

新荒川下流部模型実験について

細井正延*・富永正照**・橋本宏***

1. まえがき

東京湾、大阪湾、伊勢湾などにそそぐ大河川の河口付近の堤防は、高潮のときに波の影響をうけ、単に河川堤防としての働きほかに、波に対しても安全でなければならぬ。荒川放水路および中川は東京都の江東区、隅田区、江戸川区を流れ東京湾にそそいでいる。この一帯は地盤沈下がはげしく、高潮が来襲した場合にはもっとも被害をこうむりやすい地帯である。この災害防止のために東京湾高潮対策の一つとして荒川放水路および中川の堤防をかさ上げする工事が行なわれてきた。

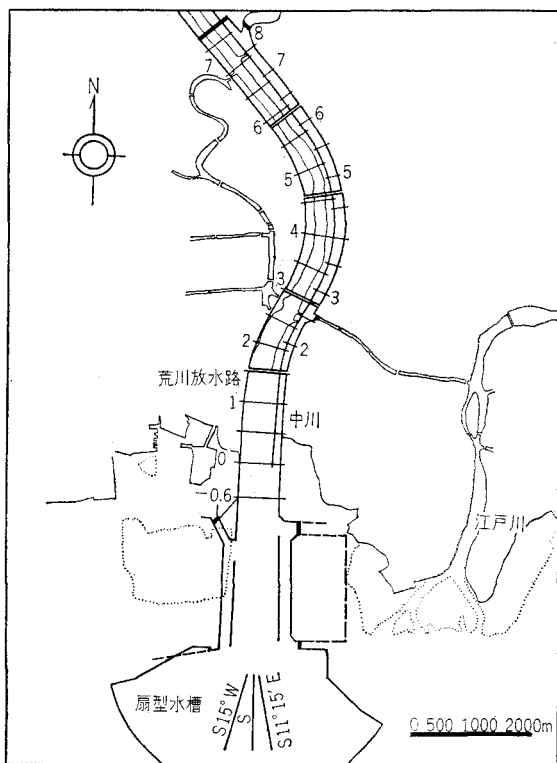
この実験は高潮が来襲した際の波の状態を調べるために行なわれた。複雑な断面形をもった河道内に波が侵入する場合、波は屈折、反射、回折を行ない、また水底摩擦によるエネルギーの損失が起こる。このような波の変化を調べ、同時に堤防への波うちあげ高を測定して、河口付近の堤防高を決定するための資料を得るために行なわれた。

2. 実験方法

模型実験は土木研究所 鹿島水理試験所内の扇型水槽で行なった。波を発生すると同時に高潮を発生することはむずかしいために、この実験では水位を高潮時の潮位に保って実験を行なった。模型は縮尺 1/60 で将来の埋立計画をふくめて荒川放水路および中川の現在の河口より 3 km 沖から上流 7.5 km までを計画断面にもとづいてモルタルで製作した。平面図、横断面を 図-1, 2 に示す。

造波装置はヒンジを2つもつフラッター型で造波板の幅は20m、高さ80cmで波の入射方向を変化できるようになっている。波高計および波うちあげ高計は階段抵抗式のものを使用し、ペンオシロに自記させた。波高は模型への入射高を-3.0km(2台)で測定し、河道内では荒川放水路:-0.6km, 0 km, 1 km, 2 km, 2.5km, 3 km, 4 km, 中川:0 km, 1 km, 2 km, 2.5km, 3km, 4 kmの河道中央で測定した。波うちあげ高は荒川放水路右岸:-0.6 km, 0 km, 1 km, 2 km, 2.5 km, 3 km, 4 km 左岸 3 km, 中川左岸:0 km, 1 km, 2 km, 3 km, 4 km で測定した。4 km より上流は波が小さくなるた

図-1 新荒川平面図



め 4.5 km で河道を締切って実験を行なった。

造波機で発生した波が定常状態に達するには40~50波必要であり、測定値はこれ以後各波の変動が平均値に影響をおよぼさない長さとして250波をとり、これより5層に分け各層よりランダムに10波を選び、この50波の平均を求めて各点の波高、波うちあげ高の平均値としてある。

実験に使用した波はつぎの条件のもとに風向、風速の変化を考慮した SMB 法によって計算した波りを用いた。

表-1

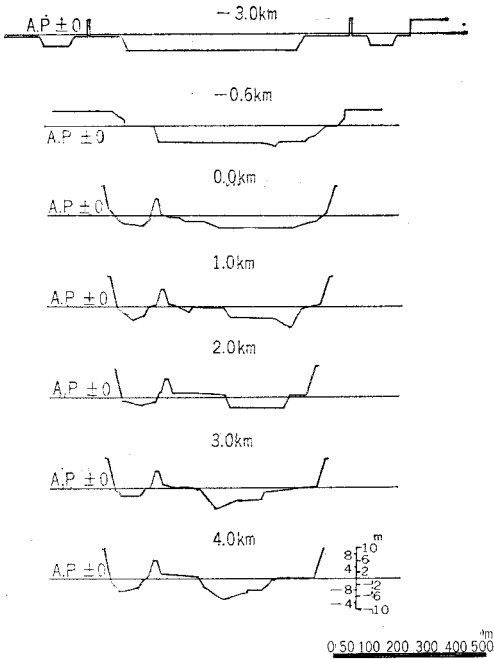
方向	コースI		コースII		備考
	波高 (m)	周期 (sec)	波高 (m)	周期 (sec)	
ESE	1.67	5.7			現地観を-6mまで掘削
SE	2.49	6.3	2.19	6.0	
SS E	2.95	6.8			
S	2.99	7.1	2.93	7.0	
S	3.28	7.4			
S	3.02	7.7			
S15°W			3.30	7.5	

* 工博 建設省土木研究所河川部長

** 建設省土木研究所河川部海岸研究室

*** 同上

図-2 新荒川横断図



計算に使用した条件は台風の規模は伊勢湾台風をとり、台風のコースとしては大正6年10月の台風およびキティ台風のコースに平行で荒川河口に最大の波を発生する位置にあるコースを用いている。台風域内の風は傾度風と台風の進行にともなう風のベクトル和としている。計算された値は表-1のとおりである。これより模型実験では波高5~6cm(3.0~3.6m), 周期1.0sec(7.75sec)の波で実験を行なった。実験の際の潮位は A. P. +5.3m と 4.8m で行なっている。波の入射方向は S (河道に平行), S11°15' E, S 15°W の3方向である。

3. 予備実験

この種類の模型実験で問題になるのは相似率である。特にこの実験では波の水底摩擦による減衰が関係しているためにこの機構を知らなければ実際の現象を模型実験より推定することはむずかしい。

水底摩擦によるエネルギーの損失については理論的にもまた実験によってもいろいろな研究が行なわれている。Putnum と Johnson²⁾ は水底における運動を乱流と考えて水底摩擦による単位時間、単位面積あたりの平均のエネルギー損失 D_{f1} をつぎのように表わしている。

$$D_{f1} = \frac{4}{3} \pi^2 \frac{f \rho H^3}{T^3 \left(\sinh \frac{2\pi h}{L} \right)^3} \dots\dots\dots(1)$$

ここで H : 波高, T : 周期, h : 水深, L : 波長, ρ : 水の密度, f : 摩擦係数

上式の摩擦係数 f の値を求めるために現地観測が行なわれ Bretschneider³⁾ はメキシコ湾において $f=0.053$

~0.08を、一方オキチョビ湖での浅海での波の発達についての観測では $f=0.01$ とした場合にあらうとしている。わが国では岸博士⁴⁾ は新潟海岸で $f=0.03\sim0.04$ という値を得ている。岩垣博士, 柿沼氏による秋田海岸での観測では $f=0.033\sim0.090$ という値を得ている。

一方, 土屋, 井上の両氏⁵⁾ は Lamb⁷⁾ の解を用いて境界層を層流と考えた場合の単位面積当り単位時間の平均のエネルギー損失をつぎのように表わした。

$$D_{f2} = \frac{\pi^2}{2} \left(\frac{\rho \nu}{T^2} \right) \sqrt{\frac{\pi}{\nu T}} \cdot \frac{H^2}{\sin^2 k^2 \frac{2\pi h}{L}} \dots\dots\dots(2)$$

ここで ν : 動粘性係数

模型における水底摩擦によるエネルギー損失がどのように表わされるかを調べなければ相似率についてははっきりしたことは出来ない。このため予備実験を行なってこのことについて調べてみた。実験は扇型水槽および模型の水平部を利用して幅 8.0 m, 長さ 100 m の水路で行ない波高は 9箇所段階抵抗式波高計を用いて測定した。実験の範囲は波高 3~6 cm, 周期 0.8~1.5 sec, 水深 14.7~15.7 cm である。

まず, 式(1)をエネルギー関係式に入れ水深一定として積分を行ない測定値より摩擦係数 f を求めると 0.02~0.10の間にあり f が一定とは考えられない。

つぎに式(2)をエネルギー関係式に入れ水深一定として積分すると

$$\left(\frac{g L^3}{\nu^2} \right)^{\frac{1}{4}} \frac{L}{x} \log_e \left(\frac{H_0}{H} \right) = \sqrt{2} (2\pi)^{\frac{3}{4}} \left\{ \tanh \left(\frac{2\pi h}{L} \right) \right\}^{\frac{3}{4}} \times \left\{ 1 + \frac{4\pi h}{L} \frac{1}{\sinh \frac{4\pi h}{L}} \right\} \sinh^2 \frac{2\pi h}{L} \dots\dots\dots(3)$$

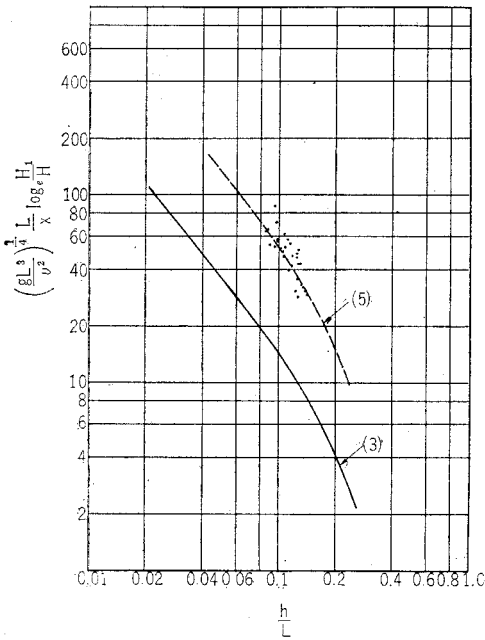
となる。測定値より上式の左辺の値を求め h/L との関係を示すと 図-3 のようになる。式(3)と測定値はほぼ同じ傾向を示すがその値はかなり大きい。この実験では水路幅が水深の50倍以上あるため側壁の影響は無視してもよいと考えられる。

式(3)と同じ傾向を示すことより境界層は層流と考えられ相似性を保つためにはレイノルズ数を等しくしなければならぬ。この実験では水の運動についてフルード数を等しくとっているため水底摩擦に関して相似性が成り立たない。このため実験結果より水底摩擦による減衰を取り除くこととし、つぎのようにして実験式を求めた。

水底におけるせん断力を $\tau = f \rho u^2$ とする。ここで $f = k'/R$, とおき R を $R = \frac{u_0 \delta}{\nu}$ で長わす (u_0 : 底面流速, $\delta = a \sqrt{\frac{\nu T}{2\pi}}$ 層流境界層厚, $a, k' = \text{const}$), $k = k'/a$ とし

$$D_{f3} = \frac{4}{3} \rho \pi k \sqrt{\frac{2\pi \nu}{T}} \frac{H^2}{T^2 \sinh^2 \frac{2\pi h}{L}} \dots\dots\dots(4)$$

図-3



となり、エネルギー関係式に入れて水深一定として積分するとつぎようになる。

$$\left(\frac{gL^3}{v^2}\right)^{\frac{1}{2}} \frac{L}{x} \log_e\left(\frac{H_0}{H}\right) = \frac{16}{3} v^{\frac{1}{2}} (2\pi)^{\frac{3}{4}} \cdot k \cdot \left(\tanh\frac{2\pi h}{L}\right)^{\frac{3}{2}} \left(1 + \frac{4\pi h}{L} \frac{1}{\sinh\frac{4\pi h}{L}}\right) \sinh^2\frac{2\pi h}{L} \dots\dots(5)$$

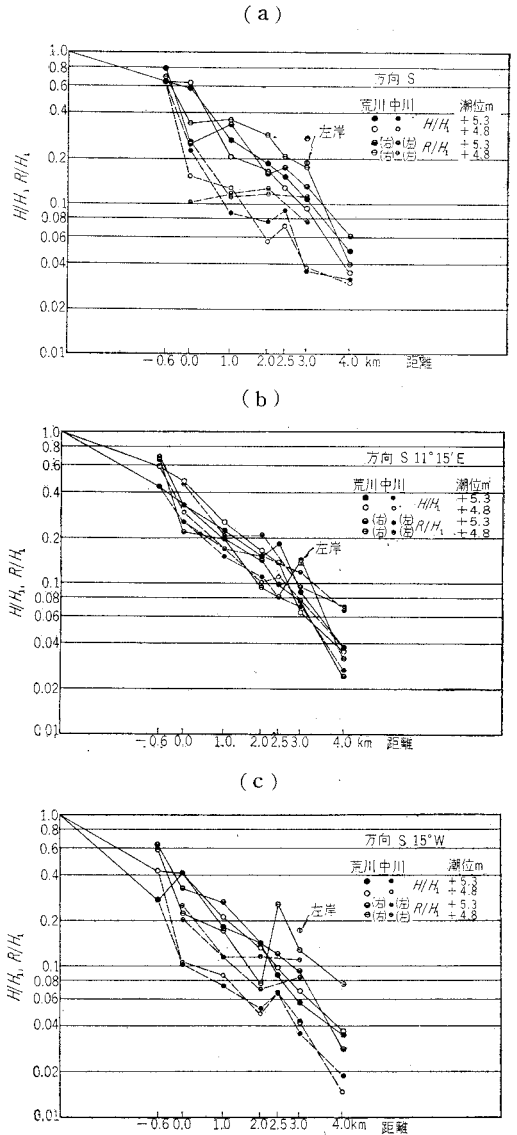
測定値より h の値を求めると $k=2.2$ となりこれは式(3)右辺の3.7倍になっている(図-3参照)。

4. 実験結果

入射波は河道が高水敷と低水敷にわかれている複断面をしているために屈折し、初めは堤防に直角であった波の峰は進むにつれてある角度をなして堤防にうちあげる。河川堤防は3割のり勾配をもっており、この堤防で波が反射し河道内の波は入射波と反射波の重なり合ったものとなる。また反射する際に二次波を生じ、このため水面は非常に複雑な形となり各位置における波高は変動する。波高測定位置における250波中の最大値と平均値の比は1.5~2倍の間にある。

入射波の減衰状態は図-4のとおりである。この図はあたえた波が各実験について同じ値をとらないため各位置の平均波高 H と入射平均波高 H_0 の比の4つの実験の平均値を示す。これによると波の入射方向によりその減衰の状態が異なり反射波が生じていると思われる場合がある。河道に平行な S 方向からの波は0kmまではほとんど摩擦のみによって減衰し、これより上流では屈折の

図-4



影響が入っている。S11°15'E, S15°Wの場合には0kmに達する以前に両岸で反射し荒川放水路と中川における減衰の状態が異なっている。

さきに述べたように水底摩擦による波高の減衰については現地観測をまたなければ明確なことはいえないが、一応ここでは水底摩擦と地形による変化(屈折・反射・回折)とを分離してみる。

模型における水底摩擦による波高の変化は式(4)で表わされると考える。地形による影響はおもに屈折によるものと考え波のエネルギーの変化をつぎのように表わす。

$$\frac{d(Pb)}{dx} = -(D_{F3})b \dots\dots(6)$$

ここに P : 単位幅あたりのエネルギー, b : 相隣る直交線間の距離, x : 距離 D_{F3} : 式(4)で表わされる単位面

積単位時間あたりの平均のエネルギー損失。また

$$Pb = E \cdot C_g \cdot b, \quad E = \frac{1}{8} P_0 H^2 \dots\dots\dots (7)$$

C_g : 群速度であり波高をつぎのように表わす。

$$H = K \cdot K_r \cdot K_s \cdot H_0$$

ここに H_0 : 沖波波高, k : 摩擦による変化,

$$K_r = (b_0/b)^{1/2} : \text{屈折係数}, \quad K_s : \text{浅水度係数}$$

以上の式(6), (7), (8)より

$$\frac{1}{K} \frac{dK}{dx} = \frac{64}{3\pi} \frac{1}{g} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\sqrt{2\pi\nu}}{L} \cdot \frac{K}{\sqrt{T}} \cdot \frac{1}{T^2 \sinh^2 \frac{2\pi h}{L}} \cdot \frac{1}{2nL} \dots\dots\dots (9)$$

$$n = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{4\pi h}{L} \frac{1}{\sinh \frac{4\pi h}{L}} \right]$$

となり上式の右辺には K_r がふくまれていないためこれを水深一定として積分するとき求めた式(5)になる。

上に述べたことより各測定値より摩擦の影響を取り除くには式(8)を変形し水深一定の場合は

$$K_r = \frac{H}{K \cdot K_s \cdot H_0} = \frac{H}{K \cdot H_1} \dots\dots\dots (10)$$

より求めればよい。

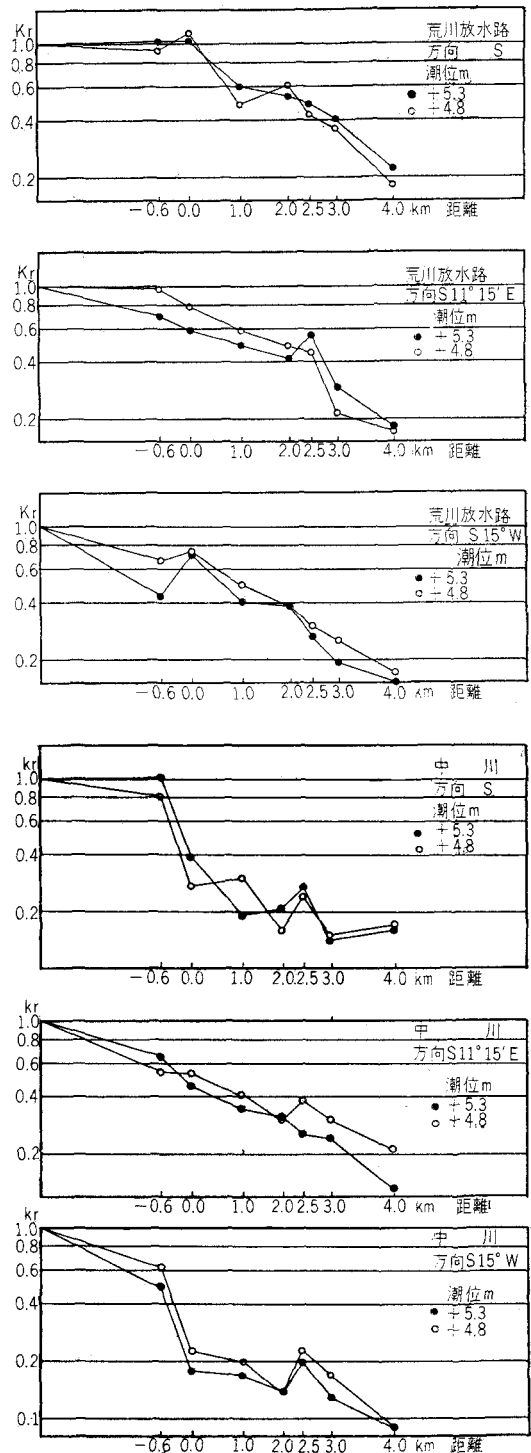
式(10)を用いて K_r を求めると 図-5 のようになる。この模型はほぼ計画断面にもとづいているため -3.0km~0 km, 0km~4km の間は水深一定として計算してある。これによると S 方向および S 15° W 方向はほぼ同じように変化するが, S 11° 15' E は異なり波の進む方向が中川河口に向いている。この地形による変化は 1 km に対してほぼ $K_r = 0.8$ 程度の値をとっている。中川の河口部では入射波の方向によって大きく変化している。これらの屈折による変化は屈折図よりある程度推定できると考えられるが, 堤防による反射をどう表わすかなどの問題があり, さらに検討しなければならない。

河道を進む波は屈折, 反射によって大きさが変化するため堤防に対するうちあげ高も場所によってもまた時間によっても変動している。うちあげ高の 250 波中の最大値と平均値の比は 1~3 程度である。波うちあげ高 R を H/H_1 とともに入射波平均波高 H_1 との比 R/H_1 で表わし 図-4 に示す ($H_1 = K_s H_0$, $K_s = 0.920$, 潮位+5.3 m; $K_s = 0.923$ 潮位+4.8 m)。

波うちあげ高より水底摩擦の影響を取り除くことは波形勾配により変化するため不可能と考えられる。このためここでは各断面中央の波高と波うちあげ高より R/H_0' , H_0'/L_0 の関係を求めると 図-6 に示すようになる。同じ断面であっても波高が異なっているため R/H_0' は各測定位置によって異なっている。波高とうちあげ高を結びつけることはその間に, 反射, 屈折, 摩擦などの影響が入っているためさらに測定方法, 解折方法について検討しなければならない。

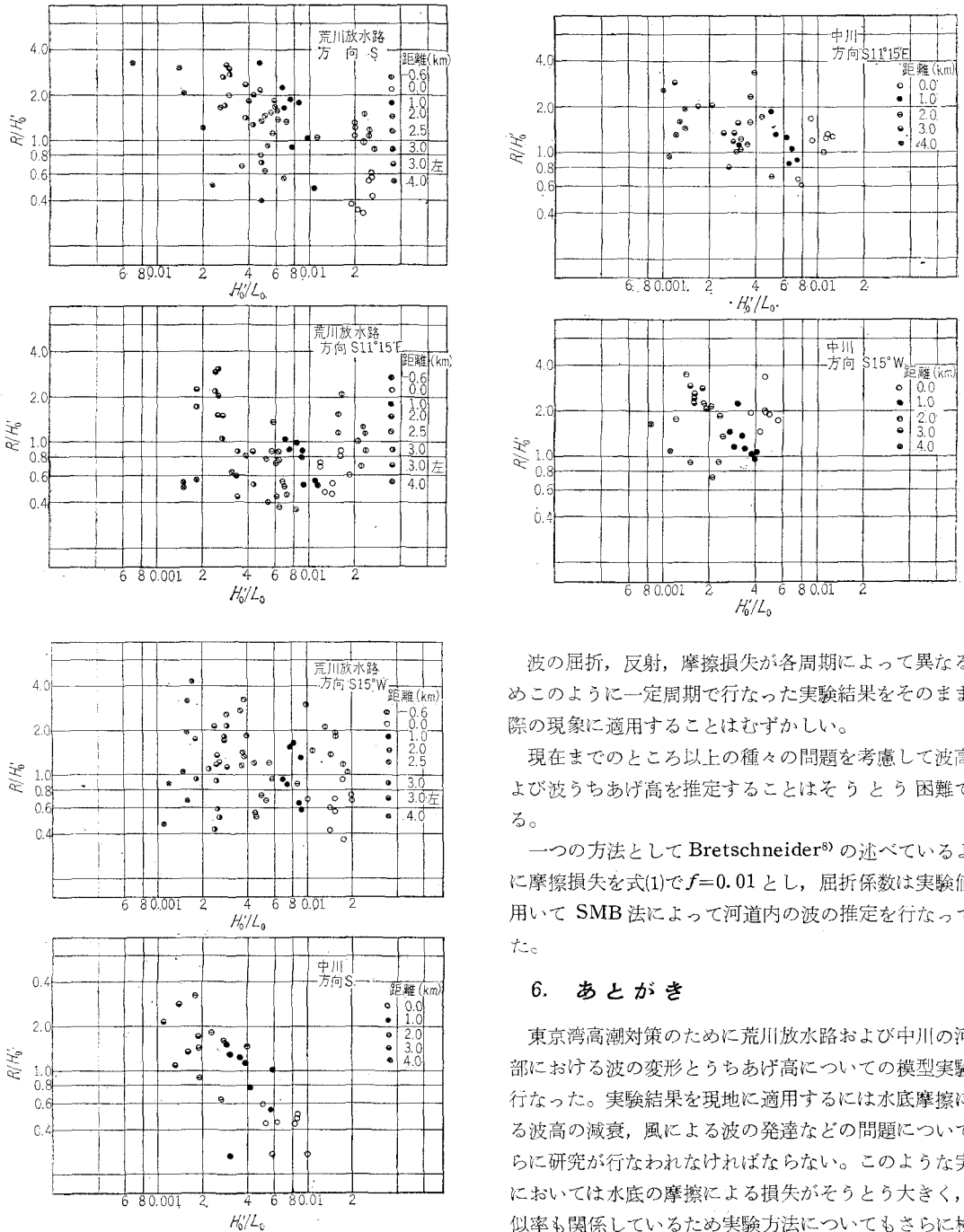
5. 現地への適用

図-5 (a), (b), (c), (d), (e), (f)



模型実験より得られた結果を現地に適用するには相似率が成り立っていないと考えなければならない。この実験では水底摩擦による波高の減衰が大きな要素となっている。この点に関しての現地観測の資料がないためこの点について

図-6 (a), (b), (c), (d), (e), (f)



波の屈折、反射、摩擦損失が各周期によって異なるためこのように一定周期で行なった実験結果をそのまま実際の現象に適用することはむずかしい。

現在までのところ以上の種々の問題を考慮して波高および波うちあげ高を推定することはそうとう困難である。

一つの方法として Bretschneider³⁾の述べているように摩擦損失を式(1)で $f=0.01$ とし、屈折係数は実験値を用いて SMB 法によって河道内の波の推定を行なってみた。

6. あとがき

東京湾高潮対策のために荒川放水路および中川の河口部における波の変形とうちあげ高についての模型実験を行なった。実験結果を現地に適用するには水底摩擦による波高の減衰、風による波の発達などの問題についてさらに研究が行なわれなければならない。このような実験においては水底の摩擦による損失がそうとう大きく、相似率も関係しているため実験方法についてもさらに検討する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 荒川河口における波の推算 (東京湾高潮調査, 葛西海岸調査), 建設省土木研究所.
- 2) Putnum, J. A. and Johnson, J.W : The Dissipation of Wave Energy by Bottom Friction, Trans. A.G.U. Vol. 30, 1949.

確かめることができなかった。さらに実際には河道を吹く風による波の発達があると考えられる。これについては風域の幅の影響をもふくめて推定しなければならない。

- 3) Bretschneider, C.L.; Field Investigation of Wave Energy Loss of Shallow water Ocean Waves, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No.46, 1954.
- 4) 岸力：海岸堤防に関する研究(5)―海底まさつによる浅水波のエネルギーの散逸―，土木研究所報告第93号の1，昭和29.7.
- 5) 岩垣雄一・柿沼忠男；秋田海岸の海底摩擦係数について，第9回海岸工学講演会講演集，1962.
- 6) 土屋義人・井上雅夫；海底摩擦による波高減衰の基礎的研究，第8回海岸工学講演会講演集，1961.
- 7) Lamb, H.; Hydrodynamics, 6th edition, New York, Dover Publication, pp. 619.
- 8) Bretschneider C.L.: Revisions in Wave Forecasting, Deep and Shallow Water, Proc. 6th Conf. Coastal Eng, 1958.

海岸工学講演会講演集および COASTAL ENGINEERING

IN JAPAN 頒布について

昭和29年11月神戸市において第1回の海岸工学研究発表会が開かれ，その後わが国における海岸工学の発展を期し，土木学会に海岸工学委員会が設置され，この委員会の仕事としての海岸工学講演会は今年で第10回を数えることになりました。この間，土木学会では毎年海岸工学講演会講演集を刊行すると同時に，昭和33年よりわが国の海岸工学研究の業績を広く海外へ紹介することを目標に Coastal Engineering in Japan を発行しております。これらの残部が次のとおりありますのでこの機会にぜひおそろえ下さい。

海岸工学講演会講演集(1957年版)(平版)	B5判 254頁	実費 300円	(送料 90円)
第6回 海岸工学講演会講演集(1959年版)	B5判 160頁	〃 400円	(〃 60円)
第7回 海岸工学講演会講演集(1960年版)	B5判 303頁	〃 600円	(〃 110円)
第8回 海岸工学講演会講演集(1961年版)	B5判 218頁	〃 1000円	会員価 800円(〃 100円)
第9回 海岸工学講演会講演集(1962年版)	B5判 162頁	〃 1000円	〃 800円(〃 100円)

COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. I (1958)	B5判 147頁	実費 250円	(〒 共)
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. II (1959)	B5判 122頁	〃 300円	(〃)
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. III (1960)	B5判 303頁	〃 500円	(〃)
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. IV (1961)	B5判 122頁	〃 700円	(〒50円)
COASTAL ENGINEERING IN JAPAN, VOL. V (1962)	B5判 162頁	〃 1200円	(〒 共)

昭和38年10月5日印刷
昭和38年10月10日発行

第10回海岸工学講演会講演集(1963)

定価 1200円 (〒100円)
会員特価 1000円

発行者 本間 仁 東京都新宿区四谷一丁目
印刷所 東洋社印刷KK 東京都文京区久堅町85
発行所 社団法人 土木学会 東京都新宿区四谷一丁目
電話 (351) 5138 番 (代表)・振替口座東京 16828 番