

熊本大学工学部	正員	三池亮次
同上	同上	○坂田康徳
同上	同上	下津昌司

1. はじめに. 潮汐現象の著しい湾内に堆積した汚染泥土を浚渫によって除去する場合、有害物質の二次拡散は避けられないが、それが人体に対して直接、間接的な悪影響を及ぼすかどうかの問題を、むしろ医学的および生物学的判断に基づいて決定される環境基準が一応設定されているものとして、ここでは水工学上の基礎的諸問題のみに限定して、若干の検討を試みたので報告する。

2. 湾内における海水の流れ. 潮差の大きい海域における湾内海水の流れは、主に潮汐現象に帰因するものであり、湾外の潮流速に比べ一般に小さい流速をとり、時間的、場所的に複雑に変動するであろう。すなわち、湾内海流が生じ、表層、底層で必ずしも流向は一致せず、干満潮時に伴潮となるとは限らない。また、風浪や流入河川の影響も無視できないが、湾内流速は二次元的潮流のみに基づいたものとするれば、連続方程式より流速 $v$ を近似推定することが可能となるであろう。いま、任意点における湾中 $B_1$ 断面積を $a$ 、 $a$ を通して単位時間あたり流入または流出する流量の平均値を $q$ 、平均水深を $\bar{h}$ とし、潮差を $\Delta h$ 、その点より湾奥までの平均距離を $\bar{L}$ 、その区間の湛水面積を $A$ とすれば、上げ潮または下げ潮時間（1日2回潮であれば約6時間）の貯留量 $V = A \cdot \Delta h$ であり、連続条件より $q = V/T$ 、 $q = a \cdot v$ であるから、求める流速 $v = \Delta h \cdot A / T \cdot a$ によって与えられる。また、 $a = \bar{h} \cdot B_1$ 、 $A = B_1 \cdot \bar{L}$ であるから、これより流速 $v$ が次のように求まる。

$$v = \Delta h \cdot A / T \cdot a = \Delta h \cdot \bar{L} / T \cdot \bar{h} \tag{1}$$

すなわち、潮流速は水深 $\bar{h}$ が小さく、潮差が大きい程、また湾の外側に向けて $\bar{L}$ が大きくなるに従って次第に $v$ は大きくなるであろう。いま $\bar{h} = 10 \text{ m}$ 、 $\Delta h = 3 \text{ m}$ 、 $\bar{L} = 2000 \text{ m}$ 、 $T = 6 \text{ hr} = 21600 \text{ sec}$ であれば $v$ は $3 \text{ cm/sec}$ を得る。

3. 底質の移動限界（限界掃流力と限界掃流速）

(1). 限界掃流力. 海底に沿って流れが存在するとき、底流速がある限界を越えると底質は移動を開始する。この時の限界掃流力 $T_c$ は底質が砂礫であり、個々の粒子間に粘着力の作用しない場合については従来多くの研究がなされているが、同様の考え方を適用すれば、粘着力 $T_0$ が存在し、底面が向配 $\alpha$ をもつ場合の限界掃流力を誘導することができる。すなわち、底質が均一な粒径 $d$ をもつ球体であり、 $g$ を重力加速度、 $\theta$ を内部摩擦角、 $\rho_s$ 、 $\rho$ を粒子および流体の密度、 $\eta$ を露出係数とし、粒子には揚力が作用しないものとするれば

$$(T_c - T_0) / (\rho_s - \rho) \cdot d = \frac{2}{3} \eta \cos^2(\tan \theta - \tan \alpha) \tag{2}$$

である。 $T_c$ の単位を $g/cm^2$ 、密度の単位を $g/cm^3$ で表わし、粘着力の作用しない砂粒に対して、向配 $\alpha$ が小さい時、 $T_c / (\rho_s - \rho) \cdot d \approx 0.05$ であり、底質が粘土の場合は、粘着力が作用し、内部摩擦角 $\theta$ が小さいために $(T_c - T_0) / (\rho_s - \rho) \cdot d \approx -\frac{2}{3} \eta \sin^2 \alpha$ となり、また $\alpha$ が小さい時、 $T_c \approx T_0$ である。

(2). 粘着力が作用する場合の限界流速. 底質粒子の粒径  $d$  が小さい場合, 個々の粒子には Stokes の抵抗法則に従い粘性流体力が作用するものと考えられる. すなわち,  $\mu$  を流体の粘性係数,  $v_c$  を限界流速とすれば, 限界状態において, 1個の粒子に作用する流体力  $f_c = 3\pi\mu v_c d$  であり, これが1個の粒子に作用する重力  $f_g$  と粘着力とバランスする条件より, 容易に限界流速  $v_c$  を導導できる.

$$v_c = \frac{1}{18} (\rho_s - \rho_w) \frac{g d^2}{\mu \epsilon} \tan \theta + \frac{1}{12} \frac{\tau_c d}{\eta \mu \epsilon} \quad (3)$$

ここに,  $\epsilon$  は遮蔽係数であり, (3)式は底面勾配  $i$  が小さい場合に適用され,  $i$  が無視できないとき,  $\tan \theta$  を  $\cos i (\tan \theta - \tan i)$  で置き換えればよいことは(2)式の場合と同様である. (2)式または(3)式において, 粘土質で  $\tau_c$  が大きく, 内部摩擦角  $\theta$  が小さい場合, 限界掃流力および限界流速はむしろ粘着力に支配されるであろう. いま  $\tau_c = 20 \text{ g/cm}^2$ ,  $d = 0.005 \text{ cm}$ ,  $\mu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{sec}$ ,  $\eta = 1$ ,  $\epsilon = 1$  とすれば  $v_c = 8 \text{ cm/sec}$  となる. 一方, 粘着力の作用がなく, 内部摩擦角  $\theta$  が極めて小さくて,  $i$  が逆勾配  $i$  が存在するとき,  $\rho_s = 2.6$ ,  $\rho_w = 1.03 \text{ g/cm}^3$ ,  $d = 0.005 \text{ cm}$ ,  $\mu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{sec}$ ,  $\epsilon = 1.0$ ,  $i = 30^\circ$  に対して  $v_c = 0.1 \text{ cm/sec}$  である. この事から, 僅かの粘着力で底質が移動し難くなることがわかる.

4. 浚渫吸込口における流れ. 口半径  $r$  の浚渫吸入管によって, 海水が速度  $v$  で吸込まれる場合の吸込口周辺, 特に海底に沿う流速  $U$  について検討してみよう. 海底流速  $U$  は, 水深  $h$ , カッターの有無, 吸込の方向, 流水に対する海底の抵抗などの影響を受けるが, ここでは, 完全流体の中に滑らかな壁面に接近して1個の流入点  $A$  が存在する場合に理想化し, その点  $A$  の周りの流速  $U$  を3次元的に解析し, 近似指定した. 流入点の強さ  $Q$  の等しい2個の吸入点  $A, B$  による完全流体の流れは, 2点  $A, B$  を対称に分かつ壁面に接近して, 1個の流入点  $A$  が存在する場合の流れに等価であり, 図-1に示すように動径  $r_1, r_2$ , 傾角  $\theta_1, \theta_2$  を定めれば任意点  $P$  の速度ポテンシャル  $\phi = -m(1/r_1 + 1/r_2)$  である. これを微分して, 壁面に沿う  $R$  軸方向および壁面に垂直な  $x$  軸方向の流速  $u, v$  を求めれば

$$u = \frac{Q}{8\pi} \left\{ \frac{\cos \theta_1}{r_1^2} + \frac{\cos \theta_2}{r_2^2} \right\}, \quad v = \frac{Q}{8\pi} \left\{ \frac{\sin \theta_1}{r_1^2} + \frac{\sin \theta_2}{r_2^2} \right\} \quad (4)$$

である. ここに  $Q$  は吸込流量である. 壁面に沿って  $u = 0$ ,  $-v = U$  であるから,  $d, r$  をおのおの吸入点より壁面までの距離, 吸入管口半径とし,  $r_d = d/r$ ,  $r_R = R/r$  とすれば, 次式を得る.

$$U = \frac{1}{4} v \frac{r_R}{(r_R^2 + r_d^2)^{3/2}} \quad (5)$$

(4)式で計算される  $U$  は特定の方向(たとえば壁面に垂直方向)に吸込を受ける場合の壁面に沿う流速よりもやや小さくなるであろう.

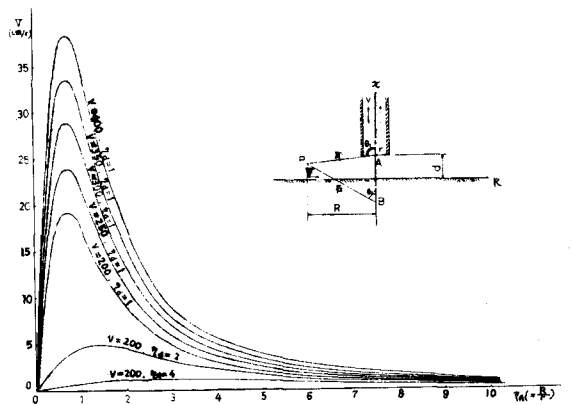


図-1. 滑らかな壁面に接近した1個の流入点による壁面に沿う流速分布

### 5. 浚渫にとまなり有害物質の拡散

浚渫の吸込口および余水吐出口において, 有害物質の海中への拡散を極力防止すべきであるが, 堆積汚泥中に有害物質がある以上, 浚渫に伴い, それがある程度の海中への拡散は止むを得ぬものであ

り、浚渫吸込流速、管口径、海底よりの位置などの選定が適切であることが必要とされるが、また、埋立地において沈澱池を用意し、有害物質を凝集剤およびフィルターなどによって除去することなどの対策が望まれる。浚渫工程において海水中に浮上した堆積汚泥中の比較的粒径の大きい物は湾内潮流や風浪、浚渫による攪乱等により起される流速で移動しても、やがて沈降し、浮上した地点より遠方まで拡散して行く事は考えられないであろう。しかし、コロイド状、または海水に溶解した有害物質は、湾内海流、乱流、風浪、その他ブラウン運動に基づく拡散などにより次第に希釈されるものであり、それ自体の沈降による希釈は期待できない。もし海中有害物質の許容濃度が環境基準として設定されているものなら、その許容限界以下になるように自然の拡散と希釈が十分に行われるように浚渫工法を検討すべきであろう。図-2において潮流方向に直角に湾中B<sub>1</sub>、奥行ΔLの管の部分を長さh<sub>0</sub>、容積V<sub>0</sub>だけ浚渫するものとする。V<sub>0</sub> = h<sub>0</sub> · B<sub>1</sub> · ΔL である。また、浚渫箇所s'の面積をa<sub>1</sub>、潮流による移動範囲の面積をa<sub>2</sub>とすれば、a<sub>1</sub> = B<sub>1</sub> · ΔL (m<sup>2</sup>)、a<sub>2</sub> = B<sub>2</sub> · 2L · T である。浚渫にともない混濁状態の堆積汚泥中の有害物質の量がW<sub>0</sub> (g/m<sup>3</sup>)で、そのα%が面積a<sub>1</sub>、a<sub>2</sub>の領域(この領域を拡散領域と言うことにする)上の海水の容積V = (a<sub>1</sub> + a<sub>2</sub>)Lの中に一様に拡散し、かつこの領域よりの流出がないものとする。風浪、海流、ブラウン運動などを考えれば、より広範囲に有害物質が拡散するか、実際上はこの様な仮定に基づき計算される有害物質の濃度は、より高い値をとるものと考えられる。

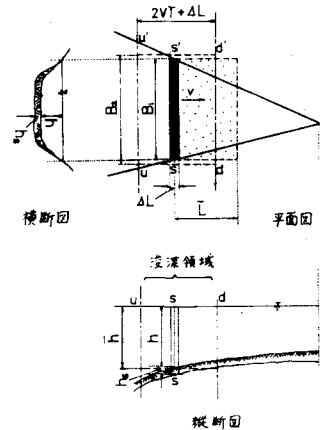


図-2. 海底の地形のモデル

(1). 吸込流量と余水吐より拡散領域への流出を考慮しない場合 (非循環方式) 海水中の有害物質の含有率は (PPM)<sub>0</sub> = d · W<sub>0</sub> · V<sub>0</sub> / V · ρ<sub>0</sub> × 10<sup>6</sup> である。ここに ρ<sub>0</sub> は海水の密度 (g/m<sup>3</sup>) であり、ξ = V<sub>0</sub> / V · ρ<sub>0</sub> × 10<sup>6</sup> ≡ V<sub>0</sub> / V とすれば、(PPM)<sub>0</sub> = α · W<sub>0</sub> · ξ である。拡散した有害物質のあるものは汚泥に吸着して共に沈降し、あるものはコロイド状、または溶解して海中に拡散する。上式の内αは、吸込に際して海中に拡散する有害物質の内、汚泥と共に沈降しない有害物質のV<sub>0</sub>に対する比率で、浚渫完了の時点での値とする。(PPM)<sub>0</sub>はξが大きい程大きくなるのであって(1)式で計算される流速vを用いれば、Q<sub>2</sub> = B<sub>2</sub> · 2L · T = 2B<sub>2</sub> · Δh · L / R であるから、

$$\xi = \frac{V_0}{V} = \frac{h_0 \cdot B_1 \cdot \Delta L}{(a_1 + a_2)L} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \frac{B_2 \cdot L \cdot \Delta h}{B_1 \cdot R \cdot \Delta L}} \times \frac{h_0}{R} \quad (6)$$

となり、できるだけh<sub>0</sub>/Rを小さくし、L/Rを大きい地点を選択すべきで、よどみの箇所で締切る場合には流速が停滞してVが小さくなり拡散が妨げられる事になる。

(2). 吸込流量と余水吐より浚渫領域への流出を考慮する場合(拡散領域内循環方式)。浚渫によって吸込まれた海水が、再び浚渫拡散領域に還元する場合には、吸込口で海水の中に拡散した汚泥の一部がそのまま海域に留まるものではない。いま、浚渫によって吸込まれた海水の総容量をV<sub>00</sub>とするとき、ξ = V<sub>00</sub> / V で定義されるξが大きい場合、海中に拡散した有害物質は何回も埋立地を通り、埋立地に凝集剤、フィルター、沈澱池を用いるときは、次第に有害物質が取り除かれることになる。この考えに基づくなら、潮流速の小さいよどみの箇所程、かえって沈降剤に吸収される確率は高くなり

その絶対量は次第に低減する。排水管内の汚泥濃度  $C$  をここでは単位海水容量中の汚泥重量で表わすことにし、堆積汚泥の見掛けの比重を  $\gamma_s$  とすれば、浚渫汚泥の総重量  $W_s = \gamma_s V_s$  であり、排水管内の汚泥濃度  $C = W_s / V_w$  であるから、吸込流量  $V_w = \gamma_s V_s / C$  で表わされる。ゆえに  $\eta$  は次のようになる。

$$\eta = V_w / V = \gamma_s V_s / C \cdot V = \gamma_s / C \times \beta \quad (7)$$

(3). 余水吐よりの流出が、浚渫吸込箇所より離れている場合(循環方式)、この場合は、拡散領域外より新鮮な海水が補給されることになる。汚泥の吸込と、領域外よりの新鮮な水の補給は連続的に行なわれるものであり、また補給された海水との混合の過程は詳らかでないが、 $\eta$  が大きくて、かつ、この混合のない場合には新鮮な海水によって汚染海水が置換される確率が高くなるから、むしろ常にこの混合が行われるものと考え方が安全である。いま、この余水吐より排出された汚染海水と新鮮な海水との混合の過程を、次のような離散モデルで考察してみよう。

[1-1] 1工程(たとえば1日)の完了まで浚渫にともなう汚泥の拡散のみが継続する。

[1-2] 汚染された1工程の海水吸込量  $V_w$  が、新鮮な海水と交換して後、有害物質はこの領域に一樣に拡散する。

[2-1] 上記の工程を繰り返す。

この場合の浚渫を開始してからの工程数が  $n$  (たとえば  $n$  日目) の浚渫区域内の有害物質の含有率

$$(PPM)_{oc} = \alpha \cdot W_w \cdot \frac{C}{\gamma_s} (1 - \eta_0) \{ 1 - (1 - \eta_0)^n \}, \quad \eta_0 > 1 \text{ の場合 } (PPM)_{oc} = 0 \quad (8)$$

であり、上式において1工程の浚渫汚泥量を  $V_{s0}$  とすれば、 $\eta_0 = \gamma_s V_{s0} / C = V_{w0} / V$ ,  $V_{s0} = V_{w0} / \beta$  である。(8)式より、潮流が停滞して  $\eta_0 = 1$  の箇所では、 $(PPM)_{oc} = 0$  であり、逆に潮流速の大きくて  $\eta_0 = 0$  の箇所でも、もちろん  $(PPM)_{oc} = 0$  である。 $\eta_0 < 1$  であれば、 $n$  が大きくなれば  $(PPM)_{oc}$  は次第に大きくなるから、浚渫完了のとき、すなわち  $n = \beta / \eta_0$  のとき、最大の  $(PPM)_{oc}$  を示すことになる。

(5). 計算例。有害物質含有率の許容限界を  $10^4$  とし、 $W_w = 150 \times 10^3$ ,  $\alpha = 0.1$ ,  $\Delta L = 1.5$ ,  $C = 0.1$ ,  $\gamma_s = 1.3$ ,  $\beta' = 1500$ ,  $\bar{L} = 1500$ ,  $B_1 = 600$ ,  $B_2/B_1 = 1$ ,  $\bar{L} = 500$ ,  $L = 5$  m の箇所を  $L_s = 2$  m,  $\Delta L = 8$  m にわたり浚渫する場合、 $\beta = 0.010$ ,  $V_{s0} = 900$  m<sup>3</sup> であり、したがって  $(PPM)_{oc} = 1.5 \times 10^4$  となる。循環方式による場合は、浚渫を30日間行うことにすれば、 $\beta_0 = 0.0003$ ,  $\eta_0 = 0.0039$  となり  $(PPM)_{oc} = 1.28 \times 10^4$  である。

(6). ちよび。近年、公害問題が深刻化しているとき、汚染土除去の問題は、土木工学者としても真剣に検討すべきものと思う。いわゆる環境基準設定上解決すべき医学的・生物学的問題のみならず土木工学上未解決の *unknown factor* も多い状態では、重要な影響因子の抽出と、解析の結果が危険側になるような近似計算を行って、それが許容限界以下になる様な検討を行ってみたが、なおこれがこの方面の研究の叩き台となつて、より精緻な研究が進展することを期待する次第である。

参考文献、1). 友近晋: "流体力学" 共立出版 昭和26年、2). 藤本武助: "流体力学" 養賢堂 昭和27年、3). 石原謙次郎, 本間仁編: "応用水理学" 丸善, 昭和33年、4). 岩垣雄一: "雨水流による地面浸食機構に関する研究" 学位論文、昭和30年、5). 沼田福三郎, 本間仁監修: "水工学便覧 27 (かんせつと埋立(兼杉, 小川, 長谷川))" 森北出版、昭和41年、6) 本里義明: "堆積汚泥の処理研究" 昭和47年3月、7) Lane, E. W.: "Progress report on the studies on the design of stable channels by the Bureau of Reclamation." Proc. ASCE, Sep. No. 280 (1953)