

リーフ地形海岸における防波堤に作用する 波力に関する研究

仲 座 栄 三*・日 野 幹 雄**・津 嘉 山 正 光***・大 城 勉****

1. はじめに

現在、リーフ地形海岸における防波堤に作用する波力の算定には、森平(1967)や合田(例えば、1984)らの波力算定式が用いられている。しかしながら、こうした従来の波力算定式は一様勾配海岸等を対象としたものであり、そのままリーフ地形海岸あるいは複断面海岸における防波堤に対しても適応し得るかどうかは疑問である。事実、沖縄総合事務局港湾計画課による実験結果では、リーフ奥(すなわち、岸側)ほど、従来の波力算定式による計算値よりも実験値が大きくなる傾向にあることが確かめられている(私信、1989年3月)。このことは、従来の波力算定式に、リーフ上の水理現象の中の何らかのファクターが考慮されていないことを意味している。

リーフ沖で碎波した波は、リーフフラット先端(礁縁)から1波長程度岸側に進行すると完全に再生する。しかし、現地リーフ上の水深が約2mであることから、再生後の波の波高は高々1.2m程度となる。最近、筆者ら(1988a, b)は、リーフ地形海岸における平均海面が来襲波群によって共振応答を引き起こすことを明らかにした。また、こうして発生した長周期波(Surf-beat)の振幅は個々波のそれを上回り、汀線近傍ではBore状になって来襲し、それが防波堤に及ぼす影響は極めて大きいこと等も指摘した。

以上のように、リーフ地形海岸ではダイナミックな長周期波が海岸工学上重要な水理現象となるが、従来の南西諸島における海岸構造物の設計には、こうした水理現象の影響が十分考慮されていないのが現状である。

本研究においては、リーフ地形海岸における防波堤に作用する波力について主に実験的に検討し、リーフ上のSurf-beatを考慮した新しい波力算定式を提案する。

2. 実験装置及び実験方法

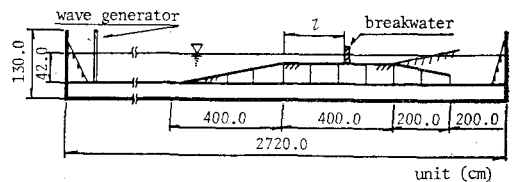
(1) 実験装置

図-1に実験装置の概要図を示した。実験に用いたリーフモデルは、図-1(a)に示すような長さ4mのものである。現地スケールで説明すると、リーフ海岸モデルは、リーフフラット先端から岸側に400mの一定水深部(H.W.L.時の水深が2mのリーフ)を有し、汀線付近に1/10の海浜を有する。また、リーフフラット先端から沖側の海底勾配は1/10である。

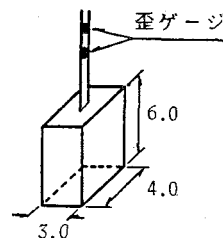
防波堤の形状は、高さが6m幅が3mの直立堤である。波圧センサーは、防波堤の底面から0.5m及び2mの高さに取り付けられた。また、防波堤に作用する単位長さ当りの水平波力を測定する為に、幅5mのセグメント部を設け、それを一自由度のバネ系で固定した(図-1(b))。防波堤設置位置は、リーフ先端から100m、200m及び400mに変化させた。

(2) 実験方法

実験には、ブレットシュナイダー・光易型及びJON-SWAP型のスペクトルを有する2種類の不規則波を用



(a) モデル海岸および防波堤設置位置



(b) 水平波力検出用セグメント

図-1 実験装置概要図

* 正会員 工修 琉球大学助手 工学部土木工学科
 ** 正会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科
 *** 正会員 工修 琉球大学助教授 工学部土木工学科
 **** 琉球大学学生 工学部土木工学科

いた ($T_{1/3}=10\sim 16$ sec, $H_{1/3}=3.0\sim 12$ m, $\gamma=3.3$). 測定されたデータから長周期成分と短周期成分への分離は、入射波のピーク周期の2倍に相当する時間で smoothing をかけることによって行った。また、実験結果は全て現地スケールで示した。

3. 実験結果及び考察

(1) 水面変動波形と波力波形との関係

図-2 は、水面波形と、防波堤の底面から 0.5m の位置における波圧波形及び単位長さ当りの波力波形を示している ($l=400$ m). 図中、 x/l の値はリーフフラット先端からの距離であり(岸方向を正とする)、横軸は時間である。また、1 秒程度で振動しているのが短周期成分であり、滑らかに振動しているのが長期周成分(水面変動の場合は、Surf-beat)である。図示のように、来襲波群はリーフフラット先端より沖側の礁斜面上で砕波し、その後、Bore 状 Surf-beat (かなり前傾化した長周期波)を伴いながらリーフ上を汀線方向へ進行する。また、こうして発生した Surf-beat は、防波堤に衝突後反射され沖向きに進行して行く。一方、水平波力波形及び波圧波形は共に、Surf-beat の先端付近で正の波圧を受け大きく振動している。逆に、Surf-beat の引き波時には負の波圧を受けている。また、短周期で比較的大きな波力が作用する場合があるが、これは2~3つの個々波が砕波後リーフ上を進行する間に合体し、それが防波堤に一体

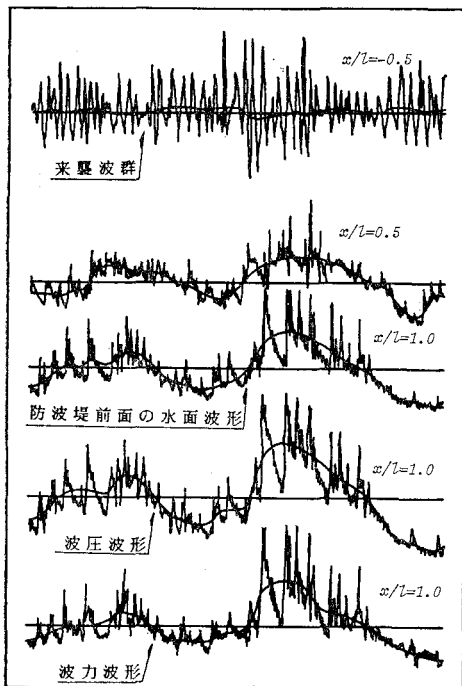


図-2 防波堤前面の水位変動及び波圧・波力波形

となって作用することによるものである。

図-3 は、リーフ上の個々波及び Surf-beat の無次元振幅(入射波の振幅で無次元化)の分布を示している(沖波波高 $H_{1/3}=8.0$ m, $l=400$ m). 従来より指摘されているように(高山ら, 1977; 津嘉山ら, 1987, 1989)磯部ら, 1988), 個々波はリーフフラット先端より少し沖側の礁斜面上で砕波した後、指数曲線的に減衰しながらリーフフラット先端より約 100m (1波長)程度岸側まで進出したところで再生し、これより岸側では一定振幅(波高)となっている。一方、Surf-beat の振幅は汀線近傍で腹を有し、リーフフラット先端付近で節を有するような定常長周期波の基本モードを示している。図示のように、Surf-beat の振幅はリーフ奥で個々波の振幅を上回っており、この位置における防波堤に作用する波力には Surf-beat が大きな影響を与え得ることが理解される。Surf-beat による流体力の発生メカニズムに関しては、仲座ら(1988b)に詳しいので、ここではその詳細を省略する。

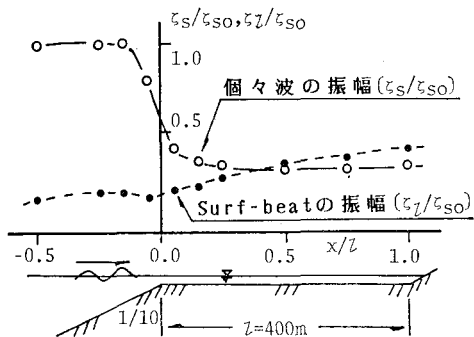


図-3 個々波及び Surf-beat の振幅の分布

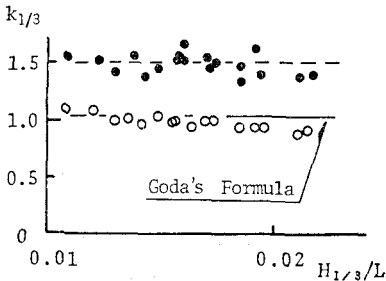
(2) 防波堤に作用する波圧

図-4 は、有義波に対する正の波圧の波圧係数 $k_{1/3}$ ($=p_{1/3}/\rho g H_{1/3}$) を示している。図の縦軸は波圧係数であり、横軸は堤前面の個々波の波形勾配である。また、図中の○印は波圧の短周期成分(すなわち、個々波のみによって引き起こされた波圧)であり、●印は Surf-beat の流体力も考慮した波圧の全成分である。波圧の全成分に対する波圧係数は、波形勾配の影響を殆ど受けず一定値 $k_{1/3}\div 1.5$ となっている。合田あるいは Sainflou らの算定式による値(実線)は、短周期波のみの波圧係数にはほぼ一致している。しかしながら、従来の波力算定式による計算値は、●印で示す全成分よりも小さい。このことから従来の波力算定式ではリーフ上の防波堤に作用する波力を過小評価していることが理解される。

ここで、波圧係数が $k_{1/3}\div 1.5$ となったことから、広井式の波力係数に一致したことになるが、個々波のみの

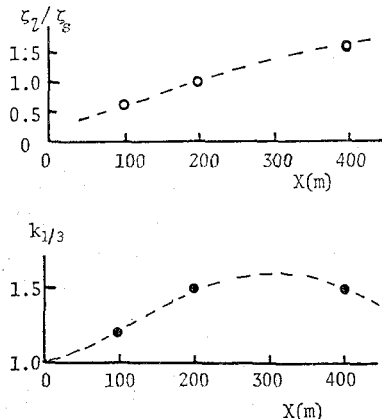
波圧が合田及び Sainflou らの算定式による計算値とほぼ一致すること、あるいは前述のように堤前面の個々波は完全に再生することから（防波堤には重複波が作用することになり）、広井式が対象としている水理現象とは異なる。

リーフ上の防波堤に作用する波力に対して従来の波力算定式が過小評価となるのは、図—2 及び図—4 で明かのように、従来の算定式にはリーフ上の Surf-beat（すなわち、波群による平均海面の共振応答の結果として発生する長周期波等）の影響が十分考慮されていないことによるものである。



図—4 防波堤に作用する波圧(有義波)

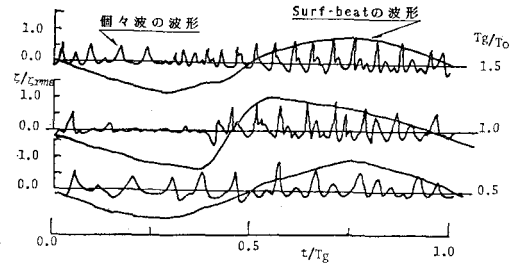
図—5 は、防波堤設置位置をリーフフラット先端から岸側に向けて変化した場合の防波堤前面における Surf-beat の振幅 ζ_s (r.m.s.) と波圧係数 $k_{1/3}$ の分布を示している。但し、Surf-beat の振幅は、同地点における個々波の振幅 ζ_o (r.m.s.) で無次元化されている。図において、Surf-beat の振幅は、防波堤設置位置が岸側からリーフフラット先端に移動するにつれて単調に減少している。一方、波圧係数 $k_{1/3}$ は、堤位置がリーフフラット先端付近のとき合田（あるいは、Sainflou、森平ら）の値



図—5 リーフフラット先端からの距離による Surf-beat の振幅及び波圧係数の変化

$k \approx 1.0$ にほぼ一致し、堤位置がリーフフラット先端から岸に移動するにつれて徐々に増加しながら、 $x=300.0\text{m}$ 付近でピークに達し、その後減少していく傾向にある。このことは、リーフ礁原幅が大きくなると平均海面の固有周期が来襲波群の周期からずれることによるものである。

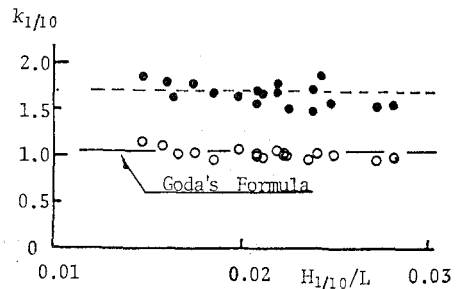
上述の現象を捉えやすくするために、周期的(正弦的)に繰り返される波群を用いて堤前面における個々波と Surf-beat との位相関係を調べたのが図—6 である。堤設置位置のリーフフラット先端からの距離は 400m であり、海岸の固有周期 T_0 は $4\text{分}30\text{秒}$ である。図示の波形は、来襲波群の周期 T_g を $T_g/T_0=1.5, 1.0$ 及び 0.5 に変化させた場合における堤前面の水面波形を示している。図示のように、来襲波群の周期と海岸の固有周期とが一致する場合には Surf-beat に伴う水面上昇のピークと個々波の波高が比較的大きくなる位相とは一致する。しかし、 $T_g/T_0=1.0$ 以外の場合には、Surf-beat の引き波時にも比較的大きな波が防波堤に作用することから、有義波に対する全波圧は小さくなることになる。



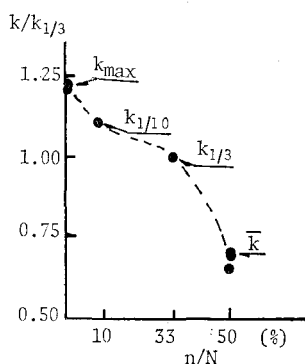
図—6 来襲波群周期による堤前面の水面波形の変化

図—7 は、防波堤前面の個々波の $1/10$ 最大波に対応する波圧係数 $k_{1/10}(=p_{1/10}/\rho g H_{1/10})$ を示している。図—4 と同様、合田らの算定式による値は、波圧の全成分よりも小さい。この場合の波圧係数は、 $k_{1/10}=1.7$ となり、図—4 に示す $k_{1/3}$ の値よりも大きくなっている。

図—8 は、各代表波高に対応する波圧係数の変化を調べるために、個々波の全体数を $N=100$ として波圧の最



図—7 防波堤に作用する波圧(1/10最大波)



図—8 各代表波高に対応する波圧係数

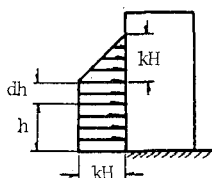
大 (p_{max}), 1/10 最大 ($p_{1/10}$), 1/3 平均 ($p_{1/3}$) 及び平均 ($\bar{p}$) 値に対応する波圧係数を有義波に対する波圧係数 $k_{1/3}$ (これは、図—5 で与えられる) で無次元化した値を示している。図の横軸は、個々波の全体数 N に対する平均波の数 n の比 (n/N) を示しており、例えば、有義波の場合は $n/N=33\%$ となる。

波圧係数は、 k_{max} , $k_{1/10}$, $k_{1/3}$, $\bar{k}$ の順に大きくなっており、波圧係数は、設計波としてどのように定義された波を用いるかによっても変化することになる。このことは、図—6 で明かのように、Surf-beat に伴う水位の上昇量がピークとなる位相で、比較的大きな波高の個々波が出現する確率が大きいということに起因している。

以上のことから、リーフ地形海岸における防波堤に作用する波力の算定において、従来の波力算定式に Surf-beat の振幅を単純に加算することは許されないことが理解される。

4. 波力算定式の提案

これまで述べたように、堤前面の個々波は完全に再生している (防波堤には重複波が作用する) と考えると、波圧分布形としては図—9 に示すような台形分布が仮定される。



図—9 波圧分布

すなわち、防波堤前面の静水深を h 、定常的な水位の上昇量 (例えば、Wave Set-up) を dh とすると、防波堤に作用する波圧は水底から $h+dh$ の高さまでは $k \cdot \rho g H$

なる一定の波圧が作用し、それより防波堤天端あるいは $k \cdot H$ のいずれか低い方の高さまで静水圧分布をとると仮定される。

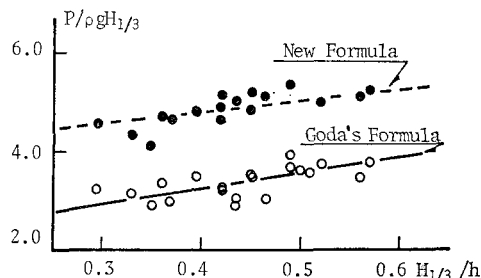
そうすると、防波堤の単位長さ当りに作用する水平波力は、

$$P = \rho g A \quad \left. \begin{aligned} A &= 1/2 \cdot (kH)^2 + (h+dh) \cdot kH \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

で表される。式(1)において、波力に及ぼす Surf-beat の流体力の影響は波圧係数 k の中に含まれており、この波圧係数 k は図—5 及び 8 から求められる。例えば、防波堤設置位置を $l=400$ m, 設計波として $H_{1/10}$ を用いるならば、式(1)の波圧係数 k は、図—5 及び 8 から $k=1.12 \times 1.5 (\approx 1.7)$ として与えられる。また、定常的な平均海面の上昇量 dh は、ここでは来襲波による堤前面の Wave Set-up 量等を意味しており、従来の研究 (例えば、高山ら, 1977; 津嘉山ら, 1987, 1989; 磯部ら, 1988) によって与えられる。しかし、以下の計算では実験によって得られた Wave Set-up 量を用いた。

図—10は、一自由度のバネ系を通して測定された水平方向の無次元波力 ($P_{1/3}/\rho g H_{1/3}$) を示している (防波堤設置位置: $l=400$ m)。ここでは、有義波に対する波力をプロットしてあるので、式(1)の波圧係数には $k=1.5$ が用いられた。また、無次元水平波力は、式(1)の右边に含まれる物理量を考慮して、堤前面の相対波高 $H_{1/3}/h$ で整理した。図中、●印は全波力 (すなわち、個々波及び長周期波による波力) を示し、○印は個々波のみによる波力を示している。また、実線は従来の波力算定式による計算値であり (合田式では重複波が作用する領域にあたる)、破線は式(1)による計算値である。従来の算定式による値は、図—4, 7 と同様に、個々波のみによって引き起こされた波力に比較的好く一致している。一方、式(1)による値は Surf-beat の流体力をも考慮した水平波力の全成分とよく一致している。

図—11は、水平波力の全成分について式(1)による計算値と実験値との比較を示している。●及び○印は、それぞれ1/10最大波及び有義波に対応する水平波力を示して



図—10 防波堤単位長さ当りに作用する水平波力 (有義波)

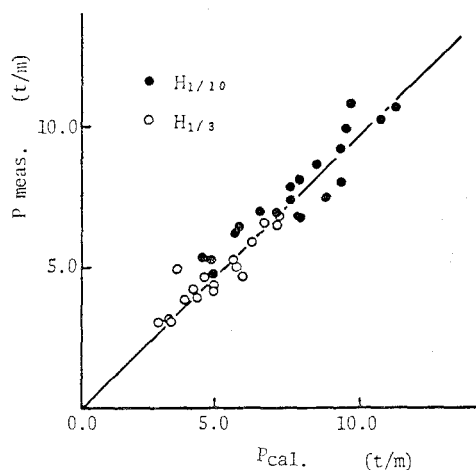


図-11 実験値と計算値との比較

いる。図において計算値と実験値とは良好な一致度を示しており、式(1)の妥当性が検討された。

5. おわりに

本研究においては、リーフ地形海岸における防波堤に作用する波力を実験的に検討した。その結果、防波堤に作用する Surf-beat の流体力は、リーフフラット先端からの距離がある程度以上大きくなると個々波の波力を上回ることを指摘し、来襲波群による平均海面の共振応答の結果として生じる Surf-beat (長周期波) の影響を考慮していない従来の波力算定法の危険性を指摘した。また、波圧係数 (あるいは波力係数) については、防波堤

設置位置のリーフフラット先端からの距離によって変化することを示し、従来の波力算定式に Surf-beat の振幅を単純に加算することが許されないことを指摘した。また、以上の水理現象を考慮した新しい波力算定式を提案し、その妥当性を実験値との比較によって検証した。

謝辞

本研究の実験に際し、琉球大学土木工学科の宇座俊吉技官及び我喜屋邦浩君 (現、沖縄県浦添市役所農林水産課) を始めとする水工学研究室の皆さんには多大なご協力を頂いた。ここに感謝申し上げます。また、本研究の一部は、文部省科学研究費奨励研究 (代表：仲座栄三) の援助を受けたことを付記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 合田良實 (1984): 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, p. 237.
- 高山知司・神山 豊・菊池 治 (1977): リーフ上の波の変形に関する研究, 港湾技研資料, No. 178, pp. 1~32.
- 津嘉山正光・仲座栄三 (1987): 二次元リーフによる波の変形と平均水位変化, 第 34 回海岸工学講演会論文集, pp. 76~80.
- 津嘉山正光・仲座栄三・我喜屋邦浩 (1989): リーフ上の波の変形に関する研究, 海岸工学論文集, 36 巻, pp. 70~74.
- 仲座栄三・津嘉山正光・日野幹雄・大城 勉 (1988a): 波群津波の津波力に関する研究, 第 35 回海岸工学講演会論文集, pp. 597~601.
- 日野幹雄・仲座栄三・與那覇健次 (1988b): 波群によって引き起こされる Bore 状サーフビートに関する研究, 第 35 回海岸工学講演会論文集, pp. 197~201.
- 森平倫生・柿崎秀作・菊谷 徹 (1967): 異形ブロックの波力減殺効果に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第 6 巻 4 号 Vol. 6, No. 4, pp. 1~31.