

【参考資料Ⅳ】

2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う津波により
被災した防波堤の復旧断面等の検討事例

目次

IV-1 本資料の位置付け	1
IV-2 八戸港 北防波堤 中央部（11工区）の復旧設計事例	2
2.1 概要	2
2.2 被災前の防波堤設計諸元	2
2.2.1 設計条件	2
(1) 照査手法	2
(2) 自然条件	3
2.2.2 断面諸元	3
(1) 防波堤天端高	3
(2) マウンド天端高	3
(3) 消波ブロック	3
2.2.3 照査結果	4
2.3 被災要因	5
2.4 復旧設計	6
2.4.1 復旧設計の方針	6
2.4.2 設計条件	6
(1) 照査手法	6
(2) 自然条件	6
2.4.3 復旧断面検討フロー	8
2.5 復旧断面の検討	9
2.5.1 「設計津波」に対する耐津波設計	9
(1) 防波堤の沈下量の評価	9
(2) 防波堤位置における津波作用の設定	9
(3) 基礎の安定性の照査（越流に対する検討）	10
2.5.2 「2011年東北地方太平洋沖地震に伴う津波」に対する「粘り強い構造」の検討	12
(1) 防波堤の沈下量の評価	12
(2) 防波堤位置における津波作用の設定	12
(3) 「粘り強い構造」の検討	14
2.5.3 検討結果	21
IV-3 防波堤の粘り強い構造の設計事例	22
3.1 概要	22

3.2	津波波力に対する滑動対策の設計事例概要	23
3.2.1	摩擦増大マット、腹付工を施した設計事例	23
3.3	防波堤背後の越流洗掘対策の設計事例	25
3.3.1	港内側に被覆工を施した設計事例	25
3.3.2	港内外に被覆工を施した設計事例	27
3.3.3	洗掘防止マット、被覆工を施した設計事例	29
3.3.4	腹付工を施した設計事例	31
3.4	津波に先行する地震による沈下に対応した設計事例	33
3.4.1	上部工の形状を変更した設計事例	33

IV-1 本資料の位置付け

2011年東北地方太平洋沖地震に伴う津波により多くの防波堤が被災した。本参考資料は、被災した防波堤のうち八戸港における防波堤（北防波堤中央部11工区）の復旧設計の事例について、本資料とりまとめ時の情報に基づき整理した結果である。

当該防波堤工区における被災は越流洗掘が主要因であったものと考えられており、今次津波を含め、越流による基礎マウンド等の洗掘対策について水理模型実験を活用した検討を行い、可能な限り防波堤が倒壊しにくい「粘り強い構造」を目指している。この復旧設計の事例は、防波堤の津波に対する「粘り強い構造」を検討する上で貴重な参考事例となることから、本ガイドラインの参考資料として添付するものである。また、平成25年9月以降に津波の波力に対する直立部の滑動対策や津波の越流に対する基礎マウンド及び海底地盤（原地盤）の洗掘対策など、構造上の弱点部分に付加的な対策を施した設計の事例について、整理している。

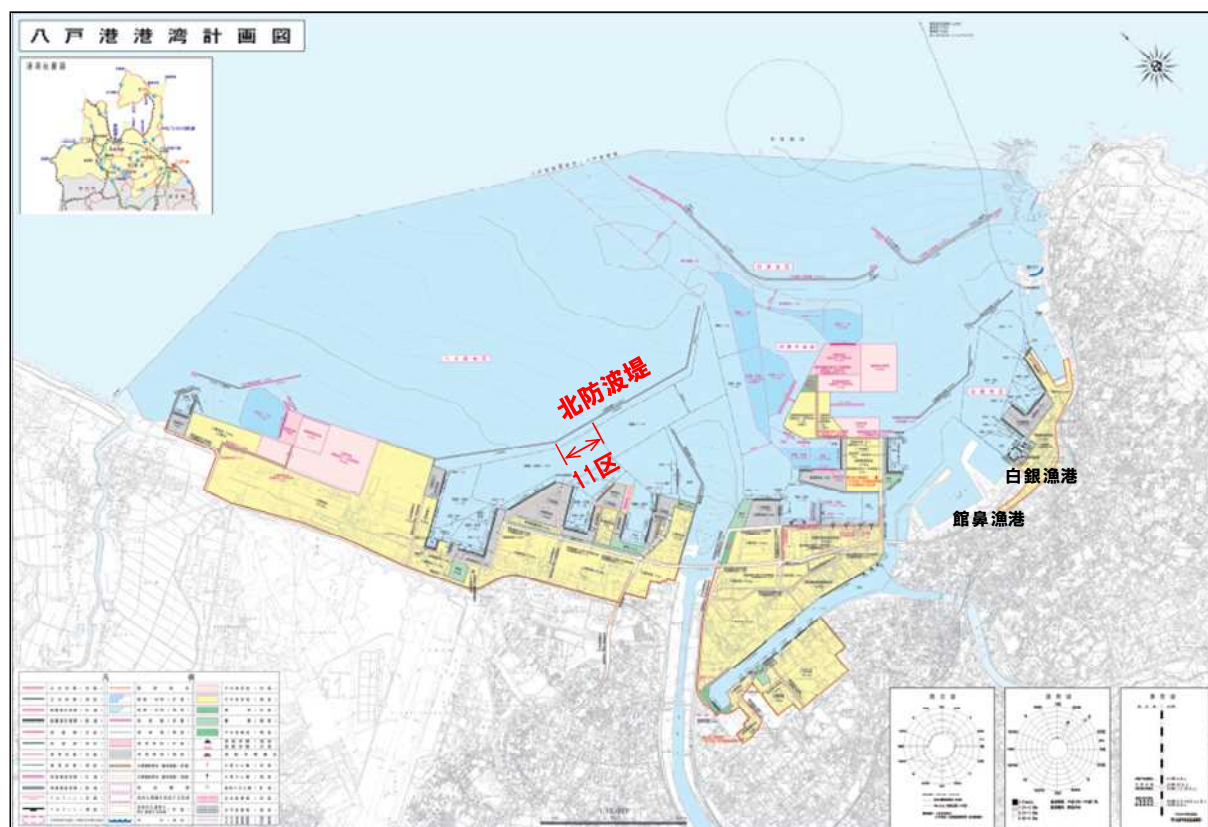
なお、本検討事例は、特定の条件の下で検討された結果であるため、各個別の防波堤の耐津波設計や「粘り強い構造」の検討に際しては、本検討事例を参考としつつも設計時点での最新の知見に基づき適切に検討を行う必要があることに留意されたい。

IV-2 八戸港 北防波堤 中央部 (11 工区) の復旧設計事例

2. 1 概要

本資料は、2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う津波によって被災した八戸港北防波堤中央部 11 工区のうち (図IV-2.1)、直立部が大きく移動した区間を対象として、復旧設計の事例を示すものである。

本資料では、復旧設計に関する情報として、当該防波堤の当初設計の内容、今次津波による当該防波堤の被災状況と被災要因、復旧設計の方針および具体的な復旧断面の検討の内容を記載している。



図IV-2.1 八戸港港湾計画図 (平成 22 年 4 月現在)

2. 2 被災前の防波堤設計諸元

2. 2. 1 設計条件

(1) 照査手法

当初設計及び改良設計では、安全率法により安定性の照査を実施している。また、捨石等の許容被害率は下表に示すとおりの設定としている。

【捨石等の許容被害率】

	最大波高	施工時波高 (3 m)
前面被覆	5%以下	—
背面被覆	—	—
基礎割石	考慮しない	5%以下
根固ブロック	1%以下	—

(2) 自然条件

1) 設計水深

11 区 D.L. -8.0~-9.0 m

2) 潮位

D.L. ±0.00 m (T.P. -0.716 m)

L.W.L. +0.27 m

H.W.L. +1.50 m

3) 海底勾配

$i = 1/100$

4) 波浪条件

表IV-2.1 波浪条件

	波浪条件
潮位	H.W.L.
水深 (m)	10.5
波向	ENE
設計波高 : H (m) (50 年確率波)	6.7
周期 : T (s)	12.0
波向 : β ($\pm 15^\circ$ 補正前)	10.0° (25.0°)

2. 2. 2 断面諸元

(1) 防波堤天端高

防波堤天端高 = H.W.L. + 0.6H

(2) マウンド天端高

隣接の 10 工区に合わせて D.L. -6.5 m と設定

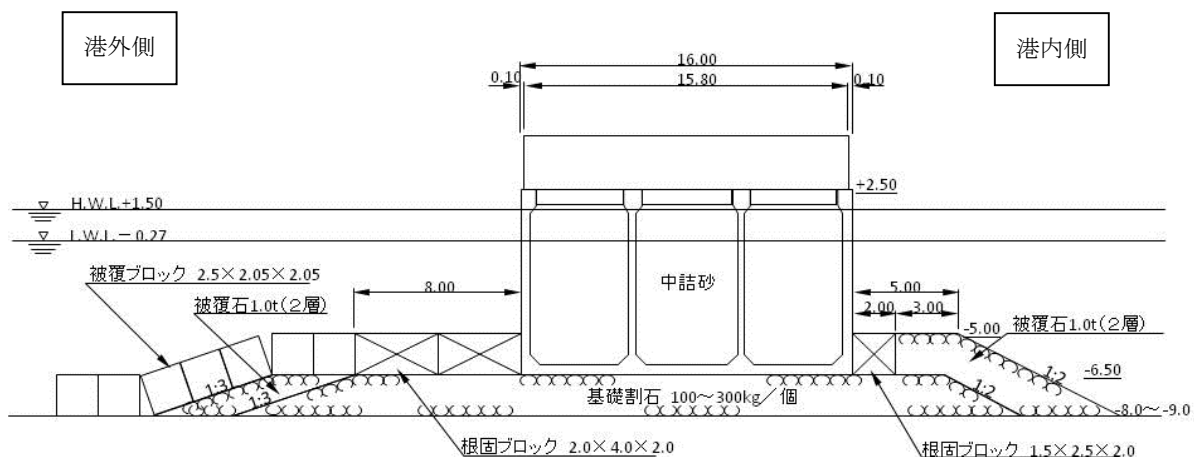
(3) 消波ブロック

被害率 5% として必要質量を算定する。被害率を標準値の 1% から 5% に許容したことにより、設計波高を換算し、 $H' = 5.7$ m と設定。

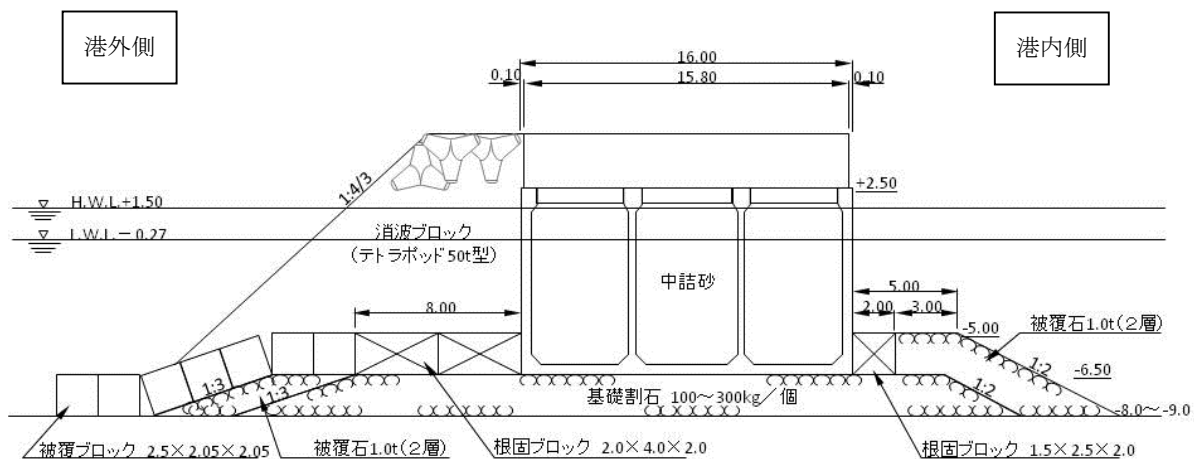
$$w = \frac{\rho r \cdot H'^3}{K_D (Sr - 1)^3 \cot \alpha}$$

上式より、公称質量 20.0 t (実質量 18.4 t) を選定

2. 2. 3 照査結果



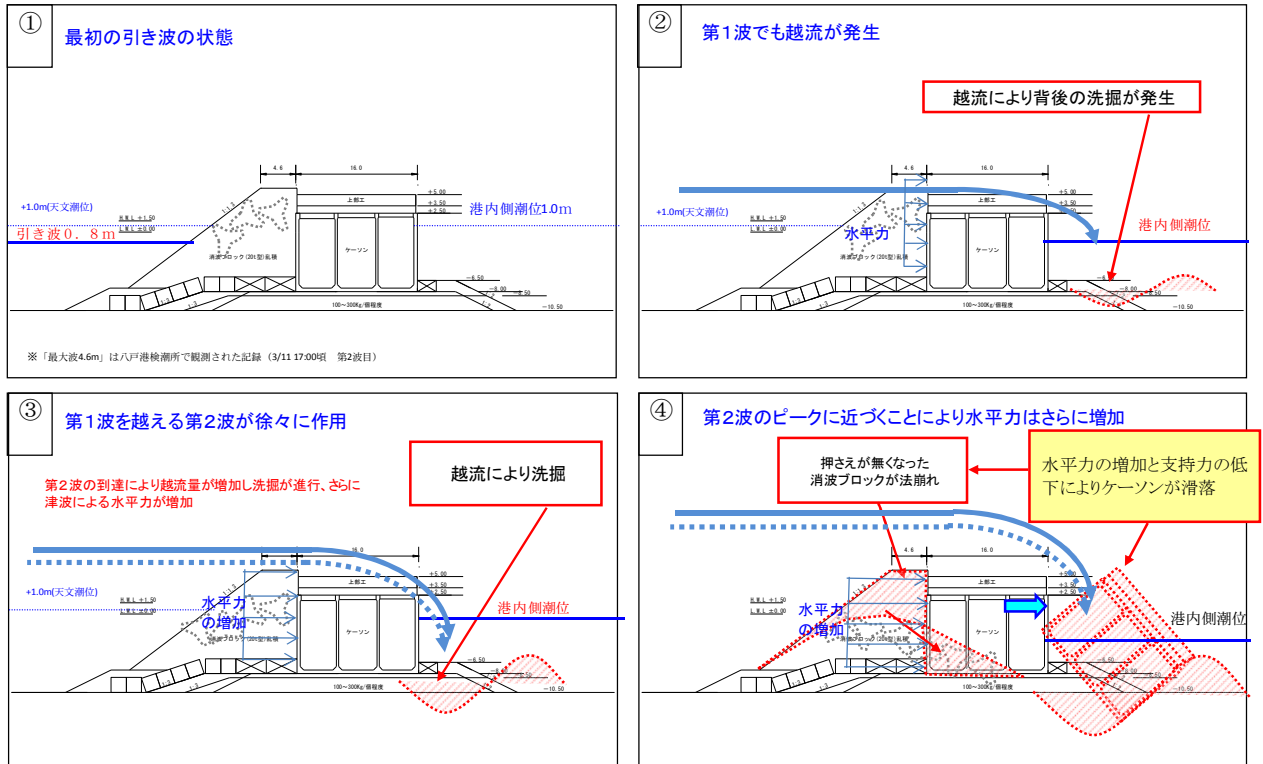
図IV-2.2 当初設計時の標準断面図



図IV-2.3 改良設計（低反射構造）時の標準断面図

2. 3 被災要因

八戸港北防波堤中央部においては、直立部が移動していない区間であっても直立部背後の基礎マウンド及び海底地盤が大きく洗掘され、さらにその背後に流出した基礎マウンド等が堆積している状況が見受けられる（参考資料Ⅱ）。このことから、本工区の被災要因は主に越流による港内側の基礎マウンドや海底地盤の洗掘であると考えられる。特に、洗掘が進行した区間では、直立部背後の海底地盤の洗掘に伴う海底地盤の支持力の低下により直立部が洗掘された箇所に落ち込むような形態で被災したものと考えられる（図Ⅳ-2.4）。



図Ⅳ-2.4 北防波堤中央部（11工区）の被災メカニズム

2. 4 復旧設計

2. 4. 1 復旧設計の方針

八戸港北防波堤中央部の 11 工区のうち、直立部が大きく移動した区間における復旧設計の基本方針は以下に示すとおりである。

- 波浪に対しては、従来どおり「50 年確率波浪」を設計対象とする。
- 被災を受けた直立部（背後に崩落している直立部）は、吊り上げ等困難であるため残置を前提としつつ、可能な限り有効に利用する。
- 津波に対しては、「設計津波」に対しては被災させず、今次津波（「最大クラスの津波」に相当する規模の津波）に対しても可能な限り「粘り強い構造」となるように、構造上の工夫を施す。
- 津波に対する「粘り強い構造」は、被災要因を踏まえて、越流に対する基礎マウンド及び海底地盤の洗掘対策を基本とする。基礎マウンドの洗掘対策について、水理模型実験を中心として検証を行うこととする。
- 越流による海底地盤の洗掘に対しては、完全に防止できない場合には、洗掘が進行しても直立部の倒壊に至らないことを目標とする。
- 断面設計は「港湾の施設の技術上の基準・同解説（H19 年）」に準拠する。

2. 4. 2 設計条件

(1) 照査手法

防波堤の直立部の滑動、転倒及び海底地盤の支持力の照査については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年）」に基づき実施する。なお、直立部背後の基礎マウンドの洗掘対策については、水理模型実験の結果に基づくこととする。

(2) 自然条件

1) 潮位

D.L. ±0.00 m [T.P. -0.805 m]

L.W.L. ±0.00 m

H.W.L. +1.50 m

2) 海底勾配

$i = 1/100$ [原設計のとおり]

3) 波浪条件

当初の設計条件では、最大波高 (H_{max}) が算定されていないことから、改めて水深を考慮した有義波高と最大波高について算定する。

表IV-2.2 改良設計時の設計条件

潮位	H.W.L. +1.50 m
設計水深 (D.L. m)	-9.0
波向	ENE
有義波高 : $H_{1/3}$ (m)	6.7
周期 : $T_{1/3}$ (s)	12.0
波向 : β ($\pm 15^\circ$ 補正前)	10.0° (25.0°)

表IV-2.3 復旧設計時の設計条件

潮位	H.W.L. +1.50 m
設計水深 (D.L. m)	-12.0
波向	ENE
有義波高 : $H_{1/3}$ (m)	6.7
最大波高 : H_{max} (m)	10.5
周期 : $T_{1/3}$ (s)	12.0
波向 : β ($\pm 15^\circ$ 補正前)	10.0° (25.0°)

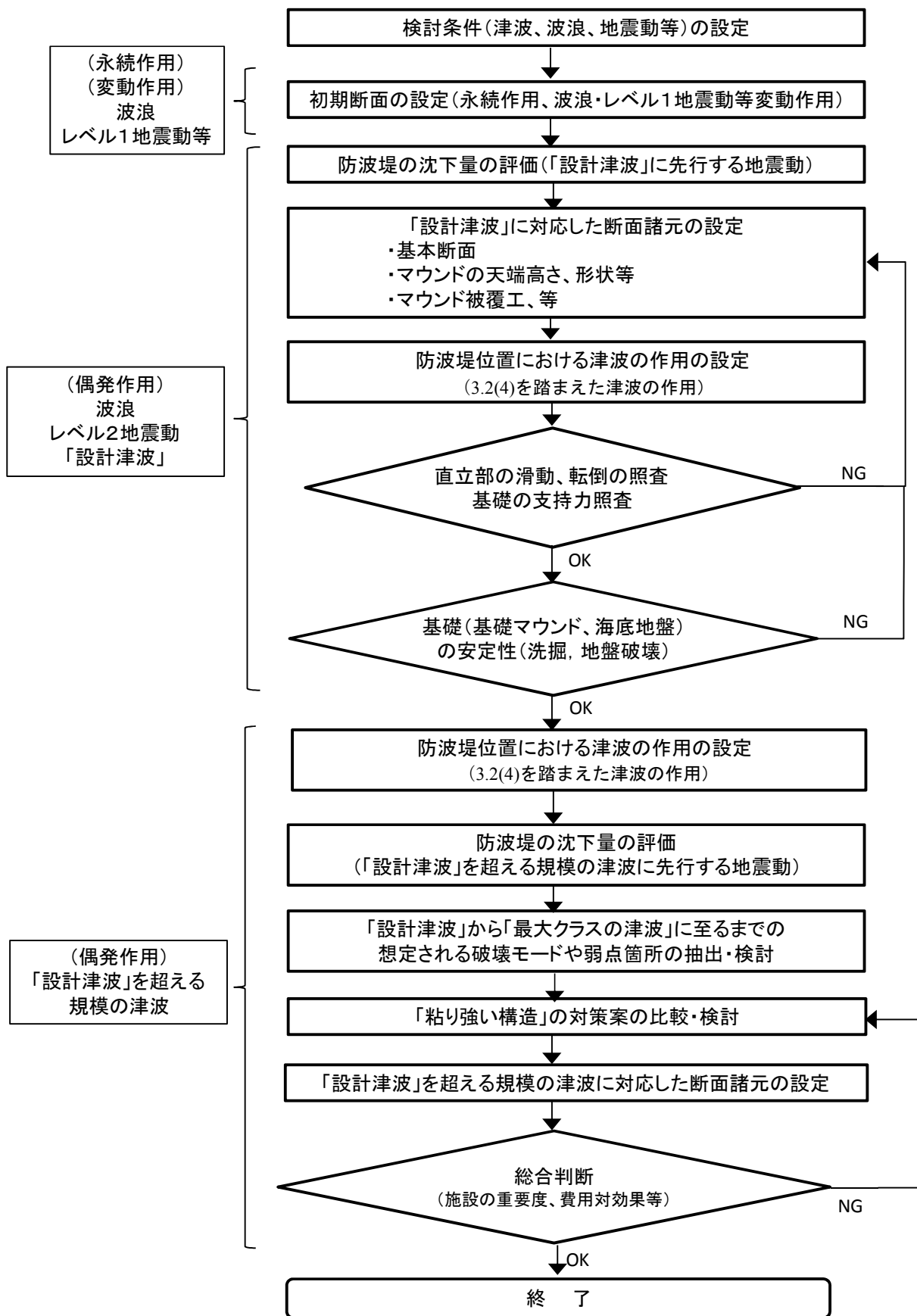
4) 津波条件

- 「設計津波」: 津波の高さ $\eta = 4.0$ m (1896年 明治三陸地震)
- 今次津波 (2011年東北地方太平洋沖地震): 津波の高さ $\eta = 7.0$ m
 ※津波の高さ: 海面水位から潮位を差し引いたものの最大値

5) 土質条件

- 砂質地盤, $\phi = 30^\circ$ [原設計のとおり]
- 海底地盤, $N < 10$ [原設計のとおり]

2. 4. 3 復旧断面検討フロー



図IV-2.5 復旧断面検討フロー

※今次津波：
2011年東北地方太平洋沖地震に伴う津波

2. 5 復旧断面の検討

2. 5. 1 「設計津波」に対する耐津波設計

(1) 防波堤の沈下量の評価

地震による地殻変動量および海底地盤の液状化等による沈下は、検討対象工区では数 cm のため本検討では無視する。

(2) 防波堤位置における津波作用の設定

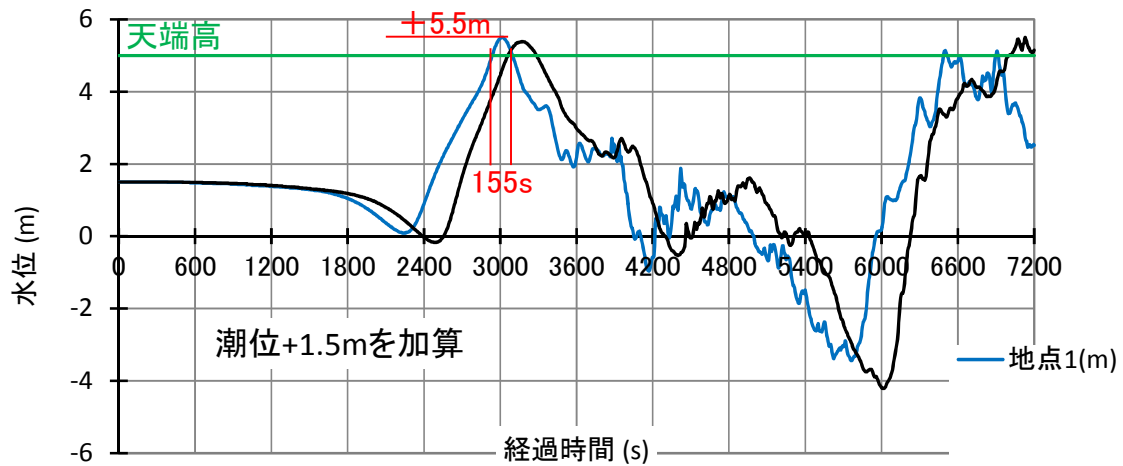
1) 「設計津波」の設定

「設計津波」について、現時点では明治 29 年三陸地震津波を設定する。設計に用いる津波諸元は、明治 29 年三陸地震津波について数値シミュレーションで解析し、算定された水位データを基に設定を行う。

図IV-2.7より、北防波堤における「設計津波」については、津波水位（港外側水位）は D.L.+5.5 m、津波の高さ $\eta = 4.0$ m、港内側水位 D.L.+1.5 m (H.W.L.)、越流時間は 155 秒間と設定する。



図IV-2.6 設計津波における水位出力地点



図IV-2.7 設計津波における津波水位の時刻歴（潮位：H.W.L.+1.5 m）

2) 津波波力算定式の設定

津波諸元から、津波の高さ ($\eta = 4.0 \text{ m}$) が、水深の 60%未満 (8.1 m) であることから波状段波は発生していないと判断できる。また、津波水位は防波堤天端高を超えており、越流が発生している状態である。以上より、防波堤の安定照査に適用する津波波力は「静水圧差による算定式」を適用する。

3) 直立部の滑動・転倒・基礎の支持力の照査

初期断面 (図IV-2.3) の「設計津波」に対する安定照査の結果を表IV-2.4に示す。波浪に対する安定照査の結果 (表IV-2.12) と比較すると余裕のある構造であることが分かる。

表IV-2.4 初期断面の設計津波に対する安定計算結果 (耐力作用比)

滑動	4.10 > 1.00
転倒	10.25 > 1.00
端趾圧	$P = 201.807 \text{ kN/m}^2$

(3) 基礎の安定性の照査 (越流に対する検討)

越流に対する港内側の被覆材および基礎マウンドの安定性の照査は、初期断面に対して実施した水理模型実験の結果から検証を行う。

表IV-2.5より、「設計津波」の越流 (越流水深：約 0.5 m) に対して、背後基礎マウンドの被害は発生しなかった。よって、設計津波に対しては当初の被覆石 (1 t/個) で安定性は確保できると評価できる。

表IV-2.5 越流に対する基礎マウンド・被覆材の安定実験

津波	設計津波 (5.5m)
上部工形状	矩形
被覆材	被覆石1t
実験断面	
越流状況 (作用)	
被覆材の状況 (作用前)	
被覆材の状況 (作用後)	

2. 5. 2 「2011年東北地方太平洋沖地震に伴う津波」に対する「粘り強い構造」の検討

(1) 防波堤の沈下量の評価

地震による地殻変動量および海底地盤の液状化等による沈下は、検討対象工区では数 cm のため本検討では無視する。

(2) 防波堤位置における津波作用の設定

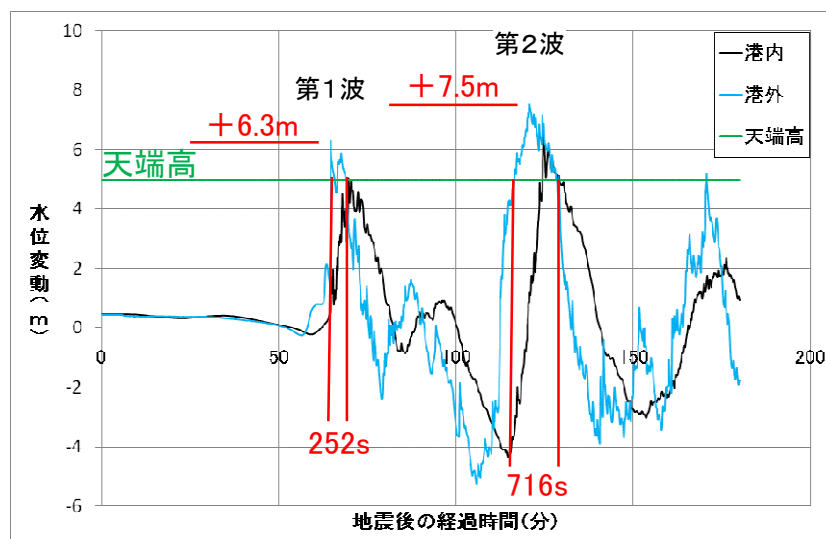
1) 津波の設定

「粘り強い構造」の検討に用いる津波条件については、2011年東北地方太平洋沖地震に伴って来襲した津波を対象とした再現解析（数値シミュレーション）を行った結果に基づき、以下のとおり設定した（図IV-2.9）。解析から得られた津波水位の時刻歴の結果から、津波の高さが大きく、防波堤の天端高さを超える第1波と第2波を対象とした。なお、潮位は、当該津波が来襲した際の港内潮位（D.L.+0.5 m）としている。

- ① 第1波：港外津波水位+6.3 m，津波の高さ $\eta = 5.8$ m，港内水位+0.5 m，越流時間 252 秒間
- ② 第2波：港外津波水位+7.5 m，津波の高さ $\eta = 7.0$ m，港内水位+1.1 m，越流時間 716 秒間



図IV-2.8 東北地方太平洋沖地震津波における水位出力地点



図IV-2.9 東北地方太平洋沖地震津波における津波水位の時刻歴（潮位：D.L.+0.5 m）

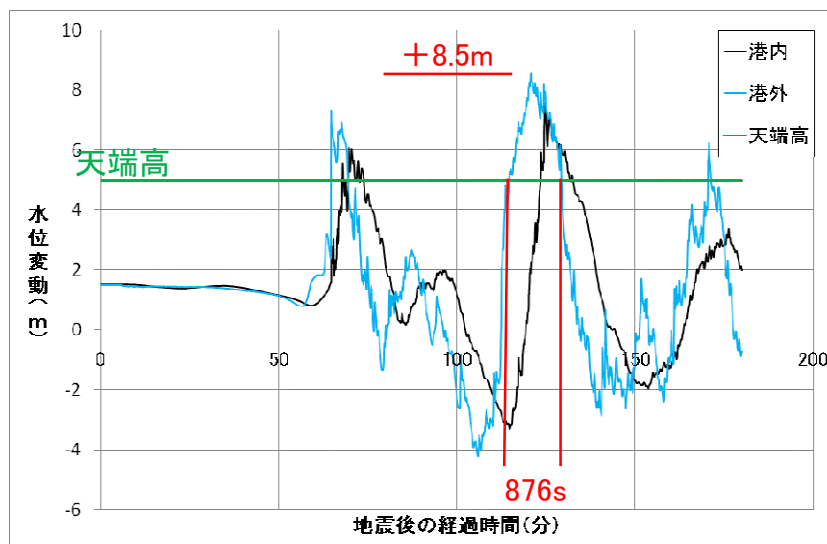
なお、「粘り強い構造」を検討する際には、防波堤を越流する津波の規模が最も大きいケースも対象とする必要があると考えられる。このため、本検討では、上述した①及び②の津波条件に加えて、津波来襲時の水位を H.W.L.と設定した解析結果において防波堤の越流水深が最大となる津波条件も考慮することとした（図IV-2.11）。

- ③ 2波（H.W.L.）：港外津波水位+8.5 m、津波の高さ $\eta = 7.0$ m、港内水位+2.2 m、越流時間 876 秒間

以上のとおり、「粘り強い構造」を検討する際の津波条件は、表IV-2.6の3条件とした。



図IV-2.10 東北地方太平洋沖地震津波における水位出力地点



図IV-2.11 東北地方太平洋沖地震津波における津波水位の時刻歴（潮位：H.W.L.+1.5 m）

表IV-2.6 「粘り強い構造」を検討する際の津波諸元一覧

ケース名	津波水位	津波の高さ	潮位	港内水位	備考
第1波	6.3 m	5.8 m	0.5 m	0.5 m	東北地方太平洋沖地震津波(第1波)
第2波	7.5 m	7.0 m	0.5 m	1.1 m	東北地方太平洋沖地震津波(第2波)
第2波 (H.W.L.)	8.5 m	7.0 m	1.5 m	2.2 m	東北地方太平洋沖地震津波相当(潮位： H.W.L.)

2) 津波波力算定式の設定

津波諸元から、津波の高さ ($\eta = 7.0 \text{ m}$) が、水深の 60%未満 (8.1 m) であることから波状段波は発生していないと判断できる。津波水位は防波堤天端高を超えており、越流が発生している状態である。以上より、防波堤の安定照査に適用する津波波力は「静水圧差による算定式」を適用する。

(3) 「粘り強い構造」の検討

1) 被覆材及び基礎マウンドの安定性（洗掘等）の観点から評価した「粘り強さ」

今次津波を対象とした越流に対する港内側の被覆材および基礎マウンドの安定性の照査については、水理模型実験を用いて行う。以下、具体的な検討手順と検討結果を示す。

a) 被災前の断面に対する検討

表Ⅳ-2.7に、被災前の断面に対して、表Ⅳ-2.6に示した津波条件を作用させた場合の水理模型実験の結果を示す。また、表Ⅳ-2.8に越流水塊の打ち込み状況を示す。これらの実験結果を整理すると以下のとおりである。

①第1波に対する結果

- ・背後基礎マウンドの被覆石（質量：1t/個）に、飛散は見受けられなかった。
- ・これは、直立部背面から飛び出した越流水塊は、背後基礎マウンドの法肩付近に作用しているものの、越流規模が小さく、流速が小さいため、被覆石の飛散は発生しなかったものと考えられる。

②第2波に対する結果

- ・背後基礎マウンドの法尻付近で、被覆石（質量：1t/個）の飛散が発生する結果となった。
- ・これは、直立部背面から飛び出した越流水塊は①に比較して越流規模が大きく流速も速くなっており、その水塊がマウンド法尻付近に当たり、被覆石の安定限界を超えたためであると考えられる。

③第2波（H.W.L.）に対する結果

- ・背後基礎マウンドは、直立部背後を除き、大きく洗掘される結果となった。
- ・本ケースの場合、水塊中心部の流速が最も大きい速い箇所は基礎マウンドから若干離れるものの、越流規模が大きく水塊中心部から離れた領域の流速も大きいため、基礎マウンドが大きく洗掘された結果であると考えられる。

以上のことから、被災前の断面のままでは今次津波に対して同様の被災が発生することが確認された。また、直立部背後から飛び出す流速を増すことができれば、越流水塊の流速の大きい部分を基礎マウンドから離すことができる可能性があることも分かった。このため、以下に示す水理模型実験では、越流に対する基礎マウンドの洗掘対策として、b) 基礎マウンドの被覆材を石材からブロックに変更する洗掘対策、c) 防波堤の天端部分に段差（上部パラペット工）を付ける洗掘対策（越流水塊の打ち込み角度を変え、基礎マウンドに越流水塊が直接作用することを避ける）の検討を行った。

b) 基礎マウンドの被覆材を石材からブロックに変更する洗掘対策

被災前の断面に対して、背後基礎マウンドの被覆材を石材からブロックに変更し、同様に水理模型実験を実施した結果を表IV-2.9に示す。

a) に示す被災前の断面の結果と比較すると、全ケースにおいて背後マウンドの洗掘程度は多少軽減されているものの、表IV-2.6に示した全ての津波条件に対して洗掘を発生させないようなケースは存在しなかった。また、ブロックを大型化しても単純にブロック自体の飛散やマウンドの洗掘が防止できる訳ではないことが分かった。大型ブロックの場合、ブロックの長さや高さが大きいためマウンドが大きくなり、越流水塊の流れの強い部分にブロックが近づき、安定を損なったものと考えられる。さらに、全般的に②第2波の条件においてブロックの移動が顕著であり、前面の津波水位が高ければ高いほど背後洗掘の被害が大きくなるという訳ではなく、最も危険な水位があることも判明した。

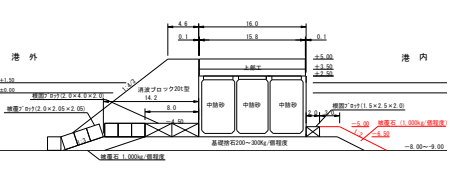
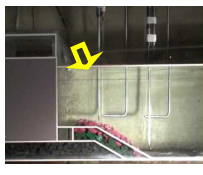


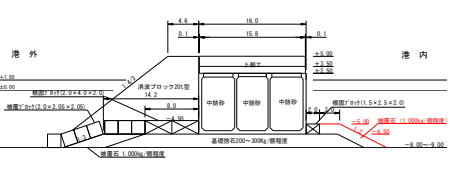



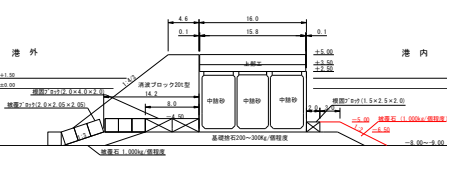
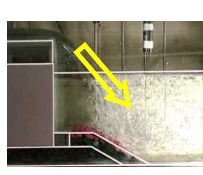


c) 越流水塊の打ち込み角度を変えることによる洗掘対策

最後に、上部工形状を矩形からパラペットとした場合の実験結果を表IV-2.10及び表IV-2.11に示す。パラペット断面は、矩形断面である上部工の港内側部分を1.5 m 下げることにより段差を設け、この段差により越流水塊の流速を加速し、背後水面に打ち込む越流水塊の方向をより水平方向に近づけ、強い越流水塊が当たる位置をできるだけ基礎マウンドから遠ざけることを目的としている。

実験結果から、パラペットを設けることにより、被覆石の安定性を大幅に向上させることが可能となった。また、パラペットを設けることにより、上述した三つの津波条件に対する越流水塊の打ち込み角度は以下に示すとおり変化しており、越流に伴う強い流れを基礎マウンドに直接当たらないようすることで、基礎マウンドの洗掘が相当程度、抑制できることが確認された。ただし、この強い流れにより被覆石の移動限界流速は超えた。

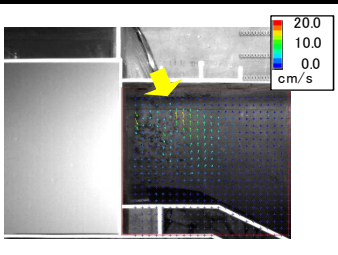
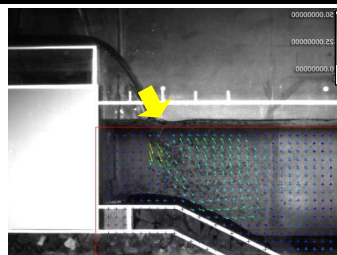
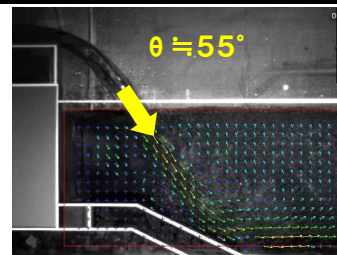
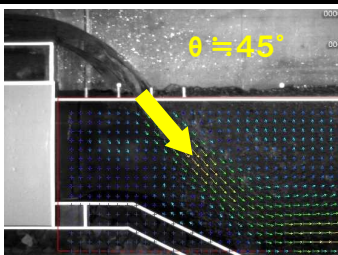
	上部工：矩形断面	上部工：パラペット
① 第1波	—	$\theta =$ 約 50 度
② 第2波	$\theta =$ 約 55 度	$\theta =$ 約 45 度
③ 第2波 (H.W.L.)	$\theta =$ 約 45 度	$\theta =$ 約 30 度

表IV-2.7 越流に対する基礎マウンド・被覆材の安定実験（上部工形状：矩形）

No	上部工形状	被覆材	被覆材質量	津波水位	実験断面	越流状況(作用)	被覆材の状況(作用前)	被覆材の状況(作用後)	被害
①	矩形	被覆石	1t	L1津波 (5.5m)					津波越流水によるマウンド洗掘は被害なし
②				※ 第1波～ 第2波 (7.5m)					津波再現実験 津波越流水により、マウンド被覆石の一部に被害が生じた
③				L2津波 (8.5m)					津波越流水によるマウンド洗掘により、被覆石および基礎捨石に大きな被害が生じる

※第1波～第2波については、第1波の実験後、そのまま第2波の実験を行ったことを示す。

表IV-2.8 越流水塊の打ち込み状況（上部工形状：矩形）

作用	作用	L1津波＝津波水位＋5.5m	第1波＝津波水位＋6.3m	第2波＝津波水位＋7.5m	L2津波＝津波水位＋8.5m
矩形	平均流ベクトル解析による				

表IV-2.9 越流に対する被覆材の安定実験（上部工形状：矩形）

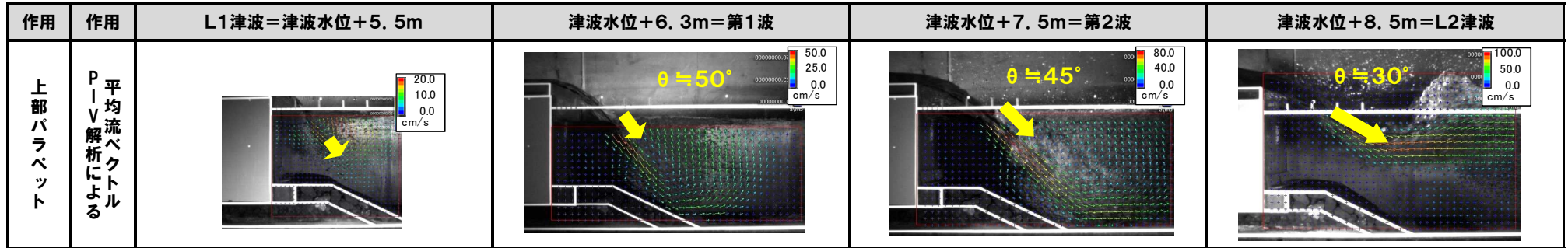
No	上部工形状	被覆材	被覆材質量	津波水位	実験断面	越流状況(作用)	被覆材の状況(作用前)	被覆材の状況(作用後)	被害
1	矩形	平型ブロック	2t	第2波 (H.W.L.) (8.5m)					法先2列(23個)、法面1個のブロックが移動 DN=25.3%
2				※第2波 (H.W.L.) ~ 第2波 (7.5m)					法先3個、法面27個のブロックが移動し、下部の基礎捨石が流出
3			6t	第2波 (7.5m)					法先2列(18個)、法面2列(14個)のブロックが移動し、下部の基礎捨石が流出 DN=59.3%
4				第2波 (H.W.L.) (8.5m)					法先2列(18個)、法面3個のブロックが移動 DN=38.9%
6			12t	第2波 (H.W.L.) (8.5m)					法先2列(14個)、法面2列(14個)のブロックが移動し、下部の基礎捨石が流出 DN=66.7%

※第2波 (H.W.L.) ~ 第2波 (7.5m) については、第2波 (H.W.L.) の実験後、そのまま第2波 (7.5m) の実験を行ったことを示す。

表IV-2.10 越流水塊の打ち込み状況（上部工形状：上部パラペット）

※ Ud:マウンド上の流速

流速測定実験のため、マウンドを固定している。



表IV-2.11 越流に対する基礎マウンド・被覆材の安定実験（上部工形状：上部パラペット）

No	上部工形状	被覆材	被覆材質量	津波水位	実験断面	越流状況(作用)	被覆材の状況(作用前)	被覆材の状況(作用後)	被害
①	上部パラペット(幅9.3m)	被覆石	1t	※第1波~第2波(7.5m)					津波越流水によるマウンド洗掘は、被覆石の一部が移動した程度に留まった。
②				第2波(H.W.L)(8.5m)					被覆石の移動なし

※第1波~第2波については、第1波の実験後、そのまま第2波の実験を行ったことを示す。

2) 海底地盤の安定性（洗掘等）の観点から評価した「粘り強さ」

今次津波を対象とした越流に対する港内側の海底地盤の安定性についても、基礎マウンドに対する水理模型実験から確認を行った。

a) 越流水塊の打ち込み角度を変えることによる洗掘対策

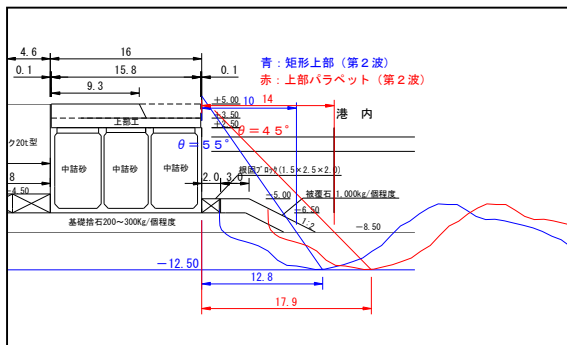
基礎マウンドの安定性に対する水理模型実験から上部工をパラペット形状にすることにより基礎マウンドの洗掘が相当程度抑制できることが確認されたが、同様に海底地盤に対する洗掘に対しても実験結果から確認を行った。

図IV-2.12は、上部工が矩形及びパラペットの場合の越流水塊打ち込み位置と洗掘地形（最大洗掘深の断面）を示している。パラペットの海底地盤着水距離は、矩形上部より約5m遠方に移動する。このため、海底地盤洗掘箇所も遠方に移動することが確認された。

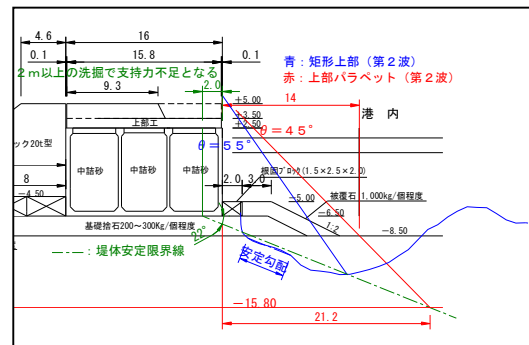
図IV-2.13は、海底地盤洗掘による直立部の安定限界深さを表したもので、洗掘形状の安定勾配から想定した直立部滑動安定限界線と、上部工からの越流水塊打ち込み位置を示している。図中の安定限界線は直立部の安定に対する境界線で、直立部の港内側直下の基礎捨石が2m以上、洗掘しなければ直立部が上方で残存することを示している。

- ・パラペットに変更した場合の越流水塊打ち込み位置と安定境界線の交点は、-15.8mの深さとなり、矩形上部での今次津波による最大洗掘深-12.5mより3.5m程度深い。
⇒ 3.5m増深されることは考えにくい。
- ・パラペットに変更した場合、越流水塊が水平に変化することで、今時津波による原地盤の洗掘形状の勾配が緩やかになる。
⇒ 直立部に対してより安全側になる。

以上より、海底地盤に対してもパラペットを設けることにより、海底地盤への越流水塊の着水距離を矩形断面の場合に対して遠方に移動させることができ、海底地盤の洗掘による影響が、直接直立部が滑落するような大きな被害に至らないことも確認された。



図IV-2.12 越流水塊の着水位置
及び洗掘状況



図IV-2.13 越流水塊の着水位置と
直立部の安定性

3) 直立部の「滑動・転倒・基礎の支持力」の観点から評価した「粘り強さ」

復旧断面について、波浪、「設計津波」及び表IV-2.6に示す今次津波を対象とした直立部の安定性計算の結果を示す。

これらの結果から、復旧断面については、「設計津波」を超える規模の津波に対しても、先述した基礎マウンド及び海底地盤に対する洗掘対策による効果を前提として、今次津波の規模の津波に対しても、倒壊に至らず「粘り強さ」を期待できるものと考えられる。

表IV-2.12 波浪に対する安定計算結果（耐力作用比）

	粘り強い構造	(参考) 初期断面
滑動	1.09 > 1.00	1.35 > 1.00
転倒	2.76 > 1.00	3.26 > 1.00
端趾圧	$P = 220.702 \text{ kN/m}^2$	$P = 265.779 \text{ kN/m}^2$
	$b' = 15.081 \text{ m}$	$b' = 15.396 \text{ m}$
基礎の支持力	1.46 > 1.00	
円弧すべり	(港外) 2.01 > 1.0	
	(港内) 1.50 > 1.0	

表IV-2.13 「設計津波」に対する安定計算結果（耐力作用比）

	粘り強い構造	(参考) 初期断面
滑動	3.43 > 1.00	4.10 > 1.00
転倒	9.06 > 1.00	10.25 > 1.00
端趾圧	$P = 155.342 \text{ kN/m}^2$	$P = 201.807 \text{ kN/m}^2$
	$b' = 16.000 \text{ m}$	$b' = 16.000 \text{ m}$
基礎の支持力	2.30 > 1.00	

表IV-2.14 今次津波に対する滑動に関する安定計算結果（耐力作用比）

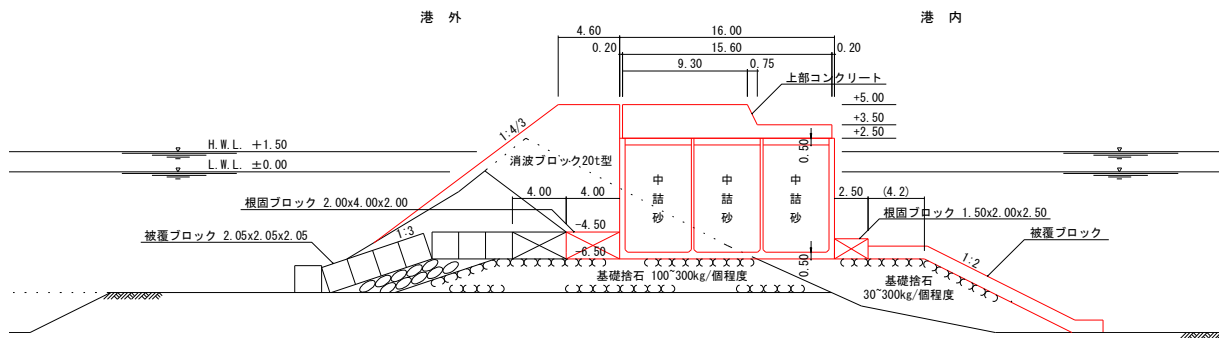
	粘り強い構造	(参考) 初期断面
滑動	1.33 > 1.00	1.42 > 1.00

2. 5. 3 検討結果

東北地方太平洋沖地震に伴う津波に対する八戸港北防波堤の粘り強い構造を検討した結果、直立部の上部工を矩形断面ではなくパラペット断面とすることで、津波が防波堤を越流する際の打ち込み角度を変えることができ、越流に伴う強い流れが基礎マウンドに直接当たらないようにすることで防波堤背面の洗掘を抑制できることが明らかとなった。

この結果を踏まえ、上部工の形状は、パラペット断面とすることとした。

また、防波堤背後のマウンドの被覆材の選定については、基礎捨石の被覆の安定性および経済性より被覆ブロック 2 t 型とした。



図IV-2.14 北防波堤 11工区復旧断面図(案)

IV-3 防波堤の粘り強い構造の設計事例

3. 1 概要

本資料は、平成 25 年 9 月以降に津波の波力に対する直立部の滑動対策や津波の越流に対する基礎マウンド及び海底地盤（原地盤）の洗掘対策などの設計の事例について整理した結果である。

本資料では、防波堤の津波に対する「粘り強い構造」として、構造上の弱点部分に付加的な対策を施した代表的な検討事例であり、「粘り強い構造」設計の考え方、検討の過程の具体的な内容を記載している。

3. 2 津波波力に対する滑動対策の設計事例

3. 2. 1 摩擦増大マット、腹付工を施した設計事例

【施設情報】	
施設区分	防波堤
構造形式	重力式（スリットケーソン堤）
【設計諸元】	
潮位	H. W. L. +1.50m
設計水深（D. L. m）	-63.0m
【事業概要】	
2011年東北地方太平洋沖地震に伴う津波によって被災した防波堤の復旧を行うものである。	
【構造・断面】	
【残存部】	
【新設部】	
図IV-3.1 防波堤復旧断面図	
【基本断面の決定】	
<p>・「設計波浪」に対応する断面諸元にて「発生頻度の高い津波」（以下、「設計津波」）に対する安定性照査を実施し、安定性を確保することから、「設計波浪」に対する断面諸元を基本断面として設定し、「粘り強い構造」を付与することを決定。</p>	
【粘り強い構造の考え方】	
<p>（１）検討の方針</p> <ul style="list-style-type: none"> ○「最大クラスの津波」の津波シミュレーション（STOC）を実施し、対象防波堤に対する津波諸元（津波高および最大流速）を算出する。 ○集中復旧期間（５カ年）を踏まえて、工期の短縮に資する構造形式を検討する。 ○「粘り強い構造」は、東北地方太平洋沖地震津波の被災要因を踏まえて、構造上の弱点となる津波波力に対する滑動対策を基本として、可能な限り「粘り強い構造」となるように構造上の工夫を施す。 <p>（２）検討内容</p> <ul style="list-style-type: none"> ○工期短縮に資する構造形式 <ul style="list-style-type: none"> ・ケーソン設置水深の検討 衝撃碎波の発生しない限度まで浅くする。これにより、ケーソン高さが低くなることから製作層数の減によって、ケーソン製作サイクル短縮が可能となる。 ○津波波力に対する滑動対策の検討 <ul style="list-style-type: none"> ・滑動抵抗力の増加 → （残存部）水理模型実験¹⁾により、受働抵抗力を増加させる腹付工の活用を検討 （新設部）摩擦増大マットの活用を検討 	

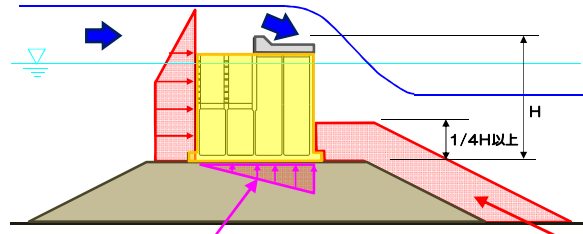
【粘り強い構造の考え方】

(3) 検討結果

○津波波力に対する滑動対策

- ・残存部は、水理模型実験結果から、腹付工（壁体高1/4）に滑動抵抗力を増加させる断面を採用。便宜的に腹付工の抵抗を考慮し安定計算を実施した場合、「最大クラスの津波」に対して、所定の安定性を確保した。
- ・新設部は摩擦増大マットを使用し、滑動抵抗力を増加させる断面を採用。「最大クラスの津波」に対して、安定計算を実施した結果、所定の安定性を確保した。

【残存部】



端し圧、基礎の支持力の
チェック

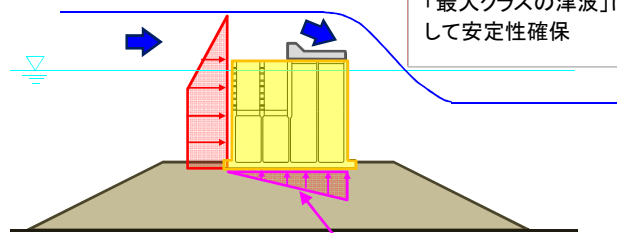
腹付工による安定性確保

①直立部高さの1/4の高さ

または

②「最大クラスの津波」に対して安定性を
確保できる高さのいずれか大きい方を採用

【新設部】



摩擦増大マットの使用

「最大クラスの津波」に対
して安定性確保

端し圧、基礎の支持力の
チェック

【設計上の工夫】

○早期復旧を目指すため、ケーソン製作能力の向上、資材、作業員不足の解消のため、ハイブリットケーソン（HBC）を採用し、他地域で製作。

標準函 L30m×10函=300m → HBC L50m×6函=300m

参考文献

1) 有川太郎, 佐藤昌治, 下迫健一郎, 富田孝史, 辰巳大介, 廉慶善, 高橋研也: 釜石湾口防波堤の津波による被災メカニズムの検討, 港湾空港技術研究所資料, No.1251, 2012

3. 3 防波堤背後の越流洗掘対策の設計事例

3. 3. 1 港内側に被覆工を施した設計事例

【施設情報】	
施設区分	防波堤
構造形式	消波ブロック被覆傾斜堤
【設計諸元】	
潮位	H. W. L. +2.1m
設計水深 (D. L. m)	-1.3m、-3.4m
【事業概要】	
津波対策として、既存防波堤の改良を行うものである。	
【構造・断面】	
図IV-3.2 防波堤 改良断面図	
【基本断面の決定】	
<p>・「設計津波」に対する断面諸元を基本断面として設定し、「発生頻度の高い津波」（以下、「設計津波」）に対応する断面諸元および「粘り強い構造」を検討することを決定。</p>	
【粘り強い構造の考え方】	
<p>(1) 設計の方針</p> <ul style="list-style-type: none"> ○「設計津波」と「最大クラスの津波」の津波シミュレーション (STOC) を実施し、対象防波堤に対する津波諸元 (津波高および最大流速) を算出する。 ○基本断面が「設計津波」に対して「安定性を確保できない場合」、「流速に対して被覆材の必要質量が確保できない場合」を基本として、構造上の工夫を施す。 ○津波の越流による影響の大きい傾斜堤工区は、構造タイプ毎に津波シミュレーション (STOC) の計算結果から越流水深の大きい工区を選定し、水理模型実験で設計津波に対する改良断面を決定する。 <p>(2) 検討内容</p> <ul style="list-style-type: none"> ○津波波力に対する滑動対策の検討 <ul style="list-style-type: none"> ・「設計津波」（先行する地震による沈下の影響も含む）に対する滑動、転倒および基礎の支持力の安定性を確保する。 ○越流水による基礎マウンド等の洗掘対策 <ul style="list-style-type: none"> ・越流による港内側マウンドの洗掘防止として、水理模型実験により被覆材の設置について検討する。 <p>(3) 検討結果</p> <ul style="list-style-type: none"> ○津波波力に対する滑動対策 <ul style="list-style-type: none"> ・「設計津波」に対する滑動の安定計算を実施した結果、所定の安定性を確保する計算結果が得られた。なお、「設計津波」に先行する地震による沈下量は、チャート式耐震診断システムで両工区とも1cmで対策不要という結果となった。 	

【粘り強い構造の考え方】

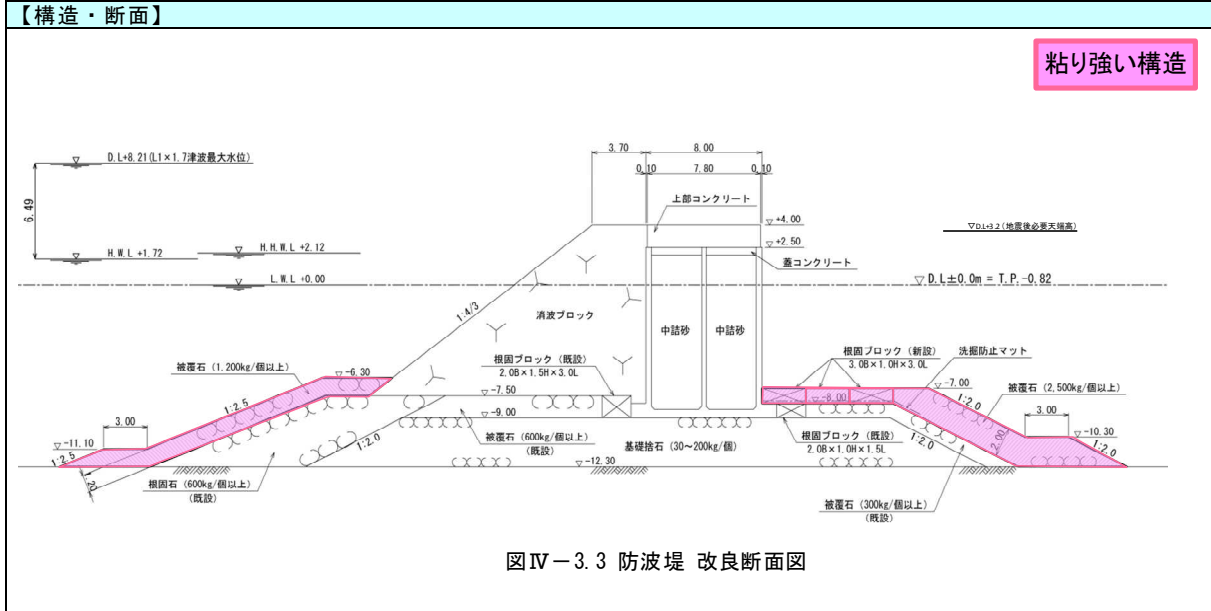
- 越流水による基礎マウンド等の洗掘対策
 - ・「設計津波」に対する港内側被覆材の安定照査結果は、数値波動水路（CADMAS-SURF）の越流流速計算結果と一般的なイスバッシュ数 $y=1.08$ で所要質量を求めると30t型ブロック（既設1t型ブロック）で重量化の改良が必要という結果となり、水理模型実験の初期断面として設定した。
 - ・「設計津波」に対する安定性を水理模型実験で検証し、イスバッシュ数は一般的な値より大きく、改良断面は設計水深-1.3m区間で16t型ブロック（ $y=1.36$ ）、-3.4m区間で4t型ブロック（ $y=1.76$ ）の結果となり、被覆ブロックによる補強を施すこととした。
- 「最大クラスの津波」に対する粘り強さ
 - ・「設計津波」で決定した断面に対し、「最大クラスの津波」の作用させる水理模型実験を実施し、港内側被覆ブロックは移動し、被覆ブロック下の基礎捨石の法面の一部が移動するが、マウンドの洗掘が場所打ちコンクリート本体の底部には達せず、場所打ちコンクリート本体の滑動量は堤体安定に影響のない程度であったこと確認した。結果として、「最大クラスの津波」に対しても安定性が確保されており、粘り強い構造であると評価した。

【設計上の工夫】

- 越流部全てを数値波動水路（CADMAS-SURF）と水理模型実験を実施すると時間と費用を要するため、以下の2点に着目して、実験工区を選定し、設計の効率化を図った。
 - ・ケーソン堤は、港内被覆工の水深が深く、越流の影響が小さいことを確認し、検討対象から除外した。
 - ・傾斜堤の実験工区以外は実験工区の結果を基に数値波動水路（CADMAS-SURF）結果により検討した。
- 模型実験において港内側被覆ブロックを一般的なイスバッシュ数で初期の断面を設定した場合、ブロックの安定性にかなり余裕があったため、ブロック重量を大幅に下げて、ブロック移動時刻の流速によりイスバッシュ数を逆算して実験を行い、実験ケースの絞り込んで効率化を図った。

3. 3. 2 港内外に被覆工を施した設計事例

【施設情報】	
施設区分	防波堤
構造形式	重力式（消波ブロック被覆堤）
【設計諸元】	
潮位	H.W.L+1.72m
設計水深（D.L.m）	-12.3
【事業概要】	
津波対策として既設防波堤の改良を行うものである。	



【基本断面の決定】

・「設計波浪」に対応する現況断面にて、津波に先行する地震による沈下を考慮した上で（上部工の嵩上げ不要）、「発生頻度の高い津波」（以下、「設計津波」）に対する安定計算を実施し、安定性を確保することから、「設計波浪」に対する断面諸元を基本断面として設定し、「粘り強い構造」を付与することを決定。

【粘り強い構造の考え方】

（１）検討の方針

- 「最大クラスの津波」の津波シミュレーション（STOC）を実施し、対象防波堤に対する津波諸元（津波高および最大流速）を算出する。
- 基本断面が「最大クラスの津波」に対して「安定性を確保できない場合」、「流速に対して被覆材の必要重量が確保できない場合」を基本として、可能な限り「粘り強い構造」となるように、構造上の工夫を施す。
- 「粘り強い構造」を検討するため、対象津波レベルを段階的に上げていき、構造上の弱点部分に施す付加的な対策を検討し、費用対効果を踏まえて目標津波レベルを設定する。

（２）検討内容

○構造上の弱点部分に施す付加的な対策の検討

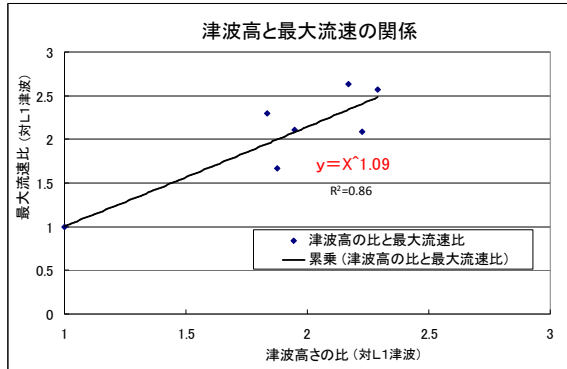
- ・「設計津波」を超える津波の最大流速は、対象防波堤における津波シミュレーション結果を基に「津波高と流速の相関」より設定し、「設計津波」を基準に1.1倍、1.2倍・・・と0.1倍ずつ上げていき目標津波レベルを設定する。
- ・目標津波レベルに対する滑動、転倒および基礎支持力の安定性を確保する対策を検討する。
- ・越流による港内側マウンドの洗掘防止として、被覆材の設置について検討する。

（３）検討結果

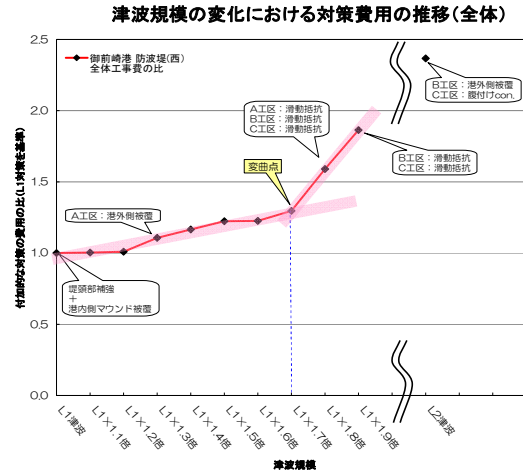
- 「設計津波」を越える津波の流速は、「設計津波」の流速に対して累乗の相関式で表現出来た。
- 津波レベルと対策費用の変曲点となる「設計津波×1.7倍」を目標津波レベルと設定した。
- 対策断面の「設計津波×1.7倍」に対して滑動、転倒、基礎支持力の安定計算を実施した結果、所定の安定性を確保する計算結果が得られた。
- 被覆材の安定性評価には、津波シミュレーション（STOC）による最大流速を用いてイスバッシュ式により必要質量を算出し、被覆石（2,500kg/個）による補強を施すこととした。

【粘り強い構造の考え方】

○港内側根固めブロックは、①津波シミュレーション（STOC）による発生流速を用いたイスパッシュ式、②津波シミュレーション（STOC）による最大水位差から運動量保存則の方法による越流落水の発生流速を用いたイスパッシュ式、③50年確率波を用いた根固方塊所要厚算定式の手法で、所要質量と所要厚さを比較検討した結果、ブロック所要厚さとして1.0mを確保することとした。



図IV-3.4 (堤幹部) 津波高と最大流速の関係



図IV-3.5 津波規模における対策費用の推移 (A~D工)

【設計上の工夫】

○堤頭部の被覆材の安定性評価では、「設計津波」を越える津波に対するイスパッシュ定数を「1.20」（被害率5%程度に相当）を採用し、堤頭部と堤幹部の被覆材被害による防波堤全体に与える影響の違いを考慮した効率的な設計を実施した。

○港外側の津波の流れに対する洗掘対策として被覆石（1,200kg/個）を設置した。

3. 3. 3 洗掘防止マット、被覆工を施した設計事例

【施設情報】																												
施設区分	防波堤																											
構造形式	重力式（消波ブロック被覆堤）																											
【設計諸元】																												
潮位	H. W. L.+1.90m																											
設計水深（D.L.m）	-16.0																											
【事業概要】																												
耐津波性能を有した、防波堤整備（新設）を行うものである。																												
【構造・断面】																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;">φ-21.50</td> <td style="width: 80%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">φ-24.40</td> <td>粘性土 A0</td> <td style="text-align: center;">γt=18.0kN/m³, γsat=20.0kN/m³, φ=40.4°</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">φ-28.20</td> <td>砂質土 A2</td> <td style="text-align: center;">γt=18.0kN/m³, γsat=20.0kN/m³, φ=35.9°</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">φ-27.70</td> <td>粘性土 D0</td> <td style="text-align: center;">γt=18.0kN/m³, γsat=19.3kN/m³, c=2.18z-6.22</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">φ-30.40</td> <td>砂質土 D01</td> <td style="text-align: center;">γt=18.0kN/m³, γsat=20.0kN/m³, φ=33.2°</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">φ-34.30</td> <td>粘性土 D0</td> <td style="text-align: center;">γt=18.0kN/m³, γsat=19.3kN/m³, c=2.18z-6.22</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">φ-36.10</td> <td>砂質土 D02</td> <td style="text-align: center;">γt=18.0kN/m³, γsat=20.0kN/m³, φ=35.0°</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">φ-42.10</td> <td>粘性土 D0</td> <td style="text-align: center;">γt=18.0kN/m³, γsat=19.3kN/m³, c=2.18z-6.22</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">φ-42.10</td> <td>砂質土 D01</td> <td style="text-align: center;">γt=18.0kN/m³, γsat=20.0kN/m³</td> </tr> </table>		φ-21.50			φ-24.40	粘性土 A0	γt=18.0kN/m ³ , γsat=20.0kN/m ³ , φ=40.4°	φ-28.20	砂質土 A2	γt=18.0kN/m ³ , γsat=20.0kN/m ³ , φ=35.9°	φ-27.70	粘性土 D0	γt=18.0kN/m ³ , γsat=19.3kN/m ³ , c=2.18z-6.22	φ-30.40	砂質土 D01	γt=18.0kN/m ³ , γsat=20.0kN/m ³ , φ=33.2°	φ-34.30	粘性土 D0	γt=18.0kN/m ³ , γsat=19.3kN/m ³ , c=2.18z-6.22	φ-36.10	砂質土 D02	γt=18.0kN/m ³ , γsat=20.0kN/m ³ , φ=35.0°	φ-42.10	粘性土 D0	γt=18.0kN/m ³ , γsat=19.3kN/m ³ , c=2.18z-6.22	φ-42.10	砂質土 D01	γt=18.0kN/m ³ , γsat=20.0kN/m ³
φ-21.50																												
φ-24.40	粘性土 A0	γt=18.0kN/m ³ , γsat=20.0kN/m ³ , φ=40.4°																										
φ-28.20	砂質土 A2	γt=18.0kN/m ³ , γsat=20.0kN/m ³ , φ=35.9°																										
φ-27.70	粘性土 D0	γt=18.0kN/m ³ , γsat=19.3kN/m ³ , c=2.18z-6.22																										
φ-30.40	砂質土 D01	γt=18.0kN/m ³ , γsat=20.0kN/m ³ , φ=33.2°																										
φ-34.30	粘性土 D0	γt=18.0kN/m ³ , γsat=19.3kN/m ³ , c=2.18z-6.22																										
φ-36.10	砂質土 D02	γt=18.0kN/m ³ , γsat=20.0kN/m ³ , φ=35.0°																										
φ-42.10	粘性土 D0	γt=18.0kN/m ³ , γsat=19.3kN/m ³ , c=2.18z-6.22																										
φ-42.10	砂質土 D01	γt=18.0kN/m ³ , γsat=20.0kN/m ³																										
図IV-3.6 防波堤標準断面図																												
【基本断面の決定】																												
<ul style="list-style-type: none"> ・「設計波浪」に対応する断面において、「発生頻度の高い津波」（以下、「設計津波」）に対する安定計算を実施し、安定性確保することを確認。 ・「設計津波」に先行する地震に伴う沈下量（広域地殻変動量、地震応答解析FLIP〔変形量、排水沈下量〕）に対して、事前に天端高（D.L.-12.7m）まで嵩上げすることによって、発災後の背後地の港湾活動に必要な静穏度を確保。 ・嵩上げすることにより永続状態の円弧すべりの安定性が不足するのでカウンター対策として、基礎マウンドを安定する高さまで拡幅。 ・先行地震に伴う沈下に対応し、嵩上げた「設計津波」に対する断面諸元を基本断面として「粘り強い構造」を付与することを決定。 																												
【粘り強い構造の考え方】																												
<p>（1）検討の方針</p> <ul style="list-style-type: none"> ○「最大クラスの津波」の津波シミュレーション（平面二次元モデル）を実施し、対象防波堤に対する津波諸元（津波高および最大流速）を算出する。 ○粘り強い構造は、「最大クラスの津波」において構造上の弱点となる、津波波力に対する滑動対策および越流水による基礎マウンド等の洗掘対策を基本として、可能な限り「粘り強い構造」となるように、構造上の工夫を施す。 ○管内の太平洋に面する他港の防波堤においては、水理模型実験から想定以上に水位差が生じた場合、基礎マウンド等の洗掘対策として「洗掘防止マット」の効果が確認されている。施設の重要度や費用対効果等を勘案して洗掘対策を施す。 <p>（2）検討内容</p> <ul style="list-style-type: none"> ○津波波力に対する滑動対策の検討 <ul style="list-style-type: none"> ・防波堤背後は、航路及び泊地が近接していることから「最大クラスの津波」に対する安定性は、防波堤の上部工の形状変更で確保することを基本とする。ただし、堤体の安定性が上部工の形状変更だけでの設定が困難な場合には、制約条件を確認した上で、最小限の腹付等による対策を検討する。 ○越流水による基礎マウンド等の洗掘対策の検討 <ul style="list-style-type: none"> ・「最大クラスの津波」による流速に対して被覆材の必要質量が確保できない場合は、被覆ブロックの大型化を水理模型実験により検討する。 ・基礎マウンド等の洗掘対策として「洗掘防止マット」の敷設を検討する。 																												

【粘り強い構造の考え方】

(3) 検討結果

○津波波力に対する滑動対策

・上部工を事前に発災後の背後地の港湾活動に必要な静穏度確保できる天端高さまで嵩上げを施したことにより、「最大クラス津波」に対して滑動、転倒、基礎支持力の安定計算を実施した結果、所定の安定性を確保する結果が得られた。

○越流水による基礎マウンド等の洗掘対策

・①津波シミュレーション（平面二次元モデル）による最大水位差から、せきの越流量公式の方法による発生流速を用いたイスパッシュ式、②数値波動水路（CADMAS-SURF）による越流水の発生流速を用いたイスパッシュ式から被覆ブロックの所要質量を比較検討し、選定されたブロックを水理模型実験によって「最大クラスの津波」に対して安定することを確認した。

・施設の重要度や費用対効果等を十分に勘案して「洗掘防止マット」の敷設することとした。



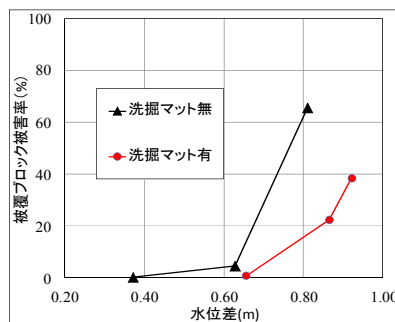
図IV-3.7 水理模型実験_実験前



図IV-3.8 水理模型実験_実験の様子

【設計上の工夫】

○管内の他港の水理模型実験から被害率の観点から整理することで、確実性を高めるために「洗掘防止マット」の有効性を図った。

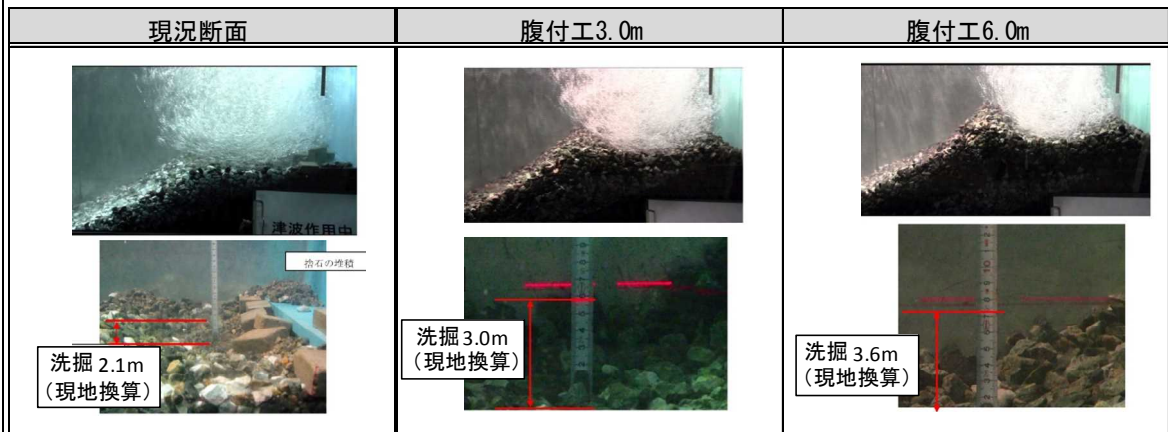


図IV-3.9 水理模型実験による洗掘マットの効果

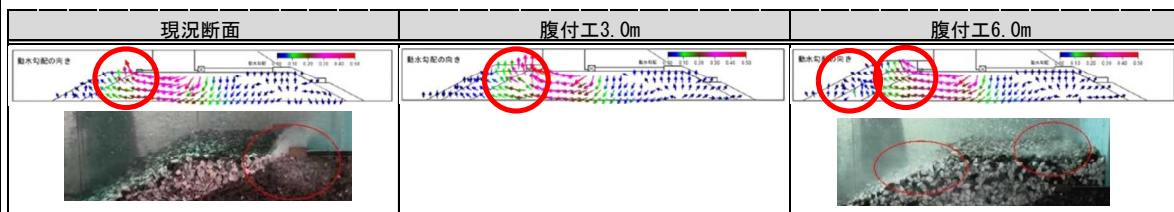
3. 3. 4 腹付工を施した設計事例

【施設情報】	
施設区分	防波堤
構造形式	重力式（上部斜面型消波ブロック被覆堤）
【設計諸元】	
潮位	H. W. L. +2.30m
設計水深 (D. L. m)	-32.20m
【事業概要】	
津波対策として、既設防波堤の改良を行うものである。	
【構造・断面】	
粘り強い構造	
標準断面図（堤幹部）	
図IV-3.10 防波堤改良断面図	
【基本断面の決定】	
<p>・「設計波浪」に対応する現況断面において、津波に先行する地震による沈下を考慮した上で（上部工の嵩上げ不要）、「発生頻度の高い津波」（以下、「設計津波」）に対する安定性照査を実施し、安定性を確保することから、「設計波浪」に対する断面諸元を基本断面として設定し、「粘り強い構造」を付与することを決定。</p>	
【粘り強い構造の考え方】	
<p>（１）検討の方針</p> <ul style="list-style-type: none"> ○「最大クラスの津波」の津波シミュレーション (ST0C) を実施し、対象防波堤に対する津波諸元（津波高および最大流速）を算出する。 ○粘り強い構造は、「最大クラスの津波」において、構造上の弱点となる越流水および浸透流による基礎マウンド等の洗掘対策等を基本として、可能な限り「粘り強い構造」となるように、構造上の工夫を施す。 	
<p>（２）検討内容</p> <ul style="list-style-type: none"> ○越流水および浸透流による基礎マウンド等の洗掘対策の検討 ・「最大クラスの津波」による越流および浸透流に対する基礎マウンドの洗掘対策として、腹付工による洗掘対策を水理模型実験により検討（現況断面、腹付工3.0m、腹付工6.0mにて検討） 	
<p>（３）検討結果</p> <ul style="list-style-type: none"> ○越流水および浸透流による基礎マウンド等の洗掘対策の検討 ・水理模型実験の結果、腹付工3.0mでは基礎マウンドまで洗掘される結果となったため、安定する腹付工の施工厚を4.0mを施すこととした。 ・基礎マウンドの浸透圧測定実験の結果、弱点となる根固ブロック周辺においては、腹付工3.0mでは十分な浸透流抑制効果が得られず、効果が期待出来る結果となる腹付工6.0mを施すこととした。 	

【粘り強い構造の考え方】



図IV-3.11 基礎マウンドの安定実験



図IV-3.12 基礎マウンドの浸透圧測定実験

【設計上の工夫】

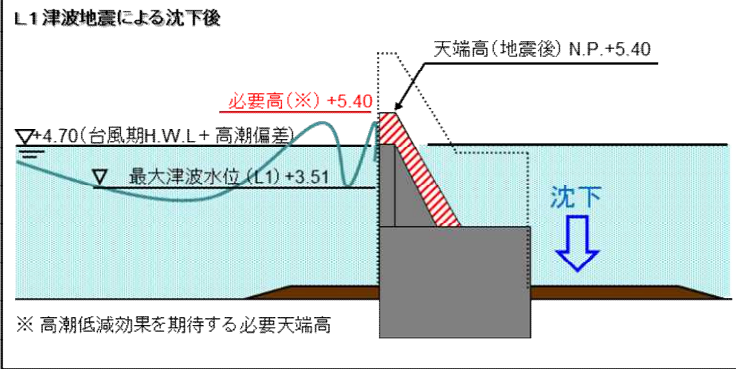
- 被覆工の検討
 - ・腹付工の洗掘を遅らせるなど粘り強い対策の予防的な措置として、被覆工の設置を行う。
 - ・必要質量は、数値波動水路（CADMAS-SURF）で算出した最大流速を用いてイスパッシュ式により算出。
- 検討会の開催
 - ・「粘り強い構造」の対策工の決定においては、検討会を開催し有識者の意見を伺い検討を行った。

3. 4 津波に先行する地震による沈下に対応した設計事例

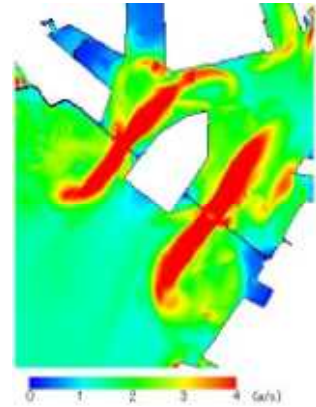
3. 4. 1 上部工の形状を変更した設計事例

【施設情報】	
施設区分	防波堤
構造形式	重力式（ケーソン式混成堤）
【設計諸元】	
潮位	H. H. W. L (NP) +4.70m, H. W. L (NP) +2.61m
設計水深	NP-8.0m
【事業概要】	
津波対策として既設高潮防波堤の改良を行ったものである。	
【構造・断面】	
図IV-3.13 高潮防波堤 改良断面図	
【基本断面の決定】	
<ul style="list-style-type: none"> ・「設計波浪」に対応する現況断面において、「発生頻度の高い津波」（以下、「設計津波」）に対して安定性確保することを確認。 ・「設計津波」に先行する地震に伴う沈下量（地震応答解析FLIP）に対して、沈下後の天端高（NP+5.4m）を確保できるNP+8.0mに事前に嵩上げすることによって、発災後の背後地の高潮低減効果を目的とした高潮防波堤性能を確保。 ・先行地震に伴う沈下に対応した嵩上げた断面諸元を基本断面として「粘り強い構造」を付与することで決定。 	
【粘り強い構造の考え方】	
<p>（１）検討の方針</p> <ul style="list-style-type: none"> ○「最大クラスの津波」の津波シミュレーション（STOC）を実施し、対象防波堤に対する津波諸元（津波高および最大流速）を算出する。 ○基本断面が「最大クラスの津波」に対して「安定性を確保できない場合」、「流速に対して被覆材の必要重量が確保できない場合」は粘り強い構造の検討対象とし、構造上の工夫を施す。 <p>（２）検討内容</p> <ul style="list-style-type: none"> ○構造上の弱点部分に施す付加的な対策の検討 <ul style="list-style-type: none"> ・目標津波レベルに対する滑動、転倒および基礎の支持力の安定性を確保を検討する。 ・堤頭部（開口部）基礎マウンドの洗掘被害を防止するため、被覆材の補強について検討する。 <p>（３）検討結果</p> <ul style="list-style-type: none"> ○現況の防波堤高さ（NP+6.5m）をNP+8.0mまで嵩上げ改良することによって、「最大クラスの津波」に先行する地震による沈下後でも、最大クラスの津波時の最大水位以上の高さが期待でき、港内への津波浸水による被害の減災効果にも寄与できる。 ○上部工嵩上げ、堤体補強により、「最大クラスの津波」に対して滑動、転倒、基礎支持力の安定計算を実施した結果、所定の安定性を確保する計算結果が得られた。 ○堤頭部（開口部）基礎マウンドの既設被覆石の規格では、「最大クラスの津波」に対する安定性が保てないため、津波シミュレーション（STOC）の最大流速を用いてイスバッシュ式により必要質量を算出し、被覆材による補強を施すこととした。¹⁾ 	

【粘り強い構造の考え方】



図IV-3.14 高潮防波堤としての必要天端高

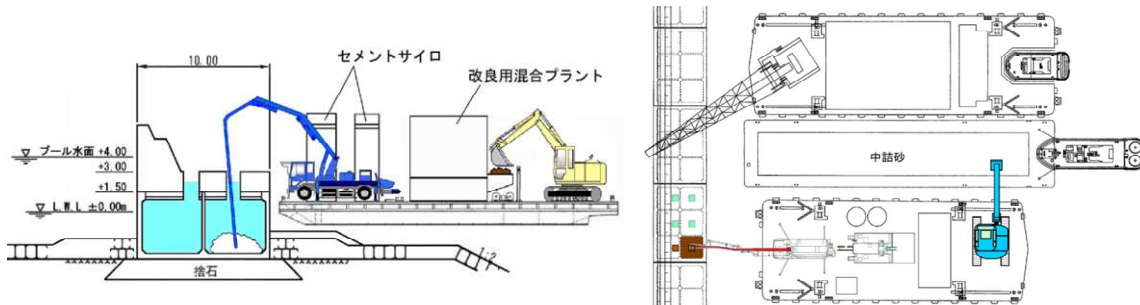


図IV-3.15 防波堤の開口部に発生する流速
(最大クラスの津波)

【設計上の工夫】

○堤頭部（開口部）の被覆材の安定性評価では、「設計津波」を越える津波に対するイスパッシュ定数を「1.20」（被害率5%程度に相当）を採用し、堤頭部と堤幹部の被覆材被害による防波堤全体に与える影響の違いを考慮した効率的な設計を実施。

○既設ケーソンは築造後50年が経過しており、現行の波力や上部工嵩上げによって大きく増加する端趾圧に対する部材（側壁及び底版）の耐力が不足していることから、中詰材改質（セメント添加による固化）を図り、各部材に発生する断面力を抑制させた。



参考文献

1) 谷本勝利, 木村克俊, 宮崎啓司: 津波防波堤開口部潜堤の安定性に関する実験的研究, 港湾空港技術研究所報告, VOL. 27, NO. 4, 1988