

堤防決壊による土砂堆積のシミュレーション

高橋 保・中川 一

SIMULATION METHOD ON SEDIMENTATION IN A PROTECTED LOW-LAND DUE TO RIVER BANK BREACH

by *Tamotsu* TAKAHASHI and *Hajime* NAKAGAWA

Synopsis

A numerical simulation method is presented for analysing the area and thickness of deposition due to both of the suspended and bed-load sediments in a protected low-land when a river bank levee is broken. This model is constituted by the momentum equations of fluid, continuity equations of fluid and sediments, bed-load and suspended load equations and so forth with respect to the horizontally two-dimensional overland flood flows.

The laboratory experiments on bed-load deposition in the protected low-land due to river bank breach are done, where the experiments are accomplished by using two different types of experimental set-ups, i. e., one has a straight steel flume having a bank breach point at one side wall of the flume, from which released flow overflows on a square flood plain, the other has a wooden flume set up at a right angle to one side of the flood plain to model a breach point. Both of the calculated and experimentally observed bed-load sediment depositing areas and thicknesses inside the areas are in comparatively good agreement in every cases. Moreover, laboratory experiments on the deposition of suspended sediment in the protected low-land are also carried out, where the meandering stream channel is constructed in the square flood plain area enclosed by the banks. The experimental circular depositing area and the thickness distribution inside the area are compared with the calculated ones. The experimental results are well explained by the calculation.

This simulation method is applied to the actual flood plain (Ogura basin, situated in the south of Kyoto Prefecture). It is found that preparation of a hazard zone mapping in respect to the sediment deposition due to river bank breach is possible by calculating the bed level variation in the flood plain with this simulation method under several imaginary bank breach points and bank breach processes.

1. 緒 論

河川堤防が決壊した場合、堤内地には堤体の土砂や河道水に含まれていた掃流土砂・浮遊土砂が氾濫・堆積する。一般的には河道水位が低下すれば大部分の氾濫水は引いていくが、土砂は堆積したまま残り、交通施設、農作物および一般生活等に重大な影響と被害を与え、復旧にも時間を要することが多い。したがって、地域の洪水災害危険度を考える場合、浸水や家屋の流失等の水そのものによる被害だけでなく、堤内地の土砂堆積量や堆積範囲の規模によっては、洪水氾濫に伴う土砂の堆積による被害も考慮する必要がある。そこで、本研究においては土砂堆積範囲とその規模の予測について著者らがこれまで研究を進め

てきた洪水氾濫シミュレーション法¹⁾と二次元の河床変動計算法とを用いて検討する。

河川堤防は一般的には土で造られているので溢水した場合や浸透によって比較的容易に決壊する。そのため、決壊し易いと思われるような水衝部や水門などの河川施設が配置されているような場所には、接続ブロックやコンクリートスラブで法面保護が施されつつあるが、利根川水系や淀川水系といった大都市をひかえた流域でさえ、河川改修の遅れもあって、いまだ盛土のままの堤防部分も少なくない。例えば、昭和56年と昭和61年に破堤氾濫をおこした利根川水系の小貝川や昭和61年の台風10号によって破堤氾濫を生じた東北地方の多くの河川をみても、盛土のみの堤体の決壊がかなり生じている。伊勢屋ら²⁾の昭和56年の小貝川の堤防決壊調査報告によると、破堤地点の地形変化は、浸食域(おっ掘)、運搬域および堆積域が明確で、堤内地に堆積した土砂は河道から運搬されてきたものではなく、堤体やおっ掘から供給されてきたものが大半であることが指摘されている。一方、昭和58年の山陰豪雨災害における三隅川の堤防決壊と地形変化を実地調査した村本らの報告³⁾によると、破堤箇所の一つである上河内地区では、広い範囲にわたって砂礫が堆積し、堤体土砂だけでなく河道から掃流形式で流送されてきた土砂もかなり堆積したことをうかがわせている。河道からの掃流砂が堤内地に堆積するかあるいはそのような土砂がほとんど無いかどうかは、河道の地形条件や水理条件によって異なるであろうが、低平地を対象とした破堤氾濫現象では、堤体土砂の粒度構成にもよるが、堤体土砂の流出とおっ掘の浸食土砂の流出がほぼ掃流形態による土砂の氾濫・堆積現象と見なし得るのではないと思われる。

一方、河川堤防の決壊による洪水氾濫災害を考える場合、河道から堤内地に流入する外水に含まれていた浮遊土砂が氾濫・堆積することによって、家屋や交通施設、農作物等に重大な被害を与えることも考慮する必要がある。その場合、浮遊土砂の付着による種々の汚染やそれによる機能障害等が直接の被害原因となる場合もあると思われるが、ここでは、浮遊土砂の堆積量とその範囲の予測に焦点を絞り、これについても検討することにする。

浮遊砂に関する研究は古くから進められてきており、基準点濃度、拡散係数、分散係数、平衡・非平衡浮遊砂量といった問題について数多くの研究成果が得られている。その中でも浮遊砂の堆積に関する研究は河道および河床変動計算法や貯水池堆砂問題を中心にすすめられてきた。最近でもたとえば、清水・板倉⁴⁾は浮遊砂を考慮した河床変動計算を行い、これを石狩川下流部における昭和56年洪水時の河床変動に適用し、実測値との比較検討を行った。その結果、細粒河床材料が卓越する河口付近の河床変動計算では、浮遊砂の効果を加味した計算が必要であることを指摘している。芦田・岡部⁵⁾は、貯水池堆砂の河床変動計算において、水面勾配が1/600より大きくなると浮遊砂の非平衡性が問題になってくるとし、底面濃度の場地的変化を与える近似式を用いて、非平衡浮遊砂量を求め、貯水池堆砂計算を行っている。破堤氾濫初期にも浮遊砂の非平衡性が顕在化するものと思われるが、本研究では平衡濃度分布を仮定した底面濃度の算定方法でどの程度実験結果が説明できるかを検討することにする。

さて、洪水氾濫による堤内地形の変動については、これまでいくつかの河川洪水災害において災害後の実態調査が行われ、報告がなされている。なかでも、1947年8月の石狩川の水害については、忠別川他2河川を対象とし、洪水氾濫による土砂の堆積分布と農地被害に関する実地調査をもとに、土砂氾濫の形態を決壊型と溢流型に分類し、各々について礫(2mm以上)、砂(2~0.01mm)、粘土(0.01mm以下)の堆積範囲の特徴が示されている⁶⁾。この時代には洪水氾濫による客土の効果が強調されているのも特徴である。その後の災害調査報告を見てもわかるように、洪水氾濫に伴う土砂堆積は、堤内地に甚大な被害をもたらすにもかかわらず、その研究のほとんどが災害の実態調査報告程度で、堆積範囲や規模の予測といった研究はほとんどなされていない。ようやく最近になって、村本らは昭和58年7月の山陰豪雨による三隅川の洪水災害において、破堤による堤内地の侵食・堆積の実態調査を行うとともに、氾濫解析と二次元河床変動計算を行って堤内地の地形変動を検討している³⁾。計算結果は比較的良く実測結果を説明しているが、流入境界における流量、掃流砂量、浮遊砂量および浮遊砂濃度といった水理量の不明確さもあり、これらを明確にした水理実験を行って、モデルの検証を行うことも重要であろう。

そこで、本研究ではまず破堤を想定した堤体土砂の流出による堤内地の土砂堆積現象を、掃流砂によるものと考え、水理実験と数値シミュレーションとを行って両者の結果を比較検討する。浮遊砂の堆積による地形変化については、既に一次元河道における河床変動の計算法およびこれを単純な二次元場に適用した例を示したが⁷⁾、流入境界条件となる破堤口での掃流砂量や下流端での流出流砂量が不明確であったため、うまく実験結果を再現し得なかった。そこで、本研究ではこの手法を、破堤条件や破堤口から堤内地へ流入する流砂量を境界条件としてとくに設定する必要がなく、また、堤内地下流端での土砂流出が無いような弯曲河道を有する二次元場に適用した例について述べる。なお、その場合掃流形式の土砂輸送形態になることも考えられるので、氾濫域中での掃流砂による河床変動をも考慮した計算を行うことにする。ついで、このモデルを京都盆地南部の巨椋流域に適用し、破堤氾濫に伴う土砂氾濫・堆積現象について検討する。

2. 堤体土砂の流出による掃流砂の堆積

2.1 基礎方程式

掃流砂による2次元の河床変動計算を行う場合、水流に関する基礎式は以下に示す流体の運動量式と連続式である。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \frac{\partial(vM)}{\partial y} = ghs\sin\theta_x - gh\cos\theta_x \frac{\partial(h+z_b)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(uN)}{\partial y} + \frac{\partial(vN)}{\partial x} = ghs\sin\theta_y - gh\cos\theta_y \frac{\partial(h+z_b)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho} = \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}}, \quad \frac{\tau_{by}}{\rho} = \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \dots\dots\dots (4)$$

M, N ; それぞれ $M=uh, N=vh$ とおいた流量フラックス, u, v ; それぞれ x および y 方向の流速成分, h ; 水深, θ_x, θ_y ; それぞれ水平面と x 軸および y 軸のなす傾斜角, z_b ; 座標軸からの地盤高, ρ ; 水の密度, n ; Manning の粗度係数, g ; 重力加速度である。

掃流砂量に関しては、破堤直後を考えるとかなり非平衡性が強いものと想像されるが、非平衡の掃流砂量式を導入しても議論が複雑になり、他の式の精度との整合性の問題もあるので、ここでは近似的に平衡流砂量で取り扱えると仮定する。そして、掃流砂量式には次式で示される芦田・道上式⁸⁾を用いるものとする。

$$\frac{q_b}{u_* e d_m} = 17\tau_{*e} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 q_b ; 掃流砂量, s ; 土砂の水中比重 ($= (\rho_s - \rho) / \rho$, ρ_s ; 砂の密度), τ_* ; 無次元掃流力で、 $\tau_* = u_*^2 / sgd_m$, u_* ; 摩擦速度で、 $u_* = \sqrt{gn\sqrt{M^2 + N^2}/h^{7/6}}$, τ_{*e} ; 無次元有効掃流力で、 $\tau_{*e} = u_{*e}^2 / sgd_m$, u_{*e} ; 有効摩擦速度で、次式で表わされる。

$$\frac{U}{u_{*e}} = 6.0 + 5.75 \log \left\{ \frac{h}{(1 + 2\tau_*)d_m} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

τ_{*c} ; 無次元限界掃流力で, $\tau_{*c} = u_{*c}^2 / \sigma g d_m$ u_{*c} ; 移動限界摩擦速度で, ここでは使用する各粒径に対して岩垣⁹⁾による次の各式を用いる。

$$u_{*c}^2 = 80.9 d_m (\text{cm/s}), (0.0065 < d_m < 0.0565 \text{cm}, \sigma/\rho = 2.65) \dots\dots\dots (7)$$

$$u_{*c}^2 = 134.6 d_m^{31/22} (\text{cm/s}), (0.118 < d_m < 0.303 \text{cm}, \sigma/\rho = 2.65) \dots\dots\dots (8)$$

d_m ; 土砂の平均粒径, U ; 流速で, $U = \sqrt{M^2 + N^2} / h$ である。

(5) 式は一次元の式であるのでこれを流速成分の比で x 方向と y 方向に配分すると,

$$q_{bx} = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_b \dots\dots\dots (9)$$

$$q_{by} = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_b \dots\dots\dots (10)$$

となる。しかし, 差分化を考えたとき, このままでは q_{bx} および q_{by} をどこに定義するかが不明であるので, 以下のように q_b を4方向に配分することにする。すなわち, Fig. 1 に示すように, $u_1 \sim u_2$ を配置し, q_b をそれぞれの流速成分の比に配分すると次式となる。

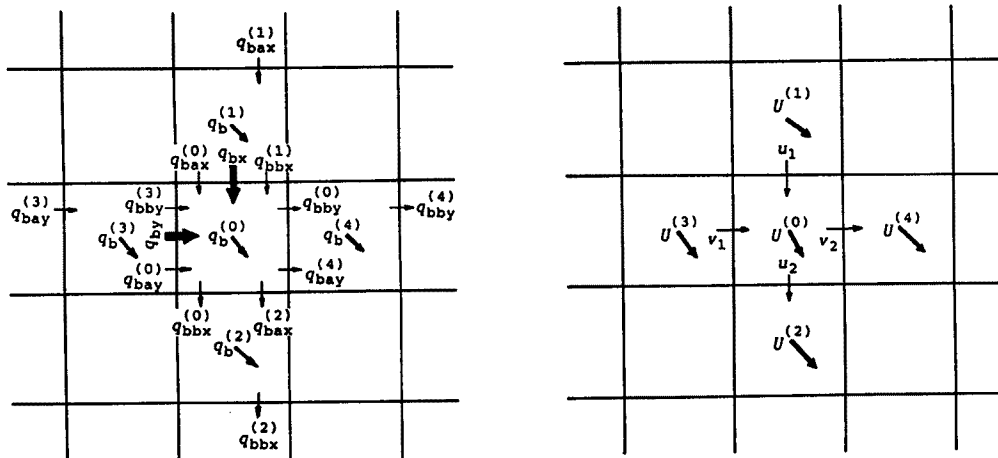


Fig. 1. Arrangement of variables.

$$q_{bx} = \frac{1}{2} (q_{bax}^{(0)} + q_{bbx}^{(1)}) \dots\dots\dots (11)$$

$$q_{by} = \frac{1}{2} (q_{bay}^{(0)} + q_{bby}^{(3)}) \dots\dots\dots (12)$$

ここに,

$$q_{bax}^{(0)} = \frac{u_1}{U^{(0)}} q_b^{(0)}, \quad q_{bbx}^{(1)} = \frac{u_1}{U^{(1)}} q_b^{(1)} \dots\dots\dots (13)$$

$$q_{bay}^{(0)} = \frac{v_1}{U^{(0)}} q_b^{(0)}, \quad q_{bby}^{(3)} = \frac{v_1}{U^{(3)}} q_b^{(3)} \dots\dots\dots (14)$$

$$U^{(0)} = \left\{ \left(\frac{u_1 + u_2}{2} \right)^2 + \left(\frac{v_1 + v_2}{2} \right)^2 \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (15)$$

結局, 河床の連続式は次式となる。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right) = 0 \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 λ は空隙率である。

数値計算を実行するには上記の各式を差分表示式に直す必要があるが、(1)~(4) 式の流体に関する基礎式の差分化は参考文献¹⁾に詳しいのでここではその説明は省略する。つぎに掃流砂量式および河床の連続式の差分化を考える。まず、(16) 式の差分化は次式のようなのである。

$$\frac{z_b^{n+3}{}_{i+1/2, j+1/2} - z_b^{n+1}{}_{i+1/2, j+1/2}}{2\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{q_{bx}^{n+2}{}_{i+1, j+1/2} - q_{bx}^{n+2}{}_{i, j+1/2}}{\Delta x} + \frac{q_{by}^{n+2}{}_{i+1/2, j+1} - q_{by}^{n+2}{}_{i+1/2, j}}{\Delta y} \right) = 0 \dots\dots\dots (17)$$

(11) および (12) 式の差分式はそれぞれ次のようである。

$$q_{bx}^{n+2}{}_{i, j+1/2} = \frac{1}{2} (q_{bax}^{n+2}{}_{i, j+1/2} + q_{bbx}^{n+2}{}_{i, j+1/2}) \dots\dots\dots (18)$$

$$q_{by}^{n+2}{}_{i+1/2, j} = \frac{1}{2} (q_{bay}^{n+2}{}_{i+1/2, j} + q_{bby}^{n+2}{}_{i+1/2, j}) \dots\dots\dots (19)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} q_{bax}^{n+2}{}_{i, j+1/2} &= \frac{u_i^{n+2}{}_{j+1/2}}{U_{i+1/2, j+1/2}^{n+2}} q_b^{n+2}{}_{i+1/2, j+1/2} & q_{bbx}^{n+2}{}_{i, j+1/2} &= \frac{u_i^{n+2}{}_{j+1/2}}{U_{i-1/2, j+1/2}^{n+2}} q_b^{n+2}{}_{i-1/2, j+1/2} \\ q_{bay}^{n+2}{}_{i+1/2, j} &= \frac{v_{i+1/2, j}^{n+2}}{U_{i+1/2, j+1/2}^{n+2}} q_b^{n+2}{}_{i+1/2, j+1/2} & q_{bby}^{n+2}{}_{i+1/2, j} &= \frac{v_{i+1/2, j}^{n+2}}{U_{i+1/2, j-1/2}^{n+2}} q_b^{n+2}{}_{i+1/2, j-1/2} \\ u_i^{n+2}{}_{j+1/2} &= 2M_{i, j+1/2}^{n+2} / (h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1}) \\ v_{i+1/2, j} &= 2N_{i+1/2, j}^{n+2} / (h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1}) \\ U_{i+1/2, j+1/2} &= \left\{ \left(\frac{u_i^{n+2}{}_{j+1/2} + u_{i+1, j+1/2}^{n+2}}{2} \right)^2 + \left(\frac{v_{i+1/2, j}^{n+2} + v_{i+1/2, j+1}^{n+2}}{2} \right)^2 \right\}^{1/2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (20)$$

なお、変数の配置を Fig. 2 に示す。

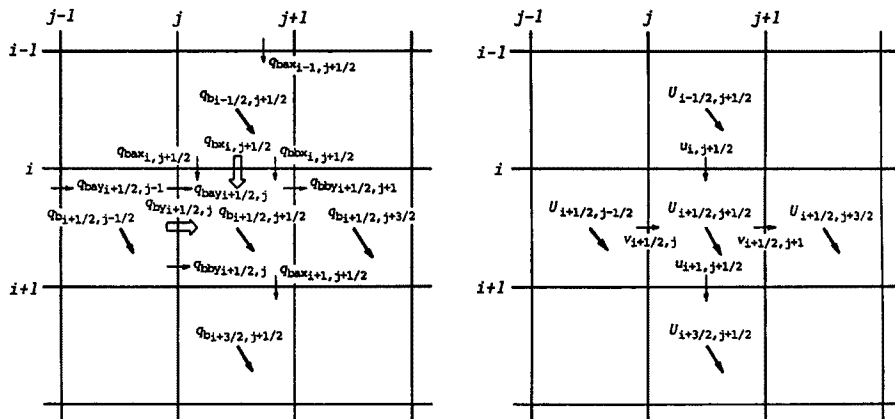


Fig. 2. Arrangement of variables in finite difference calculation.

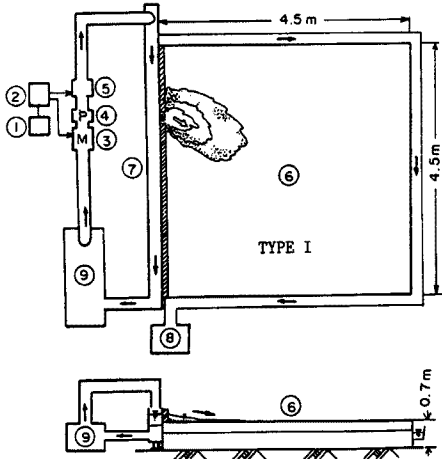


Fig. 3. Experimental set-up for bed-load deposition due to river bank breach (TYPE I).

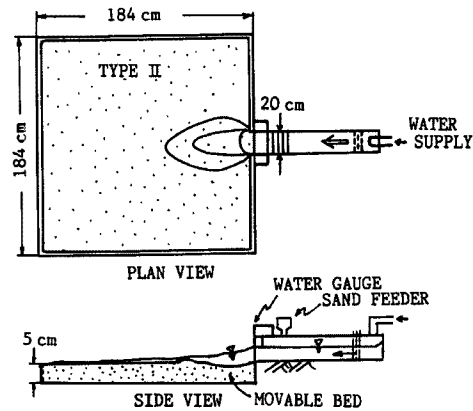


Fig. 4. Experimental set-up for bed-load deposition due to river bank breach (TYPE II).

以上が洪水氾濫に伴う掃流砂による二次元の河床変動計算に関する基礎方程式とその差分式である。

2.2 河川堤防の決壊を想定した実験による検討^{10), 11)}

(1) 実験装置および実験方法

実験装置には大別して、Fig. 3に示すように、一次元河道が氾濫場の一辺と平行に設置されていて、堤内地への氾濫水が河道の流れによって偏倚するような場合と、Fig. 4に示すような、氾濫場の一辺と直交した一次元水路構造を持つ場合との2通りを用いた。前者をTYPE I、後者をTYPE IIとする。前者の実験結果に対するシミュレーションを行う場合は偏倚を再現するためには河道を含めた氾濫解析をする必要があるのに対して、後者では氾濫原への流入境界条件の設定が容易になる。しかしながら、実際の破堤氾濫に近いのは前者であるので、ここでは境界条件の与えやすさからTYPE IIで厳密な境界条件を与えた計算を行うことを念頭においた実験を行い、供給土砂量に関する境界条件はある程度厳密さには欠けるが実際に近い流れを数値シミュレーションで再現できるかどうかといったことを念頭においてTYPE Iの実験を行うことにする。

まず、TYPE Iの装置を用いた実験について述べる。実験装置はFig. 3に示すように、河道部水路⑦と氾濫台⑥とから構成されている。河道部は、長さ8 m、幅および深さが20 cmの鋼製水路である。給水方法は以下のものである。すなわち、まず、周波数変換器①に直結したパーソナルコンピュータ②に所定の流量をセットする。本来、このシステムは非正常流量を供給するための流量制御装置であるが、この実験では一定流量を与えるのにもこの装置を用いている。ついで、ポンプ④によって低水槽⑨より吸水し、吸水した水を流量計⑤でfeed back方式で検定させ、所定の流量を供給させる。水路には氾濫台の上流端から130 cmの部分に、幅20 cmの堤体作成用の切り欠きを設け、そこにゲートを架設した。水路下流端には高さ3 cmの水位調節用の堰を設けてある。破堤の方法は以下のように行った。すなわち、まず切り欠き部のゲートの堤内地側に幅20 cm、高さ5 cm、奥行き10 cmの直方体の堤防を、平均粒径 $d_m = 1.49$ mm、 $\sqrt{d_{64}/d_{16}} = 1.26$ のほぼ一様砂で作成した。なお、堤内地側に10 cmの厚さの発砲スチロールで壁を水路に沿って設け、堤体部分にのみ切り欠きを設けて、ここに堤体土砂が盛れるような構造にした。ついで、前述した方法で河道内に通水し、十分定常になった段階でゲートを瞬時に引き抜く。そのとき、堤体は十分飽和しているので、堤内地側に崩れながら堤体侵食が進行して土砂氾濫が生起する。堤内地の条件としては、路床は固定床(木製でペンキ塗り仕上げ)で、氾濫場には何も構造物を配置しない場合(CASE A)と、高さ5 cmで20 cm四方の浸水を許さないブロックをFig. 5に示すように、10 cm間隔に30個整列配置

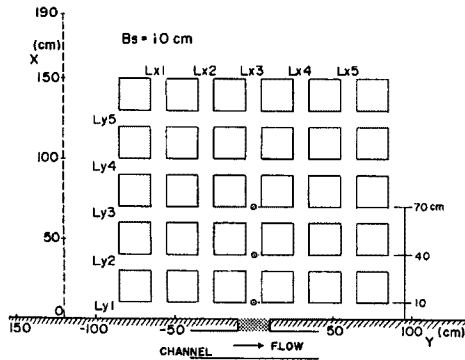


Fig. 5. Arrangement of blocks in the protected low-land (CASE B).

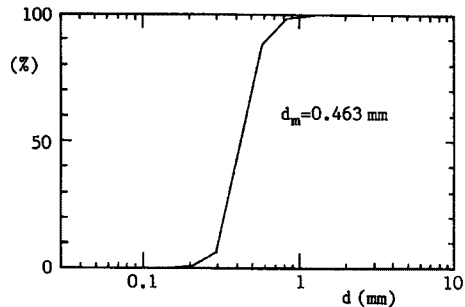


Fig. 6. Grain size distribution used in the experiments (TYPE I).

した場合 (CASE B) の2通りである。

測定項目は、土砂の堆積形状、堆積厚および Fig. 5 に丸印で示した3地点における水深の時間変化である。形状はビデオカメラで、堆積厚は給水停止後、ポイントゲージで計測した。水深はサーボ式水位計を3台並べ、出力電圧をデータレコーダに125 Hzで収録した。なお、河道部の勾配は1/500、氾濫台の勾配は Fig. 5 のx方向にのみ見だいに地盤が高くなるよう-1/200に設定した。氾濫台の粗度係数は一次元水路を架設して別途計測した結果、 $n = 0.01$ であった。

つぎに、TYPE IIの実験装置および実験方法について述べる。実験装置は Fig. 4 に示したように、184 cm四方の水平な氾濫台とその一辺と直交する格好で接続されている幅20 cm、深さ20 cmの一次元水路により構成されている。氾濫台上に、Fig. 6 に示した粒度分布を持つ平均粒径 $d_m = 0.463$ mmのほぼ一様な土砂を5 cmの厚さで水平に敷き、移動床とした。実験は、給砂を行わない条件での堤内地土砂の侵食とその土砂の堆積に関する実験 (CASE C) と、給砂を行なう場合 (CASE D) とである。CASE Cの場合、一定流量 $Q = 2.13$ l/secの水を、一次元河道の上流端に与えて、氾濫水の流れが十分定常になった段階で、この間堤内地土砂の侵食防止用に土砂の表面に覆っていた網

を取り除き、これ以後20秒間給水し堤内地土砂の侵食・堆積実験を行い、20秒経てば給水を止めた。CASE Dでも同様の実験方法であるが、侵食防止用の網を除去すると同時に5秒間、 95.9 cm³/secの給砂量を破堤口 (一次元河道と堤内地との接続点) 近傍で与え、20秒経てば給水を止めた。この2ケースに関する測定項目は、土砂の氾濫・堆積・洗掘形状と最終堆積厚さおよび洗掘深さである。堆積・洗掘状況はビデオカメラで撮影し、堆積厚さおよび洗掘深さは給水停止後4 cm×4 cmメッシュごとにレベル測量して求めた。なお、給砂材料は堤内地に敷き詰めた土砂と同じ材料であるが、計測を容易にするため着色して両者が区別できるようにしてある。両ケースとも定常給水場における土砂氾濫実験であるが、このようにした理由は、破堤による流出流量は非定常となるため、流量の把握が難しいためである。こうした実験は実際の破堤現象と質を異にしているが、土砂氾濫・堆積の数値シミュレーション法の妥当性を検証するための実験としては、境界条件が明確なほうがよいと思われるのでこのような実験を行ったわけである。各ケースの実験条件を Table 1 に示す。

(2) 計算条件

TYPE Iの計算条件：計算領域を Fig. 7 に、計算に用いた諸量を Table 2 にそれぞれ示す。破堤口から堤内地へ氾濫する流量および土砂量の時間的な変化が不明なため、次のような単純化を行った。すなわち、氾濫水については、河道を含めた堤内地の氾濫解析を、 $\Delta x = \Delta y = 5$ cm、 $\Delta t = 1/500$ secのもとで

Table 1. Experimental conditions

CASE	Type of Channel-Flooding Area	Bed Surface Condition	Sediment Supply Condition	Arrangement of House Blocks
CASE A	TYPE I	Fixed Bed	Bank Erosion	No
CASE B	TYPE I	Fixed Bed	Bank Erosion	Yes
CASE C	TYPE II	Movable Bed	No Sediment Supply	No
CASE D	TYPE II	Movable Bed	Sediment Supply	No

行う。その際、河道が定常状態になるまで 4 l/sec の流量を河道上流端の流入境界から与え、定常になった時点で破堤口の格子だけ不透過の条件を解除し、破堤氾濫を発生させる。これによって破堤口から堤内地への流入流量が境界条件として与えられなくても氾濫計算が可能となる。それと同時に破堤口からの流出土砂量の時間変化を Fig. 8 に示すように与え、これを破堤口 4 メッシュに均等配分して破堤口から堤内地への流入流砂量の境界条件とした。なお、実験で用いた実質の総土砂量 ($\lambda = 0.4$ として、600 cm³) と計算におけるそれとは同じにしてある。ただし、実験ではゲートを引き抜いた直後には、堤体土砂が破堤口に残っているために、氾濫水はその影響を受けて計算で生じるような流れの状況とは若干異なった様相を呈するのであるが、実験でも 100 秒程度で堤体土砂が完全に流出していることを参考にして、このような条件のもとで、土砂氾濫現象がどの程度再現できるか、について検討した。なお、氾濫台周辺の境界条件には、水に関しては段落ち条件、土砂に関しては 1 つ内側のメッシュの流砂量を境界における流砂量として与えた。また、河道内の流砂は無いとして計算し、下流端では等流条件を用いた。土砂が堆積しているメッシュの粗度係数は $n = 0.025$ 、土砂が堆積していないメッシュのそれは $n = 0.01$ とした。

TYPE II の計算条件: 計算条件を Table 3 に示す。河床変動計算を実行する前に予め定常状態の氾濫場を作成した。すなわち、2.13 l/sec の流量を流入境界の各メッシュ (5 メッシュ) に流量フラックスに変換して配分し、河床変動が無いとして氾濫計算を行った。定常状態の氾濫になった時点 (3 分間) で、CASE D では破堤口から 95.9 cm³/sec で 5 秒間給砂を行い、それと同時に河床変動計算を開始し、給砂開始 20 秒で氾濫計算を停止した。破堤口の各メッシュへの流砂量は給砂量を 5 等分してそれを単位幅流砂量になおして与えた。計算領域の左右端および下流端は段落ち流れとし、移動床計算であるため全てのメッシュで Manning の粗度係数を $n = 0.025$ とした。

(3) 実験結果と計算結果との比較

Fig. 9 は CASE A の実験結果と計算結果とを比較したものである。なお、計算結果の土砂堆積領域は、1 粒径以上の土砂堆積厚となった部分である。実験値には下流側への偏倚が顕著にみられるが、計算値はその傾向が弱い。しかしながら、計算では、実験での主流方向への偏倚と同じ方向への強い流れがあって、土砂が堆積せず

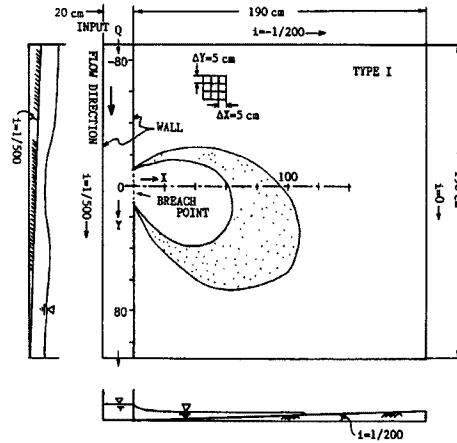


Fig. 7. Calculation domain in TYPE I.

Table 2. Conditions of the calculation in TYPE I

$\Delta x = 5$ cm
$\Delta y = 5$ cm
$\Delta t = 1/500$ sec
Width of Bank Breach $B = 20$ cm
$d_m = 1.49$ mm
$\sigma = 2.65$
$\lambda = 0.4$
Channel Slope $I = 1/500$
Slope of Flooding
Area for x Direction } $I = -1/200$
$n = \begin{cases} 0.01 & \text{for No Sediment Deposition Mesh} \\ 0.025 & \text{for Sediment Deposition Mesh} \end{cases}$

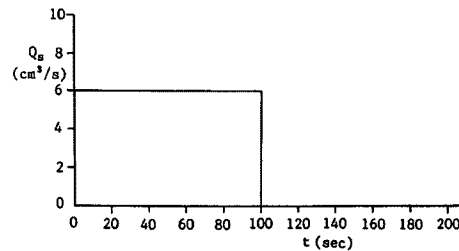


Fig. 8. Sediment discharge used in the calculation as inflow boundary condition at bank breach point (TYPE I).

Table 3. Conditions of the calculation in TYPE II

$\Delta x = 4$ cm
$\Delta y = 4$ cm
$\Delta t = 1/1000$ sec
Width of Bank Breach $B = 20$ cm
$d_m = 0.463$ mm
$\sigma = 2.65$
$\lambda = 0.4$
Channel Slope $I = 1/250$
Flooding Area is Horizontal
$n = \begin{cases} 0.01 & \text{for No Sediment Deposition Mesh} \\ 0.025 & \text{for Sediment Deposition Mesh} \end{cases}$

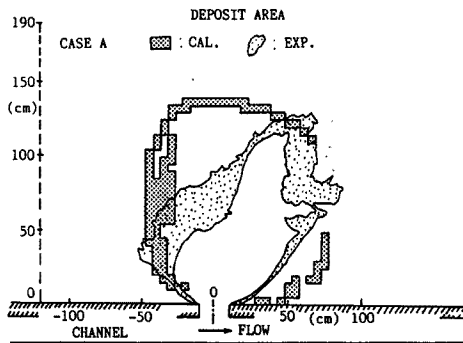


Fig. 9. Comparison between the calculated deposition area and the experimental one in CASE A.

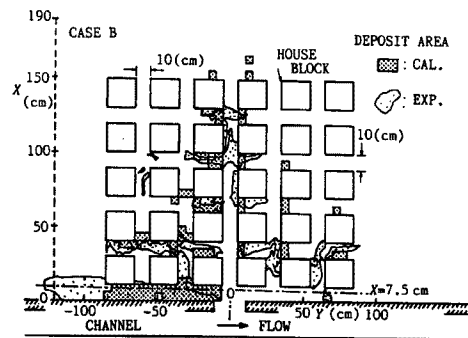


Fig. 10. Comparison between the calculated deposition area and the experimental one in CASE B.

に境界から流出しており、一方、それと反対側の流速の遅い部分では土砂堆積範囲が広がっており、実験結果と同様の傾向を示している。Fig. 10は、CASE Bの実験結果と計算結果を比較したものである。土砂の堆積位置に関しては両者は比較的良く一致している。特に、最前列および次の列の空間（街路）での堆積範囲の計算結果は、実験結果をかなり良く再現できている。破堤口から x 方向に沿った線上では、実験ではきわめて少量ではあるが薄く土砂堆積があったが、計算では堆積しておらず、最後列のブロックの背後に若干堆積していることがわかる。これは、実験

に用いた土砂はほぼ均一ではあるが少し粒度分布を持っており、露出高さが小さいために流体力を受けにくい細粒径成分が堆積したためである。Fig. 11は、最前列($x=7.5$ cm)の土砂堆積厚に関する実験値と計算値とを比較したものである。水路上流側の破堤口近傍で計算値が大きく算出されているが、計算値は比較的良く実験値を再現している。このように、流砂量の与え方を単純化し、堤体土砂の存在の影響を無視した氾濫計算でも、かなり実験結果を再現できたが、これは、固定床場においては氾濫初期の氾濫水の挙動や堤体の決壊速度の違いが、その後の氾濫水の挙動や土砂堆積範囲にあまり影響しないことを示唆するものである。ただし、堤体が完全に流失してからの氾濫の継続時間にもよることはもちろんである。

Fig. 12およびFig. 13は、それぞれCASE CおよびCASE Dの侵食域と堆積域の範囲に関する実験結果と計算結果を比較したものである。実際の破堤現象では破堤口直下におっ掘りが形成される場合が多いが、各ケースは、おっ掘りの形成と堤体からの流出土砂およびおっ掘りの形成による侵食土砂の堆積現象に近い。ただし、CASE Cの場合は堤体土砂の流出が無いので、二次元噴流による洗掘現象に近い。CASE Cでは破堤口直下流部での洗掘とその前方での薄い堆積、CASE Dでは破堤口直下流部での洗掘と、若干実験値より規模が大きいがその両サイドでの堆積傾向が比較的良く計算で再現されている。Fig. 14およびFig. 15は、それぞれCASE CおよびCASE Dの横断形状に関する実験値と計算値を比較したものである。CASE Cでは、破堤口近傍の $x=2$ cmで計算値の洗掘深が実験値より大きく、それより下流では計算値の方が小規模になっている。CASE Dでは、破堤口近傍の $x=2$ cmおよび $x=6$ cm付近で破堤口の両サイドでの侵食および堆積地形はかなり一致している。それより下流では、前述したように計算値の方が侵食深も堆積厚さも規模が若干大きくなっているが、侵食および堆積傾向は比較的良く一致している。

以上の結果から、本計算手法によって掃流砂による二次元河床変動計算がある程度可能になったものと思われる。

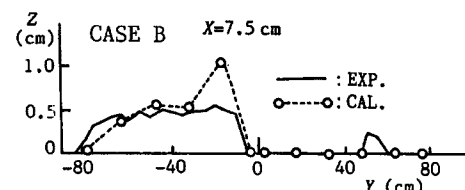


Fig. 11. Comparison between the calculated deposition thickness and the experimental one at the front row of a group of blocks, where $x=7.5$ cm, in CASE B.

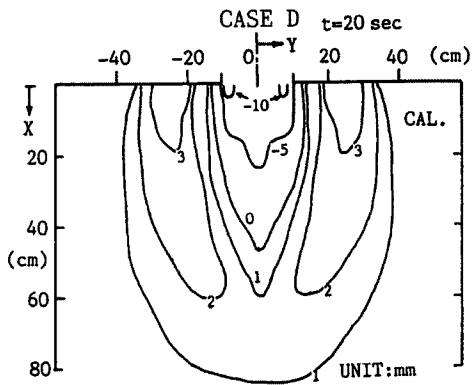
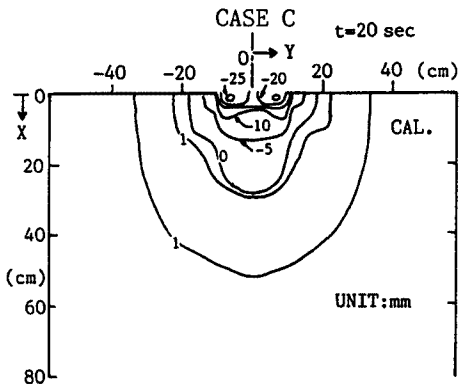
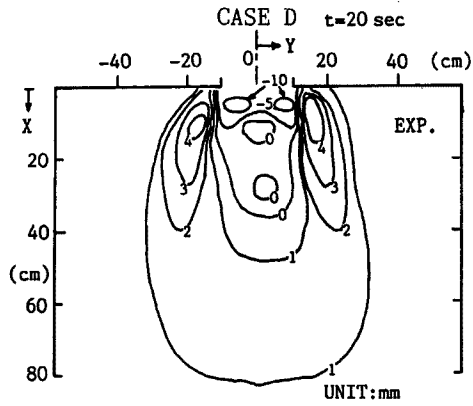
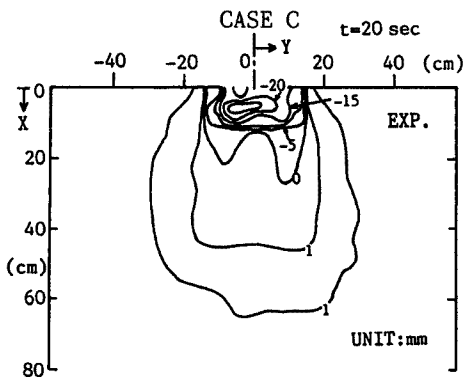


Fig. 12. Comparison between the calculated results of bed level distribution and the experimental ones in CASE C.

Fig. 13. Comparison between the calculated results of bed level distribution and the experimental ones in CASE D.

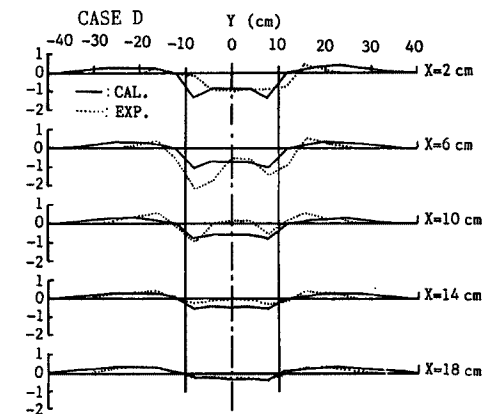
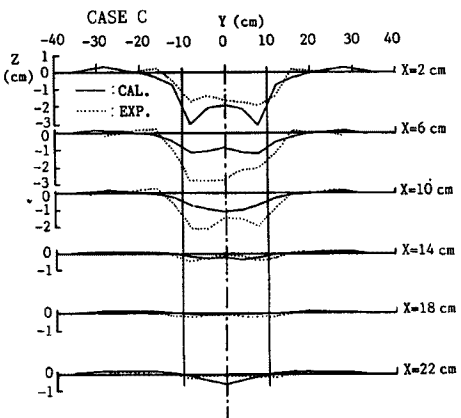


Fig. 14. Comparison between the calculated cross sectional bed configurations and the experimental ones in CASE C.

Fig. 15. Comparison between the calculated cross sectional bed configurations and the experimental ones in CASE D.

3. 河道内浮遊土砂の流出による堤内地の土砂堆積⁷⁾

3.1 基礎方程式

浮遊砂を含んだ水の流れに関しても、浮遊砂濃度が十分小さい場合を対象とすれば(1)~(4)式が適用可能であろう。その場合の二次元の河床変動計算法については既に検討しているのので、ここではその詳細は省略するが、Fig. 16 に示すような座標系において、断面平均諸量に関する土砂の連続式および河床の連続式は以下のものである。

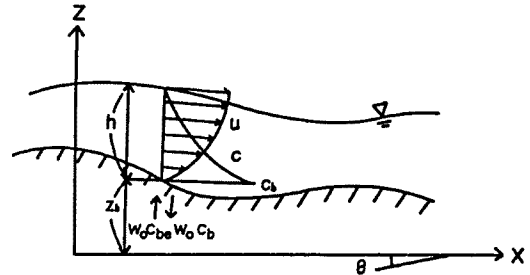


Fig. 16. Definition sketch of suspended sediment laden flow.

浮遊砂の連続式：

$$\frac{\partial}{\partial t}(ch) + \frac{\partial}{\partial x}(cuh) + \frac{\partial}{\partial y}(cvh) = w_0(c_{be} - c_b) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hD_x \frac{\partial c}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hD_y \frac{\partial c}{\partial y}\right) \dots\dots\dots (21)$$

河床の連続式：

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} + w_0 c_{be} - w_0 c_b \right) = 0 \dots\dots\dots (22)$$

ここに、 c ；浮遊砂の断面平均濃度、 w_0 ；土粒子の沈降速度、 c_{be} 、 c_b ；それぞれ $z=z_b$ における浮遊砂の平衡濃度および実濃度、 D_x 、 D_y ；それぞれ x および y 方向の分散係数、 q_{bx} 、 q_{by} ；それぞれ、 x および y 方向の掃流砂量成分である。

c_b と断面平均濃度 c との関係は、Lane-Kalinske と同様に考えることにより、次式で与えられる。

$$c_b = \beta c / (1 - e^{-\beta}) \dots\dots\dots (23)$$

ここに、 $\beta = w_0 \epsilon_s$ で、 $\epsilon_s = \gamma \epsilon$ とおき、せん断力の三角形分布を仮定すると、 $\epsilon = \gamma \kappa u_* h / 6$ より、 $\kappa = 0.4$ とおいて、 $\beta = 15 w_0 / \gamma u_*$ となる。なお、 ϵ_s ；渦動拡散係数、 ϵ ；渦動粘性係数、 κ ；Karman 定数である。

c_{be} については、以下に示す芦田・道上式¹²⁾で評価する。

$$w_0 c_{be} = 0.025 \{ g(\xi_0) / \xi_0 - G(\xi_0) \} \dots\dots\dots (24)$$

ここに、 $\xi_0 = 4 w_0 / 3 u_*$ で、 $g(\xi_0)$ および $G(\xi_0)$ はそれぞれ、以下に示すような関数である。

$$g(\xi_0) = 1 / \sqrt{2\pi} \cdot \exp(-0.5 \xi_0^2) \dots\dots\dots (25)$$

$$G(\xi_0) = 1 / \sqrt{2\pi} \int_{\xi_0}^{\infty} \exp(-0.5 \xi^2) d\xi \dots\dots\dots (26)$$

分散係数に関しては、Elder¹³⁾によると一次元河道において次式で評価される。

$$D = -\frac{1}{h} \int_0^h u' dz \left\{ \int_0^z \frac{1}{\epsilon_s} \int_0^z u' dz \right\} dz \dots\dots\dots (27)$$

いま、流速分布が対数則に従い、渦動粘性係数が、 $\epsilon = \kappa u_* (h-z)/h$ で定義されれば、 $\epsilon_s = \gamma \epsilon$ の仮定を用いると、分散係数は次式で評価できる。

$$D = 5.86 h u_* / \gamma \dots\dots\dots (28)$$

ここに、 u' は断面平均流速からの変動成分である。これを $D_x = D_y = D$ とおいて二次元場に適用する。

掃流砂量の x および y 方向への配分は、2.1 で述べた方法により行うことにする。抵抗則も同じように(4)式で示される Manning 式を用いることとし、 u_* および τ_* も 2. で示したように評価する。 u_{*ey} 、 τ_{*ex} および τ_{*ey} は、次式で評価できるものとする。

$$\frac{u}{u_{*ex}} = 6.0 + 5.75 \log \left\{ \frac{h}{d_m(1+2\tau_{*x})} \right\}, \quad \tau_{*ex} = \frac{u_{*ex}^2}{sgd_m} \dots\dots\dots (29)$$

$$\frac{v}{u_{*ey}} = 6.0 + 5.75 \log \left\{ \frac{h}{d_m(1+2\tau_{*y})} \right\}, \quad \tau_{*ey} = \frac{u_{*ey}^2}{sgd_m} \dots\dots\dots (30)$$

次に、浮遊砂の連続式である(21)式と浮遊砂を考慮したときの河床の連続式である(22)式の差分化を考える。まず、 $V_s = ch$ とにおいて(21)式を差分化すると以下になる。

$$\begin{aligned} & \frac{V_s^{n+3}{}_{i+1/2, j+1/2} - V_s^{n+1}{}_{i+1/2, j+1/2}}{2\Delta t} + \frac{(cM)_f - (cM)_b}{\Delta x} + \frac{(cN)_f - (cN)_b}{\Delta y} \\ & = w_0(c_{be}^{n+1}{}_{i+1/2, j+1/2} - c_b^{n+1}{}_{i+1/2, j+1/2}) + \frac{CFF_x - CFB_x}{\Delta x} + \frac{CFF_y - CFB_y}{\Delta y} \dots\dots\dots (31) \end{aligned}$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} (cM)_f - (cM)_b &= c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - c_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i, j+1/2}^{n+2} \quad (M_{i+1, j+1/2}^{n+2} \geq 0, M_{i, j+1/2}^{n+2} \geq 0) \\ &= c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i, j+1/2}^{n+2} \quad (M_{i+1, j+1/2}^{n+2} \geq 0, M_{i, j+1/2}^{n+2} < 0) \\ &= c_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - c_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i, j+1/2}^{n+2} \quad (M_{i+1, j+1/2}^{n+2} < 0, M_{i, j+1/2}^{n+2} \geq 0) \\ &= c_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i, j+1/2}^{n+2} \quad (M_{i+1, j+1/2}^{n+2} < 0, M_{i, j+1/2}^{n+2} < 0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (32)$$

$$\left. \begin{aligned} (cN)_f - (cN)_b &= c_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - c_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} N_{i+1/2, j}^{n+2} \quad (N_{i+1/2, j+1}^{n+2} \geq 0; N_{i+1/2, j}^{n+2} \geq 0) \\ &= c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} N_{i-1/2, j}^{n+2} \quad (N_{i+1/2, j+1}^{n+2} \geq 0, N_{i-1/2, j}^{n+2} < 0) \\ &= c_{i+1/2, j+3/2}^{n+1} N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - c_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} N_{i-1/2, j}^{n+2} \quad (N_{i+1/2, j+1}^{n+2} < 0, N_{i-1/2, j}^{n+2} \geq 0) \\ &= c_{i+1/2, j+3/2}^{n+1} N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} N_{i+1/2, j}^{n+2} \quad (N_{i+1/2, j+1}^{n+2} < 0, N_{i+1/2, j}^{n+2} < 0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (33)$$

$$\left. \begin{aligned} CFF_x &= 5.86(c_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} - c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1})/\Delta x \cdot u_{*x}^{n+2}{}_{i+1, j+1/2} \{ (h_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1})/2 \}^2 \\ CFB_x &= 5.86(c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} - c_{i-1/2, j+1/2}^{n+1})/\Delta x \cdot u_{*x}^{n+2}{}_{i, j+1/2} \{ (h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1})/2 \}^2 \\ CFF_y &= 5.86(c_{i+1/2, j+3/2}^{n+1} - c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1})/\Delta y \cdot u_{*y}^{n+2}{}_{i+1/2, j+1} \{ (h_{i+1/2, j+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1})/2 \}^2 \\ CFB_y &= 5.86(c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} - c_{i+1/2, j-1/2}^{n+1})/\Delta y \cdot u_{*y}^{n+2}{}_{i+1/2, j} \{ (h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1})/2 \}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (34)$$

河床の連続式の差分化は以下になる。

$$\begin{aligned} & \frac{z_b^{n+3}{}_{i+1/2, j+1/2} - z_b^{n+1}{}_{i+1/2, j+1/2}}{2\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{q_{bx}^{n+2}{}_{i+1, j+1/2} - q_{bx}^{n+2}{}_{i, j+1/2}}{\Delta x} + \frac{q_{by}^{n+2}{}_{i+1/2, j+1} - q_{by}^{n+2}{}_{i+1/2, j}}{\Delta y} \right) \\ & + w_0(c_{be}^{n+3}{}_{i+1/2, j+1/2} + c_b^{n+3}{}_{i+1/2, j+1/2}) = 0 \dots\dots\dots (35) \end{aligned}$$

以上が基礎方程式の差分表示式である。

3.2 弯曲河道堤防の決壊による浮遊砂堆積の実験

(1) 実験装置および実験方法

Fig. 17 に示すような実験装置を用いて、弯曲した河川の堤防決壊時における堤内地での浮遊砂の堆積現象に関する実験を行った。氾濫台は 1.7 m 四方で、 x 軸方向に 1/200 の勾配がついており、 y 軸方向には勾配はついていない。氾濫台に Fig. 18 に示すような断面をもった弯曲河道を配置してある。堤防部分は厚さ 1 mm の塩化ビニル製で、河道水が溢水しない程度の高さになっている。堤防の右岸の一部に長さ 10 cm のゲート式破堤口を同じ材料で架設し、これを瞬時に引き抜くことで破堤を模擬する。河道部分は堤内地地盤高より 2.4 cm 低くなっており、破堤口から流入する土砂の大部分は浮遊砂となるようにしてある。氾濫台の周囲は右岸堤とアングルで囲まれており、氾濫した水と土砂は河道部下流端付近に設けられた幅 10 cm の排水口のみから段落ち形式で流出するようになっている。氾濫台の表面はペンキ塗装仕上げで、粗度はつけていない。

用いた粒子材料は、比重 1.21、平均粒径 81μ 、沈降速度 3.2 mm/s の塩化ビニル粉末である。実験方法は以下のようである。すなわち、まずこの塩化ビニル粉末を水槽で水に十分馴染ませたうえでよく攪拌しながら、ほぼ所定の濃度になった段階で、流量、 1.08 l/sec で河道部にポンプ供給する。河道の流れが定常状態になった段階で Fig. 17 の点線で示した長さ 10 cm のゲートを瞬時に取り除くことにより破堤氾濫を生起させる。これより 5 分間通水し、堤内地の土砂堆積実験を行った。なお、堤内地には何も構造物を配置しない場合 (CASE 1) と、 $2.5 \times 2.5 \times 4\text{ cm}$ の直方体のアクリル棒を 2.5 cm 間隔で Fig. 19 に示すように配置した場合 (CASE 2) の 2 通りの実験を行った。

測定項目とその方法は以下のようである。すなわち、河道の下流端流出条件としての水位をサーボ式水位計で計測し、河道への供給土砂濃度をサンプル採取によって計測し、土砂氾濫・堆積形状を実験装置上部に設置したビデオカメラにより収録し、5 分後の土砂堆積厚さの分布をメジャーにより計測した。

(2) 計算条件および境界条件

各ケースの実験に対する計算条件および境界条件について述べる。空間差分間隔は $\Delta x = \Delta y = 2.5\text{ cm}$ 、差分時間間隔は $\Delta t = 1/250\text{ sec}$ である。Manning の粗度係数の値は土砂が堆積しているメッシュでは $n = 0.025$ とし、土砂が堆積していないメッシュでは $n = 0.01$ とした。また、渦拡散係数と渦動粘性係数との比 γ は 2 とした。初期条件は、3 分間所定の土砂濃度の水を河道の最上部から所定の流量で与えて定常状態を作成して求めた。河道への流入境界濃度には実測値を用いることとし、CASE 1、CASE 2 についてそれぞれ $c_{in} = 2.38\%$ 、 $c_{in} = 2.08\%$ で、流量は両者とも 1.08 l/sec である。その際、河道内での土砂堆積は無い、すなわち、河床変動計算を行わないものとした。実際、実験においてもこのことは確認されている。下流端条件は、Fig. 20 に示す実測水位を与えたが、流出土砂

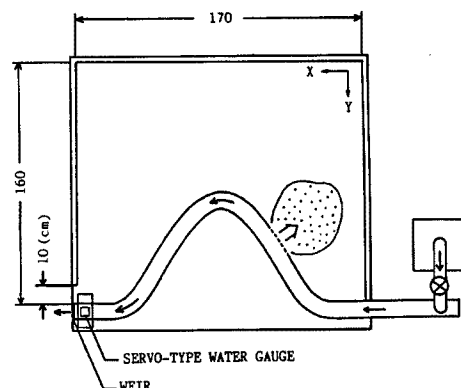


Fig. 17. Experimental set-up for two-dimensional suspended sediment deposition.

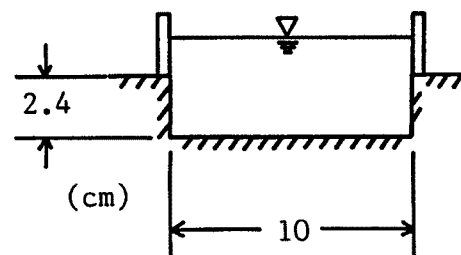


Fig. 18. Cross section of the meandering channel.

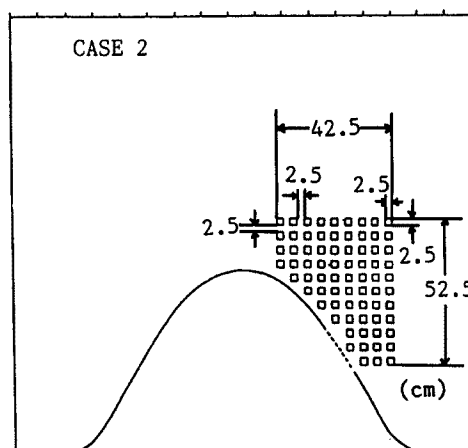


Fig. 19. Arrangement of blocks in the protected low-land (CASE 2).

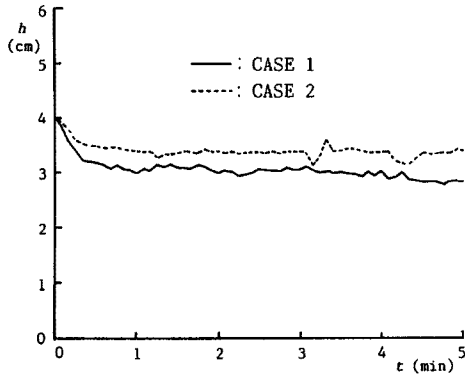


Fig. 20. Variation of the water level in the experiments at the channel end.

量および流量は、それぞれ $dq_{bv}/dx = 0$, $d(cuh)/dx = 0$, $dM/dx = 0$ とした。なお、排水口からの流出に関しては実験条件と同様、段落ち流れとし、流出土砂に関しては $dq_{bv}/dx = 0$, $d(cuh)/dx = 0$ とした。

(3) 実験結果と計算結果との比較

Fig. 21 は CASE 1 の破堤 1, 3 および 5 分後の土砂堆積厚の分布に関する計算結果と 5 分後の実験値を比較したものである。計算値の堆積厚は実験値よりも若干大きくなっている。この理由としては、堤内地は河道河床よりも 2.4 cm 低くなっているため、実験では濃度分布の薄い部分が破堤口から流入し、断面平均濃度を用いた計算では流入土砂濃度を過大に見積っている可能性があるためと考えられる。堆積範囲については、計算値は下流側への偏倚と延びが少ないものの、比較的良好に実験値を再現している。Fig. 21 の各時刻に対応した流速分布を Fig. 22 に示す。実験では破堤口から流入する方向が下流側に偏倚しているが、計算では直線的に y 方向に流入している。これは、実験水路が曲線流路であるのに対し、計算では正方格子を用いたために偏倚成分が現れにくくなったことが原因と思われる。

Fig. 23 は CASE 2 の破堤開始 5 分後の土砂堆積厚の分布に関する計算値と実験値とを比較したもので

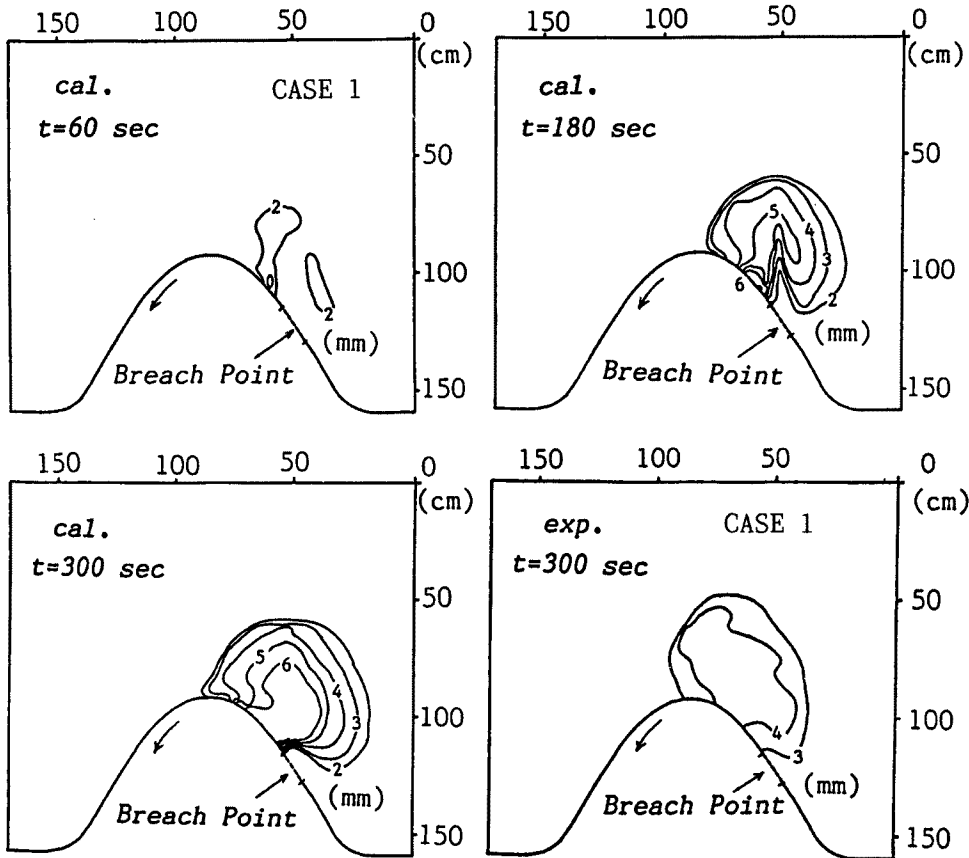


Fig. 21. Contour lines of the thickness of the sediment deposition both in the calculation and experiment (CASE 1).

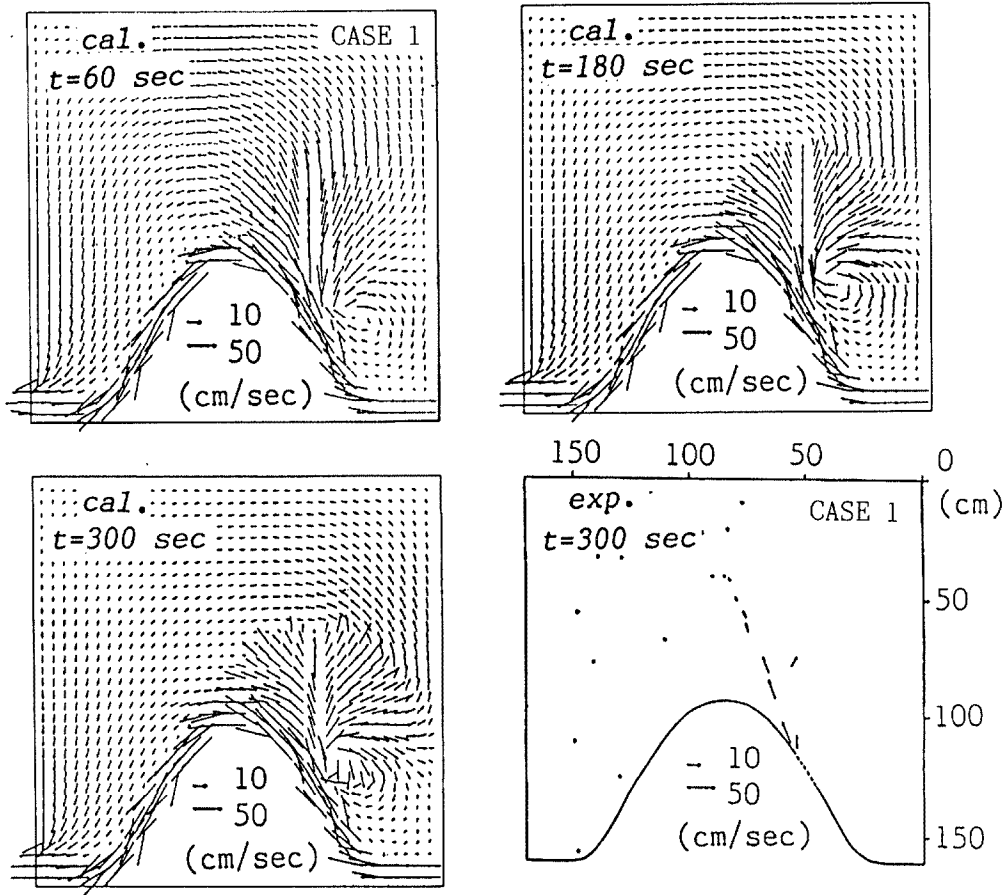


Fig. 22. Velocity distributions both in the calculation and the experiment (CASE 1).

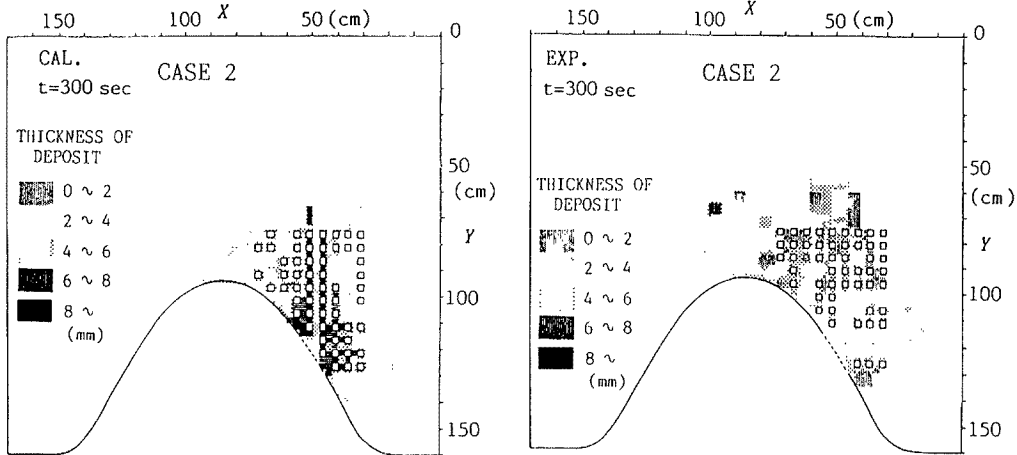


Fig. 23. Contour of the thickness of the sediment deposition both in the calculation and experiment (CASE 2).

ある。計算結果の堆積形状は、弯曲部頂点付近を除き、比較的良く実験結果を再現している。弯曲部頂点での両者の相違は、実験では氾濫土砂がブロック間の空隙よりもむしろ堤防とブロックとの空隙に沿って輸送されやすいのに対し、計算では正方格子を用いているので、堤防とブロックとの空隙の斜めの強い流れが評価しにくいので、ここを通過して輸送される上砂による堆積規模が小さくなったものと考えられる。

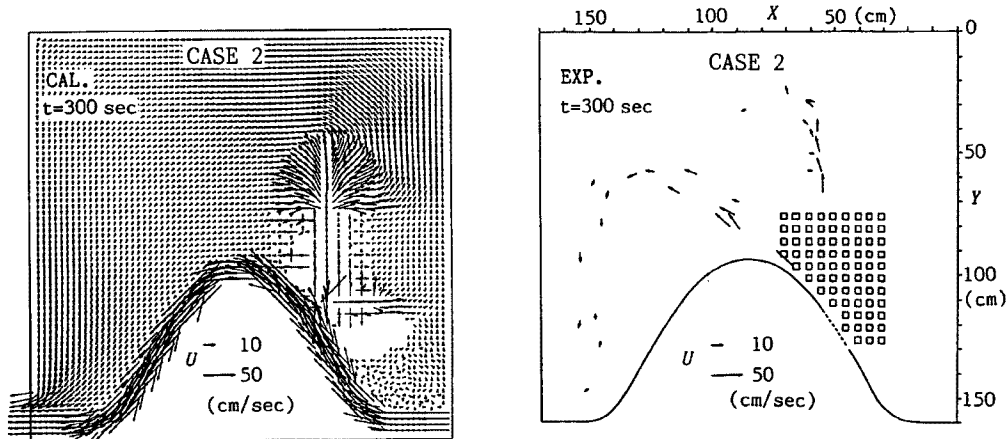


Fig. 24. Velocity distributions both in the calculation and the experiment (CASE 2).

また、計算では、破堤口近傍のブロック背後における土砂堆積厚が大きくなっている。実験でもこの傾向はあるが計算ではこの傾向が顕著である。Fig. 24は、破堤5分後の流速ベクトルの分布に関する実験値と計算値とを示したものである。同図より、計算では上方（ $-y$ 側）および右方（ $-x$ 側）に向かうブロック間の流速が比較的大きくなっており、堤防に沿った左上方への流もあまり強くないことがわかる。このことから前述したような土砂堆積域に関する実験値と計算値との違いの原因が確認できる。ブロック間の死水域にトレーサーが補足されて広い範囲に分布しなかったため、実験値の流速ベクトルの数が少ないので厳密な比較ができないが、実験値はやはり堤防に沿った流れが強いことを示している。このような問題点はあるものの、全体的には、正方格子を用いた計算でも比較的实验結果をよく再現しているものと思われる。

4. 巨椋流域を対象とした土砂堆積に関する数値シミュレーション

4.1 概説

前節では、掃流砂による二次元の河床変動計算およびこれに浮遊砂を考慮した二次元の河床変動計算法を示し、その適用性を水理実験により検証した。その結果、このモデルである程度実験結果を説明し得ることがわかったので、ここでは京都盆地南部の巨椋流域にこのモデルを適用し、破堤氾濫に伴う土砂氾濫・堆積現象について検討してみる。

計算の対象とする流域は、木津川の山城大橋および宇治川为天ヶ瀬ダムから両河川と桂川との三川合流点までの流域面積約52 km²の流域であって、近年都市化の進行と人口の増加が著しい地域である。Fig. 25は昭和58年現在における流域の家屋密度（計算に用いる1格子の面積に対するこの格子内に占める家屋面積の総和の百分率、ただし、1格子は125 m四方である）の分布を示したものである。また、Fig. 26はこの領域の地盤高の分布を示したものである。近鉄京都線沿いの低平地帯に家屋密度の高い市街地が形成されており、この周辺は現在も田畑の宅地化が進行している所である。さらに、山城大橋から下流約1.8 km地点の弯曲部の水衝部にあたる木津川右岸堤の直下にも最近多くの宅地が建設され、家屋密度がかなり高い値をもっている。この地域を地形的にみると、平均的な標高が10 m程度の巨椋池干拓地を中心にすり鉢状になっており、木津川右岸堤あるいは宇治川左岸堤のどの地点が破堤しても氾濫水はこの干拓地へ向かって進行し、湛水するものと思われる。

4.2 破堤モデル

実際の破堤現象は、堤体の複雑な内部構造や各種の河川構造物の影響があって、破堤箇所、破堤規模およびその拡幅過程の予測はかなり困難である。そのため、これまで個々の破堤原因や外水氾濫の実態調査^{14), 15), 16)}や実験的、理論的研究^{17) - 22)}がなされているが、一般的なモデル化には至っていないのが現状である。したがって、堤体の拡幅に伴う外水や土砂の流入についての定量的な評価は堤内地の氾濫のかなり支配的な要因であるにもかかわらずほとんど未解明である。藤田ら^{23), 24)}は、氾濫解析への合理的な境界条件を与えるには、堤防決壊口周辺の水利特性を明らかにしてその拡大過程を予測することが重要であるという観点にたつて、河川堤防決壊口の拡大過程に関する詳細な実験を行った。その結果、破堤口の最終形状や拡幅過程の特徴を明らかにするとともに、決壊口を通過する流量と流砂量に検討を加えて、流砂量に関しては掃流砂に限れば堤敷通過直後には通常の流砂量式がほぼ適用できることを見いだしている。彼らが使用した土砂は非粘着性であるため、河川流のある実験では通水中、上下流方向への拡幅が進行し、最終的な破堤幅や形状を予測することは困難であると思われる。実際には洪水の非定常性がかかなり影響するものと思われるが、これを考慮した実験や理論解析は現段階ではほとんど不可能であろう。

そこで本研究では想定破堤地点を、過去の破堤事例を参考にして²⁵⁾、Fig. 25 に示した4つとし、最終的な破堤形状やそれに至るまでの時間を変化させるとともに堤体本体からの流出土砂が掃流形式で境界条件で与えられる場合と、その影響を考慮しないで河道からの浮遊砂の流入のみを考慮する場合を考えた堤内地の河床変動計算を行う。計算条件の詳細は次節で述べる。

Fig. 27 は木津川、宇治川および桂川の三川合流地点から上流約6～31 kmの区間における木津川堤防標準横断面形を示したものである。堤体の横断面形は破線で示されるようなほぼ台形状をしており、いま、堤防天端高を B_1 m、破堤口前面の堤内地地盤高を B_2 m とし、堤体の相似形を仮定して、この台形の面積と同じ長方形で堤体の横断面形を近似できるものとするれば、堤防高が $(B_1 - B_2)$ m の堤防の厚さ D は次式で与えられる。

$$D = 2.6(B_1 - B_2), \text{ (m)} \dots\dots\dots (36)$$

破堤部に相当する各堤防格子の地盤高を15分で堤内地地盤高まで下げて破堤とする場合には、単位時間、単位幅あたりに減少する堤体の体積から堤内地に流出する土砂量を次式で評価できる。

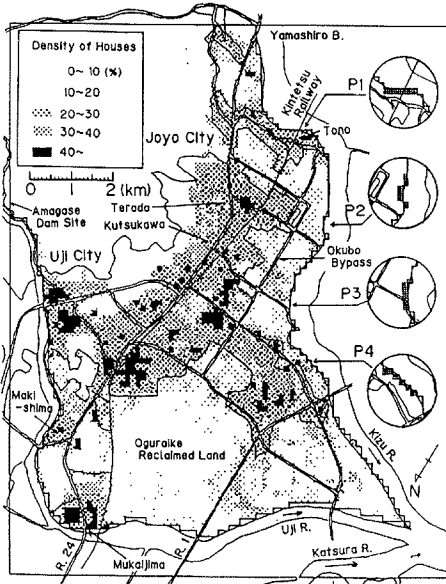


Fig. 25. Distribution of density of houses in the calculation domain.

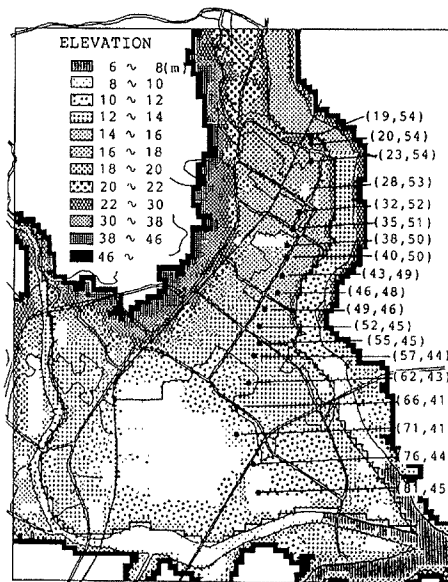


Fig. 26. Distribution of elevation in the study area.

$$q_b = 2.6(B_1 - B_2)^2 / 900, \text{ (m}^3/\text{s)} \dots\dots\dots (37)$$

ここでは、掃流砂としてこれが堤内地へ流出するものとする。P2地点の破堤形式にはこの方式と、Fig. 28に示すような最終破堤形状をとる場合を考える。すなわち、各破堤格子の地盤高の低下速度が異なっており、中央部の破堤格子の低下速度が一番速く、その両側ほど遅くなっていき、1時間で図に示したようなU字形をした破堤形状になってそれ以後は変化しないような場合を考える。このとき、堤体からの流出土砂量は次式で与えられる。

$$q_b = 2.6(B_1 - B_2)(B_1 - B_3) / 3600, \text{ (m}^3/\text{s)} \dots\dots\dots (38)$$

ここに、 B_3 は各破堤格子の最終地盤高で、Fig. 28に太い破線で示した値を仮定している。ただし、1格子を破堤格子に選んでいるため、長方形で近似した堤体の体積と格子の地盤高の低下に伴う堤体の体積とは一致しないが、土砂量を一致させることを重要視して、多い分は消失したと考える。また、堤内地地盤高 B_2 は侵食あるいは堆積により時間的に変化し、 q_b 自体もそれによって変化するはずであるが、ここでは B_2 は河床変動計算によって時間的に変化はするが、給砂量で用いる B_2 は初期の値をとることとして給砂量そのものは変化しないとする。

4.3 計算条件

計算に用いた木津川および宇治川の流量ハイドログラフをFig. 29に示す。木津川の流量は山城大橋地点で、宇治川のそれは天ヶ瀬ダム地点で与えている。木津川のハイドログラフには、水位がほぼ堤防天端になるような流量を計算初期に定常的に与え、流れが定常に達した時点を初期条件とし、破堤開始をTime=0とした。流出条件については水面勾配で流れるものとしたが、このとき、桂川の合流は考えていない。また、堤内地の排水路網や木津川および宇治川に流入する支川の合流は排水路堤防高や河床高の情報が無かったため、これらを無視した。

破堤口から流入する河道水の浮遊砂濃度は、村本ら²⁶⁾の研究成果を参考にして次式で与えられるものとした。

$$C_{IN} = 5 \times 10^{-5} (\Delta y \text{ or } \Delta x) \cdot (M \text{ or } N) \dots\dots\dots (39)$$

破堤口から流入する浮遊砂量フラックス q_s は、Fig. 30に模式的に示すように、簡単のため斜め方向からの流入は考えないことにすれば、次式で与えられる。

$$q_s = C_{IN}(M \text{ or } N) = 5 \times 10^{-5} (\Delta y \text{ or } \Delta x) \cdot (|M/M \text{ or } |N/N) \dots\dots\dots (40)$$

計算条件をまとめるとTable 4のようになる。すなわち、破堤地点をP1としたCASE A_sでは河道からの浮遊砂の流入と堤体土砂の掃流砂としての流入を考慮し、CASE A_s'では堤体土砂の流入は考えず、河道からの浮遊砂の流入のみを考慮し、堤体土砂の流入による河床変動の影響をCASE A_sと比較するこ

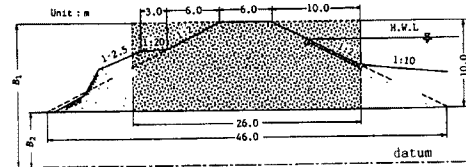


Fig. 27. Standard cross section of embankment used for the Kizu river at 6~31 km upstream from confluent of three rivers, the Kizu, the Uji and the Katsura river.

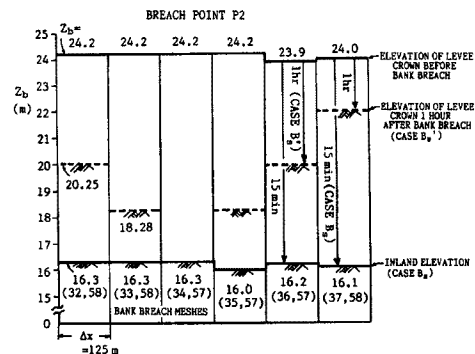


Fig. 28. Configuration of the P2 bank breach meshes in the calculation before and after the bank breach.

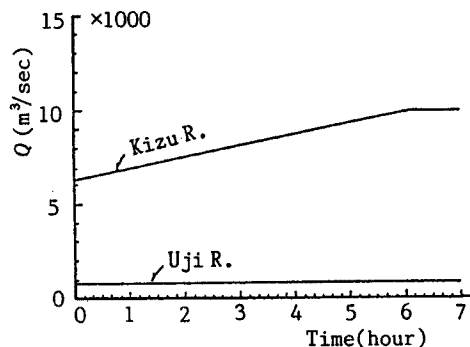


Fig. 29. Hydrographs at the Yamashiro bridge and the Amagase dam site given in the calculations.

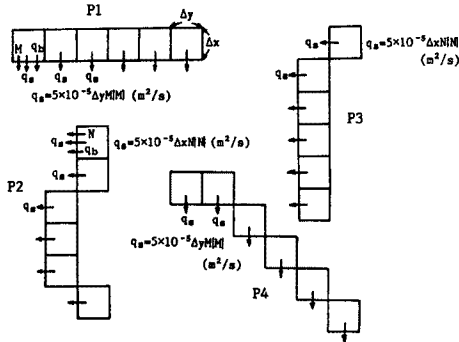


Fig. 30. Suspended sediment rate given at the bank breach meshes in the calculation.

とにより検討する。破堤地点が P2 である CASE B_s では、破堤が完了するまでに要する時間を 15 分とした場合と Fig. 28 に太い破線で示したような破堤口の形状に破堤開始から 1 時間であるような場合を考え、破堤形状が異なる場合の影響を検討する。CASE C_s および CASE D_s は、それぞれ破堤点が P3 および P4 地点の場合で、破堤開始 15 分で破堤格子の地盤高が堤内地の地盤高になるとし、堤体土砂の掃流砂としての流入と河道からの浮遊砂の流入を考慮し、破堤位置の違いに注目した計算ケースである。なお、各計算ケースで、前出の Fig. 25 に示した家屋密度の分布から求まる通過率を用いて、堤内地家屋群の影響を考慮した氾濫計算¹⁾を実行するが、実際には家屋が多数存在するために河床変動がほとんど生じないと思われるような格子内でも、掃流力はかなり減少するが若干の河床変動が生じるものと思われる。また、河道からの掃流砂の流入は考えていない。実際にはウォッシュロードなどのかなり細かい粒径の土砂が流入してくると思われるが、ここでは、一粒径を代表粒径に選び、こういった取り扱いでどの程度二次元の河床変動計算が可能であるかを検討することにする。堤体土砂の粒径と流入浮遊砂の粒径とを同じにすることにはかなり問題があるが、代表的な実際の堤体土砂の粒度曲線²⁾を示した Fig. 31 からわかるように、広い粒度範囲をとっているがかなり細かい粒径からなる堤体が多く、代表粒径として $d_m = 120 \mu$ 程度を選んでみた。この程度の粒径では、浮遊砂としても十分挙動し得るものと思われるが、この粒径から成る堤体土砂が掃流形式で供給されるとするところは一粒径を対象とした河床変動計算の限界があるものと思われる。なお、実際には舗装道路や家屋が存在している格子でも河床変動があることになり、若干実際とは矛盾した取り扱いであるが、堤内地の全ての格子は平均粒径 d_m から成る移動床であるとする。そして、氾濫計算は河道も含めて行うが、河床変動計算は堤内地のみを対象とし、河道内では行わないものとする。

4.4 計算結果の考察

Fig. 32 は、破堤発生から 8 時間後の各ケースに対する堤内地土砂堆積厚あるいは侵食深の平面分布を示したものである。破堤地点の相違により堤内地の土砂堆積厚深、侵食深の分布も大いに異なるがまず、P1 破堤点で掃流砂としての堤体土砂の流入を考慮した CASE A_s と堤体土砂の流入を考えない（破堤口の堤防高が低くなっていき、低くなった部分は消失するとした取り扱いである）CASE A_s' について検討しよう。土砂堆積厚、侵食深の分布に関してはほとんど両者は一致する。破堤点近傍では、おっ掘りとも

Table 4. Conditions of calculation in Ogura basin

CASE	BREACH POINT	CONDITION OF BANK BREACH
A _s	P 1	15 MIN REQUIRED, SUS+BED
A _s '	P 1	15 MIN REQUIRED, SUS
B _s	P 2	15 MIN REQUIRED, SUS+BED
B _s '	P 2	60 MIN REQUIRED, SUS+BED
C _s	P 3	15 MIN REQUIRED, SUS+BED
D _s	P 4	15 MIN REQUIRED, SUS+BED

*) SUS: Suspended load into inland at the breach point for the boundary condition is considered in calculation
 SUS+BED: Both suspended load and bed-load into inland at the breach point for the boundary condition is considered in calculation

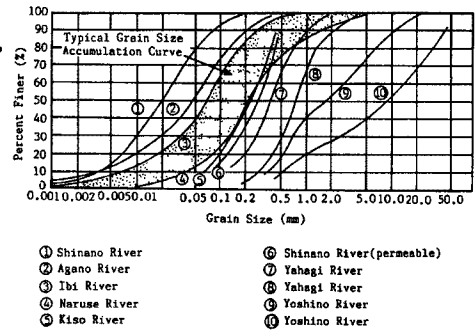


Fig. 31. Examples of the grain size distribution used for the actual embankments.

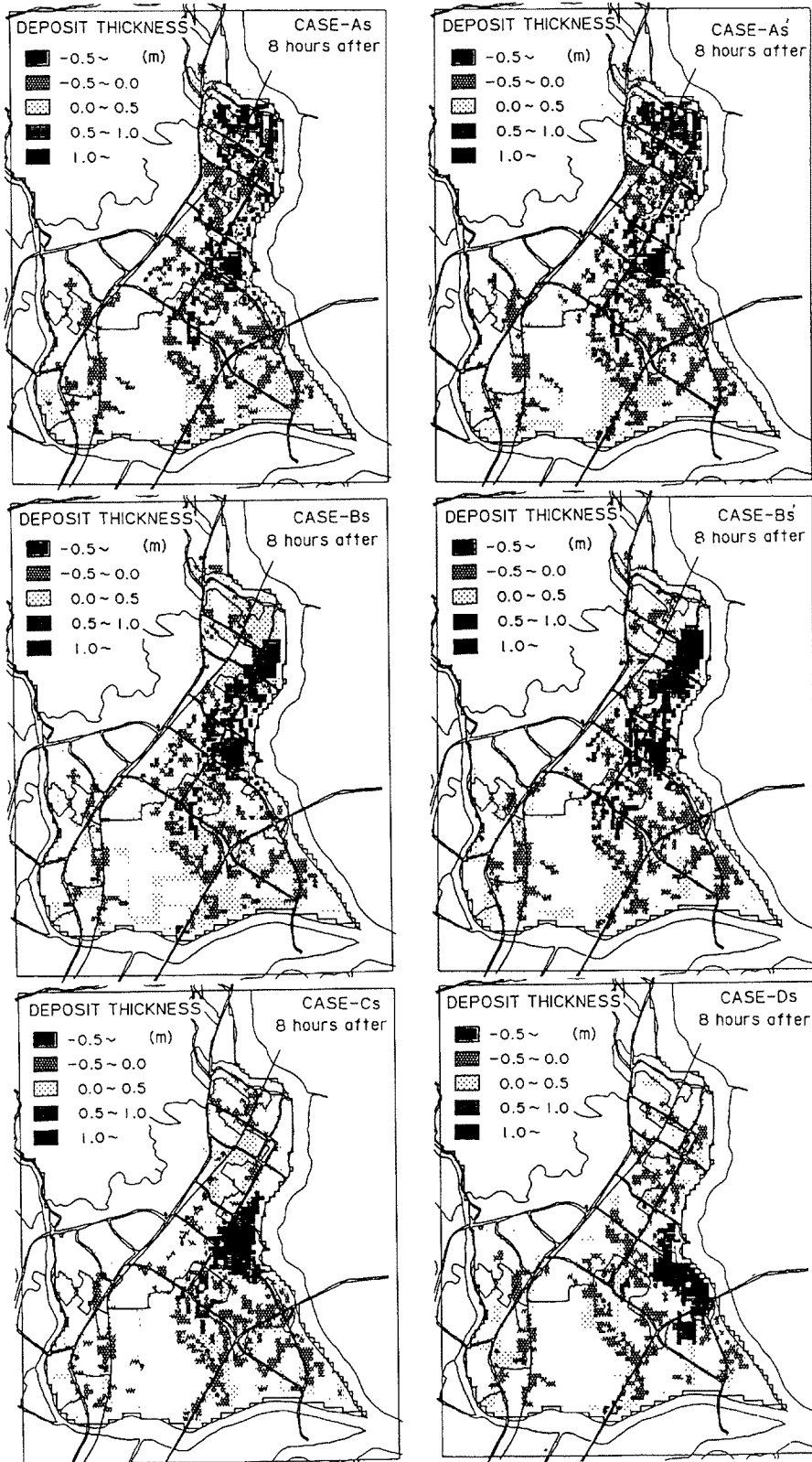


Fig. 32. Calculated distribution of the sediment deposition at 8 hours after bank breach.

見受けられるような一部かなり侵食が発達した部分があるが、堆積域が多く見られる。これは、国道24号線と接続する大久保バイパスが東西に走っており、その盛り土の影響と思われる。侵食域はかなり広い範囲に存在しているが、南北に走る大久保バイパス、巨椋池周辺部の近鉄京都線および国道1号線の盛り土および古川の堤防上の道路等、盛り土部分が侵食傾向にある。

Fig. 33は、前出のFig. 26に示した各格子における地盤高の時間変化を示したものである。CASE A_sとCASE A_s'とでは、破堤格子直前の(20, 54)格子の地盤高の変化に違いがみられる他は両者に有意な差は見られない。この格子においても、破堤8時間後にはほぼ両者は同じ地盤高に推移していることがわかる。CASE A_sで破堤初期にこの格子の地盤高が1 m程度上昇しているが、これが堤体土砂の影響ではないかと思われる。(40, 50)格子の地盤高の減少傾向が若干強いが、この格子以外では、侵食深と堆積厚は高々1 m程度である。

つぎに破堤形状と破堤完了までに要する時間が異なるCASE B_sとCASE B_s'の計算結果について検討しよう。土砂堆積厚あるいは侵食深の分布は両者ともほとんど差はないが、若干CASE B_s'の堆積規模が大きくCASE B_sの方が侵食規模は大きいようである。この場合、破堤口近傍では土砂堆積傾向が著しく、破堤口より上流側でもかなり堆積し、破堤口下流側の一部に侵食域も見られる。Fig. 33のCASE B_sとCASE B_s'とを比較すれば、(35, 51)格子の地盤高の増加傾向がCASE B_s'の方が大きい程度でほとんど両者には差が見られない。(20, 54)および(23, 54)格子の地盤変化がほとんど無いことから、P1地点付近にはこの時点で浸水はしても土砂堆積の影響はほとんど無いことがわかる。また、CASE A_sあるいはCASE A_s'で侵食傾向にあった(38, 50)、(40, 50)の各格子はCASE B_sあるいはCASE B_s'では堆積傾向に変わっていることがわかる。以上より、洪水ハイドログラフの型や洪水継続時間にもよるが、破堤形状や破堤に要する時間の相違は最終的な土砂堆積厚の規模や堆積範囲にあまり影響しないことがわかる。破堤地点をP3地点にとったCASE C_sでは、土砂堆積域は破堤口付近に限られていることがわかる。P4地点に破堤点をとったCASE D_sでも同様である。これは、巨椋池干拓地での湛水によって掃流力が減少するために前方への土砂輸送能力が低下したためであると思われる。このことはFig. 33のCASE D_sを見ても明らかである。CASE C_sでは破堤口前面の(49, 46)および(52, 45)の各格子では3 mにもおよぶ土砂の堆積があるが、CASE D_sでは破堤口に近い(59, 44)格子を除いてほとんど土砂堆積あるいは侵食が無く、かなりの湛水深ではあるが土砂の影響はあまり無いことがわかる。ただし、各ケースとも盛り土地盤の部分は侵食傾向となっている。実際は、このような部分は舗装道路や礫を敷いた鉄道路路であったりするので、このようなことはないものと思われるが、全ての格子は粒径が120 μmの土砂からなるとしているためにこのような結果になったものと思われ、さらにきめの細かい解析をするには、混合粒径を考慮した河床変動計算を行う必要がある。

5. 結 語

以上、本研究においては氾濫水による浸水被害のみでなく土砂堆積による被害を見積るための手段としてのシミュレーション法を開発することを目的として、破堤氾濫に伴う土砂の氾濫・堆積現象に関する水理実験を行い、その結果を説明し得る二次元の河床変動の数値シミュレーション手法を提示した。得られた結果および問題点を挙げて結語とする。

1) 破堤によって堤体土砂が掃流砂として堤内地に堆積する場合を取り挙げ、まず掃流砂による二次元場における河床変動計算手法を示した。水理模型実験を行い、その結果をここで示した数値シミュレーション手法でどの程度再現できるかを検討した結果、TYPE Iの河道流の偏倚があるような場合における土砂氾濫に関しては、堤体土砂の流出に関する境界条件の与え方に若干不備な点はあったが、比較的良く実験結果を説明できることがわかった。河道流の偏倚が無いTYPE IIの実験では定常氾濫場に給砂し

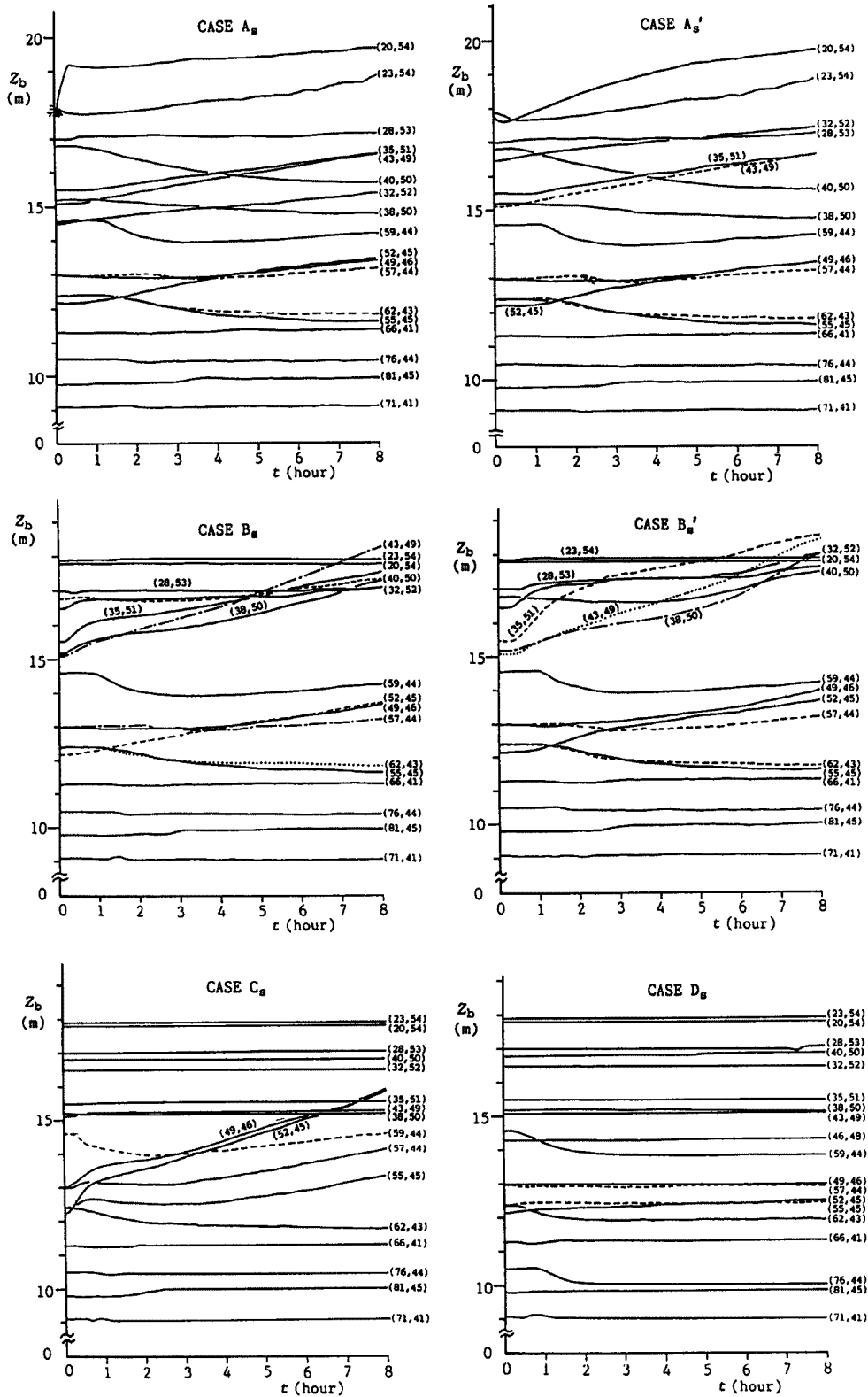


Fig. 33. Calculated time sequential variations of the ground elevation at the point shown in Fig. 26.

て、計算での境界条件を与え易くした。計算結果は堤内地の侵食域や堆積域を比較的良く再現しており、境界条件が適切に与えられればここで示した手法が実際現象にも適用可能であることが推察された。

2) 河道中の浮遊土砂が破堤口から堤内地に氾濫・堆積する現象を説明し得るモデルを提示し、水理実験によりモデルの妥当性を検討した。以前に行った浮遊砂の堆積実験⁷⁾では、破堤口から流入する掃流砂量の測定が困難であって、計算での境界条件をうまく与えることができなかった。そこで、浮遊砂のみが破堤口から堤内地へ流入するような弯曲水路を用いた実野を行ってその数値シミュレーションを試みた。その結果、計算によって実験結果はかなりよく説明され、ここで示したモデルの妥当性が認められた。ただ、正方格子を用いたことの影響と思われる若干の相違があり、弯曲流路に対する正方格子の適用性についてはさらに検討を要する。

3) 本手法を巨椋流域に適用した。破堤地点や破堤形状、破堤に要する時間を変化させて計算した結果、破堤地点を変化させた場合、堤内地の条件により湛水規模や範囲が異なるために土砂堆積範囲がそれによりかなり影響されることがわかった。一方、破堤形状や破堤所要時間の違いは、土砂堆積範囲や規模にはほとんど影響しないことがわかった。ただし、洪水ハイドログラフの型や洪水継続時間の影響は実際にはあるものと思われるが、ここでは検討していない。

4) 1 粒径を代表した解析であるため、場所的な粒度分布構成を考慮できなかったために地盤高の高い盛り土部分での侵食が顕著であった。実際にはこのような部分は舗装道路であったり礫を敷いた鉄道路路であったりするので、さらにきめの細かい解析をするにはウォッシュロードに対する粒径から 2~3 cm 程度の砂礫までを含めた混合砂床、混合砂の流入を対象とした河床変動計算を行う必要がある。

最後に、本研究を遂行するにあたり、実験および計算、資料の整理等に当時京都大学大学院生、西崎丈能君（現在大阪瓦斯）、東山 基君（現在前田建設）の協力を得た。記して感謝する次第である。

参考文献

- 1) Takahashi, T. and H. Nakagawa: Hazard Zone Mapping in Respect to the Damages to Wooden Houses due to Breaking of Levee, Bull., DPRI, Kyoto Univ., Vol. 37, 1987, pp. 59-90.
- 2) 伊勢屋ふじ子・池田 宏・三上靖彦: 1981年8月小貝川破堤地点における地形変化, 筑波大学水理実験センター報告第6号, 1984, p.117.
- 3) 村本嘉雄・藤田裕一郎・大久保賢治: 洪水氾濫による堤内地の侵食と堆積 —三隅川の1983年水害の場合—, 京都大学防災研究所年報, 第27号B-2, 1984, pp.133-160.
- 4) 清水康之・板倉忠興: 浮遊砂を考慮した河床変動計算手法, 土木試験所月報, No. 396, 1986, pp. 9-18.
- 5) 芦田和男・岡部健士: 貯水池堆砂の数値計算法に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第25号B-2, 1982, pp.389-400.
- 6) 石川俊夫・花島政人・荒川 淳・東 晃: 河川氾濫による土砂の分布について, 水害の総合的研究, 石狩川上流氾濫の第1回調査報告, 柏葉書院, 1948, pp.109-133.
- 7) 高橋 保・中川 一: 河川堤防の決壊に伴う浮遊砂の堆積に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第30号B-2, 1987, pp.597-609.
- 8) 芦田和男・道上正規: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第206号, 1972, pp.59-69.
- 9) 岩垣雄一: 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文報告集, 第41号, 1956, pp.1-21.
- 10) 高橋 保・中川 一・加納茂紀: 市街地における洪水氾濫と土砂堆積に関する研究, 京都大学防

- 災研究所年報, 第27号B-2, 1984, pp. 497-511.
- 11) 高橋 保・中川 一・西崎丈能: 堤防決壊による土砂および洪水氾濫に関する基礎的研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集Ⅱ, 第41回, 1986, pp. 341-342.
 - 12) 芦田和男・道上正規: 浮遊砂に関する研究(1)一河床付近の濃度一, 京都大学防災研究所年報, 第13号B, 1970, pp. 233-242.
 - 13) Elder, J. W.: The Dispersion of Marked Fluid in Turbulent Shear Flow, Jour. of Fluid Mech., Vol. 5, 1959, pp. 544-560.
 - 14) 村本嘉雄・道上正規・藤田裕一郎: 長良川の洪水災害, 自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集, 第14回, 1977, pp. 41-44.
 - 15) 石川忠晴: 越水堤防調査, 第36回建設省技術研究会報告, 1982, pp. 802-809.
 - 16) 竹内洋市・小野秀雄・大海寺 勲: 降雨による堤防崩壊について(中間報告), 第36回建設省技術研究会報告, 1982, pp. 810-817.
 - 17) 須賀堯三・石川忠晴・葛西敏彦: 大規模な越水破堤実験, 土木技術資料, Vol. 23, No. 3, 1981, pp. 117-122.
 - 18) 吉野文雄・土屋昭彦・須賀堯三: 越流水による堤防法面破壊特性, 水理講演会論文集, 第24回, 1980, pp. 351-356.
 - 19) 道上正規・鈴木幸一・檜谷 治: 越流による河川堤防の破壊特性, 自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集, 第21回, 1984, pp. 373-376.
 - 20) 宮本輝雄・古賀正人・谷本誠一・御船 勲: 河川堤防の浸透越流実験, 第35回建設省技術研究会報告, 1981, pp. 694-698.
 - 21) 久楽勝行・吉岡 淳・細谷政和: 洪水時及び豪雨時の堤体内の浸透流と堤防の安定性, 土木技術資料, Vol. 27, No. 7, 1985, pp. 375-381.
 - 22) 宇野尚雄: 堤防護岸の浸透破壊と非定常不飽和浸透解析に関する研究, 文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書(河川堤防護岸の破壊条件の研究, 研究代表者: 赤井浩一), 1977, pp. 19-54.
 - 23) 藤田裕一郎・田村多佳志・村本嘉雄: 河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 第27号B-2, 1984, pp. 369-392.
 - 24) 藤田裕一郎・村本嘉雄・田村多佳志: 河川堤防の決壊に伴う外水と土砂の流入について, 京都大学防災研究所年報, 第27号B-2, 1987, pp. 527-549.
 - 25) 巨椋池土地改良区: 巨椋池干拓誌, 1981, pp. 149-160.
 - 26) 村本嘉雄・大久保賢治・森田純司: 洪水氾濫による堤内地形の変化(2), 土木学会関西支部年次学術講演会講演概要, 1986, pp. II-63-1-II-63-2.
 - 27) 土木学会編: 土木工学ハンドブック, 技報堂出版, 1979, p. 2176.