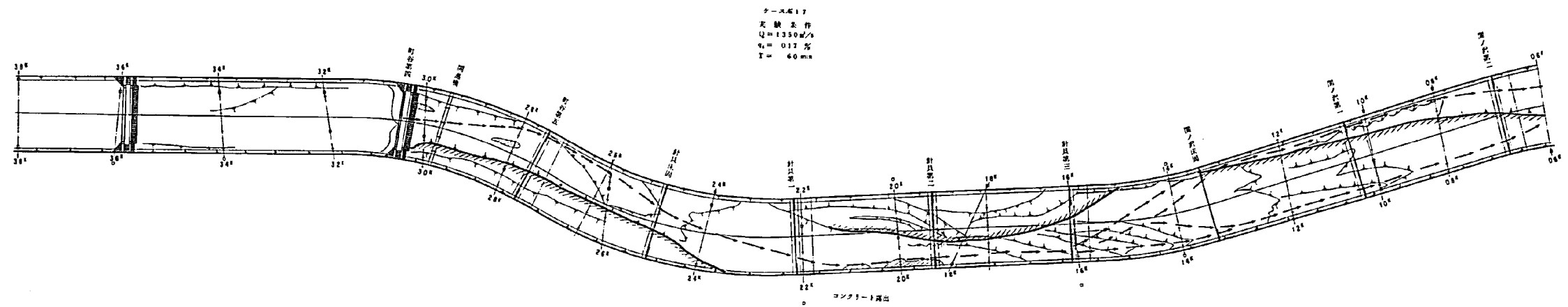


図-22-3 流線と砂礫堆の変動状況

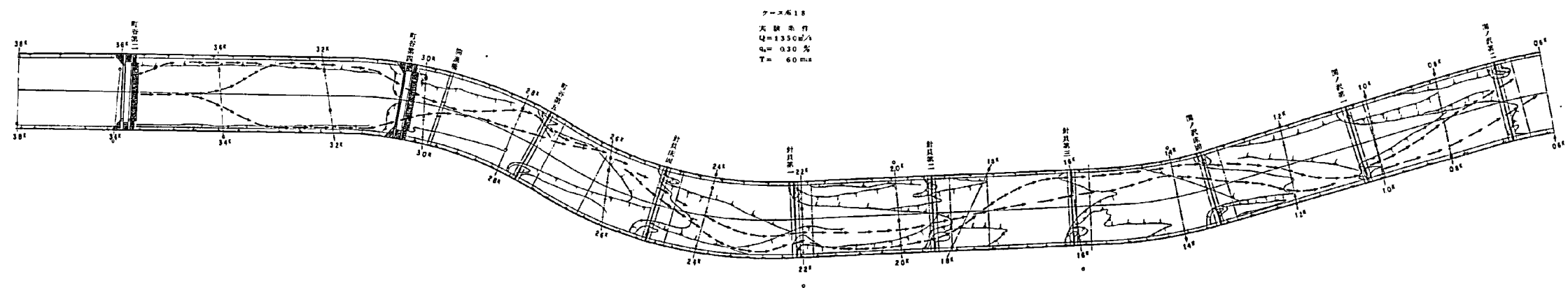


図-22-4 流線と砂礫堆の変動状況

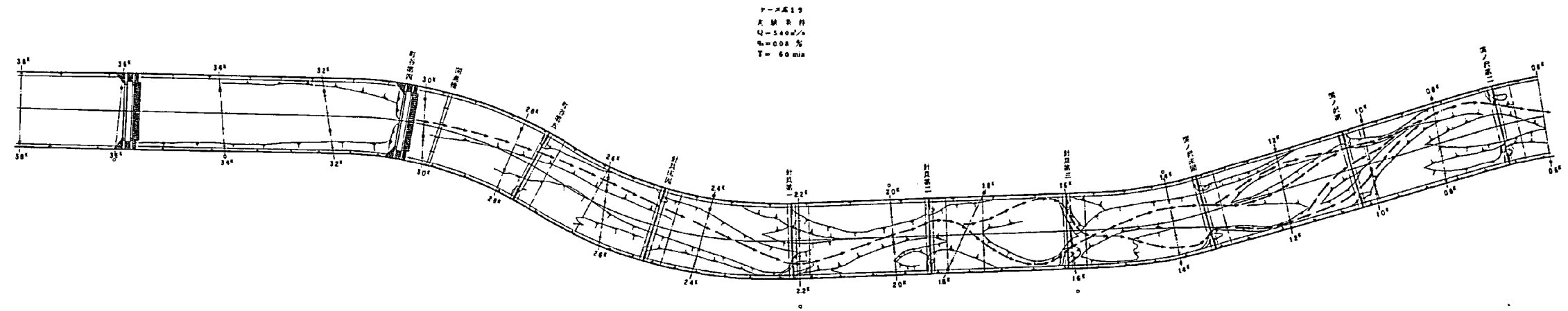


図-22-5 流線と砂礫堆の変動状況

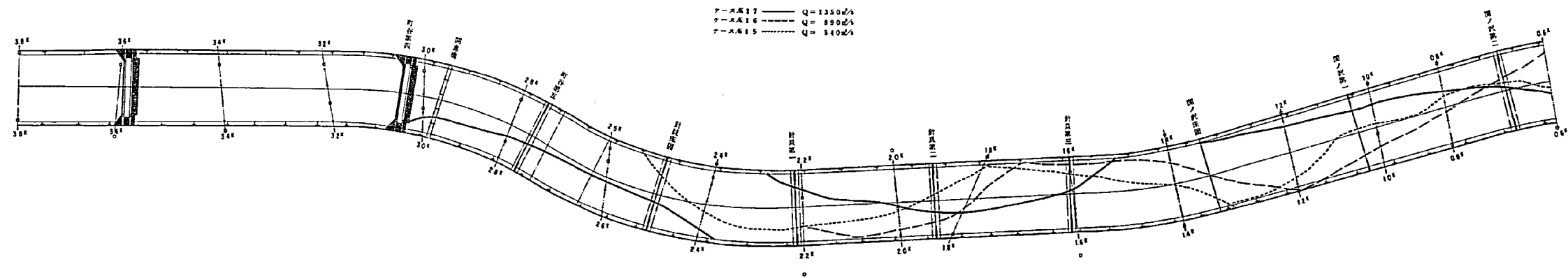


図-23 砂礫堆の形状と床固工位置との関係

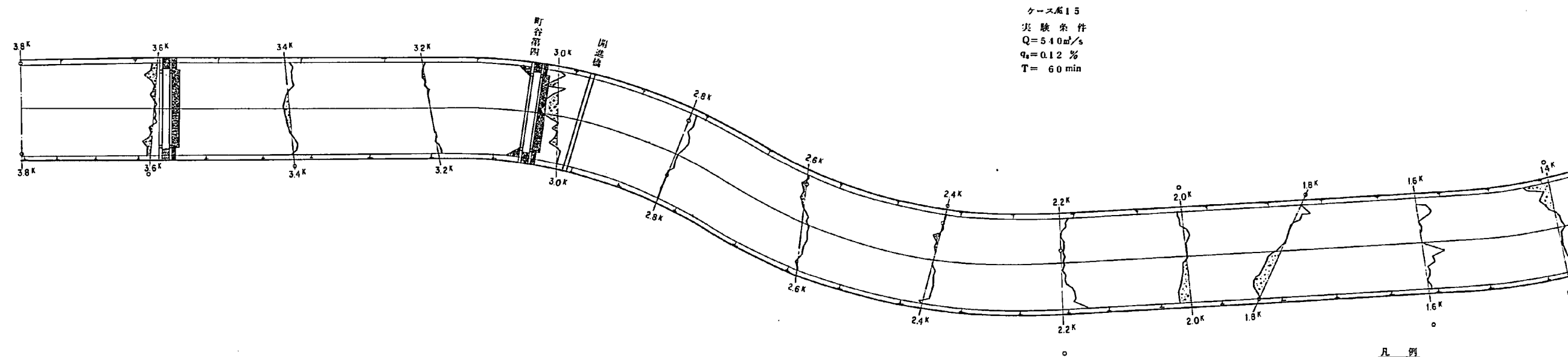


図-24-1 洗掘、堆積平面図

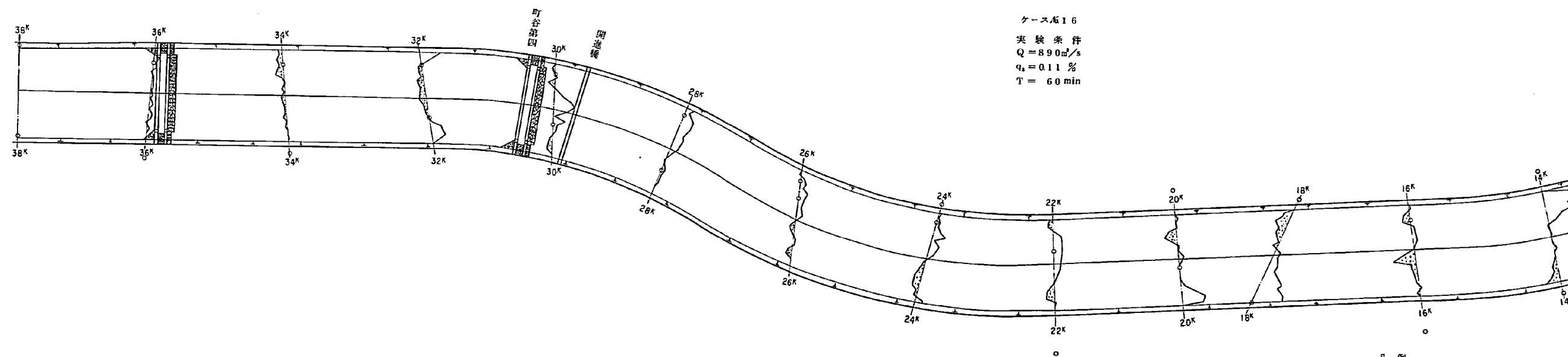
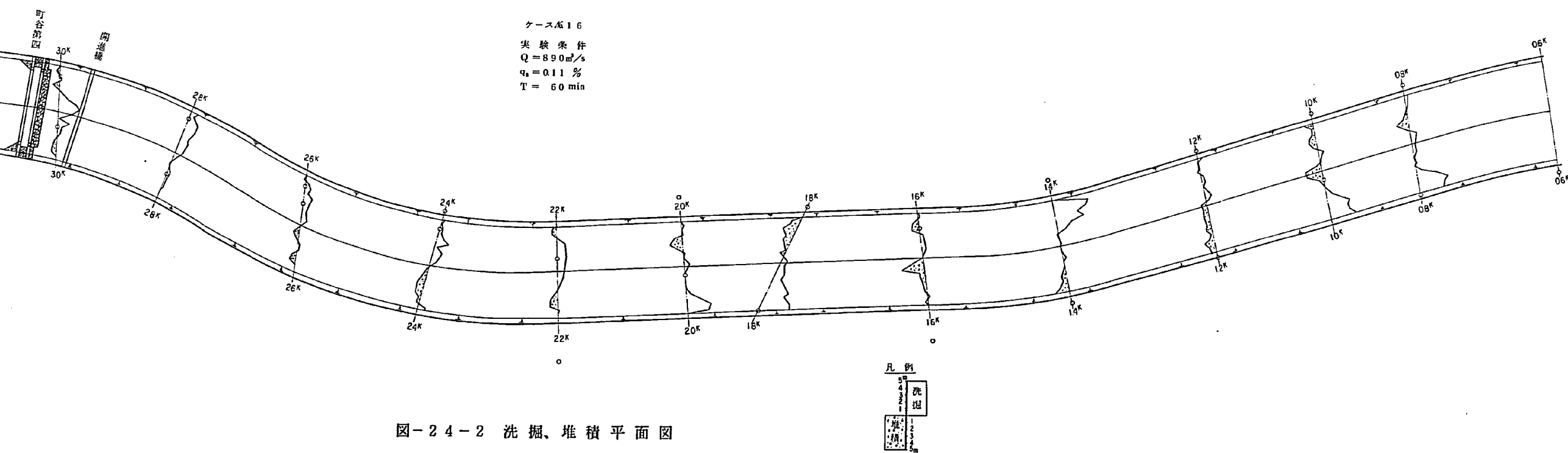
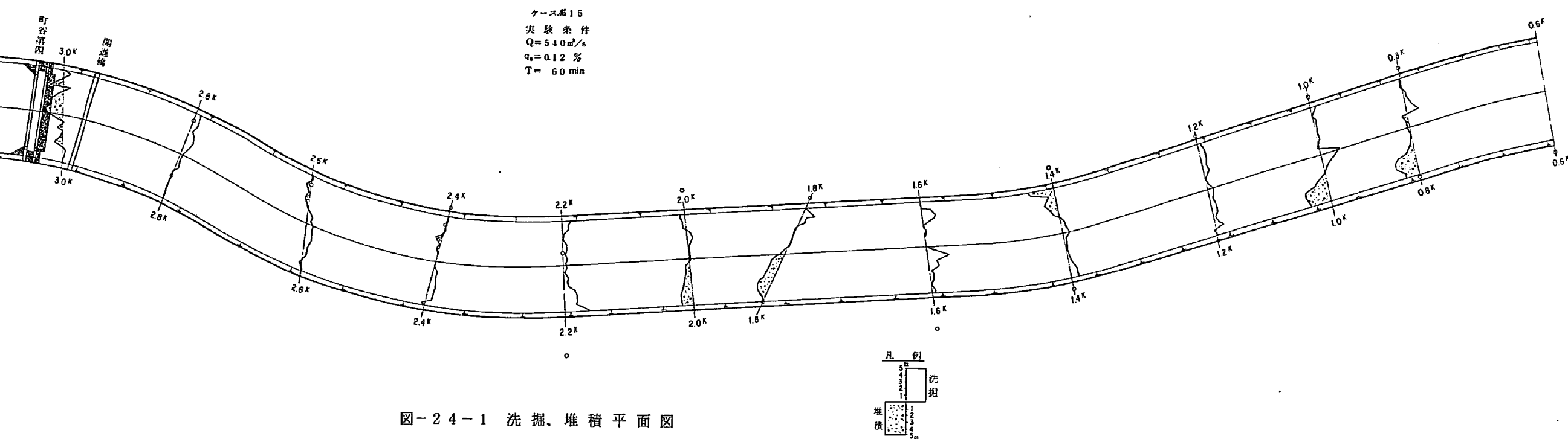


図-24-2 洗掘、堆積平面図



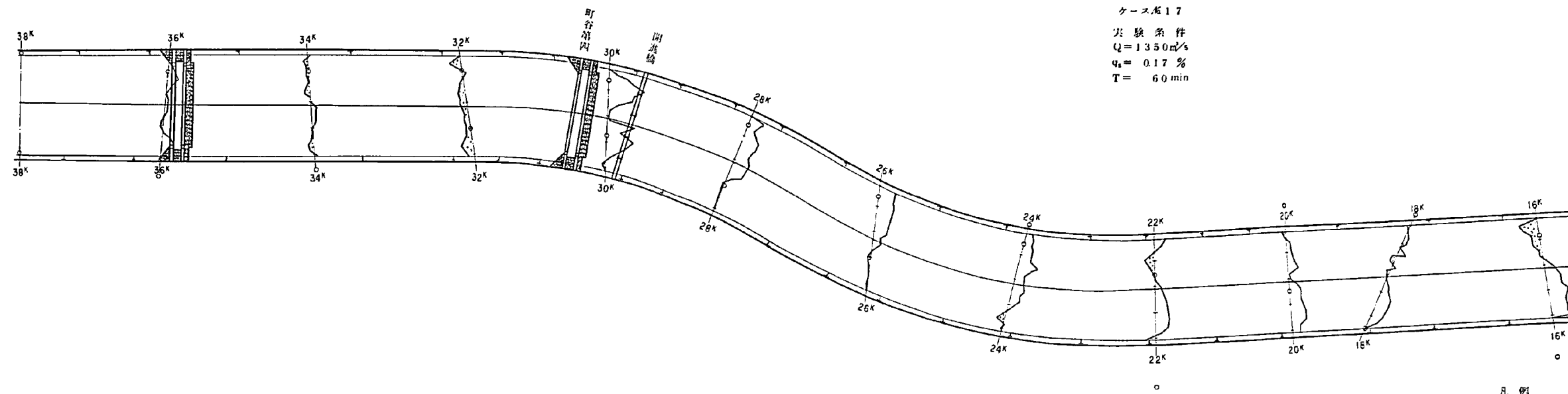


図-24-3 洗掘、堆積平面図

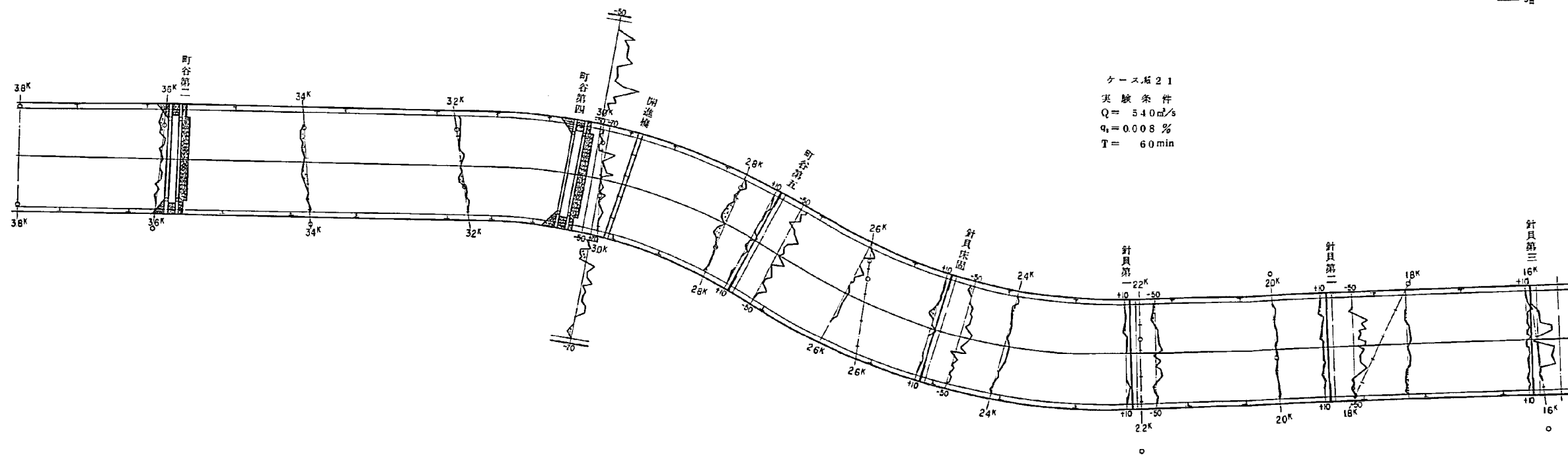
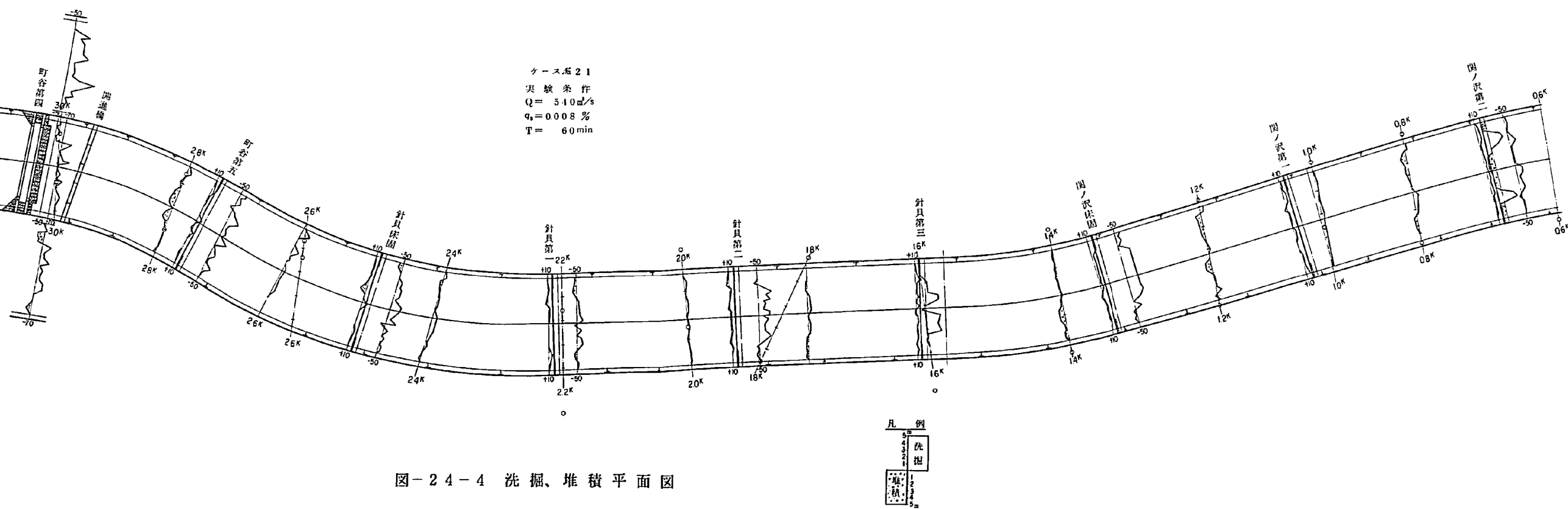
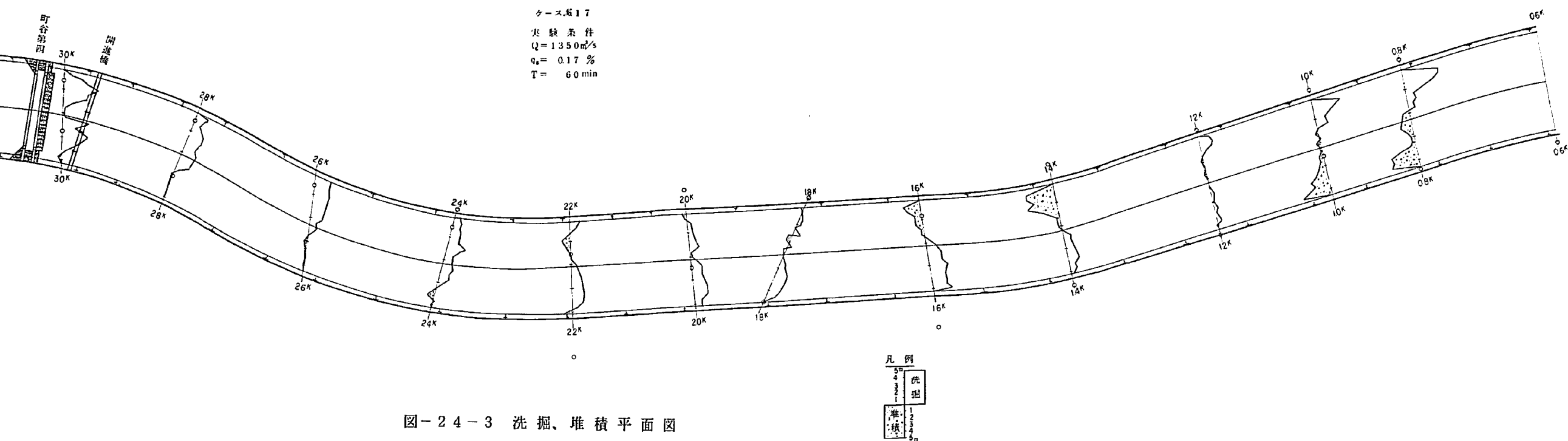


図-24-4 洗掘、堆積平面図



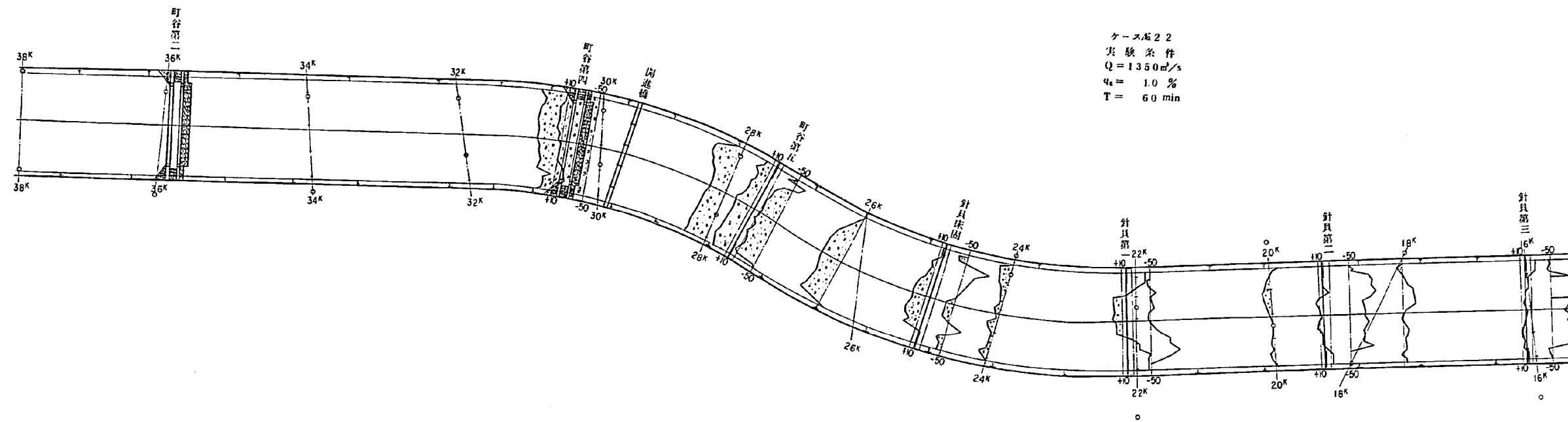


図-24-5 洗掘、堆積平面図

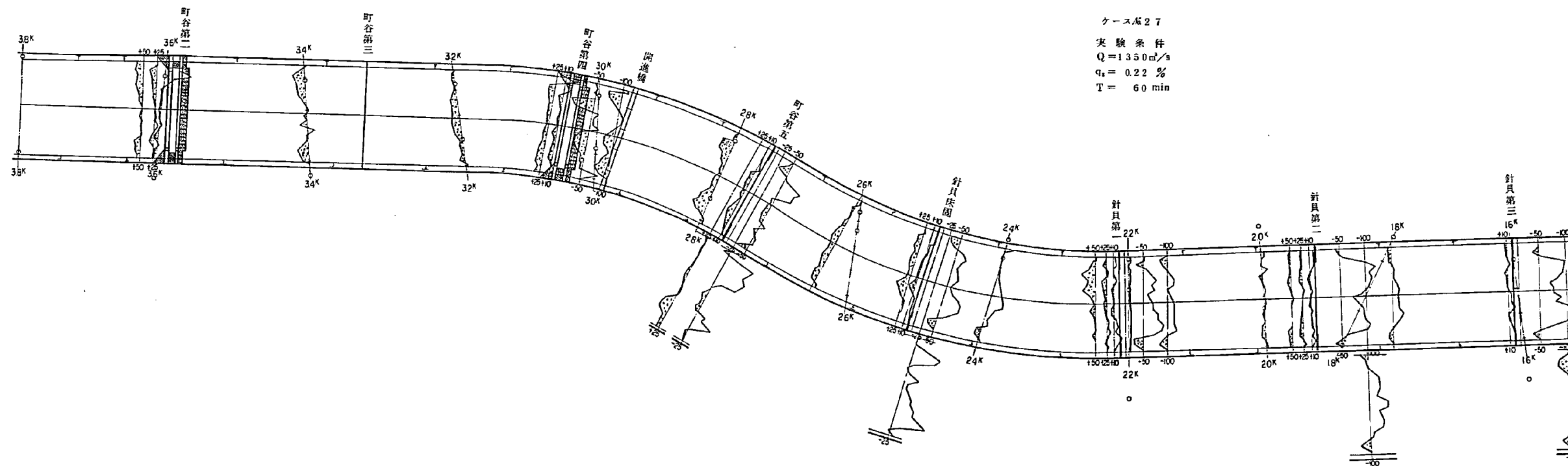


図-24-6 洗掘、堆積平面図

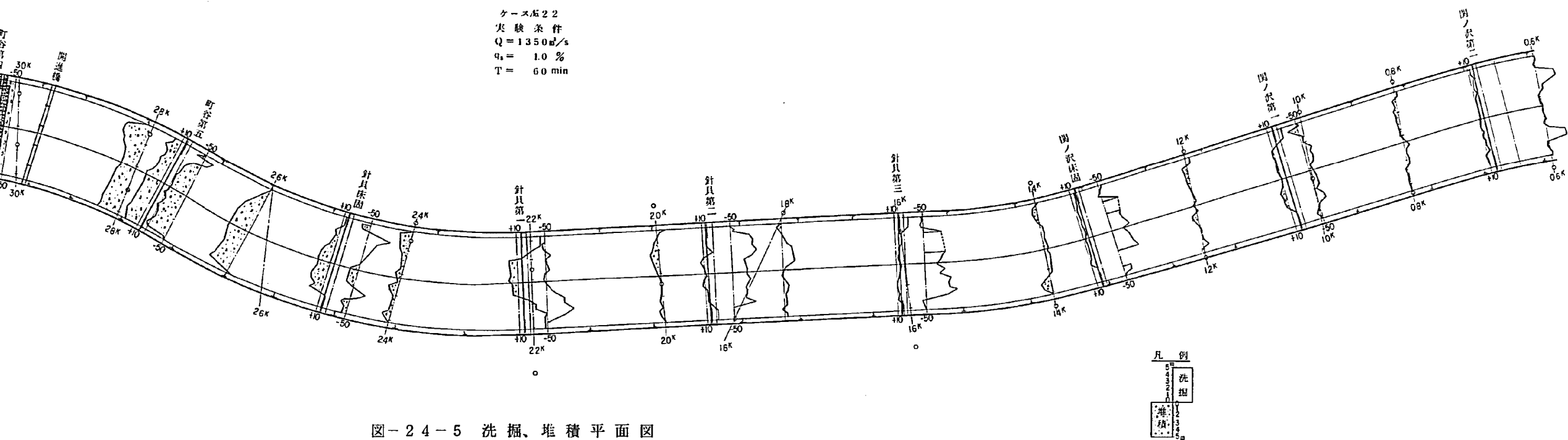


図-24-5 洗掘、堆積平面図

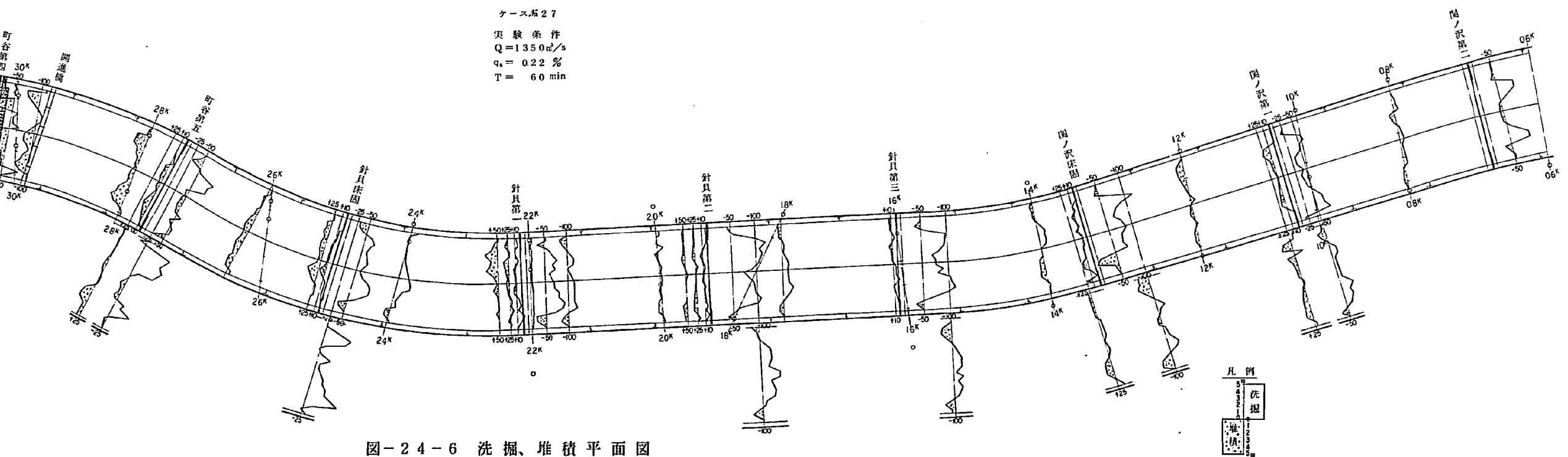


図-24-6 洗掘、堆積平面図

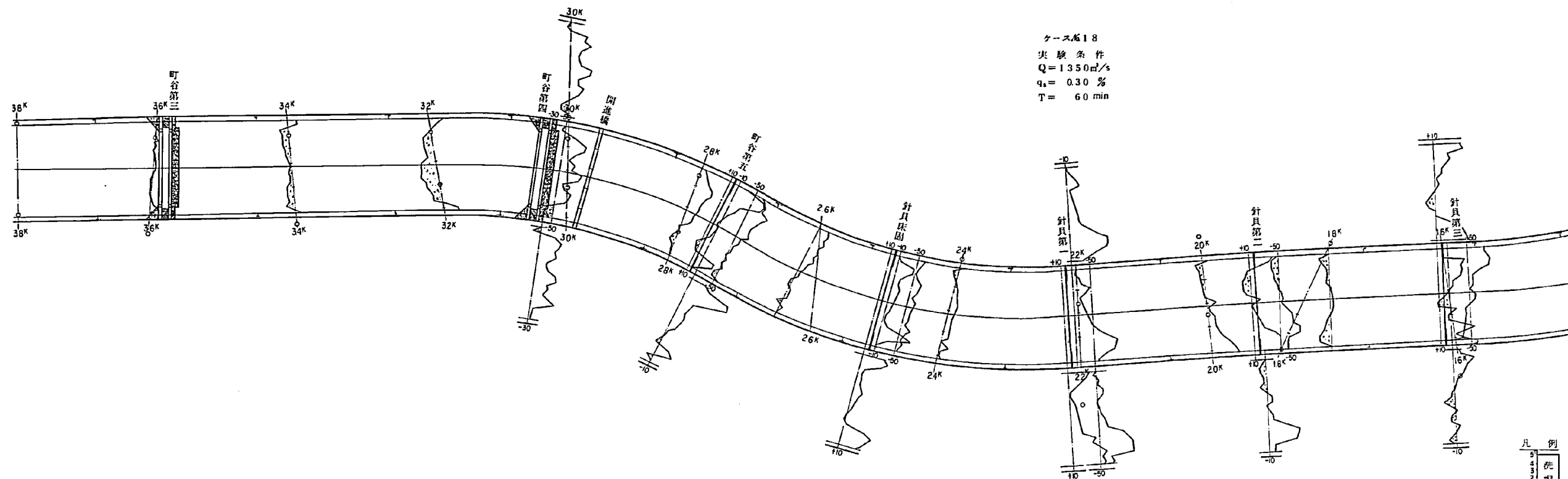


図-24-7 洗掘、堆積平面図

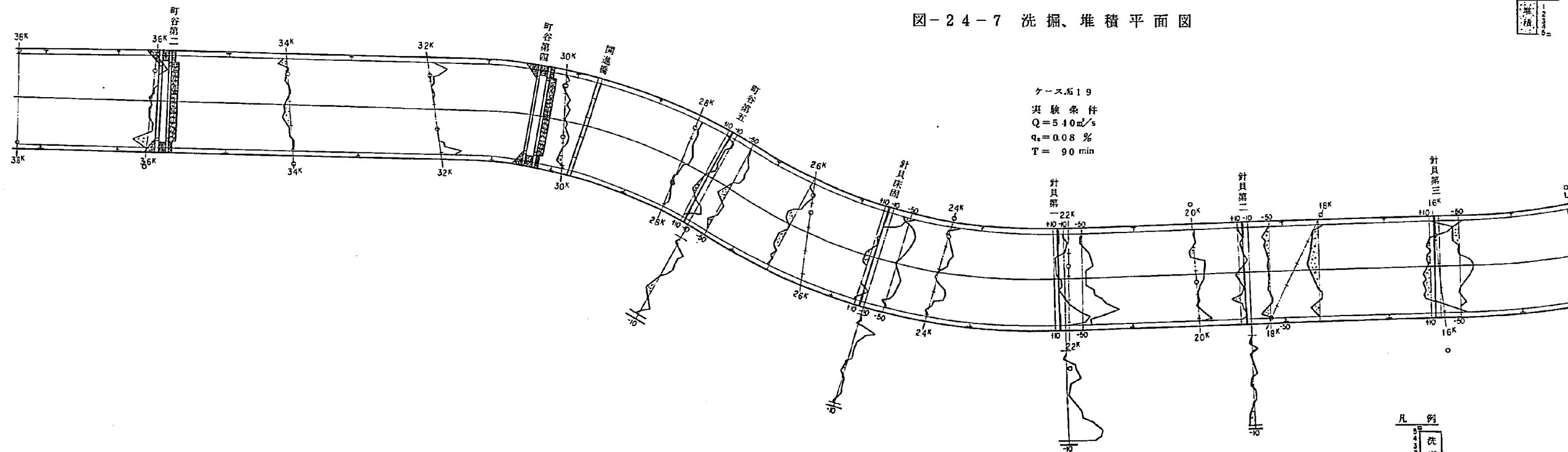


図-24-8 洗掘、堆積平面図

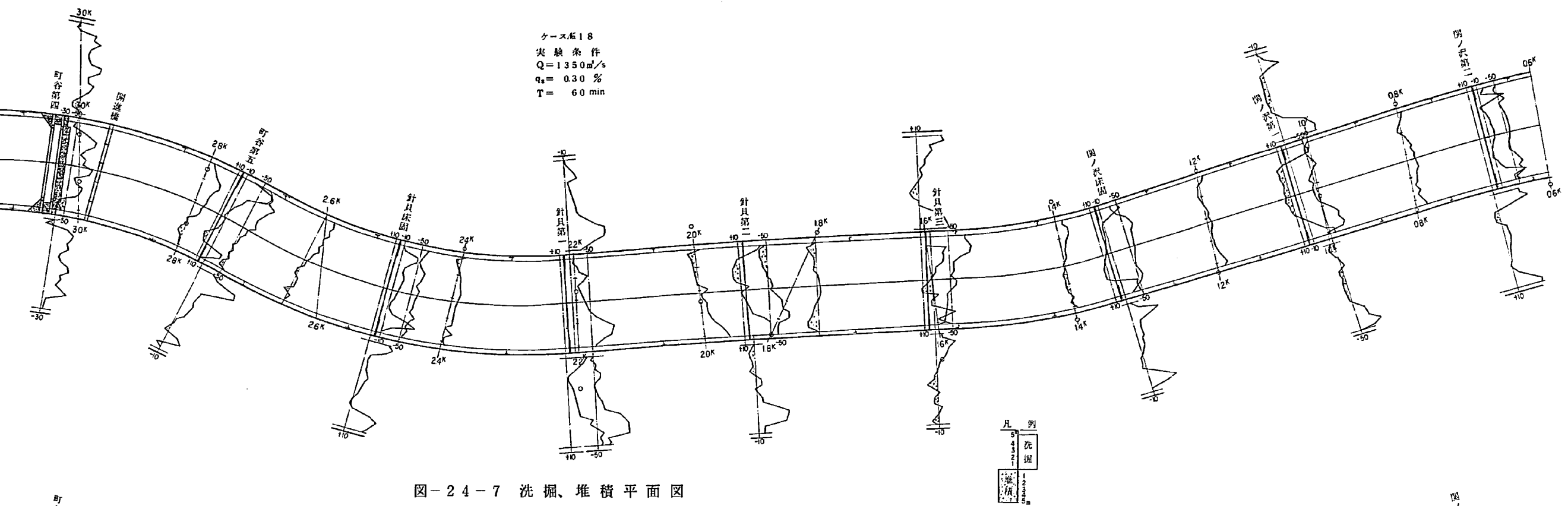


図-24-7 洗掘、堆積平面図

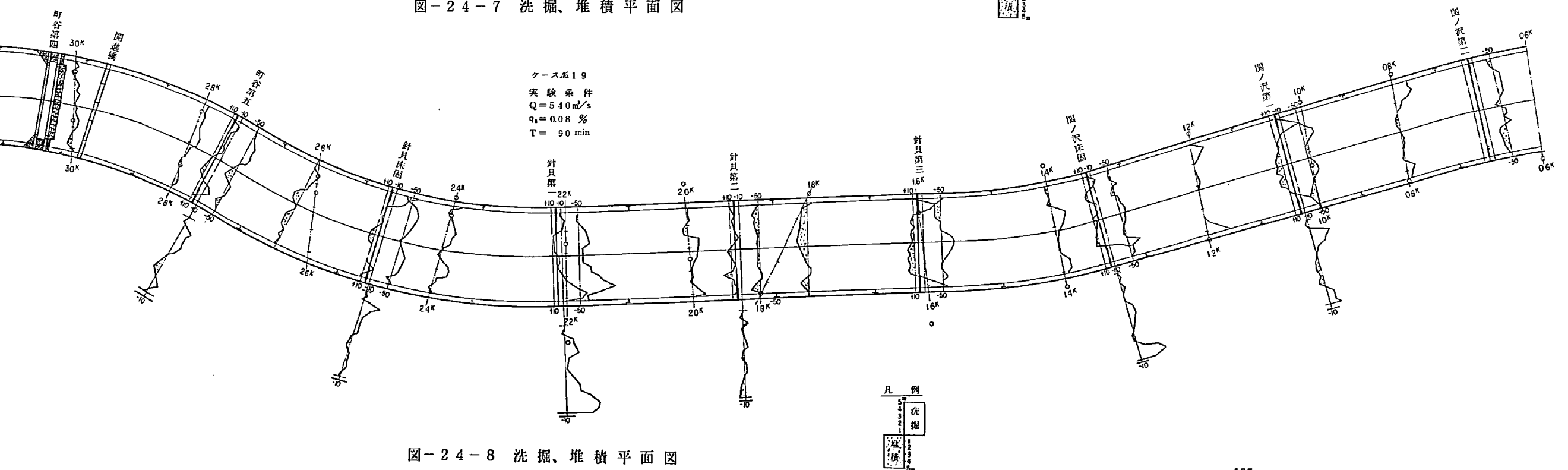


図-24-8 洗掘、堆積平面図

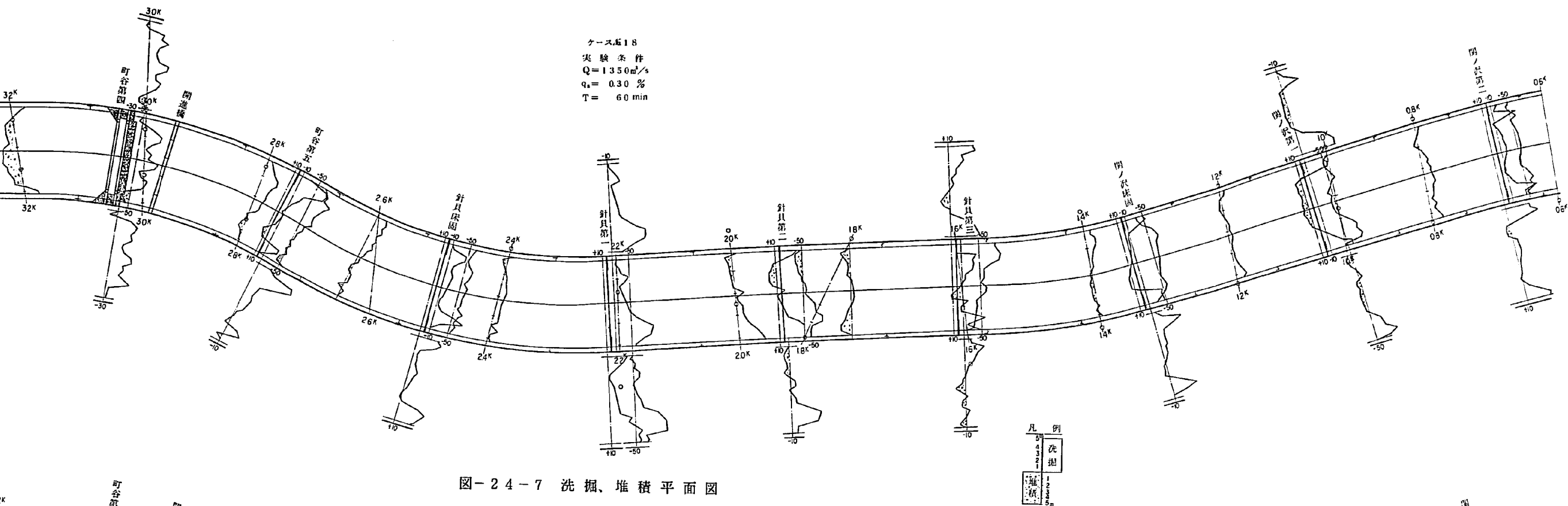


図-24-7 洗掘、堆積平面図

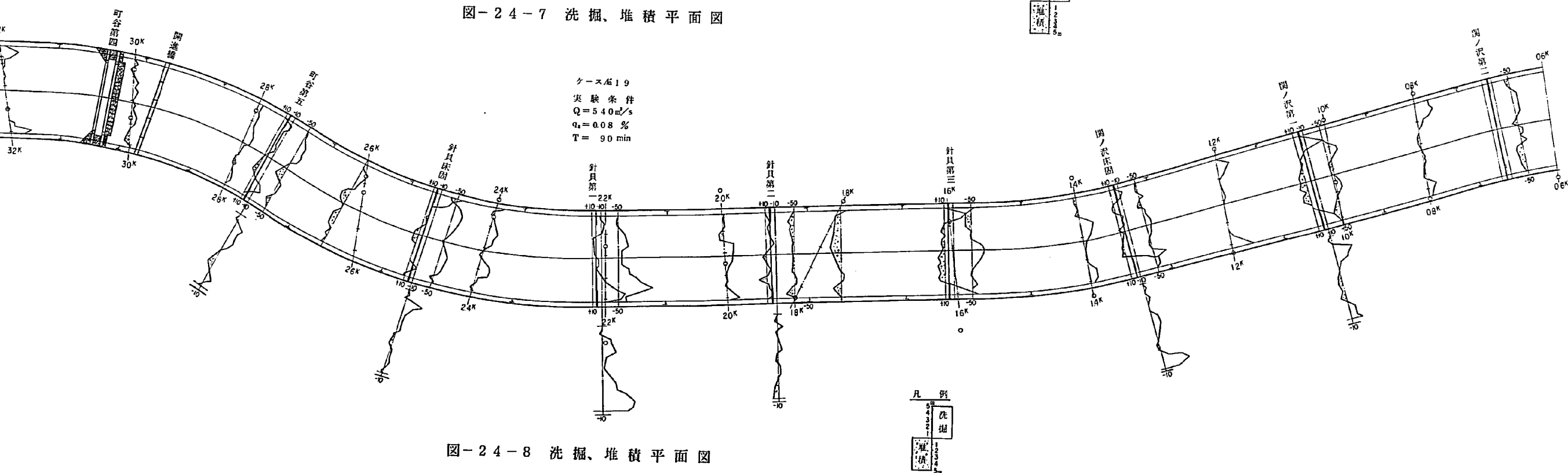


図-24-8 洗掘、堆積平面図



図-25-1 砂礫堆の平面形状

Case 5 (流量  $1300\text{m}^3/\text{sec}$  給砂量 0.05%)



図-25-2 砂礫堆の平面形状

Case 6 (流量  $1300\text{m}^3/\text{sec}$  給砂量 0.07%)



図-25-3 砂礫堆の平面形状

Case 7 (流量  $1300\text{m}^3/\text{sec}$  給砂量 0.06%, 0.07%)



図-25-4 砂礫堆の平面形状

Case 8 (流量  $1300\text{m}^3/\text{sec}$  給砂量 0.08%)

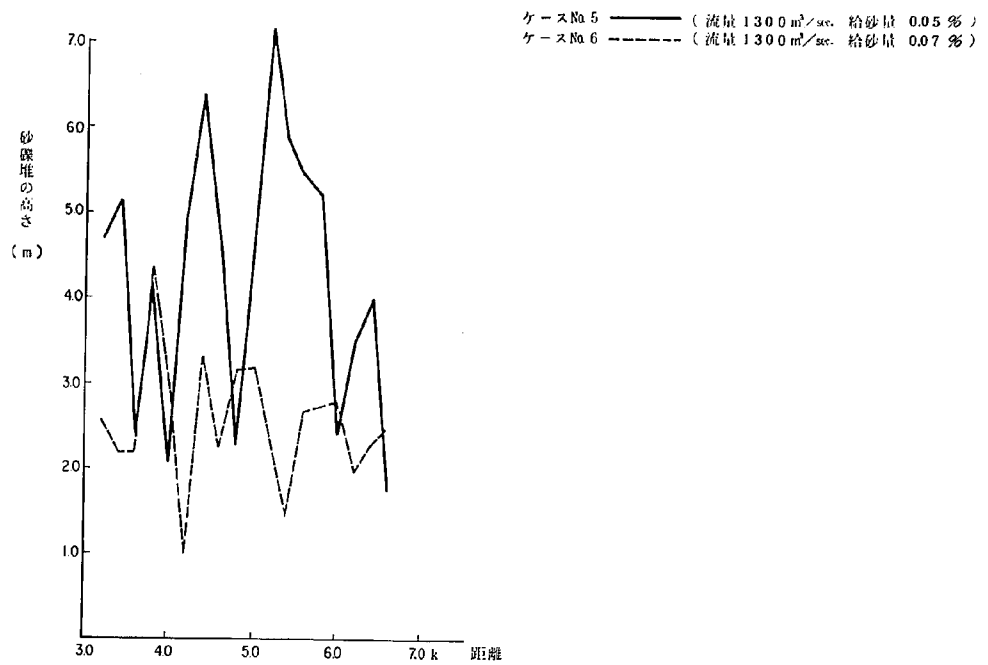


図-26 砂礫堆の高さ

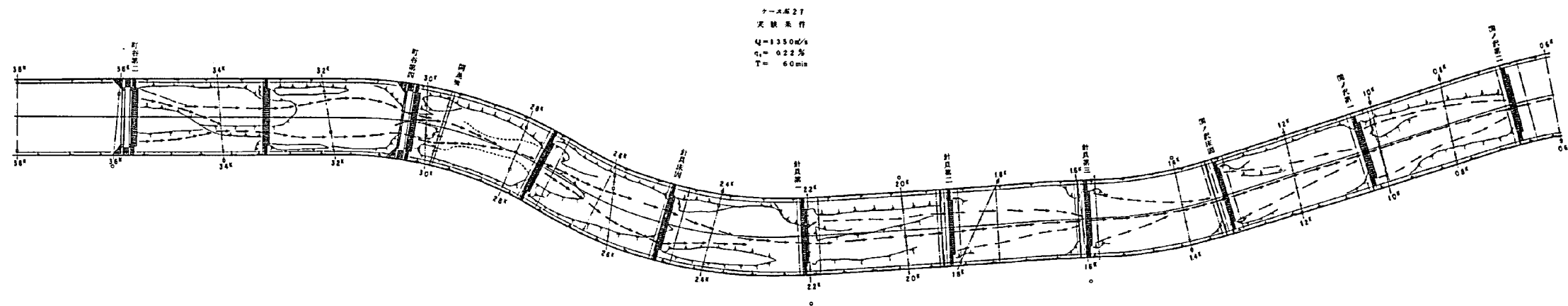


図-27 流線と砂礫堆の変動状況

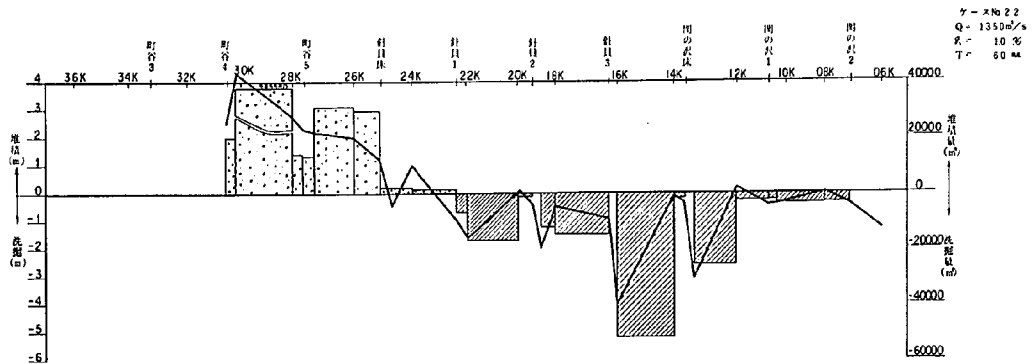


図-28-1 河床変動量縦断面図

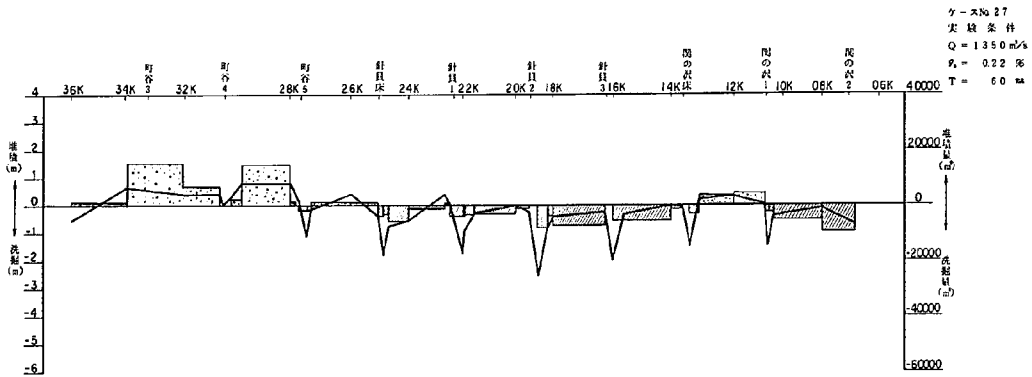


図-28-2 河床変動量縦断面図

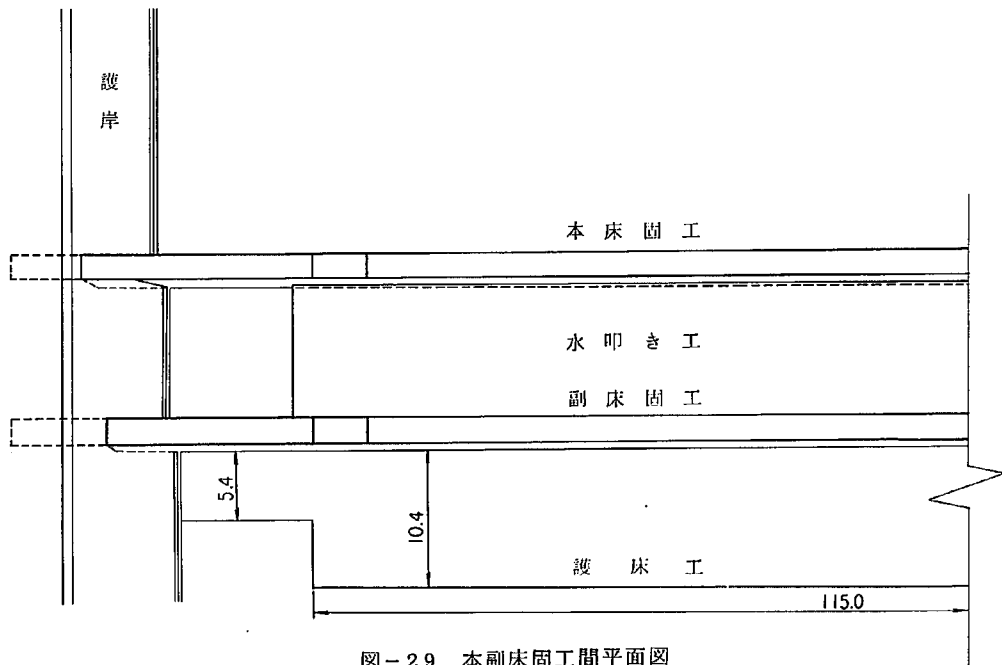


図-29 本副床固工間平面図

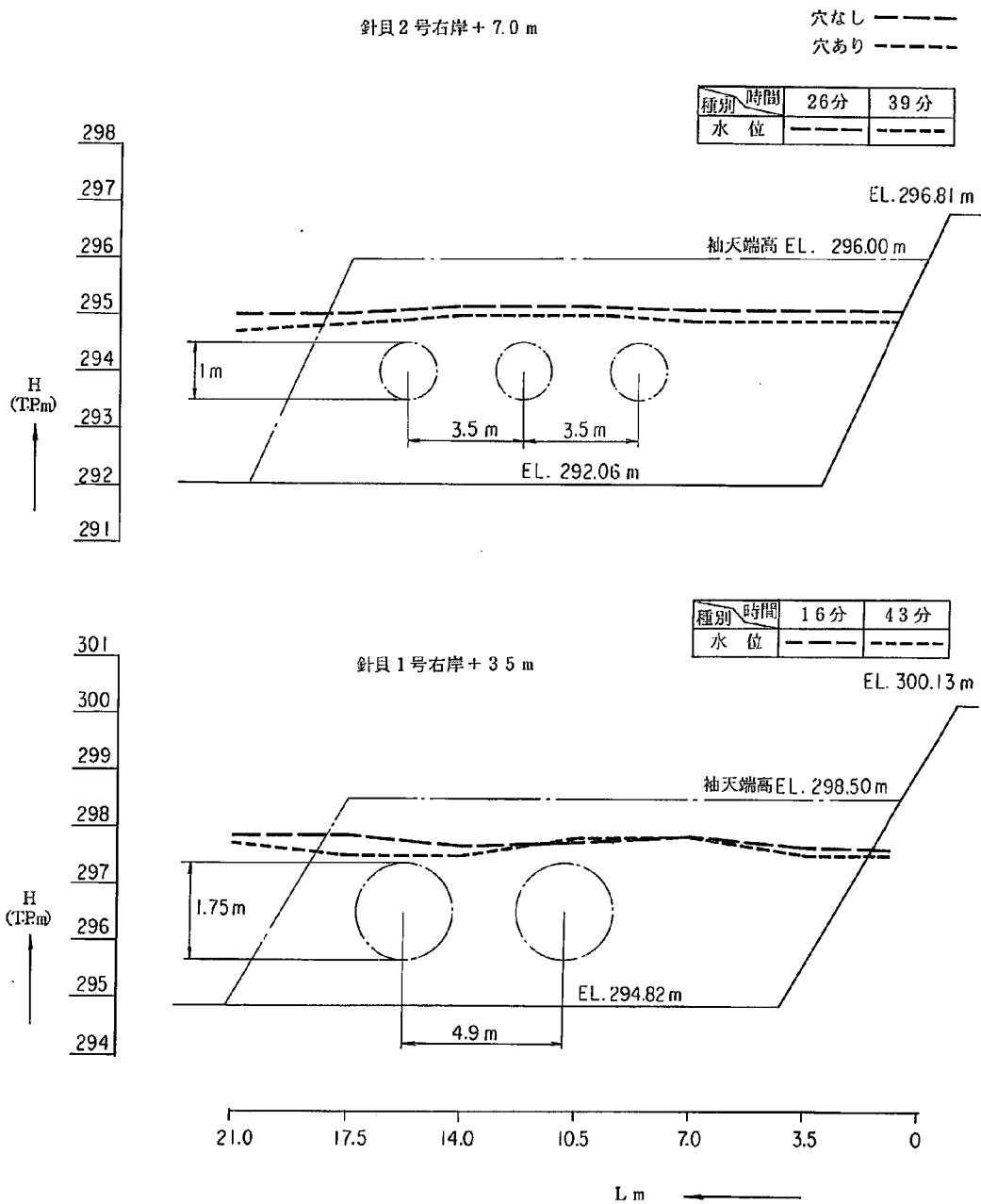


図 - 30 - 1 横工袖の影響による水位の時間的变化

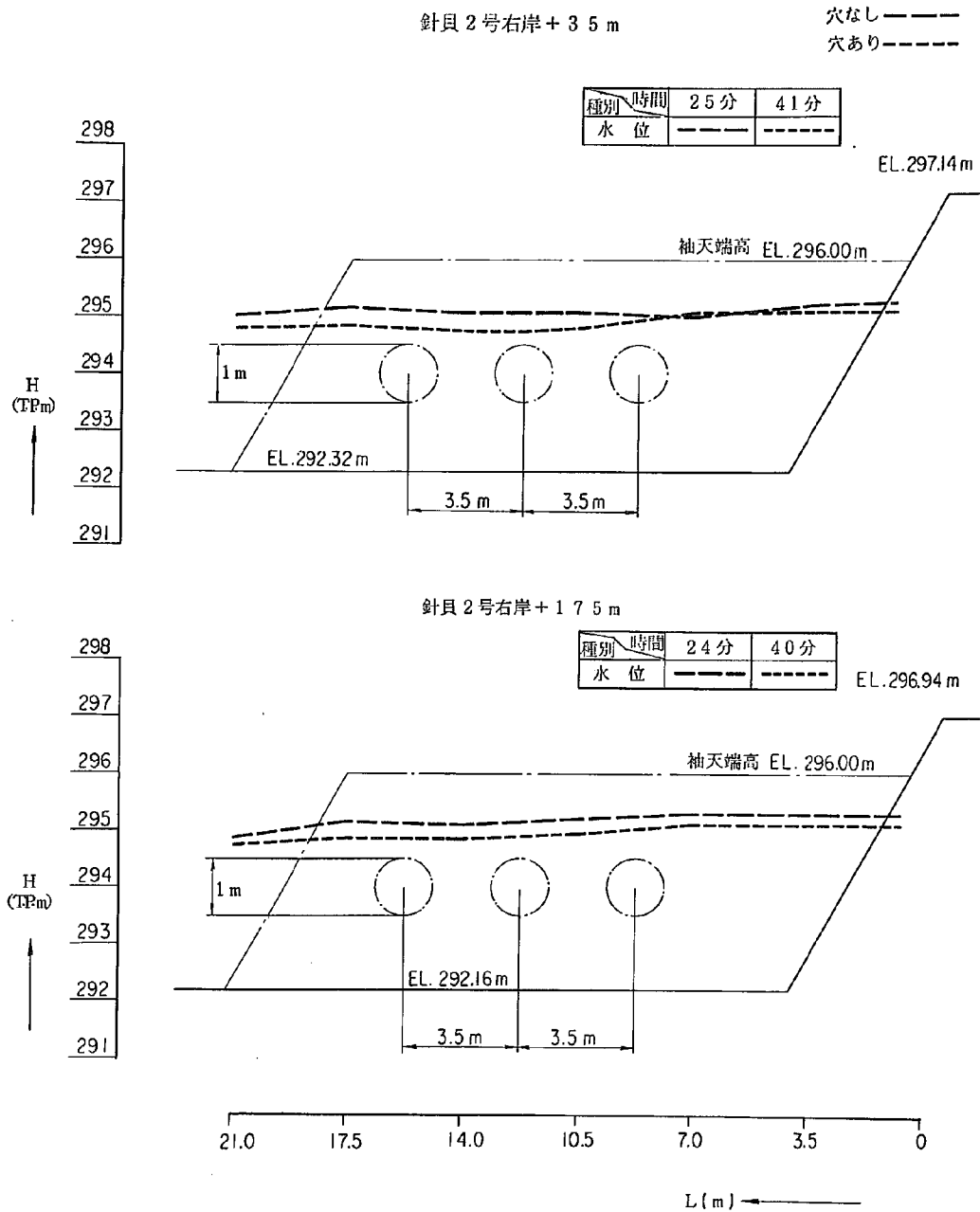


図 - 3 0 - 2 横工袖の影響による水位の時間的变化



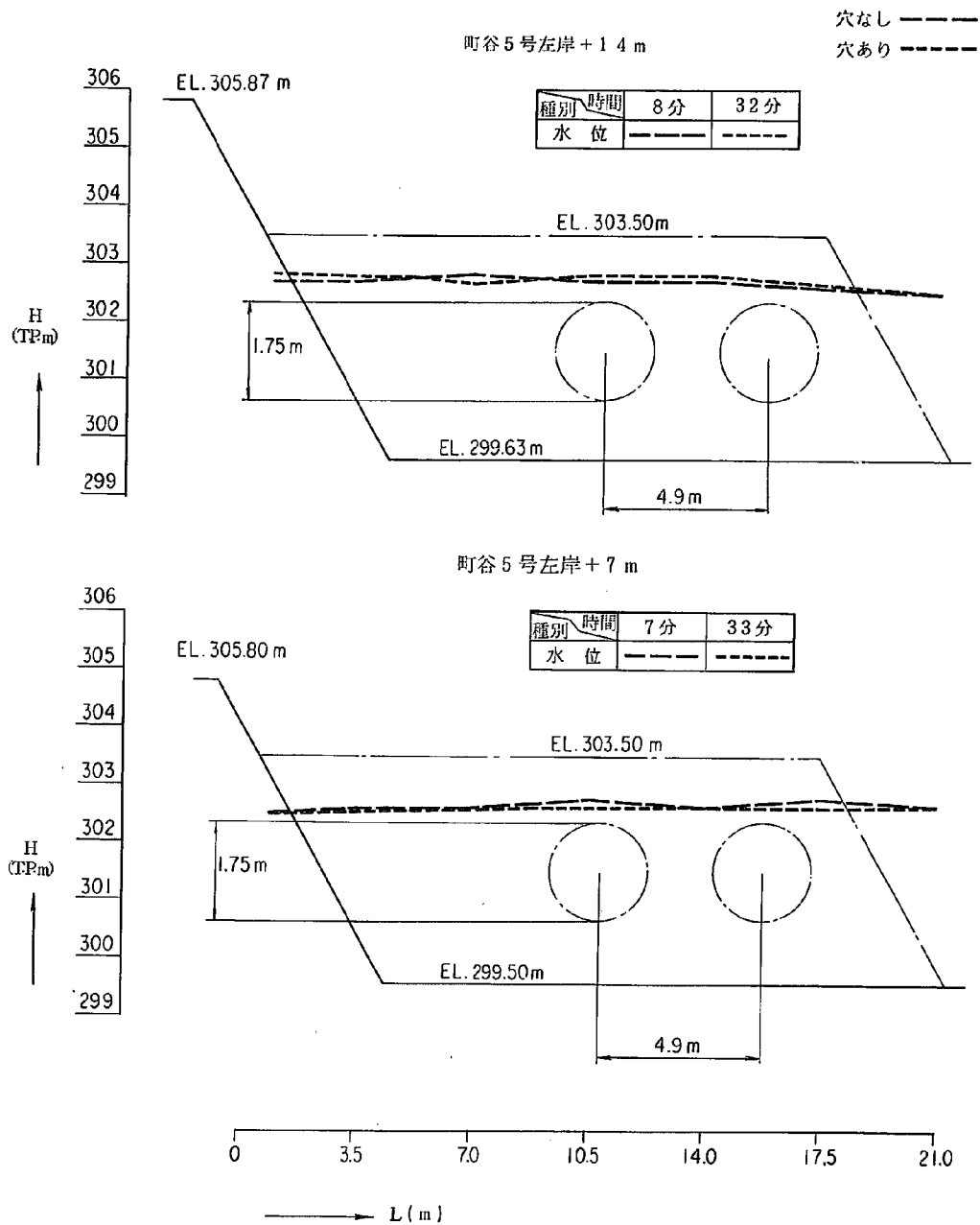


図 - 3 0 - 4 横工袖の影響による水位の時間的变化

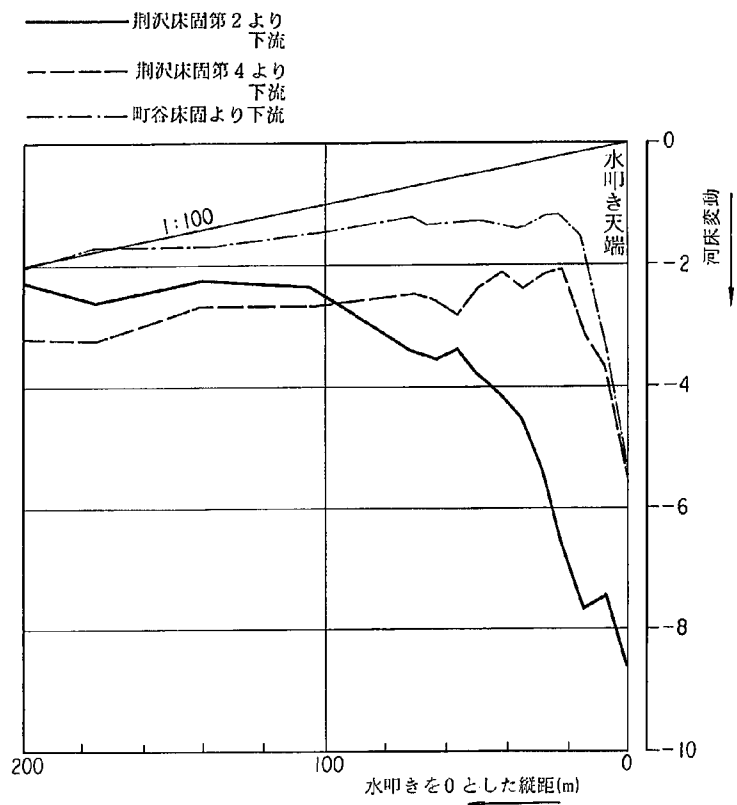


図-31 床固間河床変動縦断比較図

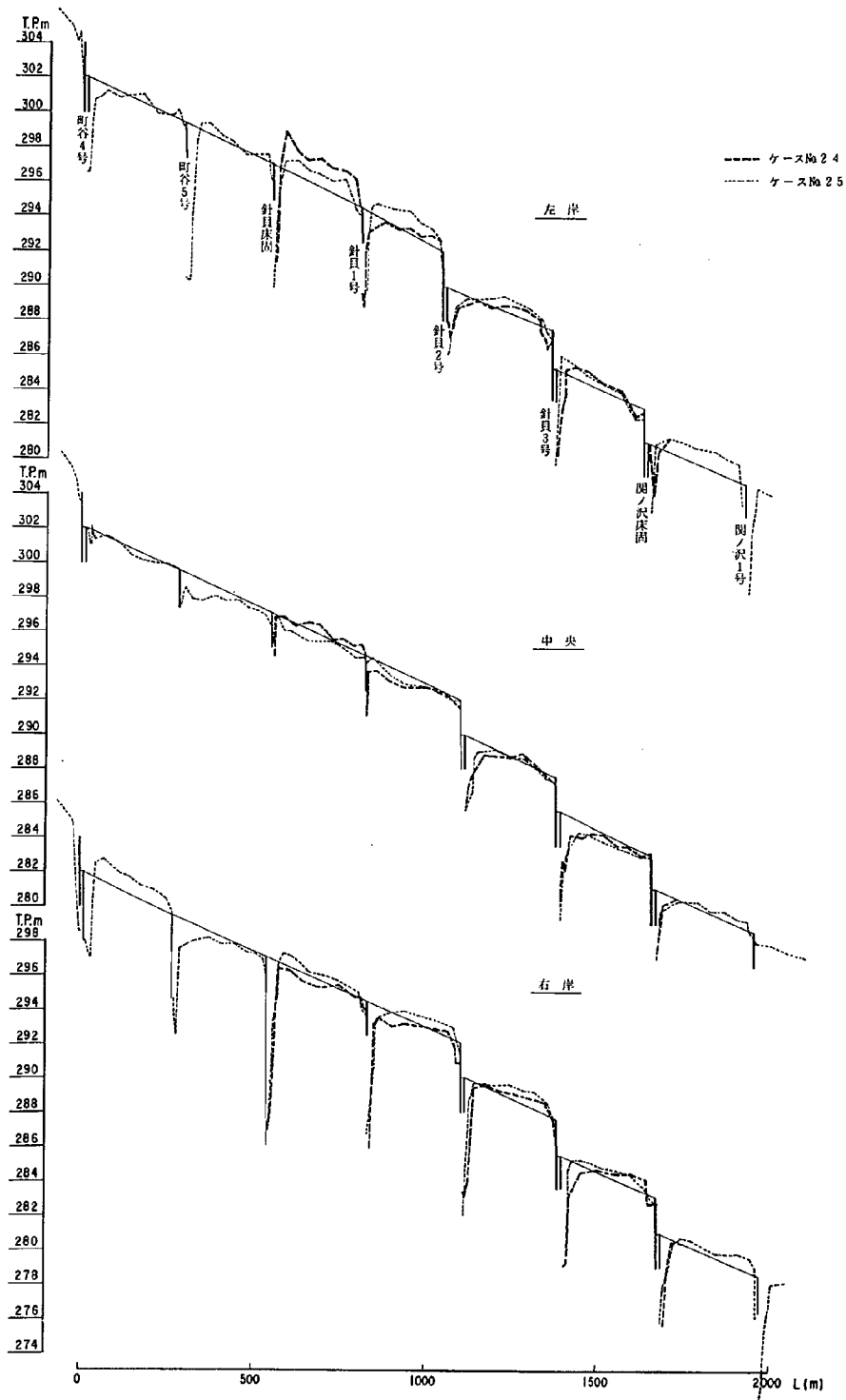


図-32 河床変動縦断面

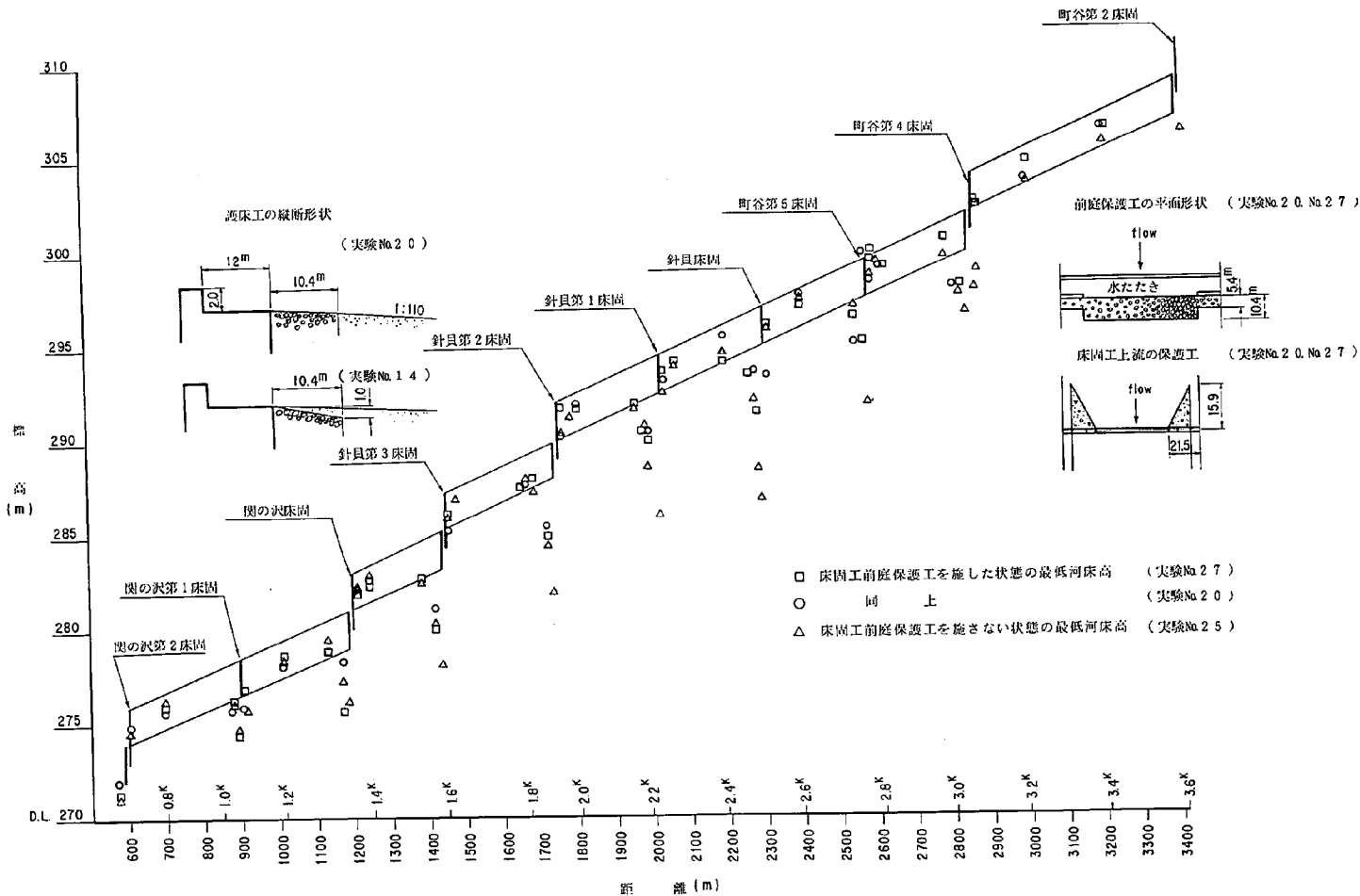


図-33 床固工基礎の検討

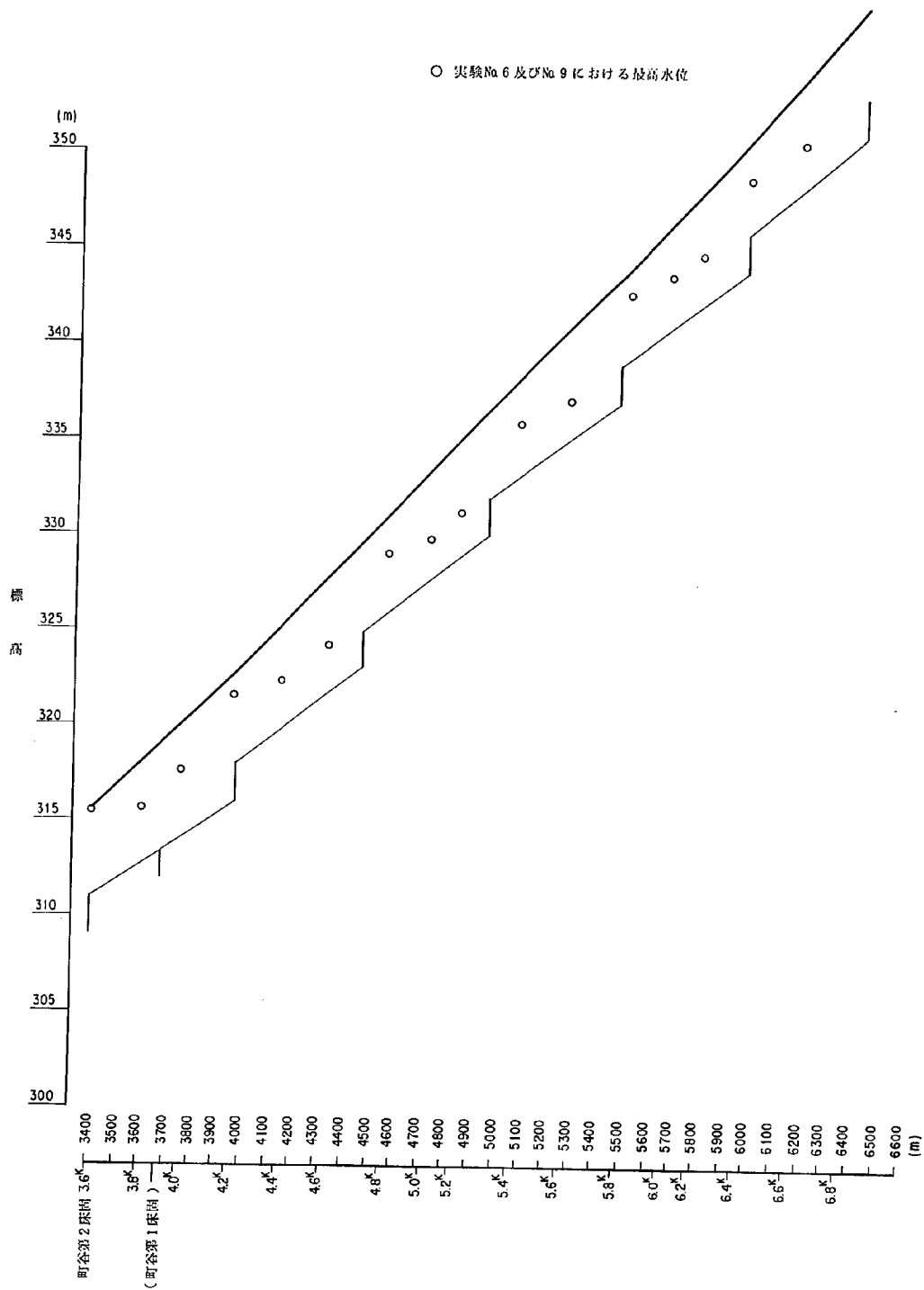


図-34 計画護岸高と最高水位との関係

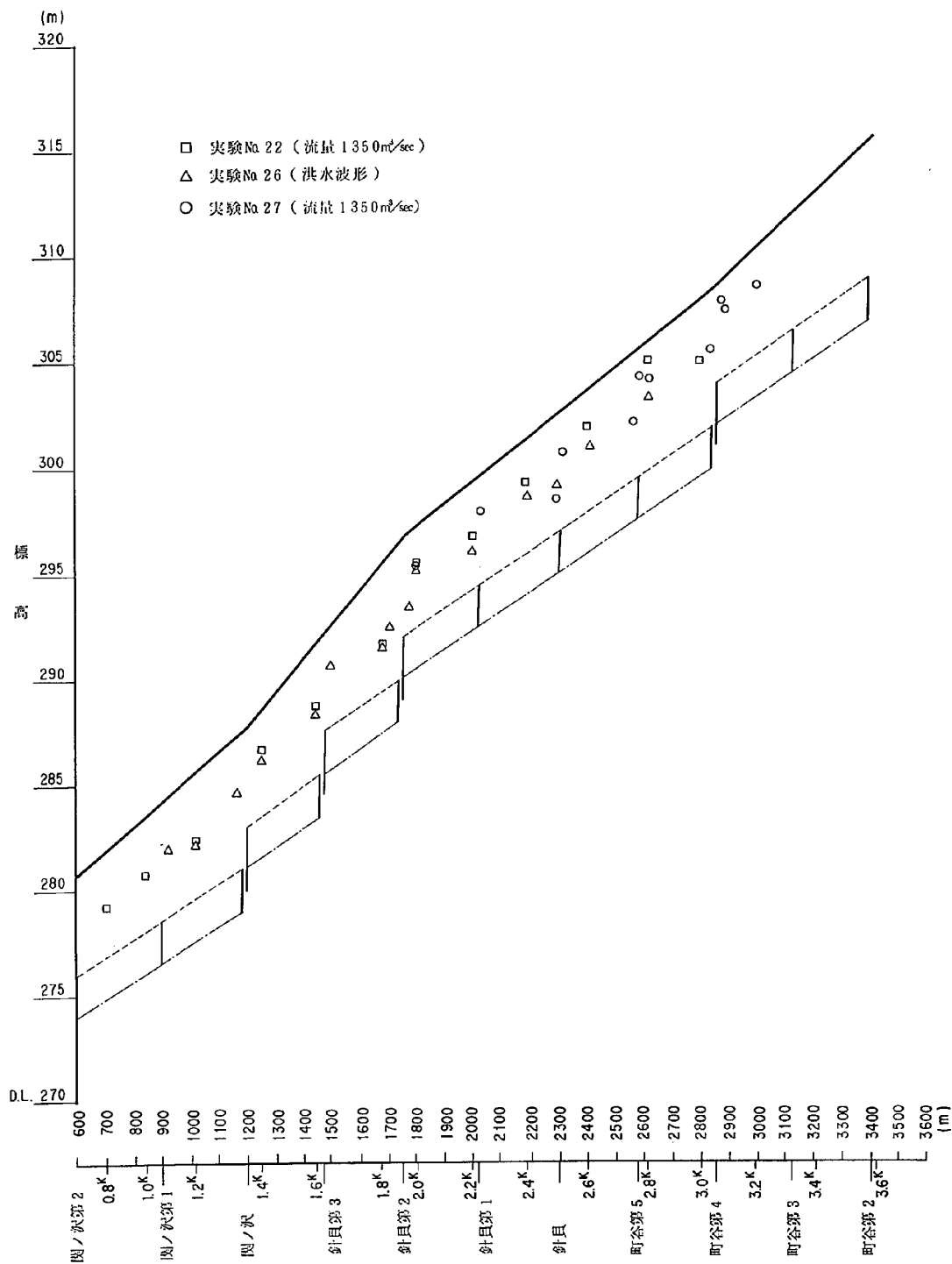


図 - 35 計画護岸高と最高水位との関係

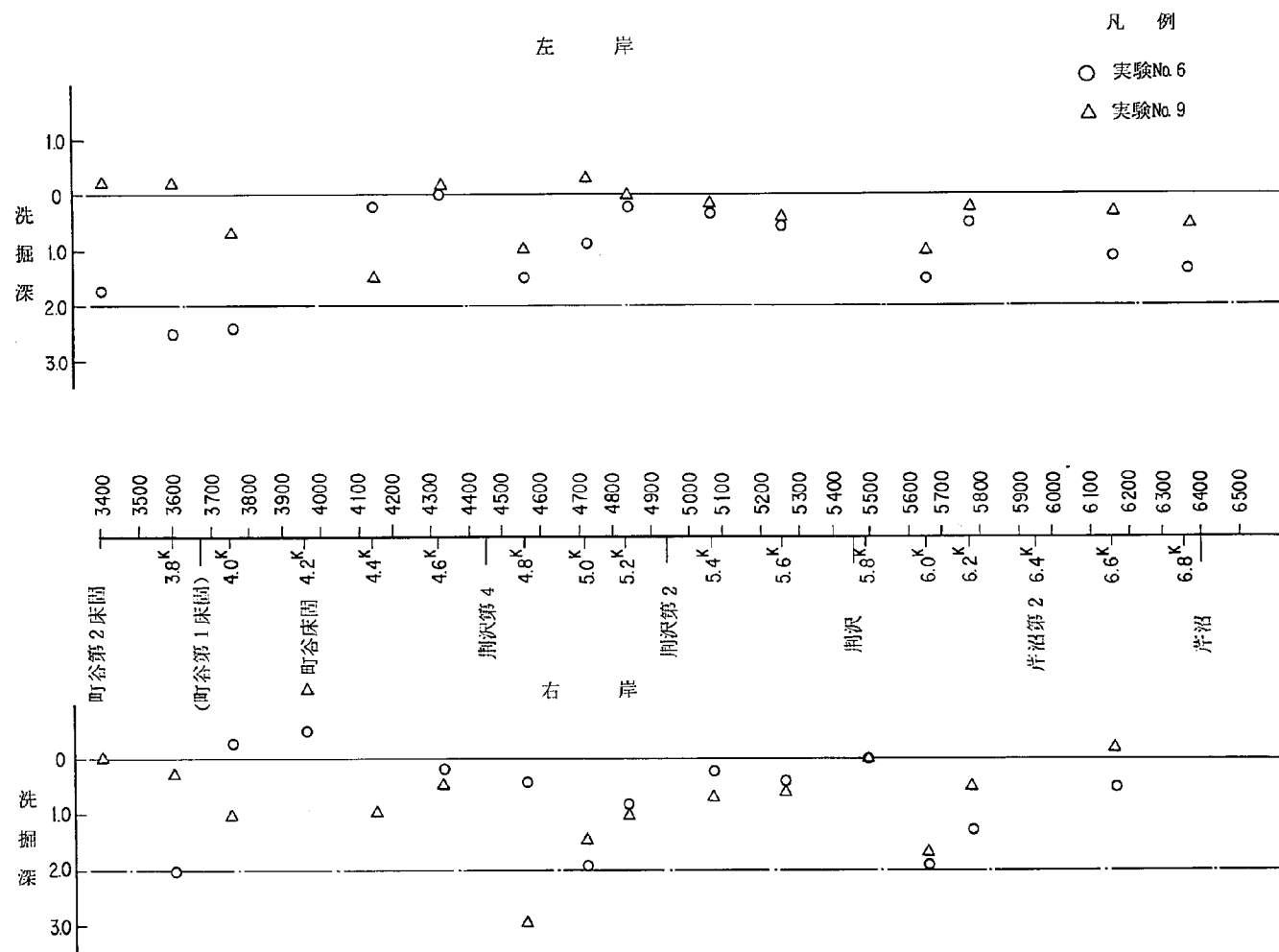


図-36 護岸基礎高の検討

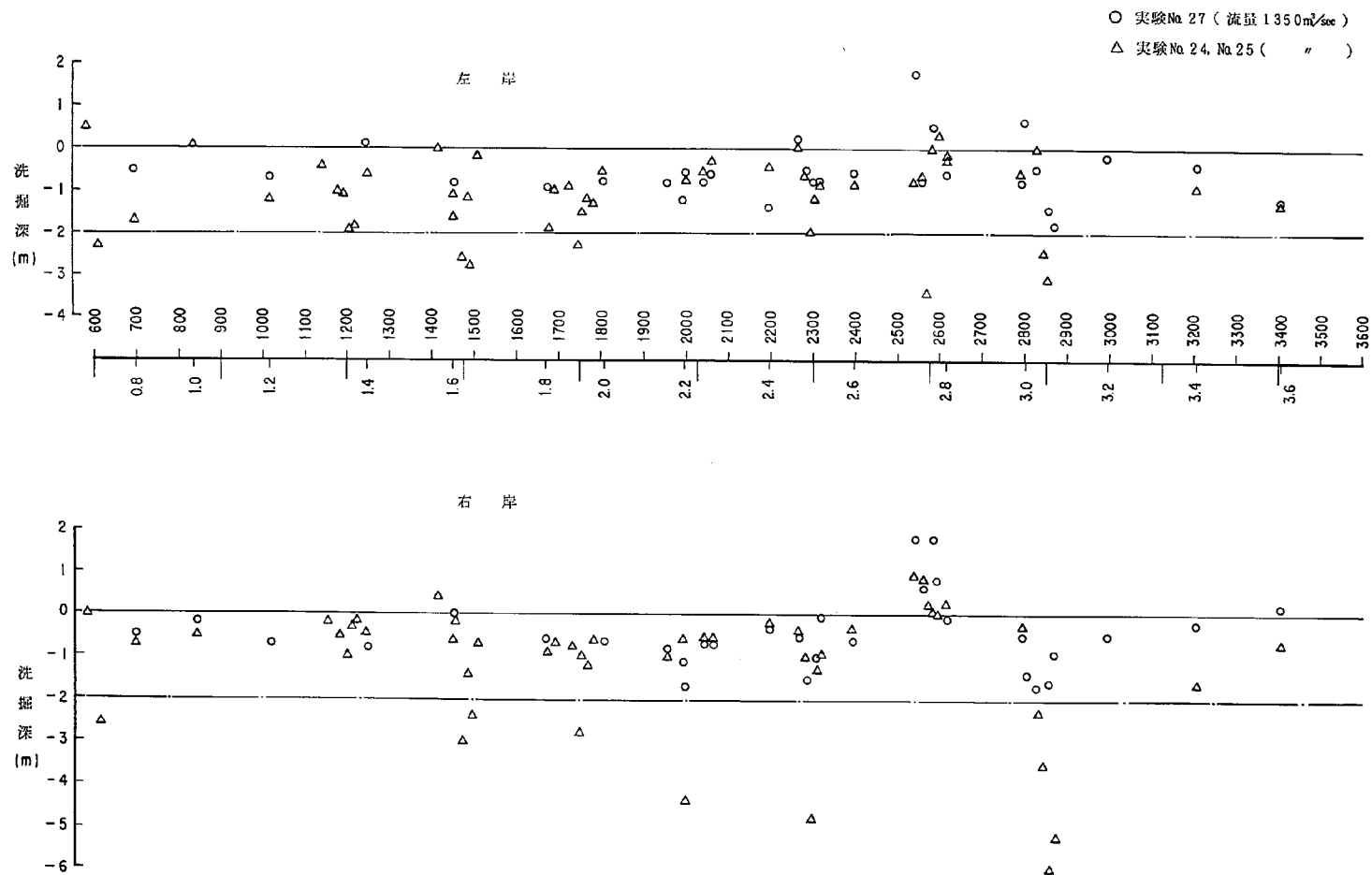


図-37 護岸基礎高の検討

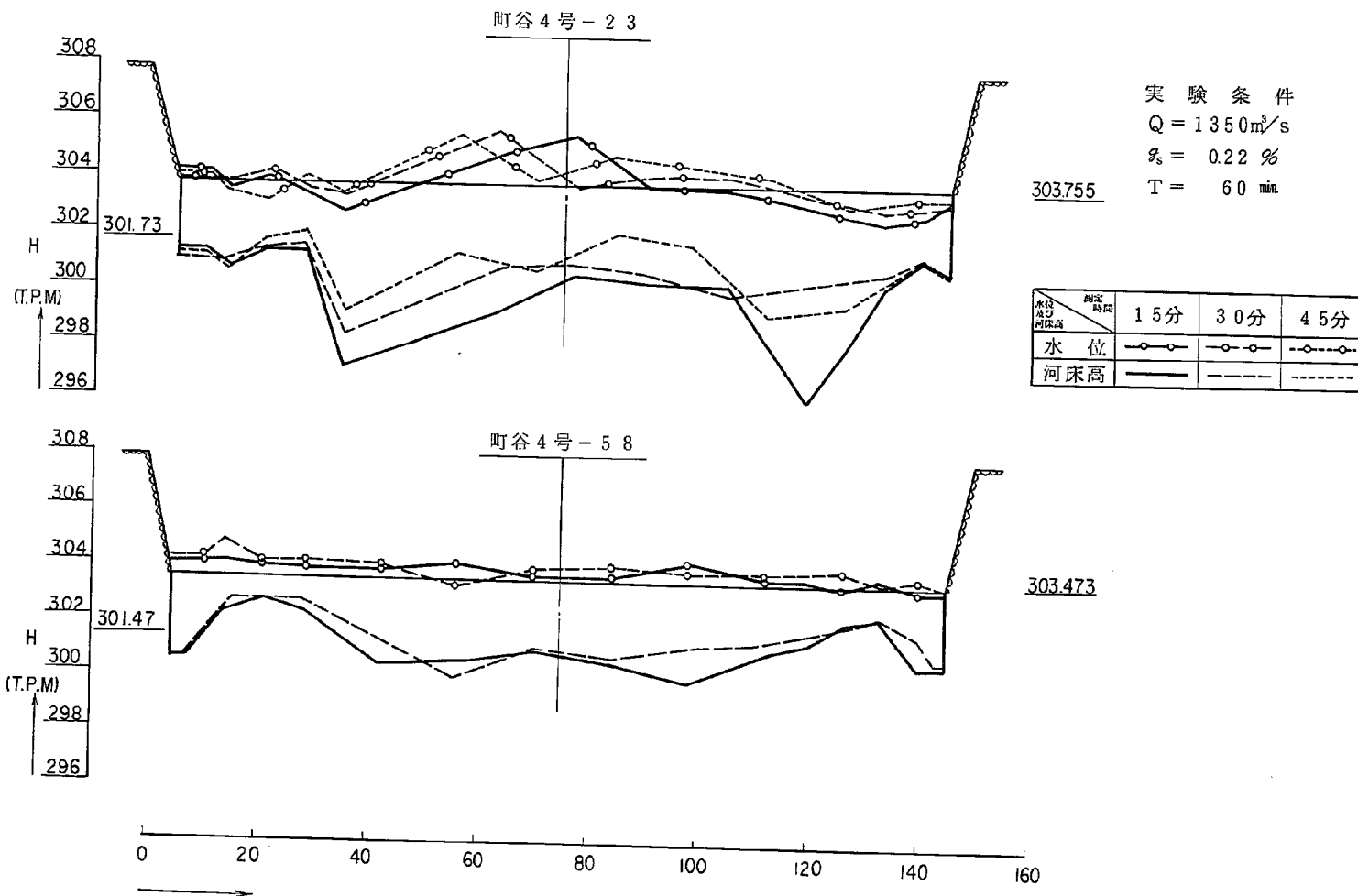
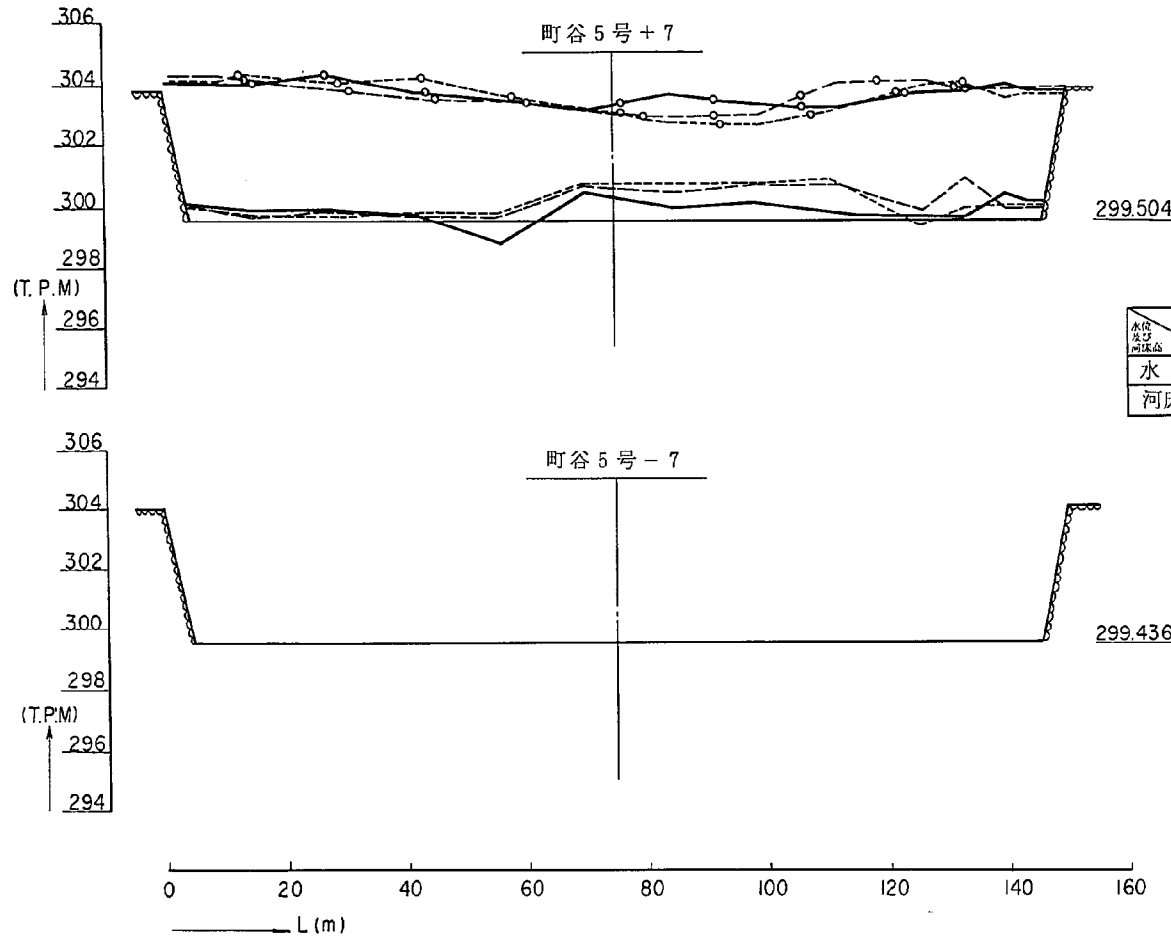


図 - 38 - 1 水位及び河床高の時間的变化

ケース No. 27



実験条件

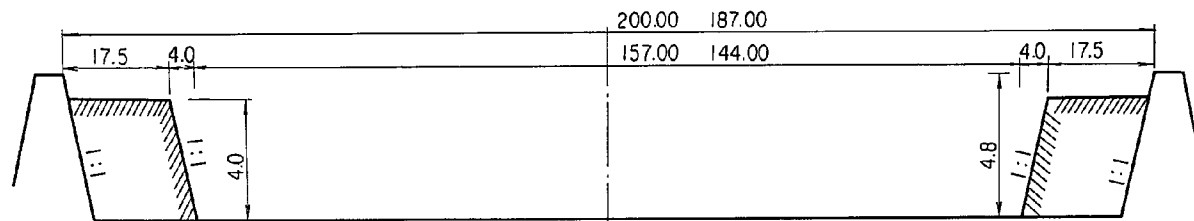
Q  $Q = 1350 \text{ m}^3/\text{s}$

$q_s = 0.22 \%$

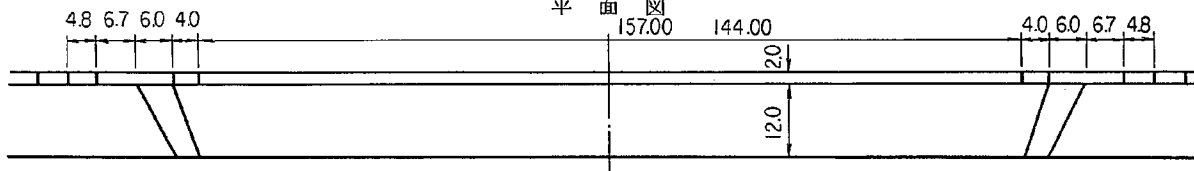
T  $T = 60 \text{ min}$

図 - 38 - 2 水位及び河床高の時間的变化

断面図



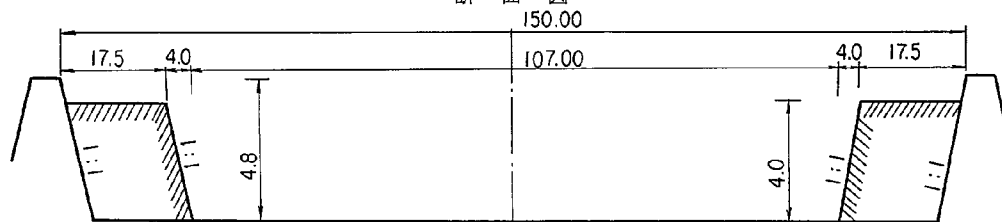
平面图



本副間縦断面図

荆沢第4床固工より下流部

断面図



平面图

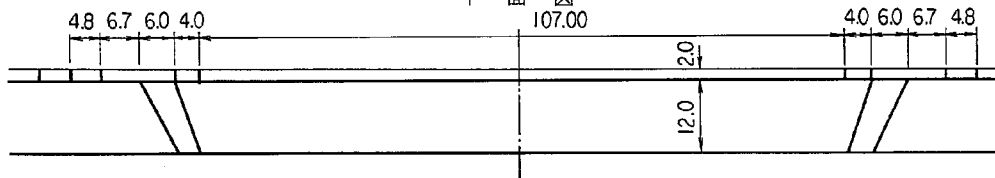


図-39 床固工詳細図

## ま と め

1. 現地調査や現地資料、及び現況実験からの検討によれば大谷川は次のような問題点が存在している。

1) 芹沼床固工から開進橋間で、溪岸侵食が著しい箇所は5.8 K～5.2 K間の右岸、4.8 Kの左岸、3.6 Kの左岸、3.2 Kの右岸、3.0 Kの左右岸等である。観光牧場として利用されている6.8 K～5.8 K間の右岸は流水が冠水し土砂が堆積するほか、3.6 K付近の左岸で溪岸上に土砂が堆積し、背後地の水田を危険にすることが推定される。

また、昭和41年に発生した台風26号による洪水痕跡は、4.8 K～4.6 K間の右岸及び3.4 Kの左岸で溪岸地盤高より高く、洪水氾濫に対する危険度の高い場所が存在している。開進橋より下流は、開進橋付近の左岸や天井川への移行点である1.2 K付近の右岸等が氾濫発生点となる危険がある。また、開進橋直下流の右岸扇面は氾濫源となる。流水は単列蛇行して、1.9 K～1.6 Kの左岸、1.45 K～1.2 Kの右岸、1.0 K～0.8 Kの左岸を水衝部として流下する。これらの流水が集中する場所は、溪岸がえぐりとられていたり、氾濫を防止するような形で護岸工が施工されている。

2) 洪水時に河床が低下する傾向がみられる。鬼怒川との合流点直上流部は天井川となっており、洪水氾濫に対する危険度が高い。溪岸侵食や河床洗掘等、河道内で土砂が生産されることは、洪水氾濫を助長させることになるので、対策を必要とする。

3) 以上のことから大谷川は次のような対策が必要だと考えられる。

① 溪岸侵食や河床低下は、流水の乱流による影響が強いと考えられるので、乱流防止対策が必要となる。開進橋から下流の2.8 K～2.2 K間の狭窄部は2.2 Kの右岸に流水を集中させ、これより下流で蛇行が生じる原因となっていることが推定されるので、流路の拡幅のほかに、2.2 K付近の左岸や2.0 K付近の左岸で河道内に突出する地形の部分は掘削した方がよい。

② 開進橋直上流での氾濫は、河積不足によるものと考えられるので、現流路幅を拡幅する断面計画をとる方がよい。また、1.2 Kより下流域での氾濫は河床上昇によるものであるから、河道内の土砂生産を防止し、掘込み河道とする必要がある。

2. 図-19に示す法線形状は、いずれも反曲線部区間で単列状の砂礫堆が形成され、護岸沿いに流水が集中し、護岸沿いの流速が大きく、洗掘が著しいので護岸の安全性に乏しい。

3. 床固工は単列砂礫堆を複列砂礫堆にかえ流水を整流する働きがある。この場合の床固工の間隔は砂礫堆長より短くないと効果がない。

① 芹沼床固工から開進橋間に形成される砂礫堆長は600 m～1100 mで流路幅の3.7～7.3倍となっており、反曲線部程長い砂礫堆が形成される。図-19-(1)、図-20-(1)に示した当初計画の床固工の位置及び間隔に対する実験的検討によれば、流況の面からみて町谷第1及び荆沢第5を除く帯工は必要ないと考えられ、床固工間隔は表-14に示すように流路幅の1.8～3.7倍に計画すればよいことになる。しかし、河床変動の面からみると、模型下流端に流出する土砂量は表-13で示すように、給砂量よりも多くなっていることから、他の帯工は将来の河道状況に応じて計画する方がよい。

② 開進橋より下流での砂礫堆長はほぼ400～560 mであり、流路幅の2.7～3.7倍の長さとなっている。

これに対して図-19-(2)、図-20-(2)、表-7-(2)〔前出〕で床固工の位置及び間隔を示すように275 m～300 m間隔すなわち流路幅の1.83～2.0倍に床固工を設けると流水は整流され、河床低下も防止される。

表-14 床 固 工 間 隔

| 床 固 工 名 称   | 床固工間隔(L) | 流 路 幅(B) | L / B |
|-------------|----------|----------|-------|
| 芹沼 ～ 芹沼第2   | 4 5 0 m  | 2 0 0 m  | 2.2 5 |
| 芹沼第2 ～ 荆沢   | 5 1 0    | 2 0 0    | 2.5 5 |
| 荆沢 ～ 荆沢第2   | 5 0 0    | 2 0 0    | 2.5 0 |
| 荆沢第2 ～ 荆沢第4 | 5 0 0    | 1 5 0    | 3.3 3 |
| 荆沢第4 ～ 荆沢第5 | 2 5 0    | 1 5 0    | 1.6 7 |
| 荆沢第5 ～ 町谷   | 2 5 0    | 1 5 0    | 1.6 7 |
| 町谷 ～ 町谷第1   | 2 7 5    | 1 5 0    | 1.8 1 |
| 町谷第1 ～ 町谷第2 | 2 7 5    | 1 5 0    | 1.8 1 |
| 町谷第2 ～ 町谷第4 | 5 5 0    | 1 5 0    | 3.6 7 |

③ 床固工の袖は単列砂礫堆を複列砂礫堆にかえ、砂礫堆長を短くする傾向が認められるが、床固工の袖部(水制工)による流水の整流化は困難である。

④ 床固工の袖の長さの相違は床固工前庭部の洗掘深に影響を与える。袖が長すぎる場合は床固工の上流部での洗掘深が大きく、逆に短すぎる場合は前庭部に生じる二次流によって護岸基礎部が洗掘される等の問題が生じる。そこで、流量1300 m<sup>3</sup>/sec時に落差2 mの床固工前庭部に発生する二次流の半径を基準に袖の長さを17.5 mに計画すると、床固工の下流で二次流が生じて直接護岸に影響を与えないことや、前庭部の洗掘を小さくすることができる。

⑤ 計画河床勾配は図-20に示すように1/90～1/120に漸変させており、実験結果からも計画案通りで問題はない。芹沼床固工から開進橋間で落差工を帯工にかえ、河床勾配を同区間の最深河床勾配となる1/75とした実験結果によれば乱流は防止されており、落差工と同じ整流効果が期待できる。

4. 図-19-(1)に示した床固工で、荆沢床固工の方向は中心線を基準に右岸側を下流に20 m、左岸側を上流に20 mの位置に、荆沢第2床固工は中心線を基準に右岸側を11 m上流に左岸側を11 m下流の位置に、また、町谷床固工の方向は中心線を基準に左岸側を下流に16 m、左岸側を16 m上流の位置に修正することが望ましい。図-19-(2)で針貝床固工は右岸のみ10.5 m下流の位置に、町谷第4床固工の方向を中心線を基準に左岸側で11 m下流に、右岸側で11 m上流の位置に修正することが望ましい。

5. 図-20に示す計画護岸高で護岸越水する問題はない。ただし、各々の床固工の直上流部で水位が上昇する(袖部によせるせき上げ)傾向を示し、特に町谷第2床固工では護岸高に余裕がない。

6. 各床固工の水たたき(帯工では下流肩)終端から、20 m～30 mの範囲が洗掘を受けており、最大洗掘深は10 mの範囲内で生じている。少なくとも最大洗掘深が生じる10 mの範囲は護床工を施した方が安全である。

7. 護岸の計画根入深は 2 m であり、護岸沿いの洗掘深は床固工の前庭部や床固工上流部を除けば計画根入深以下であり問題はない。床固工前庭部や、床固工上流部の洗掘に対しては図-33に示すような護床工を施せば、計画根入深より洗掘深を小さくすることができる。
8. 開進橋は町谷第 4 床固工の直下流にあり、しかも弯曲部の始端にあたる位置にあることから、開進橋は町谷第 5 床固工に近い位置に計画した方がより望ましい。
9. 以上のように流路工の計画諸元としては、図-19に示す平面形状、図-20に示す縦断形状、図-39に示す床固工の形状と及び図-33に示す護床工の形状が考えられる。

以 上

表-15 大谷川流路工計画距離と旧K標との関係

| 旧 K 標 | 計 画 距 離  | 旧 K 標 | 計 画 距 離   | 旧 K 標  | 計 画 距 離    |
|-------|----------|-------|-----------|--------|------------|
| 0.0   | - 6 9 m  | 町 谷 4 | 2 8 7 4 m | 芹 沼 2  | 5, 9 7 4 m |
| 関の沢 5 | 0        | 3.2   | 3, 0 1 7  | 6.4    | 5, 9 8 4   |
| 0.2   | 9 9      | 町 谷 3 | 3, 1 4 9  | 6.6    | 6, 1 8 4   |
| 関の沢 4 | 2 2 8    | 3.4   | 3, 2 3 0  | 芹 沼 1  | 6, 1 9 9   |
| 0.4   | 3 8 1    | 町 谷 2 | 3, 4 2 4  | 6.8    | 6, 3 8 6   |
| 関の沢 3 | 4 1 6    | 3.6   | 3, 4 3 1  | 芹 沼    | 6, 4 2 4   |
| 0.6   | 5 1 4    | 3.8   | 3, 6 2 7  | 7.0    | 6, 5 7 5   |
| 関の沢 2 | 6 2 4    | 町 谷 1 | 3, 6 9 9  | 前新田 3  | 6, 6 4 9   |
| 0.8   | 7 2 2    | 4.0   | 3, 7 7 1  | 7.2    | 6, 7 5 8   |
| 1.0   | 8 6 1    | 町 谷   | 3, 9 7 4  | 前新田 2  | 6, 8 7 4   |
| 関の沢 1 | 9 2 4    | 4.2   | 3, 9 7 6  | 7.4    | 6, 9 5 6   |
| 1.2   | 1, 0 3 9 | 4.4   | 4, 1 6 7  | 前新田 1  | 7, 0 7 5   |
| 関の沢   | 1, 2 2 4 | 荆 沢 5 | 4, 2 2 4  | 7.6    | 7, 1 6 3   |
| 1.4   | 1, 2 6 8 | 4.6   | 4, 3 4 8  | 前新田    | 7, 2 9 1.5 |
| 1.6   | 1, 4 7 2 | 荆 沢 4 | 4, 4 7 4  | 7.8    | 7, 3 7 4   |
| 針 貝 3 | 1, 4 9 9 | 4.8   | 4, 5 7 6  | 今市下流 5 | 7, 4 9 7   |
| 1.8   | 1, 6 9 3 | 荆 沢 3 | 4, 7 2 4  | 8.0    | 7, 5 5 5   |
| 針 貝 2 | 1, 7 7 4 | 5.0   | 4, 7 3 4  | 8.2    | 7, 6 8 7   |
| 2.0   | 1, 8 2 8 | 5.2   | 4, 8 5 8  | 今市下流 4 | 7, 7 0 2   |
| 2.2   | 2, 0 1 9 | 荆 沢 2 | 4, 9 7 4  | 8.4    | 7, 8 9 8.5 |
| 針 貝 1 | 2, 0 4 9 | 5.4   | 5, 0 8 7  | 今市下流 3 | 7, 9 0 7.5 |
| 2.4   | 2, 2 1 7 | 荆 沢 1 | 5, 2 2 4  | 8.6    | 8, 0 8 0.5 |
| 針 貝   | 2, 3 2 4 | 5.6   | 5, 2 8 9  | 今市下流 2 | 8, 1 1 1.5 |
| 2.6   | 2, 4 2 1 | 荆 沢   | 5, 4 7 4  | 8.8    | 8, 2 9 6   |
| 町 谷 5 | 2, 5 9 9 | 5.8   | 5, 5 0 7  | 今市下流 1 | 8, 3 1 7   |
| 2.8   | 2, 6 3 6 | 6.0   | 5, 6 7 3  | 9.0    | 8, 5 0 4   |
| 開 進 橋 | 2, 7 9 2 | 芹 沼 3 | 5, 7 2 4  | 今市下流   | 8, 6 3 2   |
| 3.0   | 2, 8 2 5 | 6.2   | 5, 7 9 5  |        |            |

## あ と が き

本実験から計画法線形状に対しては反曲線部に問題があるが、流水の乱流は、床固工を計画することにより防止される。また、床固工の袖部は砂礫堆の形状を複列状にかえる働きがあること等が定性的ではあるが、わかった。

なお、関の沢床固工より下流部の流路工計画諸元は、鬼怒川との合流点処理の計画諸元を得た後に決定すべきであり、別途検討を要する区間である。

以上、大谷川流路工はどのような形状が望ましいかを検討し一応の結論を得た。しかし、あくまでも模型実験で得た結論であって、これの採用に当っては充分現地の実態をみきわめることが必要である。

本文をまとめるにあたって、建設省日光砂防工事事務所の方々、および、土木研究所砂防研究室 泉 岩男室長には大変お世話になった。ここに深く感謝し、厚く御礼申し上げる。

## 参 考 文 献

- (1) 建設省日光砂防工事々務所 共和技術株式会社  
大谷川河道調査報告書 昭和42年3月
- (2) 建設省日光砂防工事々務所  
大谷川流路工模型実験報告書(第2部 資料編・実験編) 昭和41年8月
- (3) 建設省日光砂防工事々務所 国際航業株式会社  
大谷川流域河床変動調査報告書 昭和49年8月
- (4) 建設省日光砂防工事々務所 東洋航空事業株式会社  
大谷川下流河状調査業務委託報告書 昭和51年3月
- (5) 建設省日光砂防工事々務所  
大谷川下流流路工計画(案) 昭和51年
- (6) 芦田和男・高橋 保・水山高久  
流路工に関する水理学的研究 新砂防97 昭和50年11月
- (7) 池谷 浩・伊巻幹雄  
急勾配河川における水理特性 土研資料第1309号 昭和53年3月
- (8) 千田 稔  
実用河川計画 理工図書 昭和48年8月
- (9) 建設省日光砂防工事々務所  
大谷川河床変動解析報告書 昭和43年3月
- (10) 楠 徳一  
治水砂防工学：土木技術社 昭和23年
- (11) 土木学会  
水理公式集 昭和46年11月