

建設省土木研究所海岸研究室

正会員 宇多高明

建設省土木研究所海岸研究室

正会員 山本幸次

建設省土木研究所海岸研究室（技研興業㈱）

正会員 河野茂樹

1. まえがき

近年、種々の構造物により沿岸漂砂の連続性が断たれたため、構造物の下手側で侵食が著しく進む例が全国的に目立つようになった。このような問題の根本的解決を図るには、生じた侵食を地先海岸での局所的な現象として取扱うのではなく、広域的、長期的立場より問題を考察することが必要とされる。このような考察に際して、海浜地形の長期的変化を予測可能なモデルは有力な手段を提供する。筆者らは、沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮することにより、海浜地形の3次元的な変化予測が可能な等深線変化モデルを開発し、実験的に得られた地形変化との比較を試みた(宇多ほか, 1990)。この論文では、構造物のない単純な条件が扱われた。しかし、現地海岸の条件を考えると、種々の構造物のモデル化が必要となる。ここでは沿岸漂砂を阻止する構造物として突堤を取り上げ、突堤周辺の海浜地形変化を再現可能なモデルを開発する。モデルによる計算結果は現地湖浜の変形例と比較することにより、その妥当性が確認される。

2. 突堤周辺での漂砂移動のモデル化

漂砂を阻止する構造物が設置されている海浜の変形予測を行う場合、従来の汀線変化モデルでは、仮定された沿岸漂砂量の岸沖分布形をもとに突堤の長さに応じて沿岸漂砂量の阻止率を定めている。本モデルでは、 n 本の等深線の移動を個別に計算するため、この方法は適用できず、それぞれの等深線において土砂の移動状況を境界条件として与える必要がある。ここでは n 本の等深線の変化を次の3ケースに場合分けする。①突堤が透過性のため漂砂が部分的に阻止される場合、②突堤先端を漂砂の一部が回り込む場合、③突堤の影響を受けない場合。ケース③では単に漂砂は通過するのみである。水深 z_j に関する漂砂量に関して、ケース①の模式的土砂移動状況を図-1に示す。図には、変化が予測されるべき等深線(水深 z_j, z_{j+1})を実線で、また、それらの中間にある等深線(水深 z_a, z_b, z_c)を破線で示す。不透過突堤の場合の境界条件は、構造物を横切る漂砂量が0であるから、

$$Q_{out}(i) = Q_{in}(i+1) = 0 \quad (1)$$

透過突堤の場合、 $x=x_i$ において突堤内に流入する漂砂量は、

$$Q_{out}(i) = Q_{in}(i+1) = Q_{in}(i) \times R \quad (2)$$

と与えられる。ここに R は突堤の透過率とする。突堤を通過する土砂は堤体内を主として沿岸方向に移動すると仮定すれば、水深 z_j に対応する等深線と関係する漂砂量は、水深 $z_a \sim z_b$ の間の値である。 $x=x_i$ において、区間ABより堤内に流入する $Q_{out}(i)$ は、沖方向へは移動せず、 $x=x_{i+1}$ でCE間から $Q_{in}(i+1)$ として流出する。CE間の点Dには水深 z_b に対応する等深線があるため、 $Q_{in}(i+1)$ を水深 z_j と z_{j+1} の等深線と対応する漂砂量に線分長 $CD:DE$ の比で配分する。同様にケース②の土砂移動状況の模式図を図-2に示す。突堤先端を回り込む漂砂量を Q_R 、突堤に阻止される漂砂量を Q_T とする。水深 z_j の等深線に注目したとき、 $x=x_i$ における漂砂量 $Q_{in}(i)$ はAC間での値を代表するため、

$$Q_{in}(i) = Q_R + Q_T \quad (3)$$

である。ここに $Q_R = Q_{in}(i) \times BC/AC$ 、 $Q_T = Q_{in}(i) \times AB/AC$ であり、 Q_T はケース①と同様に扱うことができる。ここで、 $x=x_{i+1}$ における Q_R の扱い方を、突堤の先端水深によって以下のように分けて考

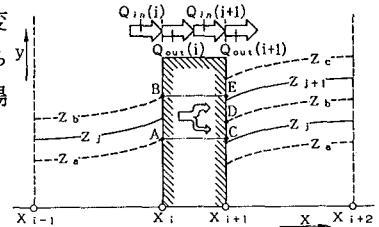


図-1 透過突堤の場合の移動形態

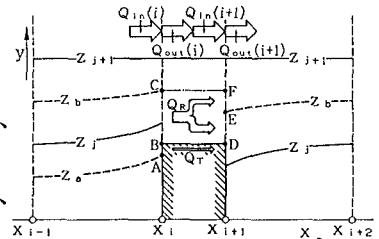


図-2 土砂が回り込む場合の移動形態

える。突堤の先端水深が砕波水深より深ければ、 Q_R をDE:BFの比で等深線 z_j, z_{j+1} に対応する漂砂量へ配分する。一方、砕波水深以浅で突堤先端を回り込んだ土砂は、突堤の下手側で波によって岸方向に急速に輸送されることから、 Q_R を沿岸漂砂量の水深方向分布の比に応じて突堤先端水深以浅の等深線に配分する。

3. 突堤周辺の海浜変形予測計算

初期地形は、沿岸方向に $x=0\sim 16$ mの平行等深線地形（海底勾配1/10）を設定する。側方の境界条件は固定境界とし、 $x=0, 16$ mで通過漂砂量を与えた。作用させる波浪は計算領域全域で砕波波高を $H_b=10$ cm、砕波波向を $\theta_b=10^\circ$ と一定に保つ。 $x=8$ m地点には先端が $y=2.8$ mにある不透透の突堤を考える。沿岸漂砂量の水深方向分布を表わす関数形は3次式で設定した。陸上部で波のうちあげにより海浜変形が起る限界高さ h_R は $0.82H_b$ 、限界水深 h_c は $2.3H_b$ と仮定し、計算はこの範囲を包括するように $z=10\sim -30$ cmの等深線について行う。

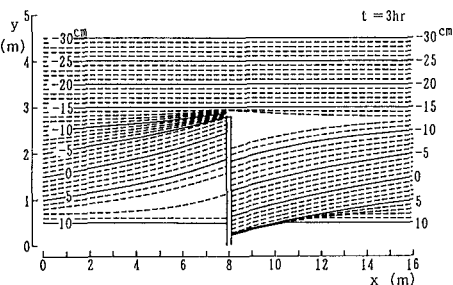


図-3 予測された等深線形

3時間後の計算結果を図-3に示す。計算領域両端の $x=0, 16$ mは固定境界であり、通過漂砂量を与えたため地形変化は生じない。突堤の漂砂上手側にあたる $x=4\sim 7.9$ mでは $z=7\sim -4$ cmの等深線が平行移動する形で前進している。このため突堤先端付近は急勾配となり、陸上部には平坦に近い緩斜面が形成されている。逆に漂砂の下手側にあたる $x=8.1\sim 12$ mでは $z=5\sim -12$ cmの等深線が平行移動する形で後退し、突堤先端付近より岸側に緩勾配斜面が、陸上部で浜崖が形成されている。突堤の先端沖では一部の等深線が不連続となる。これは実際には等深線が突堤先端を局所的に回り込んだ状況を呈することを意味するが、このモデルではその部分の再現はできない。代表的な断面形の変化を調べるために堆積・侵食域よりそれぞれ1断面を選んで断面形の変化を図-4に示す。 $x=7.9$ m断面では、土砂の堆積により陸上部に緩斜面が形成され、また、突堤先端の $y=2.8$ m付近には急勾配斜面が形成されている。これは $z=7\sim -12$ cmの等深線が大きく前進し、 $z=-13$ cm以深の等深線位置が変化しなかったため、計算条件で定めた限界勾配となったものである。一方、 $x=8.1$ m断面では、陸上部には浜崖が形成され、突堤先端付近に緩勾配斜面が形成されている。これは $z=-13$ cm以深の等深線は突堤の影響を受けないためにその位置が変化せず、 $z=-12$ cm以浅の等深線のみが後退したためである。

図-4 海浜断面形状の経時変化

4. 計算結果と現地湖浜との比較

現地湖浜の例として、1985年2月25日に測量された霞ヶ浦浮島1号樋管周辺の等深線図を図-5に示す（宇多ほか，1987）。樋管周辺では西から東へ向かう沿岸漂砂が卓越する。樋管の左右両岸に設置された矢板（図中太線）により漂砂が阻止されたために樋管西側で堆積し、東側は侵食された。

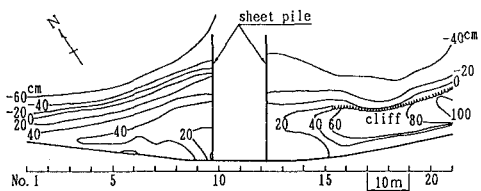


図-5 霞ヶ浦浮島1号樋管周辺の等深線図

この湖浜への入射波のエネルギー平均波高は0.19mである（宇多ほか，1987）。したがって突堤の先端水深（約0.5m）は砕波水深より十分深く、また突堤が不透透の矢板構造であるため計算条件と一致する。図-5によれば、漂砂上手側の陸上部に緩斜面が、水中部に急斜面が形成されており、逆に、下手側の陸上部には浜崖が、突堤先端付近には緩斜面が形成されていることが特徴であり、本研究で得られた計算結果は、湖浜地形の実測値とよく対応することが明らかである。

参考文献 宇多高明・赤穂俊作・今井武雄（1987）：霞ヶ浦における風波による湖浜変形の実態，土木学会論文集，第381号／Ⅱ-7，pp.161-170。宇多高明・山本幸次・河野茂樹（1990）：沿岸漂砂量の水深方向分布を考慮した海浜変形モデル，海岸工学論文集，第37巻，pp.304-308。