

人工リーフの被覆材料の所要重量算定法

宇多高明*・小俣 篤**・横山 揚久***

1. ま え が き

近年、全国各地で人工リーフが施工されるようになった。人工リーフの設置に際しては、一般にその被覆材の所要重量が問題となる。すなわち、人工リーフは、捨石やコンクリートブロックによって構成されるため、被覆材の所要重量が不足すると波力により被覆材の散乱が生じ、堤体が破壊されることになる。斜面上の被覆材の所要重量算定には、一般に Hudson 式 (Hudson, 1959) が広く用いられている。しかし、Hudson 式は実験に基づく経験式であるため、現在ではより合理的な所要重量算定式の開発が種々試みられている (例えば、Bruun, 1985; Kobayashi, 1987)。一方、防波堤マウンドの被覆材のように水中の捨石に対する所要重量の算定式には、Brebner・Donnelly (1962) の式等がある。これらは、重複波作用下での捨石重量の算定を対象としており、進行波が作用する場合には適用できない。

人工リーフ上では、碎波時の波または碎波後の波が進行波として作用し、かつ堤体の構成材料が水中に存在する。そのため、Hudson 式や防波堤マウンドに適用される式を適用することはできない。例えば、Hudson 式を用いて人工リーフ被覆材料の所要重量を求めた場合、被覆材料は水中にあるのでかなり過大な重量となる。そこで、本研究では人工リーフの被覆材料の所要重量を合理的に算定するための手法を求めた (宇多ら, 1989)。

2. 被覆材料の安定条件

海面下の斜面上に設置された捨石に作用する外力を、捨石の移動に対する抵抗力を含めて模式的に示すと図-1 となる。各力は、 W : 捨石の自重、 B : 浮力、 F_D : 抗力、 F_L : 揚力、 F_I : 慣性力、 F_F : 底面摩擦力、 F_S : 捨石の上昇運動に対する側面の抵抗力である。

実験により安定性を観察した結果では、捨石の初期移動はほとんどの場合波の峰の位相で生じ、岸向きであった。さらに、その移動状況はある範囲の捨石が斜面に沿

って移動するのではなく、個々の材料が浮き上がって移動した。すなわち、図-2 に模式的に示すように、揚力の作用で浮き上がった捨石が岸向きの抗力により実質的な移動を生ずる。この時、図示するように回転を伴うこともある。いずれの場合でも、捨石は相互に斜面方向の運動を拘束し合っているため、移動開始の限界状態は揚力に支配されると考えられる。そこで、人工リーフの表面被覆材では隣合う被覆材同士の結び付きが弱いことを考慮して、側面の抵抗力を無視すると、安定条件は次式で表わされる。

$$(W-B)\cos\alpha > F_L = 1/2 \rho_w C_L A_2 u^2 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 α : 斜面の角度

(図-1 参照)、 ρ_w : 海水の密度、 C_L : 揚力係数、 A_2 : 捨石の斜面法線方向の投影面積、 u : 流水の流速である。Bruun (1976) は、浸透流による揚力を外力として挙げている。人工リーフでも堤体内に浸透流が存在する。

Bruun (1976) を参考にする。浸透流による揚力の作用する位相は波の峰前面であり、捨石の移動する波の峰の位相とは異なる。よって、浸透流による上向きの揚力は有意な外力とはならないと考えられる。

以上の点から、揚力と重力との釣り合いより、人工リーフ被覆材料の所要重量を算定する手法を求めたことにした。式 (1) の評価において、 C_L や A_2 は被覆材

料の形状によりある程度の評価が可能と考えられるが、被覆材料に作用する流れの流速は未知である。そこで、

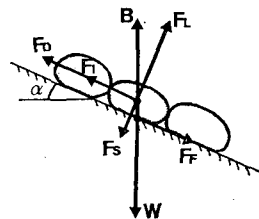


図-1 外力の模式図

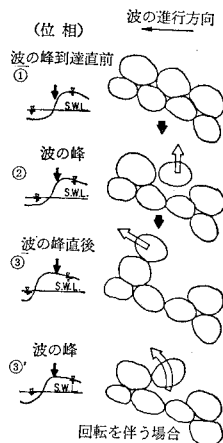


図-2 移動状況模式図

* 正会員 工博 建設省土木研究所海岸研究室長

** 正会員 建設省土木研究所海岸研究室

人工リーフの法面および天端上の流速場を明らかにするとともに、被覆材料の移動状況を調べるために実験を行った。

3. 実験方法

実験は、長さ 33 m、幅 60 cm の造波水路内に 1/30 の勾配を有する木製斜面を設置して行った。人工リーフは法勾配を 1/3 に固定して、天端幅 B を 2.3 m、5.4 m と 2 ケース変えた。また、天端水深 R は 2, 6, 10 cm の 3 ケースとした。以上の設定条件の下で 15 ケースの波浪 ($H_0' = 6.2 \sim 15.2$ cm, $T = 1.2 \sim 2.2$ 秒) を用いて、木製固定床の人工リーフ上で底面流速分布を測定した。次に、砕石で製作した人工リーフを用い安定性を調べた。

流速の測定には超音波式流速計を用い、底面上 5 mm に測点を設けて測定した。測定時間間隔 20 msec で約 20 波測定し、岸向き最大流速の位相平均値 u_m の岸沖分布を求めた。安定性実験には人工リーフの構成材料として、① 19.1 mm のフルイを通過し、16.0 mm のフルイに残留する砕石 (代表粒径 $d_R = 17.6$ mm)、② 16.0 mm のフルイを通過し、13.2 mm のフルイに残留する砕石 (代表粒径 $d_R = 14.6$ mm)、③ 13.2 mm のフルイを通過し、11.2 mm のフルイに残留する砕石 (代表粒径 $d_R = 12.2$ mm)、の 3 種の砕石を用いた。

安定性実験では、波を 300 波作用させて移動状況をビデオ撮影すると共に、造波終了後の水路中央測線上のリーフ形状を測定して採石の移動量を調べた。形状測定には超音波式の砂面測定器を用いた。

4. 人工リーフ上の砕波状況

人工リーフの被覆材料に作用する流体力は砕波点付近で大きくなるので、入射波の砕波状況が被覆材料の安定性に強く影響すると推定される。そこで、各実験条件におけるリーフ法面周辺での砕波状況を調べた。

砕波波高、砕波水深および砕波形式等は、海底勾配、

波形勾配、入射波高に支配される。人工リーフを設置した場合、リーフ法面で入射波が変形・砕波するため、法面勾配が砕波状況に影響すると考えられる。しかし、人工リーフの沖側法面は一般に 1/3 ~ 1/5 と急勾配に設定されるので、法面の影響の程度は勾配そのものではなく、法面の長さを決定する堤脚水深 h に置き換えられる。また、法面で砕波するかどうかは、主に天端水深 R によって規定される。そこで、 R/H_0' と H_0'/h により砕波形式と砕波位置を分類した (図-3)。なお、surging 型には collapsing 型と見られたケースも含めてある。砕波位置は図中に示した 5 つの範囲に分類した。砕波形式は R/H_0' と H_0'/h で明瞭に分類され、両者が共に小さい時に surging 型となる。また、図中の添え字 4, 5 で示すように $R/H_0' > 0.7$ では天端上または法肩で砕波が生じている。このように、砕波状況が H_0'/h と R/H_0' にほぼ支配されるのは、構造物により強制的に砕波を生じさせているためである。波形勾配により同様の分類を行った結果では、波形勾配の影響は明瞭ではなかった。

砕波状況が、人工リーフ構成材料の安定性に強く影響することは容易に想像される。構成材料の安定性が式 (1) の関係で判断されるなら、天端または法面上で生じる岸向きの最大流速 u_{max} が安定性の支配因子となる。そこで、各岸沖測点の底面流速測定結果より u_{max} を求め、 R/H_0' と H_0'/h を変数として図-4 に示す。明らかに surging 型の砕波となる場合に u_{max} が大きくなっており、砕波状況と u_{max} の大きさがほぼ対応することがわかる。また、 u_{max} の発生位置はほとんど法面上であり (図中添え字 3)、 $R/H_0' > 0.7$ のときに法肩または天端上となっている (図中添え字 4, 5)。

次に、安定性実験での砕石の移動状況と砕波状況との関係を調べた。最も移動の顕著であった $d_R = 12.2$ mm のケースの移動状況を図-5 に示す。移動状況は、A: 静止、B: 動揺、C: 岸向きのわずかな移動有り、D: 岸向きに多数が移動する。E: 岸・沖方向に多数が大きい

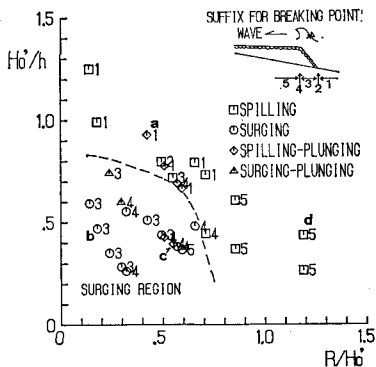


図-3 砕波状況の分類 ($H_0'/h \sim R/H_0'$)

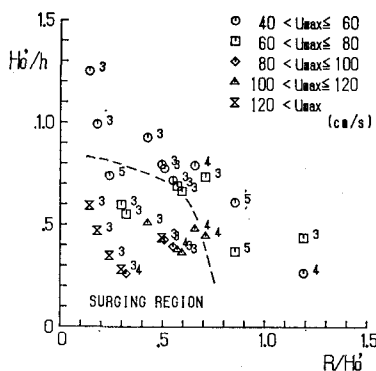


図-4 岸向き最大流速の発生状況

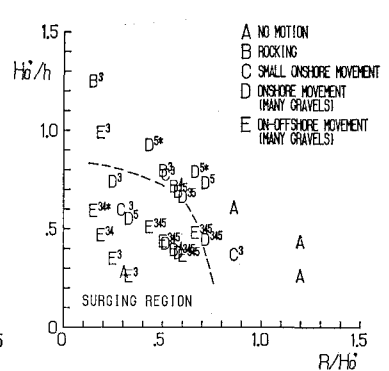


図-5 移動状況 ($d_R = 12.2$ mm)

く移動する、の5段階に分類した。図中の添え字で示す移動の発生位置の区分は図-3と同様である。図中の*印は、砕波後にポア前面から下降する斜降渦に伴った気泡が、リーフ表面に達した時に砕石が移動を開始したケースである。これは、波の表面から底面付近に供給される乱れによって、砕石に揚力が作用したためと考えられる。砕石の移動は R/H_0' 、 H_0'/h 共に小さい時に激しく、surging 型砕波で u_{max} の大きな場合に大きな移動が生ずることがわかる。以上のことから、人工リーフ上の砕波状況は R/H_0' と H_0'/h に支配され、砕波状況がリーフ表面上の岸向き最大流速、さらにリーフ構成材料の移動状況と良く対応することがわかった。また、図-4と図-5の関係より、リーフ構成材料の安定性が u_{max} に対応することも明らかであり、安定性の判断に式(1)を用いることの妥当性が示された。

5. 人工リーフ表面上の岸向き最大流速

人工リーフ構成材料の安定性は、リーフ表面上の各地点における岸向き最大流速 u_m の最大値 u_{max} に支配されると考えられる。そこで、 u_{max} を支配する因子を検討する。前節の結果によれば u_{max} は R/H_0' と H_0'/h の影響を受ける。そこで、 u_{max} を $\sqrt{gR}$ で無次元化した $u_{max}/\sqrt{gR}$ と H_0'/h の関係について、 R/H_0' をパラメータとして整理した(図-6)。 $u_{max}/\sqrt{gR}$ は H_0'/h が増加するにつれ指数関数的に減少することが明らかである。同様に R/H_0' が大きいほど $u_{max}/\sqrt{gR}$ は小さくなる。これらのことから、 $u_{max}/\sqrt{gR}$ は、 R/H_0' および H_0'/h の増加とともに指数関数的に減少するとして、実験結果と良く合うように係数を決定して次式を得た。

$$\frac{u_{max}}{\sqrt{gR}} = 8.0 \exp\left(-1.5 \frac{H_0'}{h} - 2.8 \frac{R}{H_0'}\right) + 0.2 \quad (2)$$

式(2)による算定値と実験値の比較を図-7に示す。

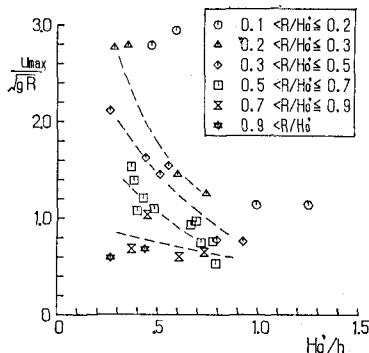


図-6 $u_{max}/\sqrt{gR}$ と H_0'/h の関係

20%程度のばらつきはあるが、式(2)は実験値を良く表わしている。

6. 所要重量の算定式

人工リーフ被覆材料の形状を評価するため次の係数を導入する。

$$V = K_v d^3 \quad (3)$$

$$A_s = K_a d^2 \quad (4)$$

ここに、 V :材料の体積、 d :材料の代表長さ(捨石であれば代表粒径)であり、 K_v 、 K_a はそれぞれ体積と面積に関する形状係数である。両式を式(1)に代入すると次式が求まる。

$$\frac{C_L K_a}{2 K_v} < \frac{sdg \cos \alpha}{u^2} \quad (5)$$

ここに、 $s = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$ 、 ρ_s は材料の密度である。流水が乱流状態では C_L の変化が小さいとすれば、左辺はほぼ定数と考えることができる。

$$S_n = \frac{C_L K_a}{2 K_v} = \text{const.} \quad (6)$$

以下、この S_n を安定係数 (Stability Number) と呼ぶ。

次に、安定性実験の結果より S_n の値を決定した。人工リーフの被覆材料の安定性を支配するのはリーフ表面上の岸向き最大流速 u_{max} であり、式(5)の右辺の u には u_{max} を用いる必要がある。 u_{max} は式(2)を用いれば、 R/H_0' と H_0'/h の関数として定まる。すなわち、

$$u_{max} = f_u(R/H_0', H_0'/h) \cdot \sqrt{gR} \quad (7)$$

また、 $R/H_0' > 0.7$ のとき天端上で u_{max} が生じることから、式(5)中の $\cos \alpha$ は以下のように決定できる。

$$R/H_0' \leq 0.7 \cdots \cdots \cos \alpha = 0.95 \quad (\text{法面上, } \tan \alpha = 1/3)$$

$$R/H_0' > 0.7 \cdots \cdots \cos \alpha = 1.00 \quad (\text{天端上})$$

式(5)の右辺に式(7)を代入して

$$\frac{sdg \cos \alpha}{u_{max}^2} = \frac{s \cos \alpha}{f_u^2} \cdot \frac{d}{R} \quad (8)$$

を得る。よって、安定条件は次式となる。

$$S_n < \frac{s \cos \alpha}{f_u^2} \cdot \frac{d}{R} \quad (9)$$

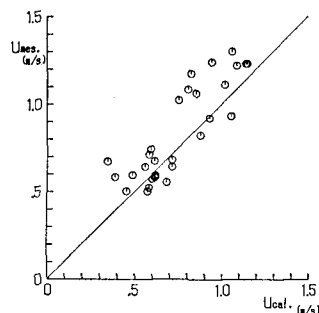
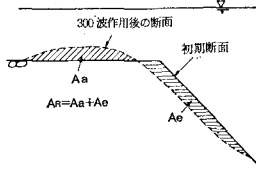


図-7 u_{max} の実験値と計算値の関係

堤体の安定性の判断には、Hudson(1959)や Van der Meer(1987)と同様に堤体の変形量を採用した。波の作用前後のリーフ形状測定結果より、総断面積変化量 A_R (図一8)を求めた。



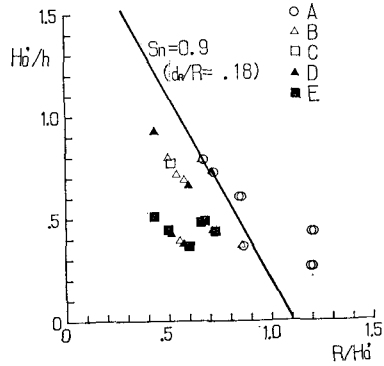
図一8 A_R の定義図

d に d_R を用いて (9) 式の右边を

$$P = \frac{s \cos \alpha}{f u^2} \cdot \frac{d_R}{R} \quad \dots\dots\dots (10)$$

と置き、 A_R を d_R^2 で無次元化した値 (総移動個数に対応) と P との関係を、碎石の移動状況をパラメータとして図一9 に示す。計算は $s=1.65$ として行った。

A_R/d_R^2 は P が大きいほど小さくなる傾向を示す。また、 $P>0.7$ では、乱れによる移動が生じたケース (図中 * 印) 以外は A または B の安定状態にあり、 $P>0.9$ では全て A または B となる。B の rocking は実質的な移動を生じるものではなく、この条件では堤体の安定に問題はない。そこで、A および B の状態を安定状態とする。乱れによる移動は、式 (1) に乱れによる揚力項を付加する必要がある、式 (1) を用いることは不合理である。しかし、現在のところ碎波に起因する水表面からの乱れの供給を記述する適当なモデルがないため、ここでは安全率を増す考え方に立ち、 $P>0.9$ を安定条件とすることとした。したがって、式 (9) より安定係数 S_n は 0.9 となる。この時 $A_R/d_R^2 \approx 5$ である。Van der Meer(1987)によると、Hudson(1959)の “no damage” の基準は $A_R/d_R^2 < 1 \sim 3$ であり、 $A_R/d_R^2 \approx 10$ で “failure”



図一10 $S_n=0.9$ による移動状況の区分

となる。このことから、 $S_n=0.9$ が Hudson 公式とほぼ同程度の安定条件となっていることがわかる。

A_R は水路中央の代表値であり、その値が小さい時には誤差も大きい。 A_R の誤差が大きいと判断されるものを除くと、 $P<0.9$ で安定状態を示すケースはほとんど $H_0'/h < 0.3$ 、 $R/H_0' < 0.4$ であった。そこで、

$$P = S_n = 0.9$$

の安定限界条件を、 $0.15 \leq d_R/R \leq 0.20$ のケースについて、移動状況の分類図に当てはめた (図一10)。 $R/H_0' = 0.7$ で $S_n=0.9$ の直線に見られる不連続は、 $\cos \alpha$ が不連続に変化するために生じたが、この不連続性は小さく実用上問題ないと考えられる。これらの図より、 $S_n=0.9$ の妥当性が確認できる。ただし、 d_R/R の大きいケースでは $H_0'/h < 0.3$ 、 $R/H_0' < 0.4$ の場合に、 $S_n < 0.9$ で安定状態を示すケースがあった。これらのケースでは法面上での波形の前傾化が顕著となり、 u_{max} は瞬間的に大きくなるがその継続時間が極めて短い。そのため有意な移動が生じなかったと推定される。このようなケースでは、これまで述べてきた機構の議論を適用することに無理があると考えられる。さらに、現実問題として $H_0'/h < 0.3$ は多くの場合大水深域にあたる。また、天端水深の小さな R/H_0' の範囲には実験データが無い。これらのことから、 $H_0'/h < 0.3$ 、 $R/H_0' < 0.3$ を本解析の範囲外とする。

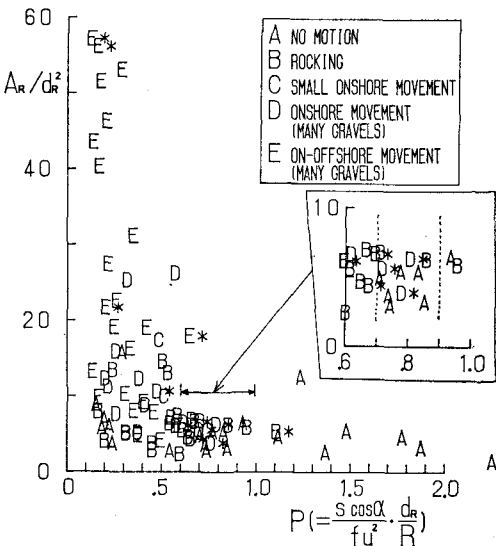
以上の結果より、人工リーフ構成材料の所要重量算定式は $S_n=0.9$ および式 (1), (6), (7), (9) より以下のように導かれる。

$$\begin{aligned} W &= \left(S_n \frac{f u^2}{s \cos \alpha} \right)^3 \rho_s K_v R^3 \\ &= K_L \frac{\rho_s R^3}{s^3 \cos^3 \alpha} \quad \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

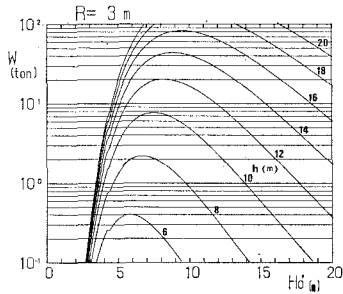
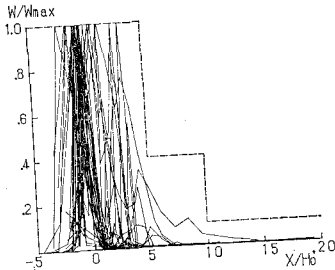
(ただし、 $H_0'/h \geq 0.3$ 、 $R/H_0' \geq 0.3$)

ここで、 $K_L = S_n^3 f u^6 K_v$

である。この式より、使用材料および人工リーフの諸元



図一9 A_R/d_R^2 と $(s \cos \alpha / f u^2) \cdot (d_R/R)$ の関係

図-11 W の算定図 ($s=1.65$, $K_v=0.5$)図-12 $W/W_{\max}$ の岸沖分布

が決定されれば所用重量の算定が可能である。ただし、 S_n や K_v は材料によって異なるため、コンクリートブロック等を用いる場合には十分な検討が必要である。自然石では、 $S_n=0.9$ 、 $K_v=0.5$ が1つの目安となる。

自然石 ($s=1.65$) の場合に、式 (11) で求まる所要重量を天端水深 $R=3\text{m}$ について図-11 に示す。計算は $K_v=0.5$ 、 $\rho_s=2.65\text{ ton/m}^3$ として行った。堤脚水深 h が大きいほど急勾配の法面の影響が大きくなり所要重量 W が増大する。また、沖波波高 H_0' がある程度以上大きくなると所要重量 W は低下する傾向を示すが、これは碎波が沖合で生じるためである。ある堤脚水深 h で所要重量 W が最大となる沖波波高 $(H_0')_{\max}$ よりも設計波高が大きい場合には、設計重量は $(H_0')_{\max}$ で求まる所要重量とするべきである。

7. 天端上被覆材料の所要重量

人工リーフ上で碎波した波は進行に伴い急速に減衰するため、人工リーフの被覆材料に作用する流体力もそれに応じて減少するはずである。そのため、天端上を一律に所要重量の材料を用いて被覆することは不合理である。そこで、 ρ_s 、 s 、 K_v を一定として式 (5)、(6) を変形し、 $u_{\max}$ を各地点のリーフ表面上の岸向き最大流速 u_m に置き変えると次式の関係を得る。

$$W_{\text{oc}} \left(\frac{u_m^2}{\cos \alpha} \right)^3 \dots\dots\dots (12)$$

よって、式 (11) より求まる所要重量 W を $(u_m^2/\cos \alpha)^3$ に応じて低減させれば良い。式 (11) より求まる W を

$W_{\max}$ として、 u_m の岸沖分布の測定結果より $W/W_{\max}$ の岸沖分布を全てのケースについて求め図-12 に示す。

この図ではリーフ天端の沖端を原点とし岸向きに X をとった。法面上は $X>0$ となる。横軸は沖波波高で無次元化した距離とした。 $W/W_{\max}=1$ となる位置は $-5 < X/H_0' < 5$ の範囲にあることがわかる。人工リーフには種々の波が作用するため、流速分布形は波浪や潮位の条件によって変化する。そのため、所要重量の必要範囲にもある程度の幅が必要と考えられる。そこで、ここでは安全を考慮して図-12 において $W/W_{\max}=1$ となる範囲には所要重量を有する材料が必要とする。この範囲より岸側の天端上については以下のように W を減じることができるとした。

$$5 \leq X/H_0' < 10 \dots\dots\dots W/W_{\max} \geq 0.4$$

$$10 \leq X/H_0' \dots\dots\dots W/W_{\max} \geq 0.1 \dots\dots\dots (13)$$

以上の結果を、図-12 に破線で示した。

8. 結 論

① 人工リーフ上の碎波形式は H_0'/h と R/H_0' に支配され、両者が共に小さいとき surging 型となる。

② 人工リーフ表面上の岸向き最大流速は surging 型碎波のとき大きく、その値は H_0'/h と R/H_0' により式 (2) で求めることができる。

③ 人工リーフ構成材料の安定条件は揚力と重力との釣り合い関係より式 (1) で与えられる。

④ 人工リーフの安定性は式 (9) で評価され、安定限界条件は $S_n=0.9$ である。

⑤ 人工リーフ構成材料の所要重量は式 (11) で求められる。

⑥ 人工リーフ構成材料の所要重量は式 (12) に従い低減させることができる。

参 考 文 献

- Brebner, A. and P. Donnelly (1952): Laboratory Study of Rubble Foundations for Vertical Breakwaters, Proc. 8th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp. 408~429.
- Bruun, P. (1976): Parameters Affecting Stability of Rubble Mounds, Proc. ASCE, Vol. 102, WW2, pp. 141~164.
- Bruun, P. (1985): Design and Construction of Mounds for Breakwaters and Coastal Protection, Elsevier Science. Pub., 938 p.
- Hudson, R. Y. (1959): Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwater, Proc. ASCE, Vol. 85, WW3, pp. 93~121.
- Kobayashi, N. (1987): Hydraulic Stability Analysis of Armor Units, Jour. Waterway, Port, Coast, and Ocean Eng., ASCE, Vol. 113, No. 2, pp. 171~185.
- 宇多高明・小俣 篤・横山揚久 (1989): 人工リーフの機能と設計法, 土木研究所資料, No. 2696, 79 p.
- Van der Meer, J. W. (1987): Stability of Breakwater Armor Layers-Design Formulae, Coastal Eng., Vol. 11, Elsevier Science. Pub., pp. 219~239.