

§1. 序論

防波堤が砂浜海岸より、海岸線にほぼ直角に沖に向って突き出され、その上で港域を遮蔽するように斜め方向に曲げられるといった線形は、よくとられる方法であるが、防波堤の砂浜海岸との取りつけ部分が、護岸によって保護されていない場合には、防波堤に当たった波の強い波がここに集中する弊に、砂浜海岸が欠損、後退する現象を生じることがある。防波堤に限らず、防波堤や突堤など砂浜海岸においてこれにほぼ直角に構造物を突き出せしめる場合には、海岸線がどのように変形するかを予測することは、構造物設置以前において検討されるべき問題であるが、現象の複雑さの弊に、予測理論と確立するまでに至っていないと考えられる。Pernard-Considère (Paris 1954), Bakker (Hague, 1968), Price et al (Wallingford 1972) など三の提案がなされているが、これらはいずれも沿岸方向の漂砂量の場所的不均一は、海岸線のゆるい曲のために波エネルギーの沿岸方向成分がその大きさを要にする弊に生ずるものとし、その結果として海岸線の前進後退が生じる、という考え方に立っている。従って当初、海岸線が直線であると海岸線の変形は生じないこととなる。これは沿岸と直向方向の砂移動が無視されている弊である。

本論文は、防波堤の砂浜海岸との取付け部を防波堤基部と称することとし、この部分に集中する波エネルギーの評価を試み、既存の波エネルギーと漂砂量との関係式を利用して、沿岸方向およびこれと直向方向の砂移動量を求め、これによって汀線の前進後退を予測する理論を提案し、このモデルを仙前新港に適用し実測値と比較したものである。

§2. 防波堤基部の砂浜の変形に関する理論

ある場所において任意の大きさの開曲面を考え、この曲面に含まれる海没砂の体積を V 、開曲面の面積素片を dS とし、その外向き法線の方向余弦を l, m, n 、また dS をとおして実質部分が移動する速度を u, v, w とすれば、連続方程式は

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint dV \cdot dt = - \iint (lu + mv + nw) dS \quad (1)$$

砂移動は波によつてのみ生ずるとすれば、あまり深いと砂は移動しない。工学的に興味のある砂移動の限界水深を D とする。汀線に沿つて x 軸、これに垂直に沖に向つて y 軸ととり、漂砂によつて砂移動を生じる砂浜巾をあらわすものとすれば $\iint dV \div (1/2) D Y X_0$ 。また右辺を Green の定理により体積分に直した後に、 $\iint \frac{\partial V}{\partial t} dS = Q_x$, $\iint \frac{\partial V}{\partial y} dS = Q_y = Q_y dx$ とおけば式(1)は

$$\frac{1}{2} D X_0 \cdot \frac{\partial Y}{\partial t} dt = - (Q_x + Q_y) = - (Q_x + Q_y dx) \quad (2)$$

すなわち砂浜巾 X_0 の区間において dt 時間内の汀線前進量 $dy (= \frac{\partial Y}{\partial t} dt)$ を、考える区間における汀線方向の漂砂の域外への脱出量 Q_x 及び、 Q_y と (2) によつて関連づけられている。 Q_y は汀線単位巾あたり沖向き輸送量となる。図-1 に示すように防波堤の取付角を α_B 、延長を l 、波の碎波線に對する入射角を α_B 、防波堤法線となす角を α 、碎波帯巾を X_B 、そのまでの防波堤長を l_B とする。図-2 に示すように沖波エネルギー W_0 、碎波線での波エネルギー W_B 、また W_B による沿岸方向成分 W_t 、それによる輸送量 Q'_t を定義する。すると、反折と摩擦損失を無視すれば、 $W_0 \div W_B = (\omega_0/32\pi) g T_0 H_0^2 \dots (3)$ (W_0 : 海水単位重量 T_0 , H_0 : 沖波周期、波長) $W_t = W_B \sin \alpha_B \cos \alpha_B \dots (4)$ $Q'_t = \alpha' W_B^n \dots (5)$ など通常よく使われる関係が成立つ。

防波堤に衝突する波による砂移動についてはつぎのように考える。

圖-1 防護堤基部的入射坡

The diagram shows a submerged inclined plate. A downward arrow labeled W_i is at the top left. Above the plate, there are three vectors labeled W_o , W_b , and a third unlabeled vector. Along the plate, there are two horizontal arrows labeled W_e, Q_e and W_r, Q_r . At the bottom of the plate, there is a downward arrow labeled W_r, Q_c and a horizontal arrow labeled W_t, Q_i . Below the plate, there is a horizontal arrow labeled W_t, Q_i and a vertical arrow labeled X_A .

図-2 防波堤基部の波エネルギー

わたつた河原に固圀方向にもつ成分がある。そこで Johnson の基準を適用すれば、次式のような数式モデルが設定される。浸透量は

(4) W_i のうちの江津方向成分は、漂砂量とは無関係とした。これは今後検討すべきであろう。

(5) 碎波してから防波堤に衝突する部分では当然、砂移動を生ぜしめる。しかし漂砂の方向は、防波堤の平面線型のためにその移動方向は防波堤のない部分と反転になる。この様による防波堤沿い成分のうち沿岸方向に移動する横エネルギーは碎波線以内を考慮して、

$$W_L = [K_L (1 - K_r) \cos \alpha + \sin \alpha] \frac{L_B}{x_B} W_B \cos \alpha_b \quad (11)$$

命題に X_B が λ かつ μ のは、沿岸方向には X_B にわたって一様に傾いていくことが分る。また

$$L_B = l_B \cos \alpha \quad X_B = l_B \sin \alpha_b \quad (12)$$

よって (11) は

$$W_2 = [K_L(1 - K_r)\cos\alpha + \sin\alpha] \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha_b} \cdot \cos\alpha_b \overline{W}_3 \quad (13)$$

$$W_L = \text{よる 1/4 砂量は} \quad Q_L = \alpha W_L^n \quad \cdots (14) \quad \alpha \text{ と } n \text{ 。$$

(6) さて式(2)の Q_x は与える区画より速脱する量だから、 $-Q_x = Q_x' + Q_x$, 同様にして $Q_y = Q_c$ 従って Δt 時間の河原の前進量を ΔY とすると、

$$\frac{1}{2} D X_A \Delta \gamma = (Q_1' + Q_2 - Q_c) \Delta t \quad (14)$$

図3. 仙台新港への適用

仙台湾沿岸についての運輸局の調査(佐藤昭二ほか 1966, 海防)によれば図-3に示すように barは通常沖線から100~150m沖側4にでき、消長を繰返しているがその位置はあまり大きく変わるない。しかし海底地形の変化は波高に強く左右されているといわれる。捕集から、新港付近にかけて深砂溜はまた豊富に存在し、波高同数の観測によれば限界波形可航とした波は S 4.6・9.1 台風23号(H_{max} 6.5m, T 10 sec), 9.12 台風26号(H_{max} 6.0m T 10 sec) など数えるほどしかない。

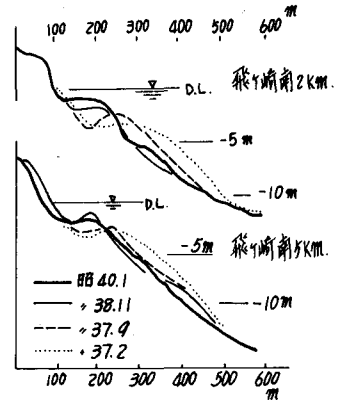


図-3 仙台湾海底地形の変化例

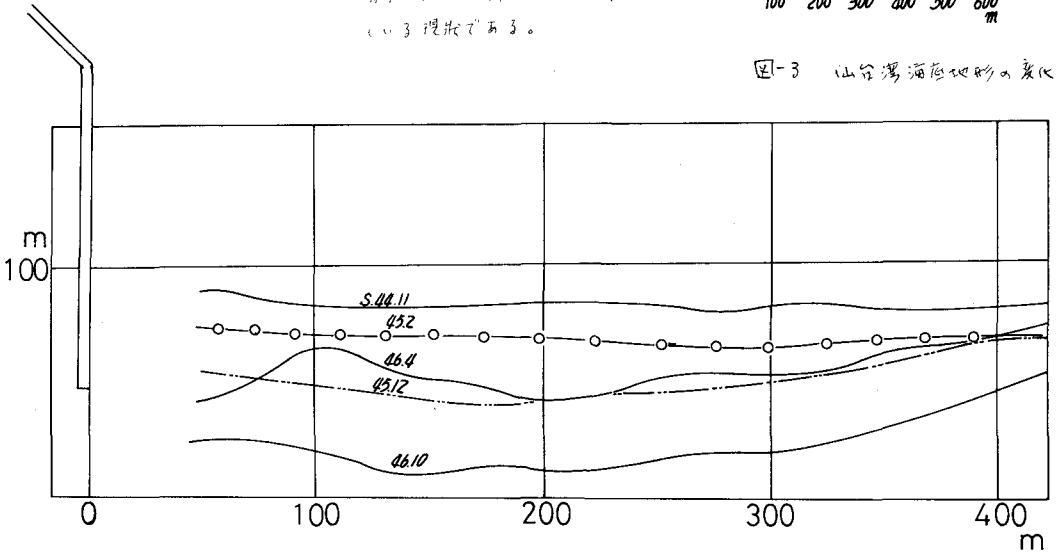


図-4 仙台新港防波堤基部後退状況

前節の方法により $\Delta Y=0$ になる周期、波高を防波堤延長300m, 1800mの場合にSE波およびSSE波について求めた結果を図-5に示す。数字は出現回数である。延長300mの場合にはいづれの周期でも堆積性であるが、延長1800mでは欠損性の波が周期8秒, 9秒付近をピークにして数多く発生している。昭和43年には延長は300mで、昭和44年には600mになったが、この年より基部浸蝕が開始されており、見事に理論結果はこの事実を説明している。

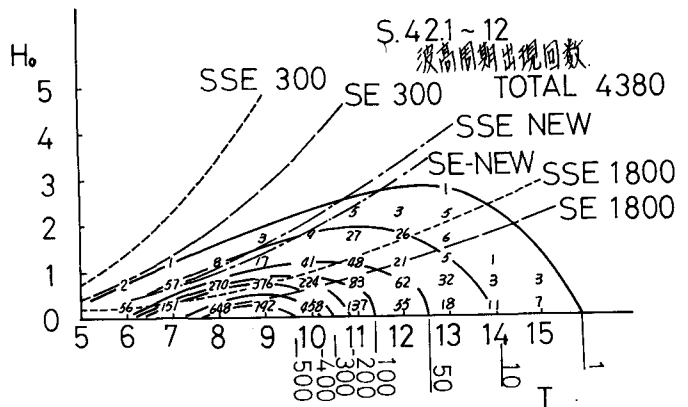


図-5 予測図(運輸局波=港建による)

図4. あすび この理論は初めて著者が提案したもので今後検討をうづめたい。