

構造物に作用する不規則波力

Irregular Wave Forces on Structures

谷 本 勝 利

Katsutoshi TANIMOTO

1. はじめに

構造物に働く波力については、この研修会でもこれまで何回か取り上げられてきた。その内容は、初期の直立壁に作用する波圧論から、杭に働く波力、柱体に働く波力、球体に働く波力、浮体の波浪動揺に至るまで非常に豊富である。しかし、その多くは規則波を対象としたものである。これは、波力においては、一般に非線形性が問題となるので、その扱いにおいて非線形不規則波理論を必要としたり、あるいは波と構造物の相互干渉において非線形現象を考えなければならないという難しさによっている。もちろん、柱状構造物に働く波力や浮体の波浪動揺では一部そうした扱いがなされており、また多方向不規則波に対する検討も行われている。これら各種の構造物に働く不規則波力の取り扱いを幅広くレビューし、今後を展望することが望まれるところであるけれども、残念ながらその余裕がない。これは他に譲るとして、今回は、構造物としては筆者がこれまで最も関わってきた防波堤を取り上げ、単一方向不規則波実験に基づく波力や安定性について、その統計的性質などを実務的視点から論じることにした。その目次構成を示しておく、次のとおりである。

1. はじめに
2. 防波堤の現行設計法の概要
3. 直立壁に働く不規則波力
4. 不規則波に対する直立壁体の滑動安定性
5. 不規則波に対するマウンド被覆材の安定性
6. 不規則波に対する消波ブロックの安定性
7. むすび

2. 防波堤の現行設計法の概要

2. 1 対象とする防波堤の構造様式

港の第一線で波と闘う防波堤の構造は、海中に自然石を積み上げ築堤したものから、コンクリートや鋼材を用いるものまで多種多様であり、その水理特性や安定性に

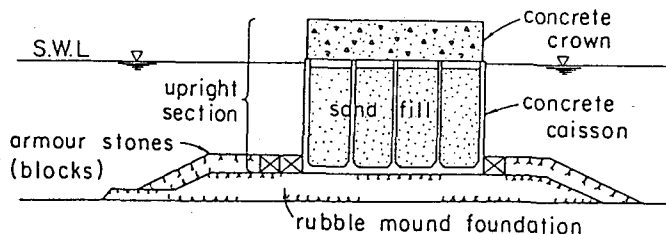


図-1 ケーソン式混成防波堤の標準断面

関するメカニズムもその構造様式によって異なる。そうした中で、我が国において最も普通の構造様式は捨石マウンドと直立部から構成される混成堤である。図-1にその標準的断面を示しているが、直立部には鉄筋コンクリートケーソンに砂を中詰めし、場所打ちコンクリートで蓋をした構造が多い。そのほか、波力や

反射波を低減するために、直立部の前面に消波ブロックを投入した消波ブロック被覆混成堤も多く見られる。本稿ではこうした混成防波堤を対象を限る。以下、まず、その現行設計法¹⁾の概要をまとめておこう。

2.2 設計波

防波堤の安定性の検討に用いる設計波は、まず沖波諸元（有義波高、有義波周期、波向き）を求めて、屈折、回折、反射、浅水変形、砕波などの波の変形を考慮して決定するのが通常である。沖波の諸元は、相当長期間の波浪実測値（10箇年以上あることがのぞましい）もしくはおおむね30箇年以上にわたる気象資料によって得た推算値（有義波法あるいはスペクトル法）を実測資料（最低3箇年以上）で補正した値に適切な統計処理を施して発生確率を検討した結果に基づき決定する。この沖波の諸元は、16方位ごとに設定するのが標準である。

統計処理は互いに独立である極大波（ある一つの気象条件において波が発達し、減衰する過程において波高が最大となるとききの波、一般に有義波諸元で表示）を用いて、再現期間に対する確率波高を求めることによる。確率波高はGumbel分布、Weibull分布等をあてはめ、データに最も適合する関数形を見出し、所要の再現期間に対して外挿推定するのが普通である。再現期間は耐用期間における遭遇確率を考慮して決めることがのぞましいけれども、個々の状況に応じて責任技術者の判断にまかされている。一般には、再現期間は50年程度に選ばれることが多く、重要な施設にあっては100年をとることもある。

沖から防波堤設置地点までの波の変形計算は不規則波としての扱いによるのが原則である。

2.3 波力等の算定法

(1) 直立部に働く波力

防波堤直立部に作用する波力は、波の条件のほか、潮位、水深、海底地形、構造物の断面形状、法線形状等を考慮して適切に算定する必要がある。通常の条件での、波の峰に対応する波力は合田式を用いて算定できる。合田式における波圧分布は図-2に示すとおりで、波圧の作用上限の高さ η^* や波圧強度等は一般化して次のように与えられる（Tanimoto et al., 1987）²⁾。

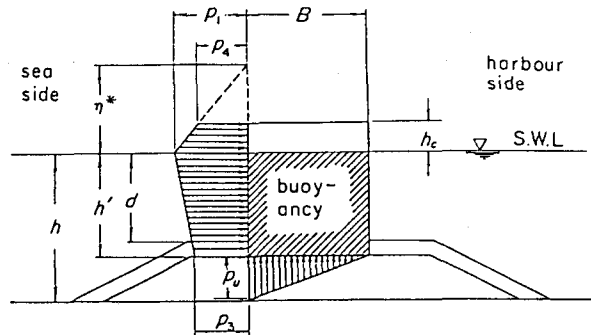


図-2 合田式による設計波圧の分布

$$\eta^* = 0.75 (1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \quad (1)$$

$$p_1 = 0.5 (1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) \lambda_1 w_0 H_D \quad (2)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (3)$$

$$p_4 = \alpha_4 p_1 \quad (4)$$

$$p_u = 0.5 (1 + \cos \beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 w_0 H_D \quad (5)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 [(4\pi h / L_D) / \sinh(4\pi h / L_D)]^2 \quad (6)$$

$$\alpha_2 = \min \{ (1 - d/h_b) (H_D/d)^2 / 3, 2d/H_D \} \quad (7)$$

$$\alpha_3 = 1 - (h'/h) [1 - 1/\cosh(2\pi h / L_D)] \quad (8)$$

$$\alpha_4 = 1 - h_c^* / \eta^* \quad (9)$$

$$h_c^* = \min \{ \eta^*, h_c \} \quad (10)$$

ここに、 w_0 ：水の単位体積重量、 h_b ：直立壁面から設計有義波高の5倍の距離だけ沖側位置での水深、 β ：直立壁の延長方向に対する垂線と設計波の主方向となす角度、 H_D 、 L_D ：設計波力の計算に用いる波高および波長、 λ_1 、 λ_2 、 λ_3 ：構造形式による修正係数、他の記号は図-2参照。

設計波力の計算に用いる波高および波長は最高波の諸元である。一般には、最高波高は $H_{1/250}$ （碎波の影響を受けないところでは $1.8H_{1/3}$ ）、最高波の波長は有義波周期に対する波長に等しいとして与える。

修正係数は通常の混成堤に対しては $\lambda_1=\lambda_2=\lambda_3=1$ 、消波ブロック被覆混成堤に対しては $\lambda_1=\lambda_3=0.8$ 、 $\lambda_2=0$ である。

消波ブロックで被覆しない混成堤の場合、海底が急勾配であるときやマウンドの形状等によっては異常に大きい衝撃碎波力が作用することがある。このような場合には合田式は適用できない。設計実務の面からはそうした条件は避けるのが原則である。

(2) マウンド被覆材の安定重量

マウンド被覆材などに働く波力は、結果としての安定重量で評価される。この安定重量 W は、一般に次式により求める。

$$W = w_r H_{1/3} / \{N_s (w_r / w_0 - 1)\}^3 \quad (11)$$

ここに、 w_r ：被覆材の単位体積重量、 N_s ：被覆材の形状等による安定係数（一般に定数ではない）。

(3) 消波ブロックの所要重量

消波ブロック被覆混成堤の場合の消波ブロックの安定重量も式(11)により算定される。ただし、安定係数 N_s の代わりに、次の K_D を用いる。

$$N_s^3 = K_D \cot \alpha \quad (12)$$

ここに、 α は斜面が水平面となす角度である。

式(12)を式(11)に代入したものが一般にHudson式と呼ばれているものである。 K_D の値は状況に応じた模型実験結果等に基づき適切に与える必要がある。

2. 4 直立部の安定性の検討

直立部の安定性の検討は滑動、転倒に対し行う（別途、マウンドや地盤の安定性の検討が行われる）。滑動および転倒の安全率は1.2以上を確保する。通常の場合滑動で決まることが多く、安全率は次式で計算される。

$$\text{滑動の安全率} = \mu (W_0 - U) / P \quad (13)$$

ここに、 μ ：摩擦係数、 W_0 ：静水中重量（＝直立部重量－静水時浮力）、 U ：鉛直波力（揚圧力）、 P ：水平波力。摩擦係数はコンクリート底版と捨石マウンドの場合0.6が用いられる。

2. 5 安定性の検討に用いる潮位

安定性の検討に用いる潮位は構造物が最も不安定となる潮位を考慮するのが原則である。直立部の安定性については通常高潮位のほうが厳しく、朔望平均満潮面（H.W.L.）を用いることが多いが、場合によっては既往最高潮位や適切な偏差を足した潮位などを用いることもある。逆に、マウンド被覆材の安定性は低潮位のほうが一般に厳しい。

3. 直立壁に働く不規則波力

3.1 実験不規則波の変動性

不規則波の変動性および混成堤直立部に働く波力の統計的性質を水路実験で調べた例を紹介する(谷本ほか、1984)³⁾。実験は1/100勾配水底上での水深40cmの位置を測定の対象として、同一周波数スペクトル(Bretschneider-光易型)を目標として作成した20種の波群(1波群あたり約250波)を繰り返し造波し、有義波高や最高波高の変動性を調べたものである。波高レベルは7種に変化させている。

図-3は有義波高と有義波周期の相対度数分布を示したものである。図中、 $\bar{H}_{1/3}$ 、 $\bar{T}_{1/3}$ は各波高レベルごとの20種の波群に対し4測点で図った有義波高および有義波周期の平均値である。データ総数 N_0 は $20 \times 4 \times 7 = 560$ となるが、1ケースだけトラブルによって解析不能であったので、総数は559個となっている。横軸は $\bar{H}_{1/3}$ および $\bar{T}_{1/3}$ で無次元化し、縦軸は相対度数 n/N_0 を分割幅 Δ で割って確率密度の形にしてある。これによると、 $\bar{H}_{1/3}/\bar{H}_{1/3}$ は0.87~1.11、 $\bar{T}_{1/3}/\bar{T}_{1/3}$ は0.94~1.05の範囲に分布し、変動係数はそれぞれ0.03および0.02である。

こうした波浪の統計的変動特性に関しては合田(1977)⁴⁾が数値実験によって調べている。水路実験における1波群の平均波数 N_w は251波であるので、これに対する数値実験による変動係数を図から外挿して読み取ると、有義波高に対して0.035、有義波周期に対して0.022であり、水路実験結果とほぼ一致している。ただし、この数値実験による結果は方向スペクトル波に対するものであるが、波高がRayleigh分布するときの無作為抽出によって求めた変動係数は0.032である。

図-4は各波高レベルごとの $H_{max}/\bar{H}_{1/3}$ の相対度数分布を例示したものである。図中、 $H_{max}/\bar{H}_{1/3}$ の平均値($\bar{x}$)と平均値±標準偏差($\bar{x} \pm \sigma$)も示してある。また、図中の曲線は波高がRayleigh分布であるときの、波数 $N_w=251$ に対する $H_{max}/\bar{H}_{1/3}$ の確率密度の理論値⁵⁾である。ただし、碎波の影響の強くなる $\bar{H}_{1/3}/h=0.480$ 、 0.517 の条件については示していない。これらの結果によると、碎波の影響のほとんどない $\bar{H}_{1/3}/h=0.119$ 、 0.263 では、最高波高の確率分布は理論値とほぼ一致し、変動係数は0.09~0.1程度である。一方、碎波の影響を受けると、

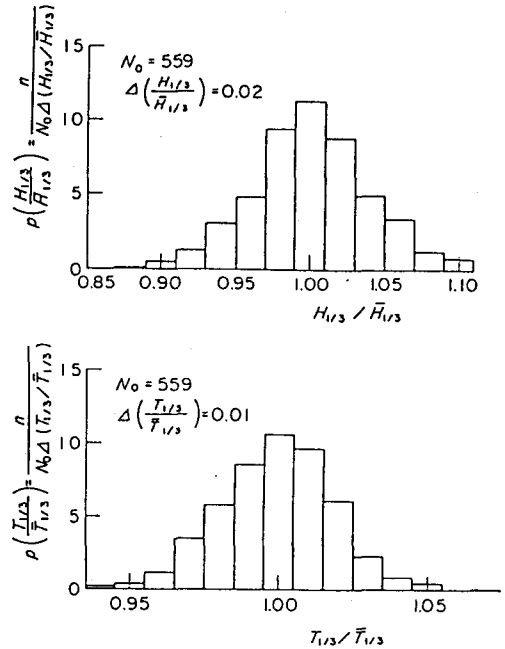


図-3 有義波高と有義波周期の相対度数分布

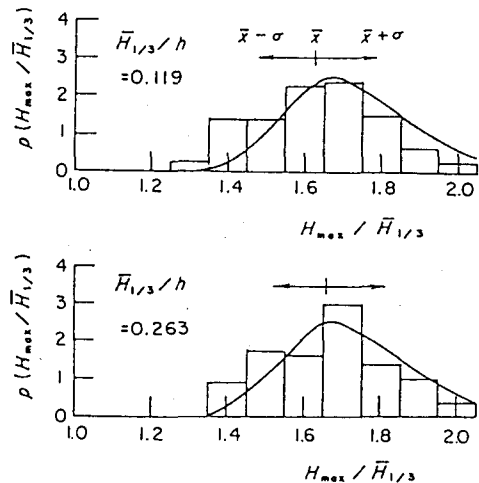


図-4(1) 最高波高の相対度数分布

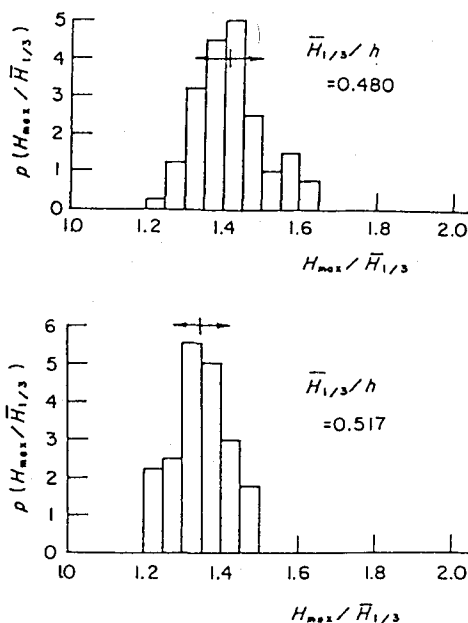
$H_{max}/\bar{H}_{1/3}$ の値は小さくなり、当然のこととして、Rayleigh分布を仮定した理論値はあわなくなる。変動係数は $\bar{H}_{1/3}/h=0.480$ のとき0.060、 $\bar{H}_{1/3}/h=0.517$ のとき0.052である。

3. 2 波力の相対度数分布

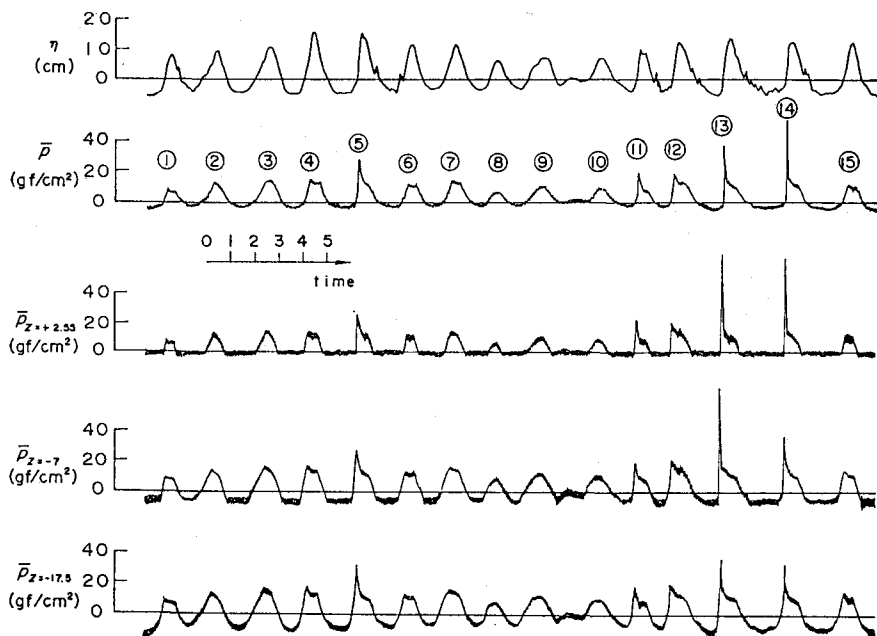
$h=40\text{cm}$ 、 $h'=d=24\text{cm}$ 、 $h_c=11\text{cm}$ の断面を対象として、前述の20波群を繰り返し作用させて、直立部前壁に働く波力を測定した。ただし、1波群あたりの解析有効波数は約220波であり、波高レベルは4段階である。波力は、高感度の波圧計で測定した各測点での波圧記録を同時解析し、鉛直方向に重み付きで足し合わせる方法によって求めている。以下、特に断わらない限り、水平波力のゼロアップ解析による1波の最大値を壁面の高さで割った平均波圧強度 $\bar{p}$ を単に波力と呼ぶ。

図一5は壁面水位 η 、平均波圧強度 $\bar{p}$ 、および代表的測点での波圧 p_z の記録の例を示したものである。波圧の z の値は静水面から上向きに測った測点の高さを表している。

このような不規則波力の代表値として、波の場合と同様に、一連の不規則波の作用による最大値を最大波力、大きいほうから数えて全体の1/10の波力の平均値を1/10最大波力、同じく1/3の数の波力の平均値を1/3



図一4(2) 最高波高の相対度数分布



図一5 波圧等の記録の例

最大波力、全体の波力の平均値を平均波力と定義し、それぞれ $\bar{p}_{\max}$ 、 $\bar{p}_{1/10}$ 、 $\bar{p}_{1/3}$ 、 $\bar{p}_{\text{mean}}$ と表記する。

図-6は波力（1波の最大値）の相対度数を示したもので、横軸は波力 $\bar{p}$ を $1/3$ 最大波力 $\bar{p}_{1/3}$ で除して無次元化してある。また、縦軸は確率密度の形で表示してあるが、この場合の総度数は作用した波の総波数をとっている。すなわち、20種の波群を作用させ、各波群につき220波解析しているの、 N_w の値は4,400である。ただし、波力の度数は波の度数と比べると若干減少するので、この減少分は最小クラスに組み入れている。図中の点線の部分がこれに相当する。

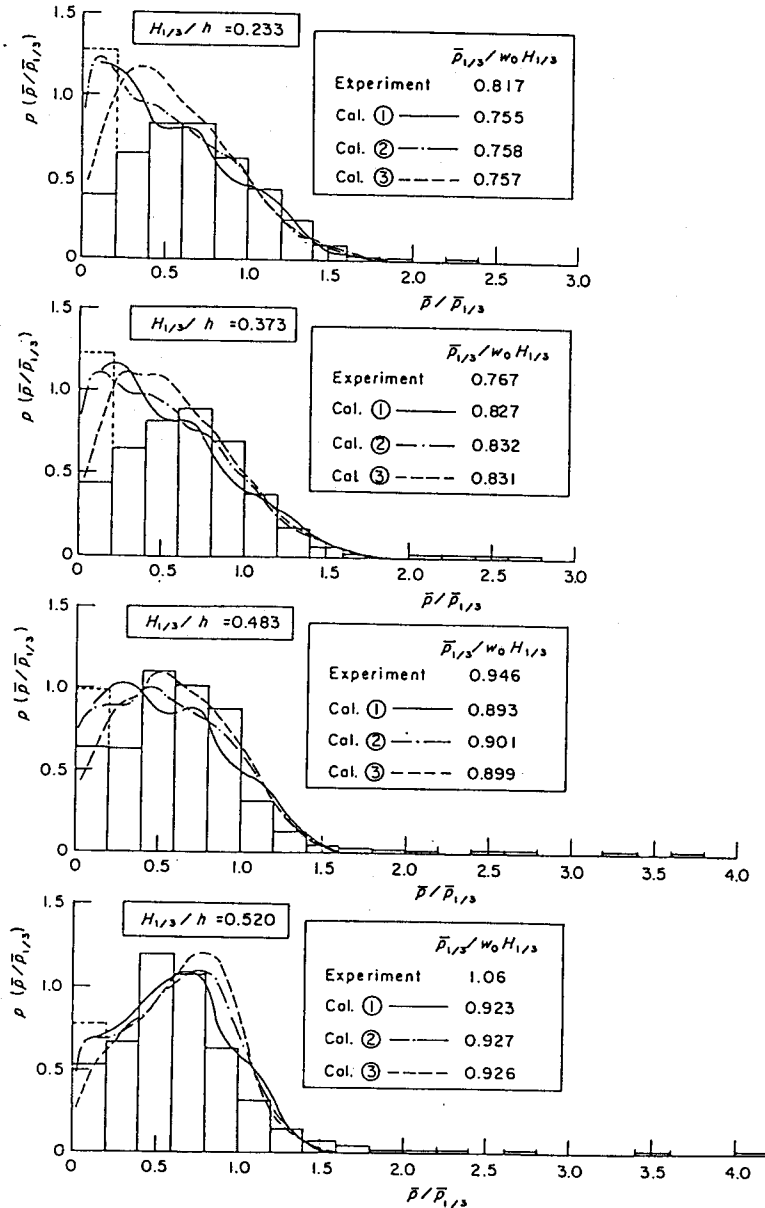


図-6 波力の相対度数分布

この結果によると、波力の分布は有義波高が大きくなるにつれて最小クラスを除いた最頻値のクラスがやや低いほうへ移行し、かつ集中度が高くなる傾向を有している。しかし、最大値は逆に大きくなり、たとえば $H_{1/3}/h = 0.233$ では $\bar{p}/\bar{p}_{1/3}$ の最大値が 2.2~2.4 であったものが、 $H_{1/3}/h = 0.520$ では 4.0~4.2 にまで広く分布するようになっている。これは波高が大きくなり砕波するようになるにつれて、異常に大きい波力が生じることによる。

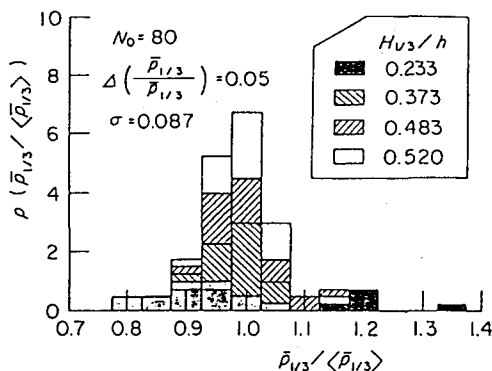
同図の曲線は、実験波の波高頻度分布に基づき、合田式を用いて計算した波力の確率分布である。3 種の方法による結果を示してあるが、これは次のように周期の与え方を違えたものである。

- ① 実験波の波高・周期の結合分布を与え、波浪条件の 2 次元確率分布に基づき波力の分布を計算する。
- ② 波高の確率分布を与え、周期は各波高クラスごとの平均周期で代表させて波力の分布を計算する。
- ③ 波高の確率分布のみ与え、周期はすべて有義波周期を用いて波力の分布を計算する。

計算結果は波浪条件として測定結果をそのまま与えているため若干脈動している。周期の与え方は特に波力が比較的大きい範囲に注目すればいずれの方法によっても大差なく、大勢的には実験による分布をよく表しているといえる。ただし、実験にみられる異常に大きい波力は表していない。これについては後述する。

3. 3 1/3 最大波力の変動と代表波力比の相対度数分布

図一 7 は同一有義波高レベルでの 1/3 最大波力の平均値 ($\bar{p}_{1/3}$) と表記) に対する個々の波群での 1/3 最大波力の比の相対度数分布を集計して示したものである。 $\bar{p}_{1/3}/\bar{p}_{1/3}$ の値は 0.8~1.35 の範囲に分布し、変動係数は 0.087 である。各有義波高レベルごとにみると、 $H_{1/3}/h = 0.233$ の条件では分布幅が広く、変動係数は 0.15 とやや大きい。 $H_{1/3}/h = 0.373 \sim 0.520$ の条件では 0.038~0.055 と小さくなっている。こうした 1/3 最大波力の変動性を有義波高と比べると、有義波高の変動係数が 0.03 であるので、1/3 最大波力の変動性のほうが高いことが知られる。



図一 7 1/3 最大波力の相対度数分布

次に、1/3 最大波力を基準とした代表波力比のうち、1/10 最大波力と最大波力の分布を示したのが図一 8 である。 $H_{1/3}/h = 0.233, 0.483$ の場合を例示してある。 $\bar{p}_{1/10}/\bar{p}_{1/3}$ の平均値は $H_{1/3}/h$ の値によって 1.28~1.34 で、特に $H_{1/3}/h$ の大きい条件で対応する波高比 $H_{1/10}/H_{1/3}$ の値よりやや大きい。変動係数は 0.03~0.04 でそれほど大きくない。これに対し、 $\bar{p}_{\max}/\bar{p}_{1/3}$ の値は波高レベルが大きいとき特に広い範囲に分布する。平均値は $H_{1/3}/h$ が大きくなるにつれて増大する傾向にあり、 $H_{1/3}/h = 0.520$ の条件では 2.59 と同条件の最高波高と有義波高の比 1.40 と比較して非常に大きい。変動係数は $H_{1/3}/h = 0.233$ では 0.11、 $H_{1/3}/h = 0.373 \sim 0.520$ では 0.22~0.26 と変動性も高い。

3. 4 代表波高と代表波力の関係

図一 9 は代表波力をそれぞれ対応する代表波高で無次元化して、その平均値および平均値±標準偏差の範囲を示したものである。横軸の H/h は最大波力、1/10 最大波力、1/3 最大波力に対して、それぞれ $H_{\max}/h, H_{1/10}/h, H_{1/3}/h$ を表わす。それぞれの代表諸元を用いた合田式による計算値も併せて示してあるが、 $h/H < 0.65$ の範囲では代表波の諸元で代表波力を計算しても誤差は小さい。 H/h が 0.7 を超すような砕波限界近くでの最大波力に対しては実験値が非常に大きく、計算値は (平均値 - 標準偏差) の値よりも小

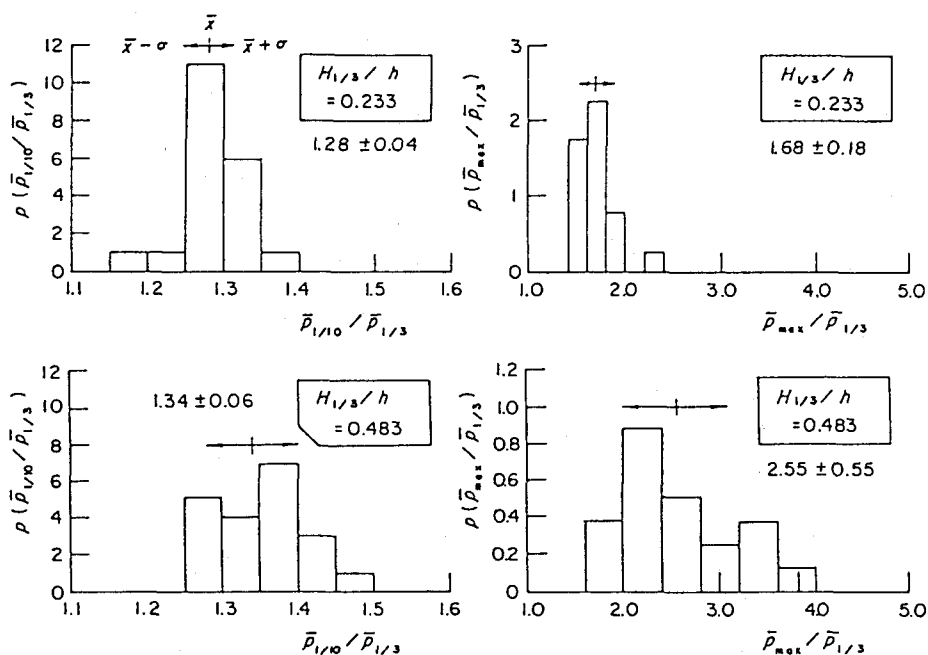


図-8 代表波力比の相対度数分布

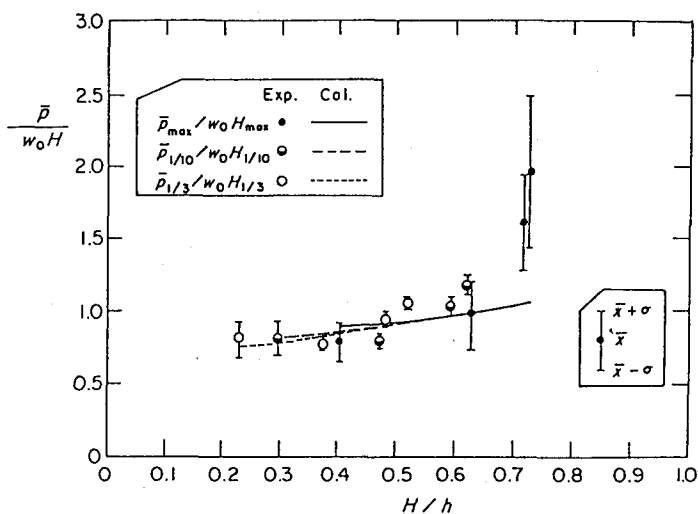


図-9 代表波高と代表波力の関係

さい。このように砕波が作用するときの最大波力が非常に大きくなるのは、不規則波ではその波形が種々雑多であるため、比較的低マウンドであっても多数の波の中には切り立った波面で直立壁に衝突する波があることによる。ただし、この実験での波力は前述したように高感度の波圧計で測定したもので、砕波力は非常

に衝撃的である。そのため、そのピーク値がそのまま直立部の安定性に有効なわけではない。この点については、滑動実験結果のところでさらに触れる。

3. 5 消波ブロックで被覆した場合の波力 直立壁を消波ブロックで被覆すると異常に大

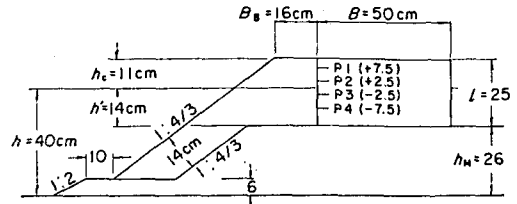


図-10 消波ブロック被覆混成堤の実験断面

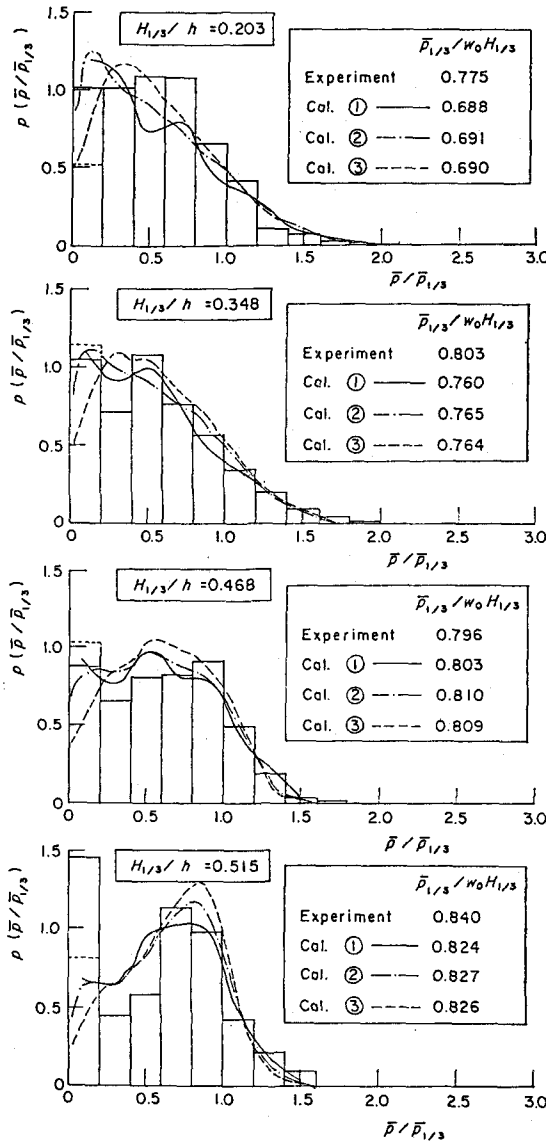


図-11 消波ブロックを被覆した場合の波力の相対度数分布

きい衝撃波力の発生が抑制される。図-10の条件で行った不規則波による波圧測定結果を示す。

図-11は波力の相対度数分布の例である。前出の図-5と同様に、波浪条件から合田式を用いて計算した波力の確率密度分布も示してある。ただし、消波ブロックで被覆した直立壁に働く波力であるので λ_2 は0としている。 λ_1 は設計では通常0.8が用いられるが、この場合1.0としている。

これからわかるように、消波ブロックで被覆すると、波高レベルが大きくとも異常に大きい波力は生じない。不規則波力の分布は、この場合 λ_1 の値を適切にとることによって、合田式によってよく推定できる。

なお、消波ブロックで被覆した場合、直立壁にはブロック荷重も作用する。このブロック荷重や設計で用いる修正係数 λ_1 の値については高橋ほか(1990)⁹⁾、および λ_1 の値については常井ほか(1988)⁷⁾が検討している。

4. 不規則波に対する直立壁体の滑動安定性

4. 1 実験による変動性の検討例

消波ブロックで被覆しない通常の混成堤に戻り、滑動安定性の変動性を実験で検討した例を紹介しよう(石川、1979)⁸⁾。断面諸元は、 $h=42\text{cm}$ 、 $h'=d=26.5\text{cm}$ 、 $h_c=15\text{cm}$ 、 $B=40\text{cm}$ である。実験前後に水平力載荷による摩擦係数検定試験を行ったが、15回の試行による平均値は0.60、変動係数は0.088であった。滑動実験における波はこの場合同一の入力信号による不規則波で、20回繰り返し直立部の変位を測定している。ただし、変位は直立部の背面1/2の高さでの水平変位で、滑動のみならず回転の影響を含んでいる。実験波は $T_{1/3}=2.4\text{s}$ 、 $H_{1/3}=22\text{cm}$ 、 $H_{\max}=31\text{cm}$ のもので、有効波数は108である。この条件は先の波力実験の $H_{1/3}/d=0.520$ の条件にほぼ相当し、強い碎波が作用する条件である。

図-12は直立部の静水中重量 W_0 を変化させたときの残留変位が生じた回数 n_s と総変位量 S のそれぞれ平均値と標準偏差の範囲をプロットしたものである。ただし、静水中重量は実験条件に対し合田式による波力を用いて求めた滑動限界静水中重量 W_{ocg} (式(12)で $\mu=0.6$ とし、安全率1.0に相当する W_0 の値)で割って無次元化してある。また、変位回数および総変位量はそれぞれ有効作用波数 N_w 、最高波高 $H_{\max}$ で割って無次元化してある。図中の曲線は実験値の平均値を適当に結んだものである。これによると、 $W_0/W_{ocg}=1.0$ のとき、 $n_s/N_w=0.035$ 、 $S/H_{\max}=0.015$ 程度である。つまり、108波の作用のうち平均4回弱の変位が生じ、総変位量の平均値は $0.015 \times 32 = 0.5\text{cm}$ 程度である。これは3.2の波力の相対度数分布で述べた稀に生

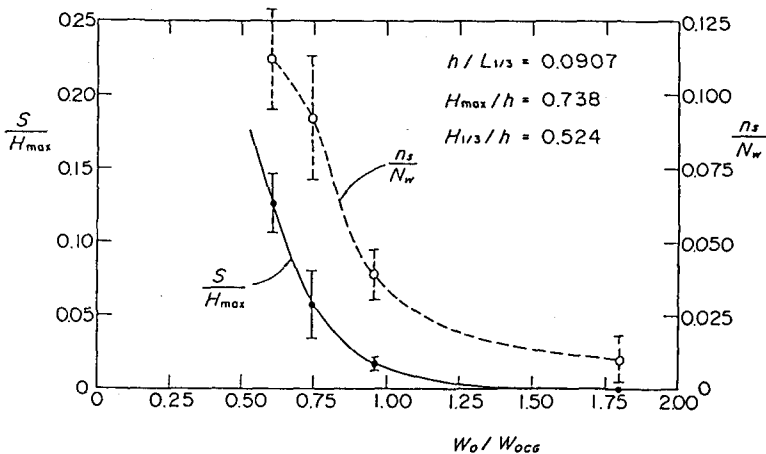


図-12 変位の発生回数と変位量

じる大きな波力に対応していると考えられる。このように、波圧を測定すれば合田式による値の倍程度の波力となる条件であるが、総変位はマウンドが若干変形しても生じる程度であることが知られる。

衝撃波力を受けるときの直立壁体の挙動については合田の研究(1973)⁹⁾があるが、実際の波力で検証されたものではない。今後、波力の時間変化を取り入れた理論解析モデルの構築が必要であろう。

図-13は20回の試行すべてに残留変位が認められたケースについて、それぞれの平均総変位量で割った無次元総変位量を集計し、確率密度の形で度数分布を示したものである。変位の変動性は高く、この場合変動係数は0.29である。

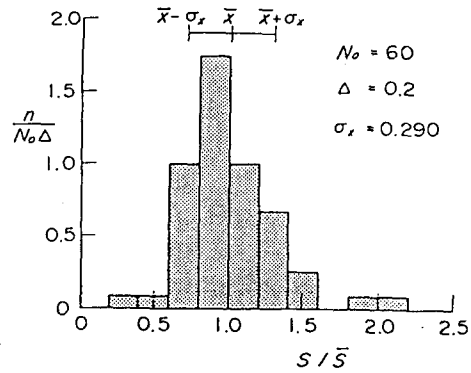


図-13 変位の相対度数分布

4. 2 大水深混成堤直立部の滑動実験例

水深の比較的浅いところでの混成堤直立部の滑動は岸方向に生じ、一方向に累積される。しかし、水深が大きくなるにつれて、波の谷のときの波力による変位が無視できなくなって、直立部は1波の作用により前後に揺れるように変位することがある。その実験例(谷本ほか、1988)¹⁰⁾を次に紹介する。

図-14は現地量換算の堤体の断面を示したものである。模型縮尺は1/40であり、実験水深はL.W.L.に対し150cmとなる。これに、図の右から不規則波を作用させて変位を測定した。その記録の1例を図-15に示している。図中、 s' は壁体上部での水平変位、 η は壁面水位、 p_{ms} は壁面下方での波圧である。変位は波の作用によって正方向(岸向き)および負方向(沖向き)に生じることがわかる。1波ごとの正・負の変位量を、水位波形の T_p (正の変位の場合)または T_N (負の変位の場合)を区間として、変位波形の極大・極小値の差で定義する。

この変位量には回転の影響も含まれている。これを補正して正・負の波別滑動量 s を求め、そのときの個々の波高に対しプロットしたのが図-18である。それぞれ、岸向きに対し合田式を適用して求めた滑動限界波高 H_{og} で割って無次元化してある。このように、1波の作用によって前後に移動するようになる主因は次の事項によっている。

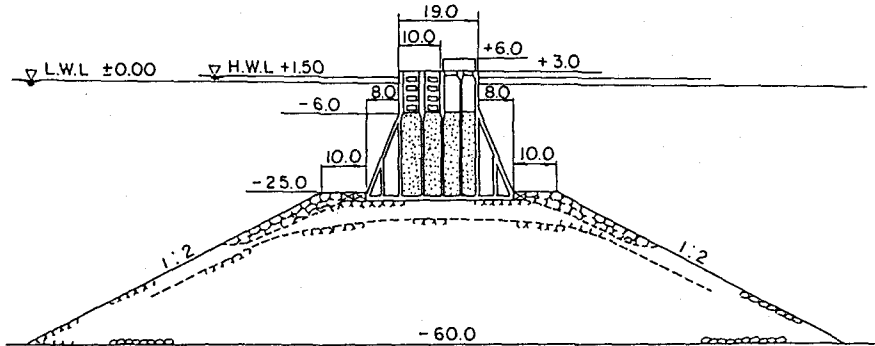


図-14 大水深混成堤(現地換算諸元単位:m、模型縮尺:1/40)

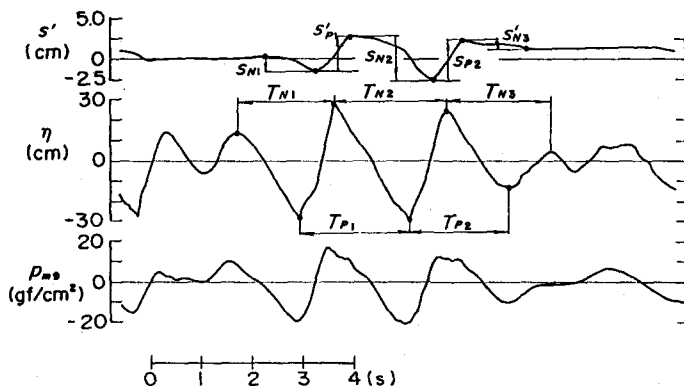


図-15 波別変位量の定義の説明図

- ① 相対水深 h/L が小さくなると、波の谷の負の波力が峰の正の波力よりも絶対値で大きくなる傾向にあること。
- ② 波の峰のときの滑動は越波により生じる上部工の上面に作用する下向きの波力によってある程度抑えられること。
- ③ 波の谷のときには前面水位が低下し、付加質量が小さくなること。

図中の曲線は、次に述べるこれらの性質を考慮した滑動モデルによる計算値であるが、実験結果のほぼ平均的関係を表している。

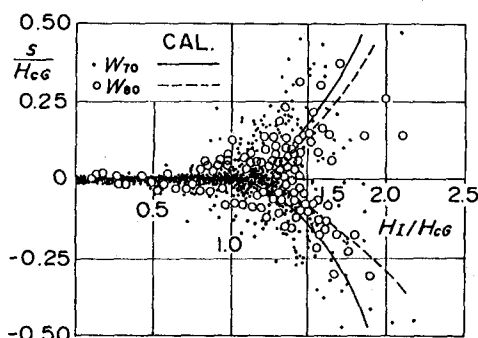


図-16 大水深混成堤の波別滑動量

4. 3 簡単な滑動モデルによる計算

ここで考えている条件は、波圧は重複波による比較的静かなものであるので、捨石マウンドは剛体と仮定する。このとき、壁体の滑動中の運動方程式は次式で与えられる。

$$(W/g + M_a) \ddot{x} = F_H \mp \mu (W_0 - F_v) \quad (14)$$

ここに、 W ：壁体の重量、 M_a ：付加質量、 g ：重力の加速度、 $\ddot{x}$ ：壁体運動の加速度、 F_H ：波力の水平成分（水平波力）、 F_v ：波力の鉛直成分（鉛直波力）。符号 $\mp$ は F_H の符号 $\pm$ に同順である。

付加質量 M_a はピストンタイプの微小振幅造波理論に基づき次のように与える。ただし、波の作用面に対しては水位の変化を考慮する。

$$M_a = C_m \{ (h' + \eta')^2 + h'^2 \} w_0 / g \quad (15)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \eta' &= \min\{\eta_s, h_0\} & ; \eta_s \geq 0 \\ &= \max\{\eta_s, -h'\} & ; \eta_s < 0 \end{aligned} \quad (16)$$

であり、 C_m は付加質量係数 ($=0.54$)、 η_s は壁面水位である。

波力については構造物の全周面に働く波圧を考慮しなければならない。このうち、前壁面および底面に働く波力については、いくつかの試算の結果、次のように与えることにした。

- ① 水平波力および鉛直波力の時間変化は有限振幅重複波理論（4次近似理論）¹¹⁾による壁面水位の時間変化に比例させる。ただし、正負それぞれに対して違った比例係数とする。
- ② 正の波力のピーク値は図-17のように合田式による波圧分布を与えて、計算する。
- ③ 負の波力のピーク値は図-18のように有限振幅重複波理論による波圧分布を与えて計算し、その結果を1.1倍する。

上部工の上面に働く越波による鉛直下向きの波力 F_{vs} は越流水量の時間変化として次のように与える。

$$F_{vs} = w_0 Q(t) \quad (17)$$

$$Q(t) = (2/3)(2g)^{1/2} \int (\eta_s - h_c)^{3/2} dt; \quad \eta_s \geq h_c \quad (18)$$

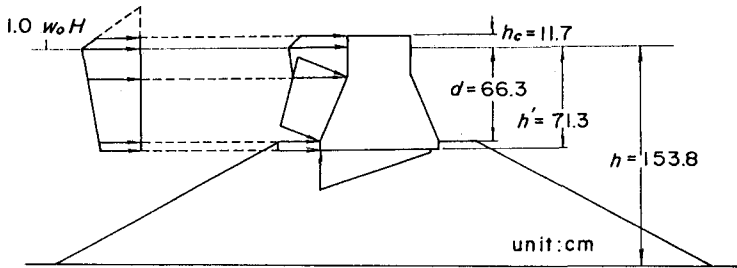


図-17 波の峰のときの合田式による波圧分布の与え方

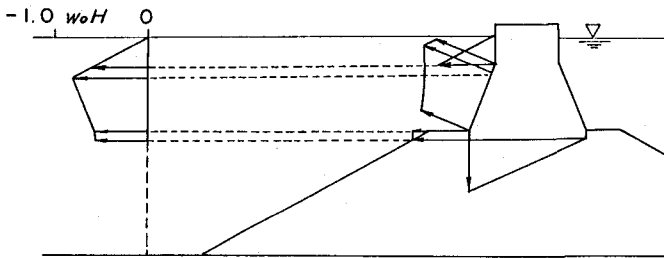


図-18 波の谷のときの有限振幅重複波理論による波圧分布の与え方

ここに、 K は流量係数で0.32としている。 $Q(t)$ は前面水位 η_s が低下して天端高 h_c に等しくなったとき最大となる。したがって、波力 F_{vs} もこのとき最大となる。その後、波力は時間的に対称に減じるものとしている。

以上の波力等の時間変化を与え、滑動開始の瞬間を時間 $t = 0$ として、式(15)の運動方程式を次の初期条件のもとに解けばよい。

$$\dot{x} = x = 0; \quad \text{at } t = 0 \quad (19)$$

ここに、 $\dot{x}$ は壁体の運動の速度、 x は変位（岸向きを正とする）である。速度が再びゼロとなるときの滑動が

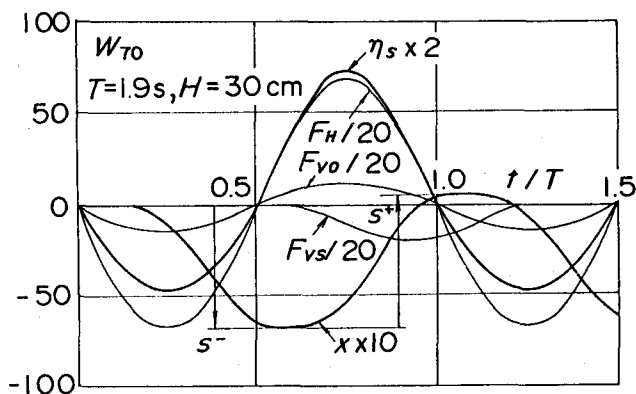
終了する。

図一19は壁面水位、波力、壁体変位の計算による時間変化を例示したものである。図中の F_{v0} は前壁および底面に働く波圧による鉛直波力成分を表しており、上部工上面に働く波力を考慮した鉛直波力成分 F_v は次のようになる。

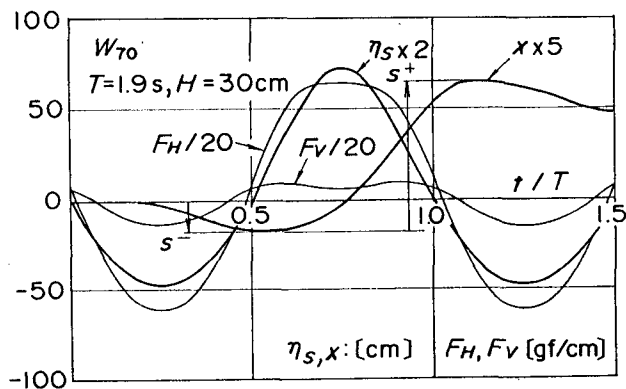
$$F_v = F_{v0} - F_{vs} \quad (20)$$

この例においては、沖向きの滑動距離 s^- は6.8cm、岸向きの滑動距離 s^+ は7.1cmで、1周期作用後の残留滑動距離は岸向きにわずか0.3cmでしかすぎない。

一方、図一20は前壁および底面のみに働く波圧を考え、しかも正負ともに有限振幅重複波理論による波圧をそのまま与えたときの同様な計算結果である。この場合、沖向きの滑動距離は3.5cm、岸向きの滑動距離は16.5cmで、岸向きに滑動が大きく残留し、実験結果と違った傾向になる。滑動量の計算においては、波力のピーク値ばかりでなく、その時間波形、さらに越波による上部工への打ち込み波力等、一般には二次的な現象が非常に重要となることが指摘できる。



図一19 波力および変位の時間変化(1)



図一20 波力および変位の時間変化(2)

5. 不規則波に対する混成堤マウンド被覆材の安定性

5.1 安定重量の基本式

混成堤マウンド被覆材の安定重量は式(11)によるの普通であるが、まずその安定重量の基本式の誘導を簡単に示しておこう。

図-21は混成堤の標準断面と主要記号を説明したものである。ここで問題としているのは、図中斜線で示したマウンド被覆材の安定性である。この被覆材は通常の条件の場合マウンド法肩付近で最も被害を受けやすい。そこで、問題を簡単にして、図-12に示しているように直立部基面水深 h' に水平床を仮想し、直立

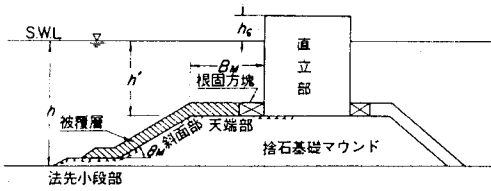


図-21 混成堤の標準断面と記号

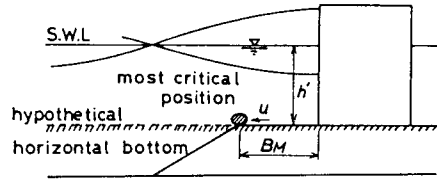


図-22 基礎モデル

壁からマウンド前肩幅 B_M だけ離れた位置に置かれた単一の被覆材を考える。これに作用する波による最大流速を U とすると、被覆材に働く波力 F は抗力が主体と考えられるので、次のように U の自乗に比例する形で表される。

$$F \propto U^2 \quad (21)$$

被覆材の安定の釣合条件を考えると、次の関係を得る。

$$W \propto w_r U^6 / (w_r / w_0 - 1)^3 \quad (22)$$

ここに、 W は被覆材の空中安定重量、 w_r 、 w_0 は被覆材および流体の単位体積重量である。式(14)は被覆材の安定重量が流速の6乗に比例することを表している。ただし、こうした結果となるのは、被覆材が相似形で、空中重量が代表長さの3乗に比例する場合に限る。

さて、次に問題となるのが、最大流速 U を波の諸元等と結び付けてどう表すかということであるが、ここでは水深 h' の直立壁前面での重複波の水底水粒子速度を考える。微小振幅波理論によるこの最大流速は次式のように与えられる。

$$U = (\kappa g H_I' H_I' / h')^{1/2} \quad (23)$$

ここに、

$$\kappa = (4\pi h' / L') \sin^2(2\pi B_M / L') / \sinh(4\pi h' / L') \quad (24)$$

であり、 H_I' 、 L' は水深 h' での入射波の波高および波長である。

式(23)を式(22)に代入して次式を得る。

$$W \propto w_r H_1'^3 / \{ (1/\kappa) (h'/H_1') (w_r/w_0 - 1) \}^3 \quad (25)$$

以上は直立壁前面に重複波が形成されるものとして導いたものである。実際にはマウンドの形状によって変形した波が作用し、碎波が作用することもある。そのため、不規則波に対して水深 h での有義波高を代表波高として用いることとし、 $(1/\kappa)(h'/H_1')$ の代わりに実験で決定する安定係数 N_s を導入すれば、前出の式(11)が得られる。

5.2 安定係数の定式化

安定係数 N_s は条件に応じた模型実験により決定すべき係数である。これを規定する主要なパラメーターとして κ と $h'/H_{1/3}$ を選定すれば、次のように定式化できるであろう。

$$N_s = f(\kappa, h'/H_{1/3} : \text{被覆材の種類および積み方}) \quad (26)$$

ここで、重複波条件の場合、すなわち $h'/H_{1/3}$ が大きい条件では、式(25)の関係から N_s は κ に反比例し、 $h'/H_{1/3}$ に比例する傾向になると予測される。一方、碎波条件の場合、すなわち $h'/H_{1/3}$ が小さい条件では、安定係数は κ や $h'/H_{1/3}$ によらずほぼ一定値に近づくものと予測される。図-23はこれを考慮したときの安定係数の定式化を説明したもので、 N_{s0} は傾斜堤の場合の安定係数に相当する。 $h'/H_{1/3}$ が大きい領域では κ が小さいほど勾配が急となると考えられる。

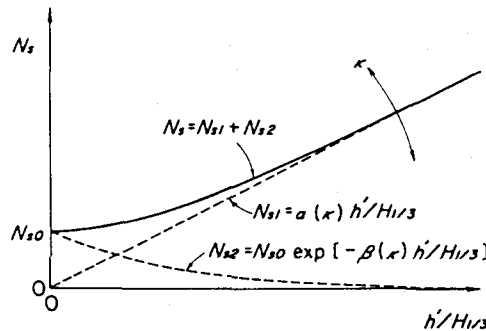


図-23 N_s の定式化説明図

5.3 被覆石の安定係数

被覆石の場合の安定係数については、谷本ほか (1982)⁽¹²⁾ が水底勾配 1/100、水深 $h = 50\text{cm}$ の条件で不規則波による実験を行って、次のような算定式を提案している。

$$N_s = \max \{ 1.8, 1.3\alpha + 1.8 \exp[-1.5\alpha(1-\kappa)] \} \quad (27)$$

ここに、

$$\alpha = \{ (1-\kappa) / \kappa^{1/3} \} (h'/H_{1/3}) \quad (28)$$

図-24は実験におけるマウンド形状および波の条件に対し式(11)、(24)、(27)、(28)により計算重量 W_c を求め、これに対する実験重量 W の比 W/W_c を横軸にとり、そのときの移動率 D の実験値をプロッ

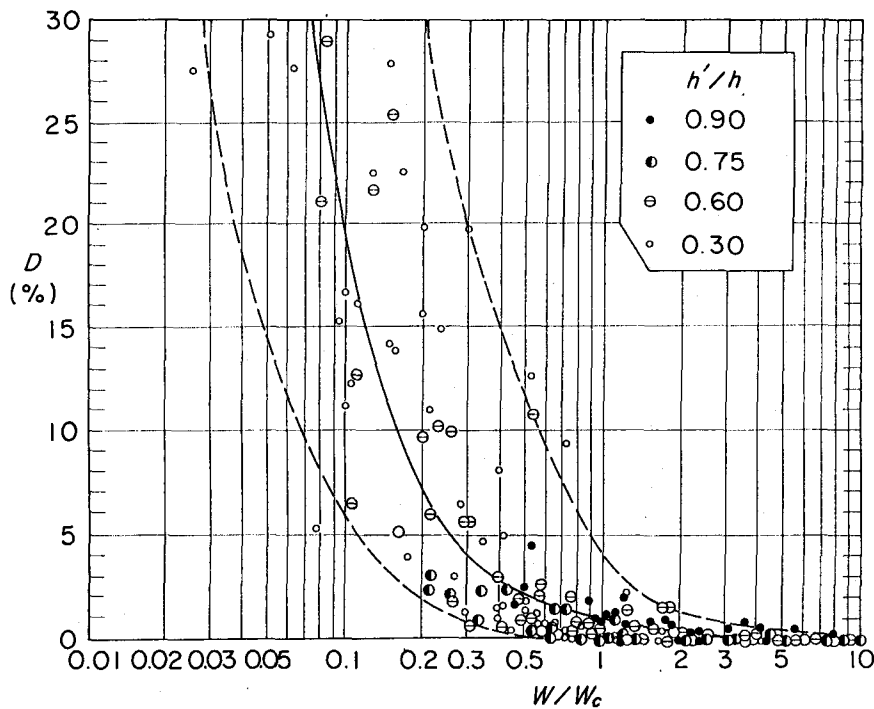


図-24 実験重量と計算重量の比と移動率の関係

としたものである。ここに、移動率 D は被覆石の総数に対する移動した石の数の比（％表示）で定義している。 $W/W_c > 1$ では計算上安定、 $W/W_c < 1$ では計算上不安定で移動が生じることを意味する。結果は $W/W_c = 0.7$ 付近でも移動率が0であったり、 $W/W_c = 5$ 付近でも若干の移動が生じたりしているが、本来的に変動性の高い現象であることを考慮すれば、ほぼ妥当な結果といえることができる。また、図中の破線は移動率の上限、下限を表しているけれども、 $W/W_c > 1$ では移動率は4％程度以下である。

なお、斜め入射波や堤頭部のマウンド被覆材の安定性については高橋ほか(1990)¹³⁾が検討している。

6. 不規則波に対する消波ブロックの安定性

6. 1 実験断面および実験波の変動性

最後に、消波ブロック被覆混成堤の消波ブロック安定性について述べる(谷本ほか, 1985)¹⁴⁾。実験は1/50勾配の水路床上に図-25に示す断面の堤体を設置して行った。実験に用いたブロックの種類は1種で、平均重量 W は296.0gf、596.4gfの2種、それぞれの重量の変動係数は0.0143、0.0163である。消波ブロックは全断面乱積みで、これらの重量に対する図中の記号で表した断面諸元の値は、 $W=296.0\text{gf}$ の場合 $h_c=8.3\text{cm}$ 、 $B_b=11.8\text{cm}$ 、 $b_o=22.9\text{cm}$ 、 $W=596.4\text{gf}$ の場合 $h_c=10.5\text{cm}$ 、 $B_b=15.2\text{cm}$ 、 $b_o=29.2\text{cm}$ である。

実験波は同一スペクトルを目標として作成した12種の波群（各波群約250波）で、相対水深 $h/L_{1/3}$ は有義波高レベルにより0.0806～0.0890の間で変化し、平均0.0856である。堤体を設置する以前に調べた実験波の有義波高と有義波周期の変動係数（ $N_o=144$ ）は、それぞれ0.035、0.022であり、4.1の実験とほぼ同じである。 $H_{\max}/H_{1/3}$ の平均値と変動係数は、 $H_{1/3}/h=0.233\sim0.335$ でそれぞれ1.69～1.73、0.073～0.093で、 $H_{1/3}/h \geq 0.436$ では平均値は碎波の影響によって低下し、変動係数は0.056～0.085である。

なお、最高波の周期 $T_{\max}$ と有義波周期 $T_{1/3}$ の比の集計の平均値は1.11、変動係数は0.159である。

6. 2 有義波高と移動率の関係

$W=596.4\text{gf}$ の条件については12種の波群をさらに2回繰り返し合計24回の実験を行った。図-26はその有義波高と移動率 D （検査域内でのブロック総数に対する移動ブロック数の比、当該有義波高レベル以下の累積、%表示で定義）の関係を例示したもので、それぞれ次の3種の関係をプロットしてある。

- ① 有義波高と移動率の平均値 $\pm$ 標準偏差 ($\bar{D} \pm \sigma_D$)
- ② 有義波高と移動率の中央値 ($\bar{D}_{\text{med}}$)
- ③ 被害率と有義波高の平均値 $\pm$ 標準偏差 ($\bar{H}_{1/3} \pm \sigma_{H_{1/3}}$)

この3種のいずれの関係においても、有義波高の増大とともに移動率が大きくなる傾向を示しているが、特に移動率の小さい領域において差が認められる。これは移動率の平均値は各試行のうち1回でも被害が生じれば0とならず、試行回数が多ければ多いほど波高条件の小さい方へ伸びる性質があることによる。

6. 3 移動率の変動性

移動率の変動係数 $\sigma_D/\bar{D}$ は移動率が大きくなるにつれて小さくなる傾向にあり（標準偏差はやや大きくなる）、次式で表すことができる（ $\bar{D}$ 、 σ_D は%表示）。

$$\sigma_D/\bar{D} = 0.89\bar{D}^{-0.57} \quad (29)$$

これによると、移動率1%のとき変動係数は約0.9、5%のとき約0.4である。

6. 4 安定限界有義波高および K_D 値の分布

図-27は移動限界 $D=0$ のときの有義波高 $H_{1/3D=0}$ の分布を示したものである。二つの重量に対する $H_{1/3D=0}/\bar{H}_{1/3D=0}$ の値を集計して確率密度の形にしてある。安定限界波高の変動係数は0.102である。最頻値は平均値よりやや小さく、図中の曲線は対数正規分布を当てはめたものである。また、図-28は安定限界に対する K_D 値の分布を同様に示したものであるが、この場合の変動係数は0.317となる。

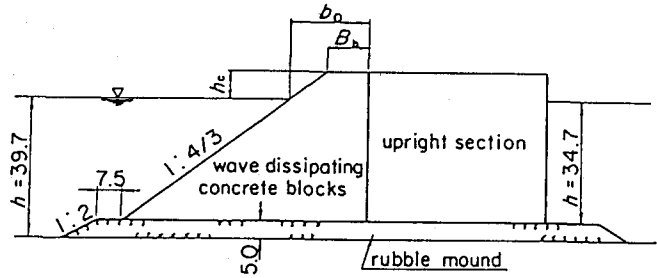


図-25 消波ブロック被覆混成堤実験断面

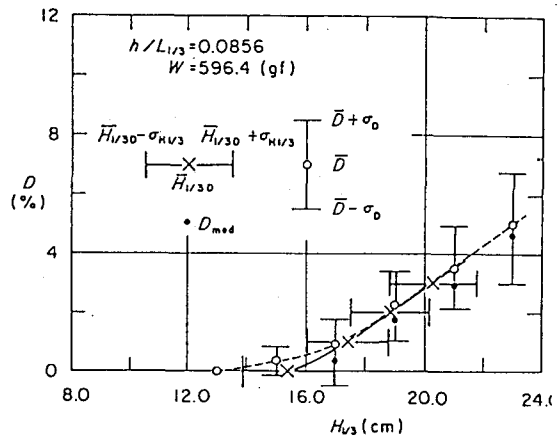


図-26 有義波高と移動率の関係

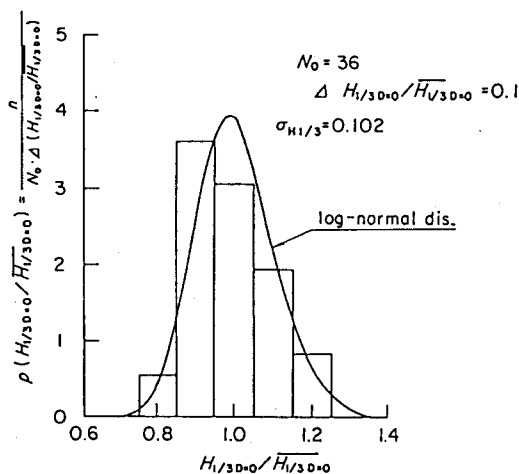


図-27 安定限界有義波高の相対度数分布

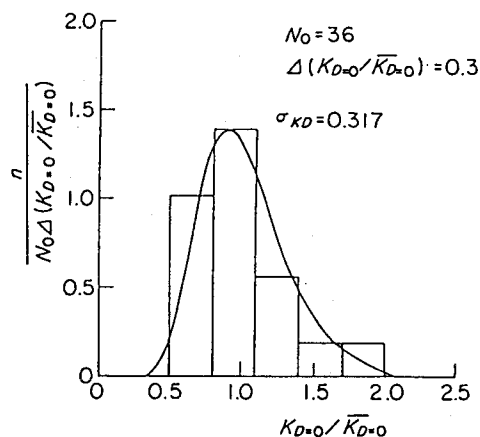


図-28 安定限界 K_D 値の相対度数分布

6.5 移動率と K_D 値の関係

図-29は上述の実験結果を含めて、ブロック重量や波浪条件（周期、波高、継続時間）を様々に変えたときの移動率と K_D 値の関係をまとめてプロットしたものである。ブロック重量や波の周期、継続時間を変化させたときの変動の範囲と同一条件での繰り返し実験での変動範囲があまり変わらないことが知られる。

7. むすび

以上、混成防波堤に働く不規則波力と安定性について主として実験結果に基づきその特性や変動性等を紹介した。現行設計法は不規則波の作用に対しそれなりに妥当であるけれども、今後はさらに波の発生確率や波力および安定性等における変動性を考慮した確率的な設計法を検討していく必要がある。しかし、防波堤の設計因子は多く、かつ複雑であるため、確率的アプローチも容易なことではない。最近、二・三の研究結果が報告^{15)~17)}されるようになってきた。今後、より実的な解析モデルの構築とともに、それに関する諸現象の解明、さらには静的解析から動的解析への進展が期待される。物理現象に立脚した確率的解析モデルを目指すことが必要と考える。

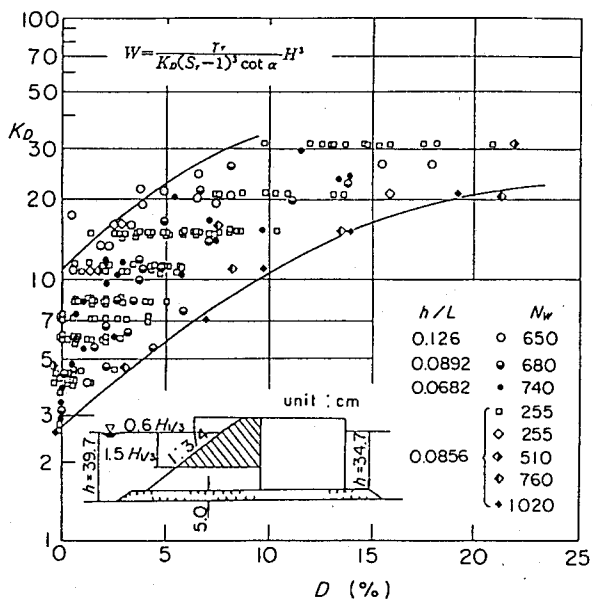


図-29 移動率と K_D 値の関係

参考文献

- 1) 運輸省港湾局編：港湾の施設の技術上の基準・同解説、改定版、1989
- 2) K.Tanimoto, S.Takahashi and K.Kimura: Structures and Hydraulics Characteristics of Breakwaters — The State of the Art of Breakwater Design in Japan —、Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.26, No.5, 1987, pp.11-54
- 3) 谷本勝利・高橋重雄・明瀬一行：防波堤直立部に働く不規則波力に関する実験的研究、港湾技術研究所報告、第23巻第3号、1984、pp.47-99
- 4) Y.Goda: Numerical Experimentson Statistical Variability of Ocean Waves、Report of Port and Harbour Research Institute, Vol.16, No.2, 1977, pp.3-26
- 5) たとえば、合田良実：港湾構造物の耐波設計 [増補改訂版]、鹿島出版会、1990、pp.187-189
- 6) 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎：消波ブロック被覆堤直立部の滑動安定性に対する波力とブロック荷重、港湾技術研究所報告、第29巻第1号、1990、pp.53-79
- 7) 常井公一・服部昌太郎・野口雄二・遠藤泰司：消波ブロック被覆堤の不規則波力の低減効果、第35回海岸工学講演会論文集、1988、pp.647-651
- 8) 石川 卓：混成防波堤の滑動実験手法について、防波堤研究室レポート (内部資料)、1979
- 9) 合田良実：衝撃砕波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する考察、港湾技術研究所報告、第12巻第3号、1973、pp.3-29
- 10) 谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司：大水深混成堤の耐波安定性に関する研究 (第1報) — 台形型直立部に働く波力および滑動安定性 —、港湾技術研究所報告、第27巻第1号、1988、pp.3-29
- 11) 合田良実・柿崎秀作：有限振幅重複波ならびにその波圧に関する研究、港湾技術研究所報告、第5巻第10号、1966、57p.
- 12) 谷本勝利・柳生忠彦・村永 努・柴田鋼三・合田良実：不規則波実験による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する研究、港湾技術研究所報告、第21巻第3号、1982、pp.3-42
- 13) 高橋重雄・木村克俊・谷本勝利：斜め入射波による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究、港湾技術研究所報告、第29巻第2号、1990、pp.3-36
- 14) 谷本勝利・原中祐人・山崎一雄：不規則波に対する消波ブロックの安定性に関する実験的考察、港湾技術研究所報告、第24巻第2号、1985、pp.85-121
- 15) 氏家久芳・奥野敏彦・鈴木 誠・稲田 祐：消波ブロックへの信頼性設計法の適用、海岸工学論文集、第38巻、1991、pp.601-605
- 16) 高山知司・池田直太・立石義博：防波堤の限界状態設計における波浪外力の荷重係数、海岸工学論文集、第38巻、1991、pp.636-640
- 17) 高山知司・池田直太：現行設計法における防波堤の滑動安定性：海岸工学論文集、第38巻、1991、pp.641-645