

流砂量の急変動をともなう土砂バイパス管路流の解析

ANALYSIS OF THE FLOW IN A SEDIMENT BYPASS TUNNEL WITH A LARGE FLUCTUATION IN SEDIMENT LOADING

中山昭彦¹・大本雄二²・宵田千裕³

Akihiko NAKAKAYA, Yuji OMOTO and Chihiro YOIDA

¹正会員 Ph. D. 神戸大学教授 自然科学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

²正会員 博士(工学) (株) ニュージェック 河川・海岸部 (〒542-0082 大阪市中央区島之内1-20-19)

³修士(工学) インフォコム(株) (〒101-0062 東京都千代田区神田駿河台3-11)

A numerical method has been constructed that computes the flow and the sediment transport in a sediment bypass tunnel that is being planned for installation at various dam sites. In these tunnels, sediment loads change abruptly due to the mechanism at the intake area. Existing methods of predicting sediments in rivers cannot be applied directly and unsteadiness and variation along the tunnel must be taken into account. The present method that considers these aspects can predict the flow and the sediment transport well compared with the model experiments. In the calculation, the transport is somewhat slower near the upstream end of the sediment deposition area. This, however, is due to the low friction on the smooth bottom wall of the model tunnel and will not be a problem in the application to the real sediment bypass tunnel, which will have a rough bed.

Key Words : *bypass tunnel, sediment transport, pipe flow*

1. はじめに

ダム貯水池は主に洪水の調節, 生活用水の確保, 発電など治水・利水で大きな効果をもつ反面, 流水の滞留や土砂輸送特性の変化に伴う水質問題や土砂問題なども引起している¹⁾. 水質問題には冷水問題, 富栄養化問題, 濁水長期化問題などがあり, 土砂問題には貯水池での堆砂による貯水容量の減少, ダム下流での河床低下, 海岸侵食などの問題がある. 土砂バイパストンネルは, ダム貯水池上流端付近に設けられた取水口からダム下流の放水口までをつなぐ管路で, 土砂を貯水池を経ることなく迂回させるもので, ダムの土砂問題の軽減に大きな効果があると期待され, 既に設計・施工されている²⁾. バイパストンネルのなかでも浮遊砂から掃流砂まで輸送するタイプの場合, 管路勾配は急で, 流砂量は急激に大きく変化し, 管路内流れは, 開水路流と管路流が混在する可能性があるなど, これまで良く研究されている水平管によるスラリー輸送現象^{3,4)}と異なる特殊なもので, 設計・管理に必要な流れと土砂輸送特性の的確な予測は容易でない⁵⁾. 筆者ら^{6,7)}は, バイパス排砂システム, 特

に掃流砂を対象としたバイパス排砂システムの合理的な設計手法の確立を目標として, 急勾配水路による掃流砂輸送現象の解明と解析を念頭に置いた水理模型実験を実施するとともに数値解析法の構築を行なっている. 実験からはバイパストンネル内の移動床流れは通常の河川流と異なり, 砂は断続的に塊となって流入するため, 流量や堆砂厚が時間的, 空間的に大きく変化し, 管路流になる場合, 圧力変動が大きくなり, 部分的に負圧を引起すことが明らかにされている.

数値解析では開水路河床変動計算で用いられる手法に倣い, 非定常1次元管路流の基礎式と流砂輸送式に, 部分堆砂のある管路の抵抗則と流砂量式を導入した解析法を構築した. 使用した抵抗則は一様断面のもので, 流水断面は堆砂部の先端と後端で急激に変わるとし, 断面急拡・急縮の損失として補正されている. 数値計算には圧縮性を仮定することにより, 流速や圧力が不連続になる場合にも時間進行できる特性曲線法を用いている. 計算法としては簡便ではあるが, 時間的に変動する流量を巧く見積もればある程度の精度と信頼性のある結果が得られることが示されている. しかしその変動流量の算定には試行計算が必要で汎用性のあるものでない. また圧

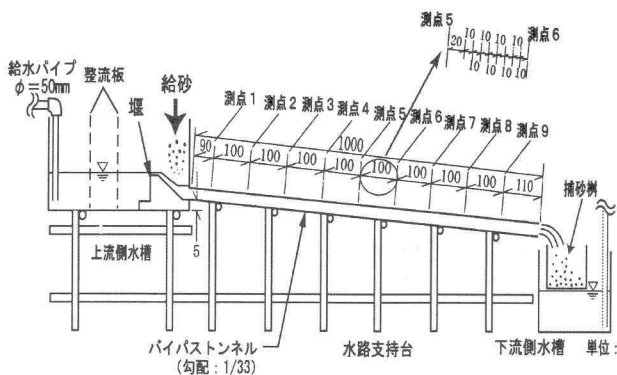


図-1 模型実験の概要

表-1 実験ケースと条件

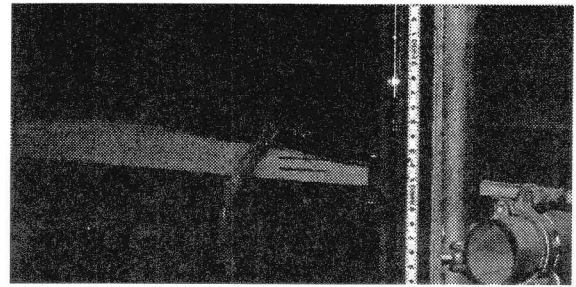
	流量 $Q(l/s)$	給砂量 $S(cm^3/s)$	給砂時間 $T_s(s)$
Case1	2.35	125	40
Case3	2.35	125	20
Case4	2.65	125	40

力の変動特性は堆砂部の位置と形状に大きく依存するが、圧力や流速は急変すると仮定され、局所の変動は正確に再現できない。また用いられた流砂量式では堆砂部先端の勾配が制限なく大きくなるなど改良・検討の余地を残している。

近年種々の応用において、基礎微分方程式を忠実に解く方法が適用されている。流砂を伴う流れの計算でも、3次元乱流モデルを用いた計算や⁸⁾、流体と砂粒子の運動を個別に解く方法なども提案されている⁹⁾。しかしバイパストンネル断面は正方形に近い形状であり2次元の近似が効率的でなく、3次元解析を行なう必要があり、断面平均操作などを施さない基礎方程式を解く方法はまだ実用的でない。移動床開水路流の計算に置いても1次元解析が主である^{10, 11)}。そこで本研究では、これまで構築してきた流砂を伴う閉管路流の計算法とモデルを再検討し、また異なった計算方法やモデルを試すことにより、その影響を調べ、解析法全体の普遍性、実用性などを検証する。基本的な方針として、1次元解析法を基にするが、時間と管路方向の変化をできるだけ厳密に扱うことにより、局所変動の再現性の精度を向上しようとするものである。

2. 解析対象

本報告では、実物のバイパストンネル内流れの解析を行なうのではなく、現象を模擬した水理模型実験の流れを解析の対象とする。模型実験では解析法の検証に必要な条件がコントロールされ、計測も詳細にされているので、より厳密な検証が可能である。ただ結果を実物に適



(b) 堆砂部後端

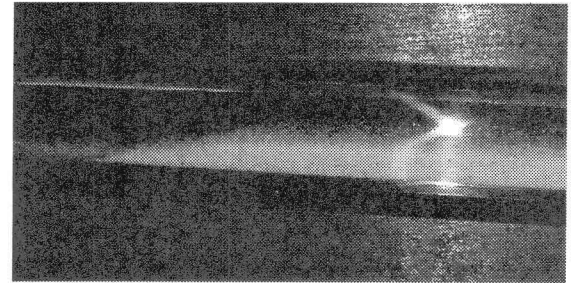


図-2 管路内の流砂と堆砂状況 (流れは左から右)

用するには注意が必要である。図-1はこの目的で行われたバイパストンネルによる掃流砂輸送の模型実験⁶⁾の概要である。この模型は実物の約1/100のスケールを想定し、断面形状は実物同様、矩形の下部に半円が上に乗った幌型であるが、勾配一定の直管である。トンネルは滑面のアクリル樹脂製で、土砂モデルとして平均粒径0.7 mmの一様砂を用いている。実験は流砂のない状態で満管に近いが水面を残した状態で流れるよう流量を調節し、既定の時間で既定の量の砂を給砂して行なわれた。砂の投入によりトンネル内の流れは開水路流から管路流に移移し、トンネル流入部の水深は上昇し、トンネル全体に圧力をかける状態になる。実験装置、手順及びデータの詳細は参考文献6)に報告されている。本解析では表-1に示されるような条件で行われた実験ケースを対象としている。給砂は実際のバイパストンネルの流入部の状況を模擬し、表-1に示すような条件で間欠的に行なわれた。

図-2の写真は実験中の模型トンネル内での流砂と堆積状況の例を示す。砂は断続的に供給されるので、塊りとなって流入し、下流に移動するに従い管路方向に広がる。堆砂高は堆砂部先端部ではほぼ一定の勾配でなだらかに変化し、後端部では上流側の砂が既に堆積している層に乗り上げるように輸送され、盛り上がった波状の形状になっているのが見てとれる。

3. 基礎式

上記の流れに対する基礎式は以下のである。時間

t , 管流入口からの位置 x における流水断面積を $A(x, t)$, 流量を $Q(x, t)$ とすると水の連続の式は

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

運動量方程式は,

$$\rho A \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A} \right) + \rho A \frac{\partial}{\partial x} \alpha \frac{1}{2} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 + A \frac{\partial p}{\partial x} + \rho A g \sin \theta - R_f - R_S = 0 \quad (2)$$

である。ここで ρ は水の密度, p は断面平均圧力, g は重力の加速度, θ は管軸の勾配, R_f は摩擦抵抗, R_S は断面変化に伴う形状抵抗である。(1) 式の流水断面の時間変化は堆砂高の時間変化によるもので, 砂の移動量と移動速度が大きくなれば無視できない。補正係数 α を 1.0 と仮定し, ピエゾ水頭 $H = p / \rho g + x \sin \theta$ を用いるとこの式は

$$\frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 + \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{R_f}{\rho g A} - \frac{R_S}{\rho g A} = 0 \quad (3)$$

となる。摩擦係数を f , 径深を R とすると摩擦抵抗 R_f は

$$\frac{R_f}{\rho g A} = \frac{f}{8gR} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 \quad (4)$$

と書ける。 f は次の述べる断面分割法により決める。形状抵抗 R_S であるが, 大本らの計算では, 断面変化によるエネルギー損失は考慮されていないが, 実験によると断面変化部で断面急拡による損失の約2倍の損失があることが見出されている⁶⁾。図-2にも示されてあるように, 断面変化はある程度の距離にわたって起こる。そこで本解析では断面拡がり部をディフューザと捉え, 漸変すると考える。断面が $A_{\min}$ から A_T に拡大するディフューザの損失は

$$\xi \left(1 - \frac{A_{\min}}{A_T} \right)^2 \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{A_{\min}} \right)^2 \quad (5)$$

で近似でき, ξ は広がり角に依存する係数である。実験によると堆砂部の先端は 10° 以下の緩やかな角度で, 長方形断面ディフューザの場合約0.2の一定値である。この関係より広がり部の単位長さあたりの抵抗を

$$\frac{R_S}{\rho g A} = \frac{\partial}{\partial x} \frac{\xi}{2g} \left(1 - \frac{A_{\min}}{A_T} \right)^2 \left(\frac{Q}{A_{\min}} \right)^2 \quad (6)$$

とおく。これにより, 損失は断面拡大部に分布するが, 損失の合計はディフューザの実験値に一致させることになる。これらの式で A は流砂の基礎式から計算されるが, 堆砂

層厚を Z_b , 堆砂層断面積を A_b , 管の全断面を A_T とすると

$$A = A_T - A_b(Z_b) \quad (7)$$

の関係があるので

$$\frac{\partial A}{\partial t} = - \frac{dA_b}{dZ_b} \frac{\partial Z_b}{\partial t} \quad (8)$$

である。 dA_b/dZ_b は管断面形状により決まるもので, Z_b は流砂の連続式

$$\frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{B_b} \frac{\partial}{\partial x} q_b = 0 \quad (9)$$

から求められる。ここで λ は砂の空隙率, B_b は堆砂幅, q_b は掃流砂輸送量で, 底面摩擦により与えられる。

以上の保存式(1), (3), (9)を解くには摩擦抵抗係数及び流砂量 q_b のモデルが必要である。まず摩擦抵抗であるが, 一様断面ではあるが管壁の摩擦応力 τ_p と粗面である砂層表面の摩擦応力 τ_b に分けて考える, 芦田¹³⁾と同様な径深分割法を用いる。すなわち τ_p , τ_b は管壁および堆砂面に支配される断面部分の面積 A_p , A_b に比例するとし, S_b , S_p をそれぞれ堆砂幅及び管の濡辺, とすると

$$R_f = S_b \tau_b + S_p \tau_p, \quad S_b \tau_b = (A_b / A) R_f, \quad S_p \tau_p = (A_p / A) R_f \quad (10)$$

と置け, 摩擦応力 τ_p , τ_b は管壁および堆砂面に支配される断面部分の面積 A_p , A_b をもつ管路の抵抗則により与えられるとし,

$$\frac{v}{u_{*p}} = 3.0 + 5.75 \log \left(\frac{u_{*p} R_p}{v} \right), \quad (11)$$

$$\frac{v}{u_{*b}} = 6.0 + 5.75 \log \left(\frac{R_b}{d} \right) \quad (12)$$

で表す。ここで $v = Q / A$, $u_{*p} = \sqrt{\tau_p / \rho}$, $u_{*b} = \sqrt{\tau_b / \rho}$ で, $R_p = A_p / S_p$, $R_b = A_b / S_b$ は管壁および堆砂面に対応する断面部分の径深である。(10), (11), (12) 式より f は陰的繰返し計算で算定できる。

流砂量モデルとしてはこれまで用いた芦田・道上¹²⁾による (AM式)

$$\frac{q_b}{\sqrt{(\rho_s / \rho - 1) g d^3}} = 17 \tau_{*b}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*b}} \right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_{*b}} \right), \quad (13)$$

及び比較のため次のMeyer-Peter・Muller¹²⁾によるもの (MPM式) の2式を用い比較した。

$$\frac{q_b}{\sqrt{(\rho_s/\rho-1)gd^3}} = a(\tau_{*b} - \tau_{*c})^{3/2} \quad (14)$$

ここで τ_{*c} は無次元限界掃流力、 $\tau_{*c}/(\rho_s/\rho-1)gd$ 、 τ_{*b} は無次元掃流力 $\tau_b/(\rho_s/\rho-1)gd$ である。限界掃流力 τ_{*c} は岩垣の式で与える。ただし、(14)式の係数 a の値はMeyer-Peter, Mullerの値の8では砂の移動が小さすぎ、調節が必要である。これらの式からは、 A の小さい断面では流速が大きいの、掃流力、流砂量も大きく見積もられるため、堆砂部先端の勾配は限りなく大きくなる。しかし図-2にも示したように堆砂先端形状は一定の勾配をもって変化しておりこれらのモデルでは緩やかな勾配は得られない。そこで一定の角度 θ_c を超えると砂を堆砂高の低い方向に移動させる方法を導入する。以下の計算では $\theta_c=0.05$ とした。

4. 計算方法

バイパストンネル内の砂層の動きは平常時の河川より大きい、流れの時間スケールに比べ十分遅いので、流れの計算には路床は固定していると仮定する方法を採用する。従ってまず A が与えられたとし、式(1)と(3)を Q 、 H について解くことになる。その後得られた Q に計算できる底面せん断応力により掃流量を求め次の時間ステップの A を計算することになる。まず Q について解くのに、(3)式から H を消去する。同式を上流端、 $x=0$ から下流端、 $x=L$ まで積分すると、

$$\begin{aligned} \int_0^L \frac{1}{g} \frac{\partial Q}{\partial t} \frac{Q}{A} dx + \frac{1}{2g} \left(\frac{Q(L,t)}{A(L,t)} \right)^2 - \frac{1}{2g} \left(\frac{Q(0,t)}{A(0,t)} \right)^2 \\ + H(L,t) - H(0,t) + \int_0^L \frac{f}{8gR} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 dx \\ + \frac{\xi}{2g} \left(1 - \frac{A_{\min}}{A_T} \right)^2 \left(\frac{Q_{\min}}{A_{\min}} \right)^2 = 0 \end{aligned} \quad (15)$$

が得られる。 $H(0,t)$ 、 $H(L,t)$ は実験より与えられ、この段階では A が既知である。更に(1)式を積分して得られる、

$$Q(x,t) = Q(0,t) - \int_0^x \frac{\partial A(x',t)}{\partial t} dx' \quad (16)$$

を代入し、 f が既知であるとする(15)式は流入部の流量 $Q(0,t)$ のみの代数式となり陽的に解ける。 A が時間、位置にも依存しない一様管の場合

$$Q(x,t) = A \sqrt{(H(0,t) - H(L,t)) / \int_0^L \frac{f}{8gR} dx} \quad (17)$$

に帰着する。

次に H を計算するのに(3)を x で微分し

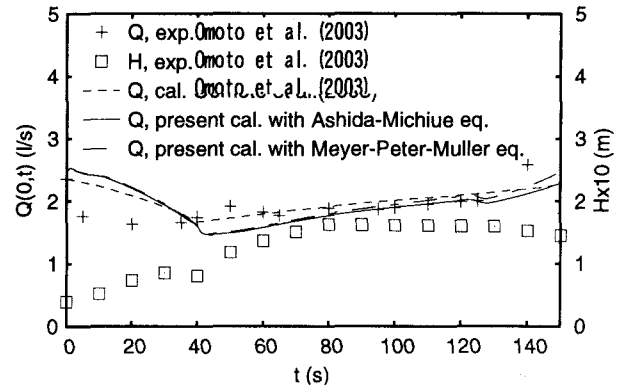


図-3 上流端水頭及び流量の時間変化

$$\begin{aligned} \frac{1}{g} \frac{\partial^2}{\partial x \partial t} \left(\frac{Q}{A} \right) + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \frac{1}{2g} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 + \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \\ - \frac{\partial}{\partial x} \frac{R_f}{\rho g A} - \frac{\partial}{\partial x} \frac{R_S}{\rho g A} = 0 \end{aligned} \quad (18)$$

を得る。 Q は既に計算された既知量であるので、この式は H の x についての2階の常微分方程式で、上下流端での境界値が与えられれば任意の位置 x の値について解くことができる。

以上のように非圧縮流の式を解く場合、 Q と H は時間進行でなく x についての楕円型方程式を解くことにより計算できる事になる。流れは(9)式の堆砂高の式を時間積分することにより、時間発展していくことになる。

(9)式の空間差分は上流差分、時間差分にはオイラーの陽的差分法を用いた。本計算では管路を200の等間隔に区切り時間刻み0.005秒で時間進行させた。

5. 計算例

まず前報の大本ら⁹⁾の計算と同一条件で計算を行い、大本らの計算結果及び実験値⁹⁾と比較し本方法の特徴を確認し、次に給水、給砂パターンを変えたケースの計算を行い、一般的適用性を検証する。

図-3は表-1のケース1の条件で行なった計算の流量の経時変化である。大本らの計算及び実験値も示している。本計算では上流端の水頭を流入条件として与えているが、そのトンネル数からの値も同図にプロットしている。大本らの計算と本計算結果とは大差なく $t=60$ s以降は実験値とほぼ一致している。本計算では $t=40$ sではっきりした最小値をとる。これは投入された砂全体がトンネルに流入するときに対応する。実験値にはこの最小値がはっきり表れていない。これは下流水槽で流量測定が行なわれ、応答が遅くこの変化を捉えるには十分でないと考えられる。

図-4、5はこのケースの堆砂高とピエゾ水頭の比較である。堆砂高の計算結果は大本らの計算及び2つの流砂

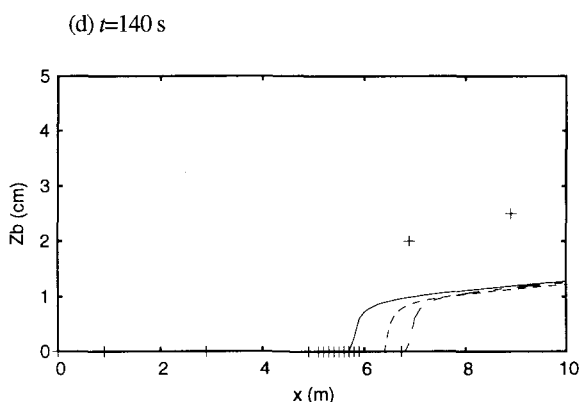
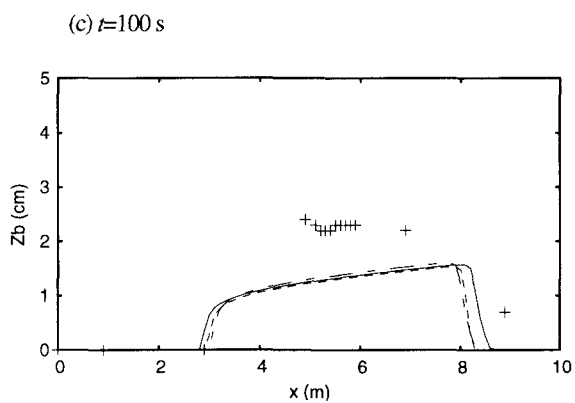
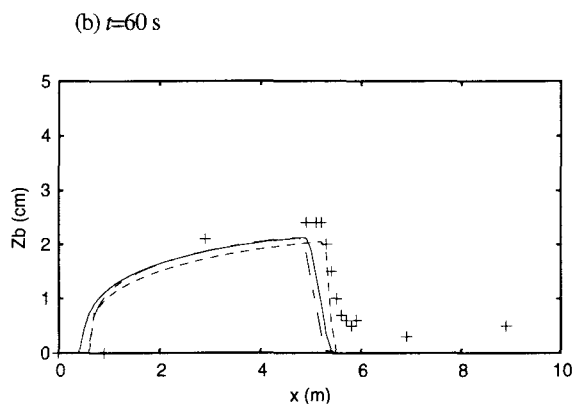
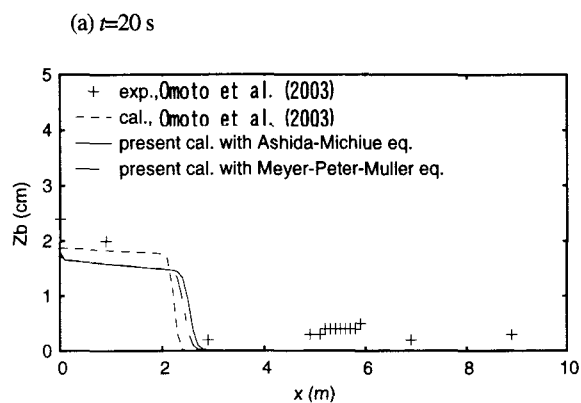


図-4 堆砂高 (ケース1)

量式を用いた本計算結果とも大差はなく、堆砂部の先端と後端に若干の差が見られる。計算結果では砂層が流下方向に広がり特に $t=100$ 以降で顕著で、堆砂高は逆に実

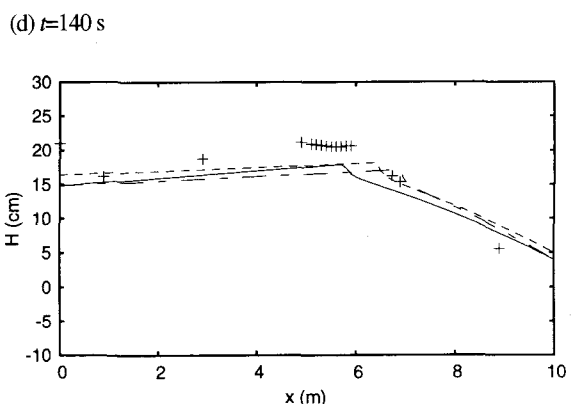
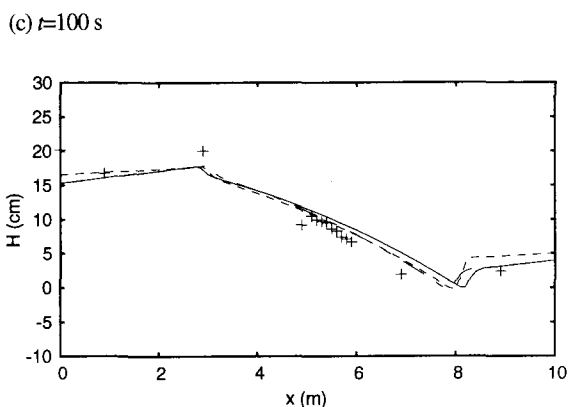
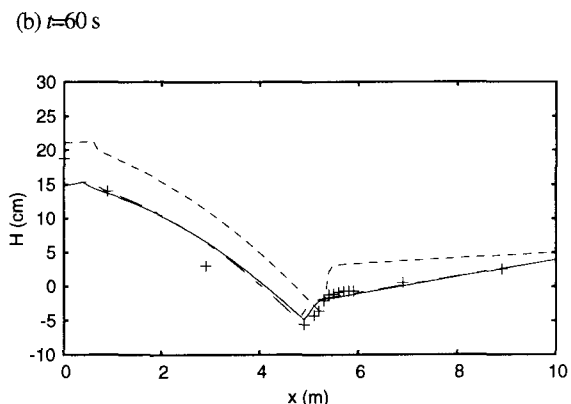
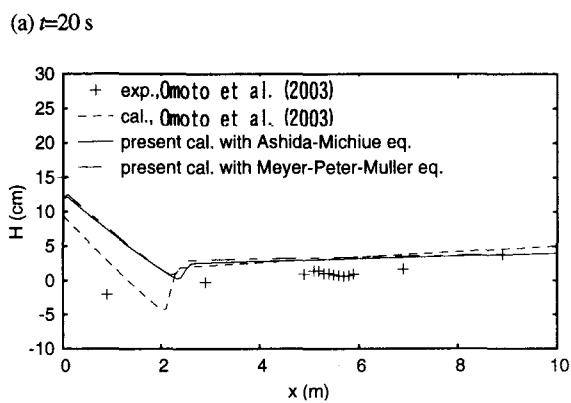


図-5 圧力水頭 (ケース1)

験の1/2近くに減少している。実験では堆砂高はビデオ画像の目視で決定されているがこの解像度は1mm程度で精度あるものでない。また実験値の全流砂量が必ずしも

保存されていない。しかしMPM式を用いた計算では堆砂後端の動きが実験に最も近い結果になっている。

圧力分布であるが、 $t=20$ 、 60 sで大本らの計算値が変則になっている以外大きなズレはなく本計算結果は実験値をのび再現しているといえる。大本らの計算結果で流入端の値が $t=20$ sで小さく、 $t=60$ sで大きくなっているのは、 H を設定していないのと、流量の変化が十分捉えられていない可能性がある。 $t=60$ s、 140 sでは堆砂部の勾配が低く計算されている。これは堆砂高が過小予測されているためである。

以上より、本計算法と大本らの計算法には大きな差はないが、堆砂層先端の形状や損失の修正など、局所の変動の予測は改良されたとと言える。

ケース3,4について同様の計算を行なったが、傾向はケース1と同様で、計算値は実験よりも変化がやや大きい。これは、図-2で見られたように堆砂部後尾の流砂は滑面上を滑り堆砂層に盛り上がるように輸送されるが、この現象が用いた粗面上の流砂輸送式で表現できていない事によると考えられる。こういった滑面壁上の流砂輸送には砂層厚に依存するものが必要であると考えられる。

これらの計算結果から今回開発された計算法は基礎式を忠実に積分して求められるもので、合理的解析法であり、実験もほぼ再現できるものである。ただ滑面壁からなるトンネルモデルでは堆砂層が薄くなり、砂が底面を流動する場合の輸送モデルの改良が必要である。

6. 結言

1次元移動床管路流の基礎式を基に土砂バイパストンネルによる掃流砂輸送の数値解析法を作成し、模型実験と条件を合わせた計算を行い、既往の方法と比較し、詳細を検討した。

トンネル内の圧力変動は流砂の移動と堆砂状況に大きく依存する。流砂の移動は流砂量公式にも依るが、流速に大きく依存するので、流量を的確に予測することが最も重要になる。大本らの計算では流量の算定に管全体の抵抗を推定する方法が採られたが、本計算法では運動量式を管全体で積分した式より、流入部での圧力水頭を既知として求めた。双方の差は小さいものの、投入された砂が全てトンネルに流入するときの急変は本方法で巧く捉えられる。堆砂部の先端形状を修正したが堆砂高形状には殆ど変化は見られなかった。これはこれまでの計算が粗い格子上でなされており、変化の詳細はもともと解像されていなかったことによる、またこの部分で断面が

緩やかに拡大するとし、ディフューザの損失を考慮する事により、圧力変動の予測は向上できた。今回用いた2つの流砂量公式はと路床は砂で覆われているときのもので、堆砂部後端の動きの再現性が悪く今後改良の余地のあることも判明した。

参考文献

- 1) 宮本博司, 鈴木徳行: 貯水池の土砂管理に関する考察, 土木学会論文集, No. 740, II-64, pp. 185-195, 2003.
- 2) 原田稔, 小久保鉄也, 出野尚: 貯水池バイパス排砂システムにおけるトンネル内土砂水理特性, 土木学会論文集 No. 600, II-44, 69-84, pp. 69-84, 1998.
- 3) 野田佳六, 高橋弘, 川島俊夫: 堆積層をともなう流れにおける圧力損失—水平管内固液二相流における粒子群の挙動に関する研究(第3報)一, 日本鉱業会誌 Vol. 101, No. 1173, pp. 363-368, 1985.
- 4) 高橋弘, 野田佳六, 益山忠: 摺動層をともなう流れにおける圧力損失—水平管内固液二相流における粒子群の挙動に関する研究(第5報)一, 日本鉱業会誌 Vol. 103, No. 1188, pp. 101-107, 1987.
- 5) 原田稔, 芦田和男, 出野尚, 大本雄二: 貯水池バイパストンネルによる掃流砂排砂システムに関する実験的研究, 水工学論文集第40巻, pp. 813-818, 1996.
- 6) 大本雄二, 宵田千裕, 中山昭彦: 開水路河床変動解析手法の移動床急勾配管路流への適用性, 応用力学論文集 Vol. 5, pp. 649-656, 2002.
- 7) 大本雄二, 宵田千裕, 中山昭彦: 急勾配水路を用いた掃流砂輸送に関する研究, 水工学論文集第47巻, pp. 685-690, 2003.
- 8) 辻本哲郎, 蔵重俊夫, 北村忠紀, 岡田敏治: 堆積層を伴う円管内の掃流砂, 水工学論文集第38巻, 653-658, 1994.
- 9) 後藤仁志, Yeganeh, A., 酒井哲郎: 混相流モデルと個別要素法の融合による高濃度掃流層の数値解析, 土木学会論文集No. 649, II-51, pp. 17-26, 2000.
- 10) 岡部健士, 芦田和男: 流れの遷移を伴う一次元河床変動の数値解析法, 土木学会論文集, No. 434/II-16, pp. 37-45, 1991.
- 11) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 山崎勉: FDSを用いた1次元河床変動数値モデル, 水工学論文集, 第47巻, pp. 667-672, 2003.
- 12) 水理公式集[平成11年版], p. 176, (社)土木学会, 1999.
- 13) 芦田和男, 江頭進治, 中島智彦: 水平管路における土砂輸送形態と流砂機構, 京大防災研究所年報 第31号 B-2, pp. 489-506, 1988.

(2003. 9. 30受付)