

大阪市内河川の高潮溯上に関する水理模型実験(続)

—防潮水門建設に伴う高潮の堰上げとその影響—

岩 垣 雄 一・中 村 重 久

HYDRAULIC MODEL EXPERIMENT ON BEHAVIOUR OF STORM SURGES IN RIVERS AND CANALS IN OSAKA CITY (CONTINUED)

—ADDITIONAL CHANGE OF STORM SURGE DUE TO
CONSTRUCTION OF NEW STORM SURGE
PREVENTION GATES—

By *Yuichi IWAGAKI* and *Shigehisa NAKAMURA*

Synopsis

This paper reports on the continuation of experimental studies for prevention of inundation by storm surges in the rivers and canals of Osaka City. By use of a hydraulic model, a reliable estimate has been sought for the water pile-up which will result from the operation of the five planned storm surge prevention gates. The problem has been studied for the peak height of a storm surge and its propagation, both before and after gate construction, with emphasis on the deformation of the surge when the gates are in operation. Two historic storm surges and a design surge were used in the model. Current velocity and paths for both the rise and fall of surges were observed by use of floats. The relation of maximum current velocity to time duration of the surge is discussed. The experimental results suggest crown height limits for design of the storm surge prevention gates.

1. 緒 論

大阪府においては、昭和40年度を初年度とする国の治水事業長期計画にもとづいて、恒久的な防潮施設の建設に着手した²⁾。すなわち、安治川、尻無川および木津川にアーチ型防潮水門を建設するほか、正蓮寺川および六軒屋川に直立壁防潮水門を建設することになった。

このような防潮水門建設に伴って生ずる問題のうち、高潮の堰上高を中心として、水理模型による実験的研究が著者らによって進められてきた³⁾。ここでは、前報にひきつづき、防潮水門建設に伴う高潮の堰上げに関して、水位変化および流速の実験結果を示し、それについて若干の考察を行なう。

2. 模型実験について

大阪市内河川下流部は、非常に複雑な水路網によって形成され、河川、運河および堀川の水深、法線などが複雑に変化している (Fig. 1)。ここで実験に用いた模型についての詳細はすでに述べられている^{2),3)}。こ

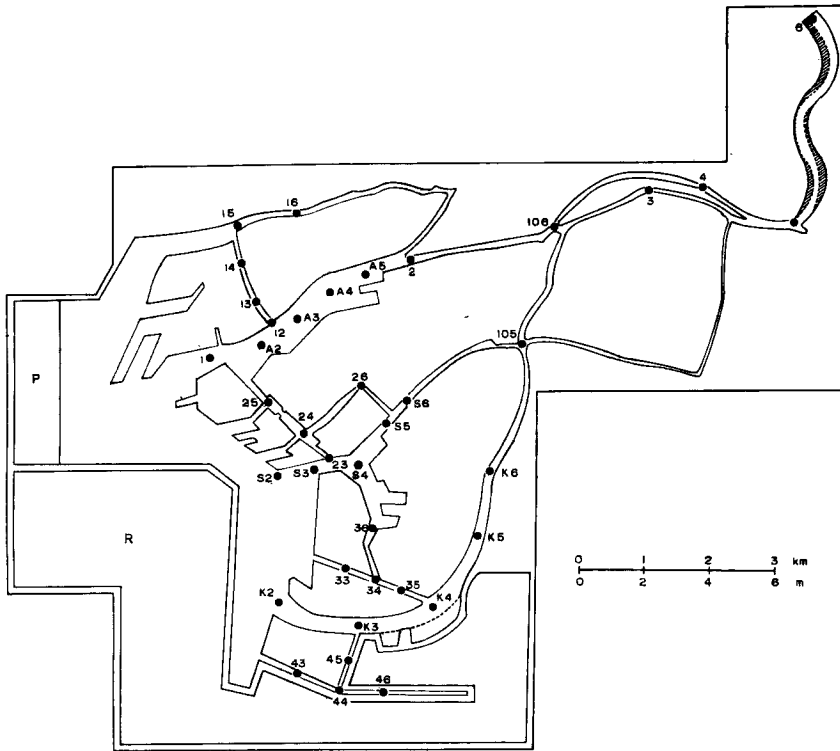


Fig. 1 Plan of hydraulic model of rivers and canals in Osaka City.

Table 1 Level of the river bed at the stations
(in model scale, cf. Fig. 1).

Station No.	O. P. +X (cm)	Station No.	O. P. +X (cm)	Station No.	O. P. +X (cm)
1	-10.8	A2	-10.3	33	- 3.0
2	- 3.8	A3	- 9.2	34	- 1.9
3	(- 2.2)	A4	(- 9.2)	35	- 1.8
4	(- 2.3)	A5	(- 9.0)	36	- 4.9
5	(- 1.5)	23	- 3.7	43	- 3.0
6	- 2.2	24	- 4.0	44	- 3.8
12	- 4.8	25	- 4.9	45	- 4.2
13	- 5.6	26	- 7.4	46	- 2.5
14	- 5.4	S2	(-11.0)	K2	-11.0
15	- 8.3	S3	-10.8	K3	- 8.9
16	- 4.9	S4	-10.0	K4	- 6.4
105	- 1.6	S5	(- 8.0)	K5	(- 5.3)
106	- 3.8	S6	(- 5.5)	K6	(- 3.0)

こにはその概要を記すことにする。

実験に用いた模型は水平縮尺 1/500, 垂直縮尺 1/100 である。ここに, 力学的相似関係をもとめると, 流速縮尺 1/10, 時間縮尺 1/50, また, 水底の摩擦係数の縮尺は 5, 流量の縮尺は $1/(5 \times 10^6)$ である。転流時を除けば, 実物, 模型ともいずれも乱流である。模型水路内の粗度は Manning の粗度係数 n をもとにして, 現地の状況を考慮して決定され, その大きさは 1~3 mm と考えられる。模型水路(河川等)の断面は平均河床高をとって長方形断面である。Table 1 にはこの平均河床高を示す。

高潮発生装置は大阪港口の位置に設置されていて, 自動制御なしのプランジャー式である。水位変化は電気抵抗式水位計によってとりだされ, 動歪計を通し, フォト・コーダ(6要素)によって自記記録される。

ここに用いた模型では, プランジャー駆動用可変減速装置の出力回転周期 T と模型内の初期水位とを適当にえらぶことによって, これまでに現地で記録された高潮の波形に近い波形を発生させることができる。この周期と高潮の実験波形との関係は Fig. 2 のようになる。 $T=3.6$ 分は Jane 台風の高潮, 5.3分は第2室戸台風, 7.2分は台風 6523, 10.6分および 14.4分は台風 6420時の高潮に相当する。

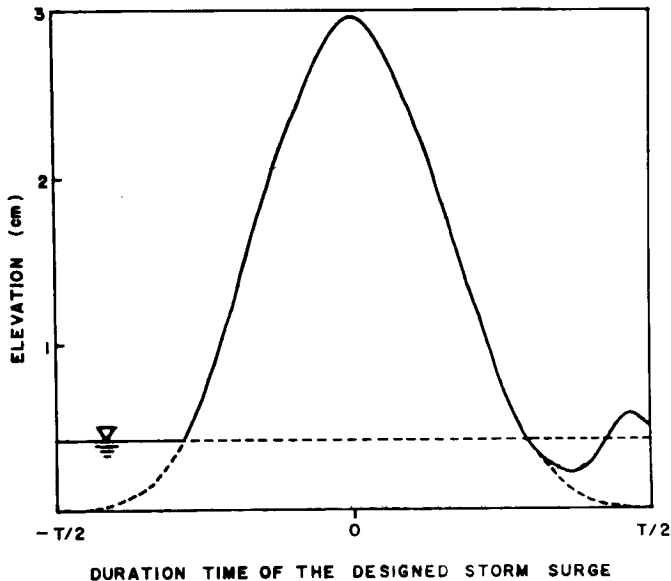


Fig. 2 Design storm surge in the hydraulic model experiment.

3. 高潮のピークについて

(1) 高潮の再現性と初期水位

高潮の再現性について, ここでは新しく得られた知見について述べる。この再現性を検討するために行なった実験では, 現地の高潮の記録と対比させるために, 安治川筋について天保山から毛馬こう門までの間に 6 測点をえらび, これについて記録をとった。

台風 6420 型および台風 6523 型の高潮について実験し, 記録された高潮のピークを Fig. 3 に示す。測点 3 と測点 4 とは同一の川筋にないので (Fig. 1 参照), そのまま数値を比較するのは妥当ではないが, 測点を通じて全体的に現地の高潮の記録と対比させることができる。現地記録による高潮のピークは小丸点と点線で示してある。また, 台風 6420 型および台風 6523 型の高潮については, 測点 1 (天保山) で O.P.+3.8 m および O.P.+3.2 m をピークとする高潮波形について実験し, 初期水位にいろいろの値を与えた。Fig. 3 に示す実験の結果から, つぎのことがわかる。台風 6420 型の高潮のピークについてみると, 初期水

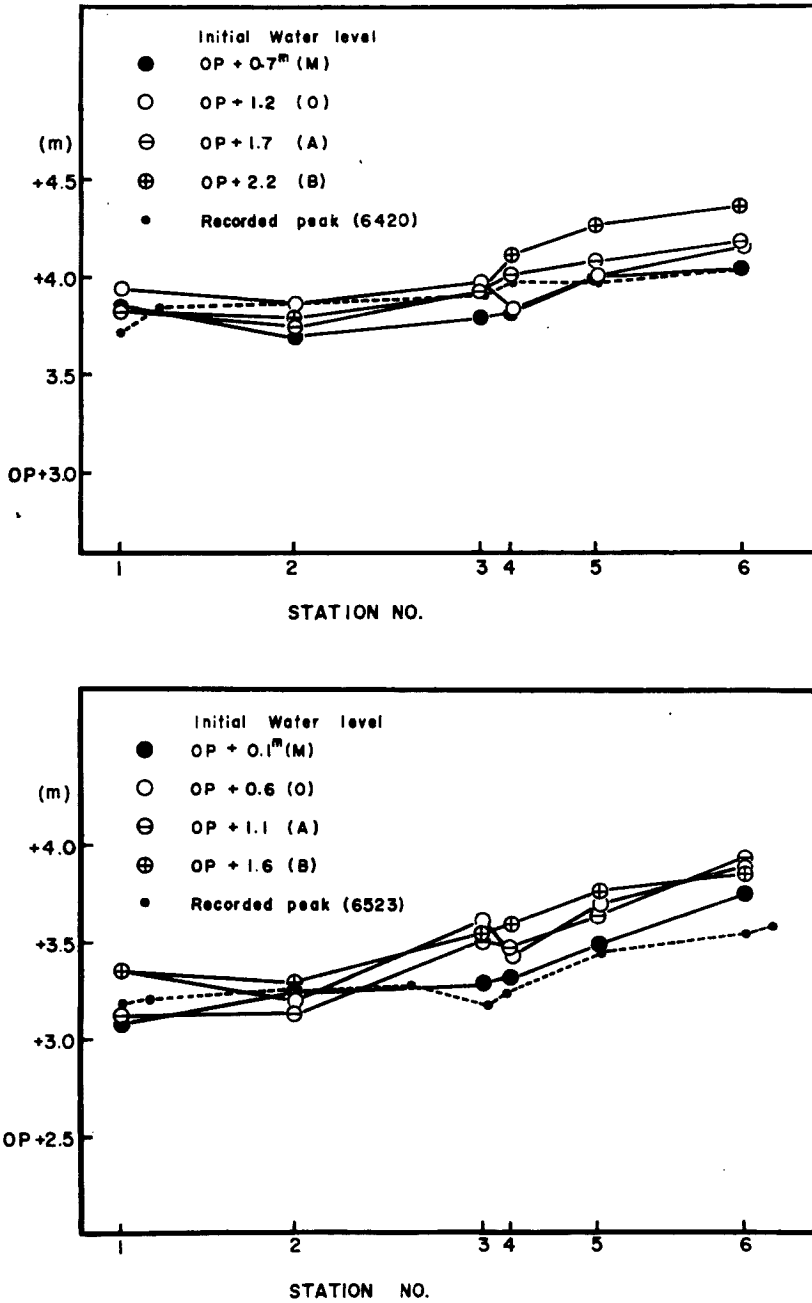


Fig. 3 Reproducibility of the two storm surges along Aji River in the hydraulic model with a parameter of initial water level, for (a) Typhoon 6420 and (b) Typhoon 6523.

位が低い場合は上流側でかなりよい再現性を示しているが、下流側ではピークはやや低めになっている。初期水位が高い場合には上流側ではやや高めのピークがあらわれ、下流側ではかなりよい再現性を示している。台風6523型の高潮のピークについてみると、初期水位が低いほど全般的に再現性があると考えられる。このことは、実験における高潮波形が、現地記録とよく対応するほど再現性がよくなることを示していると考えられる。

(2) 安治川筋以外の測点における再現性

つぎに、上にみた再現性に立脚して、現況の模型で台風6420型および台風6523型の高潮のとき安治川筋以外の測点における高潮のピークがどのようになるかを調べた。その結果を Fig. 4 に示す。実験結果と対比できるような現地記録は極く限られているが、現地記録に対応する測点では高潮ピークはそれぞれよく再現されている。したがって、その他の測点の実験記録から現地の状況を推定できるものと考えられる。

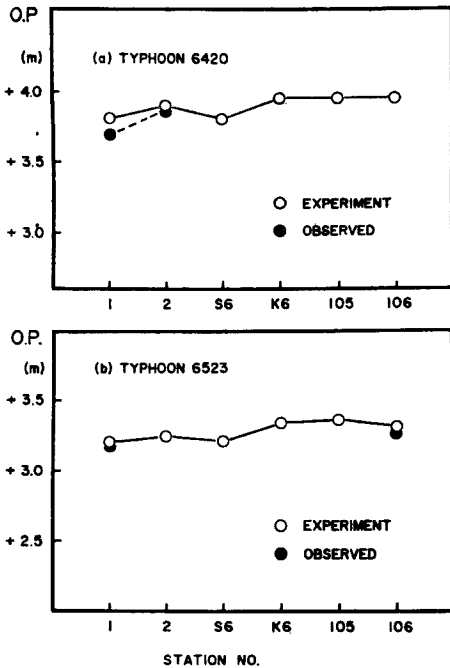


Fig. 4 Peak profile of the reproduced (duplicated) storm surges along Aji River.

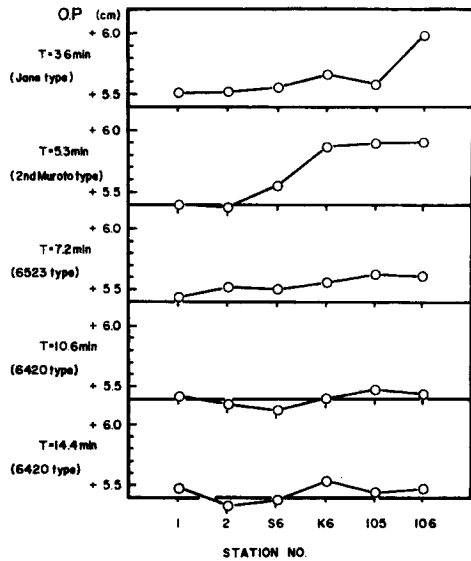


Fig. 5 Peak profile of the design storm surge in the hydraulic model along Aji River.

(3) 実験結果からみた防潮水門の建設位置と高潮のピーク高との関係

Fig. 4 と同じような測点について、O.P.+5.4 m 付近をピークとするような高潮で5種類の波形、 $T = 3.6$ 分、 5.3 分、 7.2 分、 10.4 分および 14.4 分について実験を行なった。ここに、初期水位は O.P.+2.8 m に相当する水位をとった。実験結果を Fig. 5 に示す。いずれの場合も、木津川水門が建設される測点 K6、合流点の105および106では、その下流側よりも高潮のピークは高くなっている。これは防潮水門の建設位置の選定と関連して興味深い実験資料といえる。

(4) 防潮水門設置に伴う堰上げ

水門の建設計画にもつぎ、測点2、S6 および K6 の位置にアーチ型水門の模型をつくり、六軒屋川および正蓮寺川には直立壁型の水門の模型を河川模型にとりつけ、前報²⁾にひきつづいて実験を行なった。実験は、はじめに上述の5水門が設置された状態で4区域について行なった。ここで用いた高潮のピークは天

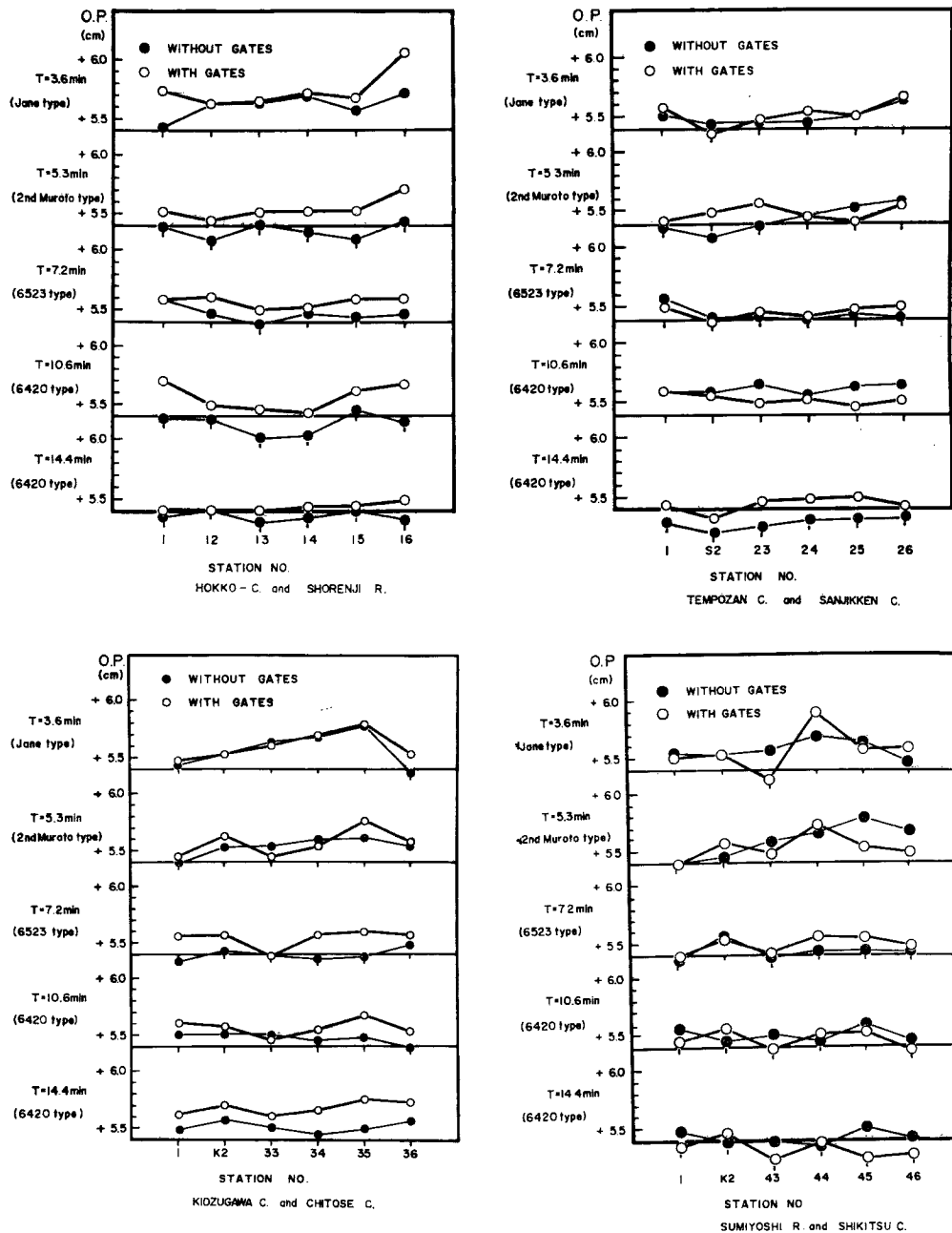


Fig. 6 Peak profile of the storm surge in the hydraulic model; (a) Hokko Canal and Shorenji River, (b) Tempozan Canal and Sanjikken Canal, (c) Kidzugawa Canal and Chitose Canal and (d) Sumiyoshi River and Shikitsu Canal.

保山（測点1）で O.P.+5.4 m 付近をとるようにし、その波形は Fig. 2 とした。

ところで、水門を設置した後、水門下流側でみられる堰上高を明らかにするためには、同一の測点について水門のない場合の実験も行なって、その結果を比較する必要がある。

Fig. 6 には、それぞれの高潮の波形（5種類の T ）について、水門のある場合（太線）と水門のない場合（細線）の高潮のピークを示す。ここで取扱った4区域は、(a) 正蓮寺川および北港運河、(b) 天保山運河および三十間堀川、(c) 千才堀および木津川運河、(d) 敷津運河および住吉川である。測点は Fig. 1 のようにえらんだ。ピークの高さは現地の尺度に対応してあらわしてある。この図によって高潮のピークに対する水門設置の影響を判定することができる。測点によっては、水門のある場合の方が水門のない場合にくらべて、高潮のピークが低い場合がみられる。また、高潮の波形は T であらわされ、高潮波形の急峻度あるいは高潮の持続時間に対応づけられるが、この T と高潮のピーク高との間に顕著な関係を見出すことはむずかしい。この原因として、いくつかの因子を考えることができるが、そのうちで主なものは、(1) 大阪港あるいは市内河川で高潮の進入、潮上によって生ずる静振の効果、(2) 高潮の水門あるいは河岸による反射、(3) 市内河川の水深や河幅が一樣でないことや、隣接した堀川および運河の効果、などを考えることができる。

天保山における高潮ピークを基準にして、水門を設置した場合と水門のない場合の諸測点の高潮ピークをみることにする。天保山における高潮ピークを完全に一致させて実験をすることは困難であったので、ここでは人為的に両者を一致させて、他の測点との差をとり、その堰上高を算定することにした。実験の結果から、安治川筋の堰上高の最大値 0.30 m^2 をこえるような測点はないことがわかった。

防潮水門の設置とともに水門下流部の防潮堤の建設が必要となるが、この計画天端高は、通常では基本潮位、異常潮位、潮上高、堰上高などのほかに、波浪の要素も考慮して決定されるべきものである。波浪に伴う水門前面の水位変動に関しては、岩垣、井上および吉川⁴⁾ が実験的研究を行なっている。

4. 高潮波形の変形について

これまでは、主として高潮のピークに着目して検討してきた。高潮の波形は、現地記録においても、実験における自記記録においても、市内河川を潮上するとともに変形する。記録からみて、たとえば、安治川筋についてみれば、高潮は一種の進行波とみなせるようである。そして、高潮ピーク起時と測点間の距離とからもとめた波速は、模型実験においても再現されている。このとき、基準水面から水面までの高さ ζ は、ある測点 $\gamma(x, y)$ において時刻 t に、次式で与えられる。

$$\zeta = \zeta(x, y; t) = \zeta(\gamma - ct).$$

ここに、 c は相当波速である。市内河川では、波速は水深と場所の関数である。

高潮波形そのものを比較することによってその変形を知ることができるが、その変形を定量的に表し、力学的考察を可能にする必要がある。そのための手段として、高潮波形の周波数分析を行なってそのスペクトル表示をすること、高潮波形を適当な基本周期についてフーリエ展開して、そのフーリエ係数をもとめることなどが考えられる。高潮の持続時間をあらわす T の $1/2$ を基本周期として、高潮波形をフーリエ係数に展開すると

$$\zeta = \frac{1}{2} \zeta_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left[a_n \cos \left(\frac{2n\pi}{T'} t \right) + b_n \sin \left(\frac{2n\pi}{T'} t \right) \right]$$

と書いて、フーリエ係数 ζ_0 , a_n および b_n は時間に無関係で場所によって定まる定数である。

Fig. 7 には、安治川筋、尻無川筋 および 木津川筋の 河口部と防潮水門建設予定位置とにおける、台風 6523 型高潮波形のフーリエ係数 $\zeta_n = \sqrt{a_n^2 + b_n^2}$ を第 0 次から第 6 次まで示した。ここでは基本周期を 240 秒ととった。これより高潮が市内河川を潮上することによって、どのように変形しているかを知ることができる。河口を座標の原点とし、流軸に沿って上流向きに x 軸、河幅方向に y 軸をとる。そして、河口付近の

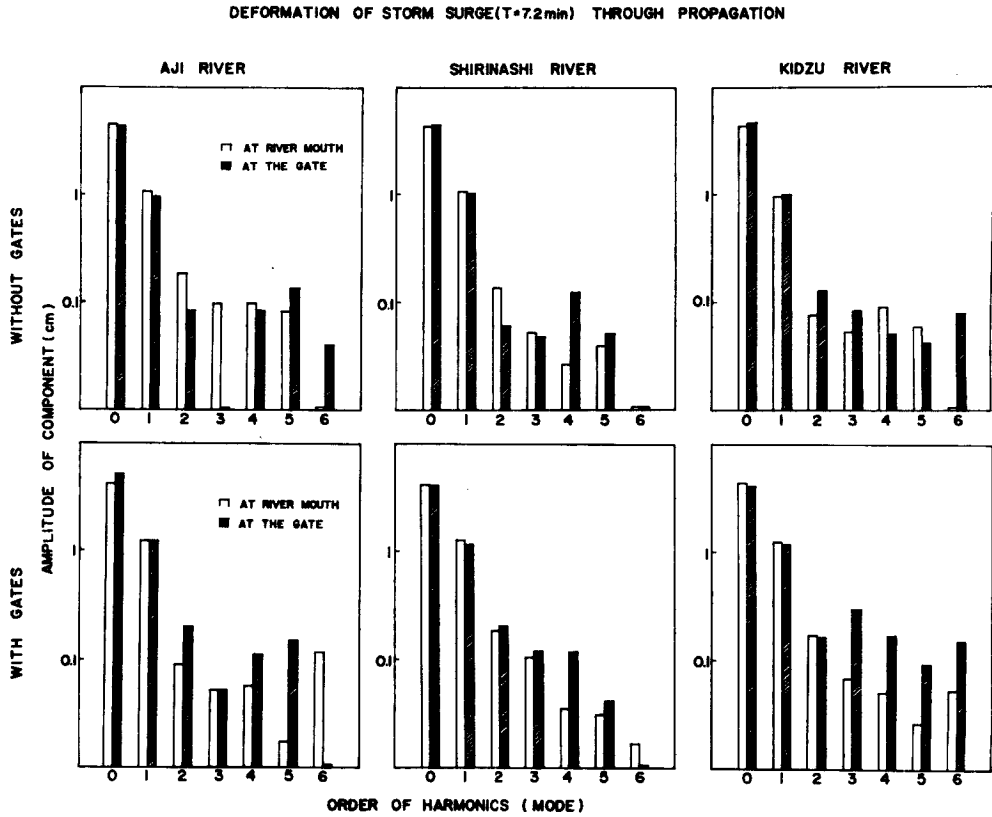


Fig. 7 Deformation of the design storm surge through propagation, for (a) Aji River, (b) Shirinashi River and (c) Kidzu River, in cases of before and after construction of the storm surge prevention gates.

測点 (x_0, y_0) における高潮波形が、測点 (x, y) において、 $\xi(x_0, y_0; t)$ から $\xi(x, y; t)$ に変形されるとする。このとき、 $\xi(x_0, y_0; t)$ は $\xi(x, y; t)$ の境界条件の一つと考えられるから、 $\xi(x, y; t)$ は $\xi(x, y; t; x_0, y_0)$ とあらわす方がよい。ここに Fig. 7 に示した河口付近の測点の $\xi(x_0, y_0; t)$ と水門建設予定位置の $\xi(x, y; t; x_0, y_0)$ とを比較することができる。したがって、 ξ のフーリエ係数についても、 $\xi_n(x_0, y_0; t)$ と $\xi_n(x, y; t; x_0, y_0)$ とを比較することができる。河口付近とその上流側で、対応する次数の ξ_n の値を比較することによって、高潮波形が市内河川を溯上する間にどのように変形するかを知ることができる。運河および堀川の主な測点についても検討してみると、波形の変形は一般に上流側ほど顕著であり、その効果はフーリエ係数の第3次から第6次までにとくに顕著である。また、図示されていないが、水門のない場合、天保山運河と三十間堀川の合流点では、台風 6523 型高潮の波形については第4次以上の高次のフーリエ係数は極微少である。このことは安治川や尻無川の測点における高潮波形の変形に運河や堀川の効果が関連していることを示す一例と考えられる。

さらに、水門のある場合とない場合とについて、いくつかの測点における ξ_n を図示したのが Fig. 8 である。主な川筋では、Fig. 8 にみられるように、フーリエ係数の第3次以上の値が水門建設後、若干大きくなる。一方、北港運河や天保山運河では全般的に川筋とは逆の傾向がみられ、高次のフーリエ係数が若干小さくなる。

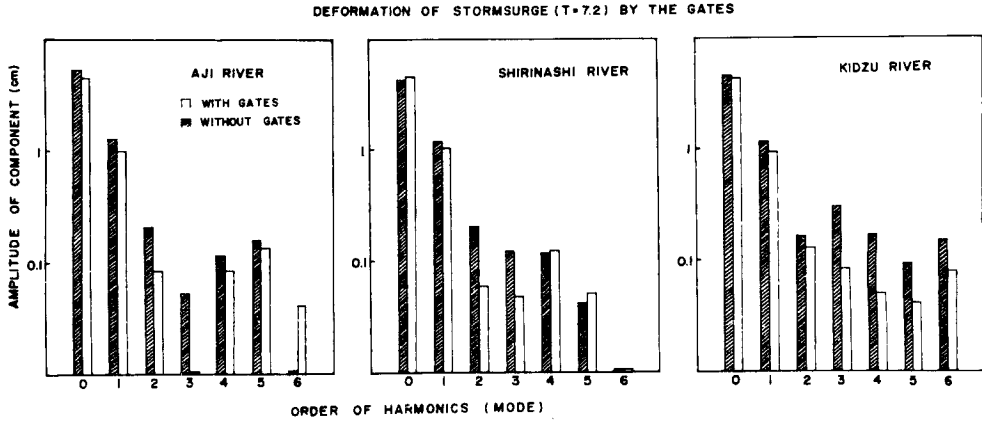


Fig. 8 Deformation of the design storm surge by construction of the storm surge prevention gates, for (a) Aji River, (b) Shirinashi River and (c) Kidzu River, at the locations of the gate construction.

5. 高潮に伴う流れについて

(1) 流跡線について

これまでに大阪市内河川を溯上する高潮および防潮水門の効果を、高潮のピークの問題として、あるいは高潮波形の変形の問題として検討してきた。ここでは浮子の移動を写真的に追跡することにより流跡図をもとめる。浮子としては、ピンポン球に水を適当に注入したものを用い、水面下約 3 cm の層の流況がわかるようにした。この浮子の位置に高潮が到達したときから、高潮の終りまでについて、浮子の位置をたどることにより流跡線がえられる。たとえば、台風 6523 型の高潮について、安治川、尻無川、木津川のほか、北港運河および正蓮寺川、天保山運河および三十間堀川、木津川運河における各流跡線を Fig. 9 および Fig. 10 に示す。安治川、尻無川、木津川については 10 秒間隔、その他の区域では 15 秒間隔で浮子の追跡を行なった。高潮波形との対応をみると、高潮のピークが過ぎたところで浮子の移動方向が変わっている例が多い。図にみるように、地形が複雑であり、また流線と流跡線とは必ずしも一致しないが、この流跡線から高潮に伴う流れの状態を知ることができる。北港運河では高潮溯上時には正蓮寺川から安治川への流れが大きく、天保山運河から尻無川への流れは尻無川および天保山運河における流れの数倍にも達しており、特有の滞筋に相当するものがあることを示している。これらの現象は水門のある場合もない場合も認められる。また、水門建設による流れの変化には場所によって顕著な差異がみられる。

ここで、上に例示した流跡線をもとにして、流跡線上の最大流速 U_{smax} と高潮波形をあらわす T との関係を図 11 に示す。比例定数を a として $U_{smax} = a \cdot T^n$ と書くと、主な川筋の場合 $n = -3/4$ とするのがよいと思われるが、実験結果からみると a の値も n の値も場所の関数であると考えられる。しかし、高潮を進行波と考えると理論的に $n = -1$ が期待されるけれども、この値をとるような場所を模型内でみいだすのは容易ではない。

また、運河においても顕著な流れがみられることは、運河や堀川が高潮波形の変形や堰上げに対して重要な役割を果していることを示しているものと考えられる。

(2) 防潮水門建設予定位置付近の流れ

上と同様な方法によって測点 2、S6 および K6 付近の流跡をもとめ、また流跡線上の流速の時間的変化をもとめた。これらの場所は防潮水門建設予定位置であって、浮子は水路の流軸にほとんど平行に移動し、水路幅や水深の変化もゆるやかで、ほとんど一様と考えられる。そして、流軸方向の浮子の動きが流況をあら

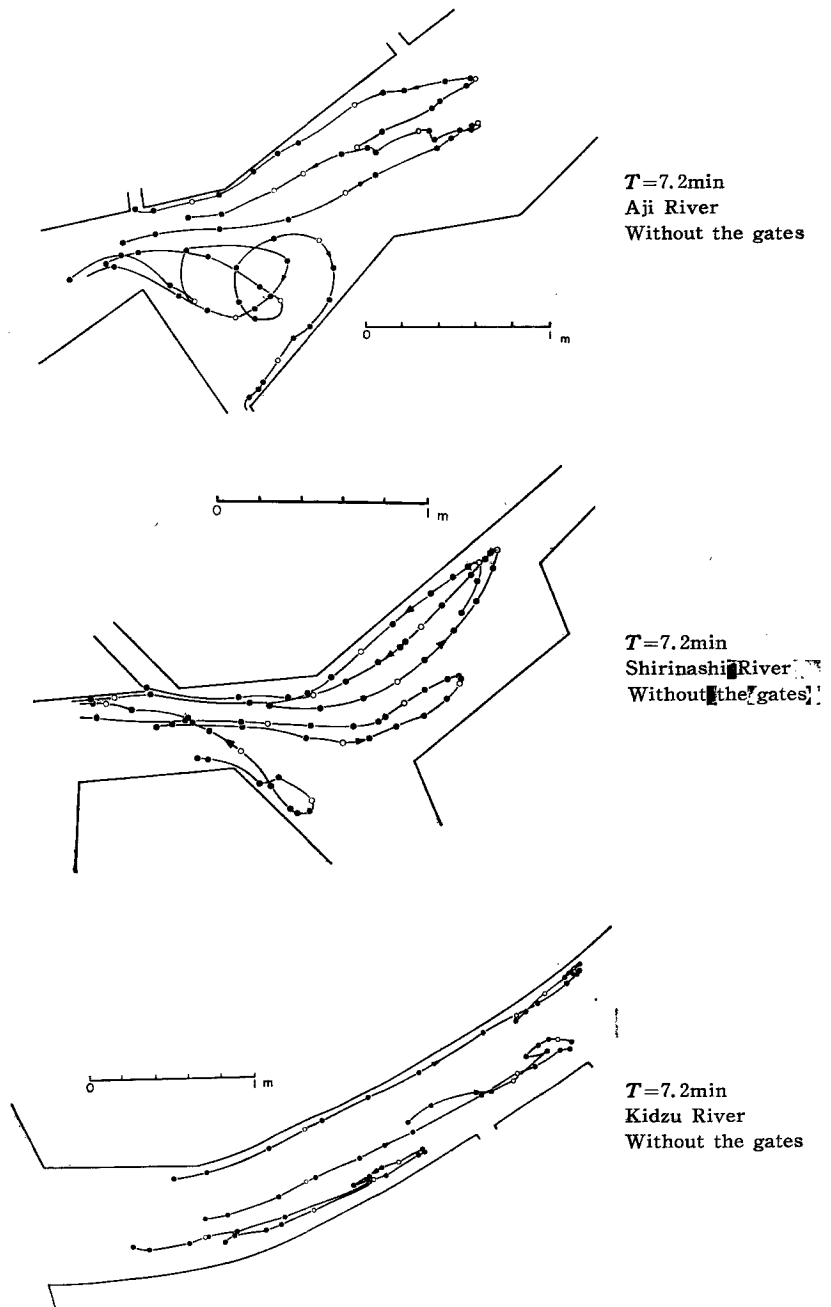


Fig. 9 Storm surge paths near river mouths in the hydraulic model, for (a) Aji River, (b) Shirinashi River and (c) Kidzu River, which were reduced by photographic tracking of each 10sec. exposure.

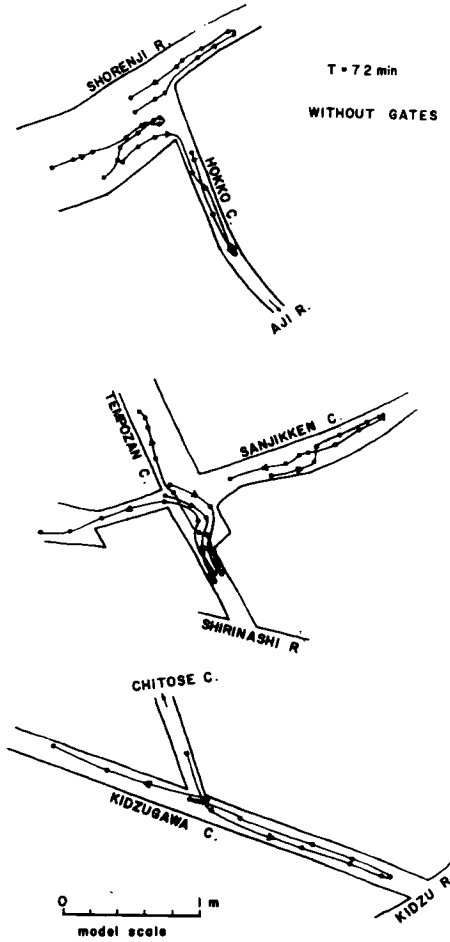


Fig. 10 Storm surge paths in a river and canals in the hydraulic model, for (a) Shorenji River and Hokko Canal, (b) Tempozan Canal and Sanjikken Canal and (c) Chitose Canal and Kidzugawa Canal, which were reduced by photographic tracking of each 15sec. exposure.

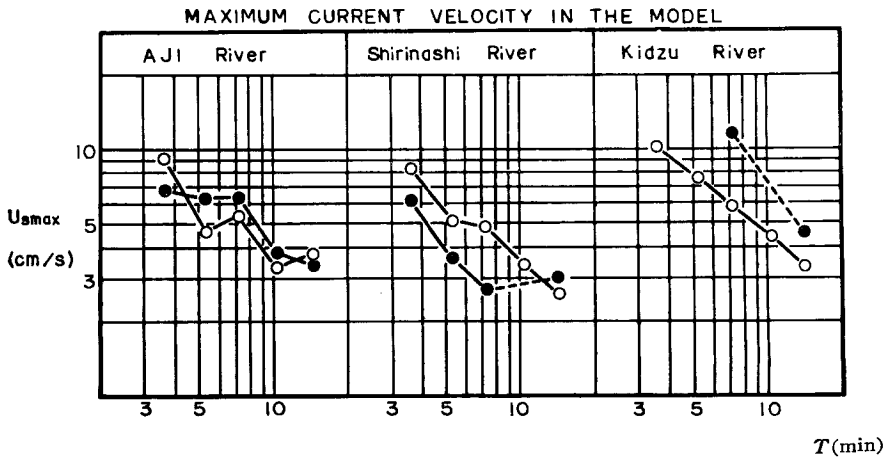


Fig. 11 Maximum current velocity U_{smax} and duration time of the design storm surge T , for (a) Aji River, (b) Shirinashi River and (c) Kidzu River.

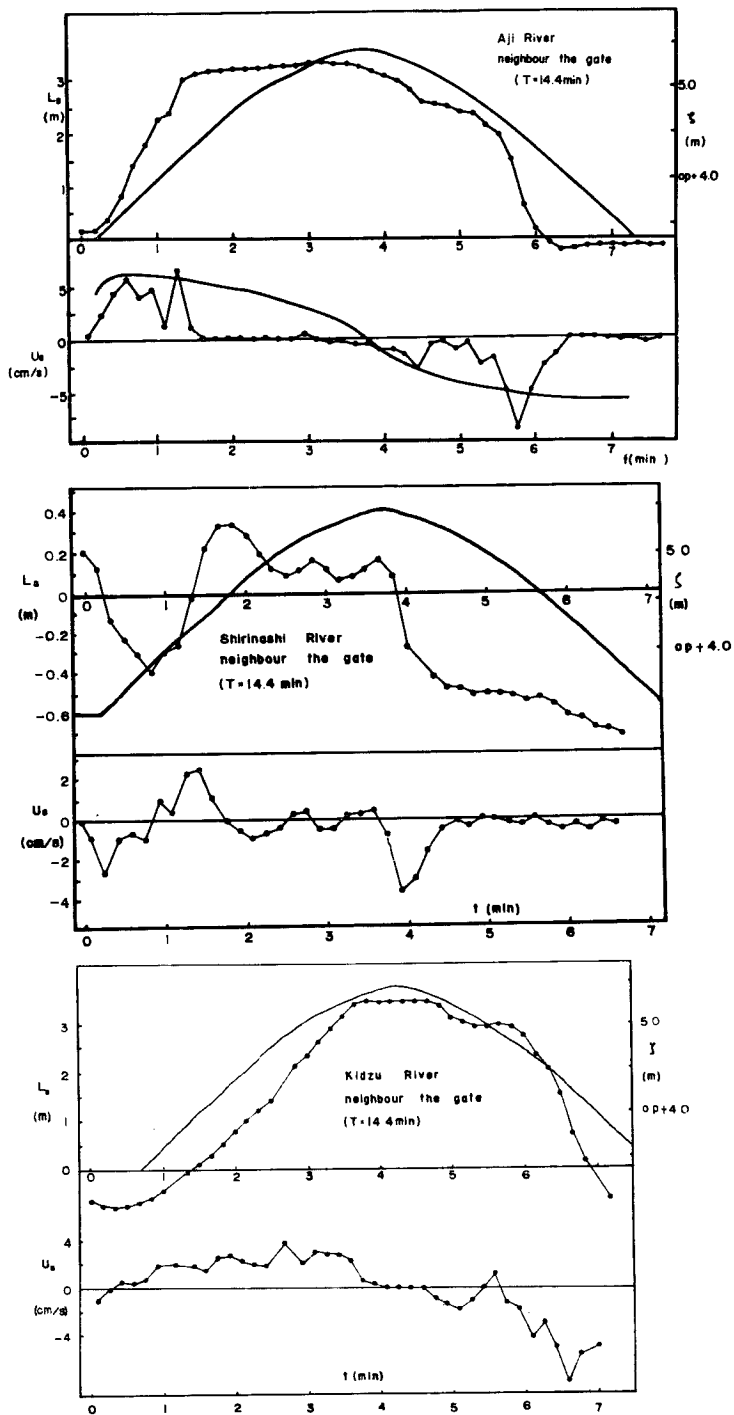


Fig. 12 Current velocity and paths as the surge rises in the neighbourhood of the gates in the hydraulic model, for (a) Aji River, (b) Shirinashi River and (c) Kidzu River.

らわし、流跡線であると考えてよい。浮子の位置 L_s は水門建設予定位置を起点とし、上流向きに正とする。また、この L_s から、流軸方向の流速 U_s の時間的変化をもとめる。この結果をたとえば、台風6420型高潮の場合について図示すれば Fig. 12 のようになる。図中上段の曲線はこの浮子付近の高潮波形に相当する。水門の設置に伴い、Fig. 12 にみられる流れはなくなり、この流れは水門による堰上高におきかわることになる。また、水門建設によって主な川筋の河口付近における流速の最大値 U_{smax} に顕著な変化があるとはいえない。しかし、北港運河をはじめとして、運河および堀川における流れは、場所によっては大きくなり防潮水門建設による高潮の堰上げを減ずる作用をし、また逆に流れは小さくなって高潮の堰上げを増大させる作用をしている。このようなことから、防潮水門建設による高潮の堰上げを検討する場合、水位のみではなく、流れの因子も考慮することによって現象を把握しやすくなる場合があることがわかる。

(3) 大阪市内河川の高潮時の流況

大阪市内河川における高潮時の流況は、時々刻々変化している。ここでは、台風6523型 ($T=7.2$ 分) 高潮について、潮上時の最大流速 U_{smax} の分布図を Fig. 13 に示す。模型水路内での流速分布は複雑であるが、防潮水門建設前後を比較してみると、流速分布に系統的とみられる変化が認められる。安治川と正蓮寺川を結ぶ北港運河、安治川と尻無川を結ぶ天保山運河、尻無川と木津川を結ぶ千才堀および木津川運河は、実験の結果からみると、水門建設にともなう堰上高を、ある限界値以上にならないよう抑制、制御する作用をしていると考えられる。高潮の進入口である港口に最も近い、正蓮寺川や安治川の防潮水門での堰上高が最大 0.30 m であり、他の測点において堰上高は 0.30 m に達しない。この実験結果と流速分布とから考えて、上述の作用は顕著であると考えられる。

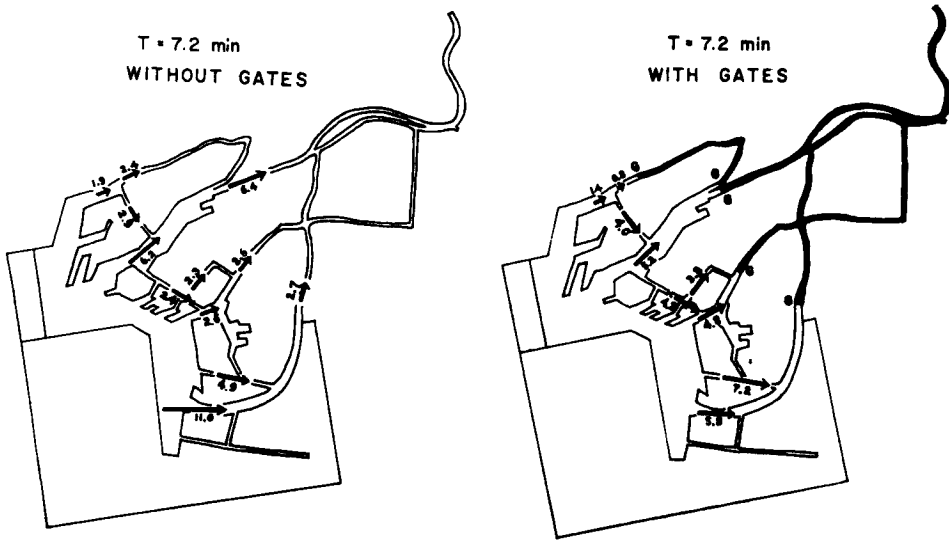


Fig. 13 Velocity pattern of maximum current U_{smax} as surge rises in the hydraulic model, (a) before construction of the gates and (b) after construction of the gates.

6. 結 論

前報にひきつづき行なった実験の結果から、つぎのことを結論づけることができる。

- (1) ここに用いた大阪市内河川の模型においては、初期水位が低いほど高潮のピークに関して再現度が

高い。これは高潮波形の相似にも関連があるものと考えられる。

(2) 大阪市内河川の防潮水門建設にともなう高潮の堰上高は、運河および堀川についてみても、0.30 m をこえることはない。

(3) 高潮波形は湖上とともに変形し、とくに、防潮水門建設による水門付近の変形は顕著である。

(4) 高潮の進入、湖上にもなう流速の最大値 U_{smax} は高潮波形が急峻になると大きくなる傾向がある。とくに河口付近では

$$U_{smax} = a \cdot T^{-3/4} \quad (a: \text{定数})$$

なる関係がある。また、模型内の流速分布をみると、運河や堀川は水門建設にともなう高潮の堰上高をある限界値以上に高めない作用をしていると考えられる。

ここに行なった実験では、気圧傾度や風の吹送効果はとりいれられていない。また、波浪の問題も含まれていない。大阪市内河川の高潮対策を考える場合に、基本潮位、異常潮位のほか、湖上高、堰上高、波浪、静振、流速などの諸要素を十分考慮する必要がある。また、このような模型実験による研究に、よりすすんだ水位および流速の計測法を導入することによって、さらに詳細な考察ができるようになるものと考えられる。

最後に、本研究は大阪府高潮課の委託によるものであることを記し、多大の援助を感謝するとともに、実験に助力していただいた関係諸氏に心から感謝の意を表わす。

附録 高潮に関する理論的考察

高潮に関する運動方程式および連続方程式は、次式であらわされる。すなわち、

$$\begin{cases} \frac{du}{dt} = -g\nabla(\zeta+h) + \frac{1}{\zeta+h}(\tau_s - \tau_b) \\ \frac{d\zeta}{dt} = -\int_{-h}^{\zeta} \nabla u dz \end{cases} \dots\dots\dots(1)$$

ただし

$$\frac{d}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} + u\nabla u, \quad \nabla = \frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y}.$$

ここに水面摩擦および底面摩擦を τ_s および τ_b とし、基準水面から水面までを z 、水底までを h とする。計算の便宜上、線型近似を考え、

$$\begin{cases} \frac{\partial u}{\partial t} = -g\nabla(\zeta+h) + \frac{1}{h}(\tau_s - \tau_b) \\ \frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\int_{-h}^{\zeta} \nabla u dz \end{cases} \dots\dots\dots(2)$$

とする。これは、たとえば、水深約 12 m のところに約 3 m の高潮がきたとき、摩擦項に約 25% の誤差を許容することになるが、摩擦項は他の項にくらべて小さいから³⁾、この近似によって解に大きな差が生じるとは考えられない。しかし、 d/dt を $\partial/\partial t$ で近似することによる差は解の形に顕著にあらわれると考えられる。

水底の変動 $\partial h/\partial t$ は水面の変動 $\partial \zeta/\partial t$ にくらべてずっと小さいことを考慮すれば、上の (2) 式より

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = g \int_{-h}^{\zeta} \nabla^2 u dz + \frac{1}{h} \frac{\partial}{\partial t}(\tau_s - \tau_b) \\ \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} = g \int_{-h}^{\zeta} \nabla^2(\zeta+h) dz - \frac{1}{h} \int_{-h}^{\zeta} \nabla(\tau_s - \tau_b) dz \end{cases} \dots\dots\dots(3)$$

この (3) 式より $(\tau_s - \tau_b)$ を消去すると

$$\left[\frac{\partial^2}{\partial t^2} - g(\xi+h)\nabla^2 \right] \cdot \left[\nabla u - \frac{1}{h} \frac{\partial \xi}{\partial t} \right] = 0 \dots\dots\dots(4)$$

を得る。この式を解くことは、すなわち

$$\begin{cases} \nabla u - \frac{1}{h} \frac{\partial \xi}{\partial t} = z \\ \left[\frac{\partial^2}{\partial t^2} - g(\xi+h)\nabla^2 \right] z = 0 \end{cases} \dots\dots\dots(5)$$

を解くことと同等である。ここに一般解は、

$$\begin{cases} u = \int_{A(x,y)} \left[z + \frac{1}{h} \frac{\partial \xi}{\partial t} \right] dS \text{ あるいは } \xi = \int_{t_0}^t h(\nabla u - z) dt \\ z = z_1(\gamma(x,y) - \sqrt{g(\xi+h)t}) + z_2(\gamma(x,y) + \sqrt{g(\xi+h)t} + \varepsilon) \end{cases} \dots\dots\dots(6)$$

ただし、 dS に関する積分は高潮の潮上に関与する領域 $A(x,y)$ について行なうものとする。 γ は点 (x,y) の位置ベクトル、 ε は定数。

上の一般解で、初期条件として、 $t \leq 0$ において $u=0$ 、 $\xi=\xi_0$ (=一定) とし、境界条件として岸および底面で $u=0$ 、底面および水面で $\nabla u = f_1(x,y,h;t)$ および $\Delta u = f_2(x,y,\xi;t)$ とすると、本文の実験に近い条件における解が得られる。実際には、模型内の境界条件は完全な型で理論に適用するには複雑すぎる。これに対して力学的相似条件を満たす模型による水理実験では任意の境界条件を与えることができる。

上の一般解で $z=0$ のときは (6) 式より

$$u = \int_A \frac{1}{h} \frac{\partial \xi}{\partial t} dS. \dots\dots\dots(7)$$

高潮を進行性の波と考え（進行方向は x 軸）、

$$\xi = \xi(\theta) = \xi(\kappa x - \omega t)$$

とあらわすと、(7) 式はつぎのようになる。すなわち、

$$u = - \int_A \frac{\omega}{h} \frac{\partial \xi}{\partial \theta} dS = - \int_A \frac{2\pi}{hT} \frac{\partial \xi}{\partial \theta} dS. \dots\dots\dots(8)$$

ξ がいくつかの周期成分であらわされ、

$$\xi = \frac{1}{2} \xi_0(x,y) + \sum_n \xi_n(x,y) \cos(n\omega t + \varepsilon_n)$$

なる場合にも、(8) 式から最大流速 u_{max} は T^{-1} に比例することになる。模型実験の結果によれば、かならずしも U_{smax} は T^{-1} に比例するわけではない。 z のうち、時間 t に関係した項を考慮し、さらに、ここで省略した非線型項の効果をいれると模型実験の条件に近いものが得られるのであろうと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 松本正：淀川河口部の高潮について、土木学会誌，第52巻第6号，昭42.6，pp.61—64.
- 2) 岩垣雄一，中村重久，陳活雄：大阪市内河川の高潮潮上に関する水理模型実験—防潮水門建設に伴う高潮の堰上高一，京大防災研年報，第10号B，昭42.3，pp.207—222.
- 3) 岩垣雄一，中村重久：大阪市内河川の高潮潮上に関する模型実験，第14回海岸工学講演会講演集，昭42.10，pp.104—113.
- 4) 岩垣雄一，井上雅夫，吉川昌宏：アーチ型水門に作用する波圧の実験的研究（第1報），京大防災研年報，第10号B，昭42.3，pp.273—281.