



土 木 研 究 所 資 料

第 842 号

隅田川 模型実験

都営地下鉄10号線隅田川河底部横過沈
埋工法に関する水理模型実験報告書

昭和 48 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

目 次

1. はじめに	1
2. 実験概要	2
3. 模 型	6
3・1 模型の縮尺および範囲	6
3・2 相似律	6
4. 本 実 験	8
4・1 現状実験	8
4・2 左岸現状, 右岸第 1 次浚渫実験	19
4・3 左岸第 2 次浚渫, 右岸第 1 次浚渫実験	31
4・4 全断面第 2 次浚渫実験	43
5. 比較検討	61
6. 結 論	63

1 はじめに

都営地下鉄10号線は、京王線一調布から江戸川区の東大島に至る延長約31.2Kmの路線で、浜町公園と新大塚東詰間で、隅田川を横断することになる。

この隅田川河底を横過する施工法として、沈埋工法が考えられているが、隅田川の河床材料は、ヘドロ・シルト質の変動しやすいものであるために、河床に溝坑を掘さくした場合、河道への諸影響が懸念されるので、横型実験によつて検討しようとするものである。

本報告は、昭和47年度に東京都交通局からの依頼によつて、土木研究所篠崎試所において、模型製作、水理実験が実施され、その結果をとりまとめたものである。

なお、本実験に要した経費は、¥3,680,000円であつた。また、実験における諸測定は建設技術研究所KKが行い、篠崎試験所がまとめを行つた。

河川研究室々長 土 屋 昭 彦

篠崎試験所々長 松 山 宣 信

篠崎試験所研究員 馬 場 亨

2 実験概要

沈埋工法の施工計画は、溝坑の浚深が、中央から左岸側と右岸側とを交互に行い、沈埋トンネルは、3ブロックの沈埋函にして順次沈設し、埋戻しを行って工事が終了することになっている。

図-1、に示すように、溝坑の中心線は、新大橋の上流 — 左岸側35m、右岸側180m — に位置し、各施工段階によつて溝坑の深さは異ってくるが、現河床より11~13m浚深される。また、溝坑の広さは、現河床面で大体90m×200mの規模となる。

溝坑は図示のように、隅田川を斜めに横断することになるが、この施工地点の上・下流には彎曲部があつて、偏流の発生しやすい所に位置しており、溝坑が浚深された場合には、著しく流況が変化するおそれがある。ことに隅田川の平時では、潮汐による入退潮流が洪水流に近い流量を示すので、河床材料の特性を考慮すれば、溝坑のために変化した流れは、既設の構造物や工事用の護岸防護工、等に多大の影響をおよぼし、施工上の支障となる可能性が予想される。また、溝坑のために現状河床変動の均衡が失われることによる河床変動への新たな影響が問題となってくる。(図-2, 3, 参照)

以上のことから、東京都交通局より委託された検討内容(問題点)は、次のようである。

- 1) 水流の変化について
- 2) 流速分布の変化について
- 3) 局所的土砂の堆積および掘について
- 4) 護岸防護の影響範囲について
- 5) 新大橋橋脚に対する影響について

これらの諸問題を解明するためには、固定床、移動床実験によつて検討する必要があるが、移動床実験では、実験用河床材料の取得が困難であるため、固定床実験により検討を行うこととし、施工時における諸対策の資料を得ることを期した。

図-1 隅田川底隧道計画図

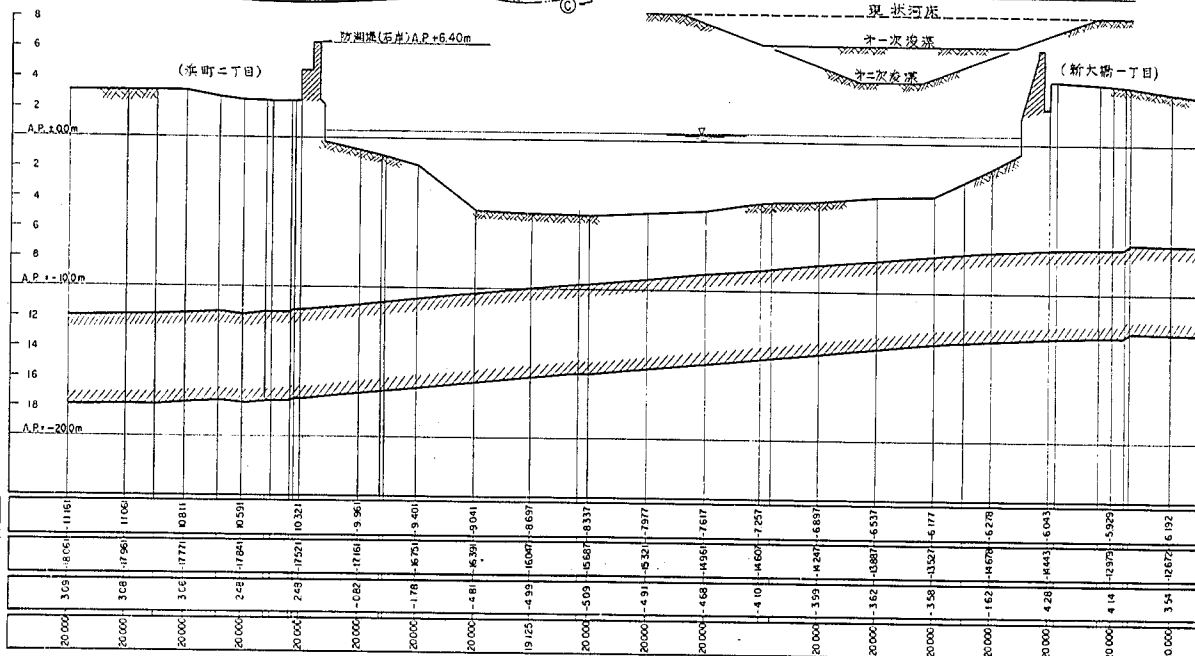
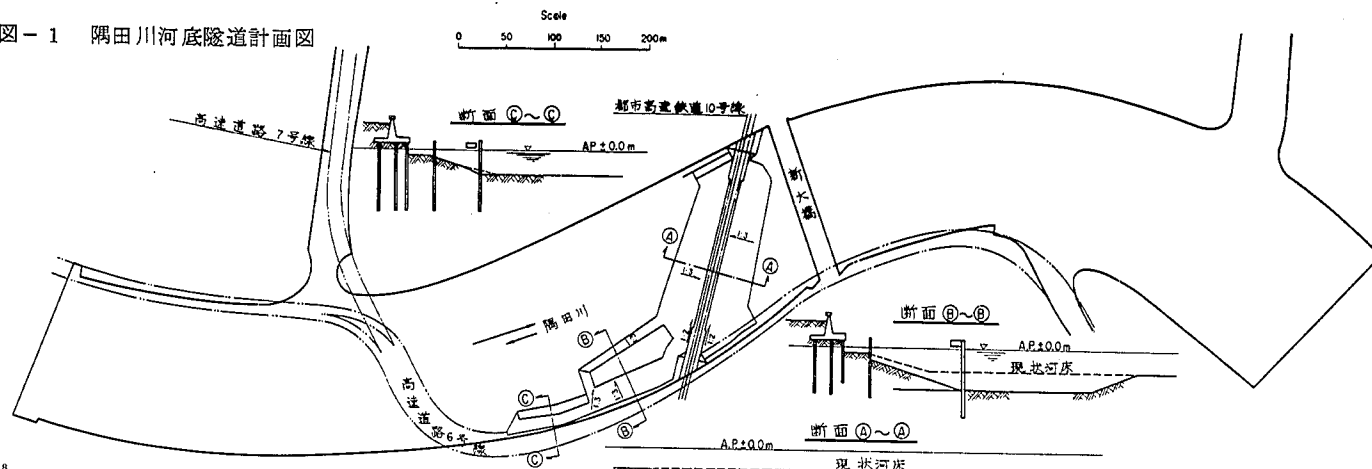


図-2 河床材料調査

各測点の深度(m) ~ 60% 粒径 (mm)

測点	深度	粒径	測点	深度	粒径	測点	深度	粒径
No. 1	5.5 ~ 7.2	0.035	No. 5	2.2 ~ 2.8	0.015	No. 7	1.0 ~ 1.9	0.250
No. 2	1.0 ~ 1.8	0.022			0.045		6.0 ~ 6.9	0.072
	4.0 ~ 4.7	0.045		10.0 ~ 10.7	0.041	No. 8	2.0 ~ 2.8	0.145
	7.0 ~ 7.8	0.037	No. 6	1.8 ~ 4.7	0.023			0.220
No. 3	1.0 ~ 1.8	0.015		8.2 ~ 7.1	0.033		7.0 ~ 7.8	0.067
	8.0 ~ 8.7	0.041						
No. 4	1.0 ~ 1.8	0.041						
	6.0 ~ 6.8	0.086						

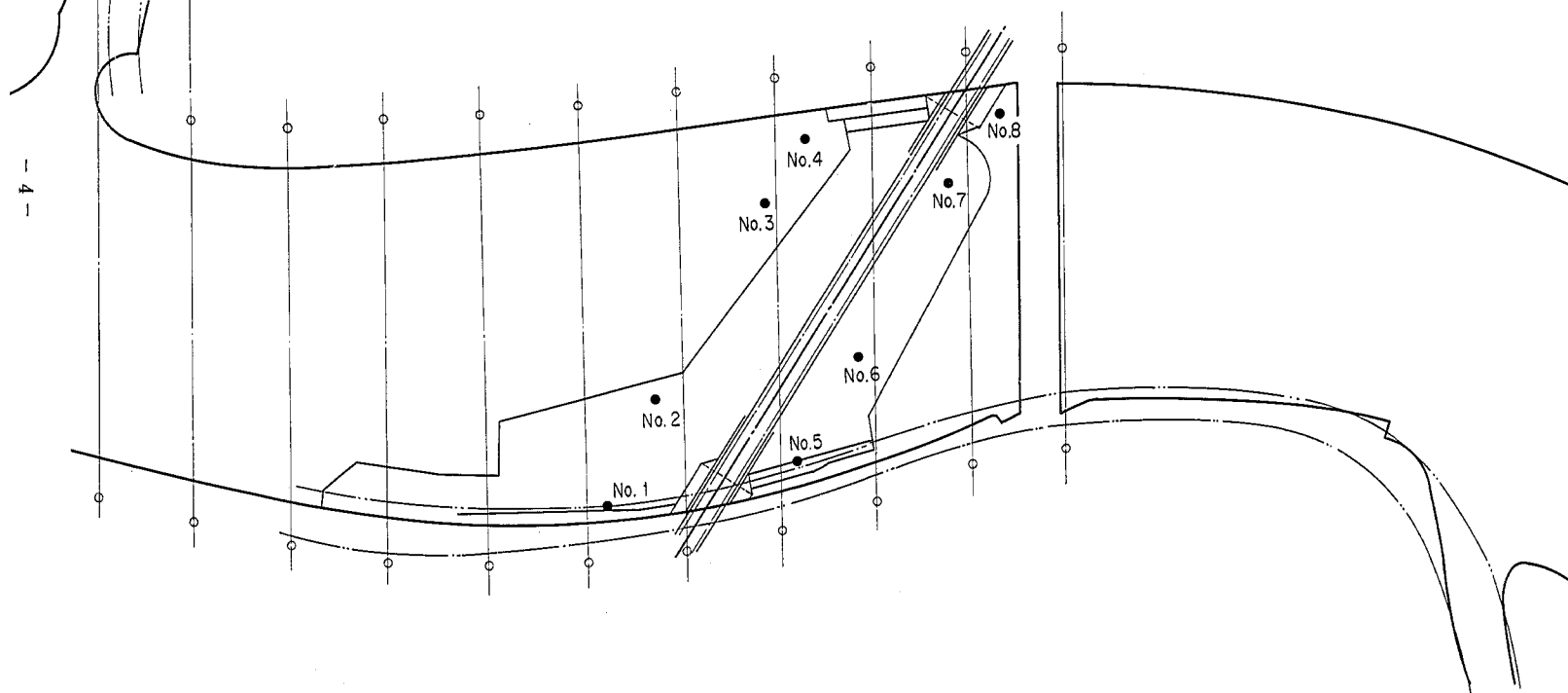
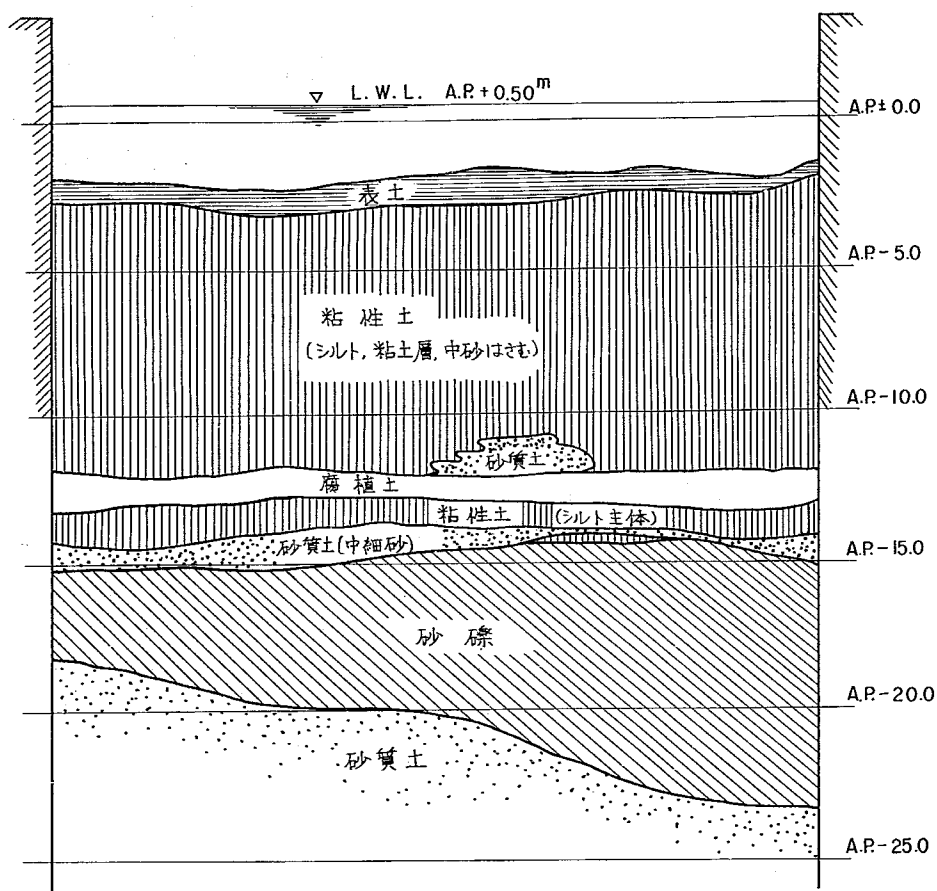


図-3 地質調査断面図 (河川部)



3 模 型

3-1 模型の縮尺およびその範囲

模型は、実験場の敷地、設備等の関係から、その縮尺を

$$\begin{array}{l} \text{鉛直方向} \\ \text{水平方向} \end{array} \quad S = 1/50$$

とし、モルタル仕上げの固定床模型とした。

河床製作にあたっては、昭和45年3月実測の深淺図（清洲橋附近、新大橋附近）および横断面図に基づいて行つた。また、溝坑、縦装ヤードは施工計画の浚渫図等により設置した。

模型の範囲は、

溝坑より上流側…… 700 m

〃 下流側…… 700 m

である。（図-7参照）

構造物は、新大橋々脚2基、首都高速道路6号線橋脚3基、溝坑の両端に設ける築島、護岸防護工、等を設置した。

模型範囲内には運河が3か所とり入れてあるが通水させないこととしたので、呑口だけとして締切り状にした。

模型は、上・下流端に、それぞれ量水槽、水位調節装置、止水板をとりつけ、順・逆流を発生させることができるように作製した。

3-2 相似律

模型における水理現象が、実物の現象と相似するためには、兩者の間に力学的な相似則が成立しなくてはならない。

本実験の場合、作用力は、重力、慣性力、が支配的と考えられるので、フルードの相似則に従うことになる。

水理諸量の縮率は、運動方程式の相似から下記のように求められる。

- (1) 長さ, (L) $1/\ell = 1/50$
- (2) 深さ, (L) $1/\ell = 1/50$
- (3) 流速, (L・T⁻¹) $1/\ell^{\frac{1}{2}} = 1/7.07$
- (4) 流量, (L³・T⁻¹) $1/\ell^{\frac{5}{2}} = 1/17,668$
- (5) 粗度係数 (L^{-1/2}・T) $1/\ell^{\frac{1}{6}} = 1/1,919$

実物と模型との相似関係を成立させるためには、兩者間で粗度係数が相似しなければならない。

粗度係数が一致すると、水深、流速、流量等水理現象の相似が得られることになる。

固定床実験の場合には、粗度係数の相似が非常によく求められるので、相似性が高く、過去の実験からも証明されている。

移動床実験の場合は、河床変動が、河床材料の特性によつて実物とは異り、粗度係数、掃流力・流砂量が同時に相似関係を満足させることは困難で、量的な判断は、ほとんど不可能となる。

本実験では固定床模型により検討することとしたので、粗度係数を合せばよいことになる。そのためには、①実測水位、②実測粗度係数、③計画粗度係数、④河床材料の粒度分布、等が既知量として得られなければならないが、これらの資料は、模型範囲内でほとんど実測されておらず、隅田川河道計画上の粗度係数 $n = 0.020$ が知られているだけであつたので、模型の粗度係数は、 $n = 0.020$ に合わせるようにした。

粗度係数の測定結果は、 $n = 0.018 \sim 0.024$ で、区間的に若干のばらつきがみられるが、大体一致していると考えてよく、相似関係の成立を確認することができた。

4 本 実 験

実験概要に記したように、施工手順によつて横過溝坑の断面形状は、種々な形態を呈し、その施工進捗度によつては連続的に断面形が変化する。このような溝坑が、河道に最も悪影響をおよぼすであろう断面形をあらかじめ想定して実験を行うことは困難であつたため、次のように代表的な溝坑について調べることにした。(図-4、5、6、参照)

- ① 中央～左岸 - 現状、～右岸 - 第一次浚渫
- ② 中央～左岸 - 第二次浚渫、～右岸 - 第一次浚渫
- ③ 左岸～右岸 - 第二次浚渫

なお、現状河道での資料がないため、溝坑が浚渫された場合に生ずる変化を調べるに必要な現状河床についての実験も実施することにした。

実験は、順流、逆流、について調べる必要があり、実験の水現条件である - “流量”，“下流端水位” - については、計画高水流量が不確かであつたり、入退潮流量も適確に把握されておらず、さらに各流量に対する水位の関係がほとんど不明であつたので、交通局との打合せにより実験対象流量は $Q=1,000\text{ m}^3/\text{S}$ 、とし、下流端水位は、順流の場合；A.P.±0.0 m、逆流の場合；A.P.+1.0 mとすることにした。

測定は、各河状、溝坑によつて起生する流況変化を流速分布と流向測定によつて調べる方法を探つた。

実験の諸量の測定は次のようにした。

- ① 流速分布；小型プロベラ式流速計を用いた。

測定断面は、10断面を撰定し、1断面につき横断方向に10測点を設けた。(図-7参照)

- ② 流向；河床に50 cm間隔の方眼を描画し、色素による流跡線が容易に測定できるようにした。

また、流速計には流向測定用の分度器が取付けてあるので、流速測定と同時に各測点での流向の測定ができるようにしてある。分布図の()内数値は流向を示している。

- ③ 水位；1/10読み目の水面測定器を使用した。
- ④ 流量；模型の上・下流に設けた量水槽の鋭縁矩形せきにより測定した。

4-1 現状実験について

(1) 順流の場合、

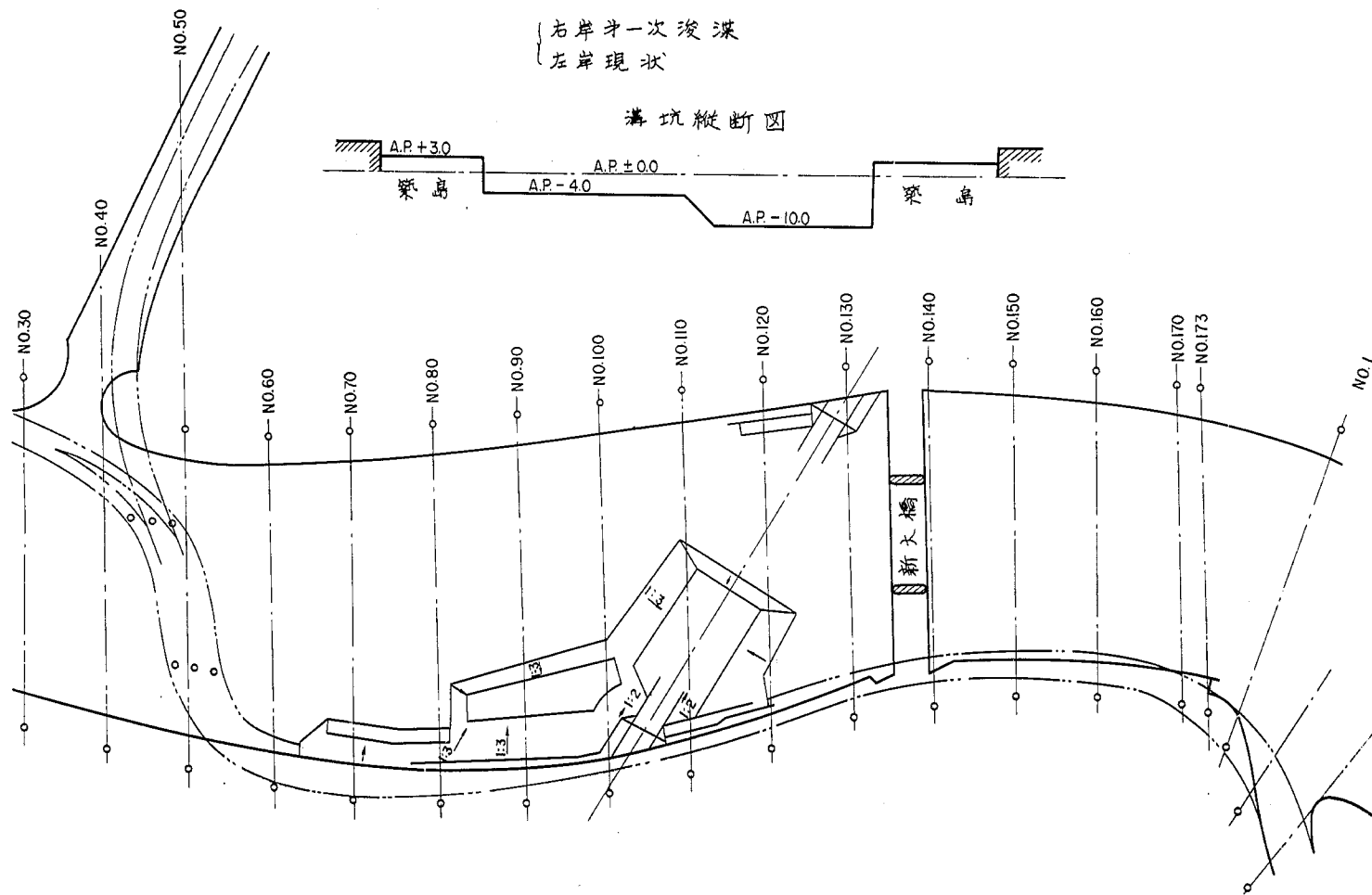
流向、流速の測定結果は、図-8、9、10、に示すようである。

流況 - 流線は、河道線形によく沿つた流れを示しており、流心が大体河道中央部にあるが、彎曲流のために、右岸側に偏る傾向を示している。

流速分布 - 河床面附近の流速は、 ≈ 50 断面～ ≈ 80 断面間で主流部が中央から右岸寄りに現われ、最大流速は $2\text{ m}/\text{S}$ 程度を示し、現状河床がこの附近で低下傾向となつてゐることを裏付けている。(図-11参照)

$\approx 80 \sim \approx 130$ 断面間では、やや右岸寄りに主流があつて、流速は減少し $1.5\text{ m}/\text{S}$ 位を示す。左岸側は $0.8\text{ m}/\text{S}$ 以下の流速の現れる範囲が多くなるが、右岸側は少い。 $\approx 130 \sim \approx 170$ 断面間では、新大橋の直下流側で高流速部は不連続となるが、この附近から曲率半径の小さい彎曲部に入るために、右岸寄りに主流

圖 - 4



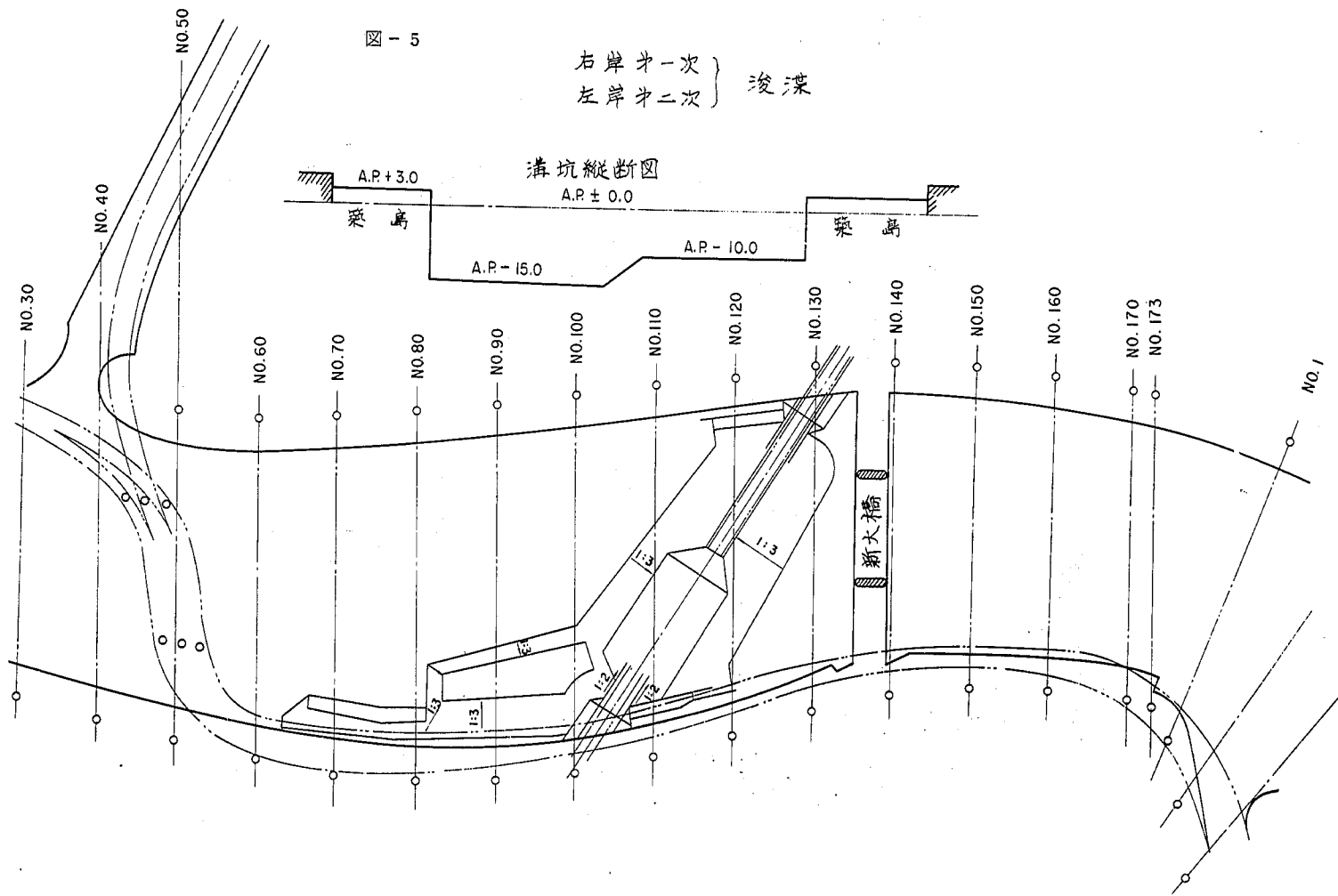


图-6

右岸 } 冲=次浚深
左岸 }

溝坑縦断面図

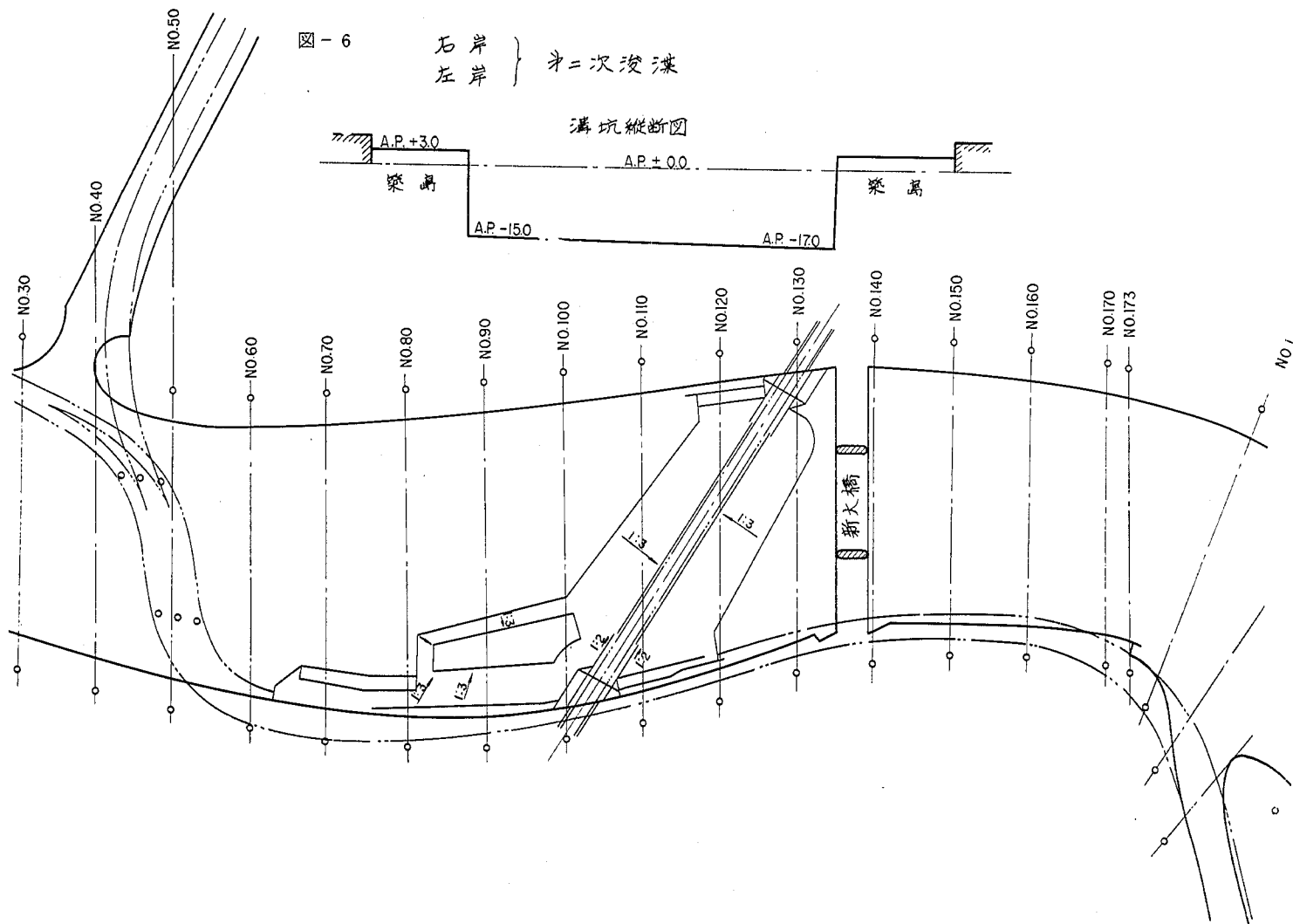


图-7 隅田川模型平面图 $S = 1 : 3000$

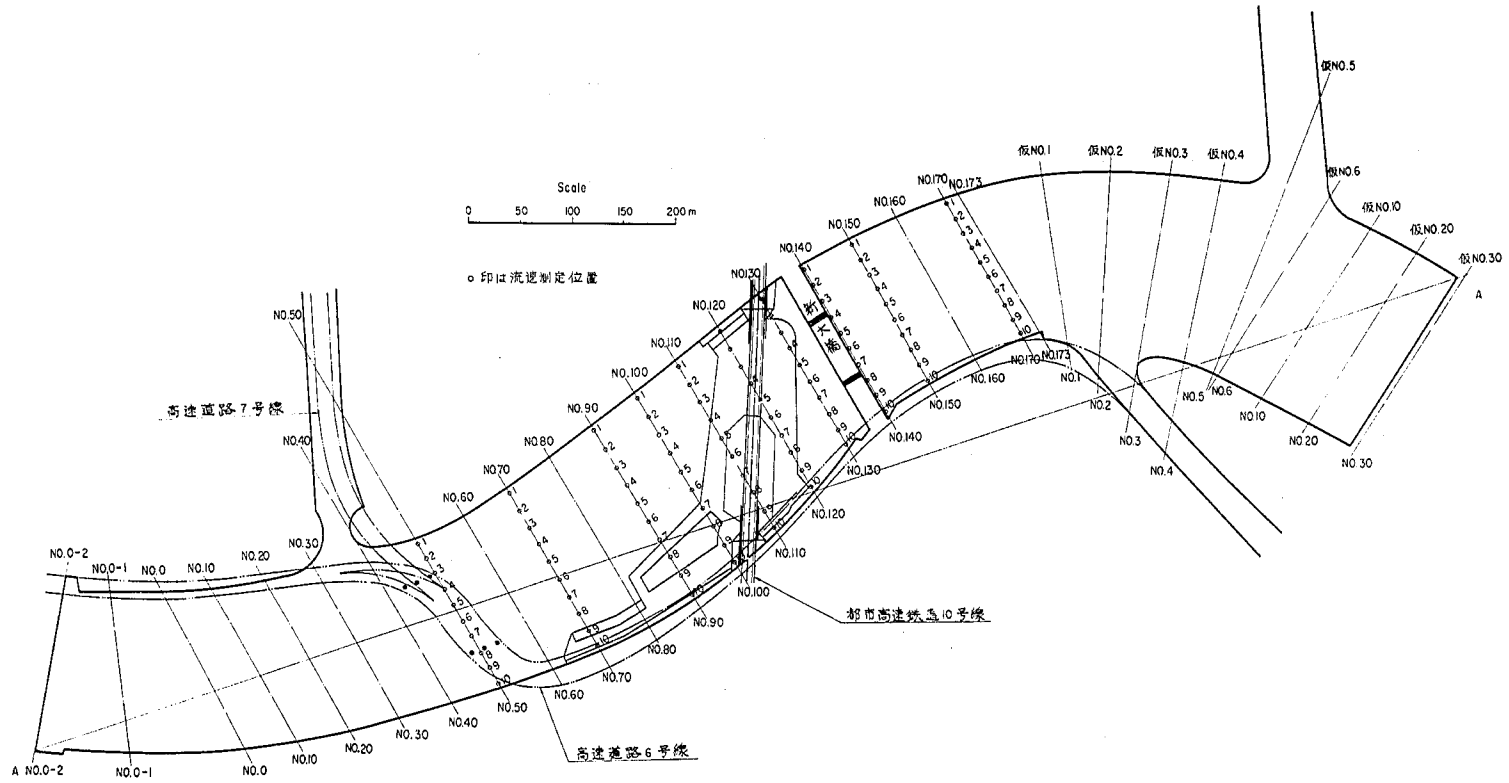


圖-8 流向圖

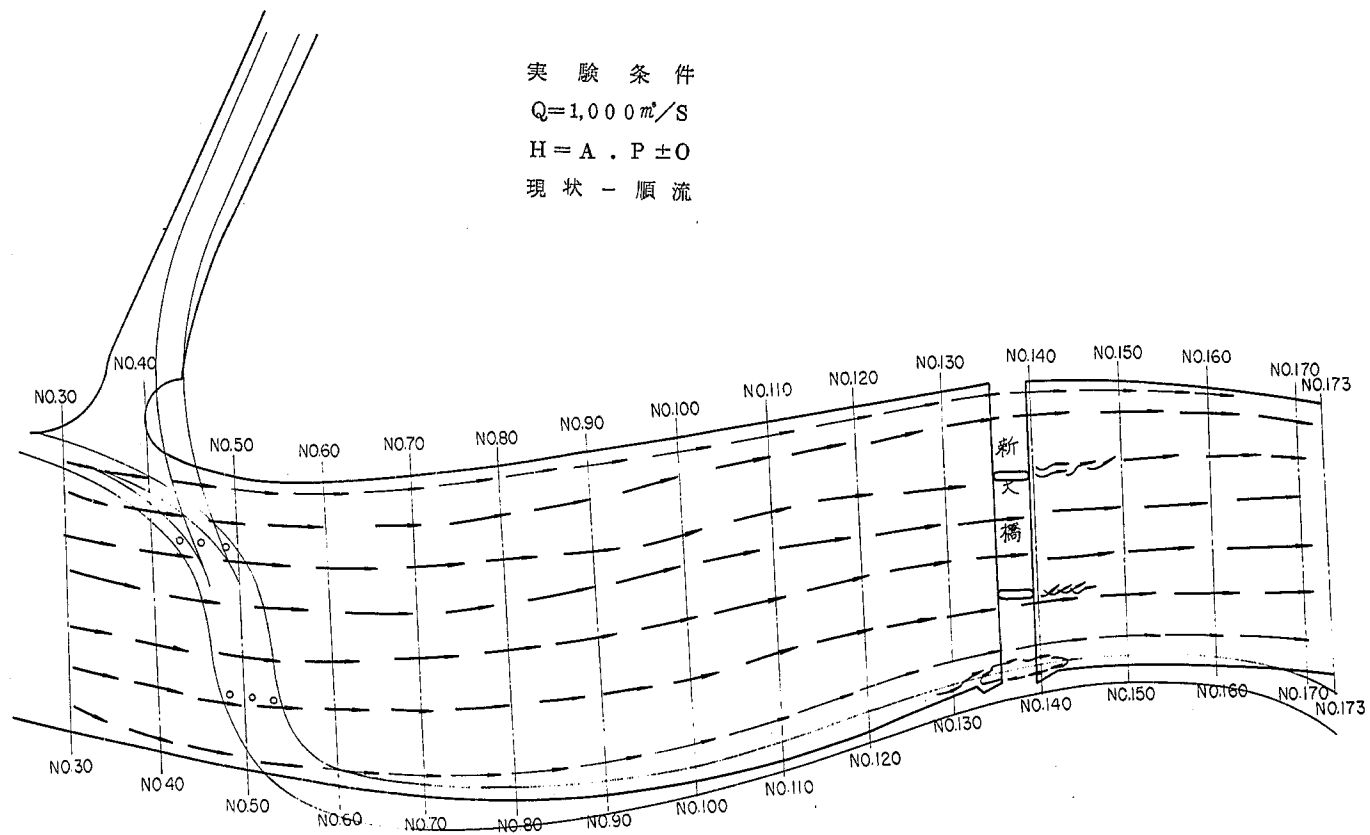


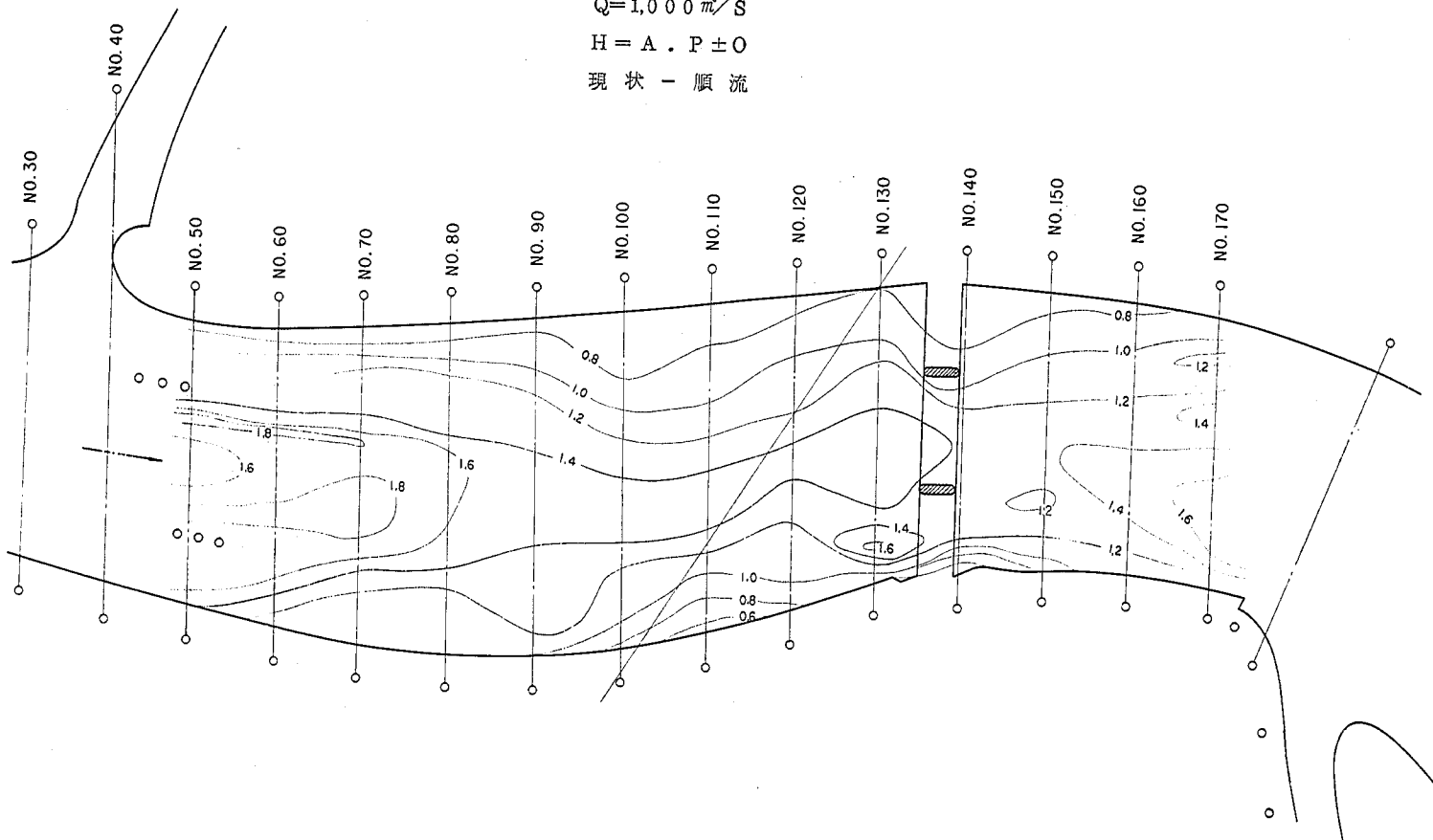
图-9 河床附近流速分布(等流速线)图

实 验 条 件

$$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H=A.P \pm 0$$

现 状 - 顺 流



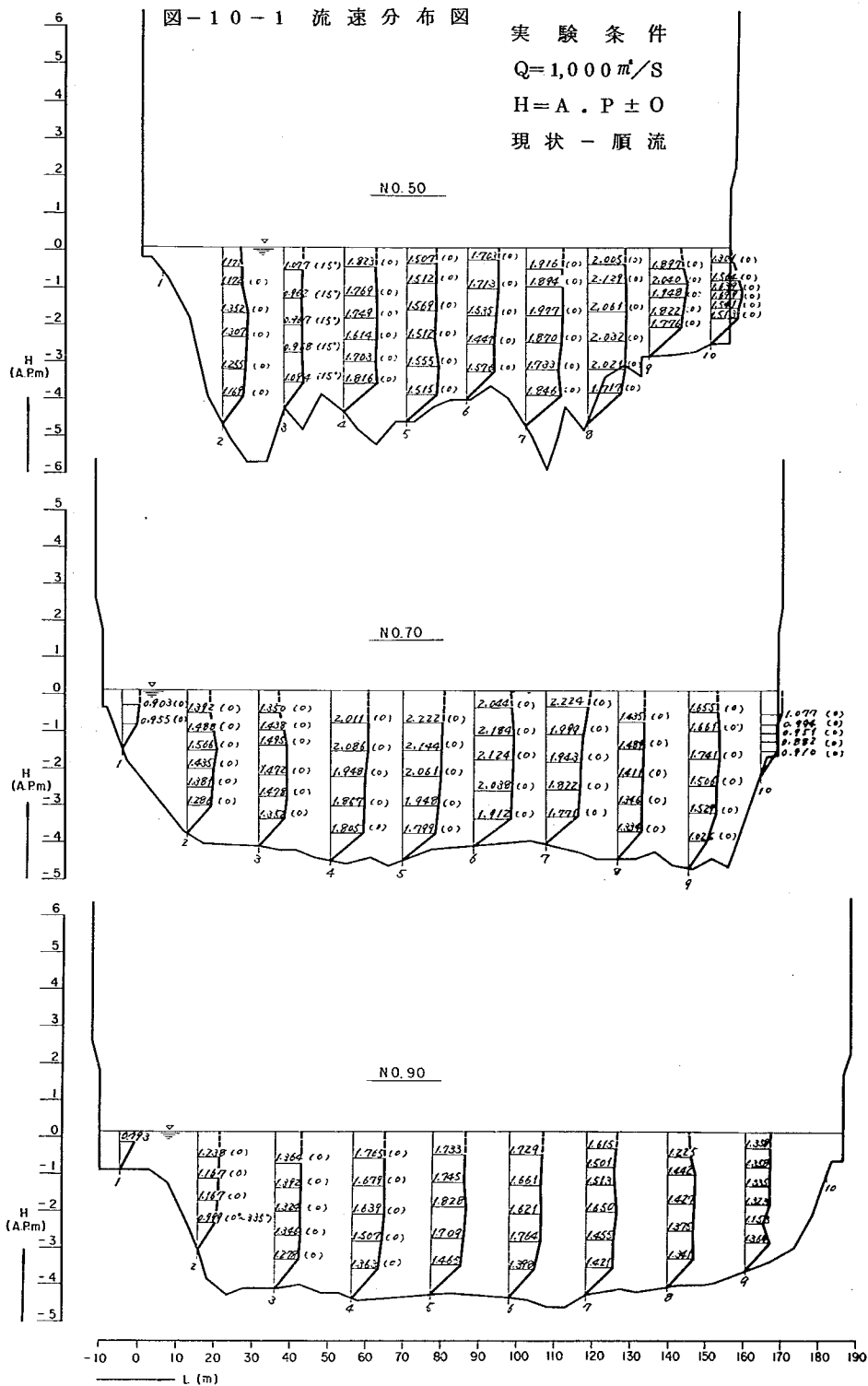


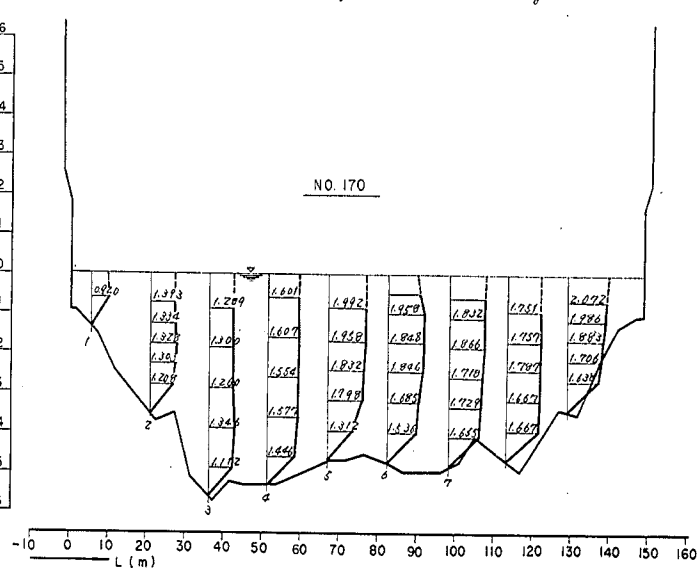
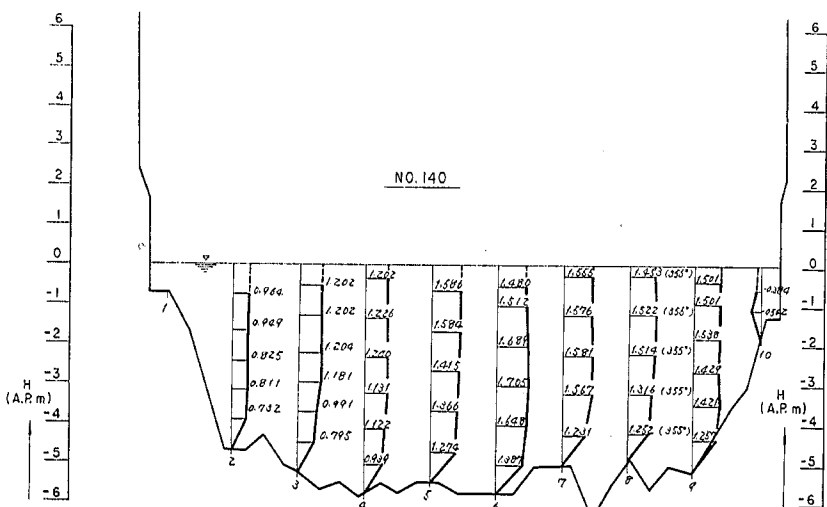
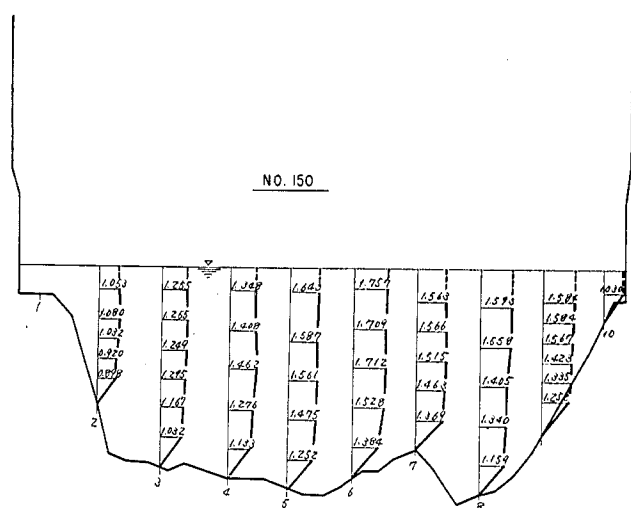
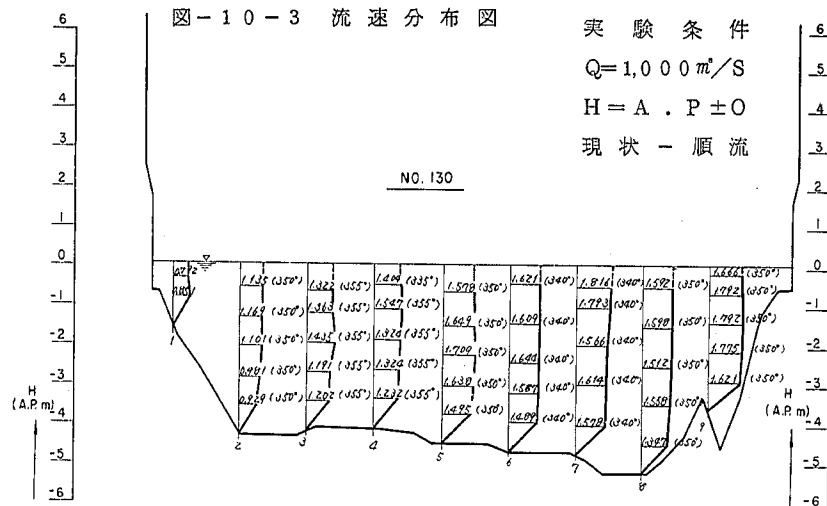
图-10-3 流速分布图

实验条件

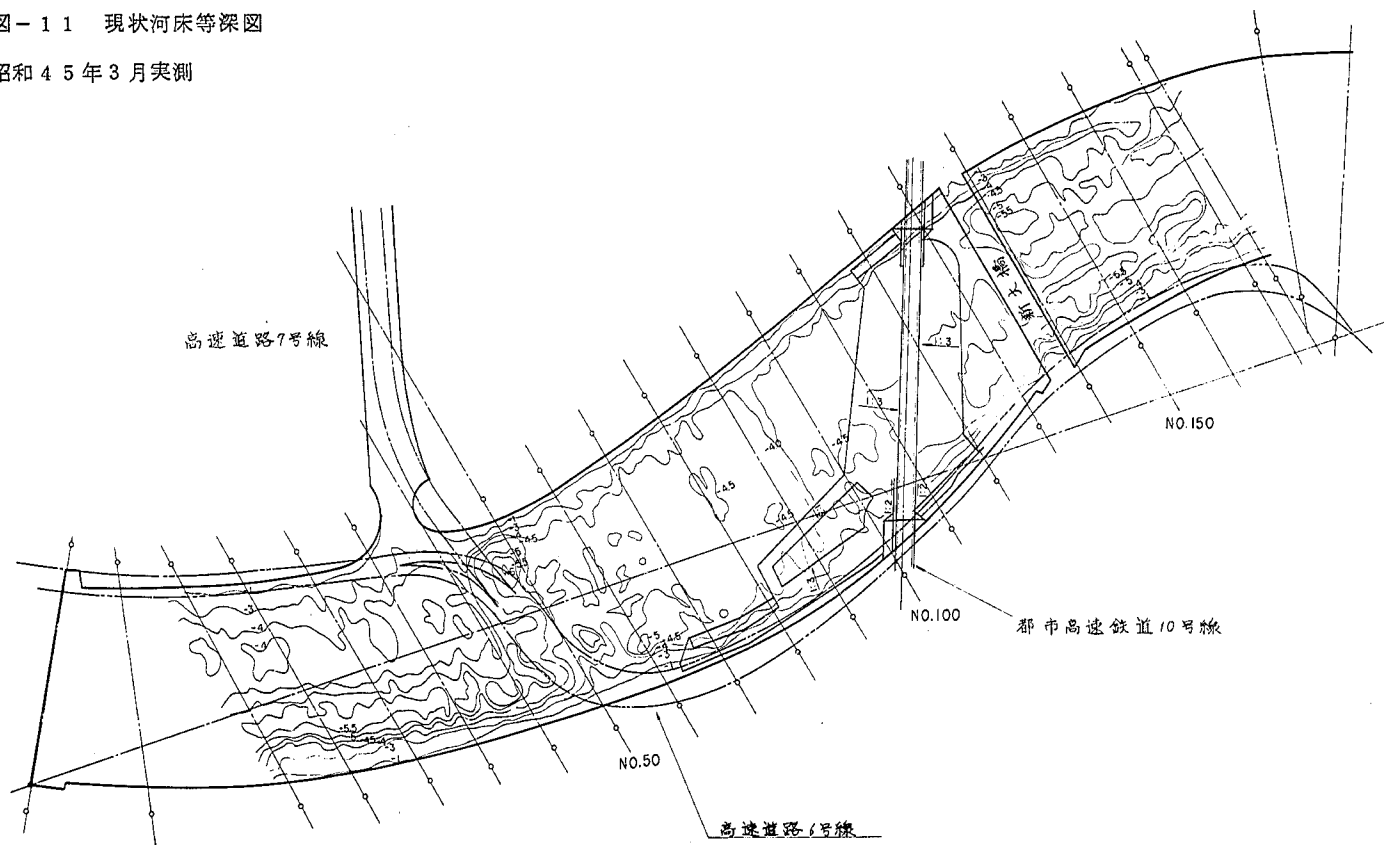
$$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H=A.P \pm 0$$

现状 - 顺流



昭和45年3月実測



はあらわれ、 $1.4 \sim 1.7 \text{ m/S}$ の流速を示している。㊦170断面では彎曲部の外周となる左岸側へ流れが集中していくような流況となることを示している。

昭和47年7月の新大橋における実測結果をみると、流量は $700 \sim 800 \text{ m}^3/\text{S}$ と推定され、中央から右岸寄りに流れが集中していることが知られる。最大流速は 1.2 m/S 、河床附近は測定していないが、 $0.6 \sim 0.8 \text{ m/S}$ 、と考えてよく、平均流速は 1 m/S 位とみられる。

(2) 逆流の場合

測定結果は、図-12, 13, 14, のようである。

流況 — 逆流時には、新大橋下流の彎曲部の影響が強くあらわれるために、全体として左岸側へ偏る流れを示し、左岸側は法線形に沿って流れるが、右岸側には㊦170断面よりも下流から流線の剥離が生じ、後流域が㊦80断面まで発生する。その他には、特異現象はみられない。

流速分布 — 河床附近の流速は、下流端水位がA. P. $\pm 1.0 \text{ m}$ にしたことによつて、順流時より全体に流速は小さくなっているが、左岸沿いに高流速を発生しているのがみられる。

㊦170～㊦140断面間では、高流速(1.5 m/S 位)がかなり左岸に接近するが、右岸側は後流域があり 0.8 m/S 以下の流速範囲は川幅の $1/4$ 位になる。このことは、現河床において順流時および逆流時の河床低下を生じさせるため、横断方向には局所的深掘水状態が著しくあらわれていないことを示すものと思われる。

昭和47年7月の新大橋での実測結果によれば、流量は $300 \sim 400 \text{ m}^3/\text{S}$ 程度とみられ、中央から左岸寄りに大きな流速を示す傾向で、最高流速は 0.7 m/S であつた。河床附近流速は 0.4 m/S 、平均流速は 0.5 m/S 位と考えられる。

㊦140～㊦50断面区間では、高流速部分が新大橋の前後で不連続となつてはいるが、左岸側へ偏つた分布を示し、左岸の護岸近傍では 1 m/S 程度の流速となつてはいる。右岸側は彎曲流のために、低流速となる部分がかかなり広範囲を占めるようになり、現河床で比較的多くの高床部が残されていることによつても証明されるところである。右岸の護岸近傍は死水域部分と渦流域部分とが生ずるが、渦流による流速は約 1 m/S を示している。㊦50断面では主流が左岸から右岸へ移行しようとする分布状がみられ、右岸の護岸近傍では 1 m/S の流速が接近している。

4-2 左岸現状

右岸第1次浚渫

実験について

この溝杭の状態は、兩岸に築島(陸道取付用)が構築され、その先端から約 15 m の防護壁(銅矢板)が設置された後、繕装ヤードと共に中央から右岸側へ深さA. P. -10.0 m まで浚渫されたものとなる。この溝杭は、工事初期に行われるため、少くとも2～3ヶ月間(施工計画)は、この河床状態が継続される。

施工進捗状況によつては、平水時の入退潮流だけでなく、洪水流をうける可能性がある。(図-4参照)

(1) 順流の場合

測定結果は、図-15, 16, 17, に示す。

圖-12 流向圖 $S=1:3000$

實驗條件

$$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H=A.P+1,000 \text{ m}$$

現狀 - 逆流

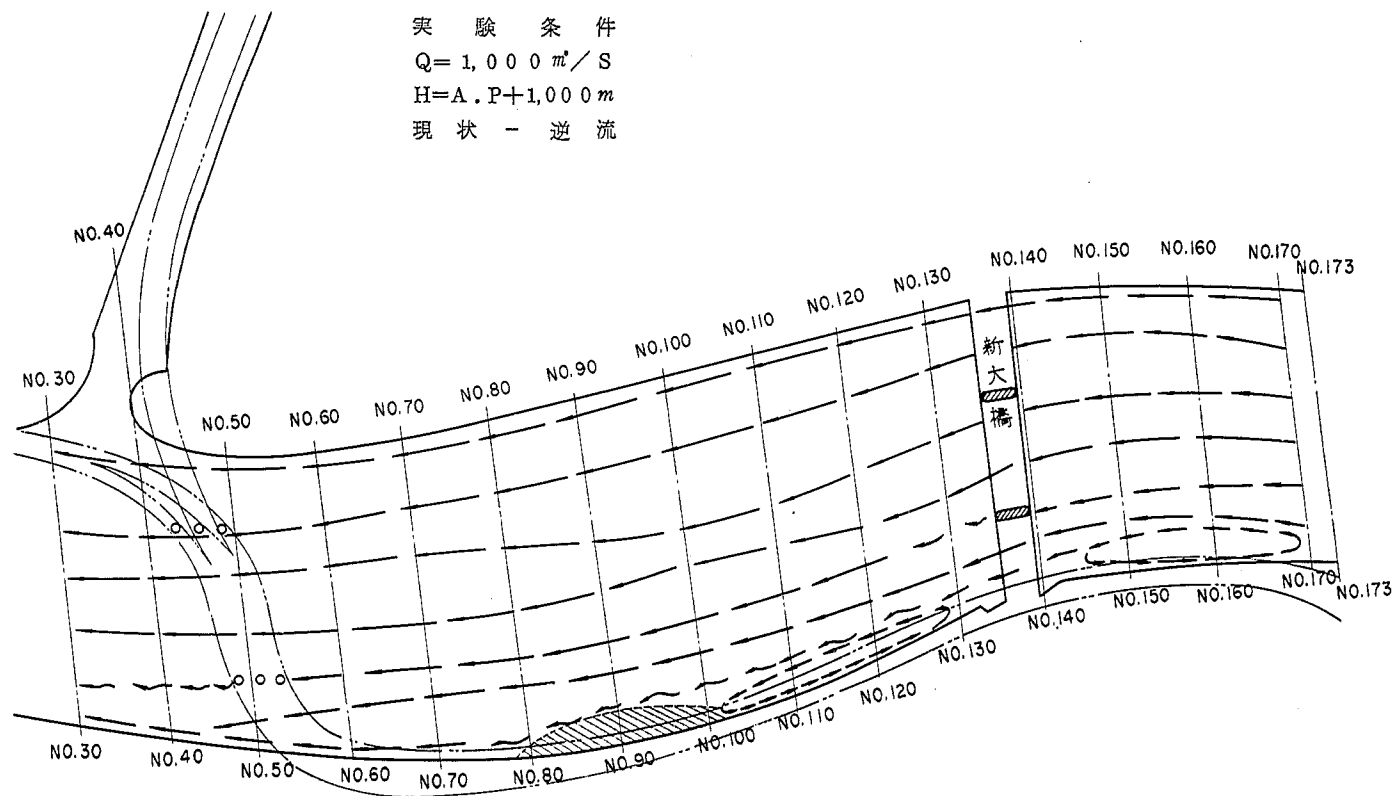


图-13 河床附近流速分布(等流速线)图

实验条件

$$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = A.P + 1,000 \text{ m}$$

现状 - 逆流

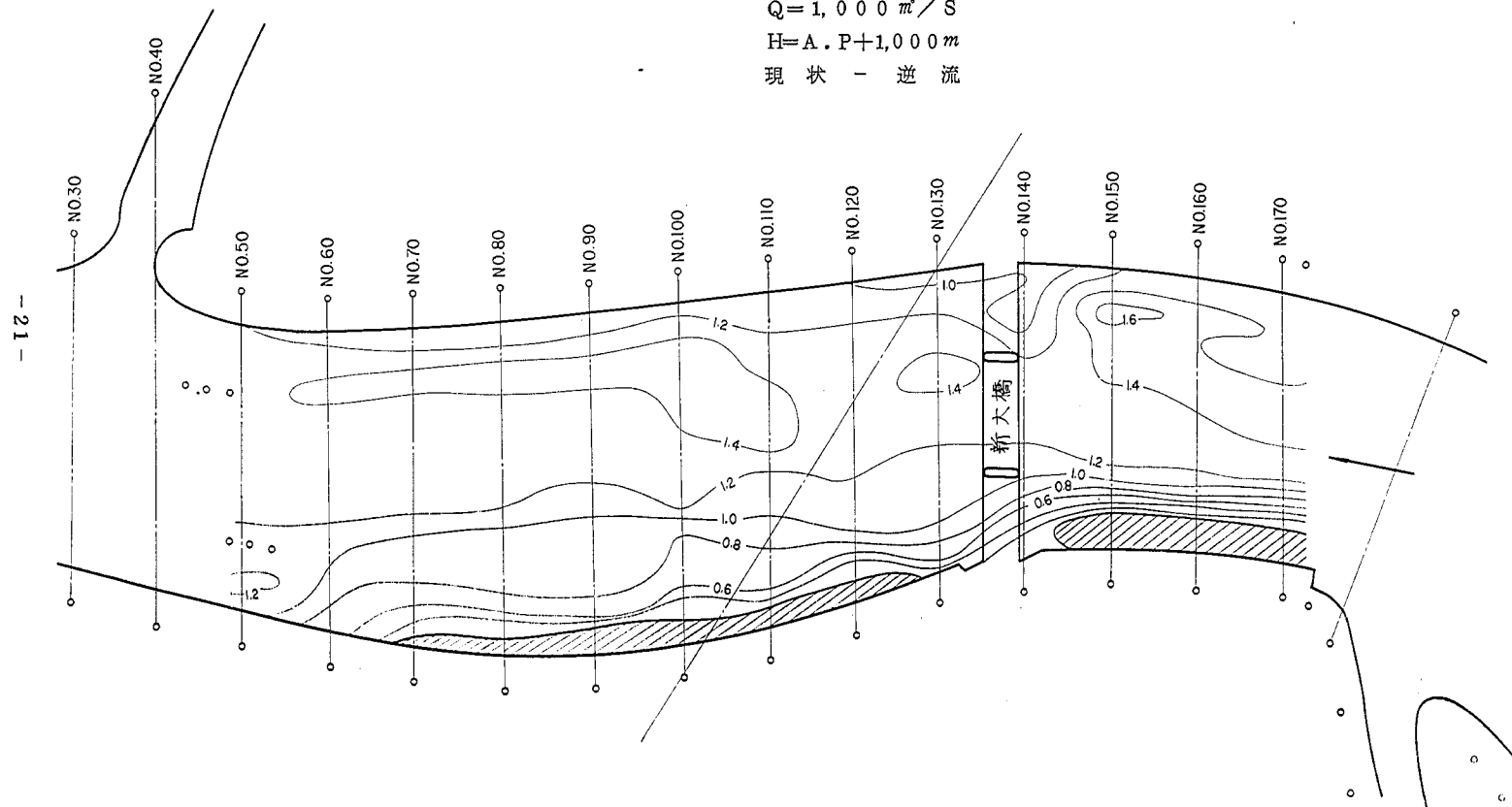


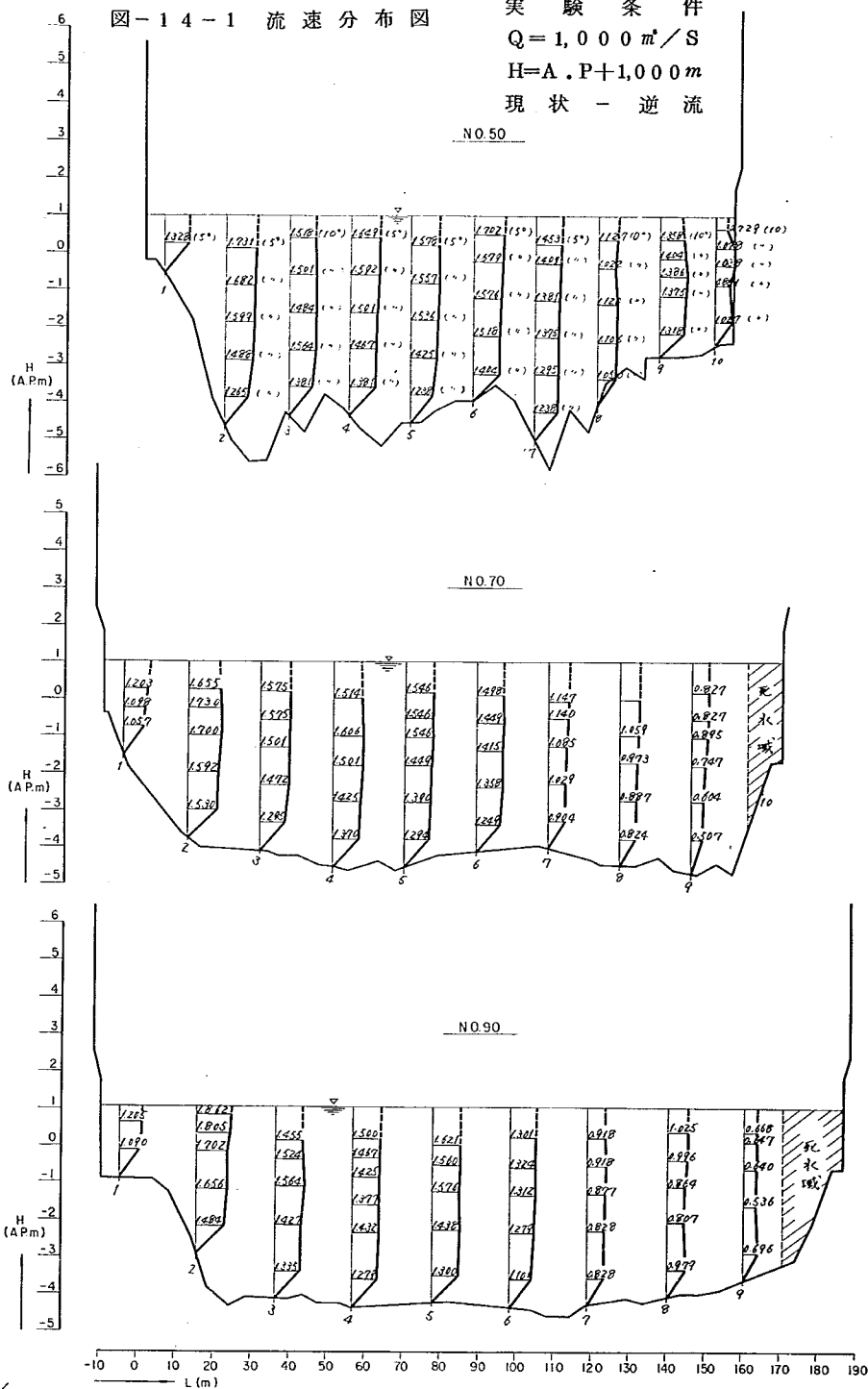
图-14-1 流速分布图

实验条件

$$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = A.P + 1,000 \text{ m}$$

现状 - 逆流



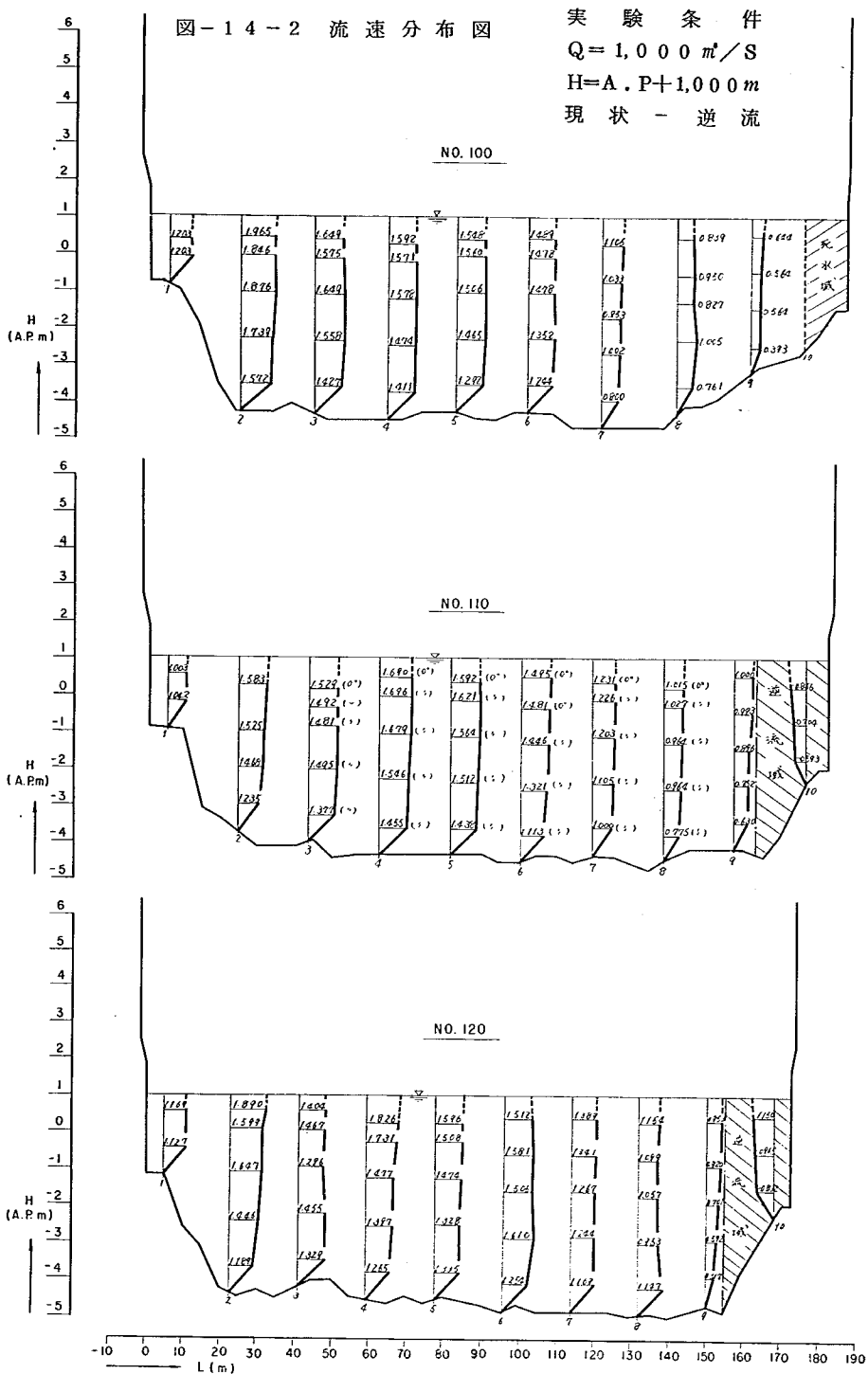


图-14-3 流速分布图

实验条件

$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

$H = A.P + 1,000 \text{ m}$

现状 - 逆流

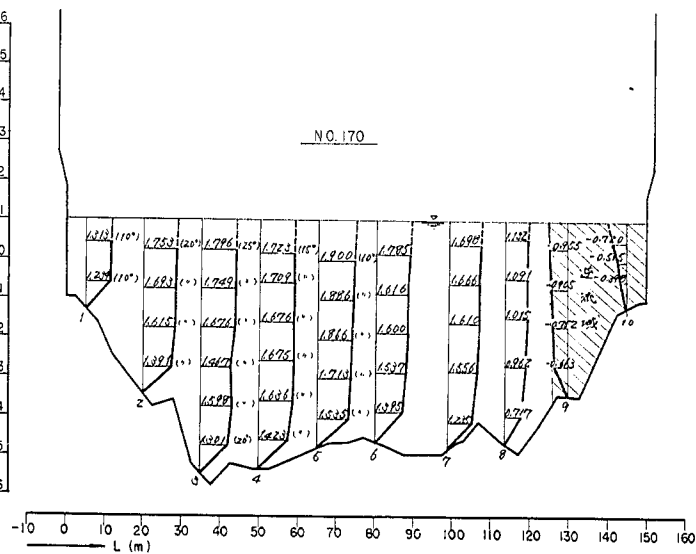
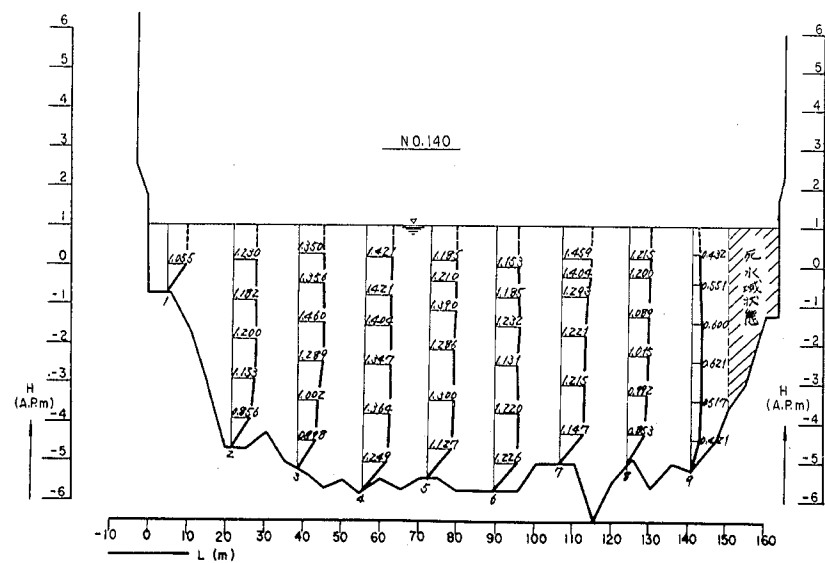
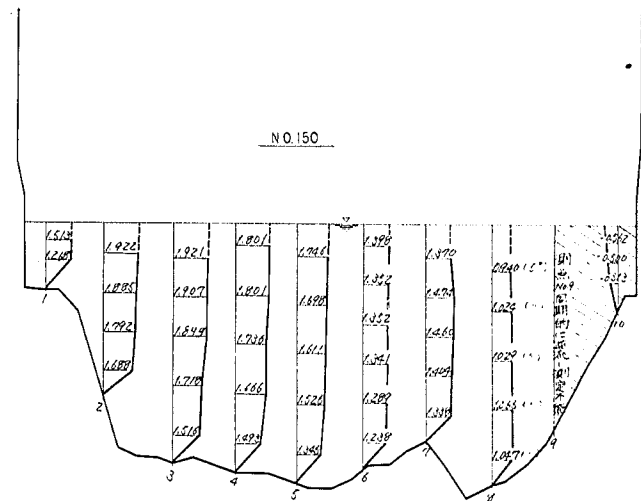
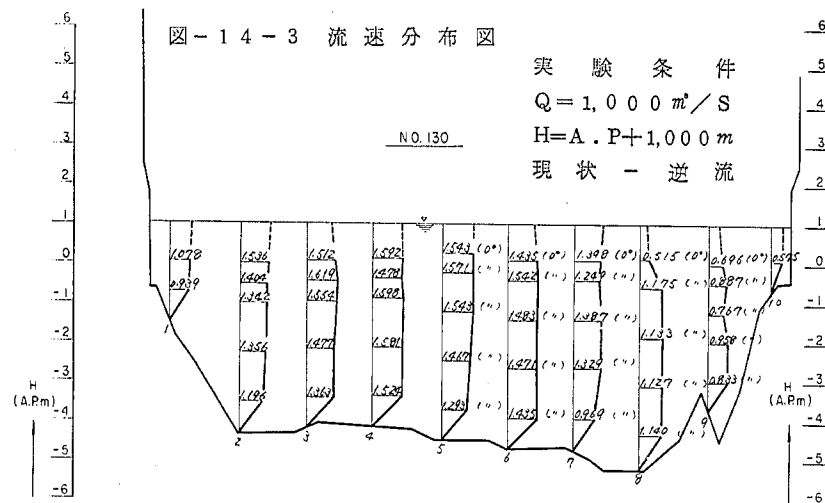


图-15 流向图 S=1:3000

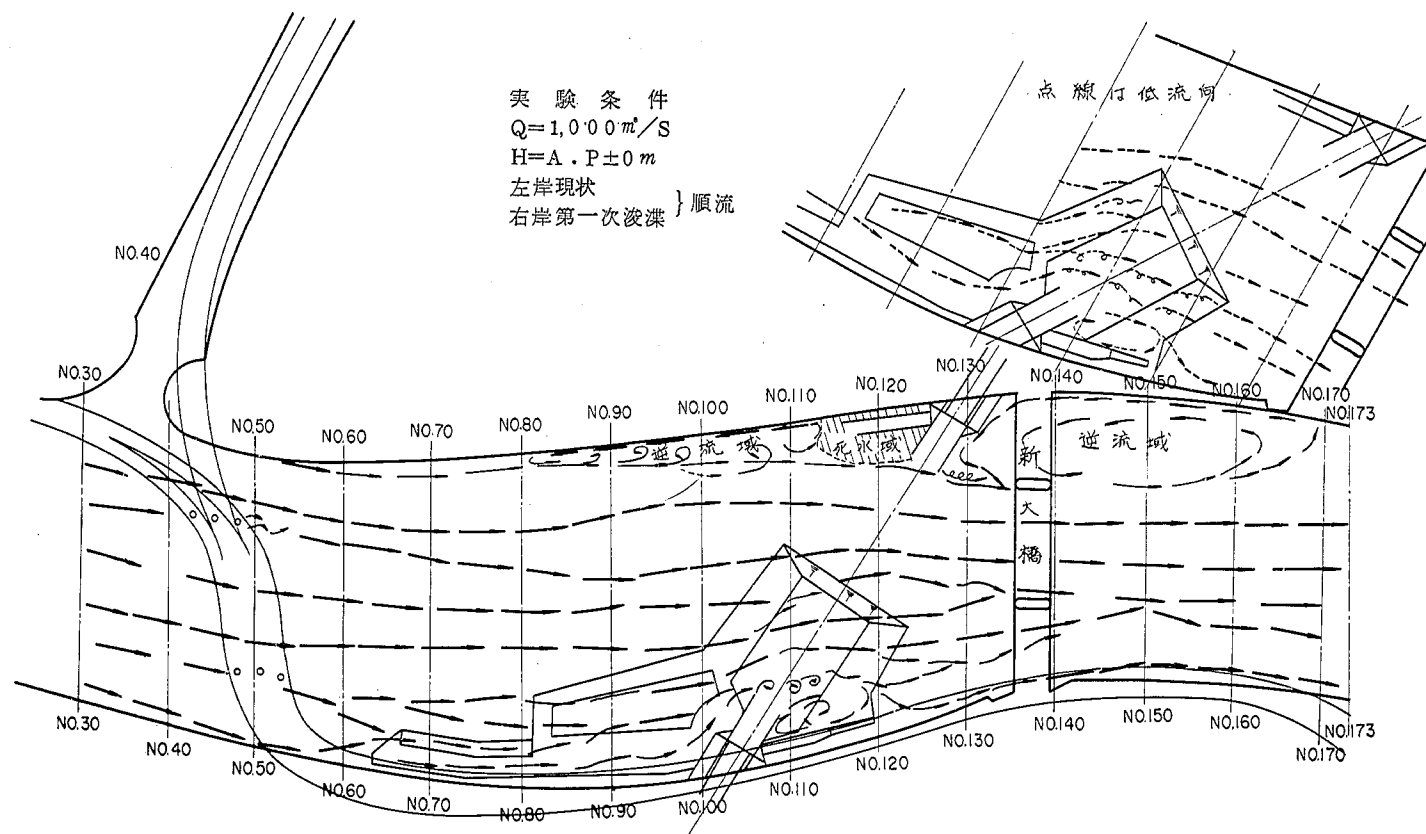


图-16 河床附近流速分布(等流速线)图

实验条件

$$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

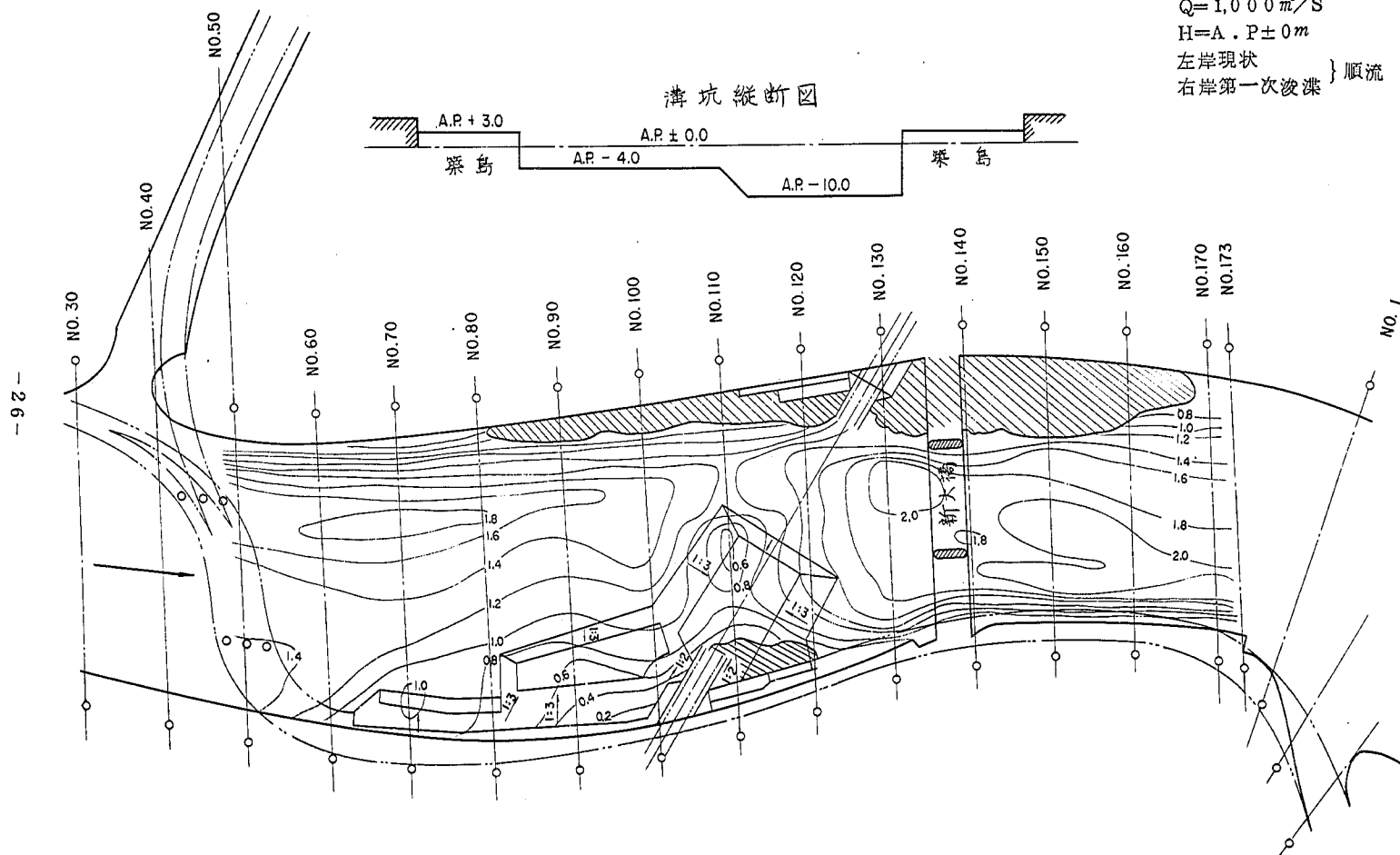
$$H=A.P \pm 0 \text{ m}$$

左岸现状

右岸第一次淤淤

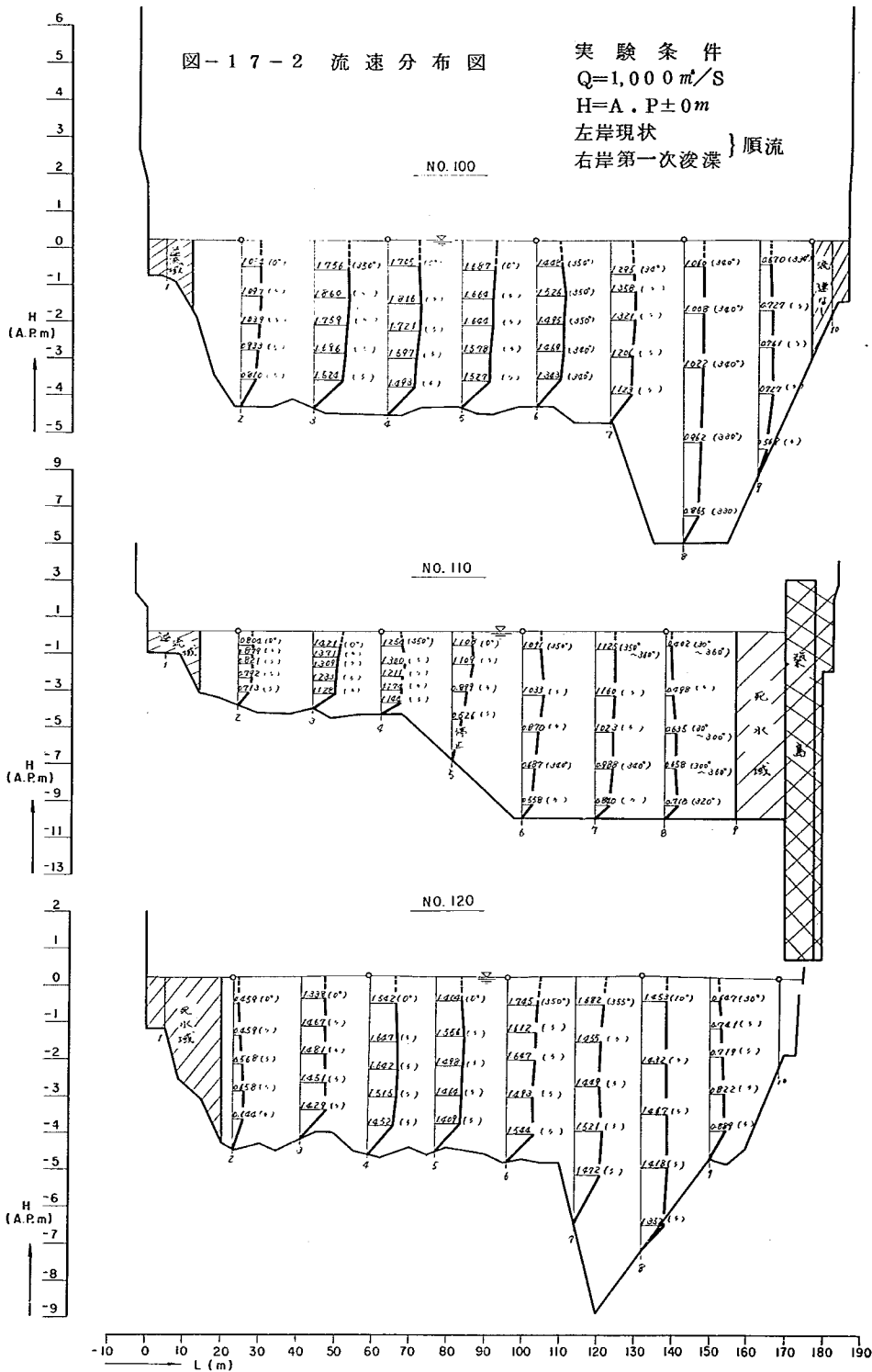
} 顺流

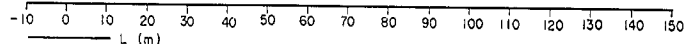
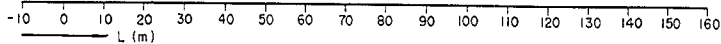
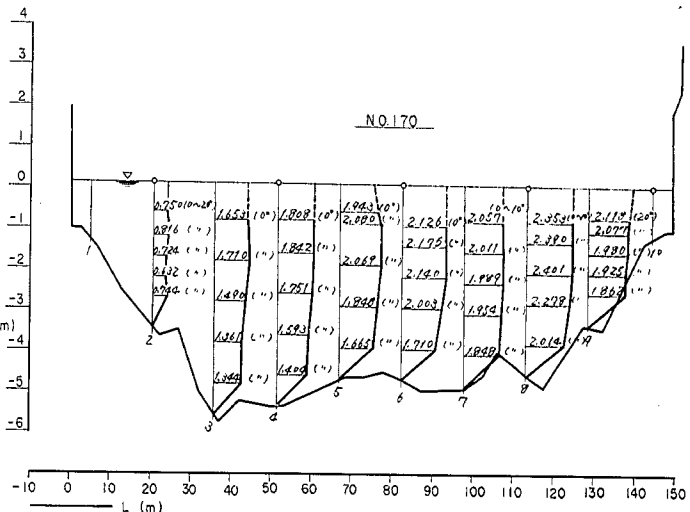
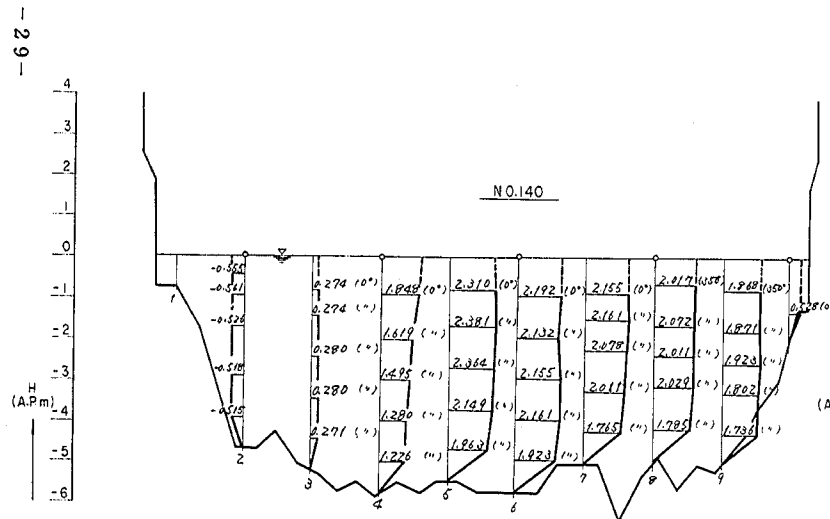
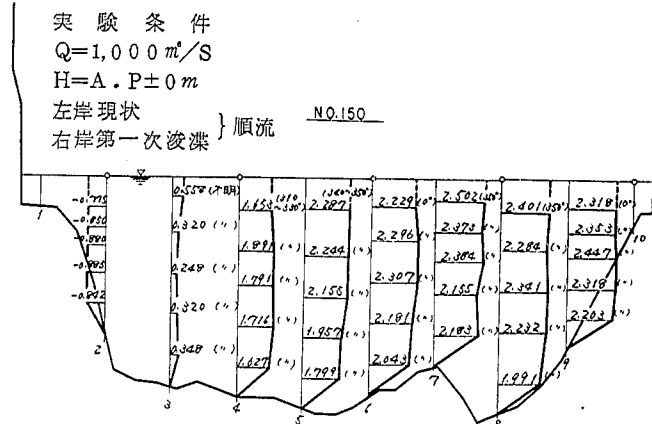
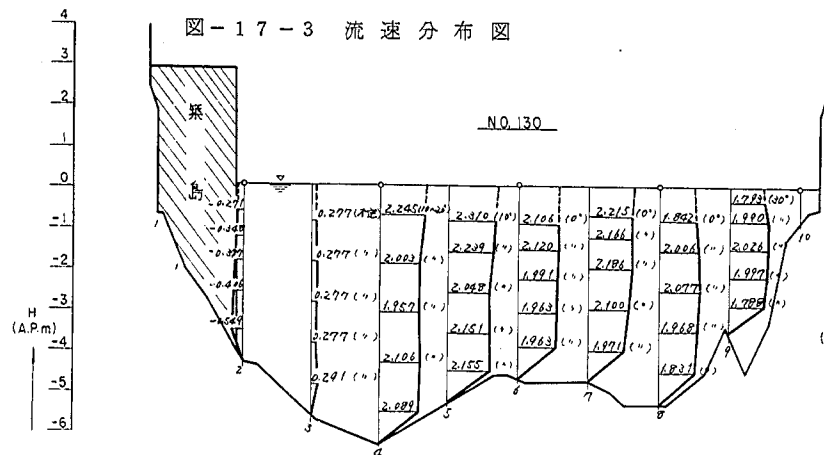
沟坑纵断面图



右岸第一次浚渫 } 順流







流況 — 流向図から知られるように、全体的な流れは、その主流が河道中央部を流下するが、上流では左岸側へ、新大橋下流では右岸側へ偏る傾向を示し、上流の流況が現状に比して変化している。

㍻30～溝坑位置間では、左岸側は㍻80断面まで河道線形に沿って流れるが、築島の影響によつて㍻80より下流には逆流域が発生し、護岸防護工、築島の近傍は死水域となつている。右岸側は、河道線形に沿って流れ、積装ヤード内での流線の乱れは特にみられないが、築島のために水はね状態となり流れの集中がみられる。右岸側の流速は全般に小さく、特に積装ヤード内ではさらに流速の低下があるため、築島への水当りはない。

溝坑内の流況は、表面流としては河道線形に沿った流線を示し、溝坑の影響よりも築島による流向の変化の方が比重が大きいにみられる。低面流は、築島だけでなく、溝坑の影響が若干みられ、上流側法面（下り勾配）では流心に向つて流れようとする傾向を示す。しかし下流法面上では表面流とほとんど変わらない流向となる。

左岸の築島は溝坑が浚渫されない状態にあるため、流速は比較的大きくなり、先端の局所洗掘は避けられない流況を示す。

溝坑より下流は、築島による“水制”的現象があらわれ、下流側に後流域を発生させる。ことに流れが右岸へ偏るため、左岸側の後流域は広範囲となり川幅の約1/3を占めている。このために新大橋附近から下流の流速を増加させている。

流速分布 — 河床附近の流速は㍻50断面～溝坑間では、左岸側に高流速部分が発生し、現状の場合とは異つた分布となるが、護岸附近への接近はあまりみられない。最大流速は2 m/S、護岸沿いは0.6 m/S以下を示している。右岸側は積装ヤードから流速が減少し、（0.6 m/S以下）護岸への影響はないとみてよい。

左岸の築島附近は溝坑が浚渫されていないために、高流速部は不連続になるものの再び主流速があらわれ、築島への水当りは少いが、先端での流速は1.5 m/Sとなり、下流側に生ずる後流域の渦流の影響とも重合し、防護壁の周辺は洗掘されることが充分予測される。

右岸側の築島附近では、溝坑のために流速は減少し、築島沿いの流れはあまり強くない。築島先端には流れが集中して行くが、先端での流速は1 m/S程度で洗掘される傾向にあるとみられるが上流からの土砂補給量によつては問題ないと思われる。

溝坑内では、著しい流速の減少があり、0.6～0.8 m/Sを示し、溝坑周辺流速の1/2位になっている。したがつて掃流土砂では堆積する可能性があるが、粒径からみて浮遊する土砂が多くなると思われるので、あまり堆積はないと考えられる。

溝坑の下流法面（上り勾配）から流速が次第に大きくなる傾向を示し、とくに角部では1.5 m/S程度となつているので、法肩の河床低下は避けられない。

溝坑～㍻170断面間では、現状ではみられなかつた高流速が広範囲に分布し、流心が左岸より右岸へ移行している。この流速分布の変化は、築島、溝坑によつてひきおこされたもので、最大流速は2 m/S位を示し、新大橋の両橋脚への影響はかなり大きく、局所洗掘対策を充分行う必要がある。また、新大橋下流の

右岸側は流れの偏りのために高流速が護岸に接近し、危険度が高くなるので、護岸の防護処置をしなければならない。左岸側は後流域となり護岸への影響はほとんどないとみてよいが、渦流による洗掘もあるので警戒する必要がある。

(2) 逆流の場合

測定結果は図-18, 19, 20, に示す。

流況 — 現状では、左岸側に偏る流れを示したが、この場合は、大体河道の中央が主流となつている。

㈬170～溝坑間は、現状の流況とほとんど変わらないが、築島のために左岸側には死水域を生じ、右岸側の死水域は若干大きくなつている。

築島への水当りはあまり強くないが、水はねの効果が大きく、左岸築島によつて流心へ向う流れが強められている。

溝坑内では、右岸築島の上・下流に渦流域を生ずる外は、大体河道線形に沿つた流れで、溝坑の法面の影響はほとんどみられない。

溝坑～㈬30断面間では、築島によつて両岸に後流域が広範囲に発生し、流水断面積は著しく小さくなつて、流速を大きくしている。右岸側へはねられて集中する傾向をもつ流れは、左岸側に偏る流を示す河道線形のために中央部が流心となつて流れ、次第に拡散していく流況を示している。

流速分布 — ㈬170～㈬130断面間では左岸側に流速の大きくなる部分があらわれ、現状に比して若干小さくなつているが、同じ傾向の分布を示し護岸等への影響はないとみられる。

溝坑附近では、築島による後流域のために水面勾配が急になつて、中央～左岸築島間の現河床部分には最大1.8 m/S位の高流速が発生し、河床低下が予想される。築島周辺の流速は1 m/S以上あり、先端に集中した流れは1.8 m/Sを示しているので、順流時より洗掘される危険性は強く、その深度も大きくなることが予想される。

溝坑内の流速は、順流の場合よりやや大きな値を示し、0.6～1.0 m/S位となつている。右岸側は現状でもみられたように河道線形のために高流速が発生しにくい流況を示すところで、新大橋附近の値に比べ約1/2になつている下流法面上(下り勾配)で流速減少がみられるが、大部分は左岸築島からの流れが集中する影響によつて、比較的大きな値を示している。上流法面(上り勾配)では、1.5 m/S以上の値を示す部分があらわれ、とくに法肩では1.8 m/Sとなつており、この附近の河床低下は避けられない。右岸築島の先端流速は0.8 m/S程度となつているので、逆流時での洗掘はあまりないものと思われる。

溝坑位置～㈬50断面間では、両岸側が後流域となつているため護岸への影響は少いとみてよい。

緩装ヤード内はかなりの部分が後流域内に入つているので、施工足場等が設置されると渦流によつて一層複雑な流れとなり、局所的に深掘れの生ずるおそれがある。

4-3 左岸第2次浸深 右岸第1次浸深 } 実験について

この溝坑の状態は、前実験の溝坑に続いて浸深されるものであるが、3号沈埋函がこの時点ででき上つてい

图-18 流向图

$S = 1 : 3000$

实验条件

$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

$H = A.P + 1,000 \text{ m}$

左岸现状

右岸一次淤淤 } 逆流

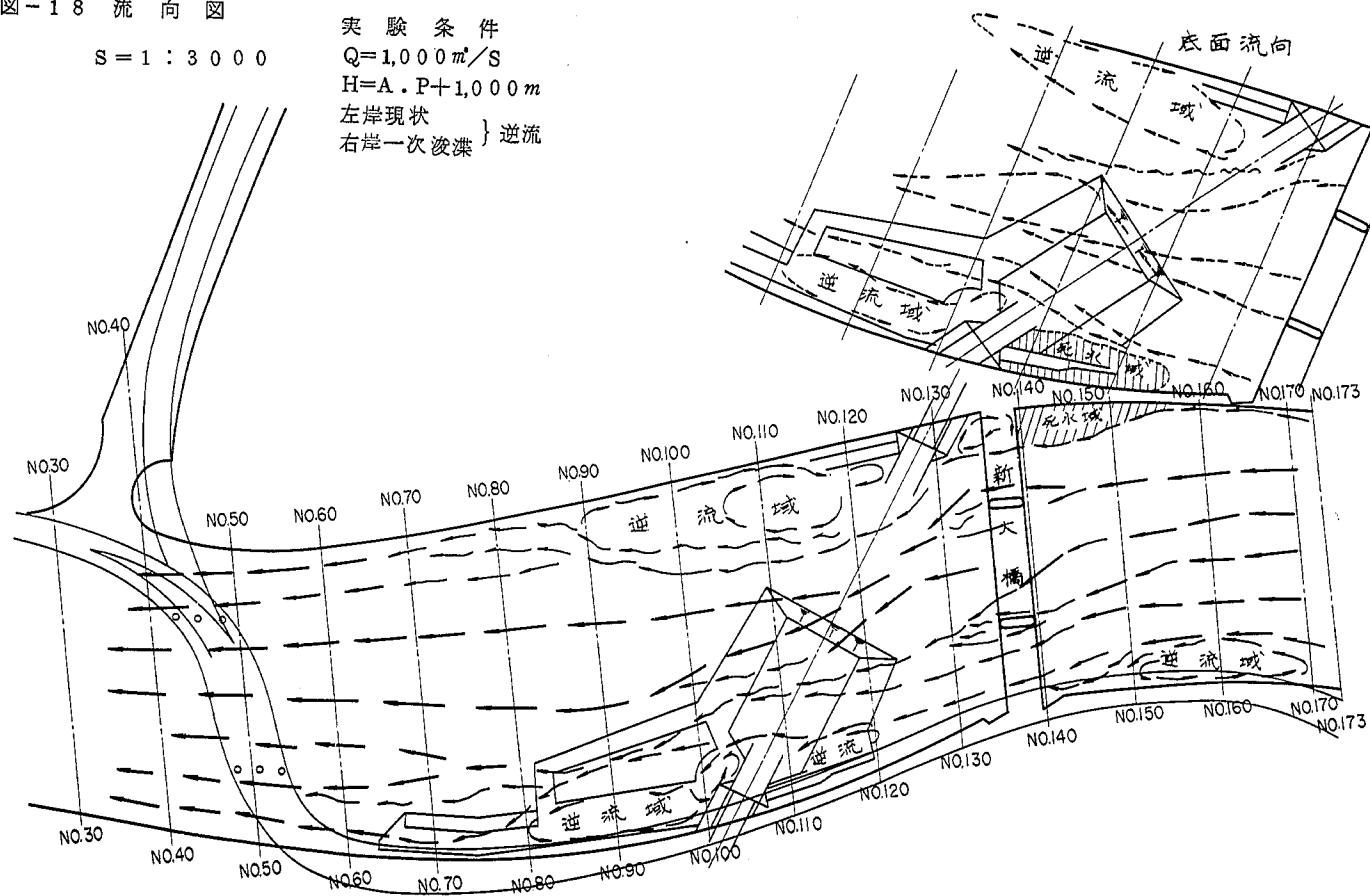


图-19 河床附近流速分布(等流速线)图

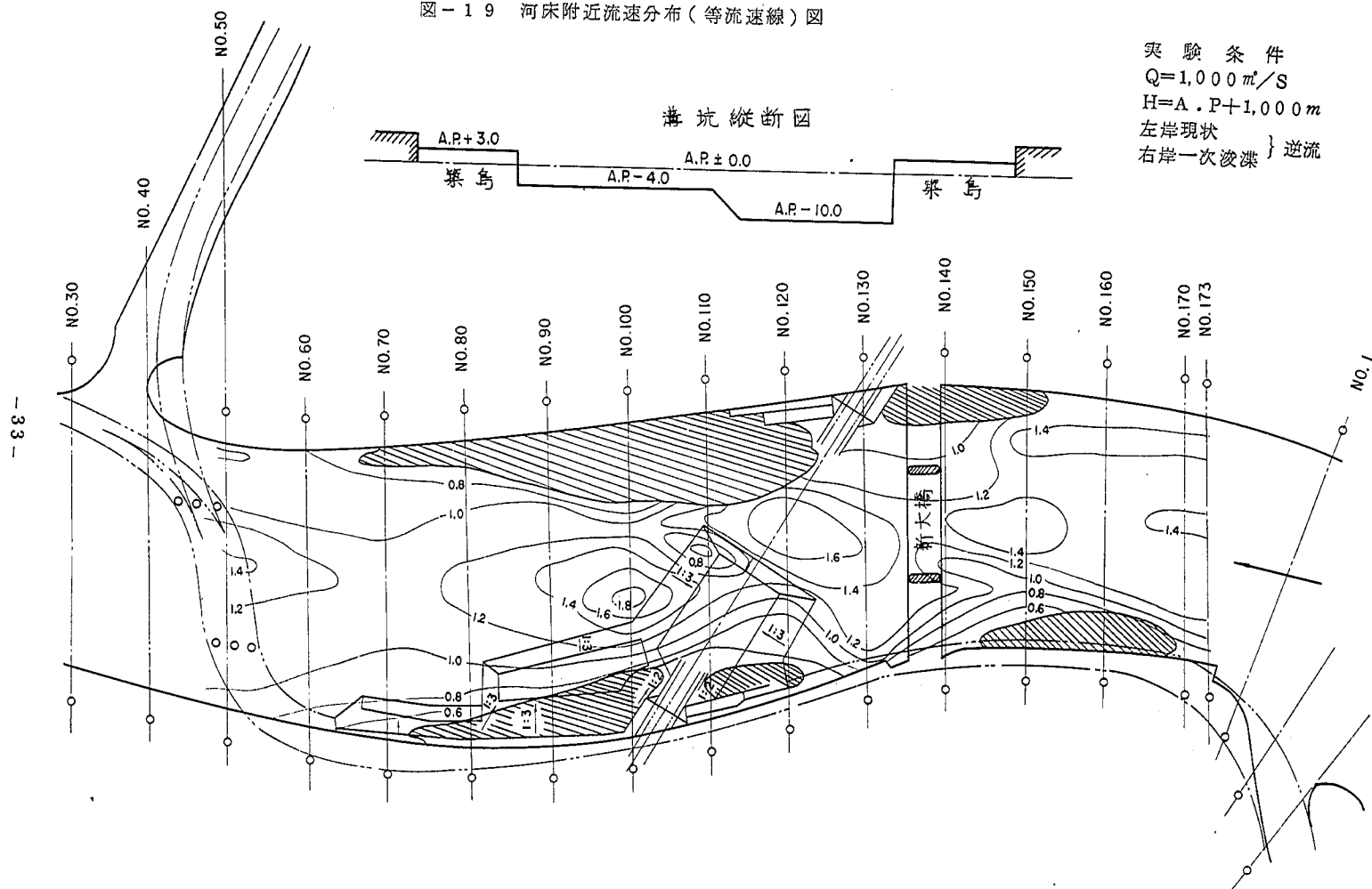


図-20-1 流速分布図

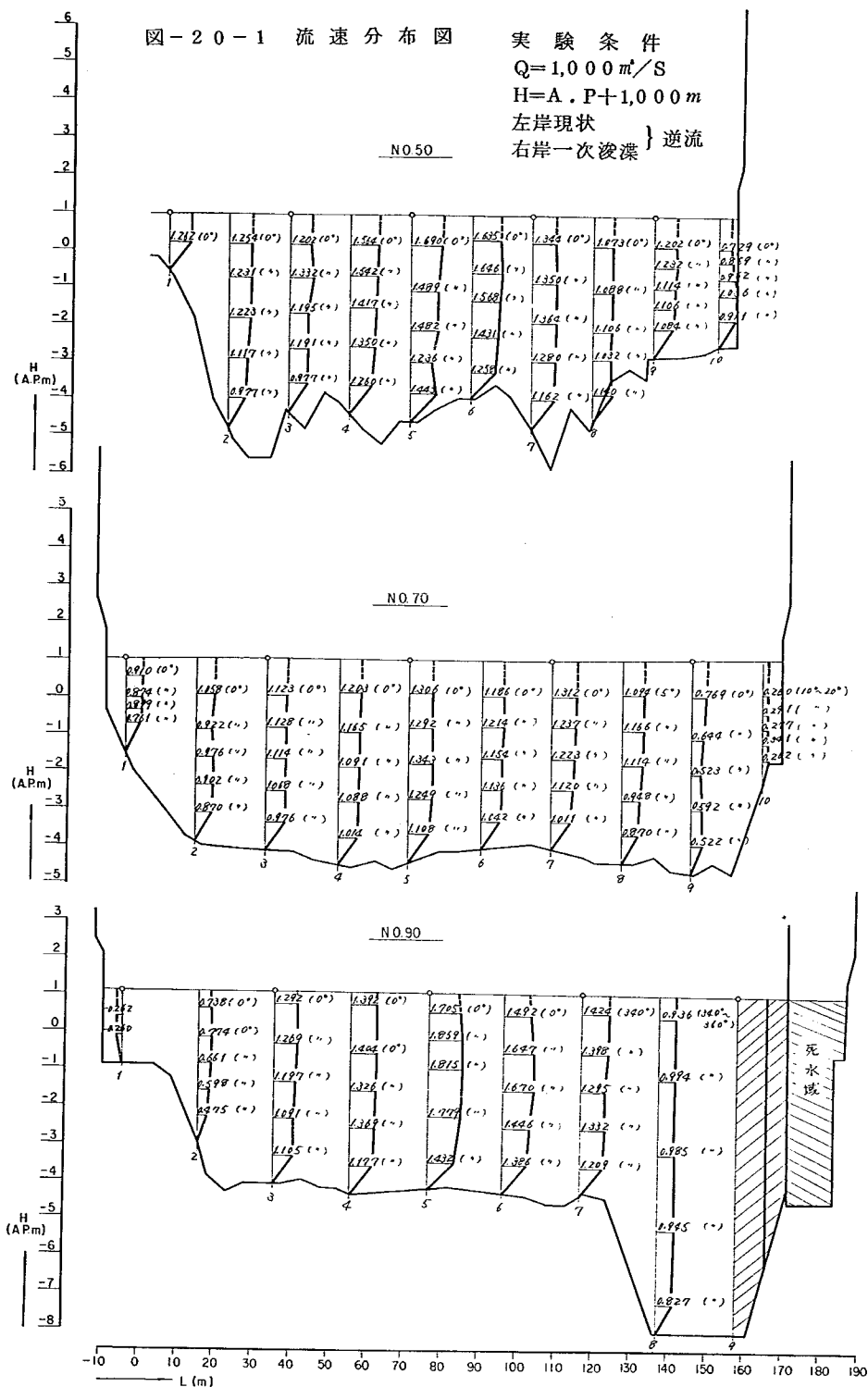
実験条件

$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{S}$

$H=A.P+1,000 \text{ m}$

左岸現状

右岸一次浚渫 } 逆流



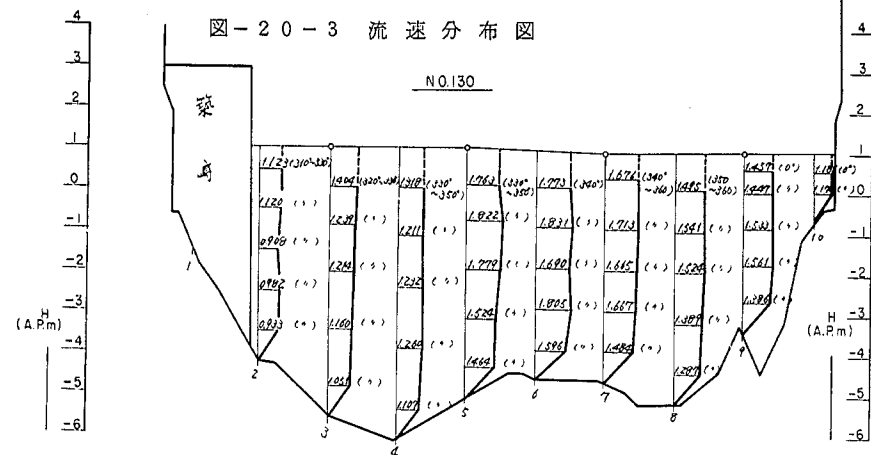
実験条件

$$H = A \cdot P + 1,000 \text{ m}$$

左岸現狀

左岸坑坎 } 逆流
右岸一次浚渫 }





実験条件

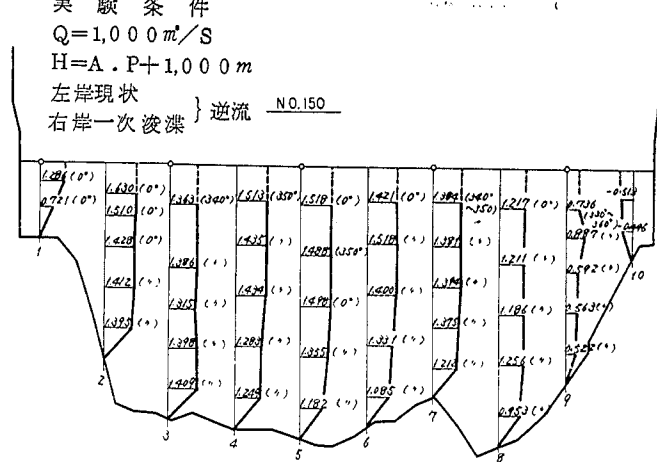
$$Q=1,000\text{ m}^3/\text{s}$$

$$H=A.P+1,000\text{ m}$$

左岸現状

右岸一次浚渫

逆流



-36-

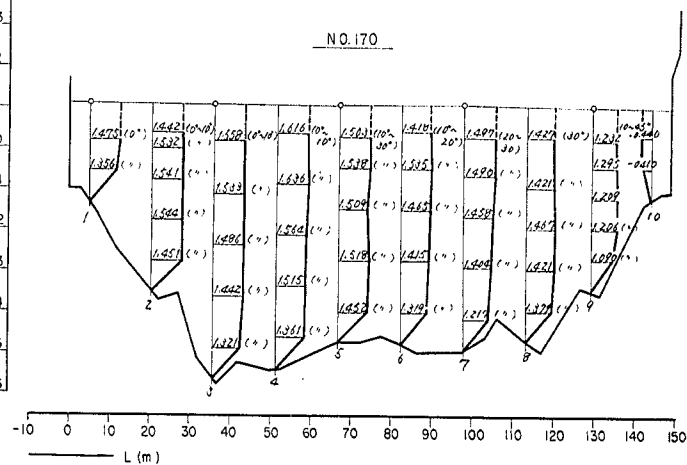
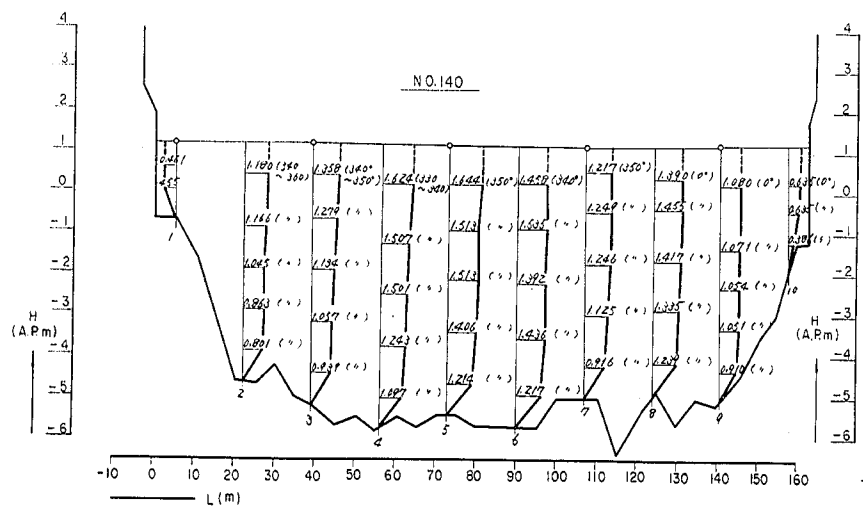


图-21 流向图 $S=1:3000$

实验条件

$Q=1,000 m^3/s$

$H=A.P \pm 0$

右岸一次

左岸二次淤滞 } 顺流

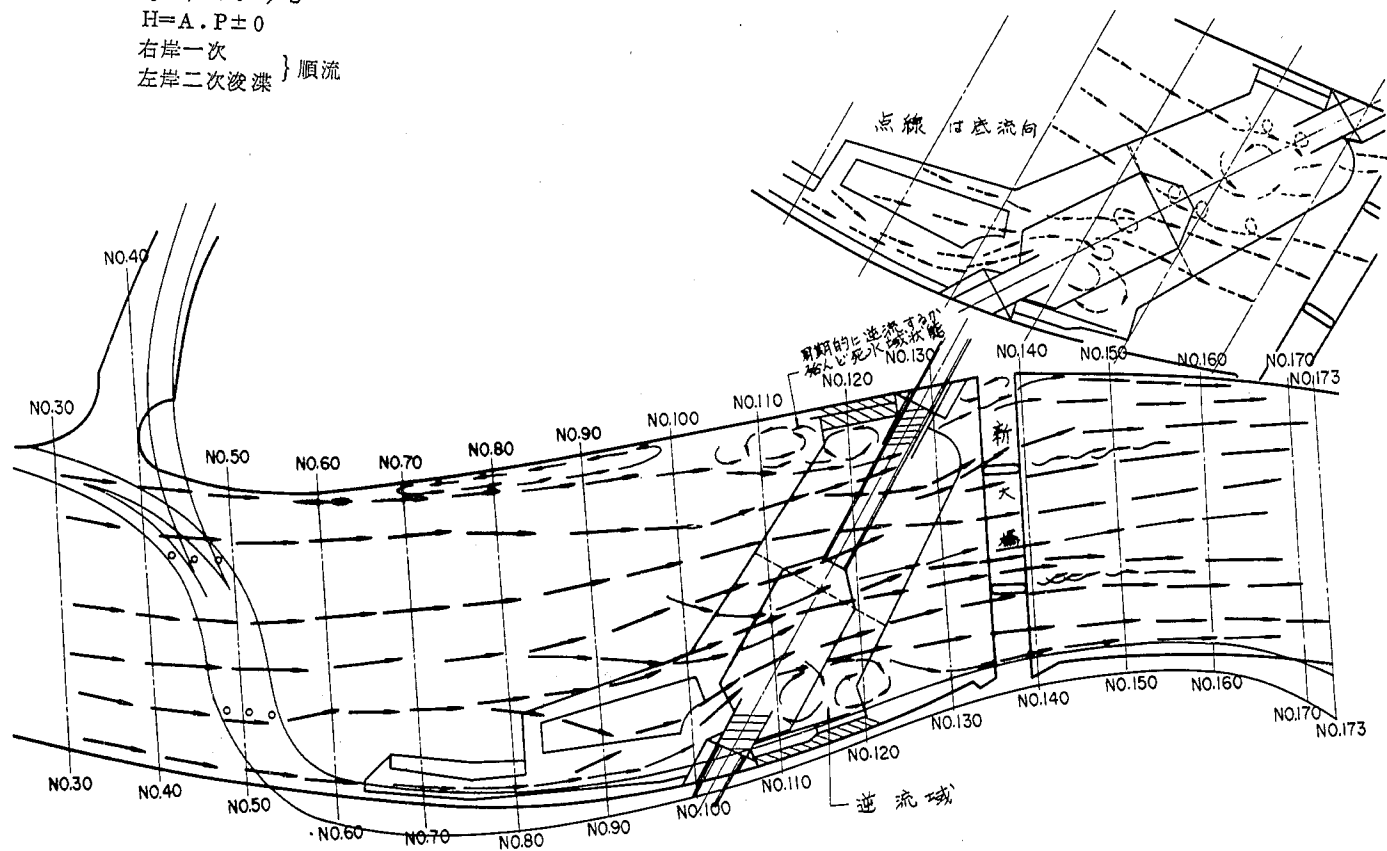


图-22 河床附近流速分布(等流速线)图

实验条件

$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

$H=A.P \pm 0$

右岸一次 } 顺流
左岸二次波漾

溝坑縦断面

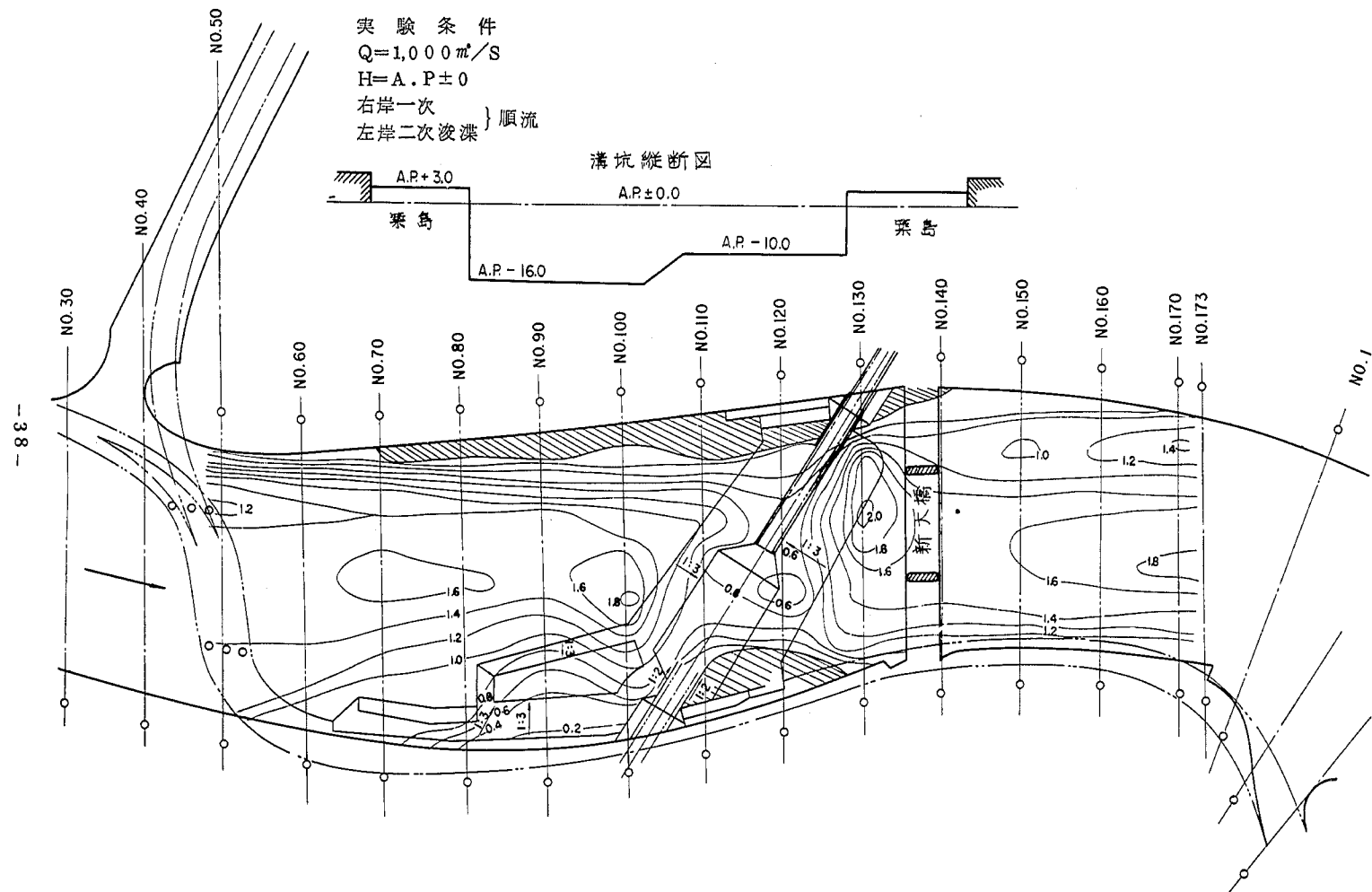
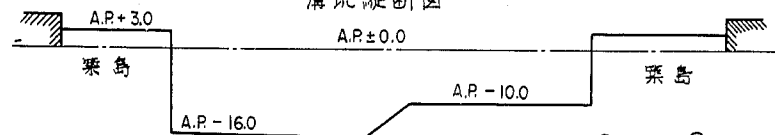


图-23-1 流速分布图

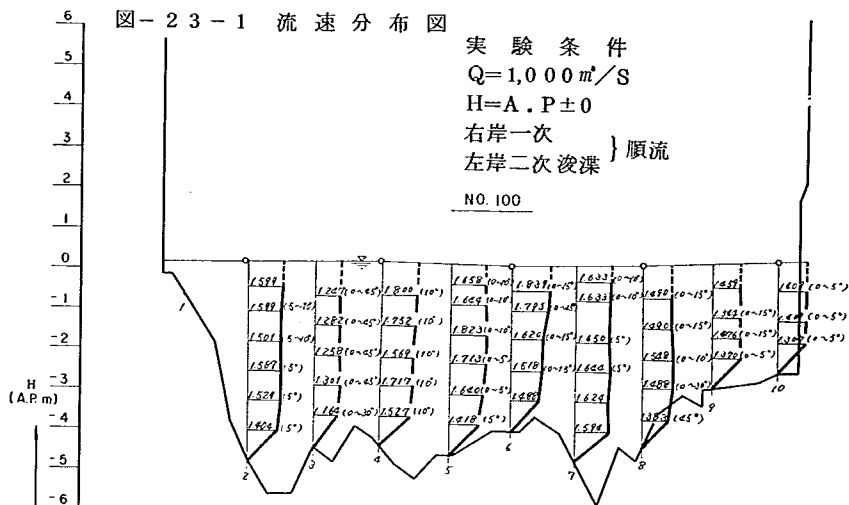
実験条件

$$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$H=A \cdot P \pm 0$$

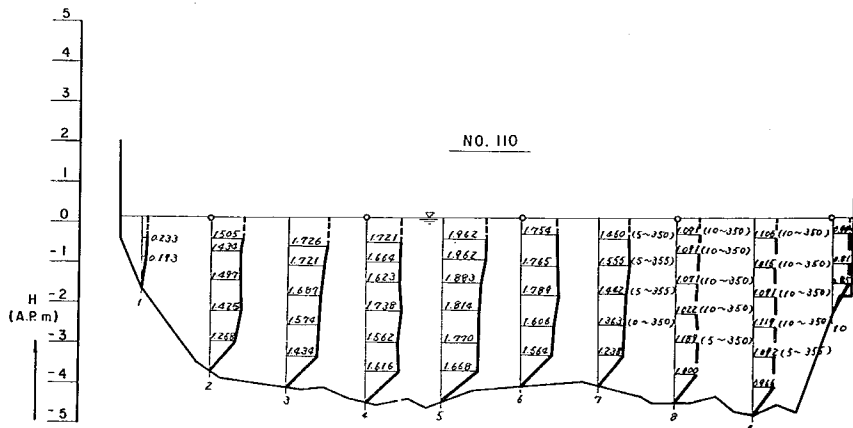
右岸一次

左岸二次浚渫

NO. 100



NO. 110



NO. 120

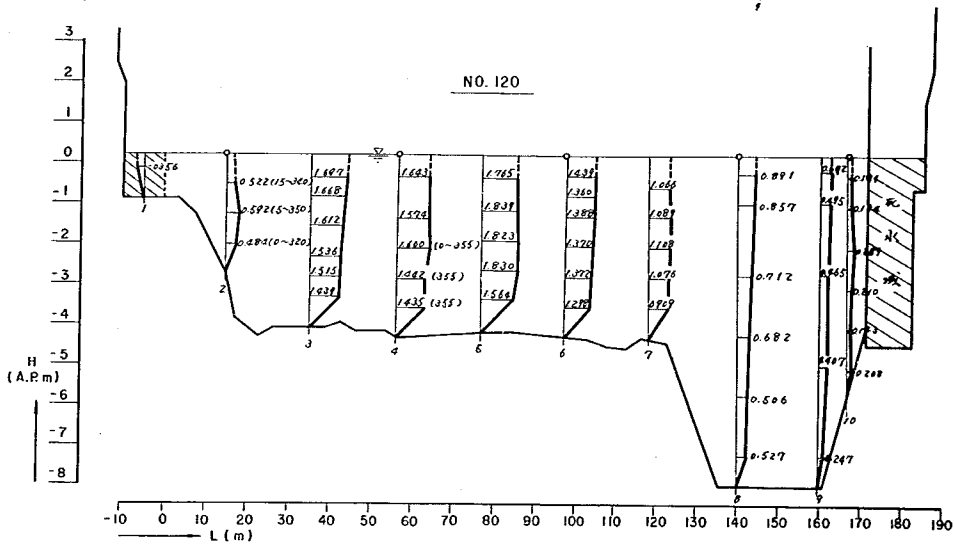


図-23-2 流速分布図

実験条件

$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

$H=A.P \pm 0$

右岸一次
左岸二次浚渫} 順流

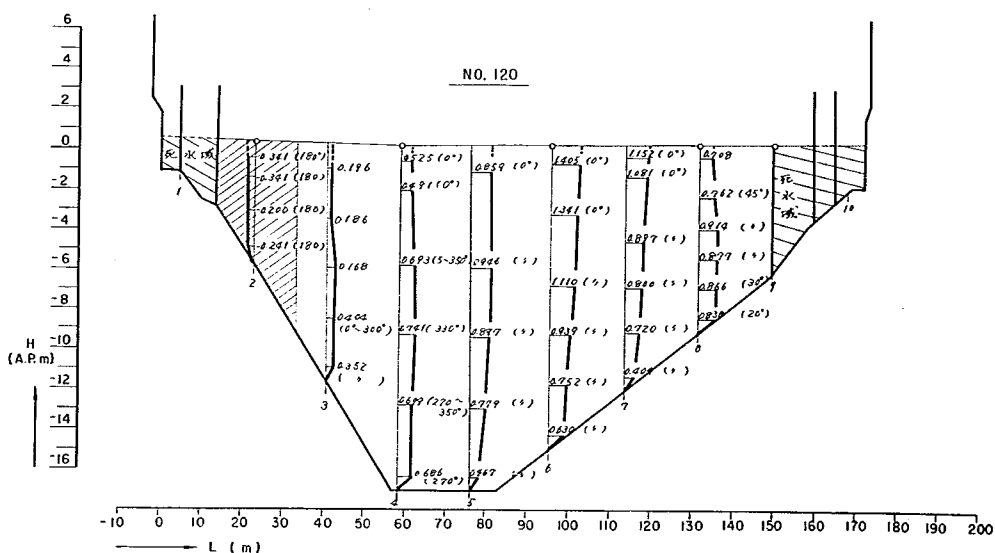
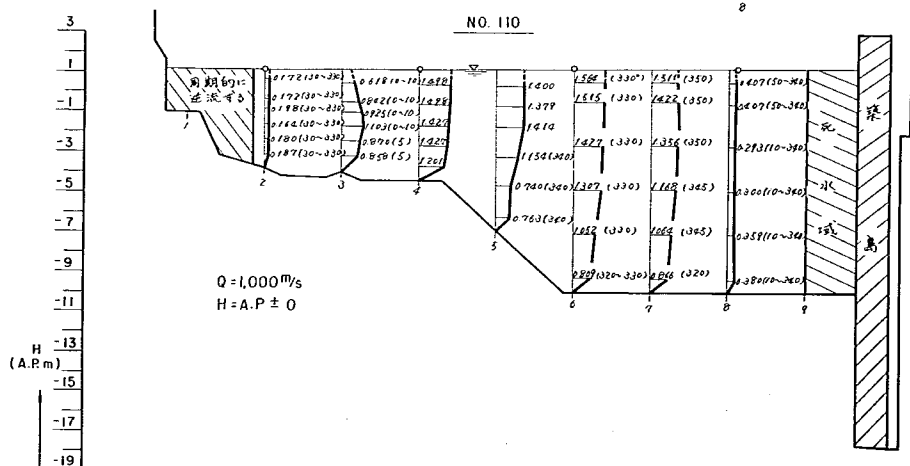
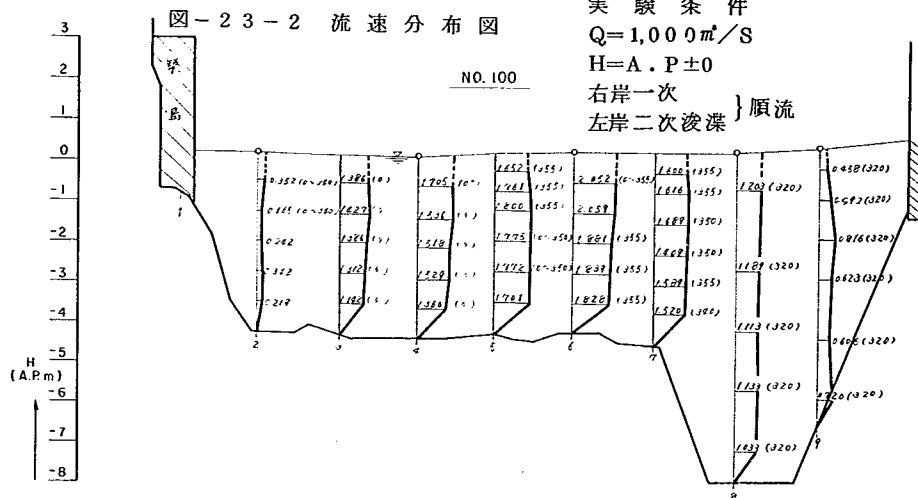


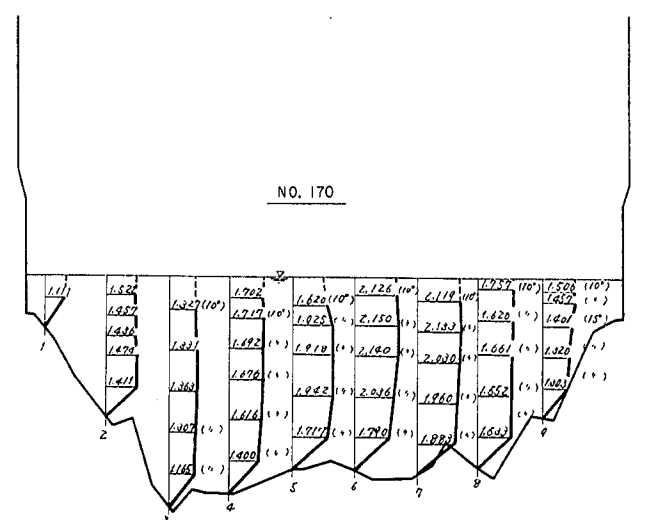
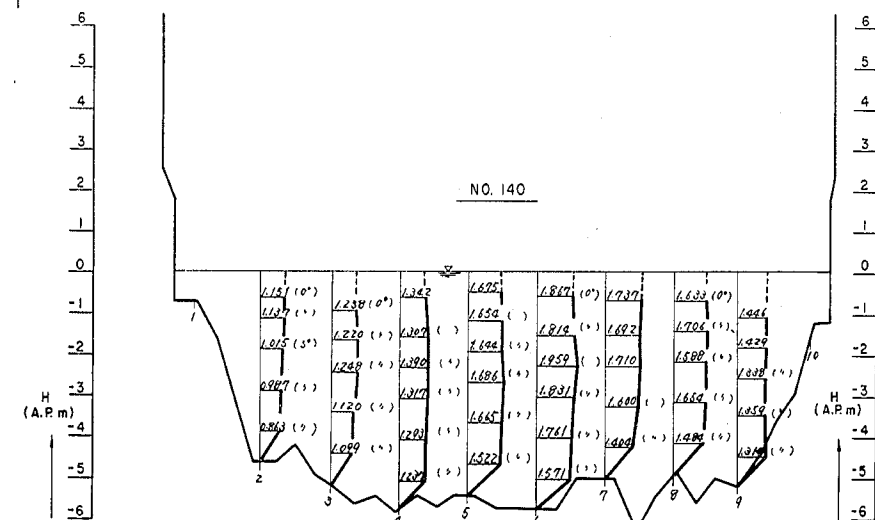
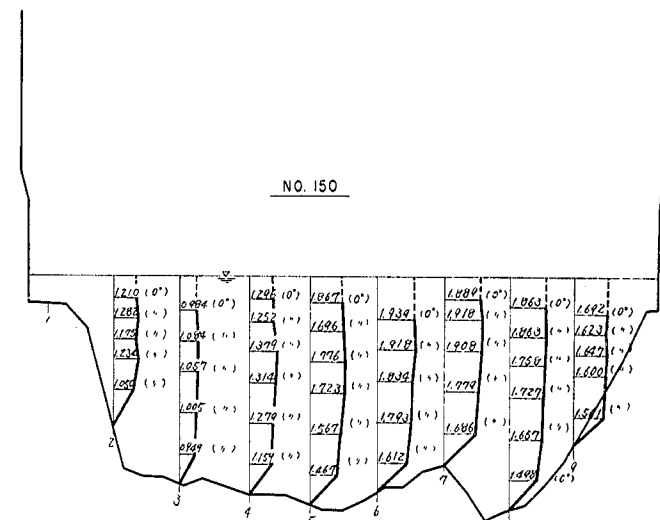
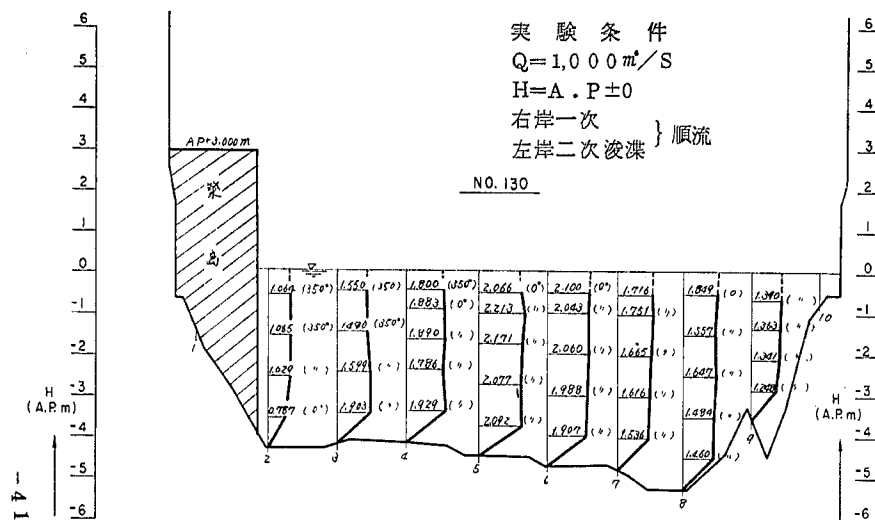
图-23-3 流速分布图

实验条件

$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

$H=A.P \pm 0$

右岸一次
左岸二次浚渫 } 顺流



L (m)

L (m)

るため、右岸側の浚深が完了し次第すぐ沈設されることになっている。したがって、この状態で長期間にわたり流水をうけることはないが、溝坑の縦断形状が前実験の場合に対して、左岸側が深い反対の形状をもつて調べることとした。(図-5参照)

(1) 順流の場合

測定結果は、図-21, 22, 23に示す。

流況 — 流向図にみられるように、主流は大体河道中央を流れ、河道線形の影響はほとんどない。

右岸側は法線に沿った流線を示し、築島によって流れが偏向するため、先端に集中する流況となり、築島下流側には、前記実験と同程度の後流域が生じ、その下流は法線形に沿って流下する。

左岸側は、 $\%60$ 断面から流線が剥離する傾向があり、渦流域と築島上流側に死水域が生じ、前実験の場合と同程度の規模となっている。築島の下流は、溝坑の下流側法面上で溝坑に沿って流れようとする傾向が若干あらわれるために、築島先端から剥離する現象がなく、後流域の発生範囲は小さくなり、その下流は法線形に沿って流れる。

溝坑内の流況は、表層流は主流と同様の流れを示し、築島附近を除けば特に乱れた流線がみられない。河底流は、溝底部で小渦流のために複雑な流れとなり、一定流向を示さず流線の乱れは著しくなる。特に築島附近では剥離現象を伴った渦流が多くみられるが、この渦流群は、流速が小さいので河床への影響はあまりないものと思われる。

流速分布 — 河床附近の流速をみると、 $\%50$ 断面～溝坑間では、流況からも知られたように主流が河道中央にあるので、高流速部も大体中央にあられ、溝坑に接近すると右岸側へ偏る傾向を示す。このために構築ヤードと溝坑の接続部の法肩は最大流速が 1.8 m/S となり、洗掘されるおそれがある。兩岸の流速は小さく、右岸の構築ヤード内では流速の減少(0.6 m/S)があらわれ、護岸への影響はないとみてよい。

溝坑内では、著しい流速減少を生じて溝底の流速は $0.5\sim0.8\text{ m/S}$ を示し、上流側より $1/2$ 以下となっている。上・下流の法面上は底部より若干大きな流速となる。ことに左岸築島に近い角部には流れの集中もあつて高流速(1.8 m/S 以上)が発生し、河床低下が充分予測され、溝坑に近い新大橋橋脚(左岸)への影響がかなり大きくなるものと思われる。

築島への流れは緩流速のため水当りにはならず、先端での流速は 1 m/S 前後を示し、洗掘を促進するような流速は発生しない。左岸築島の近くには高流速が接近しているので充分注意が必要である。

新大橋から下流では、やや右岸寄りに高流速は分布するが、兩岸の護岸附近は、現状と大体同じ流速を示しているので、影響は少いとみられる。

(2) 逆流の場合

流況 — 一般的に現状の流向とあまり変らない流向を示し、 $\%170$ 断面～溝坑間では、右岸側に流れが集中する傾向がみられ、法線形に沿って流れるが、右岸側には剥離による後流域が生じ、築島のためにその範囲は大きくなる。

溝坑附近では、左岸側の流れが築島の水制的な働きによつて、築島沿いに河道中央へ向う流れとなるが、

前記実験の場合ほど顕著ではない。またその下流側に生ずる後流域も比較的大きいが前実験より小範囲であつた。中央部は河道線形に大体沿つた流れとなる。右岸側は新大橋側から生ずる後流域のために築島への流れは緩く、その下流の後流域はかなり小さくなる。溝底での流線は小渦流が発生して著しい乱れがみられる。

溝坑～ $\phi 50$ 断面間では、若干左岸寄りに主流は偏るが、兩岸ともに法線形に沿つて流れ、特異な流況はみられない。

流速分布 — 河床附近の流速分布をみると、 $\phi 170$ 断面～溝坑間では、左岸側に高流速があつて、前実験と分布がよく類似している。この偏つた流れは溝坑の法肩まで達すると、築島による流れの集中とあいまつて、溝坑角部に最大流速 1.8 m/S の高流速を発生させ、順流時と同じ位置に同程度の流速が生じ、この附近の河床低下はかなり促進されるように思われる。右岸側は、後流域の渦流によつて河床変化は支配されるが、渦流の流速があまり強くないので護岸、防護工、築島、等への影響は少ないものとみられる。

溝坑内流速は、 $0.3 \sim 0.6 \text{ m/S}$ で、溝坑直前の流速に比して $1/3 \sim 1/2$ に急減する。築島先端での流速も右岸側で 0.6 m/S 、左岸側で 1.2 m/S 位となつており、先端への流れの集中はあまり強くないことを示している。右岸築島の近くには高流速を発生させているので、河床変動によつては築島の危険性が生じてくる。

上流側法面（上り勾配）上からの流速は、次第に増加していくが、前実験ほど大きくならない。最大流速は 1.6 m/S となつている。

溝坑～ $\phi 50$ 断面間では、左岸寄りに流速の大きな部分があらわれ、現状によく似た分布形を示し、築島や溝坑による影響はほとんどみられない。簾装ヤード内の流速も非常に小さくなり、右岸側もあまり高流速が接近しないので、兩岸の護岸はほとんど問題はないと考えてよい。

測定結果は、図-24, 25, 26, のようである。

4-4 全断面第2次浚渫 - 実験について

この溝坑は、施工途中では出現しない状態のもので、溝坑が河道に与える影響が最悪になるであろうと予想した仮想の形状である。（図-6 参照）

(1) 順流の場合

測定結果は、図-27, 28, 29, のようである。

流況 — $\phi 30$ 断面～溝坑間では、主流は大体河道中央にあり、偏つた流れはあまりみられない。兩岸での流線も河道線形に沿つて流れるが、左岸は $\phi 90$ 断面附近から築島の影響で死水域が形成され、築島の近傍には緩い渦流が発生する。右岸側は簾装ヤード内で流速が減じ、築島に水当りは生じないが、先端に集中していく流線を示す。

溝坑内では、表層流は上流からの流れがそのままの流向で流下するが、兩岸の築島のために縮流するような流況となる。しかし、流速は大きくならない。左岸築島の上流側は死水域（渦流域）をつくるが、下

图-24 流向图 $S=1:3000$

实验条件

$$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H=A.P+1,000 \text{ m}$$

右岸一次 } 逆流
左岸二次波澳

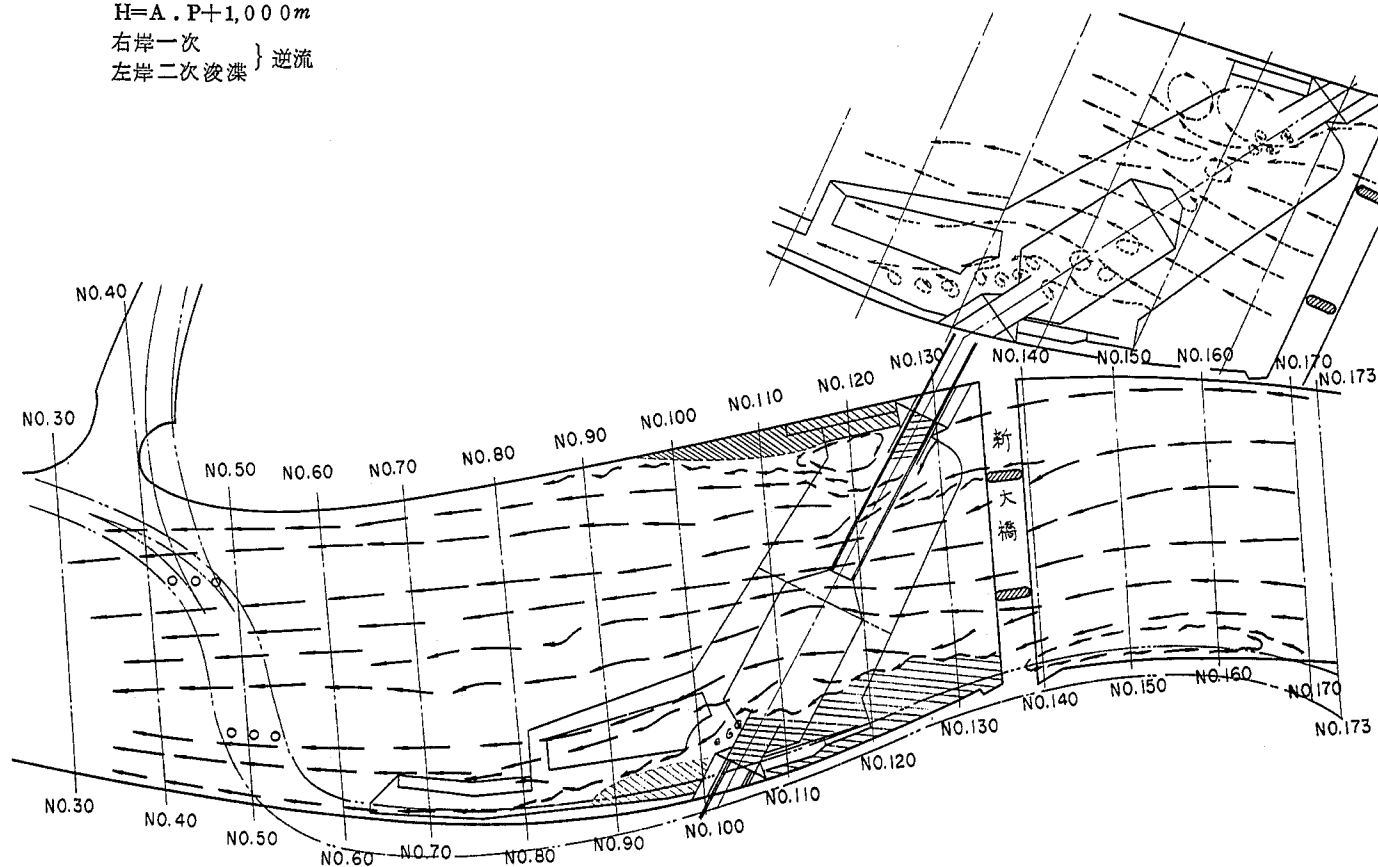


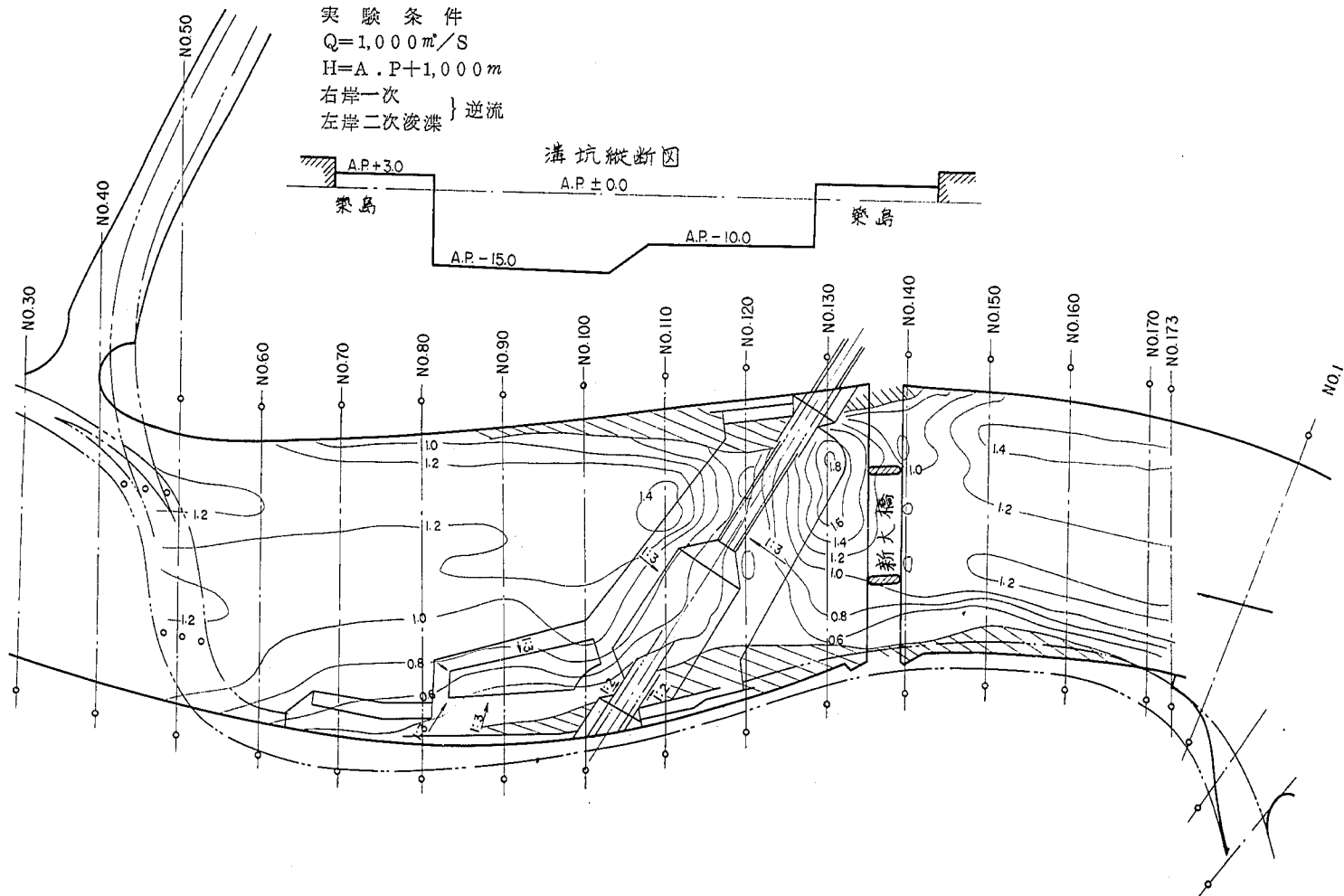
图-25 河床附近流速分布(等流速线)图

实验条件

$$Q=1,000\text{ m}^3/\text{S}$$

$$H=A.P+1,000\text{ m}$$

右岸一次
左岸二次淤滞 } 逆流



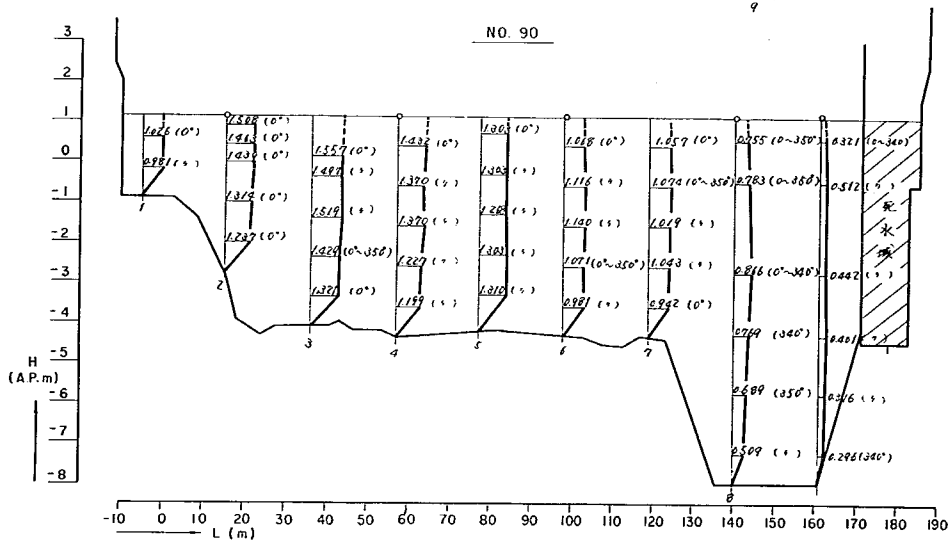
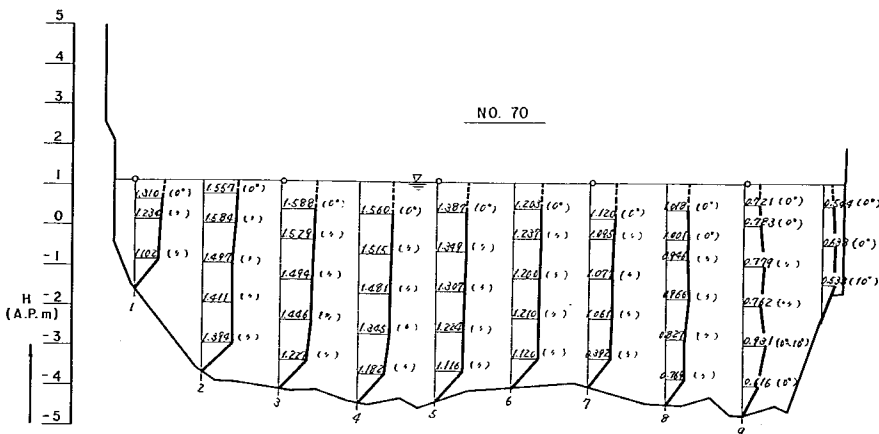
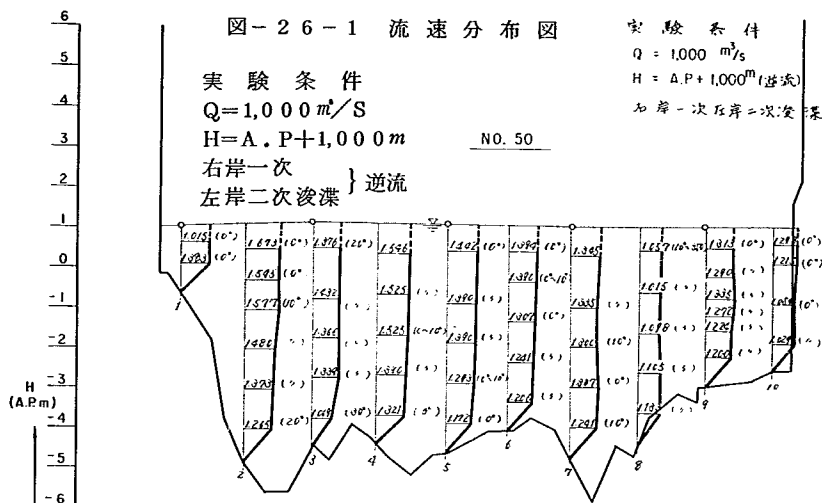


圖-26-2 流速分布圖

實驗條件

$$Q=1,000\text{ m}^3/\text{S}$$

$$H=A.P+1,000\text{ m}$$

右岸一次

左岸二次浚深 } 逆流

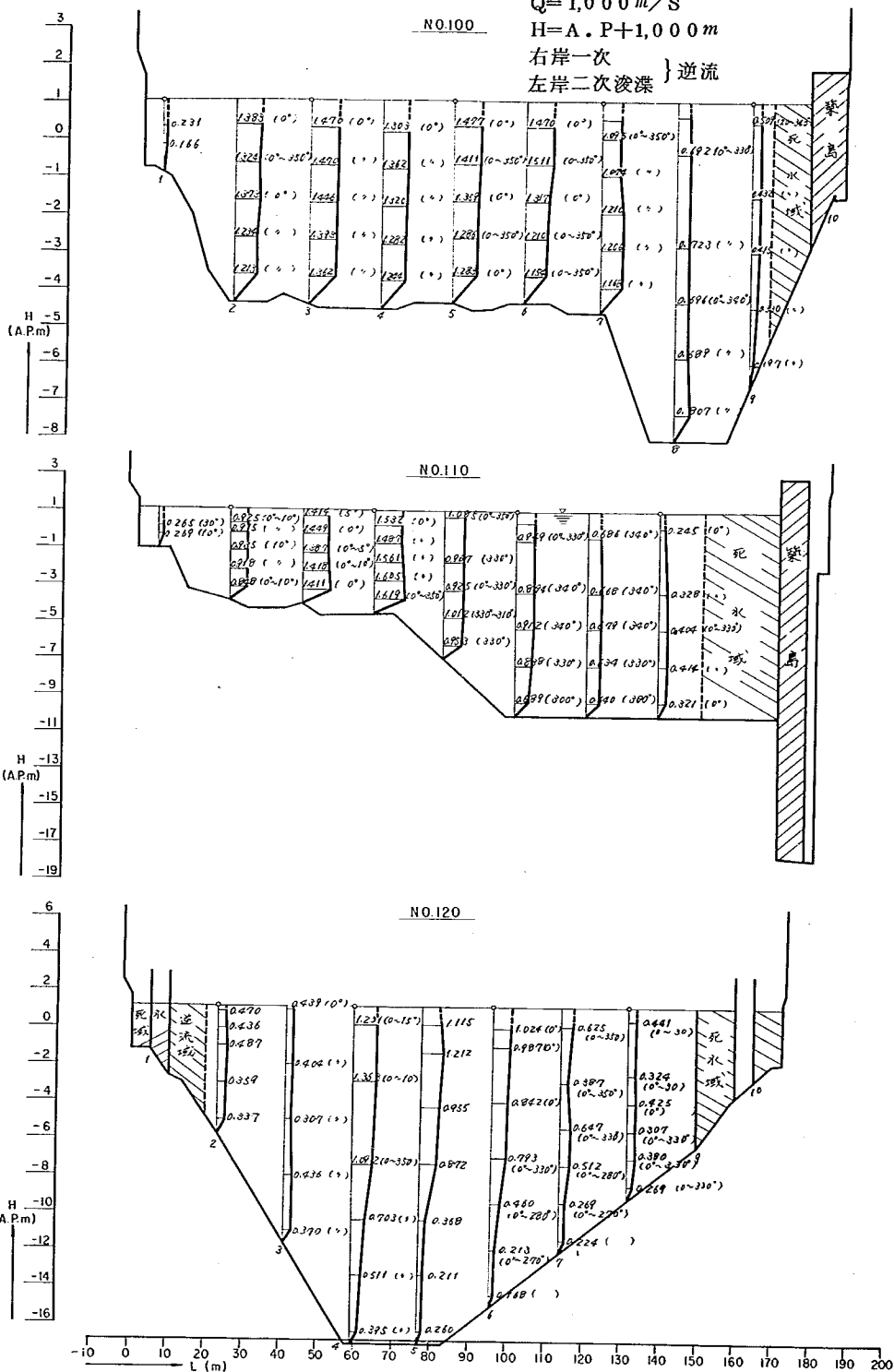


图-26-3 流速分布图

实验条件
 $Q=1,000\text{ m}^3/\text{s}$
 $H=A.P+1,000\text{ m}$
 右岸一次
 左岸二次湍流 } 逆流

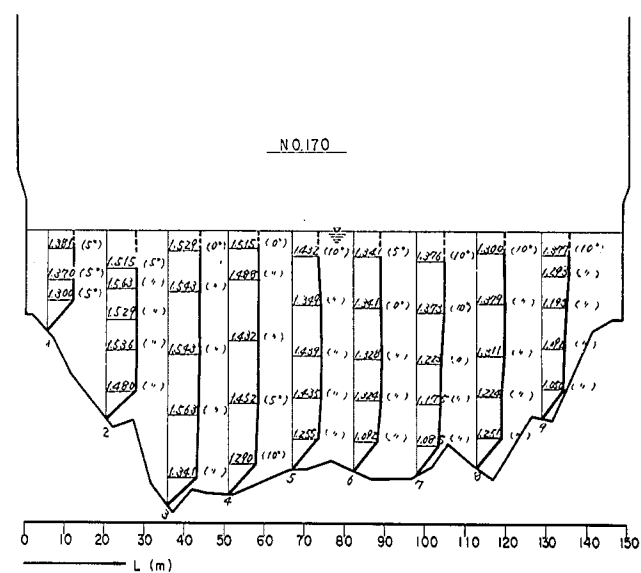
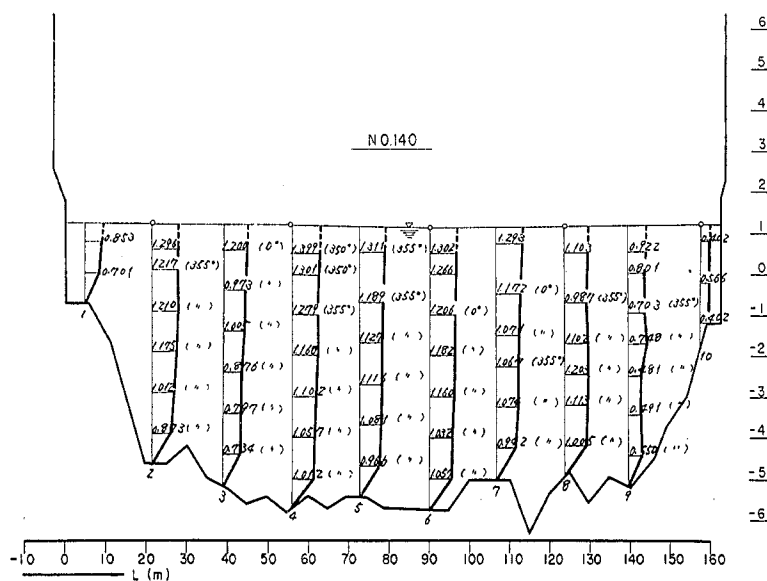
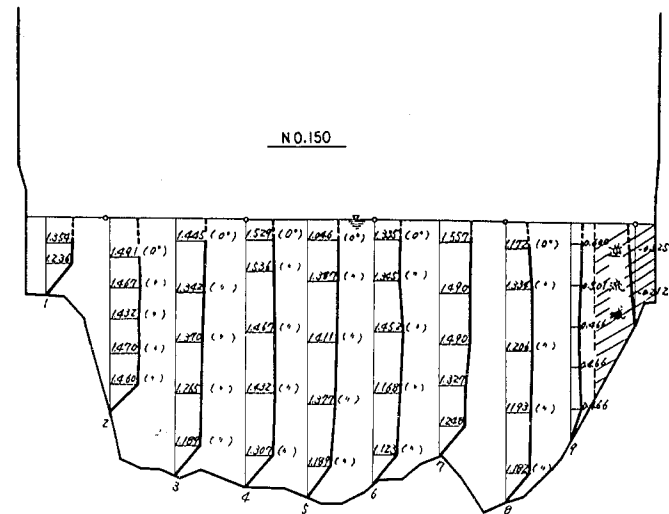
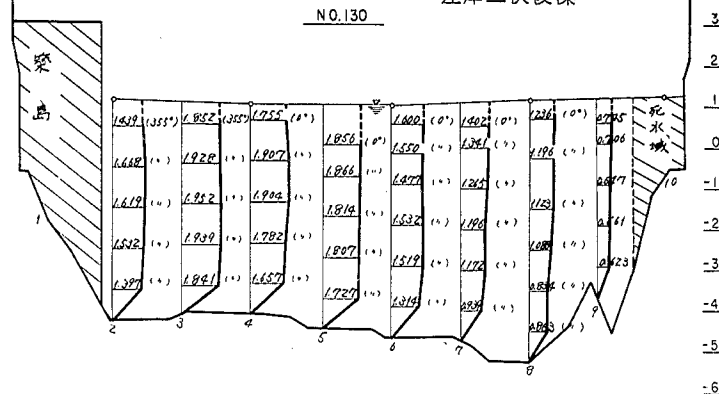


图-27 流向图

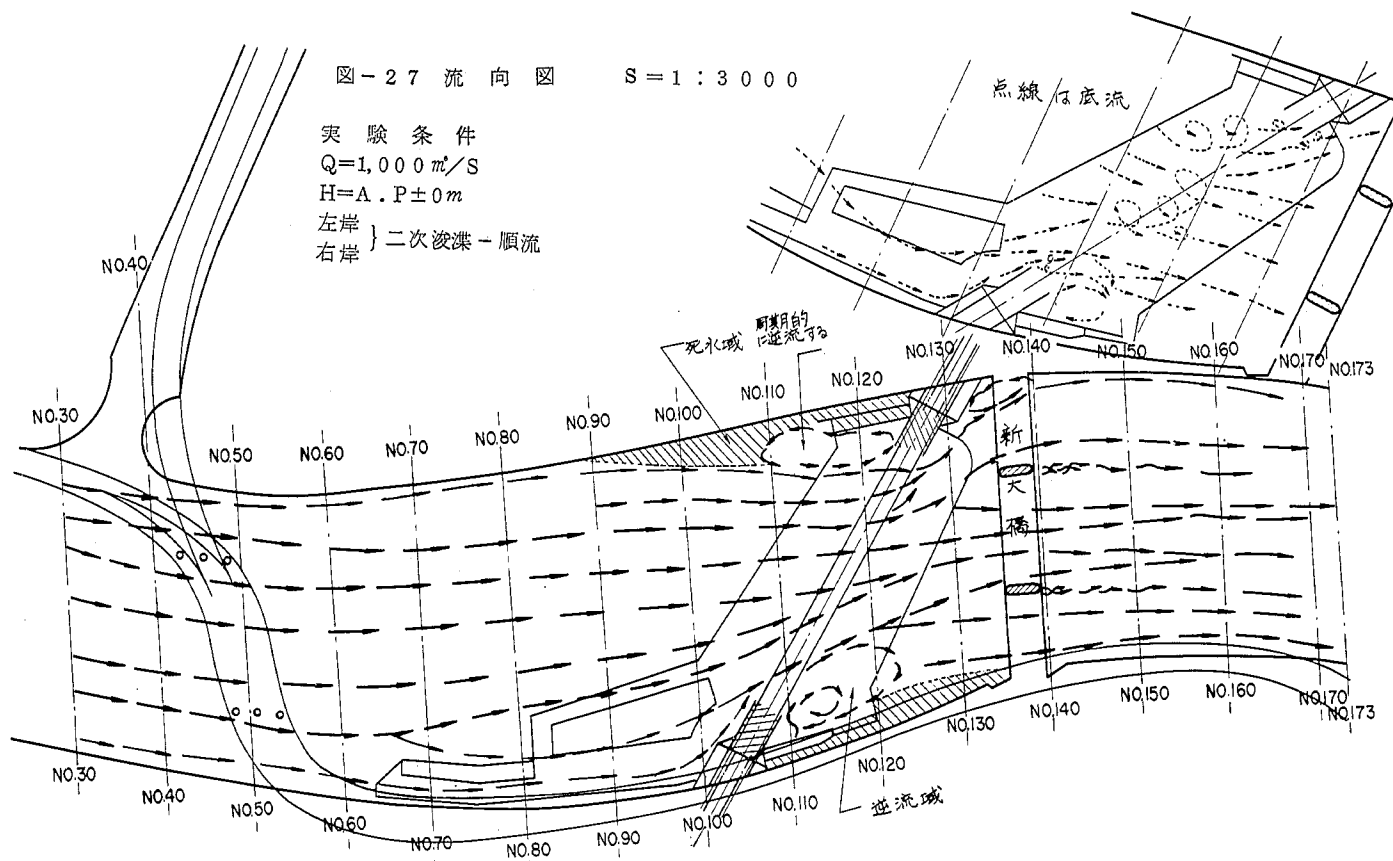
S=1:3000

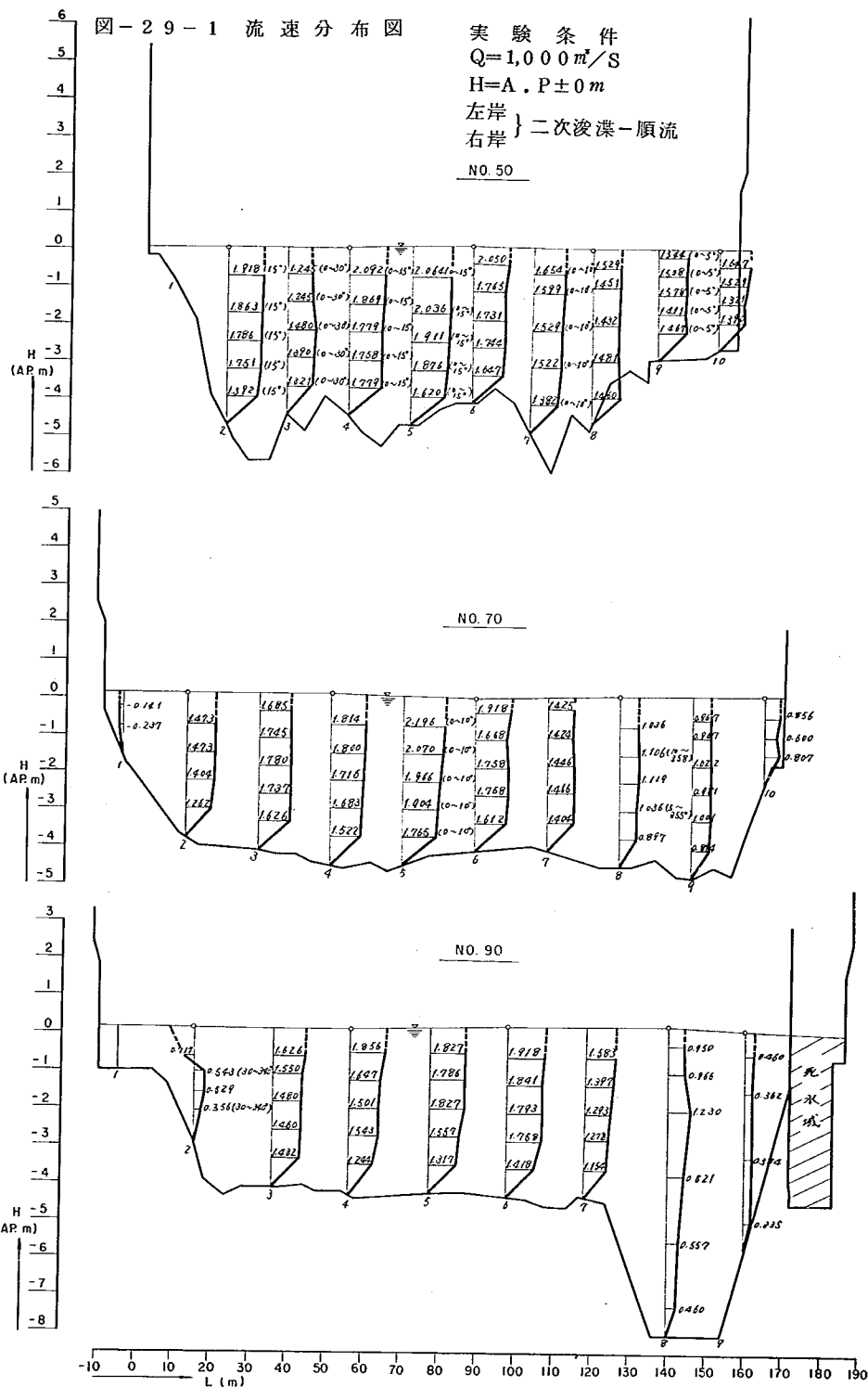
实验条件

$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

$H=A.P \pm 0 \text{ m}$

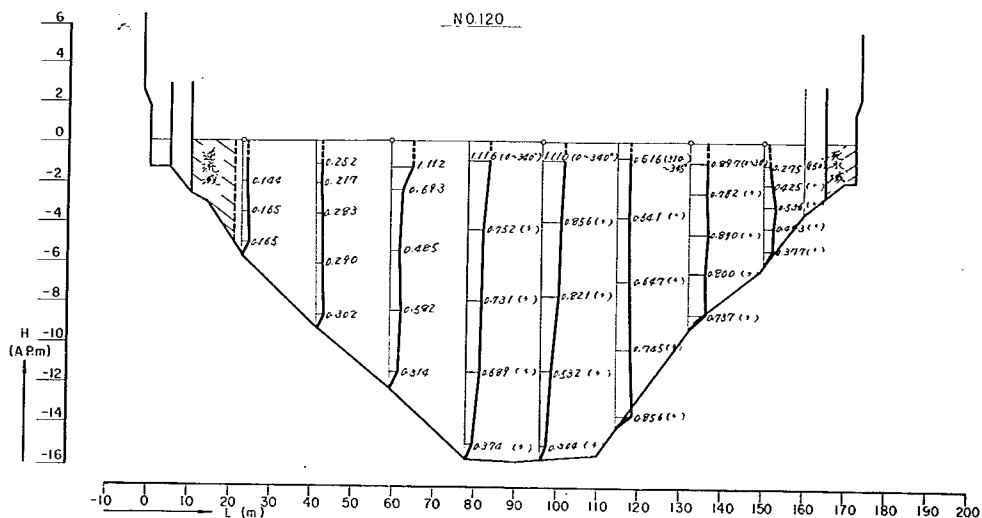
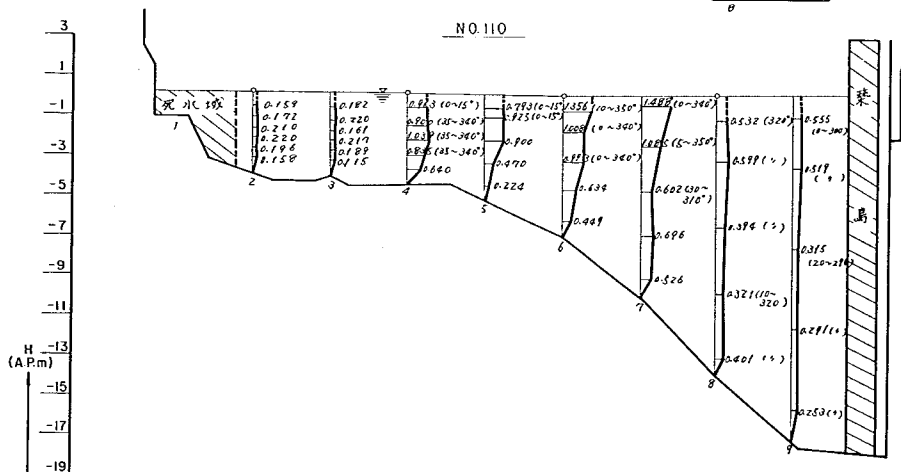
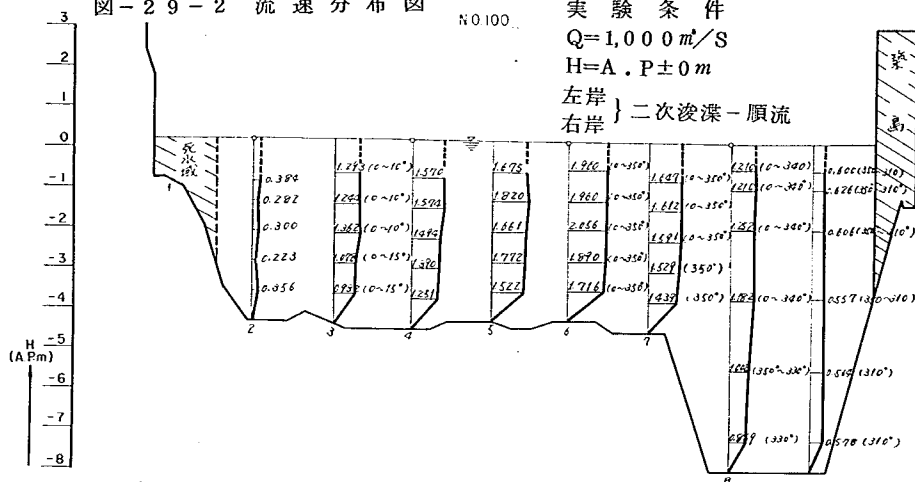
左岸 } 二次淤积 - 顺流
右岸 }

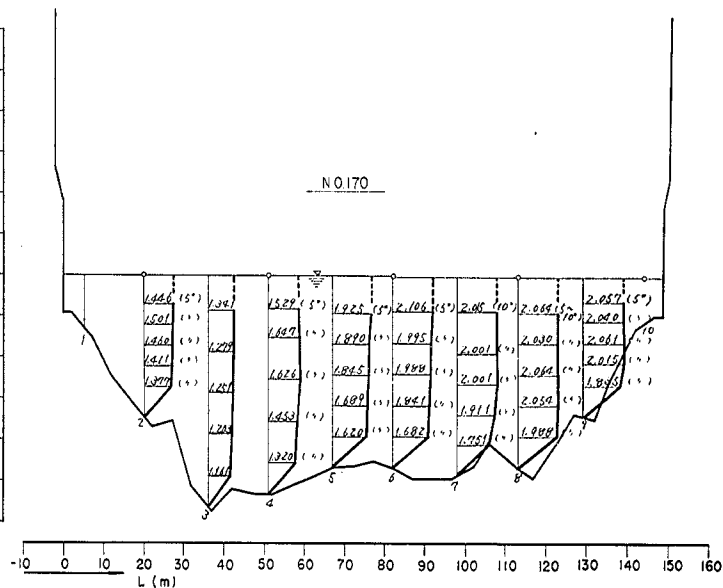
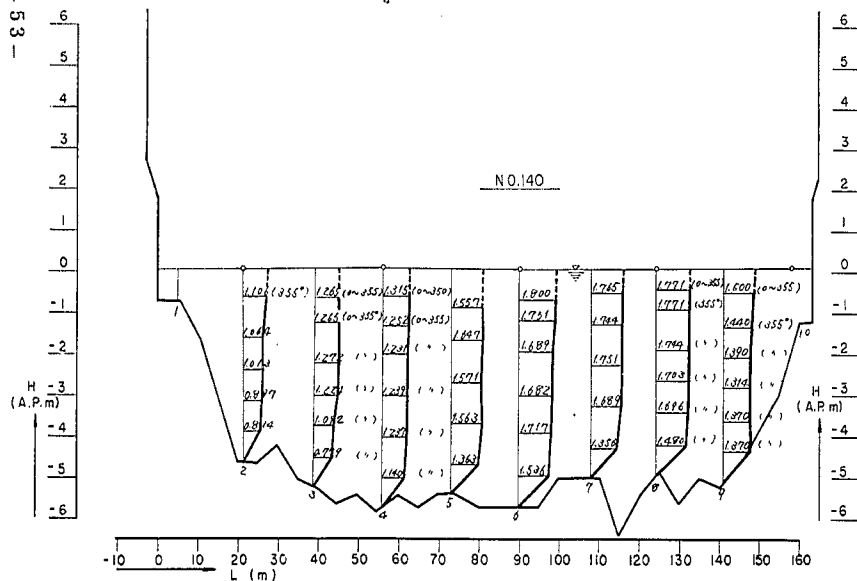
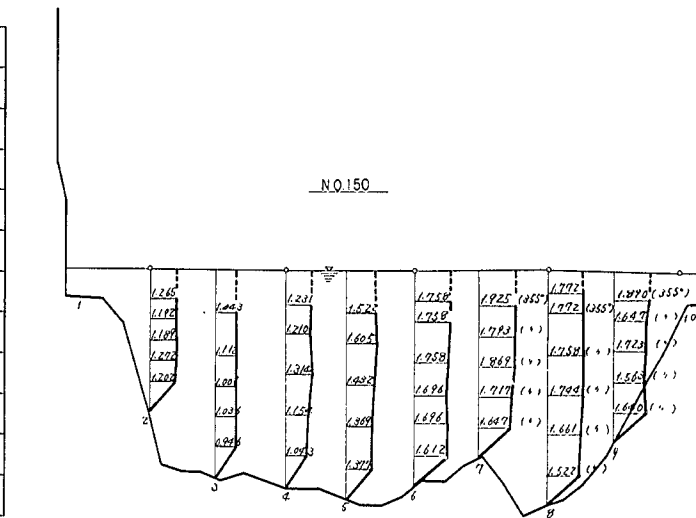
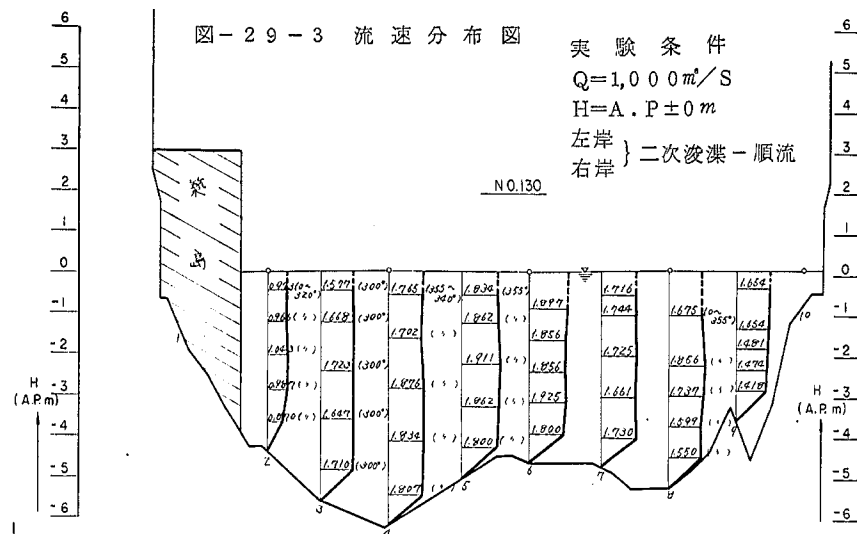




NO. 100

左岸 } 二次浚濬—順流
右岸 }





流側は溝坑法面の影響があつて、大きな死水域とはならない。右岸築島の上流側は死水域を生じないが下流側には大きな後流域（渦流）を発生させる。

底層流は、溝底で小渦流が生じ、流れの乱れがみられる。法面上、兩岸築島附近では大体表層流と同じ流れを示す。

溝坑～ $\phi 170$ 断面間は、主流が河道中央にあつて、兩岸の流れは法線形に沿つて流下する。

流速分布 — $\phi 50$ 断面～溝坑間での河床附近流速をみると、高流速部は河道中央にあらわれ、兩岸には接近しない。最大流速は 1.8 m/S 位で、兩岸は 0.8 m/S 以下を示している。繕装ヤード内は流速減少が生じ、 0.6 m/S 以下となつている。

溝坑内は、著しい流速減少があらわれ $0.2\sim 0.6\text{ m/S}$ となつている。右岸寄りの溝坑と繕装ヤードとの接続附近に高流速があり、法肩から法面中間まで部分的に流速が大きき、河床低下の原因となることが考えられる。また、左岸側の下流法面（上り勾配）上から高流速が発生し、最大流速は 1.8 m/S を示す。このため、溝坑左岸側角部、法肩は洗掘され、新大橋橋脚周辺の洗掘にも多大の影響をおよぼすおそれがあり、築島下流面・橋脚周辺、の保護対策を考える必要がある。

新大橋～ $\phi 170$ 断面間では、河道中央から右岸寄りに高流速が生じ、護岸へかなり接近する。この区間は現状の場合からも知られるように、本来右岸側へ偏る流況を示すところで、溝坑が浚渫されることによつて一層その傾向が助長される。したがつて右岸護岸の危険性は、“4-2実験”と同様に増大する。

左岸側は、流速が小さく護岸への影響はほとんどないとみてよい。

(2) 逆流の場合

測定結果は、図-30、31、32、に示す

流況 — $\phi 170$ 断面～溝坑間では、現状の場合と同じ流況を示し、左岸側に偏る流れとなるために、左岸の流れは護岸沿いに円滑な流線となり、築島によつて、水はね状となる流れの集中があらわれる。右岸側には彎曲流による剝離域が生じ、築島附近に大きな渦流域が発生する。

溝坑内では、表層流をみると中央部は大体河道線形に沿つた流向で、溝坑の影響は認められない。兩岸の築島附近は、左岸側では流れが集中するために、法面沿いの流れがみられ、その先端から後流域が大きくなる。右岸側では新大橋側はかなり大きな死水域をつくるが、流れの主流は左岸寄りにあるために流速が小さく、溝坑法面の影響もあつて築島の先端からは後流域が発生しない。

底層流は、大体表層流と同じ傾向となつているが、兩岸築島附近の渦流の発生範囲が広がっており、溝底部には小渦流が生じて複雑な流れとなつている。法面の影響は全般にあまりみられない。

溝坑～ $\phi 30$ 断面間では、主流は河道中央部にあつて、左岸に後流域が $\phi 100$ 断面附近まで生じている外は兩岸とも法線形に沿つた流線を示し、特異な流況はみられない。

流速分布 — 河床附近の流速をみると、 $\phi 170$ 断面～溝坑間では、流れが左岸側へ偏る傾向が強いため、護岸沿いに高流速がみられ、現状の場合より悪条件となつている。また右岸側にも高流速があらわれるが護岸には接近しないので、前記実験の場合とあまり変らない。

溝坑に近づくると新大橋から溝坑の間で左岸側に高流速が発生し、溝坑の角部法肩、築島沿いの河床に影

图-30 流向图

实验条件

$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$

$H=A.P+1,000 \text{ m}$

左岸

右岸 } 二次漩流-逆流

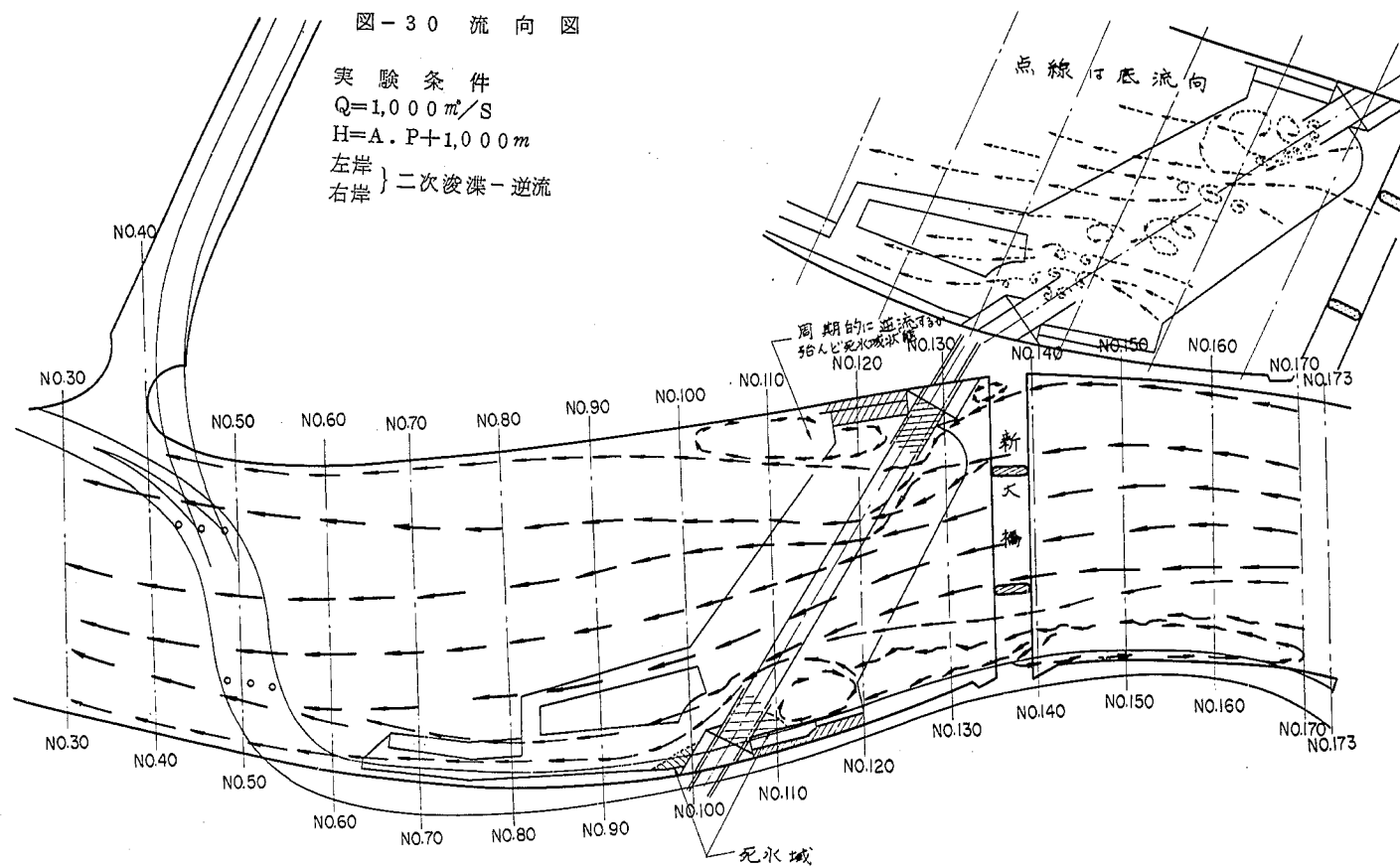
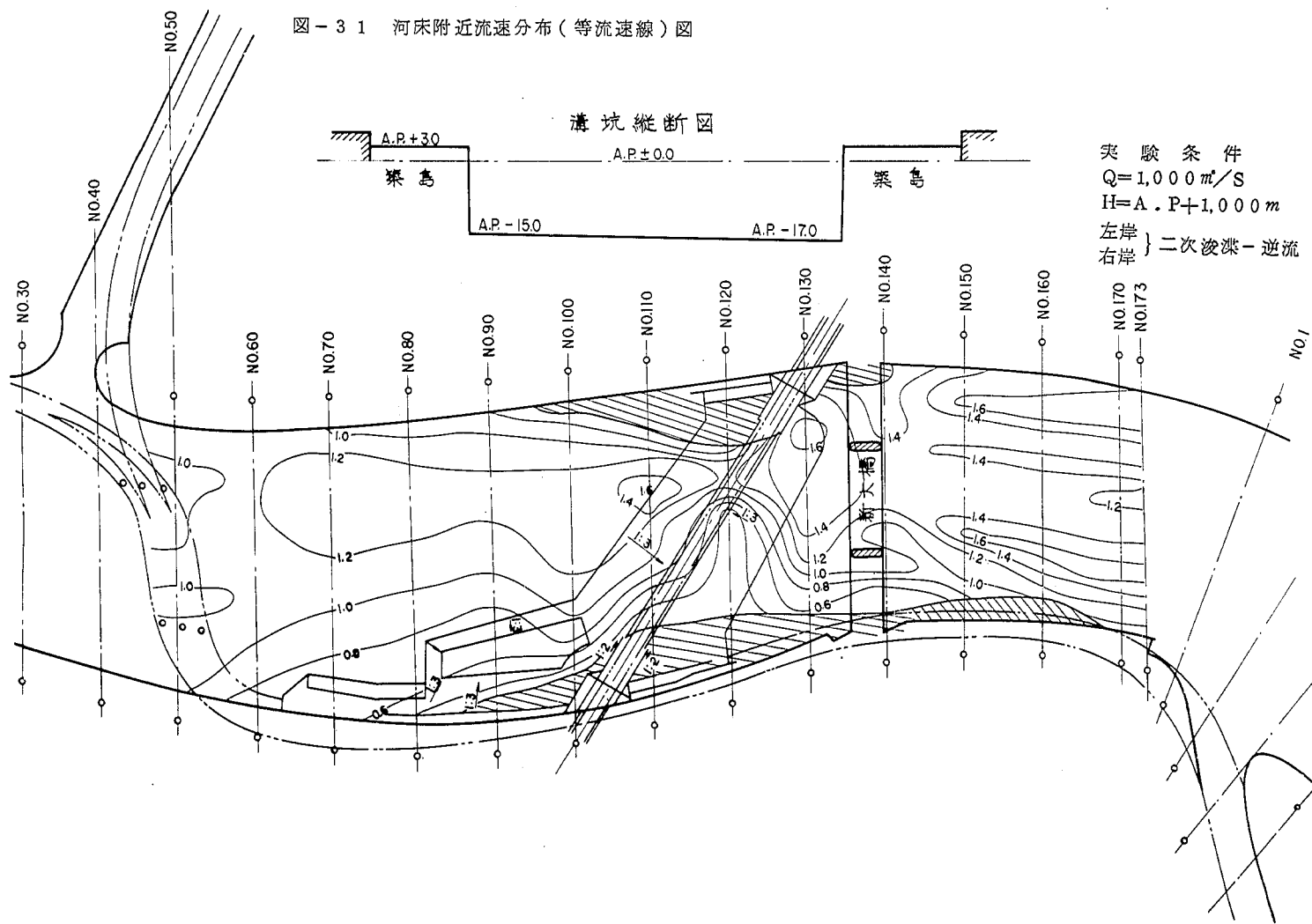
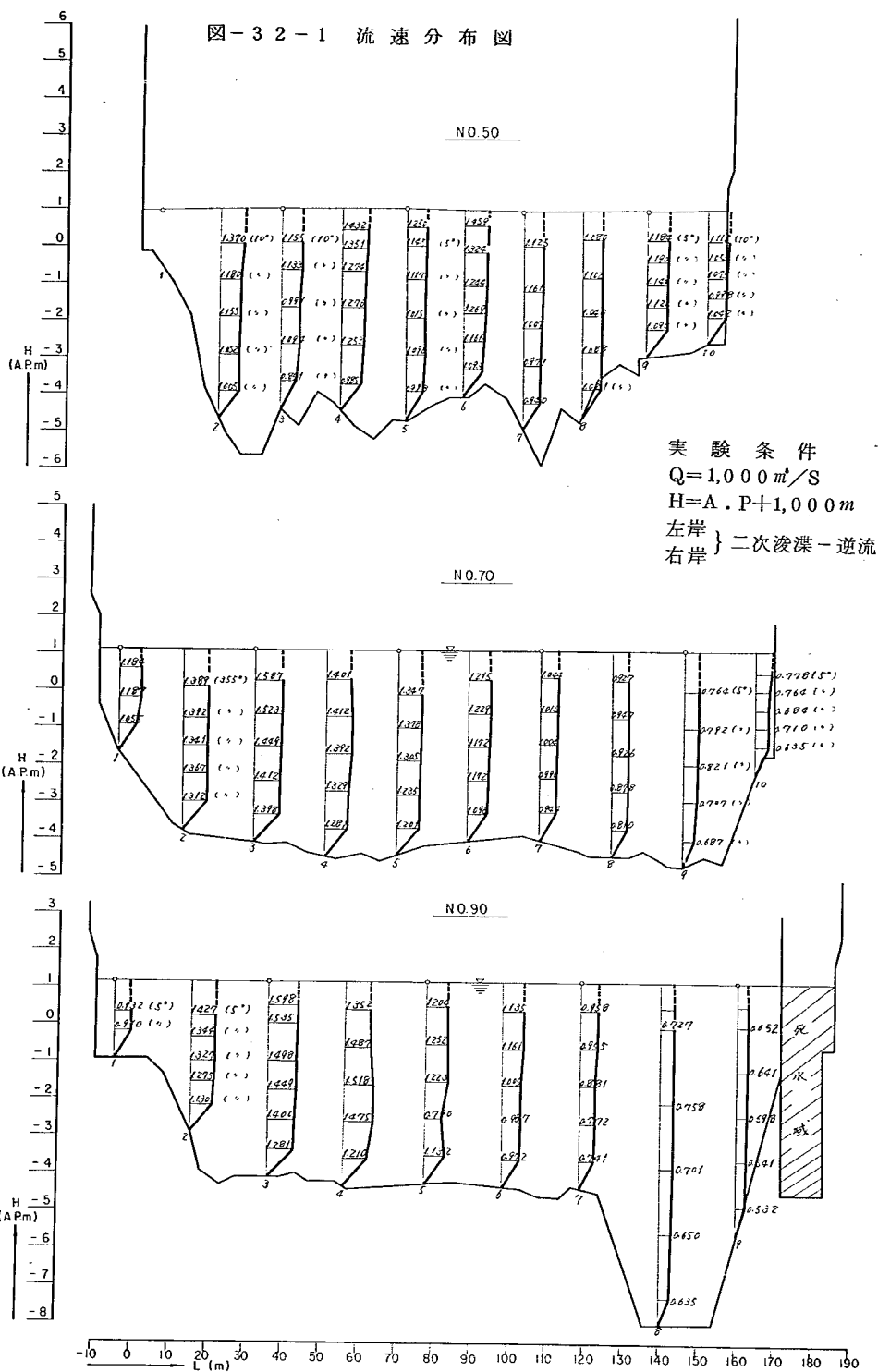
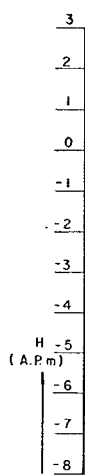


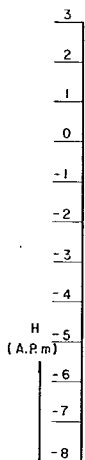
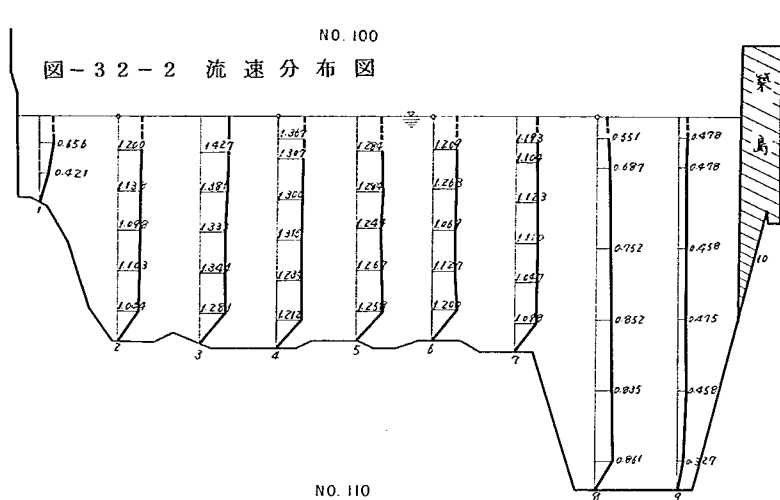
图-31 河床附近流速分布(等流速线)图



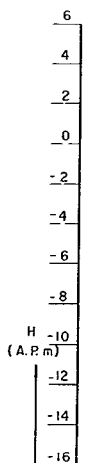
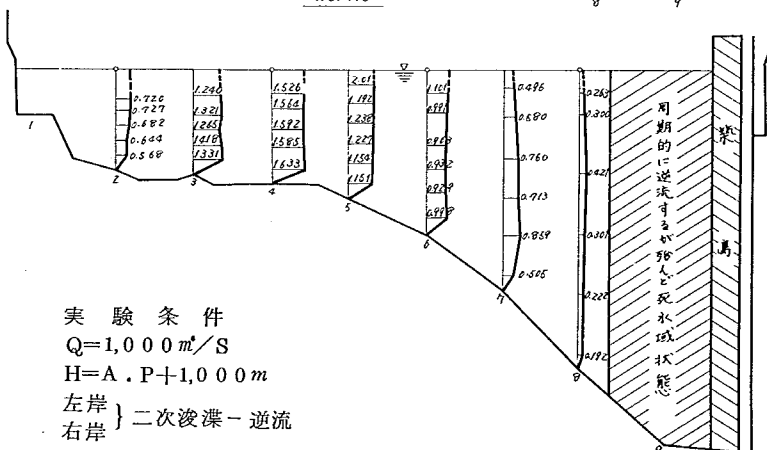




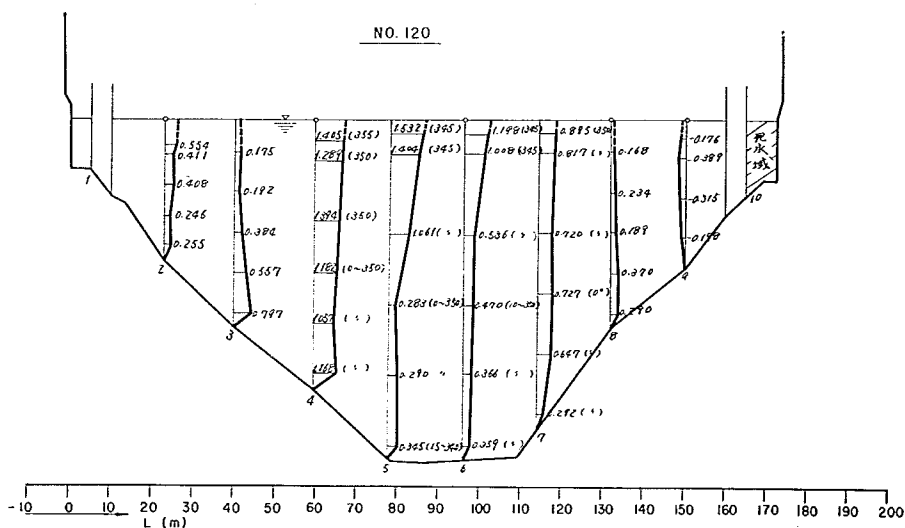
NO. 100
圖-32-2 流速分布圖

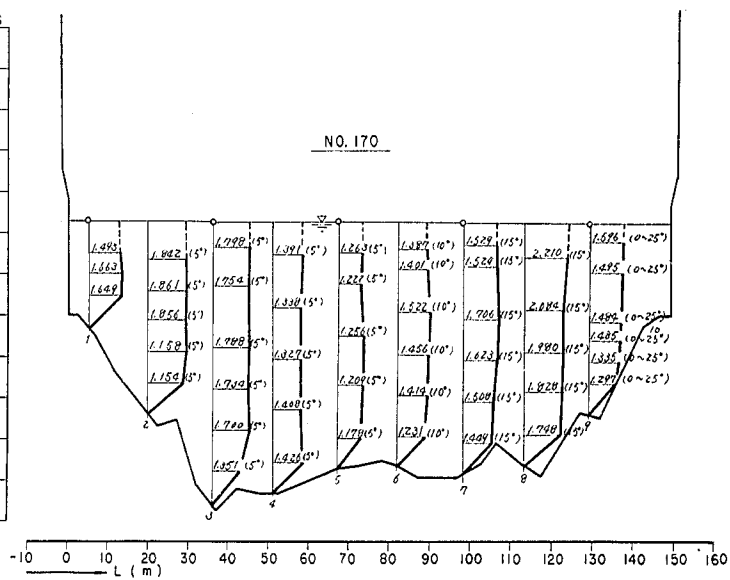
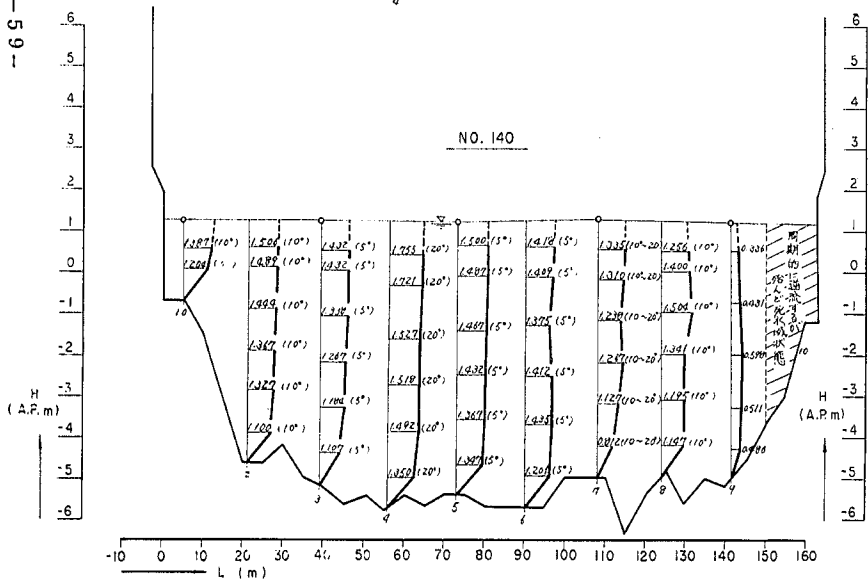
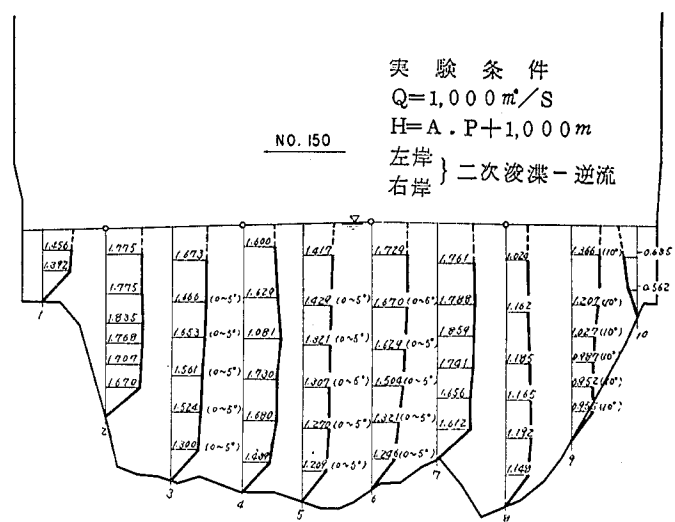
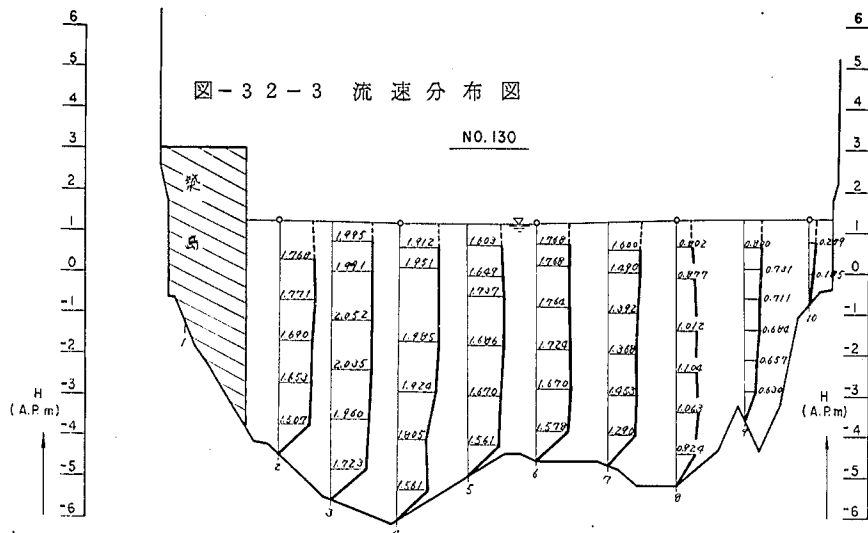


NO. 110



NO. 120





響があり、洗掘されることが予測される。さらに新大橋橋脚への波及のおそれがある。

溝坑内では、下流法面（下り勾配）から底部にかけて流速は急激に減少し、 $0.3 \sim 0.6 \text{ m/S}$ となつて
いるが、左岸側は流れの集中によつて流速が大きくなる。

上流法面（上り勾配）上からは、流速が次第に回復し、法肩上では最大流速が 1.6 m/S を示す部分が
生じ、法肩の洗掘は避けられないことを示している。

築島先端の流速は、左岸で 1.5 m/S 位となつていたので、洗掘を促進させることになり、築島防護矢
板は危険となる。右岸では 0.8 m/S 位で洗掘のおそれは少い。

溝坑～ $\Delta 50$ 断面間では、河道中央から左岸寄りに高流速部があらわれるが、特に高流速（ 1.6 m/S
以上）となるところはない。したがつて溝坑による兩岸への影響はないとみてよい。

5 比較検討

以上の実験結果から明らかになった点を例挙すると大体次のようである。

- ① 現状では、順・逆流時共に、大体河道線形に沿った流況を示すが、逆流の場合には右岸側が彎曲部のために剝離現象による後流域が発生する。主流は、順流の場合、右岸寄りに、逆流の場合、左岸寄りにあられる特性を示す。

- ② 現状河道で、溝坑浚渫計画位置の流速は、最大 1.5 m/S で、両岸では 0.8 m/S 以下を示した。

- ③ 溝坑が浚渫された場合、流況はいつでも大体同じ傾向をもち、流速は現状より大きくなる部が発生し、浚渫状況により発生か所は若干異なるが、最大流速は $1.8 \sim 2.0 \text{ m/S}$ となっている。

- ④ 溝坑内の流速は急減少する傾向にあり、絨装ヤード内の流速も大きくならない。

溝坑では小さい渦流によって複雑な流況を示し、底流速は $0.2 \sim 0.8 \text{ m/S}$ となっている。

河床材料の粒度構成からみて、その沈降速度は 0.0015 m/S であるから、大量に堆積する可能性は少ないと思われる。

- ⑤ 溝坑による流況変化より、築島による影響の方が大きくあられることが、いずれの場合にもみられた。

- ⑥ 最も流況の悪くなる浚渫状態は、左岸—現状、右岸—第1次浚渫（4—2実験）の場合で、順逆流共に築島の上・下流に大きな後流域が発生し、通水断面積が狭められ縮流に類似した流れとなり、左岸現状河床側に高流速を生じさせる。

- ⑦ 溝坑の法肩は、上・下流側共に、いずれのケースについても高流速が発生する部分がみられ、法面上の流速は、流れに対して上り斜面となる方が大きくあられる傾向にある。

- ⑧ 築島への水当りは少ないが、左岸側は水制的作用が著しく、流れの集中のために先端流速を大きくし、洗堀を促進させることが考えられる。右岸側は、流速が小さいため、洗堀のおそれは少ないが、4—2実験にみられるように、逆流時に先端で 1.8 m/S の流速を示す場合もあり、危険状態になる可能性があることを示している。

- ⑨ 左岸築島附近の溝坑角部は、いずれの場合にも高流速 ($V_{\max.} = 1.8 \sim 2.0 \text{ m/S}$) が発生し、かなり河床低下することが予測され、特に順流時には新大橋橋脚周辺まで影響する。

- ⑩ 溝坑より上流側では、いずれのケースも両岸へ高流速の接近がなく、現状に近い流況となるので、護岸への影響はないとみてよい。

- ⑪ 溝坑より下流側では、溝坑の状況によって高流速のあらわれ方が若干異なるが、4—2、4—4 実験にみられるように、順流の場合、右岸へ偏る高流速は護岸への影響を大きくし、危険状態になる可能性を非常に高くしている。逆流の場合、右岸側はほとんど問題を生じないとみられる。

左岸側は、大体現状に近い流れとなるので、特に考慮するような問題はないと思われる。

- ⑫ 河床材料の60%粒径は、8測点の平均が、 $D_{60} = 0.04 \text{ mm}$ で、限界掃流力からみて、約 0.1 m の水深で移動開始する。現実には、 4 m 程度の水深があり、掃流力と限界掃流力との比は、 $\tau_0 / \tau_c > 30$ 位とみられ、土砂はほとんど浮遊状態で運搬されると考えられるので、現河床は常に変動していることになる。

このように変動しやすい河床が、築島・溝坑によって生ずる流速の増加での河床低下量を推定することは、現河床での変動状況の実測もなく、非常に困難で、現在のところ適切な方法がない。

流速が 1.5 m/S から 2.0 m/S に増加したとすると、増加分に対する河床低下は、約 1.5 m となる。しかし、橋脚の周辺などでは特異な流れとなるため、局所的には、 $4\sim 5\text{ m}$ 程度の洗掘が発生しうると考えられる。

6 結 論

以上の結果を要約すると次のようになる。

- ① 昭和47年7月、新大橋における実測結果から推定した最大流量は、

$$\text{順流時} \dots\dots Q = 700 \sim 800 \text{ m}^3/\text{S} \quad (V_{\max} = 1.2 \text{ m}/\text{S})$$

$$\text{逆流時} \dots\dots Q = 300 \sim 400 \text{ m}^3/\text{S} \quad (V_{\max} = 0.7 \text{ m}/\text{S})$$

であつた。

- ② 実験流量は、順・逆流共に $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{S}$ とした。

- ③ 模型下流端条件は、

$$\text{順流時} \dots\dots H_0 = \text{A.P.} \pm 0.0 \text{ m}$$

$$\text{逆流時} \dots\dots H_0 = \text{A.P.} + 1.0 \text{ m} \quad \text{とした。}$$

- ④ 模型は、モルタル仕上げの固定床模型で、その縮尺は $S = 1/50$ とした。

- ⑤ 相似性については、隅田川計画粗度係数 $n = 0.02$ で、模型粗度係数 $n = 0.018 \sim 0.024$ となり、相似関係の成立することを確かめた。

- ⑥ 現状実験では、流況の特性を把握し、現河床の形成が確かめられた。出水時に実験流量程度の洪水流があるとき、流れの集中する所では（順流一〇四〇断面附近、一〇七〇断面附近の右岸側）、河床材料からみて、A.P. - 5 ～ - 6 m 位まで河床低下する可能性がある。なお現河床の高床部（A.P. - 1.0 m）は兩岸共に護岸から1.0 ～ 2.0 m の幅をもち、その他は低床部（A.P. - 3 ～ - 5 m）となつている。

- ⑦ 築島が設置され、溝坑が浚渫された場合、この実験ケース中、最悪の流況を示したのは、中央～左岸現状河床、中央～右岸第1次浚渫、の状態のときであつた。（4-2 実験）

- ⑧ 溝坑内、護装ヤード内での流速は急激に減少するが、死水状にはならない。流速は $0.3 \sim 0.8 \text{ m}/\text{S}$ 位を示した。河床材料の沈降速度は $0.0015 \text{ m}^3/\text{S}$ であり、土砂の流速形態は浮遊で運搬されるのが大部分とみられるので、堆積はあまり多くならないものと思われる。

- ⑨ 溝坑の法面、法肩は、溝坑が河道を斜に横過しているために一様ではないが、流れに対して下流側が洗掘されやすい傾向をもつので、法肩の維持は困難になると考える。

- ⑩ 左岸築島、溝坑角部附近には、いずれの場合にも $1.8 \sim 2.0 \text{ m}/\text{S}$ 程度の高流速があらわれるので、河床洗掘は大きくなることが予測され、ことに順流時には新大橋橋脚まで影響をおよぼす。したがって、築島および橋脚周辺には充分な保護対策を施す必要があろう。

- ⑪ 築島先端では、築島が“水制”の働きをするため、流れが集中して高流速を発生させ周辺の洗掘を促進させるおそれがある。特に左岸築島に著しくあらわれる。

- ⑫ 溝坑より上流一〇五〇断面までの区間では、溝坑、築島によつて生ずる兩岸の護岸への影響はほとんどないと思つてよい。

- ⑬ 溝坑から下流の一〇七〇断面までの区間では、溝坑のために、右岸沿いに高流速が接近する場合があり、護岸の根固めは危険にさらされることになるので、充分な防護工を必要とする。

- ⑭ 築島によつて生ずる後流域中の渦流は、大体土砂堆積をもたらす場合が多く、ほとんど問題を発生させない

と考えられるが、河床材料が微細なために流動しやすく、渦流の強さによつては護岸沿いの流速が大きくなり、局所洗堀のおそれがあるので、河床変化の動行を監視する必要がある。

⑬ 築島の流況に対する影響が大きいため、築島の完成後、直に必要な測点を設けて河床変動と流速との関係を常に調査することが望ましい。

⑭ 築島・溝坑の影響で、局所的な流速の増大によつて生ずる河床低下は、2～4 m程度と考えられる。

以 上

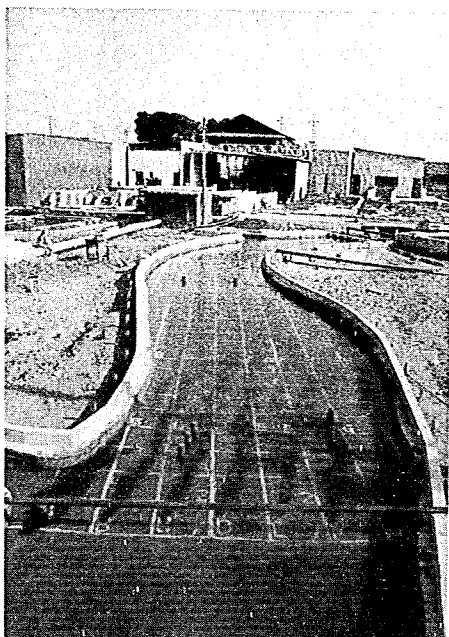


写真-1
No 30 断面付近より
下流部の流況

実験条件
現 状
$Q = 1,000 \text{ m}^3 / \text{s}$
$H = A \cdot P \pm 0.0 \text{ m}$
順 流

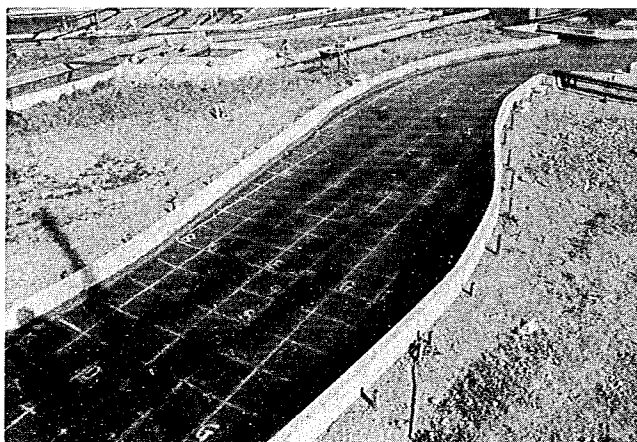


写真-2 No 50 断面付近の右岸より
下流部の流況

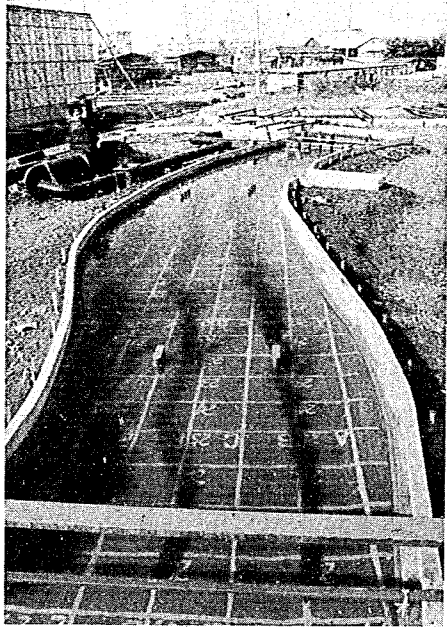


写真-3
16170断面より上
流部の流況

実験条件
現 状
$Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{S}$
$H_0 = A \cdot P + 1.0 \text{ m}$
逆 流

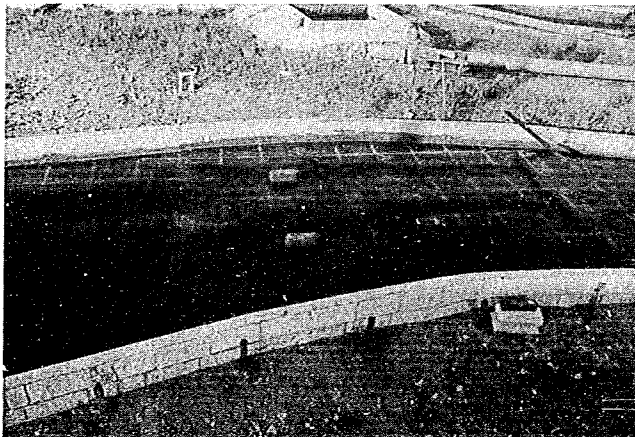


写真-4 新大橋付近の流況を右岸より。

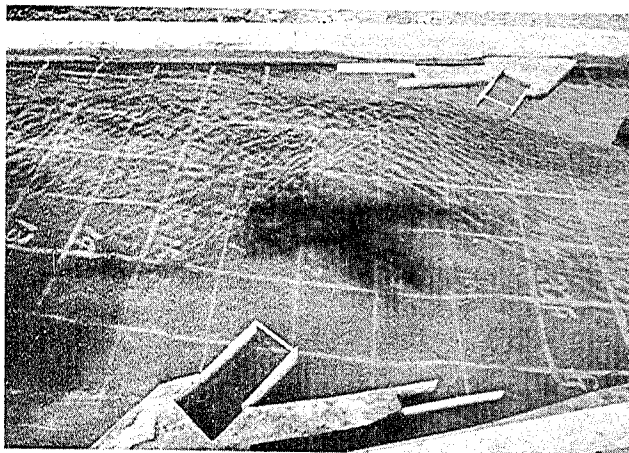


写真-5
浚渫部の流況を
右岸より。

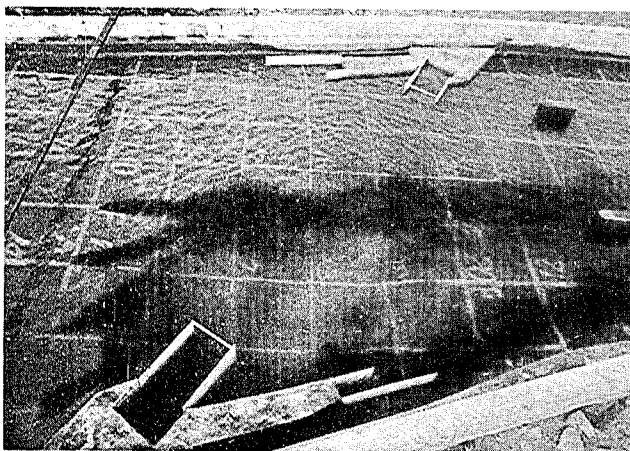


写真-6
浚渫部の流況を
右岸より。

実験条件 左岸現状 右岸第1次浚渫 $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ $H_0 = A \cdot P \pm 0.0 \text{ m}$ 順流



写真-7
1630断面より下流部の流況

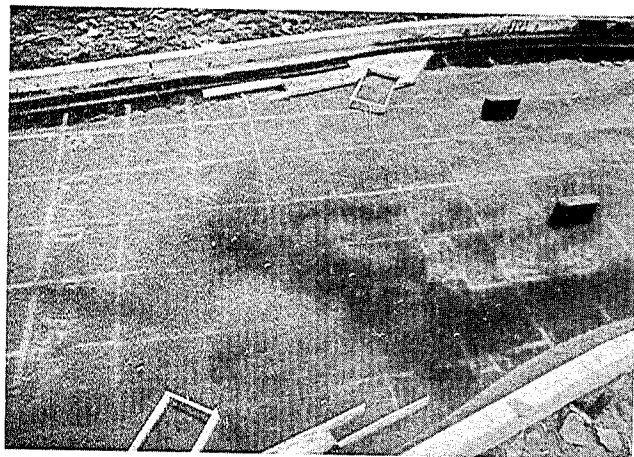


写真-8
浚渫部の流況を
右岸より。

実験条件
左岸現状
右岸第1次浚渫
 $Q = 1,000 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_0 = A \cdot P + 1.0 \text{ m}$
逆流

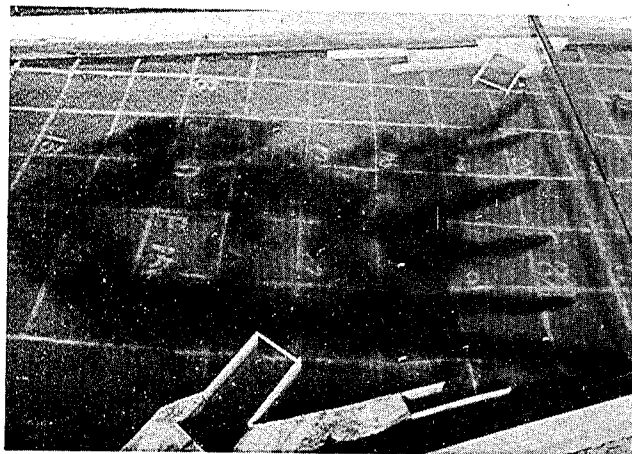
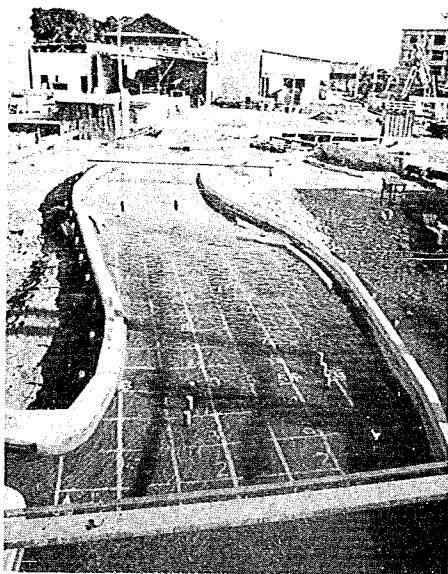


写真-9
浚渫部の流況を
右岸より。



写真-10
No. 170断面より上流部の
流況。



実験条件
 左岸第2次 浚渫
 右岸第1次
 $Q=1,000 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_0 = A \cdot P \pm 0.0 \text{ m}$
 順流

写真-11
 №30断面より下流部の流況

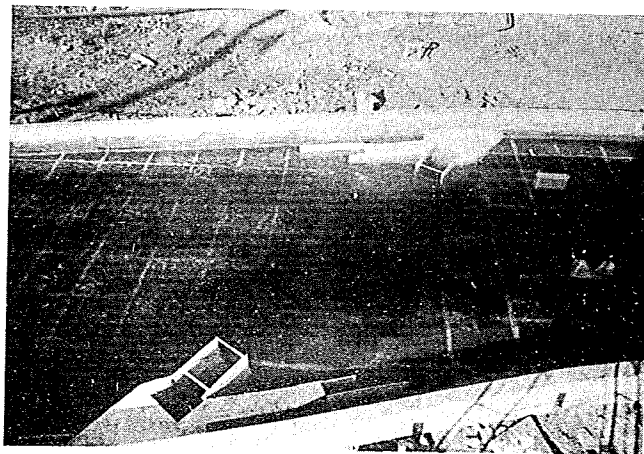


写真-12
 浚渫部の流況を
 №120断面の
 右岸より

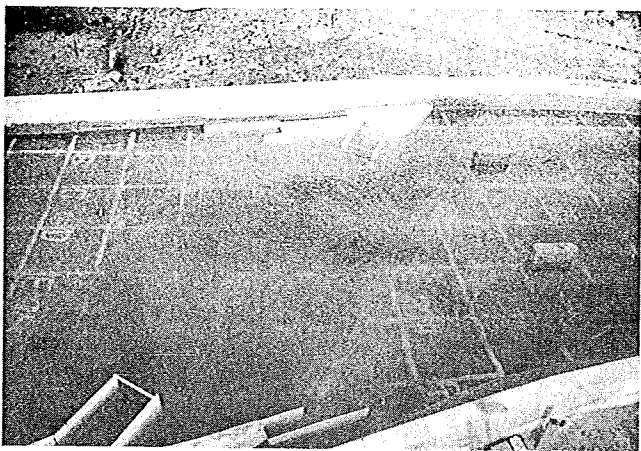


写真-13
浚渫部分の流況
を右岸より。

実験条件
左岸第2次 浚渫
右岸第1次
 $Q=1,000\text{ m}^3/\text{S}$
 $H_0=A\cdot P+1.0\text{ m}$
逆流

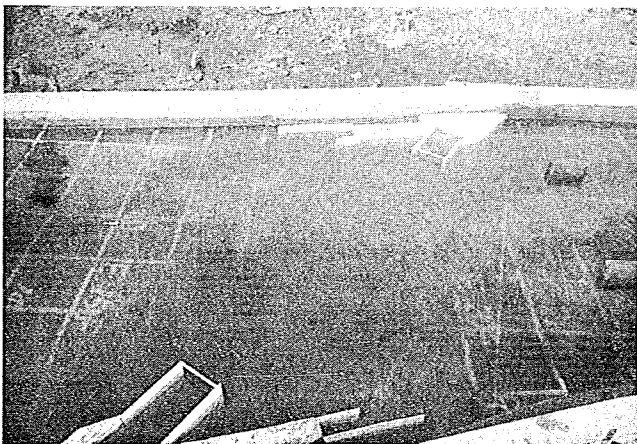


写真-14
浚渫部分の流況を
No.120断面の右
岸より。

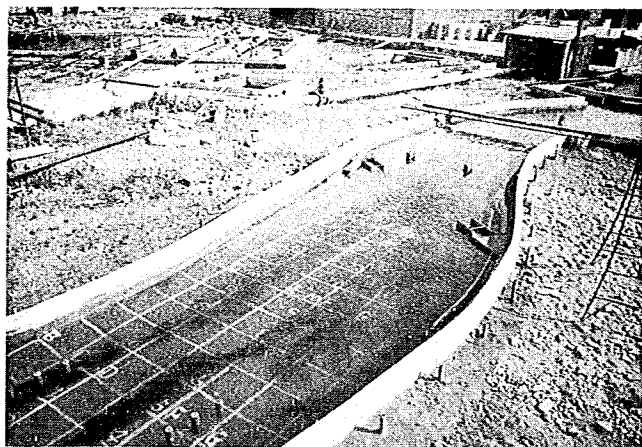


写真 - 15
1650断面の右岸
より下流部の流況。

実験条件
左岸 第2次浚渫
右岸
 $Q=1,000\text{ m}^3/\text{S}$
 $H_0 = A.P \pm 0.0\text{ m}$
順 流

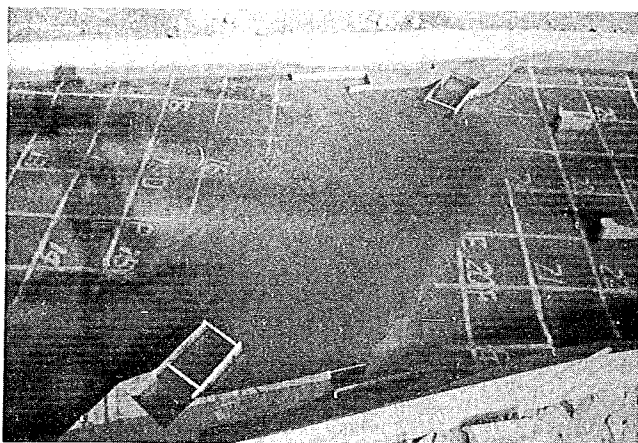


写真 - 16
浚渫部分の流況を
右岸より。

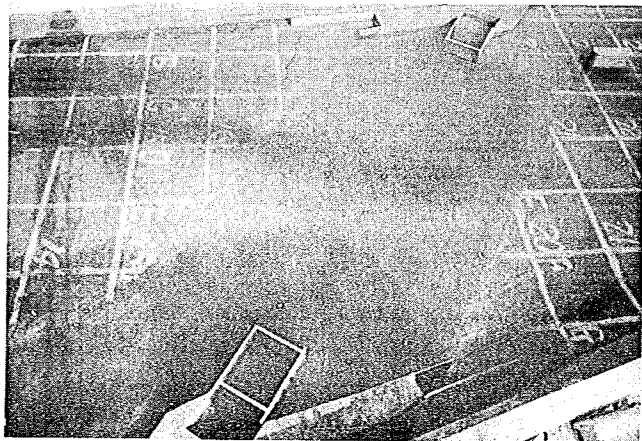


写真 - 17
上 同

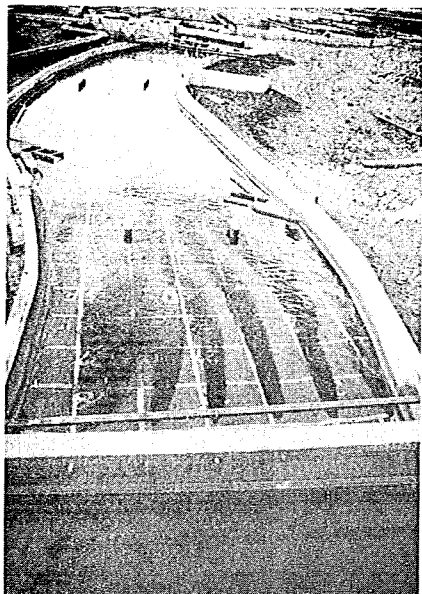


写真-18

46170断面より上流部の流況。

実験条件

左岸 第2次浚渫
右岸

$$Q=1,000 \text{ m}^3/\text{S}$$

$$H_0 = A \cdot P + 1.0 \text{ m}$$

逆流

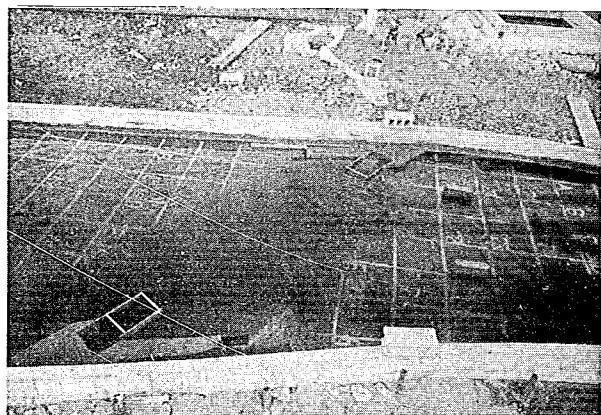


写真-19

浚渫部分の流況を右岸より

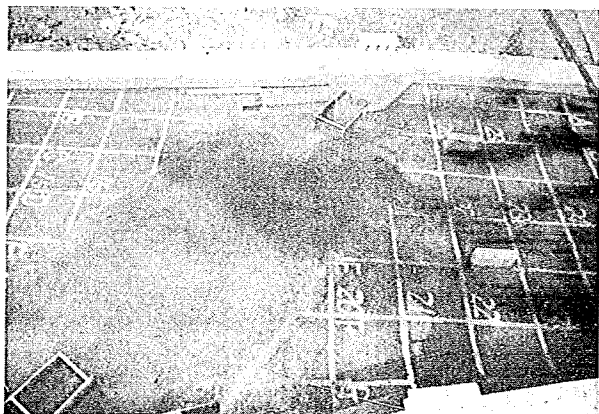


写真-20

浚渫部の流況