

急深内湾における河川流送土砂の堆積形状

浅野敏之*・西岡道浩**・前田 智***・前野賀彦****

1. はじめに

海岸侵食対策を考えると、山地からの土砂供給に始まり河川を経て河口前浜および周辺海浜に至る、連続的な流砂・漂砂の土砂収支が重視されるようになってきた。このとき海岸から深海底への土砂流出が見落とされてきたが、沿岸域の土砂収支を包括的に考える上で、深海底への流出機構および流出量の定量的評価が海岸保全計画上の重要課題といえる。

我が国では急峻な勾配で海底へ地形が続く急深海岸がいくつか存在するが、その場合には河口部では沖積平野やそれに続く浅海部が発達せず、大量の土砂が深海底へと流出していることが伺える。宇多ら(1986)は駿河海岸と下新川海岸で深海への土砂流出の実態を調査しているが、一般に深海部の地形データを広範囲に取得するのは容易ではない。Inmanら(1976)はScripps海岸における観測から、海谷を通じて深海底に落ち込むメカニズムを論じるとともに、土砂量の定量的な見積もりを行っている。現地では波や流れの外力が様々なスケールで底質移動を引き起こしており、目的とする力学素過程を取り出して検討するのに障害となる場合がある。

しかし、内湾では波浪が静穏なため、河口前浜部での漂砂の影響が少なく、河川流送土砂が深海底に至る流送過程が擾乱の少ない形で理解できるものと考えられる。本研究は急勾配海底斜面上に形成される河川流送土砂の堆積形状の特性を簡単な実験と数値計算により検討したものである。

2. 研究の背景

2.1 鹿児島湾河口部の地形特性

鹿児島湾は、図-1に示すように内湾であるにも関わらず200mの大きな水深を有する。湾を取り巻く陸上地形も海拔200m～500mの高い崖から成っている。こうした特徴的な地形は、湾奥部(始良カルデラ)と湾口部(阿多カルデラ)が巨大カルデラから成り、それをつなぐ

陥没地(地溝)に海水が入ることにより形成されたものである(貝塚ら, 1985)。

急深の鍋底型の海域である鹿児島湾に流入する主な河川について、河口部の海底縦断地形を1/50000の海底地

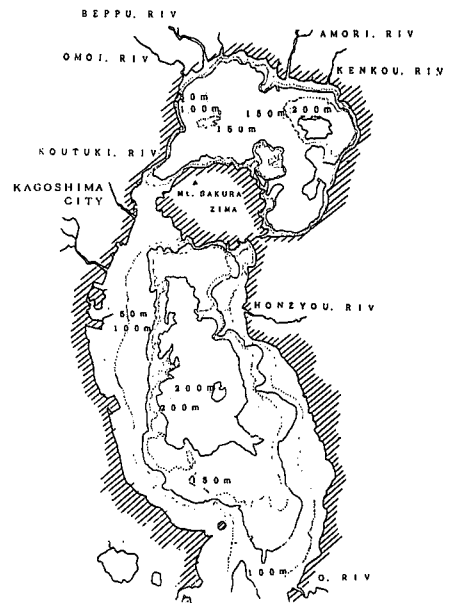


図-1 鹿児島湾の海底形状

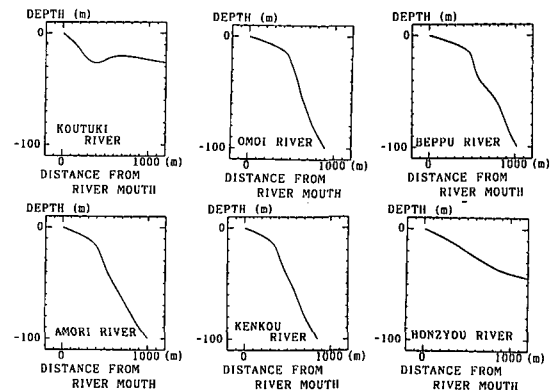


図-2 鹿児島湾に流入する河川の河口断面図

* 正会員 工博 鹿児島大学助教授 工学部海洋土木工学科
 ** 学生会員 鹿児島大学大学院 工学研究科
 *** 梶谷エンジニアリング
 **** 正会員 農博 日本大学短期大学部教授 建設学科

形図から読みとって整理したものが図-2である。カルデラを成因とするこのような地形では陸上部においても沖積平野の発達は見られない。河口海域においても図-2に見られるように、河口から400~500 mまでは1/20~30勾配の区間が続くものの、それより沖では1/5に達するような急勾配で深海部へと落ち込んでいることがわかる。

2.2 連続的な土砂流出・突発的な土砂流出

急深海岸は、富山湾・駿河湾などいくつか挙げることができるが、鹿児島湾は閉鎖性内湾であって、波の影響は大きくない。フェッチは鹿児島市からSSE方向湾口部の45 kmがほぼ最大であって、その推算風波は確率年10年で波高約3.5 mである。

波の影響が小さいとして漂砂移動を無視すると、河口に堆積する土砂は河川からの土砂供給によりゆっくりと沖方に前進して行く。こうした形で移動限界水深より深い領域への底質移動が起きれば、これは沿岸域の土砂収支における連続的な自然消失土砂と呼べよう。

一方、急勾配海底上の堆積土砂は、海底地滑りや堆積物重力流の形で深海底に流送される。海底地滑りの引き金となる要因には、地殻変動による海底斜面の傾動・地震や波浪による繰り返し応力の載荷・海水準変動や堆積物の過剰供給による間隙水圧の上昇・ガス水和物の膨潤によるガス胚胎層の破壊などが挙げられる（たとえばPoulos, 1988）。これらによる土砂消失は前者と比較して、大規模であり突発的である。こうした崩壊・流動現象については海底地質学の分野において研究され、また乱泥流堆積物（タービダイト）が石油や天然ガスの良好な貯留岩の一つであるため、石油地質学・採鉱学の分野でも関心が持たれている（高山・高畑, 1993）。

後者については海底地盤工学と関連して今後研究を進める必要があるが、本研究の現段階では前者の土砂消失を対象として以下に考察する。

3. 急勾配海底斜面上の河口デルタの形成過程に関する実験

3.1 実験装置・実験方法

長さ270 cm、幅90 cm、深さ15 cmの海岸部と、長さ3 m、幅5 cm、勾配1/100の河川部で構成される小型水槽を製作した（図-3）。この実験は河口域の土砂堆積とその発達過程を調べることを目的としたものである。そのため河口域の地形については図-2に示した河川の平均的特性を考慮した。すなわち、河口から30 cmの区間を勾配1/100とし、それより沖方では1/5の急勾配とした。

河川部上流端では一定率で均一粒径砂（粒径0.3 mm）を供給する装置を製作し、混合槽で攪拌した後、所定の流量で流した。海岸部の沖方にロート状の円錐型堰を設置し、河口部で等流水深と海岸部の水位が一致するよう堰高を調節した。所定の時間の経過後、水を抜き河口部に形成されたデルタの形状を測定した。測定は等間隔に釘を打った楕円形にグリスを塗り、砂の付着長さから堆積深さを求めた。

実験は給水量 $Q=125\text{ cm}^3/\text{s}$ 、給砂量 $Q_s=40.2\text{ g/s}$ としたCASE-1と、 $Q=225\text{ cm}^3/\text{s}$ 、給砂量 $Q_s=40.2\text{ g/s}$ としたCASE-2の2つのケースについて行った。通水時間 t は両ケースとも50分と100分である。

3.2 実験結果

図-4はCASE-1の堆積形状の平面図を示したものである。河口デルタは海底勾配が緩勾配から急勾配に変化する地点から沖に突き出した形になることが特徴的である。図-5は中央測線における堆積土砂の縦断形状を示したものである。デルタの前置斜面の勾配は通水開始から50 s後で約2:5 (22°)、100 s後で約1:1 (45°)となっている。この角度は粒径0.3 mmの砂の水中安息角26°~31°（久宝, 1951）よりかなり大きい。一方、デルタの頂部は100 s後にはほぼ平坦となっている。図-6は中央から±5 cm離れた測線における100 s後の縦断地形である。左右はほぼ対称であり、前置斜面の勾配は図-5の中

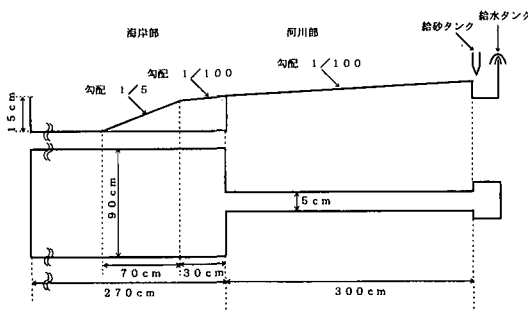


図-3 実験水槽

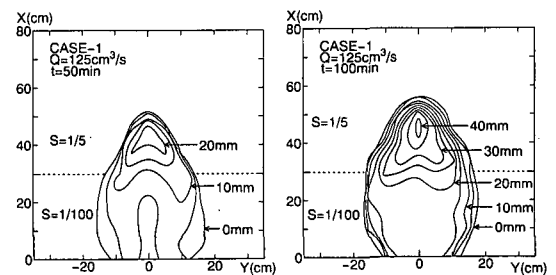


図-4 河口堆積土砂の平面形状 (CASE-1)

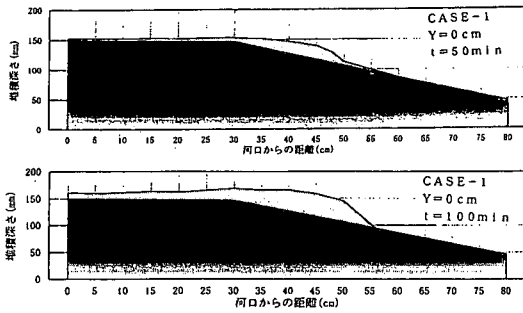


図-5 河口堆積土砂の縦断形状
(CASE-1・中央測線)

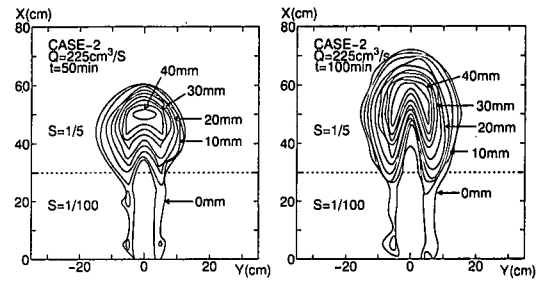


図-7 河口堆積土砂の平面形状 (CASE-2)

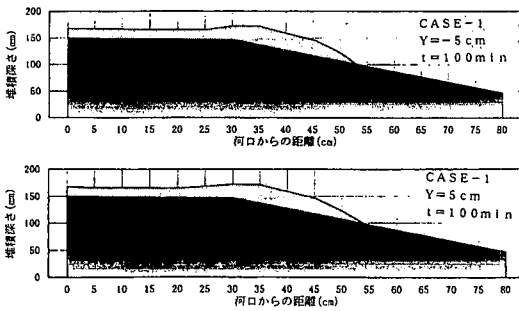


図-6 河口堆積土砂の縦断形状
(CASE-1・ $y = \pm 5$ cm)

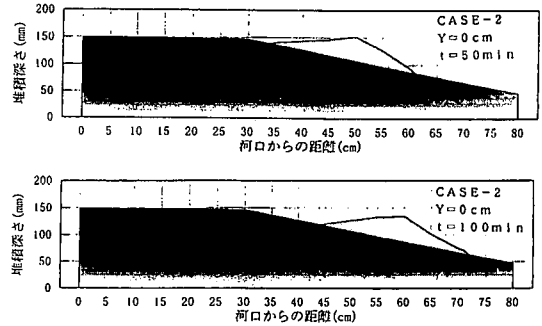


図-8 河口堆積土砂の縦断形状
(CASE-2)

中央測線のそれよりやや小さいが、それでも 30° 程度の急勾配となっている。

これらの結果を実験時の観察を加えて説明すれば以下の通りである。通水開始後、土砂は河口周辺に堆積し、ある程度堆積が進むと河川流によってデルタは前方に押し出される。前縁部の押し出しは小刻みに繰り返され、全体として円弧状の河口デルタが発達していく。河口デルタの前縁部が急勾配斜面に到達すると横方向への成長が小さくなり、流れ方向の発達が活発となる。デルタが十分発達すると、図-5 に示したように前置斜面の勾配は水中安息角より大きくなる。中央断面のみならず前縁の円弧に垂直な任意の角度の断面でも、前置斜面勾配はほぼ一定である。前縁斜面では小さな表層の崩落を繰り返し、通水中にはこの角度は絶えず細かく変動している。砂の輸送は掃流状態で浮遊砂はほとんど見られない。

斉藤・谷岡 (1978) が観測調査した桜島北東に位置する新島の海底地形においても、沿岸漂砂による砂嘴周辺部への土砂移動によって急斜面上に堆積した土砂の前置斜面勾配は、水中安息角に達するものとなることが報告されている。

図-7、図-8 は通水量 Q を倍増した CASE-2 に対する河口デルタの平面図、縦断図である。河口地形は縮尺 1/500 を一応の想定条件としており、この縮尺で CASE-2

の流量を現地に換算すると $1250 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。この流量はこの規模の河川に対して現実的ではないが、流量が大きくなって河口デルタの大部分が急勾配部に堆積される場合の形状を調べるための試行実験としてこの条件を設定した。

図-7 の平面図から、急斜面部に形成される堆積地形は、河川流速が大きく海底勾配が急なため、岸沖方向に長くのびた形状となり横方向の発達は少ないことがわかる。図-8 より前置斜面勾配は通水 50 s 後には約 39° 、100 s 後では約 31° であり、水中安息角よりやや大きい。

4. 河口堆砂の数値計算

前節の小型水槽による実験では、幾何形状すら現地の完全な縮尺模型に必ずしもなっていない。砂移動に至っては給砂量と給水量を独立に与えている。しかし、大縮尺の模型を製作したとしても移動床の相似律を解決することは限界がある。したがって定量的理解には数値計算が有効な手段となろう。ただしここでの目的は、特定の沿岸域の地形条件に対して堆積形状を精確に予測しようとするのではなく、急深内湾の堆積土砂の定性的特性を単純化された地形条件から数値計算により考察することにある。

計算条件は、図-2 に示した鹿児島湾に流入する河川

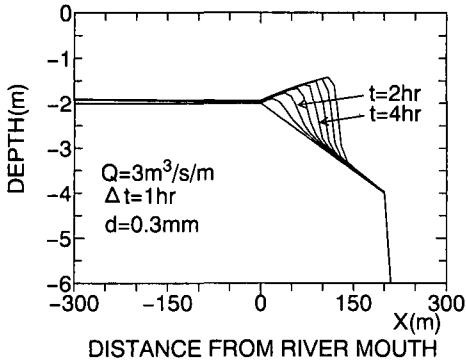


図-9 河口部の堆積土砂の計算結果

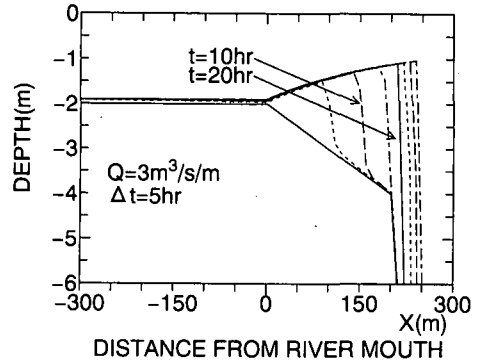


図-10 河口堆積土砂の計算結果

の平均的特性を考慮し、河川部は初期河床勾配 1/800、河川幅 100 m、河口での水深 2 m とした。一方、海岸部は河口から 200 m 沖までは勾配 1/100 とし、それより沖方で勾配 1/5 の急勾配で深海へ続く地形を設定した。底質粒径は 0.3 mm、比重 2.65 の一様砂を対象とし、河川流量は $300 \text{ m}^3/\text{s}$ を与えた。静穏な内湾を想定し、波や沿岸流による底質移動効果を無視する。河口からの流水の広がりには本来平面 2 次元 (密度成層効果を考えると 3 次元) で検討する必要があるが、ここでは河口部から 11° で拡幅する仮想河道を考え、1 次元計算を行った。底質移動量の計算には、掃流砂・浮遊砂の両方を扱え海底勾配の効果も考慮できる Bailard (1982) の公式を用い、連続式から地形変化を計算した。

図-9 は 1 時間毎の河口堆積土砂の発達過程を計算した結果である。堆積土砂の前縁部の勾配が次第に急峻に

なっていく様子が見て取れる。図-10 はさらに計算時間を長くとしたもので、5 時間毎の堆積土砂の発達と前進が示され、時間とともに前縁部の斜面勾配はほぼ同じ急な角度で進行する。したがって、前置斜面勾配が平行に沖へと移動してゆく形で沖の急勾配斜面上に落ち込んで行くことになる。これは Bailard の公式では局所海底勾配が砂の内部摩擦角に近づくとき掃流砂量が 0 に漸近することから推察できることではあるが、図-5 に示した実験結果の定性的性質とも一致するものである。

土砂が移動限界水深に深に落ち込めば、沿岸域全体の土砂収支の対象から脱落する。急勾配斜面上で土砂堆積が続けば、水深が大きいくだけで全体の土砂容積も大きく、堆積直後のゆる詰め状態にせん断力が作用すると内部間隙水の逃げ出しが容易でないため液状化の発生も考えられる。

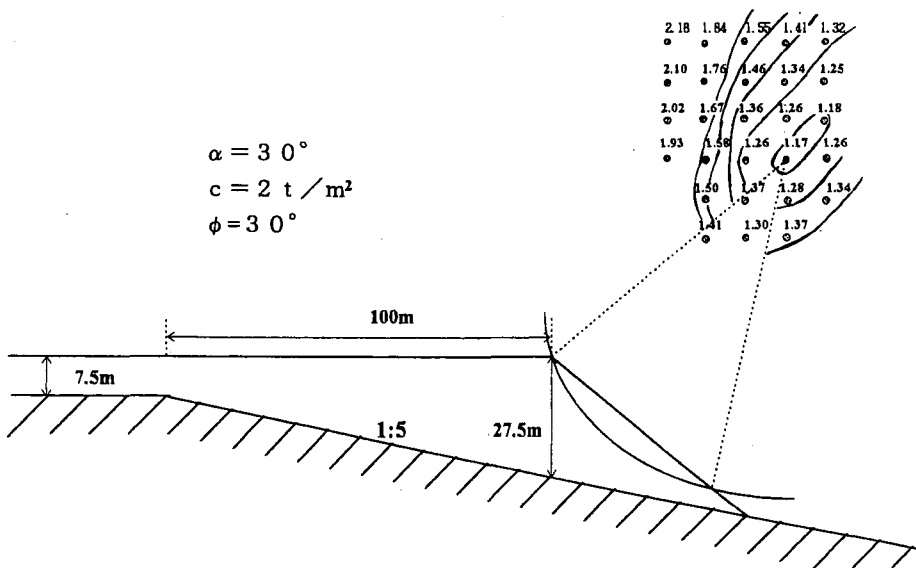


図-11 堆積土砂の安定計算

5. 堆積土砂の安定計算

今回の実験で得られた堆積土砂の静的な安定度の試算を行った。計算は図-11に示すように、図-5の通水100s後の堆積地形を基に縮尺1/500でスケールアップした堆積土砂を対象とした。ただし、堆積台の上面は水平とし、前置斜面勾配 α は図-5の50s後の22°と100s後の45°の平均値33.5°で与えた。計算は次式で示すBishopの分割法によった(赤井, 1966)。

$$F_s = \frac{\sum \{cL_i + (W_i \cos \theta_i - UL_i) \tan \phi\}}{\sum W_i \sin \theta_i}$$

ここに、 F_s はすべりに対する安全率、 c は土の粘着力、 ϕ は内部摩擦角、 W_i は分割した土塊重量、 θ_i は分割した土塊の重心点を通る垂線が円弧の法線となす角、 L_i はすべり円弧の長さ、 U は分割した土塊のすべり面上に作用する間隙水圧である。計算では土の単位体積水中重量 $\gamma' = 0.65 \text{ tf/m}^3$ 、土の粘着力 $c = 2 \text{ tf/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ を与えている。崩壊には地震・波圧・土中間隙水圧の上昇などが起因するがここでは考慮しない。

図-11の結果に見られるように、得られた最小安全率 F_s は1.17でほぼ1に近い値である。堆積土砂の斜面勾配が水中安息角を越えるため、最小安全率を示す円弧が前置斜面表層に位置する結果となることがわかる。

6. 結 語

(1) 河口前面の緩勾配斜面と沖方の急勾配斜面から成る地形上の堆積土砂の形状を実験的に調べたところ、海底勾配の急変によって河口デルタが同心円的な広がりを見せず、勾配急変部で沖側に突き出した形状を示した。河口デルタの前縁部の斜面勾配は水中安息角を上回る急

角度で堆積し、前置斜面で小規模な崩壊を繰り返しながら沖方向に進んで行くことがわかった。

(2) 数値計算で河口部堆砂の計算を行ったところ、前置斜面がほぼ同じ角度をもって深海部へと進行するという、実験結果に見られる堆積土砂の発達過程を再現できることがわかった。

(3) 実験で得られた堆積地形をスケールアップして現地規模にし静的な安定計算を行った。前置斜面の勾配が水中安息角よりやや大きいために、最小安全率を示す円弧の位置は斜面表層に集中し、安全率も1に近い値となった。したがって、地震力・波力などわずかな外力によって斜面が不安定化することが理解された。

参 考 文 献

- 赤井浩一 (1966): 土質力学, 朝倉書店, p. 268.
- 宇多高明・小俣篤・堤博志・吉村敏明 (1986): 深海への土砂流出実態の現地調査, 第33回海岸工学講演会論文集, pp. 277-281.
- 貝塚爽平・成瀬洋・太田陽子 (1985): 日本の平野と海岸, 岩波書店, p. 226.
- 久宝保 (1951): 土砂の水中傾斜角について, 土木技術, 第6号, pp. 2-4.
- 斉藤祥・谷岡誠一 (1978): 鹿児島県新島の海底斜面崩壊の調査研究について, 建設省技術研究所報告, 第31号, pp. 100-105.
- 高山徳次郎・高畑伸一 (1993): 池底扇状地形形成モデルの開発とその数値実験結果, 石油資源開発(株)技術研究所研究報告, pp. 73-96.
- Bailard, J. A. (1982): Modeling on-offshore sediment transport in the surf zone, Proc. of 18th I.C.C.E., pp. 1419-1438.
- Inman, D. L., Nordstorm, C. E. and Flick, R. E. (1976): Currents in submarine canyon, An air-sea-land interaction, Ann. Rev. Fluid Mech., Vol. 8, pp. 275-310.
- Poulos, H. G. (1988): Marine Geotechnics, Unwin Hyman, London, p. 473. pp. 1419-1438.