

粘り強い河川堤防の構造検討に係る 技術資料（案）

令和4年12月

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）

目次

1. はじめに	6
1.1. 背景	6
1.2. 本資料の位置付け	7
2. 越水による堤防の損傷のメカニズム	8
2.1. 越水による河川堤防の壊れ方	8
2.2. 越水によって堤防裏法部に作用する外力と堤防裏法部の耐侵食力	11
2.2.1. 越水によって堤防裏法部に作用する外力	11
2.2.2. 河川堤防の裏法部の耐侵食力	15
(1) 芝の耐侵食力	15
(2) 堤体土の耐侵食力	19
2.3. 越水による堤防の被災事例	21
2.3.1. 令和元年東日本台風における越水による堤防の被災事例	21
2.3.2. 法肩の損傷が顕著な事例	21
(1) 鳴瀬川水系名蓋川左岸決壊箇所付近	21
2.3.3. 法尻の侵食が顕著な事例	22
(1) 那珂川水系那珂川 L19.5k	22
(2) 信濃川水系千曲川 L79.0k 付近	23
2.3.4. 堤防裏法部における芝等の植生の平均根毛量の調査結果	24
2.3.5. 堤防裏法部における堤体土の引張破壊応力の調査結果	25
3. 粘り強い河川堤防に求める機能	27
3.1. 粘り強い河川堤防に求める機能	27
3.1.1. 既存の堤防の機能を毀損しないことについて	27
3.1.2. 越水に対する性能を有することについて	28
3.2. 越水に対する性能の評価の目安となる外力（越流水深及び越流時間）の考え方	29
3.2.1. 越流水深の試算事例について	29
3.2.2. 近年の主な越水事例	30
(1) 越流水深	31
(2) 越流時間	32
3.2.3. 越水に対する性能の評価の目安となる外力（越流水深、越流時間）	32
4. 粘り強い河川堤防として考えられる構造の概要	33
4.1. 粘り強い河川堤防として考えられる構造の概要	33
4.2. 表面被覆型（断面拡幅型を含む）	33
4.3. 自立型（自立式特殊堤を含む）	34
4.4. その他構造	34
5. 表面被覆型	35

5.1. 基本的な考え方	35
5.1.1. 求められる機能を発揮するための検討事項	35
(1) 既存の堤防の機能を毀損しないことの確認	35
(2) 越水に対する性能を有する構造とするための検討事項	37
5.2. 構造検討の対象とする断面の設定の考え方	37
5.3. 構造検討の対象とする構造	37
5.4. 吸出し防止材+コンクリートブロック+覆土	39
5.4.1. 適用範囲	40
5.4.2. 天端保護工・法肩保護工	44
(1) 構造検討一般	44
(2) 作用・荷重	44
① 自重	44
② 越流水によるせん断力	44
③ 水圧	45
(3) 安定性	46
① せん断力に対する天端保護工の安定性	46
② 水圧に対する天端保護工の安定性	46
(4) その他留意事項	48
① 裏法面の法覆工のめくれを防止する工夫	48
② 法肩保護工の流出を防止するための工夫	49
5.4.3. 裏法保護工	50
(1) 構造検討一般	50
(2) 作用・荷重	50
① 自重（コンクリートブロック）	50
② 越流水による抗力、揚力	50
A) 裏法面の等流水深と等流流速	53
(3) 安定性	54
① コンクリートブロックの滑動に対する安定性	54
(4) その他留意事項	59
① 吸出し防止材の重ね合わせ幅	59
② コンクリートブロック流出時を想定した吸出し防止材の敷設方法	59
A) せん断力による吸出し防止材の破断に対する安全性	60
B) せん断力による吸出し防止材の抜け落ちに対する安定性	62
C) 吸出し防止材の法尻部の処理方法	65
5.4.4. 法尻保護工	67
(1) 構造検討一般	67

①	ブロックによる平場の構造.....	67
②	法留工の基本形状	67
(2)	作用・荷重.....	69
①	自重	69
②	土圧	69
A)	主働土圧	69
B)	受働土圧	70
③	越流水による動水圧.....	71
④	越流水によるせん断力	72
(3)	法留工の安定性	73
①	滑動に対する安定性.....	73
②	転倒に対する安定性.....	74
(4)	その他留意事項	76
①	ドレーン工の構造	76
②	堤脚水路の構造	76
③	法尻保護工周辺の洗掘を抑制するための工夫	77
5.5.	施工・維持管理に当たっての留意点	78
6.	参考文献	80

1. はじめに

1.1. 背景

令和元年東日本台風による洪水で、全国で 142 箇所の河川堤防が決壊（うち 86%は越水が主要因）し、甚大な被害が生じた。今後も、気候変動により洪水による被害がさらに頻発化・激甚化することが考えられ、施設規模を超える洪水が発生した場合でも被害を軽減することが求められている。

令和元年東日本台風の被災を受け設置された「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」の報告書¹⁾（以下「検討会報告書」という。）には、当面の取組の基本的考え方として、以下の報告がなされている。

- 今次出水において多くの箇所に堤防決壊による被害が発生したことを踏まえると、洪水時の河川水位を下げる対策を治水対策の大原則としつつ、氾濫リスクが高いにも関わらず、その事象が当面解消困難な区間であって、河川堤防が決壊した場合に甚大な被害発生するおそれのある区間において、計画的な治水対策に加え、避難のための時間を確保する、浸水面積を減少させるなどにより被害をできるだけ軽減することを目的に、河川堤防を越水した場合であっても、決壊しにくく、堤防が決壊するまでの時間を少しでも長くするなどの減災効果を発揮する粘り強い構造の河川堤防（越水した場合であっても「粘り強い河川堤防」）の整備を、危機管理対応として実施すべきである。
- なお、整備に当たっては、「越水した場合であっても堤防が決壊するまでの時間を少しでも引き延ばす」とした危機管理型ハード対策の概念を発展的に踏襲し、越水に対し危機管理型ハード対策を上回る効果を有する「粘り強い河川堤防」を目指すべきである。
- 現状においては、「粘り強い河川堤防」の技術は、越水した場合の効果に幅や不確実性があることを十分に理解した上で整備することが重要である。

こうした報告を受けて、国土交通省は令和 4 年 5 月には、粘り強い河川堤防の技術開発に必要な技術的検討を行うことを目的に、「河川堤防の強化に関する技術検討会（以下「技術検討会」という。）」を設置し、検討を開始するとともに、令和 3 年度より粘り強い河川堤防のパイロット施行を実施している。

1.2. 本資料の位置付け

粘り強い河川堤防とは、越水しても決壊しない河川堤防ではなく、越水した場合であっても、堤防が決壊するまでの時間を少しでも長くするなどの減災効果を発揮する河川堤防である。粘り強い河川堤防は越水時の効果に幅や不確実性を有しているなど、現時点では設計できる段階にないことから、本資料は「設計に係る技術資料」には該当しない。

本資料で示す構造は、一つの条件下での越水実験で、本資料で定義する「越水に対する性能を有すること」を確認した構造について、現時点で得られている知見をもとに構造検討における考え方を整理したものである。

河川堤防は計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して安全であることが求められており、計画高水位を超え天端高以下の水位に対しての安全性は保証されていないため、これらの水位に対する浸透・侵食対策が課題となるが、当面の河川堤防の「粘り強さ」の構造検討においては、令和元年東日本台風で決壊した堤防の決壊要因がほとんど越水によるものであったことを踏まえ、まずは越水に対して脆弱である堤防の特性の改善を目指すこととし、本資料では越水に対する構造検討のみを対象としている。なお、越水に対して脆弱である堤防の特性の改善を行う際、既存の堤防の機能を毀損しないようにする必要があることにも留意する必要がある。

最後に、本資料は、今後の技術開発、実験やパイロット施工等などにより得られた成果・知見の蓄積を反映しつつ、適宜改定を行うべきものである。

また、現時点で越水に対する性能を有しているとは言えない以下の構造については、今後の技術開発等を行うに当たっての参考となるよう構造検討の考え方の一案を「粘り強い河川堤防の技術開発に当たっての参考資料」として別資料で整理している。

- ・越水に対する性能を有することや構造の検討方法の妥当性を実物大の越水実験等で検証できていない構造
- ・実物大の越水実験を実施したが越水に対する性能に課題を有する結果となった構造

2. 越水による堤防の損傷のメカニズム

2.1. 越水による河川堤防の壊れ方

越水による河川堤防の壊れ方として、既往の検討²⁾で以下の知見が得られている。

越水時に裏法面を流れる越流水は、法面を流れ下るに従って加速し、越流水に作用する重力の法面方向成分と底面摩擦がつり合うと等流状態となり、越流水の流速は等流流速となる。越流水深や裏法面勾配が大きくなると等流流速も大きくなる。

図 2.1-1 に土堤の破壊過程のイメージを示す。土堤の破壊過程は、裏法部が侵食される裏法部侵食過程（一般的には法尻から侵食が始まる場合が多い）と、裏法部全体がほぼ侵食された後、天端が崩壊する天端崩壊過程の順に進行する。堤防表面に芝等の植生がある場合には、裏法部侵食過程は、植生の根や地下茎の一本一本が重なり合って一体化している層（以下「根毛層」という。）の侵食過程と、土層の侵食過程の順に進行する。

図 2.1-2 に裏法部の耐侵食力の違いによる、侵食開始位置の違いのイメージを示す。堤防裏法の侵食は、越水によって裏法部に作用する外力（せん断力、水圧）が裏法部の耐侵食力を上回ることによって生じる。そのため、侵食が始まる位置は、その外力と耐侵食力のバランスによって異なる。

天端崩壊過程では、流水の力だけでなく、裏法が侵食された後の堤体自身の不安定性が崩壊の原因となる。このため、天端の表面が侵食されるのではなく、土塊が崩れ落ちるという壊れ方となる。

上記を踏まえ、図 2.1-3 に越水開始後から決壊までの堤防の変状過程を示す。

その他に、越水による河川堤防の壊れ方に影響を与える要素として、裏法尻付近の堤内地の状況、堤防際の流速なども考えられる。例えば、裏法尻付近の堤内地が農地として利用されている箇所や、堤防裏法部で越流水が集中する箇所（本支川合流部などの隅角部、坂路部や天端幅が異なる箇所など）では相対的に侵食されやすくなる。一方、裏法尻付近の堤内地が道路舗装で被覆されている場合などは、侵食されにくい状況となる。

また、急流河川や湾曲部外岸側では、堤防際でも速い流れが生じる場合があり、見かけの越流水深に速度水頭を加味して裏法部に作用する外力を評価する必要がある。

図 2.1-4 に堤防際の流速と速度水頭との関係を示す。例えば、堤防際の流速が 1.5m/s では、見かけの越流水深が 0.11m 程度高くなったことに相当し、 2m/s では見かけの越流水深が 0.2m 程度高くなったことに相当する。なお、堤防際での流れの向きは、厳密には堤防に直角に流れる方向ではないが、ここでは簡単のため堤防に直角に向かう流れとして速度水頭を評価している。

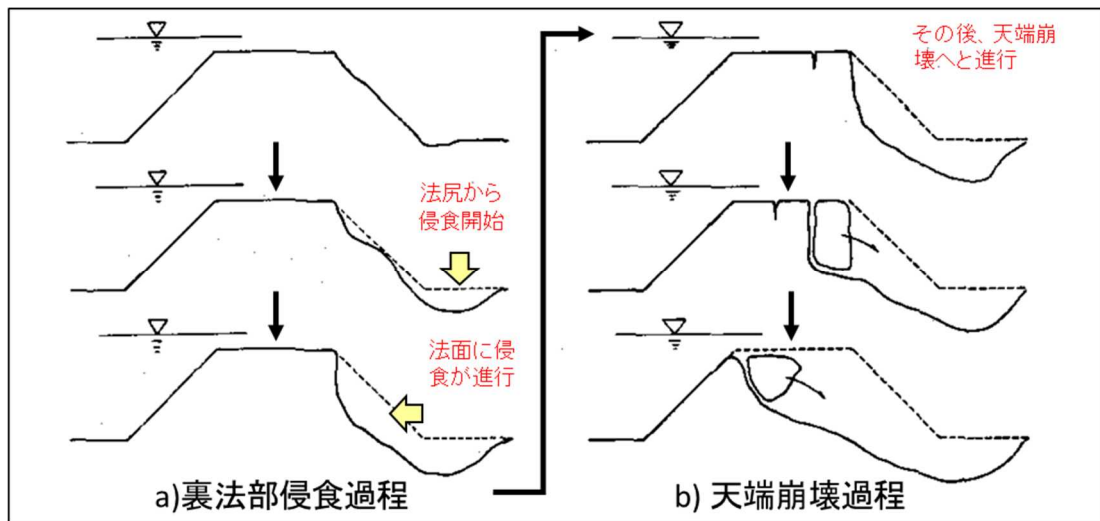


図 2.1-1 土堤の破壊過程のイメージ

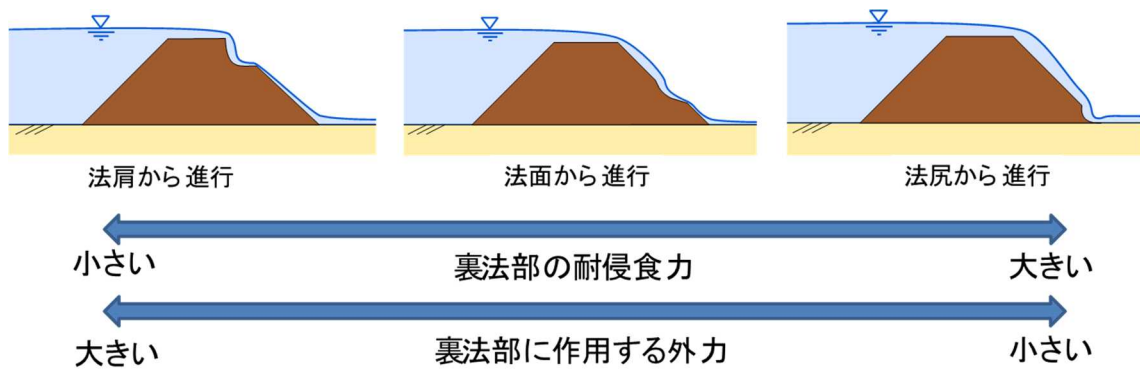


図 2.1-2 裏法部の耐侵食力の違いによる、侵食開始位置の違いのイメージ

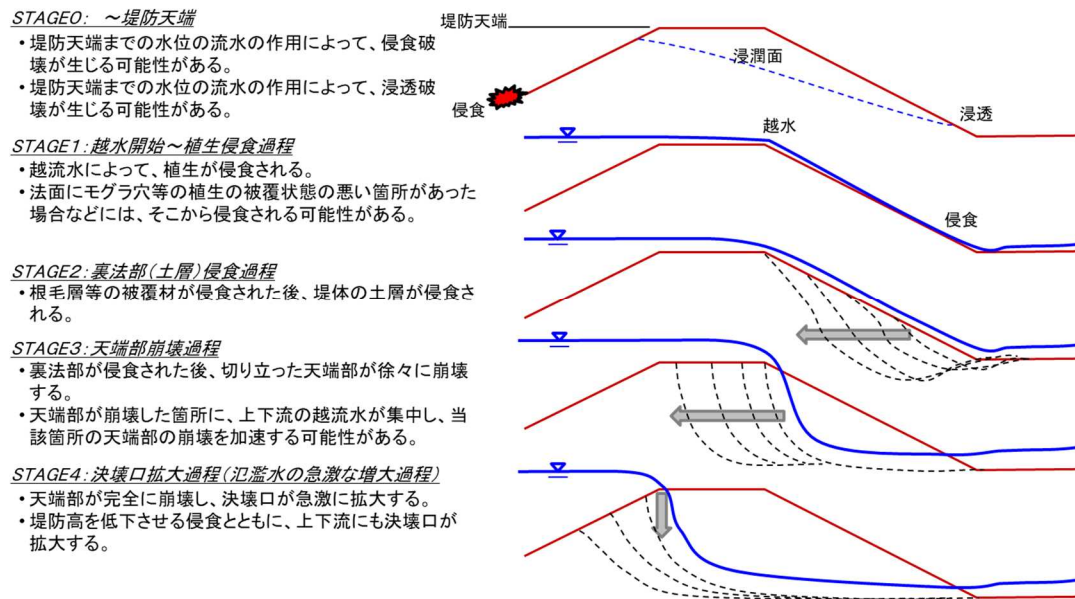


図 2.1-3 越水開始後から決壊までの堤防の変状過程

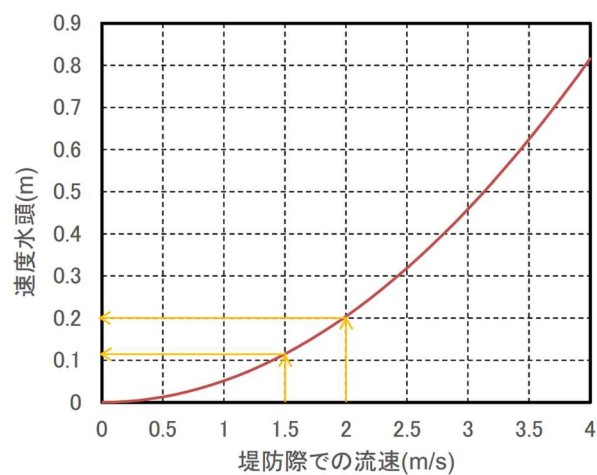


図 2.1-4 堤防際の流速と速度水頭との関係

2.2. 越水によって堤防裏法部に作用する外力と堤防裏法部の耐侵食力

2.2.1. 越水によって堤防裏法部に作用する外力

裏法部の侵食を生じさせる外力としては、主に越流水が堤体表面を流れた際に、堤体表面に作用するせん断力が想定される。過去に、固定床の堤体模型を用いた越水実験により、侵食が始まる前の裏法部に作用するせん断力の特性が調べられている²⁾。せん断力は、堤体表面の越流水の流速から求められている。

図 2.2-1 に越流水によって堤防天端や裏法部に作用するせん断力の分布を示す。越流水は、天端では表法肩から裏法肩にかけて、裏法面では裏法肩から裏法尻にかけて流れが加速する。流速の増加に伴い、天端や裏法部に作用するせん断力は増加する。せん断力と底面摩擦がつり合うと等流状態になり、それより法尻側ではせん断力は極端に大きくなり、法尻で最も大きなせん断力が作用する。

一方で、堤内地の湛水深が増加すると、法面途中で跳水が生じ、法尻での流速が低減することから法尻に作用するせん断力は低下する。これはウォータークッション効果と呼ばれている。

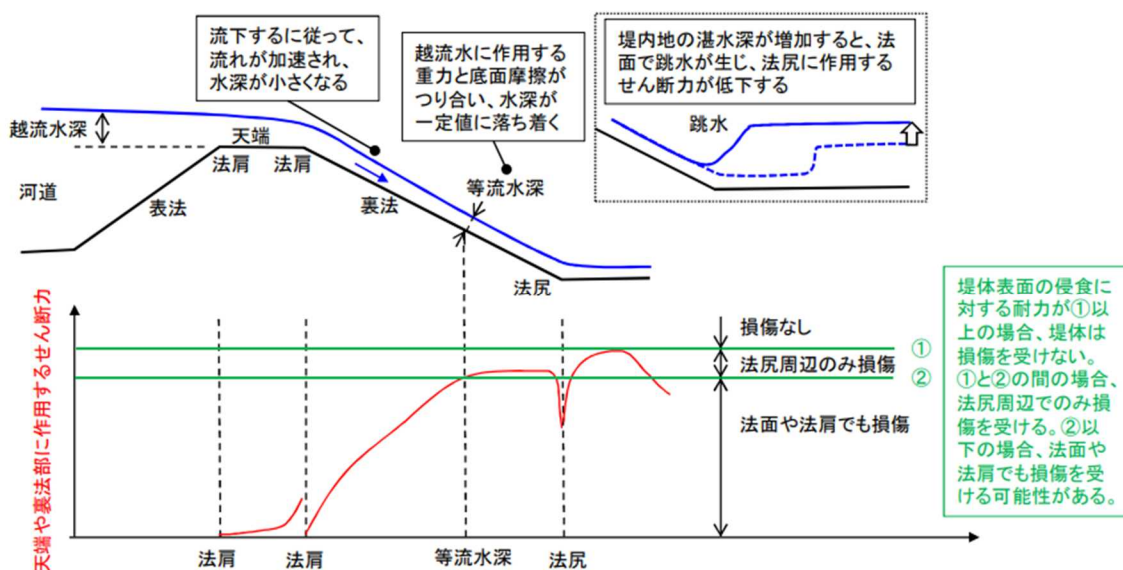


図 2.2-1 天端や裏法部に作用するせん断力の分布

※越流水深は、速度エネルギーを持たない位置での水位と堤防高の差である。

※堤体表面の流速は、ピトー管を用いて計測されている。

＜参考＞越流水による堤防天端や裏法部に作用する水圧

図 2.2-2 に固定床堤体模型を用いた越水実験²⁾により調べられた、越流水によって堤防天端や裏法部に作用する水圧の分布を示す。堤防天端や裏法面に作用する水圧は、流線の急激な曲がりに伴う遠心力により、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見られる。

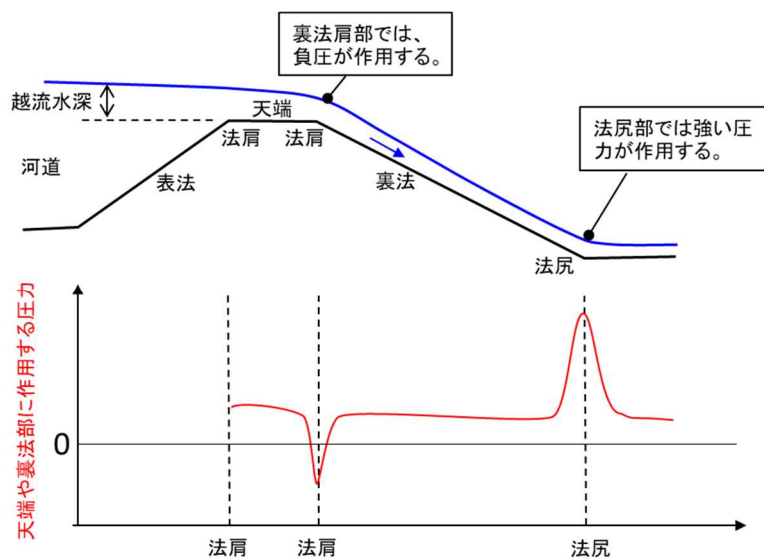


図 2.2-2 天端や裏法部に作用する水圧の分布

※水圧は、堤体表面に埋め込まれた管とそれに接続されたマノメーターを用いて計測

＜参考＞津波越流時の越流水の断面平均流速

津波越流に関する検討を参考に、越流水深を増加させたときの断面平均流速の変化を示す。

図 2.2-3、図 2.2-4 に、1m～10m の大きな越流水深を作用させた実験³⁾において計測された水位及び断面平均流速の分布を示す。断面平均流速は、どの越流水深（ここでは表法肩での水位と天端高との差）でも流下方向に増加する傾向にある。裏法尻においては、越流水深 2m 以上では 10m/s 以上の高流速が生じている。堤防の陸側の平坦面上ではさらに高流速となり、越流水深 6m 以上では 12m/s 以上となる。

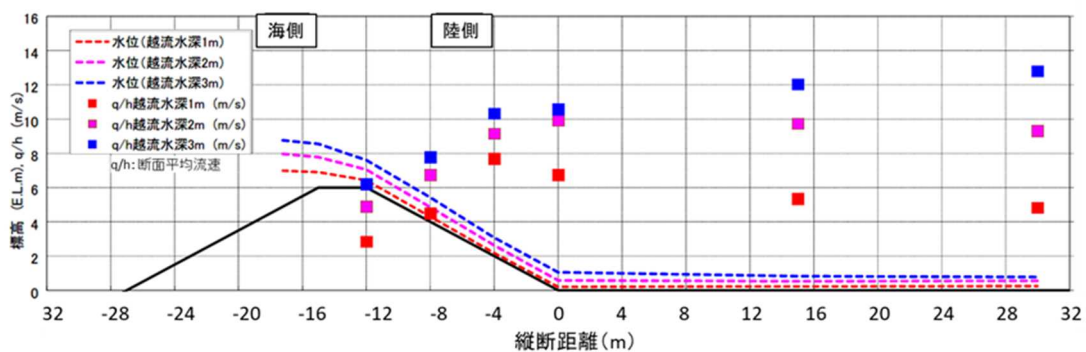


図 2.2-3 水位及び断面平均流速の分布（越流水深 1m、2m、3m）※値は現地換算値

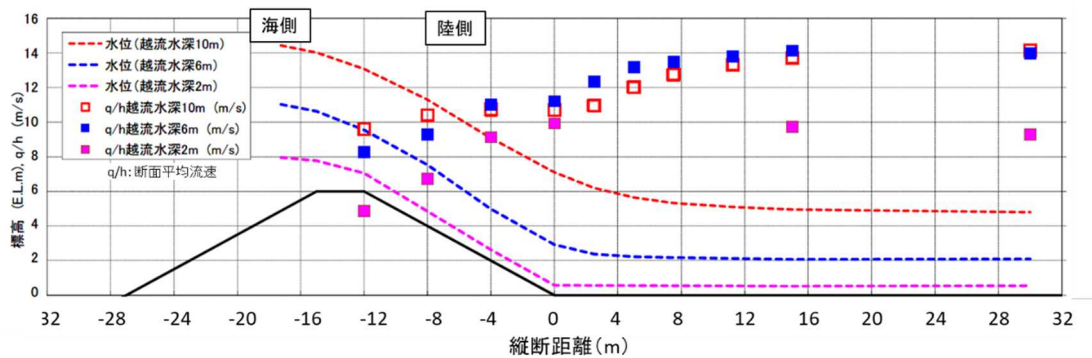


図 2.2-4 水位及び断面平均流速の分布（越流水深 2m、6m、10m）※値は現地換算値

＜参考＞津波越流時のピエゾ水頭（位置水頭と圧力水頭の和）

津波越流に関する検討を参考に、越流水深を増加させたときのピエゾ水頭の変化を示す。

図 2.2-5、図 2.2-6 に、1m～10m の大きな越流水深を作用させた実験³⁾において計測された水位及びピエゾ水頭の分布を示す。ピエゾ水頭は裏法肩において水位を下回り、越流水深 6m 以上では負圧になるほど低下している。一方、裏法尻においては、ピエゾ水頭は水位を大きく上回っており、越流水深が大きいほど広い範囲で圧力が上昇している。

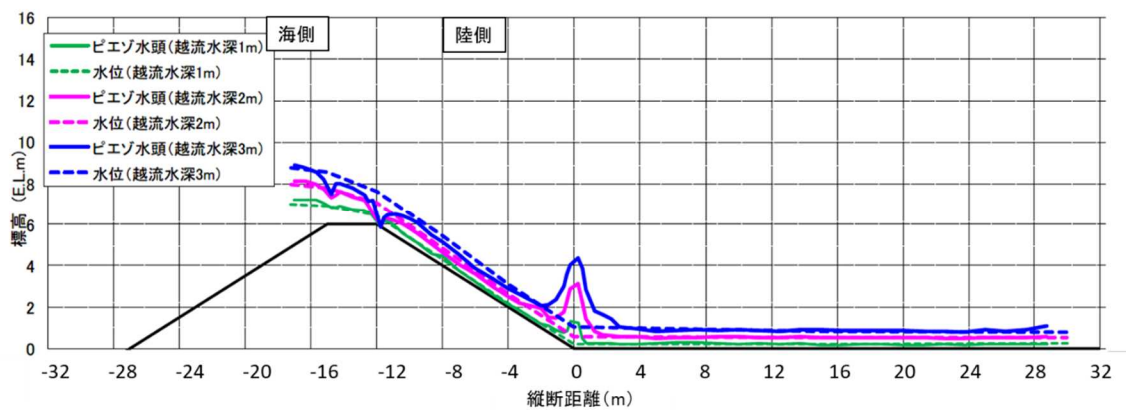


図 2.2-5 水位及びピエゾ水頭の分布（越流水深 1m、2m、3m）※値は現地換算値

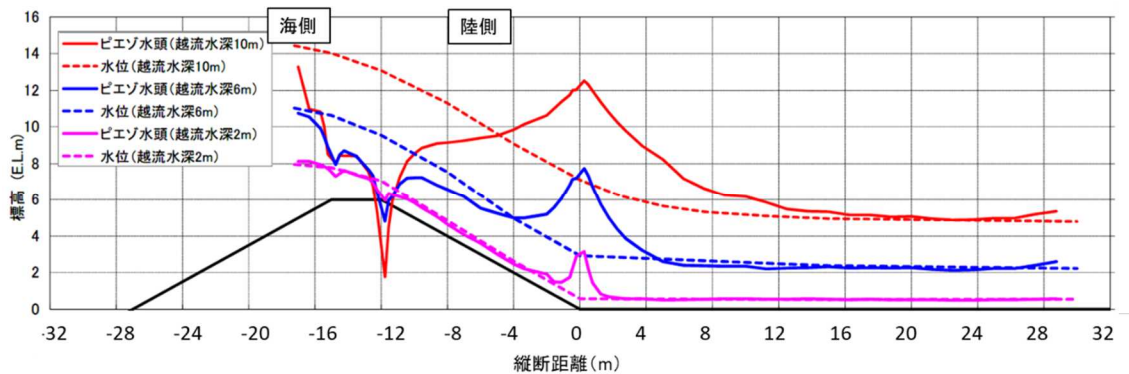


図 2.2-6 水位及びピエゾ水頭の分布（越流水深 2m、6m、10m）※値は現地換算値

2.2.2. 河川堤防の裏法部の耐侵食力

堤防裏法部の耐侵食力は、主に堤防法面に存在する芝の根毛層の耐侵食力と堤体土の耐侵食力に分けられる。過去に、水理模型実験により、根毛層の耐侵食力と堤体土の耐侵食力の特性が調べられている⁴⁾。

(1) 芝の耐侵食力

図 2.2-7 に根毛層のイメージを示す。芝の根毛層の厚さは表層から 2~3cm 程度である。

図 2.2-8 に植生繁茂状況の違いによる断面平均流速と侵食深の関係を示す。芝の実験結果に着目すると葉や茎があるケースとそれらが無いケースでは各断面平均流速における侵食深に大きな差が見られなかったことから、越流水に対して耐侵食性を発揮する植生の主な部位は根毛層であると考えられる。

根毛層侵食過程については、流水により根の間の土粒子が抜け、この土粒子の離脱が根毛層全体に及ぶと根がはがされるとされている。そのため、根毛層厚が厚いほど、耐侵食性が高くなる。

図 2.2-9 に平均根毛量をパラメータとしたときの摩擦速度と耐久時間の関係を示す。これにより、摩擦速度によって耐久時間を評価できる。

なお、芝の平均根毛量に影響する要素として、芝の存在する面積（被度）、土壌硬度について調べられている。図 2.2-10 に芝の被度と平均根毛量の関係を、図 2.2-11 に土壌硬度と平均根毛量との関係を示す。平均的に見て、芝の被度が高いほど平均根毛量が多く、土壌硬度が高いほど平均根毛量が少ない傾向がある。

図 2.2-12 に草刈りの回数と植物群落の遷移の関係を示す。芝の被度を高く維持するためには、年間 4 回以上の草刈りが必要とされている。

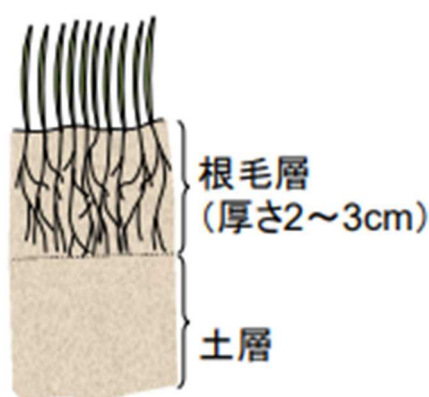


図 2.2-7 根毛層のイメージ

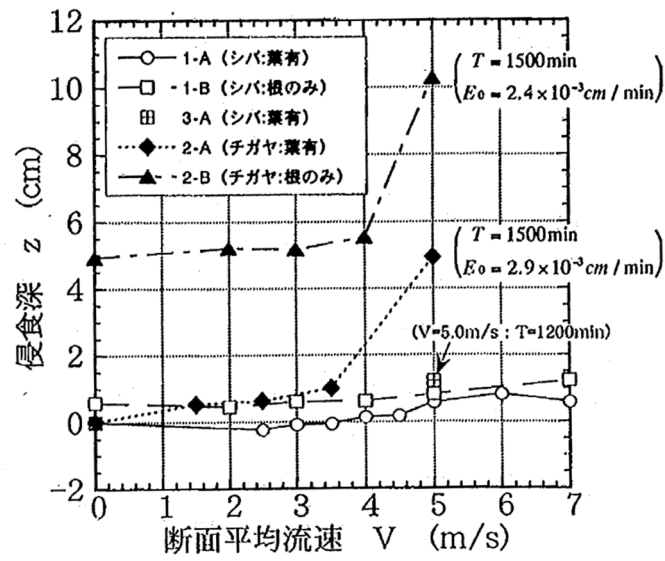


図 2.2-8 植生繁茂状況の違いによる断面平均流速と侵食深の関係

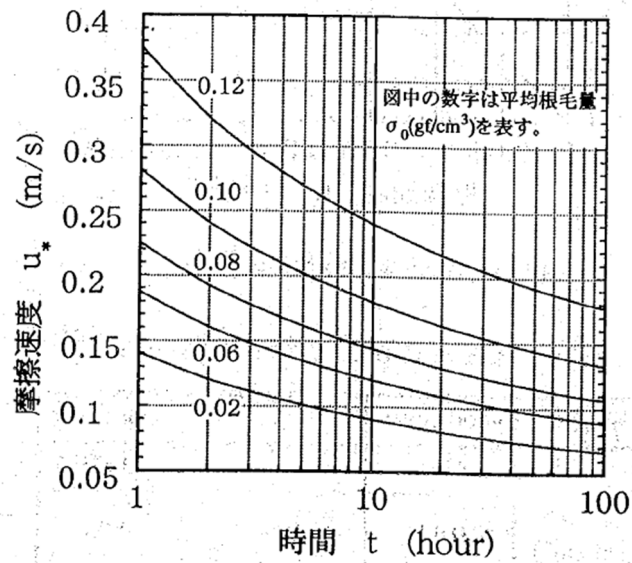


図 2.2-9 平均根毛量をパラメータとしたときの摩擦速度と耐久時間の関係

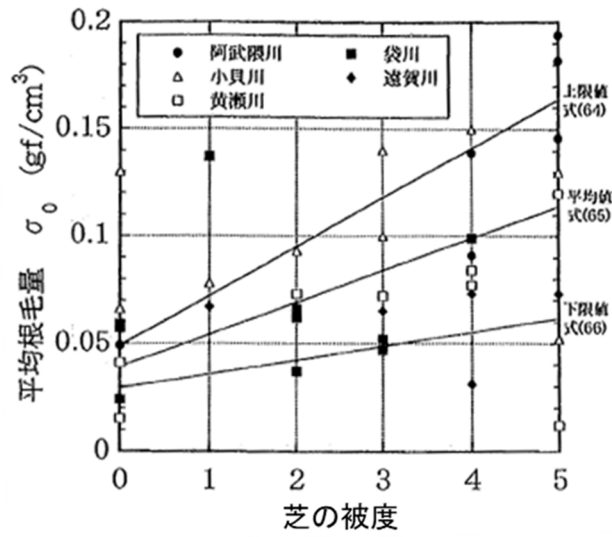


図 2.2-10 芝の被度と平均根毛量との関係（土壌硬度が 4kgf/cm^2 未満）

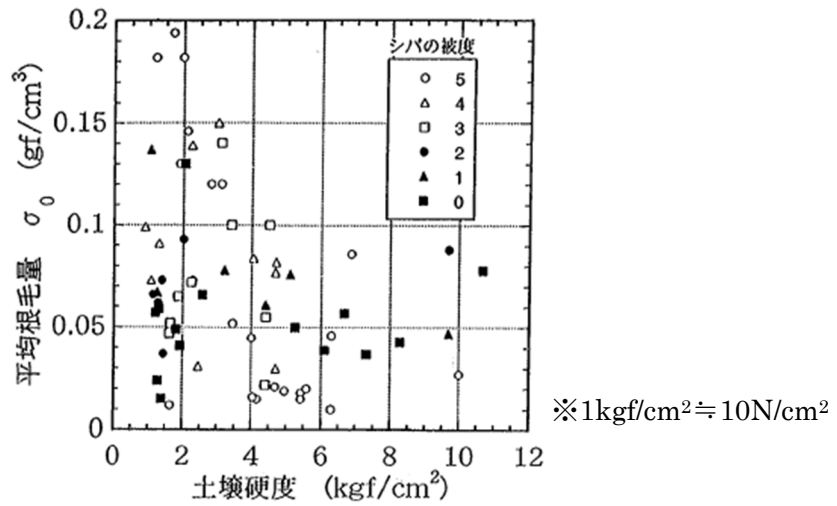


図 2.2-11 土壌硬度と平均根毛量の関係

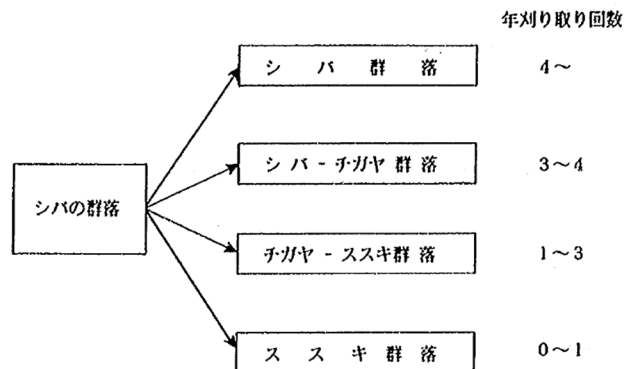


図 2.2-12 草刈りの回数と植物群落の遷移の関係⁵⁾

＜参考＞植生の葉や茎による耐侵食性が発揮されたと考えられる事例

令和元年 8 月豪雨により六角川水系牛津川左岸 12.2kp 付近において越水が発生したが、軽微な侵食被害に留まった。越水時の CCTV 画像によると、越水が生じた際に堤内地は 1m 程度湛水しており、越流水深は 0.1m 程度、越流時間は 1 時間程度と推定される(写真 2.2-1)。越水後に現地調査を行い、越水箇所付近の裏法面の状況を見ると、高さ 1m 程度の植生があり、それが越流水によって法尻に向かって倒れ、法面を覆っていた(写真 2.2-2)。

堤内地の湛水によるウォータークッション効果、越水時に倒れた植生が法面を被覆したことによって、軽微な侵食被害に留まった可能性がある。ただし、越水時に植生が繁茂している状態とは限らないため、葉や茎による耐侵食性については、常に期待できるとは限らない。



写真 2.2-1 牛津川左岸 12.2kp 付近の堤内地の湛水状況



写真 2.2-2 牛津川左岸 12.2kp 付近の植生の倒伏状況

(2) 堤体土の耐侵食力

図 2.2-13 に堤体土の侵食速度が急激に増加し始める流速（以下「侵食限界流速」という。）と堤体土の引張破壊に要する引張力の最大値（以下「引張破壊応力」という。）との関係を示す。土層侵食過程については、土の引張破壊応力から算出される侵食限界流速と法面に作用する流速とを比較することで侵食の進行の有無を評価でき、堤体土の耐侵食力として土の引張破壊応力を向上させることで、侵食を遅らせる効果が期待できる。

一方、堤体土の耐侵食力に影響する要素として、堤体の締固め度及び湿潤状態について検討がなされている⁶⁾。

図 2.2-14 に堤体土の締固め度と侵食速度の関係を示す。平均粒径 d_m が 0.2mm、2mm、10mm の堤体材料を用い、締固め度を変えて実験がなされており、堤体の締固め度が高い場合の侵食速度は、締固め度が低い場合に比べて数倍以上小さい。また、締固め度が小さい程、裏法上部の侵食が顕著になる傾向が見られる（図 2.2-14 中の破線参照）。

図 2.2-15 に湿潤状態と侵食速度との関係を示す。高い湿潤状態の実験における裏法面の侵食速度は低い湿潤状態の場合の侵食速度よりも数倍程度大きく、低い湿潤状態に比べて高い湿潤状態の場合には、堤体の箇所（天端、裏法上方、裏法中央、裏法下方）によって侵食速度のバラツキが大きくなるとともに、裏法上方での侵食が顕著となる結果が得られている。

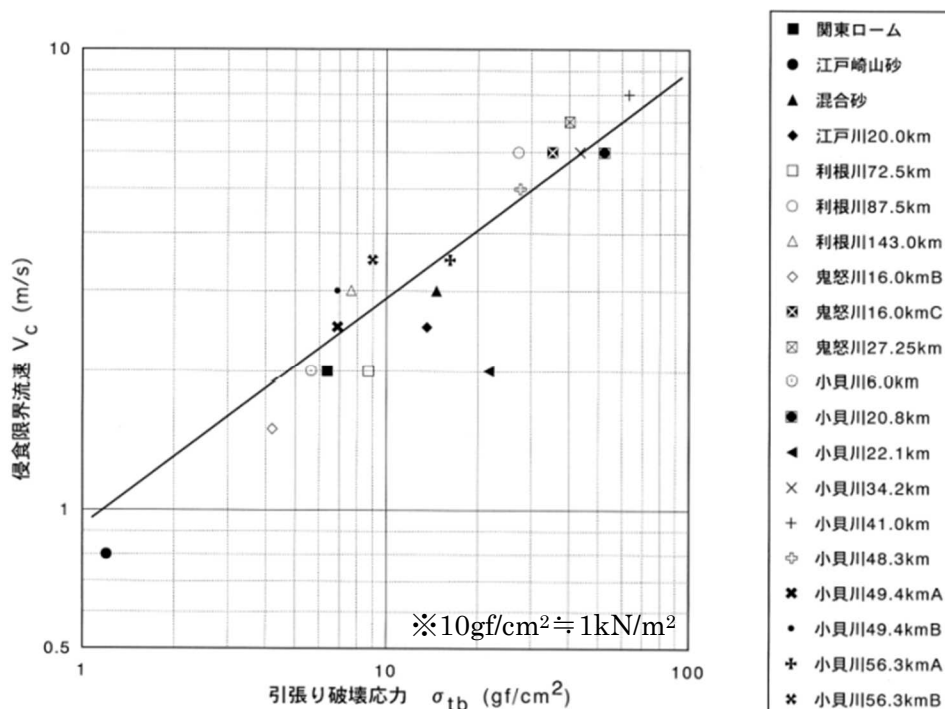


図 2.2-13 堤体土の侵食限界流速と引張破壊応力との関係

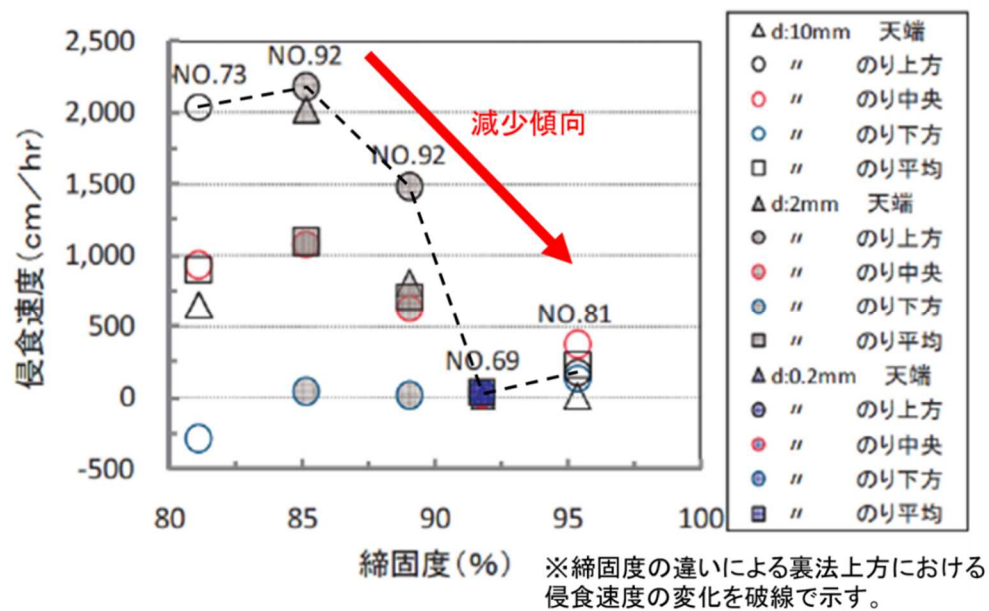


図 2.2-14 裸堤の場合の堤体土の締固め度と侵食速度の関係

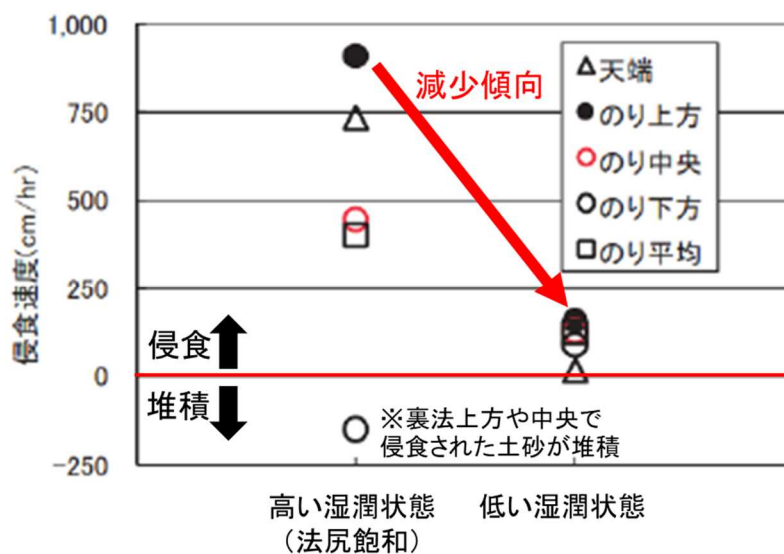


図 2.2-15 湿潤状態と侵食速度との関係

※堤外側を長時間湛水させることの有無により湿潤状態の高低を表現した。

2.3. 越水による堤防の被災事例

2.3.1. 令和元年東日本台風における越水による堤防の被災事例

令和元年東日本台風において、多くの越水事例が確認されたことから、東日本台風で決壊した 142 箇所及び越水したが決壊に至らなかった 236 箇所の河川堤防を対象として、越水外力（越流水深、越流時間）、河道の形状（平面形状や縦横断形）、堤防の整備状況と形状、被災状況（写真等）に関する情報を収集・整理した。県管理河川においては、国土数値情報や災害直後の現地調査の結果も参考とした。こうして整理した全越水箇所のうち、洪水痕跡調査等によって越流水深が分かっている箇所や越水区間の堤防の縦断形から越流水深を推定できる可能性のある箇所を合計で 99 箇所抽出し、堤防形状の点群測量、裏法面の植生根毛量調査、裏法面表層土の引張破壊応力試験、堤体の土質調査（簡易ボーリング）、堤内地の利用状況を調査した⁷⁾。

ここでは、そうした調査結果を元に、堤防の損傷に顕著な特徴が見られた事例を紹介し、越水による河川堤防の壊れ方に関する既往の知見について確認する。

2.3.2. 法肩の損傷が顕著な事例

（１）鳴瀬川水系名蓋川左岸決壊箇所付近

当該箇所は、越流水により川裏法肩の覆土が一部侵食されていた（写真 2.3-1）。越流水深は約 15cm と推定される。越流時間は不明である。

現地調査結果によると堤防天端と堤内地の比高差は 2m 程度、裏法面勾配は 1:2 程度、堤体土の引張破壊応力は、 0.77kN/m^2 程度であった。これらから侵食限界流速は 2.6m/s 程度、等流流速は 2.6m/s 程度と推定される。推定される越流外力と同等程度の耐侵食力の堤防であったため、越流水が法尻に向かって加速する前に法肩部での侵食が顕著になったものと推定される。堤内地盤高が高く、比高差が比較的小さかったことから、大きな侵食には至らなかったものと考えられる。



写真 2.3-1 名蓋川左岸決壊箇所付近の侵食状況

2.3.3. 法尻の侵食が顕著な事例

(1) 那珂川水系那珂川 L19.5k

当該箇所は、越流水により川裏法面の覆土が一部侵食されていた（写真 2.3-2）。越流水深は約 30cm、越流時間は 6 時間程度と推定される。

現地調査結果によると、堤防天端と堤内地の比高差は 4m 程度、裏法面勾配は 1:4.5 程度、堤体土の引張破壊応力は、 2.3kN/m^2 程度であった。これらから侵食限界流速は 4.4m/s 程度、等流流速は 3.1m/s 程度と推定される。推定される越流外力に対し比較的耐侵食力が大きい堤防であったため、最大の外力が作用する法尻部での侵食が顕著になったものと推定されるとともに、等流流速が侵食限界流速を下回るため、大きな侵食には至らなかったものと考えられる。



写真 2.3-2 那珂川左岸 19.5k 付近の侵食の状況

（２） 信濃川水系千曲川 L79.0k 付近

当該箇所は、越流水により川裏法面の覆土が一部侵食されていた（写真 2.3-3）。越流水深は約 20cm、越流時間は 4~5 時間程度と推定される。

現地調査結果によると堤防天端と堤内地の比高差は 2m 程度、裏法面勾配は 1:2.3 程度、堤体土の引張破壊応力は、 7.4kN/m^2 程度であった。これらから侵食限界流速は 7.6m/s 程度、等流流速は 2.9m/s 程度と推定される。推定される越流外力に対し比較的耐侵食力が高い堤防であったため、最大の外力が作用する法尻部での侵食が顕著になったものと推定される。また、等流流速が侵食限界流速を下回ることや、堤内地盤高が高く、比高差が比較的小さかったことから、大きな侵食には至らなかったものと考えられる。



写真 2.3-3 千曲川左岸 79.0k 付近の侵食の状況

2.3.4. 堤防裏法部における芝等の植生の平均根毛量の調査結果

東日本台風で決壊した箇所近傍、及び越水したが決壊しなかった箇所、合わせて 99 箇所を対象として、裏法部における植生の根毛量を調査した。

図 2.3-1 に越流水に対する耐侵食力の効果を発揮する上層 3cm の平均根毛量の調査結果を示す。上層 3cm の平均根毛量は、ほとんどの箇所で $0.04\text{g}/\text{cm}^3$ 以下、平均では $0.017\text{g}/\text{cm}^3$ であった。

植生表面に作用する摩擦速度と侵食に掛かる時間を整理した図 2.2-9 から調査地点の平均値である $0.017\text{ g}/\text{cm}^3$ の根毛量における耐侵食力を評価する。裏法面の粗度係数 $0.03\text{m}^{1/3}\cdot\text{s}$ 、流速係数 15 とすると、越流水深 10cm、裏法勾配 2 割の場合、摩擦速度は $0.13\text{m}/\text{s}$ 程度となり、1 時間程度で侵食されることが推定される。越流水深が 20cm となった場合には、摩擦速度は $0.2\text{m}/\text{s}$ 程度となり、根毛層による耐侵食力をほとんど期待できないと推測できる。

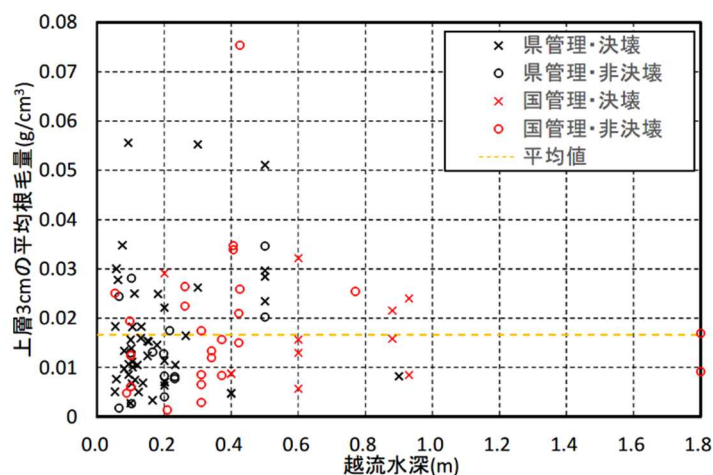


図 2.3-1 上層 3cm の平均根毛量の調査結果



写真 2.3-4 根毛量調査（サンプリング）の様子

2.3.5. 堤防裏法部における堤体土の引張破壊応力の調査結果

東日本台風で決壊した箇所近傍、及び越水したが決壊しなかった箇所、合わせて 99 箇所を対象として、裏法部における堤体土の引張破壊応力を調査した。

図 2.3-2 に堤体土の引張破壊応力の調査結果を示す。国管理河川を見ると、引張破壊応力が一般的な値の平均値である 1.2kN/m^2 未満の堤防は 1 事例のみであることが確認できる。

また、引張破壊応力が比較的大きくても決壊している事例が存在しており、堤内地側から河川側への越水が生じた事例や、決壊箇所が湾曲部外岸であるため洪水流が流速を持って越水した事例、浸透の影響が見られた事例など、決壊には様々な要因が影響していることが示唆される。詳細は現地調査結果を踏まえて、越水による河川堤防の壊れ方を考察した論文⁷⁾を参照されたい。

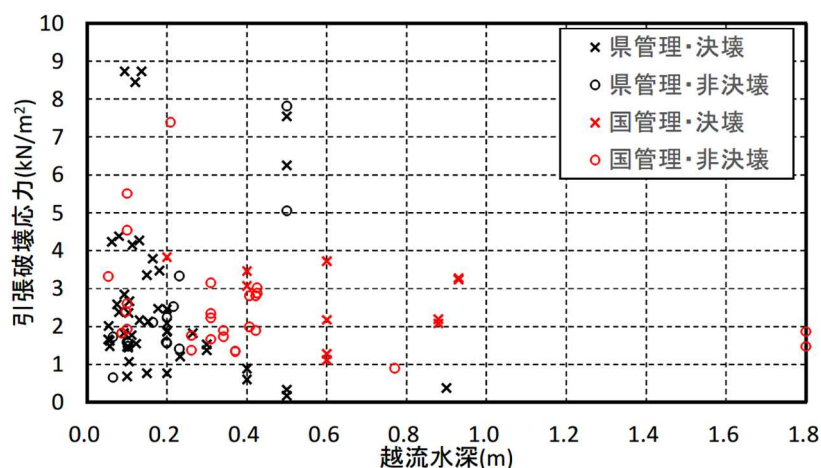


図 2.3-2 堤体土の引張破壊応力の調査結果



写真 2.3-5 引張破壊応力試験の様子

＜参考＞越水時の天端舗装の流失について

令和 2 年 7 月豪雨により熊本県を流れる球磨川において 2 カ所で堤防が決壊した。再現解析によると水位は堤防を大きく超える高さに達し、堤防が完全に水没した状態であり、堤防決壊箇所では、堤外側から堤内側へ越水が生じた後に、堤内側から堤外側への逆越水が長時間（右岸 56.4k 付近：6 時間、左岸 55.0k 付近：約 5 時間）にわたって生じたと推測される。堤防決壊箇所以外でも堤防を越水した区間では舗装の流失が確認されており、舗装の打ち継ぎ目があった箇所（写真 2.3-6）や、クラックが多い箇所（写真 2.3-7）で目立つことが確認された。堤内外の水位差によって、舗装の自重を上回る揚圧力が作用したと推定される。⁸⁾



写真 2.3-6 被災箇所の舗装の流失の状況（その 1）



写真 2.3-7 被災箇所の舗装の流失の状況（その 2）

3. 粘り強い河川堤防に求める機能

3.1. 粘り強い河川堤防に求める機能

越水した場合であっても粘り強い河川堤防を実現するため、技術検討会では、以下の機能を求めることとしている。

- i 粘り強い河川堤防を整備したことによって既存の堤防の機能を毀損しないこと
- ii 越水による作用に対して、決壊までの時間を少しでも長くする粘り強い性能（以下「越水に対する性能」という。）を有すること

なお、現時点では越水に対する性能等を一つの条件下の実験等で確認した構造を現地で施工した場合でも、洪水時の降雨状況や、河川水位・波形、沈下、不陸、土質、施工、維持管理などの現地の様々な不確実性の影響を取り込めていないことから、評価の目安とした越流水深及び越流時間よりも小さい外力で決壊する場合があることに留意が必要である。

仮に評価の目安の外力未満で堤防が決壊した場合でも、対策実施以前よりは堤防が決壊するまでの時間を少しでも長くするという粘り強さの定性的な機能を有しているものである。

3.1.1. 既存の堤防の機能を毀損しないことについて

既存の堤防の機能は、河川砂防技術基準設計編第1章第2節技術資料⁹⁾において、堤防に求められる基本的な機能、堤防の設計に反映すべき事項、考慮すべき事項として、表 3.1-1 の項目が挙げられている。堤防に求められる基本的な機能の照査はこれまでの経験及び実績から妥当と見なせる方法又は当該河川若しくは類似河川で被災等の実態を再現できる論理的に妥当性を有する方法等、適切な知見に基づく手法を用いることを基本とするとされている。

表 3.1-1 既存の堤防の機能を毀損しないため確認すべき項目

	項目
堤防に求められる基本的な機能	常時の健全性
	耐侵食性能
	耐浸透性能
	耐震性能
	波浪等に対する安全性
設計に反映すべき事項	不同沈下に対する修復の容易性
	堤体及び基礎地盤との一体性及びなじみ
	嵩上げ及び拡幅等の機能増強の容易性
	損傷した場合の復旧の容易性
	基礎地盤及び堤体の構造及び性状に係る調査精度に起因する不確実性
	基礎地盤及び堤体の不均質性に起因する不確実性
考慮すべき事項	環境及び景観との調和
	構造物の耐久性
	維持管理の容易性
	施工性
	事業実施による地域への影響
	経済性
	公衆の利用

3.1.2. 越水に対する性能を有することについて

本資料では、越水に対する性能を有することは、評価の目安となる外力（越流水深及び越流時間）に対して、堤防天端高を維持することとしている。

「粘り強い河川堤防」を整備する目的は、越水が生じた場合でも、避難のための時間を確保する、浸水面積を減少させるなどにより、被害をできるだけ軽減することである。堤内地側への洪水の氾濫量は、堤防天端から越水する場合と堤防が決壊した場合では大きく異なることから、堤防天端高を維持し氾濫量を可能な限り抑制することが、粘り強い河川堤防の目的にかなうこととなる。

このため、評価の目安となる外力に対して、堤防天端高を維持することが重要である。

3.2. 越水に対する性能の評価の目安となる外力（越流水深及び越流時間）の考え方

洪水時の縦断方向の水面形は、河道内の構造物や河道の整備状況、洪水時のうねり、洪水時の土砂の堆積状況など、河道及び構造物等に関わる様々な要因によって、一定の凸凹を有している。また、堤防天端の不陸により、堤防自体も縦断方向に凸凹を有している。このため、堤防からの越水の可能性は偏在しており、これを避けることは事実上困難であることから、粘り強い河川堤防の構造検討の条件として、箇所ごとに越流水深などの諸量を一つの値に定めるのは現状では難しい。そこで、過去の越水実績等から目安となる外力を設定することされた。

3.2.1. 越流水深の試算事例について

越流水深を試算した事例として、石川ら¹⁰⁾、北田ら¹¹⁾の検討がある。

石川らは、パターンⅠ、Ⅱ（パターンⅠ：流量が増加することに伴い、元々有していた縦断水面形の凸凹の特徴が維持されたまま洪水位が上昇し、凸の区間で越水が起こる。パターンⅡ：河川の地形的特徴などから、流量が増加することに伴う洪水位の上昇が、他の区間に比べて明らかに大きくなりやすい）のどちらにも当てはまらない状況下においては局所的な区間での越水が生じないことから、流量の増加に伴って越水区間が長くなり、超過流量生起時でも越流水深はせいぜい 50cm と試算している。

北田らは、狭窄部を対象として、水理模型実験結果を再現可能な平面二次元洪水流計算モデルを用いて、川幅 100～200m、河床勾配 1/1000～1/5000 程度の河川では、川幅が半減するような狭窄部でも、越流水深はせいぜい 70cm であることを示している。

一方で、これらの越流水深は、ある状態での試算結果であり、整備段階や維持管理状況（土砂堆積や樹木繁茂状況等）によって変わり得る。

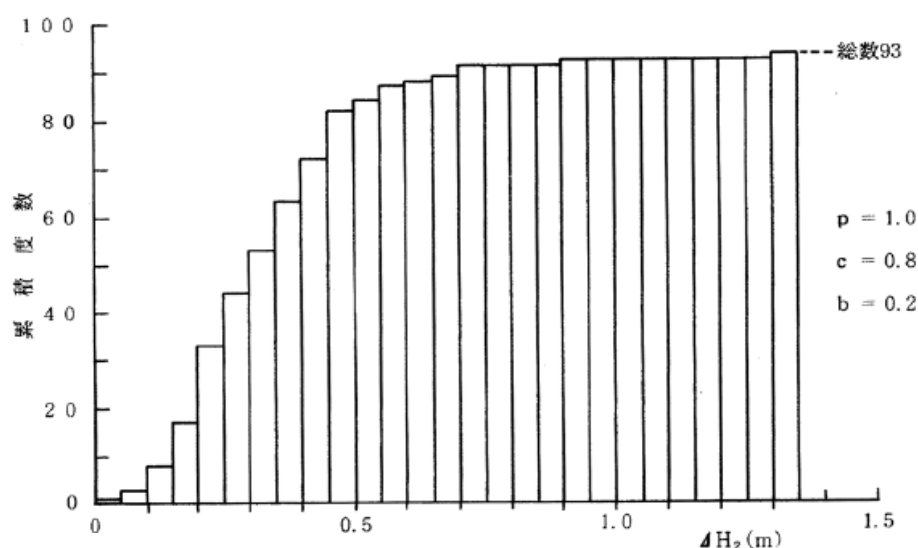


図 3.2-1 越流水深の累積度数（石川らの試算結果）

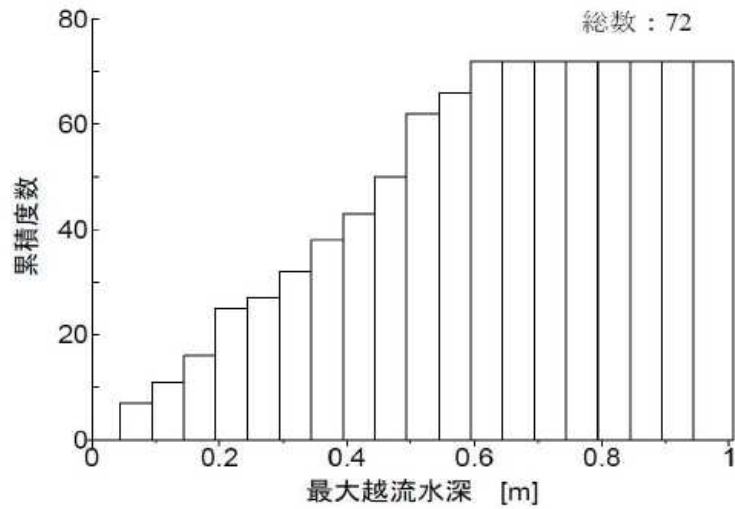


図 3.2-2 越流水深の累積度数（北田らの試算結果）

3.2.2. 近年の主な越水事例

図 3.2-3 に越流水深や越流時間のデータが比較的整理されている平成 27 年以降の主な越水事例を元に、越流水深と越流時間の状況を整理した。

H27 以降、越水した 51 事例から堤防の損傷状況の確認ができなかった 7 事例を除いた 44 事例のうち、堤防が決壊したのは 18 事例、損傷したのは 13 事例である。

越流時間 3 時間以内、越流水深 30cm 以下の 13 事例のうち、7 事例（54%）が損傷または決壊している。

越流時間 5 時間以内、越流水深 50cm 以下の 30 事例のうち、19 事例（63%）が損傷または決壊している。

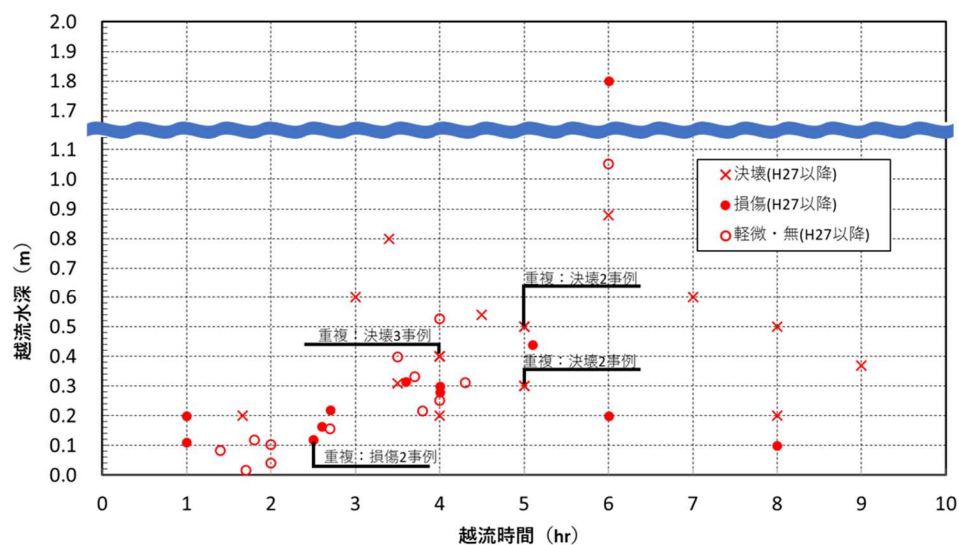


図 3.2-3 近年（平成 27 年以降）の主な越水事例

(1) 越流水深

図 3.2-4 に近年の主な越水事例における越流水深の頻度分布を示す。多くの事例は 20～50cm の越流水深に集中しており、30cm 以下で全体の 50%以上、50cm 以下で全体の 80%以上を占める。

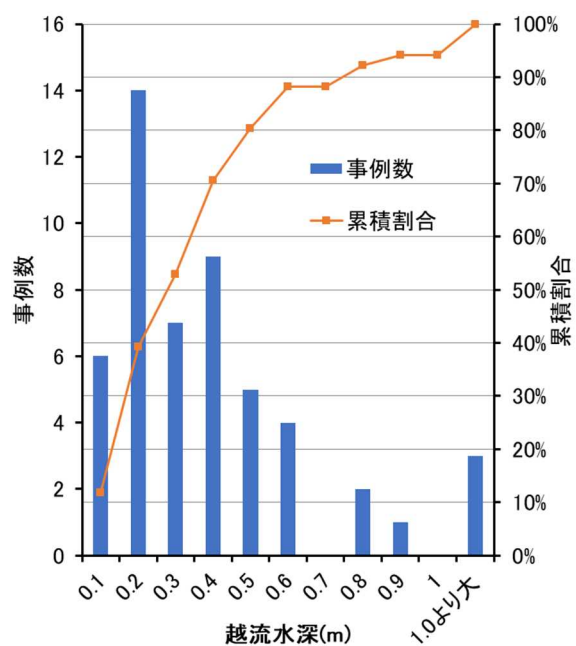


図 3.2-4 近年（平成 27 年以降）の主な越水事例における越流水深の頻度分布

(2) 越流時間

図 3.2-5 に近年の主な越水事例における越流時間の頻度分布を示す。多くは 2～5 時間の範囲にあることが分かる。

一方、内閣府の「避難情報に関するガイドライン（令和 3 年 5 月）」¹²⁾によると「警戒レベル 4 相当情報の発表後 2～3 時間程度あるいはさらに短時間で災害が発生する又は暴風により避難が困難になる可能性があると考えられ、（中略）避難先に立退き避難する必要がある。」とされている。

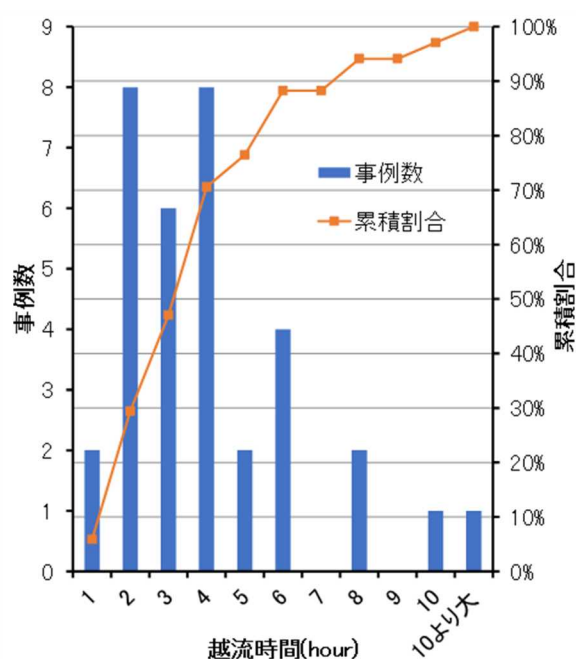


図 3.2-5 近年（平成 27 年以降）の主な越水事例における越流時間の頻度分布

3.2.3. 越水に対する性能の評価の目安となる外力（越流水深、越流時間）

越流水深の試算事例、近年の越水事例における被災状況や越流水深、越流時間、避難に要する時間等の知見を踏まえ、粘り強い河川堤防の越水に対する性能の評価の目安となる外力は「越流水深 30cm に対して、越流時間 3 時間」とされたところである。

4. 粘り強い河川堤防として考えられる構造の概要

4.1. 粘り強い河川堤防として考えられる構造の概要

河川管理施設等構造令¹³⁾において、堤防は、盛土により築造するものとされており、土地利用の状況その他の特別の事情によりやむを得ないと認められる場合には、特例的に特殊堤とすることができるとされている。河川管理施設等構造令での規定と、国内における堤防整備事例、既存の研究事例等を踏まえると、現時点の粘り強い河川堤防の構造としては、大きく表面被覆型（断面拡幅型を含む）及び自立型（自立式特殊堤を含む）に分類される。

なお、粘り強い河川堤防の構造として、表面被覆型（断面拡幅型を含む）、自立型（自立式特殊堤を含む）に分類されない構造（以下「その他構造」という。）も想定される。

4.2. 表面被覆型（断面拡幅型を含む）

計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して堤防に求められる機能は、土堤により確保し、土堤表面にシートやコンクリートブロック等を設置することにより越水に対する性能を発揮するものである。図 4.2-1 に表面被覆型の構造の例を示す。

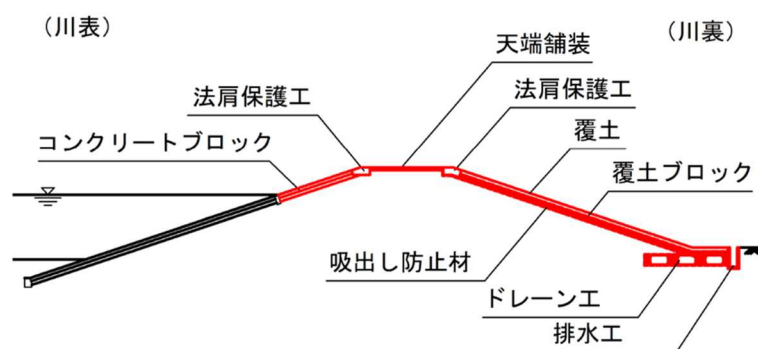


図 4.2-1 表面被覆型の構造の例

4.3. 自立型（自立式特殊堤を含む）

自立するコア部分のみで計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して堤防に求められる機能及び越水に対する性能を発揮するものである。図 4.3-1 に自立型（自立式特殊堤を含む）の構造の例を示す。

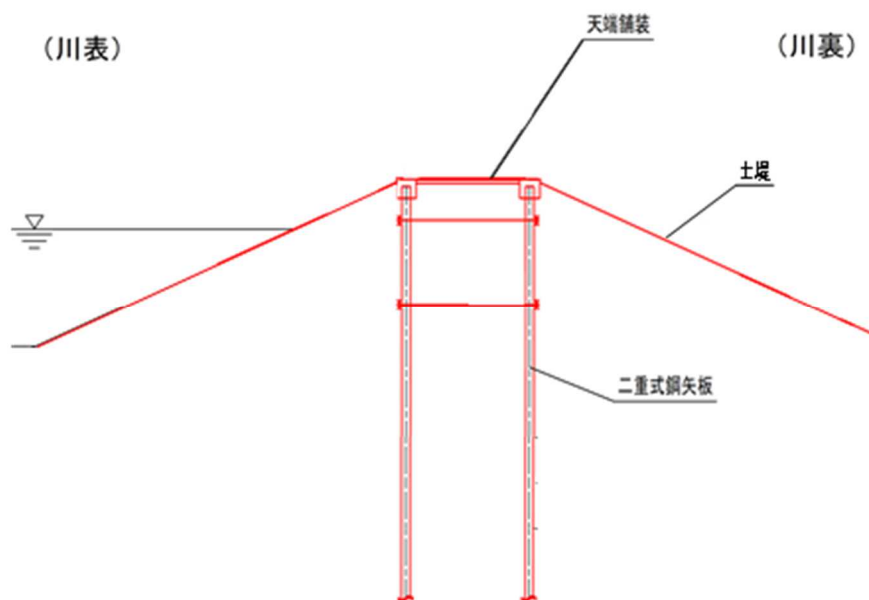


図 4.3-1 自立型（自立式特殊堤を含む）の構造の例

4.4. その他構造

コア部材のみで自立はしないが、周辺の盛土（堤防）との複合体として計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対する堤防機能及び越水に対する性能を発揮するものなどが想定される。

5. 表面被覆型

5.1. 基本的な考え方

4.2 で記載したとおり、表面被覆型は、ブロック、シート、かご、改良土、張芝などの材料を用いて、天端やのり面を被覆することで越流水による堤防の侵食を防ごうとするものであり、3.1 で記載したとおり、既存の堤防の機能を毀損しないこと、越水に対する性能を有することが求められる。

粘り強い河川堤防の整備の目的において、氾濫量を可能な限り抑制するため堤防天端高を維持することが重要である。しかし、土堤は越水に対して脆弱である特性を有するため、土堤の裏法面で越水による侵食が始まると、その侵食範囲や時間変化等を技術的に評価することは難しく、堤防天端高を時間的・形状的に、どの程度維持可能か評価することも困難である。表面被覆型においては、表面被覆材の飛散等により越流水が堤体土に直接作用する状態を避けることが重要となることから、目安とする外力（越流水深及び越流時間）に対して、表面被覆材が飛散等しないように、安定性の検討を行うこととする。

5.1.1. 求められる機能を発揮するための検討事項

（１） 既存の堤防の機能を毀損しないことの確認

河川砂防技術基準設計編第 1 章第 2 節技術資料において、堤防に求められる基本的な機能、堤防の設計に反映すべき事項、考慮すべき事項として、挙げられている項目について、表 5.1-1 の評価の視点に基づいて確認を行うこととなる。

表 5.1-1 既存の堤防の機能を毀損しないことの確認における評価項目と評価の考え方

	項目	評価の考え方
堤防に求められる基本的な機能	常時の健全性	・ すべり破壊に対する安全性 ・ 周辺地盤の引き込み沈下に対する安全性 ・ 堤防の高さの確保 ・ 雨水排水の集中を避ける天端及び法面形状の維持
	耐侵食性能	・ 直接侵食に対する安全性 ・ 側方侵食に対する安全性 ・ 洗掘に対する安全性
	耐浸透性能	・ すべりに対する安全性 ・ パイピングに対する安全性
	耐震性能	・ レベル2地震動による沈下後の堤防高さ
	波浪等に対する安全性	・ 計画高潮位・波浪・津波に関する堤体の侵食に対する安全性 ・ 波浪による越波に対する安全性
設計に反映すべき事項	不同沈下に対する修復の容易性	・ 不同沈下が生じた場合にそれを確認でき、速やかな修復が容易な構造であること
	堤体及び基礎地盤との一体性及びなじみ	・ 土堤の有する堤体と基礎地盤との一体性及びなじみを毀損しないこと
	嵩上げ及び拡幅等の機能増強の容易性	・ 機能増強が容易な構造であること
	損傷した場合の復旧の容易性	・ 損傷した場合に迅速な修復が可能な構造であること
	基礎地盤及び堤体の構造及び性状に係る調査精度に起因する不確実性	・ 既存の堤防断面(計画堤防断面)を大きく毀損しない構造であること。
	基礎地盤及び堤体の不均質性に起因する不確実性	
考慮すべき事項	環境及び景観との調和	・ 環境及び景観と調和する構造であること (例えば、緑化、意匠等の工夫、環境への配慮(欠損した場合含む)等)
	構造物の耐久性	・ 耐久性を有する構造であること (例えば、材料の十分な耐用年数の確保、部材の補修や更新が容易である構造等)
	維持管理の容易性	・ 必要な点検と補修が容易な構造であること (例えば、目視可能な箇所については点検・補修が容易、不可視箇所については十分な安全性・耐久性を持つ構造等)
	施工性	・ 一般的に施工可能な構造であること (例えば、特殊な機器、特殊技能の必要性等)
	事業実施による地域への影響	・ 事業実施による地域への影響を考慮した構造であること (例えば地盤沈下、地下水阻害、用地買収等)
	経済性	・ ライフサイクルコストを含めた経済性を考慮した構造であること (例えば、施工時のコスト(材料費、施工費)に加え、長期間機能を維持するための点検、部材の補修・更新等も含めた維持管理コスト等)
	公衆の利用	・ 公衆の利用に配慮した構造であること

(2) 越水に対する性能を有する構造とするための検討事項

越水に対する性能を有する構造とするため、以下の項目について検討を行う。

- i 裏法尻保護工、裏法保護工、天端保護工の越流水に対する安定性
- ii 裏法尻保護工周辺の洗掘に対する安定性
- iii 保護工下の土砂の吸出しや侵食に対する安定性
- iv 保護工下に空気が滞留しないこと

5.2. 構造検討の対象とする断面の設定の考え方

粘り強い河川堤防を実施する区間を対象に構造検討を行うが、代表的に検討の対象とする断面としては、天端幅、裏法面勾配、縦断的な堤防形状、堤防に隣接する堤内地の状況などの要素を総合的に考慮し、越水に対して厳しい条件を有すると判断される断面を設定する。越水に対して厳しい条件となることが懸念される断面が複数ある場合は、懸念される全ての断面において検討することが望ましい。

なお、断面の設定に当たっては堤体・基礎地盤の土質や築堤履歴なども参考として設定することが望ましい。また、坂路部や隅角部などには越流水が集中する可能性があるので、個別に検討することが望ましい。

5.3. 構造検討の対象とする構造

本資料では表面被覆型のうち、既往の検討を参考に、比較的知見が整理されていることに加え、越水に対する性能を有することが一つの条件下での実験で確認されている構造として、裏法面を「吸出し防止材＋コンクリートブロック＋覆土」で被覆する構造について紹介する。表法面の構造については、計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して必要とされる表法面の構造と同等の構造を計画高水位から堤防天端までに適用することを基本とする。本資料で紹介する構造以外の構造を検討する場合にも、本資料に記載の内容が参考となるが、必要に応じて個別に検討されたい。

なお、本資料では、洪水時に堤体内水位の上昇に伴って発生する空気溜りによる揚圧力が表面被覆材に作用し、表面被覆材が不安定化することを懸念し、空気が抜ける吸出し防止材を用いている。

＜参考＞過去の越水実験の結果について

表 5.3-1 に過去の越水実験の結果を示す。

No1~6 については、実験状況を見ながら、越流水深、越流時間を変えて、実験しており
2)、越流水深 30cm、越流時間 3 時間の外力とは異なる。しかし、決壊に至るまでの総越流量が、越流水深 30cm、越流時間 3 時間での総越流量（約 2,600m³（高さ 5m、裏法面勾配 2 割、裏法面の粗度係数 $0.03\text{m}^{-1/3}\cdot\text{s}$ の条件で算出））を上回っている実験ケース（No2、3、4、6）があり、当該実験ケースでの堤防強化工法は、本資料における越水に対する性能を有する可能性が示唆される。なお、No4 においては、越流水深約 51cm で越流時間 3 時間が作用しても、決壊に至っていない事例である。

No7~9 については、越流水深 30cm で越流時間 3 時間程度は、決壊に至らないことが確認されている。¹⁴⁾

表 5.3-1 過去の越水実験結果について

No	表面被覆材	堤体土の種類	堤防高(m)	天端幅(m)	法勾配		単位幅流量 (m ³ /s)	越流水深(m)	通水時間 (min)	単位幅当たりの 総越流量(m ³)	実験結果の概略
					表	裏					
1	凸型連節ブロック	小貝川土砂①	2.5	4	1:2	1:2	0.87 0.1	約0.68※ 約0.16※	0.5 9	80	・越水直後にブロックが滑動(滑り落ちる)
2	平型連節ブロック	小貝川土砂①	2.5	4	1:2	1:2	0.57 0.87	約0.51※ 約0.68※	10 135	7389	・越水後の変化小 ・越水後、堤体土が徐々に抜け出し、32分、80分にブロックの連節材(鉄線)が切れ、ブロックの一部が流出
3	廉型連節ブロック	江戸崎山砂	2.5	4	1:2	1:2	0.57	約0.51※	140	4788	・堤体土が徐々に抜けだし、ブロックに沈下・変形後にブロックが流出する
4	廉型連節ブロック	小貝川土砂②	2.5	4	1:2	1:2	0.57 0.87	約0.51※ 約0.68※	180 108	11794	・堤体土が徐々に抜けだし、ブロックに沈下・変形後にブロックが流出する
5	かみ合わせブロック	江戸崎山砂	2.5	4	1:2	1:2	0.57	約0.51※	16.5	564	・堤体土が徐々に抜けだし、かみ合わせがはずれる
6	かみ合わせブロック(吸出し防止側壁との接合や改良)	江戸崎山砂	2.5	4	1:2	1:2	0.57 0.87	約0.51※ 約0.68※	30 40	3271	・堤体土が徐々に抜け出し、かみ合わせがはずれる
7	吸出し防止材(1枚もの)	砂質土	3	約3	-	1:3	-	0.3	540	-	・裏法侵食は大きく進まなかった
8	吸出し防止材(重ね幅15cm)		3	約3	-	1:3	-	0.3	540	-	・210分後、裏法面の侵食の進行によって、裏法下部の吸出し防止材の継ぎ目が開く ・540分後、ドレーン工上端の侵食深が1mに達する
9	吸出し防止材(重ね幅30cm)		3	約3	-	1:3	-	0.3	720	-	・裏法侵食は小さいまま

※流量係数 1.55 における単位幅流量からの換算値

5.4. 吸出し防止材+コンクリートブロック+覆土

吸出し防止材とコンクリートブロックを用いた場合の標準的な構造は図 5.4-1、図 5.4-2 のとおりである。また、図 5.4-3 に過去の実験²⁾によって確認した変状をもとに作成した変状連鎖図を示す。変状連鎖図は、当該構造の壊れ方、越水に対する性能を有する構造とするためのポイントを把握する参考となる。

各部の具体的な構造検討方法については、天端保護工、法肩保護工を 5.4.2、裏法保護工を 5.4.3、法尻保護工を 5.4.4 にそれぞれ示す。

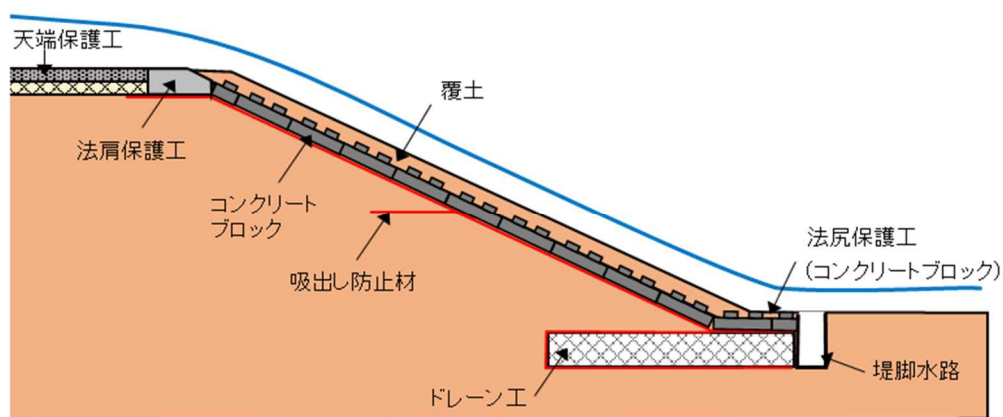


図 5.4-1 代表的な断面構造図（法尻部の用地に余裕がある場合）

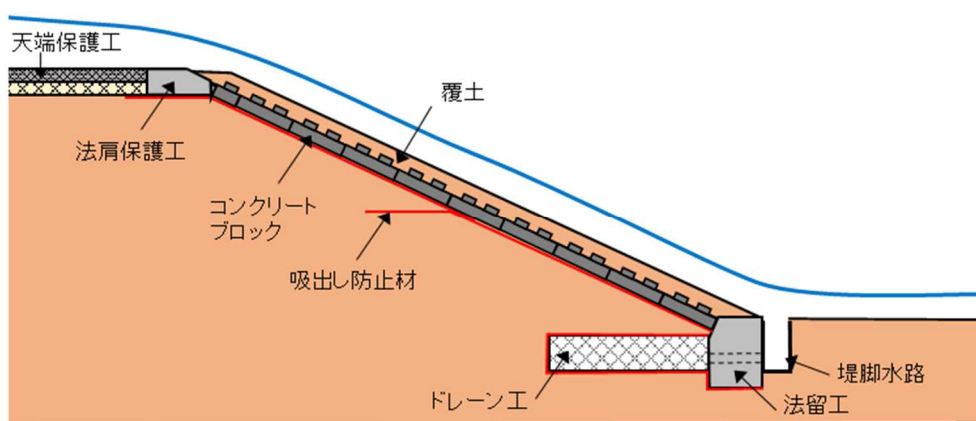


図 5.4-2 代表的な断面構造図（法尻部の用地に余裕がない場合）

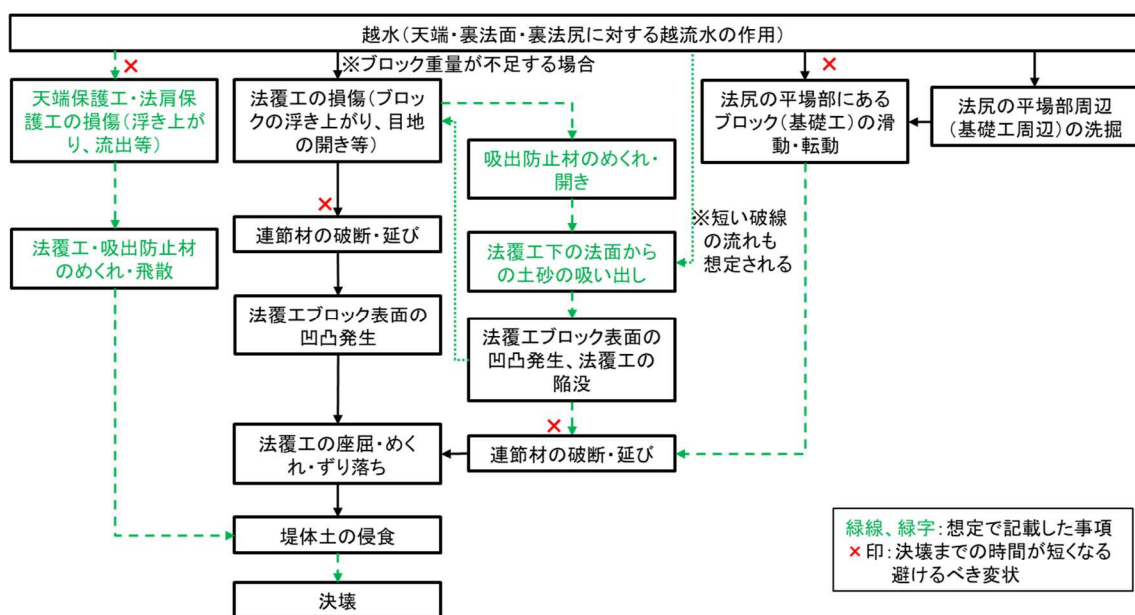


図 5.4-3 変状連鎖図（吸出し防止材＋コンクリートブロック＋覆土）

5.4.1. 適用範囲

本資料に記載の方法により、堤防の形状に応じて、各種保護工の重量等を設定することが可能となる。ただし、裏法面勾配が急になるほど、裏法面保護工、法尻保護工を安定させるのに必要な重量が大きくなるため、裏法面勾配をなるべく緩くすることが重要となる。

表 5.3-1 の No4 の実験（堤体土表面 30cm を消石灰と土砂を 1:10 の割合で混合した改良土とし、その上に吸出し防止材と連節ブロックを設置した実験）において、裏法面勾配が 1:2 の条件においても、越流水深 30cm、越流時間 3 時間を上回る外力に対して、堤体が表面被覆材によって被覆された状態が維持され、天端高を維持していることが確認された事例があることから、現時点では、裏法面勾配が 1:2 より緩い勾配の堤防に適用できる可能性がある。

また、越水に対する性能を有することを確認した令和 4 年度の越水実験では、堤防高 4m、裏法面勾配 1:3 の堤防模型を用いた。堤防模型の製作に当たって、細粒分率 19.9% の砂質土を用い、締固め度は 90% とした。堤防模型の引張破壊応力は約 9gf/cm^2 であった。そのため、当該実験の堤防模型よりも裏法面勾配が急である、堤体土の細粒分率が小さい、引張破壊応力が小さい等のより厳しい条件においては、越水に対する性能を有することの確認を行っていないことに留意する必要がある。

本資料で想定しているコンクリートブロックの重量は 821kg/m^2 以下であり、ブロックに使用する連節材は表 5.4-1 に示す規格または、これと同等品以上のものである。また、吸出し防止材は表 5.4-2 に示す一般的な河川護岸用吸出し防止材の規格値を満足するものである。これらによらない材料を使用する場合は、本資料の適用範囲外とする。

表 5.4-1 連節材の規格値

試験項目	規格値	試験方法
線径	8.00 以上±0.12mm	JIS G 3544 準拠
引張強さ	690N/mm ² 以上	JIS G 3544 準拠
伸び	10%以上	JIS G 3547 準拠
巻付け性	線形の 1.5 倍の円筒に 6 回 巻き付け著しい亀裂及び剥 離を生じない	JIS G 3547 準拠
メッキ成分	アルミ 10%以上 亜鉛 90%以下	原子吸光分析法又は ICP 発光分析法
メッキ付着量	300g/m ² 以上	JIS H 0401 準拠

表 5.4-2 吸出し防止材の規格値

項目	規格値	備考
厚さ	10mm 以上	
開孔径 (シートを通過した土砂の粒径加積曲線 の重量 95%に相当する粒径)	0.2mm 以下	
密度	0.10g/cm ² 以上	JIS L 3204 準拠
圧縮率	15%以下	JIS L 3204 準拠
透水係数	10 ⁻² cm/s 以上	JIS L 3204 準拠

＜参考＞令和 4 年度の越水実験（吸出し防止材＋コンクリートブロック＋覆土）について

図 5.4-4 に越水に対する性能を有することを確認した越水実験に用いた堤防模型の断面図を示す。天端幅 4m、堤防高 4m、基礎地盤高 1m、裏法面勾配 1 : 3 の堤防模型に、天端保護工としてアスファルト舗装、法肩保護工として法肩ブロック、裏法保護工として吸出し防止材と連節ブロック、法尻保護工として法留工を設置している。各種保護工の構造は、本資料に記載の考え方にに基づき検討した。

表法面には、実験の効率化のため固定部を設けており、表法面からの浸透は考慮していない。これは、実際の堤防においても、耐浸透性能が問題となる場合には、表法面に遮水シートを設置したり、裏法尻にドレーン工を設置したりするなどの対策を実施し、浸潤線を上昇させないように設計されることを考慮し、実験上実施したものである。

また、壁際への越流水の集中を避けるため、壁際沿いは高さ 50cm 盛り土を行い、表面をモルタルでコーティングした。

法尻保護工の安定性には、法尻保護工前面の局所的な洗掘深が影響するが、過去の実験¹⁵⁾において、法尻保護工を設置した場合の局所的な洗掘は 30～40cm 程度であることが示されている。洗掘を阻害しないように、基礎地盤高は 1m 確保している。

今回の実験では、覆土が流出した後の状況を想定し、覆土は省略した。

天端保護工の厚さは、碎石層 15cm、アスファルト層 5cm とした。

裏法保護工は、河川護岸等の施工に一般的に用いられている連節ブロック及び連節材（φ 8mm の亜鉛・アルミ合金メッキ鋼線）と吸出し防止材（厚さ 10mm 程度、透水係数 $4.5 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 程度）を使用した。

図 5.4-5 に越水実験に用いた堤体材料の粒度分布を示す。細粒分率 19.9% の砂質土である。堤防模型の制作に当たっては、巻き出し厚 30cm とし、締固め度 90% 以上となるように、締固めた。堤防模型の引張破壊応力は約 9gf/cm^2 であった。

堤防模型製作後、通水を開始し、越流水深 30cm となるまで流量を増加させ、越流水深が 30cm となった段階から 3 時間の通水を実施した。

写真 5.4-1 に 3 時間通水後の堤防模型の状況を示す。堤防模型に大きな変形は見られず、堤体が表面被覆材によって被覆された状態が維持され、天端高を維持していることを確認した。

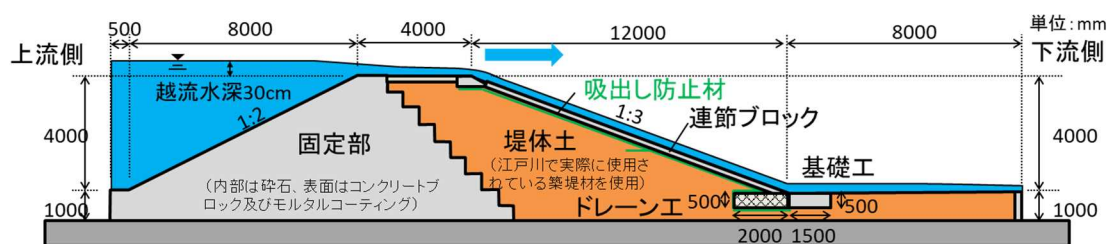


図 5.4-4 越水実験に用いた堤防模型の断面図

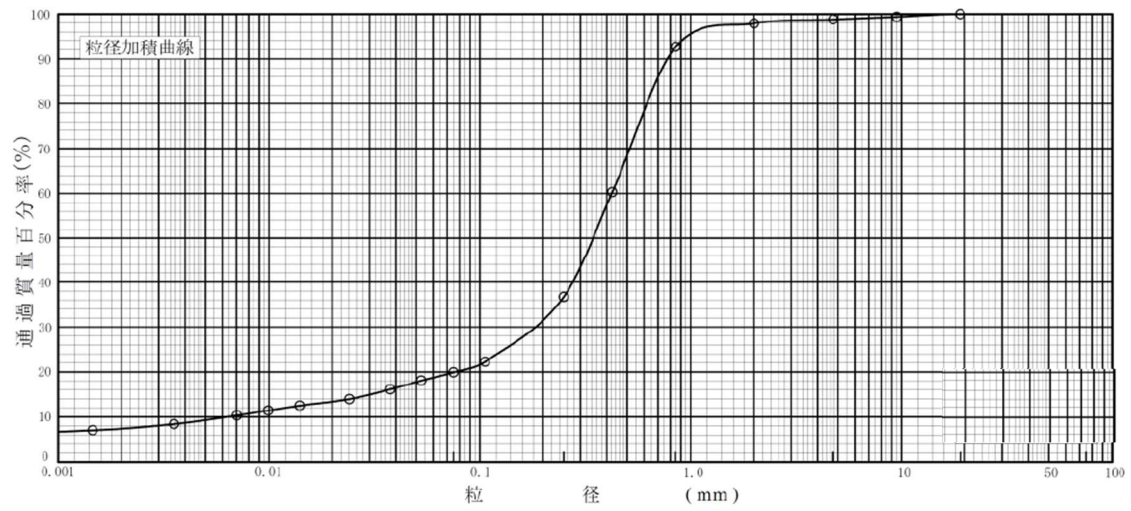


図 5.4-5 越水実験に用いた堤体土の粒度分布

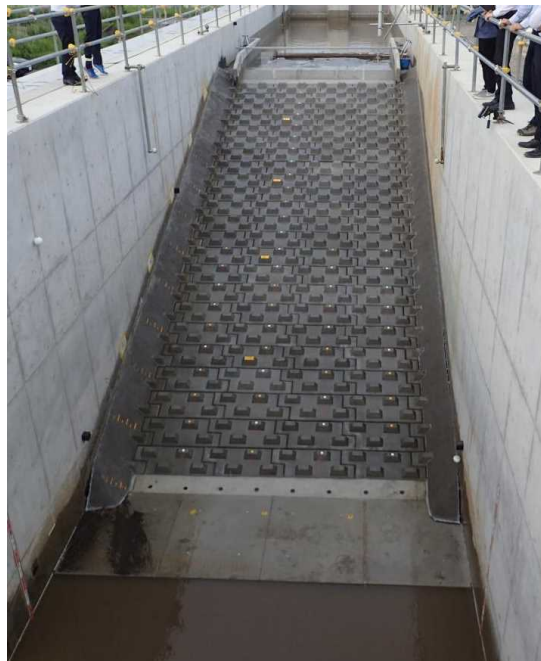


写真 5.4-1 3 時間通水後の堤防模型の状況

5.4.2. 天端保護工・法肩保護工

(1) 構造検討一般

越流水による法肩部の崩壊の進行を遅らせるため、天端は、機械施工が可能な範囲をできるだけアスファルトで被覆する。被覆構成は、当該河川で実施されている堤防天端の管理用通路の標準的な構造に準じる必要がある。

越流水が滑らかに裏法面へ流れ、法肩部の裏法保護工が越流水によってめくれにくくするため、法肩保護工を設ける。

天端保護工・法肩保護工について、以下の項目について検討を行うものとする。

- i セン断力に対する天端保護工の安定性
- ii 水圧に対する天端保護工の安定性
- iii 裏法面の法覆工のめくれを防止するための工夫
- iv 法肩保護工の流出を防止するための工夫

(2) 作用・荷重

天端保護工の構造検討に当たっては、越水時の状況を対象として、表 5.4-3 の作用・荷重を考慮することを基本とする。

表 5.4-3 越水時に考慮する作用・荷重

①	自重
②	越流水によるせん断力
③	水圧

① 自重

天端保護工の自重 W は次式により算出する。

$$W = \rho_a \cdot g \cdot t$$

ここに、 ρ_a : アスファルトの密度 2,350 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

t : 天端保護工 (アスファルト舗装) の厚さ (m)

② 越流水によるせん断力

越水時には、裏法肩で限界水深が生じると考えられるが、越流水深が小さい場合には、表法肩で限界水深となる。表法肩で限界水深をとる方が天端に作用するせん断力が大きくなるため、天端上の水深分布を図 5.4-6 のようにモデル化して検討を行う。



図 5.4-6 堤防天端の越水のモデル化

天端上の水深 h' は次式により算出する。

$$h = \frac{v'^2}{2g} + h' = \frac{C_0^2 h^3}{2gh'^2} + h'$$

ここに、 h : 越流水深 (m)

v' : 天端の流速 ($v' = q / h'$) (m/s)

g : 重力加速度 (m/s²)

C_0 : 越流係数 (m^{1/2}/s) (ここでは 1.55 とする。)

ここで求める h' としては、フルード数 $F_r > 1$ の条件を満たすものを採用する。天端保護工に作用するせん断力 τ' は次式で表される。

$$\tau' = \rho_w g n'^2 q^2 / h'^{7/3}$$

ここに、 ρ_w : 水の密度 1,000 (kg/m³)

n' : 天端保護工 (アスファルト舗装) の粗度係数 (s/m^{1/3})

③ 水圧

越水時に天端保護工に作用する水圧 P は次式により算出する。

$$P = \rho_w \cdot g \cdot H$$

ここに、 ρ_w : 水の密度 1,000 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

H : 水位差 ($h - h'$) (m)

(3) 安定性

天端保護工の安定性検討として、ここではアスファルト舗装の検討について記述する。

① せん断力に対する天端保護工の安定性

アスファルト舗装の耐侵食力については、舗装面に作用するせん断力が、経年劣化が進んだ状態を想定した舗装面の侵食限界せん断力以下であれば舗装が剥離しないことが確認されている¹⁶⁾。以下では、舗装面のひび割れ、凹凸（轍）などの弱点箇所が生じている劣化した状態を想定し、アスファルト舗装の侵食限界せん断力 τ_a を 0.08kN/m^2 として越水に対する安定性を次式により検討する。

$$\frac{\tau_a}{\tau'} \geq 1.0$$

ここに、 τ_a : アスファルト舗装の侵食限界せん断力 (kN/m^2)

τ' : アスファルト舗装に作用するせん断力 (kN/m^2)

アスファルト舗装（粗度係数 $n' = 0.016$ に設定）にした場合の越流水深 h と τ_a / τ' との関係は、図 5.4-7 に示すとおりである。越流水深 h が 1m と大きい場合においても、 τ_a / τ' は 2.7 であり、評価の目安となる越流水深では仮にアスファルト舗装が劣化しても越水に対する性能を有する。

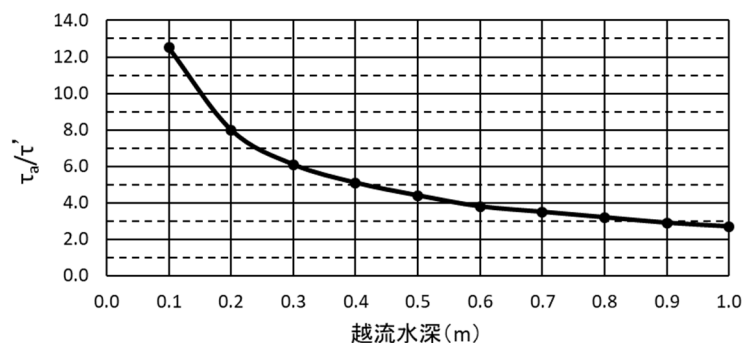


図 5.4-7 越流水深 h と τ_a / τ' の関係

② 水圧に対する天端保護工の安定性

①のせん断力に対する検討では、舗装面下へ越流水が浸透する影響は想定していない。越水時に、表法肩から舗装面下に水が浸透し、裏法肩から水が排水される状況を想定すると、図のように天端上の越流水の水位差分の水圧が舗装下面に作用することとなる。水圧に対する安定性は次式により検討する。

$$W/P \geq 1.0$$

ここに、 W : アスファルト舗装の自重 (kN/m^2)

P : アスファルト舗装下面に作用する水圧 (kN/m^2)

図 5.4-8 は舗装厚さを 5cm と想定し、越流水深を変えて、作用する水圧と自重を比較した値 (W/P) を示している。越流水深が 47cm 程度を超えると 1.0 を下回り舗装が浮き上がることになる。

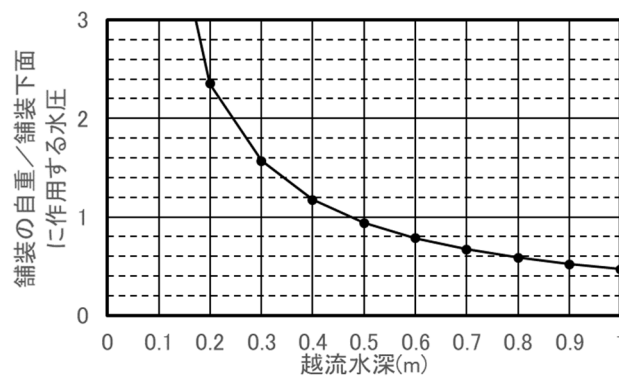
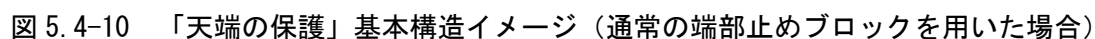
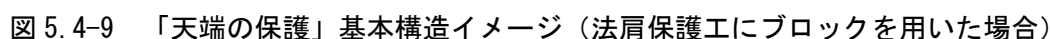


図 5.4-8 越流水深と「舗装の自重/舗装下面に作用する水圧」の関係

① 裏法面の法覆工のめくれを防止する工夫

また、図 5.4-10 に示す舗装端部止めブロックを使用する場合は、端部止めブロックと法面の被覆ブロックの接続部には、現場打ちコンクリートを打設する。現場打ち部が弱部となり変状することのないように舗装端部止めと現場打ちコンクリートの一体化を図ることが望ましい。



② 法肩保護工の流出を防止するための工夫

法肩保護工と被覆ブロックを連結した場合、被覆ブロック流出時に合わせて法肩保護工も流出することが想定されるため、法肩保護工と被覆ブロックは連結しないこととする。

5.4.3. 裏法保護工

(1) 構造検討一般

裏法面には、被覆ブロック下面からの堤体土の侵食抑制と吸出し防止のため、一般的な河川護岸用の吸出し防止材を敷設する。加えて、裏法面の侵食抑制と吸出し防止材のバタつきや剥離を防止するため吸出し防止材の上にコンクリートブロックを設置する。また、環境、利用の観点から覆土することを基本とする。

裏法保護工について、以下の項目について検討を行うものとする。

- i コンクリートブロックの滑動に対する安定性
- ii 吸出し防止材の重ね合わせ幅

また、以下の項目について検討を行うことが望ましい。

- iii コンクリートブロック流出時を想定した吸出し防止材の敷設方法

(2) 作用・荷重

裏法保護工の構造検討に当たっては、越水時の状況を対象として、表 5.4-4 の作用・荷重を考慮することを基本とする。

表 5.4-4 越水時に考慮する作用・荷重

①	自重（コンクリートブロック）
②	越流水による抗力、揚力

① 自重（コンクリートブロック）

コンクリートブロックの自重は、ブロック 1 個当たりの水中重量を考慮する。

② 越流水による抗力、揚力

越水時の裏法面の流れは、水深が浅い射流であり、ブロックの表面突起形状の影響を大きく受け、空気が混入し、複雑な流れとなる。しかし、そうした流れにおいてブロックに作用する流体力やブロックの近傍流速を算定する方法は確立されていない。そこで、本資料においては、常流場でのブロックの力学的な安定性の検討手法である護岸の力学設計法¹⁷⁾を援用する。また、護岸の力学設計法では流体力の算出には、ブロックの近傍流速が用いられるが、ここでは、等流流速（平均流速）を用いている。

また、越水時の裏法面における水深が浅い射流場での抗力係数、揚力係数については、ブロックの近傍流速として平均流速を用いた場合、一般的な護岸に用いられる抗力係数、揚力係数に比べ、抗力係数で 3.5 倍程度、揚力係数で 1.8 倍程度と大きくなり得ることが確認されている¹⁸⁾。このことは、越水時に裏法ブロックに作用する流体力を平均流速を用いて算

定せざるを得ない状況において、常流場の水理特性試験から得られた係数を用いると、流体力を過小評価する可能性があることを示唆する¹⁸⁾。

以上の結果を踏まえて、本資料でのブロックの安定検討においては、抗力、揚力の算出時に揚力割増係数 ($\alpha_L=1.8$)、抗力割増係数 ($\alpha_D=3.5$) を考慮することとした。なお、上記は特定のブロック形状やブロック間隔で行った実験に基づくものであり、表面突起形状の違いやブロック間の隙間の違い等の影響を受け、変わり得ることに留意する必要がある。

加えて、護岸の力学設計法では、施工上の問題や経年的な沈下等の影響で敷設したブロックに不陸が生じることを想定し、滑動の照査をした結果、必要とされるブロック重量に対して 3 割程度割り増した値を採用することが望ましいとしている。同様の考え方を適用し、抗力、揚力算出時に割増係数として考慮することとする。

よって、越水時にブロックに作用する抗力、揚力は以下のとおりとなる。

$$\text{揚力 } L = \frac{1}{2} \rho_w \cdot \alpha_L \cdot C_{Lg} \cdot A_b \cdot V_d^2 \times \alpha \quad (\text{N})$$

$$\text{抗力 } D = \frac{1}{2} \rho_w \cdot \alpha_D \cdot C_{Dg} \cdot A_D \cdot V_d^2 \times \alpha \quad (\text{N})$$

ここに、 ρ_w : 水の密度 1,000 (kg/m³)

A_b : ブロックの揚力作用面積 (m²)

A_D : ブロックの抗力作用面積 (m²)

C_{Lg} : 群体ブロックに対する揚力係数

C_{Dg} : 群体ブロックに対する抗力係数

V_d : ブロック近傍流速 (m/s) (ここでは裏法面の等流流速とする。)

α_L : 揚力の割増係数 (ここでは 1.8 とする。)¹⁸⁾

α_D : 抗力の割増係数 (ここでは 3.5 とする。)¹⁸⁾

α : 不陸等を想定した割増係数 (ここでは 1.3 とする。)

ここで、護岸ブロックの水理学的特性を示す揚力係数 C_L 、抗力係数 C_D 、相当粗度 ks 等の値 (以下「水理特性値」という。)が必要となる。従来は各ブロックで試験¹⁹⁾を実施し、水理特性値を取得しているが、各ブロックの試験時の流向は表法面の護岸での設置を想定したものであり、越水時の流向の場合、抗力作用面積が異なる場合がある (図 5.4-11)。その場合には、滑動 - 群体の検討で用いる抗力係数 C_{Dg} は水理特性値を採用するのではなく、「護岸の力学設計法」に記載されている以下の推定式より算出した値を採用する。

水理特性値取得時と抗力作用面積が異なる場合は相当粗度も異なる値となるが、抗力係数のような推定式がないため、水理特性値を採用する。

$$C_{Dg} = \frac{2 \cdot A_b}{8.5^2 \cdot A_D}$$

ここでの抗力作用面積 A_D は越水時の流向に合わせた面積値を採用する。

なお、流向に関係なくブロックの形状が同じ場合は、抗力作用面積が変わらないため抗力係数 C_{Dg} は水理特性値を採用して良い。

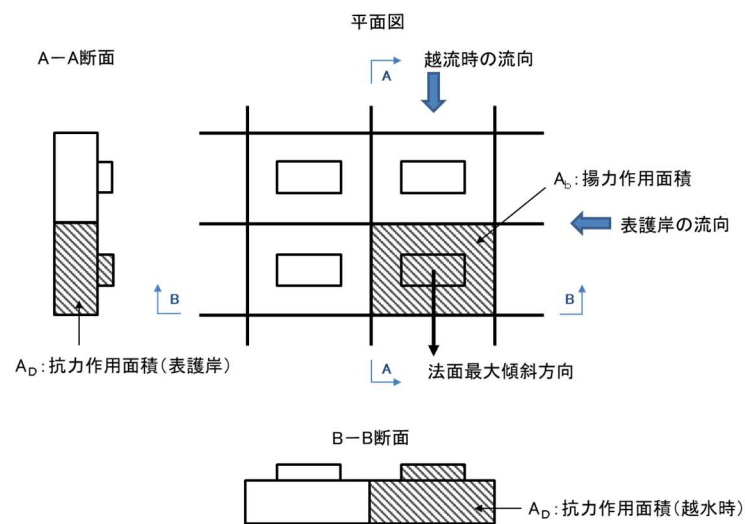


図 5.4-11 群体ブロックの抗力、揚力作用面積

A) 裏法面の等流水深と等流流速

裏法面を流れる越流水は、法面部における水深が浅く、法面表面の凹凸により乱れの影響を受けるため、正確な流速を算出する方法は確立されていない。そのため、本資料では裏法面の越流水の流速を等流流速と仮定する。

越流水深 h_t と単位幅流量 q の関係は、表法尻上と堤防天端上の流れを、エネルギー保存則を仮定して関係づけることにより、次の2式で表現される。

$$h_c = \frac{1}{3(h_t + H)^2} h_c^3 + \frac{2}{3} h_t, \quad q = \sqrt{gh_c^3}$$

ここに、 H : 天端高と堤内地盤高の比高 (m)

h_c : 天端で生じる限界水深 (m)

g : 重力加速度 (m/s²)

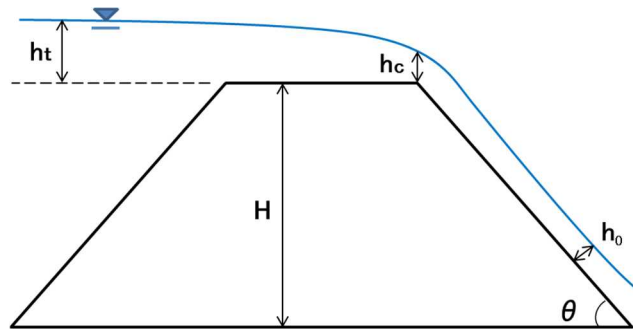


図 5.4-12 堤防断面と越流水の模式図

裏法尻付近の水深 h_0 と流速 v_0 は、裏法での等流を仮定した場合、次のように表される。

$$h_0 = \left(\frac{n^2 g}{i} \right)^{\frac{3}{10}} h_c^{\frac{9}{10}}, \quad v_0 = \frac{q}{h_0}$$

ここに、 n : 裏法面の粗度係数 (s/m^{1/3})

i : (=sin θ)

裏法面の粗度係数 n は、裏法保護工として使用する被覆材によって異なる。吸出し防止材の場合は吸出し防止材上面の粗度係数とし、コンクリートブロックを採用する場合はブロックの相当粗度（ブロックを敷設した場合の突起形状、密度などによって異なる凹凸度を示す特性長） ks より求めた値を採用する。

$$n = \frac{ks^{1/6}}{7.66\sqrt{g}}$$

(3) 安定性

① コンクリートブロックの滑動に対する安定性

護岸の力学設計法では、一般的な護岸ブロックに対する「滑動 - 群体」モデルにおいて、ついで以下の基本式で定義されている。

これは、川表の護岸ブロックを想定し、図 5.4-13 のように河川流水による抗力が法面最大傾斜方向に対して直角方向に作用することを仮定している。

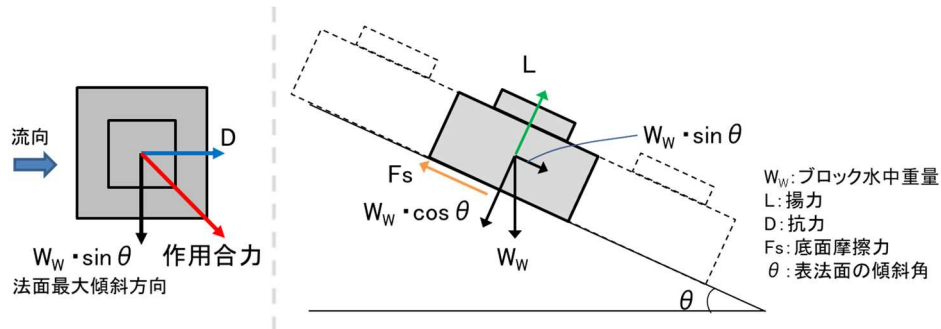


図 5.4-13 力のつり合いモデル（表護岸）

$$\mu(W_W \cdot \cos \theta - L) \geq ((W_W \cdot \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2}$$

次に、越流水によってブロックに作用する流体力については、図 5.4-14 のように越流水が法面最大傾斜方向に流下すると仮定し、越流水による抗力が法面最大傾斜方向に作用するものとする。

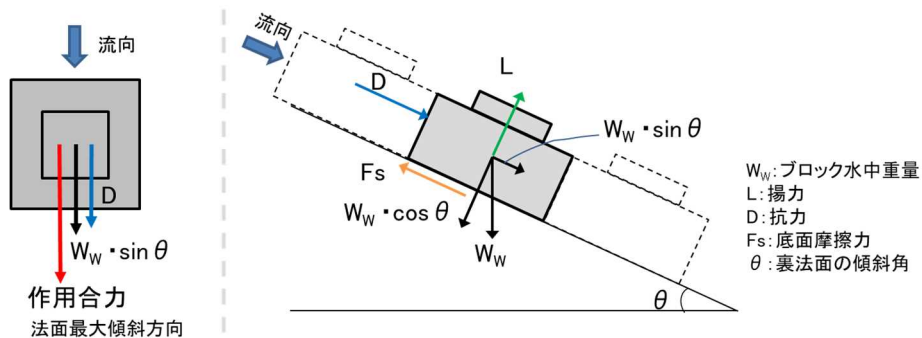


図 5.4-14 力のつり合いモデル（裏法面）

したがって、越水時における裏法面に設置したブロックの安定性の検討においては、以下の式よりブロック 1 個当たりの滑動に対する安定性を照査する

$$\mu(W_W \cdot \cos \theta - L) \geq W_W \cdot \sin \theta + D$$

すなわち、

$$F_V/F_H \geq 1.0$$

ここに、 F_H : 滑動させようとする力 $= W_w \cdot \sin \theta + D$

F_V : 抵抗する力 $= \mu \cdot (W_w \cdot \cos \theta + L)$

W_w : ブロックの水中重量 (N) $= (1 - \rho_w / \rho_b) W$

ρ_b : ブロックの密度 2,300 (kg/m³)

ρ_w : 水の密度 1,000 (kg/m³)

W : ブロックの空中重量 (N)

θ : 裏法面の傾斜角 (°)

μ : 摩擦係数 (ブロックと吸出し防止材の摩擦係数) 0.65

D : 越水時にブロックに作用する抗力 (N)

L : 越水時にブロックに作用する揚力 (N)

構造、環境、利用の観点から覆土することを基本とし、ブロックの選定においては、覆土が滑り落ちにくい表面形状のブロックを採用する。なお、現状では覆土についてはブロックの構造検討上考慮しないが、後述の＜参考＞覆土による副次的な効果、で示しているように現状の検討手法で算出した流体力よりも大きな力が作用した場合でも、覆土をすることでブロックの流出を防ぐ効果があると考えられるため、構造上、覆土することが重要と考えている。

ブロックは一体性が保たれるように連節ブロックや連結ブロックなどを使用する。

現場条件によって、やむを得ず滑動に対する安定性を満たさないブロックを使用する場合には、法留工によりブロックの滑動を抑えることが必要となる。法留工でブロックの滑動を抑える場合の法留工の安定性検討手法については、5.4.4 の＜参考＞を参照されたい。

＜参考＞ブロックのずれ、折れ曲がりの防止について

堤防高 2m、裏法勾配 2 割の堤防模型を設置し、吸出し防止材とコンクリートブロックで裏法面を被覆し、越水実験を実施した。この実験では、連節材として鋼線ではなく、 $\phi 6\text{mm}$ ワイヤロープを用いたため、ブロックが滑動した際に、ブロックの接続部で折れ曲がったことが確認された。(写真 5.4-2)



写真 5.4-2 被覆ブロックが折れ曲がった事例

そのため、図 5.4-15 に示すように、連節材を用いてブロックの折れ曲がりを防止すること、ブロック形状の工夫と連結材による折れ曲がり防止など、ブロックの接続部がずれにくい構造とすることが、吸出し防止材をブロックで押さえる構造の越水に対する性能を維持する上で重要である。

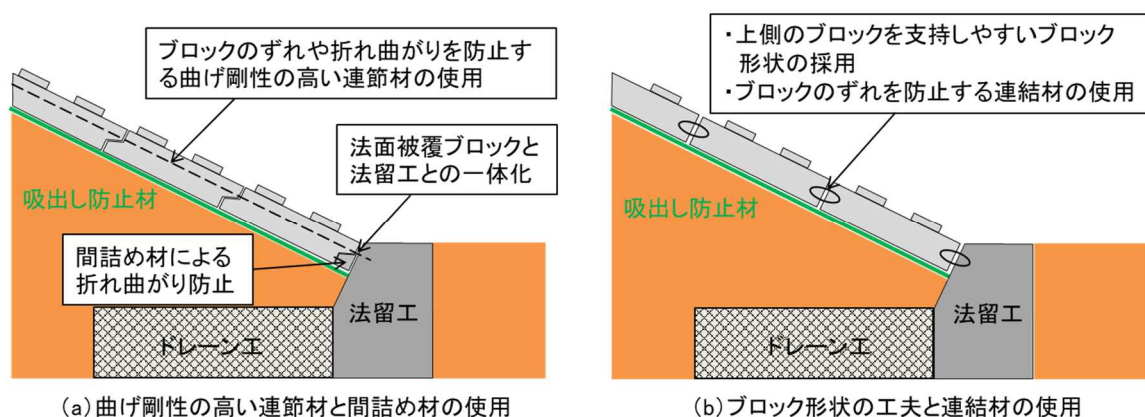


図 5.4-15 被覆ブロックの折れ曲がりを防止するための構造

＜参考＞覆土による副次的な効果について

前述したとおり、越流水により裏法面のブロックに作用する流体力は、一般的な護岸ブロックの抗力係数、揚力係数を用いて算出した値よりも抗力で 3.5 倍程度、揚力で 1.8 倍程度大きな値となり得ることが分かってきている。その場合、裏法面勾配が急になるほど既存のブロックでは滑動に対して抵抗することが計算上難しくなると考えられる。しかし、裏法面に覆土をしている場合、越水後もブロックに大きな抗力、揚力が作用する範囲は覆土が流出した箇所に限定される。覆土を考慮したブロック全体としての滑動に対する安定性を考えると、考慮すべき流体力は残留している覆土部の表面に作用するせん断力および覆土が流出してしまった部分のブロックのみに作用する抗力、揚力となる。(図 5.4-16)

以下に示す手法で検討した場合、仮に堤防高 4m、裏法勾配 3 割、越流水深 30cm、覆土厚 30cm とすると、覆土が半分流出してもブロック全体では滑動しない結果となる。よって、覆土をすることで越水後直ちにブロック全体が滑り落ちるということは起こらないと考えられる。

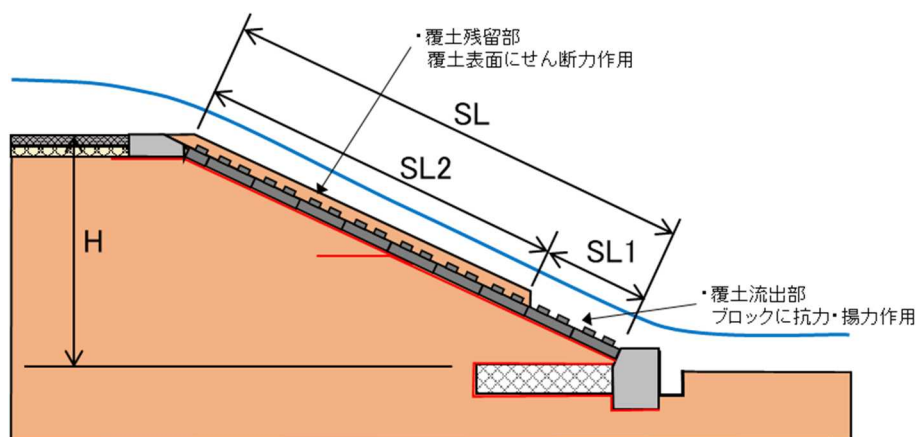


図 5.4-16 覆土を考慮したブロックの安定検討イメージ

越流水によりブロックに作用するせん断力 τ

$$\tau = \rho_w \cdot g \cdot n^2 \cdot q^2 / h^{7/3}$$

ここに、 ρ_w : 水の密度 1,000 (kg/m³)

n : ブロックの粗度係数 (s/m^{1/3})

q : 単位幅越流量 (m³/s/m)

h : 裏法面の等流水深 (m)

覆土流出部のブロックに作用する抗力、揚力
単位幅あたりの揚力 L

$$L = \frac{1}{2} \rho_w \cdot C_{Lg} \cdot A_L \cdot V_d^2 / L_2 \times \alpha_L \times \alpha$$

単位幅あたりの抗力 D

$$D = \frac{1}{2} \rho_w \cdot C_{Dg} \cdot A_D \cdot V_d^2 / L_2 \times \alpha_D \times \alpha$$

ここに、 A_L : ブロックの揚力作用面積 (m²)

A_D : ブロックの抗力作用面積 (m²)

C_{Lg} : 群体ブロックに対する揚力係数

C_{Dg} : 群体ブロックに対する抗力係数

V_d : ブロック近傍流速 (m/s) (ここでは裏法面の等流流速とする。)

L_2 : ブロック 1 個当たりの縦断方向長さ (m)

α_L : 揚力の割増係数 (ここでは 1.8 とする。)

α_D : 抗力の割増係数 (ここでは 3.5 とする。)

α : 不陸等を想定した割増係数 (ここでは 1.3 とする。)

ブロック全体での滑動に対する安定検討

滑動させようとする力 F_H

$$F_H = \tau \cdot SL_2 + (K_1 \cdot W_{bw} + K_2 \cdot W_b + \gamma_d \cdot t \cdot SL_2) \sin \theta + K_1 \cdot D$$

抵抗する力 F_V

$$F_V = \mu \cdot (K_1 \cdot W_{bw} + K_2 \cdot W_b + \gamma_d \cdot t \cdot SL_2 - K_1 \cdot L) \cdot \cos \theta$$

ここに、 SL_2 : 覆土残留部の法長 (m)

K_1 : 覆土流出部のブロックの個数 (個)

K_2 : 覆土残留部のブロックの個数 (個)

W_b : 単位幅当たりのブロックの空中重量 (kN/m)

W_{bw} : 単位幅当たりのブロックの水中重量 (kN/m)

γ_d : 覆土の単位体積重量 (kN/m³)

t : 覆土の厚さ (m)

μ : 摩擦係数 (ブロックと吸出し防止材の摩擦係数) 0.65

θ : 裏法面の傾斜角 (°)

滑動に対する安定性

$$F_V / F_H \geq 1.0$$

(4) その他留意事項

① 吸出し防止材の重ね合わせ幅

一般的な河川護岸用の吸出し防止材の施工に当たっては、堤防縦断方向の重ね合わせ幅は 10cm 以上とされている。裏法面保護工として、吸出し防止材のみを用いた場合、越水時に、吸出し防止材のバタつきや剥離によって、重ね合わせ部から侵食が進行することが懸念される。吸出し防止材の上にブロックを設置することによって、吸出し防止材のバタつきや剥離を防止できると考えられるが、堤防の不同沈下等に伴い、吸出し防止材がずれる可能性を考慮し、堤防縦断方向の重ね合わせ幅は 15cm 以上とする。

また、過去の実験²⁰⁾より吸出し防止材を蓑状に設置する場合の重ね長 S (図 5.4-17) は、30cm 以上とすると吸出しを一定程度防げることが分かっている。

② コンクリートブロック流出時を想定した吸出し防止材の敷設方法

裏法面に敷設したブロックが流出しない限り、ブロック下面の吸出し防止材に大きな流体力が作用することはないと考えられる。しかし、3.1 で述べたような現地の様々な不確実性を考慮し、ブロックが流出した場合に備えることが望ましい。

吸出し防止材の敷設に当たっては、一枚の吸出し防止材に作用するせん断力を小さくし、越流水によって吸出し防止材が抜け落ちないように、図 5.4-17 に示すように、蓑状に複数枚の吸出し防止材で施工することに加え、以下の項目の検討を行うことが望ましい。

- i せん断力による吸出し防止材の破断に対する安全性
- ii せん断力による吸出し防止材の抜け落ちに対する安定性
- iii 吸出し防止材の法尻部の処理方法

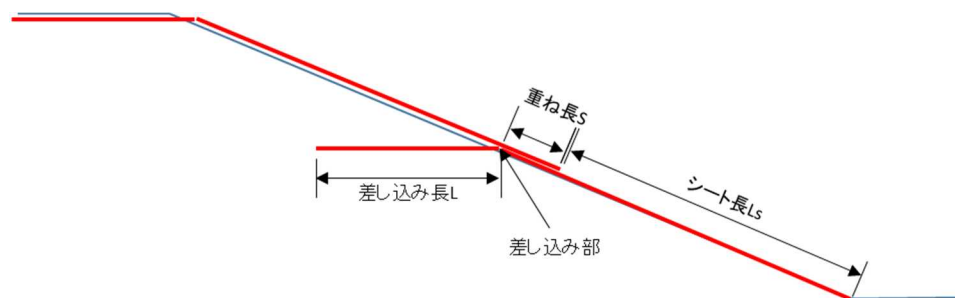


図 5.4-17 吸出し防止材を蓑状に設置するイメージ

A) せん断力による吸出し防止材の破断に対する安全性

吸出し防止材は、被覆ブロックが流出した後、図 5.4-17 に示す差し込み部（吸出し防止材が法面に露出している部分と天端下又は堤体に差し込まれ隠れている部分との境目）に作用する越流水によるせん断力に対して破断しない必要がある。

法面における吸出し防止材底面の摩擦力は、越水時に吸出し防止材下に水が流れ込み、摩擦力が低下する可能性があることを想定し、考慮しないこととする。

なお、吸出し防止材の重量は作用するせん断力に比べ、微小であるため、以下の検討では考慮しない。

越流水により吸出し防止材に作用するせん断力 τ_0 は裏法面の等流水深 h_0 を用いて次式で表される。

$$\tau_0 = \gamma_w h_0 \sin \theta$$

ここに、 γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

h_0 : 裏法面の等流水深 (m)

θ : 法面の傾き

吸出し防止材の差し込み部にかかる張力 T は次式で表される。

$$T = \tau_0 L_s$$

ここに、 L_s : 裏法面の吸出し防止材の長さ (m)

τ_0 : 越流水により吸出し防止材に作用するせん断力 (kN/m^2)

※ τ_0 は、裏法面におけるせん断力が最大となるのは裏法面の流速が最大となる等流水深のときであり、この場合について考えるものとする

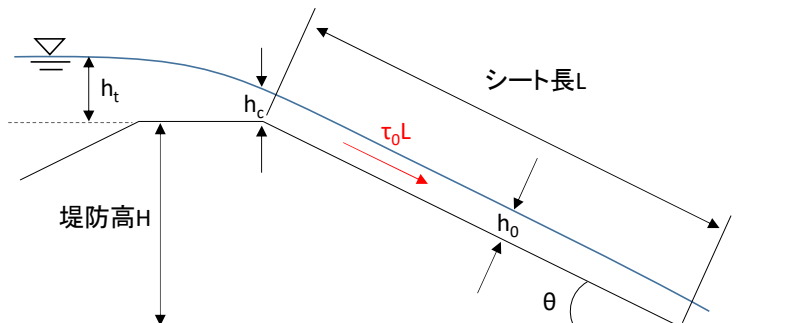


図 5.4-18 越流水により吸出し防止材に作用するせん断力

吸出し防止材の差し込み部にかかる張力 T に対して次式が成立するように吸出し防止材を選定する。

$$\frac{T_a}{T} \geq F_s$$

ここに、 F_s : 安全率

T_a : 吸出し防止材の引張強度 (kN/m)

安全率 F_s は吸出し防止材の化学的、経年的な作用による強度の低下を考慮し、2.0 とする。

B) せん断力による吸出し防止材の抜け落ちに対する安定性

越流水によるせん断力によって吸出し防止材が抜け落ちないように、吸出し防止材の端部を法肩保護工および天端保護工下に差し込んで固定する。法面中腹に吸出し防止材を設置する場合には、吸出し防止材の端部を法面中腹に差し込んで固定する。

法面中腹に吸出し防止材を差し込む場合、法面上の吸出し防止材に作用する越流水によるせん断力に対して、堤体へ差し込んだ吸出し防止材の引き抜き耐力が上回る必要がある。

吸出し防止材一枚の法長を L_s (m) とすると、この場合、安全率を F_s として以下の式が成立するように差し込み長を設定する。なお、安全率 F_s は引き抜き耐力のバラツキを考慮し 2.0 とする。

$$F_0 > \tau_0 L_s \cdot F_s$$

ここで、 F_0 は堤体に差し込んだ吸出し防止材上の堤体土の自重（図 5.4-19 の赤点線枠の範囲）により、差し込み部分の吸出し防止材底面に働く単位幅当たりの引き抜き耐力であり、次式で求められる。

なお、越水時には、堤体に差し込んだ吸出し防止材上の堤体土は湿潤状態となり、乾燥状態の時より重くなるが、ここでは、安全側の検討とするため、堤体土の単位体積重量は、乾燥状態の単位体積重量としている。

$$F_0 = \alpha(\gamma_s \cdot \frac{L^2 \cdot \tan\theta}{2})$$

ここに、 L : 吸出し防止材の差し込み長 (m)

γ_s : 堤体土の単位体積重量 (kN/m³)

α : 補正係数（吸出し防止材上の荷重に対して、吸出し防止材の材質、堤体土の土質、堤体土の締固め土等によって変動する係数）

θ : 裏法面の傾斜角 (°)

過去の実験結果²¹⁾を参考にし、ここでは α は 1.5 を用いる。

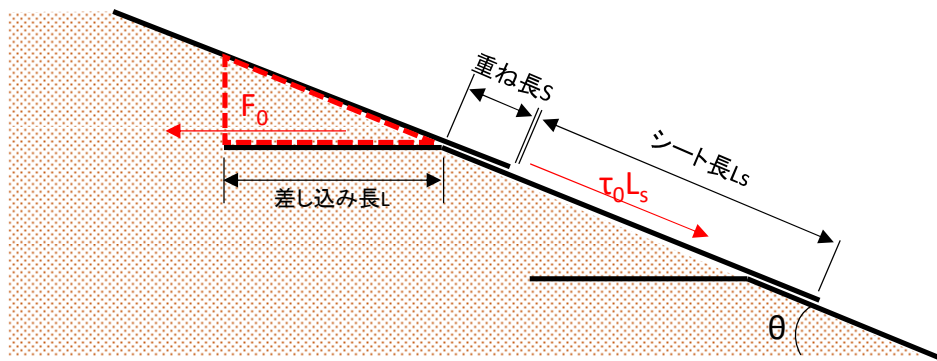


図 5.4-19 吸出し防止材を蓑状に重ねて設置した場合の力の釣り合い

以上より、吸出し防止材が抜け落ちないために必要な差し込み長 L は次のように求められる。

$$L > \sqrt{\frac{2F_s \cdot \gamma_w \cdot L_s \cdot h_0 \cdot \sin\theta}{\alpha \cdot \gamma_s \cdot \tan\theta}}$$

なお、堤体内に差し込むことによって、浸透流の作用に伴う堤体土と吸出し防止材の隙間の拡大等が懸念されるため、計画堤防断面内に差し込む場合には、差し込み長や箇所を不必要に増やさず、また差し込んだ吸出し防止材周辺の締固めに特に留意すること。堤体への差し込みが難しい場合には、法肩および天端保護工下に長く差し込むことによって、抜け落ちないようにする。

吸出し防止材を天端下に差し込む場合、法面中腹に差し込む場合と同様に、安全率を F_s として以下の式が成立するように差し込み長を設定する。なお、安全率 F_s は引き抜き耐力のバラツキを考慮し 2.0 とする。

$$F_0 > \tau_0 L_s \cdot F_s$$

ここで、 F_0 は天端下に差し込んだ吸出し防止材上の天端保護工等の水中重量（図 5.4-20 の赤点線枠の範囲）により、差し込み部分の吸出し防止材底面に働く単位幅当たりの引き抜き耐力であり、図 5.4-20 の天端構造の場合、次式で求められる。（天端構造、差し込み長さによって異なる）

なお、法肩部には、越水時に負圧が生じることが実験で確認されているが、法肩部の形状に応じた負圧の算出方法が確立されていない。そのため、ここでは、浮力のみを考慮し、法肩保護工、天端舗装工、碎石の単位体積重量は、水中単位体積重量とした。

$$F_0 = \alpha(\gamma_a(L_1 + L_2)H_1/2 + \gamma_b(L - L_1)H_1 + \gamma_c LH_2)$$

ここに、 L : 吸出し防止材の差し込み長 (m)

L_1 : 法肩保護工底面の長さ (m)

L_2 : 法肩保護工上面の長さ (m)

H_1 : 天端舗装工の厚さ (m)

H_2 : 碎石層の厚さ (m)

γ_a : 法肩保護工の水中単位体積重量 (kN/m³)

γ_b : 天端舗装工の水中単位体積重量 (kN/m³)

γ_c : 碎石の水中単位体積重量 (kN/m³)

α : 補正係数 (吸出し防止材上の荷重に対して、吸出し防止材の材質、堤体土の土質、堤体土の締固め土等によって変動する係数)

過去の実験結果²¹⁾を参考にし、ここでは α は1.0を用いる。

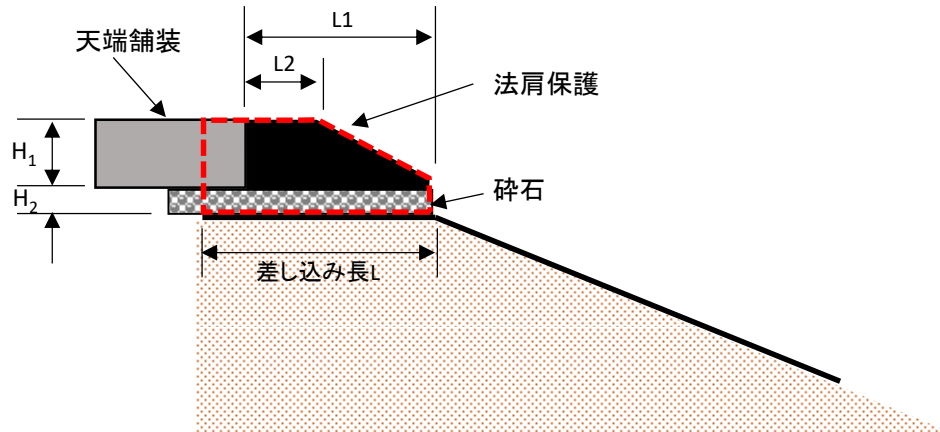


図 5.4-20 吸出し防止材を天端に差し込む場合における、上載荷重の範囲イメージ

以上より、吸出し防止材が抜け落ちないために必要な差し込み長 L は次のように求められる。(天端構造、差し込み長さによって異なる)

$$L > \frac{\frac{F_s \cdot \gamma_w \cdot L_s \cdot h_0 \cdot \sin \theta}{\alpha} + \gamma_b L_1 H_1 - \gamma_a (L_1 + L_2) H_1 / 2}{\gamma_b H_1 + \gamma_c H_2}$$

C) 吸出し防止材の法尻部の処理方法

過去の実験²²⁾より、堤内地の水がドレーン工およびその下を通して裏法に浸透することにより、裏法面に遮水シートを設置した場合にはアップリフトが働くことが分かっている。このアップリフトが働くことにより裏法下流部では遮水シートが水袋状態に膨らみ、またこの膨らみ部分に越流水による強い流体力を受けると遮水シートは破損することが確認されている。そのため、裏法下流部において遮水シートとドレーン工の接続を維持するのは困難とされている。裏法面に吸出し防止材を設置した場合においても同様の現象が生じると考えられるため、裏法面を保護するための吸出し防止材は、法尻で縁を切り、ドレーンを囲う吸出し防止材との接着や法留工とドレーン工の間に挟みこむ等の処理は行わないこととする。

＜参考＞補正係数について ²¹⁾

補正係数は、以下に示す実験結果から最も低い値（少数第 2 位切り捨て）を用いることとする。

高さ 1.5m、幅 1m の実験水路内に、高さ約 1.2m、幅 1m、2 割勾配の堤防模型を製作（締固め度 85～90%を目標に締固め）し、堤防模型の天端下や法面中腹にシートを差し込んで固定し、シートの引き抜き耐力を測定した。この時のシートの上載荷重と引き抜き耐力との関係を、表 5.4-5、表 5.4-6 に示す。

なお、測定の際には、シートと法面は接触させていないため、シートと法面の摩擦については考慮していない。また、測定は、乾燥状態で行った。

表 5.4-5 法面中腹にシートを差し込んだ場合の引き抜き耐力

シートの種類	締固め度 (%)	差し込み長 (m)	上載荷重 (kN/m)	引き抜き耐力 (kN/m)	補正係数 (引き抜き耐力/上載荷重)
吸出し防止材	85	0.6	1.5	3.14	2.09
吸出し防止材	85	0.9	3.38	6.08	1.8
遮水シート	85	0.9	3.38	5.3	1.57
遮水シート	90	0.3	0.4	0.98	2.55
遮水シート	90	0.6	1.59	3.73	2.35
遮水シート	90	0.9	3.57	8.24	2.31

表 5.4-6 天端下にシートを差し込んだ場合の引き抜き耐力

シートの種類	締固め度 (%)	差し込み長 (m)	上載荷重 (kN/m)	引き抜き耐力 (kN/m)	補正係数 (引き抜き耐力/上載荷重)
吸出し防止材	85	0.45	1.53	1.67	1.09
吸出し防止材	85	0.82	3.18	3.92	1.23
遮水シート	85	1.12	6.46	7.26	1.12

※シートの引き抜きの過程で、シートに破断等の損傷が見られたケースを除いている。



写真 5.4-2 実験模型

5.4.4. 法尻保護工

(1) 構造検討一般

裏法尻の洗掘を抑制するため、法尻保護工を設置する。法尻保護工は、越流水の流向を水平方向へ変更し、法尻保護工周辺の局所洗掘を抑制するためブロックにより平場を設けた構造が望ましく、官民境界が近く平場を設けることができない場合に法留工を設置する。

また、降雨や河川水、越流水が堤防内に浸透した場合でも、浸透水の上昇を抑制し、裏法保護工と法尻保護工の耐力をできるだけ維持できるよう、ドレーン工の設置を検討する。さらに、ドレーン工を設置する場合には堤脚水路を設置する。

ブロックによる平場の構造、法留工の基本形状について以下に示す。

① ブロックによる平場の構造

過去の実験結果²³⁾より、平場にブロックを設置することで、水たたきとして機能し、流れを水平方向に向けることができ、法留工を設置するよりも高い洗掘防止効果があることが分かっている。そのため、法尻保護工としてブロックを水平に設置し、平場幅を 1.5m 確保することが望ましい。

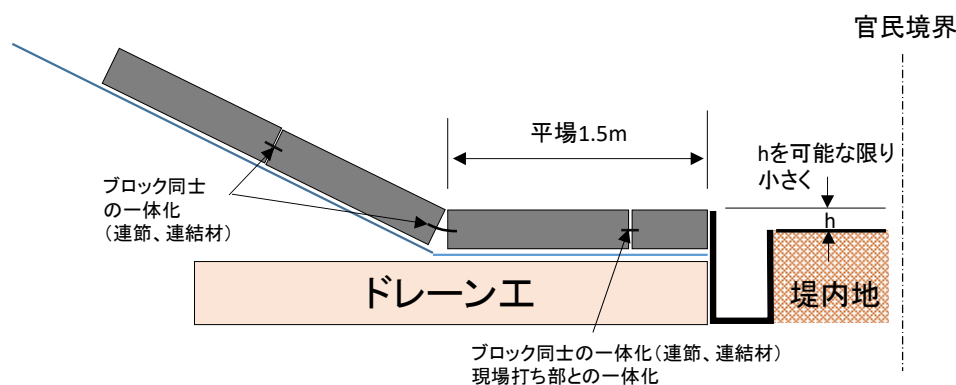


図 5.4-21 「法尻の補強」基本構造イメージ（平場ブロックあり、法留工なし）

② 法留工の基本形状

官民境界が近く、ブロックによる法尻保護工を設置することができない場合は、法留工を設置する。過去の実験結果²³⁾より、法留工を設置することで水跳ね効果により法留工近傍の洗掘の進行が抑制されることが分かっている。そのため、法留工の天端幅は 30cm 以上確保する。ただし、裏法面のブロックの突起によって、法面で流水が跳ね、法留工による水跳ね効果が期待できなくなる可能性も考えられるため、法留工の天端幅を可能な限り長くするなどの工夫が必要となる。

また、法留工の高さに関しては、想定される法留工天端からの最大洗掘深より十分高く設定する必要がある。法留工直下流における洗掘深を適切に評価する手法はないが、過去の実験結果¹⁵⁾を参考にすると、一般に法留工の高さは 50cm 以上あれば十分である。ただし、

堤内地盤が堤内側に向かって傾斜し低くなるような場合や、現地の堤内地材料が実験で用いた材料より細かく洗掘されやすい場合等、堤内地盤の洗掘が深くなることが想定される場合は、法留工の高さ D を50cmより高くするなど工夫を行い、局所洗掘深が法留工より深くないように設定する必要がある。

法尻保護工について、以下の項目の検討を行うものとする。

- i 法留工の滑動に対する安定性
- ii 法留工の転倒に対する安定性
- iii ドレーン工の構造
- iv 堤脚水路の構造
- v 法尻保護工周辺の洗掘を抑制するための工夫

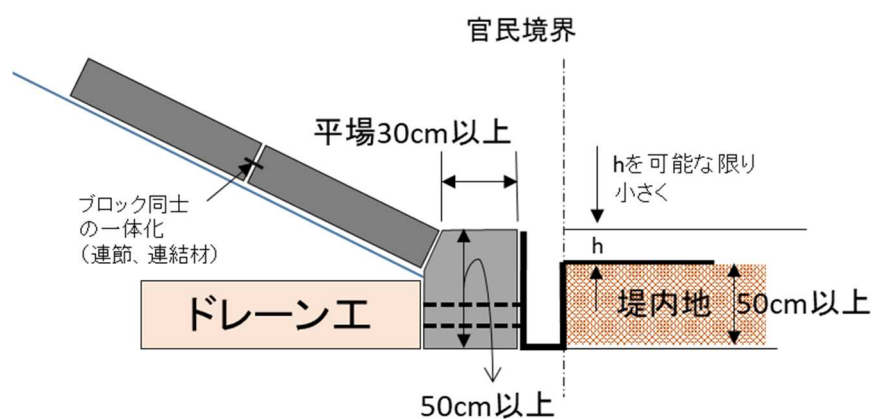


図 5.4-22 「法尻の補強」基本構造イメージ（平場ブロックなし、法留工あり）

(2) 作用・荷重

法留工の構造検討に当たっては、越水時の状況を対象として、表 5.4-7 の作用・荷重を考慮することを基本とする。

表 5.4-7 越水時に考慮する作用・荷重

①	自重（法留工）
②	土圧（主働土圧、受働土圧）
③	越流水による動水圧
④	越流水によるせん断力

① 自重

法留工の自重は、単位幅当たりの水中重量を考慮する。

② 土圧

A) 主働土圧

主働土圧は以下に示すクーロンの式により算出する。

$$P_A = \frac{\gamma_t \cdot D^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\alpha + \varphi_1)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta_1) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_1 + \delta_1) \cdot \sin(\varphi_1 - \theta_1)}{\sin(\alpha - \delta_1) \cdot \sin(\alpha + \theta_1)}} \right]^2}$$

ここに、 P_A : 主働土圧 (kN)

γ_t : 堤体土の飽和単位体積重量 (kN/m³)

D : 法留工の高さ (m)

α : 法留工背面の傾斜角 (°)

φ_1 : 堤体土の内部摩擦角 (°)

δ_1 : 堤体土と法留工との摩擦角 (=2 $\varphi/3$) (°)

θ_1 : 裏法面の傾斜角 (°)

なお、主働土圧 P_A の作用点の位置は、法留工背面において法留工天端から (2/3) D の距離となる。

B) 受働土圧

法留工前面の埋め戻し土による受働土圧は、法留工の滑動および転倒に対する抵抗力となるが、越水時に洗掘されること等によって前面土圧が十分に発揮されないおそれがあることから、安全側として原則考慮しないこととする。ただし、法留工前面がアスファルト舗装されている等、越水時に洗掘の恐れのない場合に限り考慮してもよいこととする。なお、前面地盤の埋め戻しに当たっては、十分な締固めが行われることが不可欠である。

抵抗力として受働土圧を考慮する場合には以下に示すクーロンの式により算出する。

$$P_p = \frac{\gamma_t \cdot H_p^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\beta - \varphi_2)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta_2) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_2 + \delta_2) \cdot \sin(\varphi_2 + \theta_2)}{\sin(\beta + \delta_2) \cdot \sin(\beta + \theta_2)}} \right]^2}$$

ここに、 P_p : 受働土圧 (kN)

γ_t : 堤内地盤の土の飽和単位体積重量 (kN/m³)

H_p : 法留工前面の地盤高 (m)

β : 法留工前面の傾斜角 (°)

φ_2 : 堤内地盤の土の内部摩擦角 (°)

δ_2 : 堤内地盤の土と法留工との摩擦角 (通常 $\delta_2 = 0$ とする。) (°)

θ_2 : 堤内地盤の傾斜角 (°)

また、一般に前面地盤は埋め戻された部分であり、ある程度変位が大きくなると確実な受働抵抗の発揮が期待できないことから、算出した受働土圧に 0.5 を乗じた値を前面地盤の抵抗力としている。

受働土圧を考慮するために必要な堤内地盤の最低必要幅は図 5.4-23 を参考とし、必要幅が確保できない場合は、法留工前面がアスファルト舗装されている等、越水時に洗掘の恐れのない場合であっても受働土圧は考慮しないこととする。

例えば法留工の高さが 0.5m、土の内部摩擦角を 30 度とした場合、必要幅は約 90cm となる。

なお、上記は法留工の前面側が鉛直に立ち、堤内地盤も勾配のない水平なときに限定される。法留工の前面側が斜めになっていたり、堤内地盤に勾配がついていたりするときは、それらを考慮して解かなければならないことに留意する。

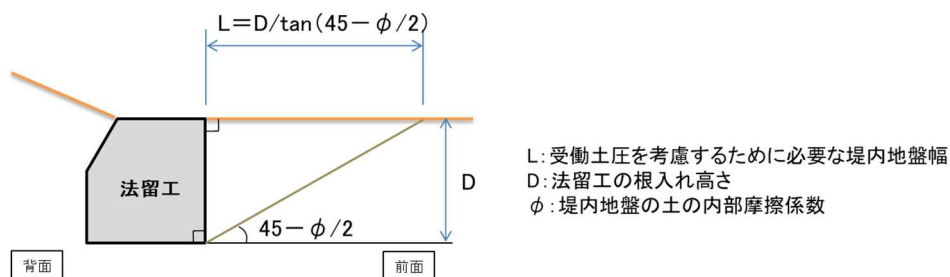


図 5. 4-23 受働土圧を考慮する場合に必要な堤内地盤幅の例

③ 越流水による動水圧

運動量解析により裏法面に作用する動水圧 P_S と法留工天端に作用する動水圧 P_N を求める。尚、法尻における流れのような、いわゆる局所流においては、重力及び粗度の影響は小さいため、ここではこれらの影響を考えないことにする。

水平方向、鉛直方向の単位幅当たりの運動量方程式を考えると以下の 2 式で表される。

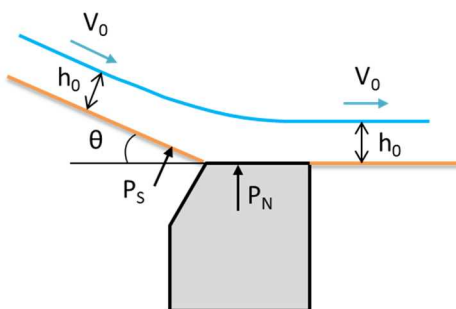


図 5. 4-24 動水圧の作用イメージ

$$\rho \cdot h_0 \cdot v_0^2 \cdot \cos \theta + P_S \cdot \sin \theta = \rho \cdot h_0 \cdot v_0^2$$

$$\rho \cdot h_0 \cdot v_0^2 \cdot \sin \theta = P_N + P_S \cdot \cos \theta$$

P_N および P_S について解くと

$$P_S = \frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta} \rho \cdot h_0 \cdot v_0^2$$

$$P_N = \frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta} \rho \cdot h_0 \cdot v_0^2$$

ここに、 ρ : 水の密度 (kg/m^3)

h_0 : 裏法面の等流水深 (m)
 v_0 : 裏法面の等流流速 (m/s)

動水圧 P_N の作用位置 X_N は、裏法面の等流水深 h_0 の 1/2 の高さの法線と法留工天端が交差する位置となり、以下の式より求められる。

$$X_N = \frac{h_0}{2 \cdot \sin \theta}$$

動水圧は図 5.4-25 の B 点で法留工が上に突き出るような段差が生じると法留工の背面に作用することになり、必ずしも法留工を安定させる方向に作用するとは限らない。そのため、裏法面のブロックと法留工天端で段差が生じないように設置する必要がある。可能であれば、段差が生じないように法留工の形状を工夫することが望ましい。

④ 越流水によるせん断力

越流水により法留工の天端に作用するせん断力は以下に示す式により算出する。

$$\tau = \rho_w \cdot g \cdot n^2 \cdot q^2 / h^{7/3}$$

ここに、 n : 法留工の粗度係数であり、一般に $n = 0.015$ (コンクリートの粗度係数)
 h : 法留工上の水深、連続の式より $h = h_0$

(3) 法留工の安定性

法留工の安定検討では、自重 W 、土圧（主働土圧 P_A 、受働土圧 P_p ）、越流水による流体力、底面摩擦力 F_s を考慮する必要がある。流体力としては裏法面を流下してきた越流水が法留工にぶつかることにより生じる動水圧 P_N 、及び法留工の天端に作用するせん断力 τ がある。法留工に働く外力等を図 5.4-25 に示す。これらの外力等を算定し、転倒及び滑動に対する法留工の安定性を確認する。

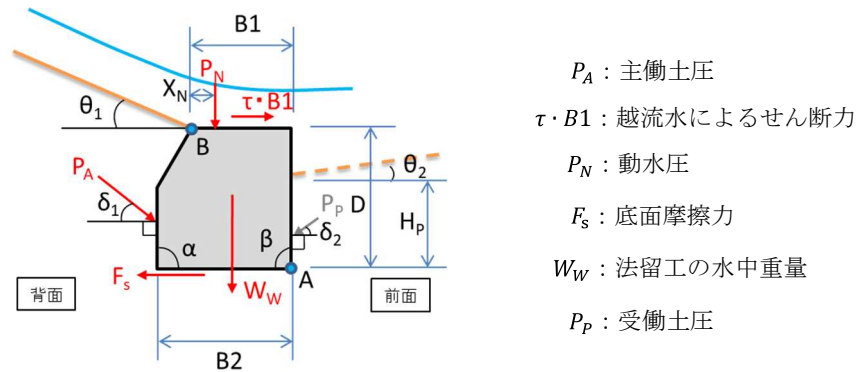


図 5.4-25 法留工に働く外力イメージ

① 滑動に対する安定性

水平方向のつり合いを考えると、滑動させようとする力の和 F_H は

$$F_H = P_A \cdot \cos \delta_1 + \tau \cdot B1$$

となり、抵抗する力の和 F_V は

$$(\text{受働土圧を考慮しない場合}) \quad F_V = \mu \cdot (P_A \cdot \sin \delta_1 + P_N + W_W)$$

$$(\text{受働土圧を考慮する場合}) \quad F_V = \mu \cdot (P_A \cdot \sin \delta_1 + P_N + W_W) + 0.5 \times P_p \cdot \cos \delta_2$$

となる。

ここに、 μ : 法留工と堤体土の摩擦係数（一般に 0.6 とする。）

W_W : 法留工の水中重量 (kN)

安全率を F_s とすると

$$\frac{F_V}{F_H} \geq F_s$$

を満足すればよい。

ここで、滑動に対する安全率 Fs は一般に 1.5 を用いるとよい。

② 転倒に対する安定性

図 5.4-25 の A 点において、モーメントのつり合いを考えると、回転させようとする方向に動くモーメントの和 M_H は、

$$M_H = P_A \cdot \cos \delta_1 \cdot D/3 + \tau \cdot B1 \cdot D$$

となり、抵抗するモーメントの和 M_V は、

(受働土圧を考慮しない場合)

$$M_V = P_A \cdot \sin \delta_1 \cdot B2 + P_N(B2 - X_N) + W_W \cdot B2/2$$

(受働土圧を考慮する場合)

$$M_V = P_A \cdot \sin \delta_1 \cdot B2 + P_N(B2 - X_N) + W_W \cdot B2/2 + 0.5 \times P_p \cdot \cos \delta_2 \times H_p/3$$

となる。安全率を Fs とすると、

$$\frac{M_V}{M_H} \geq Fs$$

を満足すればよい。

転倒に対する安全率 Fs は一般に 1.5 を用いるとよい。

＜参考＞裏法面のブロックが滑動に対する安定性を満たさない場合の法留工の検討手法

裏法面に施工するブロックが越水時の滑動に対する安定性を満たさない場合にブロックの滑動を抑えるために法留工を設置する際には、法留工は 5.4.4 (1) ②の基本形状を満足したうえで評価の目安となる外力が作用した場合の安定性について検討する。

検討項目は、5.4.4 (3) と同様とするが、作用荷重として、滑動した裏法面のブロックが法留工に作用する力を追加考慮して検討する。

滑動した裏法面のブロックが法留工に作用する力は、法面に配置したブロック毎にそれぞれの位置での越流水の流速を用いてブロックに作用する抗力を計算し、その合力を求めることでブロックを滑動させる抗力を算出するのが適切であるが、ここでは簡単のため法尻部の流速でブロックに作用する抗力を算出し、それを法面に配置したブロック個数分掛け合わせた合力とする。ブロックが受ける法面の摩擦力をブロックから受ける抗力から差し引いて、ブロックを滑動させる力 N を算定すると、以下の式の通りとなる。

$$N = D + W \cdot \sin \theta - \mu(W \cdot \cos \theta - L)$$

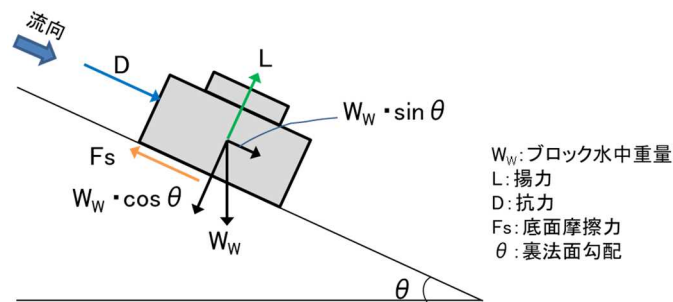


図 5.4-26 ブロックに作用する力

ブロックを滑動させる力の合力 (N_B) は以下の通りである。

$$N_B = K \cdot N$$

ここに、 K : 法面に配置したブロック個数

なお、この合力の作用位置は、法留工と裏法面の法線が交わる点 (図 5.4-25 の B 点) とする。

(4) その他留意事項

① ドレーン工の構造

堤体土質が砂質土の場合にはドレーン工を設置することを基本とする。ただし、粘土分が少なく塑性があまりない粘性土の場合にも、すべりによる変状事例が多いことからドレーン工を設置するのが良い。また、透水係数が十分に大きくない礫質土（透水係数が $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ 以下）でもドレーン工による効果が得られることから設置するのが良い。

ドレーン工の大きさは、図 5.4-27 に示すとおり、高さ 50cm、奥行は堤防高さの 0.5 倍程度（上限 4m）を基本とする。ただし、H.W.L.以下の水位に対する浸透対策としてドレーン工を設置する場合には、上述のドレーン工の大きさと比較し大きい方を採用する。

ドレーン工の敷高は、堤体内の浸透水の確実な排除のために地盤面より若干低くすることが望ましいが、堤脚水路の敷高より深くしないようにする必要がある。一方で、ドレーン工の敷高が深すぎた場合、堤脚水路内の水位によってはドレーン工からの排水の妨げとなる可能性も考えられることから、洪水中の堤脚水路の状況を考慮し、洪水中にドレーン部からの排水を速やかに処理することができる高さにドレーン工を設置する必要がある。

その他、ドレーン工を構成する部材等の設計上の留意事項については、『ドレーン工設計マニュアル』²⁴⁾に準ずる。

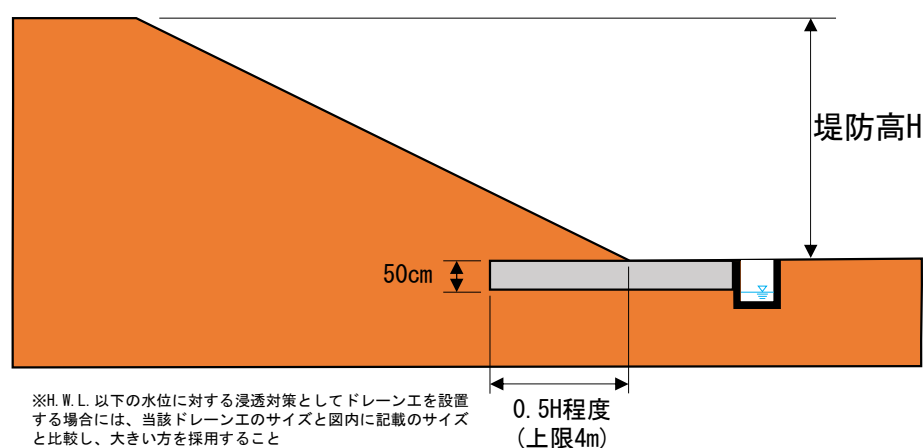


図 5.4-27 ドレーン工の寸法

② 堤脚水路の構造

堤脚水路は、ドレーン部からの排水ならびに雨水等を流下しうよう設計するものとし、堤内地盤高やドレーン工の敷高に留意して適切な設置高とする必要がある。堤脚水路の堤内地側の洗掘が懸念されることから、堤脚水路の根入れも法留工と同様に 50cm 以上とする、もしくは堤脚水路機能を有する法留工を用いる。

③ 法尻保護工周辺の洗掘を抑制するための工夫

堤内地盤高と平場または法留工天端との高低差は、越流水の落下に伴う侵食を抑制する観点から、可能な限り小さくすることが望ましい。なお、可能であれば、平場を堤内地盤高よりも低く埋設すると、法尻での湛水深が増加し、法尻に作用するせん断力が低下すること（ウォータークッション効果）で、平場ブロックや法留工の周辺の洗掘が抑制される。

5.5. 施工・維持管理に当たっての留意点

- i 施工に当たっては堤体に埋設されている構造物（光ファイバケーブル等）の位置等を事前に確認する。
- ii 現場打ちの調整コンクリート部が発生する場合は、ブロックや周辺構造物に比べて重量が小さくなるのが一般的である。こうした重量の小さい部材は越水時に不安定化する可能性があるため、ブロックや周辺構造物との一体化を図るように留意する。例えば、連節ブロックの場合は調整コンクリート部にも連節材を通す、連結ブロックの場合はブロック連結部を利用するなどして、重量の小さな部材が残らないようにする。また、調整コンクリートの厚さはブロックと同等程度もしくはそれ以上の厚さとする。
- iii 光ファイバケーブル等を設置するために既設の天端舗装を一部開削する際は、越水時に天端舗装の打ち継ぎ部のみが破損するなどの事例も見られているため、天端舗装の復旧時に打ち継ぎ部と既設の舗装部との一体化を図ることに留意する。
- iv 法肩保護工天端上に土砂の堆積や植生の繁茂が生じると、土砂の堆積厚が薄い箇所や植生が繁茂していない箇所に雨水排水が集中し、法面の侵食や法すべりが生じることがある。越水時には、こうした弱部から侵食が始まり、決壊までの時間を短くする可能性があるため、法肩保護工天端上に覆土やアスカーブは実施しない。
- v 樋門・樋管や橋台等の構造物周辺での施工に当たっては、吸出し防止材を構造物に接合するなどして、構造物との境界部が越水時に弱部にならないように留意する。吸出し防止材の接合方法としては、新設した帯コンクリートと既設構造物の間に挟み込む方法、ボルトとプレートにより既設構造物に固定する方法などが考えられる。
- vi 法面中腹での吸出し防止材の堤体への差し込み部は、タンパやプレートランマー、ハンドガイドローラー等でしっかりと締固めを行う。
- vii 危機管理型ハード対策による裏法尻の補強として既設のブロックがある場合には、既設のブロックの安定性の検討を行い、安定性が担保できない場合には、安定となるブロックを設置しなおす等の対策を検討する。
- viii 取付道路や側帯等箇所については一旦撤去し粘り強い構造を実施の上、付帯施設を復旧する。
- ix 隅角部は越流水が集中し、洗掘を受けやすいため、覆土を厚くするなどの工夫をすることが望ましい。
- x 起終点の近傍に山付けや橋梁などがある場合は、現地状況を考慮し、対策区間に含めるなど適切に擦り付けを行う。
- xi 堤脚水路は、法留工から離して設置すると越水時に法留工と堤脚水路間の地盤が洗掘される恐れがあるため、法留工から離さずに設置することが望ましい。やむを得ず法留工から離して設置する場合は、法留工と堤脚水路間の地盤の洗掘を防ぐためにブロック等で保護する必要がある。
- xii 天端舗装の亀裂は、2.3 の「＜参考＞越水時の天端舗装の流失について」や 5.4.2 で示

したように越水時に弱部となるため、亀裂が確認された場合は速やかに修復することが望ましい。

6. 参考文献

- 1) 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，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，2020
- 2) 須賀堯三・橋本宏・石川忠晴・藤田光一・葛西敏彦・加藤善明：越水堤防調査最終報告書－解説編一，土木研究所資料，第 2074 号，1984
- 3) 諏訪義雄・加藤史訓・竹下哲也・鳩貝聡・姫野一樹：津波越流に対する海岸堤防の粘り強い構造の要点，国土技術政策総合研究所資料第 1035 号，2018
- 4) 宇多高明・望月達也・藤田光一・平林桂・佐々木克也・服部敦・藤井政人・深谷渉・平館治：洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動－流水に対する安定性・耐侵食性を判断するために－，土木研究所資料，第 3489 号，1997.
- 5) 建設省四国地方建設局・四国技術事務所：平成 4 年度河川環境整備に関する調査（河川植生に関する調査），1992
- 6) 箱石憲昭・坂野章・佐々木哲也・齋藤由紀子・増山博之・森啓年・高橋勇：河川堤防の耐侵食機能向上技術の研究，土木研究所資料第 4225 号，2012
- 7) 福島雅紀・笹岡信吾・田端幸輔：越水による河川堤防の壊れ方に関する考察，河川技術論文集，第 28 巻，2022
- 8) 球磨川堤防調査委員会：球磨川堤防調査委員会報告書，2021
- 9) 国土交通省：河川砂防技術基準設計編技術資料，2019
- 10) 石川忠晴：堤防越水をとまなう直線矩形断面河道の水面形，第 26 回水理講演会論文集，1982
- 11) 北田悟・Maritess Quimpo・一木慎太郎・呉修一・山田正：河川狭窄部における越流の水理学的特性に関する研究，第 35 回土木学会関東支部技術研究発表会，2008
- 12) 内閣府（防災担当）：避難情報に関するガイドライン，2021
- 13) 国土交通省：河川管理施設等構造令，2013
- 14) 藤田光一・末次忠司・諏訪義雄・東高德・白土正美・郡司篤・最上谷吉則：透水性（排気性）材料を用いた堤防裏法越水強化工法の水理的評価と技術的位置づけについて，河川技術論文集，第 7 巻，pp.109-114，2001.
- 15) 福岡捷二・藤田光一・加賀谷均：アーマ・レビー法尻工の水理設計，第 31 回水理講演会論文集，p. 365-370，1987.
- 16) 宇多高明・藤田光一・佐々木克也：道路内の流水による舗装面の破壊－高規格堤防の水理設計のために(3)－，土木研究所資料，第 3226 号，1993.
- 17) (財) 国土技術研究センター：改訂 護岸の力学設計法，2007.
- 18) 西嶋貴彦・三好朋宏・福島雅紀：河川堤防の裏法面を被覆したブロックに越水時に作用する流体力の計測結果，土木学会論文集 B1(水工学) Vol.78, No.2, I_649-I_654，2022.
- 19) 財団法人土木研究センター：護岸ブロックの水理特性値試験法マニュアル（第 2 版），2003
- 20) 福岡捷二・藤田光一・加賀谷均：アーマ・レビーの設計，その 1，土木技術資料 30-3，1988

- 21) 三好朋宏・笹岡信吾・森本洋一・福島雅紀：越水に対する堤防強化におけるシートの固定方法に関する検討，河川技術論文集，27 巻，p. 187-192，2021.
- 22) 橋本宏・福岡捷二・藤田光一・加賀谷均・久楽勝行・吉岡淳・細谷政和：加古川堤防質的強化対策調査報告書，土木研究所資料第 2621 号，1988
- 23) 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・のり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資料，第 911 号，2016.
- 24) 国土交通省水管理・国土保全局：ドレーン工設計マニュアル，2013.