

粘り強い構造の海岸堤防の整備に向けた取組 ～制約区間での新たな構造検討～

曾根泰輔¹

¹静岡河川事務所 海岸課（〒420-0068 静岡市葵区田町3-108）

駿河海岸では、南海トラフ巨大地震に伴い来襲する津波に備え、住民の避難行動に必要な時間を確保することを目的とした「粘り強い構造の海岸堤防」の整備を進めている。粘り強い構造の海岸堤防は、堤防を超流した津波により堤防そのものが破壊されるまでの時間の遅延を図ること（破堤遅延）を目的としており、護岸構造の補強と堤防背後への盛土によりこれを達成することを基本としている。

本件は、堤防背後の土地利用に制約を受ける区間において、従来と同様の破堤遅延時間を確保可能な構造を模索するべく、水理模型実験を用いた構造検討を行ったものである。

キーワード：津波、粘り強い構造の海岸堤防、駿河海岸、模型実験、擁壁構造

1. はじめに

駿河海岸は、南海トラフ巨大地震による津波被害の発生が危惧されており、巨大地震が発生した場合には、10mを超える津波が2～4分で到達し甚大な被害の発生が想定されるなど、危険性が非常に高い地域であることから、東日本大震災被災地以外では直轄海岸で全国初となる、既設堤防を「粘り強い構造へ改良」するための整備を進めることとした。

また、静岡県において、津波到達時間が短いという地域特有の課題²⁾に対し、避難などソフト対策だけでは住民の生命を守ることができないと想定される場合に、設計津波（以下、L1津波という）を超える津波を減衰させるための施設整備（「静岡モデル」と称している）が検討されており、駿河海岸においても図-1のように海岸堤防の背後に、市町・県・国が連携してL1津波の水位以上の盛土（以下、L1以上盛土という）を実施することとし

ている。

一般的に「粘り強い構造の海岸堤防」とは、東日本大震災での甚大な津波被害を受け新たに設定されたものであり、L1津波を超える津波が来襲した場合でも、施設の効果が粘り強く発揮できるようにするための構造上の工夫である。そのため、現時点で構造細目を定める技術基準が策定されていない状況であった。

駿河海岸のT.P. +6.2m区間（図-2）では、水理模型実験

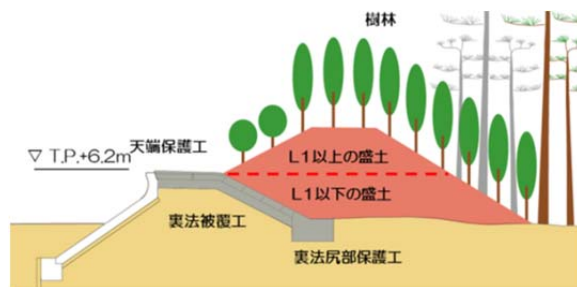


図-1 粘り強い構造の海岸堤防のイメージ



図-2 駿河海岸全体図

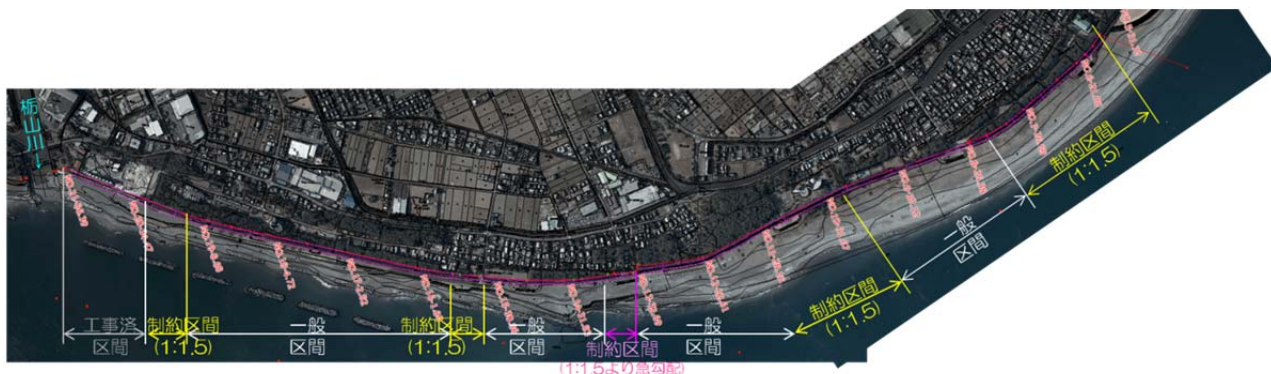


図-3 駿河海岸（T.P.+8.2区間）全体図

を用い、「天端保護工+裏法被覆工+裏法尻部保護工」の組み合わせの基本構造及びL1津波以下の盛土において、仙台湾南部海岸の事業評価で想定されている破堤遅延時間（越流開始から破堤に至るまでの時間）3～5分²⁾を有する粘り強さを確保されることが確認され、これに加え市町が実施するL1以上盛土により整備が進められている。

本検討では、盛土の整備を実施しないことに加え、堤防の背後用地（海岸保全区域）が限られ、住家や工場が近接するT.P.+8.2m区間（図-3、図-4）においても、L1津波を超える津波に対して減災効果を発揮するために必要な粘り強い構造の海岸堤防の検討をT.P.+6.2区間と同様に水理模型実験を用いて行う。



図-4 背後地の状況

2. 水理模型実験

(1) 実験条件

実験模型は、国総研での既往実験結果³⁾⁴⁾との比較を行うため、同一の模型縮尺1/25とし、図-5に示す実験水路は、二次元水路（ $B=1.0\text{m}$ 、 $H=1.0\text{m}$ 、 $L=20\text{m}$ ）を用いることとした。海岸堤防地点における水位上昇速度となるように水路端部から給水し、海岸堤防を越流する津波を再現した。なお、水位ピーク到達後は水位一定とした。

a) 越流水深の設定

越流水深の設定は、沿岸領域ごとの津波高と堤防高の差分値を0.5m間隔で切り上げた数値を実験対象越流水深とし、解析越流水深が0.6mであることから1.0mとした。

b) 基礎地盤の土質条件

基礎地盤の土質条件は、十分に転圧・締固めを行った状態（単位体積質量 1.62g/cm^3 ）とした。

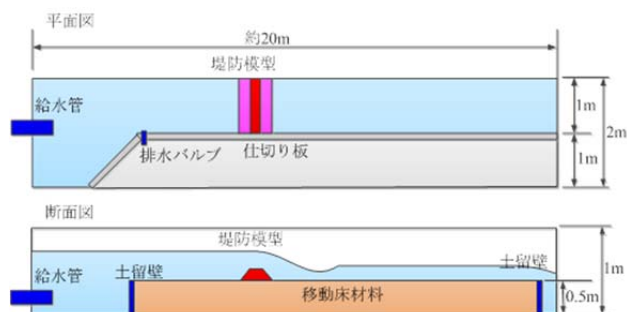


図-5 水路構造のイメージ

(2) 評価方法

実験では、図-6のように駿河海岸における最大クラスの津波による最大越流時間約1.4分時点及び国土交通省が整備する海岸堤防を対象として、仙台湾の事例と同等の破堤遅延時間3～5分での損壊状況、堤防背後の洗掘深を閾値とした以下の2つの破堤基準を設定し、幅を持った堤防の破堤遅延時間として評価した。

a) 最小基準洗掘深の設定

基礎工の陸側地盤が洗掘されると受動土圧が低下し、基礎工が移動・流出するリスクが高まると想定して、基礎工底高までの洗掘を評価の基準とした。

b) 最大基準洗掘深の設定

堤防構造（天端保護工+裏法被覆工+裏法尻部保護工）を対象に事前に実施した図-7に示す繰り返し実験の中で、堤防被災の生じた最も小さい洗掘深（基礎工底高から1.7m）を基準とした。

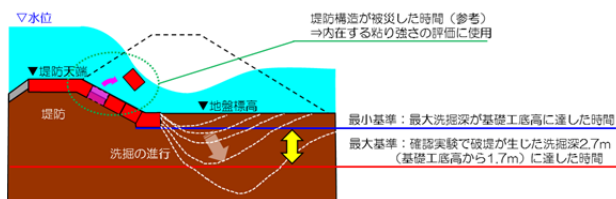


図-6 洗掘深による破堤基準のイメージ

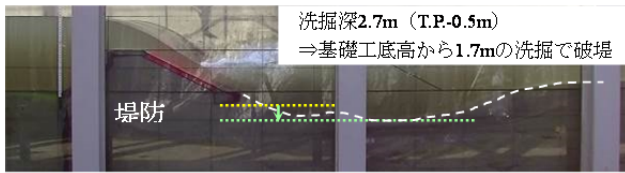


図-7 事前実験での堤防被災時の洗掘状況

3. 制約区間での海岸堤防の構造検討

本検討では、対象となるT.P. +8.2m区間では、既往の検討区間(T.P. +6.2)と比較して越流水深が小さくなることから、まず現況構造の安定性と構造弱部を把握し、改良方針を決定し、背後用地の制約状況を踏まえて「用地に制約のない区間(裏法勾配1:2.0)」(以下、「一般区間」という)「制約区間(裏法勾配1:1.5)」「制約区間(裏法勾配1:1.5より急勾配)」の3種類の区間を対象に表-1、図-8で示すとおり計6ケースの実験を行った。

表-1 制約区間での構造検討実験条件

	用地の制約	裏法勾配	堤防構造
Case0 (現況実験)	—	1:2.0	【現況構造】
case1	なし	1:2.0	【基本構造】 天端保護工+裏法被覆工+裏法尻保護工
case2-1	あり	1:1.5	【基本構造】 天端保護工+裏法被覆工+裏法尻保護工
case2-2			【矢板基礎構造】 天端保護工+裏法被覆工+矢板基礎工
case2-3			【改良基礎構造】 天端保護工+裏法被覆工+改良基礎工
case3		1:1.5より急勾配	【擁壁構造】 天端保護工+もたれ式擁壁+減勢工

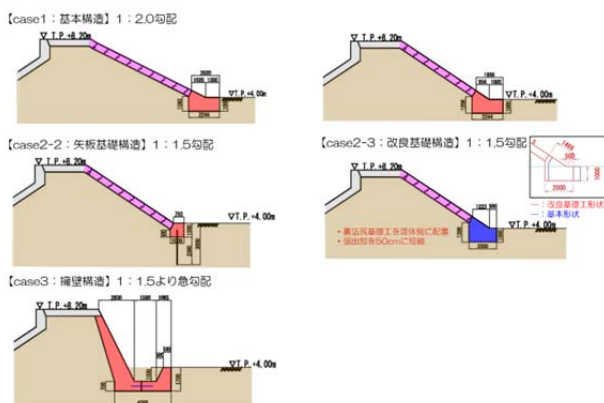


図-8 制約区間での構造検討の実験条件

(1) 現況構造の評価(改良方針の決定) (case0)

越流開始から約0.5分後(5秒)に裏法尻基礎工が転倒・流出し、堤防が損壊し、最大越流時間(図-9)までに裏法尻基礎工が被災していることから構造的な弱部となるため補強を行う必要がある。

実験では、天端・裏法アスファルトは最大越流時間で

損壊していないが、東日本大震災時には欠落・損壊が確認されることから、天端及び裏法面についても併せて補強が必要と判断した。

(2) 「一般区間」の構造検討(case1)

現況構造実験での改良方針を受けて、既往のT.P. +6.2m区間で設定した基本構造「天端保護工+裏法被覆工+裏法尻部保護工」を踏襲し、検討を行った。

最大越流時間(図-9)では、基礎後部から洗掘範囲が約6.5mまで拡大し、最大洗掘深が1.4mとなるが、越流開始から50分後でも堤防模型は損壊しないことから、十分な破堤遅延効果を有することが確認された。

(3) 「制約区間(裏法勾配1:1.5)」の構造検討

制約区間(裏法勾配1:1.5)においては、堤防背後に住家等が近接するため可能な限り越流水の流れ低減が必要である。

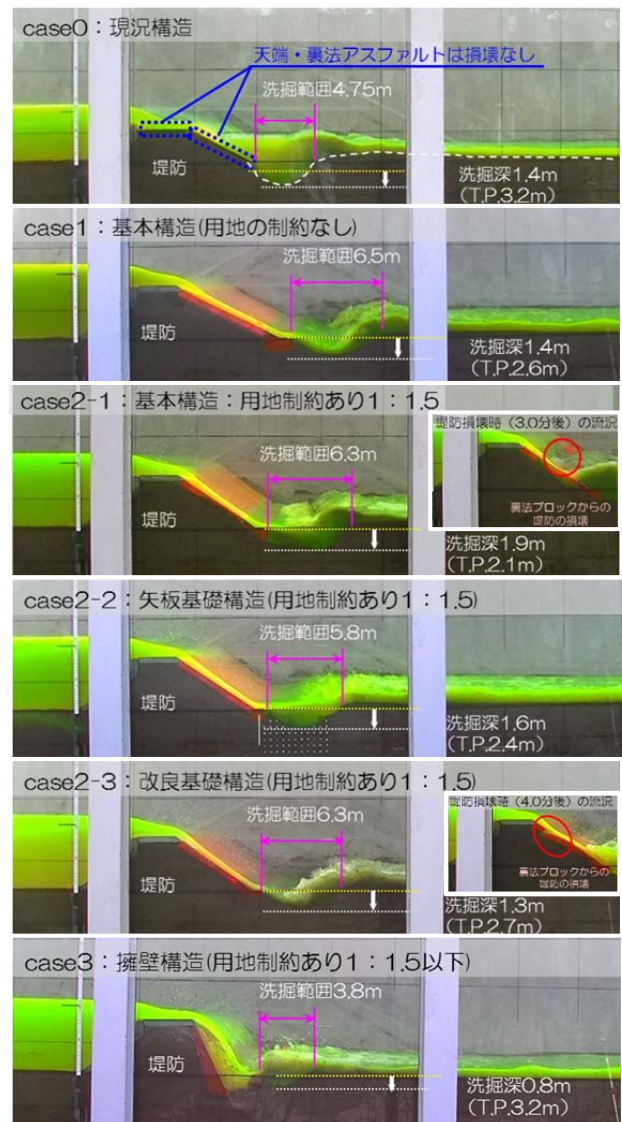


図-9 最大越流時間(1.4分後)の流況

a) 基本構造 (case2-1)

基本構造では、一般区間で十分な破堤遅延効果を有した「天端保護工+裏法被覆工+裏法尻部保護工」での検討を行った。

最大越流時間(図-9)で堤防は、損壊しなかったが、越流開始から約3分後には損壊し、東北モデルと同等の破堤遅延時間には満たない結果となった。

b) 矢板基礎構造 (case2-2)

矢板基礎構造では、天端保護工+裏法被覆工+矢板基礎工とし、矢板長は、基本構造での検討の洗掘深が約2.0mであったことから岩手県及び宮城県的设计マニュアル⁵⁾に順じ、基礎地盤から3.0mをとるよう1.0m×1.0m基礎に2.0m以上の矢板を貫入し、検討を行った。

最大越流時間(図-9)では、基礎後部から洗掘範囲が約5.8mまで拡大し、最大洗掘深が1.6mとなるが、越流開始から50分後でも堤防模型は損壊しないことから、十分な破堤遅延効果を有することが確認された。

c) 改良基礎構造 (case2-3)

改良基礎構造では、天端保護工+裏法被覆工+改良基礎工とし、裏法尻部において、基礎工の天端を少なくし、重心を海側へ近づけた構造により検討を行った。

最大越流時間(図-9)では、基礎後部から洗掘範囲が約6.3mまで拡大し、最大洗掘深が1.3mとなり、越流開始から約4分後には堤防が損壊し、東北モデルと同等の破堤遅延時間には満たない結果となった。

(4)「制約区間(裏法勾配1:1.5より急勾配)」の構造検討 (case3)

裏法勾配が1:1.5未満になることから張り構造の保護での対応はできないと想定され、さらに背後には家屋等が近接していることから堤防の損壊を遅延させつつ、背後地への洗掘や流速を抑えるような工夫が必要となった。

急勾配の堤防の安定性を図るためには、擁壁のような構造で土留めをしつつ、+α法尻において減勢する構造として、ため池・ダム等の放流設備の減勢工の自由落下式減勢工を参考として、法尻において構造上の工夫を行うこととし、もたれ式擁壁+減勢工での検討を行った。

最大越流時間(図-9)では、基礎後部から洗掘範囲が約3.8mまで拡大し、最大洗掘深が0.8mとなったが、洗掘範囲及び洗掘深ともに、実験の中で最小となり、越流開始から50分後でも堤防模型は損壊しないことから、十分な破堤遅延効果を有することが確認された。

4. 擁壁構造の詳細検討

前章の実験では、「一般区間」については、基本構造、「制約区間(裏法勾配1:1.5)」は、矢板基礎構造、「制約区間(裏法勾配1:1.5より急勾配)」は、擁壁構造を基

本となる結果となったが、矢板基礎構造においては、矢板部分の状態把握、腐食対策に課題があり、擁壁構造は、転落等に対する安全対策が必要であることに加え、津波が越流する際に法肩に負圧が作用することから、本章では、「越流水深ごとの減勢状況・作用圧力(法肩に生じる負圧)の確認(安全対策の検討を含む)」,「矢板基礎構造の代替案(擁壁構造+盛土)の検討」,「擁壁構造の構造面の安定性の検討」の検討を行った。

(1) 越流水深ごとの減勢状況・作用圧力の確認

越流水深ごとの減勢状況・作用圧力の実験では、越流水深の変化及び堤防天端上に付帯施設を設置することによる減勢状況への影響(減勢工背後の洗掘状況)の比較、作用圧力の計測を行った。実験ケースは表-2に示す4ケースを評価した。

越流水深は、前章の実験で設定した1.0m及び解析越流水深の0.6mで検討を行った。

表-2 越流水深ごとの減勢状況・作用圧力の確認実験条件

	検討内容	堤防構造	付帯物	越流水深
case1	越流水深ごとの減勢状況・作用圧力の確認	【擁壁構造】 天端保護工+擁壁+減勢工 (擁壁法勾配1:0.5) ※2018年度検討形状	なし	0.6m (定常)
case2				1.0m (定常)
case3			転落防止柵 (現地形状)	0.6m (定常)
case4				1.0m (定常)

a) 付帯施設なし (case1, 2)

実験の結果、越流水深の違いにより裏法面での流れが異なり、負圧の発生範囲が大きく変化することが確認された。(表-3, 図-10)

b) 付帯施設あり (case3, 4)

付帯施設は、図-11で示す駿河海岸の藤守川河口部に実際に設置されている転落防止柵を堤防天端上に設置し、実験を行った。



図-11 藤守川河口部に設置されている転落防止柵

実験の結果、転落防止柵を設置することにより、越流水深に関わらず、裏法面での流れや負圧の発生範囲に大きな変化が生じないことが確認された。(表-3, 図-10)

表-3 越流水深ごとの転落防止柵有無による影響比較

	転落防止柵 有 越流水深1.0m	転落防止柵 無 越流水深1.0m	転落防止柵 有 越流水深0.6m	転落防止柵 無 越流水深0.6m
負圧発生範囲	0.0m~0.3m (0.3m範囲)	-0.0m~1.0m (1.1m範囲)	0.0m~0.3m (0.3m範囲)	-0.1m~0.2m (0.3m範囲)
着水位置	約2.5m (法尻先端部)	約2.5m (減勢工臨側斜面)	約2.5m (裏法面)	約2.5m (法尻部)

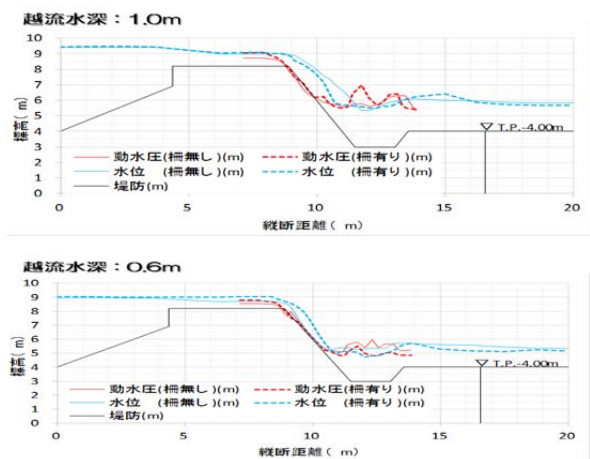


図-10 越流水深ごとの転落防止柵有無による影響比較

(2) 矢板基礎構造の代替案（擁壁構造+盛土）の検討

矢板基礎構造の代替案の実験では、盛土設置による影響を把握し、背後地の洗掘深と洗掘範囲による評価を行った。

実験の結果、図-12のように越流開始から50分後でも堤防模型は損壊しないことから、十分な破堤遅延効果を有することが確認された。

また、矢板基礎構造と比べ、最大洗掘深の違いは、殆どないが、盛土により越流開始初期の洗掘及び最大洗掘範囲が低減される。ただし、背後地への盛土流出が懸念される。

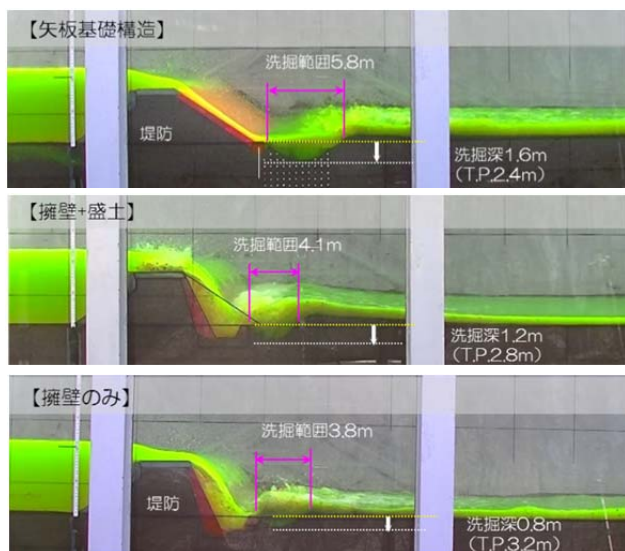


図-12 最大越流時間(1.4分後)の流況

(3) 擁壁構造の構造面の安定性の検討

擁壁構造の構造面の安定性の実験では、擁壁に必要な重量及び擁壁構造に作用する外力の把握について、図-13のように擁壁下部を蝶番で固定し、作用圧力により擁壁が回転する模型を製作し、視覚的に確認のできる実験（表-4に示す3ケース）を行い、評価した。

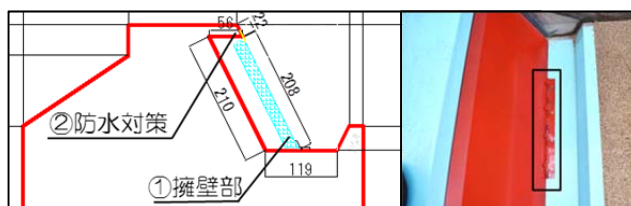


図-13 擁壁構造の模型

表-4 擁壁構造の構造面の安定性の検討実験条件

	検討内容	堤防構造	付帯物	越流水深
case1	擁壁構造の構造面の安定性の検討 (斜度1:1.5より急勾配)	【擁壁構造】 天端保護工+擁壁+減勢工 (擁壁法勾配1:0.5)	なし 擁壁重量①:基本重量 (コンクリート)	1.0m (定常)
case2			なし 擁壁重量②:改良重量 (木材)	
case3			あり(転落防止柵基礎) 擁壁重量③:改良重量 (木材)	

a) 擁壁重量①：基本重量（case1）

基本重量では、擁壁部材をコンクリート製、擁壁厚を0.5m、単位当たりの質量を同程度とし、実験を行った。

実験の結果、図-14のように擁壁は回転することなく、安定するため、負圧に対する対策が不要であることが確認された。

b) 擁壁重量②：改良重量（付帯施設なし）（case2）

改良重量（付帯施設なし）では、擁壁部材の単位当たり質量をコンクリートよりも軽量な木製（コンクリート厚0.1m相当）とし実験を行った。

実験の結果、図-14のように擁壁が負圧により回転し、転倒することが明らかになった。

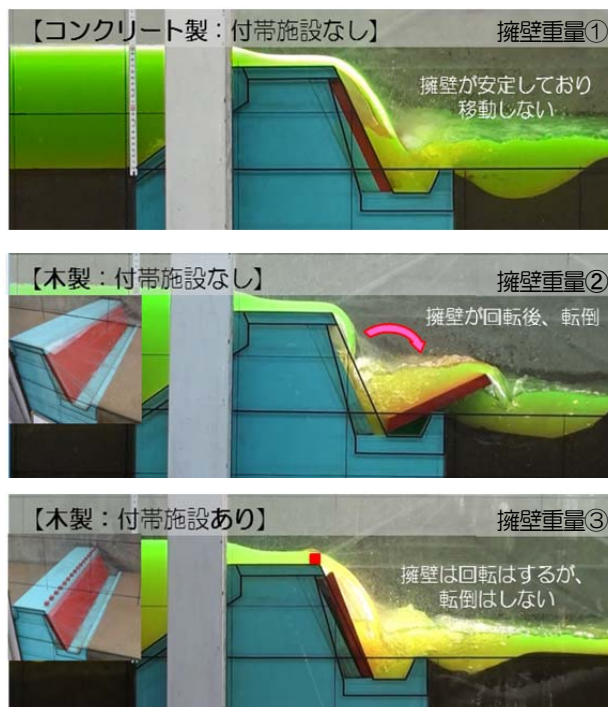


図-14 最大越流時間(1.4分後)の流況

C) 擁壁重量③：改良重量（付帯施設あり）（case3）

改良重量（付帯施設あり）では、作用圧力の検討で付帯施設（転落防止柵）を設置することにより負圧の発生範囲が小さい転落防止柵の基礎部分のみを天端法肩上に設置し、改良重量②と同様に擁壁部材を木製とし実験を行った。

実験の結果、図-14のように擁壁の回転は確認されたが、転倒することがなかったため、今回の基礎のような突起を設置する事により、負圧が低減され擁壁の安定性向上を期待できる。

5. おわりに

本検討により、駿河海岸のT.P. +6.2m区間で検討された海岸堤防と背後の盛土が一体となりL1津波を超える津波に対して減災効果を発揮する粘り強い構造の海岸堤防と異なり、堤防の背後用地が限られる中で、堤防単体で破堤遅延時間約3～5分を有し、仙台湾の事例と同等の粘り強さを確保する構造について、以下に示す。

駿河海岸のT.P. +8.2mの一般区間については、既往のT.P. +6.2m区間で設定した基本構造と同様の「天端保護工+裏法被覆工+裏法尻部保護工」、制約区間（裏法勾配1:1.5）及び制約区間（裏法勾配1:1.5より急勾配については、「擁壁構造」を粘り強い構造の海岸堤防の基本構造とした。

擁壁構造については、堤防天端からの転落防止対策が必要である。実験の結果から、盛土や転落防止柵を設置する措置は、いずれも大きなデメリットとはならないことが確認されたため、今後設計するにあたっては、地元等との調整を経て実際の区間ごとの構造決定を実施する必要がある。

参考文献

- 1) 静岡県：津波浸水想定について（解説），
<https://www.pref.shizuoka.jp/bousai/4higaisoutei/documents/tsunami-sinsui-soutei-kaisetsu.pdf>,
pp.12, 2015.
- 2) 国土交通省東北地方整備局：海岸事業再評価仙台湾南部海岸直轄海岸保全施設整備事業，
<http://www.thr.mlit.go.jp/bumon/b00097/k00360/h13jhyouka/281129/shiryou2804/161129kaiganbc.pdf>
- 3) 加藤史訓，鳩貝聡，諏訪義雄：津波の越流に対するコンクリート平張り海岸堤防の粘り強い構造，土木学会論文集 B2(海岸工学)， Vol. 69, No. 2, pp. I_1021-I_1025, 2013.
- 4) 加藤史訓，諏訪義雄，鳩貝聡，藤田光一：津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造検討，土木学会論文集 B2(海岸工学)， Vol. 70, No. 1, 31-49, 2014.
- 5) 岩手県海岸保全施設等設計マニュアル、宮城県河川・海岸施設等設計マニュアル