

不規則波に対する護岸の期待越波流量について

— 第 2 報 —

合 田 良 実*

1. ま え が き

最近わが国は、伊勢湾台風による高潮災害のような激しい海岸災害に見舞われずに済んでいる。これは、海岸保全施設が年々整備されてきた効果であり、また一面では超大型台風の直撃を受けていない幸運にもよっている。とはいえ、海岸災害は毎年日本の各地で発生しており、いかなる異常気象・海象条件に対しても安全な海岸堤防、護岸に対する要請は一層強まるばかりである。

海岸堤防や護岸の計画天端高は、従来、波の打ち上げ高によって定められることが多かった。しかしながら、この方式を盲信すると、不測の災害を招くことになりかねない。すなわち、設計波の最大打ち上げ高を上まわるように天端高を定めたといえ、その堤防や護岸は設計条件の下では実質的な越波がまったく生じないと考えられやすい。そこで、堤防のすぐ背後に人家が建てられたとしよう。しかし、最大打ち上げ高を求めたときの設計波は何であろうか。通常は有義波あるいは 1/10 最大波である。有義波であれば、これよりも波高の大きな波が 100 波のうち約 13 波存在する。1/10 最大波でも、100 波のうち約 4 波は波高がこれを上まわる。したがって、有義波あるいは 1/10 最大波に相当する波までは越えなくとも、波群中にはこれよりも大きな波高の波が存在するのであるから、これらの高波は堤防の天端を乗り越え、水塊の実質部分が背後の人家の上へ流下する。万一このような事態が発生した場合、われわれは設計を上まわる気象・海象条件による天災であるといえるであろうか。著者は、計画の時点において波の不規則性を十分考慮に入れ、このような不測の事態を未然に防止すべきであると考える。

先に発表した期待越波流量の算定方式^{1), 2)}は、このような考え方を基底とし、これに対処する一つの方法として提案したものであった。これは、各波高の出現確率を重みとして越波流量の加重平均を算出する方法であり、重複波領域では不規則波の実験結果とほぼ一致する結果が得られ、この裏付けを基に、期待越波流量の一般図表を作成した。ただ先回の報告では、砕波帯内の越波現象に対する適合性、波高の Rayleigh 型分布の適否、現地

越波量との比較など、未検討の事項がいくつか残されていた。今回、これらの問題についてある程度のデータが得られたので、第 2 報としてとりまとめ報告する次第である（なお最終報告は港湾技術研究所報告に発表の予定である）。

2. 砕波帯内の直立壁の越波実験

(1) 実験条件および実験

先回は $H_{1/3}=7.5\sim 16.4$ cm に対して前面水深が $h=35$ cm と、大半の波が重複波となる領域について実験を行なった。今回は、直立壁を $h=20$ cm および 10 cm の位置におき、波群中のかんりの波が砕波あるいは砕波後の波となる条件で実験した。実験装置は先回述べたとおりで、造波板の中央位置から 11.7 m $\sim$ 12.6 m の区間が砕石で 1/7.5 勾配、12.6 m 以遠は勾配 1/20 の木製（一部鋼製）斜面となっている。ただし、水路を 2 分していた仕切壁は取りはずし、50 cm の全幅にわたって模型を据付けた。

実験は表—1 のように波の検定と越波量の測定を繰り返した。波の検定は、 $h=60$ cm の一様水深部（11 m 地点）、および模型設置予定の $h=20, 10$ cm の 3 地点に

表—1 実験の順序

順 序	内 容	対 象
1	波の検定	規則波 ($T=1.38, 1.77$ sec)
2	越波量測定	$h=20$ cm, $R=10$ cm の直立壁
3	波の検定	規則波および不規則波
4	越波量測定	$h=20$ cm, $R=15$ cm の直立壁
5	同 上	$h=10$ cm, $R=8$ cm の直立壁
6	波の検定	規則波および不規則波
7	越波量測定	$h=10$ cm, $R=12$ cm の直立壁
8	波の検定	規則波

注：h は前面水深，R は静水面上の天端高

波高計を置き、越波実験と同一条件で波を発生させてその記録をとり、波高および周期を読みとった。規則波の検定は、表—1 のように前後 4 回行なったが、この間の差は僅少であった。測定はすべて模型による反射波が造波板との間を 1 往復する時刻前に打ち切った。このため不規則波の検定および越波量の測定は、1 回に約 10 波づつ、各ケースとも 20 回繰り返して、200 $\sim$ 220 波のデータを取得した。

実験不規則波としては、10 個の成分波の出力比を一

* 正会員 運輸省港湾技術研究所水工部

定としたまま、全体の出力レベルを3種類に変えたものを用いた。 $h=60\text{cm}$ における検定の結果は表-2のとおりである(前後2回の検定の総和を示す)。前回と同じく、波高の分布幅は Rayleigh 分布よりもやや狭い。これは不規則波の発生用に10成分しか用いていないため、後述の不規則波のシミュレーションの結果によれば、波高の Rayleigh 分布を実現するためには、不規則波発生装置として50以上の成分波を必要とし、成分数が少なくなるにつれて分布幅が狭くなる($H_{\max}/H_{1/3}$ などの比が小さい)ことが示されている。

表-2 実験不規則波の諸元 ($h=60\text{cm}$ 地点)

出力	波数 N	$H_{\max}$ (cm)	$H_{1/10}$ (cm)	$H_{1/3}$ (cm)	$\bar{H}$ (cm)	T (sec)
$E=6.0$	405	23.2	18.2	15.4	10.4	1.58
$E=5.0$	413	18.2	15.1	12.5	8.4	1.48
$E=4.0$	443	13.6	11.3	9.4	6.3	1.53

(2) 越波流量の実験結果

越波水量は、直立壁の背後に設けた緩やかな斜面を流下させて、これをプラスチック・フィルムを貼り合せた袋で受け、7~12波の総越波水量(最大約50*l*)として測定した。越波流量 q は、この水量を実験波の継続時間(非越波も含めて)および水路幅50cmで割って算出した。

$T=1.38$ および 1.77sec の規則波について波高を徐徐に変えたときの測定結果を図-1~4に示す。この図で波高 H_0 は、 $h=60, 20$ および 10cm の検定波高を用

いて計算した相当深水波高である。周期1.38secと1.77secの越波流量をくらべてみると、1.77secの方が全般的に大き目で、周期の影響が認められ、とくに碎波後の波においてこの差が著しい。しかし、波高による越波流量の変化の傾向は同じであり、1.38secと1.77secの中

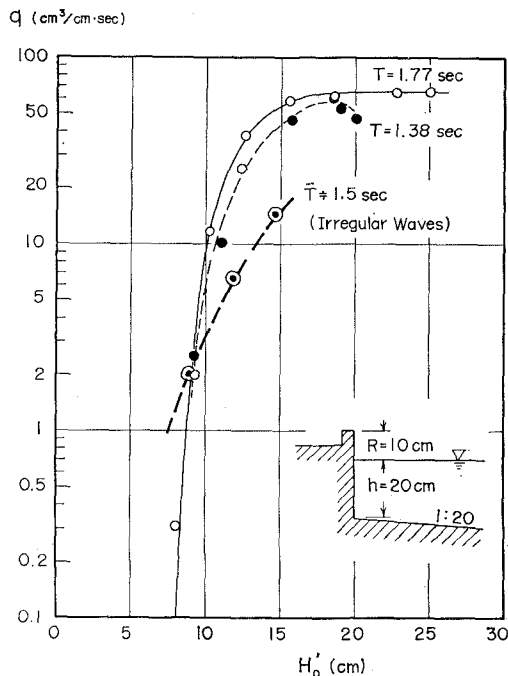


図-2 越波流量の実験結果(2)

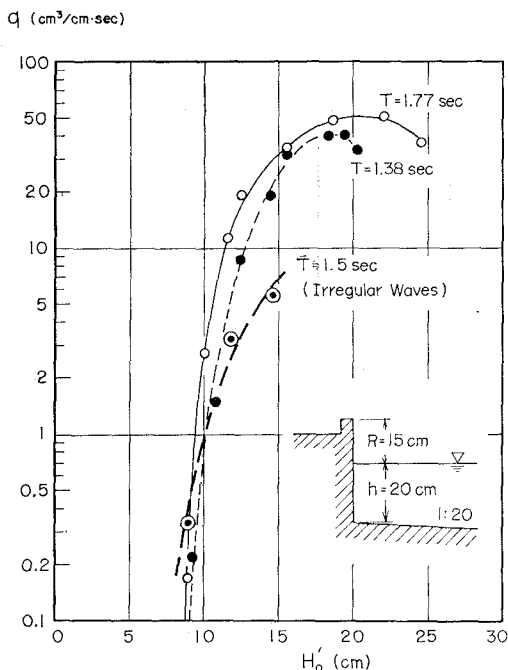


図-1 越波流量の実験結果(1)

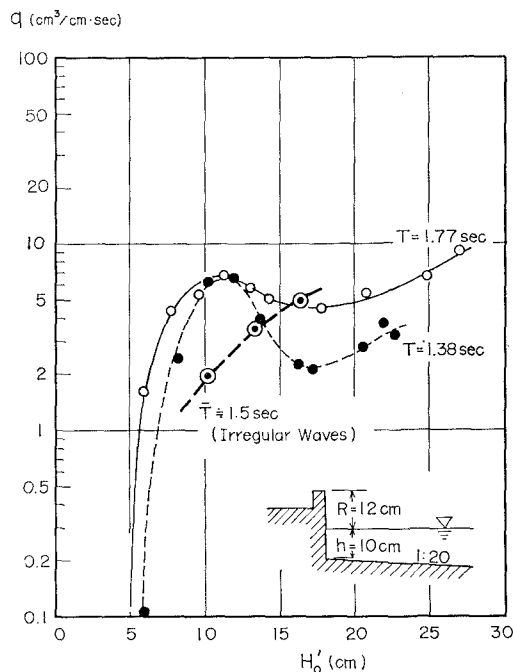
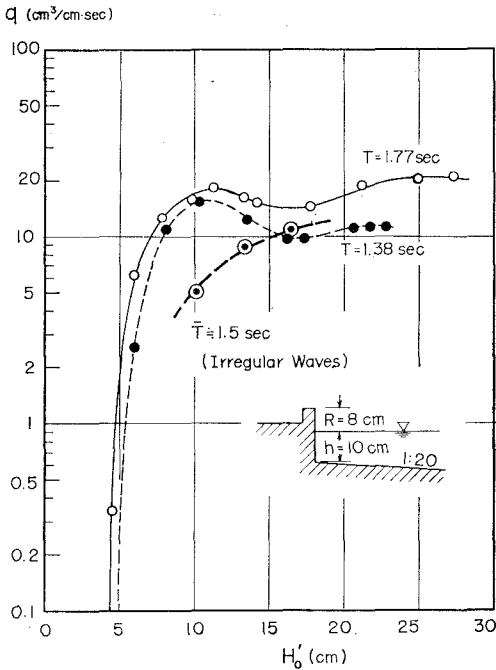


図-3 越波流量の実験結果(3)



図—4 越波流量の実験結果 (4)

間の周期の越波流量曲線を内挿することは容易である。

なお、図—1～4 の規則波の越波流量を先回提示した $q/\sqrt{2gh^3}$ vs. H/h の曲線群と比較すると、 $H'_0/h=0.8 \sim 1.0$ 以下では今回のデータがやや大きく、これ以上では逆に小さ目となって、越波流量の変化の傾向が若干異なった。しかし、先に提示した越波流量曲線は各種の実験データに基づいており、今回のデータもその散らばりの範囲内であることや、越波量推定の許容誤差その他を考慮し、越波流量曲線の改訂は行なわなかった。

図—1～4 には、不規則波による越波流量の平均値も示してある。波高は相当深水域波高 ($H_{1/3}$) の値である。これは、表—2 に示した $h=60\text{cm}$ の $H_{1/3}$ の測定値に、規則波に対する相当深水波高の換算係数を乗じて算出したものである。不規則波の越波流量は、規則波にくらべて波高による変化が緩やかな特徴がある。 $h=20\text{cm}$ の場合、波高が ($H_{1/3}$) に等しい規則波の越波流量にくらべて、($H_{1/3}$) $=H'_0 \approx 9\text{cm}$ 以上では不規則波の平均越波流量の方が少ないけれども、 9cm 以下では不規則波の方が大きな流量を示している。 $h=10\text{cm}$ の場合でも、データの傾向から見て ($H_{1/3}$) $=H'_0 \approx 5\text{cm}$ 以下では規則波よりも大きな流量を示すものと推定される。

(3) 期待越波流量との比較

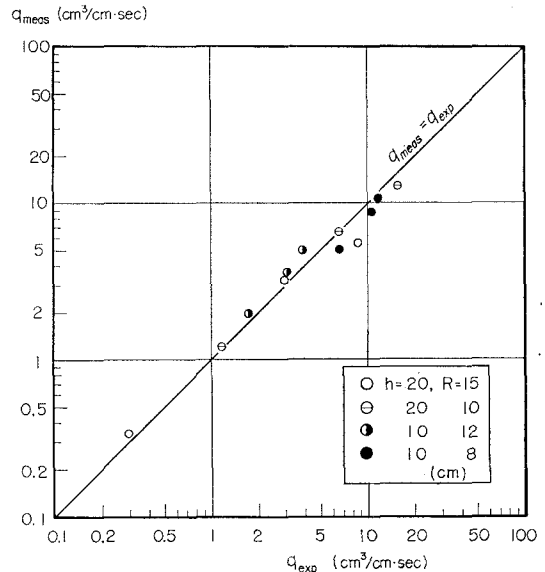
不規則波に対する期待越波流量は、次式で計算される。

$$q_{\text{exp}} = \int_0^{\infty} q(H) p(H) dH = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^m q(H_i) n_i \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $N = \sum_{i=1}^m n_i$: 総波数、 n_i : i 番目の波高区分帯内の波数、 m : 波高区分帯の数、 $p(H)$: 波高出現確率密度、 $q(H_i)$: 波高 H_i の規則波の越波流量である。

今回の実験の場合、 $q(H)$ は図—1～4 のように求められており、また n_i は表—2 の原資料である不規則波の検定記録から読み取られる。実際の計算では、 $T=1.38\text{sec}$ と 1.77sec の $q-H$ 曲線の差があまり大きくないので、不規則波の代表周期として平均値 $\bar{T}$ をとり、これに対する $q-H$ 曲線を使用した。また波高区分は 1cm 間隔とした。

このようにして計算した期待越波流量 q_{exp} と、実験で測定した平均越波流量 q_{meas} を比較したのが、図—5 である。計算値は実験値の $0.77 \sim 1.56$ 倍の範囲内であり、不規則波の変動性を考慮すると良く一致していると



図—5 越波流量の期待値と実験値の比較

いえる。とくに、沖波の測定点から直立壁の設置地点までの間で波が複雑な変形過程を経るにもかかわらず、このように沖波の波高分布を用いて計算した越波流量の期待値が測定値と平均的に一致したことは、期待越波流量方式の適用範囲を大幅に拡張したものである。すなわち、規則波による模型実験において相当深水波高 H'_0 と越波流量 q との関係が正確に求められれば、現地の波高の出現確率を仮定することにより、越波流量の期待値を式 (1) で計算することができ、これは砕波帯内の構造物に対しても適用される。

3. 波高の Rayleigh 分布について

波群中の波高の分布については、Longuet-Higgins³⁾ が次の Rayleigh 分布で表わされることを示している。

$$p(H)dH = \frac{\pi}{2} \frac{H}{\bar{H}} \exp \left[-\frac{\pi}{4} \left(\frac{H}{\bar{H}} \right)^2 \right] d \left(\frac{H}{\bar{H}} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

各種の代表波高の比率は、この関係から

$$H_{1/10}/H_{1/3}=1.271, \bar{H}/H_{1/3}=0.626 \quad \dots\dots\dots (3)$$

と導かれる。Longuet-Higgins の計算は、周波数スペクトルが非常に尖っていて、波形の極大値がすべてゼロアップクロス法による波の山に一致する場合に適用されるものである。しかし、実際の海の波の記録では、波高および周期をゼロアップクロス法で定義する限り、スペクトルのピークがあまり鋭くなくとも、波高分布は式(2)の Rayleigh 分布に実用上一致することが知られている^{4),5)}。

ゼロアップクロス法による波高の分布を理論的に求めることは不可能に近いので、著者は先に電子計算機による不規則波のシミュレーションを行なって、波高の分布とスペクトル形状の関係を調べた⁶⁾。スペクトルとしては white noise に近いものから、ほとんど線スペクトルと見なせるほどピークの尖ったものまでいろいろに変化させ、また風波とうねりの重畳をモデル化した双峯型スペクトルについても検討した。シミュレーションは 50~100 の成分波を重ね合せて不規則波を作る方法により 1 回に 200 波の連続波形を求め、各スペクトルに対して 5~10 回繰り返してその平均を求めた。この結果のうち、 $H_{\max}$, $H_{1/10}$ および $\bar{H}$ と $H_{1/3}$ の比が、スペクトル幅のパラメータ ϵ によってどのように変わるかを示したのが図-6 である。 $H_{1/10}/H_{1/3}$ と $\bar{H}/H_{1/3}$ は ϵ の増加につれて式(3)の理論値からはずれる傾向がやや見られるが、双峯型スペクトルの中には ϵ が大きくとも理論値に近い値を示すものもある。また理論値からはずれるといってもその差は小さく、現地観測値が Rayleigh 分布に適合することを裏付けている。とくに、ここで示したシミュレーションは線型重ね合せを用いているので、実際の波の非線型性を考慮すれば、Rayleigh 分布との適合性はさらに良くなるものと考えられる。

なお、 $H_{\max}/H_{1/3}$ は $\epsilon \rightarrow 0$ で理論値に収束していない。これは Longuet-Higgins の計算がランダムなサンプリングを対象としているのに対し、ここでは 200 波の連続した波高列を対象としているためである。

また、砕波帯内の波群については、波高の分布幅が狭く、いくぶん規則的になる⁷⁾。しかし、前節で示されたように、期待越波流量の計算では沖合に想定された相当深水波が対象である。これに対しては、現地観測および上記のシミュレーションなどによって Rayleigh 分布の適合性が認められているので、実際構造物の q_{exp} の推定にあたっては、波高出現確率として式(2)を用いれば良い。

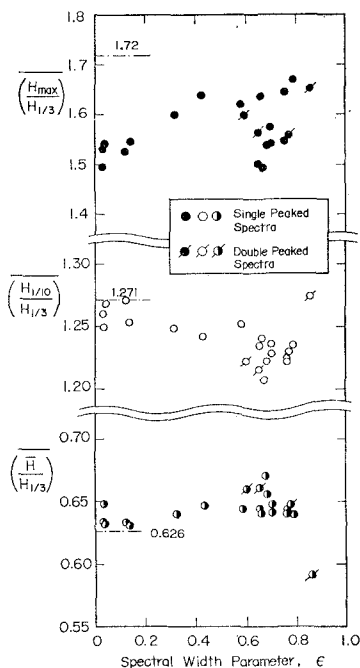


図-6 スペクトル幅 ϵ による波高比の変化

4. 被災例から見た越波流量の許容値

実際構造物の設計では、越波流量をどの程度まで許容し得るかが問題となる。これには、構造上の強度の問題と、越波した水の排水処理能力の問題との2つがある。

まず前者の検討として、既往の災害の報告例^{8)~18)}について被災の程度とそのときの越波流量を推定した結果をとりまとめたのが表-3 である。災害時の潮位、波高は報告に記載された数値を用いたが、伊勢湾台風につい

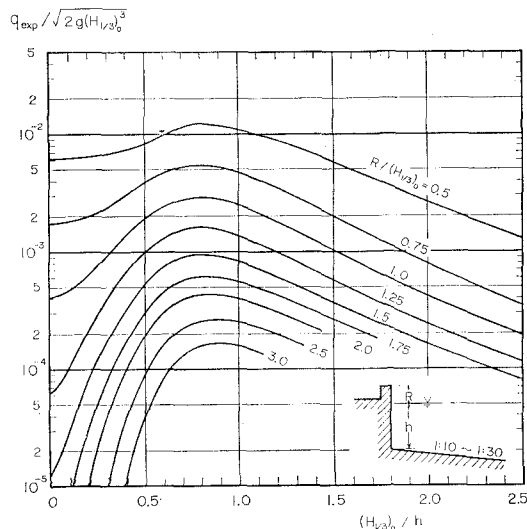


図-7 直立護岸の期待越波流量の算定図表

表—3 被災堤防・護岸の越波流量の推定

整理番号	地 区 名	表法勾配	天端高 (m)	被覆工	災 害 原 因	高潮位 (m)	波 高 (m)	前面水深 (m)	越波流量 (m³/m・s)	被 害 概 況	文献番号
(海岸堤防)											
1	幡豆海岸・吉田新田	1:2	+4.9 ^{a)}	○ ^{b)}	5313号台風	+2.7 ^{a)}	1.6	4.4	0.004	裏法面局部洗掘	8)
2	同 上	1:2	+4.0	×	同 上	+2.7	1.6	4.4	0.020	全面欠壊	8)
3	豊橋・神野新田	1:1.5	+6.0	×	同 上	+3.4	2.0	4.4	0.009	数箇所欠壊	9)
4	三重県若松海岸	直	+5.2	○	同 上	+2.7	2.2	3.5	0.028	被害僅少	8)
5	長島港呼松海岸	1:0.7	+9.0*	◎	伊勢湾台風	+3.5*	8.0	3.5	0.090	数箇所破壊	10), 18)
6	鈴鹿・下箕田海岸	1:1.5	+5.5	◎	同 上	+3.2	3.3	4.2	0.181	パラベット切断, 裏法面陥没	12)
7	四日市・磯津海岸	1:1.5	+5.5	◎	同 上	+3.2	3.3	4.2	0.181	2箇所破壊	12)
8	川越・亀崎新田	1:2	+5.5	○	同 上	+3.3	3.0	4.2	0.138	3箇所破壊	12)
9	長良川・城南千拓	1:3.5	+5.5	×	同 上	+3.4	2.5	4.4	0.061	600 m 全壊	12), 13)
10	長良川・長島海岸	1:3	+6.5	×	同 上	+3.4	2.5	4.4	0.014	200 m 破壊	13)
11	鍋田千拓	1:0.5	+6.0	×	同 上	+3.5	2.2	4.5	0.023	全面欠壊	12)
12	飛鳥・海部海岸	1:1.5	+6.0	×	同 上	+3.9	1.7	4.9	0.007	局部欠壊	11)
13	天 宝 新 田	1:1.5	+5.4	◎	同 上	+3.8	1.5	5.8	0.006	越波痕跡のみ	11), 14)
14	常滑・西浦小学校	1:1.5	+5.2	◎	同 上	+3.5	2.0	4.5	0.033	越波のみ	11), 14)
15	同 上	1:1.5	+5.2	×	同 上	+3.5	2.0	4.5	0.033	欠壊	11), 14)
16	知多・布土海岸	1:1.5	+4.5	◎	同 上	+3.0	1.8	5.0	0.023	被害なし	11)
17	知多・宮貴海岸	1:1.5	+4.1	◎	同 上	+3.0	1.8	3.0	0.077	法肩クラック	11)
18	康 衛 新 田	1:2	+4.8	×	同 上	+3.3	2.0	3.3	0.061	全面欠壊	11), 12)
19	碧 南 千 拓	1:0.5	+5.7	×	同 上	+3.3	2.0	3.3	0.013	全面欠壊	11), 12)
20	徳島・沖州地区	1:1.5	+5.85	◎	第2室戸台風	+3.4	5.0	3.4	0.223	全面欠壊	17)
(護岸)											
21	鹿 児 島・塩屋町	1:0.5	+6.0*	×	ルース台風	+4.6*	3.0	2.1	0.115	3箇所崩壊	15)
22	鹿 児 島・天保山	直	+7.0*	○	同 上	+4.6	3.5	4.1	0.203	被害なし	15)
23	神 戸・和田岬	直	+5.7	○	6523号台風	+2.5	4.6	11.5	0.166	パラベット飛散 $\bar{q}=0.17^{e)}$	16), 21)
24	下 津・東亜燃料	直 ^{d)}	+6.5	○	6420号台風	+2.8	5.0	7.8	0.248	舗装一部陥没 $\bar{q}=0.21^{e)}$	17)
25	和 歌 山 北 港	直	+7.0	○	6523号台風	+1.3	5.5	9.7	0.109	$\bar{q}=0.09^{f)}$	18)
26	別 府・弓 ケ 港	直	+5.0	○	同上(別時刻)	+1.95	5.5	10.4	0.149	$\bar{q}=0.16^{g)}$	18)
					6414号台風	+2.3	0.9	1.3	0.0001	$\bar{q}=0.008$	18)
					6420号台風	+2.6	1.8	1.6	0.009	$\bar{q}=0.018^{h)}$	18)
					6515号台風	+1.2	1.4	1.4	0	$\bar{q}=0$	18)

注: a) 注記なきものは T. P. 上, *印は D. L. 上である。

b) ◎は三面巻, ○は天端がコンクリートあるいは石張り, ×は天端が土あるいは芝張り。

c) 背後地約 1200 m が浸水。平均冠水水深 0.5 m, 有効越波時間 1 hr として計算。

d) 前面に消波工が +3.5 m の高さまで設けられていたが, 天端が低いので直立堤と見なした。

e) 背後地約 500 m が 1.5 m 以上冠水。有効越波時間 1 hr として計算。

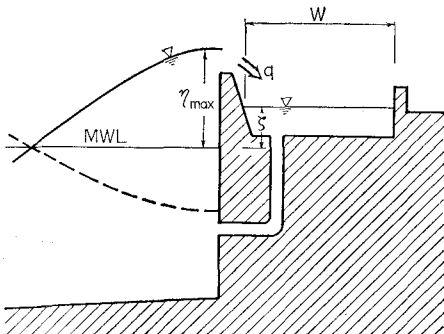
f) 測定時間 600 sec 中 122.5 sec は 0.15 m³/m・sec のスケールをオーバー。この間の平均流量を 0.25 m³/m・sec として計算。

g) 同じく 600 sec 中 320 sec がスケールオーバー。f) と同様にして計算。

h) 時々の高波 ($T_{1/3}=7.7$ sec) により $Q=1.26$ m³/波・m の越波量。これが平均して 10 波に 1 波起きたものと見なした。

ては井島ほか¹⁹⁾の推定値も参考にした。越波流量は, 前回提示した期待越波流量の算定図表に $R/(H_{1/3})_0=0.5$, 0.75 などの曲線を追加した図—7 を用いて推定した。被災構造物の中には傾斜堤も多数あるが, オーダーが異なるほどの差異は生じないと考えて直立壁に対する図—7 を適用した。

これらの構造物の被災状況と期待越波流量との関係を



図—9 排水方式のスケッチ

構造様式別に分類して図示すると, 図—8 のようになり明瞭な被災限界値が浮び上る。すなわち,

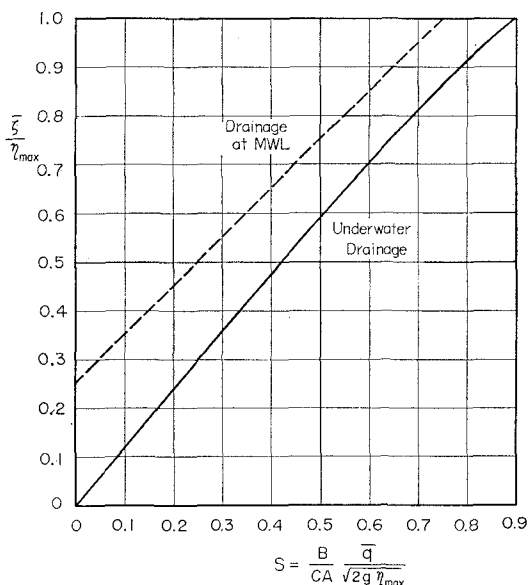
護岸 (裏法面がないもの)

{ 背後舗装済み…………… $q \approx 0.2$ m³/m・sec
 { 背後舗装なし…………… $q \approx 0.05$ m³/m・sec

堤防 (裏法面があるもの)

{ 三面巻き…………… $q \approx 0.05$ m³/m・sec
 { 天端舗装・裏法被覆工なし…………… $q \approx 0.02$ m³/m・sec
 { 天端被覆工なし…………… $q = 0.005$ m³/m・sec 以下

が構造物に破壊を生ずる限界値と推定される。(表—3 は台風による被災例なので, 波の作用時間が長い季節風による場合は, さらに低い限界値となる可能性がある)。このように被害の程度が q の絶対値で定まり, q が H の増加によって急速に増大することは, 被害を生じさせないためには R/H を一定にするのではなく, H が大きいときは R/H の値も大きく取らなければならないことを示している。たとえば, $q_{exp}=0.05$ m³/m・sec とするためには, $(H_{1/3})_0=2$ m のときは最悪条件でも $R/(H_{1/3})_0$



図—11 平均内水位の上昇量

は 0.15~0.25 だけ上昇する。開口部がさらに高い位置にあれば、 $\zeta/\eta_{\max}$ は一層増大する。

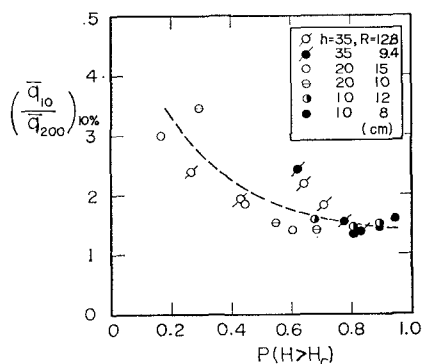
いま、内水位の許容値として $\zeta/\eta_{\max} \leq 0.4$ を仮に設定すると、図—9 の排水方式の場合で $S \leq 0.33$ であり、 $\bar{q} = 0.1 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{sec}$, $\eta_{\max} = 4 \text{ m}$, $C = 0.6$ として $B/A \leq 17.6 \text{ m}^{-1}$ が要求される。これは 1 m 間隔で直径 27 cm 以上の排水孔を設けることに相当する。これを静水面の高さで開口するときは、 $S \leq 0.15$ であり、 $B/A \leq 8.0 \text{ m}^{-1}$ 、すなわち 1 m 間隔で直径 40 cm 以上の排水孔が要求される。

6. 排水工の計画について

海岸堤防や護岸の設計方針としては、越波量を極力小さく抑える場合と、構造的に許容し得る範囲内においてある程度の越波流量を最初から見込む場合とがある。前者の場合でも越波流量を 0 とすることは必ずしも得策ではなく、期待越波流量の検討が望ましい。また現地例を見ると、最高波が越波しないときでもしゅきによって $0.001 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{sec}$ 程度の越水があるようである。

後者の場合の設計排水流量としては、本方式で求められる期待越波流量そのままではなく、先回も述べたようにある程度割増した値を用いる。これは、その計算方式から明らかなように数百波以上の平均流量として求められるものであるから、背後地区の浸水計算などには適しても、短時間に排水を行なう場合などは波高変動に伴う越波流量の変動を見込まなければならないためである。

試みに、先回および今回の直立壁の越波実験から、約 10 波平均の越波流量 $\bar{q}_{10}$ が、約 200 波平均の値 $\bar{q}_{200}$ からどの程度変動するかを調べたのが図—12 である。約 10



図—12 越波流量の変動率

波ずつ 20 回測定したうち、第 2 番目、すなわち 10 回に 1 回期待される最大値を表示してある。図の横軸は、越波限界波高 H_c を超える波高の出現確率である。 H_c が相対的に低く、大半の波が越波するようなときは $\bar{q}_{10}$ の変動が小さい。しかし H_c が高く越波がなかなか起きないようなときは、時々来襲する 1~2 波の高波の大きさに越波量が定まるため、 $\bar{q}_{10}$ の変動が大きくなる。

排水工として図—9 の形式を用いる場合は、次のように考えれば良いのではないと思われる。

- 設計条件に対して、模型実験の結果により、あるいは簡略計算としては図—7 を用いて、 q_{exp} を定める。
- 規則波としての越波限界波高 H_c を求める。
- 波高の Rayleigh 分布を仮定して H_c の超過出現確率を求め、図—12 を参照して越波流量の割増係数 α を定める。
- 排水孔の断面および内水位の高さについては、越波流量として $\alpha \cdot q_{\text{exp}}$ の値を用い、 $\zeta_{\max} = \zeta + 4\zeta$ を図—11 および式 (7) で計算する。
- 背後の防潮壁の高さとしては、iv) の内水位に加えて、 $H = 0 \sim H_{\max}$ において最大越波量を与える波が 1 波越流したときの水位上昇分を余裕として見込む。

なお、背後の防潮壁との間は、越波の飛び込みを受けとめられるよう、10~20 m は必要と思われる。

また、神戸市和田岬地区¹⁶⁾や和歌山北港¹⁸⁾の防波護岸のように排水路を設けてしゃへい水域へ排水する場合には、水路を流下中に越波流量の変動が時間的、場所的に平均されるはずであるから、割増係数として 1.5 倍程度を考えれば良いと思われる。

7. 結 論

今回の第 2 報における結論は次のようなものである。

(1) 重複波領域ばかりでなく、不規則波の碎波帯内の構造物に対しても期待越波流量の算定方式を適用できることが、実験的に確認された。

(2) 上記の場合、波高としては沖波(相当水深有義波)を用い、Rayleigh 分布を仮定して計算を行なえば良い。

(3) 被災例の解析によって、構造様式別の被災限界越波流量が求められた。

(4) 越水処理のための排水孔としては、従来のものよりもはるかに大きな断面が必要である。

なお、越波の現象は構造物の形状や設置条件によって微妙に変化するため、越波流量の一般図表化はそれ相当の誤差を伴うものである。この意味で、期待越波流量の算定図表(今回の図-7 など)はあくまでも簡略計算用であり、重要施設に対しては規則波の模型実験を行なって $q-H_0'$ 曲線を求め、式(1)で q_{exp} を計算すべきことを強調したい。

最後に、今回の実験は港湾技術研究所水工部波浪研究室の伊藤正彦、福森利夫および笹田井正技官の協力によって実施されたものであり、ここに記して謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 合田良実・竹田英章：不規則波に対する護岸の期待越波流量について、第15回海岸工学講演会講演集，1968，pp. 259～266.
- 2) Tsuruta, S., Y. Goda: Expected discharge of irregular wave overtopping, Proc. 11th Conf. Coastal Eng., London, 1968, pp. 833～852.
- 3) Longuet-Higgins, M. S.: On the statistical distribution of the heights of sea waves, Jour. Marine Res., Vol. XI, No. 3, 1952, pp. 245～265.
- 4) Collins, J. I.: Wave statistics from Hurricane Dora, J. Waterways and Harbors Div., Proc. ASCE, Vol. 93, No. WW 2, 1967, pp. 59～77.
- 5) 合田良実・永井康平：名古屋港内における波浪観測 第2報，港湾技研資料 No. 61, 1968, 64 pp.
- 6) Goda, Y.: Numerical experiments on wave statistics with spectral simulation, Rept. Port & Harbour Res. Inst., Vol. 9, No. 3, 1970, pp. 3～57.
- 7) 井島武士・松尾隆彦：碎波帯の波の研究(1)一観測法および例，第15回海岸工学講演会講演集，1968，pp. 36～40.
- 8) 佐藤清一：海岸堤防の設計について，海岸工学研究発表会論文集，1954，pp. 105～111.
- 9) 愛知県：昭和28年13号台風海岸復興誌，1957.
- 10) 運輸技術研究所港湾水工部：伊勢湾台風被害調査中間報告(三重県下)，1960，44 pp.
- 11) 同上：伊勢湾台風調査報告(愛知県下)，1960，142 pp.
- 12) 農業土木学会：伊勢湾台風災害対策調査報告書，1960，218 pp.
- 13) 細井正延・富永正照・三井 宏・岸 力：伊勢湾台風における被害と対策，第7回海岸工学講演会講演集，1960，pp. 185～194.
- 14) 鶴田千里・合田良実：伊勢湾台風による構造物の被害とその特性，第7回海岸工学講演会講演集，1960，pp. 195～199.
- 15) 黒田静夫・石綿知治：防災工学，山海堂，1960，p. 238.
- 16) 山崎 博・鳥居幸雄：西神戸高潮対策事業における消波護岸構造決定について，第13回海岸工学講演会講演集，1966，pp. 149～161.
- 17) 運輸省第三港湾建設局：第6420号台風に関する調査1965.
- 18) 運輸省港湾局防災課：海岸調査報告書一海岸構造物の機能効果について—，1967.
- 19) 井島武士・佐藤昭二・青野 尚：伊勢湾台風による外海および伊勢湾沿岸の波，第7回海岸工学講演会講演集，1960，pp. 149～161.
- 20) 白石直文・遠藤泰司：消波工に関する二，三の問題，第10回海岸工学講演会講演集，1963，pp. 138～144.
- 21) 運輸省港湾技術研究所水工部：神戸市西神戸地区防波護岸模型実験報告，1966，59 pp.
- 22) 同上：神戸港ポートアイランド防波護岸波浪実験報告書，1969，71 pp.
- 23) 同上：東京港竹芝さん橋防潮壁波浪実験報告書，1969，48 pp.
- 24) 浜田徳一・寺西孝雄・原中裕人：高知港口の模型実験について，運輸技術研究所報告第3巻9—10号，1953，p. 7～9.
- 25) 運輸省港湾局調査設計室：長周期波に対する防波堤の効果について，1962.