

自然災害時における農業用ため池の
被災に関する数値解析手法の研究

2017.3

東京農工大学大学院
連合農学研究科
農業環境工学専攻

小嶋 創

目次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本論文の構成	5
第 2 章 既往の研究レビュー	6
2.1 地震・豪雨等によるため池被災に関する研究	6
2.1.1 地震によるため池被災事例	6
2.1.2 豪雨によるため池被災事例	10
2.2 氾濫解析に関する研究	14
2.3 土石流の解析手法に関する研究	18
第 3 章 ため池の決壊に伴う氾濫流況	22
3.1 はじめに	22
3.2 東北地方太平洋沖地震による決壊ため池の氾濫流況	22
3.2.1 中池の決壊による氾濫流況	22
3.2.2 青田新池の決壊による氾濫流況	29
3.3 まとめ	34
第 4 章 ため池決壊氾濫解析に対する既往解析手法の適用性検証	35
4.1 はじめに	35
4.2 解析手法	36
4.2.1 支配方程式と解析ソフトウェア	36
4.2.2 解析条件	37
4.3 解析結果	40
4.4 入力データに対する修正とその効果	40

4.4.1	下池の堤体および洪水吐の形状	40
4.4.2	下池の初期湛水	42
4.4.3	流入ハイドログラフ	42
4.4.4	排水路の形状	43
4.4.5	修正後のデータに基づく解析結果	46
4.5	数値標高モデル解像度の違いによる解析結果の差異	46
4.6	まとめ	49
第 5 章	有限要素法によるため池決壊氾濫解析手法の構築	51
5.1	はじめに	51
5.2	支配方程式とその離散化	52
5.2.1	支配方程式	52
5.2.2	有限要素法による空間方向の離散化	54
5.2.3	時間方向の離散化	59
5.2.4	直線水路の段波解析	62
5.2.5	等流解析	71
5.2.6	流入出に伴う水量の連続性	74
5.3	水際移動境界処理手法	77
5.3.1	水際移動境界処理手法の分類	77
5.3.2	水際移動境界アルゴリズム	78
5.4	ため池決壊氾濫解析への適用性検証	80
5.4.1	はじめに	80
5.4.2	解析条件	80
5.4.3	解析結果	81
5.5	まとめ	94
第 6 章	有限要素法を用いたため池決壊氾濫解析	96
6.1	はじめに	96
6.2	解析条件	97
6.2.1	解析地形モデルと初期条件	97

6.2.2	境界条件	100
6.2.3	解析パラメータ	102
6.3	解析結果	102
6.3.1	時間毎の解析結果	102
6.3.2	実際の浸水域との比較	105
6.3.3	水量の連続性	106
6.4	流入ハイドログラフのピーク時刻の影響	107
6.4.1	はじめに	107
6.4.2	解析ケース	107
6.4.3	結果と考察	108
6.5	まとめ	116
第 7 章	ため池貯水池への土石流流入解析手法の構築	117
7.1	はじめに	117
7.2	粒子法による解析モデル	118
7.3	降伏せん断応力の扱いの違いによる影響	121
7.3.1	はじめに	121
7.3.2	解析条件	121
7.3.3	解析結果	122
7.4	まとめ	128
第 8 章	土砂流下実験と粒子法による解析	129
8.1	はじめに	129
8.2	室内実験水路による土砂流下実験	130
8.2.1	実験装置	130
8.2.2	流下土砂試料	132
8.2.3	実験結果	133
8.3	粒子法による土砂流下実験の再現解析	135
8.3.1	解析条件	135
8.3.2	解析結果と物性パラメータの検討	136

8.4 まとめ	141
第 9 章 結論	142
引用文献	149
謝辞	162

第 1 章

序論

1.1 研究の背景と目的

2011 年 3 月 11 日、三陸沖を震源とするマグニチュード 9.0 の巨大地震；平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（以下、東北地方太平洋沖地震）が発生した。この地震に端を発する一連の災害は「東日本大震災」と呼ばれ、地震直後に発生した津波によるものを中心に、死者 15,883 名、行方不明者 2676 名（2013 年 5 月 10 日現在）という明治以降では関東大震災に次ぐきわめて甚大な被害が生じた（内閣府，2013）。また、東北地方を中心とした東日本全体で農業用施設にも大きな被害が生じた。福島県では、県内の農業用ため池（以下、ため池）の約 20%にあたる 745 箇所が堤体クラック等の被害を受け、被害額は 230 億円に及んだ（渡部，2012）。このうち藤沼湖（須賀川市）、中池（須賀川市）、青田新池（本宮市）の 3 つのため池が決壊した（Fig. 1.1）。それらの貯水は流出し下流に被害を及ぼした。中でも藤沼湖においては、氾濫流が 1.5 km 下流までの集落を直撃し、死者・行方不明者 8 名、家屋流失 22 戸という大きな被害を及ぼした。

また、近年わが国では時間雨量 50 mm 以上の短時間豪雨の発生件数が 30 年前の約 1.4 倍に増加し、日降水量 100 mm，200 mm 以上の発生日数も増加している。これに伴い、河川整備基本方針で定める基本高水を上回る洪水が発生している。また、平成 25 年 10 月台風 26 号による伊豆大島豪雨災害や、平成 26 年 8 月豪雨災害においては大規模な土砂災害も発生している（気候変動に対応した治水対策検討小委員会，2015）。豪雨によるため池の被災件数は多く、小規模なものを含めれば毎年のように発生しており、歴史的には、決壊に伴い数百人の犠牲者を伴う事例も生じている（内田，2003；齊藤，2012）。

わが国におけるため池築造の歴史は古く、日本書紀、古事記にも記録が残っている（牧，1958）。その後、水田面積が増加するのに伴ってため池数も増加してきた。現在、受益面積 2 ha 以上のものに限っても全国に約 6.5 万箇所のため池があり（谷，2010）、稲作を主体とするわが国の農業にあっては、特に、降水量が少なく流域の大きな河川に恵まれない地域におけ

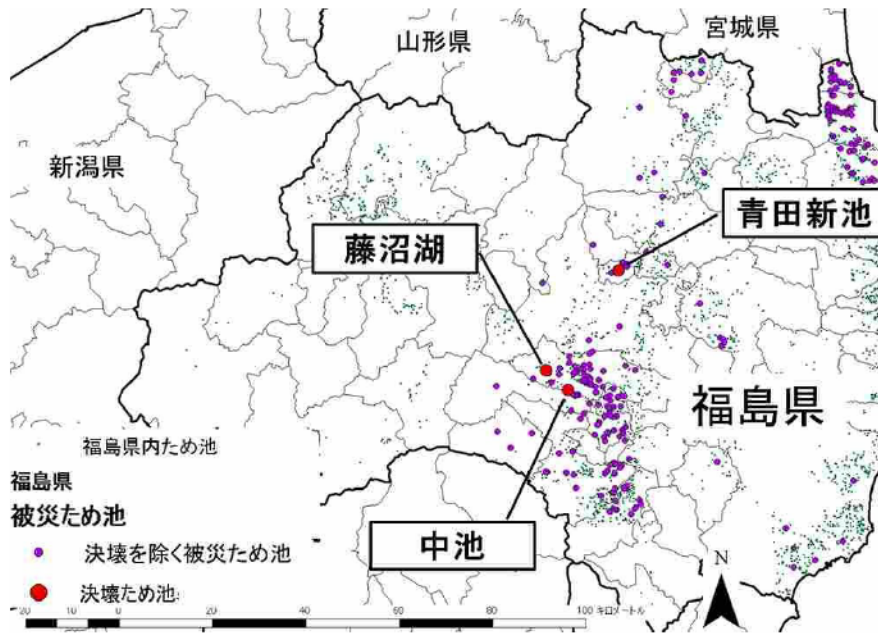


Fig. 1.1 東北地方太平洋沖地震による決壊ため池

る灌漑水源として重要な位置を占めている。その築造年代を見ると、江戸時代以前のものが約7割、明治・大正時代が約2割、昭和以降は約1割となっており（佐々木ら，2013），現存するため池の多くが100年以上前に築造されたものである。こうしたため池の用水は，古くから地域独自の水利慣行に基づいた利用がなされており（森下，1995），ため池の維持・管理についても受益者である農家が主体となって行ってきた（広瀬，1987）。

しかし近年では，農村の過疎化や農業者の高齢化・兼業化により維持管理体制が脆弱化しつつある。土構造物であるため池は，適切な維持管理が行われなければ劣化が進み，地震や豪雨によって被災し決壊に至るリスクが高まる。また，近年では農村の混住化により下流に住居や公共施設を有するため池も多いことから，ため池の決壊によって生じることが予測される二次災害の規模は以前にも増して大きくなっている。

このような状況から，ため池の持つ多面的機能に着目し，非農業者を含めた新たな維持管理の担い手を見出そうとする試みもなされている。内田（2008）は，多面的機能の発揮が見込まれ，直接的な用水の受益者以外の住民からもその機能に対する期待が高いため池であれば，多面的機能に基づいた整備を行って有効活用していくことにより，その保全を図ることができるとしている。また内田（2008）は，ため池の持つ機能を Fig. 1.2 のように整理した。ここに示した機能のうち洪水調節機能とは，大量の降雨時に雨水を貯留し，流出を抑制する（内田，2008）ものであり，その効果を現地観測や水文流出解析によって定量的に評価

しようとする研究が今まで多くなされている（中西ら，1999；中西ら，2002；加藤・佐藤，2002；加藤ら，2002；大八木ら，2005；大八木ら，2006；大八木ら，2007；大槻ら，2008；吉迫ら，2007；吉迫・小川，2009；吉迫ら，2013）。また近年では，豪雨に伴う土砂災害頻発に伴い，ため池が上流域で発生した土石流等の流入を受けて被災する事例が顕在化しているが，その際，堤体が土砂や流木等を受け止めて下流の被害を低減したことが注目され，ため池が土砂災害低減機能を有することが示唆されている（毛利ら，2015；竹林ら，2015）。その一方で，土石流の流入を受けたため池が決壊し，貯水や土砂が下流に流出して二次災害を生じた事例もある（小田ら，2015；正田ら，2015）。

以上のように，ため池は，健全に維持されれば，洪水調節など地域の防災に対して有益な機能を発揮する反面，ひとたび決壊に至れば，藤沼湖の事例にみるような甚大な二次災害をもたらすという，相反する2面を持つ施設といえる。

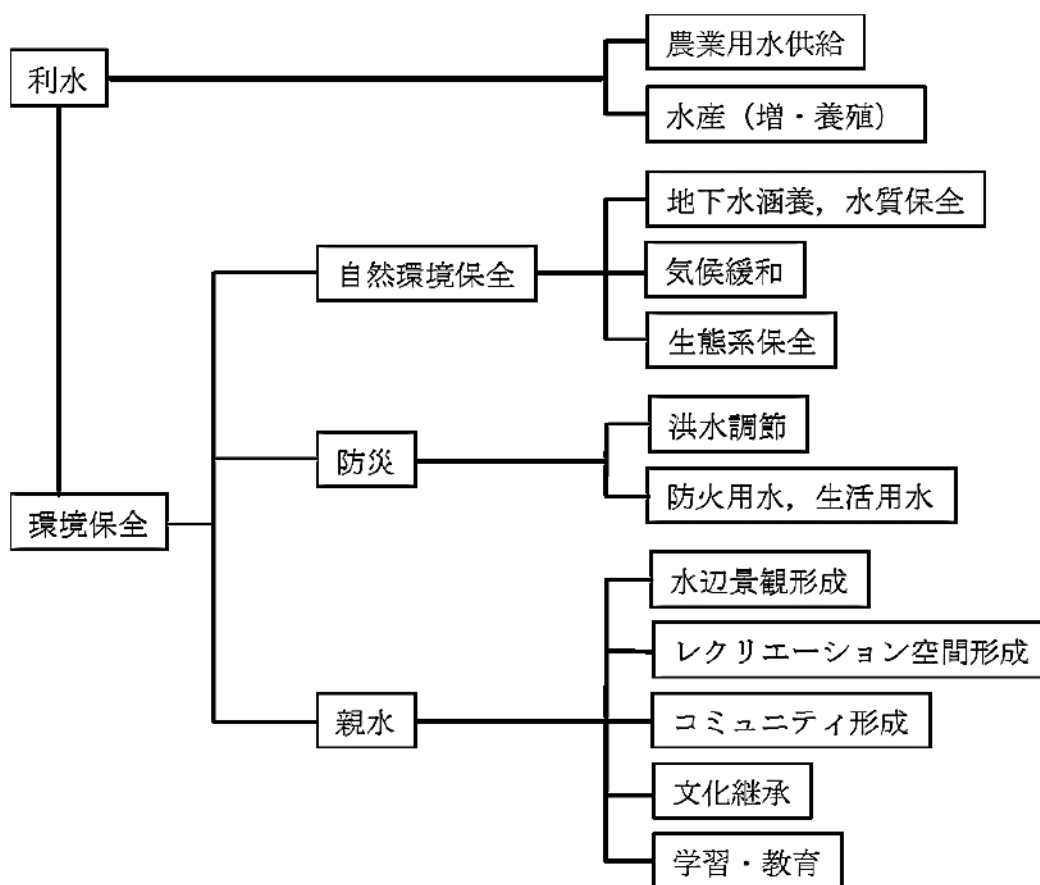


Fig. 1.2 ため池の機能（内田，2008）

決壊を防ぐためには、耐震補強や洪水吐の整備をはじめとする堤体や付帯施設の改修が有効である。しかし、全てのため池に対してこうしたハード対策を施すには莫大な費用が必要となり事実上不可能である。ゆえに、ため池が決壊に至った場合にどのような二次災害をもたらしうるのかをあらかじめ把握するとともに、その被害を低減する、すなわち減災を目的としたソフト対策についても併せて検討することが不可欠である。

ソフト対策の一つにハザードマップの整備が挙げられる。会計検査院（2012）が東日本大震災直後、15 都道府県の計 23,127 か所のため池を対象に行った調査においては、ハザードマップを作成していたのはそのうち 766 箇所（3.3%）に過ぎなかった。さらに、ハザードマップを作成していない市町村にその理由を尋ねたところ、「ため池の決壊等による精度の高い被害想定を図示するためのマニュアル等がないため」という回答が全体の 65.8%を占めた。こうした状況を踏まえ農林水産省は、「ため池ハザードマップ作成の手引き」をはじめとする各種マニュアル類を整備した（農林水産省農村振興局防災課，2013a；農林水産省農村振興局防災課，2013b；農林水産省農村振興局防災課，2014）。また、ため池一斉点検（平成 25~27 年度）を行い、ため池の構造や周辺環境等を調査するなど、ため池の防災・減災対策を推進した。この過程では、下流に住宅や公共施設等があり決壊した場合に影響を与えるおそれのある「防災重点ため池」として全国の 11,318 箇所が抽出されたが、このうち 38.5%（4,357 箇所）では既にハザードマップが作成された（平成 28 年 3 月末現在）（農林水産省，2016）。このように、ため池の決壊に伴う二次災害対策に対する社会的ニーズは、東日本大震災以降急速に高まっている。

防災・減災対策を考えるにあたり、堤体が決壊に至る可能性や、決壊に伴う氾濫流（以下、決壊氾濫流）がもたらす被害の大きさをあらかじめ評価するためには、ため池が豪雨や地震といった自然災害に見舞われた際に生じる現象を予測する手法が不可欠である。河川の洪水氾濫や高潮氾濫、あるいは土石流については、その流況を予測するための数値解析手法に関して既に多くの研究がなされている。これに対して、ため池決壊氾濫現象の予測のための数値解析手法に関する研究事例は少ない。また、近年の土砂災害頻発に伴い、貯水池への土石流等の流入によるため池の被災が顕在化しているが、貯水池内での土砂の挙動を予測し、堤体の決壊に至る可能性をあらかじめ評価するための解析手法についての研究事例はない。

以上のことを背景として本論文では、ため池決壊氾濫現象、並びに、ため池貯水池への土石流等の流入現象に着目し、これらの現象を予測するための数値解析手法を開発することを目的とした。

1.2 本論文の構成

本論文は9つの章で構成されており、その内容は以下の通りである。

第1章は序論であり、本論文の背景と目的を述べた。第2章では、関連の既往研究のレビューを行う。すなわち、地震や豪雨によるため池の被災事例に関する研究を概観した後、決壊氾濫と類似の現象である河川の洪水氾濫や高潮氾濫の解析に用いられる手法、および土石流の解析手法についてレビューする。

第3章では、東北地方太平洋沖地震で決壊したため池のうち2箇所を対象として現地調査を行い、その氾濫流況を確認する。また、その結果をもとに氾濫流況に影響を与える地物の種類についても考察する。

第4章では、河川の洪水氾濫の解析に用いられてきた平面二次元非定常流解析を用いた氾濫解析手法をため池の決壊氾濫に適用することの妥当性を検証する。すなわち、第3章で取り上げた決壊事例のうち一つを対象として解析し、実際の氾濫流況が再現されるかを調べる。

第5章では、第4章の結果を踏まえ、新たなため池決壊氾濫解析手法を構築する。ここでは、氾濫流況に影響を与える地物の形状を解析上に精度よく反映させるため、非構造格子を用いた解析が可能な有限要素法により支配方程式を離散化する。また、浸水域の拡大・縮小に伴って移動する水際線の位置を正確に捉えるため、移動境界処理手法を導入する。さらに、実在するため池の決壊氾濫解析を通して、構築した手法の妥当性を検証する。

第6章では、第5章で構築した氾濫解析手法を用いて東北地方太平洋沖地震で決壊したため池の氾濫解析を行う。ここでは、領域内の排水路形状を精度よく表現するため、水路に沿った節点配置のもとで解析領域を三角形要素に分割する。

第7章では、ため池貯水池への土石流等の流入現象の解析手法開発を目指して、粒子法による解析手法を構築する。ここでは、土砂の挙動を表現するため、クーロンの破壊基準を組み込んだビンガム流体の構成式を導入する。

第8章では、室内実験水路を用いた土砂流下実験を行うとともに、第7章で構築した解析手法によって実験結果の流下・堆積挙動が再現できるかを検討する。また、そのための物性パラメータ値についても併せて検討する。

第9章は結論であり、各章で得られた結果の総括と、今後の課題について述べる。

第 2 章

既往の研究レビュー

2.1 地震・豪雨等によるため池被災に関する研究

2.1.1 地震によるため池被災事例

歴史に残っているため池の地震被害としては 1854 年安政南海地震における満濃池（香川県）の決壊，1981 年濃尾地震における入鹿池（愛知県）の決壊があるが，被害の状況が詳細に調査され，記録に残っているのは 1927 年北丹後地震以降である。

1927 年北丹後地震以降の主な地震によるため池の被災数を整理したものを **Fig. 2.1** に示す。被災ため池数のデータは，2004 年新潟県中越地震以前のものについては谷（2005），2007 年能登半島地震については毛利ら（2008a），2007 年新潟県中越沖地震については毛利ら（2008b），

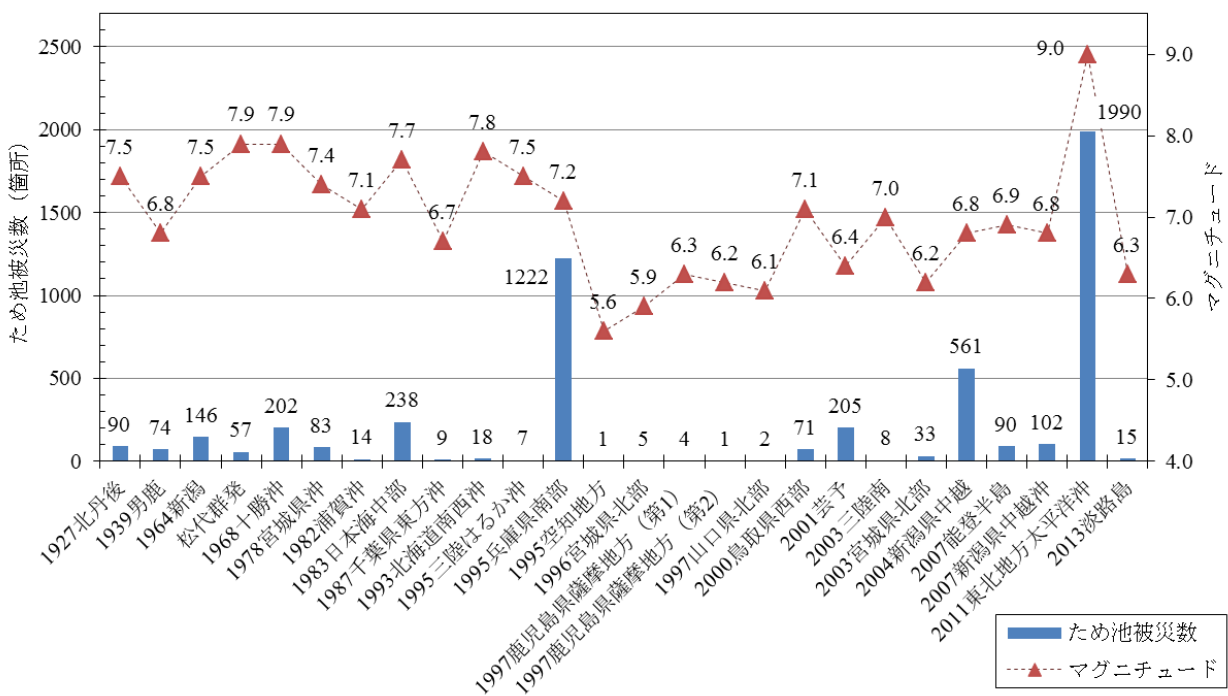


Fig. 2.1 主な地震による被災ため池数

2011年東北地方太平洋沖地震については Suzuki・Kohgo (2015), 2013年淡路島地震については高木・中村 (2013) のものである。図中には各地震の規模(マグニチュード)を併せて示した。これを見ると、被災ため池数は、2011年東北地方太平洋沖地震によるものが1990箇所と最も多く、次いで1995年兵庫県南部地震(1222箇所), 2004年新潟県中越地震(561箇所), 1983年日本海中部地震(238箇所), 2001年芸予地震(205箇所)の順となっている。

谷・長谷川(1987), 谷・堀(1998)は、地震によって生じるため池の被害は、①堤体の被害と、②付帯構造物(洪水吐・取水施設)の被害に分けられるとした。さらに、①堤体の被害形態は、以下の5つに分類される。

I型：クラック

II型：沈下

III型：斜面崩壊(はらみ)

IV型：斜面すべり

V型：崩壊

これらの被害形態は、単独で起こる場合だけでなく、すべりによって沈下が起こるように、同時に起こる場合もある。I型は、堤体の形状を保ちながら、クラックのみが生じ、沈下量が小さいものを指す。II型は、堤体の形状をほぼ保ったまま、クラック等を伴いながら堤体が沈下したもので、軟弱な基礎地盤上に築堤されたため池に多く生じる。III型・IV型は基本的に同じ現象であるが、IV型は明らかなすべり面が認められるものを指し、III型はそれより軽微なものと捉えることができる。V型は堤体ならびに基礎地盤が崩壊するもので、多くは堤体もしくは基礎地盤いずれかの液状化に起因する。

決壊は上記の被害形態とは別に位置づけられるが、谷・長谷川(1987)は、決壊に至るのは、上記IVまたはV型の被害が生じた結果である場合が多いとしている。

特に堤体が砂質土からなるため池は地震時において決壊に至るような大きな被害を生じやすいとされる。秋葉・仙波(1941)は、男鹿地震による被災ため池の調査結果からこの傾向を見出した。また、守谷ら(1968)は、十勝沖地震により被害を受けたため池の多くにおいて、堤体やその基礎地盤が緩い火山性ローム土からなっていたことを示した。日本海中部地震(谷・長谷川, 1987)や兵庫県南部地震(増川ら, 1995; 松田ら, 1995; 篠ら, 1995)の被災事例においても同様の傾向が確認されている。このことは、決壊に至るような大規模な被害の多くにおいて、堤体や基礎地盤の液状化が関係していることを示唆している(Seed, 1979)。

男鹿地震（秋葉・仙波，1941），新潟地震（高瀬ら，1966）においては，地震発生後数時間から一日程度経過した後に決壊が生じる事例が多かった．Seed（1979）はこれを「遅れ決壊」と呼び，この原因について地震動によって生じたクラック等を通じたパイピングや，地震動収束後における間隙水圧の再配分を挙げている．一方，谷・長谷川（1987）によれば，日本海中部地震における決壊事例のほとんどが，地震直後に発生している．このことについて谷・長谷川（1987）は，当該地震の際は，地震直後に貯水位を低下させる，土嚢を積むといった応急対策が実施されたことにより，パイピング等に起因する遅れ決壊が抑制された結果であると述べている．

関島（1995）のまとめによれば，地震による決壊ため池数は，1964年新潟地震で7箇所，1968十勝沖地震で9箇所，1978年宮城県沖地震で7箇所，1983年日本海中部地震で10箇所，1993年北海道南西沖地震で1箇所，1995年兵庫県南部地震で1箇所となっている．また，2004年新潟県中越地震においても毛利ら（2006）によって2箇所の決壊が報告されている．ただし，これらの決壊事例における下流域への大きな二次災害は報告されていない．例えば兵庫県南部地震における決壊事例では，地震が発生したのが非灌漑期であり貯水位が低かったために貯水流出による影響は小さかった．

これに対して東北地方太平洋沖地震においては，灌漑期直前であったためほとんどのため池が満水状態であった．地震動によって比較的規模の大きなため池にも被害が発生し，藤沼湖，中池，青田新池の3箇所は決壊に至った．特に藤沼湖では死者・行方不明者8名，全壊・流失家屋22戸という甚大な被害が生じた（堀ら，2012；田中ら，2013）．藤沼湖は堤高18.5 m，総貯水量150万 m^3 ，受益面積837 haのアースダムであり，堤体の築造は昭和12年に着工し，戦時中に一時中断されたが，昭和24年に竣工した．昭和52年から昭和54年には洪水吐と波除工の改修，昭和59年から平成4年にはグラウト工による漏水対策や取水設備の改修が行われている（福島県農業ダム・ため池耐震性検証委員会，2012）．

田中ら（2013）は，藤沼湖の決壊原因を素因と誘因に分け以下のようにまとめている．

- ・素因：近代的な施工方法で築造されたフィルダムと比較して藤沼湖堤体盛土は全体的にみて締固め度が低いこと．特に堤体上部盛土の構成材料は，締固め度が低い上に砂質分を多く含んでいるため，水で飽和され，地震動を受けることにより強度低下を生じた．
- ・誘因：堤頂部において最大442 galに達する強い地震動が生じており，また，50 gal以上の地震動が100 s間も継続するという過去に経験したことの無い揺れを受けたこと．

田中ら（2013）によれば，藤沼湖の堤体では，強度低下した上部盛土において上流側法面

のすべりが生じたのを皮切りに、大きく分けて7段階のすべりの発生が認められている。その過程で貯水の越流が引き起こされ、堤体が浸食を受けて決壊したと考えられている。

藤沼湖の決壊氾濫流による滝集落の洪水には2度のピークがあり、1度目は地震発生直後、2度目はその10分後に生じている。これにより、1度目の洪水が収束した後に自宅に戻り、2度目の洪水の犠牲になった住民もいた(Ono et al., 2011)。また、藤沼湖の下流21.2 kmに位置する釈迦堂川の西川観測所においても、当日の観測水位・流量に2回のピーク流量が確認されている。これより、堤体の決壊がおおむね2回にわたり発生した可能性が示唆されている(田中ら, 2013)が、堤体の決壊のしかたと流出流量の時間変化を関連付けた詳細な検討は今のところなされていない。

藤沼湖の決壊氾濫流は堤体直下の谷筋に沿って流下した後、堤体から約1 kmの位置を横断する小河川(簀の子川)に達し、これを乗り越えて対岸の集落(滝集落)を直撃した。氾濫流が通過した谷筋の農地や林地は大規模に洗掘されており、沢沿いの木々は根こそぎ抜き去られて氾濫流とともに流下した(Harder et al, 2011; 小野ら, 2011)。滝集落においては、簀の子川河道から50 m以内の家屋がおおむね流失・全壊した。河道から約50 m以上100 m以内の範囲にあった家屋は残存したものが多かったが、これらの家屋においては、地盤レベルより1.5~2.0 m高い位置まで出水の痕跡が確認された。さらに、集落内では氾濫流に流され転倒した自動車が残されるなど、大きな流速が生じた痕跡が残されていた(小野ら, 2011; 阿子島ら, 2011)。残存した家屋には、上流から流下した流木等の衝突によるものと考えられる部分的な破損が認められた。これを踏まえて小野ら(2011)、阿子島ら(2011)は、衝撃力を増大させる流木や土砂等を供給する林地や農地が集落の上流側に位置していたことが被害を増大させたと述べている。

2.1.2 豪雨によるため池の被災事例

農林水産省（2016a）によれば，平成16年から25年までの期間におけるため池の被害件数全体に占める豪雨に起因するものの割合は90%であり，地震によるもの（9%）と比べて圧倒的に多く，小規模な被災を含めれば毎年のように発生している。

豪雨によるため池の被災形態は小倉・根本（1989）によって①堤体被災，②付属水路の被災（水路被災），③池敷部護岸の被災（護岸被災），④土砂流入と分類されている。さらに①堤体被災については，堀（2005）が以下の3種類に分類している。

- (a) 越流破壊
- (b) すべり破壊
- (c) 浸透破壊

(a) 越流破壊とは，貯水位が天端を越え，下流法面を流下することによって破壊が生じる現象，(b) すべり破壊とは，貯水からの浸透と降雨浸透による堤体内の浸潤面および飽和度の上昇によって堤体土の強度が低下するとともに，浸潤面の浸出によって堤体下流法面にせん断破壊が生じる現象である。(c) 浸透破壊は，ハイドロリックフラクチャリング，ボイリング，パイピング等の水理的破壊現象の総称である。ここに，ハイドロリックフラクチャリングとは，堤体内に生じた潜在的な亀裂や低応力ゾーンに貯水からの水圧が作用して亀裂が発生または進展する現象，ボイリングとは，粘着力のない砂地盤において，上向きの浸透力が土の重量よりも大きくなることによって液状化し，砂が吹き上がる現象，パイピングとは，地盤内に局所的な浸透が発生し，浸透水によって土粒子が流亡して地盤内に水みちができる現象とそれぞれ定義される。

小倉・根本（1989）は，岡山県・広島県で1980年から1982年の3ヶ年に発生した7回の豪雨災害により発生した計320箇所のため池被災事例を被災形態ごとに整理した。その結果，被災形態毎の被災数は，①堤体被災：200箇所，②水路被災：40箇所，③護岸被災：83箇所，④土砂流入：19箇所であった。また，決壊に至ったため池は13箇所であったが，これを含めて大規模な被災を生じたため池は堤高の低いものが多かった。また，堤体の被害発生位置は取水施設（斜樋・底樋）の周辺が多かった。

堀ら（2002），堀（2005）は，1985年から2002年に発生した12回の豪雨災害により発生した比較的規模の大きなため池被災事例（57箇所）の分析を行った。その結果，①堤体の被災形態別の被災数としては浸透破壊が最も多いこと，②堤体土質とため池の被災形態の間に

は明瞭な相関が見られないこと、③ため池の被害発生には時間最大雨量と積算雨量が関係していること等が示された。特に、1985年、1997年の被災事例においては、ため池の被災は、時間最大雨量 20 mm 以上、積算雨量 200 mm を下限値とし、特に 40 mm 以上の強い時間雨量を引き金として発生していたことを明らかにした。

ため池の被災数が特に多かった豪雨災害としては、平成 16 年台風 23 号豪雨災害が挙げられる。兵庫県淡路島では 1,013 箇所が被災（うち 178 箇所が決壊）（福本ら，2007）、香川県では 700 箇所が被災（うち 104 箇所が決壊）（若林，2005）した。淡路島では、ため池の決壊氾濫流の流入の影響で河川が増水したことにより家屋が流出し、2 名の犠牲者が生じた（内田，2005）。本災害におけるため池の被災形態として特徴的なものとして、内田（2005）は以下の 2 つを挙げている。

- ①上下流に近接して複数のため池が立地するいわゆる重ね池において、上流のものから下流のものへと連鎖的に決壊が生じる。
- ②ため池上流側で発生した土石流等が貯水池に流入したことにより、貯水池が土砂によって埋没する。

上記②の土石流等の流入によるため池の被災は、近年の土砂災害の頻発に伴って再び顕在化している。平成 21 年 7 月中国・九州北部豪雨災害では、山口県内のため池が土石流等の流入を受けた。流入した土砂は堤体の上流法面を遡上し満水面より高い位置にまで到達したが、決壊には至らなかった（毛利ら，2015）。平成 26 年 8 月豪雨災害においては、京都府や兵庫県内で複数のため池が土石流の流入を受けた。堤体が決壊に至り貯水や土砂が下流へ流出したため池がある一方で、流入土砂量相当分の水量を洪水吐から安全に流下できたため池では大きな被害が生じていないことが確認されている（小田ら，2015；正田ら，2016）。ため池貯水池への土石流等の流入現象についての研究は、上に挙げた個々の被災事例の報告に留まっており、土石流等の流入がため池堤体に与える影響や決壊に至るメカニズムは明らかとなっていない。

過去には豪雨に起因するため池の決壊氾濫によって、人的被害を伴う大きな災害も生じている。被害の大きなものとしては、1868 年の入鹿池（愛知県）の決壊（死者 941 名）（内田，2003）、1932 年の兵庫県旧三木町におけるため池群（永代池・八幡池・二位谷池・福田池・川池・恵宝池）の決壊（死者 33 名）（内田，2003）、1945 年の河原山池（兵庫県）の決壊（死者 13 名）（内田，2003）、1951 年の平和池（京都府）の決壊（死者・行方不明者 99 名）（齊藤，2012）が挙げられる。

近年では、上述した平成 16 年台風 23 号豪雨災害による死者 2 名を除いて、豪雨に起因するため池決壊氾濫による人的被害の報告はみられないが、農地・農業用施設等への被害は生じている。このうち、1997 年 3 月に決壊した内原野池（高知県）、および 1997 年 7 月に決壊した麻生池・江良池・大谷池・狼藪池（全て山口県）については、堀（2005）が堤体の被災形態や決壊原因を詳細に分析しており、また、決壊氾濫に伴う被害について大年ら（1997）、山本ら（1998）がそれぞれ報告している。

内原野池は高知県安芸市にある堤高 8.7 m、堤頂長 313 m、総貯水量 80,000 m³ のため池で、受益面積は 16 ha（大年ら、1997）である。内原野池では、1992 年に堤体を一部開削し新しく底樋を敷設する改修が行われたが、その 5 年後に、降雨等による貯水位上昇に伴って底樋周辺に浸透破壊を生じ決壊に至った（堀、2005）。これにより床上浸水 1 戸、床下浸水 4 戸（高知新聞、1997）、農地冠水 13.1 ha の被害が生じた。大年ら（1997）は決壊直後に現地踏査を行い、痕跡から浸水域および氾濫流の大まかな流向を確認している。

1997 年 7 月には台風 9 号が山陰沖に停滞したことにより山口県北部から島根県西部が豪雨に見舞われた。特に山口県むつみ村では上記 4 ため池が決壊に至った。各ため池の諸元（山本ら、1998）と被災形態・決壊原因（堀ら、2005）を以下に示す。

・麻生池：堤高 16.0 m、堤頂長 127 m、総貯水量 100,000 m³、受益面積 20 ha である。堤体基礎地盤は堤軸方向に大きく傾斜し、底樋が敷設された位置の傾斜が特に大きいこと、堤体土の締固め度がきわめて小さいことから、底樋周辺で不等沈下等の変形が発生しやすい状況にあった。このような状況のもと底樋周辺に水位上昇に伴う大きな水圧が作用したためにハイドロリックフラクチャリングを生じたことが決壊原因と見られている。

・江良池：堤高 12.0 m、堤頂長 89 m、総貯水量 50,000 m³、受益面積 15 ha である。決壊時に下流法面から水が噴出していたのが目撃されたこと、上流側法面に浸透破壊の入り口と推定される穴が複数確認され、また、刃金土に亀裂を伴う劣化が見られたことから、初期的な亀裂に水圧が作用したことに起因してハイドロリックフラクチャリングが生じたことが決壊原因と見られている。

・大谷ため池：堤高 2.3 m、堤頂長 33 m、総貯水量 4,000 m³、受益面積 2 ha である。洪水吐の排水能力が設計基準値を大きく下回っており、また、堤体下流法面に浸食の痕跡が確認されたことから、堤体越流が主な決壊原因である可能性が高いとみられている。その一方で、堤体上流側法面に浸透破壊の入り口とみられる穴が複数確認されたことから、浸透破壊と堤体越流が複合的に生じたと考えられている。

・狼藪ため池：堤高 6.4 m，堤頂長 67 m，総貯水量 25,000 m³，受益面積 3 ha である。堤体左岸側地山の斜面崩壊によって洪水吐が閉塞されたため，貯水位が上昇し，堤体越流を生じた。さらに，堤体中央部を中心として不等沈下が見られ，天端高の最も低い位置に越流水が集中して浸食が進み，決壊に至った。

山本ら（1998）は，これらの決壊事例のうち，山間に立地するため農地等の被害が確認されなかった狼藪池を除く 3 箇所について，決壊氾濫流による浸水範囲を確認している。麻生池の決壊氾濫流は，堤体直下から下流の河川に至る約 300 m の区間を谷筋に沿って流下した。浸水域はほぼ全体が水田であるが，氾濫流の流下に伴い 1 ha にわたって土砂が堆積し，水稻が完全に埋没した。江良池の決壊氾濫流も麻生池の事例と同様に谷筋に沿って流下し，約 300 m 下流の河川に合流した。大谷池は前の 2 つのため池よりも規模が小さいため，決壊に伴う被害は直下の水田の陥没に留まった。

豪雨による過去のため池決壊事例を対象として，氾濫流況を調査するのみに留まらず，数値シミュレーションによってそれを再現しようとする試みが正田ら（2014），正田ら（2015）によってなされているが，これについては次節で扱う。

2.3 氾濫解析に関する研究

氾濫流況の予測に用いられる数値解析手法は一般に氾濫解析と呼ばれる。特に河川の洪水氾濫の解析に用いられてきた手法には、大きく分けて、一次元的な手法（河川縦断的な手法）と二次元的な手法（平面的な手法）とがある（土木学会，2002）。一次元的な手法は、河川とその兩岸の氾濫域を含めて河道とみなし、定常流あるいは非定常流解析の手法を適用するものである。一次元的な方法は流れの方向が河道に沿った向きに限定される場合には有効である。これに対して、氾濫流が平面的に拡大する場合には二次元的な手法が必要となる。二次元的な手法の一つにポンド法がある。ポンド法では、氾濫域を地形等が一様な複数のポンドに分割し、水理的に連結した2つのポンド間の水位差とその間の通水能から、ポンド間の流量を計算する。解析にあたっては、隣接ポンド間の通水能をパラメータとして与える必要がある。したがって解析対象領域が広くなるにしたがって決定すべきパラメータ数が増大し、その同定が課題となる。

もう1つの二次元的な手法が、浅水流方程式を用いた平面二次元非定常流解析である。浅水流方程式は、静水圧近似の仮定に基づいて、非圧縮性流体の連続式と運動方程式をそれぞれ水深方向に積分することによって導かれる偏微分方程式であり、連続式と平面二次元方向（ x 方向、 y 方向）の運動方程式から構成される。これらを数値的に解くことで、氾濫流の水深（あるいは水位）、および水深方向に平均化された x 方向流速、 y 方向流速（あるいは流量フラックス）の時間変化が計算される。平面二次元非定常流解析は、上に挙げた他の2つの方法に対して計算負荷が著しく大きいという短所があるが、コンピュータの計算能力向上に伴ってその問題はほぼ解決されており、現在では河川の洪水氾濫流況の予測において最も一般的に用いられる解析手法となっている（国土交通省・国土技術政策総合研究所，2015）。また、高潮氾濫（井上ら，1999；内田ら，2007；桐，2011）や津波の遡上氾濫（後藤・小川，1982；河田・小池，1997）、人造ダムおよび氷河ダムの決壊氾濫（Hervouet, 2000；Begnudelli, 2007；Alho and Aaltonen, 2008；Gallegos, et al., 2009；Worni, et al., 2012）等の解析にも既に広く適用されている。そこで本論文では以後、平面二次元非定常流解析による方法を氾濫解析と呼ぶこととする。

氾濫解析にあたっては、浅水流方程式を空間方向、時間方向に離散化する必要がある。空間方向の離散化に用いられる方法には差分法、有限体積法、有限要素法の3種類があるが、差分法では、計算格子を規則的に配置する構造格子のもとで解析を行うのに対し、有限体積

法，有限要素法では解析領域を任意の形状（多くは三角形）の格子に分割する非構造格子を使用できることが主な違いである．それぞれの離散化手法について，これまでに数値流体力学分野で提案された高精度のスキームを導入することにより解析精度や計算の安定性向上を図る研究がなされてきた．例えば，高精度の差分スキームである CIP 法（Yabe, 1990）やそれを有限要素法に応用した CIVA 法を導入したもの（川崎ら，2004；内田・河原，2008；吉松ら，2008），有限体積法の一つである流速差分法（FDS 法）を導入したもの（Fraccarollo and Toro, 1995；アキレスら，2000；重枝ら，2001；秋山ら，2002）がある．

一方，これと並行して，氾濫流況に影響を与える地形・地物を解析上に反映させる手法についても，主に都市域を対象として多くの検討がなされてきた．岩佐ら（1980），河田・中川（1984），高橋ら（1986），福岡・松永（1992）は，構造格子のうち最も基本的なデカルト座標格子を用いた差分法によって河川の洪水氾濫解析を行っている．一方，福岡ら（1994），井上ら（1999）は，都市域においては氾濫流が道路に沿って拡大することに着目し，デカルト座標から一般曲線座標へと変換した浅水流方程式を用いる手法を導入した．デカルト座標格子では解析領域を矩形の格子に分割するため，曲線状の道路は階段状に近似された形状として表現される．より細かい格子を用いればその影響は抑えられるが，格子点数が増大し計算負荷が膨大となる．これに対して一般曲線座標系を用いた手法では，解析領域を任意の曲線に囲まれた四辺形の格子に分割することができる．道路に沿って格子分割を行うことによりその形状を精度よく表現することが可能となる．

ただし，一般曲線座標系を用いた手法であっても，計算格子点は曲線に沿って規則的に配置する必要があることから，複雑な市街地構造の表現には限界がある．そこで川池ら（2000），重枝ら（2001），秋山ら（2002）は，格子分割の自由度がより高い非構造格子を用いた氾濫解析手法を提案した．川池ら（2002）は，非構造格子を用いるメリットとして，複雑な形状を表現できることと併せて，計算上重要な領域は格子を細かく，そうでない領域は粗く分割することが可能であることを挙げている．これにより，計算負荷の増大を抑えながら任意の地物の形状を精度よく表現することが可能となる．さらに川池ら（2002）は，都市域においては，複雑に流れる中小河川やその堤防，鉄道や道路の盛土といった線状の地物が氾濫流の挙動に大きな影響を及ぼすが，これらの地物の影響を考慮に入れた氾濫解析を行うには非構造格子の適用が有利であるとしている．水路や河道，河川堤防の形状を表現するため非構造格子を用いて氾濫解析を行った研究事例としては岡（1992），河田・小池（1997），Bates（1998），Horritt（2000），Hervouet（2000），富所ら（2002），中田ら（2005），Hai et al.（2008）等があ

る。また、桐（2004）や川池ら（2005）のように、氾濫原の流れは非構造格子を用いた平面二次元非定常流で解析する一方で、河川や水路内の流れは一次元非定常流で解析し、両者を統合する手法も提案されている。

このほか、氾濫流況に影響を与える地物のうち家屋や市街地の影響を解析上に反映させるための方法については、土地利用ごとの粗度係数値と家屋占有率から算出される合成粗度係数を用いて市街地における家屋の密度を考慮したもの（末次・栗城，1998；Zhang，2003），氾濫流が家屋から受ける抵抗力の大きさを算定するモデル式を用いて、密集した家屋の間を流れる氾濫流の挙動を解析したもの（福岡ら，1994；福岡ら，1998；重枝ら，2002）等がある。後者の手法と類似の方法により氾濫流が樹林帯から受ける抵抗力を反映させる手法（重枝・秋山，2003）も提案されている。さらに、地表面を流れる氾濫流だけでなく、下水道による排水の影響も反映させた氾濫解析（武田ら，2005；秋山ら，2009；川池ら，2009；Gallegos, et al.,2009）も行われている。

一方、氾濫原の微小な地形の起伏を解析上に反映させるため、解析に用いる数値標高モデル（以下、DEM）に対しても多くの検討がなされてきた。細山田ら（2002）は、当時国土地理院から公開されていた解像度 50 m，標高精度 1 m の DEM では都市域の微小な地形の起伏を表現することは困難であるとして、建設工事の際に取得された 400 点に上るマンホール蓋の標高値データから内挿して DEM を作成し、氾濫解析に用いた。大藪ら（2006）は、キネマティック GPS 測量によって 10 cm~2 m 間隔で取得した標高値から作成した DEM を用いた氾濫解析を行っている。特に、広範囲にわたって高解像度・高精度な地形標高データを取得可能な航空レーザースキャナ測量（レーザープロファイラ，LiDAR；laser imaging detection and ranging）によって作成された DEM（以下、レーザースキャナ DEM）の登場は氾濫解析の精度向上に対して大きなブレークスルーをもたらした（Bates，2012）とされる。レーザースキャナ DEM 導入の効果として Marks and Bates（2000）は、微小な地形起伏が精度よく表現されることにより、従来の DEM を用いた場合と比べて特に浸水域の拡大・縮小過程をより忠実に再現できることを挙げている。現在、国内の多くの地域では、国土地理院によって解像度 5 m のレーザースキャナ DEM（以下、5mDEM）が無償で公開されているが、これよりさらに解像度の高い DEM を用いた氾濫解析も既に行われている。例えば細山田（2005），川口ら（2005）は、2004 年新潟豪雨災害後に取得された解像度 1 m のレーザースキャナ DEM を用いた解析により洪水氾濫を再現した。DEM の地形情報を解析上に反映させる上では、計算格子幅についても DEM の解像度と同程度まで細かく設定することが望ましい。一方、それ

に伴って計算負荷は増大することから、計算格子幅の違いが解析結果に与える影響を調べる (Fewtrell, 2008) とともに、実際の氾濫現象との比較を通して最適な計算格子幅の大きさを求めようとする試み (Yu and Lane, 2006 ; Neal et al.,2011) もなされている。

以上でみたような研究成果に基づき、既に多くの氾濫解析ソルバーが開発されており、商用ソフトウェアとして販売されたり、無償で公開されたりしている (例えば五大開発, 2016 ; 土木学会, 2002 ; 清水ら, 2012)。ため池ハザードマップ作成のために浸水域の推定等を行う際にもそれらが流用されるケースは多いと考えられる。また、(独) 農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究所によって、平面二次元非定常流による氾濫解析を組み込んだため池ハザードマップ作成システムも開発・運用されている (谷・井上, 2009)。

しかし、ため池の多くが立地する農村地域においては、氾濫流の挙動に影響を与える地物の種類が都市域とは異なると考えられる。また、ため池は灌漑水源とすることを目的とした施設であるため、周辺よりも標高の高い場所に築造されることが多い。したがって、その決壊によって生じる氾濫流の挙動は、河川の氾濫や高潮によるものとは異なると考えられる。海外では人造ダムの決壊氾濫解析 (Hervouet, 2000 ; Begnudelli,2007 ; Gallegos, et al.,2009) も行われているが、これらの研究事例が対象とするダムは国内のため池と比べて堤高や貯水量が大きく、また、氾濫原の土地利用もわが国の農村とは異なるものと考えられる。したがって、ハザードマップ作成をはじめとする防災・減災対策への応用を目的としたため池決壊氾濫解析手法を確立するためには、過去の決壊事例との比較を通して、境界条件をはじめとする計算条件の適切な設定方法について検討する必要がある。また、氾濫流の挙動に影響を与える地物の種類を調べ、それらを解析に反映させるための方法を検討する必要がある。

川本ら (2013) は、谷・井上 (2009) によるハザードマップ作成システムの氾濫解析手法を改良し、種々の解析条件設定の違いが解析結果に与える影響を整理している。ここでは、新たに国土地理院の 5mDEM を採用することで、氾濫原の微小な地形の起伏を反映した解析が可能になったとしている。その一方で正田ら (2014) は、川本ら (2013) のシステムを用いて平成 25 年度の豪雨によって決壊した 9 つのため池の氾濫解析を行い、DEM の解像度より幅の狭い水路や道路盛土が解析上に反映されないことによって解析結果と実際の浸水域に差異が生じた事例を報告しているが、それ以上の検討は行っていない。また、正田ら (2015) は平成 26 年度に豪雨で決壊したため池を対象として降水量を反映させた氾濫解析を行っているが、ここでも 5mDEM を用いており、ため池決壊氾濫解析においてこれより解像度の高い DEM を導入することの効果を検証した事例はみられない。

2.4 土石流の解析手法に関する研究

近年の土砂災害の頻発に伴って、上流域で発生した土石流等の流入を受けてため池が被災する事例が顕在化している。小田ら（2015）、正田ら（2016）の報告では、堤体が決壊に至り貯水や土砂が下流へ流出したため池がある一方で、流入土砂量相当分の水量を洪水吐から安全に流下できたため池では大きな被害が生じていないことが確認されている。これより、流入した土砂や水が貯水池内でどのように振る舞うかによって、堤体が受ける被害の程度は異なるものと考えられる。したがって、土石流等がため池貯水池に流入した際の土砂の流動・堆積挙動や、それを受けた貯水の挙動を予測し、これらが堤体に及ぼす影響についてあらかじめ評価することができれば、ため池堤体や、洪水吐等の改修設計を行う上で有益な知見が得られる。しかし、そのような検討は今までなされていない。

従来、土石流の解析は氾濫解析と同様に浅水流方程式を用いた平面二次元非定常流解析によって扱われてきた。氾濫解析の支配方程式が水流の連続式および x 方向、 y 方向の運動方程式の3式からなるのに対し、土石流の解析ではこれらに土砂の連続式と浸食速度式を加えた5式を連立する。これにより水深、流速の他に土石流中の土砂濃度、浸食・堆積に伴う河床変動量が計算される。

土石流が発生する溪流部においては、流れの方向が谷筋の方向に限定されることから、砂防ダムの高さや位置の検討等には一次元非定常流解析も用いられる（江頭ら、1988；里深・水山、2005）。一方、土石流が平面的に拡大する扇状地では平面二次元非定常流解析を用いてその流下挙動を解析する（高橋・中川、1991；Brien et al, 1993；Shieh, 1996；Rickenmann, 2006）。中川ら（2001）は、過去の土石流災害の再現解析において、地形・地物の形状を精度よく表現するため、非構造格子のもとでの平面二次元非定常流解析を行っている。さらに、溪流部分の一次元解析と扇状地部分の平面二次元解析を統合した結合モデル（和田ら、2008）も提案されている。

浅水流方程式に基づくこれらの手法は、土石流の平面的な広がりを解析することができ、土石流の到達範囲を把握する上で有効といえる。また、近年の土石流災害の再現解析（竹林、2014）においても土石流の流下特性を良好に再現している。さらに、中谷ら（2008）、中谷ら（2009）、堀内ら（2012）によってユーザーインターフェイスが整備され、プログラムコードの処理に関する高度な知識が無くともこうした解析を手軽に実施できる状況が既に整備されつつある。

一方、浅水流方程式は、導出過程で静水圧近似を仮定し、流れを水深方向に一様として扱っていることから、上記の手法では、ため池貯水池底面に堆積する土砂の挙動や、それと相互関係する貯水の挙動を表現することはできない。このような現象はナビエ-ストークス方程式を用いて鉛直二次元断面（あるいは三次元）で解析することが合理的である。ただしこの際、差分法や有限要素法など格子ベースの数値解析法を用いようとすると、自由水面ならびに水と土砂の境界面処理が必要となり、煩雑なアルゴリズムを導入しなければならない（登坂・矢川，1995）。これは、格子ベースの解法においては空間に固定された格子点毎に圧力や流速といった物理量を定義するため、各格子点が水・土砂・空気の3つの相のうちどれに位置するかを時間毎に判定し直す必要があるためである。

一方、物理量の定義点（計算粒子）を支配方程式に従って流動させる粒子法であれば、激しい水面変動を伴う現象を比較的容易に扱うことができる。現在用いられている粒子法は主に SPH（Smoothed Particle Hydrodynamics）法（Lucy, 1977；Gingold, 1977）と MPS（Moving Particle Semi-implicit）法（Koshizuka & Oka, 1996；越塚，2005）の2種類であるが、両者は支配方程式の微分演算子を離散化する際の偏微分の扱い方が異なっている（越塚ら，2014；松田，2014）。SPH法では、粒子の周りの物理量が釣鐘状の平滑化関数にしたがって分布するとし、この関数を微分することで偏微分を計算する。これに対して MPS法では、周囲の粒子との間の物理量の差から差分的に偏微分を計算する。しかしどちらも連続体の支配方程式を粒子間で離散化する点は共通しており、この点において、同じように粒子を用いるが離散体の解析手法である個別要素法とは本質的な違いがある。

粒子法は元々流体の解析手法として発展してきた手法であるが、弾性体や弾塑性体といった固体の解析への適用も進められている。また、流体と固体、あるいは土砂と水のような物性の異なる流体が相互作用する現象への適用も進められている。このうち土石流の解析に適用した事例としては、登坂ら（2008）、別府ら（2008a）、別府ら（2009）、大野ら（2009）、阿部ら（2009）、阿部ら（2011）、別府ら（2011）、別府ら（2012a）などがある。一方、土石流と同様に土砂と水が相互に関係する現象である地すべり津波への適用例としては、後藤ら（2002）、五十里ら（2009）、後藤ら（2011）、五十里ら（2012）、別府ら（2013）などがある。

これらの研究事例は、土砂のモデル化のしかたによって以下の2種類に分類できる。

- ①土砂を固体の粒子として扱っているもの
- ②土砂を流体として扱っているもの

土砂を固体として扱っている研究事例のうち、別府らによる一連の研究（別府ら，2008；

別府ら，2009；別府ら，2011）や後藤ら（2011）では，水流を MPS 法により解析する一方で，土砂の解析には個別要素法を適用し，両者を連成させている．これに対して五十里ら（2009）による地すべり津波の解析では，地盤を弾完全塑性体としてモデル化し，すべり面の発生を伴う地盤の崩壊から崩壊土砂の水面への突入に至る一連の現象を MPS 法によって解析している．

土砂を流体として扱っている研究事例は，さらに高粘性のニュートン流体として扱っているものと，非ニュートン流体として扱っているものに分けることができる．

ニュートン流体とは，作用するせん断応力の大きさがひずみ速度に比例する流体である．その比例定数を粘性係数と呼び，（温度等に依存するが）物質毎に一定の値をとる．後藤ら（2002）や登坂ら（2008），別府ら（2012b）の MPS 法による解析手法では，土砂に対して水よりも大きな粘性係数を与えることで両者の物性の違いを表現している．

非ニュートン流体とはニュートン流体以外の流体の総称であり，さらに多くの種類に分類される（中村，1997）．このうち土砂のモデル化に用いられるのはビンガム流体とダイラタント流体である．ビンガム流体とは，流体に作用するせん断応力が降伏応力を越えると流動しはじめ，なおかつ流動中のせん断応力－ひずみ速度関係を与える構成式が線形関数で表される流体である．これに対してダイラタント流体の構成式はひずみ速度のべき乗の形で表される．ニュートン流体とビンガム流体，ダイラタント流体のせん断応力－ひずみ速度関係の模式図を Fig.2.1 に示す．

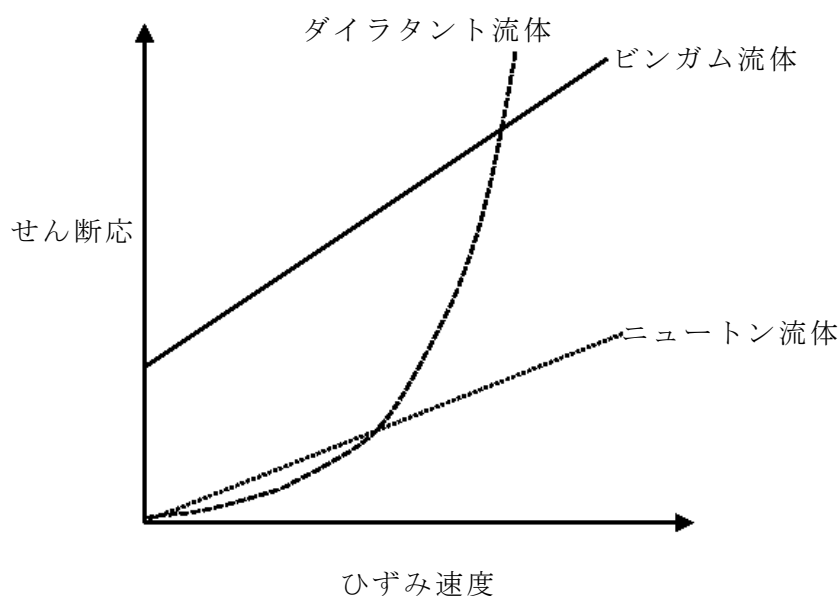


Fig.2.1 せん断応力－ひずみ速度関係模式図

五十里ら（2012）は、土砂をビンガム流体でモデル化した MPS 法による解析手法を地すべり津波の解析に適用した。五十里ら（2012）では、降伏応力を定数として与えているのに対し、別府ら（2013）は、クーロンの破壊基準から降伏応力を算出する Moriguchi et al. (2009) のモデルを導入している。これにより、土質強度定数（粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ ）によって与えられる物性の違いを解析に反映させることができる。なお、別府ら（2013）と同じくクーロンの破壊基準を導入したビンガム流体モデルは大塚ら（2009）による雪崩の解析にも適用されている。

土砂をダイラタント流体としてモデル化した研究例としては阿部ら（2011）がある。高濃度石礫流れにおいては、含まれる石礫どうしの衝突に由来した内部応力が生じる。椿ら（1982）はこれを表現するため、理論解析に基づきひずみ速度の二次式で表される構成式を提案した。阿部ら（2011）の手法は椿ら（1982）の構成式を MPS 法に組み込んだもので、開水路流れの解析において理論値、実験値と良好に一致する断面流速分布を得ている。

このように、土石流や地滑り津波の解析に対する粒子法の適用が進められており、その中では土砂の挙動を表現するために様々なモデル化の方法が提案されてきている。一方、土砂の挙動は、含まれる土粒子の粒度分布や含水状態により大きく異なる（塚本・小橋，1991）が、既往の研究は各々の手法の提案に留まっており、こうした物性の違いを反映させるためのモデル化方法の選び方や、構成式のパラメータ値の設定のしかたについての検討はなされていない。

第 3 章

ため池の決壊に伴う氾濫流況

3.1 はじめに

本章では，東北地方太平洋沖地震によって決壊したため池のうち，福島県須賀川市の中池および福島県本宮市の青田新池（**Fig. 1.1**）の決壊氾濫流況について述べる．

まず，2013年2月に現地調査を実施するとともに，地元自治体(須賀川市・本宮市)への聴き取りを行った．当時は決壊ため池の復旧工事が開始されていたが，決壊氾濫流によって被災した農地は復旧途上であり，地元自治体から提供された決壊直後の写真等と比較しながら，洗掘痕等の痕跡の位置を確認することができた．さらに，2013年7月に再度現地調査を行い，現地地形を確認するとともに，地元関係者への聴き取りを行った．

以上の結果より，両事例における浸水域を特定し，決壊氾濫流況を確認した．さらにその結果をもとに，ため池決壊氾濫流況に影響を与える地物の種類についても考察した．

3.2 東北地方太平洋沖地震による決壊ため池の氾濫流況

3.2.1 中池の決壊による氾濫流況

中池は堤高 11.4 m，堤長 85 m，総貯水量 35,000 m³ であり，灌漑面積は 22 ha である．築造年は明治以前とされ，1953 年と 1981 年に堤体，洪水吐，取水施設を改修している．

中池の直下には女鹿池がある．このように同一の谷筋の上下流に近接して築造された一連のため池を親子池（または重ね池）という．女鹿池は堤高 6.9 m，堤長 105 m，総貯水量 15,000 m³ であり，灌漑面積は 22 ha である．築造年は 1926 年であり，1981 年に堤体，洪水吐，取水施設が改修されている．

中池は東北地方太平洋沖地震によって決壊し，堤体のほぼ全体が流失した（堀ら,2012）．これにより貯水は全て流出し，氾濫した．地元自治体による決壊直後の現地調査では，農

道や畦畔法面の洗掘や、稲わら等の堆積といった氾濫流の痕跡が確認された。これらの痕跡や、地元関係者への聴き取りをもとに特定した浸水域を **Fig.3.1** に示す。なお、**Fig. 3.1** の写真は国土地理院撮影の空中写真（1992年撮影）である。**Fig. 3.1** 中には、決壊直後に確認された痕跡の位置を、**Fig. 3.2**～**Fig. 3.5** には該当箇所の写真を示す。

氾濫流の拡大が生じたのは地震から2時間近く経った午後4時半頃であった。①中池の決壊によって生じた氾濫流は直下の女鹿池に流入したが、②女鹿池の堤体左岸側に設置された洪水吐（**Fig. 3.6**）より排水されたため、女鹿池は堤体越流に至らなかった。③女鹿池の洪水吐から流出した水は、直下の農地（**Fig. 3.7**）に氾濫した。氾濫流はその下流（女鹿池堤体から200 mほどの位置）を横断する国道（**Fig. 3.8**）を乗り越えて農地（**Fig. 3.9**）をさらに拡大し、④最終的に排水路（**Fig. 3.10**、断面幅5 m、高さ1 m）に合流して排水された。排水路の北側は浸水しなかった。なお、中池の決壊当時は中池、女鹿池ともにほぼ満水状態であった。

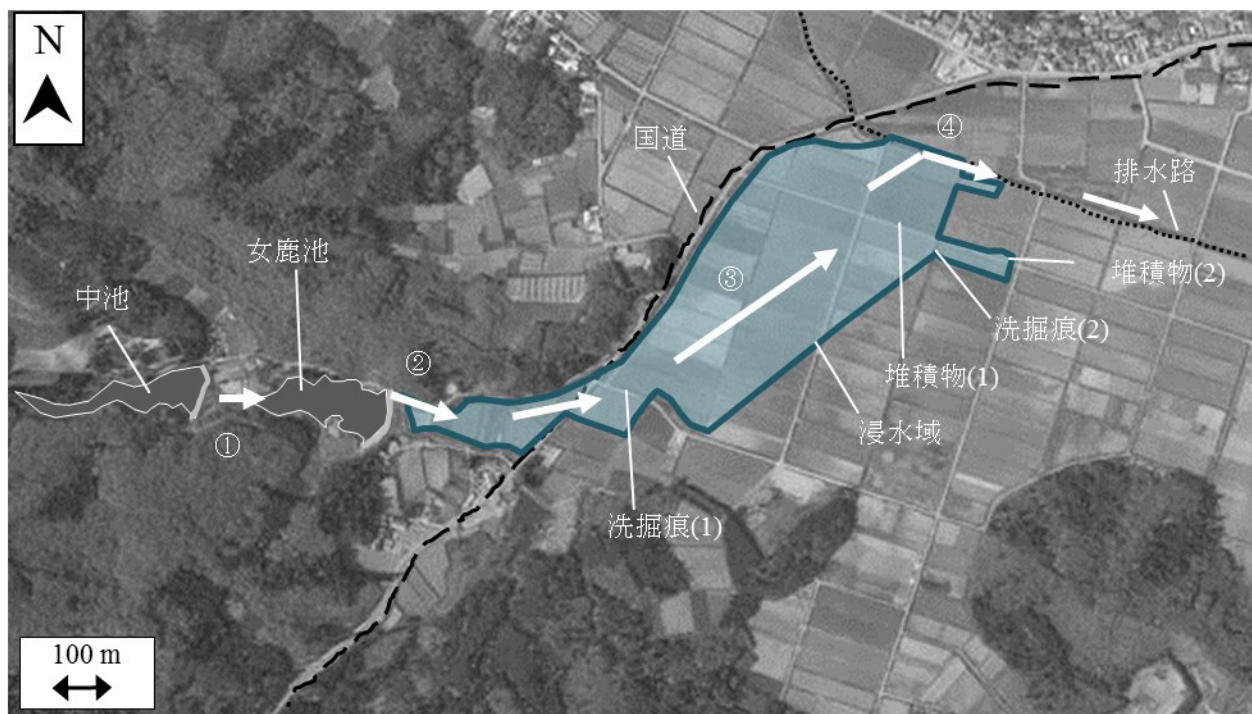


Fig. 3.1 中池の決壊氾濫に伴う浸水域



Fig. 3.2 洗掘痕(1) 農道の洗掘 (提供：須賀川市, 2011年3月24日撮影)



Fig. 3.3 洗掘痕(2) 畦畔法面の洗掘 (提供：須賀川市, 2011年3月24日撮影)



Fig. 3.4 堆積物(1) 畦畔法面上に稲わら等が堆積
(提供：須賀川市，2011年3月24日撮影)



Fig. 3.5 堆積物(2) 農道路面上に稲わら等が堆積
(提供：須賀川市，2011年3月24日撮影)



Fig. 3.6 女鹿池の洪水吐（2013年2月15日撮影）



Fig. 3.7 女鹿池堤体直下の農地（2013年2月15日撮影）



Fig. 3.8 下流を横断する国道（2013年2月15日撮影）



Fig. 3.9 氾濫流によって浸水した農地（2013年2月15日撮影）



Fig. 3.10 氾濫流が合流した排水路（2013年2月15日撮影）

3.2.2 青田新池の決壊による氾濫流況

青田新池は東側と南側の堤体からなる廻り堤で、堤高 8.3 m、堤長 275 m、総貯水量 17,000 m³ であり、灌漑面積は 6.0 ha である。築造年は 1902 年である。

青田新池から南東に約 200 m の位置に大谷池がある。大谷池は堤高 3.8 m、堤長 288 m、総貯水量 59,000 m³ であり、灌漑面積は 50.0 ha である。築造年代は江戸時代以前とされ、1958 年に斜樋、底樋を改修している。大谷池の標高は青田新池よりも約 10 m 低く、両池の間にある農地（水田）は平均勾配 5 % 程度の斜面となっている。

東北地方太平洋沖地震によって堤体屈曲部から 15 m 程東側の位置で決壊が生じた。決壊直後に撮影された決壊点の写真を Fig. 3.11 に示す。決壊直後の調査(堀ら,2012)によれば、天端には堤体全長にわたってクラックが入っており、東側堤体の下流法面では、決壊点の左岸側を中心に大規模なすべりが発生していた。Fig. 3.11 を見ると、決壊点の直下にすべり土塊が堆積していることがわかる。その一部は決壊に伴って流出した貯水によって流され、Fig. 3.12、Fig. 3.13 に示すように堤体直下の農地に堆積した。



Fig. 3.11 決壊点（本宮市提供；2011年3月11日撮影）



Fig. 3.12 堤体直下農地の土砂堆積①
(本宮市提供；2011年3月11日撮影)



Fig. 3.13 堤体直下農地の土砂堆積②
(本宮市提供；2011年3月11日撮影)

現地調査および本宮市に対する聞き取り調査から確認した浸水域を **Fig. 3.13** に示す。なお、**Fig. 3.13** の背景写真は国土地理院撮影の空中写真（2007年撮影）である。

青田新池の決壊による氾濫流は、大部分が直下の農地（**Fig. 3.13** 中①）を經由して（**Fig. 3.14**）下流の大谷池に流入した。大谷池の水位は堤頂近くまで上昇したが、堤体左岸側に設置された洪水吐（**Fig. 3.17**）から排水され、堤体越流には至らなかった。**Fig. 3.13** の②において大谷池堤体の下流側に回った一部の氾濫流（**Fig. 3.15**）は、幅約2mの排水路③（**Fig. 3.16**）に合流して流下したため、排水路を越えた南東側の農地は浸水しなかった。なお、決壊当時は青田新池、大谷池ともにほぼ満水状態であった。

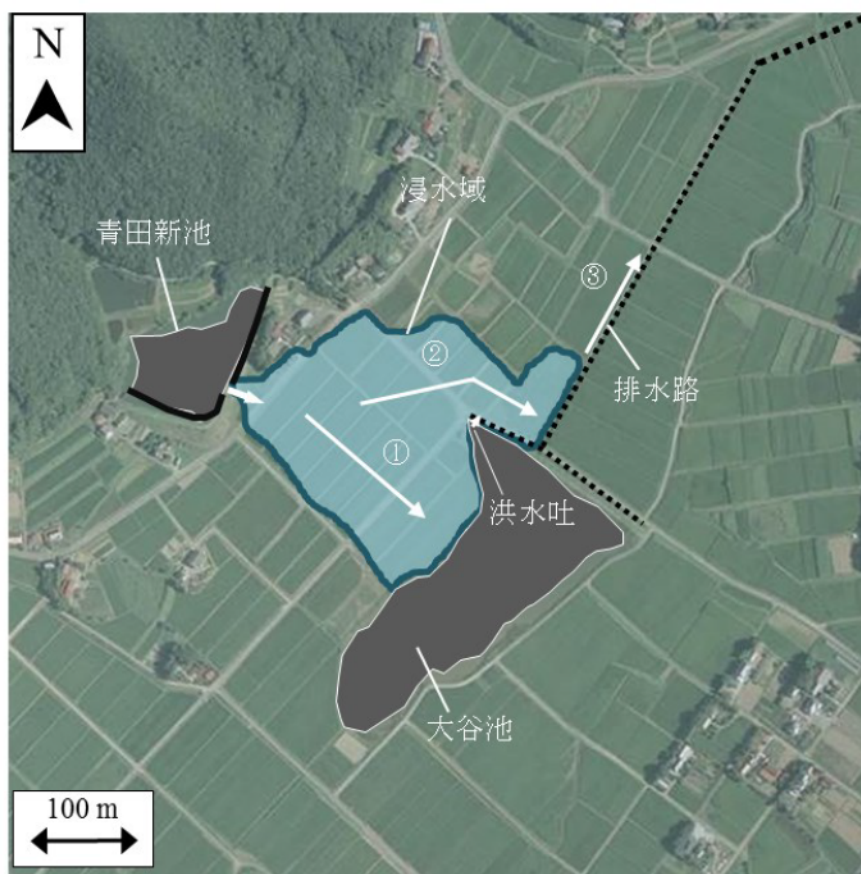


Fig. 3.13 青田新池の決壊氾濫に伴う浸水域



Fig. 3.14 堤体下流農地の浸水状況（**Fig. 3.13** 中①の領域）
（本宮市提供；2011年3月11日撮影）



Fig. 3.15 堤体下流農地の浸水状況（**Fig. 3.13** 中②の領域）
（本宮市提供；2011年3月11日撮影）



Fig. 3.16 排水路 (Fig. 3.13 中③)
(2013年2月15日撮影)



Fig. 3.17 大谷池の洪水吐 (2013年2月15日撮影)

3.3 まとめ

東北地方太平洋沖地震による2箇所のため池決壊事例を対象として現地調査ならびに地元関係者への聞き取りを行い，決壊による氾濫流況を確認した．その結果，両事例の決壊氾濫流況には以下2つの共通点があった．

- (1) 決壊したため池の下流に別のため池（以下，下池）があり，決壊による氾濫流はそこに流入して一時的に貯留された後，洪水吐を経由して排水された．
- (2) 氾濫流は最終的に排水路に合流して流下し，排水路を越えた領域は浸水しなかった．

中池のように隣接した親子池のうち上流側の池（以下，上池）は，堤体が下流側の池（以下，下池）の池敷と隣接することから，排水不良により基礎地盤の支持力が不足しやすく，特に地震時に被害を受けやすいとされる（秋葉・仙波，1941）．また，平成26年台風23豪雨においても，近接したため池が上流のものから順に連鎖決壊する事例が多く報告されている（内田，2005）．このように，上池の決壊氾濫流が下池に流入するという現象は多く見られる．

今回の両対象事例においては，流入した氾濫流が洪水吐から安全に排水されたため，下池は堤体越流や決壊という事態には至っていない．しかし，仮に下池までが決壊していれば，下流域の被害はさらに大きなものとなった可能性がある．親子池の上池の決壊による二次災害を低減するためには，その排水能力が維持されるよう，下池の洪水吐を適切に管理することが重要と考えられる．

また，ため池決壊による浸水域は，立地上当該ため池による受益農地と重複するケースが多いと考えられることから，用排水路はほぼ例外なく存在する．特に排水路は，地区の余剰水を効率よく集められるよう路線設計されるものであるから，ため池決壊時の氾濫流が集中するのは自然といえる．

以上より，ため池決壊氾濫流況に大きな影響を与える地物として下池（貯水池，堤体，洪水吐）ならびに排水路が抽出された．

第 4 章

ため池決壊氾濫解析に対する既往解析手法の適用性検証

4.1 はじめに

河川の洪水氾濫や高潮氾濫に対しては、浅水流方程式を用いた平面二次元非定常流解析によって氾濫流の挙動を予測する氾濫解析手法が適用されており、既往研究においては、道路や家屋、下水道等都市域の地物が氾濫流況に与える影響を解析上に反映させる手法について多くの検討がなされてきた。ハザードマップ作成を目的としたため池決壊氾濫流況の予測は、一般にこれらの手法を援用して行われてきた。しかし、ため池の決壊氾濫流況の予測手法に関する研究事例は少なく、特に、既往の氾濫解析手法によって実際の決壊氾濫流況を再現できるかについて詳細に検証した研究例は正田ら（2014）、正田ら（2015）など数例に限られる。

そこで本章では、平面二次元非定常流解析による既往の氾濫解析手法をため池決壊氾濫流に適用することの妥当性を検討した。検討対象は、第3章で流況を確認した中池の決壊氾濫流とした。対象地における地形の凹凸を精度よく反映させるため、解析には現地のレーザースキャナ DEM として入手できたもののうち最も解像度の高い 2 m メッシュ（以下、2mDEM）を用いた。決壊氾濫流量の流入条件等、種々の解析条件については、既往研究（川本ら、2013；正田ら、2014）において、ハザードマップ作成のための氾濫解析を想定して提案された簡易な条件を用いた。

さらに得られた解析結果を踏まえ、氾濫流況に影響を与えた地物について、現地の状況を再現するための実用的な手法を提案した。さらに、国土地理院が無償で公開しており入手が容易な 5mDEM を用いて解析し、先に行った 2mDEM による解析結果とどのような差異が生じるかについても検討した。

なお、ため池決壊は突発的に生じるため、氾濫流の水深や流速の経時変化を計測することは困難である。そこで、ここでは事後調査によって確認した最終的な浸水域との比較によって、解析手法の妥当性を検証する。

4.2 解析手法

4.2.1 支配方程式と解析ソフトウェア

氾濫解析は、以下に示す浅水流方程式を用いた平面二次元非定常流解析により行った。

・連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (4.1)$$

・x方向運動方程式

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} + D^x \quad (4.2)$$

・y方向運動方程式

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -hg \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} + D^y \quad (4.3)$$

D^x , D^y は拡散項と呼ばれ、以下の式(4.4), (4.5)で表される。

$$D^x = \frac{\partial}{\partial x} \left[\nu_t \frac{\partial}{\partial x} (hu) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\nu_t \frac{\partial}{\partial y} (hu) \right] \quad (4.4)$$

$$D^y = \frac{\partial}{\partial x} \left[\nu_t \frac{\partial}{\partial x} (hv) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\nu_t \frac{\partial}{\partial y} (hv) \right] \quad (4.5)$$

ここで、 h : 水深, t : 時間, u, v : x方向, y方向の水深平均流速, g : 重力加速度, H : 水位 (= $h + Z_B$, Z_B は地盤高), n : マニングの粗度係数である。 ν_t は渦動粘性係数であり、式(4.6)に示すゼロ方程式モデルによって算出される。

$$\nu_t = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (4.6)$$

ここで、 κ : カルマン定数 (=0.4), u_* : 摩擦速度である。

解析にはパブリックドメインの解析ソフトウェアである iRIC version2.1 (以下, iRIC) に内蔵された氾濫解析ソルバー Nays2DFlood v4.1 (清水ら, 2012; 以下, Nays2DFlood) を用いた。Nays2DFlood は河川の氾濫解析への適用を目的として開発されたものであり、その前身である Nays (清水, 2008) によるものを含め、既に多くの適用事例を有する (例えば田中ら, 2011)。また、近年では津波の遡上氾濫 (堀内ら, 2012) や土砂流氾濫 (藤浪ら,

2014) の解析にも適用されており，それらの解析結果は，それぞれ過去の氾濫事例における浸水域をおおむね良好に再現している．以上より，Nays2DFlood が一般的な氾濫解析ソルバーとしての性能を有するものと判断し，中池の氾濫解析に用いることとした．なお，本ソルバーは，式 (4.1) ～ (4.3) を一般曲線座標系に変換し，それを差分法によって解くことで，氾濫流の挙動を解析するものである．

4.2.2 解析条件

iRIC は計算格子生成機能を持ち，解析領域を設定すると格子点数の指定に従ってこれを分割し，各格子点の二次元座標値を計算する．さらに各格子点の標高値を DEM から内挿する．こうして得られた格子点の三次元座標値に基づいて iRIC の解析は実行されるが，以後これを地形モデルと呼ぶことにする．

本解析領域としては，第 3 章に示した浸水域を包含するように，**Fig. 4.1** に示す東西 1,970 m，南北 700 m の矩形領域を設定し，計算格子幅は東西・南北方向ともに全領域で 2 m とした．なお，本章における解析対象地の写真は全て国土地理院撮影の空中写真（1992 年撮影）の空中写真である．対象地の DEM には，入手可能なもののうち，最も解像度の高い 2 mDEM を用いた．iRIC により作成された本解析領域の地形モデルを鳥瞰図として **Fig. 4.2** に示す．

ため池の決壊に伴う貯水流出のピーク流量および流出時間は，堤体の決壊のしかたによって大きく異なるため，決壊以前にこれらを予測することは難しい．また，決壊は突発的に生じるため，事後においても，決壊過程やそれに伴う貯水の流出のしかたに関する情報が得られることはまれである．本事例においても，堤体の決壊過程に関する情報はほとんど得られていない．

正田ら(2015)は，ハザードマップ作成を目的とした氾濫解析における流入流量の設定方法として，式(4.7)(Costa, 1988)から算出されるピーク流量 Q_{\max} をもつ二等辺三角形形状のハイドログラフを提案した．式 (4.7) は，世界各国で発生した人造ダムが決壊事例から得られた回帰式 (**Fig. 4.3**) であり，堤高と総貯水量から決壊時のピーク流量を推定するものである．

$$Q_{\max} = 325(H_d V)^{0.42} \quad (4.7)$$

ここで， Q_{\max} ：ピーク流量 (m^3/s)， H_d ：堤高 (m)， V ：総貯水量 (10^6 m^3) である．

解析領域に対する中池の決壊氾濫流量の流入条件については、正田ら（2015）の方法を用いて堤体直下から中池の総貯水量を流入させるものとした。ハイドログラフの形状を Fig. 4.4 に示す。中池の諸元を式（4.7）に代入すると $Q_{\max} = 221 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。また、以上の条件のもと中池の総貯水量を流入させるのに要する時間は 317 s となる。

マンニングの粗度係数については、解析領域内のほぼ全域が農地であることから、国土交通省・国土技術政策総合研究所（2015）の定めた農地に対する値の目安（0.02～0.06）を参考にし、その中間的な値である 0.04 を全領域に与えた。運動方程式中の移流成分の計算スキームには CIP 法（Yabe et al., 1990）を使用し、計算の時間刻みは 0.05 s とした。

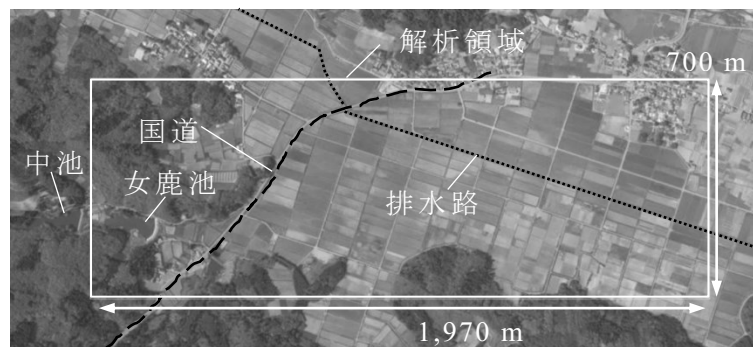


Fig. 4.1 解析領域

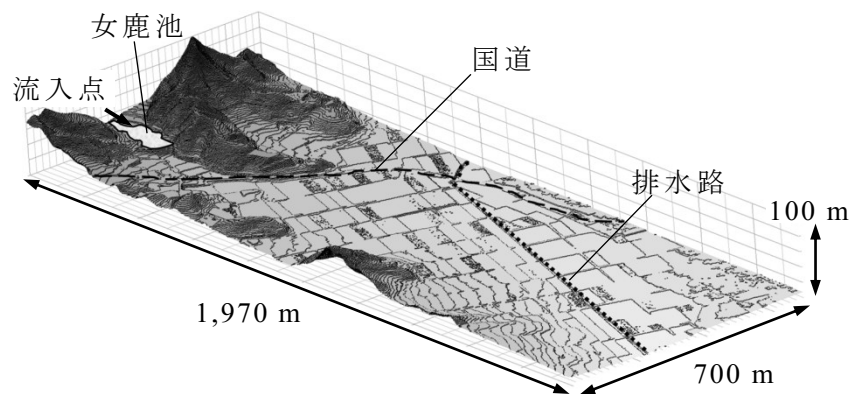


Fig. 4.2 解析領域内標高鳥瞰図（標高を 1.5 倍に強調）

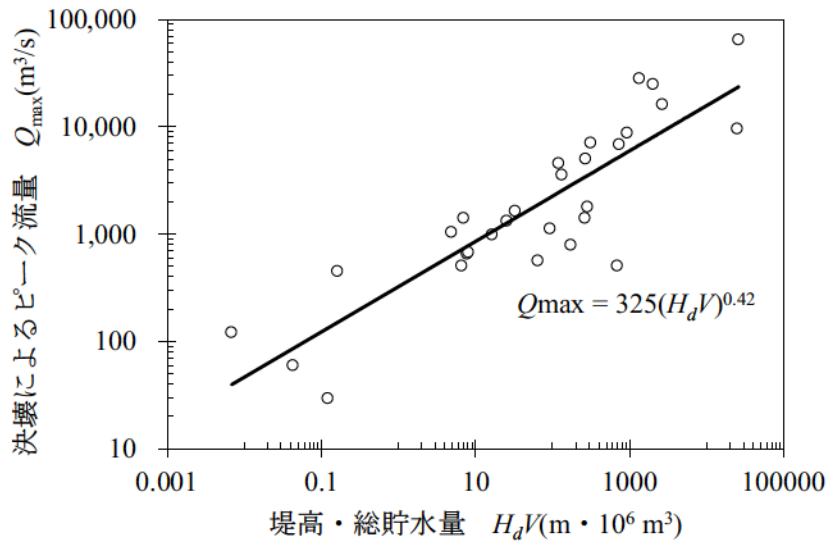


Fig. 4.3 Costa (1988) の回帰式

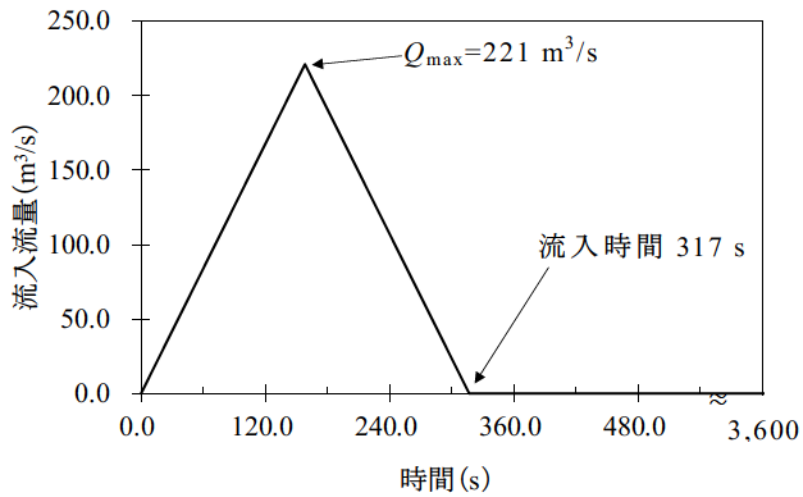


Fig. 4.4 流入ハイドログラフ

4.3 解析結果

解析は浸水域拡大の収束が認められた 60 分後まで行った。決壊から 5 分後、10 分後、15 分後、30 分後の解析結果（水深分布）を **Fig. 4.5** に示す。決壊から 5 分後には、氾濫流の一部は女鹿池に貯留される一方で、大部分が堤体を越流して流下しており、その先端部分は下流の国道に到達した。氾濫流はその後国道を乗り越えて農地を流下・拡大し、決壊の 15 分後には排水路に到達した。決壊の 30 分後には、氾濫流が排水路から溢水し、排水路の北側へと浸水域が拡大している。

前に述べたように、ため池決壊時において浸水域の経時的な変化のしかた等を計測することは困難である。そこで、第 2 章に示した最終的な浸水域との比較によって解析結果を検討した。その結果を **Fig. 4.6** に示す。解析結果が現地調査結果の浸水域と異なっている点は、(1) 女鹿池の堤体越流が生じており、実際には浸水しなかった堤体直下右岸側が浸水している点、および(2) 浸水域が排水路を越えて北側へと拡大している点の 2 つである。また、(3) 中池が決壊した当時女鹿池は満水状態であったが、解析においてはその湛水状態が表現されていなかった。

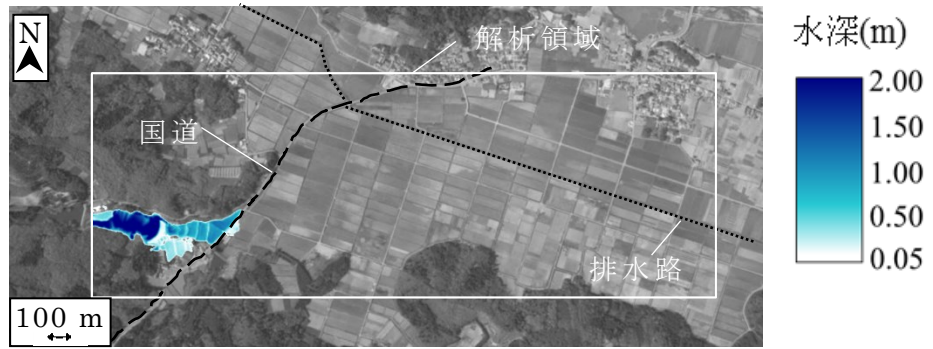
次節では、これらの問題点を踏まえ、解析に供した入力データの修正を検討する。

4.4 入力データに対する修正とその効果

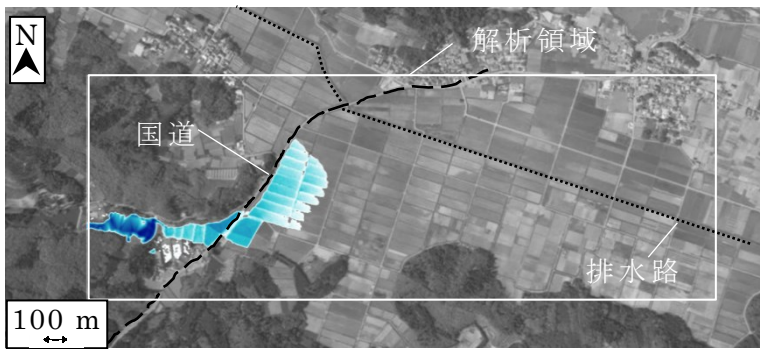
4.4.1 下池の堤体および洪水吐の形状

地形モデルに表現された女鹿池の堤体形状をワイヤースケッチ図として **Fig.4.7** に示す。これより、図中に丸印で示した右岸側取付け部付近において堤頂が低くなっていることがわかった。このことは、2mDEM から直接描いたワイヤースケッチ図でも確認できた。一方、現地調査によれば、この部分はコンクリート護岸によって嵩上げされ、堤頂の標高が確保されていた。コンクリート護岸は幅の狭い構造物であるため、2mDEM でもその形状は表現されなかったものと考えられる。そこで、地形モデルにおいて、この部分の標高を堤体中央部の高さに修正した。

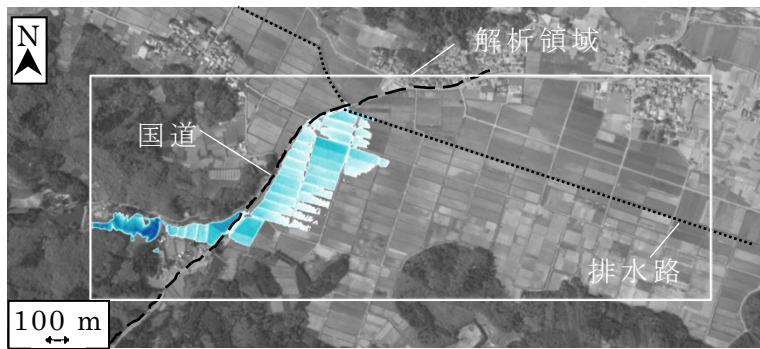
女鹿池の堤体左岸側には越流堰型式の洪水吐が設置されており、越流部の断面形状は、



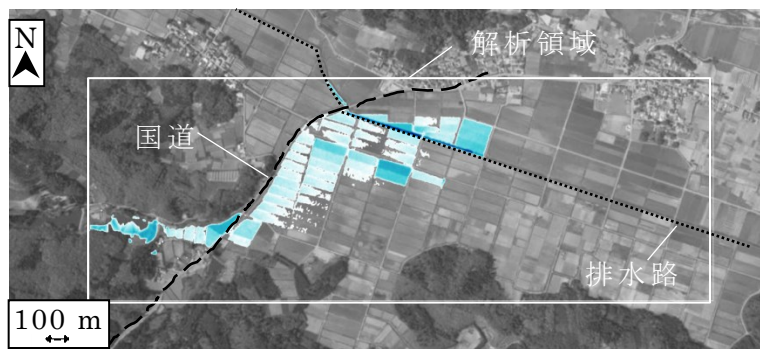
(a) 5 分後



(b) 10 分後



(c) 15 分後



(d) 30 分後

Fig. 4.5 解析結果水深分布 (2mDEM)

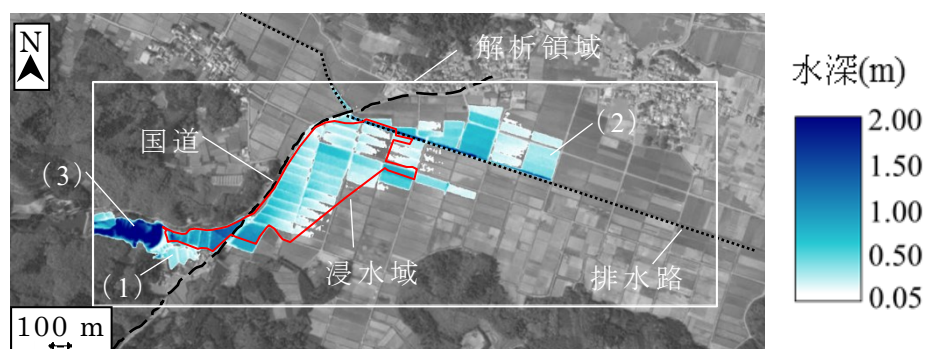


Fig. 4.6 解析結果と実際の浸水域の比較 (2mDEM)

幅 9.5 m, 高さ 1.9 m の矩形である。地形モデル上にこの形状を表現する必要があるが、Nays2DFlood では全領域で等間隔の計算格子を用いるために矩形の断面を表現できない。そこで、これを台形断面で近似して表現した。実際の断面形状と、地形モデルに表現した断面形状を Fig. 4.8 に示す。越流水深ごとの流量を比較し (Fig. 4.9), 実際の矩形断面に対して流量が過大とならない断面形状を設定した。流量の算出には刃型堰の流量公式 (椿・荒木, 1961) を用いた。

4.4.2 下池の初期湛水

地形モデルに表現された女鹿池の池底の形状を確認したところ、その大部分の標高が洪水吐の敷高よりも高くなっており、実際の形状とは異なっていた。これは、今回用いた 2mDEM が航空レーザースキャナ測定の結果から作成されているため、湛水域では池底の標高が捉えられないことによるものと考えられる。そこで、池底部分の標高を堤頂に対し 4 m 低く修正した。その上で、上流側から初期湛水相当分の水量を流入させ、常時満水位 (堤頂標高 - 2 m) まで湛水させた。その後十分な時間を置き、女鹿池内部の流速が 0.1 m/s 程度と十分小さくなった後に、後述する流入ハイドログラフに従って中池の貯水量を流入させた。

4.4.3 流入ハイドログラフ

決壊氾濫流量の流入条件設定にあたっては、4.3.2で述べたように、流入ハイドログラフを **Fig. 4.4** のように設定した。その結果、実際には生じなかった女鹿池の堤体越流が解析上生じたことから、本事例における実際の流出ピーク流量は、式(7)による Q_{\max} の値よりも小さかったものと考えられる。

そこで、ピーク流量を Q_{\max} のそれぞれ 0.2 倍から 0.8 倍の 5 通りとして流入ハイドログラフを設定 (**Fig. 4.10**) して解析し、その結果に基づき適切なハイドログラフを設定することとした。全てのハイドログラフにおいて、総流入量が中池の総貯水量と一致するように流入時間を設定した。**Fig. 4.11** は、それぞれの解析結果における女鹿池の貯水位の時間変化である。ここに示す通り、 Q_{\max} の 0.2 倍よりも大きなピーク流量を与えた場合、貯水位が堤頂の標高を越え、堤体越流が生じた。そこで、ピーク流量を Q_{\max} の 0.2 倍とした流入ハイドログラフを採用した。

4.4.4 排水路の形状

地形モデルに表現された排水路の形状を確認するため、排水路に沿った格子点の標高値から水路床の標高縦断図を作成した。**Fig. 4.12** はこれと水路の空中写真を比較したものである。これを見ると、農道と交差する位置(図中丸印の位置)において局所的に標高が高くなっていることがわかる。これは、水路床ではなく、交差する農道の路面の標高である。現地の水路はこの部分において、農道の下を通るアンダーパスとなっている。しかしその部分の流路は解析に反映されず、この部分で氾濫流がせき止められて溢水し、浸水域が排水路の北側へと拡大した。

そこで、アンダーパスとなっている部分の水路を、全区間を通して勾配が一定となるよう、上流端・下流端から内挿して水路床標高値を修正した。修正後の水路床標高縦断図を **Fig. 4.12** に実線で示した。

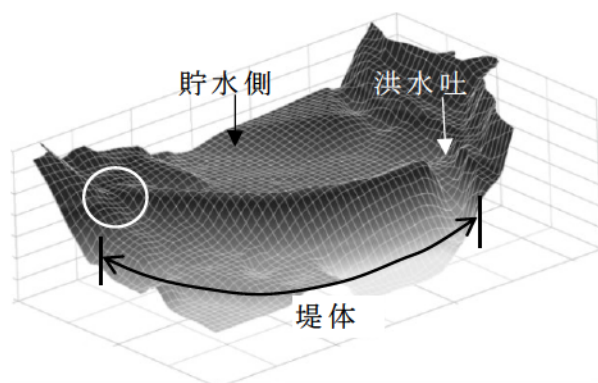


Fig. 4.7 地形モデルに表現された女鹿池の堤体形状

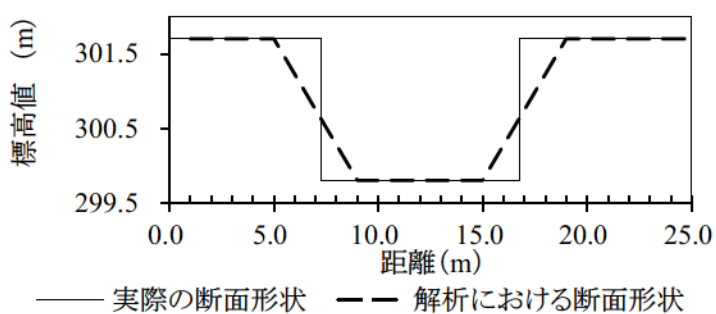


Fig. 4.8 洪水吐の断面形状

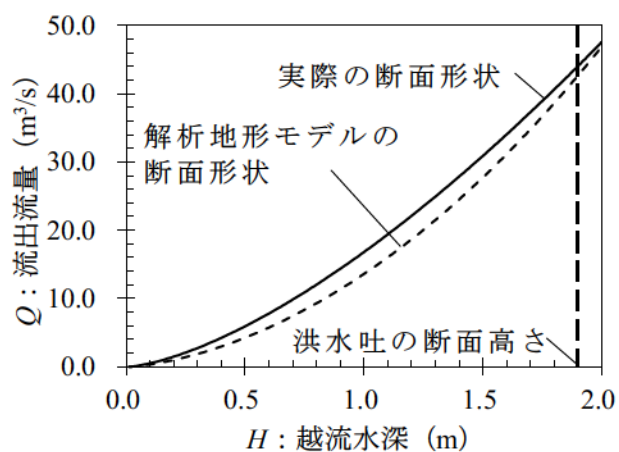


Fig. 4.9 洪水吐の越流水深と流出流量の関係

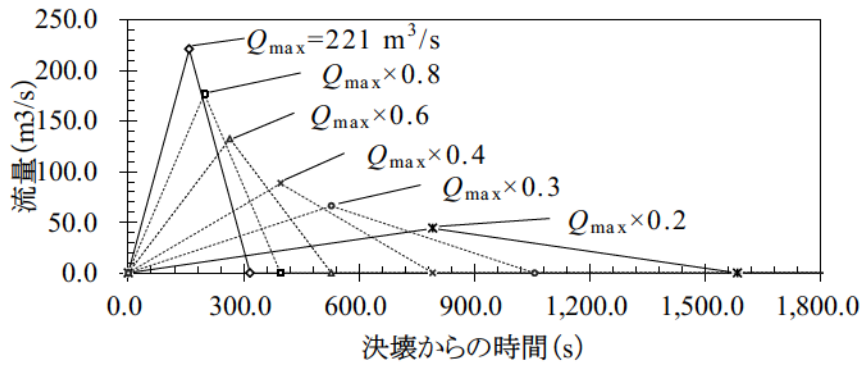


Fig. 4.10 ピーク流量を低減した流入ハイドログラフ

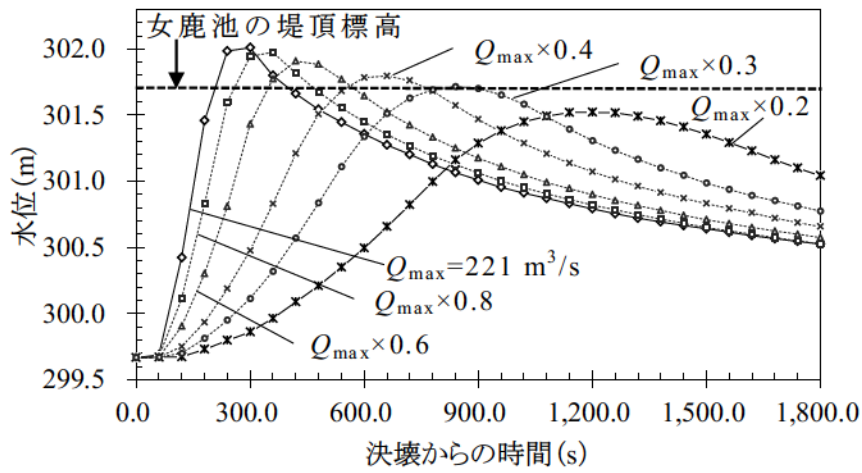


Fig. 4.11 女鹿池の貯水位の時間変動

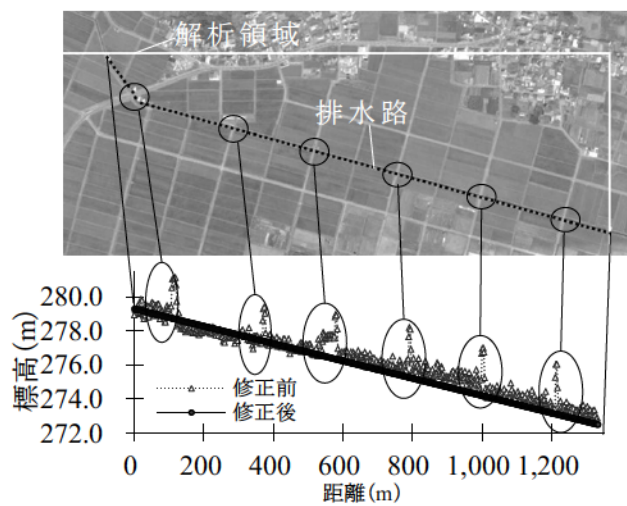


Fig. 4.12 排水路床標高縦断図

4.4.5 修正後のデータに基づく解析結果

決壊から 15 分後、20 分後、30 分後、60 分後の解析結果（水深分布）を **Fig. 4.13** に示す。流入ハイドログラフのピーク流量が低減されているため、浸水域が拡大する速さは修正前の解析結果よりも遅く、氾濫流が国道に到達したのは決壊から 15 分後、排水路に到達したのは決壊から 33 分後であった。

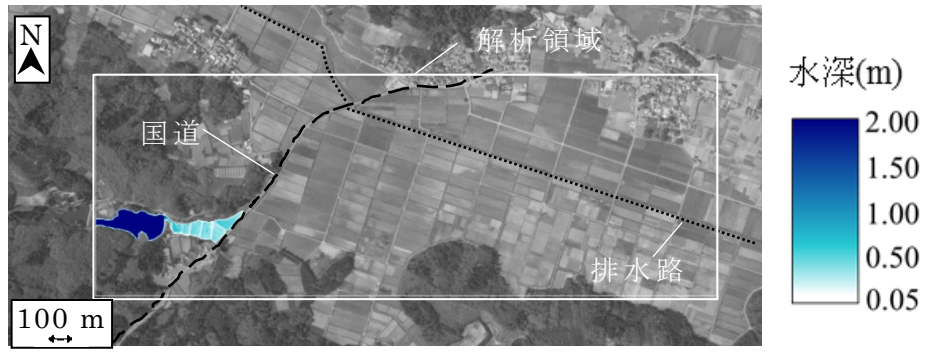
解析結果の最大浸水範囲と実際の浸水域の比較を **Fig. 4.14** に示す。ここでは女鹿池の堤体越流が生じておらず、氾濫流が洪水吐を経由して女鹿池から排水されている。また、排水路に達した氾濫流はこれに合流して流下し、排水路北側への浸水域拡大は生じていない。このように、修正後の入力データを用いた解析から得られた浸水域は、現地調査の結果とほぼ一致した。

4.5 数値標高モデル解像度の違いによる解析結果の差異

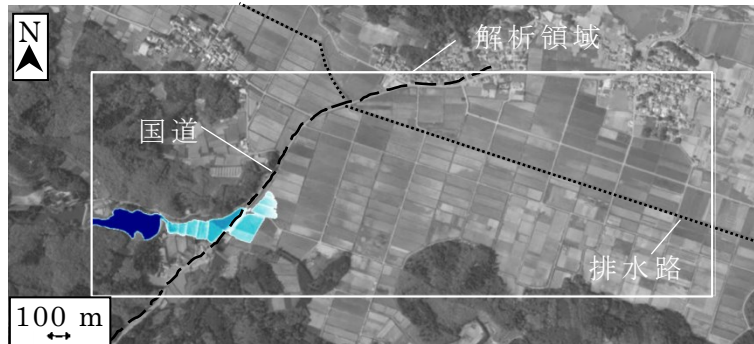
氾濫解析においては、一般に高解像度の DEM を用いることで解析精度が向上するとされる。しかし、上述の通り、高解像度の DEM を用いてもアンダーパス状の水路や、湛水面下にある下池の池底の形状は地形モデル上に表現されない。また、2mDEM のような高解像度の DEM は一般に高価であり、現在は整備地域も限られている。

その一方で、全国の多くの地域については、5mDEM が国土地理院によって無償で公開されている。入手が容易な 5mDEM を用いて精度の高い氾濫解析ができれば、ハザードマップの作成コストを低減できる。そこで、5mDEM を用いて中池の氾濫解析を行い、実際の浸水域を再現できるかを検討した。氾濫解析の計算格子幅は DEM の解像度と同程度とするのが一般的であるが、計算格子幅を 5 m とした場合、洪水吐や排水路通水能力が実際のものに対して過大となる。そこで、計算格子幅は先に行った解析と同じ 2 m とし、解析領域を分割し、各格子点には 5mDEM から内挿した標高値を与えて地形モデルを作成した。さらに、洪水吐や排水路、女鹿池の池底の部分については、5 章に示した手順と同様、現地の状況に基づき標高値を修正した。その他の解析条件も先に行った 2mDEM による解析と同様に設定した。

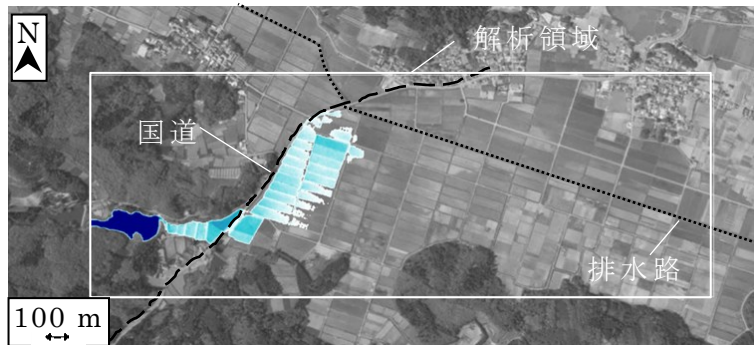
解析結果の最大浸水範囲と実際の浸水域との比較を **Fig. 4.15** に示す。解析結果は、2mDEM を用いた場合と同様に実際の浸水域とほぼ一致した。2mDEM を用いた解析結果と



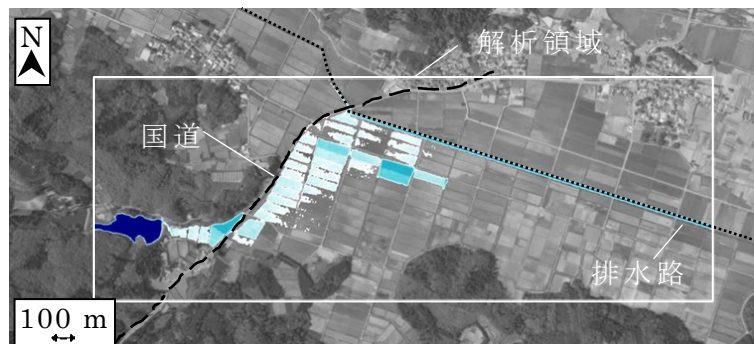
(a) 15 分後



(b) 20 分後



(c) 30 分後



(d) 60 分後

Fig. 4.13 解析結果水深分布 (2mDEM, 修正後)

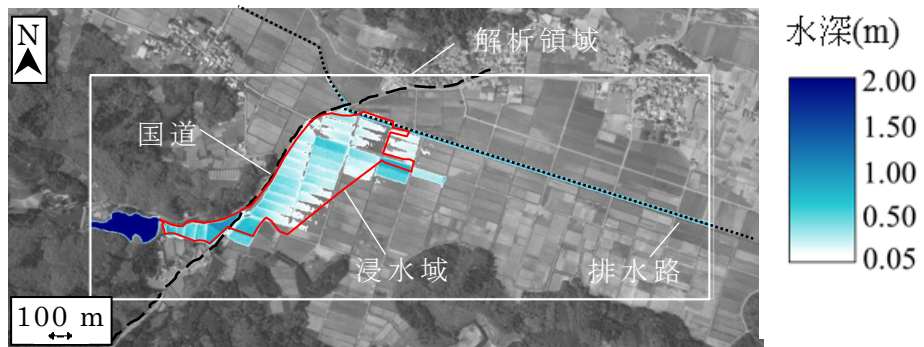


Fig.4.14 解析結果（2mDEM，修正後）と実際の浸水域の比較

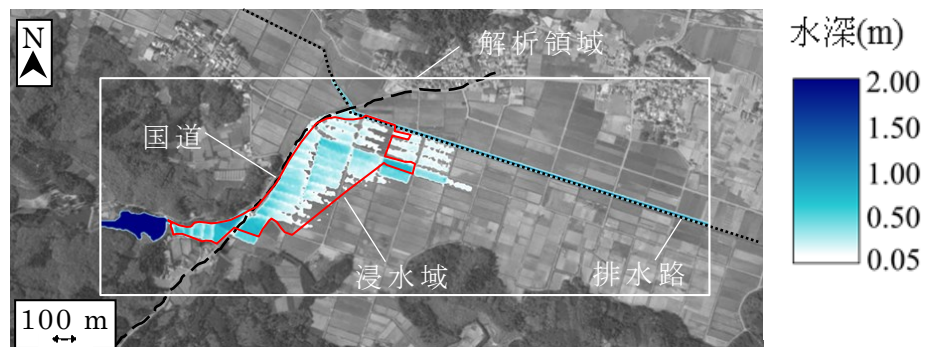


Fig.4.15 解析結果（5mDEM，修正後）と実際の浸水域の比較

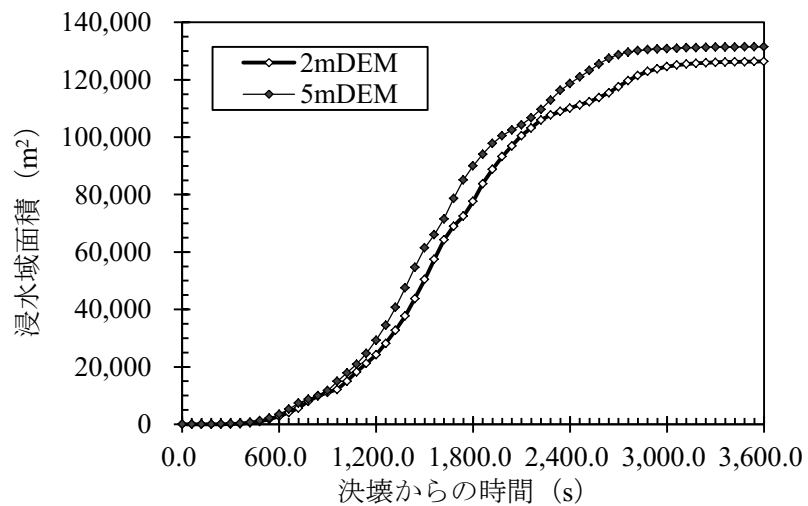


Fig. 4.16 浸水域面積の時間変化

5mDEM を用いた解析結果における浸水域面積の時間変化を **Fig. 4.16** に示す。浸水域が拡大する速さは、5mDEM を用いた方がやや速く、氾濫流が排水路に到達するまでの時間差は3分程度であった。

5mDEM では、解像度が低いために農道の盛土等の微小な起伏が表現できず、2mDEM と比べて均された地形になる。そのため、2つの解析結果の間で流速分布に差異が生じ、浸水域の拡大する速さが異なったものと考えられる。解析対象地の地形条件によっては今回よりも大きな差異を生じる可能性もあると考えられる。また、浸水域の拡大する速さに影響を与える要因としては、この他に粗度係数の設定値や流入ハイドログラフの形状等が挙げられる。

ハザードマップの作成においては最終的な浸水域の予測結果が用いられることが多いと考えられるが、避難計画の立案など、防災・減災対策上、氾濫流の到達時刻を予測することが求められる場合もある。したがって、浸水域の拡大する速さに対して、種々の解析条件の違いがどのような影響を与えるかについては、今後より詳細に検討する必要がある。

4.6 まとめ

東北地方太平洋沖地震によって決壊したため池を対象として、高解像度 DEM を用いた氾濫解析をため池決壊時の氾濫流況予測手法として適用することの妥当性を検証した。その結果、解像度の高い 2mDEM を用いても、排水路や下池など、氾濫流況に影響を与える地物の形状が地形モデルに適切に表現されず、解析結果が実際の氾濫流況と異なる場合があることがわかった。ここで明らかとなった問題はさらに解像度の高い DEM を用いたとしても解決できず、レーザースキャナ DEM の限界といえる。

この結果を踏まえ、決壊当時の現地の状況を再現するため、解析入力データに修正を施した。それは以下の3点である。

- (1) 地形モデルの修正による下池の堤体および排水路の形状の表現
- (2) 下池の初期湛水状態の表現
- (3) 流入ハイドログラフのピーク流量の低減

これにより、2mDEM より解像度の劣る 5mDEM を用いた場合においても、実際の浸水域とほぼ一致する解析結果が得られた。

以上より、平面二次元非定常流解析に基づく氾濫解析によってため池の決壊氾濫流況を

再現するためには、氾濫流況に影響を与える地物の形状を適切に反映する必要があることがわかった。そのために本章で提案した方法はどれも、解析ソルバーに手を加える必要がなく、ハザードマップ作成のための氾濫解析においても導入は容易である。

広範囲にわたって高解像度、高精度の DEM データを得ることができる航空レーザースキャナ測定の登場は、氾濫解析に大きなブレークスルーをもたらしたとされ (Bates, 2012)、解析精度向上に対する有効性を示す研究事例が国内外で多く報告されている (細山田, 2005 ; 川口ら, 2005 ; Marks and Bates, 2000 ; Fewtrell et al. ,2008)。一方、その導入にあたって生じる問題点やその解決方法についての検討は十分になされていない。本章で得られた知見は、ため池決壊氾濫のみに留まらず、河川の洪水氾濫や高潮氾濫等を対象とした解析にレーザースキャナ DEM を導入する際にも有益と考えられる。

第 5 章

有限要素法によるため池決壊氾濫解析手法の構築

5.1 はじめに

第 4 章においては，河川の洪水氾濫や高潮氾濫等に適用されてきた平面二次元非定常流解析による氾濫解析手法を，ため池決壊氾濫流に適用することの妥当性を検討した．既往の氾濫解析ソルバーを用いて，東北地方太平洋沖地震で決壊した中池の決壊氾濫流を対象として検討した結果，ため池の決壊氾濫流況を再現するためには，下池や排水路等，氾濫流況に影響を与える地物を解析上に適切に反映する必要があることがわかった．

第 4 章で用いた解析ソルバーは，支配方程式の離散化に差分法を用いている．差分法では計算格子点を規則的に配置する構造格子のもとで解析を行う．したがって，複雑な形状を表現するためには格子幅を細かく設定する必要があり，計算負荷が膨大となる．

そこで本章では，計算節点配置の自由度がより高い非構造格子のもとでの解析を可能とするため，有限要素法を用いた氾濫解析手法を構築した．これにより，(1) 複雑な地物の形状に沿って計算節点を配置すること，(2) 重要な地物の周辺に集中的に計算節点を配置することが可能になる．すなわち，計算負荷の増大を抑えながら，地物形状を精度よく表現することが可能になると考えられる．

手法の構築にあたっては，有限要素法を用いた浅水流方程式の離散化手法のうち最も簡便なものの一つである Kawahara et al.(1982)の手法を用いることとし，解析領域の任意の位置から決壊氾濫流量を流入させるための方法，ならびに，浸水域の拡大・縮小に伴って移動する水際線の位置を正確にとらえるための移動境界処理手法を新たに提案する．本章の最後には，実在するため池の決壊を想定した氾濫解析を行う．特に氾濫流が盛土を越流する流れの挙動に着目し，本手法によって局所的な地形の凹凸を反映した解析を行うことができるかを検討する．

5.2 支配方程式とその離散化

5.2.1 支配方程式

浅水流方程式を用いた平面二次元非定常流解析を行う。浅水流方程式を用いた解析では、連続式の計算変数を水深とする場合（例えば Bates,2003）と、水位（水面標高）とする場合（例えば Kawahara et al.,1982）があるが、急勾配斜面の上方から浸水域が広がる流れを解析する場合には、計算変数に水位を用いると計算の不安定を生じることが報告されている（丹羽ら，2009）。ため池は灌漑水源施設であるため、周囲より標高の高い場所に築造される場合が多い。したがってその決壊に伴う氾濫流は斜面上方から流下する形態となる。この流れを安定して解析するため、ここでは水深を計算変数とした。また、簡単のため、運動方程式の乱流拡散項は無視して解析する。

本章で構築するため池決壊氾濫解析手法（以下、本手法）で用いる浅水流方程式は以下に示す式（5.1）～（5.3）からなる。連続式（5.1）から水深 h を、運動方程式（5.2）、（5.3）から x 、 y 方向の流速 u 、 v をそれぞれ計算する。

・連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = 0 \quad (5.1)$$

・運動方程式(x 方向)

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} = 0 \quad (5.2)$$

・運動方程式(y 方向)

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial H}{\partial y} + \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} = 0 \quad (5.3)$$

ここに、 t ：時間， H ：水位($H=h+Z_b$ ， Z_b は地盤標高)， g ：重力加速度， n ：マンニングの粗度係数である。

これらの偏微分方程式を有限要素法により離散化するため、重み付き残差法を用いて積分方程式に変換する。式（5.1）～（5.3）に任意の重み関数 W を掛けて任意の要素面積 Δ_e にわたって積分すると、以下の積分方程式が得られる。

・連続式

$$\int_{\Delta_e} W \left(\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} \right) dA = 0 \quad (5.4)$$

・運動方程式(x方向)

$$\int_{\Delta_e} W \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \right) dA = 0 \quad (5.5)$$

・運動方程式(y方向)

$$\int_{\Delta_e} W \left(\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial H}{\partial y} + \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \right) dA = 0 \quad (5.6)$$

河川の氾濫や高潮の解析においては、氾濫河川の水位または潮位をディリクレ境界条件として与えるのが一般的である。一方、ため池の決壊氾濫解析では、総流入量をため池の貯水量と一致させる必要があることから、第4章で示したように流量のハイドログラフを境界条件として与える。これを可能にするため、連続式の重み付き残差方程式(5.4)に Gauss の発散定理を用いて以下のように変形した。

$$\int_{\Delta_e} W \frac{\partial h}{\partial t} dA - \int_{\Delta_e} hu \frac{\partial W}{\partial x} dA - \int_{\Delta_e} hv \frac{\partial W}{\partial y} dA + \int_S \{WF_x, WF_y\} \cdot \mathbf{n} dS = 0 \quad (5.7)$$

ここに、 S : 要素境界、 F_x, F_y : 要素の境界を通過する流量フラックス ($=uh, vh$)、 \mathbf{n} : 要素の境界に対する法線ベクトルである。

式(5.7)の左辺第4項は流量フラックスの境界積分項であり、ここに任意の流量を入力することで、ため池の決壊氾濫流量を解析領域に流入させる。また、負の値を入力することで解析領域からの流出を扱うこともできる。流入出点は解析領域の境界および内部の任意の要素に設定できる。一方、解析領域境界の要素においてこの項を0とすると、境界を通過して流入出する流量フラックスなしの条件(以下、壁条件)が課される。

5.2.2 有限要素法による空間方向の離散化

(1) 三角形一次要素

式 (5.5), (5.6), (5.7) を, 三角形一次要素を用いたガラーキン法により空間方向に離散化する. 三角形一次要素では, 各要素内の任意の点 $P(x,y)$ における物理量 f の値が以下の式で与えられるとする.

$$f(x,y)=f_iN_i \quad (5.8)$$

ここに, f_i は要素を構成する節点 P_i における物理量 f の値である. ただし, $i=1\sim 3$ である.

N_i は形状関数と呼ばれ, 三角形一次要素では以下の式で定義される面積座標の式と一致する.

$$\begin{aligned} N_i &= \frac{\Delta P P_j P_k}{\Delta_e} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \{ (x_j - x)(y_k - y) - (x_k - x)(y_j - y) \}}{\frac{1}{2} \{ (x_2 - x_1)(y_3 - y_1) - (x_3 - x_1)(y_2 - y_1) \}} \\ &= \frac{x_j y_k - x_k y_j}{2\Delta_e} + \frac{y_j - y_k}{2\Delta_e} x + \frac{x_k - x_j}{2\Delta_e} y \\ &\equiv a_i + b_i x + c_i y \end{aligned} \quad (5.9)$$

ここに, Δ_e は要素面積 ($= \Delta P_1 P_2 P_3$), x_i, y_i は要素を構成する節点の座標値である.

a_i, b_i, c_i は要素面積と節点の座標値から得られる定数であり, N_i は一次式となる. また, 定義より, 点

P が節点 P_i にあるとき $N_i=1$, 他の 2 つの節点上にあるとき $N_i=0$ である.

形状関数 N_i の x, y 方向微分値は以下の式で与えられる.

$$\frac{\partial N_i}{\partial x} = b_i = \frac{y_j - y_k}{2\Delta_e} \quad (5.10)$$

$$\frac{\partial N_i}{\partial y} = c_i = \frac{x_k - x_j}{2\Delta_e} \quad (5.11)$$

形状関数を用いて表された式を要素面積全体で積分する際には以下の公式を用いる.

$$\int_{\Delta_e} N_1^\alpha N_2^\beta N_3^\gamma dA = 2\Delta_e \frac{\alpha!\beta!\gamma!}{(\alpha+\beta+\gamma+2)!} \quad (5.12)$$

ここに, $\alpha, \beta, \gamma,$ は任意の自然数である.

(2) 連続式の有限要素方程式

連続式 (5.7) を, 三角形一次要素を用いたガラーキン法により離散化する. 重み付き残差法における重み関数 W は任意の関数であるが, ガラーキン法では形状関数 N_i を用いる.

・ 第 1 項

$$\begin{aligned} \int_A W \frac{\partial h}{\partial t} dA &= \int_A N_j \dot{h}_i N_i dA \\ &= \dot{h}_i \int_A N_j N_i dA \\ &= \mathbf{M} \dot{\mathbf{h}} \end{aligned} \quad (5.13)$$

ここに, 上付きのドット ($\dot{\quad}$) は時間微分を表す. \mathbf{M} は質量行列と呼ばれ, 成分を書き下せば, 以下のようになる.

$$\mathbf{M} = \frac{\Delta_e}{12} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (5.14)$$

また, $\dot{\mathbf{h}} = \{\dot{h}_1, \dot{h}_2, \dot{h}_3\}^T$ である. ここに, T は転置行列を表す.

・ 第 2 項

$$\begin{aligned} - \int_A hu \frac{\partial W}{\partial x} dA &= - \int_A N_k h_k N_i \mu_i \frac{\partial N_j}{\partial x} dA \\ &= -b_j \mu_i \int_A N_k h_k N_i dA \\ &= -b_j \mathbf{A} u_i \\ &= \mathbf{L}_x \mathbf{u} \end{aligned} \quad (5.15)$$

ここに, 係数行列 \mathbf{L}_x の成分を書き下すと以下のようになる.

$$\mathbf{L}_x = - \begin{bmatrix} A_1 b_1 & A_2 b_1 & A_3 b_1 \\ A_1 b_2 & A_2 b_2 & A_3 b_2 \\ A_1 b_3 & A_2 b_3 & A_3 b_3 \end{bmatrix} \quad (5.16)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{A} = \{A_1, A_2, A_3\} &= \int_A N_i h_i N_k dA \\ &= \frac{\Delta_\varepsilon}{12} \{h_1, h_2, h_3\} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix} \\ &= \frac{\Delta_\varepsilon}{12} \begin{bmatrix} 2h_1 + h_2 + h_3 \\ h_1 + 2h_2 + h_3 \\ h_1 + h_2 + 2h_3 \end{bmatrix}^T \end{aligned} \quad (5.17)$$

また、 $\mathbf{u} = \{u_1, u_2, u_3\}^T$ である。

・ 第 3 項

第 2 項と全く同様にして、

$$\begin{aligned} - \int_A h v \frac{\partial W}{\partial y} dA &= - \int_A N_k h_k N_i v_i \frac{\partial N_j}{\partial x} dA \\ &= \mathbf{L}_y \mathbf{v} \end{aligned} \quad (5.18)$$

ここに、係数行列 \mathbf{L}_y の成分を書き下せば以下のようになる。

$$\mathbf{L}_y = - \begin{bmatrix} A_1 c_1 & A_2 c_1 & A_3 c_1 \\ A_1 c_2 & A_2 c_2 & A_3 c_2 \\ A_1 c_3 & A_2 c_3 & A_3 c_3 \end{bmatrix} \quad (5.19)$$

また、 $\mathbf{v} = \{v_1, v_2, v_3\}^T$ である。

・ 第 4 項

第 4 項は流量フラックスの境界積分項である。解析領域に流入出する流量を与える要素においては、3 辺のうち任意の 1 辺 (λ とする) を選び、辺 λ 上でのみこの項を積分する。それ以外の要素では、隣接する要素との間で線積分の値が相殺されるため、考慮する必要がない。

辺 λ の両端にある節点を p, q とし、その辺上で、流量フラックスの法線成分 F_n が一定であるとして線積分を実施すると以下のようになる。

$$\begin{aligned} \int_S \{W F_x, W F_y\} \cdot \mathbf{n} dS &= \int_\lambda N_j F_n dS \\ &= F_n \int_\lambda \{N_p, N_q\} dS \end{aligned}$$

$$= \left\{ \frac{F_n^I}{2}, \frac{F_n^I}{2} \right\} \quad (5.20)$$

F_n^I は流入出する流量 Q に等しいから、式(5.20)は以下のように書き換えられる。

$$\int_S \{wF_x, wF_y\} \cdot n dS = \left\{ \frac{Q}{2}, \frac{Q}{2} \right\} \equiv Q \quad (5.20)'$$

式(5.7)に、式(5.13)、式(5.15)、式(5.18)、式(5.20)を代入すると、連続式の有限要素方程式として以下の式を得る。

$$\mathbf{M}\dot{h} + \mathbf{L}_x \mathbf{u} + \mathbf{L}_y \mathbf{v} + Q = 0 \quad (5.21)$$

(2)運動方程式の有限要素方程式

x 方向の運動方程式(5.5)に三角形一次要素を用いたガラーキソ法を適用する。その準備として、式(5.5)を以下のように書き換える。

$$\int_A W u dA + \int_A \left(W u \frac{\partial u}{\partial x} + W v \frac{\partial u}{\partial y} \right) dA + \int_A W g \frac{\partial H}{\partial x} dA + \int_A W R_x dA = 0 \quad (5.5)'$$

ここに、

$$R_x = \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (5.22)$$

である。

・非定常項(第1項)

$$\begin{aligned} \int_A W u dA &= \int_A N_j \dot{u}_i N_i dA \\ &= \dot{u}_i \int_A N_j N_i dA \\ &= \mathbf{M} \dot{\mathbf{u}} \end{aligned} \quad (5.23)$$

・移流項(第2項)

$$\int_A \left(W u \frac{\partial u}{\partial x} + W v \frac{\partial u}{\partial y} \right) dA = \int_A (N_j N_k u_k b_i \mu_i + N_j N_k v_k c_i \mu_i) dA$$

$$\begin{aligned}
&= \left[b_i \int_A N_j N_k u_k dA + c_i \int_A N_j N_k v_k dA \right] u_i \\
&= [b_i \mathbf{B} + c_i \mathbf{C}] u_i \\
&= \mathbf{K} u
\end{aligned} \tag{5.24}$$

ここに、係数行列 \mathbf{K} の成分を書き出せば、以下のようなになる。

$$\mathbf{K} \equiv \begin{bmatrix} b_1 B_1 + c_1 C_1 & b_2 B_2 + c_2 C_1 & b_3 B_1 + c_3 C_1 \\ b_1 B_2 + c_1 C_2 & b_2 B_2 + c_2 C_2 & b_3 B_2 + c_3 C_2 \\ b_1 B_3 + c_1 C_3 & b_2 B_3 + c_2 C_3 & b_3 B_3 + c_3 C_3 \end{bmatrix} \tag{5.25}$$

$$\begin{aligned}
\mathbf{B} = \{B_1, B_2, B_3\}^T &= \int_A N_j N_k u_k dA \\
&= \frac{\Delta_\varepsilon}{12} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} \\
&= \frac{\Delta_\varepsilon}{12} \begin{bmatrix} 2u_1 + u_2 + u_3 \\ u_1 + 2u_2 + u_3 \\ u_1 + u_2 + 2u_3 \end{bmatrix}
\end{aligned} \tag{5.26}$$

$$\begin{aligned}
\mathbf{C} = \{C_1, C_2, C_3\}^T &= \int_A N_j N_k v_k dA \\
&= \frac{\Delta_\varepsilon}{12} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{Bmatrix} \\
&= \frac{\Delta_\varepsilon}{12} \begin{bmatrix} 2v_1 + v_2 + v_3 \\ v_1 + 2v_2 + v_3 \\ v_1 + v_2 + 2v_3 \end{bmatrix}
\end{aligned} \tag{5.27}$$

・重力項（第3項）

$$\begin{aligned}
\int_A W g \frac{\partial H}{\partial x} dA &= \int_A N_j g H_i b_i dA \\
&= g b_i H_i \int_A N_j dA \\
&= \mathbf{G}_x \mathbf{H}
\end{aligned} \tag{5.28}$$

ここに、係数行列 \mathbf{G}_x の成分を書き出せば、以下のようなになる。

$$\mathbf{G}_x = \frac{\Delta_\varepsilon}{3} \begin{bmatrix} b_1 & b_2 & b_3 \\ b_1 & b_2 & b_3 \\ b_1 & b_2 & b_3 \end{bmatrix} \tag{5.29}$$

また、 $\mathbf{H} = \{H_1, H_2, H_3\}^T$ である。

・底面摩擦項（第4項）

$$\begin{aligned}
\int_A WR_x dA &= \int_A N_j R_{xi} dA \\
&= \int_A N_j R_{xi} N_i dA \\
&= R_{xi} \int_A N_j N_i dA \\
&= MR_x
\end{aligned} \tag{5.30}$$

ここに、 $\mathbf{R}_x = \{R_{x1}, R_{x2}, R_{x3}\}^T$ である。ただし、 R_{xi} は節点 i における各変数の値を用いて、式(5.22)から算出される。

式(5.5) 'に、式(5.23)、式(5.24)、式(5.28)、式(5.30)を代入すると、 x 方向の運動方程式の有限要素方程式として以下の式を得る。

$$\mathbf{M}\dot{u} + \mathbf{K}u + \mathbf{G}_x H + \mathbf{M}\mathbf{R}_x = 0 \tag{5.31}$$

同様にして、 y 方向の運動方程式についても有限要素方程式(5.32)を得る。

$$\mathbf{M}\dot{v} + \mathbf{K}v + \mathbf{G}_y H + \mathbf{M}\mathbf{R}_y = 0 \tag{5.32}$$

ここに、係数行列 \mathbf{G}_y の各成分は以下のように表される。

$$\mathbf{G}_y = \frac{\Delta_g}{3} \begin{bmatrix} c_1 & c_2 & c_3 \\ c_1 & c_2 & c_3 \\ c_1 & c_2 & c_3 \end{bmatrix} \tag{5.33}$$

また、 $\mathbf{R}_y = \{R_{y1}, R_{y2}, R_{y3}\}^T$ であり、 R_{yi} は節点 i における各変数値を用いて、以下の式で算出される。

$$R_y = \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \tag{5.34}$$

5.2.3 時間方向の離散化

ガラーキソ法による空間方向への離散化で得られた有限要素方程式(式(5.21)、式(5.31)、式(5.32))を、時間方向には二段階陽的解法(川原, 1985)を用いて離散化する。

これらの有限要素方程式は以下のように簡略化して表すことができる。

$$\mathbf{M}\dot{\mathbf{X}} + \mathbf{S}(\mathbf{X}) = 0 \quad (5.35)$$

式 (5.35) の左辺第 1 項は有限要素方程式の非定常項を表し，第 2 項は非定常項以外の項に計算変数のベクトル $\mathbf{X} (h, u, v)$ を代入することで構成されるベクトルを表す。

時間ステップ n における計算変数値が既知であるとき，二段階陽的解法では次の時間ステップ $n+1$ における値を式 (5.36) および式 (5.37) のように 2 つの段階に分けて算出する。二段階陽的解法による時間積分の方法は，常微分方程式の解法として知られる修正オイラー法と同じである。簡単な常微分方程式の数値解を修正オイラー法で求め，最も基本的な解法である単純オイラー法と比較した結果を **Fig. 5.1** に示す。解法が同じであれば一般に細かい計算時間刻み (Δt) を用いた方が精度の高い解が得られるが，**Fig. 5.1** に示した修正オイラー法による数値解は， Δt を 1/10 倍とした単純オイラー法による数値解とほぼ一致している。単一の時間ステップを 2 段階に分けて計算するため，単純オイラー法に対して計算量は 2 倍となるが，このように粗い Δt を用いても高い精度が得られるため，効率の良い時間積分の方法といえる。

・ 第一段階

$$\mathbf{M}\mathbf{X}^{n+1/2} = \mathbf{M}\mathbf{X}^n - \frac{\Delta t}{2}\mathbf{S}(\mathbf{X}^n) \quad (5.36)$$

・ 第二段階

$$\mathbf{M}\mathbf{X}^{n+1} = \mathbf{M}\mathbf{X}^n - \Delta t\mathbf{S}(\mathbf{X}^{n+1/2}) \quad (5.37)$$

ここに，上付き文字は時間ステップを表す。

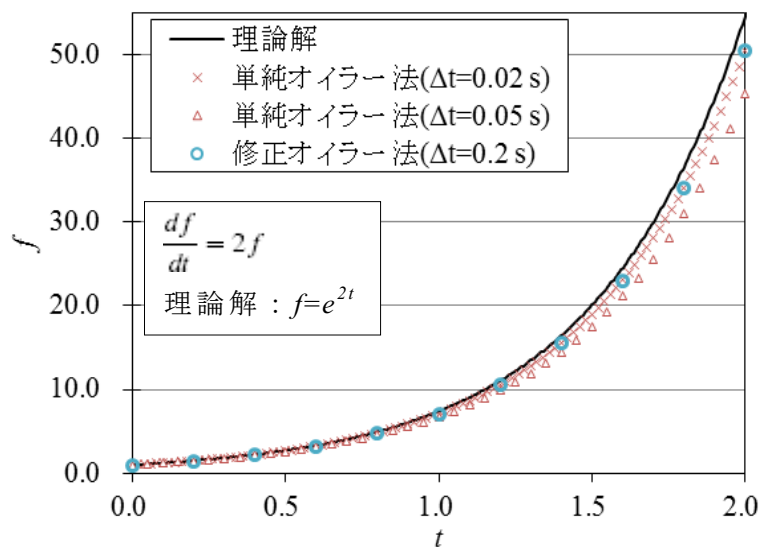


Fig. 5.1 解法の違いによる常微分方程式の数値解の差異

一方、浅水流方程式のように移流項の影響が卓越する方程式を差分法で解く場合、移流項の離散化方法として中心差分を用いると数値振動を生じ、解が得られないことが知られている。ガラーキン法を用いて離散化した場合にも全く同様な現象が発生することが知られており（日本数値流体力学学会有限要素法研究委員会，1998），何らかの安定化手法を併せて用いる必要がある。

ここでは Kawahara et al. (1982) の Selective lumping 法を用いた。まず，式 (5.36)，式 (5.37) の左辺にある質量行列を，式 (5.38) に示す対角質量行列 $\bar{\mathbf{M}}$ に置き換える。これにより数値粘性が付加され計算が安定化し，また，時間積分に際して逆行列を求める必要がなくなるため，計算の高速化を図ることができる。さらに，付加される数値粘性の大きさを調整するため，右辺の質量行列は式 (5.39) に示す混合質量行列 $\tilde{\mathbf{M}}$ に置き換える。

$$\bar{\mathbf{M}} = \frac{\Delta t}{3} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.38)$$

$$\tilde{\mathbf{M}} = e\bar{\mathbf{M}} + (1-e)\mathbf{M} \quad (5.39)$$

ここに， e はランピングパラメータと呼ばれる定数（ $0 \leq e < 1$ ）であり，川原（1985）によれば，適切な値は問題によって異なるが， $e = 0.70 \sim 0.95$ の範囲とする場合が多い。

式 (5.21)，式 (5.31)，式 (5.32) を以上の手法によって時間方向に離散化した式を以下に示す。

・ 第一段階

$$\bar{\mathbf{M}}h^{n+1/2} = \tilde{\mathbf{M}}h^n - \frac{\Delta t}{2} (\mathbf{L}_x \mathbf{u} + \mathbf{L}_y \mathbf{v} + \mathbf{Q})^n \quad (5.40)$$

$$\bar{\mathbf{M}}\mathbf{u}^{n+1/2} = \tilde{\mathbf{M}}\mathbf{u}^n - \frac{\Delta t}{2} (\mathbf{K}\mathbf{u} + \mathbf{G}_x \mathbf{H} + \mathbf{M}\mathbf{R}_x)^n \quad (5.41)$$

$$\bar{\mathbf{M}}\mathbf{v}^{n+1/2} = \tilde{\mathbf{M}}\mathbf{v}^n - \frac{\Delta t}{2} (\mathbf{K}\mathbf{v} + \mathbf{G}_y \mathbf{H} + \mathbf{M}\mathbf{R}_y)^n \quad (5.42)$$

・ 第二段階

$$\bar{\mathbf{M}}h^{n+1} = \tilde{\mathbf{M}}h^n - \Delta t (\mathbf{L}_x \mathbf{u} + \mathbf{L}_y \mathbf{v} + \mathbf{Q})^{n+1/2} \quad (5.43)$$

$$\bar{\mathbf{M}}\mathbf{u}^{n+1} = \tilde{\mathbf{M}}\mathbf{u}^n - \Delta t (\mathbf{K}\mathbf{u} + \mathbf{G}_x \mathbf{H} + \mathbf{M}\mathbf{R}_x)^{n+1/2} \quad (5.44)$$

$$\bar{\mathbf{M}}\mathbf{v}^{n+1} = \tilde{\mathbf{M}}\mathbf{v}^n - \Delta t (\mathbf{K}\mathbf{v} + \mathbf{G}_y \mathbf{H} + \mathbf{M}\mathbf{R}_y)^{n+1/2} \quad (5.45)$$

5.2.4 直線水路の段波解析

(1) はじめに

水路床が水平で一様な直線水路のある断面に堰板を設け、その上流側に水深 h_1 を、下流側には $h_1 > h_0$ である水深 h_0 を与えて水位差を生じさせた状況を考える。この後堰板を瞬間的に引き上げると、上下流に向かって伝播する段波が生じる。すなわち、堰板があった位置の直下流では水位が急激に上昇し、これが一定の波速で下流に向かって伝播する（正段波）。その先端部では水面形が急激に変化し、不連続面を伴う。一方、堰板があった位置の直上流では水位が急激に低下し、この影響が上流に向かって伝播していく（負段波）。このとき生じる水面形や正段波・負段波の伝播速度については、底面摩擦や水の鉛直加速度を無視した単純な条件のもとで理論解が得られている（本間・安芸，1962）。

ここでは、5.2.1～5.2.3 に示した離散化方法に基づいて構築した解析プログラムの妥当性を検証するため、直線水路における段波の挙動を解析し、その結果を理論解と比較する。解析は要素サイズや要素分割パターンを変えた複数のケースのもとで行い、結果がどのように異なるかを検討する。

(2) 解析条件

解析領域は幅(y方向)0.80 m、延長(x方向)10.0 m の矩形とし、領域の要素分割のしかたを変えて Case1～Case4 の全 4 ケースを設定した。各ケースにおける要素分割図を **Fig. 5.2** に示す。各ケースとも計算節点は等間隔で規則的に配置するものとし、隣接する 3 節点を結んで領域を三角形要素に分割した。Case1 では、流下方向の節点間隔 $\Delta x = 0.20$ m、横断方向の節点間隔 $\Delta y = 0.40$ m とした。Case2, Case3 では、節点間隔を Case1 に対してそれぞれ 1/2 倍, 1/4 倍となるように配置した。Case4 の節点配置は Case2 と同じである。ただし、Case1, Case2, Case3 とは異なり、要素分割パターンが左右非対称となっている。Case1, Case2, Case3 を比較することで要素サイズの違いが解析結果に与える影響を、Case2 と Case4 を比較することで要素分割パターンの違いが解析結果に与える影響を検討する。

全ての境界には壁条件を課した。x=5.0 m を境に上流側の節点は初期水深 1.0 m、下流側節点は初期水深 0.5 m とした。理論解との比較のため底面摩擦の影響を無視した。ランピ

ングパラメータは全ての解析で $e = 0.80$ とした。計算時間刻み Δt については、要素サイズに合わせてケース毎に異なる値とし、Case1 ; $\Delta t = 0.02$ s, Case2 ; $\Delta t = 0.01$ s, Case3 ; $\Delta t = 0.005$ s, Case4 ; $\Delta t = 0.01$ s とした。総解析時間は 4.0 s とした。各ケースの解析条件を **Table 5.1** に示す。

(3) 解析結果

各ケースの解析結果水面形を **Fig. 5.2**～**Fig. 5.5** にワイヤフレーム図で示す。これを見ると、どのケースにおいても上下流に伝播する正段波，負段波の伝播が表現されていることがわかる。境界に壁条件を課しているため，下流に向かった正段波が下流端境界で反射し，2.0 s 以降では上流に向かって伝播している。

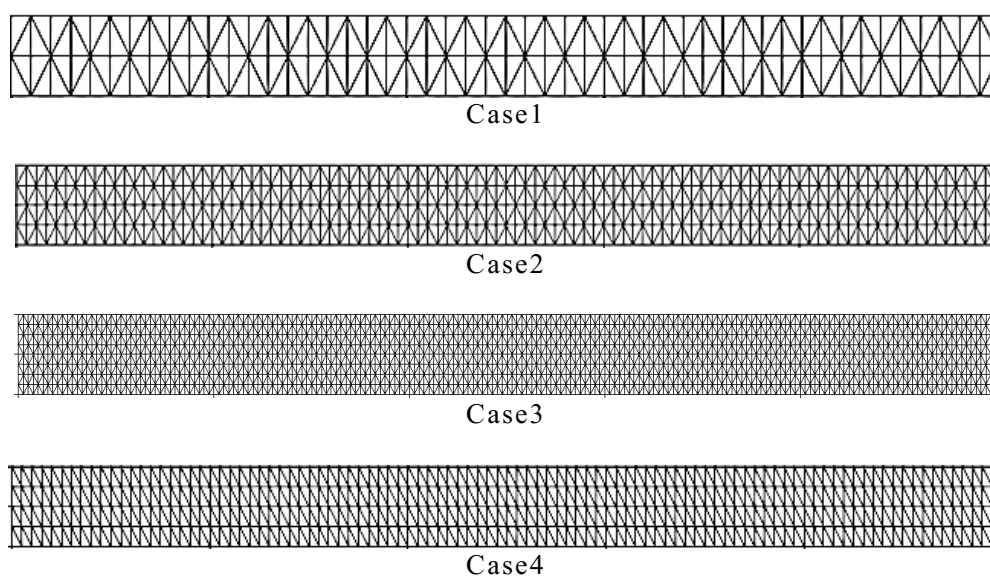
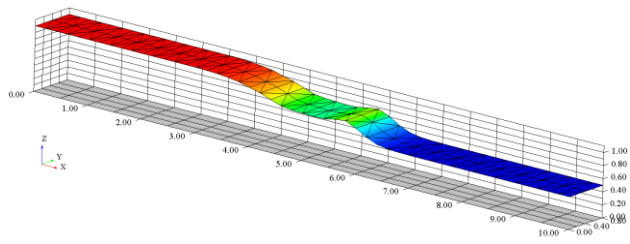


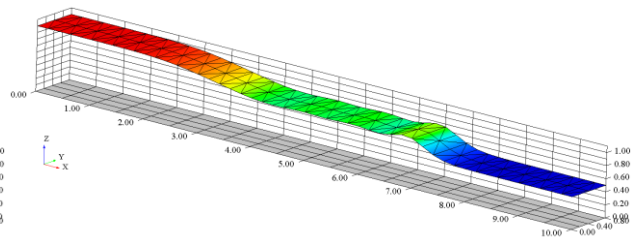
Fig. 5.1 段波解析要素分割図

Table 5.1 各ケースの解析条件

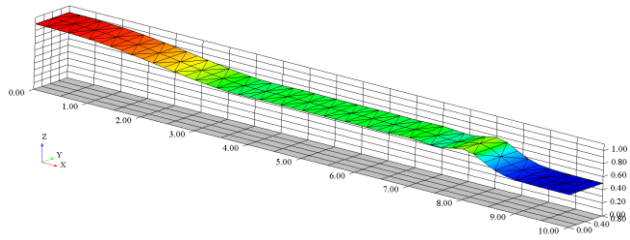
解析ケース	Δx (m)	Δy (m)	要素数	節点数	計算時間刻み Δt (s)	分割パターン
Case1	0.2	0.4	200	153	0.02	対称
Case2	0.1	0.2	800	505	0.01	対称
Case3	0.05	0.1	3200	1809	0.005	対称
Case4	0.1	0.2	800	505	0.01	非対称



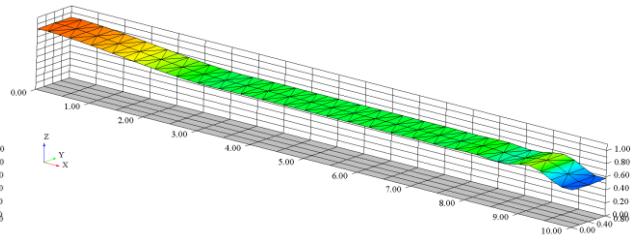
(a) $t=0.40$ s



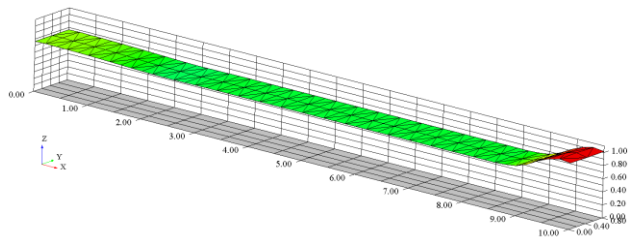
(b) $t=0.80$ s



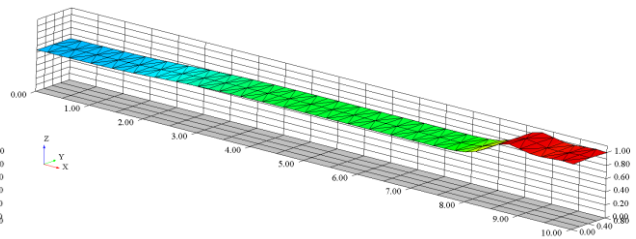
(c) $t=1.20$ s



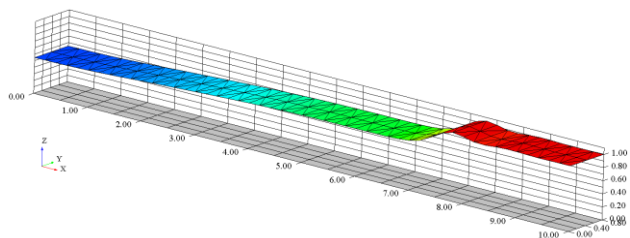
(d) $t=1.60$ s



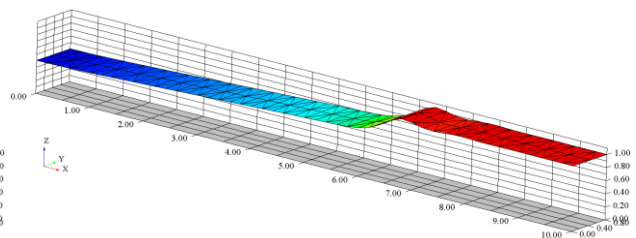
(e) $t=2.00$ s



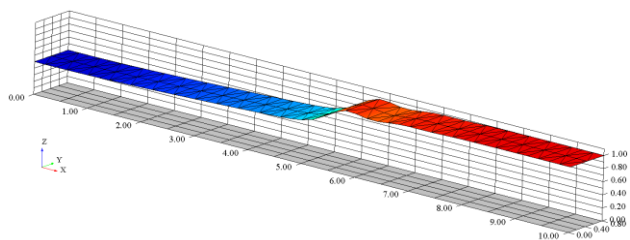
(f) $t=2.40$ s



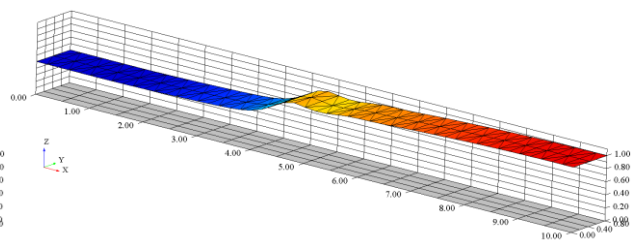
(g) $t=2.80$ s



(h) $t=3.20$ s



(i) $t=3.60$ s



(j) $t=4.00$ s

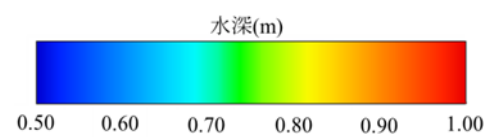
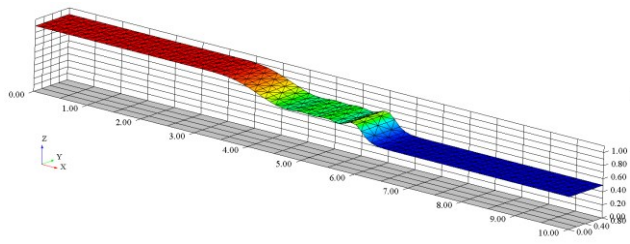
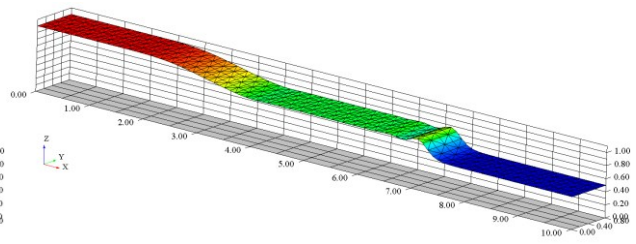


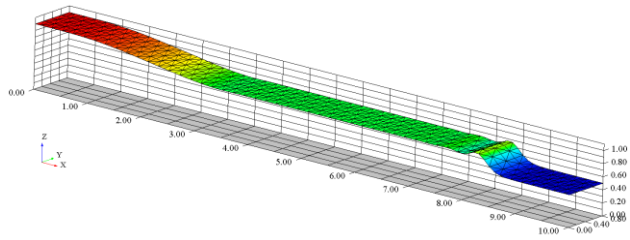
Fig. 5.2 直線水路を伝播する段波の解析結果 (Case1)



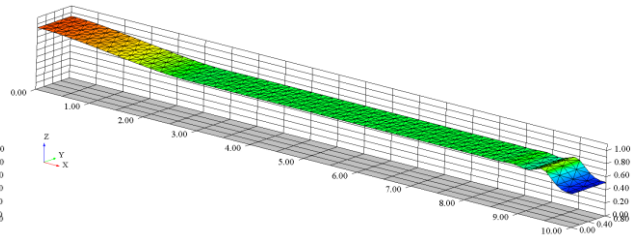
(a) $t=0.40$ s



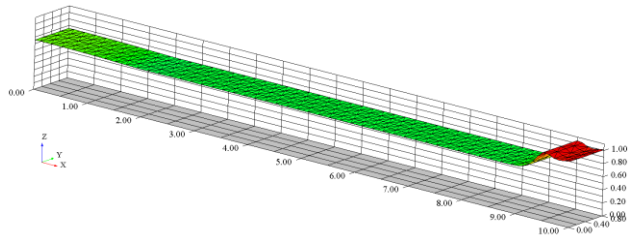
(b) $t=0.80$ s



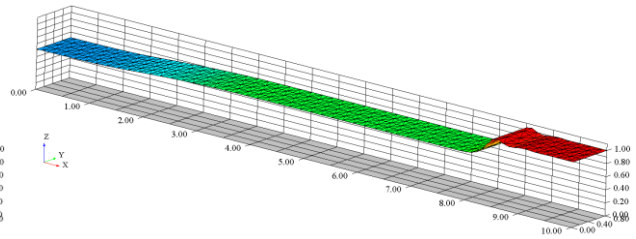
(c) $t=1.20$ s



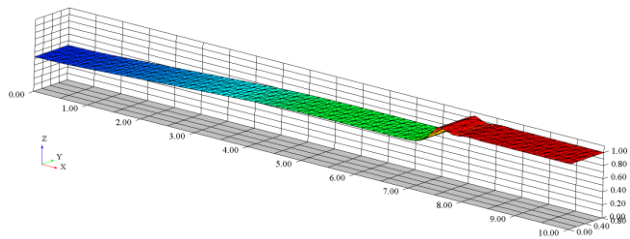
(d) $t=1.60$ s



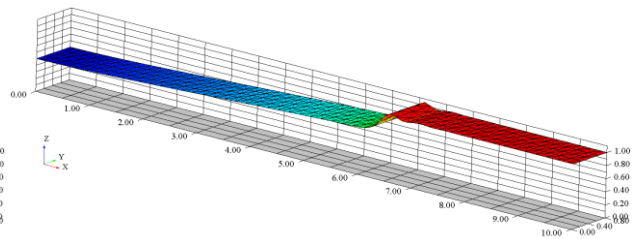
(e) $t=2.00$ s



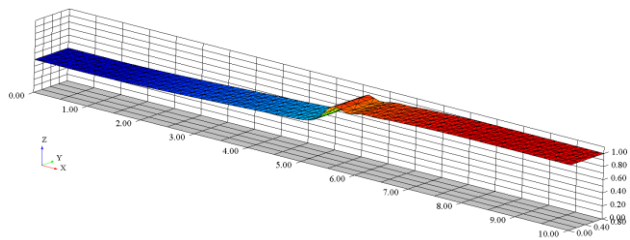
(f) $t=2.40$ s



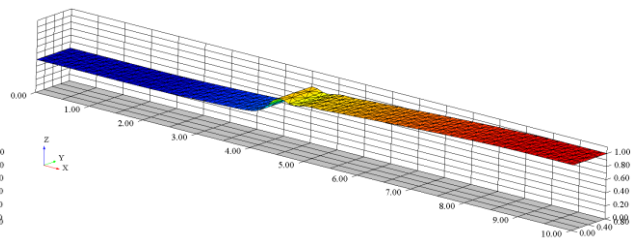
(g) $t=2.80$ s



(h) $t=3.20$ s



(i) $t=3.60$ s



(j) $t=4.00$ s

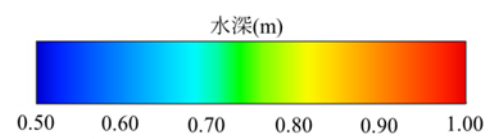
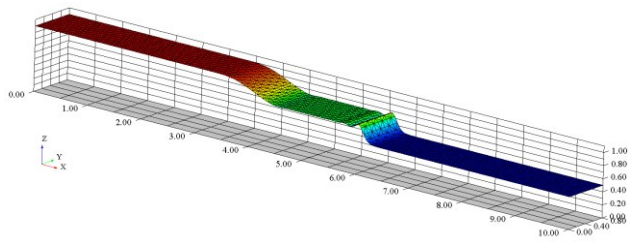
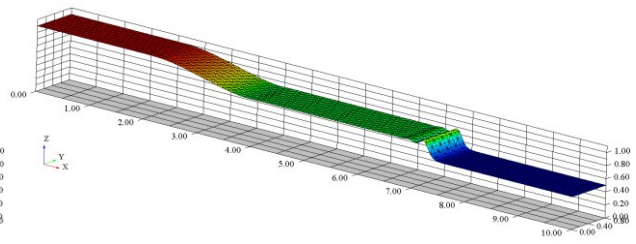


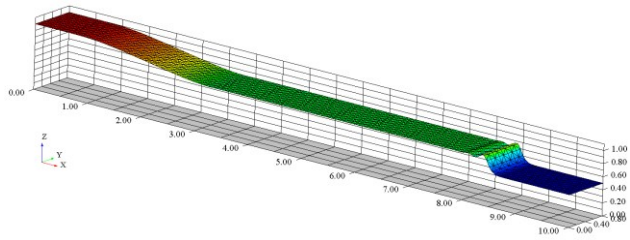
Fig. 5.3 直線水路を伝播する段波の解析結果 (Case2)



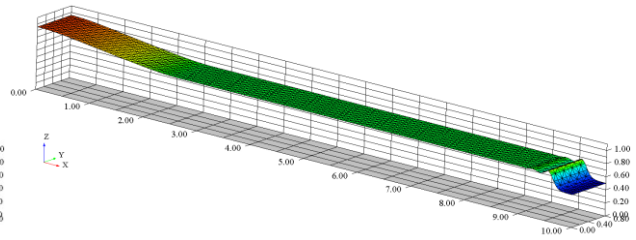
(a) $t=0.40$ s



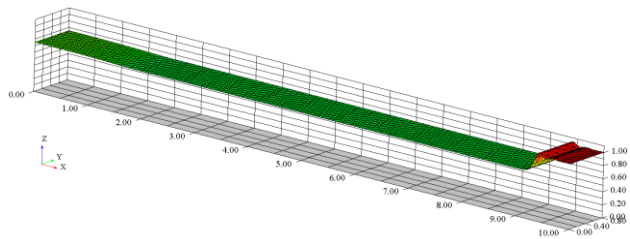
(b) $t=0.80$ s



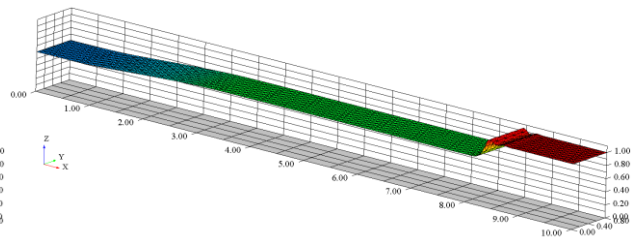
(c) $t=1.20$ s



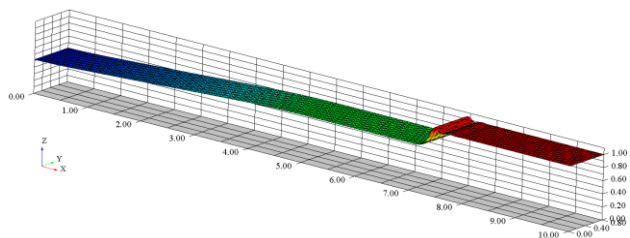
(d) $t=1.60$ s



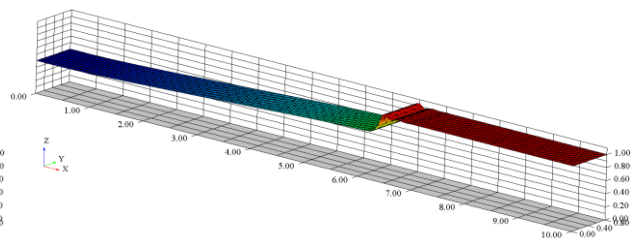
(e) $t=2.00$ s



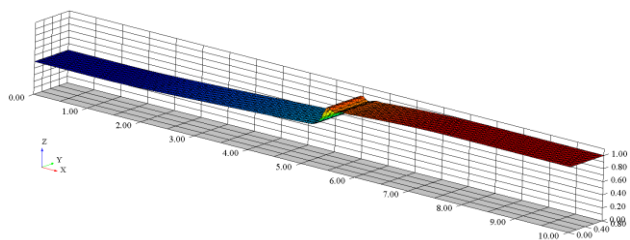
(f) $t=2.40$ s



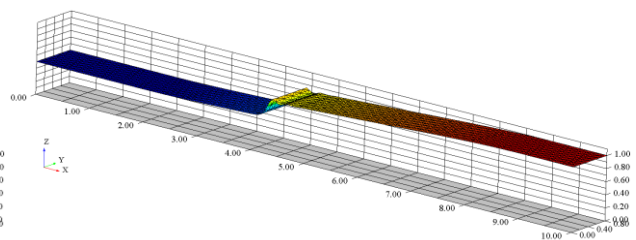
(g) $t=2.80$ s



(h) $t=3.20$ s



(i) $t=3.60$ s



(j) $t=4.00$ s

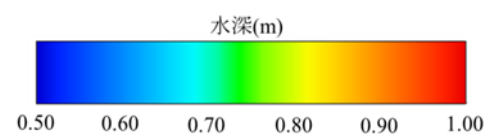
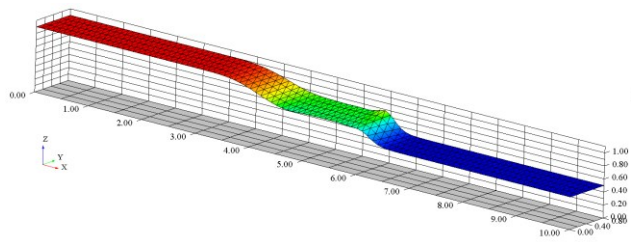
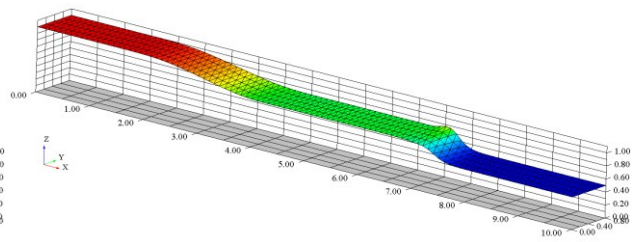


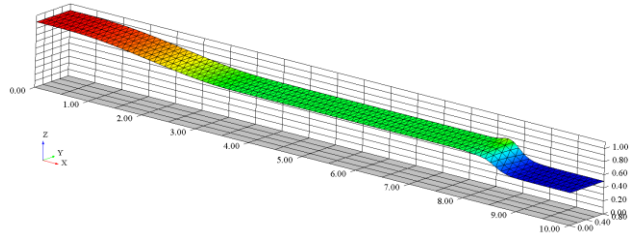
Fig. 5.4 直線水路を伝播する段波の解析結果 (Case3)



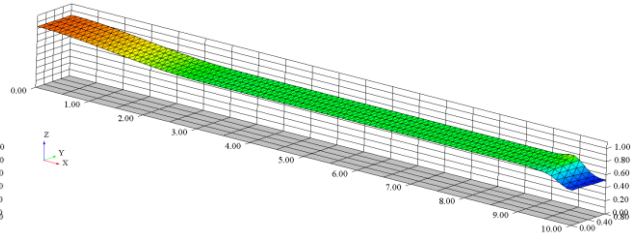
(a) $t=0.40$ s



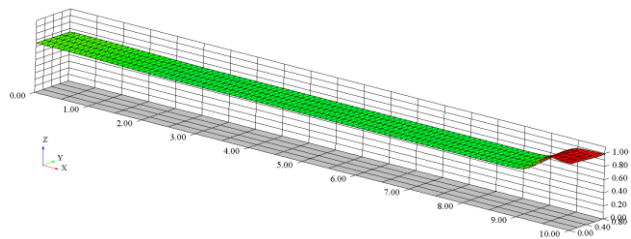
(b) $t=0.80$ s



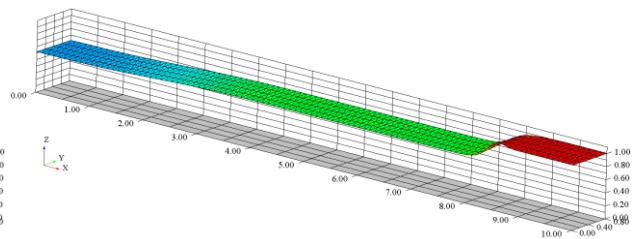
(c) $t=1.20$ s



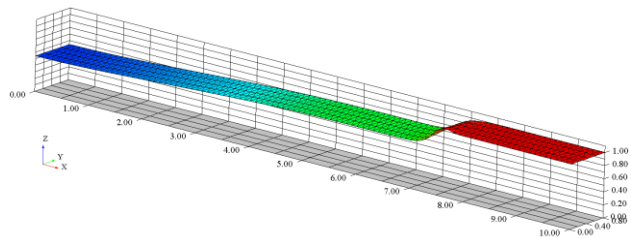
(d) $t=1.60$ s



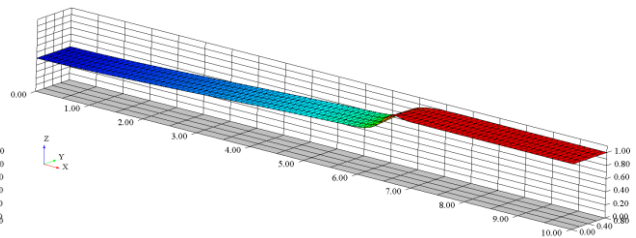
(e) $t=2.00$ s



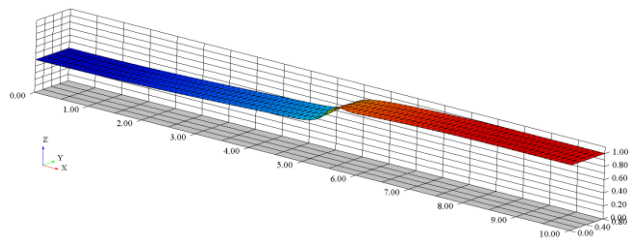
(f) $t=2.40$ s



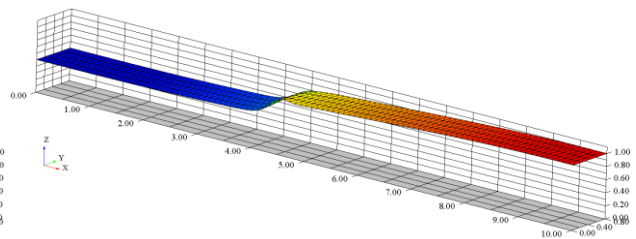
(g) $t=2.80$ s



(h) $t=3.20$ s



(i) $t=3.60$ s



(j) $t=4.00$ s

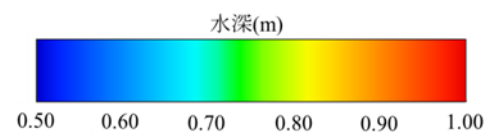
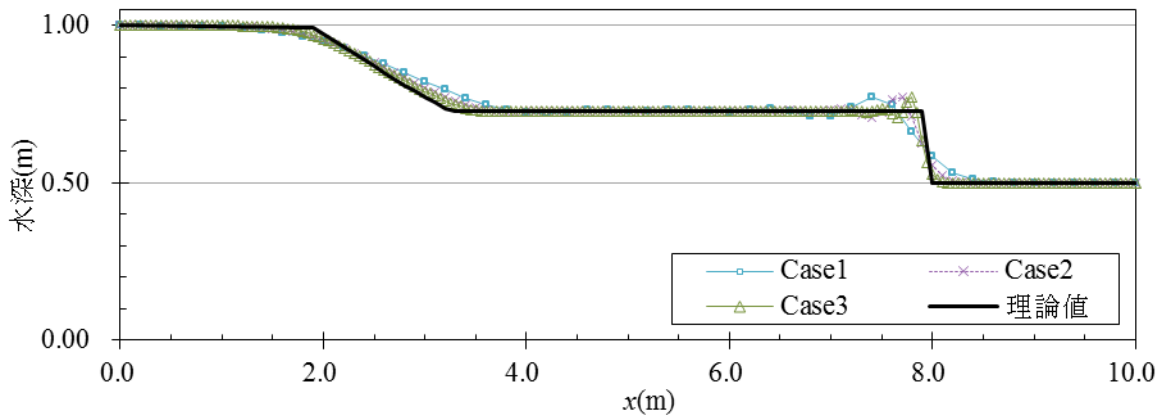


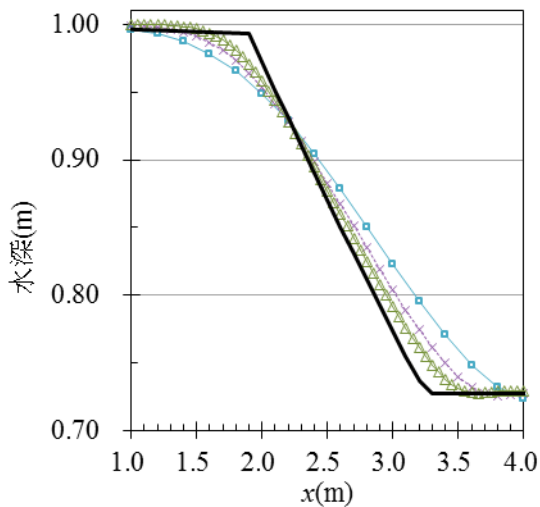
Fig. 5.5 直線水路を伝播する段波の解析結果 (Case4)

(4) 要素サイズによる影響

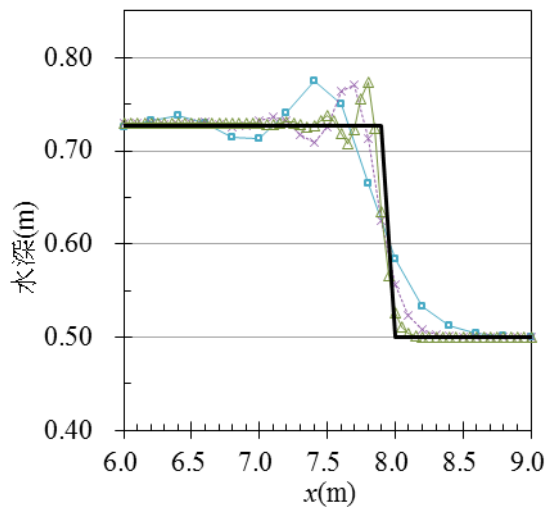
Case1, Case2, Case3 の解析結果における解析開始から 1.0 s 後の水面形を **Fig.5.6 (a)** に示す. 図中には, 水面形の理論解 (本間・安芸, 1962) を実線で示した. これを見ると, 負段波部分の水面形が理論解に対して若干なまった形状になっており, また, 正段波の先端部分付近でわずかな振動が生じているといった差異はあるものの, どのケースにおいても理論解の形状を概ね再現する解析結果が得られていることがわかる. 水面形の負段波部分, および正段波先端部分を拡大したものを **Fig.5.6 (b)**, **Fig.5.6 (c)** にそれぞれ示す. **Fig.5.6 (b)** を見ると, 要素サイズを小さくしたケースの方が, 負段波部分の水面形が理論解により近い形となっていることがわかる. また, 上述した正段波先端部分の振動は全ての解析ケースにおいて生じているが, **Fig. 5.6(c)**を見ると要素サイズを細かくしたケースほどその区間は狭くなっている.



(a) 全体図



(b) 負段波部拡大



(c) 正段波先端部拡大

Fig.5.6 解析結果水面形

(5) 要素分割パターンによる影響

Case2 と Case4 のそれぞれにおいて、水路右岸($y=0.0$ m), 中央($y=0.4$ m), 左岸($y=0.8$ m)の水面形(解析開始から 1.0 s 後)を比較したものを Fig.5.7, Fig.5.8 に示す. 各図中には左右岸の水深差の縦断分布を併せて示した. 今回の解析では側壁との摩擦を考慮していないため, 同一横断面内の水深や流速は理論上同じ値となる. しかし, Case2 では, 水路右岸, 中央, 左岸における水面形は完全に一致したのに対して, Case4 では, 負段波部分ならびに正段波先端部付近において两岸の水深に差異が生じている.

これより, 要素サイズが同一であっても, 分割パターンが異なれば解析結果に差異が生じることがわかった. 非構造格子を用いた解析においては, 要素のサイズだけでなく, その形状や分割パターンによって解析結果が影響を受けることに留意する必要がある.

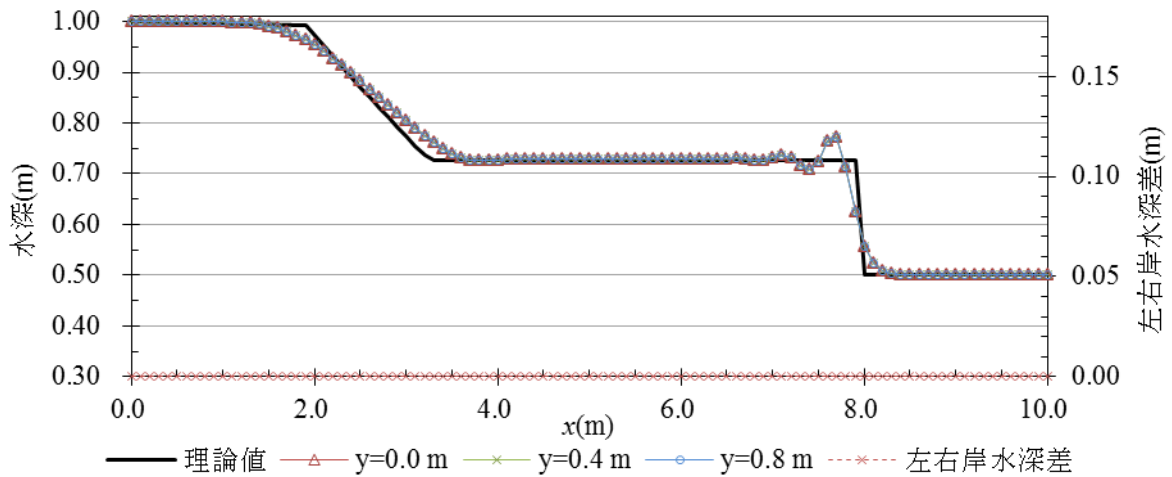


Fig.5.7 解析結果の水面形(Case2)

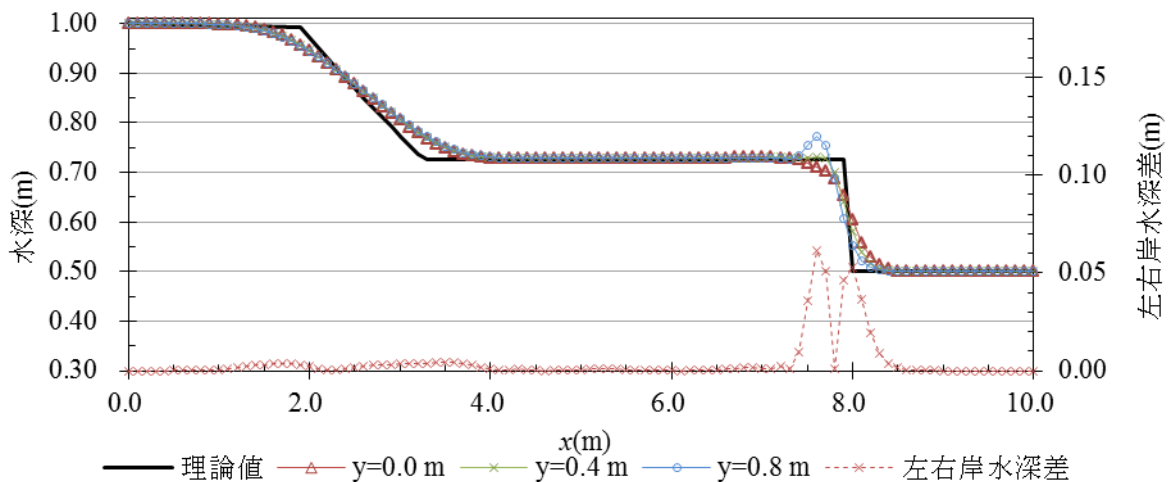


Fig.5.8 解析結果の水面形(Case4)

(6) まとめ

前節で構築した氾濫解析手法を用いて直線水路を伝播する段波の挙動を解析した。解析結果の水面形は理論解と概ね一致した。これより、本手法が浅水流方程式を用いた解析ツールとして妥当性を有し、段波のような不連続な水面形を生じる流れの解析にも適用しうることが示された。

その一方で、水面形が大きく変化する正段波の先端部分や負段波部分においては、要素サイズや要素分割パターンの違いによって解析結果に差異が生じ、より細かな要素を用いたケース、左右対称な分割パターンを用いたケースの方が理論解に近い水面形が得られた。

本手法をため池決壊氾濫解析に適用する場合においても、特に水深や流速が空間的に大きく変化することが予測される領域では要素分割のしかたが解析結果に大きく影響するものと考えられ、地形モデル構築の際には留意する必要がある。

5.2.5 等流解析

(1) はじめに

十分に長い一様勾配・一様断面の水路では、水路の流れにはたらく外力、すなわち重力の流下方向成分と底面摩擦力がつり合い、全区間で水深が一様な流れが生じる。これを等流という（日野，1983）。構築した解析手法においては、底面摩擦力の大きさを Manning 式によって導入しており、底面構成材料の違いによる摩擦力の差異は粗度係数の値によって解析に反映される。

ここでは、構築した解析手法において底面摩擦力の影響が適切に反映されることを確認するため、直線水路における等流を解析し、Manning 式に基づく等流水深が再現されるかを調べた。

(2) 解析条件

直線水路を表現するため幅 2.0 m、延長 50.0 m の矩形解析領域を設定した。領域の内部および境界上に 0.5 m 間隔で規則的に計算節点を配置し、隣接する 3 節点を結んで領域を三角形要素に分割した。解析領域の要素分割図を **Fig.5.9** に示す。総節点数は 505 個、総要素数は 800 個である。各節点には水路床勾配が 0.05% となるよう地盤標高値を与えた。

初期条件として全領域に 0.10 m の水深を与えた。境界条件としては、水路上流端から $0.30 \text{ m}^3/\text{s}$ の一定流量を流入させ、水路下流端では該当節点の水深値に応じて Manning 式から算出される流量を流出させた。水路側壁の境界には壁条件を課した。

ランピングパラメータ $e=0.95$ 、計算時間刻み $\Delta t=0.02 \text{ s}$ とした。粗度係数を段階的に変えた 3 つのケース（Case1 ; $n=0.01$ 、Case2 ; $n=0.02$ 、Case3 ; $n=0.03$ ）のもとで解析を行い、それぞれのケースで等流状態が再現されるかを調べる。粗度係数の値は解析領域全体で一律とする。上記の流量、水路形状ならびに各ケースの粗度係数値から Manning 式を用いて算出される等流水深、解析初期水深を **Table 5.2** に示す。等流水深は粗度係数が大きいほど大きく、また、どのケースにおいても等流水深は初期水深 0.10 m よりも大きな値となる。

(3) 解析結果

解析結果における領域内湛水量の時間変化を **Fig.5.10** に示す。これを見ると、各ケースとも解析開始直後は湛水量が増加している。しかし、Case1 は 19.79 m^3 、Case2 は 30.0 m^3 、

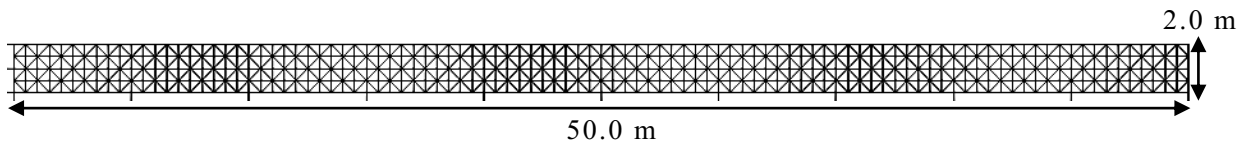


Fig.5.9 等流解析要素分割図

Table 5.2 等流解析ケース

解析ケース	粗度係数	等流水深(m)	解析初期水深(m)
Case1	$n=0.01$	0.198	
Case2	$n=0.02$	0.300	0.10 m
Case3	$n=0.03$	0.383	

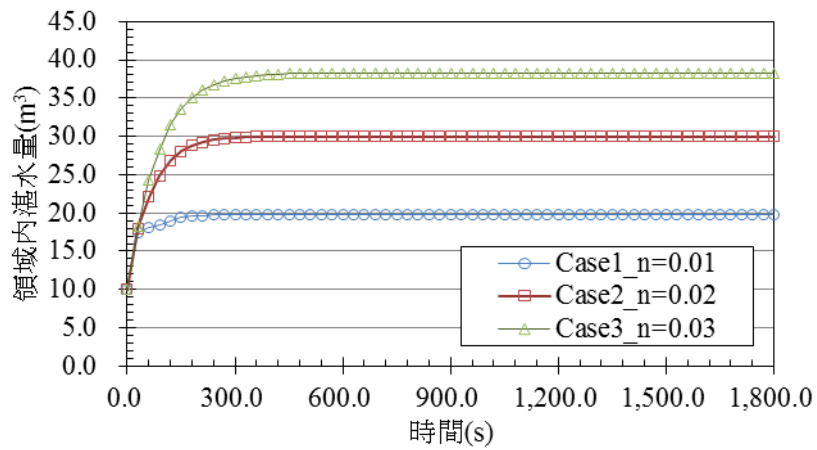


Fig.5.10 等流解析における領域内湛水量の時間変化

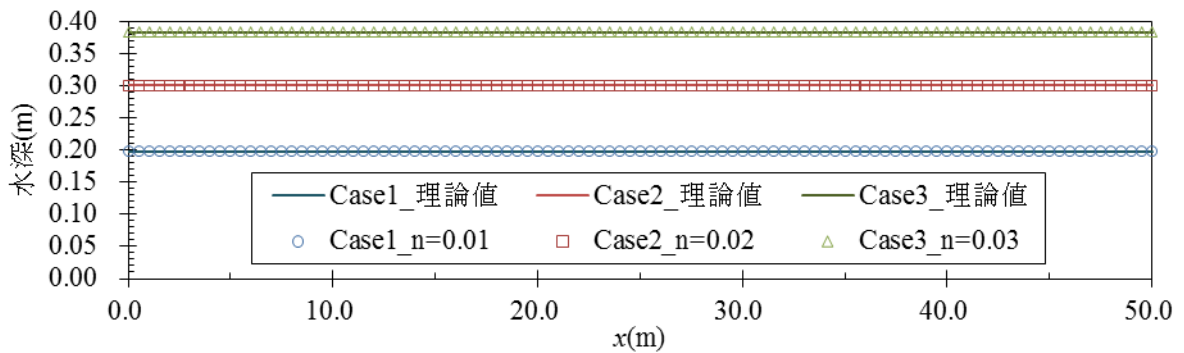


Fig.5.11 等流解析縦断水深分布

Case3 は 38.27 m^3 に達したところで頭打ちとなり，その後は一定の値となった．これは，水路内の流れが定常状態に至ったことを示している．

解析開始から $1,800.0 \text{ s}$ 後における縦断方向の水深分布を **Fig.5.11** に示す．図中には **Table 5.2** に示した各ケースの等流水深を併せて実線で示した．各ケースの解析結果とも，領域全体にわたって水深は一定であり，等流水深に一致していることがわかる．

(4) まとめ

粗度係数の値を段階的に変えた 3 ケースについて，直線水路を流れる等流を解析した．全てのケースにおいて，解析結果は Manning 式から算出される等流水深を再現しており，構築した解析プログラムにおいて底面摩擦力の影響が適切に反映されることが確認できた．

5.2.6 流入出に伴う水量の連続性

(1) はじめに

構築した汜濫解析手法においては、解析領域の内部および境界上の任意位置に流入出流量を与えることを可能にするため、連続的にガウスの発散定理を適用して流量フラックスの境界積分項を導く方法を提案した。ここでは、この方法によって流入出に伴う水量の連続性が満足されるかを検証する。

(2) 解析条件

解析領域は 100.0 m 四方の正方形とした。領域の内部および境界上に 2.0 m 間隔で規則的に計算節点を配置し、隣接する 3 節点を結んで領域を三角形要素に分割した。解析領域の要素分割図を **Fig. 5.12** に示す。地盤標高は全節点 0 m とした。

初期条件としては、全体に水深 0.50 m を与えた。**Fig. 5.12** 中の要素 X, 要素 Y をそれぞれ流入点, 流出点とした。要素 X は領域の境界上にある要素, 要素 Y は領域の内部にある要素である。解析時間は 1500.0 s とし、解析開始から 900.0 s 間は要素 X 点から一定流量 Q を流入させ、その後の 600.0 s 間は要素 Y 点から同じ流量 Q を流出させた。流入出流量 Q を段階的に変えた 3 ケース (Case1 ; $Q=10.0 \text{ m}^3/\text{s}$, Case2 ; $Q=30.0 \text{ m}^3/\text{s}$, Case3 ; $Q=50.0 \text{ m}^3/\text{s}$.) について解析した。

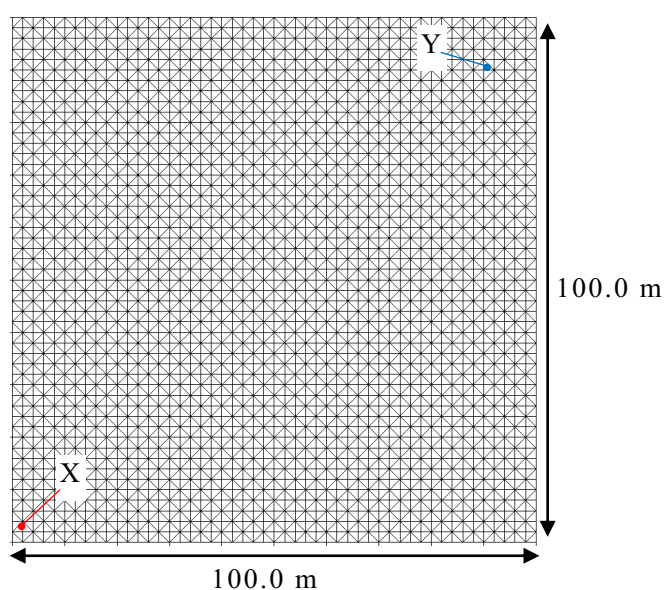


Fig. 5.12 解析領域要素分割図

粗度係数は全領域一律に $n=0.01$ ，ランピングパラメータ $e=0.92$ ，計算時間刻み $\Delta t=0.05$ s とした。

(3) 結果

解析結果から，30.0 s 毎の領域内湛水量を求めた．領域内湛水量は，各要素を構成する節点の水深を平均したものに要素面積を乗じ，さらにそれを解析領域全体にわたって積分することで算出した．領域内湛水量の時間変化を **Fig. 5.13** に示す．これを見ると，領域内湛水量は，流入流量を与えた 900.0 s 間は増加し，その後は流出に伴って減少している．

図中には領域内湛水量の理論値を併せて示した．領域内湛水量の理論値 SN は，水量の連続性より以下の式で算出される．

$$SN = SN_0 + V_{in} - V_{out} \quad (5.46)$$

ここに， SN_0 ：初期湛水量 (m^3)， V_{in} ：該当時刻までの累積流入流量 (m^3)， V_{out} ：該当時刻までの累積流出流量 (m^3) である．

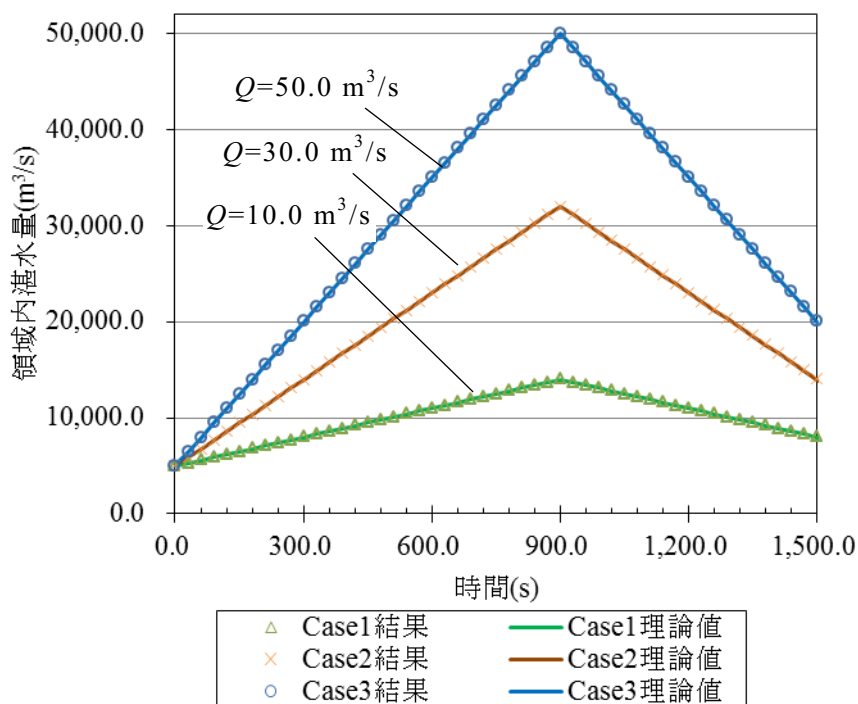


Fig. 5.13 領域内湛水量の時間変化

Fig. 5.13 を見ると，解析結果から算出した領域内湛水量は理論値と良く一致している．解析終了時における領域内湛水量の理論値と解析結果を比較したものを **Table 5.3** に示す．各ケースにおける両者の差は，Case1 ; 25.6 m³，Case2 ; 51.2 m³，Case3 ; 97.1 m³であった．これらの量は，理論値に対してそれぞれ 0.32%，0.37%，0.48%である．

(4) まとめ

提案した流入境界条件の与え方によって，流入出に伴う水量の連続性が満足されるかを調べるため，正方形領域のもとで一定流量を流入・流出させる解析を行い，解析結果の領域内湛水量を理論値と比較した．その結果，流入出流量を段階的に変えた3つのケース全てにおいて解析終了時における誤差は全ケース 0.5%未満であり，解析結果は理論値と良好に一致した．

Table 5.3 解析終了時における領域内湛水量

解析ケース	流入出流量 Q (m ³ /s)	理論値 (m ³)	解析結果 (m ³)	両者の差 (%)
Case1	10.0	8,000.0	8,025.6	25.6 (0.32)
Case2	30.0	14,000.0	14,0051.2	51.2 (0.37)
Case3	50.0	20,000.0	20,0097.1	97.1 (0.48)

5.3 水際移動境界処理手法

5.3.1 水際移動境界処理手法の分類

汎濫解析では、浸水域の拡大・縮小に伴う水際線の移動に合わせ、解析領域を時間とともに変化させる移動境界処理が必要となる。以下ではこれを水際移動境界処理と呼ぶ。

水際移動境界処理の手法は、水際線の移動に要素を追従させるラグランジュ的手法と、あらかじめ設定した要素分割を固定したまま、各要素に浸水域が到達したか否かの判定を行うことで水際線を追跡するオイラー的手法に分類される。

ラグランジュ的手法はさらに、水際線の移動に伴い領域全体の節点を移動させ要素分割を更新するもの（例えば桜庭，2000）、水際線の移動に合わせてその周辺の要素を変形させるもの（例えば桐，2014）に分類できる。ラグランジュ的手法は、質量や運動量の保存が高い精度で満足されるという長所がある一方、計算アルゴリズムが複雑となり、計算負荷が大きい。

一方、オイラー的手法による水際移動境界処理のアルゴリズムは、一般に

(1) 既に汎濫流が到達している（以下，Wet）領域と到達していない（以下，Dry）領域を識別する（以下，Wet/Dry 判定）

(2) Wet 領域と Dry 領域の境界にある要素（以下，水際要素）に特別な処理を施すという 2 段階から構成されるが、既往の手法は Wet/Dry 判定のしかたによっておおむね以下の 2 種類に分類できる。

Type A：水深の閾値を設定し、計算された水深の値がそれを越えた節点を Wet と判定するもの（松本ら，1998；丹羽ら，2009）

Type B：既に Wet と判定された領域の水位を基準として、その値が地盤高を上回った節点を Wet と判定するもの（岡，1992；富所ら，2002；Defina et al., 1994；Bates，2000）

有限要素法を用いた浅水流方程式の解析においては何らかの安定化手法を導入する必要があることは前節で述べたとおりであるが、そこで付加される数値粘性が過剰となった場合に、これが拡散誤差として作用し、解析結果が非物理的な挙動を示すことが報告されている（高梨，1984；梅津・川原，1995）。特に、提案手法のように連続式の計算変数として水深を用いた場合、水際要素では、Wet な節点と Dry な節点が混在し水深の空間勾配が

大きくなる．ここに拡散誤差が作用すると，水深の大きな Wet 側から，水深の小さな Dry 側へと水が非物理的な移動をする．

第 4 章で示したように下池の堤体や道路盛土，排水路等の地物を地形の凹凸として反映させた汜濫解析では，これらの地物の位置が Wet 領域と Dry 領域の境界となり，湛水状態が長時間継続する，あるいは湛水位の上昇とともに斜面上方に向かって浸水域が拡大するといった状況となる．そこでこのような非物理的な移動が生じると，斜面上方に向かって水が這い上がり，湛水位より高い位置まで浸水域が及ぶ．すなわち，湛水位が天端高を越える以前に汜濫流が盛土を越流する，または水路を流下している汜濫流が兩岸に這い上がって逸水するといった不自然な解析結果が生じうる．

丹羽ら（2009）は砂防ダムにおける湛水・越流過程の解析において，この問題を解決するため，地形凸部とそれ以外で連続式の計算変数の定義の仕方を変え，変数の空間勾配を小さくするという方法を提案した．しかしこの方法では，変数の定義のしかたを計算節点毎に設定する必要があるため池決壊汜濫解析への適用は現実的でない．

既に述べたように，この問題の原因は水際要素において拡散誤差の影響を受けて計算変数が非物理的にふるまうことであるから，該当要素の計算値を適切に制御することで抑制することが可能と考えられる．そこで本手法では，水位と地盤高の比較に基づいて Wet/Dry 判定を行うオイラー的な水際移動境界処理手法を導入し，この問題の解決を試みる．

5.3.2 水際移動境界アルゴリズム

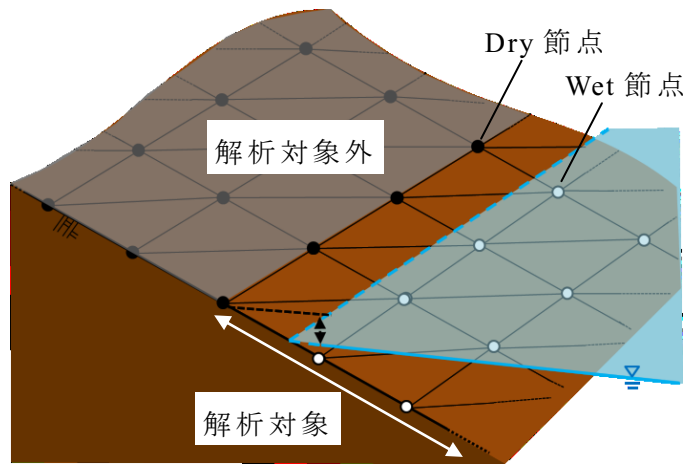
導入した水際移動境界アルゴリズムは以下の手順からなる．

- (1) 要素を構成する節点のうち最大の水深をもつ点の水位を基準（以下， H_{ele} ）として，これより地盤高が高い節点を Dry，低い節点を Wet と判定する（**Fig. 5.14-** (a)）．
- (2) この時点で全節点が Dry と判定された要素は解析対象外とする．他の全ての要素は解析対象に含める．ただし，Wet 節点と Dry 節点が混在する要素は水際要素と判定し，計算の安定化のため支配方程式のうち運動方程式（式（5.5），（5.6））の移流項および重力項を無視して解析する．
- (3) 次の計算ステップにおいては，水際要素を対象に上記（1），（2）の Wet/Dry 判定を行う．

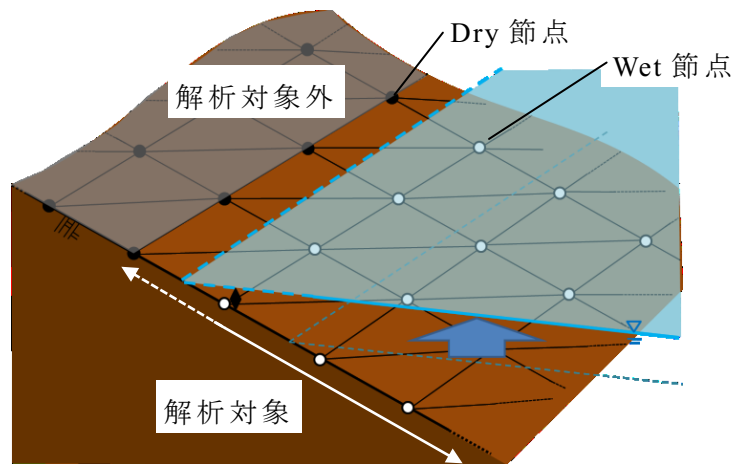
(4) 解析の進行とともに Wet 側の水位が上昇し、Dry 節点の地盤高を越えた場合には、該当する節点は Wet と判定され、解析対象領域が拡大する (Fig. 5.14- (b)).

ただし、斜面上方から浸水域が拡大する場合には、以上のアルゴリズムでは拡散誤差による非物理的な挙動を防ぐことができず、浸水域が過剰に速く拡大する可能性がある。この影響を抑制するため、水深の閾値 dh を設け、全節点の水深がこの値より小さい要素は Wet/Dry 更新の対象外とし、Dry のままとした。

本アルゴリズムの構築にあたっては岡 (1992), 富所ら (2002), Bates (2000) を参考にした。ただし、岡 (1992), 富所ら (2002) が Wet 節点と Dry 節点が混在する要素を解析対象外としているのに対し、本アルゴリズムでは水際要素として解析に含めている点異なる。また、Bates (2000) は水際要素において変形された連続式を用いて解析しているのに対し、本アルゴリズムでは他の要素と同じ式を用いて解析している。



(a) Wet/Dry の判定



(b) Wet/Dry の更新

Fig. 5.14 水際移動境界処理手法

5.4 ため池決壊氾濫解析への適用性検証

5.4.1 はじめに

5.2 節においては、有限要素法を用いて浅水流方程式を離散化するとともに、構築した解析プログラムを用いて3種類の数値実験を行った。それぞれの結果を理論値と比較することにより、①激しい水面変動を伴う開水路非定常流れに適用できること、②マニング式から与えられる底面摩擦力を適切に反映できること、③提案した流入境界条件の設定方法において水量の連続性が満足されることを確認した。さらに5.3 節においては、数値粘性に起因する拡散誤差の影響によって水際部分の解析結果が非物理的な挙動を示すことを防ぐため、湛水位と地盤高の比較によるWet/Dry判定を組み込んだ水際移動境界処理のアルゴリズムを導入した。

本節では、前節までに構築した氾濫解析手法を用いて実在するため池を対象とした氾濫解析を行い、本手法のため池決壊氾濫への適用性を検証する。特に、氾濫流が道路盛土を越流する流れに着目し、拡散誤差による不自然な挙動が生じないことを確認する。また、既往の氾濫解析ソルバーによる解析結果との比較により、浸水域が拡大する速さについても検討する。

5.4.2 解析条件

第4章で解析対象とした中池の直下にある女鹿池が決壊したものと仮定し、その下流に帯状の解析領域(幅150 m, 延長346 m)を設定した。堤体から約200 m下流を道路盛土が横断しており、堤体-盛土間の農地は平均勾配3%程度の下り斜面となっている。計算節点は約2 m間隔で規則的に配置し、隣接する3節点を結んで解析領域を三角形要素に分割した。総節点数は12,975個、総要素数は25,456個である。iRICの格子生成機能を用いて各節点に航空レーザー測量により作成された2 mDEMから内挿した標高値を与え、解析地形モデルを構築した。解析領域の地盤標高分布鳥瞰図を**Fig. 5.15**に示す。

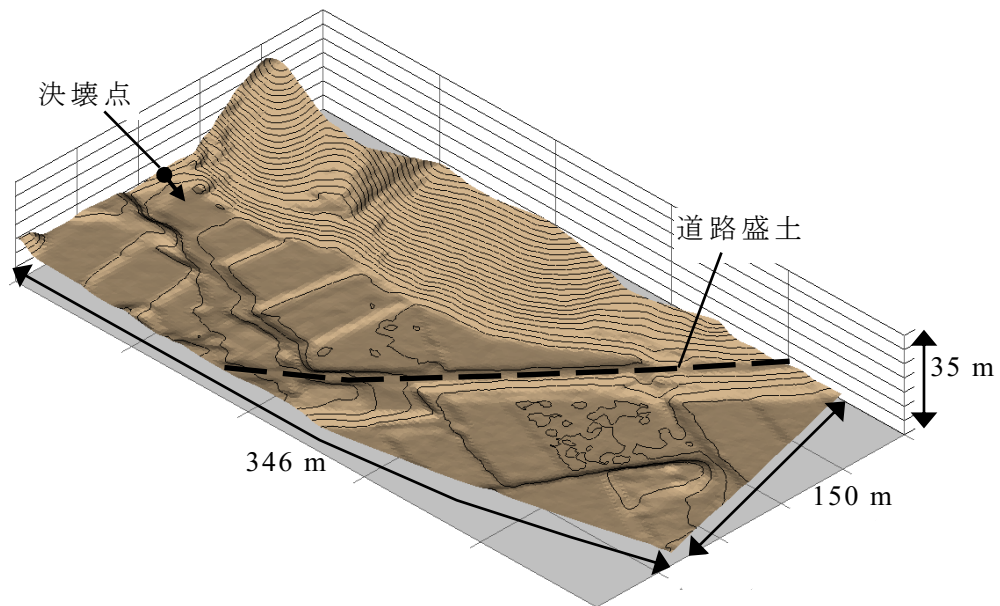


Fig. 5.15 解析領域標高分布鳥瞰図

上流端境界のうちため池堤体直下に位置する要素を決壊点とし、 $10.0 \text{ m}^3/\text{s}$ の一定流入流量を与えた。氾濫流が決壊点から流入した後、農地を流下し、下流の道路盛土を越流する挙動を解析する。粗度係数は4章の解析と同様全領域 $n=0.04$ とし、ランピングパラメータ $e=0.90$ 、計算時間刻み $\Delta t=0.03 \text{ s}$ として氾濫流が領域下流端に到達するまで解析した。

本手法の氾濫解析手法としての妥当性を検証するため、第4章で用いた Nays2DFlood により同様の解析を行い、結果を比較する。Nays2DFlood は一般曲線座標系による構造格子に基づいて差分法の解析を行うため、上述した地形モデルの計算節点を差分格子点として入力した。流入流量や種々の解析パラメータ値は上述のものを用いた。ただし、Nays2DFlood では仕様上、四辺全ての境界に壁条件を課すことができないため、下流端は自由流出境界として解析した。

5.4.3 解析結果

60.0 s 毎の解析結果を Fig. 5.16～Fig. 5.25 に示す。各図 (a) は本手法による水深分布、(b) は Nays2DFlood による水深分布、(c) は水深分布図中に示した破線の位置における両解析結果の水面形縦断面図であり、横軸は縦断面に沿った決壊点からの距離である。各図

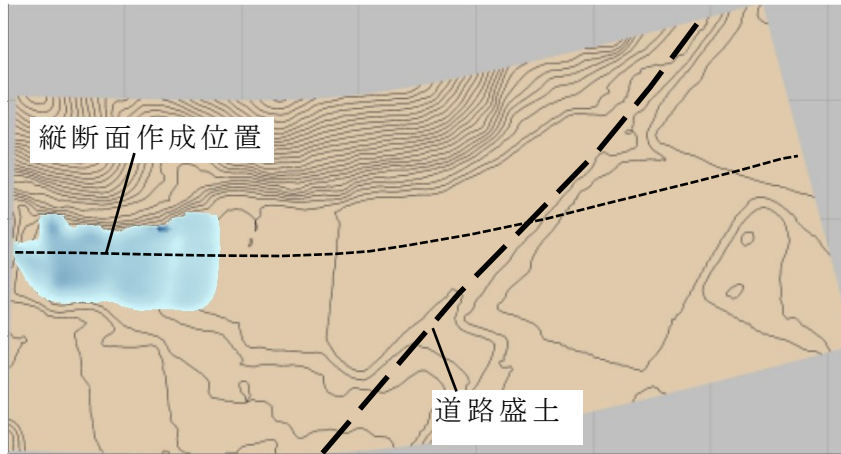
とも水深 0.05 m 以上の領域を描画した。

本手法による解析結果では，解析開始直後から氾濫流が地形勾配に従って下流に流下，拡大し， $t=240.0$ s までには道路盛土に到達して一時的に滞留した．この時刻までの浸水域の拡大のしかたを見ると，本手法による解析結果では Nays2DFlood によるそれと比べてわずかに速い．同時刻の水面形縦断面図上で比較すると，本手法の方が約 10 m 遠い位置まで氾濫流が到達している．

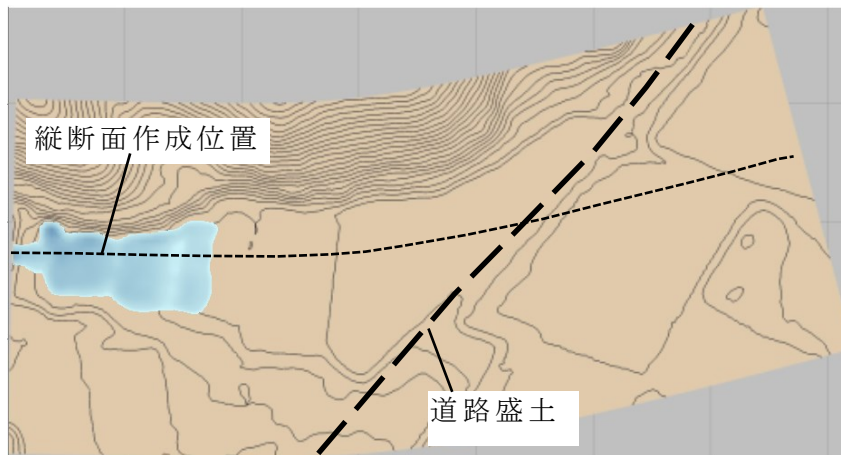
本手法による解析結果では，その後ちょうど $t=300.0$ s 頃から氾濫流が盛土を越流しはじめており，これより後の時刻では盛土を越えた下流側の領域が浸水している．各図 (c) に示した縦断面と交差する位置における道路盛土の天端高は 290.70 m である．本手法による解析結果では，同時刻の盛土上流側の湛水位は 290.71 m である．これより，上流側湛位が天端高を上回った後に越流が生じており，道路盛り土の影響を適切に反映できていることがわかる．Nays2DFlood による解析結果では，この時刻の湛水位は 290.67 m と天端高に至っておらず，越流が生じはじめるのは $t=360.0$ s 以降であった．

両解析結果とも，氾濫流は道路盛土を越流した後さらに下流に拡大した．本手法の解析結果は Nays2DFlood に対して氾濫流の拡大のしかたがわずかに速いが，水面形縦断面図上で氾濫流の到達距離を比較すると，両者の差異は $t=420.0$ s で約 20 m， $t=480.0$ s で約 30 m であった．また，下流端境界への到達時刻は本手法が $t=540$ s，Nays2DFlood が $t=600$ s であった．

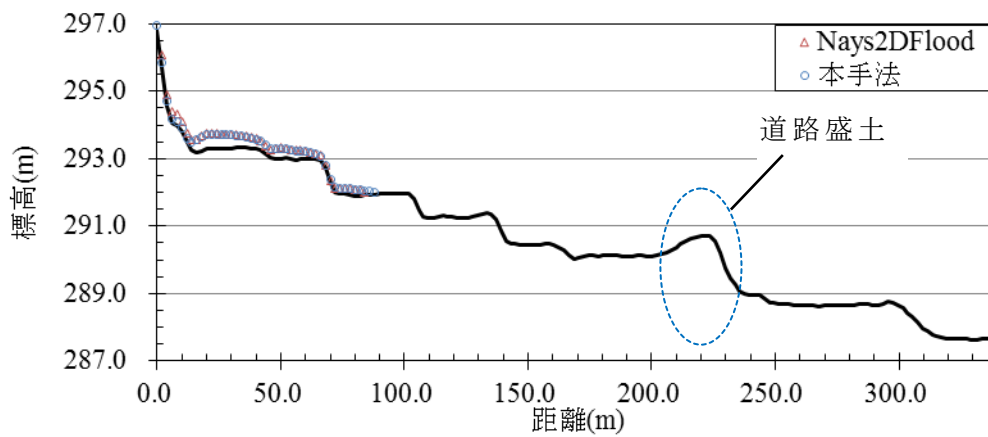
また，両解析結果における最大水深分布図，ならびに最大水位の縦断面図を **Fig. 5.26** に示す．**Fig. 5.26** (a) が本手法，**Fig. 5.26** (b) が Nays2DFlood による解析結果である．これらを比べると，両者の浸水域はほぼ一致している．また，**Fig. 5.26** (c) から両者の浸水域内部最大水位水面形を比較すると，下流端近傍において境界条件の違いを受けて 0.1 m 程度差異が生じているが，それ以外の領域ではほぼ一致していることがわかった．



(a) 本手法水深分布

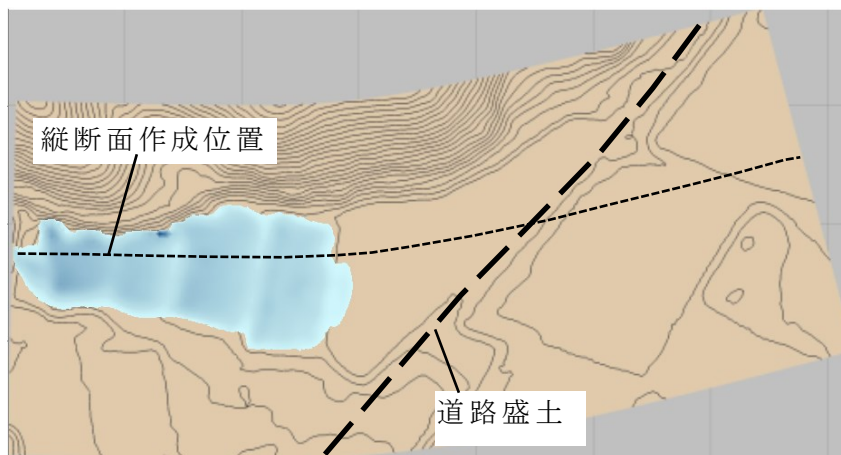


(b) Nays2DFlood 水深分布

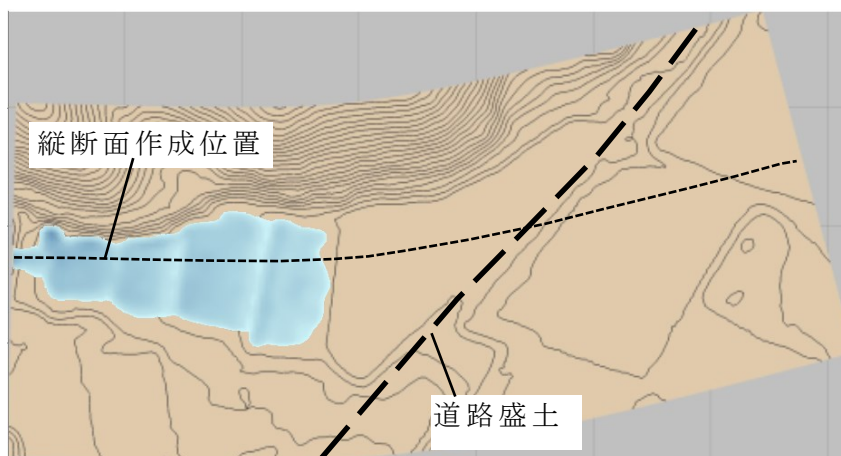


(c) 水面形縦断面図

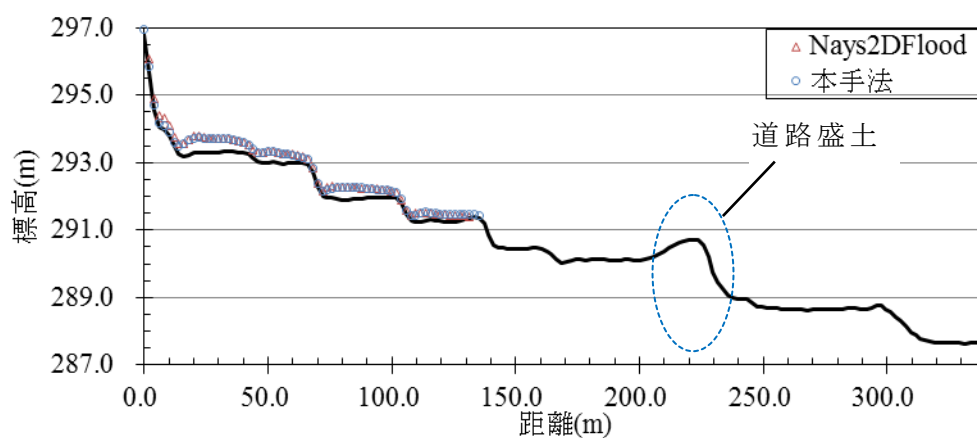
Fig. 5.16 解析結果 ($t=60.0$ s)



(a) 本手法水深分布

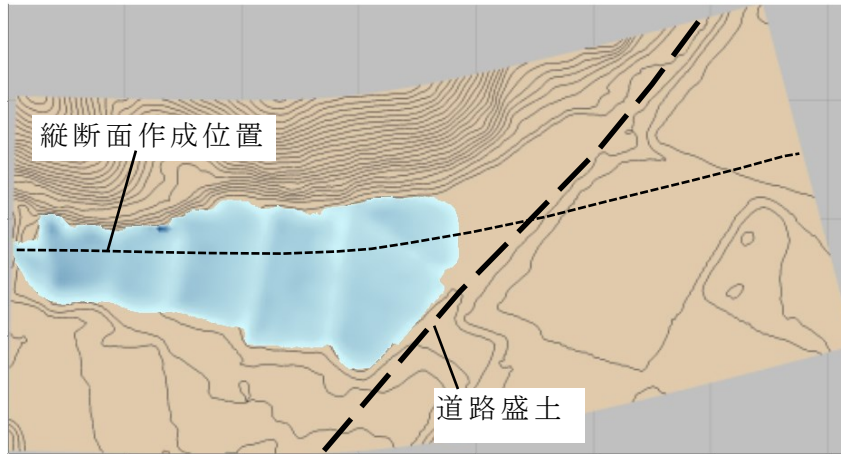


(b) Nays2DFlood 水深分布

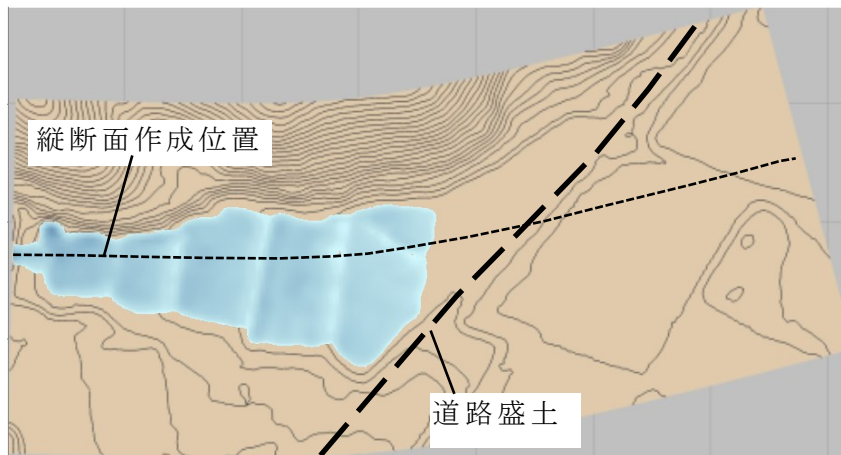


(c) 水面形縦断面図

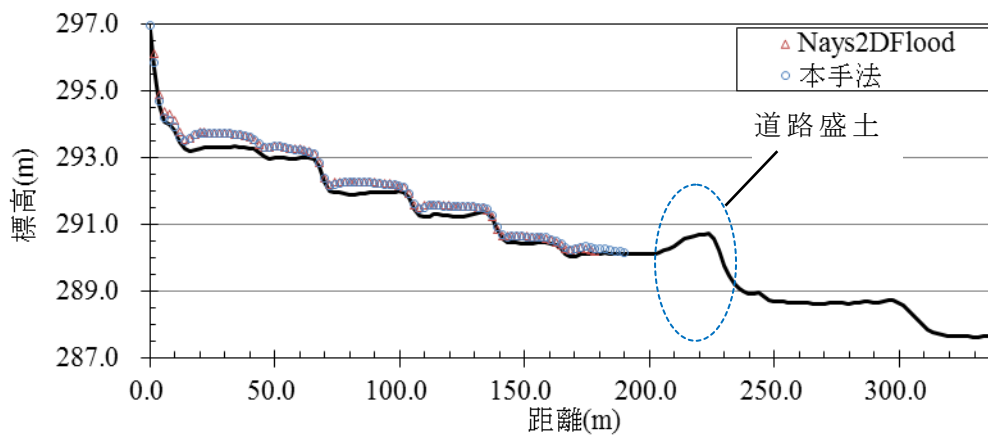
Fig. 5.17 解析結果 ($t=120.0$ s)



(a) 本手法水深分布

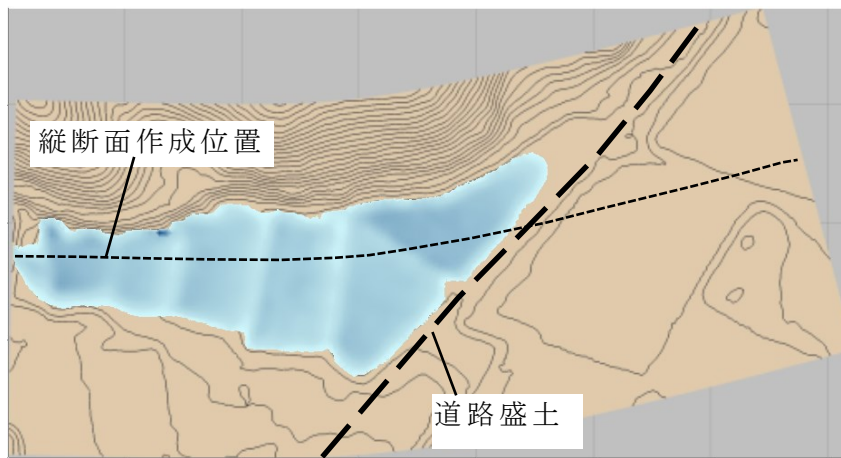


(b) Nays2DFlood 水深分布

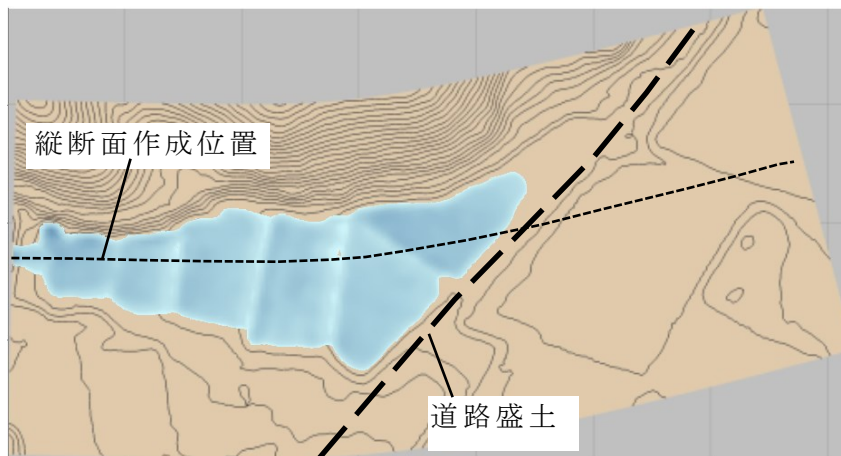


(c) 水面形縦断面図

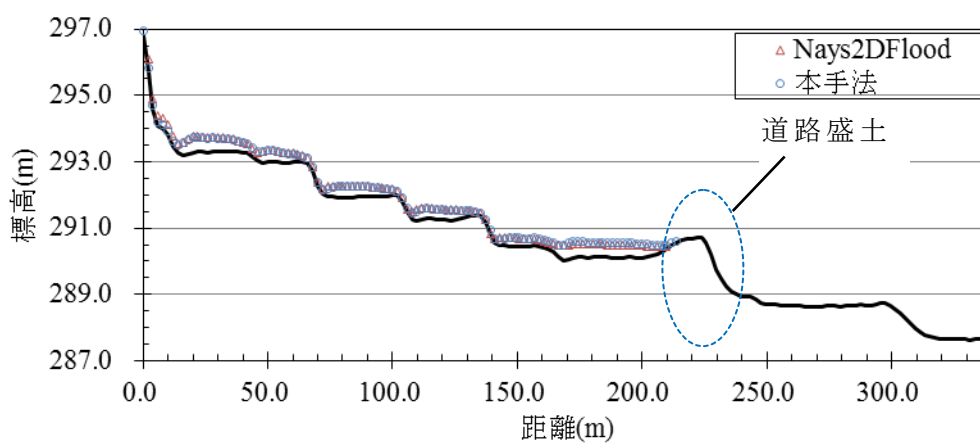
Fig. 5.18 解析結果 ($t=180.0$ s)



(a) 本手法水深分布

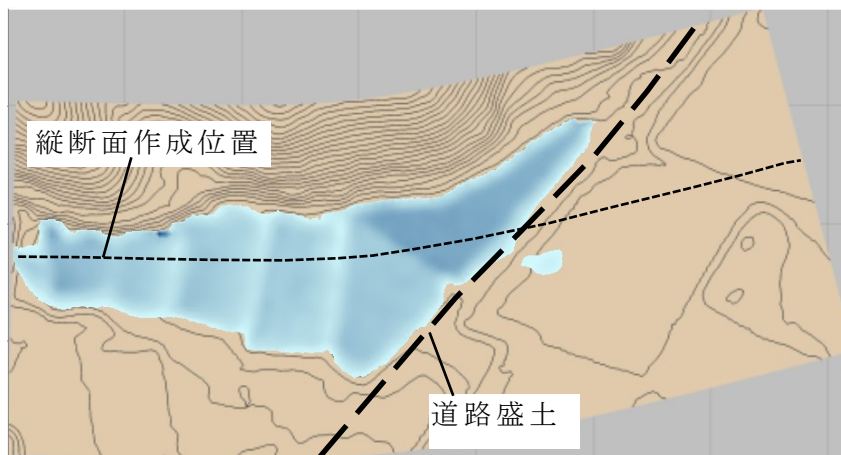


(b) Nays2DFlood 水深分布

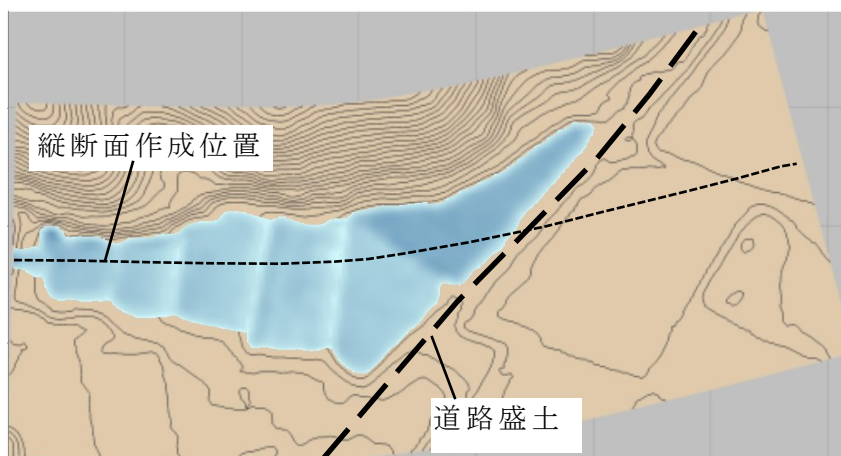


(c) 水面形縦断面図

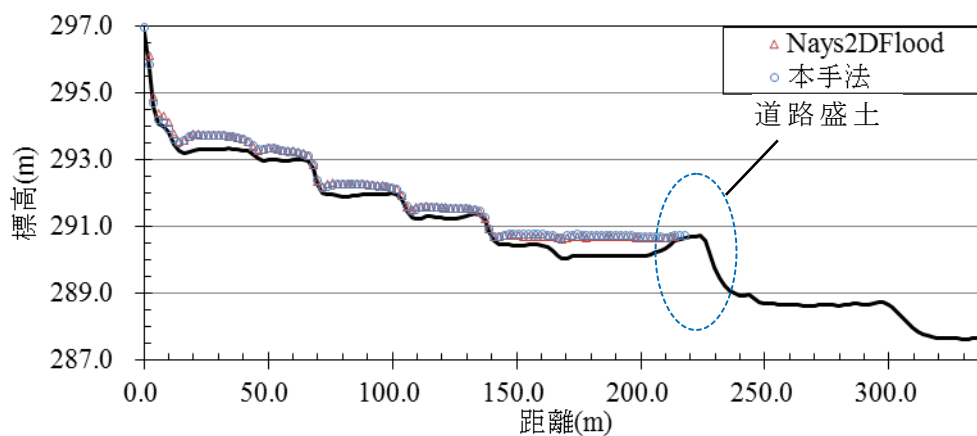
Fig. 5.19 解析結果 ($t=240.0$ s)



(a) 本手法水深分布

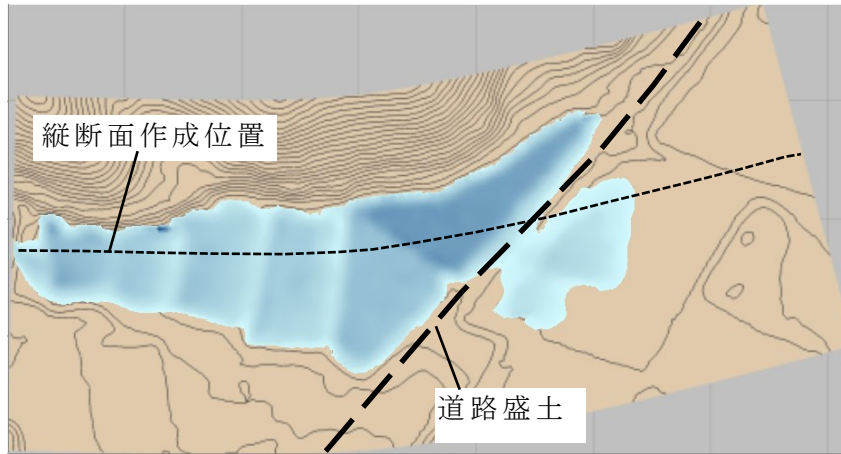


(b) Nays2DFlood 水深分布

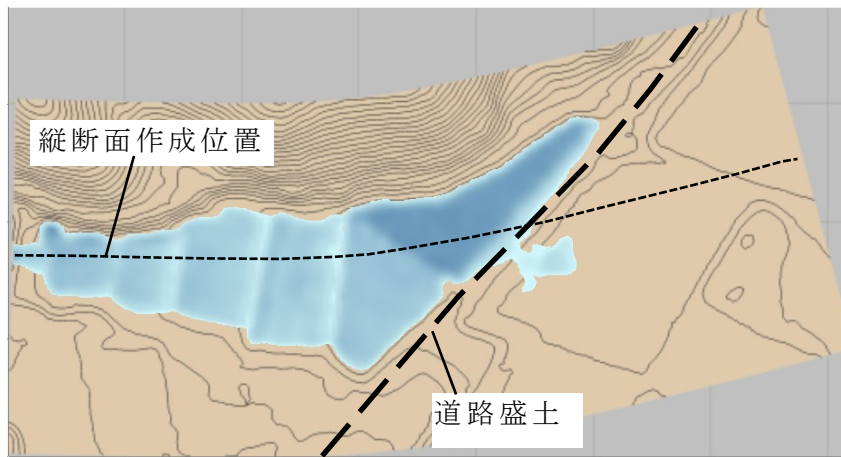


(c) 水面形縦断面図

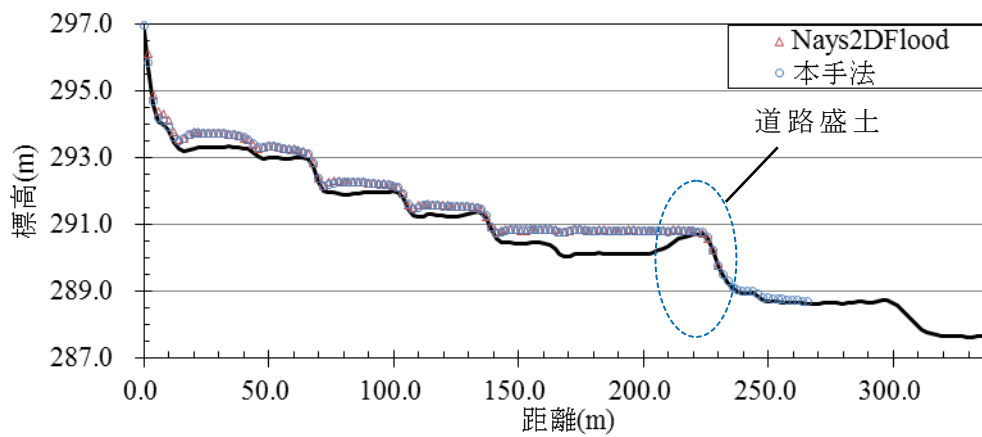
Fig. 5.20 解析結果 ($t=300.0$ s)



(a) 本手法水深分布

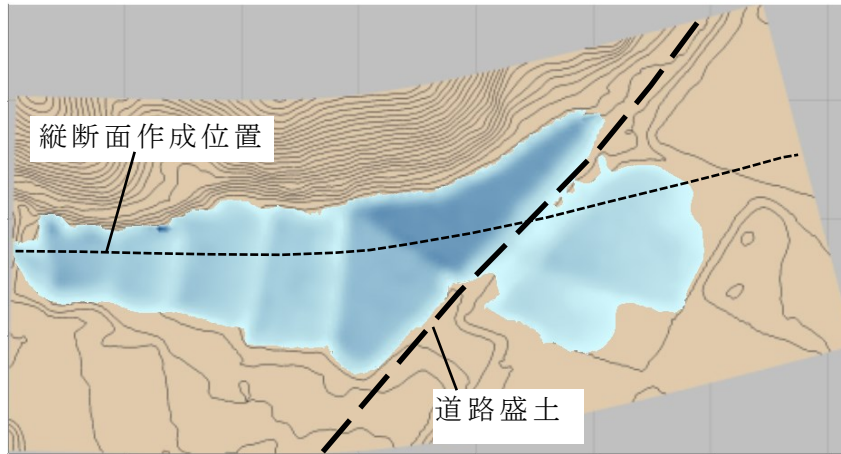


(b) Nays2DFlood 水深分布

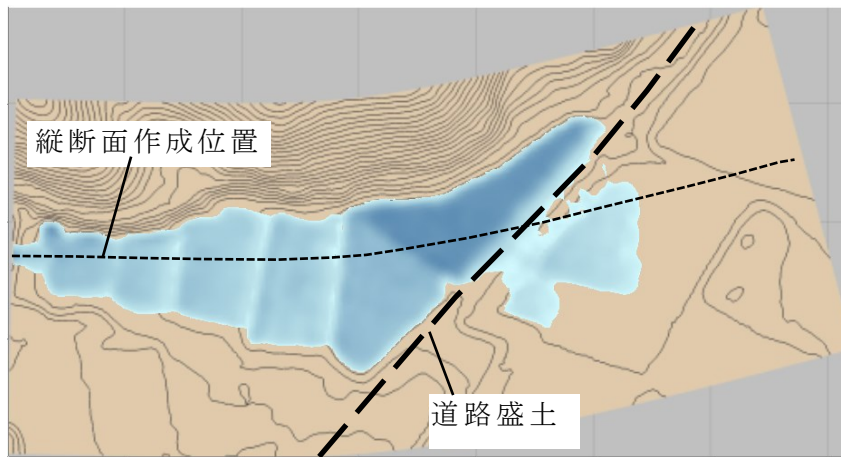


(c) 水面形縦断面図

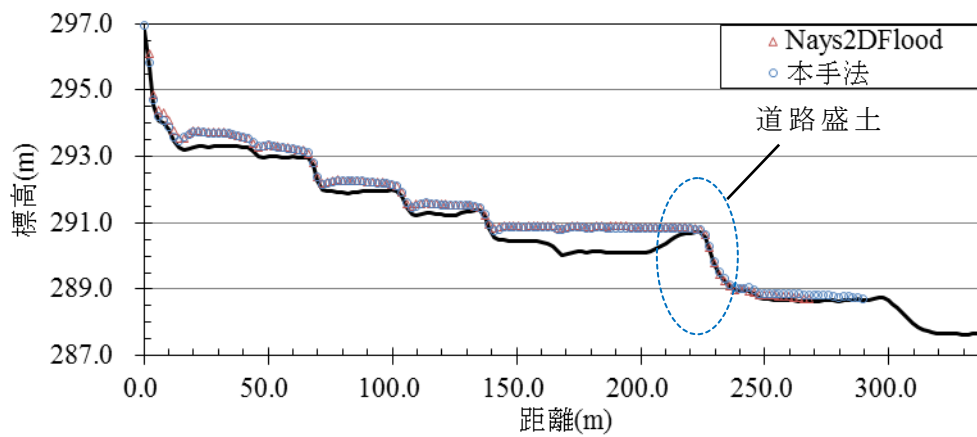
Fig. 5.21 解析結果 ($t=360.0$ s)



(a) 本手法水深分布

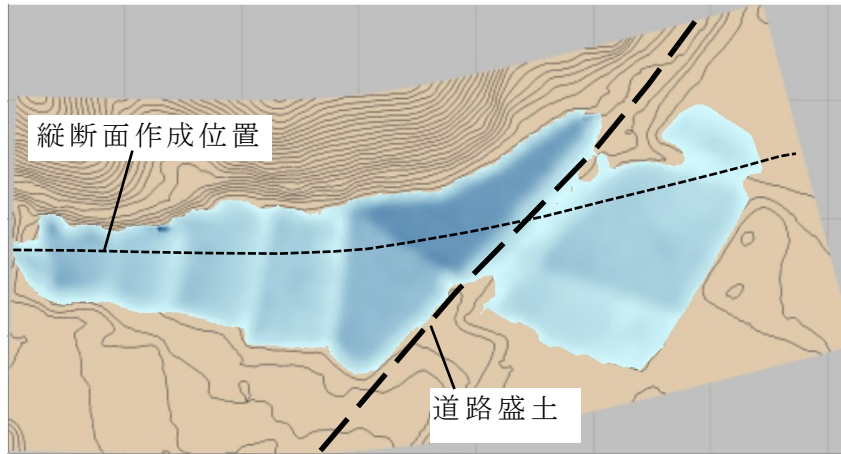


(b) Nays2DFlood 水深分布

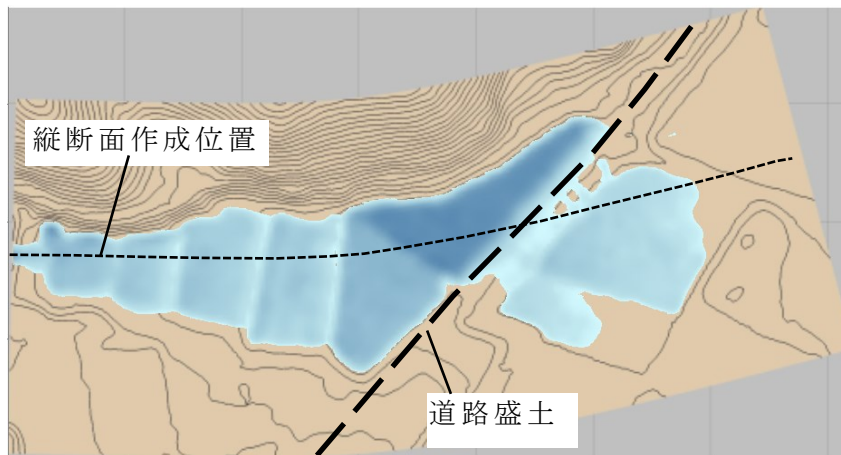


(c) 水面形縦断面図

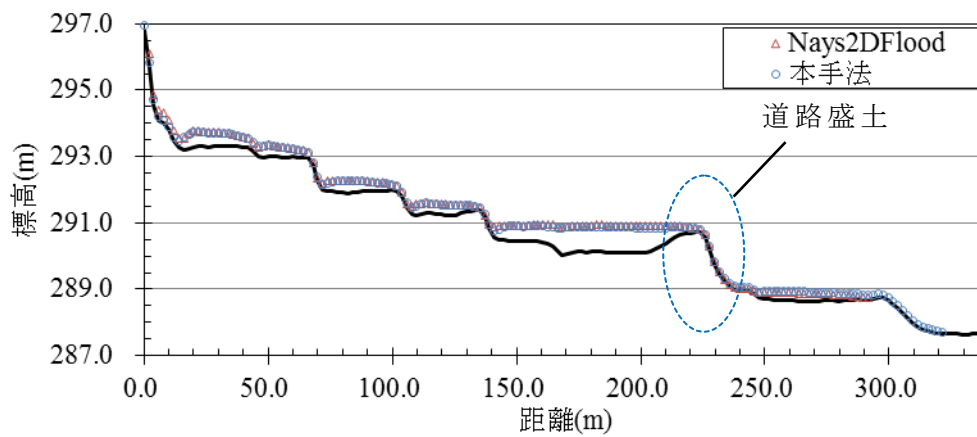
Fig. 5.22 解析結果 ($t=420.0$ s)



(a) 本手法水深分布

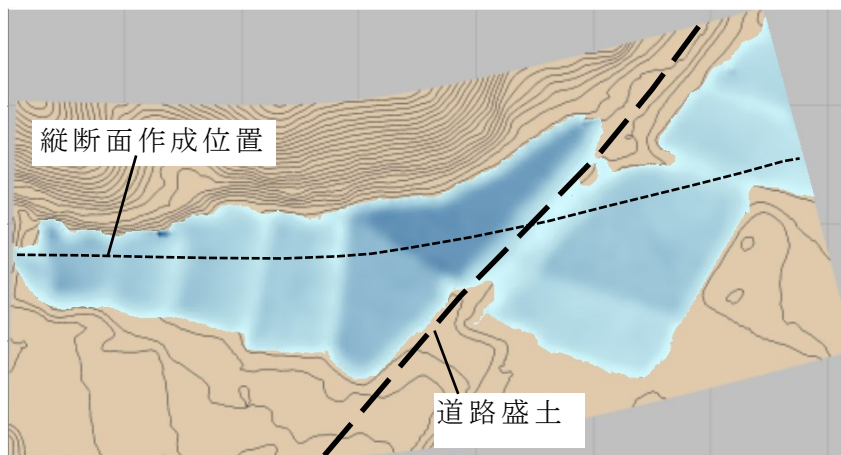


(b) Nays2DFlood 水深分布

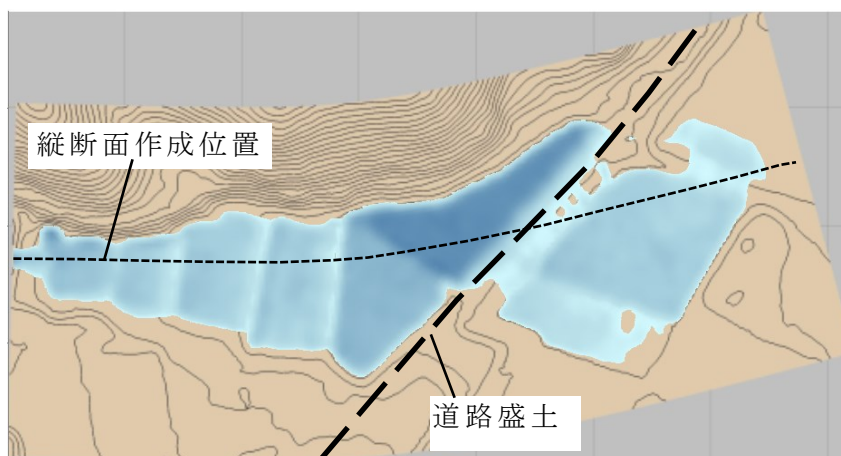


(c) 水面形縦断面図

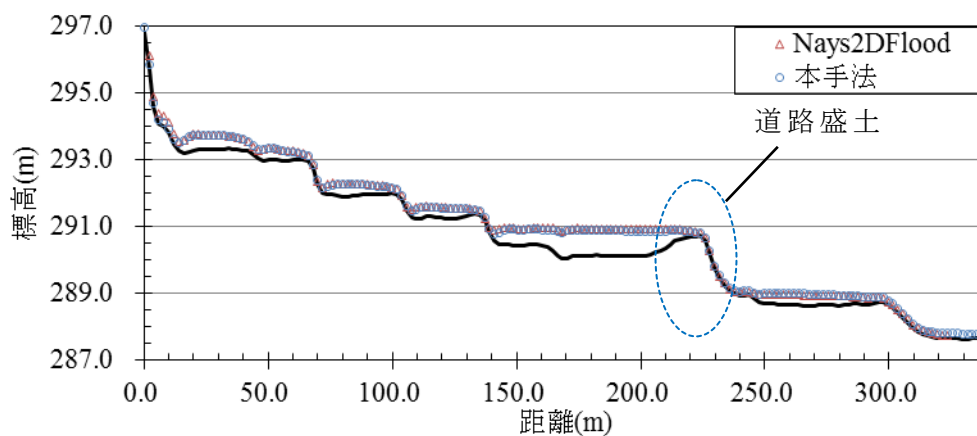
Fig. 5.23 解析結果 (t=480.0 s)



(a) 本手法水深分布

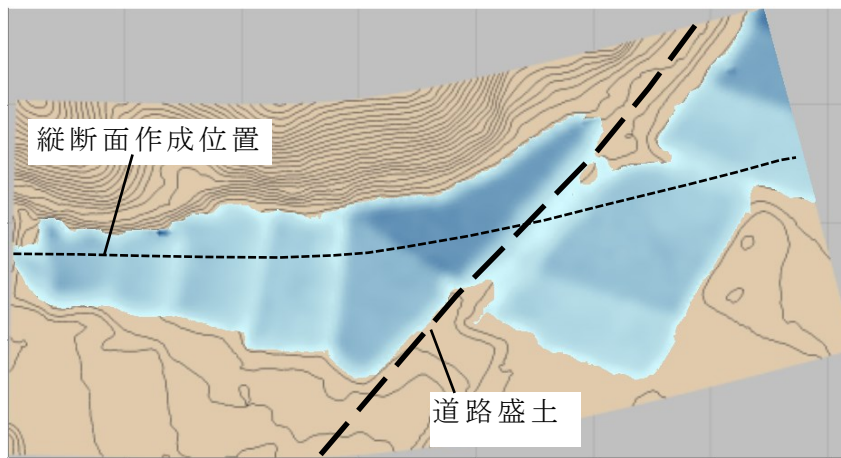


(b) Nays2DFlood 水深分布

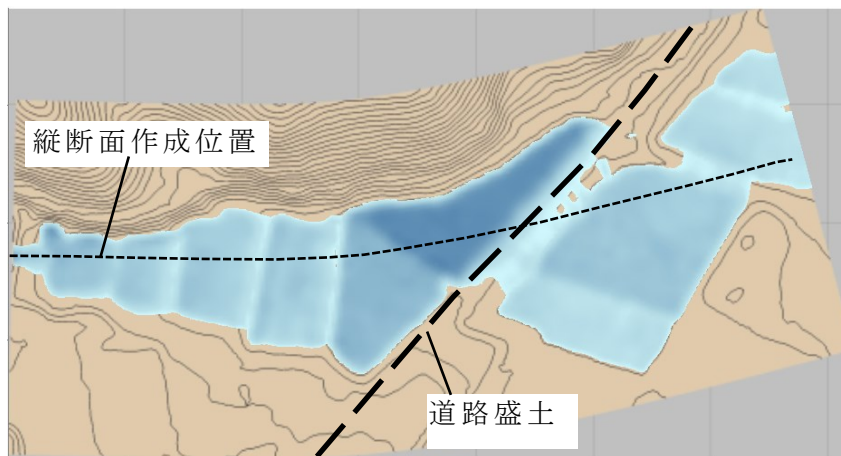


(c) 水面形縦断面図

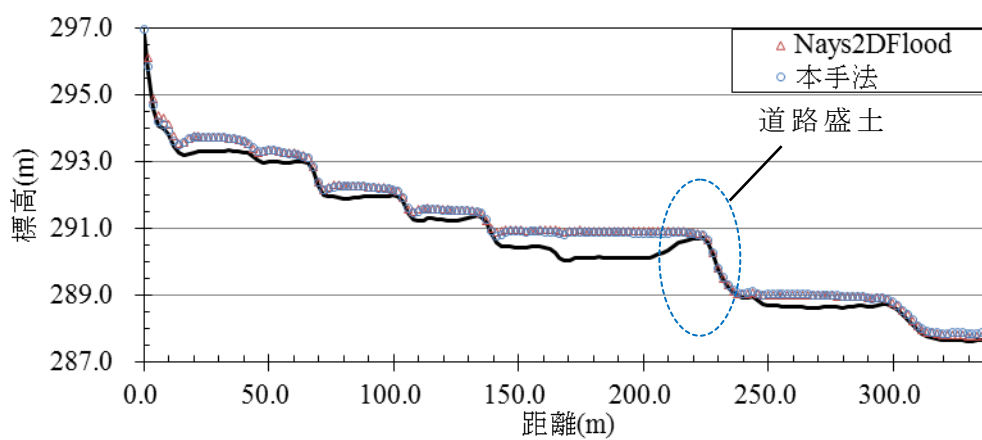
Fig. 5.24 解析結果 (t=540.0 s)



(a) 本手法水深分布

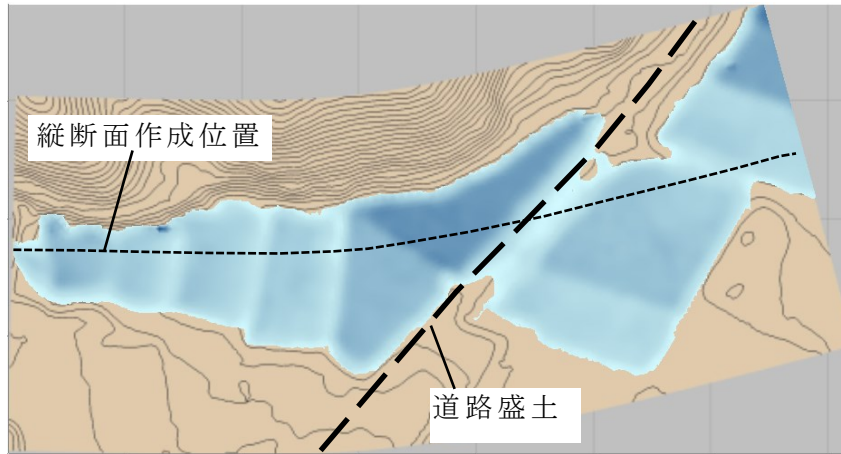


(b) Nays2DFlood 水深分布

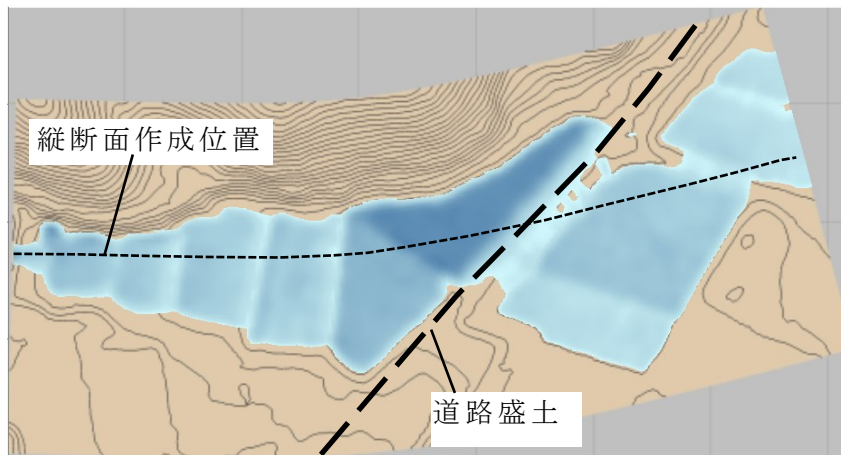


(c) 水面形縦断面図

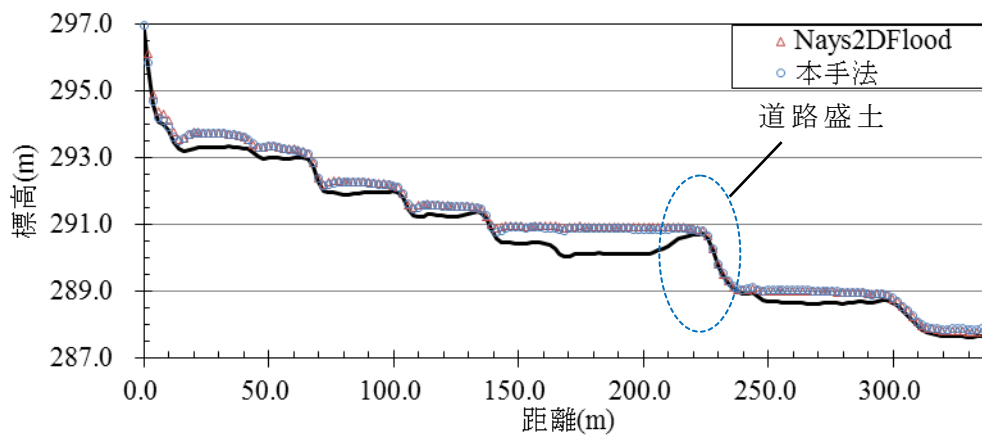
Fig. 5.25 解析結果 (t=600.0 s)



(a) 本手法水深分布



(b) Nays2DFlood 水深分布



(c) 最大水位縦断面図

Fig. 5.26 解析結果最大水深・最大水位

5.5 まとめ

本章では、非構造格子を用いて氾濫流況に影響を与える地物の形状を精度よく表現することを目的として、有限要素法によるため池決壊氾濫解析手法を構築した。

支配方程式のうち連続式については、急斜面を流下する氾濫流の挙動を安定に解析するため計算変数は水深とした。支配方程式の離散化にあたっては、有限要素法を用いた浅水流方程式の離散化手法のうち最も簡便なものの一つである Kawahara et al.(1982)の手法を用いた。すなわち、空間方向の離散化には三角形一次要素を用いたガラーキソ法を、時間方向の離散化には二段階陽的解法をそれぞれ用いており、併せて計算の安定化のため Selective Lumping 法を導入した。同じ離散化手法を適用した氾濫解析手法としては河田・小池 (1997)、富所ら (2002)、Hai et al.(2008 ; 2010)などがあるが、本手法ではこれらとは異なり、離散化にあたって Gauss の発散定理を用いて連続式を変形し、流量フラックスの境界積分項を導いた。これにより、解析領域の内部および境界上の任意の位置に対して流入出流量を与えることが可能となった。

構築した解析手法の妥当性を検証するため、

- (1) 直線水路の段波解析
- (2) 等流解析
- (3) 一定流量の流入出解析

という3種類の数値実験を行い、得られた結果をそれぞれ理論値と比較した。その結果、以下のことが確認できた。

- ① 段波のような激しい水面変動を伴う非定常流れを解析できること
- ② マニング式から与えられる底面摩擦力が適切に反映されること
- ③ 流入出に伴う水量の連続性が満足されること

また、氾濫解析においては、浸水域の拡大・縮小に伴って移動する水際線の位置を正確にとらえるため、Wet 領域と Dry 領域の境界において特別な処理が必要となる。特に、安定化手法として Selective Lumping 法を用いた場合には、計算の安定化のために導入された数値粘性が過大に作用して拡散誤差として振る舞い、水際の位置において非物理的な解析結果が生じる場合があるとされている (高梨・清川, 1984 ; 梅津・河原, 1995)。本手法においてはこれを防ぐため、湛水位と地盤高の比較による Wet/Dry 判定のアルゴリズムを組

み込んだ移動境界処理を導入した。

最後に、本手法のため池決壊氾濫解析への適用性を検証するため、実在するため池の決壊氾濫解析を行った。ここでは、氾濫流が道路盛土を越流する挙動を検討し、拡散誤差による不自然な挙動が生じてないことを確認した。また、既往の氾濫解析ソルバーによる解析結果と比較したところ、解析終了時までの浸水範囲およびその内部における最大水位の分布はほぼ一致した。以上より、本手法が氾濫解析ソルバーとしての基本的な機能を有し、道路盛土のような局所的な地形の凹凸を反映したため池決壊氾濫解析において妥当な解析結果を与えることを確認できた。

第 6 章

有限要素法を用いたため池決壊氾濫解析

6.1 はじめに

第 4 章では、既往の解析ソルバーを用いて東北地方太平洋沖地震によって決壊した中池の氾濫解析を行い、氾濫流況に影響を与える地物を解析上に反映させるための実用的な手法を提案した。さらに第 5 章では、これらの地物の形状をより精度よく表現することを目的として、有限要素法によるため池決壊氾濫解析手法を構築した。

本章では、第 5 章で構築した解析手法を用いて、東北地方太平洋沖地震によって決壊した青田新池の氾濫解析を行う。解析地形モデルの構築にあたっては、排水路の形状を精度よく表現ため、非構造格子を用いて解析領域を三角形要素に分割する。また、第 5 章で提案した流入出境界条件の設定方法を応用し、新たに下池の洪水吐をモデル化する手法を提案する。

第 4 章においては、Costa (1988) の回帰式から算出される Q_{\max} をピーク流量とした流入ハイドログラフを設定したが、解析結果は実際の氾濫流況とは異なったことから、流入ハイドログラフのピーク流量の違いが解析結果に与える影響について検討した。しかし、用いたハイドログラフの形状は全て二等辺三角形としており、ハイドログラフ形状の違いが解析結果に与える影響については検討していない。そこで本章では、ピーク流量が生じる時刻を変えた複数のハイドログラフを用いてそれぞれ解析し、結果にどのような差異が生じるかについても検討する。

6.2 解析条件

6.2.1 解析地形モデルと初期条件

解析領域は、第3章に示した実際の浸水域を包含するよう **Fig. 6.1** に示す 472 m×650 m の矩形とした。

解析領域の要素分割および地形モデルの生成には iRIC の非構造格子生成機能を用いた。iRIC はデローニー法に基づき領域を要素分割するが、その際、領域を複数の部分領域に分け、それぞれに含まれる要素面積の最大値を任意に設定することや、あらかじめ設定した直線に沿って計算節点を配置することが可能である。

中田ら(2005)は、農業用排水路が氾濫流の挙動に与える影響を的確に反映させるため、**Fig. 6.2** に示すように断面中央の節点 (**Fig. 6.2** 中白丸) を挟む2列の要素で水路床を、その外側2列の要素で側岸を表現している。

以上を踏まえ、大谷池の堤体および排水路 (**Fig. 6.1** 中 PQ, QR, QS) の形状を精度よく表現することを目的として、下記(1)、(2)の手順で解析地形モデルを構築した。総節点数は 52,699 個、総要素数は 104,501 個である。

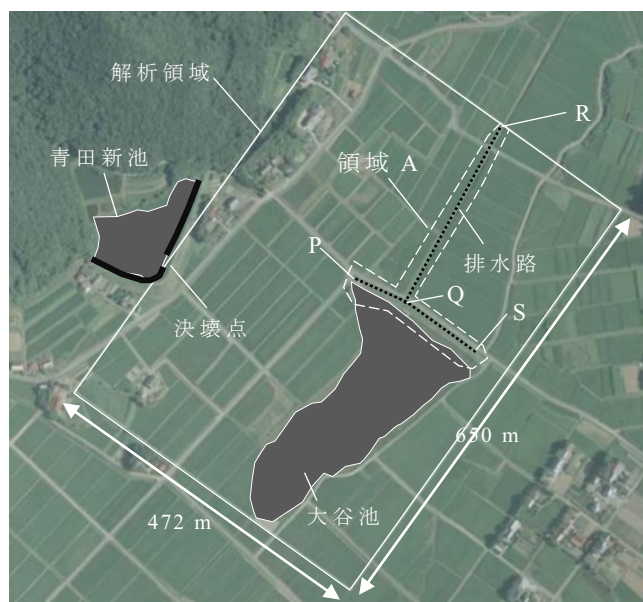


Fig. 6.1 解析領域

(1) 領域の要素分割にあたっては、大谷池の堤体と排水路を含む部分領域（領域 A）を設定し、最大要素面積を領域 A 内部では 2 m^2 、その他の領域では 5 m^2 とした。さらに、排水路（PQ, QR, RS）に沿って 5 列の節点を配置した。このうち中央 3 列の節点を結んで構成される要素で水路床、その外側 2 列の要素で水路側岸を表現した。

(2) 各計算節点には国土地理院基盤地図情報の 5 m メッシュ（以下、5mDEM）から内挿した標高値を与えるが、上記の排水路に該当する節点に対しては、下記に示す断面形状を設定した上で、縦断勾配が区間毎に一定となるよう上下流端から内挿した標高値を与えた。Fig. 6.3 には、各区間における実際の水路断面形状を示した。

- ・区間 PQ：実際の断面形状と同じく $b=1.5 \text{ m}$ 、 $B=1.7 \text{ m}$ 、 $H_{ch}=1.7 \text{ m}$ の台形断面とした。
- ・区間 QR：実際の断面形状は幅 2.4 m 、高さ 1.0 m の矩形であるが、矩形断面は表現できないため $b=2.4 \text{ m}$ 、 $B=4.4 \text{ m}$ 、 $H_{ch}=1.5 \text{ m}$ の台形断面で近似して表現した。 H_{ch} は水路右岸側の農地と排水路床との標高差を考慮して決定した。
- ・区間 QS：実際の断面形状は幅、高さともに 1.5 m の矩形であるが、区間 QR と同じく台形断面で表現することとし、 $b=1.5 \text{ m}$ 、 $B=3.5 \text{ m}$ 、 $H_{ch}=1.5 \text{ m}$ とした。

構築した解析地形モデルの標高分布コンター図を Fig. 6.4 に、大谷池堤体およびその下流側の要素分割図を Fig. 6.5 に示す。

今回用いた 5mDEM は、大谷池の落水時に行われた測量結果を基にして作成されており、解析地形モデルには池底の形状が表現されていた。そこで、青田新池決壊当時の大谷池の湛水状態を表現するため、貯水池内部の節点には、湛水位（ 233.1 m ；堤頂に対して 1.4 m 低く、洪水吐敷高より 0.1 m 低い水位）と地盤標高の差を初期水深として与えた。

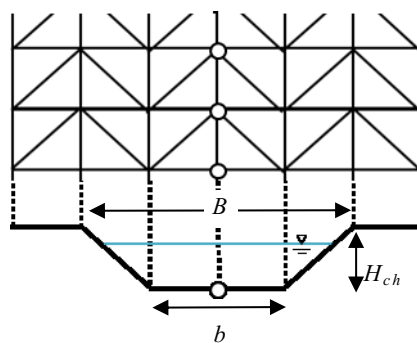
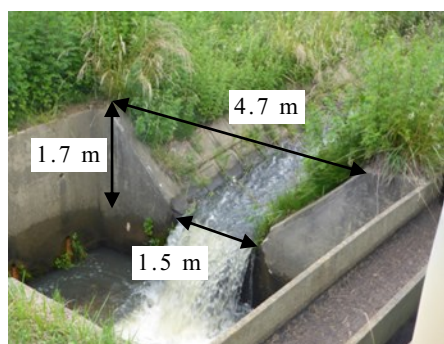
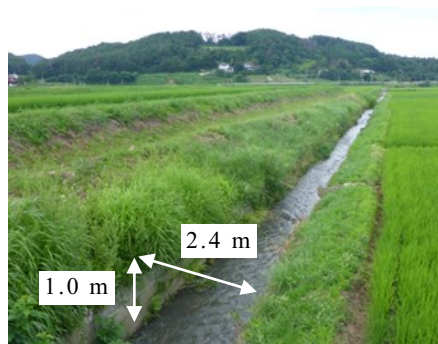


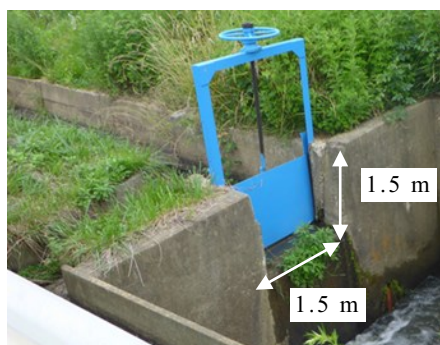
Fig. 6.2 排水路のモデル化



(a) 区間 PQ



(b) 区間 QR



(c) 区間 QS

Fig. 6.3 現地の水路断面形状

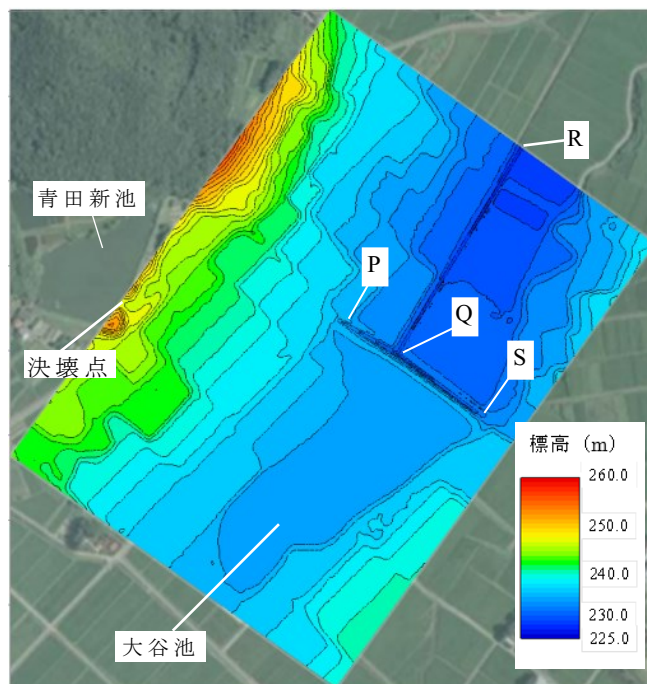


Fig. 6.4 解析地形モデル標高コンター図

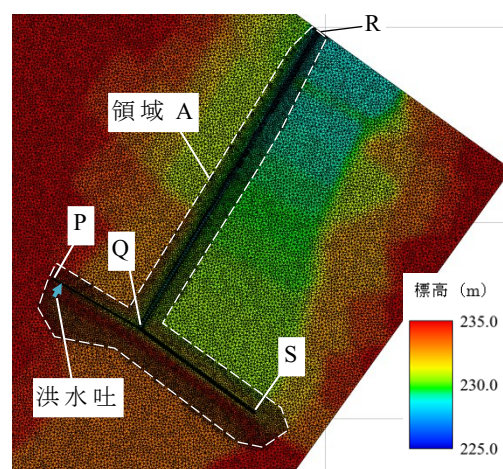


Fig. 6.5 要素分割図 (大谷池下流部分)

6.2.2 境界条件

(1) 流入境界条件

ため池の決壊に伴う貯水の流出流量やその時間変化は堤体の決壊のしかたによって大きく異なるが、氾濫解析においては、その違いを流入ハイドログラフ形状の違いとして反映させる。第4章では、Costa (1988) の回帰式 (4.7) から算出される Q_{\max} をピーク流量とした流入ハイドログラフを設定した。しかし、解析結果は実際の氾濫流況とは異なった。そこで、ピーク流量を低減した複数のハイドログラフを用いてそれぞれ解析したところ、ピーク流量を Q_{\max} の 0.2 倍とした場合に、実際の浸水域とほぼ一致する解析結果が得られた。これを踏まえ、ここでは Fig. 6.6 に示すように、 Q_{\max} の 0.2 倍 ($=142.8 \text{ m}^3 \times 0.2 = 28.6 \text{ m}^3$) のピーク流量をもつ二等辺三角形形状の流入ハイドログラフを仮定し、Fig. 6.4 に示す決壊点から青田新池の総貯水量を流入させた。総流入時間は 1190.6 s である。

(2) 流出境界条件

氾濫流が排水路下流端 (Fig. 6.5 中 R 点) に到達した場合には、その水深に応じて Manning 式から算出される流量を流出させることとした。その他の境界には壁条件を課した。

Manning 式から流出流量を算出する際に用いる定数として粗度係数と水路勾配がある。ここでは、粗度係数には解析領域と同じ値 (後述) を、水路勾配には水路区間 QR の平均勾配 ($=0.78\%$) を用いた。

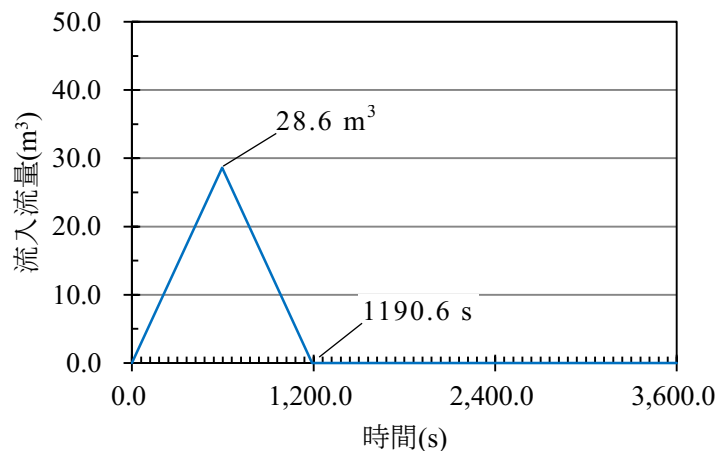


Fig. 6.6 流入ハイドログラフ

(3) 内部境界条件

大谷池の洪水吐は、**Fig. 6.7** に示す通りボックスカルバート（断面幅 1.5 m，断面高さ 1.3 m）を經由して排水路（**Fig. 6.5** の点 P の位置）に排水する形態となっている．そこで，洪水吐の排水能力を適切に反映して解析するため，四角ゼキの流量公式（5）（荒木・椿，1961）から算出される流量 Q_s を洪水吐上流側の要素から流出させ，同じ流量を下流側の要素から流入させる内部境界条件を導入した．

$$Q_s = KBH_o^{3/2} \quad (6.2)$$

ここに， K ：流量係数， B ：洪水吐の断面幅， H_o ：越流水深である．

洪水吐の断面幅は実際の断面と同じく $B=1.5$ m とした．越流水深 H_o は，各時間の貯水位と洪水吐敷高の差とする．ただし，これがボックスカルバートの断面高さを越える場合には，カルバートが満流となったと判断し， H_o を洪水吐断面高さ（=1.3 m）として流量を計算した．

流量係数 K の値は，洪水吐の型式の違いによって異なるが，加藤ら（2005）は，越流堤型式の洪水吐に対して，諸損失の考慮の有無により $K=1.35\sim 1.70$ の値をとるとしている． K の値を小さく設定すれば，洪水吐の排水能力は小さくなるため，大谷池の堤体越流に対して危険側の予測となる．一方， K の値を大きく設定すれば，洪水吐から排水路に流入する流量が大きくなり，下流の排水路の逸水に対して危険側の予測となる．ここでは，大谷池の堤体越流に対して最も危険側となる値として $K=1.35$ を採用した．

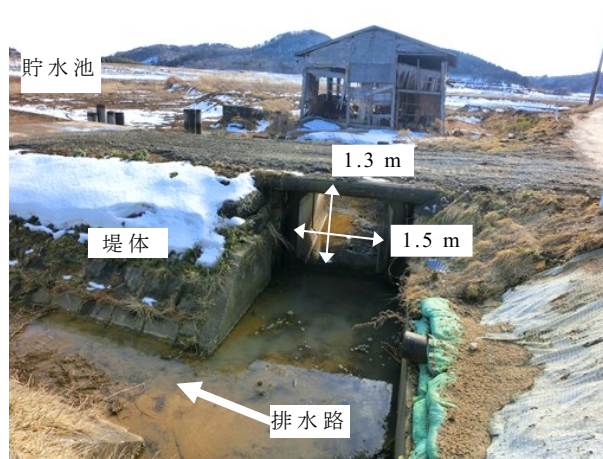


Fig. 6.7 大谷池洪水吐の流出口

第4章では洪水吐を排水路と同様に地形の凹部として表現した。上記の方法は、第4章の方法に対して、①流量の算出式を変更することによって、断面寸法や型式の違いによる洪水吐の排水能力の差異を容易に反映し得る②満流となった場合を含め暗渠による排水も扱うことができるという2つの利点がある。

6.2.3 解析パラメータ

マンニングの粗度係数については、解析領域のほぼ全体が農地であることから、国土交通省・国土技術政策総合研究所（2015）の定めた農地に対する値（0.02~0.06）を参考にし、その中間的な値である0.04を解析領域全体に与えた。ランピングパラメータ $e=0.90$ ，計算時間刻み $\Delta t=0.03$ s として解析した。

6.3 解析結果

6.3.1 時間毎の解析結果

解析は、氾濫流の流下挙動が完全に収束したと判断された解析開始1時間後まで行った。解析結果水深分布を **Fig. 6.8** に示す。ここでは、0.05 m 以上の水深が生じている領域について水深コンター図を描画した。これを見ると、氾濫流は決壊点から南東方向へ農地を流下し、解析開始8分後頃に大谷池に到達した。また、このとき氾濫流は大谷池堤体左岸側の上流端から排水路に流入しており、これ以降の解析結果では、氾濫流が排水路を流下する様子が確認できる。解析開始10分後以降、氾濫流は大谷池の堤体下流側に回り込んで拡大した。解析開始12分後における、**Fig. 6.8-(e)**中に破線で囲んだ領域の流速ベクトル分布を **Fig. 6.9** に示す。これを見ると、大谷池堤体下流側に回り込んだ流れが左岸側から流入する形で排水路に合流していることがわかる（水路側岸の法面勾配が急であるため該当箇所的水深は小さく、**Fig. 6.8** の水深コンター図には表れていない）。

解析開始15分後には氾濫流が排水路の下流端に到達した。これ以降、決壊点と大谷池の間の浸水域は徐々に縮小し、解析開始から30分後には大谷池貯水池内と排水路内部を除いて水深0.05m以上の領域はなくなった。

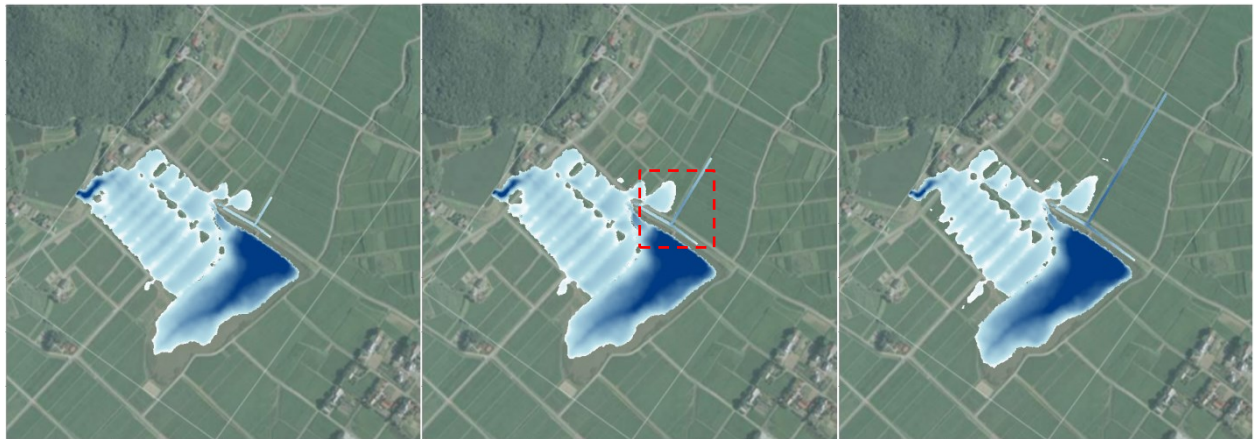
大谷池の貯水位並びに洪水吐からの流出流量の経時変化を **Fig. 6.10** に示す。大谷池の



(a) 3 分後

(b) 5 分後

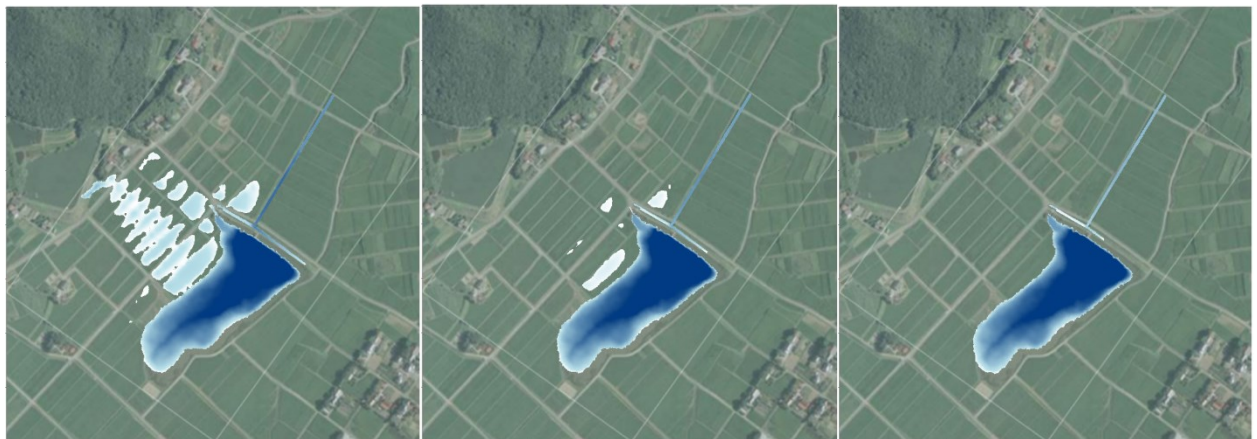
(c) 8 分後



(d) 10 分後

(e) 12 分後

(f) 15 分後



(g) 20 分後

(h) 25 分後

(i) 30 分後

Fig. 6.8 解析結果水深分布図

貯水位は、氾濫流が到達したのとほぼ同時刻（解析開始 8 分後頃）から上昇をはじめ、10 分後頃に洪水吐の敷高 233.2 m を超えた。これに伴い洪水吐からの排水が始まっている。貯水位は解析開始 30 分後頃までに約 0.5 m 上昇し、233.6 m 付近に達した。洪水吐からの排水は解析終了時まで継続したが、その一方で大谷池上流にわずかに残留した氾濫水が流入し続けているため、貯水位は解析開始 30 分後以降ほぼ一定となっている。本解析結果においては、大谷池の最高貯水位においても、堤頂に対しては 0.9 m の余裕があり、堤体越流は生じなかった。Fig. 6.10 には、洪水吐からの排水を行わずに ($K=0.0$) 再解析した場合の貯水位の時間変化を併せて示した。両解析結果間における貯水位の差は解析終了時点で 0.014 m であり、洪水吐からの排水が貯水位の変動に与える影響は小さかった。

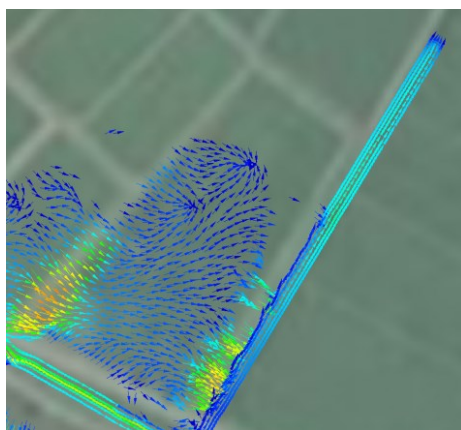


Fig. 6.9 流速ベクトル分布 ($t=720.0$ s)

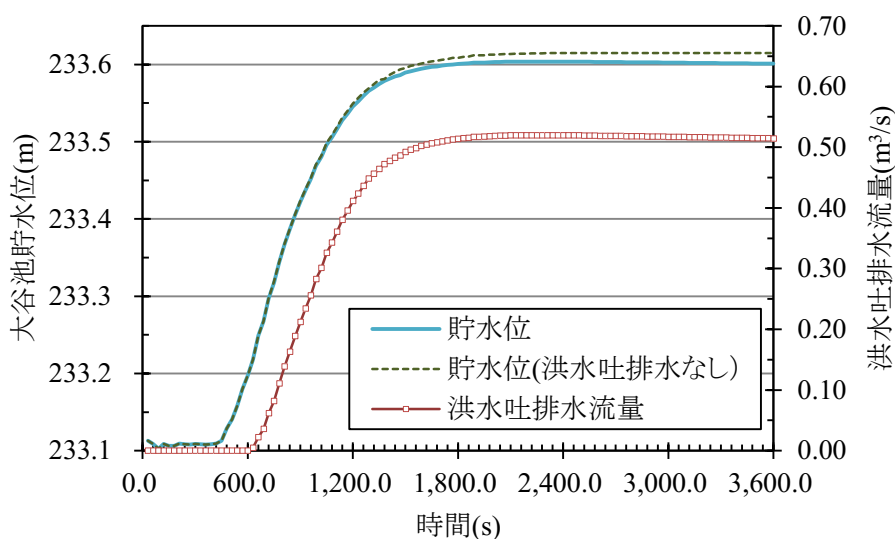


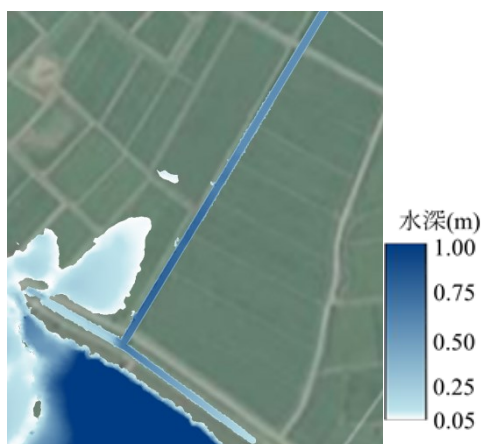
Fig. 6.10 大谷池貯水位・洪水吐排水量経時変化

6.3.2 実際の浸水域との比較

解析結果最大水深分布について、実際の浸水域と比較したものを **Fig. 6.11** (a) に、排水路部分を拡大したものを **Fig. 6.11** (b) に示す。これを見ると、解析結果においては決壊点から大谷池に至る浸水域が良好に再現されていることがわかる。また、全ての排水路区間において氾濫流はスムーズに流下している。このために排水路を超えた東側の領域は浸水しておらず、この点においても解析結果は実際の氾濫流況と一致した。



(a) 実際の浸水域との比較



(b) 水路部分の拡大図

Fig. 6.11 解析結果最大水深分布

6.3.3 水量の連続性

解析結果における領域内湛水量の経時変化を **Fig. 6.12** に示す。図中には、累積流入量と累積流出量の差から 5.2 節で用いた式 (5.46) を用いて算出される湛水量の理論値を併せて示した。式 (5.46) を以下に再び示す。

$$SN = SN_0 + V_{in} - V_{out} \quad (5.46)$$

ここに、 SN_0 ：初期湛水量 (m^3)、 V_{in} ：該当時刻までの累積流入流量 (m^3)、 V_{out} ：該当時刻までの累積流出流量 (m^3) である。

Fig. 6.12 を見ると、解析結果における領域内湛水量の増減のしかたは理論値と同様の傾向を示している。すなわち、両者とも解析開始直後に指数関数的に増加した後、決壊氾濫流量の流入が終了する $t=1,200.0$ s 頃最大となり、その後は緩やかに低下している。解析結果における領域内湛水量の最大値は $30,842.8 m^3$ 、解析終了時の値は $28,618.2 m^3$ であった。

Fig. 6.12 中には、解析結果と理論値の誤差（両者の差異が当該時刻理論値に占める百分率）を併記した。これを見ると、解析時間全体を通じて解析結果は理論値に対してやや過大となっているが、その誤差は解析時間全体を通じて 5%未満であった。

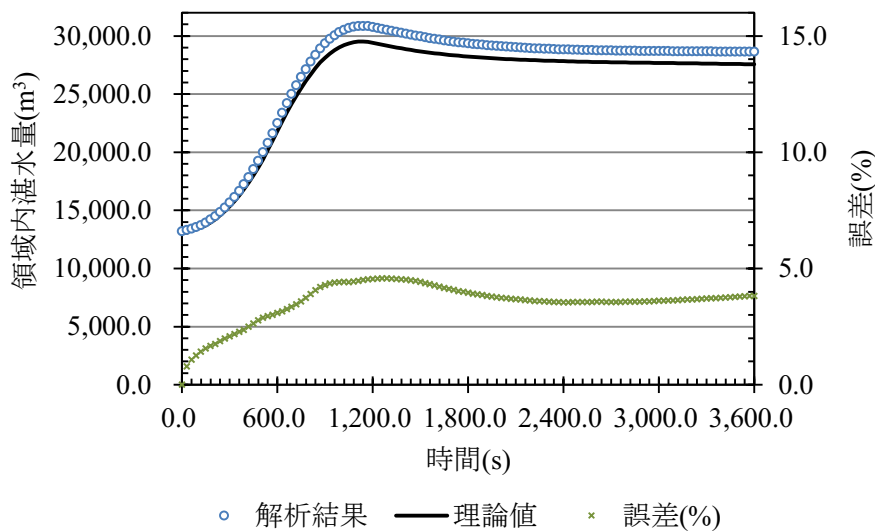


Fig. 6.12 領域内湛水量の経時変化

6.4 流入ハイドログラフピーク時刻の影響

6.4.1 はじめに

前述したように、ため池決壊に伴う流出流量およびその時間変化は、堤体の決壊のしかたによって大きく異なり、氾濫解析ではそれを流入ハイドログラフの形状の違いとして反映する。第4章では、流入ハイドログラフのピーク流量の違いが解析結果に与える影響を検討した。ここでは、ピーク流量が生じる時刻（以下、ピーク時刻）を変えた複数のケースで解析し、結果がどのように異なるかを検討する。

6.4.2 解析ケース

先に行った解析と同様に二等辺三角形のハイドログラフ（以下、二等辺三角形ハイドログラフ）を用いた Case1（ピーク時刻 $t=595.3$ s）に対し、ピーク時刻を早めたハイドログラフ（以下、前方ピーク型ハイドログラフ）を用いた Case2（ピーク時刻 $t=148.8$ s）と、ピーク時刻を遅くしたハイドログラフ（以下、後方ピーク型ハイドログラフ）を用いた Case3（ピーク時刻 $t=1041.8$ s）を設定した。各ケースの流入ハイドログラフを **Fig. 6.13** に示す。総流入時間は全ケース同一（1190.6 s）である。Case2, Case3 のピーク時刻はそれぞれ、解析開始から総流入時間の 1/8 が経過した後と、総流入時間の 7/8 が経過した後の時刻である。

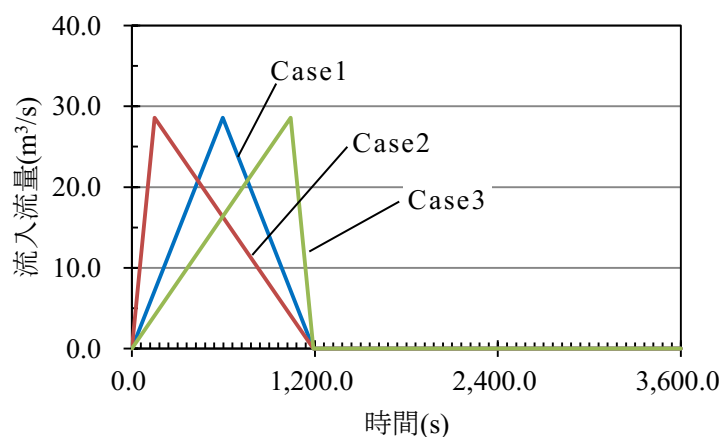


Fig. 6.13 ピーク時刻を変えたハイドログラフ

種々の解析条件は下記 2 点を除き 6.2 に示したものと同一である。

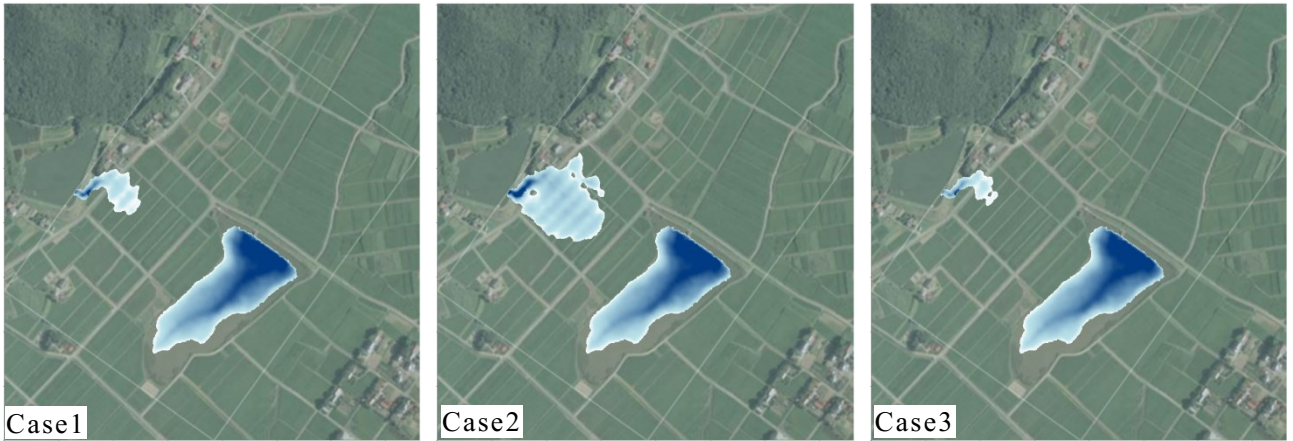
- ・洪水吐の流量係数：先の解析においては，洪水吐を經由した排水の有無が大谷池の貯水位に与える影響は小さく，洪水吐からの排水を行わなかった場合においても堤体越流は生じなかった。そこで，本節では排水路の逸水に対する最も危険側の条件で解析することとし，洪水吐の排水量算出に用いる流量係数は $K=1.70$ を採用して解析した。
- ・ランピングパラメータ：流入流量の急激な変化により計算が不安定になることを防ぐため，ランピングパラメータの値は $e=0.89$ と先の解析より若干小さな値とした。

6.4.3 結果と考察

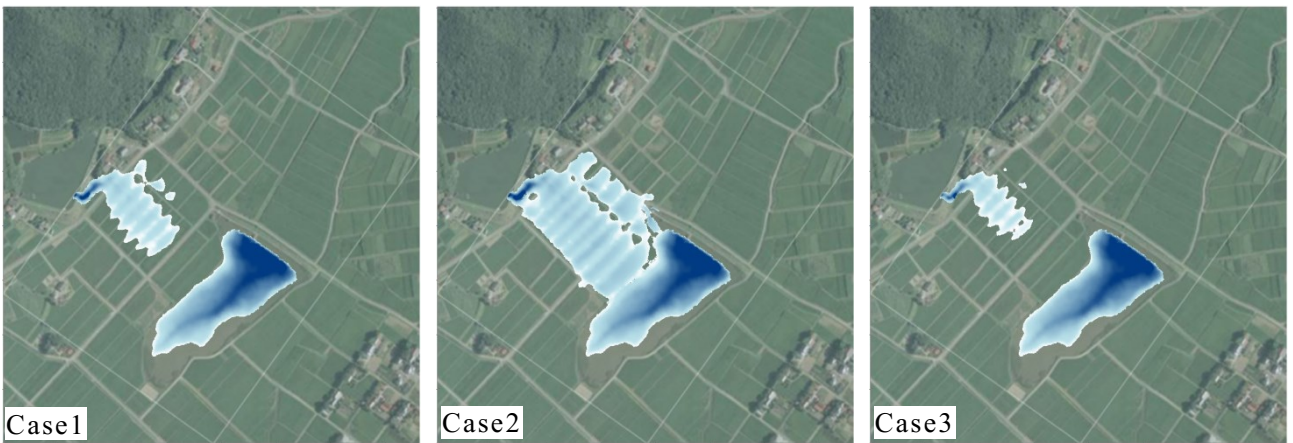
時間毎の解析結果水深分布を **Fig. 6.14~ Fig. 6.17** に，解析開始から一時間後までの最大水深の分布を **Fig. 6.18** に示す。**Fig. 6.18** には，解析結果と併せて実際の浸水域を示した。

これを見ると，どのケースにおいても最終的な浸水域は実際の浸水域の傾向を表現しており，ケース間での大きな違いはない。その一方で，浸水域の拡大する速さについてはケース間で差異が生じていることがわかる。**Fig. 6.19** には，各ケースにおける大谷池貯水位の時間変化を示した。これらの図より，氾濫流が大谷池に到達し貯水位が上昇を始めた時刻を読み取ると，Case1 では先の解析と同じ解析開始から 8 分後であった。これに対して前方ピーク型のハイドログラフを用いた Case2 では 5 分後，後方ピーク型のハイドログラフを用いた Case3 では 9 分後に氾濫流が大谷池に到達しており，流入ハイドログラフのピーク時刻が早いケースほど浸水域が拡大するのが速いという結果になった。また，氾濫流は，大谷池に到達したのとほぼ同じ時刻に堤体に沿った排水路に流入し，左岸側から堤体中央に向かう方向へと流下している。氾濫流が排水路下流端に到達した時刻についても，Case2 が最も早く解析開始から 12 分後であり，次いで Case1 が 15 分後，Case3 が 17 分後であった。全ケースとも決壊氾濫流の流入が終了した 20 分後以降，浸水域が縮小している。他のケースよりも浸水域の拡大速度が遅い Case3 においても，25 分後以降浸水域が急速に縮小しており，解析開始から 30 分後には全ケースとも大谷池と排水路内部を除き 0.05 m 以上の水深は生じていない。さらに，**Fig. 6.19** より，大谷池の貯水位は全ケース 233.6 m まで上昇し，解析終了時の値は同じであった。

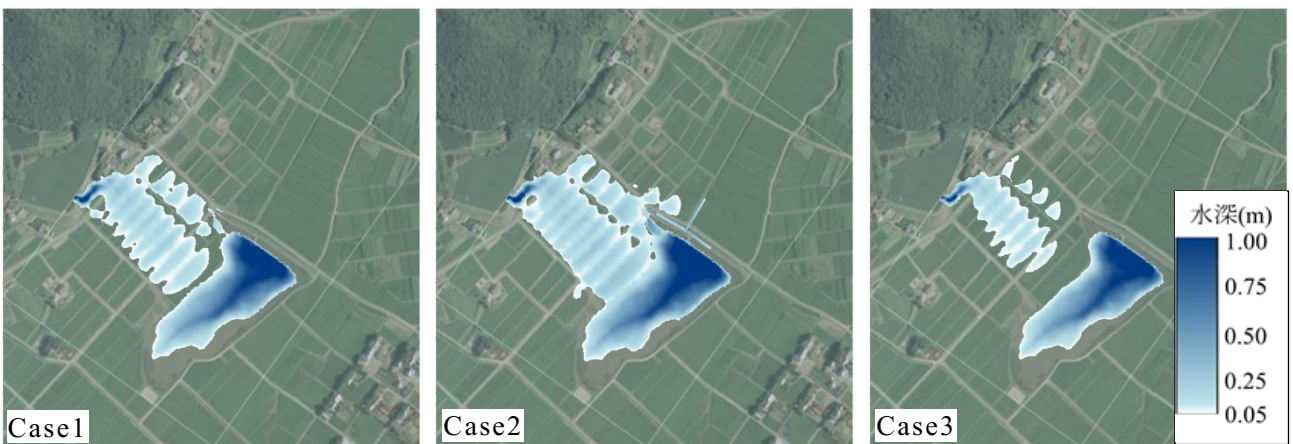
Fig. 6.19 には，下流の排水路における流下水深の時間変化を示した。これは，**Fig. 6.18** に示した K 点における水路床節点で計算された水深の値である。K 点は，大谷池の堤体下



(a) 3 分後

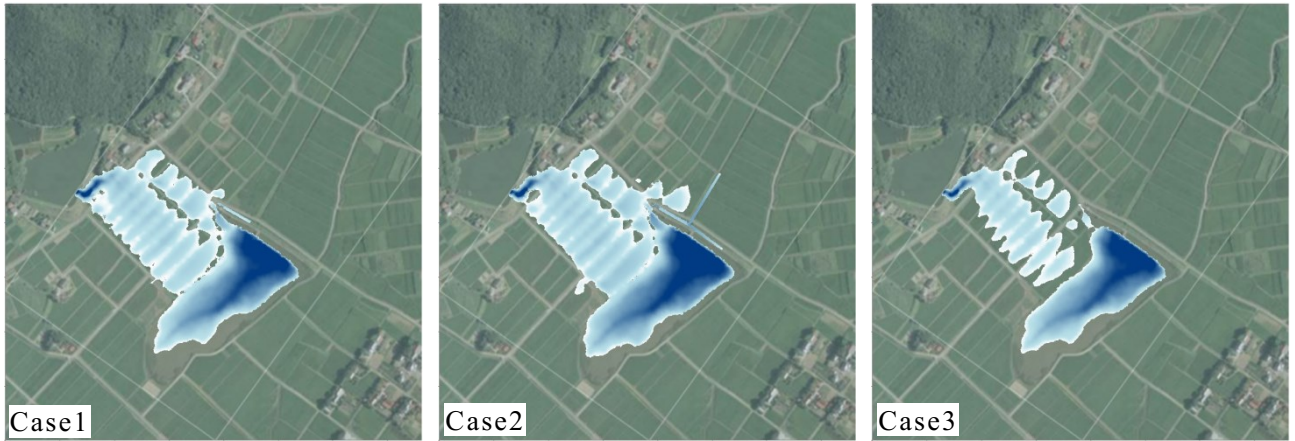


(b) 5 分後

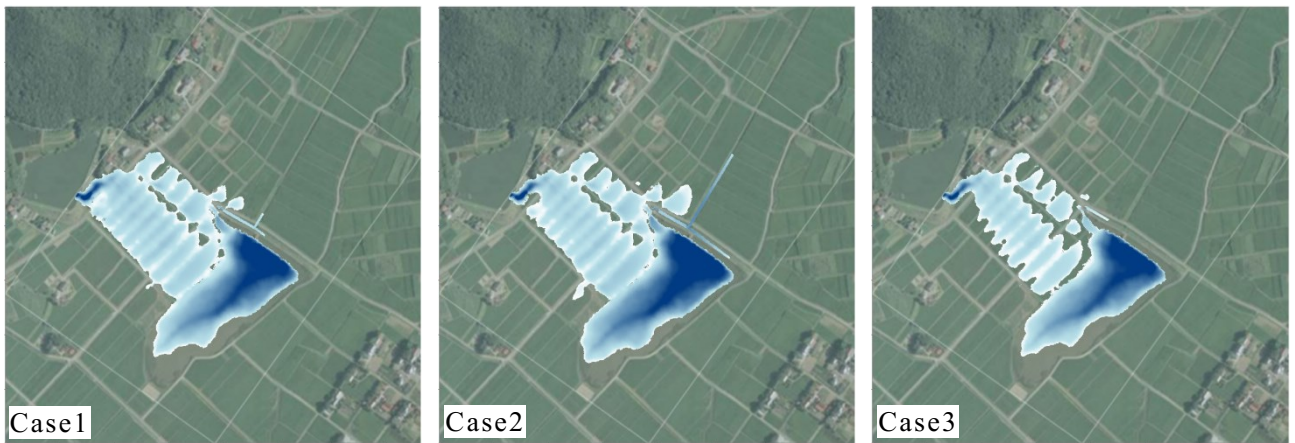


(c) 7 分後

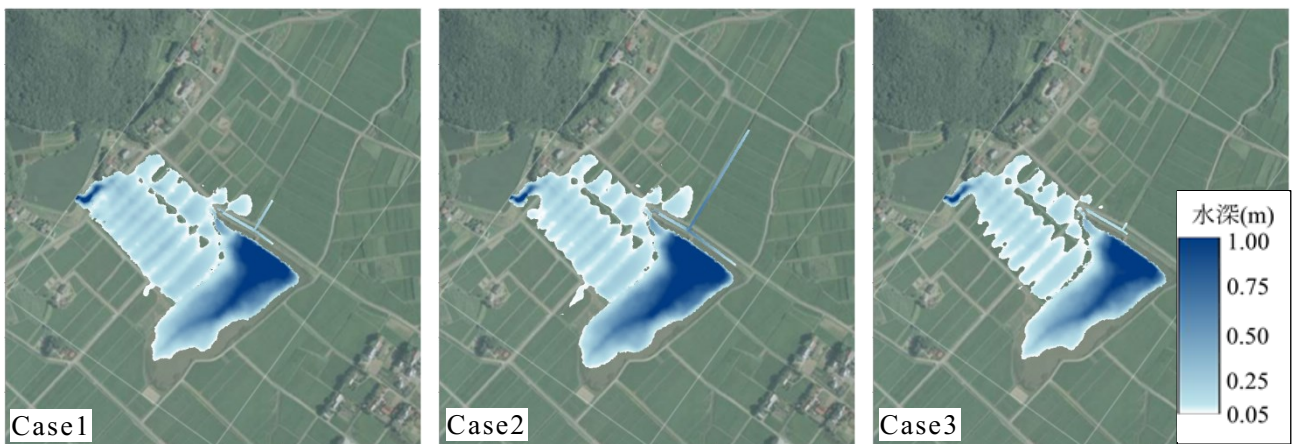
Fig. 6.14 ハイドログラフピーク時刻を変えた解析結果水深分布 (1)



(a) 8 分後

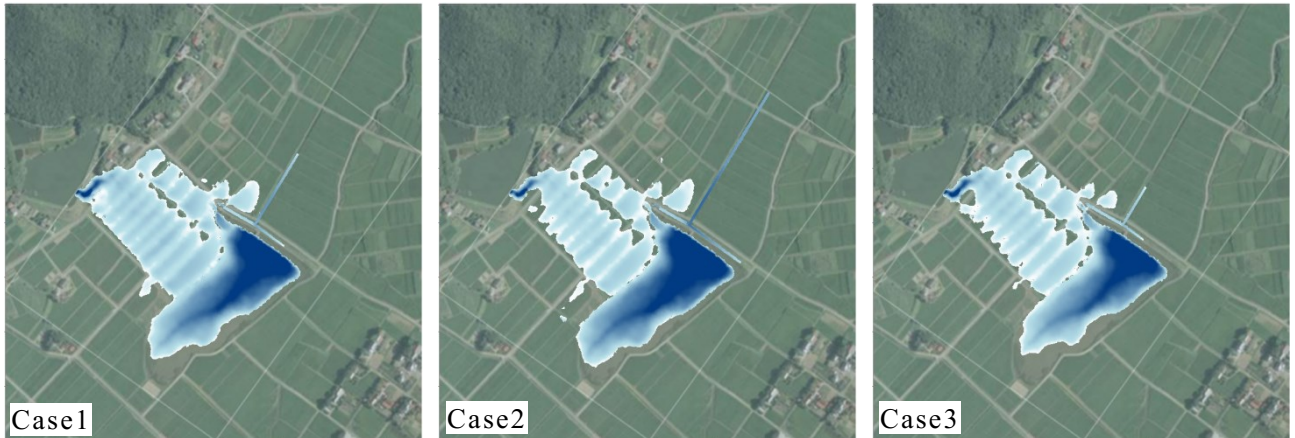


(b) 9 分後

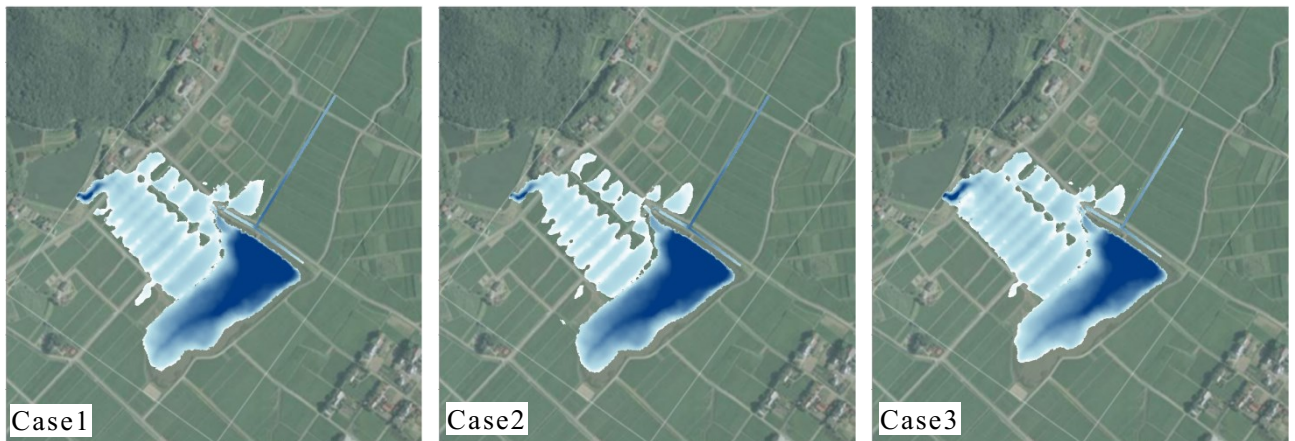


(c) 10 分後

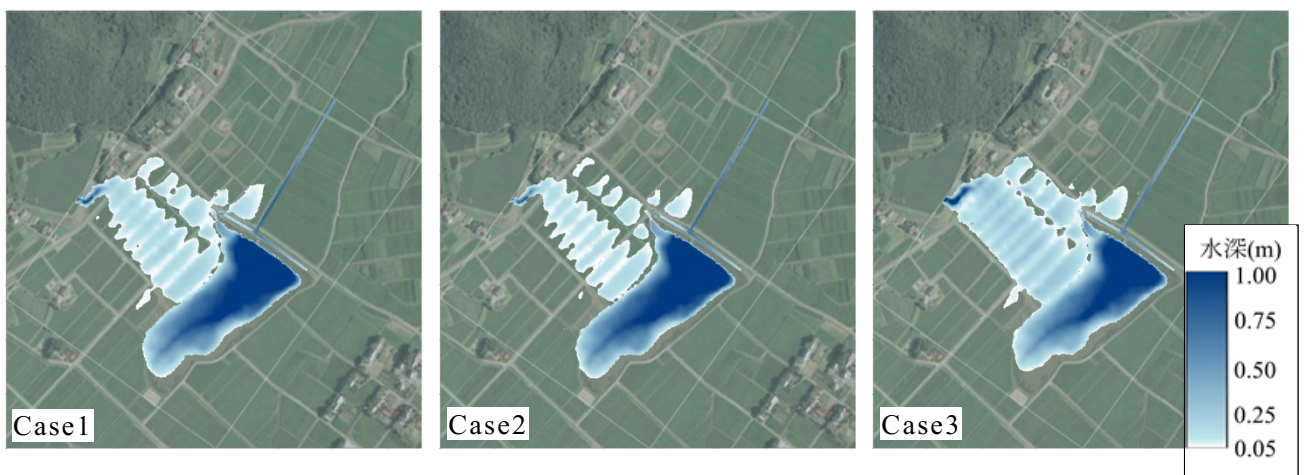
Fig. 6.15 ハイドログラフピーク時刻を変えた解析結果水深分布 (2)



(a) 12 分後

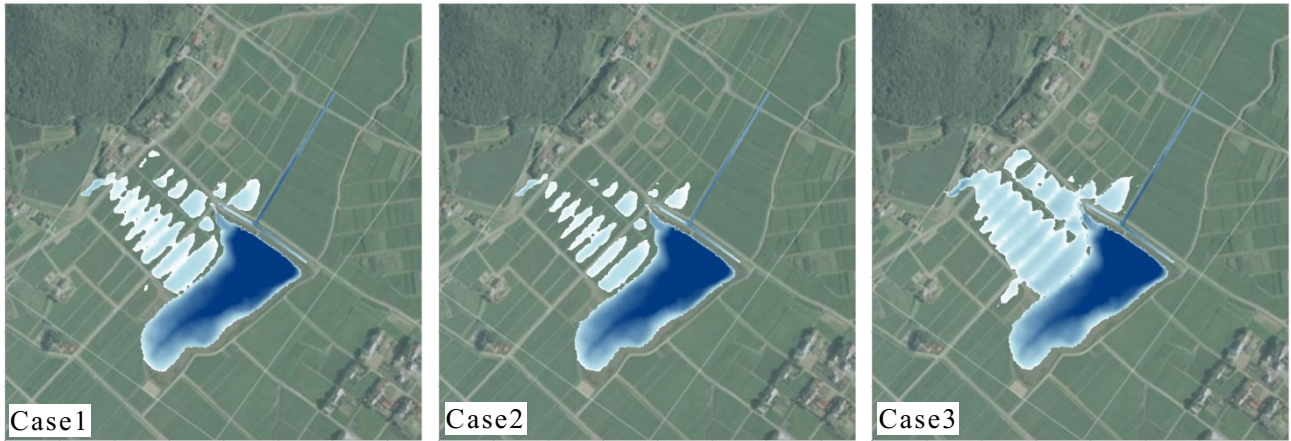


(b) 15 分後

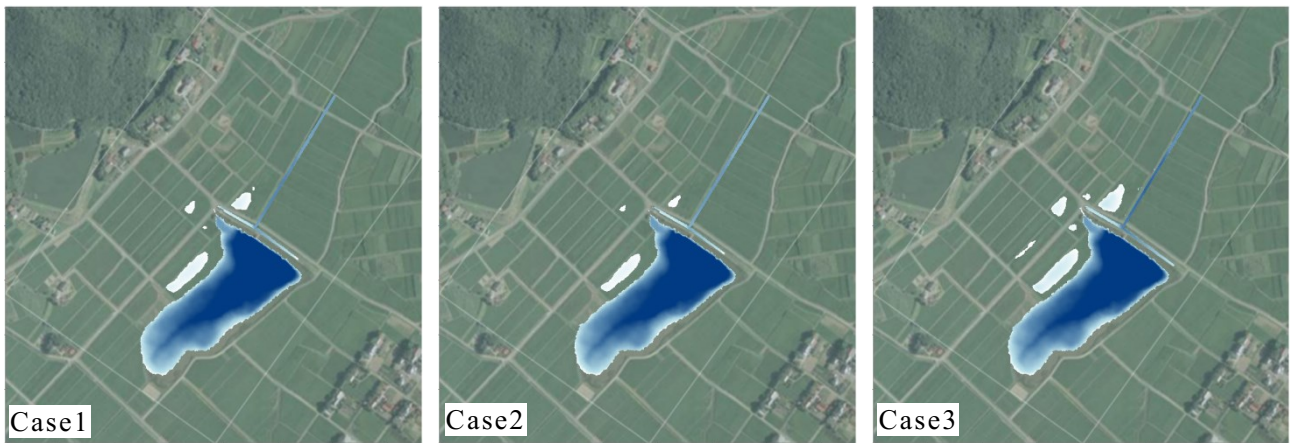


(c) 17 分後

Fig. 6.16 ハイドログラフピーク時刻を変えた解析結果水深分布 (3)



(a) 20 分後



(b) 25 分後



(c) 30 分後

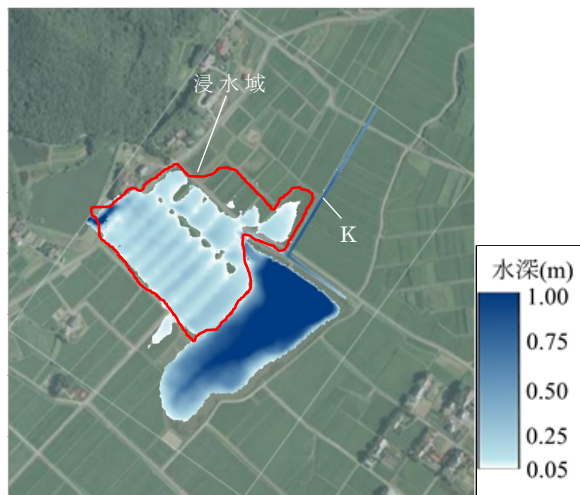
Fig. 6.17 ハイドログラフピーク時刻を変えた解析結果水深分布 (4)



(a) Case1



(b) Case2



(c) Case3

Fig. 6.18 ハイドログラフピーク時刻を変えた解析結果最大水深分布

流側に回った氾濫流が左岸側から合流する区間の直下流側の位置である。この位置に氾濫流が到達したのは、Case1では解析開始から660 s（11分）後、Case2では480 s（8分）後、Case3では750 s（12.5分）後であった。その後時間とともに流下水深は上昇し、Case1では解析開始から1110 s（18.5分）後、Case2では900 s（15分）後、Case3では1350 s（22.5分）後に最大となっている。各ケースの最大値は、Case1；0.75 m、Case2；0.67 m、Case3；0.79 mとなった。すなわち、流入ハイドログラフのピーク時刻を遅くしたケースほど大きな流下水深が生じている。

ハザードマップの作成など防災対策に応用される場合の氾濫解析では、危険側を想定した解析条件の設定が基本とされる。浸水域の拡大が早いという点では、前方ピーク型の流入ハイドログラフを用いた方がより危険側の条件設定といえる。一方、下流の排水路における逸水のリスクを考えると、流下水深がより大きな値まで上昇していることから、後方ピーク型の流入ハイドログラフを用いた方が危険側の条件設定であるといえる。本事例では、生じた流下水深が排水路の断面高さ（1.5 m）に対して小さいため、どのケースでも排水路からの逸水は生じておらず、ケース毎の流下水深の違いが氾濫流況全体に与える影響はほとんどなかった。しかし、流入する氾濫流の水量に対して排水路の流下能力が小さな事例であれば、流入ハイドログラフのピーク時刻の違いが排水路の流下水深に与える影響は本事例よりも大きくなり、排水路からの逸水の有無にまで影響し、浸水域に大きな差異を生じる可能性もある。

このように、得られた解析結果のどの部分に着目するかによって、危険側の結果を与える条件設定は異なる。したがって、防災対策への応用を目的とした氾濫解析にあたっては、解析条件を変えた複数のケースを設定して解析し、結果にどのような差異が生じるかを検討することが望ましいと考えられる。

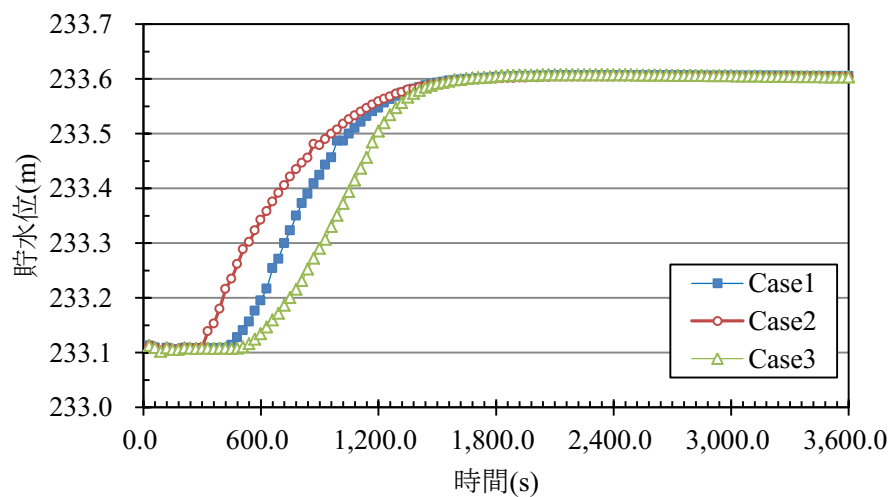


Fig. 6.19 大谷池貯水池の時間変化

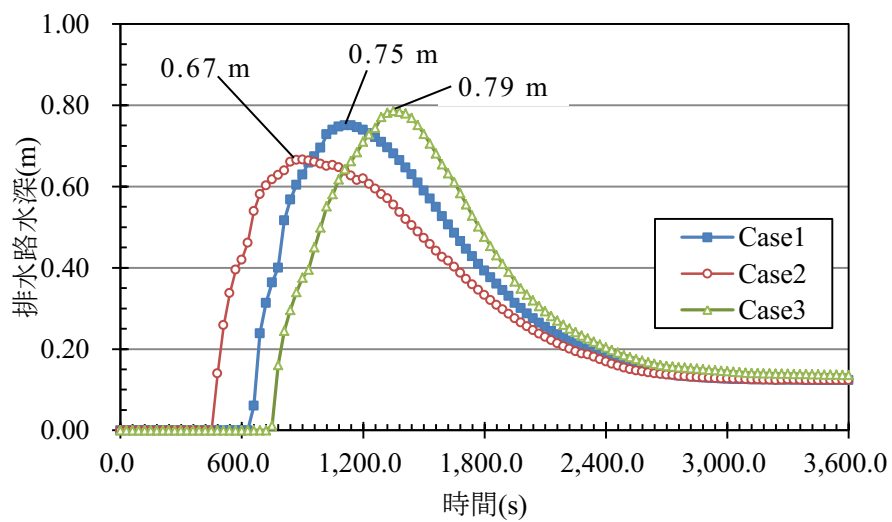


Fig. 6.20 排水路流下水深の時間変化

6.5 まとめ

第5章で構築した有限要素法によるため池決壊氾濫解析手法を、東北地方太平洋沖地震による被災事例である青田新池の決壊氾濫流に適用した。

解析地形モデル構築にあたっては、領域内の排水路の形状を精度よく表現するため、この周辺の要素分割をその他の領域より細かくするとともに、計算節点を水路に沿って配置した。また、大谷池の洪水吐による排水を表現するため、第5章で提案した流入出流量の設定方法を応用し、一对の流入点・流出点を設ける内部境界条件を導入した。第4章の解析では洪水吐を地形の凹部として扱った。これに対して本章で導入した方法には、断面寸法や型式の違いによる排水能力の差異を容易に反映させることができ、また、満流となった場合を含めて暗渠を介した排水を扱うことができるという利点がある。さらに、本研究では扱っていないが、同様の方法により取水施設による放水を表現することも可能である。さらに、大谷池の湛水状態を表現するため、貯水池内部の節点に対して初期水深を与えた。

解析結果においては、決壊氾濫流の流入に伴い大谷池の水位が0.5 m上昇したが、堤体越流は生じなかった。また、氾濫流の一部と洪水吐から排水された水は排水路に流入してスムーズに流下し、水路下流端から解析領域外へと流出した。以上の結果は実際の氾濫流況と一致するものであり、解析結果の浸水域は実際のそれとおおむね一致した。解析結果の領域内湛水量は、流入出流量の累積値から算出される理論値に対してやや過大であったが、誤差は5%未満であり、水量の連続性についても良好に満足された。

さらに、流入ハイドログラフの流入ピーク時刻を変えた3つのケースについて解析し、結果がどのように異なるかを調べた。各ケース間で最終的な浸水域には大きな差異はみられなかったが、浸水域の拡大は流入ピーク時刻を早めたケースの方が速かった。一方、下流の排水路における流下水深の最大値は流入ピーク時刻を遅くしたケースの方が大きかった。このように、本事例においては、浸水域の拡大する速さという観点からは流入ピーク時刻を早めたハイドログラフを用いたケースがより危険側、下流の排水路における逸水リスクという観点からは流入ピーク時刻を遅くしたハイドログラフを用いたケースがより危険側の解析結果となった。ハザードマップの作成等防災対策へと応用される場合には危険側の条件設定のもとで解析するのが基本であるが、以上の結果より、どのような観点に着目するかによって危険側となる解析条件は一通りに定めることができない場合があることに留意すべきと考えられる。

第 7 章

ため池貯水池への土石流流入解析手法の構築

7.1 はじめに

近年の土砂災害頻発に伴い，農業用ため池が土石流等の流入を受けて被災する事例が顕在化している（**Fig. 7.1**）．平成 21 年 7 月中国・九州北部豪雨災害では，山口県内のため池が土石流等の流入を受けた．流入した土砂は堤体の上流法面を遡上し満水面より高い位置にまで到達したが，決壊には至らなかった（毛利ら，2015）．平成 26 年 8 月豪雨災害においては，京都府や兵庫県内で複数のため池が土石流の流入を受けた．堤体が決壊に至り貯水や土砂が下流へ流出したため池がある一方で，流入土砂量相当分の水量を洪水吐から安全に流下できたため池では大きな被害が生じていないことが確認されている（小田ら；2015，正田ら；2015）．



Fig. 7.1 堤体天端まで土砂が堆積したため池

これらの事例から，流入した土砂や水が貯水池内でどのように振る舞うかによって，堤体が受ける被害の程度は異なるものと考えられる．したがって，土石流等がため池貯水池に流入した際の土砂の流下，堆積挙動や，それを受けた貯水の挙動を予測し，これらが堤体に及ぼす影響についてあらかじめ評価することができれば，ため池堤体や，洪水吐等の改修設計を行う上で有益な知見が得られる．しかし，そのような検討は今までなされていない．

ため池貯水池へ土石流が流入する際には，激しい水面変動が生じるとともに，土砂と水という物性の異なる2種類の流体の相互作用が生じる．差分法や有限要素法など，格子ベースの数値解析法でこうした現象を解析する場合には，一般に界面の処理に煩雑なアルゴリズムを導入する必要がある（登坂・矢川，1995）．一方，粒子法（越塚ら，2005）を用いれば，こうした現象を比較的容易に扱うことができ，地すべり津波（五十里ら，2012）や雪崩（大塚ら，2009）等の解析にも適用されている．

本章では，ため池貯水池に流入した土砂の堆積挙動を予測する手法の開発をめざし，土砂の流動を表現しうる粒子法の解析モデルを構築する．

7.2 粒子法による解析モデル

流入土砂の挙動は式(7.1)のナビエ-ストークス方程式で記述できるとする．

$$\frac{D\mathbf{u}}{Dt} = -\frac{1}{\rho} \nabla p + \frac{\eta}{\rho} \nabla^2 \mathbf{u} + \mathbf{g} \quad (7.1)$$

ここに， \mathbf{u} ：流速ベクトル， t ：時間， ρ ：流体密度， p ：圧力， η ：粘性係数， \mathbf{g} ：重力加速度ベクトルである．

式(7.1)中の η は，クーロンの破壊基準を用いたビンガム流体の構成式(7.2)（Moriguchi et al., 2009）を用いて，式(7.3)から求めた．

$$\boldsymbol{\tau} = \eta_B \dot{\boldsymbol{\gamma}} + \boldsymbol{\tau}_B = \eta_B \dot{\boldsymbol{\gamma}} + c + p \tan \phi \quad (7.2)$$

$$\eta = \frac{|\boldsymbol{\tau}|}{|\dot{\boldsymbol{\gamma}}|} = \eta_B + \frac{c + p \tan \phi}{|\dot{\boldsymbol{\gamma}}|} \quad (7.3)$$

$$|\dot{\boldsymbol{\gamma}}| = \sqrt{\frac{1}{2} \dot{\gamma}_{ij} \dot{\gamma}_{ij}} \quad (7.4)$$

ここに， $\boldsymbol{\tau}$ ：せん断応力， $\boldsymbol{\tau}_B$ ：降伏せん断応力， η_B ：降伏後の粘性係数， $\dot{\boldsymbol{\gamma}}$ ：ひずみ速度， c ：

粘着力, ϕ : 内部摩擦角である. ただし, $|\dot{\gamma}| \approx 0$ においては式(7.3)の右辺第二項が無量大となる. これを防ぐため, ひずみ速度の下限値 $\dot{\gamma}_{\min}$ を設け, $|\dot{\gamma}| \leq \dot{\gamma}_{\min}$ となった場合には式(7.3)中の $|\dot{\gamma}|$ を $\dot{\gamma}_{\min}$ に置き換えて解析した.

解析には MPS 法 (越塚ら, 2005) を用いた. MPS 法では, 連続体を有限個の粒子に置き換え, 粒子間相互作用モデルによって基礎方程式を離散化する. すなわち, 任意の物理量を f とすると, その関する勾配とラプラシアンは, 粒子 i とその影響半径 r_e 内にある粒子 j との間で式(7.5), 式(7.6)のようにそれぞれ離散化される. 式中の w は式(7.7)で表される重み関数である.

$$(\nabla f)_i = \frac{d}{n^0} \sum_{j \neq i} \left[\frac{f_j f_i}{|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|^2} (\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i) w(|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|) \right] \quad (7.5)$$

$$(\nabla^2 f)_i = \frac{2d}{\lambda n^0} \sum_{j \neq i} [(f_j f_i) w(|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|)] \quad (7.6)$$

$$w(r) = \begin{cases} \frac{r_e}{r} - 1 & r \leq r_e \\ 0 & r > r_e \end{cases} \quad (7.7)$$

ここに, d : 空間の次元数(=2), n^0 : 初期の粒子数密度, \mathbf{r}_i : 粒子 i の位置ベクトル, r : 粒子間距離である. λ は初期の粒子配置から式(7.8)を用いて計算されるパラメータである. 粒子数密度 n は式(7.9)のように定義される.

$$\lambda = \frac{\sum_{j \neq i} [w(|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|) |\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|^2]}{\sum_{j \neq i} [w(|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|)]} \quad (7.8)$$

$$n_i = \sum_{j \neq i} [w(|\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i|)] \quad (7.9)$$

MPS 法では, 任意の時間ステップ k を陽的段階と陰的段階に分けて計算する. はじめの陽的段階においては, 式(7.1)の粘性項と重力項(右辺第 2 項・第 3 項)を考慮し, 式(7.10)および式(7.11)を用いて各粒子の速度と位置の予測値 \mathbf{u}^{*k+1} , \mathbf{r}^{*k+1} を求める.

$$\mathbf{u}^{*k+1} = \mathbf{u}^k + \Delta t \left[\frac{\eta}{\rho} \nabla^2 \mathbf{u}^k + \mathbf{g} \right] \quad (7.10)$$

$$\mathbf{r}^{*k+1} = \mathbf{r}^k + \Delta t \mathbf{u}^{*k+1} \quad (7.11)$$

式(7.10)中の η は式(7.3)から算出される値を用いる. 大塚ら (2009) に倣い, 式(7.4)を用いて $|\dot{\gamma}|$ を計算する際に出現する流速の偏微分についても, 勾配の粒子間相互作用モデル(式(7.5))により離散化した.

陽的段階終了時の粒子数密度 n^{*k+1} は初期値 n^0 と一致せず, 流体密度一定の条件を満足しな

い. 続く陰的段階では式(7.1)の圧力勾配項(右辺第 1 項)を用いて式(7.12)より速度の修正値 $\hat{\mathbf{u}}^{k+1}$ を求める. この際用いる圧力値は, ポアソン方程式(7.13)の離散化により導かれる連立一次方程式の解として得られる値とする. この結果として $n=n^0$ が満足される. 連立一次方程式の解法には ICCG (Incomplete Cholesky Decomposition Conjugate Gradient) 法を用いた.

$$\hat{\mathbf{u}}^{k+1} = -\frac{\Delta t}{\rho} \nabla p^{k+1} \quad (7.12)$$

$$\nabla^2 p^{k+1} = -\frac{\rho}{\Delta t^2} \frac{n^{*k+1} - n^0}{n^0} \quad (7.13)$$

ここに, 圧縮性流れの質量保存式(7.14)において流体密度を粒子数密度に置き換え, さらに陰的段階の前後で時間方向に離散化すると式(7.15)が得られるが, 式(7.13)はこれに式(7.12)を代入することで導かれるものである.

$$\frac{D\rho}{Dt} + \rho \nabla \mathbf{u} = 0 \quad (7.14)$$

$$\frac{n^{*k+1} - n^0}{n^0 \Delta t} + \nabla \hat{\mathbf{u}}^{k+1} = 0 \quad (7.15)$$

式(7.12)から得られた $\hat{\mathbf{u}}^{k+1}$ を以下の式(7.16)と式(7.17)に代入することで, 次の時間ステップ $k+1$ における各粒子の流速 \mathbf{u}^{k+1} と位置 \mathbf{r}^{k+1} が計算される.

$$\mathbf{u}^{k+1} = \mathbf{u}^{*k+1} + \hat{\mathbf{u}}^{k+1} \quad (7.16)$$

$$\mathbf{r}^{k+1} = \mathbf{r}^{*k+1} + \Delta t \hat{\mathbf{u}}^{k+1} \quad (7.17)$$

7.3 降伏せん断応力の扱いの違いによる影響

7.3.1 はじめに

一般的なビンガム流体の構成式では、降伏せん断応力は一定値とされる。それに対して前節で導入した構成式(7.3)では、降伏せん断応力をクーロンの破壊基準から算出している点に特徴がある。クーロンの破壊基準は通常有効直応力 σ' の関数として与えられるが、式(7.3)では、ナビエ-ストークス方程式を用いた流体解析に適用するため有効直応力の代わりに圧力を用いている。

本節では、構成式(7.3)を導入し降伏せん断応力を圧力の関数として与えた場合と、一定値として与えた場合で解析結果にどのような差異が生じるかを検討する。

7.3.2 解析条件

(1) 初期粒子配置と解析パラメータ

次章で扱う室内実験水路による土砂流下実験に近い条件を設定し、降伏せん断応力の扱いの違いによって解析結果がどのように異なるかを調べる。初期粒子配置を **Fig.7.2** に示す。崩壊斜面、貯水池、堤体からなる水路模型の底面形状を4層に配置した壁粒子で表現した。崩壊斜面は延長 1.9 m、傾斜角 45°であり、その下端から 0.2 m 離して高さ 0.25 m、法面勾配 1:1.5 の堤体を設けた。壁粒子は位置座標値を固定しており速度や変位を計算しないが、4層のうち上の2層については、土砂粒子との間で圧力勾配の計算を行う(**Fig.7.2** 中緑色の粒子；以下、圧力計算壁粒子)。崩壊斜面の上流端に **Fig.7.2** に示す通り土砂粒子を配置した。全ての粒子は 0.01m 間隔で配置し、総粒子数は 1625 個(壁粒子：1165 個、土砂粒子：460 個)である。土砂の物性パラメータについては、 $\rho=1.0 \text{ Mg/m}^3$ 、 $\eta_B=1.0 \text{ Pas}$ 、 $c=0.05 \text{ kPa}$ を与えた。 ϕ については後述の通りケース毎に異なる値とした。粒子間相互作用モデルで用いる影響半径については、粒子数密度の計算並びに勾配モデルには $r_e=2.1d$ 、圧力計算のためのラプラシアンモデルには $r_{ep}=4.0d$ を用いた。また、総解析時間は 5.0 s とした。

(2) 解析ケース

内部摩擦角について、 $\phi=0^\circ$ として τ_B を一定($\tau_B=c=0.05 \text{ kPa}$)のまま解析した CaseA と、 $\phi=35^\circ$ として τ_B を圧力の関数として与えた CaseB についてそれぞれ解析する。

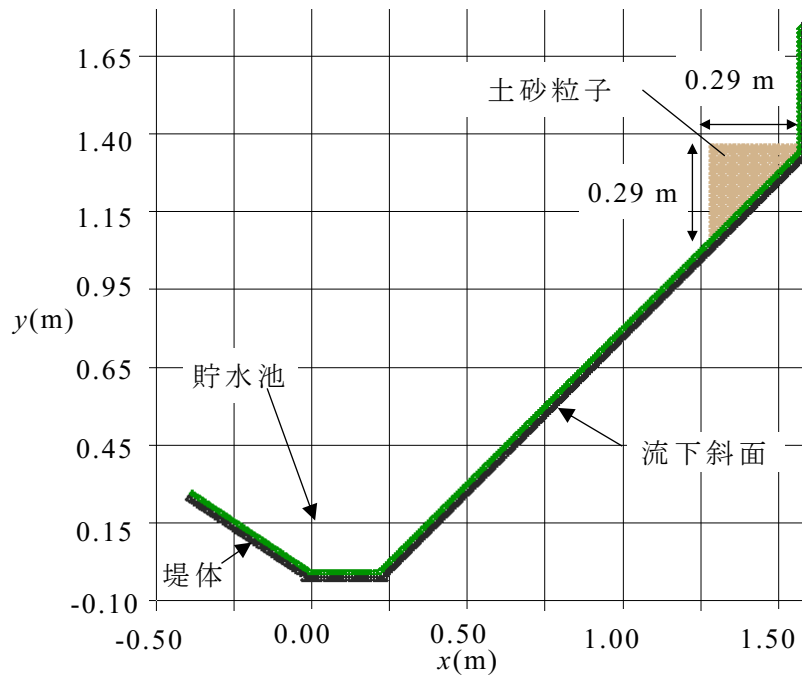
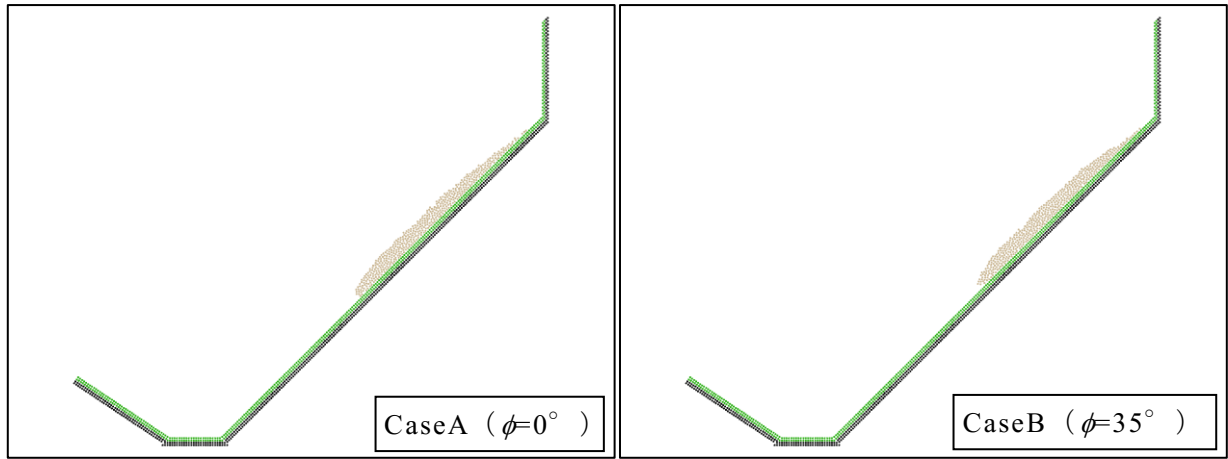


Fig. 7.2 解析初期粒子配置

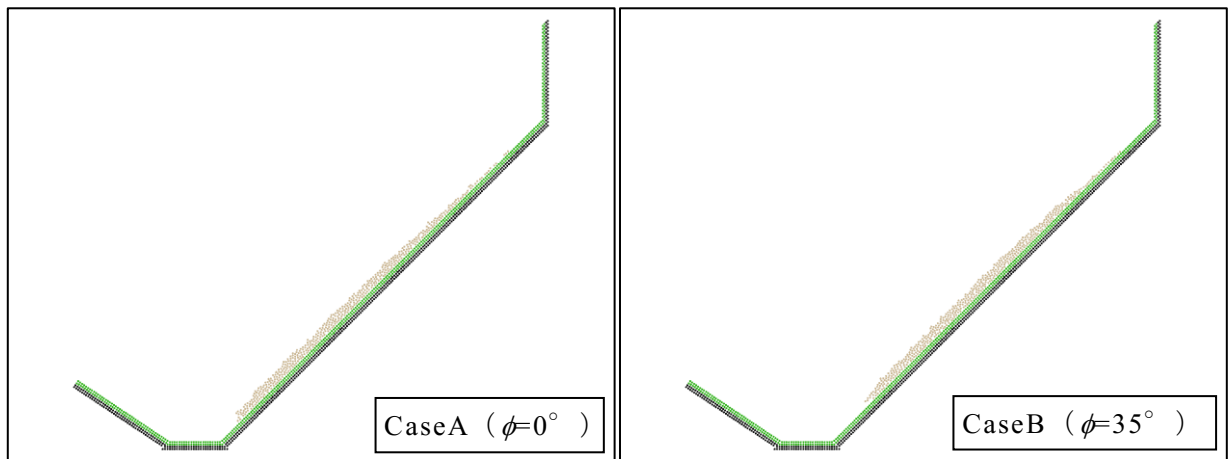
7.3.3 解析結果

Case A および Case B における時刻毎の解析結果粒子分布を Fig.7.3～Fig.7.6 に示す．両ケースにおいて，土砂粒子は崩壊斜面上を流下し，堤体まで到達した．堤体法尻への到達までに要した時間は，Case A：0.695 s，Case B：0.745 s であり，両者の差は 0.05 s であった．その後土砂粒子は堤体法面を遡上した． $t=1.0\text{ s}\sim 1.4\text{ s}$ の結果を見ると，CaseA では土砂粒子の一部が堤体を越流し，下流に逸出していることがわかる．これに対して CaseB では，土砂粒子は堤体天端近くまで遡上しているものの，堤体越流は生じず，解析終了時まで全ての粒子が貯水池内に留まった．その後，両ケースにおいて $t=3.00\text{ s}$ までに土砂粒子の流下，堆積挙動は収束した．以上より，降伏せん断応力の扱い方によって，土砂粒子の流下，堆積挙動に差異を生じることが確認できた．

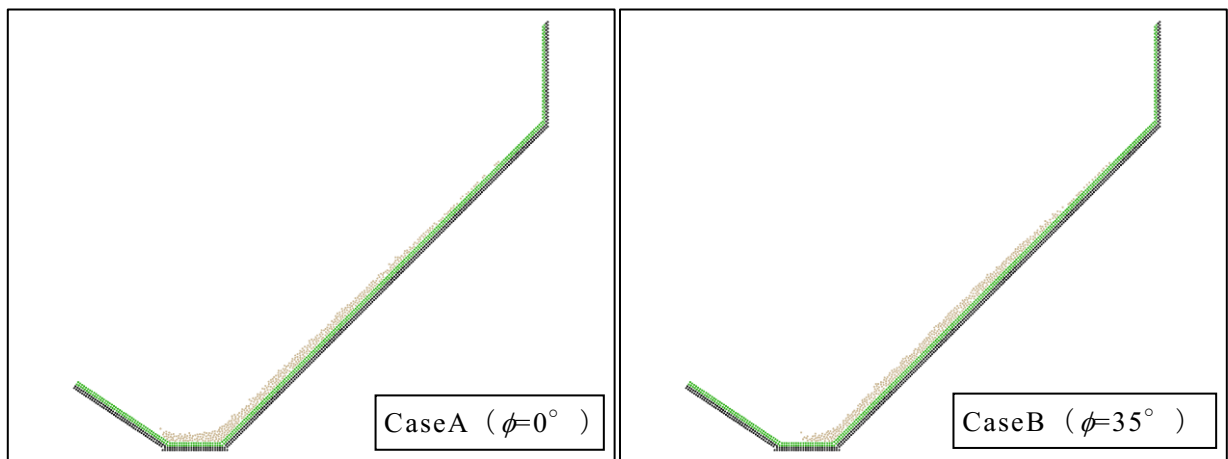
次に，土砂粒子が貯水池内に流入，堆積している間に堤体法面に作用する全圧力について検討した．堤体法面を構成する圧力計算壁粒子それぞれについて，影響半径 r_{ep} 内にある土砂粒子の圧力値を，重み関数 w (式 (7.7)) を乗じて平均した．さらにそれを法面全体で足し合わせることで，堤体に作用する単位奥行あたりの全圧力を算出した．両ケースにおける全圧力の時間変化を Fig.7.7 に示す．



(a) $t=0.40$ s

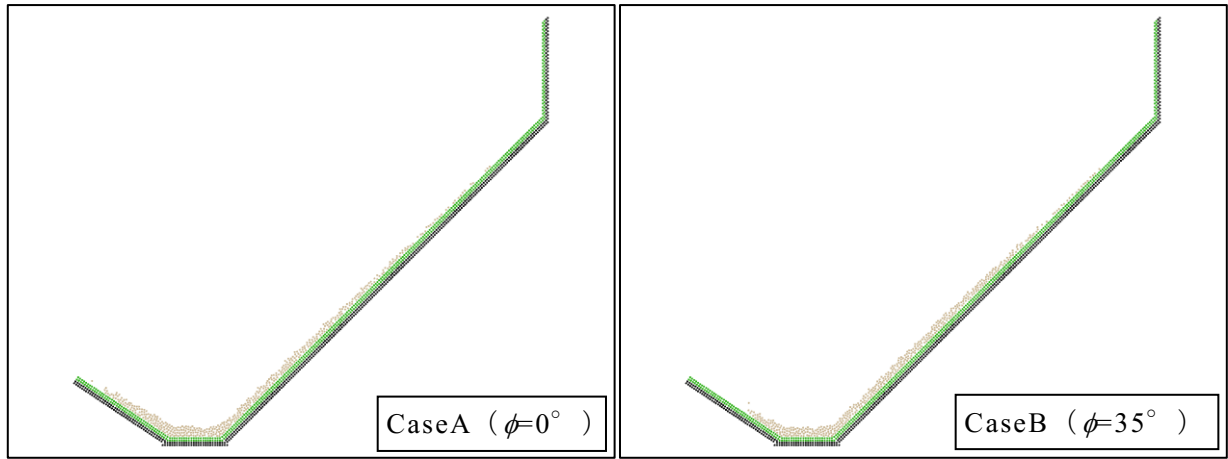


(b) $t=0.60$ s

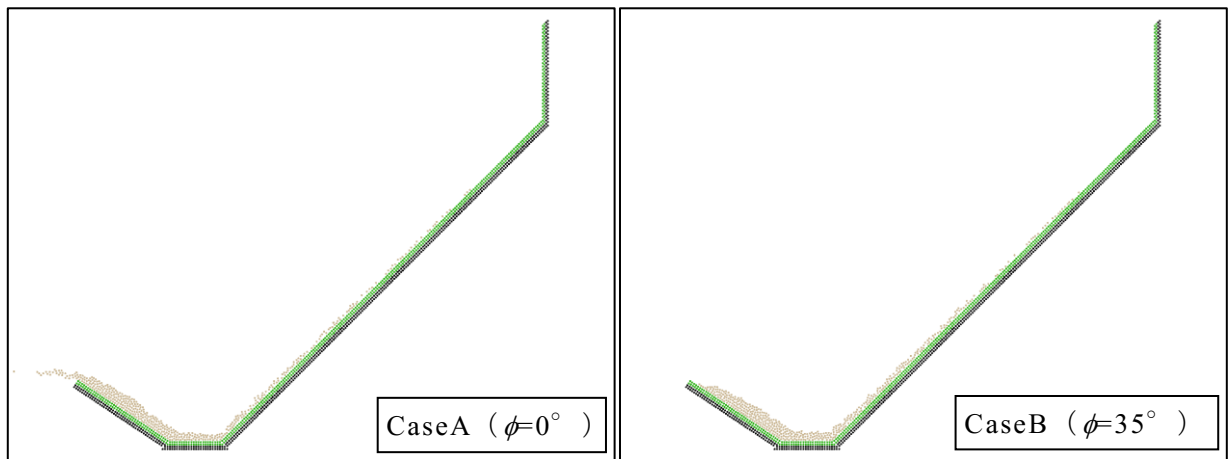


(c) $t=0.70$ s

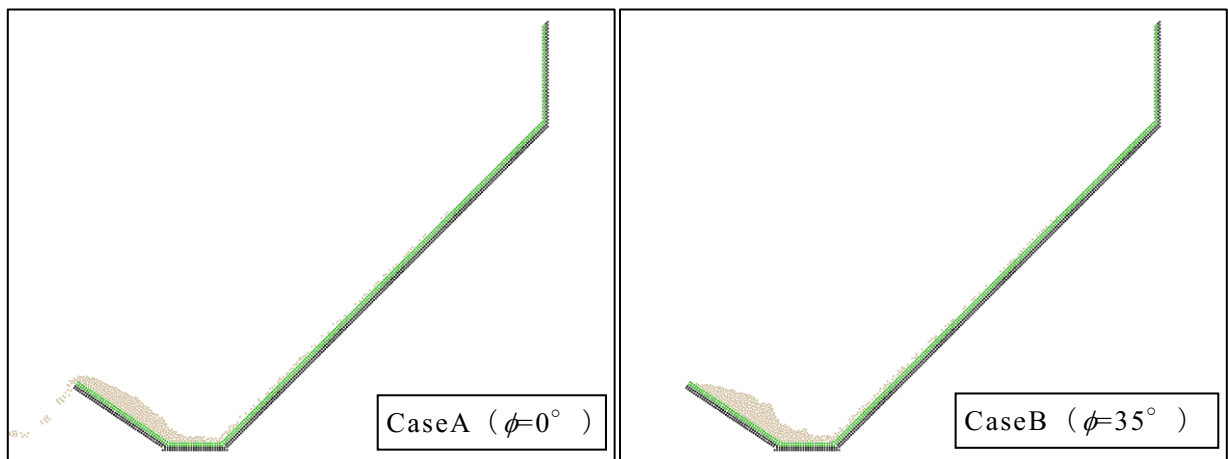
Fig. 7.3 解析結果粒子分布 (1)



(a) $t=0.80$ s

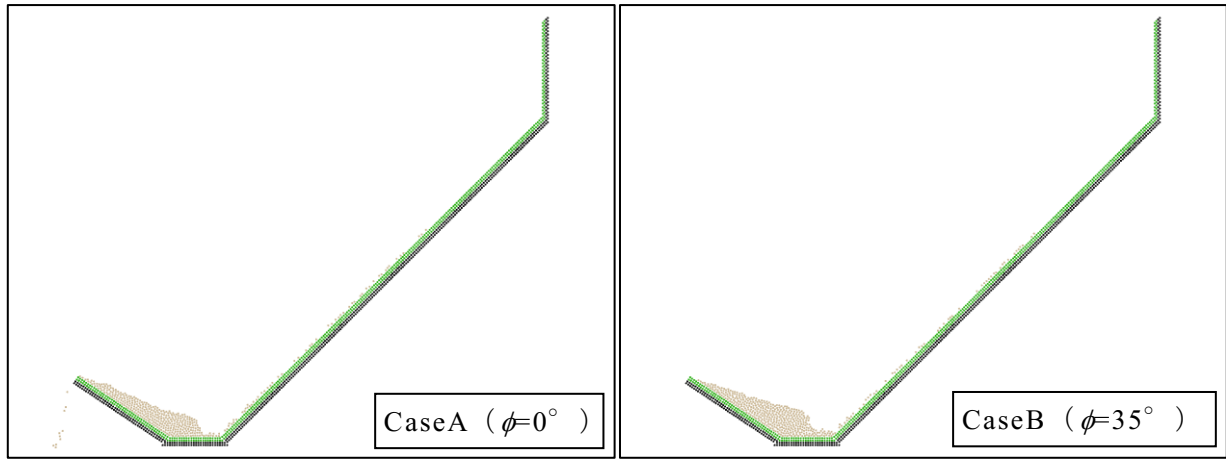


(b) $t=1.00$ s

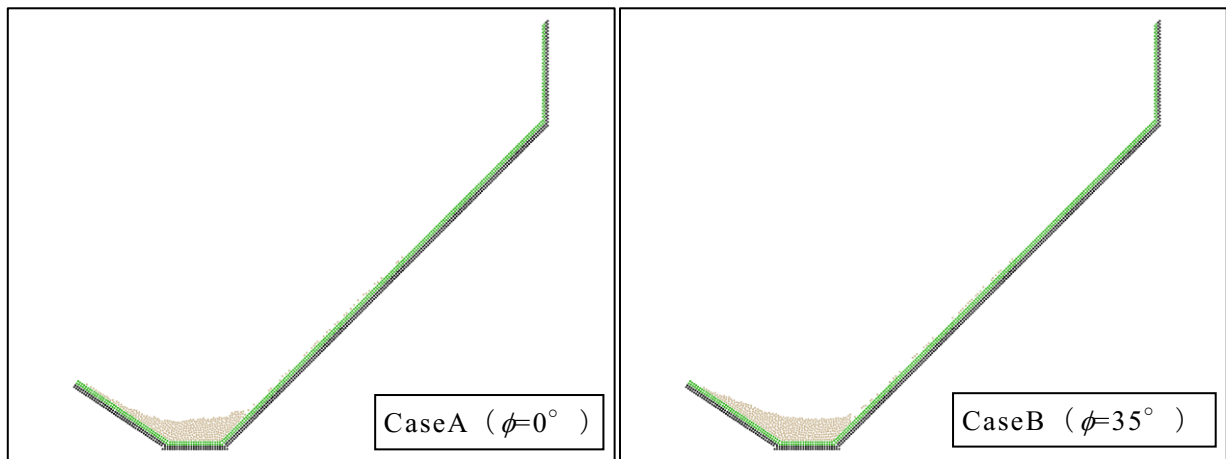


(c) $t=1.20$ s

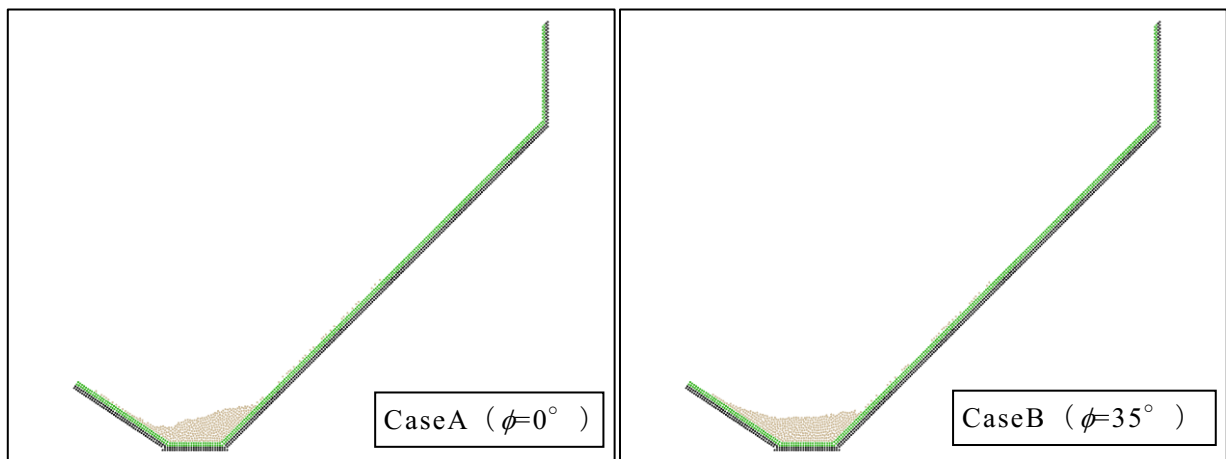
Fig. 7.4 解析結果粒子分布 (2)



(a) $t=1.40$ s

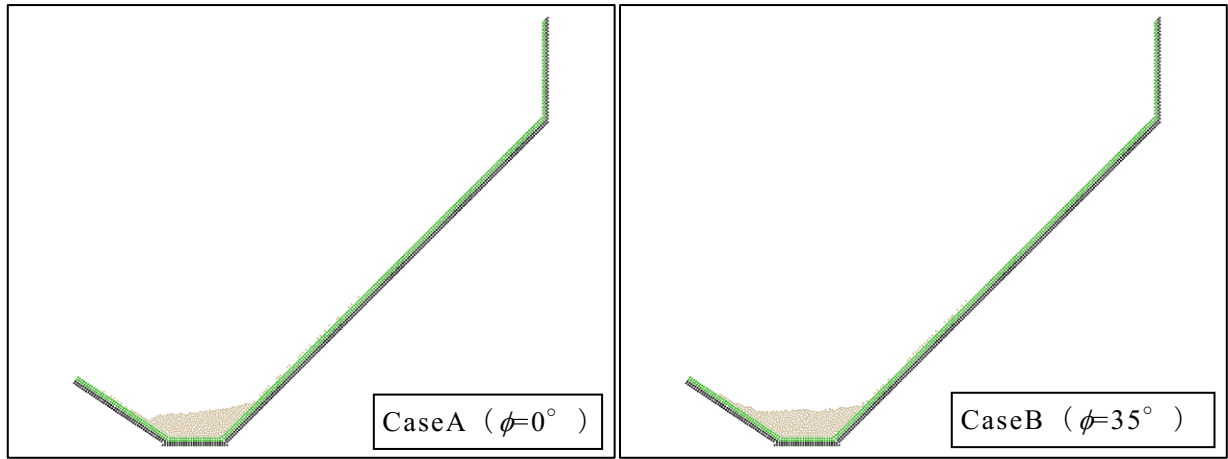


(b) $t=1.60$ s

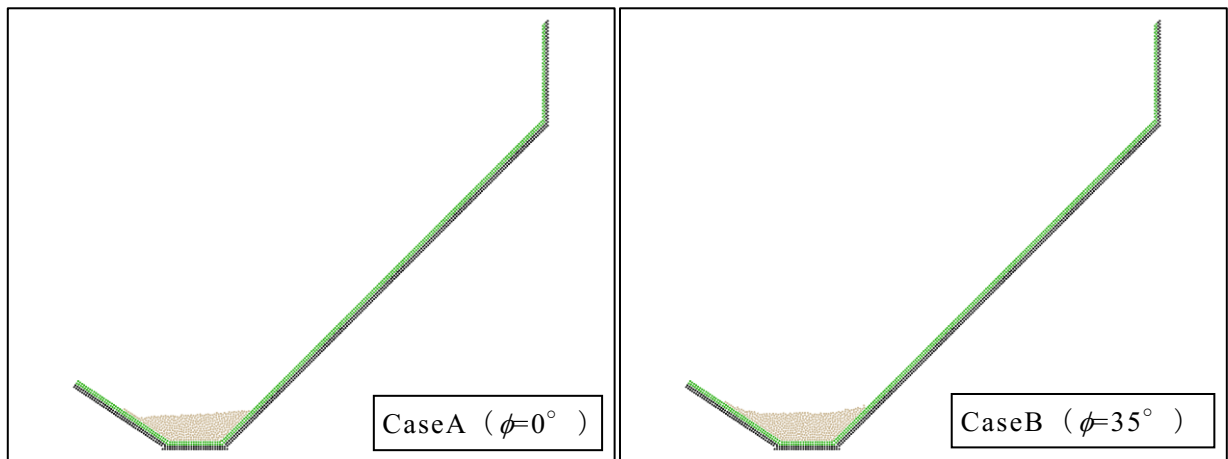


(c) $t=1.80$ s

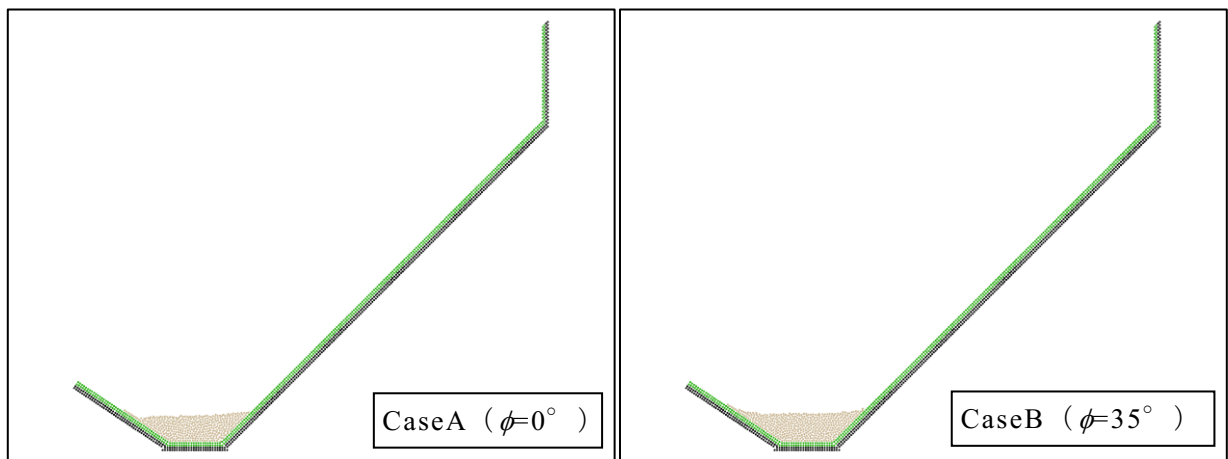
Fig. 7.5 解析結果粒子分布 (3)



(a) $t=2.00$ s



(b) $t=3.00$ s

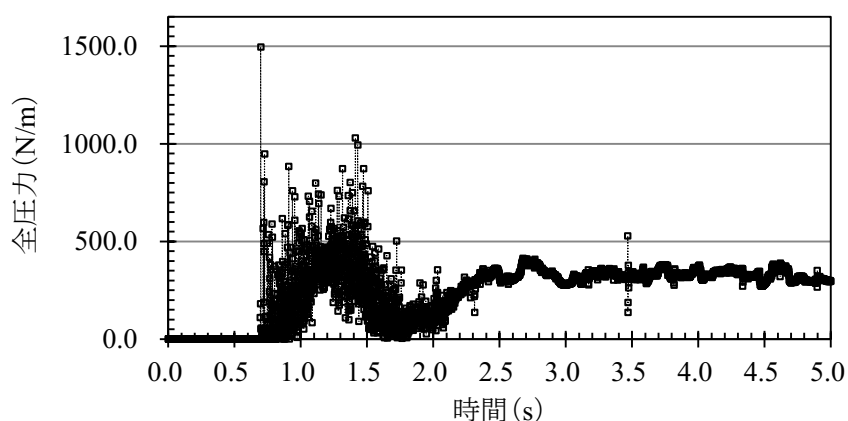


(c) $t=4.00$ s

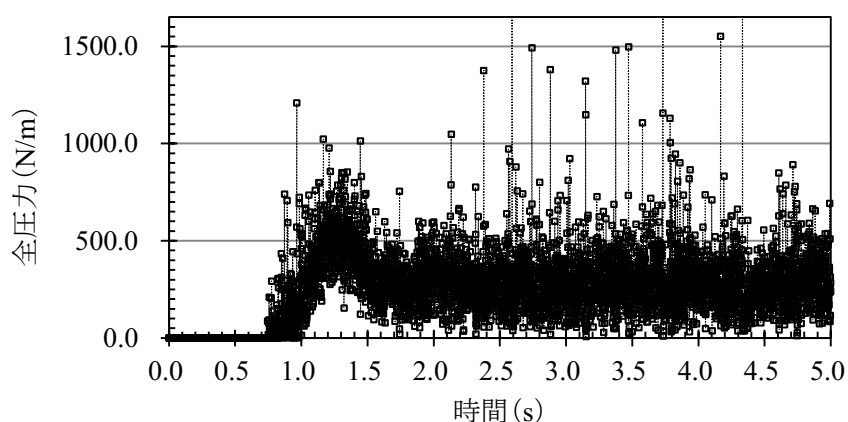
Fig. 7.6 解析結果粒子分布 (4)

これを見ると、両ケースとも、大まかなトレンドとしては土砂粒子が堤体を遡上している $t=0.7$ s から $t=1.5$ s の間において全圧力値の上昇が見られ、 $t=1.3$ s 頃にピーク値をとっていることがわかる。この圧力上昇を反映して降伏せん断応力が増大したことにより、CaseA において生じた堤体越流が CaseB では生じなかったものと考えられる。

圧力が上昇した $t=0.7$ s ~ 1.5 s の間においては、その値に激しい振動が見られ、時折スパイク状に大きな値が生じている。MPS 法では、圧力の計算値が非物理的な数値振動を含むという特性があることが知られており（近藤・越塚，2008），Fig. 7.7 に見るように本解析においてもその影響が現れている。ただし，Case A においては，土砂粒子の流下，堆積挙動が収束した $t=3.0$ s 以降では全圧力値もほぼ一定の値に収束しているのに対し，Case B では解析終了時まで激しい振動が継続した。CaseB では，構成式 (7.3) において降伏応力を圧力の関数を導入したことにより，数値振動の影響が CaseA より大きく現れたものと考えられる。



(a) CaseA



(b) CaseB

Fig. 7.7 堤体に作用する全圧力の時間変化

7.4 まとめ

ため池貯水池への土石流流入解析手法の開発を目指して、土砂の流下挙動を表現する粒子法による解析手法を構築した。構築した手法では、土砂の物性を表現するため、Moriguchi et al.(2009)によるクーロンの破壊基準を組み込んだビンガム流体の構成式(7.3)を導入した。構成式(7.3)では、通常のビンガム流体の構成式とは異なり、降伏せん断応力を圧力の関数として与えている。水路模型実験を想定した条件設定のもとで解析したところ、降伏せん断応力を一定値とした CaseA と、構成式(7.3)を用いた CaseB の間では土砂粒子の流下挙動に差異が生じた。これは、CaseB においては圧力上昇を反映して降伏せん断応力が増大することにより、土砂粒子間に作用するせん断応力が CaseA よりも大きくなったためと考えられる。

一方、MPS 法では解析中の圧力値に数値振動が生じることが知られているが、本解析でもその影響が確認された。また、構成式(7.3)の導入によって、降伏応力を一定とした場合よりも数値振動の影響が大きく現れることがわかった。

第 8 章

土砂流下実験と粒子法による解析

8.1 はじめに

第 7 章では、土砂の流下、堆積挙動を表現しうる MPS 法による解析手法を構築した。構築した手法においては、Moriguchi et al. (2009) によるクーロンの破壊基準を組み込んだビンガム流体の構成式を導入した。これにより、流動中の圧力上昇が降伏応力値に反映され、降伏応力を一定とした通常のビンガム流体の構成式を用いた場合と比べて、土砂粒子間に作用するせん断応力は大きくなる。第 7 章では、構築した手法を用いた数値実験により、このことが解析結果に与える影響についても検討した。

本章では、構築した手法によって実際の土砂の流下、堆積挙動が再現されるかを検討するため、室内実験水路を用いた土砂流下実験とその再現解析を行う。土砂流下実験においては、粒度分布の異なる 2 種類の砂をそれぞれ用いた実験ケースを設定し、両者の流下、堆積挙動の差異を調べる。さらに、それぞれの実験ケースにおける土砂の挙動を表現するための物性パラメータ値について検討する。さらにその結果を踏まえ、ため池貯水池への土石流等の流入現象に対する適用に向け、構築した手法の課題について考察する。

なお、実際にため池貯水池へ土石流等が流入する際の土砂の流下、堆積挙動に対しては、貯水池の大きさや湛水位等が大きく影響するものと考えられる。しかし本章では、構築した解析手法によって、その前提となる土砂のみの挙動を再現できるかについて検討することを目的とし、貯水の影響は考慮せずに実験・解析する。

8.2 室内実験水路による土砂流下実験

8.2.1 実験装置

室内実験水路を用いて土石流を模擬した土砂の流下実験を行い，その流下，堆積挙動を調べた．実験装置の写真と模式図を **Fig. 8.1** と **Fig. 8.2** に示す．実験水路はアクリル製で，幅 0.26 m，高さ 0.40 m の矩形断面とした．水路の総延長は 2.9 m である．このうち上流側の 1.9 m は傾斜角 45°の斜面（以下，流下斜面）とし，残りの部分の水路床は水平とした．上流端から 0.4 m の位置には上端ヒンジ式のゲートを設置した．ゲートを閉じた状態でこの上流側に土砂を充填した後，これを瞬間的に開放して土砂を流下させた．

下流側の水平な区間には，ため池堤体法面を模擬した模型（以下，堤体）を設置した．堤体は実験水路と同じアクリル製で，堤高 0.25 m，法面勾配は 1:1.5 である．土石流がため池貯水池に流入した際の土砂の流下，堆積挙動は，貯水池の大きさや湛水位によって大きく異なるものと考えられる．しかし，今回は，土砂のみの流下・堆積挙動を検討するため貯水池への湛水は行わないものとし，堤体は流下斜面下端と堤体法尻が接する位置に固定した．

Fig. 8.2 に示すように，ゲートには摺動式変位計を，流下斜面下端にはレーザー変位計を設置し，それぞれゲートの開閉および流下土砂の到達を検知できるようにした．これらの計測器を同一のデータロガーに接続することで同期し，ゲートを開放してから流下土砂が崩壊斜面下端に到達するまでの時間（以下，到達時刻）を計測した．また，流下土砂が堤体上流側に堆積する様子を毎秒 100 コマのデジタルビデオカメラで水路側方から撮影した．



Fig. 8.1 実験水路全景

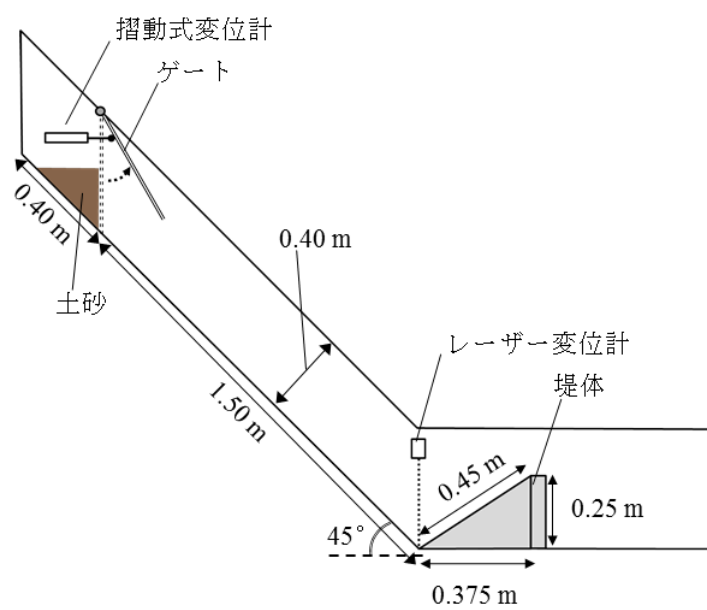


Fig. 8.2 実験装置模式図

8.2.2 流下土砂試料

粒度分布の異なる2種類の土砂試料を用いて実験した。実際の土石流では高い含水状態の土砂が流下するものと考えられるが、ここでは、粒度の違いによる堆積挙動の差異を検討するため、風乾状態の試料を用いた。

全てのケースにおいて土砂量は18 kgとした。土砂をゲート上流側に充填した後、その外寸をコンベックスで測定し、体積および密度を算出した後、ゲートを開放して流下させた。用いた土砂試料は以下の2種類である。

- (1) 被災ため池堆積土砂：平成26年8月豪雨災害において土石流の流入を受けて被災した広島市内のNため池（堀ら，2014）貯水池内から採取された土砂である。土質はマサ土であり，土粒子密度は 2.577 g/cm^3 である。本試料の粒度分布は Fig .8.3 の (a) である。平均粒径 $D_{50}=0.65 \text{ mm}$ ，均等係数 $U_c=4.72$ ，曲率係数 $U'_c=0.89$ である。実験実施後に測定した含水比は $w=3.91\%$ である。ゲート上流側に充填した際の体積は $1.398 \times 10^{-2} \text{ m}^3$ ，密度は 1.288 Mg/m^3 であった。
- (2) 珪砂3A号：土粒子密度は 2.639 g/cm^3 である。本試料の粒度分布を Fig .8.3 の (b) である。平均粒径 $D_{50}=2.50 \text{ mm}$ ，均等係数 $U_c=2.46$ ，曲率係数 $U'_c=1.07$ である。実験実施後に測定した含水比は 0.34% である。ゲート上流側に充填した際の体積は $1.313 \times 10^{-2} \text{ m}^3$ ，密度は 1.371 Mg/m^3 であった。

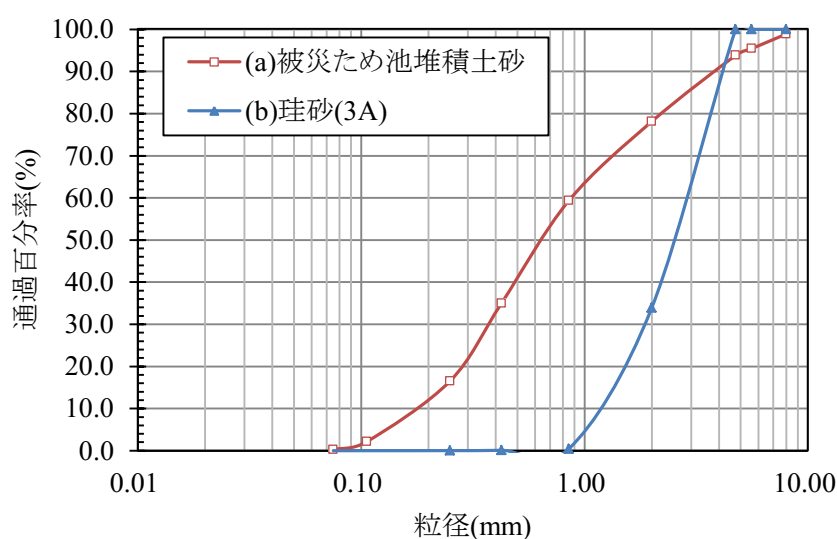


Fig. 8.3 流下土砂試料の粒度分布

8.2.3 実験結果

被災ため池堆積土砂および珪砂 3A 号の実験中の堆積挙動を **Fig. 8.4** と **Fig.8.5** にそれぞれ示す。

被災ため池堆積土砂の到達時刻は $t=0.770$ s であった。その後堤体法面を遡上し、 $t=0.970$ s (到達後 0.2 s) には高さ 15 cm 付近に達した。遅れて到達した土砂がその上に覆いかぶさるように順次堆積していき、はじめに到達した土砂よりもわずかに高い位置まで堤体法面を遡上した。流下挙動は $t=1.8$ s (到達後約 1 s 後) までに概ね終了した。最終的な堆積縦断面形状は、堤体法尻位置をピークとする上に凸の緩やかな曲線を描いた。

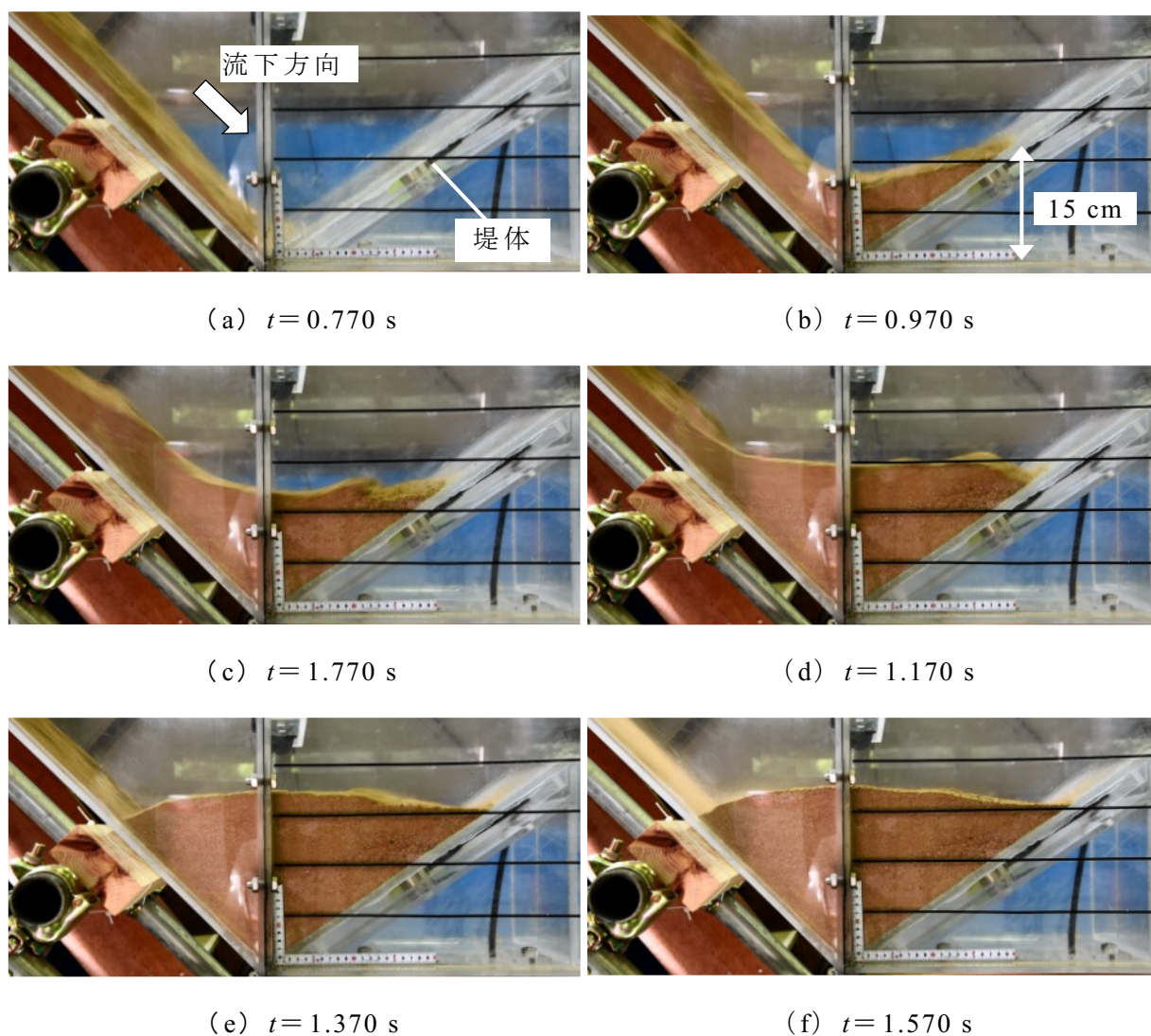


Fig. 8.4 被災ため池堆積土砂の堆積挙動

珪砂 3A 号の到達時刻は被災ため池堆積土砂よりもわずかに早く、 $t=0.755$ s であった。その後、土砂は堤体法面を遡上し、 $t=1.055$ s(到達後 0.3 s)までにその先端位置は堤体天端付近に到達した。この時刻までには既に流下土砂の多くが堆積しており、残りの土砂は既に堆積したものの上に積み重なるように堆積した。 $t=1.355$ s(到達後 0.6 s)までに流下挙動は終了した。堤体法尻位置の堆積厚は約 21 cm であり、一方、堆積土砂の先端部は天端(高さ 25 cm)に達していることから、最終的な堆積縦断面形状は堤体法尻から天端方向に向かって高くなる(図に向かって右上がりの)形状となった。

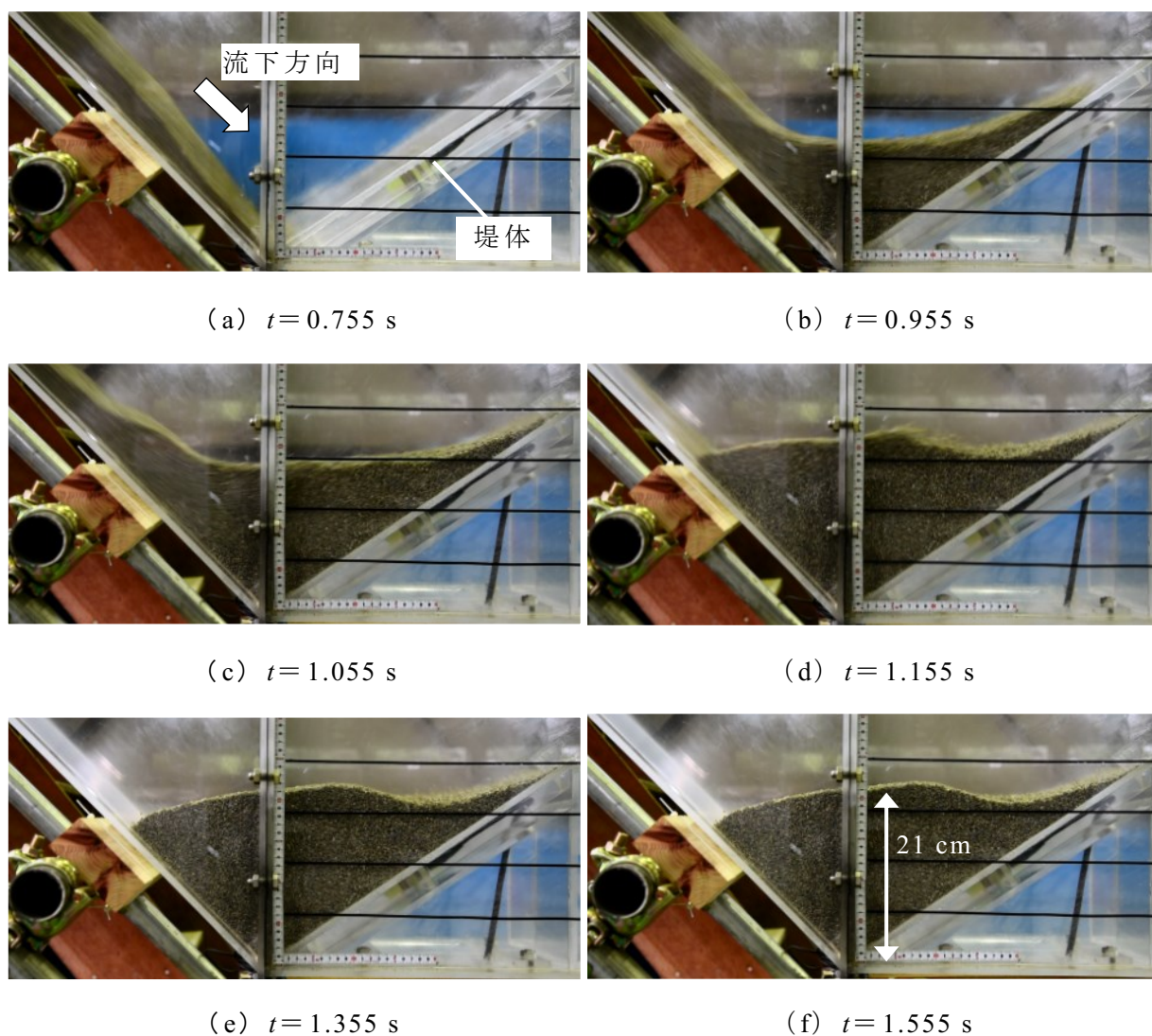


Fig. 8.5 珪砂 3A 号の堆積挙動

8.3 粒子法による土砂流下実験の再現解析

8.3.1 解析条件

(1) 初期粒子配置と解析パラメータ

初期粒子配置を **Fig. 8.6** に示す. 初期粒子間隔は $l_0=0.01$ m, 総粒子数は 1,696 個である. そのうち式 (7.1) に従い流動する土砂粒子は 624 個, 流速を計算しない壁粒子は 1,072 個である. 壁粒子を 4 層に配置し, 実験水路底面 (流下斜面, 堤体) の形状を表現した. 4 層のうち上 2 層の壁粒子では土砂粒子と同様に圧力の計算を行う.

影響半径 r_e については越塚 (2005), 五十里ら (2012) を参考にして, 粒子数密度の計算並びに勾配モデルに対しては $r_e=2.1l_0$, 圧力計算のためのラプラシアンモデルに対しては $r_e=4.0l_0$, ひずみ速度の計算および粘性項のラプラシアンモデルに対しては $r_e=2.5l_0$ をそれぞれ用いた. ひずみ速度の下限値 $\dot{\gamma}_{\min}=1.0\times 10^{-10}$ /s とした. 計算時間刻み Δt については, 1.0×10^{-4} s を最大値として時間ステップ毎にクーラン数の条件 (越塚ら, 2005) $C_r\leq 0.20$ を満たす最大の値を用いて解析した. 総解析時間は 4.0 s とした.

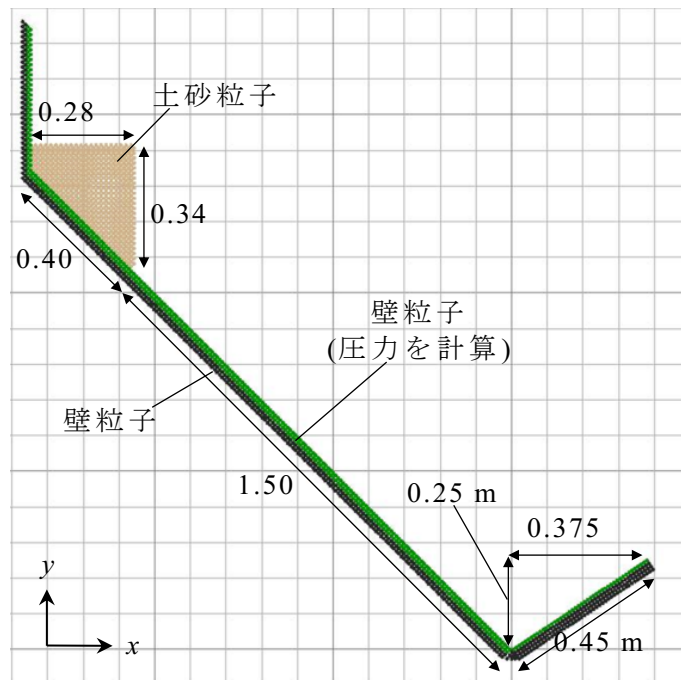


Fig. 8.6 解析初期粒子配置

(2)底面摩擦の扱い

MPS 法においては、壁粒子との間で粘性項を計算することによって、流体が壁面から受ける摩擦力が考慮される。実験水路底面のアクリルと土砂の間にはたらく摩擦応力は、土砂内部ではたらくせん断応力より小さいと考えられるが、従来の手法では粘性項の計算の中で土砂粒子と壁粒子が等しく扱われるため、土砂が水路底面から受ける摩擦力が過大評価される。そこで、壁粒子との間の粘性項計算においては、粒子間相互作用モデルに含まれる重み関数 w に式 (7.16) から算出される係数 C_b を乗じることで、土砂粒子が壁粒子から受ける摩擦力を低減した。

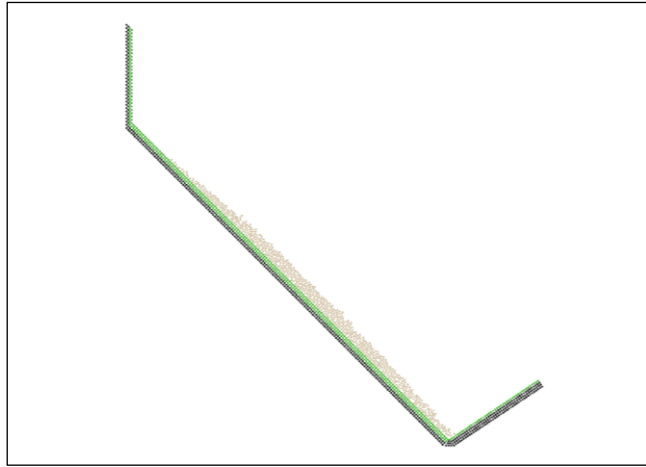
$$C_b = \frac{\tan \phi_{bed}}{\tan \phi} \quad (7.16)$$

ここに、 ϕ_{bed} は各土砂試料とアクリルとの間の摩擦角である。実験水路と同じアクリル材からなる矩形断面水路（断面幅 85 mm×高さ 90 mm，延長 640 mm）底面に試料を薄く撒き出した後に水路をゆっくりと傾斜させ、試料が滑り出した時の傾斜角を ϕ_{bed} とした。各試料について 6 回ずつ計測し平均値を算出したところ、被災ため池堆積土砂では $\phi_{bed}=22.8^\circ$ ，珪砂 3A 号では $\phi_{bed}=20.5^\circ$ であった。

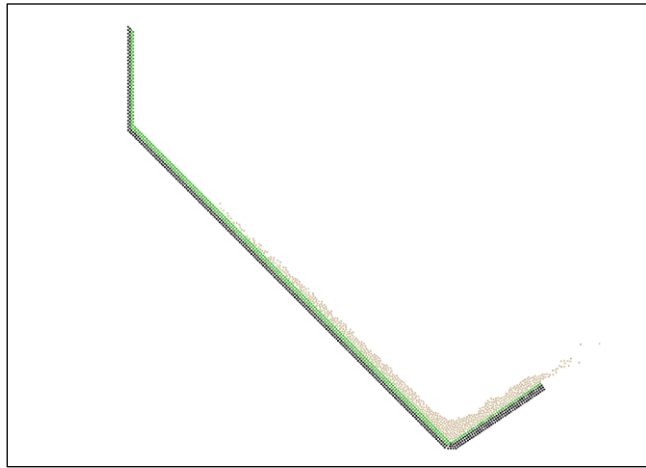
8.3.2 解析結果と物性パラメータの検討

被災ため池堆積土砂による実験結果を再現する CaseA と、珪砂 3A 号による実験結果を再現する CaseB の 2 ケースを設定した。2 つの実験ケース間において、ゲート上流に充填された土砂の体積差は $8.47 \times 10^{-4} \text{ m}^3$ と小さいため、初期粒子配置は両ケースとも **Fig. 8.6** に示したものをを用いた。土砂の密度 ρ および水路底面との摩擦角 ϕ_{bed} については、実験結果をもとに CaseA ; $\rho=1.288 \text{ Mg/m}^3 \cdot \phi_{bed}=22.8^\circ$ ，CaseB ; $\rho=1.371 \text{ Mg/m}^3 \cdot \phi_{bed}=20.5^\circ$ とした。

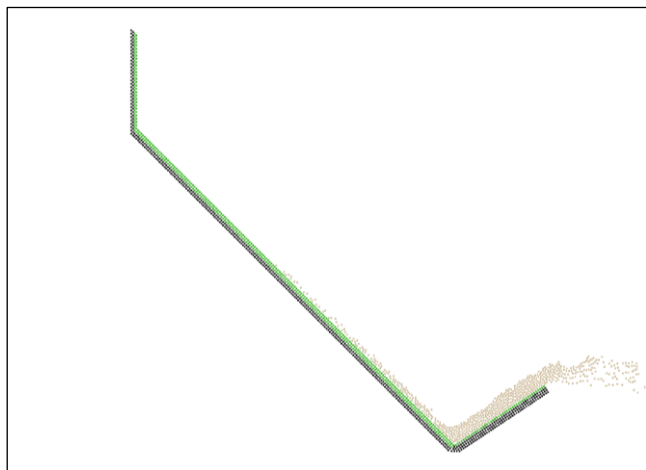
まず、CaseA について、森口ら (2009)，Moriguchi et al. (2009) の解析事例、および砂であることを考慮して、 $c=0 \text{ kPa}$ ， $\phi_{bed}=30^\circ$ $\eta_B=1.0 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ として解析した。その結果を **Fig. 8.7** に示す。土砂粒子は $t=0.60 \text{ s}$ に流下斜面下端に到達した。これは実験結果の到達時間より 0.17 s 早い。土砂粒子はその後堤体法面を遡上し、 $t=0.80 \text{ s}$ 以降には堤体を越流して下流へ逸出しており、実験結果とは全く異なる挙動を示した。 $\phi_{bed}=\phi=30^\circ$ として再び解析しても結果は大きく変わらず、堤体越流が生じた。



(a) $t = 0.60$ s



(b) $t = 0.80$ s



(c) $t = 1.00$ s

Fig. 8.7 CaseA 解析結果($c=0.0$ kPa, $\eta_B=1.0$ Pa·s)

この結果を踏まえて、CaseA と CaseB のそれぞれについて物性パラメータを試行錯誤的に変えて解析を繰り返し、実験結果の堆積挙動に近い結果が得られるかを調べた。始めに内部摩擦角 ϕ について、砂の値として妥当と考えられる $\phi=25^\circ \sim 35^\circ$ の範囲で値を段階的に変えて複数ケースの解析を行ったが、どのケースでも堤体越流が生じ、土砂粒子の挙動には明瞭な差異が見られなかった。そこで以降は一律に砂の標準的な値 $\phi=30^\circ$ とした。続いて粘着力 c と降伏後の粘性係数 η_B の値について検討し、到達時間および、それ以降各時刻の流下土砂先端位置や堆積形状が実験結果と最もよく一致する値の組を求めた。

CaseA については $c=0.12$ kPa, $\eta_B=3.2$ Pa \cdot s とした解析結果を Fig. 8.8 に、CaseB については $c=0.105$ kPa, $\eta_B=3.8$ Pa \cdot s とした解析結果を Fig.8.9 にそれぞれ示す。各図は Fig. 8.4, Fig. 8.5 に示した実験結果に対応する時刻の粒子分布図であり、図中には実験結果における流下・堆積形状を破線で示した。どちらの解析結果とも、到達後 0.3 s まで (CaseA ; $t=1.070$ s, CaseB ; $t=1.055$ s) の流下土砂先端位置は実験結果とほぼ一致している。それ以降の時刻においては、楔上に薄く尖った流下土砂先端部分の形状が表現されず、どちらの解析結果においても最終的な遡上高さは実験結果より若干低い。両ケースの結果を比較すると、CaseB では CaseA より高い位置まで土砂が遡上している。到達後 0.8 s 後 (CaseA ; $t=1.570$ s, CaseB ; $t=1.555$ s) における堆積形状を比較すると、CaseA では上に凸の曲線を描いている一方、CaseB では堤体法尻側から天端に向かって高くなっており、各実験結果の最終的な堆積縦断面形状の傾向が表現できている。

土の強度定数を考える際、乾燥砂に対しては $c=0$ kPa とするのが一般的である。しかし、今回行った一連の解析では、 $c>0.1$ kPa とした場合に実験結果に近い結果が得られており、不合理に思われる。この原因としては、以下 2 点が考えられる。

- (1) 今回実験に用いた試料が風乾した砂であり、わずかではあるが水を含んでいること
- (2) 構成式 (7.3) では降伏せん断応力を圧力の関数として与えているが、前章で検討したように、MPS 法では圧力の計算値に非物理的な数値振動を含む (近藤・越塚, 2008)。

この影響により内部摩擦角の影響が適切に評価されず、降伏せん断応力の値を確保するために通常より大きな粘着力を与える必要が生じたこと

一方、本研究で用いたような砂質土について粘性係数を測定した事例は見られないが、粘性土に関しては、豊田ら (2008) が異なる含水条件下での値を粘度計により測定し、 $10^{-1} \sim 10^1$ Pa \cdot s の値を得ている。これより、今回解析で用いた η_B の値 (3.2 Pa \cdot s \cdot 3.8 Pa \cdot s) はおおむね妥当な範囲内にあると考えられる。

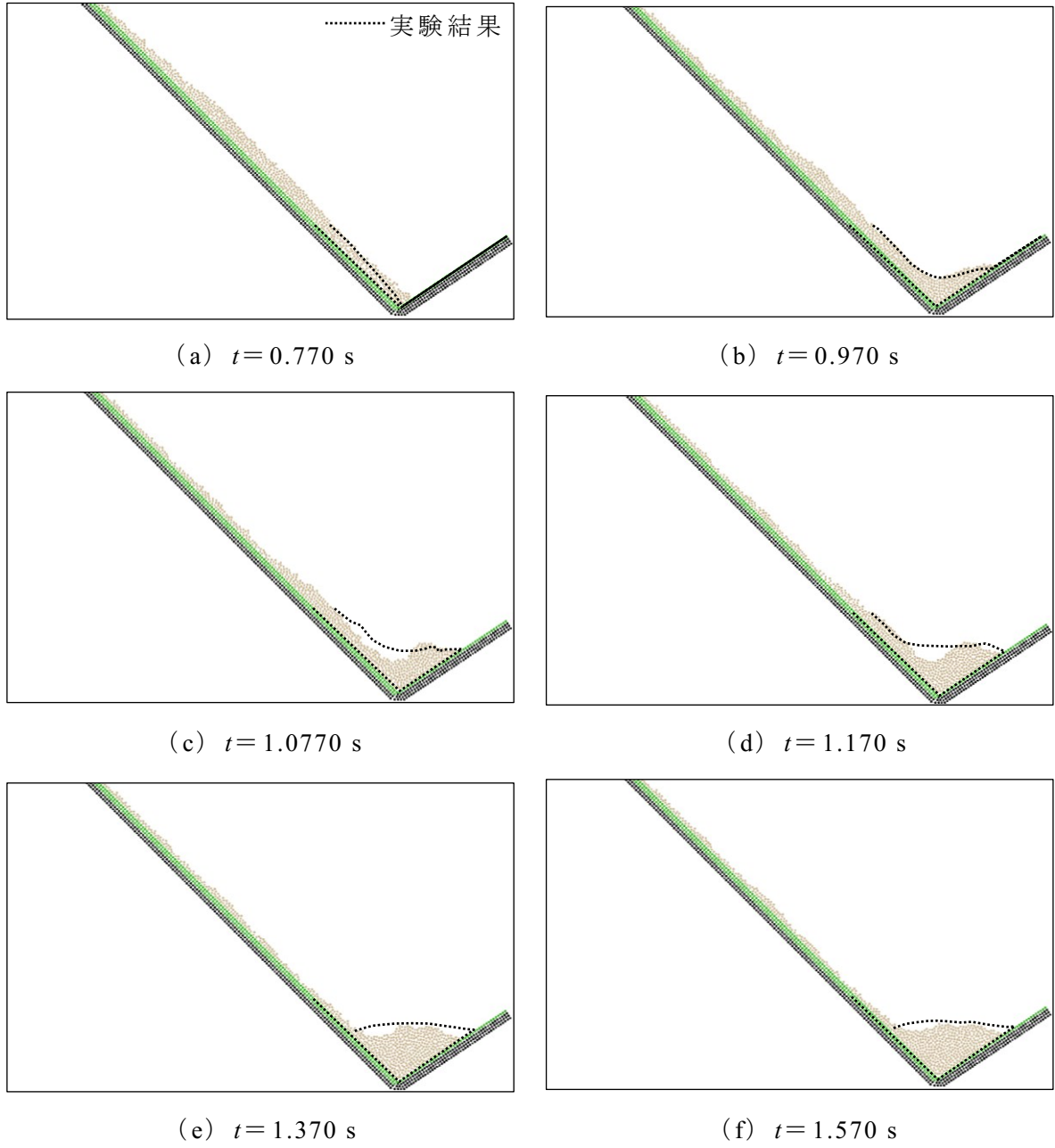


Fig. 8.8 CaseA 解析結果 ($c=0.12$ kPa, $\eta_B=3.2$ Pa·s)

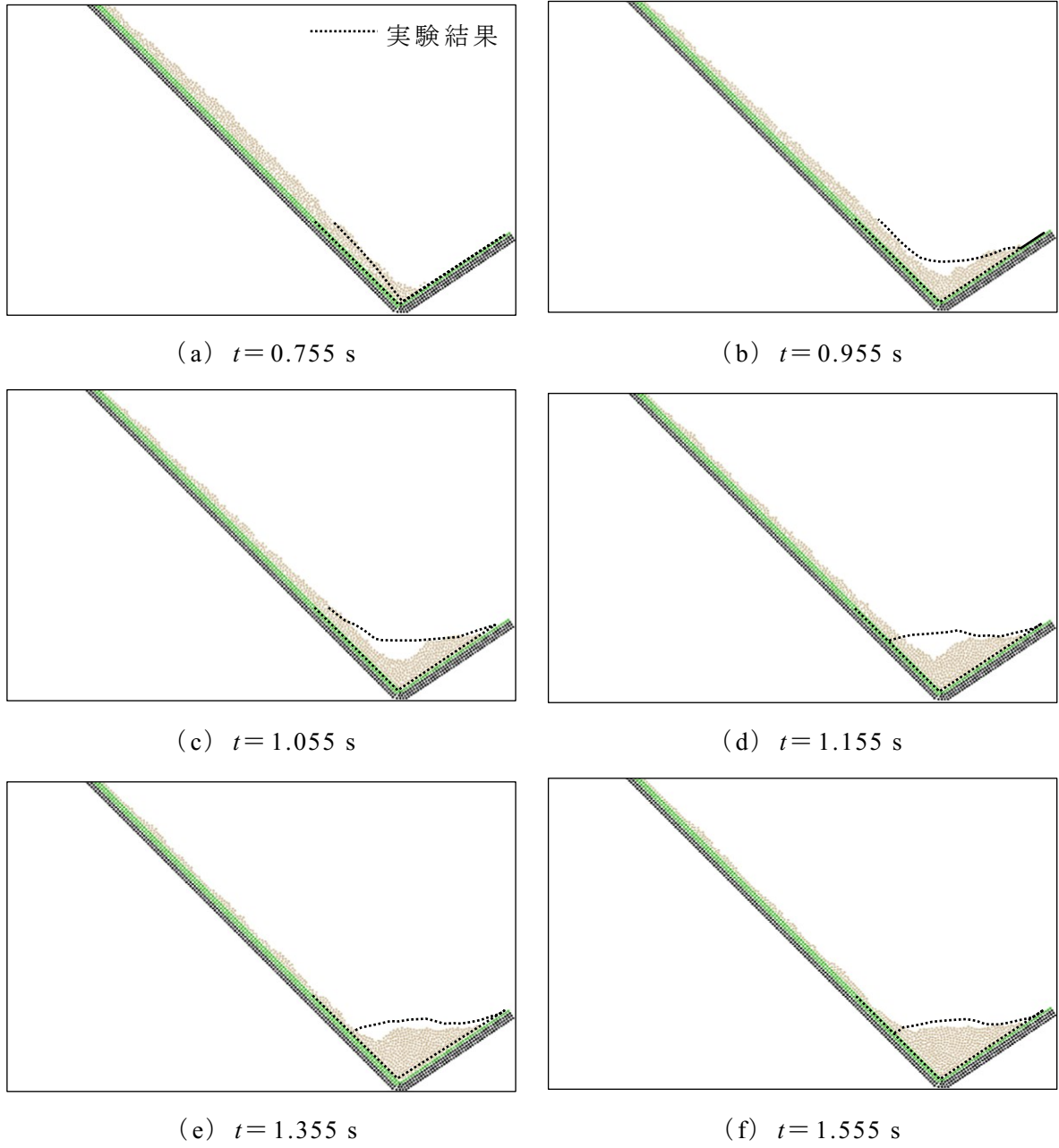


Fig. 8.9 CaseB 解析結果 ($c=0.105$ kPa, $\eta_B=3.8$ Pa·s)

8.4 まとめ

本章では、第7章で構築したMPS法による解析手法を用いて、土砂の流下、堆積挙動が再現できるかを検討した。

まず、水路模型実験を行い粒度分布の異なる2種類の乾燥砂の流下・堆積挙動を調べた。実験結果においては、2種類の流下土砂の間で、斜面下端への到達時刻や堤体法面への遡上高さ、最終的な堆積形状に差異を生じた。平均粒径が大きく粒度の揃った珪砂3A号の方が、被災ため池堆積土砂と比べてわずかに到達時刻が早く、また、堤体のより高い位置まで遡上した。

続いて、MPS法による解析手法を用いて実験結果の再現を試みた。土砂の物性パラメータについて、当初は既往研究で示された値を用いて解析したが、土砂粒子が堤体を越流するなどその結果は実験と異なった。そこで粘着力、降伏後の粘性係数の値を試行錯誤的に変えて解析を繰り返し、実験結果の堆積挙動が再現されるかを調べた。その結果、両物性パラメータともに既往研究よりも大きな値として解析した際に、実験結果の堆積挙動に近い結果が得られた。さらに、これらの物性パラメータの値の違いにより、珪砂3A号と被災ため池堆積土砂の最終的な堆積縦断面形状の差異が表現された。

土石流の解析に対する粒子法の適用に際しては、土砂の流下挙動を表現するため、これまで複数の構成式が提案、導入されてきた。その一方で、流下挙動に影響を与える物性の差異を解析上に反映させるための構成式の使い分けや、物性パラメータの設定方法が提示されるには至っていない。土石流の流下挙動は、含まれる土粒子の粒度分布や含水状態によって異なると考えられるが、本章では、このうち粒度分布の違いによる流下・堆積挙動の差異について、Moriguchi et al. (2009) の構成式における物性パラメータ値を変更することによって表現しうることを、定性的にはあるが示すことができた。

一方、土の強度定数を考える際、乾燥砂の粘着力は $c=0$ kPa とするのが一般的であるのに対し、今回行った解析では、 $c>0.1$ kPa とした場合に実験結果と近い結果が得られた。MPS法の特徴である圧力の数値振動の影響により、現状では内部摩擦角の効果が適切に評価されていないことが原因と考えられ、手法の改良が今後の課題である。

第 9 章

結論

2011 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災においては、東北地方を中心として東日本全体に甚大な被害が生じた。また、それ以降においても、伊豆大島や広島市内において豪雨に伴う大規模な土砂災害が発生するなど、近年、わが国は全国的に自然災害が頻発する状況にあり、農業用施設にも大きな被害が生じている。

ため池も例外ではなく、東日本大震災における藤沼湖の決壊をはじめとして、地震や豪雨によって被災する事例が多く報告されている。特にため池が決壊に至った場合には、下流に深刻な二次災害をもたらしかることから、想定される自然災害に対してため池がどのような影響を受けるかをあらかじめ予測しておくことは重要である。また、ハザードマップの整備等、ため池が決壊に至った場合の二次災害低減を目的としたソフト対策への社会的ニーズは、東日本大震災以降急速に高まっている。

以上のことを背景として本論文では、地震や豪雨によりため池が被災した際に生じる現象のうち、決壊氾濫現象、および貯水池への土石流等の流入現象に着目し、これらの現象のシミュレーション手法を構築した。以下では、各章において得られた結果を総括する。

第 1 章では、以上の研究の背景および目的を記述した。続く第 2 章では、関連する既往研究のレビューを行った。まず、地震や豪雨によるため池に被災事例に関する研究を概観した。特に、ため池の堤体が決壊に至るメカニズムについての知見と、過去の決壊事例で生じた被害について整理した。詳細な記録が残っている 1927 年北丹後地震以降、地震によるため池の決壊は数十例報告されているが、貯水位が低かった等の理由により貯水流出に伴う目立った二次災害は生じていなかった。しかし、2011 年東北地方太平洋沖地震において、藤沼湖の決壊に伴う人的被害が発生し、地震によるため池決壊によって甚大な二次災害が生じることが印象付けられた。一方、豪雨によるため池の被害は小規模なものを含めれば毎年のように発生しており、歴史的には数百名の犠牲を伴う決壊災害も発生している。特に被災ため池数が多かった豪雨災害としては平成 16 年台風 23 号による豪雨が挙げられる。そこでは、ため池の上流域で発生した土石流等が流入することによって貯水池が

埋没し、貯水の越流によって堤体が決壊に至るという特徴的な被災形態が報告された。この被災形態はここ数年の土砂災害頻発に伴って再び顕在化してきている。

ハザードマップ作成を目的としたため池決壊時の浸水域推定においては、平面二次元非定常流解析による氾濫解析手法が用いられている（谷・井上，2009）。第2章では、続いて氾濫解析手法に関する研究事例についてもレビューした。ここでは、河川の洪水氾濫や高潮氾濫に対しては、道路や家屋、下水道等都市域の地物が氾濫流況に与える影響を解析上に反映させる手法について多くの検討がなされてきた一方で、ため池の決壊氾濫流況の予測手法に関する研究事例は少なく、特に、既往の氾濫解析手法によって実際の決壊氾濫流況を再現できるかを詳細に検証した研究例はほとんどないことを示した。

また、貯水池に流入した土石流等がため池堤体に及ぼす影響をあらかじめ評価するための手法があれば、ため池の堤体や洪水吐等の改修設計を行う上で有益な知見が得られるものと考えられるが、そのような検討は今までになされていない。このことを踏まえ、土石流や地滑り津波の解析手法に関する研究事例についてもレビューした。ここでは、自由水面の扱いや、土砂と水のように物性の異なる流体の相互作用の扱いが容易であることから粒子法の導入が進められていることを示した。

以上を踏まえ、本論文では、以下の3つの課題についてそれぞれ検討を行った。

課題1. ため池決壊氾濫流況に影響を与える地物の種類を明らかにする。

課題2. ため池決壊氾濫流に対する既往の氾濫解析手法の適用性について検討し、新たなため池決壊氾濫解析手法を提案する。

課題3. ため池貯水池に流入した土石流の流下・堆積挙動のシミュレーション手法の構築を目指して、粒子法の適用性を検討する。

課題1に関しては主に第3章で検討した。東北地方太平洋沖地震によって決壊した福島県内の中池・青田新池を対象として、現地調査により氾濫流の痕跡を確認するとともに、地元関係者への聞き取りを行い、決壊による氾濫流況を確認した。これまで行われてきたため池決壊氾濫による浸水域の調査（大年ら，1997；山本ら，1997）は豪雨に起因する決壊事例を対象としており、本研究のような地震による決壊事例を対象とした詳細な氾濫流況の調査は今までなされていない。

また、浸水域の確認に留まらず、氾濫流況に影響を与える地物の種類に着目して検討を行った点が本研究の特長といえる。調査対象とした両事例とも、決壊に伴う氾濫流は下流

にある別のため池（下池）に流入し，一時的に貯留された後，洪水吐を経由して排水されていた．また，氾濫流は最終的に排水路に合流して流下しており，浸水域が排水路を乗り越えて拡大しなかったことも両事例に共通していた．この結果から，ため池決壊時の氾濫流況に影響を与える地物として，下池と排水路が抽出された．

これまでに，地震時には重ねため池の上池が被害を受けやすいこと（秋葉・仙波，1941）や，過去の豪雨災害においては重ねため池が上流のものから下流のものへと連鎖的に決壊した事例が多くあること（内田，2005）が報告されており，上池の決壊による氾濫流が下池に流入するという現象は珍しくない．また，ため池の決壊によって浸水が予測される下流域の土地利用は主に農地であるから，用排水路はほぼ例外なく存在する．以上より，本章で得た結論は調査対象事例に限らず普遍性を有するものと考えられる．

課題 2 に関しては，第 4 章から第 6 章にかけて検討を行った．第 4 章では，ため池決壊時氾濫に対して平面二次元非定常流解析による氾濫解析手法を適用することの妥当性を検証した．解析対象は東北地方太平洋沖地震によって決壊した中池の決壊氾濫流とした．微小な地形の凹凸を反映させるため，現地の数値標高モデル（DEM）として入手できたもののうち最も解像度の高い 2 mDEM を用いて解析地形モデルを作成した．しかし，以下の 2 つの点で解析地形モデルは現地の状況を再現できておらず，得られた解析結果の氾濫流況は現地調査から確認した実際のそれとは異なった．

- (1) 湛水状態にある下池の池底の形状が表現されていない．
- (2) 排水路のうち，農道の下を通りアンダーパス状となっている区間が表現されていない．

このように，高解像度の DEM を用いたとしても，氾濫流況に影響を与える地物の形状が適切に反映されず，解析結果が実際の氾濫流況と異なる場合があることがわかった．上記 2 つの問題点は，さらに解像度の高い DEM を用いたとしても解決できず，航空レーザースキャナ測量によって作成された DEM の限界といえる．

上記の問題点を踏まえ，決壊当時の現地の状況を再現するため，まず，下記 2 点に関して解析入力データに修正を施した．

- (1) 解析地形モデルの修正による下池の堤体および排水路の形状の表現
- (2) 下池の初期湛水状態の表現

さらに，これらの修正を施した後も，実際には生じなかった下池の堤体越流が生じたた

め、流入ハイドログラフのピーク流量を低減した複数のケースで解析を行った。その結果、Costa (1988) の経験式から算出される値の 0.2 倍のピーク流量をもつハイドログラフを用いたケースにおいて、下池の堤体越流が生じず、実際の浸水域がほぼ再現された。これより、中池の決壊に伴う実際のピーク流量は、Costa (1988) の式から算出される値よりも小さかったものと考えられる。ため池決壊に伴う流出ピーク流量や流出時間は堤体の決壊のしかたによって大きく異なる。しかし、決壊は突発的に生じるため、決壊後の調査によって堤体の決壊過程やそれに伴う貯水の流出のしかたに関する情報を得ることは難しく、両者を関連付けた知見は今のところ得られていない。今後の研究が望まれる。

さらに、2mDEM を用いた場合だけでなく、それより解像度は劣るが入手が容易な 5mDEM を用いた氾濫解析においても、上記の修正を施すことによって実際の浸水域とほぼ一致する解析結果が得られることがわかった。

本章における検討を通して、平面二次元非定常流解析に基づく氾濫解析によってため池の決壊氾濫流況を再現するためには、氾濫流況に影響を与える地物の形状を解析地形モデル上に適切に反映させる必要があることが示された。地物の形状を反映させるための方法として本章で提案したものは、どれも解析ソルバーに手を加える必要がなく、ハザードマップ作成のための氾濫解析においても導入は容易である。

広範囲にわたって高解像度、高精度の DEM データを得ることができる航空レーザースキャナ測定の登場は、氾濫解析に大きなブレークスルーをもたらしたとされ (Bates, 2012)、解析精度向上に対する有効性を示す研究事例が国内外で多く報告されている (細山田, 2005 ; 川口ら, 2005 ; Marks and Bates, 2000 ; Fewtrell et al., 2008)。一方、その導入にあたって生じる問題点やその解決方法についての検討はまだ十分になされていない。本章で得られた知見は、ため池決壊氾濫のみに留まらず、河川の洪水氾濫や高潮氾濫等を対象とした解析にレーザースキャナ DEM を導入する際にも有益と考えられる。

第 4 章では差分法による既往の解析ソルバーを用いて解析を行ったが、差分法では計算節点を規則的に配置する構造格子のもとで解析を行うため、複雑な形状を表現するためには格子幅を細かく設定しなければならず、計算負荷の観点から限界がある。そこで第 5 章では、計算節点配置の自由度の高い非構造格子を用いて、氾濫流況に影響を与える地物の形状をより精度よく表現することを目的として、有限要素法によるため池決壊氾濫解析手法を構築した。

支配方程式の離散化にあたっては、有限要素法を用いた浅水流方程式の離散化手法のう

ち最も簡便なものの一つである Kawahara et al.(1982)の手法を用いた。すなわち、空間方向の離散化には三角形一次要素を用いたガラキン法を、時間方向の離散化には二段階陽的解法をそれぞれ用いており、併せて計算の安定化のため Selective Lumping 法を導入した。同じ離散化手法を適用した氾濫解析手法としては河田・小池（1997）、富所ら（2002）、Hai et al.(2008 ; 2010)などがあるが、本手法ではこれらとは異なり、離散化にあたって Gauss の発散定理を用いて連続式を変形し、流量フラックスの境界積分項を導いた。これにより、解析領域の内部および境界上の任意の位置に対して流入出流量を与えることが可能となった。

また、氾濫解析においては、浸水域の拡大・縮小に伴って移動する水際線の位置を正確にとらえるため、Wet 領域と Dry 領域の境界において特別な処理が必要となる。特に、安定化手法として Selective Lumping 法を用いた場合には、計算の安定化のために導入された数値粘性が過大に作用して拡散誤差として振る舞い、水際の位置において非物理的な解析結果が生じる場合があるとされている（高梨・清川，1984；梅津・河原，1995）。本手法においてはこれを防ぐため、湛水位と地盤高の比較による Wet/Dry 判定のアルゴリズムを組み込んだ移動境界処理の手法を導入した。

構築した手法を用いて実在するため池の氾濫解析を行い、氾濫流が道路盛土を越流する挙動について検討した。その結果、解析結果においては拡散誤差の影響による非物理的な挙動は生じておらず、本手法が局所的な地形の凹凸を反映したため池決壊氾濫解析に適用しうることを確認できた。

第 6 章では、第 5 章で構築した有限要素法によるため池決壊氾濫解析手法を、東北地方太平洋沖地震による被災事例である青田新池の決壊氾濫流に適用した。解析地形モデル構築にあたっては、領域内の排水路の形状を精度よく表現するため、この周辺の要素分割をその他の領域より細かくするとともに、計算節点を水路に沿って配置した。

また、下池の洪水吐による排水を表現するため、第 5 章で提案した流入出流量の設定方法を応用し、一対の流入点・流出点を設ける内部境界条件を導入した。第 4 章の解析では洪水吐を地形の凹部として扱った。これに対して本章で導入した方法には、断面寸法や型式の違いによる排水能力の差異を容易に反映させることができ、また、満流となった場合を含めて暗渠を介した排水を扱うことができるという利点がある。さらに、本研究では扱っていないが、同様の方法により取水施設による放水を表現することもできる。

解析結果においては実際の浸水域がほぼ再現された。解析結果の領域内湛水量を、流入

出流量の累積値から算出される理論値と比較した結果，誤差は 5%未満であり，水量の連続性についてもおおむね良好に満足される結果が得られた．

さらに，流入ハイドログラフの流入ピーク時刻を変えた複数のケースについて解析したところ，浸水域の拡大は流入ピーク時刻を早めたケースの方が速かったのに対し，下流の排水路における流下水深の最大値は流入ピーク時刻を遅くしたケースの方が大きかった．言い換えると，浸水域の拡大する速さという観点からは，流入ピーク時刻を早めたケースの方がより危険側の解析結果，下流の排水路における逸水リスクという観点からは，流入ピーク時刻を遅くしたケースの方がより危険側の解析結果となった．ハザードマップの作成等防災対策へと応用される場合には危険側の条件設定のもとで解析するのが基本とされる．しかし，ここでみたように，どのような観点に着目するかによって，危険側となる解析条件は一通りに定めることができない場合がある．ため池の決壊によって生じるリスクを評価する上では，解析条件を変えた複数のケースを設定して解析し，結果にどのような差異が生じるかを詳細に検討することが望まれる．

課題 3 については第 7 章，第 8 章で検討を行った．第 7 章では，ため池貯水池に土石流等が流入した際の流下・堆積挙動の予測手法構築を目指して，MPS 法（越塚ら，2003）による解析手法を構築した．構築した手法においては，Moriguchi et al.（2009）によるクーロンの破壊基準を組み込んだビンガム流体の構成式を導入した．

第 8 章では，第 7 章で構築した手法によって実際の土砂の流下，堆積挙動が再現されるかを検討するため，室内実験水路を用いた土砂流下実験とその再現解析を行った．土砂流下実験においては，粒度分布の異なる 2 種類の乾燥砂の流下・堆積挙動を調べた．その結果，2 種類の流下土砂の間で，斜面下端への到達時刻や堤体法面への遡上高さや最終的な堆積形状に差異を生じた．さらに，構築した解析手法によって実験結果の再現を試みた．当初は，構成式の物性パラメータとして既往研究で示された値を用いて解析したが，土砂が堤体を越流するなど，得られた解析結果は実験結果と異なった．そこで物性パラメータを試行錯誤的に変えて解析し，2 つの実験結果に最も近い結果が得られる値を求めた．その結果，粘着力および降伏後の粘性係数を既往研究よりも大きな値とした場合に，実験結果の堆積挙動に近い結果が得られた．また，この 2 つのパラメータ値の違いにより，2 種類の流下土砂の間の堆積縦断面形状の違いが定性的にはあるが表現された．

土石流の解析に対する粒子法の適用に際して，土砂の流下挙動を表現するため，これま

で複数の構成式が提案，導入されてきた．土石流の流下挙動は，含まれる土粒子の粒度分布や含水状態によって異なると考えられることから，これらの物性の差異を解析上に反映させるための構成式の使い分け方や，物性パラメータの設定のしかたを確立することが望まれる．本章ではその第一歩として，粒度分布の違いによって生じる流下・堆積挙動の差異について，Moriguchi et al. (2009) の構成式における物性パラメータ値を変更することにより表現しうることを示した．

土石流がため池貯水池に流入した際の土砂の流下・堆積挙動は，貯水池の大きさや湛水位によって大きく異なるものと考えられる．しかし本論文では，構築した解析手法が土砂のみの流下・堆積挙動を再現しうるかについて検討を行うこととし，貯水の影響を考慮するには至っていない．貯水池に湛水した条件のもとで実験・解析を行い，手法の妥当性検証を行うことが今後の課題である．

本研究で得られた知見が今後のため池防災・減災対策の一助となれば幸いである．

引用文献

- 阿部隆章, 水山高久, 里深好文 (2009): 粒子法における土石流構成則モデルの開発, 平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集, P-136.
- 阿部隆章, 里深好文, 水山高久 (2011): 高濃度石礫流れの粒子間応力を考慮した粒子法の開発, 砂防学会誌, **63** (6), pp.23-31.
- 秋葉満壽次, 仙波秀男 (1941): 秋田懸男鹿地震と溜池被害, 農業土木研究, **13**(1), pp.31-59.
- アキレス クマールジャ, 秋山壽一郎, 浦 勝, 重枝未玲 (2000): 土木学会論文集, **656** (II-52), pp.73-82.
- 秋山壽一郎, 重枝未玲, 浦 勝 (2002): 非構造格子を用いた有限体積法に基づく 1 次および 2 次精度平面 2 次元洪水流数値モデル, 土木学会論文集, **705** (II-59), pp.31-43.
- 秋山壽一郎, 重枝未玲, 田邊武司 (2009): 下水道網を考慮した飯塚市街地の氾濫解析, 水工学論文集, **53**, pp.829-834.
- Alho,P. and Aaltonen,J.(2008):Comparing a 1D hydraulic model with a 2D hydraulic model for the simulation of extreme glacial outburst floods, *Hydrological processes*,**22**,pp.1537-1547.
- Alpaos,L.D. and Defina,A.(1994):2D finite element modelling of flooding due to river bank collapse, *Modelling of flood propagation over initially dry areas*, ASCE, pp.60-71.
- 阿子島功, 川越清樹, 長橋良隆 (2011): 2011 年東日本大震災の地盤災害調査, 福島大学東日本大震災総合支援プロジェクト「緊急の調査研究課題」報告書, 福島大学ホームページ, (オンライン), 入手先<<http://gakkei.net.fukushima-u.ac.jp/files/32akoshima.pdf>>
- Bates,P.D., Horritt,M. and Hervouet,J.M.(1998): Investigating two-dimensional, finite element predictions of floodplain inundation using fractal generated topography, *Hydrological Processes*, **12**, pp.1257-1277.
- Bates,P.D.(2000):Development and testing of a subgrid-scale model for moving-boundary hydrodynamic problems in shallow water, *Hydrological Processes*, **14**, 2073-2088.
- Bates,P.D., Marks,K.J. and Horritt,M.S.(2003):Optimal use of high-resolution topographic data in flood inundation models, *Hydrological Processes*, **17**,pp.537-557.

- Bates,P.D.(2012):Integrating remote sensing data with flood inundation models: how far have we got?, *Hydrological processes*, **26**, pp.2515-2521.
- Begnudeli,L. and Sanders,B.F.(2007):Simulation of the St.Francis dam-break flood, *Journal of Engineering Mechanics*, **133**(11), pp.1200-1212.
- 別府万寿博, 井上隆太, 石川信隆, 長谷川祐治, 水山高久 (2011) : 修正 MPS 法による土石流段波モデルのシミュレーション解析, 砂防学会誌, **63** (6), pp.32-42.
- 別府万寿博, 井上隆太, 石川信隆, 長谷川祐治, 水山高久 (2012) : 3 次元粒子法による土石流モデルのシミュレーション解析, 平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集, R2-01.
- 別府万寿博, 石川信隆, 水山高久 (2013) : 斜面崩壊による天然ダムの段波津波に関する粒子法シミュレーション, 平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集, R2-25.
- Brien,J.S.O, Julien,P.Y., and Fullerton,W.T(1993): Two-dimensionaal water flood and mudflow simulation, *Journal of Hydraulic Engineering*, **119**(2), pp.244-261.
- Costa, J.E. (1988) : Flood from dam failures, In: Baker, V.R., Kochel, R.C. and Patton, P.C. (Eds.), *Flood Geomorphology*, John Wiley & Sons inc., 439-463.
- Defina,A., Alpaos,L.D. and Matticcho,B.(1994): A new set of equations for very shallow water and partially dry areas suitable to 2D numerical models, *Modelling of flood propagation over initially dry areas*, ASCE, pp.72-81.
- 土木学会 (2002) : 土木学会水理公式集 例題プログラム集 平成 13 年版, 土木学会水理委員会水理公式集改訂小委員会水理公式集例題プログラム集編集部会, CD-ROM.
- 江頭進治, 芦田和男, 佐々木浩 (1988) : 土石流の流動機構, 水理講演会論文集, **32**, pp.485-490.
- Fewtrell,T.,J., Bates,P.,D., Horritt,M., Hunter,N.,M.(2008):Evaluating the effect of scale in flood inundation modelling in urban environments, *Hydrological processes*, **22**, pp.5107-5118.
- 藤浪武史, 阿部隆章, 伊藤 丹 (2014) : 2013 年台風第 26 号による大島町土砂流氾濫の再現に対する汎用ソフトウェアの適用可能性, 平成 25 年度土木学会北海道支部論文報告集, **70**, B-19.
- 福島県農業用ダム・ため池耐震し江検証委員会 (2012) : 藤沼湖の決壊原因調査 報告書 (要旨), 福島県ホームページ, (オンライン), 入手先
< http://www.pref.fukushima.lg.jp/download/1/nosonkeikaku_kensyo_houkoku1-1.pdf>
- 福本昌人, 吉村亜希子, 島崎昌彦 (2007) : 2004 年の台風 23 号による香川県内のため池の決壊の実態, 近畿中国四国農業研究センター研究報告, **6**, pp.167-176.

- 福岡捷二, 川島幹雄, 松永宣夫, 前内永敏 (1994): 密集市街地の氾濫流に関する研究, 土木学会論文集, **491** (II-27), pp.51-60.
- 福岡捷二, 川島幹雄, 横山 洋, 水口雅教 (1998): 密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究, 土木学会論文集, **600** (II-44), pp.23-36.
- 福岡捷二, 松永宣夫 (1992): 密集市街地における洪水氾濫流解析と氾濫流制御の試み, 水工学論文集, **36**, pp.311-316.
- Gallegos,H.A., Jochen,E.S. and Sanders,B.F.(2009):Two-dimensional,high-resolution modeling of urban dam-break flooding: A case study of Baldwin Hills, California, *Advances in Water Resources*, **32**,pp.1323-1335.
- Gingold, R.A and Monaghan, J.J(1977): Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to non-spherical stars, *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*, **181**, pp.375-389.
- 五大開発株式会社 (2016) (参照 2016.11.25): 内水・外水氾濫シミュレーション 氾濫解析—AFREL—Version 3, 五大開発ホームページ, (オンライン),
入手先<<http://www.godai.co.jp/soft/product1/afrel3/index.html>>
- 後藤仁志, 五十里洋行, 松原隆之, 伊藤 孝 (2011): 高精度粒子法に基づく固液二相流モデルによる山体崩壊津波の発生過程解析, 土木学会論文集 B2, **67** (2), pp.I_196-I_200.
- 後藤仁志, 林 稔, 酒井哲郎 (2002): 固液二相流型粒子法による大規模土砂崩壊に伴う水面波の発生過程の数値解析, 土木学会論文集, **719** (II-61), pp.31-45.
- Hai,P.T., Masumoto,T. and Shimizu,M.(2008):Development of a two-dimensional finite element model for inundation processes in the Tonle Sap and its environs, *Hydrological processes*, **22**,pp.1329-1336.
- Harder Jr,L.F., Kelson,K.I, Kishida,T. and Kayan,R.(2011): Preliminary Observations of the Fujinuma Dam Failure, Following the March 11, 2011 Tohoku Offshore Earthquake, Japan, *GEER Association Report No. GEER-025e*,
< http://www.geerassociation.org/administrator/components/com_geer_reports/geerfiles/Tohoku_Japan_2011/Quick%20Report_5_index.html>.
- Hervouet,J.M(2000):A high resolution 2-D dam-break model using parallelization, *Hydrological processes*,**14**,2211-2230.
- 日野幹雄 (1983): 明解水理学, 丸善, p.149.

- 広瀬 伸 (1987) : 農業用ため池の維持管理と整備, 土と基礎, **35** (2), pp.11-16.
- 本間 仁, 安芸皎一 (1962) : 物部水理学, 岩波書店.
- 堀 俊和, 毛利栄征, 青山咸康 (2002) : 豪雨による農業用ため池の破壊原因と被災の特徴, 農業土木学会論文集, **218**, pp.127-137.
- 堀 俊和 (2005) : 農業用ため池の豪雨災害に関する研究, 農業工学研究所報告, **44**, pp.139-247.
- 堀俊和, 上野和広, 松島健一 (2012) : 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震による福島県内のため池被災の特徴と応急対策, 農村工学研究所技報, **213**, pp.175-200.
- 堀俊和・中里裕臣・正田大輔 (2014) : 災害対策支援要請に基づく広島市内土砂・ため池災害現地調査報告, オンライン, 入手先< <http://www.naro.affrc.go.jp/org/nkk/m/54/1-1.pdf>>.
- 堀内孝輔, 木村一郎, 山口里美, 岩崎理樹, 清水康行 (2012) : 簡易モデルによる津波遡上計算法の検証とその活用方法の提案, 平成 23 年度土木学会北海道支部論文報告集, **68**, B-79.
- 堀内成朗, 岩浪英二, 中谷加奈, 里深好文, 水山高久 (2012) : LP データを活用した土石流シミュレーションシステム「Hyper KANAKO」の開発, 砂防学会誌, **64** (6), pp.25-31.
- Horritt,M.S.(2000):Calibration of a two-dimensional finite element flood flow model using satellite radar imagery, *Water Resources Research*, **36**(11), pp.3279-3291.
- Horritt,M.S. and Bates,P.,D.(2001):Effects of spatial resolution on a raster based model of flood flow, *Journal of Hydrology*, **253**, pp.239-249.
- 細山田得三 (2005) : 7.13 新潟豪雨災害での住宅区域の氾濫流解析, 水工学論文集, **49**, pp.589-594.
- 細山田得三, 早川典生, 加納裕美, 酒井彩美 (2002) : 微細な地形標高を考慮した都市型中小河川の氾濫数値計算, 水工学論文集, **46**, pp.253-258.
- 五十里洋行, 後藤仁志, 吉年英文 (2009) : 斜面崩壊誘発型津波の数値解析のための流体-弾塑性体ハイブリット粒子法の開発, 土木学会論文集 B2, **65** (1), pp.46-50.
- 五十里洋行, 後藤仁志, 新井智之 (2012) : 粒子法型非ニュートン流体モデルによる地滑り津波解析, 土木学会論文集 B2, **68** (2), pp.I_66-I_70.
- 井上和也, 川池健司, 林 秀樹 (1999) : 都市域における氾濫解析モデルに関する研究, 水工学論文集, **43**, pp.533-538.
- 石川信隆, 長谷川祐治, 水山高久 (2008) : 個別要素法・粒子法による土石流モデルのシミ

- ュレーション解析, 平成 20 年度砂防学会研究発表会概要集, pp.38-39.
- 石川信隆, 長谷川祐治, 水山高久 (2009): 剛体・流体粒子による土石流モデルのシミュレーション解析, 平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集, O1-29.
- 岩佐義朗, 井上和也, 水鳥雅文 (1980): 氾濫水の水利の数値解析法, 京都大学防災研究所年報, **23** (B-2), pp.305-317.
- 会計検査院 (2012): 国会からの検査要請事項に関する報告 (検査要請) 会計検査院法第 30 条 3 の規定に基づく報告書 2014 年 10 月「公共土木施設等における地震・津波対策の実施状況に関する会計検査の結果について」, 会計検査院ホームページ, (オンライン), 入手先< <http://report.jbaudit.go.jp/org/h23/YOUSEI5/2011-h23-8039-0.htm>>.
- 川池健司, 中川 一, 今井洋兵 (2009): 都市域の雨水排水過程に着目した内水氾濫解析モデル, 水工学論文集, **53**, pp.817-822.
- 加藤 敬 (2005): 農業用ため池の洪水低減機能に関する水文・水理学的研究, 農業工学研究所報告, **44**, 1-22.
- 加藤 敬, 佐藤政良 (2002): 大阪市松沢池における洪水低減機能とその確率評価, 農業土木学会論文集, **70** (6), pp. 9-16.
- 加藤 敬, 佐藤政良, 太田高志 (2002): 実降雨のパターンを考慮したため池の洪水調節機能, 農業土木学会論文集, **70** (6), pp. 17-23.
- 川口広司, 末次忠司, 福留康智 (2005): 2004 年 7 月新潟県刈谷田川洪水・破堤氾濫流に関する研究, 水工学論文集, **49**, 577-582.
- Kawahara,M., Hirano,H., Tsubota,K., (1982):Selective lumping finite element method for shallow water flow, *International Journal for Numerical Methods in Fluid*, **2**,89-112.
- 川原睦人(1985): 有限要素法流体解析, 日科技連.
- 川池健司, 井上和也, 戸田圭一 (2000): 非構造格子の都市氾濫解析への適用, 水工学論文集, **44**, pp.461-466.
- 川池健司, 井上和也, 林 秀樹, 戸田圭一 (2002): 都市域の氾濫解析モデルの開発, 土木学会論文集, **698** (II-58), pp.1-10.
- 川本 治, 鈴木尚登, 福原正斗, 吉迫 宏, 井上敬資, 鈴木智宏 (2013): ため池決壊時の簡易氾濫解析の改善に関して, 農業農村工学会誌, **81** (8), 7-11.
- 川崎浩司, 小野稔和, Napaporn PIAMSA-NGA, 熱田浩史, 中辻啓二 (2004): CIP 法と SMAC 法に基づく平面 2 次元氾濫流モデルの構築, 水工学論文集, **48**, pp.565-570.

河田恵昭, 小池信昭 (1997): 津波災害のハザードマップについて, 京都大学防災研究所年報, **40** (B-2), pp.75-92.

河田恵昭, 中川 一 (1984): 三隅川の洪水災害—洪水氾濫と家屋の被害—, 京都大学防災研究所年報, **27** (B-2), pp.179-196.

川池健司, 丸山寛起, 吉本静麿, 野口正人 (2005): 諫早低平地における氾濫解析とその浸水被害軽減策への応用に関する研究, 水工学論文集, **49**, pp.565-570.

風間 聡, 小野桂介, 川越清樹, 横尾善之, 牛山素行 (2011): 東日本大震災による福島県アースダム被災状況, 水文水資源学会研究発表会要旨集, **24** (0), pp.70-71.

気候変動に適応した治水対策検討小委員会 (2015): 水災害分野における気候変動適応策のあり方について, 国土交通省ホームページ, (オンライン),

入手先<http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/shaseishin/kasenbunkakai/shouinkai/kikouhendou/pdf/1508_02_tousinhonbun.pdf>.

桐 博英, 久保田富次郎, 登坂宣好, 丹治 肇, 中矢哲郎 (2004): 有限要素法による小水路を考慮した農地氾濫モデル, 応用力学論文集, **7**, pp.423-430.

桐 博英, 丹治 肇, 白谷栄作 (2011): 非構造格子に適用するための準 Lagrange 型氾濫解析モデル, 土木学会論文集 B2, **67**(2), pp.441-445.

国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課 水防企画室, 国土技術政策総合研究所 河川研究部 水害研究室 (2015) (参照 2015.12.18): 洪水浸水想定区域図作成マニュアル (第4版), 国土交通省ホームページ, (オンライン),

入手先<http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/pdf/manual_kouzuishinsui_1507.pdf>

近藤雅裕・越塚誠一: MPS 法における不自然な数値振動の抑制, 日本計算工学会論文集, No.20080015, 2008.

Koshizuka, S. and Oka, Y(1996): Moving-Particle Semi-implicit Method for fragmentation of incompressible fluid, *Numerical Science and Engeneering*, **123**, pp.421-434.

越塚誠一 (2005): 粒子法, 計算力学レクチャーシリーズ, **5**, 丸善出版.

越塚誠一, 柴田和也, 室谷浩平 (2014): 粒子法入門 流体シミュレーションの基礎から並列計算と可視化まで, 丸善出版.

高知新聞 (1997): 弁天池決壊 濁流 8 万トン, 高知新聞 平成 9 年 3 月 24 日朝刊.

Lucy, L.B(1977): A numerical approach to the testing of the fission hypothesis, *The Astronomical Journal*, **82**(12), pp.1013-1024.

牧 隆泰 (1958) : 溜池又は貯水池施設の沿革変遷とその発展, 日本農業水利施設進展の研究, 土木雑誌社, pp. 181-268.

増川 晋, 浅野勇, 田頭秀和, 堀俊和 (1995) : 兵庫県南部地震による農業用水利施設の被害, 農業土木学会誌, **63** (3), pp.1-5.

松田誠祐, 大年邦雄, 松本伸介, 篠 和夫 (1995) : 兵庫県南部地震における淡路島の被害状況, 農業土木学会誌, **63** (11), pp.23-28.

松田 達也 (2014) : 地盤工学における第変形問題に対する粒子法の適用, 地盤工学会誌, **62** (11/12), pp.18-21.

松本純一, 梅津 剛, 川原睦人 (1998) : 陰的有限要素法による浅水長波流れと河床変動解析, 応用力学論文集, **1**, pp.263-272.

毛利栄征, 堀 俊和, 松島健一, 有吉 充 (2006) : 平成 16 年 (2004) 年新潟県中越地震によるため池と集落排水施設の被災, 農業工学研究所技報, **205**, pp.61-76.

毛利栄征, 堀 俊和, 有吉 充, 林田洋一, 谷 茂 (2008a) : 平成 19 年 (2007 年) 能登半島地震によるため池の被害, 農村工学研究時技報, **208**, pp.15-24.

毛利栄征, 谷 茂, 堀 俊和, 有吉 充, 増川 晋, 田頭秀和, 林田洋一 (2008b) : 平成 19 年 (2007 年) 新潟県中越沖地震によるため池の被害, 農村工学研究時技報, **208**, pp.75-88.

毛利栄征・有吉充・林貴史 (2015) : 豪雨時の土砂崩壊とため池の新たな機能, 基礎工 **43**(6), pp.35-38.

森口周二・八嶋厚・沢田和秀 : CIP 法を用いた地盤の大変形解析, 計算工学講演会論文集 **11**, pp.399-402, 2006.

Moriguchi,S., Borja,R.,I., Yashima,A., and Sawada,K.(2009): Estimating the impact force generated by granular flow on a rigid obstruction, *Acta Geotechnica*, **4**, pp. 57-71.

森下一男 (1995) : 溜池灌漑地域における水利統合, 農業土木学会誌, **63** (1), pp.37-42.

守谷正博, 高岡恭三, 山下進 (1968) : 十勝沖地震によるアースダムの被害調査とその考察, 土と基礎, **16** (9), pp.39-45.

内閣府 (2013) : 平成 25 年度版防災白書, 内閣府ホームページ, (オンライン),
入手先<http://www.bousai.go.jp/kaigirep/hakusho/h25/honbun/1b_1s_01_01.htm>.

中田俊也, 八木 剛, 豊田政史, 富所五郎(2005) : 農業用水路を詳細に考慮した氾濫解析, 河川技術論文集, **11**, 175-180.

中川 一, 高橋 保, 里深好文, 川池健司 (2001) : 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, **44** (B-2), pp.207-228.
- 中村喜代次 (1997): 非ニュートン流体力学, コロナ社.
- 中西憲雄, 加藤 敬, 常住直人 (1999): 農業用ダムが発揮する洪水低減機能の解明—大迫ダムの洪水時放流事例とその分析から—, 農業土木学会論文集, **67** (4), pp.103-109.
- 中西憲雄, 加藤 敬, 小林宏康, 中 達雄 (2002): ため池の雨水貯留可能量の評価, 農業土木学会論文集, **70** (1), pp. 101-107.
- 中谷加奈, 里深好文, 水山高久 (2008): 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, **61** (2), pp.41-46.
- 中谷加奈, Sumaryono, 里深好文, 水山高久 (2009): 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, **53**, pp.703-708.
- Neal,J., Schumann,G., Fewtrell,T., Budimir,M., Bates,P. and Mason,D.(2011):Evaluating a new LISFLOOD-EP formulation with data from the summer 2007 floods in Tewkesbury, UK, Journal of Flood risk management, **4**(2), pp.88-95.
- 日本数値流体力学学会有限要素法研究委員会 (1998): 有限要素法による流れのシミュレーション, シュプリンガー・フェアラーク東京.
- 丹羽 諭, 大野亮一, 吉松弘行, 檜山和男(2009): 安定化有限要素法による透過型砂防堰堤内の土石流シミュレーション, 砂防学会誌, **62**(1), 11-22.
- 農林水産省農村振興局防災課 (2013a): ため池ハザードマップ作成の手引き, 農林水産省ホームページ, (オンライン),
入手先<http://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/pdf/tameike_manual_1rev.pdf>.
- 農林水産省農村振興局防災課 (2013b): ため池管理マニュアル, 農林水産省ホームページ, (オンライン),
入手先<http://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/pdf/tameike_kanri_manual_part1.pdf>.
- 農林水産省農村振興局防災課 (2014): ため池の保全管理体制整備の手引き, 農林水産省ホームページ, (オンライン),
入手先<http://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/pdf/tameike_hozen_kanri_tebiki.pdf>.

- 農林水産省（2016a）（参照：2016.12.01）：ため池の災害，農林水産省ホームページ，（オンライン），
入手先<http://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/pdf/tameike_5rev3.pdf>
- 農林水産省（2016b）：ため池一斉点検の結果について（平成28年3月末現在），農林水産省ホームページ，（オンライン），
入手先<<http://www.maff.go.jp/j/press/nousin/bousai/160831.html>>.
- 小田哲也・三輪頭・野村純数・田中丸治哉（2015）：平成26年8月豪雨に伴う兵庫県丹波市の土砂流入ため池被災，*水土の知*，**83**(8)，pp.39-42.
- 小倉 力，根本清一（1989）：小規模被害を含めたため池豪雨災害の実態，*中国農業試験場研究報告*，**4**，pp.1-11.
- 大野亮一，龍見栄臣，中澤 洋（2009）：粒子法を用いたビジュアルな土石流シミュレーション，平成21年度砂防学会研究発表会概要集，**01-28**.
- 岡 太郎（1992）：ガラーキン・反復型有限要素法による洪水氾濫解析，*水工学論文集*，**36**，pp.331-336.
- 小野桂介，風間 聡，川越清樹，横尾善之（2011）：東北地方太平洋沖地震に伴う福島県須賀川市藤沼ダム決壊の概要，*自然災害科学*，**30**（3），pp.359-367.
- Ono,K. Kazama,S., Kawagoe,S., Yokoo,Y. and Gunawardhana,L.(2011): Possible earthen dam failure mechanisms of Fujinuma reservoir due to the Great East Japan Earthquake of 2011, *Hydrological Research Letters*, **5**, pp.69-72.
- 大年邦雄，中西和史，松田誠祐（1997）：高知県安芸市における農業用溜池の決壊災害，*農業土木学会誌*，**65**（6），pp.49-51
- 大塚達也，清水康行，木村一郎，大槻政哉（2009）：MPS法の雪崩への適用に向けての二，三の検討，*水工学論文集*，**53**，pp.1063-1068.
- 大槻順朗，大八木豊，島谷幸宏，朴埼璨（2008）：御笠川流域における貯水施設の治水効果の評価，**52**，pp. 361-366.
- 大八木豊，島谷幸宏，杉本知佳子，加藤憲介，朴埼璨（2005）：御笠川流域におけるため池の治水効果，*河川技術論文集*，**11**，pp. 261-266.
- 大八木豊，大槻順朗，杉本知佳子，島谷幸宏，江崎哲郎，朴埼璨（2006）：御笠川流域における土地利用の変遷に伴う洪水流量の変化に関する研究，**51**，pp. 391-396.

- 大八木豊, 島谷幸宏, 杉本知佳子, 加藤憲介, 朴埼璨 (2006): ため池を用いた御笠川流域の治水強化策, 水工学論文集, **50**, pp. 325-330.
- 大藪政志, 椿 涼太, 藤田一郎, 川谷 健 (2006): 2004年10月出石川氾濫を対象とした現地調査に基づく高解像度氾濫解析, 水工学論文集, **50**, pp.685-690.
- Rickenmann,D., Laigle,D., McArdell,B.W. and Hubl,J.(2006):Comparison of 2D debris-flow simulation models with field events, Computational Geosciences, **10**, pp.241-264.
- 齊藤清嗣 (2012): 亀岡市・1951年平和池災害に学ぶ, 地理, **57** (7), pp.92-97.
- 桜庭雅明, 檜山和男, 菅野 諭 (2000): 移動境界を考慮した Space-Time 有限要素法による浅水長波流れ解析, 応用力学論文集, **3**, pp.252-262.
- 佐々木聡, 鈴木浩之, 北田裕道 (2013): ため池の防災・減災の施策について, 農業農村工学会誌, **81** (8), 631-634.
- 里深好文, 水山高久 (2005): 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, **58** (1), pp.14-19.
- Seed, H.B. (1979): Consideration in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams, Geotechnique, **29**(3), pp.215-263.
- 関島健志 (1995): 農地・農業用施設の被災および対応, 農業土木学会誌, **63** (11), pp.16-18.
- Shieh,C.L, Jan,C.D. and Tsai,Y.F(2006): A numerical simulation of debris flow and its application, *Natural Hazards*,**13**, pp.39-54.
- 重枝未玲, 秋山壽一郎 (2003): 数値シミュレーションに基づく堤防に沿った樹林帯の治水機能の検討, 土木学会論文集, **740** (II-64), pp.19-30.
- 重枝未玲, 秋山壽一郎, 浦 勝, 小林俊彦 (2002): 洪水氾濫流と構造物にはたらく流体力の数値シミュレーション, 水工学論文集, **46**, pp.833-838.
- 重枝未玲, 秋山壽一郎, 浦 勝, 有田由高 (2001): 非構造格子を用いた有限体積法に基づく平面二次元洪水流数値モデル, 水工学論文集, **45**, pp.895-900.
- 清水康行 (2008) (参照 2015.10.1): 河川多次元流れ数値計算用ソフト Nays, (オンライン), 入手先 <http://ws3-er.eng.hokudai.ac.jp/yasu/hendou/Nays/index_j.htm>
- 清水康行, 鈴木英一, 川村里美, 井上卓也, 岩崎理樹, 濱木道大 (2012) (参照 2014.6.1): Nays2D Flood Solver Manual, iRIC プロジェクトホームページ, (オンライン), 入手先 <<http://i-ric.org/ja/download/get/jkWiy8>>
- 篠 和夫, 藤井弘章, 内田一徳, 島田清, 清水英良, 田中 勉, 西村伸一 (1995): 阪神・

- 淡路大震災による水利施設の被害，農業土木学会誌，**63**（11），pp.39-44.
- 正田大輔，吉迫 宏，井上敬資，堀 俊和（2015）：決壊ため池における豪雨を考慮した氾濫解析手法の検討，農業農村工学会誌，**83**（4），291-294.
- 正田大輔，川本 治，鈴木尚登，吉迫 宏，井上敬資，小嶋 創（2014）：平成 25 年度豪雨による決壊ため池の氾濫解析検証，農村工学研究所技報，**215**，91-101.
- 正田大輔・吉迫宏・紺野道昭・井上敬資・鈴木尚登（2016）：平成 26 年 8 月豪雨被災ため池での流入土砂の実態，農工研技報，**218**，65-76.
- 末次忠司・栗城 稔（1998）：改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究，土木学会論文集，**593**（Ⅱ-43），pp.41-50.
- Suzuki,H. and Kohgo,Y.,（2015）：Relationships between seismic intensities and damages to earth dams for irrigation during the 2011 Offshore Pacific Coast Tohoku Earthquake, *Paddy and Water Environment*, **13**(3), pp.255-267.
- 高木 亨，中村洋介（2013）：2013 年淡路島地震（M6.3）による淡路島中央部のため池被害の状況について，福島大学地域創造，**25**（1），pp.116-120.
- 高橋 保，中川 一（1991）：豪雨時に発生する石礫型土石流の予測，新砂防，**44**（3），pp.12-19.
- 高橋 保，中川 一，西崎丈能（1986）：堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究，京都大学防災研究所年報，**29**（B-2），pp.431-450.
- 高梨和光，清川哲志（1984）：浅海長波方程式の有限要素法解析における問題点とその解決法，海岸工学講演会論文集，**31**，118-122.
- 高瀬国雄，天野 允，山下進（1968）：地震によるアースダムの被害，土と基礎，**14**（10），pp.3-9.
- 竹林 洋史（2015）：2014 年 8 月福知山水害調査，兵庫・京都・岐阜水害・土砂災害調査最終報告書，土木学会水工学委員会，pp. 16-18.
- 竹林洋史，江頭進治，藤田正治（2014）：2013 年 10 月に伊豆大島で発生した泥流の平面二次元解析，河川技術論文集，**20**，pp.391-396.
- 武田 誠，松尾直規，山中威士，森田 豊（2005）：総合的な氾濫解析システムの構築に関する研究，水工学論文集，**49**，pp.613-618.
- 田中甫幸，清水康行，木村一郎，岩崎理樹（2011）：札幌市における河道改修と氾濫形態の変化，土木学会論文集 B1（水工学），**67**(4)，I_895- I_900.
- 田中忠次，龍岡文夫，毛利栄征（2013）：東北地方太平洋沖地震による藤沼湖の決壊原因調

- 査について, *ダム工学*, **23** (2), pp.99-114.
- 谷 茂, 長谷川高士 (1987): 日本海中部地震を中心としたため池の地震被害, *農業土木学会誌*, **55** (10), pp.17-25.
- 谷 茂, 堀俊和 (1998): 日本におけるため池を含めた農業用フィルダムの地震災害に関する研究, *農業工学研究所報告*, **37**, pp.51-90.
- 谷 茂, 井上敬資 (2009): 氾濫解析を用いたため池決壊に伴う下流域の被害算定法, *農村工学研究所技報*, **210**, 137-144.
- 谷 茂 (2006): 農地・農業用施設被害の概要について, *農業工学研究所技報*, **205**, pp.1-4.
- 谷 茂 (2010): ため池整備計画, *農号農村工学ハンドブック 本編*, 農業農村工学会, pp.256-261.
- 富所五郎, 谷川勝彦, 松本明人 (2002): 標高を解とした解適合格子を用いた有限要素氾濫解析, *水工学論文集*, **46**, pp.361-366.
- 登坂宣好, 矢川元基 (1995): 計算力学[IV]—自由・移動境界問題の近似解析—, 養賢堂.
- 登坂博行, 栗原宏明, 木村慎吾 (2008): 土砂災害における固液混相流動の粒子法によるモデル化の研究, *土砂災害に関するシンポジウム論文集*, **4**.
- 豊田衛・山田恭央・松島亘志 (2008): 粘土の流動に関する数値解析的検討, 第 43 回地盤工学研究発表会要旨, pp.797-798.
- 椿 東一郎, 荒木正夫 (1961): *水理学演習 上巻*, 森北出版, pp.216-225.
- 椿東一郎, 橋本晴行, 末次忠次 (1982): 土石流における粒子間応力と流動特性, *土木学会論文報告集*, **317**, pp.79-91.
- 塚本良則, 小橋澄治 (1991): *新砂防工学*, 朝倉書店.
- 内田和子 (2003): *日本のため池 防災と環境保全*, 海青社.
- 内田和子 (2008): *ため池—その多面的機能と活用—*, 農林統計協会.
- 内田一徳 (2005): 4. 淡路島におけるため池関連の土砂災害, 特集記事 平成 16 年豪雨による土砂災害, 今村文彦, 清野純史, 橋本晴行, 牧 紀男, *自然災害科学*, **24** (2), 149-155.
- 内田龍彦, 河原能久 (2006): 二次元浅水流の保存型 CIP 陽解法の開発とその検証, *応用力学論文集*, **9**, pp.917-924.
- 梅津 剛, 河原睦人 (1995): 有限要素法による河川洪水流れにおける移動境界問題の解析, *計算力学 [IV] —自由・移動境界問題の近似解析—*, 養賢堂, pp.175-200.
- 和田孝志, 里深好文, 水山高久 (2008): 土石流計算における 1 次元・2 次元シミュレーション

- ョンモデルの結合, 砂防学会誌, **61** (2), pp.36-40.
- 若林徳朗(2005):台風23号による淡路島のため池被害について, 農号土木学会誌, **73**(8), pp.7-10.
- Worni,R., Stoffel,M., Huggel,C., Volz,C., Casteller,A., Luckman,B.(2012):Analysis and dynamic modeling of a moraine failure and glacier lake outburst flood at Ventisquero Negro,Patagonian Andes, *Journal of Hydrology*, **444-445**,pp.134-145.
- Yabe, T. and Ishikawa, T. (1990) : A numerical cubic- interpolated pseudoparticle(CIP) method without time splitting technique for hyperbolic equations, *Journal of the Physical Society of Japan*, **59**(7), 2301-2304.
- 山本晴彦, 早川誠而, 岩谷 潔 (1998) : 山口県むつみ村の1997年7月豪雨特性と溜池の決壊災害, 農業土木学会誌, **66** (2), pp.55-61.
- 吉松弘行, 丹羽 諭, 檜山和男 (2008) : CIVA-安定化有限要素法による地すべりダム of 土石氾濫解析, 地すべり学会誌, **45** (1), pp.35-44.
- 吉迫 宏, 小山 潤, 小川茂男, 島 武男, 中西憲雄, 大西亮一 (2007) : ため池群の持つ洪水軽減効果シミュレータの開発—広島県椋梨川流域への適用—, 農村工学研究所技報, **206**, pp.209-217.
- 吉迫 宏, 小山 潤, 小川茂男, 福本昌人 (2013) : 広島県椋梨川流域における谷池型ため池群の洪水緩和効果, 農業農村工学論文集, **81** (3), pp. 1-10.
- 吉迫 宏, 小川茂男 (2009) : ため池における利水容量の転用による洪水調節容量の創出—東広島市六道池における検討—, システム農学, **25** (1), pp. 63-70.
- Yu,D. and Lane,S.N(2006):Urban fluvial flood modelling using a two-dimensional diffusion-wave treatment,part1:mesh resolution effects, *Hydrological processes*, **20**, pp.1541-1565.
- Zhang,X., Oishi,S., Ishidaira,H. and Takeuchi,K.(2003):Practical aspects in the simulation of flood inundation Using 2D shallow water equations on a complex land-cover, *Journal of Japan Society of Hydrology and Water Resources*, **16**(5), pp.501-517.

謝辞

本研究の遂行にあたっては、多くの方々からご指導・ご鞭撻ならびにご協力を賜りました。これらの励ましや支えなくして、筆者がこのような形で学位論文を取りまとめることは到底できませんでした。

東京農工大学大学院農学研究院教授 向後雄二博士には、大変ご多忙な中、研究計画の段階から論文の構成・取りまとめに至るまでの間、懇切なご指導とご助言、励ましをいただきました。また、東京農工大学大学院農学研究院准教授 斎藤広隆博士、茨城大学農学部地域環境科学科教授 中石克也博士、東京農工大学大学院農学研究院准教授 加藤亮博士、宇都宮大学農学部農業環境工学科教授 松井宏之博士には、本論文の取りまとめに際して大変丁寧なご指導を頂きました。

福島県ならびに須賀川市、本宮市の関係各位からは、本研究にとって不可欠な決壊ため池に関する情報や、大変貴重な資料を多くご提供いただきました。特に、福島県農林水産部農村整備課長 小島重紀様（現同県相双農林事務所長）、同課水利防災担当主任主査 鈴木秀一郎様（現同県県中農林事務所農村整備課長）、同課施設管理担当主任主査 馬場岳志様（現同県相双農林事務所農村整備部副部長兼大柿ダム管理事務所長）には、震災後の大変ご多忙な状況にもかかわらず、決壊ため池の現地調査にあたって、多大なご協力を頂きました。

本研究の一部は、国立研究開発法人農業食品産業技術総合研究機構農村工学研究部門において実施したものであり、研究を遂行するにあたって関係各位には大変お世話になりました。特に、企画管理部災害対策調整室長 鈴木尚登博士には、

被災ため池地元自治体との調整にご尽力いただいたのみならず、当時、一修士課程の学生に過ぎなかった筆者に、研究補助員としてため池防災・減災研究に携わる機会を与えて下さいました。さらに、いつも熱い激励の言葉を賜りました。また、同室 安中誠司上級研究員にはため池防災技術の社会実装に関してご教授いただきました。

施設工学研究領域前領域長 毛利栄征博士（現茨城大学農学部教授）には、ため池堤体材料や自然災害時の被災形態に関してご教授いただきました。現領域長 増川晋博士には、同領域研究補助員としての筆者の研究活動を温かく見守って頂きました。また、本研究着想の原点である「ため池データベースハザードマップシステム 簡易氾濫解析」は、同研究領域広域防災担当（現地域防災ユニット）の研究成果であり、同担当前統括 川本治博士（現日本大学生物資源科学部教授）ならびに現ユニット長 吉迫宏博士、主任研究員 井上敬資博士には、同システムに関して情報提供をいただき、また、研究の遂行に多大なご協力を頂きました。また、同ユニット主任研究員 正田大輔博士には、第 8 章における模型実験の実施に際して多くのご助力を賜っただけでなく、豪雨による決壊ため池の被災状況調査に同行する機会を与えて頂いたことをはじめ大変お世話になり、共同研究者としての立場を越えて大変重要なご助言を多く頂きました。

本研究は、筆者が東京農工大学大学院農学府農業環境工学専攻に在籍していた当時に産声を上げました。筆者の学部・修士課程在籍時の指導教員である東京農工大学名誉教授 島田清博士には、文献の読み方から、研究へ取り組む姿勢について懇切丁寧にご指導いただきました。また、東京農工大学を退官された後も、研究の進捗等について大変ご心配をお掛け致しました。感謝の言葉もございません。

また、修士課程在籍時の副指導教員である東京農工大学大学院農学研究院准教授 中島正裕博士はじめ、農業環境工学専攻の先生方からは、講義や研究生活を通して多くのことを学ばせて頂きました。さらに、筆者が所属した施設構造工学研究室・環境地盤研究室および、合同ゼミ等でお世話になった地水環境工学研究室、農村地域計画学研究室、水利システム工学研究室の先輩・同輩・後輩に感謝いたします。このうち特に、博士課程に同期入学した佐藤友孝さん、栗原良樹さん、関口覧人さんの存在は、本研究を進めていく上で大きな支えとなりました。また、地水環境工学研究室の笹倉萌子さんには第 8 章の模型実験を手伝っていただきました。

本研究は、上記の方々をはじめとする皆様から多くのご助力を賜りましたお陰で、辛くも形になったものです。お世話になった全ての方々に対して、深く感謝の意を表します。最後に、長きにわたって筆者を心身ともに支えて頂いた家族に、心から感謝いたします。