

第13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4年3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

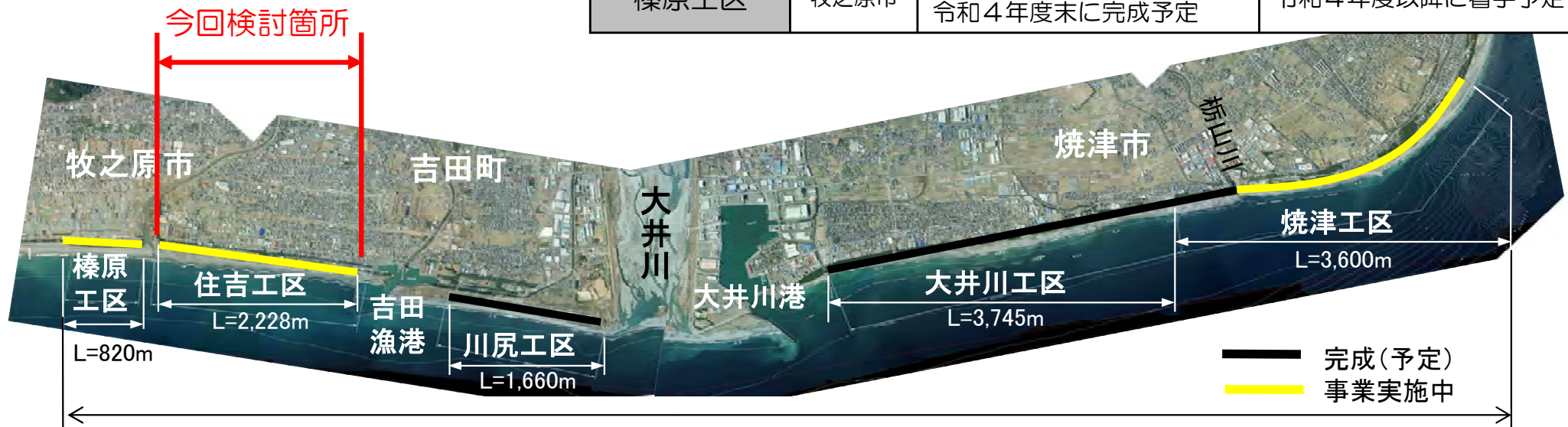
①-1. 検討概要(粘り強い海岸堤防の整備状況)

【検討の背景】

- これまで駿河海岸の各区間を対象に粘り強い海岸堤防の検討を実施し、以下に示す区間では現地の整備を進めている。

粘り強い海岸堤防の進捗状況

工区	市町	現在の進捗状況 (R4. 3末予定)	
		堤防補強工	背後盛土
焼津工区 (栢山川以東)	焼津市	令和4年3月に着手予定	背後盛土は実施しない
大井川工区 (栢山川以西含む)		平成28年9月に着手 令和4年3月末に完成予定	令和4年3月末に完成予定
川尻工区	吉田町	平成28年9月に着手 令和3年3月末に完成	令和3年3月末に完成
住吉工区		令和3年3月に着手	背後盛土の構造検討中
榛原工区	牧之原市	令和2年11月に着手 令和4年度末に完成予定	令和4年度以降に着手予定



駿河海岸 L=約12km(直轄工事区間の延長)

①-2. 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)

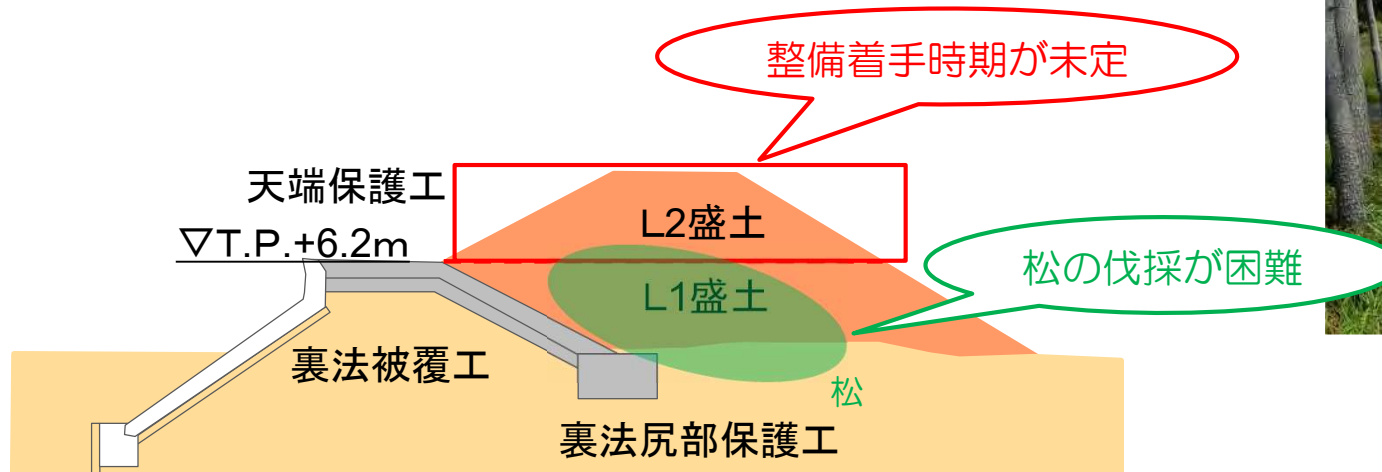
- 盛土整備位置に多くの宅地が存在しており、盛土の整備に着手できる時期が見通せない。
- 海岸堤防の背後に松が植樹されており、これを伐採した場合、暴風等による住民への影響が懸念される。

【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。



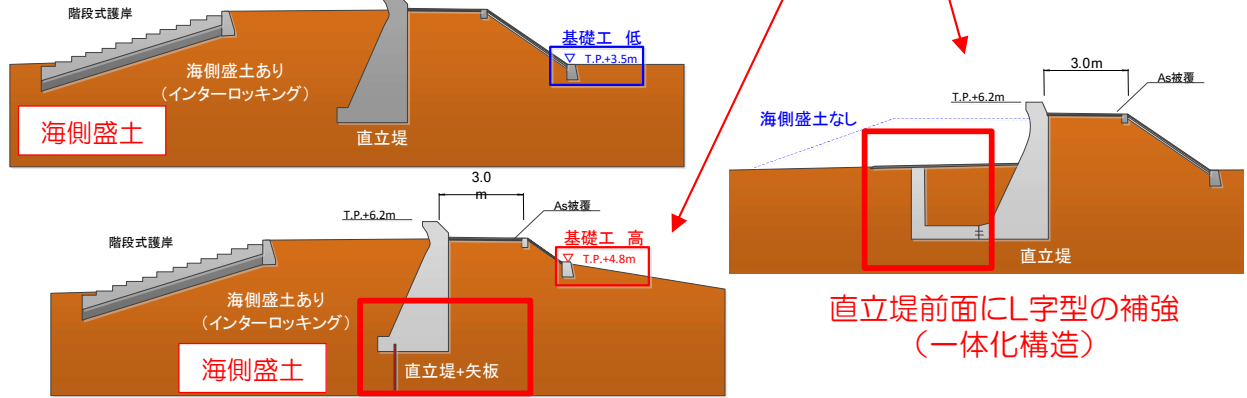
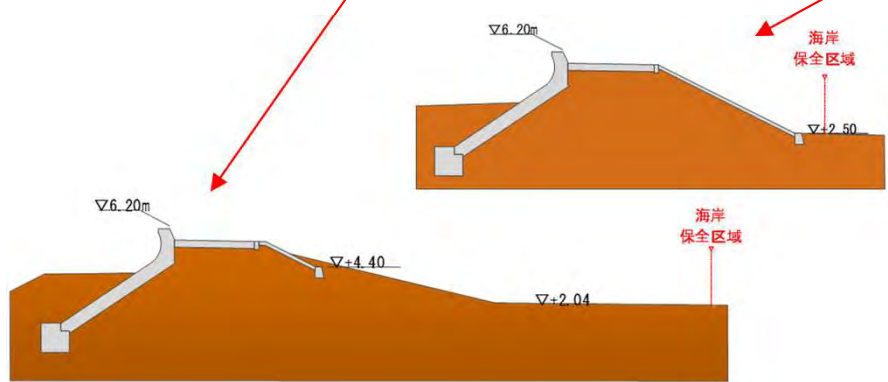
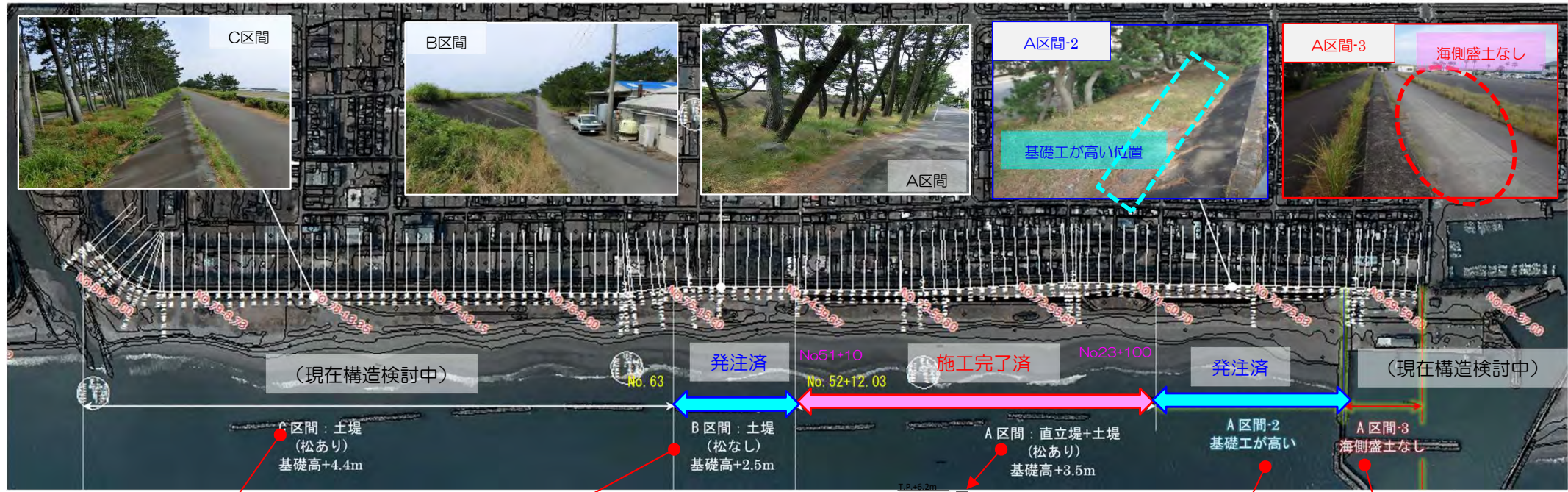
住吉工区の堤防裏法面の松の状況



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



①-3. 検討概要(これまでの検討結果と検討方針)

表 第12回委員会での報告内容・指摘事項と対応方針

対象区間	第12回委員会までの報告内容	第12回委員会での指摘事項	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。	—	— (構造諸元設定済み)
A区間-2	繰返し実験での確認の結果、直立堤は完全転倒せず、一定時間以上（目標破堤遅延時間の最大値5.0分以上）盛土の天端高が維持されるため、「基本対策（天端被覆のみ）」を採用する。	—	— (構造諸元設定済み)
A区間-3	実験計画（案）を提示し、まず現況実験による検討を実施する方針とした。	<ul style="list-style-type: none"> ・L型補強と直立堤の接続形式について構造の安定性から実験での再現方法を設定すること 	▶ 接合部に十分な強度が確保されていないため、接続しない方法で現況実験を実施 【今回現況実験結果の報告】
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。	—	— (構造諸元設定済み)
C区間	構造的な安定性を構造計算により実施して最終的な対策工形状を選定し、繰返し実験により結果を評価する方針とした。	—	▶ 第12回委員会で承認された構造を対象として繰返し実験を実施 【今回繰返し実験結果の報告】

②C区間の粘り強い堤防構造の検討
(繰り返し実験の結果)

②-1. C区間の実験計画の概要

【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）。

※今回、繰り返し実験（残り2回）を実施することにより、再現性（バラツキ）の確認を行う。

【粘り強さの評価方法】

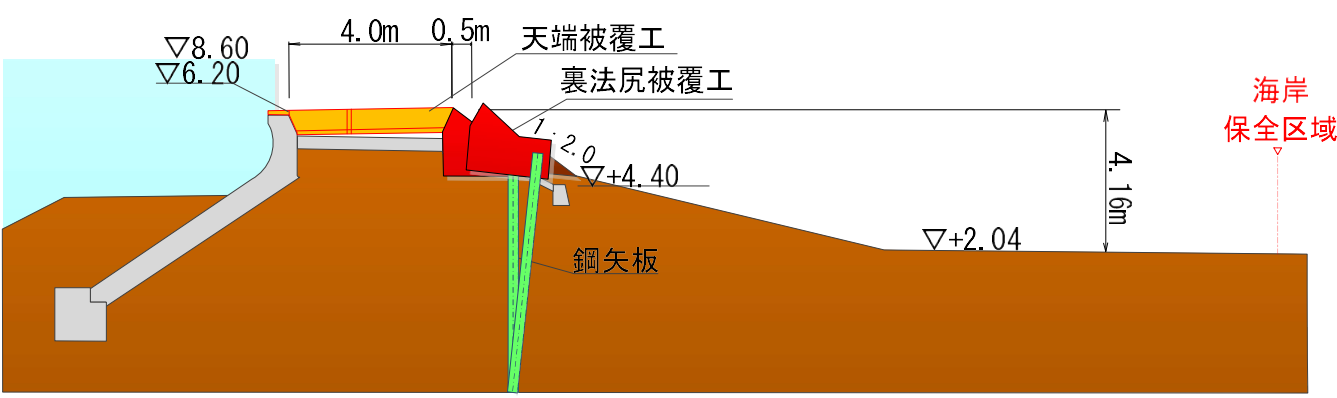
・C区間の改良対策案は矢板を設置する構造であり、矢板の転倒時間を破堤遅延時間とするため、矢板の転倒した時点を被災として評価

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	2.5m	

※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
実験結果	
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
評価	
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。

②-2-1. C区間の粘り強い堤防構造の検討<1回目:前回報告事項>

- 越流開始5分後には、矢板背後の土砂が一部流出しているが、矢板の転倒はなく堤防高を維持している。
 - 越流開始後10分以上経過しても矢板の転倒はなく、堤防高が維持される（越流開始19.8分後に転倒）
- 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。



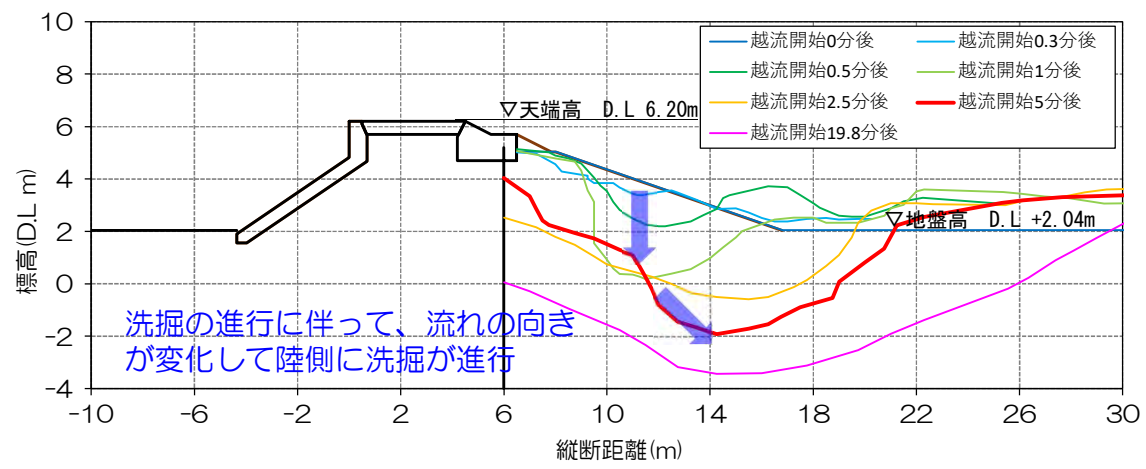
越流前の流況



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



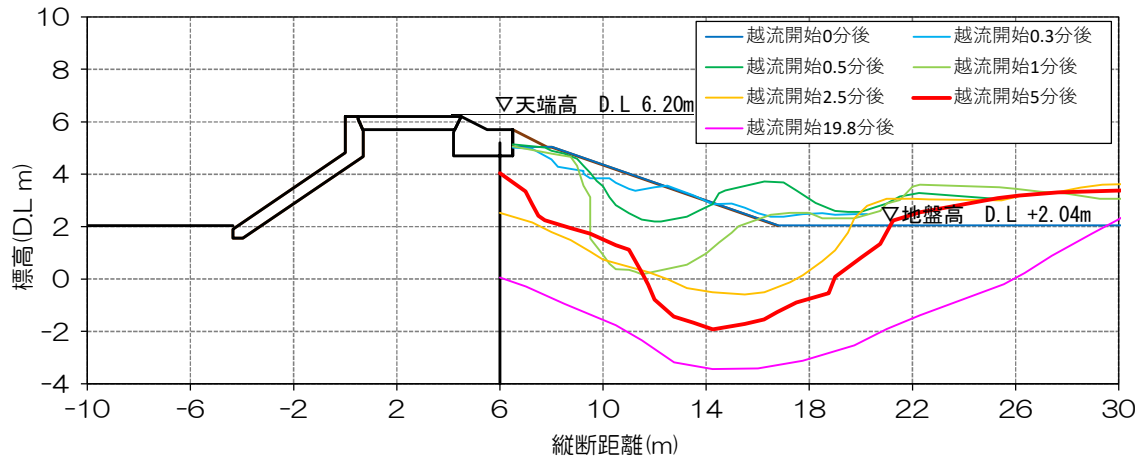
洗掘形状の経時変化

②-2-2. C区間の粘り強い堤防構造の検討<構造の安定性検討>

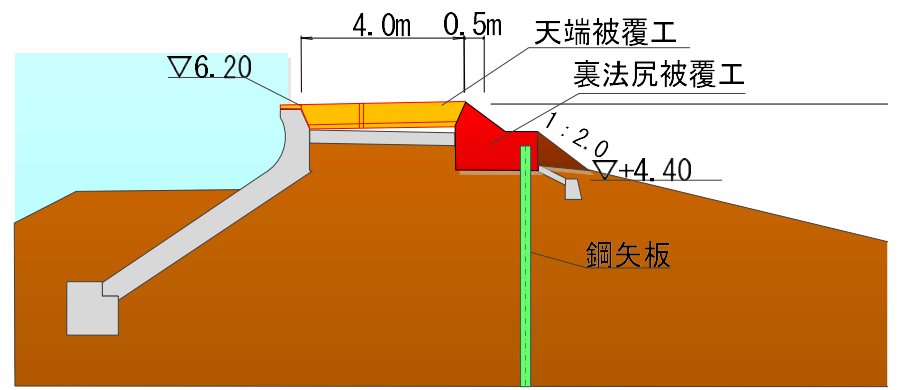
【第12回委員会資料 再掲】

■構造の安定性検討（矢板諸元の設定）

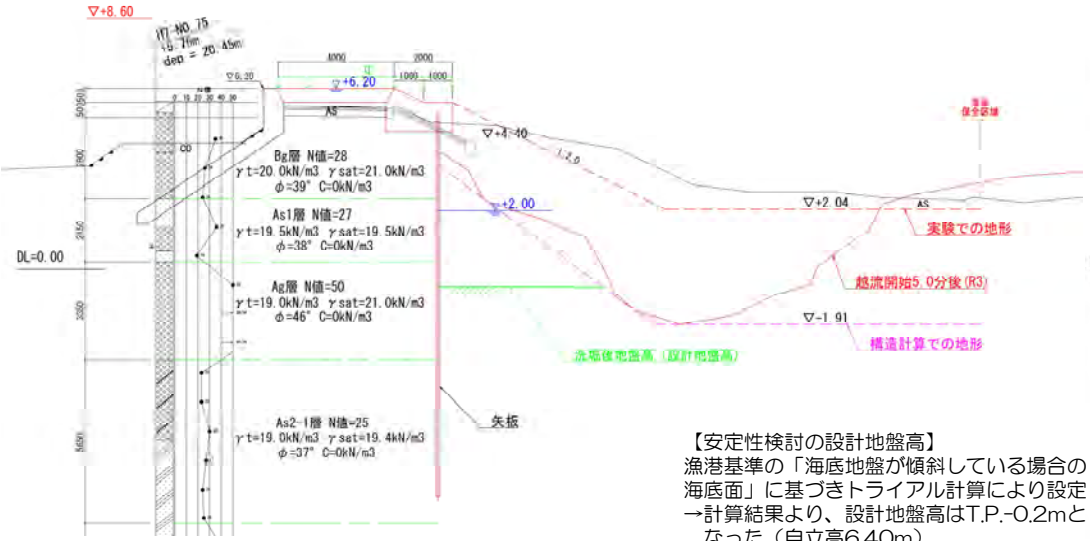
- R3年度実験の洗掘形状に対し自立式矢板構造の机上検討を実施する。
 - 背後地の地形は越流開始5分後の洗掘形状を対象とし、矢板前面の抑え土を考慮して計算を実施する。
 - 根入れ長はチャンの式(3/β)、断面計算は半無限長の杭、許容値は津波時を短期荷重と捉えて設定する。
- ⇒洗掘深を考慮すると、自立式矢板構造でU形鋼矢板IVw型（SYW390） L=12.0mで安定性を確保できる。



洗掘形状の経時変化（R3年度1回目）

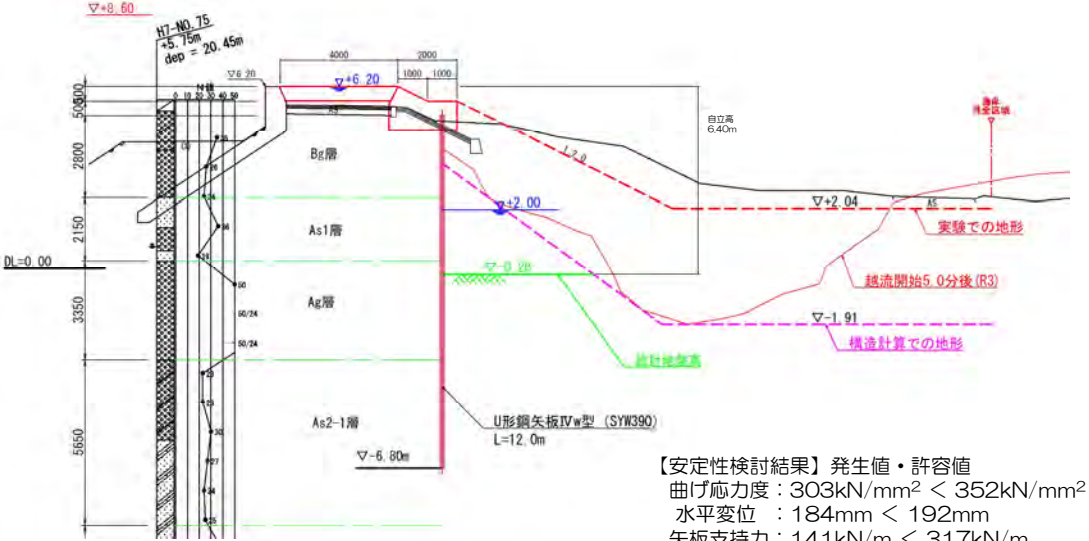


構造の安定性を踏まえた有力構造形式のイメージ（C区間）



安定性検討の計算モデル

【安定性検討の設計地盤高】
 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

【安定性検討結果】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

②-3-1. C区間の粘り強い堤防構造の検討<2回目>

- 越流開始5分後には、矢板背後の土砂が一部流出しているが、矢板の転倒はなく堤防高を維持している。
- 越流開始後10分以上経過しても矢板の転倒はなく、堤防高が維持される（越流開始10.5分後に転倒※）

➤ 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。

※水路端部の止水面が切れてしまい、堤防内の土砂流出が発生した影響がある。



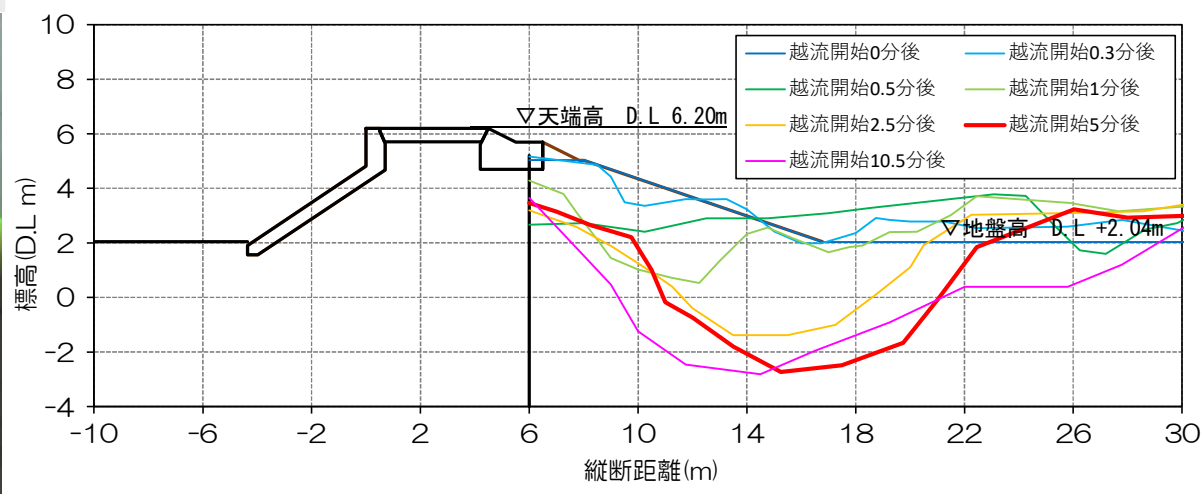
越流前の流況



越流開始10.5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

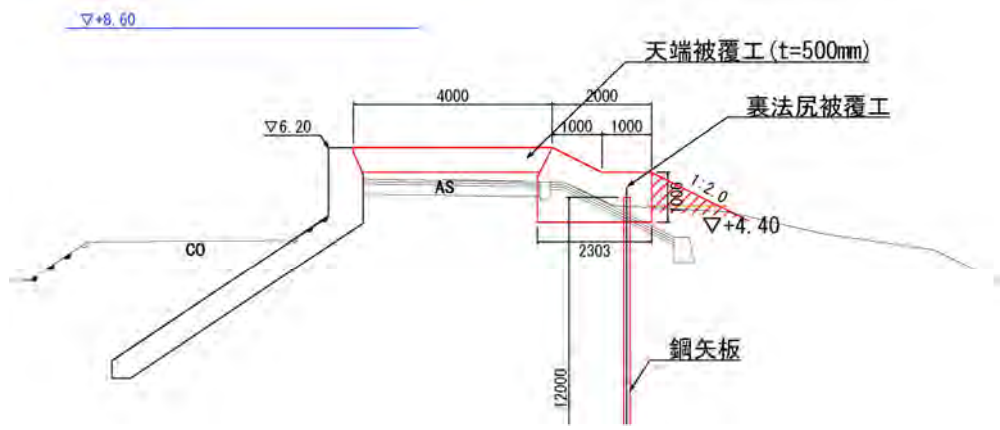


洗掘形状の経時変化

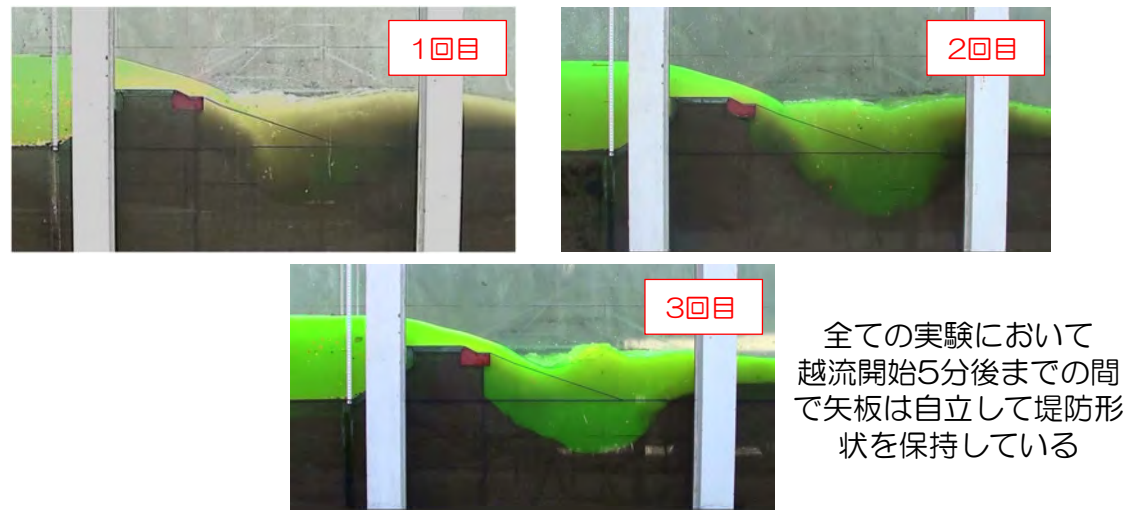
②-4. C区間の粘り強い堤防構造の検討<実験結果のまとめ>

・C区間の実験結果（破堤遅延時間、洗掘形状等）を整理し、現況構造及び対策工案の粘り強さを評価した。
 ➤合計3回の対策工案の実験を踏まえると、堤体の転倒までの時間は目標とする破堤遅延時間の3.0~5.0分以上確保できており、対策工を設置することで十分な粘り強さが確保できていると考えられる。

評価項目		C区間 土堤、天端幅 4.0m				
		参考	R2年度実験 【現況】	R3年度実験 1回目 裏法尻保護工+矢板 (13.5m)	R3年度実験 2回目 裏法尻保護工+矢板 (12.0m)	R3年度実験 3回目
破堤遅延時間			0.5分	19.8分	10.5分	24.8分
被災経過			0.5分後：基礎工流出 0.9分後：法面被覆工流出 ※基礎工の流出時間を破堤遅延時間として評価。	19.8分後：矢板が陸側に転倒 →その後、天端被覆工、堤体が流出	10.5分後：矢板が陸側に転倒 →その後、天端、堤体が流出	24.8分後：矢板が陸側に転倒 →その後、天端、堤体が流出
粘り強さの評価			✗ ・設定している破堤遅延時間3~5分確保できない。	◎ ・設定している破堤遅延時間3~5分は確保できている。	◎ ・設定している破堤遅延時間3~5分は確保できている。	◎ ・設定している破堤遅延時間3~5分は確保できている。
総合評価			現況構造（対策工なし）では目標の粘り強さ3~5分を確保できない。構造に課題がありと評価し、【対策工案】の検討を実施した。	計3回の繰り返し実験より、矢板転倒時で評価した場合、【改良案（裏法尻保護工+矢板）】では目標とする粘り強さ3~5分以上の破堤遅延時間を確保できる。		



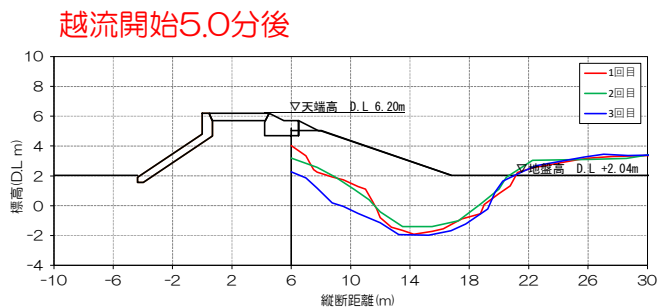
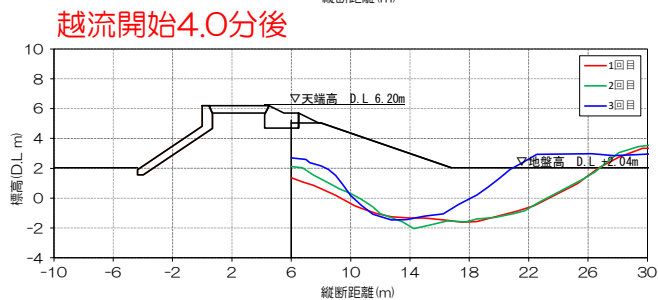
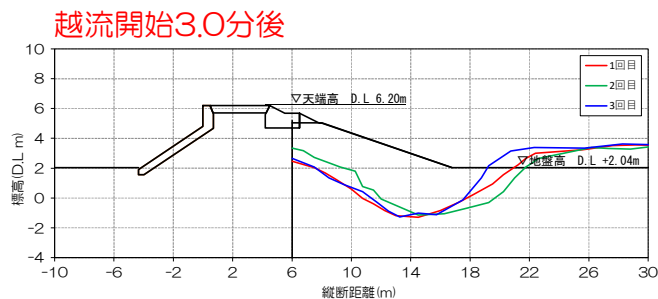
改良対策案形状のイメージ



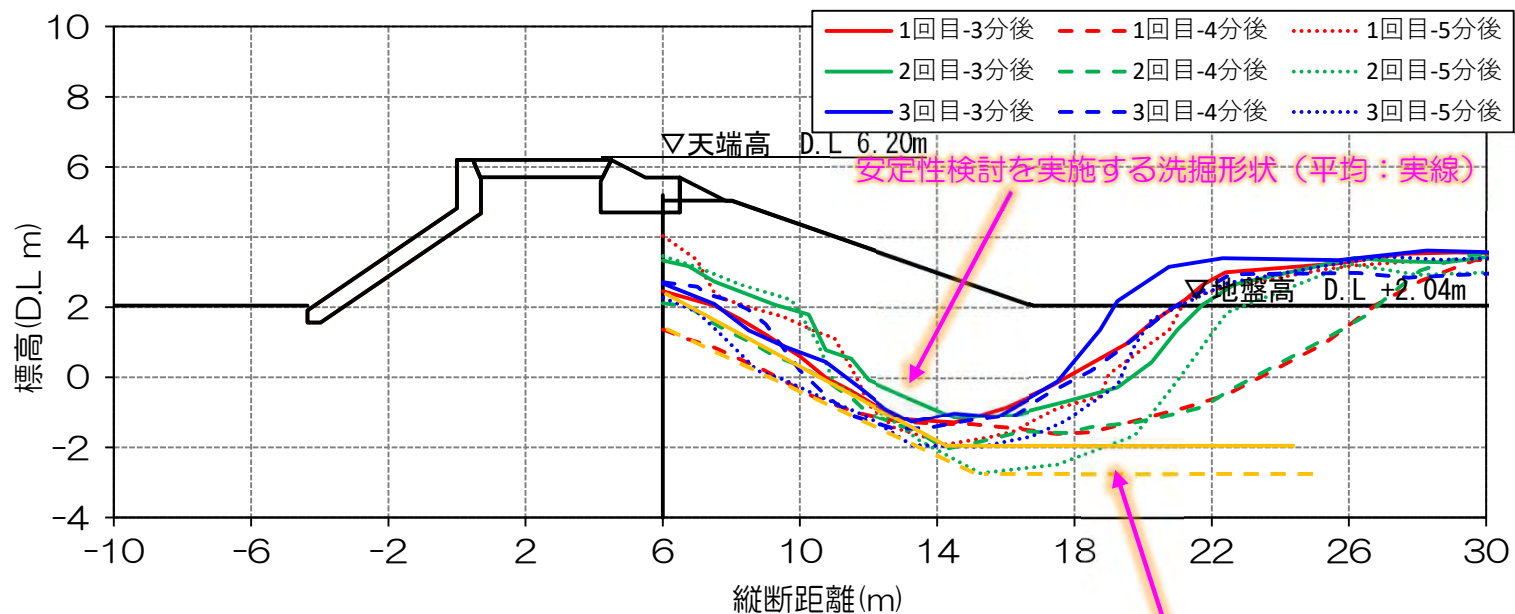
越流開始5分後の洗掘状況の比較

■全3回実験結果を踏まえた構造検討の考え方

- 対象とする住吉工区では最終的にL2盛土まで整備を予定していること、粘り強い堤防を期待するために自立矢板構造に求める機能としては洗掘時に倒壊しない（座屈しない）こととしている。
 - 矢板付近の洗掘状況を確認すると、各評価時間の時間経過に伴う洗掘形状にばらつきが確認できた。
- ⇒矢板の安定性検討は、全実験の3～5分後の平均的な洗掘形状を設定し、許容値を満足する部材諸元を選定する。洗掘形状を除く計算条件等は前述と同様とする。
- ⇒安定性検討で設定した部材諸元に対して、全実験の3～5分後の最深を包絡する洗掘形状を設定し、その地形条件で矢板が限界状態（全塑性モーメント）に至っていないか確認する。



各評価時間の洗掘形状

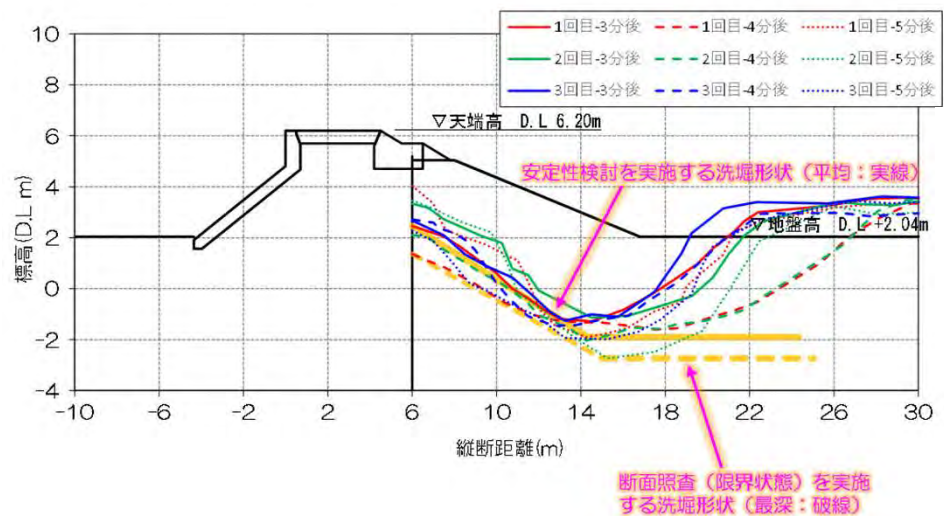


全実験の各評価時間の洗掘形状

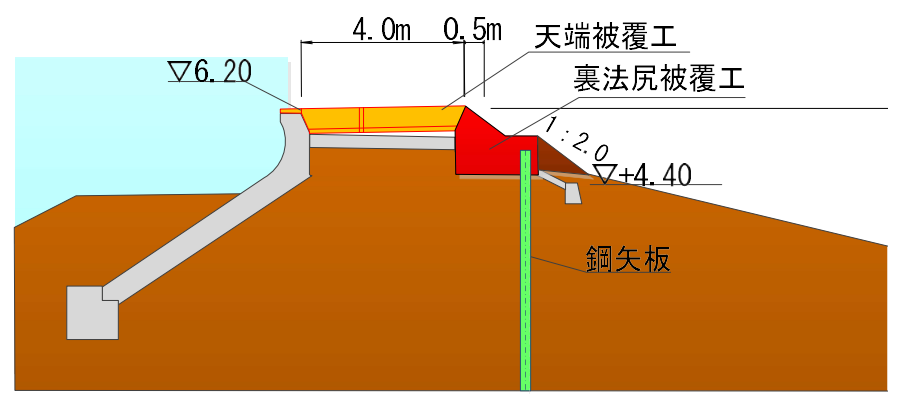
②-5-2. C区間の粘り強い堤防構造の検討<構造諸元の設定>

■構造の安定性検討（矢板諸元の設定）、断面照査（限界状態）

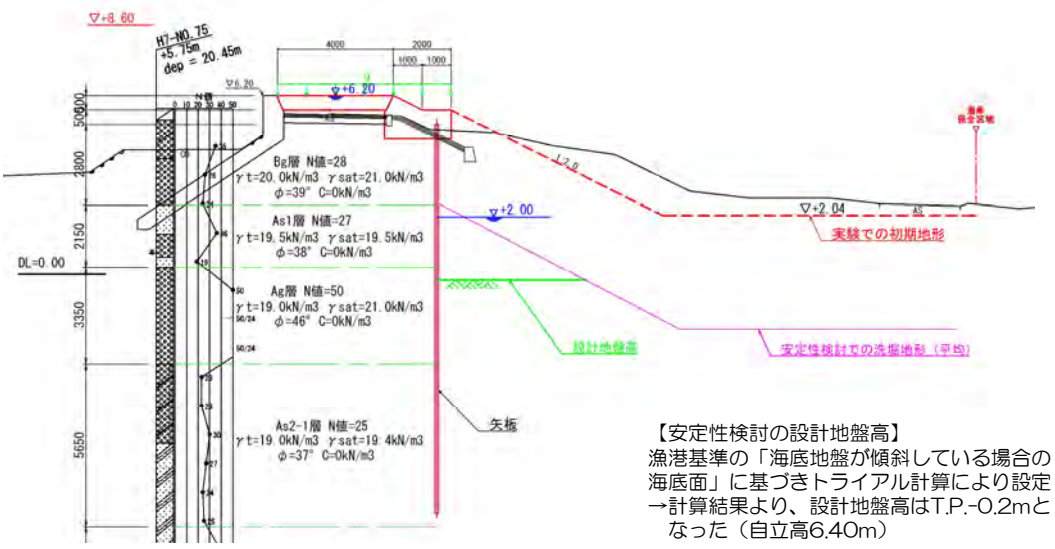
- ・設定した洗掘形状に対して、自立式矢板構造の机上検討を実施する。
- ⇒自立式矢板構造でU形鋼矢板IVw型（SYW390） L=12.0mで安定性を確保できる。



実験結果および設定した洗掘形状

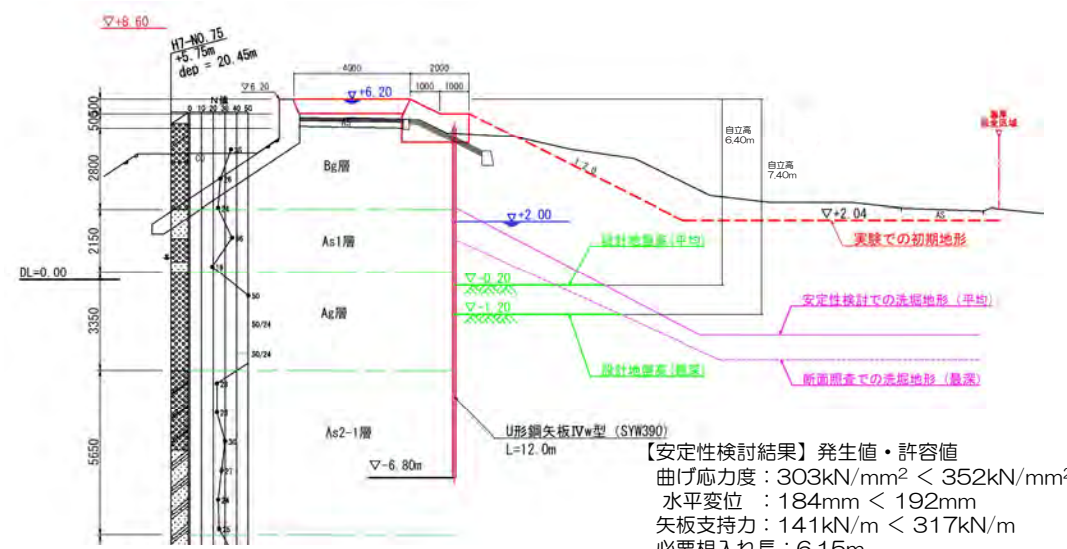


構造の安定性を踏まえた有力構造形式のイメージ（C区間）



安定性検討の計算モデル

【安定性検討の設計地盤高】
 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）



【結論】計算結果

【安定性検討結果】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

【断面照査結果】発生値・許容値
 曲げモーメント：1027kN・m < 1075kN・m

③A区間-3の粘り強い堤防構造の検討
(現況実験)

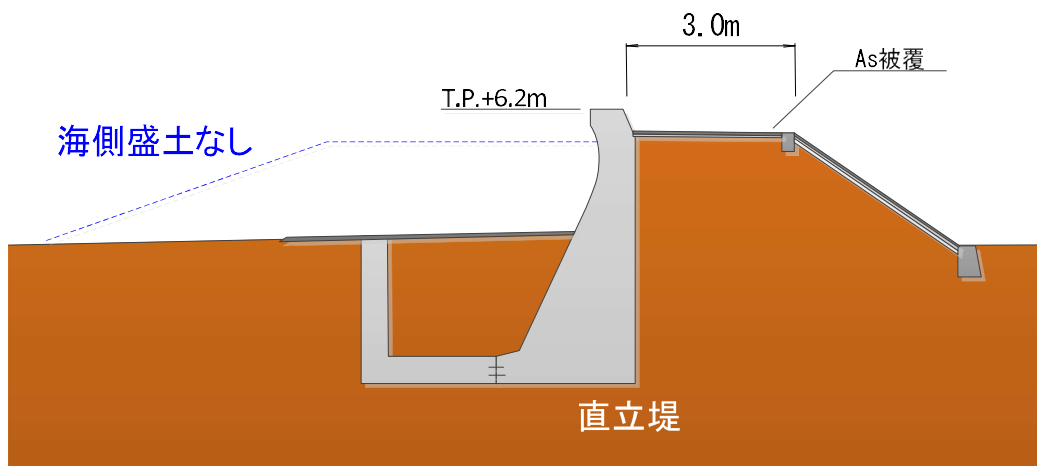
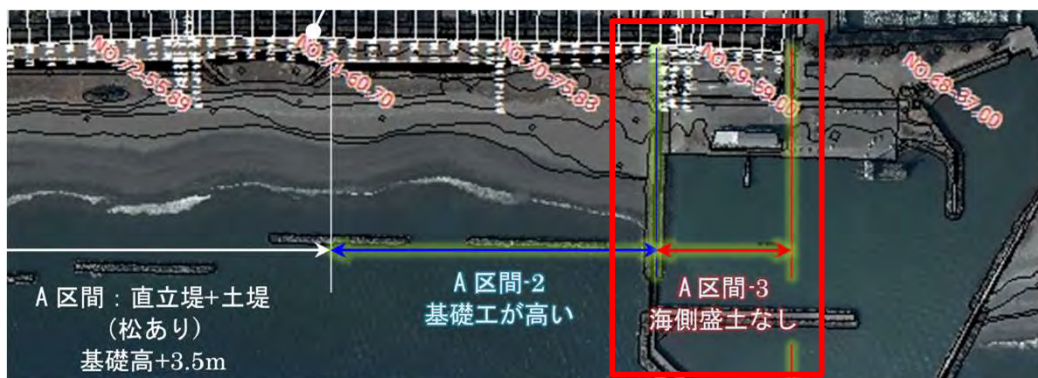
③-1. A区間-3の実験計画<課題と検討方針>

【A区間-3の課題】

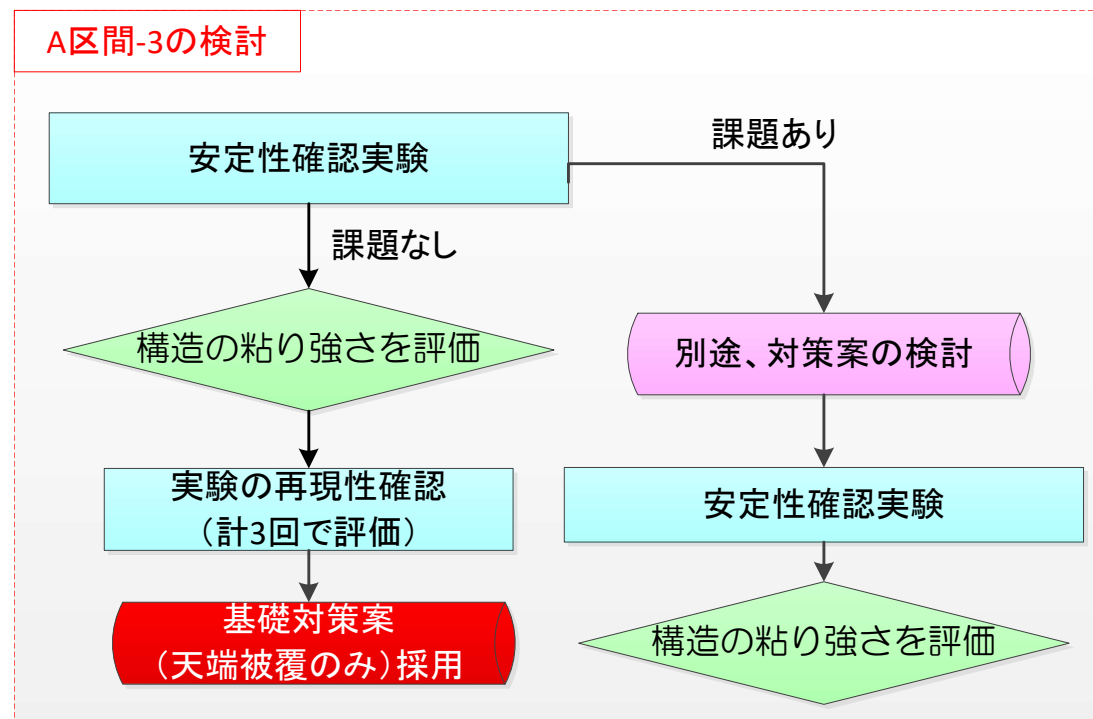
- ・ 直立堤の前面に補強がされているが、海側盛土がないため、現況構造での粘り強さを確認する必要がある。

【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。



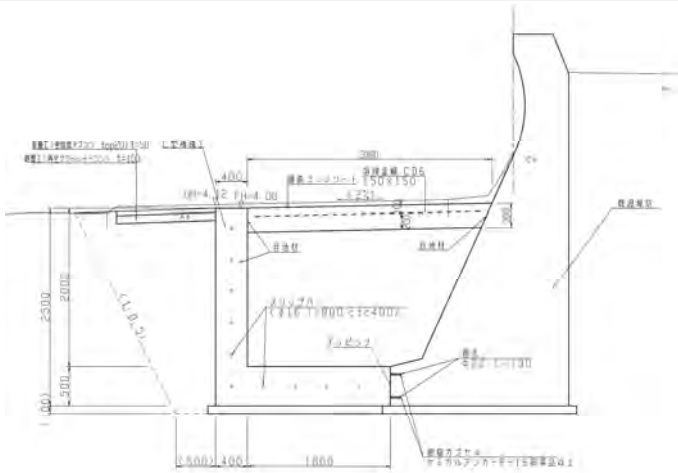
堤防構造案（直立堤+L型補強）



検討フロー

【接合部の構造検討】

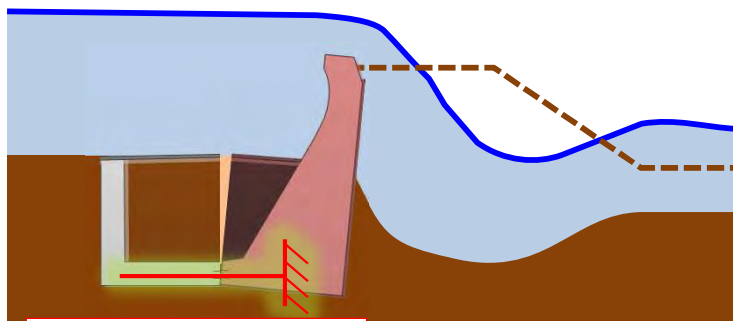
- 津波越流前後に、住吉工区A区間-3に作用する外力は、地震発生以降の過程を踏まえると主に「地震時」「津波越流時」の2時点の評価が必要となる。
- 今回の検討では越流時の背後洗掘時の安定性を評価するため、「津波越流時」に着眼して、既設直立堤とL型補強との接続部に作用する荷重を片持ち梁で単純化する手法で簡易に断面力から照査した。
- 上記の検討の結果、想定する直立堤の背後への転倒において接合部のケミカルアンカーが十分な強度を保持出来ていないと判断して、実験ではL型補強と直立堤は分離した構造とする方針とした。



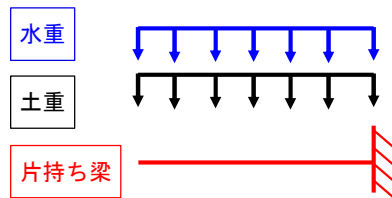
対象とした構造の形状図



実験模型製作状況



既設擁壁に固定された片持ち梁



構造計算を行った片持ち梁での単純化のイメージ

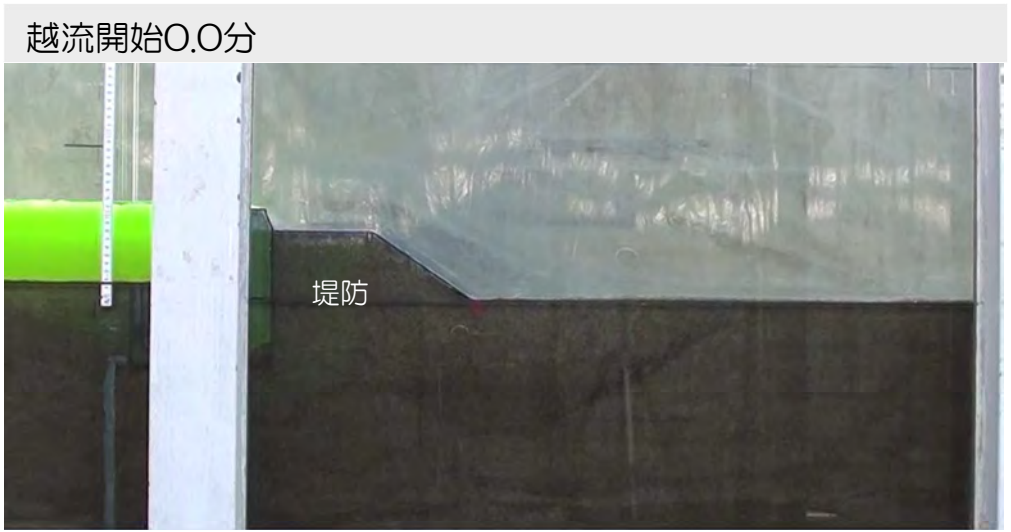
1. 設計条件			
1) 作用力			
曲げモーメント M (kN・m)	(常時)	25.48	(地震時) 286.77
せん断力 Q (kN)	(常時)	51.94	(地震時) 260.70
2) アンカー諸元			
アンカー鉄筋径	D 16		
鉄筋材質	SD 345		ヤング係数 15
アンカー削孔径 D	2.00 c m		
アンカーピッチ	250 m m		アンカー列数 4.00
1本当り鉄筋断面積	1.986 c m ²		アンカー段数 2
3) 許容応力			
コンクリート基準強度	20.00 N/mm ²		
鉄筋降伏強度	345 N/mm ²		
2. 引張力の計算			
1) 作用幅 B	100 c m		
2) 鉄筋量 A _s	7.944 c m ²		
3) 有効高 d	39 c m		
4) 中立軸までの距離 x	8.523 c m		
5) アーム長 Z	36.159 c m		
6) 引張力 P (M/Z) (kN)	(常時)	70.466	(地震時) 793.077
3. 許容引張力の計算 (使用本数当り)			
1) 有効水平投影面積 A _c			
有効埋め込み深さ l _e	11.4 c m		
有効水平投影面積 A _c	480 c m ²		
2) コーン破壊 P _{a1} (kN)	(常時)	73.436	(地震時) 110.154
3) アンカー鉄筋降伏 P _{a2} (kN)	(常時)	181.654	(地震時) 268.587
4) 付着破壊 P _{a3} (kN)	(常時)	109.606	(地震時) 164.410
5) 許容引張力 P _a (kN)	(常時)	73.436	(地震時) 110.154
(P _{a1} -P _{a3} の min)			
4. 許容せん断力の計算 (使用本数当り)			
1) 許容せん断力 q _a (kN)	(常時)	127.158	(地震時) 190.737
5. アンカー耐力の照査			
(常時)	0.962	≤	1.0 OK
(地震時)	52.302	≥	1.0 OUT

安全率1.0に対し、52.3倍も上回った

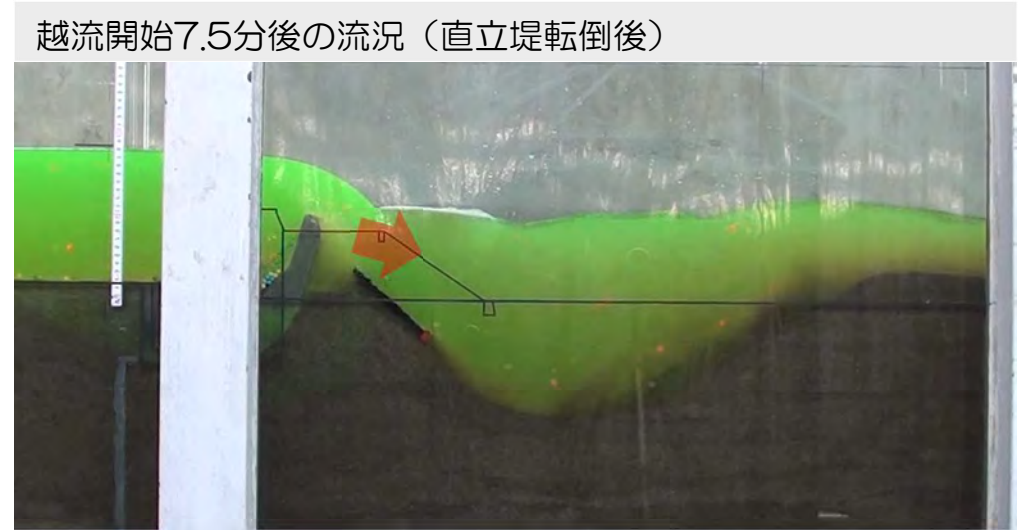
構造計算結果

③-2. A区間-3の粘り強い堤防構造の検討<現況実験>

- 越流開始0.4分後に基礎工が流出し、1.8分後に法面被覆工が流出した。
 - 越流開始2.6分後に天端被覆工が徐々に沈下し、6.3分後に直立堤が転倒を開始した。
- 現況構造は、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が、As舗装の洗掘抑制の効果が確認される。



越流前の流況

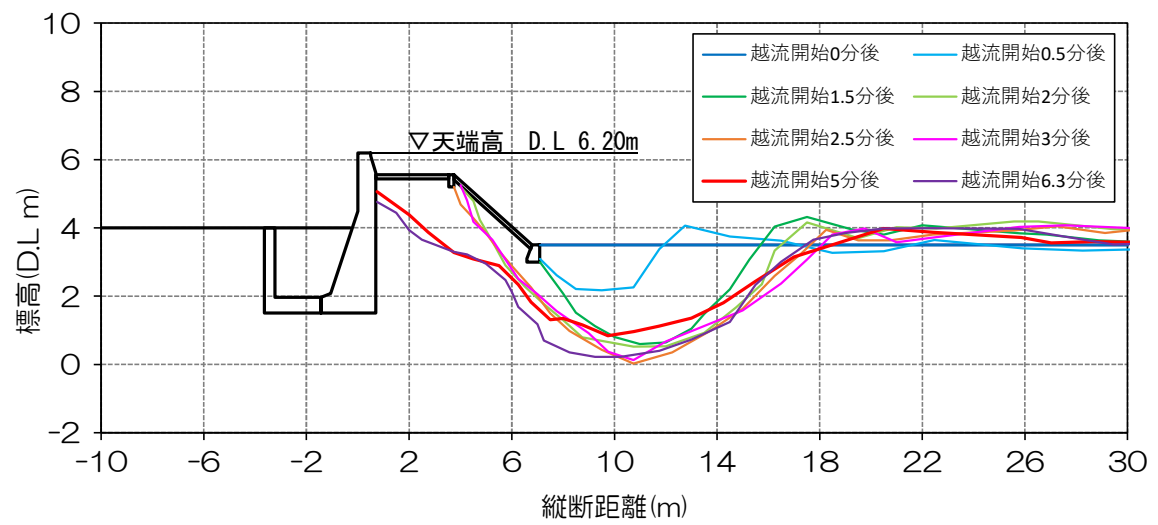


越流開始7.5分後における堤防及び背後地の洗掘状況



天端As舗装が沈下して
直立堤背後の洗掘を抑制

越流開始6.3分後における堤防及び背後地の洗掘状況

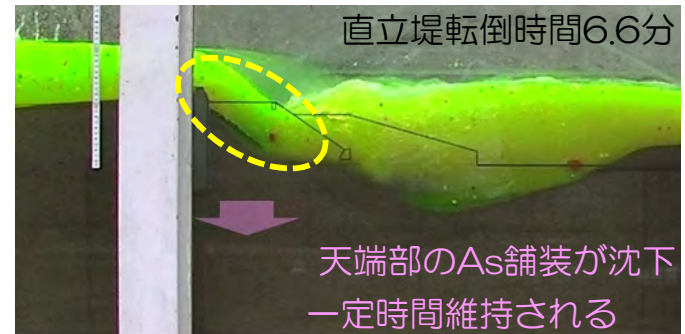
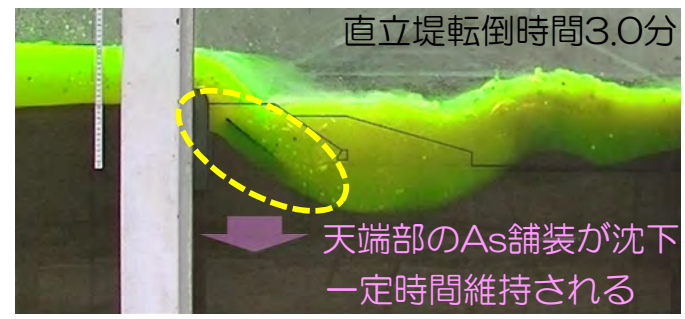


洗掘形状の経時変化

【参考データ】他のA区間の天端As舗装の飛散状況と直立堤転倒時間 19

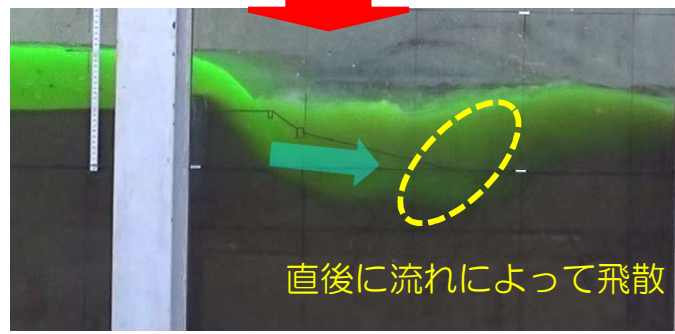
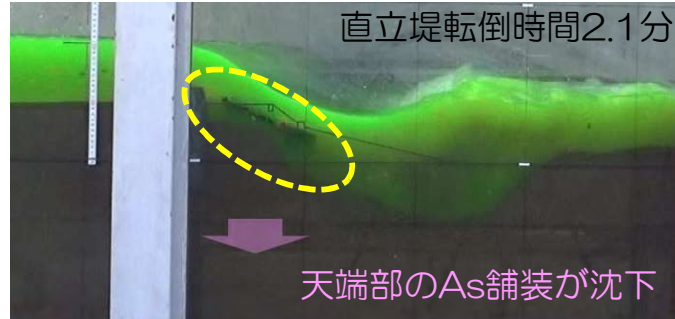
A区間-3の実験では、天端As舗装により洗掘が抑制された可能性がある。そのため、他のA区間の実験においてどのような事象が生じていたか改めて確認した。

- 他のA区間の実験においても、A区間-3と同様に天端As舗装が直立堤背後に沈下する現象が確認された。
 - 過去のA区間の実験や今回のA区間-3の実験の状況を踏まえると、不確からしさを含む天端部の飛散状況によって破堤遅延時間が大幅に変化する可能性がある。
- これまでのA区間-1と2の実験結果を踏まえると、同様に繰り返し実験を実施した上で構造の安定性の評価を実施した場合、破堤遅延時間はA区間-1と同様に3.0分程度まで短くなることが想定されるため、**今後、対策工の実験を実施する方針とする。**



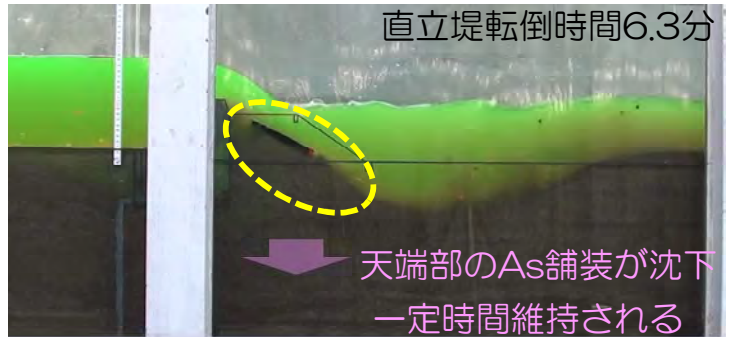
A区間-1の実験状況

同じようなAs舗装の沈下状況であっても、沈下したAs舗装の形状で背後の洗掘の進行が異なり直立堤転倒までの時間が変わる。



A区間-2の実験状況

As舗装が飛散した場合には、直立堤の転倒までの時間は極端に短くなる可能性がある。



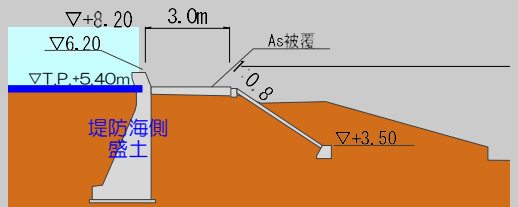
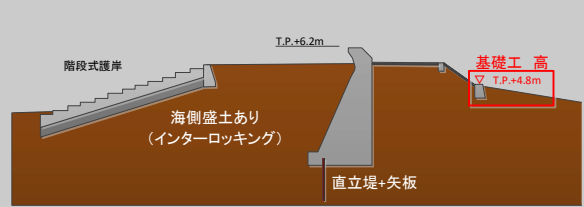
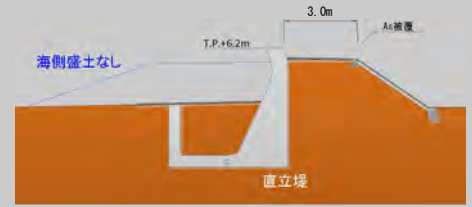
A区間-3の実験状況

A区間-1とA区間-2の実験結果を踏まえるとAs舗装の飛散状況によって、直立堤の転倒までの時間が変化することが分かる。

※A区間-1とA区間-2では、海側盛土があるため、直立堤の転倒開始までの時間が短い場合も、海側盛土の浸食までの時間を確保できるため問題ない

③-3. A区間-3の粘り強い堤防構造の検討<A区間の他区間との比較> 20

- A区間-3では、他区間と異なり海側盛土がなく、L型補強が直立堤前面に設置されているため、天端転倒開始時間を被災開始時間として粘り強さを評価した。
- 直立堤転倒までの時間は、A区間-3では他の区間と比較して長くなっているが、As舗装が越流後の洗掘を抑制するように働いた可能性がある。同様に直立堤転倒までの時間が6分程度となっているA区間-1の実験では、繰返し実験の中で最短3.0分で直立堤が転倒する結果もあった。
- 今回の実験で破堤遅延時間が6分程度となったのは、天端As舗装の飛散状況が影響していると考えられ、他のA区間の実験結果を踏まえると、直立堤の転倒までの時間は短くなると想定される。

		A区間-1	A区間-2	A区間-3
評価項目		R2年度実験 2回目	R3年度実験 3回目	R3年度実験 1回目
		【現況】 直立堤+堤防海側盛土	【現況】 直立堤(矢板)+堤防海側盛土 (基礎位置が高い区間)	【現況】 直立堤+L型補強
				
破堤遅延時間	5.5分 (盛土流出開始時)	4.0分 (盛土流出開始時)	6.3分 (直立堤転倒開始時)	
直立堤転倒時間	実験①：5.8分後 (破堤遅延時間：5.8分※) 実験②：3.0分後 (破堤遅延時間：5.5分) 実験③：6.6分後 (破堤遅延時間：7.5分) ※引掛りにより転倒が遅れたため、転倒開始時間を破堤遅延時間として評価	実験①：2.1分後 (破堤遅延時間：4.0分) 実験②：3.2分後 (破堤遅延時間：5.7分) 実験③：1.6分後 (破堤遅延時間：4.3分)	今回実験：6.3分後 (0.4分後：基礎工 1.8分後：法面被覆工流出 2.6分後：天端被覆工沈下開始 6.3分後：直立堤が転倒開始)	
評価	粘り強さの評価	◎ ・設定している破堤遅延時間3~5分確保できる	○ ・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	— (今回の結果のみでは評価困難) ・今回の実験では、破堤遅延時間3~5分を確保できているが、不確実な結果である。
	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。	【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、十分な粘り強さを確保できると評価する。	これまでのA区間の実験結果を踏まえると、天端As舗装の被災状況によっては、直立堤の転倒時間は短くなる可能性が高いため、対策工の検討が必要と考える。

③-3.A区間-3の対策案の検討方針

・A区間-3の実験では、①直立堤背後が洗掘され、②直立堤が陸側に転倒する被災メカニズムが確認された。
 上記の被災のメカニズムを考慮して、2種類の対策形状案を設定した。

- 対策案①：直立堤の背後の洗掘対策：整備を実施する天端被覆工と直立堤を連結して、直立堤背後の洗掘を抑制
- 対策案②：直立堤の転倒抑制対策：L型補強と直立堤のスペースにコンクリート等の比重の重い材料を充填した上で、L型補強と直立堤を一体化して転倒を抑制

⇒まず、対策案①を対象とした検討を実施し、粘り強さが不足する場合には対策案②の検討を実施する方針とする。

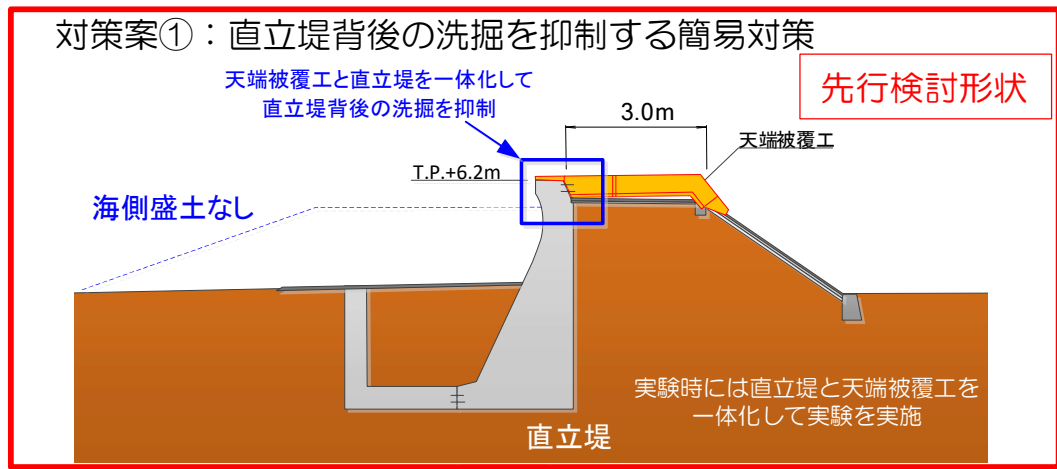
※これまでの他の区間の検討結果を踏まえると、A区間-1から2のような海側盛土の新設やC区間のような裏法尻基礎工の改良+矢板の設置が考えられるが、対策費用が高価となることから簡易的な対策を設定。横断的な構造形式もA区間内で一樣することが良いと考えるため、現状の構造を基本とした形式を選定。



A区間-3の被災メカニズム

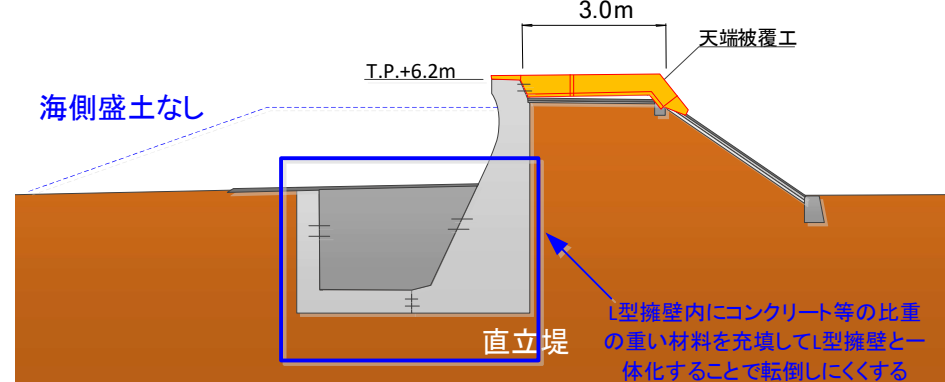


A区間-3の現地状況



十分な粘り強さを確保できない場合

対策案②：直立堤が陸側に転倒することを抑制する対策



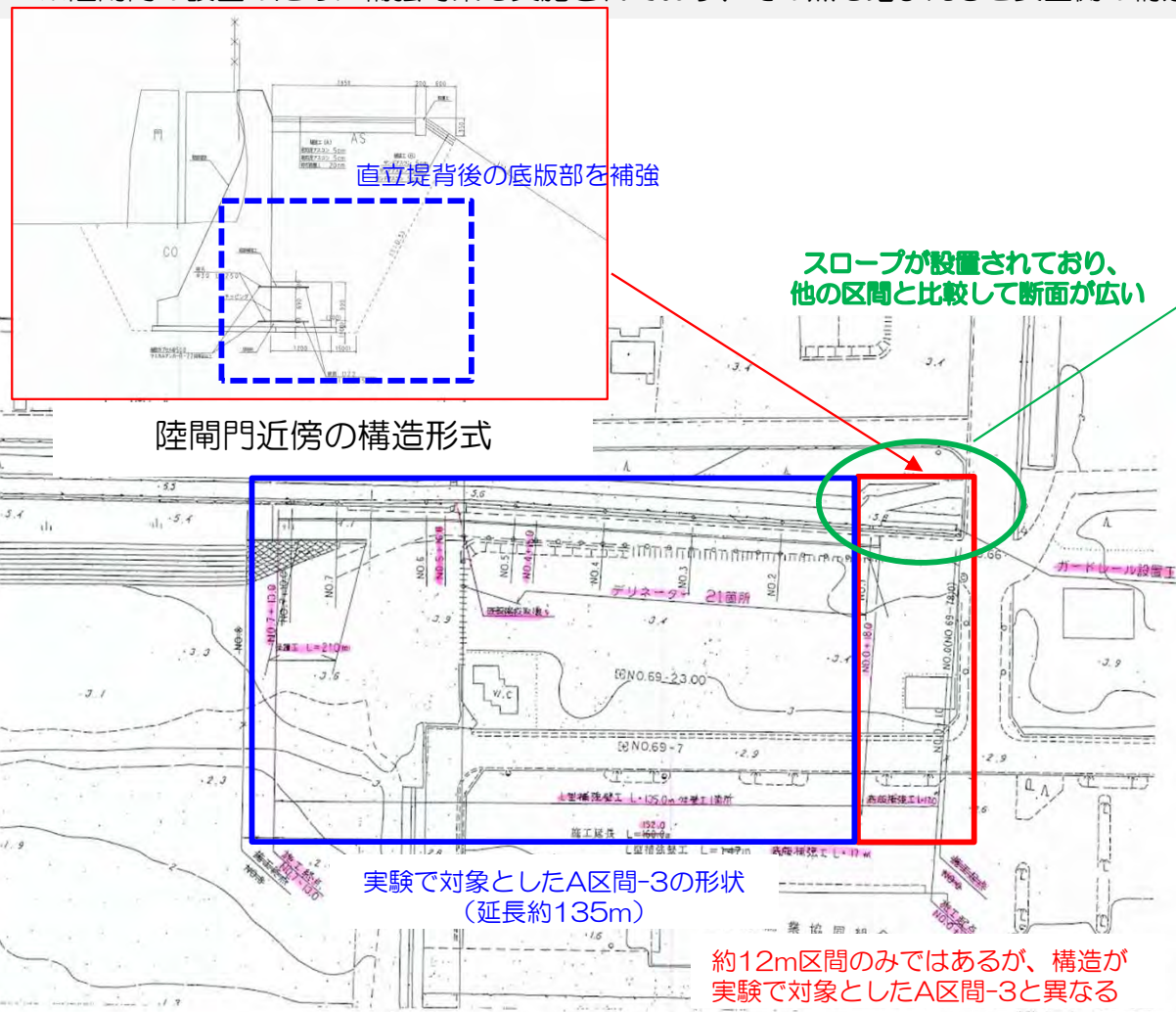
提案する対策形状案

③-4.A区間-3のその他の構造への対応について

- 本年度、A区間-3の構造を詳細に確認していく中で今回対象とした堤防形状と異なる形状の堤防形状があった。
- この区間に関しては、堤防背後部分がスロープの設置のため広くなっており、陸閘門近傍についてはレールや門柱による補強や直立堤幅の拡幅等も実施されており、現在検討を進めているA区間-3と比較して強固な構造となっていると推定される。

➤ 実験において追加検討は実施せずA区間-3と同様の構造とする。

※陸閘門の設置のために補強対策も実施されており、その点も踏まえると安全側の構造となっていると考えられる。



約12m区間のみではあるが、構造が実験で対象としたA区間-3と異なる

陸閘門近傍の構造の範囲

陸閘門近傍の状況

④粘り強い堤防構造の検討の結果のまとめ

④. 検討結果のまとめ

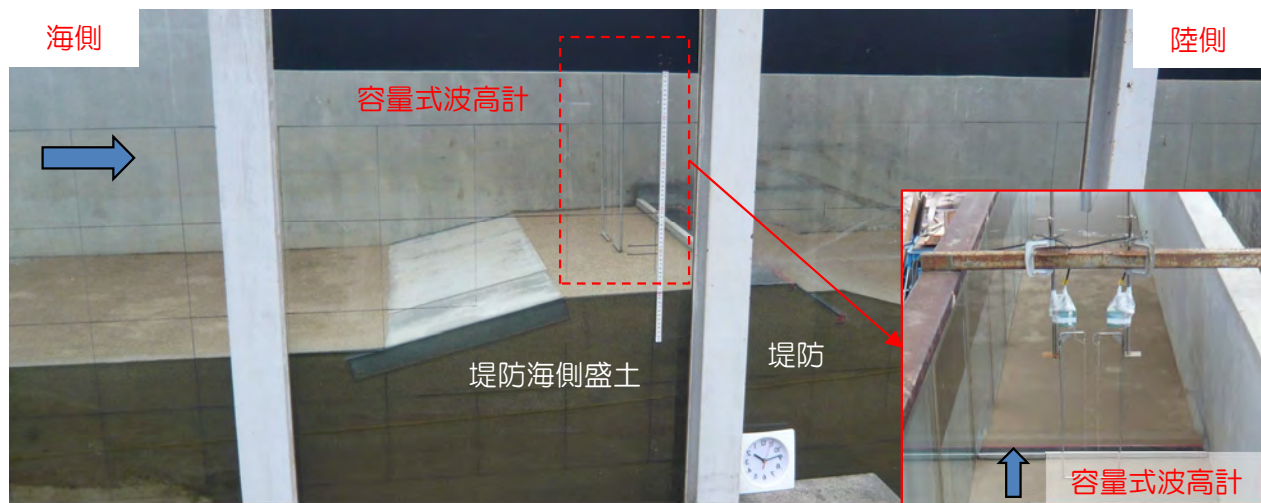
対象区間	外力条件	構造案	実験結果の評価	今後の方針
A区間-1	越流水深 2.0m	現況構造（天端被覆工のみ） 	◎ 目標とする3~5分の破堤遅延時間を確保できる ＜反復実験済み＞	検討終了 現場施工を実施中
A区間-2	越流水深 2.0m	現況構造（天端被覆工のみ） 	○ 目標とする最悪の想定である粘り強さ3分以上の破堤遅延時間を確保できる ＜反復実験済み＞	今後詳細設計を実施
A区間-3	越流水深 2.0m	現況構造（天端被覆工のみ） 	— 目標破堤時間を満足したが、他の実験結果を踏まえると安定する可能性が低い 【今回報告事項】	対策構造案を再設定した上で、 構造の粘り強さを実験で確認する必要がある。 （A区間の他の実験結果を踏まえると同様に直立堤転倒までの時間は短くなると想定される）
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 2.5m	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 ＜反復実験済み＞ 【今回報告事項】	今後詳細設計を実施

【参考資料】

【参考①】計測方法

【計測方法】

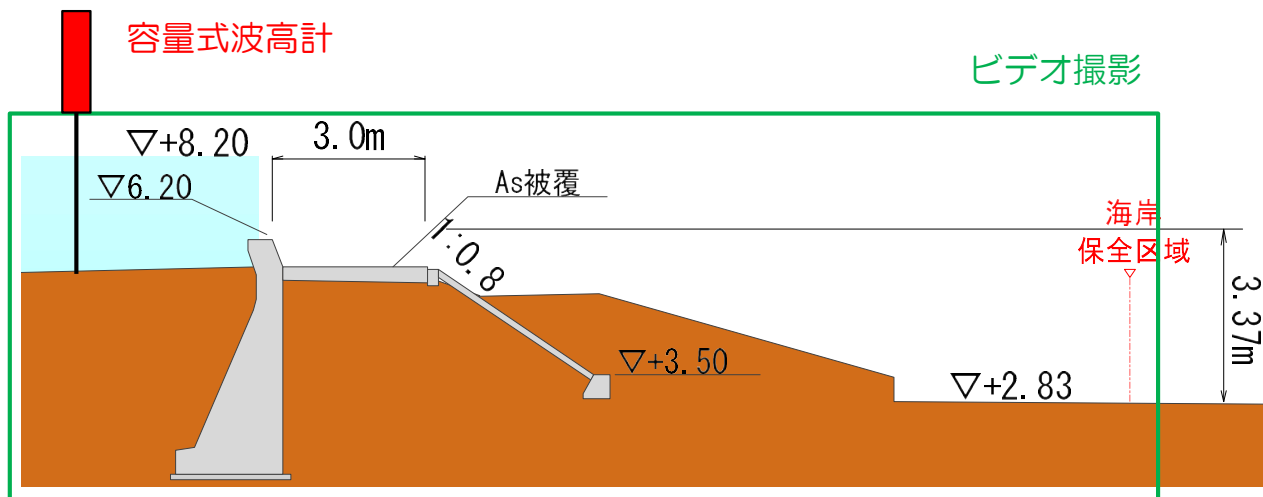
- 堤防前面の波高計測（容量式波高計：堤防前面）
- 裏法洗掘深の把握（撮影動画と記録時間による計測：堤防背後）



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

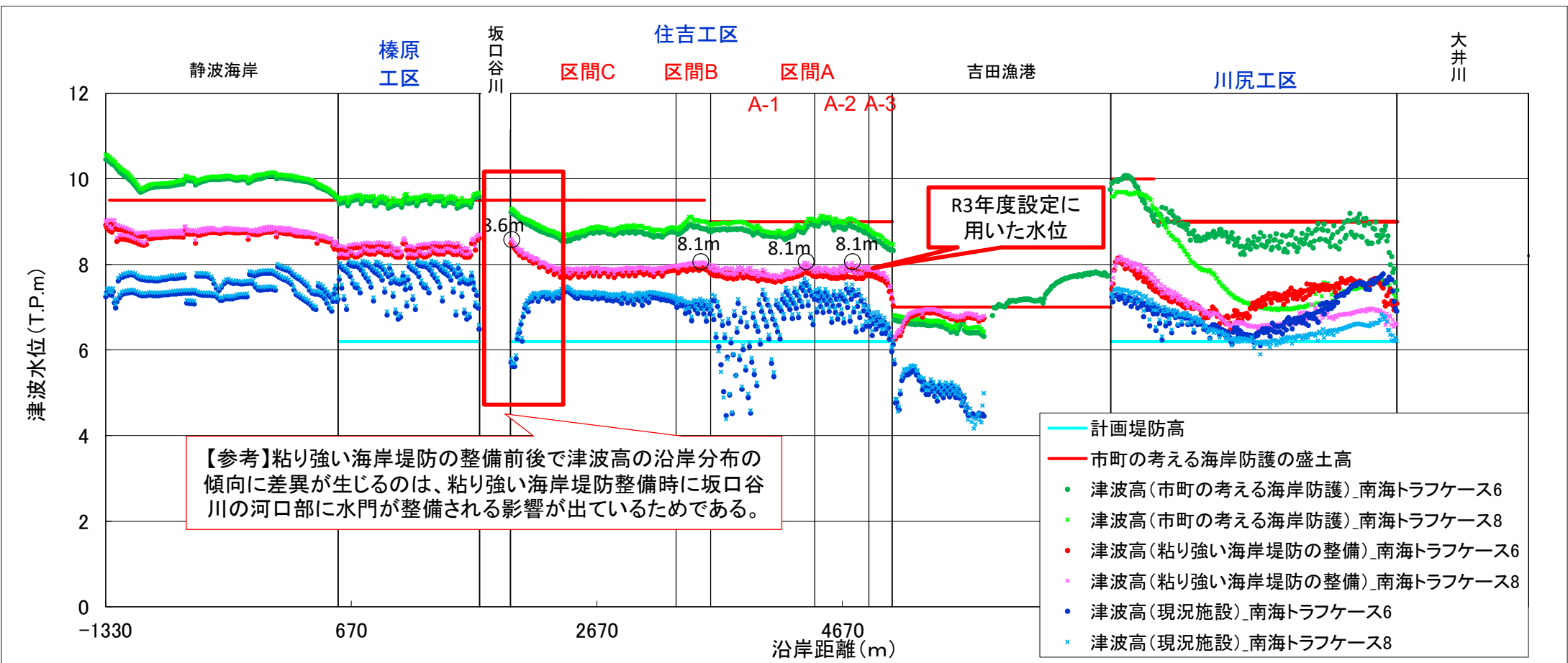


図 条件ごとの津波高の沿岸分布

【参考③】A区間-3の構造の設定根拠

- ・A区間-3には直立堤前面にL型補強が確認された。
- 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型補強が設置されている。
- 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型堅壁天端高は、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

【参考③】A区間-3の外力条件(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。

