

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	越流・洗掘現象に対する鋼矢板二重壁を用いた河川堤防の強化構造に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	持田祐輔
Author(English)	yusuke mochida
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京科学大学, 報告番号:甲第339号, 授与年月日:2025年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:高橋 章浩,澤田 茉伊,千々和 伸浩,丸山 泰蔵,田村 修次
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Institute of Science Tokyo, Report number:甲第339号, Conferred date:2025/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

学位論文

越流・洗掘現象に対する
鋼矢板二重壁を用いた河川堤防の
強化構造に関する研究

令和7年 3月

持田 祐輔

目次

1.	序論	1
1.1	本研究の背景と目的	1
1.2	河川堤防の被害状況	2
1.3	河川堤防補強の現状	7
1.4	本研究の構成	8
2.	河川堤防の越水・洗掘現象および補強技術に関する既往研究	10
2.1	越水・洗掘による河川堤防の破堤現象に関する既往研究	10
2.1.1	越流水が破堤挙動に与える影響について	10
2.1.2	堤体の状態が破堤挙動に与える影響について	18
2.1.3	鉛直堤の背面における洗掘に関する研究	29
2.2	越水対策構造に関する既往研究	30
2.2.1	鋼矢板二重壁の安定性に関する研究	30
2.2.2	鋼矢板で補強された堤防の増水時挙動に関する研究	32
2.2.3	鋼矢板で補強された堤防の越水時挙動に関する既往研究	33
2.3	越水対する河川堤防の評価技術に関する既往知見	35
2.3.1	越流水と浸透水に関する既往知見	35
2.3.2	侵食と洗掘に関する既往知見	36
2.4	まとめ	37
3.	鋼矢板二重壁により補強された一部自立型河川堤防の越水時挙動	39
3.1	はじめに	39
3.2	実験手法	39
3.2.1	実験装置	39
3.2.2	プロトタイプとそのモデル化	40
3.2.3	実験条件	41
3.3	一部自立型河川堤防の越水時抵抗機構と破堤プロセス	47
3.3.1	給水条件	47
3.3.2	実験結果①：無対策条件および一部自立型堤防における変状プロセス	48
3.3.3	鋼矢板仕様が鋼矢板二重壁の越水時安定性に与える影響	52
3.3.4	地盤条件が鋼矢板二重壁の越水時安定性に与える影響	63
3.3.5	小括	66
3.4	増水～越水時における構造形式毎の抵抗機構調査	69
3.4.1	給水条件	69
3.4.2	実験結果 鋼矢板二重壁と仮締切構造の比較	69
3.4.3	実験結果 1列鋼矢板構造	76
3.4.4	小括	82

3.5	まとめ	82
4.	鋼矢板二重壁により補強された一部自立型河川堤防の限界状態	84
4.1	はじめに	84
4.2	実験概要	84
4.2.1	実験条件のモデル化	84
4.2.2	実験ケース	88
4.3	限界状態に関する考察	89
4.3.1	堤高の変化	89
4.3.2	限界状態の提案	93
4.4	変状連鎖図の提案	96
5.	鋼矢板二重壁により補強された一部自立型河川堤防の性能照査手法の提案	100
5.1	はじめに	100
5.2	洗掘深さ推定式の提案	102
5.2.1	既往実験結果に基づく洗掘深さの推定	102
5.2.2	洗掘推定式の実規模堤防の現象への適用性検討	106
5.3	越水時の鋼矢板二重壁をモデル化した梁ばねモデルの提案	107
5.4	越水時の鋼矢板二重壁をモデル化した FEM モデルの検証	112
5.5	まとめ	117
6.	結論および今後の課題	123
6.1	結論	123
6.2	今後の課題	124
A-1	確認手法	125
A-2	実験結果	126
A-3	小括	128

1. 序論

1.1 本研究の背景と目的

洪水被害の防止・軽減を目的に、河道の掘削や堤防の拡幅、洪水調節施設の整備等の河川整備が進められており、洪水被害は以前と比べると大幅に減少している。一方、近年の降雨の激甚化・集中化により治水施設の能力を大きく超える洪水も多発している。図 1.1 は 1974 年以降に時間当たり 50mm の降水量を越える集中豪雨の発生回数の経年変化を示しており、2000 年以降は毎年 200 回以上も集中豪雨が生じていることが分かる。このような集中豪雨の発生回数の増加が引き金となり、河川堤防の被害も頻発・甚大化している。図 1.2 に堤防破堤発生数の経年変化を示す²⁾。堤防破堤した河川数・地点数は経年的に上昇しており、特に関東・東北豪雨、西日本豪雨、台風 19 号が発生した 2015 年、2018 年、2019 年は被害が大きい。

このような洪水に対しても浸水による被害を可能な限り減らすため、国土交通省からは河川堤防を強化する方策の検討が必要との方針が出ている³⁾。令和元年台風第 19 号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会では、越水に対して「粘り強い河川堤防」を実現するための強化対策として、堤防被覆型、断面拡幅型、一部自立型の 3 つの形式が示されている。一部自立型は、堤体内部にコアとなる構造体を構築することで、越水により法面等が流出したとしても、堤高を保つことで堤防を決壊させない(決壊までの時間を遅延させる)ことを意図するものである。構造体の堤体内構築は、原則土で構築するというわが国の河川堤防整備方針から外れるものであるため、その適用にあたっては、科学的根拠に基づいて実施したいという要請がある。

そこで本研究では、鋼材を活用した河川堤防の越流破堤対策のソリューションとして、鋼矢板による河川堤防補強工に着目した。一部自立型はこれまでわが国の河川堤防において存在しなかった形式であるが、例えば鋼矢板二重壁によって構造体を構築するものについては、類似構造物である海岸堤防(図 1.4)・ため池堤等において適用実績がある。また、鋼矢板二重壁は堤防構築・改築時の仮締切として多くの実績があることから、少なくとも越水が発生しない高水に対する構造体自体の安定性に大きな問題は想定されない。一方、越水時の構造体を含めた堤防としての破壊メカニズムや限界状態、想定すべき設計状態は不明確であり、加えて、性能照査や設計に利用可能な解析手法も定まっていない状況である。また、構造体の安定性を低下させる要因として、後述する通り越水による川裏側地盤の洗掘現象が考えられる。これに対し新設の堤防構造の場合、洗掘が生じないように水叩きを設置する構造⁴⁾も提案されている。但し、これら構造は既設堤防の補強への適用には既存のり部を開削する必要が生じるため施工負荷が高い点や排土処理の問題が生じると考えられる。

そこで、本研究では既設の河川堤防への一部自立型の適用を念頭に、越水時の構造体を含めた堤防としての破壊メカニズムや限界状態、想定すべき設計状態を明らかにし、性能照査や設計に利用可能な解析手法を提案することを目的とする。

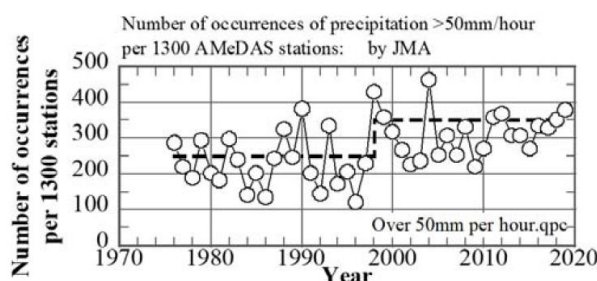


図 1.1 50mm/hr 以上の集中豪雨発生回数の経年変化¹⁾

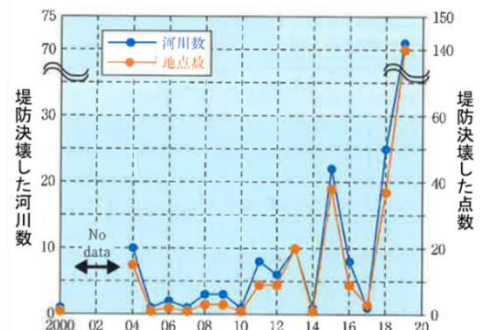


図 1.2 堤防決壊(破堤)発生数の経年変化²⁾

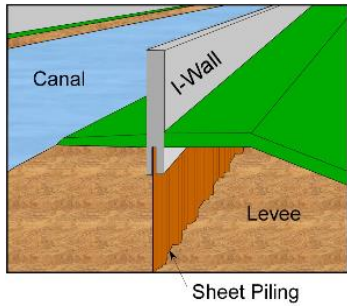


図 1.3 I-wall の基本構造イメージ⁵⁾



図 1.4 鋼矢板による海岸堤防改良工事⁶⁾

1.2 河川堤防の被害状況

河川堤防破堤の要因は図 1.5 に示すように大きく 4 つに分類される⁷⁾。このうち、河川堤防の設計の中では、パイピング、浸透、侵食の 3 パターンに対しての安全性の照査及び対策工法が確立されている⁷⁾。一方、越水に対しては、河川堤防は経験則として設定された計画高水位以下の流水の作用に対して安全なものとして設計されており、越水自体発生しないことを前提としているため対策工法が十分に確立されていない⁸⁾。

一方上述の通り、近年は集中豪雨の増加により計画高水位以上の河川水位上昇が発生し、越水破堤が頻発している。破堤要因別でみたとき、例えば令和元年台風 19 号では、図 1.6 に示すように越水による破堤が大半を占めている⁹⁾。このような河川堤防に対する豪雨災害の現状を受け、国土交通省は越流対策の確立に本格的に取り組み始めた。その基本方針としては、計画高水位以上の想定外の河川水位上昇を前提とし、越流自体は許容したうえで堤防自体の決壊を止める、もしくは遅らせるといったいわゆる「粘り強い堤防」によって、越流対策を行うこととしている⁷⁾。

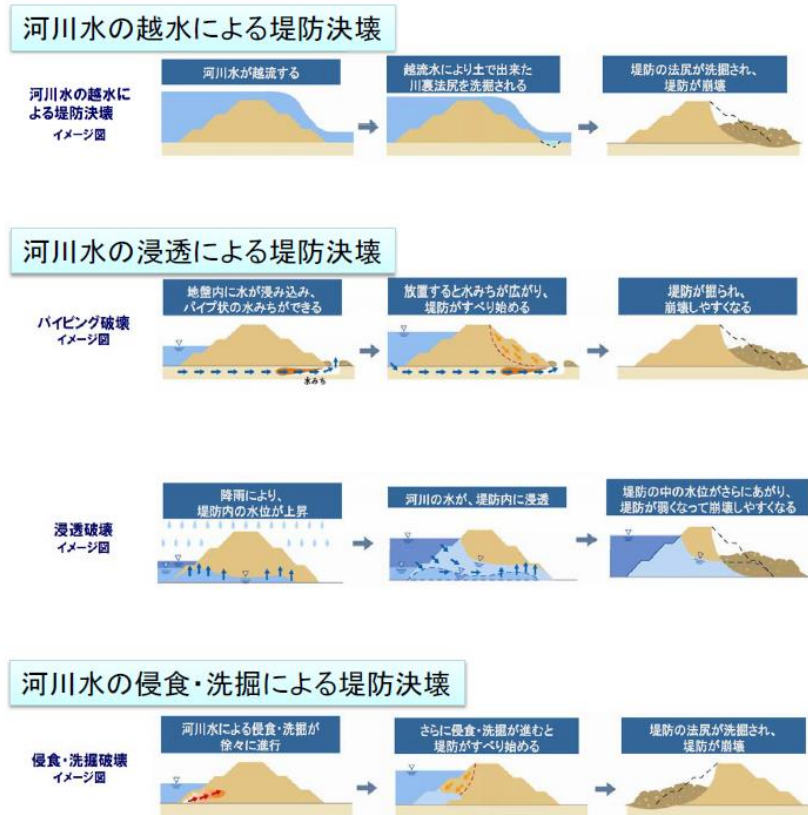


図 1.5 河川堤防の決壊（破堤）要因の概要⁷⁾

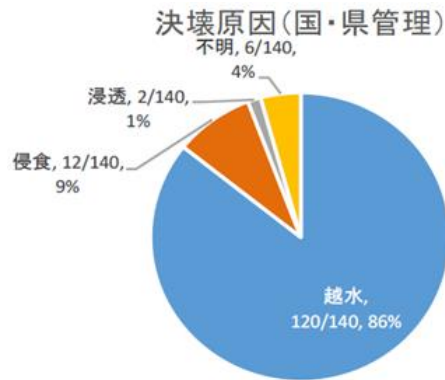


図 1.6 台風 19 号による洪水時の国・県管理河川の決壊（破堤）要因¹⁰⁾

我が国の年平均降水量は 1718mm と、世界平均 880mm の約 2 倍に相当する、世界でも多雨地帯であり、洪水を受けやすい国土である¹¹⁾。また、山間部が多いため河川下流域の平野部に人口や資産が集中している。そのため、河川堤防は河川の氾濫を防ぎ、住民の生命や資産を守ることが最大の使命であり、治水システムにおける最後の砦である。河川堤防の概略図を図 1.7 に示す¹⁴⁾。河川管理施設等構造令第 19 条によると、『堤防は、盛土により築造するものとする』と記されており、これは「土堤原則」と称されている。この「土堤原則」は、①材料が入手しやすく低価格であること②堤防が長い歴史の中で順次拡築されてできた構造物であり盛土により築造し続けることが合理的であること③地盤沈下に応じて堤防全体が変形するため脆性的な破壊が生じない、ということに由来している¹²⁾¹³⁾。また、堤防設計時には被災経験と実績をもとに計画高水位を設定し、断面形状の基準を設定する。計画高水位は当該河川において予想される最も高い水位であるため、河川水が堤防を溢水することはないと考えている。これらの原則に基づいて、河川堤防は今日まで、時代や場所、堤防横断方向・縦断方向によって異なる様々な土を用いて、かさ上げ・拡幅を繰り返して河川堤防は作り上げられてきた。この手法について河川堤防設計指針¹⁵⁾では、『このような形状規定方式による堤防の設計は、簡便で極めて効率的であり、長年の経験を踏まえたものであることから、堤防整備の基本として十分な役割を果たしてきたことは間違いのないところである』と記されており、その妥当性は一般に認められてきた。

しかしながら、近年では河川堤防の越水破堤による大規模な洪水も頻発しており、それらの多くは流れる水に対して侵食されるという土の性質（弱点）に起因しており、堤防の洪水に対する耐久性向上が求められている。

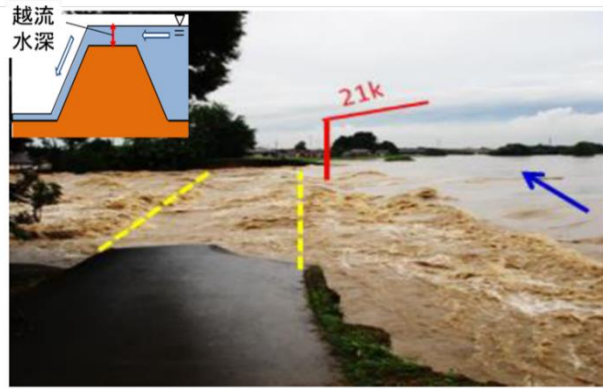


図 1.9 破堤区間上流側からの写真¹⁶⁾



図 1.10 堤防背後の洗堀の状況¹⁶⁾

(2) 令和元年台風 19 号による信濃川水系千曲川で発生した堤防破堤

令和元年（2019 年）の台風 19 号の影響で 10 月 12 日より関東甲信地方を中心に記録的な大雨となり、15 時 30 分に大雨の特別警報が長野県を含む 7 都県に発表された。台風 19 号本体が上陸する前から雨雲が断続的に生じて、広範囲で強い雨が降り続け、各地で観測記録を塗り替える大雨となった。上田市、佐久市など千曲川上流域で 3 日間だけで 300mm を超える雨量を記録した。この大雨によって、千曲川左岸 58k 付近での約 70m にわたる堤防の破堤、千曲川左岸 104k 付近の延長約 300m にわたる堤防の欠損に起因する千曲川橋梁（上田電鉄）左岸側橋台の被災を始めとし、県管理河川でも堤防破堤が発生し、甚大な浸水被害が発生した。また、流域では河川堤防だけでなく、路肩崩落、法面崩落、道路崩落などの地盤災害も生じた¹⁷⁾。被害状況の写真を図 1.11 から図 1.13 に示す。越流水深はほとんどの範囲で約 40cm、最大で約 80cm で、越流時間は 2 時間以上（それ以上の経過時間は記録できていない）と報告されている。越流水深が 80cm の地域では、越流したのも破堤はしなかった地域もあり、このような被害が軽微であった理由について考察することは、今後の対策工を考える上で重要である。



図 1.11 千曲川左岸58k 付近の航空写真¹⁷⁾



図 1.12 破堤部下流側¹⁷⁾



図 1.13 堤防背の洗堀の状況¹⁷⁾

河川堤防の越水による破堤について、越流水深と越水時間には図 1.14 のような関係がある¹⁸⁾。図 1.14 は建設省土木研究所が 1984 年に作成した資料に、国土交通省が千曲川の氾濫後に加筆したものである。図中の破線は、越流水深 60cm、越水時間 3 時間 の点を通り、総越流量が一定となる様に引いた線である。破堤しなかった 98 事例の内、75%弱にあたる 73 点がこの線より下にプロットされている。このことから、越流水深 60cm で 3 時間持ちこたえることが耐越水堤防の一つの目安になることが分かった。

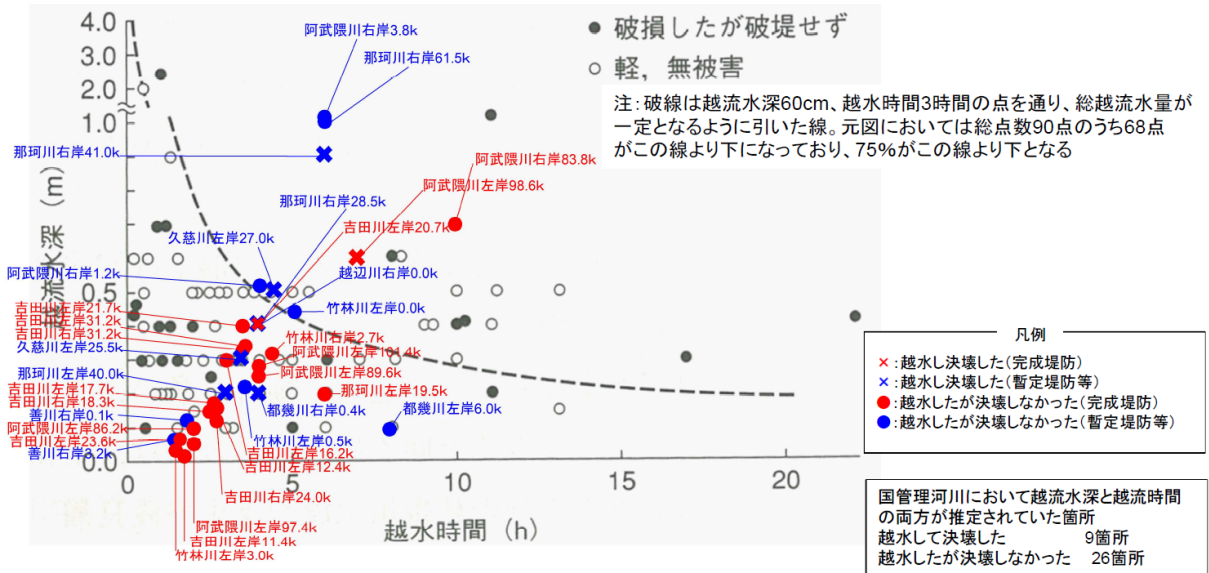


図 1.14 越水時間と越流水深の関係 (図中の数字は実際のスケール)¹⁸⁾

1.3 河川堤防補強の現状

河川堤防は上述してきた通り、河川水位は堤防高さを越えない前提で設計されており、かつ堤体材料には土を用いる原則があるため、洪水対策において土以外の素材を用いるような堤防補強は現状では基本的に行われていない。そのため、洪水対策の事例としては下記の様に河道の流下能力の向上を図ったものが多い¹⁹⁾²⁰⁾。

- 河道掘削：掘削による河川の流下断面を拡幅し、河道の流下能力を向上
- 引堤：堤内地側に堤防を新築して、川幅を拡幅し、河道の流下能力を向上
- 河道内の樹木の伐採：河道内の樹木群の伐採によって、河川の流下断面を確保し、流下能力を向上
- 遊水地：河道に沿った地域に洪水流の一部を貯留することで、下流のピーク流量を低減
- 霞堤：堤防に開口部を設けて、堤外地の雨水を排水して内水被害を抑制。また、洪水流の一部を堤外地へ貯留する役割を果たす。

また、堤防強化に関して堤防補強は基本的に行われていないと述べたが、堤防断面拡幅を目的とした、「スーパー堤防（高規格堤防）」や川面・天端・川裏の各法面にアスファルト舗装などを施工した「アーマーレビー（フロンティア堤防）」が一部実施工されている。スーパー堤防とアーマーレビーの実施工後の写真を図 1.15 と図 1.8 に示す²¹⁾²²⁾。スーパー堤防は東京低地帯で 16.7km が、アーマーレビーは那珂川水系で 9.0km、石狩川水系で 4.6km の施工実績がある²³⁾。



図 1.15 スーパー堤防完成部
(隅田川白鬚西地区)²¹⁾



図 1.16 アーマーレビー完成部分
(馬洗川左岸 (OK800))²²⁾

国土交通省近畿地方整備局淀川河川事務所は 2008 年に土木学会へ、淀川水系の様な長大な堤防に対して耐越水化整備を行う実現性に関する技術的な見解の取りまとめの依頼を行った。それを受けて土木学会は「耐越水堤防整備の技術的な実現性検討委員会」を設置し、見解の取りまとめを行った²⁴⁾。報告書内では越水対策工法を、

- ① 越水による天端や法面侵食を防ぐ堤防被覆型
- ② 越水により侵食される裏法側を緩傾斜化する断面拡幅型
- ③ 越水しても堤防全体の破壊に至ることのない一部自立型

以上 3 種類に分類している。報告書内では耐越水堤防に関して、治水対策として越水を許容することは下流側などの他の箇所に負担を強いることに繋がる、といった後ろ向きの記述がなされている。その一方で、越水に対する堤防強化の工学的な議論は緒に就いたばかりで、技術研究を行うことの重要性についても言及されている。

地盤工学会は 2019 年 5 月に「平成 30 年 7 月豪雨を踏まえた豪雨地盤災害に対する地盤工学の課題 - 地盤工学からの提言 - 」をとりまとめた²⁵⁾。河川堤防に関しては、平成 30 年 7 月豪雨のみならず過去 10 年間の被害を考慮して提言が策定されており、提言の一つに「堤防の侵食破壊の理解および対策の地盤工学的研究・技術開発の推進 (提言 3.5)」がある。提言内では、近年の豪雨災害における堤防の侵食被害について、地盤工学的な理解とその対策の検討は喫緊の課題と述べられている。

土木学会は2019年に台風第19号の災害総合調査団を立ち上げた。調査団は「台風第10号災害を踏まえた今後の防災・減災に関する提言」をとりまとめた²⁶⁾。調査団は、越流した場合であっても破堤しにくいことを意味する、堤防の粘り強さという視点に重きを置かれて調査を行っている。提言の中では、洪水の年超過確率が1/30~1/50と、河川整備基本方針で定められた1/100~1/200に比べて大幅に低い水準に留まっていることを指摘している。そして、気候変動による災害多発時代を見据え将来の日本の活力を高めつつ、災害に対する強靱性の高い国土を再構築かつ効率的な国土強靱化策を講じる必要があると述べている。

また、国土交通省は、河川堤防の強化を実施するために必要な技術的検討を行うことを目的に「令和元年台風第19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会」を設置し、令和2年2月から6月にかけて全3回の検討会が行われた。検討会では、コンクリート系、鉄鋼系、建設系といった各種業界団体からヒアリングを行うなど、これまでにない堤防補強方法について検討が行われた。8月には、「令和元年台風第19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会報告書」¹⁰⁾が発表された。報告書内では、以下の事項が報告・提言された(抜粋、一部修正)。

- 河川堤防は多くが土で造られ、大洪水を経験すると嵩上げ・拡幅等の強化を図ってきた長大構造物であるが、基礎地盤等が複雑で強度に不確実性を有していることから、被災経験と実績をもとに断面形状の基準を設定することで、計画高水位以下での流水の作用に対して安全な構造としてきた。
- 台風第19号の堤防決壊の主要因は、国管理河川の決壊14箇所すべてが「越水」と推定され、県管理河川も含めると142箇所のうち122箇所が「越水」と推定された。一方、国管理河川で越水した72箇所のうち58箇所、県管理河川で越水した236箇所のうち128箇所は決壊しなかった。
- 現時点では、越水に対する堤防強化技術にはその効果に幅や不確実性が存在するが、将来的には一定の越水外力を受けた際、それに耐える確率などにより目指すべき性能を設定し、それに対し一定の設計が可能な工法となるよう技術開発を進める必要がある。そのためには、越水した場合であっても「粘り強い河川堤防」に必要となる性能をより具体化するとともに、その評価方法についても検討していくことが、より質の高い技術開発につながるものと考えられる。課題の解決に向け本技術検討会での議論の継続、関係業界団体等との意見交換の継続、対策実施箇所のフォローアップの実施など技術的検討の継続が必要。関係業界団体、大学の研究者や学会等との連携を図るとともに、共同で研究・開発を行う体制の構築等が必要。

国会審議においても堤防補強に関する話題が取り上げられている。令和2年3月4日の参議院予算委員会では自民党中西哲議員(自民党高知県連幹事長)が土堤原則や、鋼矢板やコンクリートによる河川堤防強化について質疑を行っている²⁷⁾。それに対して、内閣官房国土強靱化推進室次長の五道仁実氏は、場所ごとの必要性に応じて様々な工法や適切な材料を活用し、堤防の強化を図ると述べている。令和2年3月26日の予算委員会では共産党の武田良介議員(党長野県常任委員)が堤防調査委員会について質疑を行っており²⁸⁾、令和2年7月30日の国土交通委員会では上田清司議員(前埼玉県知事)が治水に関して言及した際に、五道仁実氏が「堤防をしっかり強化をして、越水しても破堤しないように、なるべく破堤しないような粘り強い堤防というのを造っていききたい」と述べるなど²⁹⁾、国会内でも河川堤防補強に関して関心が高いことがうかがえる。

1.4 本研究の構成

第1章では、本研究の背景と目的、河川堤防の被害状況や現状について述べたうえで本論文の構成を示した。第2章では、河川堤防の越水・洗掘現象および補強技術に関する既往の研究について、破堤にかかわる現象論、対策構造、評価技術について整理し、鋼矢板二重壁を用いた「粘り強い河川堤防」を確立する上での課題を明確にした。第3章では、鋼矢板二重壁により補強された河川堤防の越水・洗掘に対する抵抗メカニズムについて明らかにすることを目的とした模型実験の結果について述べた。また、本研究を進めるにあたり導入した実験設備についての説明も加えた。さらに、地盤条件や補強構造の形式が異なる場合についての知見についてもまとめた。第4章では、鋼矢板二重壁の仕様として根入れ長さや鋼矢板の剛性を变化させた条件による模型実験から、本構造の限界状態について整理・提案した。第5章では、本構造の耐越水性能を照査するための簡易的な計算手法を提案した。その中で、構造の不安定化を引き起こす主要因である洗掘深さについての推定式についても提案し、計算手法としては上記の洗掘推定式から求まる洗掘深さを与条件とした梁ばねモデルとFEMモデ

ルについて提案した。最後に第6章では、第5章までに得られた成果をまとめるとともに、今後取り組むべき課題についてまとめた。

1章 参考文献

- 1) 公益社団法人 地盤工学会、“令和元年台風19号（東日本台風）および10月末豪雨災害に関する調査報告書、” 著：災害連絡会議、2020.
- 2) 二瓶泰雄、“最近の河川堤防被害と河川工学から見た特徴、” 基礎工6月号、 pp.35-38、 2020.
- 3) 国土交通省：第2回河川堤防の強化に関する技術検討会資料4-2、p.35、2023.
- 4) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室 国立研究開発法人 土木研究所 地質・地盤研究グループ（土質・振動）：粘り強い河川堤防の技術開発に当たっての参考資料【自立型】、Ver1.0、2022.
- 5) P. S. A. Nelson, “Why New Orleans is Vulnerable to Hurricanes,” [オンライン]. Available: http://www.tulane.edu/~sanelson/New_Orleans_and_Hurricanes/New_Orleans_Vulnerability.htm. [アクセス日: 01 11 2020].
- 6) 株式会社 技研製作所、“インプラント堤防、” [オンライン]. Available: https://www.giken.com/ja/products/solutions/implant_levee/. [アクセス日: 19 10 2020].
- 7) 国土交通省関東地方整備局、“第2回鬼怒川堤防長委員会資料、” 2015.
- 8) 国土技術研究センター、河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）、2012.
- 9) 吉川勝秀他、河川堤防学 新しい河川工学、技法堂出版、2008.
- 10) 令和元年台風第19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会、“河川堤防の被災状況の調査・分析について（第3回資料）、” 国土交通省関東地方整備局、2020.
- 11) 国土交通省水管理・国土保全局、“水害対策を考える、” . [オンライン]. Available: https://www.mlit.go.jp/river/pamphlet_jirei/bousai/saigai/kiroku/suigai/suigai_3-1-1.html. [アクセス日: 11 10 2020].
- 12) 奥田敏昭、“河川堤防の越流侵食メカニズムに関する研究、” 京都大学、博士論文、2014.
- 13) 小俣篤、“河川堤防の安全確保の考え方を踏まえた堤防強化工法の在り方について、” 土木技術資料、58-8、2016.
- 14) 国土技術政策総合研究所、“河川用語集～川の言葉～、” [オンライン]. Available: <http://www.nilim.go.jp/lab/rcg/newhp/yougo/index.html>. [アクセス日: 11 10 2020].
- 15) 国土交通省水管理・国土保全局治水課、“河川堤防設計指針、” 2007.
- 16) 鬼怒川堤防調査委員会、“鬼怒川堤防調査委員会報告書、” 2016.
- 17) 千曲川堤防調査委員会、“千曲川堤防調査委員会報告書、” 2020.
- 18) 建設省土木研究所河川研究室、“越水堤防調査最終報告書-解説編、” 土研資料、第2074号、1984.
- 19) 国土交通省水管理・国土保全局、“河川事業概要2020、” 2020.
- 20) 交通省水管理・国土保全局、“今後の治水対策のあり方に関する有識者会議第6回配布資料、” 2010.
- 21) 東京都建設局、“スーパー堤防及び緩傾斜型堤防の構造・整備事例・実施箇所、” [オンライン]. Available: <https://www.kensetsu.metro.tokyo.lg.jp/jimusho/chisui/jigyousuper/index.html>. [アクセス日: 12 10 2020].
- 22) 三好河川国道事務所、“川づくり一堤防等整備事業、” [オンライン]. Available: <https://www.cgr.mlit.go.jp/miyoshi/river/r08.html#:~:text=%E3%82%A2%E3%83%BC%E3%83%9E%E3%83%BC%E3%83%AC%E3%83%93%E3%83%BC%E3%81%AF,%E3%81%97%E3%81%9F%E3%82%82%E3%81%AE%E3%81%A7%E3%81%82%E3%82%8B%E3%80%82>. [アクセス日: 12 10 2020].
- 23) 令和元年台風19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会、“河川堤防の現状（第1回資料）、” 国土交通省、2020.
- 24) 社団法人土木学会 耐越水堤防整備の技術的な実現性検討委員会、“「耐越水堤防整備の技術的な実現性の見解」について、” 2008.
- 25) 地盤工学会平成30年度会長特別委員会、“平成30年7月豪雨を踏まえた豪雨地盤災害に対する地盤工学の課題—地盤工学からの提言一、” 2019.
- 26) 土木学会台風第19号災害総合調査団、“台風第19号災害を踏まえた今後の防災・減災に関する提言～河川、水防、地域・都市が一体となった流域治水への転換～、” 2020.
- 27) 国立国会図書館、“国会会議録検索システム（第201回国会参議院予算委員会第6号令和2年3月4日）、” [オンライン]. Available: <https://kokkai.ndl.go.jp/#/detailPDF?minId=120115261X00620200304&page=1&spkNum=0¤t=8>. [アクセス日: 14 10 2020].
- 28) 国立国会図書館、“国会会議録検索システム（第201回国会参議院予算委員会第15号令和2年3月26日）、” [オンライン]. Available: <https://kokkai.ndl.go.jp/#/detailPDF?minId=120115261X01520200326&page=1&spkNum=0¤t=4>. [アクセス日: 14 10 2010].
- 29) 国立国会図書館、“国会会議録検索システム（第201回国会参議院国土交通委員会閉会後第1号令和2年7月30日）、” [オンライン]. Available: <https://kokkai.ndl.go.jp/#/detailPDF?minId=120114319X00120200730&page=1&spkNum=0¤t=1>. [アクセス日: 14 10 2020].

2. 河川堤防の越水・洗掘現象および補強技術に関する既往研究

本章では、無対策状態の堤防における越水・洗掘現象について既往知見を整理したうえで、越水対策に関する既往研究について調査した結果をまとめた。対策構造としては、「表面被覆型」と「一部自立型」に大別され、本研究のテーマである鋼矢板二重壁は一部自立型に該当している。鋼矢板二重壁に関する既往研究調査の中では、構造的に類似であり設計技術まで体系化されている仮締切構造について、その設計技術および背景となる研究についても述べた。その上で一部自立型に関する研究については、1列の鋼矢板構造や津波を対象とした事例も含め既往研究をまとめた。

2.1 越水・洗掘による河川堤防の破堤現象に関する既往研究

越水による河川堤防の侵食現象は、堤体土の強さなど未解明な要素が多いため、模型実験や現地実験を中心に研究がすすめられてきた。上記研究は與田¹⁾の研究の中で体系的にレビューされている。具体的には土木研究所による実規模堤防を用いた越水実験結果^{2~6)}、により、侵食前段階の裏のり部に作用するせん断力の特性が把握され、土堤の破壊機構について調査された結果がまとめられている。また東北地方整備局により現地堤防の越流に対する耐侵食性についての検討が報告されている^{7~11)}。上記研究により、越水による堤体侵食現象のプロセスについては明らかとなっている。一方で、土質条件や外力条件や堤体形状など実験条件の影響に関しては課題が残る点が指摘されている。そのため、本節では本研究で実施する実験条件の決定に示す知見を得るため影響因子に関する研究について述べる。

2.1.1 越流水が破堤挙動に与える影響について

(a) 越水による侵食現象の支配因子について

斎藤¹²⁾は、水平方向の水流による地盤の侵食（洗掘）現象の支配因子を明らかにするため、図 2.1 に示す噴流発生装置を用いて実験を行った。その結果、最大洗掘深さ D は次の式で推定できることを明らかにした。

$$\frac{D}{B_0} = f\left(\frac{u_0^2}{sgd}, \frac{d}{B_0}, \frac{u_0 t}{B_0}\right) \quad (2.1)$$

ここで、 D ；最大洗掘深さ、 B_0 ；噴出孔の直径、 u_0^2 ；噴流の初期流速、 s ；土粒子比重、 g ；重力加速度、 d ；平均粒径、 t ；経過時間である。第1項は掃流力に関する項でありせん断力に相当する。第2項は粒径、第3項は時間に関する項であり、いずれも無次元化されている。斎藤は、この3つのパラメータに着目して実験結果を整理した。最大洗掘深さ D/B_0 の時間的変化を粒径 d/B_0 、せん断力 u_0^2/sgd をパラメータとして実験結果を整理したものを図 2.2 に示す。図 2.2 をみると、せん断力 u_0^2/sgd が大きいほど、洗掘深さ D/B_0 が大きくなっていることが分かる。また、粒径 d/B_0 も大きくなるほど洗掘深さ D/B_0 が大きくなることが分かる。せん断力が大きくなるほど最大洗掘深さも大きくなる関係は、河床に対する掃流砂量式からも予想される¹³⁾。また、粒径と洗掘深さ D/B_0 の関係について斎藤は、粒径が大きくなると最大流速は小さくなるため掃流力によるせん断力自体は小さくなるが、それ以上に壁面せん断力が大きくなるために結果として掃流力が大きくなると述べている。

このように、河川堤防の裏法尻侵食について外力としては越流水による掃流力（せん断力）があり、掃流力は越流水深やエネルギー勾配（法面勾配）から決まる。また、堤体の抵抗力としては、土粒子径が影響を及ぼすことが明らかにされている。

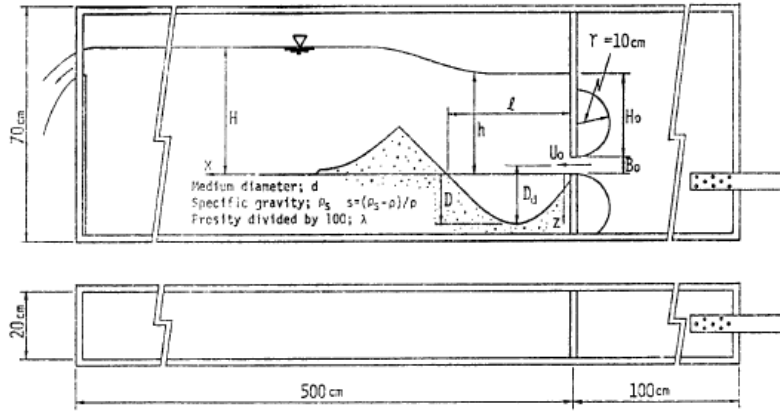


図 2.1 実験装置及び記号説明¹²⁾

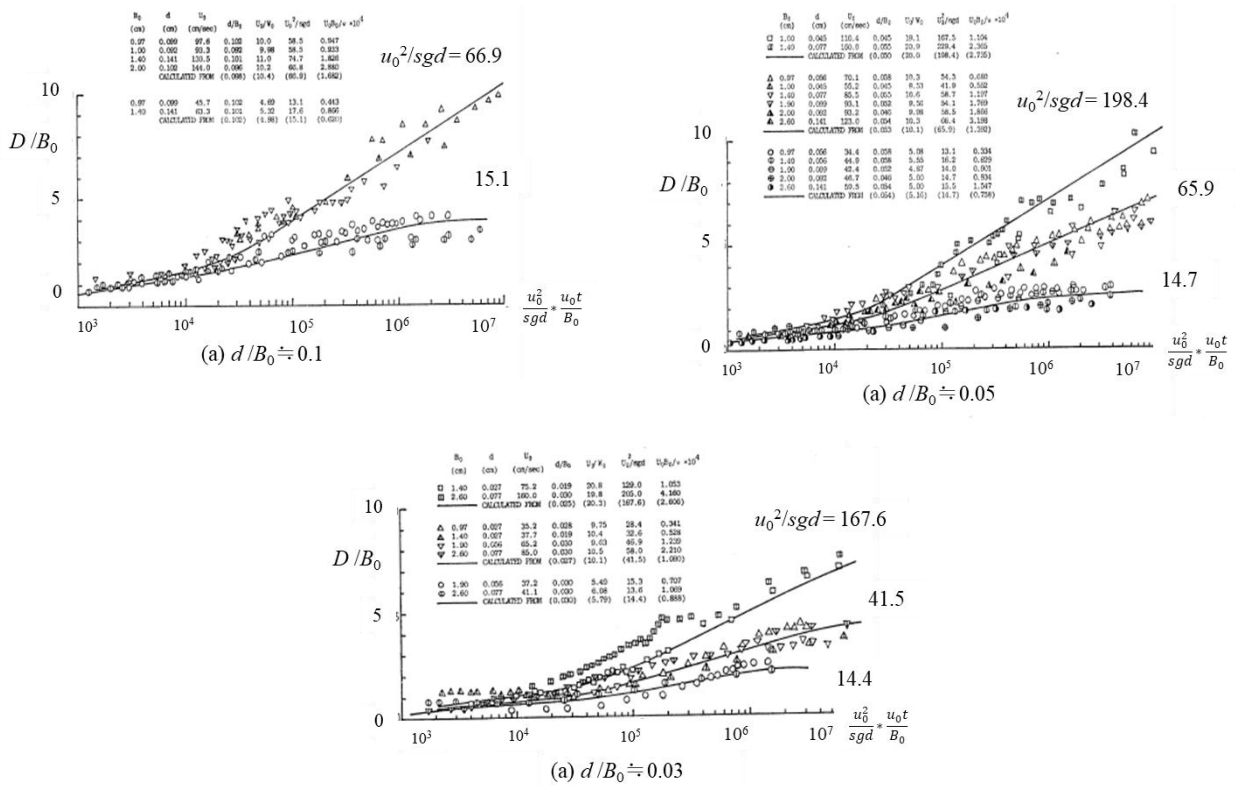


図2.2 最大洗堀深さの時間的変化 (一部加筆)¹²⁾

(b) 越水による掃流力について

河川管理施設構造令第 13 条の 4 によれば、高規格堤防の設計においては掃流力、すなわち越流水によるせん断力 τ を奥行き方向を無限大とした時に法面に作用する力のつり合い式より導かれる、次の式で計算するとしている。

$$\tau = W_0 h_s I_e \quad (2.2)$$

ここに、 W_0 ；水の単位体積重量、 h_s ；裏法面における越流水深、 I_e ；越流水のエネルギー勾配である。式中の各項について、水の端体積重量は基本一定であり、変数は越流水深とエネルギー勾配（川裏側法面の勾配）である。つまり、河川堤防上を流れる越流水による掃流力には越流水深が大きな影響を及ぼすことが分かる。そこで、本節では越流水深に着目して技術調査を行った結果について報告する。なお、勾配については次節で述べる。

ところで、開水路流れにおける全水頭 H_E は次のベルヌーイ式で表される。

$$H_E = \frac{v^2}{2g} + z + \frac{p}{\rho g} \quad (2.3)$$

ここに、 v ；流速、 g ；重力加速度、 z ；基準面からの高さ、 p ；水圧、 ρ ；密度である。右辺第1項は速度水頭、第2項は位置水頭、右辺第3項は圧力水頭である。この式は、流線が滑らかな定常流に適用することができるが剥離が生じるような流線が急激な曲がりをする堤防上を流れる急変流には適用することができない¹⁴⁾。

そこで、建設省土木研究所では、越流水の力の特性を把握することを試みて、固定床堤体模型を用いた越流実験を行った²⁾。幅 2m、高さ 1m の水路内に設置された、堤高 0.6m、天端幅 1m、裏法勾配 1 割の固定床堤体模型を用いている、測定項目は水深、流速、圧力である。これは、ベルヌーイ式の各項に対応したパラメータであると考えられる。

水深の縦断分布を図 2.3 に、法肩での水深と限界水深の関係を図 2.4 に示す。図 2.3 より、越流水深は天端の中央で射流となり、水深を減じながら裏法を流れ、法尻ではやや水深が増加している。小段では流下に伴って水深がわずかに増加するが跳水は起きていない。この流れについて、図 2.4 から分かる様に法肩での水深が限界水深の 0.5~0.6 割程度であることから、法肩以降では越流水が射流となっていることが分かる。

法面における縦断方向の圧力水頭とせん断力の分布図を図 2.5 に示す。図 2.5 の底面水圧縦断図から分かる様に、法肩部では大きな圧力低下が、法尻部では大きな圧力上昇がみられる。これらは、流線の急激な曲がりによるものであると報告されている。ただ、法尻直下では圧力上昇がみられないため、剥離した流れが再付着することによって堤体に衝撃が加わることはないと考えられる。

法面に作用するせん断力は、流速から算出されている。せん断力は、法肩と法尻部において急増したあと急減していることが分かる。せん断力が法肩部において急増している理由は法肩部において越流水が射流となること、法尻部において急増している理由も圧力と同様に急激な曲がりによって剥離した流線が再付着しているためである。せん断力が法肩、法尻各部で急増した後に急減している理由も、流線の剥離と再付着に起因するものである。また、最大値は法尻部で生じている。即ち、土の強度が大きい場合には他の部分に比較して法尻部の侵食は相対的に早くなり、土の強度が弱ければ法肩部から侵食が進行すると考えられる。

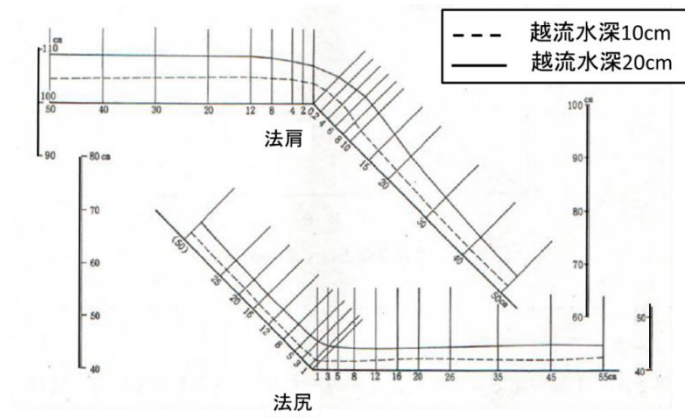


図 2.3 水深の縦断方向分布²⁾

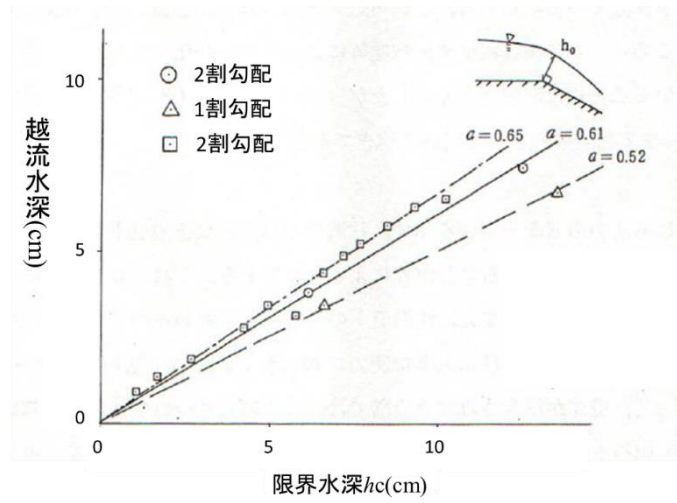


図 2.4 法肩の水深と限界水深の関係 (図中の数字は実験スケールまま)²⁾

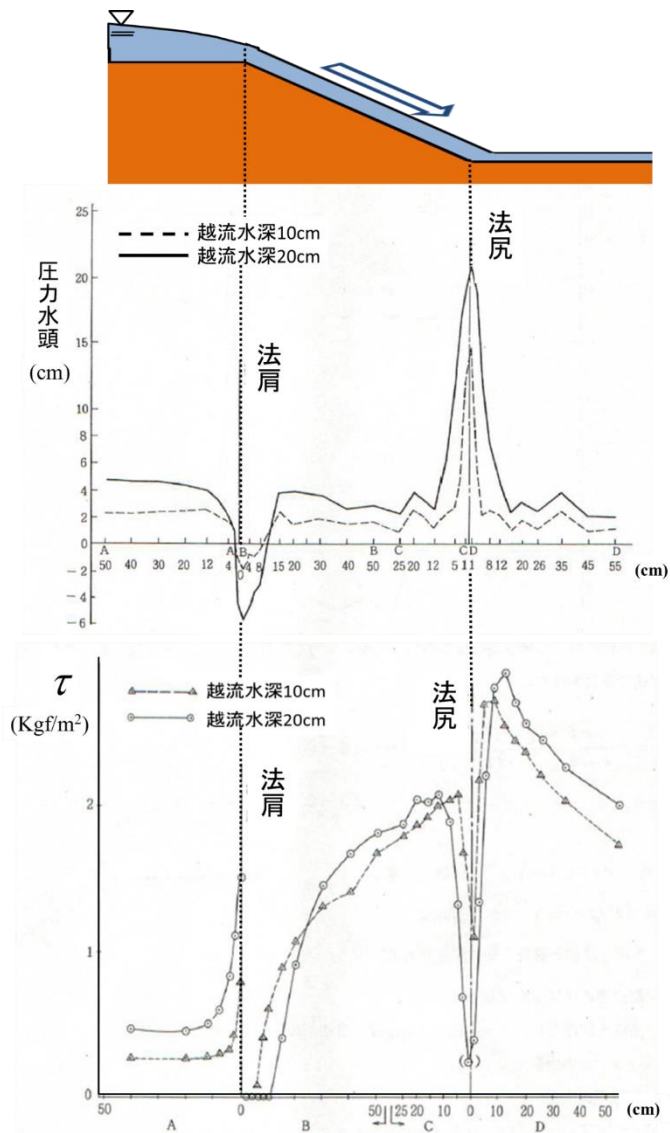


図 2.5 上：底面水圧縦断図（図中の数字は実験スケールまま）²⁾
 下：せん断力の縦断分布図（図中の数字は実験スケールまま）（一部加筆）²⁾

堤体の底面に作用する圧力については、他にも研究・実験が行われている。後藤ら¹⁵⁾は京都大学防災研究所にある幅 2.0m、高さ 2.5m の水路内に設置された、堤高 1.0m、天端幅 0.7m、裏法勾配 2 割の固定床堤体模型を用いて越流実験を行った。実験より得られた、底面に作用する水圧の縦断方向の分布を図 2.6 に示す。図 2.6 より、底面に作用する水圧の分布は建設省土木研究所で行われた実験結果と同じ傾向を示していることが分かる。また、図 2.6 中には計算結果も併せて記されている。これは、Navier-Stokes 式を支配方程式とした、MPS 法（粒子法）によって算出された計算結果である。計算値は実験値に比べてやや過大であるかのように見えるが、実験値は水理実験における圧力の測定点間隔が広いため、ピーク位置が必ずしも測定されているとは限らず単純な比較はできない。また、後藤らは水面形についても計算を行っており、ほぼ全域で実験結果との良好な対応が得られている。このことから、固定床を流れる越流水の水理特性を把握するには MPS 法が有効なツールであると結論付けられている。今後の課題として、越流水に起因する堤体表面の侵食破壊の進展によるクラック発生や土塊崩壊といった破堤モデルと、浸透流による堤体の変形予測が挙げられる。

以上のように、固定床を流れる越流水の水理特性は研究が多くなされており、堤防を侵食する力であるせん断力が法肩、法尻で急増していることが分かった。そこで、以降ではせん断力を決めるパラメータである越流水深が、越流水の水理特性や侵食状況に及ぼす影響について検討されている既往研究について述べる。

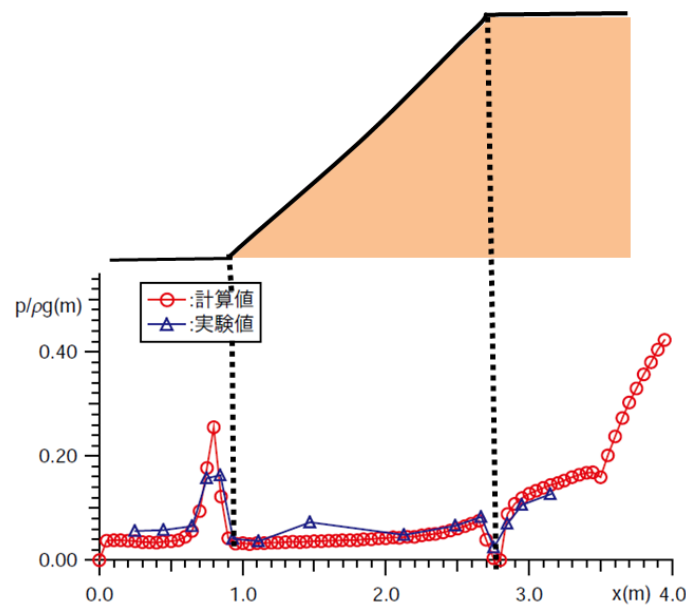


図 2.6 底面水圧縦断図（図中の数字は実験スケールまま）¹⁵⁾

(c) 越流水深と流量の関係

本間¹⁶⁾は堰堤の越流状態を以下の3ケースに区別した。

[1]完全越流：溢流した水が射流となって流下する

[2]不完全越流：下流側水位が高くなって、流下する射流部が表面渦で覆われる

[3]潜り越流：射流が生じない

越流状態がどのケースに分類されるかは、天端高さを基準とした川表側水位 h_1 と越流後の川裏側水位 h_2 、裏法面の勾配の関係で決まる。裏法面勾配が0.5割より緩やかであるとき、 $h_2 < 0.25h_1$ であれば完全越流に区別される。河川堤防の裏法面勾配が0.5割より小さくなることは考えづらい。また、越流後の水深が天端高さ以上になることも考えづらく、図2.4において法肩の水深は限界水深を下回っていることから分かる様に。越流後は射流となっている。つまり、河川堤防の越流は完全越流に大別される。この時、越流水の流量 Q と越流水深 h_1 の関係は次の式で表される。

$$Q = mbh_1\sqrt{2gh_1} \quad (2.4)$$

ここに、 Q ；流量、 h_1 ；越流水深、 g ；重力加速度、 b ；越流幅、 m ；流量係数である。本間らによると、矩形断面のような形(勾配があっても構わない)であれば、流量係数は0.35と考えてよいと述べている。その点を踏まえると、式(2.4)は下記のように表せられる。

$$Q = 1.55bh_1^{3/2} \quad (2.5)$$

式(2.5)のように、流量 Q は、越流水深 h_1 の増加に伴って曲線的に増加することが分かる。この傾向は越流水深 h_1 と流量 Q を測定した各種実験(例えば北川ら¹⁷⁾、東高ら¹⁸⁾)においてもみられている。この様に、越流水の流量と越流水深には一定の関係があり、越流量が増加するときは越流水深も増加していると考えられる。

(d) 越流水深と侵食の進行形態と侵食量の関係

越流水が裏法尻部へ落下することで法尻部が侵食され、迂回流によって洗堀が生じて堤防が損傷するケースがあることが知られている¹⁹⁾。

福岡ら²⁰⁾は、越流水による法尻部の洗堀特性について調査を行った。幅2.3mの水路内に設置された、堤高2.0m、天端幅4.0m、裏法勾配2割の大型堤体模型を用いて越流実験を行った。堤体模型の表表面及び天端はコンクリートで覆われており、越流水による侵食を一切許さない構造(固定床)となっている。法尻部直下から1.2mは保護工によって保護されており、保護工から7m先までは $d_{50} = 1.0\text{mm}$ の砂を敷き詰めて移動床としている。越流水の条件として時間当たりの流量 q は、現地で生じうるような規模を想定して $q = 0.1 \sim 0.8(\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}))$ の範囲で検討が行われた。上述の通り流量と越流水深には一定の関係があることから本実験は越流水深を変化させたと解釈できる。実験より得られた各越水流量における堤内地の洗堀形状を図2.7に示す。この結果より、福岡らは、洗堀深は流量の増加とともに進行し、流量の増加とともに、最大洗堀深の発生位置は下流側に移行することを明らかにしている。つまり、流量が大きいほど(越流水深が大きいほど)洗堀深さが大きくなるため、固定床においては流量が大きくなると、洗堀形状は滝つぼの様な形状になることが考えられる。

法尻部の洗堀現象の傾向は固定床堤体模型を用いて法尻部の洗堀特性について調査を行った東高¹⁸⁾らの実験結果からも得られている。図2.8は法尻の単位幅流量と洗堀深の関係を示しており、単位幅流量と洗堀深の関係が線形となっていることから洗堀深さに対して流量が影響因子であることを示唆している。その他、服部ら²¹⁾や與田ら¹⁾の研究においても同様の結論が示されている。

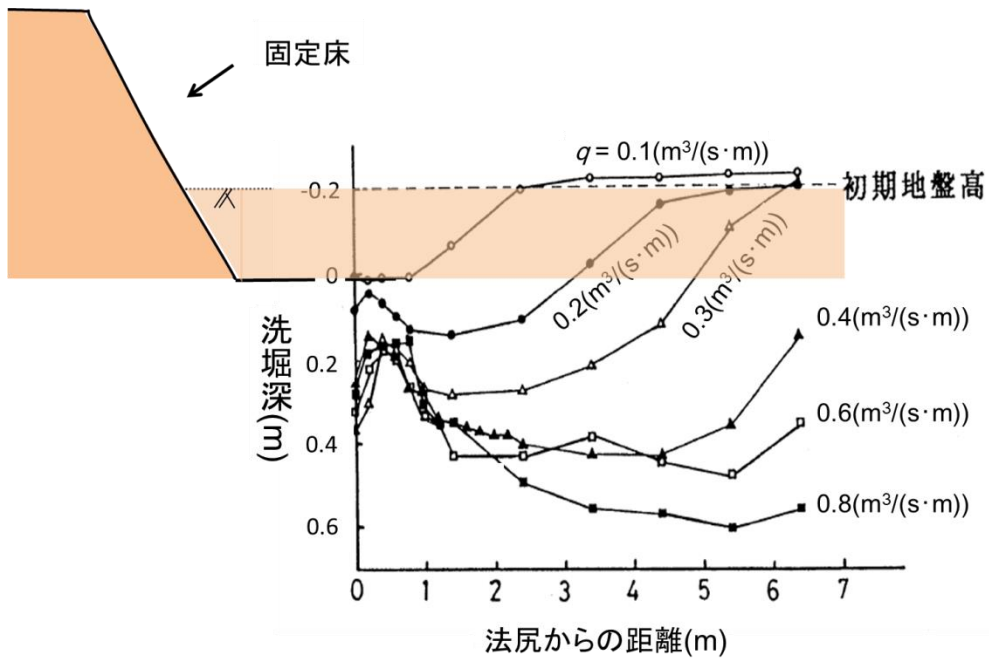


図 2.7 堤内地の洗掘形状 (図中の数字は実験スケールまま) (一部加筆) ²⁰⁾

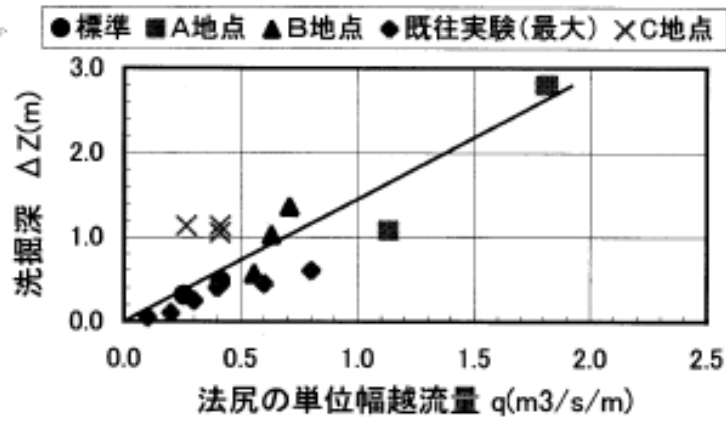


図 2.8 法尻の単位幅流量と洗掘深の関係 (図中の数字は実験スケールまま) ¹⁸⁾

2.1.2 堤体の状態が破堤挙動に与える影響について

(a) 侵食速度に関する既往研究

藤澤ら⁴⁵⁾は粘土を混合した砂の侵食特性の明確化を目的に、直径 50mm の供試体を用いて侵食速度測定試験を行っている。侵食実験に用いた装置を図 2.9 に示す。試料には豊浦砂($d_{50}=0.2\text{mm}$)と低液性限界の粘土を用いて、細粒分含有率を 30%か 40%に調整した混合土を用いている。混合土の条件はそれぞれ土の密度が緩いケースと密のケースの計 4 条件である。試験から得られた侵食速度とせん断応力の関係を図 2.9 に示す。図中のプロットの種類は細粒分含有率と密度に対応している。藤澤らは本結果より以下の結論を得たことを述べている。

- ・乾燥密度が同じ供試体であれば、粘土の含有率が大きいほど侵食速度が小さくなる。
- ・細粒分含有率が同じであるとき、乾燥密度が大きいほど侵食速度が小さくなる。しかし、ある程度密度が大きくなると侵食速度の変化はほとんどなくなる。
- ・細粒分含有率の違いによる限界せん断応力の変化は小さい。細粒分含有率が 30%の時は 1Pa 程度であり、40%の時は 1~2.5Pa 程度である。

以上の知見から、侵食速度は粘土は基本的に砂に比べて小さいことが分かった。また、密度の増加とともに砂粒子周りの空隙が減少して礫分が細粒分によって拘束されるため、侵食速度は密度の増加に伴って減少する傾向にあることが考えられる。論文では、実際の堤体の越流侵食過程を予測するには自然な粗面におけるせん断応力の算定方法を向上させることが課題であると述べている。

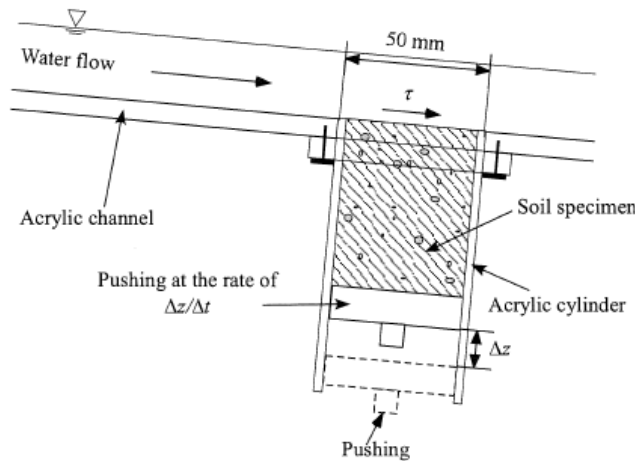


図 2.9 土の侵食速度測定に用いた器具の概略図⁴⁵⁾

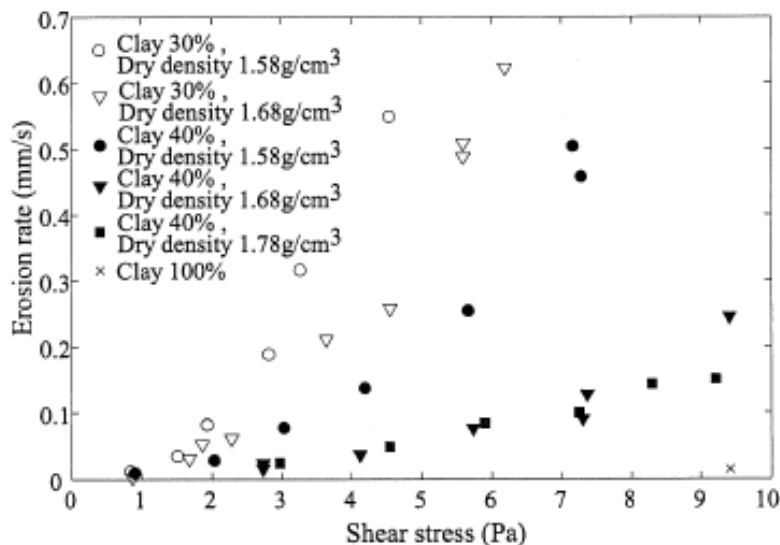


図 2.10 流体によるせん断応力と侵食速度の関係⁴⁵⁾

(b) 地盤締固め度の影響に関する既往研究

與田らはり堤体土質の締固め度を 90%および 85%と変えて越流実験を行い、その時の侵食開始位置と侵食量について調査を行った。越流水深は 30cm で、他諸条件は先に前述の通りである。

越流開始から一定時間毎の累積侵食量（流出体積）を図 2.11 に示す。同じ通水時間で比較した時、締固め度 90%より、85%の方が侵食量が多くなっていることが分かる。このことから、締固め度が緩いほど侵食進行が早いことが分かる。なお、締固め度で違いによる侵食開始位置に変化はなかった。

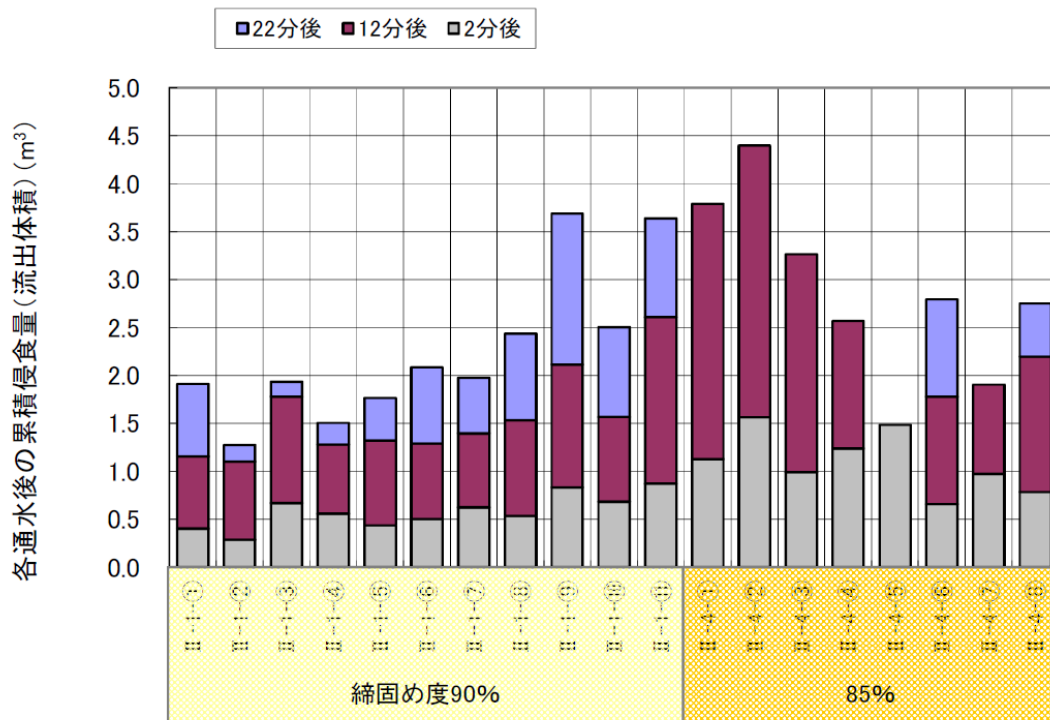


図 2.11 越流時間と累積侵食量の関係¹⁾

締固め度の違いが、堤体侵食速度に与える影響については他にも研究がなされており、同様の傾向が得られている。箱石ら²²⁾は幅 2m、長さ 15m、深さ 1.4m の水路内に、堤高 0.8m、天端幅 1m、3 割勾配の堤防模型を作製し、越流水深を 5cm として越流実験を行った。堤体の試料には、 $d_{60}=2\text{mm}$ の混合土を用いて、締固め度を変化させている。また、天端と裏法のみ部分的に締め固めたケースでも実験を行っている。

堤防条件別の侵食速度を、堤防天端、裏法、堤内地毎に比較した結果を図 2.12 に示す。箱石らは実験から以下の知見を得たと述べている。

- ・締固め度が高い場合の侵食速度は、締固め度の低い場合に比べて数倍以上小さい。
- ・部分的に締め固め度を高くすることで、耐侵食機能は大きく向上する。
- ・堤体内部の締固め度は耐侵食機能にあまり影響していない。これは、空洞の存在などによって飽和度が高まったことが主な原因と考えられる。

以上の知見から、締固め度が高いほど越流水による侵食速度は遅いことが分かった。締固め度に応じて乾燥密度も増大するため、藤澤らが示した図 2.10 と同じ傾向であると考えられる。

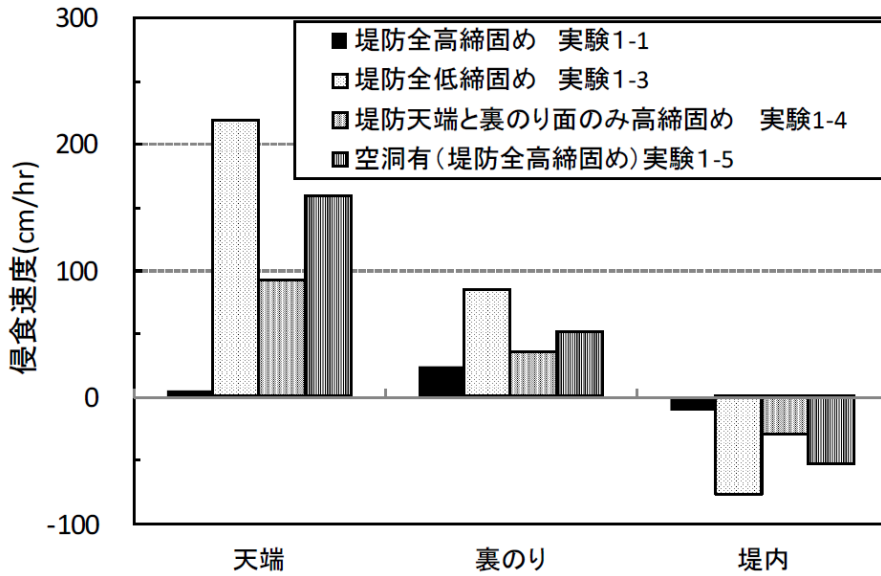


図 2.12 堤防条件別の侵食速度の比較²²⁾

(c) 粒径の影響に関する既往研究

倉上ら²³⁾は、GRS 河川堤防の越流・浸透特性に対する適切な堤体材料などの把握を目的に、堤体材料の細粒分含有率 F_c を変化させた小型模型による越流実験を行った。幅 0.2m、長さ 5.0m、深さ 0.35m の水路内に、堤高 0.2m (実スケール 5m)、天端幅 0.1m、2 割勾配の堤防模型を作製した。試料には、 $F_c=0\%$ の堤防模型には豊浦砂($d_{50}=0.16\text{mm}$)、 $F_c=10\%$ 、 20% には珪砂 6 号($d_{50}=0.26\text{mm}$)に、細粒分として藤の森粘土($d_{50}=0.057\text{mm}$)を配合した混合土を用いた。各形式の欠損時間の比較を図 2.13 に示す。「従来」は無補強の実験ケースであり、「GRS」は模型堤防の堤体内にジオグリッド補強材を敷設したケースである。欠損時間は堤防の面積残存率が所定の値に減少するまでの経過時間である。図中の無補強ケースについて以下の点が述べられている。

- ・細粒分含有率の増加に伴って欠損時間は長くなっている。
- ・面積残存率ごとの経過時間の差はほとんどない。

以上のことから、細粒分含有率が多いほど耐侵食性は高く、いずれのケースも急激に崩壊することが分かる。

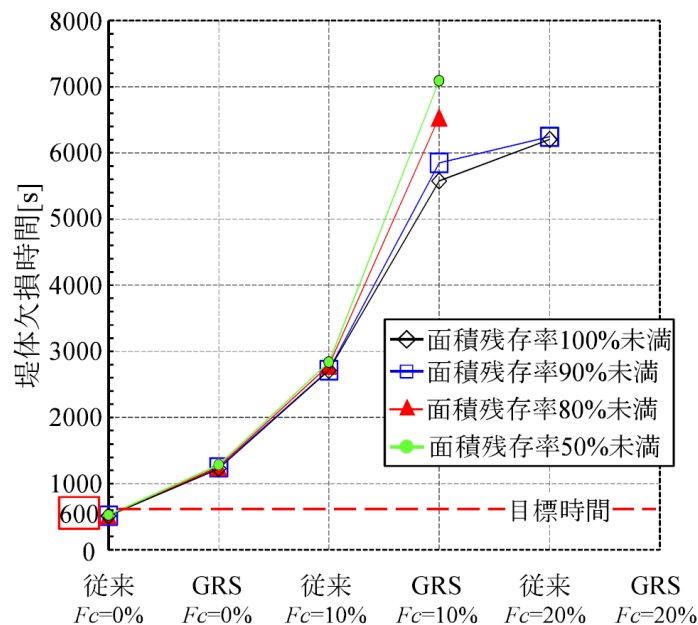


図 2.13 細粒分含有率と欠損時間の比較²³⁾

與田^り・水谷²⁴⁾らも粒径の違いが堤体の侵食に与える影響について検討を行っている。京都大学オープンラボラトリー内の長さ 5m、幅 0.3m、深さ 0.5m 内の直線水路内に、堤高 0.15m、堤幅 0.7m、勾配 2 割の堤防模型を作製して越流実験を行った。試料は珪砂 6 号 ($d_{50}=0.239\text{mm}$)、7 号 ($d_{50}=0.123\text{mm}$)、8 号 ($d_{50}=0.064\text{mm}$) を用いており、越流前に湛水はさせていない。これらの堤防模型を用いた越流実験による侵食形状を図 2.14 に示す。図中のプロットは 10 秒毎の堤体形状を表している。また、実験は各ケースともに同じ土質条件で 3 回実施されており、図には各実験結果の平均が示されている。結果より以下の知見が得られた。

- ・粒径が侵食速度に与える影響は大きく、本研究で用いた堤体土の粒径範囲では粒径が小さいほど、侵食速度が軽減される結果となった。
- ・堤体裏法面の侵食面の勾配は、粒径が大きいケースほど緩勾配となり、裏法尻下流部の堆積が多くなる結果となった。
- ・粒径が小さい珪砂 8 号砂のケースでは、侵食初期過程において堤防天端は侵食せずに裏法尻近くから上流側へ向かって侵食が拡大し、裏法面が急勾配となっている様子が確認できる。

與田らはこの現象について、Nakagawa^ら²⁵⁾が行った、粒径がサクシオンと飽和度、せん断力に与える影響に関する研究を基に考察している。本実験に用いた試料の水分特性曲線を図 2.15 に、せん断抵抗力の増加量とサクシオンの関係を図 2.16 に示す。図より、透水係数が小さく飽和状態に至るまでに要する時間が長い、粒径が小さい砂 (8 号砂が最も小さい) の方がせん断抵抗力の増加量が最も大きくなっていることが分かる。この様な現象が生じているために、粒径が小さい方が耐侵食性能が高くなっていると與田らは論じている。

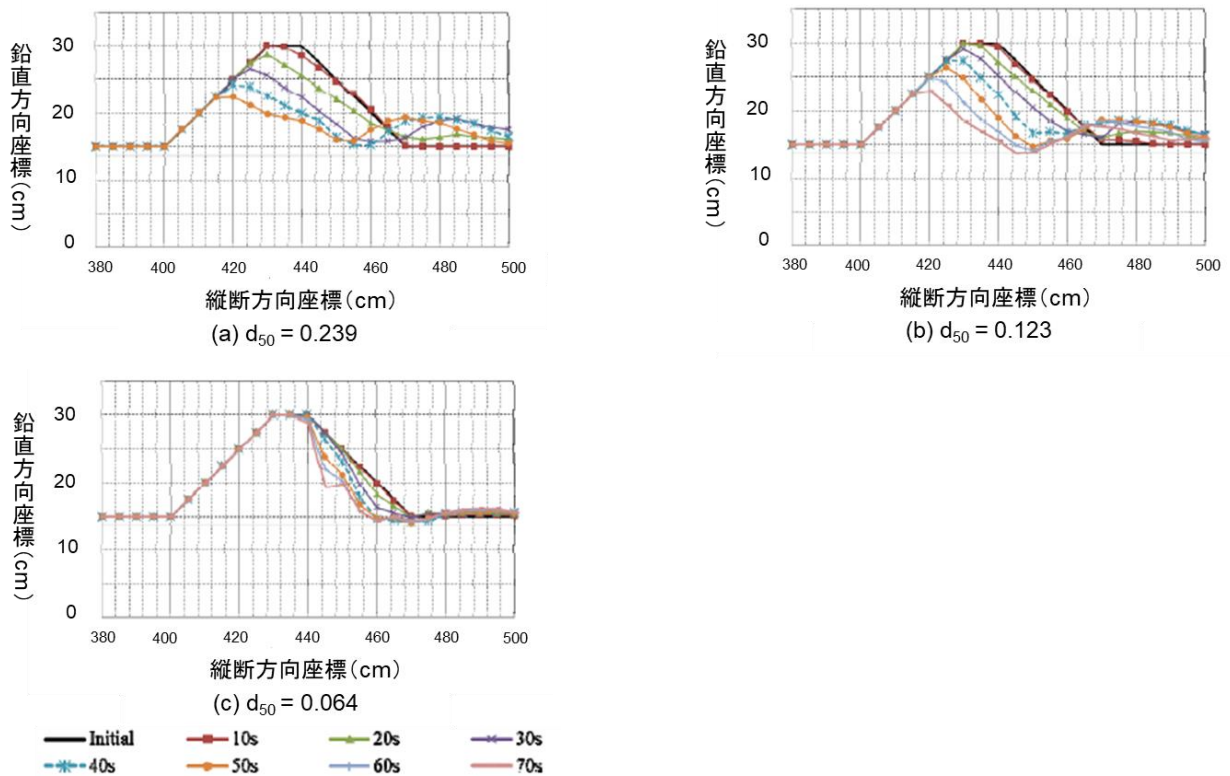
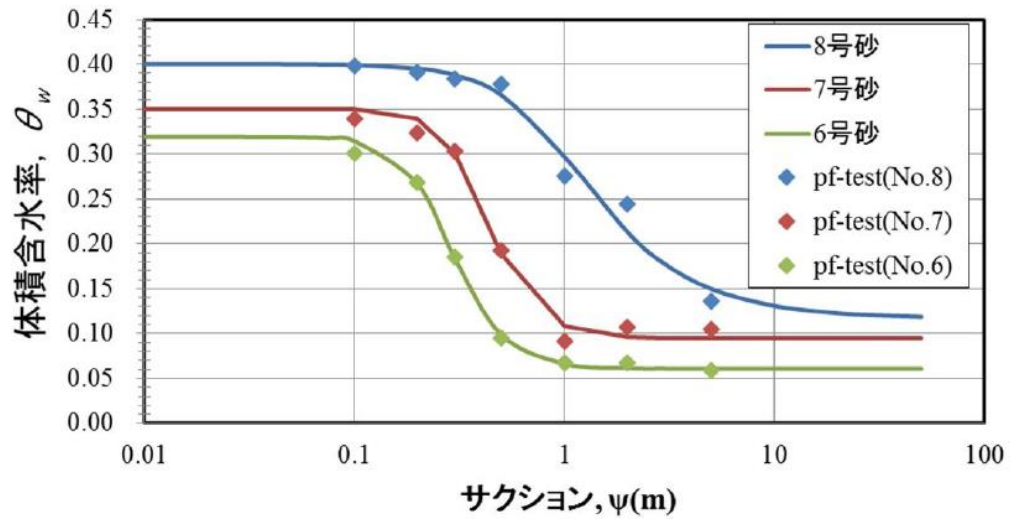


図 2.14 侵食形状の時間変化¹⁾



● 図 2.15 土の水分特性曲線¹⁾

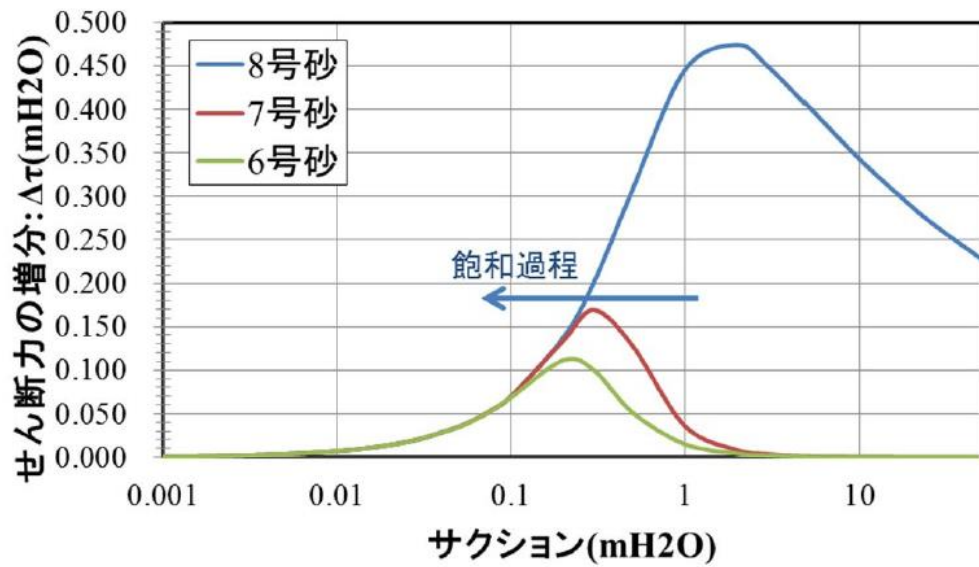


図 2.16 せん断力の増加とサクシヨンの関係¹⁾

矢部ら²⁶⁾は堤体材料が異なる場合の堤防破堤現象の理解を目的に、十勝川千代田実験水路を用いた実寸大に近い越水破堤実験を実施し、越水破堤進行過程の整理を行った。幅 8m の河水路内に、堤高 3m、天端幅 3m、2 割勾配の堤防模型を作製し、越流水深が概ね 30cm となる様に越流実験を行った。実験概要を図 2.17 に示す。実験ケースは堤体材料を全て砂礫土としたケースと堤体内部は砂礫で、表面 0.5m のみを粘性土としたケースの計 2 ケースで行われた。堤体断面の破堤進行過程を図 2.18 に示す。本実験結果より、以下のことが分かった。

- ・越水初期段階において、砂礫土は越流水による裏法面侵食が顕著であるが、粘性土の場合は侵食されにくく、天端崩壊過程（STEP3）に至るまでに要する時間が長くなる。
- ・天端崩壊過程（STEP3）において、表層粘性土覆ったケースでは天端が河道側に向かって切り立った形状で後退し、天端から落下する越流水で基盤も侵食されながら崩壊が進行した。それに対し、砂礫のみのケースでは表法肩まで一気に侵食されたため、すぐ崩壊に至った。

このように、堤体表面だけ粘性土で覆った時も破堤の進行過程は異なっており、粘り強くなっていることが分かる。

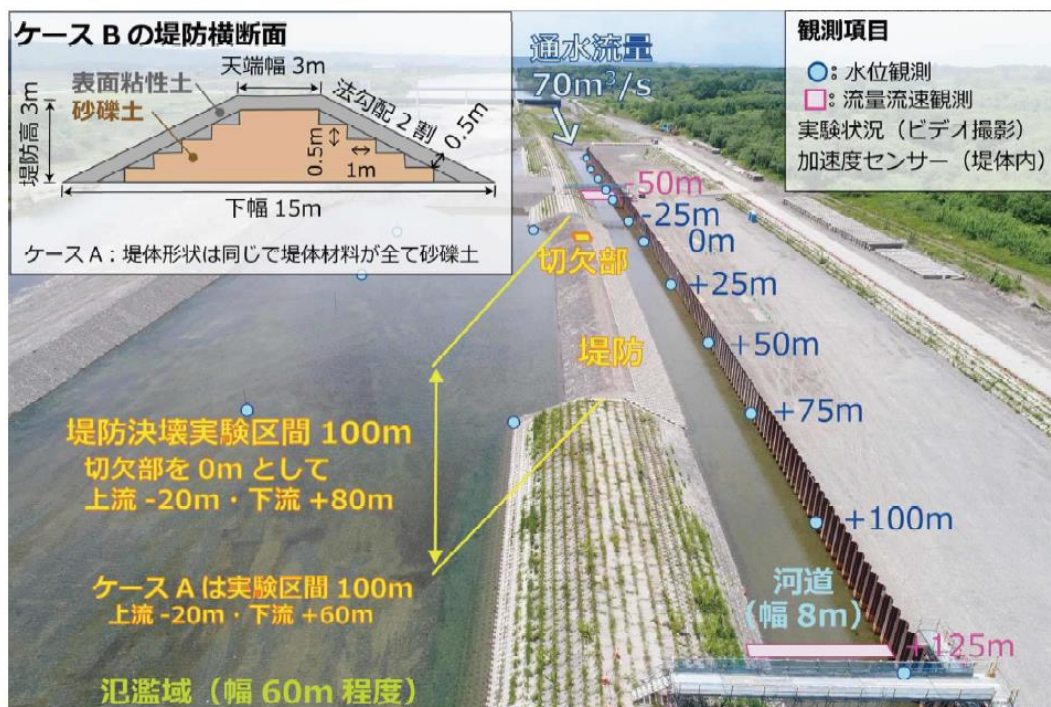


図 2.17 実験概要（千代田実験水路）²⁶⁾

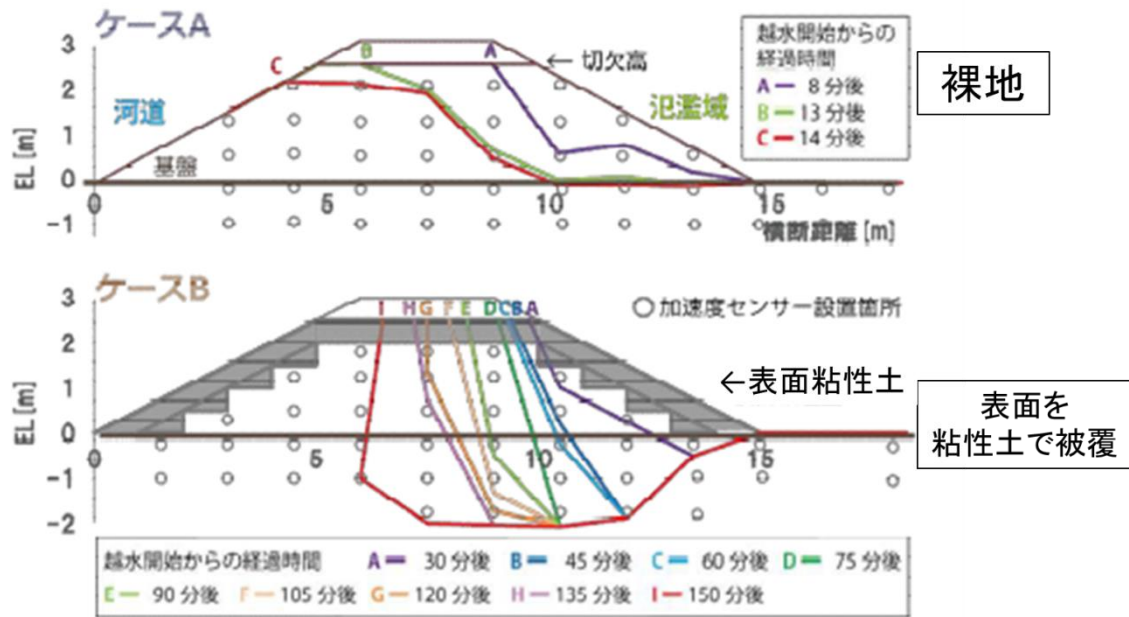


図 2.18 堤体断面の破堤過程 (図中の数字は実験スケールまま) ²⁶⁾

(d) 湿潤面・飽和度

上述の通り、耐越水性を考えるには粒径だけでなく飽和度といった堤体内の湿潤状況も重要であることが考えられる。與田らは堤体内の湿潤面の違いが堤体の侵食に与える影響について検討を行っている^{24),27)}。堤体寸法は図 2.14 と同じである。試料は混合土を用いており、堤体締固め度 90%、越流水深 30cm で実験を行った。実験ケースは湛水無、湛水あり (高湿潤面)、湛水あり (低湿潤面) の計 3 ケースである。越流開始から 2 分経過までの断面侵食形状を図 2.19 越流開始から 2 分経過までの断面侵食形状 (図中の数字は実験スケールまま) に示す。これより、以下の知見が得られている。

- ・湛水ありの場合の侵食開始場所は裏のり尻付近、湛水なしの場合は裏のり面となっており、堤体内湿潤面の状態による違いが見られた。
- ・堤体内湿潤面が低い場合は、裏のり面の侵食深さが小さい。
- ・固定床実験結果 (図 2.5) と比較すると、湿潤面が高い場合の侵食開始場所は圧力水頭が急激に大きくなる法尻部手前であり、湿潤面が低い場合の侵食開始場所は、法尻部より流下方向に離れた、せん断力が最大値となっている箇所と一致する。

また、越流前湛水ありと湛水なしの場合の侵食進行過程を図 2.20 に示す。これより、湛水ありの場合のはり尻から侵食開始して、のり尻が大きく侵食したのちに堤体全体が大きく上流側に侵食される形状となる特徴がある。一方、湛水なしの場合のはり面から侵食開始してのり肩方向にのり面に沿って侵食が進行し、天端幅がのり肩の侵食により狭小化している。堤体内湿潤状態によって侵食進行パターンは異なると考えられる。

以上の結果を受けて、與田は、湿潤面の有無によって侵食進行過程 (侵食パターン) を図 2.21 の様に分類した。湛水ありの場合は堤体が裏のり面から崖状に侵食された後に堤体全体が大きく侵食され、湛水なしの場合は裏のり面がのり肩まで侵食された後にのり肩の侵食進行で天端幅が狭小化するというプロセスを経ると報告している。また、湛水の有無によって浸透に伴う裏法のはらみ出しがあったと述べている。

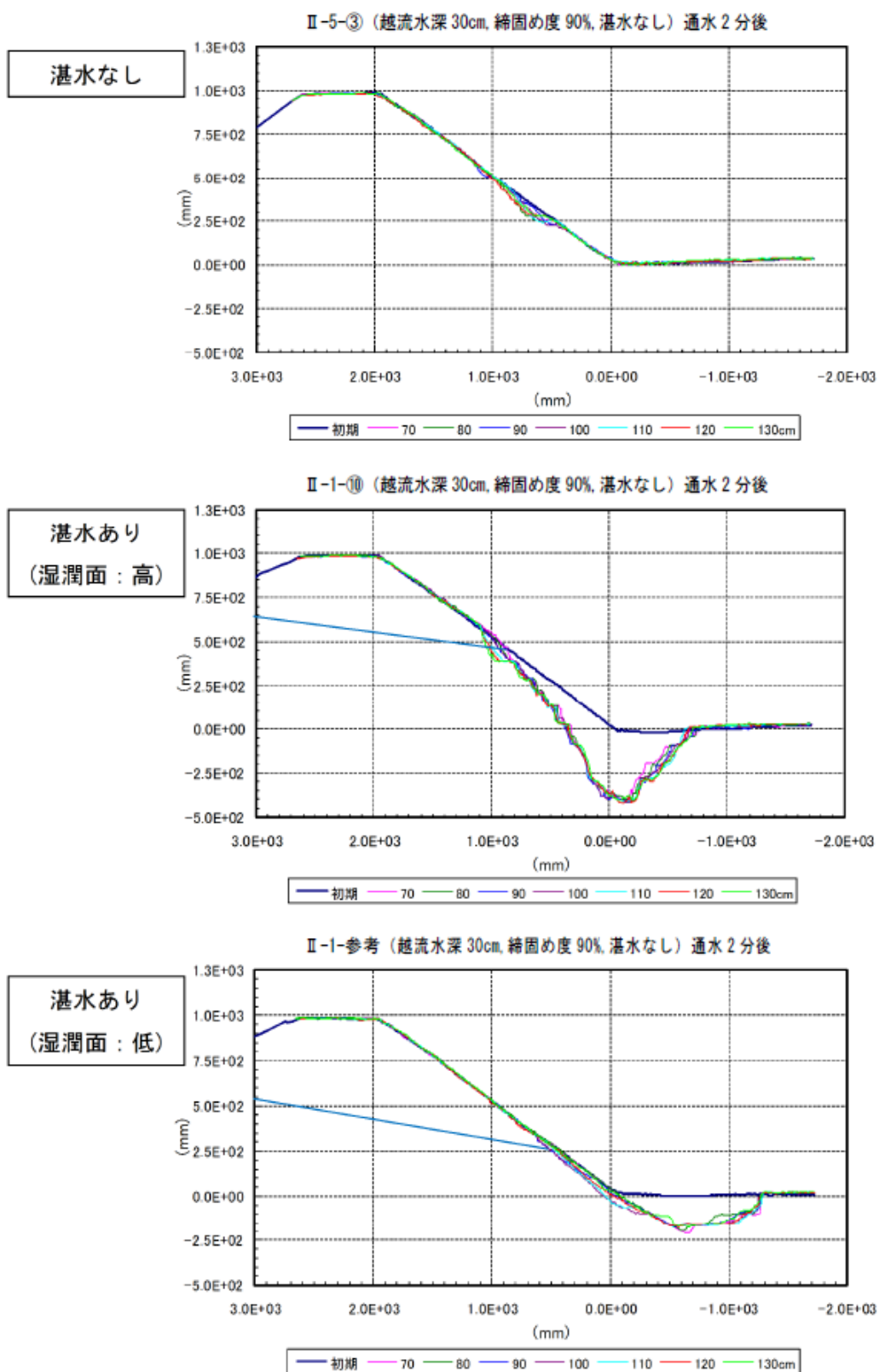


図 2.19 越流開始から2分経過までの断面侵食形状 (図中の数字は実験スケールまま) ²⁷⁾

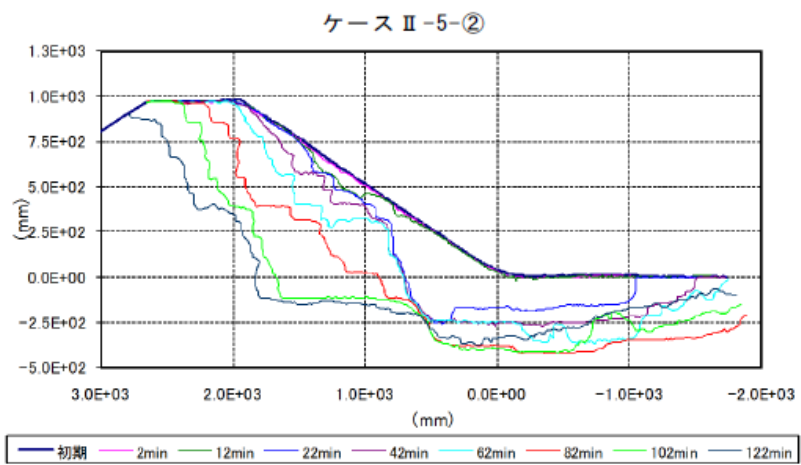
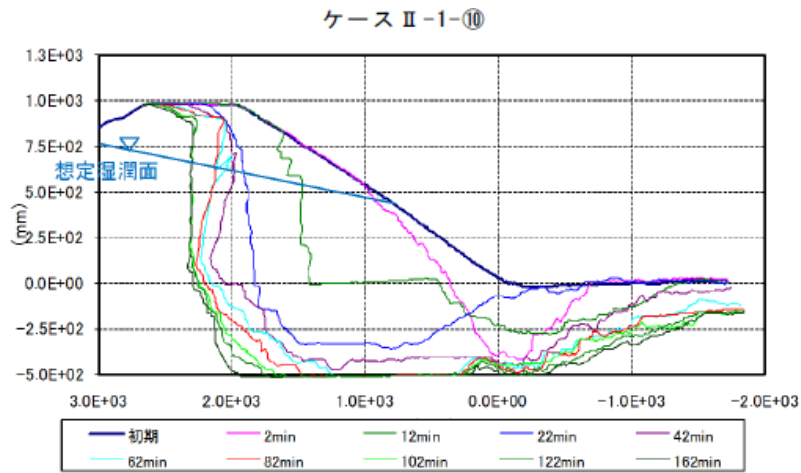


図 2.20 侵食形状の時間変化 (図中の数字は実験スケールまま)²⁷⁾

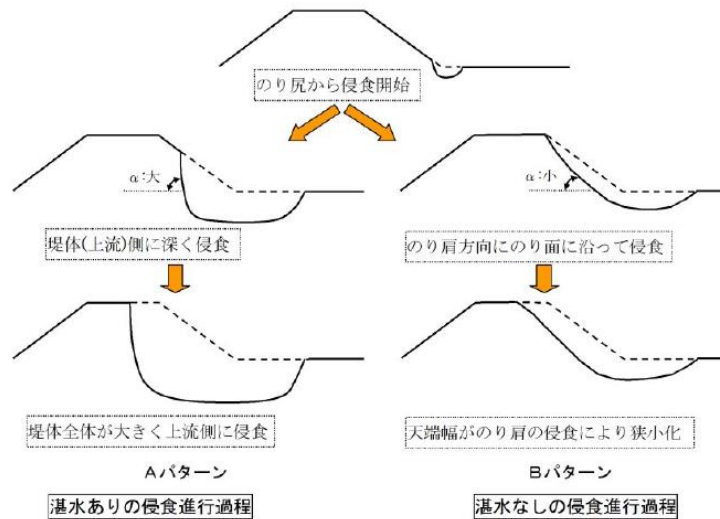


図 2.21 湛水有無の侵食進行過程²⁷⁾

(e) 法面の勾配

(b)で示したように、法面の勾配は法面に作用するせん断力に影響を与えるため重要なパラメータであると考えられる。国土交通省は令和元年台風19号の被災状況を調査した²⁸⁾。裏法平均勾配も調査項目であった。堤防の被災状況と裏法平均勾配に関する調査結果を図2.22に示す。調査結果は裏法平均勾配が緩いほど越流して決壊（破堤）した割合はやや低くなっていることが分かる。

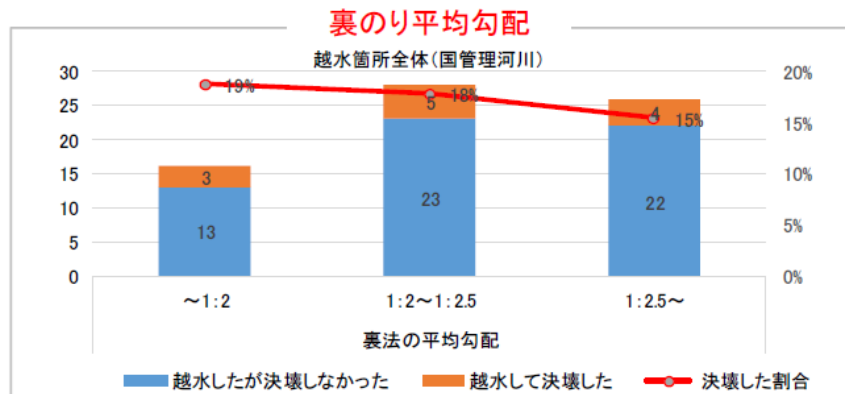


図 2.22 令和元年台風19号の被災状況と裏法平均勾配の関係²⁸⁾

吉森ら²⁹⁾は長さ5m、幅0.2m、高さ0.35mの水路内に設置された、堤高0.07m、天端幅0.05m(1/70スケール)の固定床模型堤防を作製して、勾配が変化した時の法尻部直下の洗堀深さについて検討を行った。越流水深は3cmで一定である。最大洗堀深さと裏法尻部直下の洗堀深さの時間変化を図2.23に示す。図より、 $t=60$ までは3ケース間で差がみられないが、 $t=60$ 以降は勾配が1割>5分>2割の順で最大洗堀深が大きくなっている。吉森らは勾配が急なほど洗堀深が大きくなる傾向は得られているが、勾配が最も急なケース(5分)ではウォータークッションが形成されて法尻部に作用するせん断力が小さくなった結果、1割勾配の方が5分勾配に比べて最大洗堀深は大きくなったと考察している。

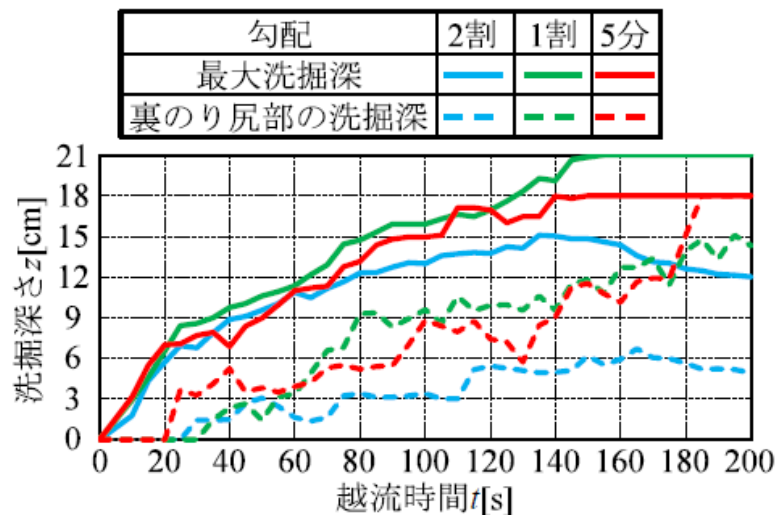


図 2.23 最大洗堀深さと裏法尻部直下の洗堀深さの時間変化 (図中の数字は実験スケールまま)²⁹⁾

ここまで述べた堤体に用いられる材料の土質パラメータや堤体寸法が侵食現象に関する各項目に与える影響を表 2-1 に整理した。

表 2-1 堤体の状態が破堤挙動に与える影響の整理

	粒径	締固め度 (土粒子密度)	湿潤面・飽和度	寸法 (勾配, 天端幅)
耐侵食性 (時間当たりの侵食量)	細粒分含有率が高く, 平均粒径が小さいほど, <u>耐侵食性が向上</u>	締固め度 (乾燥密度) が大きいほど <u>耐侵食性が向上</u> (一定範囲)	<ul style="list-style-type: none"> 締固め度 90%では, 湿潤面が低いほど <u>耐侵食性が向上</u> 飽和度の上昇に伴いサクシヨンの影響で, <u>一定値までは耐侵食性向上</u> 透水係数が小さいほど <u>耐侵食性が向上</u> (知見乏しい) 	<ul style="list-style-type: none"> 勾配: 緩いほど耐侵食性が向上 天端幅: 広いほど耐侵食性が向上 (知見乏しい)
破壊モード (侵食開始位置)	<ul style="list-style-type: none"> 表層が砂礫土の様に粒径が大きいと天端から崩壊 表層が粘性土の場合は裏法面が崖状に切り立った状態で後退 	締固め度 90%と 85%で比較した場合, 90%の方がやや法尻部での侵食が集中 (知見乏しい)	<ul style="list-style-type: none"> 湿潤面が低いと裏法尻部から侵食が進行 湿潤面が高い場合は裏法面から侵食が進行 飽和度の違いには依らない (知見乏しい) 	知見なし
洗堀深が最大となる位置	細粒分含有率が低く, 平均粒径が大きいほど, <u>法尻から離れる</u>	締固め度が小さいほどほど, <u>法尻から離れる</u> (知見乏しい)	知見なし	<ul style="list-style-type: none"> 勾配: 急なほど法尻から離れる (知見乏しい) 天端幅: 知見なし

2.1.3 鉛直堤の背面における洗掘に関する研究

河川堤防における越水時を想定した場合、川裏側に鋼矢板が設置されているとすると堤体の侵食が進行することはなく崖状に切り立った形状が保持されて、川裏側鋼矢板背面に位置する基礎地盤の洗掘が継続することが考えられる。これは、河川堤防において従来考えられていない破壊モードであるため知見は乏しいが、海岸堤防の防波堤・防潮堤においては生じうる破壊モードであるため研究事例が多い。そこで、海岸堤防の洗掘に関する研究に関する調査結果についていかに述べる。

津波が作用する港湾施設において洗掘深さを定量化しようとする幾つかの研究が実施されている。野口ら³⁰⁾は護岸前面に発達する定在渦の大きさと洗掘深さがほぼ等しいとの着想から、定在渦の大きさを求めることで洗掘深さを評価する方法を提案している。ここでは、定在渦を維持するためのエネルギーは落下する水流によって供給されることを前提とし、水流の落下高さを Z_f とすると、洗掘深さ R は式(2.4)で表現される(図 2.24 参照)。このとき、 g は重力加速度、 q は単位幅水量となる。この結果、最大洗掘深さ D_{max} は R の関数として式(2.5)として評価できる。

$$R = g^{-1/4} q^{1/2} Z_f^{1/4} \quad (2.4)$$

$$D_{max} = \alpha R \quad (2.5)$$

野口ら³⁰⁾は式(2.5)に関する係数として $\alpha = 2.1$ を提案しているが、一方、有川ら³¹⁾は $\alpha = 5.8$ となる実験結果を示している。

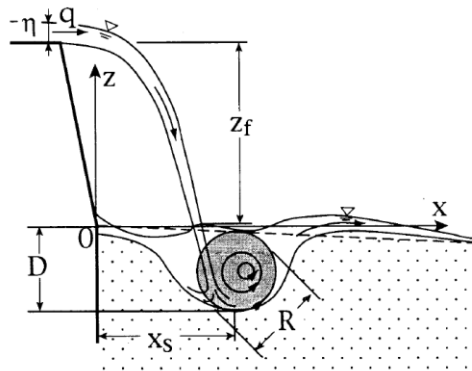


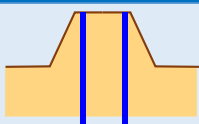


図 2.24 定在渦を算定するときの概念図³⁰⁾

2.2 越水対策構造に関する既往研究

河川堤防の越水対策は「表面被覆型」と「一部自立型」に大別される。表 2-2 に各構造形式の特徴を整理した。表面被覆型については土堤原則に抵触しないため既に試験的な導入が進んでいる。越水に対する抵抗性能についても多く研究されており、特に倉上の研究³²⁾に詳細に整理されている。一方、一部自立型については越水に対する粘り強さを研究された事例はほぼない。本論文で研究対象とした鋼矢板二重壁についても耐震性などについては研究実績が豊富であるのに対し、河川堤防における耐越水性については研究例はほぼない。そのため本節では鋼矢板による堤防補強技術に関する河川堤防分野に限定せず調査した。

表 2-2 河川堤防の越水対策構造の種類と特徴

種類	コンクリート被覆	セメント地盤改良	鋼矢板二重壁
模式図			
土堤原則	○実績あり	×	×
施工性	狭隘地への対応力	△	×
	工期	△	○
耐震性	×	○	○
越水に対する粘り強さ	○ 剥離時は脆弱	○?	

2.2.1 鋼矢板二重壁の安定性に関する研究

本論においては、一部自立型の河川堤防補強構造については鋼矢板二重壁により実施される構造を想定している。鋼矢板二重壁を用いた類似構造である鋼矢板二重式仮締切については設計手法まで整備されており、設計手法含め関連する研究を含め下記に示す。

鋼矢板二重式仮締切は、河川堤防を出水期にまたがって開削するときに、河川堤防にかわる仮締切を鋼矢板二重式工法により施工することを目的に使用されるものである。古くは昭和 46 年治水課通達により設計指針（案）が制定され運用されてきたものの、その後、既往の仮締切の変状事例の分析、遠心模型実験による液状化時挙動調査・静水圧載荷試験および浸透流解析などの検討により、(財) 国土開発技術研究センターが平成 12 年 12 月に「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」⁴⁷⁾として設計計算方法を取りまとめている。図 2.25 には仮締切の設計フローを示す。フローに示されるように、仮締切における部材仕様決定方法(図 2.26(a)、図 2.26(b))や全体安定照査(図 2.26(c))、遮水効果の検討(図 2.26(d))、円形すべりの検討などが考慮されている。

さらに巻末に検討結果には仮締切の安定における有益な示唆がある。例えば、静水圧載荷からは、堤体幅が堤体の変形抵抗に対する第一の支配要因であること、外水位上昇とこれによる壁体変形に伴いタイ材張力が増加傾向であること、などが指摘されている。また浸透流解析では締切高・矢板根入れ長・地盤条件などをパラメータとした検討を実施し、締切内の水位は最大でも外水位の 1/2 であることを確認しており、これが設計計算手法の前提となっている。

しかし仮締切は、その目的から本設構造物である河川堤防と同等の機能が確保されるように設計されており、堤防高や仮締切高は計画高水位より高い位置にあり、計測高水位を超える増水や越水などは設計マニュアルや検討の対象外となっている。この検討過程では既往の仮締切の変状事例の分析や遠心模型実験による液状化時挙動調査³⁸⁾³⁹⁾⁴⁰⁾がなされた。

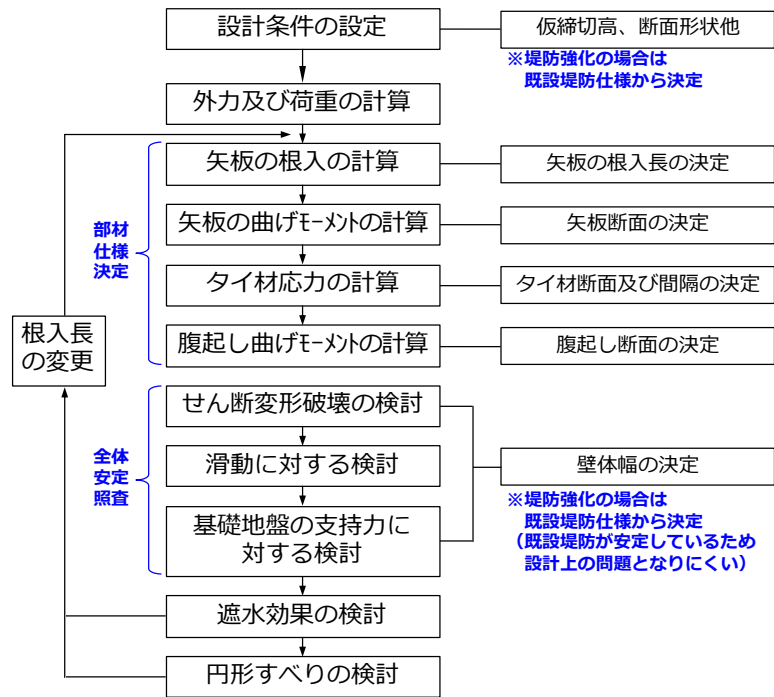


図 2.25 鋼矢板二重式仮締切の設計フロー（文献⁴⁷に一部加筆）

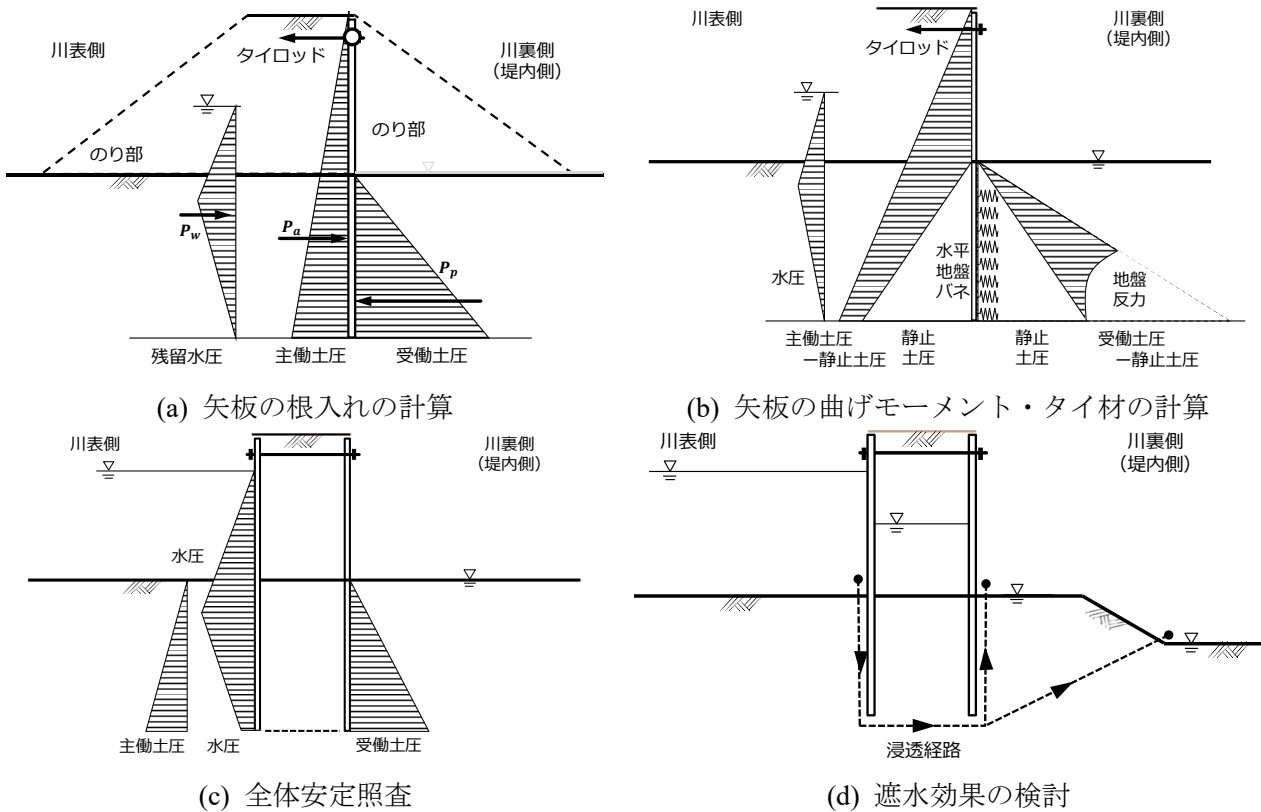


図 2.26 矢板の根入れの計算（文献⁴⁷に一部加筆）

また、大堀⁴¹⁾らによって二重矢板式構造物の力学的挙動について特に鋼矢板の曲げモーメント分布の着目して実験的に研究されている。この研究の中では、護岸構造等を想定し、図 2.27 二重矢板式構造物の片側から荷重が作用することを前提に図 2.28 のような曲げモーメント分布が得られることが示されており、基本的には川表側鋼矢板と川裏側鋼矢板はいずれも根入れ構造物として類似の挙動を示すことが明らかになっている。ただし、本研究で対象とした越水時の様な除荷的挙動は研究目的外であり、調査されていない。

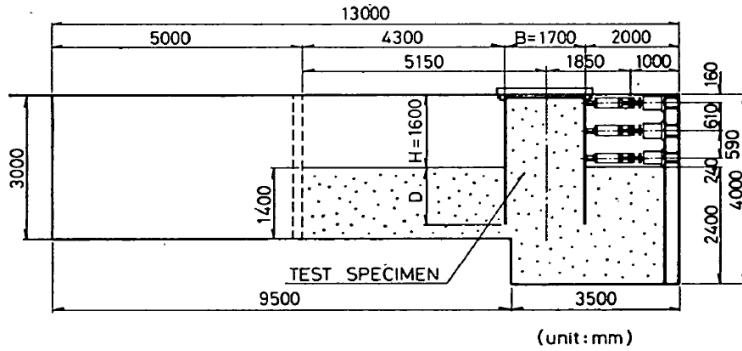


図-8(b) 大型模型実験の装置 (側面図)

図 2.27 模型実験の装置

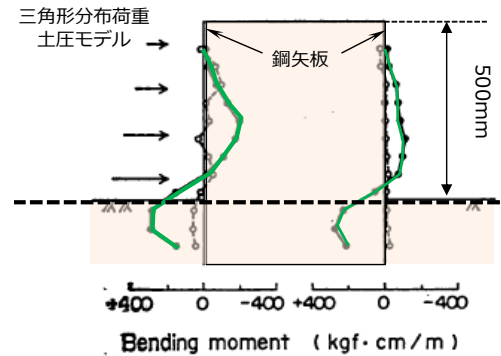


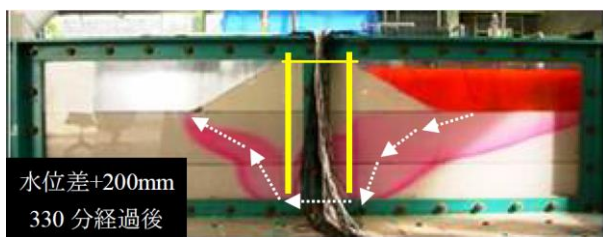
図 2.28 発生曲げモーメント分布

2.2.2 鋼矢板で補強された堤防の増水時挙動に関する研究

仮締切では想定されていない破壊現象として、地盤と鋼矢板に隙間による影響が懸念される。これらの隙間を発生させる要因としては地震による被災が想定され、地震時被災後の高水時浸透特性を調査した例がある³³⁾。1g 場における振動台を用いて L2 地震動相当の加振履歴後の浸透を調査しているが、浸透特性は加振履歴のない場合と変化しないこと、矢板の根入れなどによる動水勾配の上昇やパイピングの問題が発生しないことを確認している (図 2.29)。

一方、隙間が増水した水圧自体により発生することも懸念される。図 2.30 にはニューオリンズにおける I-wall 形式 (堤体内に根入れされ、かつ堤体高から突出壁のある連続壁) による被災概念図を引用する³⁴⁾。この例では、嵩上げ目的で突出した連続壁部分に水圧が作用することで連続壁が根本部分から川裏側へ変形し、隙間を発生・拡大したとみられている (A water-filled gap と呼称されている)。この結果、図 2.30 左に示すように円弧すべりにおけるせん断抵抗長さの減少による安定性の低下や、図 2.30 右に示すように浸透経路が小さくなることによる動水勾配の上昇が引き起こされたと考えられている。

また鋼矢板の施工による影響も懸念される場合もある。最近、海岸堤防・ため池堤では鋼矢板による補強工法を適用し耐震補強が進められてきた例³⁵⁾があり、ため池堤を対象に長期的な地下水位分布の観測がなされた例³⁶⁾もある。図 2.31 に示すように、約 2 年間の計測期間中には満水時に至るような状況もあるなど大きな外水位変動が生じたが、堤体下流側での水位変動はなく十分な浸透抑制効果が得られたことが報告されている。

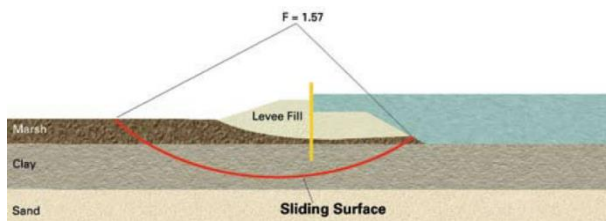


(a) 加振前浸透実験の状況

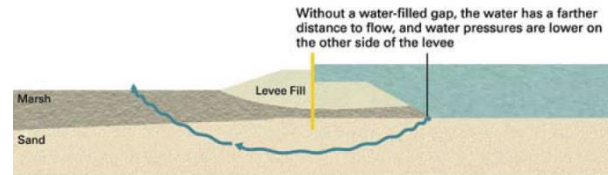


(b) 加振後浸透実験の状況

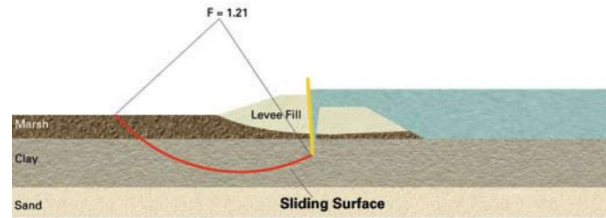
図 2.29 加振前後での浸透実験状況の比較 (鋼矢板二重壁の場合)³³⁾



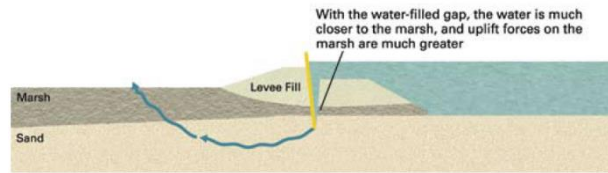
(a-1) 隙間がない場合のすべり破壊



(b-1) 隙間がない場合の浸透破壊

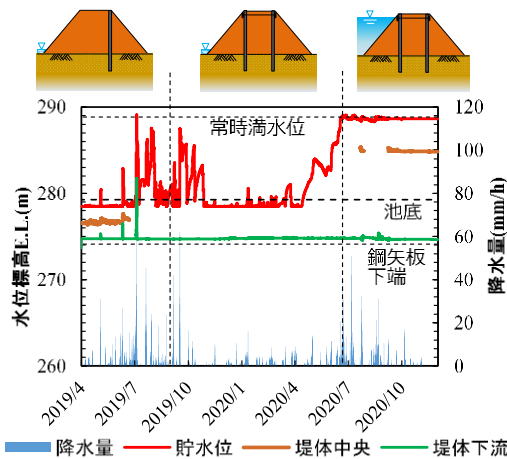


(a-2) 隙間がある場合のすべり破壊

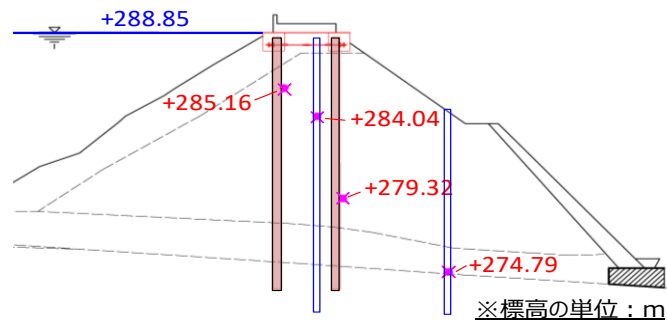


(b-2) 隙間がある場合の浸透破壊

図 2.30 堤体と鋼矢板の隙間による影響³⁴⁾



(a) 降雨量・貯水位・地下水位の計測結果



(b) 常時満水時における地下水分布 (2020/8/1)

図 2.31 鋼矢板で補強されたため池堤の地下水位分布に関する知見³⁶⁾

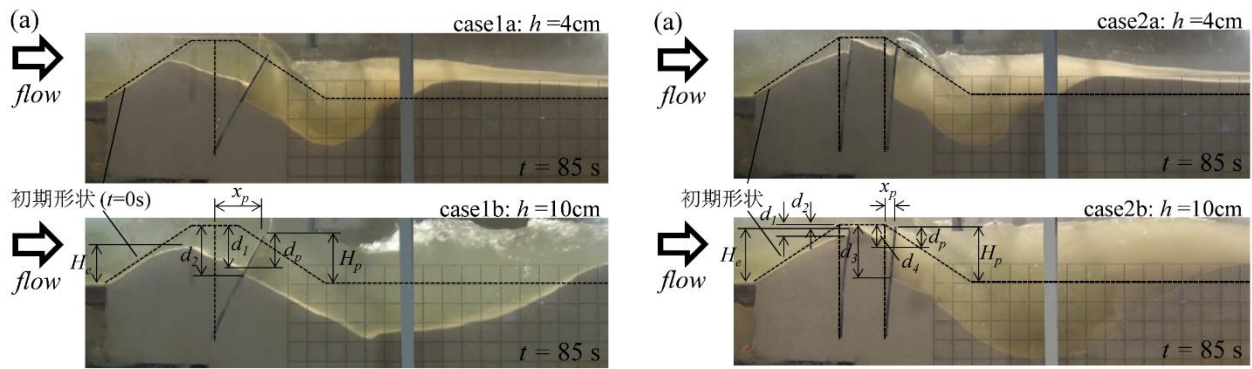
2.2.3 鋼矢板で補強された堤防の越水時挙動に関する既往研究

越水に対する強化を目的とした一部自立型を有する河川堤防を対象とした研究例は少ない。実施されているものも、一般的には海岸堤防における津波越流を対象としたものが多い。越水時の鋼矢板二重壁の破壊モードに関する具体的な研究例としては、一枚鋼矢板あるいは二重壁鋼矢板を対象とした海岸堤防の津波発生時における変形に着目した三戸部らの研究⁴⁸⁾が挙げられる。一枚鋼矢板では洗掘に発生により矢板が傾斜するに伴い、堤体自体の変形も生じることで矢板が突出するような状態になること、二重壁ではタイ材を通した川面側矢板および周辺地盤の支持力により変形が抑制されること、などが明らかにされている (図 2.32)。但し、越水に伴う堤体内の間隙水圧の変化や、洗掘量と鋼矢板の変形量の定量的な関係性などは示されていない。

増水時でも引用した研究例³³⁾では、加振時履歴後の越水影響も調査している。図 2.33 には振動実験後の堤体の様子と、その後の越水実験状況を示すが、地震時の影響を受けてのちでも天端高さを確保し破堤が防止されることが確認されている。さらに実験では越流水深を一定に保持したうえで、一枚鋼矢板と二重壁の川裏側を掘削 (洗掘を想定) する実験を行っている。掘削深度に伴い一枚鋼矢板は傾斜・転倒したが、二重壁ではより安定した傾向を示すものの、最終的にはボーリングが生じ、矢板が大きく転倒したことが報告されている。

これら二つの例が示すとおり、一部自立型でも一枚鋼矢板と二重壁鋼矢板では、洗掘深さに対する安定性感度、鋼矢板の変形に伴う侵食の進展、洗掘進展に伴うボーリングに対する安全率など、越水時に

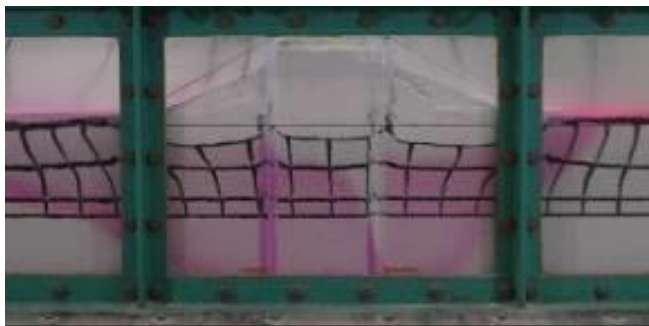
おける現象や安定メカニズムは大きく異なることが想定される。



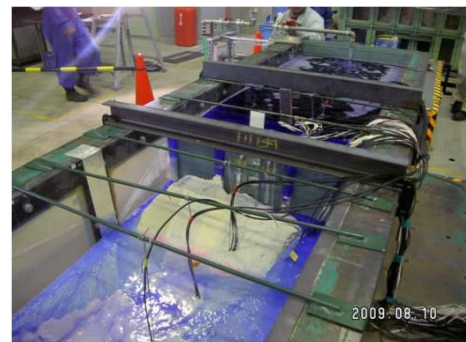
(a) 一枚鋼矢板の場合

(b) 二重壁鋼矢板の場合

図 2.32 海岸堤防を対象とした津波越流実験の様子⁴⁸⁾



(a) L2 レベル加振後の様子



(b) 越水試験時の様子

図 2.33 振動実験とその後の越水試験の状況³³⁾

また、河野⁴²⁾らによって実大規模での越水実験も実施されている。実験では国土技術政策総合研究所保有の大型水路を用いており、破壊モードやそのプロセスを調査することを目的に、計画高水位を前提とした仮締切構造としての設計長さよりも短い根入れ長さが設定されている。図 2.34、図 2.35 に実験条件および実験プロセスを示す。図 2.36 に実験結果を示しており、目安とされている越流水深 30cm、3 時間の越流時間に対してはほぼ変形が生じない結果が述べられている。また、実験の最終段階では天端のアスファルトを取り除き堤防下流側の土留壁を段下げすることで強制的に変形を生じさせており、鋼矢板の下端がハの字に開きつつ傾倒するような変形が生じることが報告されている。

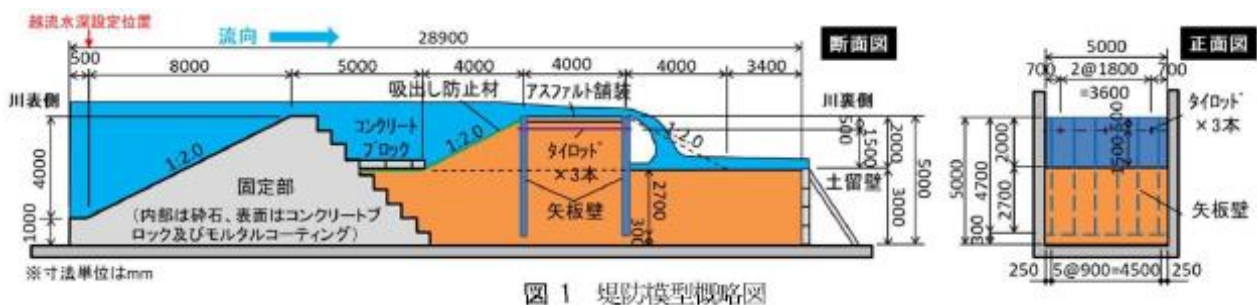


図 1 堤防模型概略図

図 2.34 実大規模越水実験の堤防模型断面⁴²⁾

通水	越流水深	越流時間	実験
1回目	0.1m	30分	1日目
2回目	0.2m	31分	
3回目	0.3m	30分	2日目
4回目	0.4m	30分	
5回目	0.475m	30分	3日目
川裏側の土留壁高を0.6m下げ			
6回目	0.475m	17分	4日目
※通水中に天端アスファルトの半面流出 (通水後残り半面を撤去)			
7回目	0.475m	120分	5日目

※1回目の通水前に、コア部の川表側を2日間程度湛水状態で維持

図 2.35 実大規模越水実験の実験プロセス⁴²⁾

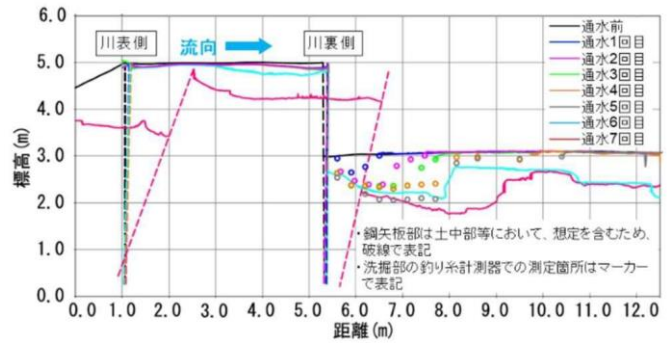


図 2.36 越水時の変形挙動⁴²⁾

2.3 越水に対する河川堤防の評価技術に関する既往知見

2.3.1 越流水と浸透水に関する既往知見

堤防を越えるような越水に関する研究は、これまで主に海岸堤防を越流する津波と裏法尻の洗掘問題として研究がなされている例が多い。過去の河川砂防技術研究開発においても、「津波来襲時の海岸堤防の被災メカニズムの解明のための数値解析技術の開発」⁴³⁾として取り組まれた例がある。ここでは、過去に行われた縮尺の異なる構造物水路実験を対象に、数値計算モデルの再現性が検証されている。一連の結果から、洗掘の発生と水の流れる方向性に関する関係性を明らかにするとともに、保護工の効果など有益な知見を提供している。しかし解析検証の対象となる実験は、図 2.37 に示すように裏法尻部分における洗掘発生部分を移動床として扱っているものの、堤体やその下部地盤を固定床(図中黒塗部)としており、河川堤防で問題として指摘される浸透流の影響を全く無視している。また堤体自体が固定床であることから破堤に関するメカニズムを明らかにする取り組みに活用できるものではない。

河川堤防における越流時においては、堤防を越えるよう河川水(雨水も含む)とともに、増水時における堤防内部の浸透水が発生する。本分野では主に河川堤防における浸透問題に注目⁴⁴⁾されてきたことから、評価技術を構築するためには従来法に加えて河川水(あるいは雨水)が堤体表面を流れることや表面から浸透することも考慮する必要がある。

堤体の表面流の評価については一定の計算方法が確立していることから、與田¹⁾は、堤体内の浸透流解析と表面流について個別に計算することで、越流水の影響も含めた堤体内の水位状態の推定を試みている(図 2.38)。しかし流速や圧力が不連続な点が生じることや、質量保存足が成り立たない不整合が現れるという課題などがあり、越流水と堤体内浸透流を連成して解けてはならず、越水時における堤体の状況を数値解析的に記述できる方法は土提のみを対象としても確立されていない。

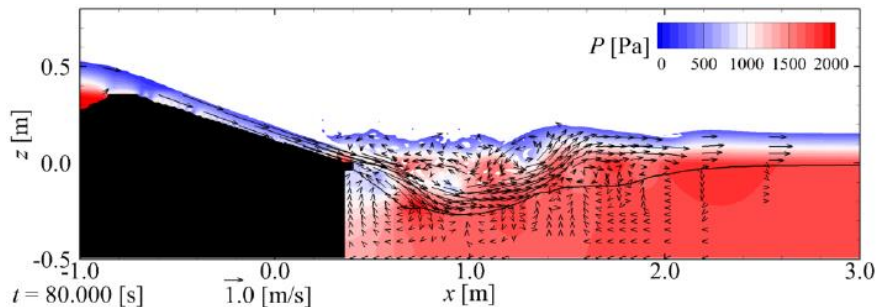


図 2.37 既往の解析例(洗掘進展時の流動場の様子; 黒色部は固定床)⁴³⁾

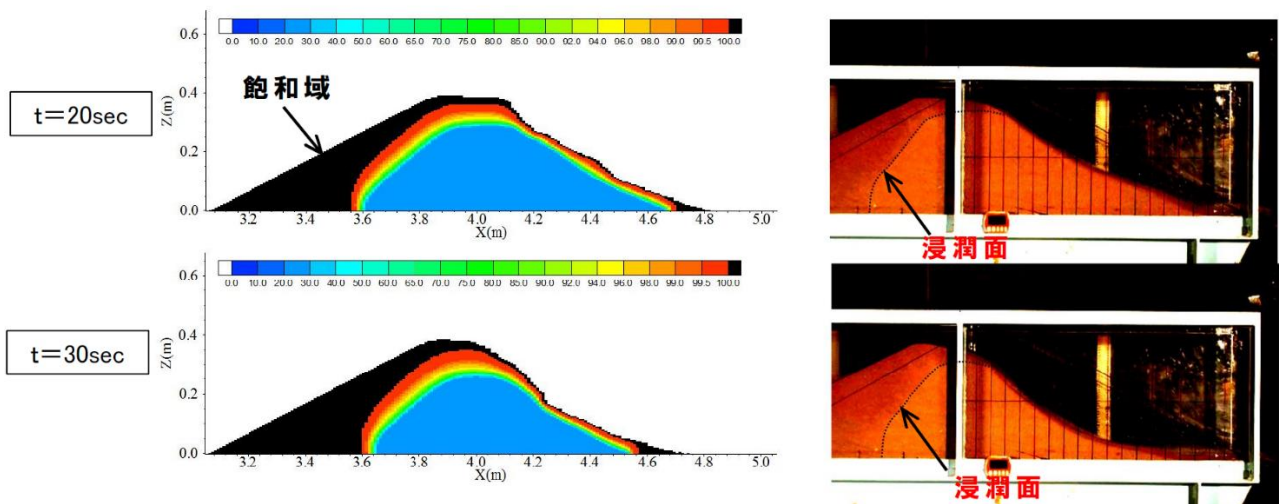


図 2.38 堤体浸透の解析結果(左)と実験結果(右)の比較 (6号砂の場合)¹⁾

2.3.2 侵食と洗掘に関する既往知見

越水段階においては越流水による川裏側のり面の侵食と基盤部の洗掘が想定される。のり面の侵食や基盤層の洗掘により、増水段階では抵抗や地盤の上載圧として機能していた地盤が消失するため、構造安定性は低下する。のり面の侵食についての既往研究としては、土堤を対象に複数の研究が実施されているが、精度ある数値解析は現在でも困難であり、発展途上の段階にある。

藤澤ら⁴⁵⁾は、堤体表面を流れる越流水の挙動と侵食による堤体形状の変化を同時に解析するため、越流水の挙動を記述する浅水流方程式と堤体形状変化を計算する土の浸食速度を組み合わせている。この手法により、堤高の時間変化を妥当に評価できること(図 2.39)や、侵食が生じることで表面流が浸食箇所へ集中し、流路が形成される過程を再現可能であること(図 2.40)等を示している。ただし、堤体高さが計算可能なものの浸食形状自体では実験結果と数値解析に乖離が残ることなどの課題は残っている。

一方、本テーマで扱う一部自立型構造を有する河川堤防では、構造背面への落水による洗掘が生じることが想定され、堤防のり面の表面水により発生する侵食や洗掘とは異なる現象となる。このような直立壁背面での洗掘に対する数値解析での評価方法は見当たらない。一方、これらを実験的に調査し定量的な評価を行おうとする例は複数見られる。中央大学の一連の研究等では、図 2.3.5 のような直立壁背後の洗掘量について流量や地盤条件(粒径影響)と洗掘深さの関係についての知見がある。この研究の中では越流水が落下した位置に発生する定在渦と最大洗掘深さの関係に着目しており、洗掘深の時系列変化の式を提案している⁴⁶⁾。これらの実験データや評価方法は一部自立型構造を有する河川堤防でも有用である可能性がある。河川堤防で想定される水準でのデータ蓄積なども踏まえた上で、評価方法としての妥当性を検討していく必要がある。

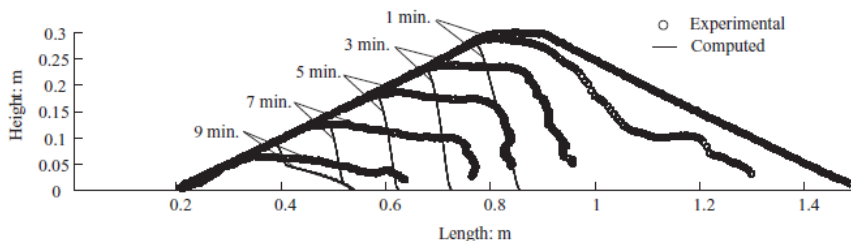


図 2.39 数値解析結果の模型実験との比較⁴⁵⁾

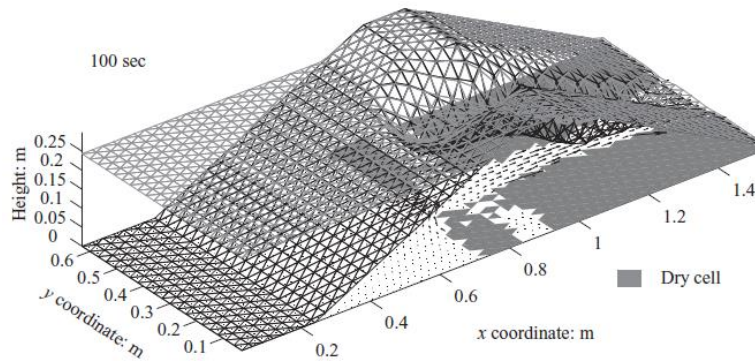
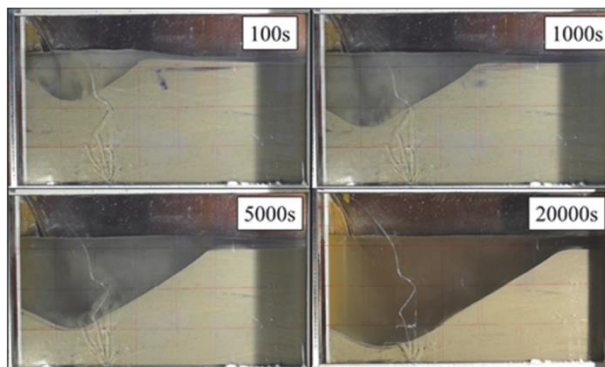
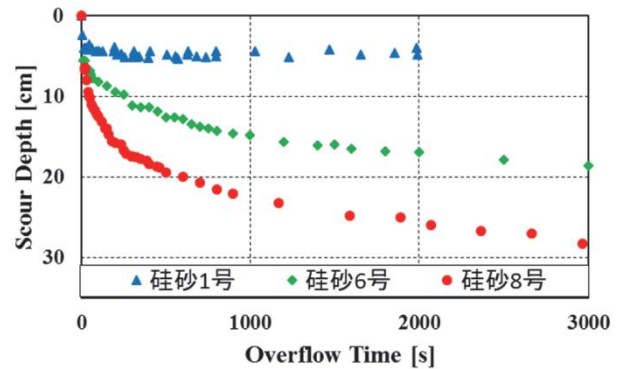


図 2.40 3次元数値解析結果（侵食開始100秒後）⁴⁵⁾



(a) 洗掘実験の様子



(b) 洗掘深の時系列変化（粒径比較）

図 2.41 越流による直立壁背後の洗掘に関する既往知見⁴⁶⁾

2.4 まとめ

本章では、越水・洗掘現象に対する鋼矢板二重壁を用いた河川堤防の強化技術構築を進める上で必要な知見を得るために、「越水による破堤現象に関する既往の研究」と「越水対策としての一部自立型構造に関する既往研究」の2つの視点から既往研究を整理した。

前者からは、実験条件を設定する際に考慮すべき条件を抽出し、実験結果整理の際の基本情報を得た。後者からは、仮締切の既往知見を活用しつつ、これに加えて増水～越水～引水の各段階における既往知レビューにより越水に対する河川堤防の強化にあたって考慮が必要な視点を整理した。構造自体は仮締切と類似していることから、基本的な安定性照査については仮締切の設計マニュアルを準用できることを改めて確認した。また増水～越水の各段階においても幾つかの有益な研究実績があることも確認された。しかし一方で、計画高水位により堤防仕様を決定されてきた経緯から、越水段階においては未だ不明瞭な点は残されており、とくに越水によって裏のり部が順次洗掘されていった場合に、二重壁に拘束される構造体（コア部）が外水圧に耐えて自立状態として安定性を維持できる条件やそのプロセスおよび限界状態は明らかとはなっておらず、本研究により課題解決を図り性能照査の枠組を提示することが必要である。

2 章 参考文献

- 1) 與田敏昭：河川堤防の越流侵食メカニズムに関する研究，京都大学，博士論文，2014.
- 2) 建設省土木研究所河川研究室：越水堤防調査最終報告書－解説編一，土研資料第2074号，1984.
- 3) 建設省土木研究所河川研究室：越水堤防調査中間報告書－資料編一，土研資料第1761号，1982.
- 4) 建設省土木研究所河川研究室：越水堤防調査報告書－資料編（II）一，土研資料第2050号，1984.
- 5) 建設省土木研究所土質研究室：堤防補強に関する大型模型実験(1)，土研資料第1772号，1982.
- 6) 建設省土木研究所河川研究室：加古川堤防質的強化対策調査報告書，土研資料第2621号，1988.
- 7) 建設省東北地方建設局岩手工事事務所：一閑遊水地堤防の耐力に係わる水理実験報告書，1994.
- 8) 建設省東北地方建設局岩手工事事務所：堤防の耐力に係わる水理実験実施解析検討業務報告書，1995.
- 9) 建設省東北地方建設局岩手工事事務所：堤防の耐力試験に関する調査業務報告書，1996.
- 10) 国土交通省東北地方整備局岩手河川国道事務所：平成19年9月洪水による堤防越流実験結果について，国土交通省東北地方整備局管内技術研究発表，2008.
- 11) 国土交通省東北地方整備局岩手河川国道事務所：堤防浸透越流実験について－今後の堤防設計・管理に向けて－，国土交通省東北地方整備局管内技術研究発表，2008.

- 12) 斎藤隆：水平噴流による洗堀に関する研究，土木学会論文報告集第282号，pp.53-63，1979.
- 13) 鮎川登他：河川工学-土木過程教科書，鹿島出版会，1992，pp.113-114.
- 14) 吉川勝秀他：河川堤防学 新しい河川工学，技法堂出版，2008.
- 15) 後藤仁志他，粒子法による河川堤防裏法侵食の数値シミュレーション，水工学論文集，第52巻，pp.979-984，2008.
- 16) 本間仁，低溢流堰堤の流量計数（第一編），土木学会誌，第26巻，pp.635-645，1940.
- 17) 北川明他，一閑遊水地における越流小堤の耐侵食力に関する現地実験，水工学論文集，第39巻，pp.489-494，1995.
- 18) 東高德他，堤防形状3次元性を考慮した対越水堤防強化，土木学会第55回年次学術講演会，II-169，2000.
- 19) 公益社団法人 地盤工学会，令和元年台風19号（東日本台風）および10月末豪雨災害に関する調査報告書，2020.
- 20) 福岡捷二，藤田光一，加賀谷均，アーマーレビー法尻工の水理設計，第31回水理講演会論文集，pp.365-370，1987.
- 21) 服部敦，森啓年，笹岡信吾，越水による決壊までの時間を少しでも引き延ばす河川堤防天端・法尻の構造上の工夫に関する検討，国土技術政策総合研究所，国総研資料第911号，2016.
- 22) 箱石憲昭，河川堤防の耐侵食機能向上技術の開発(1)，土木研究所，土木研究所研究成果報告書，2010.
- 23) 倉上由貴，二瓶泰雄，森田麻友，二見捷，板倉舞，菊池喜昭，龍岡文夫：GRS 河川堤防における越流・浸透に対するジオグリッドの目合いの効果について，ジオシンセティックス論文集，pp. 67 - 74, 2015.
- 24) 水谷英朗他，砂質堤防越水時の浸透とすべり破壊を考慮した越流破壊解析法の検討，” 京都大学防災研究所年報 B, pp.459-469, 2012.
- 25) H.Nakagawa, Erosion of unsaturated river embankment due to overtopping water, Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, vol.55, SK-1-K4, 2011.
- 26) 矢部浩規，破堤被害を最小化するための破堤氾濫流量の軽減技術に関する研究，土木研究所，土木研究所研究成果報告書，2018.
- 27) 輿田敏昭他，“越水に対する堤防強化のための小型堤防による越流侵食実験，” 河川技術論文集，pp.269-274, 2011.
- 28) 公益社団法人 地盤工学会，“令和元年台風19号（東日本台風）および10月末豪雨災害に関する調査報告書，” 著：災害連絡会議，2020.
- 29) 吉森祐介，堤防裏法尻部の洗堀現象の把握と対策工配置条件の基礎的検討，土木学会論文集 B2, vol71, No.2, I_1117-I_1122, 2015.
- 30) 野口賢二他，津波遡上による護岸越波および全面洗堀の大規模模型実験，海岸工学論文集第44巻，pp.296-300, 1997.
- 31) 有川太郎，“越流による直立型堤防背後の洗堀量に関する研究，” 土木学会論文集 B2(海岸工学), vol.70, No.2, I_926-I_930, 2014.
- 32) 倉上由貴：耐越水性・耐浸透性・耐震性を兼ね備えた新しい複合型河川堤防の提案と大型模型実験による検証，東京理科大学，博士論文，2018.
- 33) 乙市和孝，古閑潤一，金子勝，田中宏征，永尾直也：鋼矢板を用いた堤防の補強に関する実験的研究，地盤工学ジャーナル，Vol. 6, No. 1, pp.1-14, 2011.
- 34) American Society of Civil Engineers. The New Orleans hurricane protection system: What went wrong and why; A report by the American Society of Civil Engineers Hurricane Katorina external review panel. 2007.
- 35) 妙中真治，持田祐輔，河川堤防における鋼矢板を用いた地震・洪水対策技術の開発，地盤工学会，地盤工学会誌 3月号，2022
- 36) 榎山嵩，中山裕章，及川森，原忠，芳本健太，黒田修一，棚谷南海彦。鋼矢板により補強されたため池堤防の地下水位分布の調査。第 56 回地盤工学研究発表会予稿集，12-7-5-06，2021.
- 37) 河野 努，三好 朋宏，福島 雅紀：実大模型実験による二重式鋼矢板構造を有する堤防の越水破壊挙動の検討，河川技術論文集 30 (0)，167-172, 2024
- 38) Takemura J., Kondoh M., Esaki T., Kouda M. & Kusakabe O.: Centrifuge model tests on double propped wall excavation in soft clay, Soils and Foundations 39(3): 75-87, 1999.
- 39) 岡村未対，松尾修：液状化性土盤上の鋼矢板二重仮締切の動的遠心模型実験，第 36 回地盤工学研究発表会，pp. 1349-1350, 2001.
- 40) Ruhul amin khan M., Takemura J., Fukushima H., Kusakabe O.: Behavior of double sheet pile wall cofferdam on sand observed in centrifuge tests: IJPMG-International Journal of Physical Modelling in Geotechnics 4: pp. 01-16. 2001.
- 41) 大堀晃一，荘司喜博，高橋邦夫，上田寛，原道彦，川井豊，塩田啓介：二重矢板式構造物の力学特性に関する研究，港湾技術研究報告，Vol. 23, No. 1, pp. 103-151, 1984.
- 42) 河野勉，三好明宏，福島雅紀，瀬崎智之：実大模型実験による二重式鋼矢板構造を有する堤防の越水破壊挙動の検討，河川技術論文集，第 30 巻，pp.167-172, 2024.
- 43) 水谷法美。津波来襲時の海岸堤防の被災メカニズム解明のための数値解析技術の開発，河川砂防技術開発（平成 25～26 年度）成果概要。 < https://www.mlit.go.jp/river/gijutsu/kaigankadai/theme_past.html >
- 44) (独) 土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム。河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント。平成 25 年 6 月版。2013.
- 45) 藤澤和謙，村上章，西村伸一，珠玖隆行。土の浸食速度を用いた堤体の越流破堤解析。土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol. 68, No.2 (応用力学論文集 Vol. 15)，pp. I_317-I_326，2012.
- 46) 鈴木混平，有川太郎。越流による直立型堤防背後洗堀の時系列変化についての検討。土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 75, No. 2, pp. I_715-I_720，2019.
- 47) (財) 国土技術研究センター編。鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル，山海堂，平成12年12月
- 48) 三戸部佑太，乙志和孝，黒澤辰昭，Mohammad Bagus Adityawan，盧敏，田中仁：津波越流に対する鋼矢板構造の堤防補強効果に関する実験的検討，土木学会論文集 B2 (海岸工学)，Vol. 70, No. 2, pp. I976-980. 2014.

3. 鋼矢板二重壁により補強された一部自立型河川堤防の越水時挙動

3.1 はじめに

鋼矢板二重壁により強化された河川堤防において増水～越水時の破壊メカニズムの設定に資する知見を蓄積するため、中型模型実験を実施した。中型模型実験は、越水を再現するための供給水量の制御や計測、根入れを十分に確保した構造のモデル化が可能という特徴がある。本章では、以下2点を目的として、実施した実験結果をまとめた。

目的1：一部自立型構造による越水時抵抗機構の調査 (3.3 節)

目的2：増水～越水時における構造形式毎の抵抗機構調査 (3.4 節)

3.2 実験手法

3.2.1 実験装置

図 3.1 に本実験で使用した実験装置を、図 3.2 に実験装置の本研究で用いる場合の構成や寸法を示す。本装置は、堤防模型を作製する土槽部分と、堤防模型に水を供給し排出された水を再度供給用の水として利用するため回収する循環装置部分から構成される。土槽内部は模型堤防を作成する土槽部分と、給水槽部分に分かれており、整流板を介して繋がっている。土槽部分は内寸 L 2.6 m×H 1.7 m×B 1.0 m、排水側の側壁の高さは 1.0 m であり、図 3.2 に示すように基盤部分として 1.0 m 確保できるため根入れ構造物のモデル化に適している。給水槽には貯水タンクから給水ポンプで水を供給することができ、給水槽の水位や給水量を計測可能となっている。また排水側には排水を 1 次受けする水槽を設置し、その水槽から上記貯水タンクへ循環させることで長期の越水実験が可能な仕様となっている。越流量はその循環時に通水するパイプに取り付けた流量計と排水 1 次受け水槽の水位から算出することで求めている。

図 3.3 は本装置を用いて実施した鋼矢板二重壁を設置した実験の一例を示している。地盤上部の台形部分を堤体、それよりも下部に位置する矩形の領域を基盤部とし、堤体と基盤部の境界を地表面、堤体の傾斜部をのり部と定義した。また、鋼矢板の設置位置は法肩であり、天端幅分の間隔を空けて配置した。鋼矢板長さは堤体の高さ（以下、堤高）と基盤部に挿入された長さ分の合計であり、特に基盤部に挿入された長さを根入れ長と定義した。一部自立型の構造体は、鋼矢板とそれに挟まれた地盤を合わせたものを指し、特に鋼矢板間の地盤部分をコア部と定義した。加えて、越流水により川裏の地盤が侵食を受け地表面よりも深く掘り込まれる現象を洗堀と定義した。



図 3.1 実験装置概観

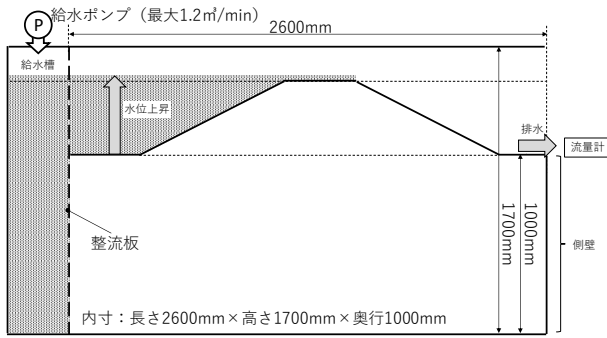


図 3.2 模型堤防の寸法と本実験の装置構成

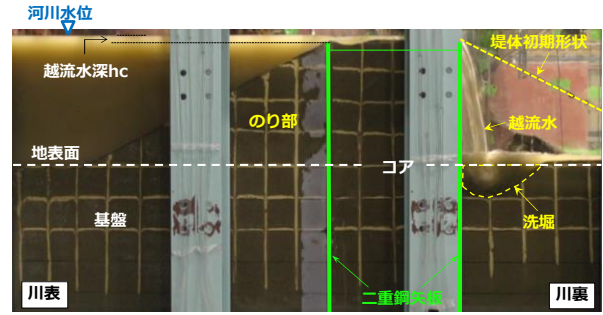


図 3.3 実験例

3.2.2 プロトタイプとそのモデル化

図 3.4 に本実験でプロトタイプとした堤防の断面図を示す。これは、増水時を想定し、仮締切構造の設計に準じて試設計された事例¹⁾を基にしている。井合の研究²⁾を参考に重力場での模型実験の相似則に従ってモデル化することとし、関係する相似則を表 3-1 に示す(越流条件については後述)。堤高 6 m を 0.4 m に縮小モデル化しているため、幾何学的(長さの)相似比 λ_L は 1/15 である。天端幅は相似比 λ_L によりモデル化し、のり部の傾斜はプロトタイプ同様に 1:2 とした。鋼矢板の断面としては、ハット形鋼矢板 25H 型の鋼矢板をプロトタイプとして曲げ剛性の相似比 $\lambda_{EI}=\lambda_L^{3.5}$ としてモデル化した。矢板の根入れ長は、基盤部に埋め込まれた長さで定義し λ_L によるモデル化をベースとした。

実験上モデル化する越水規模に関しては、令和 4 年 5 月に国土交通省にて設置された「河川堤防の強化に関する技術検討会(以下、「技術検討会」)」における情報を参考にした。技術検討会では、越水に対する性能を評価するための技術開発上の目安として「越流水深 30 cm の外力に対して、越流時間 3 時間の間は越水に対する性能を維持する構造とすること」が設定された³⁾。越流水深については λ_L によりモデル化し、越流時間についてはシールズ則から導かれる $\lambda_t(=\lambda_L^{0.5})$ により安定性を評価するタイミングを設定した。表 3-2 にプロトタイプと本実験条件の関係について示す。

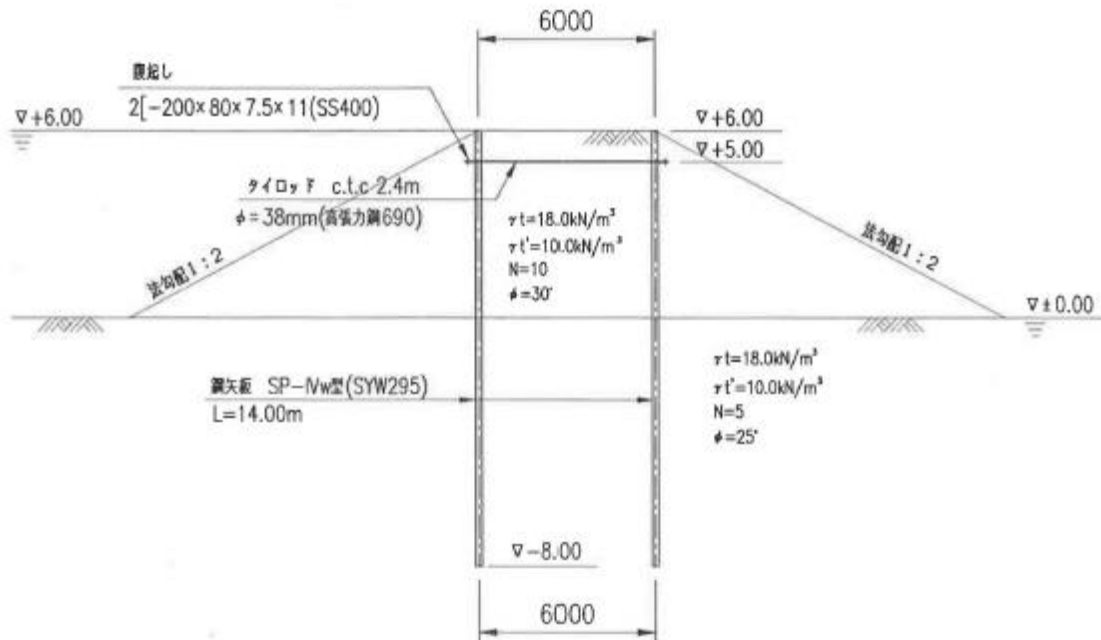


図 3.4 設計事例の標準断面

表 3-1 本実験の条件設定に用いた相似則

	相似比	
	実大	模型
長さ	1	1/N
地盤密度	1	1
地盤のひずみ	1	1/N ^{0.5}
部材の曲げ剛性	1	1/N ^{3.5}

表 3-2 実験条件とプロトタイプの関係

項目	プロトタイプ	モデル	相似則 (幾何相似比 $\lambda=1/15$)
堤防高さ H	6 m	400 mm	$\lambda = 1/15$
のり部傾斜	1:2	1:2	幾何形状一定
天端幅 B	6 m	400 mm	$\lambda = 1/15$
矢板断面	IV _w 型 (断面二次モーメント I = 56、700 cm ⁴ /m) →鋼板に換算 (t = 189 mm)	鋼板 (t = 6 mm)	曲げ剛性をフィッティング $\lambda_{EI} = \lambda^{3.5}$
矢板根入れ長 Le	8 m	530 mm	$\lambda = 1/15$
越流水深 h	30 cm 程度	20 mm 程度	$\lambda = 1/15$
越流時間	既往研究の目安 3 hr	45 分	$\lambda_t = \lambda^{5/6}$ シールズ則

3.2.3 実験条件

ここでは共通項目である地盤条件や管理手法、計測手法、実験手順について説明する。

本実験による模型堤防は砂質系の地盤材料で一様の締固め度で構成した。これは洗掘の影響を顕著に発生させることを狙いとしており、既往研究⁴⁾を参考に平均粒径 0.5 mm 程度の地盤である霞ヶ浦砂を用いた。表 3-3 に 3 軸試験、透水試験より得られた地盤物性と締固め試験の結果から決定した含水比と締固め度をしめした。模型堤防は、最適含水比 17%に調整した地盤材料を 90%の締固め度となるよう、下層から 10 cm ずつ密度管理することで作製した。堤体部分も同様に 10 cm ずつの水平成層地盤を階段状に締固めて作製し、その後表面を 1:2 の勾配となるよう整形した。地盤作製の段階で、鋼矢板模型は地盤内に設置しており、鋼矢板を設置した高さより後の工程では、鋼矢板で仕切られた 3 つの空間を同時に締固めた。また図 3.5、図 3.6 は霞ヶ浦砂の粒度分布および水分特性曲線を示す。

計測項目は表 3-4 に示す通りであり、各項目の計測位置を図 3.7 に示した。鋼矢板にはひずみゲージを 100 mm 間隔で貼り付けており、2 枚の鋼矢板は図 3.8、図 3.9 に示す通りタイロッドで接続しており、奥行方向に 5 本設置した。また鋼矢板模型の頭部には図 3.10 のようにスタッドピンを溶接し、そこに取り付けられたターゲットに対し高さ方向 2 水準の水平変位を計測した。間隙水圧は、コア部の水圧変化や水位分布を求められるよう堤防内に細かくセンサーを配置した。また、地盤内の全応力を計測するため、鋼矢板の根入れ部付近で、地盤からの抵抗を大きく受けると予想された箇所土圧計をはいちした。水量については、基本となる流量で給水を開始し、水位計の値を確認しながら実験中に流量を微調整しつつ給水槽水位を維持し、その時越流した水量をクランプオン式流量計と排水 1 次受け槽の値から算出して求めた。堤防断面の形状変化については、アクリル面側に約 10 cm × 10 cm の格子状に配置した色砂による視覚的な確認に加え、画像解析による処理を想定した画質での側面写真 (インターバル撮影 (1 枚/5 秒)) を撮影した。洗掘深さについては、写真からの読み取りによる離散データの取得に加え、直接的な計測を試みており、約 300 g の錘をつけたワイヤー変位計を洗掘発生位置に落とし、底面までの深さを計測した。

図 3.12～図 3.21 に実験ケースを示した。N-Y は土堤条件、L1000t6 は十分な根入れ長および板厚をモデル化しており、根入れ長 1000 mm(本装置の最長長さ) 板厚 6 mm とし根入れ長や板厚、地盤条件を変化させた。これらは、越水時における鋼矢板二重壁の有無による影響や、抵抗機構、破壊モードを調べることを目的としたケースであり表 3-5 に実験ケース一覧を示す。EL500t6 を基本ケースとし、根入れ長さ EL や板厚(曲げ剛性)を変化させて実験ケースを設定した。基本ケースは仮締切マニュアルに示されている構造安定性(滑動、せん断、支持力、タイ材を支点としたつり合い、部材応力)と浸透の照査方法を準用した。浸透経路については図 4.2 の状態を想定して設定しており、構造安定性に関する照査は全て満たした上で、浸透照査(浸透経路/水位差=3.3)で基準 3.5 を若干下回る根入れ長さとした。なお国土交通省から公表された参考資料⁷⁾の中で「鋼矢板の堤体及び基礎地盤との一体性及びなじみ」について評価する際に用いることが提案されているレインの荷重クリープ比について下回る条件(本実験の地盤材料(中砂 細砂)の場合 6~7 に対し、本実験の基準ケースは 4.4 である。上記の基本ケースに対し、根入れ長さを 200%、60%、20%に変化させた。また、L500t6C、L500t6CK、L500t6CS は構造形式の違い(鋼矢板二重式、仮締切、一枚鋼矢板)による影響について調べることを目的として条件を設定したケースであり特に L500t6CS は鋼矢板二重壁構造において設計条件となる根入れ 500mm の条件を維持しつつ鋼矢板を 1 列とした条件であるため、根入れ長が不足した条件であり破壊時の鋼矢板の応答を確認することを目的としている。

模型鋼矢板(鋼板)の板厚はハット形鋼矢板 25H(SYW390 材:許容曲げモーメント 310.2kN^o m/m、降伏曲げモーメント 514.8kN^o m/m)をモデル化しており、主要な外力方向が水平方向であることから曲げ剛性 EI が相似則($\lambda_{EI} = \lambda l^{3.5}$)を満たすよう井合²⁾らの研究を参考に選定した。本実験ではプロトタイプとして N 値 5 程度の地盤を想定しており、ハット形鋼矢板 25H を用いた場合において $\beta=0.5$ 程度となる。板厚を変化させたケース(t=1.2~6 mm)においては、上述の通り実大換算の設計状態である t=6 mm を基準に板厚を設計値以下とした。実大換算した断面二次モーメント I は t=2.3 mm, 1.6 mm は軽量鋼矢板、t=1.2mm は直線鋼矢板に相当する。なお根入れ長さを十分に確保しているため、鋼矢板の発生応力照査以外の構造安定性は満たしている。またタイ材は想定される軸力において許容応力内に収まるよう全ケースにおいて直径 6 mm の棒鋼を用いた。

実験手順としては、実験開始前までに地盤内水位を地表面高さに調整し、その後、増水段階を経て越水段階の実験を連続的に実施した。これは越流による破堤現象が地盤内の浸透条件に応じて進展の度合いが変化するという既往知見⁵⁾を踏まえ地盤内の浸透状態に関して前提条件を揃えることを目的としている。また、3.3 節では、単調増水後に越水を生じさせ、越水深を段階的に増加させた。3.4 節では、増水段階において、水位の上下動を繰り返した後に高水状態を維持し、その後越水段階、急速に給水槽水位を低下させる引水段階を実施する条件とした。

表 3-3 地盤材料の物性値

項目	物性値		取得方法
	地盤材料①	地盤材料②	
土試料	霞ヶ浦砂	霞ヶ浦砂 +ファインサンド (10%)	—
内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	38.5	37.2	3 軸圧縮試験(CD) 拘束圧：10～80 kPa 試験体密度：Dc90%
粘着力 c (kN/m ²)	1.4	4.3	
透水係数 k (m/s)	2.23×10^{-4}	2.69×10^{-5}	定水位透水試験
含水比 ω (%)	17	14.3	締固め試験
締固め度 Dc (%)	90	90	
平均粒径 D ₅₀ (mm)	0.5	0.3	
均等係数 Uc(=D ₆₀ /D ₁₀)	2.4	35	
粒径加積曲線			粒度試験
SWCC			保水性試験

図 3.5 粒径加積曲線

図 3.6 SWCC

表 3-4 計測器一覧

計測項目	種類	型式
頭部水平変位	レーザー変位計	IL300 (キーエンス)
堤高	デジタルカメラ (定点写真より読み取り)	EOSKISSX10 BK (Canon)
鋼矢板ひずみ	ひずみゲージ	WFLA-3-11-10LDBTB-F (東京測器研究所)
タイロッド軸力	ひずみゲージ	WFLA-3-11-10LDBTB-F (東京測器研究所)
間隙水圧	間隙水圧計	BPR-A-50KPS (共和電業)
地盤内土圧	小型圧力計	PS-05KC (共和電業)
給水層水位	パルス式水位計	FL-001 (キーエンス)
排水量	流量計	FD-R80 65A80A (キーエンス)
実験動画 (側面、上面、正面の3方向)	ビデオカメラ	HC-VX992M/VZX992M (Panasonic)
実験写真 (側面、上面、正面の3方向)	デジタルカメラ	EOSKISSX10 BK (Canon)
洗掘深さ	ワイヤー変位計	DP-G (東京測器研究所)

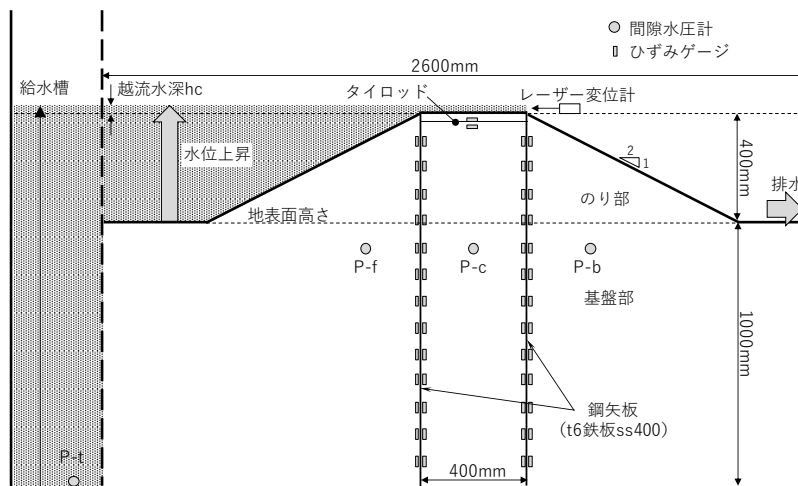


図 3.7 計測位置

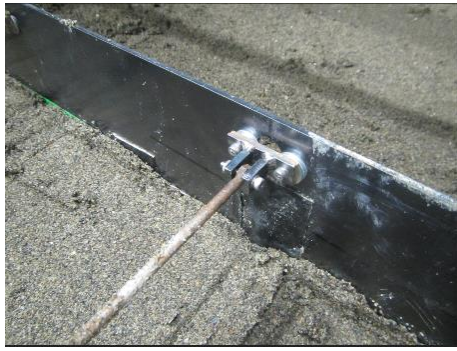


図 3.8 タイロッドの構造



図 3.9 タイロッドの配置

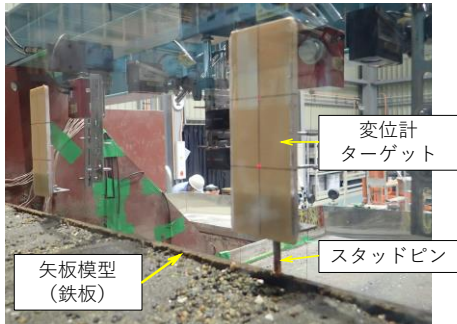


図 3.10 変位計測のターゲット@鋼矢板模型頭部

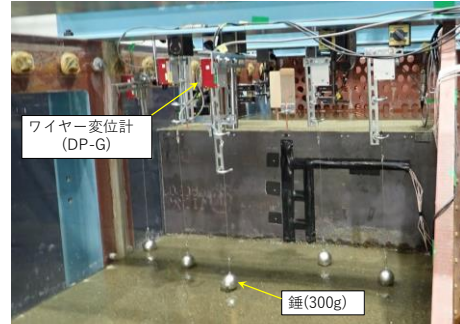


図 3.11 洗堀計測の様子

表 3-5 実験ケース一覧

Case コード	根入れ長 [mm]	板厚 [mm]	構造形式	地盤材料	節番号
N-Y	-	-	土堤		
EL1000t6	1000	6	堤体強化 (二重鋼矢板)	霞ヶ浦砂	3.3 節
EL500t6	500	6			
EL300t6	300	6			
EL100t6	100	6			
EL1000t2.3	1000	2.3			
EL1000t1.6	1000	1.6			
EL1000t1.2	1000	1.2			
EL300t6FS	300	6		霞ヶ浦砂+ファインサンド	
EL500t6C	500	6	仮縮切形状 1列鋼矢板構造	霞ヶ浦砂	3.4 節
EL500t6CK	500	6			
EL500t6CS	500	6			

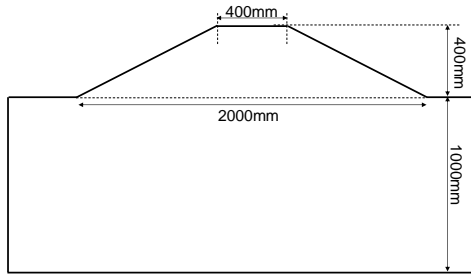


図 3.12 N-Y (シリーズ1 : 土境)

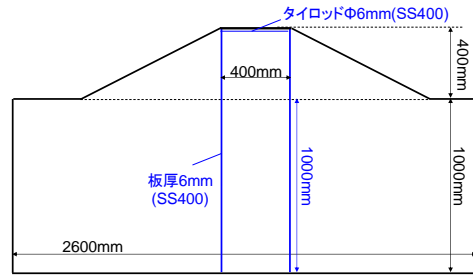


図 3.13 EL1000t6 (根入れ長尺)

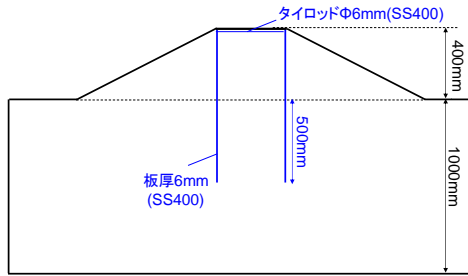


図 3.14 EL500t6 (標準)

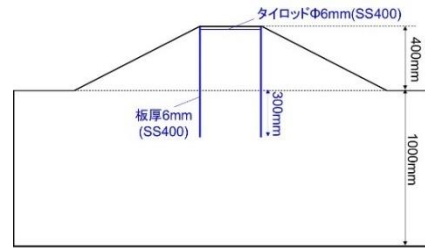


図 3.15 EL300t6

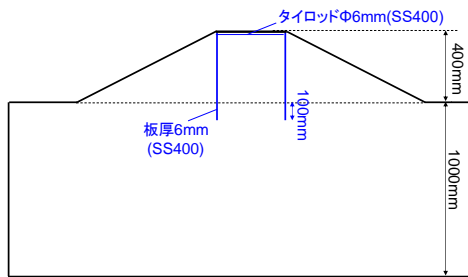


図 3.16 EL100t6 (根入れ短尺)

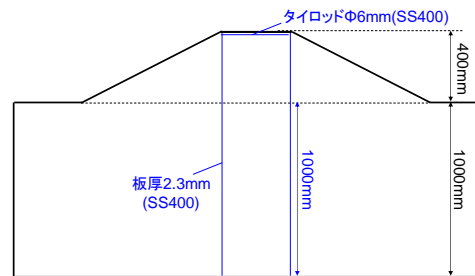


図 3.17 EL1000t2.3, EL1000t1.6, EL1000t1.2 (薄肉)

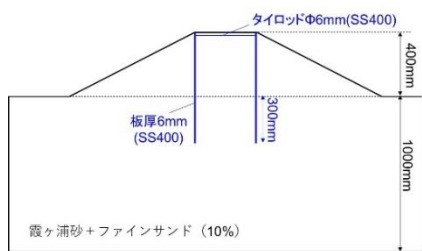


図 3.18 EL300t6FS (ファインサンド混じり)

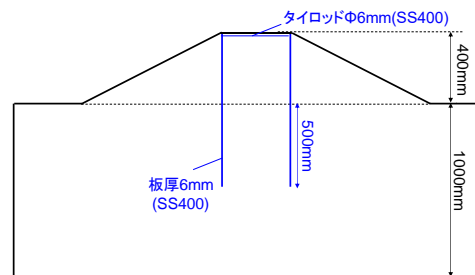


図 3.19 EL500t6C (標準 | 繰り返し増水)

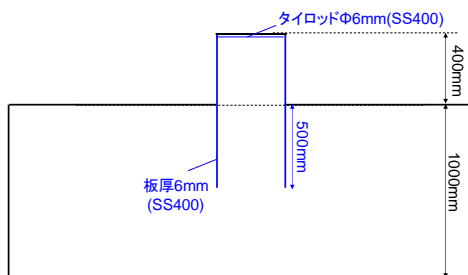


図 3.20 EL500t6CK (仮締切 | 繰り返し増水)

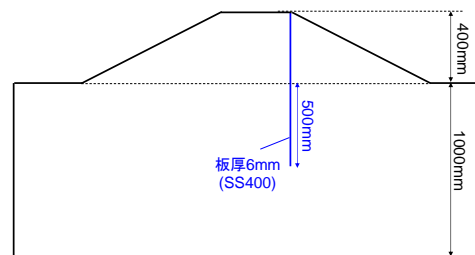


図 3.21 EL500t6CS (シリーズ2 : 一列矢板)

3.3 一部自立型河川堤防の越水時抵抗機構と破堤プロセス

3.3.1 給水条件

越水条件は図 3.22、表 3-6 に示す通りであり、越流水深は 5 段階で上昇させた。Step1 では越流水深約 22 mm を 3 時間保持する条件とした。これは実物換算で 33 cm に相当する越流水深をフルード則換算した場合においても 12 時間程度継続させたことに相当し、河川堤防の補強構造に対する評価の目安（実験による越水性能評価の目安）として示されている『越流水深 30 cm の外力に対して、越流時間 3 時間』とし、その間は越水に対する性能を維持³⁾ することに比して十分な時間設定となっている。その後、段階的に給水流量を増やすことで、越流水深を増加させ、洗掘を進展させた。Step が進むにつれ、鋼矢板および鋼矢板に挟まれた部分の土から構成される一部自立型構造（以下、構造体）が変形し天端高さが低下した場合には、流量を増加させることで河川水位に相当する初期の越流水深を保持するようにした。そのため、以下では初期天端高さより上の水位を越流水深と称する。

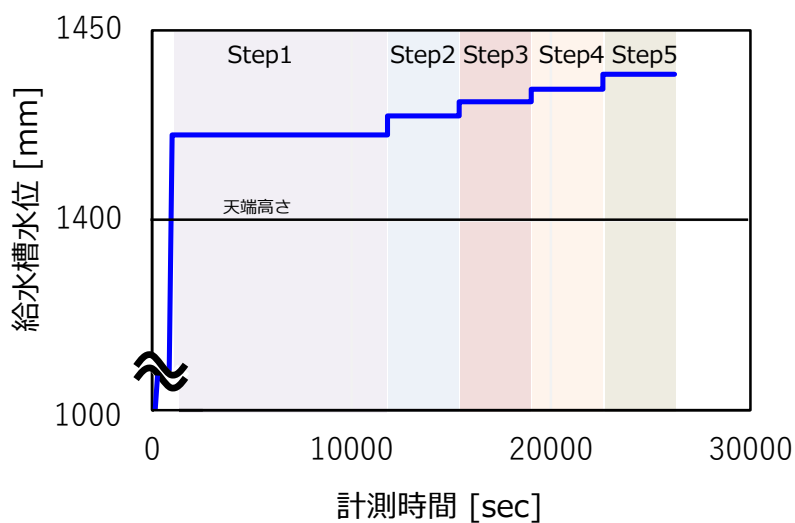


図 3.22 給水計画

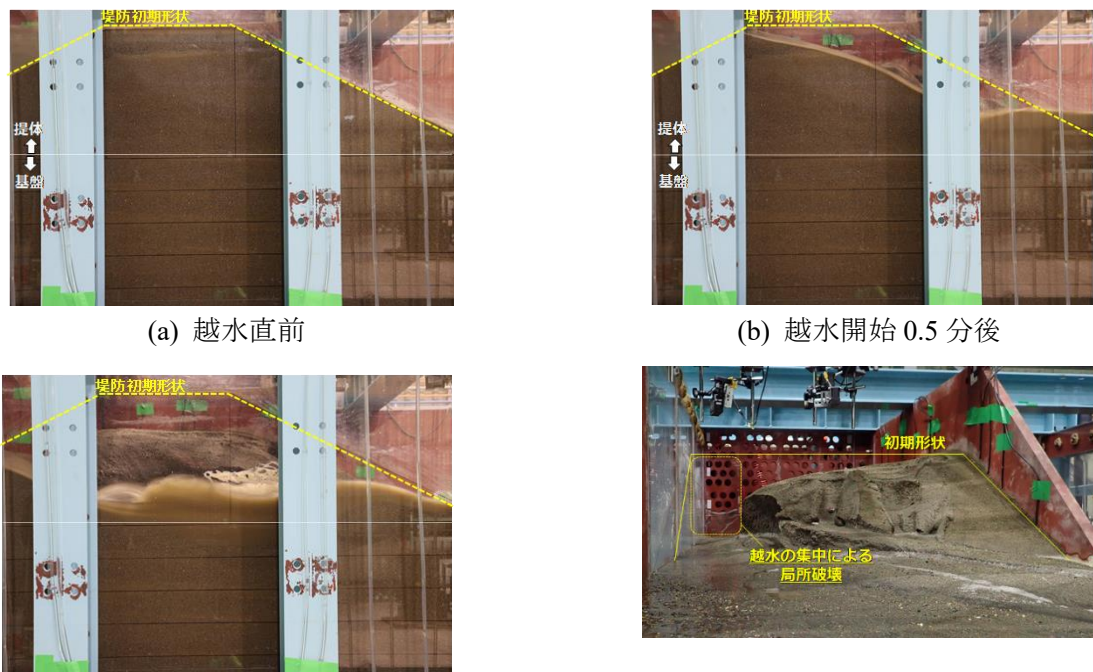
表 3-6 給水計画と実物換算値

	模型スケール			実物スケール	
	越流水深 [mm]	給水量 [ℓ/min]	時間 [hr]	越流水深 [mm]	時間 [hr]
Step1	22	270	3	330	11.6
Step2	27	350	1	405	3.9
Step3	31	430	1	465	3.9
Step4	35	510	1	525	3.9
Step5	38	590	1	570	3.9

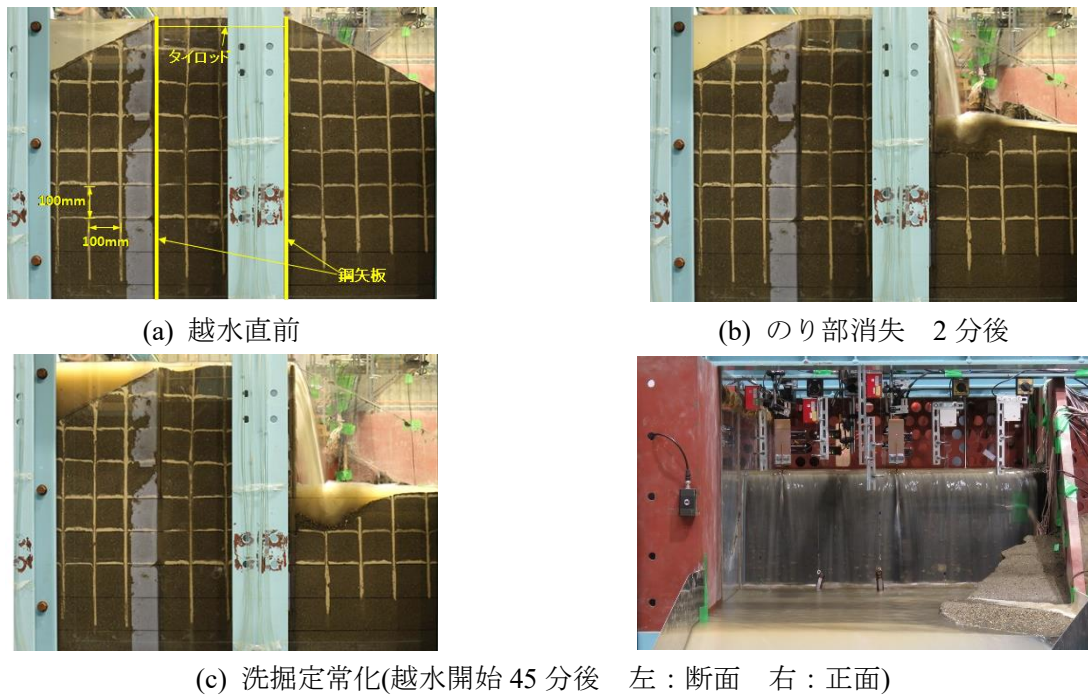
3.3.2 実験結果①：無対策条件および一部自立型堤防における変状プロセス

図 3.23～図 3.24 に N-Y(無対策) および鋼矢板二重壁を設置したケースについて、増水～越水段階における堤体断面の変化を示した。N-Y では河川水位が堤高まで上昇した越水直前の状態 (図 3.23(a))、堤体が越流水の侵食により堤高を保持できなくなった状態 (越水開始 0.5 分後、図 3.23(b))、越流水により堤体全体が侵食された状態 (図 3.23(c)) と推移した。最終的には図 3.23(c)右図に示す通り、奥行方向に一様な侵食ではなく弱部へ流れが集中し、局所的に破壊した。

一方、L1000t6 では越水直前 (図 3.24(a))、越流水の侵食によりり部が消失した状態 (図 3.24(b))、越流水により基盤部の洗掘が定常化した状態 (図 3.24(c)) と推移してき、いずれの状態においても鋼矢板頭部で計測した水平変位は小さく、(c)の状態においても 6 mm であった。そのため、堤高を決定するコア部の高さ (即ち、鋼矢板頭部の高さ) はほぼ変化せず、越水中も堤高が保たれていることが確認できた。



(c) 実験終了時 (越水開始 2 分後 左：断面 右：正面)
 図 3.23 越水による堤体形状変化 (N-Y)



(a) 越水直前 (b) のり部消失 2分後 (c) 洗掘定常化(越水開始 45 分後 左：断面 右：正面)
 図 3.24 越水による堤体形状変化 (L1000t6)

以下では L1000t6 を対象に、その抵抗機構について分析した結果を述べる。図 3.25 は越水直前(以下 t_1)、のり部消失時(以下 t_2)および洗掘が定常化した段階(以下 t_3)における鋼矢板のたわみ分布を示している。これらは鋼矢板に貼りつけたひずみゲージ値の分布を 2 階積分することで求めた。越水直前の t_1 ではたわみがほぼ発生しておらず、のり部が消失した t_2 においても最大で 1 mm 程度の変位に留まった。洗掘が定常化した t_3 ではたわみが最大で 6 mm 程度まで発生しており、その分布形状は川表側、川裏側で異なる。川表側鋼矢板は川裏側へ倒れるような形状となるが、川裏側鋼矢板は頭部をタイロッドで抑えられていることも影響し、洗掘発生深さ付近が孕みだすような形状となった。この点は 2 章で整理した既往研究⁴⁾の結果とは異なる点であり、越水洗掘現象により抵抗地盤が消失する除荷的な挙動に起因するものと考えられる。

図 3.26～図 3.31 には代表的な計測値の経時変化を示す。図 3.26 から、給水開始から t_1 までの増水段階において川裏側鋼矢板頭部の水平変位はほぼ発生していないことがわかる。これは堤体自体が鋼矢板を支持する抵抗として機能しているため、川表側の水位上昇による水圧増分があるものの、鋼矢板に変位を生じさせる荷重レベルには至っていないためと考えられる。その後、越水の直前 (t_1) ～のり部消失段階 (t_2) にかけて変位が発生し始め、 t_2 から 2000 秒付近にかけて変位が急増した。これは抵抗として寄与していた川裏側ののり部が越水により侵食されることで、鋼矢板の変位が発生し始めたと考えられる。また、2000 秒以降は、洗掘が定常化した t_3 付近までは変位が緩やかに増加するものの、その後は越水が継続している状態にもかかわらず鋼矢板頭部の変位が一定値に収束し、安定状態に至った。

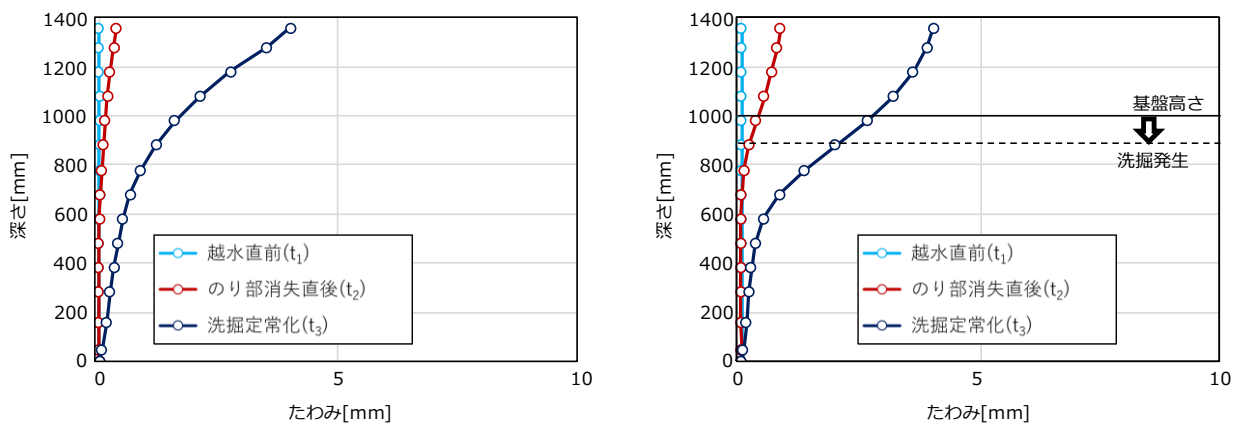


図 3.25 鋼矢板のたわみ分布(左:川表;右:川裏)

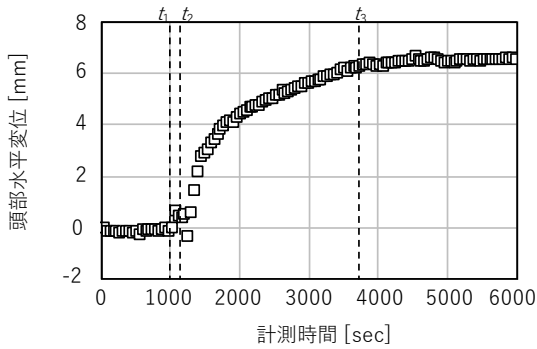


図 3.26 矢板頭部水平変位の変化

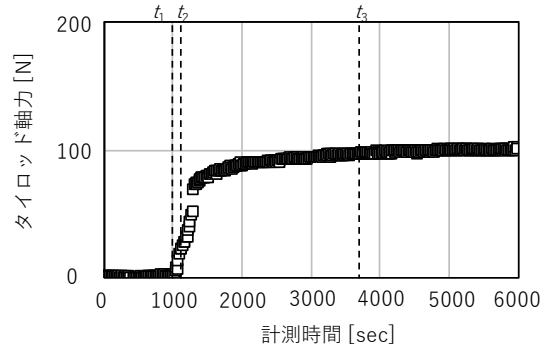


図 3.27 タイロッド軸力の変化

図 3.27 はタイロッド 1 本あたりの軸力を示している。タイロッドは川表側鋼矢板と川裏側鋼矢板の頭部を繋ぎ合わせており、2 枚の鋼矢板間距離は一定に保たれるため、2 枚の鋼矢板間距離を拡げる方向に力がかかる場合、その反力として軸力が発生する。 t_1 以前の増水段階ではタイロッド軸力はほぼ発生しておらず、 t_1 以降に軸力が発生している点は、鋼矢板頭部の水平変位の変化と符合する結果となっている。この結果から、 t_1 以降においては川裏のり部が消失することで抵抗が消失し、川裏側の鋼矢板が変形することでタイロッドに軸力が発生したと考えられる。一方で、鋼矢板頭部の水平変位とは異なり、タイロッド軸力は川裏側のり部が消失した後（1800 秒付近）に増加が収まっている。これは、のり部消失により川裏側鋼矢板がまず変位を生じる段階から、タイロッドを介して川表側鋼矢板へ荷重が伝達し、その後に鋼矢板二重構造の内力安定状態へと移行することで、越水開始後の早い段階でつり合った状態に至ったことによると考えられる。

図 3.28、図 3.29 は地盤形状の変化が大きかった高さ 3 水準（高さ：780 mm、980 mm、1180 mm）における、曲げモーメントの時間変化を示す。川表側は地表面高さよりも上部に位置する高さ 1180 mm での曲げモーメントは、時間によらず他の高さでの値よりも大きくなった。実験を通じて概ねこの高さで最大曲げモーメントが発生しているといえる。一方、川裏側は、 $t_1 \sim t_2$ 間では高さ 980 mm の地点で曲げモーメント最大値を記録するものの、 t_2 以降では曲げモーメントは減少に転じる。逆に、高さ 1180 mm 及び 780 mm での曲げモーメントが急激に増加し、最終的には地表面以下である 780 mm での値が最大となった。経時的には、川表・川裏側に共通して 1800 秒付近以降の曲げモーメントの変化率は小さく、構造的に安定した状態へ移行したと推察される。また、発生する最大曲げモーメントはのり部消失時(t_2)から洗掘が定常化した段階(t_3)にかけて 3.6 倍に増加しており、洗掘が発生曲げモーメントに与える影響は敏感かつ大きいということが分かった。

図 3.30 は川表側及び堤体中央（2 枚の鋼矢板の間）の地表面高さで計測した間隙水圧の変化を示している。川表側の間隙水圧は増水に伴って上昇し、越水中は一定値を保持した。また、堤体中央では 500 秒付近から間隙水圧の上昇が確認され、 t_1 までは直線的に増加した。その後、越水を契機とし t_2 より間隙水圧の上昇速度が高まり、1800 秒付近で値は収束し、 t_3 に至るまで概ね一定値を保持した。これは、 t_1 以前は鋼矢板の下端からの浸透による水圧上昇が発生した一方で、越水後は天端側から 2 枚の鋼矢板間への流入による水圧上昇分も加わったためと考えられる。水圧上昇速度が変化する時間と図 3.27 で示したタイロッド軸力や図 3.29 で示した曲げモーメントの変化する時間は一致するため、堤体間隙水圧の上昇は鋼矢板二重壁の安定状態の変化に大きく影響していることが確認できた。

図 3.31 は、越水による洗掘深さを側面側の撮影画像から読み取った値をプロットしており、深さ 0mm が地表面高さである。 $t_1 \sim t_2$ にかけて急激にのり部の侵食が発生し、 t_2 以降は 2500 秒付近まで一定のペースで洗掘が進展し、その後 t_3 に至るまでは緩やかに洗掘深さが増加した。つまり、本実験のように一定の越水深に保持される条件においては、洗掘深さは時間と共に概ね一定値に収束するといえる。

上述の図 3.26～図 3.31 の結果を俯瞰して捉えることで、本実験条件における、鋼矢板二重壁で強化された堤防の越水前後の外力変化とその結果生じる変形について説明することができる。まず増水段階では、堤体には変状が発生せず、川表側のり部と堤体内の水圧上昇のみが発生する。これらが鋼矢板の変形に与える影響は軽微であり、鋼矢板頭部の変位もほぼ発生しない。一方で、越水後においては、少なくとも (1) のり部の侵食、(2) 洗掘、(3) 鋼矢板間地盤の間隙水圧上昇、の 3 つの因子により鋼矢板に

変位が発生すると考えられる。越水開始後まず (1) と (3) が発生することで、川裏側鋼矢板を川裏側へと変形させる力が増加し、その力が川裏側鋼矢板の根入れ部とタイロッドで接続された川表側鋼矢板に分散してかかることで鋼矢板頭部の変位が発生する。のり部が消失した t_2 以降では(3)間隙水圧上昇に加えて (2) 洗掘が発生しており、(3) の影響が収まるまで変位が急増する。その後、間隙水圧が定常状態となり、(2) に起因する変位のみが徐々に発生するものの、最終的には変位も収まり安定状態へと至ったと考えられる。

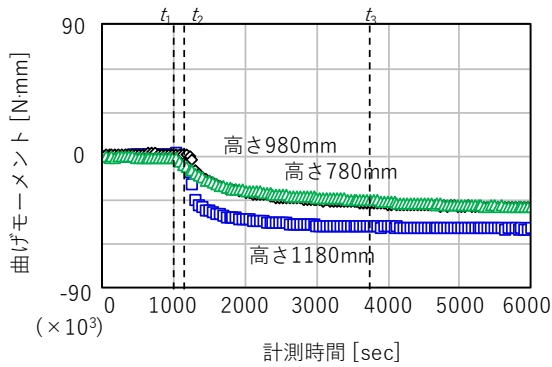


図 3.28 曲げモーメントの変化 (川表側矢板)

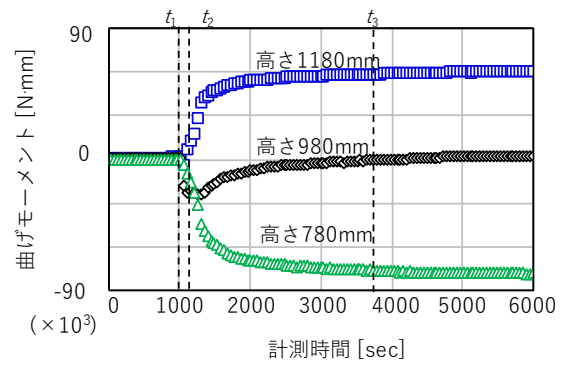


図 3.29 曲げモーメントの変化 (川裏側矢板)

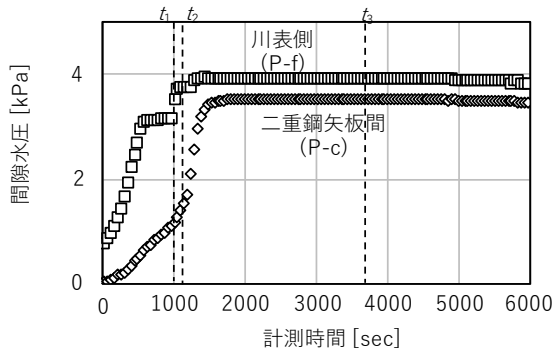


図 3.30 間隙水圧の変化

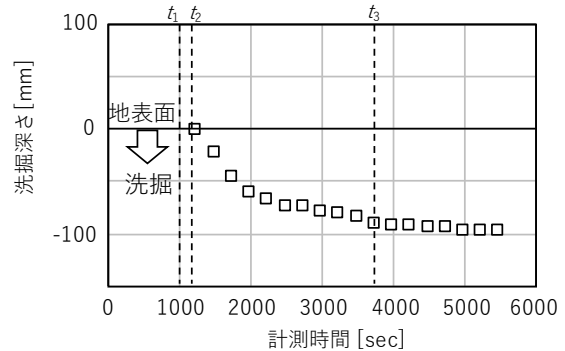


図 3.31 洗掘深さの変化

図 3.32 は、越水開始後に計測された、越水量の時間変化を示している (図 3.33 はその拡大図)。N-Y では、越水後 0.5 分頃までは堤高を保持できており越水量を抑制できていたものの、それ以降では越水量が急激に増加していることが分かる。これは越水後 0.5 分までは、堤高が維持され、これを上回る越水深に応じた水量が流出するのに対し、0.5 分後以降は堤高そのものが低下するため、実質的に越水深が拡大した結果、越水量が増加したためである。一方、鋼矢板二重壁を設置したケースにおいては越水が発生するものの、時間あたりの流量は一定に抑制された。特に L1000t6 では累計値である越水量の増加率は概ね一定となった。L100t6 や L1000t2.3 においては二重鋼矢板の変形に応じて、越水量が徐々に増加するものの、急激な増加はみられなかった。このことより、十分な根入れ長及び剛性を有する鋼矢板二重壁を設置することで、堤高が保持され、破堤を防ぐことが確認できた。また極端に根入れが短いケース (L100t6) や板厚が薄いケース (L1000t2.3) においては、鋼矢板二重壁の変形により堤防高さも変化し、その結果越流量が L1000t6 に対して徐々に増加しているもののその影響は限定的であり、たとえ根入れ長や板厚が不足して大きな傾斜が生じたとしても越水量を抑制し、越水に対して粘り強く抵抗することが確認された。

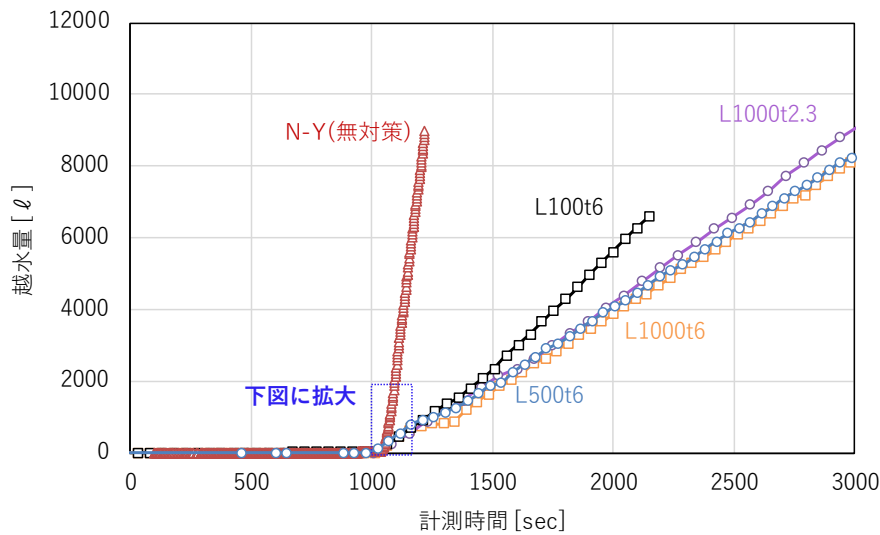


図 3.32 越水量の時間変化 (0s～3000s)

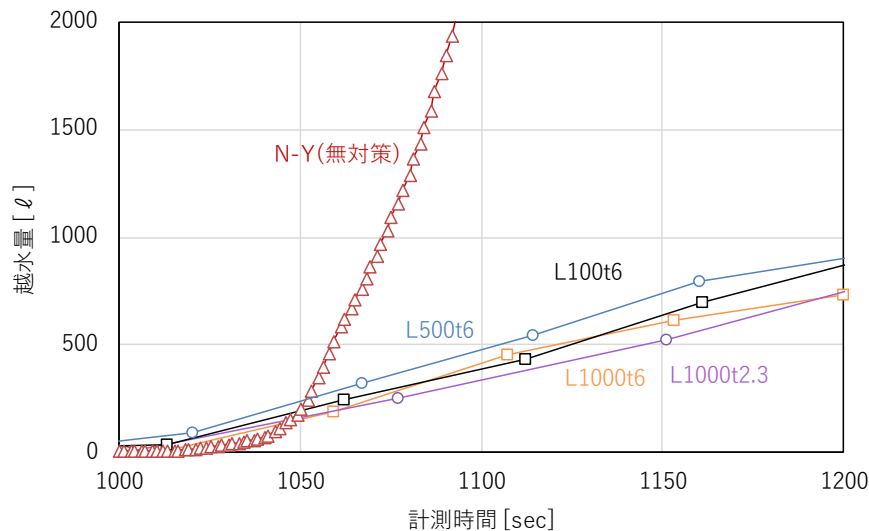


図 3.33 越水量の時間変化 (1000s～1200s)

3.3.3 鋼矢板仕様が鋼矢板二重壁の越水時安定性に与える影響

本節では、鋼矢板の根入れ長・曲げ剛性をパラメータとした実験結果について説明する。

Step1 の計測開始後 3700 秒（越流水深 22 mm を越水開始から 2700 秒保持、実物換算における越水時の性能を実験的に確認する際の目安である越流水深 30 cm、3 時間保持に相当）の変形状態を図 3.34 に示す。図 3.38 は計測時間と給水槽水位の関係を示している。

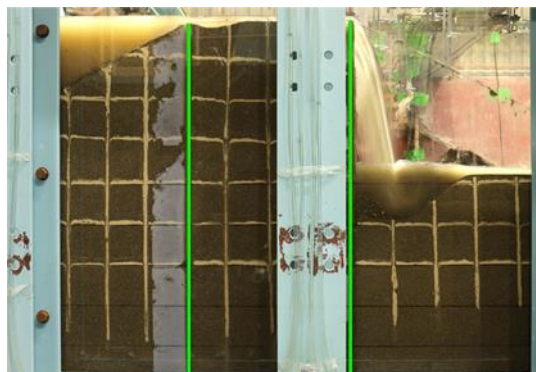
総越水量の時間変化は図 3.39 に示した通りである。天端高さが下がった場合は越流水深を所定の値に保つため、流量を増加させている。Step1 の最終状態である計測開始後 10000 秒付近では、EL500t6 と EL300t6 では越流総量に差が生じていない。これは L300t6 では頭部水平変位が 44 mm 生じているものの、天端高さとしてはほぼ低下していないことを示している。L100t6 は変形に伴い天端高さが低下し、それに応じて総越水量が増加した。但し、計測開始後 2000 秒以降はポンプの給水能力より水位が保持できなかったため、本実験より得られた総越水量は過小であり、想定条件を満たせていない。無対策条件 N-Y における越流流量と比較すると、いずれのケースも、同一の河川水位において総越水量が小さく、これは越流流量を抑制する効果が示唆されたと考えられる。

堤高の時間変化を図 3.40 に、頭部水平変位の時間変化を図 3.41 に示した。無対策条件である N-Y の変形状態については既報²⁾を参照されたい。EL500t6 は変形がほぼ発生せず Step1 の最終段階において

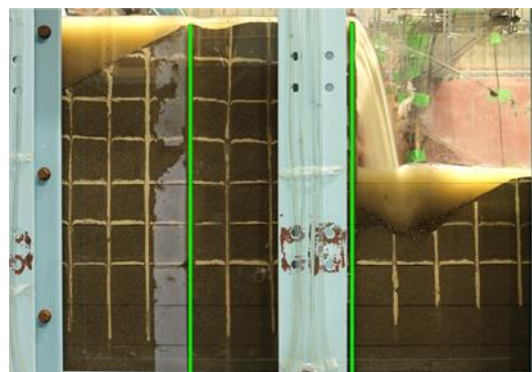
も頭部水平変位が 2 mm に収束した。Step2 以降も変形が大きく進展することなく最大 5.2 mm の変位に留まり、堤高も Step5 まで初期高さがほぼ保持された。EL300t6 は計測開始後 3700 秒の段階では変形は小さく頭部水平変位は 2.5 mm であり、Step1 の最終状態において構造体全体に傾斜が生じ、頭部水平変位は 44 mm に収束した。Step2 では頭部水平変位が 87 mm まで増加したものの、変位が収束する傾向が確認された。Step3 以降では変位が急増し、計測開始後 17000 秒までは越流水深を保持できたがそれ以降（図中点線部分）は保持できなかったため、Step3 の途中から Step5 に相当する 590 ℓ/min で給水を継続した。その結果、実験最終状態において水平変位は収束しており、堤高も 350 mm を保持する結果となった。また、EL100t6 はコア内部にせん断面が発生し、川裏側矢板は下端が開きつつ若干の沈下が見られており、「コアのせん断破壊」「コア部からの主働土圧による川裏側矢板下端の開き」「支持力破壊」が同時に生じたと考えられる。ただし、実験終了時（頭部水平変位 400 mm）においても鋼矢板が完全に倒壊することはなく、初期の半分程度の堤高(200 mm)は確保できた。EL100t6 については、早期に頭部水平変位が 180 mm 程度生じ、それに応じて堤高も保持できなかったため、越流水深 22 mm を保持できた越水後 1000 秒後までの状態を実線で、それ以降については参考データとして点線で示している。

コア内部（計測点 P-c）における間隙水圧の時間変化を図 3.42 に示した。Step1 の前段階である増水段階からコア内部の水圧は上昇し、越水後すぐに定常状態となった。越水後において、EL500t6 は 3.4 kPa、EL300t6 は 3.0 kPa、EL100t6 は 2.7 kPa、であり、根入れ長に応じてコア部の水圧が高い状態に収束する結果となった。本実験条件においては安全側の評価のために、一般的な使用条件である天端部分のアスファルト舗装等を考慮せず、堤体材料と同じ地盤材料でモデル化しており、越流水が天端からコア内部に直接流入する。そのため、コア内部には鋼矢板下端周りの浸透水に加え天端からの流入も加わり、川裏側鋼矢板の下端回りの浸透流として川裏側へ流出する。その際、鋼矢板二重壁の根入れが長い程、流出しにくい状況となるため、コア部の水圧が高い状態になったと考えられる。

洗掘深さの時間変化を図 3.43 に示した。EL500t6 では Step1 の越水後 2000 秒程度（計測開始後 3000 秒程度）まで洗掘深さが増加しその後収束した。それ以降の Step においても流量増加直後に洗掘深さが増加し最終的に収束する様子が確認された。EL300t6 においても Step1 及び 2 までは EL500t6 とほぼ同等の洗掘状況が確認されたが、Step3 において急激に構造体に変形が生じたため洗掘の計測が不可となった。EL100t6 については、洗掘が進展する前に構造が全体的に大変形し、早期にデータの取得が不可能となった。



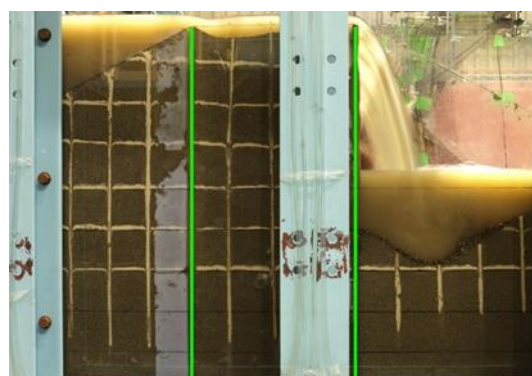
Step1(目安時間)



Step2

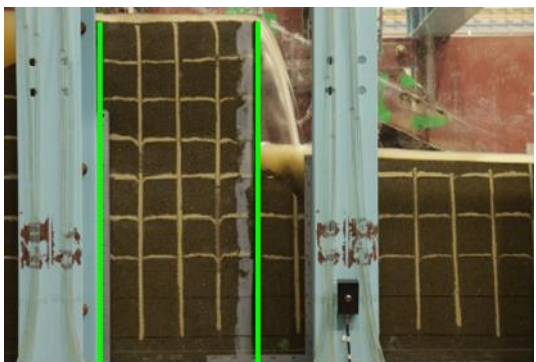


Step3

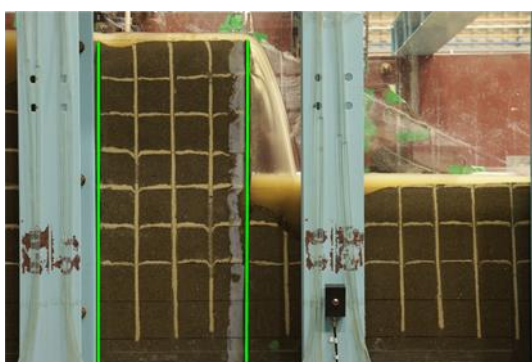


最終状態

図 3.34 各ステップにおける変形状態 (EL1000t6)



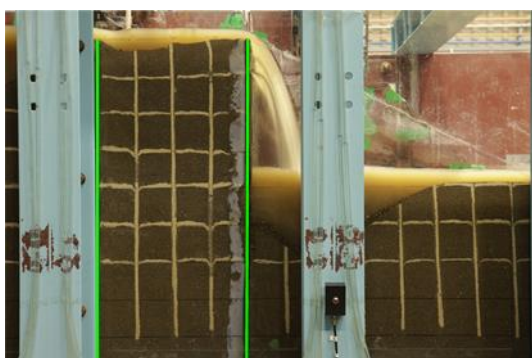
Step1



Step2

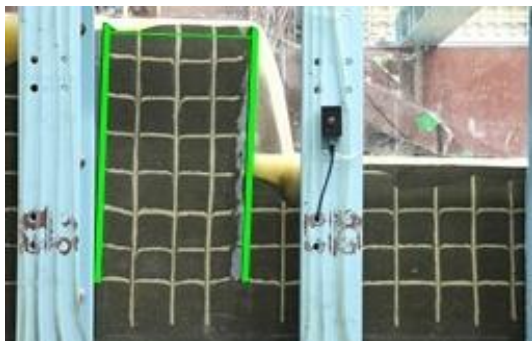


Step3

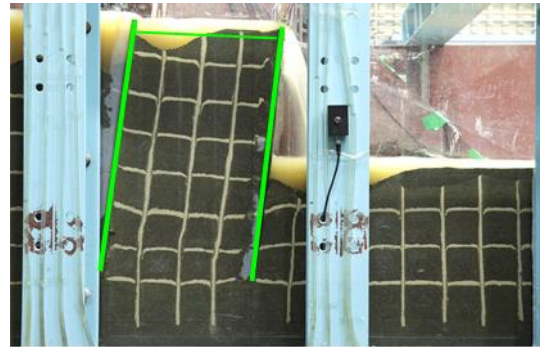


最終状態

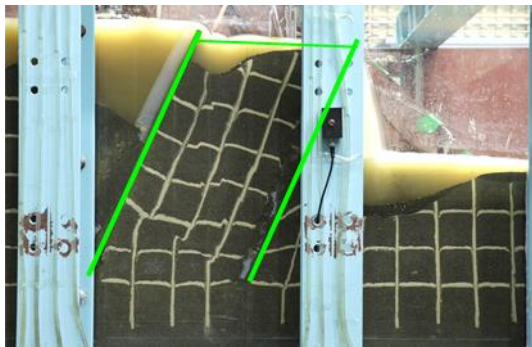
図 3.35 各ステップにおける変形状態 (EL500t6)



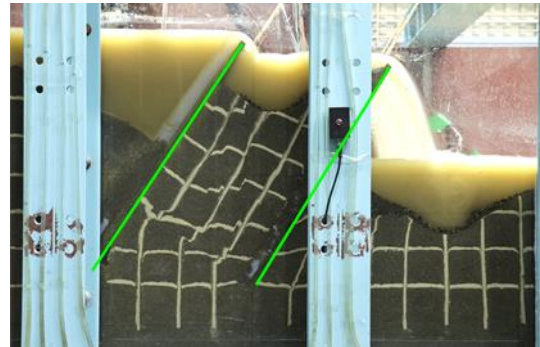
Step1



Step2

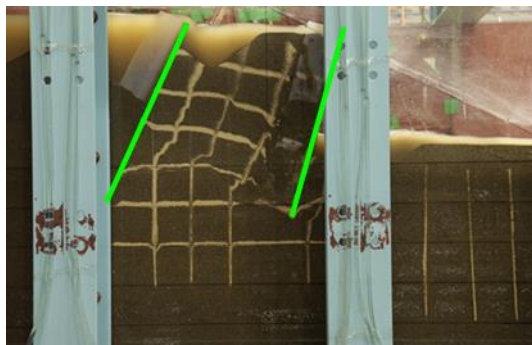


Step3

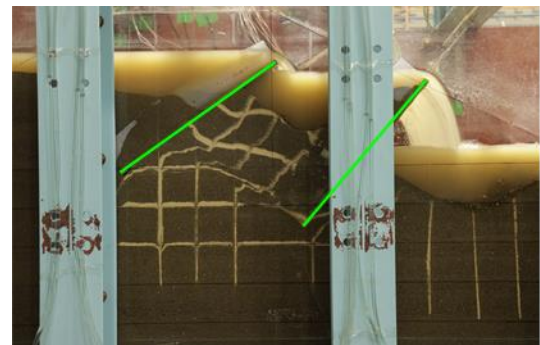


最終状態

図 3.36 各ステップにおける変形状態 (EL300t6)



Step1



最終状態

図 3.37 各ステップにおける変形状態 (EL100t6)

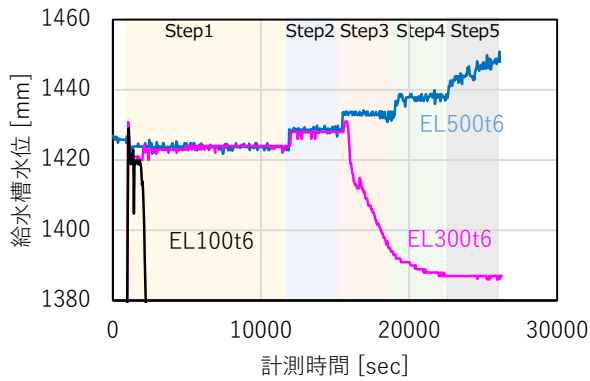


図 3.38 給水槽水位の変化

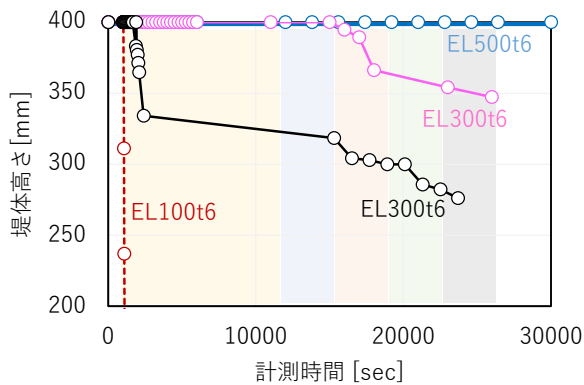


図 3.40 堤高の変化

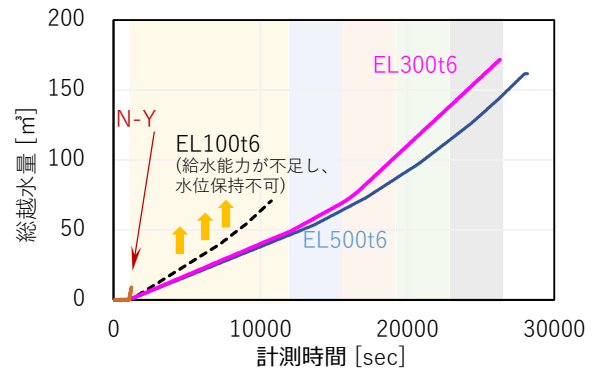


図 3.39 総越水量の変化

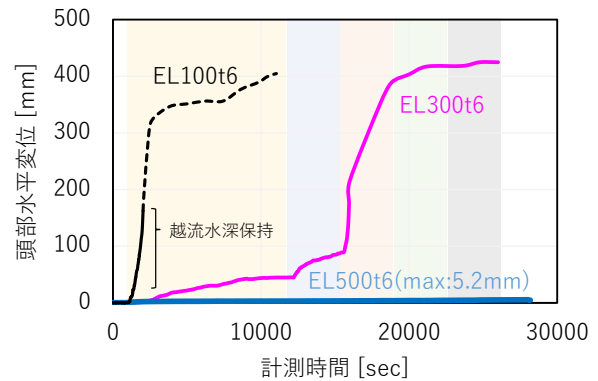


図 3.41 頭部水平変位

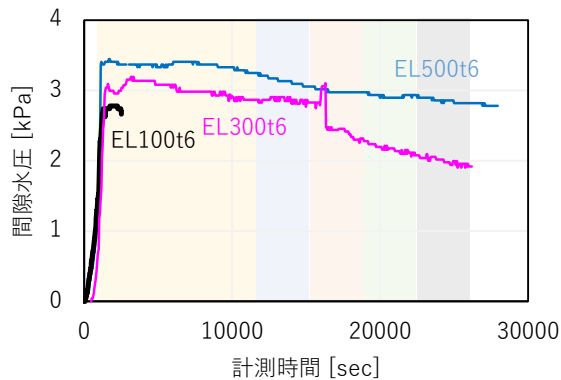


図 3.42 コア間隙水圧の変化

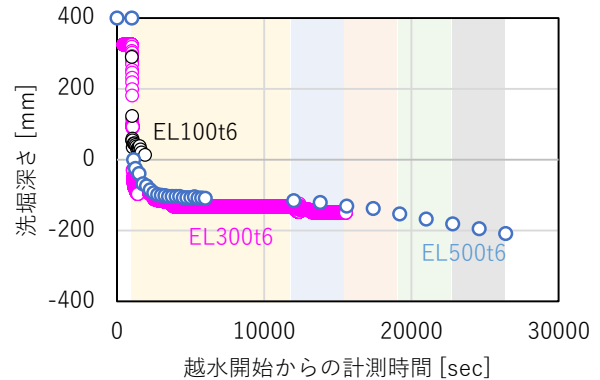


図 3.43 洗掘深さの変化

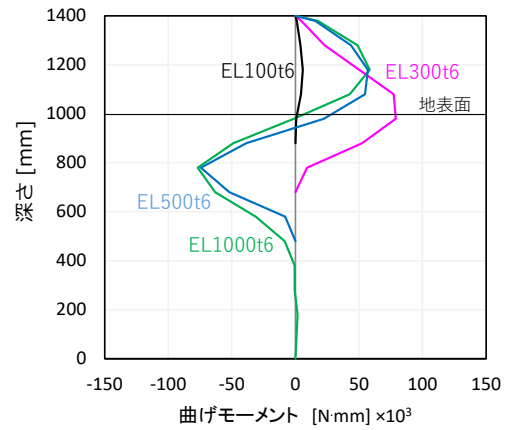
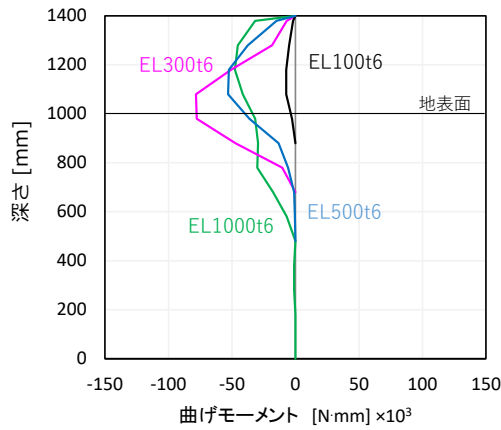
鋼矢板に生じる曲げモーメント分布およびその値を 2 階微分して求めた地盤反力分布を図 3.44、図 3.45 に示した。曲げモーメントは川裏側に凸な変形を正の値、地盤反力分布は川裏側の地盤反力(土圧)が相対的に大きい場合を正の値として示す。また、地盤反力は川裏側から作用する土圧と川表側から作用する土圧との差分を示している。越水後 2700 秒の曲げモーメント分布に根入れ 1000 mm のケース (EL1000t6) を併記しており、川表側矢板ではピークがほぼ一致し、川裏側矢板においては分布形状、ピーク共にほぼ一致した。このことより、EL500t6 は十分な根入れを有した状態にあると考えられる。

EL500t6 では川裏側の鋼矢板の地表面より上方に正の曲げモーメントが生じ、それに抵抗するように地表面より下方に負の曲げモーメントが生じている。この傾向は Step2、3 においても継続した。一方 EL300t6 では、Step1、2 において川裏側の鋼矢板に負の曲げモーメントが生じておらず、川表側、川裏側ともに実験を通してモーメントピークが EL500t6 より大きかった。また Step3 では川裏側の鋼矢板負の曲げモーメントが発生しており、下端付近の地盤反力も Step1、2 と異なり負の値が生じていることから、抵抗機構が変化したことがわかった。

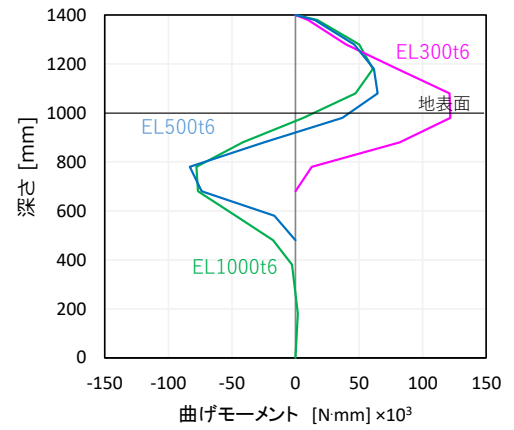
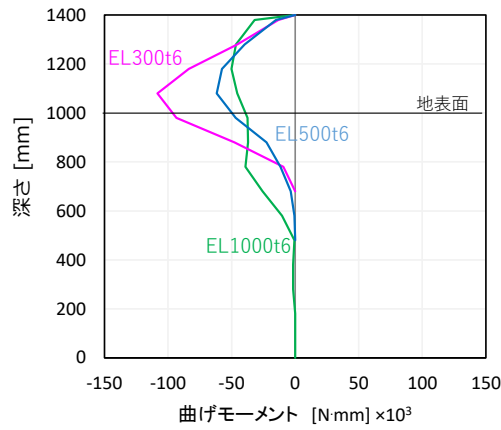
曲げ M
@川表側鋼矢板

曲げ M
@川裏側鋼矢板

越水後
2700 秒
(評価目安)



Step2
最終



Step3
最終

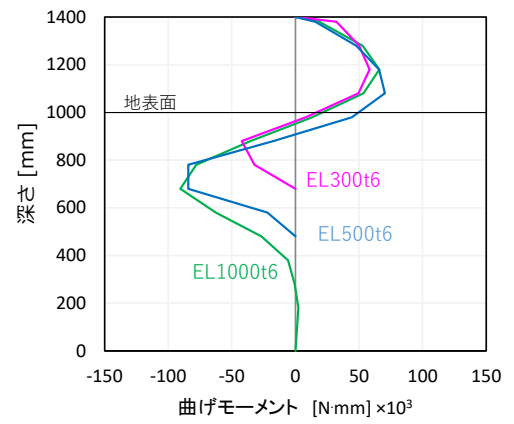
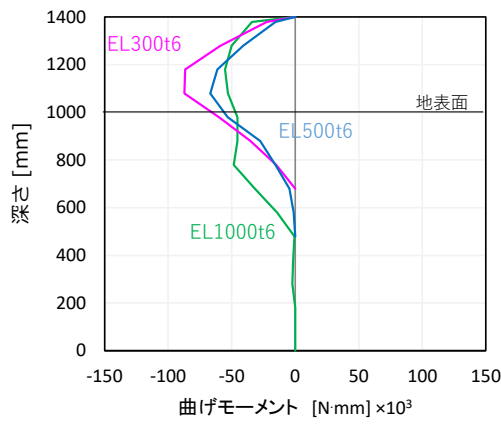
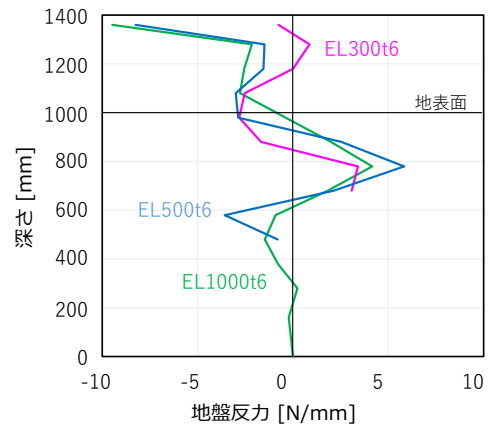
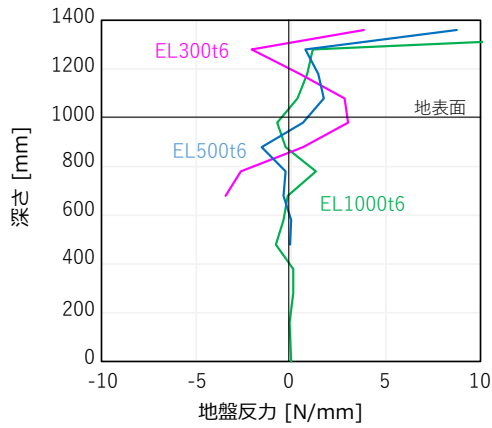


図 3.44 鋼矢板曲げモーメント分布

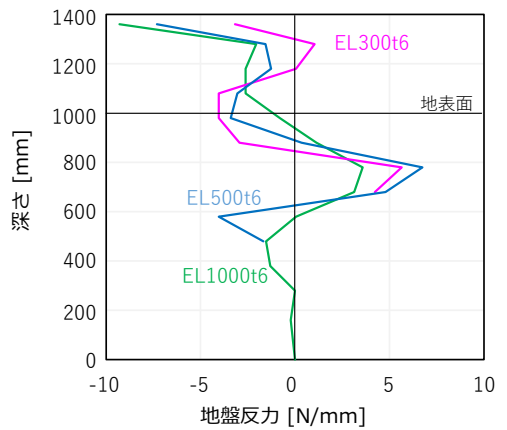
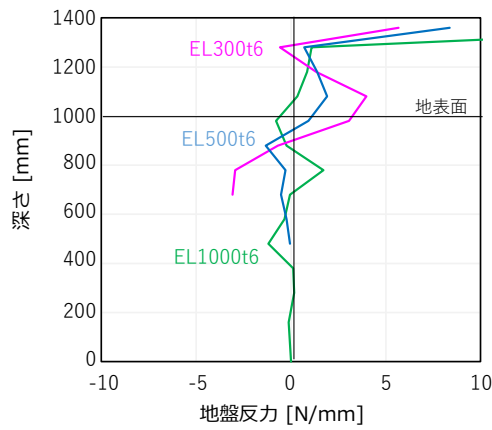
地盤反力分布
@川表鋼矢板

地盤反力分布
@川裏鋼矢板

越水後
2700 秒
(評価目安)



Step2
最終



Step3
最終

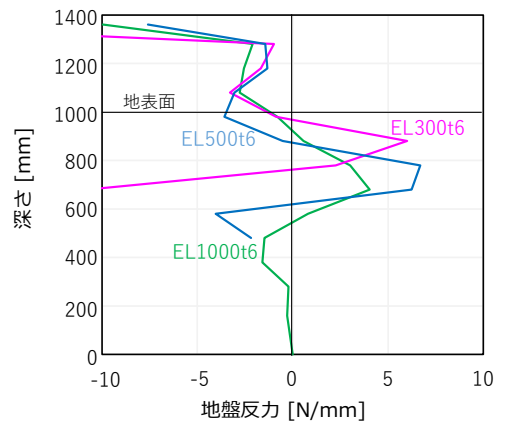
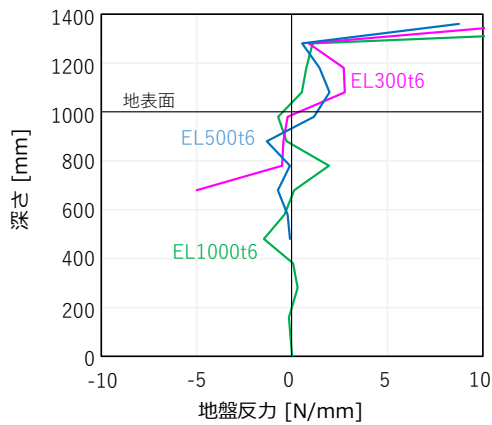


図 3.45 鋼矢板に作用する地盤反力分布

地盤反力分布の結果（図 3.45）を踏まえ、地盤から鋼矢板に作用する力を示した模式図を図 3.46 に示す。赤矢印は鋼矢板二重壁の変形を抑制しようとする作用であり、青矢印は変形を生じさせようとする作用である。EL500t6 の地盤反力分布より、川裏側矢板は図 3.46 に示す①②⑤が作用し、川表側矢板には③④が作用していると解釈できる。このうち EL300t6 は根入れ長が短いため Step2 までにおいて⑤は発揮されていない。また、Step3 においては⑤に相当する地盤反力（以下、キックバック）が発生しており、大きく変形が生じたことで抵抗機構が変化したと考えられる。

タイロッド軸力の時間変化を図 3.47 に示した。Step1 の越水開始直後から各ケースにおいて水圧上昇に伴い軸力が増加した。その後 Step1 において EL500t6、EL300t6 では定常状態になるものの、EL100t6 では軸力が急激に低下しており、構造体内部の釣り合いが崩れ（コア部にせん断が生じ、図 3.46 の③の抵抗が発揮されにくくなった）と考えられる。また EL300t6 においては Step2 までは軸力が上昇するものの、Step3 の開始直後に軸力が急激に低下した。これは EL100t6 で見られた軸力の解放と類似した現象であり、構造体内部の釣り合いが崩れたと考えられる。

洗掘の影響を受けると考えられる川裏側矢板の曲げモーメントの最大値の時間変化を図 3.48 に示した。EL500t6 に着目すると、図 3.43 で示した通り洗掘深さは Step 毎に増加するものの、特に Step1～3 では曲げモーメントへの影響は小さい。これは図 3.46 で示した⑤が作用している場合、洗掘が曲げモーメントへ与える影響が限定的であるためと推察される。一方で、EL300 では、Step1、Step2 の段階から洗掘深さの最大曲げモーメントへの影響が大きい。また、Step3 が開始された直後から変形が増大し、コア部がせん断破壊した。これに応じて、タイロッド軸力や鋼矢板に発生する曲げモーメントの急激な低下が確認できた（図 3.47、図 3.48）。

上記より、洗掘を考慮しない状態で設計された鋼矢板二重壁の根入れ長が確保された条件においては、鋼矢板に S 字型の曲げモーメントが発生することがわかった。これは川裏鋼矢板の根入れ下端部で川表側に矢板がはね上がるのを抑制するように地盤反力が発揮されることに起因しており、これにより鋼矢板の傾斜に対し安定性が高まり、高い耐越水性能を発揮すると考えられる。一方、根入れ長を短尺化させた EL300t6 では、川裏側矢板に生じる曲げモーメントは正の値のみとなり、鋼矢板下端部で川表側への矢板の変形を抑制するような地盤反力は発揮されないことがわかった。

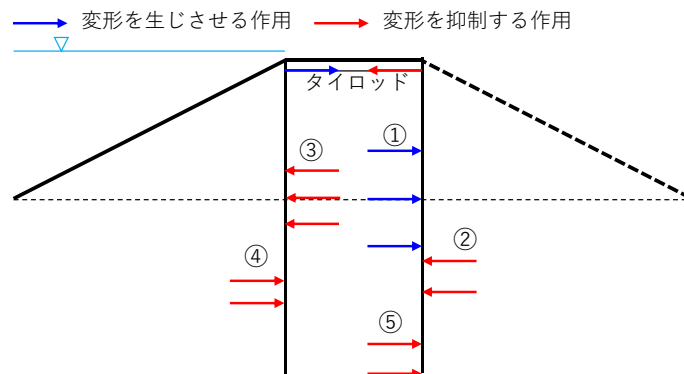


図 3.46 鋼矢板への作用力の模式図

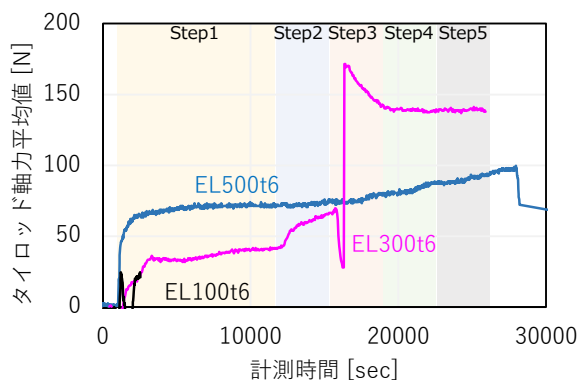


図 3.47 タイロッド軸力の変化

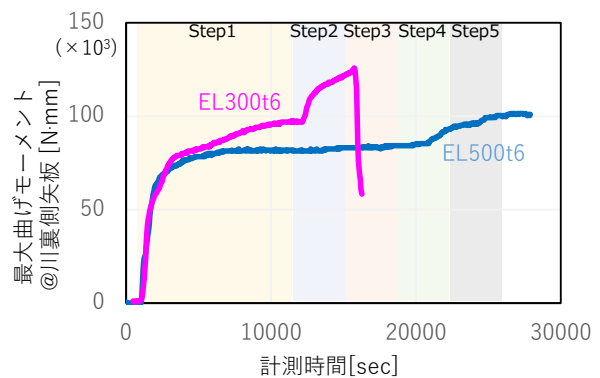


図 3.48 川裏側鋼矢板の最大曲げモーメント変化

次に、鋼矢板の曲げ剛性をパラメータとした実験結果について説明する。実験では使用する鋼板の板厚をケース毎に変化させることで、曲げ剛性の違いをモデル化した。

図 3.49 は鋼矢板曲げ剛性(板厚)を変化させたケースの越水開始から目安時間(2700 秒)経過後の変形状態一覧を示している。EL1000t2.3, EL1000t1.6, EL1000t1.2 ではコア内部にせん断面が生じ、鋼矢板模型の板厚に応じて変形が大きい結果となった。特に変形の大きい、EL1000t1.6, EL1000t1.2 ではコア内部にせん断面が目視確認できた。鋼矢板の状態としては、EL1000t2.3, EL1000t1.6 では鋼材降伏には至らなかった一方で、EL1000t1.2 では更に変形が大きく、鋼矢板が降伏ひずみに達した。特に鋼矢板の根入れ部分には試験後の外観から塑性変形が生じていることが確認できた。

図 3.50、図 3.51 はそれぞれ給水槽の水位と給水流量の変化を示しており、参考データとして EL1000t6 の結果も記載した。計測時間 1000 秒において越水が開始されてから所定の越流水深(22 mm)となるよう給水し、変形に応じて流量を増加させることで越流水深が保たれるよう制御した。EL1000t6 においては、変形がほとんど生じていないため、計画通りの水位を設定できた。EL1000t2.3, EL1000t1.6 に関しては、変形が大きいため初期段階から計画よりも大きな給水量を与えることで所定の越流水深を確保できた。但し越流水深を増加させる段階においては、給水能力の上限に達したため、EL1000t2.3 では Step3 以降は実施していない。また EL1000t1.6 においては、Step2 の段階で給水量を増すと同時に変形が更に進んだため給水槽水位を計画の高さまで増すには至っていない。EL1000t1.2 においては、更に大きな変形が生じたため、step1 の段階で給水槽の水位は予定の高さ(1422 mm)には至っていない。

図 3.52 は堤体高さの変化、図 3.53 は鋼矢板頭部の水平変位を示している。降伏が生じていないケースにおいては、水平変位が堤高の 1/4 程度発生した場合、変形に応じて堤体高さの低下は見られるものの、初期高さの 95%以上を保つことができ、降伏が発生した EL1000t1.2 においても 88%の高さを保つ結果となった。EL1000t1.2 においては、step1 において給水槽水位が低下しているため、当初計画ではより大きな外力(水圧)が作用するはずだったと考えられ一方、今回の外力条件下においては、部材に降伏が生じた条件においても堤体高さを一定に保持することができた。降伏が生じたケースの挙動の詳細については後述する。

図 3.54 は各ケースのタイロッドに生じた軸力の変化を示している。EL1000t6 では越流水深が一定に保っている間は軸力も概ね一定値となっており、定常状態になっていることが伺える。EL1000t1.6 においては、step1 において給水量を変形に応じて増加させているため、作用する外力(水圧)が大きくなっており、その結果タイロッド軸力が増加していると考えられる。EL1000t1.2 については、水位・給水量が一定になった状態においてもタイロッド軸力が増加しており、荷重状態が変化していると考えられる(EL1000t2.3 ではタイロッド軸力計測なし)。コア内部の間隙水圧の変化は図 3.55 に示す通りであり、EL1000t1.2 は若干増加傾向を示しており、この影響によりタイロッドの軸力も増加していると考えられる。図 3.55 の値はコア内部の変形が生じた位置よりも下方に設置した水圧計で計測したデータを示した。

鋼矢板に降伏が発生した EL1000t1.2 では、図 3.52 に示す通り越水直後に堤体高さが低下し、それに伴い給水槽水位を保持するため図 3.51 の通り流量を増加させた。流量 600 l/min まで増加させたところで一旦保持したところ、変形についても定常状態となった。また、図 3.57 は EL1000t1.2 における曲げモーメント分布を示している。越水後の初期段階で川裏側鋼矢板に降伏モーメント以上の曲げモーメントが発生したのに対し、川表矢板については降伏モーメントを上回る曲げモーメントは発生していない。このことから、鋼矢板二重壁は川裏側の鋼矢板に生じる負荷は川表側鋼矢板よりも大きいと考えられる。川裏鋼矢板については、図 3.56 に示す通り深さ 1100 mm(地表面から 110 mm の高さ)の位置で越水後 1000 秒程度で曲げ耐力(SS400 材の規格下限値より算出)に達しており、880 mm の位置でも同程度のタイミングに弾性域を超えたと考えられる挙動を示している。以上より、川裏鋼矢板に降伏が生じる場合には、堤高が 90%以下まで急低下することが考えられる。但し、図 3.54 に示すタイロッド軸力の変化より、EL1000t1.2 においては軸力が増加し続けており、これは川表鋼矢板に負担を分担している挙動と考えられる。このことより、降伏が生じる条件化では堤高の低下は生じてしまうものの、二重壁構造とすることで、川表、川裏矢板の荷重負担割合が変化し安定を保つことができると考えられる。

EL1000t2.3

EL1000t1.6

EL1000t1.2

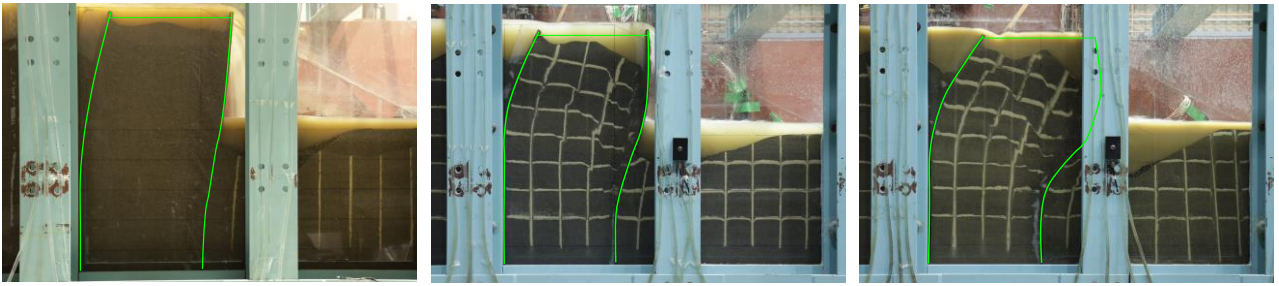


図 3.49 目安時間（越水開始後2700秒）における変形状態

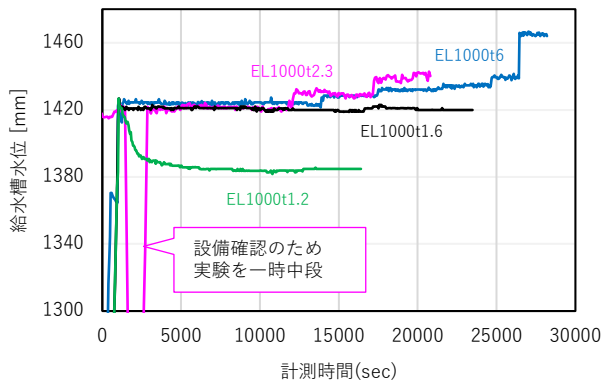


図 3.50 給水槽水位の変化

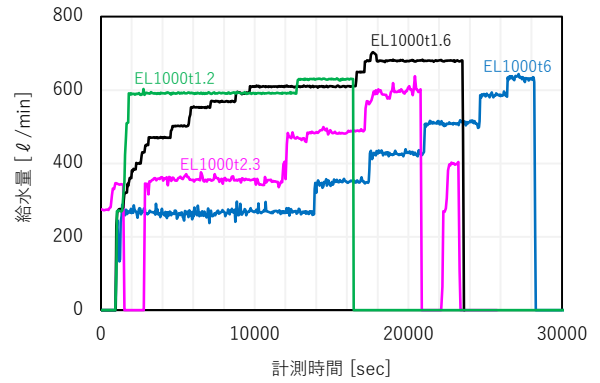


図 3.51 給水量の変化

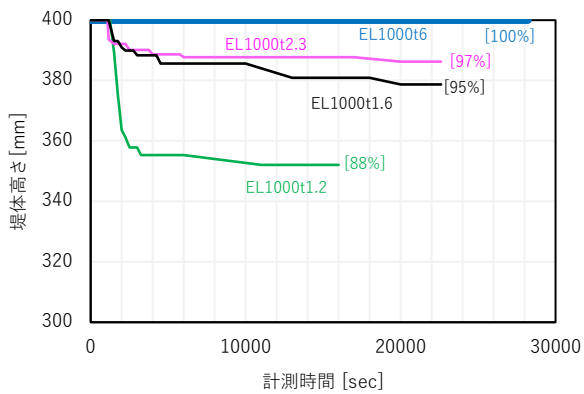


図 3.52 堰高の変化

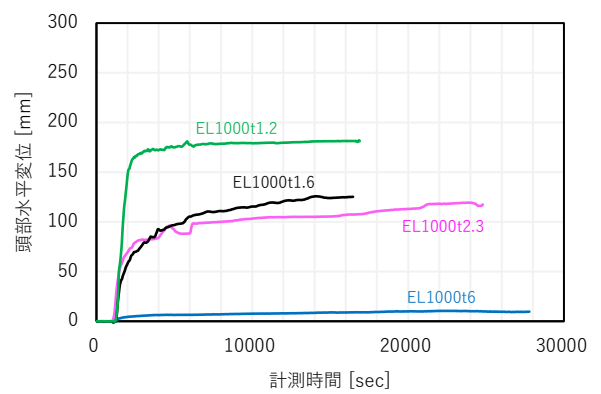


図 3.53 頭部水平変位

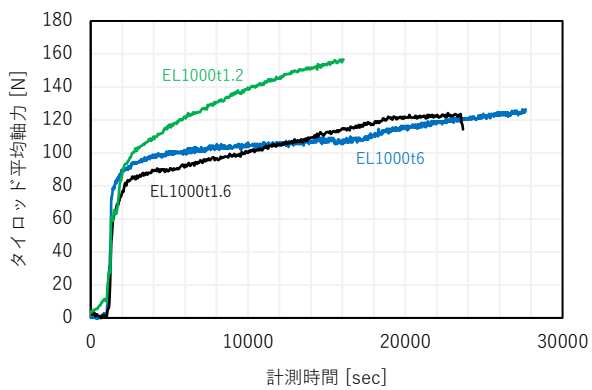


図 3.54 タイロッド軸力の変化

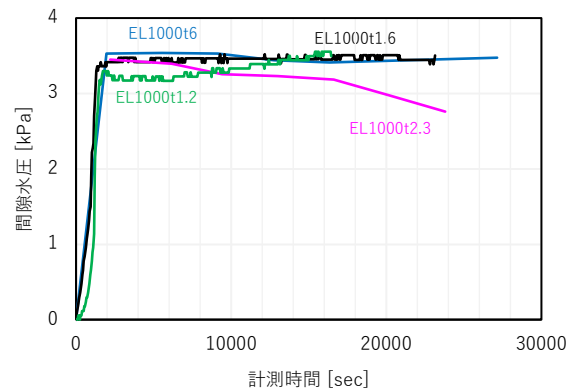


図 3.55 コア部間隙水圧の変化

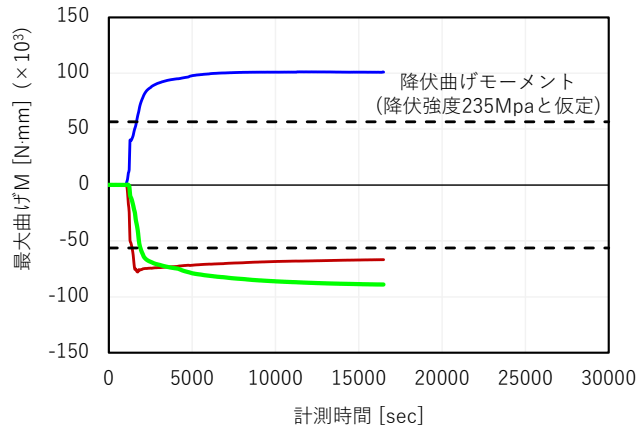


図 3.56 川裏矢板の曲げモーメントの推移

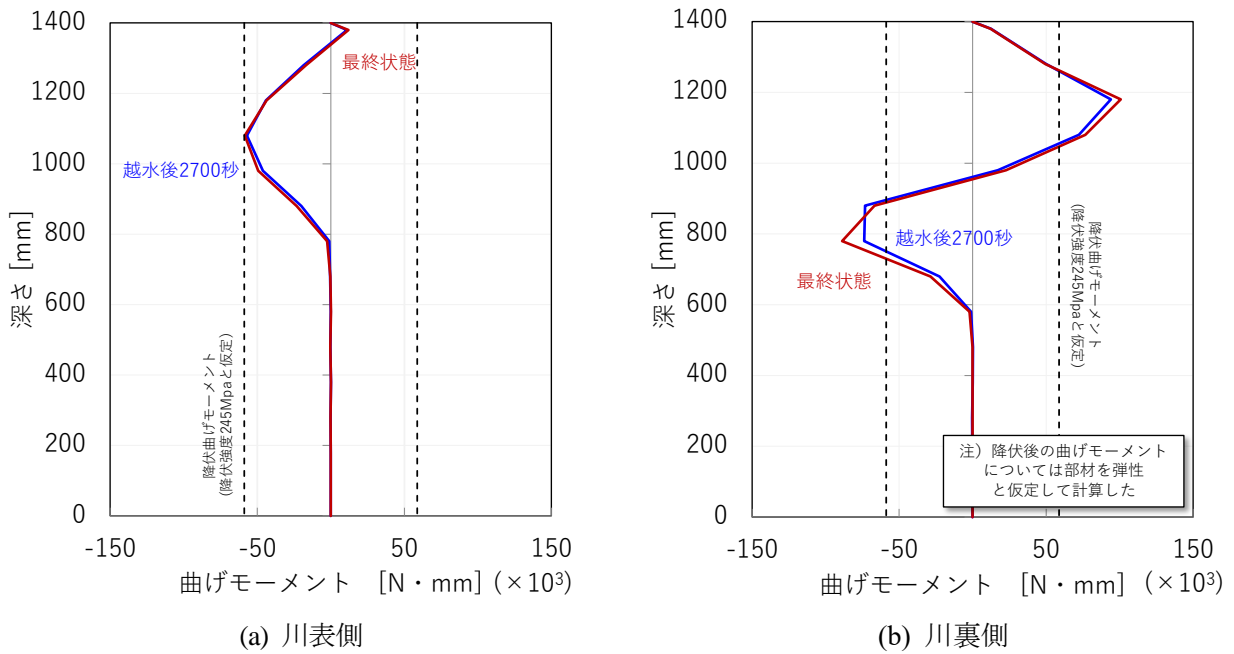


図 3.57 鋼矢板の曲げモーメント分布

3.3.4 地盤条件が鋼矢板二重壁の越水時安定性に与える影響

ここでは、地盤条件を変えた2ケース(EL300t6、EL300t6FS)を比較した結果について説明する。EL300t6では茨城県的那賀川・久慈川堤防での被災報告書⁶⁾に記載の粒径加積曲線が分布する範囲に収まるように設定し霞ヶ浦砂のみを用いて地盤を作製したのに対し、より実地盤に近づける意図でEL300t6FSでは粒径が細かいファインサンドを10%混ぜ合わせた地盤材料を用いて地盤を作製した。ファインサンドを混ぜ合わせたことで、粒度分布が良い状態(Uc:2.4→35)としており、締め固まりやすく最大乾燥密度が増加した。またまたファインサンドを混ぜ合わせることで粘着力が増加していること、透水係数が1/10程度となっていることを要素試験より確認した。図3.58に給水槽の変化を示す。Step2まではEL300t6とEL300t6FSで同じ給水槽水位に制御できており、それ以降のStepではEL300t6では大きな変形が生じたため、給水槽水位が維持できていない。一方、ファインサンドを混ぜ合わせた地盤材料を用いたEL300t6FSでは変形が大きく抑制されており、Step5まで所定の給水槽水位を維持することができた。

図3.59にStep1～Step3の変形状態を示す。Step1においてもEL300t6では変形が生じており、構造体全体が傾斜している。Step2においてもその傾向が大きくなり、Step3ではコア内部にせん断が生じ構造体の変形が更に拡大した。一方、EL300t6FSでは変形のり面の侵食や洗掘現象はEL300t6と同等水準で生じているものの、変形はほぼ生じなかった。図3.60は頭部水平変位の変化を示しており、このデータからもファインサンドを混ぜた影響により、変形が抑制される傾向にあることがわかる。

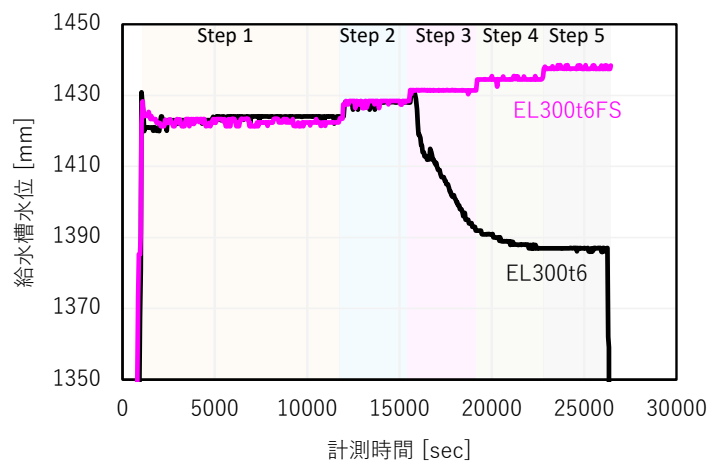


図 3.58 給水槽水位の変化

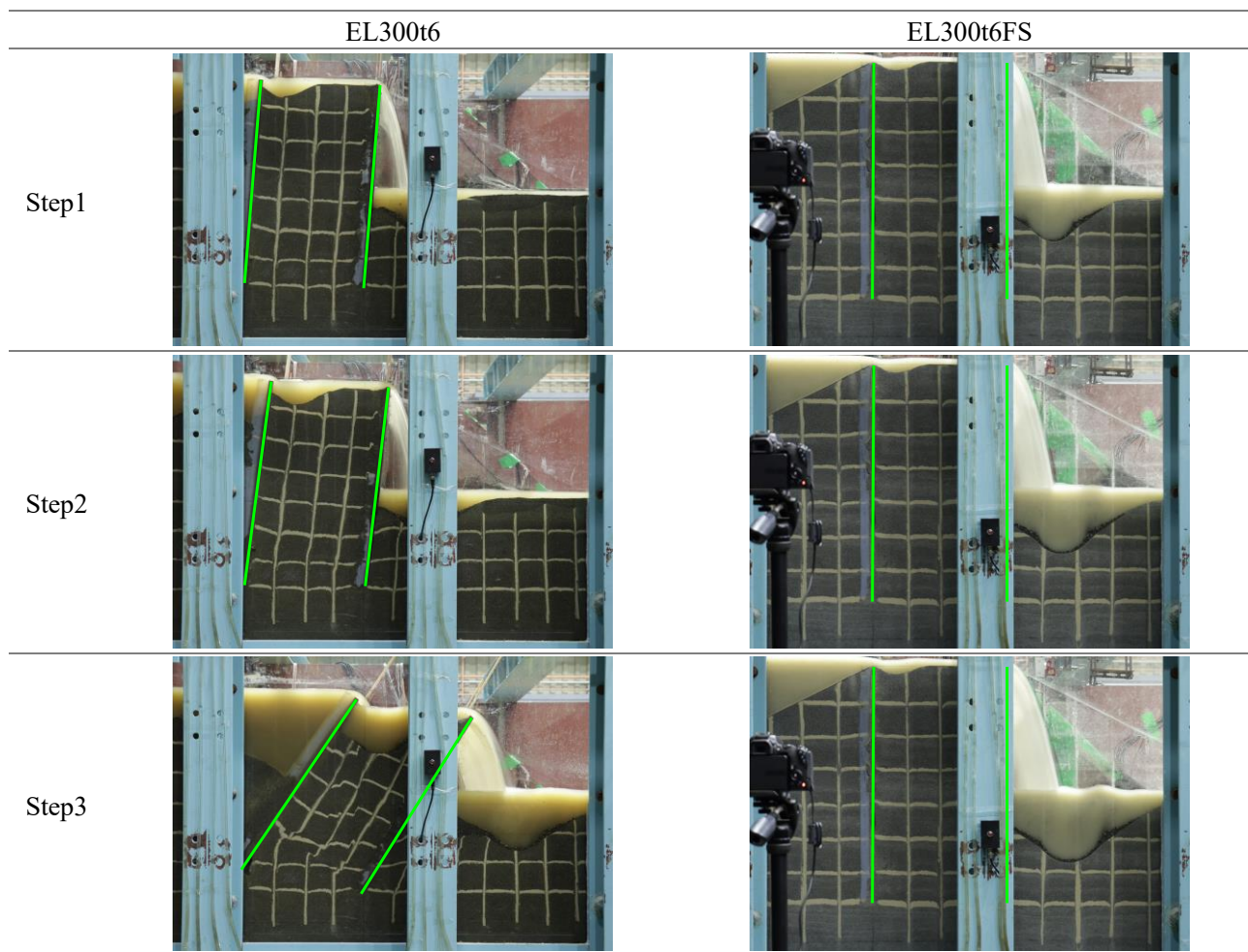


図 3.59 各ステップにおける変形状態

図 3.61 は洗掘深さの変化を示している。EL300t6, EL300t6FS のいずれも越水開始直後に洗掘が進展した。その後の洗掘深さは Step1 において EL300t6 では 90 mm 程度に収束した一方で、EL300t6FS では 120 mm 程度に収束しており、地盤材料に含まれる細かい粒径が多い程、洗掘深さが大きくなる可能性が示された。Step2 以降についても、参考データとして示した EL1000t6（ファインサンドを混ぜていない条件において天端高さが変化することなく洗掘深さが計測できたケース）と比較し細かい粒径を含む地盤の方が洗掘深さが大きくなる傾向が確認された。この点に関しては 5 章に詳述する。つまり、EL300t6FS は洗掘深さが EL300t6 よりも大きいものの、全体変形としては抑制されており、細かい粒径の土が含まれることによる洗掘深さ増大の影響よりも、地盤物性が変化することによるコア部の強度が増加する影響の方が大きい結果と言える。

図 3.62 はコア部の間隙水圧（天端から 400 mm 矢板間中央部）の変化を示している。EL300t6 では越水開始後（計測開始後 1000 秒）に間隙水圧が 3kPa 程度まで急激に水圧が上昇し、その後は大きな変化なく水圧が保持され、変形が大きく生じた Step3 以降で水圧が低下する現象がみられた。これは変形が進展するに応じて天端高さが低下することで計測位置から水位面高さが低下したことが原因の 1 つと考えられる。一方 EL300t6FS においては、透水係数が低いため、越水開始後（計測開始後 1000 秒）の水圧上昇は EL300t6 と比較して小さい。またその後（計測開始から 2000 秒以降）においては水圧が徐々に増加しており、天端からの流入と矢板下端を通過した浸透流がコア内部へ回り込むことで徐々に定常状態に近づいていると考えられる。

図 3.63 はタイロッドに発生した軸力の変化、図 3.64 は鋼矢板に発生した曲げモーメントの最大値の変化を示している。EL300t6 においては急激な変形が生じる前段階である Step2 までは変形に応じてタイロッド軸力が増加しており、Step3 でコア部および川裏矢板下端部に破壊が生じることで軸力が低下する現象が見られている。一方、EL300t6FS においては変形や破壊は生じていないため、コア内部の水圧上昇および洗掘増加による実質的な壁高の増加による影響のみが生じていないと考えられ、軸力・曲げモーメント最大値共に緩やかに上昇する様子が確認された。

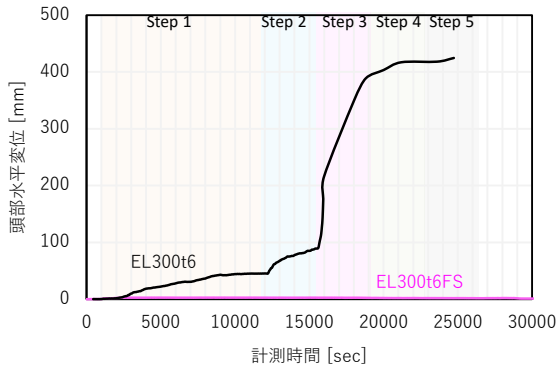


図 3.60 頭部水平変位

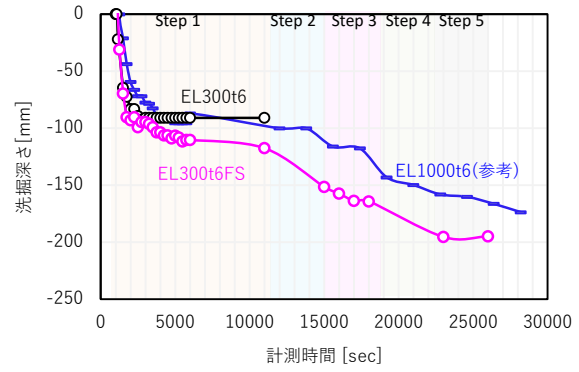


図 3.61 洗掘深さの変化

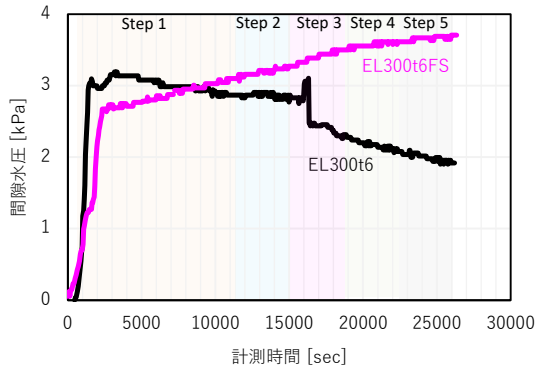


図 3.62 コア部間隙水圧の変化

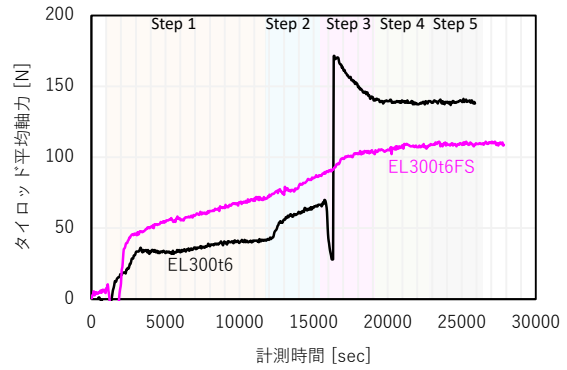


図 3.63 タイロッド軸力の変化

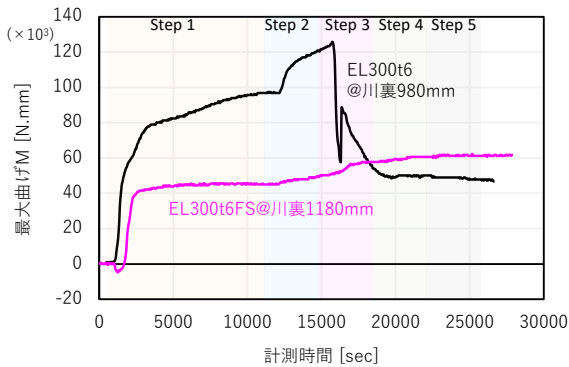
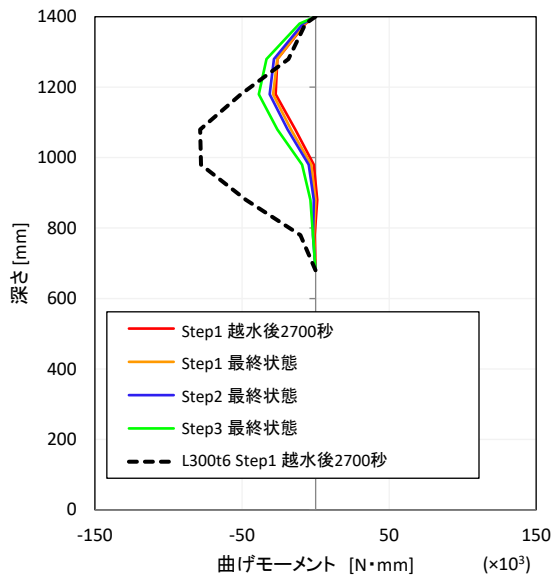


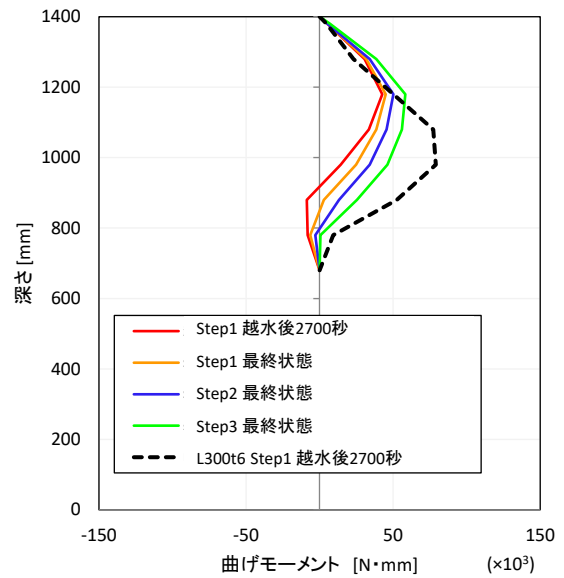
図 3.64 最大曲げモーメントの変化

図 3.65 は EL300t6FS の各段階における曲げモーメント分布を示しており、比較対象として EL300t6 の Step1 における目安時間（越水後 2700 秒）の曲げモーメント分布をプロットした。全体傾向として、川表矢板・川裏矢板共に EL300t6FS よりも小さな値となっている。また、ピークが生じる位置は EL300t6 と比較して高い位置となっており、地盤根入れ部で曲げモーメントの収束傾向が確認できる。これはファインサンドを混ぜ合わせたことにより地盤物性値が変化（粘着力 c が 1.4 kPa から 4.3 kPa に増加）したことにより地盤の強度が高まり、構造体の変形が小さくなったためと考えられる。

図 3.66 は、目安時間（越水後 2700 秒後）の曲げモーメント分布の 2 回微分により得られる地盤反力分布を示している。EL300t6 と地盤反力分布が異なっており、特に川裏側矢板では 3.3.1 の図 3.46 で示した⑤の変形を抑制する作用が発揮されてことから全体安定性を高めたと考えられる。

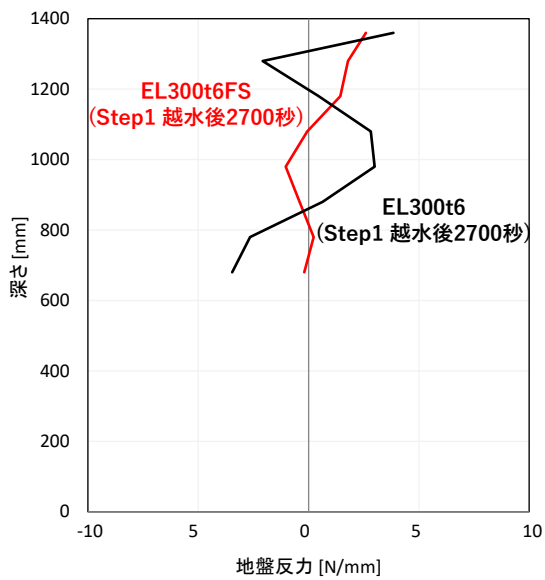


(a) 川表側

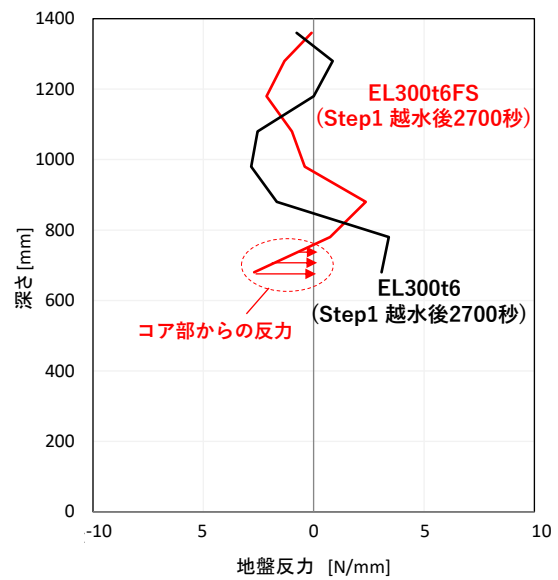


(b) 川裏側

図 3.65 鋼矢板曲げモーメント分布



(a) 川表側



(b) 川裏側

図 3.66 鋼矢板地盤反力分布

3.3.5 小括

本実験では図 3.22 の計画値を狙って給水しているものの、構造体の変形の進行に伴う天端の低下により、所定の水位が与えられないケースが存在した。そこで、表 3-7 に、本論文に記載するケースにおいて、計画通りに水位が維持できた Step および各ケースの最終状態について示す。N-Y(無対策条件)は初期に越流水が局部的に集中し、早期に破堤した。EL1000t6, EL500t6 においては、最終 Step まで大きな変形は生じず安定した。また地盤材料を変えた EL300t6FS においても最終ステップまで安定した。根入れを短くしたケースである EL300t6 では Step2 までは安定挙動を示したものの、Step3 以降はコアのせん断が生じ、堤高が低下した。設備制約から給水が間に合わなかったため、それ以降の Step では計画に対して水位が小さくなった。更に根入れの短い EL100t6 では Step1 の早期に川裏矢板の下端が堤内側へ移動するハの字型の破壊が生じ、同時に川裏矢板の下端が沈下する支持力破壊も確認された。鋼板で模擬した鋼矢板の板厚を薄くしたケースについては、EL1000t2.3, EL1000t1.6 においては変形は増大する

ものの鋼矢板の降伏は生じず、EL1000t1.6 では、Step2 以降は堤高の低下が大きく、給水能力を超過したため、計画の水位が維持できなかった。また更に板厚を薄くした EL1000t1.2 については Step1 の初期段階で堤高の低下が生じ、鋼矢板に降伏が生じた。以降の Step では設備の給水能力の上限で越水を継続した。

表 3-7 実験ケース一覧 (○：計画水位維持 -：実験データなし)

Case コード	到達 Step					最終状態
	Step1	Step2	Step3	Step4	Step5	
N-Y(無対策)	30 秒まで ○	-	-	-	-	越流水が局所的に集中し破堤
EL1000t6	○	○	○	○	○	安定
EL500t6	○	○	○	○	○	安定
EL300t6	○	○	水位低下、低下後の水位で維持			コア部のせん断破壊
EL100t6	1000 秒まで○	-	-	-	-	ハの字型破壊 支持力破壊
EL1000t2.3	○	○	○	-	-	変形増大
EL1000t1.6	○	水位低下、低下後の水位で維持			-	変形増大
EL1000t1.2	200 秒まで ○	水位低下	低下後の 水位で維持	-	-	鋼矢板降伏
EL300t6FS	○	○	○	○	○	安定

根入れ長の影響

- 河川堤防の越水性能評価の目安（越流水深 30 cm の外力を 3 時間継続）の条件に対し、鋼矢板二重壁構造の根入れ長さをパラメータに越水洗掘実験を実施。洗掘を考慮しない状態で設計された鋼矢板二重壁構造をモデル化した条件（EL500t6）においては、鋼矢板に生じる曲げモーメントは増大するも、天端高さを保持し高い安定性を示した。また越水性能評価の目安を上回る規模の越水条件に対しても、矢板に生じる曲げモーメントは徐々に増大するものの天端高さの低下は生じなかった。地盤反力を分析した結果、川裏側の鋼矢板の根入れ下端部で川表側に矢板がはね上がるのを抑制するように地盤反力（キックバック）が発揮されることがわかり、この効果により安定性が高まったと推察した。
- 根入れを短くした場合（EL300t6）においても、越水性能評価の目安の越水規模に対し鋼矢板頭部の傾斜は発生したものの、天端高さの低下は見られなかった。更に越流水深を上げた場合においてはコア部にせん断破壊が生じ変位が拡大したが、脆性的な（急激に堤高が低下する様な）破壊は見られなかった。コア部のせん断破壊が生じた際には、一時的なタイロッド軸力の低下がみられるなど構造体が一体として動く抵抗機構が崩れたと考えられる。川裏側矢板に生じる曲げモーメントは正の値のみとなり、鋼矢板下端部で川表側への矢板の変形を抑制するような地盤反力（キックバック）は発揮されないことがわかった。
- 極端に根入れが短い場合（EL100t6）においては、越水・洗掘現象下で大きく変形が生じるものの堤高の半分程度は保持され粘り強く抵抗することがわかった。
- 以上より、鋼矢板二重壁による越水対策としては、越水に対する高い安定性を確保するために、洗掘に応じた根入れ確保が基本であると言える。また想定以上の洗掘が生じた場合は不安定化するものの脆性的には破堤せず、一定の堤高が確保されることが実験的に確認された。

板厚（曲げ剛性）の影響

- ・堤体高さに変化が生じない鋼矢板の剛性を有する EL1000t6 の条件を基準に鋼矢板の剛性を低下させた条件を実施した結果、鋼矢板の降伏が生じないケース(EL1000t2.3, EL1000t1.6)においては変形は生じるものの、実物換算の越流水深 33cm が 3 時間継続する条件においても、堤体高さを 95%程度に保つことができることがわかった。
- ・EL1000t1.2 においては川裏鋼矢板で降伏が生じた。この条件においても設備の制約から実物換算で初期堤体高さ+33 cm の条件を保持できなかったものの、一定の外力条件において天端高さを保つことが確認できた。これは二重壁構造とすることで、川表・川裏矢板の荷重負担割合が変化し安定を保つことができたと考えられる。

地盤物性の影響

- ・基本条件として用いてきた地盤材料である霞ヶ浦砂（平均粒径 0.5 mm）に対し、ファインサンドを 10%混ぜた地盤材料（平均粒径 0.3 mm）により堤防模型を作製し越水実験を実施した結果、細かい粒径の土質が多く含まれることで、コア部や川裏部の地盤強度が増加し構造体全体の安定性が向上した。
- ・一方、細かい粒度が増えることで洗掘深さが拡大する傾向が確認できた。この点に関しては 5 章にて詳述する。
 - ・EL300t6 と比較して透水係数が低下した結果、コア部における間隙水圧変化の傾向が異なることがわかった。比較的透水係数が高い材料（霞ヶ浦砂： 2.23×10^{-4} m/s）を用いた場合には、越流直後に間隙水圧が急激に上昇しその後はほぼ定常に移した。一方、透水係数を低下(2.69×10^{-5} m/s)させた地盤条件においては、越水直後に急増したコア部の間隙水圧は越水継続に応じて更に上昇した。これに伴いタイロッドに生じる軸力も増加した。

3.4 増水～越水時における構造形式毎の抵抗機構調査

増水～越水における (A) 鋼矢板二重壁と類似既存構造である仮締切構造の抵抗機構についてその差異を明らかにすること、(B) 1 列鋼矢板構造の抵抗機構を明らかにすること、を目的に実現象に近い条件を再現した実験の結果についてまとめる。実験ケースは図 3.19～図 3.21 に示した通りであり、各ケースの根入れ長は 500 mm とし、板厚は 6 mm で統一した。L500t6CK については、基盤層 (土槽底面から 1000 mm) までは、他ケースと同様に地盤を作製し、それよりも上方の部分については、コア部のみ作製した。

3.4.1 給水条件

図 3.67 は給水条件を示している。本実験では給水条件を増水、越水、引水の 3 段階で制御した。増水段階では 1000 mm～1380 mm の水位上昇を 500 秒で実施した後、その水位を 500 秒維持し、20 秒程度で低下させるサイクルを 4 回実施し、その後再度 1380 mm まで水位を上昇させ、高水状態を 7 時間程度維持した。越水段階では、水位を 1000 mm から 1380 mm に上昇させ、その状態を 1.5 時間保持した後、越水を生じさせ段階的に越流水深を増加させた。引水段階では、越水後 20 秒程度で給水槽水位を低下させ、川表側のり部の表面変状などを観察した。

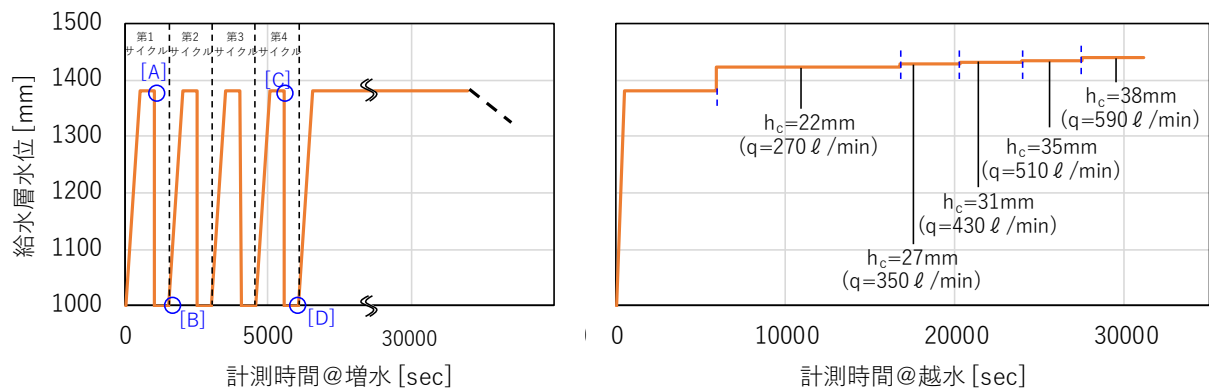


図 3.67 給水条件 (左：給水段階、右：越水段階)

3.4.2 実験結果 鋼矢板二重壁と仮締切構造の比較

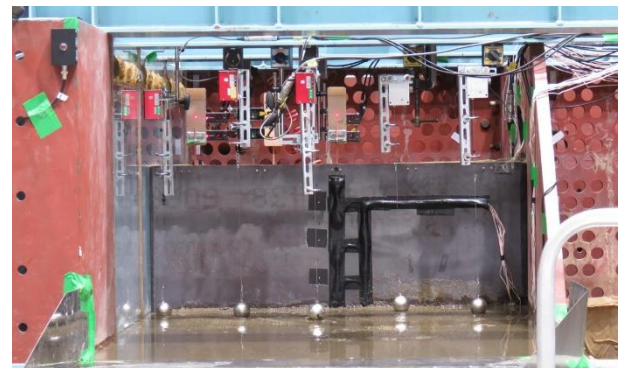
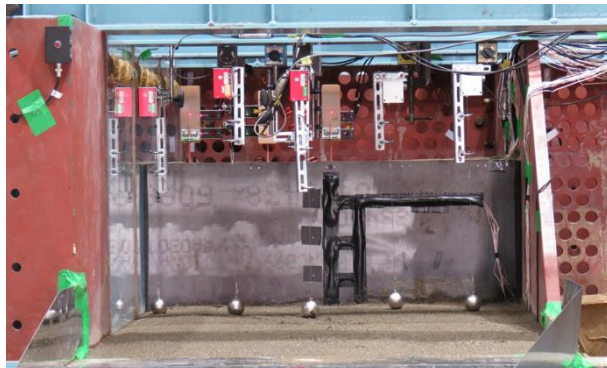
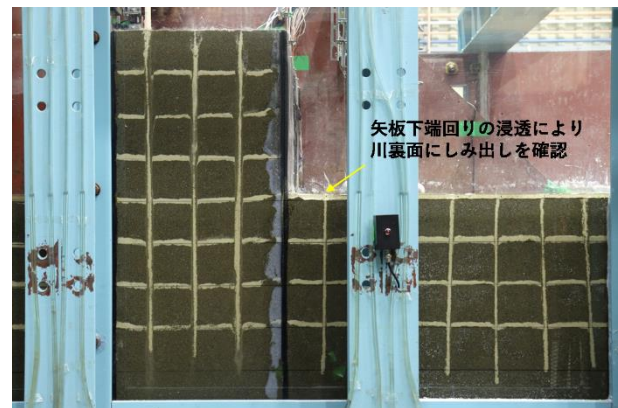
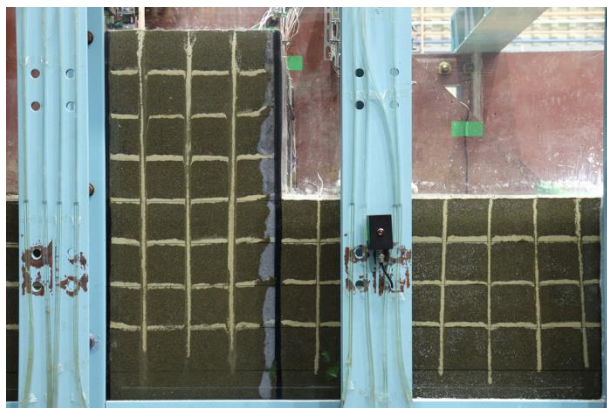
(1) 増水段階

図 3.68、図 3.69 に L500t6CK と L500tC の増水段階における堤防断面図を示す。両ケースにおいて、増水段階においては、水位の上下動を繰り返した前後で大きな変形は生じていない。L500t6C ではのり面 (のり部の斜面部分) からの滲み出しは確認されず、のり尻 (のり部下端) において 2 サイクル目からは若干の滲み出しが確認された。また、L500t6CK では鋼矢板下端回りの浸透により、川裏側の地表面部分に水の滲み出しが確認された。





初期状態
(上図：断面 下図：正面)
第4サイクル終了時[D]
(上図：断面、下図：正面)
図 3.68 越水時における堤防断面の形状変化 (L500t6C(鋼矢板二重壁))



初期状態
(上図：断面 下図：正面)
第4サイクル終了時[D]
(上図：断面、下図：正面)
図 3.69 越水時における堤防断面の形状変化 (L500t6CK(仮締切構造))

図 3.70 は鋼矢板頭部の水平変位を示している。L500t6C(鋼矢板二重壁)においては、給水槽水位の上下動に応じて川表側鋼矢板に 1 mm 程度の頭部変位が生じており、川裏側矢板はほぼ変位が発生していない。また L500t6CK (仮締切構造) においては、川表側鋼矢板の頭部変位が給水槽水位の上昇に敏感に反応しており、L500t6C よりも大きい 2 mm 程度の変位量が確認された。川裏側鋼矢板については、L500t6C と同様にほぼ変位が発生していない。即ち、増水段階においては、川表側の鋼矢板のみが増水した河川の水圧を受け変動し、川裏側鋼矢板への影響は小さいと考えられる。

図 3.71 は堤体内の間隙水圧分布を示している。L500t6C においては、給水槽に水圧に対し川表側の間隙水圧は第 1 サイクルでは遅れて反応し、第 2 サイクル以降ではほぼ同時に水圧が上昇した。一方 L500t6CK (仮締切構造) においては、第 1 サイクルから給水槽と川表側の水圧はほぼ連動した。これは、第 1 サイクル以前の状態では、L500t6C は川表側の間隙水圧計を設置した範囲が飽和しておらず、1 サイクルを経て飽和状態となったが、仮締切構造では初期状態から飽和状態となっていたためと考えられ

る。また、コア内部および川表側においては、L500t6C では浸透の繰り返し回数が増えるにつれ徐々に水圧の値が上昇した一方で、L500t6CK は第 1 サイクル～第 4 サイクルにおいて水圧の最大値が L500t6C よりも大きく全サイクルでほぼ一定となった。これは、L500t6C はのり部の存在により繰り返し浸透の影響を徐々に蓄積しつつ水圧が上昇したためと考えられる。

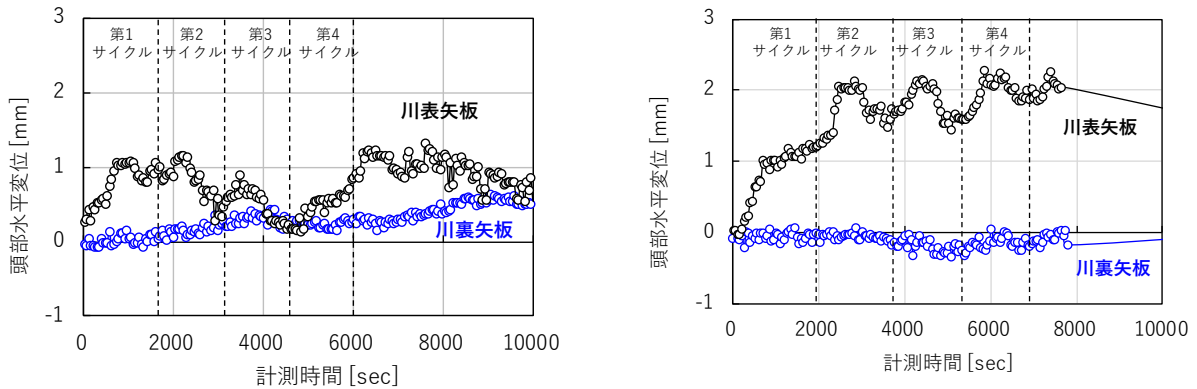


図 3.70 頭部水平変位の時間変化@越水段階 (左 : L500t6C、右 : L500t6CK)

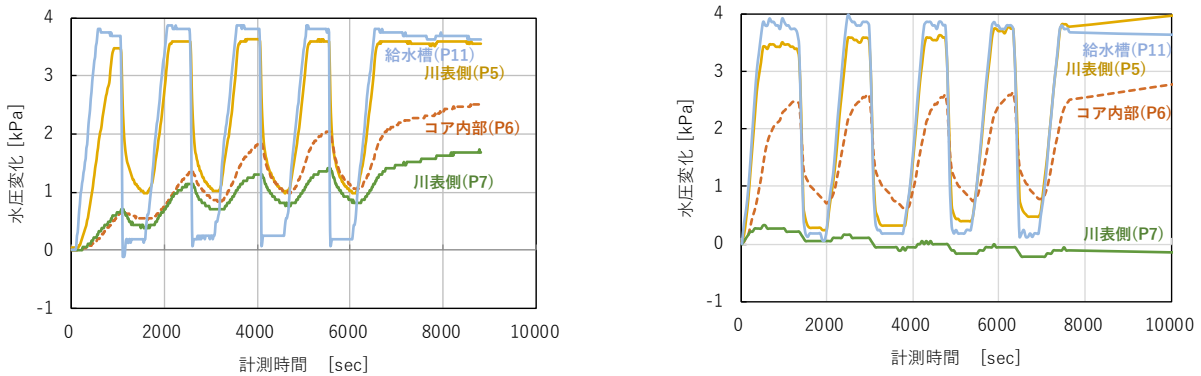


図 3.71 間隙水圧の時間変化 (左 : L500t6C、右 : L500t6CK)

図 3.72、図 3.73 は鋼矢板の曲げモーメント分布を示している。L500t6C においては、曲げモーメントの値は全サイクルにおいて L500t6CK(仮締切構造)と比較して小さい。これは、L500t6CK は水圧が鋼矢板に直接作用しているのに対し、L500t6C は地盤内の間隙水圧が作用し、且つのり部による鋼矢板の拘束が生じているため曲げモーメントの発生が小さいと考えられる。L500t6CK については、浸透の繰り返しサイクルが進むにつれ、曲げモーメントが増加した。

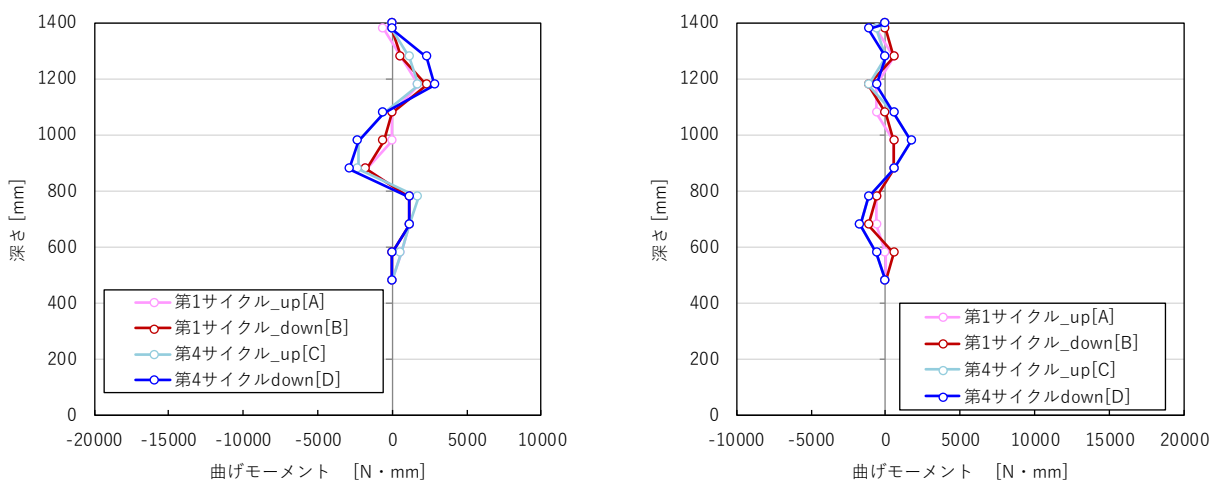


図 3.72 曲げモーメント分布@L500t6C (左 : 川表側矢板、右 : 川裏側矢板)

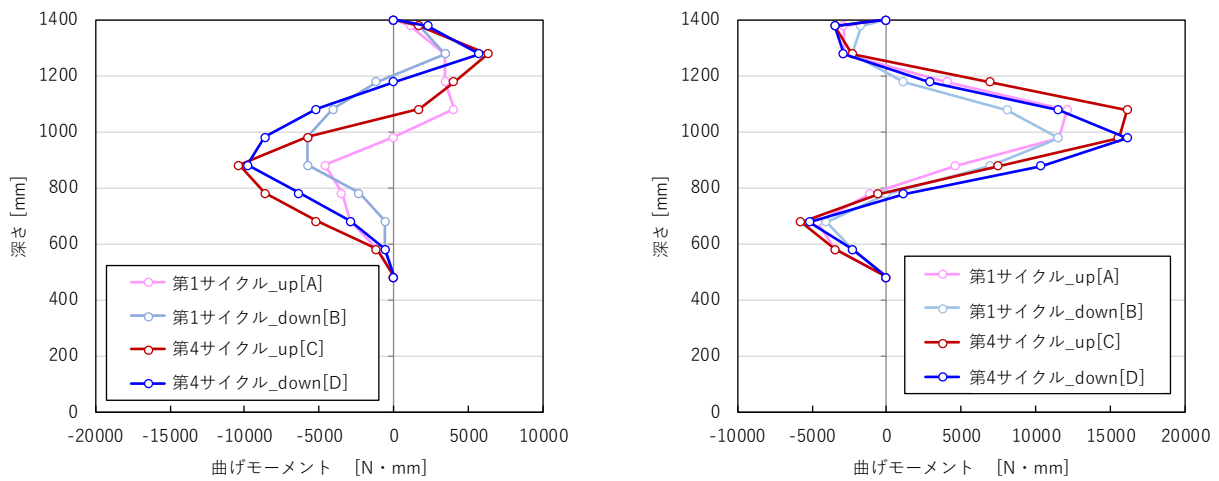


図 3.73 曲げモーメント分布@L500t6CK (左：川表側矢板、右：川裏側矢板)

(2) 越水段階

図 3.74、図 3.75 は高水状態を 1.5 時間維持した状態から越水を開始した条件における L500t6C (鋼矢板二重壁) と L500t6CK (仮締切構造) について堤防断面の形状変化を示している。前節で説明した L500t6 の結果と同様に、L500t6C (鋼矢板二重壁)、L500t6CK (仮締切構造) 共に川裏側の侵食・洗掘は生じるものの目視で確認できる変形は発生しなかった。

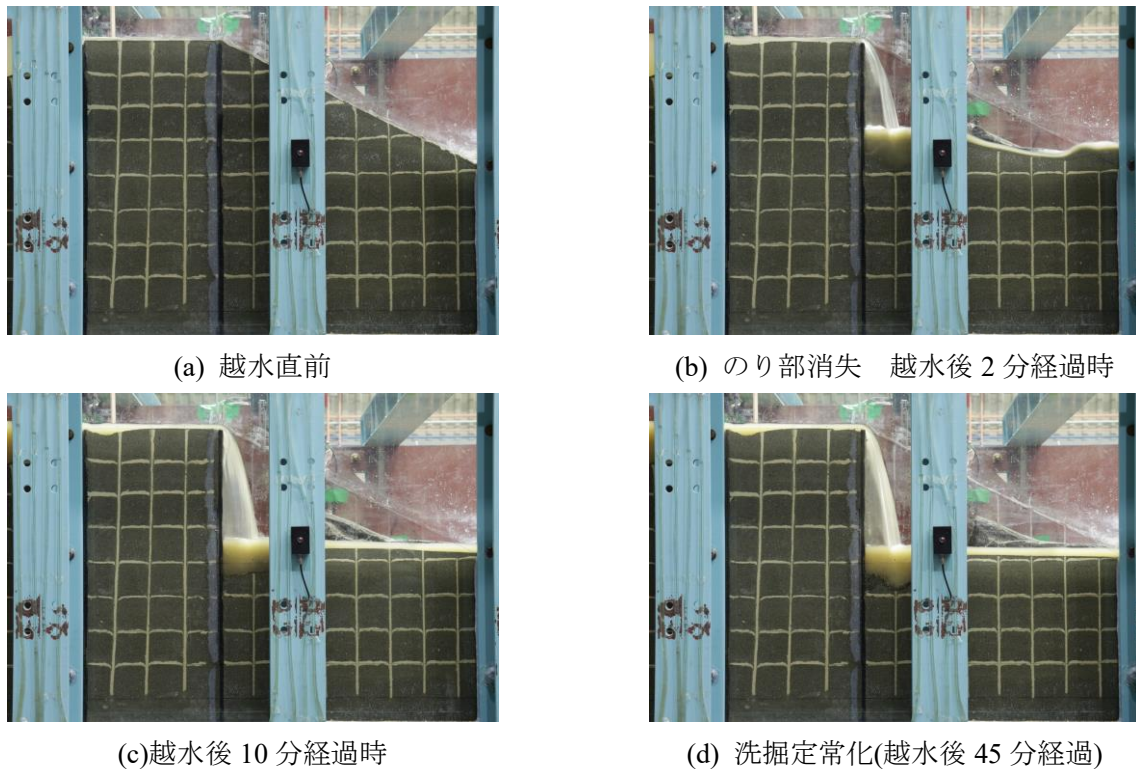
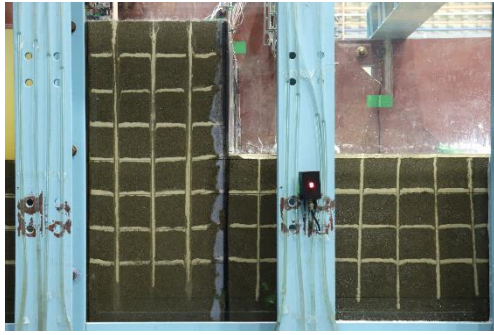
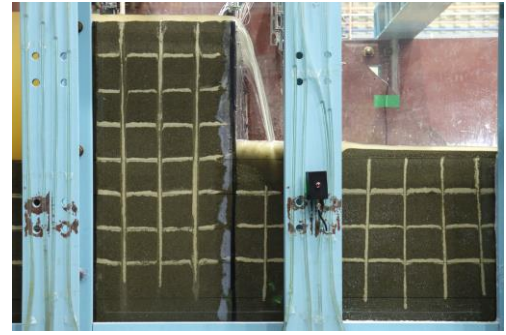


図 3.74 越水時における堤防断面の形状変化 (L500t6C)



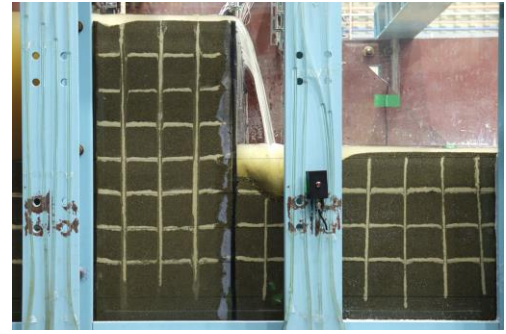
(a) 越水直前



(b)越水後 2 分経過時



(c)越水後 10 分経過時



(d) 洗掘定常化(越水後 45 分経過)

図 3.75 越水時における堤防断面の形状変化 (L500t6CK)

図 3.76 は鋼矢板頭部の水平変位を示している。高水維持状態を経て越水を開始したタイミング (5900 秒) から変位が発生し始め、L500t6C においては 500 秒程度で変位の増加傾向が緩やかになり、その後定常化した。L500t6CK についても概ね同様の動きが見られたが、越水開始直後の変位の発生が相対的に急な傾向が確認された。また本実験において 1000 秒程度 (実物換算 1 時間程度) 経過すると両者の変位は同程度に収まった。

図 3.77 はタイロッドの軸力を示しており、高水段階においても徐々に軸力が発生しており、越水開始に伴い更に上昇した。L500t6C の方がより軸力の発生が早いことが確認され、これにより川裏側鋼矢板が受けた力をタイロッドを介して川表側鋼矢板に伝達できていると考えられ、この結果変位の初期勾配が緩やかになったと推定される。

図 3.78 は最大洗堀深さの時間変化を示している。L500t6C は越水開始タイミングからのり部の浸食が開始され、120 秒程度で洗堀進展が生じ始めその後 2000 秒程度経過後に定常化した。L500t6CK はのり部を有さないため直接洗堀が開始され、即座に 100 mm 程度まで洗堀が発生しその後は定常化した。

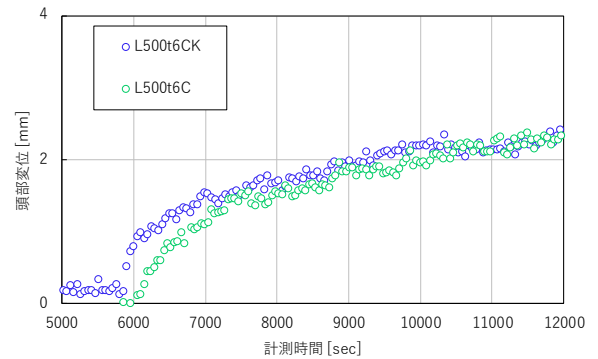
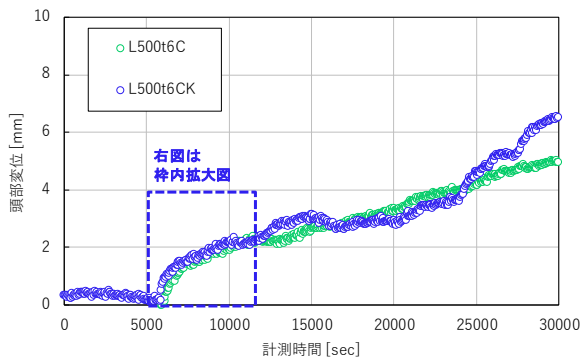


図 3.76 鋼矢板頭部水平変位の時間変化

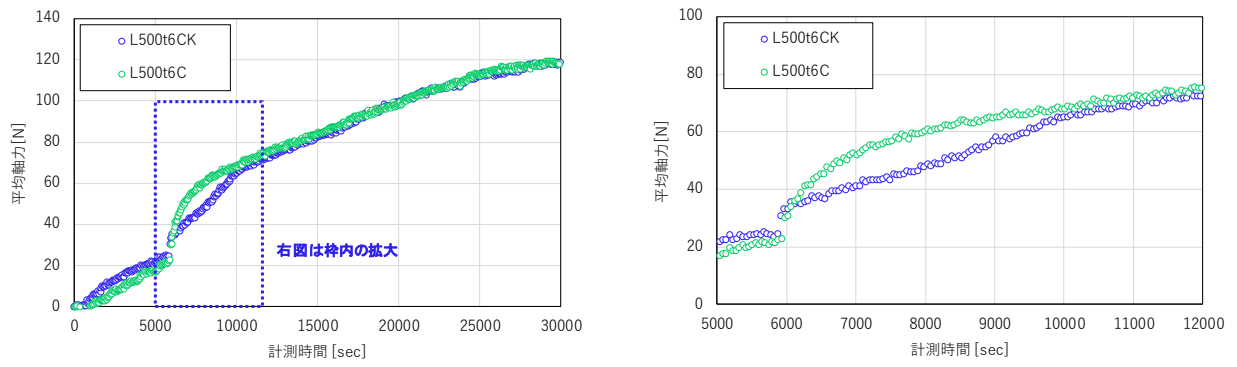


図 3.77 タイロッド軸力の時間変化

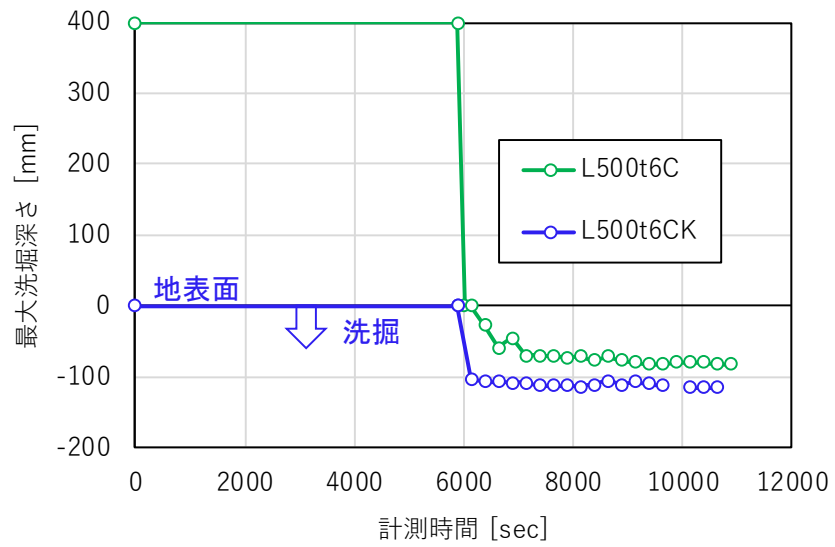


図 3.78 洗掘深さの時間変化 (越流水深 $h_c=22\text{mm}$ で保持)

図 3.79、図 3.80 は、越水直前、のり部消失段階、洗堀定常化段階における鋼矢板に発生した曲げモーメント分布を示している（L500t6CK はのり部が存在しないため 2 段階のみ表示）。L500t6C においては、越水直前段階ではほぼ曲げモーメントが発生せず、侵食が進みのり部の消失段階や洗堀定常化段階に進むにつれ、曲げモーメントが拡大した。L500t6CK においては、越水直前の段階で既に曲げモーメントが発生しており、洗堀定常化段階では L500t6C と同程度の曲げモーメントが発生した。また、L500t6C ののり部消失段階と L500t6CK の越水直前段階を比較すると、両者とも川裏のり部が存在せず、川表側から水圧が作用している状態であり、発生する曲げモーメントがト分布形状も含めて近い値を示した。即ち、のり部を有する場合（L500t6C）においても、越水によりのり部が侵食を受けた状態においては仮締切と近い抵抗機構を発揮していると推定される。

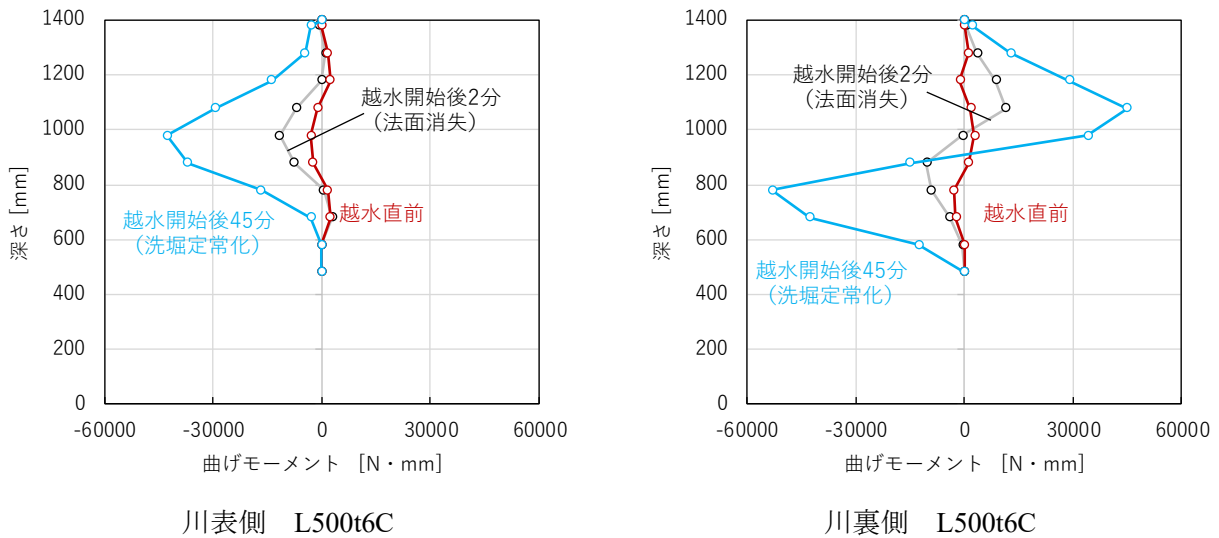


図 3.79 曲げモーメント分布

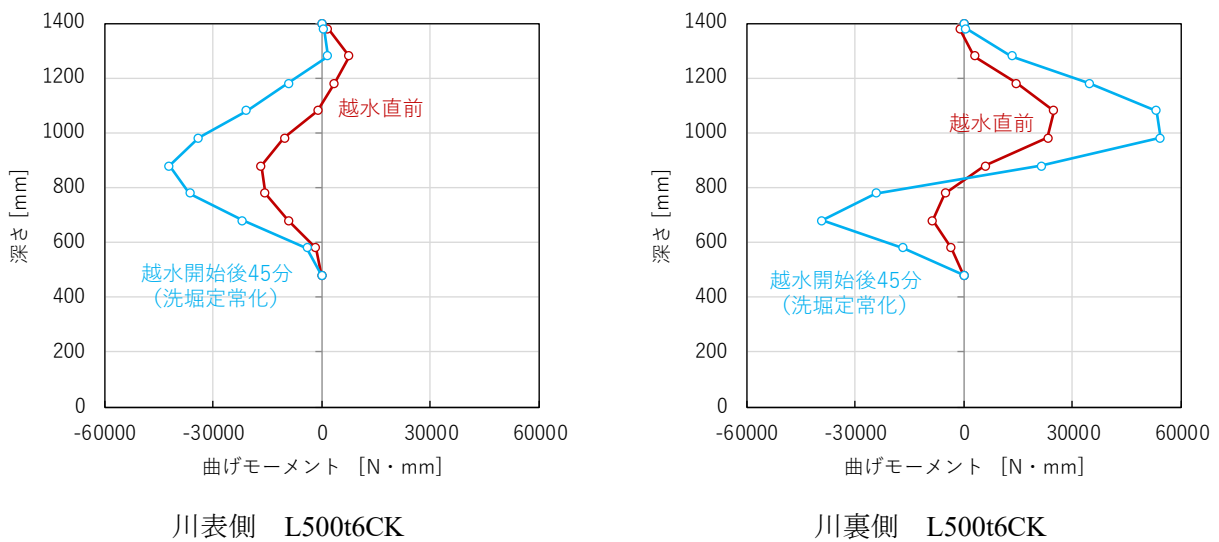


図 3.80 曲げモーメント分布

(3) 引水段階

図 3.81 に繰り返し浸透後の引水による川表のり面の変状を示す。側面からの観察では変状は確認されなかったものの、のり部表面の中央付近および矢板法肩部で若干の沈下が確認された。また図 3.82 は越水後の引水段階における川表のり面の変状を示している。繰り返し浸透後の引水と比較して、のり部表面の中央部変状、法肩部の沈下ともに大きくなった。これはのり部が飽和状態にあるなかで、急速な引水が発生した場合に飽和状態ののり部が露出することで不安定化し局所的なすべりや沈下が発生したと考えられる。そのため、長時間越水状態を維持した後の引水の方が飽和度が高く、より大きな変状が発生したと考えられる。



図 3.81 繰り返し浸透後の引水による川表のり面の変状



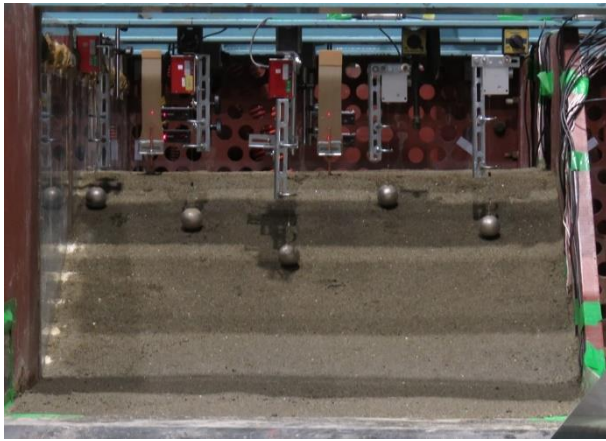
図 3.82 越水後の引水による川表のり面の変状

3.4.3 実験結果 1列鋼矢板構造

(1) 増水段階

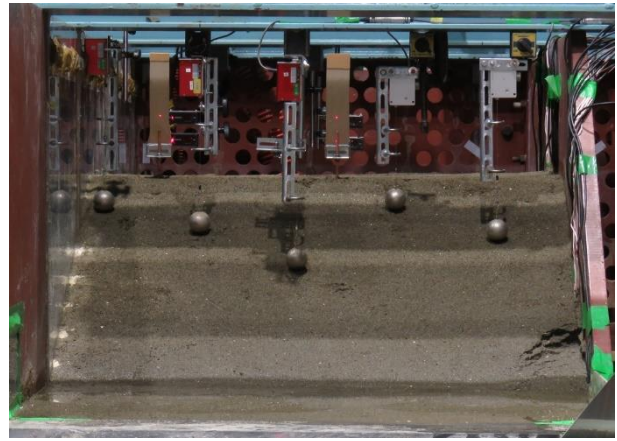
図 3.83 に L500t6CS (1列鋼矢板構造) の増水段階における初期状態 (左図) と第4サイクル終了時 (右図) の堤防断面図を示す。初期状態と比較して、第4サイクル終了時には法尻の一部 (壁面境界部) で浸透による崩壊が確認された。鋼矢板二重壁 (例えば、図 3.68) と比較して1列鋼矢板構造の条件では浸透が生じやすく、法尻部での水位が相対的に高くなったことが原因と考えられる。





初期状態

(上図：断面 下図：正面)



第4サイクル終了時 [D]

(上図：断面、下図：正面)

図 3.83 増水時における堤防断面の形状変化 (L500t6CS(1列鋼矢板構造))

図 3.84 は L500t6CS における鋼矢板頭部の水平変位を示している。増水による作用は川裏側矢板はほぼ変位が発生していない。鋼矢板二重壁を設置したケースにおいては、河川水位の上下動に応じて川表側に設置した鋼矢板に水平変位が最大 1 mm 程度発生 (図 3.70 参照) したが、川裏側では変位がほぼ発生しておらず、本ケースの結果と符合する。

図 3.85 は堤体内の間隙水圧分布を示している。給水槽の水圧に対し、川表側 (P-f)、コア内部 (P-c)、川裏側 (P-b) の順に間隙水圧が遅れて反応した。給水槽水位を保持した時間帯においては各計測点で緩やかに上昇しており、サイクルが増えるにつれて上昇が緩やかになった。また、増水時の鋼矢板の機能として遮水効果がある。この機能は P-f と P-c の水圧差に対し、P-c と P-b の水圧差が大きいことから確認され、川裏側の間隙水圧の上昇を抑制している。一方で、L500t6C (鋼矢板二重壁) の間隙水圧 p-f (図 3.71 参照) と比較すると本ケースよりも大きく、川表側法肩の鋼矢板の効果により P-f 部分で間隙水圧が上昇したものと考えられる。

図 3.86 鋼矢板の曲げモーメント分布を示している。第 1 サイクル終了時 [B] と比較して、第 4 サイクル終了時 [D] では発生曲げモーメントが増大していることが確認された。上述の通り鋼矢板頭部位変位が発生していないため、鋼矢板前後の水圧差に起因して曲げモーメントが発生したと考えられる。

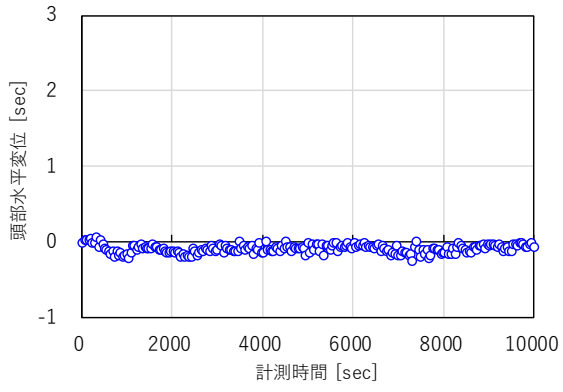


図 3.84 水平変位

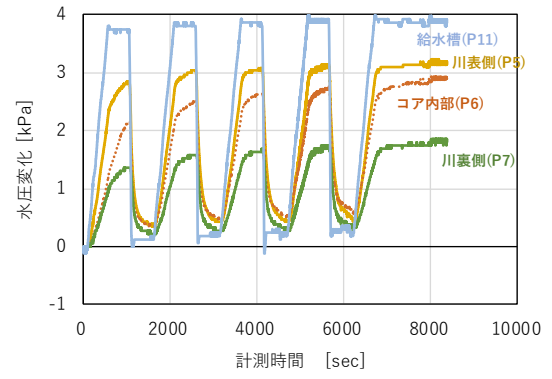


図 3.85 間隙水圧の時間変化

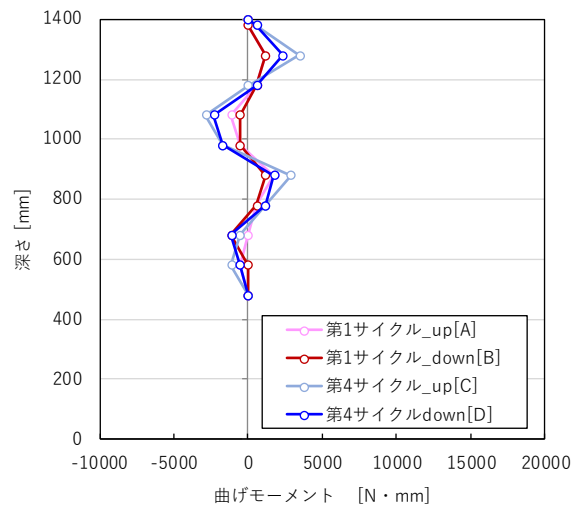


図 3.86 曲げモーメント分布@L500t6CS

(2) 越水段階

図 3.87 は給水槽の水位を示している。越水開始前後の拡大図（図 3.87 右図）を確認すると、越水開始後 30 分（8000 秒手前）頃から水位が徐々に低下し始めていることが分かる。これは、鋼矢板の変形に伴い、壁体としての高さが低下したことに起因していると考えられる。給水槽水位は実現象の河川水位をモデル化しており、壁体高さに依存せず水位は一定と考えられるため、実験時に明確に水位低下が確認されたタイミング（9000 秒手前）で給水槽水位を保つために給水量を増加させた。結果的に、一時的に給水槽水位が回復したものの、変形が進展し給水装置能力の上限（約 590 ℓ/min）に達したため、9200 秒以降は給水量を 590 ℓ/min に維持して実験を継続した。

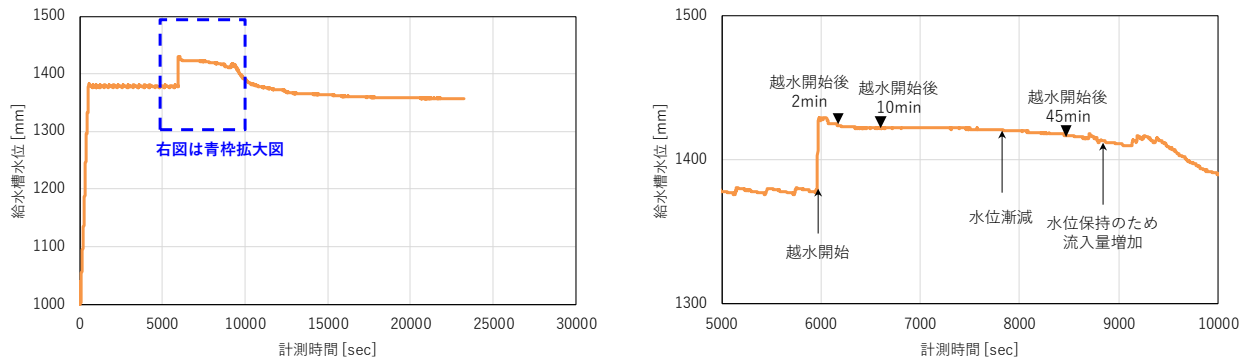


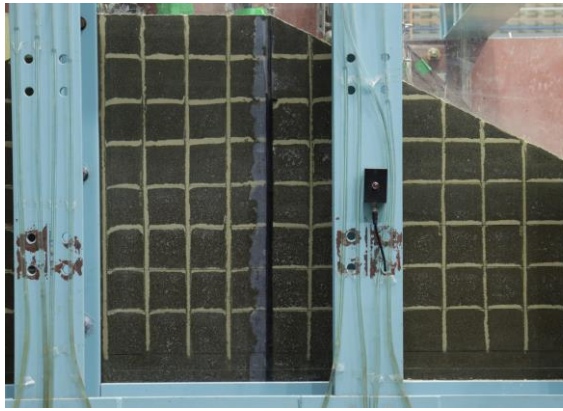
図 3.87 越水時給水槽水位変化

図 3.88 は高水状態を 1.5 時間維持した後に、越水を開始した条件における L500t6CS (1 列鋼矢板構造) の堤防断面の形状変化を示している。越水直前段階においては、ほぼ変形が発生していないのに対し、越水後 2 分が経過し のり部が消失した段階では鋼矢板の変位が徐々に発生し始めることが確認された。また、越水開始から 10 分が経過し洗掘がある程度進展した段階では、鋼矢板の変位が拡大しコア部にせん断面が発生した。更に越水を継続させ、越水開始から 45 分経過した段階では、変形がさらに拡大し、コア部のせん断面地表面よりも深くまで発生した。

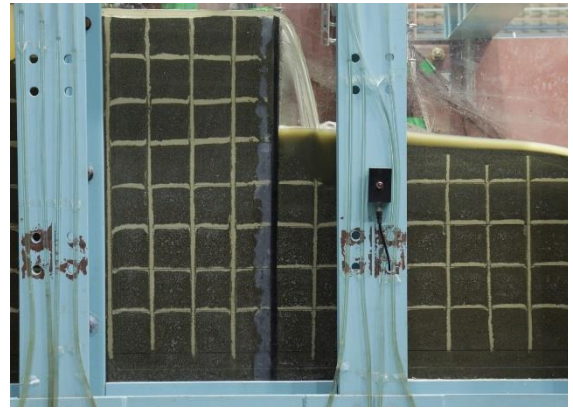
図 3.89 は実験の最終状態（計測時間:23000 秒頃）を示している。鋼矢板の傾倒に伴い、鋼矢板頭部位置が低下しており、堤体も鋼矢板頭部高さよりも高い部分は越流水の侵食により消失した。一方で、鋼矢板頭部よりも低い部分においては、鋼矢板に隣接する主働破壊が生じた部分以外は損傷なく残存していることが分かった。この結果より、堤体上部を流れる越水は表面付近（鋼矢板の頭部位置よりも高い部分の流れ）は流速が速く堤体を侵食する作用が発揮されるが、鋼矢板頭部よりも低い位置では流速が小さく堤体を侵食する作用はほぼ発揮されないと考えられる。

図 3.90 は鋼矢板頭部の水平変位を示している。10000 秒経過付近でレーザー変位計のレンジから外れたため、盛替え作業実施後計測を再開しており、その間の変位については手動で計測した。全時間を通した傾向としては、10000 秒付近までは直線的に変位が造体するものの、その後変位は概ね収束することがわかった。最終状態では水平変位が 420 mm まで発生し、鉛直方向には 100 mm 程度（堤体高さの 25%）低下した。また、5000 秒~10000 秒間の拡大図（図 3.90 右図）を確認すると、越水開始後 10 分付近までは直線的に変位が増加し、越開始後 15 分（6900 秒）付近から変位の増加傾向が一度高まり、その後また増加傾向収まる動きをしていることがわかる。この変位の増分傾向の変化は図 3.91 に示す曲げモーメントの時間変化においてピークアウト（モーメントが急に抜ける）するタイミングと符合しており、この前後のタイミングで鋼矢板の抵抗機構が変化したと考えられる。

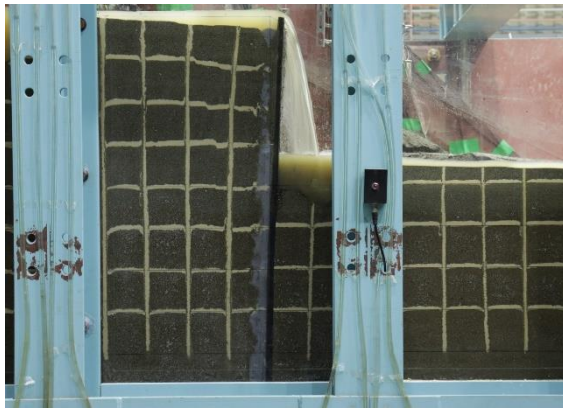
図 3.92 は、各時間における曲げモーメント分布の変化を示している。越水の発生前は曲げモーメントはほぼ発生しておらず、越水後には 1 方向に曲げが生じた。越水開始後 2 分経過した段階で、のり部の消失により曲げモーメントが大きく発生しており、開始 10 分経過した段階では更に曲げモーメントが拡大するとともに、根入れ部において曲げモーメントが収束しておらず、根入れ部での抵抗が不十分な状態となっている。また、越水開始後 10 分~20 分にかけて曲げモーメントが増加しているが、45 分後には曲げモーメントが低下した。この点からも上述した抵抗機構の変化が伺えるものの、その明確化には至っておらず今後の検討項目としたい。



越水直前



越水後 2 分経過時



越水後 10 分経過時



越水後 45 分経過時

図 3.88 越水時における堤防断面の形状変化 (L500t6CS)

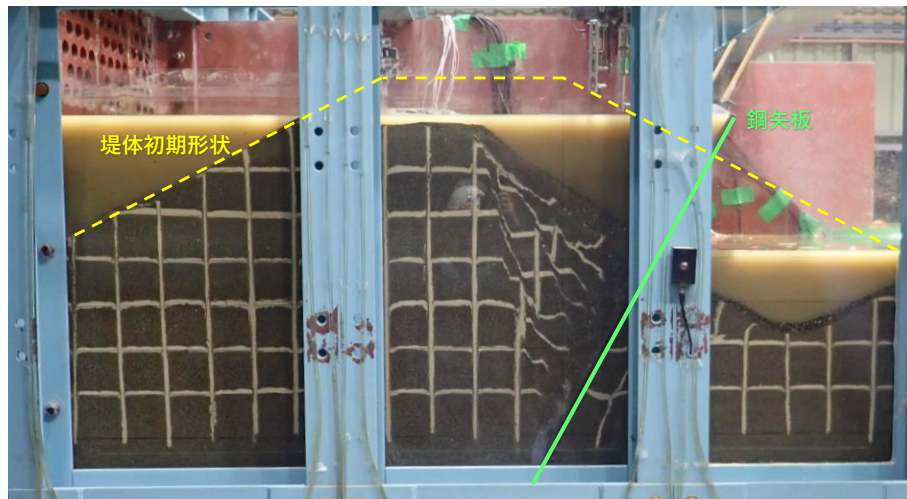


図 3.89 最終状態 (越水後5時間経過時)

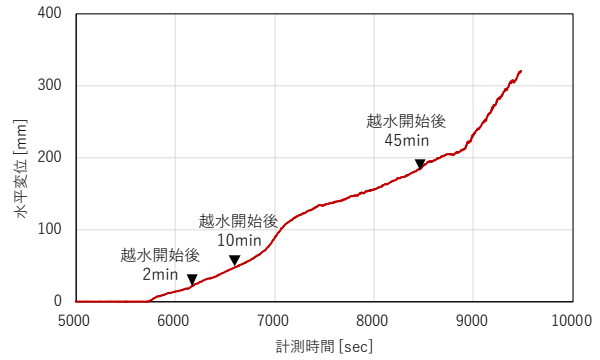
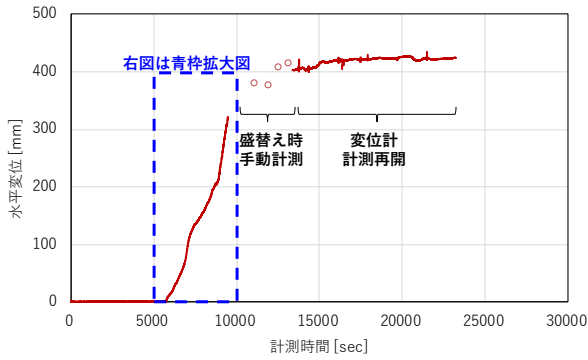


図 3.90 鋼矢板頭部水平変位の時間変化

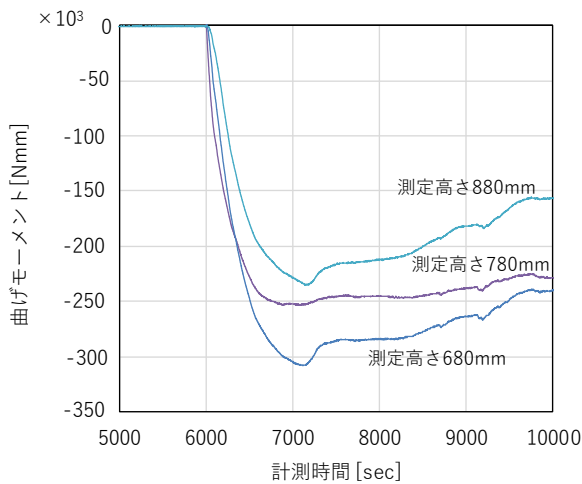


図 3.91 曲げモーメントの時間変化

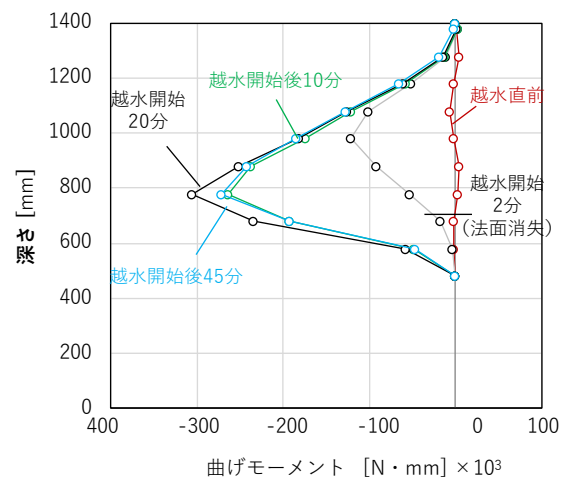


図 3.92 曲げモーメント分布 (L500t6CS)

(3) 引水段階

本実験条件では、川表側の法肩には鋼矢板が設置されていないため、引水時に川表側ののり部で生じる現象は土堤においても同様に生じる可能性のある現象と考えられる。図 3.93 に繰返し浸透後の引水による川表のり面の変状を示す。のり部表面の天端付近にしわが確認され、若干の沈下が生じていることがわかる。また図 3.94 は越水後の引水時におけるのり部の変状を示しており、残存部分においては、大きな沈下等は見られなかった。



図 3.93 繰返し浸透後の引水による川表のり面の変状



図 3.94 越水後の引水による川表のり面の変状

3.4.4 小括

本研究の対象である鋼矢板二重壁による一部自立型構造と既存類似構造である仮締切構造について増水～越水の挙動について比較した結果以下の知見が得られた。

- 増水時には鋼矢板の変位量やコア部への浸透の程度について両者で明確な差が確認された。変位量は一部自立型の方が小さく、これはのり部を有する一部自立型はのり部によって鋼矢板が拘束されることが原因と考えられる。この点は発生した曲げモーメントが一部自立型の方が小さかった結果とも符合する。また、のり部の存在により浸透経路が長くなることにより一部自立型ではコア部への浸透が遅く、繰り返し回数が増加する毎に浸透が促進されることが確認された。
- 越水時には、越水初期には仮締切構造の方が早期に変位が発生しており、これはのり部が無いことによる洗掘進展の速度が速いことに起因していると考えられる。曲げモーメント分布に着目すると L500t6C (鋼矢板二重壁) においてのり部が消失したタイミングと L500t6CK (仮締切構造) の越水直前において、類似の分布・絶対値を示していることから、のり部消失以降においては鋼矢板二重壁と仮締切構造が同等の挙動を示すと考えられる。これはある程度越水を継続した段階（本実験では 5000 秒、実物換算で 5 時間以上）においては、頭部水平変位やタイロッドの軸力に差はなく、曲げモーメント分布も同等である点とも符合する。

さらに 1 列鋼矢板構造とした場合の挙動についても実験的に調べた結果、以下の知見が得られた。なお本実験条件は、根入れ深さを鋼矢板二重壁構造の条件と同一としており、根入れ長が不足した条件での実験結果である。

- 増水時には、1 列鋼矢板構造を川裏側の法肩に設置した場合には、増水による鋼矢板の変位はほぼ発生しないことがわかった。一方遮水される位置が川裏側法肩部となるため、二重鋼矢板壁と比較してコア部と川裏側のり部の水圧差が大きくなり、浸透破壊につながる可能性が高くなると考えられる。
- 越水時には、川裏側の侵食及び洗掘により鋼矢板頭部の変位が直線的に増加し、コア部では主働破壊が発生した。主働破壊の範囲は、根入れの短い今回の実験条件においては地表面よりも深い位置まで発生した。最終的には鋼矢板の動きは収束し、初期状態と比較して 75%の堤高は残存しており、堤体の半分以上が残存した。

3.5 まとめ

本章では、鋼矢板二重壁により強化された河川堤防において増水～越水時の抵抗機構や破壊までのプロセスに資する知見を蓄積するため、中型模型実験を実施した結果について報告した。中型模型実験は、越水を再現するための供給水量の制御や計測、根入れを十分に確保した構造のモデル化が可能という特徴がある。

目的 1：一部自立型構造による越水時抵抗機構(3.3 節、3.4 節)

- 一部自立型構造は土堤と比較して高い耐越水性能を示した。極端に根入れが短いケース (L100t6) や板厚が薄いケース (L1000t2.3) においては、鋼矢板二重壁の変形により堤防高さも変化し、その結果越流量が L1000t6 に対して徐々に増加しているもののその影響は限定的であり、たとえ根入れ長や板厚が不足して大きな傾斜が生じたとしても越水量を抑制し、越水に対して粘り強く抵抗することが確認された。
- 鋼矢板二重壁の越水時抵抗機構としては、少なくとも (1) のり部の侵食、(2) 洗掘、(3) 鋼矢板間地盤の間隙水圧上昇、の 3 つの因子により鋼矢板に変位が発生すると考えられる。越水開始後まず (1) と (3) が発生することで、川裏側鋼矢板を川裏側へと変形させる力が増加し、その力が川裏側鋼矢板の根入れ部とタイロッドで接続された川表側鋼矢板に分散してかかることで鋼矢板頭部の変位が発生する。のり部が消失した t_2 以降では (3) 間隙水圧上昇に加えて (2) 洗掘が発生しており、(3) の影響が収まるまで変位が急増する。その後、間隙水圧が定常状態となり、(2) に起因する変位のみが徐々に発生するものの、最終的には変位も収まり安定状態へと至ったと考えられる。
- 根入れ長が短い条件下では、川裏側矢板の変位に伴いコア部のせん断が生じた。またタイロッド軸力

は、変形初期には上昇するものの、変形が進行するにつれ低下するという知見が得られた。

- 板厚が小さい条件では変位は収束する粘り強い変化が確認されたため、根入れ不足の状態の方が板厚不足の状態に比べて構造安定性が低いと考えられる。

目的2：増水～越水時における構造形式毎の抵抗機構調査 (3.5 節)

- 増水時には鋼矢板の変位量やコア部への浸透の程度について、一部自立型堤防（鋼矢板二重壁構造による強化）と仮締切構造の両方で明確な差が確認された。変位量は一部自立型の方が小さく、これはのり部を有する一部自立型はのり部によって矢板が拘束される影響が原因と考えられる。この点は発生した曲げモーメントが一部自立型の方が小さかった結果とも符合する。また、のり部の存在により浸透経路が長くなることにより一部自立型ではコア部への浸透が遅く、繰り返し回数が増加する毎に浸透が促進されることが確認された。
- 越水時には、鋼矢板二重壁構造と仮締切構造において越水直後の動きに差が確認されたものの、ある程度（本実験では 5000 秒、実物換算で 5 時間以上）越水を継続した段階においては、頭部水平変位やタイロッドの軸力に差はなく、曲げモーメント分布も同等であることが分かった。一方越水初期には仮締切構造の方が早期に変位が発生しており、これはのり部が無いことによる洗掘進展の速度が速いことに起因していると考えられる。
- 根入れ長が短い 1 列鋼矢板構造においては、越水時に鋼矢板の変位は直線的に増加し、堤体高さも低下することが確認された。一方で、越水が継続した場合、最終的には変位、沈下量共に収束し、本実験条件では初期堤高の 75%程度は残存する結果となった。

3 章 参考文献

- 1) 鋼管杭協会 堤防補強研究委員会：鋼矢板芯壁堤 鋼矢板による河川堤防補強工法 設計の手引き（案）,2002
- 2) 井合進：1g 場での地盤-構造物-流体系の模型振動実験の相似則，港湾技術研究報告，第 27 卷，第 3 号，1988.
- 3) 国土交通省：第2回河川堤防の強化に関する技術検討会資料4-2, p.35, 2023.
- 4) J.-L. Briaud, H.-C. Chen, A. V. Govindasamy, and R. Storesund : Levee Erosion by Overtopping in New Orleans during the Katrina Hurricane, JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, May: 618-632,2008. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:5(618)
- 5) 與田敏昭:河川堤防の越流侵食のメカニズムに関する研究、京都大学博士論文
- 6) 那珂川・川久慈川堤防調査委員会：那珂川・久慈川堤防調査委員会報告書，2020.
- 7) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室 国立研究開発法人 土木研究所 地質・地盤研究グループ（土質・振動）：粘り強い河川堤防の技術開発に当たっての参考資料【自立型】，Ver1.0, 2022.

4. 鋼矢板二重壁により補強された一部自立型河川堤防の限界状態

4.1 はじめに

2章にて示した通り、鋼矢板二重壁は、河川堤防を出水期にまたがって開削するときに、河川堤防にかわる仮締切を鋼矢板二重式工法により施工することを目的に使用されるものである。古くは昭和46年治水課通達により設計指針（案）が制定され運用され、その後（財）国土開発技術研究センターが平成12年12月に「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」¹⁾として高水位状態に対する設計計算方法を取りまとめている。この検討過程では既往の仮締切の変状事例の分析や遠心模型実験による液状化時挙動調査²⁾³⁾⁴⁾がなされた。一方、越水が一部自立型を有する堤防の安定性や破壊モードに与える影響を対象とした研究例は限定的である。具体的には、一枚鋼矢板あるいは二重壁鋼矢板を対象とした海岸堤防の津波発生時における変形に着目した三戸部らの研究⁵⁾が挙げられる。一方、河川堤防における越水に伴う堤高の変化や、鋼矢板二重壁で補強された堤防の越水・洗掘時における限界状態は明らかとなっていない。

そこで本章では、鋼矢板二重壁で補強された河川堤防を対象に越水・洗掘現象が継続するなかで鋼矢板に生じる変状を調査し、限界状態について提案した。具体的には、目安とされる越水規模⁶⁾に対し、既存設計法である鋼矢板二重仮締切構造の設計をベースに決定した鋼矢板の仕様（根入れ長さと剛性）を基準に、越水規模が想定以上の場合含め仕様を変化させた場合の変形状態を実験的に調査し堤高の変化に基づき限界状態を提案した。更に、変形・破壊プロセスについて分析することで、維持管理時に必須となる変状連鎖図を作成した。

4.2 実験概要

4.2.1 実験条件のモデル化

実験装置は3章に詳述した通りであり、本章で示す実験結果についても同装置を用いて実験を実施した。本論分では鋼矢板で挟まれた領域をコア部、鋼矢板とコア部を合わせて鋼矢板二重壁と定義しており、鋼矢板二重壁よりも河川側の斜面を川表のり面、その反対側の斜面を川裏のり面とする。また、のり面の先端が位置する高さを地表面高さとし、それ以下の地盤を基盤部とする。この基盤部に設置された鋼矢板長さを根入れ長さとするのを改めて述べる。模型堤防は堤高6m、天端幅6mの堤防をプロトタイプとし、井合の研究⁷⁾を参考に重力場での模型実験の相似則に従って1/15でモデル化した。表4-1に実験条件の設定に用いた相似則を示す。模型堤防は堤高Hは0.4m、天端幅0.4m、のり面勾配1:2とし、鋼矢板は曲げ剛性をフィッティングすることでモデル化した。モデル化に用いた相似則を表4-1に示す。また越流条件および鋼矢板のスペックの詳細については後述する。なお、井合の研究で示されている相似則は破壊問題への適用性が不明であるため、本論文では実験結果については模型スケールで整理した結果を述べる。

表 4-1 本実験の条件設定に用いた相似則

		相似比	
		実大	模型
堤防	堤高	1	1/N
	天端幅	1	1/N
鋼矢板	曲げ剛性	1	1/N ^{3.5}
越水条件	越流水深	1	1/N
	越流時間	1	1/N ^{5/6}

越流水深については、令和4年5月に国土交通省により設置された「河川堤防の強化に関する技術検討会（以下、「技術検討会」）」で示された目安の越流水深を使用した。上記技術検討会では越水に対する性能を評価するための技術開発上の目安として「越流水深 30 cm の外力に対して、越流時間 3 時間の間は越水に対する性能を維持する構造とすること」が設定された⁶⁾。そのため、越流水深 22 mm（実大換算 33 cm 相当）を基本条件に鋼矢板二重壁の仕様を決定し、徐々に越流水深を増加させることとした。越流水深は幾何相似として設定した。また、鈴木の研究⁸⁾において橋脚部に生じる河川流の渦による洗掘現象を渦内部の掃流により進行すると仮定することで妥当な計算結果が得られることが示されており、この仮定に基づき局所的な掃流によって洗掘が生じると考え越流時間についてはシールズ則⁹⁾を適用した。なお滝つぼの様な落下流に対するシールズ則の適用性は確かめられたものではなく、上記の仮定に基づいた整理であることに留意されたい。シールズ則は土砂輸送の駆動力となる掃流力 τ を、粒径 d （本論では平均粒径を適用）、水の密度 ρ （1000[kg/m³]）、重力加速度 g [m/s²]、土砂の水中比重 R_s （=2.65-1=1.65）の積で無次元化することで得られるシールズ数を一定とする相似則である。シールズ則に基づく、幾何相似比 $1/N$ に対し越水時間は $1/N^{5/6}$ となる。具体的な式展開は倉上の研究⁹⁾の中で示されており、以下に詳述する。摩擦速度 $U^*(=\sqrt{\tau_0/\rho})$ [m/s]) を用いて式変形している。ここで、 C_f は底面摩擦係数を示している。

$$\phi = \frac{\tau_0}{\rho g R_s D} = \frac{u_*^2}{g R_s D} \quad (A1)$$

$$\frac{u_{*m}^2}{g_m R_{s_m} D_m} = \frac{u_{*p}^2}{g_p R_{s_p} D_p} \quad (A2)$$

ここで、添字 m は模型スケール、添字 p はプロトタイプスケールを示しており、模型においてプロトタイプと同じ土を用いて、重力場で実験を行うとすると相似比 λ を用いて $g_m = \lambda g_p$ ($\lambda_g = 1$) の関係を有している。

$$\frac{C_{f_m} \bar{u}_m^2}{g_m R_{s_m} D_m} = \frac{C_{f_p} \bar{u}_p^2}{g_p R_{s_p} D_p} \quad (\because u_*^2 = C_f \bar{u}^2) \quad (A3)$$

$$\frac{C_{f_m} \bar{u}_m^2}{D_m} = \frac{C_{f_p} \bar{u}_p^2}{D_p} \quad (A4)$$

$$\frac{\bar{u}_m}{\bar{u}_p} = \sqrt{\frac{C_{f_p}}{C_{f_m}}} \times \sqrt{\frac{D_m}{D_p}} \quad (A5)$$

また、掃流力 τ は次式で表すことができる。

$$\tau = \rho g R I = \rho C_f \bar{u}^2 \quad (A6)$$

ここで、 R : 径深[m]、 I : エネルギー勾配である。マンニングの平均流速公式より、

$$\bar{u} = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (A7)$$

上記の2式より、

$$g R I = C_f \frac{1}{n^2} R^{4/3} I \quad \therefore C_f = g n^2 / R^{1/3} \quad (A8)$$

つまり、

$$C_{f_m} = \frac{g n_m^2}{L_m^{1/3}} \quad , \quad C_{f_p} = \frac{g n_p^2}{L_p^{1/3}} \quad (A9)$$

となるので、式 (A8) に式 (A9) を代入すると、

$$\frac{g_m n_m^2}{L_m^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{\bar{u}_m^2}{g_m R_{s_m} D_m} = \frac{g_p n_p^2}{L_p^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{\bar{u}_p^2}{g_p R_{s_p} D_p}$$

$$\frac{\lambda_g \lambda_n^2}{\lambda_l^{\frac{1}{3}}} \cdot \frac{\lambda_u^2}{\lambda_g \lambda_{R_s} \lambda_D} = 1$$

$$\lambda_u = \frac{1}{\lambda_n} \lambda_l^{\frac{1}{6}} \lambda_D^{\frac{1}{2}} \quad (\text{A10})$$

ここで、 n :粗度係数[s/m³]¹であり、相当粗度 k_s を用いると以下の通りに表すことができる。

$$n = 0.417 k_s^{\frac{1}{6}} \quad k_s = 2.5D$$

であるため、

$$\frac{n_m}{D_m^{\frac{1}{6}}} = \frac{n_p}{D_p^{\frac{1}{6}}}$$

より、

$$\lambda_n = \lambda_D^{\frac{1}{6}} \quad \lambda_u = \frac{1}{\lambda_l^{\frac{1}{6}}} \times \lambda_l^{\frac{1}{6}} \times \lambda_D^{\frac{1}{2}}$$

ここで、 $\lambda_D = 1$ と仮定すると、以下の通り流速に関する相似比が得られる。

図 4.1 に本実験における越流条件を示す。以下、本論文内での「3 時間相当」の記載は上記のシールズ則に則った実大換算時間を意味する。その他「実大換算」と特記の無い場合の値については模型スケールの値である。本実験では含水比 16%で地盤および堤体を作製した後、給水槽の水位を 1000 mm とした状態で 24 時間放置し、地盤内の間隙水圧が定常状態となったことを確認して実験を開始した。実験開始後は 15 分かけて給水槽の水位を 1000 mm から 1400 mm まで上昇させその後は図 4.1 に示すように給水槽の水位を上昇させた。図 4.1 に示した目安時間（計測時間で約 20 分）まで越流を継続した段階で鋼矢板二重壁の挙動を評価し、その後は変形状態や限界状態を探索するため想定以上の越流条件として更に 3 時間越流を保持し、その後段階的に越流規模を増加させた。鋼矢板の変形により天端高さが初期よりも低下した場合は給水流量を増加させることで所定の越流水深を維持するようオペレーションした。なお、重力場における浸透時間に関する相似則は一般的に $1/N^{3/4}$ と考えられる¹⁰⁾。そのため本実験条件では浸透現象と越流現象のモデル化は両立していない。そこで浸透が進行し鋼矢板に作用する水圧が定常状態となったタイミング以降の時間で安定性を評価することとした。（3 章（図 3-30、図 3-42、図 3-55）に示した間隙水圧変化のデータでは上述した目安時間において値が頭打ちしており鋼矢板にかかる水圧は定常状態と判断した。）

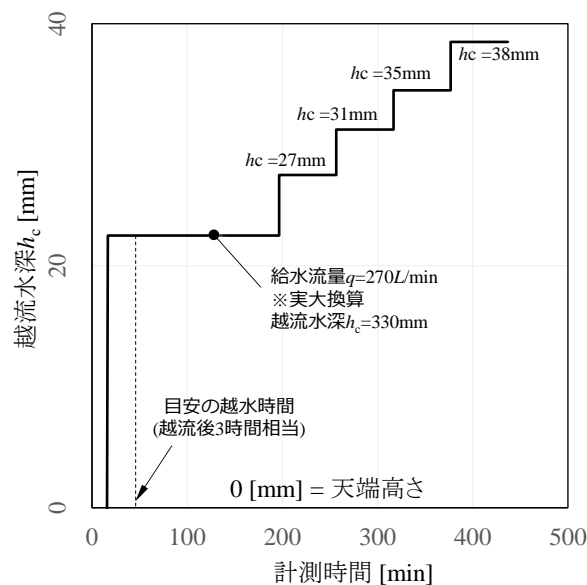


図 4.1 越流条件

4.2.2 実験ケース

表 4-2 に実験ケースと鋼矢板仕様を示す。条件設定の根拠や目的は 3.2.3 に示した通りである。

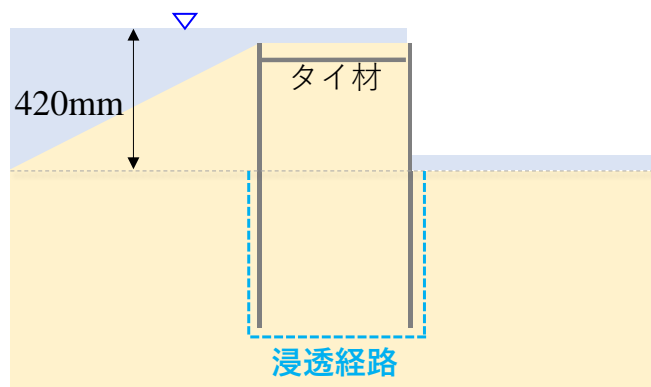


図 4.2 想定する設計状態（仮縮切構造を準用）

表 4-2 実験ケース

ケース名	模型		実大換算
	根入れ [mm]	板厚 [mm]	断面二次モーメント I [cm ⁴ /m]
EL1000t6	1000	6	23528
EL500t6	500	6	23528
EL300t6	300	6	23528
EL100t6	100	6	23528
EL1000t2.3	1000	2.3	1325
EL1000t1.6	1000	1.6	446
EL1000t1.2	1000	1.2	188

4.3 限界状態に関する考察

4.3.1 堤高の変化

図 4.3 は H に対する鉛直高さの変化を示しており、図 4.4 は特に越水開始から目安時間までの変化を示している。EL100t6 においては約 10 分間初期堤高が保持された後に低下がみられたが、EL300t6、EL500t6 においては目安時間までに堤高の低下は見られなかった。

目安時間を超えて越流を継続した場合も EL500t6 は実験の最終状態においても堤高に変化が生じなかった。EL300t6 においては、 $h_c = 22 \text{ mm}$ (実大換算 33 cm) を保持した状態で目安時間を超えている間も堤高は保持され、 $h_c = 27 \text{ mm}$ (実大換算約 40 cm) においても堤高の低下は見られなかった。 $h_c = 31 \text{ mm}$ (実大換算約 47 cm) まで増加させた段階で 10 分あたりの堤高の変化量は H に対し 0.5% 程度のペースで発生しその後、設備の給水能力を超える水準で堤高が低下した。

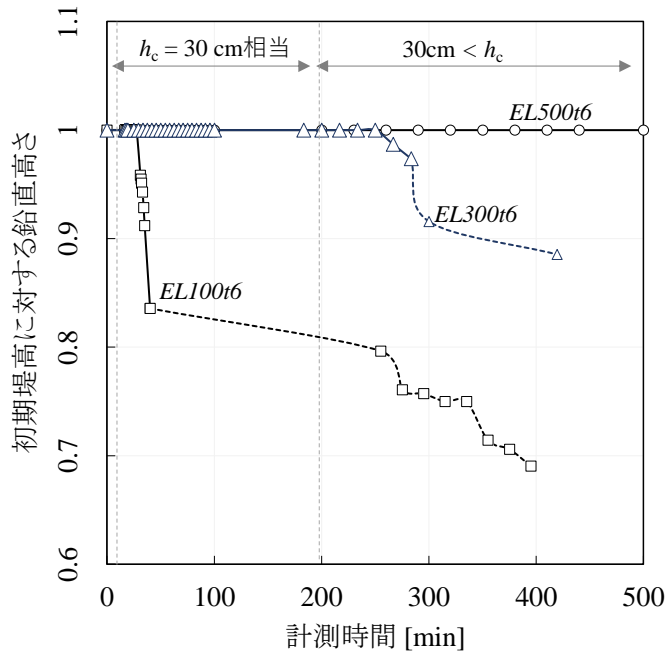


図 4.3 堤高の時間変化

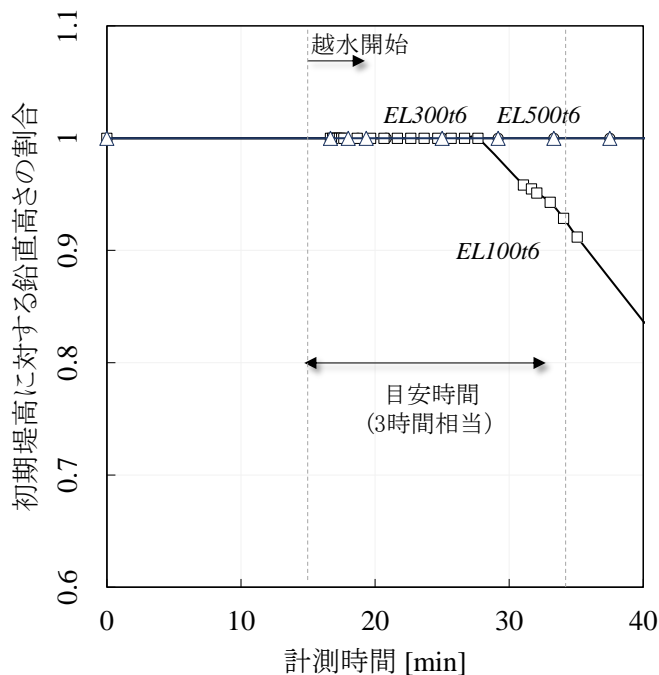


図 4.4 堤高の時間変化 (目安時間まで)

図 4.5 に各ケースにおける洗掘深さの変化を示す。洗掘深さは洗掘された領域の中で最も深く掘られた位置（最大洗掘位置）の深さとした。そのため流量を増すことで越流水の落下位置が鋼矢板から遠ざかりそれに応じて最大洗掘位置は川裏側へ移動した。実験後の観察結果から洗掘は奥行方向に均等に発生していたため、洗掘深さの計測はアクリル面側から撮影した連続写真を読み取り、最大洗掘位置が土槽の柱裏側まで移行した場合には、ワイヤー変位計の値により補完した。ワイヤー変位計の先端には約 250g の鉄球を取り付けており、越流水に干渉されことなく洗掘された地盤面までの距離を計測できることを確認している。また、観察された洗掘が地表面まで侵食が生じた状態を 0 とし、洗掘深さを負の値で示している。EL100t6 においては、越流直後から水平変位鉛直変位ともに大きく発生し、それに応じて洗掘位置や落下高さも変化したことから早期に計測不可となった。EL500t6、EL300t6 においては $h_c = 22 \text{ mm}$ の状態において洗掘深さが定常化した。また EL500t6 においては越流水深の増加に伴い洗掘深さも増加することが確認された。なお EL500t6 に対して EL300t6 の最大洗掘深さが若干小さい点については川裏側矢板の頭部高さが若干低下し越流水の落下高さが小さくなったことや、天端舗装が無いために天端部分に洗掘現象が生じ越流水のエネルギーが消費されたためと考えられる。なお、天端での洗掘が EL500t6 では生じていない一方で EL300t6 では発生していることから、天端での洗掘には川表矢板にある程度の傾斜が生じたことが影響していると考えられる。

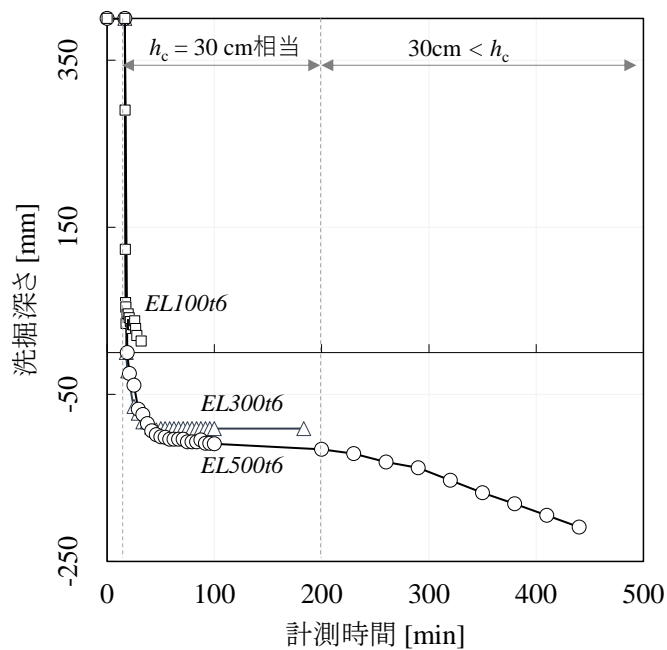


図 4.5 洗掘深さの時間変化

図 4.6 は鋼矢板の剛性を変化させたケースにおける H に対する鉛直高さの変化を示しており、特に越水開始から目安時間までの変化に着目した結果を図 4.7 に示す。EL1000t6 においては実験終了時まで堤高の低下はほぼ発生しなかった。EL1000t2.3 においては、目安時間までに H の約 98% に低下し、堤高の変化は収束した。その後越流水深を増加させた条件においては徐々に低下したものの実験最終段階で H の約 97% まで堤高の変化が収束した。EL1000t1.6 では目安時間までに H の約 98% に低下し、その後越流水深 22 mm の状態を保持した条件においては H の約 96% まで低下したところで変化が収束した（10 分あたりの変位量は H に対し約 0.01% 程度）。その後越流水深を増加させる段階においては上述の通り越流水深が保持できなかった。また EL1000t1.2 においては越水後堤高が 10 分あたり H に対し約 5% の変位が発生し他ケースよりも早く低下した。結果的に目安時間まで所定の越流水深を保持できなかった。ただし、本ケースにおいては川裏鋼矢板に降伏が発生したものの、一定程度の堤高が保持された。急激に変位が増加するような挙動はみられなかった。

図 4.8 に各ケースにおける洗掘深さの変化を示す。EL1000t2.3 については越水開始後の 20 分程度以降は計測できておらず、EL1000t1.2 については初期段階まで洗掘深さを計測したものの、それ以降は水平方向の変形が過大となり計測不可であったためプロットしていない。

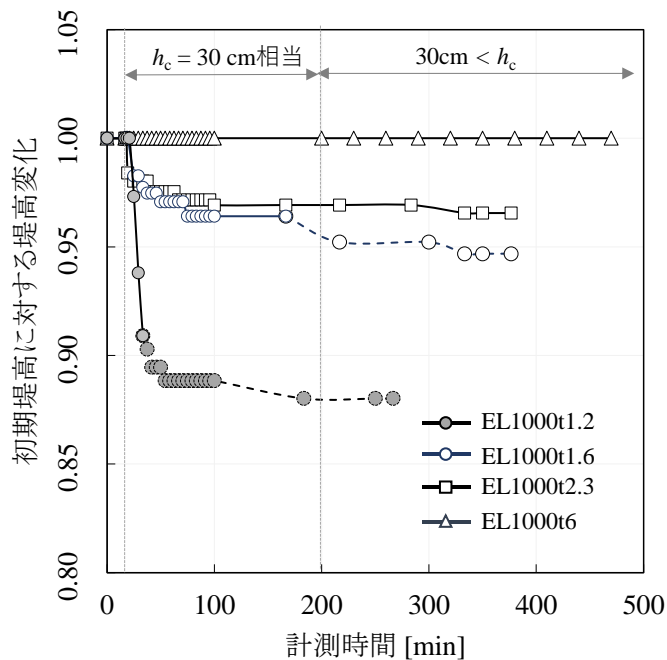


図 4.6 曲げ剛性をパラメータとした実験ケースの堤高の時間変化

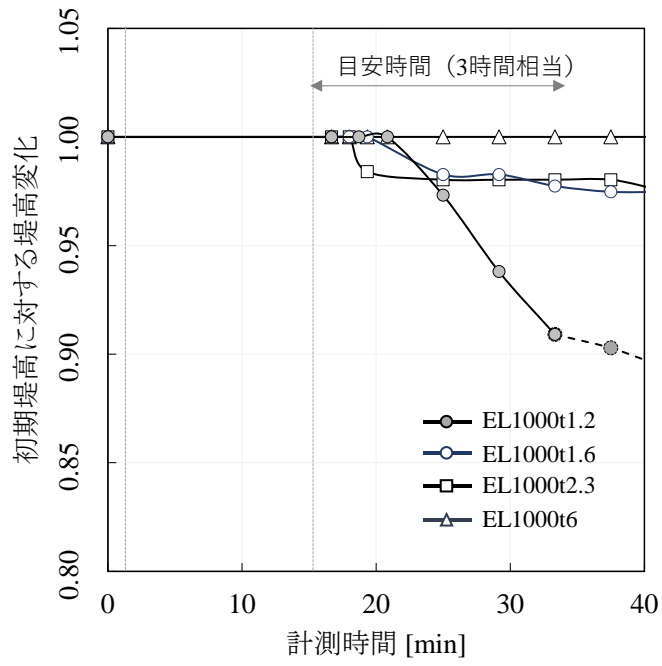


図 4.7 堤高の時間変化（目安時間まで）

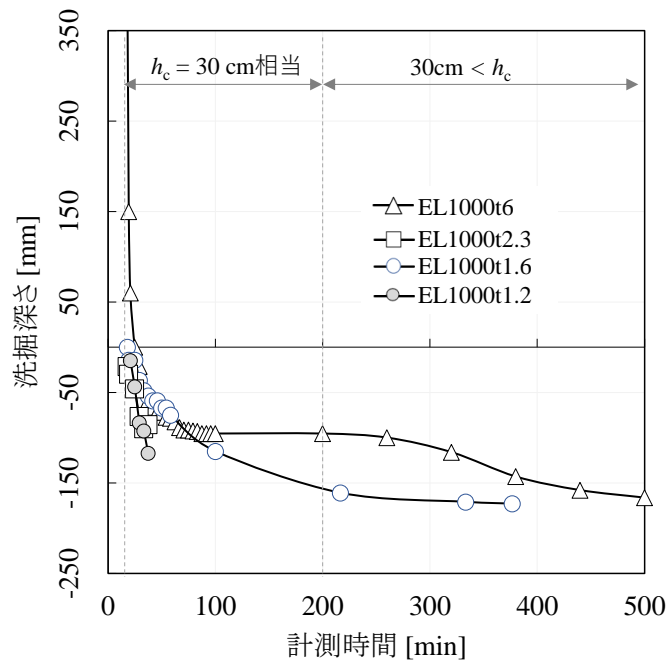


図 4.8 洗掘の時間変化

4.3.2 限界状態の提案

鋼矢板二重壁構造は仕様に応じて複数の限界状態が考えられる。本実験結果に基づき、根入れ長さの不足による不安定化に起因した限界状態と鋼矢板の剛性が不足することによる不安定化に起因した限界状態に着目した。

第一に、洗掘深さ D の影響も含めた根入れ長さが変形量に与える影響について調べるため、残存根入れ長さ EL' ($=EL-D$) に対する洗掘後の堤高 H' ($=H+D$) の比を用いて根入れ長さを変えたケース (EL100t6, EL300t6, EL500t6, EL1000t6) を対象に鉛直変位量 δ_v との関係を整理した。図 4.9 は目安時間における H'/EL' と δ_v/H を堤高 H で正規化した値の関係を示す。この結果より H'/EL' が 2.5~3 を境に変形が大きくなることが分かる。従って、鋼矢板の剛性が十分確保された条件においては H'/EL' が 2 以下であれば目安時間において堤高 H に対し 1% 以下の変位量に抑制される結果が得られた。

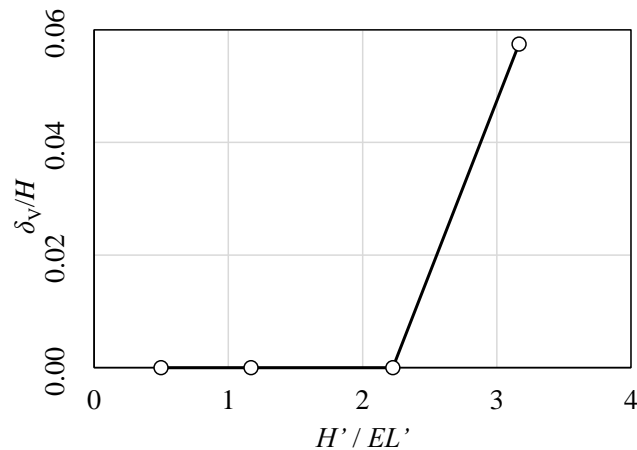


図 4.9 H'/EL' と δ_v/H の関係

次に、鋼矢板の剛性が変形量に与える影響について調べるため、式(1)に示した地盤剛性との相対的な鋼矢板剛性を示す特性値 β を用いて、鉛直変位量 δ_v について整理した。ここでは鋼矢板の剛性を变化させたケース (EL1000t6, EL1000t2.3, EL1000t1.6, EL1000t1.2) について整理した。

$$\beta = \left(\frac{k_h W}{4EI} \right)^{1/4} \quad (1)$$

ここで k_h は水平地盤反力係数、 W は板幅 ($=1\text{ m}$) EI は矢板の曲げ剛性 [$\text{kN}\cdot\text{m}^2$] である。水平地盤反力係数 k_h は式(2)より求めており、ここで η は壁体形式に関わる係数 (本論では連続した壁体につき $\eta = 1.0$)、 B_H は換算載荷幅 (本論では 2 次元断面と仮定し既往文献¹⁾ を参照し $B_H = 10\text{ m}/15 = 0.67\text{ m}^{1/2}$)、 αE_0 は変形係数 (本論では三軸圧縮試験の結果 (CD 試験) であり、 $\alpha E_0 = 3500\text{ kN/m}^2$ である。なお、三軸圧縮試験においては、拘束圧は 10 kPa での結果におけるひずみレベル 0.5% の初期勾配から変形係数を求めており $\alpha = 1$ とした。

$$k_h = \eta \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (2)$$

上記より本実験に用いたモデル地盤の地盤反力係数は $k_h = 3364\text{ kN/m}^3$ である。この値から求まる β に実質的な壁高として堤高 H に洗掘深さ D を加えた値 H' を掛けることで無次元化した $H'\beta$ により整理することとした。実質的な壁高 H' が大きい程鋼矢板二重壁にかかる荷重が大きく、 β が大きい程相対的に鋼矢板の剛性が小さいことを示しており、 $H'\beta$ は値が大きい程鋼矢板二重壁の変形が大きくなる値と言える。なお $\beta \cdot EL$ による整理も考えられるものの、根入れ長 EL は本実験条件ではパラメータとして変化させた値であり、 $\beta \cdot EL$ が各ケースの変形しやすさを示す指標とならないため $H'\beta$ で整理することとした。

図 4.10 は目安時間における、 $H'\beta$ と目安時間における鉛直変位 δ_v を堤高 H で正規化した値の関係を示す。この結果より $H'\beta$ が 6 程度までは変形の程度が堤高 H に対し 2% 程度であった。また $H'\beta = 8$ 程

度となる $t=1.2 \text{ mm}$ では塑性変形が生じた。従って、 $H'\beta$ が 5 以下であれば鋼矢板の剛性が十分確保されるので目安時間において堤高 H に対し 2% 以下の変位量に抑制される結果が得られた。

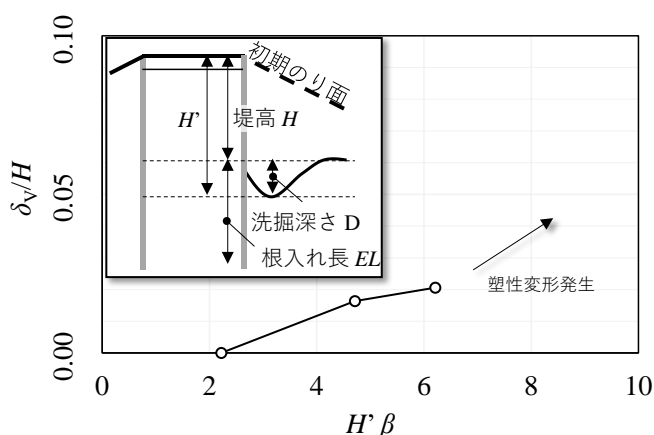


図 4.10 $H'\beta$ との δ_v/H の関係

図 4.9 にて洗掘深さを考慮した根入れ長さにより変形量を整理した結果を示し、図 4.10 にて鋼矢板の剛性と地盤剛性の相対的な関係を示す β を用いて変形結果を示した。それぞれの堤高の変化に着目すると、本実験条件においては変位が生じるものの収束し安定する状態と、変位が収束せず発生する状態が見られた。そこで、本節では、これらの結果を統合し 1 つの図として整理することを試みた。

図 4.11 は横軸に矢板の地盤に対する相対剛性を表す β (大きいほど矢板は地盤に対して相対的に柔) と川裏側の鋼矢板の洗掘時の実質的な壁高である H' (大きいほど矢板変形を助長) を掛けた無次元量 $H'\beta$ 、縦軸に残存根入れ長さに対する堤防高さを表す指標 H/EL' を取り、残存根入れ長さ $EL' = (EL - D)$ に対する洗掘後の堤高 $H = (H + D)$ の比を用いて各ケースにおける結果を示した。図 4.11 には各ケースにおいて、目安時間とそれぞれのケースで変位が収束しなくなったタイミングの 2 点をプロットした。収束の判定としては、鋼矢板の変形に伴い天端高さが低下した場合においても、流量を増加させることで計画通りの越流水深を保持できていれば粘り強く抵抗していると考え収束したと判断した。一方、流量を増すことでさらに変形が拡大した場合には天端高さが保持できないと判断した。上記の基準を満たすよう実験結果を整理するため、10 分あたりの堤高の変化量が堤高に対し 0.5% 以内であれば収束とし「○」をプロット、それ以上の割合で変位が生じていれば「×」をプロットした。これらプロットは横軸が 2 付近の縦軸方向に増加するデータ群と横軸が 2~8 に向かって縦軸が緩やかに増加するデータ群に大別できる。前者は根入れを変えた一連のケースであり、後者は剛性を変えた一連のケースをプロットしたものであり、大きく 2 種の限界状態を示すトレンドと言える。

上記の結果から、堤高の低下が収束する条件とそうでない条件の境界を点線に様に示すことができ、この点線の内側の状態であれば安定的に挙動し、外側に至ることが限界状態と捉えることができると考えられる。なお、本研究では鋼矢板の根入れ長さ、剛性を極端な条件で設定し限界状態の大枠を把握している。更なる適用性拡大のためにはそれぞれが中間的な値 (すなわち $H/EL' = 2 \sim 3.5$ 、 $H'\beta = 4 \sim 6$ 付近) となる条件での限界状態調査が有効と考えられるため、今後データの拡充により補完する。また、堤体幅の影響について考慮していない点等についても今後の課題としたい。

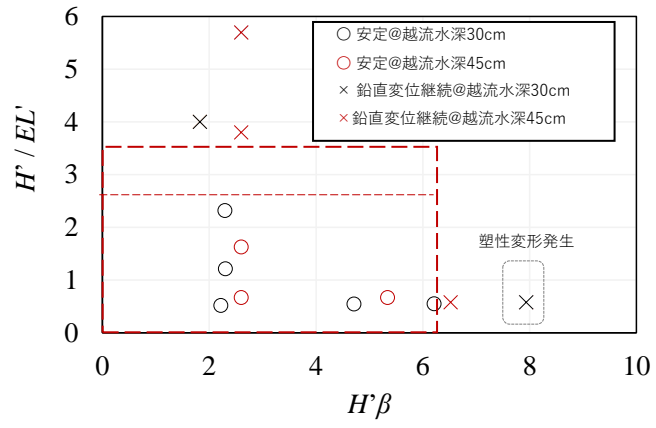


図 4.11 鋼矢板仕様による限界状態の整理

4.4 変状連鎖図の提案

河川堤防における維持管理上の着目点を抽出するため、当該構造の壊れ方や越水に対する性能を有する構造とするポイントを把握する参考資料として変状連鎖図が用いられる¹²⁾。4.3 まで述べた実験結果では様々な変状を抽出できており、これを基に常時や地震時に生じ得る変状と、越水時に生じ得る変状について変状連鎖図を作成した。表 4-3 に実験結果の再整理、図 4.12 に変状連鎖図を示す。なお、図 4.12 中に青字で示した変状は実験的に確認された現象であり、図 4.13 に関連する写真や情報を示す。

表 4-3 実験ケースと結果概略

ケース名			結果
			越流水深増加
N-Y 無対策			決壊
EL1000t6	模型実験	実大換算	安定* 越流水深 60cm (実大換算) まで増加
鋼矢板根入れ長	1000 mm	15 m	
曲げ剛性	1.8 [cm ⁴ /m]	23528 [cm ⁴ /m]	
EL500t6	模型実験	実大換算	安定* 越流水深 60cm (実大換算) まで増加
鋼矢板根入れ長	500mm	7.5 m	
曲げ剛性	1.8 [cm ⁴ /m]	23528 [cm ⁴ /m]	
EL300t6	模型実験	実大換算	安定* コア部のせん断& 支持力破壊により不安定化*** 越流水深 45cm (実大) まで増加
鋼矢板根入れ長	300mm	4.5 m	
曲げ剛性	1.8 [cm ⁴ /m]	23528 [cm ⁴ /m]	
EL100t6 (根入れ不足)	模型実験	実大換算	不安定化*** (矢板下端跳上げ)
鋼矢板根入れ長	100mm	1.5 m	
曲げ剛性	1.8 [cm ⁴ /m]	23528 [cm ⁴ /m]	
EL1000t1.2 (鋼矢板剛性不足)	模型実験	実大換算	不安定化*** (鋼矢板の降伏)
鋼矢板根入れ長	1000mm	15m (半無限)	
曲げ剛性	0.014 [cm ⁴ /m]	188 [cm ⁴ /m]	

※安定：堤高を十分に維持できており、越水中に変状の進展がなかったケース

***不安定化：変状により堤高の低下が生じたものの一定の高さは維持しており、越水中にそれ以上の変状の進展がなかったケース

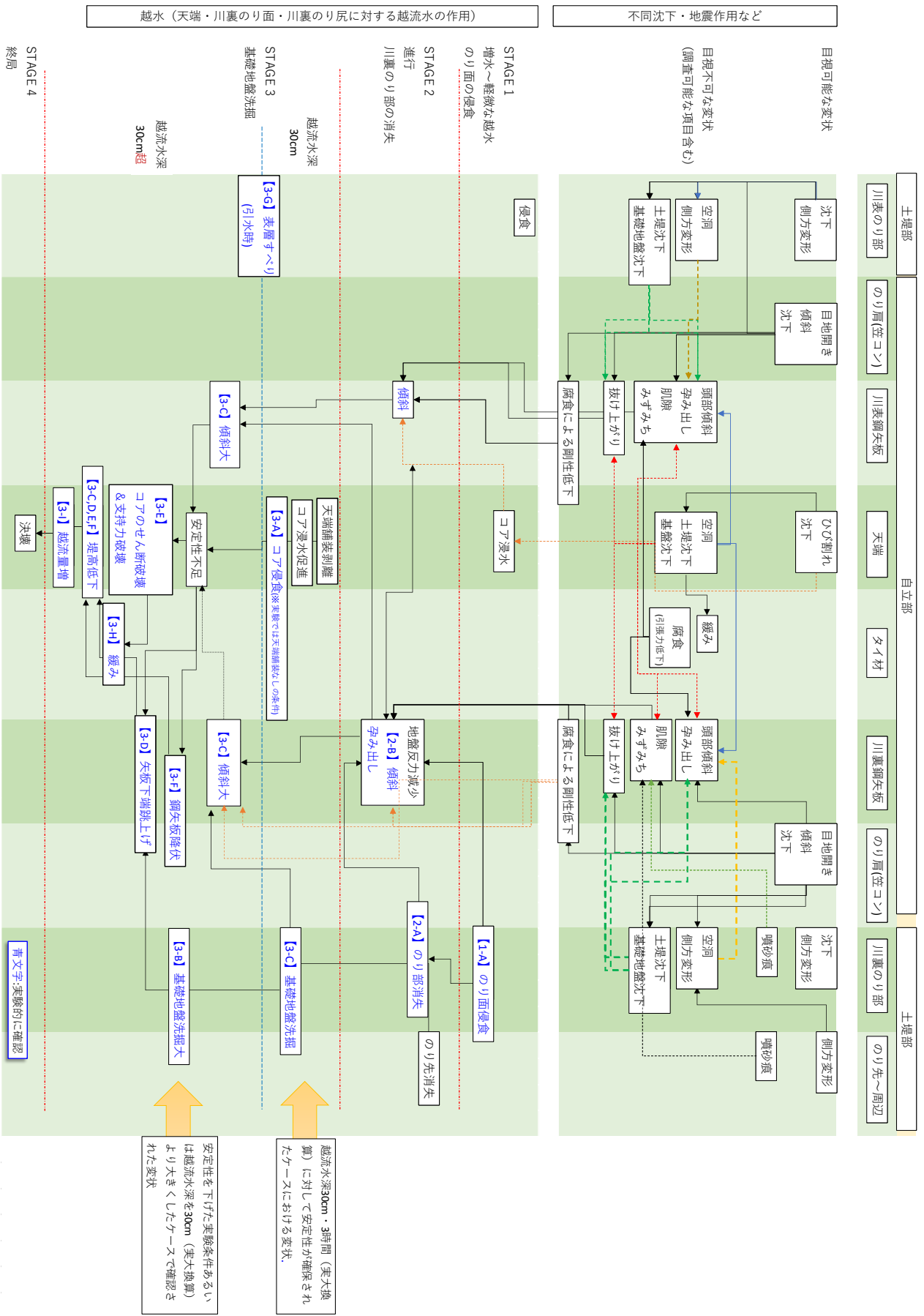
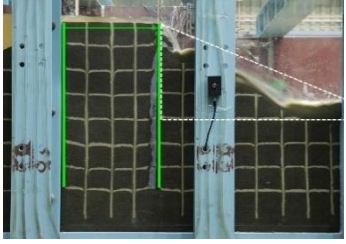
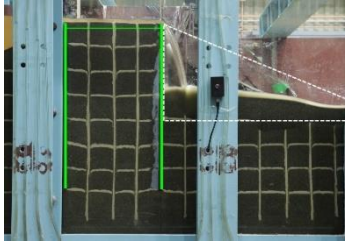
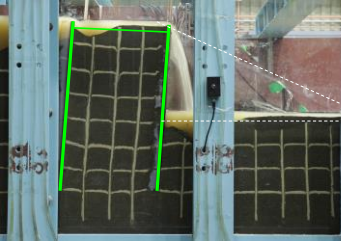
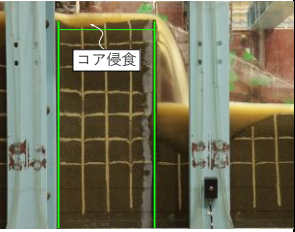
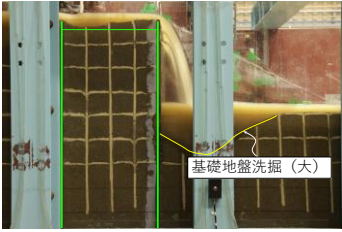
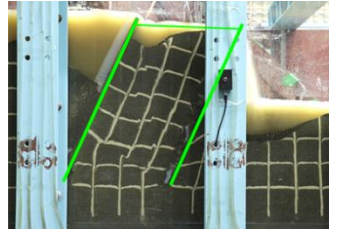


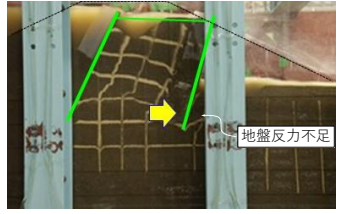
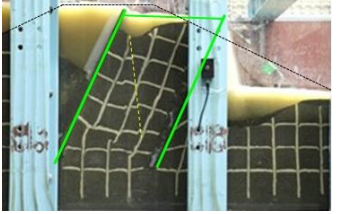
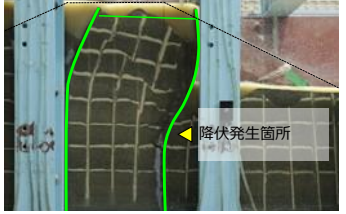
図 4.12 変状連鎖図

STAGE1~2

	【1-A】 川裏のり部のり面侵食	【2-A】 川裏のり部のり部消失	【2-B】 川裏鋼矢板傾斜
			
模型	越流水深：22mm 越流時間：1分	越流水深：22mm 越流時間：3分	越流水深：22mm 越流時間：3時間
実大換算	越流水深：33cm 越流時間：4分	越流水深：33cm 越流時間：11分	越流水深：33cm 越流時間：9時間30分
参照ケース	EL300t6	EL300t6	EL300t6

STAGE3

	【3-A】 コア侵食	【3-B】 土堤部基礎地盤洗掘	【3-C】 川表・川裏鋼矢板傾斜大
			
模型	越流水深：40mm 越流時間：6時間	越流水深：40mm 越流時間：6時間	越流水深：30mm 越流時間：4時間
実大換算	越流水深：60cm 越流時間：23時間	越流水深：60cm 越流時間：23時間	越流水深：45cm 越流時間：15時間
参照ケース	EL500t6	EL500t6	EL300t6

	【3-D】 川裏鋼矢板矢板下端跳ね上げ	【3-E】 コアのせん断破壊 & 支持力破壊	【3-F】 川裏鋼矢板鋼矢板降伏
			
模型	越流水深：22mm 越流時間：5分	越流水深：30mm 越流時間：4時間	越流水深：22mm 越流時間：5分
実大換算	越流水深：30cm 越流時間：19分	越流水深：45cm 越流時間：15時間	越流水深：33cm 越流時間：19分
参照ケース	EL100t6	EL300t6	EL1000t1.2

STAGE3(続き)

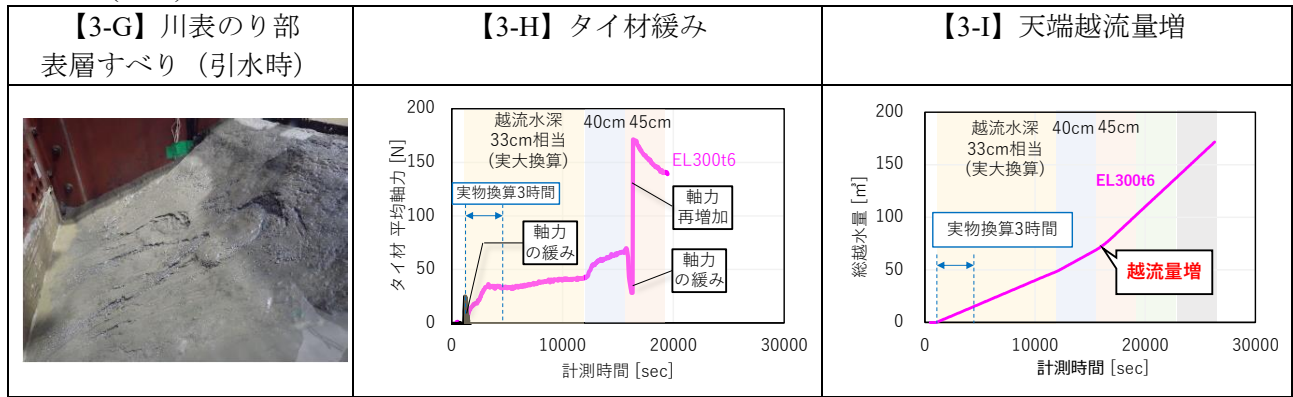


図 4.13 模型実験において確認された変状

4 章 参考文献

- 1) (財) 国土技術研究センター編. 鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル, 山海堂, 平成12年12月
- 2) Takemura J., Kondoh M., Esaki T., Kouda M. & Kusakabe O.: Centrifuge model tests on double propped wall excavation in soft clay, *Soils and Foundations* 39(3): 75-87, 1999.
- 3) 岡村未対, 松尾修: 液状化性地盤上の鋼矢板二重仮締切の動的遠心模型実験, 第36回地盤工学研究発表会, pp. 1349-1350, 2001.
- 4) Ruhul amin khan M., Takemura J., Fukushima H., Kusakabe O.: Behavior of double sheet pile wall cofferdam on sand observed in centrifuge tests: *IJPMG-International Journal of Physical Modelling in Geotechnics* 4: pp. 01-16, 2001.
- 5) 三戸部佑太, 乙志和孝, 黒澤辰昭, Mohammad Bagus Adityawan, 盧敏, 田中仁: 津波越流に対する鋼矢板構造の堤防補強効果に関する実験的検討, *土木学会論文集 B2 (海岸工学)*, Vol. 70, No. 2, pp. 1976-980, 2014.
- 6) 国土交通省: 第2回河川堤防の強化に関する技術検討会資料4-2, p.35, 2023.
- 7) 井合進: 1g 場での地盤-構造物-流体系の模型振動実験の相似則, *港湾技術研究報告*, 第27巻, 第3号, 1988.
- 8) 鈴木幸一: 円柱橋脚周辺の静的洗掘に関する研究, *土木学会論文報告集*, 第313号, pp. 47-54, 1981.
- 9) 倉上由貴: 耐越水性・耐浸透性・耐震性を兼ね備えた新しい複合型河川堤防の提案と大型模型実験による検証. 博士論文, 東京理科大学, 2018.
- 10) 土木学会 海岸工学委員会 水理模型実験における地盤材料の取扱方法に関する研究小委員会: 水理模型実験の理論と応用, 2021.
- 11) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室 国立研究開発法人 土木研究所 地質・地盤研究グループ (土質・振動): 粘り強い河川堤防の技術開発に当たっての参考資料【自立型】, Ver1.0, 2022.
- 12) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室 国立研究開発法人 土木研究所 地質・地盤研究グループ (土質・振動): 粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料 (案), 2022.

5. 鋼矢板二重壁により補強された一部自立型河川堤防の性能照査手法の提案

5.1 はじめに

4章では、鋼矢板二重壁構造の越水・洗掘時における堤高の変化に着目し、鋼矢板とコア部から構成される構造の限界状態について提案した。これに加え、鋼矢板二重壁構造の性能を照査する上で部材の健全性についても照査する必要がある。本章では越水・洗掘時の鋼矢板二重壁における部材に生じる断面力に着目し、その照査手法について提案する。

鋼矢板による一部自立型を有する河川堤防は、先に述べたとおり構造的には仮締切二重鋼矢板工法と類似しており、性能照査手法も参考とできる点が多く（2章参照）図 5.1 に示す性能照査フローとなることが考えられる。相違点としては、越水段階では、A) 越水による水位上昇および B) 洗掘による川裏側の受働土圧設計地盤面の低下を考慮することが必要である。越水による水位上昇は外力としての水圧を増大させ、洗掘による設計地盤面低下は抵抗としての受働土圧の減少につながる。そのため、構造体の安定性低下や鋼矢板に発生する変形・応力の増大が懸念され、それに対応するために型式や根入れ長さの変更が必要となると考えられる。また、既存設計法である仮締切二重鋼矢板工法における鋼矢板断面に関する照査は、川裏側のみを対象としており、計算結果から得られる鋼矢板型式を川表側にも適用されている。そのため上記 A)、B) を考慮した場合においても図 5.2-(b)に示す計算モデルが用いられると考えられる。この計算モデルにおいては、主働側から川裏鋼矢板に荷重がかかることで、水平地盤バネの反力が発生し、表面に近い位置は受働土圧相当まで高まり、それ以下は変位に応じたバネ反力がかかる。根入れが長い場合には、矢板下端付近ではコア側に動こうとする挙動が見られるため、コア側から反力が発生し、図 3-46 に示すようなつり合い関係になると考えられる。

一方、4章までの実験結果から川表側の鋼矢板と川裏側での鋼矢板はそれぞれ異なる挙動をしめしているため、両者をモデル化した上での性能照査モデルを適用することで合理性の高い構造を実現できると考えられる。

そのため、本章ではまず洗掘深さについての推定手法について提案（5.2）し、その上で川表と川裏の両方の鋼矢板を考慮したモデルについてフレーム計算モデル（5.3）、FEM 計算モデル（5.4）について提案した。従来手法に上記の A)、B) を考慮した結果については各モデルの結果と比較する形で扱うこととした。

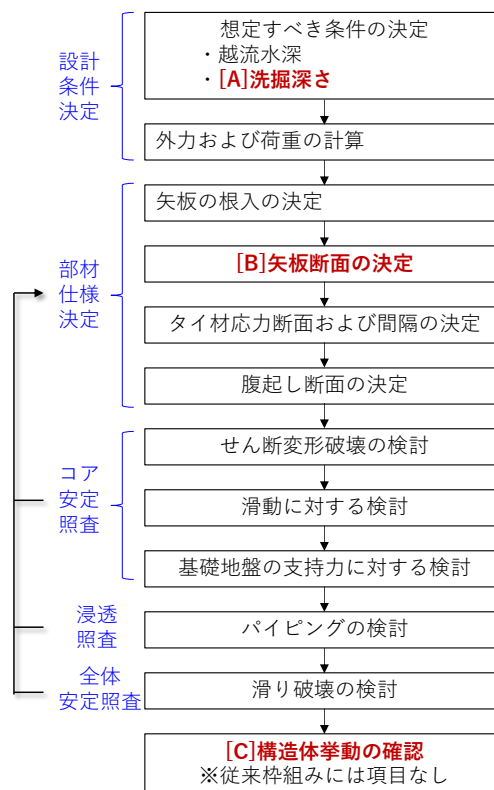
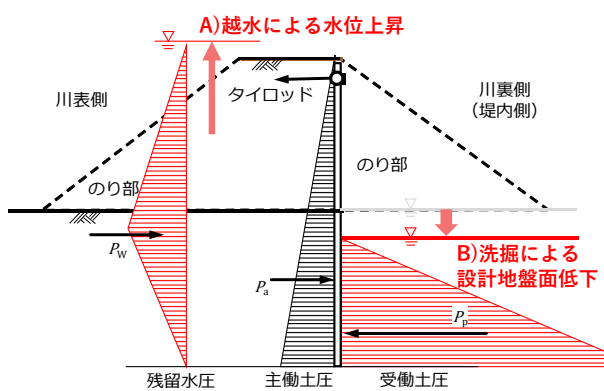
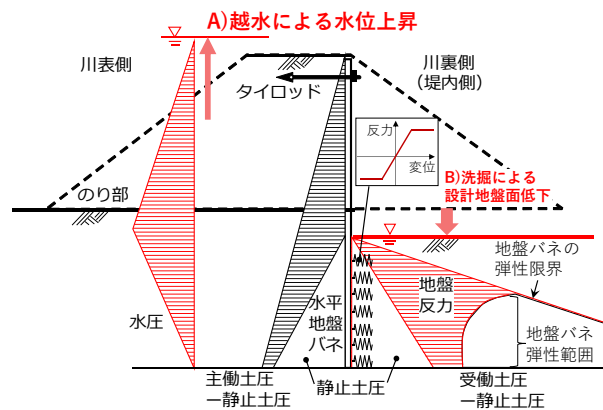


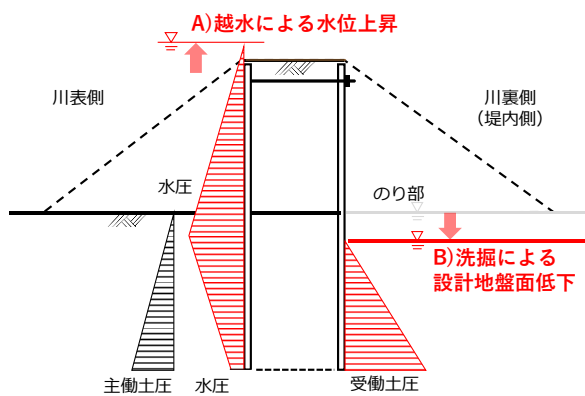
図 5.1 越水洗掘現象を想定した鋼矢板二重壁の性能照査フロー



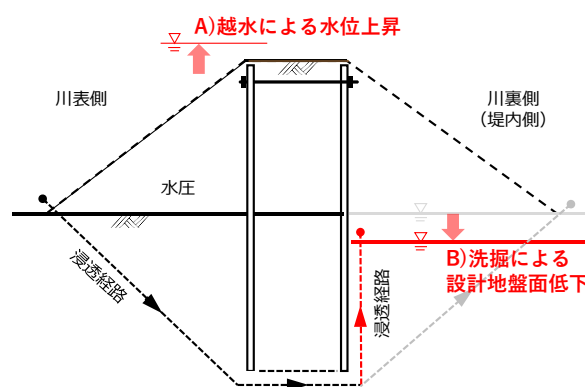
(a) 矢板の根入れの計算



(b) 矢板の曲げモーメントの計算



(c) 全体安定照査



(d) 遮水効果の検討

図 5.2 越水・洗堀に伴う越水段階の性能照査モデル (案)

5.2 洗掘深さ推定式の提案

5.2.1 既往実験結果に基づく洗掘深さの推定

津波が作用する港湾施設において洗掘深さを定量化しようとする幾つかの研究が実施されている。野口ら¹⁾は護岸前面に発達する定在渦の大きさと洗掘深さがほぼ等しいとの着想から、定在渦の大きさを求めることで洗掘深さを評価する方法を提案している。ここでは、定在渦を維持するためのエネルギーは落下する水流によって供給されることを前提とし、水流の落下高さを Z_f とすると、洗掘深さ R は式(5.2.1)で表現される(図 5.3 参照)。このとき、 g は重力加速度、 q は単位幅水量となる。この結果、最大洗掘深さ D_{max} は R の関数として式(5.2.2)として評価できる。

$$R = g^{-1/4} q^{1/2} Z_f^{1/4} \quad (5.2.1)$$

$$D_{max} = \alpha R \quad (5.2.2)$$

野口ら¹⁾は式(5.2.2)に関する係数として $\alpha = 2.1$ を提案しているが、一方、有川ら²⁾は $\alpha = 5.8$ となる実験結果を示している。ここでは既往の実験結果を体系的に整理することで、洗掘深さの評価方法に関する考察を行う。既往研究から最大洗掘深さを確認できる 35 のデータを整理した。データ範囲を表 5-1 に、データ一覧を表 5-2 に示す。土提を対象としたデータも多くあるが、ここでは一部自立型での適用性を検討するため、傾斜堤は対象外とし洗掘が発生した状態である直立堤におけるデータのみを対象とした。なお実験結果には、本報告に示す中型試験結果からの 4 データも含む。一部、評価に必要な単位幅水量 q が示されていないデータは、越流水深から直立堤における知見³⁾を用いて越流水深より算定した値を用いた。津波が作用する港湾施設において洗掘深さを定量化しようとする幾つかの研究が実施されている。野口ら¹⁾は護岸前面に発達する定在渦の大きさと洗掘深さがほぼ等しいとの着想から、定在渦の大きさを求めることで洗掘深さを評価する方法を提案している。ここでは、定在渦を維持するためのエネルギーは落下する水流によって供給されることを前提とし、水流の落下高さを Z_f とすると、洗掘深さ R は式(5.2.1)で表現される(図 5.3 参照)。このとき、 g は重力加速度、 q は単位幅水量となる。この結果、最大洗掘深さ D_{max} は R の関数として式(5.2.2)として評価できる。

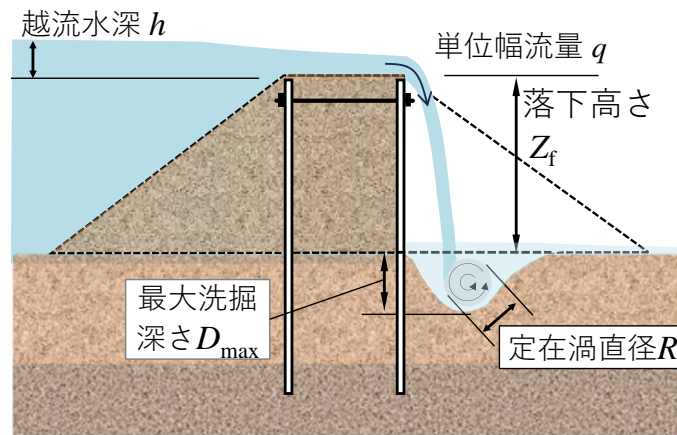


図 5.3 定在渦を算定するときの概念図

表 5-1 既往実験データの範囲

落水高さ(=堤高)	0.03 (m)	～	1.00 (m)
越流水深	10.0 (cm)	～	28.5 (cm)
単位幅流量	0.002 (m ² /s)	～	0.288 (m ² /s)
平均粒径	0.012 (cm)	～	0.500 (cm)
最大洗掘深さ	0.044 (m)	～	1.350 (m)

表 5-2 既往実験データ一覧

No.	落水高さ	越流水深	単位幅流量	平均粒径	定在渦直径	最大洗掘深さ		出典
	Z _f [m]	h [m]	q [m ² /s]	D ₅₀ [cm]	R [m]	D _{max} [m]	f(d)R [m]	
1	0.030	0.010	0.002	0.102	0.011	0.080	0.009	文献4)
2	0.030	0.010	0.005	0.102	0.017	0.115	0.014	
3	0.030	0.010	0.002	0.144	0.011	0.044	0.009	
4	0.030	0.010	0.005	0.144	0.017	0.083	0.014	
5	0.160	0.030	0.003	0.500	0.020	0.080	0.020	文献5)
6	1.000	0.183	0.124	0.043	0.199	0.620	0.181	文献2)
7	1.000	0.225	0.170	0.043	0.233	1.000	0.212	
8	1.000	0.285	0.288	0.043	0.303	1.350	0.277	
9	0.240	0.010	0.002	0.021	0.018	0.130	0.021	
10	0.240	0.033	0.026	0.021	0.064	0.390	0.077	
11	0.240	0.047	0.051	0.021	0.089	0.620	0.108	
12	0.240	0.060	0.078	0.021	0.110	0.650	0.133	
13	0.240	0.068	0.093	0.021	0.121	0.860	0.145	
14	0.340	0.042	0.045	0.021	0.092	0.540	0.110	
15	0.480	0.040	0.043	0.021	0.098	0.460	0.118	
16	0.480	0.042	0.046	0.021	0.101	0.460	0.122	
17	0.150	0.040	0.012	0.030	0.039	0.120	0.040	文献6)
18	0.150	0.100	0.050	0.030	0.079	0.180	0.083	
19	0.150	0.040	0.013	0.030	0.040	0.125	0.042	
20	0.150	0.100	0.055	0.030	0.082	0.200	0.087	
21	0.150	0.011	0.005	0.034	0.025	0.258	0.025	文献7)
22	0.250	0.011	0.005	0.034	0.028	0.180	0.028	
23	0.150	0.011	0.005	0.012	0.025	0.290	0.037	
24	0.250	0.011	0.005	0.012	0.028	0.280	0.042	
25	0.150	0.011	0.005	0.460	0.025	0.050	0.026	
26	0.250	0.011	0.005	0.460	0.028	0.055	0.029	
27	0.400	0.020	0.005	0.050	0.032	0.163	0.027	文献8)
28	0.400	0.030	0.007	0.050	0.038	0.183	0.032	
29	0.400	0.040	0.009	0.050	0.043	0.186	0.037	
30	0.400	0.022	0.005	0.050	0.032	0.100	0.027	
31	0.400	0.026	0.006	0.050	0.035	0.129	0.030	
32	0.400	0.030	0.007	0.050	0.038	0.159	0.032	
33	0.400	0.033	0.009	0.050	0.043	0.176	0.037	
34	0.400	0.037	0.010	0.050	0.045	0.182	0.039	
35	0.400	0.040	0.011	0.050	0.047	0.188	0.041	
36	0.400	0.022	0.004	0.030	0.029	0.117	0.030	本報告 実験 データ (3章)
37	0.400	0.027	0.006	0.030	0.034	0.151	0.036	
38	0.400	0.031	0.007	0.030	0.038	0.164	0.040	
39	0.400	0.035	0.008	0.030	0.041	0.195	0.043	

図 5.4 は野口らが提案する定在渦直径と最大洗掘深さの関係を示したものである。各データは落水高さ (= 堤体高) に応じて分類をしている。この結果から堤高に近いデータはほぼ定在渦直径に比例して最大洗掘深さが決定されていることが確認されるが、全体としてはばらつきが残る。参考に、全データを用いた回帰直線を実線で示す。

最大洗掘深さと定在渦直径の係数 $\alpha(= D_{max}/R)$ と平均粒径 D_{50} の関係を図 5.5 に示す。係数 α は広く 2 ~ 12 の範囲に分布し、粒径が大きいほど小さい値をとるような緩やかな傾向が確認される。

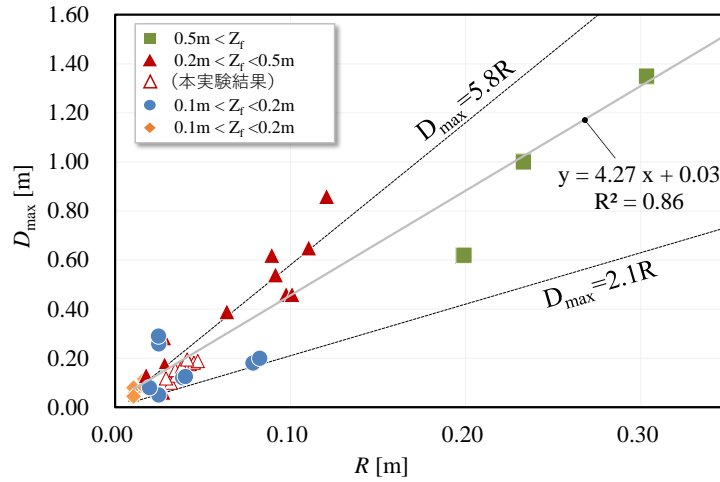


図 5.4 最大洗掘深さ D_{max} と定在渦直径 R の関係

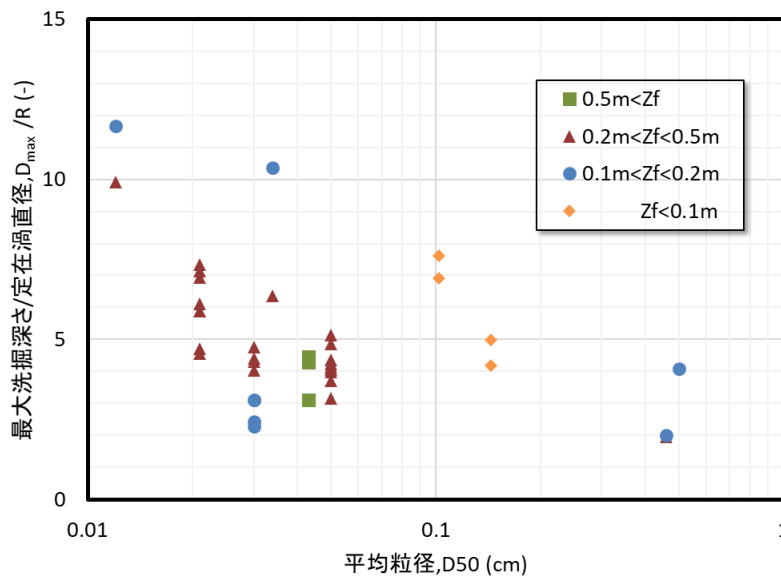


図 5.5 定在渦直径の係数 $\alpha(= D_{max}/R)$ と平均粒径 D_{50} の関係

粒径の考慮については鈴木ら⁷⁾は“粒径を考慮できる関数 $f(d)$ ”を導入した式(5.2.3)を提案している。

$$D_{max} = \alpha[f(d)]R \quad (5.2.3)$$

粒径の考慮については砂の移動しやすさを表す指標として無次元化限界掃流力 Ψ を用いている。

$$\Psi = \frac{u_c^*{}^2}{sgd} \quad (5.2.4)$$

ここで、 u_c^* : 限界摩擦速度

s : 砂の水中比重

g : 重力加速度

d : 代表粒径 (ここでは平均粒径 D_{50} とする)

さらに実験における結果を考慮したフィッティングを行うことで、最終的に粒径を考慮できる関数 $f(d)$ を式(5.3.5)のように定式化した。

$$f(d) = \left[\frac{(u_c^*{}^2 / sgd)}{d^*} \right]^b \quad (5.3.5)$$

ここで、 b : 係数 (0.594 が提案されている⁷⁾)

d^* : 基準粒径 (0.0479 が用いられている⁷⁾)

図 5.6 は鈴木ら⁷⁾の評価手法に準じて表 5-2 のデータをプロットしている。 $f(d)$ の算出においては岩垣の式⁸⁾に基づき平均粒径から限界摩擦速度を求めた。また b 、 d^* は上述の通りそれぞれ 0.594 と 0.0479 とし、 $s=1.65[\text{g}/\text{cm}^3]$ と仮定した。本分析から 求まる式(2)の α (回帰線の傾き) は 4.55 であり、 R^2 値を比較すると図 5.4 よりも精度の向上が見られた。従って、本評価方法を用いることで、最大洗掘深さ D_{\max} をおおむね評価できると考えられる。多少のばらつきは見られるものの、背景にある実験での最大洗掘深さの判断やその計測方法などを考慮すると、工学的にはかなり高い精度で評価できていると判断される。

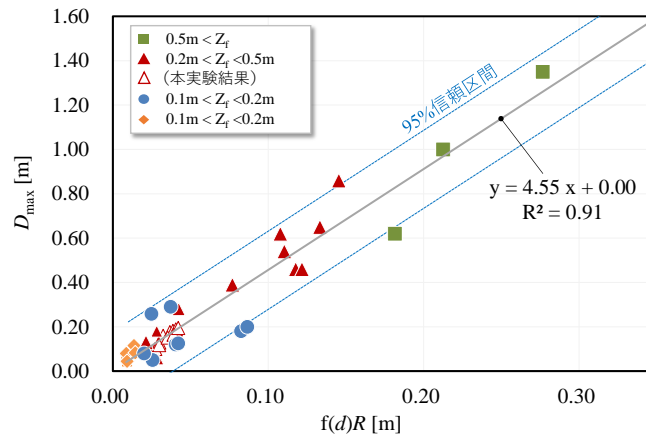


図 5.6 最大洗掘深さ D_{\max} と $[f(d)]R$ の関係

5.2.2 洗掘推定式の実規模堤防の現象への適用性検討

国土技術政策総合研究所にて、鋼矢板二重壁の越水時挙動を検討した国内で唯一の実規模実験（堤高2m）が実施され、2024年に公開された（図5.7）⁹⁾。本研究にて実施の模型実験とは天端舗装の有無について条件がことなるものの洗掘深さに影響する因子としては、「越流水深（越流量）」「落下高さ」「地盤粒径」と整理しており、天端舗装の有無は洗掘深さに影響しないと考えた。その中で得られた実規模における実験結果をは図5.8に示す通りであり、越流時間が長期に確保されており、実験場の外的な要因が作用していない5回目の通水時のデータを用いて5.2.1で整理した洗掘深さ推定式の適用性を確認することとした。図5.9に洗掘推定式のグラフに実規模実験データをプロットした結果を示す。若干安全側ではあるものの、実規模現象に対しても本推定式の適用が可能であることが確認できた。

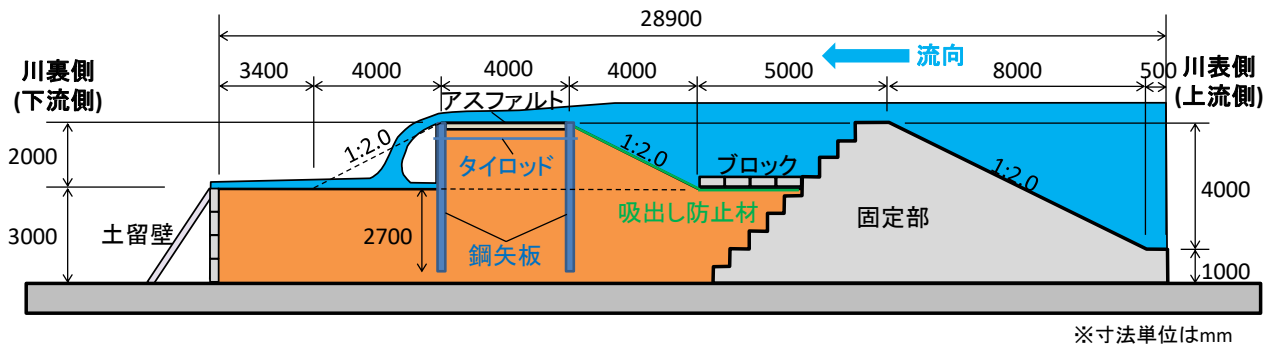


図 5.7 実規模実験の概略図

通水回数	越流水深	越流時間	最大洗掘深		
			左壁側	中央	右壁側
①	0.1m	0.5時間	0.29m	0.38m	0.28m
②	0.2m	0.5時間	0.40m	0.65m	0.41m
③	0.3m	0.5時間	0.67m	0.68m	0.99m
④	0.4m	0.5時間	0.98m	0.74m	1.24m
⑤	0.475m	0.5時間	1.02m	0.99m	2.02m
⑥	0.475m	0.28時間	1.02m	0.98m	1.98m
⑦	0.475m	2.0時間	1.41m	1.32m	1.98m

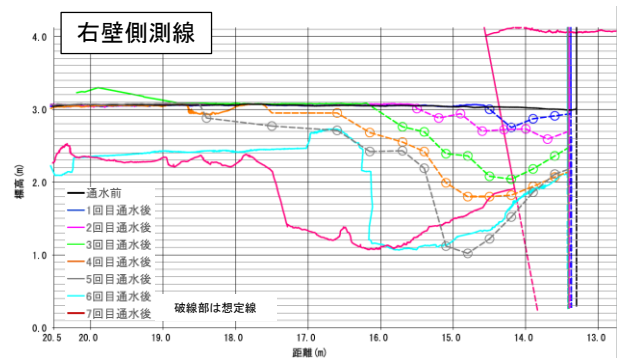


図 5.8 実規模実験における洗掘深さの実験結果（左：洗掘深さ、右：洗掘形状）

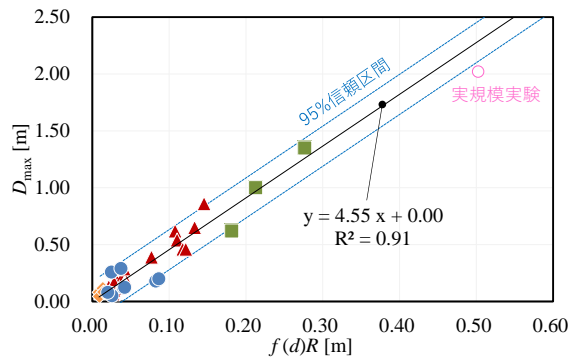


図 5.9 実規模実験データと洗掘推定式の適用性検討

5.3 越水時の鋼矢板二重壁をモデル化した梁ばねモデルの提案

川表矢板は特段の照査を実施せず川裏矢板の仕様がそのまま適用される事が通例となるため、この点でも合理化の余地があると考えられる。そこで本節では、部材断面の合理化を目的として性能照査手法具体的計算結果を含めて方針を提案する。

ここでは、構造仕様の合理化を狙い、断面決定に用いる計算モデルの改良について説明する。従来手法では、川表側鋼矢板のみをモデル化し、タイロッドの鋼矢板接続部と逆側の端部を固定点として仮定しているため、今回実験で確認されたような川表側の鋼矢板も一定程度変形する使用条件においては鋼矢板頭部の拘束が過大となっている可能性が考えられる。そこで、川表側の鋼矢板についてもモデル化しタイロッドで接続した一体モデルとして計算する手法を提案する。図 5.10 に提案モデルの概要図を示す。川表側鋼矢板においても地盤バネを設置することで川表矢板についても変位と応力を計算可能なモデルとした。設計条件としては、表 5-3 に示した地盤物性値を用いており、川表鋼矢板に取り付けた地盤バネ（以下、川表バネ）川裏鋼矢板に取り付けた地盤バネ（以下、川裏バネ）剛性は同一のものとした ($K_{h1}=K_{h2}$)。設計対象は、越流水深 20 mm、洗掘深さ 0.1 m の状態を想定しており、洗掘深さまでは地盤が流出したと想定し地盤バネを設置せず、それ以下の深度に地盤にバネを設置した。地盤バネのモデル化については、実験に使用した地盤材料の要素試験から求まる相対密度を用いて変形係数に換算し、そこから仮締切マニュアルにおける設定方法 (4.3.2 に示した式 (2) を用いて水平地盤反力係数 k_h を設定) に準じた。

図 5.11 に EL1000t6 の条件を対象とした計算結果およびその状態に該当する実験結果を示す。川裏側の曲げモーメント分布に関しては、既存設計手法と比較して若干実験値に近づく結果となった。また、川表側についても実験結果に整合する計算結果を得ることができた。

3 章に示した実験結果に基づく、天端は地盤が露出した条件であるため天端からコア内部へ越流水が流入（浸透）する点や、越流水により天端部分が侵食を受けている点を鑑みると、実験で確認された現象としては川表鋼矢板がコア部から受ける抵抗が設計上の想定よりも小さかった可能性がある。また、本構造の川表矢板は変形が生じる側に川裏矢板がある点で、群杭と類似した配置条件になっていると考えられる。国内外の指針⁴⁵⁾において群杭の最外よりも内側に位置する杭についてはバネ剛性を低減することが示されている。そこで、川表バネの設置範囲および剛性について感度分析を実施した。

図 5.12 は川表バネの剛性を変えた計算結果を示している。川表バネの剛性を低下させる程、川表鋼矢板の曲げモーメントが大きくなり、剛性を 0.3 倍程度まで低下させた場合に実験値に近い状態となった。また川裏側曲げモーメントについては、最大値は低下するものの、根入れ部で生じている最小モーメントは大きくなり実験値に近づく傾向がみられた。この結果より、本実験条件では、川表側鋼矢板もモデル化する性能照査手法案 1 において、川表バネの剛性を低減することで川表鋼矢板についてもより合理的に評価することができると考えられる。

図 5.13 は川表バネの設置範囲を変えた計算結果を示している。バネの設置位置の上端を低下させる程、川表鋼矢板に生じる曲げモーメントが大きくなる傾向が確認された。本実験条件においては矢板頭部から 1360 mm 以下にバネの設置範囲を低下させることで川表矢板に生じる曲げモーメントのピーク値が実験結果と近い値となった。上記に加え、川裏バネについて感度分析を実施した結果を図 5.14 に示しており、川裏バネの剛性を大きくするほど実験値に近づく傾向が示された。そのため本実験条件においては川裏側の地盤では表 5-3 に示した地盤物性値よりも大きな剛性を有する地盤として抵抗していたと考えられる。これらの結果を踏まえ、川表バネを表 5-3 に示した地盤物性値よりも割引いた値(剛性を $0.3k_{h1}$ とし、1360 mm 以下にバネを配置)とし、川裏バネの剛性を 2 倍見込むことで本実験結果を比較的良好に再現できると言える。計算結果を図 5.15 に示す。また、3 章に示した実験結果のうち EL500t6 の条件を対象とした計算結果との比較を図 5.16 に示しており、同様のモデル化でトレースができたことから、実態により近い挙動を再現できるモデル化であると考えられる。

この結果は、天端が露出した条件などにより天端からコア内部への越流水の流入が見込まれることや天端部分が侵食を受けることが想定されるなど、コア部の強度を低下させる要因がある場合には、川表の剛性を低減することで、より実際の状態に近い合理的な評価方法となる可能性があることを示唆している。さらに実験結果の再現を目指し、川裏バネも広く変化させたパラメトリックスタディの結果の一部を図 5.17 に示す。川裏側鋼矢板については根入れ部に発生する曲げモーメントに影響が大きい。今回の実験条件および実験結果においては、剛性を 3 倍程度見込むことで川裏鋼矢板の根入れ部に発生する曲げモーメントが実験値と整合した。以上より本実験条件としては表 5-3 に示す設計条件に対して、

コア部ではより低い剛性で、川裏地盤はより高い剛性で挙動していた可能性が考えられる。この要因として、今回地盤バネの設定は、要素試験で得られた相対密度 D_r から求まる N 値の値から決定しており、地盤作製時にはのり部の締固め段階に基盤部も合わせて締め固められることとなるため、計画よりも地盤剛性が高い可能性が考えられる。そのため実務においては孔内水平載荷試験等より、直接的に地盤バネ（地盤反力係数）を求めることが必要になると考えられる。

表 5-3 設計地盤物性

項目	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	αE (kN/m^2)	地盤反力係数 kh
値	1.4	38.5	17.4	14000	3284
取得方法	3軸圧縮試験 (cd)	3軸圧縮試験 (cd)	締固め試験	相対密度(50%)から換算した N 値より推定 ($\alpha E=2800N$) ¹⁰	4.3.2 の式(2)

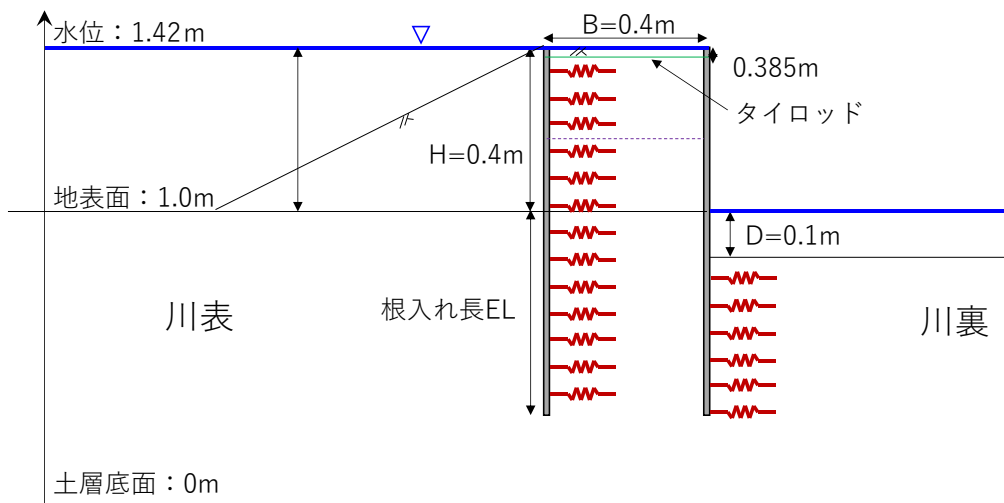
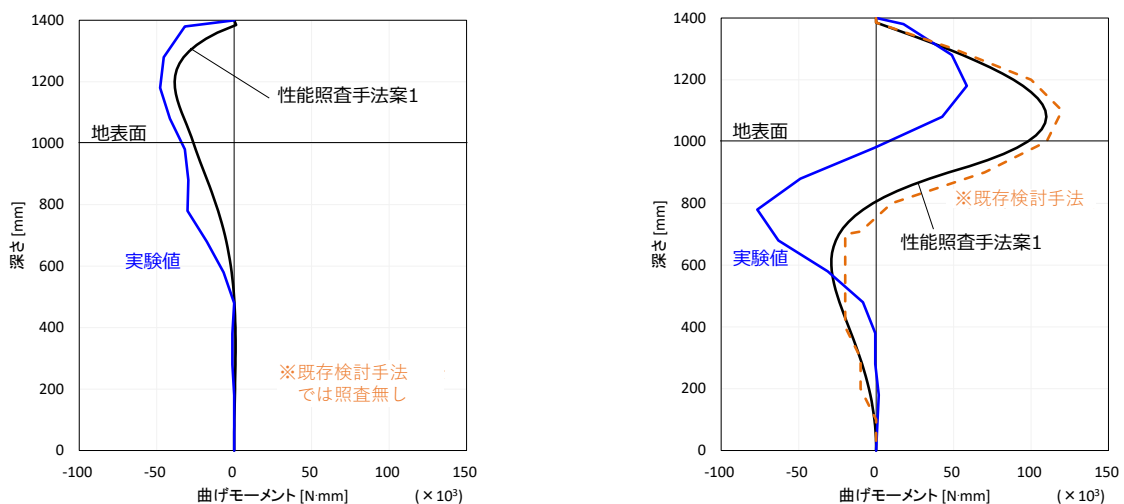


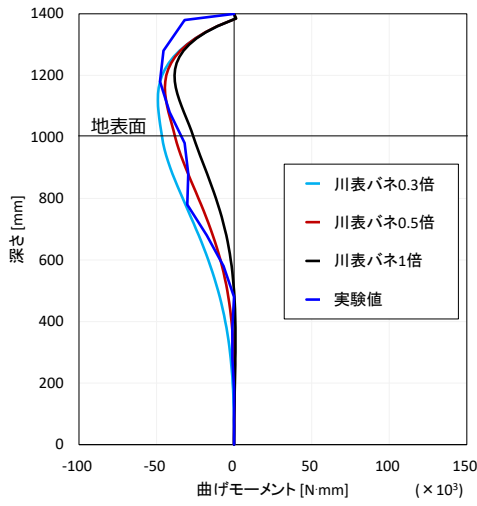
図 5.10 性能照査手法案1の計算モデル



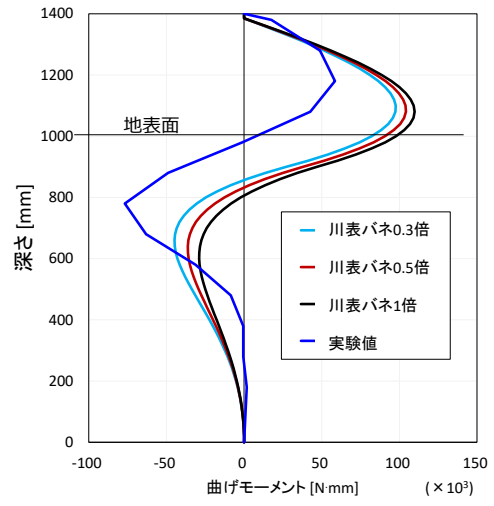
(a)川表鋼矢板

(b)川裏鋼矢板

図 5.11 実験値と計算値の比較（曲げモーメント分布 | 洗掘 0.1 m）

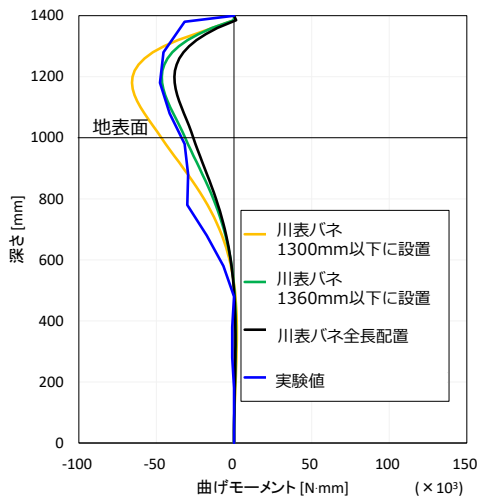


(a)川表鋼矢板

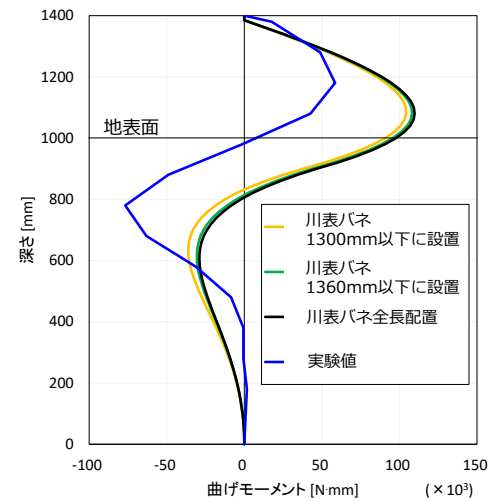


(b)川裏鋼矢板

図 5.12 川表バネのバネ剛性が曲げモーメント分布に与える影響 (性能照査手法案1)

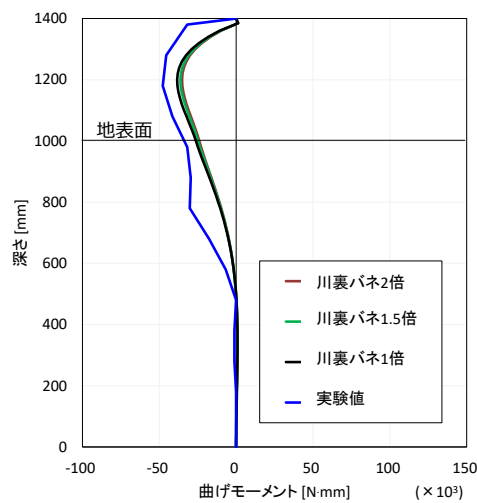


(a)川表鋼矢板

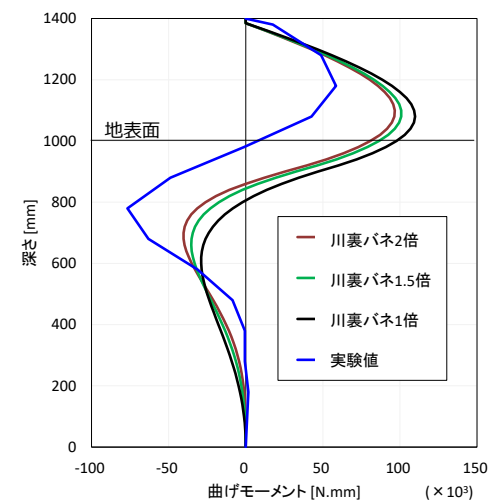


(b)川裏鋼矢板

図 5.13 川表バネの設置位置が曲げモーメント分布に与える影響 (性能照査手法案1)

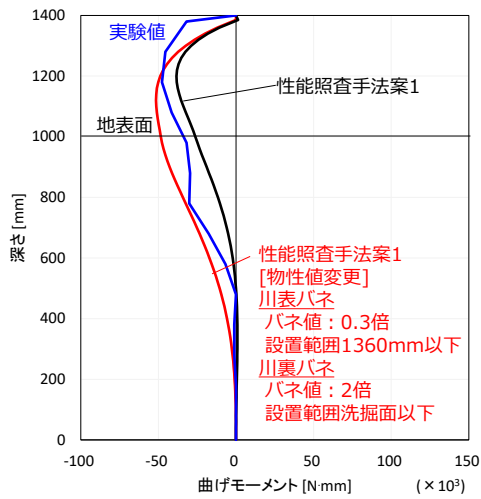


(a)川表鋼矢板

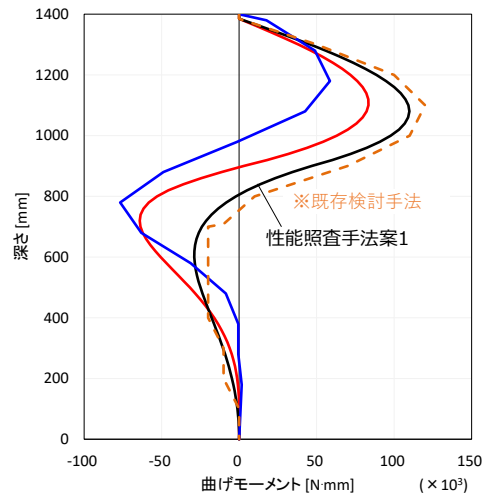


(b)川裏鋼矢板

図 5.14 川裏バネのバネ剛性が曲げモーメント分布に与える影響 (性能照査手法案1)

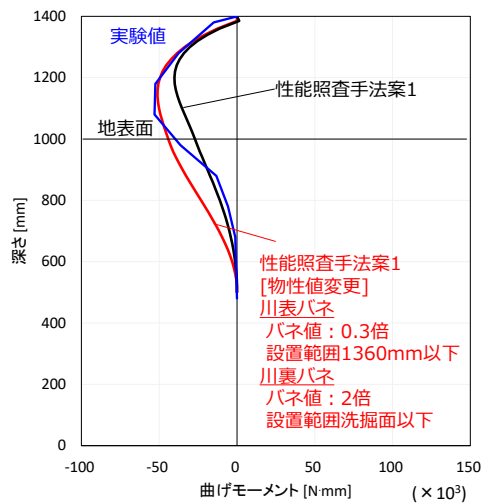


(a)川表鋼矢板

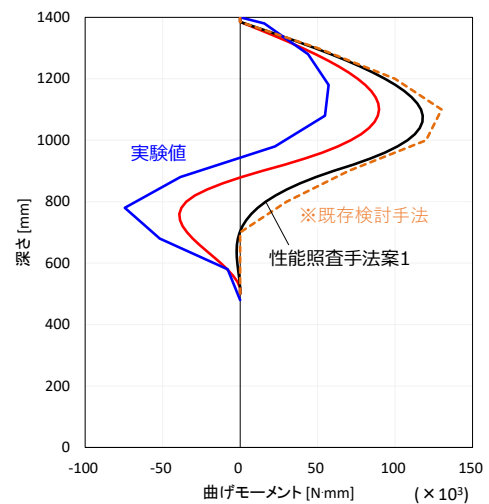


(b)川裏鋼矢板

図 5.15 バネ剛性・設置位置による曲げモーメント分布のフィッティング結果 (EL1000t6)

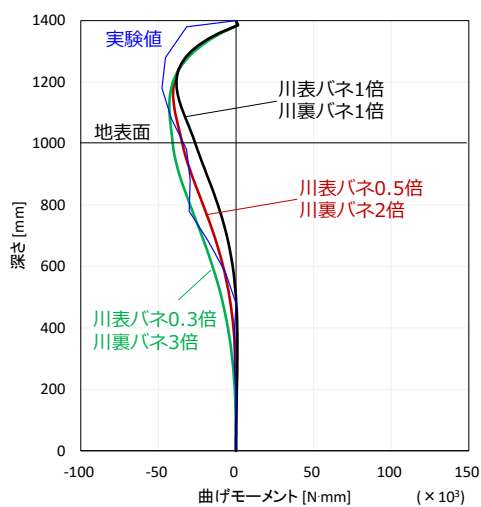


(a)川表鋼矢板

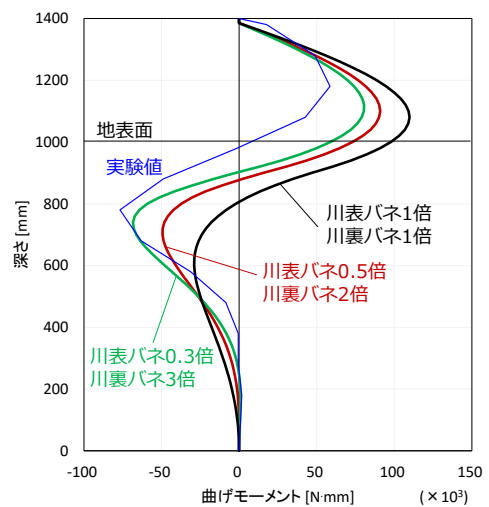


(b)川裏鋼矢板

図 5.16 バネ剛性・設置位置による曲げモーメント分布のフィッティング結果 (EL500t6)



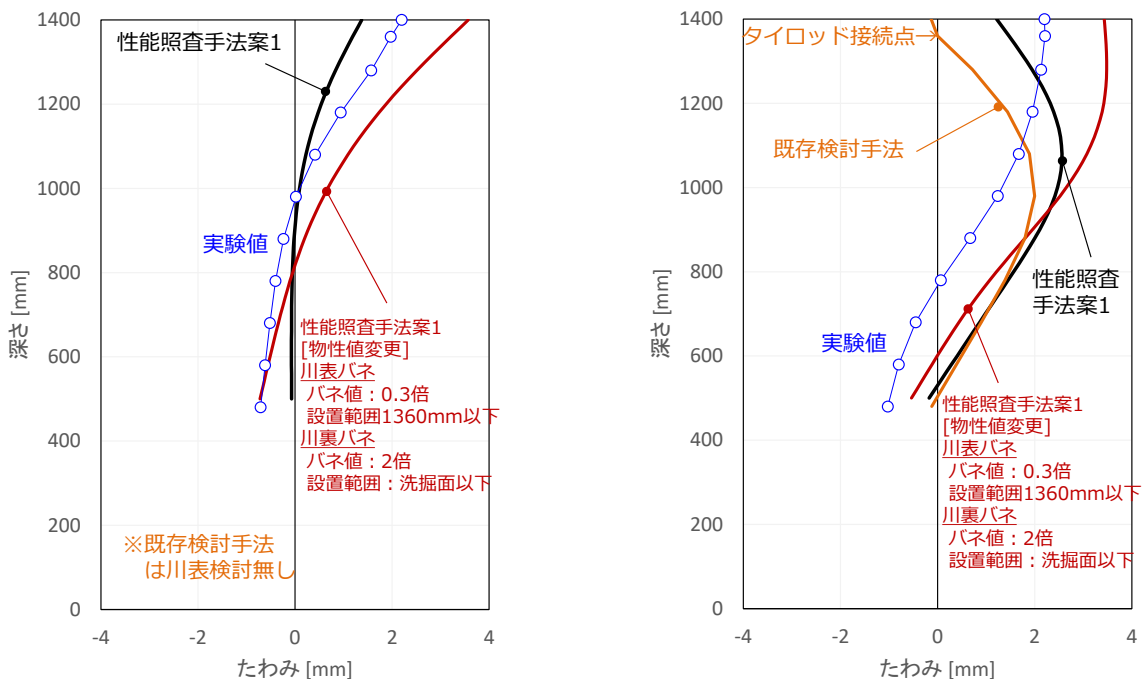
(a)川表鋼矢板



(b)川裏鋼矢板

図 5.17 バネ剛性の感度分析結果

洗掘現象の発生により構造体の変形が大きくなると想定され、構造の複雑性や重要性等の観点から変形形状の把握が望ましい場合があると考えられる。そこで性能照査手法案1における、変形の計算について実験値と比較した結果を説明する。ここではプロトタイプをモデル化したEL500t6を対象に変位が照査項目でない従来検討手法で変位を求めた場合や性能照査手法案1および、図5.16で示した物性値に変更した結果を比較した。図5.18にEL500t6において越流開始後2700秒（目安時間）の実験結果とその状態時の洗掘深さ0.1mを仮定した計算結果（鋼矢板のたわみ分布）を示す。川裏鋼矢板に着目すると、既存検討手法を用いた場合、タイロッド接続部が固定点となるため、天端変位は実験値から乖離する。性能照査手法案1を用いた場合には、川表側鋼矢板の変位も考慮するため、既存検討手法の結果と比較して実験結果に近づく。更に、地盤バネの値を変更し、図5.16で示した条件とした場合には天端変位が実験結果を上回っており、安全側に評価できることがわかった。



(a)川表鋼矢板

(b)川裏鋼矢板

図 5.18 鋼矢板のたわみ分布

5.4 越水時の鋼矢板二重壁をモデル化した FEM モデルの検証

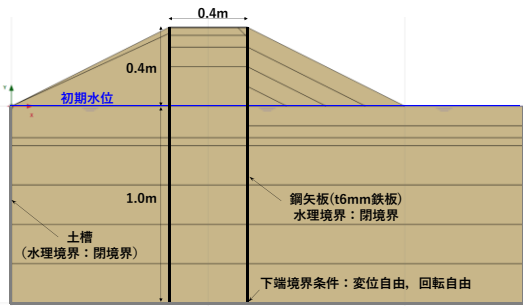
本節では性能照査手法案 2 として汎用 FEM ソフトを用いて越水・洗掘現象をモデル化し、鋼矢板に生じる応力を計算する手法について説明する。

ここでは汎用 FEM ソフトウェアとして PLAXIS2D(<https://www.bentley.com/ja/products/product-line/geotechnical-engineering-software/plaxis-2d>)を使用した。地盤をソリッド要素、鋼材を梁要素、地盤・鋼材境界部をインターフェース要素でモデル化しており、定常浸透流解析と変形解析の連成解析を実施した。入力パラメータを表 5-4 に示す。鋼矢板は板厚 6mm の鋼板の軸剛性、曲げ剛性をフィッティングした。地盤の材料モデルはモール・クーロンとした。また不飽和領域における地下水の流れについては Van Genuchten モデルを採用し、具体的な物性値は PLAXIS2D 内に標準設定されているデータセットの 1 つである Hypres における粗い土のデータセットを適用した。上記のテンプレートの値は実験で用いた砂の値と完全に一致しているわけではないと考えられるが、本解析における不飽和領域は初期ステップにおける川裏側斜面の一部に限られるため、解析結果に与える影響は小さいと考えられる。

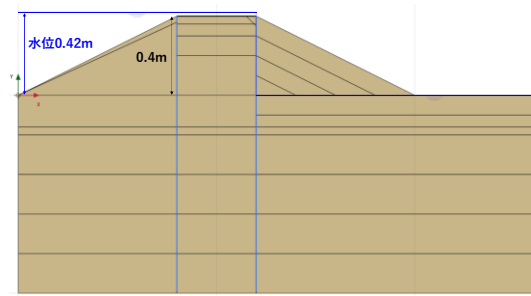
解析は各ステップにおいて浸透解析を実施し、その結果得られる水圧状態を用いた変形解析により、鋼材の断面力や堤防の変形量を求めた。地盤の構成則にはモール・クーロンを用いており、鋼材は弾性体でモデル化した。越水については、越水時に想定される水圧差を作用させモデル化した。また、侵食・洗掘のモデル化については水流による侵食・洗掘はモデル化しており、のり部侵食については地表面と川裏鋼矢板に囲まれた領域を初期ののり面勾配を維持したまま段階的に除去し、洗掘については川裏鋼矢板の堤外側を一樣な深度で段階的に除去して表現した。鋼矢板は実験で用いた鉄板に相当する曲げ剛性・軸剛性を有する梁要素としてモデル化しタイロッドをアンカー要素でモデル化した。表 5-4 に入力パラメータ、図 5.19 に計算ステップを示す。初期自重解析では、全体水位を地表面位置に設定し自重のみを作用させた条件で応力状態を計算した。Step1 では川表側および天端部分の水位を実験時に与えた越流水深の高さまで上昇させ、定常浸透流計算を行い、その応力状態を用いて変形解析を行った。Step2 では、のり部要素を取り除くことで侵食をモデル化し、Step3 では地表面以下の要素を削除することで洗掘をモデル化した。このとき川裏側水位は初期状態と同じ位置と仮定した。計算に用いた地盤の物性値は表 5-3 の通りとした。

表 5-4 解析に用いた材料のパラメータ

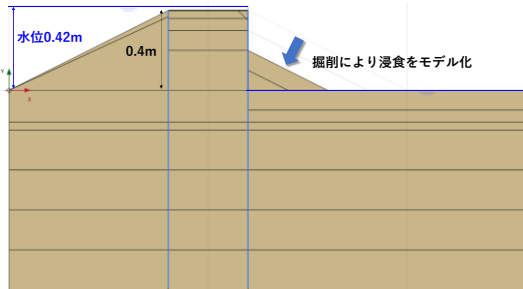
項目		入力値
地盤材料 モデル	材料モデル	モール・クーロン
	飽和単位体積重量 γ [kN/m ³]	18.0
	湿潤単位体積重量 γ [kN/m ³]	17.4
	地盤の変形係数 E [kN/m ²]	14000 (図 5.24 では 280)
	ポアソン比 ν	0.3
	粘着力 C [kN/m ²]	1.4
	内部摩擦角 [°]	38.5
	透水係数 [m/sec]	2×10^{-4}
	インターフェース要素強度 R_{inter}	0.67
不飽和領域 の浸透に関 するモデル	分類タイプ	Hypres
	SWCC の調整方法	Van Genuchten
	土のクラス	粗い土
	S_{res}	0.0683
	S_{sat}	1.0
	θ_r	0.025
	θ_s	0.366
	g_a	4.3
g_n	1.5	
鋼矢板 モデル	材料モデル	弾性モデル
	軸剛性 [kN/m]	1.2×10^6
	曲げ剛性 [kN m ² /m]	3.6×10^6



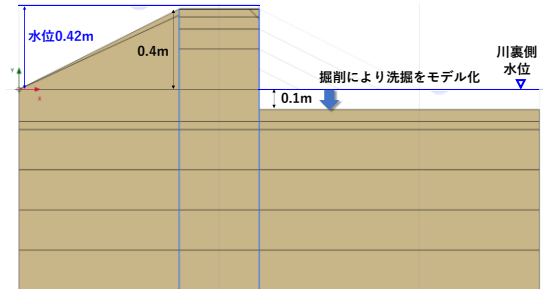
初期自重解析



Step1:河川水位上昇



Step2 : のり部侵食

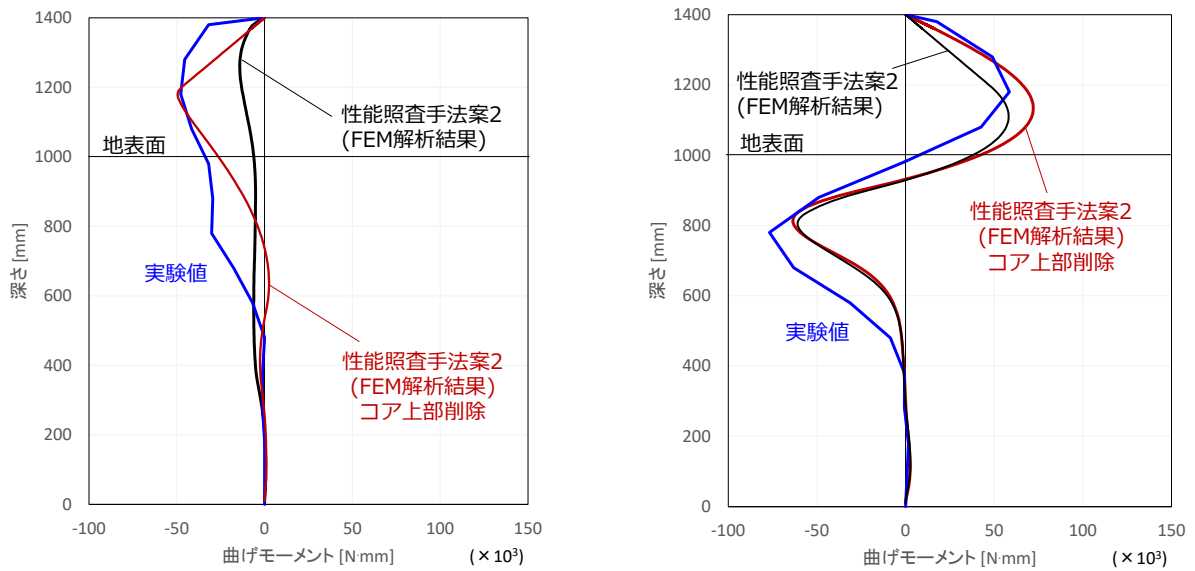


Step3 : 洗掘発生

S-10

図 5.19 FEM 解析の計算ステップ

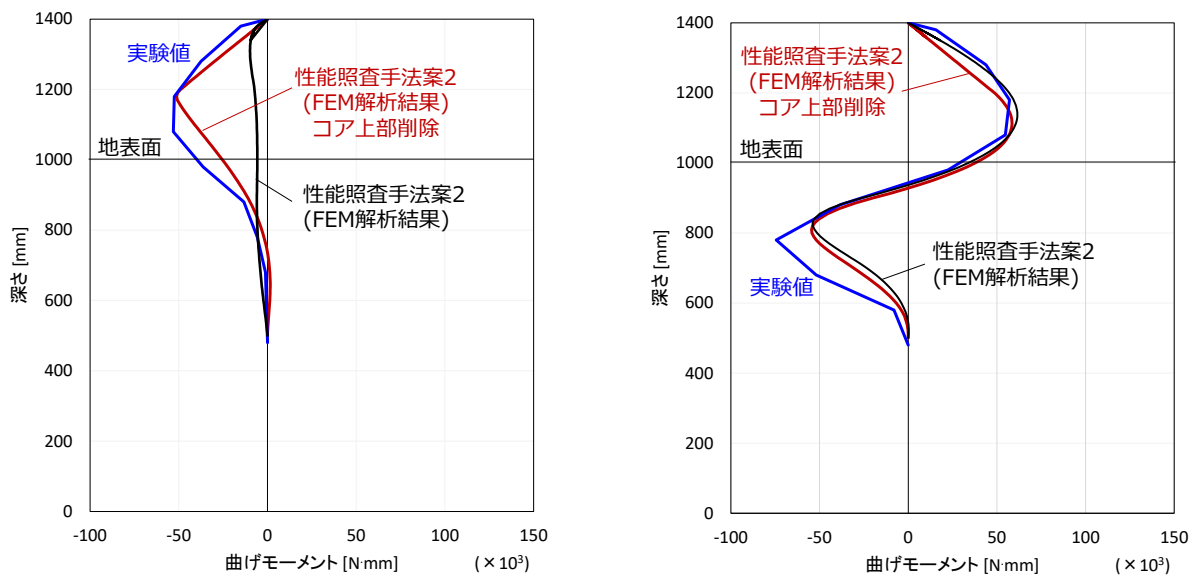
図 5.20 に上記の条件における計算結果(黒線)を示す。川裏側の鋼矢板については発生曲げモーメントが実験結果と良く整合しており、越水状態や洗掘状態のモデル化として上記の方法がある程度妥当であると考えられる。また図 5.22、図 5.23 に有効応力計算の結果 (σ'_{xx}) の分布を示す。川裏側鋼矢板の根入れ部では洗掘された基盤部付近で地盤応力 (x 方向) の上昇が見られ、受働抵抗を発揮していると考えられる。また川裏側の地表面直下よりも更に深い位置ではコア部の方向にも応力の増加が確認され、川裏側鋼矢板がコア側へ変位する挙動の反力が生じていることがわかった。



(a) 川表鋼矢板

(b) 川裏鋼矢板

図 5.20 鋼矢板の曲げモーメント分布 (EL1000t6 洗掘深さ 0.1m)



(a) 川表鋼矢板

(b) 川裏鋼矢板

図 5.21 鋼矢板の曲げモーメント分布 (EL5000t6 洗掘深さ 0.1m)

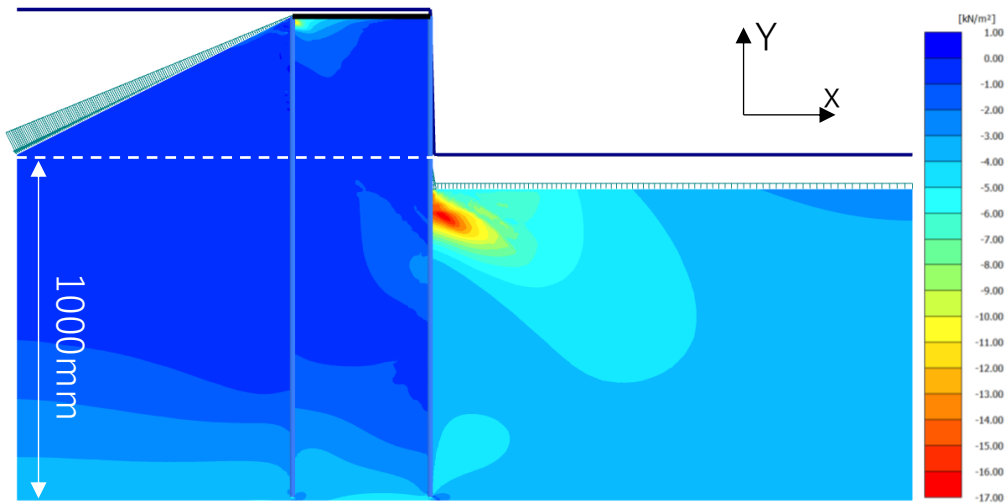


図 5.22 有効応力解析結果 (σ'_{xx}) _ (EL1000t6 洗掘深さ0.1m)

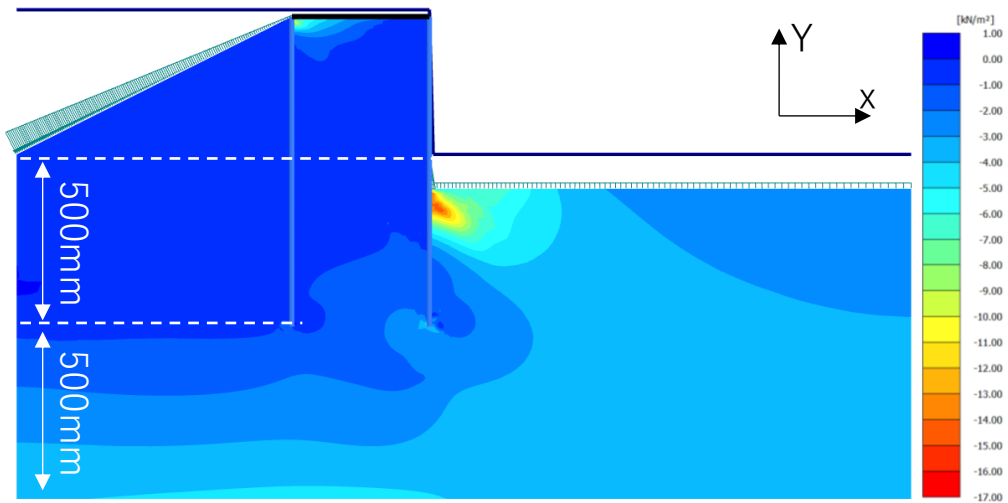


図 5.23 有効応力解析結果 (σ'_{xx}) _ (EL1000t6 洗掘深さ0.1m)

一方、川表側の曲げモーメント分布については実験値よりも小さい値を示した。これは、5.3でも言及した通り、コア部の侵食や天端からのコア部への越流水の流入等によりコア部が計算上設定した水準の抵抗を發揮していないためと考えられる。そこで、コア部の上部が抵抗に寄与しないことをモデル化するために天端から0.2mまでの要素を削除した(図 5.24)。その結果は図 5.20(赤線)の通りであり、川表側の曲げモーメントが実験結果に良く整合する計算結果となり、川裏側のモーメント分布には大きな影響を与えなかった。図 5.21 は同様のモデル化を EL500t6 を対象に実施した計算結果である。コア部のモデル化に関係なく川裏鋼矢板の曲げモーメント分布は実験結果とよく一致し、川表鋼矢板についてはコアの上部0.2mを削除したモデルにより実験結果に近い曲げモーメント分布となる、という EL1000t6 の条件と同様の知見を得た。

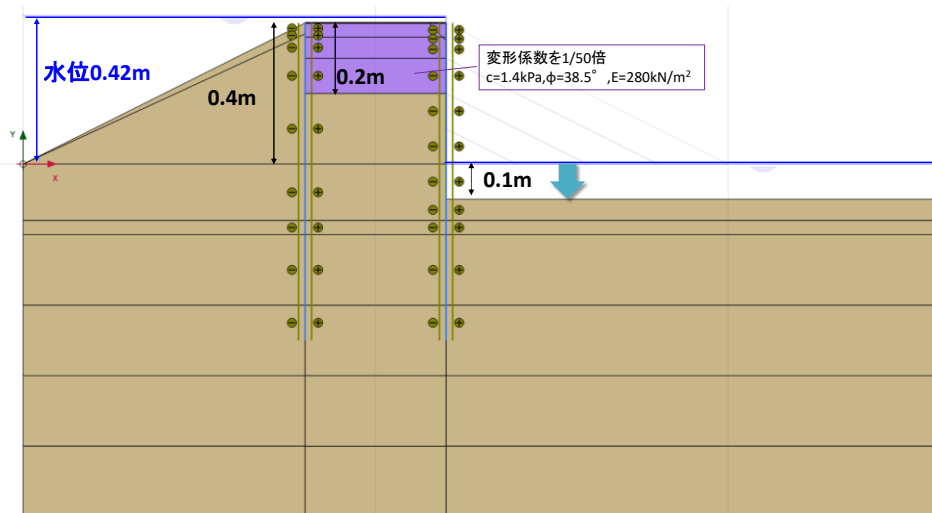
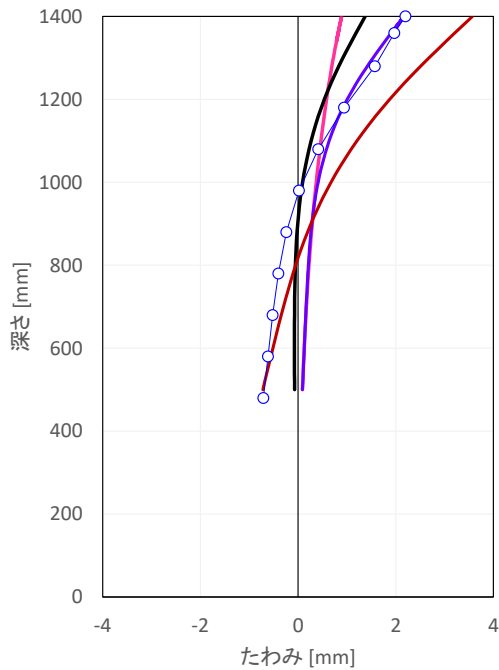


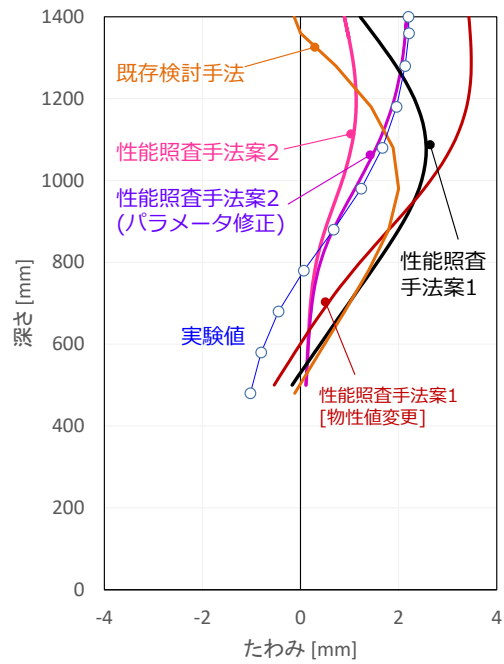
図 5.24 実験で得られた挙動を再現するモデル化

上述した通り、越流水の水圧差を外力条件として与え、洗掘を川裏鋼矢板の堤外側の地盤の様な深度での掘削としてモデル化することで、越水洗掘現象下における鋼矢板二重壁の挙動を汎用 FEM を用いて評価が可能と考えられる。これにより、堤体形状が複雑な場合などにも比較的容易に評価が可能となると考えられる。

また、既存検討手法において頭部変位は照査項目とされておらず、性能照査手法案 1、2 においても同様とした。一方で、より合理的な設計手法構築に向けては、構造の複雑性や重要性等の観点から変形状態を推定できる状況が望ましい場合があると考えられる。現状、既存検討手法においては、川裏鋼矢板のタイロッド接続点を不動点と仮定しているため、実際に生じる正確な頭部変位量は算出されない。これに対し、5.3、5.4 で提案した性能照査手法案を用いた場合、川表鋼矢板の変形も含めて計算するため、変位の計算が可能である。図 5.25 には既存検討手法および、性能照査手法案 1、2 について洗掘 0.1m の条件における頭部水平変位の値を示した。性能照査手法案 1、2 においては実験値の半分程度ではあるものの、変位の算出が可能であることがわかる。特に堤防機能に直結する頭部の変位については性能照査手法 1、2 においては従来手法に対し推定精度が向上することが分かった。以上より、安全率の設定や、パラメータの精緻な設定手法に課題が残るものの変位の推定についても本照査手法が活用できる可能性があることがわかった。



(a) 川表鋼矢板



(b) 川裏鋼矢板

図 5.25 各手法における構造体頭部水平変位 (洗掘深さ0.1m)

5.5 まとめ

鋼矢板の仕様決定においては、構造体に生じる曲げモーメントから導かれる応力の計算精度が高まることで合理的な断面設計が可能となる。加えて根入れ部の曲げモーメント分布や変位分布の推定精度の向上も見込まれ、これにより必要根入れ長に関してもより合理的な決定方法の提案に繋がると考えられる。その実現に向け、性能照査手法を提案した。具体的には、鋼矢板断面に生じる応力を川表鋼矢板も含めモデル化したフレーム解析と汎用 FEM を用いた計算手法を提案した。3 章で示した実験条件を対象に精度を確認したところ、いずれの手法も鋼矢板に生じる応力の計算値と実験値が良く整合した。また本実験では天端が無舗装状態であることから、コア部に侵食や越流水の流入が確認されており、これを踏まえたモデル化（コア部の抵抗の割引）により、実験値と計算値の整合が更に高まった。また、性能照査手法案 1、2 は構造体の頭部変位についても計算可能であり、実験結果と近い値を示した。以上のことから、今回提案の性能照査手法案 1、2 は越水・洗掘現象下における鋼矢板二重壁の挙動を推定可能な計算手法であると考えられる。

鋼矢板二重式仮締切では、2章で整理したとおり、堤体高さ・タイ材取付位置を仮定した上で、鋼矢板の根入れ長と矢板断面(型式)などの材料検討を実施し、壁体幅を決定する。一連の設計検討では、「せん断変形抵抗」「滑動抵抗」「基礎地盤の支持力」「円弧すべり」および「遮水効果(浸透路長)」についての照査(コア部構造の安定性照査と基盤漏水における照査)が行われる。また地震時(液状化時も含む)における安定性検討の方法も示されている。一部自立型を有する河川堤防の性能照査においては、仮締切との相違点(のり部の有無・壁体幅など設計上の制約条件等)を考慮したうえで、仮締切の設計法を準用することが適当である。4章での中型土槽実験から一部自立型と仮締切は越水・洗掘段階においては、ほぼ同じ挙動を示すことが明らかであり、設計法準用が妥当であるといえる。この考え方にに基づき、図 5.2 には仮締切の設計フローに基づき、図 5.2 に示す一部自立型を有する河川堤防の力学モデルによる性能評価結果を以下に記す。

計算対象は、表 5-5 に示す 5 ケースとした。EL1000t6 および EL500t6 は実験最終状態においても変形がほぼ見られず安定を保ったケースであり、EL300t6、EL100t6、EL1000t1.2 はそれぞれ破壊状態が確認されたケースである。表 5-5 の右列には設計条件を示している。洗掘深さは 0 m、0.1 m、0.15 m としており、洗掘深さまで川裏側の地盤が取り除かれたと仮定し、その部分の地盤バネを削除してモデル化した。設計計算に用いた地盤常数は図 5.3 の通りとした。鋼矢板、タイロッドを梁要素、地盤の抵抗をバネ要素とし、地盤は弾塑性モデルとした。弾塑性モデルの与え方としては、地盤バネの変位が極限変位(=有効受働土圧強度/地盤バネ剛性)を超えた場合には塑性状態と考え、受働土圧を与えるというものである。

表 6.4 に部材仕様の決定に関わる項目(曲げモーメント最大値、タイロッド軸力)について洗掘深さ毎に計算値と実験値を比較した結果を示す。曲げモーメントは正負の値が生じ得るため、負の値は絶対値表記した。EL1000t6 については実験で確認された掘深さ 0~0.2 m において、曲げモーメント・タイロッド軸力ともに計算値が実験時を上回った。この結果を基に鋼矢板の型式選定を行った場合、応力的な余裕を持った安全な設計が可能であると言える。この傾向は EL500t6 においても同様であった。EL300t6 においては、洗掘深さが 0.1 m 程度までは、計算値が実験値を上回っている、それ以上に洗掘が進展した場合、実験値と計算値がほぼ同程度となるが、この時点では既にコアのせん断が発生しており、川裏矢板の負荷が大きくなる機構が変わったためであると考えられる。EL100t6 においては、実験初期に変形が拡大したため、洗掘深さ 0 m のみでの比較としており、この状態においても計算値が実験値を上回ることが確認できた。EL1000t1.2 は実験において洗掘の進展に伴い鋼矢板に降伏が発生した条件である。洗掘深さ 0 m の段階では実験値、計算値ともに降伏曲げモーメント(SS400 公称値：降伏強度 245 MPa より計算)より小さいが、洗掘の進展に伴い実験値、計算値ともに降伏曲げモーメントを上回った。この結果より降伏の有無について本計算手法により判定と考えられる。いずれのケースにおいても鋼矢板の曲げモーメントの最大値・タイロッドの軸力に関しては設計値が実験値を上回っており、安全側な評価となっていることが分かった。

表 5-7 にコア安定照査および根入れ長決定の項目について、洗掘深さと安全率の関係を示す。各安全率の算出は既存検討手法の中で提案されている方法に従い、川裏側の地盤のみ洗掘深さ分を地表面から低下させた条件で計算を実施した。実験最終状態において安定していた EL1000t6、EL500t6 はいずれの項目も安全率が 2 以上確保されていた。一方で、EL300t6 においては洗掘深さ 0.1 m~0.15 m にかけて計算上の支持力安全率が 1 以下まで低下しており、実験における Step3(洗掘深さ 0.1 m~0.15 m)で支持力不足に起因してコアのせん断破壊が生じた結果と整合した。本研究では鋼矢板の設置幅をパラメータとしていないものの、設置幅が狭い場合に想定される洗掘による支持力不足が与える安定性への影響は評価可能と考えられる。EL100t6 については、実験初期(1Step 越水後 500 秒程)にのり部が流出し洗掘深さ 0 m 程度の段階で川裏鋼矢板の下端が開くハの字破壊が生じ始めており、洗掘深さ 0 m の段階で川裏タイ材回りつり合い(根入れ長の計算)の安全率が 1 に近づいている結果と整合した。EL1000t1.2 については、安全率についてはいずれの項目も安全率が 2 以上を確保されている。実験結果としては、実験初期(1Step 越水後 700 秒程度)に洗掘深さ 0 m~0.1 m にかけて鋼矢板に降伏が発生しており、この点は表 5-6 で示した通り曲げモーメント最大値が降伏曲げモーメントを上回っている結果と整合した。従って、洗掘を考慮した場合においても、洗掘深さを適切に設定できれば部材応力としては安全側の評価となっており、今回設定した条件では洗掘発生時においても既存検討手法を活用可能と考えられる。

表 5-5 設計条件一覧

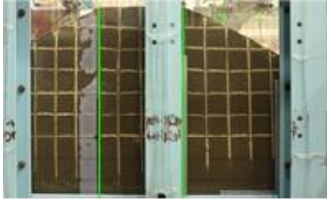
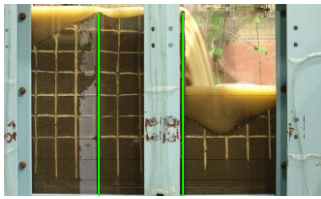
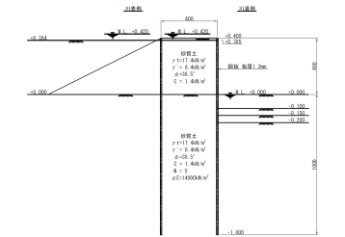
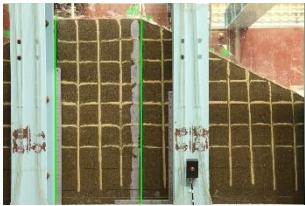
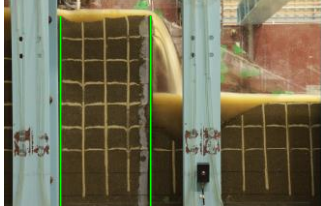



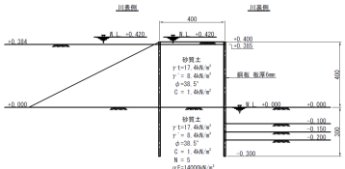
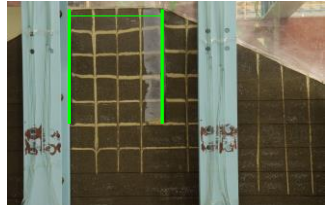

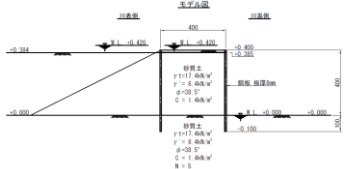
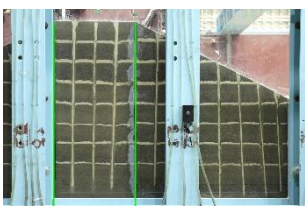

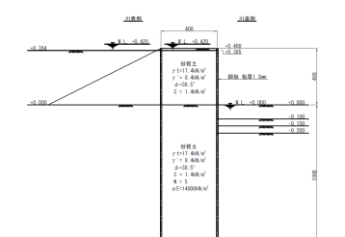
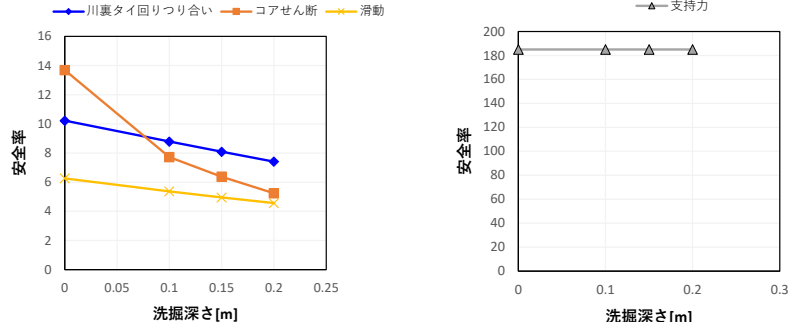
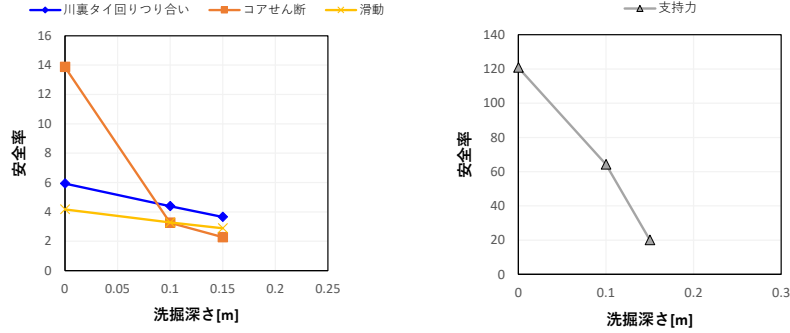
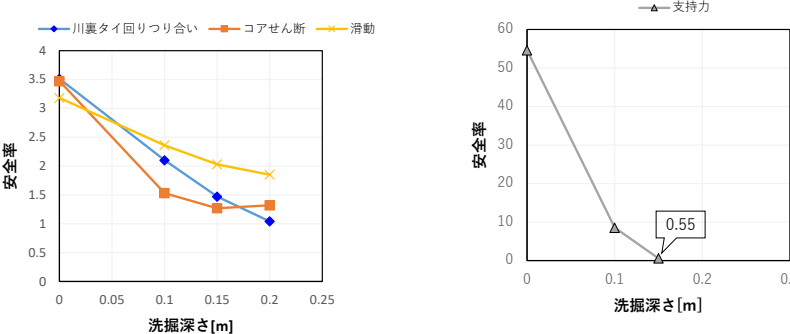
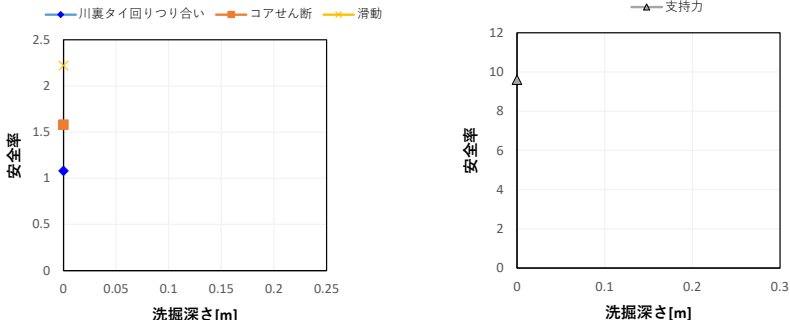
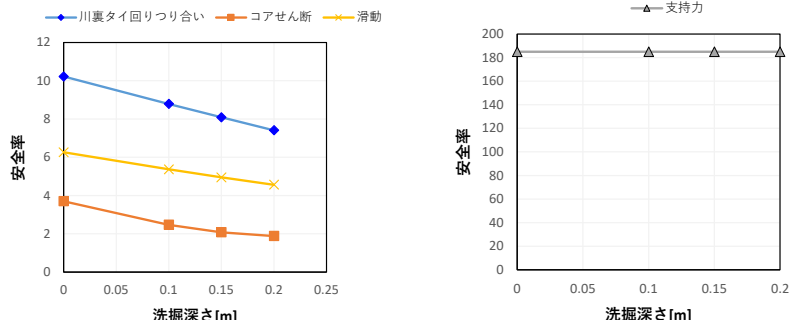
ケース	実験時の状態		設計条件
	初期状態	最終状態	
EL1000t6		 安定	
EL500t6		 安定	
EL300t6		 コアのせん断破壊	
EL100t6		 ハの字破壊&支持力破壊	
EL1000t1.2		 鋼材降伏	

表 5-6 部材仕様の決定に関わる項目の計算値と実験値の比較

ケース名	川裏矢板曲げモーメント最大値	タイロッド軸力
EL1000t6		
EL500t6		
EL300t6		
EL100t6		
EL1000t1.2		

表 5-7 構造体安全率と洗掘深さの関係

EL1000t6	 <p>川裏タイ回りつり合い コアせん断 滑動</p> <p>支持力</p>
EL500t6	 <p>川裏タイ回りつり合い コアせん断 滑動</p> <p>支持力</p>
EL300t6	 <p>川裏タイ回りつり合い コアせん断 滑動</p> <p>支持力</p>
EL100t6	 <p>川裏タイ回りつり合い コアせん断 滑動</p> <p>支持力</p>
EL1000t1.2	 <p>川裏タイ回りつり合い コアせん断 滑動</p> <p>支持力</p>

5 章 参考文献

- 1) 野口賢二、佐藤慎司、田中茂信：津波遡上による護岸越波および前面洗掘の大規模模型実験、海岸工学論文集、第44 巻、pp. 296-300。1997.
- 2) 有川太郎、池田 剛、窪田幸一郎：越流による直立堤防背後の洗掘量に関する研究、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol. 70、No. 2、pp. I_926-I_930. 2014.
- 3) 土木学会水理公式集改訂委員会：水理公式集、1964. (財)
- 4) 朝位孝二、三村幸広、河元信幸：堰からの越流による河床洗掘および堆積に関する実験的研究、山口大学工学部研究報告、pp. 45-51. 2002.
- 5) 峯浦亮、辻本剛三、山田文彦：堤防を越流した津波による洗掘特性と人工掘の適用に関する研究、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol. 69、No. 2、pp. I_791-I_795. 2013.
- 6) 三戸部佑太、乙志和孝、黒澤辰昭、Mohammad Bagus Adityawan、盧敏、田中仁：津波越流に対する鋼矢板構造の堤防補強効果に関する実験的検討、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol. 70、No. 2、pp. I976-980. 2014.
- 7) 鈴木滉平、有川太郎：越流による直立型堤防背後洗掘の時系列変化についての検討、土木学会論文集 B2 (海岸工学)、Vol. 75、No. 2、pp. I_715-I_720. 2019.
- 8) 高橋章浩、藤澤和謙、妙中真治、持田祐輔：一部自立型構造を有する河川堤防の増水～越水～引水時性能評価に関する技術研究開発越流による直立型堤防背後洗掘の時系列変化についての検討 報告書、国土交通省 河川砂防技術研究開発公募 河川技術・流域管理分野。令和4年3月。
- 9) 河野努、三好朋宏、福島雅紀、瀬崎智之：実大模型実験による二重式鋼矢板構造を有する堤防の越水破壊挙動の検討、河川技術論文集、第30巻、pp.167-172、2024.
- 10) 国土技術研究センター編：鋼矢板二重式仮縮切設計マニュアル、山海堂、平成12 年12 月

6. 結論および今後の課題

本章では、本研究で得られた結論と今後の課題について述べる。

6.1 結論

本研究では、令和元年台風第 19 号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会にて提案された越水に対して「粘り強い河川堤防」を実現するための強化構造である「一部自立型」構造を対象に耐越水性能に関する知見を蓄積した。以下に得られた知見をまとめる。

第 1 章では、本研究の背景として、河川堤防被害の事例や「粘り強い河川堤防」が提案された経緯について説明し、本研究の目的について述べた。

第 2 章では、越水・洗掘現象に対する鋼矢板二重壁を用いた河川堤防の強化技術構築を進める上で必要な知見を得るために、「越水による破堤現象に関する既往の研究」と「越水対策としての一部自立型構造に関する既往研究」の 2 つの視点から既往研究を整理した。前者からは、実験条件を設定する際に考慮すべき条件を抽出し、実験結果整理の際の基本情報を得た。後者からは、仮締切の既往知見を活用しつつ、これに加えて増水～越水～引水の各段階における既往知レビューにより越水に対する河川堤防の強化にあたって考慮が必要な視点を整理した。構造自体は仮締切と類似していることから、基本的な安定性照査については仮締切の設計マニュアルを準用できることを改めて確認した。しかし一方で、計画高水位により堤防仕様を決定されてきた経緯から、越水段階においては未だ不明瞭な点は残されており、とくに越水によって裏のり部が順次洗掘されていった場合に、二重壁に拘束される構造体（コア部）が外水圧に耐えて自立状態として安定性を維持できる条件やそのプロセスおよび限界状態は明らかとはなっておらず、本研究により課題解決を図り性能照査の枠組を提示することが必要である。これらを明らかにすることを念頭に本論分の構成について示した。

第 3 章では、鋼矢板二重壁により強化された河川堤防において増水～越水時の抵抗機構や破壊までのプロセスに資する知見を蓄積するため、中型模型実験を実施した結果について述べた。技術開発上の目安として示されている越流水深 30cm が 3 時間保持される中での挙動を分析することで抵抗機構を明らかにした。具体的には、少なくとも (1) のり部の侵食、(2) 洗掘、(3) 鋼矢板間地盤の間隙水圧上昇、の 3 つの因子により鋼矢板に変位が発生すると考えられる。越水開始後まず (1) と (3) が発生することで、川裏側鋼矢板を川裏側へと変形させる力が増加し、その力が川裏側鋼矢板の根入れ部とタイロッドで接続された川表側鋼矢板に分散してかかることで鋼矢板頭部の変位が発生する。のり部が消失した t_2 以降では (3) 間隙水圧上昇に加えて (2) 洗掘が発生しており、(3) の影響が収まるまで変位が急増する。その後、間隙水圧が定常状態となり、(2) に起因する変位のみが徐々に発生するものの、最終的には変位も収まり安定状態へと至ったと考えられる。また、根入れ長をパラメータとした実験より、川裏側の鋼矢板の根入れ下端部で川表側に矢板のはね上がりを抑制可能な地盤反力（キックバック）が生じる程度に根入れが確保されていることで、越水に対し高い安定性が確保されることがわかった。根入れが不足する条件では洗掘の進行に伴い不安定化するものの脆性的には破堤せず、一定の堤高は確保されることが実験的に確認された。板厚をパラメータとした実験より、降伏が発生しない範囲では水平変位が堤高の 1/4 程度発生した場合も天端高さの低下は 5% 以内に留まった。川裏鋼矢板で降伏が発生するケースについては、堤高が早期に堤高の 10% 以上低下することが確認されたものの、川表側の鋼矢板が負担する抵抗が増えることが確認された。

第 4 章では、鋼矢板二重壁の仕様をパラメータとした模型実験を実施し、その変形の進展について分析することで、限界状態を提案した。具体的には矢板の地盤に対する相対剛性を表す β （大きいほど矢板は地盤に対して相対的に柔）と川裏側の鋼矢板の洗掘時の実質的な壁高である H' （大きいほど矢板変形を助長）を掛けた無次元量 $H'\beta$ 、縦軸に残存根入れ長さに対する堤防高さを表す指標 H/EL' を取り、残存根入れ長さ $EL' = (EL - D)$ に対する洗掘後の堤高 $H'' = (H + D)$ の比を用いて各ケースにおける結果を示した。10 分あたりの堤高の変化量が堤高に対し 0.5% 以内であれば収束、それ以上の割合で変位が生じていれば破堤として整理した。これらを 2 軸で整理することで堤高の低下が収束する条件とそうでない条件の境界を点線に示すことができ、この点線の内側の状態であれば安定的に挙動し、外側に至ることが限界状態と捉えることができると考えられる。上記の限界状態についての整理は無次元化指標を用いている点や、力学的なつり合いから求まる点から、特段の制約無く適用できると考えられる。一方で、根入れ長さと剛性が中間的な条件においては追加での検証が必要と考えられる。また鋼矢板設

置幅が変わることについての影響については考慮できていないため、この点は今後の課題である。

第5章では、洗掘推定式を提案した上で、越水洗掘現象下における鋼矢板二重壁構造の性能照査の手法について提案した。

洗掘深さについては2m規模の堤高までは適用可能であることが確認できたが、落下する水が受ける空気抵抗など寸法効果により2m以上の堤防では洗掘深さを過大に見積る可能性があり、合理化の余地があると考えられる。更に粒径の影響を平均粒径として取り込んでいるが、粒径分布なども影響すると考えられ、その点を今後解決することでより精度向上が見込める。

性能照査手法については、鋼矢板断面に生じる応力を川表鋼矢板も含めモデル化したフレーム解析と汎用FEMを用いた計算手法を提案した。3章で示した実験条件を対象に精度を確認したところ、いずれの手法も鋼矢板に生じる応力の計算値と実験値が良く整合した。また本実験では天端が無舗装状態であることから、コア部に侵食や越流水の流入が確認されており、これを踏まえたモデル化（コア部の抵抗の割引）により、実験値と計算値の整合が更に高まった。また、性能照査手法案1、2は構造体の頭部変位についても計算可能であり、実験結果と近い値を示した。以上のことから、今回提案の性能照査手法案1、2は越水・洗掘現象下における鋼矢板二重壁の挙動を推定可能な計算手法であると考えられる。

6.2 今後の課題

本研究により、越水・洗掘現象に対する「粘り強い河川堤防」を実現するための具体構造として鋼矢板二重壁構造による一部自立型が有用であることが検証された。今後本技術が実堤防に実装され、合理的に運用されていく上での課題を以下に示す。

研究課題

- ・ 実規模での実験データの蓄積

「粘り強い河川堤防」の検討にあたっては、大規模実験により堤防模型の壊れ方を確認することが重要である。一部自立型構造を有する堤防の越水に対する安定性について、論文内で示した通り、国土技術政策総合研究所の大規模堤防模型実験水路を用いた実験が実施され有効性については示されているものの、合理化に向けては、構造条件や地盤条件を変えた条件下での実験の実施が望まれる。

- ・ 越流による堤防に関する評価技術開発

越流による堤防の侵食を精度よく予測することが困難な原因として「数値解析はそれほど容易ではない」、「侵食モデル（どのくらいの速さで侵食が進むのか）が確立していない」の2点が挙げられる。特に、後者については、数値解析法が発展したとしても、予測精度に直結する問題となる。今後は、現地での耐侵食性試験などの確立が、越流に対する粘り強さ（侵食にどのくらいの時間を要するのか）を判断する重要なステップと言える。一方、本研究で提示した洗掘深さの推定式は経時変化については評価しないものの、最終的に生じる洗掘量を把握するために有効であり、この精度を向上することでさらに合理的に鋼矢板二重壁構造の性能照査が可能となる。具体的には、地盤の粒径分布の影響および落下高さが大きくなることによる推定洗掘深さの低減の程度を明らかにすることが課題と考える。

実務課題

- ・ 堤防強化への適用に伴う課題

堤防強化の目的では二重鋼矢板の設置位置が既存堤防形状に制約を受けることも想定され、天端幅（構造体幅）ともに不十分な場合もある。遠心・小型実験では天端幅が不十分な場合の構造不安定性が示唆されており、性能照査の上でも考慮が必要となる。さらに天端幅が確保できない場合の合理的な構造の提案が求められる。

- ・ モニタリング手法の構築

河川堤防は長期間供用される構造物であるため、その中で劣化や偶発的な外力による基本的機能が低下する可能性が想定される。そのため機能低下を予防する方法や機能低下の確認方法、機能低下が確認された場合の対応方法の体系的な整理・構築が求められる。そのため長期供用における維持管理手法が確立されることで実構造での適用が実現すると考える。現在、実堤防を対象とした調査の実績^りも積み重ねられつつあり、これらデータが継続的に蓄積されていくことが求められる。

6章 参考文献

1) 荒木優介, 乙志和孝, 河野謙治, 笹裕也, 西部和生: 鋼矢板二重壁を用いた堤防の長期安定性に関する現地調査, Geo Kanto2023 防災4-7

付録1. 構造体-堤体土境界部の変状が構造体安定性に与える影響

A-1 確認手法

越水実験の実験手順は3.2節と同様の内容で実施しており、EL300t6, EL300t6FSを対象に構造体と堤体土の境界部変状を確認した。上記ケースに着目した狙いとしては、EL300t6においては構造体に大きな変形が生じた条件であることから、鋼矢板周辺地盤の鋼矢板への追従性を確認することである。またEL300t6FSにおいては、霞ヶ浦砂に対し粒径の小さいファインサンドを10%混ぜることで粘着力が相対的に高い条件とし、地盤がある程度自立し鋼矢板への追従を抑制し変状を確認することが狙いである。

構造体-堤体土境界部の変状を確認するため、観察対象位置が実験装置の観察窓中央部へ位置するように堤体位置を調整し、変状確認用の高解像度カメラを配置した。

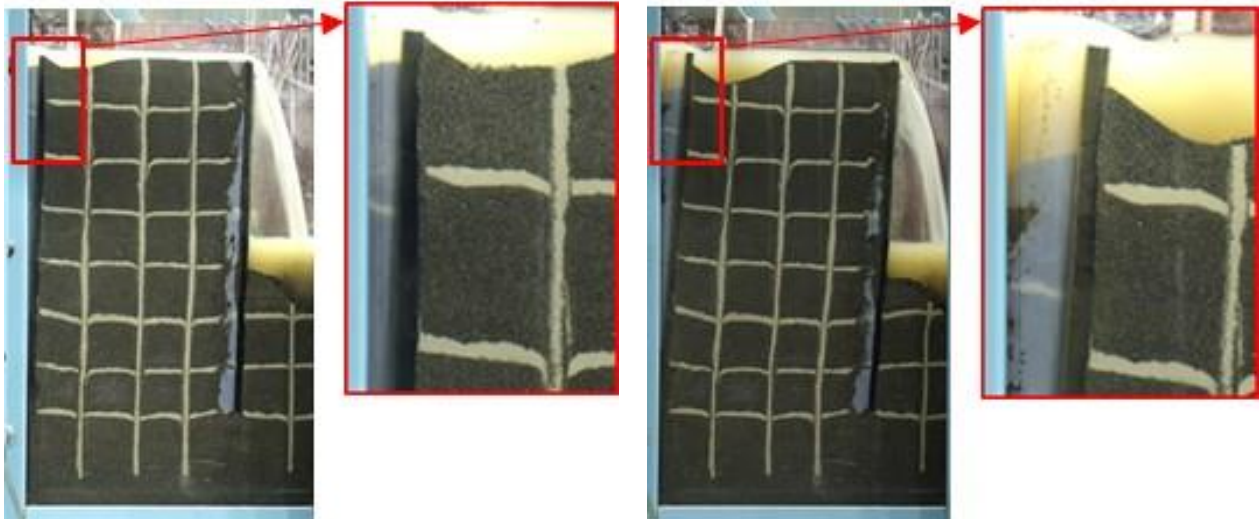


図 A-1. 境界部変状の確認用カメラ設置位置

A-2. 実験結果

EL300t6 において越水後 2700 秒後および越水後 13000 秒後 (Step2) における変形状態を図 A-2 に示す。越水後 2700 秒の段階で、構造体の変形に伴い川表側の地盤が観察可能な範囲に移動しており、上部に設置した白砂のラインを確認することができる。この白砂のラインは鋼矢板に接するように配置されており、その状態は変形が進展した越水後 13000 秒においても同様の状態が確認できる。従って、EL300t6 においては、構造体の変形に伴い周辺地盤も鋼矢板に追従しており変状 (隙間) は確認されなかった。

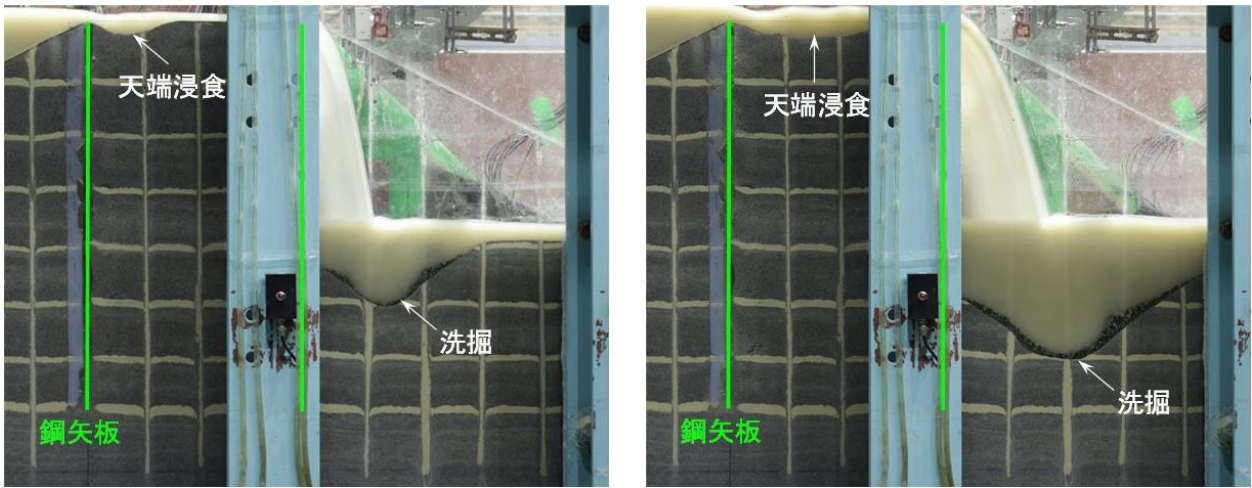
次に、L300t6FS の越水後 2700 秒 (目安時間) および実験最終状態における変形状態を図 A-3 に示す。越流水による川裏のり面の侵食や洗掘現象が生じており、天端部分も侵食が確認された。一方、実験を通じて構造体としての傾斜はほぼ発生しなかった。図 A-4 の赤枠部に着目し、越水実験中の変化を確認するため、図 A-5 に実験初期状態と、最終状態を示す。白線は地盤内に設置した色砂であり、実験の前後で白砂が動いた形跡は確認されず、鋼矢板周辺地盤に越水に伴う変状が発生していないことが確認できた。また、図 A-6 に画像解析結果を示す。画像解析は高解像度カメラで撮影した写真データを画像解析ソフト Move-Tr (株ライブラリー) で自動追跡して変位ベクトル図を作成し、さらにその結果をひずみ解析ソフト Strain-mp (株ライブラリー) を用いて計算した結果としてせん断ひずみコンター図を示している。越水開始後 2700 秒において鋼矢板周辺に大きなせん断ひずみは生じておらず、その状態が最重状態まで維持された。この結果から、今回の地盤条件においては、越流水深 22 mm (実物換算 330 mm) ~ 38 mm (実物換算 570 mm) の外力条件下では、構造体-堤体土の境界部に大きな変状が生じないことが確認された。



(a) 越水後2700秒後

(b) 越水後 13000 秒後(Step2)

図 A-2 EL300t6 における越水中の変形状態



(a) 越水後2700秒後

(b) 実験最終状態(Step5)

図 A-3 EL300t6FS における越水中の変形状態

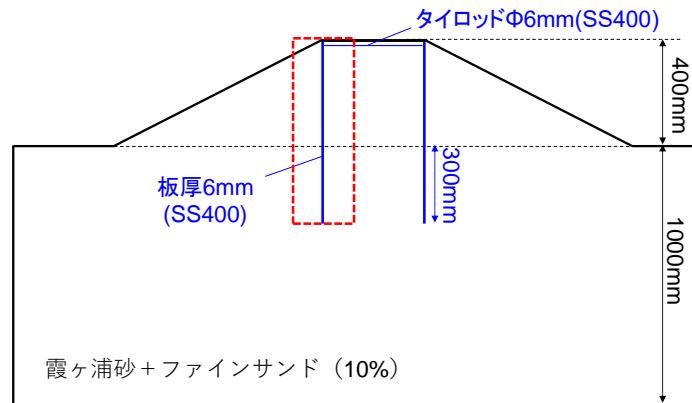
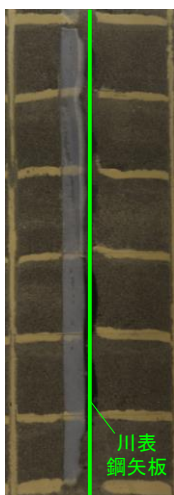


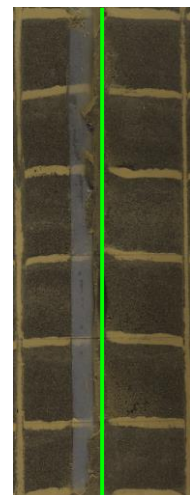
図 A-4 確認箇所



(a) 実験初期状態
(水位地表面位置)

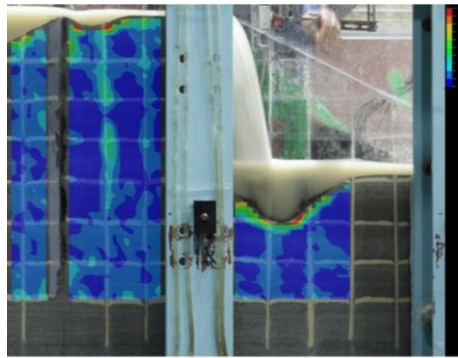


(b) 越水直前

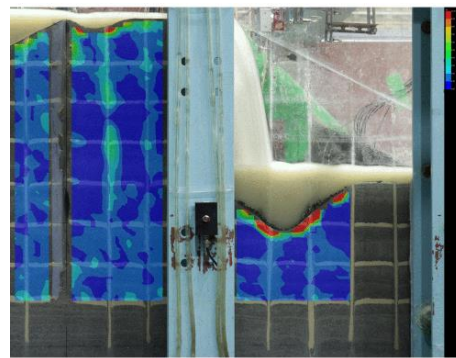


(c) 実験最終状態
(越水後 7 時間経過)

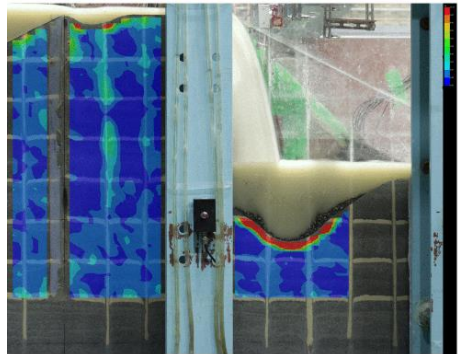
図 A-5 EL300t6FS 鋼矢板周辺地盤の状況



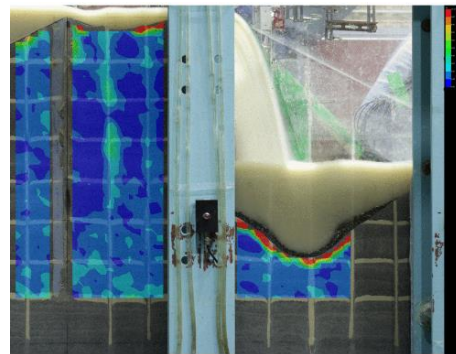
越水開始後 2700 秒(越流水深 22 mm)



Step1



Step3



Step5

図 A-6 画像解析結果

A-3. 小括

越水時に構造体へ作用する外力により構造体と堤体土の境界部に生じる変状を確認するため、根入れが短い条件 (EL300t6, EL300t6FS) で実施した越水実験を対象に調査した。具体的には越水時の川表鋼矢板周辺の挙動を高解像度カメラで撮影した画像データにより、変状の有無を確認した。その結果、地盤材料に霞ヶ浦砂のみを使用した EL300t6 では、構造体の変形にともない鋼矢板周辺地盤の鋼矢板への追従が確認された。また、霞ヶ浦砂にファインサンドを混ぜた EL300t6FS では目安の越流規模を超え、越流規模を増大 (最大で越流水深 38 mm/実物換算 570 mm) させた条件においても鋼矢板周辺地盤に特段の変状が確認されなかった。本実験条件では、根入れが短い場合においても鋼矢板と周辺地盤の境界部で越流時に変状は生じなかった。地盤条件が異なる場合や、初期状態で変状 (隙間) が生じている場合を対象とした調査は今後の課題である。

謝辞

本論文は、令和3年4月より令和7年3月までの東京科学大学 環境・社会理工学院・土木・環境工学系博士後期課程在学中に高橋章浩先生にご指導を頂きながら実施した研究成果を取りまとめたものです。本研究の遂行及び論文執筆にあたり、多くの方々にご指導、ご協力を頂きました。心より深く感謝致します。

指導教官である高橋章浩先生からは手厚いご指導ご助言を賜り、豊富な知識や高い技術力で支えていただいたことに加え、前向きに研究に取り組めるモチベーションを与えていただきました。特に研究開始当初は河川堤防内に鋼矢板の様な地盤材料以外を設置した補強構造は「土堤原則」との関係から実績の少ない状況であったにもかかわらず、技術的な重要性を重視し研究テーマ化を応援いただきました。本研究と並行して研究室の学生の皆さんのテーマとしても立案いただき、本分野の研究促進を大いに後押しいただくことで、本研究も更に深めることができました。担当いただいた学生の皆様および技官の関栄様にも感謝申し上げます。

副査の田村修次先生、千々和伸浩先生、澤田茉伊准先生、丸山泰蔵先生からは、ご多忙な中論文発表会も含め貴重なご意見とご指導をいただき、本研究・論文の質を向上させることができました。また、地盤系研究室のゼミを通し北詰昌樹先生、竹村次朗先生から研究課題の明確化や研究方針の策定に多大なるご助言や技術情報をいただきました。ここに深くお礼申し上げます。

本研究の一部は、国土交通省/河川砂防技術研究開発公募での研究であり、国土技術政策総合研究所の令和3年委託研究「一部自立型構造を有する河川堤防の増水～越水～引水時性能評価に関する技術研究開発」として実施しました。その中では京都大学藤澤和謙先生からは研究 Gr として特に洗掘の評価に関して多くのご助言をいただきました。さらに、愛媛大学岡村未対先生、埼玉大学田中規夫先生、国土技術政策総合研究所の福島雅紀室長（現・北陸地方整備局信濃川河川事務所長）、三好朋宏主任研究官から貴重なご助言ご意見をいただけたことで研究をより深めることができました。ここに深く感謝いたします。

また、本研究は新規のテーマであったため、研究の中核を担った越水実験には研究設備の設計・導入を含めた環境整備が必要でしたが、日鉄テクノロジー株式会社の仲村係長以下材料試験第一係の皆様、日鉄環境株式会社の林智裕室長以下建設事業本部構造・技術開発室の皆様、計測ソフト開発株式会社清水武夫所長以下千葉事務所の皆様の多大なるご協力によりやり遂げることができました。ここに謹んで感謝の意を表します。

本研究の推進にあたっては日本製鉄株式会社建材開発技術部の妙中真治室長、乙志和孝課長、森安俊介主幹、荒木優介氏から研究の方向性や実適用へ向けた研究成果のとりまとめについて、多くのアドバイスを頂戴し、実用性をより高めることができました。また同社鋼構造研究部の半谷公司部長、日下裕貴室長、石濱吉郎課長、山崎弘芳氏からは、博士課程進学についてバックアップいただいたことに加え研究内容全般において何度もディスカッションの機会をいただき研究成果をとりまとめることができました。ここに深甚なる感謝の意を表します。

最後に、社会人博士課程への進学に理解を示してくれた妻の恵里と娘の莉帆、両親には常に応援いただけたことで、業務との両立など時に厳しい状況にも前向きに取り組むことができ、完遂することができました。ここに深く感謝申し上げます。

2025年3月28日（金）
東京科学大学大学院
持田祐輔