

GUIを実装した汎用土石流数值シミュレーションシステムの開発と適用

2010年
中谷 加奈

目次

1. 緒論	1
2. 既往研究	5
2.1 従来の土石流数値シミュレーション	5
2.2 土石流数値シミュレーションモデルの分類	5
2.3 土石流数値シミュレーションにおける支配方程式	7
2.4 土石流数値シミュレーションでの主要モデル	9
2.4.1 江頭モデルと高橋モデルの相違点	10
2.4.2 数値実験による両モデルの比較	12
2.5 まとめ	24
3. GUIを実装した汎用土石流シミュレーションシステムの開発	26
3.1 土石流シミュレーションに関する従来の研究	26
3.1.1 土石流シミュレーションの現状と問題点	26
3.1.2 土石流計算を汎用化するために	27
3.2 Kanako のシステム	28
3.2.1 開発環境	28
3.2.2 システム概要	28
3.3 ユーザーインターフェイス(UI)	30
3.3.1 ユーザーインターフェイス(UI)を介した情報の入出力	30
3.3.2 GUI実装のための開発言語	31
3.4 計算プログラムの集約・統合	33
3.5 まとめ	35
4. 1次元汎用土石流シミュレータ Kanako	37
4.1 はじめに	37
4.2 一様粒径を対象とした Kanako (Ver.1.4)	37
4.2.1 計算部	37
(1)支配方程式	38
(2)せん断力	39
(3)侵食・堆積速度式	40
(4)平衡土砂濃度	40
(5)砂防堰堤の設置に関する条件設定	41
(6)不透過型砂防堰堤の上流域における堆積速度式	43
(7)スリット型砂防堰堤が設置された領域の計算	45
(8)格子型砂防堰堤が設置された領域の計算	45
(a)堰堤地点平均河床上昇速度	47
(b)堰堤地点平均河床上昇速度の1次元河床変動モデルへの組み込み	48
4.2.2 UI部	48
(1)入力設定	49
(a)河床形状設定	49
(b)供給ハイドログラフ設定	49

(c)砂防堰堤設定	49
(2)出力設定	50
4. 3 混合粒径を対象とした Kanako (Ver.1.5)	54
4. 3. 1 二層モデル	55
4. 3. 2 計算部	58
(1)支配方程式	58
(2)せん断力	58
(3)侵食・堆積速度	59
(4)平衡土砂濃度	60
(5)河床表面の粒度分布	61
(6)砂防堰堤を設置した領域	61
(7)新しい形式の砂防堰堤	61
4. 3. 3 UI部	62
(1)入力設定	62
(2)出力設定	65
4. 4 まとめ	66
5. 2次元汎用土石流シミュレータ Kanako 2D	68
5. 1 はじめに	68
5. 2 一様粒径を対象とした Kanako 2D (Ver.20)	69
5. 2. 1 計算部	69
(1)支配方程式	69
(2)結合モデル	69
(a)概略	69
(b)1次元計算領域と2次元計算領域の結合	70
(c)2次元計算の流入条件	71
(d)1次元計算の下流端境界条件	73
(3)平衡土砂濃度、侵食・堆積速度、せん断力	73
(4)砂防構造物の設置	73
5. 2. 2 UI部	74
(1)入力設定	74
(2)出力設定	76
5. 3 混合粒径を対象とした Kanako 2D (Ver.21)	77
5. 3. 1 計算部	78
(1)支配方程式	78
(2)平衡土砂濃度、侵食・堆積速度、せん断力、河床表面の粒度分布	78
(3)砂防堰堤について	78
(4)2次元領域について	79
5. 3. 2 UI部	79
(1)入力設定	80
(2)出力設定	82

5. 4	まとめ	82
6.	汎用土石流シミュレータ Kanako 及び Kanako 2D の適用	84
6. 1	はじめに	84
6. 2	一様粒径を対象とした Kanako (Ver.1.4) の適用	84
6. 2. 1	ドゾウ沢において発生した土石流の再現計算	85
6. 2. 2	産女川において発生した土石流の再現計算	91
6. 2. 3	おわりに	93
6. 3	混合粒径を対象とした1次元河床変動計算	94
	- Kanako (Ver.1.5) を用いた足洗谷におけるシャッター付砂防堰堤の土砂調節効果の検討 -	94
6. 3. 1	はじめに	94
6. 3. 2	計算条件	94
6. 3. 4	計算結果	97
6. 3. 4	おわりに	108
6. 4	一様粒径を対象とした Kanako 2D (Ver.2.0) の適用	108
6. 4. 1	水尾川	109
	(1) 地区概要	109
	(2) 流入ハイドログラフ	109
	(3) その他の計算条件	109
	(4) シミュレーション結果・考察 (無施設、砂防堰堤設置、導流堤設置)	110
	(5) おわりに	113
6. 4. 2	水尾谷	114
	(1) 地区概要	114
	(2) 流入ハイドログラフ	114
	(3) その他の計算条件	115
	(4) シミュレーション結果・考察	115
	(a) 無施設	116
	(b) 不透過型砂防堰堤設置	116
	(5) おわりに	118
6. 5	混合粒径を対象とした Kanako 2D (Ver.2.1) の適用	118
	- 2005 年広島県宮島白糸川で発生した土石流災害への適用 -	118
6. 5. 1	計算条件	118
6. 5. 2	計算結果	120
6. 5. 3	おわりに	123
6. 6	まとめ	123
7.	Kanako を活用した砂防堰堤の最適解 (位置と高さ) の探査ツール開発	126
7. 1	はじめに	126
7. 2	最適砂防ソリューション提案アルゴリズム	126
7. 2. 1	被害軽減指標	126
7. 2. 2	最適解導出に必要な設定項目	127
7. 3	最適砂防ソリューションの検討	127

7.3.1 災害事例における検討	128
(1)計算条件	128
(2)計算結果	130
7.3.2 仮想渓流における検討	136
(1)計算条件	136
(2)計算結果	137
7.4 検討結果から砂防ソリューション提案へ	143
7.5 砂防ソリューション提案機能を実装した Kanako	144
7.6 おわりに	146
8. 結論	148

1. 緒論

日本は国土の約7割を山地が占めており、世界的に見ても地形が急峻で地質も脆弱である特徴を持つことなどから、毎年の様に土砂災害が発生する。中でも土石流災害は、土砂災害に占める発生件数は少ないものの、死者・行方不明者を引き起こした要因で分類した場合には土石流災害による犠牲者が占める割合は多く、被害の甚大度は極めて高いといえよう(図1.1)¹⁾。このような悲惨な土石流災害を防止・軽減することが社会的に強く求められており、防災科学上の最重要課題の一つと言える。土石流は、40年ほど前までは「幻の災害」と呼ばれるほど観測記録が少なく、実態が未解明な状況であったが、1970年代後半から観測や調査が実施されるようになり、理論的・実験的研究が進むことによって、研究結果を基礎とした対策が実施されるようになってきた^{2), 3)}。

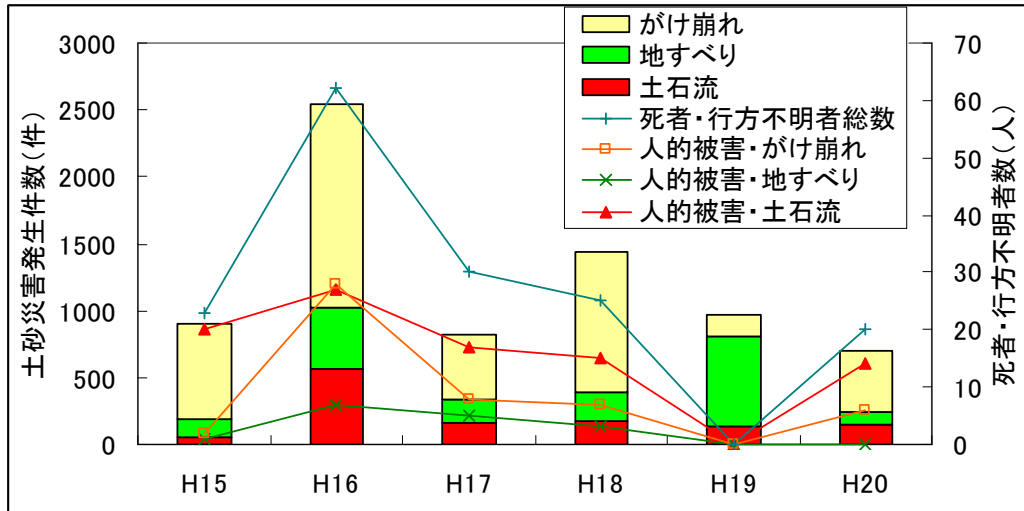


図 1.1: 平成15年～平成20年の土砂災害の発生件数と土砂災害による死者・行方不明者数

(平成21年国土省砂防部調べ)

土石流災害を防止・軽減するための有効な手法の一つとして、砂防堰堤の整備が各地で進められている。実際に砂防堰堤が整備された溪流では、土石流災害の防止・軽減に大きな威力を発揮することが確認されている(図1.2)。一方、1999年6月に発生した広島災害(土砂災害発生件数325件、死者数24名)を契機として2000年には「土砂災害等警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」(通称:土砂災害防止法)が制定された。この法律は、危険度の高い区域を明らかにして、情報伝達や警戒避難体制の整備、地域住民への危険の周知を図ると共に、住宅等の新規立地の抑制、既存住宅の移転促進等のソフト対策を推進しようとするものである。このように、既存の土砂災害対策であった砂防堰堤等の構造物設置によるハード対策だけでなく、新たな法整備も含めた総合的な土砂災害対策が進められつつある。



図 12: 砂防堰堤効果事例・堰堤上流部(左図:土石流到達前、右図:土石流到達後)

ソフト対策及びハード対策の実施に当たり、土石流が発生した場合の被害規模や範囲等を精度良く予測することは極めて重要となる。また、砂防堰堤がその効果を十分に発揮するためには、土石流を効果的に捕捉する大きさや種類、配置位置などを効果的かつ効率的に計画することが重要である。このような場合、土石流数値シミュレーションは有効なツールとなり、これまでもいくつかのモデル⁴⁻⁹⁾が提案されている。

土石流数値シミュレーションは、土石流の機構に関する数多くの研究により得られた知見に基づき、設定された地形や供給ハイドログラフなどの条件下で、土石流の発生・流動・堆積・氾濫過程などの挙動を表現するものである。設定次第で多様な条件下で実施でき、観測や現地調査および室内実験の結果からは知りえない情報を提供する利点を持つ。それ故に、各溪流において土石流災害の規模や範囲を予測する際や、実際に起こった土石流災害の検証、砂防構造物の機能評価や計画にも用いられている¹⁰⁻¹²⁾。

土石流数値シミュレーションの発達過程と計算機の能力の向上は密接に関連している。1980年代後半まで、偏微分方程式からなる土石流の基礎方程式を近似的に解くには、限られた組織が保有する大型計算機に頼る以外に方法は無かった。この頃が我が国における土石流数値解析の黎明期であり、高橋・中川⁴⁻⁶⁾ら、江頭ら^{7, 8)}、橋本・椿ら⁹⁾によって計算技術は急速に発展していった。この時期における土石流の数値解析は、基礎方程式の解明およびその高度化と一体化しており、産業発達の過程で表せば「家内制手工業」になぞらえることが出来る。限られたエキスパートの下で技術は進展し、その技術の利用は開発に当たったグループとその周辺に限定されていた。もちろん、大型計算機が利用できる環境下自体が特権的であったため、これは当然のことであるといえよう。データの入出力方法が初期においてはパンチカード、その後もキーボードとプリンタにほぼ限定されていたため、入出力に膨大な手間と時間を費やしていたことも、数値計算が一般技術者の間へ浸透しない原因のひとつであった。ヒューマンインターフェイスという操作性や利便性が問題にされることは少なく、ユーザー側が既存の数値システムを使いこなすことが要求される時代であったといえよう。このことに代表されるように、あくまでも「研究」を実施するツールとしての「数値計算」という時代だったのである。2次元氾濫計算における流動深の空間分布図一枚を描くために半日を要することもあり、たとえ数多くの計算を実行できたとしても、その結果を分かりやすく表現することは煩雑であり多大な時間、コストを必要としていた。

数値計算を取り巻く環境を大きく変化させたのは、1980年代末期におけるワークステーション (WS) とパーソナルコンピュータ (PC) の登場であった。当初、その計算能力は大型計算機と比べるべくも無く、インターフェースもキーボードに限定されていたため、使用用途は比較的小さな計算に限定されていた。しかし、一人の開発者が他者を気にすることなく、パーソナルに計算機を使用できるメリットは大きく、数年を経ずしてこれらが数値解析の主力を担う状況となった。個人用としてのPCが登場・普及し始めたことによって、ユーザーが必ずしも専門家ではない状況も現れてきた。

MicrosoftがWindowsシリーズにマウス入力を導入した後は、コマンド入力による煩雑さも大幅に解消され、数値解析に関する様々な取り組みが行われた。モニタもマルチウィンドウへと進化し、マウスというポインティングデバイスの出現によって、情報の入出力の自由度が格段に向上¹³⁾したのである。土石流災害の再現計算^{14), 15)}も盛んに行われるようになり、各モデルが持つ問題点も明らかになって、さらなる研究の進展につながった。また、市販の描画用ソフトウェア (SW) が充実して、計算結果の表示にかかるコストが、時間的にも費用的にも急激に小さくなったことも、数値解析技術の進展に大きく寄与した。PC能力の発展に伴い、民間の建設コンサルタント会社においても数値シミュレーションによる検討を業務の一部とするものが出現してきた時代であり、土石流の数値解析は家内工業の枠を出て、エキスパートと一般ユーザーが分業しながら生産性を急激に高めていく「工場制手工業」へ移行していったといえよう。「研究」のためのツールとしてだけでなく、経済活動に用いるツールとしての「数値計算」へ移行することにより、数値計算を実施することが経済効果を持つようになったのである。

計算機の発展に伴って土石流数値計算モデル自体は発展を遂げた一方で、操作性や利便性を実現するために必要

となる、効率的なユーザーインターフェースの整備は遅れ、入出力には数値計算において高度な専門的知識、経験が必要となっていた。このため、エキスパートでない一般の砂防技術者が数値シミュレーションを自力で行うことは難しく、エキスパートを有する大学やコンサルタントに発注することが多くなっており、エキスパートによって出された計算結果についても、ユーザー自身が検証やポスト処理を行う術がないのが実情であった。また、多数の数値シミュレーションモデルが提案された一方で、これらのモデルは研究者毎に異なったアプローチで構築されており、同一の事象に適用された場合でも結果の検証や比較が困難であった。更に、同一研究者のモデルであっても、適用条件によって使用モデルを選択する必要がある等、複合的な解析・分析を行うための基盤整備は遅れており、数値シミュレーションを利用する者にとっては作業の効率化が図りづらい状況であった¹⁶⁾。例としては、土石流の発生・流動域である急勾配領域の1次元計算と土石流の氾濫・堆積領域である緩勾配領域の2次元計算が別個に行われる、砂防堰堤などの構造物を設置した場合の計算において異なる種類の堰堤や複数の堰堤を設定する場合には別個のプログラムを用意する必要がある、一粒径と多粒径の場合で異なるシステムを準備しなければならない、土石流が緩勾配へと流下していく際において掃流状集合流動（土砂流）や掃流砂などの遷移過程についても別個のモデルを用意する必要がある、といったことが挙げられる。

数値計算に関する技術は日々進歩しているため、計算を専門とする者とそうでない者との知識格差は拡大する傾向にあった。このままでは砂防の分野で有効なツールとして数値シミュレーションを活用する機会は減少傾向となり、すなわち計算の精度の向上やモデルの妥当性の検証といったこれまで研究者が行ってきた努力だけでは、総合的な技術力の向上には結びつかないことが危惧されてきたのである。

2000年ごろになり、PCの能力は飛躍的に向上し、同時にポインティングデバイスを用いたユーザーインターフェースを活用できるプログラム開発環境も整ってきた。このころ、高濱は新たに数値計算技術を身につけようとする学生達に対し、土石流に関する計算結果を分かりやすく提示する方法として、MicrosoftがGUI環境に対応させた表計算ソフトウェアとして開発したExcelを利用することを考えた¹⁷⁾。この方法は、後に簡易な土石流の計算そのままでExcel上で行うまでに発展していくが、まだその利用の範囲を一般の技術者までにひろげることを意識したものはなかった。筆者は、この手法の利便性に触発され、出力部だけでなく計算のデータ入力部にGUIを活用すればさらに可能性が広がるのではないかと考えた。汎用土石流シミュレーションシステム Kanako 開発のための環境がここに整ったのである。

このような背景から、ユーザーが簡単に計算条件の入力を行うことができ、直観的にシミュレーション結果を把握できるGUIを実装したシステムがあれば、土石流の数値シミュレーションに対する敷居が低くなることが期待され、専門家以外のユーザーも土石流数値シミュレーションが自力で行えるようになると考えられると着想し、その開発に着手した。わかりやすく且つ使いやすい土石流シミュレーションシステムの開発は、土石流に携わる技術者の中での数値シミュレーションに対する技術格差の解消につながる。また、数値シミュレーションに対して抱かれている複雑・困難というイメージを払拭でき、更には砂防学を学習する際や、防災教育の一環として土石流災害や砂防事業に関する教育・啓発を住民に行う際に、有用なツールの一つとして活用できる。更に、既存の土石流数値シミュレーションモデルに改良を加えて、複数のモデルを効率的に統合・集約することにより、砂防堰堤を複数基設置する場合や異なる種類の砂防堰堤を組み合わせて設置した条件下での計算、急勾配領域から緩勾配領域に至るまでの計算、一粒径と多粒径の場合の計算を、一つのシステム上で実行可能とすることを目指した。これにより、多様な条件下での土石流の予測や再現計算、砂防堰堤による制御効果や維持管理法に関する高度な検討が、容易に行えるようになると考えられる。システム開発だけでなく、実際にシステムを実地形や災害事例へと適用し、更には効果的な砂防構造物の設置など砂防ソリューション提案にまで発展させた。

本論文は、こうした研究によって得られた成果をとりまとめたもので、次の8章から構成されている。

1. 緒論
2. 既往研究
3. GUIを実装した汎用土石流シミュレーションシステムの開発
4. 1次元汎用土石流シミュレータKanakano
5. 2次元汎用土石流シミュレータKanakano 2D
6. 汎用土石流シミュレータKanakano及びKanakano 2Dの適用
7. Kanakanoを活用した砂防堰堤の最適解（位置と高さ）の探査ツール開発
8. 結論

参考文献

- 1) 国土交通省砂防部ホームページ，入手先<<http://www.mlit.go.jp/river/sabo/index.html>>，（参照 2009-11-17）
- 2) 高橋保：土石流の機構と対策，近未来社，pp.12-28，2004
- 3) 高橋保：土石流の発生と流動に関する研究，京都大学防災研究所年報，Vol.20，B-2，pp.405-435，1977
- 4) 高橋保，中川一：豪雨時に発生する石礫型土石流の予測，新砂防，Vol.44，No.3，pp.47-52，1991
- 5) 中川一，高橋保，澤田豊明，里深好文：計画土石流の設定と避難計画，京都大学防災研年報，第35号B-2，pp.347-371，1996
- 6) 高橋保，井上素行，中川一，里深好文：山岳流域における土砂流出の予測，水工学論文集，第44巻，pp.717-722，2000
- 7) 江頭進治，芦田和男，佐々木浩：土石流の流動機構，第32回水理講演会論文集，pp.485-490，1988
- 8) 江頭進治，本田尚正，安東容輔：地すべり堆積土砂の二次侵食による土砂流出，水工学論文集，第40巻，pp.863-868，1996
- 9) 椿東一郎，橋本晴行，末次忠司：土石流における粒子間応力と流動特性，土木学会論文集，No.317，pp.79-91，1982
- 10) 水山高久，藤田正治：河床変動計算のススメ，砂防学会誌，Vol.50，No.1，pp.67-71，1997
- 11) 岡部健士：急流河川の1次元河床変動（その1），砂防学会誌，Vol.50，No.3，pp.58-65，1997
- 12) 藤田正治：砂防ダムの堆砂計算法（その1），砂防学会誌，Vol.51，No.1，pp.72-77，1998
- 13) 吉川榮和：ヒューマンインターフェイスの心理と生理，コロナ社，pp.1-10，2006
- 14) 江頭進治・本田尚正・宮本邦明：姫川支川蒲原沢土石流のシミュレーション，水工学論文集，第42巻，pp.919-924，1998
- 15) 中川一，高橋保，里深好文，川池健司：1999年ベネズエラのカムリグランド流域で発生した土砂災害について，京都大学防災研究所年報題44号B-2，pp.207-228，2001
- 16) 中谷加奈，里深好文，水山高久：GUIを実装した土石流1次元シミュレータ開発，砂防学会誌，Vol.61，No.2，pp.41-46，2008
- 17) 高濱淳一郎：土石流の1次元シミュレーションのユーザーインターフェイス，京都大学農学研究科山地保全学分野セミナー資料集，2004

2. 既往研究

本章では、土石流数値シミュレーションについての既往研究を各特性で分類し、研究者による際立った相違点に着目して、考察及び比較検討を行う。

2.1 従来の土石流数値シミュレーション

土石流数値シミュレーションとは、土石流の機構に関する既往研究により得られた知見に基づき、設定された地形などの計算条件上での土石流の挙動を追跡・表現するツールである。場所や時間などの制約無しに自由な条件下で実施可能であり、観測・現地調査・実験結果からは知りえない情報を提供し、実災害の検証や、構造物の機能評価に用いられ、基礎研究の推進のためのツールとしても有用など、多くの利点がある。

これまでに提案されているモデルは多数存在する^{1)~5)}が、対象とする領域・事象によって適するモデルが異なり、研究者ごとに異なったアプローチで基礎式が作られている等、既存のモデルを用いてシミュレーションを実施する際には適切なモデルの選択が必要となる。

2.2 土石流数値シミュレーションモデルの分類

本節では、既往研究における土石流数値シミュレーションにおける基礎的な考え方と支配方程式をレビューする。中でも、砂防分野で利用される機会の多い高橋モデル^{1)~3)}と江頭モデル^{4), 5)}の相違点、1次元や2次元、一様粒径、混合粒径など、対象によって適用が異なる計算モデルの主な分類を行う。

数値計算において、現象を微細にわたって厳密に追跡するには、多数の要素を考慮する必要が生じ、結果として計算が煩雑になり、計算に反映する過程で誤差が生じる可能性がある。設定するパラメータについても、測定方法や計算に組み込む際に誤差を生じる危惧があり、パラメータが増加するほど誤差を含む可能性が大きくなる。したがって、より多くの要素を計算に取り入れることによって得られた解が、必ずしも実現象を正確に表現しているとは限らず、かえって現象の本質を見失ったものとなる危険性も高いといえよう。そのため、数値計算においては、対象とする現象に対して本質を見失わない限りで簡略化した取り扱いを行う。

簡略化の方法によっていくつかのモデルが存在し、これらは十分に実現象における本質的・特徴的な部分を表現し得るものも多い。このように、数値計算では対象とする現象と利用可能なパラメータを考慮してモデルを選ぶことが重要であるが、選択したモデルにおいて、簡略化された事項や出力解として表現し得る現象を常に考慮することが必要である。

土石流シミュレーションモデルは、1次元モデルと2次元モデルに大別することが出来る^{6), 7)}。1次元モデルは、急勾配の谷地形を対象とし、流れ方向（1方向）に計算を実施する。ここでは、横断方向や鉛直方向の変化は考えず、断面平均された水深、流速、濃度を用いる。流れ方向に計算するとは、谷筋に沿って計算することであり、実験水路のような直線河道である必要は無い。このモデルは、溪流から発生・流動する土石流を追跡する場合や、土砂流出量の調節を目的とした砂防施設の機能評価を行う際に有効である。

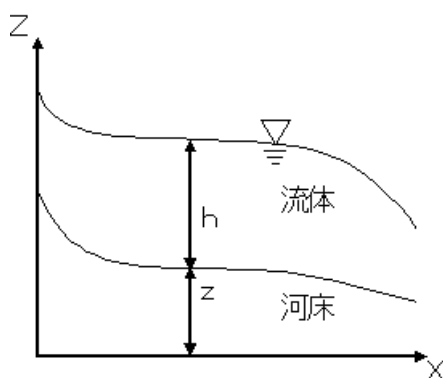


図 21:1 次元モデルにおける座標系と流れの模式図

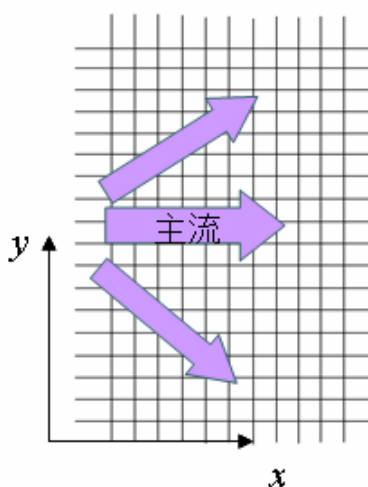


図 22: 2次元モデルにおける平面座標系と流れの模式図

2次元モデルでは、緩勾配である谷出口から下流側（扇状地）の土石流の氾濫・堆積過程を計算する。ここでは、谷による拘束が無くなったため、流れは下流だけでなく横断方向に広がることから、流れ方向・横断方向（幅）の2方向の運動を解く。一般的に、土石流の2次元計算はこのような「平面2次元計算」を指すが、鉛直2次元計算を指す場合もある。これは、縦断河床形状を元に鉛直方向の流れを計算するものである、渓床堆積物への浸透過程を考慮した土石流計算などが挙げられる。なお、砂防分野においては流れ方向と鉛直方向を計算するものを1次元計算モデル、平面の流れ方向と横断方向に加えて鉛直方向を計算するものを2次元計算モデルと称しているが、地形分野においてこれらは2次元計算、3次元計算と称される。なお、1次元モデルと比べて2次元モデルの方が精度的に優れている訳ではなく、対象や適用すべき領域が異なることから、適切なモデルを選択することが重要となる。

1次元ならびに2次元モデルは、それぞれ一様粒径モデルと混合粒径モデルに分類できる。一様粒径モデルとは、実現象としての土石流は様々な粒径を持つ土砂を含むが、それらの全粒径を平均粒径で代表されるとして、一様砂礫で構成されるとして取り扱うモデルである。次に、混合粒径モデルでは、土石流中の土砂を複数の粒径階に代表させて、各粒径階ごとに独立に土砂の体積保存則を用いて計算するものである。なお、現状の混合粒径モデルは、平均粒径を分配する形での表現であり、抵抗則（せん断抵抗）についても、平均粒径で代表させて求めるものである。

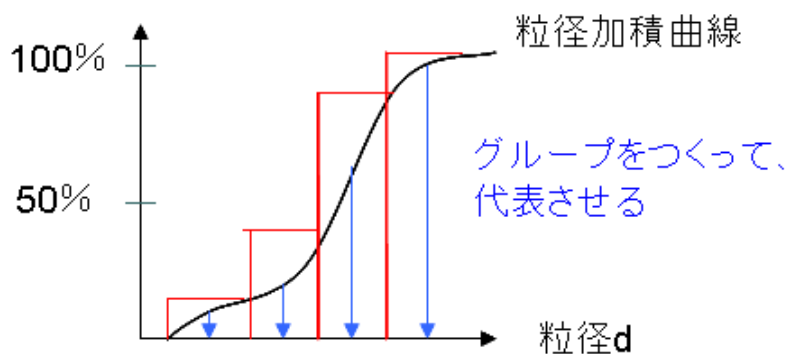


図 23: 粒径加積曲線からの混合粒径モデルでの代表粒径の算出法例

一様粒径モデルと多粒径モデルの適用において、実現象としての土石流は様々な粒径を持つことから、本来ならば混合粒径モデルの採用が望ましい。しかし、異なる粒径階の砂礫間の相互作用については未解明部分が多く、今後現象の解明とモデルの開発が必要であることや、流下する土石流の粒度分布を測定することは困難であり、河床の粒度分布や災害後の堆積物の粒度分布を複数の粒径階に代表させてパラメータとして与えていること等から、現状において混合粒径モデルを用いても十分に精度が高い結果が得られるとは限らない。また、大規模な出水により河床砂礫の大部分が激しく移動する際には流送量に粒度分布の効果がほとんど現れないこと等から、土石流数値計算では一様粒径モデルも十分に適用に足るものとして採用されることが多い。

2.3 土石流数値シミュレーションにおける支配方程式

土石流は水と土砂の混合物として構成されており、その流れは液体と固体（土粒子）との中間的な力学に支配されている。一般的な土石流シミュレーションでは、砂礫と水の混合体である土石流を1つの流体として扱う水理学的手法が用いられる。また、土石流は、河床材料を侵食することで発達し、土砂を堆積させることで減衰し、侵食・堆積過程において河床勾配を変化させながら流動する性質を持つことから、土石流シミュレーションでは、1つの流体としての土石流の流れを追跡するのに加えて、流れと河床との間に生ずる質量交換（および運動量交換）とそれに伴う河床位変化を考慮しなければならない⁸⁾。

上記の土石流の性質を考慮すると、土石流の発達から流動・堆積までの過程を追跡する土石流シミュレーションにおける支配方程式は、土石流全体および土砂についての運動量保存則（運動方程式）、体積の保存則（連続式）、河床位方程式から構成される。支配方程式は、流速、流動深、土砂濃度、河床位などの諸量を求めるために用いられるが、これらは場所や時刻によって様々な値を持つ。つまり、これらの諸量は空間と時間の関数として表されることから、支配方程式は空間と時間に関する偏微分方程式の形で表現される。

土石流数値シミュレーションに用いられる4つの基礎方程式を以下に示す。

運動方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_b}{\rho_m h} \quad (2.1)$$

水・土砂を含めた全容積の保存式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} = i_b \quad (2.2)$$

土砂の体積の保存式

$$\frac{\partial Ch}{\partial t} + \frac{\partial Chu}{\partial x} = i_b C_* \tag{2.3}$$

河床の連続式

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i_b = 0 \tag{2.4}$$

ここに、 h ：流動深、 u ：流速、 g ：重力加速度、 H は流動面標高で $H=h+z$ 、 z ：河床高、 C ：流動層濃度、 t ：時間、 C_* ：河床堆積物の体積濃度、 ρ_m ：流体相密度、 τ_b ：河床せん断力、 i_b ：侵食・堆積速度である。

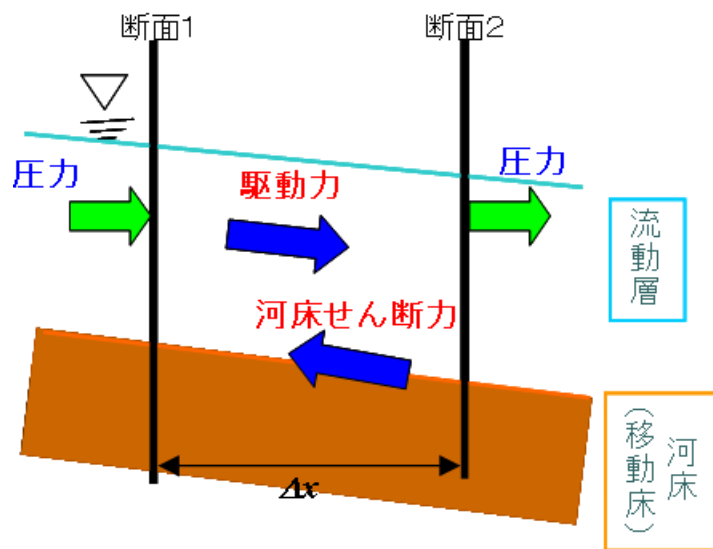


図 24:1 次元河道における運動量保存

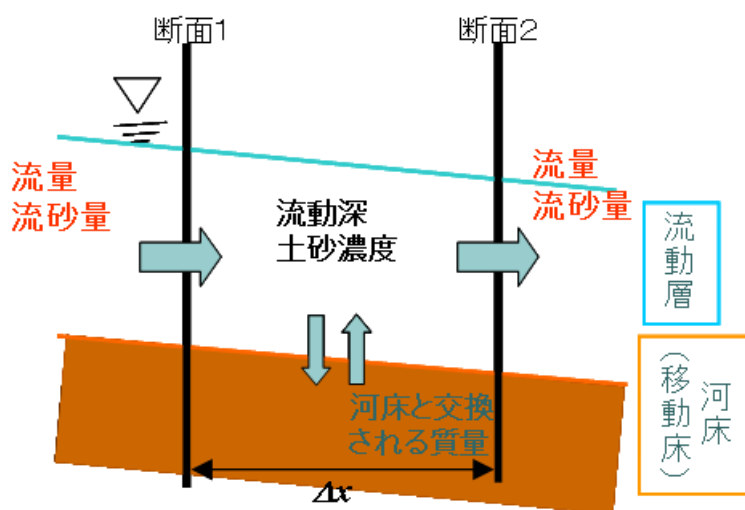


図 25:1次元河道における質量保存

図 2.4、2.5 に示すような 1 次元河道断面を考える。土石流シミュレーションの単位計算区間を、断面 1、2 に挟まれた流下方向に Δx の長さの区間とし、単位計算区間ごとの流動層について上述の支配方程式を解き、流速、流動深、土砂濃度、河床位などの諸量を求める。

運動方程式において、左辺は加速度を表し、第一項は時間的変化、第二項が空間的（1次元領域では流れ方向）変化を表しており一般的には移流項と呼ばれる。右辺については第一項が土石流の駆動力、第二項が河床からの抵抗を表している。また、図2.4に示すように運動量保存則では、隣り合う計算区間の圧力勾配、河床せん断力、重力による斜面下向きの駆動力によって計算区間内の流速が求められる。これ以外に流れと河床との間に生ずる運動量交換を考慮する場合もある。圧力勾配は水面勾配に近似される場合が多い。

全容積の保存式は、左辺第一項が流動深の時間的変化を、第二項が空間的変化を表し、その差は河床と交換される諸量で表現されるため、右辺の侵食・堆積速度として表現される。

土砂の体積保存式では、全容積の保存式に土砂濃度 C を掛けたものとして表現されている。ただし、河床からの侵食・堆積が表される右辺には河床の体積濃度である C_b が掛かる。図2.5に示すように、土石流全体および土砂についての体積の保存則では、断面1、2を通過する流量・流砂量、河床と交換される量の収支によって計算区間内の流動深、土砂濃度が求められる。これ以外に、側岸流入を考慮する場合もある。なお、河床と交換される量は水と土砂で構成され、その割合は河床の飽和度による。

河床の連続式は、河床位の時間的変化が侵食・堆積速度として定義されているものであり、河床と交換される量を計算単位計算区間に一様に侵食・堆積させるとしている。すなわち、河床と交換される量を、計算区間間隔 Δx 、河道幅、河床の体積土砂濃度 C_b を考慮して河床位変化に置き換える。

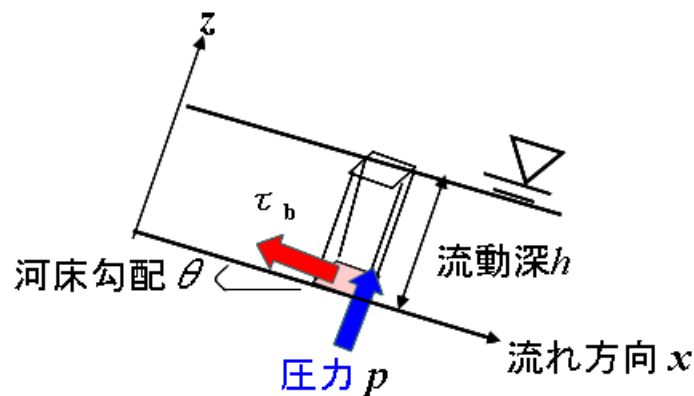


図 26: 1次元流れの模式図(単位体積あたりの土石流にかかる圧力 p と河床せん断力 τ_b)

運動方程式や質量保存則は、通常の物理法則と同様の形で定義されている。土石流数値シミュレーションにおいて、別途求めるべきは河床の抵抗 τ_b 、圧力 p 、侵食・堆積速度 i_b である。これらについては、研究者の間で統一的な見解がなされていない。主なものとして江頭らのモデル、中川・高橋らのモデルが挙げられる。

圧力 p は支配方程式中には現れず、ここで初めて出てくるパラメータであるが、圧力やせん断力の導出法によって、運動方程式中で用いられる河床面せん断力 τ_b が変化する。土石流などの土砂を高濃度に含む流れを解析する場合においても、一般の流体解析と同様に構成則（せん断力と変形速度の関係）が必要となる。

2.4 土石流数値シミュレーションでの主要モデル

土石流数値シミュレーションにおける支配方程式は、前項で記した運動方程式、質量保存則、河床位方程式であり、これらは大部分のモデルにおいて共通しているが、河床の抵抗 τ_b 、圧力 p 、侵食・堆積速度 i_b については、研究者の間で統一的な見解がなされていない。ここでは、砂防分野で利用される機会の多い江頭モデル^{4), 5)}と中川・高橋モデル¹⁾⁻³⁾（以後、高橋モデルとする）の主だった相違点を挙げ、実際に同じ条件下で数値実験を実施し結果を比較検討する。なお、本節で対象とするのは、一様粒径の1次元モデルである。

2.4.1 江頭モデルと高橋モデルの相違点

まず、江頭モデルによるせん断応力 τ と圧力 p の関係は次の様に表される。

$$\tau = \tau_y + \tau_g + \tau_f \quad (2.5)$$

$$\tau_y = p_s \tan \phi \quad (2.6)$$

$$\tau_f = \rho k_f d^2 (1-c)^{5/3} / c^{2/3} (du/dz)^2 \quad (2.7)$$

$$\tau_d = k_g \sigma (1-e^2) d^2 c^{1/3} (du/dz)^2 \quad (2.8)$$

$$p = p_s + p_d + p_w \quad (2.9)$$

$$\frac{p_s}{p_s + p_d} \equiv \left(\frac{c}{c_*} \right)^{\frac{1}{n}} \quad n=5 \quad (2.10)$$

$$p_d = k_g \sigma e^2 d^2 c^{1/3} (du/dz)^2 \quad (2.11)$$

$$p_w = \rho g (h - z) \cos \theta \quad (2.12)$$

ここに、 τ_y : 降伏応力、 τ_f : 間隙水の乱れに伴うせん断応力、 τ_g : 粒子の非弾性衝突によるせん断応力、 ϕ : 砂礫の内部摩擦角 (=38.5°)、 d : 粒径、 p_w : 間隙水圧、 p_s : 粒子骨格によって受け持たれる静的圧力、 p_d : 粒子の非弾性衝突の際に保存されるエネルギーに対応する動的圧力⁹⁾、 e : 反発係数(=0.85)、 k_f 、 k_g : 経験定数^{5), 10)}でそれぞれ0.16~0.25、0.0828、 θ : 移動床勾配である。なお、式(2.10)における $n=5$ は江頭らによる最近の研究¹¹⁾で提唱されている値である。

高橋モデルによる土石流領域のせん断応力 τ と圧力 p の関係は次の様に表される。

$$\tau = \tan \alpha_i \cdot p \quad (2.13)$$

$$p = a_i \cos \alpha_i \left\{ (c_*/c)^{1/3} - 1 \right\}^{-2} \sigma d^2 (du/dz)^2 \quad (2.14)$$

ここに、 a_i : 実験定数 (≈ 0.042)、 α_i : 粒子の平均衝突角で $\sin \alpha_i = 0.48$ である。

これらについて、両者の相違点をまとめると、まず第一にせん断応力 τ として降伏応力 τ_y を考慮するのが江頭モデルであり、考慮に入れないのが中川・高橋モデルである。また、圧力 p を分割した場合に生じる粒子骨格による静的圧力 p_s が発生する場合には、流動中の土石流の内部において流れの上部に存在する粒子は下部の粒子に接触して乗っていることから、河床から連続的にサポートを受けており、引いては河床からの応力連鎖を考慮することに繋がる。また、粒子衝突の際に保存されるエネルギーに対応する圧力 p_d が発生するには、粒子が衝突していることが必要となり、引いては粒子同士が離れて流動していることから静摩擦は小さいと考えられる。第二の相違点は、江頭モデルにおいては相対的に p_s が卓越しており p_d の寄与は小さいとしている一方で、中川・高橋モデルにおいては相対的に p_s の寄与は小さく p_d が卓越するものとされている。 p_s と p_d の分離は現在の実験や計測において測りきれない領域であり、また両モデルにおいて卓越する p_s と p_d は異なるものの、全体としての圧力 p は大きく変わらないと考えられる。

前述したせん断応力 τ と圧力 p を採用した構成則に基づいて、河床面せん断力 τ_b がそれぞれ次のように表される。

江頭モデル

$$\tau_b = \tau_y + \rho f_E u |u| \quad (2.15)$$

$$\tau_y = (\sigma - \rho) c \frac{1}{1 + \alpha} gh \cos \theta \tan \phi \quad (2.16)$$

$$f_E = \frac{25}{4} \left\{ k_f \frac{(1-c)^{5/3}}{c^{2/3}} + k_g \frac{\sigma}{\rho} (1-e^2) c^{1/3} \right\} \left(\frac{h}{d} \right)^{-2} \quad (2.17)$$

高橋モデル

○ 土石流領域 ($c > 0.4c_*$)

$$\tau_b = \rho f_T u |u| \quad (2.18)$$

$$f_T = \frac{25}{4} a_i \sin \alpha_i (\sigma/\rho) \left\{ (c_*/c)^{1/3} - 1 \right\}^{-2} \left(\frac{h}{d} \right)^{-2} \quad (2.19)$$

○ 掃流状集合流動領域 ($0.01 < c < 0.4c_*$)

$$\tau_b = \frac{\rho}{0.49} \left(\frac{h}{d} \right)^{-2} u |u| \quad (2.20)$$

このように高橋モデルでは、河床せん断力の表現法が、土石流、掃流状集合流動などの流動形態（濃度 C 、勾配）によって異なる一方で、江頭モデルでは一元的に土石流から土砂流（掃流状集合流動）まで対応している。

次に、侵食・堆積速度についての両者の違いを挙げる。

江頭モデルによる侵食・堆積速度 i は次の様に表される。ここでは、侵食も堆積も起こらない平衡勾配を想定し、土石流流動層の流下速度 u で移動する移動座標系から見ると、その河床勾配が流動層濃度に対応する平衡勾配から計算される平衡勾配 q を満たすように維持されると考えて次式で侵食堆積速度 i_b を評価する。すなわち、土石流をその流下する座標から見たときに、河床勾配は濃度から計算できる平衡勾配となる。

$$i_b = u \tan(\theta - \theta_e) \quad (2.21)$$

平衡勾配 q は、江頭らの構成則に基づく移動床上の平衡状態における河床面での力の釣り合い式

$$\{(\sigma - \rho)c + \rho\} gh \sin \theta_e - (\sigma - \rho) c gh \cos \theta_e \tan \phi = 0 \quad (2.22)$$

で定められ、次式で与えられる。

$$\tan \theta_e = \frac{(\sigma/\rho - 1)c \tan \phi}{(\sigma/\rho - 1)c + 1} \quad (2.23)$$

また、与えられた勾配に対して平衡状態を与える平衡濃度 c_e は次式で与えられる。

$$c_e = \frac{\tan \theta}{(\sigma/\rho - 1)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (2.24)$$

江頭らの侵食堆積速度式では河床勾配 $\theta > \theta_e$ のとき侵食し、 $\theta < \theta_e$ のとき堆積し、 $\theta = \theta_e$ のときは堆積も侵食も生じない。

高橋モデルによる侵食・堆積速度 i_b は次の様に表される。

侵食 ($C_\infty \geq C$) のとき

$$i_b = \delta_e \frac{C_\infty - C}{C_* - C_\infty} \frac{q}{d} \quad (2.25)$$

堆積 ($C_\infty < C$) のとき、慣性的運動を無視すると、

$$i_b = \delta_d \frac{C_\infty - C}{C_*} \frac{q}{h} \quad (2.26)$$

である。ここに、 q : 土石流の単位幅流量 ($=uh$)、 d : 平均粒径、 C_∞ : 平衡土砂濃度、 δ_e : 侵食速度係数、 δ_d : 堆積速度係数である。

平衡土砂濃度 C_∞ は以下のように表される。

$\tan \phi > \tan \theta > 0.138$ (土石流) のとき

$$C_\infty = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (2.27)$$

$0.138 \cong \tan \theta > 0.03$ (掃流状集合流動) のとき

$$C_\infty = 6.7 \left\{ \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \right\}^2 \quad (2.28)$$

上述した式の様、河床の侵食・堆積は平衡土砂濃度 C_∞ と実際の土砂濃度 C の差に起因するとされ、侵食については式 (2.25) の様に粒径が影響するとされている一方で、堆積については粒径よりも流動深の影響を考慮する方が妥当と考えられることから、式 (2.26) の様な形で表現される。

侵食・堆積速度式において江頭モデルと高橋モデルの大きな相違点は、高橋モデルには侵食・堆積速度係数が掛かる点や、平衡土砂濃度について勾配による土石流、掃流状集合流動といった場合分けがなされる点である。係数が掛からないことから一見江頭モデルの方が合理的であるように思われる一方で、江頭モデルでは式 (2.22) で定められた河床面での力のつりあいの前提条件において大きな制約がある。また、両者とも流速の関数で表現されている点から、勾配急変点や流速が落ちて流れが停止する直前の状態においては、侵食・堆積が小さくなる性質は共通する。

2.4.2 数値実験による両モデルの比較

両モデルの比較の際に、江頭モデルについては高濱らによるシミュレーションシステムで用いられた手法¹²⁾、高橋モデルについては里深ら¹³⁾による手法を参考にした。

解析には図 2.1 に示す座標系による支配方程式を用い、運動方程式には式(2.1)を、連続体、砂礫部、および河床については式(2.2)–式(2.4)を用いる。なお、数値計算はスタッガードスキームを用いて実施している。この方法では図 2.7 に示すように、水深や河床位等を算出するスカラー量と、流量や流速を算出するベクトル量が $(1/2)\Delta x$ だけ上下流方向にずれた形で設定されている。また、両モデルにおける運動方程式 (2.1) での移流項は風上差分を用いて、土砂濃度は風上側の値を使用し、圧力項は水面勾配で近似している。

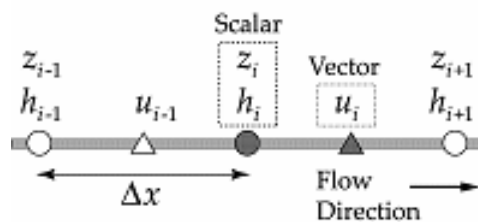


図 27: スタッガードスキームにおける変数の配置

最近の高橋モデルでは、平衡土砂濃度算定に必要なエネルギー勾配を水面勾配で援用し、平衡土砂濃度算定に必

要なエネルギー勾配は負の値をとらないものとして計算を実施しているため、本検討ではその手法を採用している。江頭モデルの計算においては、侵食・堆積速度算出における勾配は河床勾配を用いて、河床せん断力を算出する際における降伏応力の算出にも河床勾配を用いている。

その他のパラメータとして、 σ :砂礫の密度 (=2550 kg/m³)、 ϕ :砂礫の内部摩擦角 (=35°)、 C_* :河床の容積濃度 (=0.6) を共通で与えている。流体相 (間隙流体) については、高橋モデルにおいては初期条件として間隙流体の密度 $\rho_m=1180$ (kg/m³) を一定で与え、江頭モデルについては $\rho_m = (\sigma - \rho) C + \rho$ で各時間ステップ毎に算出した。なお、水の密度 $\rho=1000$ (kg/m³) である。高橋モデルにおける侵食堆積速度係数は δ_e : 侵食速度係数= 0.0007、 δ_d : 堆積速度係数=0.05 としている。江頭モデルのせん断力を算出する際の反発係数 $e=0.85$ 、経験定数の $k_f=0.25$ 、 $k_g=0.0828$ としている。

高濱らの数値実験による両モデル比較検討条件を参考にして¹⁴⁾、仮想領域における堆積 (Case1) 及び侵食 (Case2) 過程の計算と、実地形における固定床 (Case3) と移動床 (Case4) における検討を実施した。

(1) 仮想領域における堆積過程の比較

図 2.10 に示すような勾配変化点 (遷緩点) を有する直線固定床水路上に一樣粒径からなる土石流を供給する条件で堆積過程の計算を実施し、各モデルの比較を行った。水路の諸元は上流区間が勾配 $\tan \theta = 0.3$ で水平長 250m であり、下流区間が勾配 $\tan \theta = 0.15$ で、水平長 150m、川幅は全区間一定で $B=10$ m としている。計算条件は表 2.1 に示してあるが、上流端の境界条件は供給量 $Q=50$ m³/s、濃度 $C=0.245$ であり、この濃度に対応する平衡勾配および平衡濃度式は式 (2.23)、式(2.27)より $\tan \theta = 0.225$ である。計算には二種類の粒径 ($d=0.5$ m、1.0m) を用いた。また、差分条件は $\Delta x=10$ m、 $\Delta t=0.01$ s としている。

なお、利用した計算システムの都合上、供給開始時から 0 m³/s 以上の流量を設定することは出来なかったため、供給開始後の 10 秒間で急激に供給流量を 0-50 m³/s へと上昇させ、以後は 50 m³/s の定常供給としている。また、河床形状変化とともに、上流端から 90m、190m、290m、地点において流量変化を出力して両者での違いを比較した。それぞれ、90m 地点を No.1、190m 地点を No.2、290m 地点を No.3 とする。

表 2.1: 堆積過程の計算条件

供給量 $Q=50$ m ³ /s (定常供給)、計算時間 1200 秒 供給濃度 $C=0.245$ (河床勾配 $\tan \theta = 0.225$ に対応する平衡濃度) 粒径 ($d=0.5$ m、1.0m)、計算点数 41
--

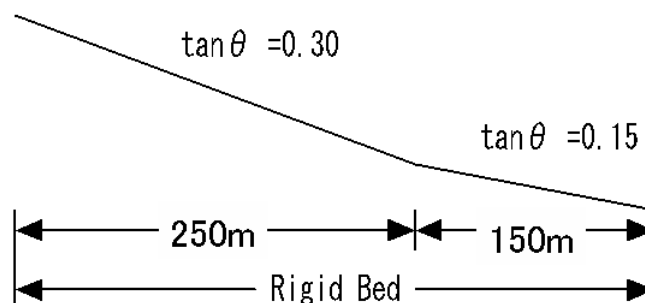


図 28: 堆積計算に用いた水路諸元

以下、結果を示す。図 2.9 は最終河床形状並びに河床変動量である。河床変動量は、計算点における初期からの河床位変化と川幅、計算点間隔、並びに河床容積濃度を乗じた値である。なお、最終河床と最大河床位は同じであった。

結果から、勾配急変点よりも上流側に、江頭モデルの方が堆積が遡上していることが見て取れる。また、堆積厚や河床変動量についても、江頭モデルの方が全体的に大きい傾向を示す。図 2.10 は供給ハイドログラフ、並びに設定した 3 点における流量変化を示している。上流側の No.1 ではほとんど違いがみられないが、No.3 においては 100 秒後付近の早い時刻から江頭モデルにおいては堆積が進行することによって高橋モデルと比較して流砂量は減少し、流砂量に伴って全流量も減少している。No.2 においては、堆積が徐々に上流側に進行していったことから、450 秒後付近の下流側の No.3 と比較してやや遅い時刻以降は、高橋モデルと比較して流砂量が減少し、それに伴って全流量も減少している。

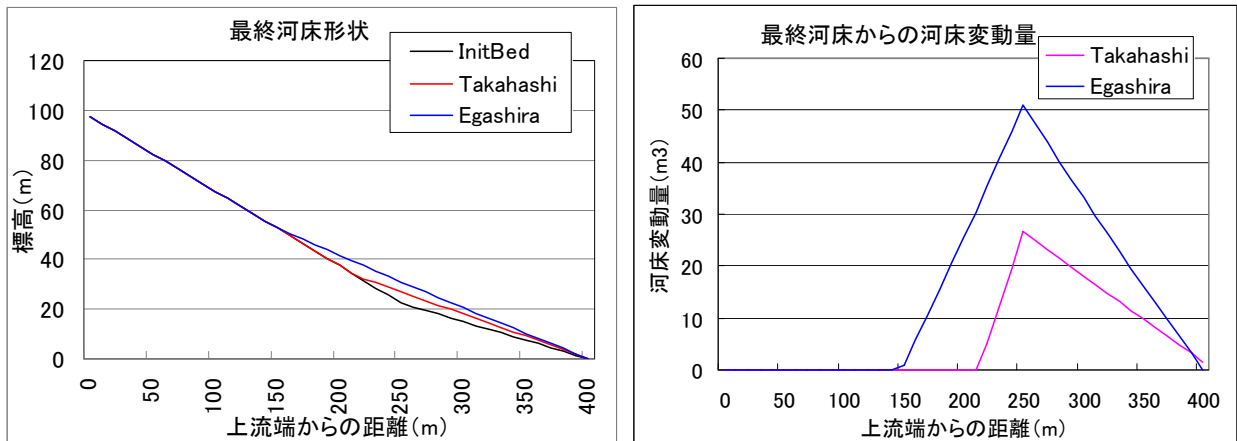


図 2.9. 計算終了時における河床位変化(左図)と河床変動量(右図) 粒径 0.5m

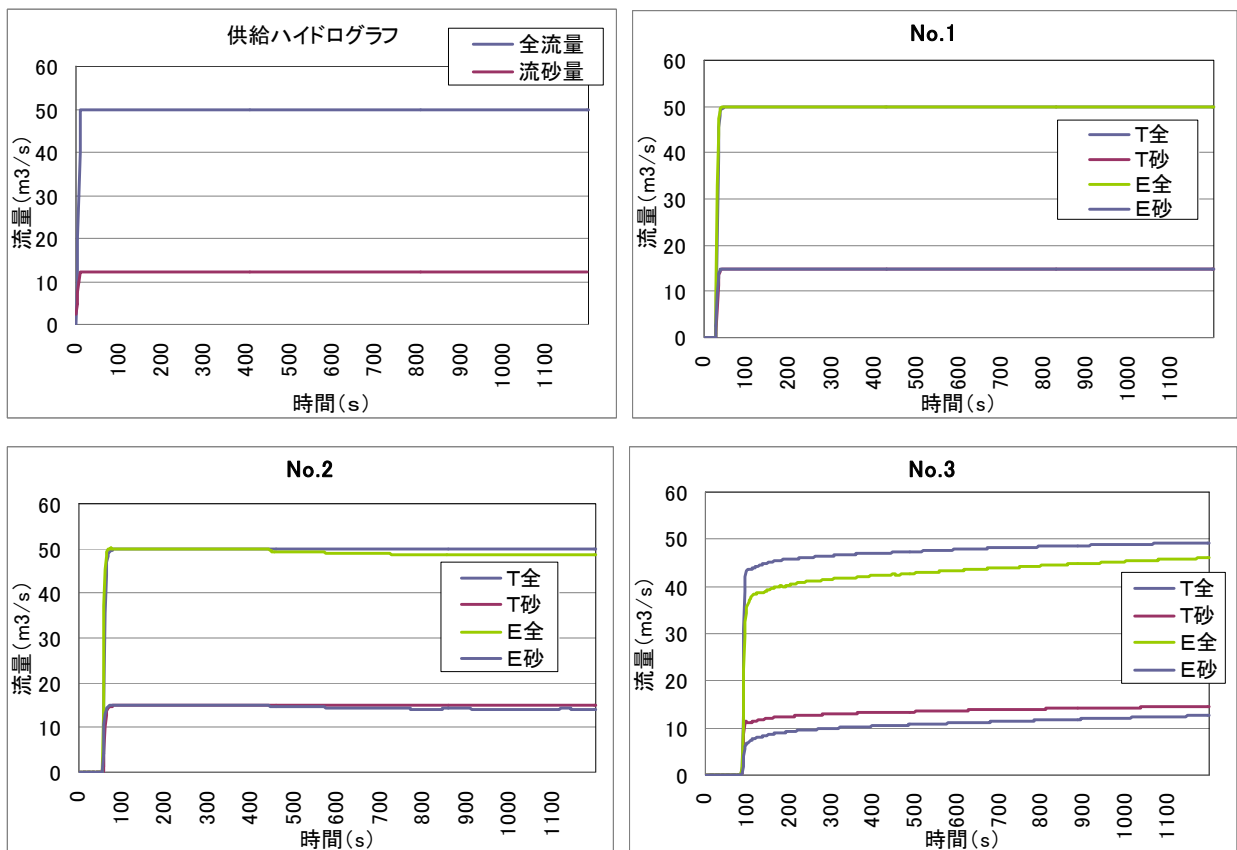


図 2.10 : 供給ハイドログラフ並びに流量観測点でのハイドログラフ 粒径 0.5m (凡例中の T 全: 高橋モデルの全流量、E 全: 江頭モデルの全流量、T 砂: 高橋モデルの流砂量、E 砂: 江頭モデルの流砂量を示す)

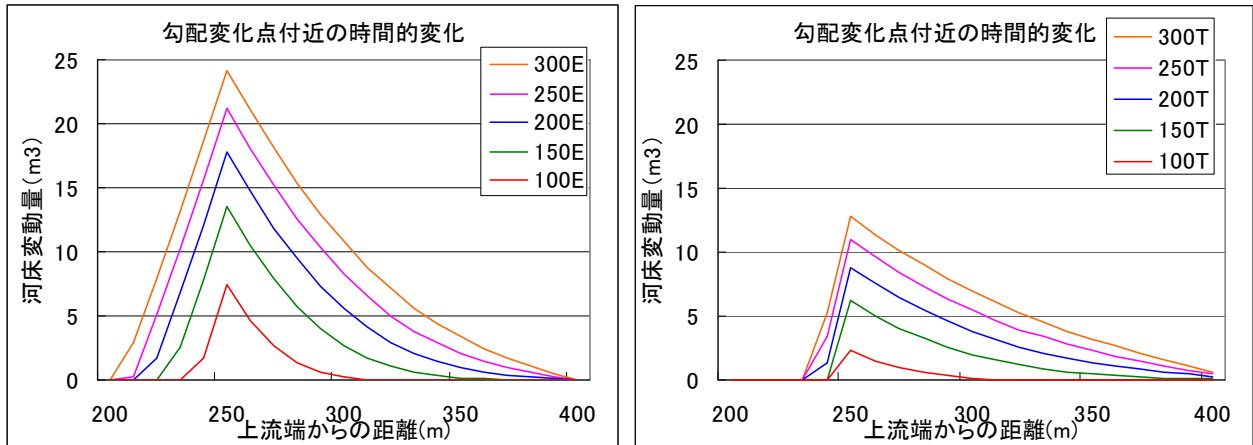


図 2.11: 100—300 秒間の 50 秒毎における勾配変化点付近での
江頭モデル(左図)と高橋モデル(右図)の河床変動量 粒径 0.5m

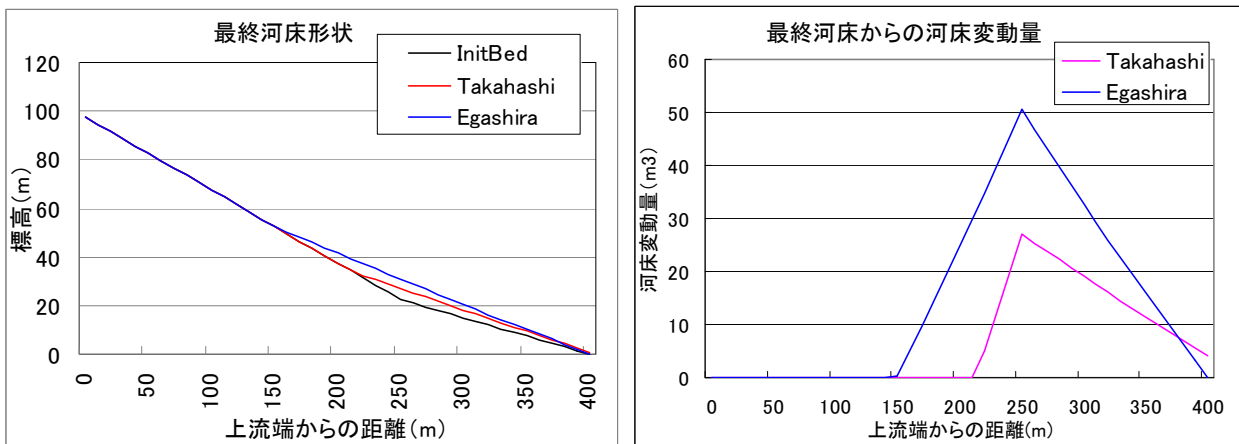


図 2.12 : 計算終了時における河床位変化(左図)と河床変動量(右図) 粒径 1.0m

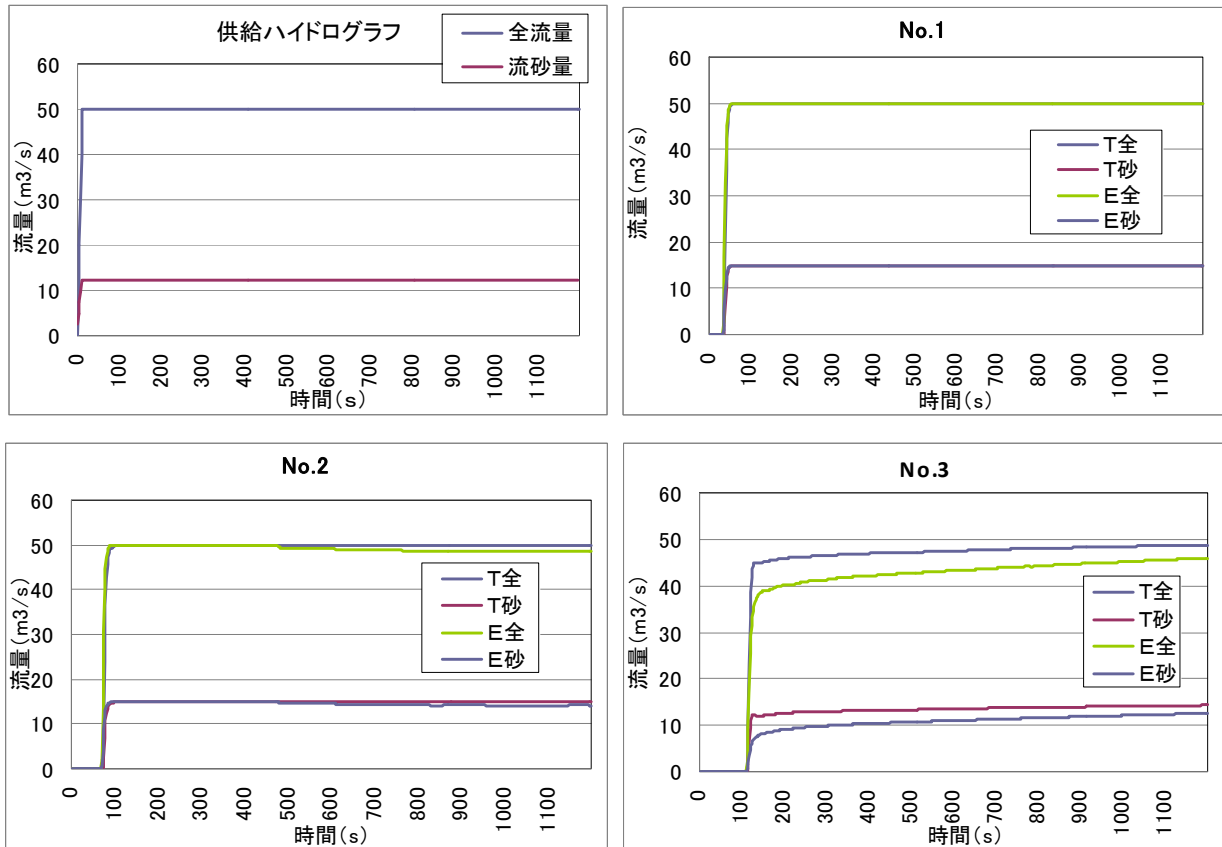


図 2.13: 供給ハイドログラフ並びに流量観測点でのハイドログラフ 粒径 1.0m(凡例中の T 全: 高橋モデルの全流量、E 全: 江頭モデルの全流量、T 砂: 高橋モデルの流砂量、E 砂: 江頭モデルの流砂量を示す)

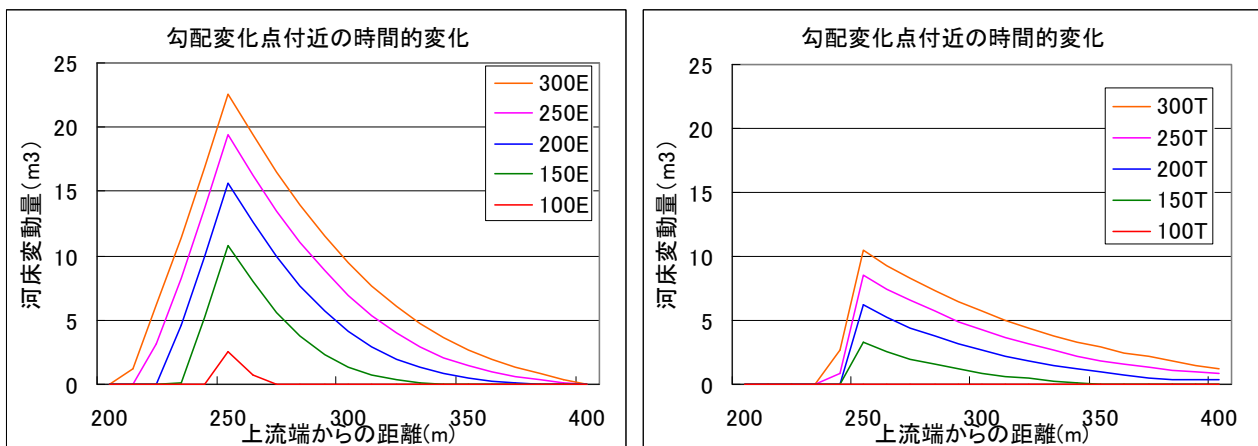


図 2.14: 100—300 秒間の 50 秒毎における勾配変化点付近での江頭モデル(左図)と高橋モデル(右図)の河床変動量 粒径 1.0m

なお、堆積傾向を示す Case 1 においては、粒径を 0.5 m から 1.0m へ変更したものについて、両モデルともほとんど大きな差は見られなかったが、100—300 秒間の勾配変化点付近における、両モデルの河床変動量を粒径間で比較すると、両モデルとも僅かに粒径が大きい 1.0 m の方が堆積過程が遅れており、早い段階においての変動土砂量が僅かながらに減少していることが示された。なお、最終的河床位変化や変動量を比較すると、1.0m のケースの方が、僅かに堆積量は両ケースとも増加していた。

(2) 仮想領域における侵食過程の比較

図 2.15 に示すような一様勾配 ($\tan \theta = 0.225$) を有する水平長 400m の固定床水路の下流 200m 区間の路床上に三角形状に飽和土塊を設置した後、一様粒径からなる土石流を上流から定常供給するという条件で数値計算を実施し、各モデルによる堆積土塊の侵食過程を比較した。この三角形状の土塊前面（下流側）勾配 $\tan \theta = 0.3$ 、水平長 100m、背面勾配 $\tan \theta = 0.15$ 、水平長 50m、川幅は全区間一定で $B=10\text{m}$ となっている。計算には堆積計算と同様に、供給流量 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ 、土砂濃度 $C=0.245$ （河床勾配 $\tan \theta = 0.225$ に対応する平衡濃度）、二種類の粒径 ($d=0.5\text{m}$ 、 1.0m) を用いた。また、差分条件は $\Delta x=10\text{m}$ 、 $\Delta t=0.01\text{s}$ としている。

なお、利用した計算システムの都合上、供給開始時から $0\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量を設定することは出来なかったため、供給開始の 0-10 秒の間で急激に供給流量を $0-50\text{m}^3/\text{s}$ へと上昇させ、以後は $50\text{m}^3/\text{s}$ の定常供給としている。また、河床形状変化とともに、上流端から 90m、190m、290m、地点において流量変化を出力して両者での違いを比較した。それぞれ、90m 地点を No.1、190m 地点を No.2、290m 地点を No.3 とする。

以下、結果を示す。図 2.16 は 100 秒後及び計算終了時の河床形状並びに変動土砂量である。なお、最終河床形状は両モデルで一致した。しかし、侵食の仕方は江頭モデルの方がより急激に進行した。このことは、図 2.17 のハイドログラフからも読み取れる。特に、No.3 にて、急激な流砂量のピークの上昇と、それに追従しておこる全流量のピークの急増が読み取れる。高橋モデルの方は、江頭モデルと比較するとやや遅れた形で侵食が進行する。最終的な侵食結果は同じであった。

表 22: 侵食過程の計算条件

供給量 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ (定常供給)、計算時間 1200 秒
供給濃度 $C=0.245$ (河床勾配 $\tan \theta = 0.225$ に対応する平衡濃度)
粒径 ($d=0.5\text{m}$ 、 1.0m)、計算点数 41

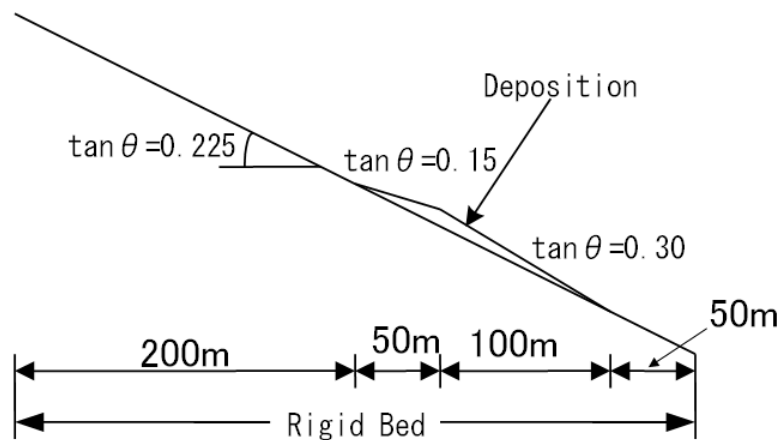


図 2.15: 侵食計算に用いた水路諸元

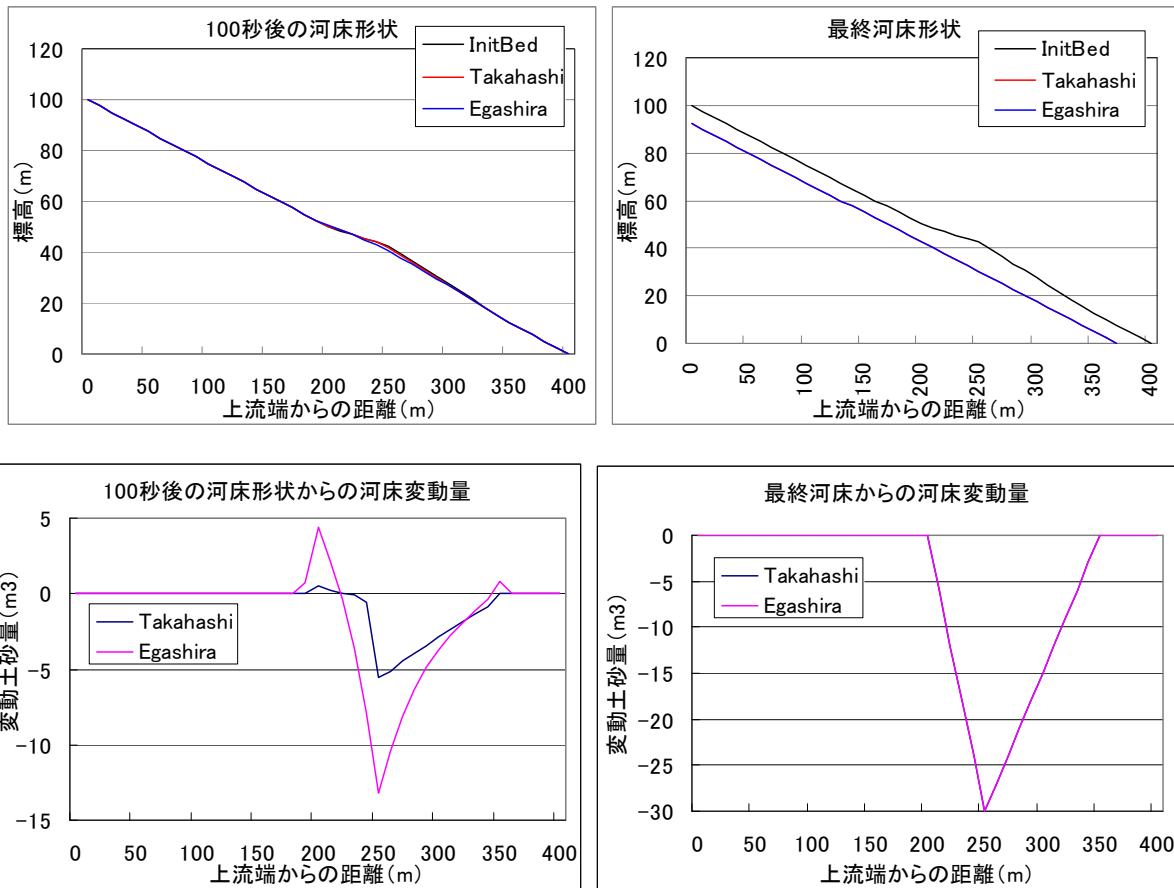


図 2.16 : 100 秒後(左図)及び計算終了時(右図)における河床位変化(上図)と河床変動量(下図) 粒径 0.5m

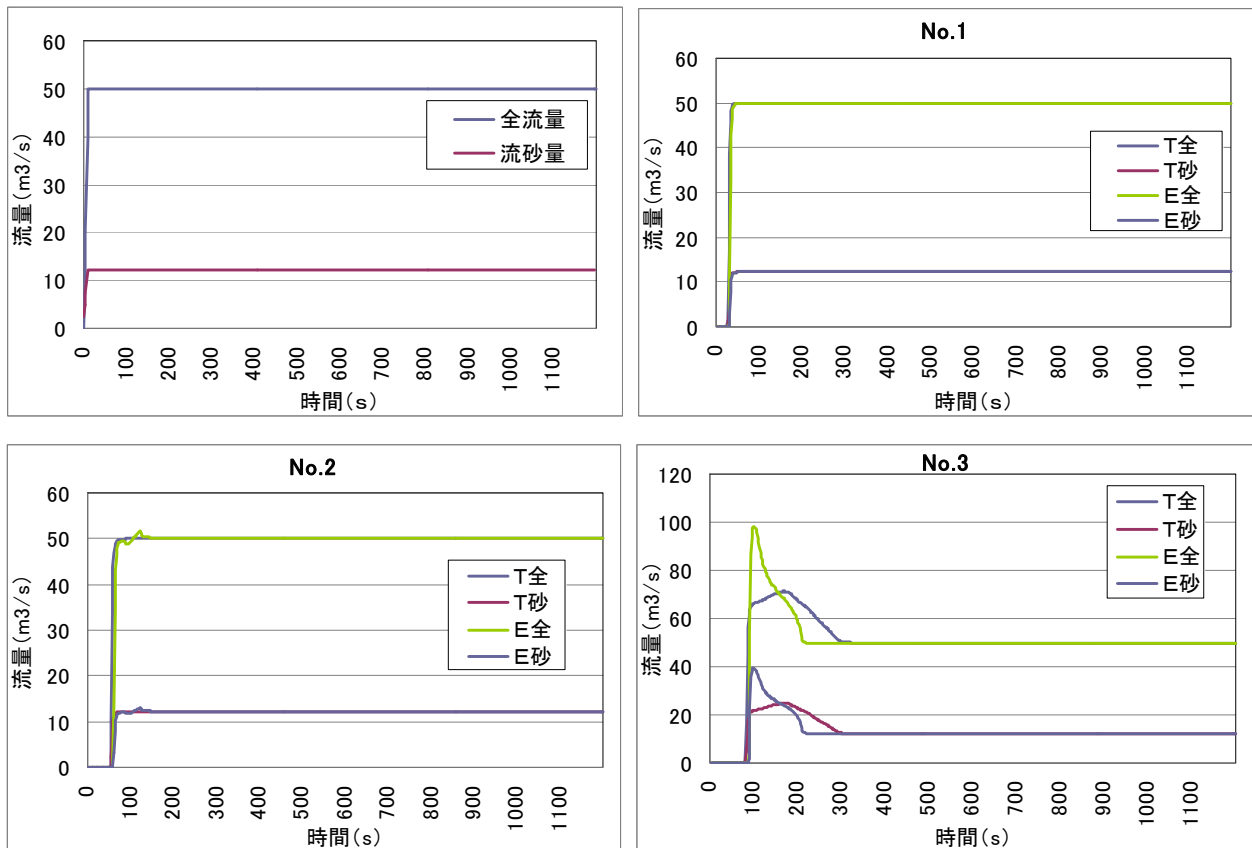


図 2.17 : 供給ハイドログラフ並びに流量観測点でのハイドログラフ 粒径 0.5m(凡例中の T 全: 高橋モデルの全流量、E 全: 江頭モデルの全流量、T 砂: 高橋モデルの流砂量、E 砂: 江頭モデルの流砂量を示す)

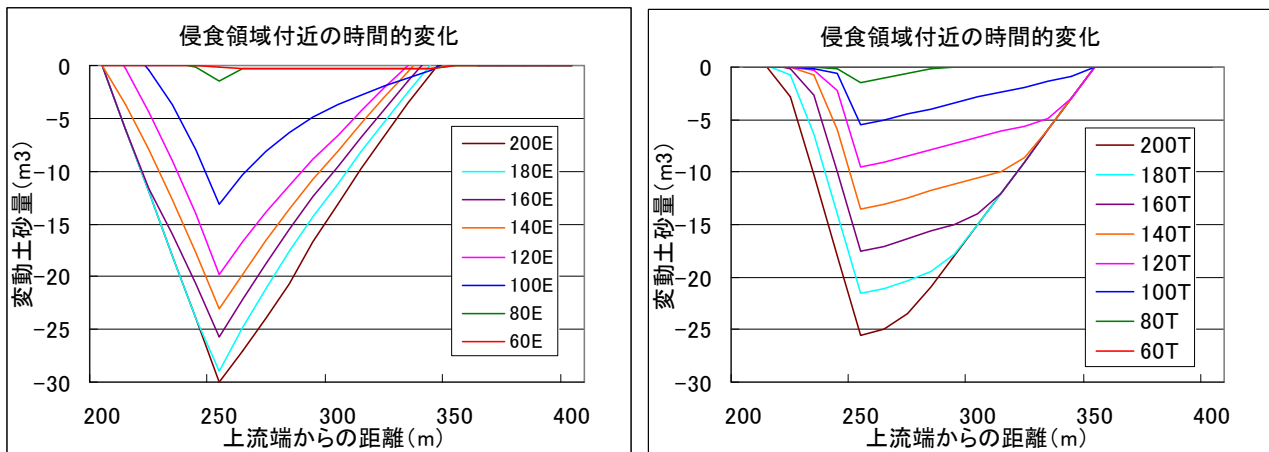


図 2.18: 60-200 秒間の 20 秒毎における侵食領域付近での江頭モデル(左図)と高橋モデル(右図)の河床変動量 粒径 0.5m

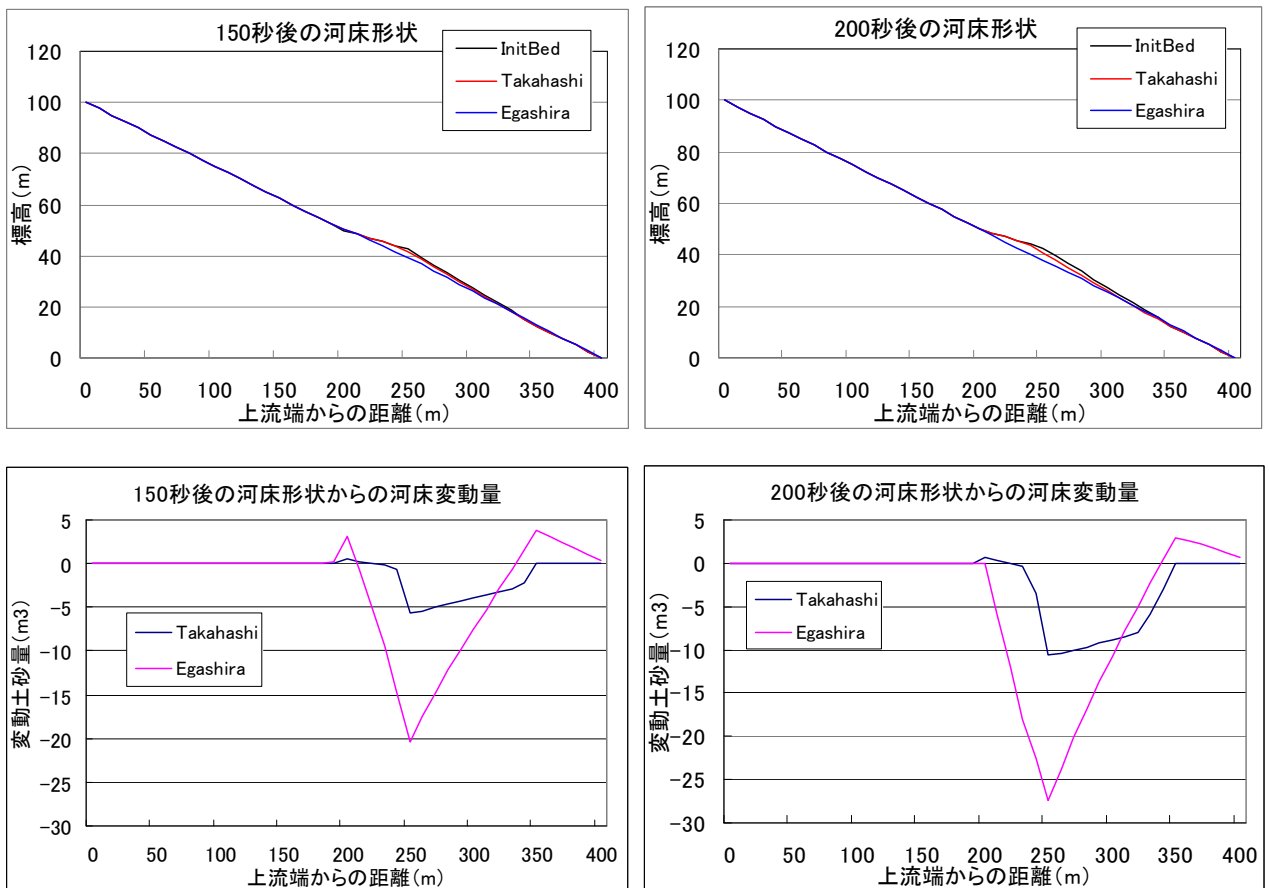


図 2.19 : 150 秒後(左図)及び 200 秒後(右図)における河床位変化(上図)と河床変動量(下図) 粒径 1.0m

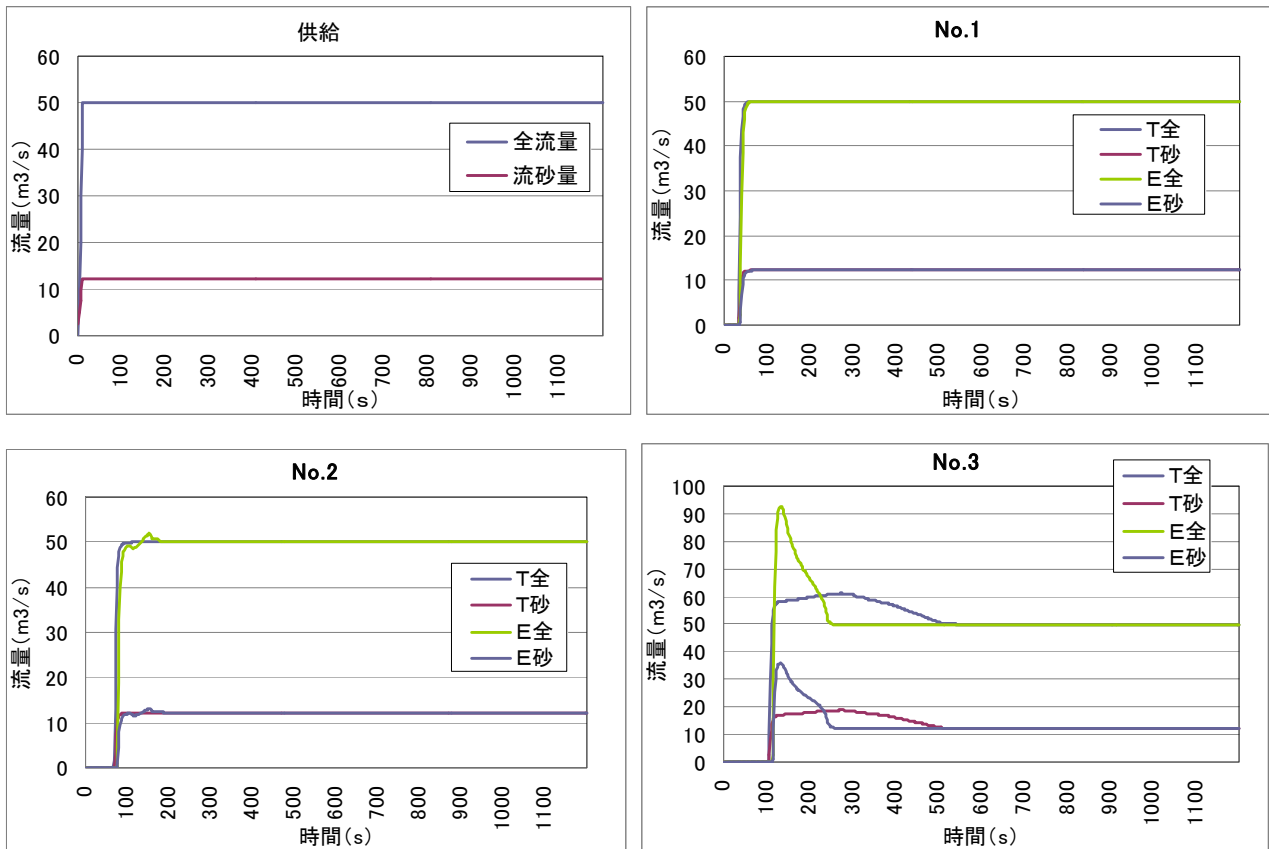


図 220 : 供給ハイドログラフ並びに流量観測点でのハイドログラフ 粒径 1.0m (凡例中の T 全: 高橋モデルの全流量、E 全: 江頭モデルの全流量、T 砂: 高橋モデルの流砂量、E 砂: 江頭モデルの流砂量を示す)

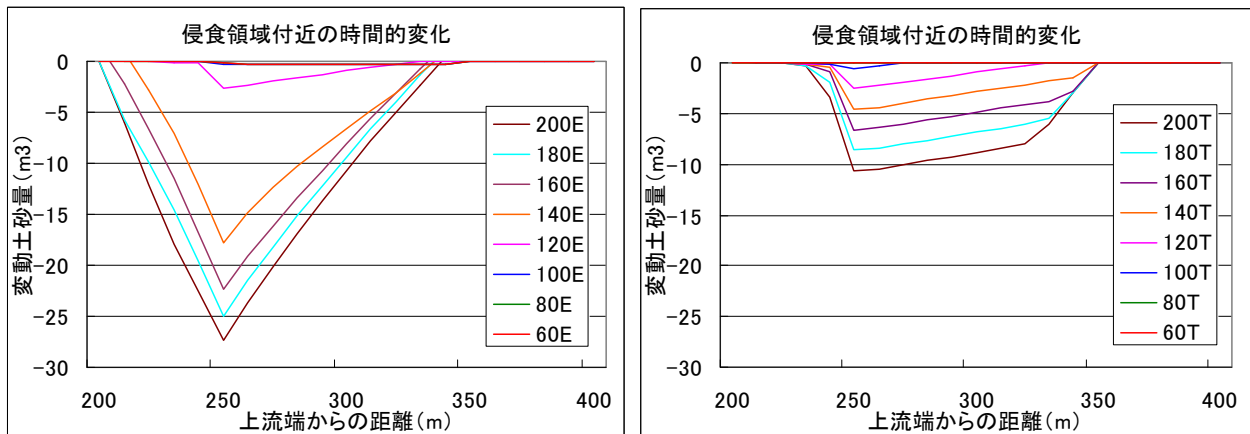


図 221: 60-200 秒間の 20 秒毎における侵食領域付近での江頭モデル(左図)と高橋モデル(右図)の河床変動量 粒径 1.0m

なお、侵食傾向を示す Case 2 においては、粒径を 0.5 m から 1.0m へ変更したものについて、両モデルとも侵食に要する時間が長くなる傾向が示された。なお、最終河床位は 0.5m の場合と一致していたため、河床位と変動量については 150 秒後および 200 秒の結果を示す (図 2.19)。粒径が変わった場合についても、江頭モデルの方が、急激な侵食が起こっていることが河床位と変動量、並びに No.3 の流砂量ピークの表れ方 (図 2.20)、及び時間毎の変動土砂量のグラフ (図 2.21) から読み取れる。侵食傾向が、高橋モデルにおいて粒径が遅い場合には緩やかになる傾向が示されたのは、侵食速度式 i_b において粒径が分母に入っている影響によるものと考えられる。江頭モデルにおいては、せん断抵抗を算出する際に、粒径変化が効いてくるものの、侵食速度式には粒径の項が入らないことによって、急激な侵食が比較的大きな粒径の場合においても起こると考えられる。

(3)実地形における比較

図 2.22 に示すような 2005 年に土石流災害の発生した広島・宮島の白糸川を対象として、固定床の場合 (Case3) と移動床 (Case4) の計算を実施した。計算区間は標高差 336m、水平距離は 1220 m m で、川幅は全区間一定で $B=15m$ としている。崩壊土砂量は海堀らの研究¹⁵⁾より $18,000m^3$ (空隙込) とし、移動床の場合の河道上で侵食された土砂量を $13,000m^3$ (空隙無) とした。移動床の Case4 では、全領域について河道上で侵食された土砂量を均等に与えるものとし、移動床厚さを 0.7m と設定している。いずれの Case においても、平衡土砂濃度は下流側 100m の河床勾配を元に算出し、式(2.27)を用いて土石流区間 ($0.3 < C < 0.9C^*$) より 0.3 と算出した。供給した土石流ハイドログラフは図 2.23 のようになり、200 秒の三角形形状のピークを持ち、以後は計算終了時まで $10m^3/s$ で供給を行った。粒径は $d=0.1m$ 、差分条件は $\Delta x=20m$ 、 $\Delta t=0.01s$ 、計算点数 62 としている。

両者における河床変動量と下流端点からの流出流量と流出流砂量をそれぞれ比較した。

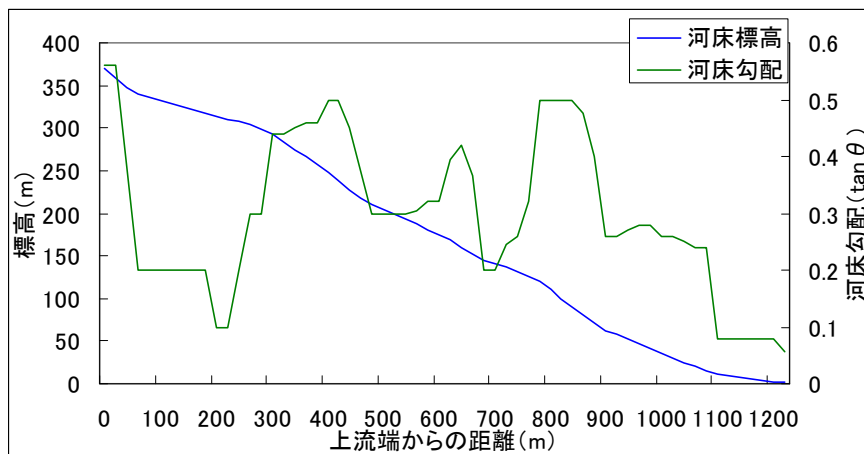


図 2.22:実地形計算に用いた河床データ諸元

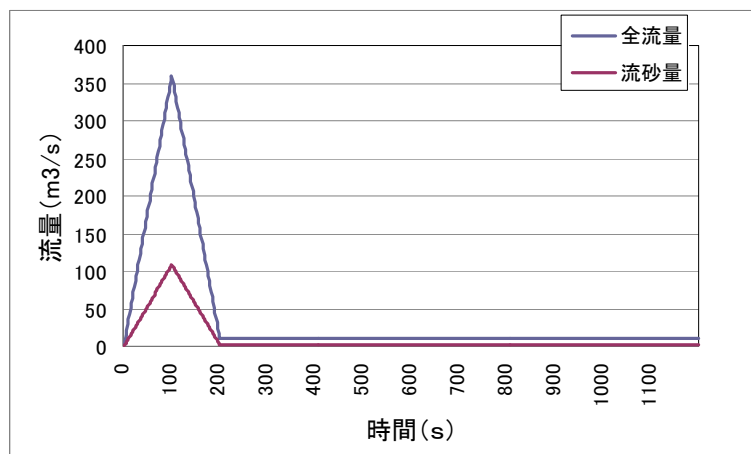


図 2.23:実地形計算に用いた供給ハイドログラフ

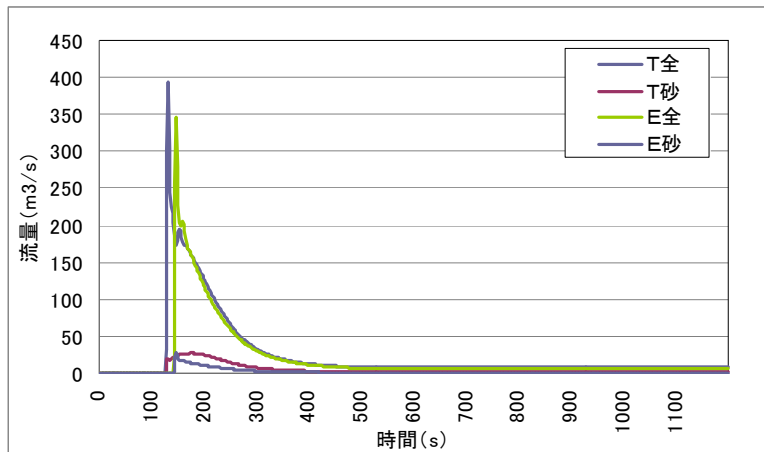


図 224: Case3 の下流端におけるハイドログラフ

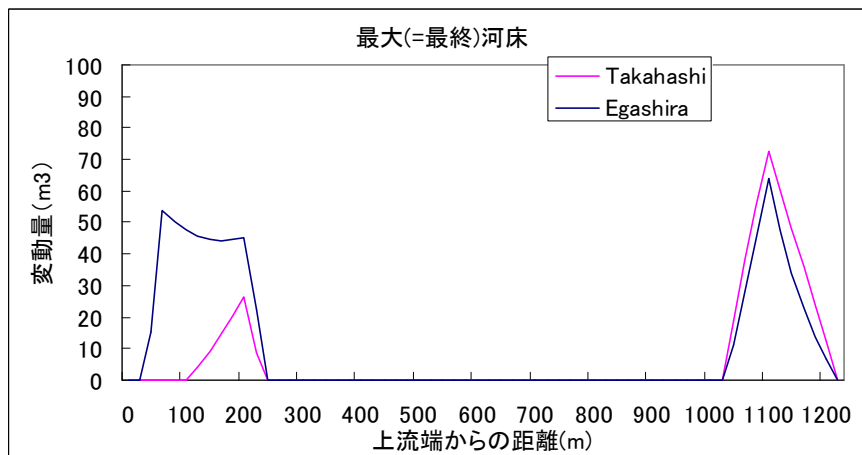


図 225: Case3 の最大(最終)変動量

まず、初期河床無しで全領域を固定床とした Case 3 の結果を示す。なお、河床位変化では顕著な差が見られなかったため、河床位変化からの変動土砂量を図 2.25 に示す。下流端ハイドログラフからは、江頭モデルの方が、やや流出土砂量が少ない結果が見られた。それに伴った流量の違いも見られる。また、流砂量のピークの上昇の仕方が江頭モデルにおいては高橋モデルと比較して大きい。

最大変動量においては、上流側 250m の領域において、江頭モデルでは高橋モデルと比較して大きな堆積を示している。なお、この領域では河床勾配が急減していることが図 2.22 より読み取れ、このような勾配変化点における堆積傾向の違いが、Case 1 の場合と同様に、実地形の計算においてもみられることがわかった。なお、下流側の 1000–1220m の領域においては、若干の差はあるものの、両モデルともほぼ同じ変動量を示している。やや高橋モデルの方が大きな値を示しているのは、上流側から流下してきた土砂量の違いによるものと考えられる。

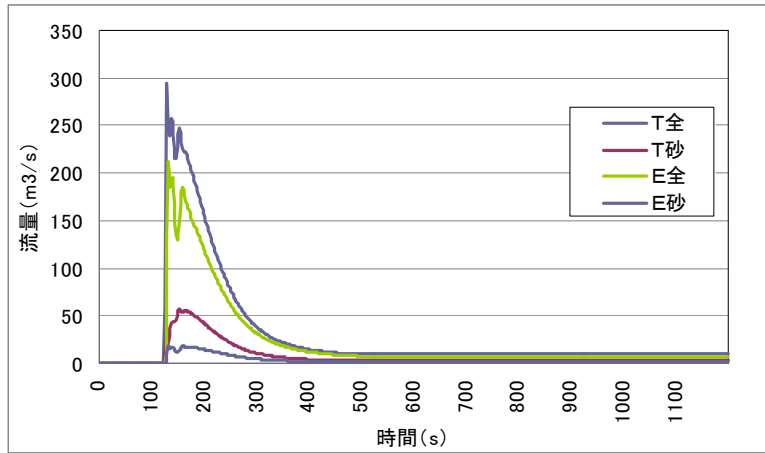


図 2.26: Case4 の下流端におけるハイドログラフ

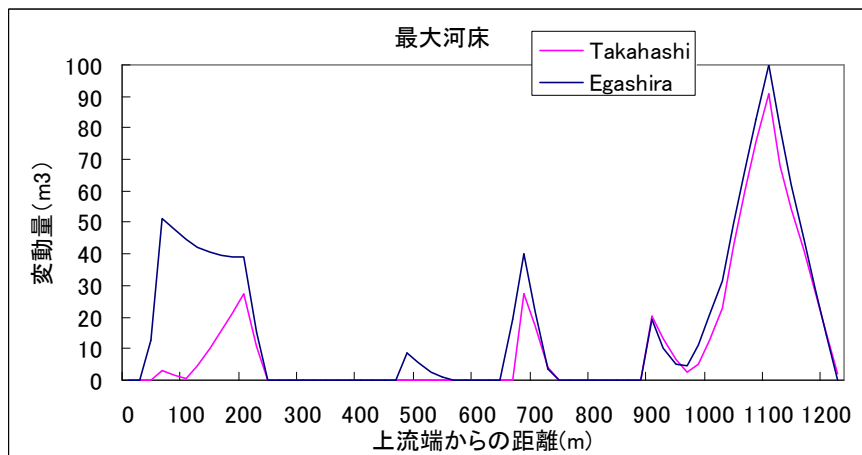


図 2.27: Case4 の最大変動量

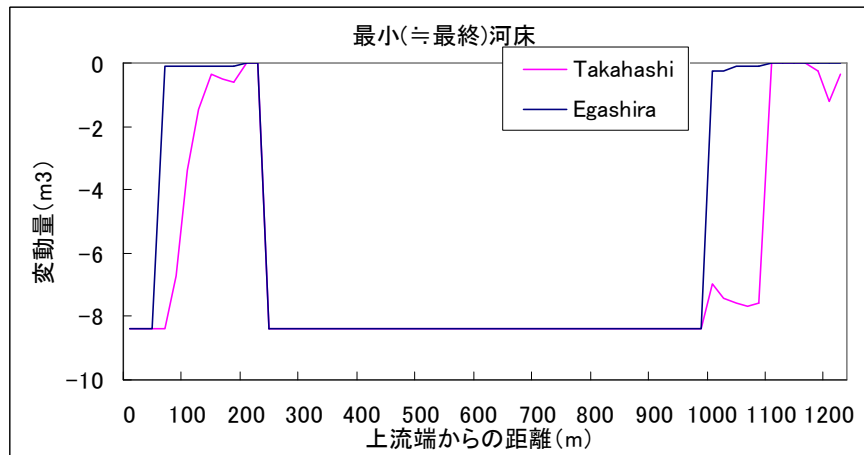


図 2.28: Case4 の最小(最終)変動量

次に、初期河床を一律 0.7m として設定した Case4 の結果を示す。下流端ハイドログラフからは、江頭モデルの方が、やや流出土砂量が少ない結果が見られた。それに伴った流量の違いも見られる。また、流砂量のピークの上昇の仕方が江頭モデルにおいては高橋モデルと比較して大きい (図 2.26)。

最大変動量においては、Case3 とほぼ同様の傾向を示している (図 2.27)。上流側 250m の領域において江頭モデルでは高橋モデルと比較して大きな堆積を示している。450-750m の領域でも河床変動が見られるが、この領域でも江頭モデルの方が大きな変動を示している。なお、この領域においても河床勾配が急減、急増する勾配変化領域である

ことが図 2.22 より読み取れる。なお、下流側の 1000–1220m の領域においては、若干の差はあるものの、両モデルともほぼ同じ変動量を示している。やや江頭モデルの方が大きな値を示しているのは、図 2.28 から示されるように河床から侵食した土砂量が若干高橋モデルよりも多かったことに由来すると考えられる。

Case4 における最小河床位からの変動土砂量を図 2.28 に示す。これは、最終河床位から算出される河床変動量と概ね一致していた。全体的な傾向からみて、最大変動量と比較すると土砂の変動量は小さい。ただし、勾配が急減するような領域においては、50–200m の領域や 1000–1100m の領域において、江頭モデルの方がやや大きな変動を示している。

これらの Case1–Case4 で両モデルについて比較検討を実施したが、それぞれについて利点・欠点が見られた。勾配急変点における堆積過程においては、特に固定床で計算を実施する場合において、江頭モデルがより理論的な値を示している。一方で、侵食過程について着目すると、一定量のハイドログラフを定常供給したような仮想領域においてはほぼ同様の侵食結果を示すものの、江頭モデルの方が急激な侵食が起こる。また、粒径が増大することによって侵食過程に時間を要する傾向は高橋モデルの方で示された。実地形において災害事例を元にした計算を実施した場合にも、勾配急変点やハイドログラフに若干の差は見られるものの、総合的な結果としてはそれほど顕著な差がないように思われる。

2.5 まとめ

代表的な土石流数値シミュレーションモデルについて整理したが、既往のモデルでは対象とする領域・事象によって適するモデルが異なり、研究者ごとに異なったアプローチで基礎式が作られている。このような現状から、利用者が計算毎に適切なモデルを選択する必要があり、複数のモデルを組み合わせた利用などは、計算に長けたユーザーにとっても煩雑な手間を要し、専門的な知識の少ないユーザーにはなおのこと難易度が上がってしまう。更には「研究」のためのツールであった背景から、「実務」で多く用いられるようになった現在においても、情報の入出力部においての使い勝手はよくない。このような問題を解決するために、GUI を実装して入力において快適な操作性や直観的な理解を助ける出力形式を実装し、且つ適切なモデル・プログラムを自動的に選択する総合的な汎用土石流シミュレーションシステムの開発を目指すに至った。

また、本章では江頭モデルと高橋モデルについて両者の違いを比較し、数値実験によって検討した。構成則や侵食・堆積速度の表現方法における差異から、結果においても多少の相違が生じる。一方で、総合的に両者を検討する場合にはそれほど大きな差は見られず、どちらを選択しても、土石流の挙動として妥当な結果が得られるとの結論に至った。本研究においては以後、高橋モデルの考え方をベースとして、モデルやプログラムの適用や改良、集約、統合を実施している。

参考文献

- 1) 高橋保, 中川一: 豪雨時に発生する石礫型土石流の予測, 新砂防, Vol. 44, No. 3, pp. 47–52, 1991
- 2) 中川一, 高橋保, 澤田豊明, 里深好文: 計画土石流の設定と避難計画, 京都大学防災研年報, 第 35 号 B-2, pp. 347–371, 1996
- 3) 高橋保, 井上素行, 中川一, 里深好文: 山岳流域における土砂流出の予測, 水工学論文集, 第 44 巻, pp. 717–722, 2000
- 4) 江頭進治, 芦田和男, 佐々木浩: 土石流の流動機構, 第 32 回水理講演会論文集, pp. 485–490, 1988

- 5) 江頭進治, 本田尚正, 安東容輔: 地すべり堆積土砂の二次侵食による土砂流出, 水工学論文集, 第 40 巻, pp. 863-868, 1996
- 6) 水山高久, 藤田正治: 河床変動計算のススメ, 砂防学会誌, Vol. 50, No. 1, pp. 67-71, 1997
- 7) 岡部健士: 急流河川の 1 次元河床変動 (その 1), 砂防学会誌, Vol. 50, No. 3, pp. 58-65, 1997
- 8) 高濱淳一郎: 土石流による河床変動, 砂防学会誌, Vol. 51, No. 3, pp. 66-72, 1998
- 9) 宮本邦明: Newton 流体を含む粒子流の流動機構に関する研究, 立命館大学学位論文, pp. 39-72, 1985
- 10) 江頭進治・宮本邦明・伊藤隆郭: 掃流砂量に関する力学的解釈, 水工学論文集, 第 41 巻, pp. 789-794, 199
- 11) 芦田和男, 江頭進治, 中川一: 21 世紀の河川学, 京都大学学術出版会, pp. 123-127, 2008
- 12) 高濱淳一郎: 土石流の一次元シミュレーションのユーザーインターフェイス, 京都大学農学研究科山地保全学分野セミナー資料集, 2004
- 13) 里深好文, 水山高久: 砂防ダムが設置された領域における土石流の流動・堆積に関する数値計算, 砂防学会誌, Vol. 58, No. 1, pp. 14-19, 2005
- 14) 高濱淳一郎, 藤田裕一郎, 近藤康弘: 土石流シミュレーションの比較研究, 水工学論文集, 第 44 巻, pp. 687 - 692, 2000
- 15) 海堀正博, 浦真, 吉村正徳, 藤本英: 2005 年 9 月 6 日広島県宮島で発生した. 土石流災害, 砂防学会誌, Vol. 58, No. 5, pp. 18-21, 2006

3. GUIを実装した汎用土石流シミュレーションシステムの開発

3.1 土石流シミュレーションに関する従来の研究

土石流シミュレーションプログラムとしては、Fortran を用いて開発されたプログラムや、MS Excel のマクロ機能を活用したプログラムが存在する。Fortran 上で開発されたシミュレータとしては、高橋・中川によって作成されたモデル・プログラム¹⁾等が挙げられる。Excel のマクロ機能を活用したシミュレータとしては、高濱²⁾が開発した計算しながらその途中経過をアニメーション表示できるものが存在する。

3.1.1 土石流シミュレーションの現状と問題点

土石流シミュレーションに限らず、あらゆる数値計算には「入力⇒実行⇒出力」の流れがあり、既存のプログラムはシミュレーション実行以前に多くの条件を設定する必要がある。この作業には経験と知識が必要とされることが多く、例えば地形条件や供給ハイドログラフ等の入力は、慣れたエンジニアにとっては簡単であるが、不慣れた人にとっては乗り越え難い壁となっている。その一例として前述の高濱による Excel 土石流シミュレータの変数設定画面を図 3.1 に示す。シミュレーション実行までに多くのパラメータ設定が必要なことがわかる。パラメータ設定・選択についても、専門的知識や経験が必須となる。例えば、水や間隙流体の密度として使われる ρ は、通常の水と考慮して 1000 kg/m^3 と設定する場合もあれば、泥水に近いような場合には細粒分の混入を考慮して $1200\text{-}1400 \text{ kg/m}^3$ とし取り扱う必要がある。また、計算に必要なパラメータ以外に、初期河床形状や流入ハイドログラフも与えなければならない。土石流計算を簡単にするためには、このようなデータ入力の煩雑さを解消することが第一に必要となる。

また、計算の出力の際にも専門的な技術が必要とされる。一般の数値計算において計算結果はテキスト形式で表示されるため、一般の人にはそれぞれの値が何を表しているのかを知ることは難しく、殊に Fortran で開発されたシミュレータにおいてこの傾向が顕著であった。専門知識のあるユーザーにとっても、結果は計算終了時に一括して出力されることがほとんどであったため、途中のプロセスを計算中に知ることは難しく、計算結果を随時確認しながらシミュレーションを実施することは出来なかった。

以上のように、土石流計算の現状における第一の問題点は、シミュレーションを活用するために必要となる効率的なユーザーインターフェイス整備が遅れていることであるといえよう。そのため、砂防の現場で働く技術者は数値シミュレーションプログラムを自力で扱うことができず、計算業務を外部に発注せざるを得ない状況にある。現状においては、専門家以外のユーザーは数値シミュレーションに必要なデータを用意すること自体が非常に難しい。第二の問題点としては、計算ができたとしてもその結果を正しく理解し、検証することは困難と考えられる。数値計算の専門家とそれ以外の人の知識の差は、数値モデルやシミュレーション自体がより発達するにつれて益々拡大しつつあるので、砂防事業を進める上で時として混乱を招く。

	A	B	C	D
1	共通変数の設定			
2	単位は cgs 単位系か MKS 単位系に統一し、他の設定条件もこの単位系に合わせる。			
3	変数名	数値	意味	
4	g	980	重力加速度	
5	slg	2.65	砂の密度	
6	rou	1	水の密度	
7	d	0.5	砂の粒径	
8	fais	38.5	砂の摩擦角(単位は deg.)	
9	e	0.85	砂の反発係数	
10	kf	0.25	江野の構成則における経験定数($\sqrt{k_f} \approx 0.4 \sim 0.5$)	
11	kg	0.0628	江野の構成則における経験定数	
12	ost	0.6	堆積層の濃度	
13	dt	0.01	刻み時間(秒)	
14	cal_time	20	計算時間(秒)	
15	int_step	10	出力間隔(ステップ数) ここで、描画の時間間隔を制御する	
16	dx	10	刻み幅	
17	c_crit	0.05	抵抗係数を計算する際の濃度の下限値	
18				

図 3.1: 高濱の Excel マクロシミュレータの共通変数設定画面

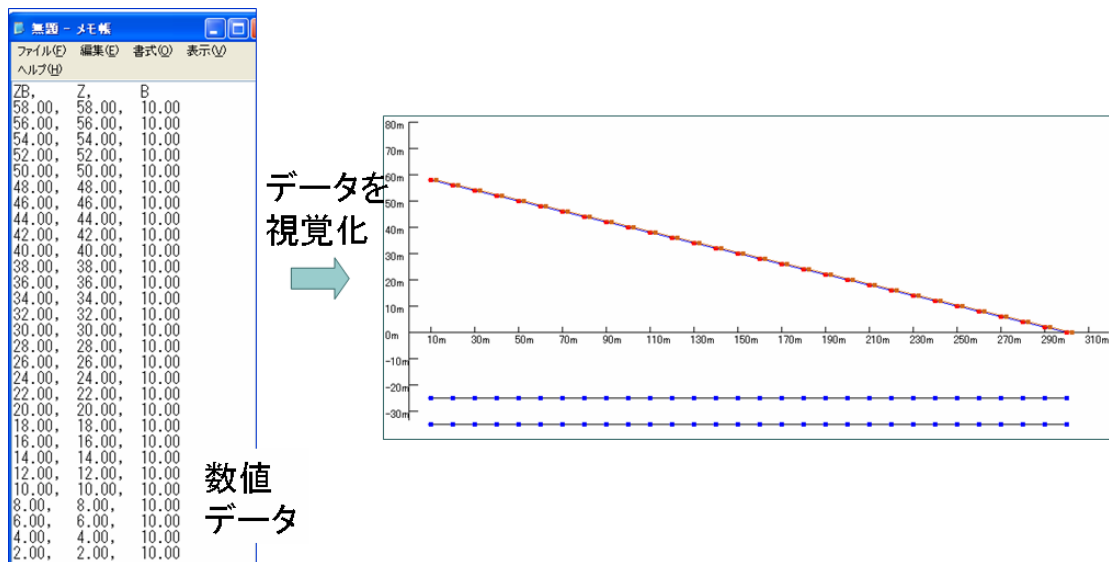
計算部における問題として、既往研究による土石流数値計算モデルは多数存在するものの、その適当なモデル・プログラムの選択や適用は専門家以外には困難である。例えば、砂防堰堤が設置された山地河川を対象とする計算において、砂防堰堤の種類に応じて計算プログラムが別々に作成されている場合がほとんどであるため、異なる種類の砂防堰堤を複数設置し、更に設置位置やサイズを変更して計算を行おうとすると、別個のプログラムを多数準備する必要がある等、作業の効率化が図りづらいことが挙げられる。他にも、急勾配の土石流領域から緩勾配の掃流区間までの遷移過程を一つのシステム上で計算することが難しい、等の問題点も挙げられる。複数のシステムを用いること無しに多様な条件下での計算が実施できないことは、土石流計算に長けたユーザーにとっても計算を実施して検討を行う際に、異なる形式の初期データを準備するプレ処理や出力ファイル形式を統一する等のポスト処理に、手間を要する煩雑な作業となる。

3.1.2 土石流計算を汎用化するために

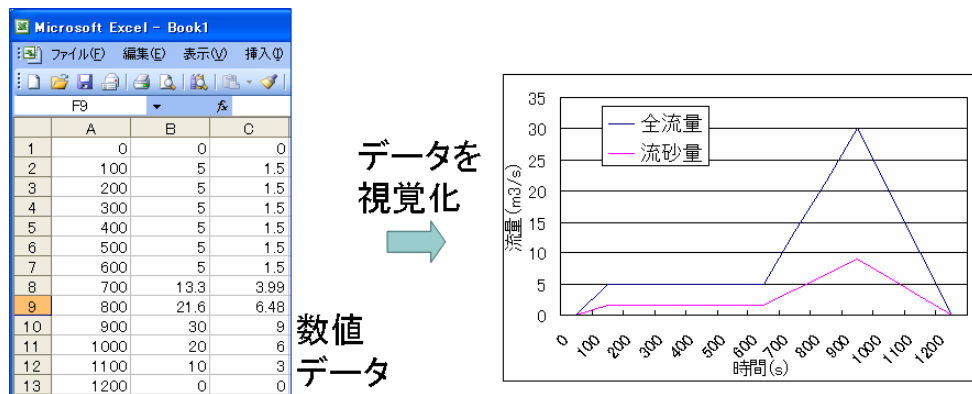
上述のような現状から、ユーザーが簡単に計算条件の入力を行うことができ、直観的にシミュレーション結果を把握できる GUI を実装したシミュレータがあれば、土石流の数値シミュレーションに対する敷居が低くなることが期待され、専門家以外のユーザーも土石流数値シミュレーションが自力で行えるようになると考えられる。更には、ユーザーが選択せずとも、設定した初期条件によって対象領域に適したモデルを用いて計算が実行される扱いやすいシステムを採用することで、汎用性の高い土石流シミュレーションシステムが実現可能となるのである。このようなシステムを Kanako と名づけ、開発を行った。

開発したシステムでは、ユーザーが簡単に計算条件の入力を行うことができ、直観的にシミュレーション結果を把握できる GUI を実装することで情報の視覚化³⁾⁵⁾を図った。GUI の詳細については後述する。情報の視覚化とは、情報を図やパターンとして抽象化して表示することによって、対象の特徴が具体化され空間配置が明確化する点や、図やパターンを心的に操作・変形することによって因果推論の理解が容易になる点などの人間の認識特性を活かし、情報への理解をより早く・深くする手法である。情報が図化されることで、数字によって従来表現されていた初期条件である河床形状としての標高や川幅、砂防堰堤の高さや種類、供給ハイドログラフ（土石流）等、情報の持つ特徴を即座に直観的に理解することが可能となる（図 3.2）。計算結果についても、流動深や河床高、流量や流砂量を一つの集約された画面上にリアルタイムアニメーション表示することによって、より多くの情報を一度に閲覧することが可能となり、更には時系列的な空間変動が静止画を見る場合と比較してより効果的に理解可能となるのである。

また、里深・水山によって提案された土石流の流動・堆積モデル^{6),7)}に改良を加えて、従来では個別にプログラムを作成する必要があった砂防堰堤を複数基設置する場合や異なる種類の砂防堰堤を組み合わせで設置した条件下での計算を、一つのシステム上で実行可能とした。これにより、多様な砂防堰堤を設置した条件下における土石流制御効果や維持管理法に関する高度な検討が容易に行えるようになると考えられる。更に、和田らによって提案された結合モデル⁸⁾を統合することによって、急勾配の山地河川における 1 次元計算から緩勾配領域における 2 次元計算までを統合的に計算可能とし、より総合的なシミュレーションが実施可能となった。システム内で利用するモデルの詳細は、4 章と 5 章において説明する。



(a)河床形状データ



(b)流量データ

図 32: 数値データ(左図)と情報を視覚化した画面一例の対応(右図)

3. 2 Kanako のシステム

3. 2. 1 開発環境

システム開発においてはMS Visual Basic.NETを利用した。Visual Basic.NETは現在最も広く用いられている開発言語の一つであり、この言語で作成したプログラムは、MS Windows OS が持つ様々なグラフィック機能、インタラクティブなユーザーインターフェイス機能を容易に活用できる。またユーザー人口も多く、習得も比較的容易なプログラミング言語であるため、第三者によるプログラムの修正や拡張が容易であると考えられる。

3. 2. 2 システム概要

Visual Basic.NET 上で開発したシステムは、初期条件入力や計算結果表示を担うインターフェイス部分と、シミュレーションを行う計算部分を併せ持つ(図 3.3)。

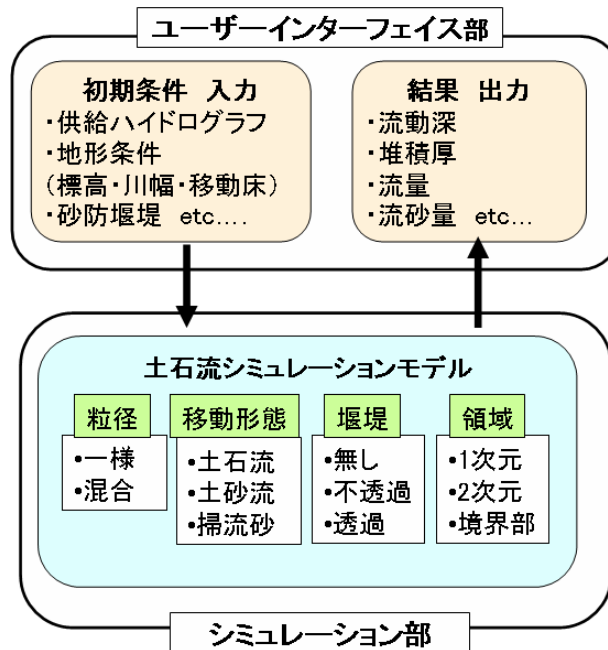


図 33:システム諸機能関連図

インターフェイス部では、利用者が計算条件などを簡単に入力し、シミュレーション結果を直観的に把握できるよう、マウスによる入力、及びグラフィックを多用した表示を基本としている。このことにより、高度な専門知識がなくても簡単に土石流の流下過程や堆積過程を計算することが可能となった。

開発したシミュレータ名は Kanako とした。2006 年 5 月までに完成した不透過型・スリット型砂防堰堤を設置した山地河川での汎用土石流 1 次元シミュレータを Kanako (Ver. 1.00) とし、2007 年 9 月には格子型砂防堰堤までを設置可能とした Kanako (Ver. 1.10) が完成している。これによって、大部分の山地溪流に対応できる土石流 1 次元シミュレーションが実現可能になった。Kanako (Ver. 1.4) インターフェイス部における主要機能を表 3.1 に示す。

Ver. 1.4₁は、一様粒径を対象とした 1 次元シミュレーションシステムについて、Ver. 1.1₁からバグの修正や GUI 部、計算部の改良を実施してきた、現段階で最新版のものである。なお、2009 年 11 月までには 1 次元計算領域から 2 次元領域までを統合的に計算可能な Kanako 2D(Ver. 2.0₁)や、混合粒径に対応した Kanako (Ver. 1.5₁) や Kanako 2D(Ver. 2.1₁)も完成している。

表 3.1: Kanako1.4 インターフェイス部・主要機能

主機能	機能詳細	説明
入力	河床形状	河道中心線に沿った縦断形状、川幅を設定
	砂防堰堤	種類（不透過、スリット、格子）、高さ、設置位置、基数の設定
	ハイドログラフ観測点	数、設置位置の設定
	供給ハイドログラフ	上流端から供給される土石流の流量、土砂濃度の設定
	初期河床堆積厚	計算開始前の河床堆積厚（移動床厚さ）設定
	フィールド	計算点数の設定
	保存・呼出	入力の諸条件を保存・呼出
出力	計算実行中の結果をリアルタイムアニメーション表示	画面の縦断地形上に流動深・堆積厚を表示 ハイドログラフ観測点における流量・流砂量を表示
	計算終了後の結果保存	詳細な計算結果データを保存

インターフェイス部を介して条件設定を行った後、計算を開始すると、計算部を介してシミュレーションが実行され、同時にインターフェイス部を介して結果が出力される。なお、各バージョンにおける詳細な GUI 機能は 4 章や 5 章で、計算部については、3.5 及び 4 章、5 章で後述する。

Kanako を利用することで、土石流計算を深く知らないユーザーでも所定の入力条件設定さえ行えば、シミュレーションを実行することができる。これは、一部の専門家以外には設定が困難である各種パラメータ（マニングの粗度係数・堆積速度係数、等）や計算モデルは予め設定されており、ユーザーはこれらを意識することなく、計算を実行できるためである。設定ファイルを編集することで、これらの計算に必要な各種パラメータを変更することも可能である。

3.3 ユーザーインターフェイス(UI)

一般的にユーザーインターフェイスとは、ユーザーからのデータ入力方式や、ユーザーに対する情報の表示様式を規定する、コンピュータシステムの「操作感」の意味で使われる。土石流数値シミュレーションでは、河床形状・供給土石流等の入力方法、計算結果である流量・堆積土砂量等の表示の表現形式に相当する。また、GUI とは Graphical User Interface の略であり、表示に多くの絵や画像を用い、基礎的な操作の大半をマウスなどのポインティングデバイスによって直観的に行なうことができるユーザーインターフェイスであり、コマンド入力をベースとした CUI (Character based User Interface) と対比されて用いられることが多い。

3.3.1 ユーザーインターフェイス(UI)を介した情報の入出力

GUI を実装した Kanako での情報の入出力は、例えば河床形状入力を行う際であれば、マウスポインタを設定する点に合わせた後ドラッグを行い、特定の位置でドラッグを止めると新しい点の位置が決定される。このユーザー操作の背後では、以下の処理が行われている。

- ①設定する点にマウスポインタがある距離以下に接近すると、その点を選択されたことが判別される。
- ②次に、その点がドラッグされている間は、ポインタの位置座標が随時取得される。
- ③ドラッグ終了時点では、位置座標が記録され、さらに実際のシミュレーションで用いるデータへ数値が変換され、新たな入力条件が設定される（図 3.4）。

同様に、砂防堰堤のパラメータ入力画面では、高さやスリット幅、堰堤の種類、格子型砂防堰堤の詳細形状といった情報が、「決定」ボタンをクリックした時点で、新しい情報としてシステム内に記録される。なお、ユーザーはこのような複雑な処理がマウス操作の背後で行われていることを意識することはない。

出力においては、土石流の数値計算を行いながら、画面上に計算結果として各時刻における流量ハイドログラフや流動深・堆積厚を地形上に連続して描画することによってリアルタイムのアニメーション表示を可能にしている。従来の計算システム上では、計算終了後まで経過を確認することが出来ない場合が殆どであったが、計算中の結果が表示されることによって、扱いに長けたユーザーにとっても、誤った初期設定を行ったような場合に、適当でない結果が経過として表示されることによって、設定ミスを早い段階で発見可能となり、特に設定した計算時間が長く計算実施にも時間コストが必要な計算を実施する際には、誤った計算を実施することによる時間や労力の損失が大きくなることを防ぐなどの利点も挙げられる。

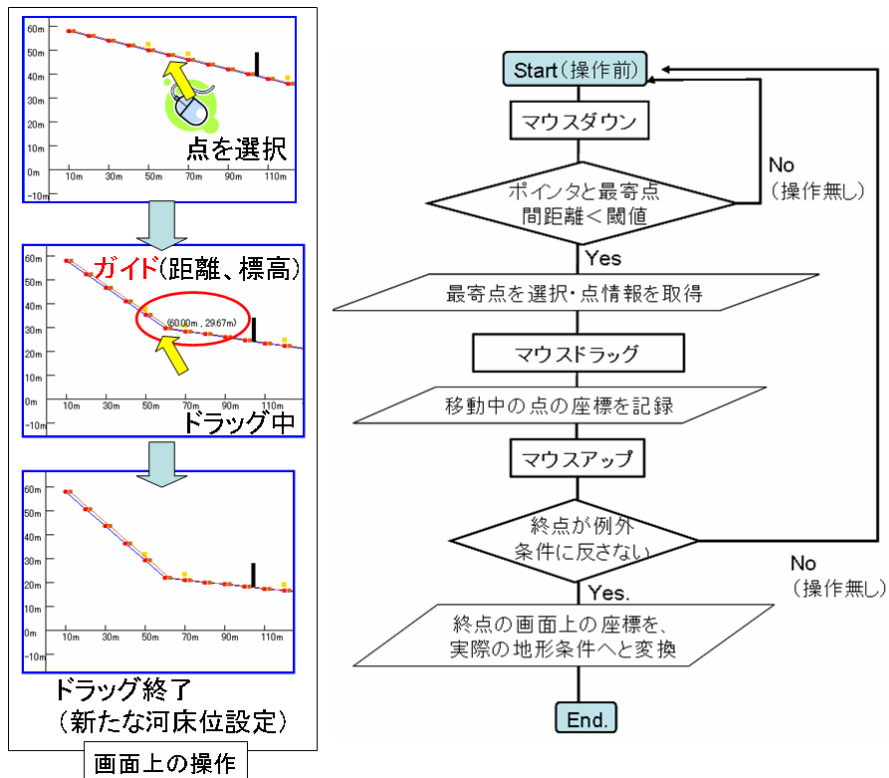


図 34: 画面上の操作(左図)と背後で行われる情報処理の入出力フローチャート(右図)

3. 3. 2 GUI 実装のための開発言語

VB.NETを選択した理由は、3.2.1で述べた通りであるが、なぜ従来の土石流数値計算で広く普及していたFortranはGUIを実装した汎用シミュレータ開発に適さないかを詳細に示すため、両プログラム言語の特徴の比較を表3.2に挙げ、後述する。

表3.2: プログラム言語の特徴比較

比較項目	Fortran	VB.NET
概要	<ul style="list-style-type: none"> 科学技術計算処理が主目的 数値計算や解析に適する 習得が困難 	<ul style="list-style-type: none"> 視覚的要素を備える 構造化プログラミングやオブジェクト指向プログラミングが可能 簡単かつ高機能
言語処理の種類・実行速度	<ul style="list-style-type: none"> コンパイラ (一括翻訳) 方式 速い 	<ul style="list-style-type: none"> インタプリタ (同時通訳) 方式 遅い (Fortranとの比較)
ユーザー	<ul style="list-style-type: none"> 利用者少ない 専門家が多い (利用層が少なく、限定的) 第三者による修正や拡張が困難 	<ul style="list-style-type: none"> 利用者多い 初心者・学生からシステム会社で働くプロまでと利用層が幅広い 第三者による修正や拡張が容易
操作感	<ul style="list-style-type: none"> GUIを備えず、対話的・直観的な操作が困難 	<ul style="list-style-type: none"> GUIを備え、対話的・直観的な操作が可能
土石流計算における利用頻度	<ul style="list-style-type: none"> 数多く利用 既存プログラムを直接利用・修正 	<ul style="list-style-type: none"> 現在、利用数は少ない

Fortranは科学技術計算処理を主たる目的として開発された言語であり、数式をほぼそのままの形でプログラム内に記述できるなど数値計算・解析に非常に適したプログラミング言語である。土石流シミュレーションにおいても例外ではなく、多くのプログラムがFortran上で作成されている。

また、コンパイラ方式（一括翻訳型）であるため、実行速度が非常に速いという利点がある。従来の土石流計算プログラムを活用する場合には、既存の言語で書かれたものを直接利用・修正することが容易であったために、Fortranを踏襲してきた面も考えられる。

一方で、開発されてからおよそ半世紀が経過しており、他の新しい言語と比較して見劣りする点も目立つ。GUI を備えておらず、対話的・直観的な操作が不可能であり、プログラム操作の習得に時間を要するなどの欠点も併せ持つ。また Fortran は現在では比較的マイナーな言語となっており、第三者による拡張は今後難しくなることも予想される。

Visual Basic.NET は言語自体が簡単なため、初心者や学生にも広く使われているが、多くのシステム開発会社でも採用されている。誤解されることが多いが、「簡単」ではあるが「低機能」ではない。「簡単で高機能」であることが特徴である。そのため、プロから素人まで幅広い支持を集めており、ユーザー人口が多く、第三者による拡張・修正が行いやすいといえる。Windows を開発したマイクロソフト社が提供している言語であるため、Windows プログラムが簡単に作れるだけでなく、Excel や Word などマイクロソフト社が提供する各種アプリケーションの高度な応用のためのマクロ言語の基本となっているプログラム言語（VBA）と共通する点が非常に多いことから、VBA を習熟したユーザーには、VB.NET が比較的簡単に扱えるのも大きな利点である。

Visual Basic.NET が簡単と言われるのは、視覚的要素を備えた開発環境を提供する言語であり、実際にプログラムを実行した状態を画面に表示しながらプログラミングを行うことが可能であるためである⁹⁾。テキストボックスやボタン等のソフトウェアの部品を、図形として画面上に配置することで、大まかな画面を設計することが可能となる。Basic の進化形なので、使いやすさも備えており、構造化プログラミングやオブジェクト指向プログラミングも可能である。このような理由から、Visual Basic.NET は現在多くの場面で使用され、開発ツールとして重要な位置を占めている。画面に表示されたアイコンやメニュー、ボタン操作によって入力が行われた箇所を判別して、入力が行われた場所についてプログラムに知らせるイベント駆動型であり、統合開発環境を採用している点も、GUI 実装において非常に使い勝手が良い点であるといえるであろう。

イベント駆動型としての特徴を例を挙げて説明する。図 3.5(a)では、ピクチャーボックスとボタンと Windows アプリケーション画面を配置した。そして、簡単な操作によって、ボタンクリックというイベントが発生した際の処理を行うメソッドの枠組みが自動的に作られる。図 3.5 (b)では、そのメソッド内に一行を書き加えた事によって、ボタンクリックを実行した際の新たなイベントが記録された。これで、アプリケーションが実行された際に、ボタンをクリックすると、設定されていたピクチャーファイルが可視化される簡易的なアプリケーションが完成した（図 3.5 (c)）。このように、高機能なアプリケーションを作成するための道具（ツール）が提供されており、それを利用することで簡単に Windows アプリケーションが作成できるのが大きな特徴である。

上述した様な利点が多く、インタプリタ型（同時通訳方式）であることから計算実行中に経過を確認しながら実行できる利点等も存在する反面、一括翻訳型である Fortran などと比べると実行速度が遅くなることは否めない。しかしながら、ムーアの法則¹⁰⁾にも表されているように、PC の処理能力は日進月歩で向上している。開発初期と 2009 年 11 月現在では約 5 年が経過しているが、同じ Kanako アプリケーションを実行するに当たっても、当事の PC と最近導入した PC を用いた場合を比較すると、計算の所要時間が短縮されていることは十分実感でき、今後、.NET Framework を用いたアプリケーションと Fortran で実施するプログラムが、計算時間について論議するほど処理能力の大きな違いが出てくるとは考えにくい。



(a)画面デザイン

```
Private Sub Button1_Click(ByVal sender As System.Object, _
    ByVal e As System.EventArgs) Handles Button1.Click
    '以下のコードを書き加える
    PictureBox1.Visible = True
End Sub
```

(b)メソッド



(c)実行例

図 35: イベント駆動プログラミングの一例

3.4 計算プログラムの集約・統合

本研究で開発するシステムにおいては、既存の土石流シミュレーションモデルやプログラムに改良を加えることや、複数のモデル・プログラムを効率的に統合・集約することにより、異なる初期条件を設定する場合でも一つのシステム上で実施可能とすることを目指した。システム内の計算モデル部の詳細については4章や5章に後述するので、本節ではどのように集約・統合を実施したかを述べるに留める。

図 3.6 上部図の様に、従来の土石流シミュレーションモデルやプログラムにおいては、特定の条件下での計算を実施することが対象であったため、一つのシステム上で検討できる事象が限られていた。例えば、参考文献 6)で里深が計算を実施したプログラムでは、不透過型砂防堰堤を一基設置した場合の計算は実施出来るが、複数基設置した計算を実施することは出来ない。また、7)で提案された格子型砂防堰堤を設置した計算も行えない。

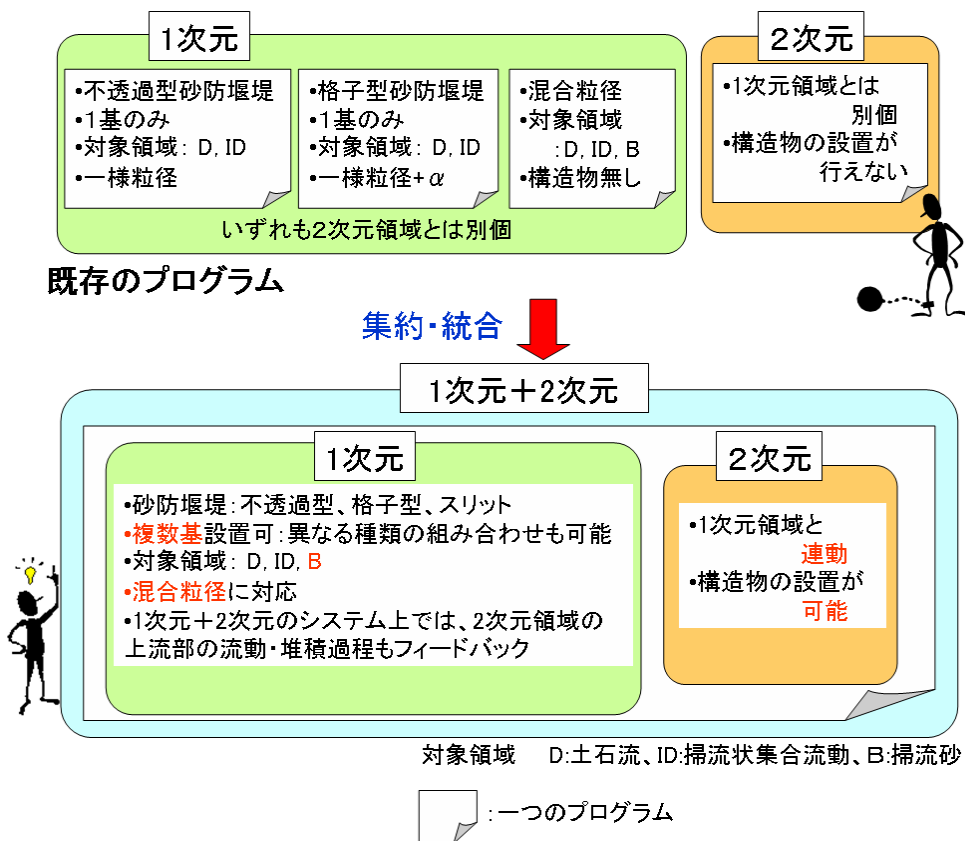


図 36 既存の土石流シミュレーションプログラム(上図)とプログラムの集約・統合の概念図(下図)

しかし、実際のシミュレーションを実施する際には、複数基設置した計算や異なる種類を設置した場合の比較、更には複数基設置する際に異なる種類の堰堤を配置すること等も検討対象になる場合も多々ある。また、6)や7)のプログラムでは流れの移動形態の対象は、土石流や掃流状集合流動の場合に限定され、更に勾配の緩くなった掃流砂領域については計算対象とされていなかった。しかし、砂防堰堤を設置した下流への影響を調べる際には、掃流砂領域までを対象として計算を実施したい事例が出てくることも十分に考えられる。

このような不具合を解消して、一つのシステム上で多様な条件下での計算を可能とするために、複数のモデルを集約・統合した。例を挙げると、Kanakano (Ver. 1.4)では6)と7)のプログラムを統合して、異なる種類の砂防堰堤を設置した計算を一つのシステム上で可能とした。

また、里深・水山によって提案された土石流の流動・堆積を計算するプログラム^{6),7)}に改良を加えて、従来では個別にプログラムを作成する必要があった砂防堰堤を複数基設置する場合や異なる種類の砂防堰堤を組み合わせで設置した条件下での計算を、一つのシステム上で実行可能とした。これにより、多様な砂防堰堤を設置した条件下においての土石流制御効果や維持管理法に関する高度な検討が容易に行えるようになると考えられる。更に、和田らによって提案された結合モデルを導入することによって、急勾配の山地河川における1次元計算から緩勾配領域における2次元計算までを統合的に計算可能とし、より総合的なシミュレーションが実施可能となった。

3.5 まとめ

本研究では、計算精度の向上や現象のより高度な解明といった従来の研究が目指してきた方向とは異なり、より多くのユーザーがより快適に土石流シミュレーションを行えるようになることを目的としている。いわば我々研究者が蓄積したノウハウの一般技術者への還元といえよう。これまで計算に馴染みが無かった人たちが興味を持ち、自分の手でシミュレーションを試みてくれるようになれば幸いである。なお、一様粒径に対応した1次元のKanako (Ver. 1.4) 及び1次元と2次元のKanako 2D (Ver. 2.0) は (財) 砂防・地すべり技術センターのWebサイトから無償でダウンロードできる。

GUIの実装やモデル・プログラムの集約・統合によって操作性や利便性が向上したが、用いたモデル内部について簡略化等を行った訳ではない。既存のFortran等で構築されたシミュレータと同様に、支配方程式を細かな時間スケールで離散化して解いており、計算精度は既存のものと同程度である。モデルについて理解できないまま使用するユーザーが増えるのでは、と開発当初に危惧されたが、既存の計算システムを用いた場合においても、一度作成したプログラムを利用・踏襲すると、内部の支配方程式や離散化の手法などの詳細を知らずとも、実施できてしまう点は同様である。初期条件に適したパラメータや Δt 、 Δx 等を選択できない場合には、適当な結果が得られない点についても同様である。更に、これまではモデルやパラメータなどを詳細に理解しないと数値計算に関われない、実施できない暗黙の制約のようなものが存在していた点も、シミュレーションの裾野を広げるという観点からは大きなマイナスとなっていた。

本研究においてはGUIを実装したシステムの開発によって、煩雑な入出力の手間を省き、モデルや用いたパラメータ、離散化手法などをさほど理解していなくても、ある程度の土石流数値計算を実施出来るユーザーを増やすことが大きな目標であった。これまで困難・複雑・煩雑というイメージが強かった土石流計算への敷居を低くして、土石流数値シミュレーションの可能性、適用性に対する興味・関心を引き出すことが本研究の課題であったともいえよう。GUI実装によって、簡易的な計算は一般ユーザーにも容易に実施可能となることにより、実現現象のイメージが掴める、計算結果についても検討が可能になるといった新たな利点が生じる。

土石流数値計算においては、今回適用した中川・高橋らの考え方をベースとした里深・水山らや和田らのモデルだけでなく、2章の既往研究にも詳述したように構成則や侵食・堆積速度について異なったアプローチで構築された江頭⁸⁾によるモデルや他にも橋本・椿⁹⁾によるモデル等も存在する。一部の条件下においては計算結果に差異が生じるとはいえ、実現現象の適用においては研究者間で議論されているほど大きな違いを生じないことが多い。開発中においてもモデルを複数搭載して、ユーザー側に選択できるようにする案も出たが、モデルについての選択肢が広がることは、ユーザー側にとって必須でないように思われた。特に、土石流数値計算のエキスパート以外の利用者にとっては、選択肢が増えることによる困惑の方が大きいのではないかと考えられた。そこで、本研究では中川・高橋らの考え方を基にして構築されたモデルを適用している。今後、ユーザー側からのニーズが大きくなるのであれば、高橋モデル以外のモデルの搭載も可能である。

これまで、砂防技術者及び一般市民にとってわかりやすく、使いやすいシミュレータ開発を目指してきた。しかし、両者は砂防に関する知識が大きく異なる上、砂防に関する数値シミュレーションと防災教育・啓発のために求められるニーズとの間には差異がある。その違いに着目して、今後はそれぞれに対応したシステム開発や、Kanako利用方法の提案等も考えられる。

参考文献

- 1) 高橋保, 中川一: 豪雨時に発生する石礫型土石流の予測, 砂防学会誌, Vol. 44, No. 3, pp. 12-19, 19
- 2) 高濱淳一郎: 土石流の一次元シミュレーションのユーザーインターフェイス, 京都大学農学研究科山地保全学分

野セミナー資料集, 2004

- 3) 高田哲司, 小池英樹: 見えログ: 情報視覚化とテキストマイニングを用いたログ情報ブラウザ, 情報処理学会論文誌 Vol. 41, No. 12, pp. 3265-3275, 2000
- 4) 飯田進史, 五十嵐孝浩, 高木茂知: 分散シミュレーション統合技術を適用した水害危機管理行動支援システムに関する一考察, 河川技術論文集 Vol. 9, pp. 161-166, 2003
- 5) 増井俊之: 情報視覚化の研究動向, 情報の科学と技術 Vol. 54, No. 11, pp. 558-567, 2004
- 6) 里深好文, 水山高久: 砂防ダムが設置された領域における土石流の流動・堆積に関する数値計算, 砂防学会誌, Vol. 58, No. 1, pp. 14-19, 2005
- 7) 里深好文, 水山高久: 格子型砂防ダムによる土石流の調節に関する数値解析, 砂防学会誌, Vol. 57, No. 6, pp. 21-27, 2005
- 8) 和田孝志, 里深好文, 水山高久: 土石流の 1 次元・2 次元シミュレーションモデルの結合, 砂防学会誌, Vol. 61, No. 2, pp. 36-40, 2008
- 9) 稲垣耕作: 理工系のコンピュータ基礎学, コロナ社, pp. 78-P. 81, 2006
- 10) Gordon Moore: Cramming more components onto integrated circuits, Electronics Magazine, 19 April 1965
- 11) 江頭進治, 伊藤 隆郭: 土石流の数値シミュレーション, 日本流体力学会数値流体力学部門 Web 会誌, Vol. 12, No. 24, 2004
- 12) 椿東一郎・橋本晴行・末次忠司: 土石流における粒子間応力と流動特性, 土木学会論文集, No. 317, pp. 79-91, 1982

4. 1次元汎用土石流シミュレータ Kanako

4.1 はじめに

土石流の発生・流動・堆積を予測するツールとして、また、砂防構造物の効果検証のためのツールとして、これまでに様々な土石流数値シミュレーションモデルが提案され、それらを実装したシミュレーションプログラムが開発されてきた^{1), 2)}。しかし、これらのモデルやプログラムを活用するために必要となるユーザーインターフェースの整備や、操作性を考慮したモデルやプログラムの集約・統合化は遅れており、専門家以外のユーザーは利用する機会が無く、シミュレーションに長けたユーザーにとっても煩雑な作業となっていた。そこで、扱いやすいGUIを実装した汎用土石流シミュレーションシステム Kanako を開発した。里深・水山によって提案された土石流の流動・堆積モデル^{3), 4)}や松本・和田らによって提案された混合粒径モデル⁵⁾をベースとして、要求される条件に応じて多様な計算を一つのシステム上で実施可能とした。

開発したシステムでは、ユーザーが簡単に計算条件の入力を行うことができ、直観的にシミュレーション結果を把握できるGUIを実装することで情報の視覚化^{6), 7)}を図った。情報が視覚化されることで、数字によって従来表現されていた計算結果である土石流の流動・流量・流砂量・河床の形状変化といった、より多くの情報を一度に閲覧することや、情報の持つ特徴を即座に直感的に理解することが可能となり、土石流の数値計算を専門としないユーザーも土石流数値シミュレーションが自力で扱えるようになると考えられる。

計算部については、里深・水山によって提案された土石流の流動・堆積モデル^{3), 4)}に改良を加えて、従来では個別にプログラムを作成する必要があった砂防堰堤を複数基設置する場合や、異なる種類の砂防堰堤を組み合わせ設置した条件下での計算を、一つのシミュレータ上で実行可能とした。これにより、多様な砂防堰堤設置条件下での土石流制御効果や維持管理に関する高度な検討が容易に行えるようになると考えられる。土石流並びに掃流状集合流動のみを対象としていた計算領域を、掃流砂が卓越する緩勾配領域にまで広げ、ほとんど全ての山地河川における計算を可能とした。更に、里深・飯尾⁸⁾らや松本・和田⁹⁾らによる混合粒径モデルを適用することによって、混合粒径を対象とした1次元計算までを可能とした。

本章では、開発したGUIを実装した1次元汎用土石流シミュレータシステム Kanako について、搭載したモデル、並びにGUI機能について記述する。

4.2 一様粒径を対象とした Kanako (Ver.1.4)

本節では、一様粒径を対象とした汎用土石流シミュレーションシステム Kanako⁹⁾について記述する。計算部として用いた支配方程式や搭載したモデル、設置可能な砂防堰堤や堰堤に応じたモデルについて記す。また、UI部として搭載したGUIを実装した入出力機能について述べる。

4.2.1 計算部

本システムでは、二粒径からなる材料を対象として各種砂防堰堤が設置された領域における土石流の流動・堆積過程を再現しうる数値シミュレーションモデル^{5), 6)}を採用している。河床せん断力や侵食・堆積速度を求める際に平均粒径を用いていることから、大前提としては一様粒径を対象とした計算であるが、二種類のサイズの粒径によって代表される土石流の計算にも対応できるよう、モデルを構築している。また、土石流の流動・堆積に関する支配方程式として高橋ら^{10), 11)}のモデルを使用し、これを差分化することによりシミュレーションモデルが構築されている。本

システムにおいては、土石流の運動方程式と各粒径ごとの砂礫の連続式と全容積の連続式とによって、土石流の流れを表現している。また、平衡土砂濃度と実際の土砂濃度との差によって侵食・堆積速度を評価し、河床変動計算を実施する。

計算部のフローを図 4.1 に示す。

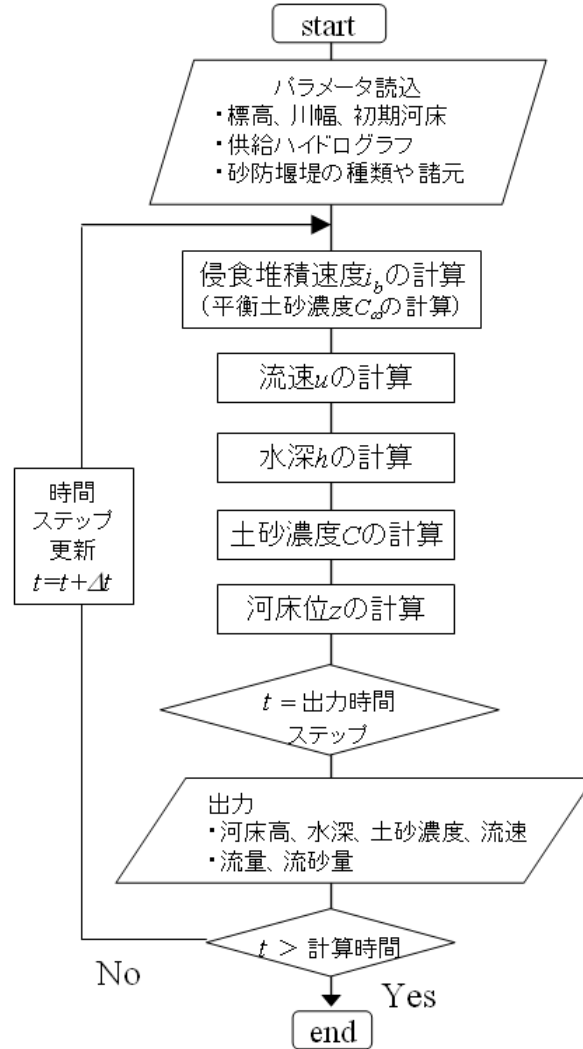


図 4.1: 一様粒径を対象とした Kanako の計算フロー

(1) 支配方程式

いま、大小2種類の材料で構成される石礫型土石流を考え、大きい方の粒径を d_H 、小さい方の粒径を d_s 、土石流中の各粒子の容積濃度をそれぞれ C_H, C_s とすると、土石流中の全粒子の平均粒径 d は次のように表される。

$$d = \frac{C_H d_H + C_s d_s}{C_H + C_s} \quad (4.1)$$

土石流の流動を考える際にこの平均粒径を粒径の代表値として用いることにし、土砂濃度を C とする。ただし、土石流の土砂濃度 C は $C = C_H + C_s$ として表されるものとしている。

本研究で用いた1次元土石流計算の基礎方程式を以下に示す。

運動方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_b}{\rho_m h} \quad (4.2)$$

水・土砂を含めた全容積の保存式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} = i_b \quad (4.3)$$

土砂の体積の保存式

$$\frac{\partial Ch}{\partial t} + \frac{\partial Chu}{\partial x} = i_b C_* \quad (4.4)$$

河床の連続式

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i_b = 0 \quad (4.5)$$

ここに、 h : 流動深、 u : 流速、 g : 重力加速度、 H は流動面標高で $H=h+z$ 、 z : 河床高、 C : 流動層濃度、 t : 時間、 C_* : 河床堆積物の体積濃度、 ρ_m : 流体相の密度、 τ_b : 河床面せん断力、 i_b : 侵食・堆積速度（侵食が正）である。

解析には図 4.2 に示す座標系による支配方程式を用い、運動方程式 (4.2) での移流項は風上差分を用いて、土砂濃度は風上側の値を使用し、圧力項は水面勾配で近似している。

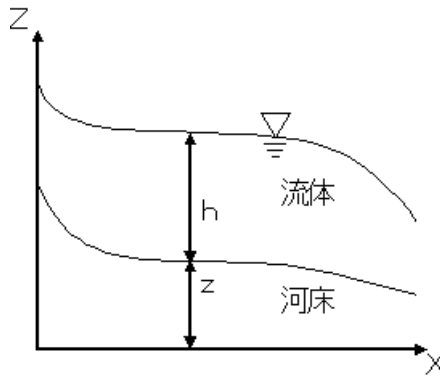


図 4.2: 1次元計算における座標系と流れの模式図

なお、大小2種類の粒子の連続式はそれぞれ以下のように表される。

$$\frac{\partial C_H h}{\partial t} + \frac{\partial C_H hu}{\partial x} = i_{bH} C_* \quad (4.6)$$

$$\frac{\partial C_s h}{\partial t} + \frac{\partial C_s hu}{\partial x} = i_{bs} C_* \quad (4.7)$$

ここに、 i_{bH} : 大粒子の侵食堆積速度、 i_{bs} : 小粒子の侵食堆積速度であり、 $i_b = i_{bH} + i_{bs}$ である。

(2)せん断力

河床せん断力を表す式については、中川・高橋らによる既往研究¹²⁾に従って運動形態の場合分けを行う。運動形態は、土砂濃度に応じて次のように場合分けされる。

$C \geq 0.4C_*$ (土石流) のとき

$$\frac{\tau_b}{\rho h} = \frac{u|u|d^2}{8h^3 \left\{ C + (1-C) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \left\{ \left(\frac{C_*}{C} \right)^{1/3} - 1 \right\}^2} \quad (4.8)$$

$0.01 < C < 0.4C_*$ (掃流状集合流動) のとき

$$\frac{\tau_b}{\rho h} = \frac{1}{0.49} \frac{u|u|d^2}{h^3} \quad (4.9)$$

$C \leq 0.01$ または $h/d \geq 30$ (掃流砂または泥流状乱流土石流) のとき

$$\frac{\tau_b}{\rho h} = \frac{gn_m^2 u|u|}{h^{4/3}} \quad (4.10)$$

である。ここに、 σ : 砂粒子密度、 g : 重力加速度、 n_m : マニングの粗度係数である。

(3)侵食・堆積速度式

河床の侵食・堆積は平衡濃度と実際の土砂濃度との差に起因するとして、侵食堆積速度を次のように与える。

(堆積の場合 : $i_b < 0$)

$$i_b = \delta_d \frac{C_\infty - C}{C_*} \frac{q}{h} \quad (4.11)$$

ここに、 q : 土石流の単位幅流量、 C_∞ : 平衡土砂濃度、 C : 混合粒径砂礫全体の土砂濃度、 δ_d : 堆積速度係数である。

(侵食の場合 : $i_b \geq 0$)

$$i_b = \delta_e \frac{C_\infty - C}{C_* - C_\infty} \frac{q}{d} \quad (4.12)$$

ここに、 δ_e : 侵食速度係数、 d : 粒径である

粒径別の堆積速度はそれぞれ以下ようになる。

$$i_{bH} = \frac{C_H i_b}{C_H + C_s} \quad (4.13)$$

$$i_{bs} = \frac{C_s i_b}{C_H + C_s} \quad (4.14)$$

粒径別の侵食速度は河床表層における各粒子の存在率 f_{bH} と f_{bs} を用いて次のように表される。

$$i_{bH} = f_{bH} i_b \quad (4.15)$$

$$i_{bs} = f_{bs} i_b \quad (4.16)$$

ただし、 $f_{bH} + f_{bs} = 1$ であり、本論においては簡単のため河床の粒度分布の時間的変化は考慮していない。

(4)平衡土砂濃度

平衡土砂濃度 C_∞ については、中川・高橋らによる既往研究¹²⁾に従って運動形態の場合分けを行い、勾配に応じて土石流、掃流状集合流動、掃流砂に区分する。なお、本システムにおいては平衡土砂濃度算定に必要なエネルギー勾配を水面勾配で援用し、その勾配は負の値をとらないものとして計算を実施している。

平衡状態においては等流条件が満足されると考えられることから、河床勾配、水面勾配、エネルギー勾配は等しくなるはずであり、河床勾配に対して平衡濃度を定めるべきかどうかは意見の分かれるところである。侵食・堆積現象が上流側から流下する状態と、その場が流下させうる状態との差に起因すると考えられているだけであるので、水面勾配を採用するのが適当か、河床勾配を採用するのが適当かはこれまでの研究だけでは決め難い。

しかし、特に勾配が急変する領域、特に砂防堰堤が設置された領域においては、河床勾配では不都合が生じるように考えられている。本来、流体を駆動する最大の要因としては、エネルギー勾配を採用すべきかもしれないが、エネルギー勾配は速度水頭 ($u^2/2$) のように流速 u の二乗の形で表現されるために、水深が変化する領域においては時

間・空間的に急変してしまうことが多い。値の急激な変動は、数値計算において振動や発散の要因となるため、計算が不安定になってしまう。一方で、水面勾配は、流量変化が伝播することで変化するので、エネルギー勾配と比較して変動がそれほど急激に発生しない。河床勾配の変化は、流砂の不均衡から生じるため、変化のスピードは三者の中では最も遅いと考えられる。計算の安定性を考慮して、多くの研究者・実務者は水面勾配を採用することが多い³⁾。

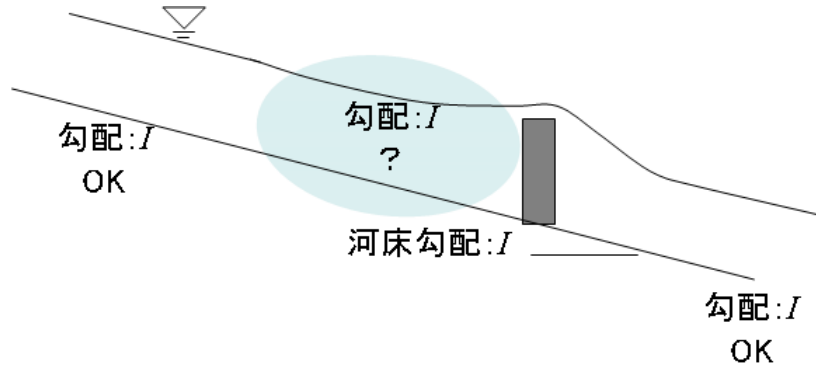


図 4.3: 堰堤上流における水面形状(勾配)と河床勾配の対応の概念図

以下に、勾配に応じた土砂移動形態による平衡土砂濃度式を示す。

$\tan \theta > \tan \phi$ のとき

$$C_{\infty} = C_{\max} = 0.9C_* \quad (4.17)$$

$\tan \phi \geq \tan \theta > 0.138$ (土石流) のとき

$$C_{\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (4.18)$$

$0.138 \geq \tan \theta > 0.03$ (掃流状集合流動) のとき

$$C_{\infty} = 6.7 \left\{ \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \right\}^2 \quad (4.19)$$

$\tan \theta \leq 0.03$ (掃流砂) のとき

$$C_{\infty} = \frac{(1 + 5 \tan \theta) \tan \theta}{\frac{\sigma - 1}{\rho}} \left(1 - \alpha_c^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \alpha_c \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \quad (4.20)$$

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.72 \tan \theta} \quad (4.21)$$

$$\alpha_c^2 = \frac{2 \left(0.425 - \frac{\sigma \tan \theta}{\sigma - \rho} \right)}{1 - \frac{\sigma \tan \theta}{\sigma - \rho}} \quad (4.22)$$

ここに、 τ_{*c} : 無次元限界掃流利、 ϕ : 内部摩擦角、 θ : 水面勾配、 τ_* : 無次元掃流利である。

ただし、 $\tau_* = \frac{\rho}{\sigma - \rho} \frac{h \tan \theta}{d}$ であり、 $\tau_* \leq \tau_{*c}$ のときは $C_{\infty} = 0$ である。

(5) 砂防堰堤の設置に関する条件設定

本システムでは上述の基礎式を差分化して数値シミュレーションモデルを構築する際、スタッガードスキームを使

用している。この方法では図 4.4 の様に、水深や河床位等を算出するスカラー量と、流量や流速を算出するベクトル量が $(1/2)\Delta x$ だけ上下流方向にずれた形で設定されている。ここではベクトル量の評価点に砂防堰堤を配置するものとしている。砂防堰堤からの流出流量を求める際には、堰堤天端上の水深 h' が必要となるので、これは以下のように設定している³⁾。

流速計算地点における水深としては、風上側の水深を採用する。堰堤地点の水深計算については、堰堤直上流の河床位が堰堤天端高を越えている場合、その水深を堰堤地点の水深とする。堰堤直上流の河床位が堰堤天端高を越えない場合、堰堤直上流の水位と堰堤天端高との差を堰堤地点の水深とする。堰堤直上流の水位が堰堤天端高を越えない場合、堰堤地点の水深を最小水深に等しいものとし、流速を 0 にしている。

$$h' = \begin{cases} h_i + z_i - z_d & (h_i + z_i - z_d \geq 0) \\ 0 & (h_i + z_i - z_d < 0) \\ h_i & (z_i > z_d) \end{cases} \quad (4.23)$$

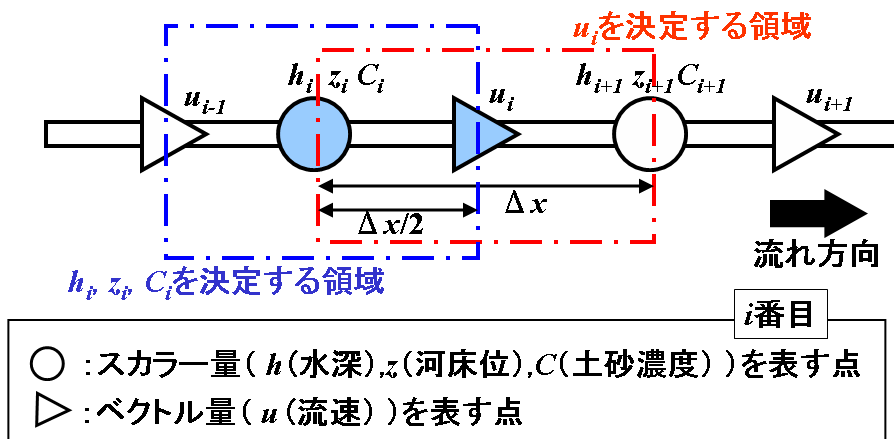


図 4.4:スタaggerドスキームにおける変数の配置

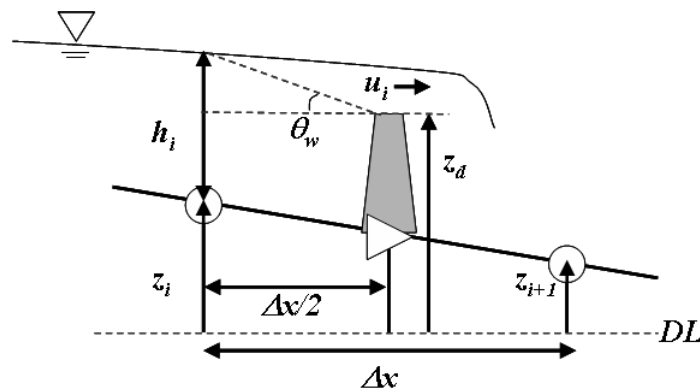


図 4.5:砂防堰堤地点における変数の配置と水面勾配の設定

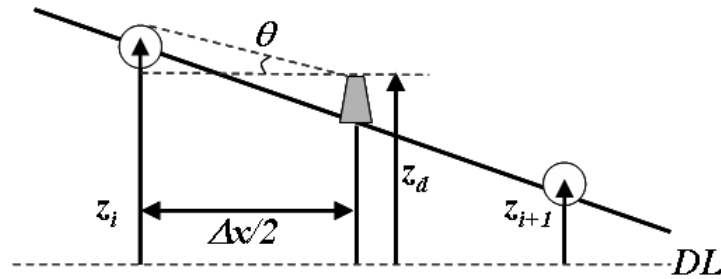


図 4.6: 砂防堰堤地点における変数の配置と河床勾配の設定

ここに、 h_i : 堰堤の直上流に位置するスカラー量評価点における水深、 z_i : h_i と同じ地点における河床位である (図 4.5 参照)。なお、砂防堰堤が設置されていない通常のベクトル量評価点においては、流れの上流側の水深と当該地点の流速とを用いて流量を計算している。

流れを計算する際に必要となる堰堤上流の水面勾配 θ_w は、図 4.5 に示すように上流側断面の水位と堰堤天端高さとの差を用いて、以下のように表している。

$$\theta_w = \tan^{-1} \left\{ \frac{h_i + z_i - z_d}{\Delta x/2} \right\} \quad (4.24)$$

平衡土砂濃度を計算する際に必要となる河床勾配 θ は図 4.6 に示すように、上流側断面の河床位と堰堤天端高さを用いて以下のように表している。

$$\theta = \tan^{-1} \left\{ \frac{z_i - z_d}{\Delta x/2} \right\} \quad (4.25)$$

(6)不透過型砂防堰堤の上流域における堆積速度式

従来の土石流計算で用いられる式 (4.11) の堆積速度式を、砂防堰堤上流域の河床変動に適用すると、得られる堆積速度が過少評価される問題が生じる。これは、堰堤の影響によって流動深が急激に増加して流速が小さくなるためであり、堆積速度式 (4.11) を導く際にこのような条件は考慮されていないからである。しかし、このような断面急変部の堆積現象 (土石流の停止現象) を議論するには未だ解明されていない事象が多く、現状において合理的な方法を提案・採用できる段階にはない。ここでは、これまで河床変動計算でよく用いられてきた手法¹³⁾、すなわち砂防堰堤の天端高と堰堤上流域の河床高との関係に応じて、堰堤からの土砂の越流条件を決定する方法を援用する。従来の河床変動計算においては、堰堤上流の河床高が砂防堰堤天端高を上回るまでは、堰堤から土砂が越流しない、という条件を設定している場合が多い。土砂の移動形態が掃流砂である緩勾配領域では、この条件の適用性はかなり高い。堰堤上流にポケットが存在すれば、底面付近の流速は小さくなり、掃流力が低下して土砂はその地点に堆積するからである。一方で、土石流に関しては必ずしも同じような状況が現れるとは限らない。すなわち、土砂と水とが一体化して流れている状態であれば、たとえ堰堤上流の河床位が堰堤天端より低くても、堰堤上流の水位が上昇して越流が始まれば、土砂の一部は水と分離することなく堰堤を越流すると考えられるからである。またこれとは逆に、堰堤に土石流が衝突すると、粒子間距離が急激に小さくなり、粒子間摩擦が急増することで土石流は急停止するということも考えられる。このように、断面急変部の土石流の挙動、ことに実スケールの現象に関しては、未解明な点が多いのが実状である。この点に関しては更なる今後の研究が必要であると思われるが、本システムで援用した、里深らの既往研究³⁾においては、堰堤上流にポケットがあれば土砂と水が容易に分離されるものとして、以下のような条件が設定されている。砂防堰堤より上流の領域において、地点 i における河床位が砂防堰堤の天端高より低いとき、すなわち、 $z_i < z_d$ であるとき、上流から流入するすべての土砂が瞬時にその地点に堆積するものとする。

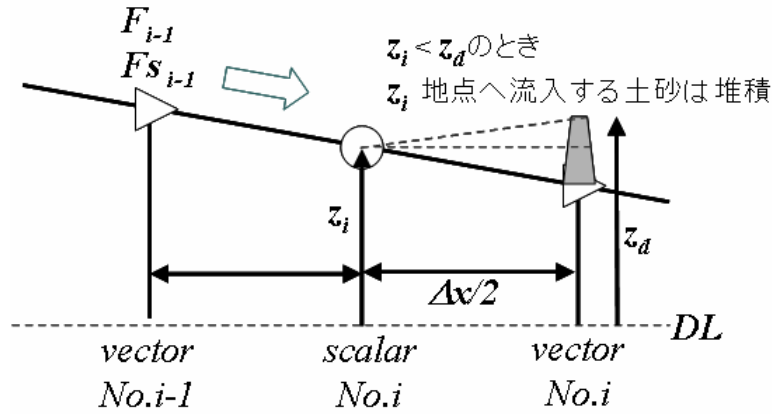


図 4.7: 砂防堰堤上流地点に流入するフラックス

なお、水深と土砂濃度を算出する際には、フラックスを用いて計算する。地点 i におけるフラックス F_i は、風上側の値、すなわち地点 i において流速 u の正負で場合分けを行って算出する。

$u > 0$ のとき

$$F_i = u_i h_i b m_i \quad (4.26)$$

$u < 0$ のとき

$$F_i = u_{i+1} h_{i+1} b m_i \quad (4.27)$$

なお、 $b m_i$ は流速評価点における川幅で、 k 地点の川幅を b_k とすると、 $b m_i = (b_i + b_{i+1})/2$ である。

上流側水深が閾値と設定した水深より小さいときは、流量、流砂量フラックスは 0 とする。堰堤地点においては、直上流地点の河床位が堰堤天端高を越えている場合、その地点の水深をそのまま使用してフラックスを求める。堰堤地点において直上流地点の河床位が堰堤天端高を越えていない場合には、その地点の水位と堰堤天端との差を水深の代わりにしてフラックスを求める。堰堤地点において直上流地点の水位が堰堤の天端高を越えていない場合、フラックスは 0 とする。

図 4.7 の様に当該地点 i (スカラー量) に流入する土砂粒子のフラックス $F_{s,i}$ は、

$$F_{s,i-1} = F_{i-1} C_{i-1} \quad (4.28)$$

と表されることから、土砂の堆積速度 i'_b は以下のように表される。

$$i'_b = -\frac{F_{s,i-1}}{C_* \Delta x} \quad (4.29)$$

式(4.11)で計算される堆積速度のかわりに i'_b を用いることにより、堰堤上流域における急激な土砂の堆積を表せるようになると考えている。なお、各粒径について当該地点に流入する大粒子のフラックス $F_{sH(i-1)}$ と小粒子のフラックス $F_{sS(i-1)}$ は次のように表される。

$$F_{sH(i-1)} = F_{i-1} C_{H(i-1)} \quad (4.30)$$

$$F_{sS(i-1)} = F_{i-1} C_{s(i-1)} \quad (4.31)$$

故に、各粒径の堆積速度 i'_{bH} ならびに i'_{bS} はそれぞれ以下のように表される。

$$i'_{bH} = -\frac{F_{sH(i-1)}}{C_* \Delta x} \quad (4.32)$$

$$i'_{bS} = -\frac{F_{sS(i-1)}}{C_* \Delta x} \quad (4.33)$$

(7)スリット型砂防堰堤が設置された領域の計算

スリット型砂防堰堤を設置した計算では、砂防堰堤を設置するベクトル評価点の前後にあるスカラー評価点の川幅がスリット幅に等しいとしている。川幅が急縮することによって、せき上げ効果が期待され、流動深が上がることによって流速が小さくなり、堰堤上流において堆積が起こるものとしている。なお、現行ではスリット部の急縮によるエネルギー損失は考慮していない。

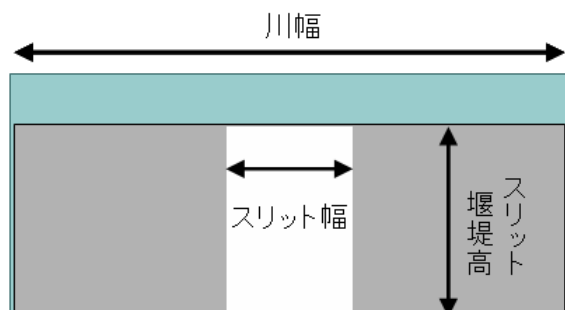


図 48:スリット型砂防堰堤の概念図(矩形断面において)

図 4.8 のように、スリット堰堤を設置した領域において、水位がスリット堰堤高を超えるまでは、スリット幅に拘束された状態で流動する。水位がスリット堰堤高を超えた場合には、堰堤高よりも高い領域は川幅の広さまで流れが拡幅する。なお、昨今山地河川においてよく見られる二本以上のスリットが入った、楕型のスリット型砂防堰堤については、現時点においては対応していない。また、スリット部における閉塞も考慮しておらず、閉塞を考慮する場合や楕形のスリット堰堤を計算するには、(8)で挙げる格子型砂防堰堤の計算手法を援用して、横桁を設置しない或いは一本だけ高い位置に設置した縦部材のみの格子型堰堤を設定することで対応可能となる場合もある。

(8)格子型砂防堰堤が設置された領域の計算

昨今の砂防事業において、通常出水時に不透過型堰堤は土砂が堰堤上流に堆砂してしまい、土石流発生時などの大出水時に本来の効果を十分に発揮しきれないことや、河川の分断による環境への影響が大きいことなどから、格子型砂防堰堤などの透過型堰堤が注目されている。2007年に改正された砂防計画策定指針においても、透過型や部分透過型の砂防堰堤の適切な策定方法が記述され、より積極的な格子型堰堤をはじめとする透過型砂防堰堤の設置が広がってきている。格子型砂防堰堤は、格子間を土砂が閉塞していくことによって、閉塞した高さまでが不透過型砂防堰堤と同様の働きをするものである。格子間と比較して十分に小さい土砂や水のみが流れる際には、その流れを妨げる働きをしないものと考えられる。

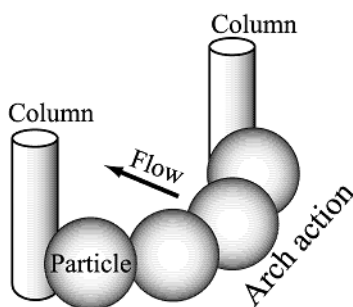


図 49:アーチの形成による格子の閉塞現象

高橋・中川・里深ら¹⁴⁾は格子間隙の閉塞現象に関して水路実験を行い、図 4.9 のような複数の大粒子によるアーチ形成が格子間の閉塞を生むことを明らかにした。また、数値シミュレーションにより閉塞事象が発生する確率と柱

の間隔や大粒子の直径および濃度といったパラメータとの関係を明らかにしている。

王¹⁵⁾はこの閉塞確率を用いて、格子堰堤による土石流の調節に関する数値解析を行っている。この計算においては閉塞確率に基づいて計算の各時間ステップ内で格子間が閉塞するか否かを判断し、これを堰堤地点の境界条件として与えている。この手法では、数十回から数百回の河床変動計算を試行した上で、その平均的な状態を議論する必要がある。この方法は格子型堰堤による土石流の捕捉が確率的な事象であること、言い換えれば、入力条件の僅かな差異によって時として出力に大きな変化が生じることを示すには有効な方法であるといえる。しかし、堰堤の設置位置や諸元を種々変化させて最適な配置を考えるといった場合には、平均的な河床変動過程を知ることが最も重要であり、閉塞事象が確率的であるゆえに生じる、試行毎の差異までを調べる必要はないので、長い計算時間を必要とするこの方法は効果的といえない。

そこで里深・水山⁴⁾は、格子型堰堤の透過部閉塞の影響を河床変動計算に取り込む新たな手法を提案した。本システムにおいてはその手法を援用する。ここでは、格子間が下から上へと閉塞してゆく過程は、堰堤の天端高さが経時的に増大することに相当すると考えているため、堰堤天端高の初期値設定について、計算開始時は初期河床高に等しいとしている。なお、格子型堰堤は横桁が閉塞した後は、その高さまでの不透過型砂防堰堤と同様の扱いを実施する。堰堤天端の高さが時間的に変動しない不透過型堰堤を対象とした河床変動計算手法³⁾はすでに提案されているので、このモデルに対して堰堤天端高さの時間的変化に関するモデルを組み込むことによって、格子型砂防堰堤が設置された領域に適用可能な河床変動モデルを構築した。格子間の閉塞確率を基に平均的な堰堤地点河床位の上昇速度を求める方法を提案し、2粒径材料を対象とする1次元モデル³⁾に組み込んだのである。

格子型砂防堰堤による土石流調節に関する数値シミュレーションにおいては、格子間の閉塞に寄与するような大きい粒子と、関与しない小さい粒子をそれぞれ別に扱う必要がある。また、格子堰堤の閉塞は、大粒径が柱に当たって見かけ上の柱直径が大きくなることに起因する柱間の影響と、横桁の間隔と粒子径の大小関係に起因する二つの現象によるものと考え、柱間の閉塞による粒子の堆積と桁の影響による堆積は互いに独立であるものとする。

高橋¹⁴⁾は格子型堰堤の柱の間隙が閉塞する主たる原因は図4.9に示すように複数の粒子によってアーチが形成されることであると考えている。アーチ形成過程を考えると、狭い隙間に多数の粒子が短い時間間隔でやってくると閉塞しやすくなるといえる。高橋¹⁴⁾や王¹⁵⁾の研究によって、格子の柱間へ大粒径が当たって、粒子が柱を中心として回転している間は、後続の粒子にとって通過可能な隙間が小さくなるので、これを柱直径が大きくなったものとして、柱の見かけ上の直径を評価する。そして、左右の柱の見かけ上の半径が柱間隔を上回ると、格子間隙の閉塞が生じるものとする。

このような、柱間の閉塞と、横桁の影響によって堆積が生じるものとして、王¹⁵⁾や里深⁴⁾は次のようなモデルを構築している。

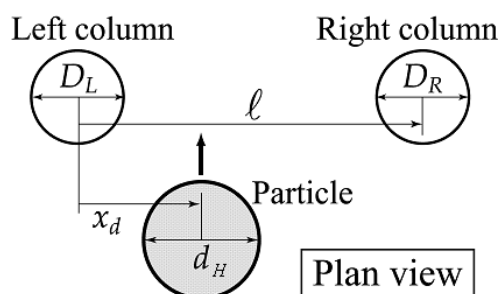


図 4.10: 左右の柱と大粒子の流動方向との位置関係

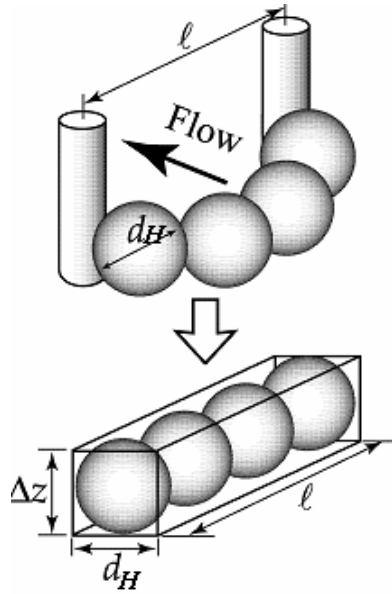


図 4.11: 格子間閉塞に伴う堰堤直上流部の河床上昇

(a) 堰堤地点平均河床上昇速度

今、格子の柱間においてアーチを形成する粒子個数 k は、閉塞確率 p を求める際に同時に求めることができる。 k の値も p と同様に開口部幅や土砂濃度に影響されると考えられる。また、試行計算ごとに k は異なる値をとることから、その平均値を求めて適用する。ここで、 $kf(p) = a_1$ とすると、 a_1 は大粒子の土砂濃度や開口部幅といったパラメータを用いて、次のように近似的に表される。

$$a_1 = \zeta_5 + \zeta_6 \log_{10} C_H \quad (4.34)$$

($D/d_H > 1$ の時)

$$\zeta_5 = \xi_8 + \xi_9 \frac{\ell - d_H}{d_H} \quad (4.35)$$

$$\zeta_6 = \xi_{10} + \xi_{11} \frac{\ell - d_H}{d_H} \quad (4.36)$$

($D/d_H \leq 1$ の時)

$$\zeta_5 = \xi_8 + \xi_9 \frac{\ell - D}{d_H} \quad (4.37)$$

$$\zeta_6 = \xi_{10} + \xi_{11} \frac{\ell - D}{d_H} \quad (4.38)$$

ここに、 $\xi_8 \sim \xi_{11}$ は定数、 ℓ : 柱の中心間距離、 D : 柱の直径、 d_H : 閉塞に寄与する大粒子の粒径、 C_H : 大粒径の粒子濃度である。

また、このモデルでは格子型砂防堰堤の横桁の影響を考慮した河床上昇速度 i_d'' が以下のように表されるものとする。ただし、柱間の閉塞による粒子の堆積と桁の影響による堆積は互いに独立であるものとする。

$$i_d'' = a_2 \frac{C_H}{C_*} \frac{h}{d_H} u \quad (4.39)$$

ここに、 u : 流速である。

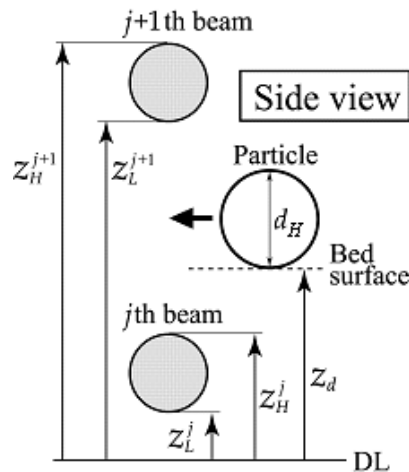


図 4.12: 格子型砂防堰堤の側面図

図 4.12 に格子型堰堤の側面図を示している。図中の z_d は堰堤直上流部の河床位であり、 z_L^j と z_H^j はそれぞれ下から j 番目の桁の下面と上面の高さである。いま、 j 番目の桁と $j+1$ 番目の桁との間に河床がある場合を考えると、 $j+1$ 番目の桁の下面と河床との隙間が粒径より大きい小さいかによって桁の影響は変化する。すなわち、桁下面との隙間が粒径より小さい場合、河床から桁の上面までの範囲が堆積すると考えて、次のように柱と横桁の影響による閉塞率と、柱周辺の堆積による閉塞率の和をとって、最終的な閉塞率を決定する。

$$a_2 = a_1 + (z_H^{j+1} - z_d) / h \quad (4.40)$$

これとは逆に、桁下面との隙間が粒径より大きい場合は桁の影響はないものとして、柱の影響のみとしている。

$$a_2 = a_1 \quad (4.41)$$

(b) 堰堤地点平均河床上昇速度の 1 次元河床変動モデルへの組み込み

式 (4.39) は堰堤直上流部の限られた範囲の河床上昇速度を表す式であるので、この式をそのまま砂防堰堤堆砂域の河床変動計算に用いることはできない。そこで、流れと勾配のアンバランスから生じる大粒径の土石流の堆積速度を i_{bH} とすると、計算格子のサイズ Δx を用いて、 i_{bH} と格子型砂防堰堤の横桁の影響を考慮した大粒径による河床上昇速度 i_d'' は、以下のように足しあわせることができる。なお、 i_d'' を求める際には堆積が正となっているため、河床堆積速度への変換（侵食が正）には負号を付けている。

$$i_{bH}'' = i_{bH} - i_d'' \frac{d_H}{\Delta x} \quad (4.42)$$

堰堤直上流地点において計算される流速と流動深ならびに大粒径粒子の濃度を式 (4.39) に代入することにより、格子間の閉塞による堰堤直上流部の河床上昇速度が求められる。これを式 (4.42) によって河床の侵食・堆積速度に変換し、河床変動計算を行っている。また、小粒径による侵食堆積速度の影響を加味して、格子型堰堤の上流部における侵食堆積速度は、次のように表される。

$$i_b' = i_{bH}'' + i_{bs}' \quad (4.43)$$

4.2.2 UI 部

インターフェイス部では、利用者が計算条件などを簡単に入力し、シミュレーション結果を直観的に把握できるよ

う、マウスによる入力及びグラフィックを多用した表示を基本としている。これにより、高度な専門知識がなくても簡単に土石流の流下過程や堆積過程を計算することが可能となった。表 4.1 に、一様粒径を対象とした 1 次元 Kanako (Ver. 1.4) の UI 部における主要機能を示す。

(1)入力設定

(a)河床形状設定

Kanako を起動すると、起動画面 (図 4.13) が表示される。上部には河床の縦断形状が示され、縦軸は標高、横軸は上流端からの距離を表す。画面中央に表示される青い点で結ばれた二本の線は、上流端からの距離に対応した地点での川幅を表し、単位はいずれもメートルである。表示された各点を上下・左右にドラッグして固定床・移動床・川幅等の河床形状、砂防堰堤・ハイドログラフ観測点の設置位置を決定する。各点をドラッグしている際、ドラッグ中の点の右横にガイド (上流端からの距離、標高) が表示される。ドラッグするのを止めるとガイドは消える。Kanako では、計算点数 (初期設定は 30) を 30-50 の範囲で変更することや、堆積層厚を一括設定することも可能である。また、ハイドログラフ観測点や砂防堰堤の数を変更することも簡単に行える。なお、ドラッグ等によるマウス操作を基本とした入力機能を設定しているが、設定したい点をダブルクリックして、数値入力設定画面 (図 4.14) を呼び出し、詳細な数値を入力することも可能としている。

表 4.1: Kanako1.4 インターフェイス部・主要機能

主機能	機能詳細	説明
入力	河床形状	急傾斜地の縦断形状、川幅を設定
	砂防堰堤	種類 (不透過、スリット、格子)、高さ、設置位置、基数の設定
	ハイドログラフ観測点	数、設置位置の設定
	供給ハイドログラフ	上流端から供給される土石流の流量、土砂濃度の設定
	初期河床堆積厚	計算開始前の堆積厚 (移動床) 設定
	フィールド	計算点数の設定
	保存・呼出	入力の諸条件を保存・呼出
出力	計算実行中の結果をリアルタイムアニメーション表示	画面の縦断地形上に流動深・堆積厚を表示 ハイドログラフ観測点における流量・流砂量を表示
	計算終了後の結果保存	詳細な計算結果データを保存

(b)供給ハイドログラフ設定

上流端から供給される土石流の流入ハイドログラフは、入力ハイドログラフ設定画面 (図 4.15) 上で設定する。設定画面上で赤い点を上下にドラッグすると各時刻での土石流流量が、画面右上のテキストボックスに数値を入力することで流入ハイドログラフの大粒径と砂礫 (小粒径) の濃度が設定できる。設定した入力ハイドログラフは、画面下部の左端に「流入ハイドログラフ」と表示されたグラフ上に、シミュレーション実行中にリアルタイム表示される。また、土砂濃度は計算中に一度だけであれば、途中で変更することも可能としている。

(c)砂防堰堤設定

砂防堰堤の種類 [不透過型、スリット型、格子型]、高さ、スリット幅等のパラメータ設定は、堰堤詳細設定画面で行う。Kanako 画面上では、砂防堰堤を砂防ダムと表記している。この画面は、設定する砂防堰堤にポインタを合わせダブルクリックすることで呼び出される (図 4.16)。

格子型砂防堰堤についての詳細形状は格子型入力画面で設定する (図 4.17)。格子型砂防堰堤の横桁の本数・縦

の柱の直径・柱の中心間距離は、画面右上のグループボックス内のコントロールで設定する。また、横桁直径・横桁間距離は、縦の柱の一括設定とは異なり、各々設定することができる。変更する横桁・あるいは横桁間距離の画面上の位置にポインタを合わせてダブルクリックすると、色が変わりグループボックスが表示されるので、グループボックスの中のコントロールで値を設定する。

既存の格子型砂防堰堤では柱や桁の間隔が一定のものが多い。しかし、上部の横材間隔を狭くした格子型砂防堰堤において、上部を狭くすることで後続の流れを捕捉し土石流捕捉効果を高めることがわかってきた今後、横桁は上に行くほど部材が細くなり、桁の間隔が狭まった形状が主流となる可能性がある¹⁾。そこで、Kanako (Ver. 1.4) では図 4.18 の様に、横桁の直径や間隔を、画面上でイメージを確認しながら詳細に設定できるようにしている。設定した河床形状・堰堤・供給土石流パラメータなどの入力条件の保存・呼び出しを行うことも可能である。

Dat形式やCSV形式で保存した入力条件などの初期設定ファイル中には、河床形状や堰堤などのデータ以外に、計算で必要となるパラメータ（間隙流体密度や計算時間、計算の時間間隔、マンシングの粗度係数など）についても記録されているので、その値をファイル中で直接編集することも可能である。図4.19、4.20ではテキスト形式で開かれた初期設定ファイルのモデル変数部を示している。

(2)出力設定

インターフェイス部を介して条件設定を行った後、計算を開始すると計算部を介してシミュレーションが実行され、同時にインターフェイス部を介して結果が出力される。

計算を開始すると、青、黒、茶、緑の四本の線が表示される。青線が土石流の水面形状を、黒線がその時刻における河床表層、茶線が固定床形状を、緑線が初期河床を表す。画面下部の5つのグラフは左端から順に、流入ハイドログラフと4つの各観測点におけるハイドログラフを表す。縦軸は土石流の流量 ($m^3/秒$) を、横軸は時間 (秒) を表す。青線が流量を、赤線が土石流の大粒径の、黄線が小粒径の流量をそれぞれ示す。計算は 1200 秒経過するまで行われる (図 4.21、図 4.22)。

計算結果は CSV 形式ファイルで保存できる。シミュレーション中に画面下部のグラフに表示されるハイドログラフは簡易表示なので、より詳しく計算結果を検討する場合には、CSV ファイルのデータを元に Excel 等を利用する。

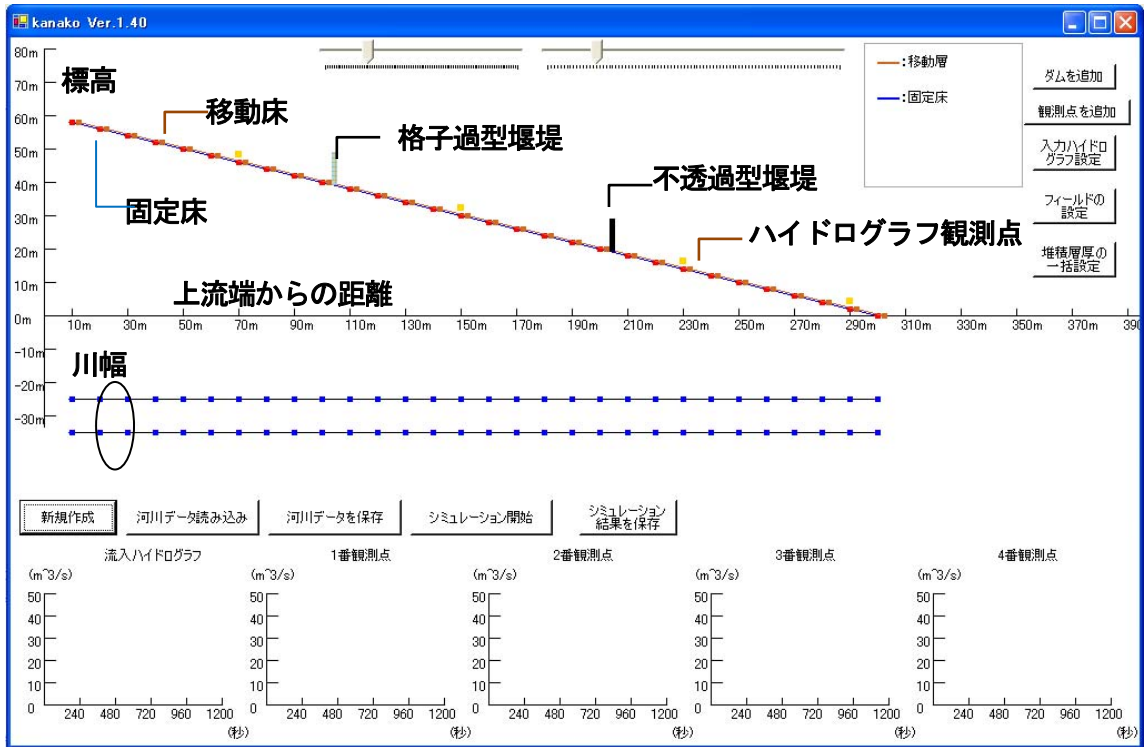


図 4.13: Kanako (Ver.1.4)起動画面

The dialog box titled "各地点の数値入力" (Numerical Input for Each Point) is shown. It contains the following fields and buttons:

- 点番号: (33) 上流端からの距離: 330m
- 移動床標高(m): 61.8749398 (with a "変更" button)
- 固定床標高(m): 61.8749398 (with a "キャンセル" button)
- 川幅(m): 10

図 4.14: 数値設定画面

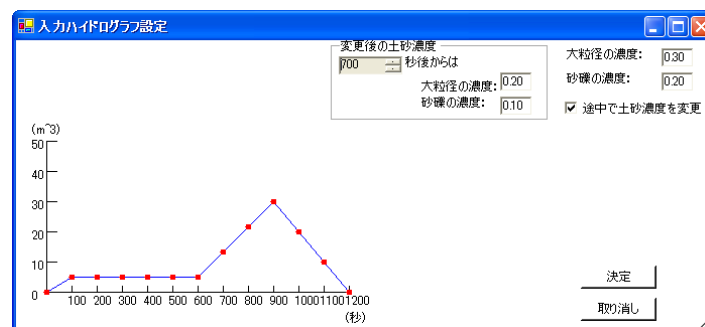


図 4.15: 入力ハイドログラフ設定画面

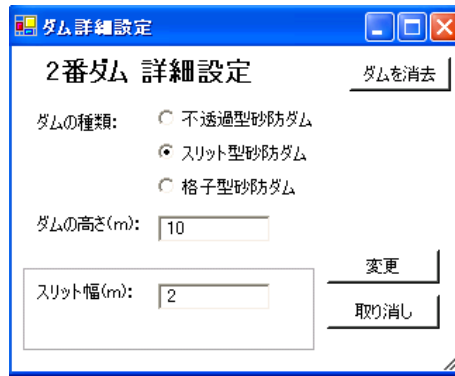


図 4.16: 堰堤詳細設定画面

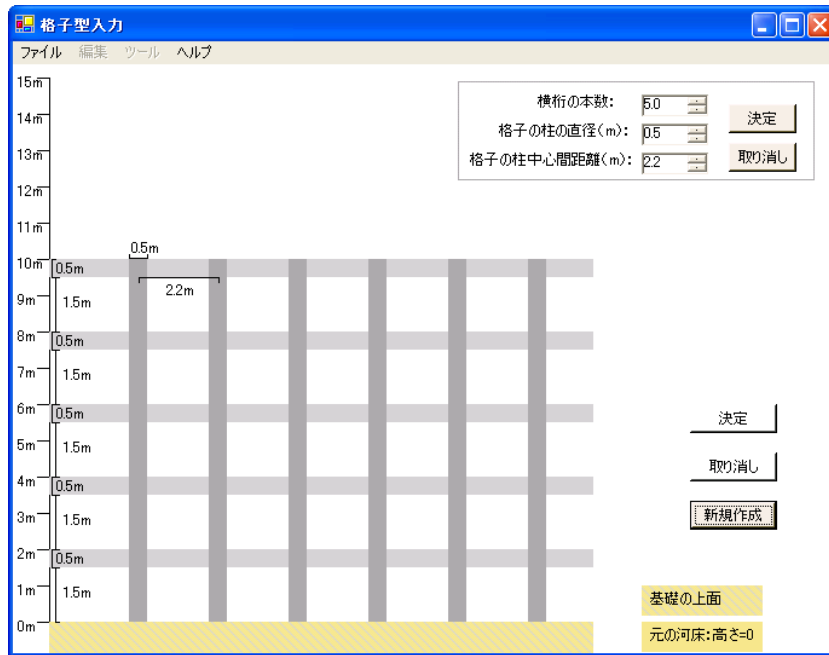
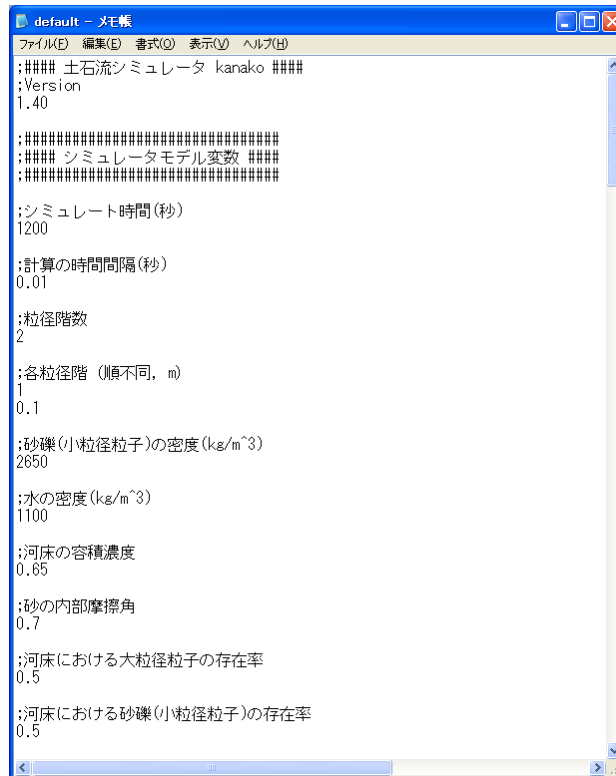


図 4.17: 格子型砂防堰堤設定画面(初期設定)

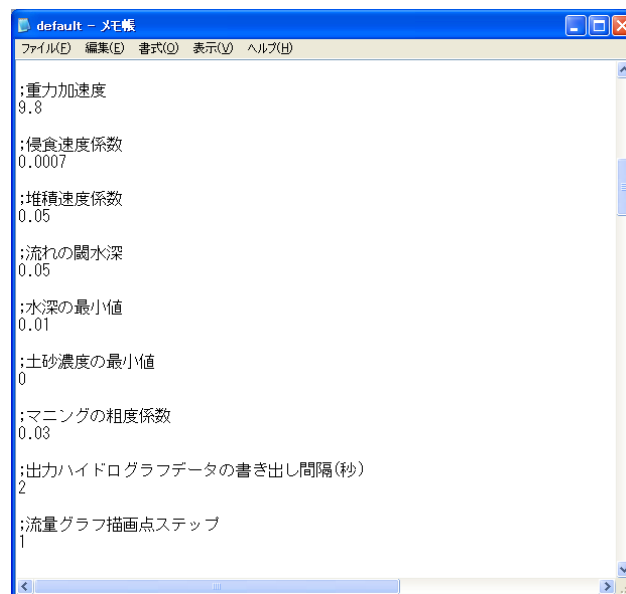


図 4.18: 格子型砂防堰堤設定画面(編集中)



```
default - メモ帳
ファイル(F) 編集(E) 書式(O) 表示(V) ヘルプ(H)
;#### 土石流シミュレータ kanako ####
;Version
1.40
;#####
;#### シミュレータモデル変数 ####
;#####
;シミュレート時間(秒)
1200
;計算の時間間隔(秒)
0.01
;粒径階数
2
;各粒径階 (順不同, m)
1
0.1
;砂礫(小粒径粒子)の密度(kg/m^3)
2650
;水の密度(kg/m^3)
1100
;河床の容積濃度
0.65
;砂の内部摩擦角
0.7
;河床における大粒径粒子の存在率
0.5
;河床における砂礫(小粒径粒子)の存在率
0.5
```

図 4.19: 入力データファイルー例(シミュレータモデル変数1)



```
default - メモ帳
ファイル(F) 編集(E) 書式(O) 表示(V) ヘルプ(H)
;重力加速度
9.8
;侵食速度係数
0.0007
;堆積速度係数
0.05
;流れの閾水深
0.05
;水深の最小値
0.01
;土砂濃度の最小値
0
;マンニングの粗度係数
0.03
;出力ハイドログラフデータの書き出し間隔(秒)
2
;流量グラフ描画点ステップ
1
```

図 4.20: 入力データファイルー例(シミュレータモデル変数2)

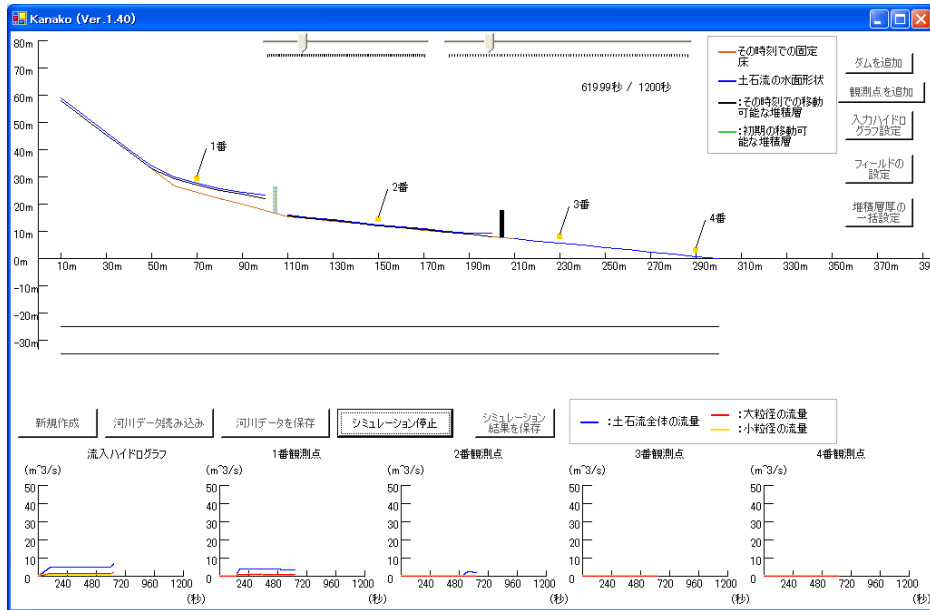


図 4.21:シミュレーション実行画面(619.99 秒経過)

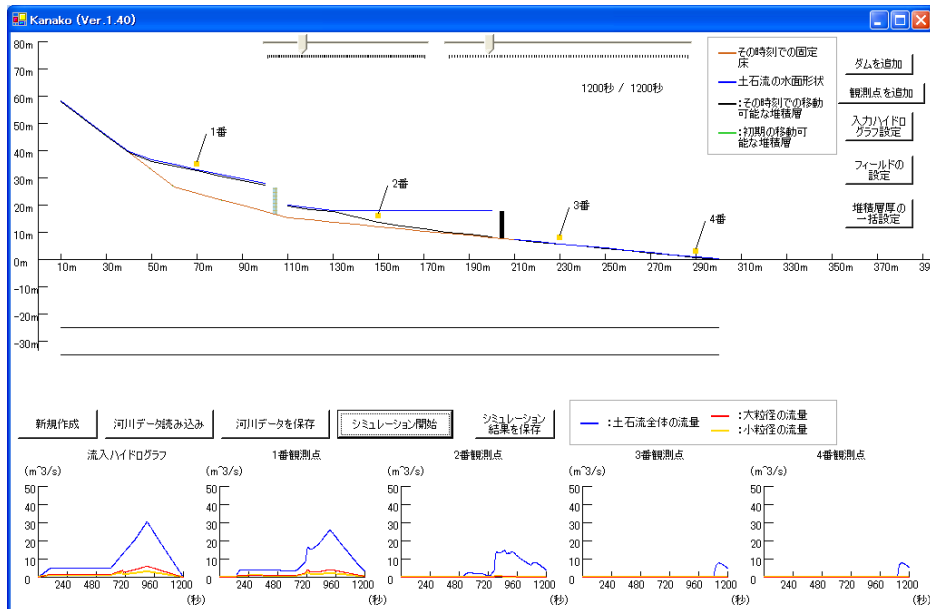


図 4.22:シミュレーション終了画面(1200 秒経過)

4.3 混合粒径を対象とした Kanako (Ver.1.5)

一般的な土石流数値シミュレーションは一様粒径で実施されることが多く、Kanako (Ver. 1.4) についても一様粒径をベースとしたモデルを搭載していた。しかし、実際の土石流は幅広い粒径範囲を持った混合粒径材料で構成され、中川ら¹²⁾や里深ら³⁾の研究によって土石流の流動・堆積には粒度特性が影響を及ぼすことが明らかとなったことから、混合粒径を考慮することが土石流数値シミュレーションにおいて合理的であると考えられる。

本節では、混合粒径を対象とした1次元汎用土石流シミュレーションシステムについて記述する。計算部として用いた支配方程式や搭載したモデル、設置可能な砂防堰堤や堰堤に応じたモデルについて記す。また、UI部として搭載したGUIを実装した入出力機能について述べる。

4.3.1 二層モデル

1次元混合粒径モデルは、里深・飯尾らの巨礫の分級機構⁸⁾を再現しうる1次元モデルに、侵食・堆積過程を考慮したものである。

本モデルは分級現象を再現するため、1次元計算領域において二層モデルを採用している。ここでは、土石流の構成材料は k_e 個の粒径階で表されるものとし、 k 番目の粒径階の代表粒径を d_k とする。1次元領域では、鉛直方向について二層に分けて各粒径階ごとに土砂濃度を計算し、平均粒径 d_m は各粒径階の濃度から次式で求める。

$$d_m = \frac{C_1 d_1 + C_2 d_2 + \dots + C_k d_k + \dots + C_{k_e} d_{k_e}}{C_1 + C_2 + \dots + C_k + \dots + C_{k_e}} \quad (4.44)$$

ここに、 C_k : 粒径階 k の土砂濃度、 d_k : 粒径階 k の粒径、 k_e : 最大粒径階である。

土石流を上下二層に分割する際、上層と下層の厚さが図4.23のように流動深 h の半分であると仮定すると、粒径階 k における全層の平均濃度は、式(4.45)の様に表される。

$$C_k = (C_{Uk} + C_{Lk})/2 \quad (4.45)$$

ここに、 C_{Uk} , C_{Lk} : 上層、下層の粒径階 k の土砂濃度である。

図4.23のように、深さ方向の流速分布(du/dz)が直線分布であるとすると、上層、下層の平均断面流速 u_U , u_L は

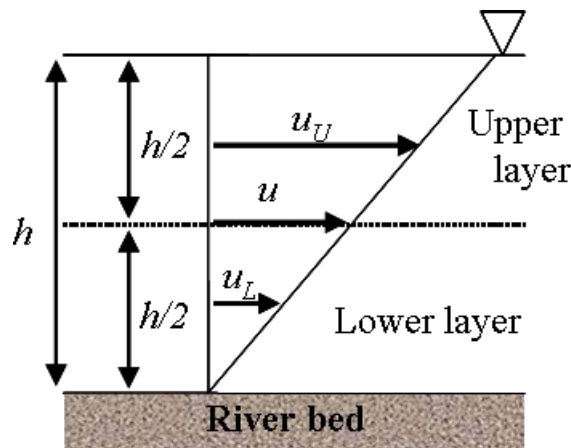


図 4.23 : 流速分布 (u は全層の平均流速)

$$u_U = \frac{3}{2}u \quad (4.46)$$

$$u_L = \frac{1}{2}u \quad (4.47)$$

と表される。ここに、 u : 全層の平均断面流速である。

図4.24に示すように、 k 番目の粒径階の土砂濃度 C_k の上層における偏りを表す変数 p_k を導入すると、 p_k は次のように表される。

$$p_k = \frac{C_{Uk}}{C_{Uk} + C_{Lk}} \quad (4.48)$$

(4.45) 式を (4.48) 式に代入すると、

$$p_k = \frac{C_{Uk}}{C_{Uk} + C_{Lk}} = \frac{C_{Uk}}{2C_k} \quad (4.49)$$

したがって、上層、下層における k 番目の粒径階の土砂濃度 C_{Uk} , C_{Lk} は、次の様に表される。

$$C_{Uk} = 2p_k C_k \quad (4.50)$$

$$C_{Lk} = 2(1-p_k)C_k \quad (4.51)$$

以上より、上層、下層における k 番目の粒径階の単位幅流砂量 q_{bUk} 、 q_{bLk} は、

$$q_{bUk} = C_{Uk} u_U \frac{h}{2} = \frac{3}{2} u h p_k C_k \quad (4.52)$$

$$q_{bLk} = C_{Lk} u_L \frac{h}{2} = \frac{1}{2} u h (1-p_k) C_k \quad (4.53)$$

と表され、上層と下層をあわせた粒径階 k の単位幅流砂量 q_{bk} は、 $q_{bk} = q_{bUk} + q_{bLk}$ であることから、

$$q_{bk} = u h C_k \left(p_k + \frac{1}{2} \right) \quad (4.54)$$

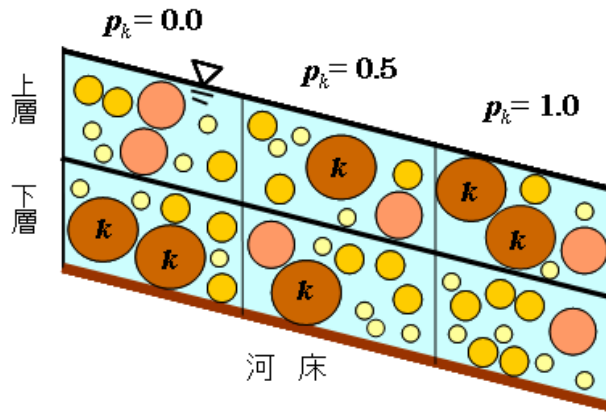


図 4.24 : C_k の上層における偏り p_k の概念図

となる。 $0 \leq p_k \leq 1$ であることから、 C_k の上下層の偏りによって流砂量が 0.5~1.5 倍に変化する。この流砂量を用いて各粒径階ごとに体積の保存式を解けば、上層に存在する粒子の粒径階の偏り (p_k) が大きいほど、流砂量が増加することになり、二層モデルによって巨礫の先頭部への集中 (分級現象) を再現できる。

分級現象の主要因とされる逆グレーディング現象は、二層モデルでは上下層間の砂礫交換として表され、本モデルでは Middleton が提唱した dynamic sieving⁶⁾ を主要因と仮定して、上下層間の砂礫交換機構を次のように定義し、交換量を算出している。

dynamic sieving における大粒子間隙へ落下する小粒子の粒径階は、図 4.25 に示すように下層の平均的な粒子間隙 R_m と粒径 d_k の大小によって決定される。すなわち $d_k < R_m$ のとき k 番目の粒径階の粒子 d_k は落下し、 $d_k \geq R_m$ のときには、落下しない。 R_m は下層の平均粒径 d_{Lm} に依存すると考えると、次のように表される。ここに、 k_1 は定数である。

$$R_m = k_1 d_{Lm} = k_1 \frac{d_1 C_{L1} + d_2 C_{L2} + \dots + d_{ke-1} C_{Lke-1} + d_{ke} C_{Lke}}{C_{L1} + C_{L2} + \dots + C_{Lke-1} + C_{Lke}} \quad (4.55)$$

大粒子間隙に落下する小粒子の量は上層に存在する小粒子の割合が大きいほど、かつ流速 u が大きいほど多くなると考えられるので、下層へ落下する k 番目の粒径階の粒子量 r_k は、次式で示される。

$$r_k = k_2 C_{Uk} |u| = 2k_2 p_k C_k |u| \quad (4.56)$$

ここに、 k_2 は定数である。ただし (4.56) 式が適用されるのは、 $d_k < R_m$ を満たす粒径階に限られる。

小粒子による大粒子間隙への落下は土石流の流動層内部で起こるため、土石流の構成土砂が流動層に均一濃度で分散していると考え、小粒子の落下分を補完する様に、上向きへ小粒子以外の粒子移動が生じる必要がある。故に、 $d_k \geq R_m$ となる粒径階では、 $d_k < R_m$ を満たす粒径階の落下量 r_k の総和と同量の上層への上昇を考慮する。

$d_{k_0} < R_m \leq d_{k_0}$ とすると、上層から下層に移動する総量 r_i は次式で表される。

$$r_i = r_1 + r_2 + \dots + r_{k_0-2} + r_{k_0-1} = 2k_2 |u| \sum_{k=1}^{k_0-1} p_k C_k \quad (4.57)$$

一方で、下層から上昇する k 番目の粒径階の粒子の量 r'_k は、(4.57) 式と同じ考え方を用いると、 $d_k \geq R_m$ となる粒径階に対して次式で表される。

$$r'_k = k_3 C_{Lk} |u| = 2k_3 (1 - p_k) C_k |u| \quad (4.58)$$

ここに、 k_3 は定数であり、 $d_{k_0} < R_m \leq d_{k_0}$ のときの下層から上層に移動する総量 r'_i は次の様になる。

$$r'_i = r'_{k_0} + r'_{k_0+1} + \dots + r'_{k_e-1} + r'_{k_e} = 2k_3 |u| \sum_{k=k_0}^{k_e} (1 - p_k) C_k \quad (4.59)$$

上述のように落下量の総和と上昇量の総和が等しくなければならぬため、上昇量を正とすると $r'_i = -r_i$ より、次式 (4.60)が表せ、この式から係数 k_3 は式 (4.61) で表せる。

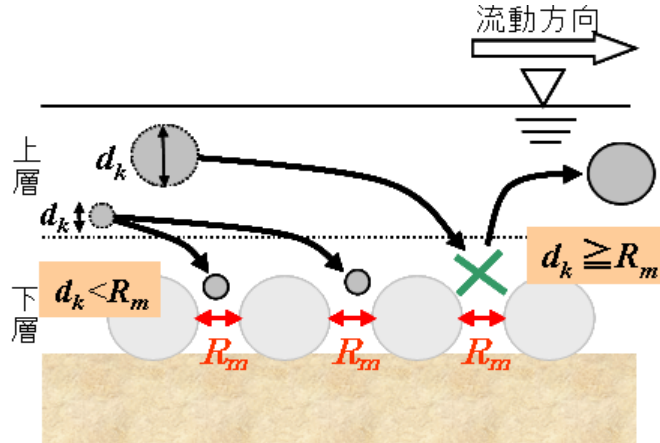


図 4.25 : 大粒子間隙へ落下する小粒子の粒径階の判別

$$2k_3 |u| \sum_{k=k_0}^{k_e} (1 - p_k) C_k = -2k_2 |u| \sum_{k=1}^{k_0-1} p_k C_k \quad (4.60)$$

$$k_3 = -k_2 \frac{\sum_{k=1}^{k_0-1} p_k C_k}{\sum_{k=k_0}^{k_e} (1 - p_k) C_k} \quad (4.61)$$

なお、係数 k_1 、 k_2 については、里深・飯尾らによる土石流の縦断的な構成材料の粒度分布変化を調べた水理実験⁸⁾より、 $k_1=0.75$ 、 $k_2=0.01$ の値を得ている。

4.3.2 計算部

(1) 支配方程式

1次元混合粒径モデルにおける基礎方程式を以下に示す。なお、土石流中の土砂の体積保存に関しては各粒径階ごとに計算している。

水・土砂を含めた全容積の保存式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} = \sum_{k=1}^{k_e} i_k \quad (4.62)$$

全層における土石流中の粒径階 k の土砂の体積保存式

$$\frac{\partial C_k h}{\partial t} + \frac{\partial C_k uh}{\partial x} = \frac{\partial C_k h}{\partial t} + \frac{\partial uh C_k \left(\frac{1}{2} + p_k \right)}{\partial x} = i_k C_* \quad (4.63)$$

k 番目の粒径階の砂礫における上層 (Upper layer) の体積の保存則

$$\frac{\partial C_{Uk} \frac{h}{2}}{\partial t} + \frac{\partial q_{bUk}}{\partial x} = \frac{1}{2} \frac{\partial C_{Uk} h}{\partial t} + \frac{3}{2} \frac{\partial uh p_k C_k}{\partial x} = \begin{cases} -r_k & (d_k < R_m) \\ r'_k & (d_k \geq R_m) \end{cases} \quad (4.64)$$

運動方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_b}{\rho_m h} \quad (4.65)$$

河床変動の式

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \sum_{k=1}^{k_e} i_k = 0 \quad (4.66)$$

ここに、 h : 流動深、 u : 流速、 z : 河床位、 g : 重力加速度、 H は流動面標高で $H=h+z$ 、 t : 時間、 i_k : 粒径階 k の侵食・堆積速度、 ρ_m : 流体相の密度、 C_* : 河床堆積物の体積濃度、 τ_b : 河床せん断力である。

また、粒径階 k の土砂の体積保存則については、全層中の体積保存を計算した後に、上層の体積保存則を算出し、下層については全層から上層を引いた差としている。侵食・堆積を考慮する際には全層中の土砂から求める。

なお、分級現象が生じない場においては、落ち込み率と上昇率を 0 としており、上層の体積保存則について考慮する必要がなくなる。このモデルを利用して一粒径で計算する場合や、土石流区間ではなく勾配の緩い掃流状集合流動・掃流砂区間の計算を実施するような場合等が例として挙げられる。また、土石流区間においても、流動・堆積過程において下層の平均的な粒子間隙 R_m と粒径 d_k の大小関係で算出される落ち込み率が、全ての粒径階において落ち込みが発生してしまう場合についても、落ち込みも上昇率も 0 として計算を進める。これは、土石流（混合物の流れ）が全層にわたって均一に分布しているという仮定を用いているためである。

また、分級現象を表現するために二層モデルを採用しているのがあって、流体の運動を考える際に上層と下層を別個に計算している訳ではない。あくまでも、土砂濃度は水深方向に一様に分布しているものとして、運動方程式や侵食堆積速度を考慮する際には全層の土砂濃度を適用する。

(2) せん断力

河床せん断力を表す式については、一様粒径の場合と同様に、中川・高橋らによる既往研究¹²⁾に従って運動形態の場合分けを行う。運動形態は、土砂濃度に応じて次のように場合分けされる。ただし、粒径として全層中における全粒径階についての平均粒径 d_m の算出には、式 (4.44) を用いる。

$C_{all} \geq 0.4C_*$ (土石流) のとき

$$\frac{\tau_b}{\rho h} = \frac{u|u|d_m^2}{8h^3 \left\{ C_{all} + (1 - C_{all}) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \left[\left(\frac{C_*}{C_{all}} \right)^{1/3} - 1 \right]^2} \quad (4.67)$$

$0.01 < C_{all} < 0.4C_*$ (掃流状集合流動) のとき

$$\frac{\tau_b}{\rho h} = \frac{1}{0.49} \frac{u|u|d_m^2}{h^3} \quad (4.68)$$

$C_{all} \leq 0.01$ または $h/d_m \geq 30$ (掃流砂または泥流状乱流土石流) のとき

$$\frac{\tau_b}{\rho h} = \frac{gn_m^2 u|u|}{h^{4/3}} \quad (4.69)$$

である。ここに、 C_{all} : 全粒径階の土砂濃度の総和、 σ : 砂粒子密度、 g : 重力加速度、 n_m : マニングの粗度係数である。

(3) 侵食・堆積速度

全粒径階の粒子に対する侵食堆積速度 i_b は平衡土砂濃度 C_∞ と全粒径階の土砂濃度の総和 C_{all} との差に起因するとし、以下のように表される。

侵食 ($C_\infty \geq C_{all}$) のとき

$$i_b = \delta_e \frac{C_\infty - C_{all}}{C_* - C_\infty} \frac{q}{d_{mbed}} \quad (4.70)$$

堆積 ($C_\infty < C_{all}$) のとき、土石流内の粒度分布が変動することを考慮すると平均粒径 d_m が大きく寄与すると考えられることから、慣性的運動を無視すると、

$$i_b = \delta_d \frac{C_\infty - C_{all}}{C_*} \frac{q}{d_m} \quad (4.71)$$

ここに、 q : 土石流の単位幅流量、 C_∞ : 平衡土砂濃度、 δ_e : 侵食速度係数、 δ_d : 堆積速度係数である。 d_{mbed} は河床表面の全粒径階における平均粒径であり、以下のように表す。

$$d_{mbed} = \frac{d_1 f_{b1} + d_2 f_{b2} + \dots + d_{k_e-1} f_{bk_e-1} + d_{k_e} f_{bk_e}}{f_{b1} + f_{b2} + \dots + f_{bk_e-1} + f_{bk_e}} \quad (4.72)$$

ここに、 f_{bk} : 河床表面 (交換層内) における k 番目の粒径階の存在割合である。

また、 k 番目の粒径階の侵食速度は、 k 番目の粒径階の粒子が移動可能か否かを考慮する必要が出てくる。

土石流・掃流状集合流動の場合は、粒径階 k の粒子が移動可能か否かは流動深との大小関係で判断して、式 (4.70) の全粒径階の侵食速度 i_b を用いて次の様に表す。

$$i_k = \begin{cases} i_b f_{bk} & (d_k < h) \\ 0 & (d_k \geq h) \end{cases} \quad (4.73)$$

掃流砂の場合には、 k 番目の粒径階の限界摩擦速度 u_{*ck} とその地点の摩擦速度 $u_* (=g\hbar \tan\theta_w)^{1/2}$ の大小により判断する。すなわち、 $u_* > u_{*ck}$ のとき k 番目の粒径階の粒子は侵食され、 $u_* \leq u_{*ck}$ のときは侵食されない。以上から、 k 番目の粒径階の侵食速度は式 (4.70) の i_b を用いて、

$$i_k = \begin{cases} i_b f_{bk} & (u_* > u_{*ck}) \\ 0 & (u_* \leq u_{*ck}) \end{cases} \quad (4.74)$$

と表せる。 u_{*ck} は以下の修正エギアザロフ式を用いて求める。

$$\frac{u_{*ck}^2}{u_{*cm}^2} = \begin{cases} \left\{ \frac{\log 19}{\log \left(19 \frac{d_k}{d_m} \right)} \right\}^2 \frac{d_k}{d_m} & \left(\frac{d_k}{d_m} \geq 0.4 \right) \\ 0.85 & \left(\frac{d_k}{d_m} < 0.4 \right) \end{cases} \quad (4.75)$$

ここに、 u_{*cm} は平均粒径 d_m に対する限界摩擦速度であり、次式で表される。

$$u_{*cm} = \sqrt{\tau_{*c} \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) g d_m} \quad (4.76)$$

ここに、 τ_{*c} は無次元限界掃流力であり、一様粒径における平衡土砂濃度式の (4.21) に先述している。

k 番目の粒径階の堆積速度は、河口部や砂防堰堤直上流のように、その地点の摩擦速度 u_* が k 番目の粒径階の沈降速度 w_{0k} より十分小さくなる場合には、沈降による堆積も生じることから次式のように堆積速度に沈降速度を考慮する。ただし、堆積過程において実際に沈降速度を考慮するか否かは、 u_* との大小関係で判別する。

$u_* < w_{0k}$ のとき

$$i_k = -w_{0k} C_k + i_b \frac{C_k}{C} \quad (4.77)$$

$u_* \geq w_{0k}$ のとき

$$i_k = i_b \frac{C_k}{C} \quad (4.78)$$

沈降速度 w_{0k} (cm/s) は、以下の Rubey の沈降速度式を用いて求める。

$$w_{0k} = \begin{cases} \sqrt{sgd} \left\{ \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd^3}} \right\} & (d \leq 0.001) \\ 32.8d^{\frac{1}{2}} & (d > 0.001) \end{cases} \quad (4.79)$$

ここに、 s : 水中での砂の比重 $(=\frac{\sigma - \rho}{\rho})$ 、 v : 水の動粘性係数 $(=\mu/\rho)$ (μ : 水の粘性係数) である。

(4) 平衡土砂濃度

平衡土砂濃度 C_∞ についても、一様粒径の場合と同様に中川・高橋らによる既往研究¹²⁾に従って運動形態の場合分けを行い、勾配に応じて土石流、掃流状集合流動、掃流砂に区分する。平衡土砂濃度式は一様粒径における式(4.17)

一式(4.21)と同一になるため省略するが、掃流砂領域における無次元掃流力 τ_* は、平均粒径を用いて次式で表される。

$$\tau_* = \frac{\rho}{\sigma - \rho} \frac{h \tan \theta}{d_m} \quad (4.80)$$

(5)河床表面の粒度分布

混合粒径を対象とした侵食・堆積過程を計算するためには、河床表面における粒度分布の時系列的な変化を考慮する必要¹⁶⁾がある。そこで、図4.26示すような、厚さが一定の交換層 δ_m を河床表面付近に設定し、粒度分布の変化は交換層内でのみ行われるものとする。侵食・堆積によって河床面の高さが上下するにしたがって交換層も上下する。その際、交換層の上面では流動層の侵食・堆積量がやり取りされ、下面では交換層が上下した分だけ堆積土砂の量がやり取りされることで、次式の様に交換層内における粒度分布の変化が表される。

$$\frac{\partial f_{bk}}{\partial t} = \begin{cases} \frac{-i_k + i_b f_{0k}}{\delta_m} & (i_b \geq 0) \\ \frac{-i_k + i_b f_{bk}}{\delta_m} & (i_b < 0) \end{cases} \quad (4.81)$$

ここに、 f_{0k} ：河床における k 番目の粒径階の存在割合である。

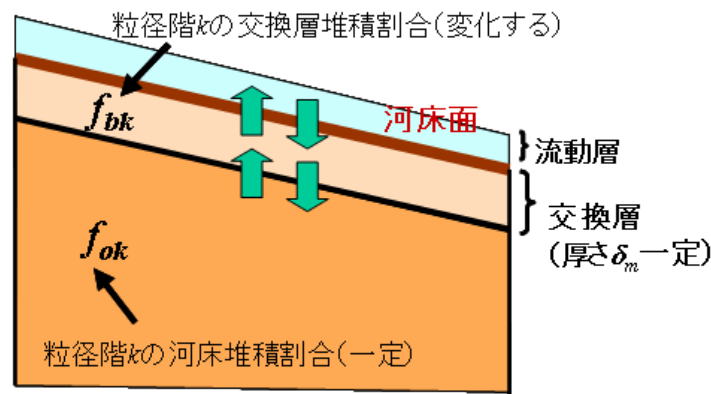


図 4.26 :河床表面の交換層

(6)砂防堰堤を設置した領域

砂防堰堤を設置した領域の扱いについては、これまでの一様粒径における Kanako と同様に、不透過型、スリット型、格子型の砂防堰堤を設置することを可能としている。不透過型堰堤を設置した場合や、格子型砂防堰堤を設置して閉塞が生じた場合には、堰堤の天端高とその直上流の河床位との大小関係を用いて、堆積速度式を修正している。河床位が天端を超えるまでは、流入してきた全粒径階の土砂を堆積させる条件を援用している。

格子型砂防堰堤については、堰堤が設置された直上流部における格子の閉塞を考慮する際に、現時点では閉塞に寄与するのは最大粒径階のみとして設定している。今後、閉塞に寄与する大粒径のグループ等を設定して、堰堤の格子間の一定倍以上のものが通過した場合には、閉塞する等の条件を考慮する必要があると考えられる。

(7)新しい形式の砂防堰堤

本システムでは緩勾配の掃流砂区間にまで対応しているため、Kanako を土石流シミュレーションだけでなく、河床変動シミュレータとしても用いることが可能である。掃流区間において、最近ではシャッター付砂防堰堤が提案され¹⁷⁾、実際に現地にも適用され始めている。シャッター付堰堤は、平常時は流れを分断しない一方で、上流に天然ダムの形成や崩壊、土石流が発生することによって、下流域へその流出土砂による災害が予想される場合には土砂を

捕捉し、下流域の過剰で急激な河床変動を抑えて洗掘や氾濫を防ぐ。

このような堰堤は、閉鎖時刻まではスリット型堰堤として、閉鎖時刻を過ぎた後は不透過型砂防堰堤としての計算を実施することによって、数値計算において検討を行うことが可能である。モデルやプログラムの統合、改良によって、Kanako (Ver. 1.5) ではそのような検討についても簡単に実施可能としている¹⁸⁾。

GUI 機能部の節において詳述するが、シミュレーションを実施する前に閉鎖時刻を設定することも可能であるが、シミュレーションを実施している間に、ユーザーがボタンクリックを実施した時刻を閉鎖時刻として検討を実施することも可能とした。

図 4.27 は、混合粒径に対応した Kanako の計算部のフローである。

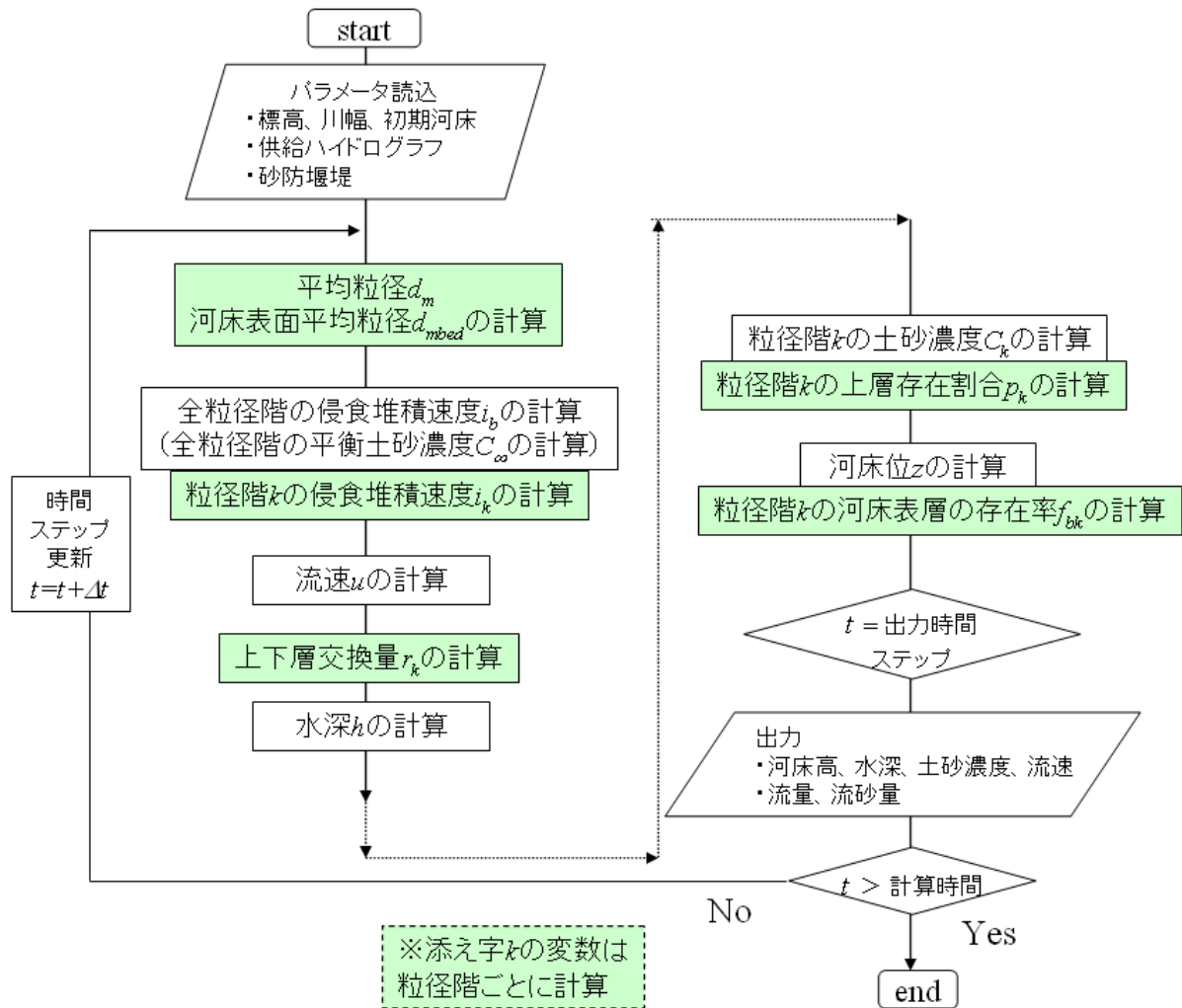


図 4.27: 混合粒径に対応した Kanako の計算部のフロー

4.3.3 UI 部

混合粒径に対応した UI 部についても、主要な諸機能は一様粒径を対象としたものと同様である。以下の表 4.2 に、混合粒径を対象とした 1 次元 Kanako (Ver. 1.5) の UI 部における主要機能を示す。

(1) 入力設定

起動画面は従来の一様粒径 Kanako とほぼ同じである (図 4.28)。異なる点は「供給ハイドログラフ設定」ボタンが「流入ハイドロ・粒径設定」ボタンに変更された点である。このボタンをクリックすると、図 4.29 に示すような入力ハイドログラフ設定画面が呼び出される。更に、入力ハイドログラフ設定画面中の「粒径データ設定ボタン」を

クリックすると次のような粒径データ設定画面が呼び出される (図 4.30)。この画面中で粒径階数を 1-10 の範囲で設定し、その粒径の大きさ、流入ハイドログラフ中の土砂濃度をそれぞれ与える。なお、初期河床が存在する場合には、その河床堆積物中の割合も設定する必要があるが、それについてはこの画面上では設定できない。一様粒径で示したような、初期設定データファイル中の河床の粒度分布を直接編集することでのみ、設定が変更可能である。なお、Kanako 画面上で、粒径階を 2 以上設定し、初期河床が存在するような地形条件を設定した場合には、それぞれの粒径階の土砂が均等に河床上に存在する条件となる。

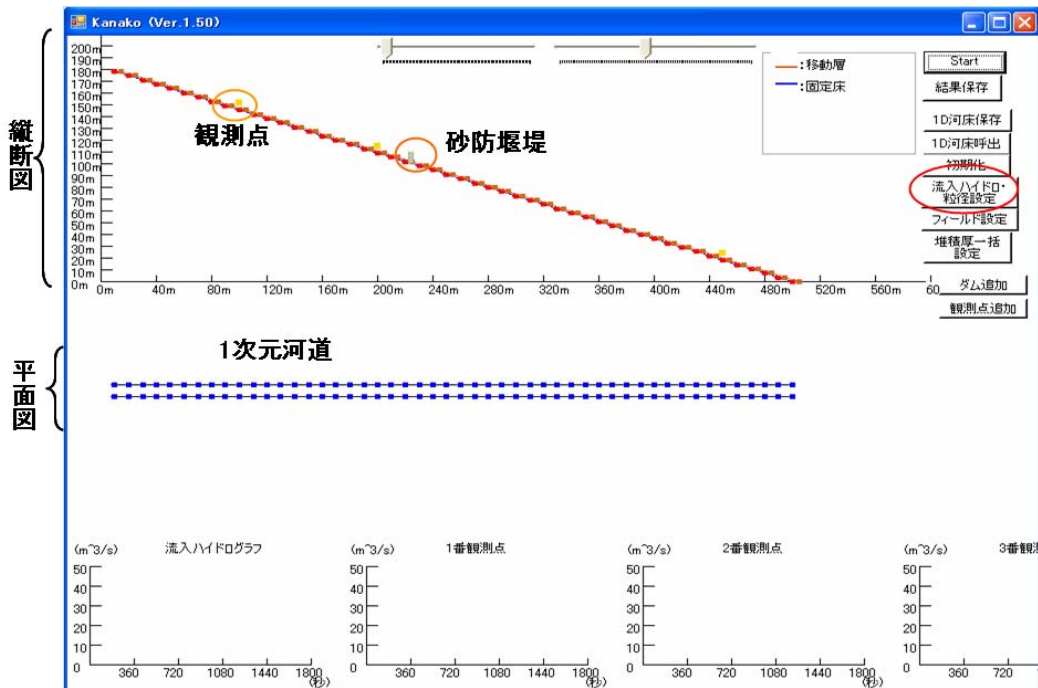


図 4.28: 混合粒径に対応した Kanako 起動画面

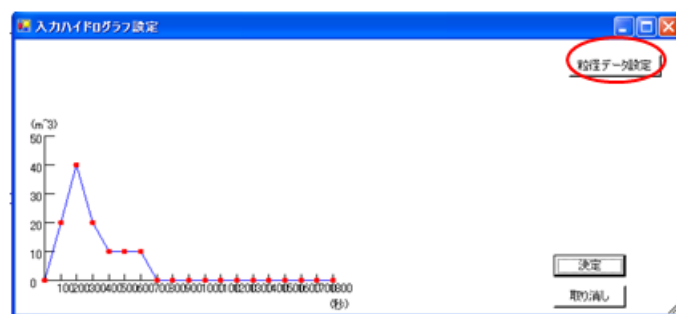


図 4.29: 混合粒径に対応した Kanako 入力ハイドログラフ設定画面

表 4.2: Kanako1.5_インターフェイス部・主要機能

主機能	機能詳細	説明
入力	河床形状	急傾斜地の縦断形状、川幅を設定
	砂防堰堤	種類（不透過、スリット、格子、シャッター付）、高さ、設置位置、基数の設定
	ハイドログラフ観測点	数、設置位置の設定
	供給ハイドログラフ	上流端から供給される土石流の流量
	粒径階の設定	1-10 までの粒径階数、各粒径階のサイズ（粒径）、供給ハイドログラフ中の各粒径階の土砂濃度の設定
	初期河床堆積厚	計算開始前の堆積厚（移動床）設定
	フィールド	計算点数の設定
	保存・呼出	入力の諸条件を保存・呼出
出力	計算実行中の結果をリアルタイムアニメーション表示	画面の縦断地形上に流動深・堆積厚を表示 平面（川幅）図上に流動深・堆積厚を表示 ハイドログラフ観測点における流量・全流砂量・各粒径階の流砂量を表示
	計算終了後の結果保存	詳細な計算結果データを保存

赤色が、Kanako (Ver. 1.4) からの新機能

また、砂防堰堤設定画面（図 4.31）を呼び出すと、混合粒径に対応した Kanako (Ver. 1.5_) においては、シャッター付堰堤も選択可能となっている。シャッター付堰堤をラジオボタンで選択した場合には、スリット幅、並びにシャッター閉鎖時刻を計算開始後から終了時刻までの範囲で設定することが可能である。また、更なる改良版として、計算中にボタンをクリックするとその時刻にシャッターが閉鎖したと判断した計算を実施するシステムについても開発した。

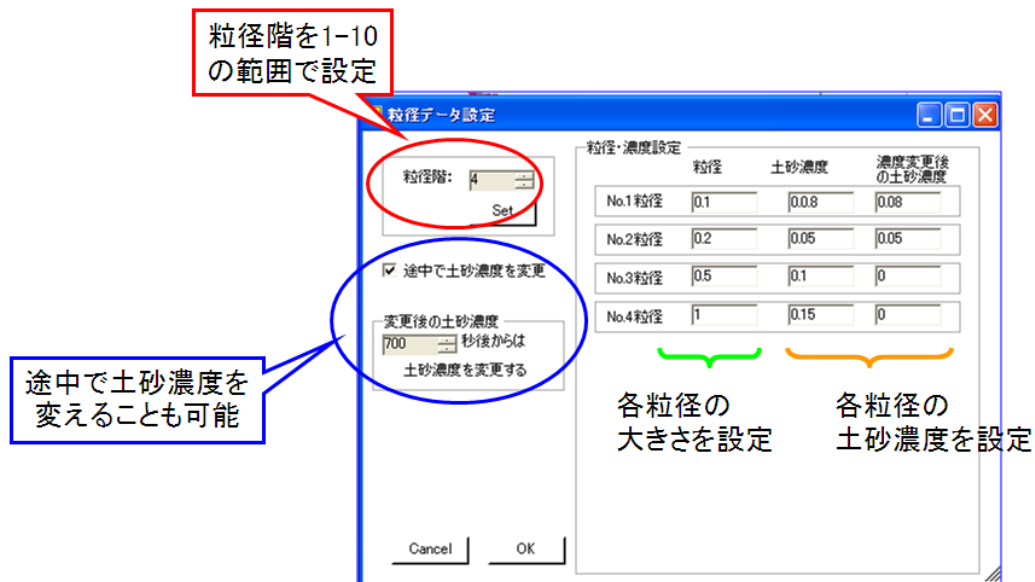


図 4.30: 粒径データ設定画面

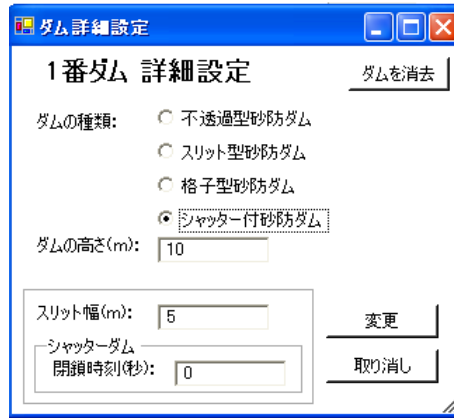


図 4.31: 砂防堰堤設定画面

(2)出力設定

出力結果の例を示す。縦断図上に流動深や河床変動が線で示されるのは同じであるが、川幅を示す平面図上において、各計算点での流動深や堆積厚変化についても平面図表示を可能とし、結果をよりわかりやすく表示出来る様に改良した。画面下段のハイドログラフでは、流入ハイドログラフ、並びに設定した観測点における総流量、総流砂量、各粒径階の流砂量がリアルタイムアニメーション表示される。

図 4.32、図 4.33 に示すのは、観測点 2 番と 3 番の間の位置に、シャッター付堰堤 (緑の長方形で表示) を設置し、開始 200 秒後にシャッターを閉める条件で計算した場合の途中経過である。図 4.32 は 180 秒後であるために、スリット堰堤として計算が実施されており、水が通過しているのが見て取れる。堆積は殆ど生じていない。次に図 4.33 で示された 263 秒後では、シャッターが閉鎖され (長方形の色はピンクに変化)、堰堤の上流で堆積が生じている。これは、堆積厚変化を示す平面図上の結果と、3 番点におけるハイドログラフを見ると、通過流量が減少していることから読み取れる。

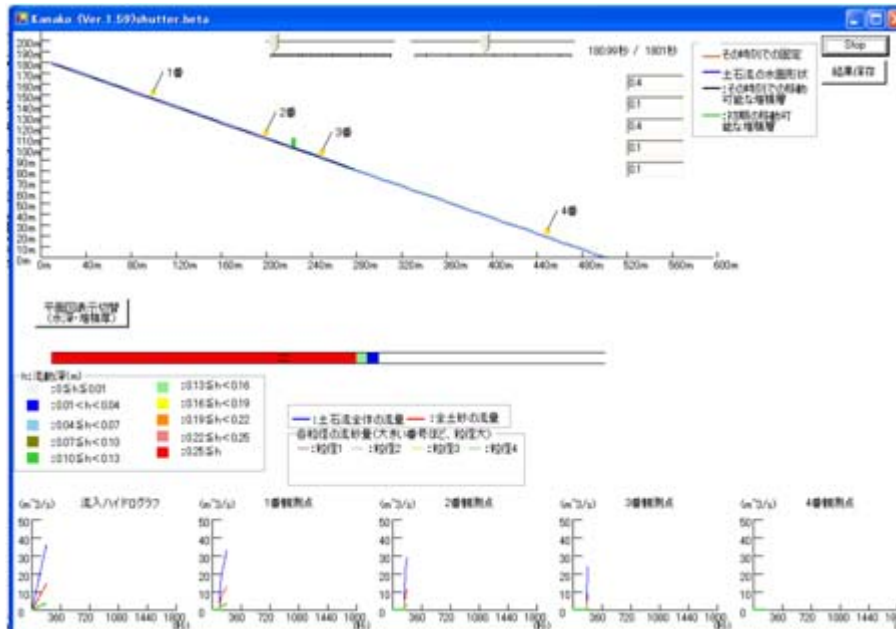


図 4.32: 180 秒経過 (平面図は流動深を表示、堆積変化無し)

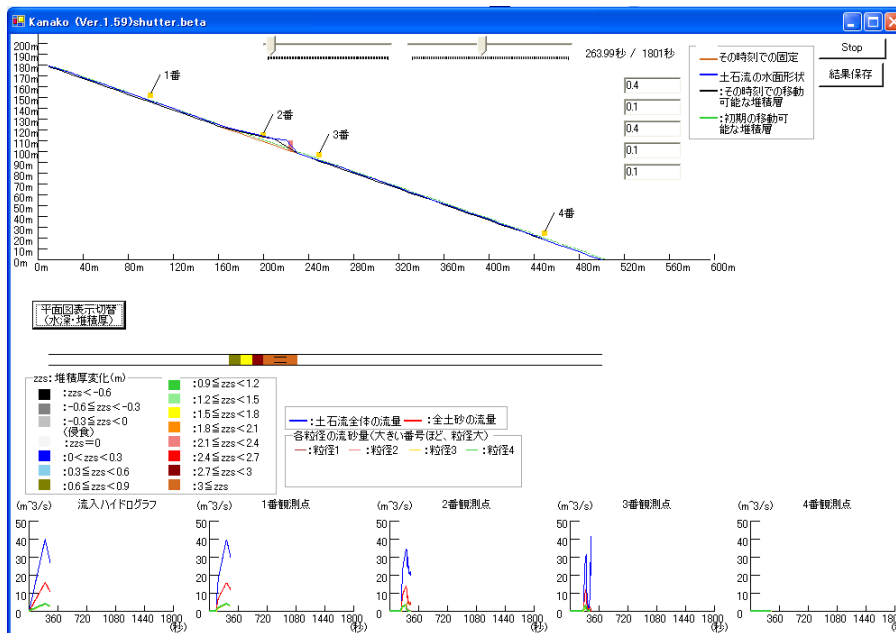


図 4.33: 263 秒経過 シャッター閉鎖 (平面図は堆積厚変化を表示)

4.4 まとめ

本章では、開発した1次元領域における土石流の汎用シミュレーションシステムKanakoについて、計算部で用いているモデルを、一様粒径と混合粒径のそれぞれについて記述した。また、GUI部における主要機能や実際の表示画面を紹介した。このように、モデルやプログラムの統合・集約・改良を実施し、かつGUIを実装したことで、簡単な操作で高度なシミュレーションが手軽に実施可能になったといえよう。また、新しい形の砂防堰堤として提案されてきているシャッター付砂防堰堤についても、GUIの実装だけではなくプログラムの一部の改良によって実施可能となった。

参考文献

- 1) 高濱淳一郎, 藤田裕一郎, 近藤康弘, 蜂谷圭: 土石流の堆積侵食過程に関する実験と二層流モデルによる解析, 水工学論文集, Vol. 46, pp.677-682, 2002
- 2) 江頭進治, 伊藤隆郭: 土石流の数値シミュレーション, 日本流体力学会数値流体力学部門 Web 会誌, Vol. 12, No. 2, 2004
- 3) 里深好文, 水山高久: 砂防ダムが設置された領域における土石流の流動・堆積に関する数値計算, 砂防学会誌, Vol. 58, No. 1, pp.14-19, 2005
- 4) 里深好文, 水山高久: 格子型砂防ダムによる土石流の調節に関する数値解析, 砂防学会誌, Vol. 57, No. 6, pp.21-27, 2005
- 5) 松本直樹, 和田孝志, 里深好文, 水山高久: 粒径変化を考慮した土石流氾濫予測手法に関する研究, 平成 20 年度砂防学会研究発表会概要集, pp.378-379, 2008
- 6) 高田哲司, 小池英樹: 見えログ: 情報視覚化とテキストマイニングを用いたログ情報ブラウザ, 情報処理学会論文誌 Vol. 41, No. 12, pp.3265-3275, 2000

- 7) 飯田進史, 五十嵐孝浩, 高木茂知: 分散シミュレーション統合技術を適用した水害危機管理行動支援システムに関する一考察, 河川技術論文集 Vol. 9, pp. 161-166, 2003
- 8) Y. Satofuka, T. Iio, T. Mizuyama: Sediment sorting in stony debris flow, Proceedings of the 4th International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, 2007
- 9) 中谷加奈, 里深好文, 水山高久: GUI を実装した土石流一次元シミュレータ開発, 砂防学会誌, Vol. 61, No. 2, pp. 41-46, 2008
- 10) 高橋保, 中川一: 豪雨時に発生する石礫型土石流の予測, 砂防学会誌, Vol. 44, No. 3, pp. 12-19, 1991
- 11) 高橋保, 匡尚富: 変勾配流路における土石流の形成, 京都大学防災研究所年報, Vol. 29, B-2, pp. 345-359, 1986
- 12) 中川一, 高橋保, 里深好文, 川池健司: 1999 年ベネズエラのカムリグランデ流域で発生した土砂災害について, 京都大学防災研究所年報題 44 号 B-2, pp. 207-228, 2001.
- 13) 芦田和男, 江頭進治, 村岡 猛, 里深好文: 砂防ダムの流出土砂調節機能に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 30 号 B-2, pp. 421-439, 1987
- 14) 高橋 保, 中川 一, 里深好文, 王 浩民: 格子型砂防ダムの閉塞モデル, 水工学論文集, 第 45 巻, pp. 697-702, 2001
- 15) 王 浩民: 格子型砂防ダムの機能と性能設計に関する研究, 京都大学博士論文, 2001
- 16) Middleton, G.V.: Experimental studies related to problems of flysch sedimentation, *Flysch Sedimentology in North America*, Geol. Assoc. Can. Spec. Pap. 7, pp. 253-272, 1970
- 17) 水山高久: シャッター付き砂防堰堤の運用のための情報システム, 砂防学会誌 Vol. 57, No. 4, pp. 66-67, 2004
- 18) 井元大希, 中谷加奈, 水山高久, 里深好文: シャッター付き砂防堰堤による土砂調節効果の検討, 平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集, p. 300-301, 2009

5. 2次元汎用土石流シミュレータ Kanako 2D

5.1 はじめに

これまでの研究で、山地河川の急勾配（1次元）領域における汎用的なシミュレーションシステムは完成した。しかし、土石流は緩勾配領域である2次元領域まで流下、堆積して影響を及ぼすことは知られている。特に、緩勾配領域は、居住エリアとなるために、その氾濫・堆積過程を精度よく再現することが必要となってくる。

既往研究においては、1次元領域と2次元領域が別個に計算される手法がとられていた。高橋・中川ら¹⁾の実施した洞谷土石流災害の数値計算による再現の例をはじめとして、谷部分では1次元計算、扇状地部分では2次元計算が用いられ、谷部と扇状地で別個に計算が行われることが通常である。1次元計算で得られた下流端の流量・流砂量を2次元計算の流入条件として用いることで、谷部分から扇状地部分までの土石流の流動・堆積過程を表現していたのである。しかし、この手法では上流の1次元計算領域から下流の2次元計算領域へと影響は伝わっても、下流の2次元計算領域からは上流の1次元計算領域へ影響が伝わらず、1次元計算と2次元計算が一方向の関係となっていた。したがって、1次元と2次元の境界である谷出口において顕著な土砂堆積が起こるような場合、以下の二つの問題が生じ、合理的な計算が実施できない。

1. 1次元計算では2次元計算領域の影響を受けないので、1次元計算下端部の勾配変化が正しく表現されない。
2. 2次元計算では上記の理由により、正確でない1次元下流端の流量・流砂量を流入条件として適用する。

谷出口においてより合理的な土石流シミュレーションを行うことは、下流の扇状地における土石流の氾濫範囲をより正確に表す上で必須である。和田ら²⁾は、前述した問題を解決するために、1次元領域と2次元領域の計算を連動させ、2次元上流域での流動深や堆積厚を1次元下流端へとフィードバックすることによって、境界部において双方向に連携のとれたより合理的な結合モデルを開発した。

土石流シミュレーションを、災害予測や効果的な対策を検討するツールとして利用する際、人家などが存在する居住エリアとしての緩勾配領域までを対象として実施することは、どのようなエリアでどれだけの氾濫・堆積が発生するかを知るために重要である。より合理的な計算手法で、土石流発生領域としての急勾配領域から、保全対象としての緩勾配領域までを統合的に実施できれば、より適切な災害対策の実施が可能になるといえよう。

本章では、Kanako³⁾において計算部に結合モデルを採用して、急勾配の土石流発生領域から、扇状地等の居住エリアとしての緩勾配領域までを統合的に計算可能なシステムを開発した。和田らの提案した結合モデルに、1次元領域のみを対象とした Kanako と同様の手法で、砂防堰堤等の構造物を設置した場合の計算も簡単に実施可能とした。また、2次元領域までを対象としたため、新たに2次元領域を直観的に理解できるような入出力機能を持つ UI を実装した⁴⁾。また、結合モデルは初期では一様粒径を対象としていたが、松本・和田らは結合モデルの1次元領域で混合領域を設定した計算を可能とした混合粒径モデル⁵⁾を後に提案している。

そこで、本章の5.2では一様粒径を対象とした Kanako 2D (Ver. 2.0) における計算部と UI について記述する。5.2では、急勾配領域と緩勾配領域を統合的に計算可能な結合モデルについても詳述する。5.3では混合粒径を対象とした Kanako 2D (Ver. 2.1) における計算部と UI について記述する。

5.2 一様粒径を対象とした Kanako 2D(Ver.2.0)

本節では、一様粒径を対象とした汎用土石流シミュレーションシステム Kanako 2D⁴⁾ について記述する。計算部として採用した結合モデルの詳細を記述する。また、2次元領域の表現に適切なUI部として搭載した入出力機能について述べる。

5.2.1 計算部

(1)支配方程式

本システムでは、和田らの提案した結合モデルを採用している。結合モデルでは、急傾斜の谷領域では1次元計算、緩勾配の扇状地領域では2次元計算を実施し、それぞれの境界である谷出口では1次元計算と2次元計算が相互に影響を及ぼす。

結合モデルで用いた2次元土石流計算の基礎方程式を以下に示す。なお、1次元計算では以下の方程式のy方向成分について考慮しないものを用いる。

x方向（流下方向）の土石流の運動方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho_m h} \quad (5.1)$$

y方向（横断方向）の土石流の運動方程式

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho_m h} \quad (5.2)$$

水・土砂を含めた全容積の保存式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = i_b \quad (5.3)$$

土砂の体積の保存式

$$\frac{\partial Ch}{\partial t} + \frac{\partial Chu}{\partial x} + \frac{\partial Chv}{\partial y} = i_b C_* \quad (5.4)$$

河床変動の式

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i_b = 0 \quad (5.5)$$

ここに、 h ：流動深、 u ： x 方向の流速、 v ： y 方向の流速、 C ：土砂濃度、 H は流動面標高で $H=h+z$ 、 z ：河床位、 t ：時間、 i_b ：侵食・堆積速度、 ρ_m ：流体相の密度、 C_* ：河床堆積物の体積濃度、 τ_x 、 τ_y ： x 、 y 方向の河床せん断力である。

(2)結合モデル

(a)概略

結合モデルの概略を図 5.1 に示す。結合モデルでは、時間ステップ Δt 毎に、谷部分の1次元計算と扇状地部分の2次元計算を連続して行っている。さらに、1次元計算領域下流端部における流量と流砂量を2次元計算の流入条件として用い、2次元計算領域上流端部の河床位と流動深を1次元計算の下流端境界条件として用いることにより、1次元計算と2次元計算が互いに関係づけられている。また、1次元計算の計算点間隔や河道幅が2次元計算のメッシュ間隔と異なることや1次元計算と2次元計算のx軸の方向が若干異なる場合にも対応できるよう配慮している。

(b)1次元計算領域と2次元計算領域の結合

1次元計算領域の下流端の計算点番号を ie とし、2次元計算領域の流入地点の格子点を $(1,jc)$ とする。1次元計算領域と2次元計算領域は、図5.2に示すように、 $ie-1$ 番のベクトル量評価点と $(1,jc)$ のベクトル量評価点の位置を一致させることで結合させた。なお、図5.2中の Δx_1 は1次元計算の計算点間隔、 Δx_2 は2次元計算の x 軸方向のメッシュ間隔、 z_i 、 h_i は1次元計算領域上の i 番目のスカラー量評価点の河床位と流動深、 z' 、 h' は2次元計算領域上流端近傍の河床位と流動深の平均値、 θ_i は1次元計算と2次元計算の x 軸の成す角である。

計算領域の結合においては、この θ_i を考慮する必要がある。1次元計算領域上における2次元計算の x 軸方向のメッシュ間隔は、図5.3に示すように、 $\Delta x_2 \cos \theta_i$ とし、2次元計算領域上における1次元計算領域の $ie-1$ 番のベクトル量評価点の河道幅は $B_{ie-1} / \cos \theta_i$ とする。なお、図5.3中の B_{ie-1} は1次元計算領域の $ie-1$ 番のベクトル量評価点の河道幅、 Δy_2 は2次元計算の y 軸方向のメッシュ間隔である。

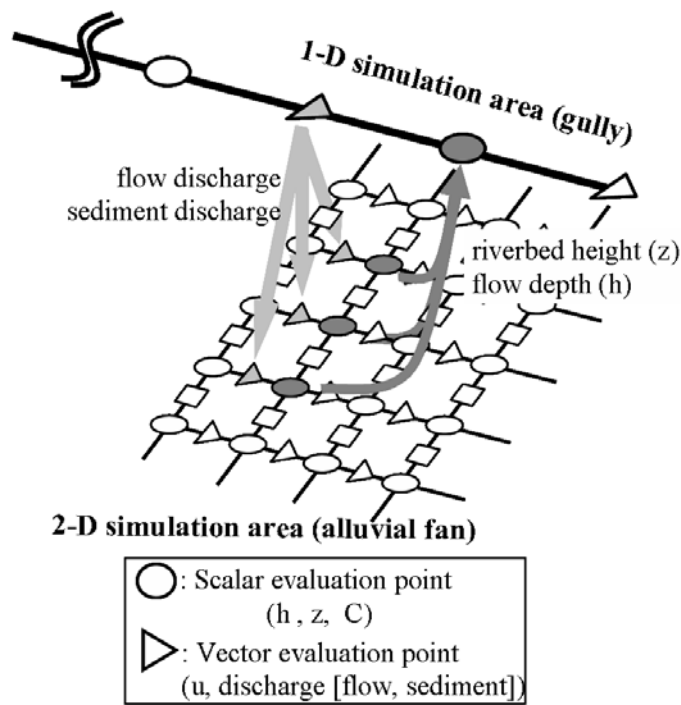


図 5.1: 結合モデルの概略

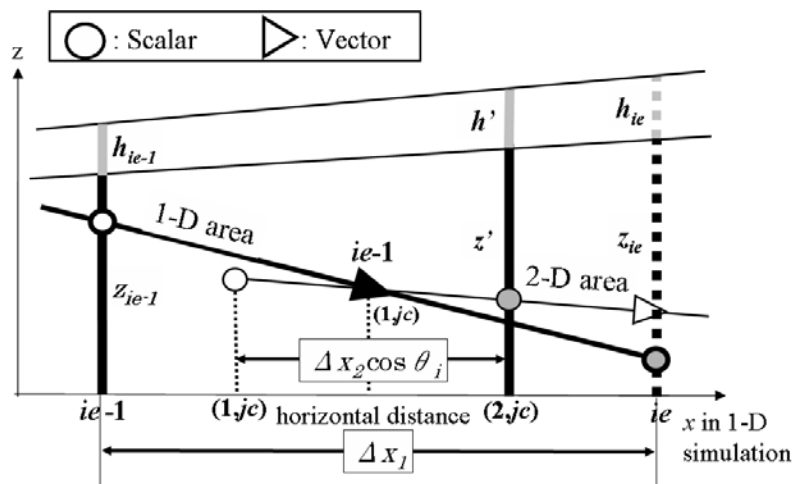


図 5.2 : 結合部分の断面図

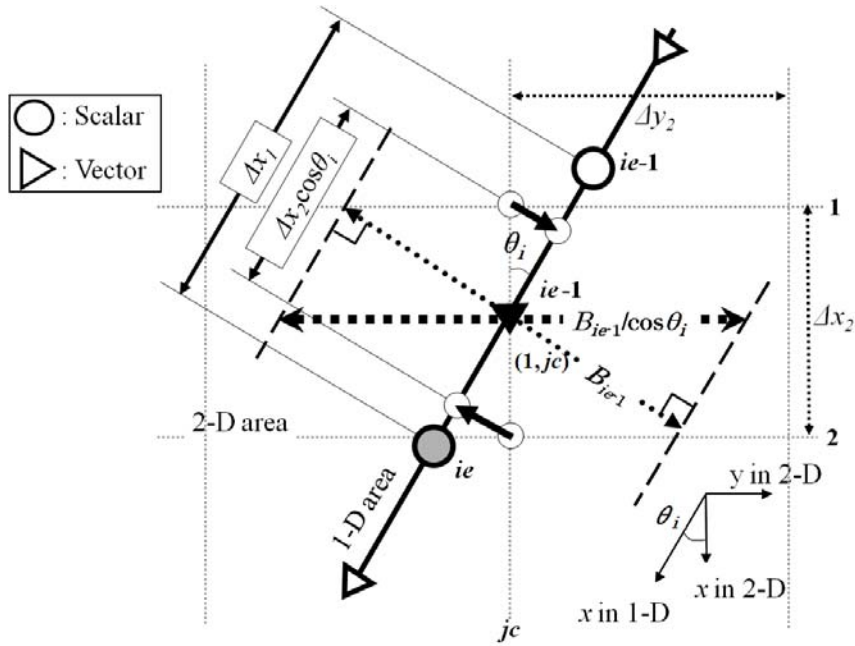


図 53: 結合部分の平面図

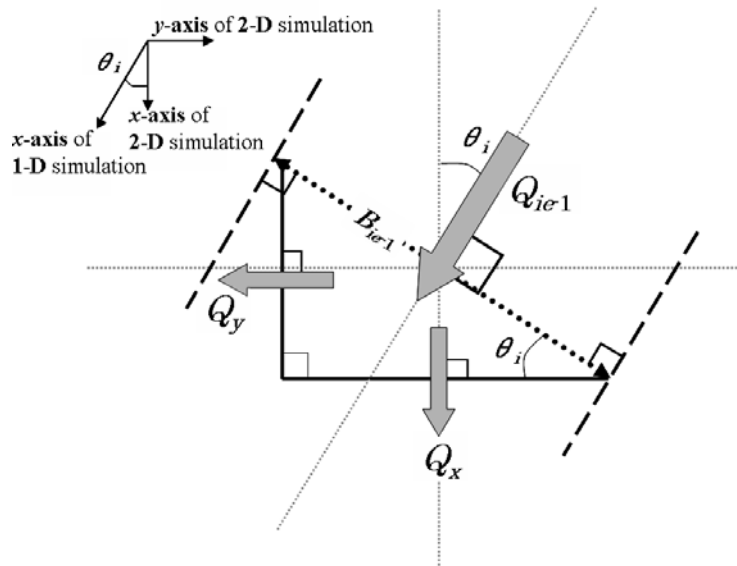


図 54: $ie-1$ 番目ベクトル量評価点における Q_{ie-1} の分割

(c) 2次元計算の流入条件

1次元計算領域の $ie-1$ 番目のベクトル量評価点の流量 Q_{ie-1} を、2次元計算領域上の流入地点に分配して与えることで2次元計算の流入条件とする。流量 Q_{ie-1} は流速、流動深および河道幅の積で表され、次のように定義される。

$$Q_{ie-1} = u_{ie-1} h_{ie-1} B_{ie-1} \quad (5.6)$$

u_{ie-1} は $ie-1$ 番目ベクトル量評価点の流速である。

まず、 Q_{ie-1} を2次元計算区間における x 軸、 y 軸方向成分に分割する。図 5.4 に示すように、 Q_{ie-1} を x 軸、 y 軸方向成分に直交する断面を通過する流量 Q_x 、 Q_y に分割するものとする、 Q_x 、 Q_y は次のように表される。

$$Q_x = u_{ie-1} \cos \theta_i \cdot h_{ie-1} \cdot B_{ie-1} |\cos \theta_i| \quad (5.7)$$

$$Q_y = -u_{ie-1} \sin \theta_i \cdot h_{ie-1} \cdot B_{ie-1} |\sin \theta_i| \quad (5.8)$$

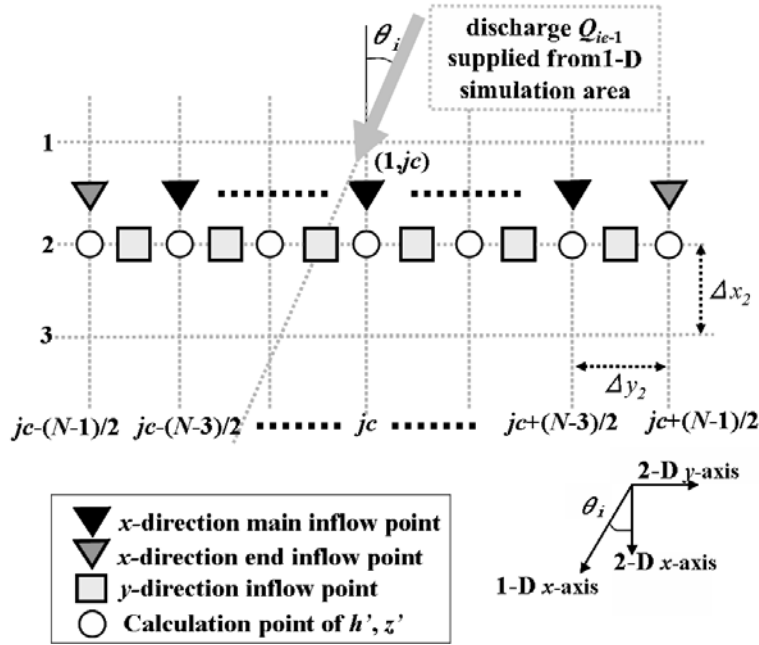


図 55: 2次元計算領域上流端における流入条件

次に、 Q_x 、 Q_y を2次元計算領域上の流入地点に分配して与える。2次元計算の流入地点は1点とはならず、 $B_{ie-1}/\cos\theta_i$ に応じて変化する。流入地点を、図5.5に示すように、 $(1, jc)$ のベクトル量評価点を中心として2次元計算領域のy軸方向に拡張する。流入地点となる2次元計算領域の計算点はつねに奇数個であり、その個数は次のように表される。

$$N = 2 \times \text{int}\left(\frac{B_{ie-1}/\cos\theta_i}{2\Delta y_2} + \frac{1}{2}\right) + 1 \quad (5.9)$$

ただし、関数 $\text{int}(x)$ は x の整数部分を表す。

$N \geq 3$ のとき、図5.5に示すように、 $N-2$ 個のx方向の主・流入口、2個のx方向の端・流入口、 $N-1$ 個のy方向の流入口を設ける。各流入口の流入量は、

x方向の主・流入口の流入量

$$Q'_{x(1,j)} = Q_x \frac{\Delta y_2}{B_{ie-1}/\cos\theta_i} \quad (j = jc - (N-3)/2 \leq j \leq jc + (N-3)/2) \quad (5.10)$$

x方向の端・流入口の流入量

$$Q'_{x(1,j)} = Q_x \frac{B_s}{B_{ie-1}/\cos\theta_i} \quad (j = jc - (N-1)/2, jc + (N-1)/2) \quad (5.11)$$

y方向の流入口の流入量

$$Q'_{y(2,j)} = \frac{Q_y}{N-1} \quad (jc - (N-1)/2 \leq j \leq jc + (N-3)/2) \quad (5.12)$$

とする。ここで、 $Q'_{x(i,j)}$ 、 $Q'_{y(i,j)}$ は (i,j) におけるx軸、y軸方向の流入量、 B_s は $(B_{ie-1}/\cos\theta_i)$ を Δy_2 で割った場合の余りの1/2とする。

$N=1$ のときは、 $(1, jc)$ に1個の x 方向の主・流入口を、 $(2, jc-1)(2, jc)$ に2個の y 方向の流入口を設ける。各流入口の流入量は、

x 方向の主・流入口の流入量

$$Q'_{x(1, jc)} = Q_x \quad (5.13)$$

y 方向の流入口の流入量

$$Q'_{y(2, j)} = \frac{Q_y}{2} \quad (j=jc-1, jc) \quad (5.14)$$

とする。流入土砂量は、それぞれの流入量に1次元計算領域の $ie-1$ 番目のスカラー量評価点の土砂濃度 C_{ie-1} を乗じた量である。

(d)1次元計算の下流端境界条件

z_e, h_e を z_{ie-1}, h_{ie-1} と z', h' から求めることで、1次元計算の下流端境界条件とする。ここで、 z', h' は図5.5に示す○の計算点の河床位、流動深の平均値である。各点の値に1次元河道幅に対する寄与を重み付けし、それらを合計して求める。 z' を式で表すと、

$N \geq 3$ のとき

$$z' = \sum_{j=jc-\frac{N-3}{2}}^{jc+\frac{N-3}{2}} z(2, j) \times \frac{\Delta y_2}{B_{ie-1}/\cos\theta_i} + \left\{ z\left(2, jc - \frac{N-1}{2}\right) + z\left(2, jc + \frac{N-1}{2}\right) \right\} \times \frac{B_s}{B_{ie-1}/\cos\theta_i} \quad (5.15)$$

$N=1$ のとき

$$z' = z(2, jc) \quad (5.16)$$

となる。 h' も同様に求めている。

z_e, h_e は、図5.2に示すように、 z_{ie-1}, h_{ie-1} と z', h' から外挿する。すなわち、

$$z_{ie} = \frac{1}{\Delta x_1 + \Delta x_2 \cos\theta_i} \times \{ (\Delta x_2 \cos\theta - \Delta x_1) z_{ie-1} + 2\Delta x_1 z' \} \quad (5.17)$$

となる。 h_e も同様に求めている。

(3)平衡土砂濃度、侵食・堆積速度、せん断力

結合モデルにおける平衡土砂濃度式、侵食堆積速度、せん断力については、4章で記した一様粒径の1次元領域における式を採用している。

(4)砂防構造物の設置

和田らの結合モデルに里深らによる砂防堰堤を設置した領域の計算を組み合わせることによって、結合モデルにおける1次元領域で、不透過型ならびにスリット型砂防堰堤を設置した計算を可能としている。堰堤の天端高と堰堤直上流における河床位を比較して、河床位の方が低いときには流入土砂を堆積させる手法を援用している。

また、2次元の緩勾配領域においては、流れは地形勾配の差に応じて流れ方向が変化することから、河床（固定床）の高さを変化させることで、構造物を設置した場合と同義の計算が可能となる。

計算部のフローを図5.6に示す。

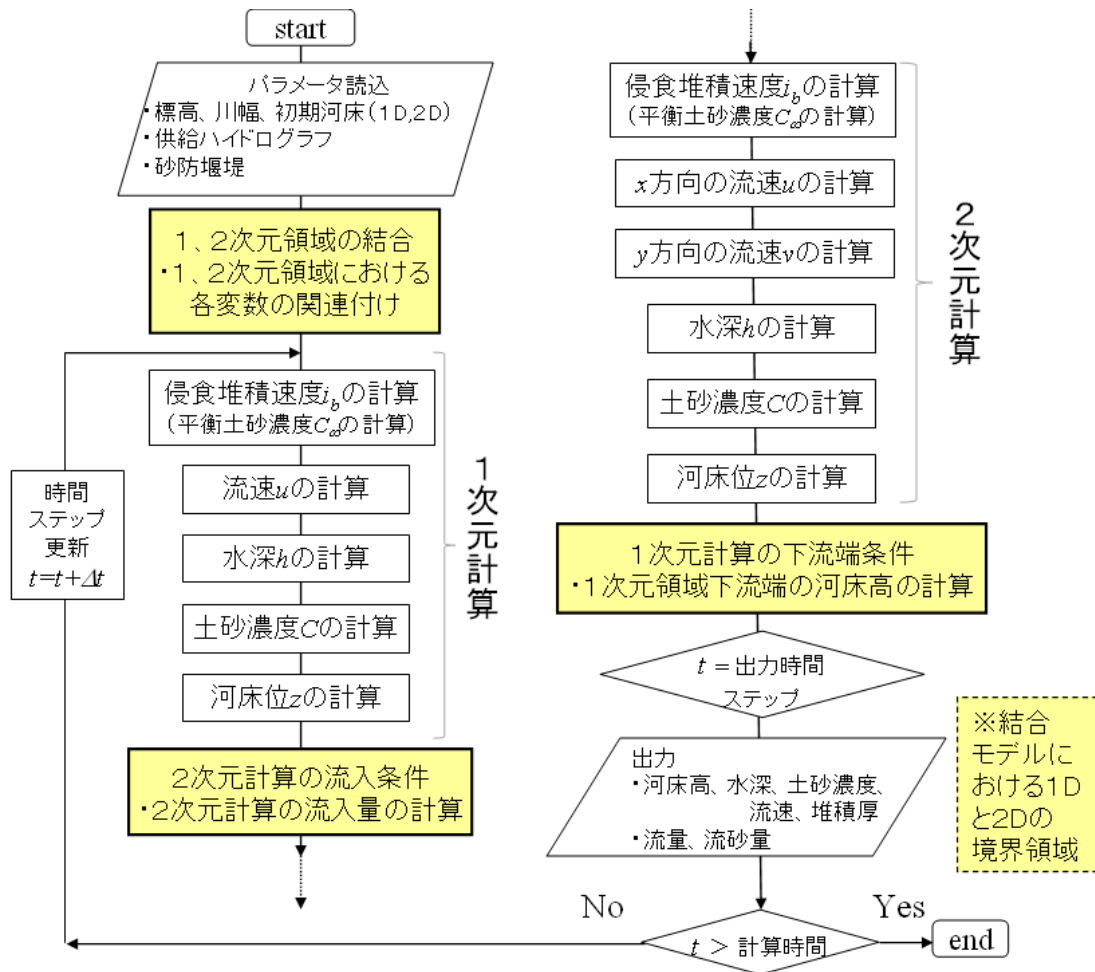


図 5.6: 一様粒径を対象とした結合モデルにおける Kanako2D の計算フロー

5. 2. 2 UI 部

インターフェイス部では、利用者が計算条件などを簡単に入力し、シミュレーション結果を直観的に把握できるよう、マウスによる入力、及びグラフィックを多用した表示を基本としている。Kanako Ver. 2.01 における主要機能を表 5.1 に示す。

1次元と2次元地形が連続していることから、1次元領域を主に表示する主画面と、2次元地形画面の二つの画面を用いて結果を出力するようシステムを開発した。また、主画面では1次元領域についても川幅を平面図として、流動深や堆積厚変化の表示を可能とした。また、狭い山地河川から、2次元地形へと移った領域については平面図のエリアを大きくして、直観的にイメージが掴みやすいインターフェイスを目指した。

(1) 入力設定

Kanako2D (Ver. 2.0) を起動すると、起動画面 (図 5.7) が表示される。河床の縦断面図と平面図が上下に並び、1次元領域と2次元領域は連続して表示される。縦断面図の縦軸は標高、横軸は上流端からの距離を表し、単位はいずれもメートルである。表示された各点を上下・左右にドラッグして固定床・移動床・川幅等の河床形状、砂防堰堤・ハイドログラフ観測点の設置位置を決定する点は1次元の Kanako と同様である。

表 5.1: Kanako 2D (Ver.2.01)主要機能

主機能	機能詳細	説明
入力	河床形状	1次元領域の縦断形状・川幅
		2次元領域の地形条件
	砂防構造物	砂防堰堤（1次元）： 種類（不透過、スリット）・高さ・設置位置・基数
		導流工（2次元）：設置領域・高さ
	流量観測点	数・設置位置（1次元）
	供給ハイドログラフ	上流端から供給する土石流の流量・濃度
	初期堆積厚	計算開始前の河床堆積土砂厚
フィールド	計算点数	
出力	計算実行中	画面の地形上に流動深・堆積厚を表示
	リアルタイムアニメーション表示	流量観測点における流量・土砂量の表示（1次元）

2次元地形においては扇状地を簡単に設定しやすいよう、平面の傾き、中心軸への傾き、扇状地の中心角という三つのパラメータを使ったグループボックスを採用した(図 5.8)。また、領域を選択して、一括して河床高さを変化させるような機能(図 5.9、5.10)も実装しており、この機能を利用すると導流堤などの構造物を簡単に設定することも可能である。2次元地形上における結果の出力として、流動深と初期河床からの堆積厚(河床位)変化を表示している。1次元・2次元地形とも各計算点での数値入力や、外部ファイルからの読み込みも可能である。

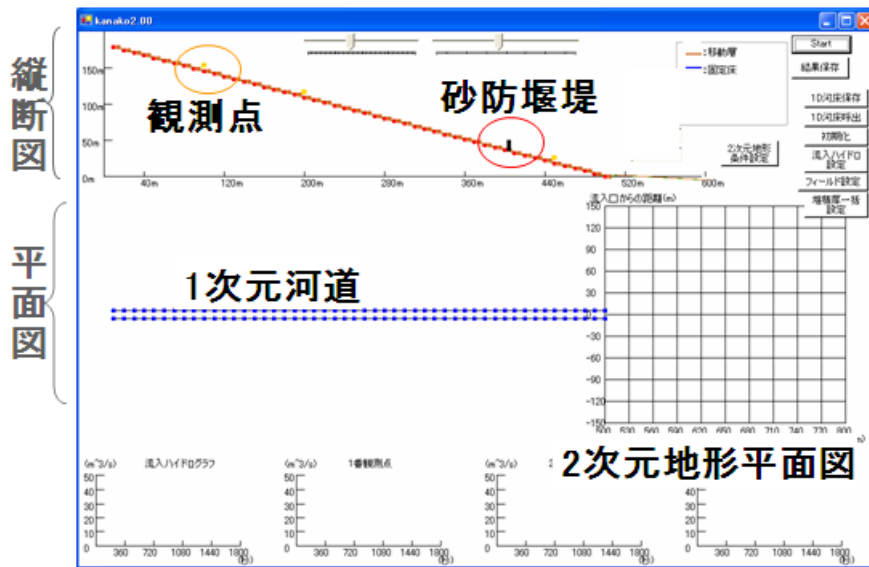


図 5.7: Kanako2D 起動画面(主画面)

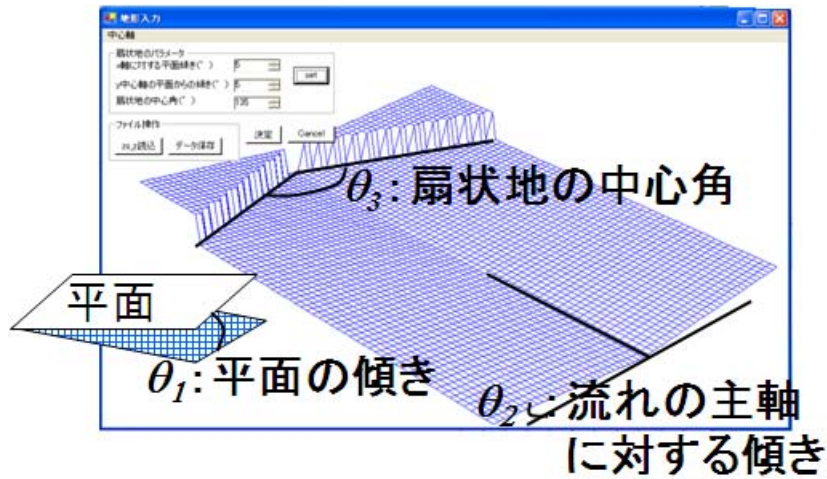


図 5.8: Kanako2D 2次元地形設定画面

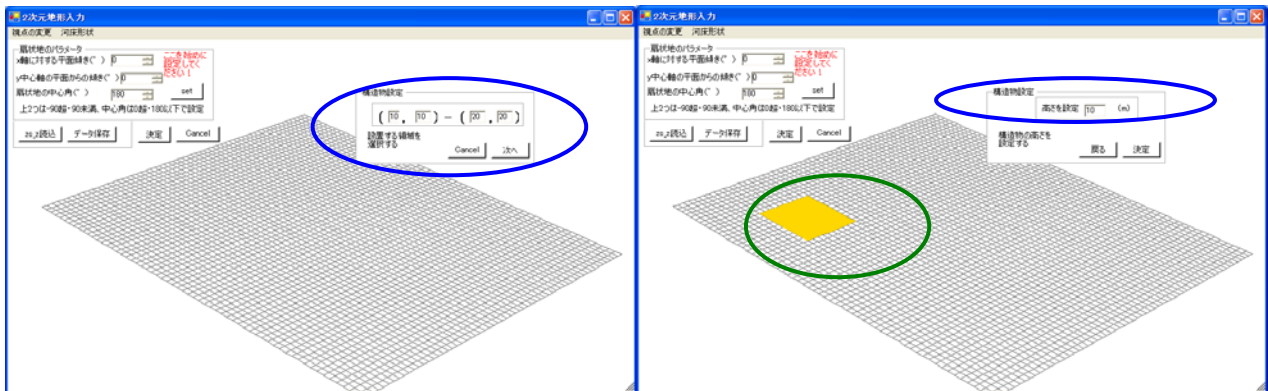


図 5.9: Kanako2D 2次元地形設定画面(構造物を設定)
(左図: 範囲設定、右図: 高さ設定)

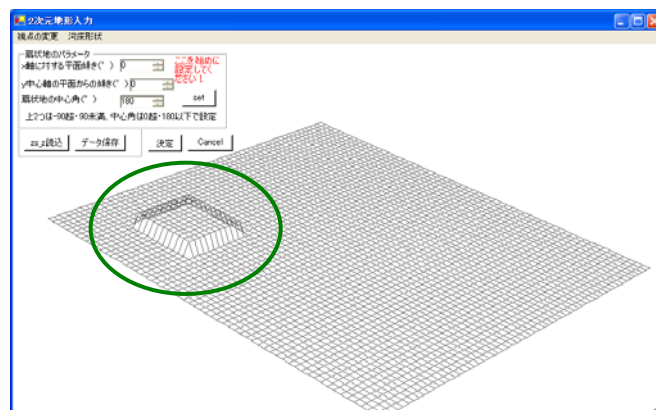


図 5.10: Kanako2D 2次元地形設定画面(構造物設定完了)

(2)出力設定

シミュレーションを実行すると、2画面でアニメーションが表示される。主画面(図 5.11)では、画面上部で河床縦断形状や土石流水面形状の変化、画面中央では平面図での水深・堆積厚、画面下部の4つのグラフでは左端から順に流入ハイドログラフと3つの各観測点における流量と土砂量を表示する。画面下部のハイドログラフでは、縦軸が流量 ($\text{m}^3/\text{秒}$) を、横軸は時間 (秒) を表す。2次元地形画面(図 5.12)では水深・堆積厚が設定した地形上に表示される。

主画面・2次元地形画面とも2次元計算領域の水深・堆積厚表示を切り替えることが可能である。初期設定において計算は1800秒経過するまで行われるが、計算時間を変更することも可能である。

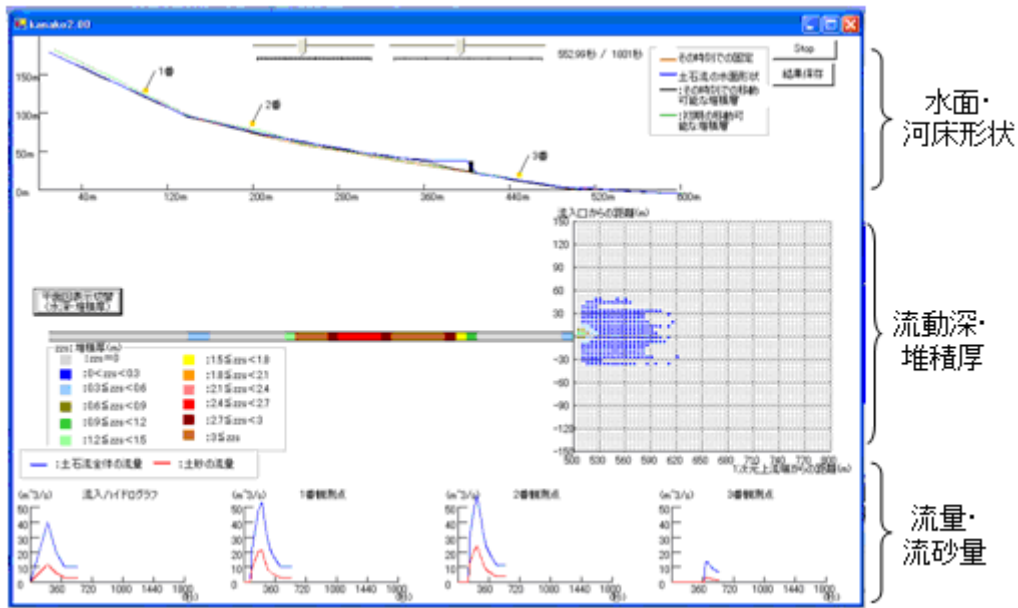
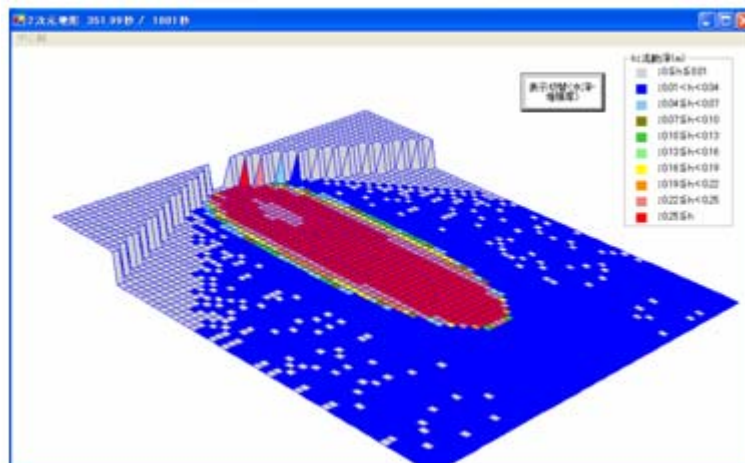


図 5.11: Kanako2D 計算画面(主画面・堆積厚変化表示)



5.12 :Kanako2D 計算画面(2次元地形画面・水深表示)

5.3 混合粒径を対象とした Kanako 2D(Ver.2.1)

本節では、松本ら⁵⁾の研究を参考にした混合粒径を対象とした汎用土石流シミュレーションシステム Kanako 2D (Ver. 2.1) について記述する。計算部としては、採用した混合粒径モデルについて記述する。また、混合粒径に対応した2次元領域の表現に適切なUI部として搭載した入出力機能について述べる。

和田らの提案した結合モデルに、1次元領域においては里深・飯尾ら⁶⁾の提案した分級現象を再現する二層モデルを適用している。なお、2次元領域においては、1次元領域と比較して縦断勾配が緩くなる上、横断方向へも応力が分散することから、土石流内部での粒子の上下方向の入れ替わりは少ないと考えられる。よって、粒子数の保存則⁷⁾を用いて流動中の粒子の平均粒径の時空間的変化を算出し、これを用いて一様粒径を仮定した計算を行っている。

5.3.1 計算部

(1)支配方程式

混合粒径モデルにおける2次元土石流計算の基礎方程式を以下に示す。なお、1次元計算ではy方向成分について考慮しない方程式を用い、土石流中の土砂の体積保存に関しては各粒径階ごとに計算している。

水・土砂を含めた全容積の保存式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = i_b \quad (5.18)$$

土砂の体積の保存式

$$\frac{\partial C_k h}{\partial t} + \frac{\partial Ch_k u}{\partial x} + \frac{\partial C_k h v}{\partial y} = i_k C_* \quad (5.19)$$

x方向（流下方向）の土石流の運動方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho_m h} \quad (5.20)$$

y方向（横断方向）の土石流の運動方程式

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho_m h} \quad (5.21)$$

河床変動の式

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i_b = 0 \quad (5.22)$$

ここに、 h ：流動深、 u ： x 方向の流速、 v ： y 方向の流速、 t ：時間、 i_b ：全粒径階の侵食・堆積速度、 i_k ：粒径階 k の侵食・堆積速度、 C ：混合粒径砂礫全体の土砂濃度、 C_k ：粒径階 k の土砂濃度、 H は流動面標高で $H=h+z$ 、 z ：河床位、 ρ_m ：流体相の密度、 C_* ：河床堆積物の体積濃度、 τ_x 、 τ_y ： x 、 y 方向の河床せん断力である。

(2)平衡土砂濃度、侵食・堆積速度、せん断力、河床表面の粒度分布

平衡土砂濃度や侵食堆積速度、せん断力については4.3で記した混合粒に対応した1次元領域における式や仮定を同様に設定したものとする。平衡土砂濃度・侵食堆積速度・せん断抵抗については、流動中の平均粒径を求めて、それを基に求めるべき値を算出している。

(3)砂防堰堤について

砂防堰堤を設置した領域の扱いについては、1次元における一様粒径 Kanako (Ver.1.4_) 並びに混合粒径における Kanako (Ver.1.5_) と同様に、不透過型、スリット型、格子型の砂防堰堤を設置することを可能としている。不透過型堰堤を設置した場合や、格子型砂防堰堤を設置して閉塞が生じた場合には、堰堤の天端高とその直上流の河床位との大小関係を用いて、堆積速度式を修正している。河床位が天端を超えるまでは、流入してきた全粒径階の土砂を堆積させる条件を援用している。

格子型砂防堰堤については、堰堤が設置された直上流部における格子の閉塞を考慮する際に、現時点では閉塞に寄与するのは最大粒径階のみとして設定している。今後、閉塞に寄与する大粒径のグループ等を設定して、堰堤の格子間の一定倍以上のものが通過した場合には、閉塞する等の条件を考慮する必要があると考えられる。

(4)2 次元領域について

なお、2次元領域においては、1次元領域と比較して縦断勾配が緩くなる上、横断方向へも応力が分散することから、土石流内部での粒子の上下方向の入れ替わりは少ないと考えられる。よって、粒子数の保存則⁷⁾を用いて流動中の粒子の平均粒径 d_m の時空間的变化を算出し、これを用いて一様粒径を仮定した計算を行っている。

粒子数の保存則は、図 5.13 に示すように、異なる粒径の粒子が入り出しても粒子の個数が保存されると仮定して、計算点における粒子数を求めるものである。土砂の体積の保存則(式 5.19)により計算された土砂量 Ch の時間変化($Ch \rightarrow C'h'$)と、上述の粒子数の保存則により計算された粒子数 N の時間変化($N \rightarrow N'$)から、次式を用いて平均粒径 d_m を計算する。

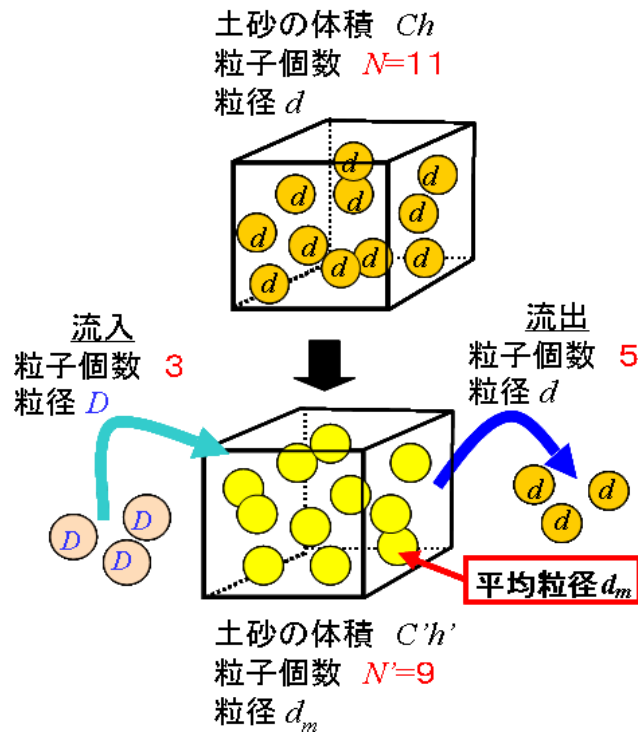


図 5.13: 粒子数の保存則

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Ch}{d_m^3} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Cuh}{d_m^3} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Cvh}{d_m^3} \right) = \frac{i_b C_*}{d_m^3} \quad (5.23)$$

計算部のフローを図 5.14 に示す。

5.3.2 UI 部

インターフェイス部では、利用者が計算条件などを簡単に入力し、シミュレーション結果を直観的に把握できるよう、マウスによる入力、及びグラフィックを多用した表示を基本としている。Kanakano 2D (Ver. 2.1) における主要機能を表 5.2 に示す。

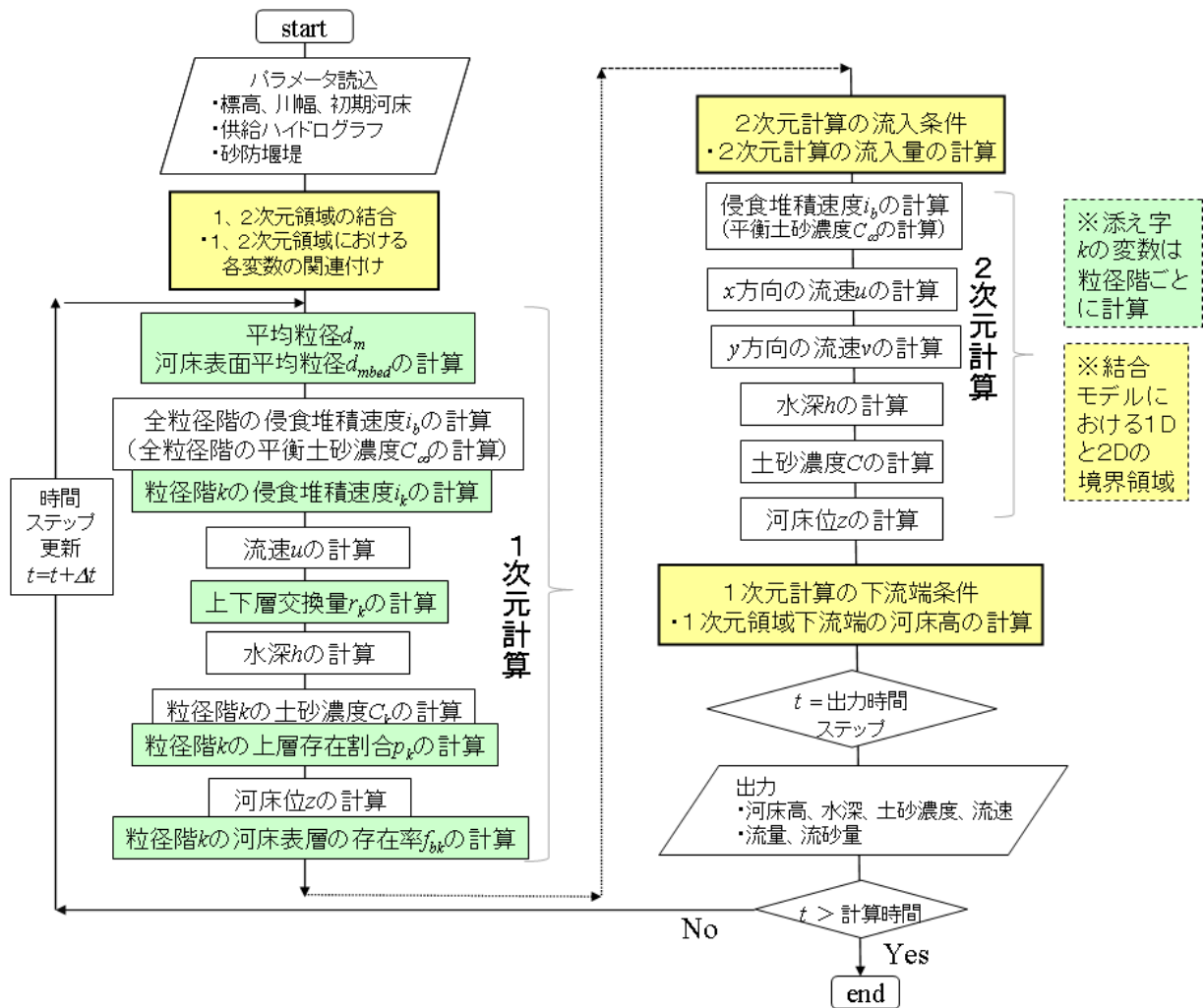


図 5.14: 混合粒径に対応した Kanako2D (Ver2.1) 計算部のフロー

主な諸機能は、一様粒径を対象とした Kanako 2D (Ver. 2.0) と同様である。混合粒径に対応させた新機能としては、混合粒径を対象とした 1次元 Kanako (Ver. 1.5) とほぼ同様である。入力部については、1次元と2次元地形が連続していることから、1次元領域を主に表示する主画面と、2次元地形画面の二つの画面を用いて結果を出力するようシステムを開発した。また、主画面では1次元領域についても川幅を平面図として、流動深や堆積厚変化の表示を可能とした。また、狭い山地河川から、2次元地形へと移った領域については平面図のエリアを大きくして、直観的にイメージが掴みやすいインターフェイスを目指した。

(1) 入力設定

起動時は既存の Kanako 2D (Ver. 2.1) と同様、河床の縦断面図と平面図を上下に並べて、1次元領域と2次元領域は連続して表示される (図 5.15)。河床形状、砂防堰堤、観測点位置、供給土石流等の主な初期条件は、基本的にマウスで設定可能である。

混合粒径へと対応した Kanako 2D での新機能としては、粒径階数や各粒径階の大きさや濃度を設定可能な粒径データ設定画面 (図 5.16) が挙げられる。ただし、この画面では、上流端から供給ハイドログラフとして与える土石流中における各粒径の割合を、土砂濃度として設定するものであり、河床堆積物中の割合を設定するには、初期設定ファイル中の値を別途変更する必要がある。他にも砂防堰堤設定画面等、多数の入力設定機能を実装しているが、一様粒径を対象とした Kanako 2D での入力機能と概ね同様であるため、詳細は参考文献 4) や先述した 5.2.2 を参照されたい。

表 52: Kanako 2D (Ver.2.1) 主要機能

主機能	機能詳細	説明
入力	河床形状	1次元領域の縦断形状・川幅
		2次元領域の地形条件
	砂防構造物	砂防堰堤（1次元）： 種類（不透過、スリット、格子型）・高さ・設置位置・基数
		導流工（2次元）：設置領域・高さ
	流量観測点	数・設置位置（1次元）
	供給ハイドログラフ	上流端から供給する土石流の流量
	粒径階の設定	1-10までの粒径階数、各粒径階のサイズ（粒径）、 供給ハイドログラフ中の各粒径階の土砂濃度の設定
堆積厚	計算開始前の堆積厚（移動床）設定	
フィールド	計算点数	
出力	計算実行中	画面の地形上に流動深・堆積厚を表示
	リアルタイムアニメーション表示	2D画面で、流動深・堆積厚に加えて平均粒径を表示 流量観測点における流量・全流砂量、各粒径階の流砂量の表示（1次元）

赤色が、Kanako (Ver. 2.0) からの新機能

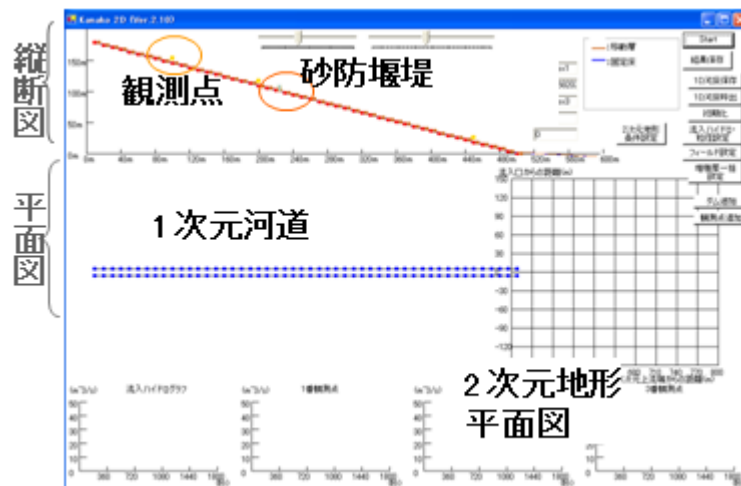


図 5.15: Kanako 2D (Ver.2.1) 起動画面

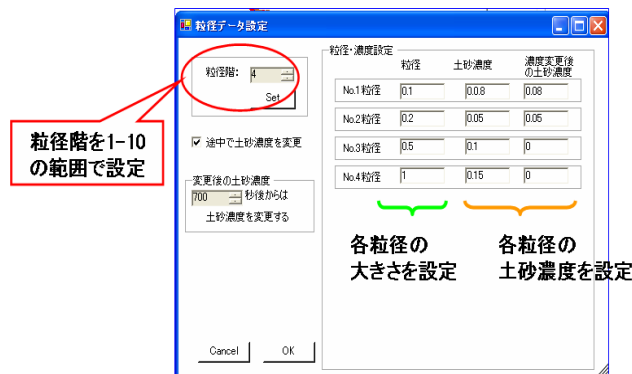


図 5.16: 粒径データ設定画面

(2)出力設定

計算開始後、主画面と2次元画面の二つの画面上でアニメーションが表示される。主画面では、河床縦断形状や土石流水面形状の変化、平面図での水深・堆積厚変化、各観測点における総流量・総流砂量・粒径毎の流砂量についてのハイドログラフが表示される(図5.17)。2次元画面上では設定地形上での水深・堆積厚変化に加えて、平均粒径が視覚的に表示される(図5.18)。1次元領域においては各粒径階の流砂量やそれに伴う総流砂量や総流量、及び2次元地形に及ぶ堆積厚や平均粒径の変化等、混合粒径計算による特徴的な結果を、直観的に理解可能な出力部におけるGUIを実装した点に新規性がある。

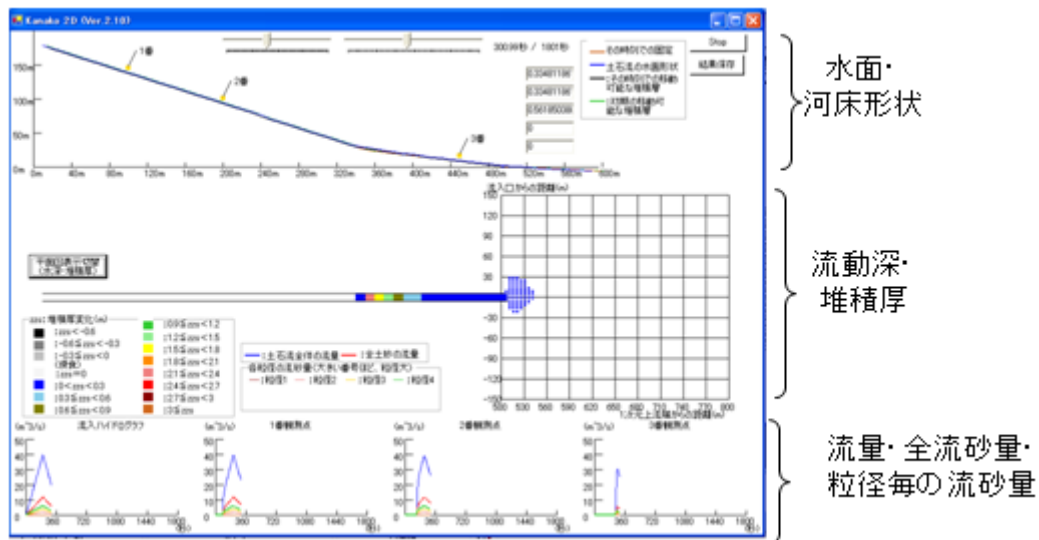


図 5.17: 計算画面(主画面・平面図: 流動深表示)

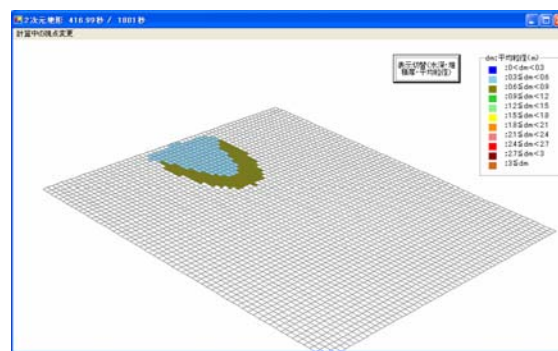


図 5.18: 計算画面(2次元画面・平均粒径表示)

5.4 まとめ

本章では、開発した1次元・2次元領域における土石流の汎用シミュレーションシステム Kanako 2D について、計算部で用いているモデルを、一様粒径と混合粒径のそれぞれについて記述し、GUI 部における主要機能や実際の表示画面を紹介した。GUI を実装したことで、簡単な操作で地形条件や構造物、供給ハイドログラフなどの初期条件が設定でき、1次元領域から2次元領域への遷移過程における河床形状の変化や、流れが横断方向へと広がる過程で氾濫・堆積が生じるのを視覚的に表示することで、直観的な理解が可能となった。また、結合モデルを始め、混合粒径モデルや砂防堰堤の設置された領域についてのモデルやプログラムを効率的に統合・集約・改良し、土石流の発生・流動領域である1次元領域から、居住エリアとなる2次元の緩勾配領域における氾濫・堆積過程までを、合理的に計

算することが可能となった。更には、UI 部において 2 次元領域（地形）の設定について、実地形を設定する場合のデータ設定には、2009 年に(財)砂防フロンティア整備推進機構が提案した DEM (Digital Elevation Map) のデータを基に、対象となる地域を簡単に Kanako 2D へ変換出来るシステム⁸⁾が提案されている。このようなシステムの連携を利用することで、地形条件をより簡単にユーザーが設定しやすい環境が整えられつつある。砂防堰堤が 1 次元領域に設定された場合や、2 次元領域に導流堤などの構造物を設置した計算も簡単に実施可能となったことで、居住エリアとしての 2 次元領域を災害から守るための、多様な砂防構造物を設置した条件下における土石流制御効果や維持管理に関する高度な検討が容易に行えるようになると考えられる。

参考文献

- 1) 高橋保, 中川一: 豪雨時に発生する石礫型土石流の予測、砂防学会誌、44, No. 3, pp. 12-19, 1991
- 2) 和田孝志, 里深好文, 水山高久: 土石流の 1 次元・2 次元シミュレーションモデルの結合, 砂防学会誌, Vol. 61, No. 2, pp. 36-40, 2008
- 3) 中谷加奈, 里深好文, 水山高久: GUI を実装した土石流一次元シミュレータ開発, 砂防学会誌, Vol. 61, No. 2, pp. 41-46, 2008
- 4) 中谷加奈, 和田孝志, 里深好文, 水山高久: GUI を実装した汎用土石流シミュレータ開発, 第 4 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, p. 149-154, 2008
- 5) 松本直樹, 和田孝志, 里深好文, 水山高久: 粒径変化を考慮した土石流氾濫予測手法に関する研究, 平成 20 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 378-379, 2008
- 6) Y. Satofuka, T. Iio, T. Mizuyama.: Sediment sorting in stony debris flow, Proceedings of the Fourth International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, 2007
- 7) 中川一, 高橋 保, 里深好文, 川池健司: 1999 年ベネズエラのカムリグランデ流域で発生した土砂災害について—数値シミュレーションによる再現計算と砂防施設配置効果の評価—, 京都大学防災研究所年報, 44B-2, pp. 207-228, 2001
- 8) 堀内成郎, 岩浪英二: 3 次元地形データの砂防分野での活用方策について, 平成 21 年度砂防学会研究発表概要集, pp. 144-145, 2009

6. 汎用土石流シミュレータ Kanako 及び Kanako 2D の適用

6.1 はじめに

前章までで、高度な知識や技術を有さない一般ユーザーにも扱える GUI を実装し、且つ土石流の流動・堆積過程をよりよく再現し得る土石流数値シミュレーションモデルを搭載した汎用土石流シミュレーションシステム Kanako¹⁾ 及び Kanako 2D^{2), 3)}を、それぞれ一様粒径と混合粒径を対象として開発してきた。本章では、これらのシステムを実地形並びに実災害事例へ適用する。なお、土石流計算の実施にあたって、下記の高橋の平衡土砂濃度式⁴⁾を用いて土砂濃度、総流量を算出した。また、土石流ピーク流量については、砂防基本計画策定指針⁵⁾に書かれている土石流総流量との関係式から求めた。

【平衡土砂濃度式】

$$Cd = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (6.1)$$

ここに、 σ : 砂礫の密度 (=2550 kg/m³)、 ρ : 流体相の密度、 ϕ : 砂礫の内部摩擦角 (=35°)、 θ : 平均河床勾配であり、 Cd : 土石流濃度 (0.30 ≤ Cd ≤ 0.54、最大値は 0.9 C_*)、 C_* : 河床の容積濃度である。流体相の密度 ρ は 1180 kg/m³ を用いることが多いが、事例によって変更する場合もある。平均河床勾配については、事例毎に対象領域全体の平均河床勾配を用いることもあれば、上流側の一部、下流側の一部の勾配を適用する場合もある。

【土石流ピーク流量：平均的なピーク流量と土石流総流量の関係式】

$$Q_{sp} = 0.01 \sum Q \quad (6.2)$$

$$\sum Q = \frac{Vdqp \cdot C_*}{Cd} \quad (6.3)$$

ここに、 Q_{sp} : 土石流のピーク流量 (m³/s)、 $\sum Q$: 土石流総流量 (m³)、 $Vdqp$: 流出土砂量 (空隙込み) (m³) である。

6.2 一様粒径を対象とした Kanako (Ver.1.4) の適用

本節では、一様粒径を対象とした汎用 1 次元土石流シミュレーションシステム Kanako (Ver. 1.4) の 2008 年岩手・宮城内陸地震で発生した土石流の再現計算について記述する。なお、本検討で使用した Kanako (Ver. 1.4) では、供給流量が多いために画面下部のハイドログラフの数値を通常よりも大きな値としている。また、標高差が大きいため、縦断面図において流動深や河床変動を見るのが難しかったことから、混合粒径に対応した 1 次元 Kanako (Ver. 1.5) と同様に、画面中央の川幅を表示する平面図上にも流動深と堆積厚変化を表示した。

2008 年 6 月 14 日午前 8 時 43 分に発生した岩手・宮城内陸地震では多くの土石流が発生した。中でも、東栗駒山で発生した大規模崩壊を起源とする土石流は、三迫川の支川であるドゾウ沢を流れ下り、約 4km 下流の駒の湯温泉において 7 名を生き埋めにした。この土石流は駒の湯温泉地点で氾濫・堆積した後、さらに数 km 下流まで流下したことが判明している⁶⁾。一方で、ドゾウ沢の北側の流域である産女川にて発生した同様の土石流は、約 1.5 km 流下した河道の屈曲点付近で停止していることが現地調査などから判明している。図 6.1 に示すように隣接する流域で発生した土石流の流下距離が大きく異なることは興味深い。ここでは、両土石流の流動・堆積過程に関して土石流シミュレータ Kanako (Ver.1.4) を用いた再現計算を行い、計算結果を基にしてその特徴について考察する。

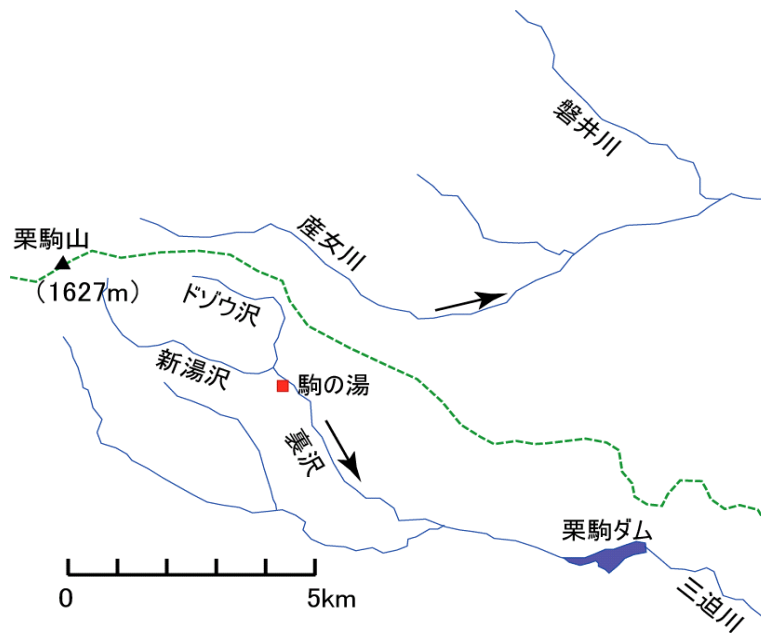


図 6.1: 土石流が発生したドゾウ沢と産女川の流域図

6. 2. 1 ドゾウ沢において発生した土石流の再現計算

ドゾウ沢の崩壊発生地点から駒の湯温泉までの河道の縦断形状を 1/25,000 の地形図から読み取り、計算の初期条件として与えた。災害報告⁹⁾からは、流動区間における川幅は 50m~200m 程度と考えられるが、川幅を 100m の一定幅と仮定して計算を実施したところ、土砂の流入条件を変化させても駒の湯付近まで土石流が到達しないことが分かった。Kanakano のような矩形断面を近似した計算において川幅をいかに設定すべきかは重要な課題であるが、ここでは谷底の幅に近い流れの幅であったと想定して、30m の一定幅とした。初期河床堆積物の状態に関しては不明な点が多いことや、崩壊由来の土砂量が非常に多いことから、今回は固定床として計算を実施した。図 6.2 に初期条件を設定した状態の Kanakano の画面表示を示している。

2008 年 11 月の現地調査の際に国土交通省から提供された資料によると、ドゾウ沢源頭部で発生した崩壊の土砂量は約 150 万 m^3 (空隙を含む) と推定されており、ここではその値を上流からの総供給土砂量として採用した。土石流の流下過程を再現、検証する上で、この崩壊由来の移動土砂をどのような濃度・流量で計算の上流端から供給するかは、計算結果に関わる大きな要因となる。

始めに Case-1 として次のような計算を行った。計算対象区間の上流端付近 150m の平均勾配 (14.9°) から高橋の式を用いて平衡土砂濃度を算出したところその値は 0.529 となった。この濃度で土砂が上流端から流入するものとして、前述の崩壊土砂量を元に総流入量を見積もると、約 170 万 m^3 となる。そこで、ピーク流量が 17,000 m^3/s 、継続時間が 200 秒の三角形の流入ハイドログラフを設定し、計算を行ったところ、上流端から 1km の区間で大量に土砂が堆積し、下流域へは土砂がほとんど流下しないことが分かった (図 6.3)。なお、計算に用いたパラメータを表 6.1 に示している。

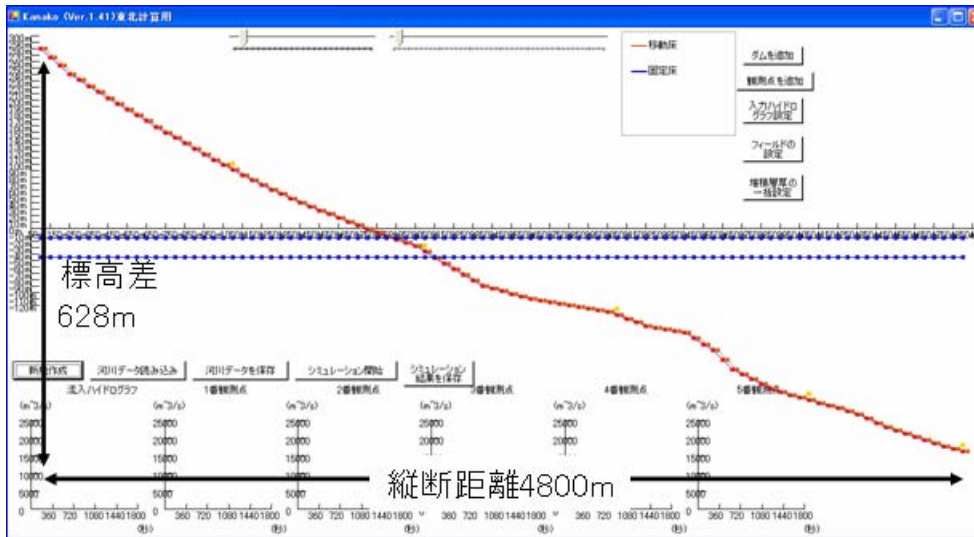


図 62 :ドノウ沢の土石流計算における Kanako (Ver.1.4)の初期画面

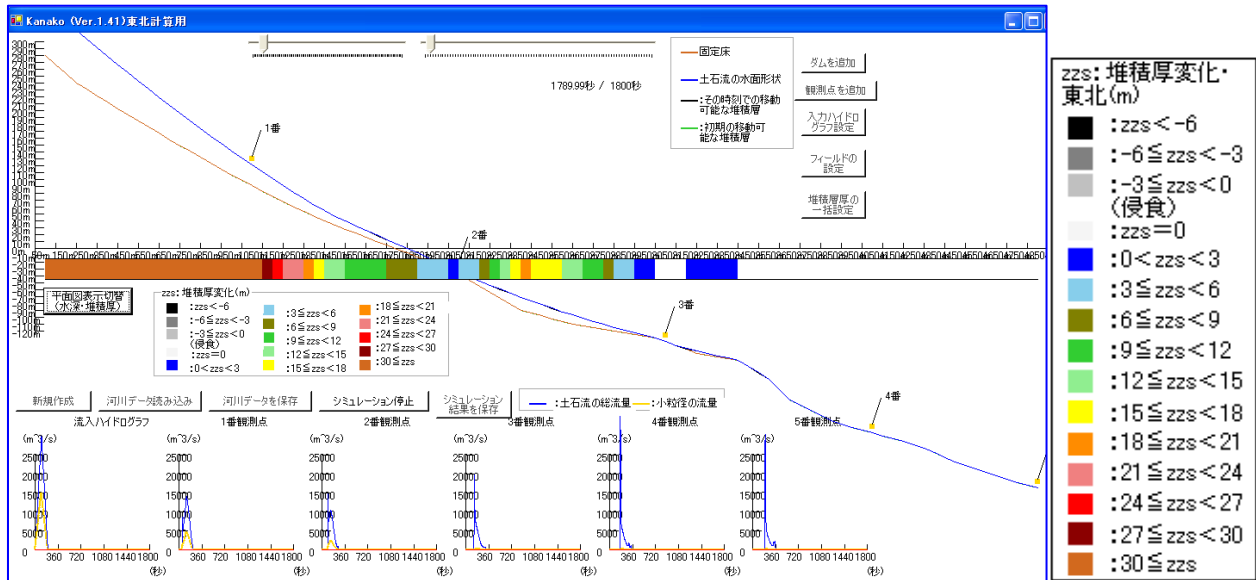


図 63 :Case-1 の計算終了時(1800 秒後)における土砂堆積状況

表 6.1:ドノウ沢の計算に用いたパラメータ

パラメータ	数値
計算時間(秒)	1800
計算の時間間隔(秒)	0.01
土砂の粒径(m)	0.05
砂礫の密度(kg/m ³) σ	2550
流体相密度(kg/m ³) ρ	1180
河床の容積濃度	0.60
重力加速度(m/s ²)	9.8
侵食速度係数	0.0007
堆積速度係数	0.05
水深の最小値(m)	0.01
マンニングの粗度係数 (s/m ^{1/3})	0.03
計算点間隔 (m)	50
流動閾水深(m)	0.05
計算点個数	97

このような結果となったのは、供給土砂濃度が大きすぎたことに原因があると考えられる。上流端から 150m の区間はその下流に比べ勾配が大きく、この領域に対応する平衡土砂濃度を供給濃度として設定したことにより、その直下の勾配が緩くなる区間で土砂が急激に堆積する結果となったのである。

そこで、供給土砂濃度を、土石流としての流動が維持できる最小の濃度である 0.3 として計算を行ってみた (Case-2)。総流量は約 300 万 m^3 となるので、ピーク流量を 30,000 m^3/s 、継続時間が 200 秒の三角形の流入ハイドログラフを設定し、計算を行った。図 6.4 に各時刻における土石流の水面形状と河床形状の縦断分布、ならびに各観測点 (図 6.4 中の 1 番から 5 番の地点) におけるハイドログラフを示している。これらの図において、横軸の右端 (5 番の観測点) に駒の湯温泉は位置している。

計算結果のハイドログラフを見ると、駒の湯温泉の地点においても 50,000 m^3/s におよぶ大きなピーク流量が認められる。一方、河床縦断形状の計算結果をみると、下流側の約 1,200m の区間で顕著な土砂の堆積は認められず、それより上流側で最大 30m にも及ぶ土砂の堆積が生じている。これは初期河床形状からも明らかなように下流から 1,200m の地点より上流の数 100m の区間が緩勾配になっているためであり、石礫型の土石流の流動則を使用している Kanako では、この領域に大量の土砂堆積が生じる結果しか得られない。実際には、本計算領域における下流端から 400m の地点付近で 30m 近い土砂堆積が認められていることから、現状において土砂の堆積に関しては合理的に説明できているとは言いがたい。報道機関の映像から判断すると、駒の湯温泉の付近では高濃度に細粒分を含む材料で土石流が構成されていたと思われるので、今後、土石流の流動・堆積に関しこのような特性を反映させることが必要であると考えられる。

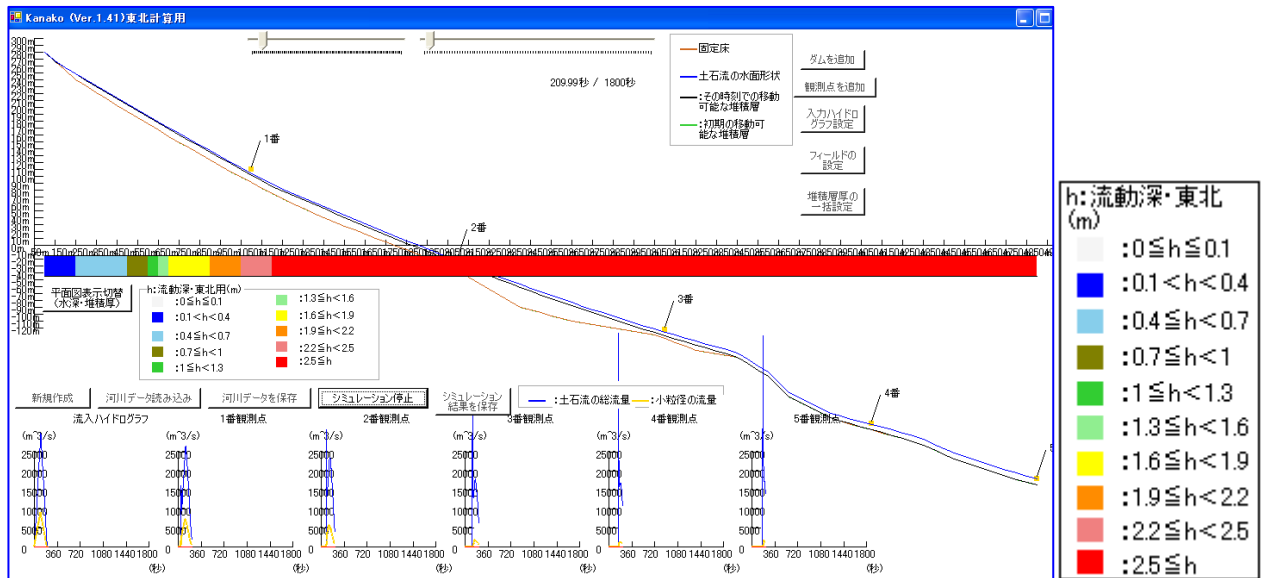


図 6.4 : Case-2 の計算開始 209.99 秒後における流動深、河床の縦断形状、ハイドログラフ

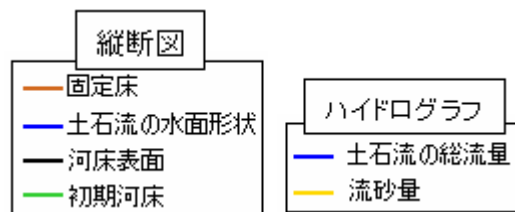


図 6.5: シミュレーション中の Kanako の縦断図上、及び、ハイドログラフ上の凡例拡大

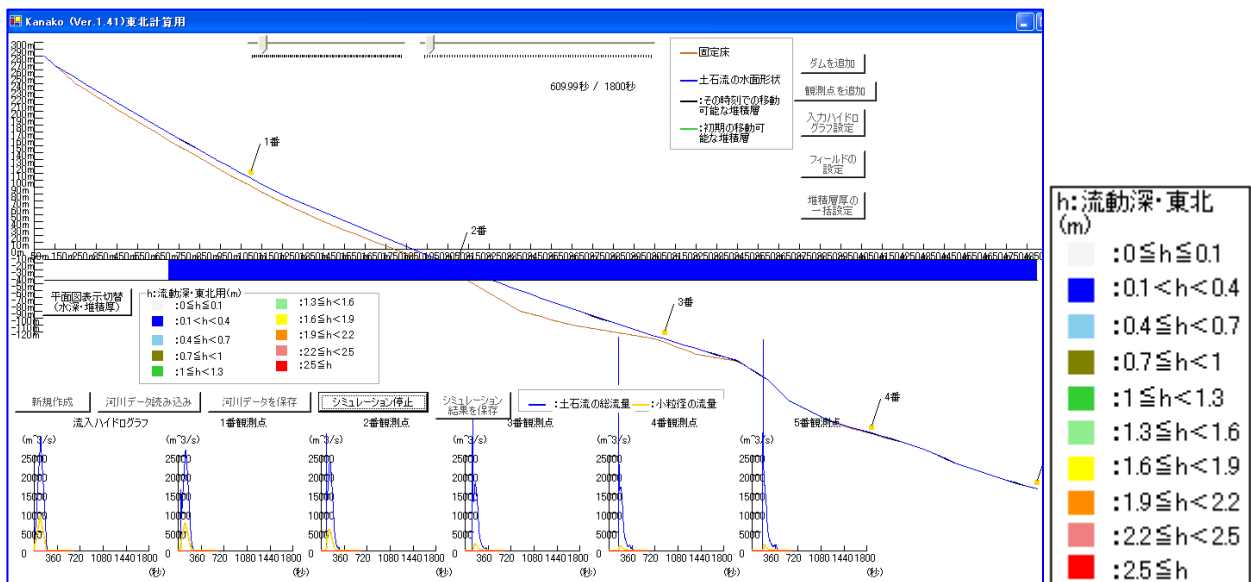


図 6.6 : Case-2 の計算開始 609.99 秒後における流動深、河床の縦断形状、ハイドログラフ

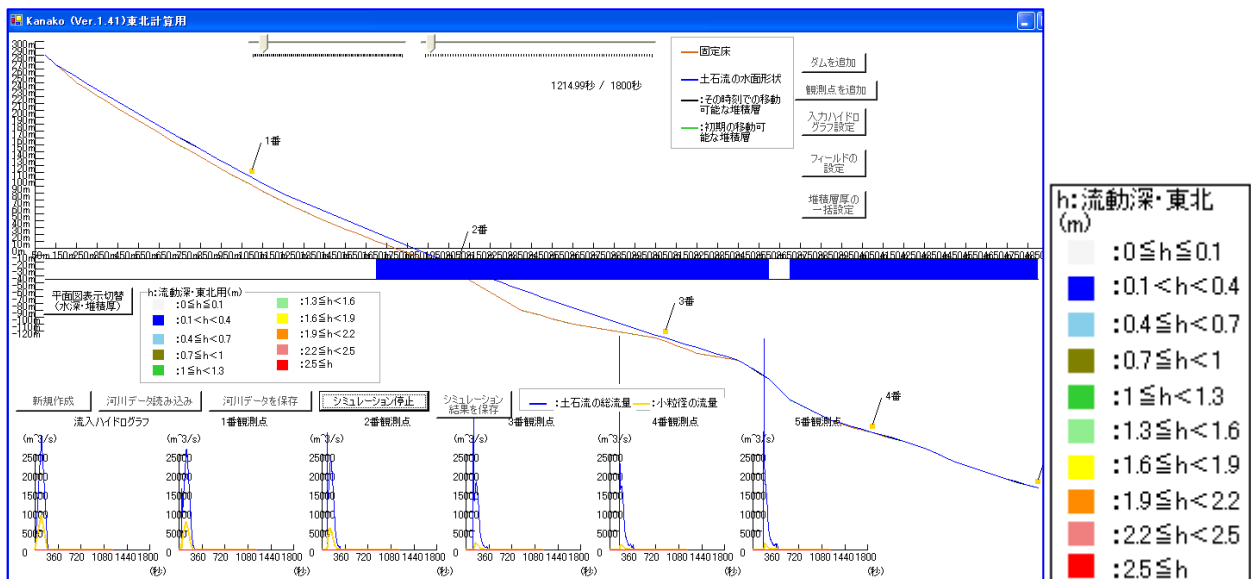


図 6.7 : Case-2 の計算開始 1214.99 秒後における流動深、河床の縦断形状、ハイドログラフ

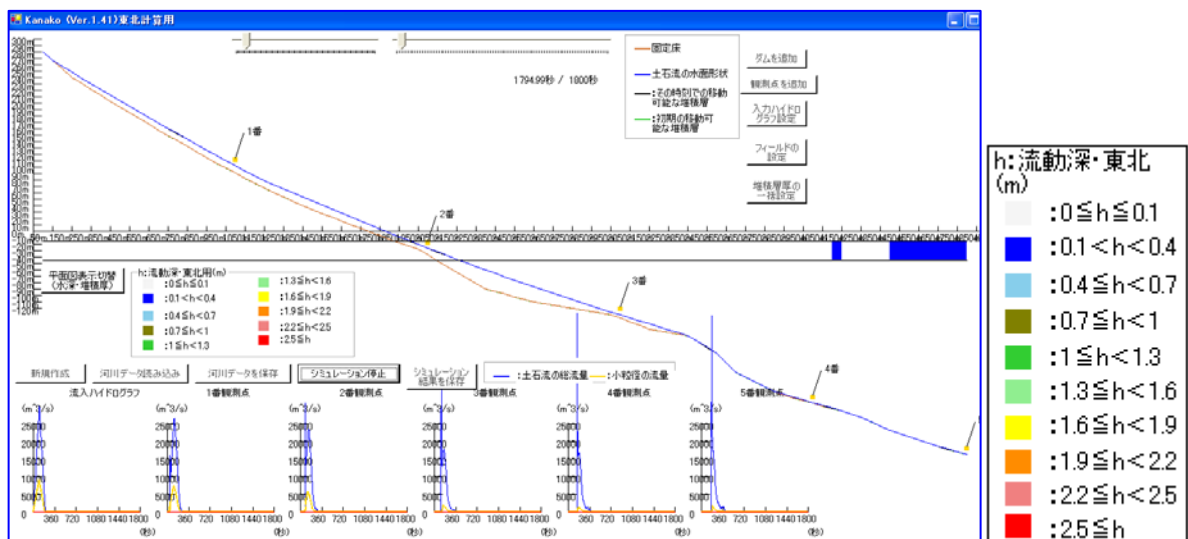


図 6.8 : Case-2 の計算開始 1800 秒後(計算終了時)における流動深、河床の縦断形状、ハイドログラフ

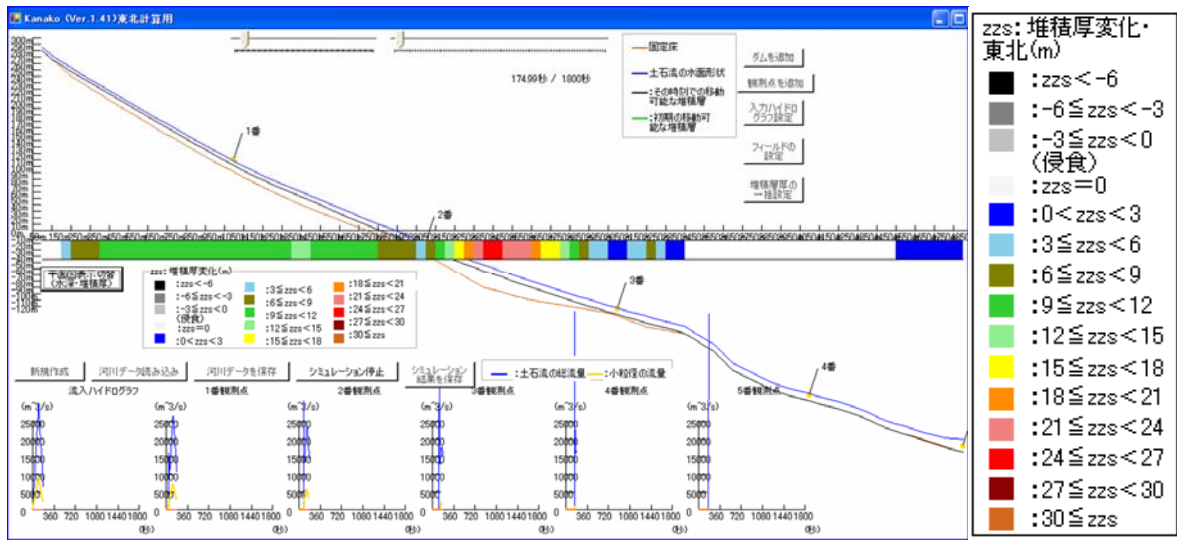


図 6.9 : Case-2 の計算開始 174.99 秒後(計算終了時)における初期からの堆積厚変化

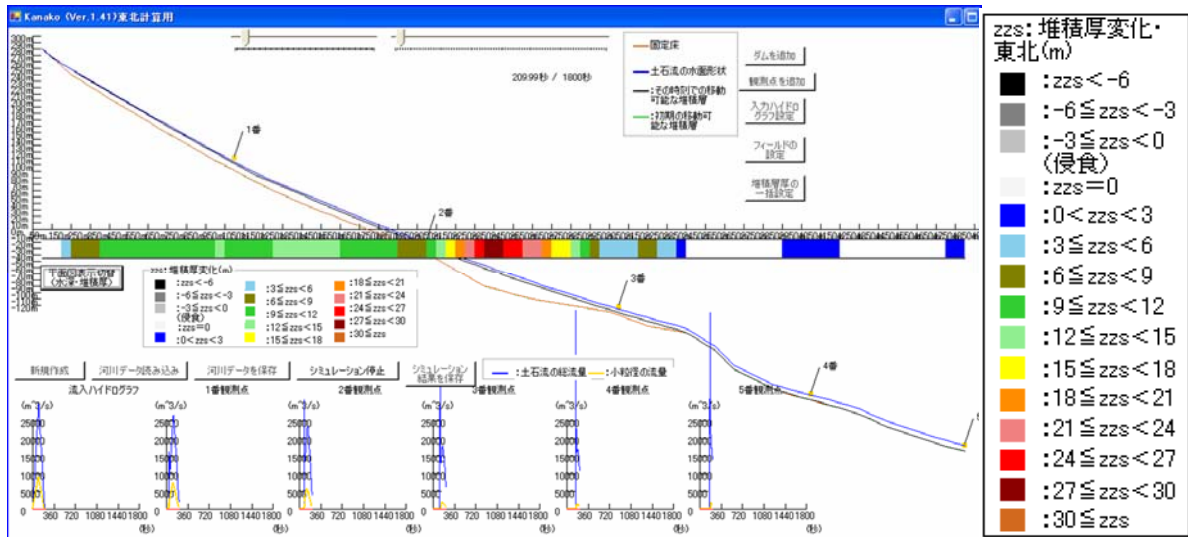


図 6.10 : Case-2 の計算開始 209.99 秒後における初期からの堆積厚変化
(以後計算終了時まで目立った堆積厚変化は見られなかった)

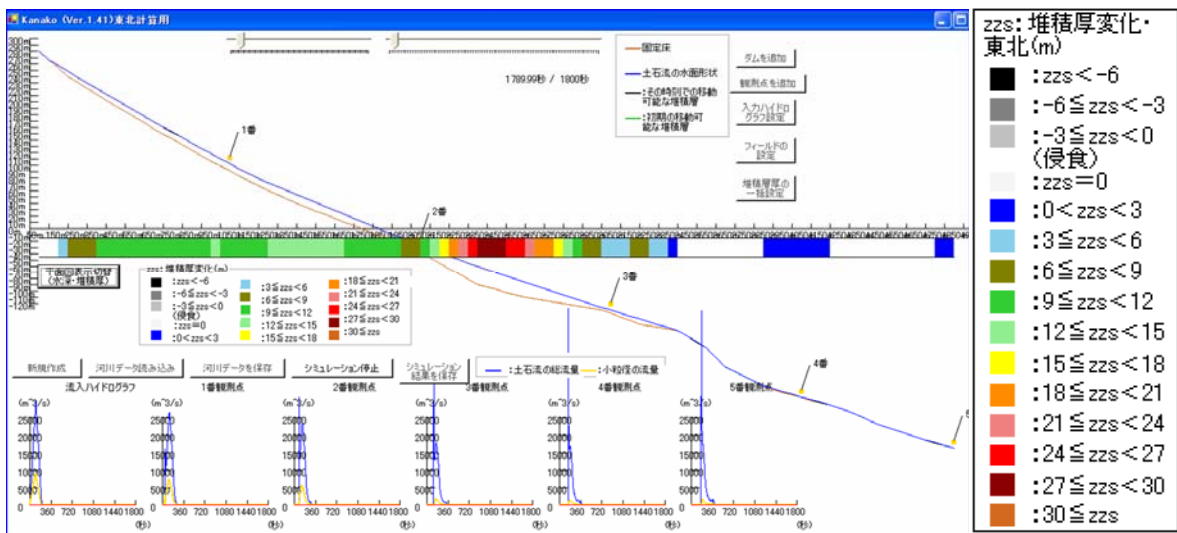


図 6.11 : Case-2 の計算開始 1800 秒後(計算終了時)における初期からの堆積厚変化
(粒径 5cm、堆積速度係数 0.05、 $\rho=1180$)

なお、実際の挙動に近づけるために、堆積速度係数を変更したものや、粒径を小さくしたもの、間隙流体の密度を増加させたケースでも検討を実施した。その他の流入条件やパラメータは全て Case - 2 と同様にしている。各ケースにおける 1800 秒後の河床の堆積形状を以下に示す (図 6.12-図 6.16)。

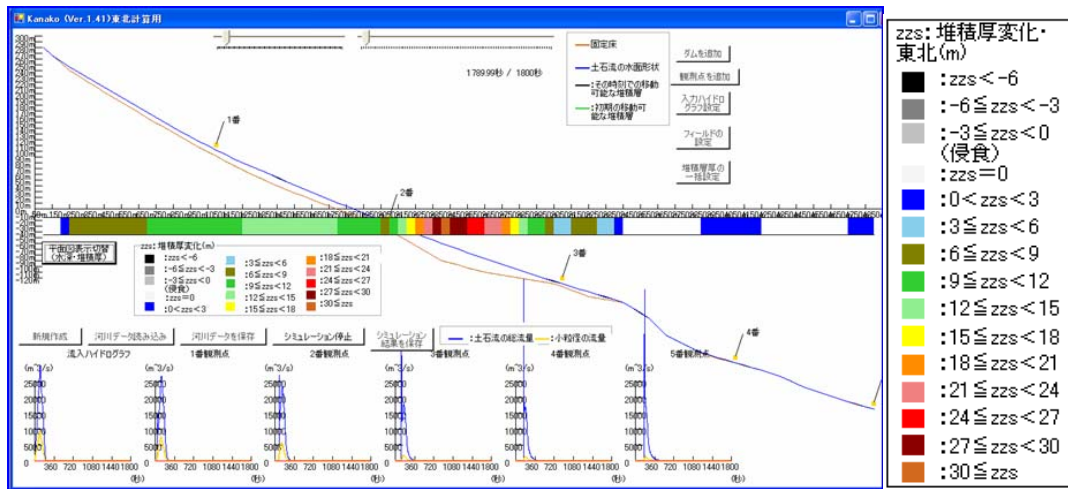


図 6.12: 1800 秒後における初期からの堆積厚変化
(粒径 1cm、堆積速度係数 0.05、 $\rho=1180$)

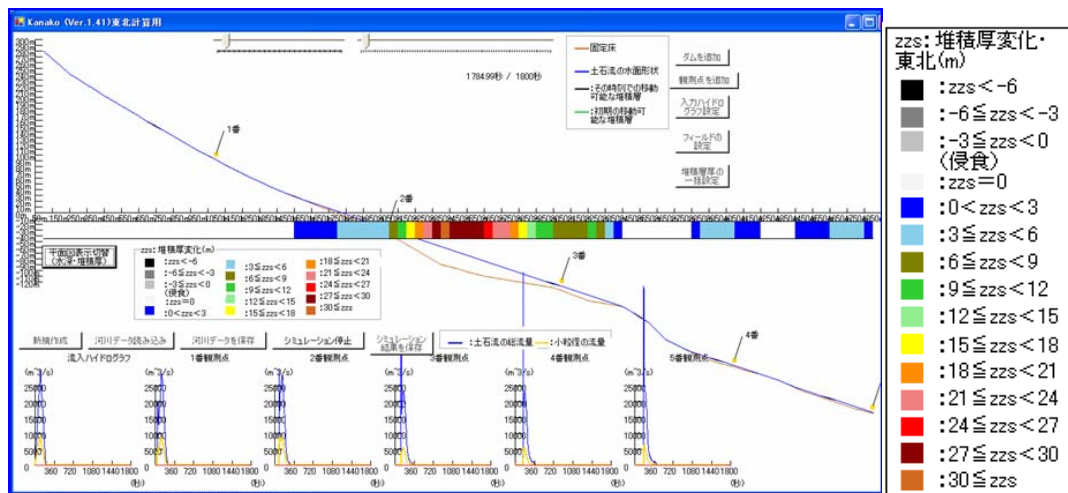


図 6.13 : 1800 秒後における初期からの堆積厚変化
(粒径 5cm、堆積速度係数 0.05、 $\rho=1400$)

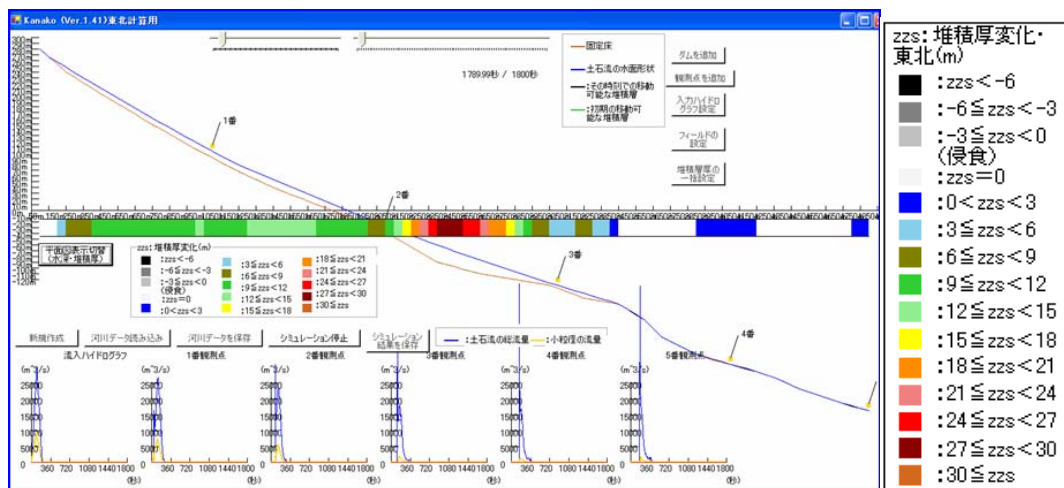


図 6.14 : 1800 秒後における初期からの堆積厚変化
(粒径 5cm、堆積速度係数 0.01、 $\rho=1180$)

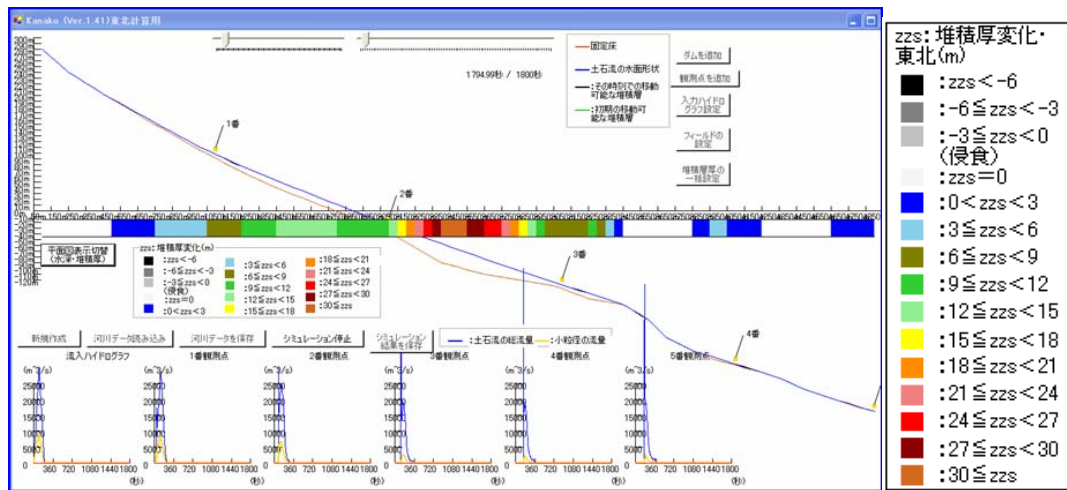


図 6.15 : 1800 秒後における初期からの堆積厚変化
(粒径 5cm、堆積速度係数 0.01、 $\rho=1250$)

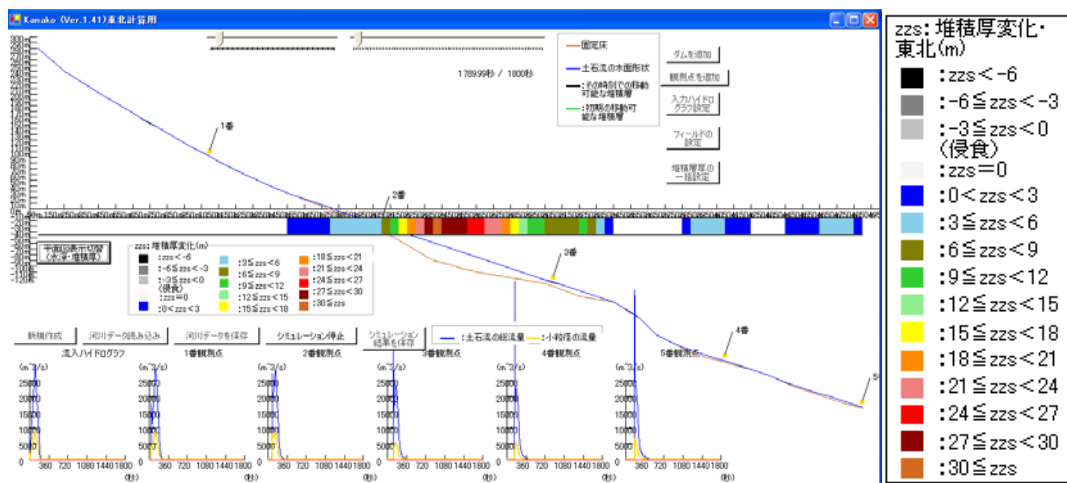


図 6.16 : 1800 秒後における初期からの堆積厚変化
(粒径 1cm、堆積速度係数 0.05、 $\rho=1400$)

これらの結果から、間隙流体密度 ρ を増加させると、下流側で土砂の堆積が生じることがわかった。これは細粒分を多く含む流れであった実現象と適合するようと思われる。一方で、粒径を小さくすることで、相対水深が大きくなることやせん断抵抗が小さくなることによって、流れがより早く流下する傾向は見られたものの、計算終了時における堆積厚変化はほとんど見受けられなかった。これは、2章で示したように、高橋らの構成則、侵食堆積速度式を採用した計算モデルの特徴であり、Kanako においても高橋らの考え方を採用していることによるものと考えられる。

6.2.2 産女川において発生した土石流の再現計算

ドゾウ沢の計算と同様に、産女川において崩壊発生地点から 1.5km の区間の河道縦断形状を 1/25,000 の地形図から読み取り、計算の初期条件として与えた。川幅については一律 50 m として設定した。2008 年 11 月の現地調査の際に国土交通省から提供された資料によると、産女川で発生した崩壊の土砂量は約 1,260 万 m^3 (空隙を含む) と推定されており、ドゾウ沢の 8 倍近い値となっている。ここではこの値を上流からの総供給土砂量として採用した。現地調査の際に崩壊土砂が流下した状況を確認したが、高速度で流れた様子は無く、比較的高濃度の土砂の一部が流動化しながら約 1.5km 流下し、河道狭窄部 (屈曲部でもある) の直上流で停止・堆積したと判断された。そこで、供給土砂濃

度を0.5とし、ピーク流量15,120m³/sが1000秒継続するものとして計算をおこなった。その他の条件はドゾウ沢と同じである。図6.17に初期条件を設定した状態のKanakakoの表示画面を示している。

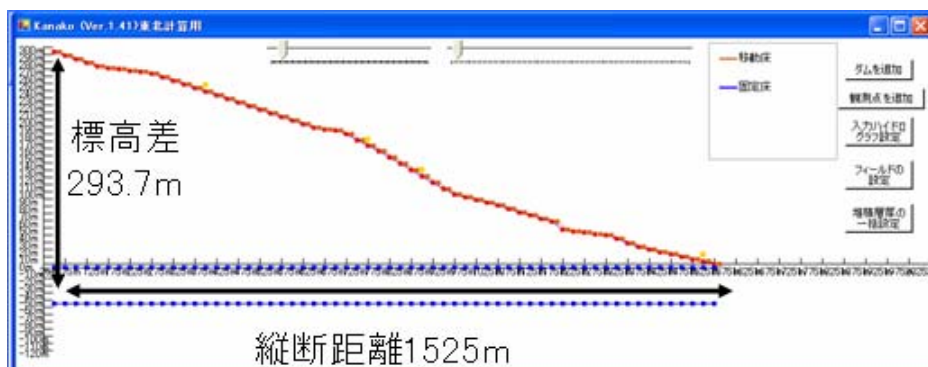


図 6.17: 産女川の土石流計算における Kanako (Ver.1.4) の初期画面

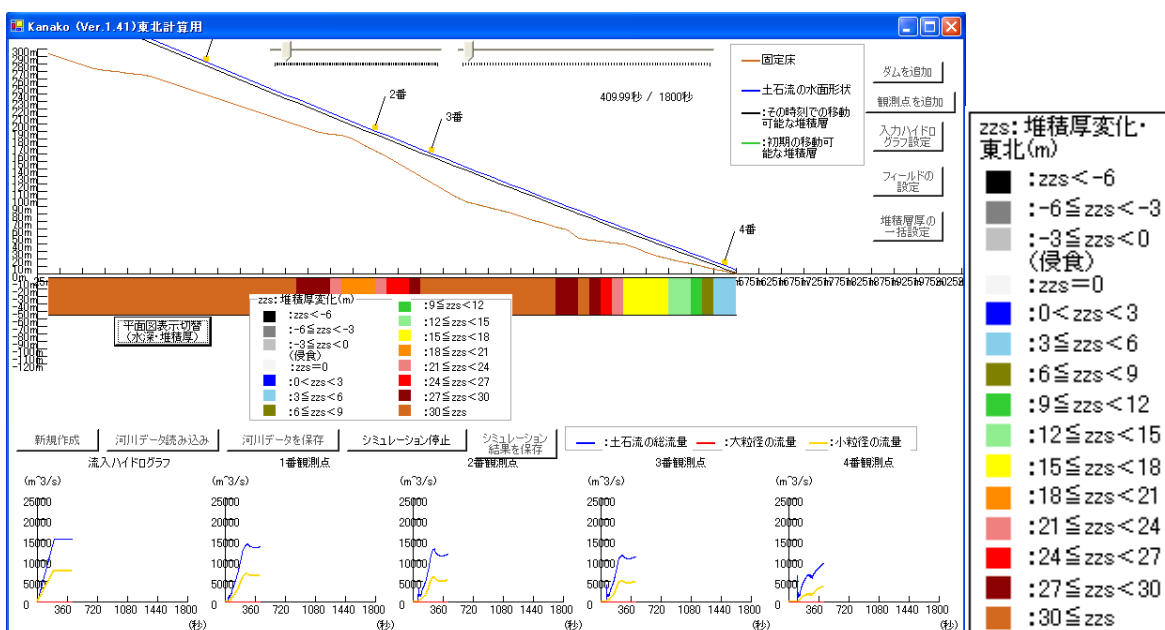


図 6.18: 産女川の土石流計算における計算開始 409.99 秒後の堆積厚変化、河床の縦断形状、ハイドログラフ

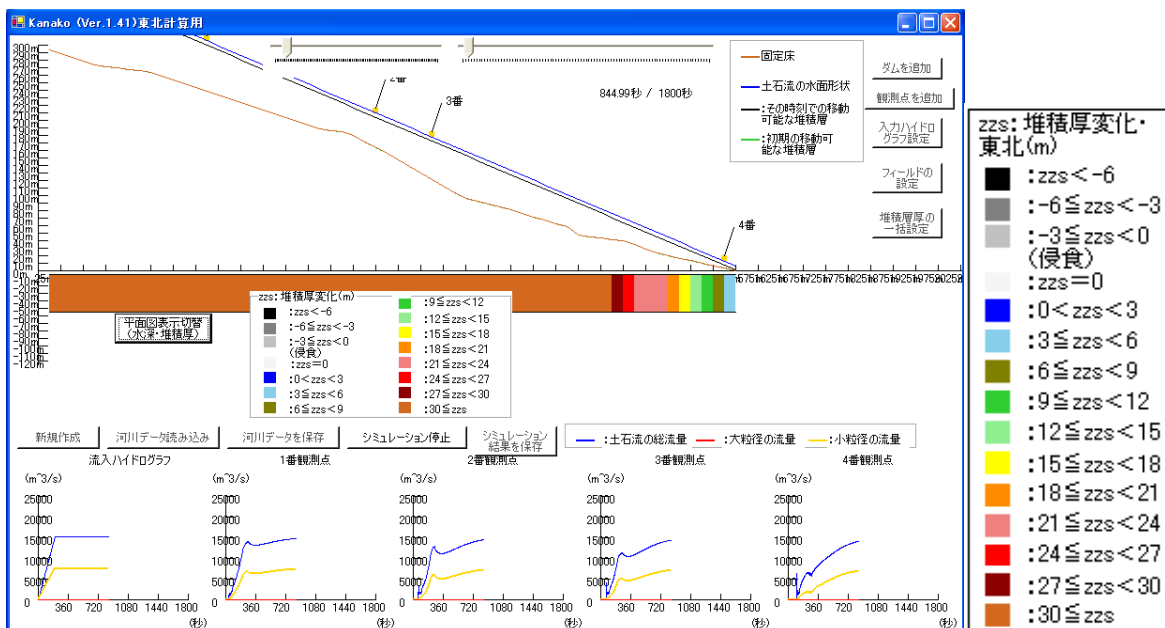


図 6.19: 計算開始 844.99 秒後の堆積厚変化、河床の縦断形状、ハイドログラフ

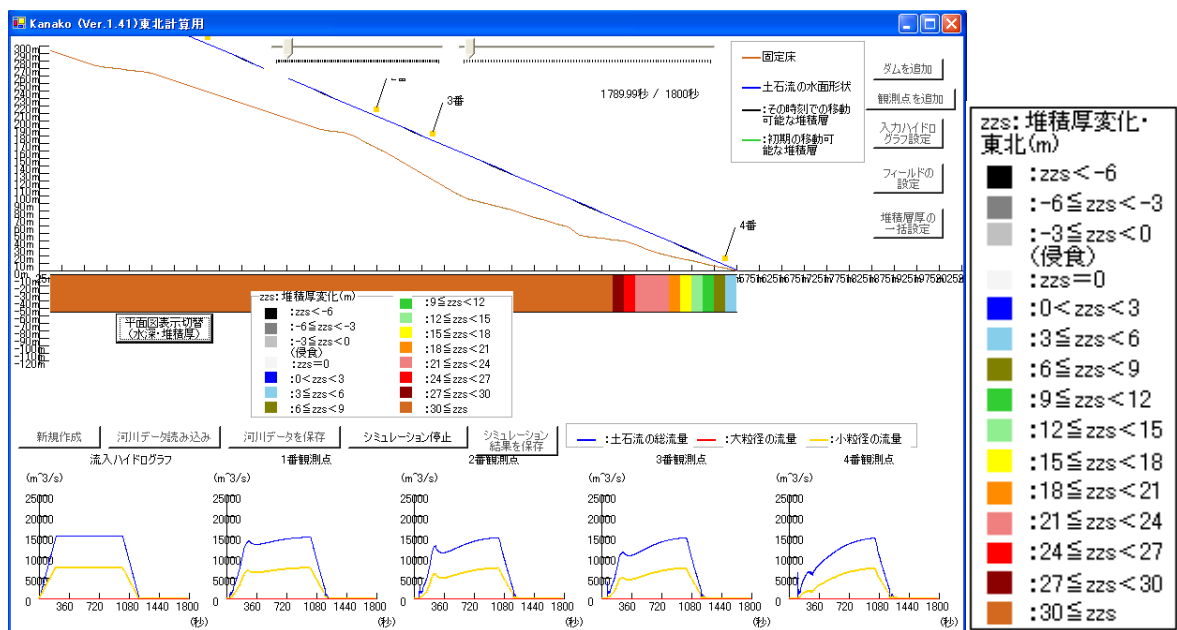


図 6.20. 計算終了時(1789.99 秒後)の堆積厚変化、河床の縦断形状、ハイドログラフ

図 6.18、図 6.19、図 6.20 はそれぞれ計算開始 409.99 秒後、844.99 秒後、1789.99 秒後の初期からの堆積厚変化と河床の縦断形状、各点におけるハイドログラフを示している。図の右端が河道屈曲点にあたり、計算結果として大量の土砂が屈曲点より上流に堆積したことを示している。すなわち、崩壊土砂が高濃度かつ比較的ゆっくりと河道へ供給された場合には、土砂の大部分は崩壊の下流区間に堆積することがわかる。現地調査は災害発生後 5 ヶ月経過していたため、崩壊土砂の実態は不明であるが、ドゾウ沢とその地質条件に大きな違いはないと思われることから、崩壊土砂に含まれる水の量が両者の流動性の違いにつながったと考えられる。

崩壊発生地点の標高や斜面方位の違いによって、災害発生時にドゾウ沢ではまだ積雪があったのに対し、産女川ではすでに雪は斜面上に存在していなかったという情報もある。積雪の有無がどの程度斜面内の含水率に影響するのか、崩壊直後に積雪が土砂と混合して流動性を高める要因となりうるのか、など未だ不明な点は多い。

6.2.3 おわりに

2008 年 6 月 14 日午前 8 時 43 分に発生した岩手・宮城内陸地震で発生した、東栗駒山の大規模崩壊を起源とする 2 箇所の土石流について、数値シミュレーションによる検討を行った。ドゾウ沢の土石流は比較的小さい供給土砂濃度 ($C=0.3$) を想定すれば、駒の湯付近でも大きな流出量となりえることがわかった。

一方、ドゾウ沢の北側の流域である産女川において発生した土石流は、供給土砂濃度を大きくし ($C=0.5$)、かつ比較的小さいピーク流量が長い時間供給されたと考えれば、約 1.5km 下流の河道屈曲点付近における停止・堆積が説明できることがわかった。

崩壊土砂にどの程度の水が含まれているのか、積雪が崩壊土砂と混合してその流動に影響するのか、といった崩壊土砂の流動化に関連する情報はまだまだ不足している。また、今回使用した土石流シミュレータ Kanako は石礫型土石流を対象としているので、今後、細粒分を多く含む土石流の流動・堆積機構を再現するためにはどのようにパラメータをどのように与えるのか、更には細粒分を多く含むようなモデルの組み込み等、多様な条件下での計算を可能とするために汎用性を高めていく必要があると考えられる。

6.3 混合粒径を対象とした1次元河床変動計算

- Kanako (Ver.1.5)を用いた足洗谷におけるシャッター付砂防堰堤の土砂調節効果の検討-

6.3.1 はじめに

土石流による被害を軽減するためには砂防堰堤整備が有効であり、これまで不透過型砂防堰堤が各地に設置されてきた。しかし、この種の堰堤は自然状態では下流へ運搬されるべき土砂までも堰き止めてしまうために、下流で河床低下を引き起こす河床変動における問題や、河川の分断によって生態系に悪影響を与えることやアーミングによる生物多様性の減少等、環境面への負荷が懸念されている。

このような問題を解決する理想的な砂防堰堤の形として、平時は土砂の移動を妨げず、環境への影響が少ない透過型の堰堤が提案され、設置されるようになってきた。急勾配河川における土石流の流動区間では格子型砂防堰堤がその代表的な形として広まりつつある。一方で、若干勾配の緩くなった掃流区間で格子型堰堤を設置すると、通常出水時に土砂が貯まってしまいメンテナンスが必要になることや、不透過型砂防堰堤を設置した場合と同様に、堰堤の下流側における河床低下などの問題が生じてしまう。

そこで、緩勾配領域において理想的な透過型堰堤の形として、次のようなものが挙げられる。平常時は流れを分断しない。一方で、上流に天然ダムが形成される場合や、崩壊や土石流が発生することによって、その流出土砂による下流域で災害の発生が予想される場合には土砂を捕捉し、下流域の急激かつ過剰な河床変動を抑えて洗掘や氾濫を防ぐ。このような理想を体現するのが、シャッター付砂防堰堤⁷⁾であると考えられる。

本研究では、岐阜県高山市における神通川足洗谷流域に砂防堰堤を設置したと仮定して、シャッター付砂防堰堤運用の効果、影響を1次元河床変動シミュレータ Kanako (Ver. 1.5)によって検討⁸⁾する。

6.3.2 計算条件

地形条件として設定する標高や距離、川幅については地形図から読み取った。平均河床勾配 1/20、川幅 28~48m であり、下流側 500m については仮想流域として緩勾配区間を設定し、全計算領域を 2,800m とした。なお、砂防堰堤は上流端から 2,000m 地点に設置する (図 6.21、図 6.22)。

砂防堰堤については、表 6.2 のようなケースを設定した。なお、シャッター付砂防堰堤については、シャッター閉鎖前はスリット堰堤と同様に、シャッター閉鎖後は不透過型砂防堰堤¹⁰⁾と同様に扱った計算を実施する。また、計算開始直後にシャッター閉鎖する条件は、通常的不透過型砂防堰堤を設置した場合とほぼ同じになるが、実際に大イベント前に不透過型砂防堰堤を設置した場合には、通常出水の際に流入する土砂でポケットの大部分が埋まってしまふ。理想的なポケットに土砂が貯まっていない状態を大出水時に作り出せる点は、シャッター付砂防堰堤の大きな利点である。なお、比較のため無施設の場合も検討した。

表 6.2: 砂防堰堤条件を設定した計算 Case

堰堤の種類	高さ (m)	スリット幅 (m)	シャッター閉鎖時刻
スリット型	10	10	
	15	10	
シャッター付	10	10	計算開始直後
			9 時間後
			13 時間後
	15	10	計算開始直後
			9 時間後
			13 時間後



図 6.21: 計算対象とした足洗谷流域

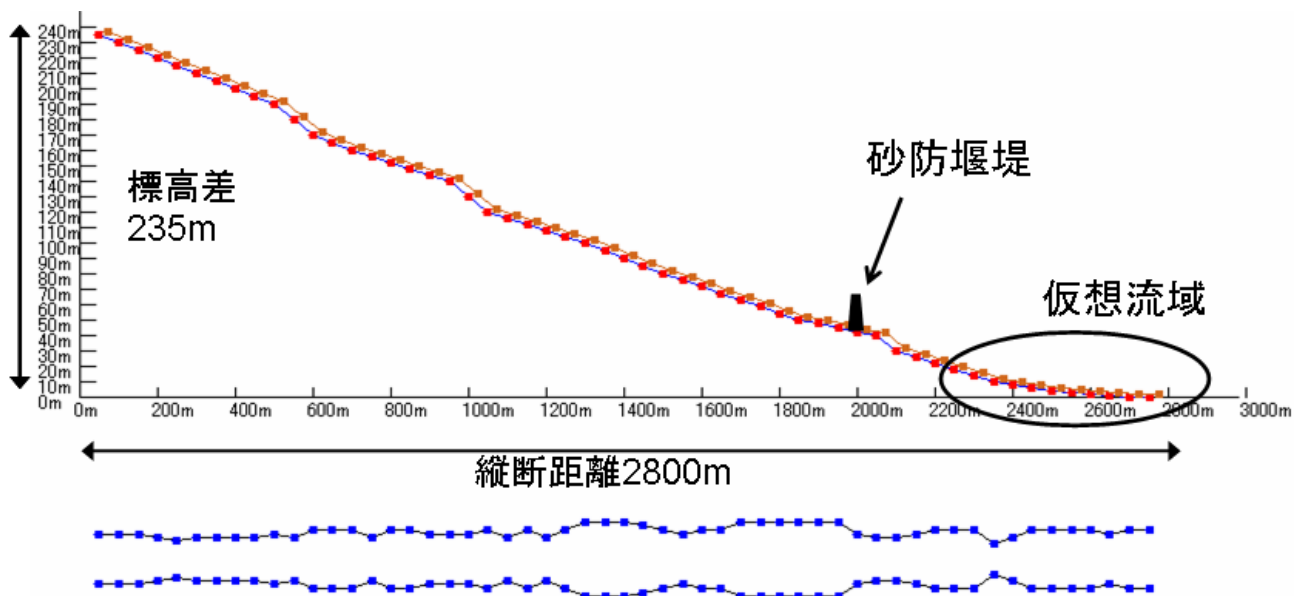


図 6.22: Kanako 上で表示された足洗谷流域

供給流量、土砂量については 2006 年 7 月 17 日の対象領域の降雨データを元に作成した流量ハイドログラフを上流端から供給した。総流入量：950.5 万 m^3 、総流入土砂量：40.7 万 m^3 であり、計算時間：32 時間である。流入開始から 9 時間後までは水のみを供給し、9 時間後から土砂濃度 0.058 で供給した（図 6.23 左）。

なお、土砂濃度 C_{∞} については下記の高橋の経験式より、平均河床勾配 $\tan\theta=0.093$ より算出した。

$$C_{s\infty} = 6.7C_{\infty}^2 \quad (6.4)$$

なお、 C_{∞} は土石流領域の平衡土砂濃度であり、(6.1) 式で表される。

河床材料は混合砂礫（10 粒径）として、計算に用いた粒度分布は対象流域で採取されたデータを元に図 6.23 のように設定した。また、移動床 0m の場合と、移動床 2m の場合のケースを実施した。各粒径の大きさは以下の様になる。

単位 (mm) : 0.1、0.2、0.3、0.75、15、30、75、100、300、750

なお、この粒度分布を設定したのは供給ハイドログラフとして与える際の土砂濃度中のみであり、移動床を設定した際の粒度分布は均一に 0.1 として与えた。

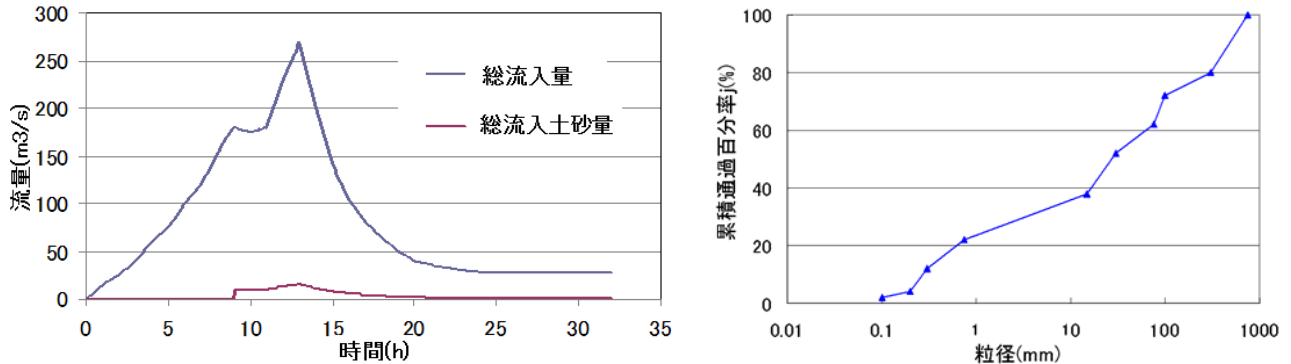


図 6.23: 設定した供給ハイドログラフ(左図)と混合砂礫の粒度分布(右図)

その他の計算に用いた各パラメータの値を表 6.3 に示す。

表 6.3: 計算に使用したパラメータ

パラメータ	数値
計算時間(時間)	32
計算の時間間隔(秒)	0.1
砂礫の密度(kg/m ³) σ	2550
流体相密度(kg/m ³) ρ	1000
河床の容積濃度	0.65
重力加速度 (m/s ²)	9.8
侵食速度係数	0.0007
堆積速度係数	0.05
マンシングの粗度係数 (s/m ^{1/3})	0.03
交換層厚 (m)	0.1
1次元領域計算点个数	55
1次元の計算点間隔 (m)	50
水の粘性係数 μ	0.001307

6.3.4 計算結果

以下、計算結果を示す。まず、移動床 0m（固定床）の各ケースを示す。

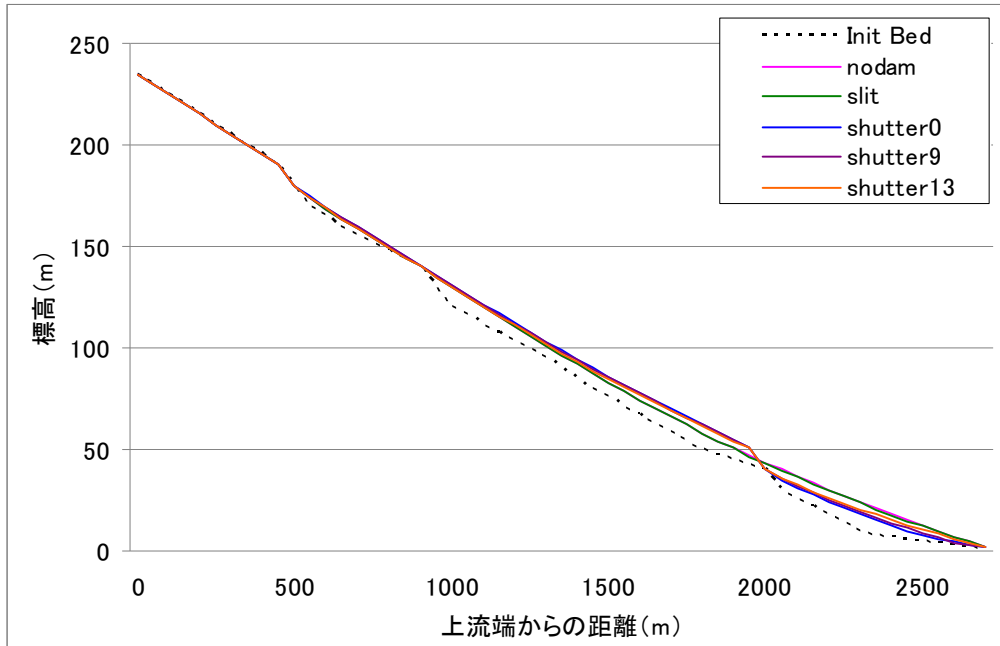


図 6.24: 堰堤高 10m、初期河床 0m における最終(最大)河床位

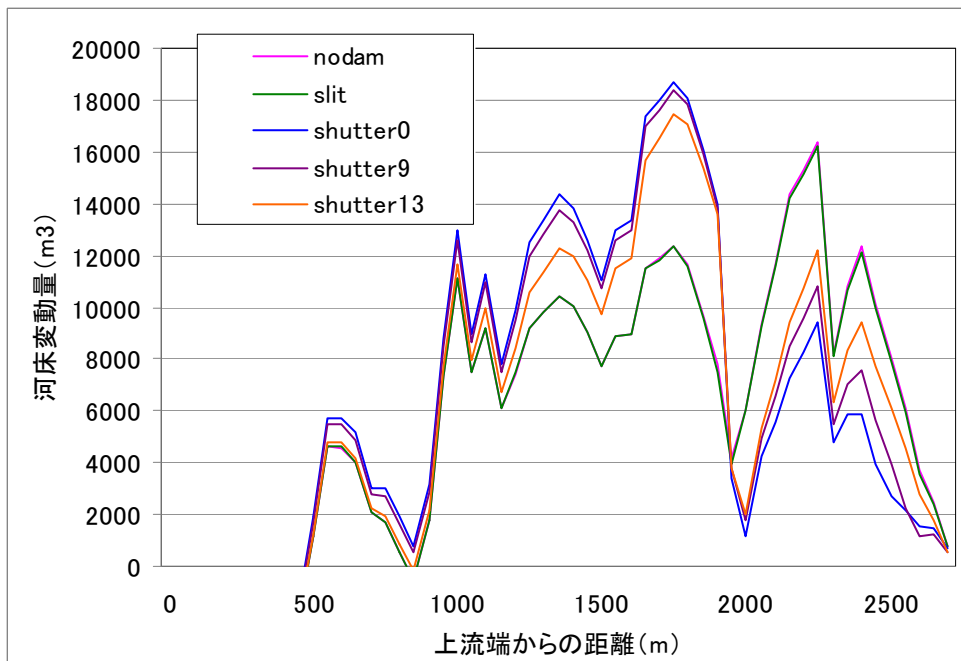


図 6.25: 堰堤高 10 m、初期河床 0 における河床変動量(最終)

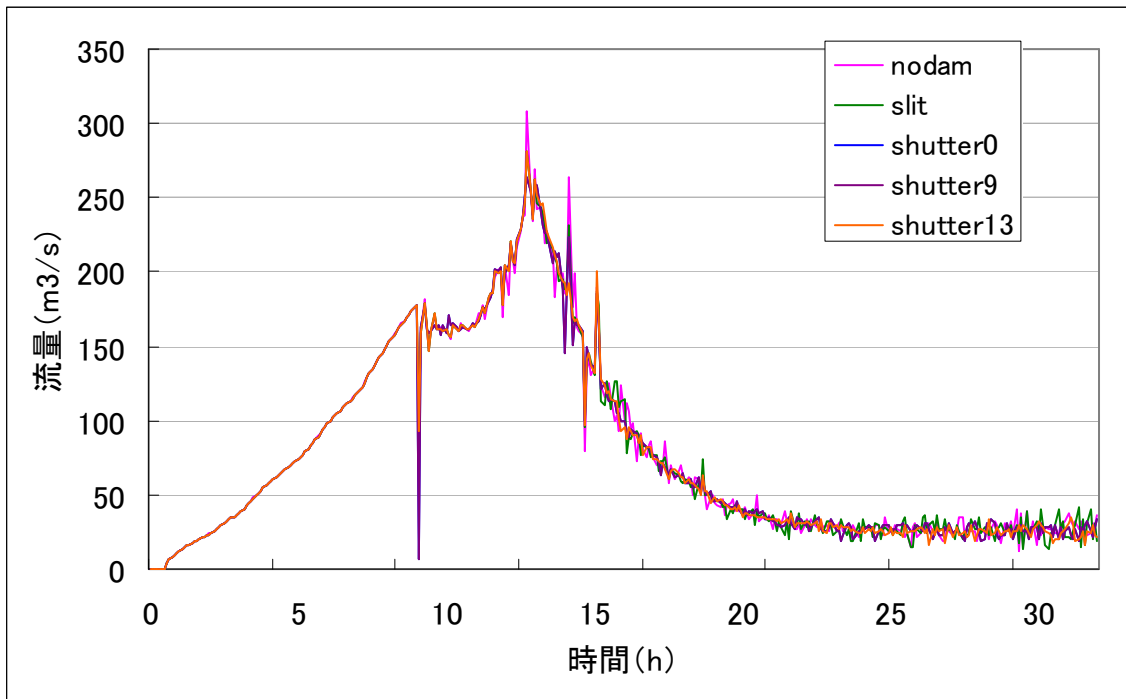


図 6.26: 堰堤高 10m、初期河床 0m における下流端の全流量

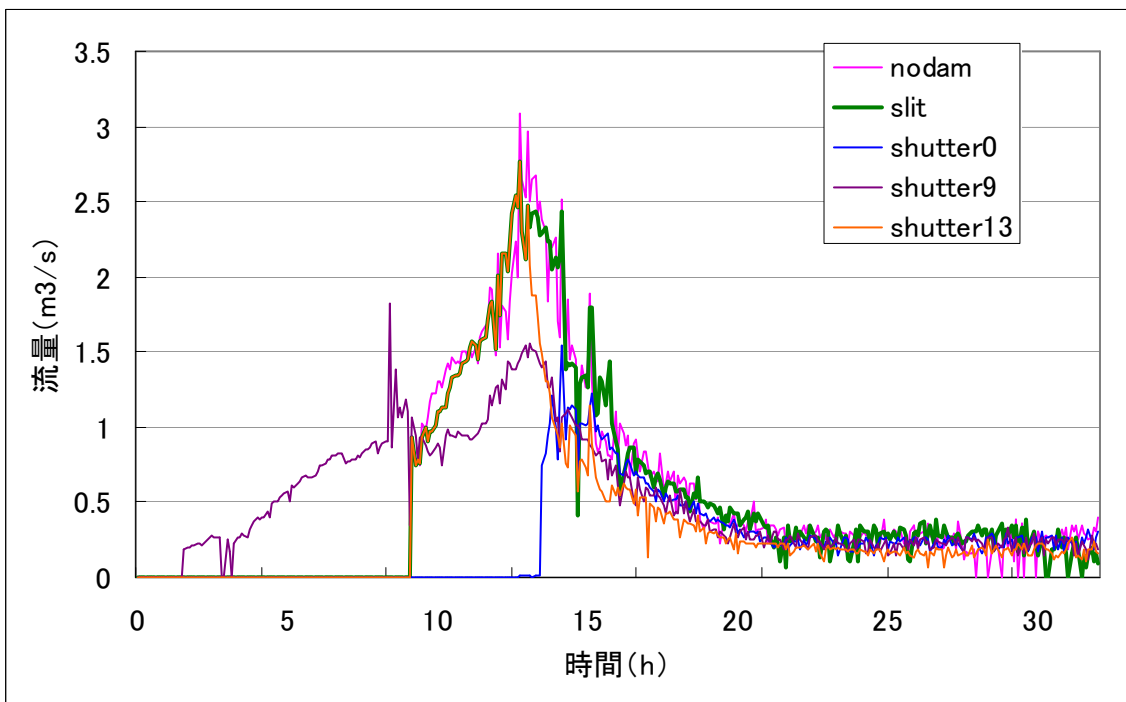


図 6.27: 堰堤高 10m、初期河床 0m における下流端の流砂量

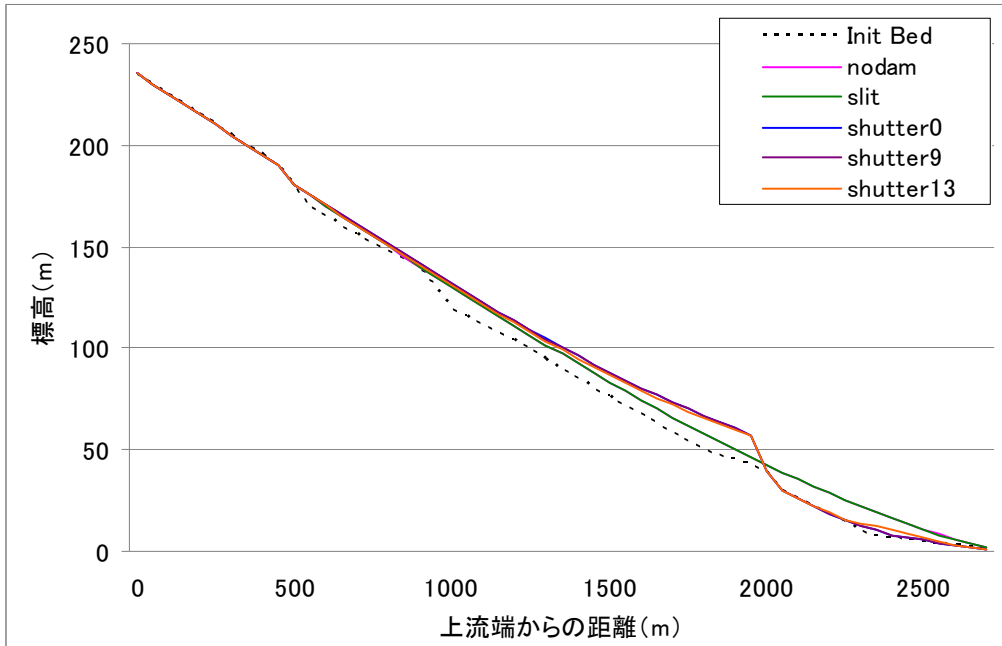


図 6.28: 堰堤高 15m、初期河床 0m における最終(最大)河床位

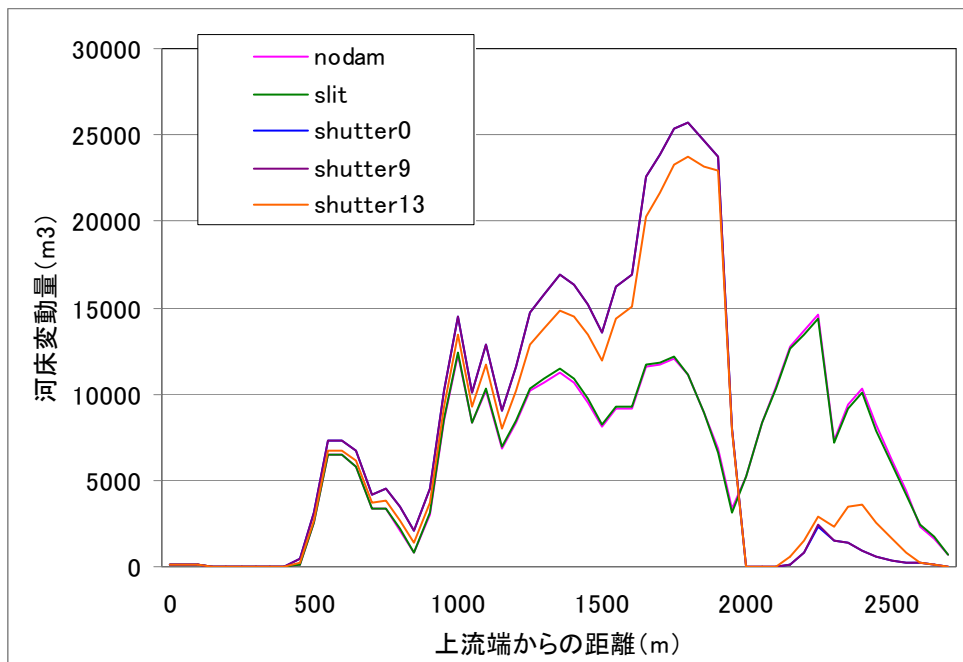


図 6.29: 堰堤高 15m、初期河床 0m における河床変動量(最終)

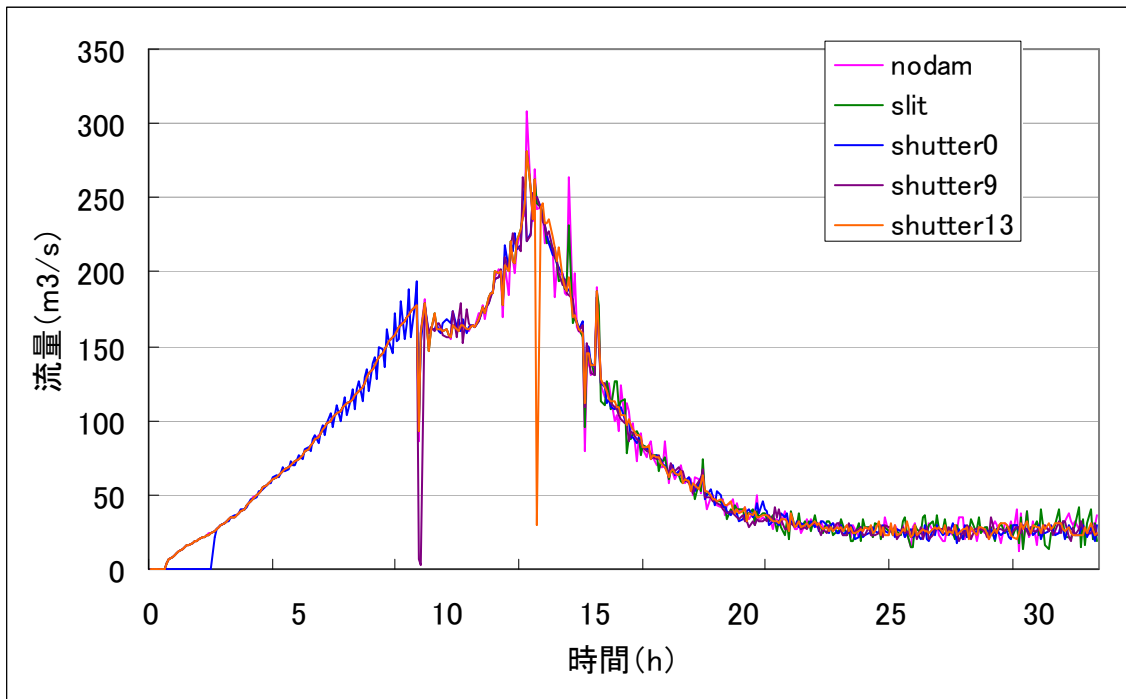


図 6.30: 堰堤高 15 m、初期河床 0 における下流端の全流量

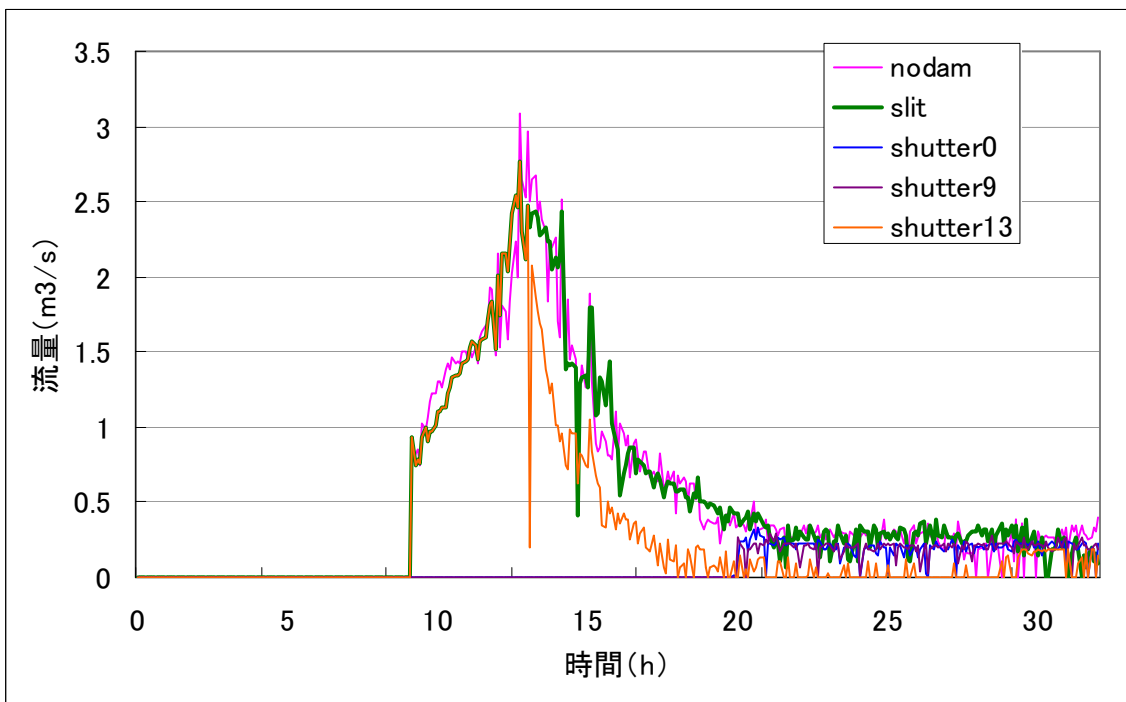


図 6.31: 堰堤高 15m、初期河床 0m における下流端の流砂量

表 6.4: 初期河床 0m の計算結果における土砂流出と河床位変化

単位(10³m³)

流入土砂量 Qin	堰堤		流出土砂量 Qout	Qin-Qout	河床変動量 (初期河床-最終河床) から算出	河床変動量	
						堰堤上流	堰堤下流
407.8	高さ 10 (m)	スリット	59.1	348.6	351.1	233.2	118.0
		0h	26.6	381.1	381.2	332.4	48.8
		9h	26.8	380.9	381.2	332.4	48.8
		13h	45.6	362.2	362.3	309.6	52.7
	高さ 15 (m)	スリット	59.1	348.6	351.1	233.2	118.0
		0h	8.55	399.2	397.2	381.7	15.5
		9h	8.63	399.1	397.2	381.6	15.6
		13h	36.1	371.7	370.5	343.4	27.1
	施設無		59.6	348.1	350.8	230.9	119.9

ただし、河床変動量は次のように算出している： $\{ (初期河床 - 最終河床) \times 川幅 \times 1/2 \} \times dx \times C_s$

初期河床 0 の場合の、河床位変化や流出土砂量、河床変動量については以下の様に考察される。

まず、(流入土砂量 - 流出土砂量) と河床位変化量は概ね整合しており、土砂収支は整合がほぼ取れている。次に、シャッター付堰堤を設置すると、流出土砂量を減少させる効果がみられる。堰堤高が 10m の場合は、堰堤が低いために堰堤の貯砂容量が小さく供給土砂量がポケットに対して大きいため、堰堤下流まで流出する土砂量が多くなる。シャッターを早い時刻で閉鎖した方が、流出土砂量は少なくなる。スリット堰堤と無施設の結果から、スリット堰堤は流出を遅らせるが、流出土砂量は減少させない。これらから、河床変動を考慮せずに、流出土砂のみに着目するとシャッターは早めに閉める方が有効と考えられる。

次に、初期河床 2m を設定した場合の各ケースについての結果を示す。

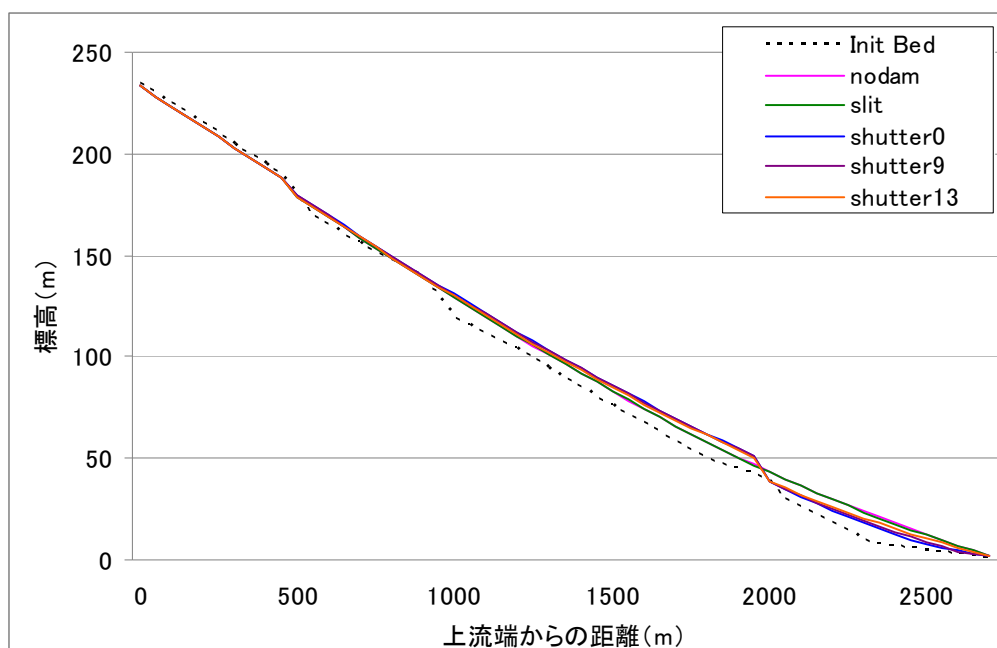


図 6.32: 堰堤高 10m、初期河床 2m における最終(最大)河床位

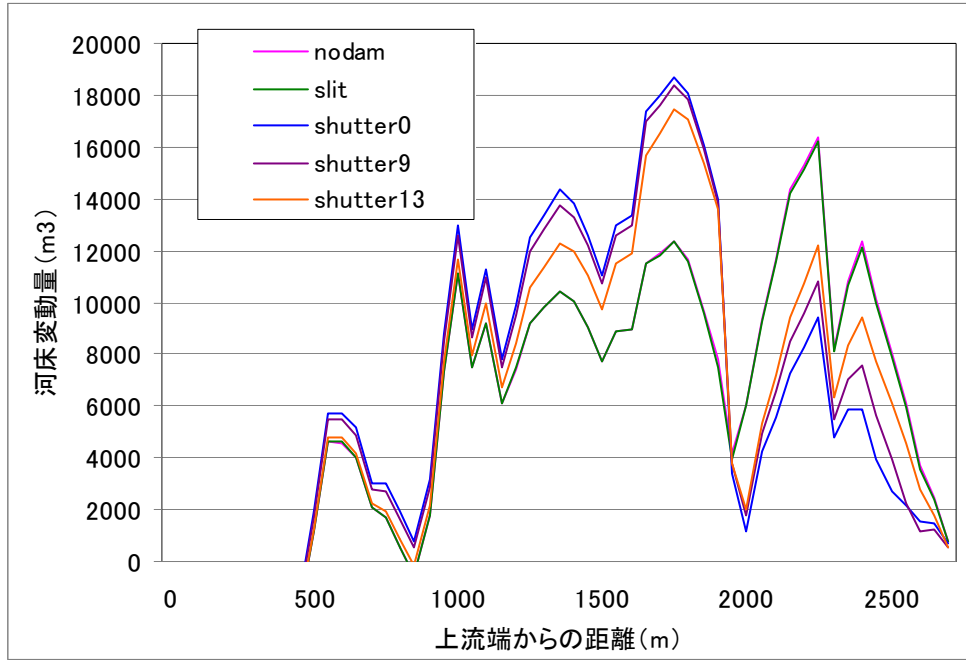


図 6.33: 堰堤高 10m、初期河床 2m における河床変動量(最終)

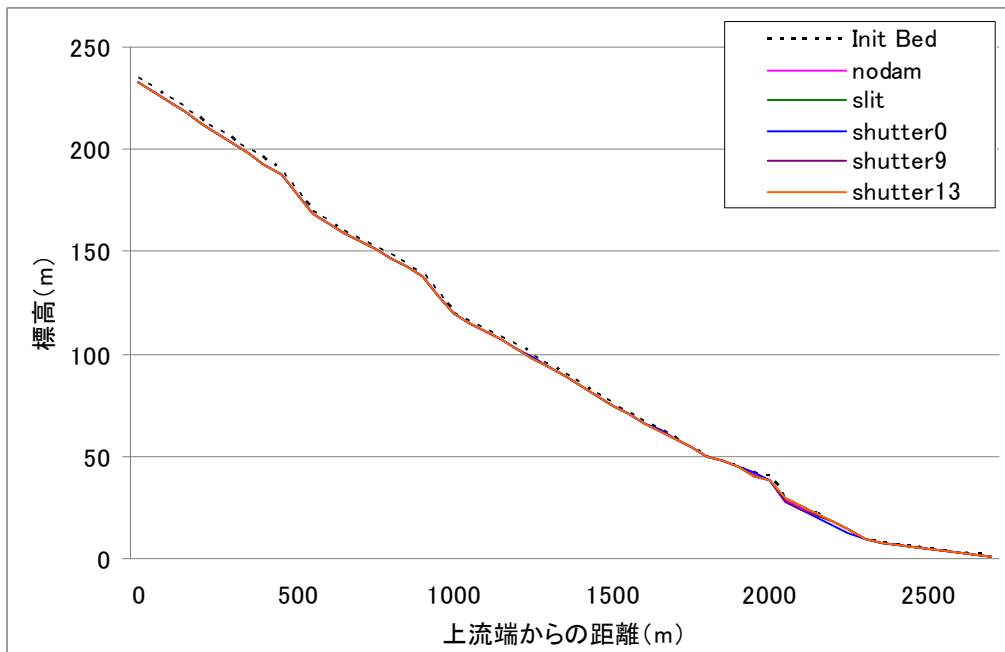


図 6.34: 堰堤高 10m、初期河床 2m における最小河床位

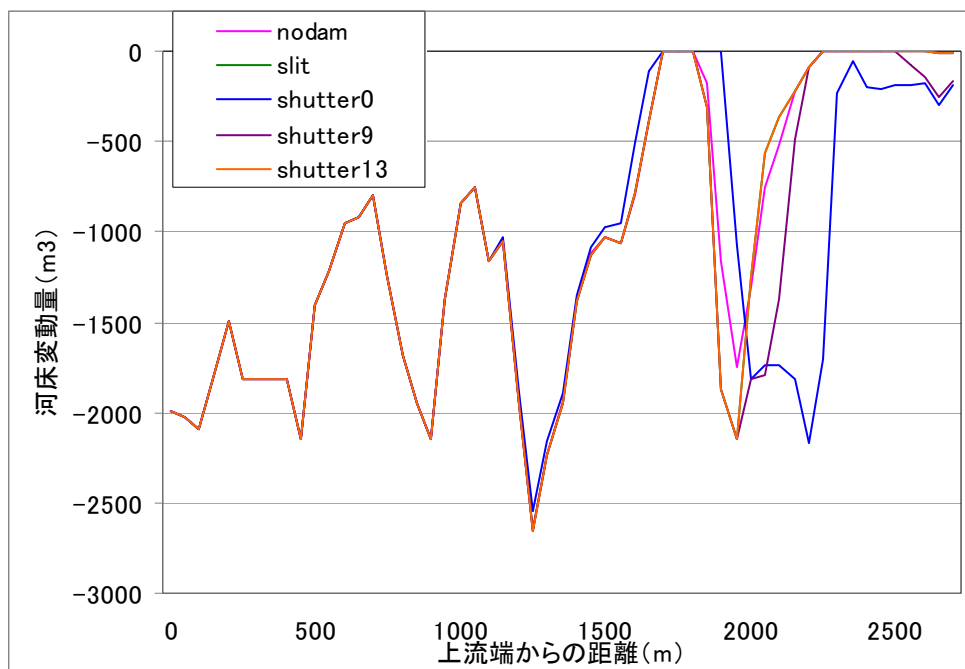


図 6.35: 堰堤高 10m、初期河床 2m における河床変動量(河床位最小)

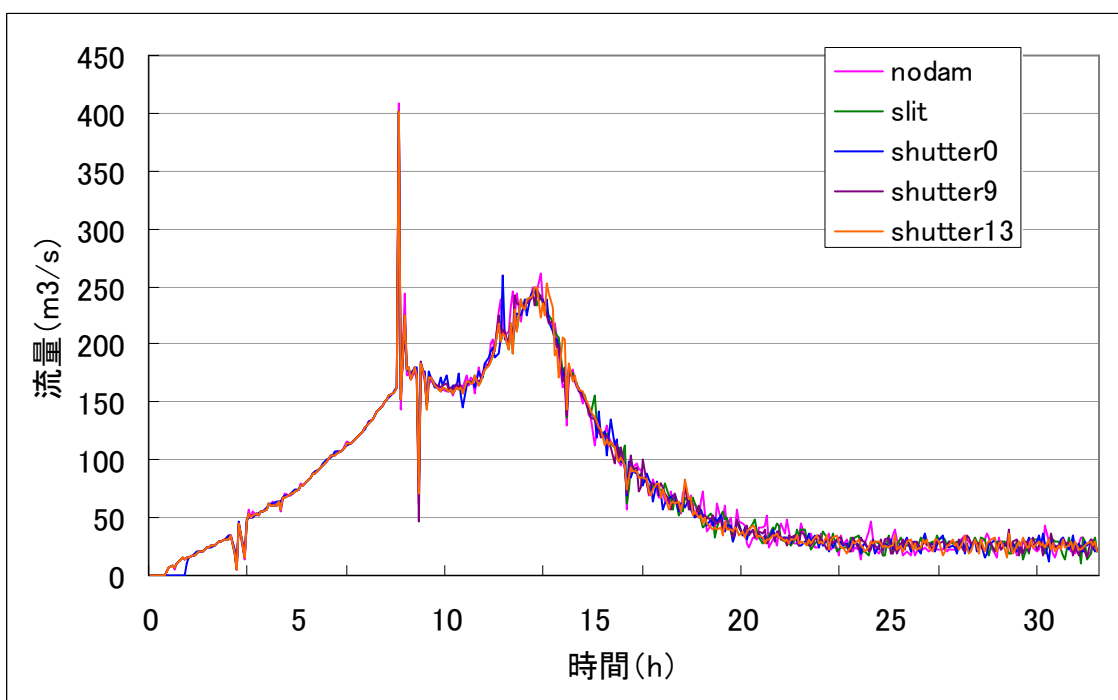


図 6.36: 堰堤高 10m、初期河床 2m における下流端の全流量

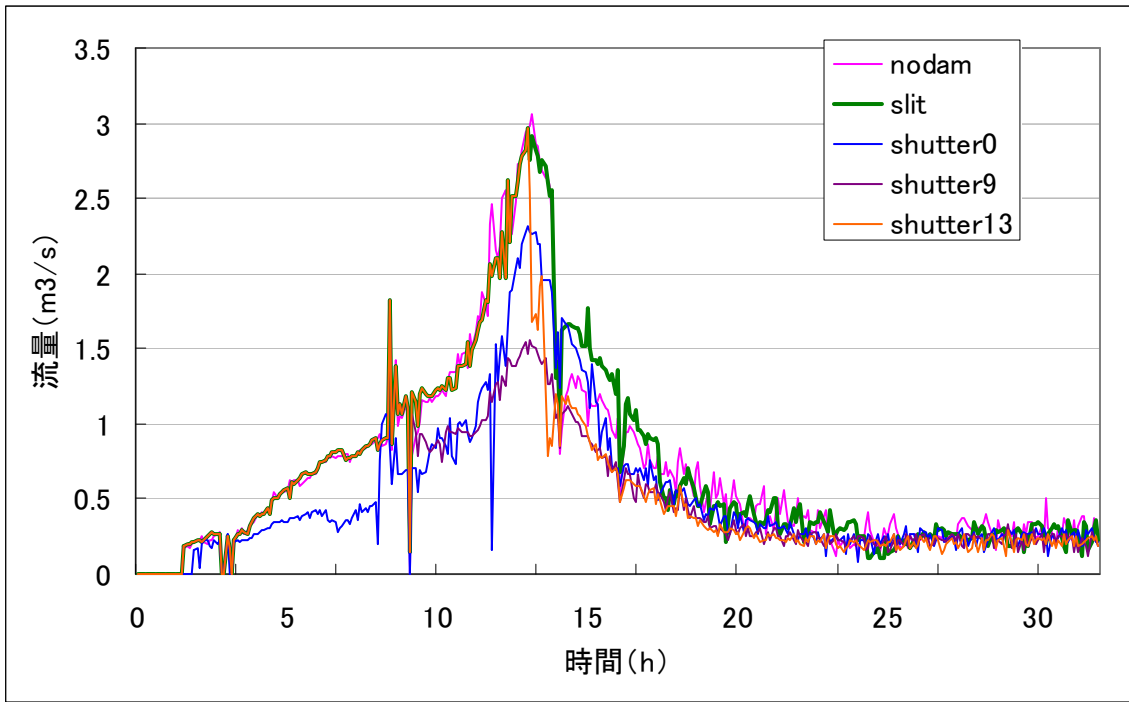


図 6.37: 堰堤高 10m、初期河床 2m における下流端の流砂量

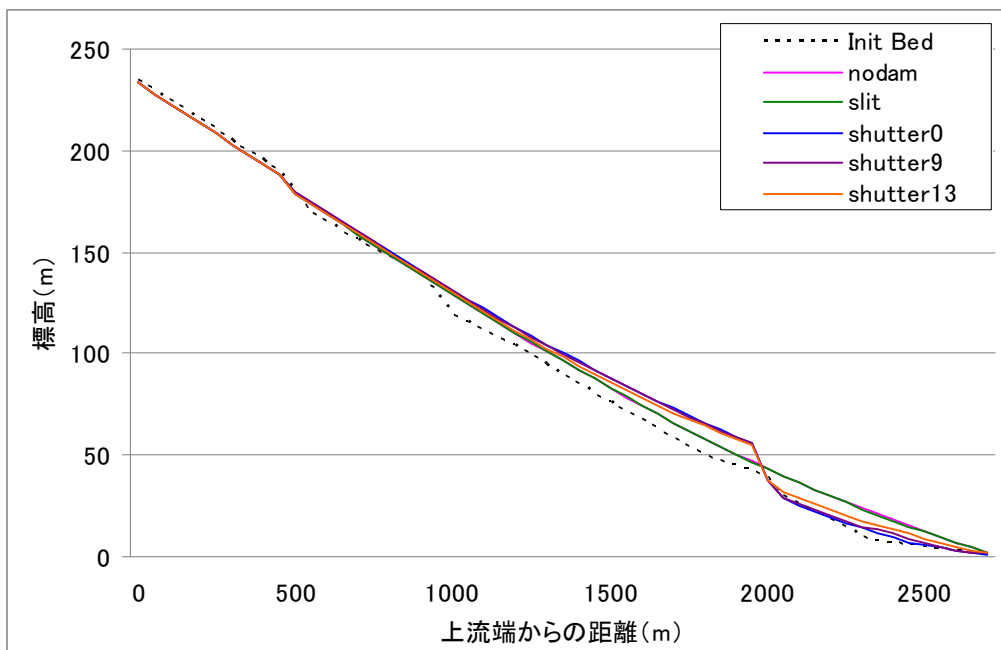


図 6.38: 堰堤高 15m、初期河床 2m における最大(最終)河床位

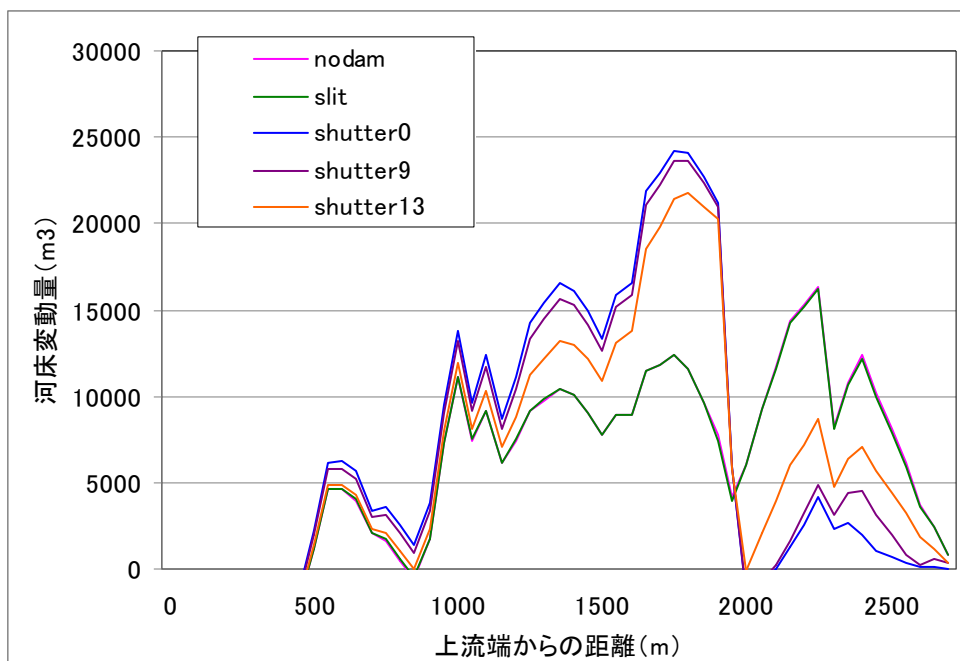


図 6.39: 堰堤高 15m、初期河床 2m における河床変動量(最終)

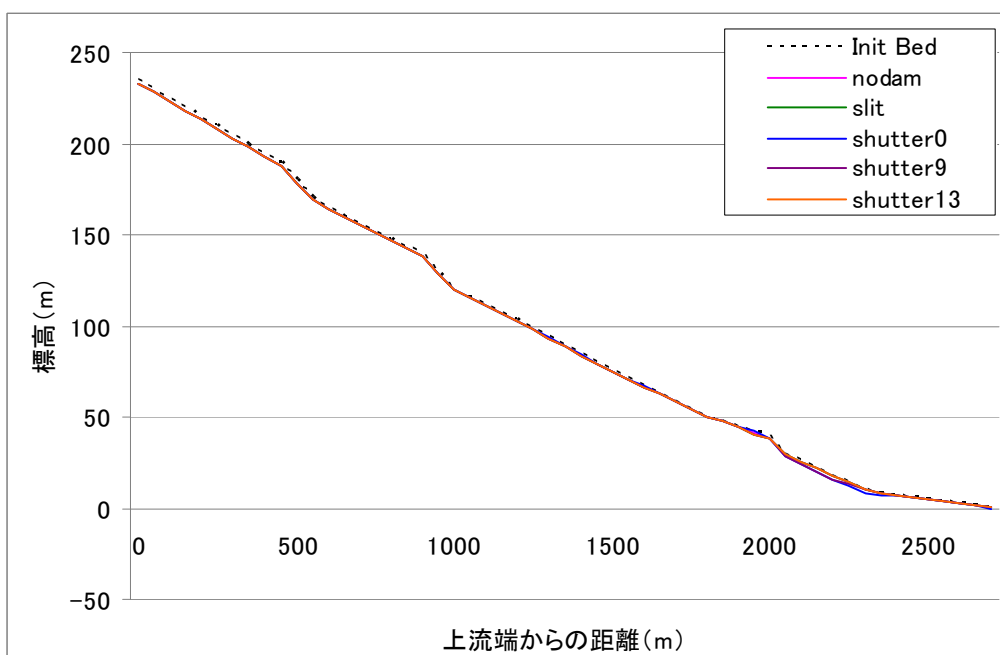


図 6.40: 堰堤高 15m、初期河床 2m における最小河床位

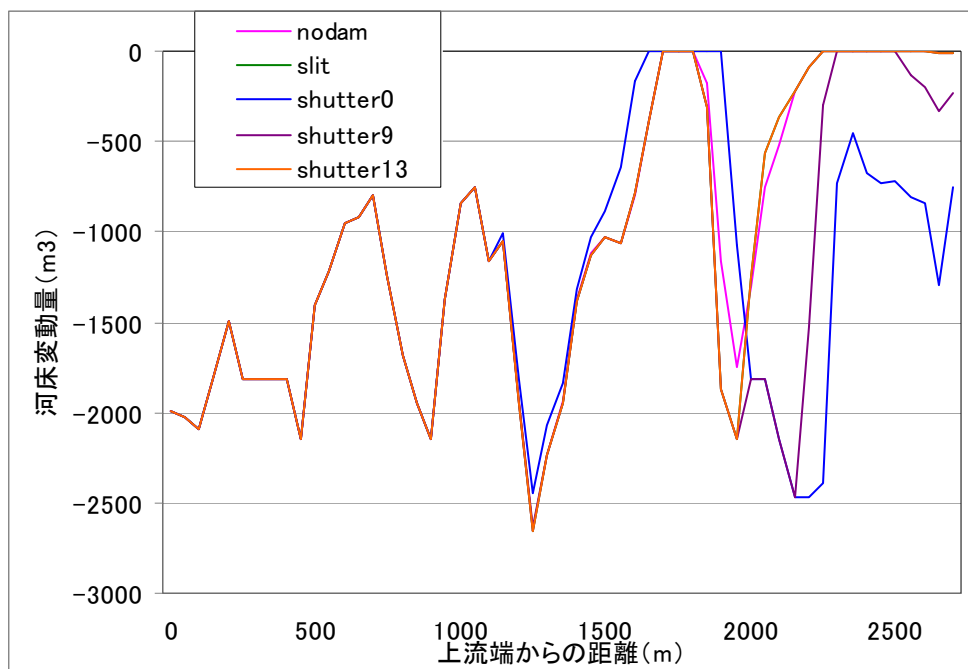


図 6.41: 堰堤高 15m、初期河床 2m における河床変動量(最小)

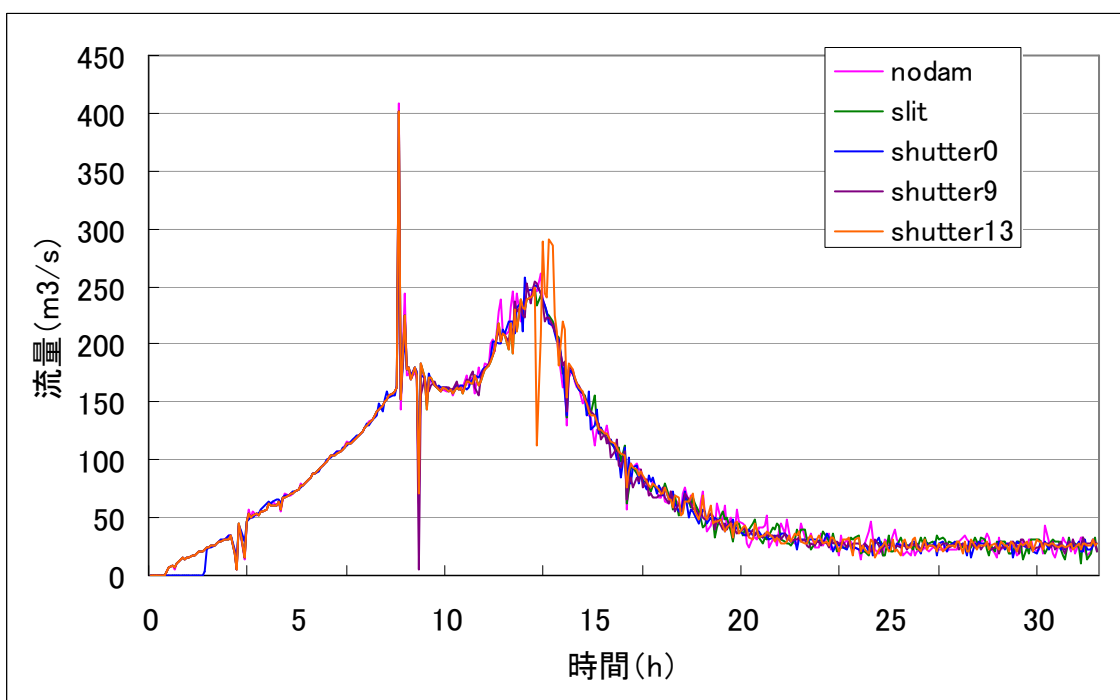


図 6.42: 堰堤高 15m、初期河床 2m における下流端の全流量

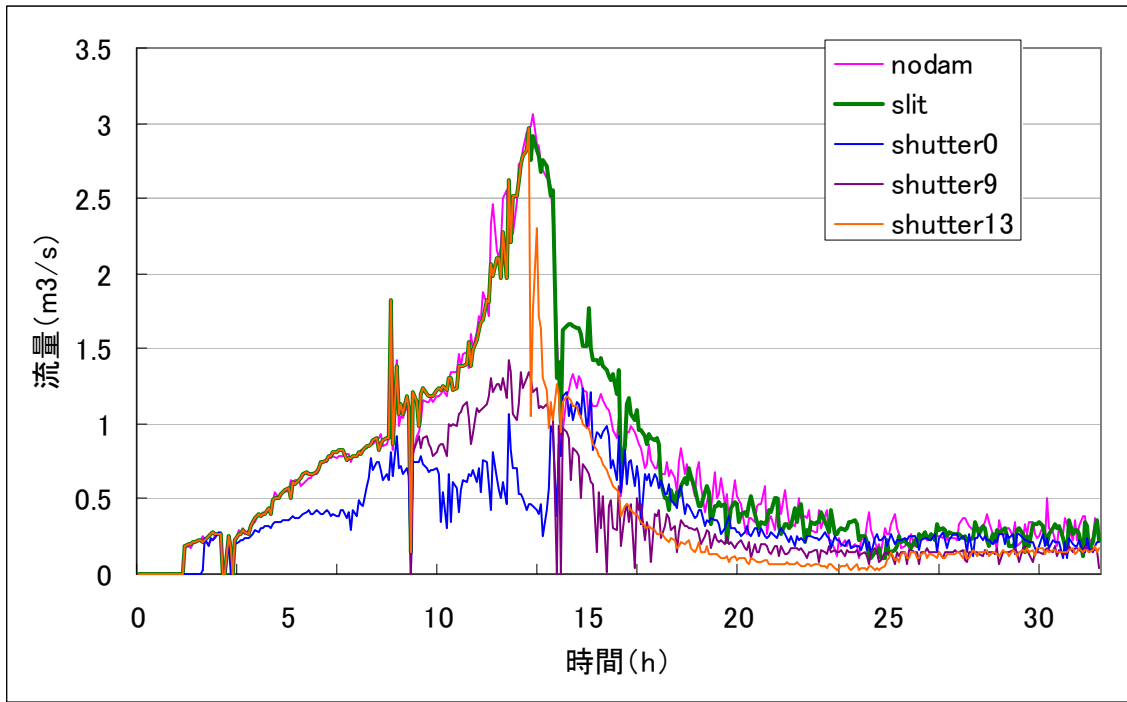


図 6.43: 堰堤高 15m、初期河床 2m における下流端の流砂量

表 6.5: 初期河床 2m のときの土砂流出と河床変動量

単位(10³ m³)

流入土砂量 Q _{in}	堰堤		流出土砂量 Q _{out}	Q _{in} -Q _{out}	河床変動量 (初期河床-最終河床) から算出			
					堰堤上流	堰堤下流		
407.8	高さ 10 (m)	スリット	80.9	326.8	328.3	233.2	95.1	
		0h	60.5	347.2	346.6	332.4	14.2	
		9h	58.7	349.0	349.7	332.4	17.3	
		13h	67.3	340.5	340.4	309.6	30.8	
	高さ 15 (m)	スリット	80.9	326.8	328.3	233.2	95.1	
		0h	44.4	363.4	360.6	381.7	-21.1	
		9h	48.9	358.8	360.6	381.7	-25.6	
		13h	59.2	348.5	347.2	343.4	3.8	
		施設無		79.3	328.4	330	332.3	-2.0

ただし、河床変動量は次のように算出している：{ (初期河床-最終河床) × 川幅 × 1/2 } × dx × C*

初期河床が存在する場合の、河床位変化、流出土砂量と河床変動量について以下に考察する。

まず、(流入土砂量-流出土砂量)と河床位変化量は概ね整合しており、初期河床が存在する場合についても土砂収支は整合が取れている。シャッター付堰堤を設置すると、流出土砂量を減少させる効果がみられる。堰堤高が 10m の場合は、供給土砂量が貯砂容量に対して大きいため、堰堤下流まで流出する土砂量が多くなる。シャッターを早い時刻で閉鎖した方が、流出土砂量は少なくなる。スリット堰堤と無施設の結果から、スリット堰堤は流出を遅らせるが、流出土砂量は減少させない。ここまでの結果は初期河床材料が存在しない場合と同じ傾向であった。

無施設の場合と比較すると、堰堤下流側での河床低下が、早い段階でシャッターを閉鎖した場合には見られる。特に、ここでは初期河床が存在させていたために、大きな侵食（河床低下）が初期と比較しても生じている。

以下に、初期河床が存在する場合の結果をまとめる。

まず、初期河床が存在するため、流出土砂量は全ケースで早い段階から発生した。シャッターを早い時刻から閉鎖した方が、流出土砂量は減少した。最大（最終）河床位は、初期河床無しの場合とほぼ同様の傾向を示す。シャッター付のケースでは、堰堤上流に堆積して河床上昇が起り、堰堤下流では早い時刻にシャッターを閉鎖したケースほど河床位の上昇は少ない

最小河床位については、堰堤の上下流で異なる傾向が示された。堰堤の上流では、閉鎖時刻が早いものほど、河床位低下は少ない。堰堤の下流では、閉鎖時刻が早いケースほど、河床位低下が大きくなる。また、堰堤下流において13時間後にシャッターを閉鎖したケースは、無施設・スリットの場合とほぼ同様の最小河床位を示す。更に、13時間後に閉鎖しても、流出土砂量は無施設・スリットと比較して減少していた。

これらの結果から、堰堤の下流側における河床位低下を減少させること等も考慮に入れるならば、大出水が発生してから時間をおいてからシャッターを閉めることも有効であることが示された。早くから閉鎖した場合と比較すると流出土砂量は多少増えるものの、無施設やスリット堰堤と比較すると流出土砂量の大幅な減少がみられたためである。

シャッター付堰堤を実際に運用するとなれば、構造的にも、心理的にもより早く閉めた方が安全側であると考えられるが、遅く閉めても十分に有効であり、堰堤下流における河床低下などの問題を解消する上では、運用を適切に行えば、早い時刻に閉鎖するより遅い時刻に閉鎖する方が効果的であることが示された。

6.3.4 おわりに

本節においては、掃流砂領域である足洗谷にシャッター付砂防堰堤を設置した場合の計算を Kanako を用いて実施した。

計算結果から、次のようなことがわかった。まず、堆積厚変化や流出土砂量の抑制においてシャッター付砂防堰堤は有効である。シャッター閉鎖後は、堰堤より下流への土砂流出を減少させることができる。施設無しやスリットの場合と比較して、堰堤下流側での堆積厚変化の減少（河床低下）がみられる。特に、初期河床が存在する場合においてはこの傾向が大きかった。これらから、流出土砂量と河床変動の両方について減少させる、運用の検討が今後必要であると考えられる。また、シャッター付砂防堰堤の影響の評価は本検討に示したような方法で可能であるので、流入する流量と流砂量の情報をモニタリング等により入手して、入力値として与えると下流への影響がシミュレーションによって評価できる。

シャッター付堰堤を運用するにあたって、判断基準・技術的に大出水時にシャッターを閉めるのは難しい。現時点では、豪雨や台風の発生をシャッターを閉めるきっかけにする方法などが挙げられる。一方で、最近では山地河川における流砂量のモニタリング手法（ハイドロフォン等）が提案⁹⁾されている。これらから得られた流砂量データを元に、モニタリングと連携したシャッター運用が可能になるものと考えられる。また、流出土砂量のカットだけでなく、河床低下や、移動可能土砂が存在する場合の大幅な河床変動を減らすために、更なる数値実験及び水理模型実験等の検討が今後必要になると考えられる。

6.4 一様粒径を対象とした Kanako 2D (Ver.2.0) の適用

本節では結合モデル¹¹⁾を搭載した Kanako 2D を用いて京都市右京区嵯峨水尾地区における、隣接した二つの土石流危険渓流についてのシミュレーションを実施^{12),13)}した。対策工の有無による堆積状況を比較し、下流側での氾濫・

堆積状況の変化や、効果的な対策工の設置案を検証した。

6.4.1 水尾川

(1) 地区概要

計算対象とした水尾川溪流は、京都市右京区嵯峨水尾地内に位置する土石流危険溪流である。対象流域の流域面積は0.22 km²、平均溪床勾配は1/2～1/4で極めて急峻な地形を呈し、流域直下には人家や小学校、主要交通網である京都日吉美山線等の保全対象が位置している。また、詳細な記録は存在しないが、過去に水尾川流域では土砂災害が発生した事例が確認されている。

(2) 流入ハイドログラフ

溪流の上流端勾配を元に、高橋らによる平衡土砂濃度式を用いて土砂量2,770 m³(空隙込)を輸送し得る土砂濃度、総流量を算出する。平衡土砂濃度式で用いた計画地点の勾配は、上流160mの平均河床勾配(=15.89°)とした。なお、京都府の設定した計画土砂量は5,540 m³であったが、本検討では計画土砂量の半分の量を初期条件として設定した。また、土石流ピーク流量については、前述した土石流総流量との関係式を援用して、50秒間にピークに達すると仮定して、ピーク流量を導出した。

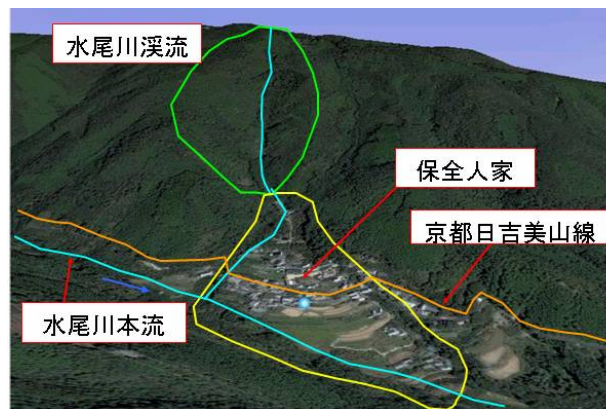


図 6.44: 流域正面景(出典:Google Earth、提供:(株)三井共同建設コンサルタント)



写真 6.1: 保全対象人家

上述した式より、土砂濃度0.5、総流量・ピーク流量はそれぞれ、3,077.5 m³、61.55 m³/sが算出された。溪流において土石流供給時間は100秒間として、三角形のピークを与えることとし、供給ハイドログラフは図6.46の様に設定した。

(3) その他の計算条件

数値計算に用いた各パラメータ値を表6.6に示す。初期堆積土砂厚（初期河床材料）については、1次元領域では上

流端から660mでは1m、それよりも下流側では1.5mとし、2次元領域においては初期堆積土砂厚を無しとした。

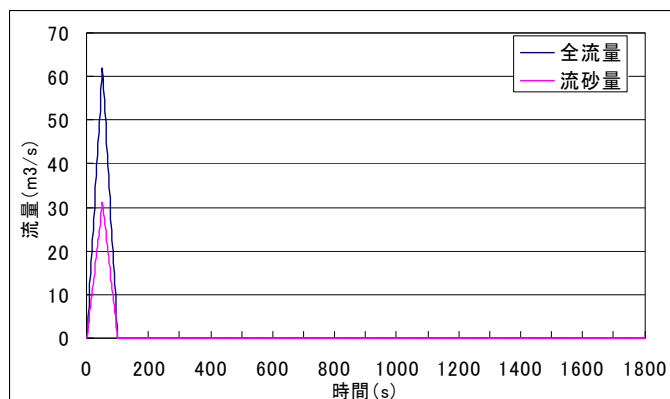


図 6.46: 計算で用いた水尾川の供給ハイドログラフ

表6.6: 計算に用いたパラメータ

パラメータ	数値
計算時間(s)	1800
計算の時間間隔(s)	0.01
土砂の粒径(m)	0.1
砂礫の密度(kg/m^3) σ	2550
流体相密度(kg/m^3) ρ	1180
河床の容積濃度	0.60
重力加速度(m/s^2)	9.8
侵食速度係数	0.0007
堆積速度係数	0.05
マンニングの粗度係数($s/m^{1/3}$)	0.03
1次元の計算点間隔(m)	20
1次元計算での流動閾水深(m)	0.05
1次元領域計算点個数	49
2次元の x 計算点間隔(m)	5
2次元の y 計算点間隔(m)	5
2次元計算での流動閾水深(m)	0.01
2次元平面の x 方向計算点個数	60
2次元平面の y 方向計算点個数	60

溪流の流域面積が小さいことから土石流の流動継続時間は30分未満であると考え、総計算時間は1800秒とした。

(4) シミュレーション結果・考察（無施設、砂防堰堤設置、導流堤設置）

水尾川について3ケースで計算を実施し、ピーク流量が2次元領域に達した時点と、計算終了の1800秒後における2次元領域での計算結果について考察を行った。3ケースはそれぞれ施設無し（Case1）、砂防堰堤を1次元領域に設置（Case2）、2次元領域に導流堤を設置（Case3）した場合である。

図6.47は、水尾地区概要（図6.47左）とKanakoで表示される1次元領域（図6.47右上）2次元領域（図6.47右下）における水尾川の対応を示している。また、2次元領域での通常時における水尾川流路は図6.47右下の色が付いて示される範囲となる。

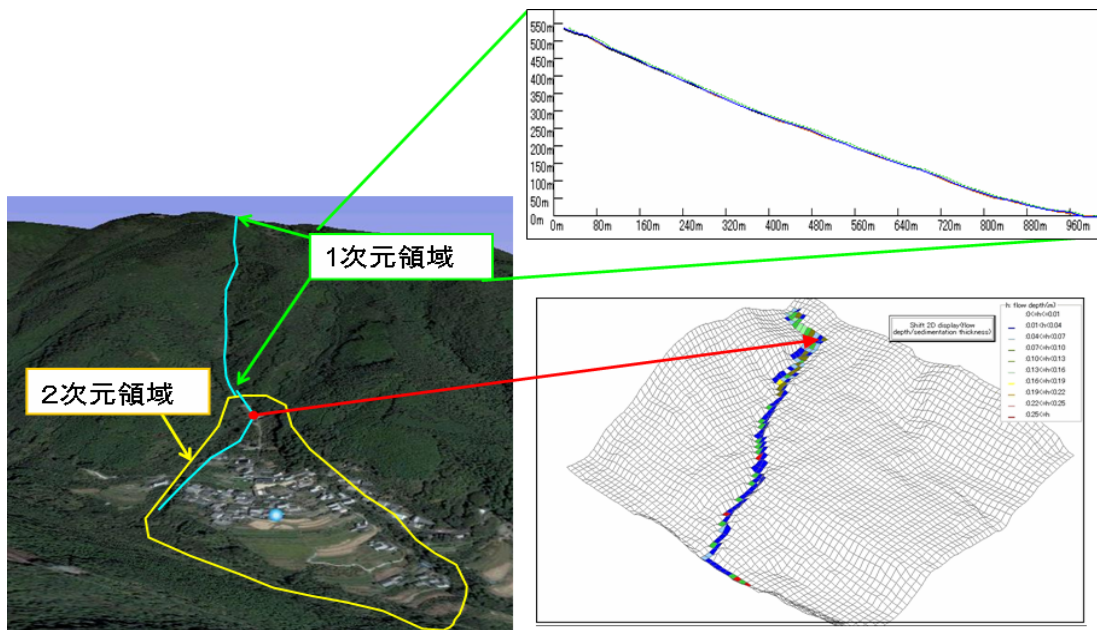


図 6.47: 水尾川地区 (左図) と Kanako での 1次元領域 (右上図) 2次元領域 (右下図) の対応

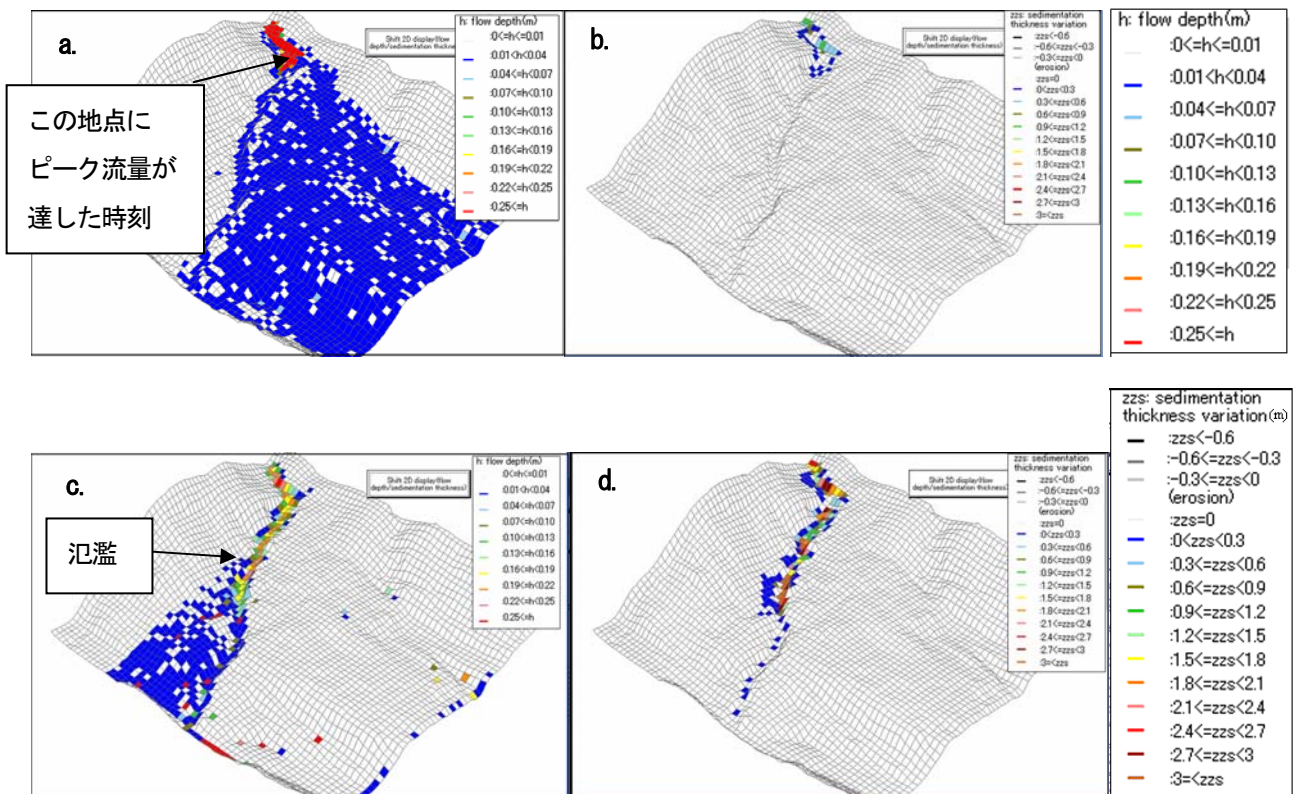


図 6.48: 無施設時のピーク流量が a 図矢印地点に到達した時刻 (180秒後) における水深 (a) と堆積厚変化 (b) と 1800秒後の水深 (c) と堆積厚変化 (d)

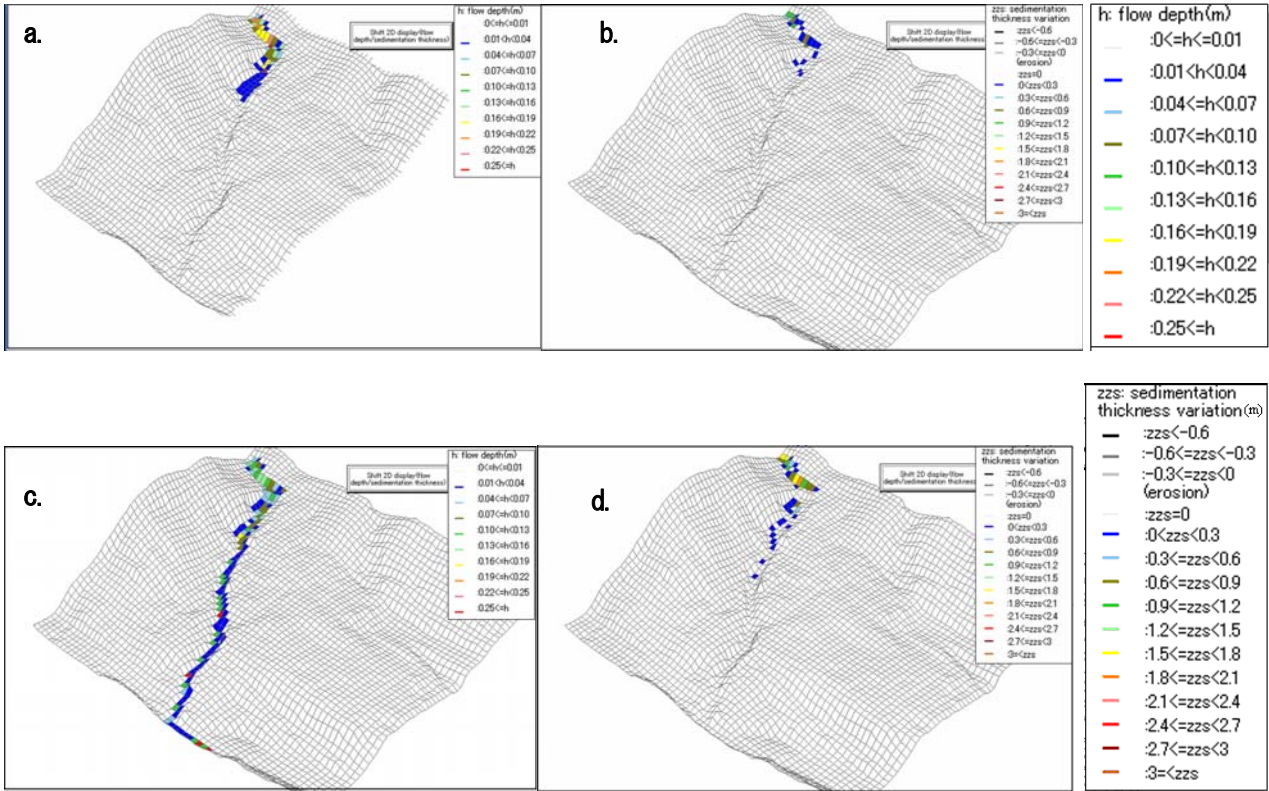


図 6.49 : 1次元領域に砂防堰堤を設置した場合、ピーク流量が図4a矢印地点に到達した時刻(842秒後)の水深(a)と堆積厚変化(b)と1800秒後の水深(c)と堆積厚変化(d)

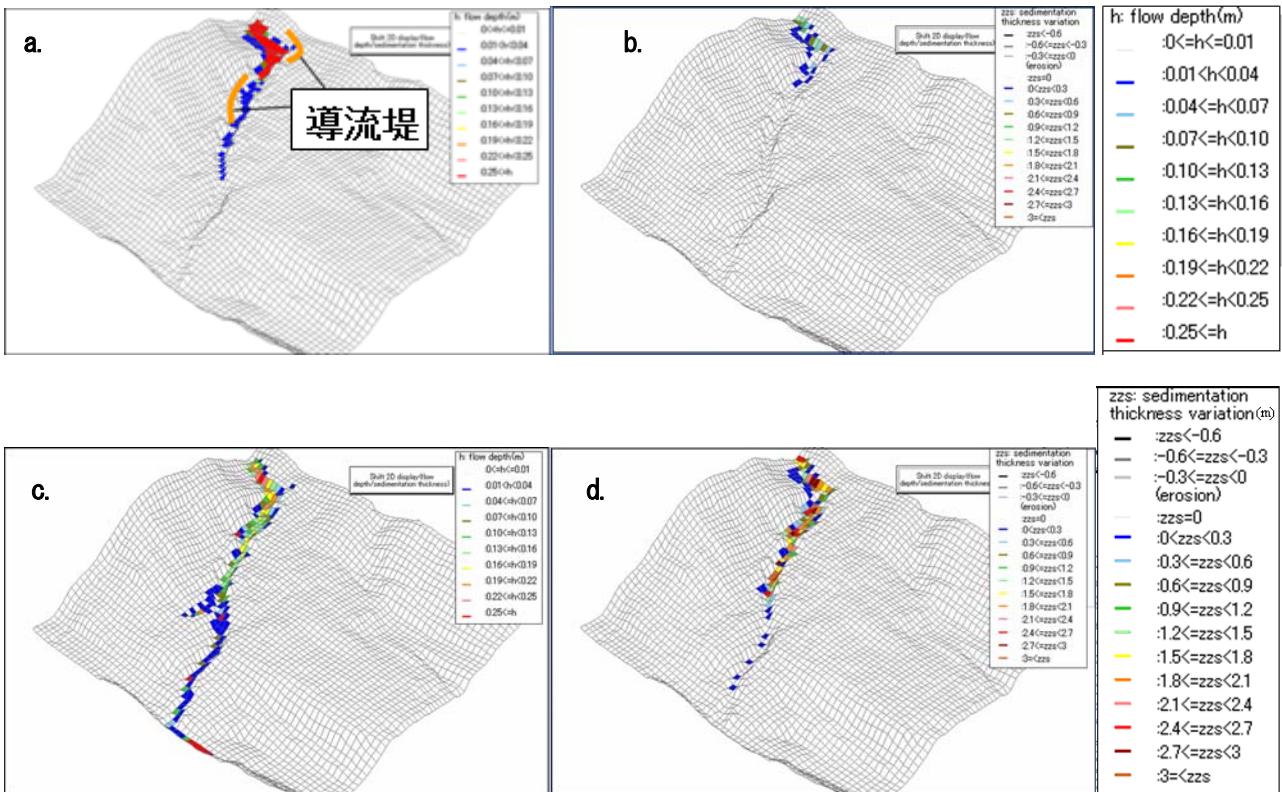


図6.50: 2次元領域 (a図矢印地点の2箇所)に導流堤を設置した際、ピーク流量が図4a矢印地点に到達した時刻(190秒後)の水深(a)と堆積厚変化(b)と1800秒後の水深(c)と堆積厚変化(d)

施設無しの場合における、ピーク流量が2次元領域上流域（図6.48a矢印地点）に到達した時刻（180秒後）と計算終了時（1800秒後）における水深と堆積厚の変化を図6.48（a-d）に示す。

これらより、水尾川では大規模な土石流が発生・流動してきた場合、広域にわたって水・土砂が流路を溢れ出し、氾濫することがわかる。図6.48cで1800秒後における土砂堆積厚は、流路外では0–0.3 mと小さいが、流路内においては上流域の一部で最大3 m以上と非常に大きい。このような結果から、被害軽減のための対策を考慮する必要があることが明らかとなった。

砂防構造物による被害軽減策としては、2つの方法が考えられる。第一に、1次元領域において砂防堰堤等の構造物を設置して2次元領域へ流入する土砂を減少させることである。第二に、2次元領域において導流堤等の構造物を設置することで人家等の保全対象へ土石流が流動しないように、流動方向を制御することが考えられる。

図6.49（a-d）は、上流端から862.5 m地点に高さ18 mの不透過型砂防堰堤を設置した場合の、ピーク流量が2次元領域上流域（図6.49a矢印地点）に到達した時刻（842秒後）と1800秒後の水深（図6.49a、c）と初期からの堆積厚変化（図6.49b、d）を示している。この場合には、1800秒間を通じて氾濫は発生せず、流れは河道内に留まる。ピーク流量到達時刻も大幅に遅れ、流路内の最大土砂堆積厚も1.8–2.1 mへと減少する。

図6.50は、2次元領域において図中に示す2箇所には高さ2mの導流堤を設置した場合の、ピーク流量が2次元領域上流域（図6.50a矢印地点）に到達した時刻（190秒後）と1800秒後の水深（図6.50a、c）と堆積厚変化（図6.50b、d）を示している。この場合、一部で流動深0.07 m未満の流路外への溢流もみられるが（図6.50c）、土砂は流路内に留まっており、流れはほぼ河川内に留まり氾濫を防いだことがわかる。わずかではあるが、ピーク流量到達時刻を遅らせる効果もみられた。また、河川内の土砂堆積厚変化は最大3 m以上の地点も見受けられるものの、二箇所に設置した導流堤付近ではほぼ堆積しており、下流まで流下する土砂を減少させていることがわかる。

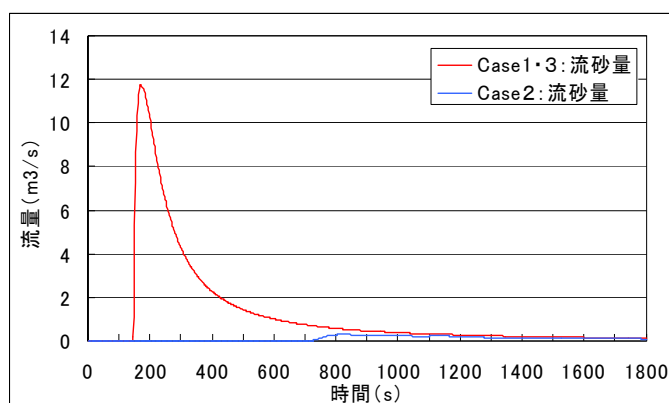


図 6.51:1次元領域から2次元領域へ流出した土砂,

図6.51には、1次元領域から2次元領域への流出土砂量を示す。1次元領域に構造物を設置しなかったCase1とCase3は同じ流出土砂量となった。また、本ケースのように初期河床材料が存在する条件下では、流入土砂量が1,662 m³（空隙無）だったのに対し、Case1・Case3では2,251 m³と総流出土砂量が135%まで増加したことが示された。これは、水尾川では、1次元領域において著しく勾配の急な区間が続くことから、土石流の流下過程で侵食によって土砂が取り込まれたことによるものと考えられる。一方で、堰堤を設置したケースでは191 m³と、流入土砂量に比べて12%にまで減少している。

(5) おわりに

これらの結果から、砂防構造物を設置することは被害軽減に有効であることが示された。特に、1次元領域に適切

な砂防堰堤を設置した場合には、2次元領域に流入する水・土砂は大幅に減少し、ピーク流量到達時刻も大幅に遅らせることがわかった。水尾川での計算結果からは、土石流が発生した場合に保全対象に被害を及ぼす氾濫が起こりうることが確認された。また、適切な砂防堰堤や導流堤などの砂防構造物を設置することによって、被害が大幅に軽減されることも導かれた。

しかし、この地域では道路の整備状況から、砂防施設を設置する際には、資材の搬入が非常に困難であるため、構造物設置だけでなく避難や予警報システムの整備、住民の土石流災害への防災意識の向上などのソフト対策の充実も必須である。このような防災教育・啓発においても、Kanakanoを有効に活用できる状況が考えられる。なぜなら、KanakanoではGUIが実装されているため、高度な砂防・数値計算の専門知識が乏しい場合でも、簡単に初期条件が設定でき、アニメーション表示によって直感的に被害範囲や砂防施設の効果を確認することが可能だからである。

6.4.2 水尾谷

(1) 地区概要

水尾谷渓流は、渓流面積 0.18km^2 、平均溪床勾配 $1/2\sim 1/4$ と急峻な地形を呈する。谷出口から約700mに渡って集落を縦貫して水尾川本流に合流し、集落には人家や小学校、診療所、老人ホームや主要交通網である京都日吉美山線の保全対象が位置しており、小溪流とはいえ土石流災害が生じた場合の被害は甚大と予想される(図6.52)。また、水尾は第56代清和天皇のゆかりの地として知られており、清和天皇を氏神として奉った「清和天皇社」は1100年以上前から里人によって受け継がれ奉祀されてきた(写真6.2)。清和天皇陵や清和天皇社へ山登りを兼ねて足を運ぶ来訪者、観光客は年間を通じて多く、水尾は重要な史跡地としても保全する必要性が高い地区といえるであろう。

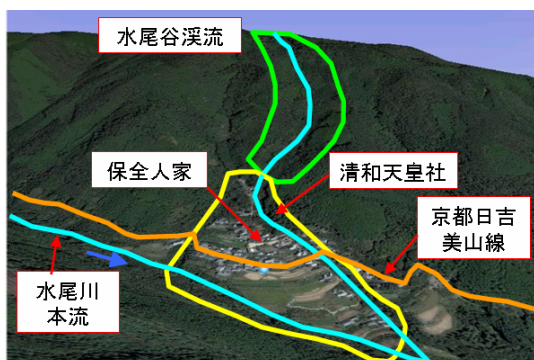


図 6.52: 流域正面景(出典:Google Earth)



写真 6.2: 清和天皇社

(2) 流入ハイドログラフ

渓流の上流端勾配を元に、高橋らによる平衡土砂濃度式を用いて京都府の設定した計画土砂量 ($3,760\text{m}^3$ ・空隙込) を輸送し得る土砂濃度、総流量を算出する。平衡土砂濃度式で用いた計画地点の勾配は、上流160mの平均河床勾配 ($=13.36^\circ$) とした。土石流ピーク流量については、前述した土石流総流量との関係式を採用した。

上述した式より土石流濃度は0.44、総流量・ピーク流量はそれぞれ、 $5,102\text{m}^3$ 、 $51.02\text{m}^3/\text{s}$ が算出された。これらより、供給ハイドログラフを図6.53の様に設定した。

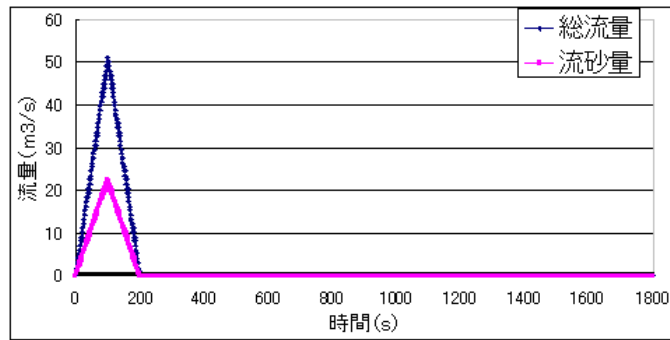


図 6.53 :計算で用いた水尾谷の供給ハイドログラフ

(3)その他の計算条件

数値計算に用いた各パラメータ値を表6.7に示す。流域面積が小さいことから土石流の流動継続時間は30分未満であると考え、総計算時間は1800秒とし、河道内における初期堆積土砂厚（初期河床材料）は1次元・2次元領域とも無しとした。

なお、本研究では上流端から土石流が供給される場合を検討したが、降雨等による流量増加が誘引となって河道内の土砂侵食が起これり計算領域内で土石流が発生・発達する場合も起これりうるので、供給ハイドログラフや移動可能土砂などの土石流条件を変更した検討も必要だと考えられる。

表6.7:計算に用いたパラメータ

パラメータ	数値
計算時間(s)	1800
計算の時間間隔(s)	0.01
土砂の粒径(m)	0.05
砂礫の密度(kg/m ³) σ	2550
流体相密度(kg/m ³) ρ	1180
河床の容積濃度	0.60
重力加速度(m/s ²)	9.8
侵食速度係数	0.0007
堆積速度係数	0.05
マンシングの粗度係数(s/m ³)	0.03
1次元の計算点間隔(m)	20
1次元領域計算点個数	48
2次元の x 計算点間隔(m)	5
2次元の y 計算点間隔(m)	5
2次元平面の x 方向計算点個数	60
2次元平面の y 方向計算点個数	60

(4)シミュレーション結果・考察

水尾谷について施設無し、砂防堰堤を1次元領域に設置した2ケースで計算を実施し、ピーク流量が2次元領域の一定地点に達した時点と、計算終了時における2次元領域での計算結果について考察を行った。図6.54は水尾地区概要(図6.54左)とKanakanoで表示される1次元領域(図6.54右上)2次元領域(図6.54右下)における水尾谷の対応を示す。2次元領域での通常時における水尾谷流路は図6.54右下の色が付いて示される範囲となる。

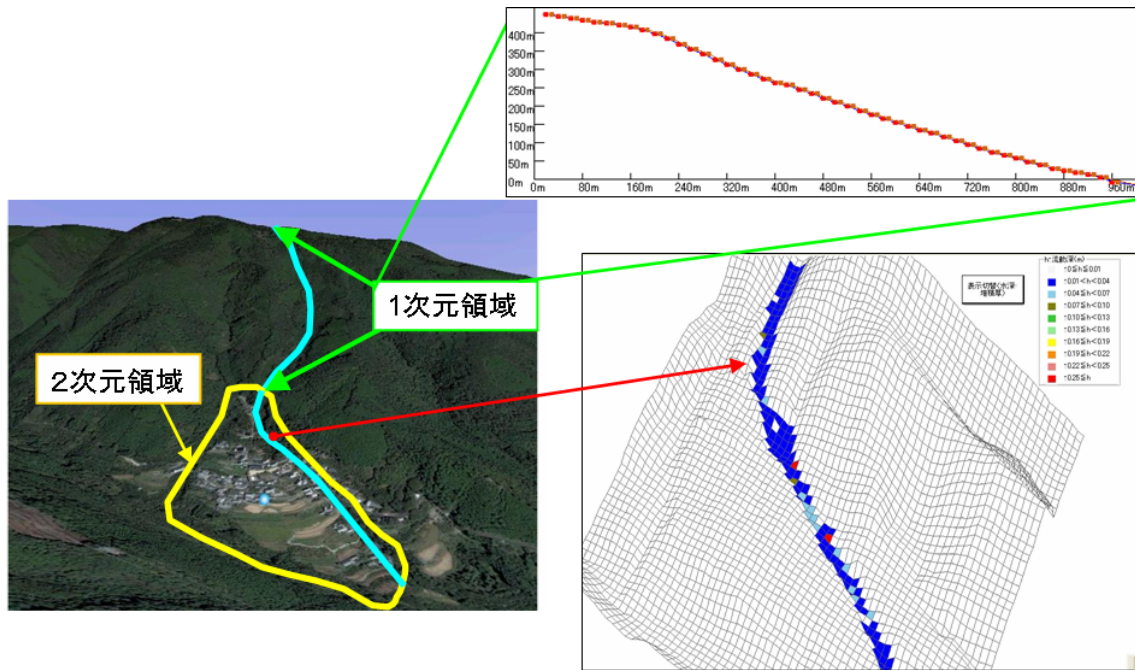


図 6.54 :水尾谷地区(左図)とKanakoでの1次元領域(右上図)2次元領域(右下図)の対応

(a)無施設

無施設の場合における、ピーク流量が2次元領域上流域(図6.55a矢印地点)に到達した時刻(145秒後)と計算終了時(1800秒後)における水深と堆積厚の変化を図6.55(a-d)に示す。

水尾谷における施設無の計算結果から、大規模な土石流が発生・流動した場合には、集落内の人家・老人ホーム・診療所などの保全対象が集中するエリアの広範囲で水・土砂が流路を溢れ出し、氾濫することがわかる。図6.55dから1800秒後において土砂堆積厚は、流路外では0.3m以下と小さいが、流路内においては中流から下流域に渡って最大3m以上と非常に大きい。また、2次元領域へ流入する土砂量は約2,097m³(空隙無)であり、土石流として上流端から供給された土砂量の93%が無施設の場合には保全対象の位置する2次元領域へと流下することが示された。このような結果から、被害軽減を図るために対策を考慮する必要性が示された。一方で、清和天皇社は日本各地で古来から存続する史跡と同様、流域内で高台の安全領域に位置⁸⁾しているため、本検討で設定した大規模な土石流が発生した場合においても、被害は免れることも明らかとなった。

(b) 不透過型砂防堰堤設置

砂防構造物による被害軽減策としては、急勾配である谷(1次元領域)において砂防堰堤等の構造物を設置することで、扇状地(2次元領域)へ流入する土砂を減少させることが有効な対応策として挙げられる。本研究では、1次元領域の下流端付近に不透過型砂防堰堤を設置したケースで検討を行った。図6.56(a-d)は、上流端から930m地点に高さ18mの不透過型砂防堰堤を設置した場合の、ピーク流量が2次元領域中流域(図5a矢印地点)に到達した時刻(529秒後)と1800秒後の水深(図6.56 a, c)と初期からの堆積厚変化(図6.56 b, d)を示している。

なお、砂防堰堤を930m地点に設置したのは、数値解析モデルの都合上1次元領域の最下流端およびその直上においては砂防堰堤を設置した計算が精度良く実施出来ないこと、及び1次元領域の下流端付近において920-940m地点間での河床勾配が比較的緩やかで砂防堰堤による土砂制御効果が大きいと推定されたからである。堰堤高さを18mとしたのは、10-20mの範囲で1m毎に高さを変化させて計算を行った結果、高さ18m未満の砂防堰堤を設置する場合にはより堰堤高が大きい方が土砂捕捉効果は大きくなり、18m以上の高さの砂防堰堤を設置した場合には土砂捕捉効果が高さ18mの場合とほぼ同様であったためである。

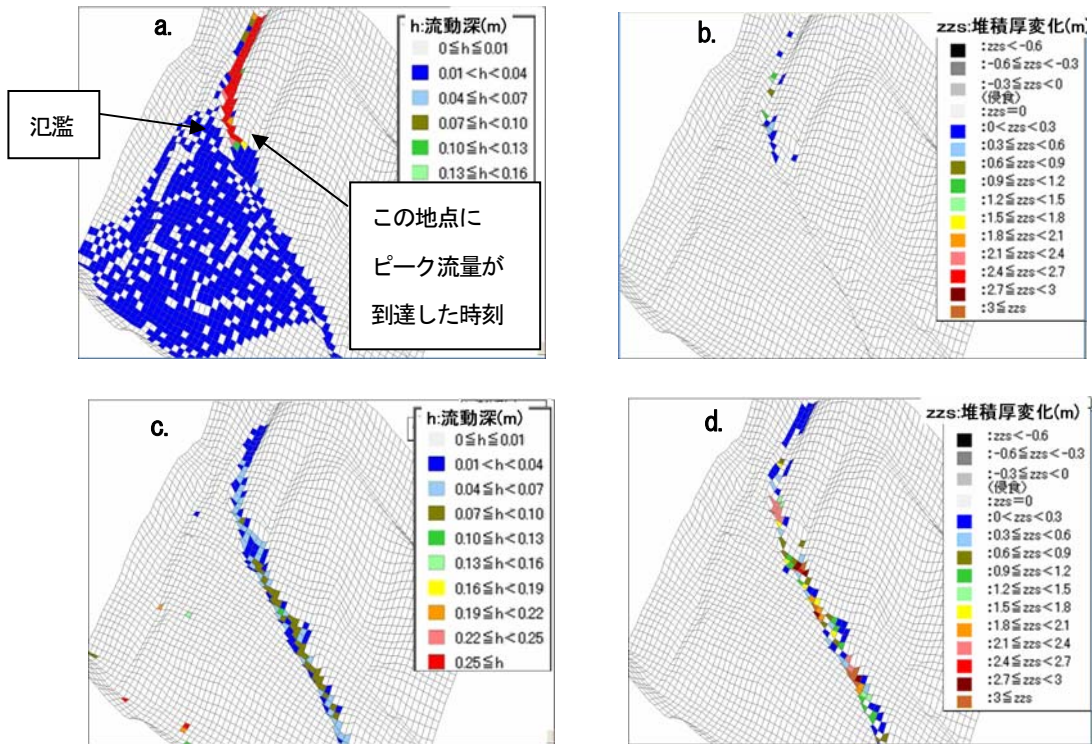


図 6.55 : 無施設時のピーク流量が a 図矢印地点に到達した時刻(145秒後)における水深(a)と堆積厚変化(b)と1800秒後の水深(c)と堆積厚変化(d)

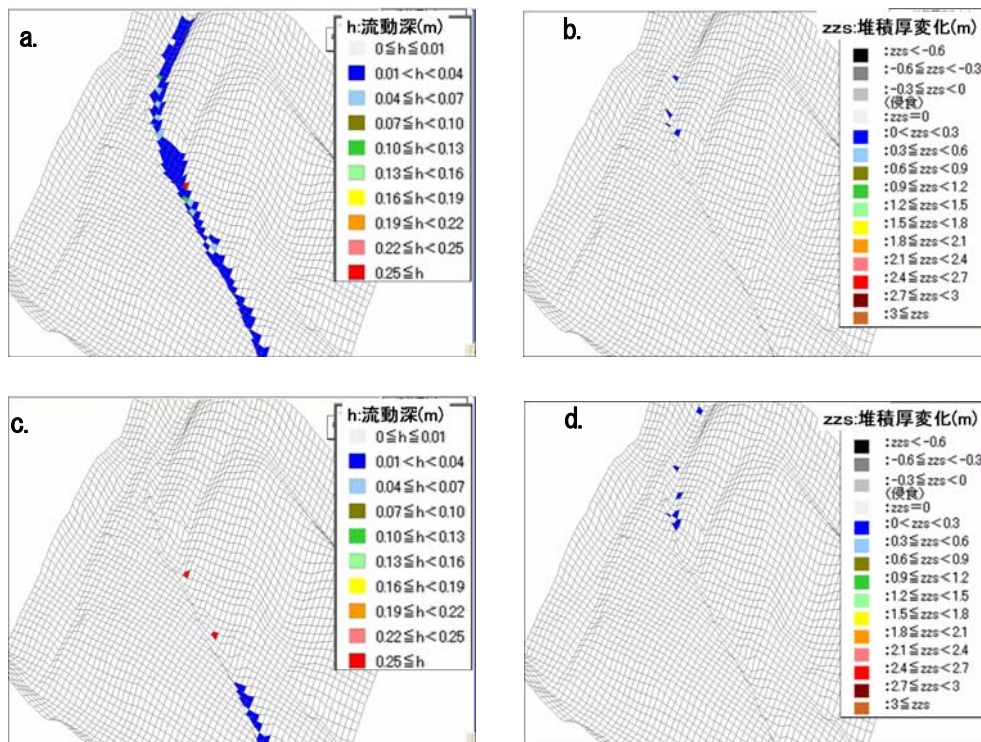


図 6.56: 1次元領域に砂防堰堤を設置した場合、ピーク流量が図5a矢印地点に到達した時刻(529秒後)の水深(a)と堆積厚変化(b)と1800秒後の水深(c)と堆積厚変化(d)

図6.56 の様に不透過型砂防堰堤を設置した場合は、1800秒間を通じて氾濫は発生せず流れは河道内に留まり、ピーク流量到達時刻も大幅に遅れる。砂防堰堤によって2次元領域へ流入する土砂量は 40m^3 (空隙無) と、施設無しの場合

場合と比較して98%減少し、土砂の大部分は1次元領域で捕捉されることがわかる。流路内の最大土砂堆積厚変化についても0.02mの堆積厚変化が生じる領域が僅かに発生する程度で、施設無しの場合と比較して大きく減少する。

(5)おわりに

本研究では、Kanakano 2Dを用いて水尾谷流域における土石流の流動・堆積領域での被害状況推定や対策施設計画、施設効果の検証を行った。計算結果からは、土石流が発生した場合には人家や診療所、老人ホーム、小学校などの保全対象に被害を及ぼす氾濫が起こりうる事が確認された。一方で、1100年以上前から水尾地区において里人に奉祀されてきた清和天皇社については、土石流災害被害の危険が低く、古来より安全度の高い地域に建てられていることが確認された。しかし、清和天皇社などの史跡だけが守られても、清和天皇ゆかりの土地としての水尾地区が被災することは、歴史都市防災という観点からは好ましくない。

また、数値シミュレーションの結果より、適切な砂防堰堤などの砂防構造物を設置することで被害が大幅に軽減されることも導かれた。しかし、水尾谷流域では道路の整備状況や地形条件から、砂防施設を設置する際の資材の搬入や構造物建設が困難であると考えられる。このため、構造物設置だけでなく避難や予警報システムの整備、住民の土砂災害への防災意識を向上させるなどのソフト対策を充実させ、土石流災害による被害の防止・軽減を図ることが必須事項であると考えられる。

6.5 混合粒径を対象とした Kanako 2D (Ver.2.1) の適用

—2005年広島県宮島白糸川で発生した土石流災害への適用—

松本らの提案した混合粒径モデル¹³⁾を搭載した Kanako 2D を用いて、2005年9月6日広島県宮島¹⁴⁾で発生した土石流災害を対象としたシミュレーションを実施した。この土石流は白糸川に沿って約 2,600m 流下し、設置されていた二基の砂防堰堤を越流・破損させ、さらに下流に位置する住宅地に流入し、被害を及ぼした。

6.5.1 計算条件

土石流発生源と推定される崩壊土砂量は約 18,000m³と見積もられ、これを供給ハイドログラフとして与える。溪流の1次元領域下流端勾配を元に、式(6.1)で表される土石流を対象とした高橋の平衡土砂濃度式を用いて空隙込と仮定した 18,000m³の崩壊土砂を輸送し得る土砂濃度と総流量を算出し、土石流ピーク流量と土石流総流量の関係から、総流量 36,000m³/s、ピーク流量 360 m³/s、土砂濃度 0.30 が算出され、図 6.57 の様な流入条件を設定した。

計算に必要なパラメータは表 6.8 の様に設定した。土石流が河道を侵食して発生した土砂量は約 13,000 m³と見積もられ、これらは初期堆積厚 0.7m として均一に 1 次元河道上に与え、1 次元領域の川幅は一律 15 m とした。計算領域の地形図と Kanako での対応を図 6.58 に示す。

粒径は、供給ハイドログラフと初期河床堆積物の存在率について、表 6.9 に示すような 10 粒径を均等に与える Case1 と、一様粒径として Case1 の平均粒径 0.55 m を与える Case2 を設定して比較を行った。また、既設の不透過型砂防堰堤については、ポケットが空だったと仮定した上で、二基とも設置した条件下で計算を実施した。

表 6.8: 計算に用いたパラメータ

パラメータ	数値
計算時間(s)	1800
計算の時間間隔(s)	0.01
砂礫の密度 (kg/m^3) σ	2550
流体相密度 (kg/m^3) ρ	1180
河床の容積濃度	0.60
重力加速度 (m/s^2)	9.8
侵食速度係数	0.0007
堆積速度係数	0.05
堆積速度における慣性力を考慮した係数	0.9
マンギングの粗度係数 ($s/m^{1/3}$)	0.03
1次元の計算点間隔 (m)	20
1次元領域計算点個数	61
2次元の x 計算点間隔(m)	8.47
2次元の y 計算点間隔(m)	8.47
2次元平面の x 方向計算点個数	60
2次元平面の y 方向計算点個数	60

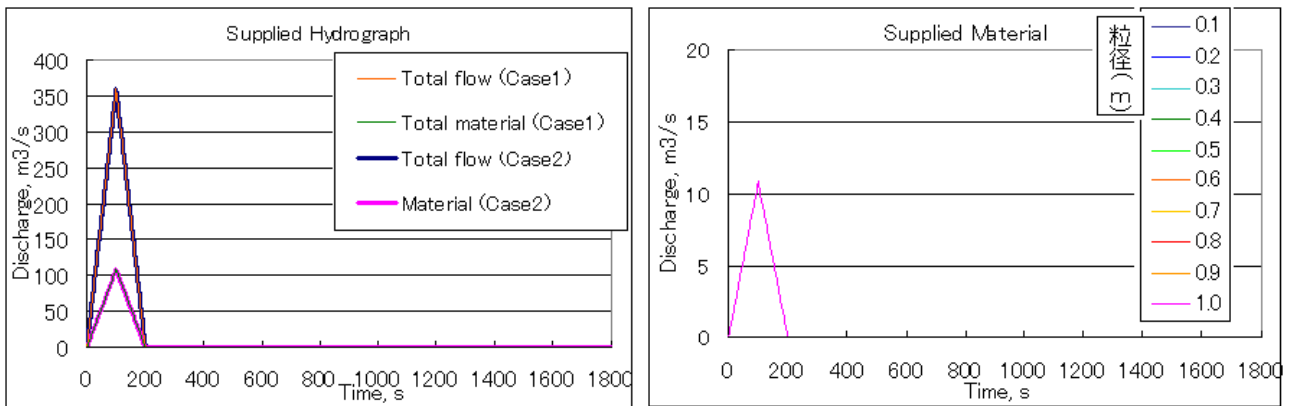


図 6.57: Case1 及び Case2 の流入条件(左図)と Case 1 の各粒径の流入条件(右図)

表 6.9: 設定した粒径条件

粒径(m)	Case1										Case2	
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	0.55	
流入土砂濃度	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.3
初期河床堆積物中の存在率	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	1.0

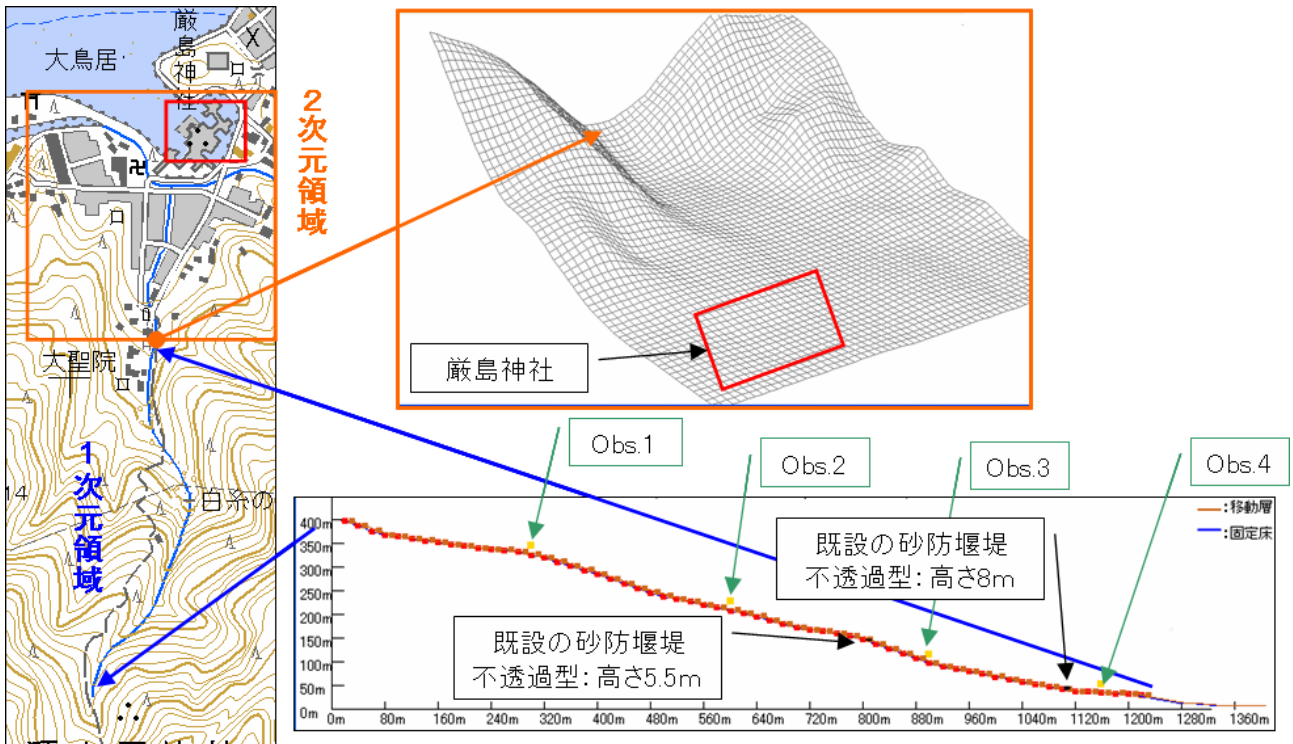


図 6.58: 宮島白糸川地形図(左図)と Karako での 1次元領域(右下図)2次元領域(右上図)の対応

6. 5. 2 計算結果

図 6.58 中に示された観測点 Obs. 1—Obs. 4 における Case1 及び Case2 での流量、流砂量、並びに Case1 での各粒径の流砂量を図 6.59 に示す。堰堤上流の Obs. 2 では初期河床の侵食により、Case1、Case2 とともに流砂量が増加し、それに伴い総流量も増加した。Case1 では大粒径の流砂量は早い段階で多く、その後、小粒径の流砂量が増加した。

1次元領域の下流端近傍の Obs.4 では、堰堤の下流であることや勾配が緩くなることに起因して、Obs.2 と比較すると総流量、総流砂量とも減少した。流量のピークは Case1 の方が早い時刻で発生した。粒径毎の流砂量は、大粒径は早い時刻でピークが発生後に減少する一方で、0.1 m、0.2m の小粒径はピークが遅いがその後も土石流の流れに取り込まれたまま、流動し続けていることがわかる。

図 6.60 は 2次元領域での堆積厚変化を表す。堆積範囲、厚さとも 425.99 秒では Case1 の方が大きく、1798.99 秒でも堆積範囲は Case1 の方が大きい。図 6.61 は Case1 での平均粒径変化を示しており、時間が経過するにつれて平均粒径が小さくなる。これらは、Case1 の混合粒径で実施した計算においては、土石流先頭部が大粒径で構成される分級現象が発生したことに起因すると考えられる。

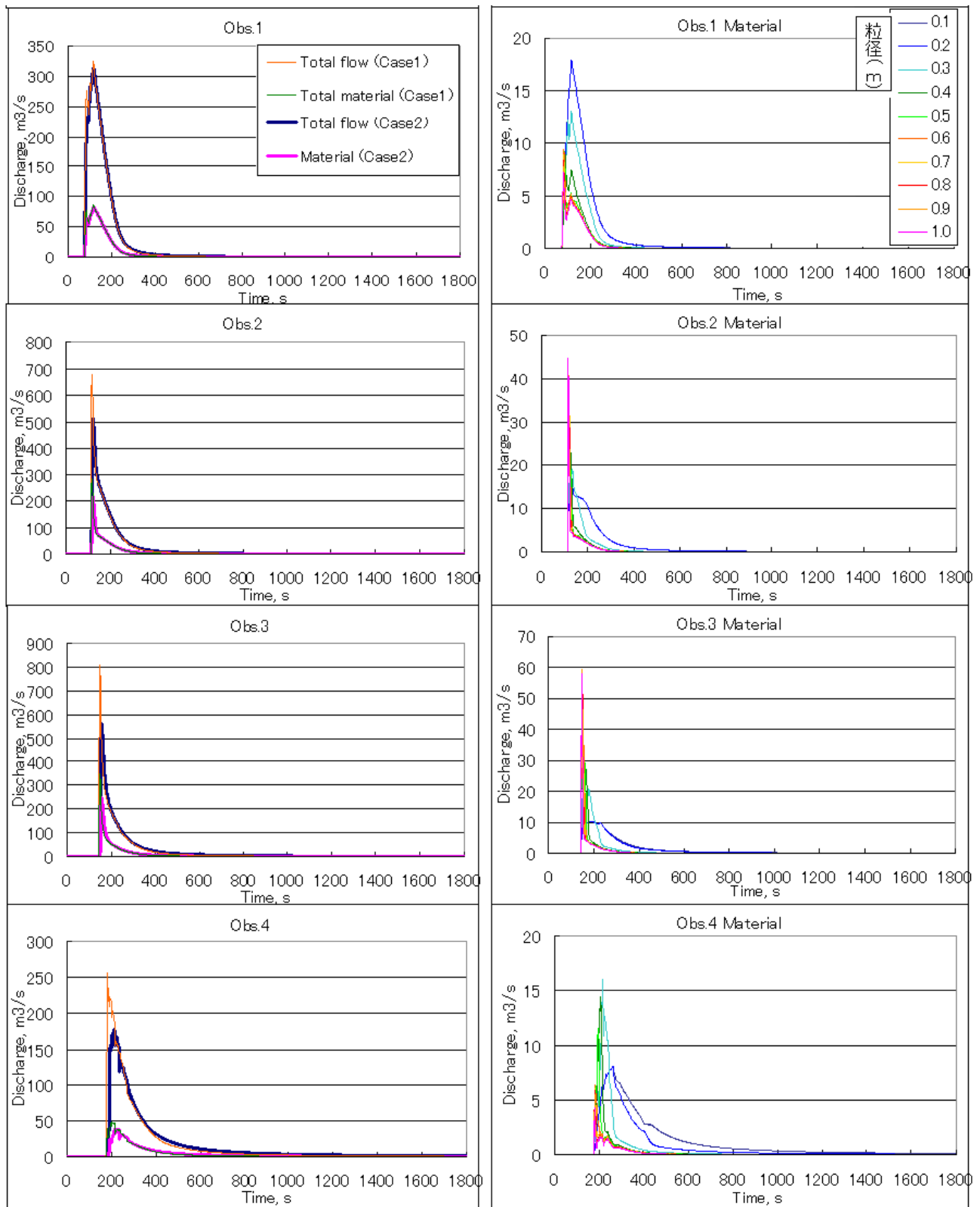


図 6.59: Case1 及び Case2 の各観測点における流量・流砂量(左図)と Case 1 の各粒径の流砂量(右図)

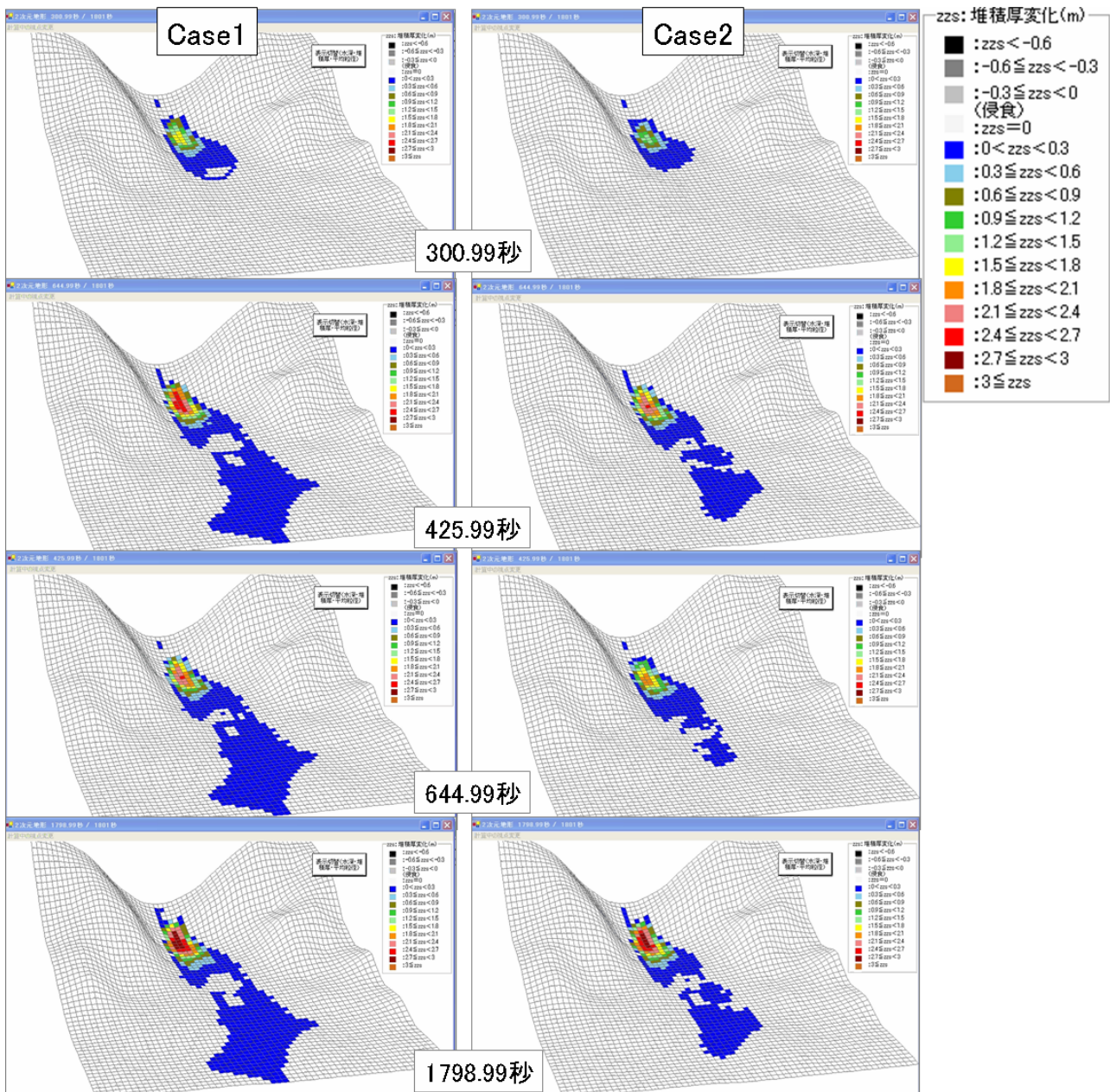


図 6.60 : Case 1 と Case2 における 2 次元領域の堆積厚変化

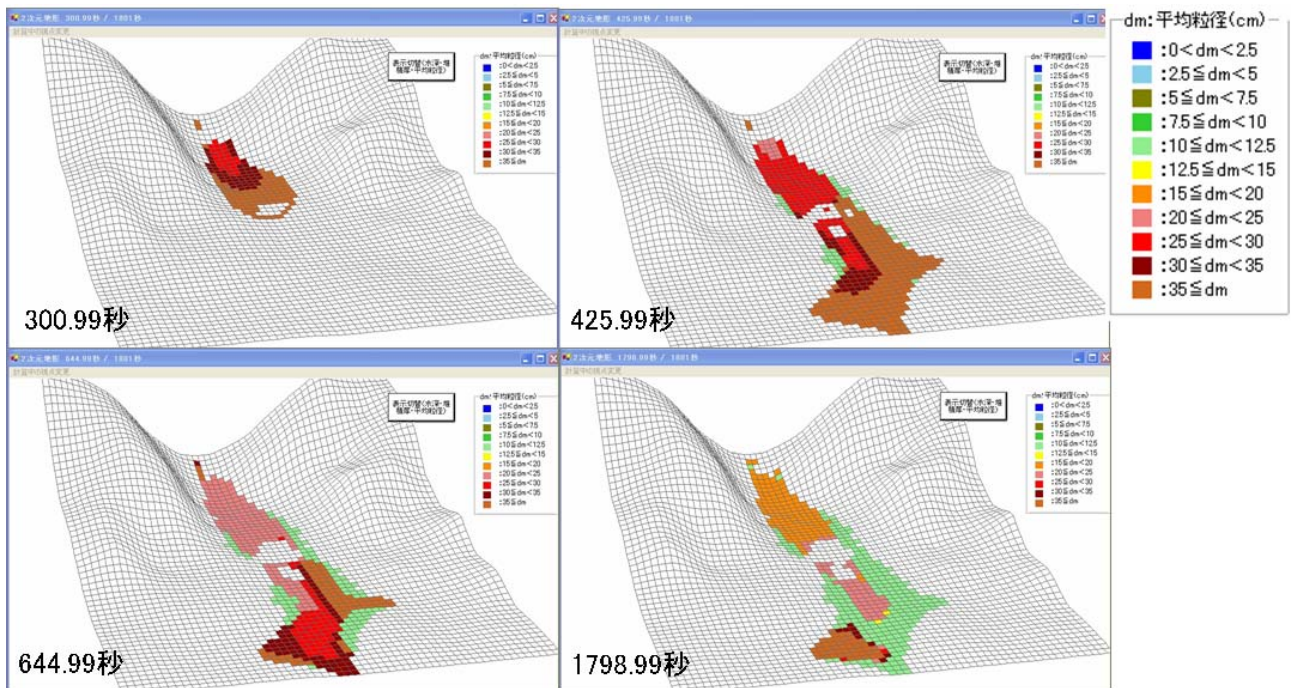


図 6.61: Case 1 における 2 次元領域の平均粒径の推移

6. 5. 3 おわりに

混合粒径モデルを導入した Kanako2D を利用することによって、粒度特性を考慮した土石流の流動・堆積現象が再現可能となった。実際に災害が発生した広島宮島の宮島白糸川での計算を実施した場合においても、巨礫の分級現象が再現された。一様粒径での計算結果との比較からも、巨礫の分級が波及した結果としての 1 次元下流端からの各粒径毎の流砂量が粒径では早くに流量のピークが急激に上昇した後で急減する一方で、細かい粒径は急激なピークの上昇は起こらないが、緩やかに増加して後続流として流下してくることが確認された。また、一様粒径と比較して 2 次元領域における堆積厚や堆積分布の広がり方にも違いを確認することができた。更には、混合粒径モデルの利用に適切な GUI 機能を実装したことで、従来と比較してより合理的な土石流計算を手軽に実施し、検討することが可能になったといえる。

6. 6 まとめ

本章においては、Kanako 並びに Kanako2D を用いて、実地形や災害事例への適用を実施した。6.2 では一様粒径に対応した 1 次元 Kanako を用いて、2008 年の岩手・宮城内陸地震で発生した崩壊由来の土石流について検証を実施した。ドゾウ沢については堆積過程が実現象と対応した形で示された。一方で、細粒分を多く含んだと考えられる駒の湯の土石流については、一般的に石礫型土石流の数値計算に用いられるパラメータを適用した場合には、実現象とは異なり、駒の湯よりも上流側で堆積が顕著に発生する結果が示された。細粒分を多く含む土石流を表現できるように、間隙流体の密度などのパラメータをチューニングすることによって、実現象に近い堆積結果を示すことが可能となった。

6.3 では、混合粒径に対応させた Kanako (Ver. 1.5) を、緩勾配の掃流砂領域における河床変動シミュレータとして適用し、足洗谷においてシャッター付砂防堰堤を設置した場合の検討を実施した。結果からは、流出土砂量のカットを対象とするのであれば、シャッターを早い段階で閉鎖する方が大きい効果が得られる結果となった。しかし、流出土砂のカットだけではなく、堰堤下流域における河床低下を考慮する場合には、大出水が発生して一定時間が経過

した後にシャッターを閉鎖した場合でも、特に初期河床が存在する場合には堰堤が有効であることが示された。このように、Kanako が緩勾配領域においても利用可能であること、混合粒径における計算についても適用できることが示された。既存のモデルやプログラムの統合や改良によって、計算の適用範囲が広がり、更にはシャッター付堰堤のような新しい試みに対しても、従来のスリット型堰堤の計算と不透過型堰堤の計算を組み合わせで対応させた。多様な条件下における試行を簡単に設定可能であり、結果についてもリアルタイムアニメーションが示され、直観的な理解が可能となったシステムを開発したことによって、土石流や河床変動についての数値実験を手軽に実施可能な環境を作ることができたといえるであろう。

6.4 では一様粒径に対応した Kanako 2D を用いて、京都府の設定した土石流危険渓流について、災害が起こった場合の被害規模や、効果的な構造物による対策を検討した。結合モデルを利用することによって、土石流の発生・流動領域としての急勾配（1次元）領域から、氾濫・堆積領域としての緩勾配（2次元）領域までの計算が、統合的に実施可能となった。また、GUIの実装によって、2次元領域の結果についても氾濫・堆積状況がより直観的に理解可能なシステムが構築されたといえよう。モデルやプログラムの統合・改良やGUI実装によって、1次元領域における砂防堰堤の設置や、2次元領域における導流堤の設置等々が簡単に検討可能となり、専門知識の無いユーザーにとっても、適切な砂防構造物の検討が実施可能となった。

6.5 では、混合粒径に対応した Kanako 2D を、2006年に広島県宮島で発生した土石流災害へ適用した。この適用例においては、土石流の分級現象についても再現・検討可能となった。一様粒径で計算を実施した場合との比較も実施して、急勾配領域における分級現象の発生が、緩勾配の2次元領域へと及ぼす影響を示した。一方で、混合粒径モデルにおける課題も示される結果となったので、今後はこの課題点についてのモデル改良や実験によるパラメータ同定なども併せて実施したい。更には、このシステムを利用して、分級現象を考慮に入れた格子型砂防堰堤の格子間隔の設定^{15), 16)}などについても、モデルの改良や実験などと合わせて実施していくことが課題である。

参考文献

- 1) 中谷加奈, 里深好文, 水山高久: GUI を実装した土石流一次元シミュレータ開発, 砂防学会誌, Vol. 61, No. 2, pp. 41-46, 2008
- 2) 中谷加奈, 和田孝志, 里深好文, 水山高久: GUI を実装した汎用土石流シミュレータ開発, 第4回土砂災害に関するシンポジウム論文集, p. 149-154, 2008
- 3) 中谷加奈, Sumaryono, 里深好文, 水山高久: 汎用土石流シミュレータ Kanako の実地形への適用, 水工学論文集第534巻, pp. 703-708, 2009
- 4) 高橋保, 中川一: 豪雨時に発生する石礫型土石流の予測, 砂防学会誌, Vol. 44, No. 3, pp. 12-19, 1991.
- 5) 国土交通省: 砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編), 2007
- 6) 井良沢道也, 牛山素行, 川邊洋, 藤田正治, 里深好文, 檜垣大助, 内田太郎, 池田暁彦: 平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震により発生した土砂災害について, 砂防学会誌, Vol. 61, No. 3, pp. 37-46, 2008
- 7) 水山高久: シャッター付き砂防堰堤の運用のための情報システム, 砂防学会誌, Vol. 57, No. 4, p. 66-67, 2004
- 8) 井元大希, 中谷加奈, 水山高久, 里深好文: シャッター付き砂防堰堤による土砂調節効果の検討, 平成21年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 300-301, 2009
- 9) 水山高久, 渡正昭, 渡部修, 池田暁彦, 里深好文: 砂防管理における水文情報の収集と処理(常願寺川 2004年5

- 月 17 日出水) , 砂防学会誌, Vol. 57, No. 6, pp. 56-59, 2005
- 10) 里深好文, 水山高久: 砂防ダムが設置された領域における土石流の流動・堆積に関する数値計算, 砂防学会誌, Vol. 58, No. 1, pp. 14-19, 2005
 - 11) 和田孝志, 里深好文, 水山高久: 土石流の 1 次元・2 次元シミュレーションモデルの結合, 砂防学会誌, Vol. 61, No. 2, pp. 36-40, 2008
 - 12) 中谷加奈, 和田孝志, 里深好文, 水山高久: 数値シミュレーションを用いた文化財が存在する山麓地域における土石流災害防止に関する検討, 歴史都市防災論文集, Vol. 3, pp. 135-142, 2009
 - 13) 松本直樹, 和田孝志, 里深好文, 水山高久: 粒径変化を考慮した土石流氾濫予測手法に関する研究, 平成 20 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 378-379, 2008.
 - 14) 海堀正博, 浦真, 吉村正徳, 藤本英治: 2005 年 9 月 6 日に広島県宮島で発生した土石流災害, 砂防学会誌, Vol. 58, No. 5, pp. 18-21, 2006
 - 15) 里深好文, 水山高久: 格子型砂防ダムによる土石流の調節に関する数値解析, 砂防学会誌, Vol. 57, No. 6, pp. 21-27, 2005
 - 16) 水野秀明, 水山高久: 上部格子間隔が狭い格子型ダムに関する研究, 砂防学会誌, Vol. 49, No. 4, p. 3-8, 1996

7. Kanako を活用した砂防堰堤の最適解(位置と高さ)の探査ツール開発

7.1 はじめに

土石流災害は経済的・人的に甚大な被害を及ぼす。砂防堰堤は土石流災害の被害軽減に有効であり、効果的な堰堤の設置には、堰堤の種類・設置位置・大きさなどの最適解についてシミュレーションを用いて検討することが合理的である。筆者らはこの様な事態を解消するために、簡単で直観的に理解しやすいGUI (Graphical User Interface) を実装した汎用土石流シミュレータ“Kanako”を開発¹⁾してきた。ここでは、以下に示す二つの手順で、Kanakoによって土石流による被害を最小とする砂防堰堤の位置と高さを選定する方法(以下、「砂防ソリューション」と呼ぶ)を開発する。

1. 最適砂防ソリューション提案のアルゴリズムを構築
2. 汎用シミュレータに提案アルゴリズムを実装

7.2 最適砂防ソリューション提案アルゴリズム

砂防ソリューション提案に必要なアルゴリズムを構築する際、最適解を導出するための具体的な被害軽減の基準設定^{2), 3)}が重要となる。土石流災害に対する最適解は、防災科学の命題ともいえる「人的・物的被害が最小」となることである。人的被害は死傷者数や行方不明者数、物的被害については家屋等の建造物の全壊、半壊、一部損壊、床上浸水、床下浸水などの件数で表されている。

7.2.1 被害軽減指標

一般に、土石流災害後の調査で測定される被害痕跡や調査項目は表 7.1 の様に表される。これらの項目とシミュレーションにおける入出力の対応を併せて同表に記す。

表 7.1: 災害調査での測定項目とシミュレーションとの対応

被害痕跡・調査項目	シミュレーションとの対応	記事数
降雨データ	入力	27
崩壊面積・崩壊土砂量	入力	24
流出土砂量	出力	16
発生時刻・流動継続時間	入力・出力	17
流動深	出力	8
堆積深・堆積量	出力	16
移動した土砂の粒径	入力	11
流木の流下・橋脚への閉塞	入力	9
流速・エネルギー	出力	5
被害(氾濫)領域	出力	11
流下距離	出力	19
記事数		28

*) 1998-2008 の砂防学会誌における災害報告記事を参照

表 7.1 から、①移動土砂量、②流量と流砂量、③流動深や堆積深、④移動する土砂の粒径、⑤氾濫領域を小さくすること、⑥ピーク流量の到達時刻を遅らせること等が、被害軽減の指標になると考えられる。

表からは出力項目として流出土砂量や堆積深などの土砂量に関する記事数が多いことも読み取れる。更に、砂防事業のベースとなる砂防基本計画策定指針⁴⁾（土石流・流木対策編）および土石流・流木対策設計技術指針には、砂防構造物に関わる項目として計画捕捉量、計画堆積量、計画発生抑制量として土砂量が用いられている。これらから、土砂量を被害軽減指標として扱うのに適当であると考え、本研究では最大河床位と初期河床位との差に川幅を乗じた「最大堆積土砂量」を被害軽減指標とし、この値を最小とする場合を最適解とした。

シミュレーションを用いて水深や堆積厚変化、移動土砂量などの被害規模を検討する際には、初期状態と計算終了時までの最大値との差、あるいは初期状態と計算終了時の値との差を用いる二つの場合が考えられるが、防災科学においてはより危険度を減らして安全側に近づけることが重要となるので、最も危険側と考えられる最大値を適用した。

7.2.2 最適解導出に必要な設定項目

被害を軽減させる対象地点や領域の範囲を変化させることによって、最適解は変化する。これらの対象地点をユーザー側が設定することが必要である。更に、実際に砂防堰堤を設置する際、無限に高い堰堤の設置や狭い間隔に複数の堰堤を設置することは不合理である。地形条件や土地利用状況などからも、堰堤の設置位置や基数、高さ、種類の制限が生じてくる。これらの項目についてもユーザー側が予め設定しなければならない。

地形条件と供給土石流などの初期条件に加えて、これらの対象領域や堰堤設置の際の制限項目などの条件設定をユーザーが行うため、本研究で開発しようとするのは「完全自動のシステム」ではなく、「半自動的」に最適解を導出するシステムと呼ぶ方が適当である。

7.3 最適砂防ソリューションの検討

具体的な災害事例と仮想的な山地河川における二つの地形条件の下で、Kanao (Ver. 1.42) を用いてシミュレーションを実施した。砂防堰堤設置時の被害軽減効果を分析し、土石流対策工の効果を評価する。被害軽減の対象地点は、計算領域の最下流点、並びに堰堤を設置した下流の全領域としている。堰堤の下流領域について対象としたのは、堰堤の効果を享受すべき領域であることからである。また、1次元計算領域の最下流点を対象としたのは、最下流点は谷出口となっていて、人家などの居住エリアの起点と考えられるためである。

被害軽減指標としては、堰堤の下流領域における最大堆積土砂量、最下端地点における最大堆積土砂量、最下端地点における総流出量及び総流出土砂量を採用し、最適解を導出する。

砂防堰堤設定条件は、下記の通りである。

- ・種類：不透過型砂防堰堤
- ・基数：1基
- ・設置位置：最上流から対象地点の2点上まで実施
- ・高さ：5種類の高さを実施

砂防堰堤の設置位置が、対象地点の2点上までとしたのは、対象地点の直上点に砂防堰堤を設置した場合には、計算上不具合が生じる場合があるのを避けるためである。比較のために、施設無しの場合の計算も実施した。

また、最大堆積土砂量は下記の方法で算出した。

$$\{ (\text{最大河床位}) - (\text{初期河床位}) \} \times \text{川幅} \times \text{計算点間隔} \times \text{河床の容積濃度} \quad (7.1)$$

7.3.1 災害事例における検討

具体的な災害事例を対象として検討するのが適当であるが、堆積土砂厚が記録されている事例は少ない。そこで、2005年9月6日広島県宮島⁵⁾で発生した土石流災害を対象としてシミュレーションを実施し(図7.1)、砂防堰堤設置時の被害軽減効果を分析し、土石流対策工の効果を評価する。被害軽減の対象地点は、計算領域の最下流点としている。なお、検討対象はあくまでも一事例としてその地形、土砂量を引用しているだけで、災害の再現を目的とするものではない。そこで、計算に必要なパラメータは適当と思われる値を設定している。

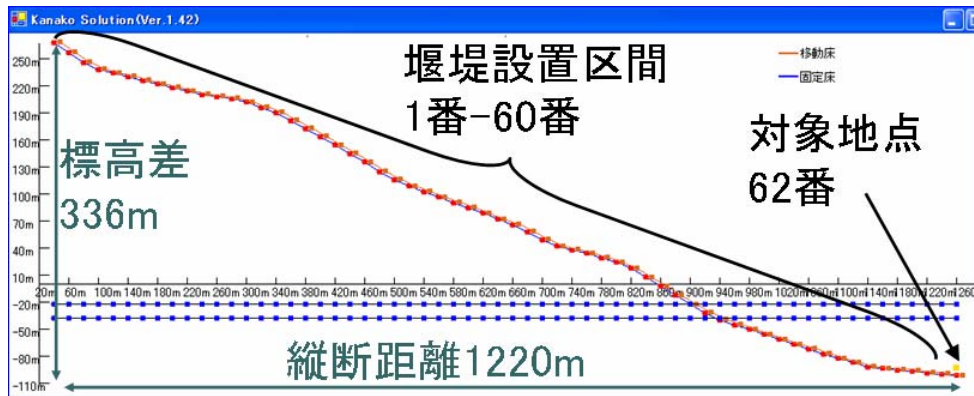


図 7.1 : Kanako で表される宮島の縦断図

(1) 計算条件

2005年9月6日広島県宮島、台風14号に伴う大雨によって最大時間雨量が33mmに達した22時頃、駒ヶ林(標高509m)の標高400m付近で崩壊が起り、土石流が発生した。土石流は白糸川に沿って約2600m流下し、設置されていた2基の砂防堰堤を越流・破損した。さらに下流に位置する住宅地に流入し、被害を及ぼした。人的被害は軽傷者1名、家屋被害は一部損壊9戸、床上浸水11戸、床下浸水34戸であった。

崩壊土砂量は約18,000m³と見積もられ^{5),6),7)}、これを元に供給ハイドログラフとセディグラフを設定している。土石流が河道を侵食した土砂量は約13,000m³と見積もり、これらは初期堆積厚として河道上に与える。なお、いずれの土砂量も空隙込の量として設定した。川幅は一律に15mとした。溪流の下流端勾配を元に、下記の平衡土砂濃度式⁸⁾を用いて崩壊土砂量(18,000m³)を輸送し得る土砂濃度と総流量を算出した。

$$Cd = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (7.2)$$

ここに、 σ :砂礫の密度(=2,650kg/m³)、 ρ :流体相の密度(=1,180 kg/m³)、 ϕ :砂礫の内部摩擦角(=35°)、 θ :下流端から上流側100mの平均河床勾配(4.57°)、 Cd :土石流濃度(0.30 \leq Cd \leq 0.54、最大値は0.9 C_*)、 C_* :河床の容積濃度(=0.6)である。

土石流ピーク流量は、下記に示す砂防基本計画策定指針⁴⁾(土石流・流木対策編)のピーク流量と土石流総流量の関係から導出した。

$$Q_{sp} = 0.01 \sum Q \quad (7.3)$$

$$\sum Q = \frac{Vdqp \cdot C_*}{Cd} \quad (7.4)$$

ここに、 Q_{sp} ：土石流のピーク流量(m^3/s)、 ΣQ ：土石流総流量(m^3)、 V_{dqp} ：流出土砂量(空隙込み) (m^3)である。これらから、総流量 $36,000 m^3/s$ 、ピーク流量 $360 m^3/s$ が算出された。

供給ハイドログラフとして、図 7.2 に示す Q_{In1} 、 Q_{In2} を設定した。両ケースとも総土砂濃度を 0.3 として大粒径の濃度 0.2、小粒径の濃度 0.1 と設定した。また、 Q_{In1} はピーク流量 $360m^3/s$ 、200 秒以後は $10m^3/s$ とし、 Q_{In2} はピーク流量 $180m^3/s$ 、400 秒以後は $10m^3/s$ とした。これは、総供給量を両者でほぼ同じにして Q_{In2} のピークを Q_{In1} の半分とすることで、供給時間の違いによる堰堤の効果や土砂移動を比較するためである。

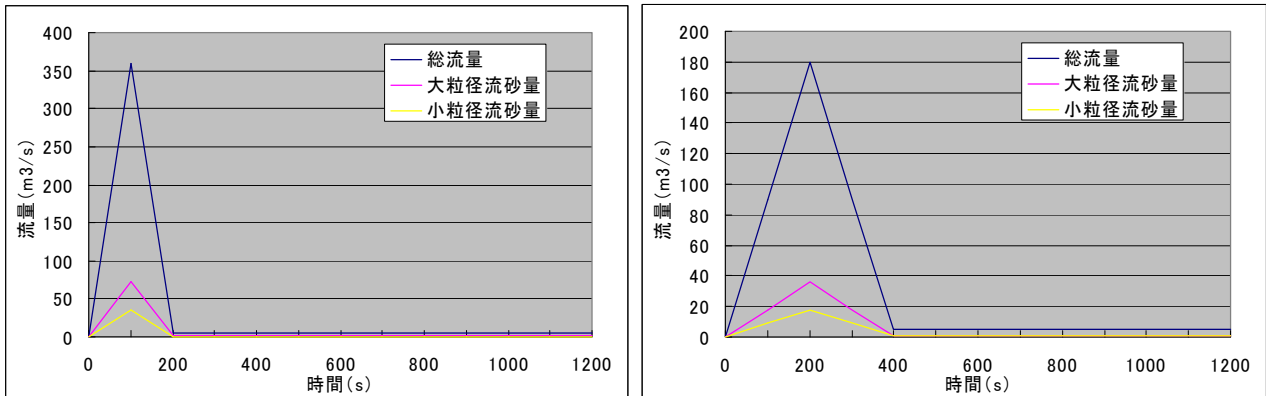


図 7.2: 宮島計算での供給ハイドログラフ(右図: Q_{In1} 、左図: Q_{In2})

その他の計算条件に用いたパラメータを表 7.2 に示す。

表 7.3 に示す 20 ケースについて、最下端地点における最大堆積土砂量を算出した。なお、砂防堰堤の効果を直接的に示す指標として、堰堤の下流の全領域における最大堆積土砂量、並びに最下端地点からの総流出量及び総流出土砂量も併せて算出した。

初期堆積土砂(初期河床材料)の有無を比較したのは、実際の溪流において河床に土砂が存在しないということは考えられにくい、アーモアコートの形成や床止め工などの設置によって、侵食が極力起こりにくい状況があることは十分に考えられる。そこで、移動可能土砂の存在が、堰堤の効果や土砂移動にどのように影響するかを検討するため、このような比較を実施した。

表 7.2 : 宮島計算に用いたパラメータ

パラメータ	数値
大粒径(m)	1
小粒径(m)	0.1
砂礫の密度(kg/m^3) σ	2650
流体相密度(kg/m^3) ρ	1180
河床の容積濃度	0.6
重力加速度(m/s^2)	9.8
水深の最小値(m)	0.01
マンニングの粗度係数($s/m^{1/3}$)	0.03
侵食速度係数	0.0007
堆積速度係数	0.05
計算時間(秒)	1200
計算の時間間隔(秒)	0.01
計算点個数	62
計算点間隔(m)	20

表 7.3: 検討ケース

	Case1					Case2					Case3					Case4				
	初期堆積厚: 0.7m 供給: $QIn1$					初期堆積厚: 0m 供給: $QIn1$					初期堆積厚: 0.7m 供給: $QIn2$					初期堆積厚: 0m 供給: $QIn2$				
Case	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	2-1	2-2	2-3	2-4	2-5	3-1	3-2	3-3	3-4	3-5	4-1	4-2	4-3	4-4	4-5
堰堤高 (m)	5.5	8	10	12.5	15	5.5	8	10	12.5	15	5.5	8	10	12.5	15	5.5	8	10	12.5	15

(2) 計算結果

対象地点とした最下流点 (62 番点) 並びに堰堤下流領域における、堰堤の設置位置や高さを変更した 20 ケースでの結果を図 7.3-7.6 に示す。各図において、横軸に砂防堰堤設置点番号を記し、これらの点間隔は 20m とした。縦軸には、各ケースでの砂防堰堤設置位置や高さを変更した場合の、指標結果をプロットしている。指標として採用したのは、図 7.3 では堰堤の下流の全領域における最大堆積土砂量、図 7.4 では最下端地点からの総流出量、図 7.5 では最下端地点からの総流出土砂量、図 7.6 では最下端地点における最大堆積土砂量を示す。施設無しの場合の計算結果は、グラフ上に二点鎖線で示している。図 7.3 においては、最下段のグラフに計算領域標高並びに初期の河床勾配を示しており、上の 4 つのグラフの横軸である砂防堰堤設置点番号と最下段の横軸である上流端からの距離はそれぞれ対応している。移動土砂を設定した Case1 並びに Case3 において、堆積層を均一に全領域に設定したため、初期河床勾配は全ケースで同じである。

計算結果からは、以下のようなことが読み取れる。いずれの指標を用いた場合についても、堰堤を設置した位置と災害指標の示す値の関係は、上流端からの距離と初期河床勾配の関係と類似した傾向を示す。下流端からの総流出量を示した図 7.4 ではそれほど見られないものの、その他の三つの指標を用いた場合については、その傾向が強い。いずれの指標を用いた場合においても、堰堤を最下端の直上に設置した場合に、無施設と比較して大きな減少効果が見られた。堰堤高は、高い方が指標を減少させる効果が大きかった。

また、初期堆積土砂 (初期河床材料) の有無や供給ハイドログラフを変更した Case1-Case4 について、無施設の場合の結果だけをそれぞれ比較すると、堰堤下流全域並びに最下流端における最大堆積土砂量、総流出量、総流出土砂量の全ての指標について、異なる値が示された。同じ供給ハイドログラフを与えた場合には、初期河床材料が存在する場合の方がいずれの指標についても大きな値が算出された。これは、初期河床材料が存在することで、侵食が発生して流下する土砂の総量が増えることに由来する。供給ハイドログラフを変更した場合については、初期河床材料の有無が同じであれば、本試行においては $Qin1$ の供給ハイドログラフを与えた場合の方が、いずれの指標についても大きい結果となった。総量が同じであっても、400 秒間で供給する場合と比較して 200 秒間で急激に供給させた方が、下流まで流下する量及び堰堤下流や最下端点における最大堆積土砂量が大きい結果となった。

次に、各指標についての堰堤の設置位置、並びに堰堤の高さについての結果を述べる。

図 7.3 の堰堤下流の全領域を対象として最大堆積土砂量を指標とした試行では、全ての 20 ケースについて無施設の場合と比較して堰堤を設置した場合の方が減少しており、堰堤設置が効果的であることが示された。1-8 番点までの上流端直下の領域に設置した場合に無施設のケースと比較した最大堆積土砂量の減少率は、初期堆積土砂の存在しない Case2 と Case4 の方が、初期河床の存在する Case1 並びに Case3 よりも大きい。16-20 番点や 40-45 番点などの緩勾配から急勾配へ変化した領域に設置した場合には、無施設の場合と比較すると最大堆積土砂量は減少しているが、

その他の設置領域と比較すると減少率は小さく、堰堤の効果が大きくないことがわかった。Case1—Case4 の全てのケースにおいて、堰堤を対象とした河川の下流側に設置した方が、より堰堤下流領域へと流出する土砂量は減少した。最大堆積土砂量をより減少させて効果的な堰堤設置領域は、急勾配から緩勾配へと変化した 10-14 番点や 37-40 番点の領域であった。堰堤高については、より高い堰堤の方が最大堆積土砂量をより減少させて効果的であることも明らかとなった。

図 7.4 の最下端からの総流出量を比較した結果からは、いずれの 20 ケースについても無施設の場合と比較して減少しており、堰堤の設置が効果的であることが示された。一方で、最下端の直上に設置した場合以外では、堰堤を設置した位置と総流出量の関係は、上流端からの距離と初期河床勾配の関係と似た傾向で多少の増減を見せるものの、大きな差は見られなかった。最下端の直上に設置した場合、堰堤高がより高い場合には総流出量は減少して効果的であった。

図 7.5 の最下端からの総流出土砂量を比較した結果からも、全ての 20 ケースについて無施設の場合と比較して減少しており、堰堤の設置が効果的であることが示された。また、無施設の場合と比較して初期河床材料の存在しない Case2 並びに Case4 において、流出土砂量の減少率が大きかった。

図 7.6 では、最下端（62 番点）についての堰堤の設置位置や高さを変更した 20 ケースでの最大堆積土砂量についての結果を示す。ここでは、初期河床材料ありの Case1 と Case3、初期河床材料無しの Case2 と Case4 がそれぞれ傾向が類似していた。

また、初期河床材料が有る Case1 や Case3 では、基準点の直上に堰堤を設置した場合に、最大堆積土砂量が小さくなり、安全側になることが示された。更に、このような場合では堰堤が高いほど、最大堆積土砂量は小さくなる傾向にあり、基準点から離れた位置に設置しても減少させる効果が大きいことも読み取れた。一方で、基準点の直上付近以外の 45 番点より上流側では、堰堤高さや堰堤設置位置による最大堆積土砂量の変化はあまり見られない。

次に、初期河床材料無しの Case2 と Case4 は地形の影響が大きいことが、図 7.5 のグラフの最下段の初期河床勾配と対応させながら最大堆積土砂量を見るとわかる。また、初期河床材料が無い場合には、急勾配地に堰堤を設置したケースでは、その他の領域と比べて減少効果が小さく、堰堤無しの場合と比較しても効果がそれほど見られないことがわかった。

一方で、初期河床材料の無い Case2 や Case4 においては、緩勾配で勾配変化の少ない領域に設置した場合には、対象地点の直上以外の領域においても、無施設と比較しての最大堆積土砂量の減少率は大きく、施設設置が効果的であることが 10-17 番点や 37-40 番点での結果から読み取れる。このような効果的な領域においては、堰堤高の高い堰堤ほど、より最大堆積土砂量を減少させることも示された。

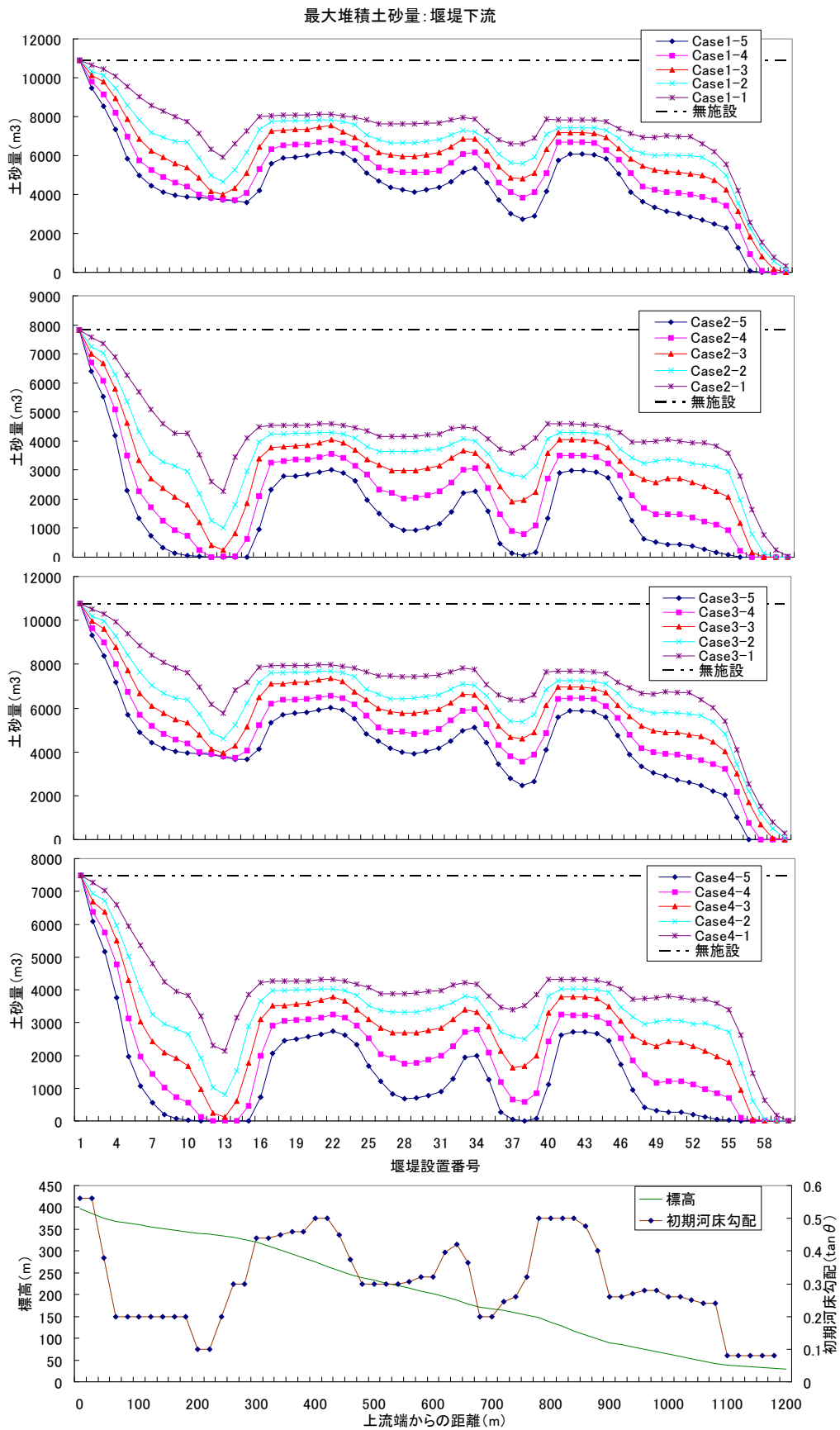


図 7.3: 砂防堰堤を設置した堰堤下流の全領域における最大堆積土砂量の比較
(上 4 段の図における堰堤設置番号と、最下段の標高図における上流端からの距離は対応する)

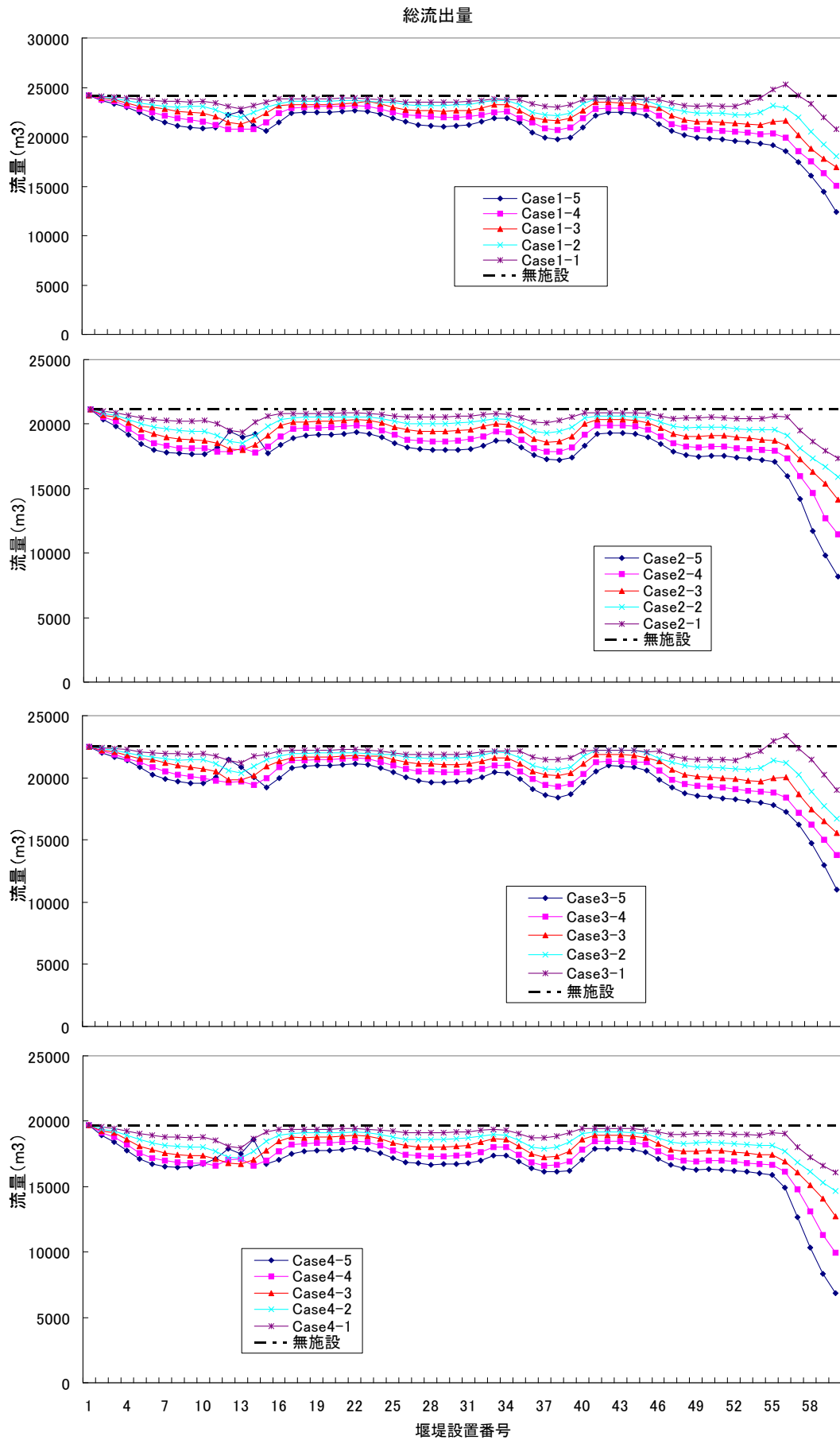


図 74: 下流端からの総流出量の比較

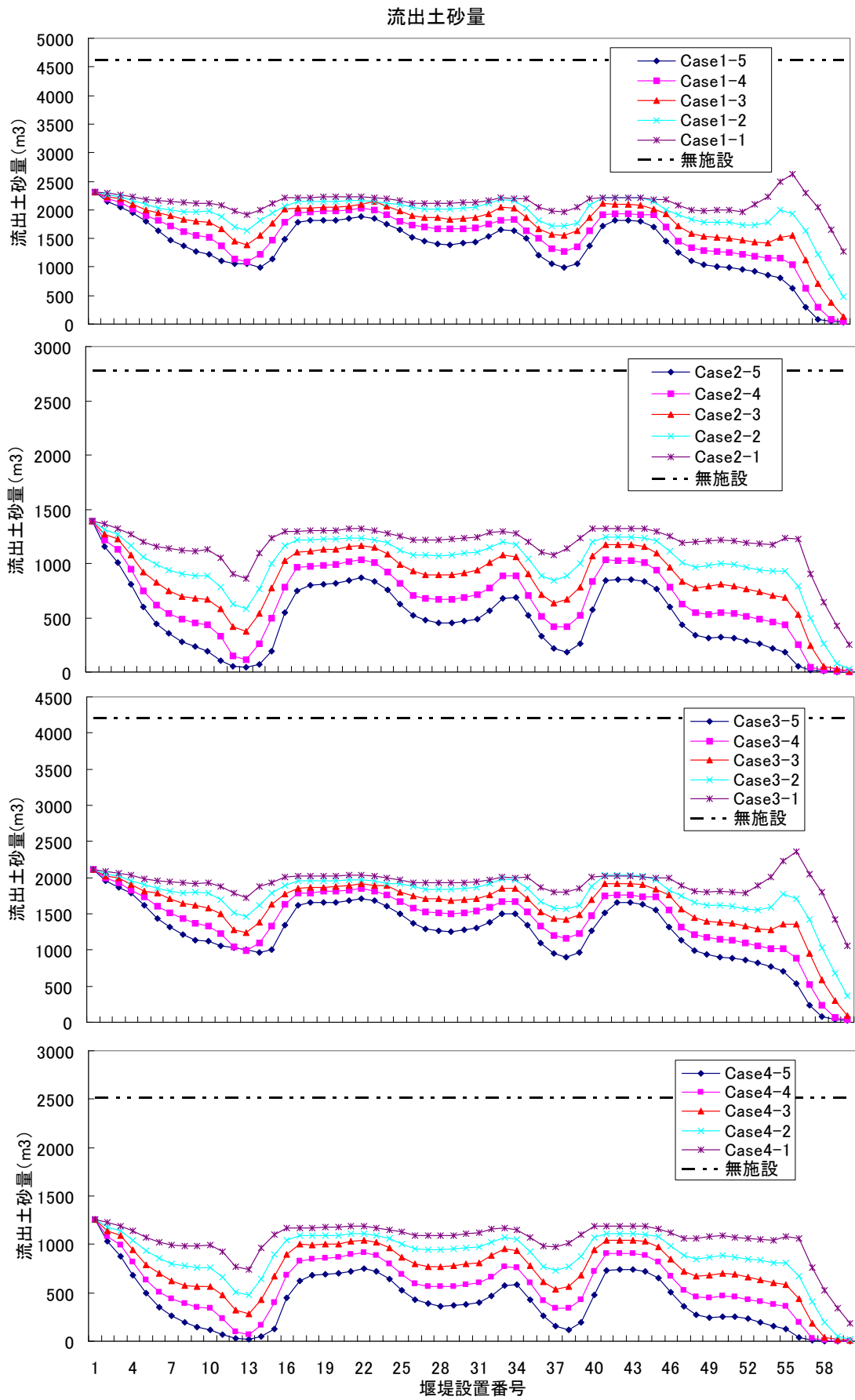


図 7.5: 下流端からの総流出土砂量の比較

最大堆積土砂量:最下流点

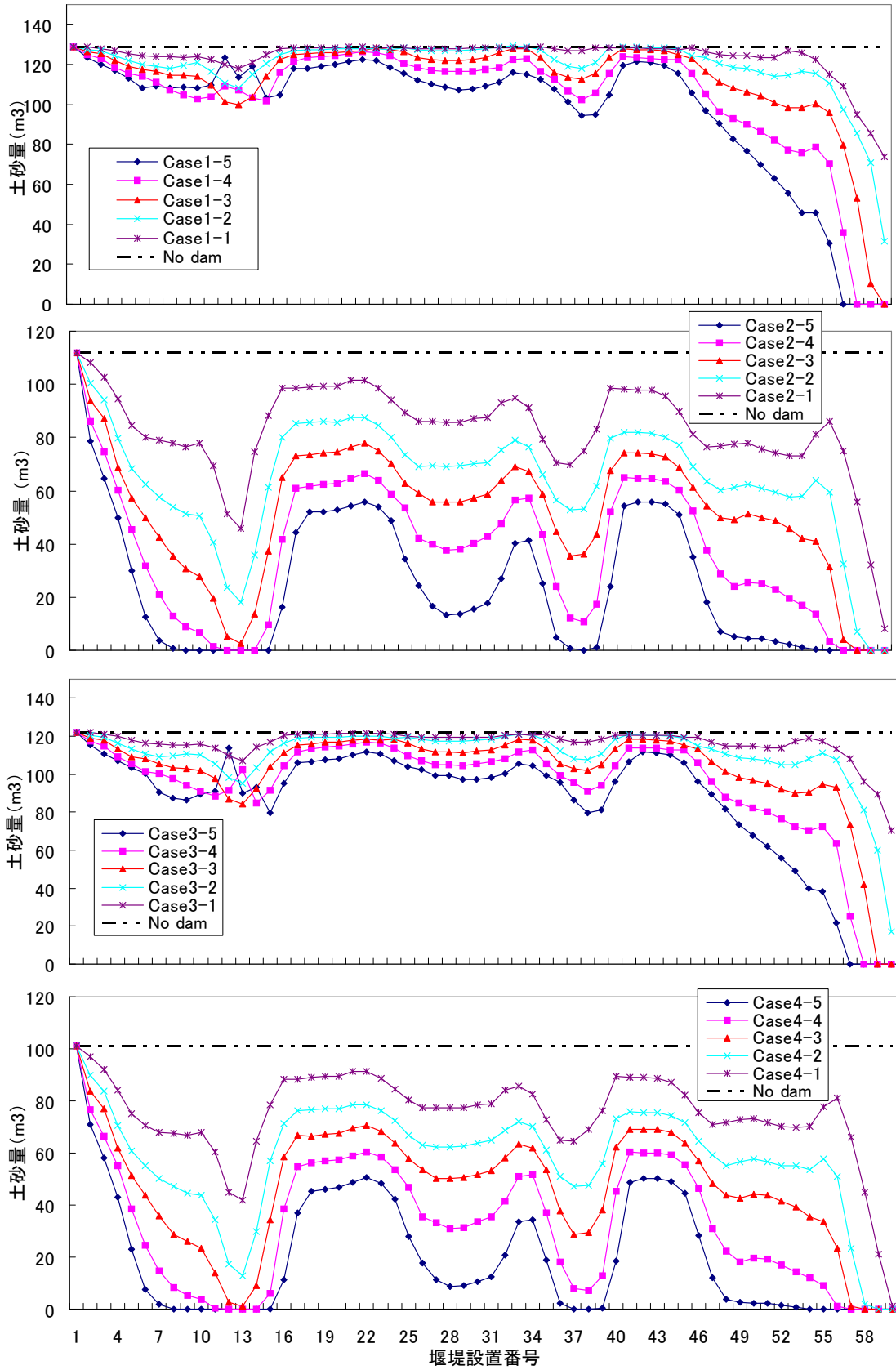


図 76:最下流端点における最大堆積土砂量の比較

7.3.2 仮想渓流における検討

(1) 計算条件

仮想渓流として、図 7.7 のような急勾配領域から勾配が一定値ずつ緩くなる領域を設定して、図 7.8 に示す二種類の土石流を供給することにより、砂防堰堤設置時の被害軽減効果を分析し、土石流対策工の効果を評価する。

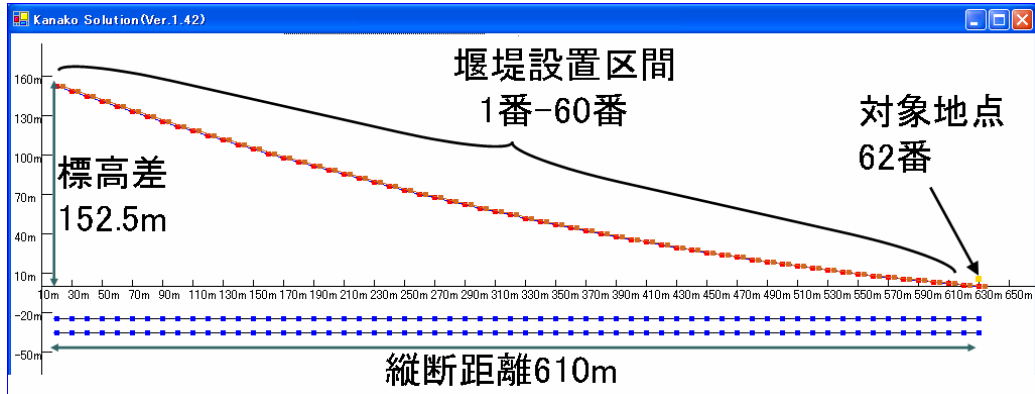


図 7.7: Kanako で表される仮想領域の縦断面図

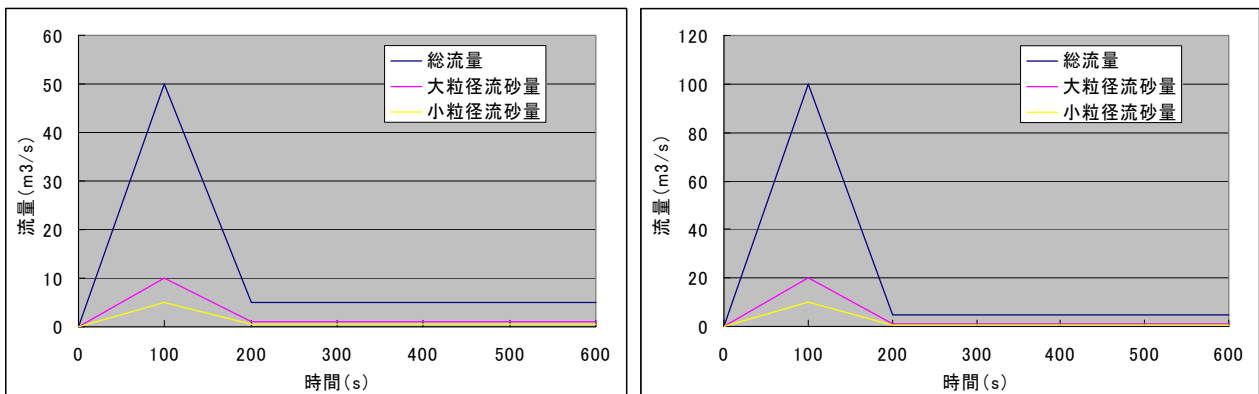


図 7.8: 仮想領域へ供給するハイドログラフ(右図: Qin3、左図: Qin4)

地形条件としては、図 7.7 のような領域を設定して、平均河床勾配は $\tan\theta=0.25$ である。川幅は一律 10m として設定し、初期堆積厚は 1m と 0m の場合を検討する。初期堆積厚（初期河床材料）を設定する場合における、河床上の侵食可能な土砂量は $3,720 \text{ m}^3$ である。また、図 7.8 に示す土石流として供給する土砂量は、Qin3 では $5,875 \text{ m}^3$ 、Qin4 では $12,250 \text{ m}^3$ と Qin3 のほぼ 2 倍としている。

いずれの土砂量も空隙無しで表したものである。両ケースとも総土砂濃度を 0.3 として大粒径の濃度 0.2、小粒径の濃度 0.1 と設定した。

その他の計算条件に用いたパラメータは次の表 7.4 のようになる。

表 7.4 : 仮想領域の計算に用いたパラメータ

パラメータ	数値
大粒径 (m)	1
小粒径 (m)	0.1
砂礫の密度 (kg/m ³) σ	2650
流体相密度 (kg/m ³) ρ	1180
河床の容積濃度	0.6
重力加速度 (m/s ²)	9.8
水深の最小値 (m)	0.01
マンニングの粗度係数 (s/m ^{1/3})	0.03
侵食速度係数	0.0007
堆積速度係数	0.05
計算時間 (秒)	600
計算の時間間隔 (秒)	0.01
計算点個数	62
計算点間隔 (m)	10

表 7.5: 検討ケース

	Case5					Case6					Case7					Case8				
	初期堆積厚: 1 m 供給: $QIn3$					初期堆積厚: 0m 供給: $QIn3$					初期堆積厚: 1m 供給: $QIn4$					初期堆積厚: 0m 供給: $QIn4$				
Case	5-1	5-2	5-3	5-4	5-5	6-1	6-2	6-3	6-4	6-5	7-1	7-2	7-3	7-4	7-5	8-1	8-2	8-3	8-4	8-5
堰堤高 (m)	5.5	8	10	12.5	15	5.5	8	10	12.5	15	5.5	8	10	12.5	15	5.5	8	10	12.5	15

表 7.5 に示す 20 ケースについて、堰堤下流の全領域における最大堆積土砂量、最下端地点における最大堆積土砂量、総流量、及び総流出土砂量を算出した。

仮想領域においても初期堆積土砂（初期河床材料）の有無を比較したのは、災害事例の場合と同様に、移動可能土砂の存在が、堰堤の効果や土砂移動にどのように影響するかを検討するためである。

(2) 計算結果

対象地点とした最下流点（62 番点）並びに堰堤下流の全領域における、堰堤の設置位置や高さを変更した 20 ケースでの結果を図 7.9-7.12 に示す。各図において、横軸に砂防堰堤設置点番号を記し、これらの点間隔は 10m とした。縦軸には、各ケースでの砂防堰堤設置位置や高さを変更した場合の、指標結果をプロットしている。指標として採用したのは、図 7.9 では堰堤の下流の全領域における最大堆積土砂量、図 7.10 では最下端地点からの総流出量、図 7.11 では最下端地点からの総流出土砂量、図 7.12 では最下端地点における最大堆積土砂量を示す。施設無しの場合の計算結果は、グラフ上に二点鎖線で示している。図 7.9 においては、最下段のグラフに計算領域標高並びに初期の

河床勾配が示されており、上の4つのグラフの横軸である砂防堰堤設置点番号と最下段の横軸である上流端からの距離はそれぞれ対応している。移動土砂を設定した Case5 並びに Case7 において、堆積層を均一に全領域に設定したため、初期河床勾配は全ケースで同じである。

計算結果からは、以下のようなことが示された。図 7.9 の堰堤下流領域における最大堆積土砂量についての結果と図 7.12 の初期河床材料が存在しない場合の Case6 並びに Case8 では、堰堤設置番号と最大堆積土砂量の関係は、上流端からの距離と初期河床勾配の関係と類似した傾向を示した。その他の指標について、堰堤設置位置と指標の示す結果と、上流端からの距離と初期河床勾配の関係とは明確な対応は示さないものの、勾配が緩くなり下流側に堰堤を設置するにつれて、いずれの指標についても減少する結果を示した。いずれの指標についても、堰堤を最下端の直上に設置した場合に、無施設と比較して大きな減少効果が見られた。堰堤高は、高い方が指標を減少させる効果が大きかった。

なお、初期河床材料の有無や供給ハイドログラフを変更した Case6-Case8 について、無施設の場合の結果だけを取り出して比較すると、いずれの指標を用いた場合についても、初期河床材料の有無や供給ハイドログラフを変更することによって異なる結果が示された。同じ供給ハイドログラフを与えた場合には、初期河床材料が存在する場合の方がいずれの指標についても大きな値が示された。これは最大堆積土砂量を指標とした場合に、強く見られる傾向であった。総流量や総流出土砂量については、僅かに大きい程度であり、顕著な差は見られなかった。供給ハイドログラフを変更した場合については、初期河床の有無が同じであれば、本試行においては Qin4 の供給ハイドログラフが2倍の土砂を含有することから、堰堤下流の全領域や最下流点における最大堆積土砂量、総流出量、総流出土砂量全てが Qin3 の供給ハイドログラフを与えた場合と比較して、大きい値を示した。

次に、各指標についての堰堤の設置位置、並びに堰堤の高さについての結果を述べる。

図 7.9 の堰堤下流の全領域を対象として最大堆積土砂量を指標とした試行では、Qin3 を供給した場合には、50 番点-60 番点間のいずれの点にどの高さの堰堤を設置した場合でも、初期河床の有無に関わらず最大堆積土砂量は 0 となる。それよりも上流側については、より高い堰堤を上流側に設置した場合についても、最大堆積土砂量が 0 となる。Case5 では 5.5m、8m、10m の三つのケースでは上流側に設置するにつれて、最大堆積土砂量の減少率は小さくなるが、12.5m と 15m の Case5-4 並びに Case5-5 では堰堤高による変化はほとんど見られない。Case6 では、Case6-1 の堰堤高が 5.5 m の場合には上流側に設置すると最大堆積土砂量が増加するが、Case6-2 から Case6-5 については堰堤高が変化しても、ほとんど同じ値を示している。これは、供給された土砂量及び Case5 については初期河床から一部侵食されて流下する土砂量に対して、Case5 では 12.5m 以上の堰堤、Case6 では 8m 以上の堰堤においては、堰堤上流での貯砂容量が十分に大きかったからである。Case7 については、堰堤が上流に設置されるにつれて無施設の場合と比較して最大堆積土砂量の減少率は小さくなり、高い堰堤の方が上流に設置した場合にも減少率が大きい。Case8 についても Case6 と似た傾向を示しているが、この Case では供給土砂量が大きいため、12.5m 以上の堰堤についてはそれほど効果が変わらず、それよりも小さい堰堤を設置した場合には堰堤高が高いほど上流に設置した場合でも、減少率が大きいことが示された。

図 7.10 並びに図 7.11 については、堰堤を最下端付近に設置するほど、無施設の場合と比較しての減少率は大きい。また、堰堤高が高いものの方が、上流側に設置した場合についても、減少率が大きくなる。上流端から一定の距離よりも下流側の領域に設置した場合には、堰堤高や上流端からの距離によって総流出量や総流出土砂量に変化しなかった。ただし、Case8 については、10m よりも高い堰堤であれば上流側に設置しても大きな減少率を示しており、これは総流出土砂量において顕著に見られた。

最大堆積土砂量: 堰堤下流

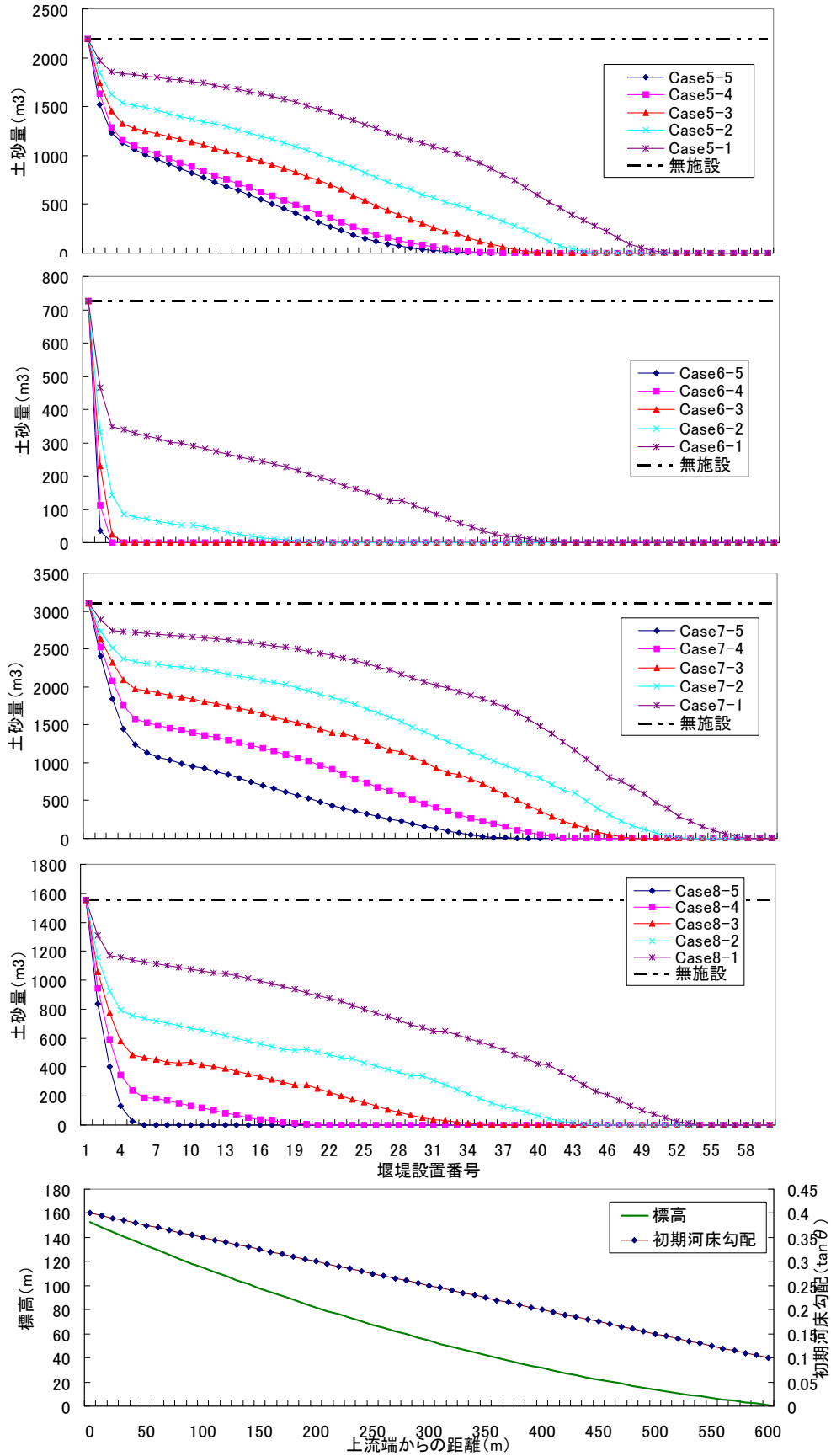


図 7.9: 砂防堰堤を設置した堰堤下流の全領域における最大堆積土砂量の比較

(上 4 段の図における堰堤設置番号と、最下段の標高図における上流端からの距離は対応する)

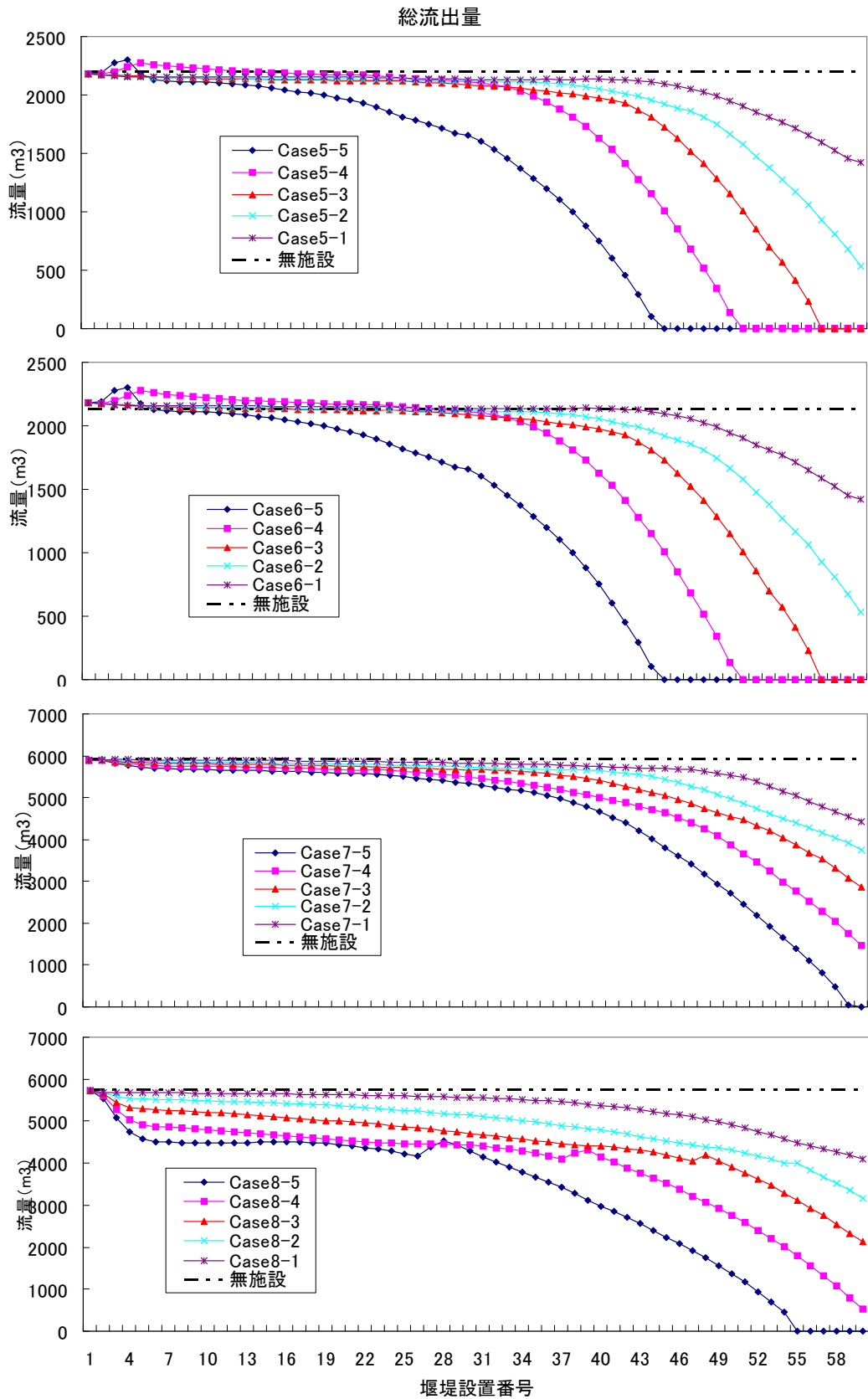


図 7.10: 下流端からの総流出量の比較

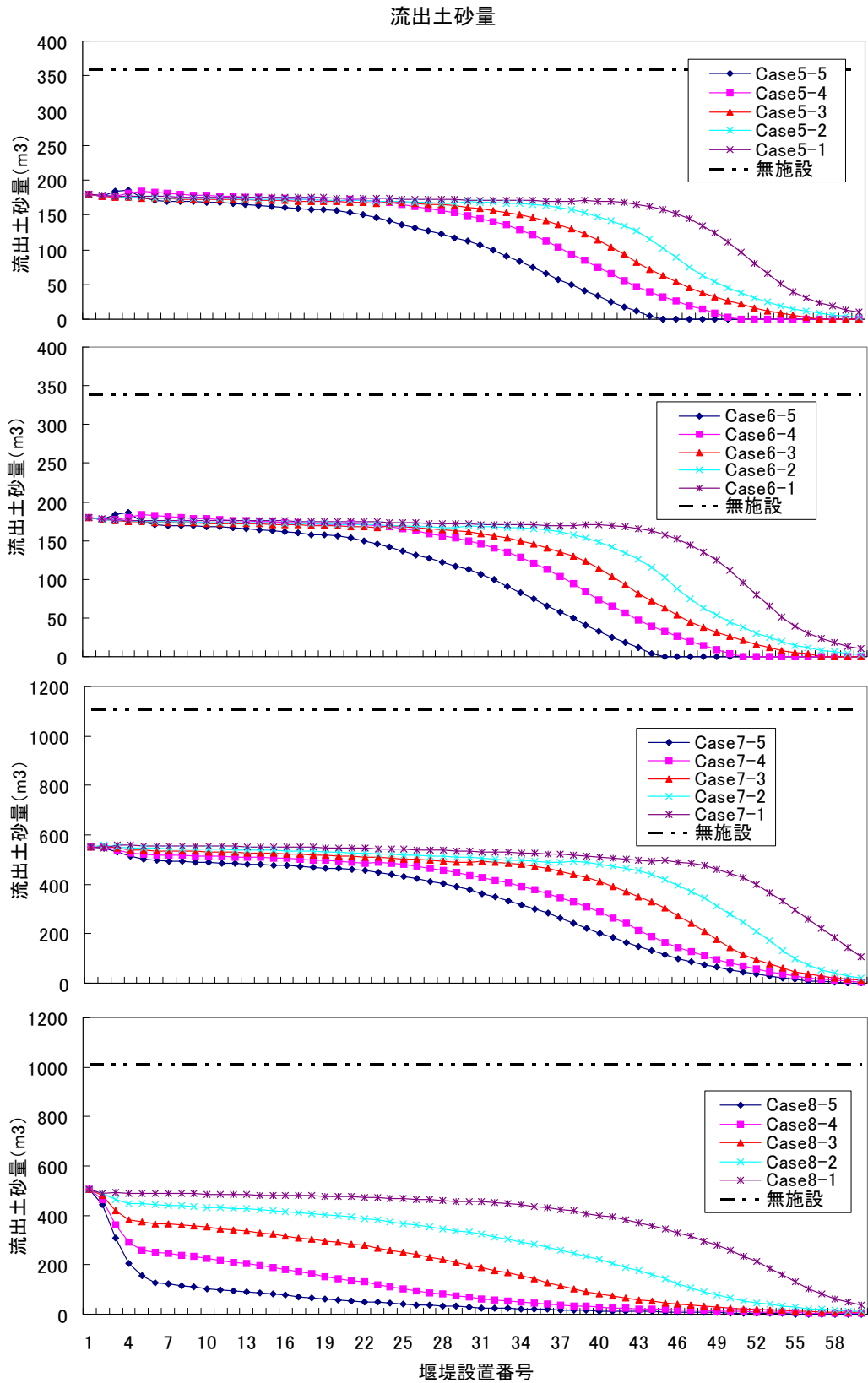


図 7.11: 下流端からの総流出土砂量の比較

最大堆積土砂量:最下流点

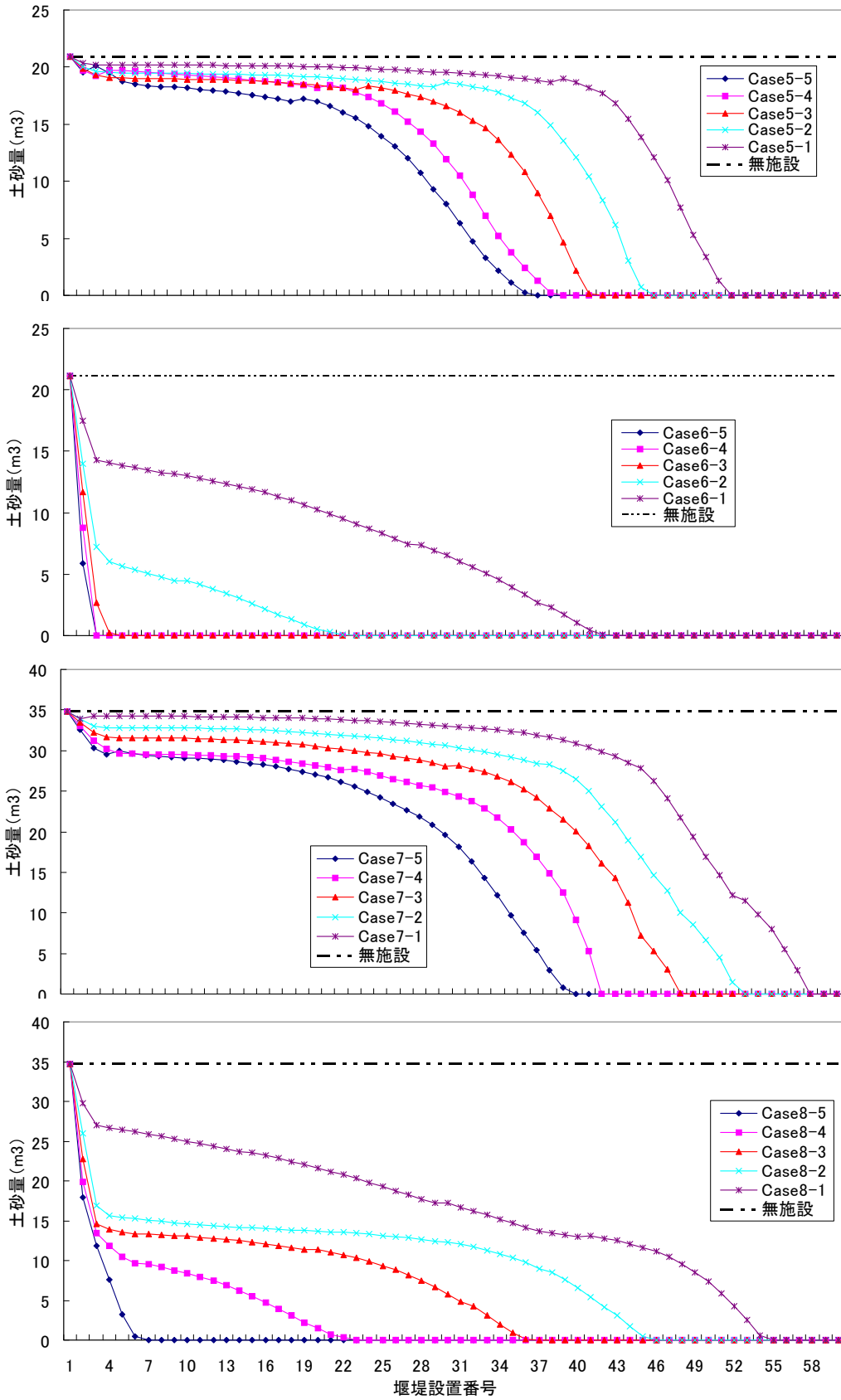


図 7.12:最下流端点における最大堆積土砂量の比較

図 7.12 の最下端における最大堆積土砂量を比較した結果からは、下流端に近い緩勾配領域に設置した場合には、堰堤高や設置位置に関わらず最大堆積土砂量が 0 となった。一方で、初期河床材料の存在する Case5 と Case7 については、ある程度上流側に設置すると、高さや位置による最大堆積土砂量の変化が見られなくなる。Case7 では、堰堤高が 12.5m 以上の 7-4 並びに 7-5 では、上流端付近以外に設置すると無施設の場合と比較して最大堆積土砂量が減少していたが、10m 以下の 3 ケースでは Case5 と同様の傾向を示した。Case6 と Case8 については、5.5m の堰堤では、ある程度上流に設置すると、無施設と比較しての減少率が小さくなるが、8m 以上の高さの堰堤では、上流付近に設置しても減少率が大きく、有効であることが示された。特に、供給土砂量の少ない Case6 においてこの傾向は顕著であった。

7.4 検討結果から砂防ソリューション提案へ

計算結果から、実地形においては、砂防堰堤を対象地点の直上付近で緩勾配の持続する領域に設置した場合に、全ての災害指標を減少させて被害軽減に有効であることが示された。堰堤高は高い方が、対象地点から離れた上流側の地点に設置した場合でも有効であることも明らかとなった。一方で、初期河床材料が無い場合には、急勾配が持続する領域や、勾配が急に大きくなる領域に設置した場合には、最下端を対象とした際には、無施設の場合と比較して効果がそれほど大きくないことが示された。また、初期河床材料が有る場合に、対象地点から遠く離れた上流域に堰堤を設置しても、その効果は下流側においてはほとんど見られないことも明らかとなった。

仮想溪流においても、砂防堰堤を対象地点の直上付近で緩勾配の持続する領域に設置した場合に、全ての災害指標を減少させて被害軽減に有効であることが示された。堰堤高は高い方が、対象地点から離れた上流側の地点に設置した場合でも有効であることも明らかとなった。また、初期河床材料が有る場合に、対象地点から遠く離れた上流域に堰堤を設置しても、その効果は下流側においてはほとんど見られないことも明らかとなった。

両者の結果を考察すると、初期河床材料の有無と初期河床勾配が堰堤の設置位置や高さによる効果に大きく影響すること、対象領域とした下流端付近に設置するものほど堰堤の効果は大きいこと、堰堤の高さや設置位置は上流端からの距離と初期河床勾配の関係に応じて変化すること、堰堤高は高い方が有効ではあるが一定の高さを超えると効果は変わらないこと、等が示された。一定の高さを超えると効果が変わらないのは、流下してきた土砂を十分に補足できる貯砂容量を保持していれば、それ以上の堰堤高になっても捕捉する土砂量は同じであるからである。また、実地形における検討では、全ての結果において上流端からの距離と初期河床勾配の関係が、堰堤の設置位置と指標の示す効果と対応していた。また、下流端における最大堆積土砂量が示す傾向は、他の指標が示す傾向とほぼ同様であることも明らかとなった。この結果から、下流端における最大堆積土砂量を被害軽減指標として採用することで、他の堰堤下流の全領域における最大堆積土砂量や下流端からの総流出量や総流出土砂量についての効果も、推定出来ると考えられる。

被害軽減対象領域の直上に設置することが有効であることを示す結果は、従来の既往研究結果と相違ないが、実際に堰堤を計画して設置する場合には、直上に堰堤を設置するのは景観上あるいは住民の心情面から困難であることも多いと考えられる。居住地域からある程度離れた位置で、かつ、コストが最小となるような堰堤を設置することが求められる。堰堤を高くすることは安全につながる一方で、一定以上の高さの堰堤ではさほど効果の違いが生じない。また、地形条件やアクセス、土地利用状況から設置可能である堰堤位置や種類が限定される場合が多いのも現状である。その中で、最適解を一義的に導くことは難しいが、対象とする領域で設置可能なケースを満遍なく計算して、設定した被害指標の軽減に対して堰堤設置がもたらす効果を示すことは、十分に議論や計画を支援することになる。

これらの結果から、地形条件と土石流供給条件を設定した後、被害軽減対象地域と堰堤設置可能領域と堰堤の高

さ・種類をユーザー側が設定すると、計算を全ケースで行った上で、被害軽減指標についての最適解と堰堤無しの場合の結果、更には最も効果的では無い場合をグラフィカルに表示させる機能を実装した Kanako を砂防ソリューション提案システムとして開発した。

なお、砂防基本計画策定指針には土石流のピーク流量や水深、流速についても言及されている。更に、土石流の計算や実験においては、ピーク流量やピーク流量の到達時刻が比較指標とされることが多い。ピーク流量の減少は被害減少に直結しており、ピーク流量到達時刻の遅れ時間で避難の際に猶予が生じることなどから、これらも有用な土石流災害における被害軽減指標と考えられる。そこで、最大堆積土砂量にピーク流量及びピーク流量の到達時刻を加えた三項目を被害軽減指標として用いたシステムを開発した。

7.5 砂防ソリューション提案機能を実装した Kanako

これまで開発を続けてきた Kanako (Ver. 1.42) をベースに Kanako.Solution(Ver. 1.42)を開発した。起動画面は従来の Kanako とほぼ同様であるが、「ソリューション設定」ボタンが実装されている点が異なる。

まず、初期条件として河床形状や川幅、初期堆積厚などの地形条件と、供給土石流条件をユーザー側が設定した後、「ソリューション設定」ボタンをクリックすると、ソリューション探求のために必要となる被害軽減対象地点(図 7.13)、砂防堰堤についてのパラメータ(図 7.14)等の設定画面が表示される。

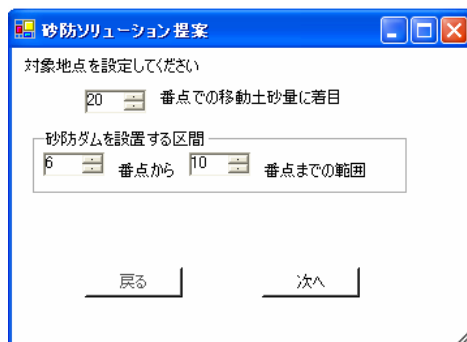


図 7.13:ソリューション設定画面
(対象地点・砂防堰堤設置領域を設定中)

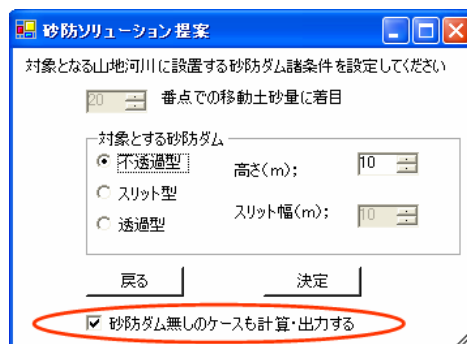


図 7.14:ソリューション設定画面
(砂防堰堤パラメータを設定中)

被害軽減対象地点としては、特定の計算点をユーザーが予め設定する。また、被害軽減指標としては、対象地点における最大堆積土砂量が最小、ピーク流量が最小、ピーク流量到達時刻が最も遅い、という三項目を用いた。それぞれの指標についての優先順位は付けておらず、各指標についての最適解を別個に求める。

砂防堰堤については1基のみ設置可能として、種類や高さ、設置領域についてはコントロールボックスにユーザーが設定を行うものとした。砂防堰堤の種類は不透過型、スリット型、格子型砂防堰堤が設定可能である。また、ハイドログラフ観測点の手前に堰堤が設置される条件での計算は、計算上で流量を算出する際に不具合が生じるため自動的に省略するものとしている。なお、砂防堰堤を設置しないケースを比較対象として計算することも選択可能としており、選択する際には図7.14に示された赤丸のチェックボックスにチェックを入れる。

ソリューション探索に必要な初期条件を設定後、計算を開始すると、予め入力した地形条件や供給土石流の下で、ユーザーが設定した砂防堰堤の設置条件下における計算が開始され、画面上でアニメーション表示される(図7.15)。出力画面についても既存のKanakoとほぼ同様であるが、シミュレーション中にはソリューション探索中である旨と、計算中の堰堤設置地点番号、対象地点が表示される。施設無しの場合を比較対象として計算することを選択した場合には、設置領域に砂防堰堤を設置した計算が全て終了した後、堰堤無しの場合の計算を行う。

計算が終了すると、図7.16や図7.17の提案画面が表示される。図7.16では設定した対象地点についての最大堆積土砂量、ピーク流量、ピーク到達時刻それぞれについての最適解の地点が番号で表示され、図7.17では、河床位と対象地点におけるピーク流量とピーク到達時刻についての初期状態を黒線で、堰堤を設置した場合の最も安全(最適)解を青線で、最も危険側の解を黄線で、堰堤無しの場合を計算した場合にはそのケースでの解を赤線で、それぞれ表示する。

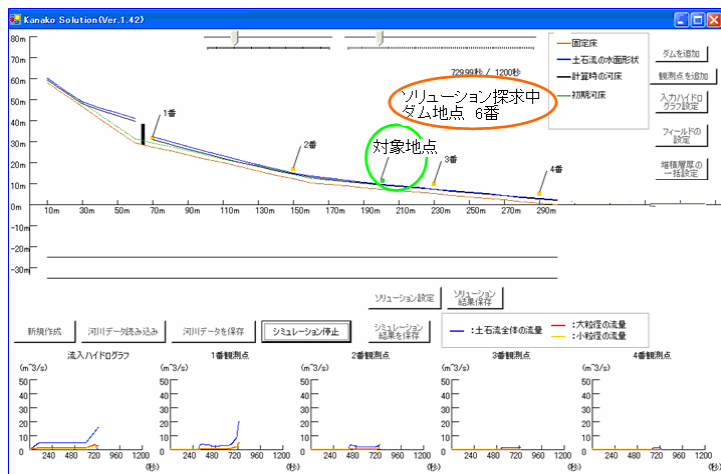


図 7.15: 計算画面

ソリューション提案

20 番点を砂防対象地点として、砂防ダム設置範囲を
6 番から 10 番までとした場合に
(ただし、ダム直上に観測点が置かれる場合は除く)

最大堆積土砂量が最小となるのは 10
番点到に砂防ダムを設置するケースです。

ピーク流量が最小となるのは 10
番点到に砂防ダムを設置するケースです。

ピーク流量到達時刻が最も遅くなるのは 10
番点到に砂防ダムを設置するケースです。

閉じる

図 7.16: ソリューション提案画面

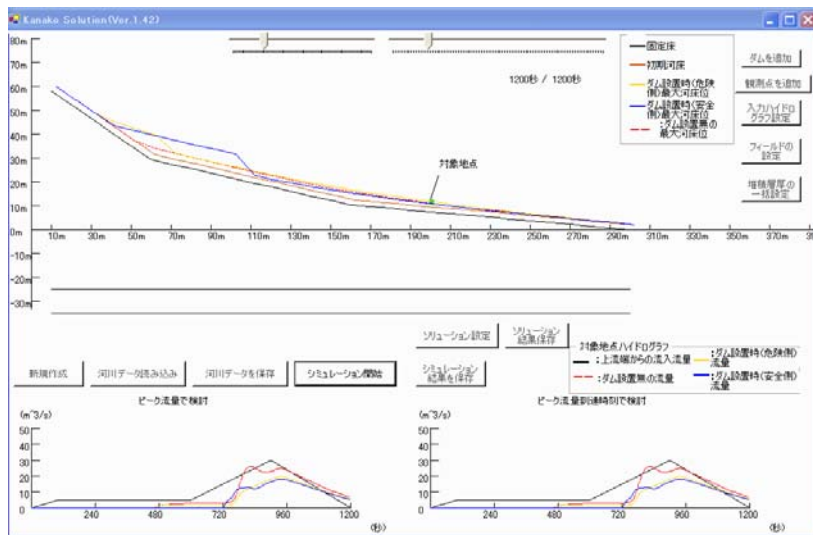


図 7.17:最適解、危険解、施設無しについて提示画面

計算終了後には結果を CSV 形式のファイルで保存することも可能としており、これらのデータを元に Excel 等を用いて更なる検討を加えることも可能である。結果ファイルには、計算した全ケースについて、対象地点だけでなく全計算点においての最大河床位、最小河床位、最終河床位、最大水深、最小水深、最終水深、ピーク流量、ピーク到達時刻などが保存される。

7.6 おわりに

本章では、まず砂防ソリューション提案アルゴリズム構築のために、被害指標設定や、実災害事例や仮想的な地形上において砂防堰堤を設置したシミュレーションを実施して、堰堤の設置位置と高さに着目した被害軽減効果を考察した。被害軽減対象地点の直上領域に堰堤を設置するのが安全であることや、急勾配地に砂防堰堤を設置した場合には効果がほとんど得られないこと、対象地点から離れた上流側に堰堤を設置した場合には効果がほとんど見られない傾向が確認された。一方で、同じ地形条件であっても初期河床材料の有無や供給土石流によって、最適解は変わることも明らかとなった。

被害指標として最大堆積土砂量、ピーク流量、ピーク到達時刻の三項目を設定して、それぞれについての最適解をユーザーが設定した一地点について導出、提案する簡易的な砂防ソリューション提案システムを開発した。対象地域の地形入力や供給される土石流の規模、被害軽減の対象となる地点、設置する砂防堰堤の種類、高さ、設置範囲について、画面上のボタンや表示される手順説明文に従うことで、直観的にインタラクティブに行えるように UI を実装した。また、計算結果についても初期状態と最も安全な解、危険側である解、施設無しの解をビジュアルに表示することでユーザー側に直観的に理解されるシステムとした。

参考文献

- 1) 中谷加奈, 里深好文, 水山高久: GUI を実装した土石流一次元シミュレータ開発, 砂防学会誌, Vol. 61, No. 2, pp. 41-46, 2008
- 2) 赤沼隼一, 小山内信智, 安田勇次, 嶋 大尚: 平成 11 年 9 月 15 日重信川流域土石流災害における砂防施設効果, 砂防学会誌, Vol. 55, No. 2, pp. 43-51, 2002

- 3) 井戸清雄, 佐藤一幸, 水山高久: 数値実験による砂防施設効果評価システムに関する研究, 砂防学会誌, Vol. 52, No. 4, pp. 26-32, 1999
- 4) 国土交通省: 砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編), 2007
- 5) 海堀正博, 浦真, 吉村正徳, 藤本英治: 2005年9月6日に広島県宮島で発生した土石流災害, 砂防学会誌, Vol. 58, No. 5, pp. 18-21, 2006
- 6) 光本恵美, 鈴木盛久, 横山俊治: 2005年9月6日広島県宮島白糸川で発生した土石流の堆積域での洪水位の推定, 日本応用地質学会中国四国支部平成19年度研究発表会論文集, pp. 73-78, 2007
- 7) 光本恵美, 鈴木盛久, 横山俊治: 2005年9月6日広島県宮島白糸川で発生した土石流の洪水位と流動方向の推定, 第47回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 337-340, 2008
- 8) 中川一, 高橋 保, 里深好文, 川池健司: 1999年ベネズエラのカムリグランデ流域で発生した土砂災害について—数値シミュレーションによる再現計算と砂防施設配置効果の評価—, 京都大学防災研究所年報, 44B-2, pp. 207-228, 2001

8. 結論

本研究においては、幅広いユーザー層が土石流数値シミュレーションを容易に実施することが可能となるよう、入出力部において効果的なGUIを実装し、計算部においては既存モデルの集約・統合、更にはモデルの改良を実施することによって、急勾配領域から緩勾配領域までの土石流シミュレーションを扱いやすく且つ合理的に実施できる汎用システムを開発した。開発したシステムを実地形や災害事例に適用して、災害の検証や砂防構造物の検証などを実施した。更には、設置した地形や土石流などの初期条件について、最適解（砂防構造物の位置・高さ）を提案するシステムの開発までを行った。内容を要約すると以下ようになる。

第1章においては本研究を実施する背景を記述した。土石流数値シミュレーションの発達過程と計算機の能力の向上が密接に関連しており、計算機の発展と連動して土石流数値シミュレーションが発展を遂げてきた。その一方で、UIが実装されておらず、領域毎に異なったモデルやプログラムを利用する必要がある等、専門家以外のユーザーにも専門家にとっても、土石流数値シミュレーションは扱い難いツールとなっており、砂防分野で数値シミュレーションを活用する機会は減少傾向となっていた。数値計算に関する技術は日々進歩しているため、計算を専門とする者とそうでない者との知識格差は益々拡大し、研究者がこれまで実施してきた計算の精度の向上やモデルの妥当性の検証といった努力だけでは、総合的な技術力の向上には結びつかないことが危惧された。筆者はこのような現状から、扱いやすい汎用土石流シミュレーションシステムを開発する研究に着手したのである。

第2章では、既往研究としての土石流数値シミュレーションの領域毎の分類、支配方程式、日本の砂防分野で利用される機会の多い高橋モデルと江頭モデルの相違点を記し、両者を用いた数値実験を実施し結果を考察した。仮想領域における堆積過程を示す結果においては、江頭モデルの方が理論上に近い堆積の遡上過程を示した。一方で、仮想領域における侵食過程を示す結果では、江頭モデルは急激な侵食と、それに伴うピークの増大、流動深の増加が見られた。高橋モデルでは、最終的な侵食結果は江頭モデルと一致したが、緩やかな侵食が認められた。実災害事例における検討の結果では、一部の差は認められたものの、最下端における流出量や河床形状にそれほど大きな差は認められなかった。これらから、どちらを採用しても土石流の発生・流動・堆積過程において妥当な結果は得られるものと結論づけ、以後のシステム開発においては高橋モデルを採用することとした。

第3章では、既存のモデルやプログラムを利用したシミュレーションシステムの課題を示し、汎用システム開発に採用した手法を記述した。既存のシミュレーションでは、効果的なUIが実装されていないために、専門知識の無いユーザーにとっては初期条件の入力や計算結果の出力形式が非常にに行にくい。また、領域毎や構造物の種類や基数、更には研究者毎に異なったモデルの構築を行っているために、多様な条件化でのシミュレーションの実施は専門家にとっても煩雑な作業となっていた。このような課題を解決するために、VB.NETを採用して、情報の視覚化を可能としたUI部を実装して、ポインティングデバイスによる対話的な入力操作やグラフィック表示による入力データの確認、並びにシミュレーション中における計算結果のリアルタイムアニメーション表示を可能とすることで、計算途中に直観的な理解を助ける形での情報の出力や経過を確認できる汎用性の高いUI部を開発した。更には、モデルの効率的な集約・統合・改良の実施によって、急勾配領域から緩勾配領域までの幅広い領域や、構造物を複数設置したり異なる種類の構造物の設置を可能としたり、一様粒径と混合粒径の計算などの多様な条件下における計算を、一つのシステム上で可能とした。

第4章では、開発した1次元領域の汎用システム「Kanako」について、一様粒径に対応したKanako (Ver. 1.4)並びに混合粒径に対応したKanako (Ver. 1.5)について、計算部とUI部について記述した。

一様粒径を対象としたKanako (Ver. 1.4)においては、里深らによって提案された砂防堰堤の設置された領域の計算モデルを集約・統合・改良することによって、土石流領域から掃流砂領域までの区間を対象として、不透過型、スリット型、格子型砂防堰堤を設置した領域の計算を可能とした。複数の堰堤を設置することや、異なる種類の堰堤を組み合わせて実施することも可能としている。なお、格子型砂防堰堤を設置した直上の領域においては閉塞に寄与する大粒径と、格子間を通過する小粒径の二種類の粒径について考慮して、その他の領域では平均粒径を採用したシステムとしている。UI部においては、河床形状を縦断面図で表示し、各計算点をマウス操作によって設定可能な入力システムを採用した。マウス操作や設定したデータを画面上ですぐに確認できることによって、対話的な入力操作を可能とした。砂防堰堤についても、マウス操作や画面上のテキストボックスで設定することで、簡単に堰堤の高さや種類を変更したり、堰堤の追加や削除を実施することもできる。計算実行中には、流動深や河床形状の変化が縦断面図上でリアルタイムに表示される。また、通過流量や流砂量が、供給流量並びに供給流砂量と並列で表示されることにより、流下にとまらぬ流量や流砂量の時系列的変化が直観的に理解可能となるのである。

混合粒径を対象としたKanako (Ver. 1.5)では、松本・和田らの提案した混合粒径モデルの1次元領域を利用して、土石流の分級現象を表現しうる二層モデルを適用している。この計算部についても、異なる種類や複数の砂防構造物の基数を設定することを可能としている。また、スリット型堰堤と不透過型堰堤を組み合わせたシャッター付砂防堰堤の検討までを可能とした。混合粒径を対象としたシステムにおいては、入力部において、異なる粒径階についての粒径や供給土石流中の濃度分布や、シャッター付砂防堰堤の設置を簡単に入力可能とした。出力部においては、各粒径毎の流砂量についての表示を可能とした。

第5章では、開発した1次元領域から2次元領域までの計算を統合的に実施可能な「Kanako 2D」について、一様粒径に対応したKanako (Ver. 2.0)並びに混合粒径に対応したKanako (Ver. 2.1)について、計算部とUI部について記述した。計算部においては、和田らによって提案された1次元領域から2次元領域までを統合的に計算可能な結合モデルを採用している。結合モデルを採用することで、1次元領域の下流端部と2次元領域の上流端部の結果が相互に影響することによって、境界部における結果や引いては領域全体の結果が、より合理的に表現されるようになった。結合モデルにおいても1次元領域において砂防堰堤を設置することや、河床高を変化させることで導流堤などの砂防構造物を2次元領域に設置した計算を実施することも可能としている。UI部においては、1次元と2次元地形が連続していることから、1次元領域を主に表示する主画面と、2次元地形画面の二つの画面を用いて結果を出力するようシステムを開発した。主画面では1次元領域についても川幅を平面図として表し、2次元地形へと移った領域については平面図のエリアを大きくして、狭い山地河川から横断方向の拘束の無くなった2次元領域への遷移を、イメージとして直観的に掴みやすいインターフェイスを目指した。出力部においては、1次元Kanakoの縦断面図とハイドログラフに加えて、平面図において、流動深や堆積厚変化の表示を可能とした。2次元地形画面では、設定した2次元地形画面の上に流動深や堆積厚変化の表示を可能とした。

次に混合粒径に対応したKanako 2D (Ver. 2.1)では混合粒径モデルを採用することで、1次元領域における巨礫の分級現象の再現を可能とし、それに伴った2次元領域における平均粒径や堆積厚・堆積範囲の変化をより合理的に表現することが可能となった。砂防構造物についても、Kanako 2D(Ver. 2.0)やKanako (Ver. 1.5)と同様に、設置可能としている。現在は、格子型砂防堰堤について、閉塞に寄与するのは設定した粒径階の中での最大粒径のみとしているが、これについては今後、閉塞に寄与する大粒径のグループを格子間隔などから自動的に判別して、大粒径のグループについての平均粒径を閉塞に寄与するものとして設定する方法なども考えられ、この検討は今後の課題としたい。

入出力部についても、概ね Kanako 2D(Ver. 2.0) とほぼ同様であり、混合粒径階の設定方法も Kanako (Ver. 1.5) と同様である。ただし、Kanako 2D (Ver. 2.1) ではシャッター付砂防堰堤の計算は考慮に入れていない。また、出力において 2 次元地形画面上には流動深や堆積厚変化と併せて、平均粒径を表示することも可能としており、この機能の実装によって巨礫の集中が 2 次元領域へと及ぼす影響が直観的に把握可能となる。

第 6 章では、開発したシステムの適用を実施した。まず、Kanako (Ver. 1.4) を用いて、2008 年に発生した岩手・宮城内陸地震で発生した崩壊由来による土石流災害の再現計算を実施した。ドゾウ沢と産女川の 2 溪流についての検討を実施したが、ドゾウ沢については従来の土石流計算に用いられるパラメータを設定した場合には、災害痕跡と合わない結果が示された。一方で、産女川の計算では実現象に近い堆積厚変化が示された。これらの結果から、ドゾウ沢については、災害痕跡と合うようなパラメータを与えるのかを検討した結果、細粒分を多く含むような間隙流体密度を設定すると、実現象により近い結果を導くことが出来た。このようにシミュレーションを簡単に実施でき、実現象に合わせるためのパラメータの与え方等を検討することが可能であることが示された。

次に、Kanako (Ver. 1.5) を用いて緩勾配の掃流砂区間において、シャッター付砂防堰堤を岐阜県神通川水系足洗谷流域に設置したと仮定した条件下での検討を実施した。結果からは、流出土砂量のカットを対象とするのであれば、シャッターを早い段階で閉鎖する方が大きな効果が得られる結果となった。しかし、流出土砂のカットだけではなく、堰堤下流域における河床低下を考慮する場合には、大出水が発生して一定時間が経過した後にシャッターを閉鎖した場合でも、特に初期河床が存在する場合には堰堤が有効であることが示された。このように、Kanako が緩勾配領域においても利用可能であること、混合粒径における計算についても適用できることが示された。既存のモデルやプログラムの統合や改良によって、計算の適用範囲が広がり、更にはシャッター付堰堤のような新しい試みに対しても、従来のスリット型堰堤の計算と不透過型堰堤の計算を組み合わせることで対応させた。多様な条件下における試行を簡単に設定可能であり、結果についてもリアルタイムアニメーションが示され、直観的な理解が可能となったシステムを開発したことによって、土石流や河床変動についての数値実験を手軽に実施可能な環境を作ることができたといえるであろう。

次に、Kanako 2D (Ver. 2.0) を用いて京都市右京区嵯峨水尾地区における水尾川と水尾谷の二つの土石流危険溪流について、災害が発生した場合の被害領域や効果的な砂防構造物についての検証を行った。この検討からは、両溪流とも設定した初期条件のような災害が発生した場合には、居住区である 2 次元領域内での流路からの氾濫や堆積厚の上昇が生じることが示された。また、効果的な砂防構造物を設置することで、2 次元領域への土砂の流出が抑えられることや、2 次元領域に適切な導流堤を設置することで、流路内から流れが氾濫しなくなることが示された。モデルやプログラムの統合・改良や GUI 実装によって、1 次元領域における砂防堰堤の設置や、2 次元領域における導流堤の設置等が簡単に検討可能となり、専門知識の無いユーザーにとっても、適切な砂防構造物の検討が実施可能となった。

最後に、Kanako 2D (Ver. 2.1) を用いて、2005 年に広島県宮島白糸川で発生した土石流災害の計算を実施した。粒径階については適当な 10 粒径を均等に土石流として与えた。また、比較のために 10 粒径の平均粒径を一樣粒径で与えた計算結果を算出した。結果からは、10 粒径で実施した場合には、巨礫の分級現象が表現され、2 次元領域においても一樣粒径を設定した場合とは異なる結果が示された。一方で、2 次元領域において平均粒径や相対水深に応じた流動限界を設定していないために、小さな流動深の領域において大きな平均粒径が存在しても流動する等の、混合粒径モデルにおける課題も示された。今後はこれらの課題の検討や、巨礫の分級現象に対応した格子型砂防堰堤の格子間隔の形状の検討などを数値実験だけでなく、水理実験なども行うことで可能としたい。

第7章では、Kanako(Ver. 1.4)を利用して、最適な砂防構造物の種類、基数、設置位置、サイズ等の砂防ソリューションの提案機能を実装したシステムの開発を目指した。まず砂防ソリューション提案アルゴリズム構築のために、被害指標の設定や、実災害事例や仮想的な地形上において砂防堰堤を設置したシミュレーションを実施して、設置位置と高さに着目した被害軽減効果を考察した。被害軽減対象地点の直上領域に堰堤を設置するのが安全であることや、急勾配地に砂防堰堤を設置した場合には効果がほとんど得られないこと、対象地点から離れた上流側に堰堤を設置した場合には効果がほとんど見られない傾向や、同じ地形条件であっても初期河床材料の有無や供給する土石流によって最適解は変わることが明らかとなった。

被害指標として最大堆積土砂量、ピーク流量、ピーク到達時刻の三項目を設定して、それぞれについての最適解をユーザーが設定した対象地点について導出・提案する簡易的な砂防ソリューション提案システムを開発した。対象地域の地形入力や供給される土石流の規模、被害軽減の対象となる地点、設置する砂防堰堤の種類・高さ・設置範囲について、画面に表示される手順に従うことで、直観的かつインタラクティブに行えるようUIを実装した。また、計算結果についても初期状態と最も安全な解、危険側である解、施設無しの解をビジュアルに表示することでユーザー側に直観的に理解されるシステムとした。

このように、GUIを実装した汎用土石流数値シミュレーションの開発と適用を実施してきた。一様粒径におけるKanakoやKanako 2DはSTC上で無料ダウンロード(DL)が可能となっており、多くのユーザーがKanakoを手軽にDLして実施するようになってきている。

また、JICA等を通じて、途上国への技術提供にも適用されている。特に、途上国において一からのモデル開発や適用は非常に困難である。そこへ、GUI実装した汎用土石流シミュレーションシステムという画期的なツールが開発されたことによって、数値計算の素人でも自ら入力・計算・出力を行えるようになり、計画(Planning)から構造物の配置検討などにまで利用することが可能となる。実際に、2005年から2009年まで京都大学農学研究科山地保全学分野において研修生として滞在したJICAの技術者達は、研修期間にKanakoを用いてシミュレーションを実施し、土石流シミュレーションの実施や効果的な砂防構造物の計画、検証などを自力で短期間で扱えるようになったのである。

開発した土石流の汎用シミュレーションシステムKanakoやKanako 2Dでは、モデルやプログラムの統合・集約・改良を実施し、かつGUIを実装したことで、簡単な操作で高度なシミュレーションが手軽に実施可能になったといえよう。従来は、有用な計算モデル等の知的財産が作られても、利用される機会がほとんど無いままに忘れられてしまうことが多々あった。これらを有効に活用するために、一般的に使える形としてシステムを作ること、広くシステムを頒布することが必要であると考えられた。GUI実装によってデータの入出力が格段に行いやすくなった。無料で一般公開することによって、周知・頒布が実施できた。また、「使える」形にして頒布したことで、ユーザー側からのニーズを知ることができ、そこから、モデルの集約や結合・統合を行い、使用感の向上を図ることも可能になった。また、利用者数が増えることによって実施ケースも増えて、モデルの問題点や限界も明らかとなり、更なる計算部における改善も実施可能となったのである。

しかし、現在完成しているシステムは一つの通過点であって、ゴールではない。現在採用しているモデルは完全ではなく、今後、検証・改良すべき点も存在することからも、今後モデル等の計算部における向上があればパーツを入れ替えることで、Kanakoも向上することが可能である。例えば、侵食・堆積速度式 j_b について、土砂濃度 C や流速 u を用いた関数の形であれば、簡単に入れ替えることが可能である。

より高度な計算部をユーザーが実装したい場合や、基本のGUI部は活かしてユーザーがより使いやすいGUI部のカスタマイズを可能にするために、今後はシステムにおいて、計算部とGUI部のパーツ分けを実施して、各サブルーチンがある程度、ユーザーが触れることが可能な形に改良することも検討している。

また、2009年12月現在では、研究を開始した2004年には先端の開発言語であった Visual Basic.NET も、古いものになりつつあり、VB.NET で開発したアプリケーションの動作環境として必要な .NET Framework も 1.1 が主流だった当時と比較して、現在では 2.0 以上がメインになりつつある。今後、そのような流れに合わせて、開発環境の移行も視野に入れて研究を進めていきたい。

謝辞

本研究を遂行するに当たり、研究の機会を与えてくださり、格別のご指導を賜りました京都大学農学研究科 水山高久教授に感謝致します。水山教授には、研究を遂行する環境を整えて頂くだけでなく、実際にシステム頒布の機会を用意して下さりましたことにも、深く感謝致します。小杉賢一朗准教授には、プログラミングの手法や数値計算の技術について、たくさんの技術的なアドバイスをいただきました。事務の福田路子さんには、公私に渡って大変お世話になりました。心より感謝いたします。立命館大学理工学部 里深好文教授には、指導教官として研究方針や土砂水理分野の数値解析、プログラミングについてご指導いただきました。GUI 実装においても有益なアドバイスを頂き、研究だけでなく公私にわたってサポートいただきました。京都府立大学農学研究科 高濱淳一郎准教授には、土石流数値シミュレーションにおける各モデルについてお教えいただき、先生の開発された Excel マクロを用いた土石流シミュレーションにおける GUI 実装システムは、システムの開発において大いに参考になりました。京都大学防災研究所 藤田正治教授、堤大三准教授には、Kanako の開発当初から忌憚りの無い有意義なご意見やコメントを数多く頂き、更には研究会や技術講習会などにおいて Kanako を広く頒布する機会を与えて頂きました。株式会社ニュージェックの和田孝志さんには、京都大学農学研究科に在学中から今日に至るまで、計算部についての多くのアドバイスや、GUI 部における有意義なコメントを数多く頂きました。和田さんから受けた刺激が、研究の遂行に当たって大いに参考になりました。

本研究の遂行にあたって、システムの操作感や計算部の確認を実施する際、山地保全学分野及び森林水文学分野の皆さまにご協力いただきました。阿部孝章さんには、土砂水理分野において計算を実施する際に求められる GUI 部について、有益なアドバイスを頂きました。井元大希さんには、シャッター付砂防堰堤の計算を実施するにあたって、ご協力いただきました。平澤良輔さんには、山地河川における測量データや雨量データの扱い方、フィールド下での観測項目と計算におけるパラメータの対応などの有意義な議論など、本研究の遂行にあたり大変役立つ助言を頂きました。前田大介さんには、江頭モデルと高橋モデルの比較のための数値実験を実施するにあたって、データ作成において協力頂きました。本当にありがとうございました。

ランゲート株式会社の松本一輝さんには、研究の当初からプログラミング並びに Visual Basic.NET の基礎から情報の視覚化や対話的操作の概念、GUI の実装についてにまで幅広く、多数の有益なアドバイスを頂きました。土石流数値計算における効率的な GUI 部を実装する際、アジア航測株式会社の岡野和行さんや株式会社ハイドロソフト技術研究所の山崎祐介さんには、実務と研究の両方のニーズを踏まえた有意義な助言を数多く頂きました。財団法人建設技術研究所の長谷川祐治さんには、土石流数値計算の災害事例や実地形への適用、システム開発や適用についての効果的なプレゼンテーションの組み立て方など、多くの有益なアドバイスを頂きました。6章で実施した水尾地区における計算を実施する際には、京都府京都土木事務所河川砂防室と三井共同建設コンサルタント株式会社の関係各位にご協力頂きました。Kanako の頒布を行う際には、財団法人 砂防・地すべり技術センターの方々に非常にお世話になりました。特に、柵木敏仁さんや近藤玲次さんには、システムの動作確認から頒布活動まで、尽力していただきました。ここに、深謝の意を表します。

本研究の一部には、科研費（特別研究員奨励費・09J02760）、社団法人砂防学会による若手研究助成、砂防鋼構造物研究会の支援を受けて行いました。ここに記して感謝いたします。

最後になりましたが、博士課程に進学する機会を与えてくださり、あらゆる場面で私を温かく見守り続けてくれた両親に深く感謝いたします。