

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第2179号

土 木 研 究 所 資 料

鶴見川多目的遊水地水理模型実験(その2)

報 告 書

昭和60年3月

建設省土木研究所
河川部都市河川研究室

Copyright © (1985) by P.W.R.I.

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

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

鶴見川多目的遊水地水理模型実験(その2)

報 告 書

都市河川研究室 馬場洋二* 松浦茂樹
谷本光司 小栗幸雄

要 旨

鶴見川右岸 14.0 k 地点に計画されている多目的遊水地の主として越流水の挙動について実験を行った。

その結果は以下のように要約できる。

- ① 越流開始直後、減勢池から溢れた越流水は、本川堤防沿いに下流に向う流れと、上流部での渦流を形成する。渦域は遊水地内の湛水の進行に伴い拡大してゆく。
- ② 遊水地内の水位は水平で、高地盤への湛水は全区間で同時に始まる。
- ③ 遊水地内における樹木、ピア等の施設の有無は、越流水の拡散状況に影響しない。

キーワード：多目的遊水地，横越流，流況，水理模型実験，鶴見川

* 現，近畿地方建設局河川部河川調査官

ま え が き

建設省土木研究所では、関東地方建設局京浜工事事務所より依頼を受け、昭和54年度から、鶴見川右岸14.0キロ地点に計画されている多目的遊水地に関する水理模型実験を実施してきている。

遊水地に関する模型実験の検討項目は、

- イ) 越流堤機能
- ロ) 遊水地の洪水調節効果
- ハ) 減勢池等による減勢効果
- ニ) 本川及び遊水地内の流況
- ホ) その他、流量係数の検討等

である。このうち、(イ)～(ハ)および(ホ)については昭和55、56年度に鉛直縮尺1/40、水平縮尺1/20の歪模型を用いて実験を実施し一応の結論を得ている（土研資料第1893号、鶴見川多目的遊水地水理模型実験（その1）を参照されたい）。しかし、歪模型での実験においては流況の相似性が保たれないことから、流況の検討は無歪模型を用いた実験による課題として残されていた。そこで昭和57年度に縮尺1/40の無歪模型への改造を実施した後、主として遊水地内の流況に関して実験的検討を行ってきた。

本報告書は、無歪模型での実験結果をとりまとめたものであり、その内容は概略以下の通りである。

1. 実験目的では遊水地計画の概要、歪模型実験と無歪模型実験の位置付け、および無歪模型実験の目的を説明する。
2. 実験の概要では模験実験の相似律、実験方法（条件設定と各水理量の測定方法）、検証実験および実験ケースについて説明する。
3. 実験結果と考察では歪模型と無歪模型とを用いた実験結果の比較。
4. 遊水地内流況に関する定流実験と不定流実験結果を説明する。
5. 最後にこれらの成果をとりまとめて結論とする。

昭和60年3月

都市河川研究室

馬	場	洋	二
松	浦	茂	樹
谷	本	光	司
小	栗	幸	雄

目 次

ま え が き

1. 実験目的	1
2. 実験の概要	3
2.1 模型改造	3
2.2 相 似 律	3
2.3 実験方法	3
2.4 検証実験	4
2.5 遊水地内の粗度係数と流速	5
2.6 実験ケース	6
3. 無歪模型と歪模型とにおける実験結果の比較	8
4. 遊水地内流況	15
4.1 遊水地内施設無しの場合	15
4.2 遊水地内施設有りの場合	19
4.3 排水時の流況	20
5. 結 論	21
あ と が き	22
参 考 文 献	22

図 表 目 次

図 2.1	遊水地平面図	25
図 2.2	越流堤標準断面図	26
図 2.3	粗度調節結果	27
図 2.4	粗度係数 n と移動距離 dx との関係	28
図 2.5	粗度係数 n の違いによる流速 $\bar{v}$ の変化	29
図 3.1	本川流量と越流量	30
図 3.2	水位縦断面図 (歪模型実験結果)	31
図 3.3	歪模型と無歪模型の水面形比較	32
図 3.4	越流区間での α の変化 (歪模型)	37
図 3.5	α の変化を考慮した不等流計算結果 (歪模型)	38
図 3.6	越流区間での α の変化 (無歪模型)	40
図 3.7	堰高水深比 $\bar{h}/w$ と流量係数 μ	41
図 3.8	堰高水深比 h/w と流量係数 μ	42
図 3.9	検討の対象とする水路	11
図 4.1	遊水地平面図 (施設無し)	43
図 4.2	遊水地平面図 (施設有り)	44
図 4.3	水位時間変化図	45
図 4.4	越流水拡散状況	46
図 4.5	染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 2.5 m 地盤湛水時)	47
図 4.6	染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 4.0 m 地盤湛水時)	51
図 4.7	染料拡散状況とフロート追跡結果 (全面冠水時)	55
図 4.8	石炭粉移動状況図	58
図 4.9	遊水地内流況	59
図 4.10	13.0 キロ地点 H~T 曲線	63
図 4.11	13.0 キロ地点 H~Q 曲線	64
図 4.12	不定流実験時の 13.0 キロ地点水位相関図	65
図 4.13	水位時間曲線 (本川)	66
図 4.14	水位時間曲線 (遊水地内)	67
図 4.15	水位時間曲線 (越流堤上)	68
図 4.16	湛水区域時間変化	69
図 4.17	染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 2.5 m 地盤湛水時)	70
図 4.18	染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 4.0 m 地盤湛水時)	74

図 4.19	染料拡散状況とフロート追跡結果（全面冠水時）	78
図 4.20	遊水地内施設配置図	81
図 4.21	施設構造図	82
図 4.22	実験に用いた想定ハイドログラフ	88
図 4.23	水位時間変化	89
図 4.24	越流水拡散状況	91
図 4.25	染料拡散状況（T. P. 2.5 m地盤湛水期）	93
図 4.26	染料拡散状況（T. P. 4.0 m地盤湛水期）	94
図 4.27	染料拡散状況（T. P. 4.5 m地盤湛水期）	95
図 4.28	染料拡散状況（全面冠水時）	96
図 4.29	フロート追跡結果	97
図 4.30	樋門開放時の本川流況	100
表 2.1	物理量の縮尺	4
表 2.2	実験条件一覧表	7
表 3.1	歪模型実験結果	9
表 3.2	流量係数 μ の変化による下流水深変化率 C	13
表 3.3	流量係数 μ の変化による越流量変化率 dQ_s/Q_s	14

1. 実 験 目 的

鶴見川多目的遊水地計画は、小机駅北側の市街化調整区域（鶴見川右岸13^号～15^号地点）を多目的遊水地とするものであり、計画湛水容量 390 万 m^3 、計画調整流量 300 m^3/s と決定されている。

当該地点の計画高水流量 1,500 m^3/s のうち 300 m^3/s を調節するため、不等流計算によって越流堤諸元が検討され、堤高 T. P. + 6.6 m、堤長 775 m（13.95 ^号～14.725 ^号）と決定された。また、暫定改修河道においては、遊水地、越流堤の諸元を変更することなく、当該地点の計画高水流量 800 m^3/s のうち 200 m^3/s を調節する計画となっている。

この計画で実験による検討を必要とする項目は、

1. 遊水地の洪水調節効果（調節量および遊水地からの逆流量）
 2. 越流時および遊水地からの逆流時における本川、越流部の流況
 3. 遊水地内の流況（越流開始初期および湛水時における遊水地内の流速分布、水位上昇速度など）
- などである。

このうち洪水調節効果については、計画最大越流水深が 80 cm とされていることから、薄層流れでの粘性の影響を回避するためには、模型の鉛直縮尺を 1/20（模型の最大越流水深が 4 cm）程度とする必要があると考えられること、および実験場の広さ、実験流量等の制約から模型の水平縮尺は 1/40 より大きくはできないことのために、鉛直縮尺 1/20、水平縮尺 1/40（歪度 2）の歪模型を用いて検討することとした。検討結果については、土研資料 1983 号、鶴見川多目的遊水地水理模型実験（その 1）（以下、本文中では前報と略す）を参照されたい。

歪模型における主な実験上の制約は、流速分布、流況の相似性および越流堤流量係数に現れる。そこで、越流堤流量係数については抽出実験により無歪と歪度 2 の模型の流量係数の相違を検討した。また、減勢構造物の減勢効果については、縮尺 1/20、無歪の抽出模型（正面越流）を用いた実験により検討した。しかし、遊水地内の流況の検討については三次元無歪模型による検討課題として残された。

無歪模型は縮尺が 1/40 と小さいため、模型での計画最大越流水深が 2 cm と小さい範囲での実験となるので、越流堤上の流れが粘性の影響を受けることにより流れの相似性が保たれなくなる可能性がある。したがって、こうした小さい水深での実験の可能性検討もひとつの課題となる。

以上のことから無歪模型の実験目的としては、

- (イ) 越流開始時、遊水地内各地盤湛水時、全面冠水時、逆流時、および排水時における遊水地内の流況（越流水拡散状況、表面流速、渦流、死水域など）の検討、ならびに遊水地内の施設、微地形が流況に与える影響を検討する。

- (ロ) 排水時、本川流況の検討

洪水終了後、13.2 ^号地点に設けられている排水樋門開放時の本川流況の検討

- (ハ) 越流水深が小さい範囲での実験の可能性検討

本川流量と越流量との関係、越流区間の水面形、流量係数などについて歪模型での実験結果と比較、

検討する。

の3点を設定している。

$\frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} f(x) e^{-x^2} dx = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{\infty} f(x) e^{-x^2} dx$

2. 実験の概要

2.1 模型改造

歪模型によって検討すべき項目については昭和56年度までに実験的検討を終了したので、昭和57年度には、無歪模型（縮尺 1/40）への模型改造を実施した。

模型改造に当って、遊水地の平面形状、地盤高、施設配置、越流堤形状等についての詳細設計が完了していなかったため、京浜工事事務所と土木研究所との間で数度の打合せを行った結果、想定案（図 2.1, 2）が京浜工事事務所より提示された。これを受けて土木研究所では模型改造を実施した。

模型範囲は歪模型の場合と同じく、本川12.4 m²～15.5 m²、支川烏山川は合流点～1.0 m²、および遊水地全域とし、モルタル金ごて仕上げにて製作した。

実験が越流水深の小さい範囲で実施されることを考慮して、越流堤付近の高さ関係については、とくに入念な検査を実施した。実験流量も小さくなるが、既設の刃形堰の流量公式適用可能範囲内にあるので量水槽の改造は行わなかった。その他、本川下流端および遊水地側に設置されている堰上げ装置についても既設のものを利用することとした。なお、烏山川については、歪模型の場合と同じく、13.0 m²地点 H～Q 相関を作成する際に合流の影響を考慮することとして、給水は行わないこととした。

無歪模型と歪模型の相違点を整理すると以下ようになる。

- ① 鉛直縮尺およびそれとともなう物理量の縮尺（後述）
- ② 遊水地平面形状、地内地盤高、および遊水地内 H～V 関係
- ③ 減勢池に続く排水路および排水樋門の位置・形状が決定されたのでこれを製作した（図 2.1）。
- ④ 亀の子橋の位置諸元が決定されたので、橋脚部を製作・設置した。

2.2 相似律

縮尺模型を用いた実験により、現地での現象を考察する場合、相似律の問題が重要となる。相似律の考え方は前報において述べているので、ここでは表 2.1 に無歪模型および歪模型における諸量の縮率を一括表示するに止める。

2.3 実験方法

模型への給水は、本川上流に設置されている量水槽により行われる。供給流量の設定は、量水槽に取り付けられている刃形四角堰を用い、まず所定の流量に対応する越流水深を流量公式より求めておき、刃形堰上流の越流水深が所定の値となるように給水管に取り付けられているバルブにより調節するという手順で行う。

本川は越流を伴う流れとなるので、模型下流端に刃形四角堰を備えた量水槽を設置して越流後の本川流量を測定する。

下流端水位の設定は、越流後の本川流量と 13.0 m²地点水位とが京浜工事事務所より提供された 13.0 m²。

表2.1 物理量の縮尺

諸 元	次 元	縮 尺	(歪模型)	(無歪模型)
水 平 (X)	L	X_r	1/40	1/40
鉛 直 (H)	L	H_r	1/20	1/40
勾 配 (H/X)	—	$H_r \cdot X_r^{-1}$	1/0.5=2	1/1
面 積 (A)	L^2	$H_r \cdot X_r$	1/800	1/1,600
フルード数 (F_r)	—	1	1	1
流 速 (V)	$L \cdot T^{-1}$	$H_r^{1/2}$	1/4.47	1/6.32
流 量 (Q)	$L^3 \cdot T^{-1}$	$H_r^{3/2} \cdot X_r$	1/3,577	1/10,119
時 間 (T)	T	$H_r^{-1/2} \cdot X_r$	1/8.94	1/6.32
粗度係数 (n)	$T \cdot L^{-1/3}$	$H_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2}$	1/1.165	1/1.849
流量係数 (μ)	—	1	1	1

地点H～Q相関関係を満たすように、本川下流端に設けられた堰上げ装置を操作する。13.0%地点水位を変化させると、越流量が変化し、したがって本川下流流量も変化するので、下流端水位は数度の試行錯誤を経て設定されることとなる。

水位の測定は、定流実験においてはポイントゲージとレベルによって行い、不定流実験時の遊水地内水位については触針式の自動水位測定装置を用いた。

遊水地内流況観察実験においては、遊水地内の表面流速の測定を行っている。これは遊水地内にフロート（約5 cm×5 cm、厚さ1 mmのラワン板に金属片を貼り付けて比重をおよそ1.0としたもの）を水面に浮かべ、個々のフロートについて作業員が軌跡を追跡してスケッチしたうえで、移動距離を時間で除すという方法を用いた。

流況観察は、越流堤上および遊水地内の数ヶ所への染料投入、遊水地全面へのフロート群の投入の他、越流堤上、越流堤法尻、遊水地地盤面にビーズ（直径1～2 mmの発泡スチロール球にペンキを塗布して比重をおよそ1.0に調整したもの）や石炭粉を敷くなどし、これらの移動拡散状況をスケッチ、測定台上、気球からの写真撮影、およびビデオ撮影により実施した。

2.4 検証実験

表2.1に示したように、縮尺1/40の模型においては、粗度係数の縮率は1/1.849である。鶴見川の計画河道における粗度係数は0.03と計画されているので、模型における粗度計数は0.0162となる。模型はモルタル金ごて仕上げで製作されており、この場合の粗度係数は0.013～0.015とされている。したがって、模型と現地とにおける現象の相似性を満たすためには模型の粗度係数を補正する必要がある。モルタル製模型の粗度調節は、所定の粗度係数を用いた不等流計算により模型範囲内の水面形を求めておき、模型河床にモルタルを用いて碎石を貼布し、模型水位が計算水位より低ければ碎石数を増し、高ければ減らすという試行錯誤を経て行われる。

粗度係数は実験流量に関係なく所定の値に保たれることが望ましいが、河床に碎石を配置して粗度調節を行うという方法を用いた場合、水深の変化にともなって模型の粗度係数も変化する可能性があるので、一般に、比較的大流量（例えば計画流量）と小流量の2通りの流量について粗度調節を行うという方法がとられる。

鶴見川の場合、遊水地より上流区間における計画流量は1,500 m³/sであるが、遊水地と放水路によりおよそ500 m³/sの調節が行われるため、遊水地より下流区間の計画流量は約1,000 m³/sとされていること、および越流開始流量が約700 m³/sであることを考慮して、1,250 m³/sと500 m³/sの2通りの流量に対して粗度調節を行った。

粗度調節の結果は図2.3に示したように満足すべきものであった。

2.5 遊水地内の粗度係数と流速

遊水地内の粗度係数は、地被、微地形、施設配置等により変化することもあるが、計画に当たりとくにその値は設定されていないが、従来の氾濫解析等における粗度係数の値を参考にすると、遊水地内の粗度係数は0.1～0.3程度になるものと考えられる。

一方、模型においては、遊水地内の粗度調節を行っておらず、モルタル金ごて仕上げであることから、粗度係数は0.013～0.015（現地量で0.024～0.028）となっている。

そこで、以下に模型と現地（推定）との粗度係数の違いが遊水地内の流速に与える影響を検討しておく。

遊水地内の流れは二次元的かつ不定流的であり、水深は場所的にも時間的にも変化するが、実験中、最も大きい流速が観測される減勢池下流の本川堤防沿いの部分では流れを一次元的と見なすことができる。遊水地に供給される越流量は遊水地内の粗度係数と無関係に決定されるので、本川堤防沿いの部分の単位巾流量 q も粗度係数と関係なく一定と考えられる。したがって遊水地内のある一点における水深 h と流速 v との関係は、

$$h \cdot v = q \quad (\text{一定}) \quad (2.1)$$

で与えられ、粗度係数の影響はない。

ところが、実験中の遊水地内流速は小さく、プロペラ式の流速計では測定できないことが多いため、2.3で説明したように、表面浮子（フロート）により流速を測定している。この場合に粗度係数の違いが流速に与える影響は以下のように考えることができる。

ある時刻に遊水地内の地点Ⅰに投入されたフロートが時間 Δt 後に地点Ⅱに達したとする。フロートの移動が直線的（流れが一次元的）であるとする、地点Ⅰ、Ⅱ間のBernoulli式および連続式は、

$$\left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right) = \frac{n^2 q^2}{2} \left(\frac{1}{h_1^{10/3}} + \frac{1}{h_2^{10/3}} \right) \Delta x \quad (2.2)$$

$$h_1 v_1 = h_2 v_2 = q \quad (2.3)$$

で表わされる。ここに h ：水深、 v ：流速、 q ：単位巾流量、 n ：粗度係数、 g ：重力加速度、 Δx ：地点Ⅰ、Ⅱ間の距離であり、添字1,2はそれぞれ地点Ⅰ、Ⅱにおける水理量であることを表している。

実験で観測される流速は時間 Δt における平均流速 $\bar{v}$ であり、 $\bar{v}$ と v_1, v_2 の関係は近似的に次式で示される。

$$\bar{v} = \frac{dx}{\Delta t} \div \frac{v_1 + v_2}{2} \quad (2.4)$$

(2.2) 式～(2.4) 式を v_1, v_2 について整理すると、

$$\left(\frac{q}{v_1} + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left(\frac{q}{v_2} + \frac{v_2^2}{2g} \right) = \frac{q^{4/3}}{4} n^2 \cdot \Delta t \left(v_1^{10/3} + v_2^{10/3} \right) (v_1 + v_2) \quad (2.5)$$

となる。流速 v と粗度係数 n との関係は非常に複雑で、単位幅流量 q や測定時間 Δt によっても変化する。ここでは簡単のために実験結果(後述)を参考に具体的数値を代入して流速と粗度係数との関係を検討することとする。

図 2.4 は、地点Ⅱで単位幅流量 $q = 2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 、水深 1 m、流速 2 m/s となっている時、フロートが地点Ⅱに到達するまでの 63.2 秒間(模型で 10 秒)の移動距離 Δx と粗度係数 n との関係を示したものである。 $\bar{v}$ は、 $\Delta x/63.2$ で与えられる。模型の粗度係数を 0.025 とすると、この状態ではフロート追跡により $\bar{v}_m = 1.47 \text{ m/s}$ を観測することになる。これに対し、現地の粗度係数を 0.2 と仮定すると $\bar{v}_p = 0.71 \text{ m/s}$ となり測定値の約 $1/2$ となる。図 2.5 は $\bar{v}_m$ と $\bar{v}_p/\bar{v}_m$ との関係を示したものである。ただし、模型の粗度係数は 0.025 と仮定している。 $\bar{v}_p/\bar{v}_m$ は $\bar{v}_m$ の関数と見ることができよう。

実験結果の検討(後述)においては、遊水地内の流速は測定値(表 2.1 により現地量に換算したもの)をそのまま使っているが、実際の遊水地内の流速は、現地の粗度係数に応じて図 2.5 に示されるような係数 $\bar{v}_p/\bar{v}_m$ を乗じたものになると考えられる。

2.6 実験ケース

実験は、先に実施した歪模型実験と今回の無歪模型実験の結果を比較することにより、模型の越流水深が 2 cm 以下という小さい範囲での実験の可能性を検討すること、および遊水地内の流況の観察を目的として表 2.2 に示すような実験ケースを設定している。

表2.2 実験条件一覧表

ケース	流 量 (m ³ /s)			下流条件	備 考	測定項目		
	上流流量	越 流 量	下流流量			水位	流況	
定 流 1	1500	529	971	13.0 ^K H-Q		○	○	
2	1400	439	961	"		○		
3	1300	371	629	"		○		
4	1200	302	898	"		○		
5	1100	234	866	"		○		
6	900	87	813	"		○		
7	683	0	683	"		○		
8	1900	802	1098	"		○		
9	1900	529	1371	越流量を合わせるように設定		○		
10	1500	802	698	"		○		
11	1500	302	1198	"		○		
12	1200	529	671	"		○		
不定流13	Q _P = 1449	—	—	13.0 ^K H-Q	遊水地内施設 無	○	○	
定 流 14	1500	529	971	"	" 無	○	○	
不定流15	Q _P = 1500	—	—		" 有	○	○	

3. 無歪模型と歪模型における実験結果の比較

無歪模型は遊水地内の流況検討を主たる目的として製作されたものであり、本川流量と越流量との関係、遊水地の洪水調節効果、越流堤流量係数等については、先に実施した歪模型を用いた実験により一応の結論を得ている。歪模型を用いた実験を行った理由は、計画最大越流水深が80cmとされていることから、薄層流れでの粘性の影響を回避するためには模型の鉛直縮尺を1/20（模型における最大越流水深が4cm）程度とする必要があると判断したためである。（模型の水平縮尺は実験場の広さ、実験流量等の制約により1/40より大きくすることは困難であった）。

ここでは、無歪模型（鉛直縮尺1/40、したがって模型の最大越流水深は2cm）における実験結果を、先に実施した歪模型での実験結果と比較することにより、模型での越流水深が2cm以下という小さい範囲での実験の可能性を検討してみる。

イ) 本川流量と越流量との関係

図3.1は歪模型および無歪模型における実験結果より、本川流量と越流量との関係をプロットしたものである。まず本川が計画流量1,500 m³/sの場合についてみると、越流量は、歪模型では495 m³/s 無歪模型では529 m³/s となっている。計画流量以外の流量（900 m³/s～1900 m³/s）に対しても、無歪模型の方が越流量が多いという結果になっているが、その差は2～7%と小さい。

ロ) 水面形

図3.2は無歪模型による実験の水面形を一括して表示したものであり、図3.3(a)～(e)は無歪模型の水面形と歪模型での水面形を上流の流量が等しい場合について比較したものである。

歪模型の水面形の特徴は、

- ① 越流区間上流端（14.725K～14.65K付近）での急激な水位低下
- ② それに続く短い区間（14.65K～14.5K付近）での水位上昇
- ③ 越流堤下流部（14.5K～13.95K付近）での比較的緩やかな水位低下

に要約される。無歪模型での水面形を歪模型での水面形と比較すると

- ① 越流区間上流部での急激な水位低下は現れない。
- ② 14.5K～14.3K付近で水位上昇は見られるが、その上昇量（最高水位と最低水位の差）は歪模型の場合より小さい。また本川流量が1100 m³/s以下では明瞭な水位上昇が見られない。
- ③ 水位は、模型範囲の全区間を通じて無歪模型の場合の方が低い。

などの相違点が見られる。

こうした水面形の相違の原因を検討するために、まず歪模型での実験結果に見られる急激な水位低下、ならびにその後の水位上昇の原因について考察する。

表3.1は歪模型における実験結果を整理したものである。表中のEは、全区間を通じて $\alpha=1.0$ （一定）と仮定して求めたエネルギー水頭であり、 ΔE は各区間におけるエネルギー水頭の差である。途中に ΔE が負に（下流の方がエネルギー水頭が高く）なっている区間がある。実際には常に上流側のエネルギー水

表 3.1 歪 模 型 实 验 结 果

K (杆坑)	14.8	14.7	14.65	14.6	14.55	14.5	14.4	14.3	14.2	14.1	14.0	13.8
H (水位)	8.100	7.350	7.320	7.220	7.510	7.500	7.460	7.250	7.180	7.200	7.140	7.180
A (断面积)	410.6	349.4	349.7	344.4	370.1	372.1	374.1	362.7	362.5	369.3	369.9	497.6
B (水面幅)	86.988	79.152	79.164	78.900	80.192	80.288	80.392	79.820	79.808	80.152	80.180	103.952
S (潮边)	94.133	85.974	85.988	85.692	87.137	87.244	87.361	86.721	86.708	87.092	87.124	110.975
R (径深)	4.362	4.064	4.066	4.019	4.248	4.265	4.283	4.182	4.180	4.241	4.246	4.484
Q (流量)	1500.0	1500.0	1467.7	1375.0	1304.6	1213.6	1219.1	1143.2	1113.9	1039.7	1005.0	1005.0
V (流速)	3.653	4.293	4.198	3.992	3.525	3.262	3.258	3.152	3.073	2.815	2.717	2.020
$EV = v^2/2g$	0.681	0.940	0.899	0.813	0.634	0.543	0.542	0.507	0.482	0.404	0.377	0.208
$E = H + EV$	8.781	8.290	8.219	8.033	8.144	8.043	8.002	7.757	7.662	7.604	7.517	7.388

ΔE	0.491	0.071	0.186	-0.111	0.101	0.041	0.245	0.095	0.058	0.088	0.129
------------	-------	-------	-------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

K	14.8	14.7	14.65	14.6	14.55	14.5	14.4	14.3	14.2	14.1	14.0	13.8
H	8.710	7.330	7.540	7.300	7.600	7.660	7.690	7.480	7.420	7.430	7.440	7.560
A	464.4	347.8	367.2	350.8	377.4	385.0	392.7	381.2	381.7	387.9	394.1	537.4
B	89.428	79.072	80.044	79.220	80.552	80.928	81.312	80.740	80.768	81.072	81.380	105.472
S	96.861	85.885	86.971	86.050	87.539	87.960	88.389	87.750	87.781	88.121	88.465	112.674
R	4.795	4.050	4.222	4.076	4.311	4.377	4.443	4.344	4.349	4.402	4.455	4.770
Q	1900.0	1900.0	1834.7	1608.8	1521.8	1467.1	1508.7	1418.6	1448.6	1220.8	1110.0	1110.0
V	4.091	5.462	4.997	4.587	4.033	3.811	3.841	3.722	3.795	3.147	2.816	2.065
EV	0.854	1.522	1.274	1.073	0.830	0.741	0.753	0.707	0.735	0.505	0.405	0.218
E	9.564	8.852	8.814	8.373	8.430	8.401	8.443	8.187	8.155	7.935	7.845	7.778

ΔE	0.712	0.038	0.441	-0.056	0.029	-0.042	0.256	0.032	0.219	0.091	0.067
------------	-------	-------	-------	--------	-------	--------	-------	-------	-------	-------	-------

頭が高いはずであるから、同表中、 ΔE が負になっている区間については、上流側のエネルギー水頭を過小に見つもっていることになる。言い換えれば上流側の運動エネルギーがもっと大きい（ α が1.0より大きい）ということになる。

図3.4は越流区間における α の挙動を示したものである。図中実線“観測値”は、各断面内20側点（10測線，2割，8割水深）の流速測定データから算出したものである。また一点鎖線の“計算値”は、非越流区間である13.8K地点の α を1.0と仮定し、各区間における摩擦損失を考慮して α を逆算した結果である。両者の一致度は必ずしも高くはないが、“ α の値は越流区間に入ると増加し14.6K～14.5K付近でピーク値を記録し、その後下流に進むにつれて減少する”という共通の傾向を示している。

以上のことから判断して、越流区間に現れる水面形は次のように説明できよう。

越流区間に入ると断面特性が急激に変化する（一種の急拡）ので、これに伴って流速分布が乱され、流れのもつエネルギーのうち圧力水頭（水深）の一部が速度水頭に変換される（エネルギー補正係数 α が増加する）。そして流速分布の乱れが収束する過程において速度水頭が再び圧力水頭に変換されて水位が上昇する。こうした現象は、鶴見川の越流堤の場合、上流の300m程度の区間（14.725K～14.4K）で現れる。14.4Kより下流の水面形は摩擦損失により説明できるようである。

図3.5は、図3.4を参考に仮定した各断面の α の値を用いて行った不等流計算結果と実験水位とを比較したもので、下段には計算に用いた α の仮定値を示してある。実験値と計算値の一致度は高いといえよう。

つぎに無歪模型の実験結果について同様の考察を行ってみる。図3.6は、13.8K地点の α を1.0と仮定し、越流区間の α を逆算したものである。これを図3.4と比較すると、越流区間の上流部での α の増加→ピーク→減少というパターンは共通しているが、 α のピークの値が、歪模型実験結果の方が大きいことがわかる。

すなわち、歪模型と無歪模型とにおける、越流区間上流部での水面形の相違の原因は、両者の流速分布が相似になっていないことであると考えられる。

ハ) 流量係数

図3.7は横軸に堰高水深比 $\bar{h}/W$ 、縦軸に流量係数 μ の計算値をプロットしたものである。ただし越流水深 $\bar{h}$ については越流区間の平均値を用いている。流量係数の計算は越流量 Q_E と越流堤長 B とから、

$$\mu = \frac{Q_E}{\sqrt{2g} B \bar{h}^{3/2}} \quad (3.1)$$

によって行っている。

図3.7では歪模型と無歪模型とにおける流量係数値が全く違う値となっている。歪模型における流量係数は0.12～0.28の範囲に分布しており、堰高水深比の増加にともなって流量係数も増加する傾向が現れている。これに対して無歪模型における流量係数は0.32～0.42の範囲に分布しており、値も大きく、堰高水深比との関係も明瞭でない。本川計画流量（1,500 m³/s）時の流量係数は、歪模型で0.249、無歪模型で0.385となっており、歪模型の流量係数が35%小さい。

つぎに、各断面での越流水深と流量係数の関係についてみると、前報では、

$$\mu = 0.460 \bar{h}/W + 0.191 \quad (3.2)$$

という結果を得ている。無歪模型での実験結果も前報と同手法で整理したところ、

$$\mu = 0.441h/W + 0.315 \quad (3.3)$$

を得た。定数項の値で比較すると、無歪模型の方が40%も大きい結果となっている。

正面越流については、前報で説明したように、歪模型と無歪模型との流量係数値に有意な差は見られなかった。

しかし、実験誤差（水位測定、流量測定、模型の高さ等の誤差）が集積したとしても図3.7や式(3.2)と(3.3)とに見られる程の大きな流量係数の差になるとは考えられない。横越流の場合にのみ流量係数値にこうした差が現われる原因は明らかでない。

図3.8は、鶴見川越流堤と類似の断面形状をもつ他の河川の越流堤の流量係数（実験結果）を鶴見川の実験結果に重ねてプロットしたものである。図より鶴見川歪模型における流量係数と堰高水深比との関係は、荒川の実験結果、ならびに桜川TYPE1越流堤実験結果と同一の線上にのっているようである。しかし、無歪模型における流量係数もかけ離れた値とはいえず、この図のみから現地での流量係数値を推し測ることは難しい。

そこで、流量係数値見積りの誤差が越流量に与える影響について以下に考察を行う。

いま、図3.9に示すような水路における横越流について考える。

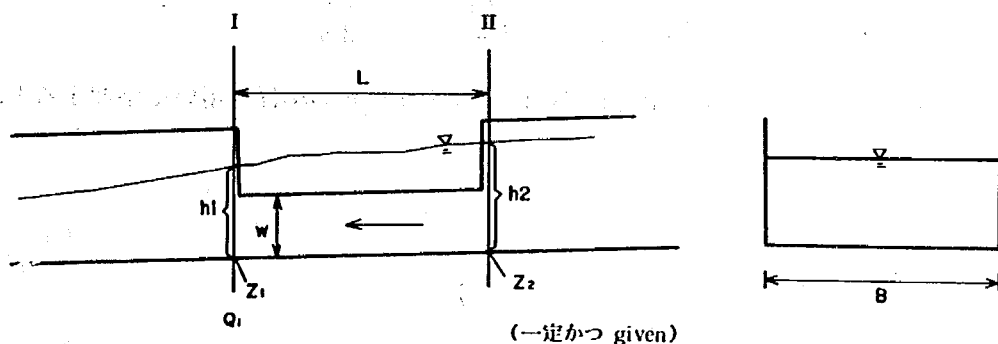


図3.9 検討の対象とする水路

越流堤下流端の直下流に断面I，上流端の直上流に断面IIをとる。

この2断面について、Bernoulliの式は、断面I，IIの水理量にそれぞれ添字1，2を付けて表わすことにすると、

$$\begin{aligned} h_1 + Z_1 + \frac{Q_1^2}{2gB^2h_1^2} + \frac{n^2L}{2} \left(\frac{Q_1^2}{K_1} + \frac{Q_2^2}{K_2} \right) \\ = h_2 + Z_2 + \frac{Q_2^2}{2gB^2h_2^2} \end{aligned} \quad (3.4)$$

ただし、

$$K = B^2 \cdot h^{10/3} \quad (3.4)'$$

である。つぎに、流量の連続の式は、

$$\left. \begin{aligned} Q_2 - Q_1 &= \mu \sqrt{2g} L h_s^{3/2} \\ h_s &= \frac{h_1 + h_2}{2} - W \end{aligned} \right\} \quad (3.5)$$

で与えられる。

流れが常流の場合、下流側の水利条件によって上流の水位が決定されるので、断面 I の水深と流量の間には下流の水利条件によって何らかの関係式が成立する。すなわち

$$Q_1 = f(h_1) \quad (3.6)$$

(3.6) 式より、

$$\frac{dQ_1}{dh_1} = f'(h_1), \quad \frac{dQ_1}{d\mu} = f'(h_1) \frac{dh_1}{d\mu} \quad (3.7)$$

(3.5) 式より、

$$\begin{aligned} \frac{dh_s}{d\mu} &= \frac{1}{2} \left(\frac{dh_1}{d\mu} + \frac{dh_2}{d\mu} \right) \\ &= \frac{d}{d\mu} \left(\frac{Q_2 - Q_1}{\mu \sqrt{2g} L} \right)^{2/3} \\ &= \frac{-2f'(h)}{3\mu \sqrt{2g} L h_s^{1/2}} \frac{dh_1}{d\mu} - \frac{2h_s}{3\mu} \end{aligned} \quad (3.8)$$

したがって

$$\frac{dh_2}{d\mu} = - \left(1 + \frac{4f'(h)}{3\mu \sqrt{2g} L h_s^{1/2}} \right) \frac{dh_1}{d\mu} - \frac{4h_s}{3\mu} \quad (3.9)$$

の関係が得られるので (3.4) 式を μ で微分し、(3.7)、(3.9) 式の関係を用いて整理すると、

$$\begin{aligned} \frac{dh_1}{d\mu} &= \frac{H}{M} \\ H &= - \frac{4h_s}{3\mu} \left\{ 1 - F_2^2 + \frac{5}{3} \cdot \frac{LI_2}{h_2} \right\} \\ M &= 2 - (F_1^2 + F_2^2) + \left\{ F_1^2 + \frac{LI_1}{h_1} - \frac{4}{3} \left(F_2^2 - \frac{5}{3} \frac{LI_2}{h_2} \right) \cdot \frac{Q_1}{Q_s} \cdot \frac{h_s}{h_1} \right\} \frac{h_1}{Q_1} f'(h_1) \\ &\quad + \frac{5}{3} \left(\frac{LI_2}{h_2} - \frac{LI_1}{h_1} \right) \\ F &= \frac{Q^2}{gB^2h^3}, \quad I = \frac{n^2 Q^2}{B^2 h^{10/3}} \end{aligned} \quad (3.10)$$

となる。

流れが常流ならば $F^2 < 1$ なので、 $H < 0$ 、 $m > 0$ となって、 μ が大きくなると h_1 が (したがって Q_1 も) 減少することがわかる。

h_1 と μ の相対的な変化率 C は、

$$\begin{aligned} \frac{dh_1}{h_1} &= \frac{d\mu}{\mu} \cdot C = \frac{d\mu}{\mu} \cdot \frac{H\mu/h_1}{M} \\ H\mu/h_1 &= - \frac{4h_s}{3h_1} \left\{ 1 - F_2^2 + \frac{5}{3} \frac{LI_2}{h_2} \right\} \end{aligned} \quad (3.11)$$

で与えられる。(3.10), (3.11) 式より変化率 C は, フルード数 F_1 , F_2 , 水深と損失水頭の比

$$\frac{LI_1}{h_1}, \frac{LI_2}{h_2}, \text{ 全水深, 越流水深比 } h_s/h_1, \text{ 越流量, 下流流量比 } Q_1/Q_s, \text{ 下流水位, 流量関係 } \frac{h_1}{Q_1} \cdot f'(h_1)$$

の7つの無次元量により表わされることがわかる。

鶴見川の場合, 全水深, 越流水深比が0.1程度と小さいので, C の値も小さく, 流量係数の変化に対して, 下流水深の(したがって下流流量も)変化は小さい。実験結果をもとに C を計算すると, 表3.2のようになる。

表 3.2 流量係数 μ の変化による下流水深変化率 C

	Q	Q_s h_s	H	h	B	A	R	LI/h	F^2	h_s/h_1 Q_1/Q_s	$H\mu/h_1$ M	C
II	1,500	529	7.55	5.856	85.624	368.8	4.307	0.363	0.392	0.118	-0.191	-0.0775
I	971	0.715	7.08	6.038	103.292	487.0	4.715	0.075	0.086	1.836	2.464	
II	1,400	439	7.48	5.786	85.344	362.8	4.251	0.336	0.357	0.109	-0.170	-0.0695
I	961	0.65	7.02	5.978	103.052	480.9	4.666	0.077	0.087	2.189	2.449	
II	1,300	371	7.40	5.706	85.024	356.0	4.187	0.312	0.325	0.0973	-0.155	-0.0637
I	929	0.525	6.95	5.908	102.722	473.7	4.609	0.076	0.085	2.504	2.432	
II	1,200	302	7.27	5.576	84.504	345.0	4.083	0.299	0.302	0.0733	-0.117	-0.0482
I	898	0.42	6.77	5.728	102.052	455.2	4.461	0.083	0.089	2.974	2.427	
II	1,100	234	7.24	5.546	84.384	342.5	4.058	0.259	0.259	0.0684	-0.107	-0.0446
I	866	0.39	6.74	5.698	101.932	452.2	4.436	0.079	0.084	3.701	2.400	
II	1,900	802	7.98	6.286	87.344	406.0	4.648	0.404	0.481	0.178	-0.283	-0.117
I	1,098	1.15	7.52	6.478	105.052	532.9	5.073	0.067	0.085	1.369	2.424	

○断面IIは14.8K, 断面Iは13.8K, $L = 1,000$ m, $n = 0.03$

C の値は常に負で, 絶対値は本川流量の増加につれて大きくなるが, 計画流量時 (1500 m³/s) でも 0.0775 と小さい。

一方, 越流量の変化率は

$$\frac{dQ_s}{Q_s} = - \frac{Q_1}{Q_s} \cdot f'(h_1) \frac{h_1}{Q_1} \cdot \frac{dh_1}{h_1} = - C \cdot \frac{Q_1}{Q_s} \cdot f'(h_1) \frac{h_1}{Q_1} \cdot \frac{d\mu}{\mu} \quad (3.12)$$

で与えられる。

(3.12) 式に従って dQ_s/Q_s を計算した決果を表3.3に示す。なお無歪模型実験と歪模型実験とにおける越流量の差は前述のとおり2~7%であった。

⇒ ま と め

前項までで, 歪模型と無歪模型とにおける実験結果の比較を行ってきたが, その検討結果を要約すると以下ようになる。

- ① 本川流量と越流量との関係で見ると, 両者の実験結果にはほとんど差がない。
- ② 越流区間の上流部における水面形は, 歪模型実験と無歪模型実験とで異なるが, これは両者の流速分

布が相似でないことによると考えられる。

- ③ 本川計画流量時の流量係数は、無歪模型で 0.385 であり歪模型では 0.249 と 35% 小さい。この原因明らかにできていない。ただし、鶴見川のように堰高水深比の小さい場合には、流量係数値の変動が越流量に与える影響は小さい。

表 3.3 流量係数 μ の変化による越流量変化率 dQ_s/Q_s

Q_2	Q_1/Q_s	$f'(h_1)h_1/Q_1$	C	$d\mu/\mu$	dQ_s/Q_s
1500	1.836	1.824	-0.0775	-0.350	0.091
1400	2.189	1.825	-0.0695		
1300	2.504	1.771	-0.0637	-0.319	0.090
1200	2.974	1.776	-0.0482		
1100	3.701	1.832	-0.0446	-0.396	0.120
1000	1.369	1.806	-0.117	-0.256	0.074

4. 遊水地内流況

遊水地内の流況は地内の微地形や施設配置などによって複雑に変化する。したがって、遊水地内の流況観察実験は、地内の微地形、施設配置を計画に従って正確に再現した上で実施することが望ましいが、実験時点においては検討中であったため、京浜工事事務所の想定案を用いた。

遊水地内については、土地利用と冠水頻度とを勘案して遊水地内の地盤高を三段階（T. P. 2.5 m, T. P. 4.0 m, T. P. 4.5 m）を想定し、地内の施設計画についても、想定案を対象とした。

そこで、実験では、遊水地内施設が流況に与える影響を検討するために、遊水地内施設が無しの場合と想定される施設がある場合とについて同様の実験を行い、両者の流況を比較検討することにした。ここに、遊水地内施設無しとは、図4.1に示すよう、遊水地内の地盤高については想定案に従って設定し、それ以外の遊水地内施設は一切製作していない。また遊水地内施設有りとは、図4.2に示すように、遊水地内施設として、樹木群、構造物、高架道路のピア、盛土道路を想定案に基づいて製作設置したものである。

4.1 遊水地内施設無しの場合

遊水地内施設無しの実験は、定流実験、不定流実験それぞれ1ケースずつを実施している。定流実験は、主として越流開始直後の遊水地内流況の観察を目的としている。

不定流実験は、計画洪水波形を対象に、遊水地内流況の時間的変化や水位上昇速度の観察などを目的としている。

1) 定流実験結果

定流実験は以下のような手順で実施した。

- ① 本川上流流量を1,500 m³/s（計画流量）に設定し、13.0K地点の水位と流量の関係が同地点のH～Q相関を満たすように堰上げ装置を調節する。堰上げ装置の調節ができれば、以後くり返して実験を行っても条件が変化しないように固定しておく。
- ② 遊水地へ越流しなくなるまで本川上流流量を下げる（下流端水位が高いので越流しなくなる本川流量はおよそ600 m³/sであった）。
- ③ 遊水地内の水をほうき等で掃き出しできるだけ乾燥させた上で遊水地下流端のゲートを閉じる。
- ④ 上流流量をできるだけすみやかに1,500 m³/sに設定し、越流開始と同時に測定を始める。
- ⑤ 以下、必要に応じて②～④の手順をくり返す。

したがって定流実験といっても遊水地内の湛水量は時間とともに増加する不定流的な実験となっている。以下に実験結果を説明する。

実験手順④でできるだけすみやかに本川流量を設定するとしているが、実際に越流量が所定の値（530 m³/s、図3.1参照）に達するまでには少し時間を要する。図4.3は、14.3K地点の本川および遊水地水位の越流開始時からの時間的変化を示したものであるが、同図から本川は越流開始後2分（模型時間）で所定水位に到達しており、越流量も2分後にはほぼ所定の値になっていると判断される。また越流開始17分後からは本川水位と遊水地水位が一致して上昇している。これは遊水地水位が上昇して逆流が生じている

ため、本川 13.0K 地点の H～Q 相関関係も満たされなくなっている。しかし、この段階では遊水地内の水深も 5 m 以上と十分大きく流況の問題はないと考えられるので、実験の対象としていない。

越流は越流堤上流端から開始し、次第に越流区間が下流に広がり約 30 秒で越流堤全面からの越流となる。越流水の流向は越流堤上では本川下流方向から右へ 30～45°であるが、越流堤法面を流下して減勢池へ流入する時にはほぼ本川に直角方向となる。

越流堤の遊水地側には深さ 0.5 m の減勢池が設けられており、常時湛水されている計画となっているが、実験においては減勢池の湛水量を 0 としている。図 4.4 に示すように、越流水はまず減勢池内に流入し、20 秒後には減勢池上流部から遊水地地盤 (T. P. 2.5 m) へと湛水し始める。減勢池に初期湛水がないので減勢池に流入した越流水が減勢池河床を走る現象が見られるが、減勢池は約 20 秒で満水状態となり、それ以後は越流堤法尻部で跳水現象が見られるようになる。

T. P. 2.5 m 地盤に湛水した越流水は、図 4.4 に示すように上流部の越流水は右岸 (遊水地奥部) へ、下流部の越流水は遊水地下流方向へと広がる。越流開始 3 分後には T. P. 2.5 m 地盤は全面冠水し、T. P. 4.0 m 地盤の湛水が始まる。遊水地内水位は水平で、T. P. 4.0 m 地盤の湛水は全区間でほぼ同時に始まる。さらに越流開始 5 分後には T. P. 4.0 m 地盤も全面冠水し T. P. 4.5 m 地盤が湛水し始める。そして越流開始 6 分後には遊水地全面が冠水する。

図 4.5(a)～(d)は越流開始直後から 3 分 20 秒後 (T. P. 2.5 m 地盤全面冠水時) までのフロート追跡結果および染料拡散状況である。減勢池から T. P. 2.5 m 地盤に湛水した越流水の流向は 14.6K ではほぼ本川と直角、14.3K で本川下流方向から右へ約 60°、14.2K より下流では同約 45°と、下流になるにつれて流向も下流向きに変化していることがわかる。遊水地奥部に進入した流れは、T. P. 4.0 m 地盤の半円形の突出部によって上下流に分断され、上流では時計回りの渦流が発生し、下流では遊水地下流方向への流れとなっている。表面流速の測定結果を見ると、上流の渦部では最大 1.1 m/s、下流では最大 1.6 m/s 程度の流速が観測されている。

図 4.6(a)～(d)のフロート追跡図および染料拡散状況図は T. P. 4.0 m 地盤上の流れを示したものである。T. P. 4.0 m 地盤へ侵水した越流水ははじめ遊水地奥部へと進んだ後、向きを変えて周囲堤沿いを上流部へと流れ始める。染料拡散状況図を見ると、14.3K 測線上で投入された染料の拡散方向が時間とともに上流向きへと変化していく過程がよく現れている。また 14.0K 測線上で投入された染料も 14.3K の染料と同様の時間的变化を示すが、一部は下流方向に進んで T. P. 4.5 m 地盤へと進入してゆく。T. P. 4.0 m 地盤上で観察される表面流速は最大 1.0 m/s 程度である。

図 4.7(a)～(c)のフロート追跡図および染料拡散状況図は遊水地全面冠水時以後の流れを示したものである。

この時期になると遊水地内には大きな時計回りの渦流が観察されるようになり、地盤高を 3 段階に変えている影響は見られないようである。この渦流は、越流開始直後に T. P. 2.5 m 地盤上流部で観察された渦が、T. P. 4.0 m 地盤からの遊水地上流部への逆流量を加えて渦域を拡大していったものであり、渦の中心は 14.65K 付近から次第に下流に移り、遊水地から本川への逆流開始時には 14.1K 付近が中心となっている。この渦の移動につれて、T. P. 4.0 m 地盤半円形突出部に投入される染料の流向は遊水地奥方向

から上流方向へと変化し、逆流開始時には本川方向に向かう流れが観察される。

越流堤遊水地側上流端には死水域が形成され、浮遊物（フロートおよび流況観察用ビーズ）が集積する。これらの浮遊物の一部は間欠的に渦に巻き込まれて再び遊水地を周回する渦流に乗って流れはじめる。また洪水終了後は遊水地からの排水のために下流に向かう流れが発生するので、この流れに沿って下流方向へと流れていく。

図4.8は遊水地河床付近の流れを観測するために、越流堤法尻部と減勢池およびT. P. 2.5 m地盤からの段上がり部とに石炭粉を敷いて移動状況を観察した結果である。

いずれの区間においても石炭粉の移動が観察されるのは湛水開始後20秒程度と短時間で、湛水が進むと石炭粉は移動しなくなる。石炭粉の移動範囲は、越流堤の法尻部については減勢池全幅、T. P. 2.5 m地盤への段上がり部では約60m、T. P. 4.0 m地盤への段上がり部では約30mであった。

定流実験結果をとりまとめると、以下のようになる。

- ① 越流堤法面を流下した流れは減勢池河床を走るが、減勢池はすぐ満杯状態となりT. P. 2.5 m地盤の湛水が始まる。
- ② T. P. 2.5 m地盤湛水期の状況の特徴は図4.9(a)に示すように、14.4Kより上流に生ずる渦流と、下流に向かう流れとに要約される。この時期の表面流速としては最大1.6 m/s が観測された。
- ③ T. P. 4.0 m地盤の湛水期には越流水ははじめ遊水地奥部へと向かい、その後周囲堤に沿って上流に向かう流れとなる。遊水地水位は水平で、T. P. 4.0 m地盤への侵水は全区間でほぼ同時に生ずる。（図4.9(b)）
- ④ T. P. 4.5 m地盤の湛水期には時計回りの渦域がT. P. 4.0 m地盤上まで広がり（図4.9(c)）、全面冠水すると遊水地全域に時計回りの渦流が見られるようになる（図4.9(d)）。
- ⑤ 河床に石炭粉を置いて移動状況を観察した結果、越流堤法尻および地盤の段上がり部で浸水期にのみ移動が観察された。移動範囲はT. P. 2.5 m地盤への段上がり部で約60mであった。

(ロ) 不定流実験結果

不定流実験に用いた洪水波形と13.0K地点のH～Q相関図を図4.10.11に示す。図の横軸は実験開始時点をも0時として現地の時間で表したものである。図4.10で下流流量（実験値）が10.5時以降増加しているのは、排水樋門を開放して遊水地貯留水を本川に放流したためである。

不定流実験では下流流量も時間的に変化するため、13.0K地点のH～Qを満たすためには、流量に応じて模型下流端の堰上げ装置を操作する必要がある。図4.12は下流量水槽で測定された流量を13.0K地点H～Q図より水位に換算したものを横軸にとり、縦軸にはそれと同時刻に測定された13.0K地点水位を示したものである。二回の予備実験により堰上げ装置操作方法を練習した結果、両者の相関は同図に示されるように満足すべきものとなった。

図4.13～15は、実験中の本川、遊水地内、越流堤上での水位～時間曲線である。図4.14から遊水地内の水位はほぼ水平であることがわかる。

越流開始はおおよそ実験開始から2.7時間目、本川上流流量は750m³/s 程度の時である。4時間目にはT. P. + 4.0 m地盤の湛水が始まっており、越流開始から最初の1.3時間で水位は約1.5 m上昇している。そ

の後越流量が増加するので水位上昇は速まり、4時間目から5時間目（本川上流流量がピークの1448 m^3/s となる時刻）までの1時間に水位は約2 m上昇する。5.5時間目になると一部で遊水地からの逆流が始まるので遊水地水位の上昇速度は遅くなる。6.5時間目に最高水位（T. P. + 7.57 m）となった後は、越流堤全面からの逆流状態となり、10.5時には遊水地水位は越流堤高（T. P. + 6.6 m）と一致する。

本川水位の時間的变化（図4.13）を見ると、14.8Kより下流では5時間目と6時間目とにピークをもつ二山の波形となっている。これは遊水地からの逆流のために下流流量が二山の波形となり、それに伴って13.0K地点水位も二山となっているためである。ただし13.0Kの水位の影響が及ぶのは14.8K地点までで、15.2K地点では下流水位に関係なく上流流量波形と対応した水位波形となっている。

図4.16は遊水地内の湛水区域の時間的变化を示したものである。定流実験結果と同じように、T. P. 2.5 m地盤の上流部から湛水が始まり下流へと湛水区域が広がってゆく。実験開始から3.8時間目（越流開始から1.1時間後）にはT. P. 4.0 m地盤の侵水が始まる。遊水地内水位が水平なので、湛水は全区間同時に始まっている。このことはT. P. 4.5 m地盤湛水時（越流開始から1.3時間後）についても同じである。越流開始から1.4時間後には遊水地は全面冠水状態となっている。

図4.17はT. P. 2.5 m地盤湛水時の染料拡散状況およびフロート追跡結果である。14.5Kより上流では時計回りの渦流が発生し、下流部では遊水地下流へ向かう流れとなっている点は定流実験結果と同じである。ただし越流量が定流実験時よりは少ない（約200 m^3/s ）ので、表面流速は上流の渦部では0.1 m/s未満（定流実験では最大1.1 m/s）、下流部では最大0.7 m/s（同1.6 m/s）程度となっている。

図4.18はT. P. 4.0 m地盤湛水時の染料拡散状況とフロート追跡結果である。上流にあった渦域が拡大し、14.0 Kより上流が渦域となっている。また、それより下流では下流に向かう流れが見られる。この時期には表面流速も大きく、渦部では最大0.5 m/s程度、下流に向かう流れでは最大1.6 m/sとなっている。

図4.19は遊水地全面冠水時の染料拡散状況とフロート追跡図である。この時点ではまだ遊水地水位は上昇を続けているので、T. P. 4.5 m地盤上でも下流へ向かう流れが生じているが、水位上昇速度が遅くなってくると遊水地全体に大きな時計回りの渦が見られるようになる。

ハ) 遊水地内地盤高と流況の関係

鶴見川多目的遊水地は計画湛水容量390万 m^3 と計画されているので、遊水地の敷地面積の変更に応じ、各地盤高の面積率が変更されることになる。今回実験の対象とした遊水地の計画案は図2.1に示すように、遊水地の本川堤防沿いの部分はすべて低地盤（T. P. 2.5 m）で、遊水地奥部が高地盤（T. P. 4.0 m, 4.5 m）となっている。またT. P. 4.0 m地盤には半円形の凸部と凹部が設けてある。定流実験及び不定流実験を通じて観察された遊水地内流況と地盤高の計画案との関係は以下のとおりである。

本川堤防沿いはすべて地盤高T. P. 2.5 mとなっているので、越流開始初期には下流に向かう流れが発生する。上流には時計回りの渦流が発生するが、これと下流に向かう流れとは、T. P. 4.0 m地盤の半円形凸部で隔てられる形となっている。フロート追跡結果から求めた表面流速は、下流に向かう流れで大きく、渦域では小さいことから、遊水地内の流速を抑えるためには越流堤より下流の本川堤防沿いの部分の地盤高を高くして、T. P. 2.5 m地盤上全体が渦域となるようにすることが有効と考えられる。

段上がり部では湛水開始直後に河床に敷いた石炭粉の移動が観察されたが、遊水地水位が水平なので侵

水が段上がり部全区間で同時に始まることから、段上がり部の延長を長くして単位幅当りの進入水量を減らすことによって河床への負担が軽減されることが考えられる。

遊水地内の地形（T. P. 4.0 m 地盤の半円形と凸部と凹部）が流況に影響を与えるのは越流開始直後のみで、洪水が進むと遊水地全体が大きな時計回りの渦域となり、遊水地内地形の影響は見られなくなる。

4.2 遊水地内施設有りの場合

実験の対象となる遊水地内の施設配置については、事務所が検討中の案を参考に、図 4.20 に示すように、樹木群、構造物・高架道路のピア、盛土道路を製作、設置した。樹木は 2 cm 角に割った発泡スチロールを緑色に着色し、コンクリート釘を通して高さが 2.5 cm（現地量 1 m）になるように打ちつけた。ピアは木製、盛土道路はモルタル製とした（図 4.21）。

実験は、先に実施した遊水地内施設無しの場合の実験手順を参考に、図 4.22 に示すようなハイドログラフを想定し、以下の手順で実施した。

- ① 本川上流流量を $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ （計画流量）に設定し、13.0 K 地点の水位と流量（調節後）との関係が同地点の H～Q 関係を満たすように堰上げ装置を調節し、固定する。
- ② 遊水地へ越流しなくなるまで上流流量を下げる（約 $600 \text{ m}^3/\text{s}$ ）。
- ③ 遊水地内の水をほうき等で掃き出し、できるだけ乾燥させた上で遊水地下流端ゲートを閉じる。
- ④ 上流流量をできるだけすみやかに $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ に設定し、越流開始と同時に測定を始める。
- ⑤ 遊水地水位が上昇し、越流量と遊水地からの逆流量とが等しくなったら本川流量を $400 \text{ m}^3/\text{s}$ に設定し直す。
- ⑥ 遊水地からの逆流が終了したら、13.25 K 地点に設置されている排水樋門を開放する。これ以後、本川流量は計画洪水波形に従って低減させ $130 \text{ m}^3/\text{s}$ に達したら、以後は $130 \text{ m}^3/\text{s}$ （定流）とする。
- ⑦ 必要に応じて、①～⑥のステップを繰り返す。

手順⑤～⑥は、排水樋門開放時の流況を観察するためのものである。手順⑤で本川流量を $400 \text{ m}^3/\text{s}$ としているのは、事務所の検討により排水樋門の開放時点を 13.2 K 水位が T. P. 4.5 m（本川流量 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ に対応）まで低下した時とされていることに基づいたものである。また、手順⑥で $130 \text{ m}^3/\text{s}$ 以降を定流としたのは上流水槽刃形堰の流量公式の適用限界が、現地量で $130 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上となっているためである。

以下に実験結果を説明する。

図 4.23 は、本川、遊水地の水位、ならびに本川流量（調節前、調節後）の時間変化を示したものである。本川流量を $600 \text{ m}^3/\text{s}$ から $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$ に一気に増加させると、本川水位の上昇に伴い、越流量も増加する。本川水位が安定し、越流量が一定（ $530 \text{ m}^3/\text{s}$ ）になるまでの所要時間は模型値で 2 分である。

遊水地内水位が T. P. 7.0 m に達すると、遊水地からの逆流が始まり本川下流流量が増加する。遊水地水位と本川越流区間の水位が等しく（T. P. 8.2 m）なった時点で、本川流量を $400 \text{ m}^3/\text{s}$ に下げ、遊水地からの逆流が終了するのを待って排水樋門を開放した。逆流は、現地時間で約 2 時間で終了する。排水樋門を開放すると、遊水地水位は 1 時間当り 45 cm の速度で低下するが、T. P. 3.3 m 以下になると水位低下速度は遅くなる。

図 4.24 は越流水の拡散状況を示したものである。越流水はまず減勢池に流入し、減勢池が満杯になると溢水して T. P. 2.5 m 地盤へと広がってゆく。T. P. 2.5 m 地盤上での流況は、3.1 で述べた流況とほとんど同じで (図 4.25)、13.9 K 付近に設置したピアの影響はないようである。

T. P. 4.0 m 地盤湛水時の流況を遊水地内施設無しの流況と比較して図 4.26 に示す。T. P. 4.0 m 地盤には約 2,100 本の樹木群、盛土道路、高架道のピア等が設置されているが、流況は施設無しの場合と同じようである。

T. P. 4.5 m 地盤への越流水の拡散状況も施設無しの場合と同様である。しかし、周囲堤沿いの流れについては、施設無しの場合と有りの場合とで差が現れてくる (図 4.27)。すなわち、施設無しの場合には周囲堤に沿って上流部へ向かう流れが発生して遊水地全体が大きな渦域となるのに対して、施設有りの場合には周囲堤沿いの流れが盛土道路により遮られるため、乱れが生じ、不規則な渦流となっている。このことは遊水地全面冠水時 (図 4.28) についてもいえる。

図 4.29 は、フロート追跡により遊水地の表面流速を測定した結果を示したものである。これを施設無しの実験結果 (図 4.5 ~ 7) と比較すると、T. P. 2.0 m、4.0 m、4.5 m の各地盤へと越流水が拡散する時期には、同じような流速分布となっている。しかし、遊水地全面が冠水するようになると、施設有りの場合の流速が小さくなっている。これは、盛土道路により渦流が乱されることと、樹木群やピアが粗度あるいは水制としてはたらいっていることによると考えられる。

4.3 排水時の流況

遊水地からの逆流が終了し、本川水位が低下した後、13.25 K 地点に設置されている排水樋門を全開して排水時の遊水地内および本川の流況を観察した。

図 4.23 に示すように、樋門開放時の遊水地水位は T. P. + 6.6 m、本川 13.2 K 地点水位は T. P. + 4.1 m となっていた。遊水地内の湛水量 (T. P. 6.6 m で 215 万 m^3) に対して樋門通過流量は約 40 m^3/s と小さいので、樋門を開放しても遊水地内の流況に変化はなく、水位が 0.4 ~ 0.45 m/hr というゆっくりした速度で低下するだけである。

樋門開放時の本川流況を図 4.30 に示す。樋門から流出した流れは本川の中央まで達し、樋門下流部右岸に逆流渦域が形成されるが、本川左岸側の流れには影響していない。

樋門からの流れとの合流により、本川水位は 13.2 K 地点で約 80 cm 堰上げられる。水位の堰上げは上流の 14.8 K 地点にまで及ぶが、水位の上昇量は小さい。

実験は現地時間の 22 時 (樋門開放後 17 時間) まで行ったが、実験終了時の遊水地内水位は T. P. + 2.7 m とほぼ排水を完了していた。この間の排水量は約 210 万 m^3 で、平均の樋門通過流量は 35 m^3/s であった。

5. 結 論

本報告書は、鶴見川多目的遊水地模型（縮尺 1/40，無歪）を用いた実験により、遊水地内流況を検討した結果をとりまとめたものである。なお、流況検討に先立って、縮尺 1/40（模型における越流水深が 2 cm 以下の範囲）での実験の可能性を検討するため、先に実施した歪模型（鉛直縮尺 1/20，水平縮尺 1/40）による実験結果との比較を行っている。

前章までの検討結果をとりまとめると以下ようになる。

まず、歪模型と無歪模型とにおける実験結果については、

- ① 歪模型の流量係数は、無歪模型より 35% 小さいが、本川計画流量（1,500 m³/s）に対応する越流量は、歪模型で 495 m³/s，無歪模型で 529 m³/s とその差は小さい。

ことがわかった。

つぎに、遊水地内の流況については、

- ② 越流開始直後、減勢池から溢れた越流水は、本川堤防沿いに下流に向かう流れと、上流部での渦流とを形成する。下流に向かう流れは流速が比較的大きく、最大 1.6 m/s が観測された。渦域の流速は下流に向かう流れよりは小さく最大 1.1 m/s であった。渦域は遊水地内の湛水の進行に伴い拡大してゆく。
- ③ 遊水地内の水位は水平で、T. P. 4.0 m 地盤、T. P. 4.5 m 地盤への湛水は全区間で同時に始まる。
- ④ 遊水地内の樹木・ピア等の施設が、越流水の拡散状況に与える影響は観察されなかった。ただし、遊水地全面が冠水するようになると、盛土道路により渦流が乱されること、および樹木・ピアが粗度または水制としてはたらくことにより、遊水地内に施設がある場合の方が流速が小さくなる。

などのことがわかった。

あ と が き

本報告書は、京浜工事事務所の依頼により、昭和54年度より実施してきた、鶴見川多目的遊水地水理模型実験の最終報告書である。

実験に当たっては、関連資料作成等において京浜工事事務所に多大の労をわずらわせた。ここに謝意を表する。

参 考 文 献

報告書執筆に当たり、以下の文献を参考とした。

- (1) 土木学会：水理公式集，昭和46年度改訂版
- (2) 本間仁：低益流堰堤の流量係数，土木学会誌，第26巻6号および9号，1940.
- (3) 中川博次，中川修：横越流堤の越流特性について，京大防災研年版，第11号B，1968
- (4) Kanakatti Subramaya and Subhash Chandra Awasthy： SPATIALLY VARIED FLOW OVER SIDE-WEIRS, Journal of the HYDRAULICS DIVISION, proceedings of A. S. C. E, 1972
- (5) 都市河川研究室：水戸桜川治水緑地模型実験，1983
- (6) “：鶴見川多目的遊水地水理模型実験（その1），1982

参 考 資 料

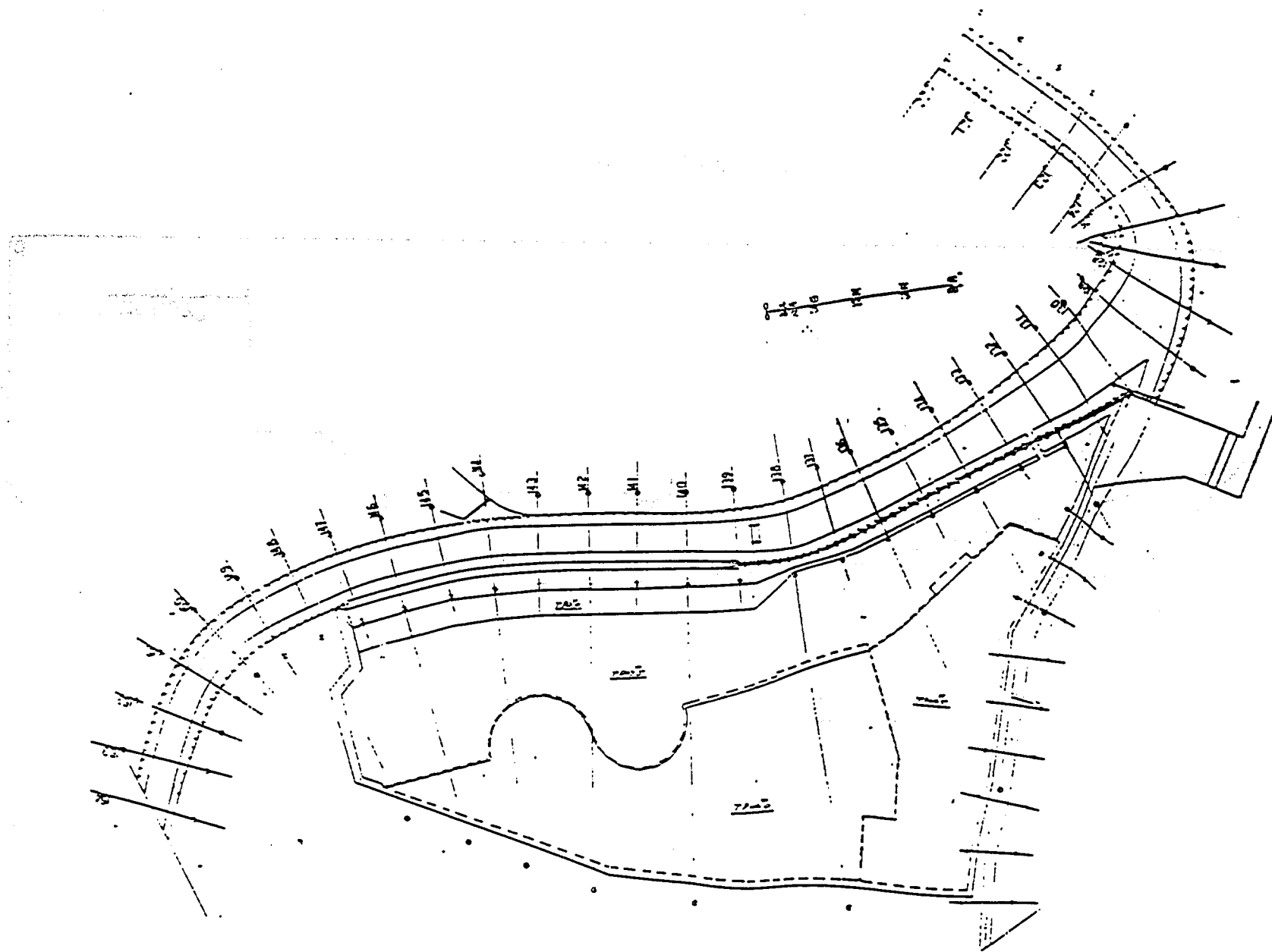


图 2.1 游水地平面图

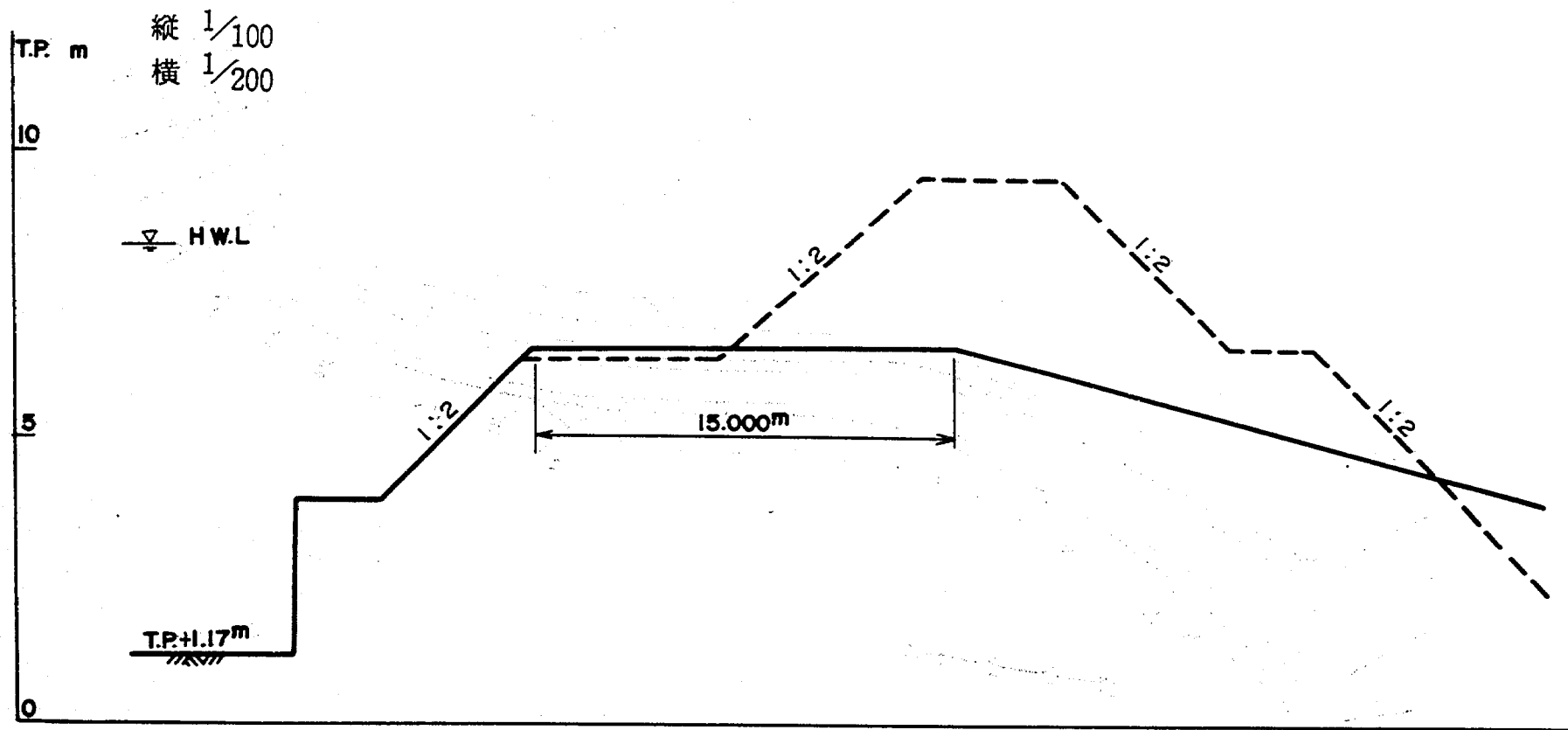


图 2.2 越流堤标准断面图

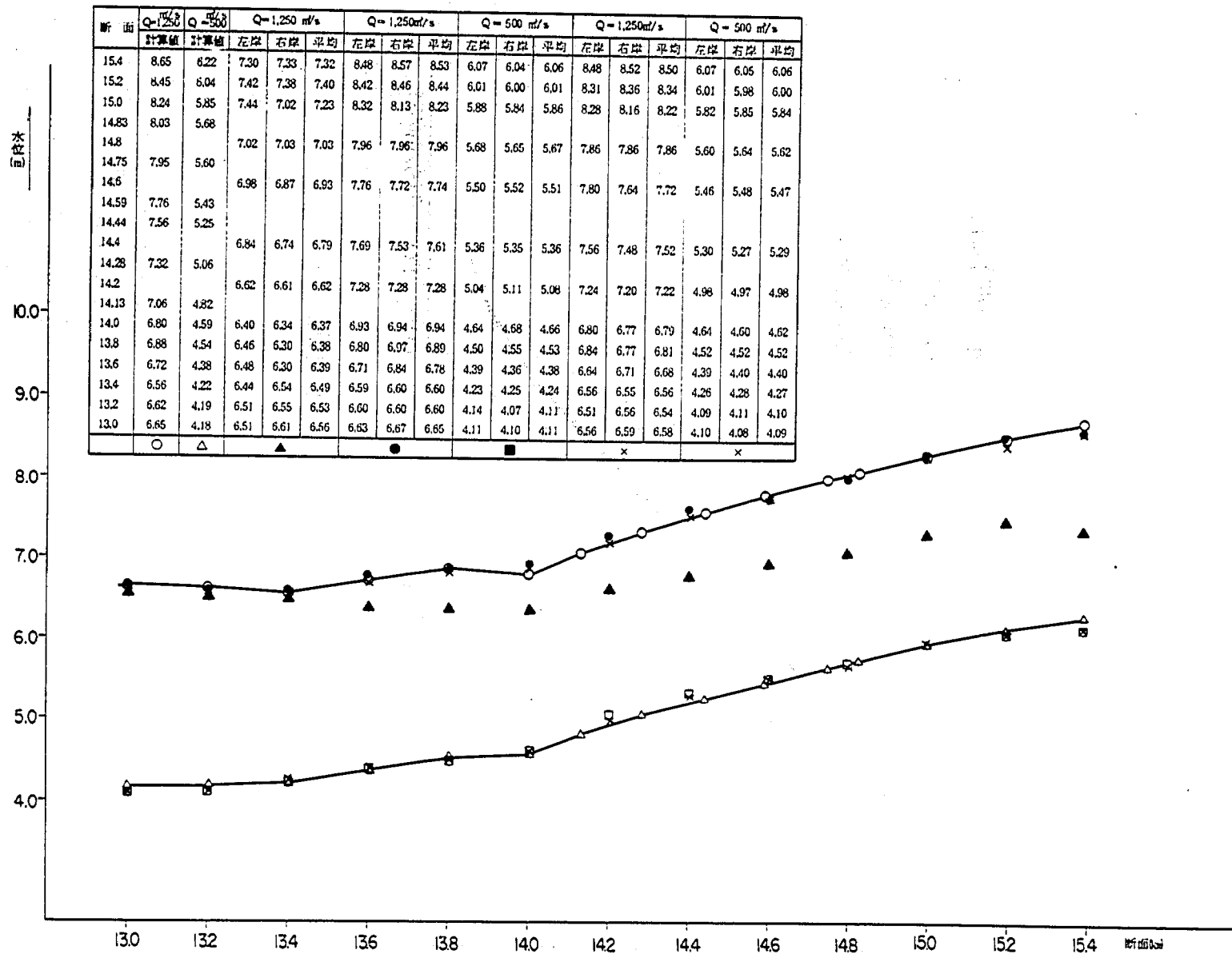


図 2.3 検証実験水位縦断図 ($n = 0.030$)

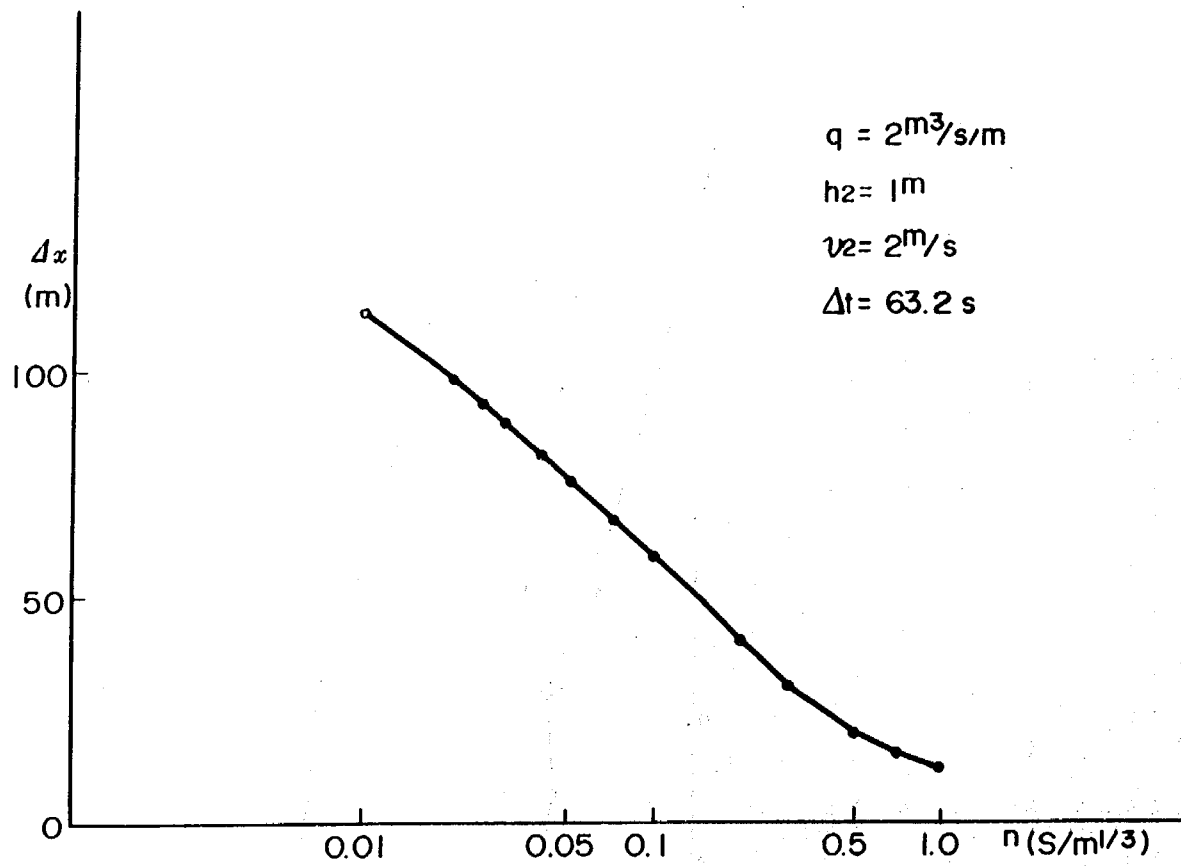


図2.4 粗度係数 n と移動距離 Δx との関係

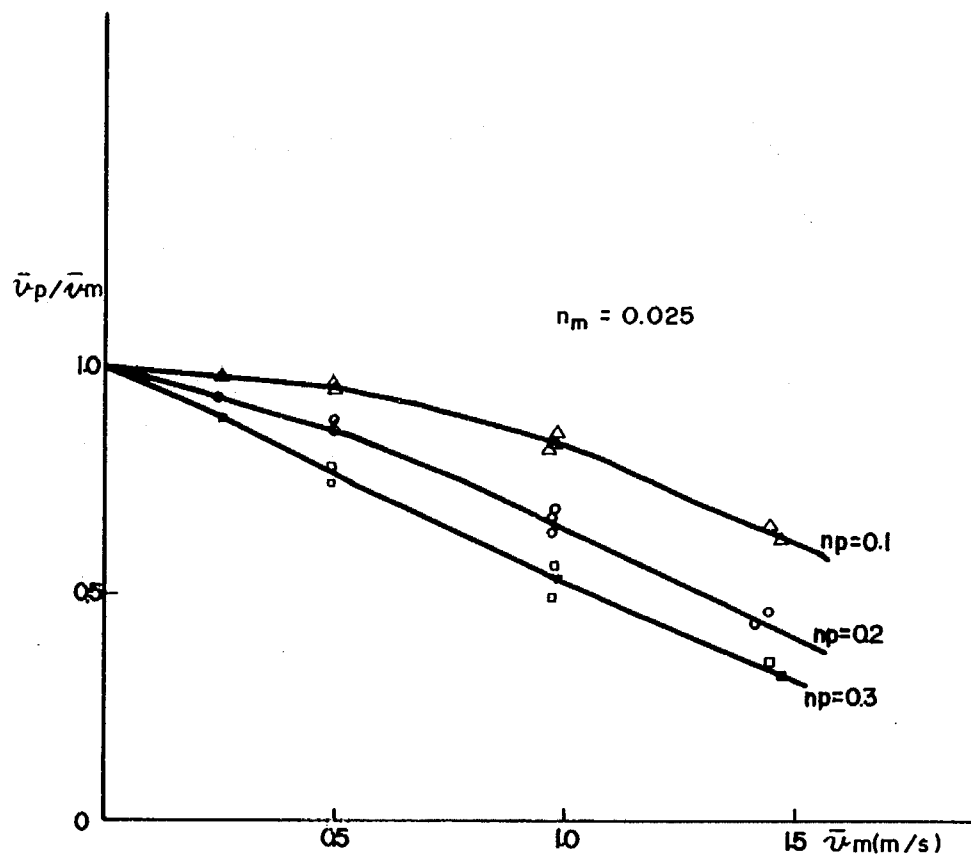


図 2.5 粗度係数 n の違いによる流速 $\bar{v}$ の変化

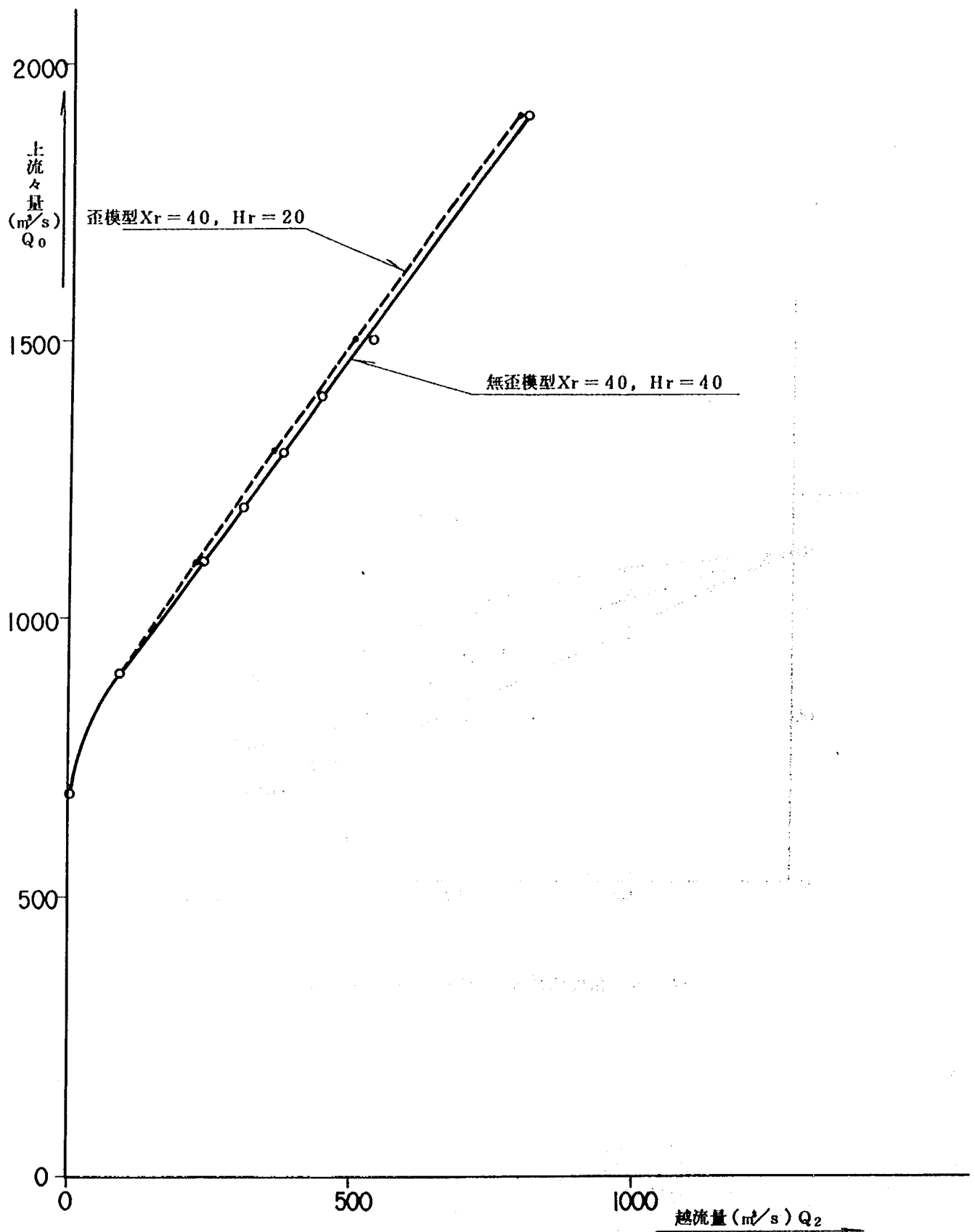


図 3.1 本川流量と越流量

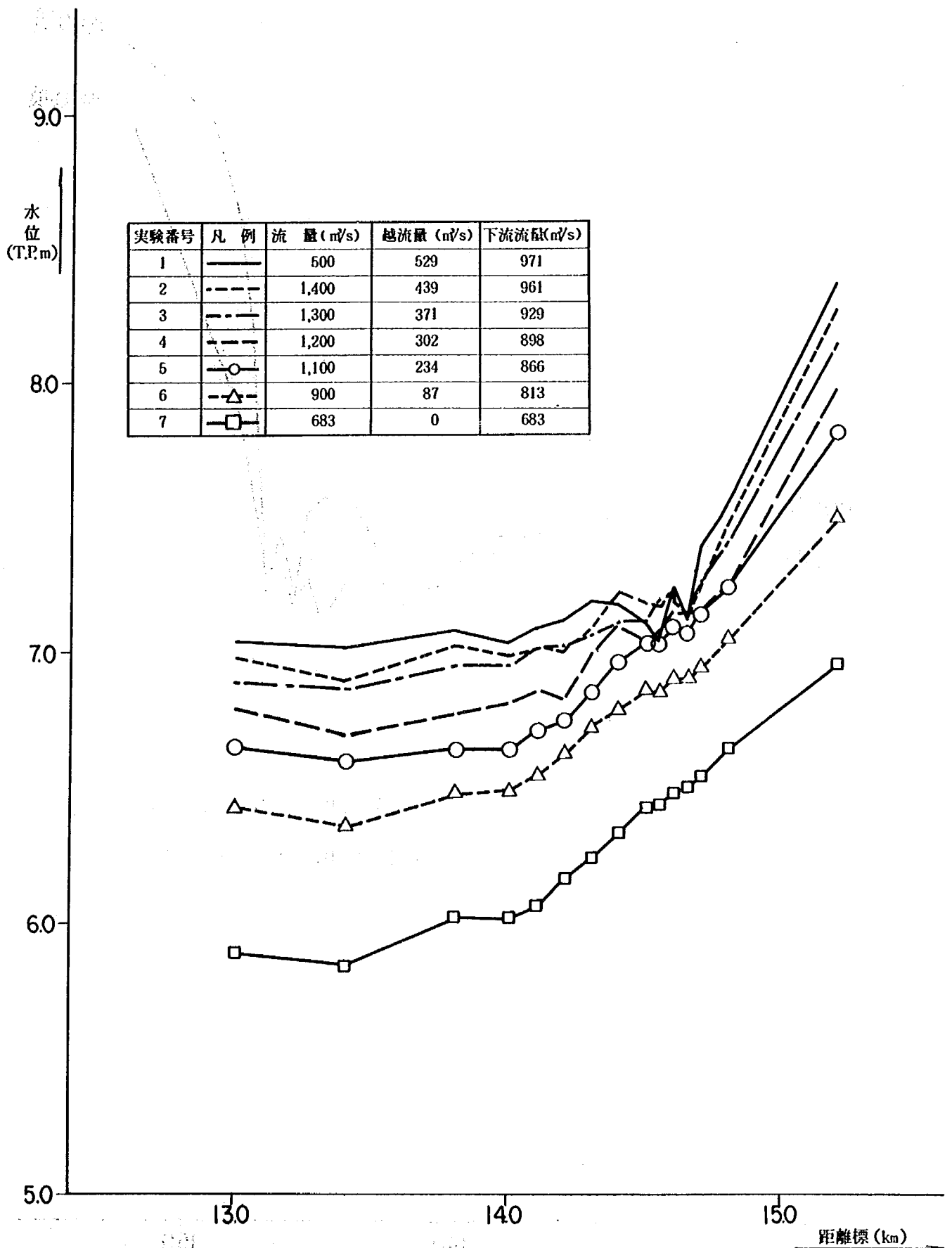


図 3.2 水位縦断図 (歪模型実験結果)

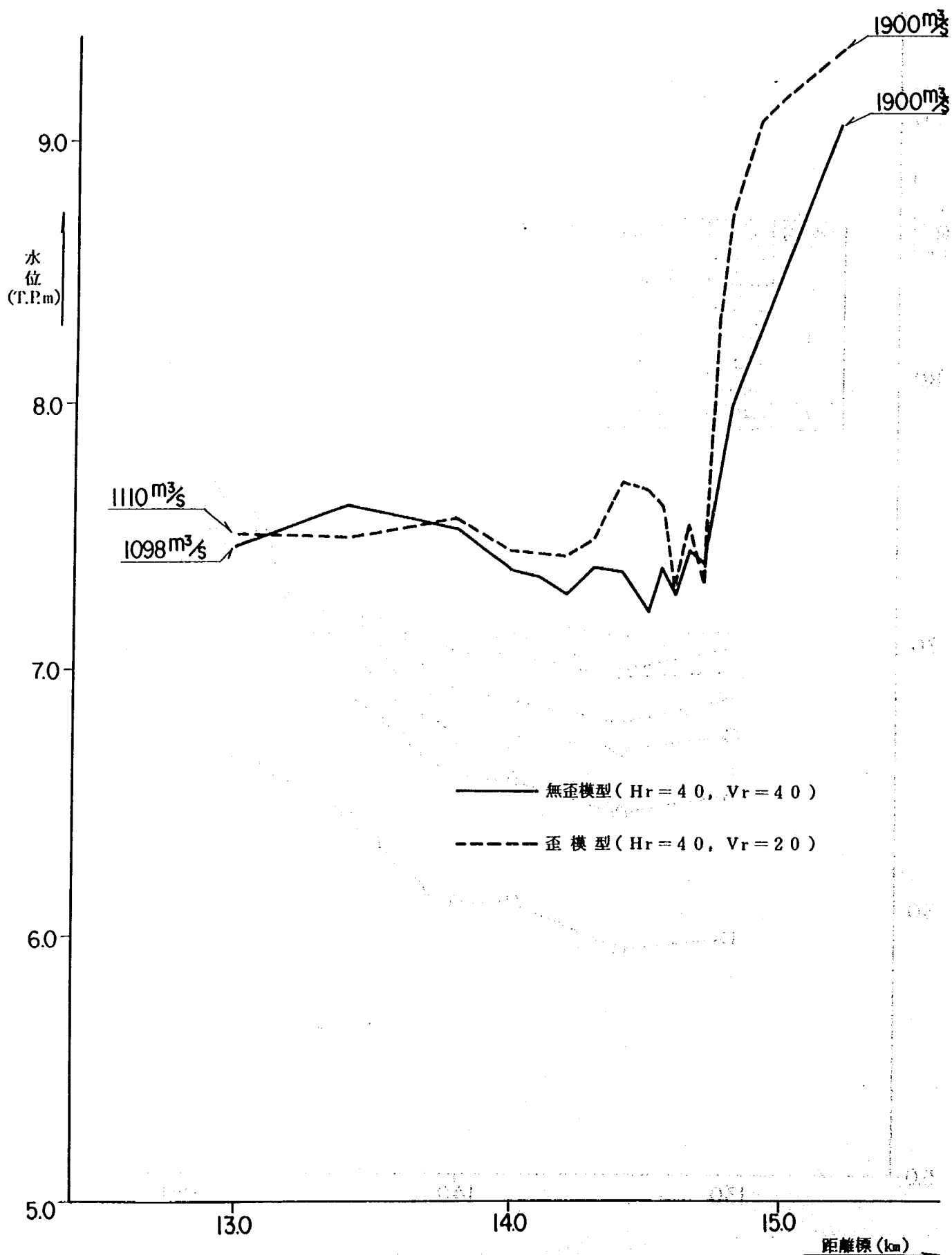


図 3.3 歪模型と無歪模型の水面形比較
(a) 1,900 m³/s の場合

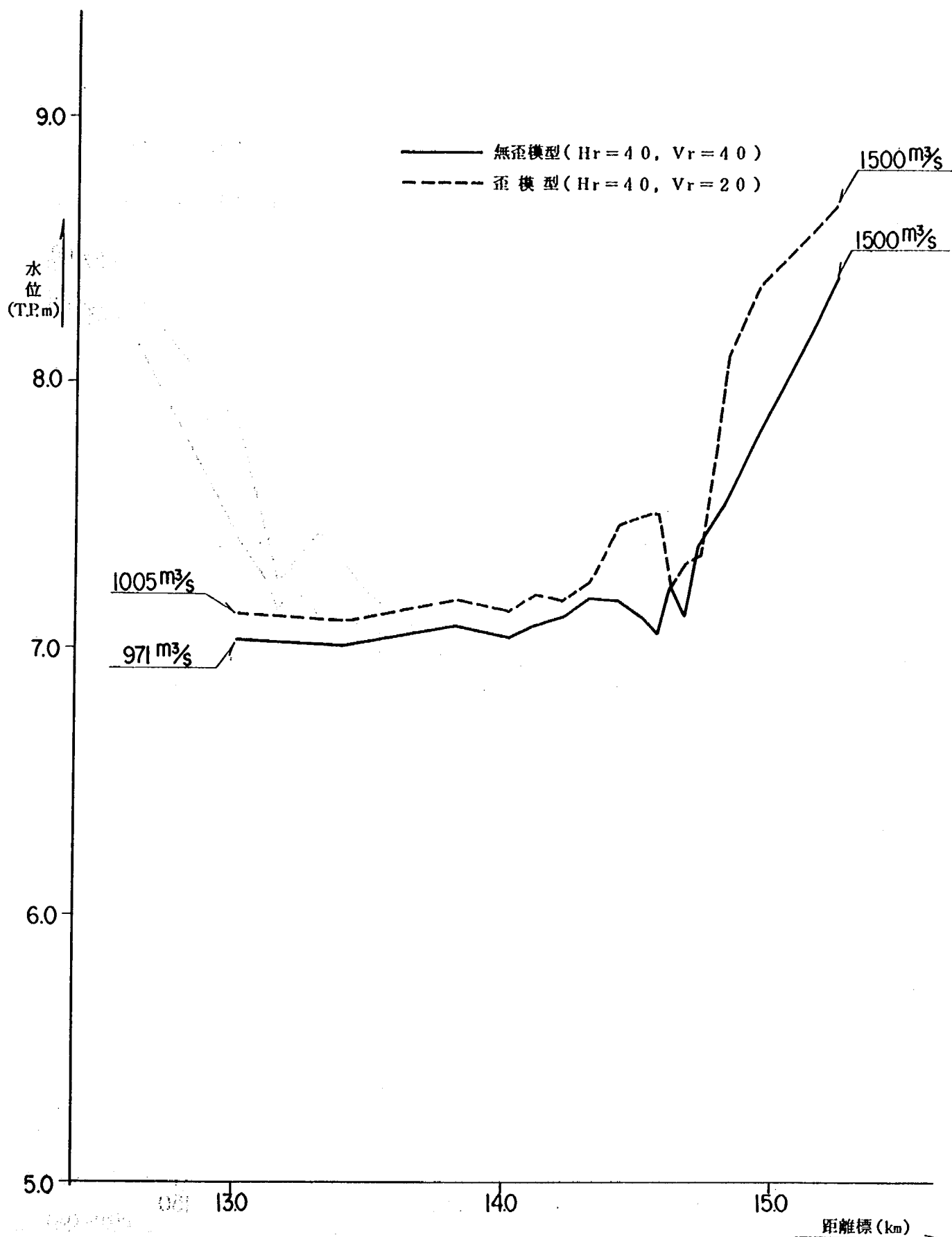


図 3.3 歪模型と無歪模型の水面形比較
 (b) 1,500 m³/s の場合

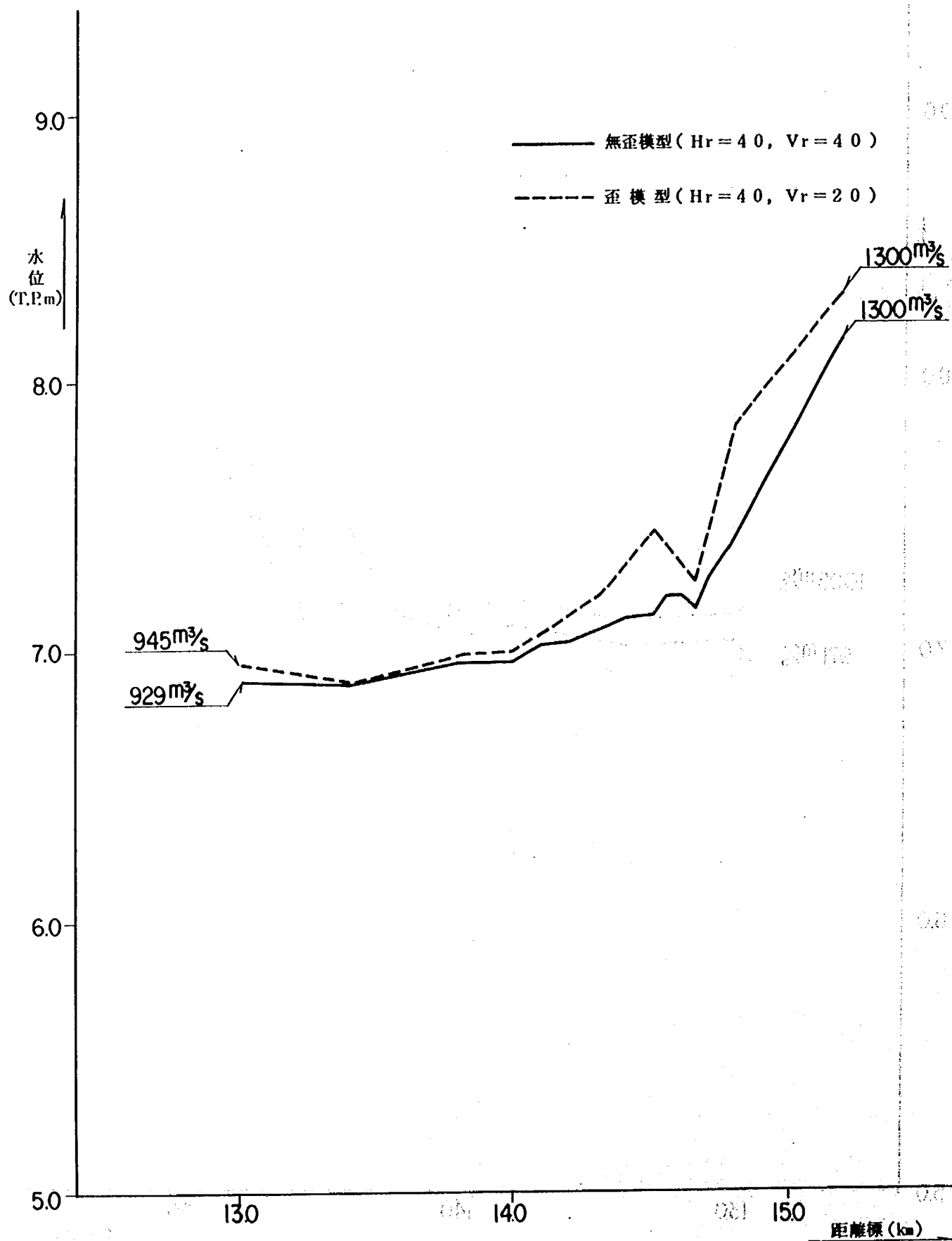


図 3.3 歪模型と無歪模型の水面形比較
(c) 1,300 m³/s の場合

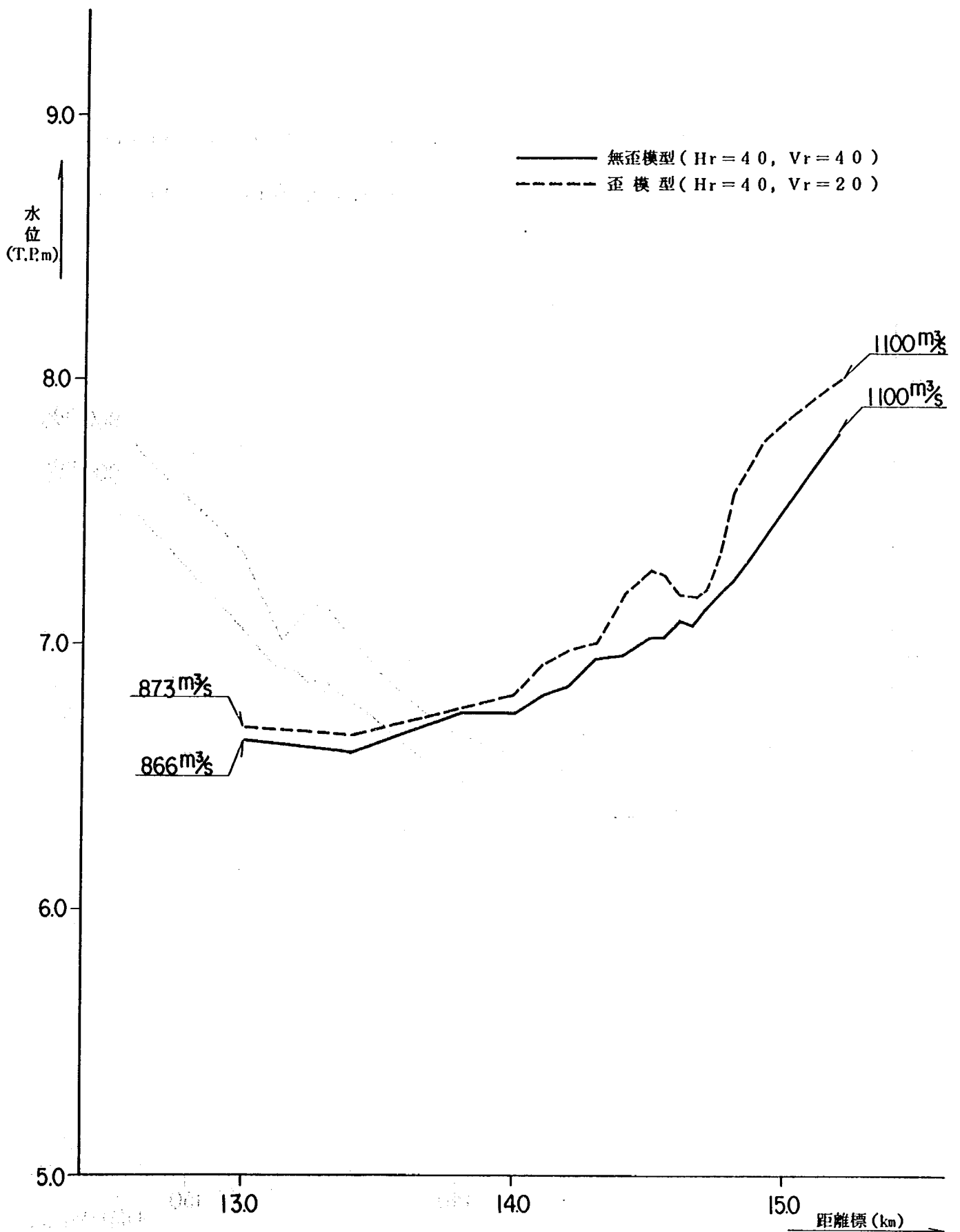


図 3.3 歪模型と無歪模型の水面形比較
(d) $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ の場合

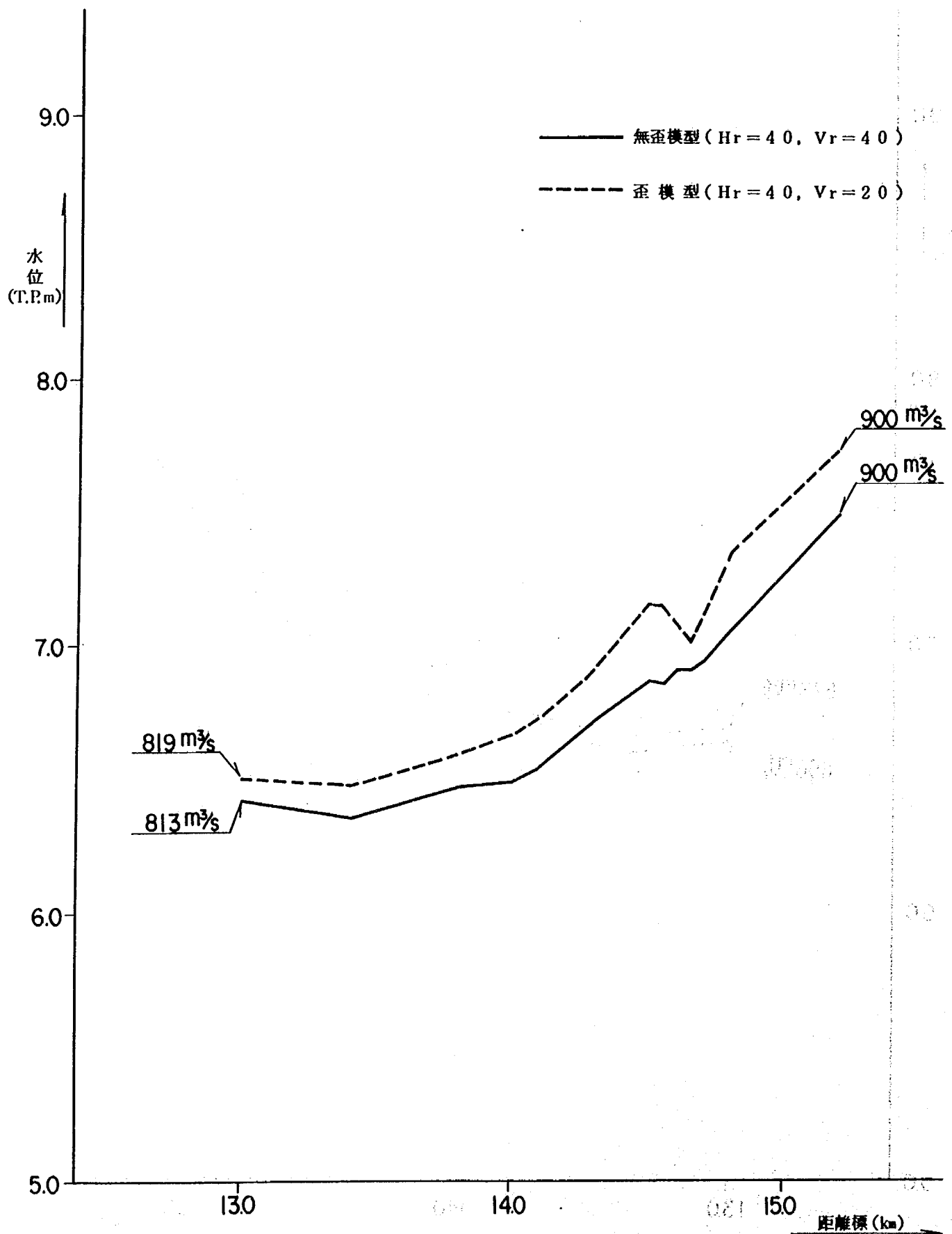


図 3.3 歪模型と無歪模型の水面形比較
(e) 900 m³/s の場合

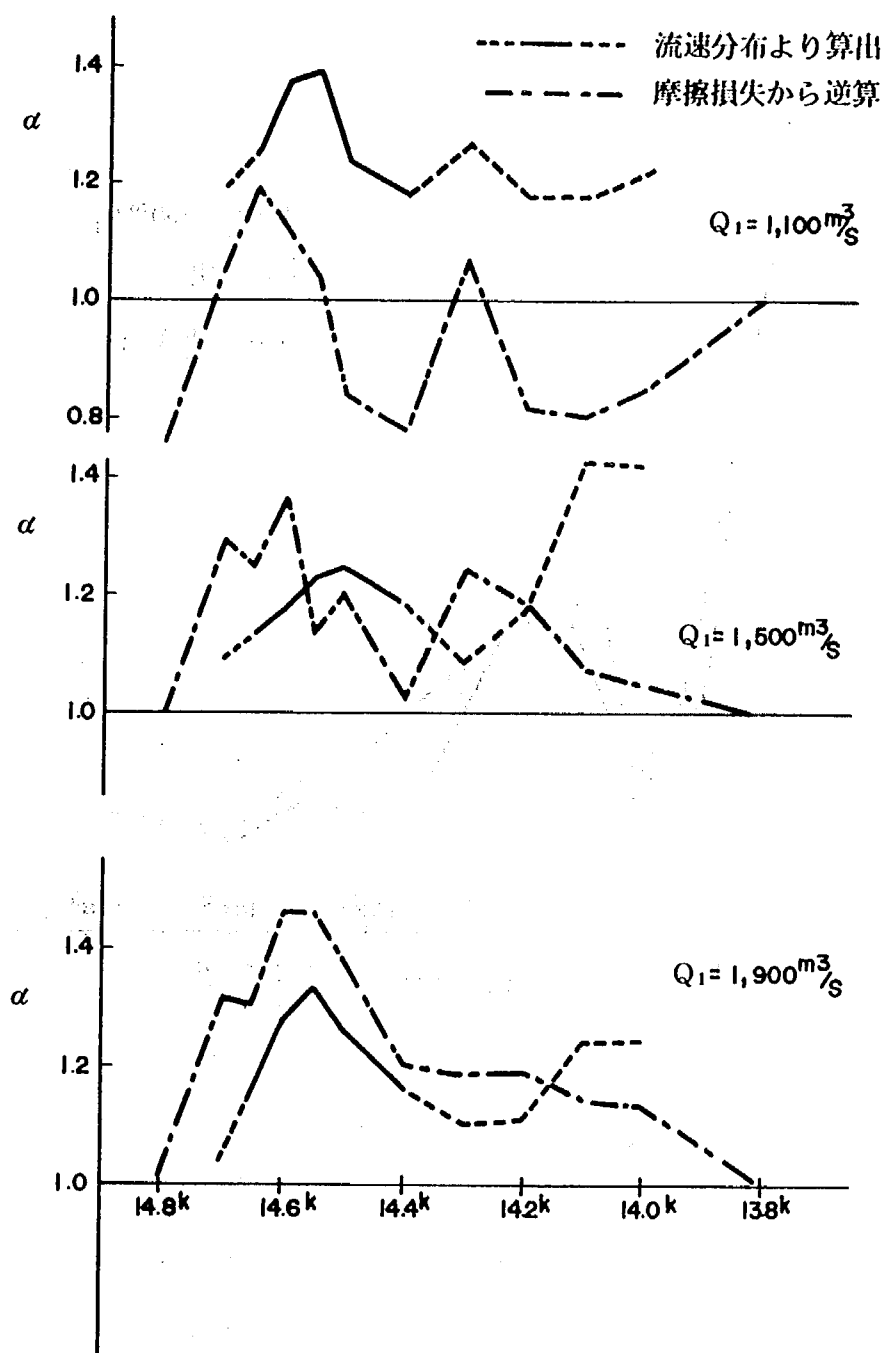


図 3.4 越流区間での α の変化 (歪模型)

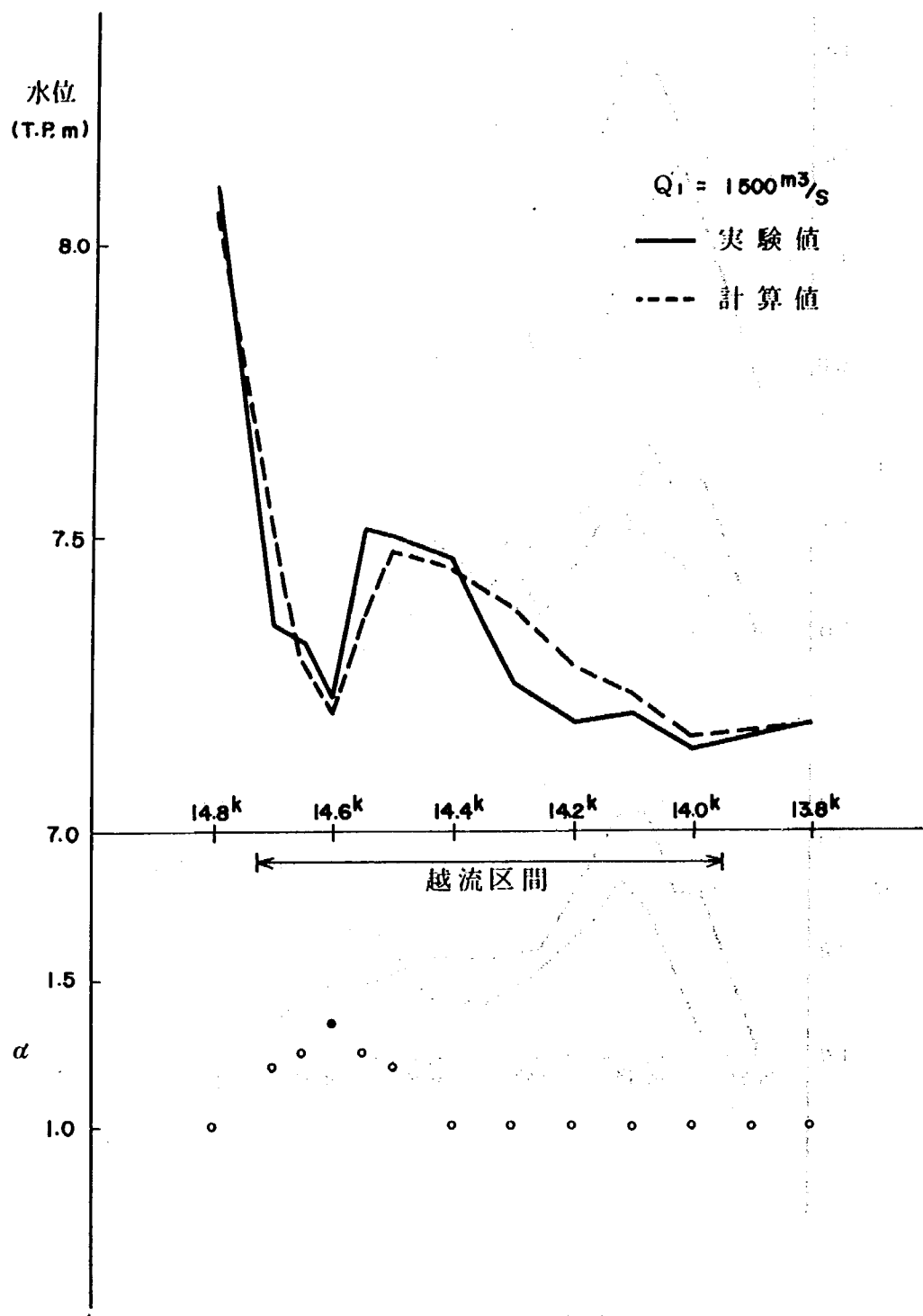


図 3.5 (a) α の変化を考慮した不等流計算結果 (歪模型)

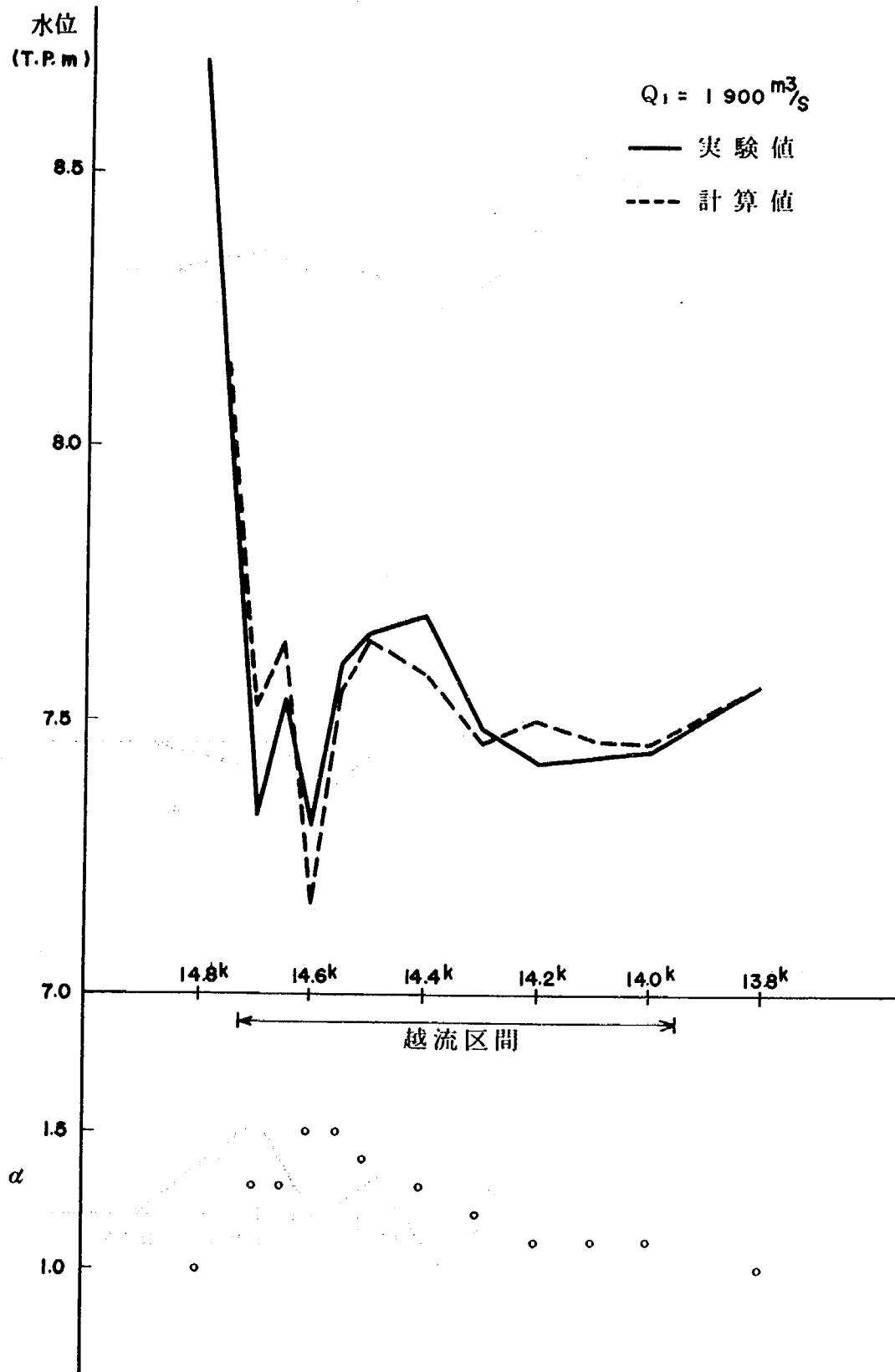


図 3.5 (b) α の変化を考慮した不等流計算結果 (歪模型)

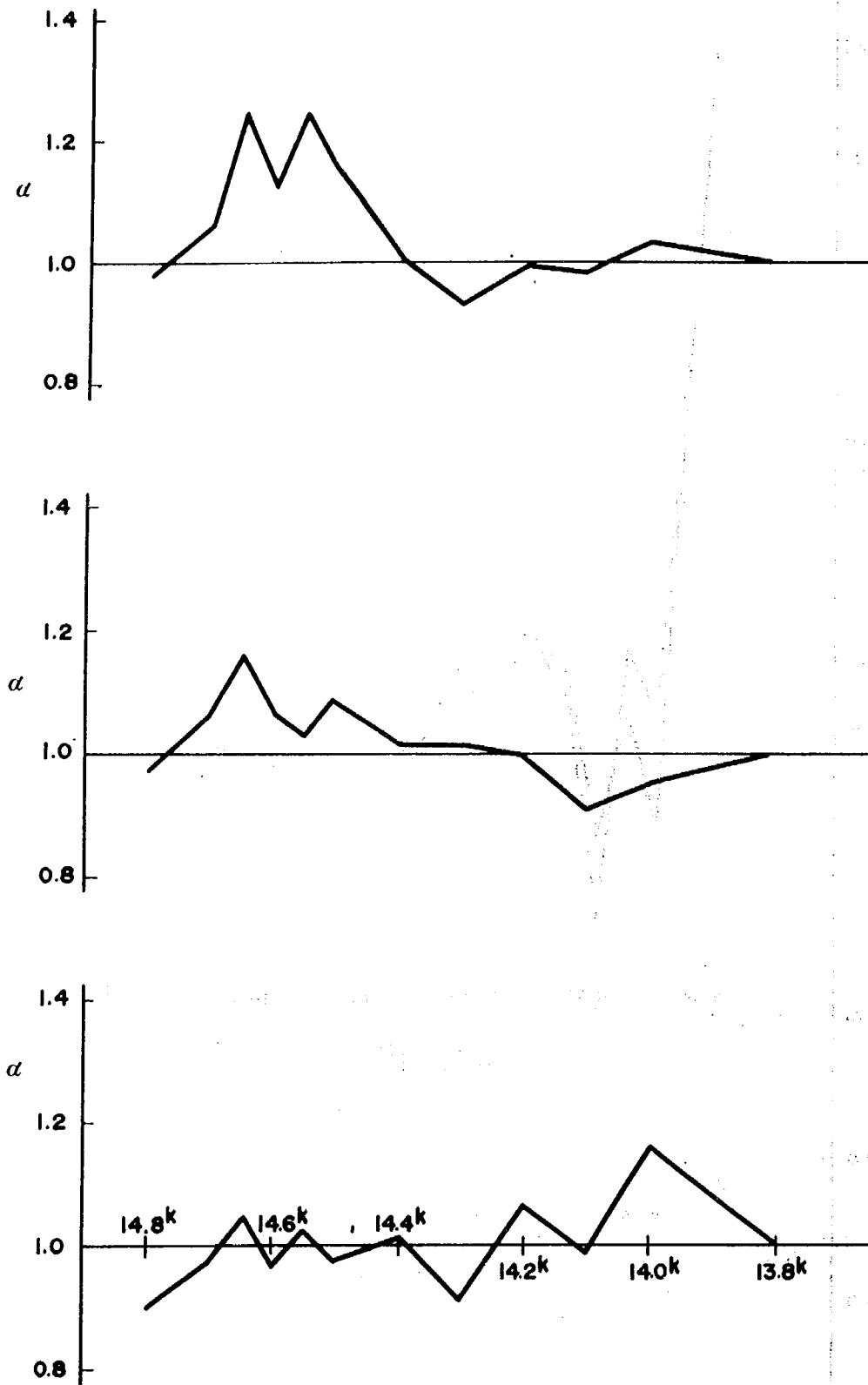


図 3.6 越流区間での α の変化 (無歪模型)

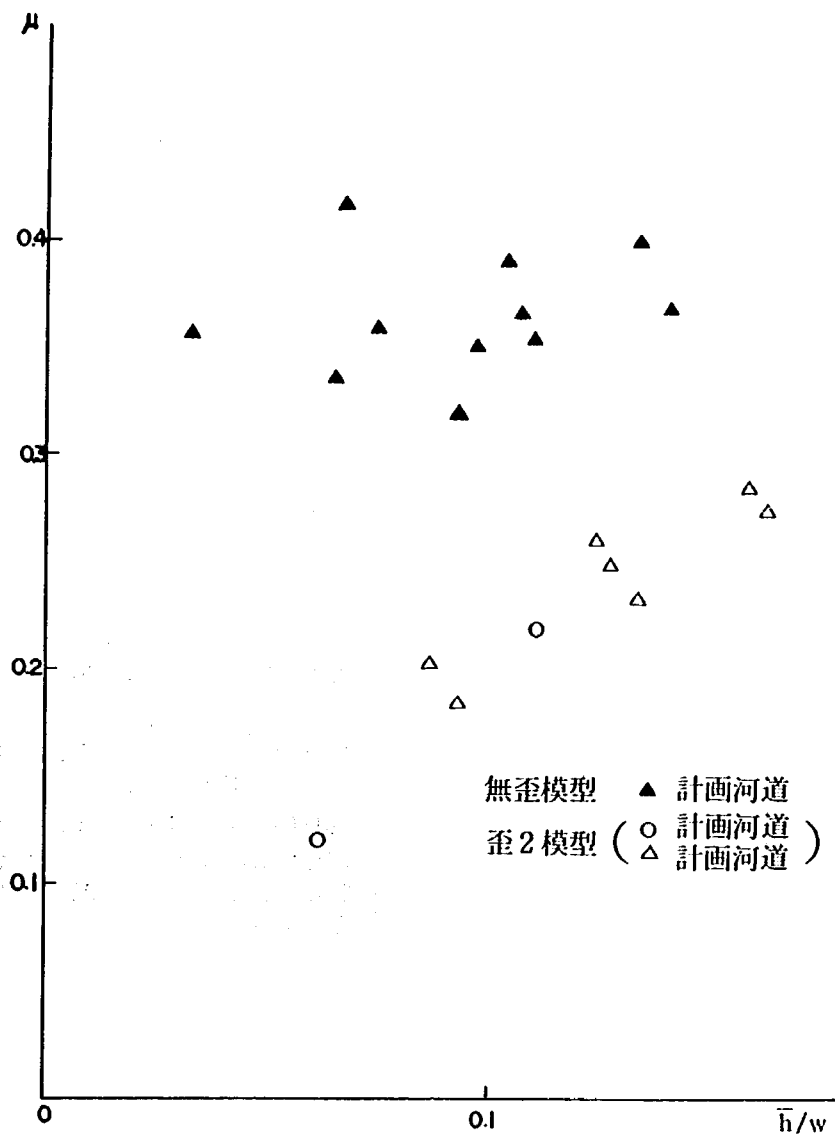


図 3.7 堰高水深比 $\bar{h}/w$ と流量係数 μ

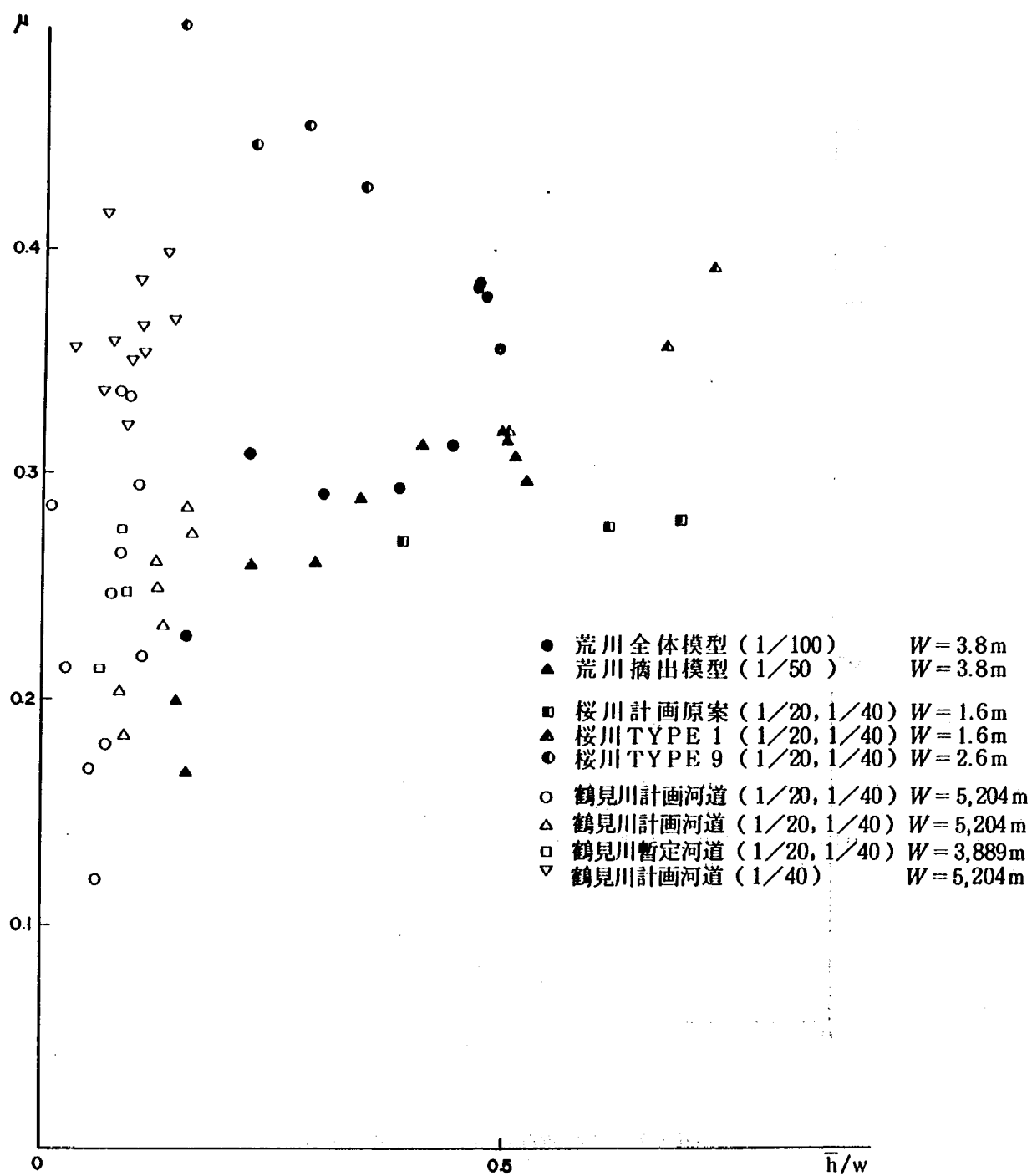


図 3.8 堰高水深比 $\bar{h}/w$ と流量係数 μ

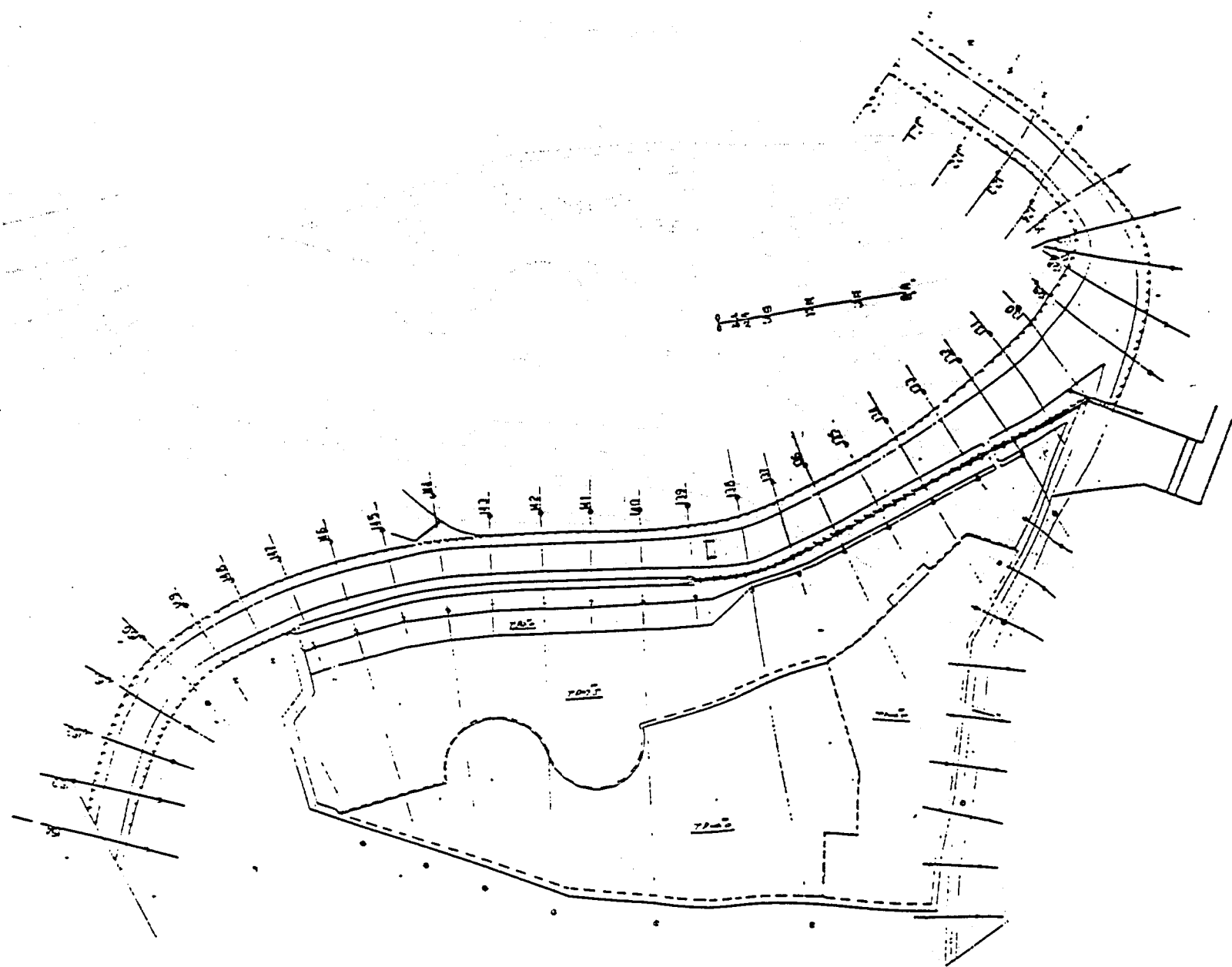


図 4.1 遊水地平面図 (施設無し)

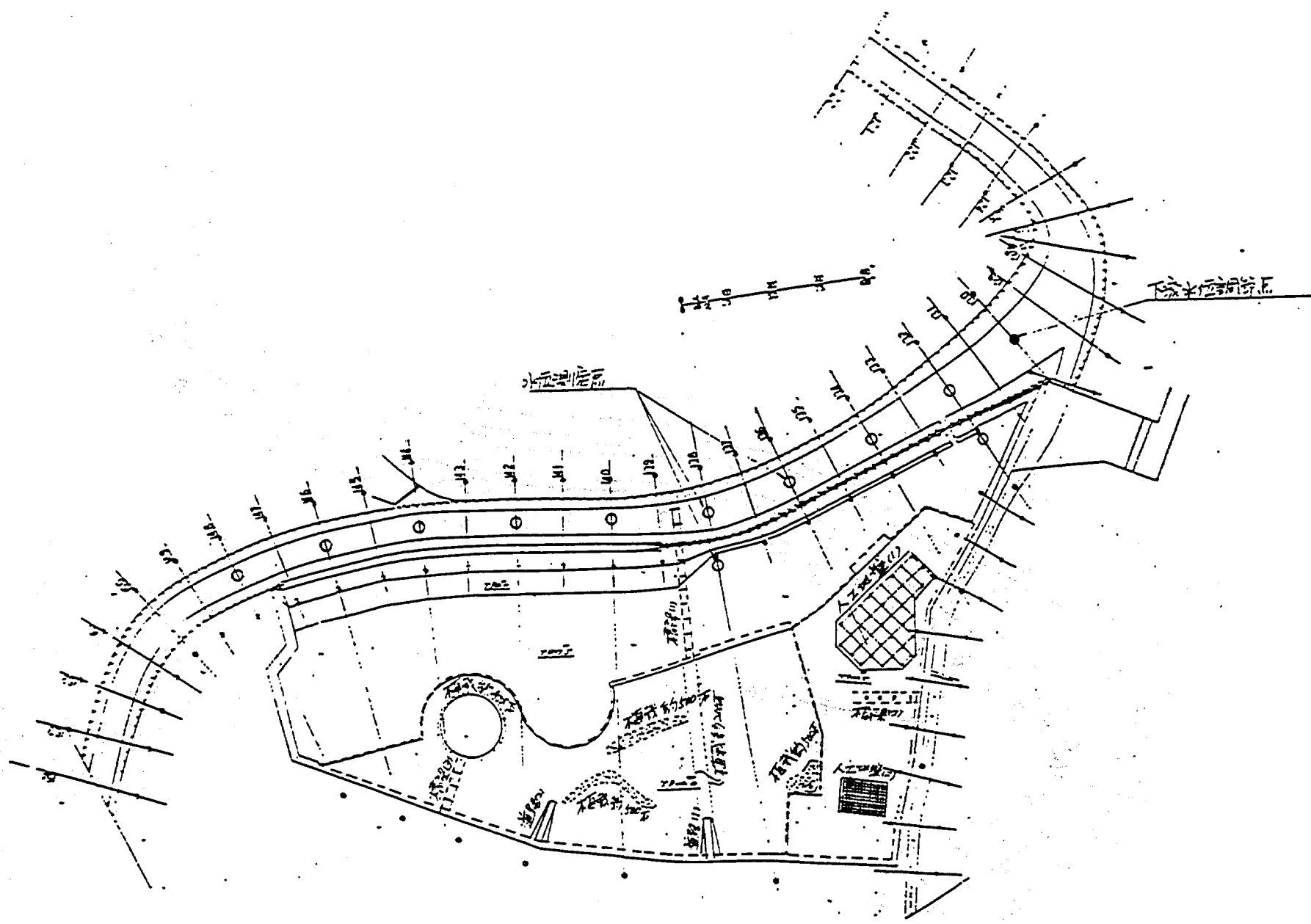


図 4.2, 遊水地平面図 (施設有り)

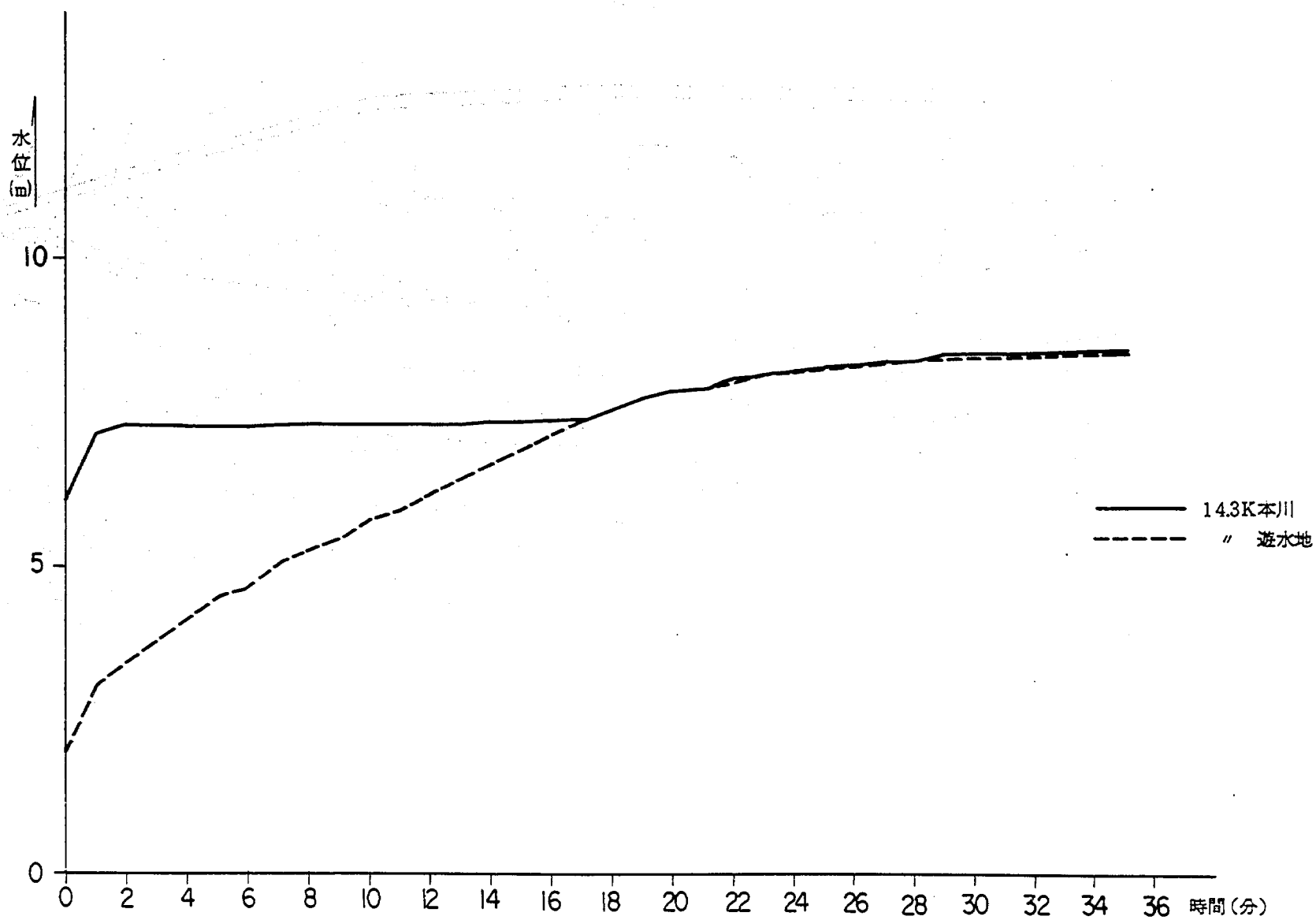


図 4.3 水位時間変化図

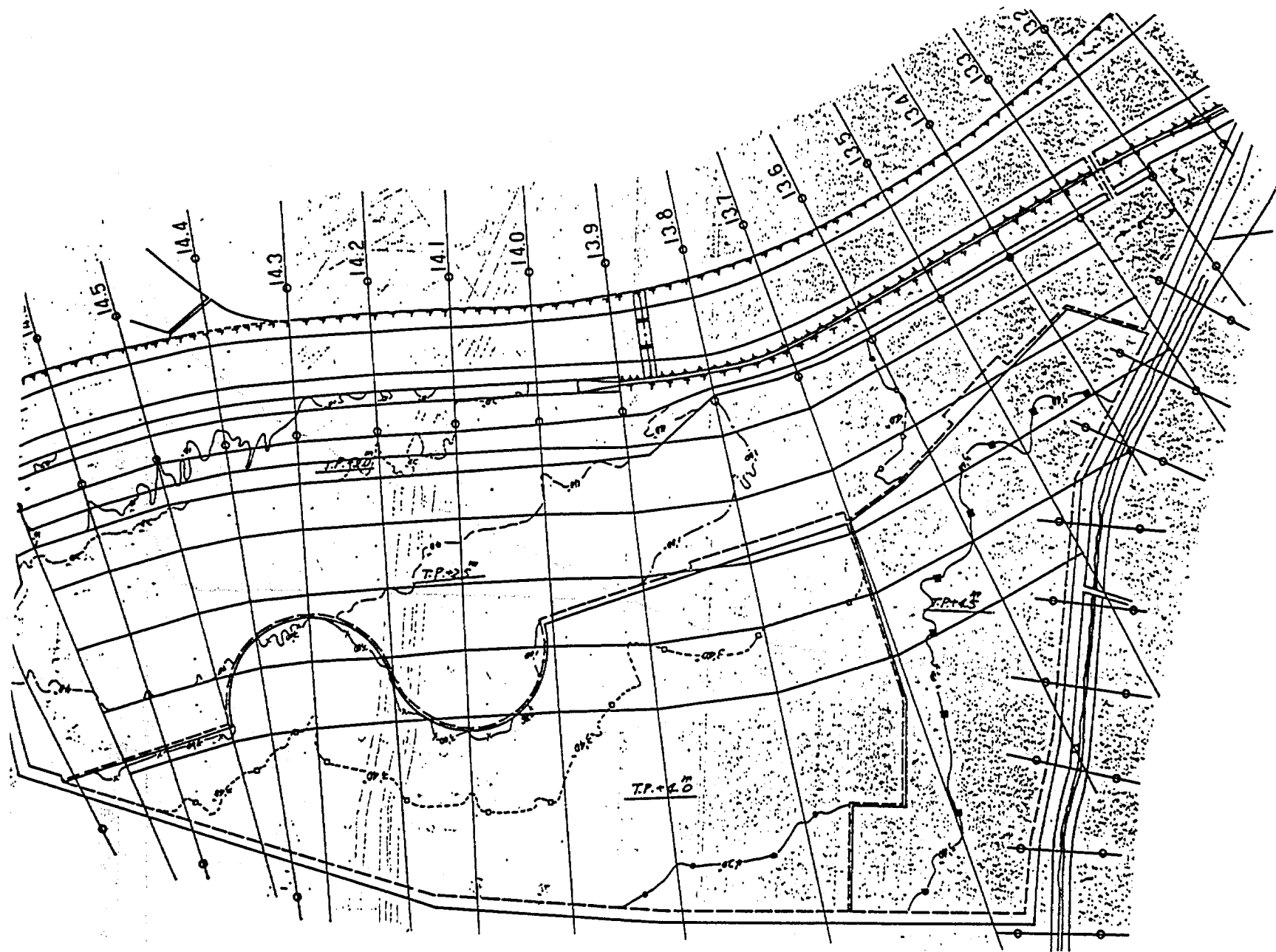


图 4.4 越流水扩散状况

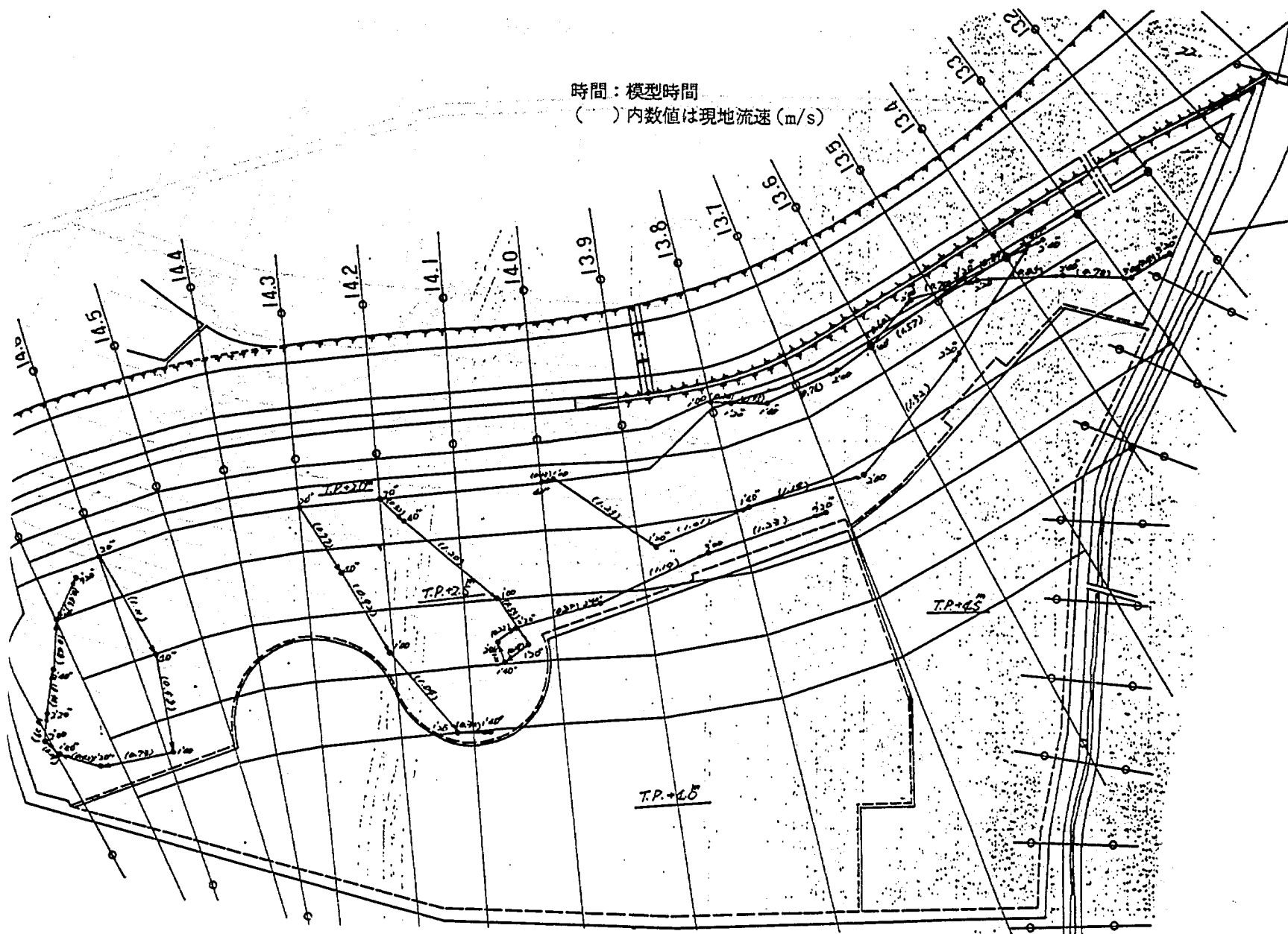


図 4.5(a) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 2.5 m 地盤湛水時)

時間：模型時間
 () 内数値は現地流速 (m/s)

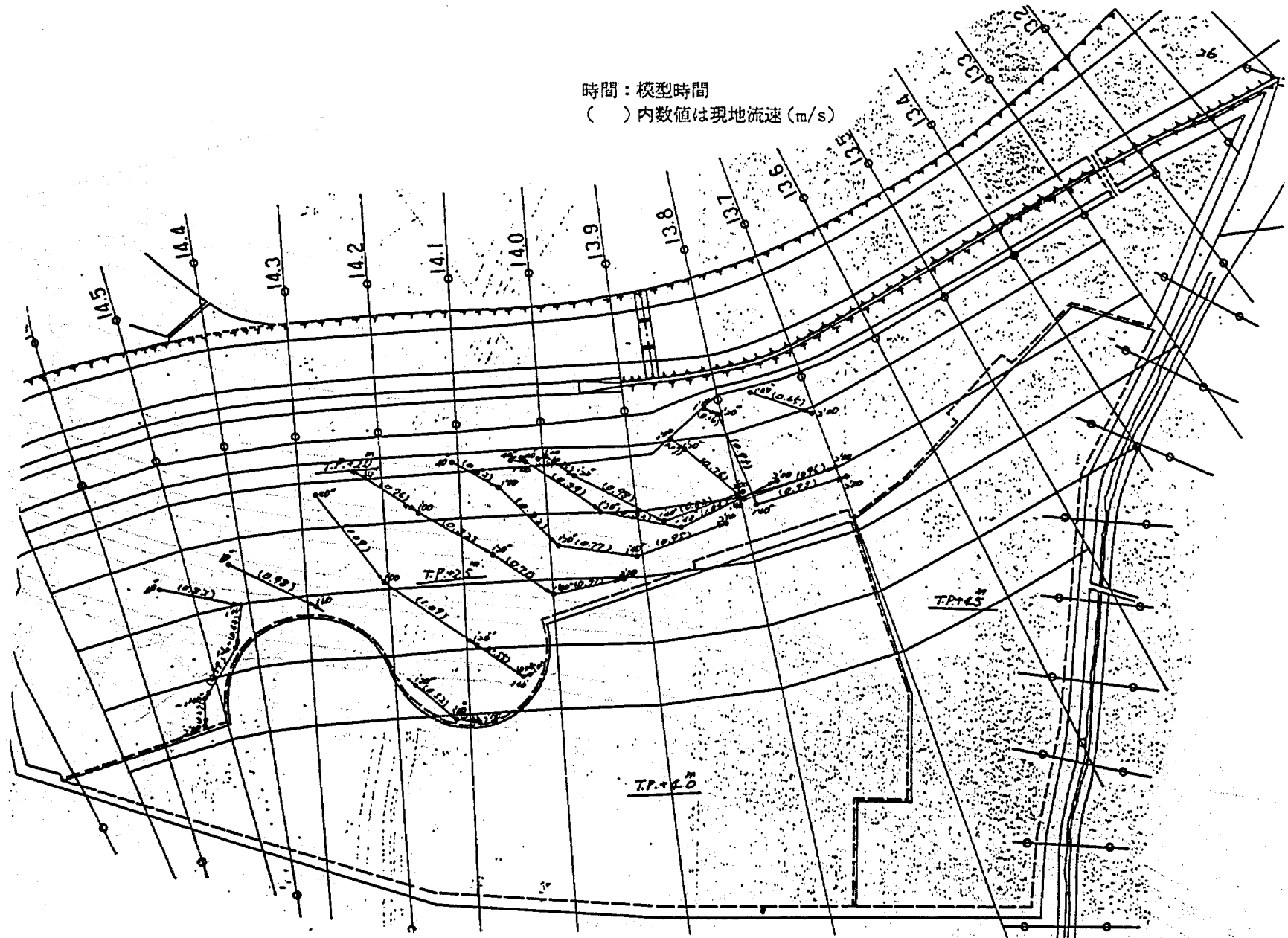


図 4.5 (b) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 2.5 m地盤湛水時)

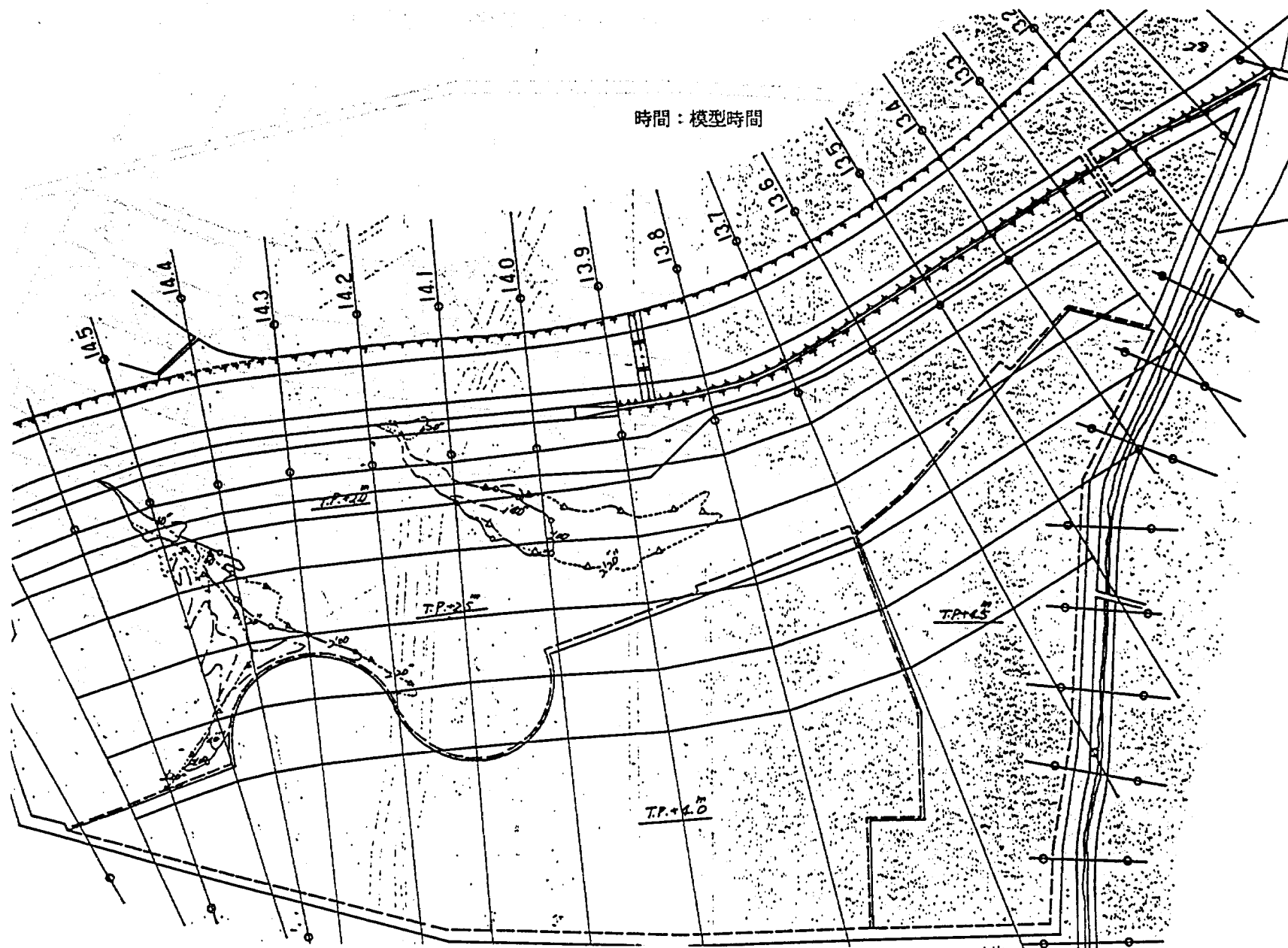


図 4.5 (c) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 2.5 m地盤湛水時)

時間：模型時間

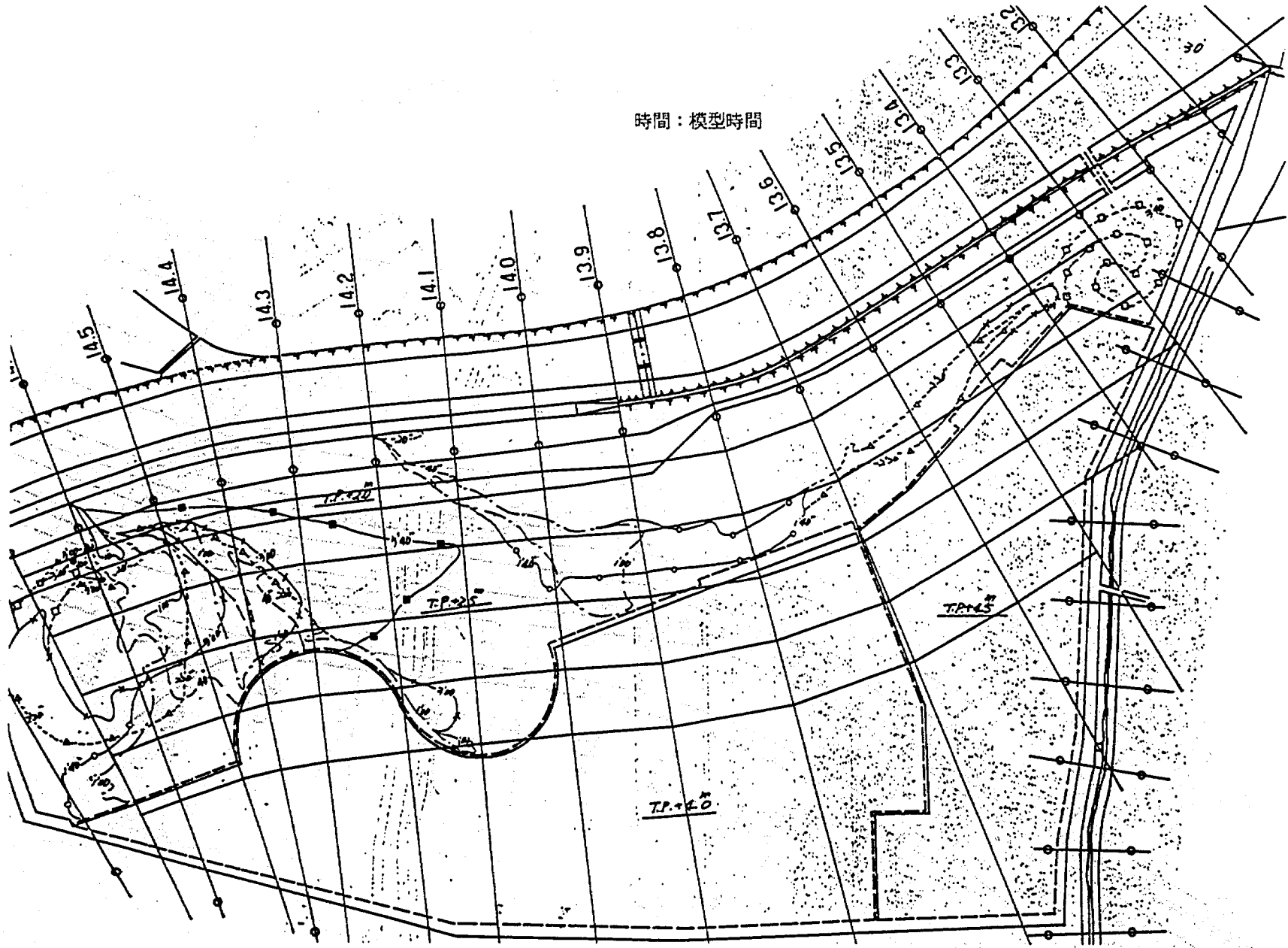


図 4.5 (d) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 2.5 m地盤湛水時)

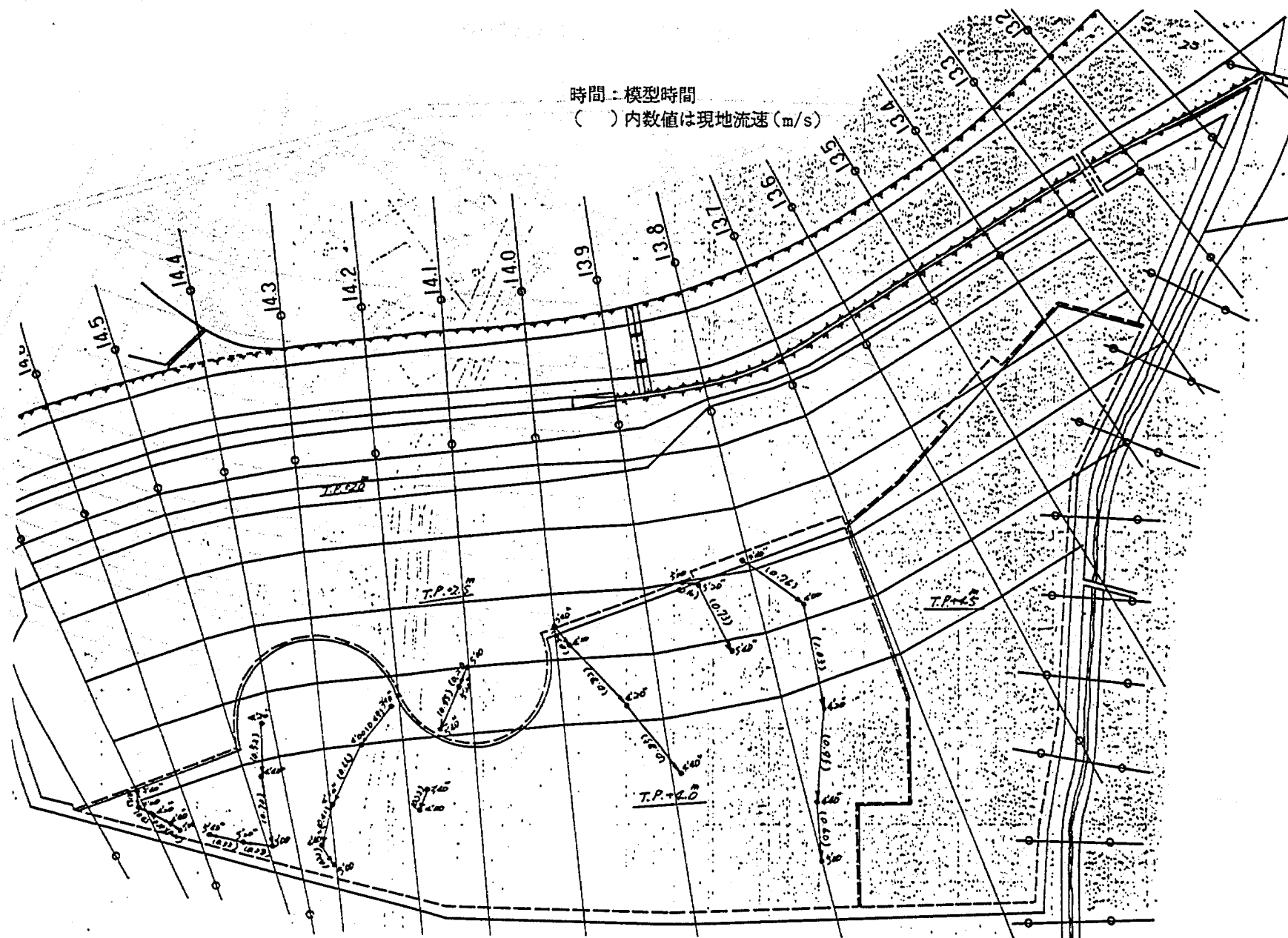


図 4.6 (a) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 4.0 m 地盤湛水時)

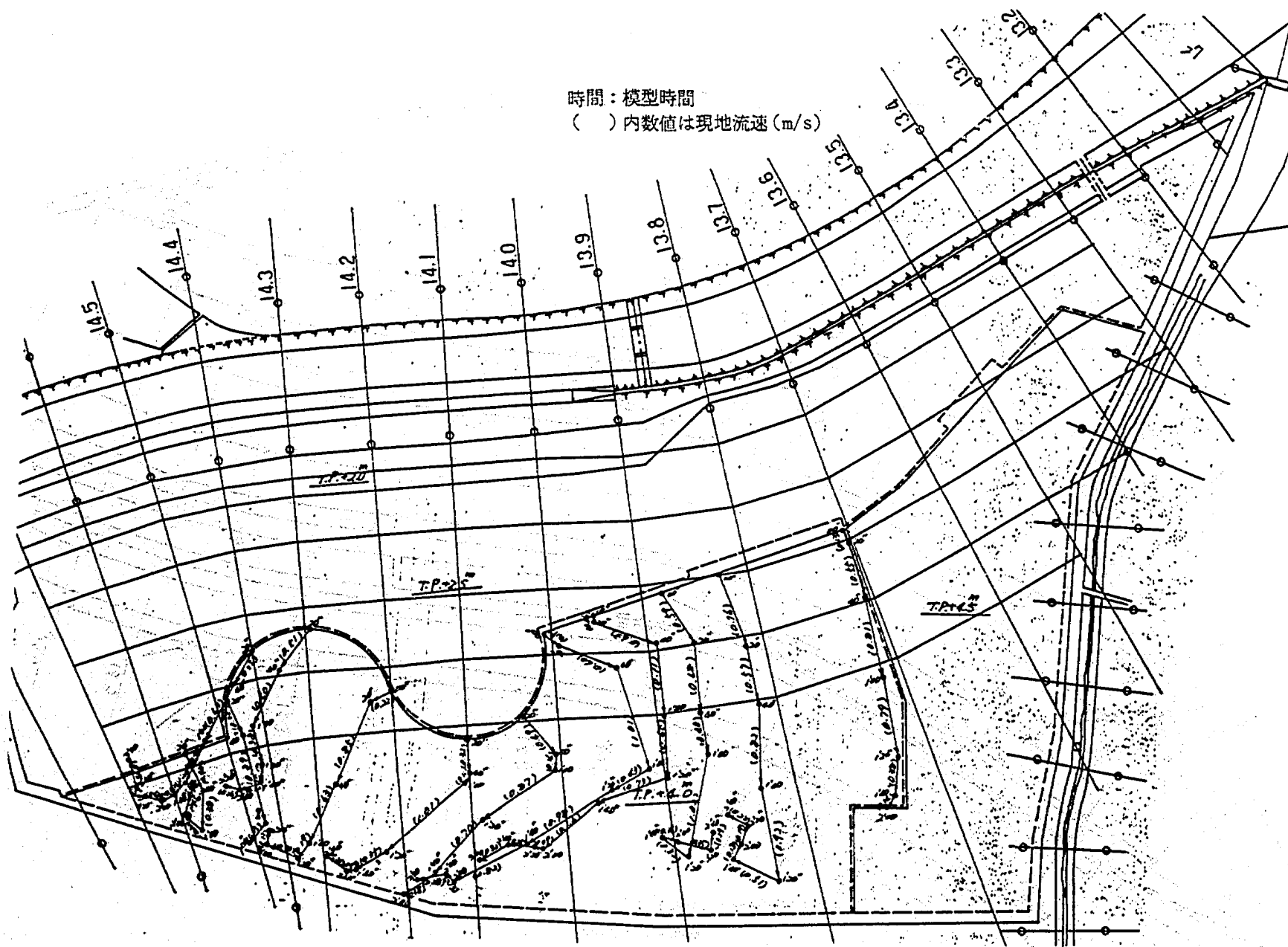


図 4.6 (b) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 4.0 m 地盤湛水時)

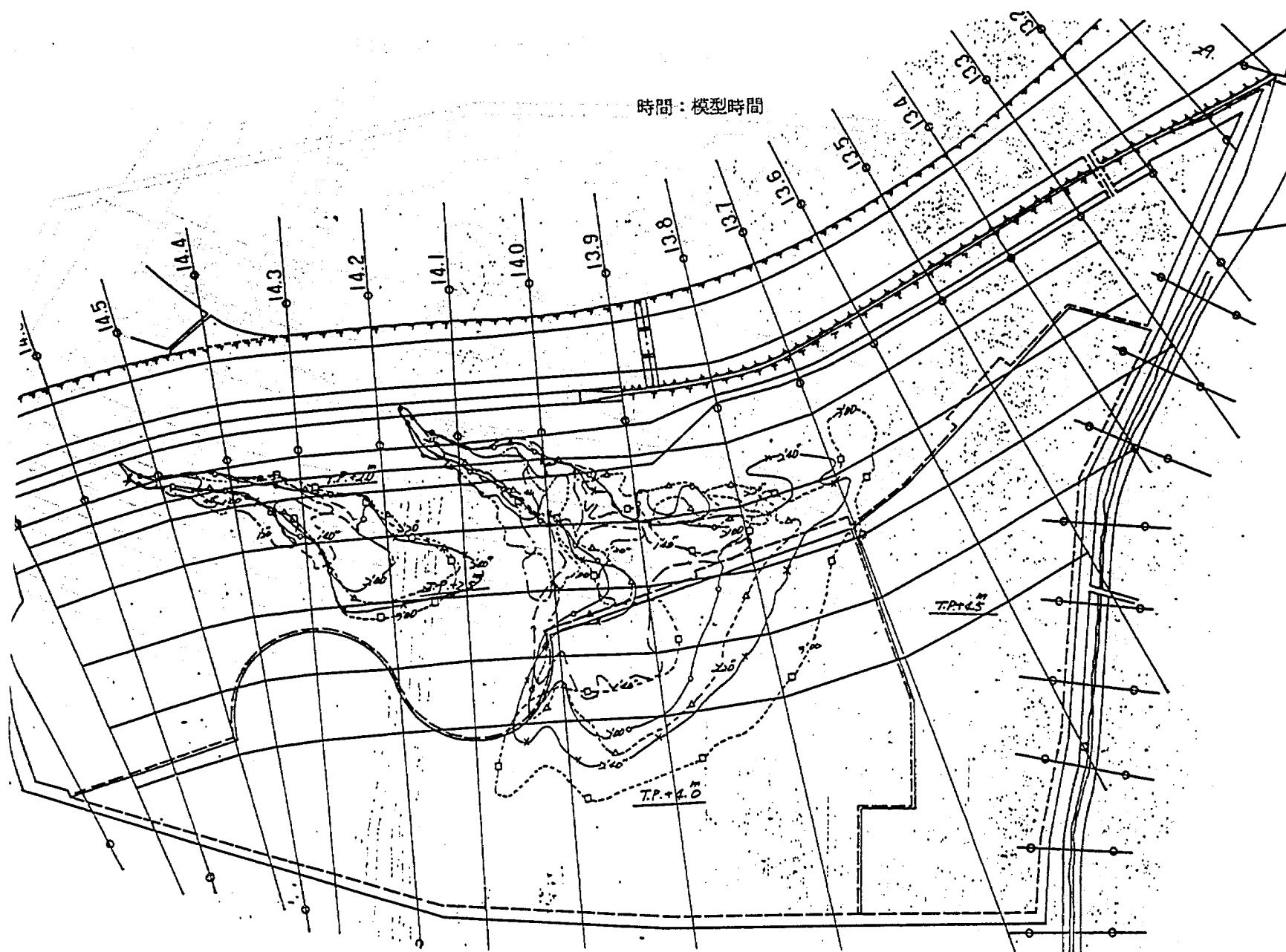


図 4.6(c) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 4.0 m 地盤湛水時)

時間：模型時間

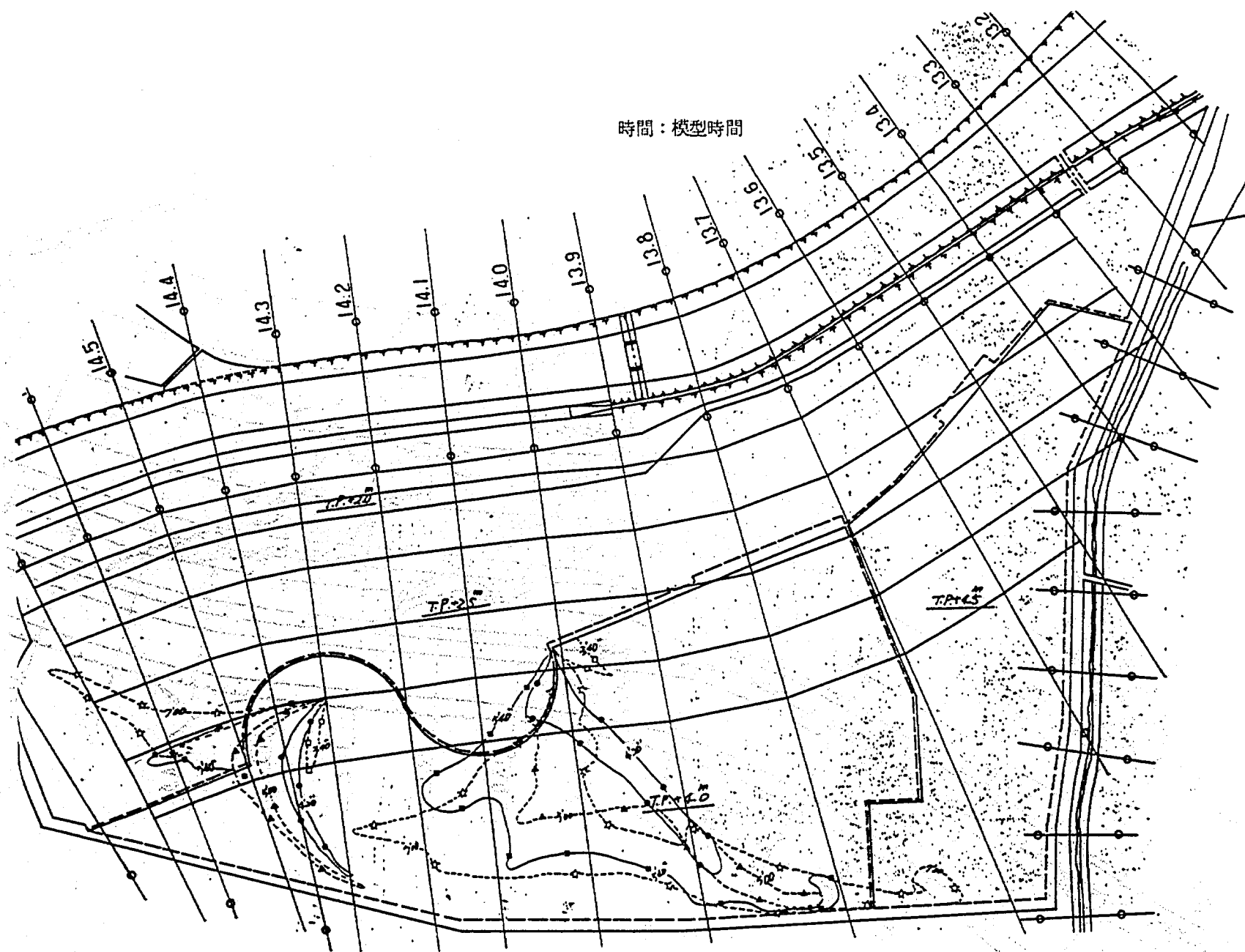


図 4.6 (d) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 4.0 m 地盤湛水時)

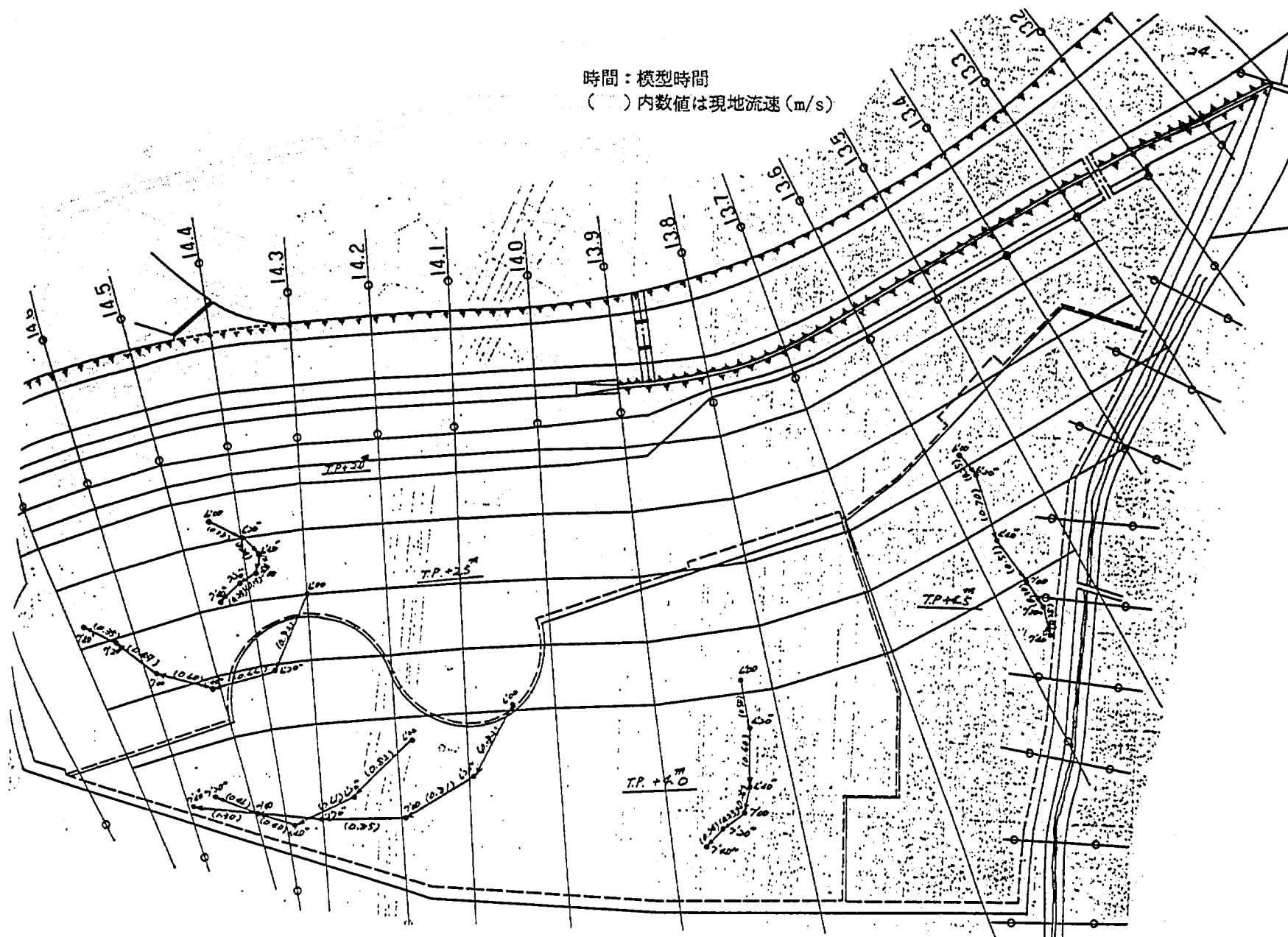


図 4.7 (a) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (全面冠水時)

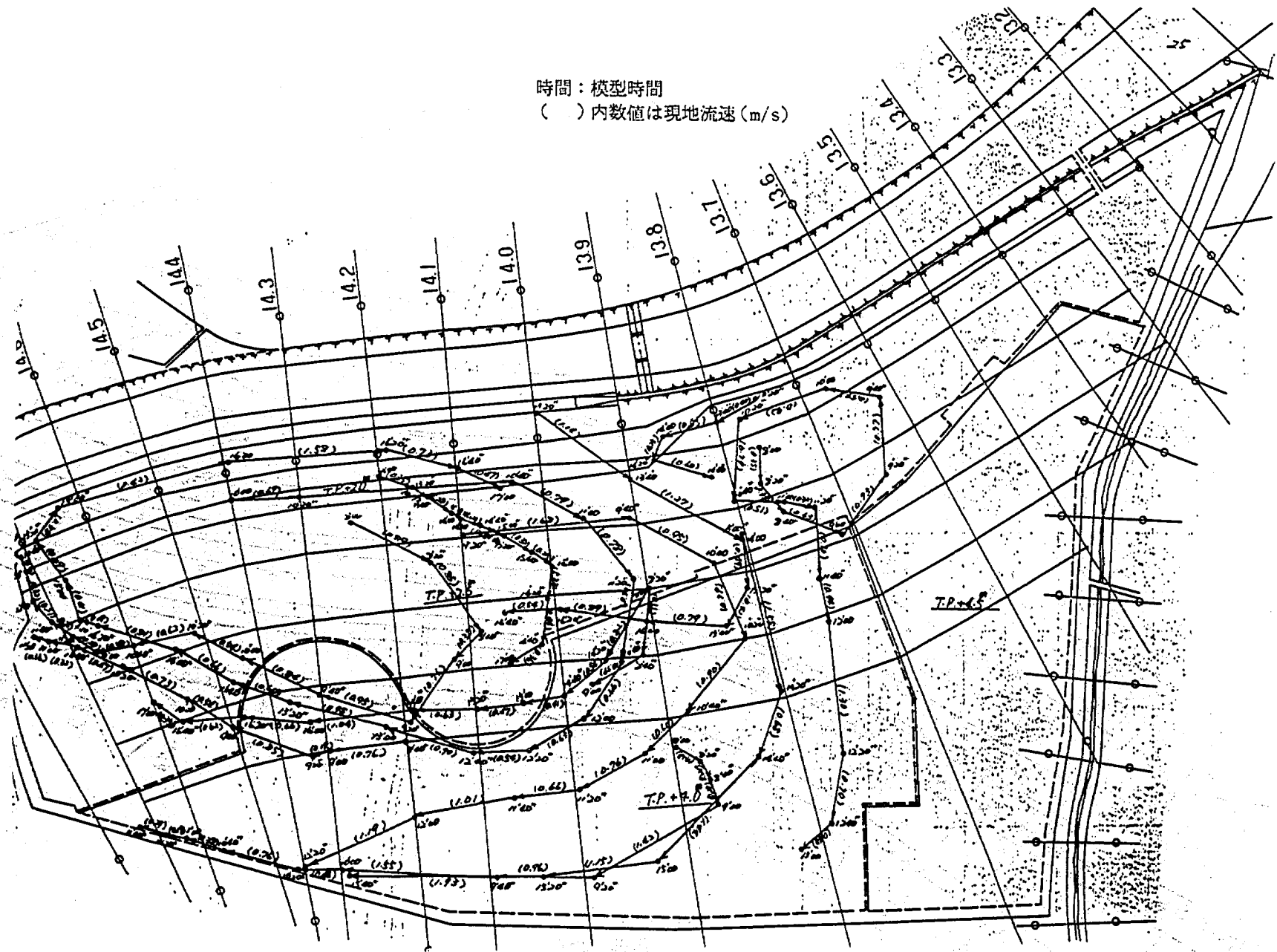


図 4.7 (b) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (全面冠水時)

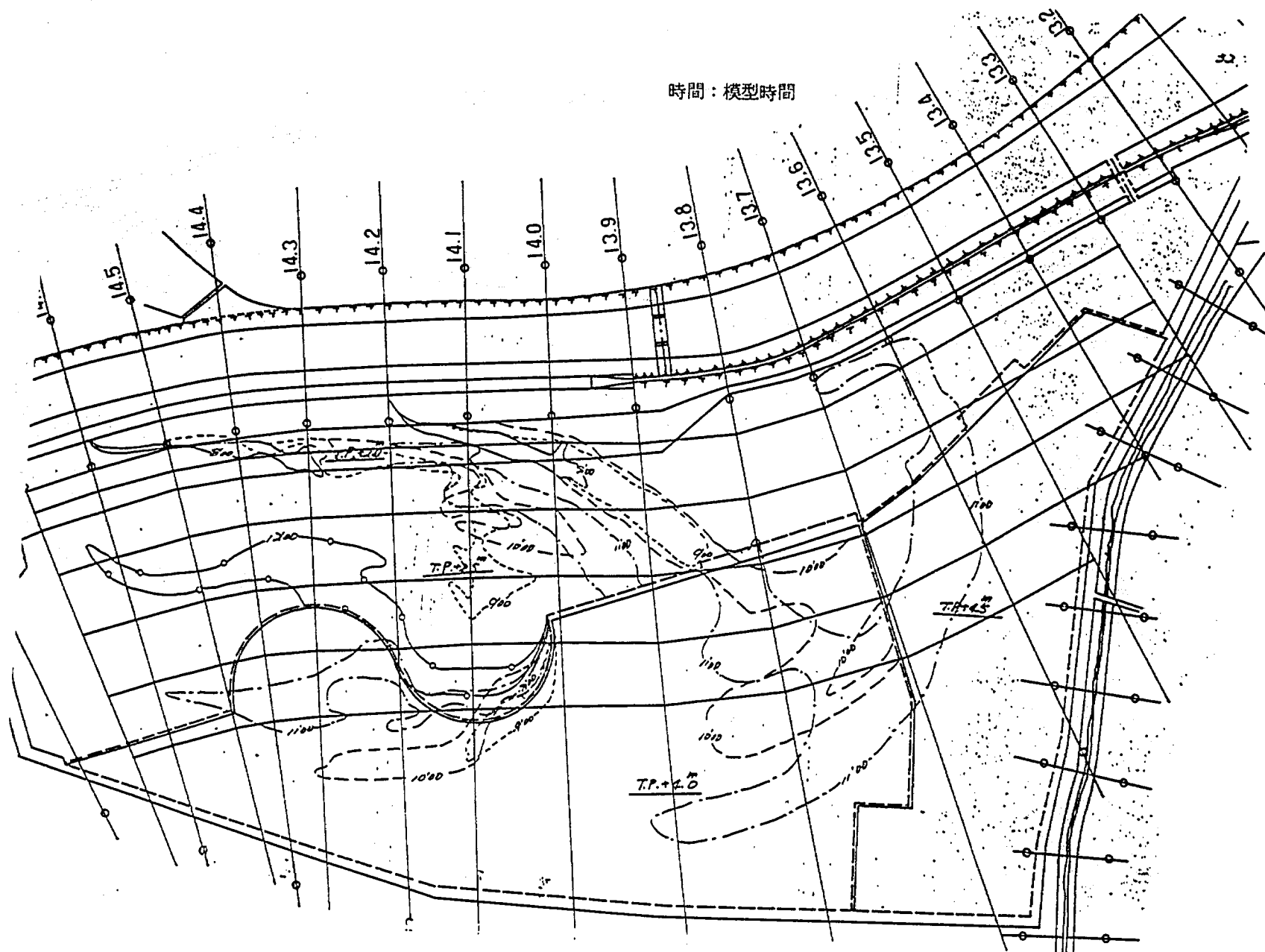


図4.7(c) 染料拡散状況とフロート追跡結果（全面冠水時）

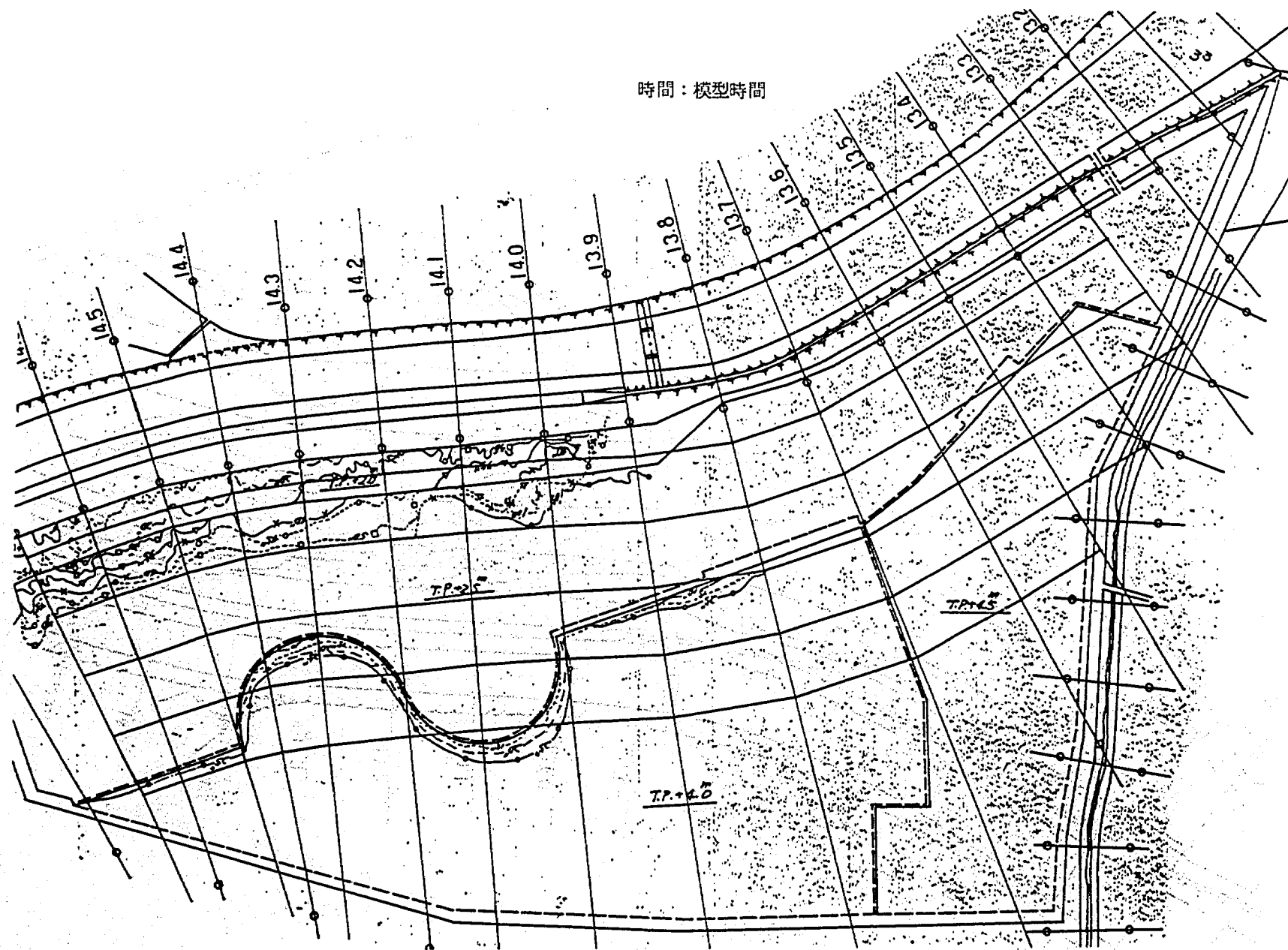


图 4.8 石炭粉移動状況図

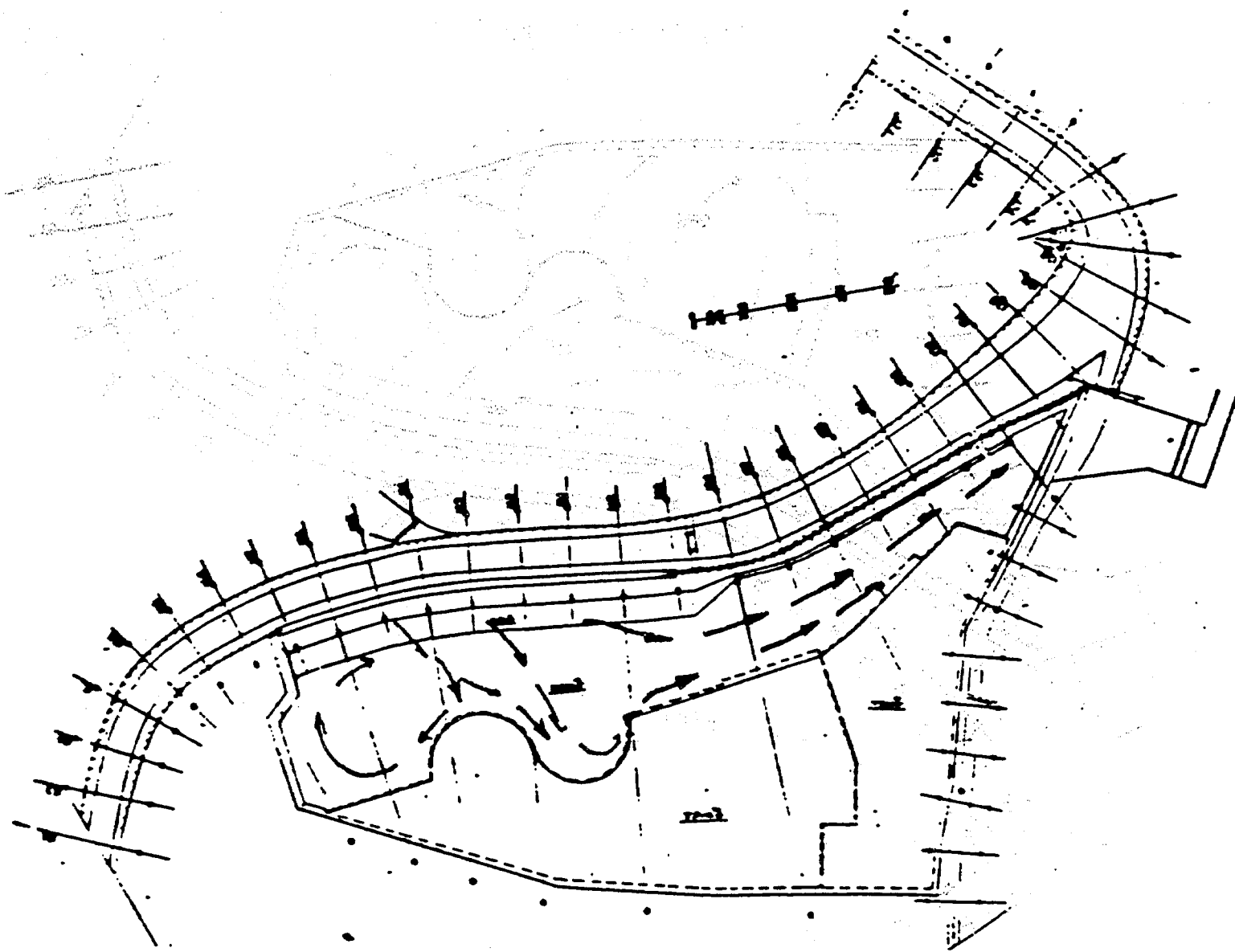


图 4.9 (a) 遊水地内流況

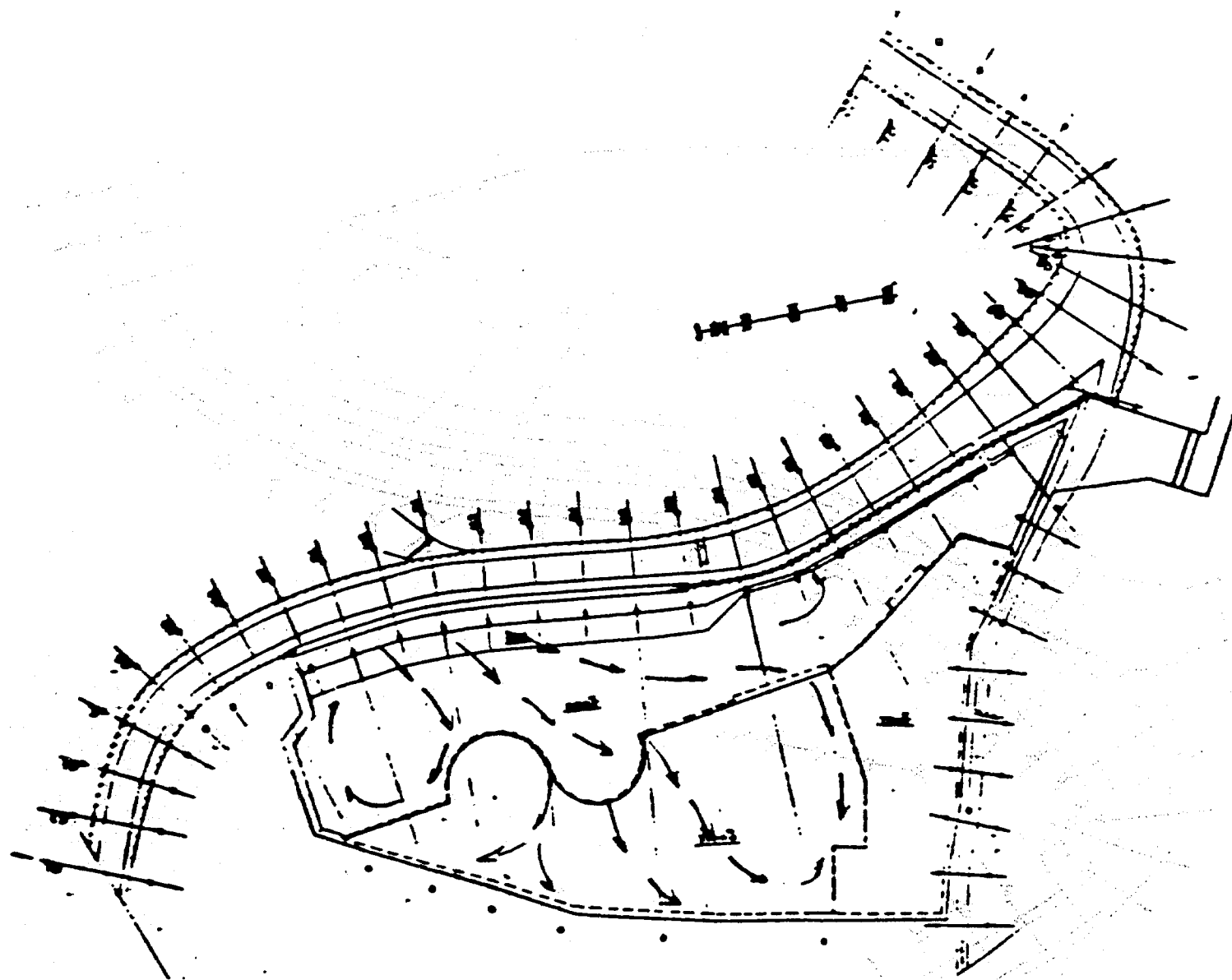


图 4.9 (b) 遊水地内流況

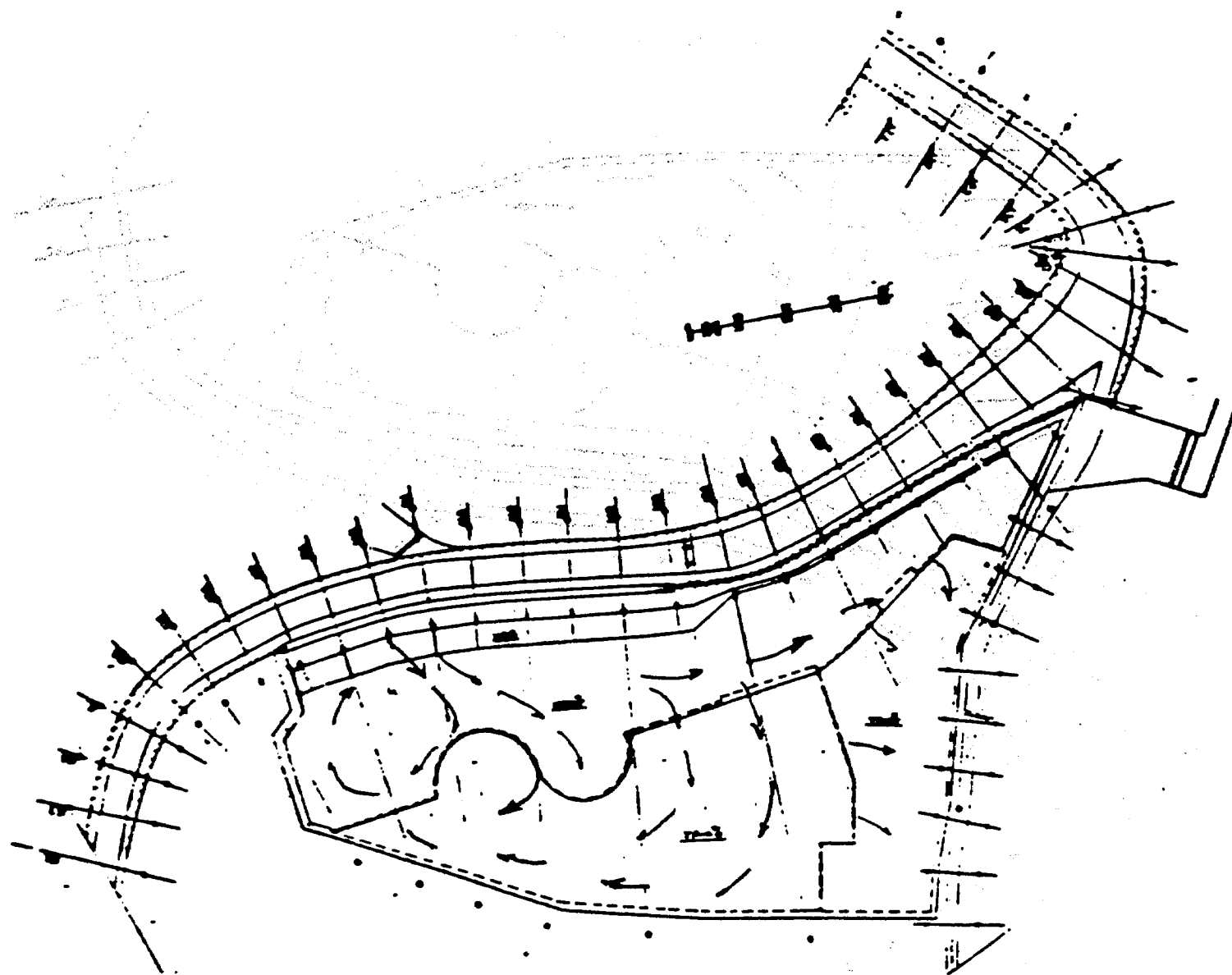


图 4.9 (c) 遊水地内流況

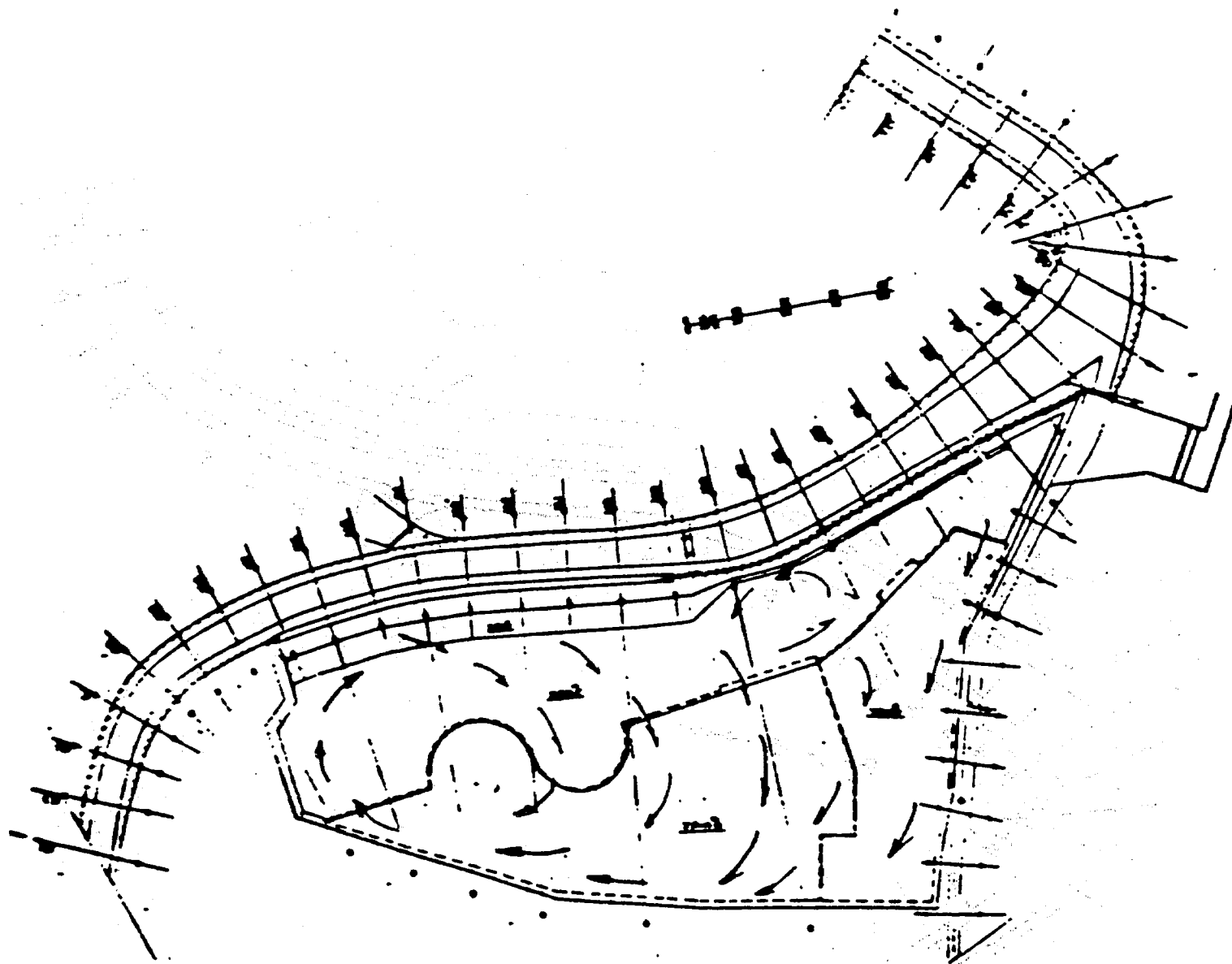


图 4.9 (d) 遊水地内流況

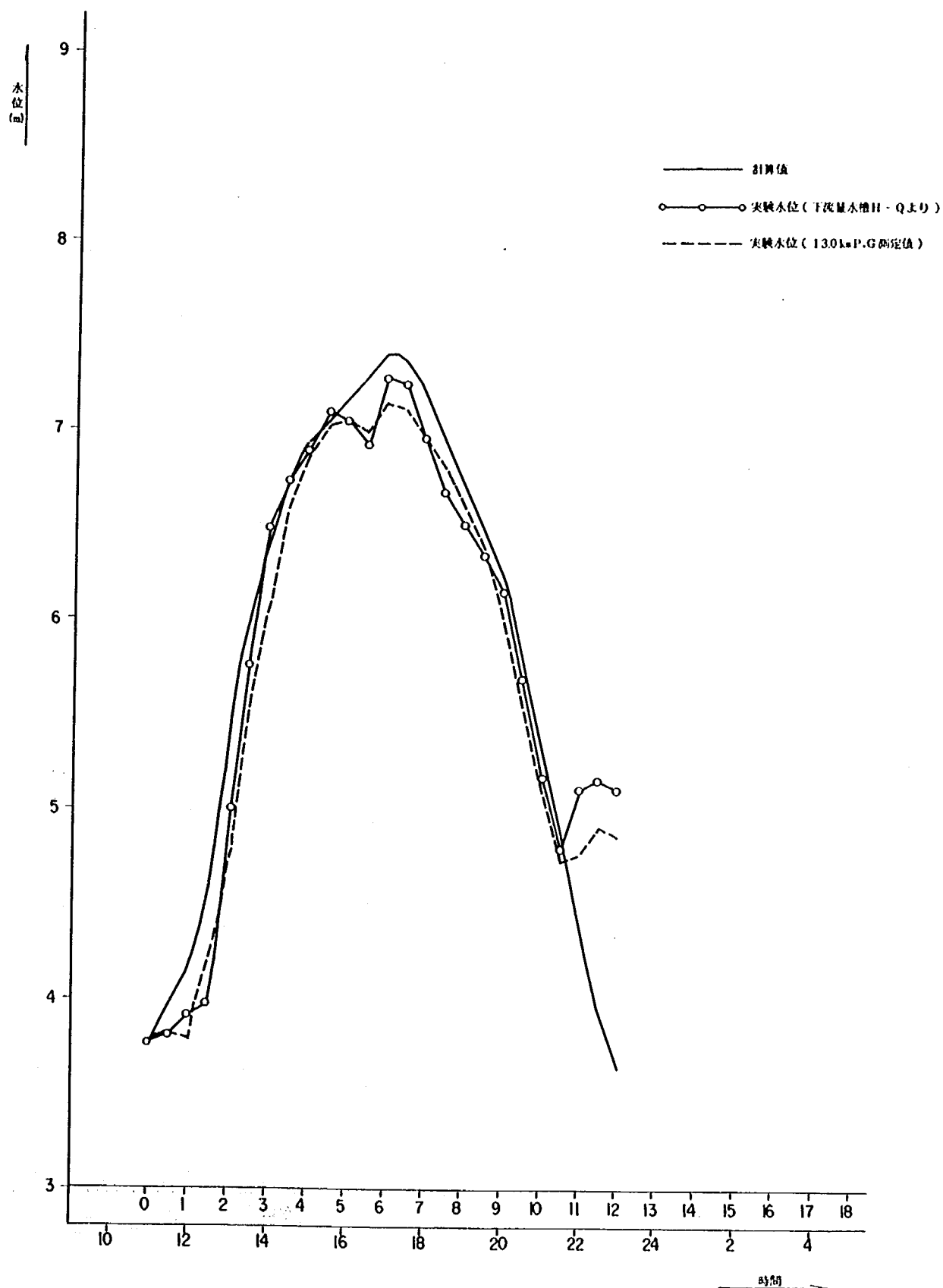


図 4.10 13.0 ㍑地点H~T曲線

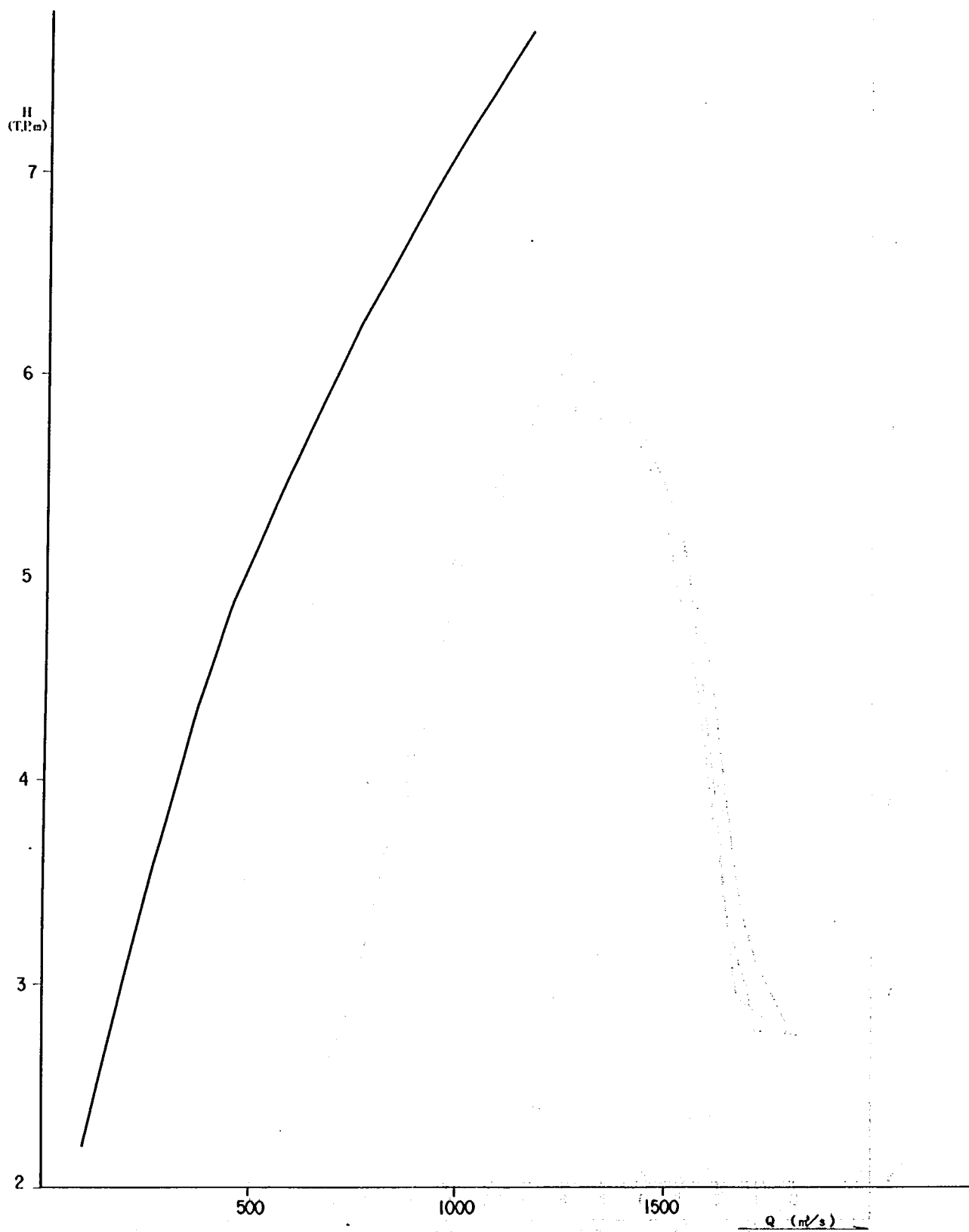


图 4.11 13.0 米口径地点 $H \sim Q$ 曲线

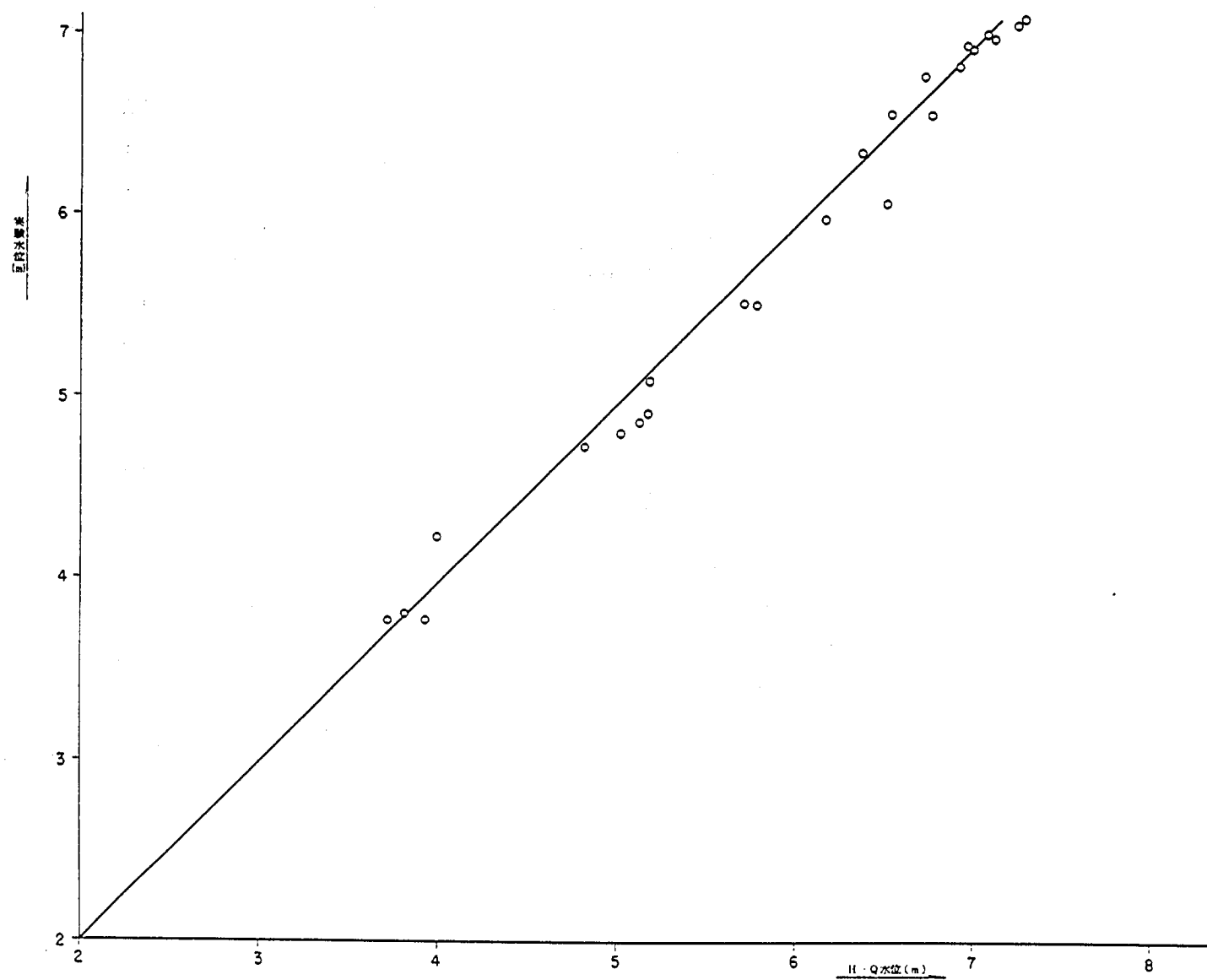


図 4.12 不定流実験時の 13.0 キロ地点水位相関図

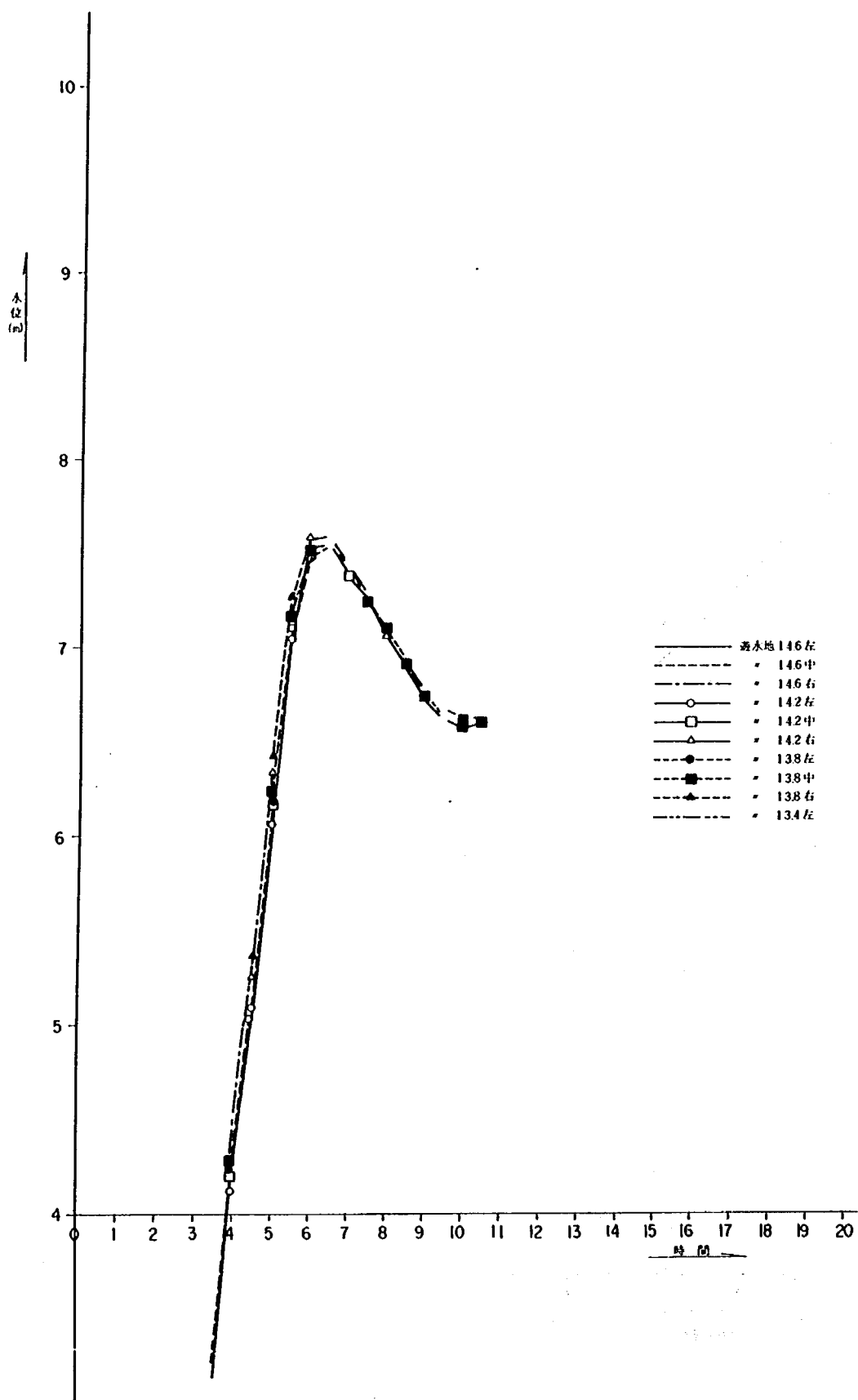


図 4.13 水位時間曲線 (本川)

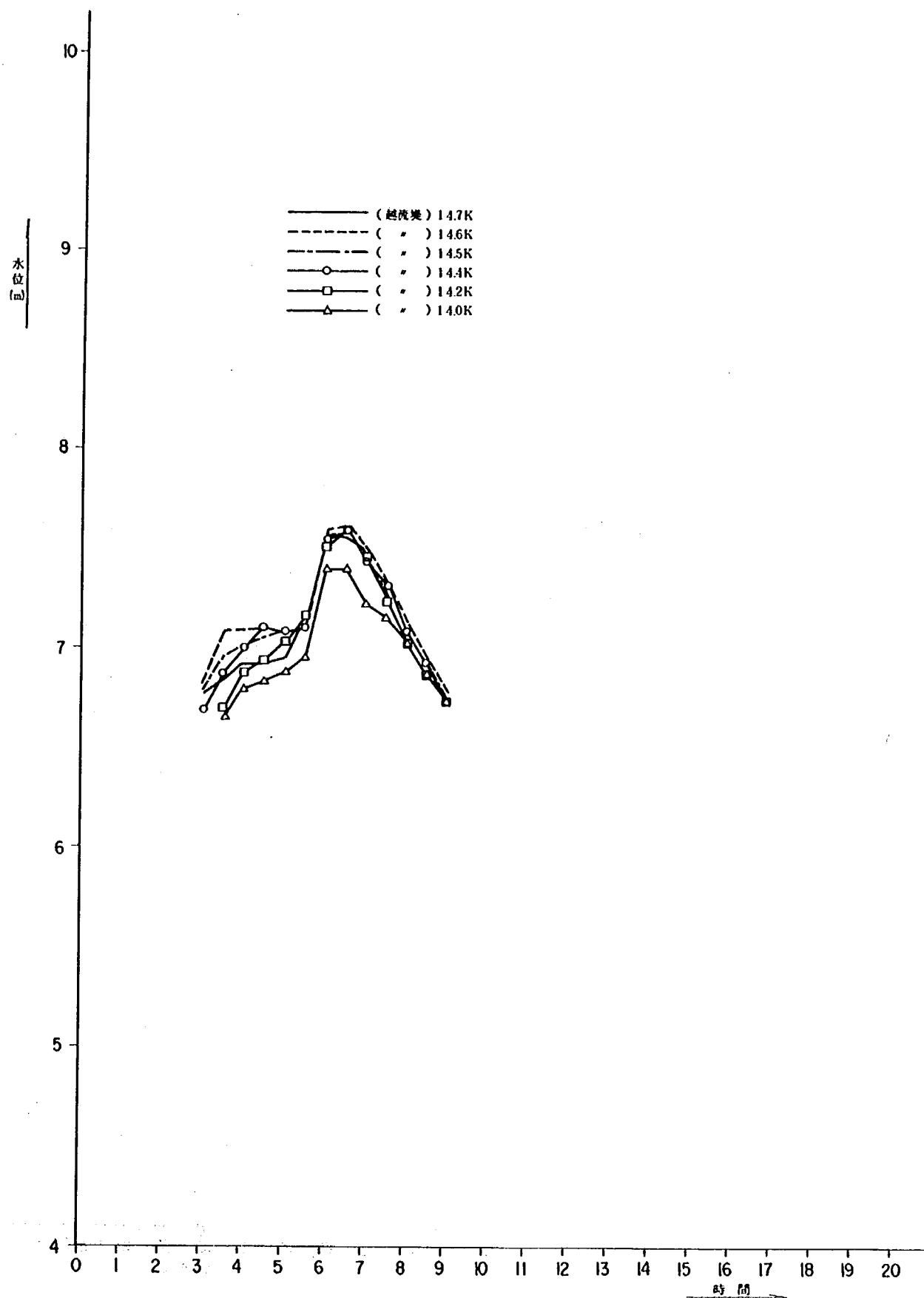


圖 4.14 水位時間曲線 (遊水地内)

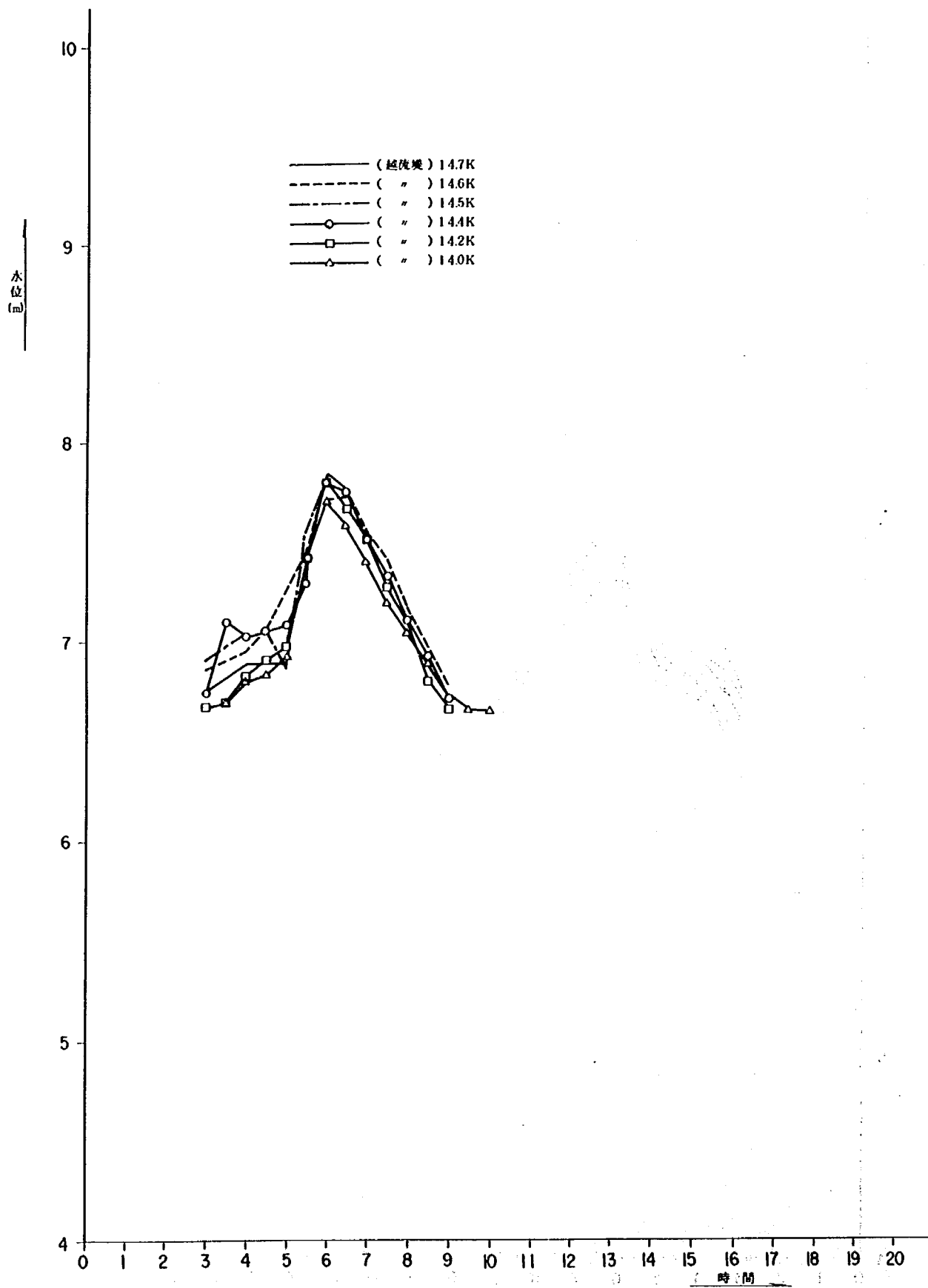
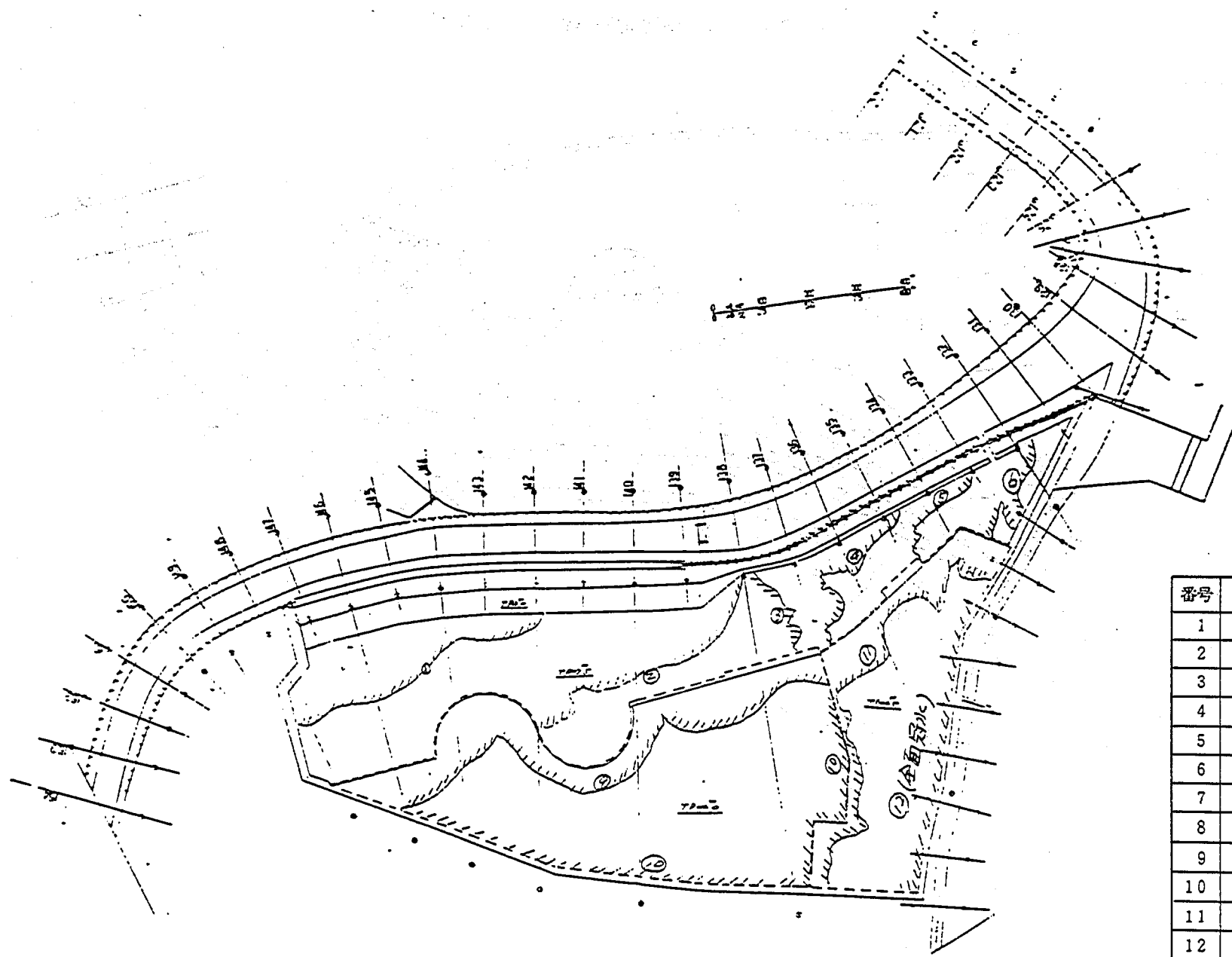


図 4.15 水位時間曲線 (越流堤上)



番号	模型時間 (分, 秒)	現地時間 (時間)
1	25' 30"	2.69
2	29' 50"	3.14
3	31' 20"	3.30
4	32' 20"	3.41
5	33' 00"	3.48
6	33' 30"	3.53
7	34' 00"	3.58
8	35' 00"	3.69
9	36' 00"	3.79
10	37' 00"	3.90
11	38' 00"	4.01
12	39' 00"	4.11

図 4.16 湛水区域時間変化

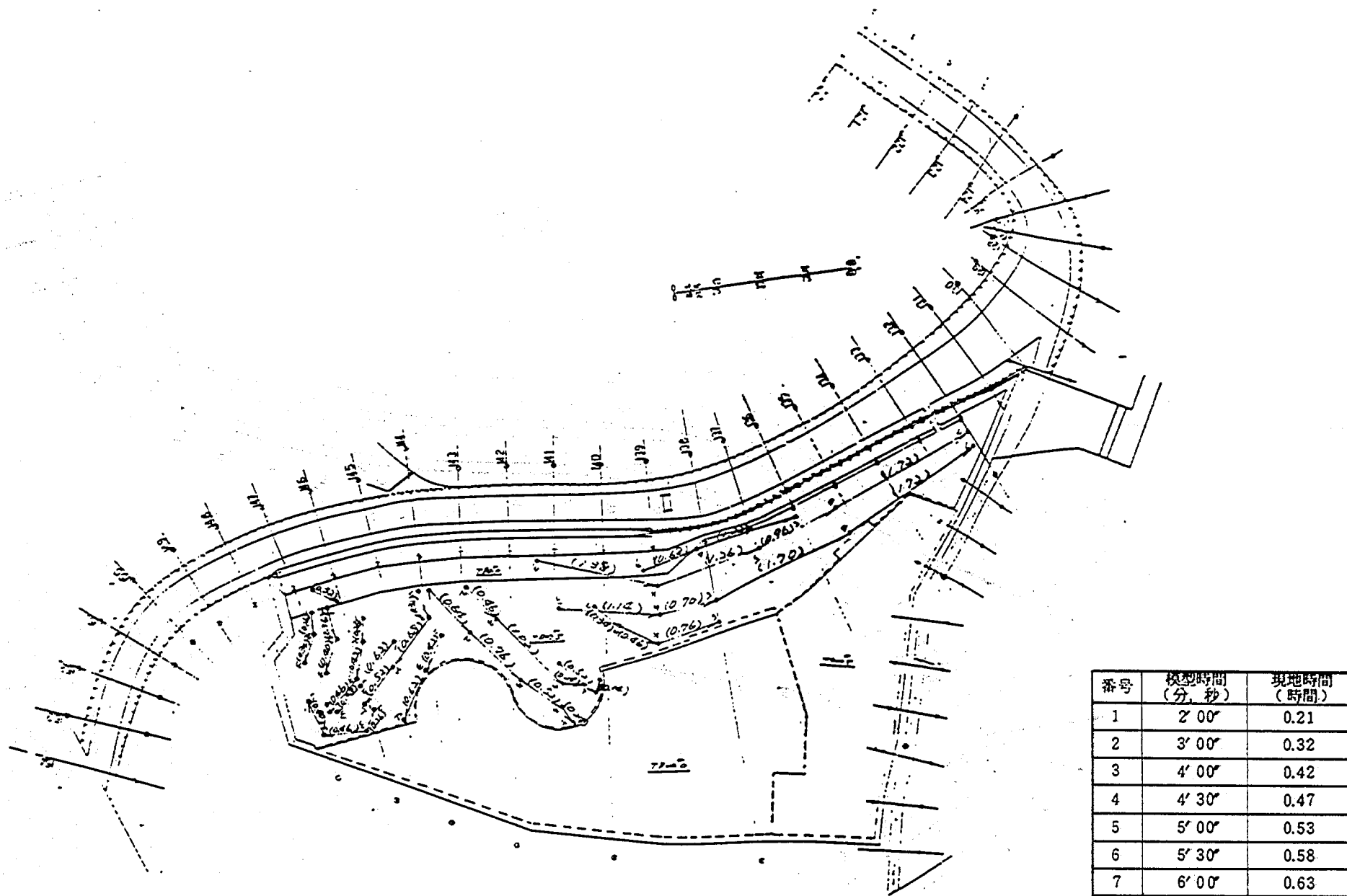


図 4.17 (a) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 2.5 m 地盤湛水時)

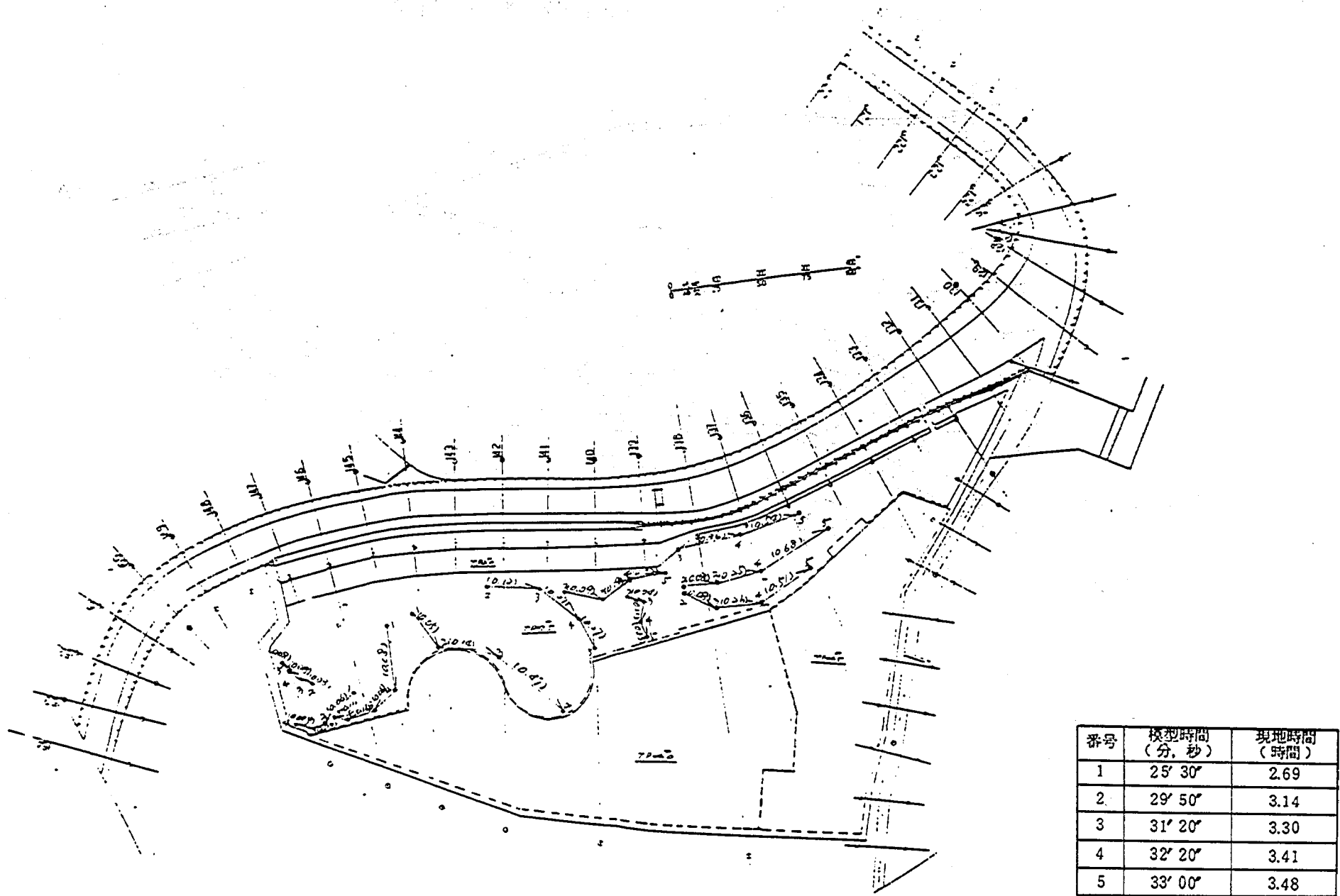


図 4.17 (b) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 2.5 m 地盤湛水時)

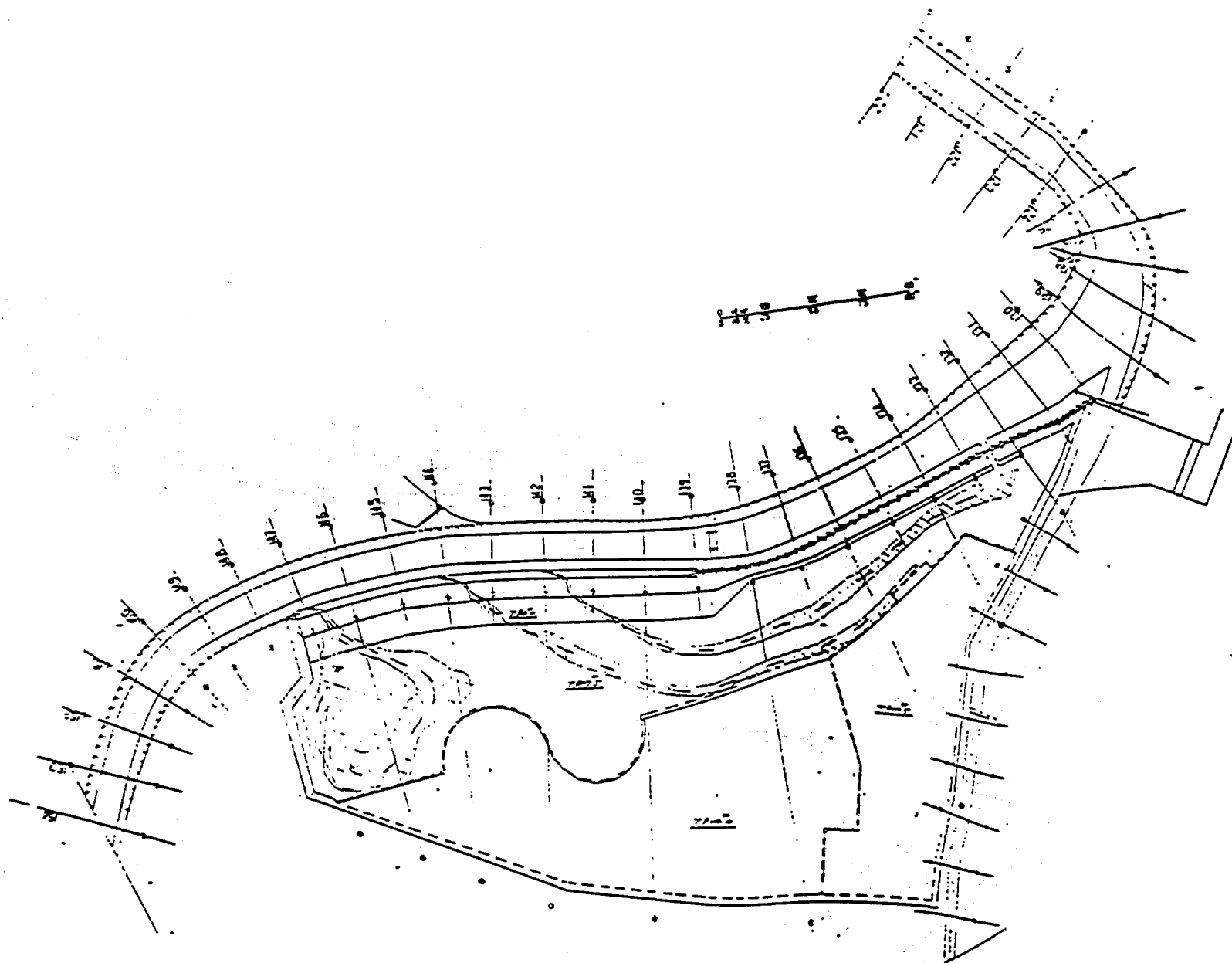


図 4.17 (c) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 2.5 m 地盤湛水時)

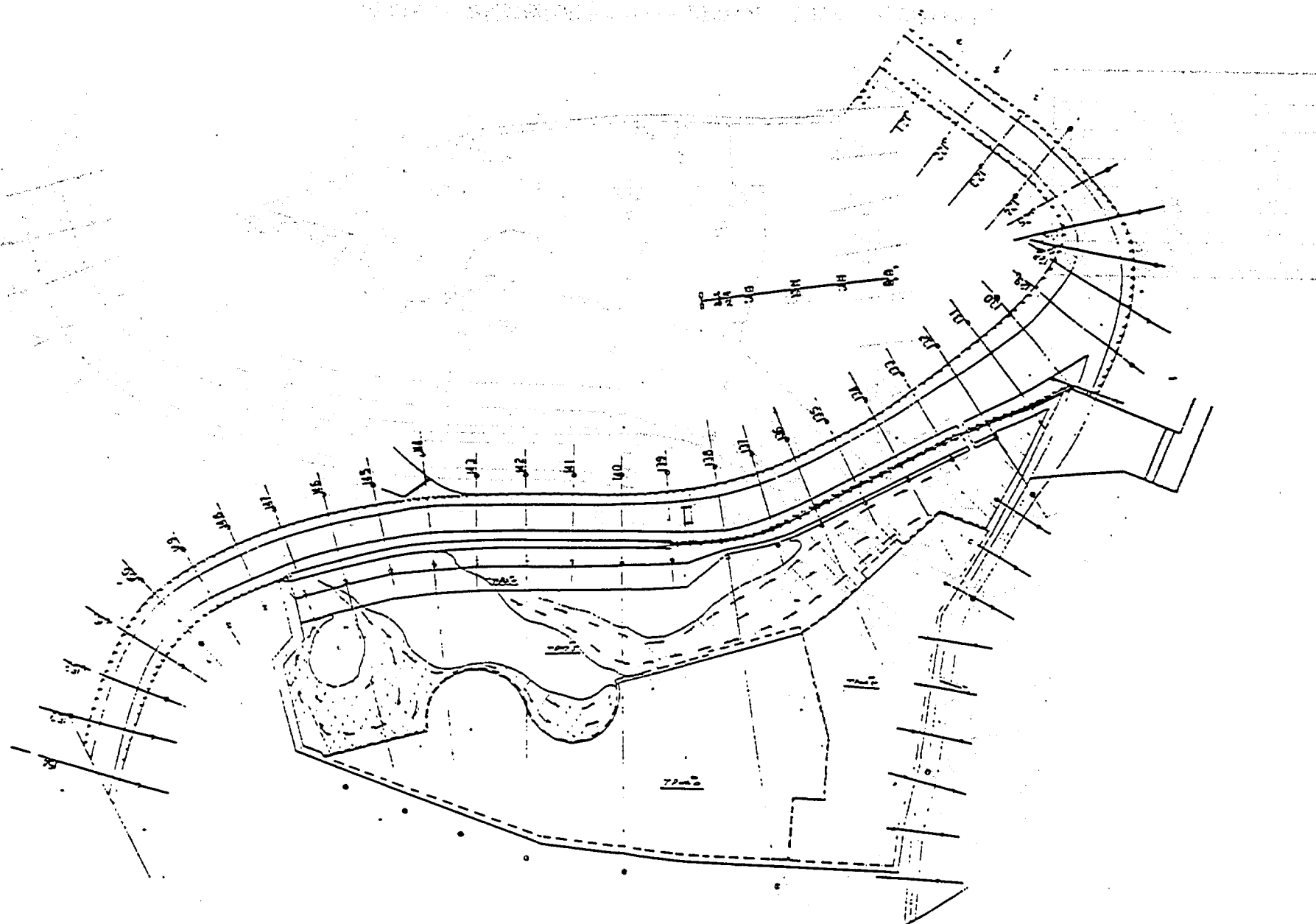


図 4.17(d) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 2.5 m 地盤湛水時)

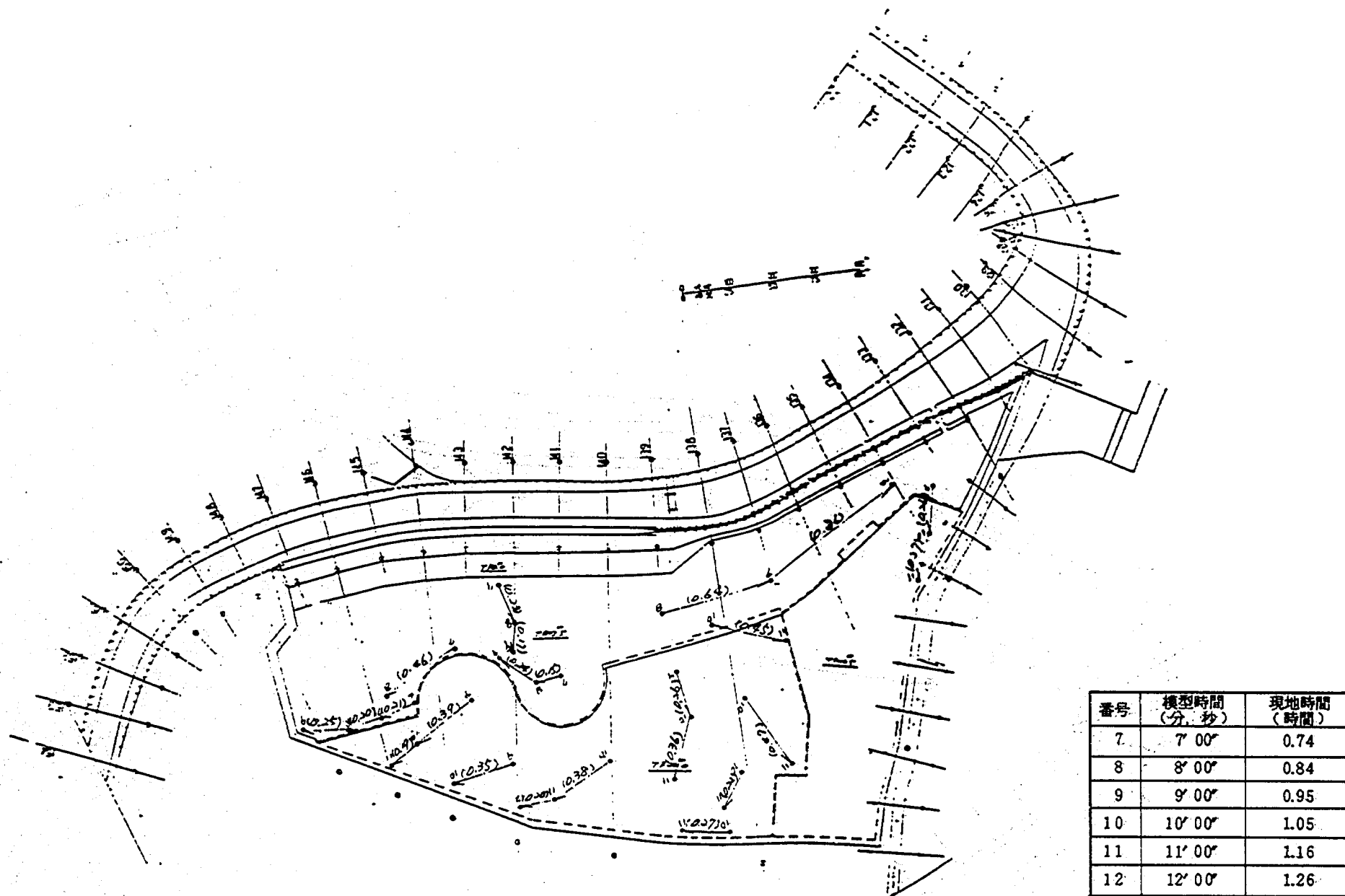


図4.18(a) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 4.0 m地盤湛水時)

図 4.18 (c) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 4.0 m 地盤湛水時)

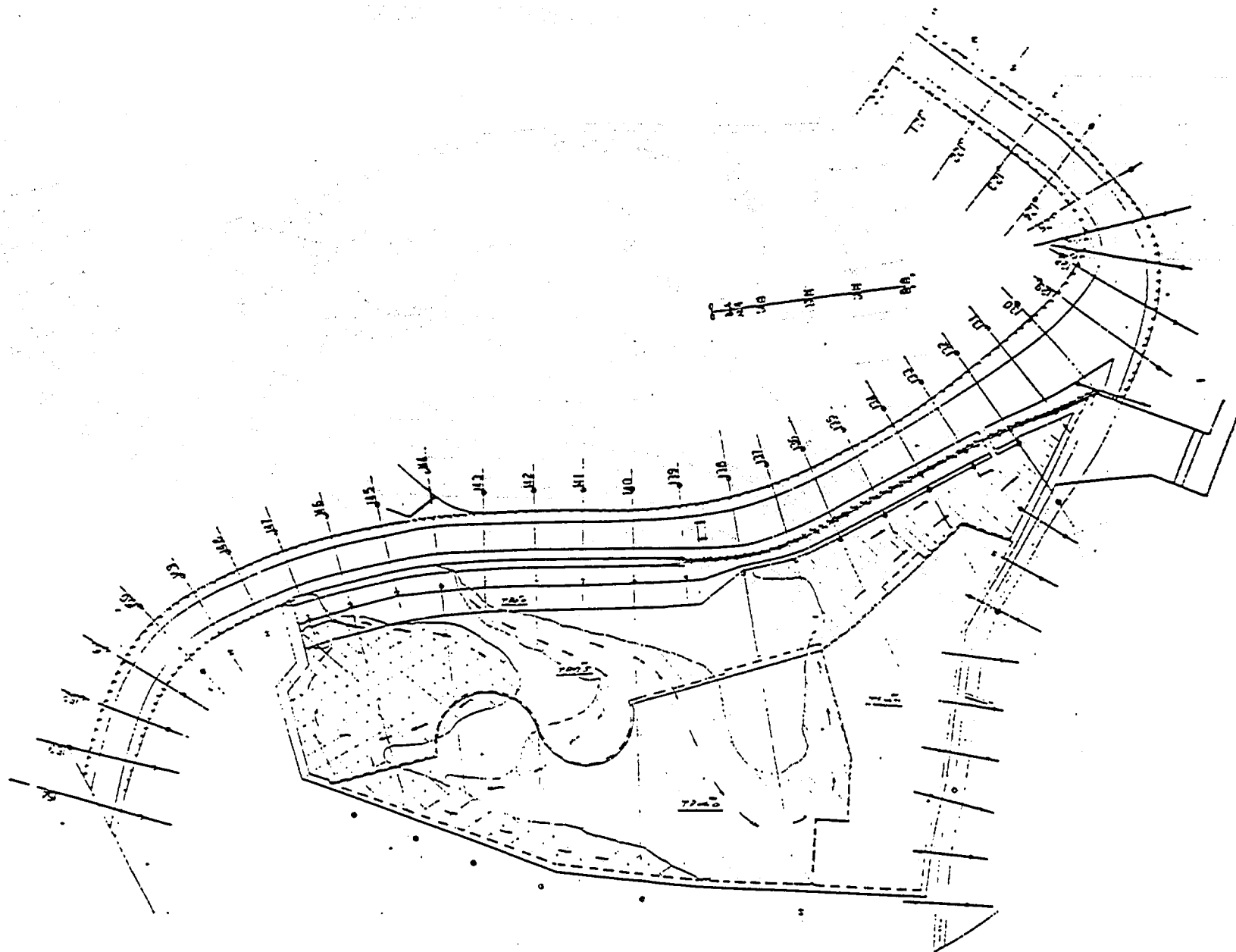


図 4.18(d) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (T. P. 4.0 m 地盤湛水時)

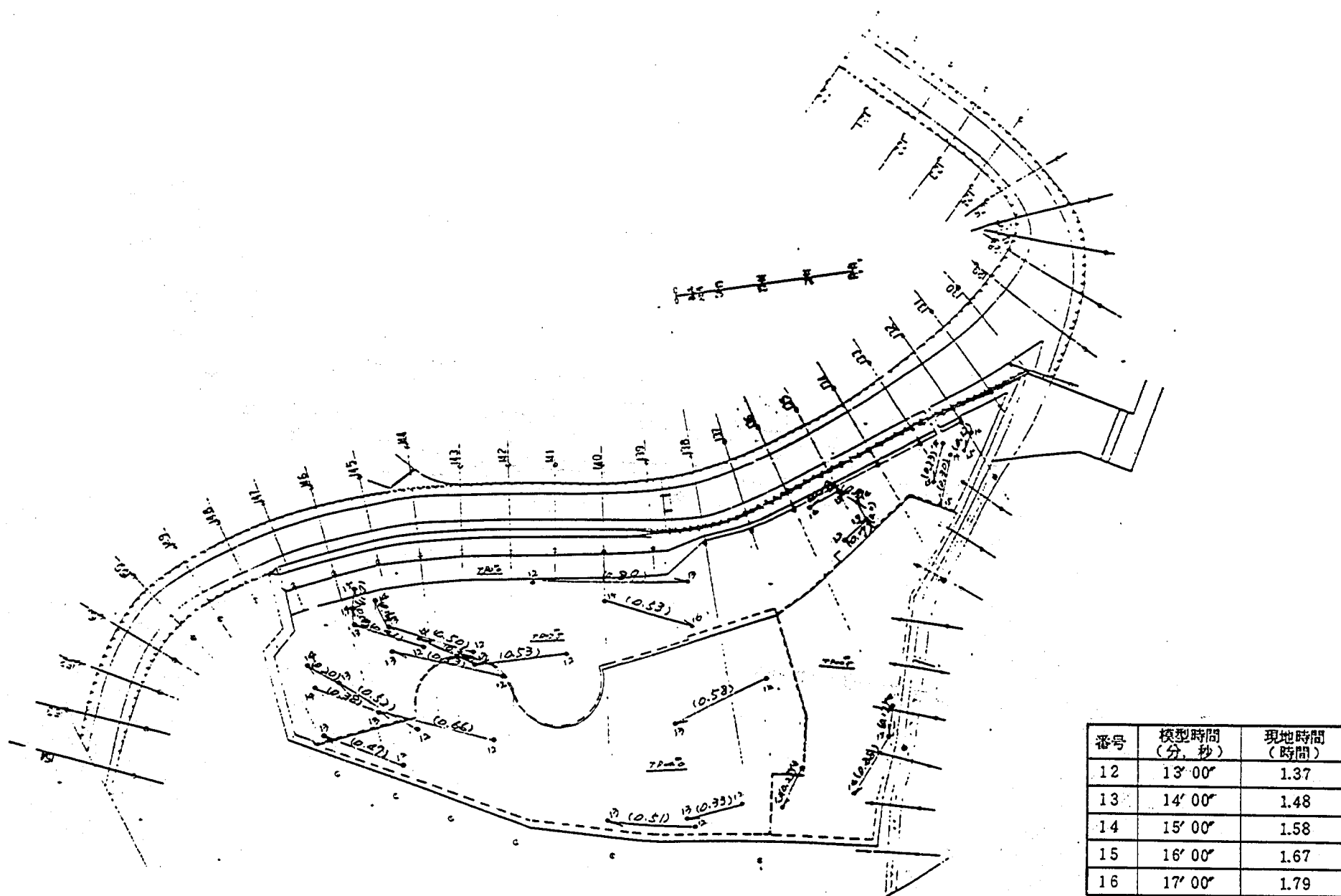
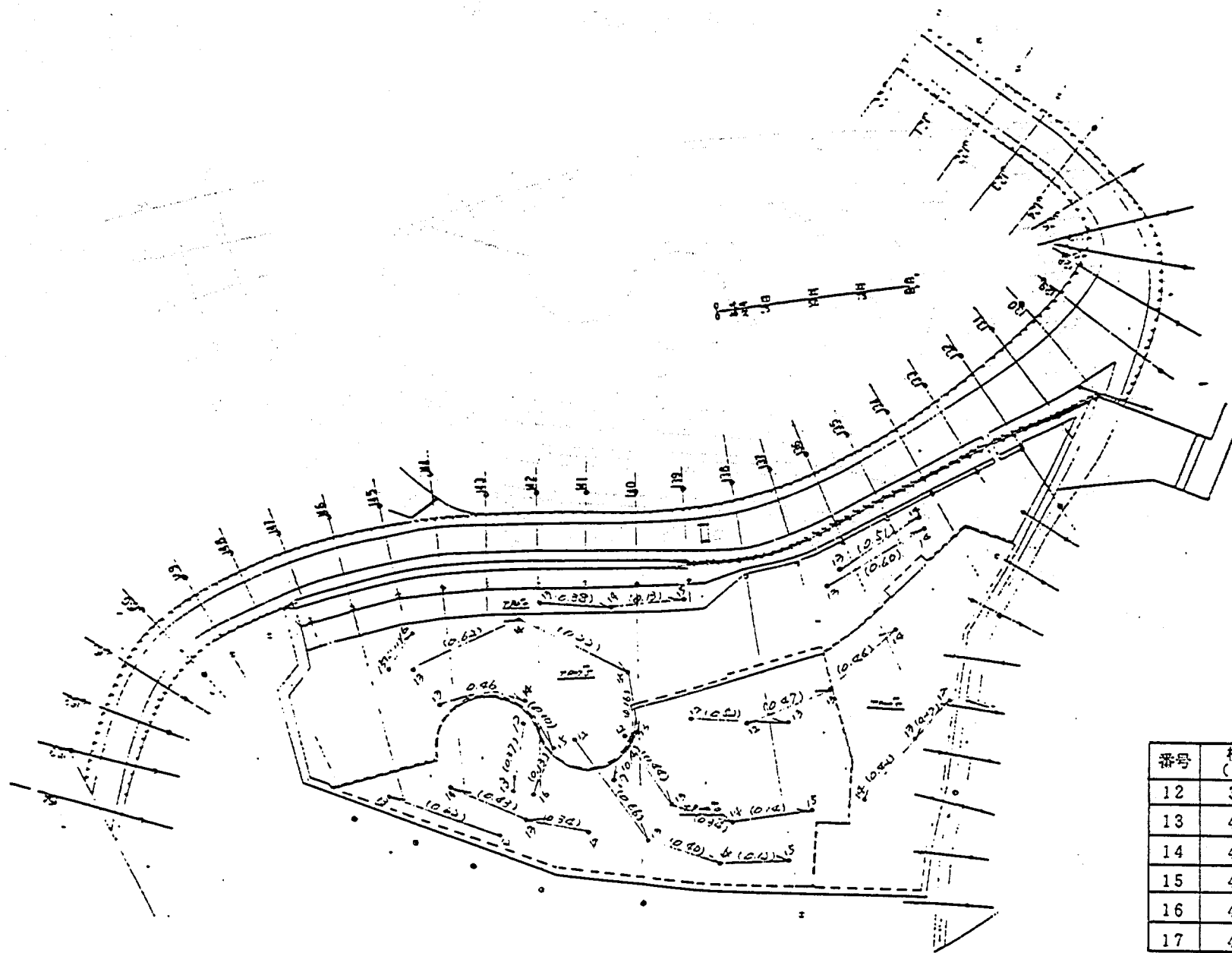


図 4.19(a) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (全面冠水時)



番号	模型時間 (分, 秒)	現地時間 (時間)
12	39' 00"	4.11
13	40' 00"	4.22
14	41' 00"	4.32
15	44' 00"	4.64
16	46' 00"	4.85
17	48' 10"	5.07

図 4.19(b) 染料拡散状況とフロート追跡結果 (全面冠水時)

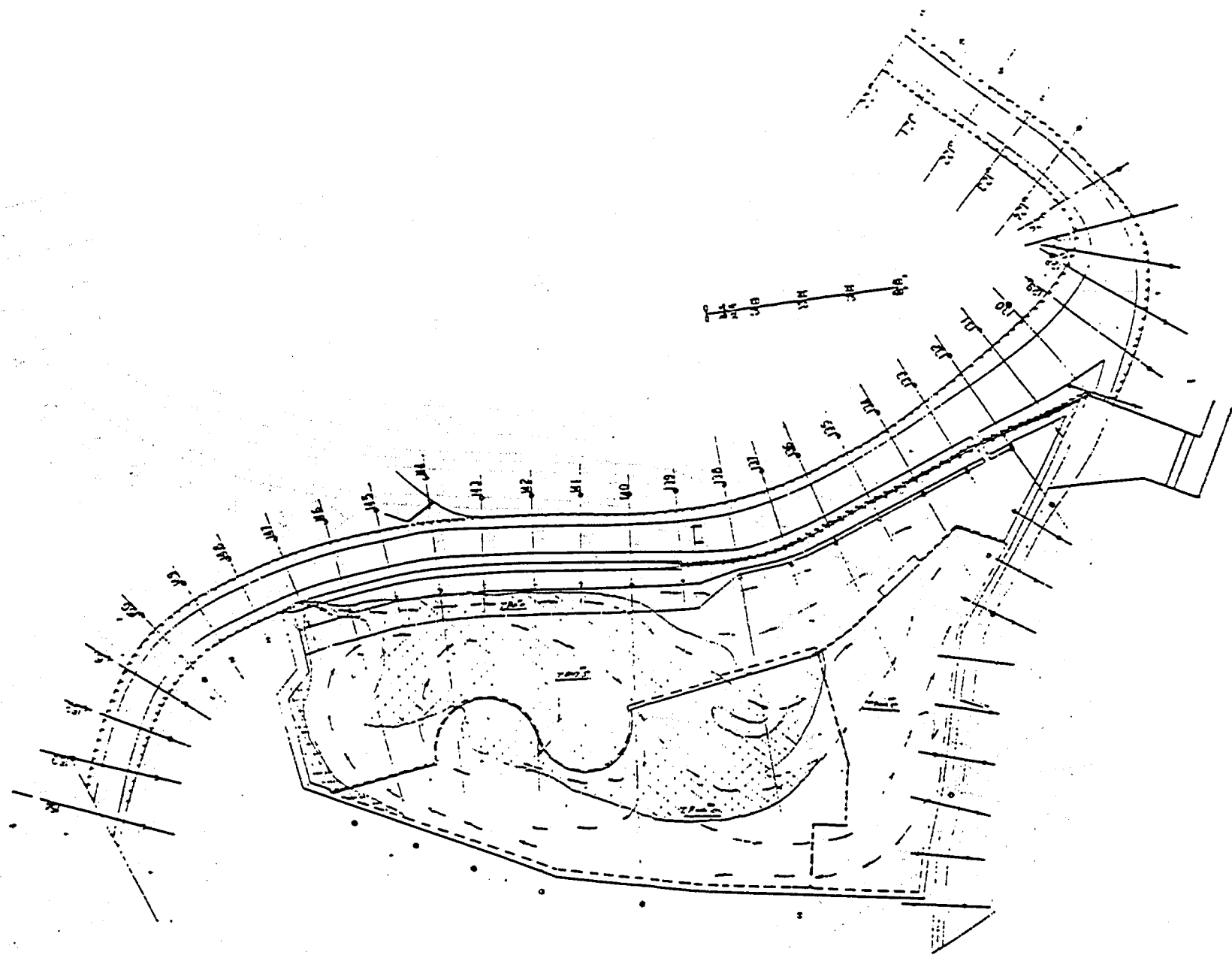


図 4.19(c) 染料拡散状況とフロート追跡結果（全面冠水時）

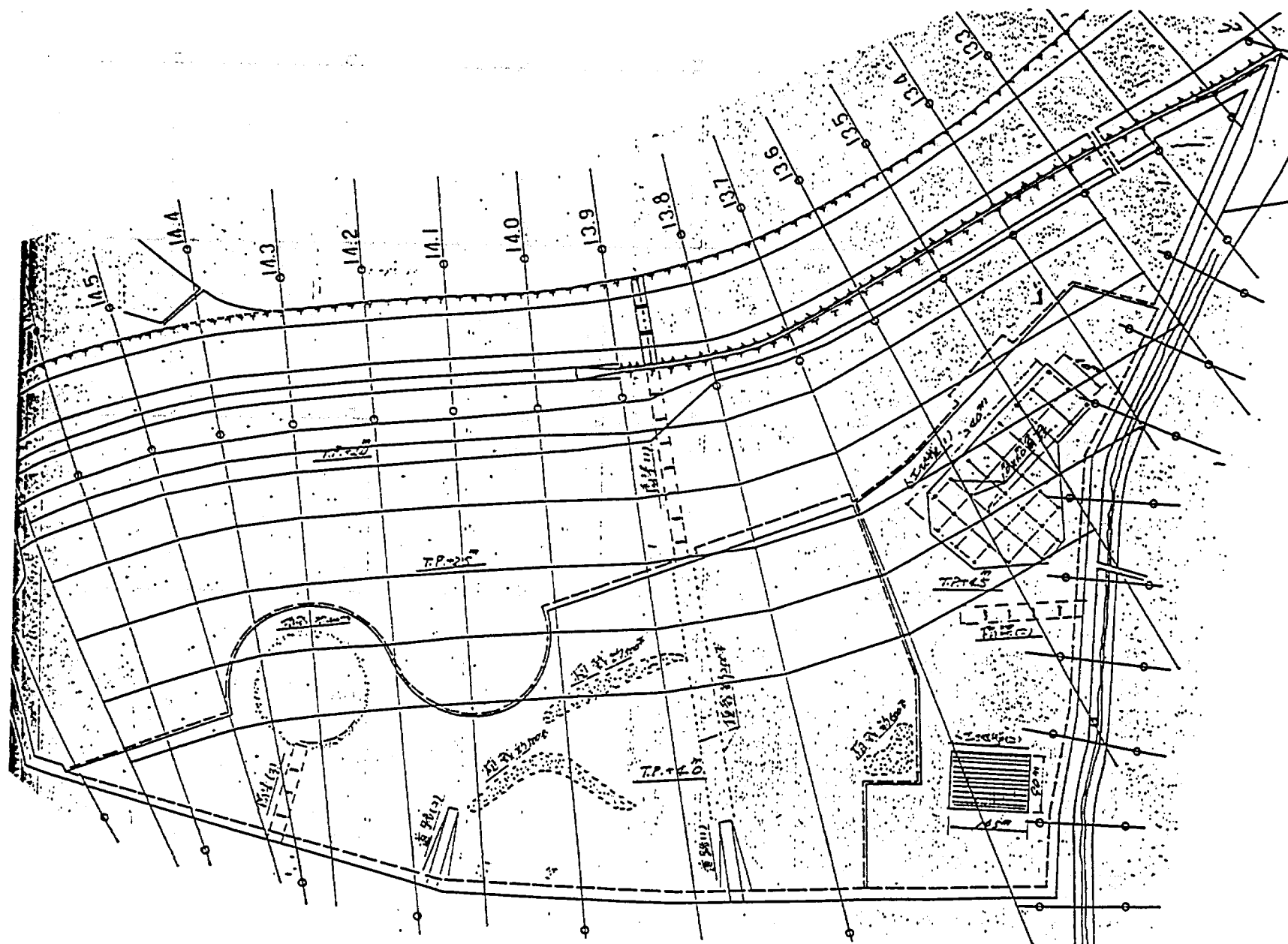


图 4.20 遊水地内施設配置図

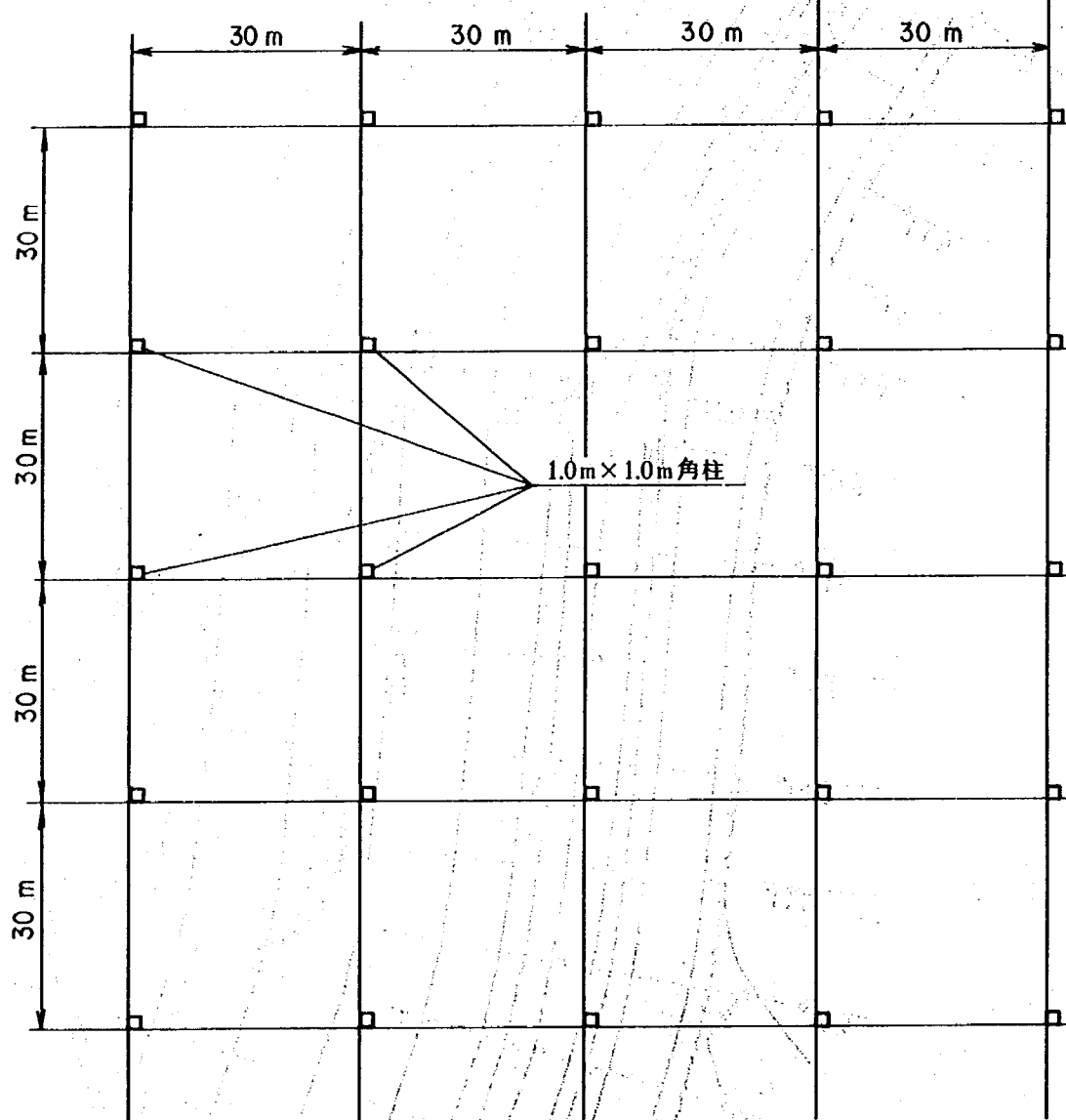
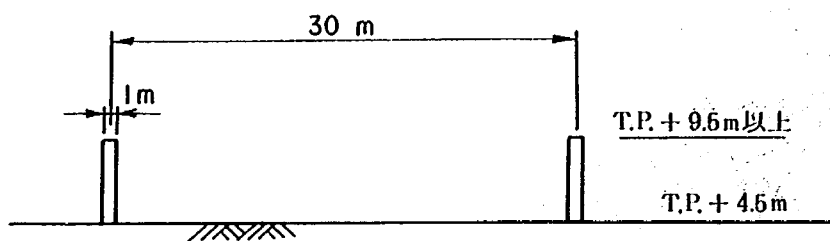


図 4.21 (a) 施設構造図

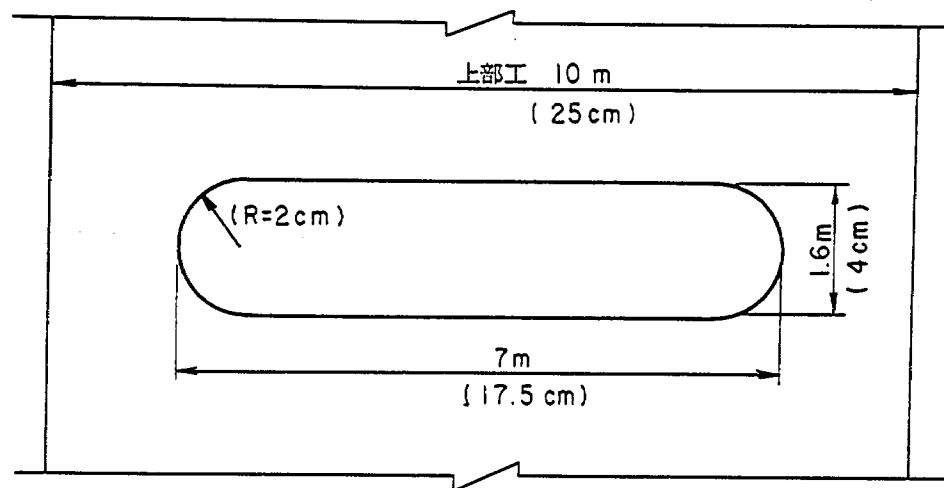
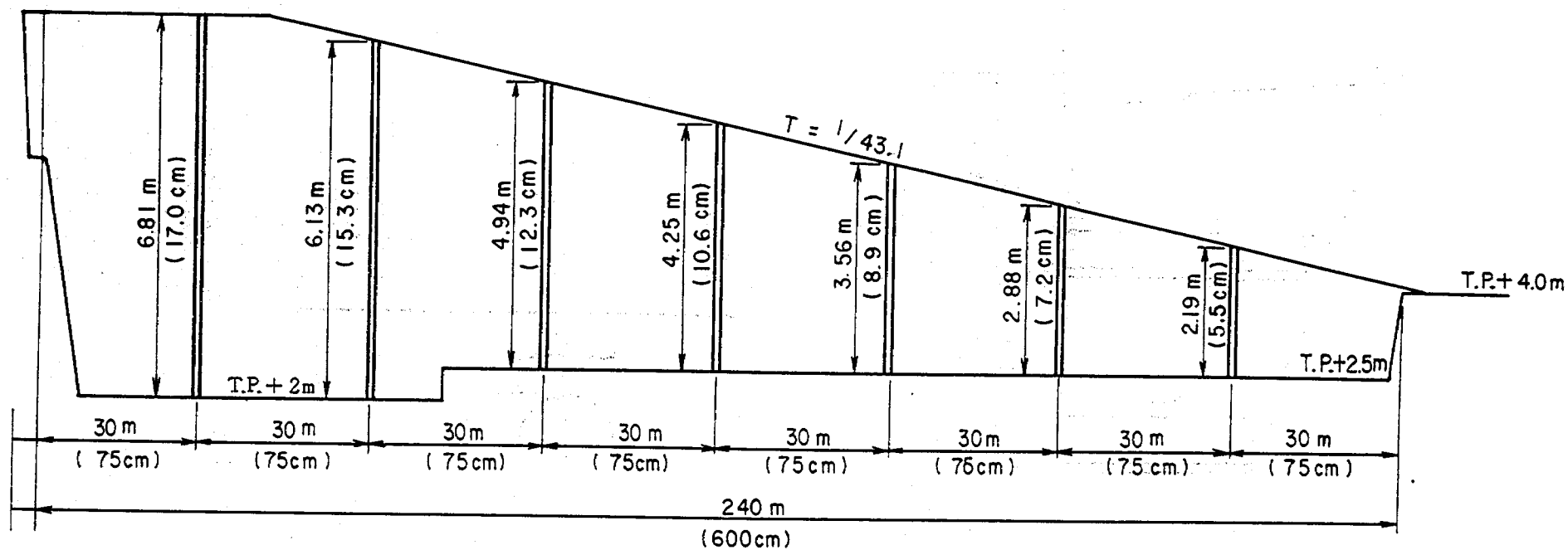


図 4.21 (b) 施設構造図

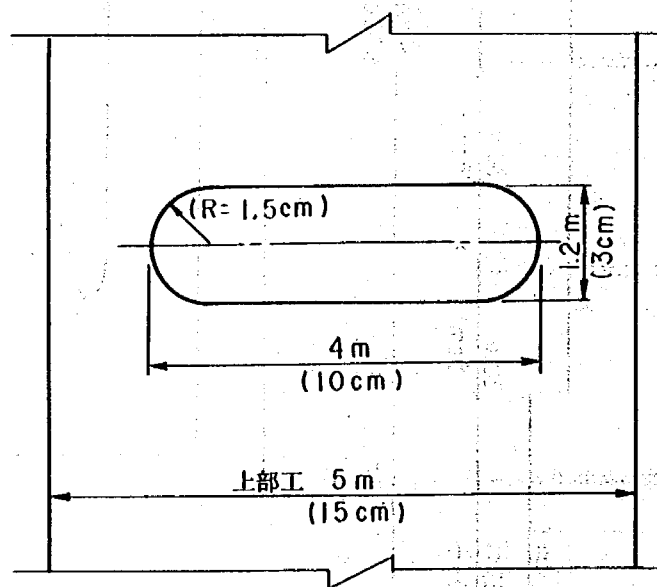
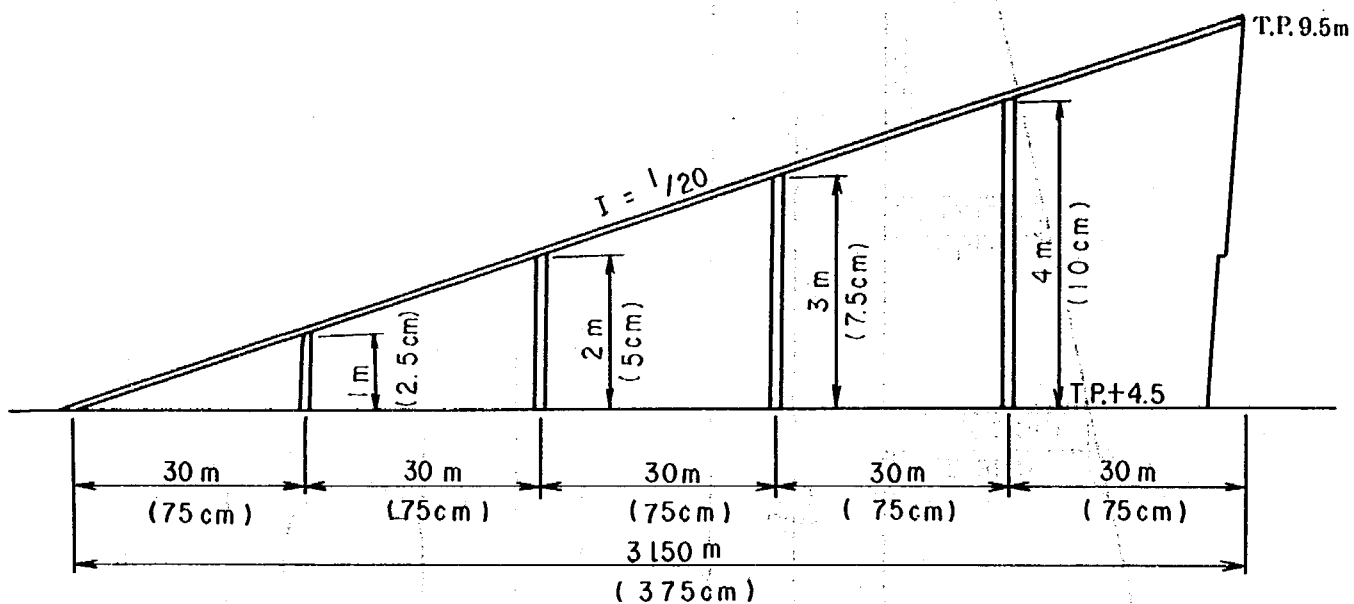


図 4.21 (c) 施設構造図

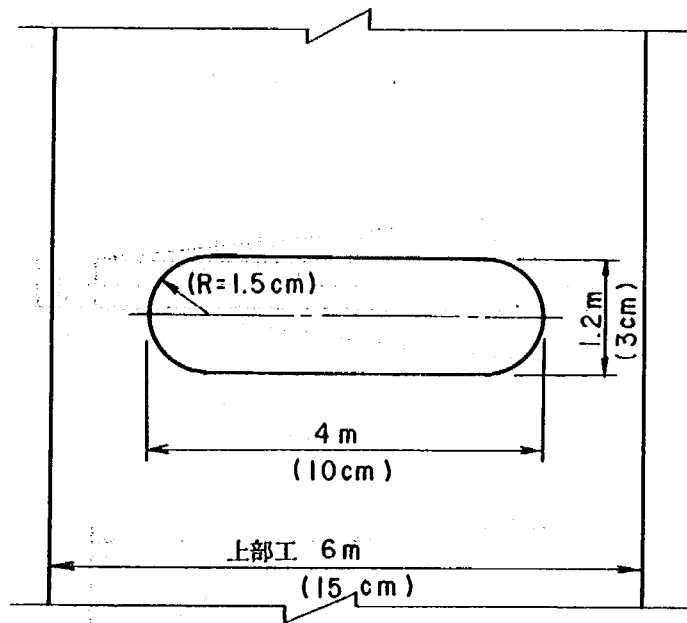
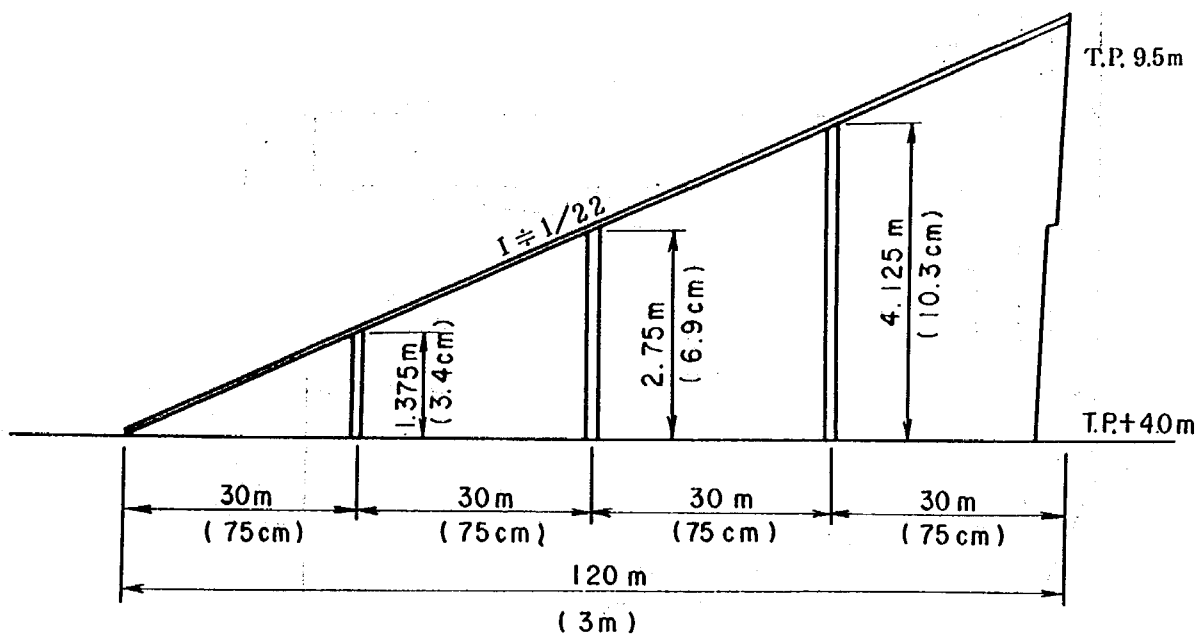


図 4.21 (d) 施設構造図

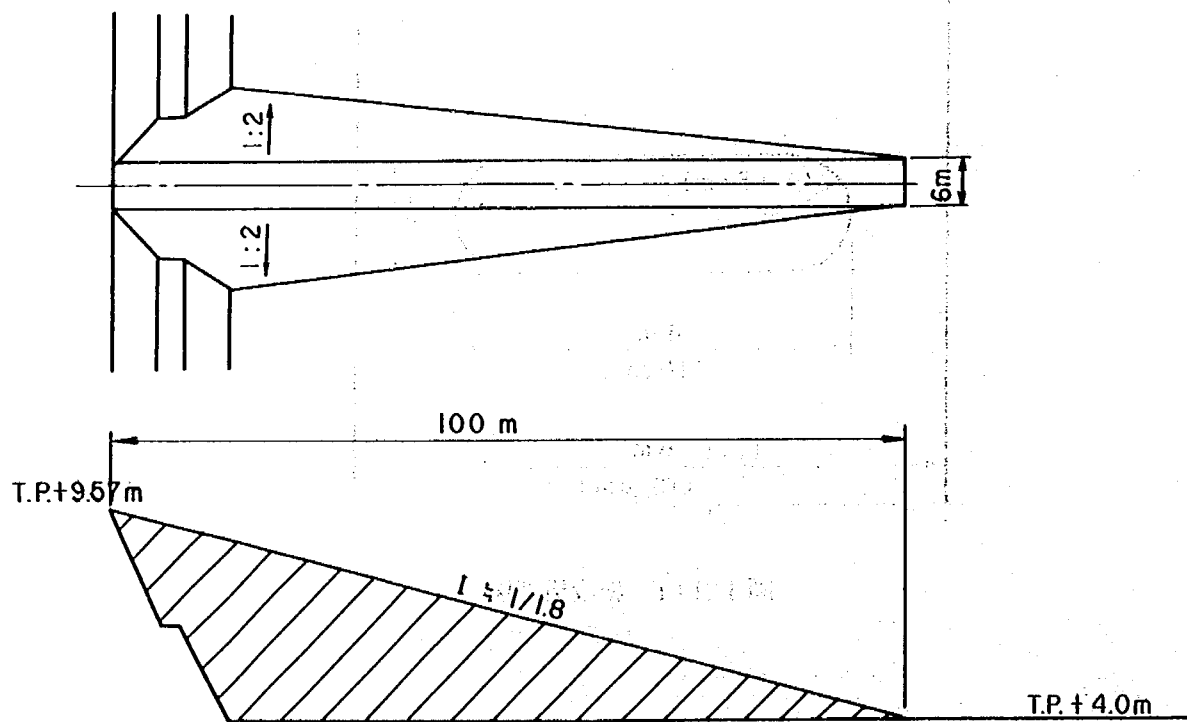
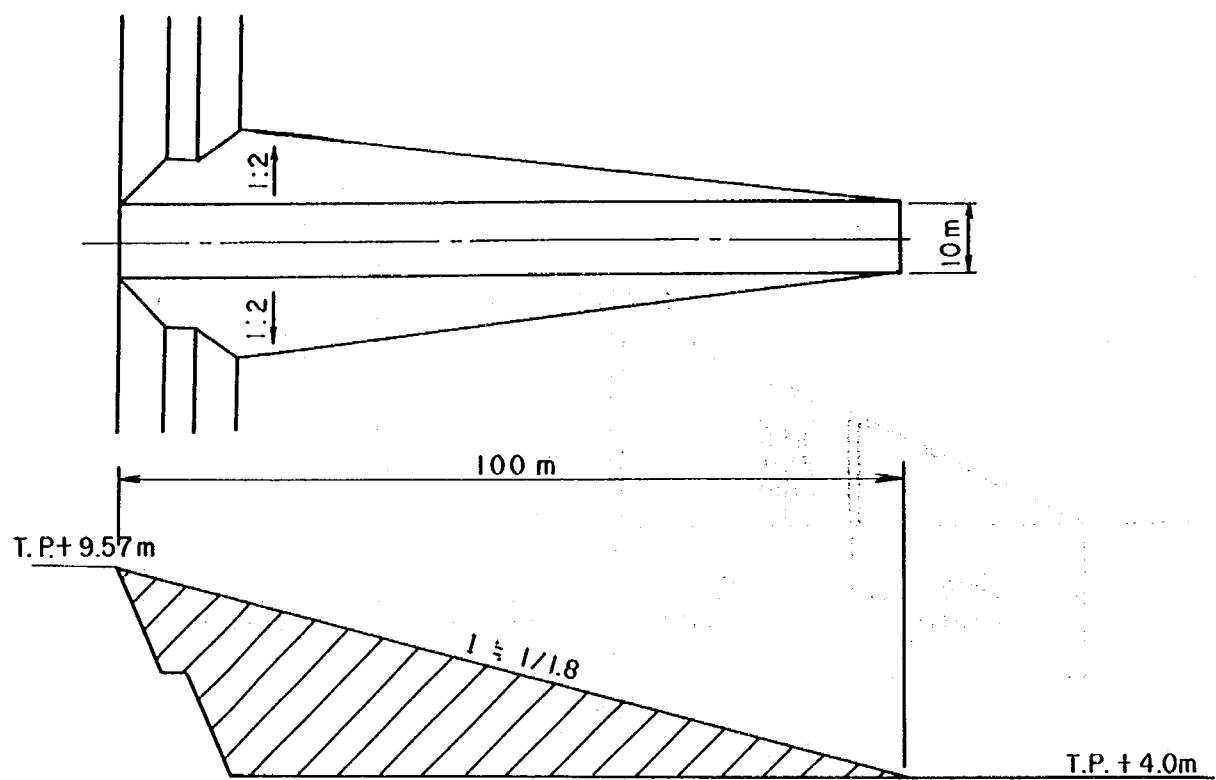


図 4.21 (e) 施設構造図

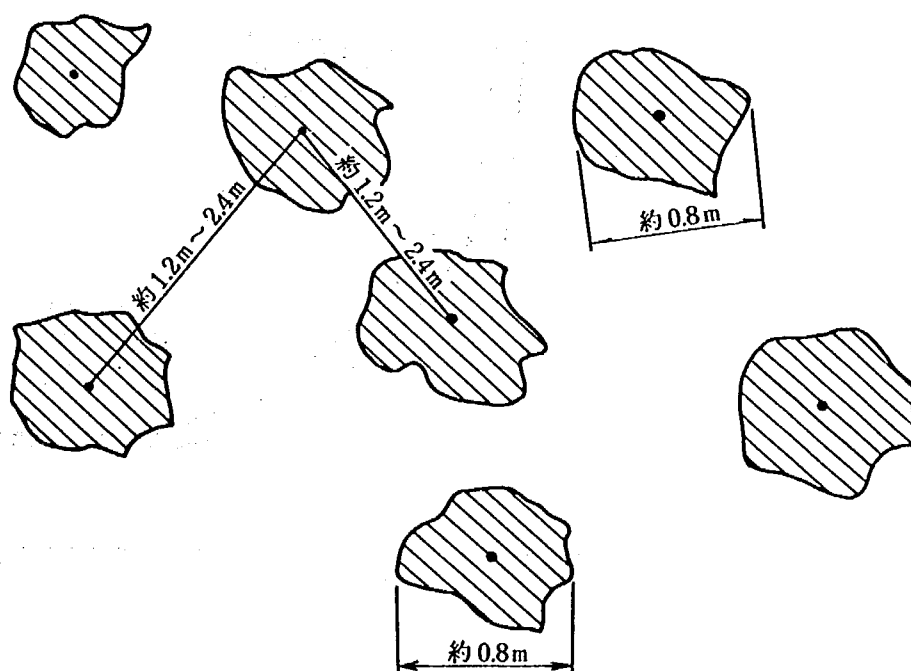
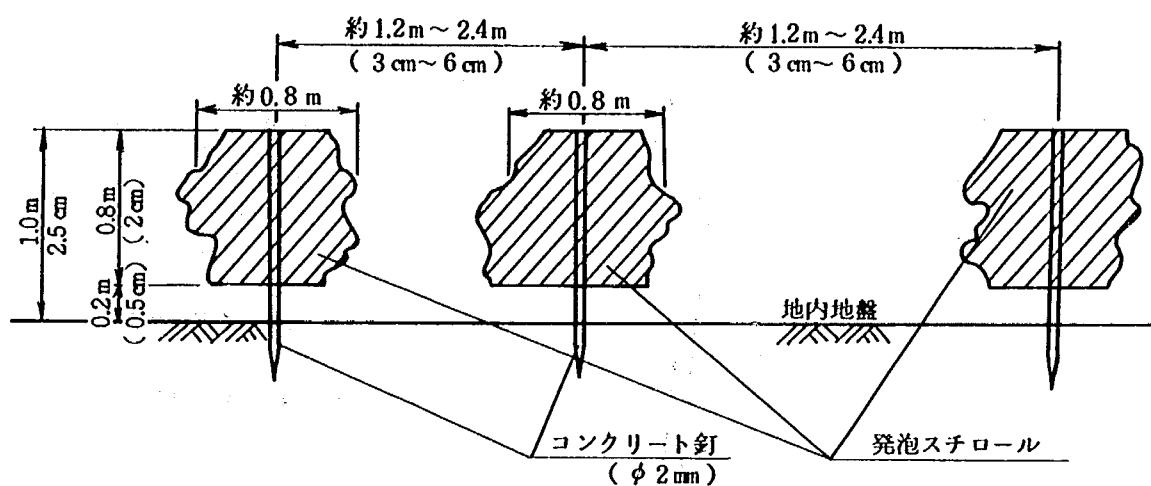


図 4.21 (f) 施設構造図

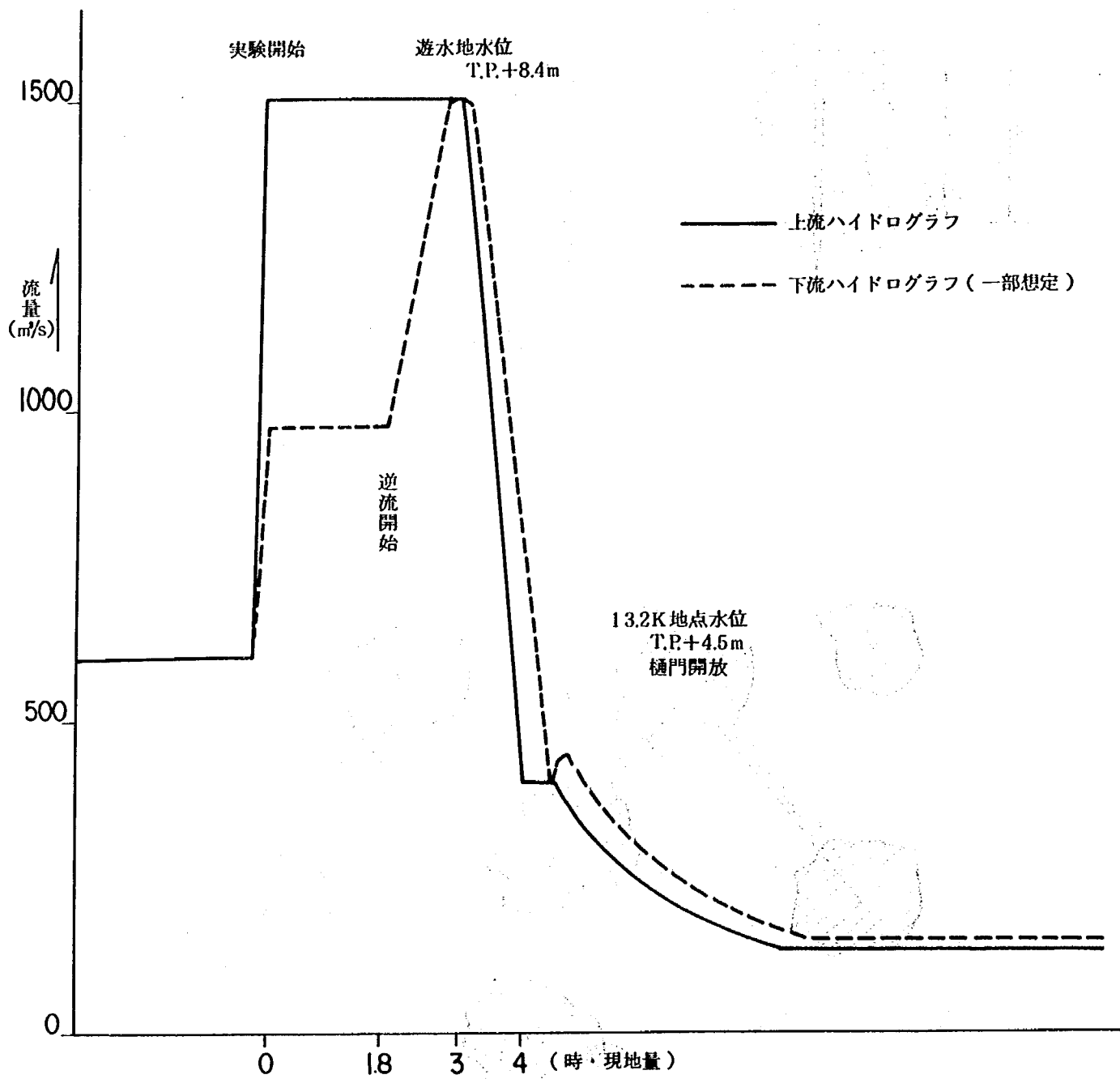


図 4.22 実験に用いた想定ハイドログラフ

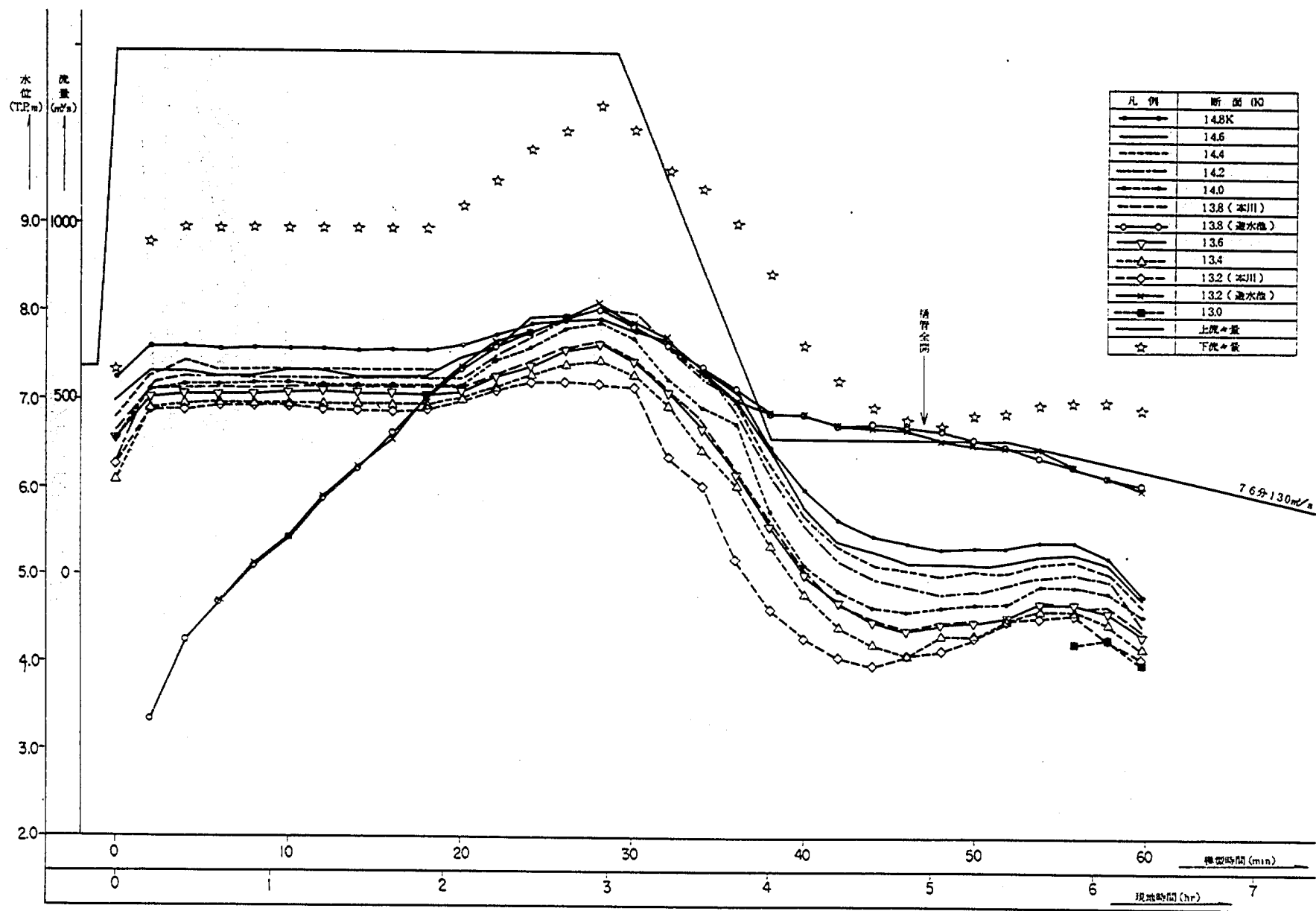


図 4.23 (a) 水位時間変化

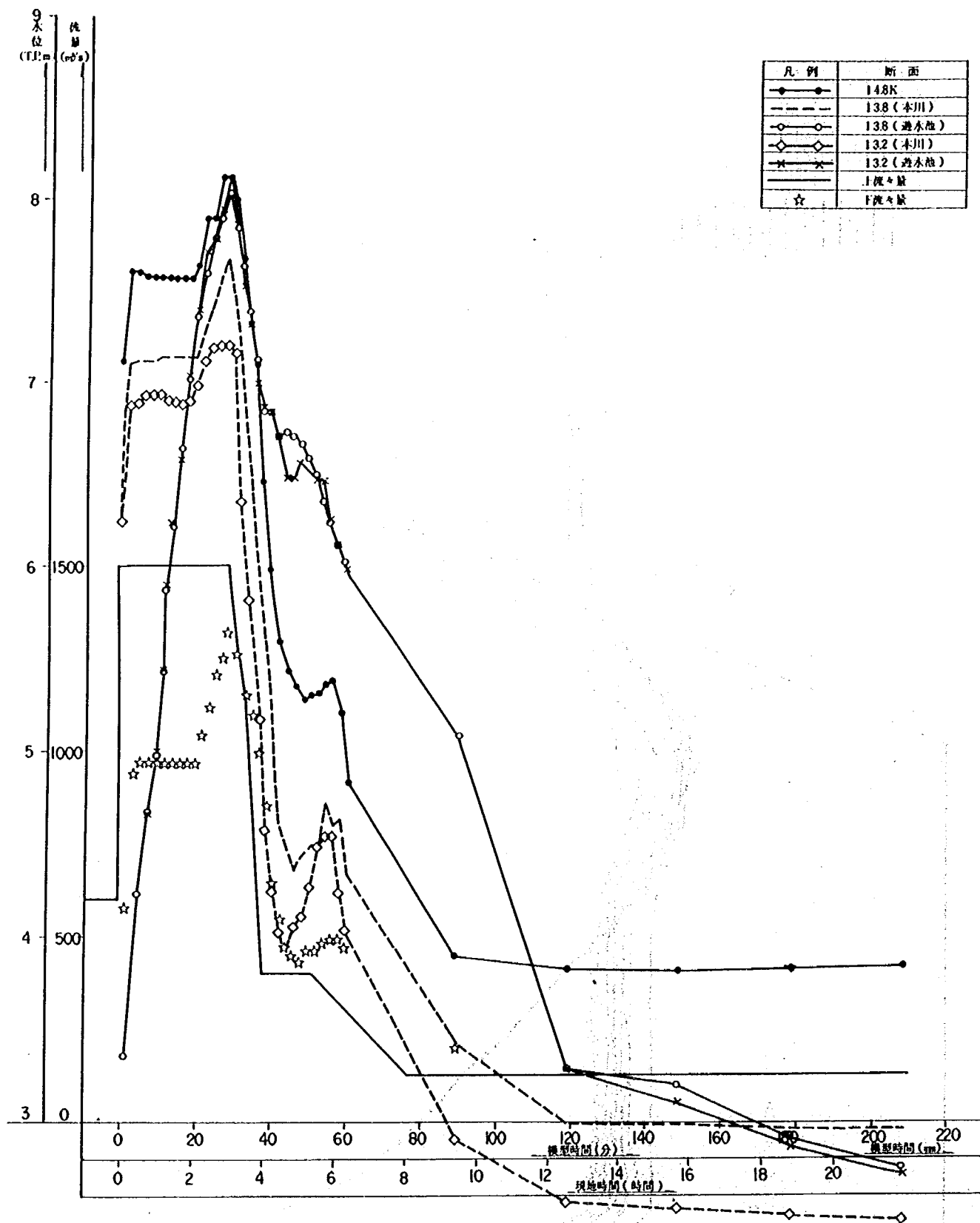


図 4.23 (b) 水位時間変化

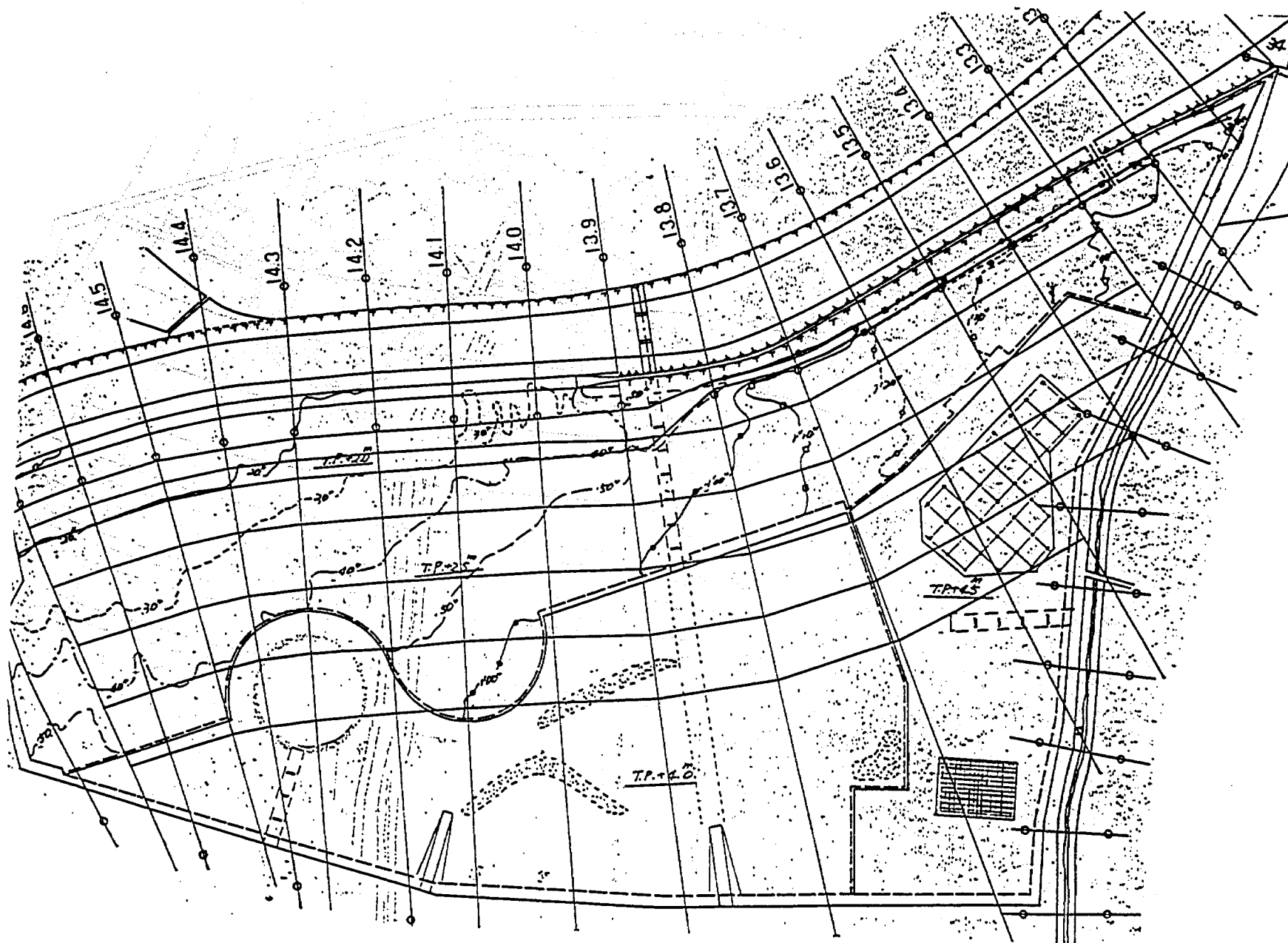


图 4.24(a) 越流水扩散状况

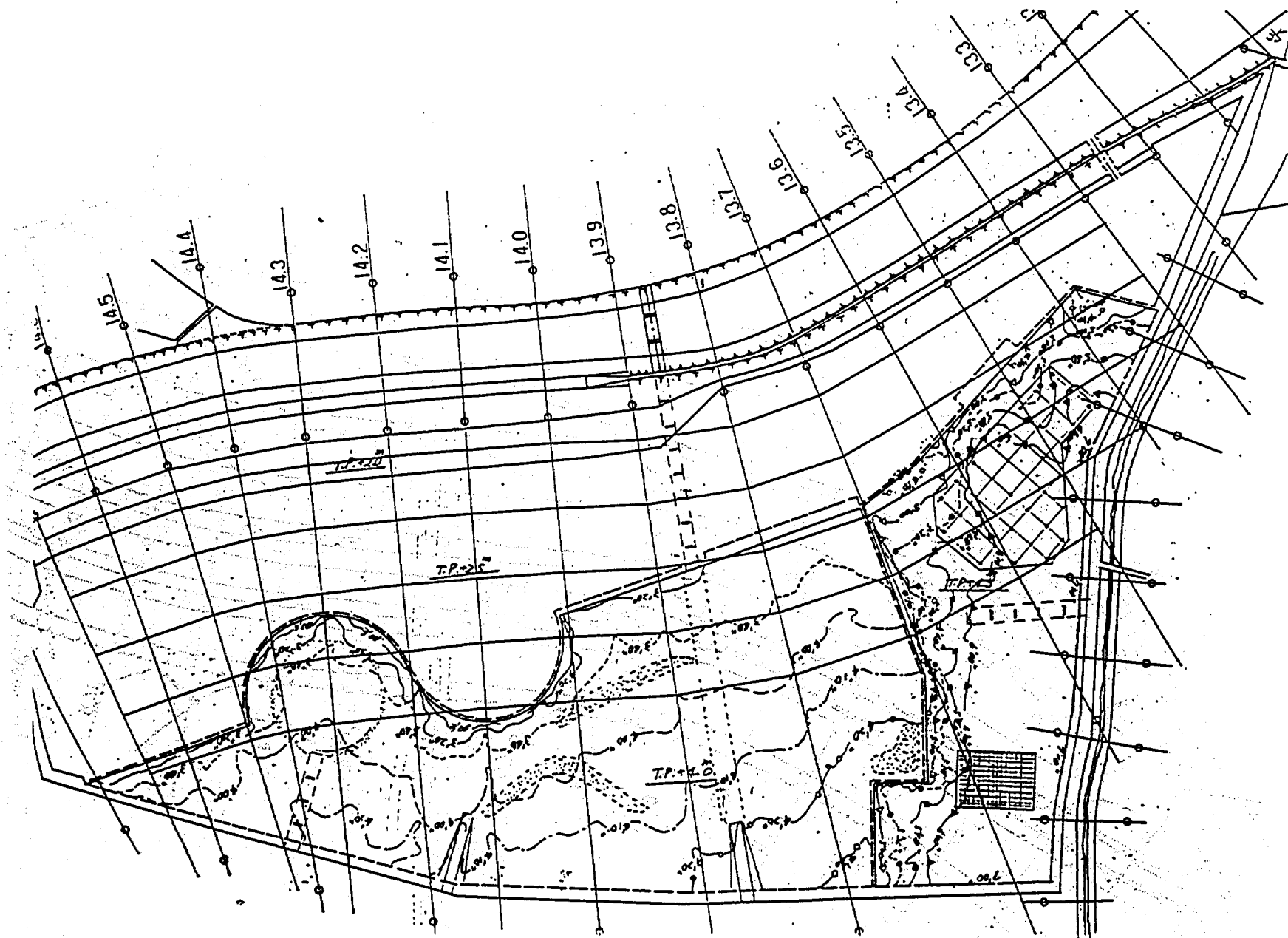


图 4.24 (b) 越流水扩散状况

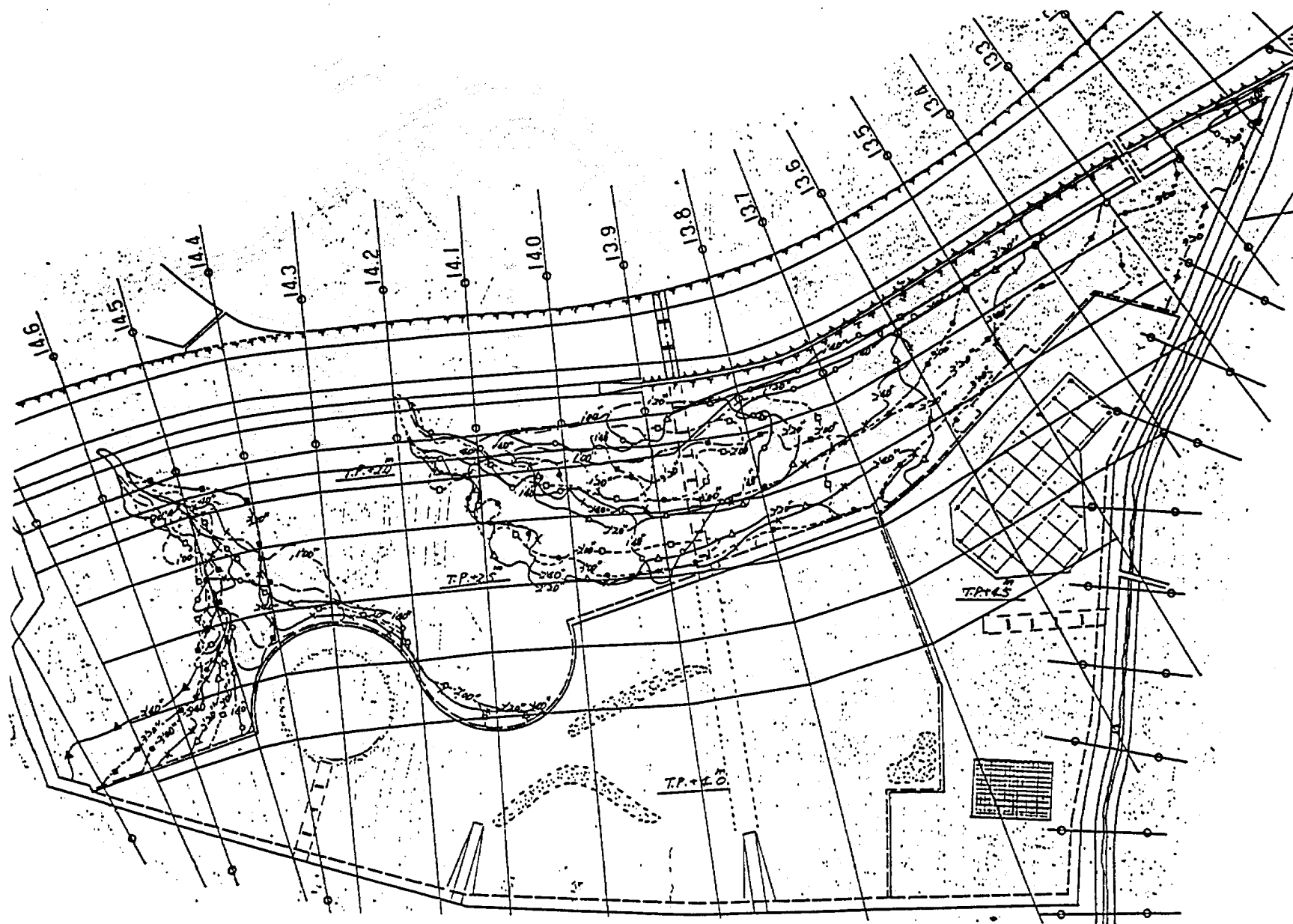
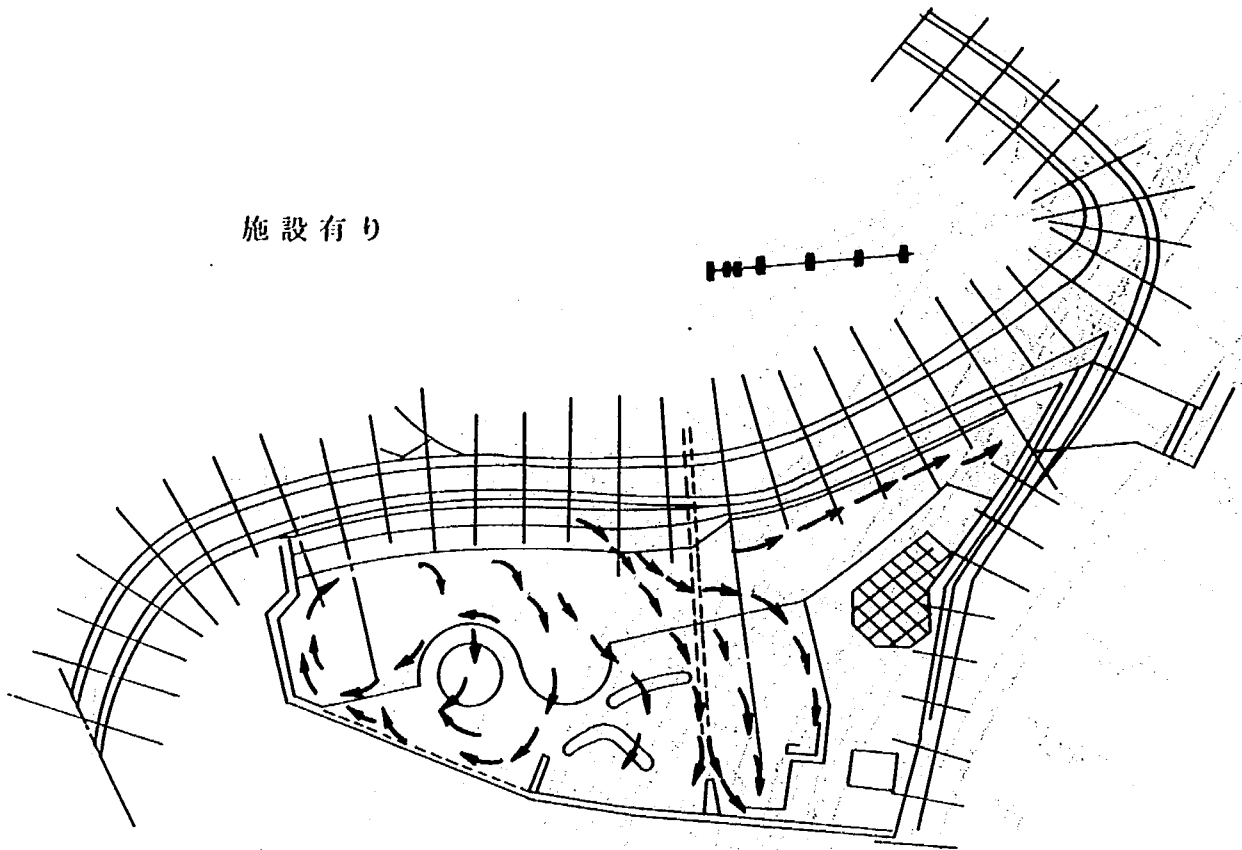


图 4.25 染料扩散状况 (T. P. 2.5 m 地盤潜水時)

施設有り



施設無し

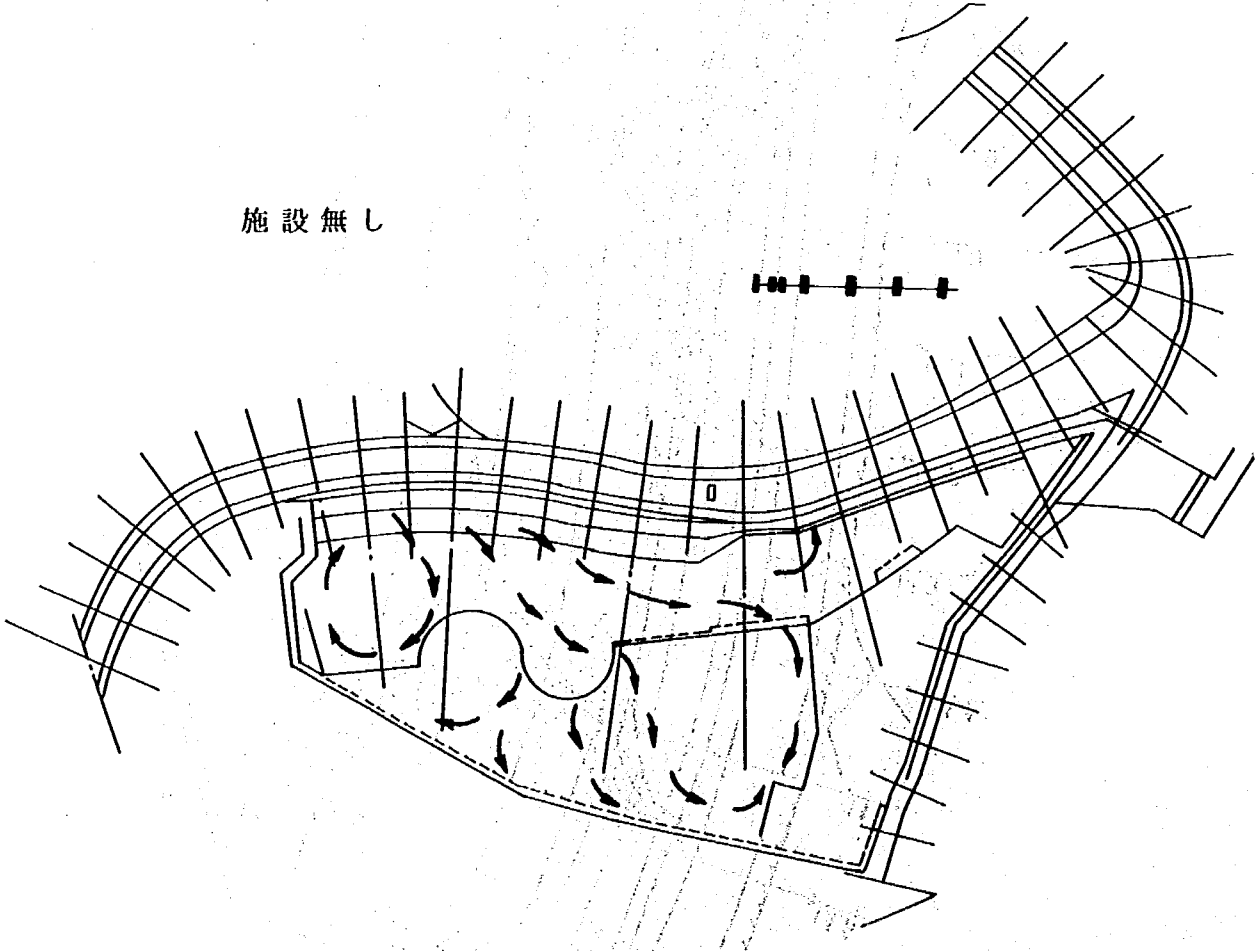


図 4.26 染料拡散状況 (T. P. 4.0 m 地盤湛水期)

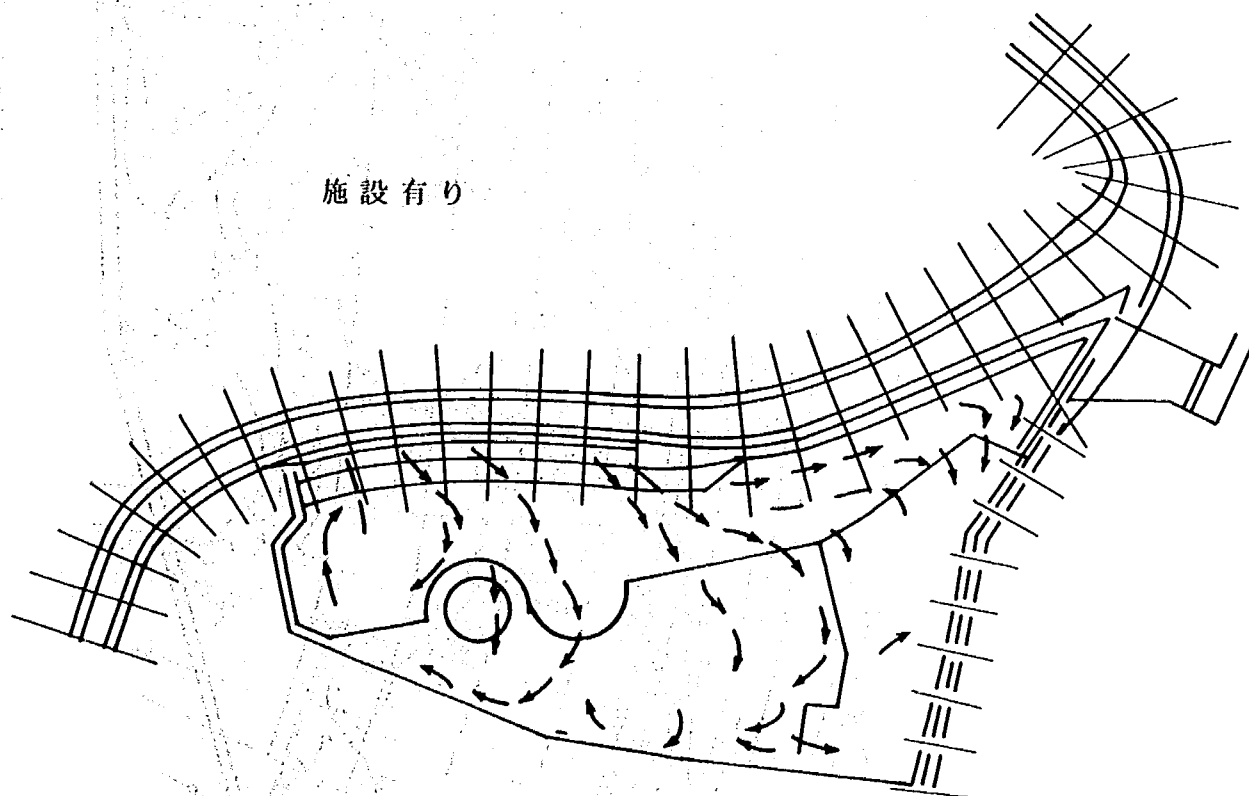
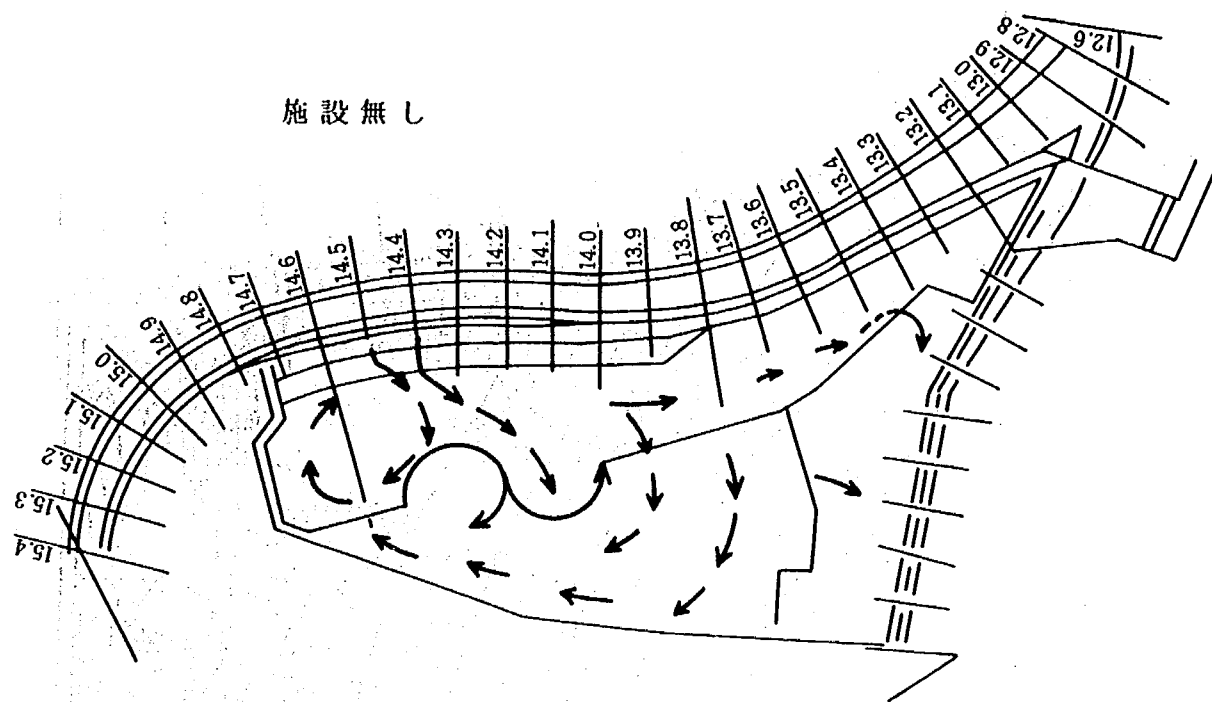


図4.27 染料拡散状況 (T. P. 4.5 m 地盤湛水期)

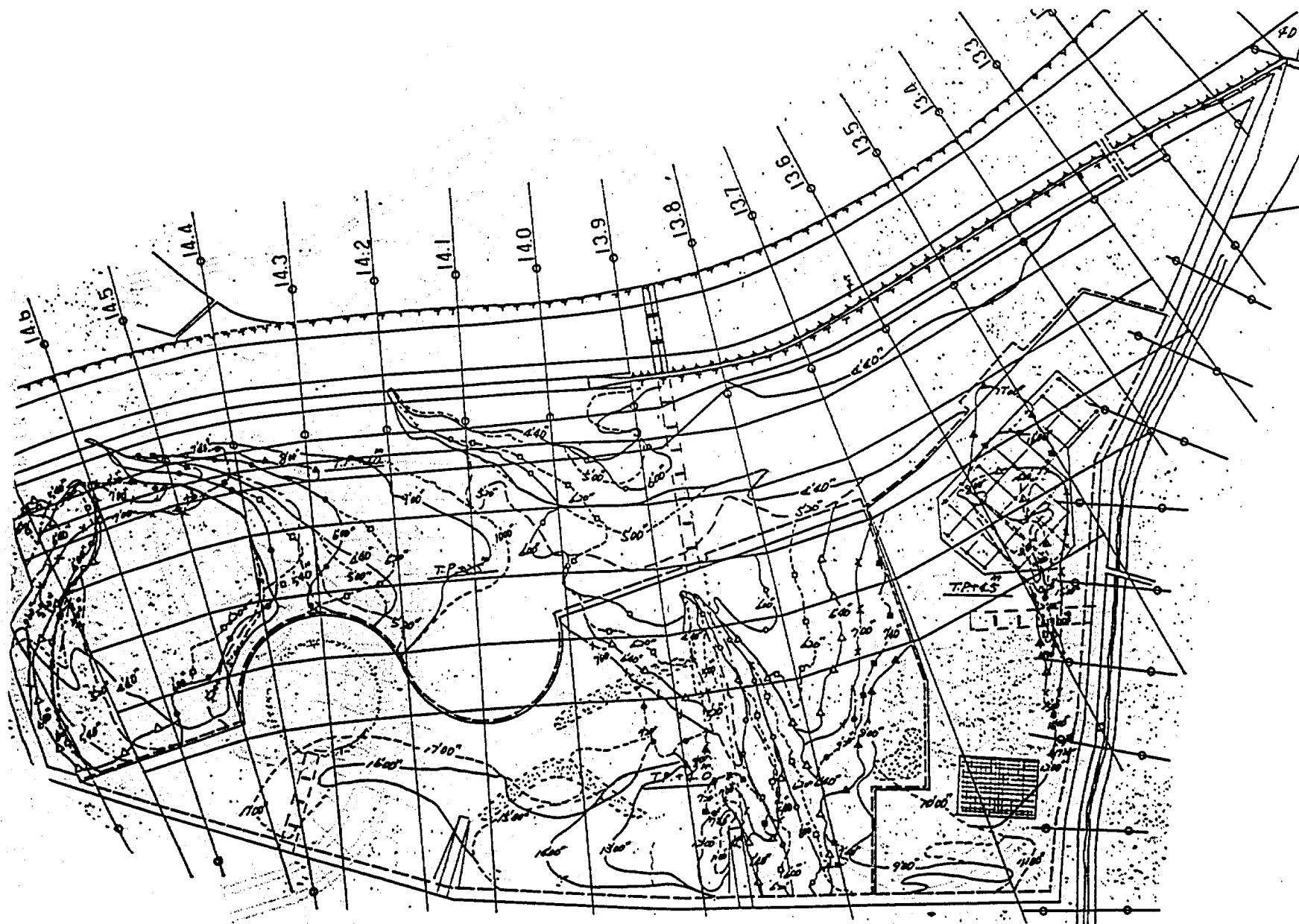


図 4.28 染料拡散状況（全面冠水時）

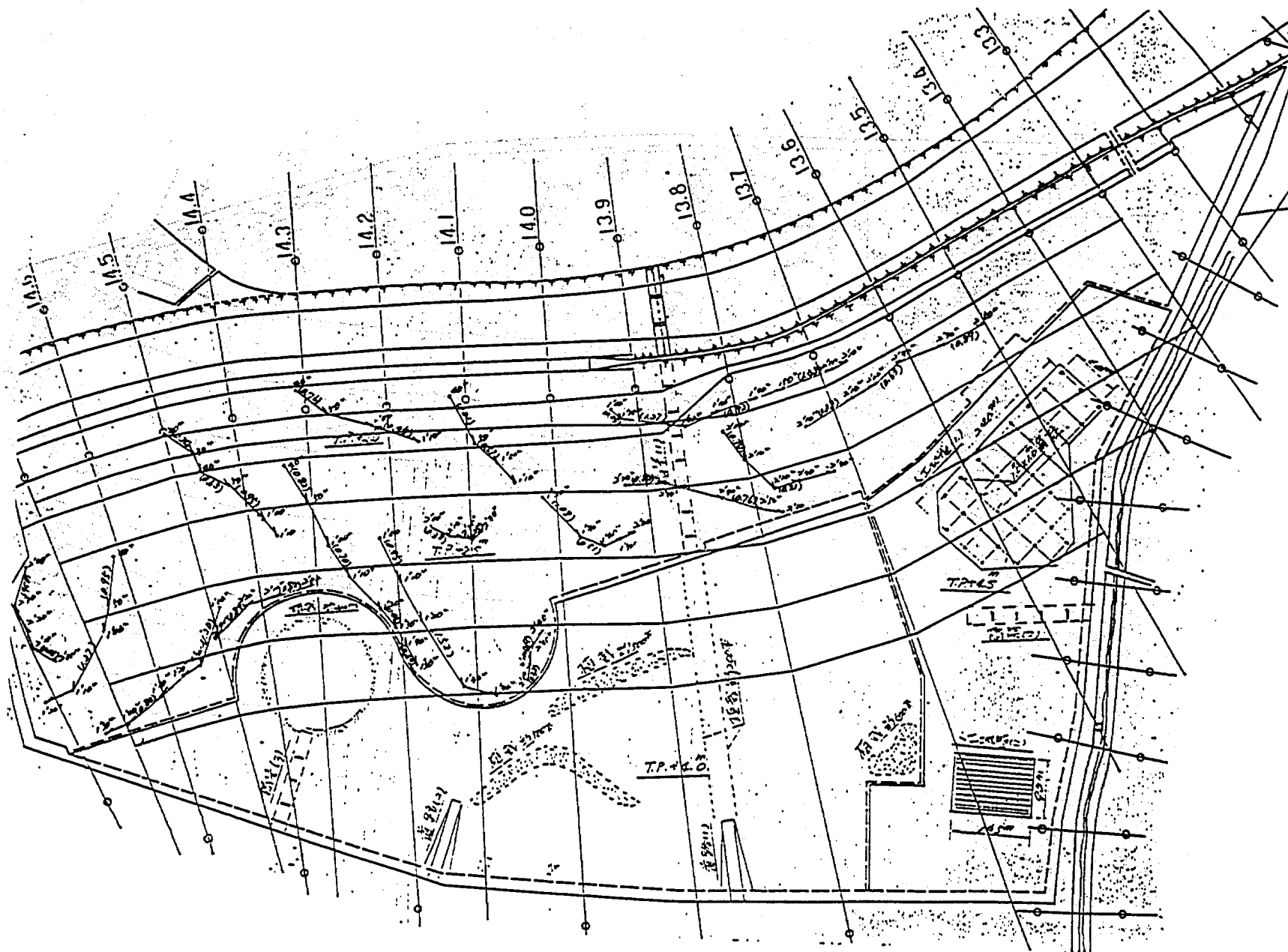


図 4.29(a) フロート追跡結果

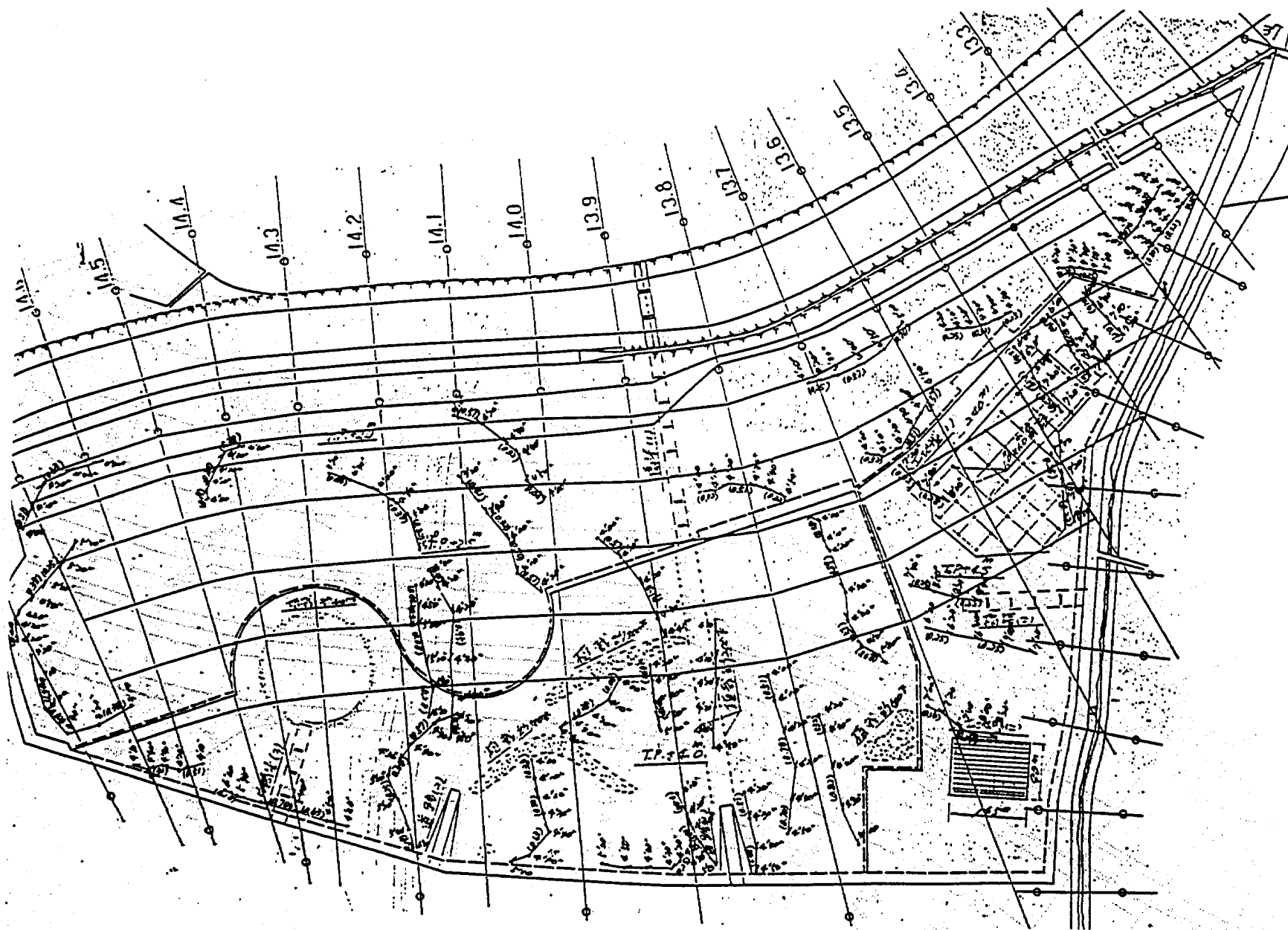


図4.29(b) フロート追跡結果

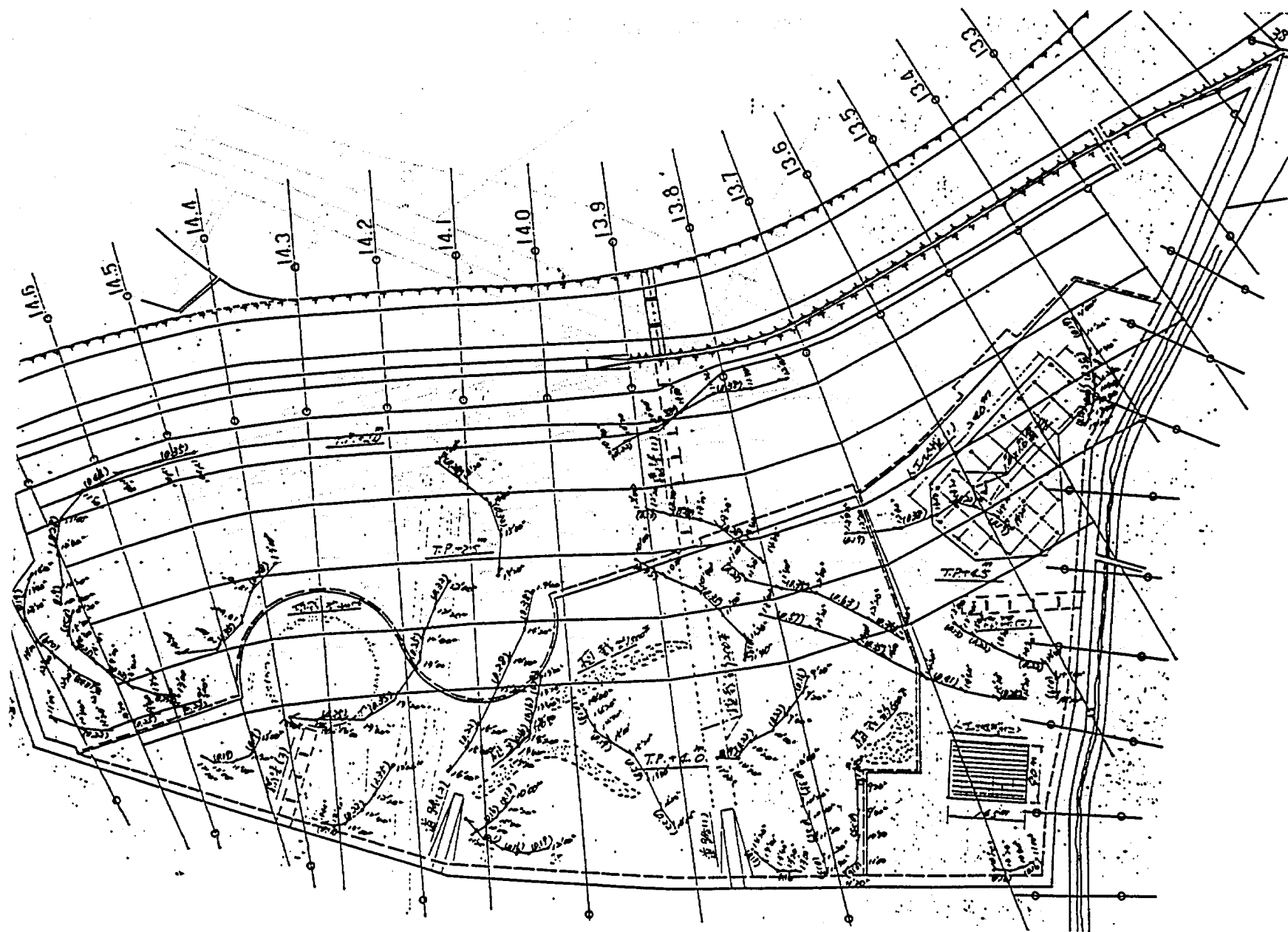


図 4.29(c) フロート追跡結果

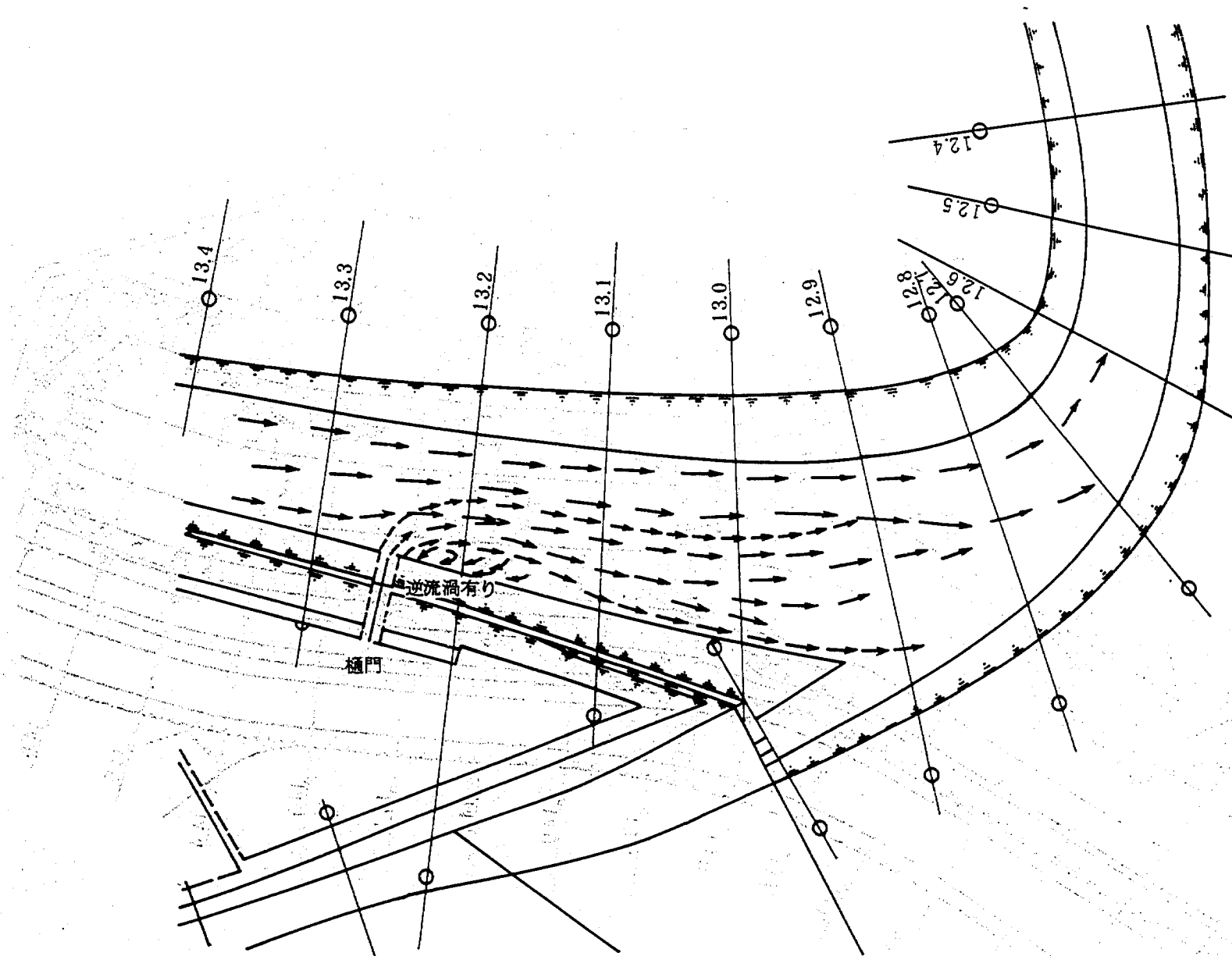


図 4.30 樋門開放時の本川流況

鶴見川多目的遊水地水理模型
実験（その2）報告書

ISSN 0386-5878
土研資料 第2179号
昭和 年 月(1983年)
馬場洋二, 松浦茂樹,
谷本光司, 小栗幸雄

要 旨

キーワード 多目的遊水地, 横越流, 流況, 水理模型実験, 鶴見川

郵便はがき

40円切手
をはいて
下さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
都市河川研究室
行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 2179 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

