

土木研究所資料

第355号

利根川河口堰模型実験報告書
堰操作に関する不定流実験
(昭和41年度)

昭和43年3月

建設省土木研究所

利根川河口堰模型実験報告書

第355号

昭和四十三年三月

建設省土木研究所

利根川河口堰模型実験報告書

目 次

第 1 章 実験概要

1. 実験の目的	1
2. 模型および相似律について	2
(1) 模型について	2
(2) 相似律について	3
(3) 粗度係数について	4
(4) 検証実験	4
3. 実験方法	5
(1) あらまし	5
(2) 潮 位	6
(3) 堰操作	6
(4) 水位測定	7
(5) 流速測定	8
(6) 観 察	8
4. 実験ケース	9

第 2 章 実験結果

1. 水位について	10
(1) 水位の時間的变化	10
(2) 実験 I における例	11
(3) 堰上流部の安定水位について	12
(4) 堰上流部の最高水位と最低水位について	13
(5) 水面の振動について	16
2. 流量について	20
(1) 流量の算出法	20
(2) 計算結果	22

(3) 堰地点における放流量と逆流量について	24
(4) 実験Ⅷにおける堰地点の流れ	25
3. 流速について	28
(1) 実測	28
(2) 計算値	29
(3) 実験Ⅷについて	30
4 観察	31

第3章 結論	32
1. 水位	32
2. 流量	32
3. 流速	32
4. あとがき	32

目 次

図-1	利根川模型平面図	1~2
図-2	検証実験水位縦断面図	5
図-3	粗度係数の分布	5
図-4	潮位波形	6
図-5	ゲート操作手順	6
図-6	堰操作説明図	7
図-7	河口堰附近流速測点位置図	8
図-8	時間水位曲線(8.1~8.16)	35~65
図-9	時間水位曲線(9.1実験Ⅰ, 9.2実験Ⅴ, 9.3実験)	67~71
図-10	時間水位曲線(堰上下流)(10.1~10.4)	73~74
図-11	同時水位曲線(11.1実験Ⅰ, 11.2実験Ⅴ, 11.3実験Ⅷ)	75~90
図-12	安定水位	13
図-13	堰上流部における最高水位と最低水位	91~94
図-14	堰上流部の最高水位(14.1低々潮時, 14.2高低潮時)	14
図-15	堰上流部の最低水位(15.1低々潮時, 15.2高低潮時)	15
図-16	水面振動が現われている同時水位縦断面図	17
図-17	放流による水位低下の伝播(17.1実験Ⅰ, 17.2実験Ⅴ)	18
図-18	利根川下流河床縦断	19
図-19	実験Ⅷにおける時間~水位, 時間流量曲線	22
図-20	時間流量曲線(20.1~20.8)	95~98
図-21	実験Ⅷにおける $h_1^{3/2} \left[1 - \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^{145.0385} \right]$ の時間変化	27
図-22	実験Ⅷにおける堰地点流量の計算値	27
図-23	流速分布図(23.1~23.4)	99~102
図-24	堰地点時間流速曲線(計算値)(24.1大潮, 24.2小潮)	29~30
図-25	実験Ⅷにおける水位流速の時間変化	31
図-26	流況図(26.1~26.8)	103~106

表 目 次

表 - 1	利根川粗度係数	4
表 - 2	実験ケース	9
表 - 3	放流直前の堰上下流水位差	10
表 - 4	堰上流側安定水位	13
表 - 5	河口と堰地点における最大流量	23
表 - 6	堰地点における放流量, 逆流量の総計	24
表 - 7	放流時の最大流速測定値	28
表 - 8	最大逆流速測定値	29

第 1 章 実 験 概 要

1. 実 験 の 目 的

河口堰とは、河口部付近に設けるダムのごとで、河口近くに貯水池をつくることにより、海へ無駄に流れ去る水を溜めて利用し、あるいは海から河道へ侵入して来る塩水を防ぎ、塩害を生じないようにする目的でつくられるものである。

利根川河口堰は、河口から 18.6 Km の地点に現在建設中であり、その効用について、関東地建の「利根川河口堰調査報告書」では次のように述べている。

- (1) 河口堰は、塩水の遡上を防止し、渇水期の塩害を防除出来る。
- (2) 堰ゲートの適当な操作により、河道の維持用水が新たに開発される。
- (3) 河口堰上流区間は、貯水池の機能を有するので不測の渇水時に用水補給が出来る。
- (4) 河口堰により利根川の余剰水を霞ヶ浦に導水し、両水系を共用することにより、さらに有効な水利用の可能性が生まれる。
- (5) 河口堰により常に安定した水源を下流部において確保出来る。

河口堰の構造については径間 45 m , シングル型式のローラーゲート 7 門, ダブル型式のゲート 2 門の計 9 門の可動堰と、有効巾 15 m の開門とから出来ている。また、高水敷上には、左右岸各 1 ケ所ずつの魚道と右岸側には天端高 Y. P. + 2.0 m の固定堰とが設けられることになつて

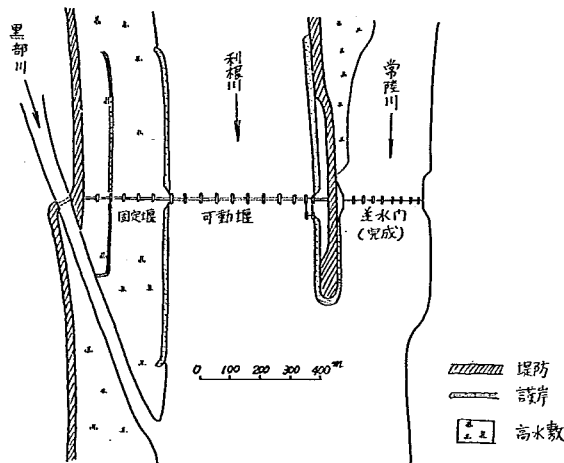


図-1.1 利根川河口堰平面図

この河口堰は全河巾にわたつて設けられるため、魚貝類の上流への移動を防げることになり、その与える影響を小さくする手段として堰のゲートを開けておくのが望ましいが、一方では既に述べたような水資源利用の面からいえば、堰は出来る限り閉じて水を上流に貯めておくことが必要である。この両者の相反する要求に答えるため、堰ゲートの操作法を工夫しなければなら

(※)

ない。現在のところ、ゲートの操作方法としては 3 つの案があり、そのうちの 1 つに

いて述べると次のようである。

(※※)

- (1) 順流時には魚類はあまり通ししないといわれるので、原則として閉扉し堰上流部に貯水しておく。但し河川の固有流を流すため一日に数回放流せねばならぬが、その時期は堰下流が順流時でかつ漲潮時に堰上流水位が堰下流水位より50cm高の状態になつたときとする。
- (2) 放流により堰上下流水位が等しくなつたら、左右兩岸のダブルゲートの天端がY.P. -1.0mまたはY.P. $\pm$ 0.0m となるようにゲートを下し、潜堰の状態にし、ダブルゲート以外のゲートは全閉とする。
- (3) 下流水位が上流水位より高くなるにつれ、両端ダブルゲートごとに下流の水を上流へオーバーフローで逆流させる。
- (4) 上下流の水位が等しくなつたときダブルゲートも閉じ堰上流側に貯水を行ない次の放流に備える。

今回の実験は、このゲート操作を行なつたときにいかなる水理状況を得るかを知らうとするものであり、利根川および河口堰の模型において上述の操作を行ない、水位、流速等を測定し、あるいは堰からの放流量を調べるために行なつたものである。

2. 模型および相似律について

(1) 模型について

模型は、図-1.2に示すように河口から上流約7.1kmまでの利根川の感潮区間に対するものである。縮尺は水平方向が $1/100$ で、鉛直方向が $1/20$ であり、鉛直方向が水平方向より5倍強調されている。河口外に海域として40m $\times$ 25mのプールがある。模型はいわゆる固定床模型であり、表面がセメントモルタルにて仕上げられている。

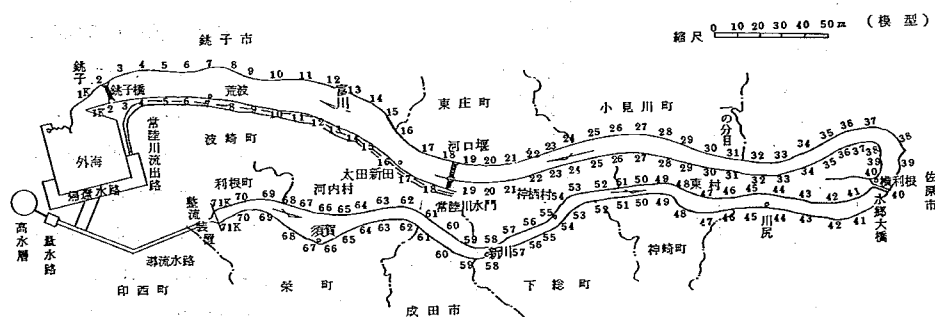


図-1.2 利根川模型平面図

(※※) 利根川下流域は感潮河川であり、出水時以外は河道内においても大きい潮位変化があり順逆の流向変化も顕著である。

模型上流端からは量水堰を通して任意の流量を与えることが出来、下流端のプールでは余分の水を捨て、あるいは不足の水を外から供給することにより、河口において潮位変化を起させることが出来る。なお敷地の関係から40 km付近で実際とは異なり模型はほとんど180°折り曲げてつくられている。貯留面積は合わせてあるので流量、従つて流速が大で損失が非常に大きいような特別の場合以外は問題は無いと考えられる。もちろん局所的な流速分布等については、この地点付近では信用出来ない。低水路は計画高水5.500 m/s に対する計画断面につくつてある。

(2) 相似律について

模型実験においては、模型における水理量が現地とのそれといかなる関係にあるかについて指示を与える相似率が非常に重要なものとなる。

一般に固定床の模型実験においては、流れは完全な乱流であると考えて現地と同じ平均流速公式、一般にはマンギの公式が適用されるものとする。そして現地と模型とにおいて同じ割合で損失を生じるようなそういう模型をつくるように努める。

現地と模型とにおいて、同じタイプの運動法則が適用されるものとすればそのいずれにおいても流れに関して

不定流の運動方程式

$$-i + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{2g} \frac{\partial v^2}{\partial x} + i_r = 0 \dots\dots\dots ①$$

マンギの平均流速公式

$$v = \frac{1}{n} h^{2/3} i_r^{1/2} \dots\dots\dots ②$$

連続の方程式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots ③$$

ここに

i : 河床勾配, i_f : マサツ勾配, h : 水深, v : 流速, x : 河道方向の長さ, t : 時間

A : 流水断面積, Q : 流量, n : マンギの粗度係数

の三式が成立するはずである。①②③の3式を現地と模型のそれぞれに適用して、対応する各項の比を等しいと置くと、各水理量に関する相似率が得られる。

現地に関する量にはP, 模型における量にはM, 両者の比には r なる添字をつけよう。例えば現地水深を h_p , 模型水深を h_M とすると $h_r = h_p / h_M$ である。すると結果は

$$\left. \begin{aligned} v_r &= h_r^{1/2} \\ t_r &= \alpha h_r^{1/2} \\ Q_r &= \alpha h_r^{5/2} \\ n_r &= \alpha^{-1/2} \cdot h_r^{1/6} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots ④$$

ここに α は歪率で $\alpha = x_r/h_r$ とする。

さて我々の場合には既に述べたように水平縮尺 $1/100$ 、鉛直縮尺 $1/20$ であるから $x_r = 100$ 、 $h_r = 20$ であり、④式により相似率を計算すると次の結果を得る。

x_r	h_r	α	v_r	t_r	Q_r	n_r
100	20	5	4.47	22.4	89.44	0.737

これを用いるには例えば、模型流速が 0.3 m/s であつた場合、現地流速は $0.3 \times 4.47 = 1.34 \text{ m/s}$ に相当すると考えるのである。以下本報告書では特に断わらない限り水量は現地に換算したものをを用いることにする。

(3) 粗度係数について

さて問題は粗度係数 n についてであるが、これは望むような値に模型をつくることは一般に困難であるので、我々は次のような方法を用いた。

①式において時間変化を考えないいわゆる不等流の場合には

$$-i + \frac{dh}{dx} + \frac{1}{2g} \frac{dv^2}{dx} + i_f = 0$$

となる。ここで水位 H を導入し、かつ i_f に対しては②式を用いると

$$\frac{d}{dx} \left(H + \frac{v^2}{2g} \right) = - \frac{n^2 v^2}{h^{4/3}} \dots\dots\dots ⑤$$

を得る。現地の粗度係数はある流量に対して水位 H を与えるような n の値として求められている、あるいは想定されているから模型においてもその水位流量に対して⑤式を満たすような n の値を得ればよい。 n は河床面の粗さを変えれば変化することは知られているので模型河床面上に適当な大きさの小石を並べて水位を測り、⑤式により n を逆算し期待する n の値を得るまで小石を並べ変えてあるいはその数を増減して河床面の粗さを変えてやるのである。この作業は普通、固定床模型における粗度検証実験といわれるものである。

(4) 検証実験

現在、利根川下流域で適当なる粗度係数の値と考えられているのは次表のようである。(※)

表-1 利根川粗度係数

区 間	n
1.0~3.0	0.030
3.0~19.0	0.018
19.0~43.0	0.020
43.0~59.0	0.025
59.0~79.0	0.027

(※) 関東地建：利根川河口堰調査報告書(Ⅰ)：昭和41年3月

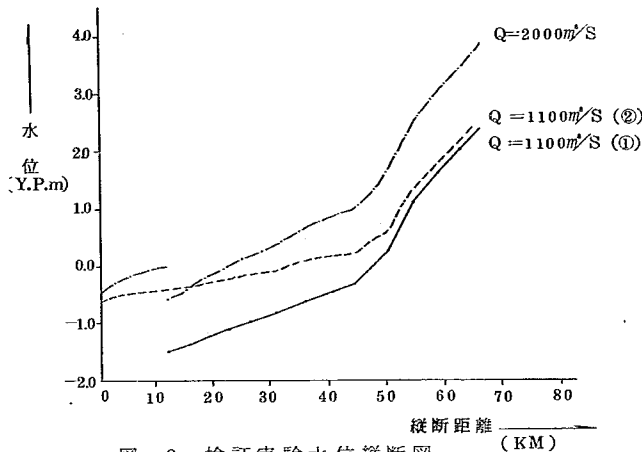


図-2 検証実験水位縦断図

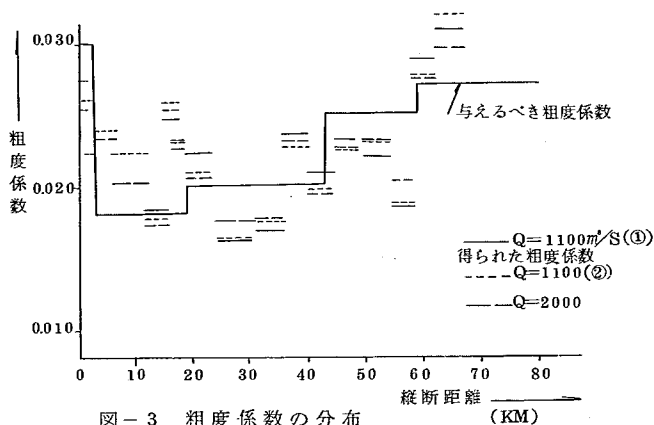


図-3 粗度係数の分布

計画断面に対してもさしあたりこの値が想定されている。よつて我々の実験でも出来る限りこの値に合わせようとする。

粗度づけ用材料としては1号砕石(径7~9cm)を適当なる間隔で河床にしきつめる。現段階で最も適当であると考えた配置に対して図-2に水位測定結果が示してある。実験は定流で $Q=1,100\text{ m}^3/\text{s}$ と $Q=2,000\text{ m}^3/\text{s}$ の2種の流量を用いた。 $Q=2,000\text{ m}^3/\text{s}$ というのは低水路一杯になつて流れる流量に相当する。粗度係数の計算精度を上げるため水面勾配を大きくする意味で下流で出来る限り低い水位を与えたので下流部(12Kより河口まで)ではもつと堰上げた状態で再実験した。

粗度係数の計算値は図-3に示されている。与えるべき粗度係数とかなりの違いがあるようであるが、この程度で満足して先へ進むことにしよう。一つには表-1の粗度係数の値は現状断面に対して不定流計算を行なつて定めたものであり、当然不定流実験で検証しなければならないのであるから順流のみに限る定流で検証するということは便宜的な手段にすぎないのである。

3. 実験方法

(1) あらまし

まず、模型上流端より固有流量として所定の一定流量 $50\text{ m}^3/\text{s}$ または $30\text{ m}^3/\text{s}$ を与え、河口堰上流域の水位は堰より上流150mの地点でY.P. + 1.0mに保つておく。

次に河口部-1.0Km断面で図-4に示す潮位波形を与え、図-6に示すように堰下流側の潮位変化と堰上流側の水位との相対関係により所定のゲート操作を行なう。

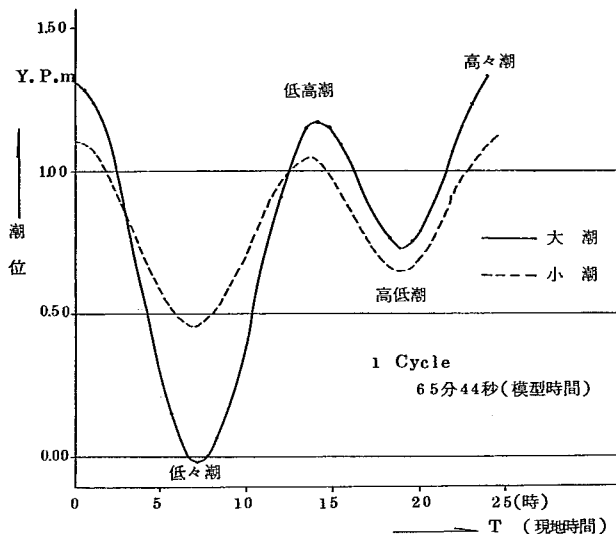


図-4 潮位波形

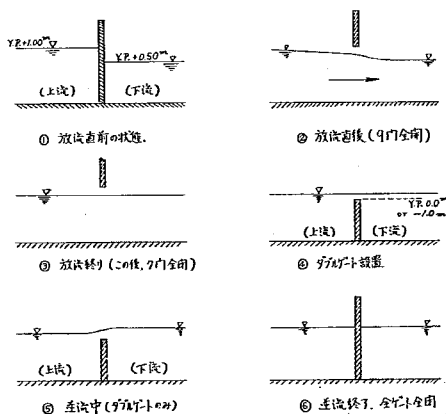


図-5 ゲート操作手順

24時間30分のものである。

実験は潮汐1日分だけでは実験開始時の初期条件の影響が残る現象が周期的にならないので3.5日分連続して行い、安定水位や流量を論ずるときは出来るだけ実験開始後時間のたつたときのデータを用いる。

(3) 堰操作

堰のゲート操作の要領を図-5および図-6に従って説明しよう。この図および下記の説

これを3.5日分連続して行なうとともに時々刻々の各点水位変化および堰附近の流速を測定しかつ流れを観察する。

(2) 潮位

図-1.2に示す模型下流端の、海域に相当する潮位発生プールにおいてしかるべき潮位波形をつくり出す。その方法は既に述べたように、潮位を上げるときはプールに通じているパイプのバルブを開けて注水し、潮位を下げるときはプール周囲に配置されているフラップゲートをたおして排水することにより行う。操作はすべて電動でありスイッチにより行なえる。潮位測定点は-1.0 Kmとする。実験に用いた潮位曲線は大潮、小潮の2つのタイプがあり図-4に示すように1日の周期が

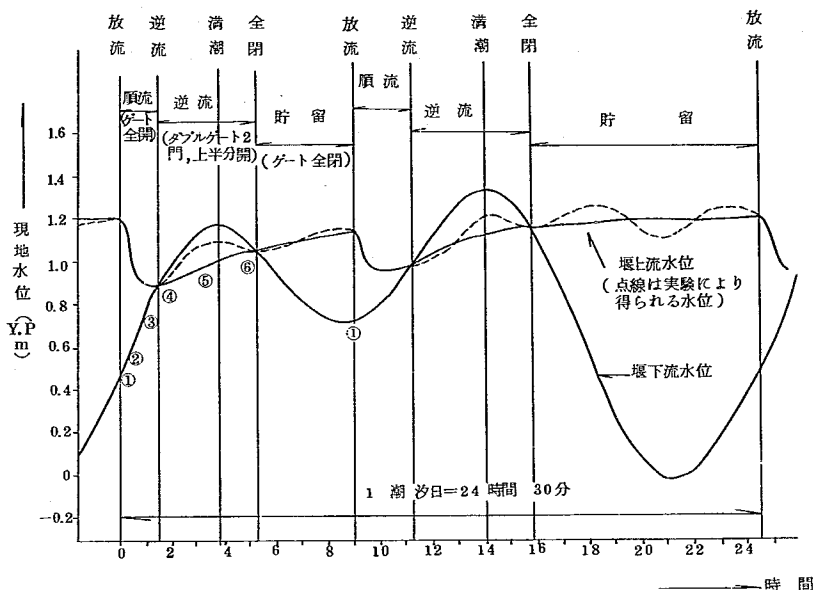


図-6 堰操作説明図(大潮の場合)

明において番号は対応している。

- ①② 漲潮時(潮位が干潮から満潮へ増加して行くとき)、堰下流水位と堰上流水位との差が約 0.5 m (場合によっては不可能のため 0.3 m) となつたとき、全ゲート9門を全開して放流する。上流水位は放流によつて下り、下流水位は漲潮と放流のため上昇し、やがて等しくなる
- ③④⑤ 堰上下流水位が同一となつたときシングルゲート7門は全閉しダブルゲートのみを扉頂高 $Y.P. - 1.0 \text{ m}$ または $Y.P. \pm 0.0 \text{ m}$ に設置し、堰下流水位の上昇に従つて逆流を生じさせる。逆流とともに堰上流部の水位も増大する。
- ⑥ 堰下流側が落潮の状態になり、水位が下つて逆流がとまり再び上下流水位が等しくなつたときダブルゲートを閉める。従つてこれ以降全ゲートを閉じた状態で堰上流側に固有流を貯水し次の放流時に備える。

① 堰下流側が干潮を過ぎ再び上下流水位差が 0.5 m になつたら全門を開いて放流する。実験に当つては以上の操作をくり返し3.5日分続けるから放流、逆流、全閉の堰操作は計7回ずつ行うことになる。

(4) 水位測定

水位測定は堰操作に伴なり各地点の水位変化を把握するためと、堰からの放流量、逆流量を計算するために行なつたものである。水位は堰の影響範囲全区間にわたつて測ることとしたので検討の結果、測定点を次のように選定した。

7 0.0 K, 5 5.0 K, 5 0.0 K, 4 5.0 K, 4 0.0 K, 3 5.0 K, 3 0.0 K,
2 6.0 K, 2 3.0 K, 2 0.0 K, 1 8.7 5 K, 1 8.3 K, 1 6.5 K, 1 2.0 K,
6.5 K, 1.0 K, 0.0 K, -1.0 K (潮位与点) の計 18 点。

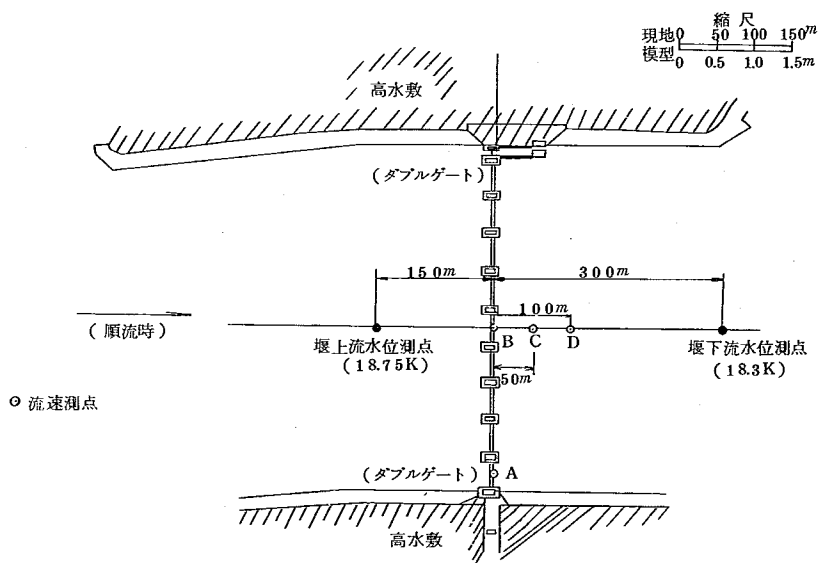
測定はポイントゲージを使用し、測定時間は模型時間で 1 分または 20 秒おきとし全測点同時測定を行なった。

(5) 流 速 測 定

流速の測定は堰付近のみとし、図-7 に示す位置で測定を行なった。測定器としては電界式プロベラ型流速計を使用した。これはプロベラの回転数をカウンターにより数字で読むことが出来るものであるが実験が非定常であり流速が時々刻々変化するので数字の変化が著しく、読みとりにくい。よつて写真撮影によりカウンターの数字を記録して後で読みとることとした。測定は潮汐波形のくり返しの第 3 日～3.5 日の時期に行なった。

(6) 観 察

放流した場合、堰上流からの水の下流域への拡散状態および逆流時の状態を目で見るために水に色素を投入し写真撮影および観察によりそのひろがりの状況を調べた。



鉛直方向測点高

測点	A	1	2	3	4
YP	-4.00m	-4.00m	-2.50m	-1.00m	YP+0.50m
B	YP-4.00m	YP-2.00m	YP±0.00m		
C	YP-4.00m	YP-2.00m			
D	YP-3.00m				

図-7 河口堰附近流速測点位置図

4. 実 験 ケ ー ス

実験ケースは下表のような計8ケースとする。模型上流端流量は $50 \text{ m}^3/\text{s}$, $30 \text{ m}^3/\text{s}$ の2種, 潮位波形は大潮, 小潮の2種, ダブルゲートを開ける場合のゲート設置天端高はY.P. -1.0 m と $\pm 0.0 \text{ m}$ の2種とする。

但し実験Ⅷとして堰操作を行わず, シングルゲートは全閉しダブルゲート2門は天端高はY.P. 0.0 m に固定しておくタイプの実験を行なう。

表 - 2 実 験 ケ ー ス

実験番号	潮位波形	流 量	ダブルゲート高
I	大 潮	$30 \text{ m}^3/\text{s}$	Y.P. -1.0 m
II	"	50	"
III	"	30	Y.P. 0.0 m
IV	"	50	"
V	小 潮	30	Y.P. -1.0 m
VI	"	50	"
VII	"	30	Y.P. 0.0 m
VIII	大 潮	30	堰操作なし, Y.P. 0.0 m , 固定

第 2 章 実 験 結 果

1 水 位 に つ い て

(1) 水位の時間的变化

水位変化の実際の様子は図-8の時間水位曲線を見られたい。実験Ⅸを除くいずれのケースを通じて一般的に云えることは次の3点であろう。

- ① 堰下流域と堰上流域とでは時間水位曲線の形が著しく異なる。これはゲート操作が行なわれるのだから当然である。
- ② 堰下流域では時間水位曲線の形はどの地点においてもほぼ河口の潮位曲線と同じである。但し、堰直下流の18.5K地点では堰ゲートの反射の影響を受けてか、最高水位は河口の満潮位より高くなり、最低水位は干潮位より低くなり結果として水位振巾は河口におけるものよりやや大きくなる。
- ③ 堰上流域河道においては堰地点における周期的な放流の影響により水面が潮位の満干周期より短い周期で振動する。

堰操作の規定では、放流は漲潮時堰上下流の水位差(dh)が50cmになつたとき行なうことになつてゐるが実際には大潮小潮を問わず一日に2回の漲潮時において、高低潮から高々潮へさしかかる時には50cmの水位差を得られなかつたので、これにとらわれず適当な時期に放流を行なつた。各実験ケースにおける(dh)の値は表-3に示す通りである。

表-3 放流直前の堰上下流水位差

放流 実験	大 潮				小 潮		
	I	II	III	IV	V	VI	VII
1	53.6 ^{cm}	49.0	49.6	47.6	49.0	47.6	51.6
2	30.6	29.6	21.0	29.0	28.0	29.6	20.8
3	50.2	48.8	48.6	51.8	35.8	54.0	48.8
4	31.4	30.4	29.8	33.0	28.6	29.6	19.8
5	47.0	48.4	52.2	50.4	50.6	49.8	31.8
6	32.0	30.4	30.8	31.8	29.2	33.4	18.6
7	53.4	49.8	51.4	51.4	47.4	58.4	49.8
平※ 大	51.1	49.0	50.5	50.3	45.7	52.5	45.5
均 小	31.3	30.1	27.2	31.3	28.6	30.9	19.7

※ 大は放流1, 3, 5, 7の平均値。小は放流2, 4, 6, の平均値。

ここで資料について述べておくと図-8(8.1~8.16)は各実験ケースに対する時間水位曲線であり図-9(9.1~9.3)はそのうち実験I, V, VIについて各地点の時間水位曲線をひとまとめに図示したものである。

図-10(10.1~10.4)は、堰上下流の時間水位を対照させるため18.3Kと18.75Kとにおけるものを取り出して画いたものである。図-11(11.1.1~11.3.6)は実験I, V, VIについて、同時水位曲線をつくつたものである。

(2) 実験Iにおける例

潮位変化および堰からの放流あるいはゲート全閉等の作用がくみあわさつて、どのような現象を呈するかについては大潮の場合、小潮の場合および堰操作のない場合のそれぞれにおいて異なるが、ここではその一例として、実験I(大潮30m³/S)の場合について、詳しく記してみよう。以下の説明は同時水位曲線図-11.1のグラフ一枚一枚に対応するものである。

① 54時00分~56:00(図-11.1.1)

堰より下流では落潮時のため、水位がだんだん下るのに対し、ゲートが閉じられているので、堰より上流側ではY, P, 1.15m~1.20mの巾で水位はほぼ一定である。しかし、細かく見ると水面が振動しているので、河口堰と模型上流端では水位の上下があり、中間の45K地点ではあまり変化はない。

② 57:00~60:00(図-11.1.2)

堰より下流では、漲潮時にさしかかり水位が上昇している。このとき水面勾配は負であり、上流へ(河口堰方向へ)向つて勾配がついており河口から潮汐が侵入して来ることがよくわかる。堰上流の状態は、Y, P, 1.2m程度で安定しているが、45Kを節とする水面の振動が見られる。

③ 60:20~61:40(図-11.1.3)

60時15分頃放流が始まり、堰上流部へ負の段波が伝播して行く。一方、堰下流域では漲潮時のため、水位は上昇し、従つて堰地点では61時00分には水面勾配が消失し、以後は逆勾配となり、上流へ逆流し始める。

④ 62:00~63:00(図-11.1.4)

河口から60K付近までほとんど全区間にわたつて、水面は逆勾配であり一様に逆流しているものと思われる。上流端70Kでは丁度放流の影響が到達して水位が急激に下つている。

⑤ 63:20~65:00(図-11.1.5)

35Kより下流では落潮のため、河口から水位がどんどん低下している。35Kより上流では、上流端70Kを含めて水位が上昇する。但し、増加量は35K附近が0で70Kが最大である。従つて河口から70Kまで見渡すときには、あたかも35Kを中心として上流は水位が上り、下流は下るという振動をしているかのようである。

⑥ 66:00~69:40(図-11.1.6)

65:20頃ゲートは全閉され、堰上流部に貯留され始める。一方、堰下流は落潮時であ

るから、水位はどんどん下り、68:00頃に干潮となり、以後再び水位は上昇する。堰上流域は水面が振動していること、70Kの振巾が大きいことは今までと同じである。

⑦ 70:00~72:00(図-11.1.7)

69:30頃、放流が行われているため、状況は③と同じである。

⑧ 72:20~73:00(図-11.1.8)

全区間にわたり、逆勾配のため、上流へ逆流している。堰地点で小さい水位差が見られる他はほぼ一様な勾配である。

⑨ 73:20~74:20(図-11.1.9)

堰下流は満潮位に達する。堰地点に約20cmの水位差があり、堰上流は逆勾配で水位は刻々上昇中なるも大差なし。

⑩ 74:40~76:20(図-11.1.10)

堰下流では、水位は落潮時のため低下する。76:00頃ゲートが全閉される。堰上流では40Kを節として水面が振動している。

⑪ 76:40~81:00(図-11.1.11)

堰下流ではさらに水位は低下中。堰上流は45Kを節としてあいかわらず振動中。平均として、堰上流側水位はY, P, 1.20m前後である。これは①と同じ状態である。

大潮の時間水位曲線では18.3Kにおいて放流の影響はそう顕著ではないのに対し、小潮の場合には放流による水位上昇がハッキリと現われている。これは、大潮では堰前面の潮位そのものの上昇速度が大であるので放流による上昇分は吸収されてしまうのであろうし、ひいてはまた放流量の大小とも関係を持つのであろう。

(3) 堰上流部の安定水位について

堰上流部に貯留されている水は放流により振動しそのために非放流時における安定水位を見つけるのは困難であるが、振動は堰と模型上流端で最も激しくその中間に相当する35~45K地点では振動の節となつて水位変化がゆるやかである。そこで各貯留時における測点35K, 40K, 45Kの水位の値を拾い出してみよう。貯留は堰下流側が干潮のとき行なわれるわけであるが低々潮のときの方が高低潮のときより潮位の低い時間が長いのでゲートを閉じておく時間も長い。従つて固有流を貯留する時間も長くなり水位安定高も高くなる。この事を念頭において低々潮、高低潮各時期の安定水位を表にすると次のようになる。但し実験終了時近くの値をとつたものである。

この表を見てわかることを列挙すると次のようになるであろう。

- ① 大潮と小潮とで比較すると、大潮のときの方が安定水位は高い。
- ② ダブルゲート高に注目するとゲート高の低い方が安定水位は高い。
- ③ 固有流量に対しては流量の大なる場合の方が安定水位は高い。
- ④ 低々潮時の方が高低潮時より安定水位が高い。

表-4 堰上流側安定水位

(数字はY.P.m)

実験	低々潮時				高低潮時			
	35K	40	45	平均	35K	40	45	平均
I	1.18	1.19	1.16	1.18	1.13	1.13	1.11	1.12
II	1.23	1.23	1.21	1.22	1.16	1.18	1.15	1.16
III	1.13	1.13	1.10	1.12	1.11	1.09	1.08	1.09
IV	(1.12)	1.16	1.14	1.14	(1.07)	1.12	1.10	1.10
V	1.01	1.01	0.98	1.00	0.92	0.92	0.89	0.91
VI	1.03	1.04	1.05	1.04	0.97	0.98	0.98	0.98
VII	0.99	0.98	0.98	0.98	0.87	0.88	0.86	0.87

() は安定時期が見当たらないので放流直前の水位をとつたもの。

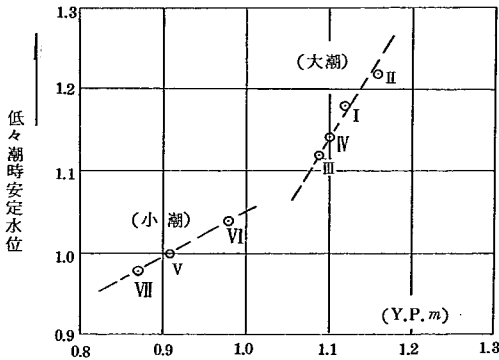


図-12 安定水位 高低潮時安定水位

⑤ 左図のようなグラフをかいてみると大潮と小潮とは、その特性がハッキリと異なることがわかる。

大潮の実験ケースと小潮の実験ケースとで条件の同じものの対応関係は明確である。従つて実験は行わなかつたにしても、小潮でダブルゲート高0.0 m, 流量50 m³/Sというケースに対して、安定水位の値はおよその見当をつけることが出来る。

すなわち上の②, ③の法則を用いて、

②より実験Vよりは低く、③を用いて実験VIIよりは高いことがいえる。従つてこのケースの水位は上図の小潮のグラフにおいてVIIとVの間に存在する。よつて低々潮時に0.99 m, 高低潮時に0.89 m程度の安定水位を得るものと思われる。

⑥ 我が実験ケースの範囲では大潮の場合の安定水位は概々1.15 m, 小潮の場合には1.00 m程度であるといえよう。

(4) 堰上流部の最高水位と最低水位について

堰上流部の水位は時々刻々変化しているが一般的にいつて放流直前に最高となり、放流直後に最低となる。この最高水位と最低水位とに注目してみよう。図-13(1.31~1.38)は各実験ケースにおける最高水位と最低水位の縦断図である。第6回というのは高低潮時の放流に対

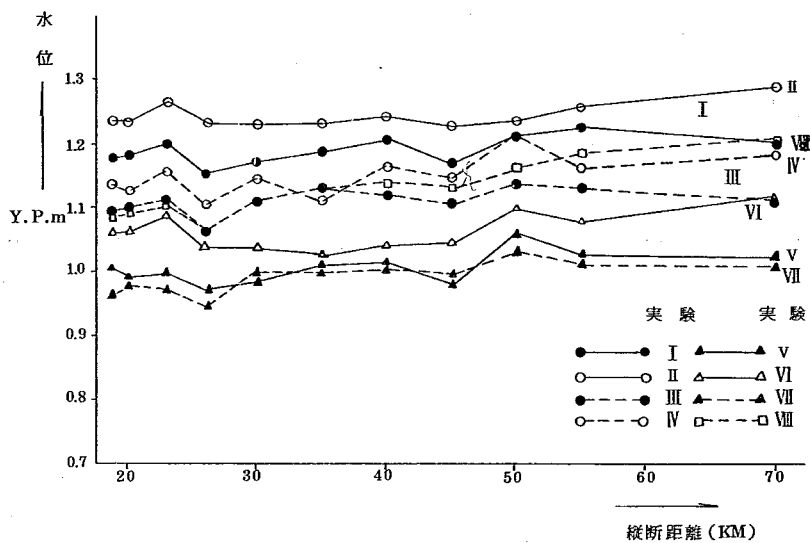


図-14-1 堰上流部の最高水位（低低潮時）

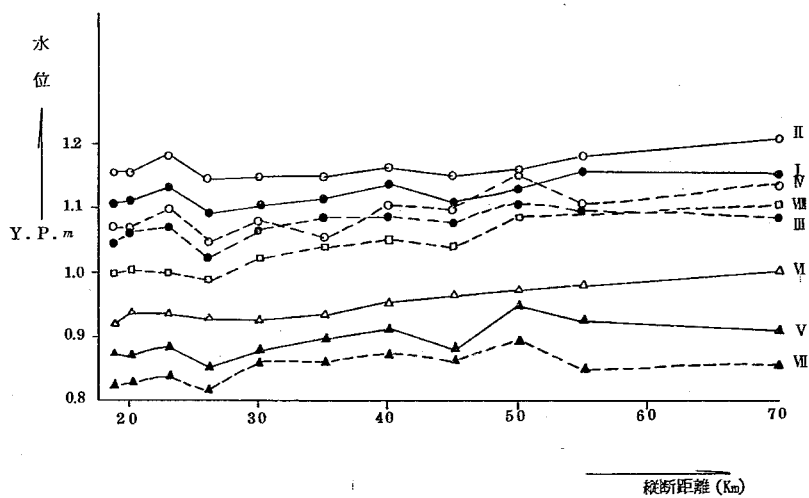


図-14-2 堰上流部の最高水位（高低潮時）

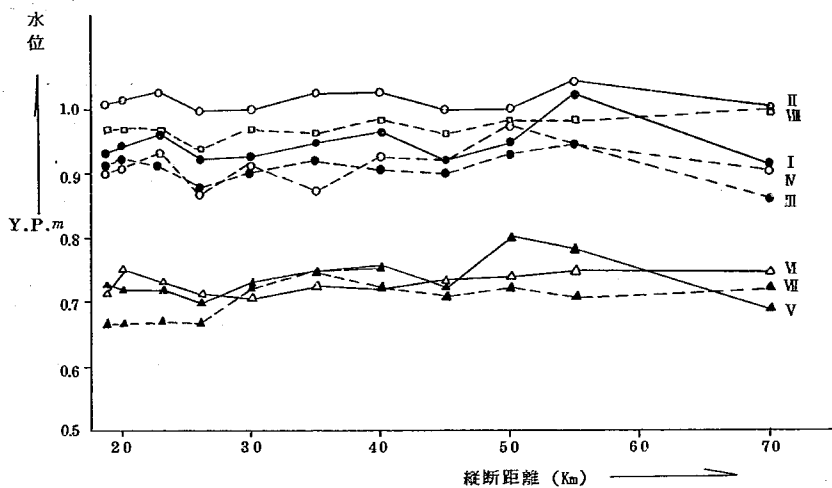


図 - 1 5 - 1 堰上流部の最低水位 (低低潮時)

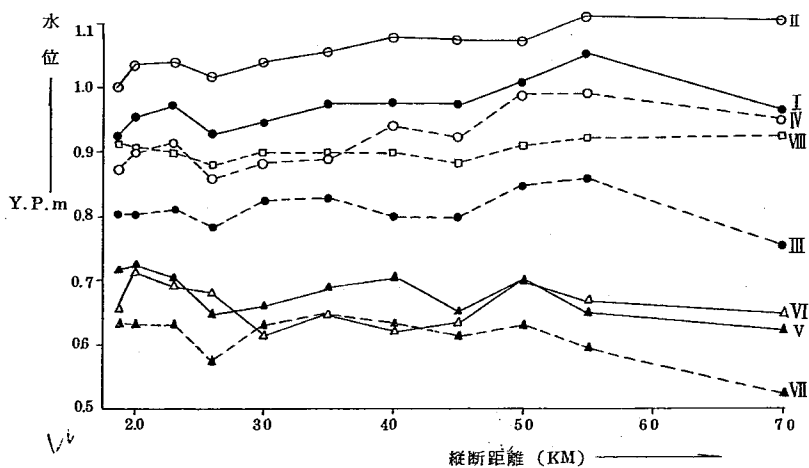


図 - 1 5 - 2 堰上流部の最高水位 (高低潮時)

応し第7回は低々潮時の放流に対応する。実験Ⅳについては、水位変動の単なるピークをとつた。図-14、図-15は最高水位、最低水位をそれぞれとり出して一枚のグラフに収めたものである。

第6回放流では、所定の上下流水位差が得られず、実験ケースによりまちまちであるので、第7回放流時のものを考察しよう。第7回放流時直前の最高水位の方が第6回のそれよりも高いことは、すべての実験ケースについて云える事である。図-14、図-15を見てわかる通り凹凸はあるにしてもグラフはある傾向を示していることは確かである。次にそのいくつかについて列挙する。

- ① 最高水位縦断、最低水位縦断ともほぼ水平である。但し上流端70Kでは振動の影響を受けてか他の点に比して、最高水位は高く、最低水位は低い。
- ② 実験ケースによる最高水位、最低水位の大きさの順序は、前に述べた安定水位の順序とほぼ一致し、安定水位の高いものほど最高水位、最低水位ともに高い。
- ③ 放流前後における水位の変化量（最高水位－最低水位）は大潮の場合が実験Ⅲ（30～35cm）を除くとほぼ20cm前後であるのに対し、小潮の場合は、40cm前後もあり、大略、小潮の方が大潮の場合より2倍も水位の変化量は大きい。これは小潮の方が大潮より放流量が多いことを従つてまた逆流量も大きいことを意味するのであろう。
- ④ 堰上流部の最高水位を縦断的に平均していうとほぼ次表のようになる。これを見ると、小潮と大潮の間には系統的な差異があることがわかる。

I	II	III	IV	V	VI	VII
1.20 m	1.25	1.10	1.15	1.00	1.05	1.00
大 潮				小 潮		

- ⑤ 実験Ⅳにおいては、堰操作はないので、振動等の不安定原因もないが、水位振巾についていうと下表のように上流ほど大となる。（ここでいう水位振巾は堰下流の満干に伴つて堰上流部の水位も感潮して上下する水位変化についての振巾のことである。）

	低 高 潮 → 高 低 潮	高 々 潮 → 低 々 潮
20K	3 cm	19 cm
40	7	24
70	11	26

(5) 水面の振動について

- ① 既に述べたように堰上流側河道の水は堰操作と堰地点における潮汐の影響により振動して

いることが認められる。この振動の振巾は記録では、堰よりすぐ上流の18.75K測点と模型上流端近くの70K測点において最大であり、河口堰と模型上流端71.0Kの中間地点45K附近で最小である。振巾は最大20cm~30cmくらいのものであるが中には放流の影響をまともにうけるとときには40cmに達するものもある。

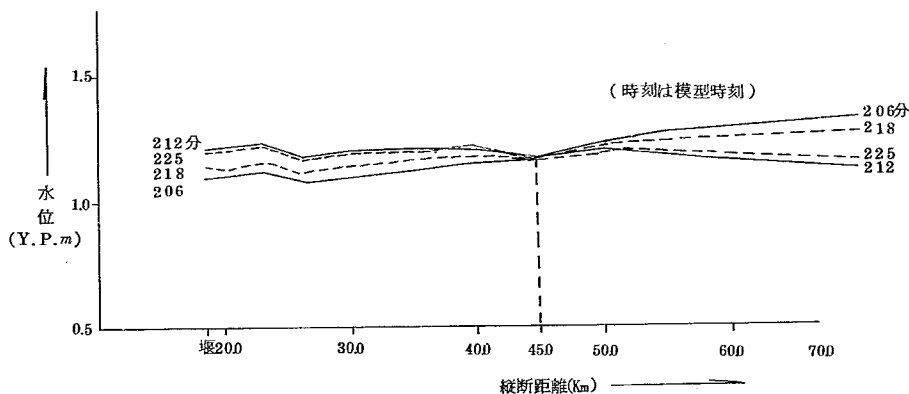
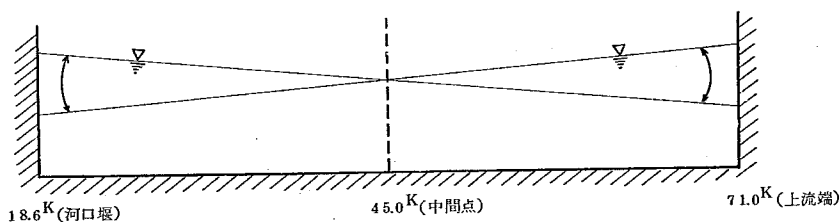


図-16：水面振動が現われている同時水位縦断面図（実験Ⅰ）

図-16の同時水位縦断面の例に見るように70Kで振動の山が現われているときには、18.75Kで谷が現われておりその逆もまたいえる。

これらの事実からして、各測点で記録される水面の変動は河道内を進行するあるいは伝播する波によるものではなく、上流端71Kと下流端河口堰地点18.6Kを腹（ハラ）とし、中間点45Kを節（フシ）として、河道内の水が一体となつて振動していることによるものであると理解される。



- ② ここで定量的な考察を行おう。後に述べる理由からこの現象が現地においても生ずるかどうかについては大きな疑問があるので時間はすべて模型時間を用いて議論する。例として実験Ⅰをとる。

実験Ⅰにおいて18.75Kにおける振動周期は13分15秒であり、70.0K地点では、13分16秒である。すなわち上下流とも全く同一の周期で振動していることがわかる。

さて水面振動の原因であるが、これも既に述べたように放流、シングルゲート全閉による逆流、ゲート全閉による貯留という堰操作と潮位変化の相互作用によるものであることは

まちがない。ゲート操作を行わない実験Ⅳでは、このような振動を生じない。すなわち堰地点における放流による急激な水位低下と潮汐による水位の上下が外力となつて堰より上流側の河道内の水を強制振動させているのである。

まず潮汐に注意すると、堰直下流 18.3 K においては低高潮→高々潮の時間が平均 27 分 30 秒，高々潮→低高潮が 38 分 15 秒であるがこれはそれぞれ 13 分 45 秒の 2 倍，12 分 45 秒の 3 倍となつている。同様に放流の時間間隔は平均 24 分 40 秒，41 分 55 秒であり，それぞれ 12 分 20 秒の 2 倍，14 分 00 秒の 3 倍となつている。従つてこれら満潮

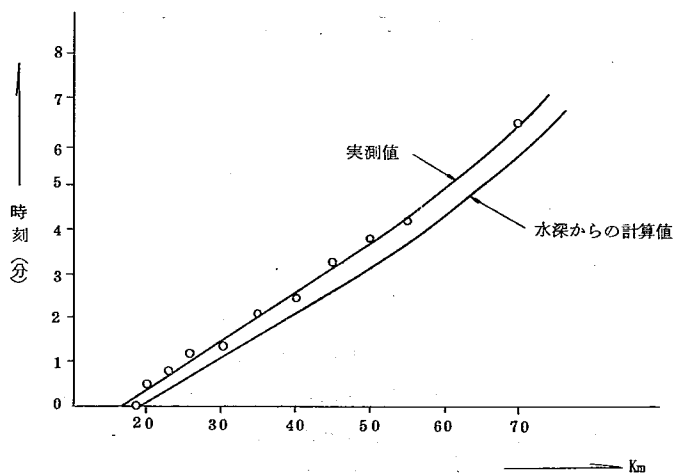


図 - 17 - 1 放流による水位低下の伝播 実験 I

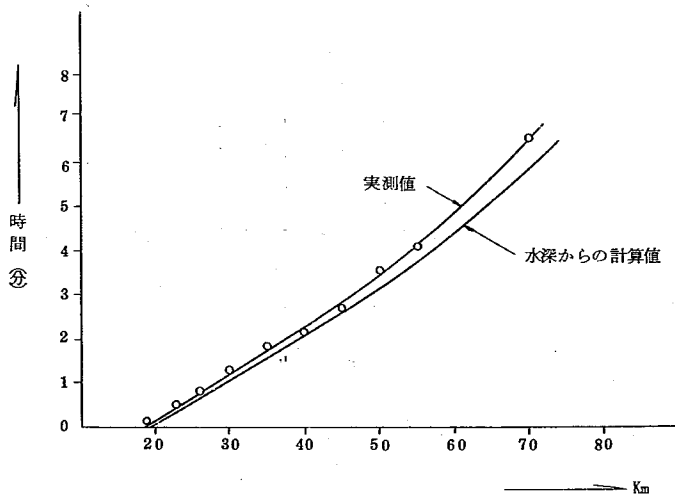


図 - 17 - 2 放流による水位低下の伝播 実験 V

と放流を組みあわせて、その周期を調べると、この2つの作用は13分10秒あるいはその2倍の周期を持つ周期的な作用となつている。

一方放流により生ずる負の段波は $\omega = \sqrt{g h}$ なる波速で上流へ伝播するが、この速度を用いて計算すると、この段波が堰から71.0Kまで行くのに要する時間はほぼ5分50秒となる。

しかし、実測値からみると伝播時間は平均6分35秒であり、45秒のちがひがある(図-17)。これはゲート进行操作するに際し開ける場合には徐々にゲートを開けるので、実際に段波が上流へ進み出すまでにいくらか遅れがあること、河床摩擦により波が上流へ伝わるのがだんだん遅れることの2つに原因するものと思われる。いずれにしても、放流によるサージングが模型上流端にぶつかり反射して再び河口堰へ戻つて来るまでの時間は6分35秒 $\times$ 2=13分10秒である。これが堰上流部河道内の水の固有振動周期である。すなわち外力たる満潮と放流のくり返しが13分10秒あるいは13分10秒 $\times$ 2なる周期で作用するところへ、固有振動周期が13分10秒であるから河道内の水は共振することになるのである。

- ③ 小潮の場合として実験Vを考察しよう。18.75Kの振動周期は12分56秒、70.0Kでは13分08秒であり大潮の場合よりわずかに短い。

上に述べた大潮では低高潮→高々潮の時間と高々潮→低高潮の時間は2:3の比をなし、しかもその1単位が振動周期13分15秒にほぼ等しいので、結局1潮汐サイクル中に5回の水面振動を生ずる。これに対し小潮では低高潮→高々潮が30分20秒、高々潮→低高潮34分40秒と水面振動周期に対して適当なる整数比になつていない。おおざっぱにいえば、ほぼ同じ時間であるともいえよう。このため究極の安定状態では潮汐1サイクル中に4回の水面振動を生じる事になるが、それまでは5回の振動が現われる。

- ④ このような振動が現地で生ずるかという問題であるが、図-18に示す通り模型では71.0K

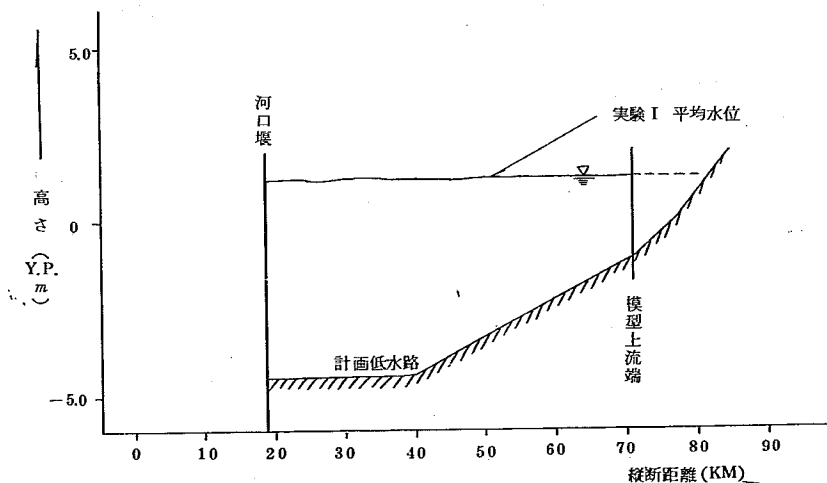


図-18 利根川下流河床縦断

地点で河道が終っているため水の逃げ場がなく、反射により、その振動作用は非常に強調されている。これは7.0 Kの水位曲線を見るとよくわかる。

このように模型が7.1.0 Kで終っているという事が今回の振動を起した最大の原因と考えられるので現地においては、瞬間放流時の一時的な小振動は別として、このような大規模な振動は生じないであろうと考えられる。

2. 流量について

(1) 流量の算出法

実験で流量を求めるには、通常断面の各点における流速分布を詳しく測定し、これを断面積に関して積分し、流量とするのであるが、本実験では、流速分布を測定していないので、これは不可能である。そこで実験で得た時間～水位曲線を用いて貯留計算を行い、流量を求める事にした。

計算は連続の方程式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots ①$$

ここに A : 河積

Q : 流量

t : 時間

x : 河道距離

を用いて行い、①式を差分式に直すと

$$\frac{\Delta A}{\Delta t} + \frac{\Delta Q}{\Delta x} = 0 \dots\dots\dots ②$$

ここで貯留面積

$$F = B \cdot \Delta x \dots\dots\dots ③$$

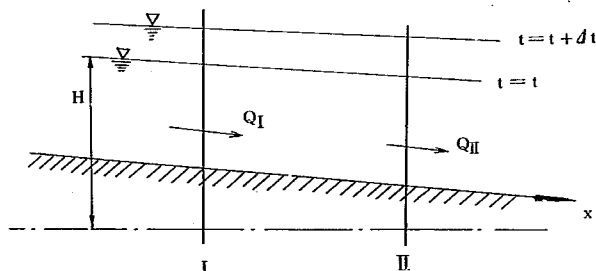
ここに B : 水面巾 = f(H), H : 水位

F : Δx 区間の貯留面積

を代入し、さらに $\Delta A = B \cdot \Delta H$ に注意すると②式は

$$F \frac{\Delta H}{\Delta t} + \Delta Q = 0 \dots\dots\dots ④$$

となる。



実際の計算は次式による。

$$\left(\frac{dH}{dt}\right)_{I, II, t+\frac{dt}{2}} = \frac{1}{dt} \left\{ \left(\frac{H_I + H_{II}}{2}\right)_{t+dt} - \left(\frac{H_I + H_{II}}{2}\right)_t \right\} \dots\dots\dots (5)$$

$$F_{I, II, t+\frac{dt}{2}} = \frac{F_{I, II, t} + F_{I, II, t+dt}}{2} \dots\dots\dots (6)$$

として、これらを④式へ代入すると

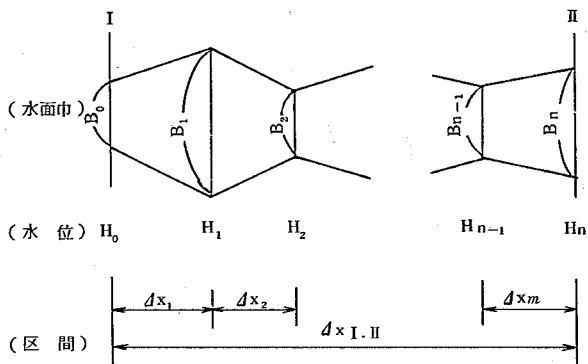
$$dQ_{I, II, t+dt} = \left[-F \cdot \left(\frac{dH}{dt}\right) \right]_{I, II, t+\frac{dt}{2}} \dots\dots\dots (7)$$

そして

$$Q_{II, t+dt} = Q_{I, t+dt} + dQ_{I, II, t+dt} \dots\dots\dots (8)$$

⑧式により、各時刻各点におけるQを計算して行く。ここにI, IIは断面の名称であるものとする。また貯留面積は次式により計算する。

$$F_{I, II} = \frac{1}{2} \left\{ B_0 dx_1 + B_1 (dx_1 + dx_2) + \dots\dots\dots + B_{n-1} (dx_{n-1} + dx_n) + B_n \cdot dx_n \right\}$$



上の説明において、計算点I, IIに使用する点としては実験における水位測点-1.0K, 0.0, 1.0, 6.5, 12.0, 16.5, 18.3, 18.75, 30.0, 40.0, 50.0, 70.0の各点を採用した。貯留面積を計算するに際しては0.5K毎の断面特性を原則として用いた。

河口堰の条件を入れるために計算は全河道を-1.0K~18.3Kと18.75K~70.0Kの2つの部分にわけ、ゲート全閉時には各部分独立に計算し、ゲート開(ダブルゲートのみの場合も含めて)の場合には18.75Kと18.3Kとの流量は等しいとして、この2つの部分を連結した。

(2) 計算結果

① 実験Ⅷ

実験Ⅰ～Ⅶにおいてはゲートを開けて行い放流操作のため、流量に急変があり、従つて計算も不安定となりやすいが、実験Ⅷではダブルゲート固定であるので、水理条件も安定している。

図-19は実験Ⅷに対して流量と水位を時間に対して0.0Kと18.75K2点のデータをグラフにしたものである。0.0Kでは流量曲線も水位曲線とほとんど同じ形の曲線になる。但し位相は少し遅れており、水位降下速度の最大のところで流量は最大となり水位が最大あるいは最小の極値を示すときには時間に対する流量の変化率は最も大きい。

堰地点の流量として18.75Kを想定すると水位曲線の場合と同じように0.0Kのものよりやはり位相が遅れている。

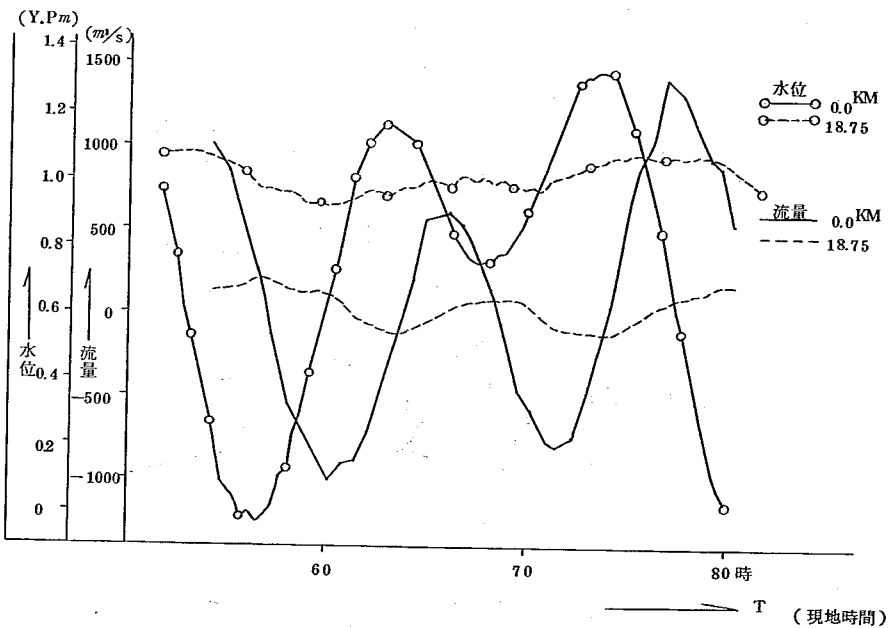


図-19 実験Ⅷにおける時間～水位、時間流量曲線

これをまとめると次のようになる。但し満潮から干潮まであるいは干潮から満潮までの時間を $2T$ としよう。

- イ 堰地点（堰上流側）水位は河口水位より時間 T だけ遅れて同様の变化をたどる。
- ロ 堰地点流量は水位変化より T だけ遅れて同様の变化をする。
- ハ 従つて堰地点流量は河口水位より $2T$ 遅れてこれと同様の時間変化を行う。

すなわち、河口潮位が満潮のとき堰上流への逆流量は最大であり河口干潮のとき堰下

流への堰地点での順流量は最大である。これは堰上流側の水位がほぼ Y, P 1.0 m 前後で安定していると考えれば当然の結果であろう。

流量の大きさについていえば最大順流量, 最大逆流量は次のようである。

		最大順流量		最大逆流量	
		小	大	大	小
A	0.0K (河 口)	610	1,400	-1,000	-790
B	18.75K (堰地点)	90	210	-120	-120
A/B		6.8	6.7	8.3	6.6

(m^3/s)

こうしてみると堰地点におけるピーク流量は河口におけるその $1/7 \sim 1/8$ 程度の大きさであるということになる。

② 実験 I

実験Ⅷと比較して最も異なる事実はゲート操作が入るので放流が行われるということである。そのため河口流量等も基本的には既述の実験Ⅷに対するものと変りないが細かくみるとかなりの影響を受けていることがわかる。

図-20に見られる通り堰地点をも含めて堰上流側では放流に伴う順流とその後に続く逆流は大きい流れであるが大部分の時間にわたって流量 0 である。一方堰下流側では逆流時に放流の影響が出てくるので逆流量が急激に小さくなる時刻がある。従つて最大逆流量の値もよくわからない。ここに述べた事は実験 I ~ VII のすべてにほぼ適用出来る特徴である。

③ 各ケースの比較

表-5 河口と堰地点における最大流量

実験		最大順流量		最大逆流量	
		0.0K	18.75K	0.0K	18.75K
		m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s
大 潮	I	1,250	900	-1,170	-260
	II	1,330	640	-1,040	-300
	III	1,330	600	-1,030	-180
	IV	1,180	780	-1,010	-220
小 潮	V	680	700	-830	-200
	VI	600	960	-720	-490
	VII	630	720	-700	-250

既に述べたように堰下流では逆流時に丁度放流による順流の効果が重ねあわせられるので 0.0K の最大逆流量に関してはあまり精確な事はいえない。

(3) 堰地点における放流量と逆流量について

堰地点における放流流量を放流時間で積分したもの、および逆流流量を逆流時間で積分したものをそれぞれ算出してまとめたものが表-6である。ここでいう第1回放流というのは大潮の場合は60時頃(低々潮→低高潮)、小潮の場合は59時頃の放流であり、第2回放流は高低潮→高々潮の途中のもので大潮小潮とも69時30分頃のものである。

表-6 堰地点における放流量、逆流量の総計

実験	流量	第1回放流		第2回放流		計		総計
		放流量	逆流量	放流量	逆流量	放流量	逆流量	
	m ³ /S	万m ³	万m ³	万m ³	万m ³	万m ³	万m ³	万m ³
I	30	299	-95	225	-197	524	-292	232
II	50	344	-9	308	-184	652	-193	459
III	30	277	-108	258	-166	535	-274	261
IV	50	406	-104	299	-153	705	-257	448
V	30	462	-200	204	-209	666	-409	257
VI	50	632	-333	409	-363	1,041	-696	345
VII	30	495	-164	142	-249	637	-413	224
VIII	30	425	-114	111	-162	536	-276	260

(注) 30m³/S→265万m³/日
50m³/S→411万m³/日

本表よりわかることは

- i) 放流量については第1回放流と第2回放流と比較すると大潮ではそのちがいはあまり大きくないが小潮の場合にはかなりの違いがあり第1回放流における放流量の方が第2回よりはるかに大きい。(1.5倍~3倍)
- ii) 逆流量については大潮では第1回放流時のものの方が第2回放流時のものより小であるが小潮では同程度かあるいは第2回放流時の方が大である。
- iii) 大潮と小潮とを比較すると放流量逆流量とも小潮の場合の方が大でありしかもそのちがいは主として第1回放流時において顕著に現われる。

その理由については次のように考えられる。

- イ 大潮においては第1回放流時に堰前面の水位上昇速度が大であるので放流に際して、はじめの水位差は大きくても短時間で上下水位が等しくなつてしまい、その結果放流量が少い。
- ロ 大潮では堰上流水位が平均的に高く低高潮位とほとんど等しくなり、そのため第2回放流に際しての逆流量は非常にわずかなものとなる。

ハ 小潮の潮位曲線は大潮と比較すると低々潮が高くなり高々潮が低くなつて全体として正弦曲線に近くなるため現象は周期的になりそのため放流量、逆流量とも同程度の大きさとなる。

ニ 小潮では高々潮→低高潮の時間は大潮の場合とほとんど変りはないが低々潮位が50cmも高いため第1回放流に際して堰前面の水位上昇速度が遅く、このため第1回放流量が多くなる。

ホ 大潮と小潮についてイで述べたことを比較するため代表として実験ⅠとⅤをとると

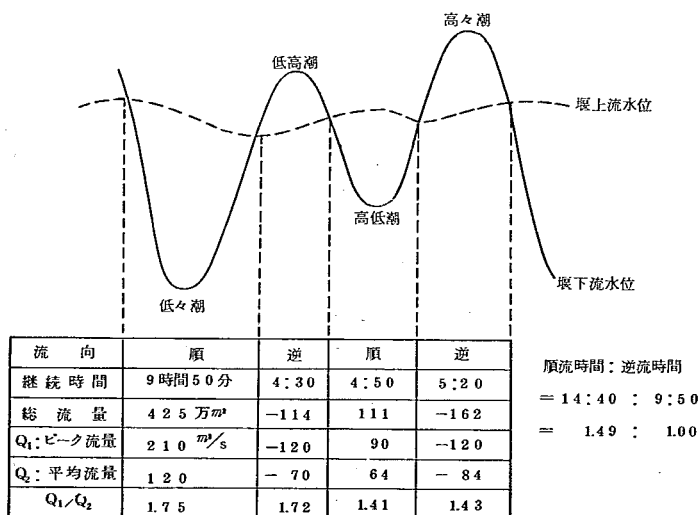
	第1回放流		第2回放流	
	放 流	逆 流	放 流	逆 流
	時 分	時 分	時 分	時 分
Ⅰ	1 : 29	3 : 36	2 : 37	3 : 59
Ⅴ	2 : 38	3 : 59	2 : 20	4 : 07

となり大潮の第1回放流の放流時間が非常に短いことがわかる

(4) 実験Ⅷにおける堰地点の流れ

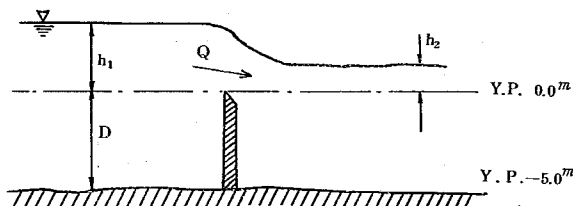
① 実験Ⅷではダブルゲートが天端高Y, P, 0.0mに固定されたまゝであり、シングルのスルースゲートの方は全門閉じたまゝであり、堰下流の潮位変化のまゝに水はダブルゲート上を順流あるいは逆流で流れてゆく。従つて現象はいたつてなめらかであり、他の7ケースのような急なゲート操作による不連続現象は起らない。このため水位も精度よく測定出来、貯留計算も正しく行えることになる。

ここでは、実験の結果および貯留計算の結果を簡単にまとめておく。



② 堰地点流量の計算

今までは測定された時間水位曲線を用い貯留計算を行つて堰地点（実は 1875 K で代用しているが）の流量を求めて来た。ここでは貯留計算によらず、堰の流量公式を用いて流量を算出しよう。堰上下流の水位差の大小によつて堰はもぐり堰の状態になりあるいはまた完全越流しあるいは逆流する。堰の形は模型では板状であるが、これを刃形せきと考へてビルモントのもぐり堰の公式^(※)を適用する。



$$Q = Q_0 \left\{ 1 - \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^n \right\}^{0.385} \quad \text{I)}$$

ここに

Q : もぐり堰による越流量

Q_0 : 越流水深 h_1 で完全越流するときの流量

n : 収縮四角せきにおいて
は 1.45

Q_0 は一般に

$$Q_0 = C b h_1^{3/2} \quad \text{II)}$$

ここに

C : 流量係数

b : せき巾

I) において Q_0 に対し II) の公式を用い、かつダブルゲートが 2 門あることを考へて

$$Q = 2 \cdot C \cdot b \times h_1^{3/2} \left\{ 1 - \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^{1.45} \right\}^{0.385} \quad \text{III)}$$

を導く。

ここで実験により得られた時間水位曲線において順流時には h_1 としては 1875 K のデーターを h_2 として 183 K のデーターを逆流時にはその逆にとつて上の III) 式において~~~~線の部分を計算すると、結果は図-21 になる。後は適当な値の流量係数 C を探してやれば時間流量曲線を得る。

図-22 は $C = 1.61$, $b = 45.0$ m として III) 式により計算した流量と貯留計算の結果とを比較対照したものである。かなりの精度で両者が一致していることが認められる。

参考の為に $D = 5.0$ m, $b = 45.0$ m, $B = 45.0$ m, $h = 1.0$ m として板谷手島公式^(※※)により、 C の値を計算すると $C = 1.89$ を得るがこれは我々の場合には少々大きすぎるようである。水路の形状が河道というやや複雑な形であることゲート附近にビヤがあつて流れを乱すことゲートが刃形でなく長方形の板であることなどを考へると、公式で与えられる C より実際には小さくなることは当然であろう。

(※) 水理公式集 P. 183

(※※) 水理公式集 P. 164

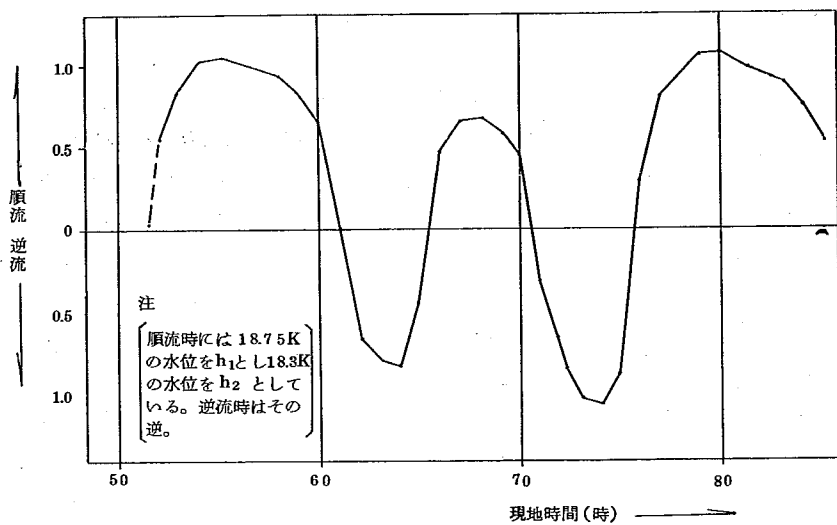


図-2.1 実験Ⅷにおける $h_1^{3/2} \left\{ 1 - \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^{1.45} \right\}^{0.385}$ の時間変化

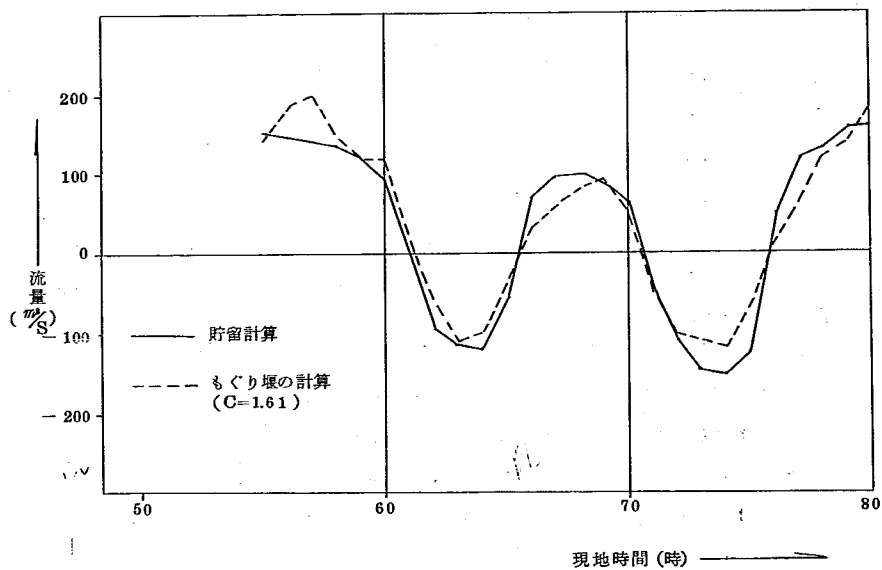


図-2.2 実験Ⅷにおける堰地点流量の計算値

3. 流速について

(1) 実 測

- ① 流速測定は放流時、逆流時の両方とも行なつたが結果から見ると種々の問題がある。まず放流時にはゲートを一齐に開けた瞬間には流速は大であるが、放流開始後模型時間で20秒ほどで上下流水位差がほとんど無くなり流速は小さくなりゆつくりと流れるようになる。このときの流下する速さは現地で30~40cm/sec程度である。このようにゲートを開けたときの最大流速の出る時間はほんの一瞬であるから、測定はかなり困難である。今回の実験では流速計のプロペラの回転数を数えるカウンターの数字の読みを短時間で目で読とすることは不可能であつたので5秒または10秒間隔でカウンターの数字を写真にとりこれを流速の値に換算した。しかしこうして得た流速の値も結果から見ると必ずしも最大流速を捕えてはいないようである。その一部が図-23に示してある。逆流速は時間変化はそう著しくないで測定しやすい。実験Ⅶではゲート操作が伴わないのでデーターは連続的に取れている。
- ② 順流速について記録されたデーターのうち最大値のみを拾い出すと表-7のようになる。中央ゲートの測定値は測点B, C, Dを区別せずとにかく最大値のみを選んだ。ダブルゲート上は測点Aのみである。

表-7 放流時の最大流速測定値

No.	第 5 回 放 流		第 6 回 放 流		第 7 回 放 流	
	ダブルゲート	中央ゲート	ダブルゲート	中央ゲート	ダブルゲート	中央ゲート
I	0.50	0.70	0.54	0.39	0.71	0.70
II	0.76	0.55	0.46	0.33	0.66	0.70
III	0.64	0.62	0.49	0.49	0.60	0.62
IV	0.60	0.57	0.54	0.52	0.76	0.61
V	0.76	0.86	0.65	0.49	0.37	0.61
VI	0.67	1.02	0.49	0.47	0.62	0.62
VII	0.37	0.56			0.60	0.59

この結果から見るとダブルゲート、中央ゲートで流速の差は特に認められない。放流水位差の小さい第6回放流で流速が少々小さい他は大潮、小潮による差も認めにくい。第5回放流、第7回放流とを平均的に考えると、放流時の測定された最大流速は0.4m/Sから1.0m/Sまでの間に分布しているが主として0.5m/S~0.8m/Sにあり平均値は0.65m/S程度である。

- ③ 逆流はダブルゲートのみであるがやはり上と同様に測定値の最大のもののみを取り出すと表-8のようになる。

順流速と比較してみるとデーターのバラツキが大きく0.56m/S~1.34m/Sにわ

表-8 最大逆流速度測定値

№	第 5 回	第 6 回	第 7 回
	m/S	m/S	m/S
I	0.56	1.32	0.59
II		0.95	
III	0.81	0.97	0.81
IV	0.61	1.09	0.56
V	1.25	1.19	1.34
VI	0.81	0.85	0.62
VII	0.56	0.65	0.83

たる。最大値は順流に対するものよりかなり大きい。

順流とは逆に第6回放流後の逆流（高低潮→高々潮）に大きい流速の値が出ている。

(2) 計算値

既に述べたように瞬間最大流速を実測で捕えることは困難であるので計算により見当をつけよう。実測で得た最大流速というのも結局は5秒

～10秒（模型で）間の平均流速にすぎないのである。貯留計算により各時各点の流量は求められている。18.75Kの流量を堰地点の流量 Q と考え、堰における水位は18.75Kの水位とそう違いは無いであろうから、これを堰地点の水位として堰地点における流水断面積 A を求め $V=Q/A$ により流速を計算するのである。結果は図-24に示す通りである。

ダブルゲートオーバーフローの場合にはゲートの真上では水位は少々低下していることを考えればこうして求めた流速は控え目のものである。

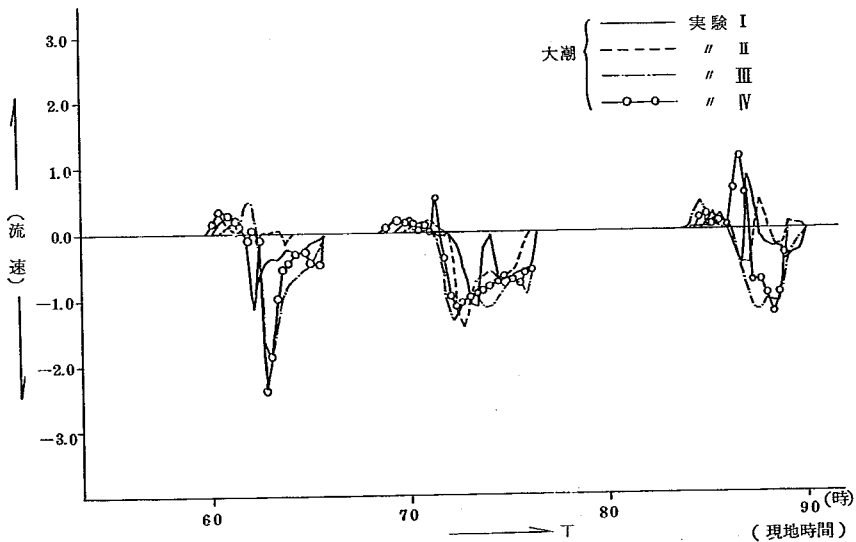


図-24-1 堰地点時間流速曲線（計算値）

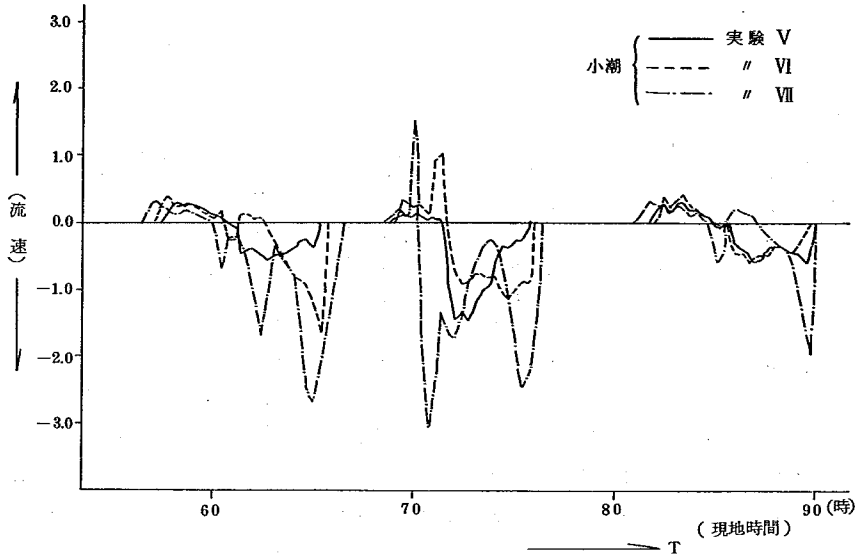


図-2 4. 2 堰地点時間流速曲線 (計算値)

一般に順流時には流量は大きくても断面積が大きいので流速は小さくなり逆流時には流量は順流時より相対的に小であつてもAがはるかに小さいので流速は大きくなる。

結果をみると、順流時には $1.0 \sim 1.5 \text{ m/S}$ にも達するものもあるが大部分は 0.5 m/S 以下である。逆流時にはいずれも最大流速は大きく、少なくとも 1.0 m/S 以上はあり、大きいものでは、 $2.5 \text{ m/S} \sim 3.0 \text{ m/S}$ に達するものもある。

(3) 実験Ⅶについて

この実験ではゲート操作がないので流速の変化も水位の変化に従つてなめらかで連続的である。その様子は図-2 5 に示すようである。これを見ると問題点が2つあることがわかる。

- ① 第1には、低々潮時の順流における流速(7回順流)の測定結果がかなり小さすぎるのではないかということである。具体的にいうと6回順流と7回順流とでは上下流の水位差が最大それぞれ 30 cm と 110 cm であるのに流速の方はどちらも 1.0 m/S 前後とそうひどい違いはないことである。流量からの計算値によつてもグラフには現われていないが5回順流のピーク流速は 2.2 m/S には達する。

この理由については我々は次のように考えた。上下流水位差が大きくなり、ダブルゲート上の流れが完全越流に近い状態になると、流線がゲート上で曲つてくるようになりプロベラシャフトを水平にして設置した流速計では、水平方向の流速成分しか(あるいはそれ以下)捕ええることが出来ないのである。

- ② 第2の問題点とは逆流時特に6回逆流時に流速の値が計算値と実測値が著しく違うという

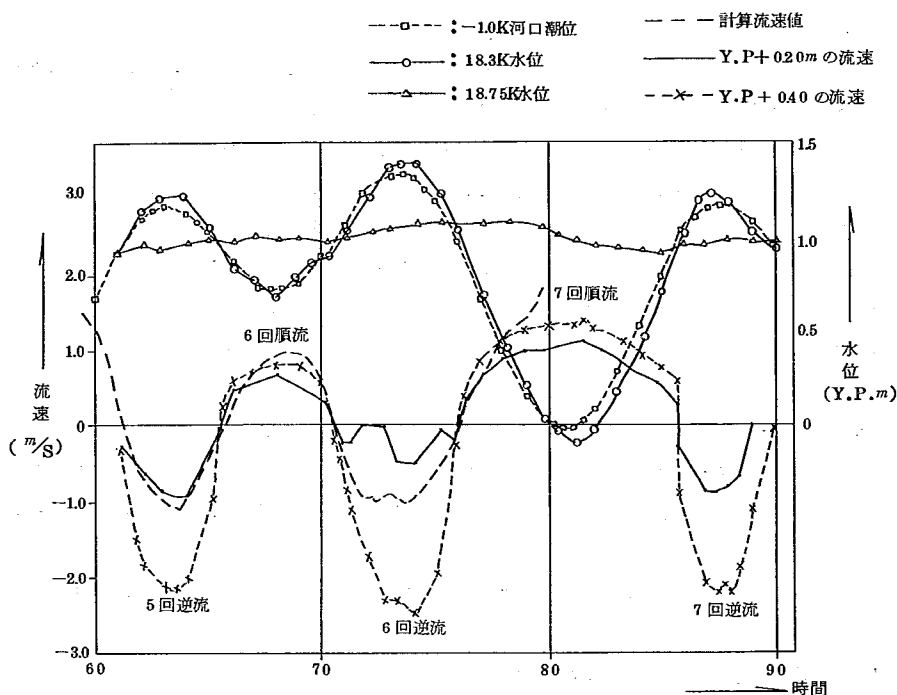


図-2 5 実験槽における水位および流速の時間変化

ことであるが、これは実測値ではY, P, +0.4 mの点では流速は大きいのにY, P, +0.2mの点では極端に小さい。すなわち流速勾配が大きいのであるが、計算では断面平均流速しかわからないから、この違いはある程度肯ずけるものであるが、それにしても大きすぎるようである。

4. 観 察

堰から放流した場合の淡水の広がり行く状況および逆流時の淡水の回収状況を見るのが目的である。放流時には河口堰全閉時に下流側に色素を流しておき、放流した後、淡水がどのような広がりをするか、又逆流時にはダブルゲートの上流側に色素を流し込みどのような状態で上流域へ侵入するかを時間を追って記録した。

結果については図-2 6 にスケッチしてある。

第 3 章 結 論

1. 水 位

実験Ⅷを除いて

- (1) 放流の影響をうけないときの堰上流域の安定水位は大潮に対してはY.P. 1.10~1.15 m, 小潮に対してはY.P. 0.9~1.0 mと小潮の方が低い。
- (2) 大潮小潮の区別なく高低潮時より低々潮時における方が堰上流部の水位は低い。
- (3) ダブルゲート高の低い方が, 固有流量の大なる方がそれぞれ安定水位は高い。
- (4) 堰上流部では最高水位縦断, 最低水位縦断ともほぼ水平である。最高水位は安定水位より大潮の場合は10 cm以下, 小潮の場合は15 cm以下それぞれ高い。
- (5) 模型では, 堰上流河道の水面はゲート操作により一定の周期で振動し始める。

実験Ⅷでは水面は振動せず潮の満干による潮位振巾は堰より上流へ行くほど大きくなる。

2. 流 量

- (1) 堰地点における放流量の最大値は大潮の場合は600~900 m³/s 小潮の場合は700~1000 m³/s, 逆流量の最大は大潮で200~300 m³/s 小潮で200~500 m³/s 程度である。
- (2) 流量を時間で積分した総放流量と総逆流量についていえば小潮の方が大潮の場合よりいずれも大である。
- (3) 実験Ⅷでは堰地点の流量はピーク時で河口の $\frac{1}{7} \sim \frac{1}{8}$ の大きさである。

3. 流 速

- (1) 実測値の最大は計算値の最大よりかなり小である。それは実測値は瞬間流速ではなくて時間のものではあるがやはり平均流速であることによる。
- (2) 実測では放流時最大流速は0.6~0.8 m/s 最大逆流速は0.6~1.3 m/sであり逆流速の方が速いこともある。
- (3) 計算値では, 放流時0.5~1.5 m/s 逆流時は1.0~3.0 m/s に達する。しかし, この計算値は流水断面積の見積りが不精確であるので, ことによるともっと速い流速(但し瞬時であらうが)が出るかも知れぬ。

4. お わ り に

- (1) 本実験は昭和41年度に土木研究所鹿島試験所にて行なわれたものであるが, この報告書を昭和42年度に出版するものである。但し内容については既に関係機関に紹介済である。
- (2) 測定データについては, K・K・建設技術研究所の大迫蕃郎君の努力を多としたい。

(3) 現在までに出版された利根川河口堰模型実験に関する報告書は次の通りである。

№	土木研究所資料 NO	題 名	実験を行な った 年 度	報告書出版年度
1	139	昭和38.39年度利根川河口堰水理模 型実験報告書	S.38.39	S 40
2	138	利根川河口堰仮締切模型実験報告書 (その1)	S 39	S 40
3	138	利根川河口堰仮締切模型実験報告書 (その2)	S 40	S 40
4	244	利根川河口堰 堰操作に関する水理模型 実験報告書	S 41	S 41

本報告書については

5	355	利根川河口堰模型実験報告書 堰操作に関する不定流実験	S 41	S 42
---	-----	-------------------------------	------	------

以 上

昭和42年3月1日

建設省土木研究所鹿島試験所

関 友 春(※)

松 田 芳 夫

高 橋 晃

(※) 現、関東地建設ケ浦工事事務所調査課

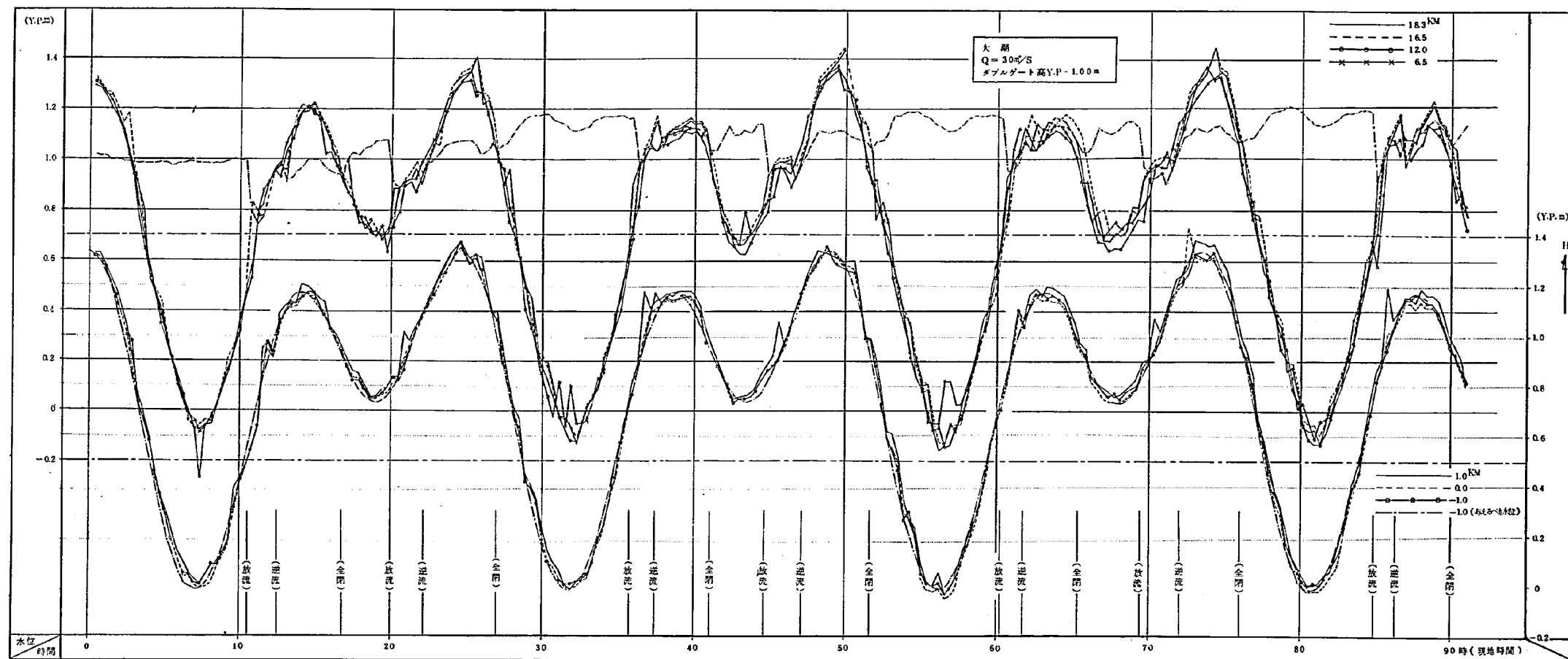


図-81 実験-I に於ける時間水位曲線

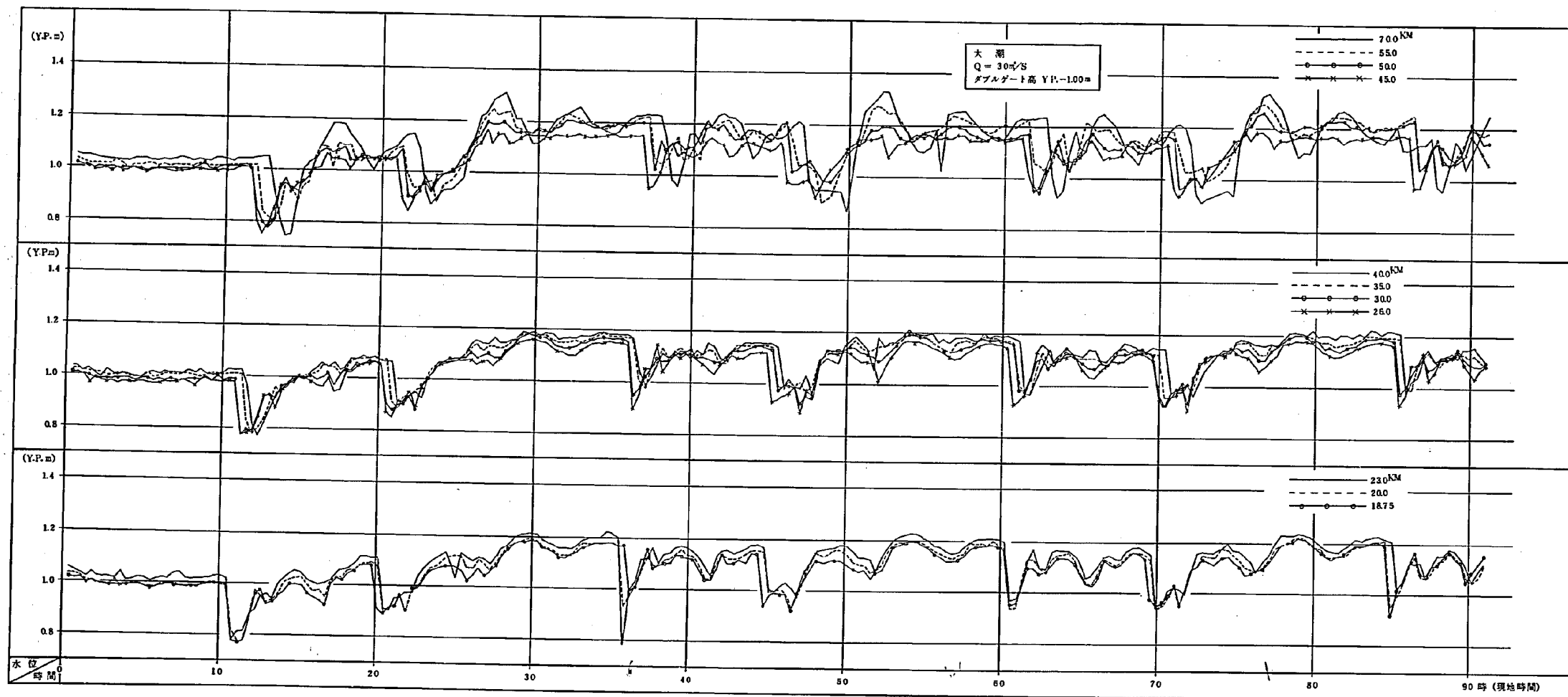


図-8.2 実験-I に於ける時間水位曲線

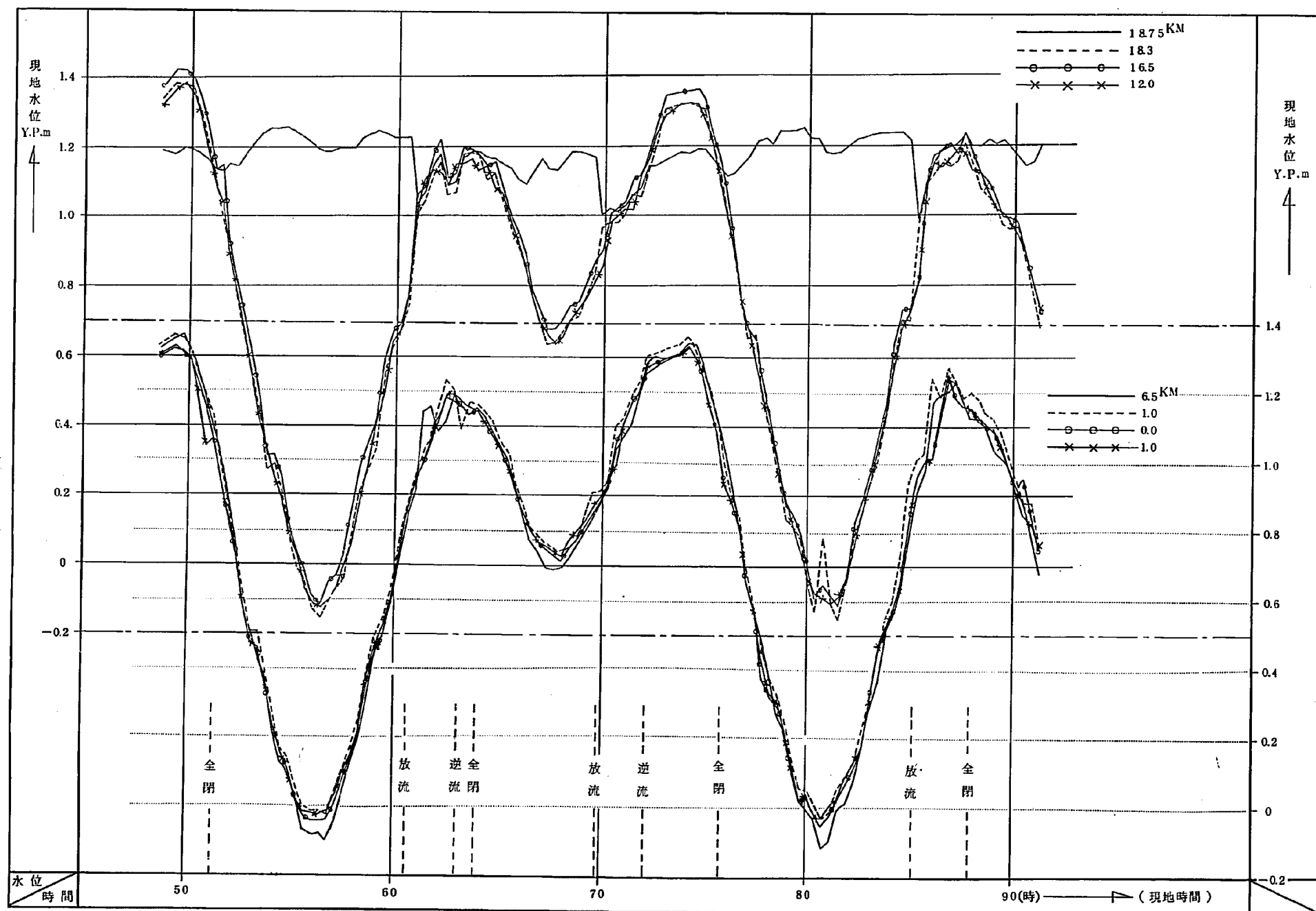


図-8.3 実験-Ⅱに於ける時間水位曲線

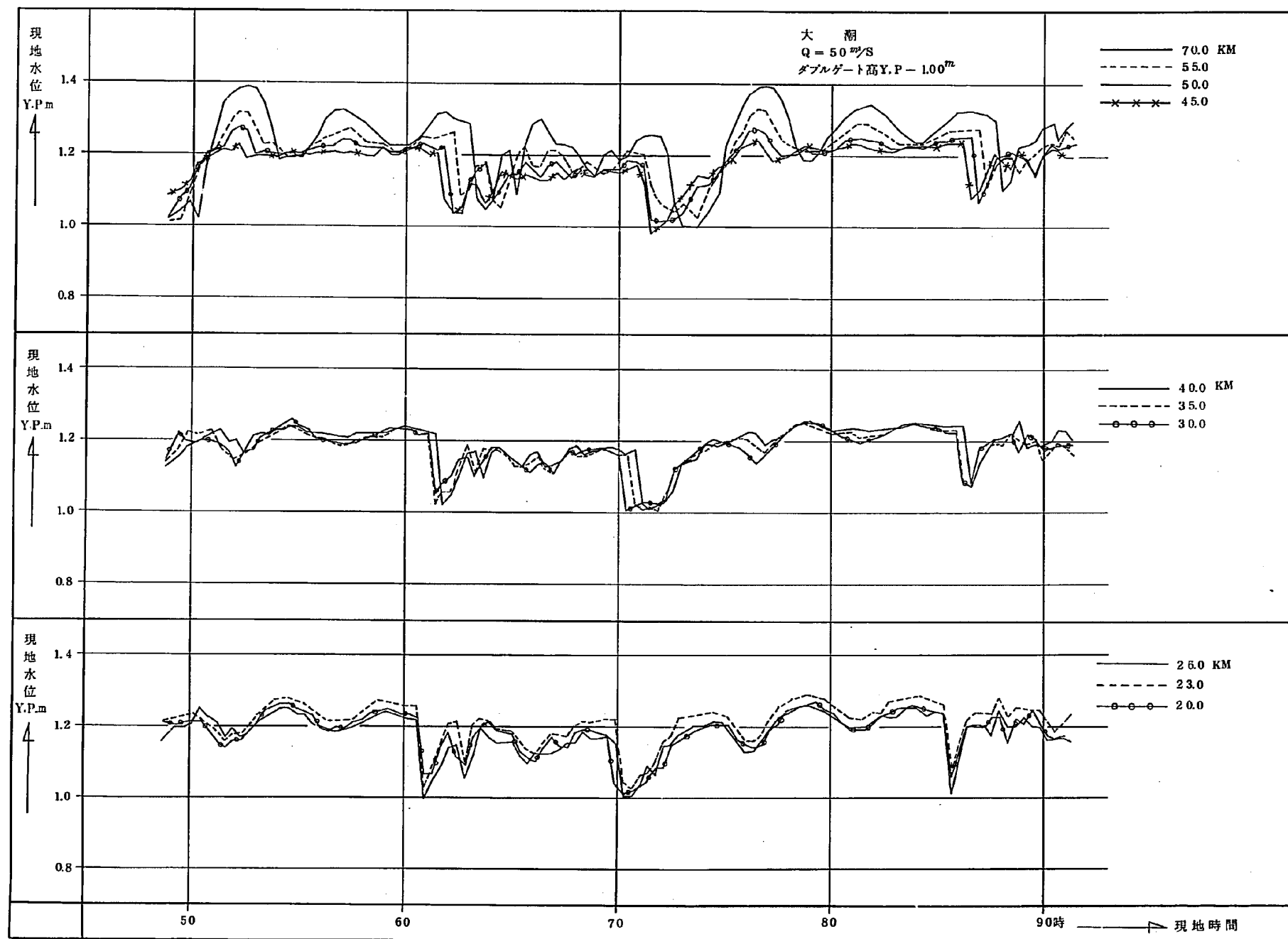


図-8.4 実験-IIに於ける時間水位曲線

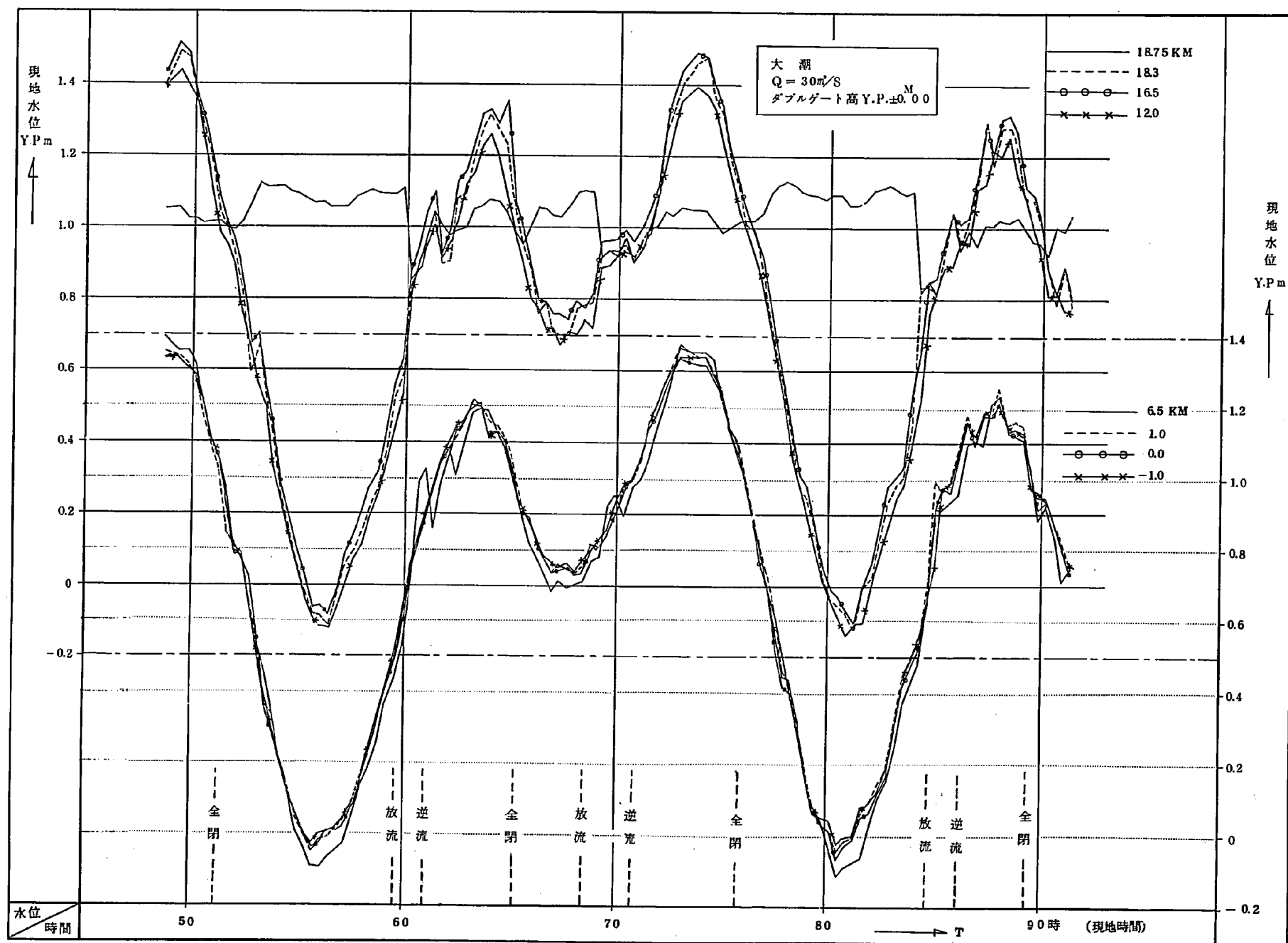


図-8.5 実験-Ⅲに於ける時間水位曲線

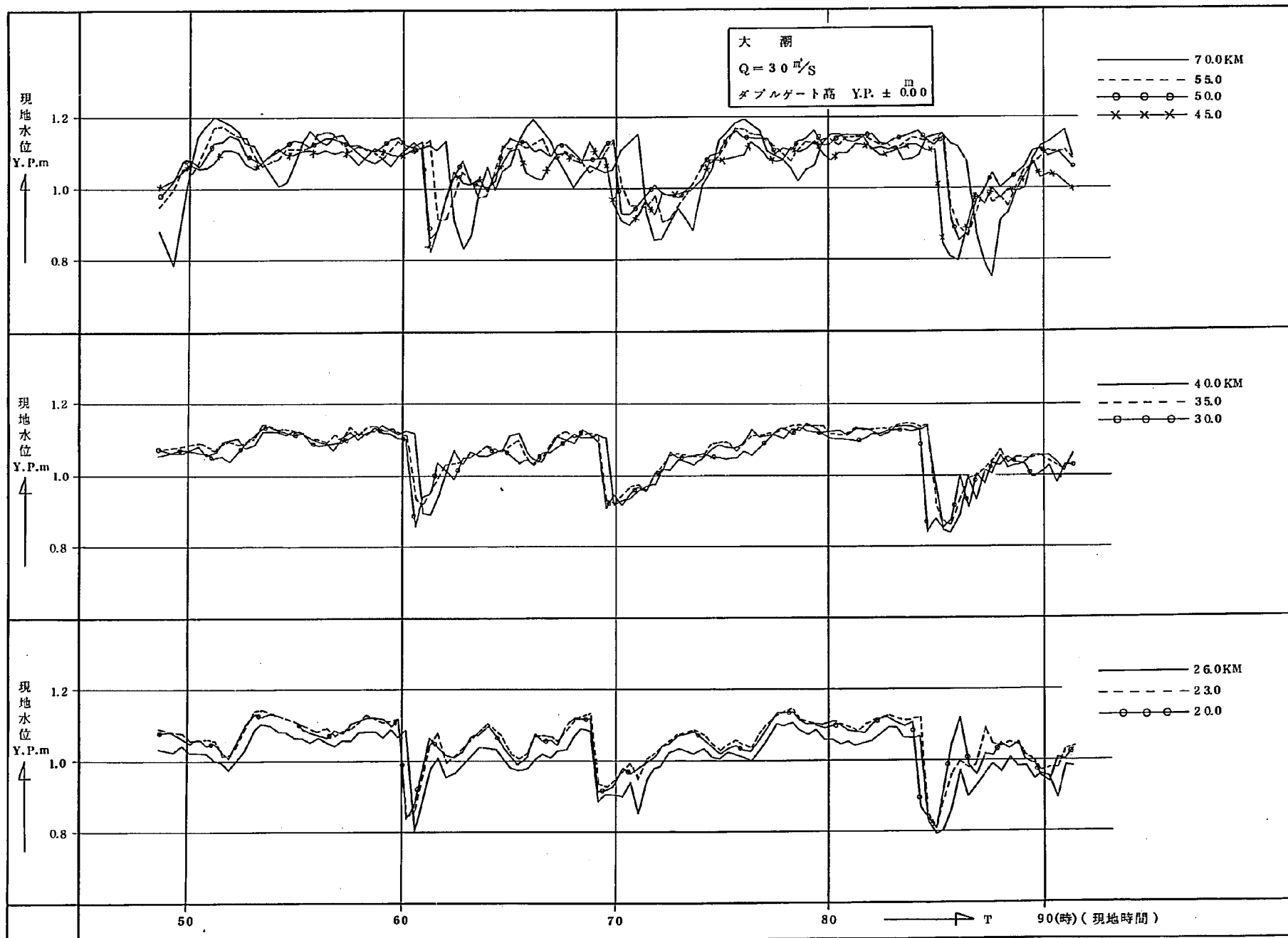


図-8.6 実験-Ⅲに於ける時間水位曲線

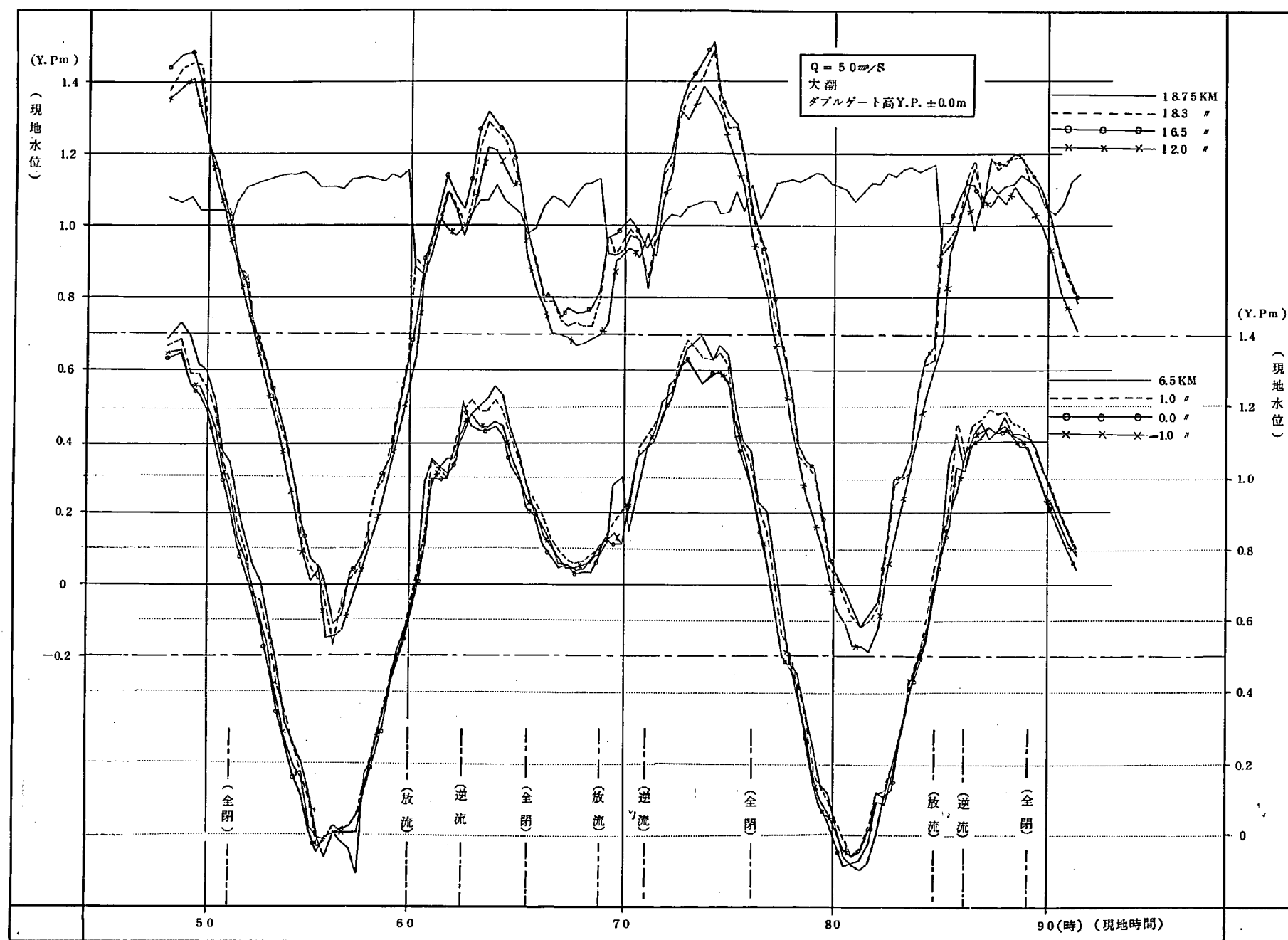


図-8.7 実験-Ⅳに於ける時間-水位曲線

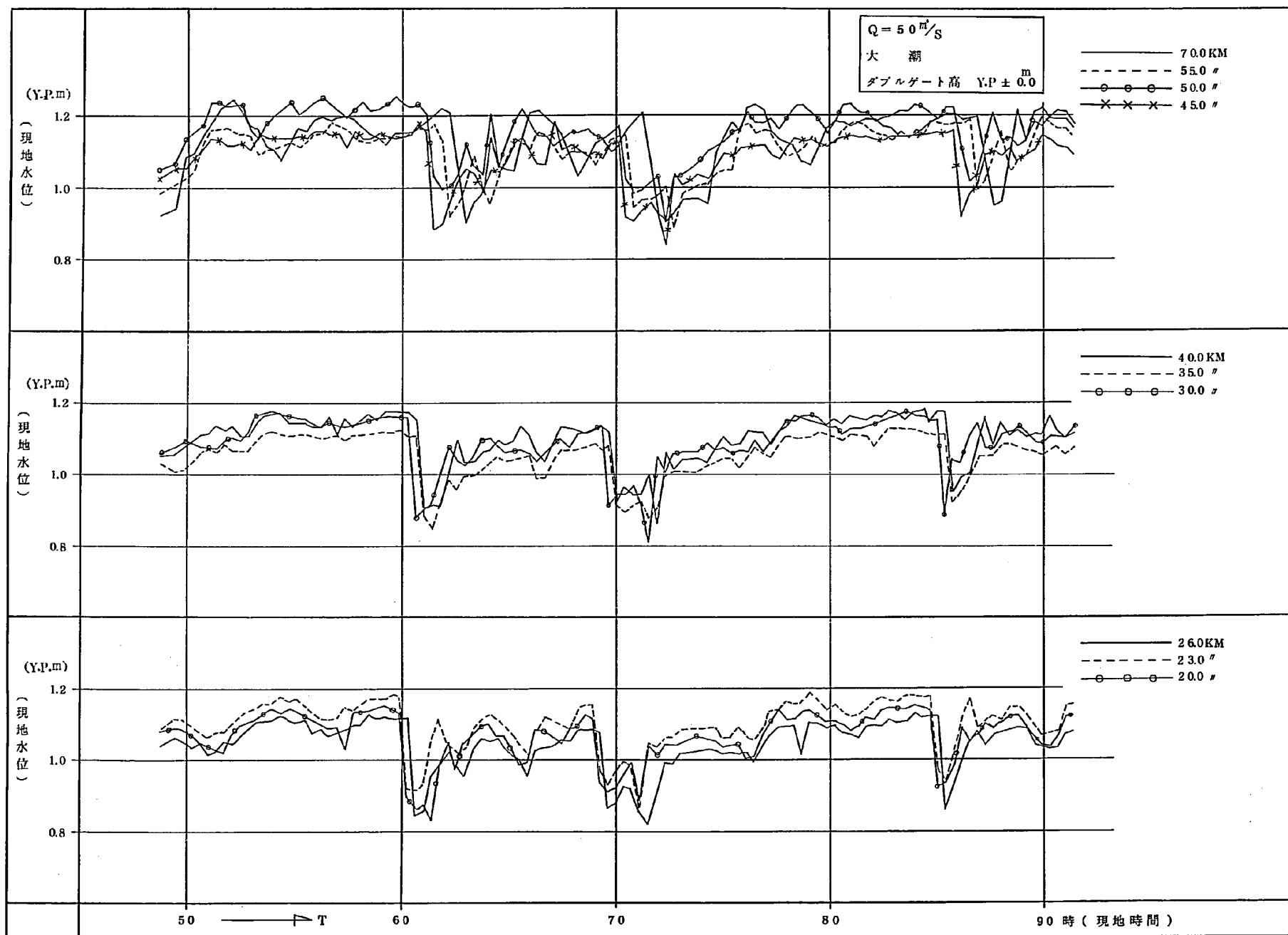


図-8.8 実験-Nに於ける時間水位曲線

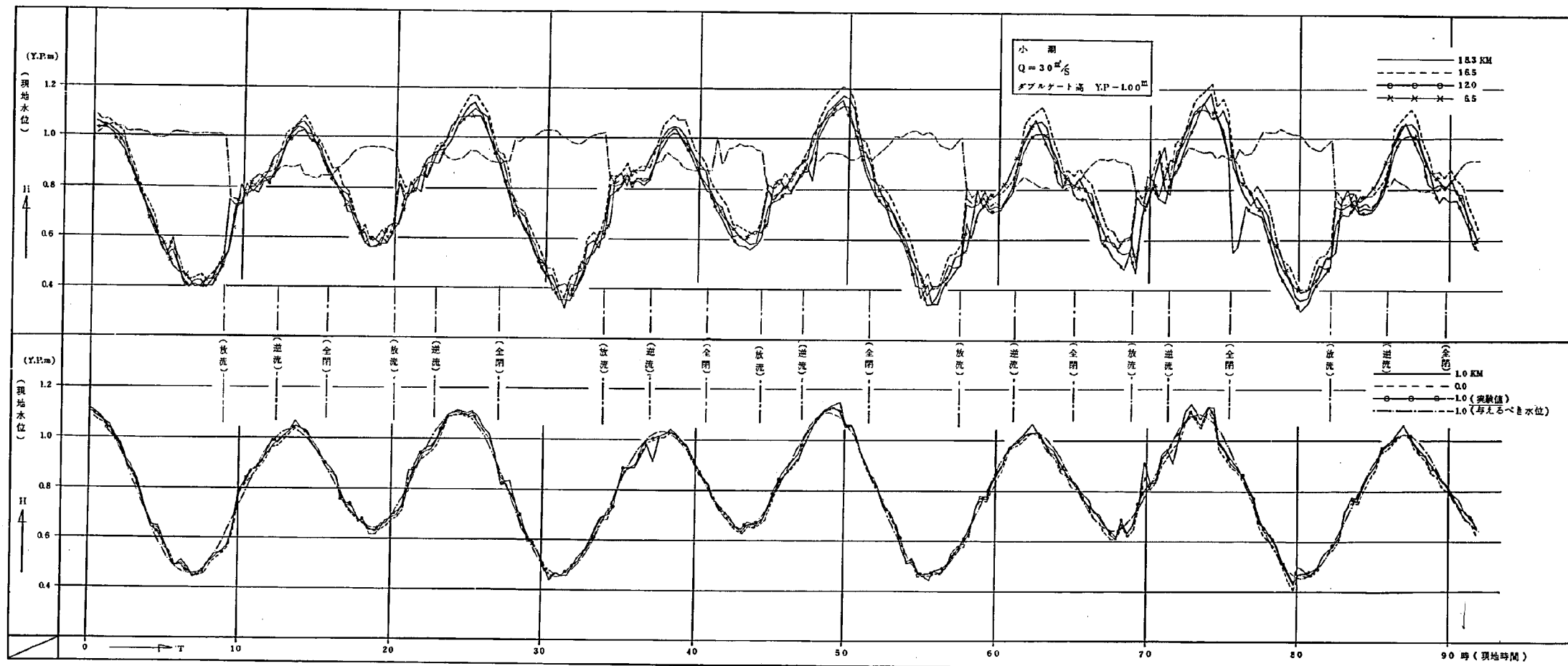


図-8.9 実験-Vに於ける時間水位曲線

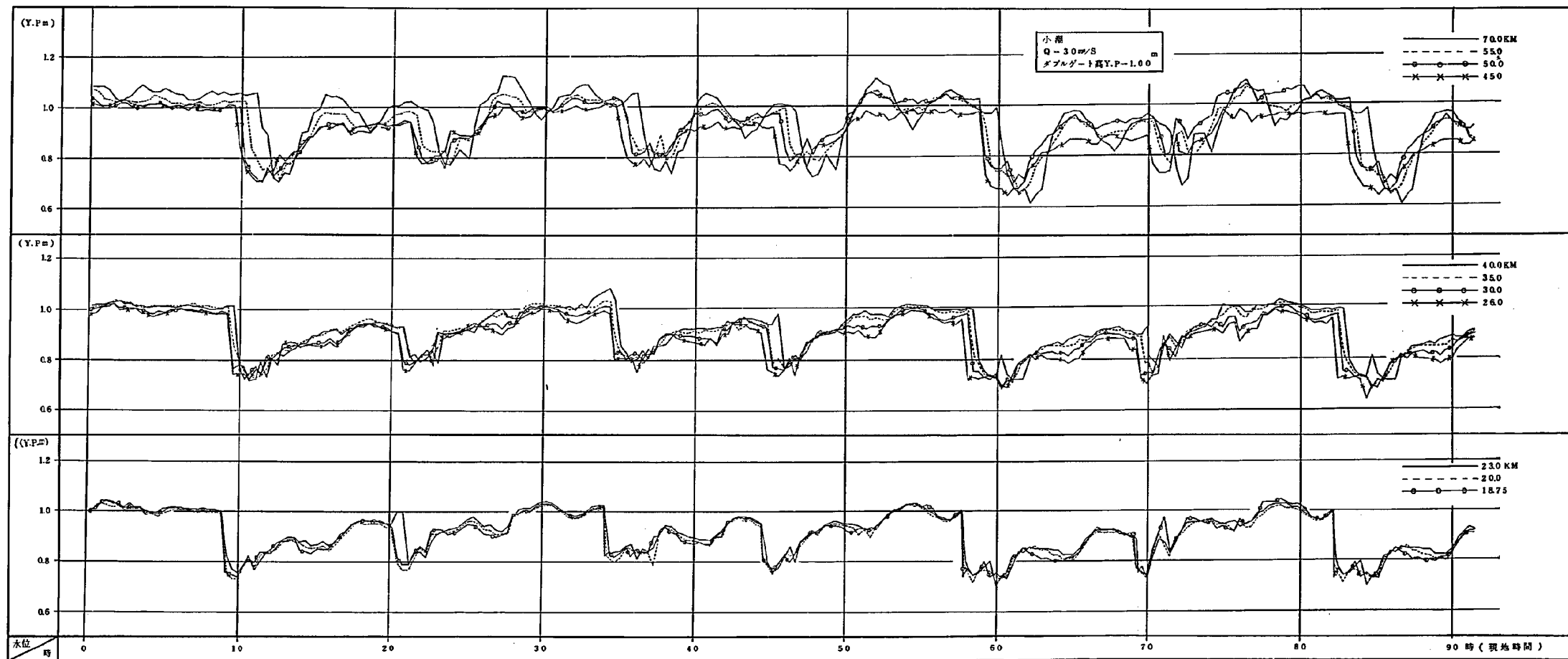


図-8.10 実験-Vに於ける時間水位曲線

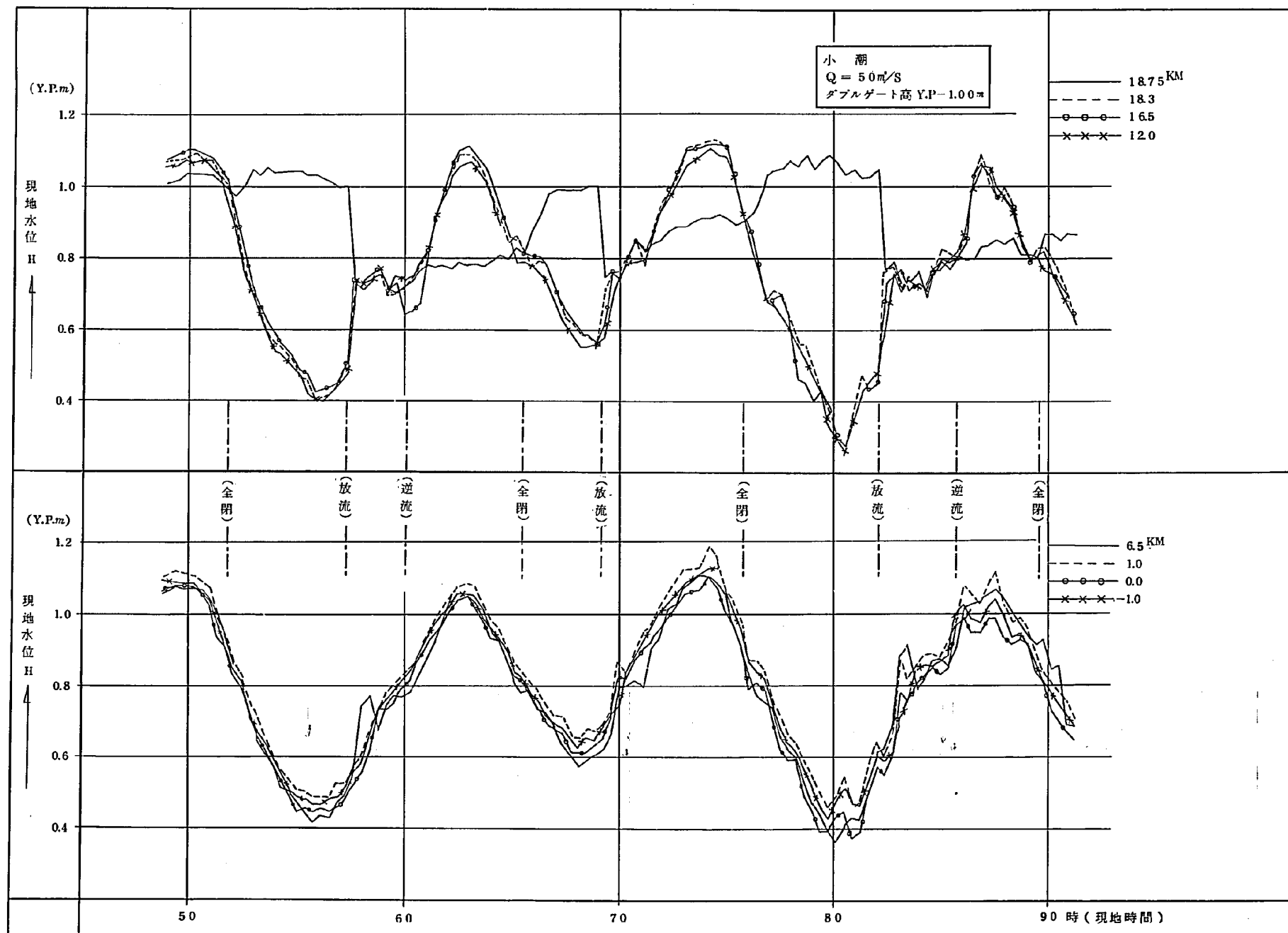


図-8.11 実験-VI に於ける時間水位曲線

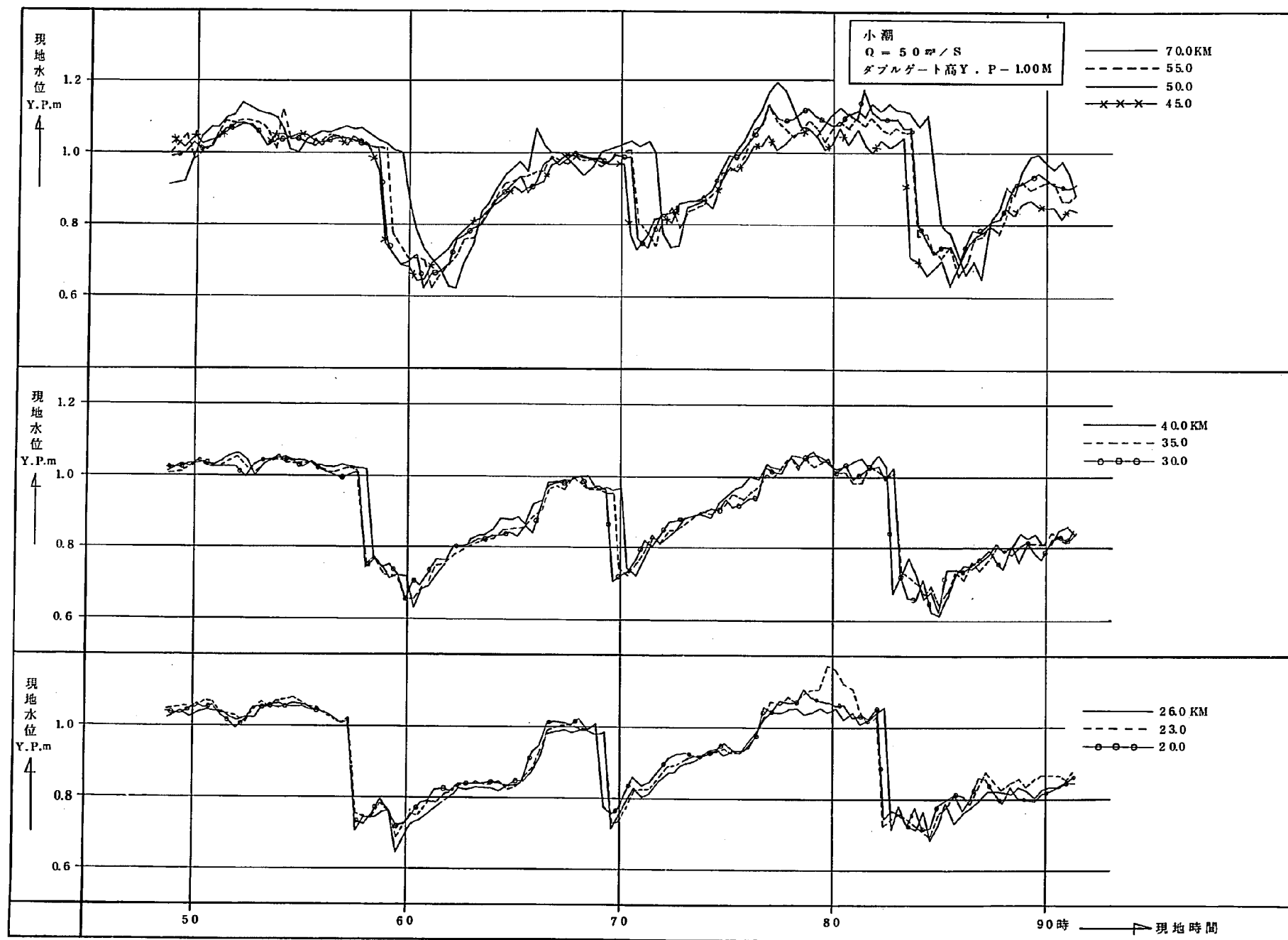


図-8.12 実験-VIに於ける時間水位曲線

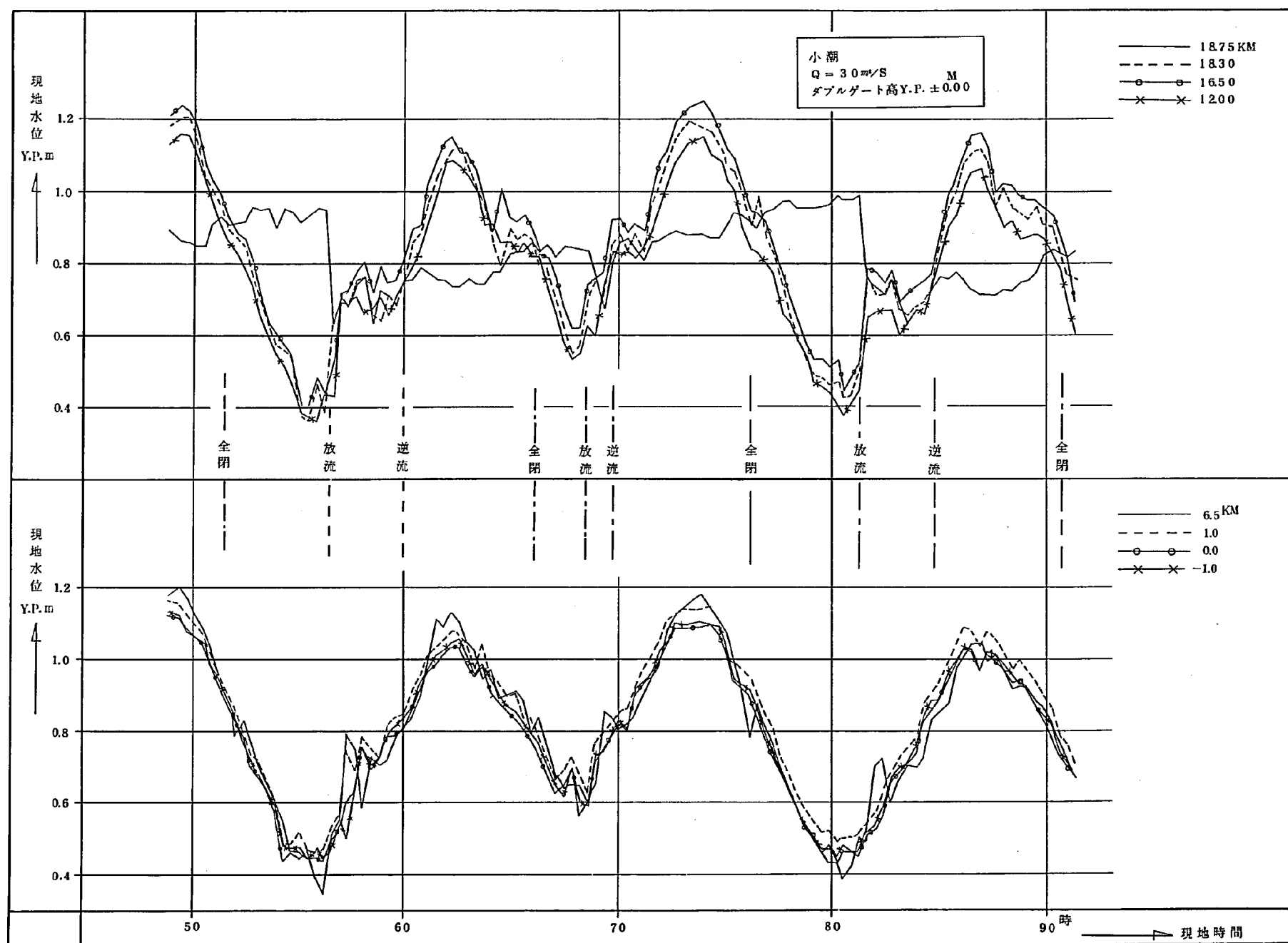


図-8.13 実験-VIIに於ける時間水位曲線

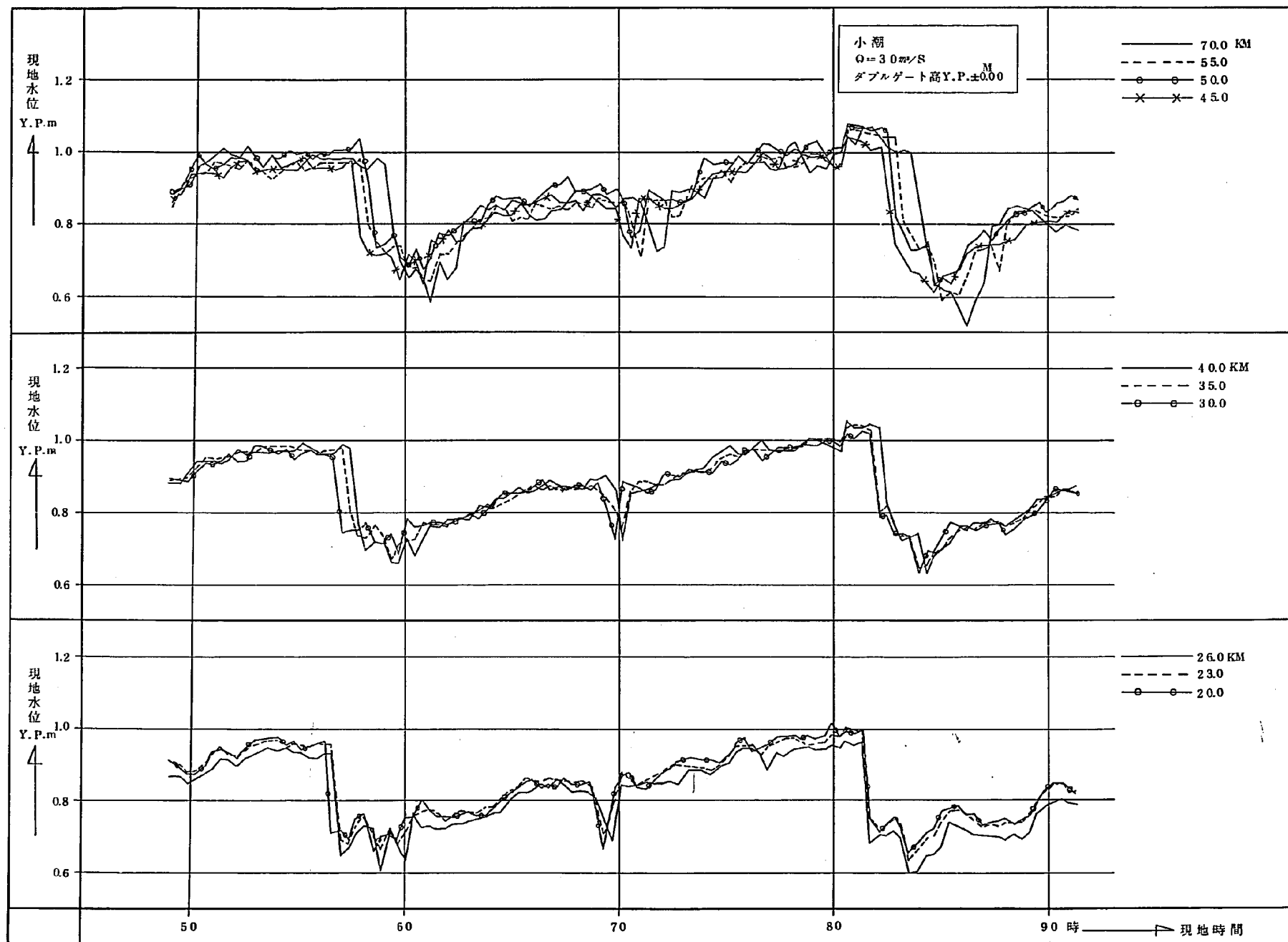


図-8.14 実験-VIIに於ける時間水位曲線

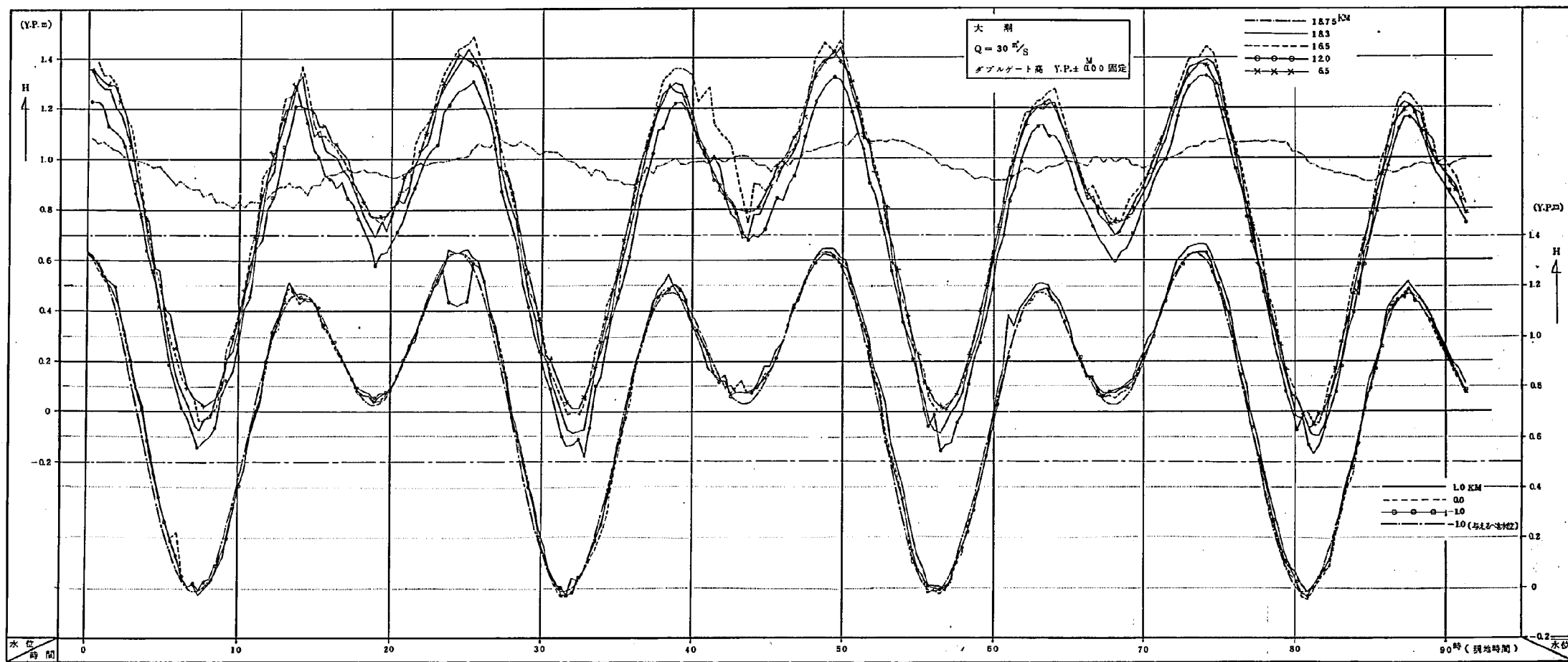


図-8.15 実験-Ⅳに於ける時間水位曲線

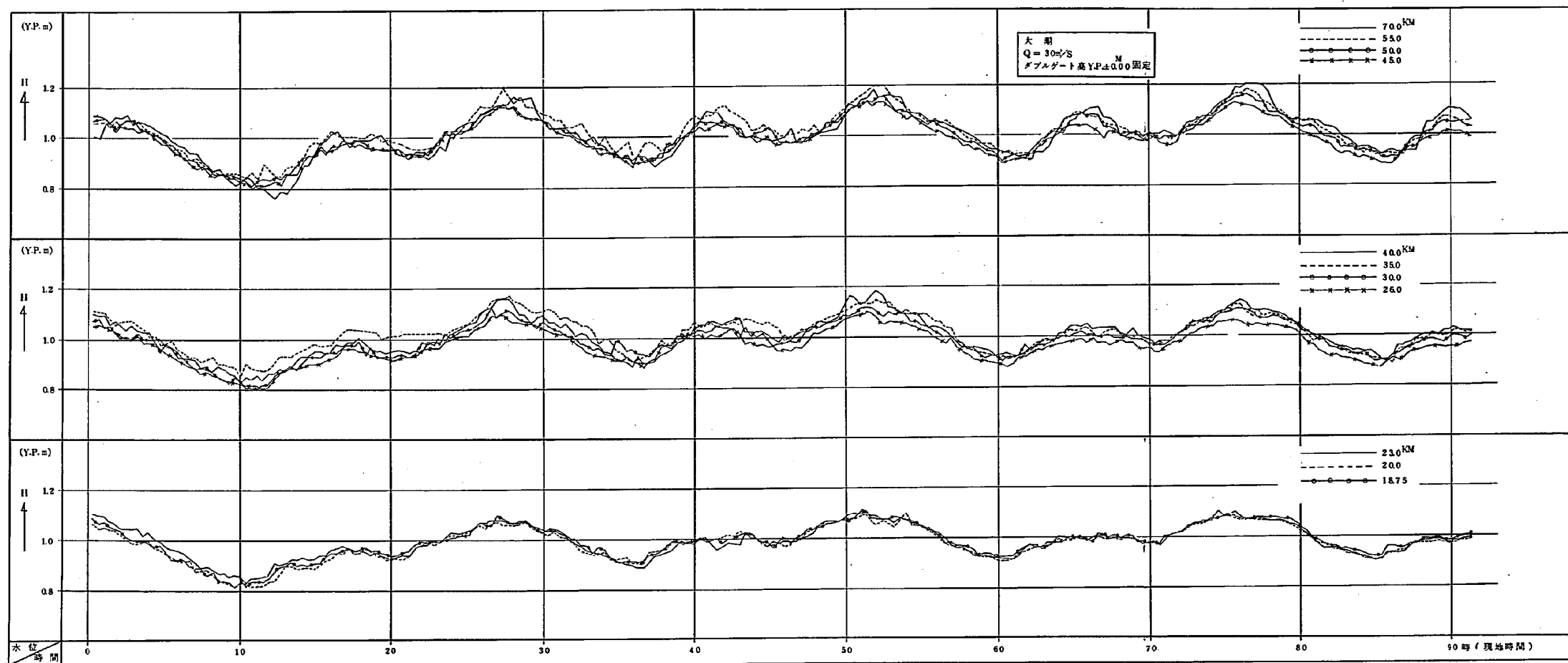


図-8.16 実験-Ⅷに於ける時間水位曲線

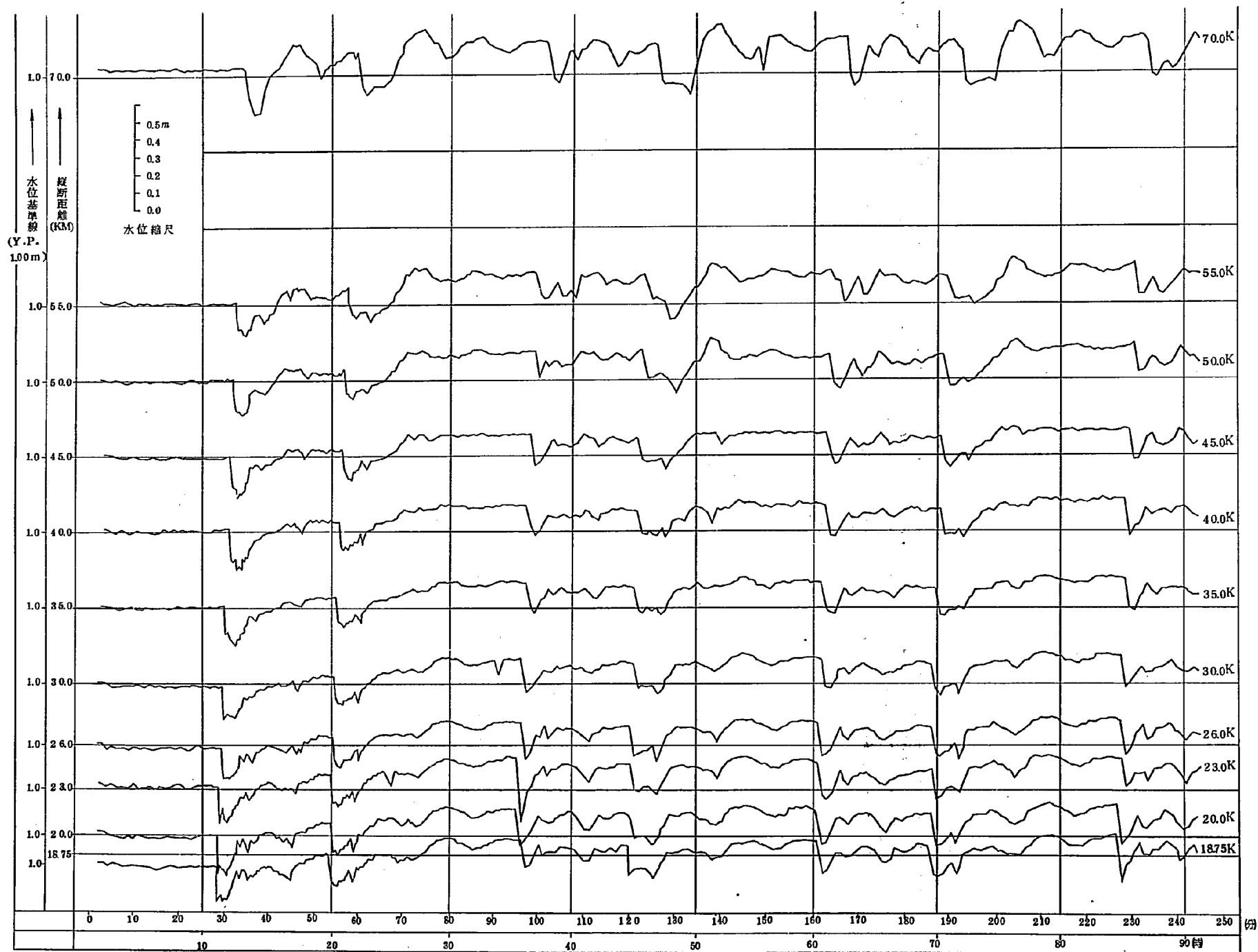


図-9.1 実験 I (大潮, $Q=30 \text{ m}^3/\text{s}$, ダブルゲート高 Y.P. - 1.00) 時間水位曲線

→ 時刻
模型 (分)
現地 (時)

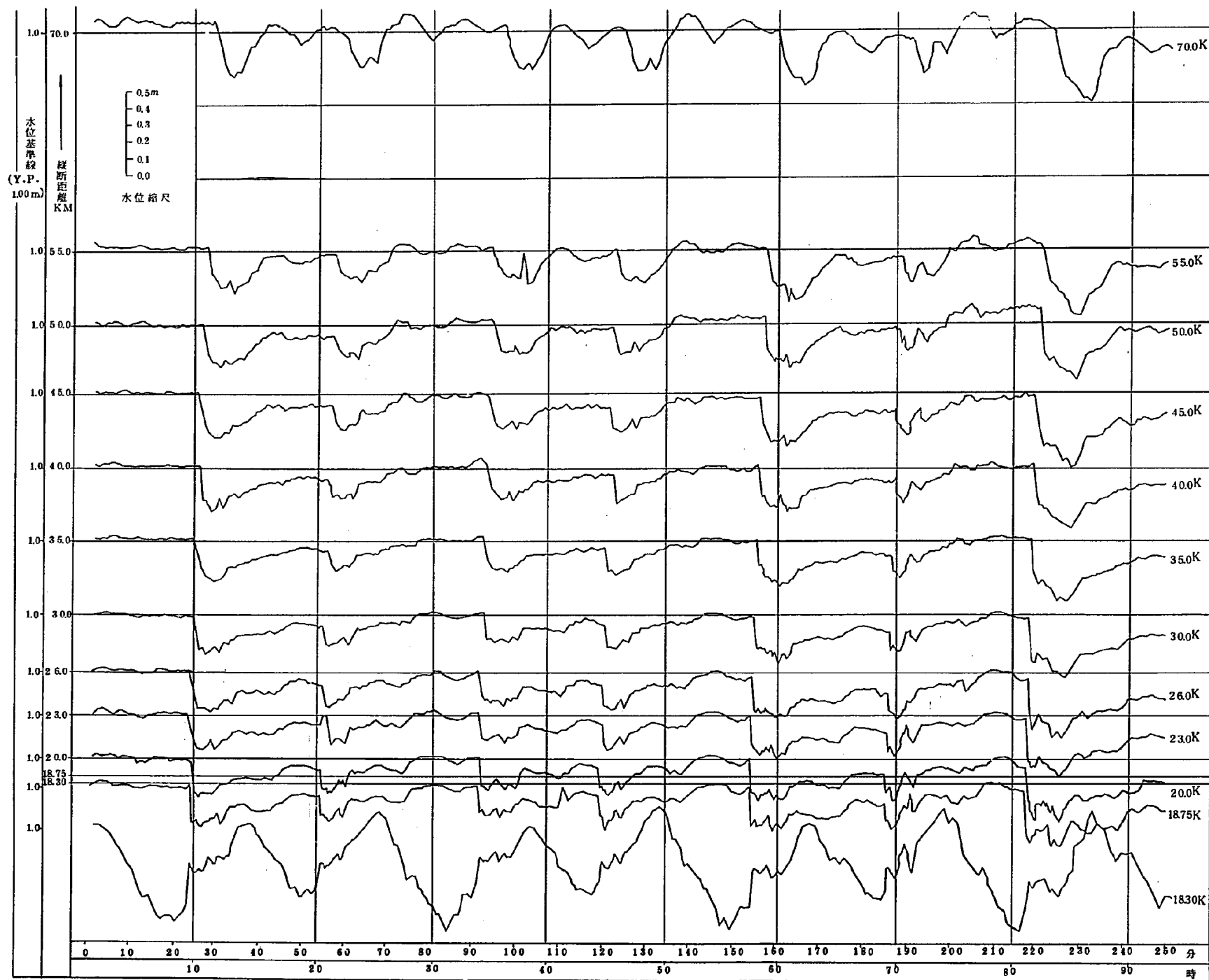


図-9.2 実験V (小潮, $Q = 3.0 \text{ m}^3/\text{s}$, ダブルグート Y.P. - 1.00m) 時間水位曲線

— 時刻
— 模型時刻
— 現地時刻

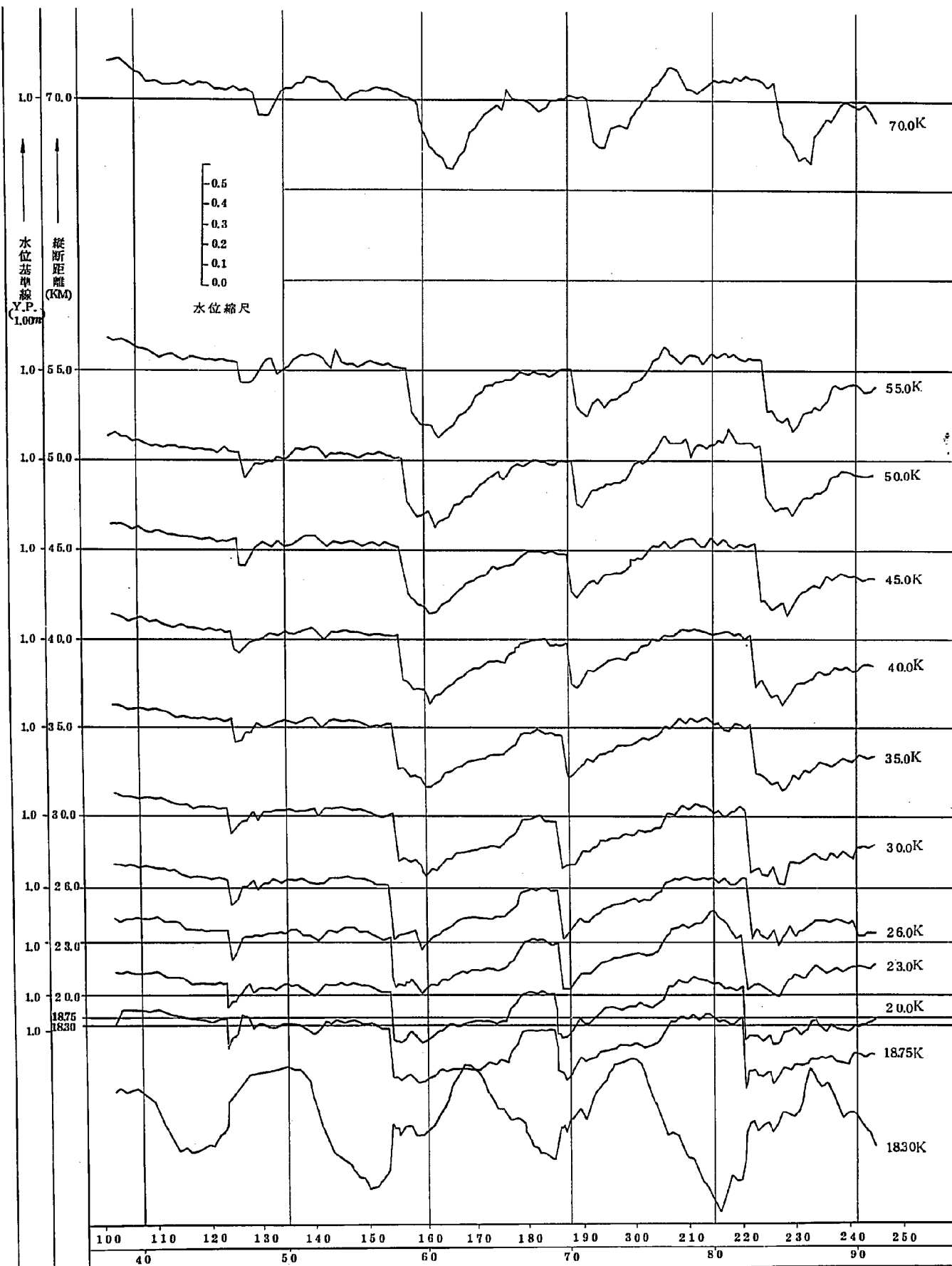
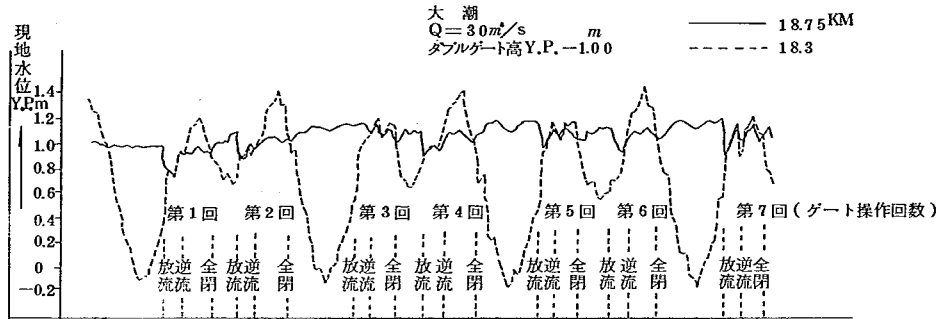


図-9.3 実験VI (小潮, $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$, ダブルゲート高 Y.P.-1.00m) 時間水位曲線

—— 時刻 模型(分)
- - - 現地(時)

実験 - I に於ける時間水位曲線



実験 II に於ける時間水位曲線

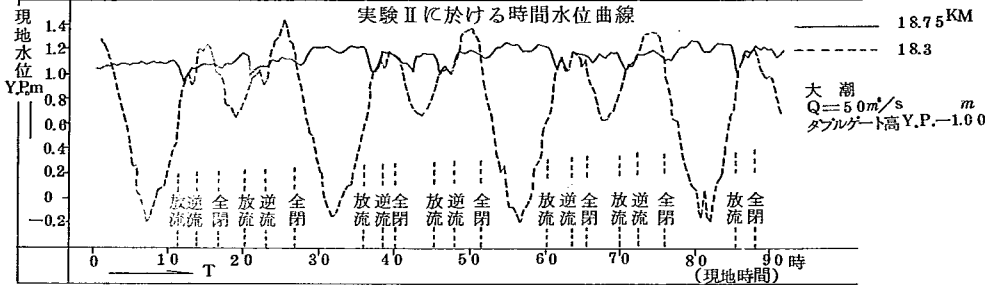


図 - 1 0. 1 時間水位曲線 (堰上下流)

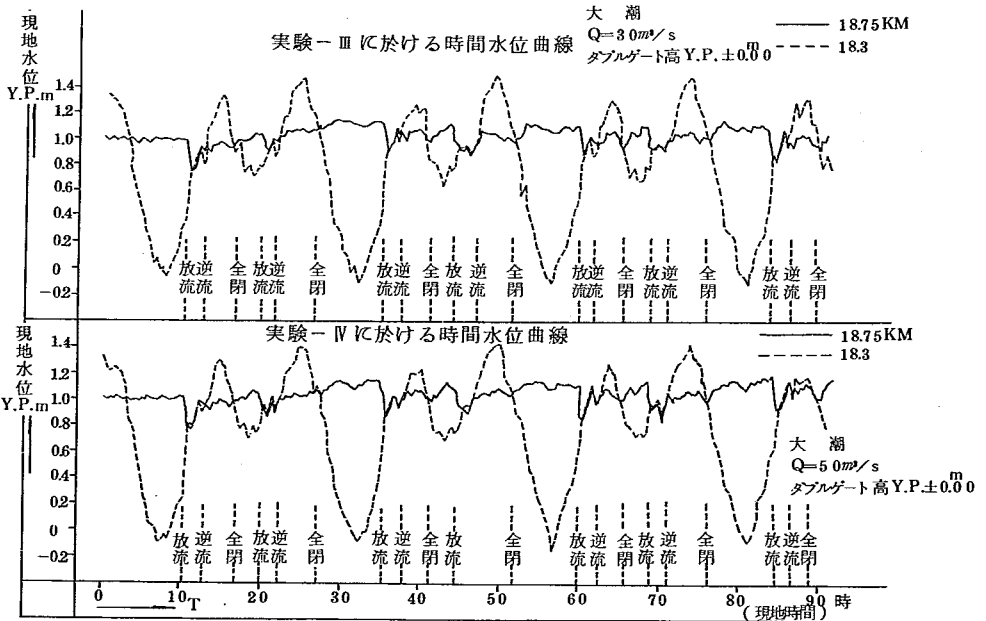


図 - 1 0. 2 時間水位曲線 (堰上下流)

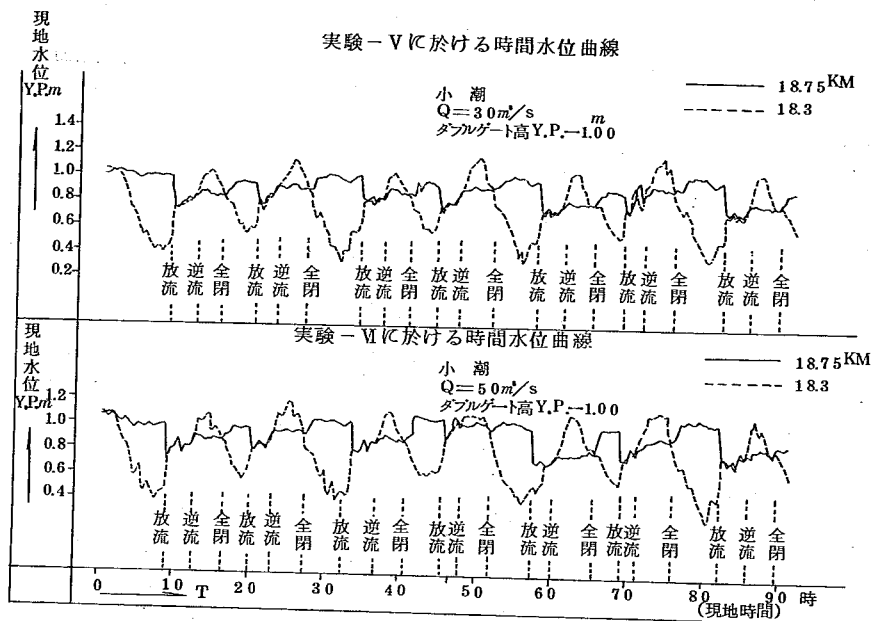


図 - 1 0.3 時間水位曲線 (堰上下流)

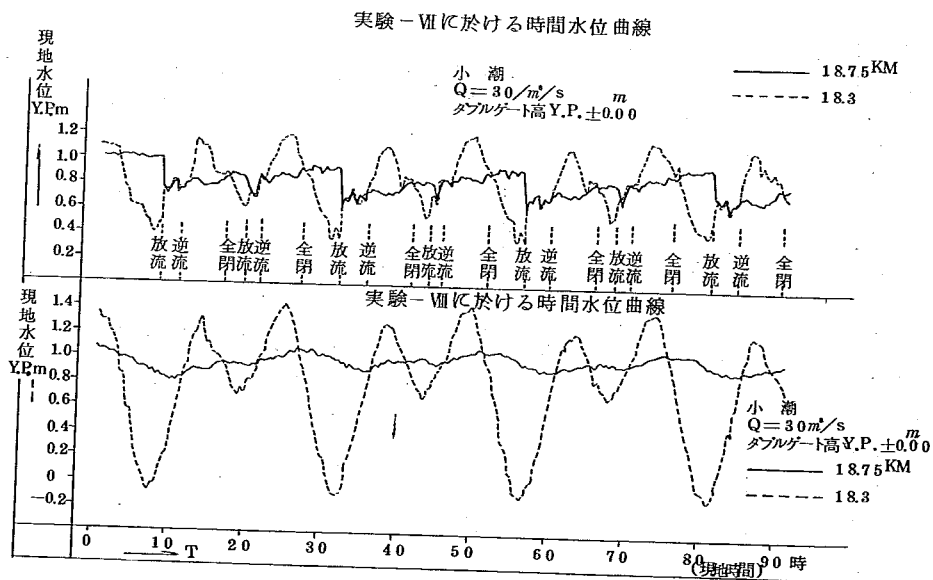


図 - 1 0.4 時間水位曲線 (堰上下流)

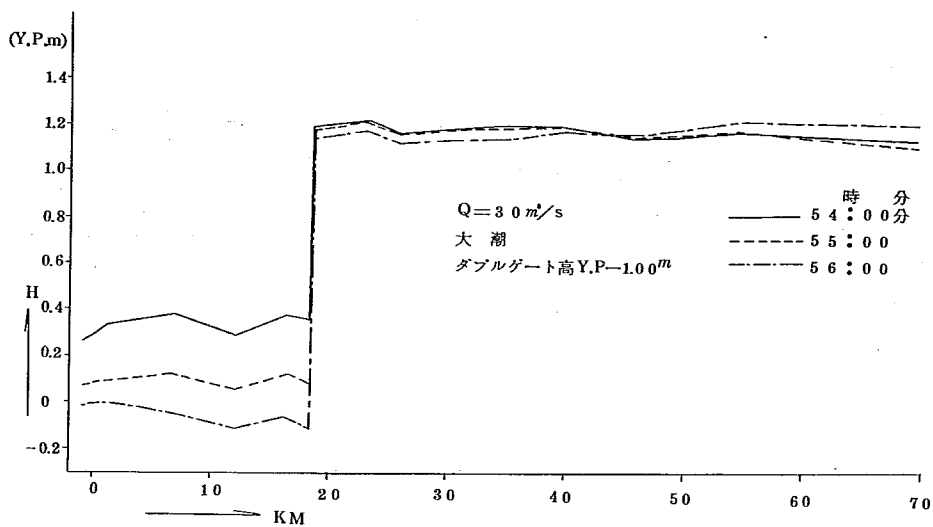


図-1.1.1.1 実験 I における同時水位曲線

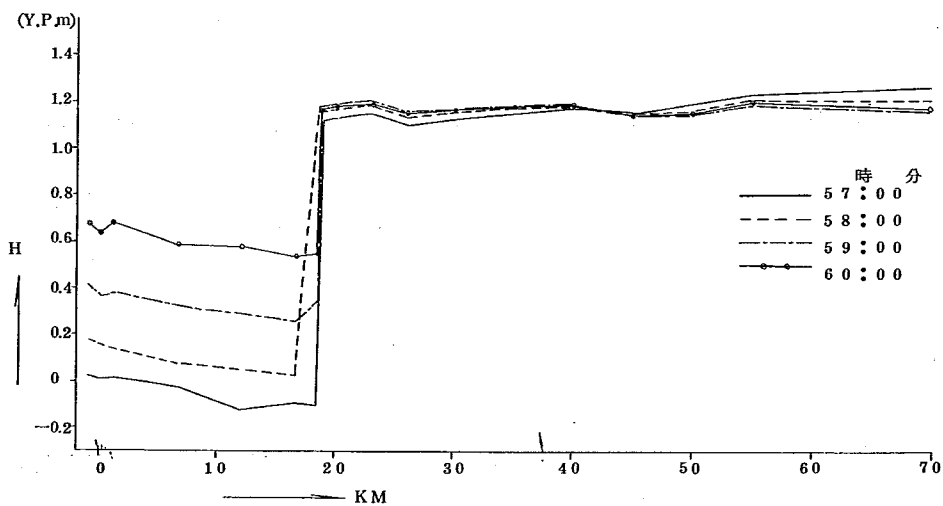


図-1.1.1.2 実験 I における同時水位曲線

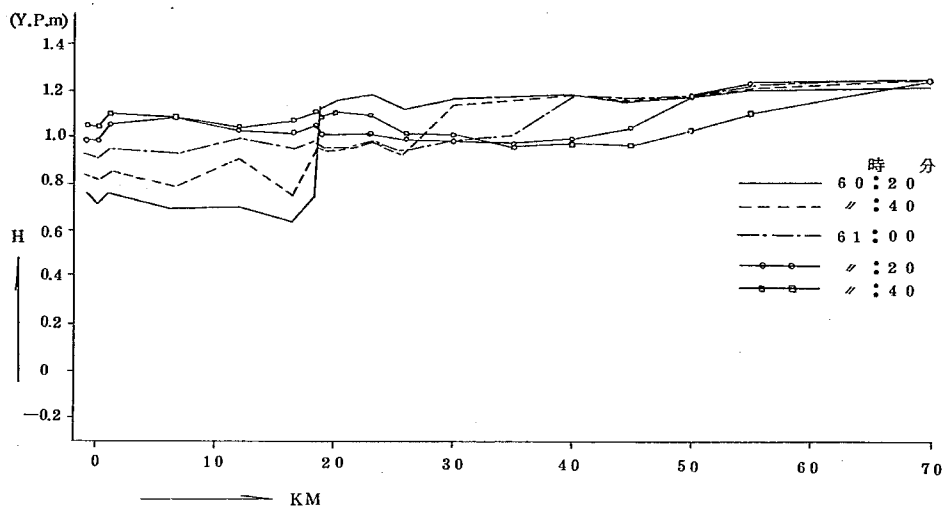


図-1 1.1.3 実験 I における同時水位曲線

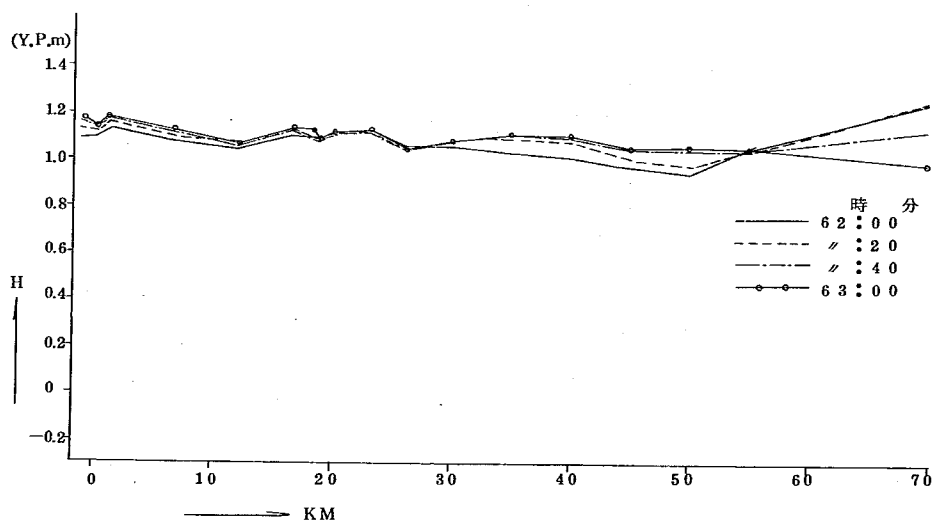


図-1 1.1.4 実験 I における同時水位曲線

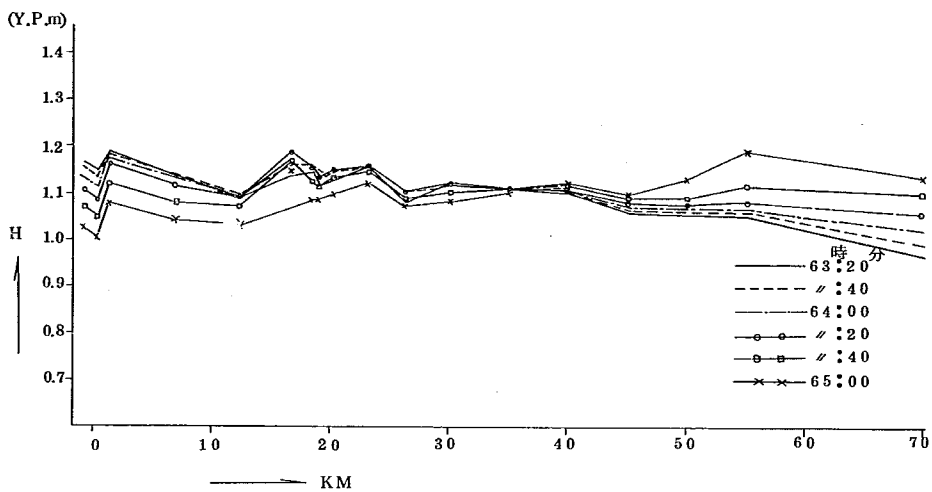


図-1 1.1.5 実験 I における同時水位曲線

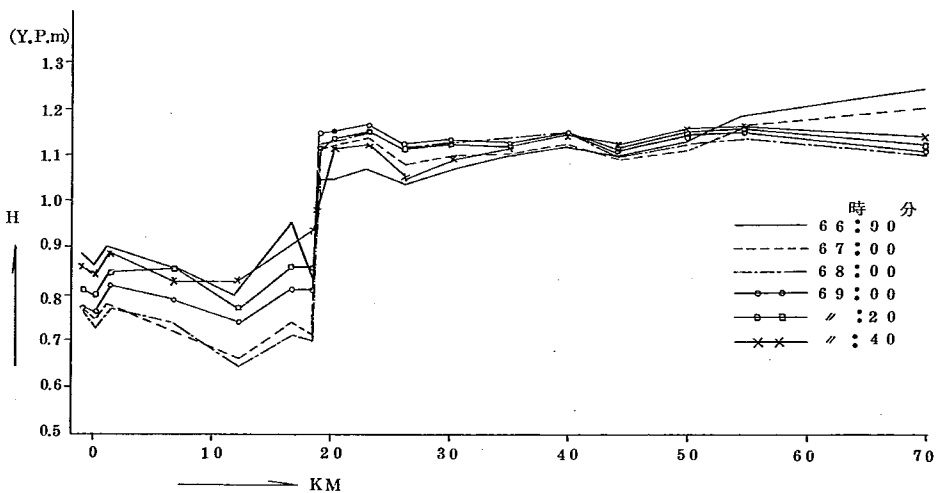


図-1 1.1.6 実験 I における同時水位曲線

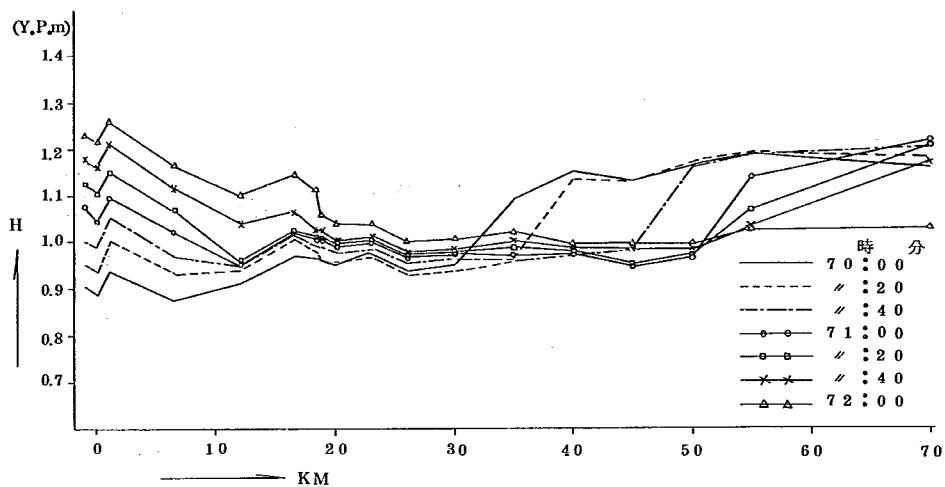


図-1 1.1.7 実験 I における同時水位曲線

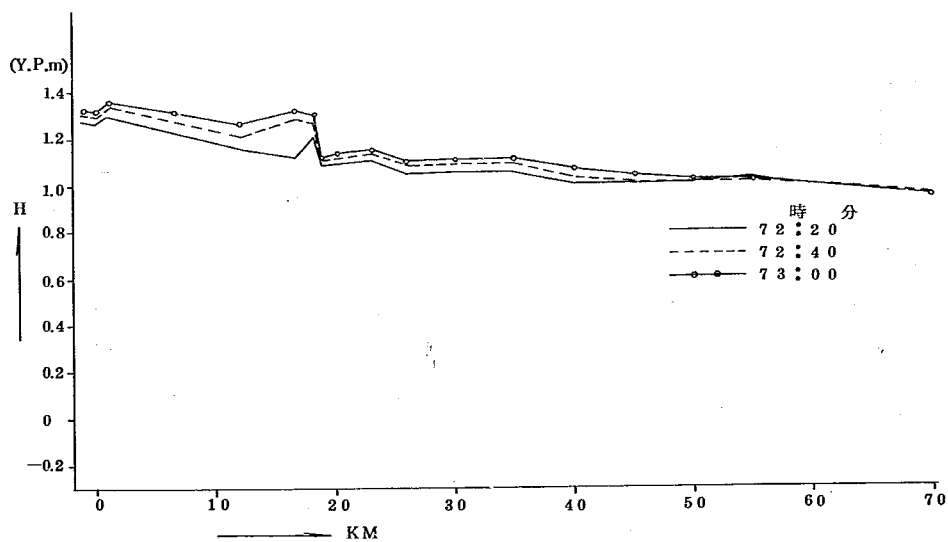


図-1 1.1.8 実験 I における同時水位曲線

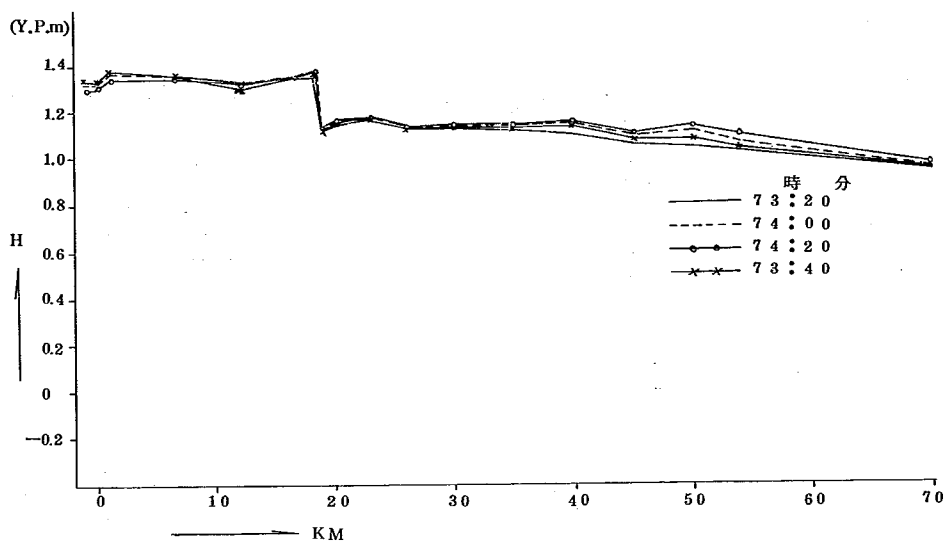


図-1.1.1.9 実験 I における同時水位曲線

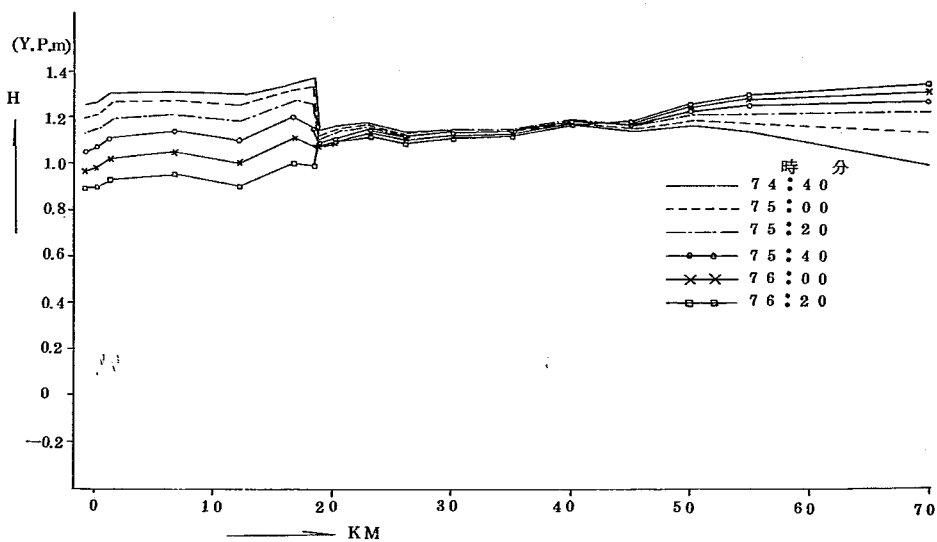


図-1.1.1.10 実験 I における同時水位曲線

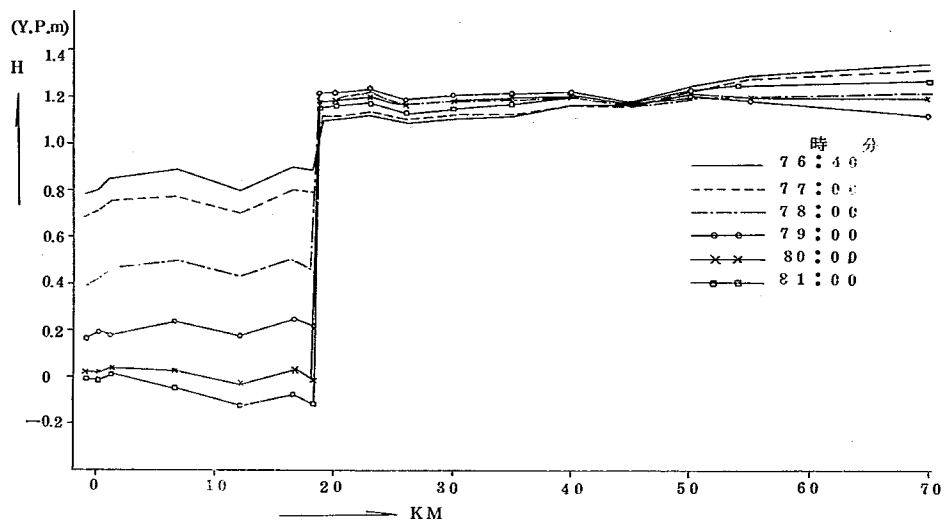


図-1.1.1.1.1 実験Iにおける同時水位曲線

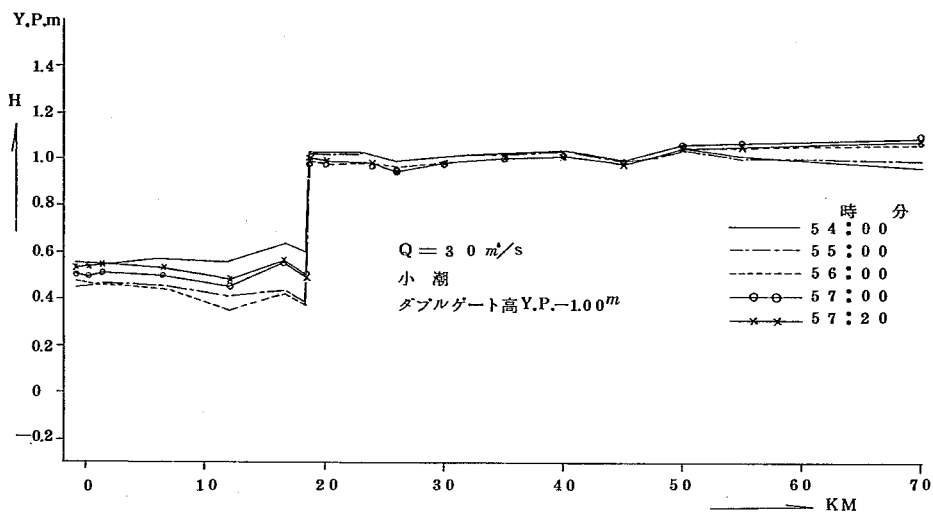


図-1 1.2.1 実験Vにおける同時水位曲線

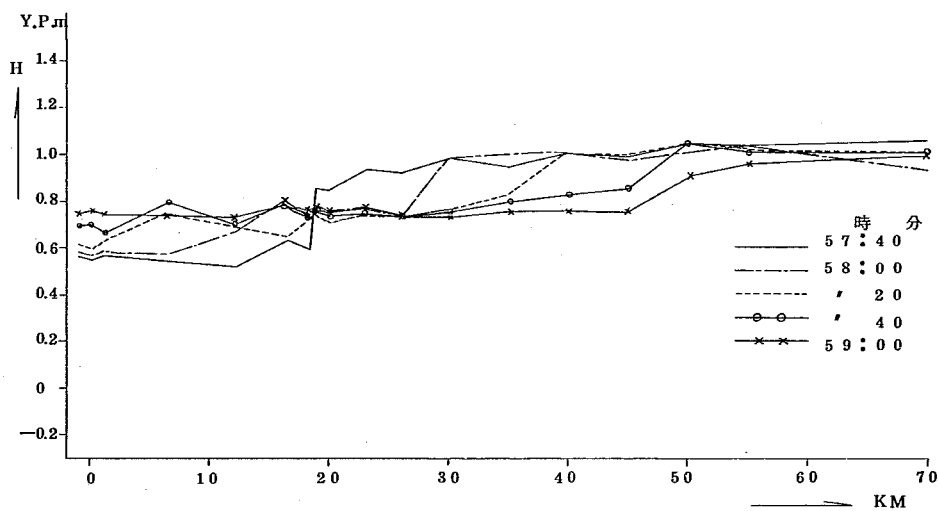


図-1 1.2.2 実験Vにおける同時水位曲線

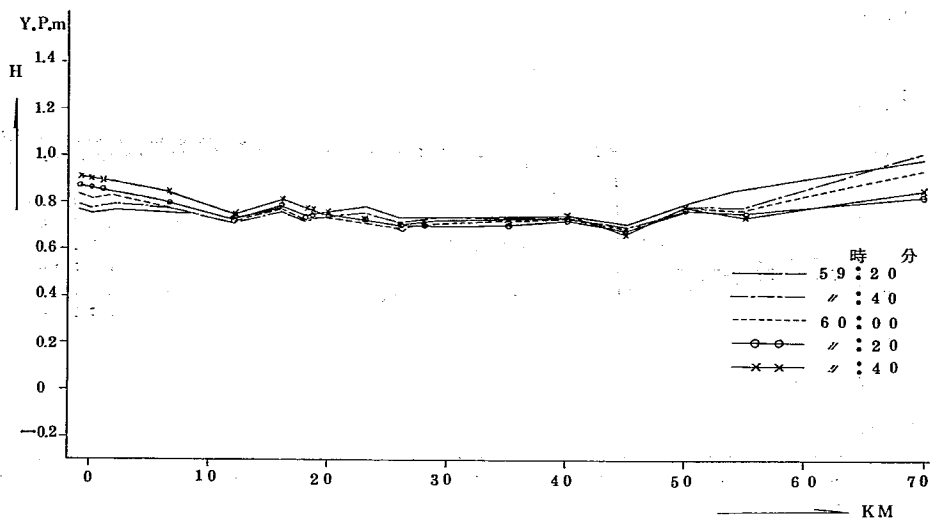


図-1.1.2.3 実験Vにおける同時水位曲線

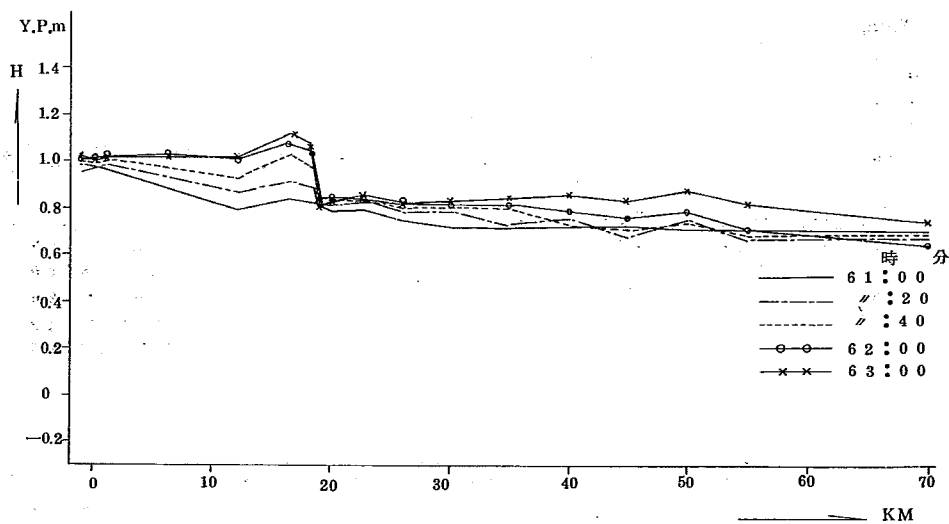


図-1.1.2.4 実験Vにおける同時水位曲線

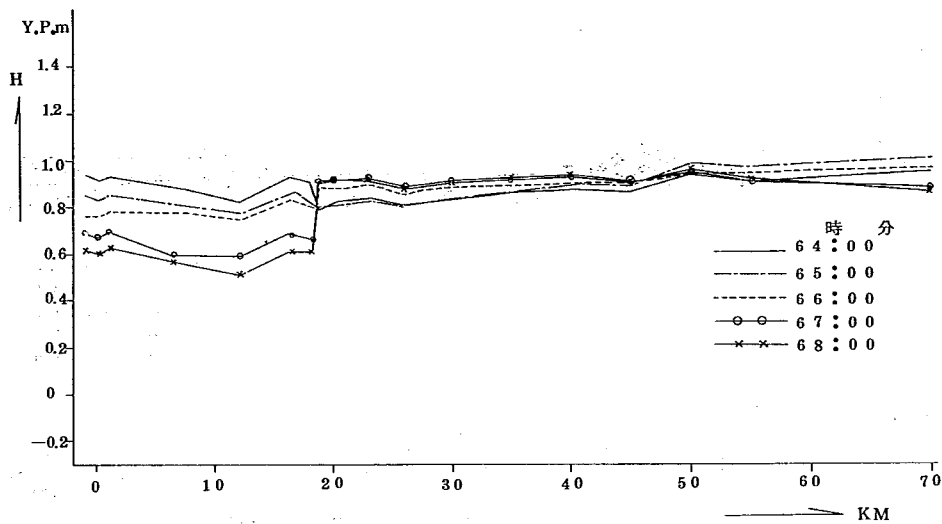


図-1 1.2.5 実験Vにおける同時水位曲線

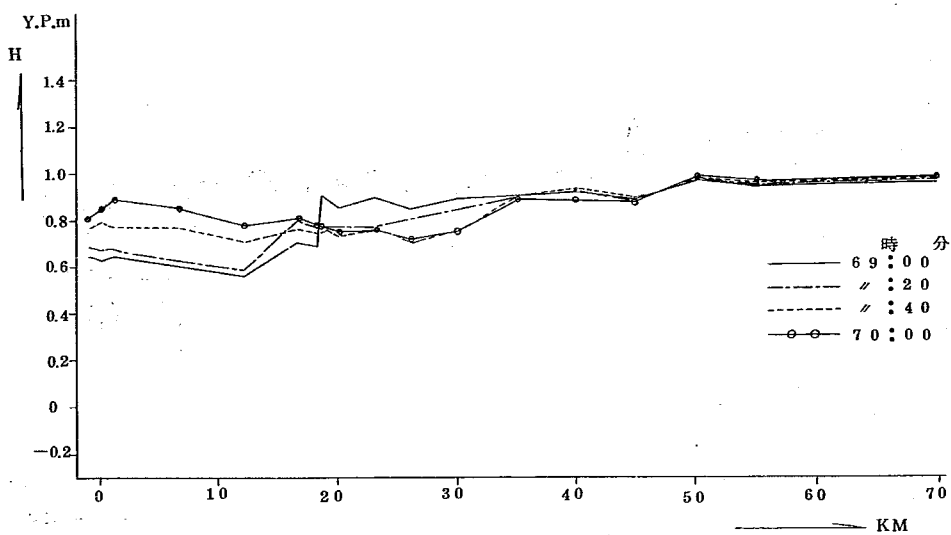


図-1 1.2.6 実験Vにおける同時水位曲線

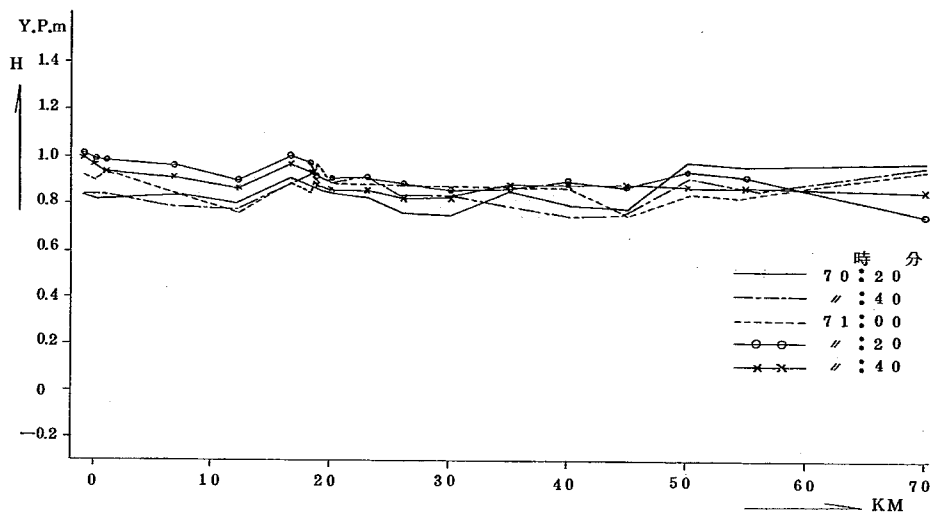


図-1 1.2.7 実験Vにおける同時水位曲線

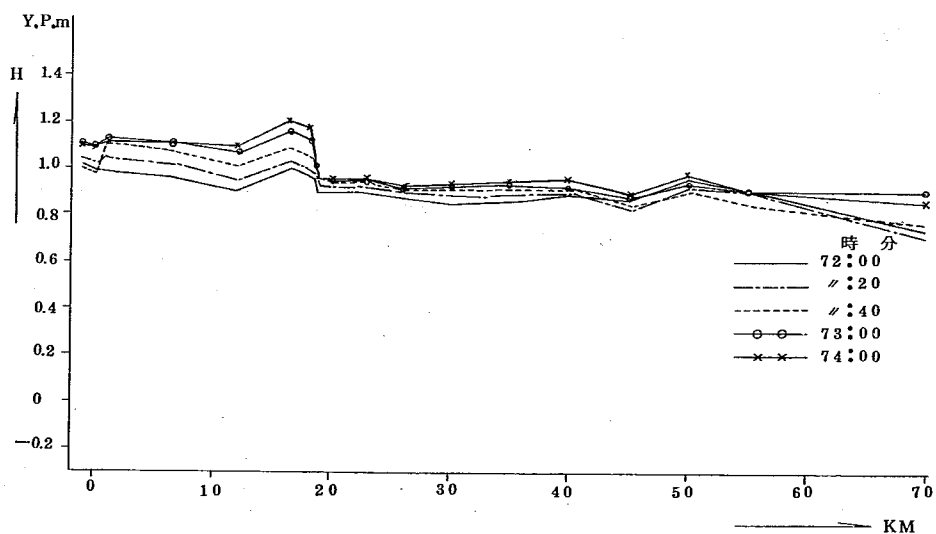


図-1 1.2.8 実験Vにおける同時水位曲線

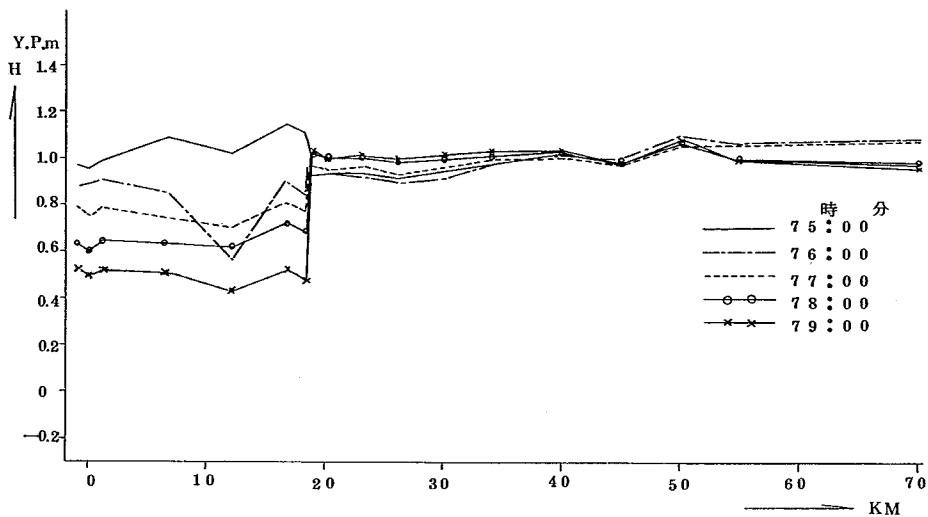


図 1 1.2.9 実験 V における同時水位曲線

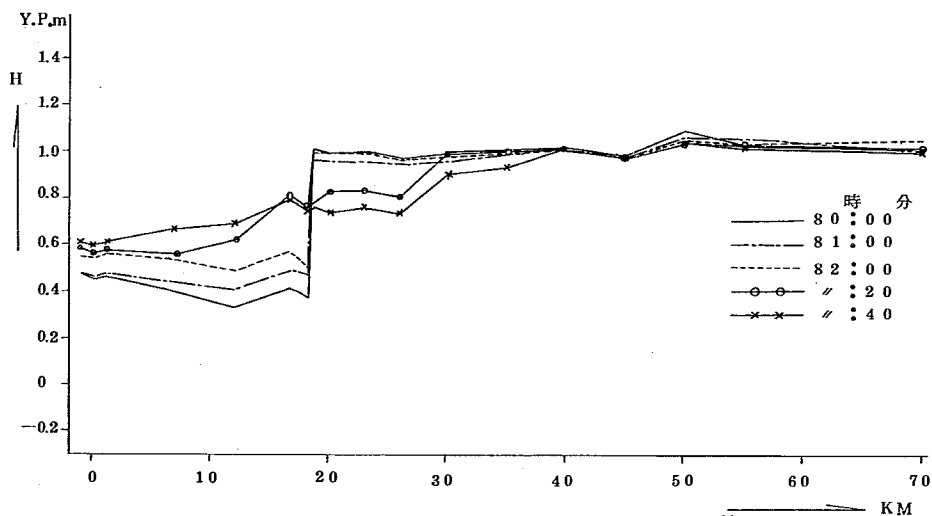


図 - 1 1.2.10 実験 V における同時水位曲線

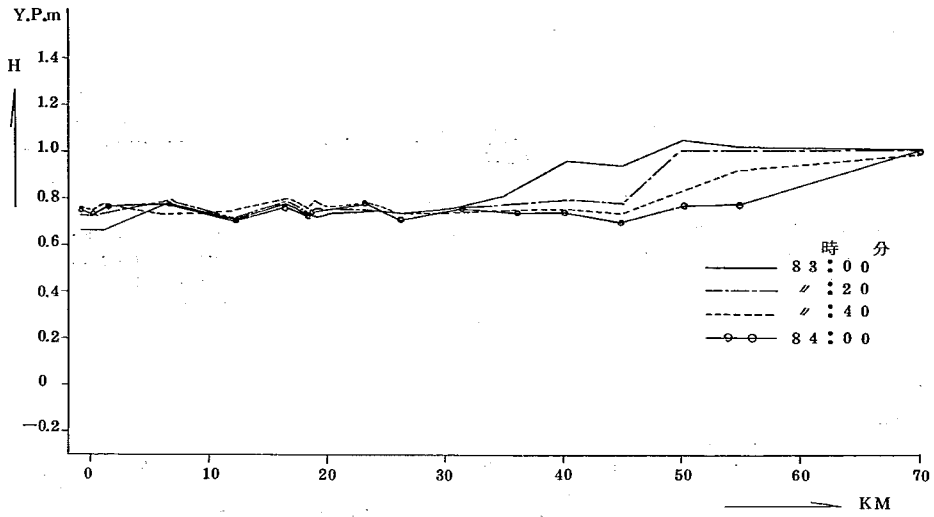


図-1.2.1.1 実験Vにおける同時水位曲線

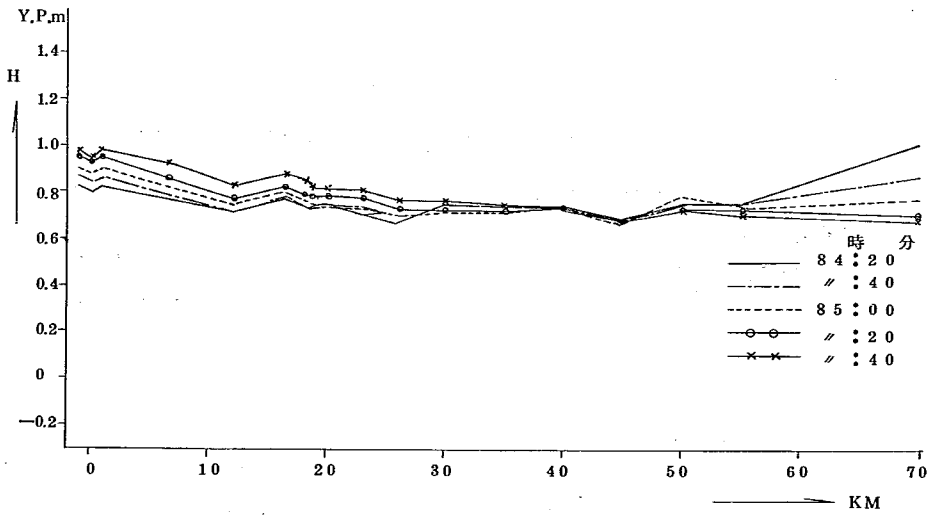


図-1.2.1.2 実験Vにおける同時水位曲線

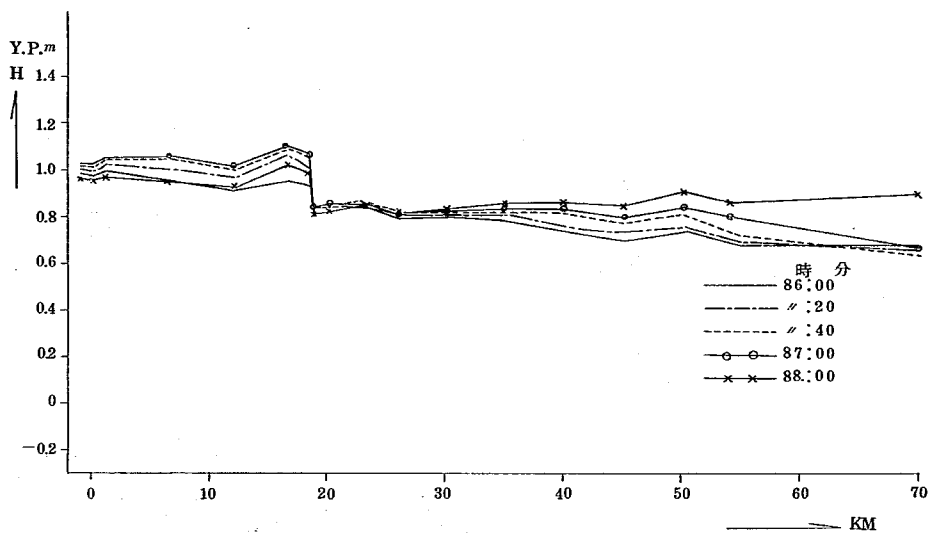


図-11.2.13 実験Vにおける同時水位曲線

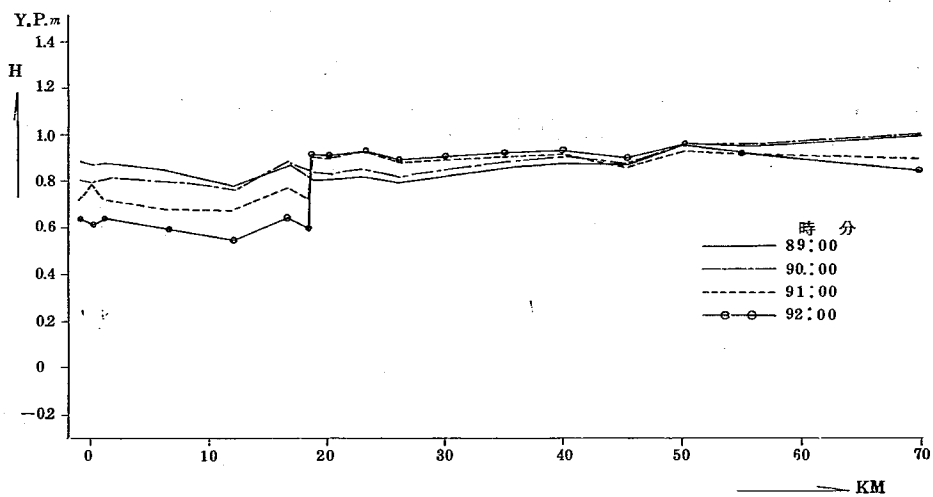


図-11.2.14 実験Vにおける同時水位曲線

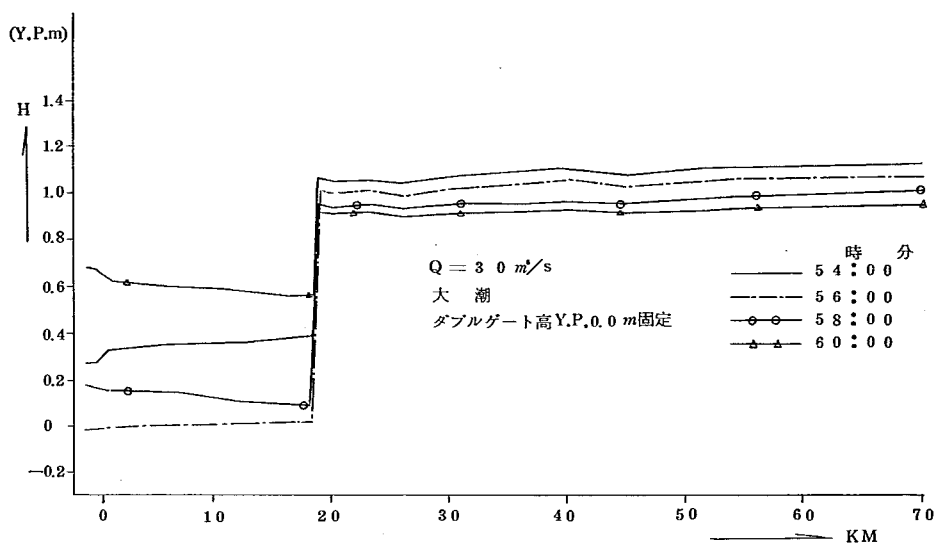


図-1.3.1 実験Ⅶにおける同時水位曲線

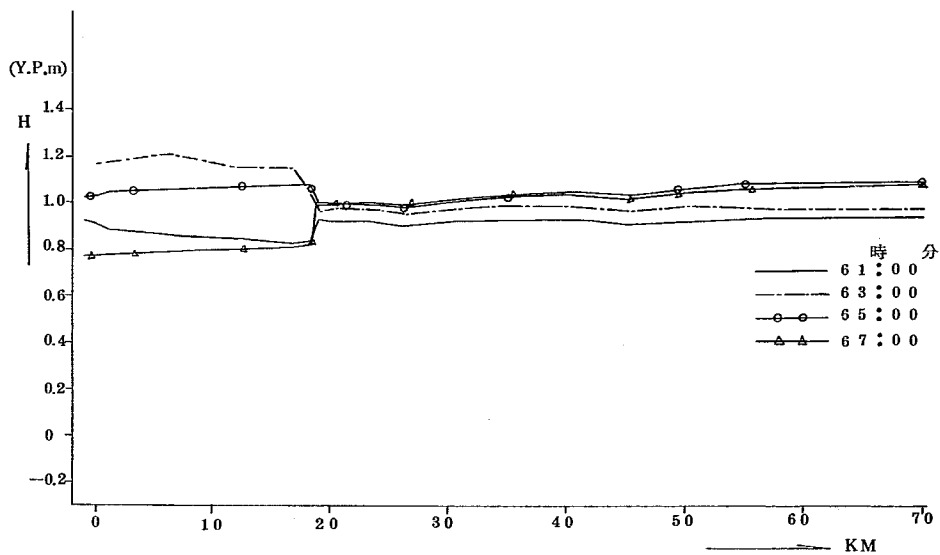


図-1.3.2 実験Ⅶにおける同時水位曲線

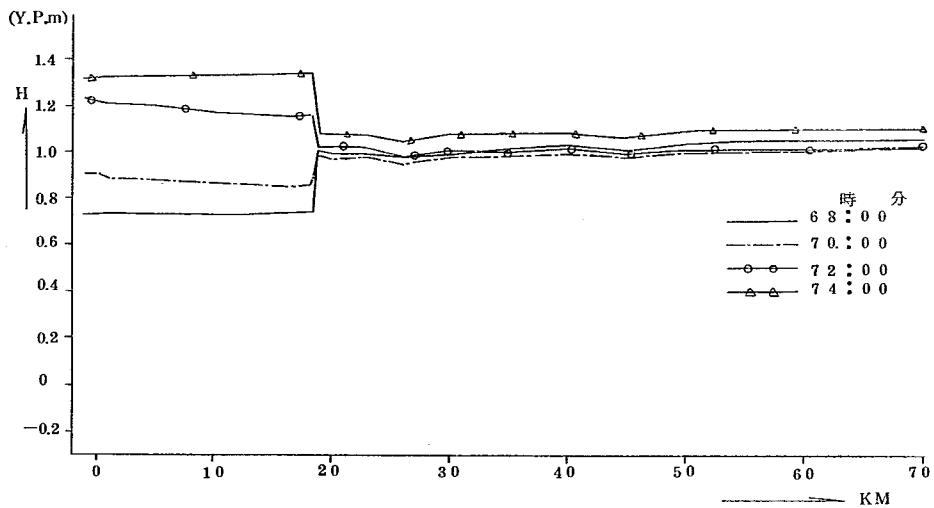


図 - 1 1. 3. 3 実験Ⅶにおける同時水位曲線

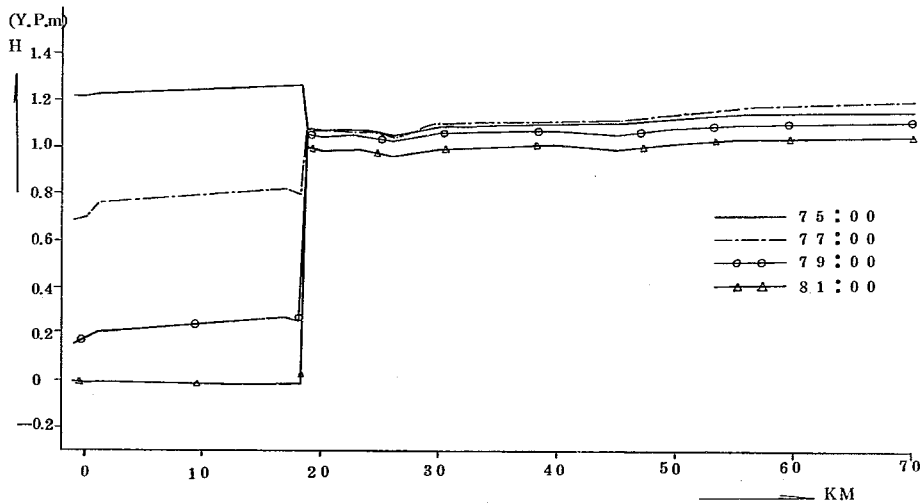


図 - 1 1. 3. 4 実験Ⅶにおける同時水位曲線

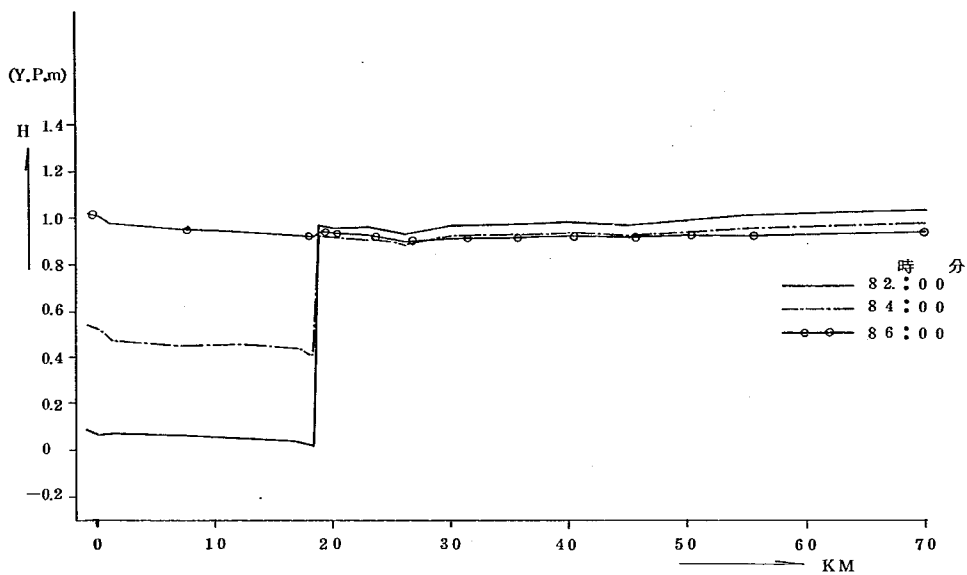


図-1 1. 3. 5 実験Ⅶにおける同時水位曲線

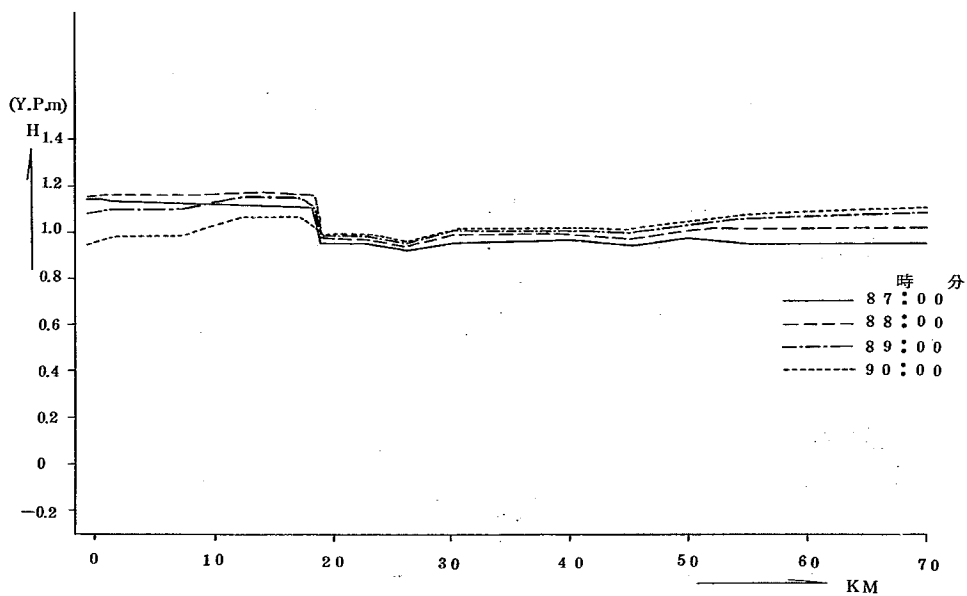


図-1 1. 3. 6 実験Ⅶにおける同時水位曲線

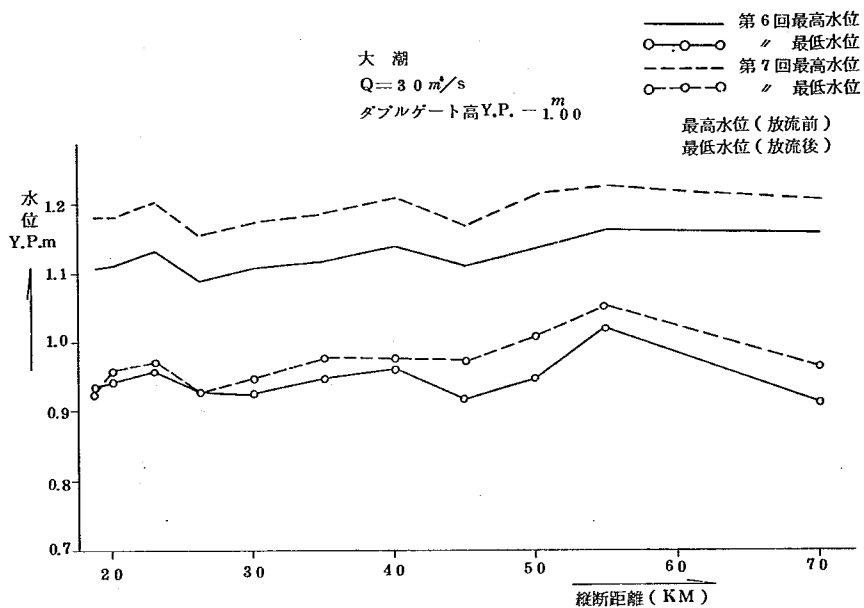


図-1 3.1 実験-I 堰上流部に於ける最高水位と最低水位

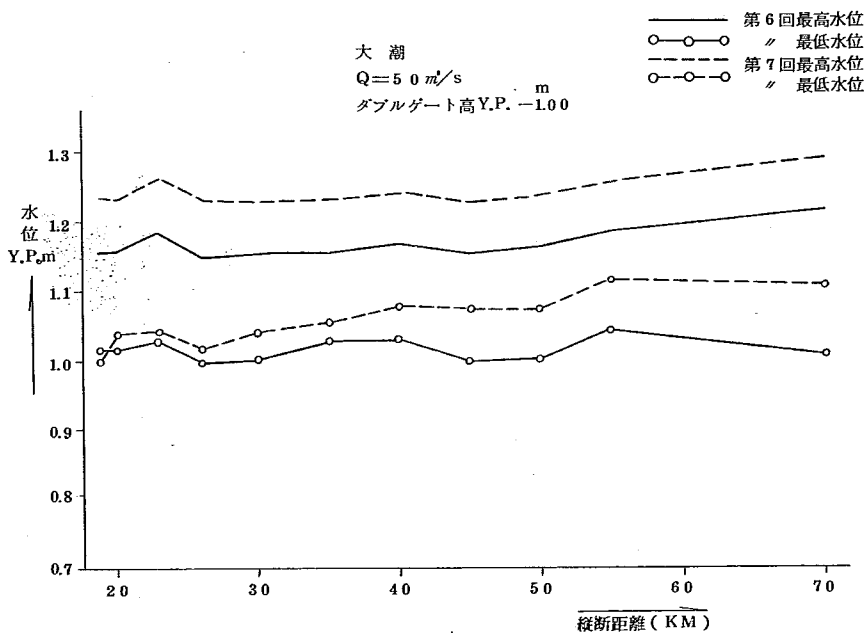


図-1 3.2 実験-II 堰上流部に於ける最高水位と最低水位

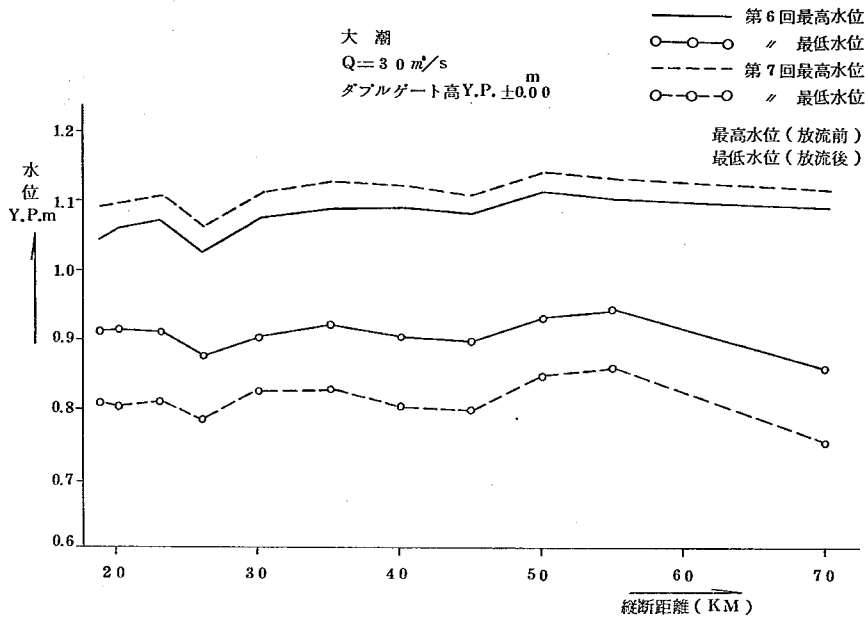


図 - 1 3. 3 実験 - III 堰上流部に於ける最高水位と最低水位

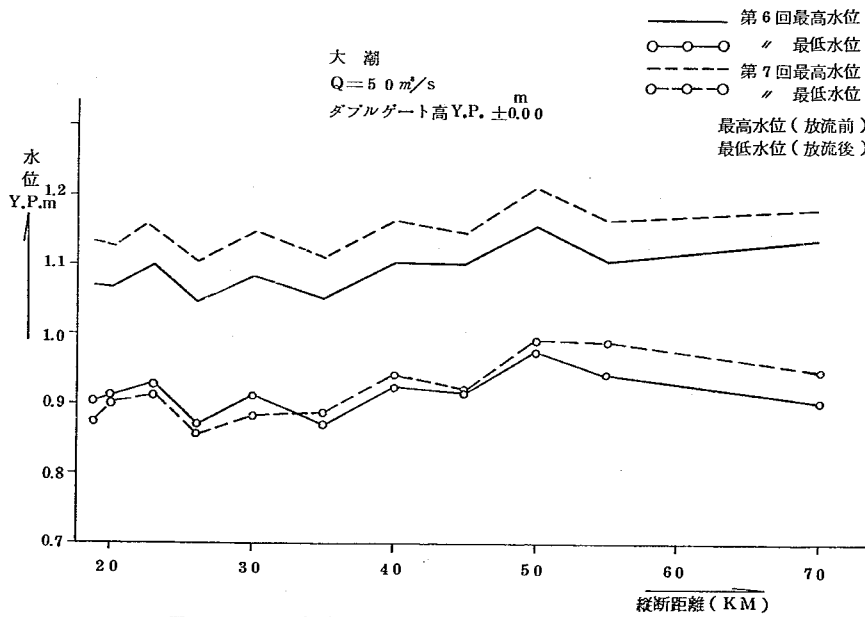


図 - 1 3. 4 実験 - IV 堰上流部に於ける最高水位と最低水位

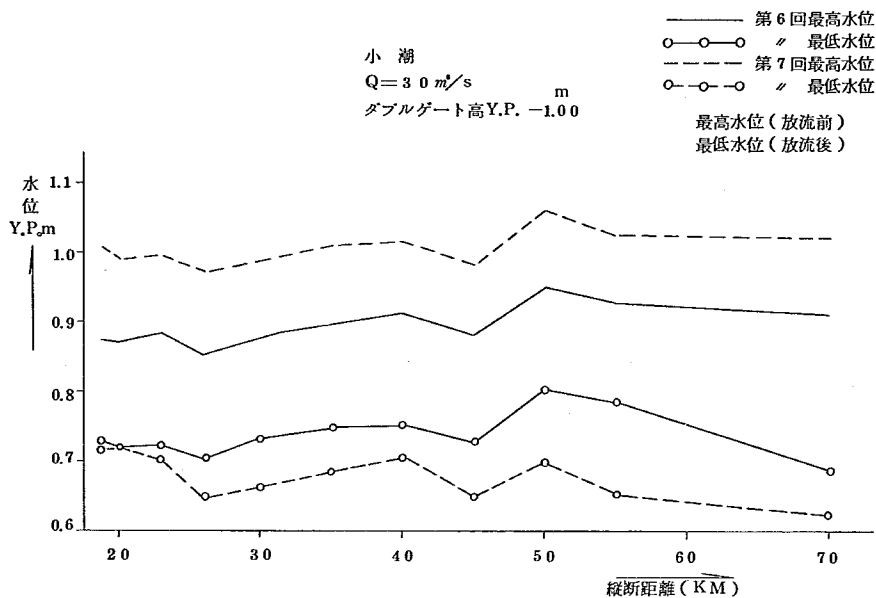


図-1.3.5 実験-V 堰上流部に於ける最高水位と最低水位

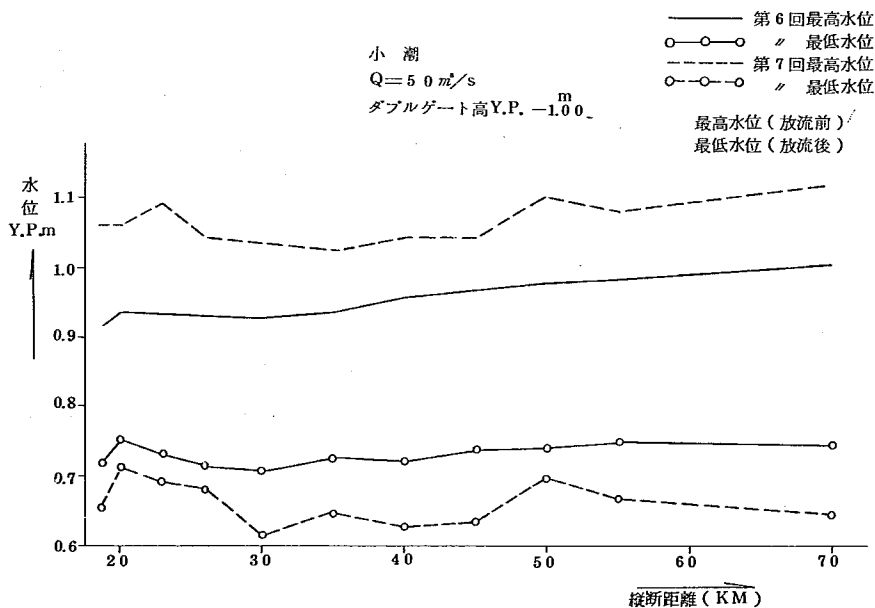


図-1.3.6 実験-VI 堰上流部に於ける最高水位と最低水位

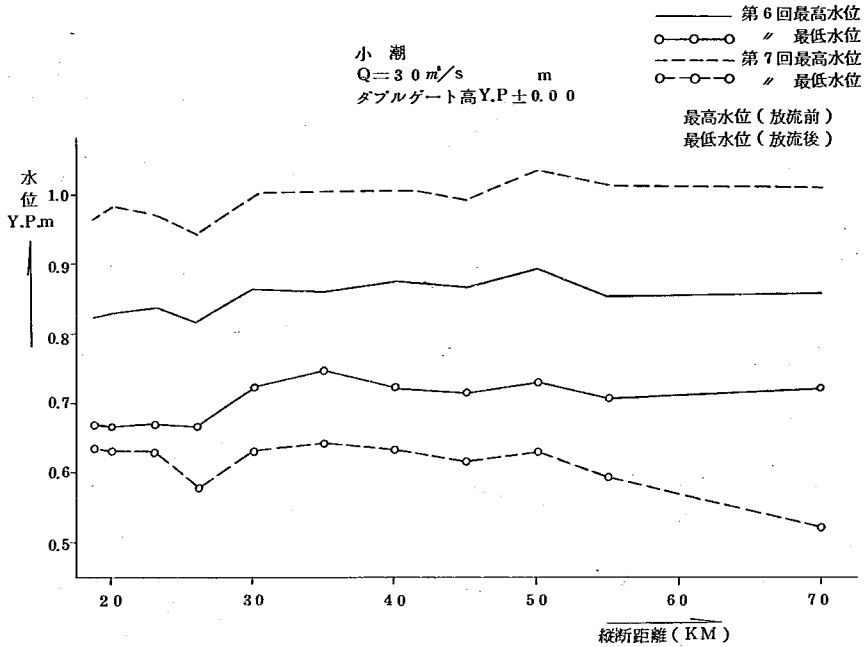


図 - 1 3. 7 実験 - VII 堰上流部に於ける最高水位と最低水位

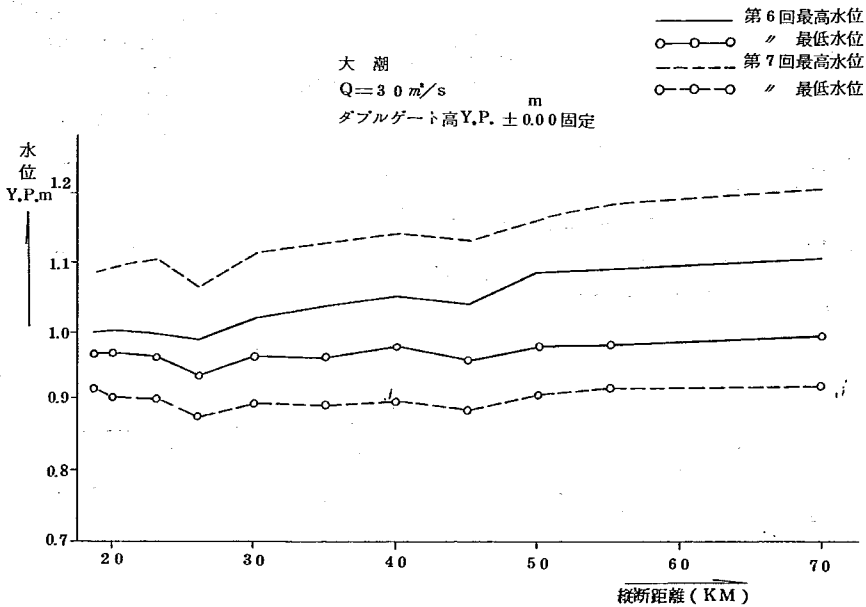


図 - 1 3. 8 実験 - VII 堰上流部に於ける最高水位と最低水位

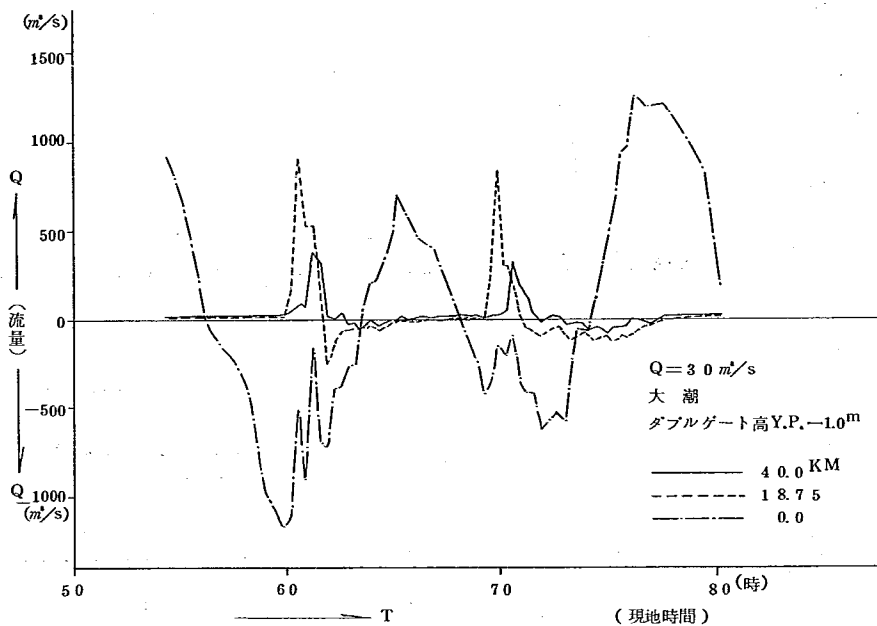


図-2 0.1 実験 I における時間流量曲線

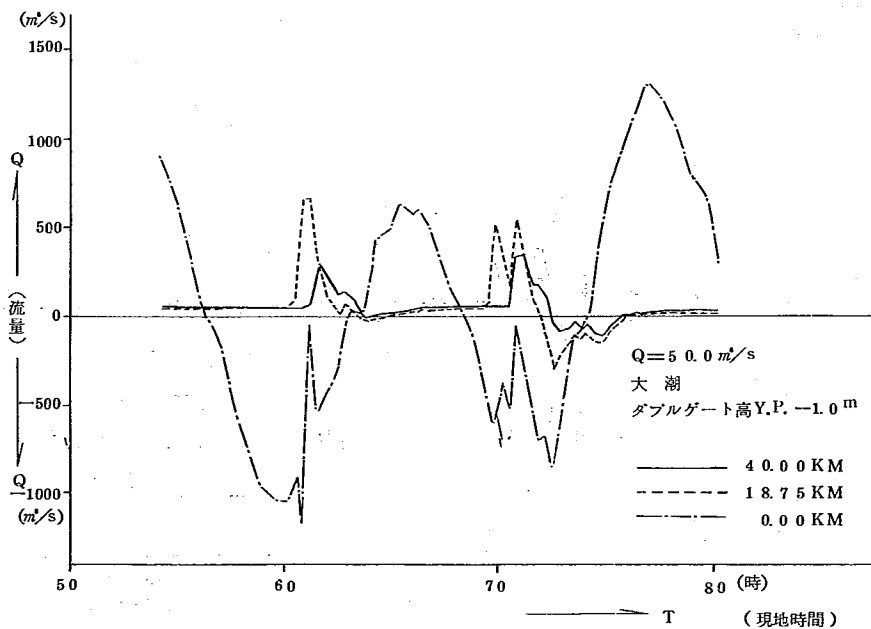


図-2 0.2 実験 II に於ける時間流量曲線

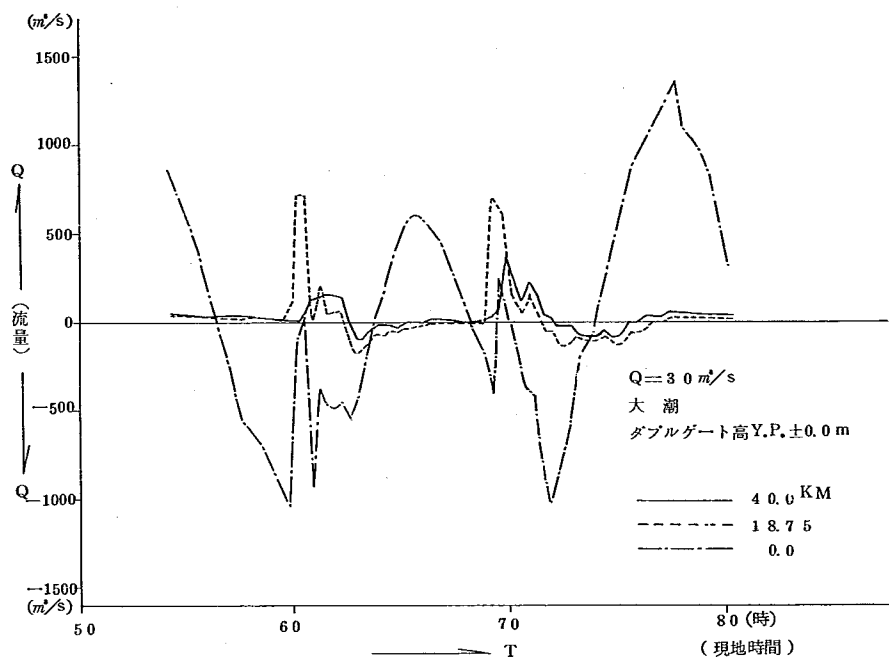


図-20.3 実験Ⅲに於ける時間流量曲線

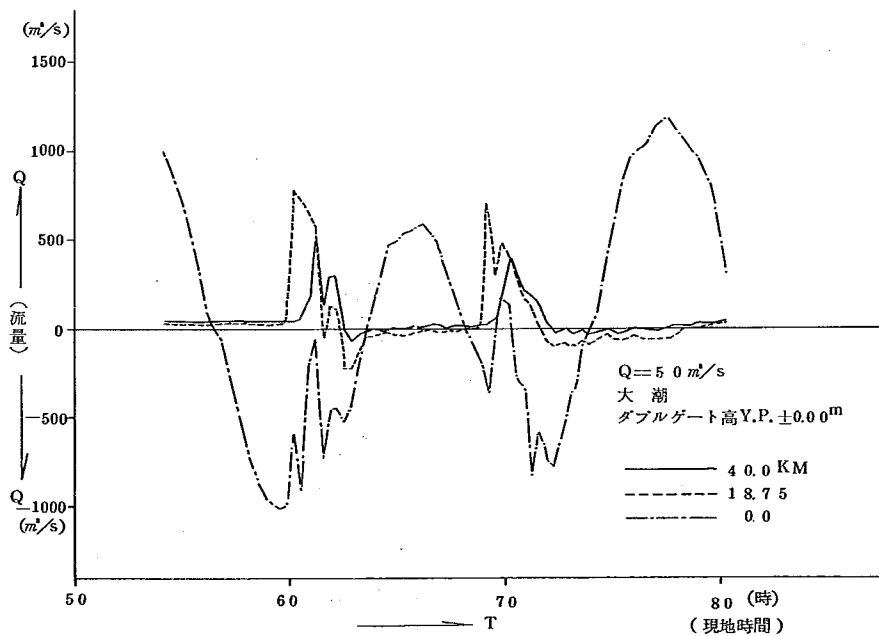


図-2 0.4 実験Nに於ける時間流量曲線

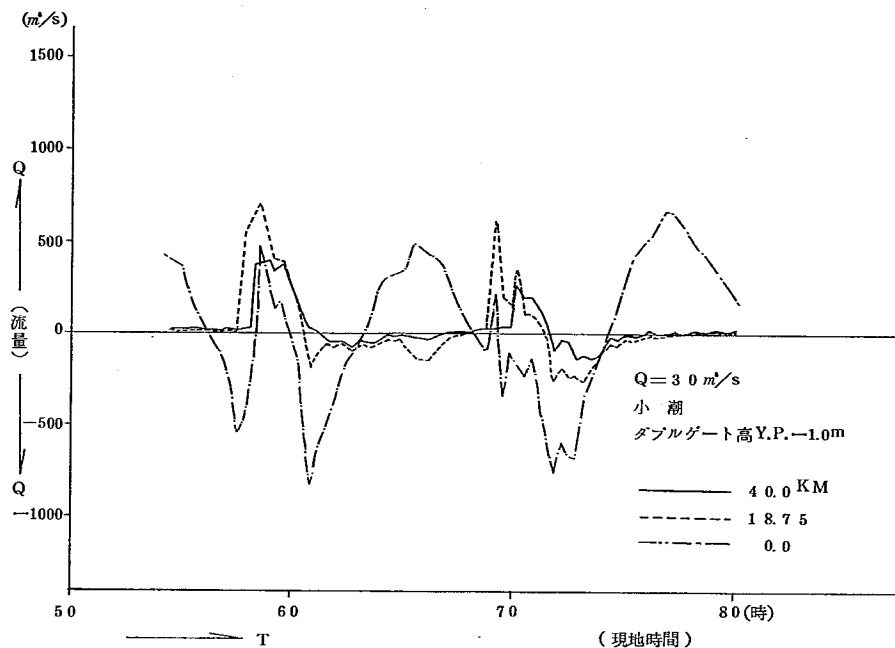


図 - 2 0.5 実験 - V に於ける時間流量曲線

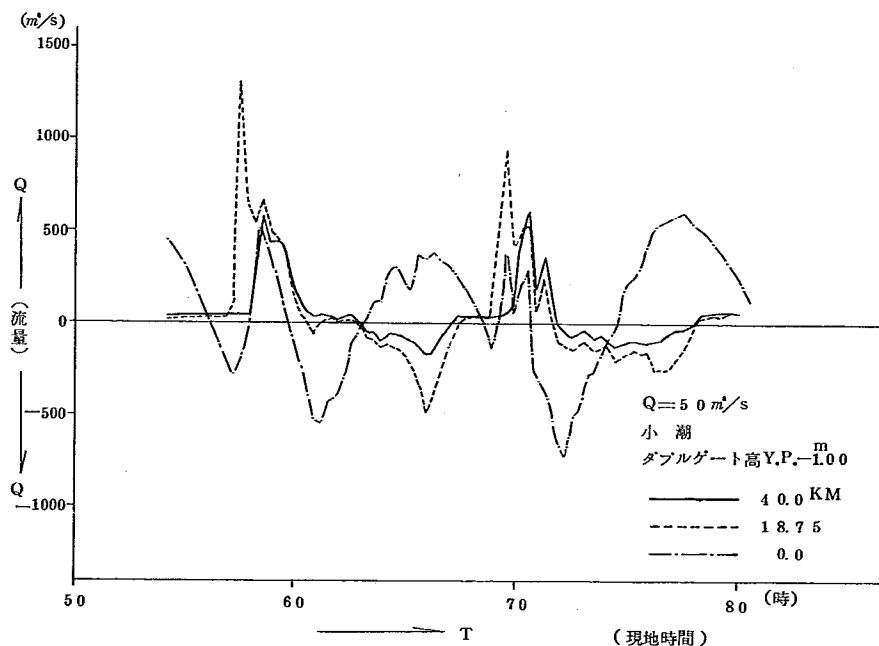


図 - 2 0.6 実験 - VI に於ける時間流量曲線

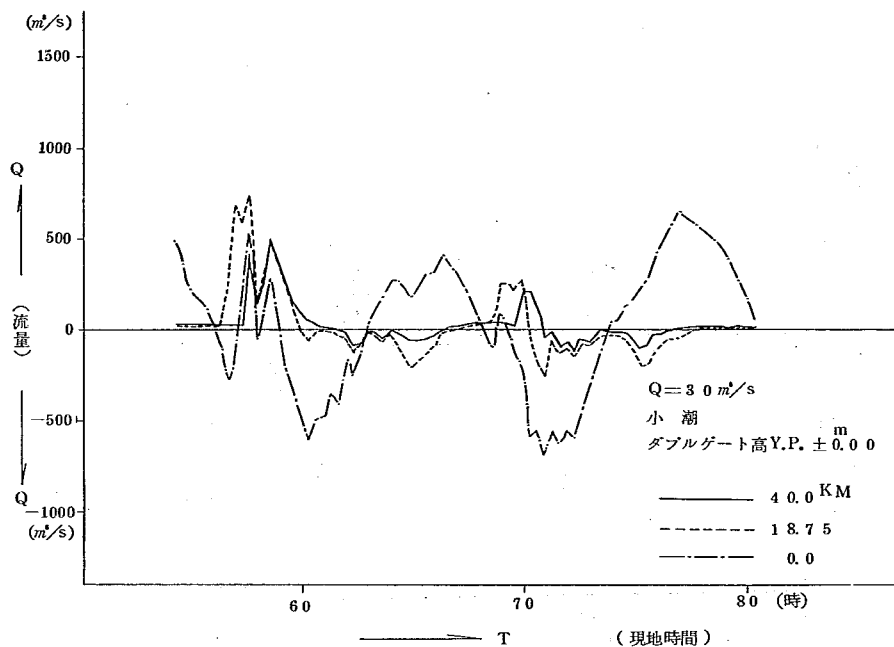


図-2.0.7 実験Ⅶに於ける時間流量曲線

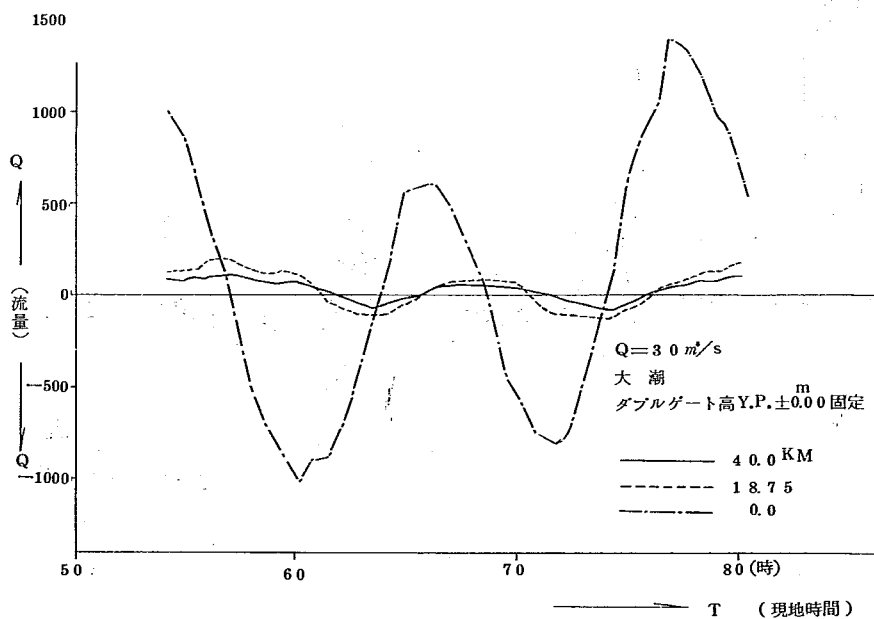
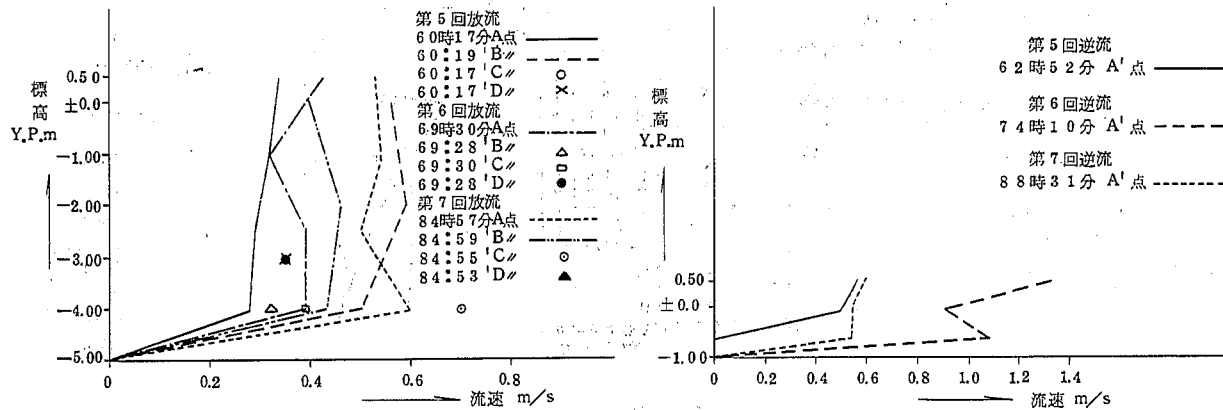


図-2.0.8 実験Ⅷに於ける時間流量曲線

実験 - I



実験 - II

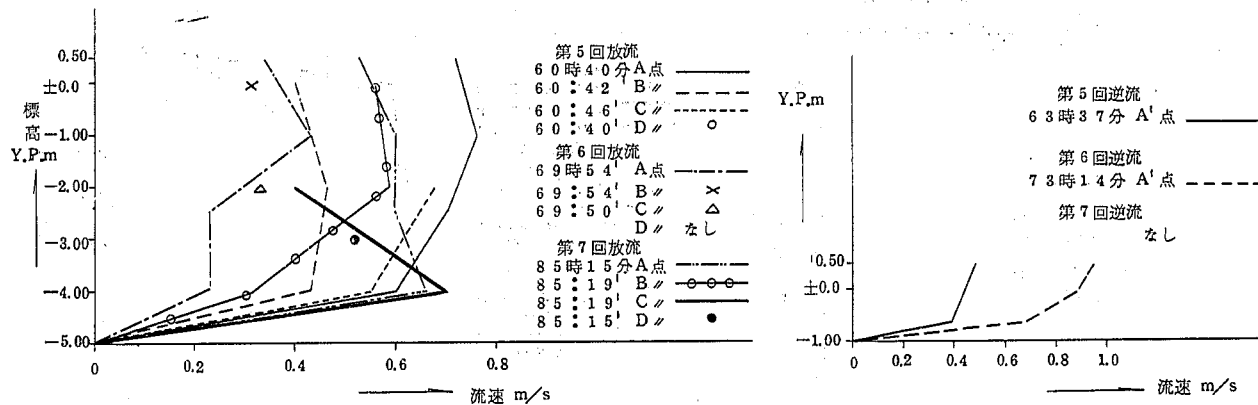
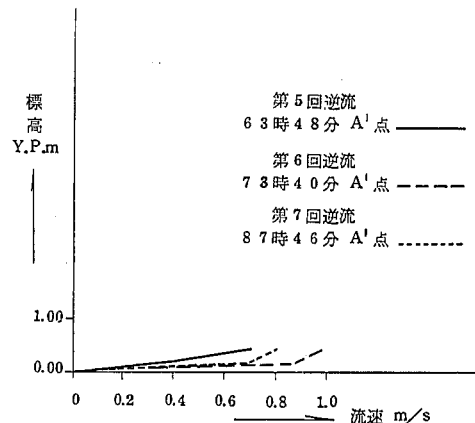
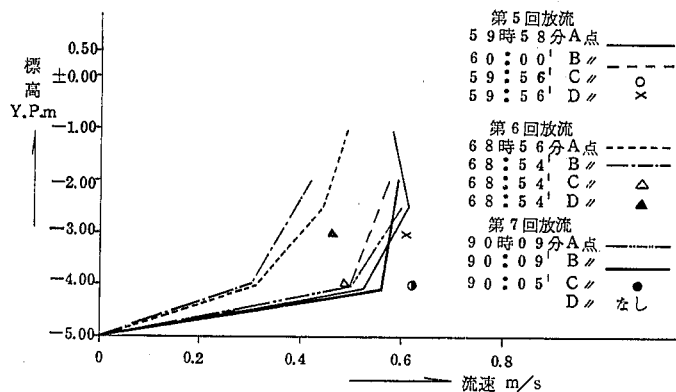


図 - 23.1 流速 分 布 図

実験 - III



実験 - IV

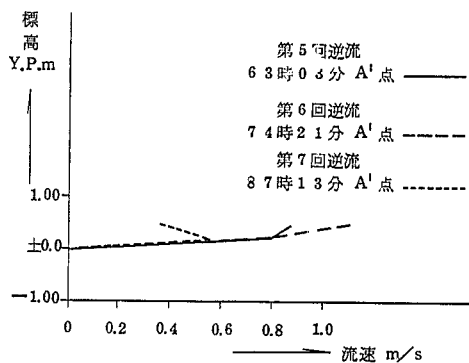
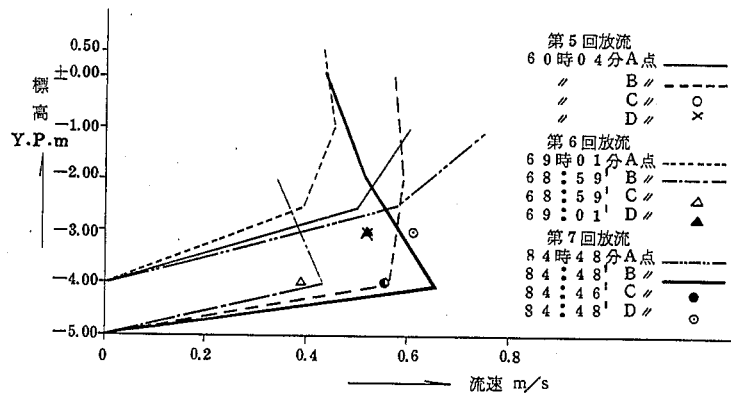
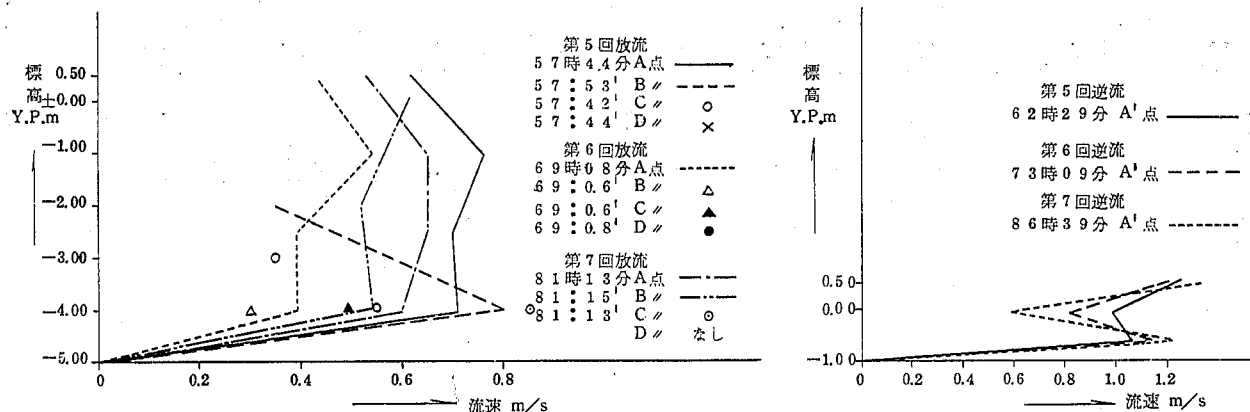


図 - 2 3. 2 流 速 分 布 図

実験 - V



実験 - VI

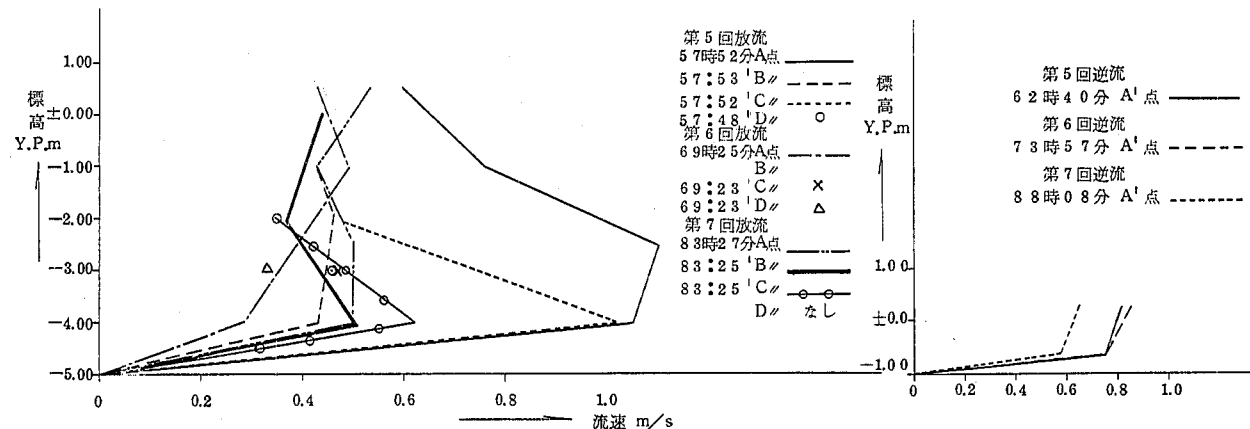
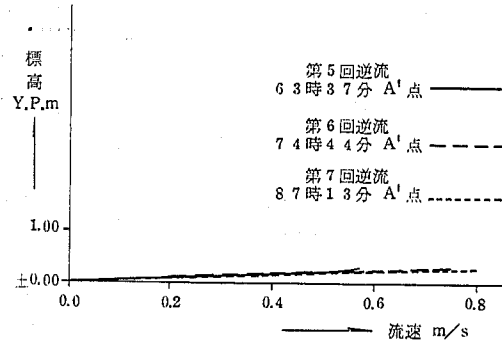
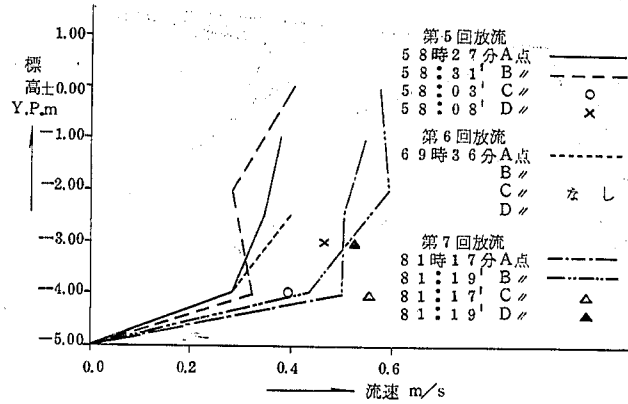


図 - 2 3. 3 流 速 分 布 図

実験 - VII



実験 - VIII

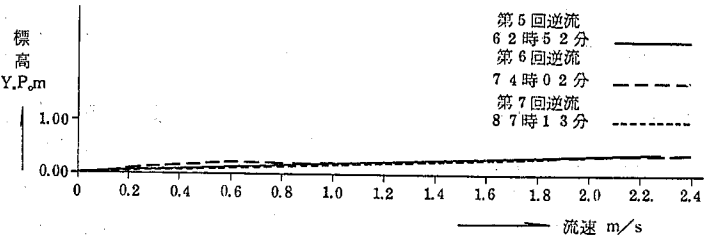
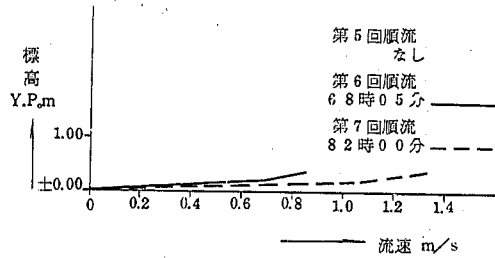


図 - 2 3. 4 流 速 分 布 図

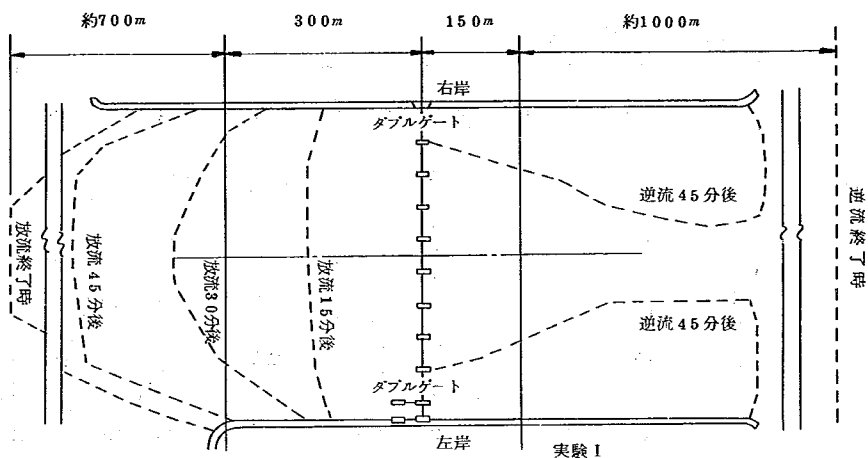


図-26.1 流況図

大潮 $Q=30 \text{ m}^3/\text{s}$
 ダブルゲート高 Y.P.-1.00m

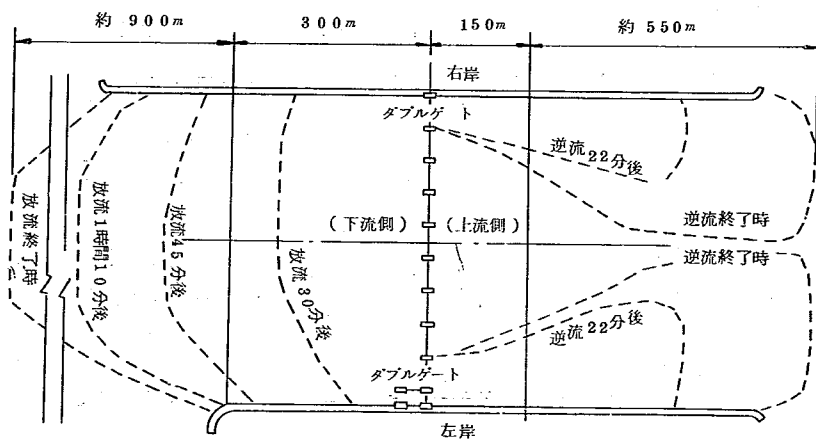


図-26.2 流況図

大潮 $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$
 ダブルゲート高 Y.P.-100m

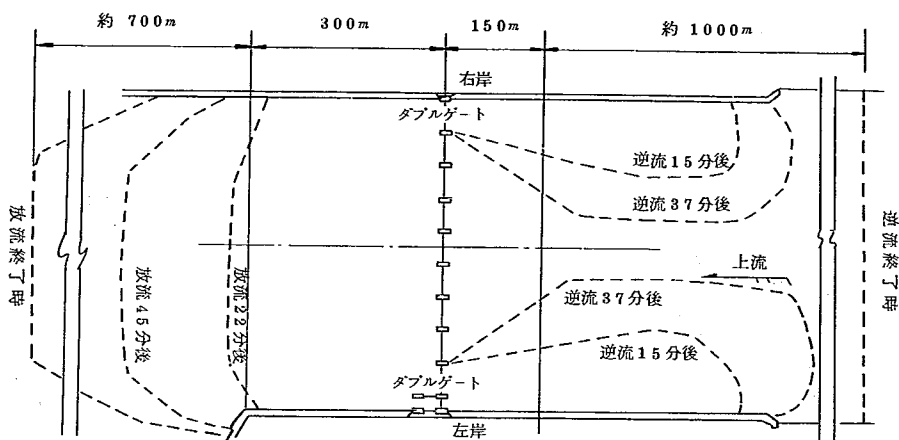


図-26.3 流況図

実験-III

大潮 $Q=30\text{m}^3/\text{s}$

ダブルゲート高 Y.P.±0.00m

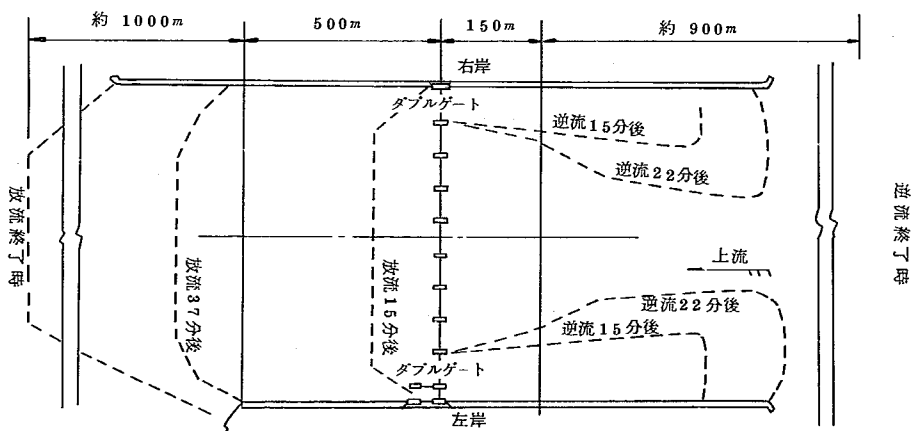


図-26.4 流況図

実験-IV

大潮 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$

ダブルゲート高 Y.P.±0.00m

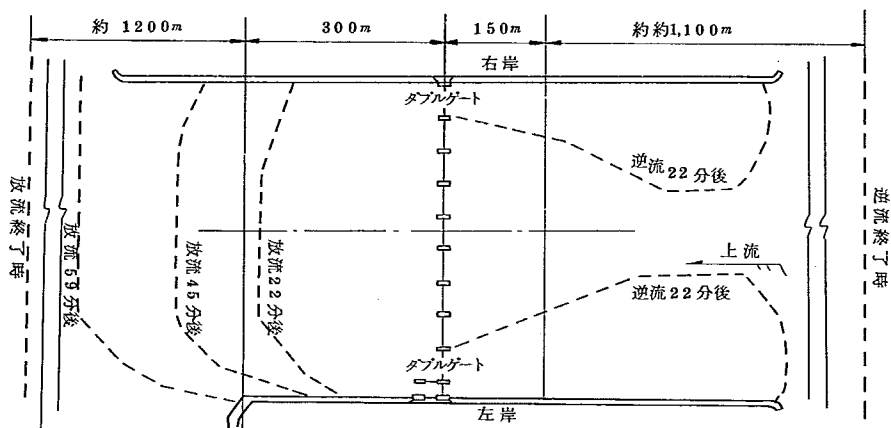


図-26.5 流況図

実験-V

小潮 $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$

ダブルゲート高 Y.P.-1.700

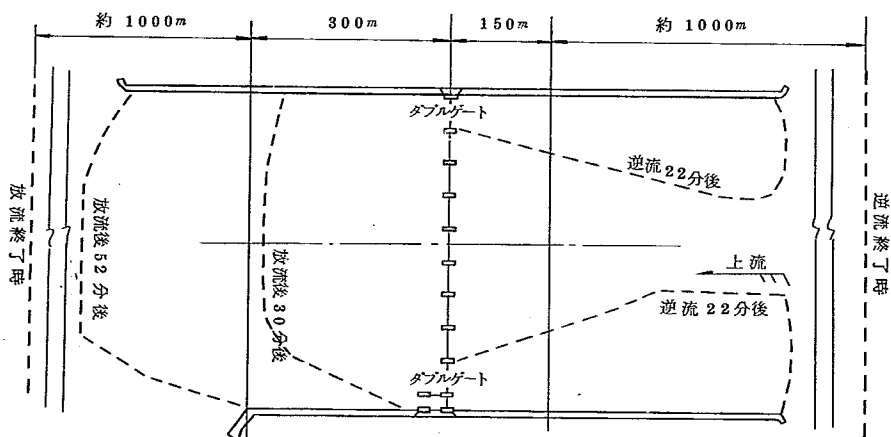


図-26.6 流況図

実験VI

小潮 $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$

ダブルゲート高 Y.P.-1.700

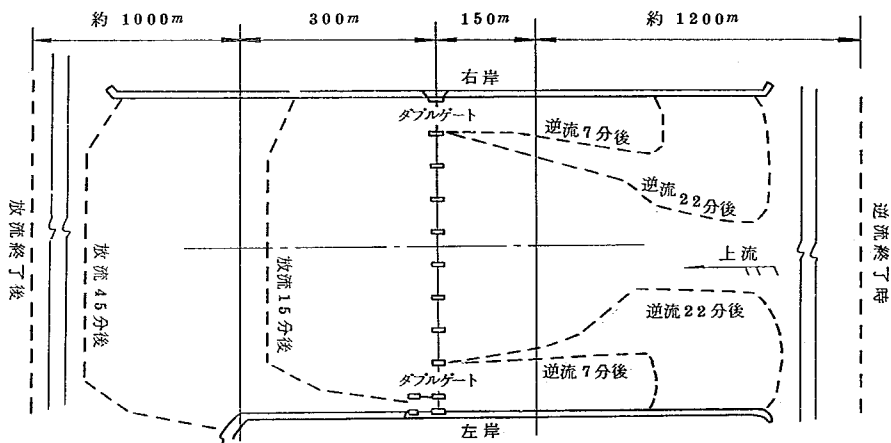


図-26.7 流況図

実験Ⅶ

小潮 $Q = 30 \text{ m}^3/\text{S}$

ダブルゲート高 Y.P. ± 0.00

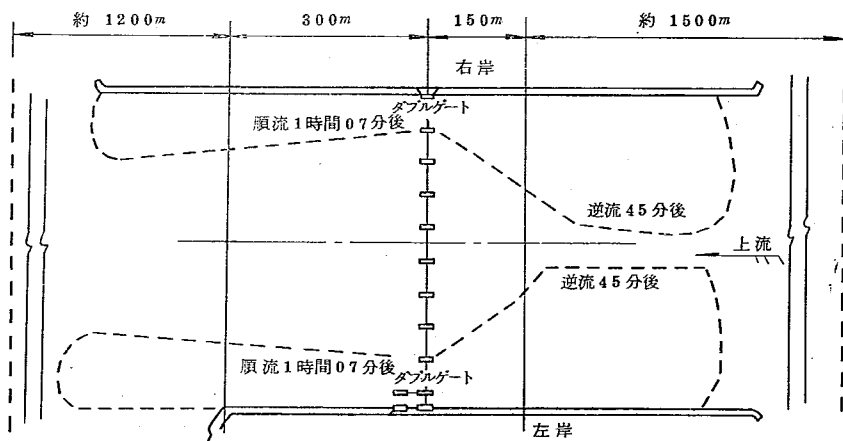


図-26.8 流況図

実験Ⅷ

大潮 $Q = 30 \text{ m}^3/\text{S}$

ダブルゲート高 Y.P. ± 0.00 固定