

わん曲部における洪水流と河床変動
Flood flow pattern and local scour in a river bend

建設省浜松工事事務所 正会員 酒 井 一 幸
同 上 林 定 雄
同 上 大 石 英 男

ま え が き

近年わん曲流に関する研究は、模型実験や理論的解析が数多く進められ、その内部機構もしだいに明らかにされつつあるが、現地への適用を検討した成果は少ない。ここでは、現地河川におけるわん曲流の観測の実態、および観測結果を用いてわん曲流および河床変動の簡易計算法の検討を試みたので紹介する。

1 調査地点の概要

天竜川の鹿島地点は河口より25 km付近に位置し、天竜川が山間部から扇状地に出る地点で、川巾は200～300 mで曲率半径400 mのわん曲した狭さく部となっている。わん曲部の攻撃面となる外側は自然河岸で内側は砂礫が堆積している。この附近の縦断こう配は約500分1となっており、河床の経年変化は逐次低下気味ではあるが、下流部に比べると低下傾向は小さい。河床材料の経年変化は資料に乏しいが、図-1に見られるように昭和34～36年をピークとしてその後は細粒化が進んでいる。これは上流に建設された秋葉、佐久間ダム等の影響が強く現われたものであり、その後の流水によるフルイ分け作用はまだ現られていないことを示唆していよう。

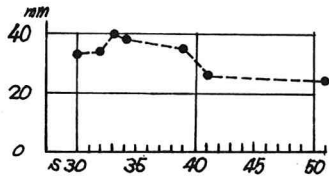


図-1 河床材料の経年変化 (D₅₀ 25k)

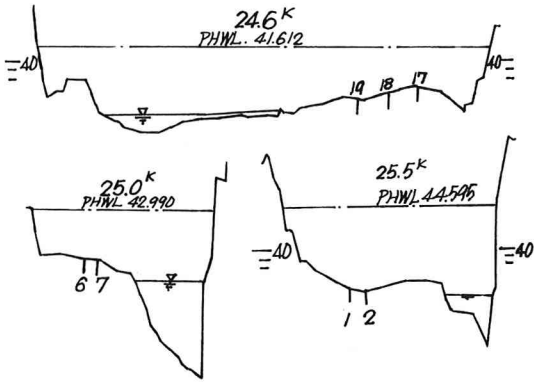


図-2 調査地点横断図

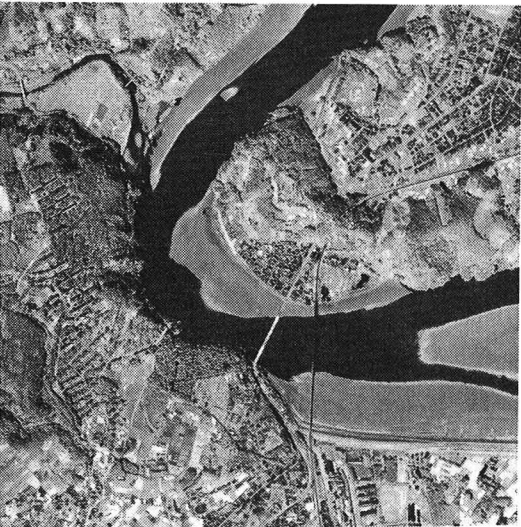


写真1 鹿島地点航空写真

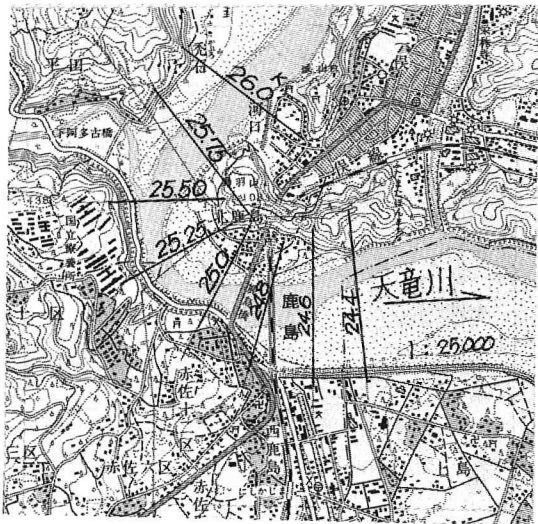


図-3 鹿島地点平面図

2 現地観測

2.1 洪水流観測

(1) 流量観測

わん曲部の下流端に近い鹿島橋から浮子を投下し、第1断面と第2断面の流下時間から流速を求めている。ここでの観測上の特徴は流向を平板測量により、その都度測定していることである。測線間隔は50mで実施している。

(2) 写真による表面流測定

わん曲部における各地点の流速および流向を把握する目的で右岸側の台地にカメラを据えて洪水流を撮影し、この写真から流速、流向を求めている。水面と撮影地点との高度差は、約45mで、撮影仰角は10°～30°である。川の兩岸に数多くの標定点を置き、瞬間瞬間の浮子の位置をこの標定点より求めて、流速と流向を求めるものである。カメラはP-32と呼ばれるwild製の流量用カメラであるが、シャッター間隔が、10～18秒と長く、浮子の追跡が困難であった。また、浮子は約3km上流の塩見度橋より投下したのであるが、調査地点まで到着する間に主流向に片寄ってしまう傾向にあり、今後は浮子の投下方法と、撮影間隔の検討など課題がある。

2.2 洪水水位観測

わん曲流の検討にもう一つ重要な基礎資料として外側と内側の流量規模ごとの水位、横断面にそった水面計が必要となる。水面形の測定は空中写真撮影による他は狭さく部で水深が大きく、しかも流速も速いことなどもあってほとんど不可能に近く、当地点では洪水のたびに行なう洪水痕跡調査と、最高水位計による最高水位の測定が行なわれている。

最高水位計は建設省豊橋工事事務所で開発されたもので、簡易なフロート式で、円筒の中心に階段状のピン棒があり、ピン棒のまわりにフロートを持ち、フロートにはツメが出ていて、最高水位を示した後はツメによって落下しない構造である。中小洪水に対してはかなり有効に作用したが、大洪水においては水位計が

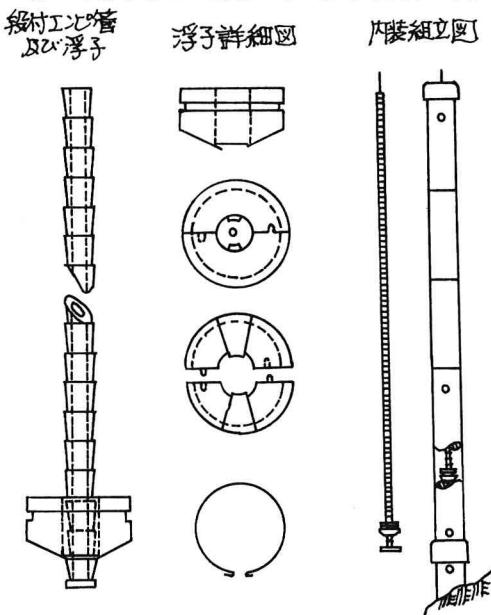


図-4 最高水位計の原理

折り曲げられることなどのトラブルがあった。洪水流には大きな波動が重なっており、しかも兩岸の局所的な地形による堰上げ効果など痕跡調査のみでは十分な最高水位の測定ができないことから考案したのであったが、十分な成果を得ることができなかった。

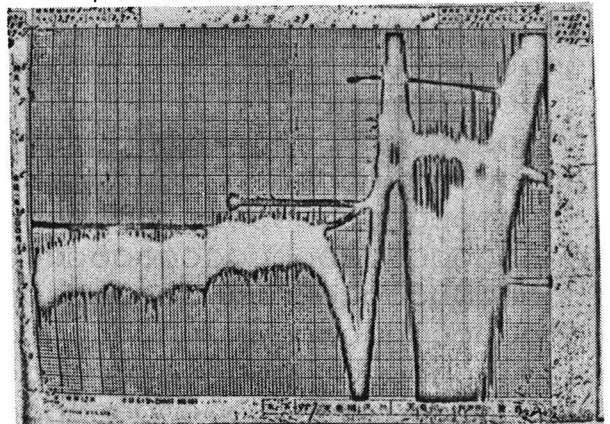


図-5 水研61型自記録紙（鹿島）

2.3 河床洗掘深調査

河川において洪水時の河床変動を測定することは、河道計画に重要な課題で各河川でいろいろな方法で測定が試みられている。原理的には超音波やラジオアイソトープ（R、I）などを使用する方法、河床に標式

を埋設する方法、標柱を設け標柱に鉄製リングなどをかけその落下深度による方法などが提案されている。

超音波を利用する方法は、河床に送受信器を埋設し時々刻々の河床変動を測定する方法と、橋などの空中より送受信する方法とがあるが、いずれも濁度の関係でいまだ境界面を精度良く測定するまでには至っていない。

RIによる方法は、中部技術事務所にて橋脚周辺の洗掘深調査が実施された、測定管を設置して洪水時にプローブを測定管に挿入して測定するもので、橋脚の近くのように測定管が設置でき、測定する事ができるものは良いが、河床洗掘を測定するには無理のようである。

リング方法は、河床にH鋼などを打ちそれにリングを掛け洪水時の洗掘に応じてのリングの動きをとらえようというものであるが、流木やビニール等のゴミの影響とH型鋼による局所洗掘の影響を受ける。

そこで当地点では図-6に示すように河床に測定地点を設け標式砂の洗掘状況からその地点の洗掘を求めようというもので、経費や原理的には望ましい方法であるが、時間的変化を知ることができないこと、洪水後に測定地点を確認することに多少の手間が必要となる。当初石炭を標式砂に用いたが、河床礫と粉炭との区別がつきにくかったので、現地の礫にペンキを塗り用いる方向に移行した。昭和51年当初に埋設し、53年2月現地調査した。この間に $4600\text{ m}^3/\text{秒}$ の洪水が1回と $2000\text{ m}^3/\text{秒}$ の洪水が3回あった。埋設深が平水位程度までの 2 m であったので、横断変化が 1.5 m 以上あったヶ所は不明であった。図-16に調査結果を示す。

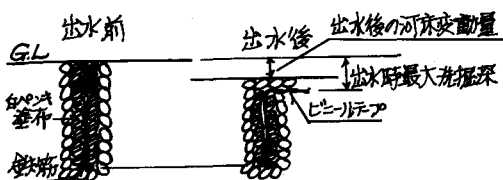


図-6 洗掘深調査 埋設法

2.4 河床変動と河床材料

天竜川の河床変動は 2.3 km より下流は平均河床高、最深河床高とも低下の傾向をはっきり示している。

図-8に示すように、砂利採取量(許可量)は昭和35年~40年は年間 100 万 m^3 、45年~55年は年間 50 万 m^3 弱と大量に採取されているが、本狭さく湾曲部は図-7に示すように、年毎の変化は大きい、それほど低下の傾向はみとめれないその原因としては、 $2.4, 6\text{ km}$ から急に広がる河道で堰積傾向の地区となっているのと、農業用水取水のために設置された河床低下対策施設のためと考えられる。農業用水の合口により54, 55年でこの施設が撤去されたので、55年度は河床が急激に低下し始めたように見られる。

河床材料調査は、 2.5 km までは昭和2年より直轄区域であったので、河道計画検討の資料と言う事で、昭和30, 32, 33, 34年等毎年調査されていたが、 2.5 km より上流は、昭和42年に直轄区域になったため資料はほとんどない。河床材料調査も洗掘、堆積

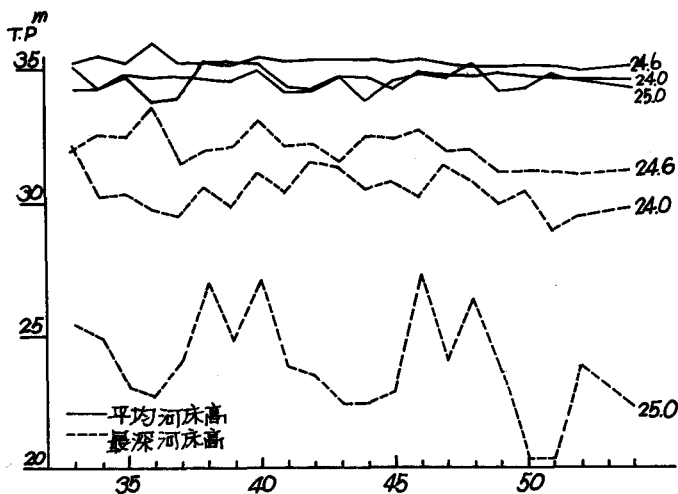
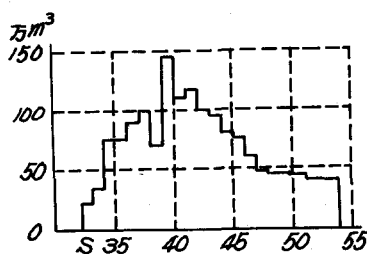


図-7 河床高の経年変化図

図-8 砂利採取量



の問題を考へての調査ではなく、川の中州で比較的試料が採取しやすい地点となつてゐると考えられる。

2.5 km 附近の河床の状況を写真にて、粒度分布を図-9 に示す。

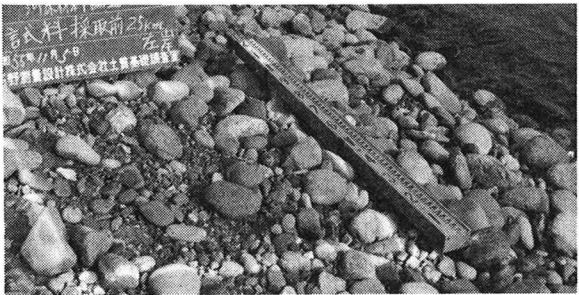


写真2 2.5 km 河床材料

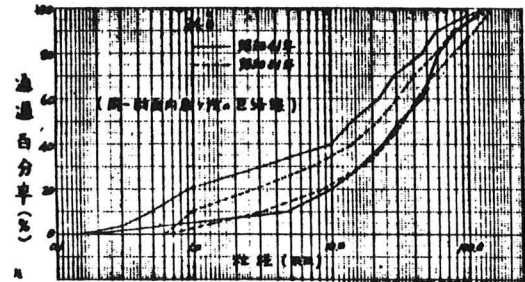


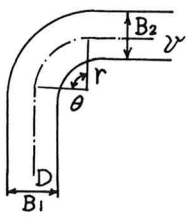
図-9 2.4 km 河床粒度曲線

3 わん曲流のモデリング

3.1 流速分布

わん曲部の流れは、遠心力の影響とそれとともなう2次流の存在とに特徴づけられよう。横断方向の遠心力の相違によって2次流が発生するのであるが、これを忠実に解くことは困難なので、ここでは次にのべるような近似的な方法によつた。まず各断面における平均流速を曲りによる損失を考慮した不等流計算によつて解き、さらに左右岸の水位差は強制渦のみを考慮して求め、各地点の水位から再び横断方向各地点の流速を求めるものである。

曲りによる損失は管路の式を適用して次式のように定めた。



$$h_b = f_b \cdot \frac{V^2}{2g} = f_{b1} \cdot f_{b2} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{ここで } f_{b1} = 0.13 + 0.1632 \cdot \left(\frac{D}{r}\right)^{7/2}$$

$$D = \frac{B_1 + B_2}{2} \quad f_{b2} = \left(\frac{\theta}{90^\circ}\right)^{1/2}$$

不等流計算により各断面の平均水位 h_m 、平均流速 V_m が求まると、次には横断分布が必要になるのであるが、強制渦の流速分布は

$$V = h \cdot r \dots\dots\dots (2)$$

で与えられ一方マンニングの流速公式は

$$V = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot R^{2/3} \dots\dots\dots (3)$$

と表現されるので (2)、(3) 式より、横断方向の流速分布を

$$Vr = \beta \cdot r \cdot R^{2/3} \equiv \beta \cdot r \cdot h r^{2/3} \dots\dots\dots (4)$$

とする。また曲率半径 r 地点における水深 hr は

$$\left. \begin{aligned} hr &= h_0 + \frac{h^2}{2g} (r^2 - r_0^2) \\ h^2 &= V_m^2 \frac{1}{r_m^2 + (\beta^2/12)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

となり、(5) 式より求めた hr を (4) 式に代入することによつて、横断地点 r における流速 Vr を求めることができる。図-10 は洪水痕跡と上式より求めた左・右岸水位を比較したものであり、図-11 は流量

観測地点における流速分布を比較したものである。

S43.8. 出水 $Q = 10.010 \text{ m}^3/\text{s}$ 計算水位 右岸—— 痕跡水位 右岸○
左岸----- 左岸●

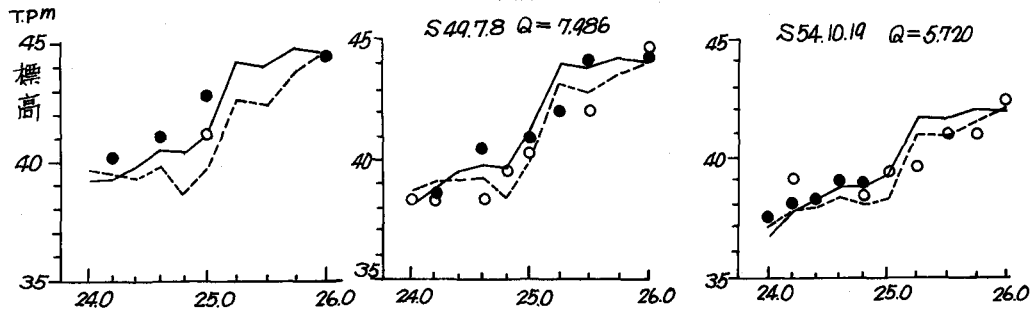


図-10 計算水位と痕跡水位

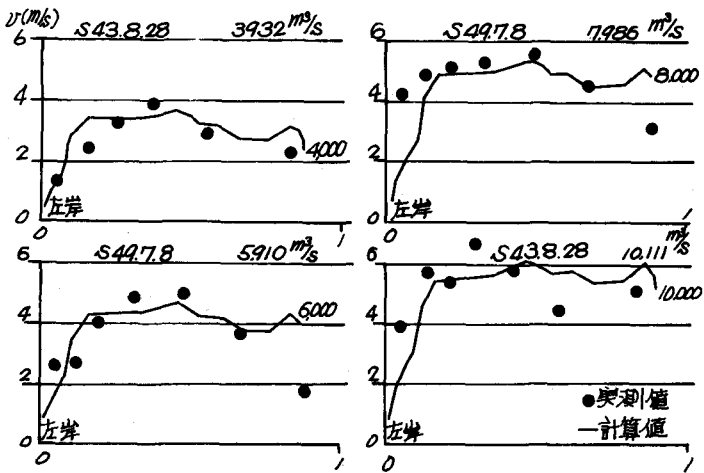


図-11 流速の横断分布

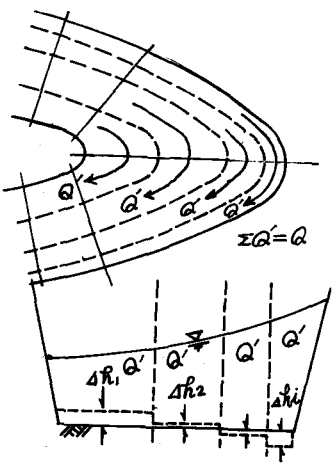


図-12 等流量帯模式図

3.2 流砂計算

前節の計算方法によって、各横断方向の流速分布を求め、この流速分布から縦断方向に沿って等流量帯を設定する。

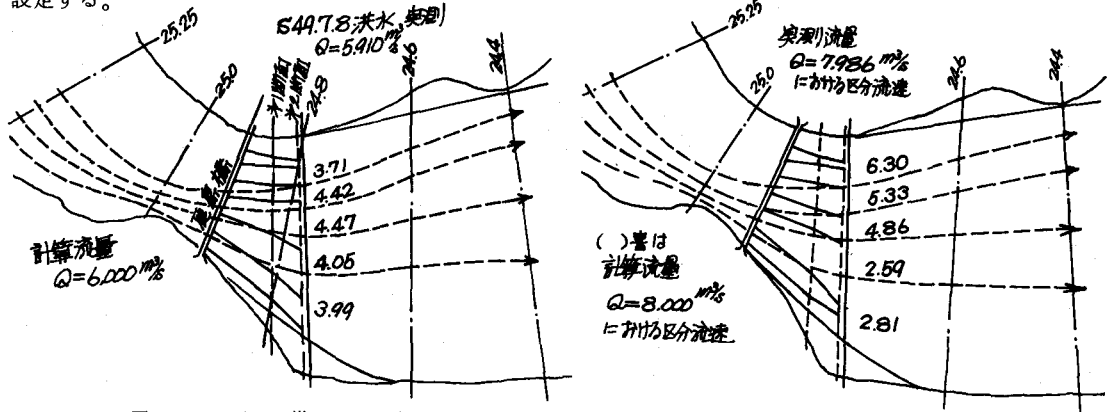


図-13 等流帯と観測流向

河床変動計算は掃流砂のみを対象として、土研式（佐藤・吉川・芦田の式）を適用し、上記の等流量帯を一本の河道と仮定して横断方向の砂礫の移動は無視して河床変動計算を行った。

図-15は上記の計算方法によって求めた河床変動計算結果と実測値を比較したものである。同じ洪水を対象としたのではないが洪水規模はほぼ同じである。狭さく部において洗掘が進み、湾曲部の内側において堆積を示す傾向は現われている。

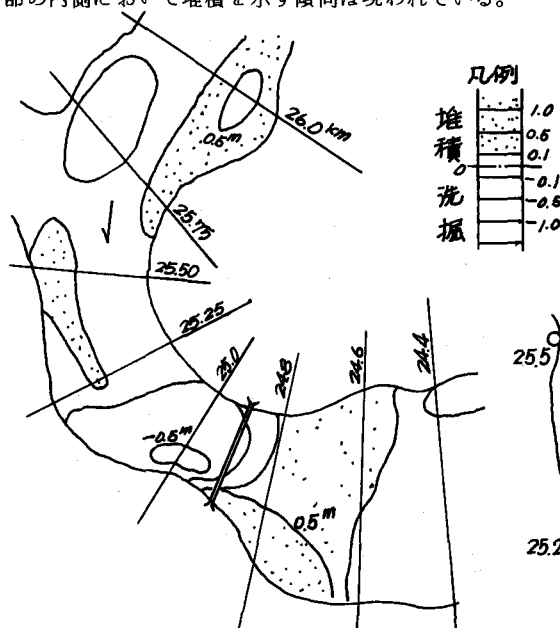


図-15 昭和54年10月洪水河床変動図

あとがき

以上、自然河川の湾曲部における湾曲流の流量測定、河床変動測定など、現地における観測方法を中心に述べ、乏しい資料ではあるが現地で得られた資料から湾曲流のモデリングを試みてみた。

現地観測においては、狭さく部のしかも右岸は自然河岸からなる湾曲部とあって、洪水痕跡も横断測量も十分な精度では行なえないような現場であり、今後のくふうが期待される。地上撮影による流量観測はこのような状況に対応するものとして試みたもので、浮子の投下や撮影間隔の問題などもあって十分な精度で測定はできなかったが、最近の光学的進歩を期待すれば、より精度の向上が期待できよう。

流速計算のモデリングは、かなり無理な仮定のもとに計算を進めたが、現在の手持ちの資料からは、この程度のものかと判断される。実測資料の拡充とともに、現場技術者としては、如何なる実験式や理論式を適用するかにかかってくる。

本論文は土木研究所須賀室長のおすすめによって取りまとめることになったものであるが、時間的な余裕と能力不足のために、十分にデーターをとりまとめ得なかった。現場の状況を知って頂く一助になれば幸いである。計算式の展開、及び実務的な計算は建設技術研究所の助けをかりて行なったものである。

参考文献 須賀堯三 馬場洋三 河川わん曲流解説

土木技術資料 昭和45年12月

馬場洋三 河川わん曲による外岸水位上昇量 土木技術資料 昭和45年12月

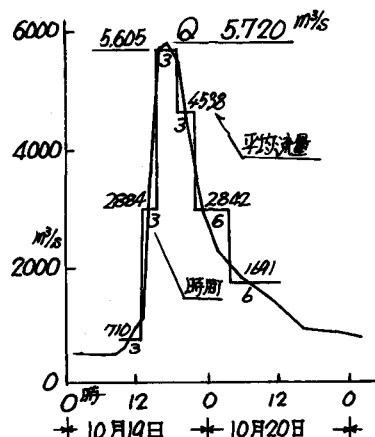


図-14 昭和54年10月洪水

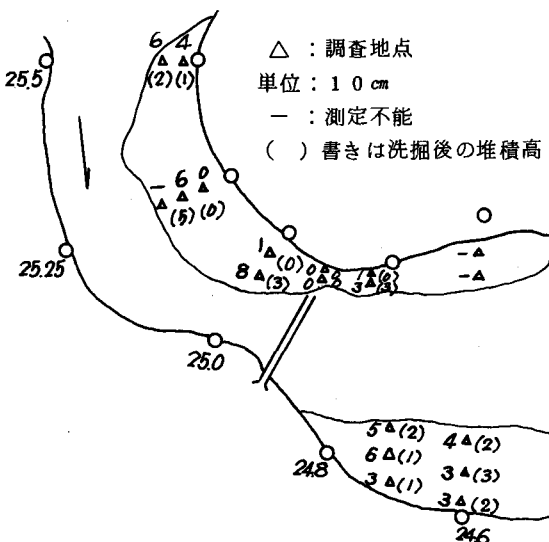


図-16 昭和51年4月～53年2月変動図