

第12回 駿河海岸保全検討委員会

～住吉工区の粘り強い海岸堤防の構造検討～

令和3年10月

国土交通省中部地方整備局
静岡河川事務所

①検討の背景及び
これまでの検討結果と本年度の検討方針

①-1. 検討概要(検討の背景・検討方針)

【検討の背景】

・ 検討対象の住吉工区は、吉田町に位置し「越流しない形状の盛土」が整備予定の区間である。そのため、基本構造（天端保護工＋裏法被覆工＋裏法尻部保護工）のうち天端保護工のみを整備予定としている。

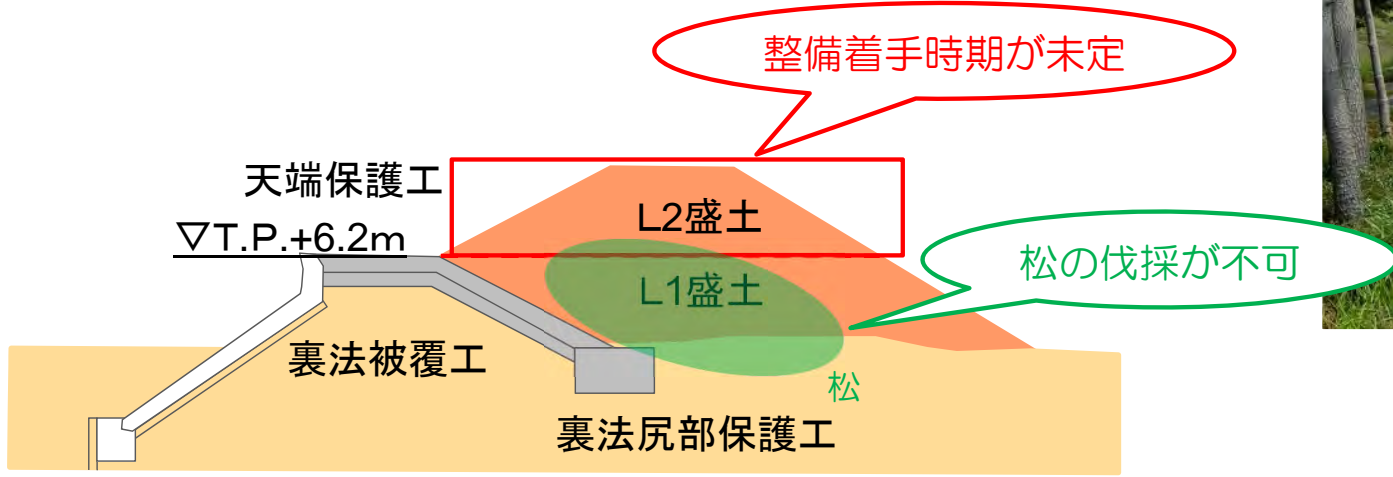
しかし、下記に示す課題を有し、盛土の整備時期が未確定な状況を踏まえ、早期にL1対応として、海岸堤防の粘り強さを確保する必要が生じている。

(住吉工区における課題)

- 盛土整備位置に多くの宅地が存在しており、盛土の整備に着手できる時期が見通せない。
- 海岸堤防の背後に松が植樹されており、これを伐採した場合、暴風等による住民への影響が懸念される。

【検討の方針】

・ 本検討において、①松の伐採等を行わない範囲で対応可能な粘り強い海岸堤防構造（案）を設定し、②その構造における効果の評価及び設計のためのデータ収集を水理模型実験により実施する。

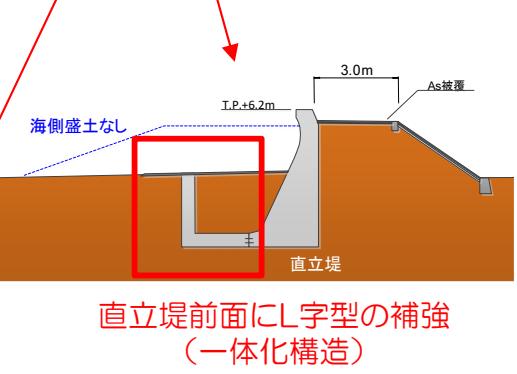
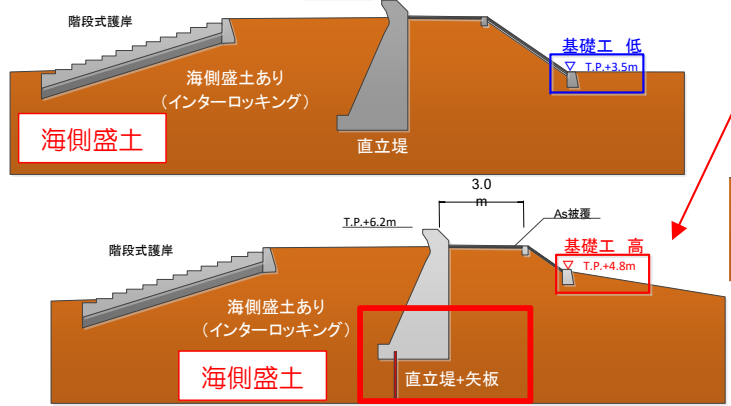
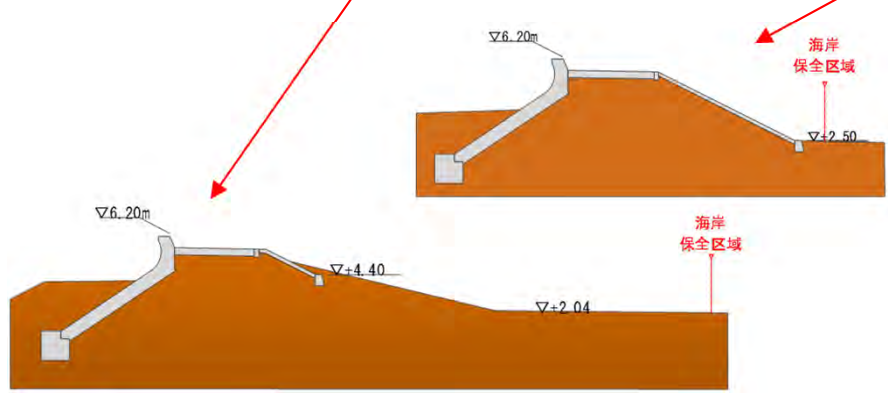
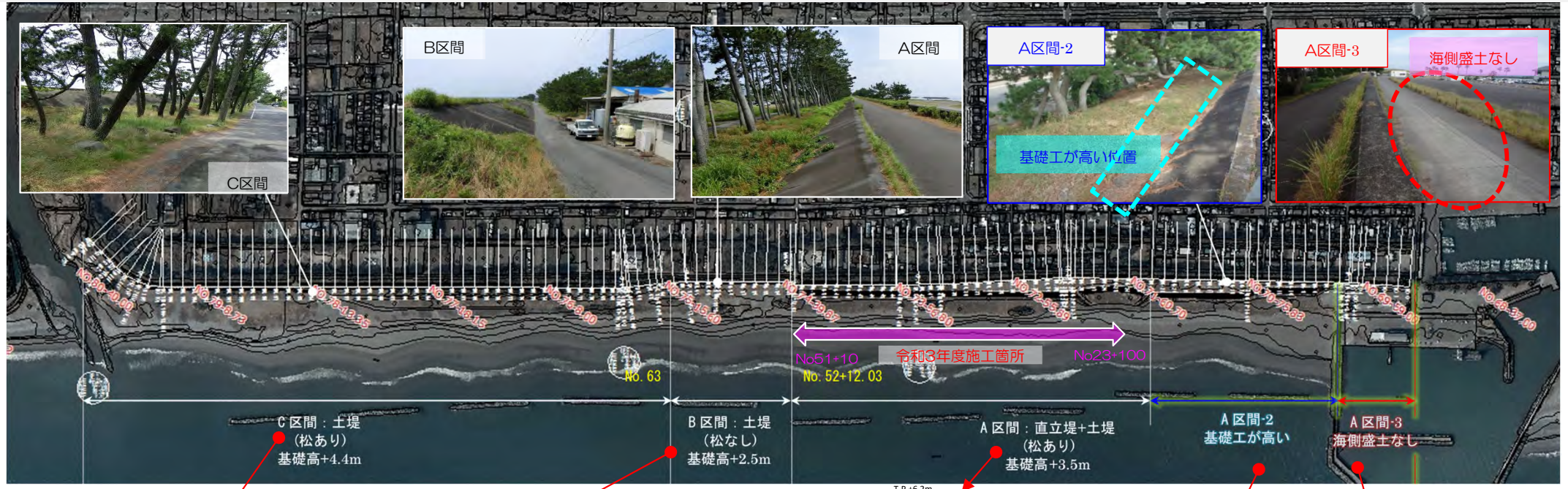


住吉工区の堤防裏法面の松の状況

H28年度設定の基本構造のイメージと住吉工区の課題

①-2. 検討概要(対象工区内の区間の概要)

- 検討対象の住吉工区内の松の有無、構造、基礎高の違いにより分類すると5区間に分類される。
- 【A区間】直立堤+土堤 **松林あり** : 裏法面~裏法基礎工が松範囲に重なり、松の撤去が必要となる
 - (A区間-1) 基礎高: 低+海側盛土: あり
 - (A区間-2) 基礎高: 高+海側盛土: あり
 - (A区間-3) 基礎高: 低+海側盛土: なし+L型補強
- 【B区間】土堤 **松林なし** : 海岸保全区域が狭く、裏法基礎工が海岸保全区域内に収まらない
- 【C区間】土堤 **松林あり** : 裏法面~裏法基礎工が松範囲に重なり、松の撤去が必要となる



直立堤前面にL字型の補強 (一体化構造)

①-3. 検討概要(これまでの検討結果と検討方針)

表 R2年度会議での報告内容・指摘事項とR3年度の対応方針（当初案）

対象区間	R2年度会議での報告内容	R2年度会議での指摘事項	R3年度の対応方針
A区間-1	繰返し実験での確認でも破堤遅延時間3.0～5.0分は確保できているため、「基本対策（天端被覆のみ）」を採用する。	—	—
A区間-2	1回の実験では、現況構造で目標としている破堤遅延時間を確保できたため、バラツキを含めて評価するため、あと2回の繰返し実験を実施する。	—	➢R2年度に目標とする粘り強さを確保できた現況構造で、あと2回の繰返し実験を実施する。
A区間-3	（検討未実施）	<ul style="list-style-type: none"> 構造形式の設定理由等の経緯を確認すること。 A区間-3は、漁港防波堤等の影響を受けて津波外力が局所的に変化する可能性があるので事前に確認をしておくこと。 	<ul style="list-style-type: none"> ➢構造形式の設定経緯を調査・整理した上で実験計画を立案する。 ➢R2年度に実施した平面解析の結果をもとに津波の外力条件を確認した上で実験条件の設定を実施する。
B区間	矢板案で他の工区で目標としている破堤遅延時間3.0～5.0分を確保できたため、「矢板案」を採用する。	—	—
C区間	「改良案（基礎工の改良＋矢板（6.5m）」において破堤遅延時間3.0～5.0分を確保できたため、上記「改良案」を採用する。	<ul style="list-style-type: none"> 実験で津波に対する粘り強さは評価できたが、構造的な安定性を確認しておく必要がある。 	➢構造的な安定性を構造計算により実施した上で最終的な対策工形状を選定する。

①-4. 検討概要(既往検討の外力条件の確認)

- R2年度会議時の指摘事項を受けて外力条件の確認を実施した際に、B区間とC区間においてR2年度実施した実験の外力条件の見直しが望ましいことが確認された。
- そのため、B区間、C区間について外力条件を再設定した上で粘り強さを再確認する実験を実施する方針とした。

【確認後の越流水位（越流水深）の条件】

粘り強い海岸堤防の整備（L1以下盛土整備時）の条件

区間	A区間	B区間	C区間
解析越流水位	T.P.+8.10m※2	T.P.+8.10m※2	T.P.+8.60m※2
堤防高		T.P.+6.20m	
解析越流水深	1.9m → 2.0m (8.0cm) ※1	1.9m → 2.0m (8.0cm) ※1	2.4m → 2.5m (10.0cm) ※1
R2年度との水深差	0m	+0.5m※3	+1.0m※3

※1 危険側の条件で評価を行うため、越流水深については0.5m単位で切上げて評価、（ ）は実験時の水深

※2 シミュレーションの解析水位を0.1m単位で切り上げ

※3 再確認した越流水深とR2年度に設定した越流水深の差

表 外力条件見直し後の対応方針

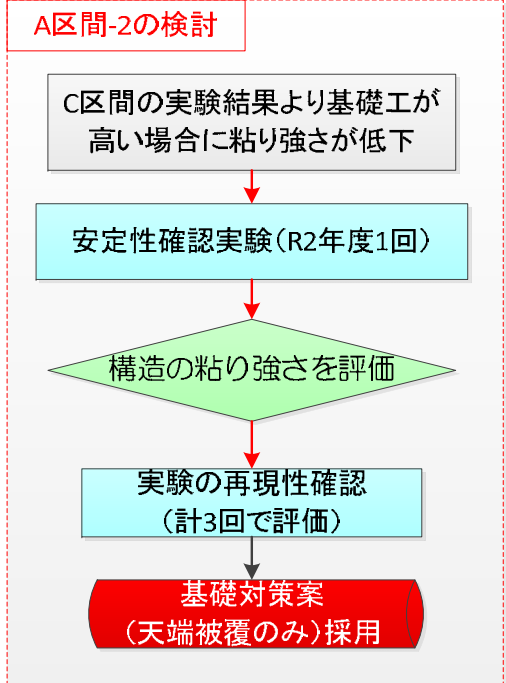
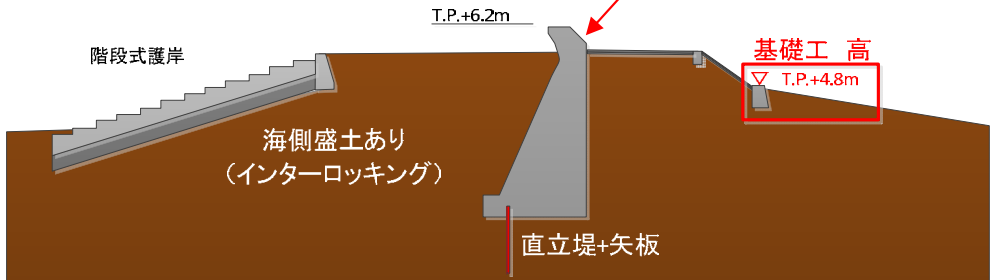
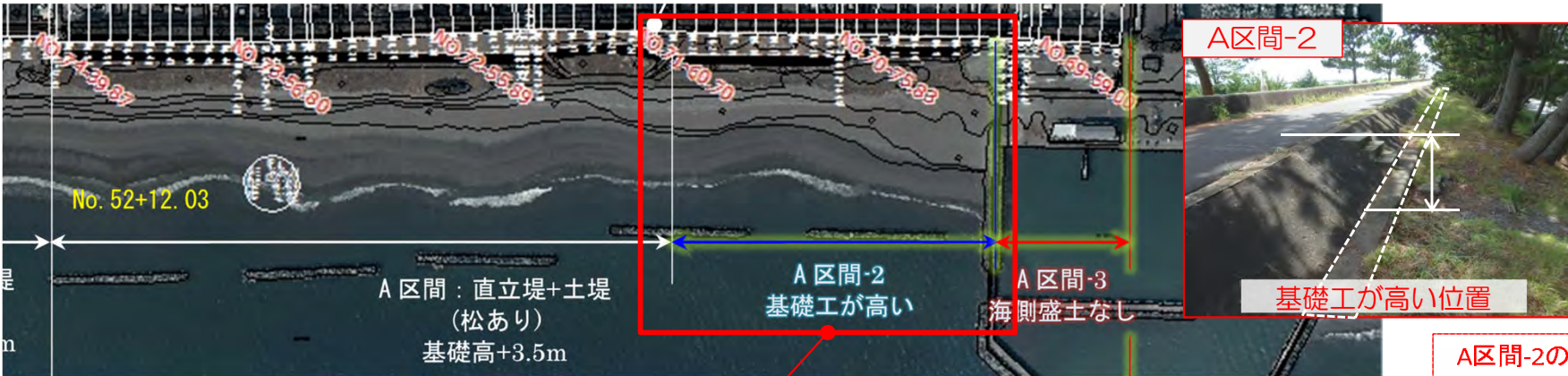
対象区間	R2年度までの検討結果	外力条件見直し後のR3年度の対応方針
B区間	矢板案で他の工区で目標としている破堤遅延時間3.0～5.0分を確保できたため、「矢板案」を採用する。	➤R2年度の検討で設定した構造を対象として、外力条件を見直した条件で構造の安定性を再確認 【R3年度実験による再検証を実施（今回報告）】
C区間	「改良案（基礎工の改良＋矢板（6.5m）」において破堤遅延時間3.0～5.0分を確保できたため、上記「改良案」を採用する。	➤R2年度の実験結果を踏まえて構造的な安定性を確保できる矢板長を設定のうえ、外力条件を見直した条件で構造の安定性を再確認 【R3年度構造検討を実施（次回報告）】

②A区間-2の粘り強い堤防構造の検討

②-1. A区間-2の粘り強い堤防構造の検討<課題と検討方針>

■A区間-2（基礎高：高（T.P.+3.5m）＋海側盛土：あり）の課題・検討方針

- R2年度実施したC区間の検討において、基礎工が陸側地盤高と比較し高い場合、粘り強さが低下する傾向であった。
 - A区間-1と同様に、基礎位置が高いA区間-2においても実験による粘り強さの確認を必要があり、R2年度に実験（1回）を実施し、目標とする粘り強さを確保可能であることを確認した。
- 実験の再現性（バラツキ）を確認するため、同条件で計3回の実験より粘り強さを評価する。



※赤矢印はR2年に検討済
住吉工区（A区間）の検討フロー

【直立堤下部の矢板の評価について】

製作模型

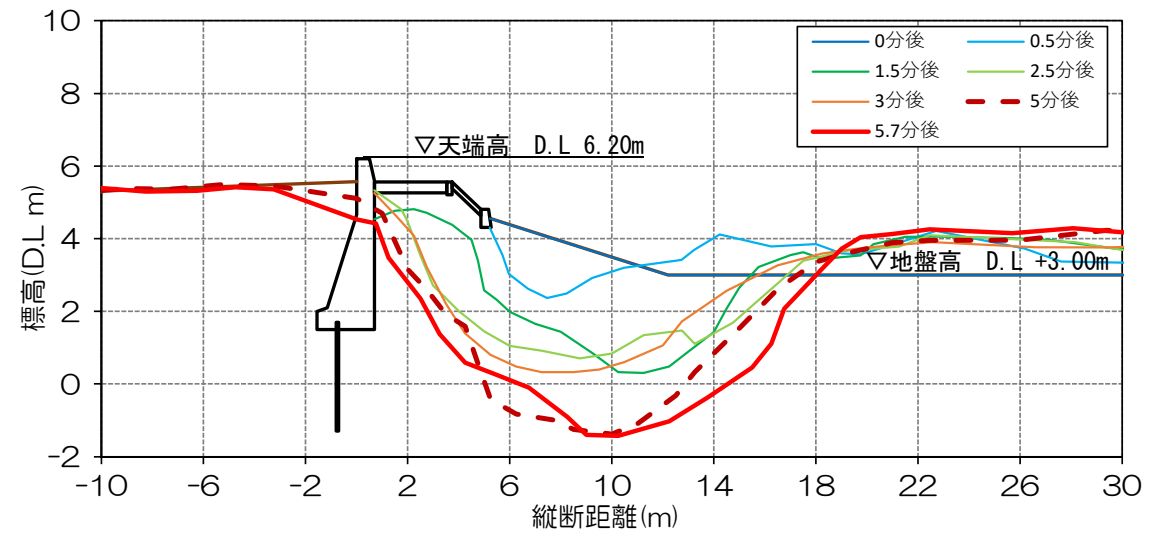
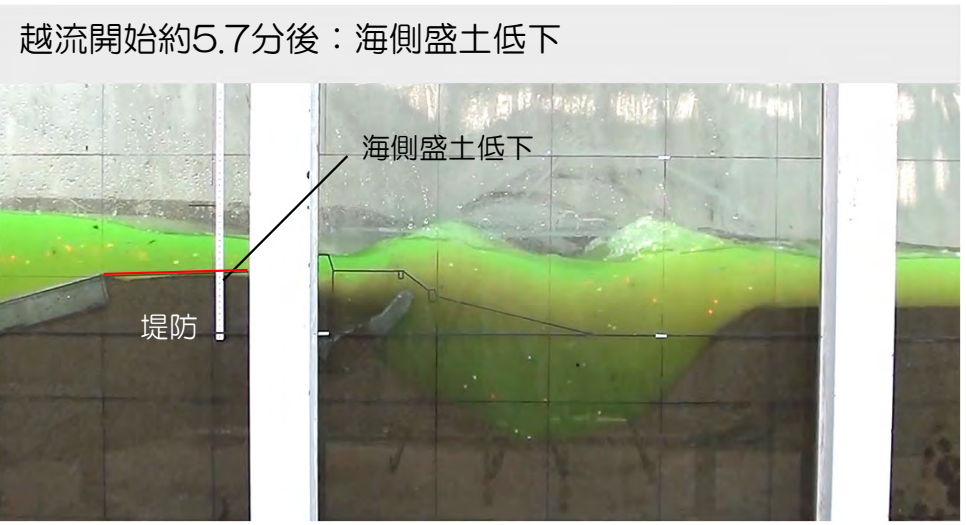
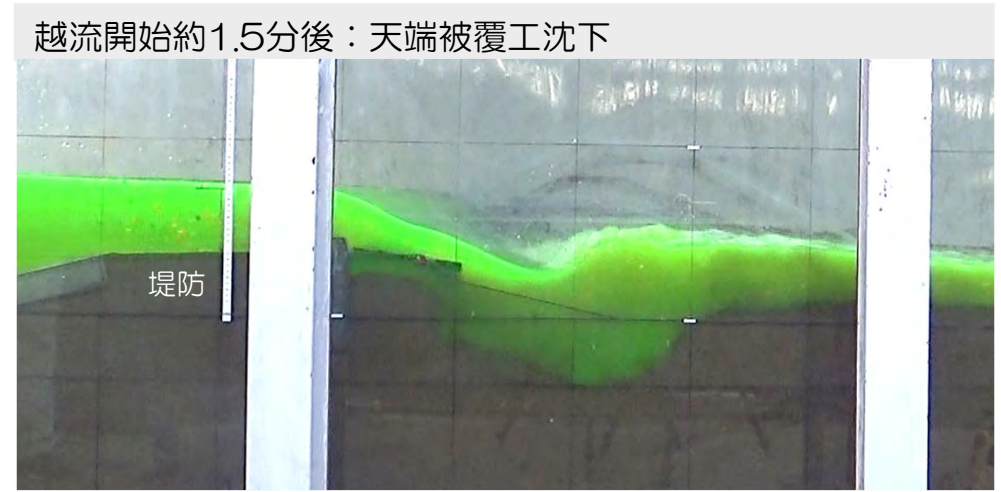
アクリル板

- 浸透流の制御を目的に設置されている矢板のため、構造の安定性の検討においても評価していない（t=5mmと薄い）。
- 僅かながら直立堤の倒壊に対する粘り強さが期待できるため、実験では過剰評価とならないように縮尺倍相当（実験：t=0.2mm）のアクリル板で構造を再現して評価する。

直立堤防下部の矢板（A区間-2）

②-2. A区間-2の粘り強い堤防構造の検討<実験結果：R2年度1回目> 8

- 越流開始 約0.5分後「基礎工が流出」、約1.3分後「法面被覆工が流出」、約1.5分後「天端被覆工が沈下」した。
- 天端被覆工の流出後、約3.2分後から「直立堤が徐々に転倒を開始」し、5.7分後「直立堤が完全に転倒」した。
- A区間で粘り強さの基準である海側盛土は直立堤の転倒後、急激に侵食が進行した。



洗掘形状の経時変化

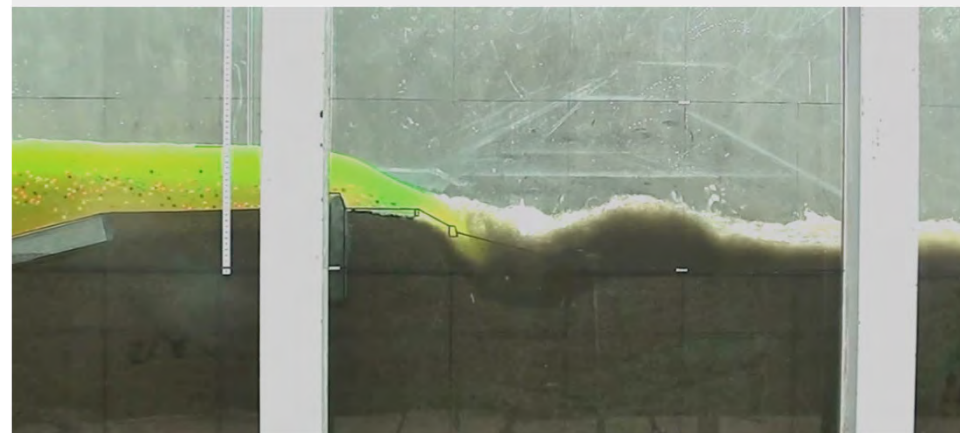
②-3. A区間-2の粘り強い堤防構造の検討<実験結果：R3年度1回目>

- 越流開始 約0.6分後「基礎工、法面被覆工が流出」、約0.7分後「天端被覆工が沈下」した。
- 天端被覆工の流出後、約1.6分後から「直立堤が徐々に転倒を開始」し、4.3分後に「海側盛土が低下」した。

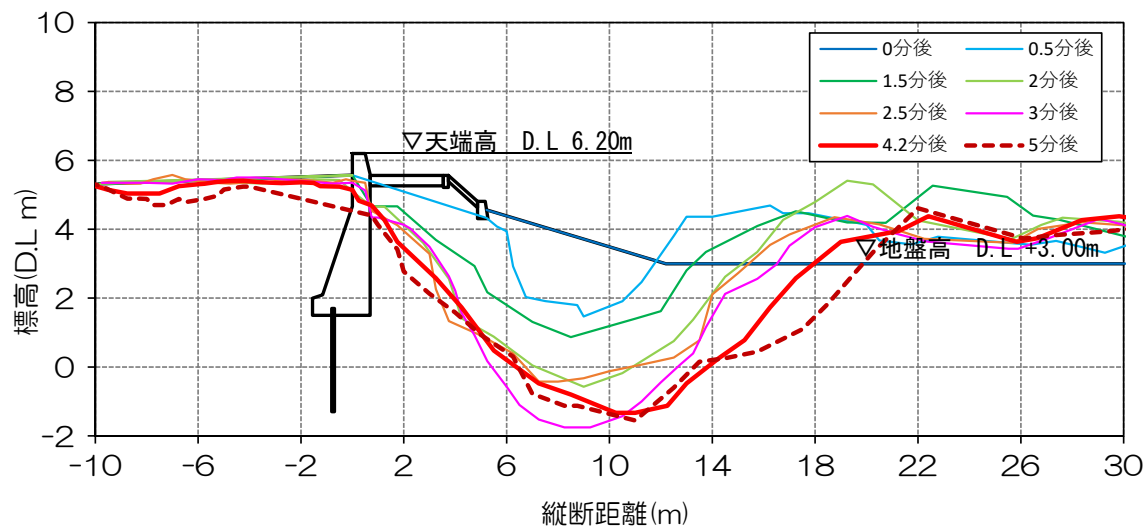
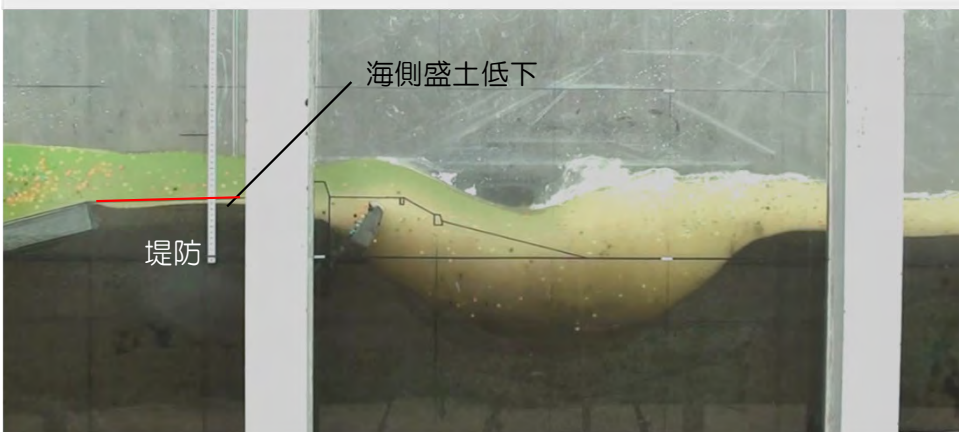
初期形状



越流開始約0.7分後：天端被覆工沈下



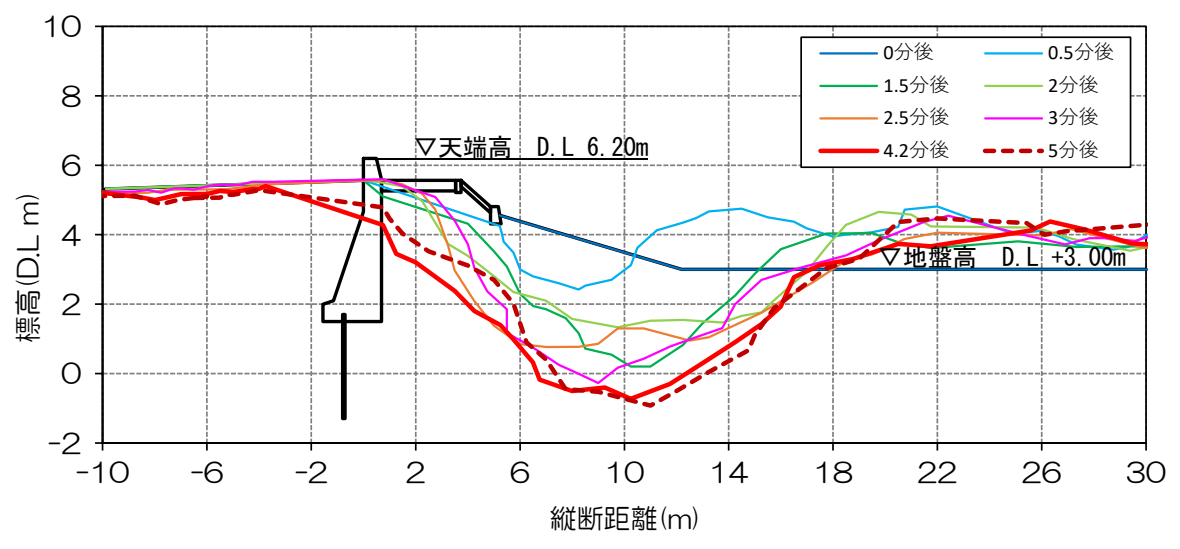
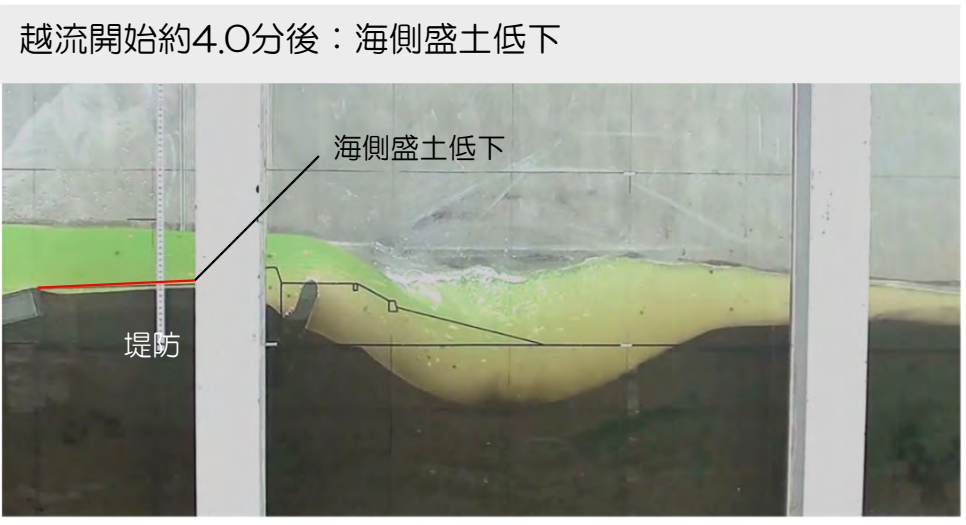
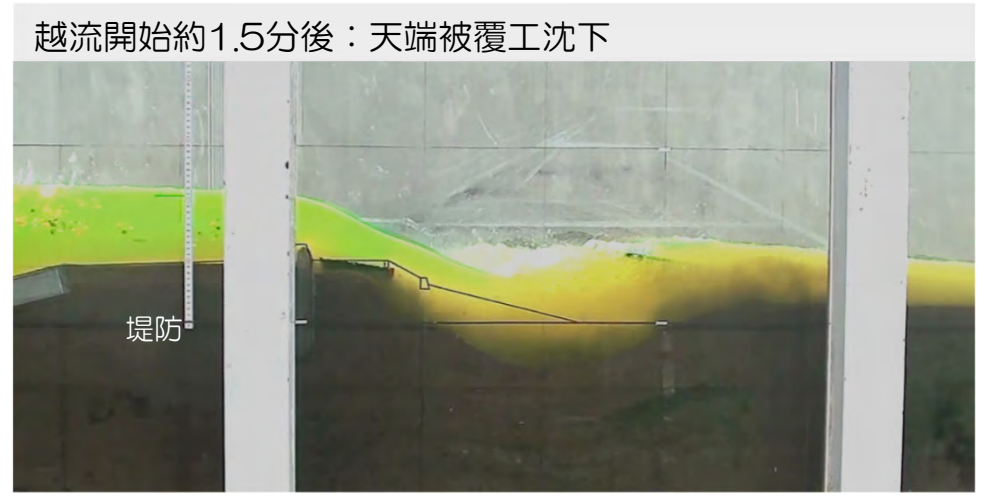
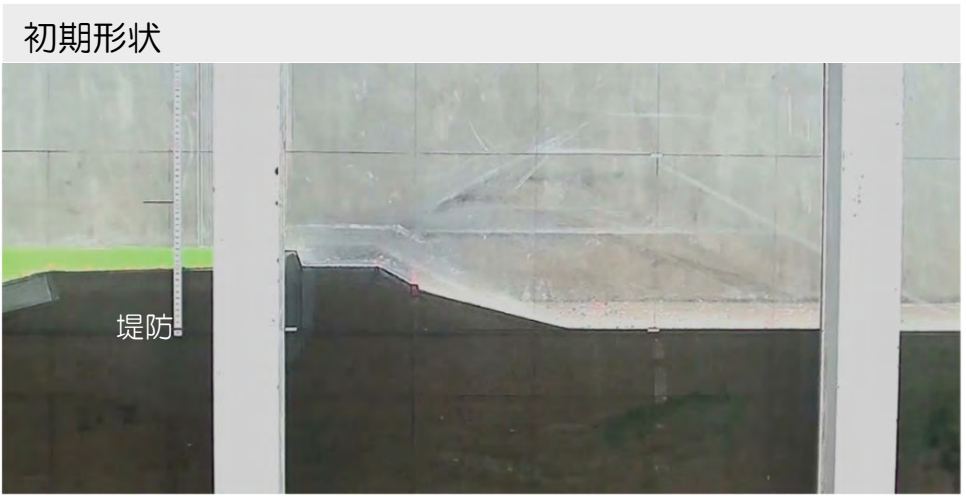
越流開始約4.3分後：海側盛土低下



洗掘形状の経時変化

②-4. A区間-2の粘り強い堤防構造の検討<実験結果：R3年度2回目> 10

- 越流開始 約0.4分後「基礎工、法面被覆工が流出」、約1.5分後「天端被覆工が沈下」した。
- 天端被覆工の流出後、約2.1分後から「直立堤が徐々に転倒を開始」し、4.0分後に「海側盛土が低下」した。



洗掘形状の経時変化

②-5. A区間-2の粘り強い堤防構造の検討<実験結果のまとめ>

・A区間-2の実験結果（破堤遅延時間、洗掘形状等）を整理し、現況構造（基礎位置が高い区間）の粘り強さを評価した。
 ➤合計3回の実験を踏まえると、海側盛土低下時の評価では約4分の粘り強さは確保できている。

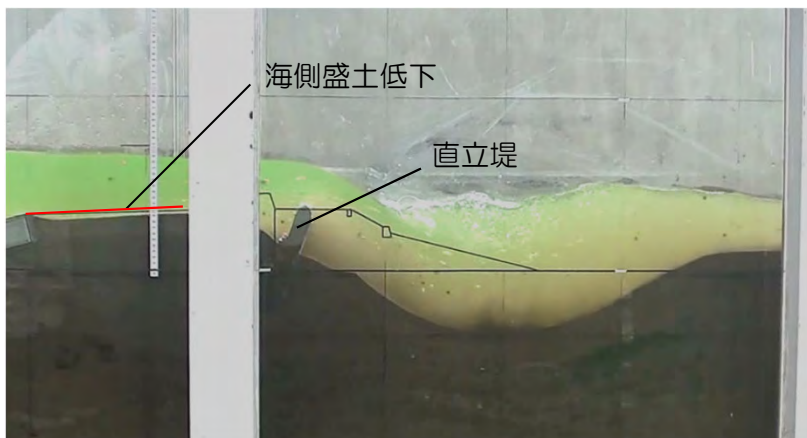
評価項目	参考	A区間-2 直立堤+土堤、天端幅 4.0m (基礎位置が高い区間)			
	A区間-1 (No.69~73) 直立堤+土堤、天端幅 3.0m	R2年度実験 1回目	R2年度実験 1回目	R3年度実験 1回目	R3年度実験 2回目
	【現況】堤防海側盛土				
破堤遅延時間	5.5分	5.7分	4.3分	4.0分	
被災経過	0.8分後：基礎工、 法面被覆工流出 0.9分後：天端被覆工流出 3.0分後：直立堤が転倒開始 5.5分後：直立堤倒壊 海側盛土低下	0.5分後：基礎工流出 1.3分後：法面被覆工流出 1.5分後：天端被覆工沈下 3.2分後：直立堤が転倒開始 5.7分後：直立堤倒壊 海側盛土低下	0.6分後：基礎工、 法面被覆工流出 0.7分後：天端被覆工沈下 1.6分後：直立堤が転倒開始 4.3分後：海側盛土低下	0.4分後：基礎工流出 法面被覆工流出 1.5分後：天端被覆工沈下 2.1分後：直立堤が転倒開始 4.0分後：海側盛土低下	
粘り強さの評価	◎ ・他の工区で設定している破堤遅延時間3~5分は確保できている。	◎ ・他の工区で設定している破堤遅延時間3~5分は確保できている。	○ ・目標とする最悪の想定である粘り強さ3分以上の破堤遅延時間を確保できる。	○ ・目標とする最悪の想定である粘り強さ3分以上の破堤遅延時間を確保できる。	
総合評価	現況構造（対策工なし）で目標の粘り強さ3~5分を確保可能。 構造に課題がないと評価し、【現況構造+天端被覆工】を採用する。	計3回の繰り返し実験より、 【現況構造（対策工なし）】では直立堤の完全転倒するまでの粘り強さがある点を考慮すると、現況構造でも十分な粘り強さを確保できていると評価できる。。			

②-6. A区間-2の粘り強い堤防構造の検討<実験結果の評価>

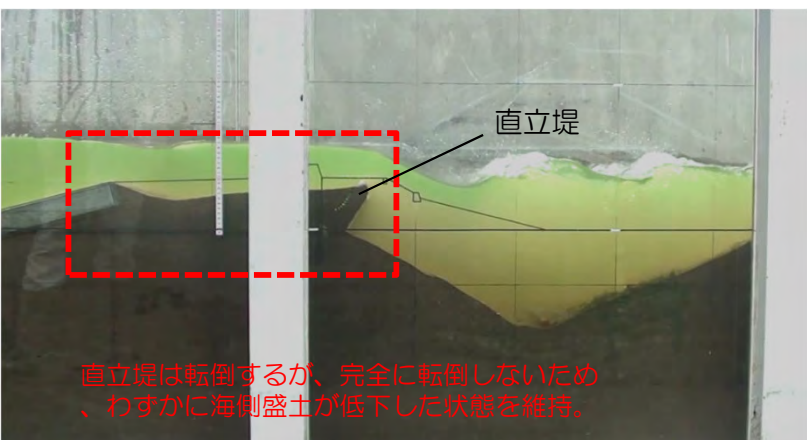
【A区間-2の実験結果】

・A区間-2の3回の実験では、目標の粘り強さ3.0~5.0分に対して、約4分の粘り強さは確保できており、海側盛土の一部が洗掘されたものの、**直立堤の完全転倒せず、一定時間以上（目標破堤遅延時間の最大値5分間以上）盛土の天端高は維持されている。**

➤**直立堤の完全転倒するまでの粘り強さがある点を考慮すると、現況構造でも十分な粘り強さを確保できていると評価できる。**



R2年度1回目（4.0分後：海側盛土低下時）



R3年度2回目 17分後（実験終了時）

評価項目		A区間-2 直立堤+土堤、天端幅 4.0m (基礎位置が高い区間)		
		R2年度実験 1回目	R3年度実験 1回目	R3年度実験 2回目
		【現況】堤防海側盛土		
評価	破堤遅延時間	5.7分	4.3分	4.0分
	直立堤転倒停止時間	5.7分	7.7分*	17分*
	被災経過	0.5分後：基礎工流出 1.3分後：法面被覆工流出 1.5分後：天端被覆工沈下 3.2分後：直立堤転倒開始 5.7分後：直立堤倒壊 海側盛土低下	0.6分後：基礎工、 法面被覆工流出 0.7分後：天端被覆工沈下 1.6分後：直立堤転倒開始 4.3分後：海側盛土低下 7.7分後：直立堤転倒停止 (完全転倒はしない)	0.4分後：基礎工流出 法面被覆工流出 1.5分後：天端被覆工沈下 2.1分後：直立堤転倒開始 4.0分後：海側盛土低下 17分後：直立転倒停止 (完全転倒はしない)

※直立堤の転倒が停止し、実験を終了した（流量を減少させた）時間
 ※直立堤の転倒停止までの時間の差異については模型の引っ掛かり等の要因も考えられるため最小の5.7分を評価の基準とする

③A区間-3の今後の実験計画（案）

③-1. A区間-3の実験計画<課題と検討方針>

【A区間-3の課題】

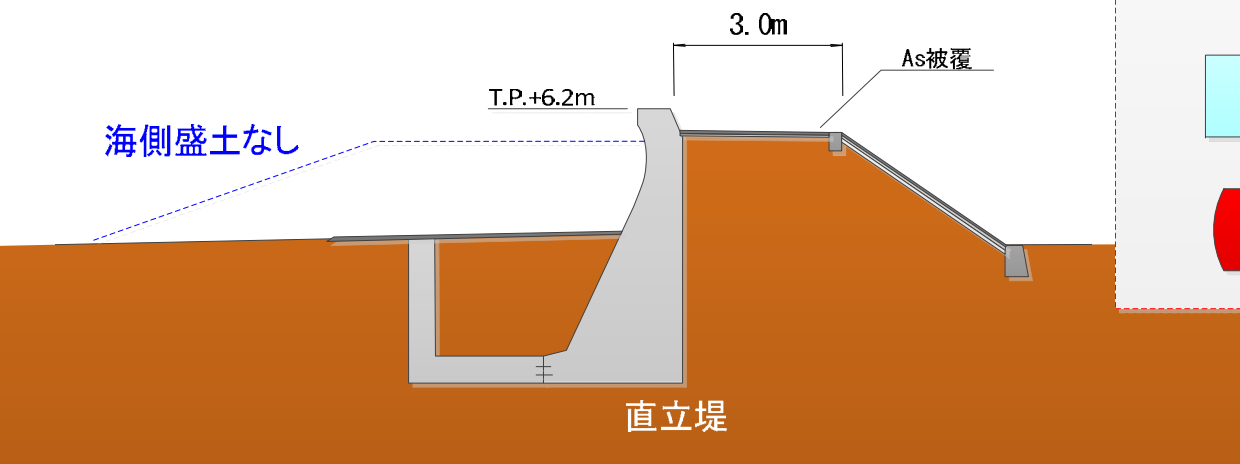
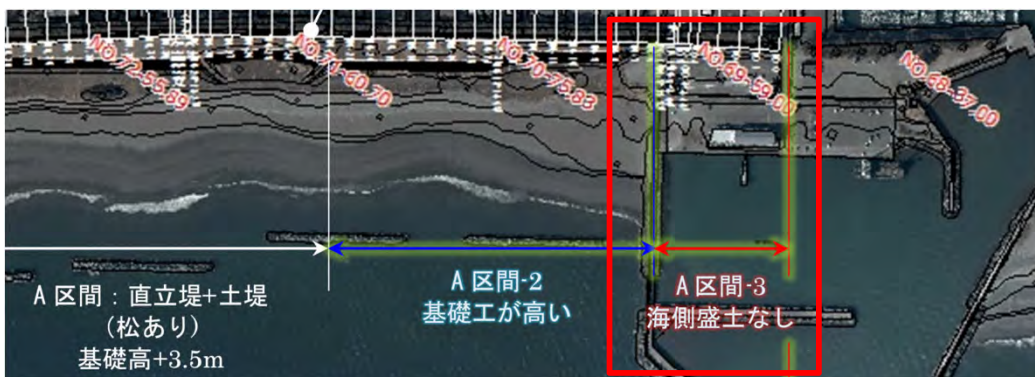
- ・ 直立堤の前面に補強がされているが、海側盛土がないため、現況構造での粘り強さを確認する必要がある。

【A区間-3の検討方針】

- ・ 未検討のため、現況構造で実験を実施し、補強の効果も見込んだ構造の粘り強さを評価する。

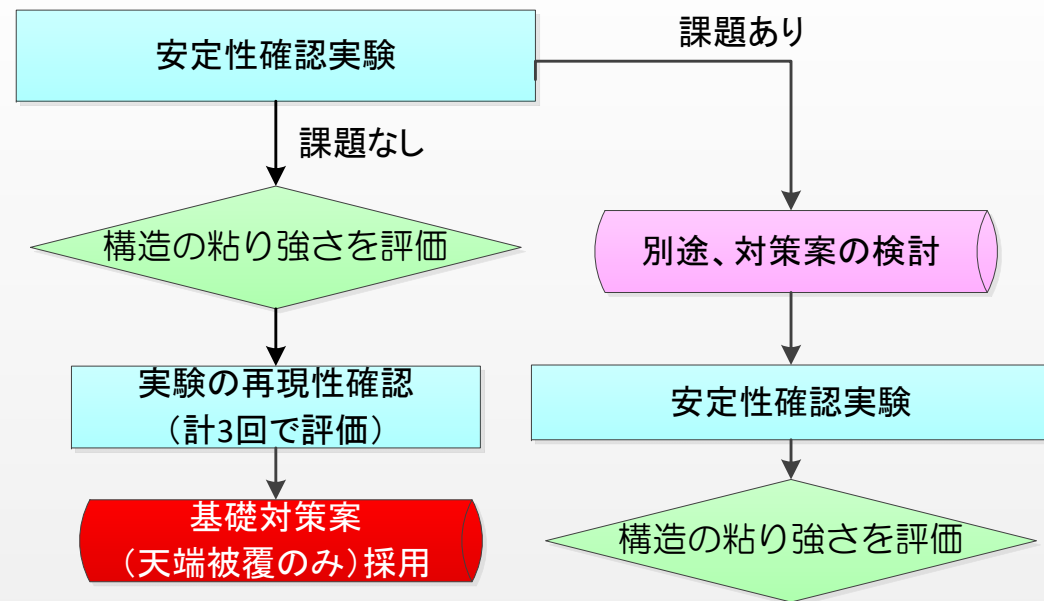
課題なし：実験による結果のバラツキが考えられるため、同条件での繰り返し実験を実施。

課題あり：別途対策案を検討し、実験により粘り強さを評価。



堤防構造案（裏法尻被覆工+矢板）

A区間-3の検討



検討フロー

③-2. A区間-3の実験計画<構造の設定根拠>

- A区間-3には直立堤前面にL型擁壁が確認された。
- 平成14年業務で耐震補強設計が実施されており、**地震への抵抗力を高める対策**としてL型擁壁が設置されている。既設重力式擁壁では、主に地震時における活動で不安定な結果となる。

3. 設計概要

駿河海岸堤防の耐震設計において、既設堤防が不安定という結果から、今回堤防の補強を行い地震への安定を図る。

前回安定計算資料を参考に、再度既設堤防の安定計算を行い、不安定箇所の補強設計を行う。既設構造は、施工図面を参考に寸法、形状を想定した。

3. 1 既設堤防の安定照査

前回資料の設計条件に基づき安定計算を行った結果、地震時における滑動で不安定結果となる。滑動の場合水平荷重が作用力で、鉛直荷重に摩擦係数を乗じた値がその抵抗力となり、地震時の場合、この作用力の1.2倍の抵抗力があれば安定となる。

3. 2 対策工法

安定を確保する為には、作用力を低めるか抵抗力を高める必要がある。今回作用力を低めるには、水平荷重である堤防背面からの土圧の軽減で、その対策法として、堤防背面の土砂を撤去し、EPS盛土に置換える工法が考えられる。また、抵抗力を高めるには鉛直荷重の増大で、この場合堤防躯体自身の自重増加が必要となり、断面増加等が考えられる。

3. 3 採用工法

EPS盛土に置換え作用力を低める工法の場合、堤防背面の掘削による背後地への影響（松林の撤去、重機の搬入も含め）及びEPS盛土による工費増大、また工期の長期化が予想される為、今回は鉛直荷重を増加させ滑動の抵抗力を高める工法を選択する。

また鉛直荷重を増加させる場合、堤防海側を道路で利用していることから、補強断面は、この道路高以下に抑える必要がある。このとき、現況断面を重力式形式でマスコンクリートにより増加させる方法もあるが、逆T式擁壁及びL型擁壁のように、フーチング上の土重を自重とする形式の方が経済的に勝る。そこで、現況擁壁前面にL型の壁を連結し、L型内に土砂を盛り、その土重により壁全体の鉛直荷重を増す形式とした。（(5)比較表参照）

ただし、既設堤防の起点側に門扉が有り、この位置で擁壁前面へのL型補強は不可能な為、門扉箇所においては、擁壁背面を掘削し壁背面側へフーチングを設置し、フーチング上の土重を利用して鉛直荷重を増す形式とする。

3. 5 堤防補強工比較検討表

	第1案 L型形式による補強案	第2案 重力式形式による補強案
断面図		
工法の概要	滑動の抵抗力を高める為、L型擁壁を既設堤防海側に増設し、L型内の土砂を自重として利用し、全体の鉛直荷重を増す形式。L型部底版と既設堤防との接続は、一体構造となるよう樹脂カプセルにより連結する。補強部は鉄筋構造となる。L型壁天端高は、海側既設道路高に合わせ、背面土砂の流出防止及び道路舗装を兼ねたコンクリート舗装版を設置し、既設道路を確保する。	滑動の抵抗力を高める為、マスコンクリートを既設堤防海側に増設し、コンクリート自重により全体の鉛直荷重を増す形式。既設堤防との接続は差し筋により連結する。補強部構造は無筋構造。マスコンの天端高は、海側既設道路高に合わせ、道路舗装を兼ね、既設道路を確保する。
経済性(直工費)	¥127,000 (m当たり)	¥158,000 (m当たり)
施工性	堅壁、底版、舗装部埋戻し、舗装版設置等、第2案に比べ工種が多く、配筋作業も含まれ工期を要する。削孔作業及びコンクリート打設量は第2案よりも少ない。	無筋構造で、単純形状の為、作業工種が少なく施工性は良い。
評価	施工性は第2案に比べ劣るが、堅壁及び底版ともに単純な形状で、複雑な配筋、型枠設置はない。また残土量も少なく、全体工費は安価であることから最適案といえる。	工種は少なく施工性は良いが、マスコンクリートにより全体工費が高価となる。また残土量が多く、施工区域外に残土処理場の確保を要する。
判定	◎	○

出典：平成14年度駿河海岸住吉堤防耐震補強設計業務

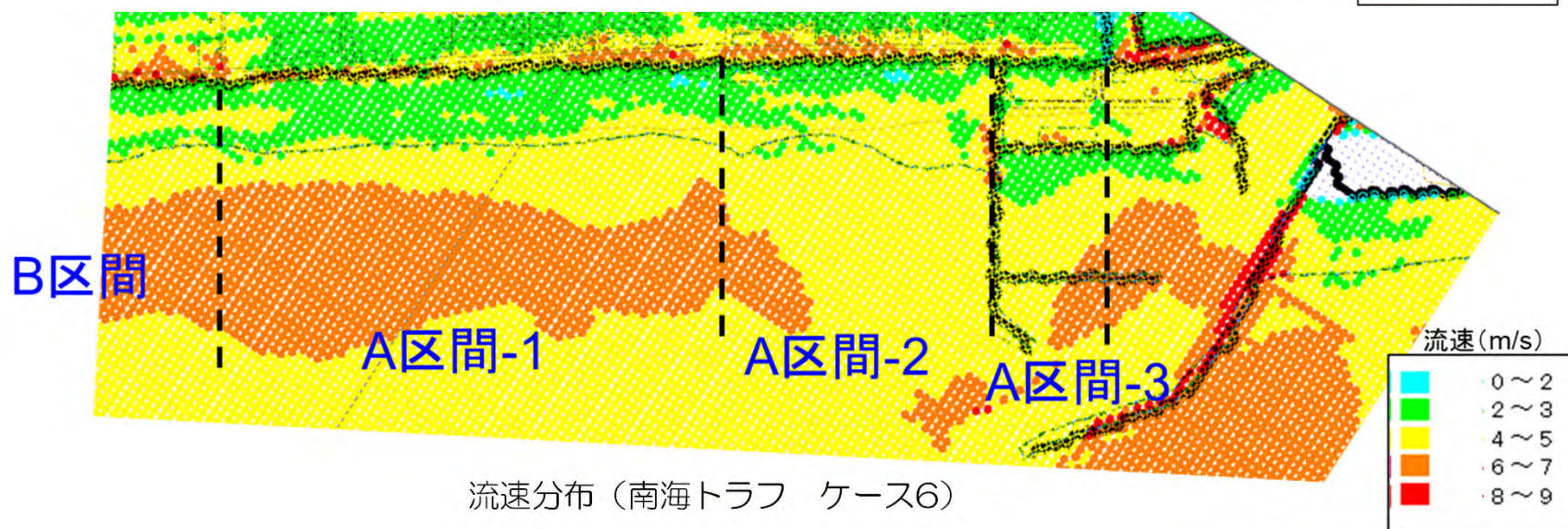
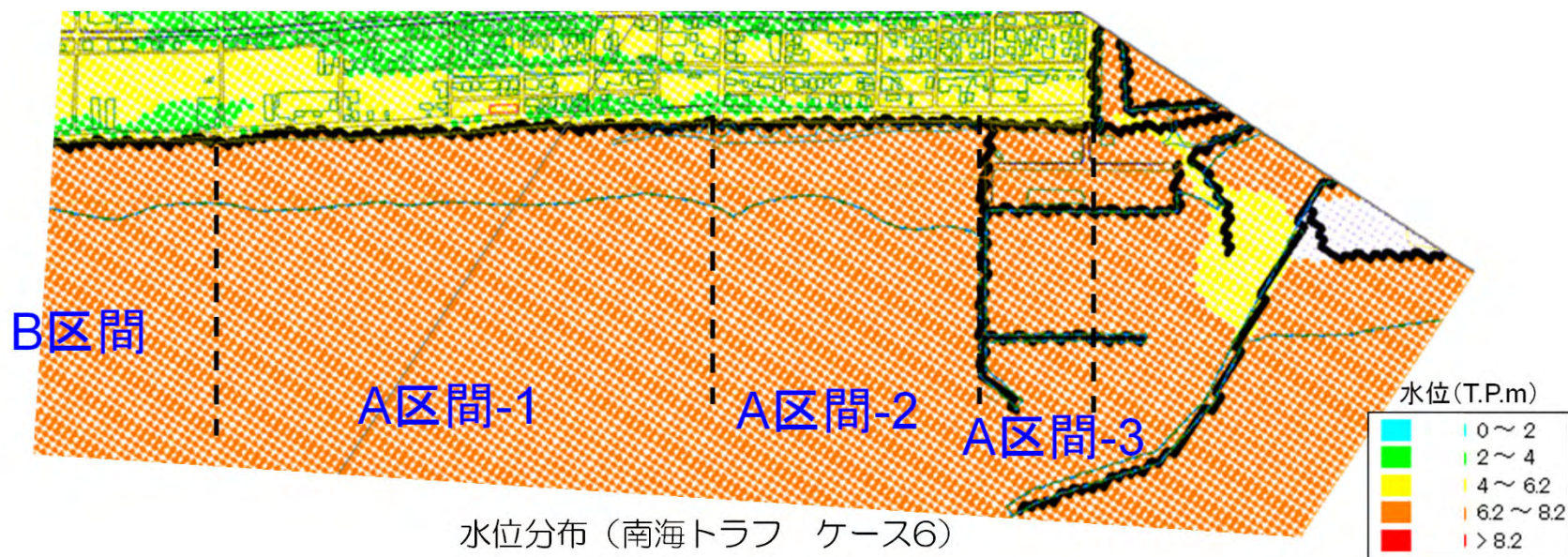
③-3. A区間-3の実験計画<外力条件(水位・流速)の確認>

【津波高分布】

- 住吉工区の中でA区間-3の水位は、隣接他区間と同程度である。
- A区間-3の水理模型実験の設定水位（越流水深2m）であるT.P.+8.2mを超える水位はA区間-3において検出されない。

【堤防周辺の流速分布】

- 最大流速の分布を確認した結果、住吉工区の中でA区間-3の流速は、隣接他区間と同程度である。



③-4. A区間-3の実験計画<実験ケースと評価方法>

【実験ケース】

- 補強含む現況構造で目標の粘り強さを確保可能か確認するため、安定性確認実験を実施する。

【粘り強さの評価方法】

- 海側盛土がないため、L型補強を含む直立堤が転倒開始する時間を破堤遅延時間とし、被災と評価する。

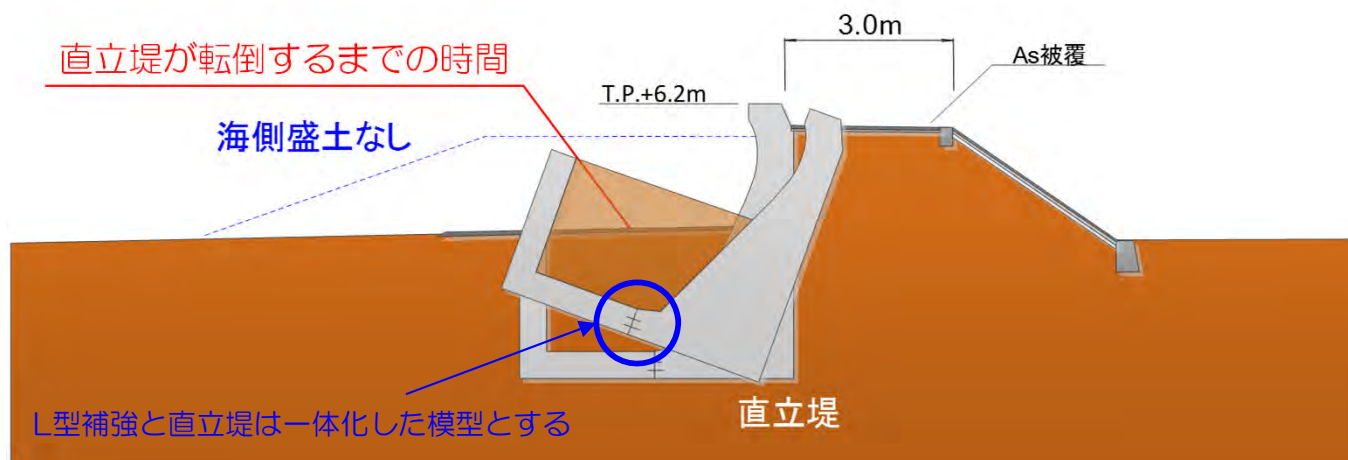
実験ケース表 (A区間-3)

	対象区間	堤防構造	付帯物	越流水深	備考
caseA	A区間-3 直立堤+土堤 天端幅 4.0m	【現況】	L型補強	2.0m*	直立堤が転倒して、L型補強が地上面に露出した場合は越流流況が変化する可能性があるため、その点についても実験では確認する。 *越流水深は外力条件の確認結果をふまえて設定

*解析での堤防前面の津波水位を用いて、外力条件の確認結果を踏まえて設定



現地状況 (A区間-3)



*模型上も現地と同様にL型補強内部には土砂充填した状態とする。
被災基準のイメージ (A区間-3)

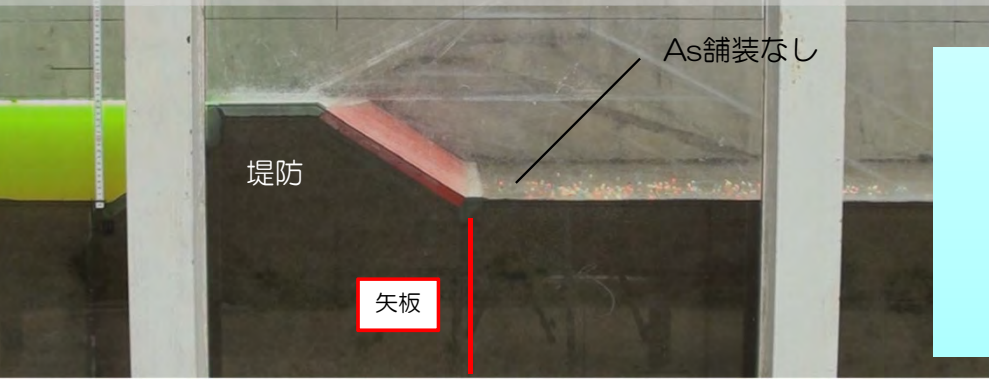
④B区間の粘り強い堤防構造の検討
(外力条件の見直し)

④-1. B区間の粘り強い堤防構造の再検討<課題と検討方針>

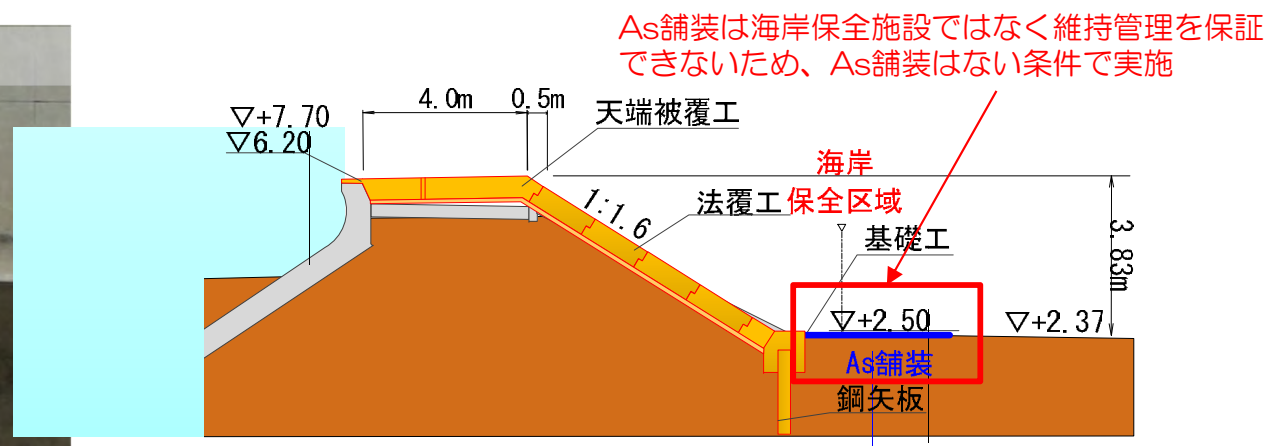
■B区間の課題・検討方針

- ・R2年度の実験によって構造形式を設定済みだが、**今回外力条件の見直しを行った。**
- R2年度設定した構造形式は、越流開始から50分後まで安定性を確保できているため、外力条件が変更となっても安定する可能性が高いと想定し、**R2年度の実験によって設定した構造形式で外力条件を変更した実験を実施。**
- ※既往の検討で被災した現況構造については、同様に被災すると想定されるため実施しない。
- ※R2年度はAs舗装の有無の評価を実施していたが、R3年度実験では危険側の条件となるAsなしのみの確認を実施。

初期状態 (As舗装なし)

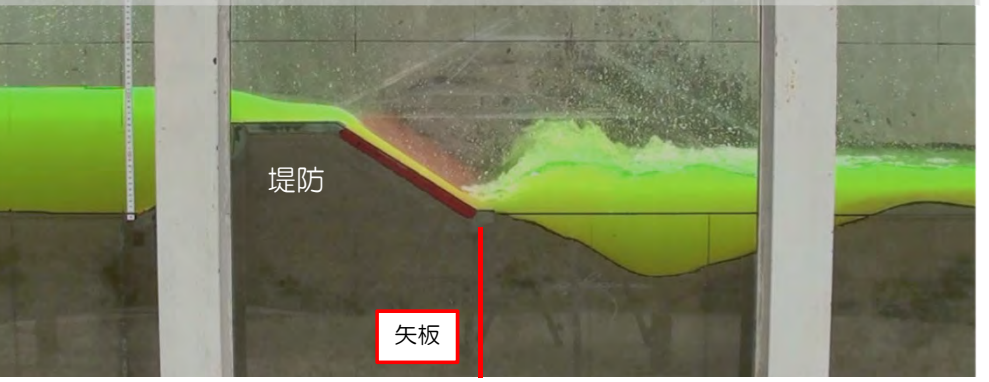


越流前の状況 (R2年度)

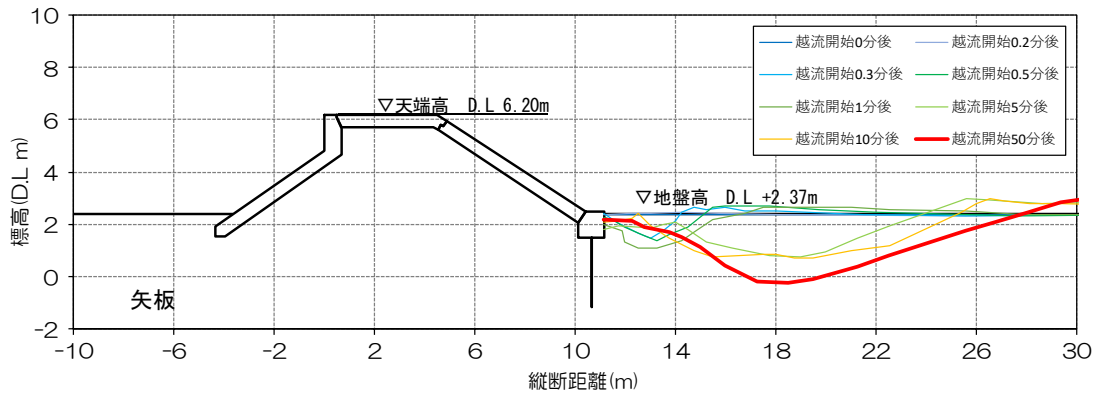


選定した構造形式のイメージ (B区間)

越流開始50分後の流況



越流開始50分後における堤防及び背後地の洗掘状況 (R2年度)

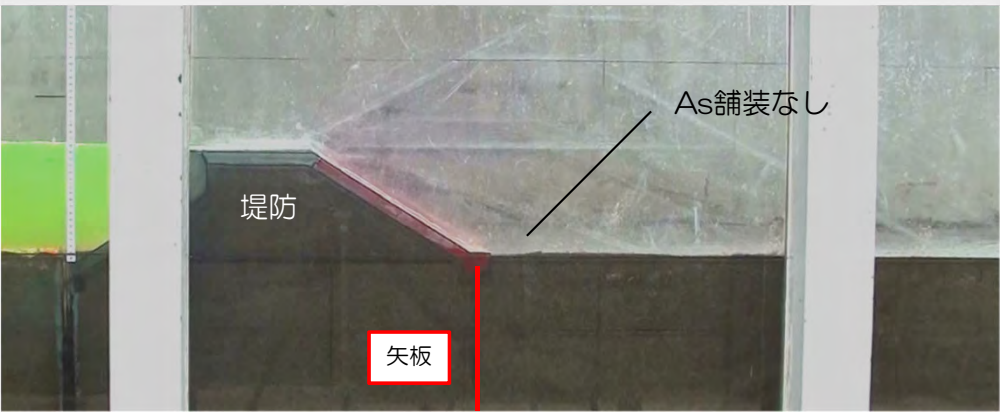


洗掘形状の経時変化 (R2年度)

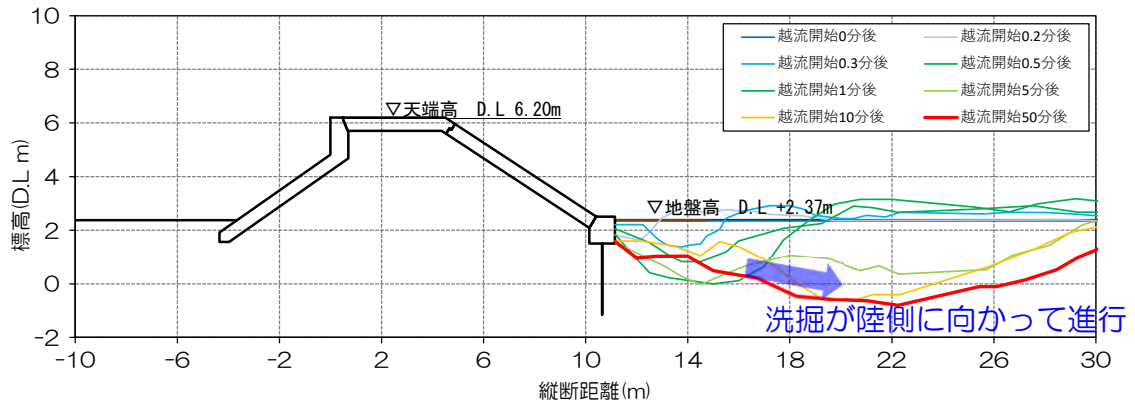
④-2. B区間の粘り強い堤防構造の再検討<実験結果>

- 越流水深2.0mにおいてもR2年度に実験（越流水深1.5m）と同様に50分後においても、堤体本体は破堤しない。
 - 越流水深が大きくなり、より水平方向の流れが卓越し、最大洗掘位置が陸側に移動する。
- R2年度設定した矢板案において越流水深2.0mの場合でも、目標とする粘り強さ3.0~5.0分の破堤遅延時間を確保できることが確認できたため、「矢板案」を構造形式として採用する。

初期状態 (As舗装なし)

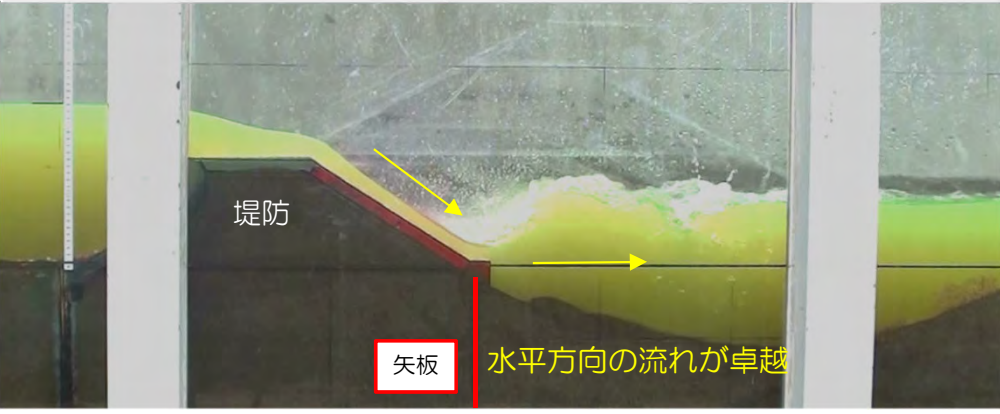


越流前の状況

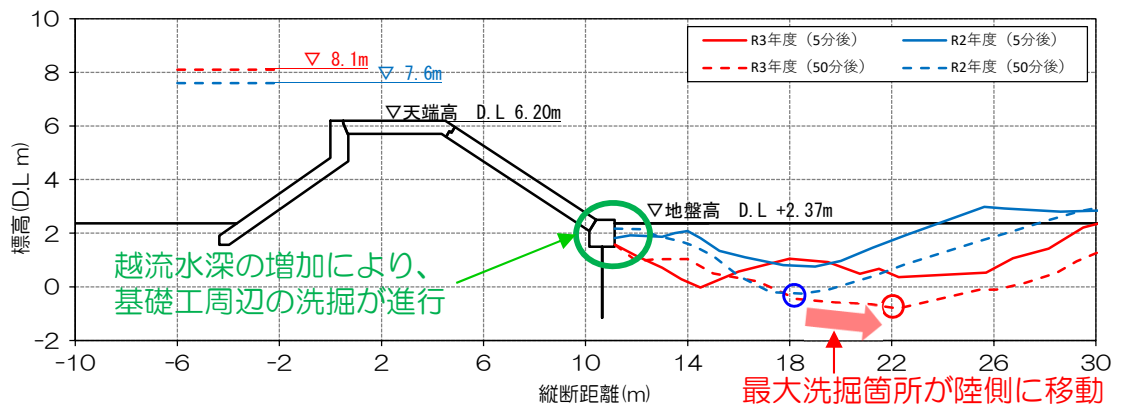


洗掘形状の経時変化

越流開始50分後の流況 (越流水深2.0m)



越流開始50分後における堤防及び背後地の洗掘状況 (R3年度)



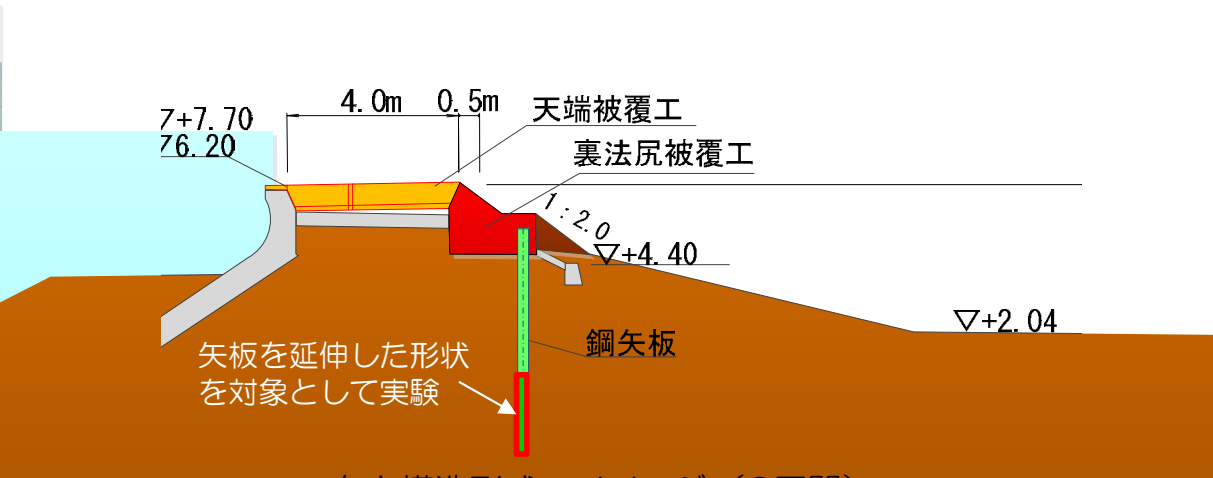
R2年度実験との越流開始5分、50分の洗掘形状の比較

⑤C区間の粘り強い堤防構造の検討
(外力条件の見直し・構造の安定性の検討・今後の実験計画)

⑤-1. C区間の粘り強い堤防構造の再検討<課題と検討方針>

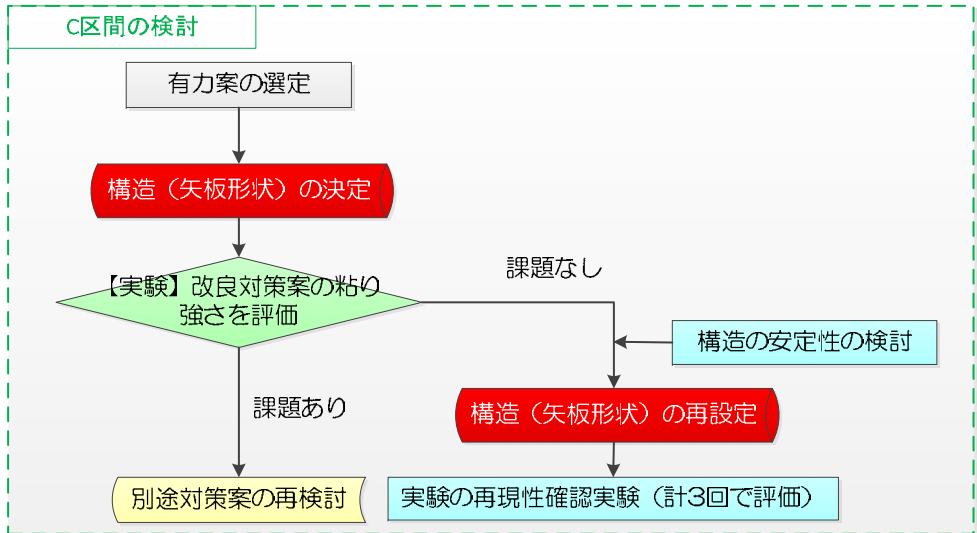
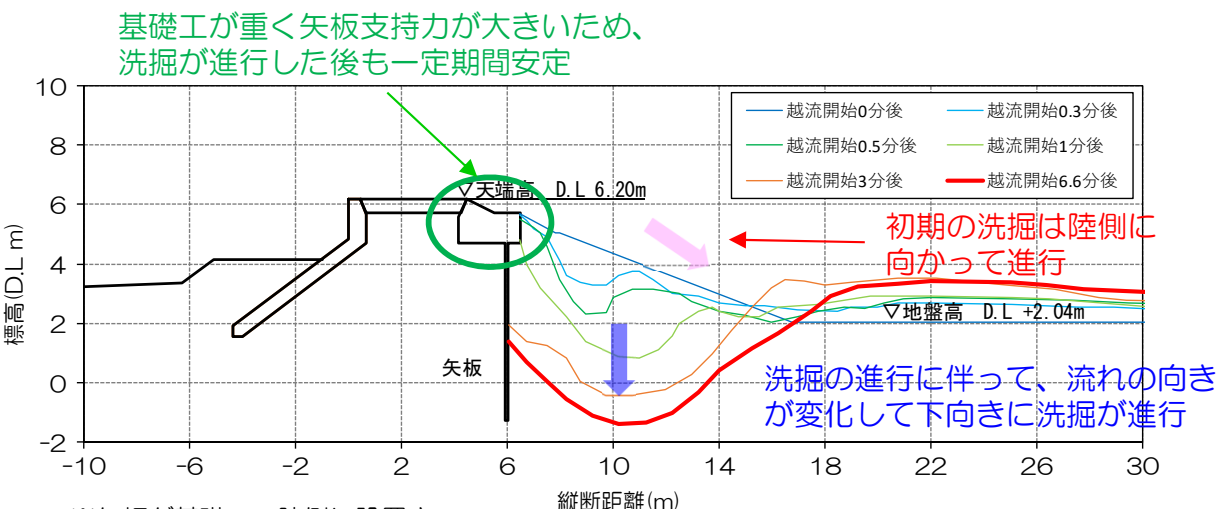
■C区間の課題・検討方針

- ・R2年度の実験で有力案を設定済みだが、今回外力条件の見直しを行った。
- ・十分に余裕のある構造形式でないため、外力条件の変更により設定した有力案の構造で安定しない可能性がある。
- R2年度設定した有力案について、矢板を十分延伸した形状を対象として実験を実施
- ※既往の検討で被災した現況構造や改良案については、同様に被災すると想定されるため実施しない。



越流開始6.6分後における堤防及び背後地の洗掘状況 (R2年度)

有力構造形式のイメージ (C区間)



※矢板が基礎工の陸側に設置されており、重心が海側となっていることも安定の要因
洗掘形状の経時変化 (R2年度)

検討フロー

⑤-2-1. C区間の粘り強い堤防構造の再検討<実験結果>

- 越流開始5分後は矢板背後の土砂が流出し、19.8分に矢板が転倒した。
 - 越流水深が大きくなったことにより、着水位置が陸側に移動したため、矢板から離れた箇所で洗掘が進行した。
- 裏法保護工+矢板を設置した構造は、目標とする粘り強さ3.0~5.0分の破堤遅延時間を確保できる。



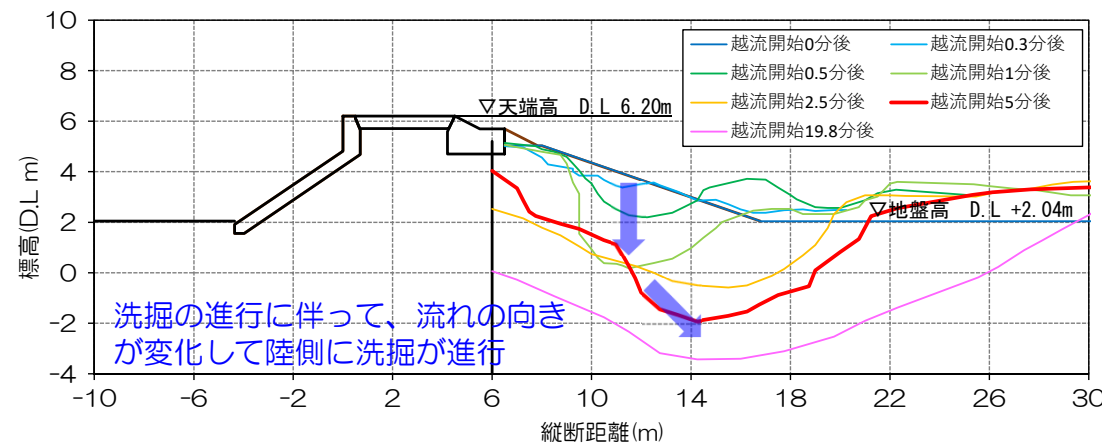
越流前の流況



越流開始19.8分後における堤防及び背後地の洗掘状況



越流開始5.0分後における堤防及び背後地の洗掘状況

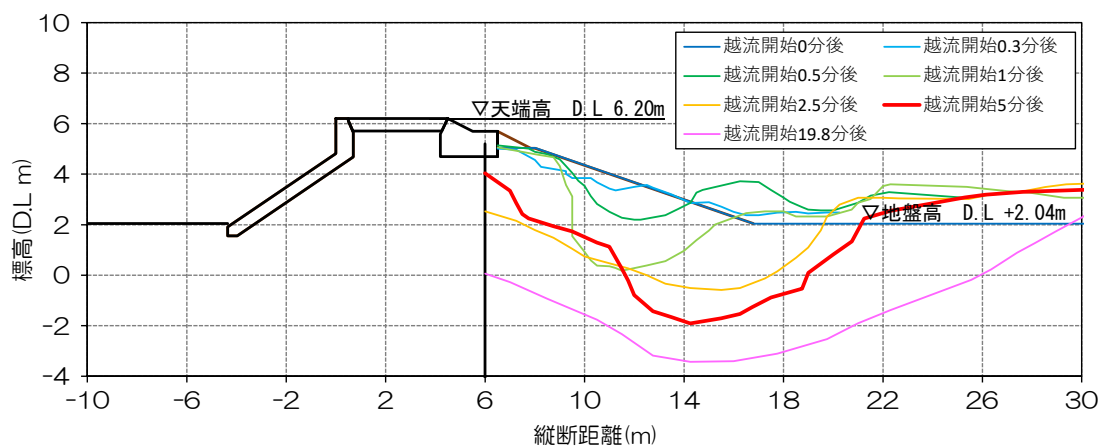


洗掘形状の経時変化

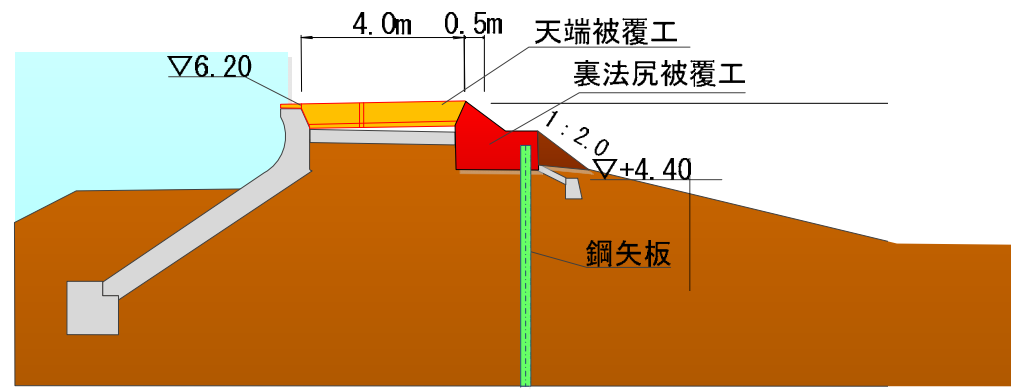
⑤-2-2. C区間の粘り強い堤防構造の再検討<構造の安定性検討>

■構造の安定性検討（矢板諸元の設定）

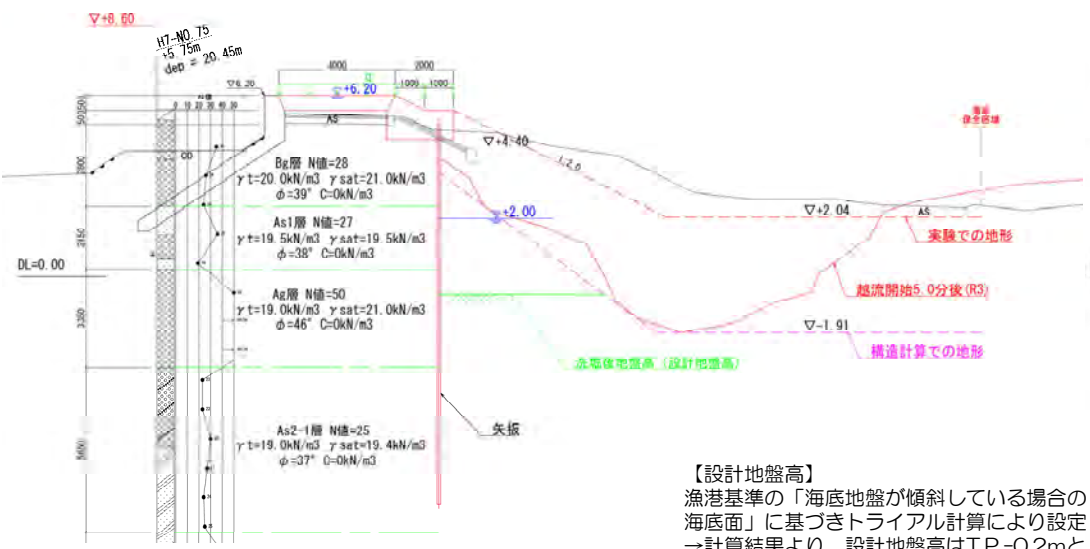
- R3年度実験の洗掘形状に対し自立式矢板構造の机上検討を実施する。
 - 背後地の地形は越流開始5分後の洗掘形状を対象とし、矢板前面の抑え土を考慮して計算を実施する。
 - 根入れ長はチャンの式(3/β)、断面計算は半無限長の杭、許容値は津波時を短期荷重と捉えて設定する。
- 洗掘深を考慮すると、自立式矢板構造でU形鋼矢板IVw型（SYW390） L=12.0mで安定性を確保できる。



洗掘形状の経時変化（R3年度）

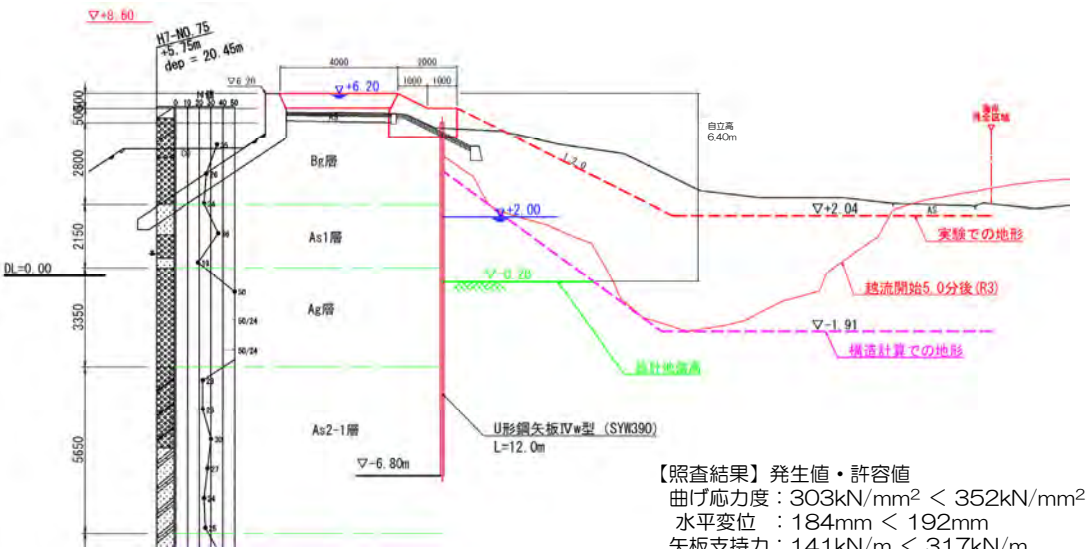


構造の安定性を踏まえた有力構造形式のイメージ（C区間）



計算モデル

【設計地盤高】
漁港基準の「海底地盤が傾斜している場合の海底面」に基づきトライアル計算により設定
→計算結果より、設計地盤高はT.P.-0.2mとなった（自立高6.40m）



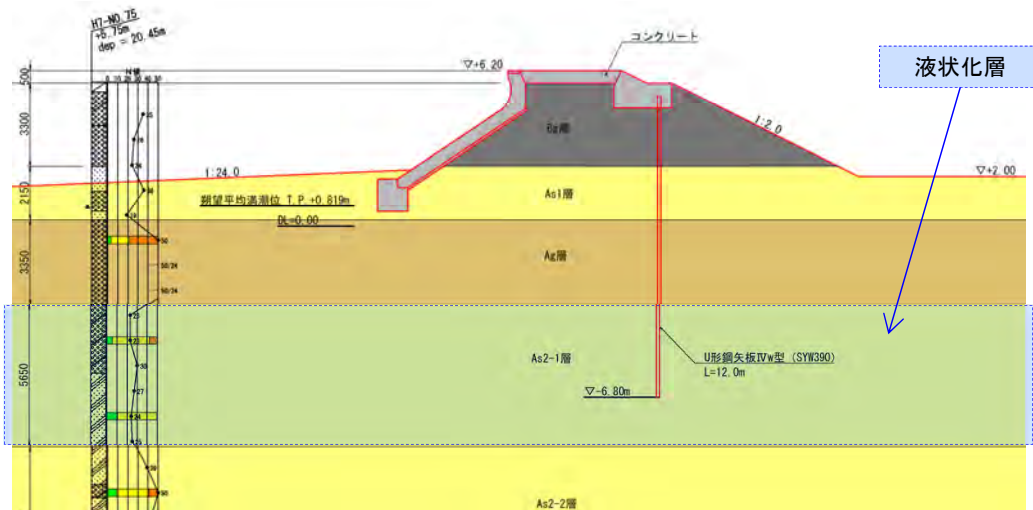
計算結果

【照査結果】発生値・許容値
 曲げ応力度：303kN/mm² < 352kN/mm²
 水平変位：184mm < 192mm
 矢板支持力：141kN/m < 317kN/m
 必要根入れ長：6.15m

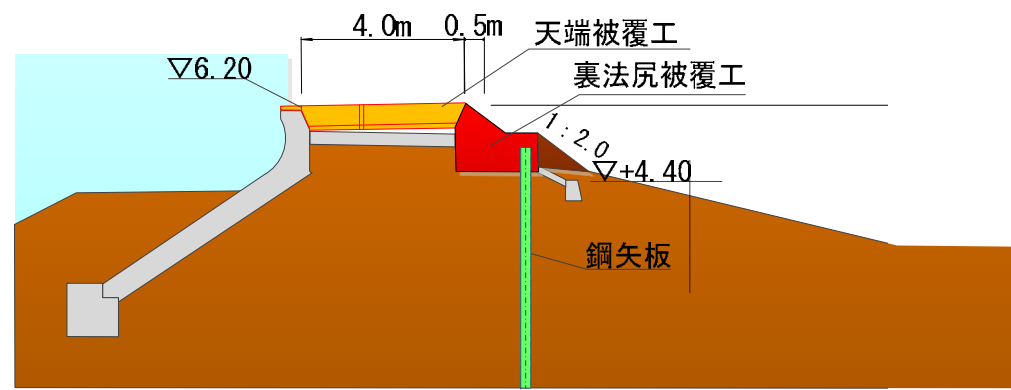
⑤-2-3. C区間の粘り強い堤防構造の再検討<構造の安定性検討>

■構造の安定性検討（津波を生じさせる地震動に対する堤防の影響検討）

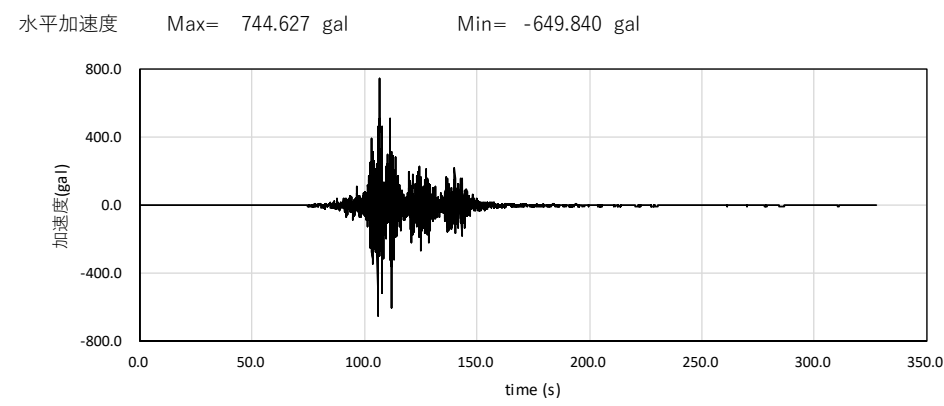
- ・ 前述の自立式矢板構造の諸元に対して、津波を生じさせる地震動に対する堤防の影響検討を実施する。
 - ・ 盛土、被覆工、矢板の複合構造の堤防となるため、動的照査法のFLIP解析により検討を実施する。
 - ・ 津波越流時に粘り強い構造が保持されているか確認するため、鋼矢板の応力状態を照査する。
- 検討結果より、鋼矢板の断面力が許容値を満足することから、粘り強い堤防の機能を確保できる。



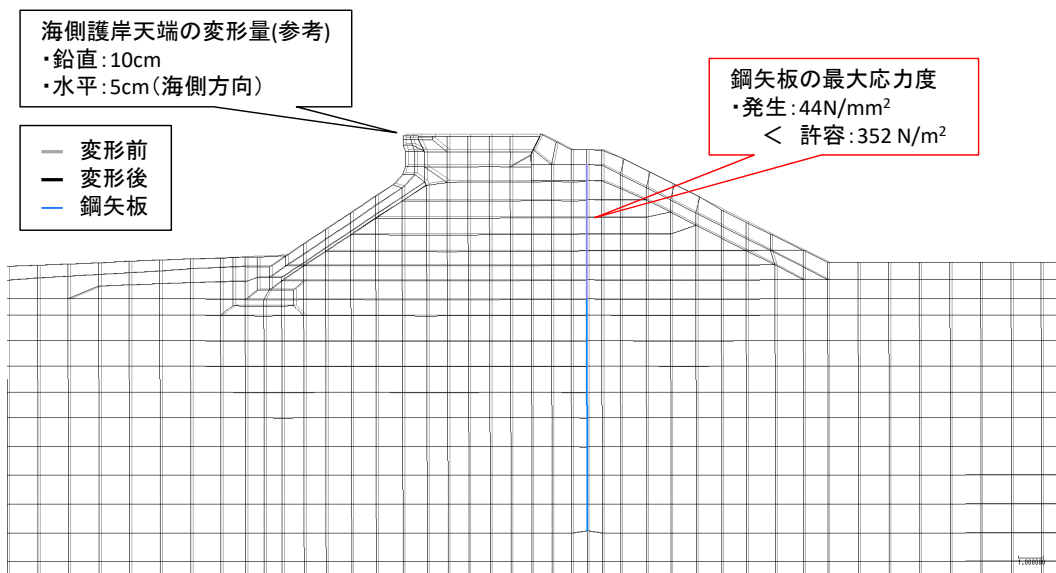
土層モデル図



構造の安定性を踏まえた有力構造形式のイメージ (C区間)



入力地震動 (工学的基盤面)



加振終了後の変位図

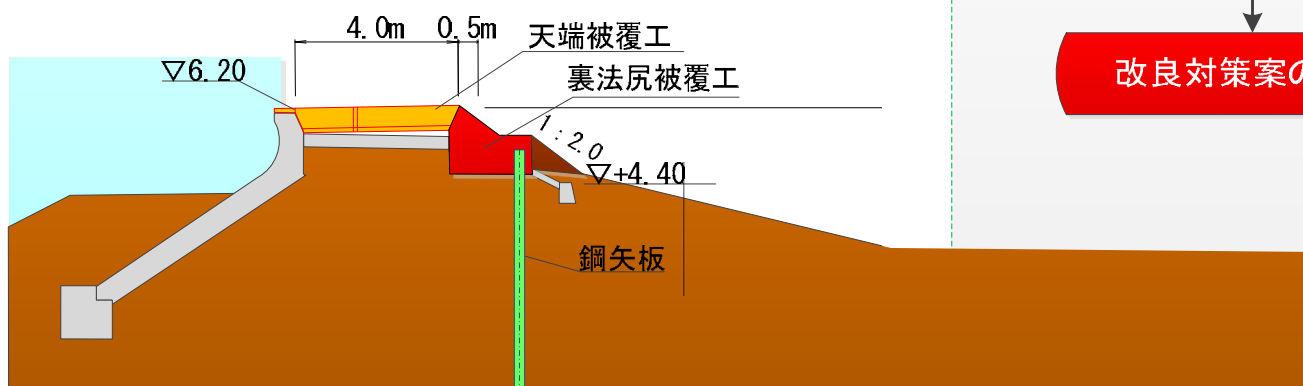
⑤-3-1. C区間の実験計画<課題と検討方針>

【C区間の課題】

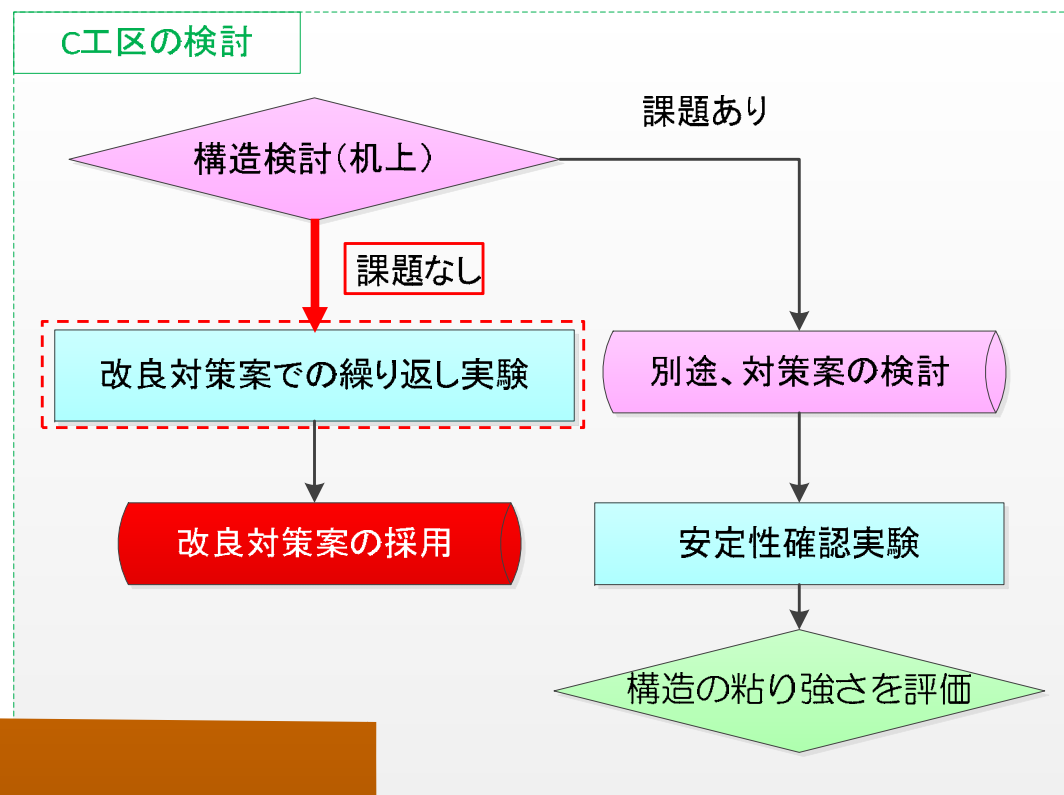
- 堤防背後に松が植樹されており、極力伐採を行わない範囲での粘り強い海岸堤防構造の設定が必要。

【C区間の検討方針】

- 改良対策案（裏法尻保護工+矢板）は**目標の粘り強さ3.0~5.0分の破堤遅延時間を確保可能**であることを確認した。
 - 机上での構造検討により、地震時と津波洗掘時の安定性を確認し、粘り強い構造を保持する矢板諸元を設定した。
- 課題なし：実験の再現性を確認するため、1回実施済みと同条件での繰り返し実験を実施（計3回）。



堤防構造案（裏法尻被覆工+矢板）



⑤-3-2. C区間の実験計画<実験ケースと評価方法>

【実験ケース】

・改良対策案（法尻保護工+矢板）構造は安定性確認のため、同条件で計3回の実験を実施する（1回実施済）。

【粘り強さの評価方法】

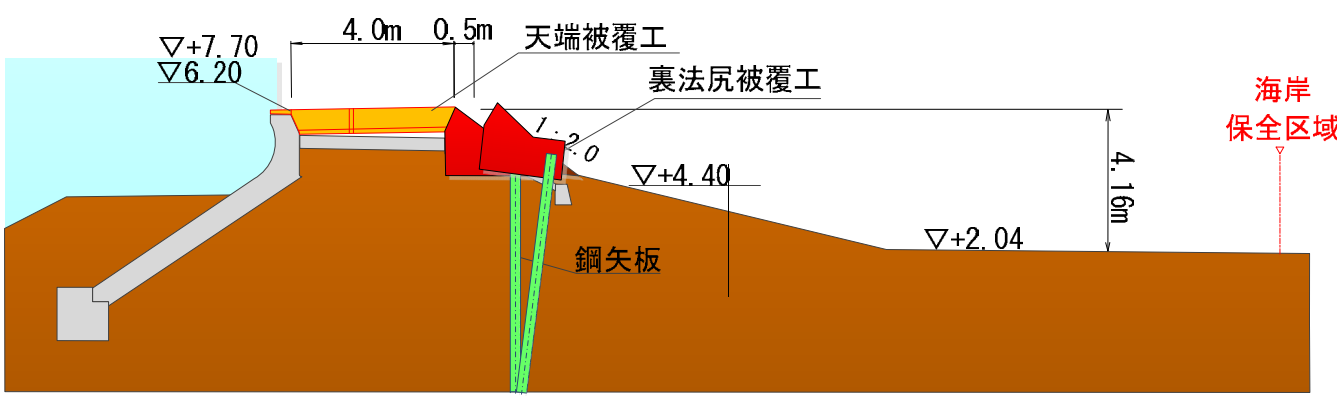
・C区間の改良対策案は矢板を設置する構造であり、矢板の転倒時間を破堤遅延時間とするため、矢板の転倒した時点を被災として評価

実験ケース表（C区間）

対象区間	堤防構造	付帯物	越流水深	備考
caseC C区間 土堤 天端幅 4.0m (No75~79)	【改良対策案】 裏法尻保護工+矢板 (法面なし) (延長12.0m※)	なし	1.5m	

※構造の安定性検討結果を踏まえて設定

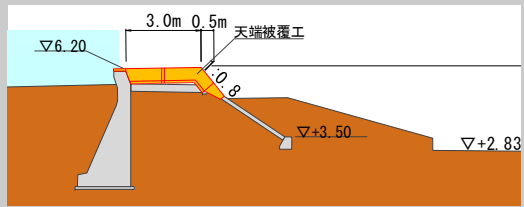
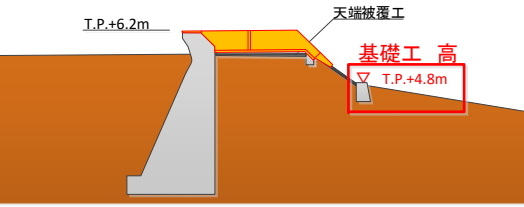
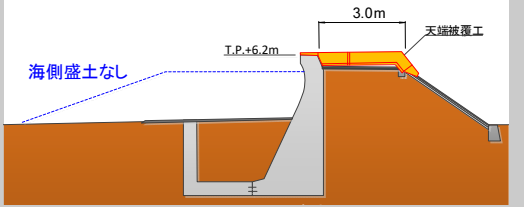
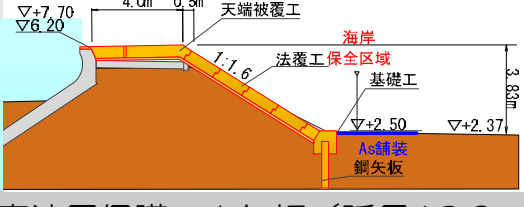
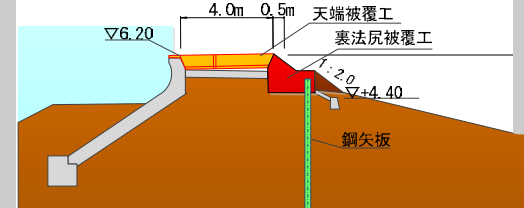
【参考】R3年度実験結果（1回目）



L=12.0m
被災基準のイメージ（C区間）

評価項目	C区間 (No.75~79) 土堤、天端幅4.0m
越流継続時間の破堤	あり
破堤遅延時間	19.8分
最大洗掘深※1	3.4m
被災経過	<堤体損壊による評価> 19.8分後：矢板が陸側に転倒 →天端、堤体の順に流出 ※矢板が転倒した19.8分を破堤遅延時間として評価。
粘り強さの評価	○ ・他の工区で設定している破堤遅延時間3~5分は確保できている。

⑥.これまでの検討結果のまとめと今後の方針

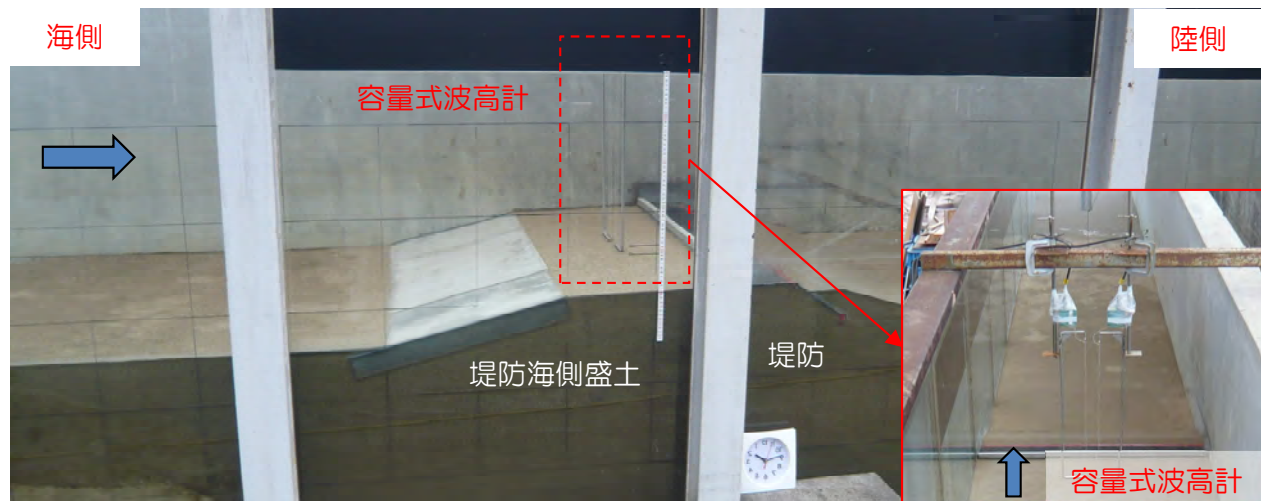
対象区間	外力条件	構造案	実験結果の評価	今後の方針
A区間-1	越流水深 2.0m	現況構造（天端被覆工のみ） 	◎ 目標とする3～5分の破堤遅延時間を確保できる ＜反復実験済み＞	検討終了 現場施工を実施中
A区間-2	越流水深 2.0m	現況構造（天端被覆工のみ） 	○ 直立堤の完全転倒するまでの粘り強さがある点を考慮すると粘り強さを確保できる ＜反復実験済み＞	今後詳細設計を実施
A区間-3	越流水深 2.0m	現況構造（天端被覆工のみ） 	— （未実施） 本年度実施予定	本年度内に模型実験による構造検討を実施 ⇒構造の設定
B区間	越流水深 2.0m	天端被覆工＋裏法工＋基礎矢板 	◎ 目標とする3～5分の破堤遅延時間を確保できる	今後詳細設計を実施
C区間	越流水深 2.0m	裏法尻保護工＋矢板（延長12.0m） 	△ 目標とする3～5分の破堤遅延時間を確保できる ＜反復実験未実施＞ 本年度実施予定	本年度内に模型実験による構造検討を実施 ⇒構造の設定

【参考資料】

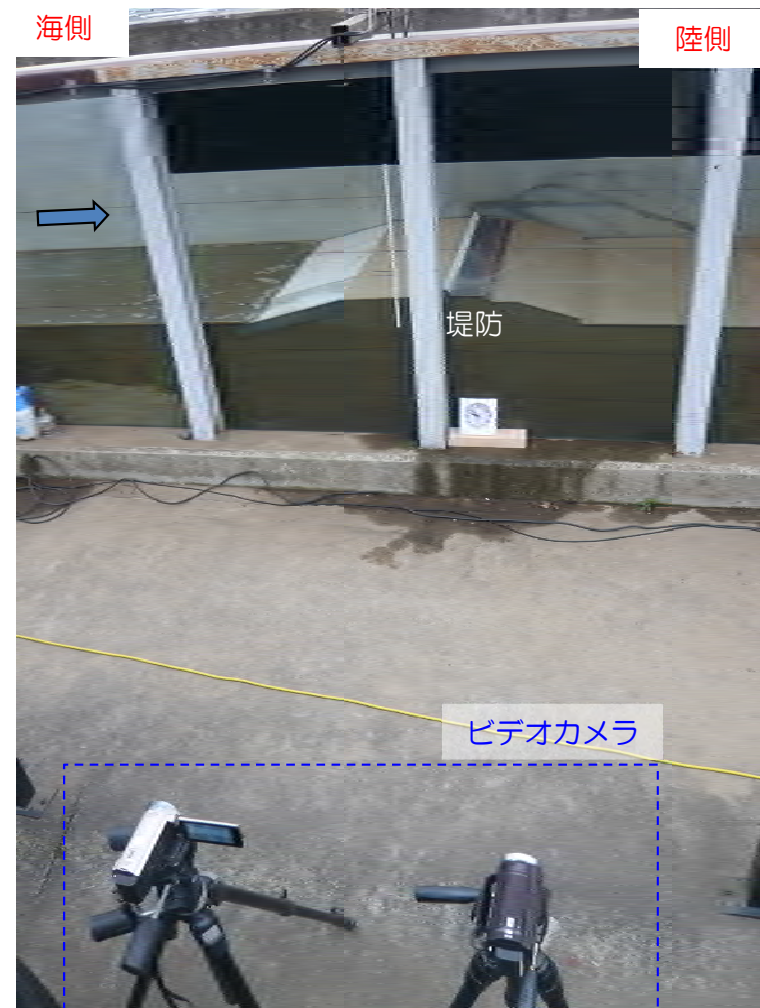
【参考①】 計測方法

【計測方法】

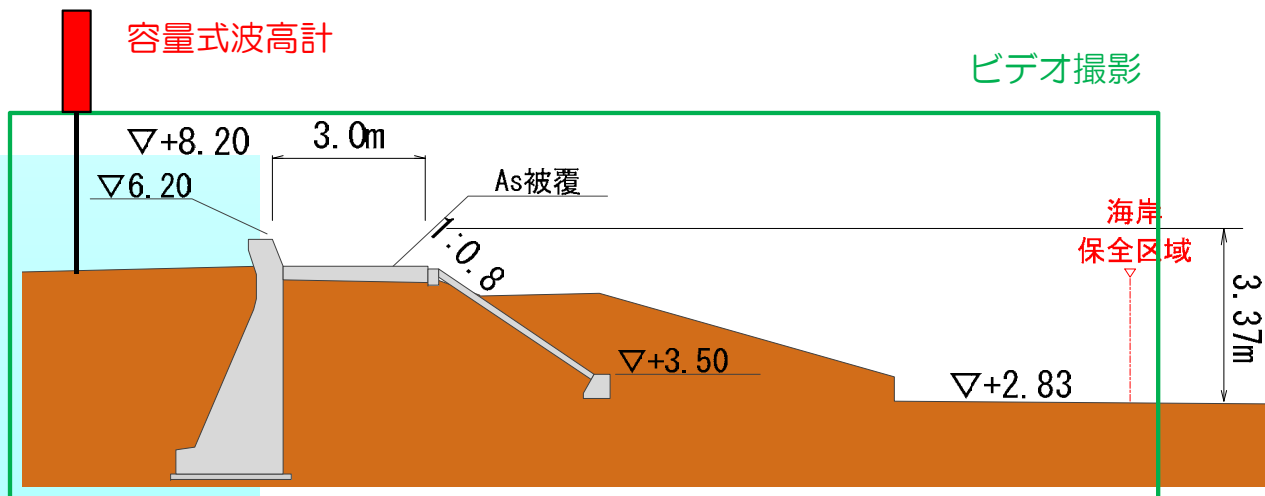
- 堤防前面の波高計測（容量式波高計：堤防前面）
- 裏法洗掘深の把握（撮影動画と記録時間による計測：堤防背後）



容量式波高計の設置状況



ビデオカメラの設置状況



実験計測項目と計測位置のイメージ図

【参考②】実験での越流水位(越流水深)の設定

・グラフの『津波高(粘り強い海岸堤防の整備) 南海トラフケース8』(桃色点)の値を用いて実験の越流水深を設定

【越流水位(越流水深)の条件】粘り強い海岸堤防の整備(L1以下盛土整備時)の条件

区間	A区間	B区間	C区間
解析越流水位	T.P.+8.10m※2	T.P.+8.10m※2	T.P.+8.60m※2
堤防高	T.P.+6.20m		
解析越流水深	1.9m → 2.0m (8.0cm) ※1	1.9m → 2.0m (8.0cm) ※1	2.4m → 2.5m (10.0cm) ※1

※1 危険側の条件で評価を行うため、越流水深については0.5m単位で切上げて評価、()は実験時の水深
 ※2 シミュレーションの解析水位を0.1m単位で切り上げ

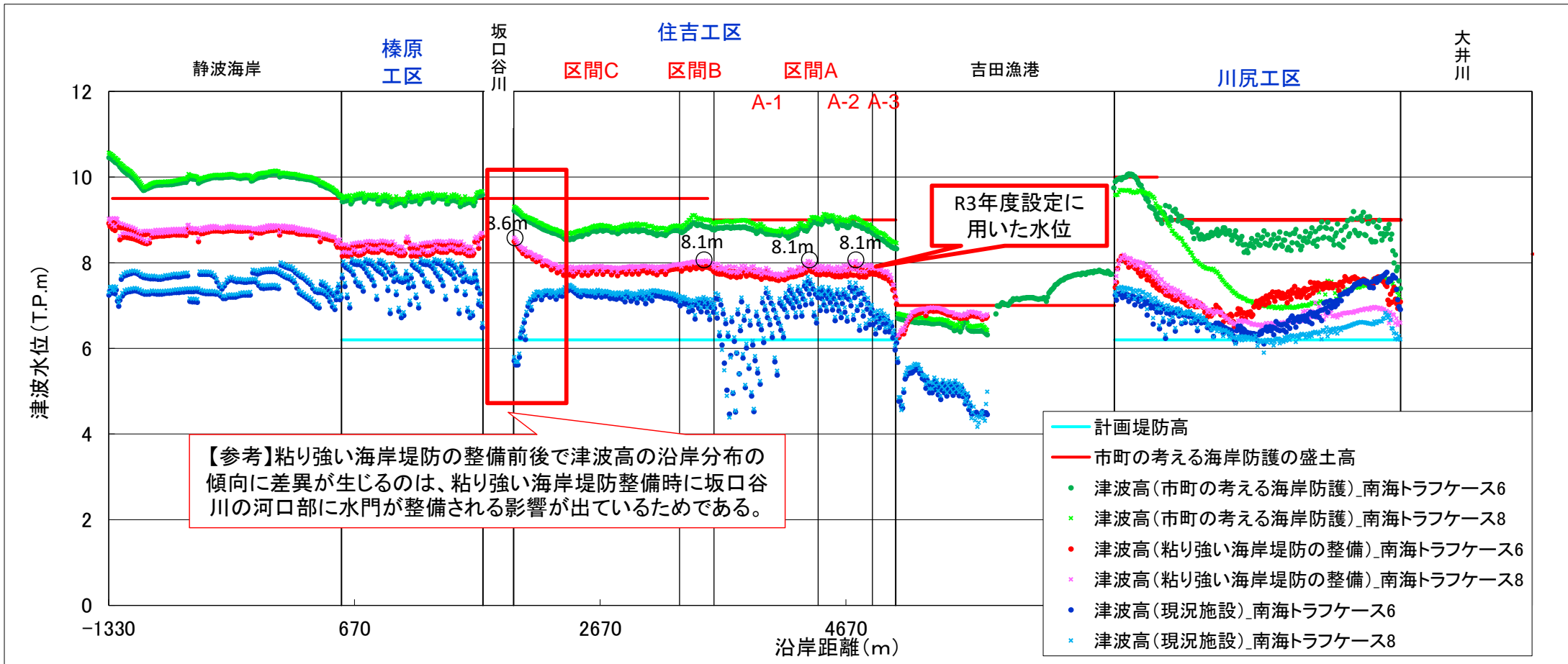


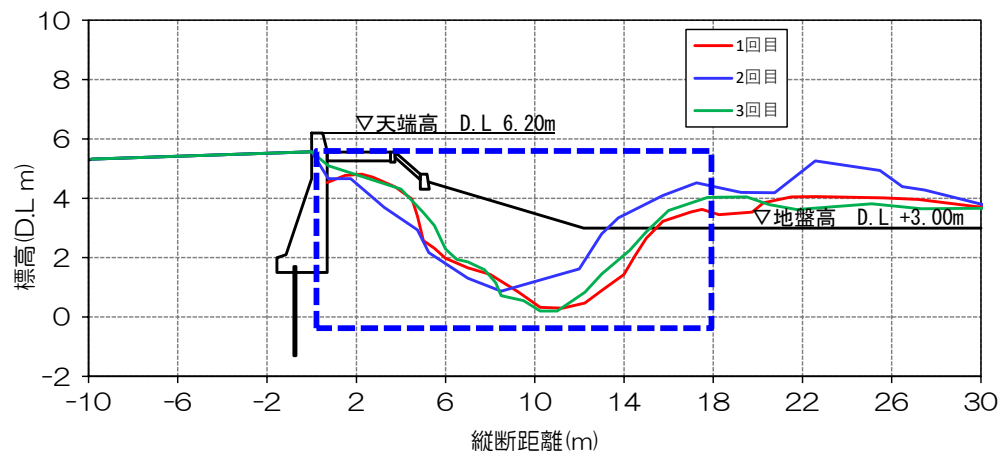
図 条件ごとの津波高の沿岸分布

【参考③】A区間-2の洗掘形状の時系列変化の比較

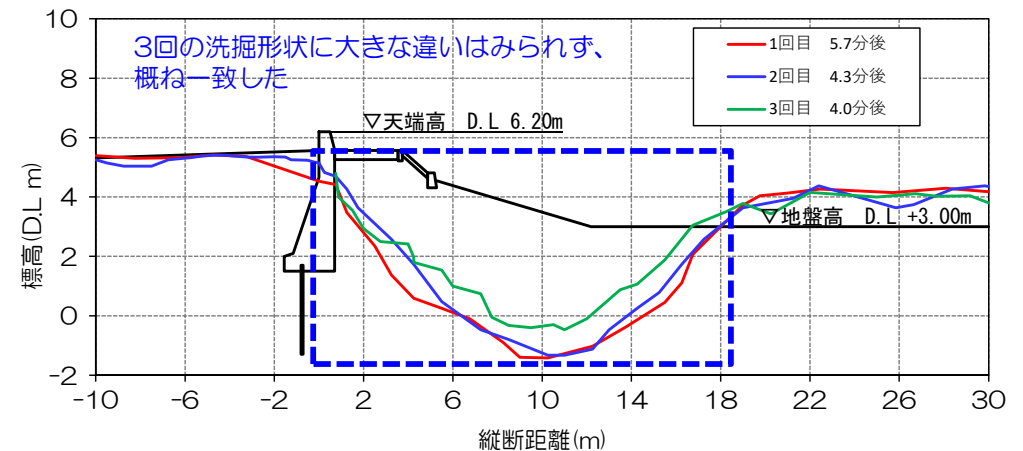
- ・法面、天端被覆工の被災時間にはばらつきがみられるが、越流開始1.5分後と海側盛土の洗掘形状はほぼ一致した。
 - ・3回の洗掘形状に大きな違いはみられず、約4分の粘り強さは確保できている。
- 実験の再現性を確認するため繰り返し実験を実施した結果、既設の直立堤の粘り強さを考慮すると十分な粘り強さを確保できていると考えられる。

実験ごとの被災状況（A区間-2）

	A区間-2（1回目）	A区間-2（2回目）	A区間-2（3回目）
陸側地盤面高	D.L.3.00m		
基礎天端高	T.P.3.5m		
被災状況の概要	0.5分後：基礎工流出 1.3分後：法面被覆工流出 1.5分後：天端被覆工流出 3.2分後：直立堤が転倒開始 5.7分後：直立堤倒壊、海側盛土低下	0.6分後：基礎工、法面被覆工流出 0.7分後：天端被覆工沈下 1.6分後：直立堤が転倒開始 4.3分後：海側盛土低下	0.4分後：基礎工、法面被覆工流出 1.5分後：天端被覆工沈下 2.1分後：直立堤が転倒開始 4.0分後：海側盛土低下



越流開始1.5分後の洗掘形状



海側盛土低下時の洗掘形状