

## 名古屋港付近の潮流に関する水理模型 実験について (2)

樋口明生・吉田幸三

### HYDRAULIC MODEL EXPERIMENT ON TIDAL CURRENT AT NAGOYA HARBOR (2)

*by Dr. Sci. Haruo HIGUCHI and Kozo H. YOSHIDA*

#### Synopsis

In 1959, an abnormal storm-surge, which was caused by the so-called "Ise-Bay Typhoon", attacked the coasts along Ise Bay and brought huge damages to Nagoya Harbor and its vicinity, which lie in the inner part of the bay. Since then, a plan of breakwater construction for prevention of storm-surge damage has been proposed at Nagoya Harbor, and its works are now under construction. At the same time, the reclamation works inside the breakwater are also in course of construction. It is supposed that various hydraulic phenomena in this sea area will be changed more or less after completion of these plans. Among them, the phenomenon concerning tidal current has been treated in our experiments.

In order to investigate the behaviors of tidal currents in this sea area after construction of the breakwater and the reclaimed lands, hydraulic model experiments have been carried out in laminar regime. The entire Nagoya Harbor, its adjacent sea area, and tidal rivers have been reproduced in the model with fixed-bed. The horizontal scale of the model is 1/700 and the vertical one is 1/500, which were decided by the law of dynamical similitude for hydraulic models involving tidal motion previously proposed. Semi-diurnal tides of 24 minutes period and tidal currents have been reproduced by the use of a pneumatic tide generator automatically controlled. Water levels in the sea area and tidal rivers, current velocities at two harbor entrances, and tidal current patterns have been investigated in two geographical features.

After these experiments it has been clarified that: -

Concerning the current velocities at two harbor entrances, their maximum values appear when the tidal curves cut the mean sea level at both flood and ebb.

As to the spatial maximum current velocity  $U_{max}$  at the harbor entrance, the observed values nearly agree with the theoretical ones deduced from condition of continuity, which are

$$U_{max} = \frac{\bar{U}_{max}}{C} = \frac{\pi}{2C} \cdot \frac{HS}{A(T/2)},$$

where  $\bar{U}_{max}$  is the spatial mean velocity at the cross section of the harbor entrance,  $C$  the discharge coefficient for the harbor entrance,  $H$  the tidal range,  $S$  the water surface area inside the breakwater,  $A$  the cross sectional area at the harbor entrance, and  $T$

the tidal period.

Therefore the larger the tidal range is, the larger the water surface area inside the breakwater is and the smaller the cross sectional area at the harbor entrance is, the larger the spatial maximum current velocity at the harbor entrance becomes.

### 1. ま え が き

伊勢湾台風ともなる高潮によつて名古屋港周辺は大きな災害をうけた。これに端を発して、名古屋港周辺の高潮対策がたてられ、その一環として、港界に沿つて木曾川河口左岸から対岸の知多半島古見に至る延長約 8.2 km の高潮防波堤を建設し、高潮の被害を防止軽減しようとする計画が生まれた。また、近年の産業経済の発展にともない、この防波堤の内側の海面を埋立てて、臨海工業地帯を造成する計画があり、いずれも現在実施の段階にある。これらの計画が実施されて行くと、この付近における各種の水理現象が影響をうけることは当然である。これらの現象のうち、とくに潮流に関するものを取りあげて水理模型実験を行った。木曾三川の感潮域を含むこの海域の模型を製作し、これに半日潮を与えて、上記の計画が全部完成した場合と一部完成した場合の 2 種類の地形的条件の場合について調べた。とくに、防波堤開口部における流速がどの程度になるかを予測し、あわせて近傍の海域における潮流がどのような流れ方をするかを知るために実験を行なつたものである。

実験は一応終了し、現在その資料を整理中であるが、ある程度の興味ある結果が得られたのでここに報告する。なお、ここに述べる結果は最終的なものではなく、まだ二、三検討の余地があることを明記しておく。

### 2. 相似性について

水理模型実験を行なうに際して、最も重要な問題は原型と模型との間に力学的相似性が成り立つことである。いま考えている名古屋港の場合のように、広い海域と狭い防波堤開口部とをもつような場合、両方同時に満足するような相似則を見出すことは困難である。これを見出すことが、われわれの行なつている一連の研究の一つの課題であるが、ここでは主として広い海域における潮流の平均流速の変化に着目して相似性を考えることにする。

このような場合、原型と模型との間に力学的相似性が保たれるためには、つぎの関係式が成り立たなければならない<sup>1)</sup>。

$$t_r = \frac{x_r}{h_r^{1/2}} \dots \dots \dots (2.1)$$

$$C_{fr} = \frac{h_r}{x_r} \dots \dots \dots (2.2)$$

ここに、 $t$  は時間、 $x$  は水平方向の距離、 $h$  は水深、 $C_f$  は摩擦係数であり、添字  $r$  は原型に対する量と模型に対する量との比を表わしている。(2.1) 式は Froude 数を合わせることに相当し、(2.2) 式は摩擦係数を規定する条件を表わしている。いいかえれば、(2.2) 式は原型と模型とで摩擦係数が異なる場合には、水平縮尺と鉛直縮尺とをかえねばならない、すなわち、模型を歪めねばならないことを示している。

広い海域における潮流に関する水理模型実験においては、模型の流れが層流域にある場合には水平縮尺と鉛直縮尺との間にはつぎの関係が成り立たねばならない<sup>2)</sup>。

$$h_r^5 \lambda^4 = \frac{C_{fp} \sqrt{x_r Re_p}}{1.328} \dots \dots \dots (2.3)$$

ここに、添字  $p$  は原型に関する量を表わし、Reynolds 数  $Re$  は最大流動距離  $L$ （憩流からつぎの憩流までに流れる距離）と最大流速  $U_{max}$  とを用いたものである。

いま、流速の時間的変化が正弦的であるとすれば、潮汐の周期を  $T$  として、

$$L = \frac{U_{max} T}{\pi} \dots\dots\dots (2.4)$$

で表わされるから、Reynolds 数は

$$Re = \frac{U_{max} L}{\nu} = \frac{U_{max}^2 T}{\pi \nu} \dots\dots\dots (2.5)$$

となる。ここに、 $\nu$  は水の動粘性係数である。

(2.3) 式を図に示すと Fig. 1 のようになる。これは、 $C_{fp}=5 \times 10^{-3}$ 、 $T_p=12^h 25^m$ 、 $\nu_p=10^{-2}$  とし、 $U_{pmax}$

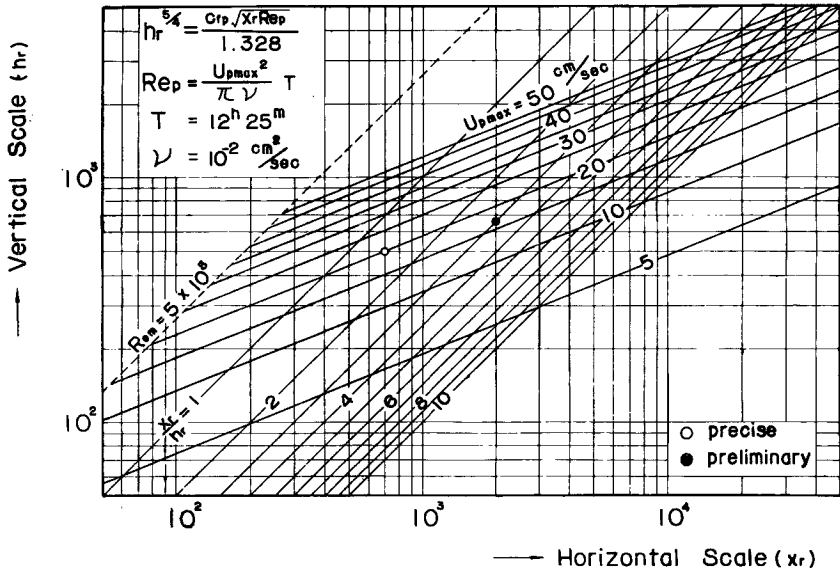


Fig. 1 Diagram for determining the scales of laminar tidal model expressed with use of maximum current velocity ( $U_{pmax}$ ) as a parameter

をパラメーターにして表わしたもので、原型の最大流速を知り、水平縮尺か鉛直縮尺のどちらかを決めれば、他の一つをこの図により求めることができる。図中、破線は (2.3) 式の適用限界を示している。

さて、原型の流速については、1958年 9 月 15 日から 10 月 25 日の間に海上保安庁水路部によつて行なわれた潮流観測<sup>3)</sup>によると、対象とする海域 (Fig. 2 参照) における最大流速は  $U_{pmax}=20$  cm/sec 程度と考えられる。一方、その海域の大きさや実験施設の大きさから考えると水平縮尺  $1/x_r=1/700$  ぐらいが適当である。したがつて、Fig. 1 に○印で示したような鉛直縮尺  $1/hr=1/500$  が得られる。これらの値を模型の縮尺として採用した。この場合、時間縮尺は (2.1) 式により  $1/t_r=1/31.3$  となる。模型における諸元を Table 1 に示す。

Fig. 1 の●印は予備実験の場合の縮尺であるが、これが○印と同一  $U_{pmax}$  線上にないのは、当初にさきの資料<sup>3)</sup>がなく、海図に記載されている値 ( $U_{pmax}=1/3$  knot) を採用したためである。

以上は、広い海域に関する相似性についての議論であり、防波堤開口部のような狭い所ではかなり大きい流速が予想され、流れは層流域を出る可能性があるため、上記の議論が成り立たないかも知れないが、この点については後に考察を行なう。

なお、河川部については感潮域を上記の縮尺で再現したが、単に水面積を合わせるにとどめ、相似性については考慮しない。

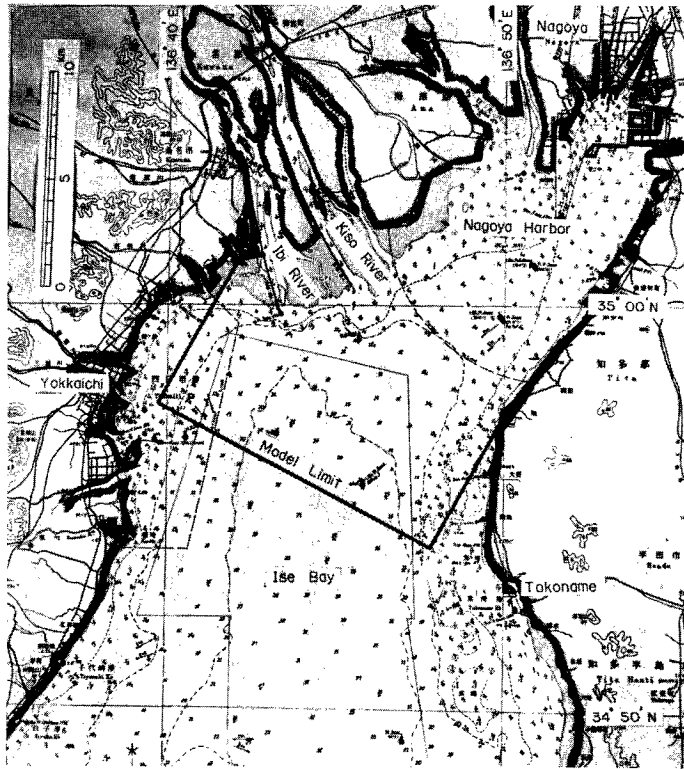


Fig. 2 Prototype of Nagoya Harbor

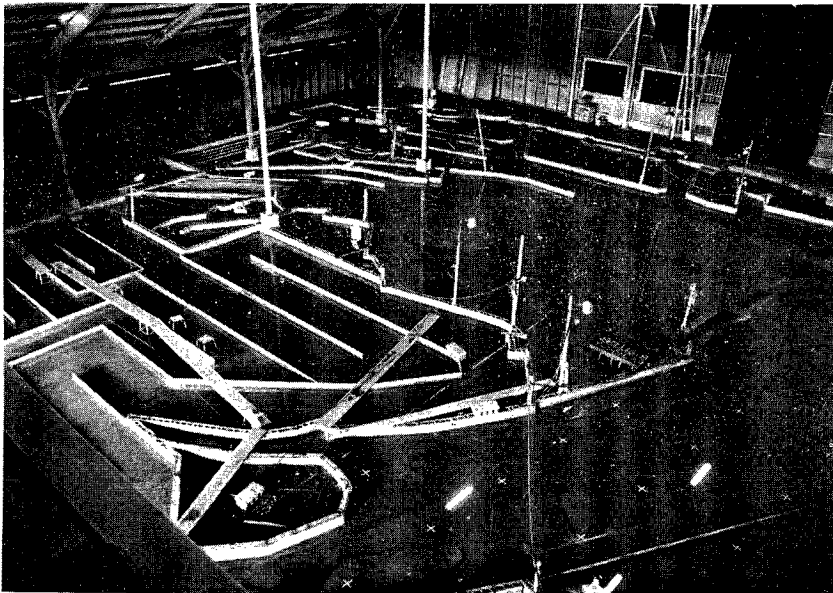


Photo. 1 General view of model

Table 1 Hydraulic factors in prototype and model  
Horizontal scale : 1/700, Vertical scale : 1/500, Time scale : 1/31.3

	Scale	Prototype	Model
Distance	1/700	10 km	14.3 m
Depth	1/500	16 m	3.2 cm
Tidal range	1/500	2.6 m	5.2 mm
Tidal period	1/31.3	12 <sup>h</sup> 25 <sup>m</sup>	23.8 min
Current velocity	1/22.4	1 knot	2.3 cm/sec
Water surface area	1/4.9×10 <sup>5</sup>	100 km <sup>2</sup>	204 m <sup>2</sup>
Sectional area	1/3.5×10 <sup>5</sup>	10 <sup>4</sup> m <sup>2</sup>	286 cm <sup>2</sup>
Discharge	1/9.27×10 <sup>6</sup>	10 <sup>4</sup> m <sup>3</sup> /sec	1.08 l/sec

### 3. 実験施設

実験は宇治川水理実験所の海洋実験室(縦 37 m, 横 30 m, 高さ 12 m)で行なつた。実験施設は模型水槽, 起潮機, 河川用給水装置, および計測装置より成つている。

#### (a) 模型水槽

前節で述べたように対象とする海域の大きさと実験施設の大きさから水平縮尺 1/700, 鉛直縮尺 1/500 の模型を作つた (Photo. 1)。含まれる範囲は Fig. 3 に示すようであり, 四日市, 常滑を結ぶ線から北側の海域である (Fig. 2 参照)。Table 2 に原型と模型の水面積を示す。なお, 木曾川, 長良川, 揖斐川, および, 名古屋市内河川のうち, 庄内川, 新川, 天白川については Table 3 に示すような平均幅, 平均河床勾

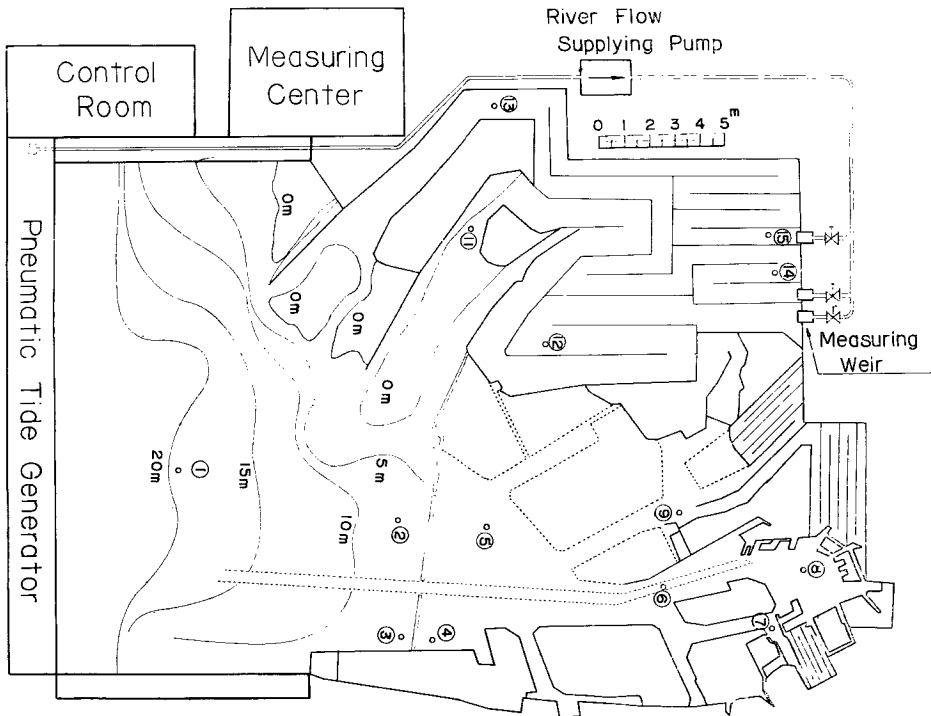


Fig. 3 Experimental facilities and sketch of model

Table 2 Water surface area

		Prototype (km <sup>2</sup> )		Model (m <sup>2</sup> )	
		Case-D	Case-C	Case-D	Case-C
Inside the breakwater	Sea	40.32	61.21	82.29	124.92
	Rivers	9.95	9.95	20.31	20.31
	Total	50.27	71.16	102.60	145.23
Outside the breakwater	Sea	141.25	141.25	288.26	288.26
	Rivers	70.86	70.86	144.61	144.61
	Total	212.11	212.11	432.87	432.87
Sum Total		262.38	283.27	535.47	578.10

Table 3 Data of the tidal rivers

	Prototype				Model			
	Distance from the river mouth (km)	Average river width (m)	Average slope of river-bed	Water surface area (km <sup>2</sup> )	Distance from the river mouth (m)	Average river width (m)	Average slope of river-bed	Water surface area (m <sup>2</sup> )
Kiso River	34.03	820	1/5000, 1/2500	41.27	48.61	1.17	1/3570, 1/1790	84.22
Nagara River	24.17*	545	1/5000	13.39	34.53*	0.78	1/3570	27.33
Ibi River								
Lower reach from the confluence	6.00	1000	1/10000	5.93	8.57	1.43	1/7140	12.10
Upper reach from the confluence	28.74	440	1/5000	10.13	41.06	0.63	1/3570	20.67
Shonai River	24.34	190	1/1270, 1/1590	5.55	34.77	0.27	1/910, 1/1140	11.33
Shin-Kawa River	29.94	85	1/2490, 1/1040	2.99	42.77	0.12	1/1780, 1/740	6.10
Tempaku River	12.27	100	1/850, 1/630	1.41	17.53	0.14	1/610, 1/450	2.88

\*) The distance from the confluence

配の河川部を設け、感潮域の水面積を確保した。

模型はコンクリートブロックで外壁を作り、その中に海底地形はモルタルで、海岸線および埋立地は **Photo. 1** に示すようにブロックで、河川部の仕切りは木材で、防波堤は木材とモルタルで作った。**Photo. 1** の防波堤の黒く見える部分が木製である。**Fig. 3** の中の①から⑤までの数字は水位計用の通水口を示す。

製作した模型は大別して2種類である。その一つは、計画が全部完成した場合、すなわち、**Fig. 3** の中に点線で示されている西部埋立地も完成した場合のもので、これを Case-D と名付けた。この場合の航路水深は原型で名古屋基準面 (N.P.)-16m、航路の東側は水深-12 m、西側は-15 m で、港内の水面積は **Table 2** に示すように 50.27km<sup>2</sup> である。他の一つは **Fig. 3** の中の点線の部分が未完成で現況のままであり、防波堤および南部埋立地が完成した場合のもので、これを Case-C と名付けた。このときの航路水深は-12 m、航路の東側は-12 m、西側は現況のまま、港内の水面積は 71.16km<sup>2</sup> である。

なお、模型には流況測定のため、**Photo. 1** に見られるように 1.43 m 間隔に白い十字の印を付けた。これは原型で 1 km に相当する距離である。

防波堤は開口部付近は木製で Fig. 4 に示すような断面形をもつた模型を作り、それ以外の部分はモルタルで似たような断面形のものを作つた。開口部の幅はそれぞれ主口が水深 N.P.-12m の所で 350, 400, および 500 m, 副口は水深 N.P.-10m の所で 50, 200, および 300 m の 3 種類とした。それぞれの場合の N.P.+1.4m (≡ T.P.±0 m) 以下の横断面積を Table 4 に示す。なお、名古屋港の平均潮位は N.P.+1.4 m である。

(b) 起潮機

この模型に起潮機で潮汐を与えるのであるが、ここでは 20 m にわたつて一様な水位変動を与え得る付属の気

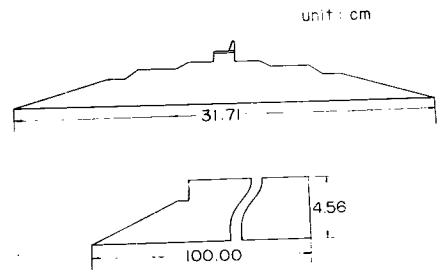


Fig. 4 Sectional diagram of model break-water (top : cross section, bottom : longitudinal section)

Table 4 Cross sectional area of harbor entrances below N.P.+1.4m (M.S.L. at Nagoya Harbor)

	Harbor entrance width $b_p$ (m)	Run	Depth below N.P.±0m $h_p$ (m)	Cross sectional area (prototype) $A_p$ (m <sup>2</sup> )	Cross sectional area (model) $A_m$ (cm <sup>2</sup> )
Main-entrance	350		16	6589.3	188.3
			12	5237.3	149.6
	400		16	7459.3	213.1
			12	5907.3	168.8
	500		16	9199.3	262.8
			12	7247.3	207.1
Sub-entrance	50		7.5	824.7	23.6
	200		7.5	2159.7	61.7
	300		7.5	3049.7	87.1
Total	350+50	TDA	16, 7.5	7414.0	211.8
	400+200	TDB	16, 7.5	9619.0	274.8
	500+300	TDC	16, 7.5	12249.0	350.0
	350+50	TCA	12, 7.5	6062.0	173.2
	400+200	TCB	12, 7.5	8067.0	230.5
	500+300	TCC	12, 7.5	10297.0	294.2

圧式起潮機<sup>4)</sup>を用いた。この機構は Fig. 5 に示すようである。これは幅 20 m, 高さ 2 m, 奥行 2 m の空気室, 7.5HP のルーツブロー,  $\phi 100\text{mm}$  の空気作動式制御弁, および自動制御装置(任意関数発生器, 調節記録計, および水位検出計)から成つている。これらによつて水槽内に任意の波形の水位変動を与えることができる。この気圧式起潮機によつて起こし得る水位変動の範囲は全振幅が 4.0~0.1 cm, 周期は 1~60 min 程度である。

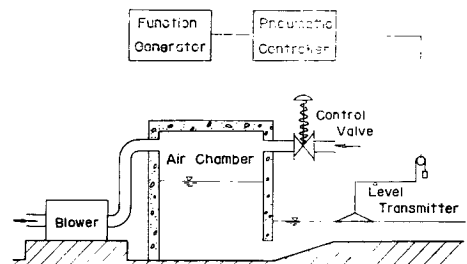


Fig. 5 Schematic diagram of pneumatic tide generator and automatic control system

(c) 河川用給水装置

木曾川、長良川、揖斐川のいわゆる木曾三川に流量を与えるためにこの装置を用いた。これは、Fig. 3 に示すように起潮機の空気室の下部より水を取り入れ、1/2HP のポンプによつて給水管、計量堰を通して木曾三川に給水し、水を循環させて定常流を与えることができる。

(d) 計測装置

この実験では模型内6点の水位の時間的変化、防波堤開口部の表面流速、港内および港外の流況などを測定した。

水位変化は Fig. 3 に示した水槽内の①から⑬までの14地点に  $\phi 10 \text{ cm}$  の塩化ビニールの通水口を設け、 $\phi 25 \text{ mm}$  のビニールチューブを通してその他端にある  $\phi 40 \text{ mm}$  の透明塩化ビニール製の検出部に水を導き、その中に張られた2本の  $\phi 0.3 \text{ mm}$  のステンレス線の間の電気抵抗の変化を測定する電気抵抗式水位計により計測記録した。測定点は主として①、②、⑤、⑥、⑦、および⑩である。記録の一例を Photo. 2 に示す。計測器の都合上記録は上下逆になっている。

防波堤開口部の表面流速は浮標の追跡により測定した。すなわち、水面に直径約 7 cm、厚さ約 3 mm の白い塗料を塗つたコルク製の浮標を、航路の横断方向に3個並べ、4 sec 間隔で間歇的に照明し、真上から写真撮影を行ない、最大流速を測定した。その一例を Photo. 3 に示す。この写真の中に見られる白い点々が浮標で、網目の間隔は 1.43 m である。この測定では漲潮時および落潮時の最大流速が起こると思われる時刻だけについて行なつたが、防波堤開口部の表面流速の時間的変化についても二、三例だけ測定

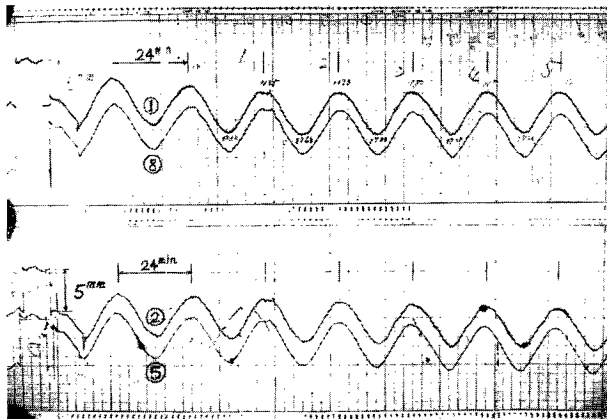


Photo. 2 Record of water levels

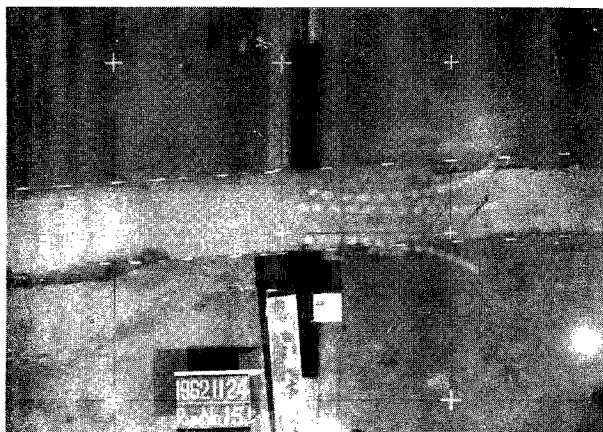


Photo. 3 Record of maximum current velocity at the main harbor entrance in the flood tide



した。なお、実験の初期には写真撮影による方法が間に合わなかったため、ストップウォッチによる方法を用いた。

港内および港外の流況は前述の浮標を水面に多数浮かべ、実験室を暗室にし、約 1 min 間隔で間歇的に照明し、これを真上から写真撮影することにより測定した。記録の一例を **Photo. 4** に示す。この写真中に白く点々見えるのが浮標であり、このような写真が潮汐の 1 周期に対して 4 枚撮れるようになっており、この流跡をつなぎ合わせて流況を知るわけである。このような流況測定は、すべて試作した流況測定装置から出る **Fig. 6** に示すような信号により自動的に遠隔操作されている。

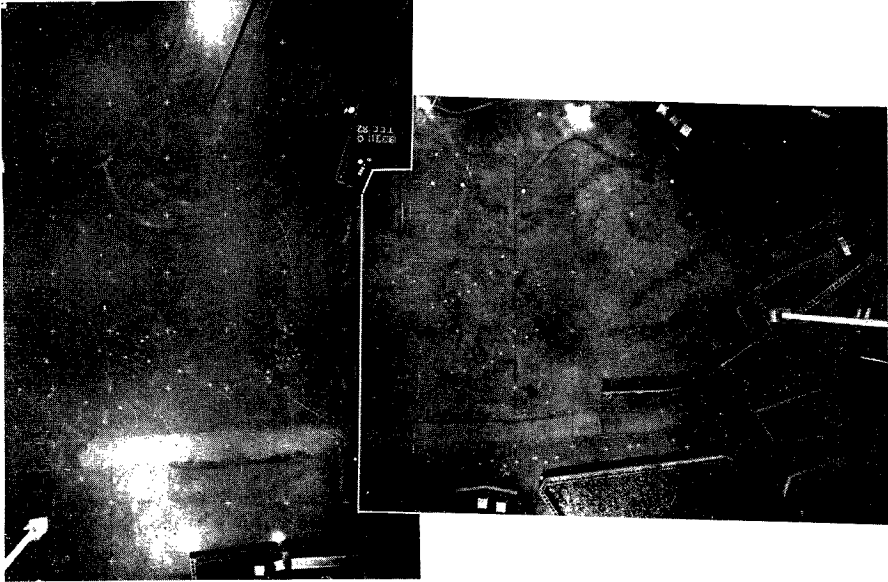


Photo. 4 Record of tidal current pattern

#### 4. 実験の経過および結果

実験は前述のように 2 種類の地形について行なった (**Fig. 3** 参照)。

この 2 種類の模型について、それぞれ防波堤開口部の主口幅が 350 m と副口幅が 50 m, 400 m と 200 m, および 500 m と 300 m の場合について実験した。潮汐についてはそれぞれの場合に、大潮(潮差 2.6 m), 小潮(1.8 m)を含む数段階の潮差の半日潮について実験を行なったが、以下にのべる半日潮はとくに断らないかぎり大潮の場合に関するものである。模型における半日潮の周期は 24 min である。

まず、**Fig. 3** に点線で示された西部埋立地も完成した模型を作り (Case-D), これに半日潮を与えて、港内および港外の流況を前述の方法で測定し、さらに、いろいろな半日潮の潮差について防波堤開口部の表面流速を測定した。開口部の幅は前述のように 350 m (主) と 50 m (副), および 500 m (主) と 300 m (副) の 2 種類の組み合わせについて実験し、400 m (主) と 200 m (副) の場合は省略した。なお、前者で

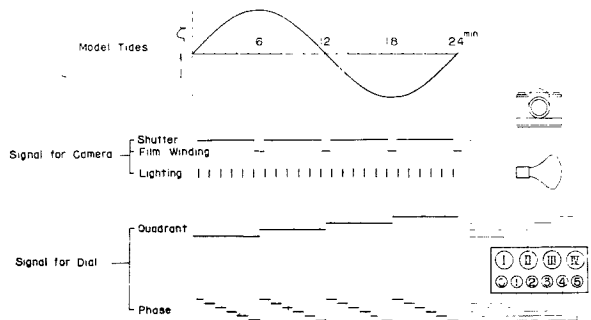


Fig. 6 Signals for measuring tidal current pattern

は副口の表面流速は測定しなかつた。

つぎに、模型を Fig. 3 に実線で示されたように改造し、(Case-C)、同様の実験を行なつた。防波堤開口部の幅は3種類の組合せについて実験した。なお、開口部の幅が350 m (主)と50 m (副)、500 m (主)と300 m (副)の場合、および副口を締め切り主口が350 mの場合に、防波堤開口部の表面流速の時間的変化を測定した。

Table 5 River discharge

	Prototype		Model	
	Observed peak discharge on Sept. 27, 1959 $Q_{obs.}$ ( $m^3/sec$ )	Estimated high-water discharge $Q_{pest.}$ ( $m^3/sec$ )	Observed peak discharge on Sept. 27, 1959 $Q_{obs.}$ (l/sec)	Estimated high-water discharge $Q_{pest.}$ (l/sec)
Kiso River	7490	12500	0.808	1.349
Nagara River	6192	4500	0.668	0.485
Ibi River	3238	7000	0.349	0.755

なお、半日潮を与え木曾三川または木曾川のみに Table 5 に示すような2種類の流量を与えて、感潮域における水位を測定した。与えた流量の一つは1959年9月26日伊勢湾台風時における、鵜沼(木曾川)、墨俣(長良川)、揖斐今尾(揖斐川)で観測されたピーク流量に相当し、他の一つは計画高水流量に相当する。

(a) 水位の時間的変化

これらの実験によつて得られた①から⑮までの6地点における水位の時間的変化の数例を Fig. 7~11 に示す。これらの実験例は防波堤開口部の幅は500 m (主)と300 m (副)の場合である。

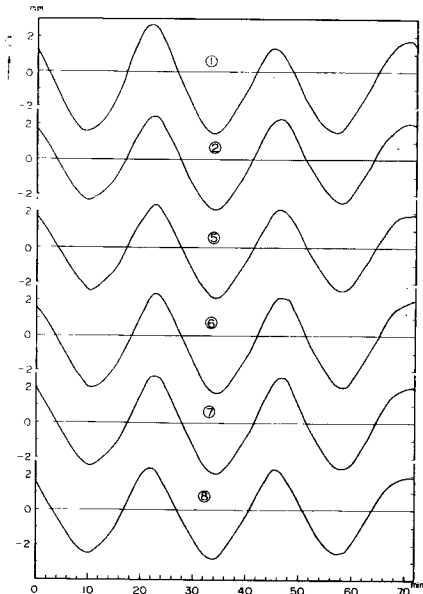


Fig. 7 Water levels in the sea area  
(Case-D,  $b=500+300m$ )

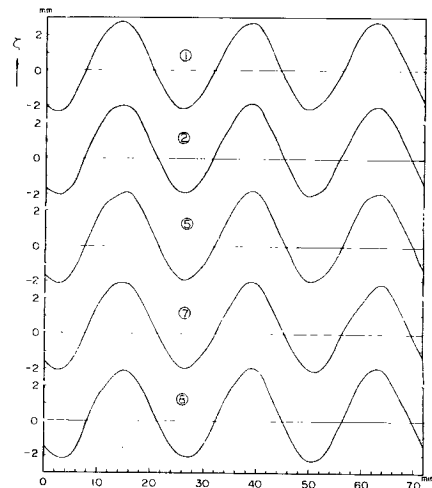


Fig. 8 Water levels in the sea area  
(Case-C,  $b=500+300m$ )

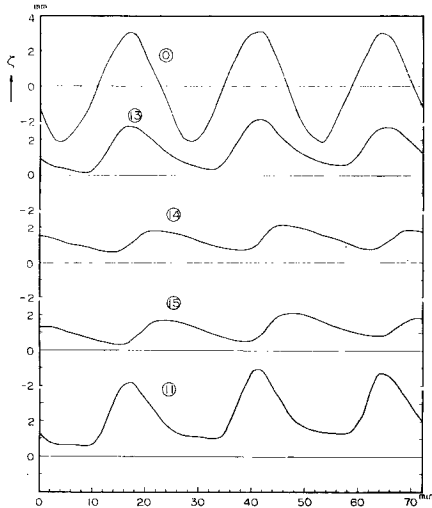


Fig. 9 Water levels in the tidal rivers  
(Case-C,  $b = 500+300$  m, M.S.L.:  
N.P.+1.4m)

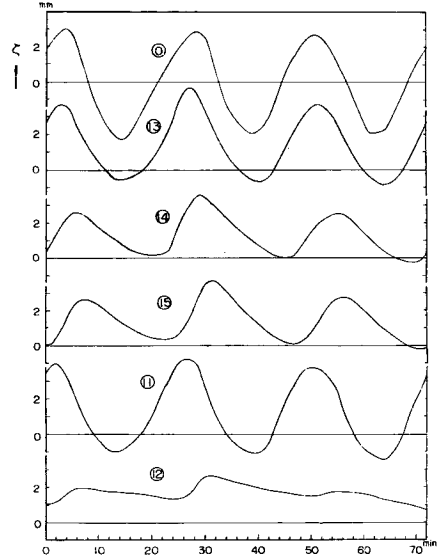


Fig. 10 Water levels in the tidal rivers  
(Case-C,  $b=500+300$ m, M.S.L.  
: N.P.+3.4m)

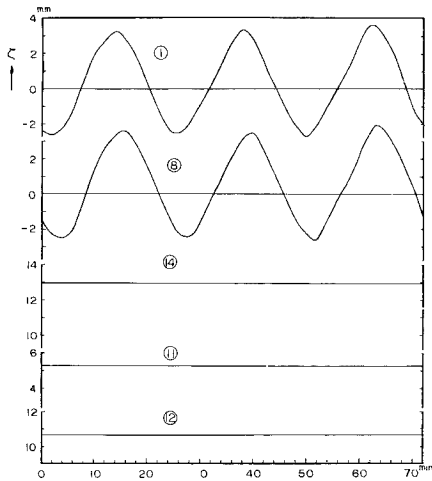


Fig. 11 Water levels in the tidal rivers  
with discharge  
(Case-C,  $b=500+300$ , M.S.L.  
N.P.+1.4m)

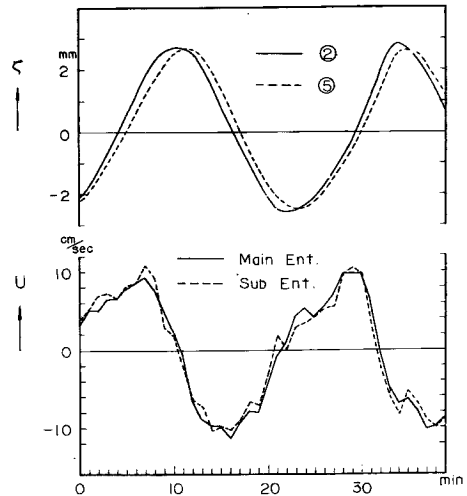


Fig. 12 Time history of water levels and  
current velocities at the harbor  
entrances  
(Case-C,  $b=350+50$ m)

Fig. 7 および Fig. 8 はそれぞれ Case-D および Case-C において半日潮を与えた場合の①, ②, ⑤, ⑥, ⑦, ⑧における水位記録である。Fig. 9 および Fig. 10 は Case-C において半日潮を与えた場合の木曾三川の感潮域内の地点⑬, ⑭, ⑮, ⑯, ⑰における水位記録であり, 図中, ⑱は起潮機の検出部による水位記録である。Fig. 9 は平均水位が N.P.+1.4m (名古屋港の平均潮位), Fig. 10 は N.P.+3.4m の場合である。Fig. 11 は Case-C において半日潮と, 木曾三川に伊勢湾台風の流量とを同時に与えた場合

の港内外および感潮河川域内の地点①, ③, ④, ⑪, ⑫における水位記録である。

(b) 防波堤開口部の表面流速

Case-C において半日潮を与え、防波堤開口部における表面流速の時間的変化を調べた。その結果の一例を図に示すと Fig. 12 のようである。これは開口部の幅が 350m (主) と 50m (副) の場合で、表面流速はストップウォッチによる測定結果である。図中、②および⑥における水位をそれぞれ実線および破線で示し、また、主口および副口における表面流速をそれぞれ実線および破線で示した。

大潮（潮差 2.6m）および小潮（1.8 m）を含む数段階の潮差の半日潮を与えた場合の防波堤開口部の最大速流は Fig. 13 のようである。この図の横軸は潮差  $H$  (mm)，縦軸は最大流速  $U_{max}$  (cm/sec) を表わしている。上段は Case-D の場合であり、下段は Case-C の場合である。また、○印および●印はそれぞれ主口における漲潮時および落潮時の最大流速であり、また、△印および▲印は副口における漲潮時および落潮時の値を示している。

(c) 流況

Case-C において半日潮を与えて、港内および港外の流況を調べた。その結果の一例を図に示すと Fig. 14~16 のようである。これらは開口部の幅が 500m (主) と 300m (副) の場合のものである。Fig. 14 および Fig. 15 はそれぞれ漲潮時および落潮時における最大流速の分布を示したものである。なお、最大流速は原型の値に換算した値が示してある。Fig. 16 は半日潮を与えた場合の流況を示したものである。○印および●印はそれぞれ満潮時および干潮時を表わしており、実線および点線はそれぞれ漲潮時および落潮時における潮流の流跡を表わしている。

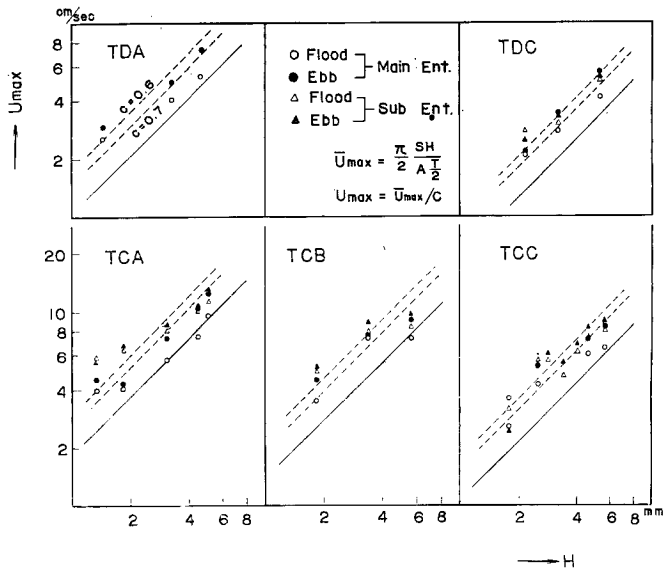


Fig. 13 Maximum current velocities at the harbor entrances with respect to tidal ranges

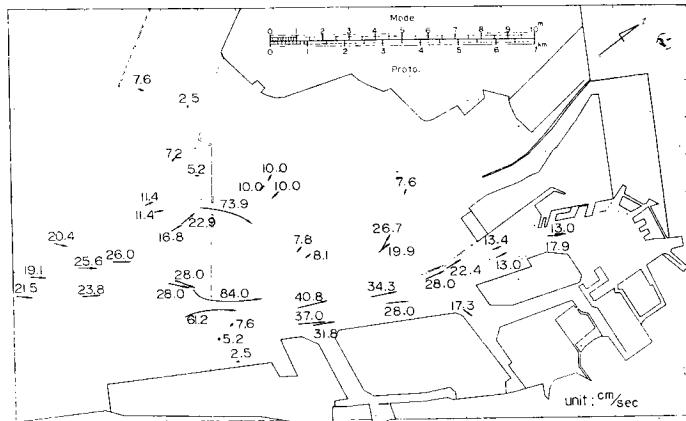


Fig. 14 Maximum current velocity pattern in the flood tide (Case-C, b=500+300m)

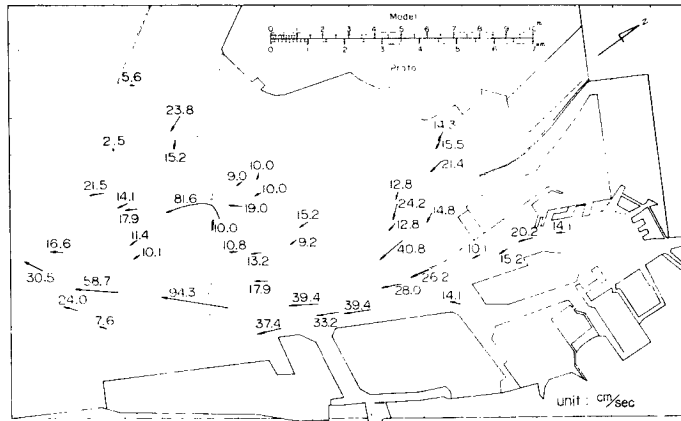


Fig. 15 Maximum current velocity pattern in the ebb tide (Case-C,  $b=500+300m$ )

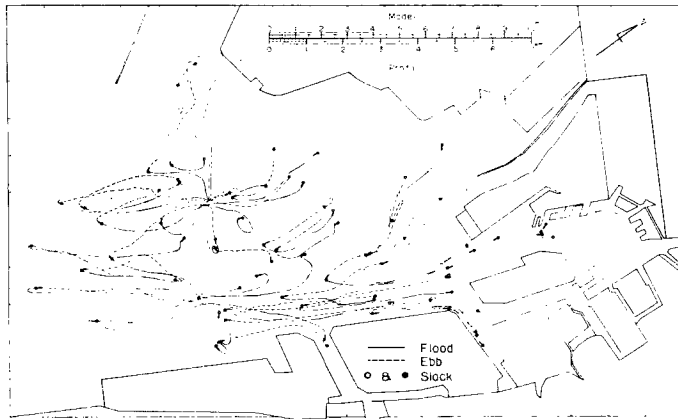


Fig. 16 Tidal loci (Case-C,  $b=500+300m$ )

## 5. 考 察

### (a) 水位の時間的变化

Case-D および Case-C において半日潮を与えた場合の①から⑥における水位の時間的变化の例を Fig. 7 および Fig. 8 に示したが、これらの図からわかるように各地点での半日潮の潮差の変化はほとんど認められない。港内の潮差はほとんど一定であり、港外と比較すれば若干減衰しているようである。また、半日潮の遅れについてはほぼ長波の伝播速度  $\sqrt{gh}$  から推定される程度である。

つぎに、Case-C において、半日潮を与えた場合の木曾三川の感潮域における⑪～⑮の5地点の水位記録を Fig. 9 および Fig. 10 に示した。これらの水位計測点⑪～⑮はそれぞれ原型で木曾横満蔵、木曾成戸、揖斐吉之丸、長良成戸、揖斐今尾の水位観測所に相当する。Fig. 9 は平均水位が N.P.+1.4 m (名古屋港の平均潮位) に相当する場合であり、Fig. 10 は N.P.+3.4 m で平均潮位よりも 2 m 水位が上昇した場合である。原型の水位記録の一例として、1960年6月8日および9日の2日間の揖斐川水系の揖斐吉之丸、揖斐油島、揖斐今尾の3水位観測所と名古屋港における潮位記録を Fig. 17 に示す。これらの水位記録(原型)と Fig. 9 および Fig. 10 に示す水位記録(模型)とを比べると、変形の様子が似ていること

がわかる。

河川部については、相似性を吟味せず、単に水面積を確保する意味で前述のように感潮域を模型に取り入れた。このように潮汐の変形の様子に似ているということは、この種の模型で感潮河川の水位変動を取り扱える可能性を暗示しており、この点については今後さらに研究をしなければならない。

これらの水位記録を（3周期分の測定値を平均したものについて12等分する方法で）調和分解し、半日潮およびその倍潮の振幅  $H/2$  および遅角  $\kappa$  を求めその結果を Table 6 に示した。上欄は Fig. 9, 下欄は Fig. 10 の水位記録を調和分解した結果である。この表によると、河川内に潮汐が進むにつれて、海域では認められなかつた倍潮が現われることがわかる。半日潮は河川の奥に

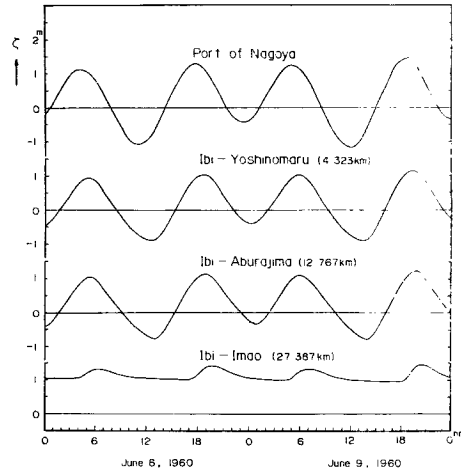


Fig. 17 Water levels in Ibi River (prototype)

Table 6 Harmonic constants of tides in the model rivers

Station		⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
M.S.L.	Constant Component	$H/2$ (cm) $\kappa$ (°)	$H/2$ (cm) $\kappa$ (°)	$H/2$ (cm) $\kappa$ (°)	$H/2$ (cm) $\kappa$ (°)	$H/2$ (cm) $\kappa$ (°)	$H/2$ (cm) $\kappa$ (°)
	N.P.+1.4m	Semi-diurnal	0.297 0.0	0.177 16.8	— —	0.123 20.9	0.056 109.0
Quarter-diurnal		0.007 -39.6	0.056 -97.4	— —	0.027 -109.6	0.016 19.4	0.014 50.4
N.P.+3.4m	Semi-diurnal	0.313 0.0	0.263 -5.8	0.037 103.4	0.225 9.2	0.136 65.2	0.139 93.3
	Quarter-diurnal	0.028 132.7	0.035 23.8	0.011 166.7	0.033 43.1	0.031 103.1	0.031 164.1

行くほど減衰しているが、その倍潮はそれほど減衰しないので相対的に大きくなっている。これは摩擦などの影響によるものであろう。

なお、Case-C において、半日潮を与えると同時に、木曾川、長良川、揖斐川の三川と木曾川のみそれぞれ2種類の流量を与えた場合の⑩、⑫、⑭の3地点における平均水位 N.P.+1.4m からの水位上昇量を Table 7 に示す。この場合、⑩ではわずかに潮汐が認められたが、⑫および⑭ではほとんど潮汐が認められなかつた。原型での水位上昇量を各流量観測所の水位—流量曲線を用いて大ざっぱに推定すると、伊勢湾台風時における流量では、笠松、墨俣、揖斐今尾においてそれぞれ 6.6 m, 7.8 m, 7.7 m となり、また、計画高水流量の値では、それぞれ 8.9 m, 6.5 m, 10.1 m となる。これらの値と実験で得られた値とを比較すると近い値であることがわかる。これは河川内の相似性を厳密に考慮すれば一致させることができるであろう。

(d) 防波堤開口部の表面流速

Fig. 12 は Case-C において半日潮を与える場合の防波堤の前後面②、⑤における水位と開口部の表面流速とを表わしたものであるが、これによると水位の方はほぼ正弦曲線で表わされるが、流速の方はそうでなく、形が少し歪んでいることがわかる。水位と流速との関係は摩擦を考慮しなければ、1/4 周期だけ位相が

Table 7 Water level elevation in the model rivers, when both tides and river flow are reproduced

	Tidal range at① H (cm)	Elevation above M.S.L. ξ (cm)			Remarks
		①	②	③	
Observed peak	0.582	0.527	1.069	1.293	Flow in Kiso, Nagara and Ibi Rivers
discharge on Sept. 27, 1959	0.547	0.149	—	—	Flow only in Kiso River
Estimated high-water discharge	0.562	0.637	1.462	1.059	Flow in Kiso, Nagara and Ibi Rivers
	0.537	0.516	1.575	—	Flow only in Kiso River

ずれるとされているが、そういう見方をしてもなお流速は正弦曲線に一致するとはいえない。この差は摩擦などの影響と考えられるが、この点に関しては、今後よく研究しなければならない。しかしながら、大ざつばに見て水位曲線が平均水位を切る時刻にほぼ最大流速が現われるようであるから、つぎに述べる開口部の最大流速の資料は、その近傍の時刻に測定し、これを最大流速とみなしたものである。

このようにして得られた防波堤開口部の最大流速を Fig. 13 に示した。図中、TDA および TDC はそれぞれ Case-D において防波堤開口部の幅がそれぞれ 350m (主) と 50m (副), 500m (主) と 300m (副) の場合を表わし、また、TCA, TCB, および TCC はそれぞれ Case-C において開口部の幅がそれぞれ 350m (主) と 50m (副), 400m (主) と 200m (副), および 500m (主) と 300m (副) の場合を表わしている。Fig. 13 から最大流速はつぎの場合に大きくなることがわかる。すなわち、(1)同一の模型においては与えた半日潮の潮差の大きい場合、(2)港内の水面積が大きい場合(上段と下段の図の比較)、(3)防波堤開口部の断面積の小さい場合(左右の図の比較)。これらはつぎのように説明できる。すなわち、前述のように海域では半日潮の潮差はほとんど変わらないから、ほぼ潮差と港内水面積との積に相当する水量が 1/2 周期ごとに開口部を出入することになり、したがって、潮差の大きいほど、また、港内の水面積が大きいほど、出入りする水量が増加するので、一定時間内にそれだけの水量をまかなうために、流量、すなわち、開口部における流速が増大するのである。また、開口部を出入りする水量が一定、すなわち、流量が一定でも、出入口の断面積が小さくなれば、同様に開口部の流速が増大するのである。

いま、対象としている半日潮は海域では潮差は変わらないものとし、港内の水位はいたる所で同時に上下するものとし、かつ、流速の時間的変化が正弦的であると仮定すれば、防波堤開口部の横断面について平均した時間的流速  $\bar{U}_{max}$  は連続の関係からつぎのように表わされる。

$$\bar{U}_{max} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{HS}{A(T/2)} \dots \dots \dots (5.1)$$

ここに、 $H$  は港内の潮差、 $S$  は港内水面積、 $A$  は開口部の断面積、 $T$  は半日潮の周期である。Fig. 13 における実線は (5.1) 式で表わされる  $\bar{U}_{max}$  を示したものである。ところが、実際には開口部の断面全体に一樣に水が流れるのではなく、縮流などの影響により流速が速い場所と遅い場所とがあるはずである。測得した流速は横断方向における最大値を採用したものであり、また、表面流速であるから、鉛直方向にも最大値と考えられるので、(5.1) 式で与えられる断面平均値よりも大きくなるはずである。その程度ははつきりわからないが、たとえば、防波堤開口部における縮流による影響が開口部の流量係数だけで表わされるとすれば、大ざつばに開口部の最大流速  $U_{max}$  はつぎのように表わしてもよいであろう。

$$U_{max} = \frac{\bar{U}_{max}}{C} \dots\dots\dots(5.2)$$

ここに、 $C$ は開口部の流量係数である。Fig. 13 には  $C=0.6$  および  $0.7$  の場合の最大流速  $U_{max}$  の値を破線で示した。測得流速は大体この破線に近いようであるが、与えた半日潮の潮差  $H$  が小さい場合には、この線から離れる傾向が見られる。この流量係数については、別に小実験水槽（長さ10m、幅5m）で同じ断面をもった模型防波堤について定常流の場合の値を調べたが、その結果は Fig. 18 のようである。この図によると、開口部の流量係数は Reynolds 数により変化しているが、非定常流の場合にもこの関係が正しいとすれば、前述の傾向は定性的にはつぎのように説明できる。すなわち、与えた半日潮の潮差が小さい場合には開口部の流速が小さいから、Reynolds 数が小さく流量係数  $C$  も小さい。最大流速は流量係数  $C$  に逆比例すると考えられるから、潮差が小さければ大きくなり、上述の傾向が現われるのであろう。流量係数は各実験例ごとに異なるから、それぞれの場合の流量係数を別の実験で求めて、(5.2) 式により得られる値と実測値とを比較することによってこのような考え方の妥当性を確かめることができるが、この点に関しては目下研究中である。

Fig. 13 を詳しく見れば、漲潮時と落潮時とでは開口部の最大流速が異なり、後者の方が流速が大きいがわかるが、その理由は不明で、これも今後研究すべき問題である。

これらの資料から原型における値を推定するわけであるが、原型においても、模型と同じ流速分布をもてば、実験値に直接流速縮尺を乗ずるだけで原型の開口部における最大流速が推定できるわけであるが、このような場合の実測例がないので、何らかの仮定のもとにこれを推定しなければならない。

このような原型と模型におけ流れ方の相違を表わす一つの目安として開口部における流量係数が考えられ、これには縮流の効果のほかに摩擦などいろいろの効果が含まれているけれども、前述のように模型ではほぼ (5.2) 式で表わせることは実験の結果明らかになった。もし原型においても模型の場合と同様にして防波堤開口部の最大流速が求められるとすれば、原型の最大流速は

$$U_{ymax} = \frac{\bar{U}_{maxr}}{C_r} \cdot U_{mmax} \dots\dots\dots(5.3)$$

で表わされることになる。ここに、 $U_{ymax}$  および  $U_{mmax}$  はそれぞれ原型および模型での防波堤開口部における最大流速であり、 $\bar{U}_{maxr}$  および  $C_r$  はそれぞれ原型と模型との開口部の横断面について平均した時間的の最大流速および開口部の流量係数の比である。 $\bar{U}_{maxr}$  と  $U_{mmax}$  は既知であるから、原型の最大流速を求めるためには、 $C_r$  を推定すればよいことになる。模型での開口部の流量係数は Fig. 18 に示すように、この実験で現われる開口部の最大流速付近 ( $Re = \frac{\bar{U}h}{\nu} = 2 \sim 3 \times 10^3$ ) では、模型の開口部における流量係数は  $C_m = 0.6$  の程度である。一方、原型の開口部における流量係数  $C_p$  を少し大胆であるが、Fig. 18 に示された曲線の外挿により推定すれば、 $C_p = 0.8$  程度と推定される。したがって、原型と模型との流量係数の比は  $C_r = 1.33$  程度となり、模型の開口部における最大流速から原型の値を推定する場合にこの逆数、すなわち、 $1/C_r = 0.75$  程度に割引かねばならない。このような考え方で原型の値を推定すると、大潮の潮差に対する最大流速として Table 8 中の推定値 (I) のような値が得られる。

もう一つの推定の仕方はつぎのようである。防波堤開口部における最大流速に関与するのは開口部の断面

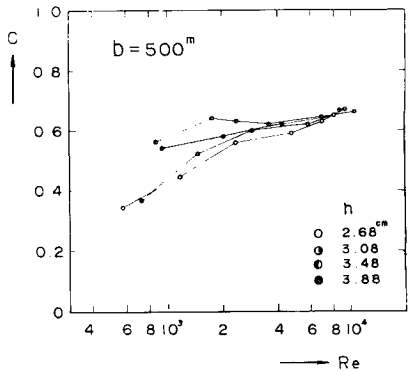


Fig. 18 Variation of discharge coefficient at the harbor entrance with respect to Reynolds number



Table 8 Estimated maximum current velocity at harbor entrances

Run	Experimental value (cm/sec)	Reduced value (knot)	Estimated value (I) (knot)	Corrected value (cm/sec)	Estimated value (II) (knot)	Estimated value (III) (knot)
TDA	8.0	3.48	2.61	6.5	2.82	2.6~3.5
TDB	—	—	—	5.5	2.36	—
TDC	5.6	2.43	1.82	4.6	2.00	1.8~2.4
TCA	13.3	5.78	4.33	10.3	4.47	4.3~5.8
TCB	10.3	4.48	3.35	8.1	3.52	3.4~4.5
TCC	8.4	3.65	2.73	6.7	2.91	2.7~3.7

積  $A$  とその流量係数  $C$  との積  $CA$  と考えられるが、このうち断面積  $A$  は Table 1 に示したような縮尺で再現されているから流量係数  $C$  の相違だけを考慮しなければならないが、この場合、実際には  $CA$  という積の形でできると考えられるので、開口部の流量係数  $C$  の違いをその断面積  $A$  の違いにおきかえることができるであろう。

前述のことから、原型と模型との開口部における流量係数の比を  $C_r=1.33$  とすれば、開口部の断面積  $A$  の増加の程度から見て大ざっぱに TCB の実験が実は TCA に相当する実験であり、TCC の実験が TCB に相当する実験であるといえる。Fig. 13 から大潮時の潮差 ( $H_m=0.52\text{cm}$ ) に対する開口部における最大流速  $U_{max}$  を読み取り、これを縦軸にとり、開口部の全断面積  $A$  を横軸にとつて図に示す Fig. 19 のようになる。そこで、前と同様に  $C_r=1.33$  とし、それぞれ開口部の断面積が 1.33 倍になったときの値、すなわち、TDA の実験値のかわりに TDA' の値を実験補正值として採用し、それに流速縮尺を乗じて推定した値が Table 8 中の推定値 (II) である。他の場合も同様にして推定値 (II) が得られる。

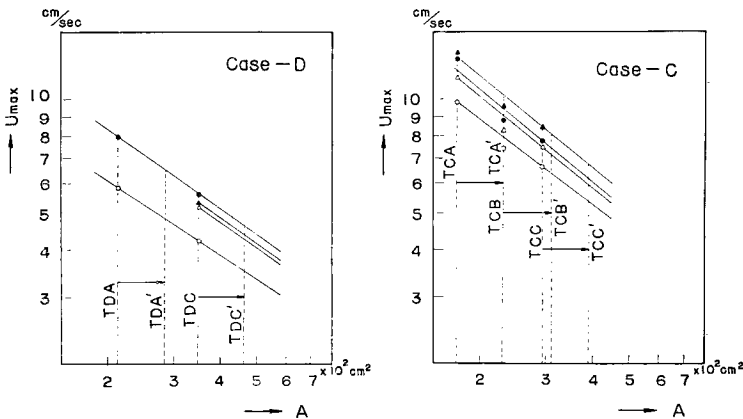


Fig. 19 Relation between maximum current velocity  $U_{max}$  and cross sectional area  $A$  at the harbor entrances

これらの2つの推定値は、Fig. 19 の直線の勾配が  $-1$  ならば一致するべき性質のものであるが、実際には Table 8 に示したような差が現われ、推定値 (II) の方が若干大きくなつている。これらの値は原型における流量係数の推定に弱点があるばかりでなく、模型における流量係数も実は実験例ごとに異なるため、この推定方法に必要な流量係数の比  $C_r$  があいまいであるから信頼度は高くはないが、大きな誤りはないものと思われる。しかしながら、 $C_r < 1$  とは考えられないから、安全のために  $C_r=1\sim 1.33$  として与えられる Table 8 中の推定値 (III) の程度に見積るのが賢明であろう。

### （c）流 況

漲潮時および落潮時における最大流速の分布が Fig. 14 および Fig. 15 に示されているが、これによる流速は開口部で最も大きく、これについて航路沿いに大きいことがわかる。また、港内では防波堤から離れるにつれて流速は小さくなっている。

これらの結果と予備実験の結果とを比較すると、大体の傾向は類似しているが、航路以外では予備実験の結果の方が若干小さいようである。その理由は、予備実験では海底地形が本実験の場合と多少異なっていたため、航路水深を合わせて実験をおこなったのであるが、そのため他の海域の水深が大きかったためと考えられる。

また、Fig. 14 および Fig. 15 の開口部付近の最大流速が Fig. 13 のものと一致しないのは、定義の違いによるためである。すなわち、この場合には、最大流速が現われる時刻を含む1分間に浮標が移動した距離を時間で除したものであり、Fig. 13 の場合に比べて長い時間、長い距離の平均値である。このため小さい値を示している。

開口部付近では、大きさにいえば噴流のような流れ方をし、そのため下流側の両側に大きな渦ができていますが、Fig. 14 の防波堤東端の港内にそれらしいものが見られる。また、噴流が完全に止まりきらないうちに転流がはじまるために、その近くでは流れはかなり乱れるようである。

同じ場合の浮標の流跡を示したのがFig. 16 であるが、これによると流跡は一般に開口部を中心とした放射線を長軸とする偏平な円であるが、開口部を通る場合にはかなり複雑になる。また、流跡は1周期ごとに閉じていない。これは乱れがあることを暗示している。

木曾三川に流量を与えた場合には、港外ではこれと異なつた流況を示すと推察されるが、これについては目下資料を整理中であり、よくわからない。

## 6. む す び

名古屋港に高潮防波堤が建設され、南部埋立地だけが完成した場合、および南部と西部の両埋立地が完成した場合の地形的条件について、港内、港外および木曾三川の水位の時間的変化、防波堤開口部における最大流速、および、港内および港外の流況とをそれぞれ3種類の開口部の幅に対して、水平縮尺1/700、鉛直縮尺1/500の模型によつて調べた。流況については、実験結果がまだよく整理されていないので全貌は明らかでないが、実験の結果つぎのことが明らかになつた。

（1）半日潮を与えた場合、防波堤開口部における最大流速は水位曲線がほぼ平均水位を切るときに現われ、ほぼ(5.2)式で表わせることがわかつた。したがつて、同一の模型では与えた潮差が大きいくほど、港内の水面積が大きいくほど、また、開口部の断面積が小さいほど、最大流速が大きいく。

（2）原型での防波堤開口部における最大流速は大潮時には Table 8 の推定値(Ⅲ)の程度となるであろう。

これらの推定値に幅のあるのは、原型の防波堤開口部における流れ方が明らかでないことに起因するもので、これが解決しない限り正確な1つの値を決定することは困難であり、推定値にこの程度の幅ができることはやむを得ないであろう。実際問題としては危険側すなわち、大きい方の値を採用する方が安全であろう。

さらに、感潮河川の水位変動についても相似性を考慮すれば、この種の模型で取り扱える可能性が暗示されたのは興味ある事実である。

最後に、この研究を遂行するにあつて、終始適切な御指導を賜つた岩垣雄一教授、ならびに実験に協力していただいた北川吉男、平賀太郎の両氏に深甚なる謝意を表する次第である。なお、この研究は一部運輸省の委託によつて行なつたものであることを付記する。

## 参 考 文 献

- 1) 樋口明生・吉田幸三：名古屋港付近の潮流に関する水理模型実験について(1)，京大防災研究所年報，第5号A，昭37. 3，pp. 323—331.
- 2) 速水頌一郎・樋口明生・吉田幸三：潮流を含む水理模型実験の相似性について，京大防災研究所年報，第2号，昭33. 12，pp. 83—95.
- 3) 名古屋港管理組合：名古屋港外潮流観測概報，昭35，pp. 1—18.
- 4) 京都大学防災研究所：宇治川水理実験所概要，京大防災研究所創立5周年記念論文集，昭31. 11，pp. 282—313.