

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7補足-028-08 改16
提出年月日	2020年6月17日

資料8

浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料

2020年 6月

東京電力ホールディングス株式会社

□: は、今回提出資料を示す。

## 補足説明資料目次

### I. はじめに

#### 1. 浸水防護施設の設計における考慮事項

1.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について

1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について

1.3 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について

1.4 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について

1.5 津波防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて

1.6 津波に対する止水性能を有する施設の評価について

1.7 強度計算に用いた規格・基準について

1.8 アンカー設計に用いる規格・基準類の適用について

1.9 浸水防護施設の評価における風荷重・積雪荷重の設定について

#### 2. 浸水防護施設の耐震、強度計算に関する補足説明

2.1 海水貯留堰の耐震計算書に関する補足説明

2.2 海水貯留堰（6号機設備）の耐震計算書に関する補足説明

2.3 海水貯留堰の強度計算書に関する補足説明

2.4 海水貯留堰（6号機設備）の強度計算書に関する補足説明

2.5 取水護岸の耐震計算書に関する補足説明

2.6 取水護岸（6号機設備）の耐震計算書に関する補足説明

2.7 津波荷重（突き上げ）の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について

2.8 止水堰の設計に関する補足説明

2.9 床ドレンライン浸水防止治具を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について

2.10 津波監視カメラに関する補足説明

2.11 取水槽水位計に関する補足説明

2.12 加振試験の条件について

2.13 水密扉の設計に関する補足説明

2.14 浸水防護施設の耐震計算における「土木構築物、建物・構築物、機器・配管系」の分類について

2.15 地下水排水設備 サブドレンポンプの加振試験に関する補足説明

2.16 フラップゲートの加振試験に関する補足説明

## 1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について

## 1.2 海水貯留堰における津波波力の設定方針について

### (1) 設定方針の概要

図 1.2-1 に海水貯留堰の平面図を、図 1.2-2 に断面図を示す。海水貯留堰は連結した鋼管矢板を海底面に設置することにより、引き波時に海底面から突出した鋼管矢板頂部（突出長 2～2.5m）で海水を貯留する設備である。

海水貯留堰に津波波力が作用するのは、図 1.2-3 に、海水貯留堰の内外水位概念図を示すとおり、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後、押し波が海水貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省港湾局)」(平成 25 年 9 月(平成 27 年 12 月一部改訂))<sup>1)</sup>によれば、津波が構造物を越流する場合の津波荷重の算定にあたっては、若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合、それより水位の低い越流直前の状態の方が高い波力となる可能性があるため、両者を比較して高い方を採用する必要があるとしている。

図 1.2-4 に「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に示されている防波堤に対する津波荷重算定手順のフローを示す。

波状段波の発生の有無にあたっては、KK7 補足-019-2「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.7 漂流物衝突を考慮した津波防護施設の設計について」に示すとおり、柏崎刈羽原子力発電所の敷地前面では、津波の水面勾配が最大でも 2.57° と十分に小さく、津波のソリトン分裂および砕波は発生しないことを確認している。

従って、海水貯留堰は、図 1.2-2 に示すとおり、常時没水している構造物であり、基準津波による引き波によって海水貯留堰頂部が露出し、その後の押し波によって海水貯留堰天端高さ以上に水位が上昇すると瞬時に越流するため、内外の津波水位差はつきにくく同程度の水位となるものの、設計の保守性の観点から、越流が発生しない場合(越流直前の津波波力)、越流が発生する場合(越流時の津波波力)の津波波力をそれぞれ算定し、両者のうち保守的な津波波力を用いることとする。

津波波力の算定に用いる津波は、設置変更許可申請書の津波水位評価で示した基準津波 1～3 とする。基準津波は、平面 2 次元モデルによる津波シミュレーション解析により得られる津波水位であり、敷地前面に海水貯留堰や護岸などをモデル化し、構造物等の反射の影響を含めたものである。

なお、対象とする津波は、評価対象となる海水貯留堰が最も海面から露出し、その後の押し波が作用するまでの間に作用する津波波力による影響が大きいと考えられることから、基準津波 1～3 のうち、海水貯留堰の前面の水位が最も低くなる基準津波 2 を用いて検討する。

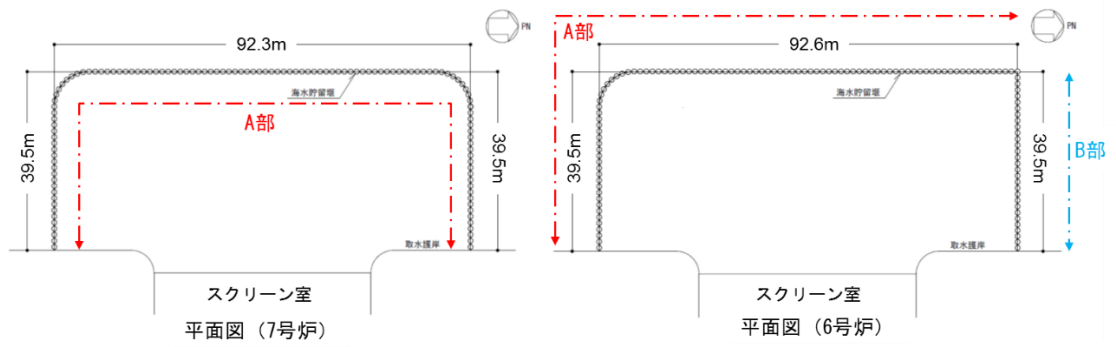


図 1.2-1 海水貯留堰の平面図

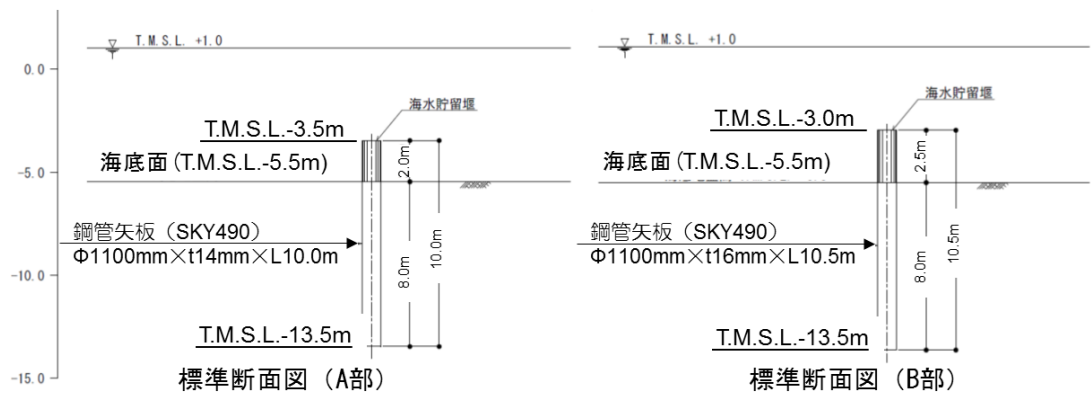


図 1.2-2 海水貯留堰の断面図

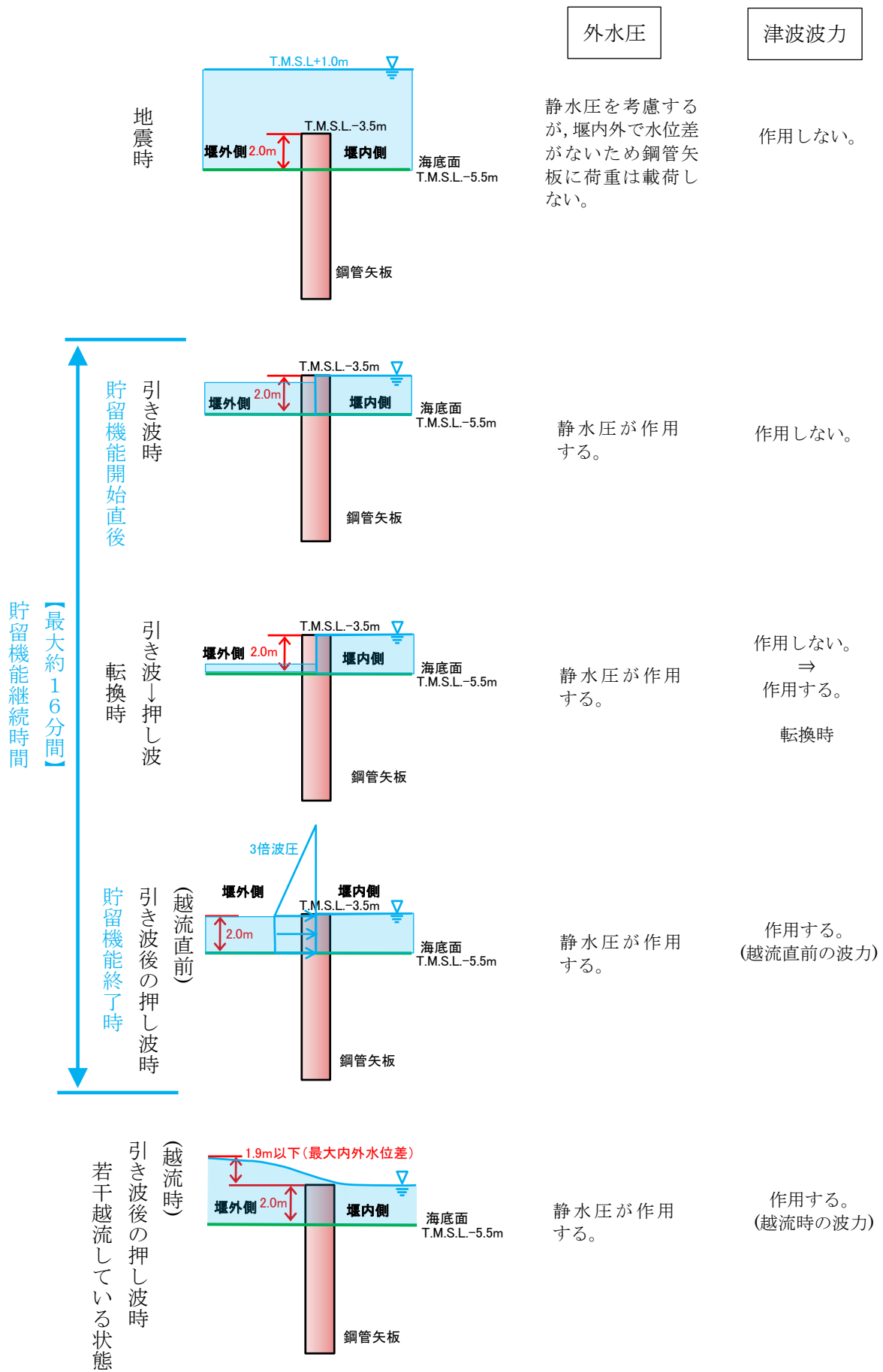
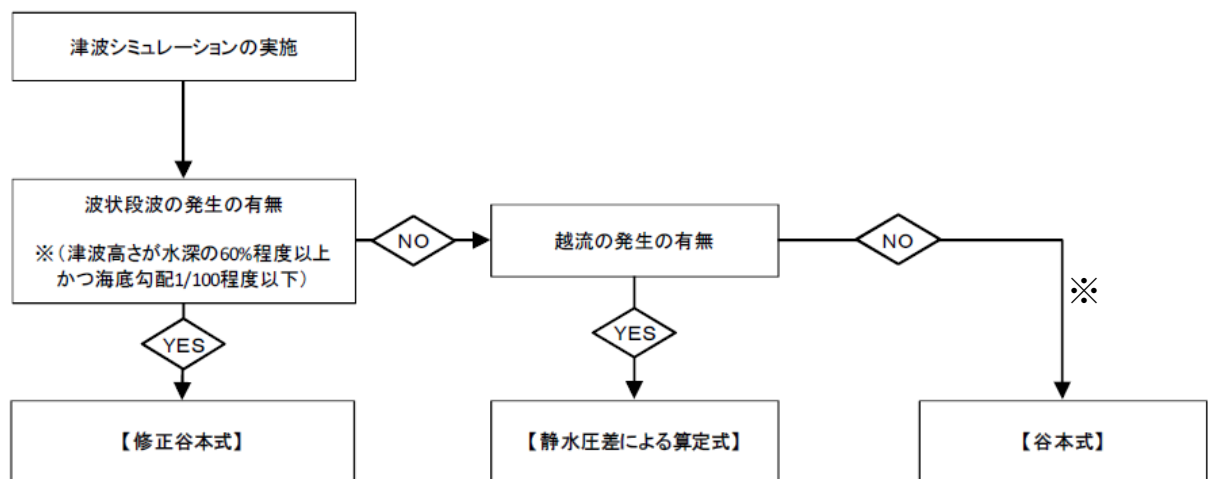


図 1.2-3 海水貯留堰の内外水位概念図



(※ 海水貯留堰に津波波力が作用するのは、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後押し波が海水貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定されることから、遡上波として取り扱う。)

図 1.2-4 防波堤に対する津波荷重算定手順 (1)に一部加筆)

(2) 越流直前の津波波力の設定方針

越流直前の津波波力の算定にあたっては、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づき、若干越流した状態より水位の低い越流直前の状態として、進行波の高さの最大水位となる海水貯留堰天端高さまでを考慮することとし、津波波力が作用するのは、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後押し波が海水貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定されることから、遡上波として取り扱う。

図 1.2-5 に基準津波 2 における最低水位分布を示す。海水貯留堰前面は、若干の水位があるが、周囲の海域は海底面が露出しているため、越流直前の津波波力の設定においては、引き波時に海水貯留堰前面の海底が露出したと仮定し、その後の押し波を遡上波として津波波力を設定する。

具体的には、津波高さは、海水貯留堰に作用する津波波力が保守的になるように海水貯留堰前面の海底面 (T.M.S.L. -5.5m) まで水位が低下した後に襲来する津波を考慮することとし、海水貯留堰に津波が越流する直前の状態として、進行波の高さの最大水位となる海水貯留堰天端 (T.M.S.L. -3.5m 及び T.M.S.L. -3.0m) までを想定する。津波波力は、「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」<sup>2)</sup> の考え方に従って、津波高さの 3 倍の高さまでの静水圧荷重を考慮する。なお、図 1.2-6 に津波波力の作用イメージを示す。海水貯留堰の堰高 2.0m に対する合力を算出すると、海水貯留堰延長 1m 当たりの津波波力は下記のとおり求められる。

$$(60.60 - 20.20)kN/m^2 \times 2.0m = 80.8 kN/m$$

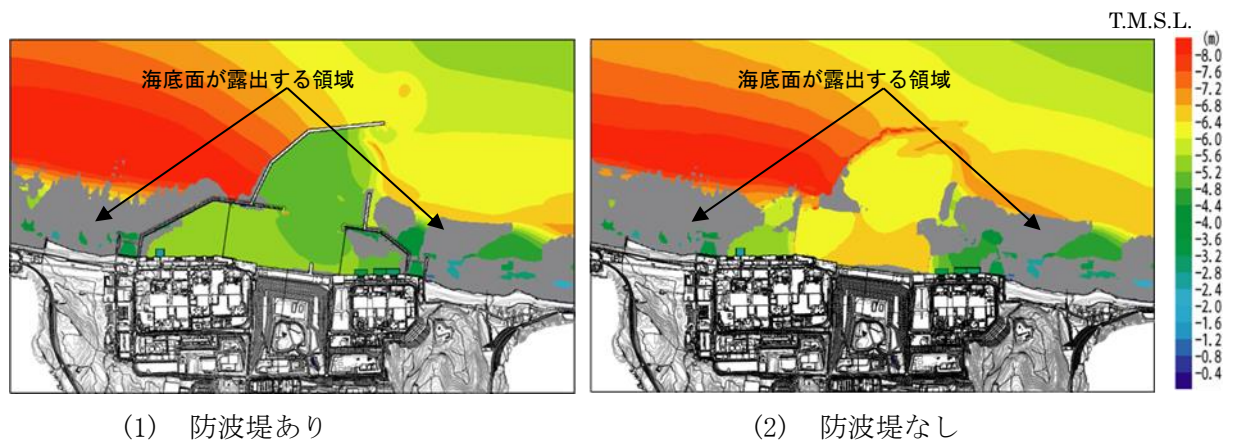


図 1.2-5 最低水位分布 (基準津波 2)



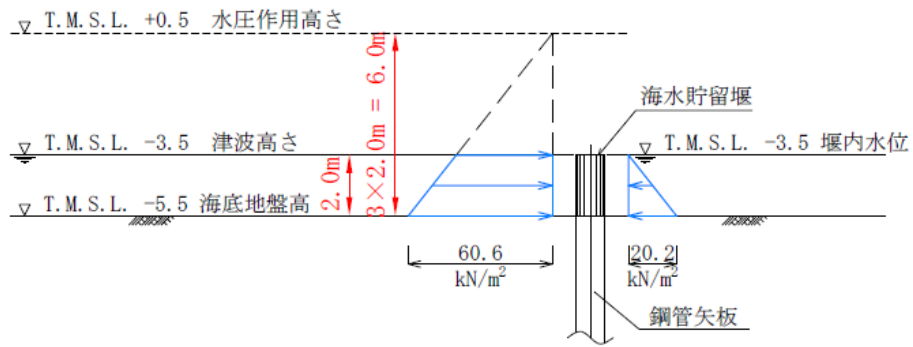


図 1.2-6 津波波力の作用イメージ  
 (海水貯留堰天端高さ T.M.S.L. -3.5m の場合)

(3) 越流時の津波波力の設定方針

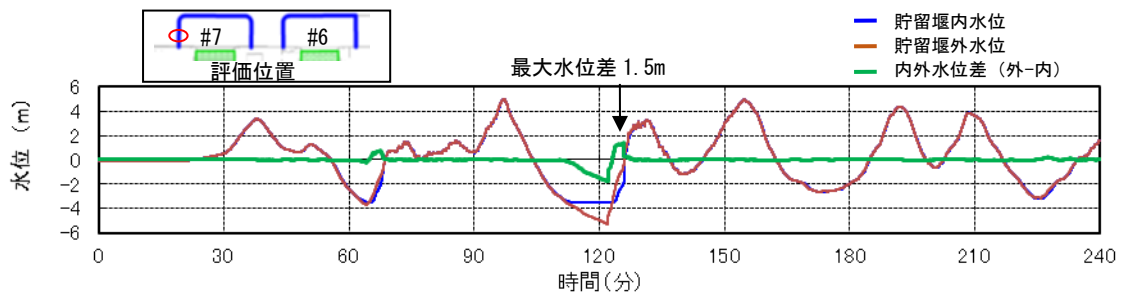
越流時の津波波力の算定にあたっては、設置変更許可申請書での津波水位評価で用いた平面 2 次元モデルによる津波シミュレーション解析により得られる津波水位のうち、海水貯留堰内外の水位差の最大値を抽出したものを静水圧差として考慮する。

平面 2 次元モデルによる津波シミュレーション解析は、敷地前面に海水貯留堰や護岸などをモデル化し、構造物等の反射の影響を含めたものである。したがって、海水貯留堰内外の水位差の最大値は、構造物による反射の影響を含んだ津波水位より算出されたものであり、津波の進行波に伴う津波高さとは異なるものである。

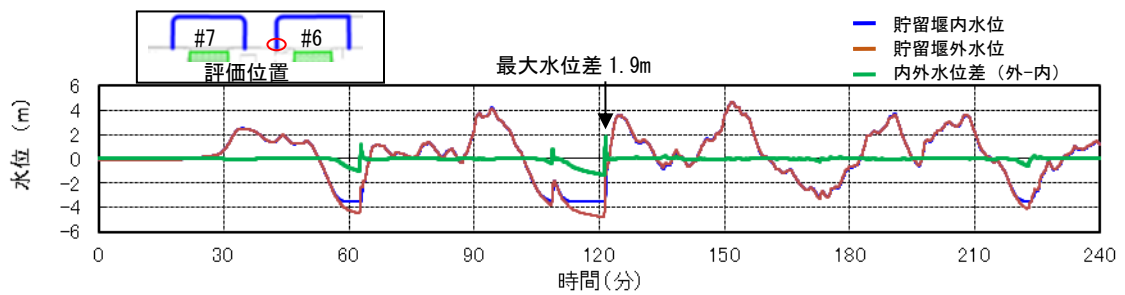
越流する場合の静水圧差による算定にあたっては、構造物による反射等の影響を含んだ津波水位高さの内外水位差の最大値を保守的に考慮することとする。

図 1.2-7 に海水貯留堰の内外水位差のうち内外水位差が最大となる箇所の津波水位の時刻歴波形を示す。引き波後に襲来する津波が海水貯留堰を越流する際に、基準津波 2 において最大 1.9m の水位差が発生する。このため、津波高さとしては海水貯留堰天端 (T.M.S.L. - 3.5m 及び T.M.S.L. - 3.0m) から 2m の高さの越流を考慮して、「防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省港湾局)」(平成 25 年 9 月 (平成 27 年 12 月一部改訂))<sup>1)</sup>による静水圧差による算定式を参考に設定する。図 1.2-8 に津波波力の作用イメージを示す。なお、海水貯留堰の最大内外水位差は、基準津波 1~3 のうち、基準津波 2 が最も大きい。表 1.2-1 及び表 1.2-2 に、各ケースの最大内外水位差一覧表を示す。海水貯留堰の堰高 2.0m に対する合力を算出すると、海水貯留堰延長 1m 当たりの津波波力は下記のとおり求められる。

$$(40.40 - 20.20)kN/m^2 \times 2.0m = 40.4 kN/m$$



(1) 防波堤あり



(2) 防波堤なし

図 1.2-7 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形  
(内外水位差最大箇所)

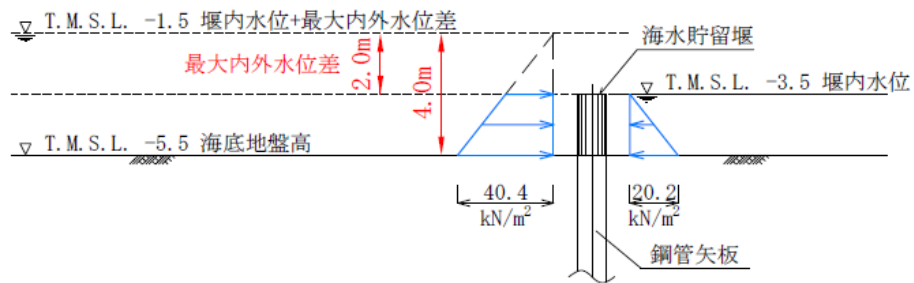


図 1.2-8 津波波力の作用イメージ  
(海水貯留堰天端高さ T.M.S.L. -3.5m の場合)

表 1.2-1 最大内外水位差一覧表 (7号機海水貯留堰)

	基準津波 1	基準津波 2	基準津波 3
防波堤あり	0.8m	1.5m	0.5m
防波堤なし	1.1m	1.6m	0.8m

表 1.2-2 最大内外水位差一覧表 (6号機海水貯留堰)

	基準津波 1	基準津波 2	基準津波 3
防波堤あり	0.5m	1.0m	0.3m
防波堤なし	0.8m	1.9m	1.3m

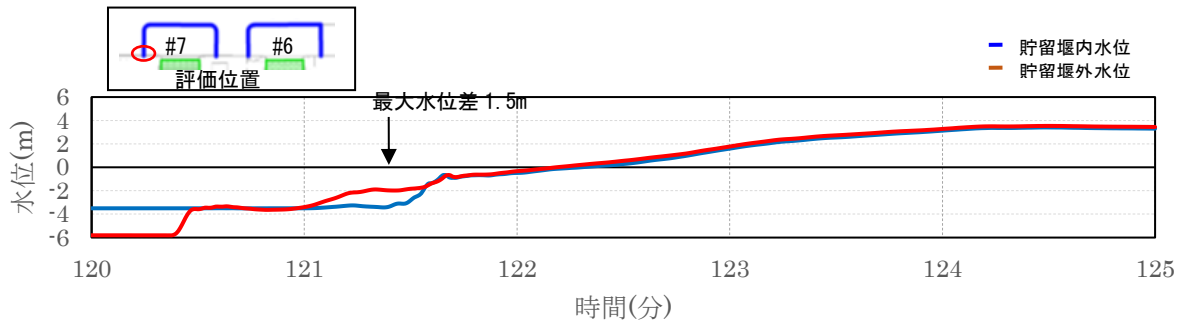


図 1.2-9 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形 (海水貯留堰南側接続部)  
(防波堤なし 基準津波 2)

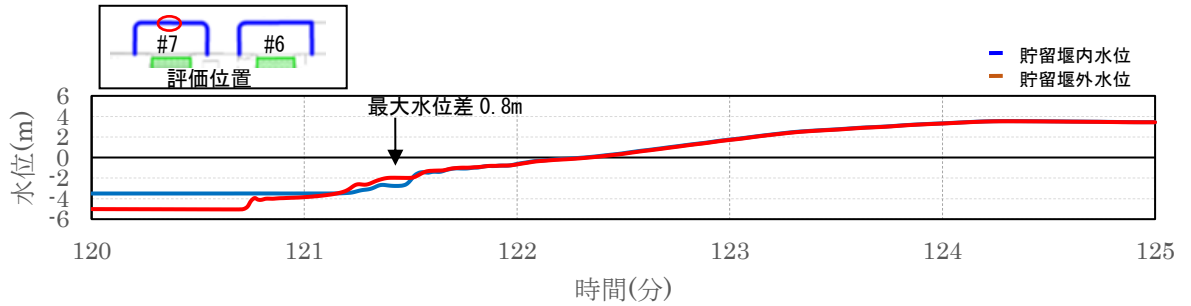


図 1.2-10 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形 (海水貯留堰中央部)  
(防波堤なし 基準津波 2)

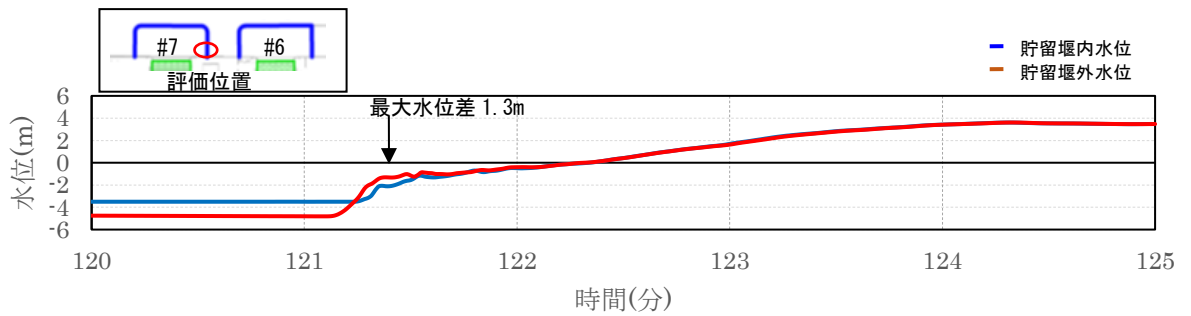


図 1.2-11 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形 (海水貯留堰北側接続部)  
(防波堤なし 基準津波 2)

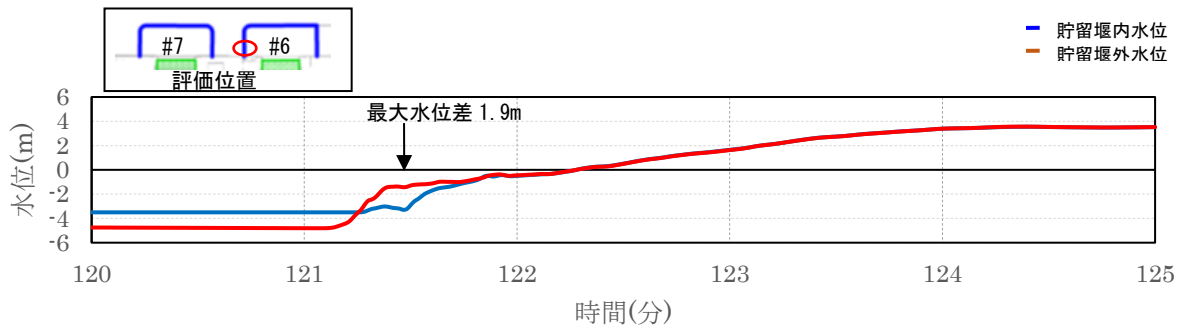


図 1.2-12 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形（6号機海水貯留堰南側接続部）  
（防波堤なし 基準津波 2）

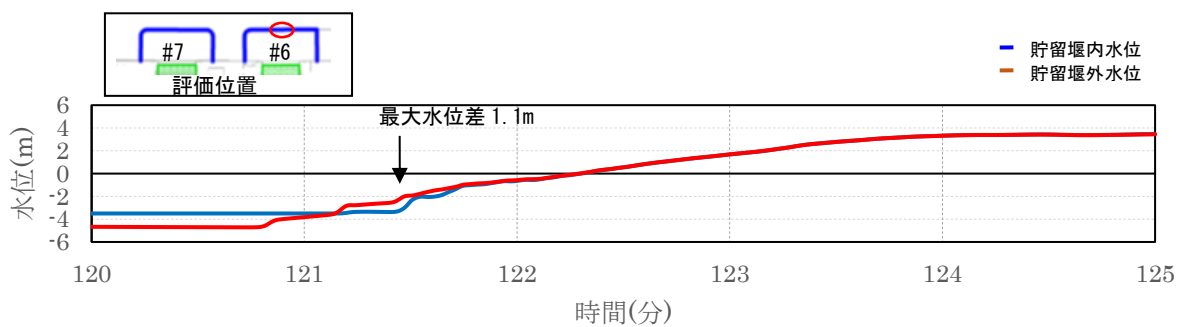


図 1.2-13 海水貯留堰内外の津波水位の時刻歴波形（6号機海水貯留堰中央部）  
（防波堤なし 基準津波 2）

図 1.2-9～図 1.2-13 に海水貯留堰内外水位差の最大値を示したケース（基準津波 2 防波堤なし）における津波水位時刻歴波形の拡大図を示す。

引き波後の押し波により海水貯留堰天端高さ以上に水位が上昇すると瞬時に越流し、その後の内外の津波水位差は同程度の水位となることを確認した。

また、海水貯留堰外水位の水位時刻歴波形は、階段上に水位が上昇しており、海水貯留堰や護岸の構造物の反射による影響が現れていることがわかる。7号機海水貯留堰の内外水位差の最大値は、接続部では1.3m～1.5mを示しているのに対し、中央部では0.8mを示している。これは、接続部では海水貯留堰と護岸の両構造物の反射影響により、水位上昇量がより顕著であることを示している。なお、構造物による反射により海水貯留堰方向とは逆向きの流れが発生するものの、ここでは流向を考慮せず、内外水位差を算出している。

越流する場合の静水圧差による算定にあたっては、流向を考慮せず、構造物による反射による影響を含んだ津波水位高さの内外水位差のうち最大値を評価に用いており、保守的な水位差により算定されているものである。

(4) まとめ

海水貯留堰における津波波力について、越流直前の波力及び越流時の静水圧差について検討した。この結果、表 1.2-3 に示すように越流直前の波力の方が越流時の静水圧差を上回る結果となった。このため、海水貯留堰における津波波力として、保守的に越流直前の波力を考慮することとする。

表 1.2-3 津波波力の比較

	海水貯留堰の設計で考慮している津波波力 (kN/m)
越流直前	80.8
越流時	40.4

津波波力の算定式に関する文献

a. 防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省 港湾局)

(平成 25 年 9 月 (平成 27 年 12 月一部改訂))<sup>1)</sup>

- ① 波状段波が発生しない場合で、かつ越流が発生しない場合には、「基準・同解説」に記載されている谷本式を適用する。谷本式に用いる  $a_r$  (入射津波の静水面からの高さ) は、数値シミュレーション等による津波高さ (基準面からの高さ) の 1/2 を入射津波高さとして定義し、波力算定にはこれを用いるものとする。
- ② 波状段波が発生しない場合で、かつ越流発生の場合は、静水圧差による算定式を適用。

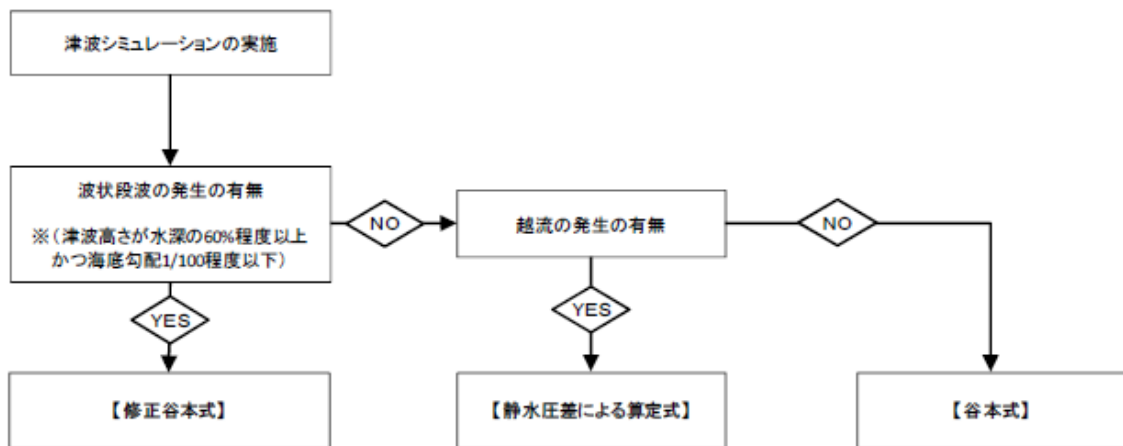


図 1 防波堤に対する津波荷重算定手順

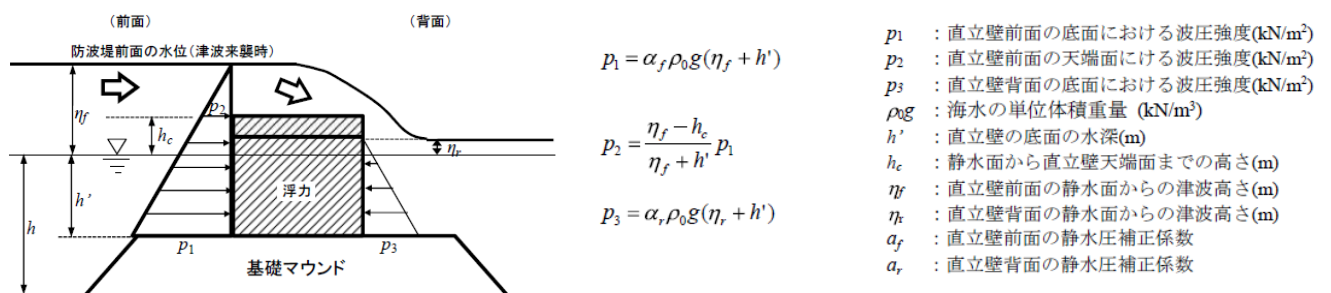


図 2 越流する場合の静水圧差による算定式

- b. 東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る  
暫定指針（平成 23 年）<sup>2)</sup>

構造設計用の進行方向の津波波圧は、次式により算定する。

構造設計用の進行方向の津波波圧  $qz = \rho g (ah - z)$

$h$  : 設計用浸水深

$Z$  : 当該部分の地盤面からの高さ ( $0 \leq Z \leq ah$ )

$a$  : 水深係数。3 とする。

$\rho g$  : 海水の単位体積重量

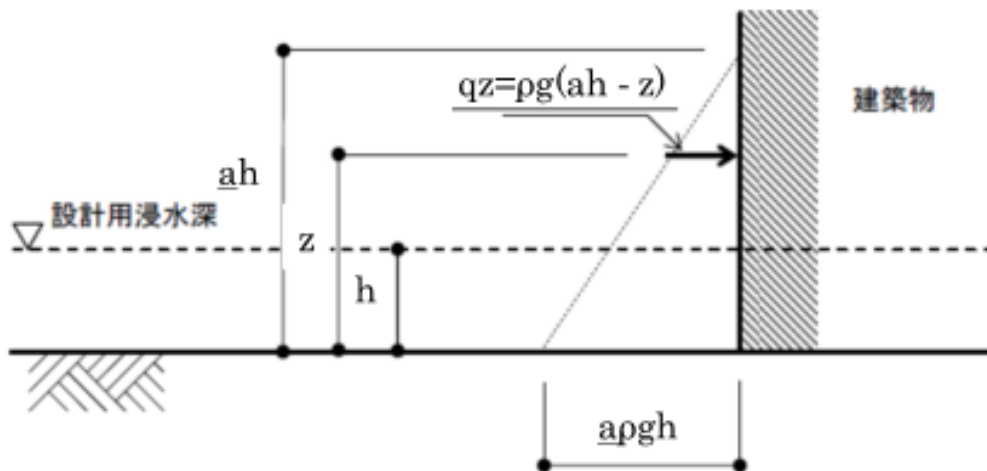


図 3 津波波圧算定の概念図

- c. 港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年）<sup>3)</sup>

直立壁に作用する津波力は、静水面上  $\eta^* = 3.0a_1$  の高さで  $p=0$ 、静水位で  $p=2.2\rho_0ga_1$  となる直線分布で、静水位以下は、一様な波圧分布とする。非砕波の津波の場合には、入射津波の波高  $H_1$  とすれば、 $H_1=2a_1$  である。

静水面上の波圧作用高さ  $\eta^* = 3.0a_1$

静水面における波圧強度  $p_1 = 2.2\rho_0ga_1$

$a_1$  : 入射津波の静水面上の高さ（振幅）

$\rho_0g$  : 海水の単位体積重量

- d. 谷本ら(1983)：1983 年日本海中部地震津波の実態と二・三の考察、

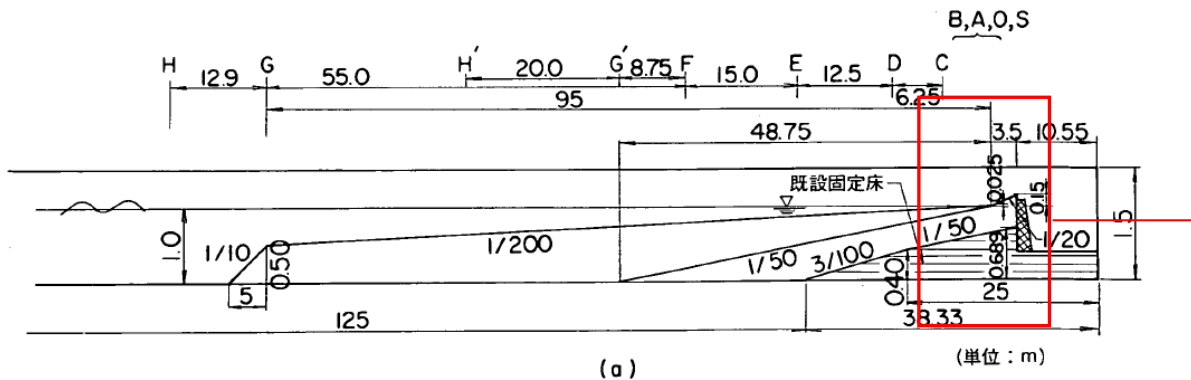
港湾技研資料, No. 470 <sup>4)</sup>

能代港の埋立地ケーソン護岸を想定した直立壁に作用する津波波力について検討している。

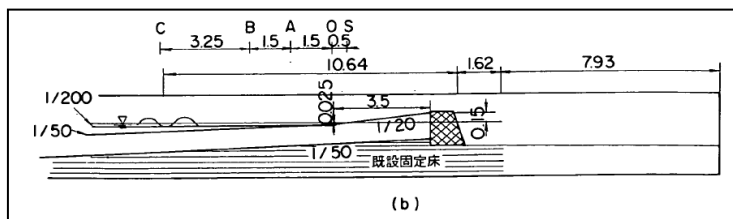


[実験水路]

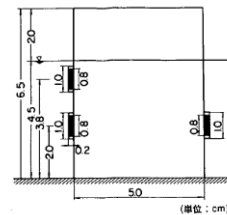
- ・長さ 163m, 幅 1m, 深さ 1.5m
- ・模型床勾配 水深 100m~水深 5m : 1/200, 水深 5m 以浅 : 1/20
- ・縮尺 : 1/200



水深 9m の位置に防波堤の模型を設置し、構造物に働く波圧を計測



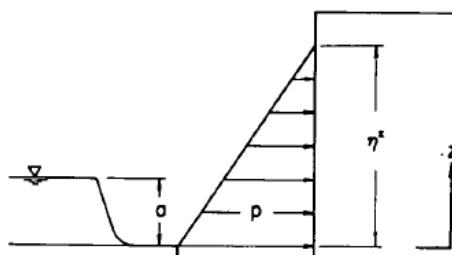
防波堤模型(水深 9m の位置に設置)



[実験条件]

周期 T(s)	波長 L(m)	振幅 a0	2a0/L
60	187.86	9 種類	$3.23 \times 10^{-5} \sim 8.52 \times 10^{-5}$
40	125.21	同上	$5.91 \times 10^{-5} \sim 2.40 \times 10^{-4}$
35	109.54	同上	$1.20 \times 10^{-4} \sim 3.22 \times 10^{-4}$

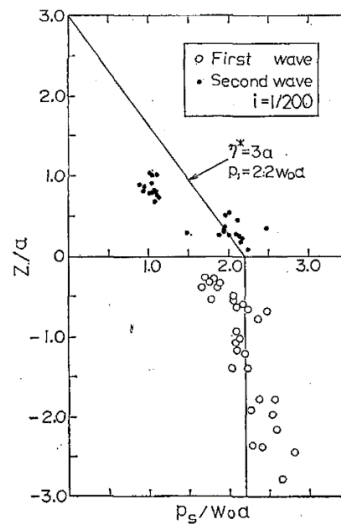
[実験結果]



波圧分布と座標軸  
a は Z=0 からの段波の高さ

- 津波波圧  $P_1 = 2.2w_0a_1$
- 作用高さ  $\eta^* = 3.0a_1$
- $a_1$ : 入射津波の静水面上の高さ (振幅)
- $w_0$ : 流体の単位体積重量

無次元最大波圧分布



- e. 朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，  
海岸工学論文集，第47巻，土木学会，911-915<sup>5)</sup>

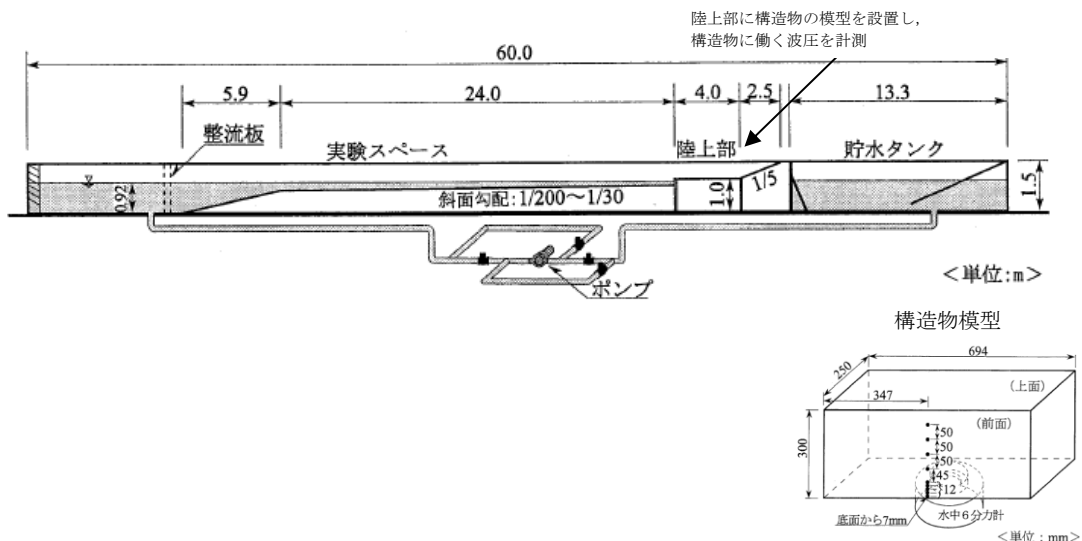
直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する津波波力について検討している。

[実験水路]

- ・長さ 60m，幅 0.7m，深さ 1.5m
- ・模型床勾配 前面海域：1/200～1/30，陸上：フラット（背後斜面：1/5）
- ・縮尺：1/50\*

注記\*：秋山ら(2013)の類似の実験より類推。

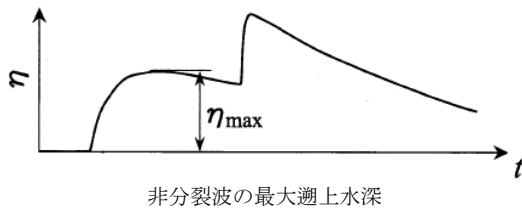
秋山義信，岩前伸幸，池谷毅：盛土上の防潮施設に作用する津波波力，土木学会論文  
文集 B3(海洋開発)，Vol. 69，No. 2，2013



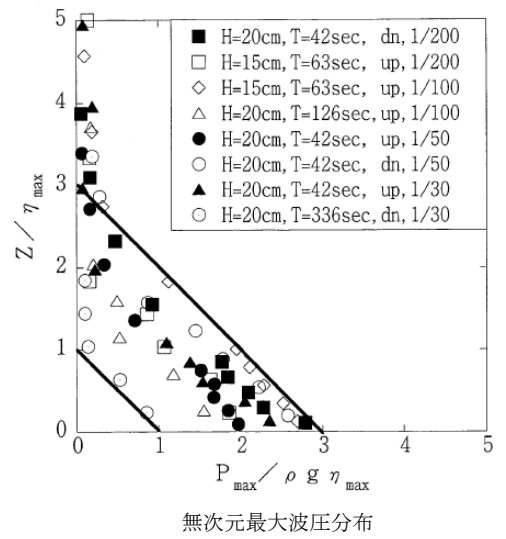
[実験条件]

波条件 (正弦波)	波高(cm)	10, 15, 20
	周期(秒)	42, 63, 126, 336
	初期位相	押し初動, 引き初動
構造物位置	護岸先端からの距離(cm)	50, 100, 150, 200
護岸前面の水深		11.0cm
護岸の天端高		静水面から 8.0cm

[実験結果]



- 津波波圧  $P_1 = 3.0 \rho g \eta_{max}$
- 作用高さ  $Z = 3.0 \eta_{max}$
- $\eta_{max}$  : 最大遡上水深 (振幅)
- $\rho g$  : 海水の単位体積重量



## 越流直前の津波波力の水深係数について

NRA 技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について」<sup>6)</sup>において、フルード数が 1.5 程度を越える領域で、国土交通省の暫定指針等における水深係数 3 を超える場合があることが確認されていることから、海水貯留堰の前面海域におけるフルード数を確認した。

図 1 に海水貯留堰に対して引き波後に越流する直前の時刻における海水貯留堰前面海域の流向・流速図を示す。図 1 における最大流速箇所においてフルード数を評価した結果を表 1 に示す。海水貯留堰の前面海域におけるフルード数は 1.5 以下であり、越流直前の津波波力の評価において、水深係数 3 を用いることとした。

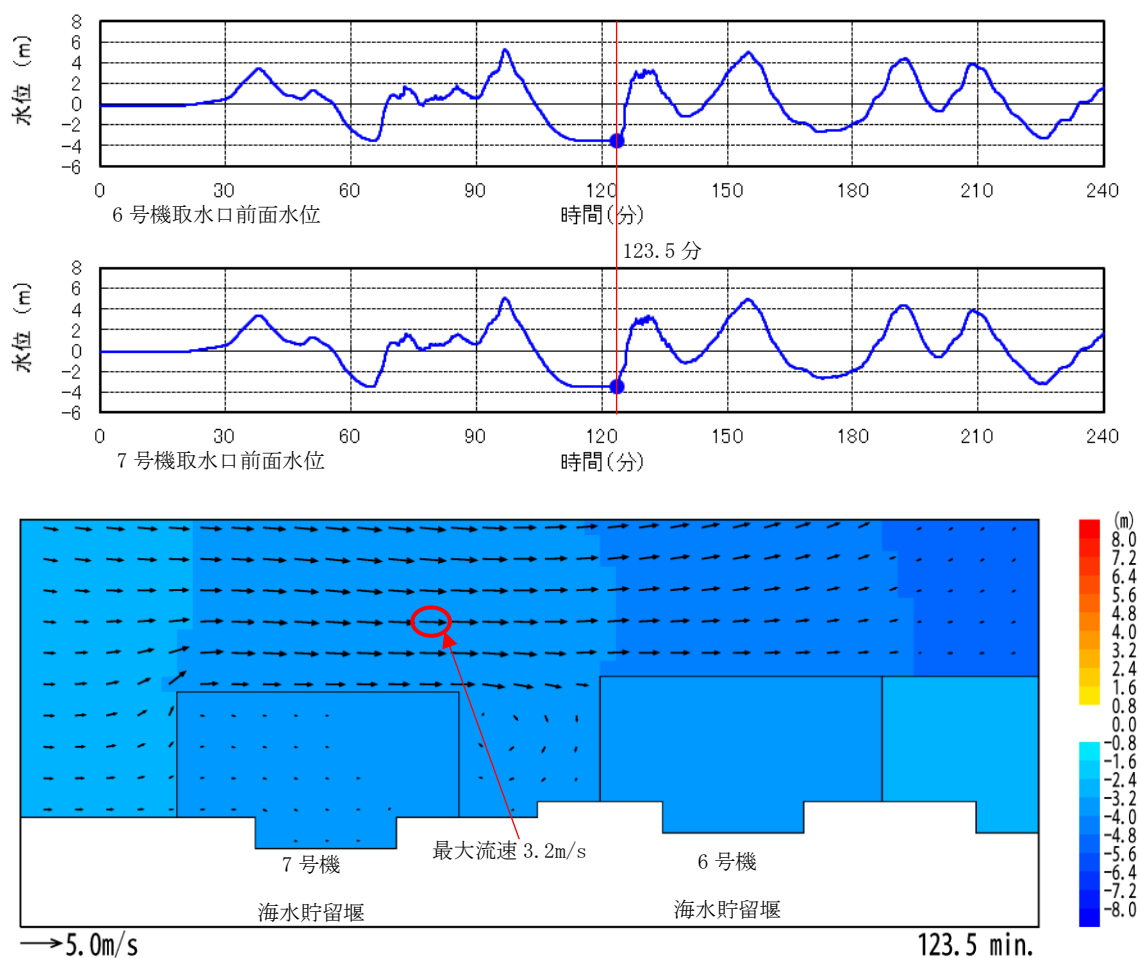


図 1 海水貯留堰越流直前の流向・流速分布 (1) 防波堤あり

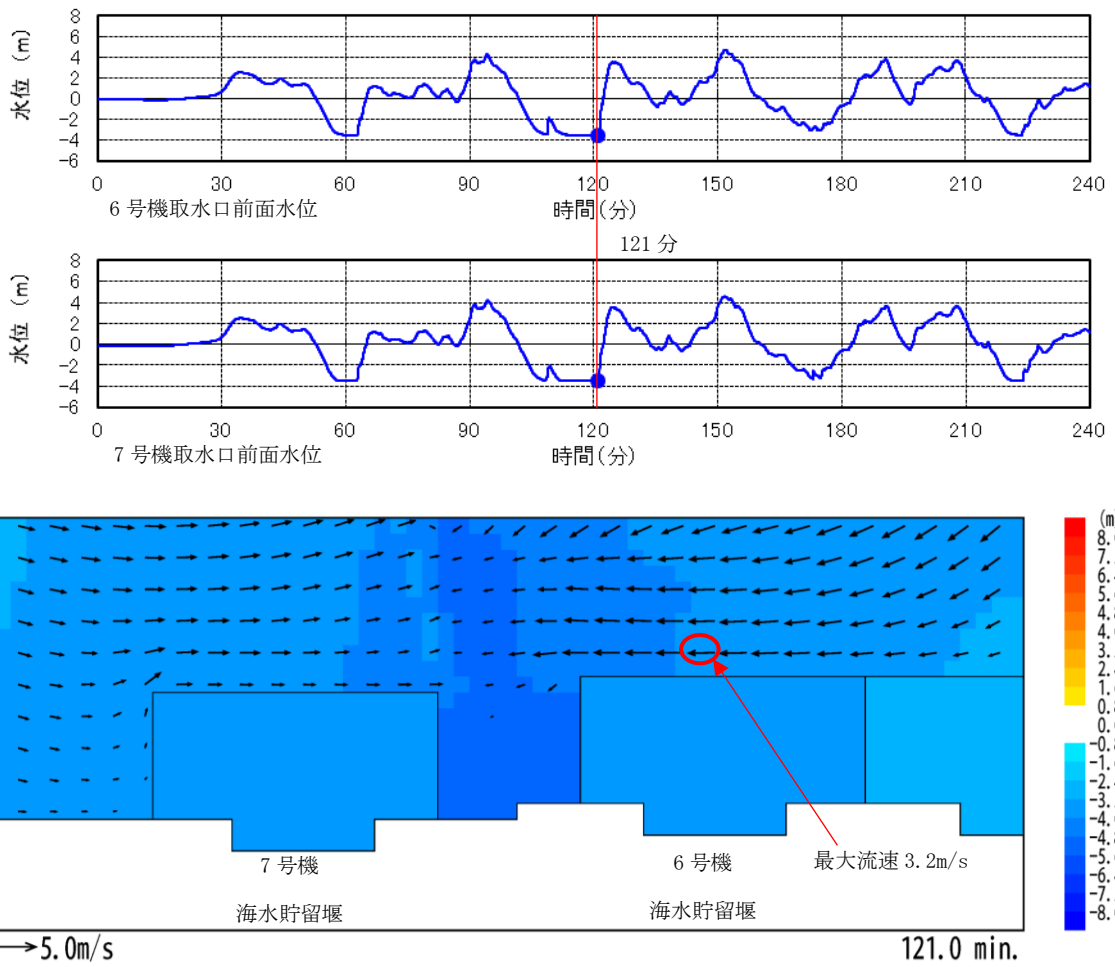


図1 海水貯留堰越流直前の流向・流速分布 (2) 防波堤なし

表1 海水貯留堰越流時のフルード数

	流速 (m/s)	水深 (m)	フルード数
防波堤あり	3.2	2.0	0.8
防波堤なし	3.2	1.9	0.8

## 浮遊砂濃度を考慮した場合の影響について

## (1) 概要

引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後の押し波で海底土砂を巻き上げて襲来する可能性を考慮し、保守的に浮遊砂体積濃度が上限値(1%)のときの、浮遊砂が混じった海水の密度から津波波力及び衝突荷重等を算定した場合の構造物評価への影響について確認する。

## (2) 浮遊砂濃度を考慮した場合の海水密度の算定

浮遊砂体積濃度の上限値は、設置変更許可申請書 審査資料「第5条：津波による損傷の防止 別添1：柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉耐津波設計方針について」及びKK7補足-019-2「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 3.1 砂移動による影響確認について」と同様に、高橋ほか(1999)<sup>7)</sup>において示される浮遊砂体積濃度の上限値1%とした。

設置変更許可申請書 審査資料添付資料六まとめ資料「資料4-4-1 柏崎刈羽原子力発電所における津波評価について 9. 基準津波による安全性評価」では、論文整理に基づく浮遊砂体積濃度上限値に関する評価を実施している。表-1に高橋ほか(1999)の検証事例を示す。検証結果から、浮遊砂体積濃度の上限値5%は過大評価であり、浮遊砂体積濃度の上限値は1%が妥当な設定値であると考え、砂移動評価を行っている。

また、FEMA(2012)の静水圧等の算定にあたっては、浮遊砂体積濃度を5%とした時の海水密度と仮定して、 $1.10\text{g/cm}^3$ を計算事例に用いているが、柏崎刈羽原子力発電所の浮遊砂体積濃度とは異なる仮定の下での設定となっている。

ここでは、津波が海底土砂を巻き上げて襲来する際の浮遊砂体積濃度の上限値は、設置変更許可申請書にて妥当な設定値として評価を実施した1%と仮定し、海水密度を算定した場合の影響について確認する。表2に海水密度の算定結果を示す。浮遊砂が混じった海水の密度は $1.05\text{g/cm}^3$ である。

表1 高橋ほか(1999)の検証事例

実規模検証	文献	計算使用砂粒径	計算格子間隔	浮遊砂濃度上限	浮遊砂濃度上限に関する評価
気仙沼湾 (1960年 チリ地震津波)	玉田ほか (2009)	0.001~ 1mm	25m, 5m	1%, 5%	・ 計算格子間隔が5mの場合、浮遊砂濃度上限5%では実績値より侵食深を過大に評価
八戸港 (1960年 チリ地震津波)	藤田ほか (2010)	0.26mm	10.3m	1%, 2%, 5%	・ 浮遊砂濃度上限5%は過大に評価 ・ 浮遊砂濃度上限1~2%の場合の再現性が良好
宮古港 (2011年東北地方 太平洋沖地震津波)	近藤ほか (2012)	0.08mm	10m	1%	・ 土砂移動の全体的な傾向は良く一致 ・ 防波堤堤頭部の最大洗掘深や断面地形も定量的に概ね良い一致
気仙沼湾 (2011年東北地方 太平洋沖地震津波)	森下ほか (2014)	0.3mm	10m	1% $C_{surr} = \alpha \times \sqrt{U^2 \times V^2}$	・ 砂移動評価に影響を及ぼす因子として、無次元掃流力、流砂量式係数、飽和浮遊砂濃度の3つを抽出 ・ 上記の3つの因子を同時に変えたモデルにより、再現性が向上する可能性を示唆 ・ 飽和浮遊砂濃度については、摩擦速度の関数とすることで再現性向上につながることを示唆

$C_{surr}$ : 飽和浮遊砂濃度  $U, V$ : 断面平均流速成分  $\alpha$ : 係数 (0.01)

表 2 海水密度の算定結果

	密度 [g/cm <sup>3</sup> ]
海水	1.03
砂	2.69
海水+砂 1%	1.05

(3) 構造物評価への影響検討

表 2 に示す海水密度算定結果を用いたときの荷重を算定する。荷重の算定にあたっては、「V-3-別添 3-1-2 海水貯留堰の強度計算書」に示す 7 号機海水貯留堰鋼管矢板の照査値がもっとも厳しいケース（重畳時 2）の条件に基づき算定した。図 1 に荷重作用図を、表 3 に荷重の算定結果を示す。

衝突荷重の算定にあたっては、KK7 補足-019-2「津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料 4.7 漂流物衝突を考慮した津波防護施設の設計について」に示すとおり、海水貯留堰への漂流物衝突荷重のうち最も大きい算出値として、軽自動車-FEMA（2012）より算出された値（499kN）を用いる。適用した FEMA（2012）を式（1）に示す。なお、衝突力  $F_i$  は、漂流物の質量、有効軸剛性及び漂流物を運ぶ流体の最大流速から算出されることから、海水密度による影響はない。

浮遊砂濃度を考慮した場合に構造物の照査結果の影響を把握するため、津波波力算定時と同様に「V-3-別添 3-1-2 海水貯留堰の強度計算書」に示す 7 号機海水貯留堰鋼管矢板の照査値がもっとも厳しいケース（重畳時 2）について照査結果を比較した。表 4 及び表 5 に照査結果を示す。引き波後の押し波による海底土砂の巻き上げにより、海水密度が上昇したとしても、構造物の評価に影響がないことを確認した。

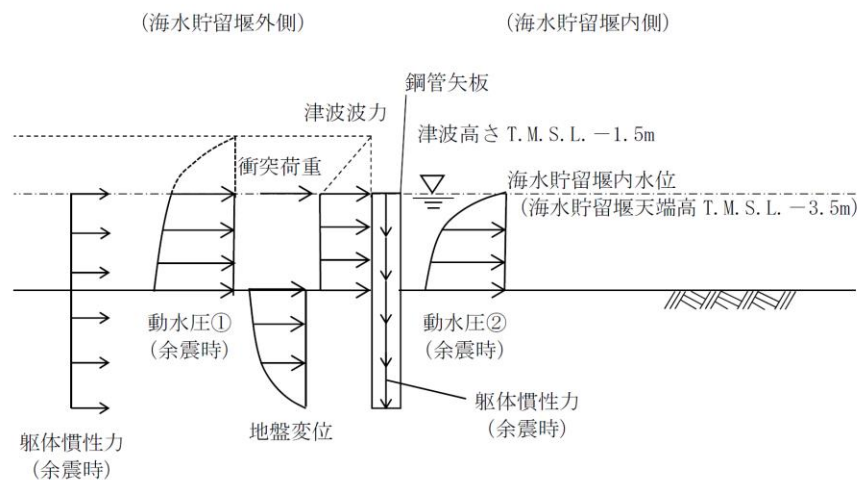


図 1 荷重作用図（鋼管矢板 重畳時 2）

表3 荷重の算定結果

ケース名		海水密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	津波波力 [kN/m <sup>2</sup> ]	動水圧※ [kN/m <sup>2</sup> ]	(参考)	
					衝突荷重 [kN]	水平方向 慣性力 [kN/m <sup>2</sup> ]
基本 ケース	浮遊砂濃度を考 慮しない場合	1.03	20.2	27.0	499	8.6
影響検討 ケース	浮遊砂濃度を考 慮した場合	1.05	20.6	27.6		

※ 海水貯留堰の底面位置における動水圧

$$F_i = 1.3u_{max}\sqrt{km_d(1+c)} \dots \dots \text{式 (1)}$$

ここに、

$F_i$  : 衝突力[kN]

$u_{max}$  : 漂流物を運ぶ流体の最大流速 (=6.0 m/s)

$k$  : 漂流物の有効軸剛性[N/m] (保守的に高畠ら (2015) により求められる  $k_3$  ( $2.04 \times 10^6$  [N/m]) を用いる。)

$m_d$  : 漂流物の質量 (=1000 kg)

$c$  : 付加質量係数 (=1.0)

表4 曲げ軸力に対する照査結果 (重畳時2 断面②: 鋼管矢板端部)

ケース名		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
基本 ケース	浮遊砂濃度を考慮 しない場合	1485	80	171	277	0.62
影響検討 ケース	浮遊砂濃度を考慮 した場合	1490	80	172	277	0.62

表5 せん断力に対する照査結果 (重畳時2 断面②: 鋼管矢板端部)

ケース名		せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
基本 ケース	浮遊砂濃度を考慮 しない場合	557	34	157	0.22
影響検討 ケース	浮遊砂濃度を考慮 した場合	560	35	157	0.23



(4) まとめ

以上より、引き波後の押し波による海底土砂の巻き上げに伴う浮遊砂濃度の影響を考慮した場合、海水貯留堰に作用する荷重の増分は少なく、照査結果も余裕があり、海水貯留堰鋼管矢板の評価に影響がないことを確認した。

## 静水圧による津波波力算定方法の妥当性確認

## (1) 概要

海水貯留堰に作用する津波波力にあたっては、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づいて、「1.2 津波波力における津波波力の設定方針について (1) 設定方針の概要」に示すように、海水貯留堰の構造上の特徴や津波シミュレーションによる津波水位を基に、静水圧による津波波力を考慮している。本資料では、津波の流速を用いて、海水貯留堰に作用する流体力を算定する方法を整理し、流体力と静水圧による津波波力とを比較することにより、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づく静水圧による津波波力の算定方法を適用することの妥当性について確認する。

## (2) 検討方針

本資料では、図1に示す検討フローに従って検討を行う。

流体力の算定方法には、複数の規格・基準類の算定式があるため、津波への適用を踏まえて整理し、流体力の評価に用いる算定式を選定する。選定した式によって、津波波力と同様に、津波の越流直前の場合と越流時の場合で流体力を算定し、静水圧による津波波力と比較する。

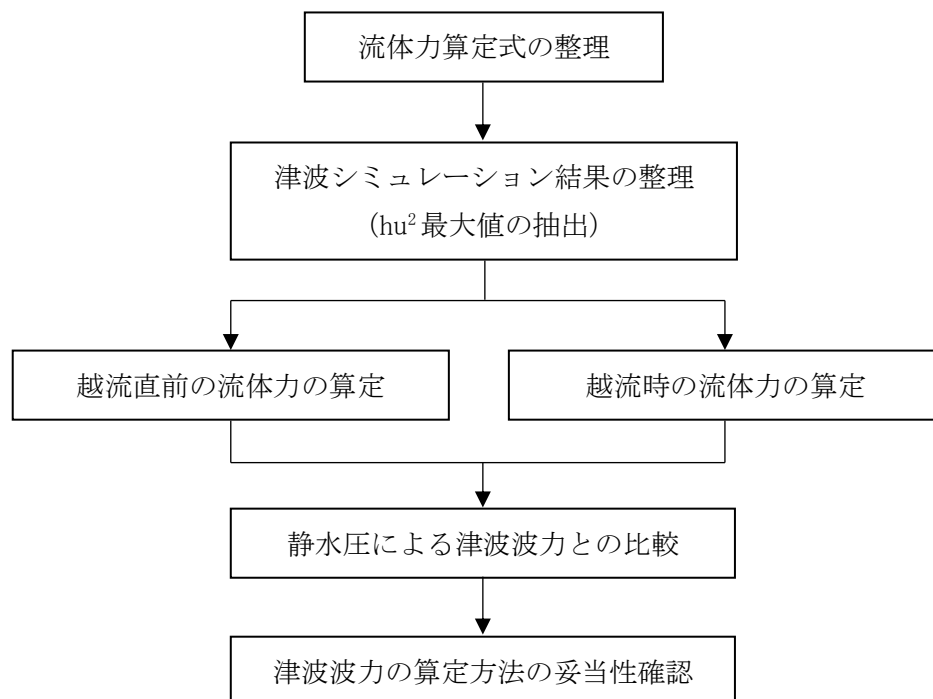


図1 検討フロー

(3) 流体力算定方法の整理

1) 規格・基準類の流体力算定式の整理

規格・基準類の流体力算定式を表1に示す。

表1 規格・基準類の流体力算定式の整理

No.	出典	種類	概要及び算定式	適用範囲及び適用実績など
①	港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成30年	流れに伴う流体力算定式  (潮流に伴う流体力)	流れによる力を流速の2乗に比例する力で算定  $F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2 \quad \dots \text{式(1)}$  $F_D$ : 物体に作用する流れの方向の抗力, $C_D$ : 抗力係数, $\rho_0$ : 水の密度, $A$ : 流れの方向の物体の投影面積, $U$ : 流速	栈橋などの杭式構造物の杭やパイプライン等
②	港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成30年	海中部材に作用する波力算定式  (波浪に伴う流体力)	波力を波による水粒子速度の2乗に比例する抗力と、水粒子加速度に比例する慣性力の和で算定  $f_n = \frac{1}{2} C_D \rho_0 u^2 D \Delta S + C_M \rho_0 a A \Delta S \quad \dots \text{式(2)}$  $f_n$ : 部材軸方向の微小長さ, $\Delta S$ に作用する部材軸直角方向の力, $C_D$ : 抗力係数, $\rho_0$ : 海水の密度, $A$ : 部材軸に垂直な面で切った部材断面積, $u$ : 水粒子速度, $D$ : 荷重作用方向から見た部材軸直角方向の部材幅, $C_M$ : 慣性力係数, $a$ : 水粒子加速度	海中の杭のように波長に比してその径が小さいもの
③	道路橋示方書 I 共通編 平成14年	流水圧算定式  (河川流に伴う流体力)	流水圧を最大流速の2乗に比例する力として算定  $P = K v^2 A \quad \dots \text{式(3)}$  $P$ : 流水圧, $K$ : 橋脚の形状で定まる定数, $v$ : 最大流速, $A$ : 橋脚の鉛直投影面積	橋脚
④	Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition (FEMA2012)	津波による流体力  (津波に伴う流体力)	流体力を構造物位置での流速の2乗に比例する力として算定  $F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_s B (h u^2)_{max} \quad \dots \text{式(4)}$  $F_D$ : 流体力 $\rho_s$ : 堆積物を含む流体密度, $C_D$ : 抗力係数, $B$ : 構造物の幅, $h$ : 浸水深, $u$ : 構造物位置での流速	津波避難ビル

2) 津波に対する流体力算定式の適用性

表1に示した各規格・基準類の流体力算定式について、津波への適用を踏まえて変換した結果を表2に示す。変換した算定式はいずれも一般的な流体力算定式となっており、同一のものと整理できる。本資料では、津波による流体力を評価しており、時々刻々と変化する水深と流速の関係を考慮している FEMA (2012) による算定式 (式(4)) を適用することとした。ここで、FEMA (2012) の流体力算定式では、水深  $h$  と流速  $u$  の2乗の積を流束とし、流束の時刻歴最大値を適用していることから、津波シミュレーション結果より流束の最大値を抽出した上で、以降の流体力の検討を行う。

表2 津波への適用を踏まえた各流体力算定式の整理

No.	概要及び算定式
①	<p>一般的な流れを伴う流体力の算定式である</p> <p>式(1) <math>= \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2</math></p>
②	<p>津波のように緩やかに流速が変化する現象では、加速度が微小であることから加速度項を無視することができ、一般的な流体力の算定式となる</p> <p>式(2) <math>= \frac{1}{2} C_D \rho_0 u^2 D \Delta S = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A u^2</math></p> <p>ここに、  <math>A = D \Delta S</math>  <math>A</math> : 流体力の作用面積, <math>D</math> : 荷重作用方向から見た部材軸直角方向の部材幅, <math>\Delta S</math> : 部材軸方向の微小長さ</p>
③	<p>表1の式(3)に示した橋脚の形状で定まる係数 <math>K</math> は、以下のように表される          (道路橋示方書 I 共通編 H14 p. 44)</p> <p><math>K = K' \frac{w_0}{2g}</math></p> <p>ここに、  <math>K'</math> : 物体の形状によって定まる係数, <math>w_0</math> : 水の単位体積重量, <math>g</math> : 重力加速度</p> <p>表-1の式(3)を変換すると、一般的な流体力の算定式となる</p> <p>式(3) <math>= K' \frac{w_0}{2g} v^2 A = \frac{1}{2} C_D \rho_0 v^2 A</math></p> <p>ここに、  <math>\rho_0 = \frac{w_0}{g}</math>, <math>K' = C_D</math></p>
④	<p>津波に対する流体力の算定式であり、一般的な流体力の算定式である</p> <p>式(4) <math>= \frac{1}{2} C_D \rho_s B (hu^2)_{max} = \frac{1}{2} C_D \rho_s u^2 A</math></p> <p>ここに、  <math>A = Bh</math>, <math>B</math> : 構造物の幅, <math>h</math> : 浸水深          ただし、浸水深 <math>h</math> と流速 <math>u</math> の2乗の積 (流束) の時刻歴最大値を用いる  <math>A</math> は、津波による流体力が作用する構造物の受圧面積に相当する面積である          浸水深 <math>h</math> は、津波による流体力が構造物に作用する際の、構造物への作用高さのことを示している</p>

(4) 流体力算定における設計上の考え方

1) 流体力算定で用いる流速

海水貯留堰へ作用する流体力の算定にあたっては、設置変更許可申請書の津波水位評価で示した平面2次元モデルによる津波シミュレーション解析結果のうち、海水貯留堰の前面の水位が最も低くなることや海水貯留堰の最大内外水位差が最も大きくなること等を考慮し、基準津波2の結果を抽出した。津波流速の設定にあたっては、図2に示す海水貯留堰外側の各格子における流向ベクトル及び流速の時刻歴を算出し、全時刻歴における海水貯留堰方向の流速を確認する。ここで、海水貯留堰方向とはそれぞれの格子において評価した流向ベクトルについて、それを延長したときに6号機または7号機海水貯留堰に交差する方向としており、流速の大きさは、海水貯留堰に直交する向き等による分解を考慮していないものである。

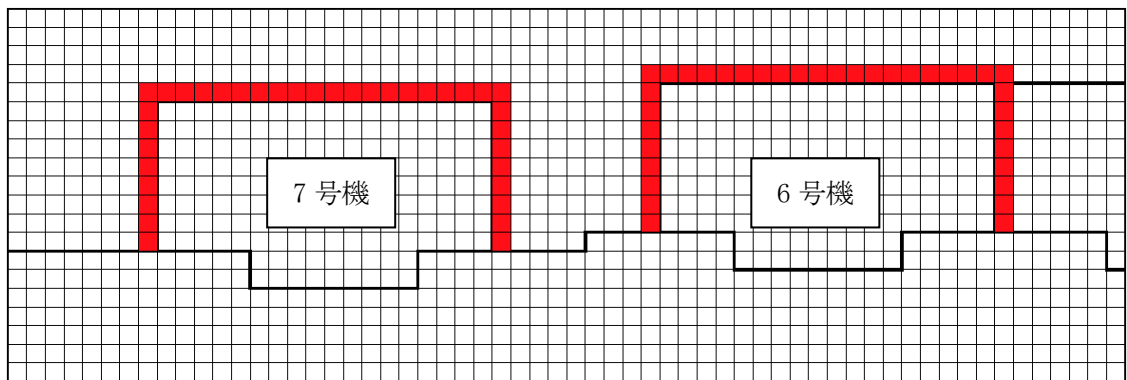


図2 流速及び水深の評価位置

2) 流体力算定で用いる水深

流体力算定に用いる水深は、津波流速の算定と同様に基準津波2の津波シミュレーション解析結果を用い、図2に示す海水貯留堰外側の各格子で算出した水位時刻歴から、全時刻歴における各流速に対応する水深を確認する。算定に用いる水深は、津波による流体力が構造物に作用する際の、作用高さに該当することから、以下とする。

越流直前においては、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後押し波が海水貯留堰に作用してから、越流するまでの津波水位を抽出する。

越流時においては、津波波力の算定では「1.2 津波波力における津波波力の設定方針について (3) 越流時の津波波力の設定方針」に示すように海水貯留堰内外水位差が生じる時間は瞬時であるものの、海水貯留堰内外の水位差の最大値を抽出したものを静水圧差として考慮している。流体力の算定では、津波水位が海水貯留堰高さを上回っていることから、津波による流体力が海水貯留堰に作用する高さとして、構造物の高さと等しく水深 $h=2.0\text{m}$ とする。

3) 流速と水深から求められる流束最大値の抽出結果

算定に用いる FEMA (2012) では、津波による流体力を算定する際に流束  $hu^2$  (水深  $h$  と流速  $u$  の 2 乗の積) の最大値を適用することとしている。津波シミュレーションによる全時刻歴における、流速と水深により求められる流束  $hu^2$  の最大値の抽出結果を表 3 及び表 4 に示す。また、最大値を示した位置を図 3 に示す。

越流直前及び越流時ともに防波堤なしケースの 6 号機海水貯留堰西側前面で流束  $hu^2$  が最大となっている。

表 3 流束  $hu^2$  抽出結果 (海水貯留堰越流直前)

抽出ケース		$hu^2$ (m <sup>3</sup> /s <sup>2</sup> )	Time (s)	出力点座標
7 号機	防波堤あり	18.420	7417	(i, j) = (176, 506)
	防波堤なし	14.689	7274	(i, j) = (172, 507)
6 号機	防波堤あり	22.124	7448	(i, j) = (177, 530)
	防波堤なし	<b>28.605</b>	7269	(i, j) = (177, 516)

表 4 流束  $hu^2$  抽出結果 (海水貯留堰越流時)

抽出ケース		$hu^2$ (m <sup>3</sup> /s <sup>2</sup> )	Time (s)	出力点座標
7 号機	防波堤あり	24.165	7550	(i, j) = (175, 488)
	防波堤なし	14.667	7282	(i, j) = (176, 491)
6 号機	防波堤あり	24.151	7478	(i, j) = (177, 533)
	防波堤なし	<b>35.079</b>	7275	(i, j) = (177, 516)

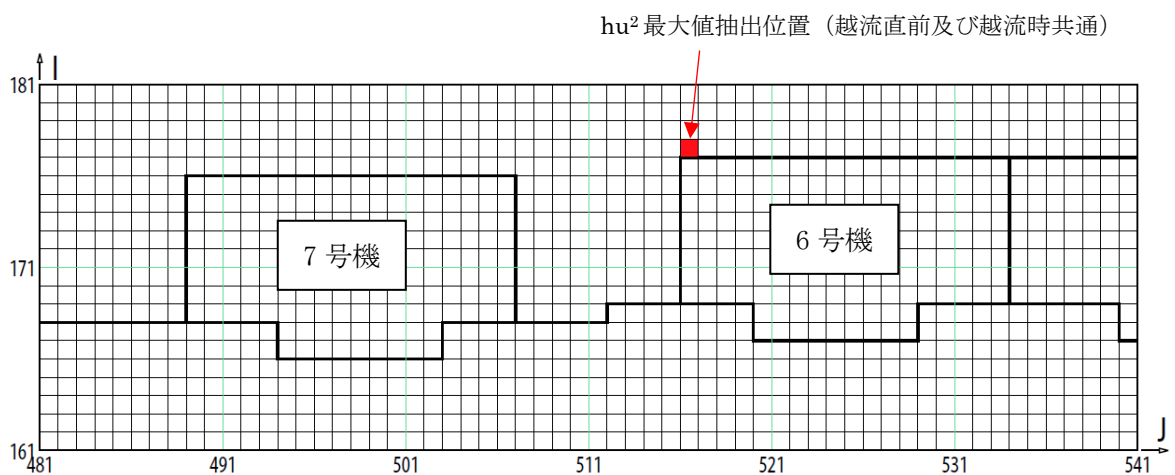


図 3 流束  $hu^2$  最大値抽出位置

(5) 流体力の算定結果と津波波力との比較

津波シミュレーションによる流束  $hu^2$  の最大値より流体力を算定する。

1) 越流直前の流体力算定結果

越流直前における，流速を考慮した海水貯留堰延長 1m 当たりの流体力は下記のとおり求められる。

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 B (hu^2)_{max} = \frac{1}{2} \times 2.0 \times 1.030 \times 1.000 \times 28.605 = 29.463 \quad (\text{kN/m})$$

2) 越流時の流体力算定結果

越流時における，流速を考慮した海水貯留堰延長 1m 当たりの流体力は下記のとおり求められる。

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 B (hu^2)_{max} = \frac{1}{2} \times 2.0 \times 1.030 \times 1.000 \times 35.079 = 36.131 \quad (\text{kN/m})$$

3) 流体力と津波波力との比較結果

海水貯留堰延長 1m 当たりの流体力と津波波力の比較を表 5 に示す。津波による流体力は，海水貯留堰の設計で考慮している「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づく津波波力より，小さいことを確認した。

表 5 流体力と津波波力の比較

	津波による流体力	海水貯留堰の設計 で考慮している津波波力
	(kN/m)	(kN/m)
越流直前	29.5	80.8 <sup>*1</sup>
越流時	36.1	40.4 <sup>*2</sup>

※1 越流直前の津波波力設定については，図 4 に示すように「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」<sup>2)</sup>の考え方に従って，津波高さの 3 倍の高さまでの静水圧荷重を考慮している。海水貯留堰の堰高 2.0m に対する合力を算出すると，海水貯留堰延長 1m 当たりの津波波力は下記のとおり求められる。

$$(60.60 - 20.20) \text{kN/m}^2 \times 2.0 \text{m} = 80.8 \text{ kN/m}$$

※2 越流時の津波波力設定については，図 5 に示すように「防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省港湾局)」(平成 25 年 9 月(平成 27 年 12 月一部改訂))<sup>1)</sup>による静水圧差による算定式より算定している。海水貯留堰の堰高 2.0m に対する合力を算出すると，海水貯留堰延長 1m 当たりの津波波力は下記のとおり求められる。

$$(40.40 - 20.20) \text{kN/m}^2 \times 2.0 \text{m} = 40.4 \text{ kN/m}$$

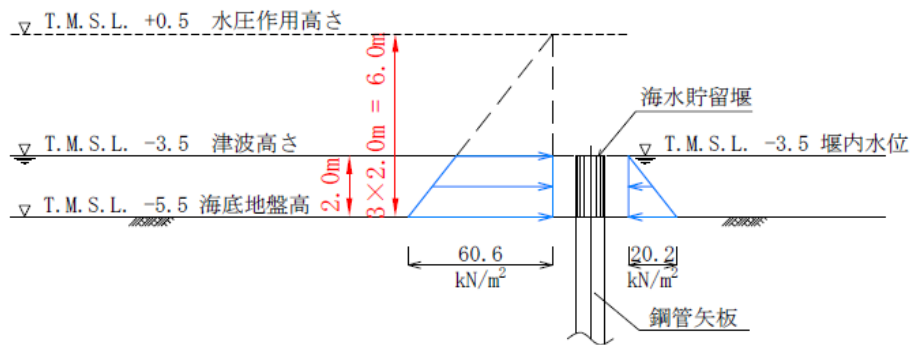


図4 津波波力の作用イメージ（越流直前）【再掲】  
（海水貯留堰天端高さ T.M.S.L. -3.5m の場合）

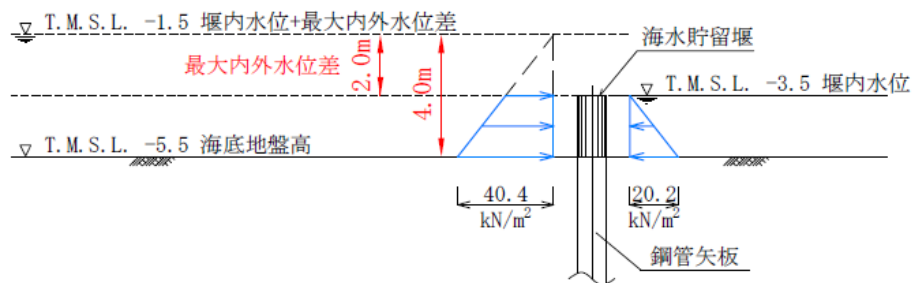


図5 津波波力の作用イメージ（越流時）【再掲】  
（海水貯留堰天端高さ T.M.S.L. -3.5m の場合）

(6) まとめ

以上より，海水貯留堰に作用する津波波力の算定について，津波による流体力と海水貯留堰の設計で考慮している「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づく津波波力を比較した結果，越流直前及び越流時のいずれの場合も，「防波堤の耐津波設計ガイドライン」に基づく静水圧による津波波力の方が大きく，静水圧による津波波力の算定方法を適用することは妥当であることを確認した。



#### 【参考文献】

- 1) 国土交通省 港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン，平成 25 年 9 月。
- 2) 国土交通省住宅局長：東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針，平成 23 年 11 月 17 日。
- 3) 社団法人 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成 19 年 7 月。
- 4) 谷本勝利，高山知司，村上和男，村田繁，鶴谷広一，高橋重雄，森川雅行，吉本靖俊，中野晋，平石哲也：1983 年日本海中部地震津波の実態と二・三の考察，港湾技研資料（運輸省港湾技術研究所），No. 470，Nov. 1983.
- 5) 朝倉良介，岩瀬浩二，池谷毅，高尾誠，金戸俊道，藤井直樹，大森政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海外工学論文集，第 47 巻，pp. 911-915，2000.
- 6) 石田暢生，森谷寛，中村英孝，飯島亨，川内英史：防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数の適用範囲について，NRA 技術報告（原子力規制委員会），NTEC-2014-4001，平成 26 年 12 月。
- 7) 高橋智幸・首藤伸夫・今村文彦・浅井大輔：掃流砂層・浮遊砂層間の交換砂量を考慮した津波移動床モデルの開発，海岸工学論文集，46，606-610，1999.