

津波波圧評価に係る評価手法に関する先行炉との比較

1. はじめに

津波波圧の評価においては、通過波のフルード数等の算出及び波状段波の発生有無の確認を平面二次元津波シミュレーション、砕波段波の発生有無の確認を断面二次元津波シミュレーション、断面二次元津波シミュレーションの妥当性確認を水理模型実験により行い、津波波圧が保守的な評価となるよう、波圧算定式に用いるパラメータを設定することとしている。

そこで、本資料は、津波波圧の評価における平面二次元津波シミュレーション及び断面二次元津波シミュレーション等による確認事項並びに波圧評価に用いる算定式及びパラメータの設定について、泊発電所と先行炉の比較を行うものである。

なお、本資料において、先行炉の検討結果等は下記資料に基づいて作成するものとする。

- ・「東北電力株式会社 女川原子力発電所 2 号炉 2019 年 6 月 25 日 第 734 回審査会合資料 資料 1－2－2」
- 「中国電力株式会社 島根原子力発電所 2 号炉 2021 年 2 月 18 日 第 948 回審査会合資料 資料 1－2－3」
- 「東京電力ホールディングス株式会社 柏崎刈羽原子力発電所 6 号及び 7 号炉 2017 年 2 月 14 日 第 442 回審査会合資料 資料 1－3－3」
- 「日本原子力発電株式会社 東海第二発電所 2017 年 10 月 17 日 第 520 回審査会合資料 資料 1－3－2」

参考表 1-1 波圧評価の確認項目及び評価手法に関する先行炉との比較※1

発電所	女川原子力発電所 2 号炉	島根原子力発電所 2 号炉	泊発電所 3 号炉
段波の発生 有無の確認	— ○断面二次元津波シミュレーション ・砕波段波及び波状段波が発生しないことを確認 ○水理模型実験 ・砕波段波及び波状段波が発生しないことを確認	○平面二次元津波シミュレーション ・波状段波の発生の有無を確認 ○断面二次元津波シミュレーション ・砕波段波及び波状段波が発生しないことを確認 ○水理模型実験 ・砕波段波及び波状段波が発生しないことを確認	○平面二次元津波シミュレーション ・波状段波の発生の有無を確認 ○断面二次元津波シミュレーション ・砕波段波の発生の有無を確認
	○断面二次元津波シミュレーション ・海側盛土形状の違いによる津波波圧への影響を確認 ・評価された波圧が波圧分布は単直線型となり、朝倉らに基づく算定式(非分裂波の場合の算定式)に包絡されることを確認 ○水理模型実験 ・津波水位及び周期の違いによる津波波圧への影響は小さいことを確認 ・計測した波圧が波圧分布は単直線型となり、朝倉らに基づく算定式(非分裂波の場合の算定式)に包絡されることを確認	○断面二次元津波シミュレーション ・評価された波圧が既往の津波波圧算定式による津波波圧に包絡されることを確認 ・水理模型実験の再現性を確認することで妥当性を検証 ○水理模型実験 ・津波周期の違いによる津波波圧への影響は小さいことを確認 ・計測した波圧が既往の津波波圧算定式による津波波圧に包絡されることを確認	○断面二次元津波シミュレーション※3 ・評価された波圧が既往の津波波圧算定式による津波波圧に包絡されることを確認
波圧算定式の 妥当性確認 (波圧分布の確認)	—	○三次元津波シミュレーション ・評価された波圧が既往の津波波圧算定式による津波波圧に包絡されることを確認	—

※1：先行炉の情報に係る記載内容については、弊社の責任において独自に解釈したものである。

※2：断面二次元津波シミュレーションに用いる CADMAS-SURF/3D (Ver.1.5) の妥当性検証のために水理模型実験を実施した（参考資料 2 参照）。

※3：設工認段階で結果を示す。

参考表 1-2 防潮堤の評価に用いる波圧算定式及び波圧評価に用いるパラメータに関する先行炉との比較※¹

発電所		女川原子力発電所 2 号炉	島根原子力発電所 2 号炉	泊発電所 3 号炉
対象構造物		防潮堤	防波壁及び防波壁通路防波扉	防潮堤
波圧 算定式※ ²	持続波圧	○朝倉らに基づく算定式 $P = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta$	○朝倉らに基づく算定式※ ³ $P = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta$	○設工認審査ガイドに基づく算定式 $P = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta$
	砕波 段波波圧	—	—	○設工認審査ガイドに基づく算定式 $P = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta$
	波状 段波波圧	—	—	○朝倉らに基づく算定式※ ⁴ $P = 1.8 \cdot \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta$
	評価に用いる浸水深 (η)	○入力津波水深 (入力津波高さ - 敷地標高) $\times 1/2$	○入力津波水深 (入力津波高さ - 敷地標高) $\times 1/2$	○入力津波水深 (入力津波高さ - 敷地標高) $\times 1/2$

α : 水深係数 (= 3), ρ : 海水密度, g : 重力加速度

※ 1 : 先行炉の情報に係る記載内容については、弊社の責任において独自に解釈したものである。

※ 2 : 構造物最下部の前面に作用する波圧を例示する。

※ 3 : 敷地標高以上に用いる波圧算定式を示す。

※ 4 : 構造物上方の作用波圧は $P = \rho \cdot g(\alpha \cdot \eta - z)$ を用いて評価する。(5 条-別添 1-添付 22-48 参照)

参考表 1-3 貯留堰の評価に用いる波圧算定式に関する先行炉との比較※1

発電所	柏崎刈羽原子力発電所 6号及び7号炉	東海第二発電所	泊発電所 3号炉
対象構造物	貯留堰	貯留堰	貯留堰
波圧 算定式※2	持続波圧 ○国交省の暫定指針に基づく算定式※3・※4 $P = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta$ ○防波堤の耐津波設計ガイドラインに基づく静水圧差による算定式※5 $P = \alpha_f \cdot \rho \cdot g(\eta_f + h')$	○国交省の暫定指針に基づく算定式※3・※4 $P = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta$ ○防波堤の耐津波設計ガイドラインに基づく静水圧差による算定式※5 $P = \alpha_f \cdot \rho \cdot g(\eta_f + h')$	○設工認審査ガイドに基づく算定式 $P = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta$
	砕波 段波波圧	—	○設工認審査ガイドに基づく算定式 $P = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta$
	波状 段波波圧	—	○朝倉らに基づく算定式※6 $P = 1.8 \cdot \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta$

α ：水深係数(=3)， ρ ：海水密度， g ：重力加速度， α_f ：直立壁前面の静水圧補正係数(=1.05)， η_f ：直立壁前面の静水面からの津波高さ， h' ：直立壁の底面の水深

※1：先行炉の情報に係る記載内容については、弊社の責任において独自に解釈したものである。

※2：構造物最下部の前面に作用する波圧を例示する。

※3：「国交省の暫定指針」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」を指す。

※4：越流直前に作用する波圧に対する波圧算定式を示す。

※5：越流時に作用する波圧に対する波圧算定式を示す。

※6：構造物上方の作用波圧は $P = \rho \cdot g(\alpha \cdot \eta - z)$ を用いて評価する。(5条-別添 1-添付 22-48 参照)

2. 貯留堰に作用する津波波圧の算定式に係る先行炉との比較

貯留堰に作用する持続波圧について、先行炉では、国交省の暫定指針に基づく算定式及び防波堤の耐津波設計ガイドライン²⁾に基づいた静水圧差による算定式を用いて評価している（静水圧差による算定式は参考図 1-1 参照）。

一方、泊発電所では、静水圧差による算定式を用いず、設工認審査ガイド別添による算定式を用いて評価する方針であるため、静水圧差による算定式に対して、設工認審査ガイド別添に基づく算定式を用いた評価が保守的であることを確認する。

(1) 設工認審査ガイド別添に基づく算定式による評価

設工認審査ガイド別添による算定式のパラメータは設計用浸水深（ $\eta_{\max}$ ）であり、貯留堰最下部には設計用浸水深の 3 倍の高さ（ $3 \times \eta_{\max}$ ）に相当する静水圧分布が作用する。

(2) 静水圧差による算定式による評価

静水圧差による算定式のパラメータは構築物底面からの津波高さ（ $\eta_f + h'$ ）であり、貯留堰前面の最下部には、「貯留堰底面からの津波高さ」に相当する静水圧分布に静水圧補正係数（1.05）を考慮した波圧が作用する。

貯留堰底面からの津波高さ（ $\eta_f + h'$ ）に用いる津波高さの水位として、入力津波高さ（3号炉取水口最高水位）を考慮した場合、「貯留堰底面からの津波高さ」と「入力津波水深（ $2 \times \eta_{\max}$ ）」は同値となることから、静水圧差を用いた算定式では、貯留堰前面の最下部には、「 $1.05 \times 2 \times \eta_{\max}$ 」に相当する静水圧が作用する。

(3) まとめ

(1) 及び (2) より、静水圧差による算定式により評価した津波波圧よりも、設工認審査ガイド別添に基づく算定式により評価した津波波圧の方が大きくなることを確認した。設工認審査ガイド別添に基づく算定式及び静水圧差による算定式により算出した津波波圧のイメージを参考図 1-2 に示す。

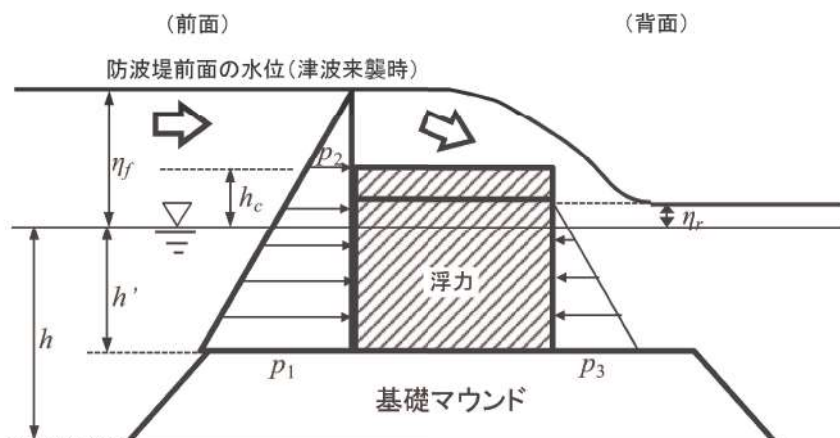
以上より、貯留堰に作用する津波波圧の評価に当たっては、静水圧差による算定式を用いた津波波圧の評価は行わず、設工認審査ガイド別添による算定式を用いて津波波圧を評価する。

$$p_1 = \alpha_f \rho_0 g (\eta_f + h')$$

$$p_2 = \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} p_1$$

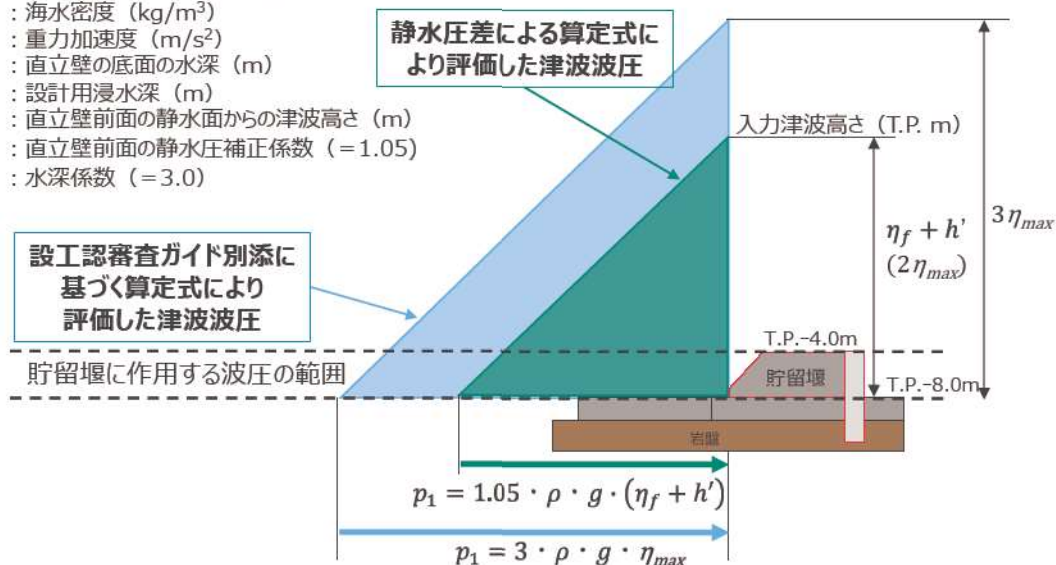
$$p_3 = \alpha_r \rho_0 g (\eta_r + h')$$

p_1 : 直立壁前面の底面における波圧強度(kN/m²)
 p_2 : 直立壁前面の天端面にける波圧強度(kN/m²)
 p_3 : 直立壁背面の底面における波圧強度(kN/m²)
 $\rho_0 g$: 海水の単位体積重量 (kN/m³)
 h' : 直立壁の底面の水深(m)
 h_c : 静水面から直立壁天端面までの高さ(m)
 η_f : 直立壁前面の静水面からの津波高さ(m)
 η_r : 直立壁背面の静水面からの津波高さ(m)
 α_f : 直立壁前面の静水圧補正係数
 α_r : 直立壁背面の静水圧補正係数



参考図 1-1 静水圧差による算定式²⁾

- p_1 : 貯留堰底面における波圧強度 (N/m²)
 ρ : 海水密度 (kg/m³)
 g : 重力加速度 (m/s²)
 h' : 直立壁の底面の水深 (m)
 η_{max} : 設計用浸水深 (m)
 η_f : 直立壁前面の静水面からの津波高さ (m)
 α_f : 直立壁前面の静水圧補正係数 (=1.05)
 α : 水深係数 (=3.0)



参考図 1-2 設工認審査ガイド別添に基づく算定式及び防波堤の耐津波設計ガイドラインに基づく静水圧差による算定式における津波波圧の比較

断面二次元津波シミュレーション(CADMAS-SURF/3D)の妥当性確認について

1. 概要

砕波段波及び波状段波の発生有無並びに波圧算定式の妥当性確認等においては、断面二次元津波シミュレーション(CADMAS-SURF/3D)を用いる方針である。

CADMAS-SURF/3D は、非線形分散波理論に基づき非圧縮性流体を対象として連続式及び Navier-Stokes 方程式を基本方程式とした解析コードであり、砕波段波及び波状段波を表現可能である。

本資料では断面二次元津波シミュレーション(CADMAS-SURF/3D)による上記検討の実施に当たって、泊発電所のサイト特性を考慮した水理模型実験の再現解析を行い、その再現結果を確認することで、砕波段波及び波状段波の発生有無並びに波圧算定式の妥当性確認等における CADMAS-SURF/3D 適用の妥当性を検証する。

2. 検証方針

CADMAS-SURF/3D 適用の妥当性検証に当たり、泊発電所の地形特性及び構造物(防潮堤)特性の観点を考慮した水理模型実験を行う。次に、泊発電所の特性が考慮された水理模型実験の各実験条件を入力条件とした CADMAS-SURF/3D による再現解析を行い、両者の結果(水位時刻歴波形、防潮堤位置での波圧)を比較検証する。

3. 水理模型実験

(1) 実験条件

a. サイト特性を踏まえた実験条件

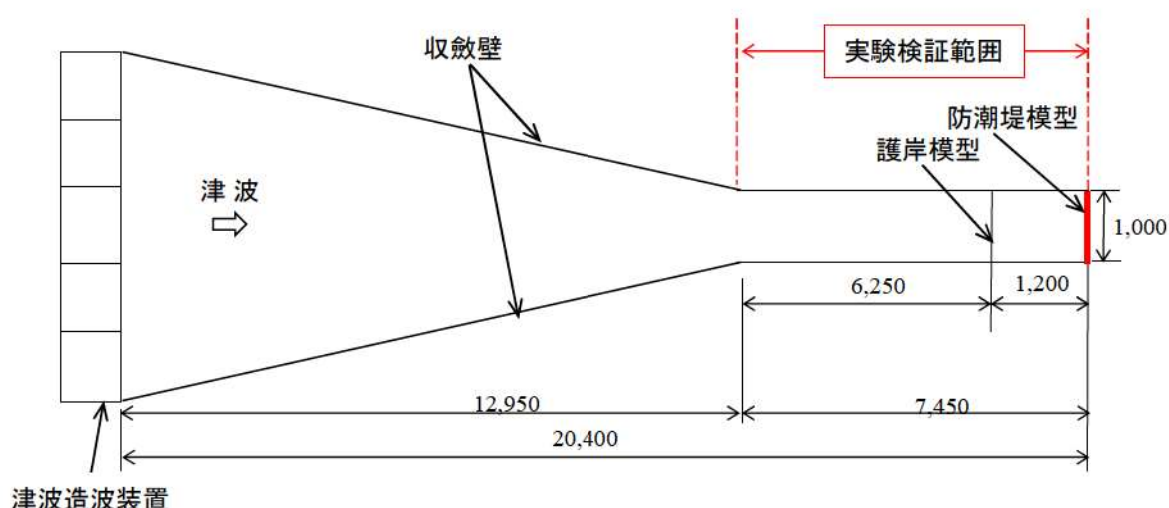
泊発電所の地形特性，構造物(防潮堤)特性の観点からサイト特性を整理し，実験条件を設定する。サイト特性の整理と水理模型実験条件への反映結果を参考表 2-1 に示す。

参考表 2-1 泊発電所のサイト特性と水理模型実験条件への反映結果

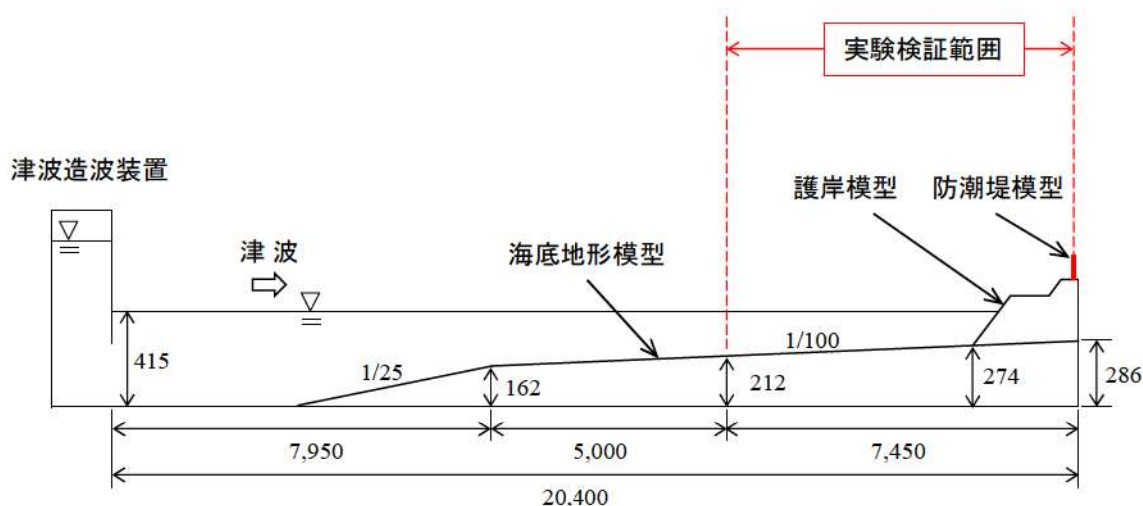
分類	項目	サイト特性	実験条件への反映結果
地形	海底勾配	1/120 (平均勾配)	1/100 勾配
	防波堤	防波堤あり	防波堤なし 水位時刻歴波形や防潮堤に対する波圧確認の観点から，防波堤は無しとする
	防潮堤前面護岸 (防潮堤海側)	2 段敷地	同左
構造物 (防潮堤)	設置位置	法面上部	同左
	防潮堤高さ	T. P. 19. 0m	同左
	形状	堤体形状	壁構造 防潮堤前面形状を適切にモデル化

b. 実験模型

a. で整理したサイト特性を考慮した実験装置は、長さ 20.4m(漸縮部 12.95m, 直線部 7.45m)×幅 1.0m~7.5m×高さ 0.91m の平面水槽を用い、実験縮尺(幾何縮尺)は 1/80 とした。津波の伝播、波圧は慣性力による影響が支配的であるため、フルード相似則を適用した。また、高水位の津波を造波するため、増波装置の能力や水槽内の貯留可能水量を考慮し、沖合部に津波水位を高くするための収斂壁(幅 7.5m より 1m に絞る)を設置し、下流側に幅 1m の水路、護岸模型及び防潮堤模型を構築した。実験装置の概要図を参考図 2-1 に示す。



(a) 平面図



(b) 断面図

参考図 2-1 実験装置概要図(単位 : mm)

c. 入力波形

CADMAS-SURF/3D による複数条件の再現解析を行うことを考慮し、入力津波には、正弦波と孤立波の2種類の津波波形を用いた。正弦波は単純な条件での波形とし、孤立波は正弦波に比べて波峰が先鋭化し津波の立上りが急な波形であり、孤立波でより大きな波圧の作用が想定される。入力する津波の条件を参考表 2-2 に、入力する津波波形を参考図 2-2 に示す。

参考表 2-2 入力する津波の条件(目標波形)

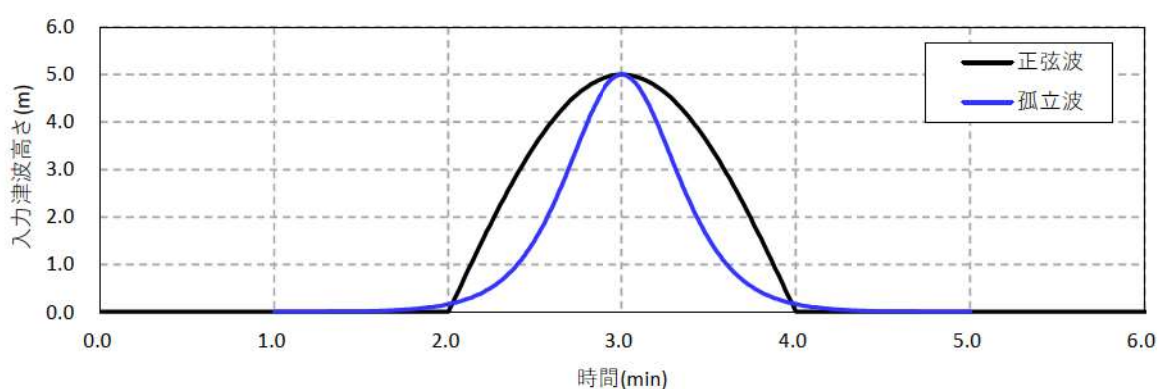
波条件	目標津波条件 (実機スケール換算)		目標津波条件 (1/80 実験換算)	
	半周期 T/2(分)	津波高 H(m)	半周期 ^{※1} Tm/2(秒)	津波高 ^{※2} Hm(m)
正弦波 (押し波)	2.0	5.0	13	0.063
孤立波	2.0	5.0	13	0.063

※1 フルード相似則により、時間は実験縮尺 λ の1/2乗に比例する。

$$T_m/2 = (T/2) \times 60 \times \lambda^{1/2} = 2.0 \times 60 \times (1/80)^{1/2} = 13 \text{ 秒}$$

※2 フルード相似則により、長さは実験縮尺 λ に比例する。

$$H_m/2 = (H/2) \times \lambda = 5.0 \times (1/80) = 0.063 \text{ m}$$



参考図 2-2 入力する津波波形(目標波形)

d. 計測位置

水理模型実験では、代表地点の水位、流速及び防潮堤位置の波圧を計測する。水位は沖合から 10 地点 (H1～H10) で計測する。護岸模型及び防潮堤模型付近の水位は変化が大きく波圧評価に重要であるため、H4 以降は護岸形状の変化点を中心に密に取得する。流速は、再現解析の入力条件とするため沖側で 2 地点 (U2, U3)、通過波計測時は防潮堤設置予定位置 (U1) で計測する。圧力は、防潮堤の高さ方向にそれぞれ約 10mm 間隔で圧力を取得した。実験装置における各項目の計測位置を参考図 2-3 に示す。以上の実験条件を踏まえた実験状況の概要を参考図 2-4 に示す。

※流速 U2, U3 の鉛直計測位置は、水路床から静水時水深の半分の高さとする

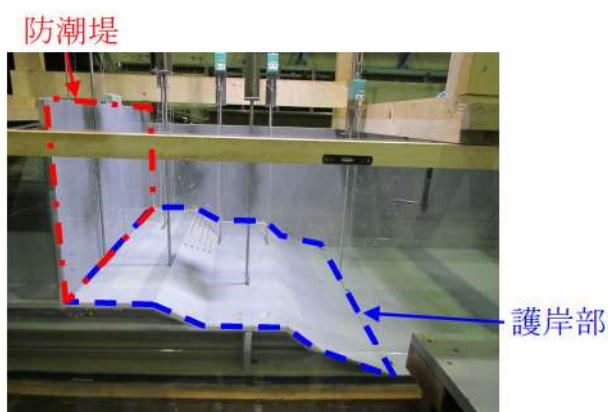
(b)護岸部

(c)波圧計設置箇所拡大図

参考図 2-3 実験装置における計測位置図(単位: mm)



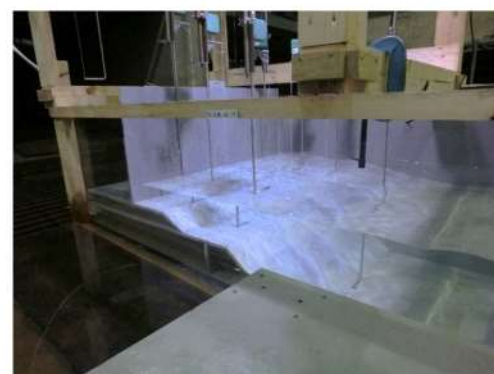
収斂壁



護岸模型・防潮堤模型



通過波計測状況



津波波圧計測状況

参考図 2-4 実験状況概要

(2) 実験結果

防潮堤模型を設置していない状態で計測した通過波の計測結果を参考表 2-3 に示す。基本地形における平面二次元津波シミュレーションの通過波条件で得られた防潮堤位置の浸水深，流速，フルード数の最大値はそれぞれ 2.51m, 5.41m/s, 1.10 であり，正弦波及び孤立波による通過波はこれらと同等あるいは大きな結果となっている。

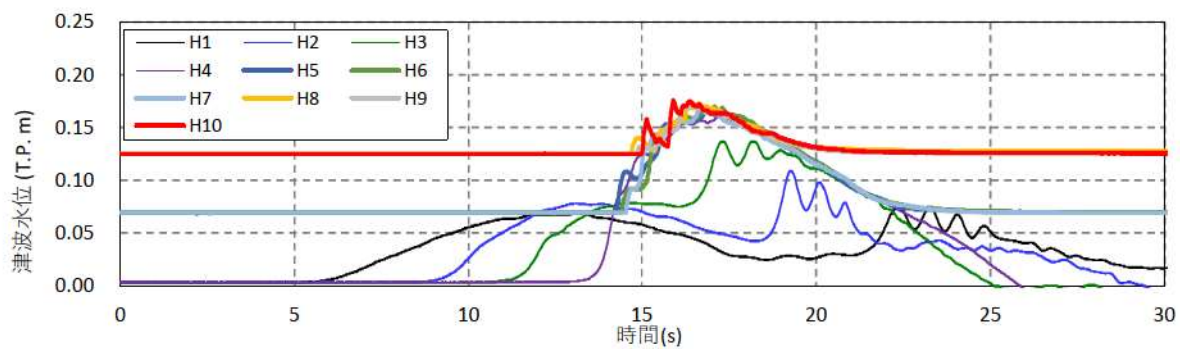
各水位計測位置での水位時刻歴波形を参考図 2-5 に示す。発電所沖合から護岸前面(H1～H4 地点)において，水位は緩やかに上昇している。津波が護岸を遡上した後(H5 地点以降)は，津波が護岸を乗り上げる影響や防潮堤による反射の影響を受け，波形に乱れが見られ，防潮堤位置(H10)では津波が防潮堤に衝突することで水位が急激に上昇する様子が確認できる。

水理模型実験において計測した防潮堤に作用する波圧分布を参考図 2-6 に示す。水理模型実験にて計測した防潮堤における波圧分布は直線型となり，参考図 2-5 で確認された護岸遡上後(H5 地点以降)の水位の乱れによる波圧の増加は見られず，最大波圧は持続波圧が作用する(防潮堤に作用する波圧分布はいずれも直線型となった)ことを確認した。

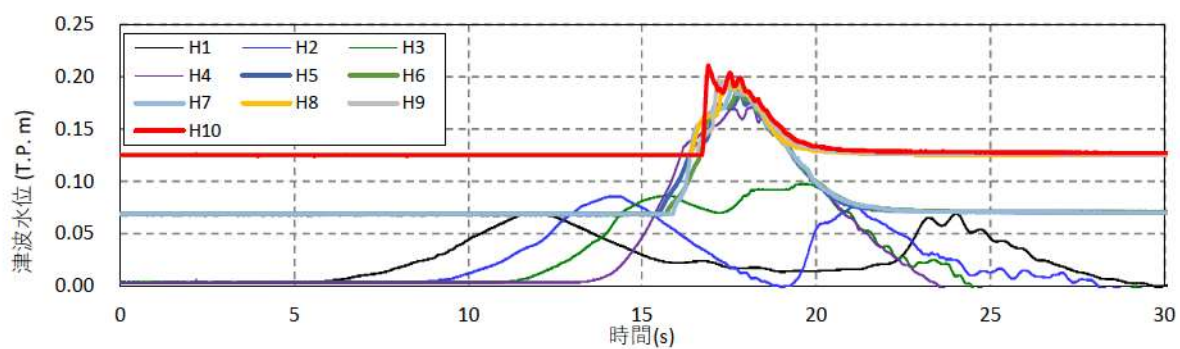
参考表 2-3 通過波計測結果(浸水深最大時)

波条件	浸水深 (m)	流速 (m/s)	フルード数 (-)
正弦波 (押し波)	1.48 [※]	5.26 [※]	1.38 [※]
孤立波	2.32 [※]	7.01 [※]	1.47 [※]
平面二次元津波シ ミュレーション	2.51	5.41	1.10

※表内の数値は，実験結果を実機スケールに換算した値である

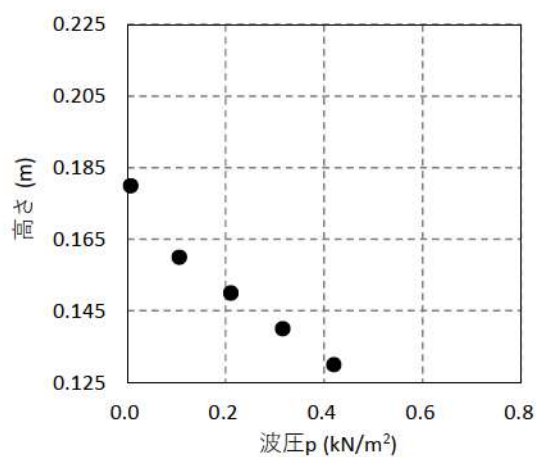


(a) 正弦波入力時

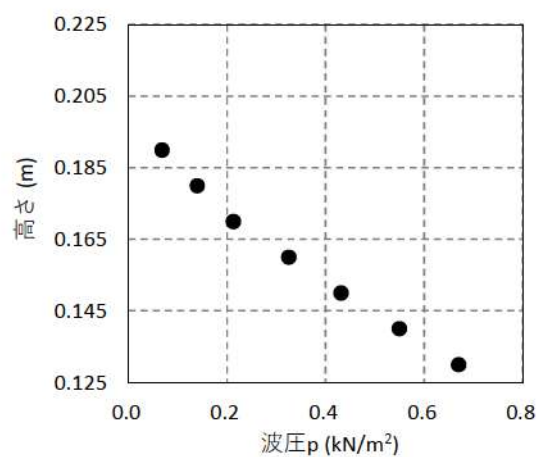


(b) 孤立波入力時

参考図 2-5 水理模型実験における水位の時刻歴波形



(a) 正弦波入力時



(b) 孤立波入力時

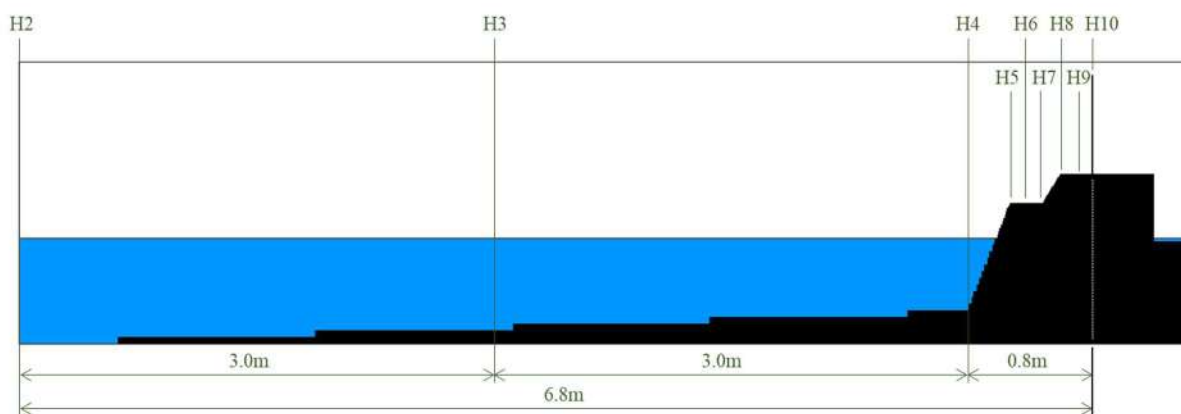
参考図 2-6 水理模型実験にて計測した波圧分布(波圧最大時)

4. 再現解析

(1) 解析条件

a. 解析モデル

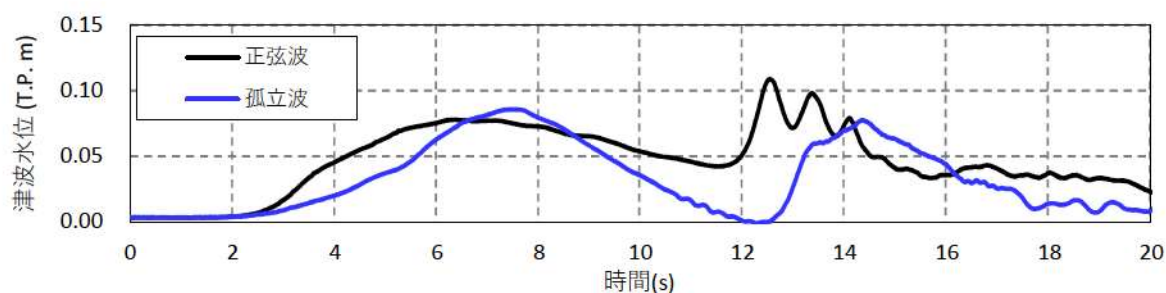
3章の水理模型実験の実験模型を考慮した解析モデルを参考図 2-7 に示す。解析領域は、水理模型実験で水位時刻歴が得られる H2 地点から H10 地点(防潮堤位置)を含む区間をモデル化した(参考図 2-7 に示す H2~H10 は、参考図 2-3 に示す水理模型実験における H2~H10 地点と同位置に設定している)。



参考図 2-7 水理模型実験に対する解析モデル(縮尺 : 1/80)

b. 入力波形

入力する津波の時刻歴波形は水理模型実験の水位計 H2 で計測した時刻歴波形とし、解析モデル(参考図 2-7)上の H2 地点に入力した。また、津波波形が異なる正弦波及び孤立波の 2 ケースを対象とした。入力する津波の時刻歴波形を参考図 2-8 に示す。



参考図 2-8 入力する津波の時刻歴波形

c. 出力位置

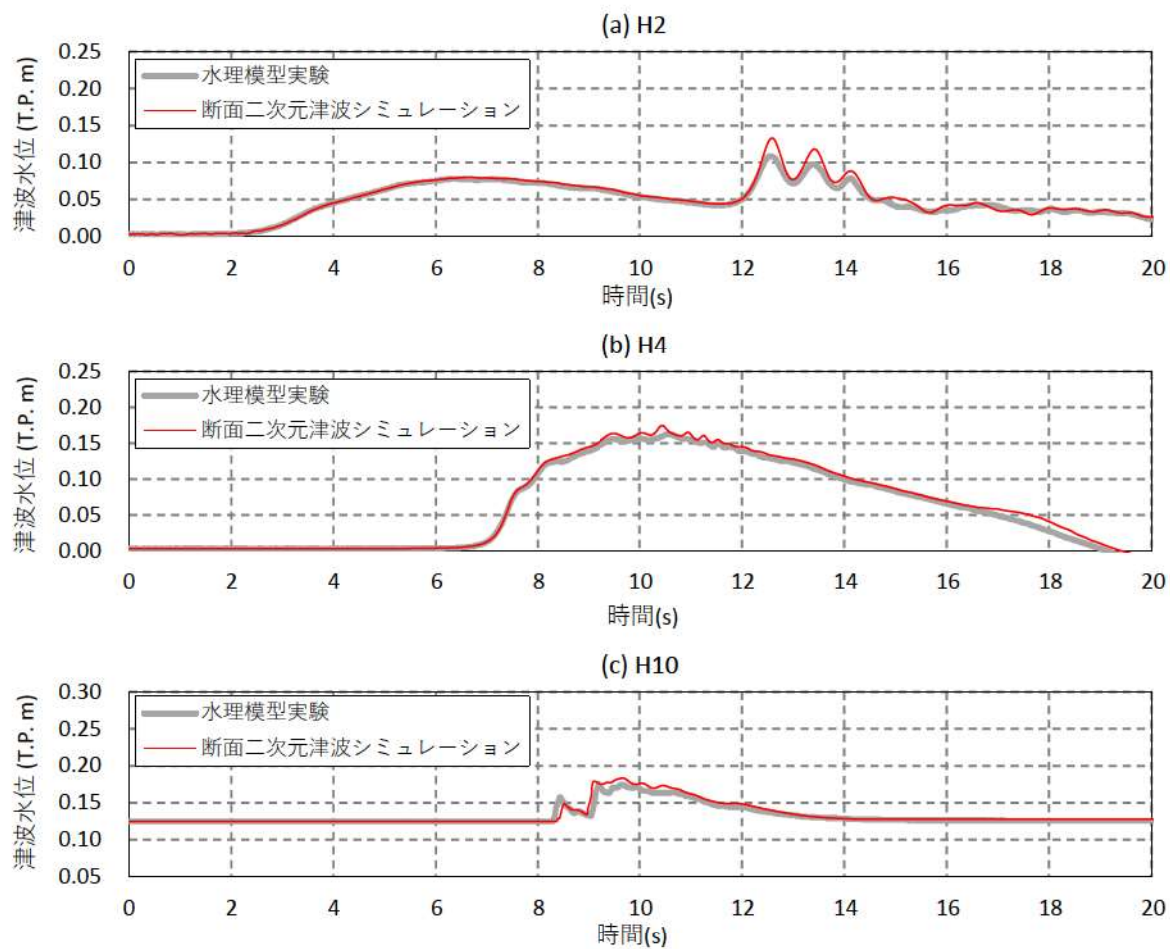
H2(入射位置)から H10 (防潮堤位置)のうち, H2(入射位置), H4(護岸前面)及び H10(防潮堤位置)を沖合から防潮堤までの代表点として, これらの水位時刻歴波形を出力した。また, 防潮堤位置における波圧は約 3mm 間隔で波圧の出力を行った。

(2) 解析結果

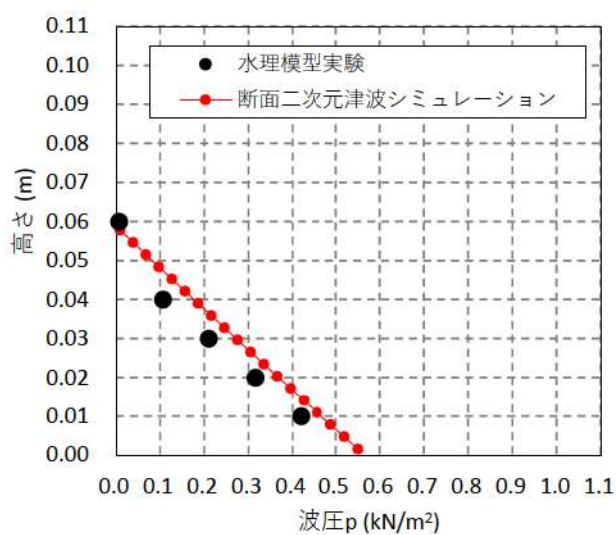
正弦波及び孤立波の 2 ケースについて, 代表点の水位時刻歴波形及び防潮堤に作用する波圧分布の水理模型実験結果と解析結果の比較を参考図 2-9 及び参考図 2-10 に示す。

正弦波及び孤立波の両ケースについて, 解析で得られた水位時刻歴は, 沖合から防潮堤前面まで, 津波水位の時刻歴を良好に再現できており, ほとんどの時刻で水理模型実験を上回る結果となった。また, 防潮堤に作用する波圧についても, 解析で得られた圧力分布は, 水理模型実験結果の静水圧分布を良好に再現できており, 水理模型実験の静水圧分布を上回る結果となった。

以上より, 泊サイトの特性を考慮した水理模型実験結果を CADMAS-SURF/3D による断面二次元津波シミュレーションにて良好に再現できていると判断する。

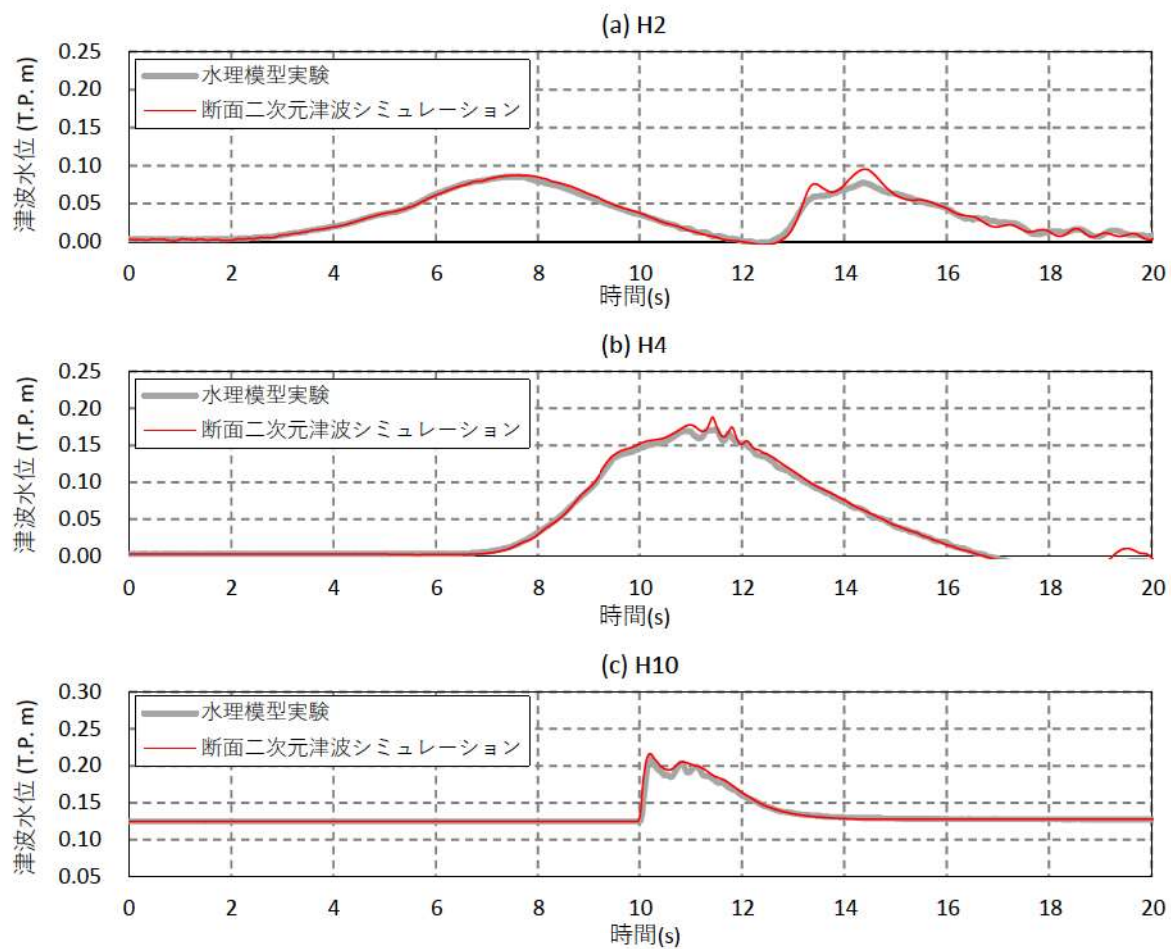


(a) 津波水位時刻歴

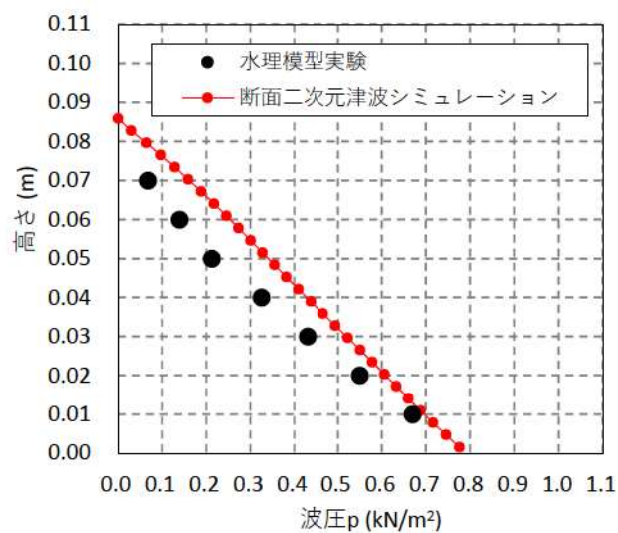


(b) 防潮堤に作用する波圧分布

参考図 2-9 水理模型実験と断面二次元津波シミュレーションの比較
(正弦波ケース)



(a) 津波水位時刻歴



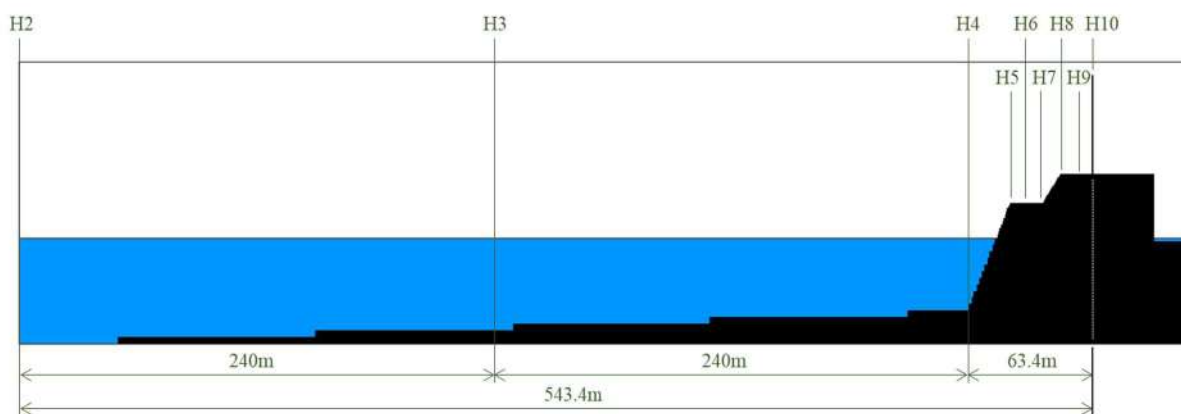
(b) 防潮堤に作用する波圧分布

参考図 2-10 水理模型実験と断面二次元津波シミュレーションの比較
(孤立波ケース)

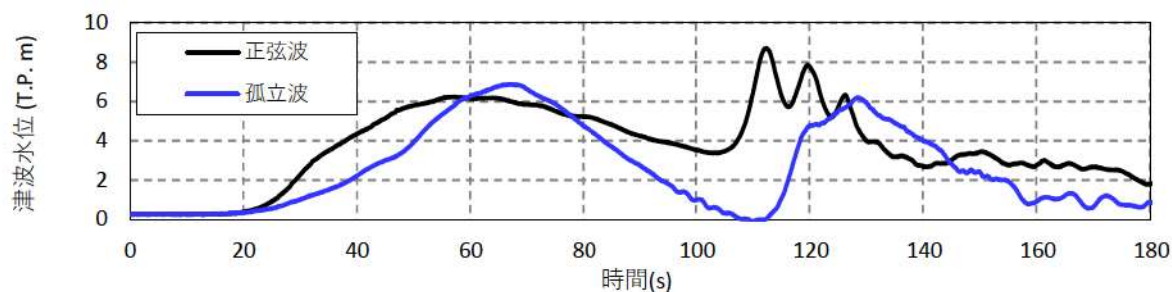
5. 実験スケールと実機スケールの解析結果の比較

4章に示す内容より，泊発電所のサイト特性を考慮した水理模型実験結果をCADMAS-SURF/3Dにより再現可能なことが確認できた。

本章では，水理模型実験の条件及び結果を実験スケール(縮尺：1/80)から実機スケール(縮尺：1/1)に換算し，実機スケールで再現解析を実施した際の再現性について確認を行う。実機スケールの解析モデルを参考図 2-11 に，入力波形を参考図 2-12 に示す。

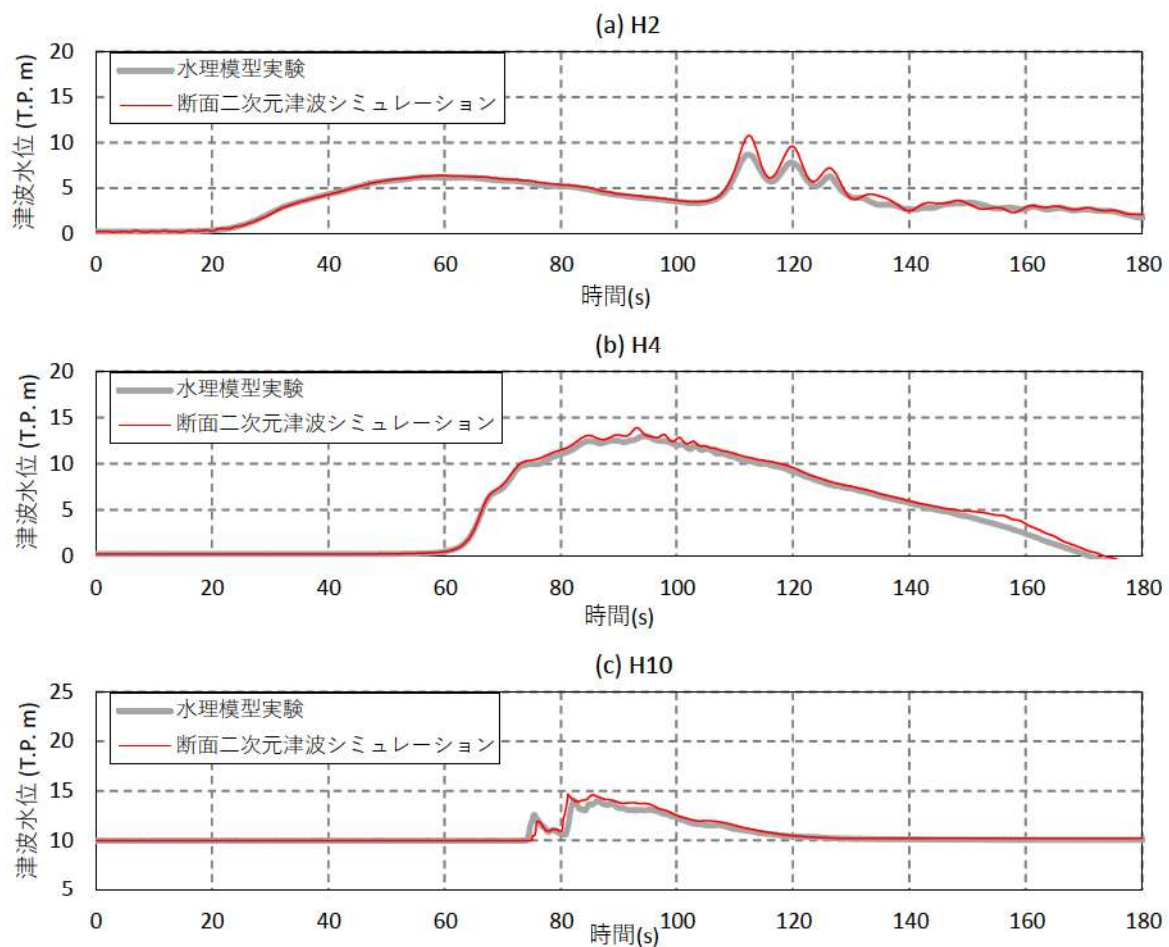


参考図 2-11 解析モデル(実機スケール)

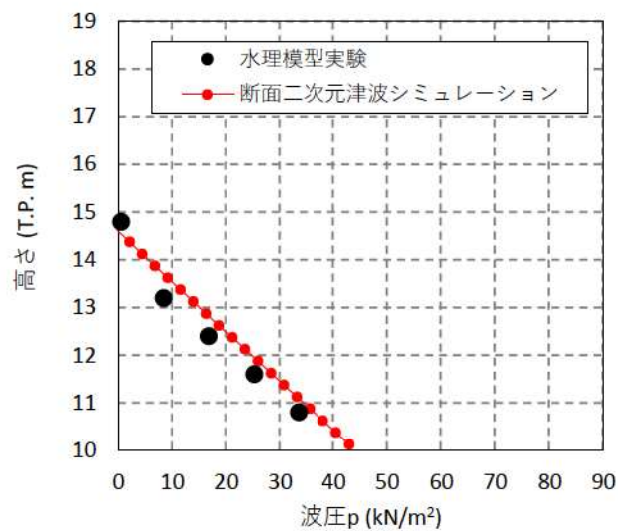


参考図 2-12 入力する津波の時刻歴波形(実機スケール)

正弦波及び孤立波の2ケースについて，実機スケールにおける，代表点の水位時刻歴波形及び防潮堤に作用する波圧分布の水理模型実験結果と解析結果の比較を参考図 2-13 及び参考図 2-14 に示す。



(a) 津波水位時刻歴

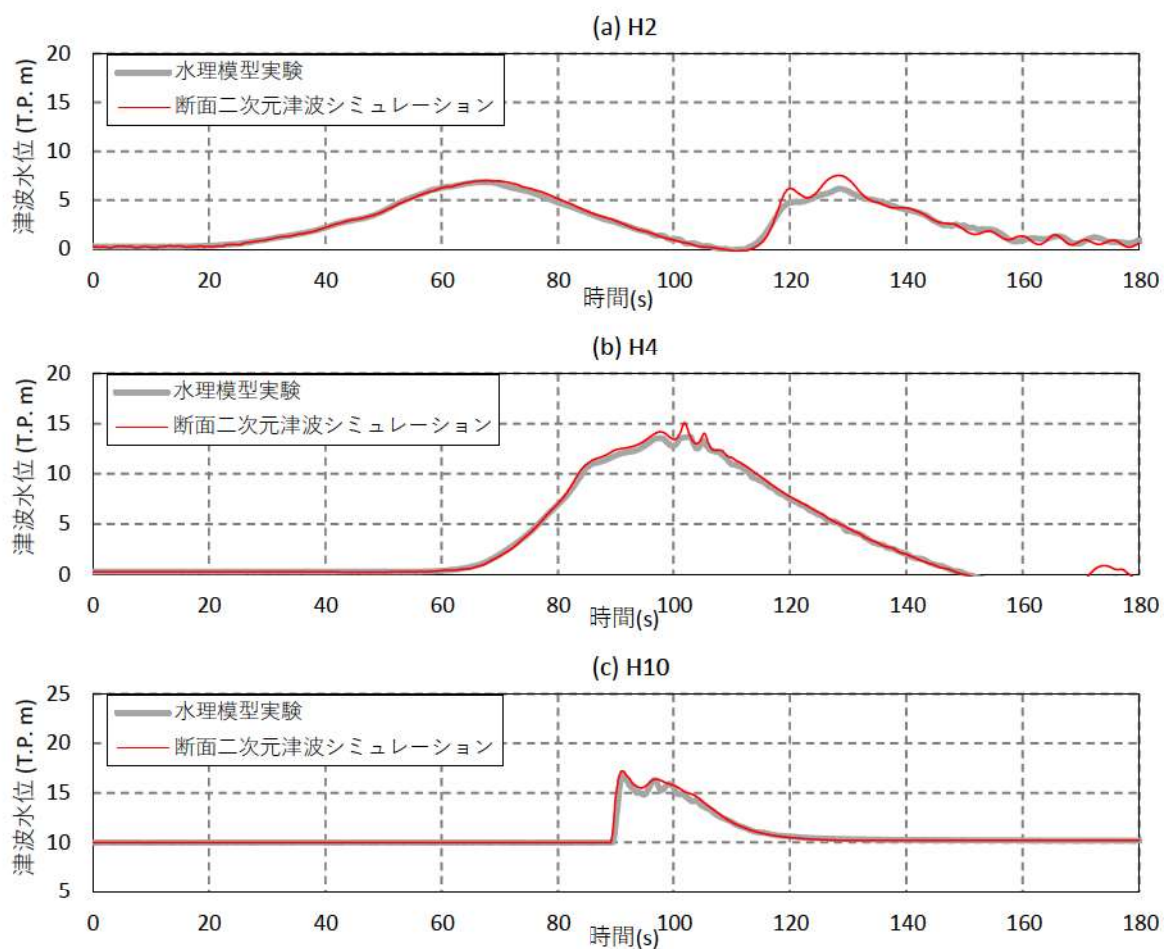


(b) 防潮堤に作用する波圧分布

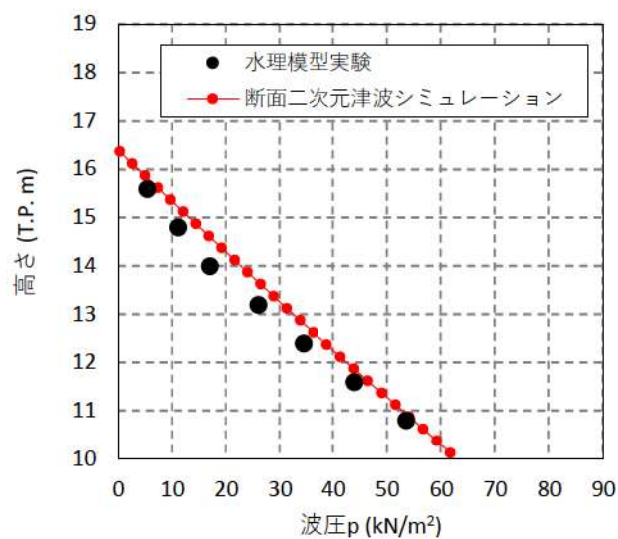
参考図 2-13 水理模型実験と断面二次元津波シミュレーションの比較※

(正弦波ケース, 実機スケール)

※水理模型実験の結果は実機スケール(縮尺: 1/1)に換算している



(a) 津波水位時刻歴



(b) 防潮堤に作用する波圧分布

参考図 2-14 水理模型実験と断面二次元津波シミュレーションの比較*

(孤立波ケース, 実機スケール)

※水理模型実験の結果を実機スケール(縮尺: 1/1)に換算している

参考図 2-13 及び参考図 2-14 より、水位時刻歴及び防潮堤に作用する波圧について、実験スケールの場合と同等の再現結果が得られている。

以上より、実機スケールにおいても、泊発電所のサイト特性を考慮した水理模型実験結果を、CADMAS-SURF/3D による断面二次元津波シミュレーションにより再現可能であることが確認された。

6. まとめ

CADMAS-SURF/3D による断面二次元津波シミュレーションにより、泊発電所のサイト特性を考慮した水理模型実験結果と同等で整合性のある解析結果が示されたことから、泊発電所における砕波段波及び波状段波の発生有無並びに波圧算定式の妥当性確認等における CADMAS-SURF/3D の妥当性を確認した。

また、CADMAS-SURF/3D における水位時刻歴波形及び防潮堤に作用する波圧は、水理模型実験を上回る結果となったことから、CADMAS-SURF/3D を用いることで砕波段波及び波状段波の発生有無並びに防潮堤に作用する波圧分布の確認を保守的に評価できる。

泊発電所の敷地に来襲する津波の特性

1. はじめに

断面二次元津波シミュレーションによる、砕波段波の発生有無の確認に当たって、解析断面及び入力波形を設定するため、泊発電所の敷地に来襲する津波の特性の確認を行った。

2. 敷地に来襲する津波の特性の確認

特性の確認を行う評価対象 20 ケースを参考表 3-1 に、評価対象 20 ケースの 3 号炉取水口、1 号及び 2 号炉取水口、放水口及び防潮堤前面における水位時刻歴波形及び伝播状況を参考図 3-1～参考図 3-40 に示す。

各ケースの水位時刻歴波形のとおり、地震発生後、地震に伴う津波の第 1 波が発電所港湾に来襲し、押し波が継続した後、引き波に転じる。その後、岩内側で反射された津波及び陸上地すべり（川白）による津波の第 2 波が発電所港湾に来襲し、押し波が継続した後、引き波に転じる。その後、発電所西側から伝播した津波の第 3 波が発電所港湾に来襲し、押し波が継続した後、引き波に転じる。その後、積丹半島北西部から伝播した津波の第 4 波が発電所港湾に来襲する。

その後の津波の水位は第 1 波から第 4 波の津波水位と比較して比較的低くなっていた。

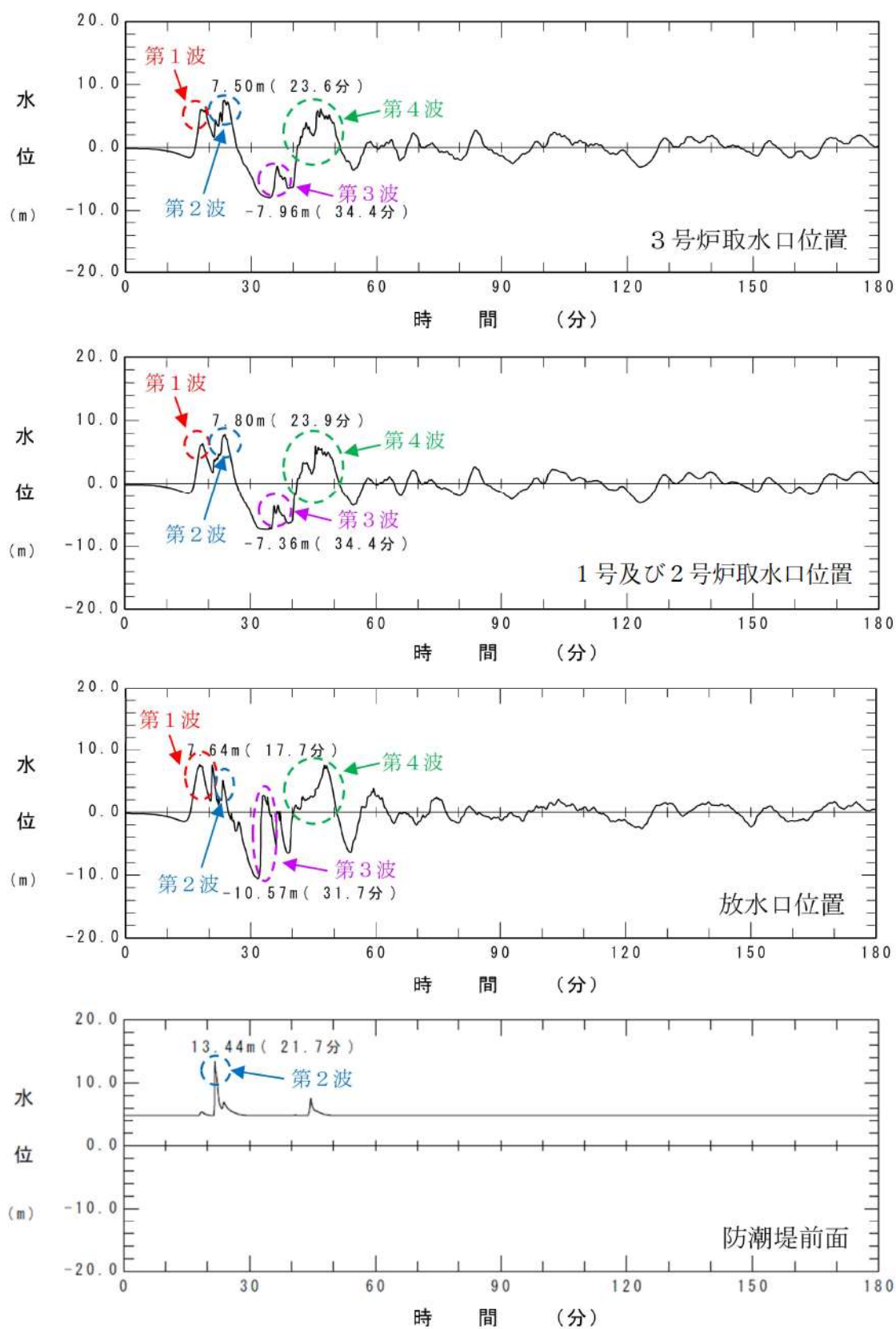
また、各ケースの伝播状況のとおり、第 1 波は周辺地形の影響をほとんど受けずに発電所西側方向から直線的に発電所港湾に到達するが、第 2 波以降の後続波は周辺地形の反射の影響を大きく受ける。第 2 波は、岩内側で反射された津波が、陸上地すべり（川白）と重畳し、泊発電所港湾に来襲する。第 3 波は、発電所西側方向より発電所港湾に来襲する。第 4 波は積丹半島北西部より発電所港湾に来襲する。

参考表 3-1 評価対象 20 ケース

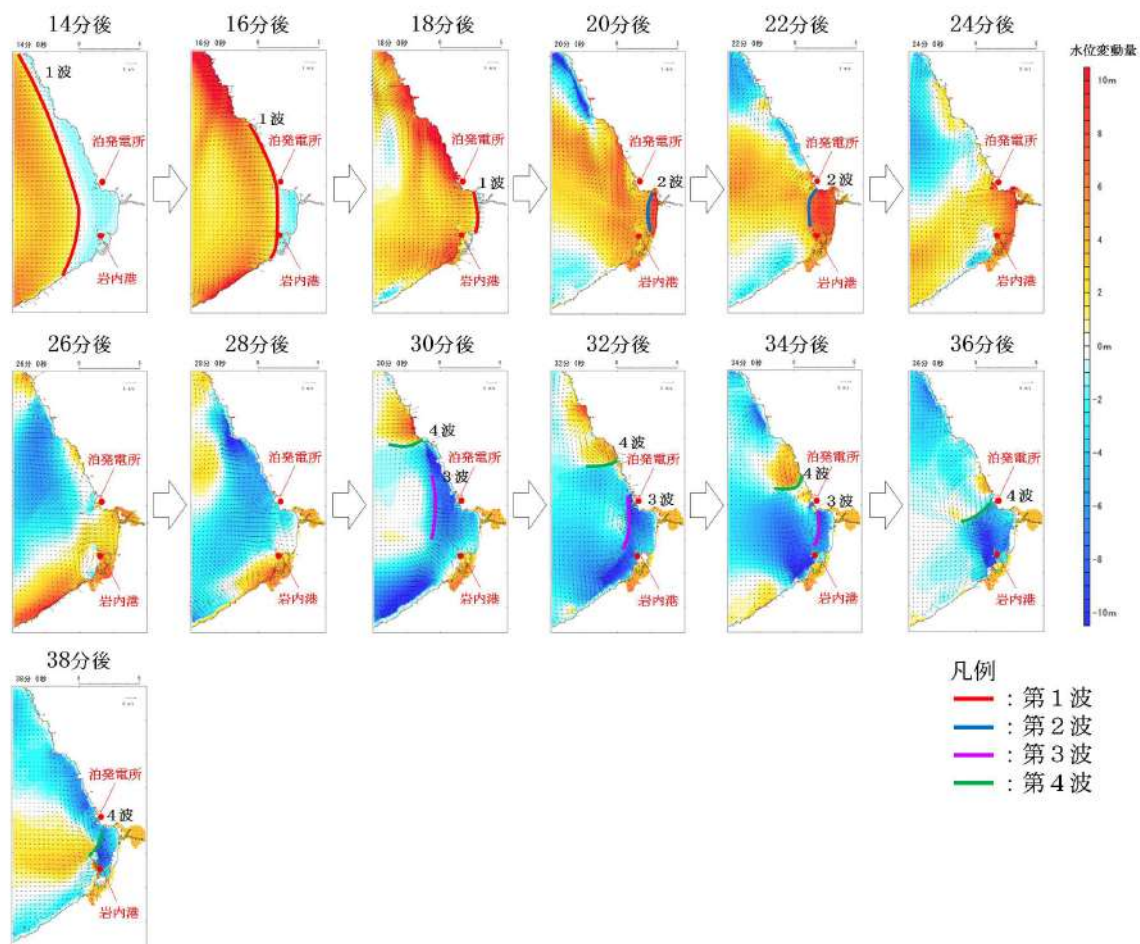
波源	防波堤の損傷状態
基準津波 A	防波堤損傷なし
基準津波 B	防波堤損傷なし
基準津波 B	北防波堤損傷
基準津波 C	防波堤損傷なし
基準津波 D	防波堤損傷なし
基準津波 D	北及び南防波堤損傷
基準津波 D	南防波堤損傷
基準津波 D	北防波堤損傷
基準津波 E	北及び南防波堤損傷
基準津波 E	南防波堤損傷
基準津波 F	北及び南防波堤損傷
基準津波 F	北防波堤損傷
基準津波 G	南防波堤損傷
基準津波 H	北防波堤損傷
基準津波 I	防波堤損傷なし
基準津波 J	北及び南防波堤損傷
基準津波 K	南防波堤損傷
基準津波 L	北防波堤損傷
流速最大ケース 1 ※1	
流速最大ケース 2 ※2	

※1 波源：基準津波 K，防波堤の損傷状態：防波堤損傷なし

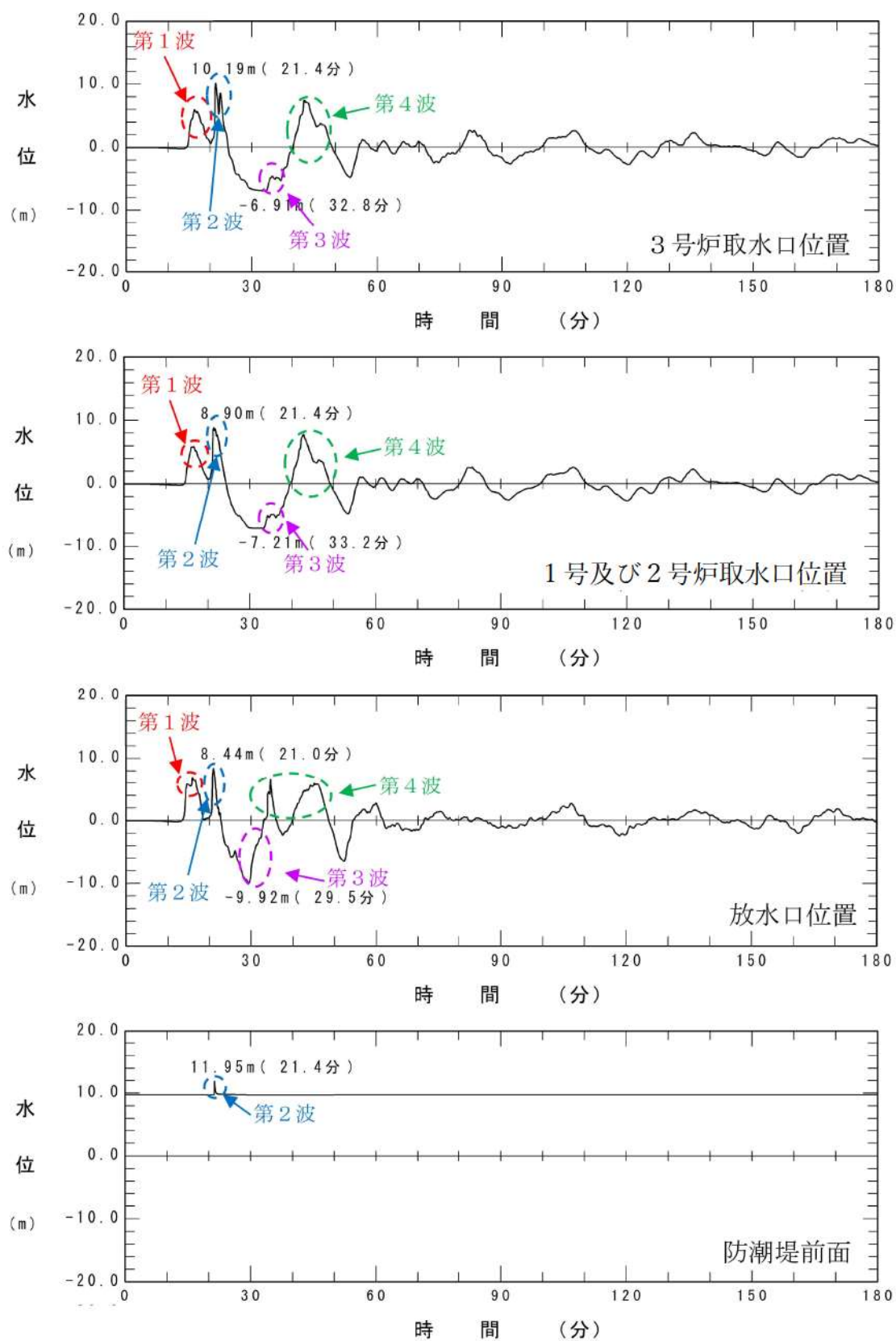
※2 波源：基準津波 K，防波堤の損傷状態：北及び南防波堤損傷



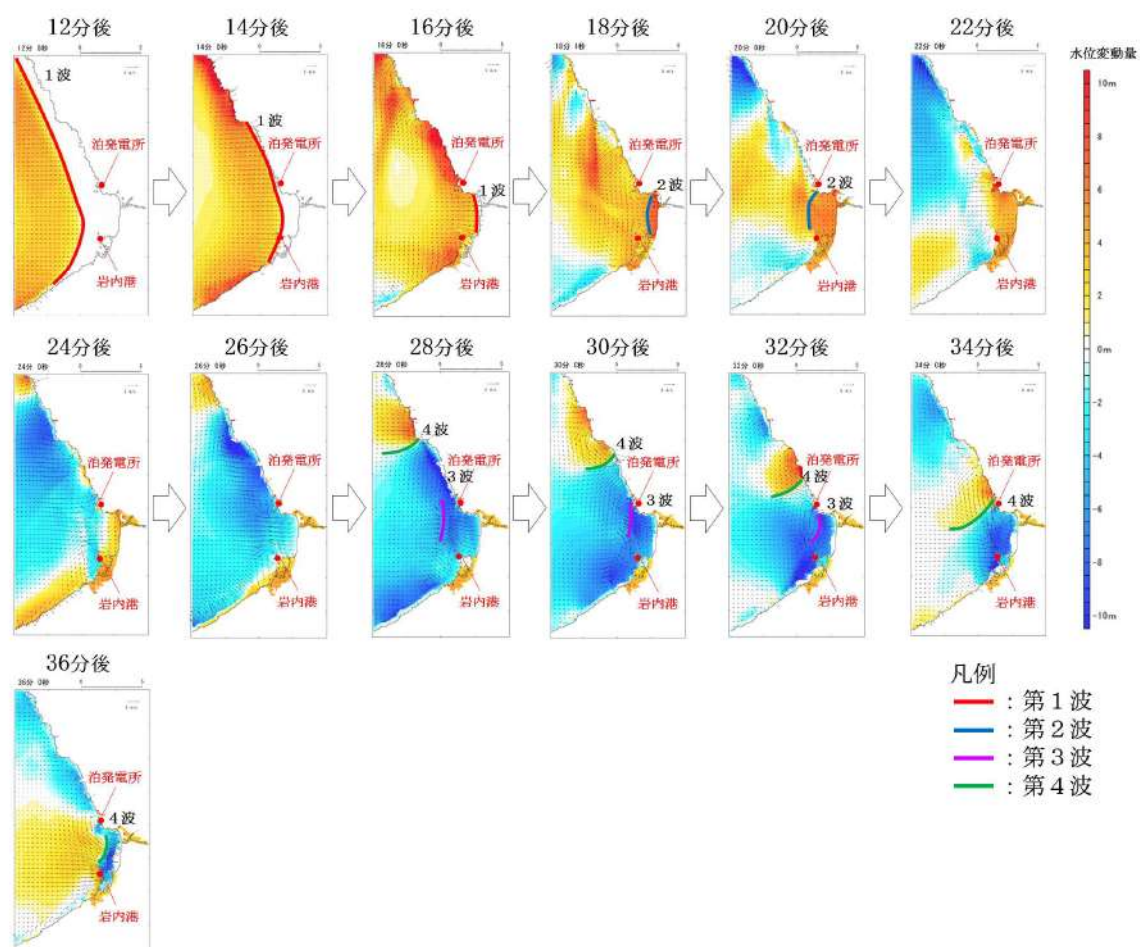
参考図 3-1 基準津波 A (防波堤損傷なし) の水位時刻歴波形



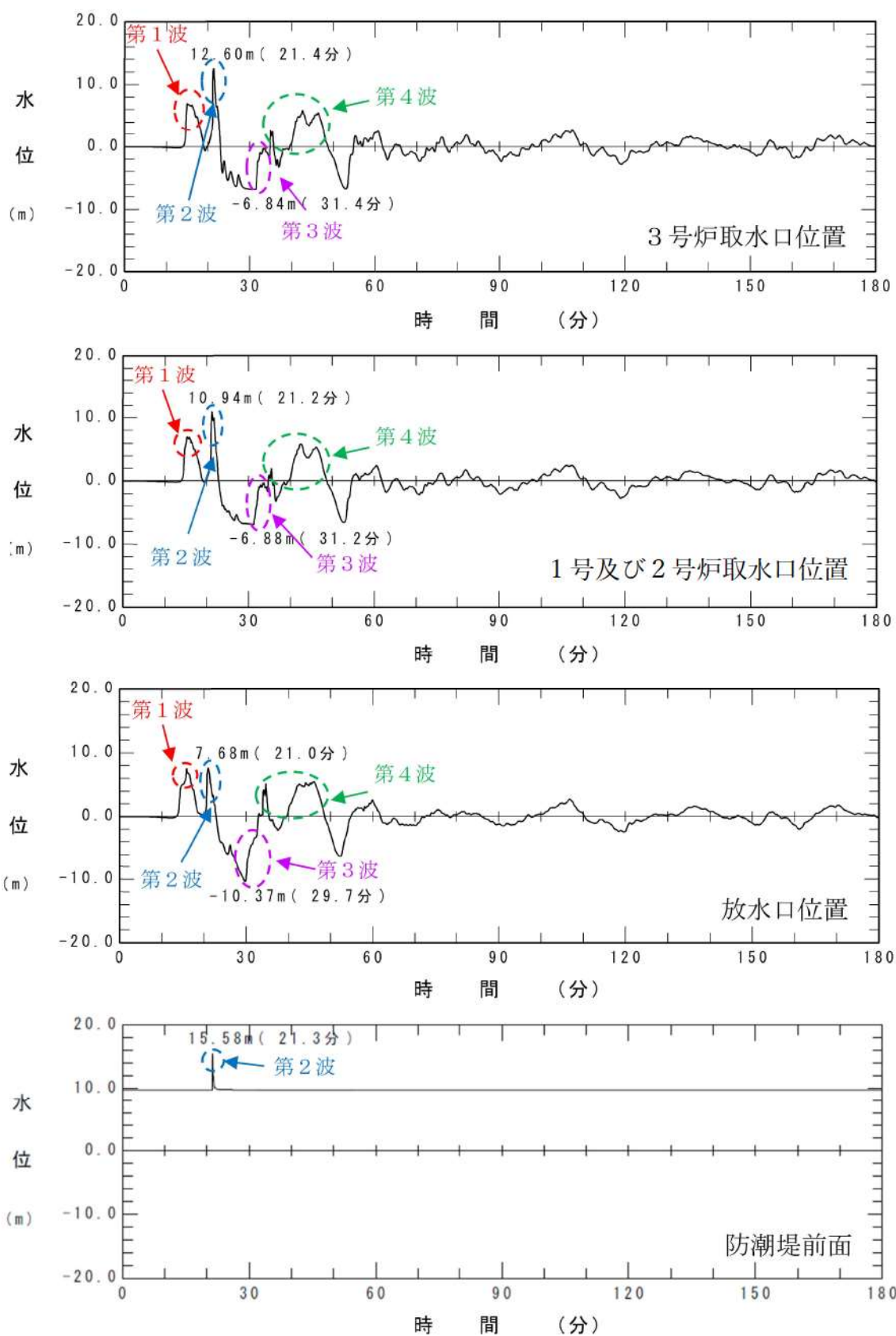
参考図 3-2 基準津波 A（防波堤損傷なし）の伝播状況



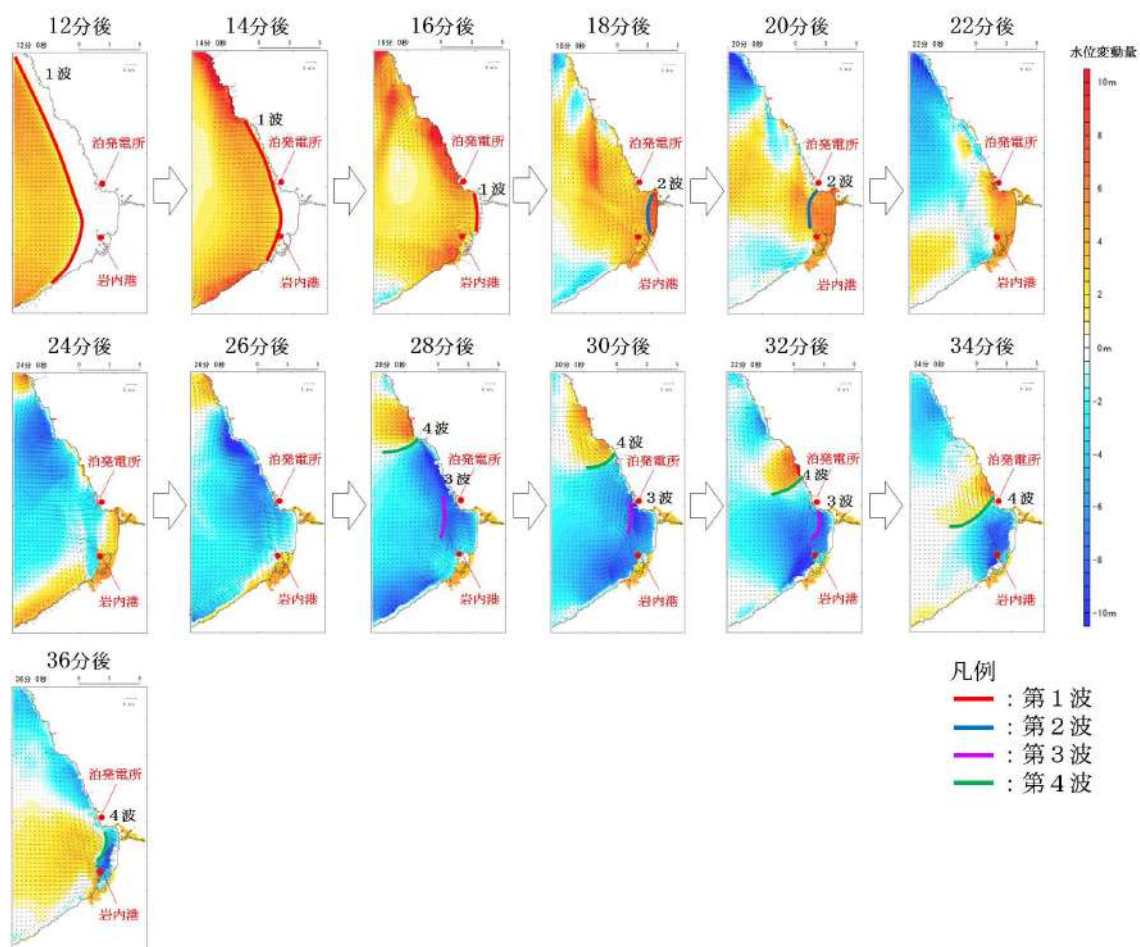
参考図 3-3 基準津波 B (防波堤損傷なし) の水位時刻歴波形



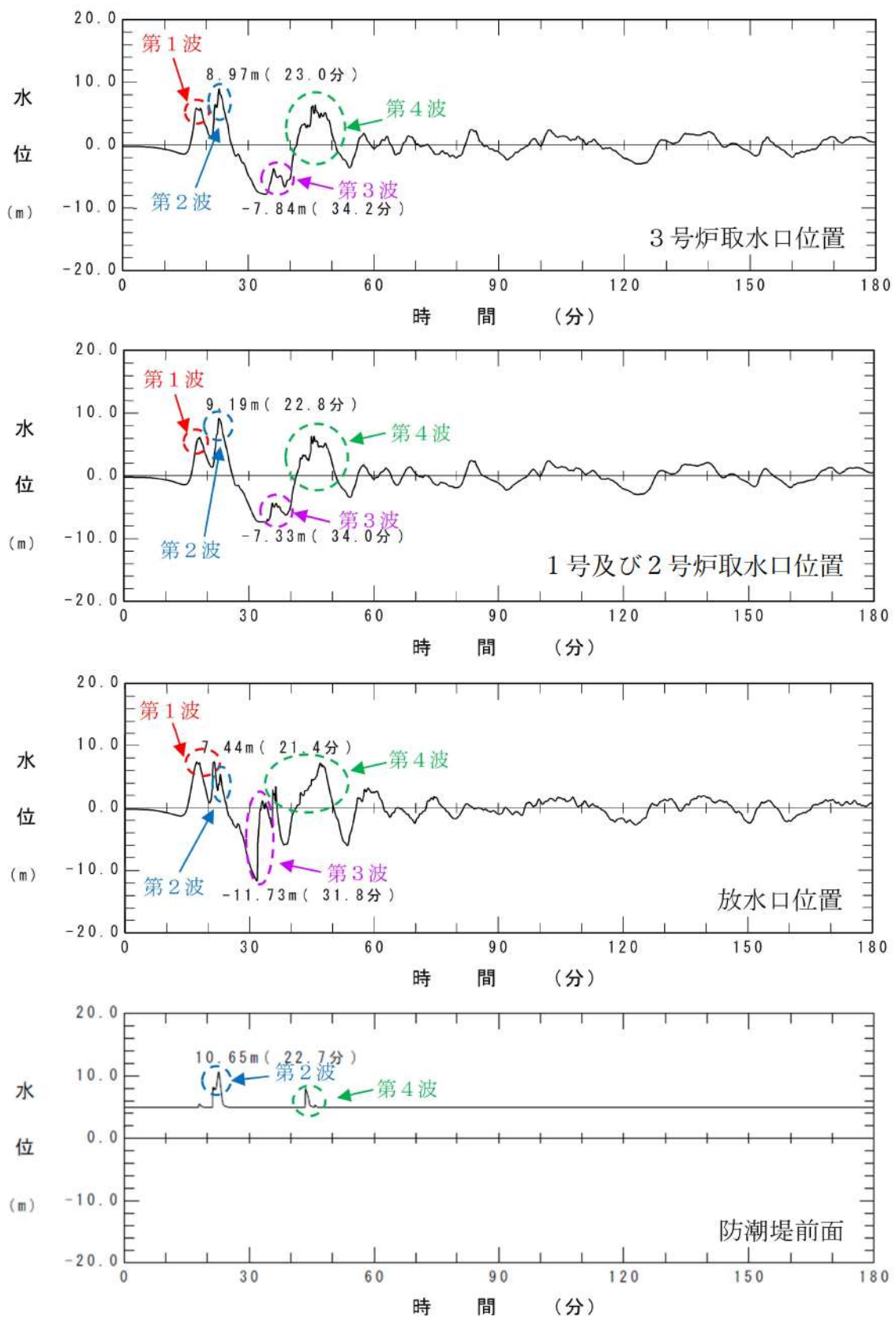
参考図 3-4 基準津波 B（防波堤損傷なし）の伝播状況



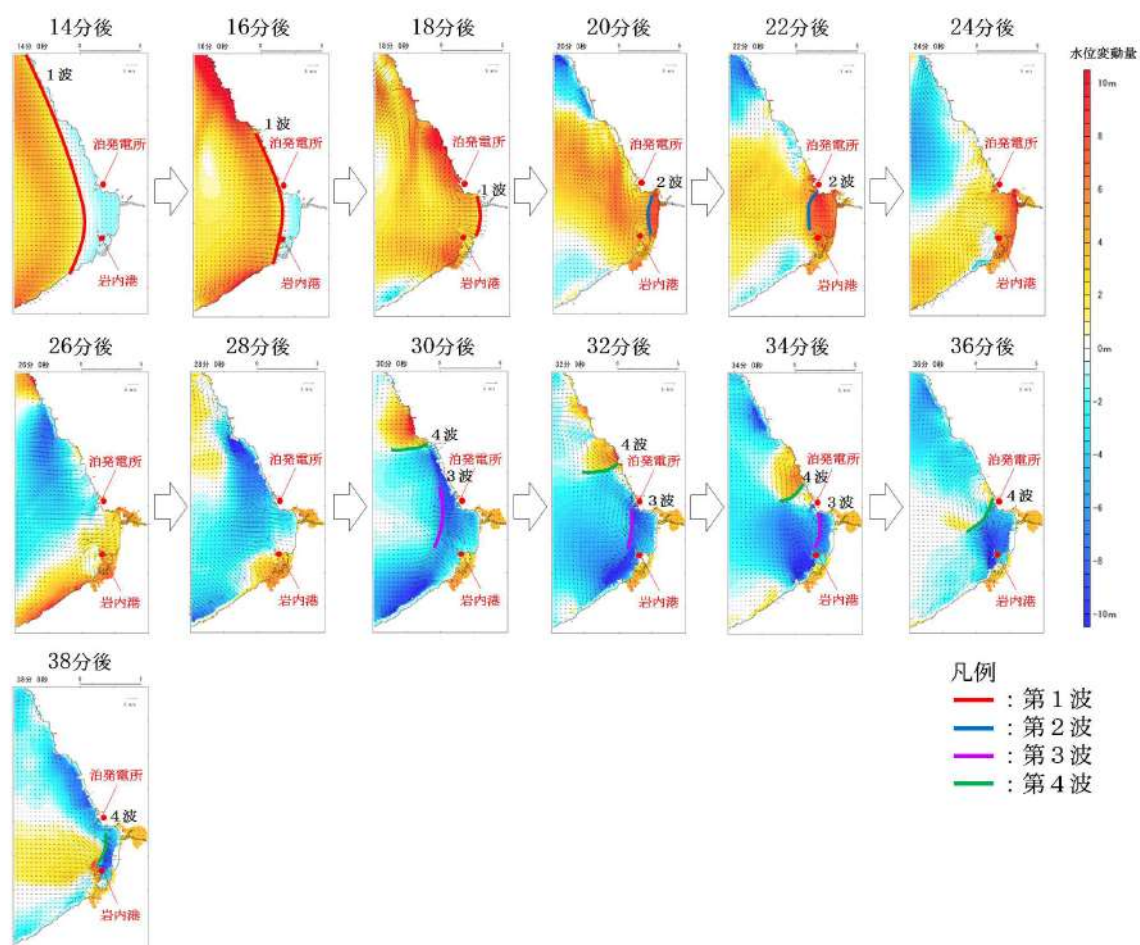
参考図 3-5 基準津波 B（北防波堤損傷）の水位時刻歴波形



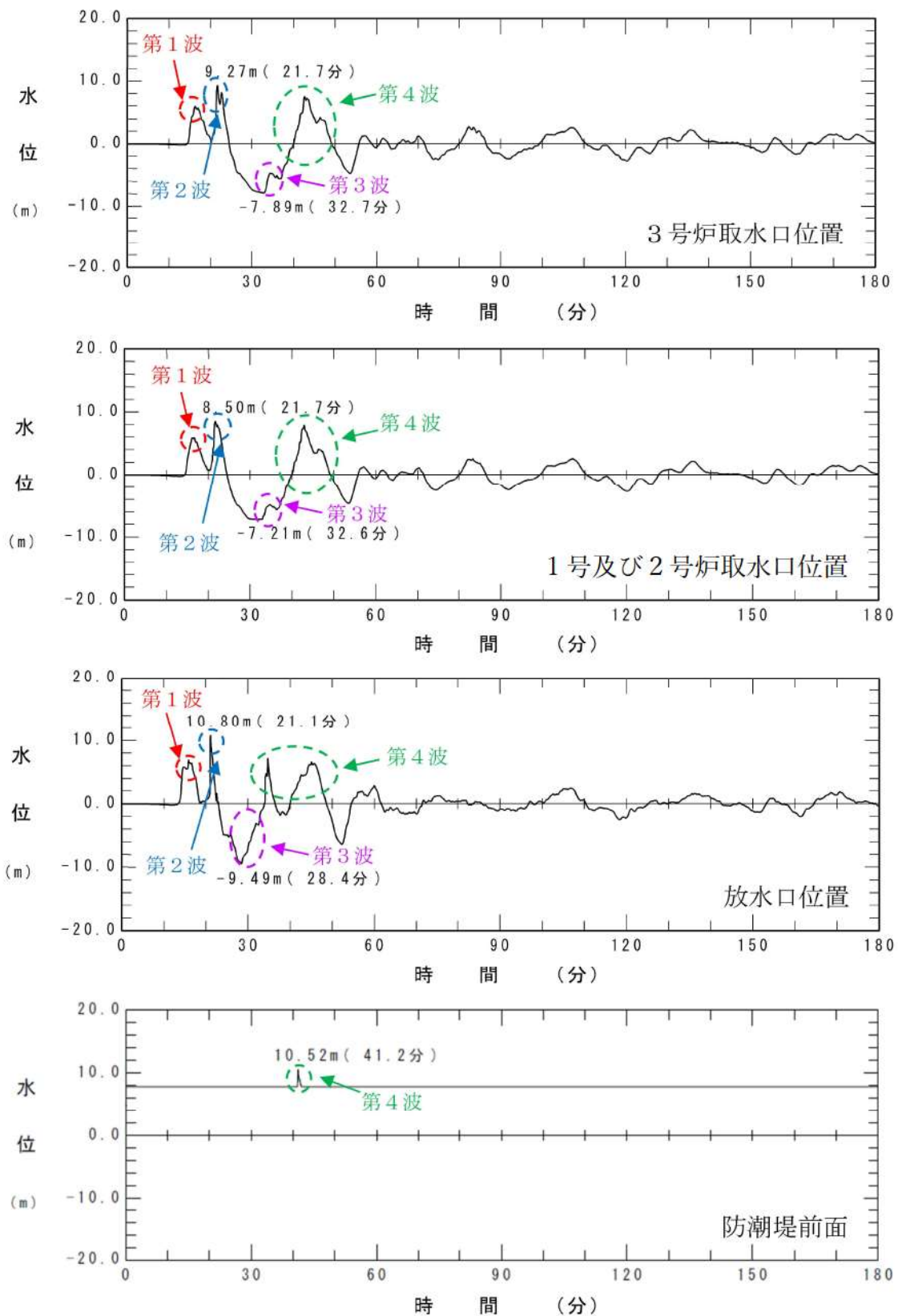
参考図 3-6 基準津波 B（北防波堤損傷）の伝播状況



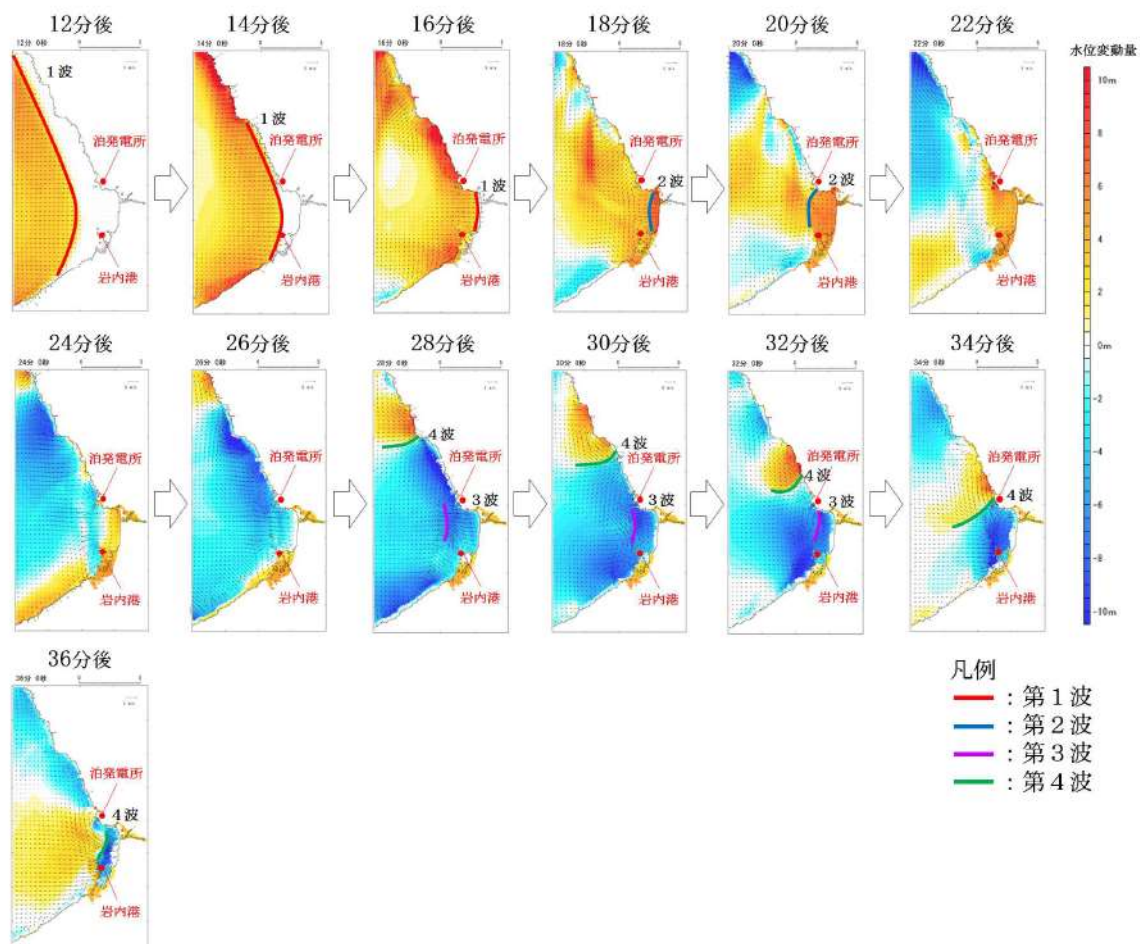
参考図 3-7 基準津波 C (防波堤損傷なし) の水位時刻歴波形



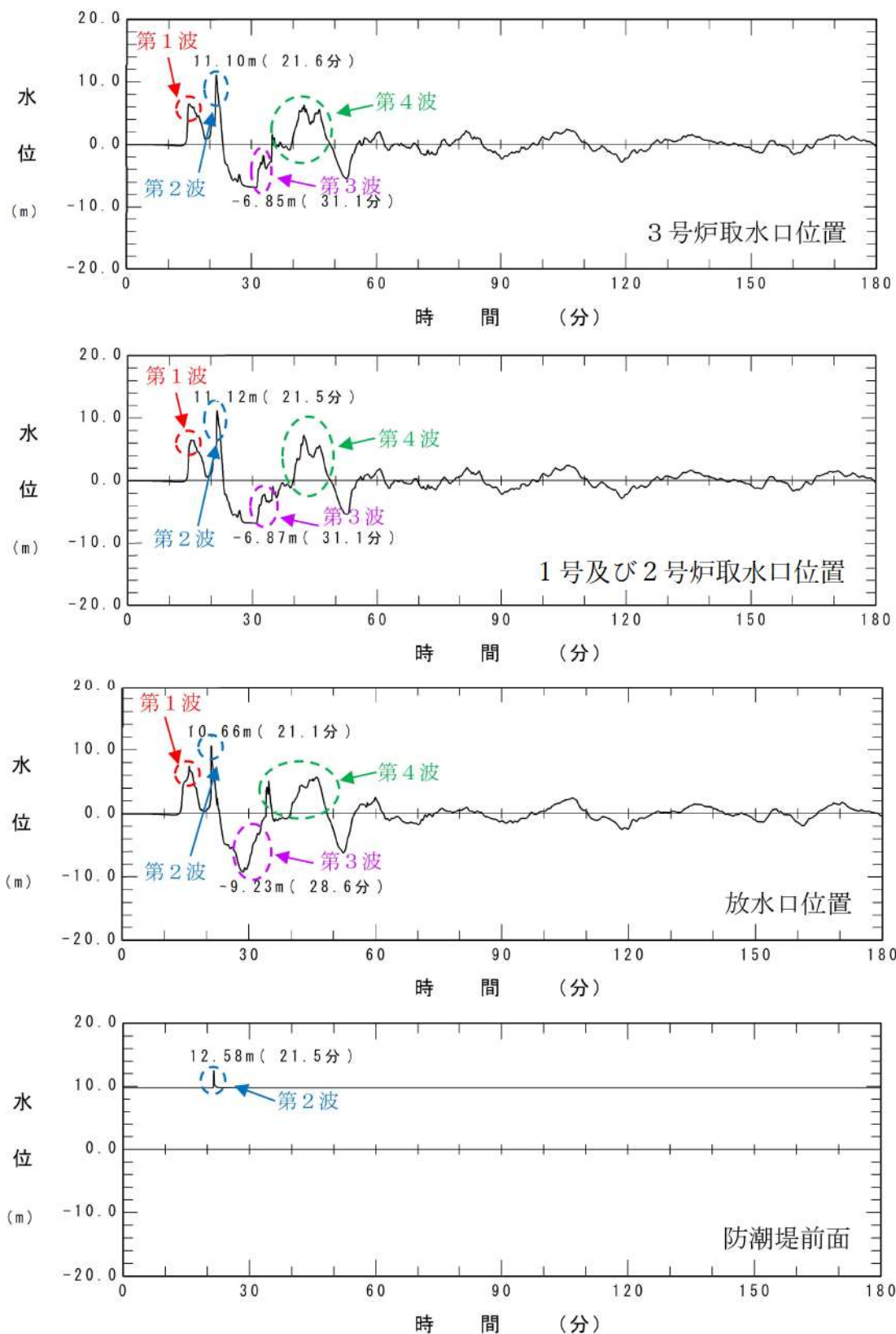
参考図 3-8 基準津波C（防波堤損傷なし）の伝播状況



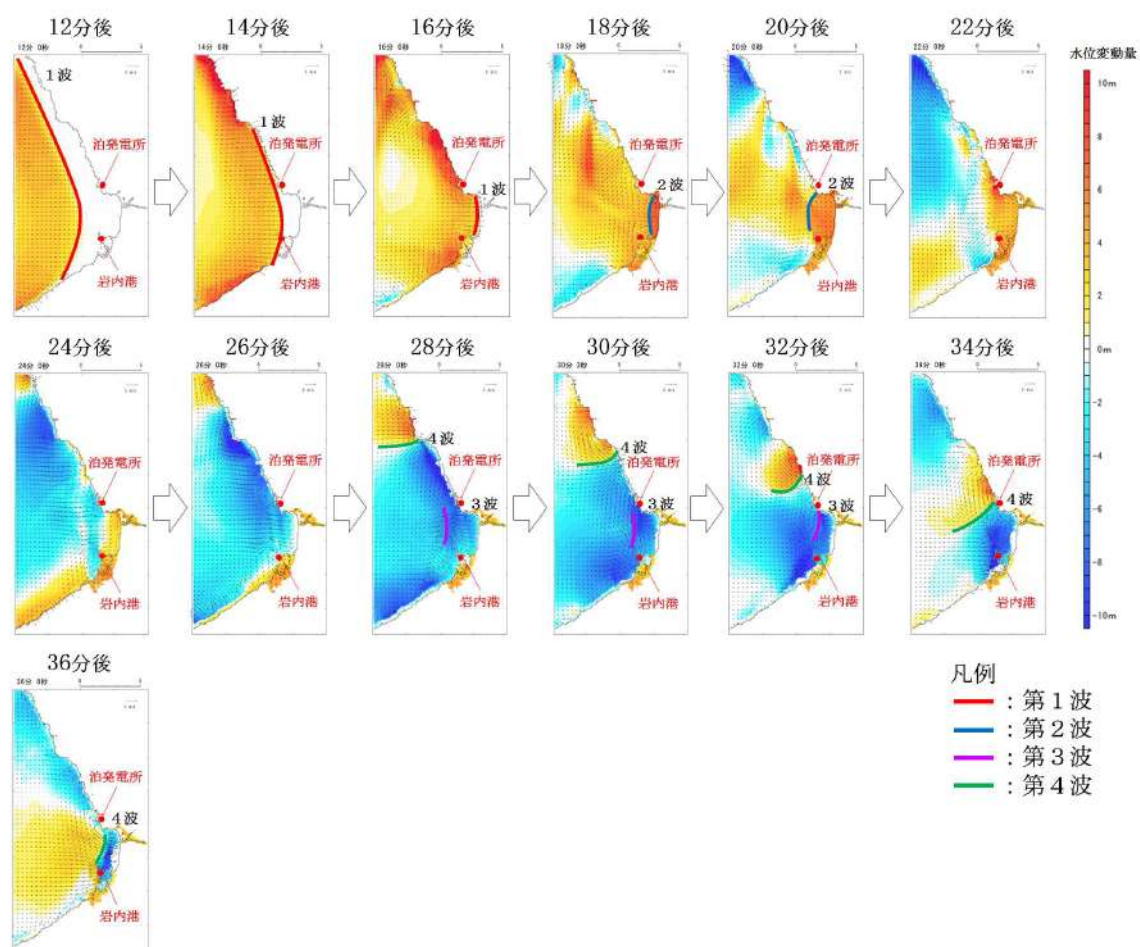
参考図 3-9 基準津波D (防波堤損傷なし) の水位時刻歴波形



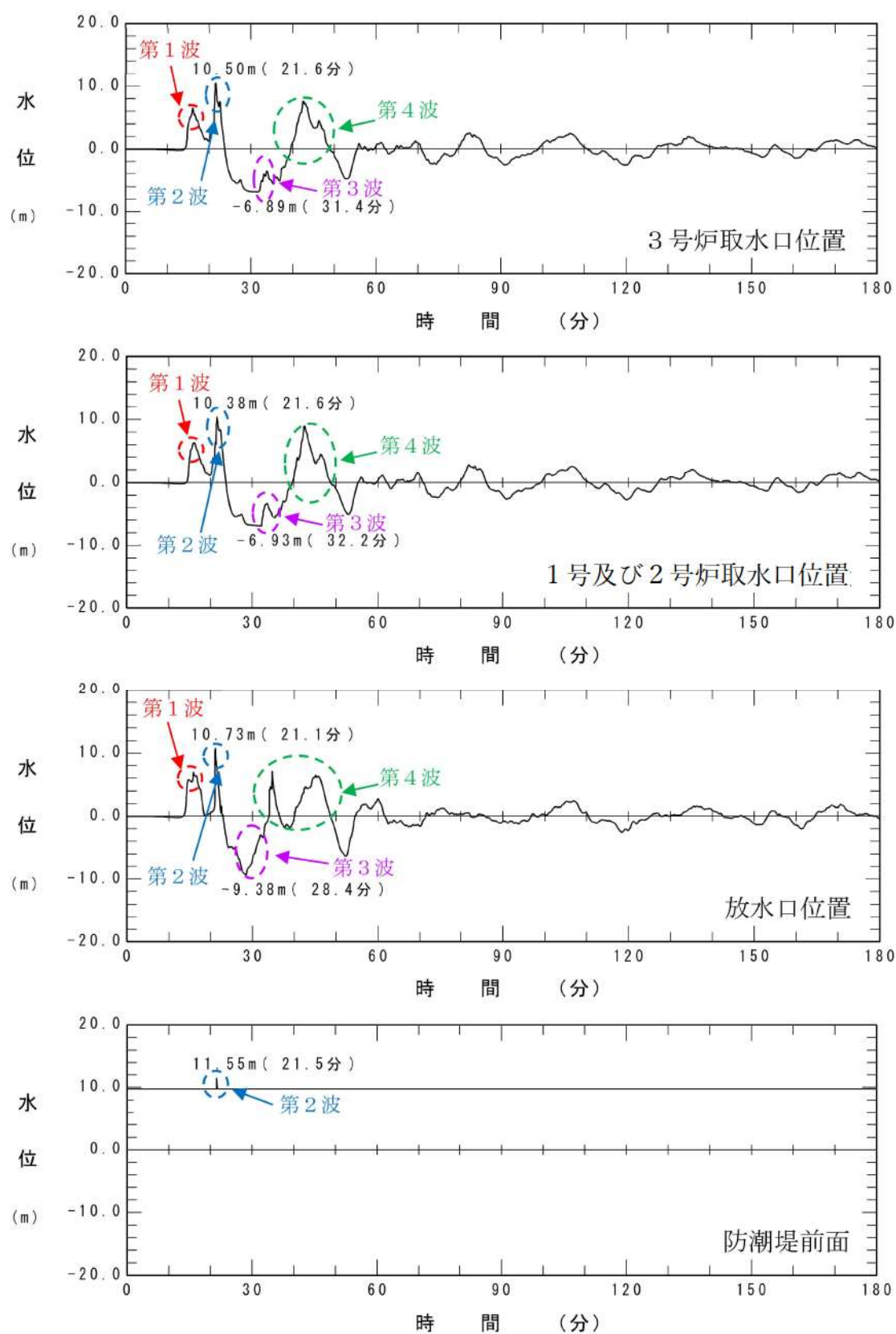
参考図 3-10 基準津波D（防波堤損傷なし）の伝播状況



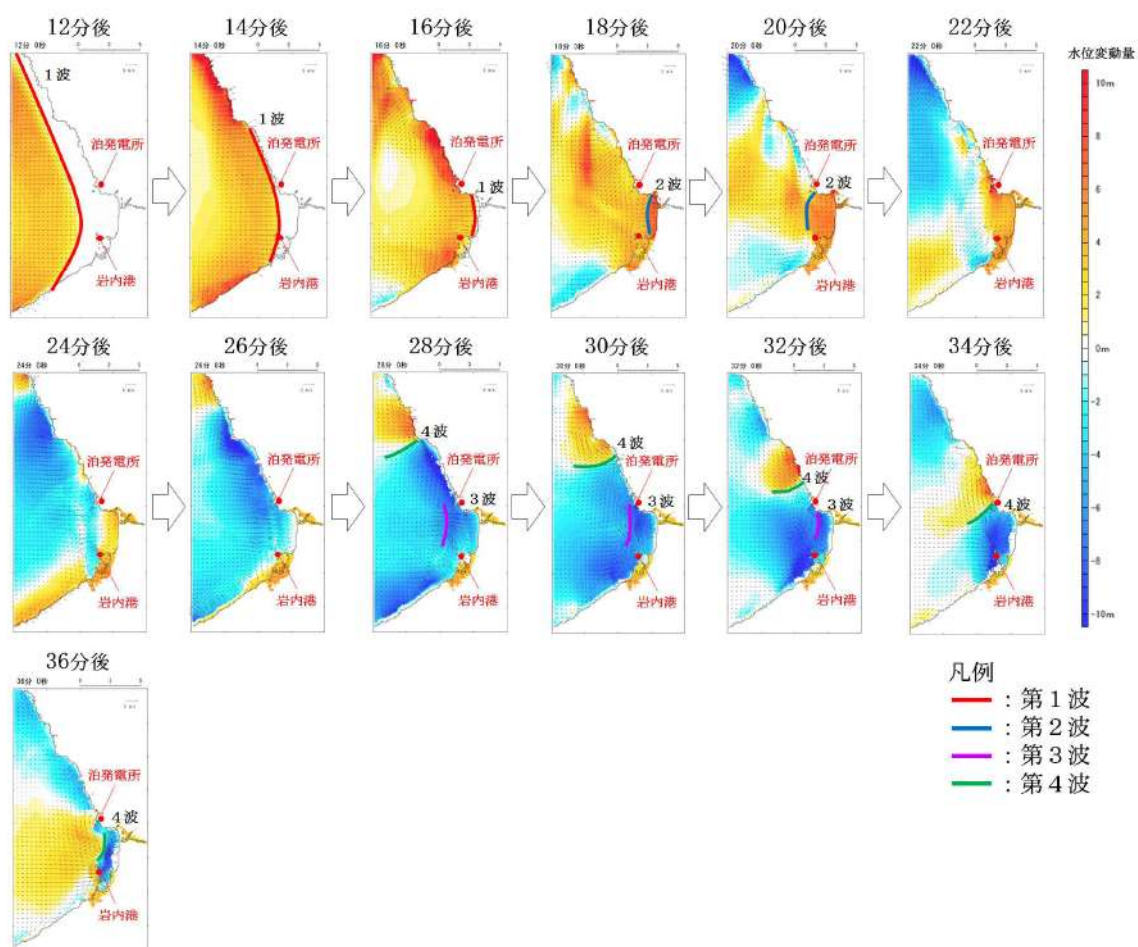
参考図 3-11 基準津波D（北及び南防波堤損傷）の水位時刻歴波形



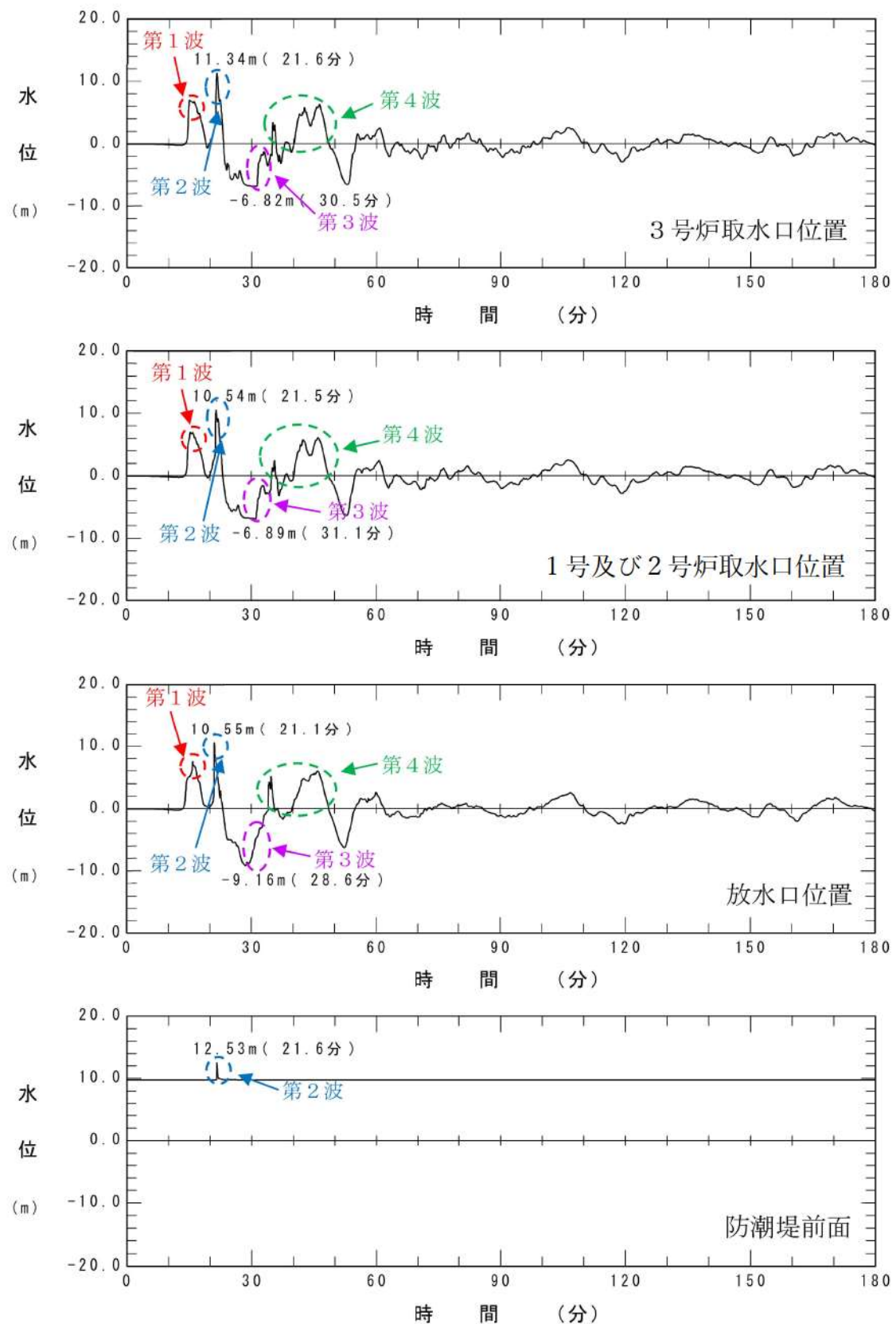
参考図 3-12 基準津波D（北及び南防波堤損傷）の伝播状況



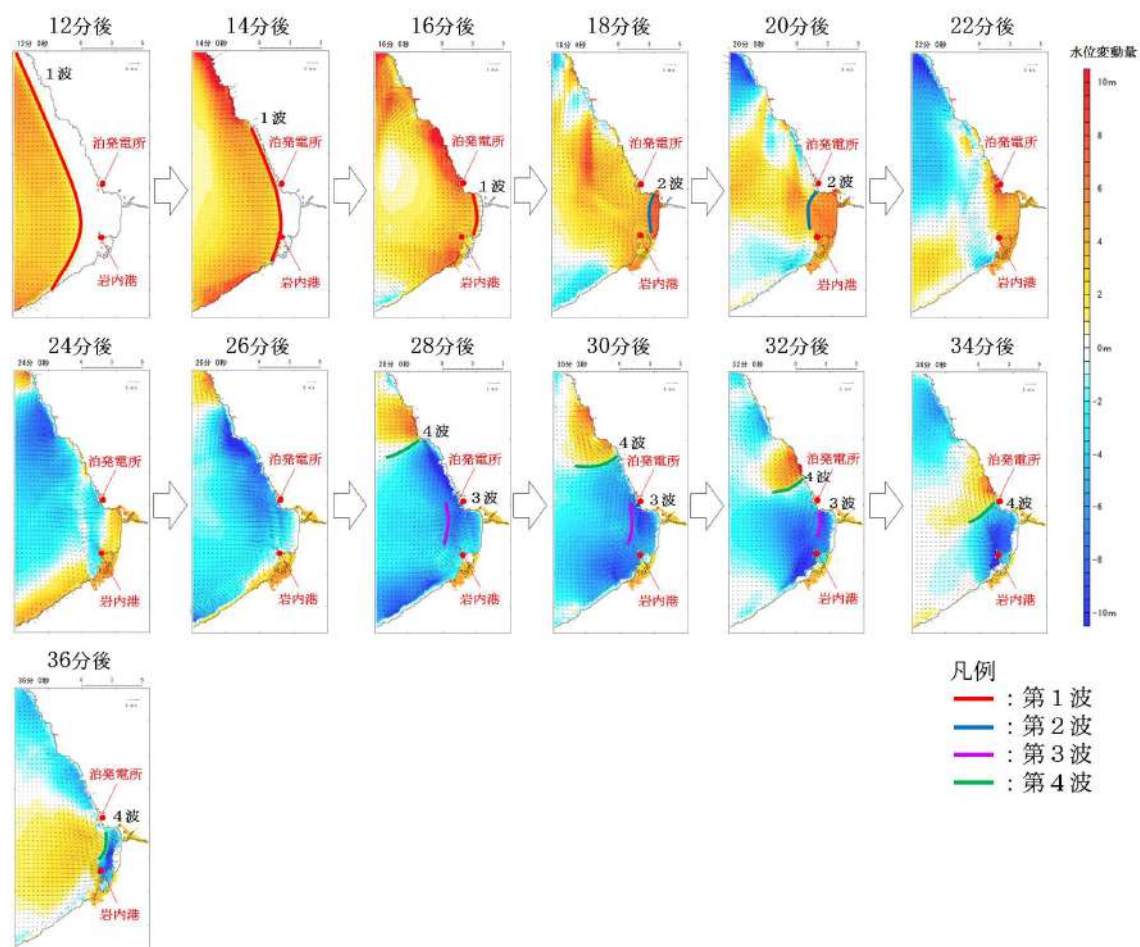
参考図 3-13 基準津波D (南防波堤損傷) の水位時刻歴波形



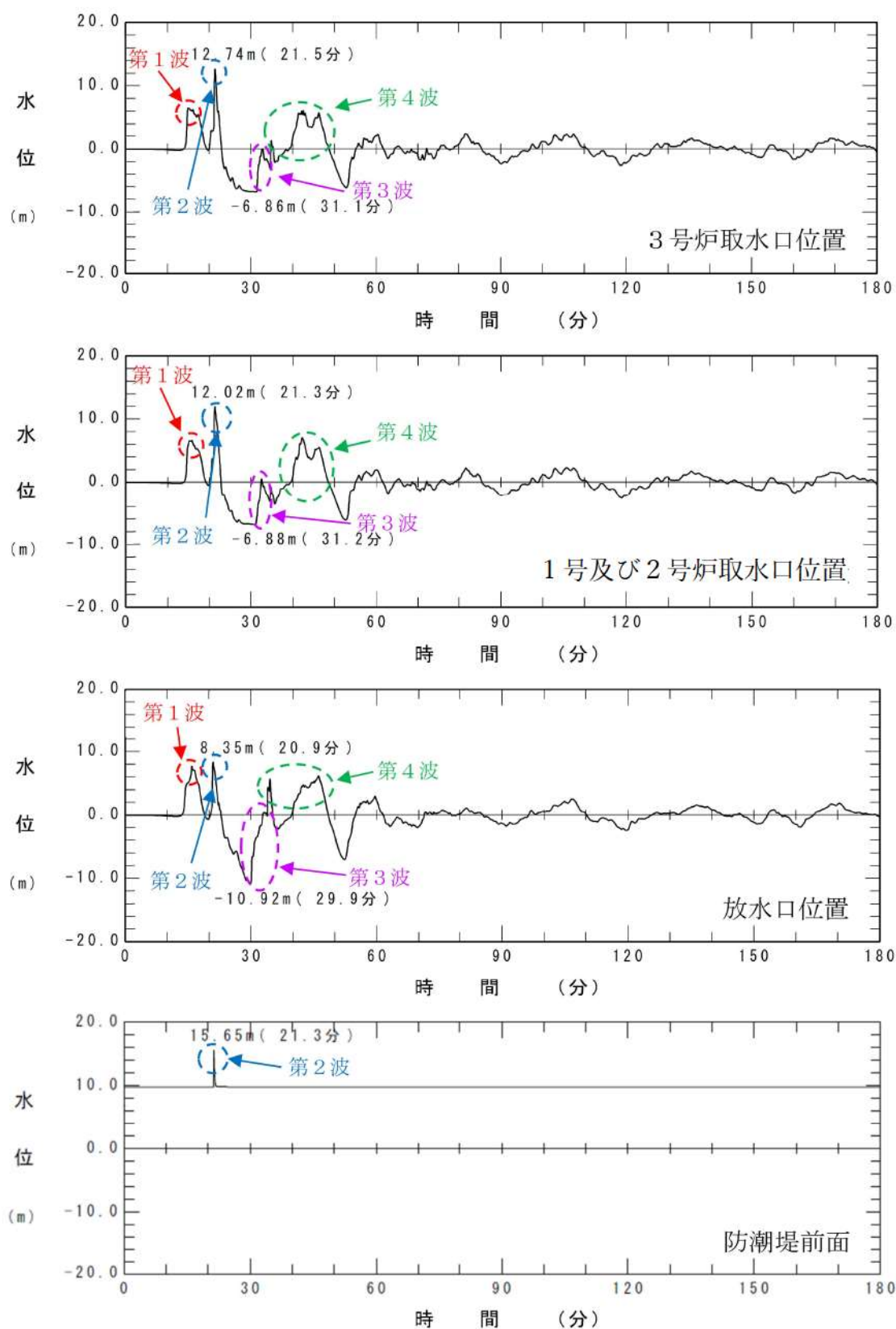
参考図 3-14 基準津波D（南防波堤損傷）の伝播状況



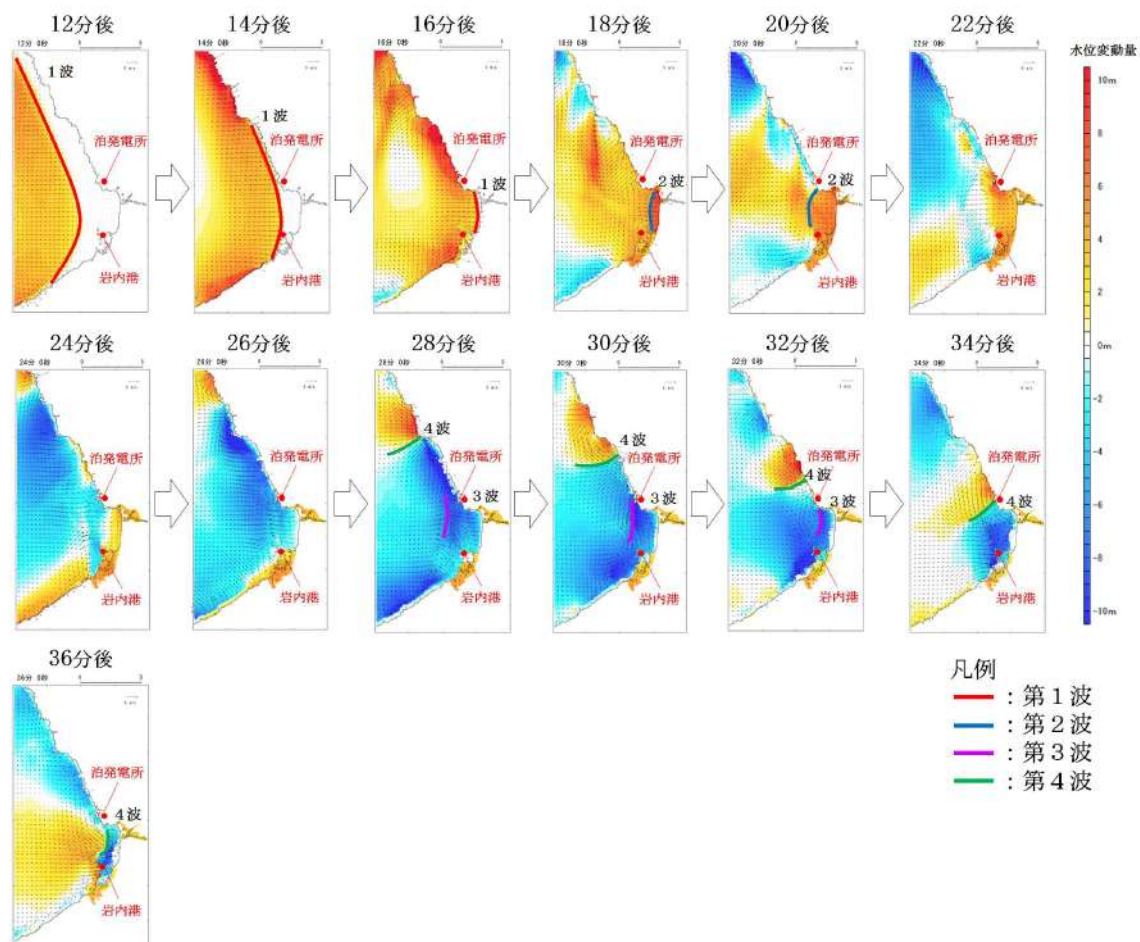
参考図 3-15 基準津波D（北防波堤損傷）の水位時刻歴波形



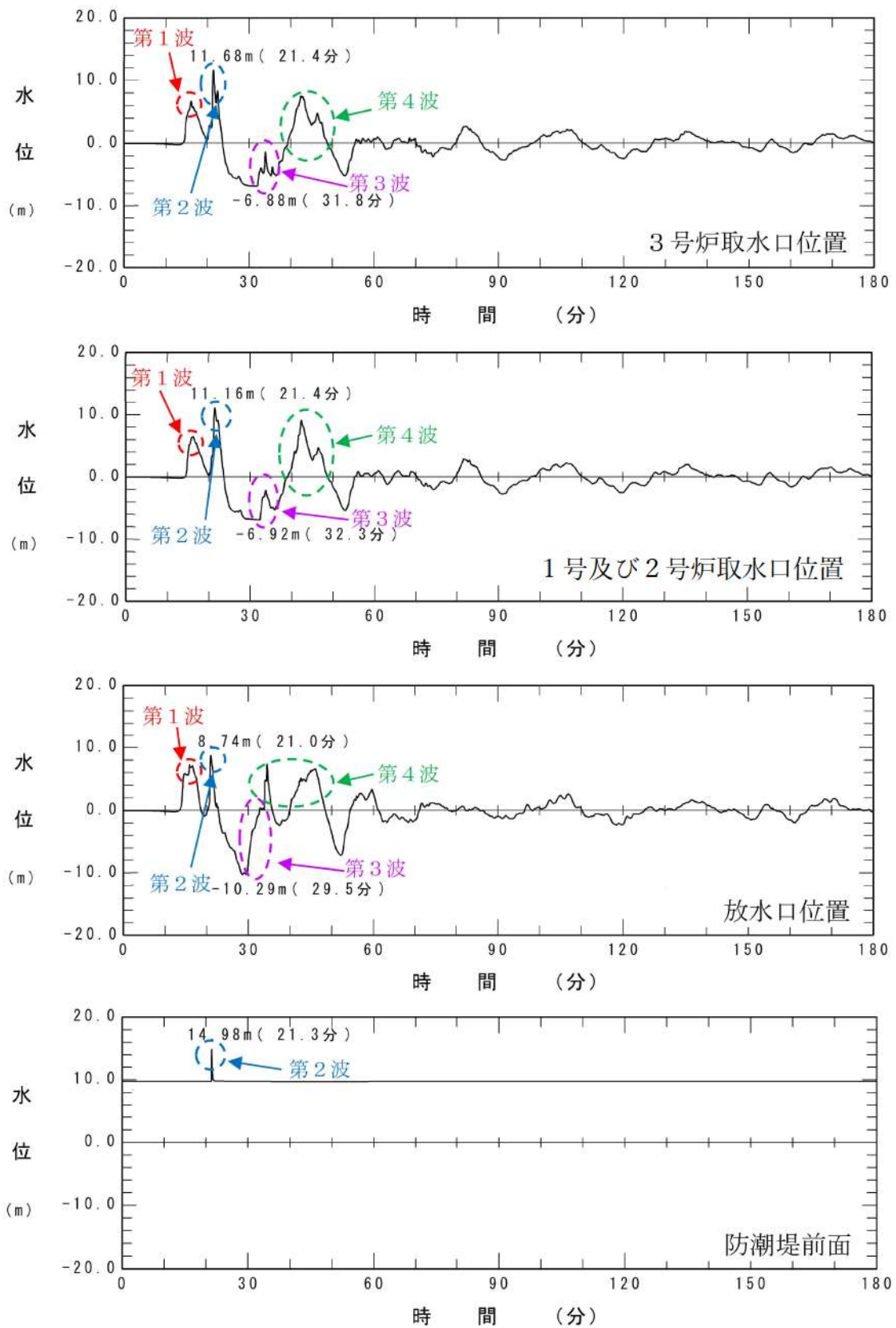
参考図 3-16 基準津波D（北防波堤損傷）の伝播状況



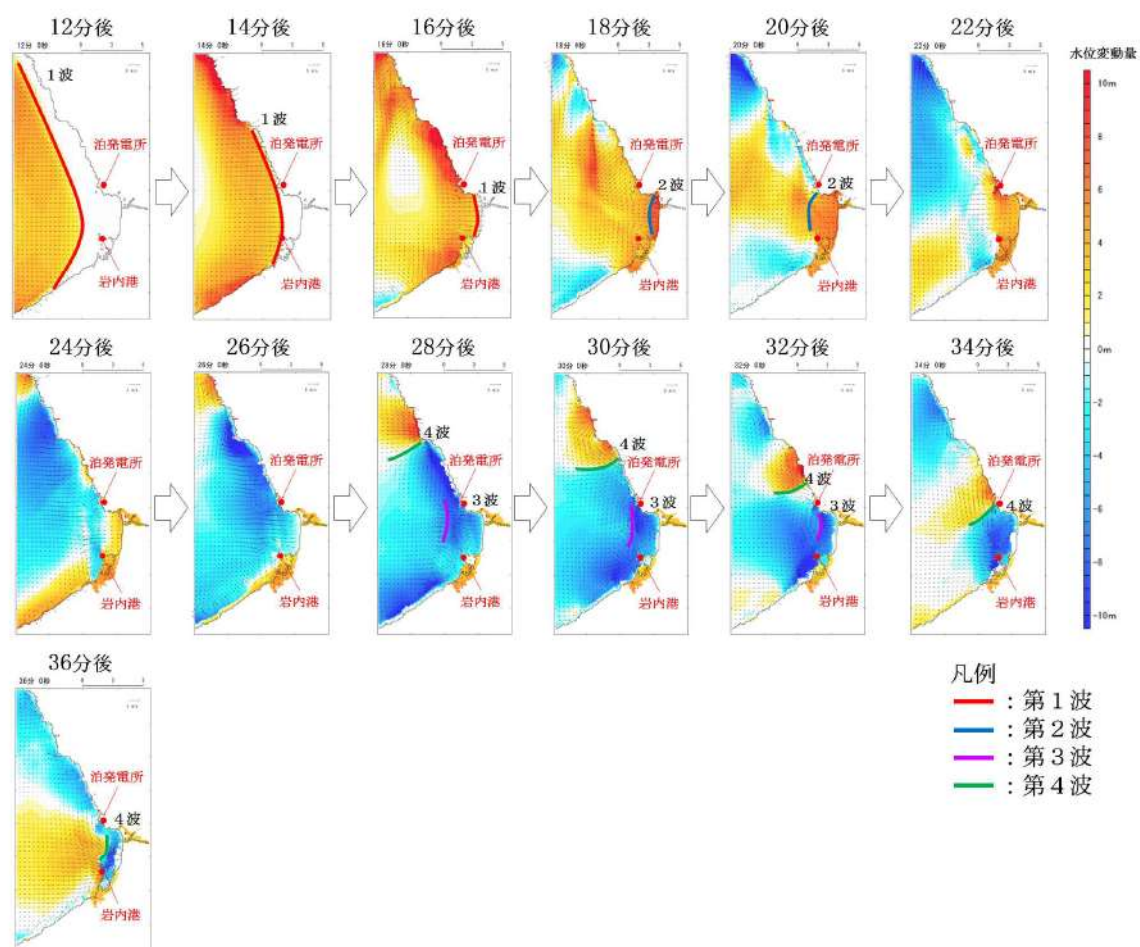
参考図 3-17 基準津波 E（北及び南防波堤損傷）の水位時刻歴波形



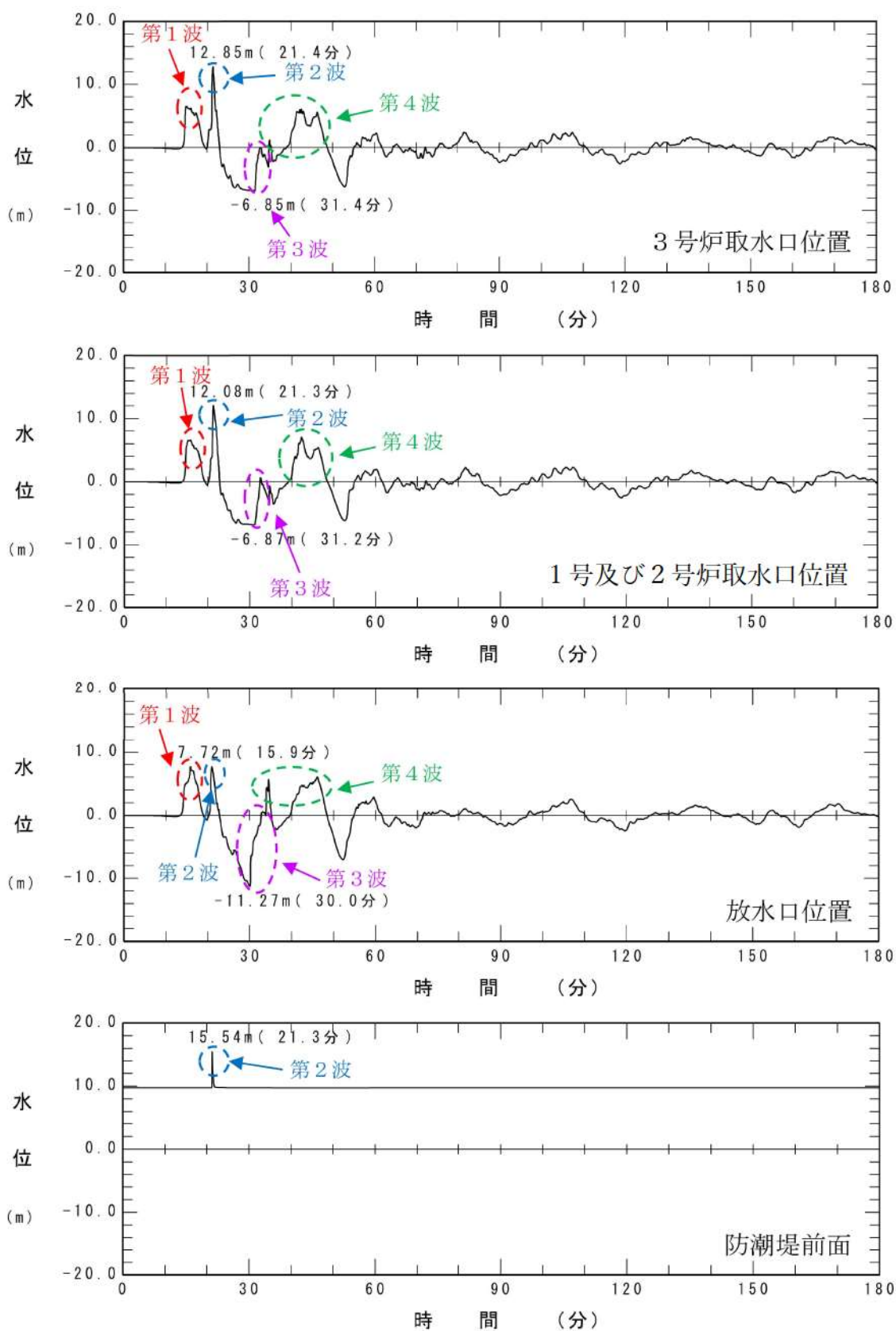
参考図 3-18 基準津波 E（北及び南防波堤損傷）の伝播状況



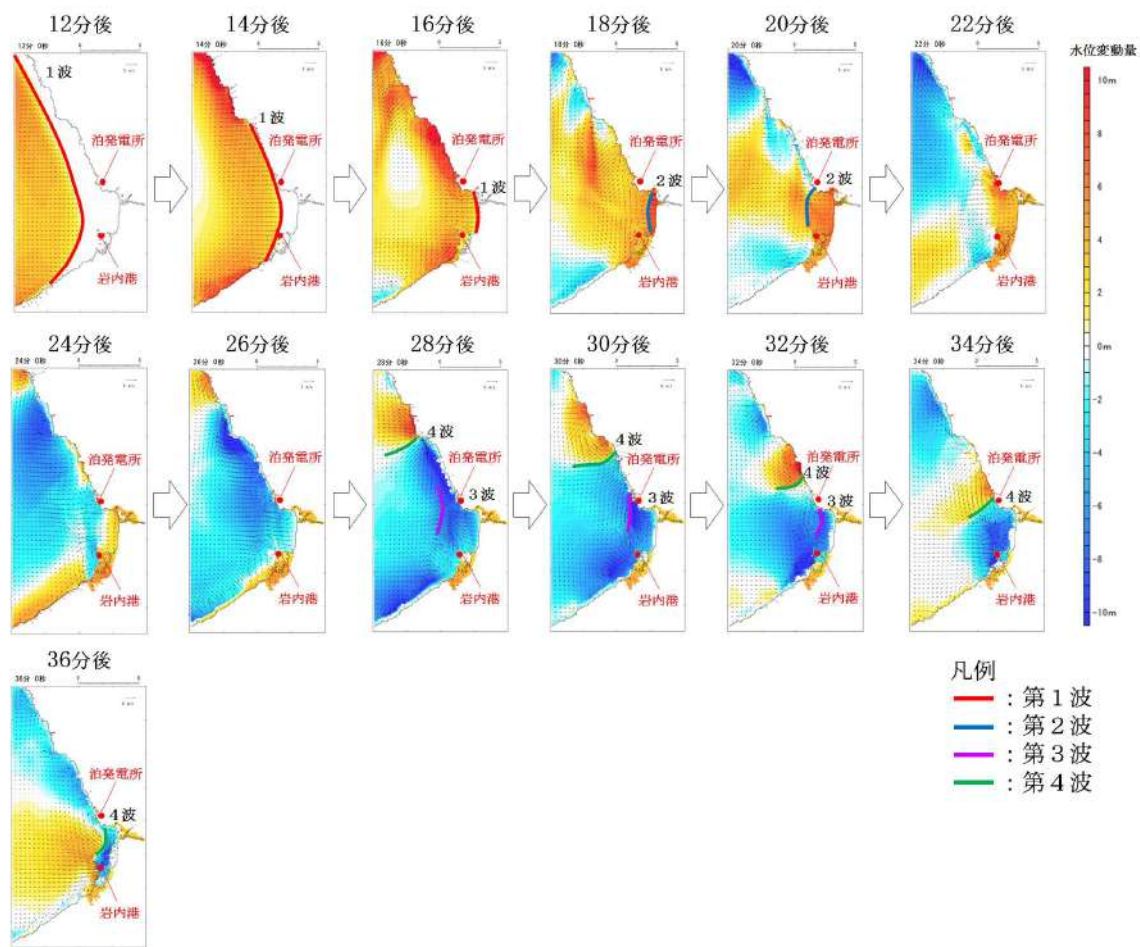
参考図 3-19 基準津波 E（南防波堤損傷）の水位時刻歴波形



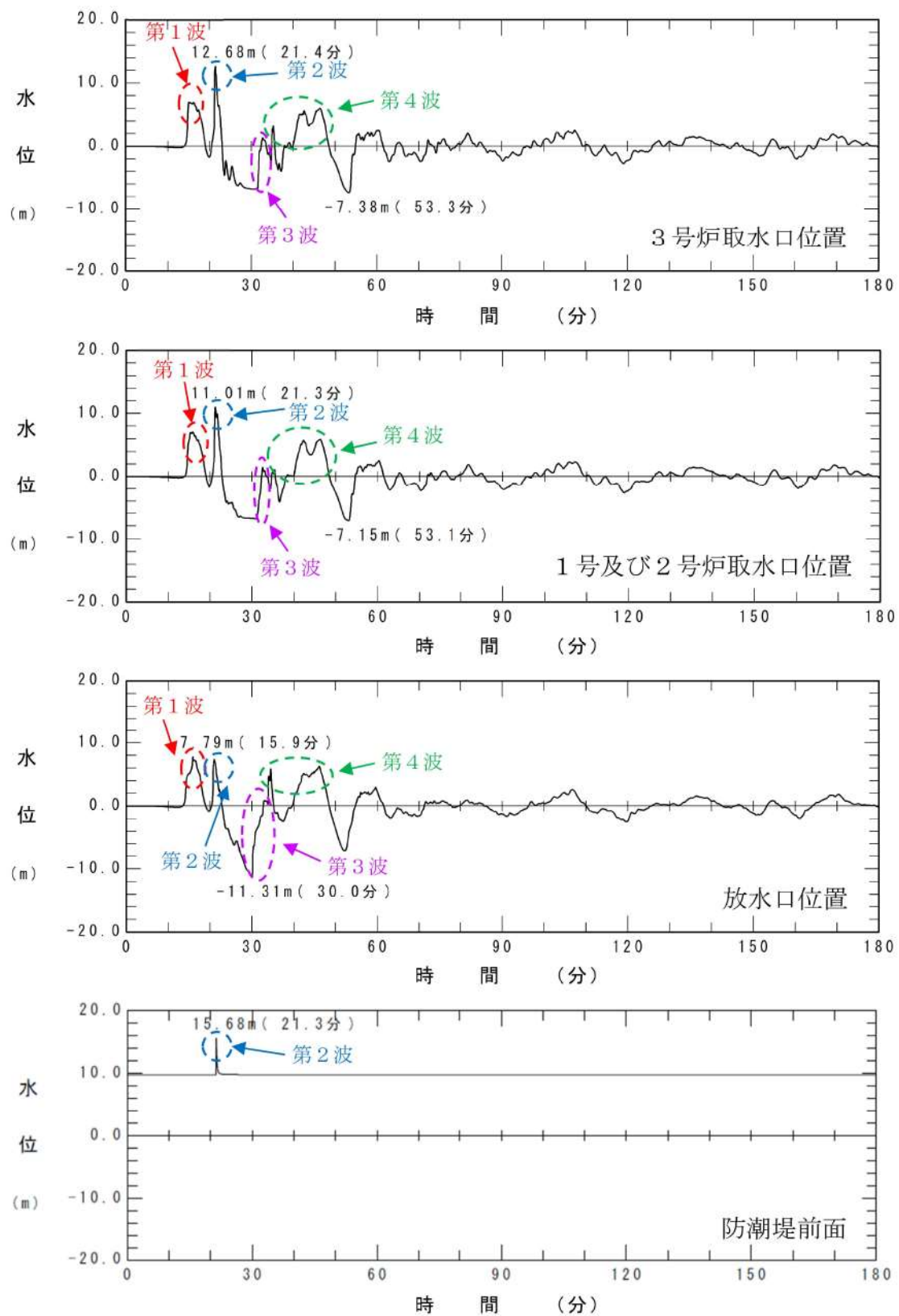
参考図 3-20 基準津波 E（南防波堤損傷）の伝播状況



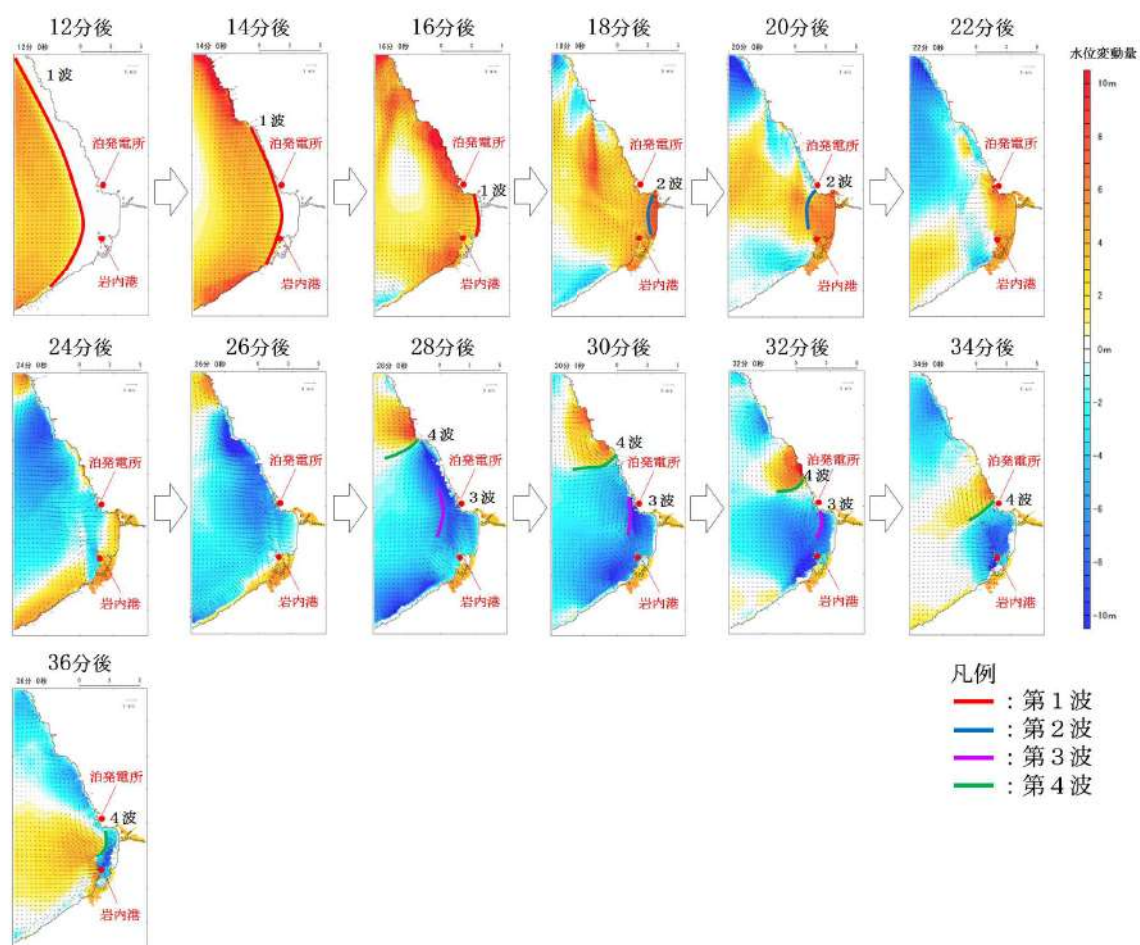
参考図 3-21 基準津波 F（北及び南防波堤損傷）の水位時刻歴波形



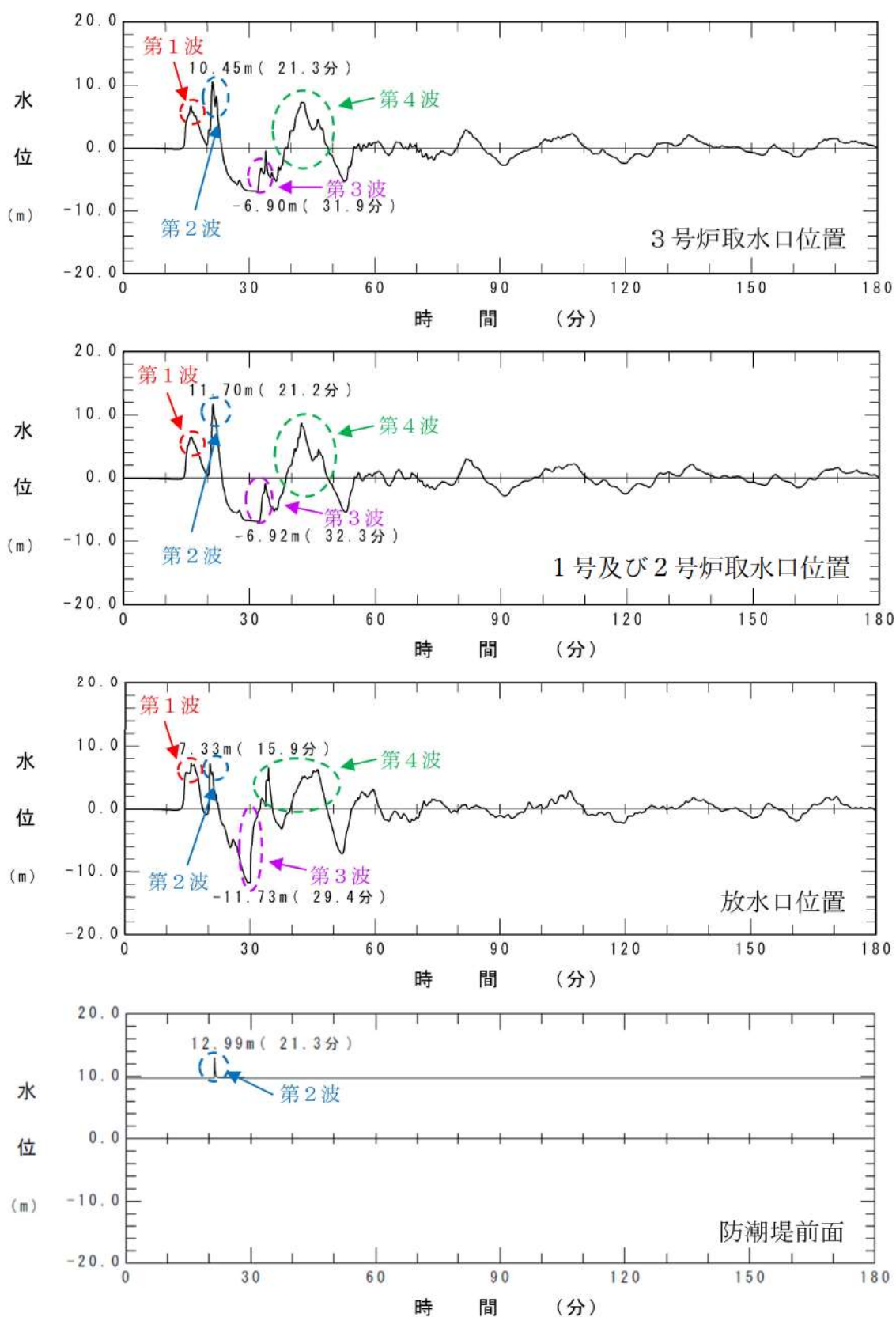
参考図 3-22 基準津波 F（北及び南防波堤損傷）の伝播状況



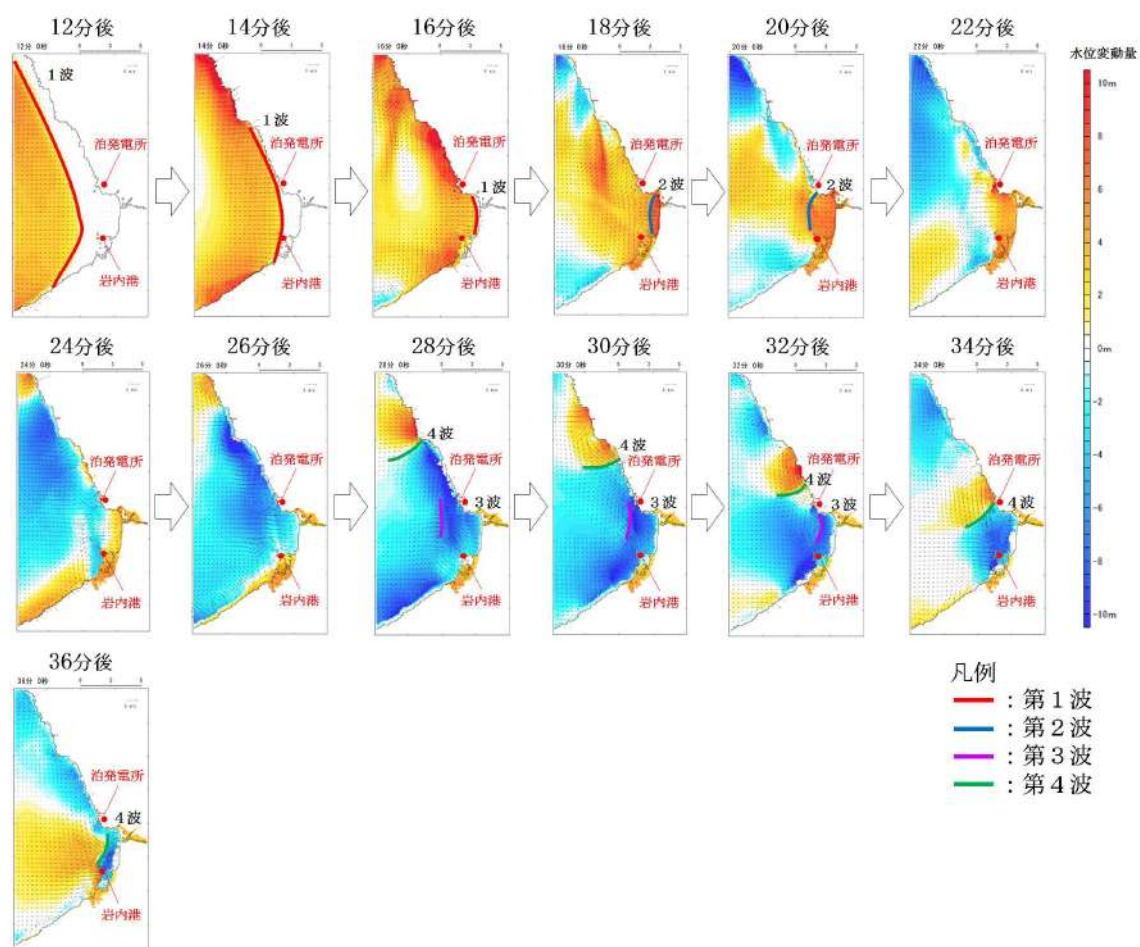
参考図 3-23 基準津波 F (北防波堤損傷) の水位時刻歴波形



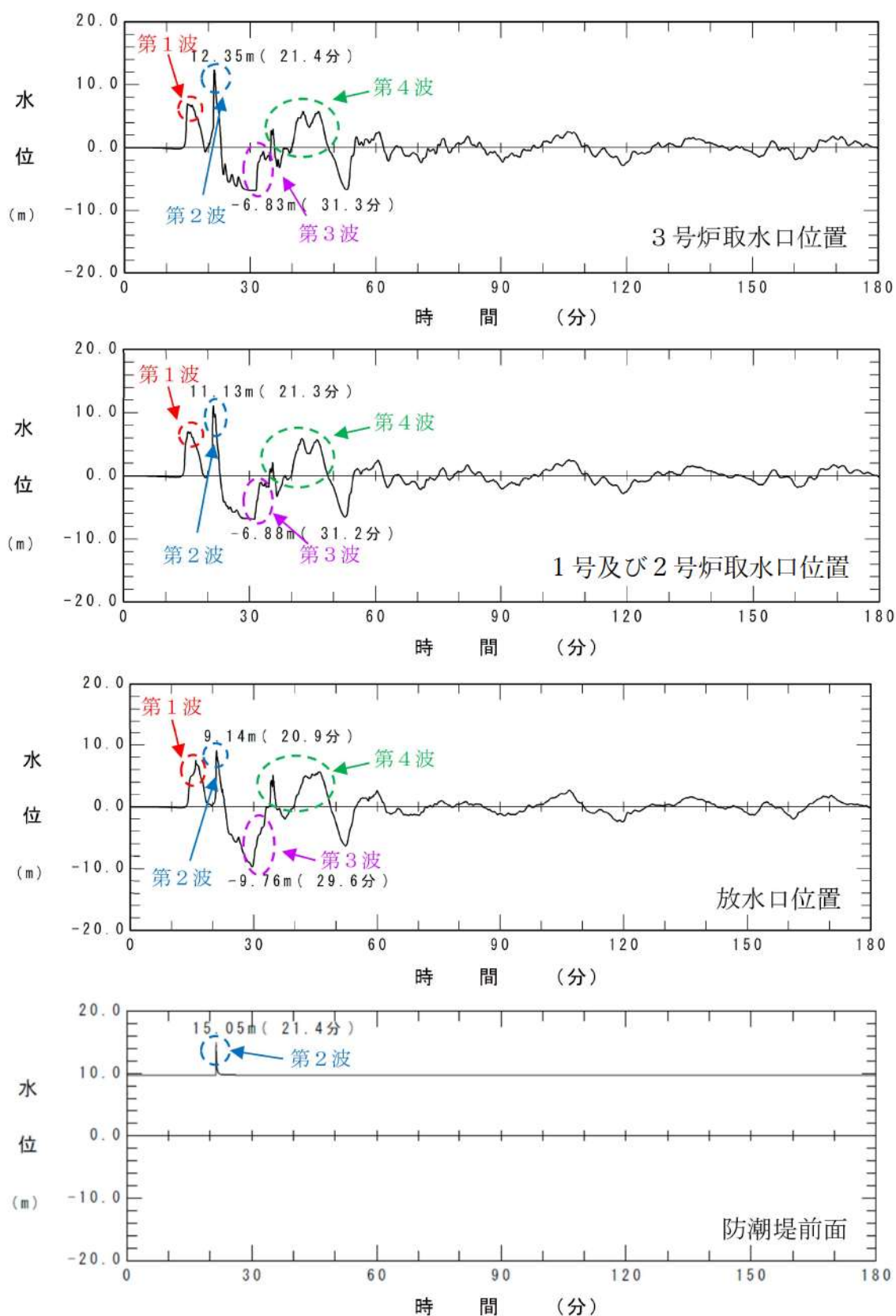
参考図 3-24 基準津波 F（北防波堤損傷）の伝播状況



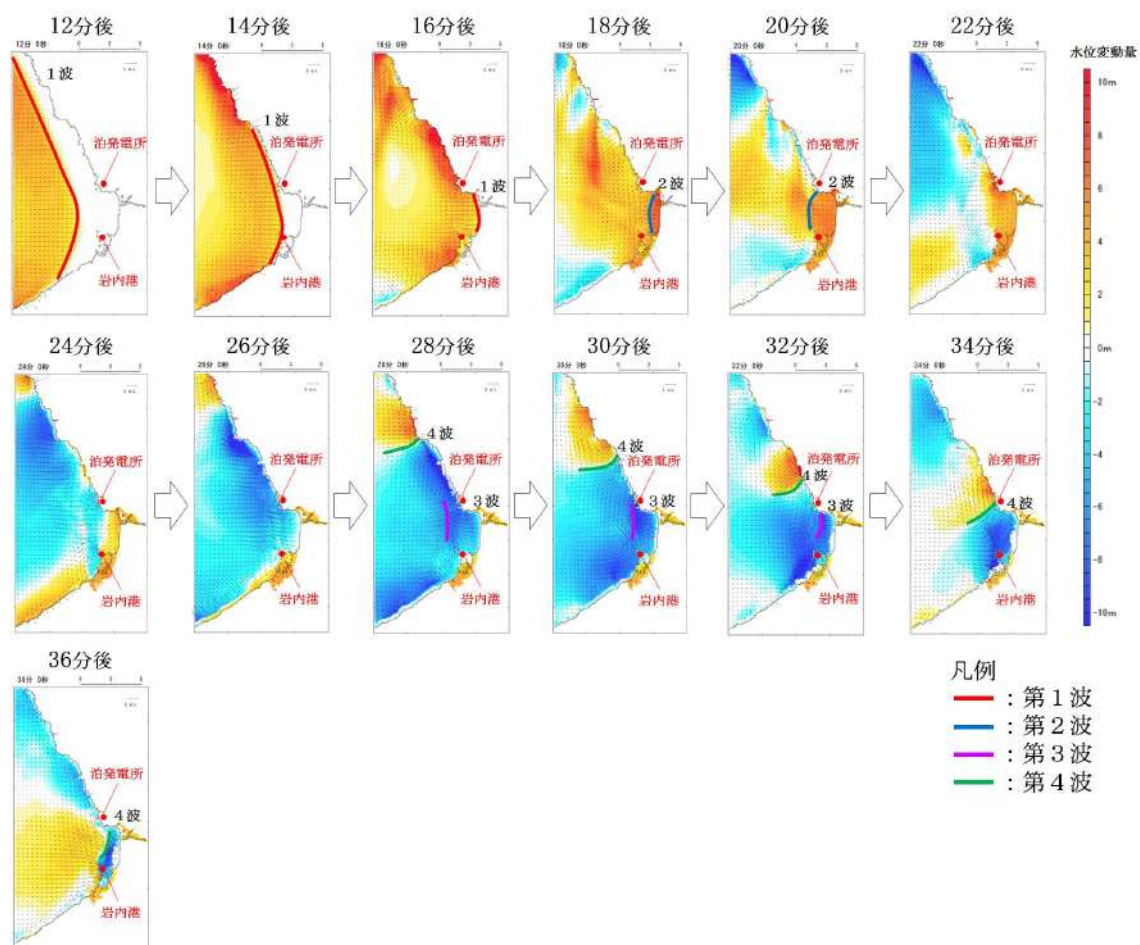
参考図 3-25 基準津波 G (南防波堤損傷) の水位時刻歴波形



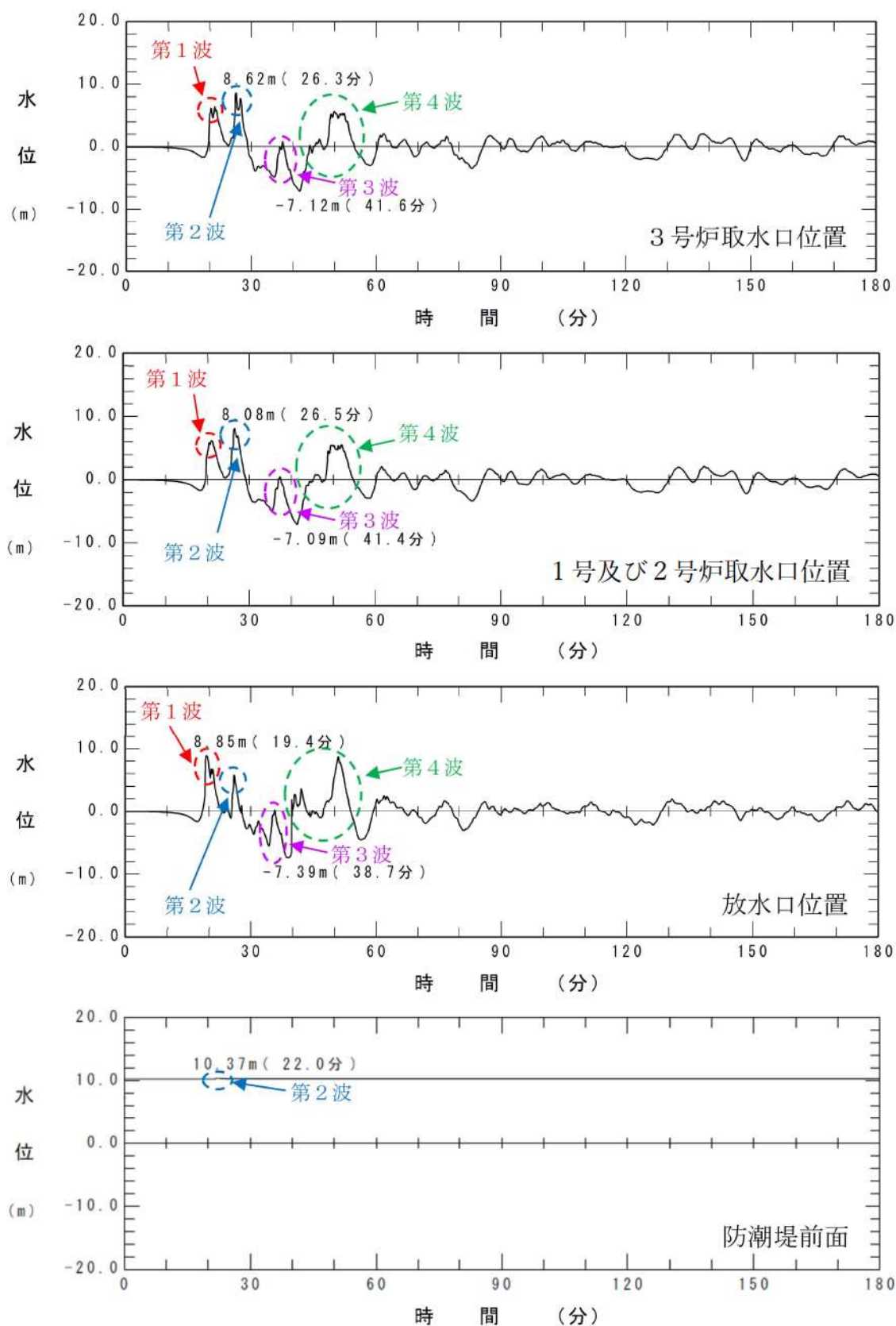
参考図 3-26 基準津波 G（南防波堤損傷）の伝播状況



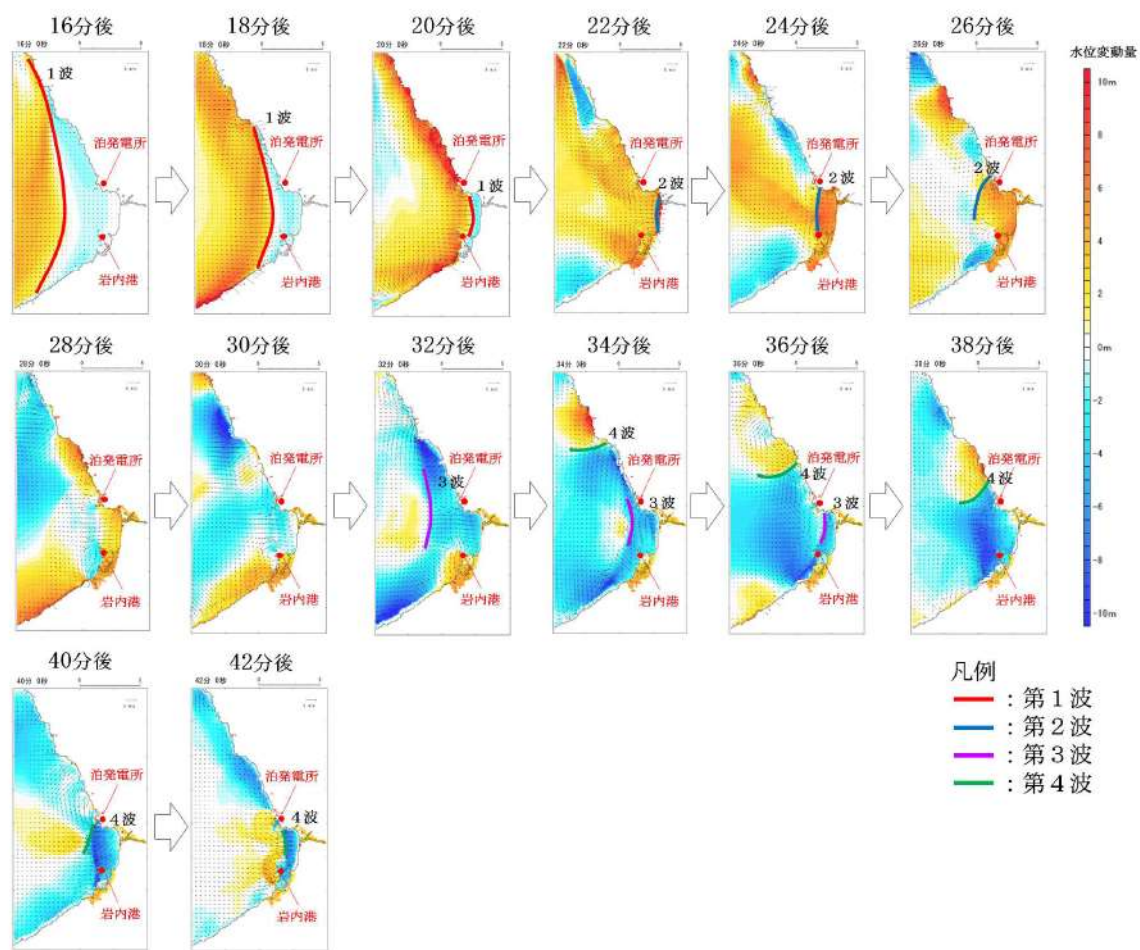
参考図 3-27 基準津波H（北防波堤損傷）の水位時刻歴波形



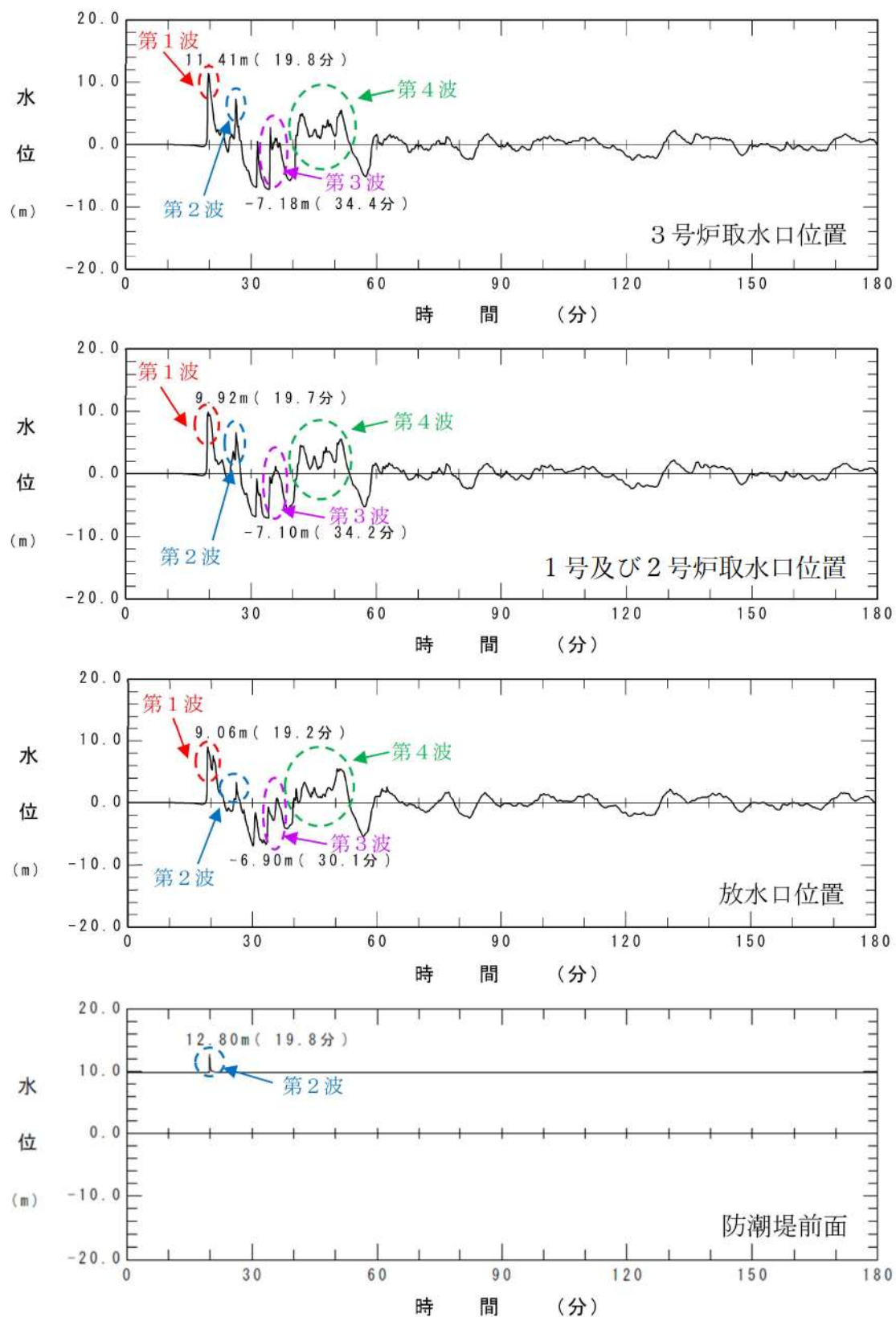
参考図 3-28 基準津波H（北防波堤損傷）の伝播状況



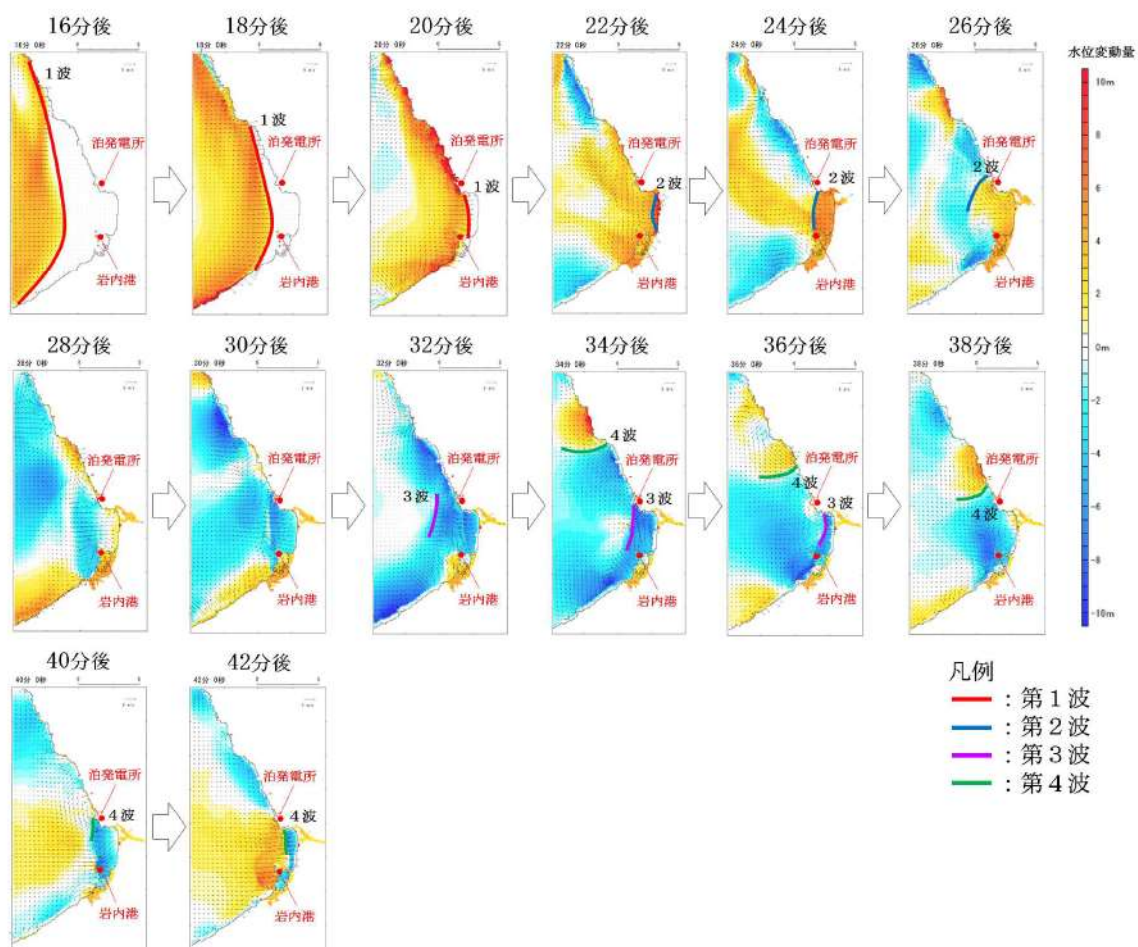
参考図 3-29 基準津波 I (防波堤損傷なし) の水位時刻歴波形



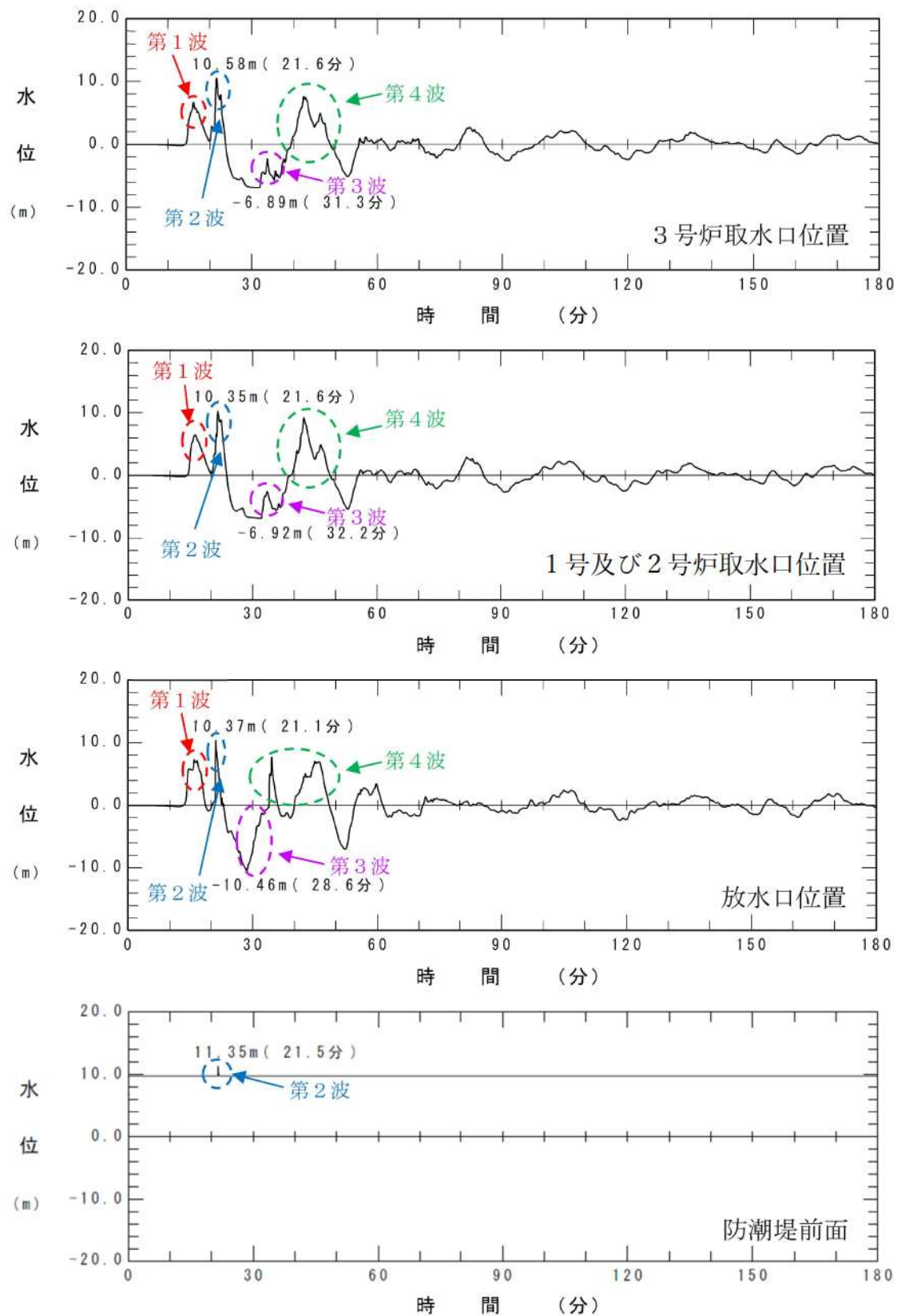
参考図 3-30 基準津波 I（防波堤損傷なし）の伝播状況



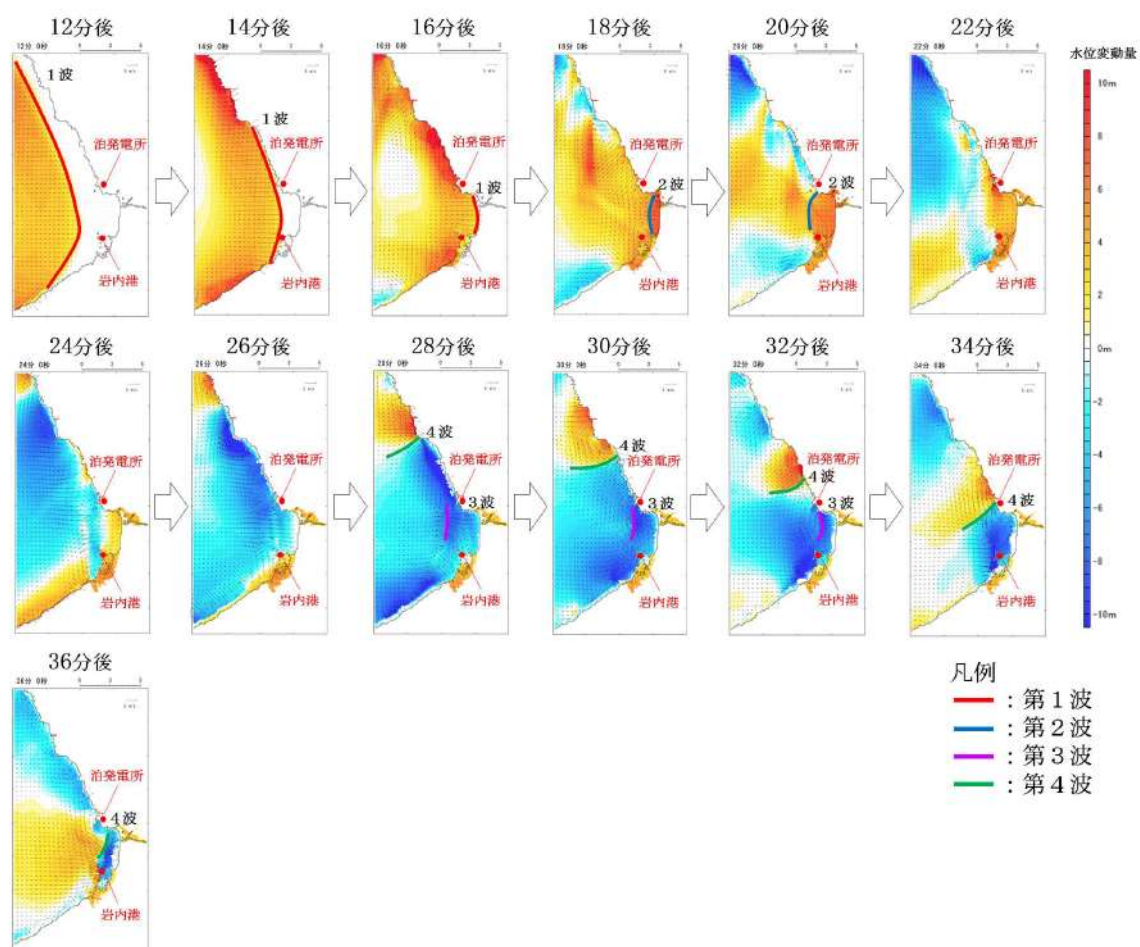
参考図 3-31 基準津波 J（北及び南防波堤損傷）の水位時刻歴波形



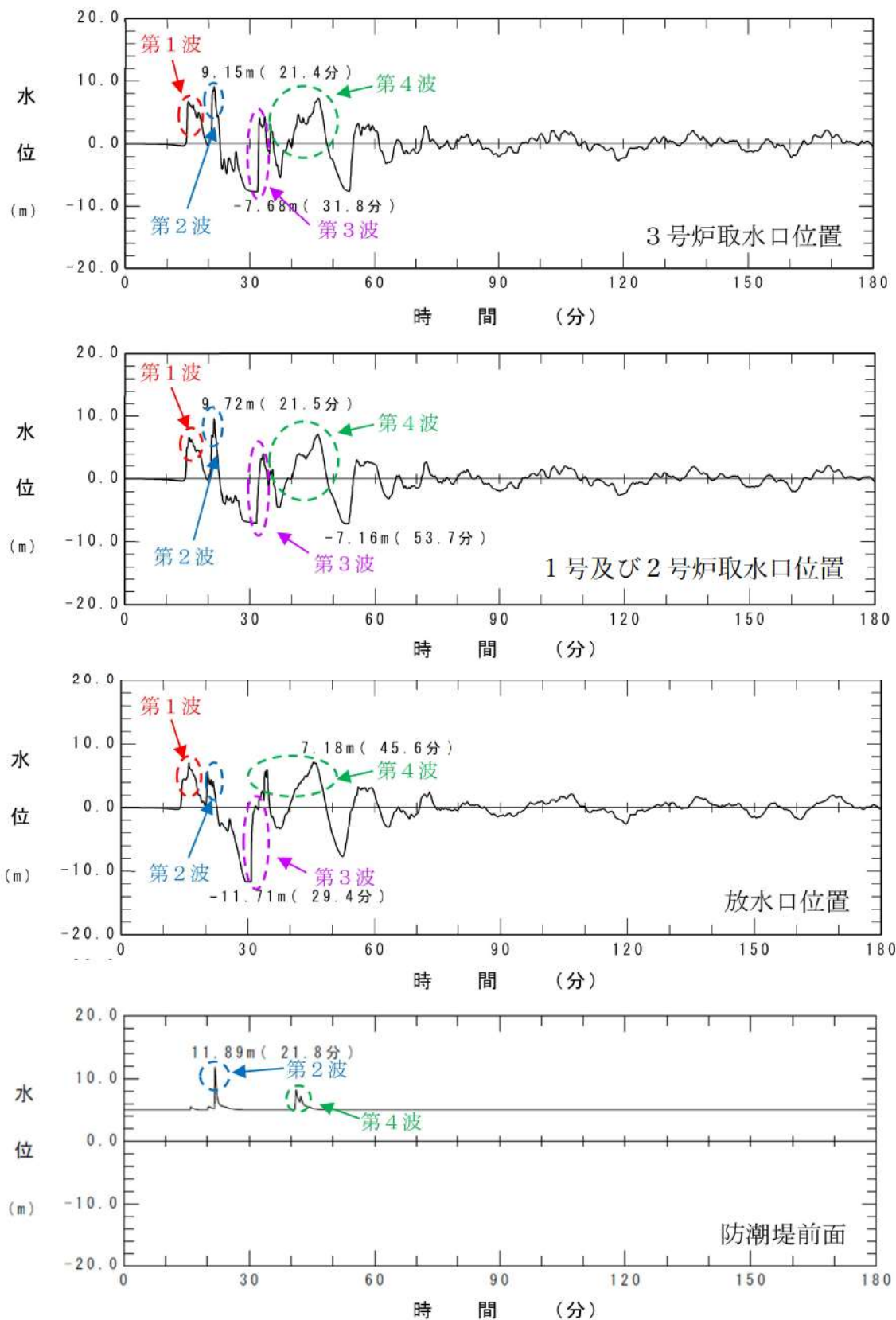
参考図 3-32 基準津波 J（北及び南防波堤損傷）の伝播状況



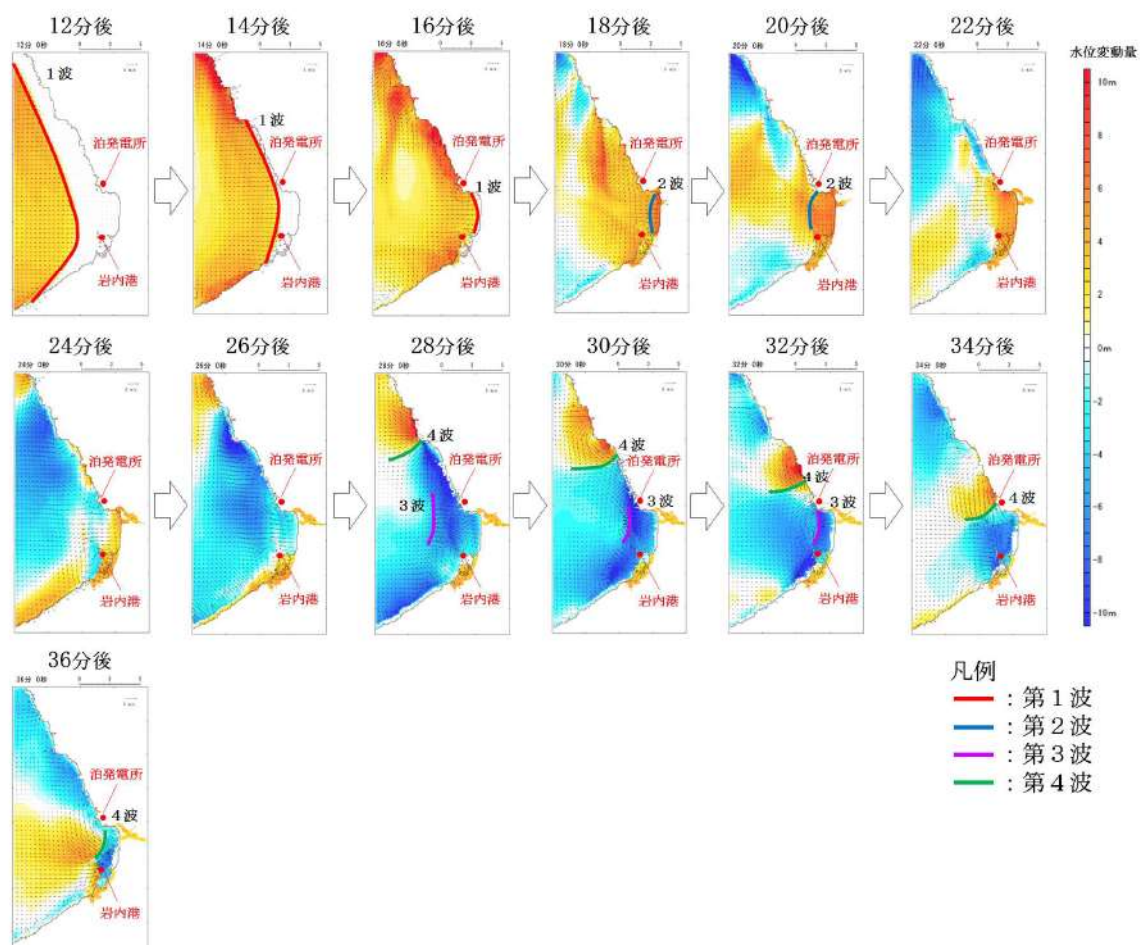
参考図 3-33 基準津波K (南防波堤損傷) の水位時刻歴波形



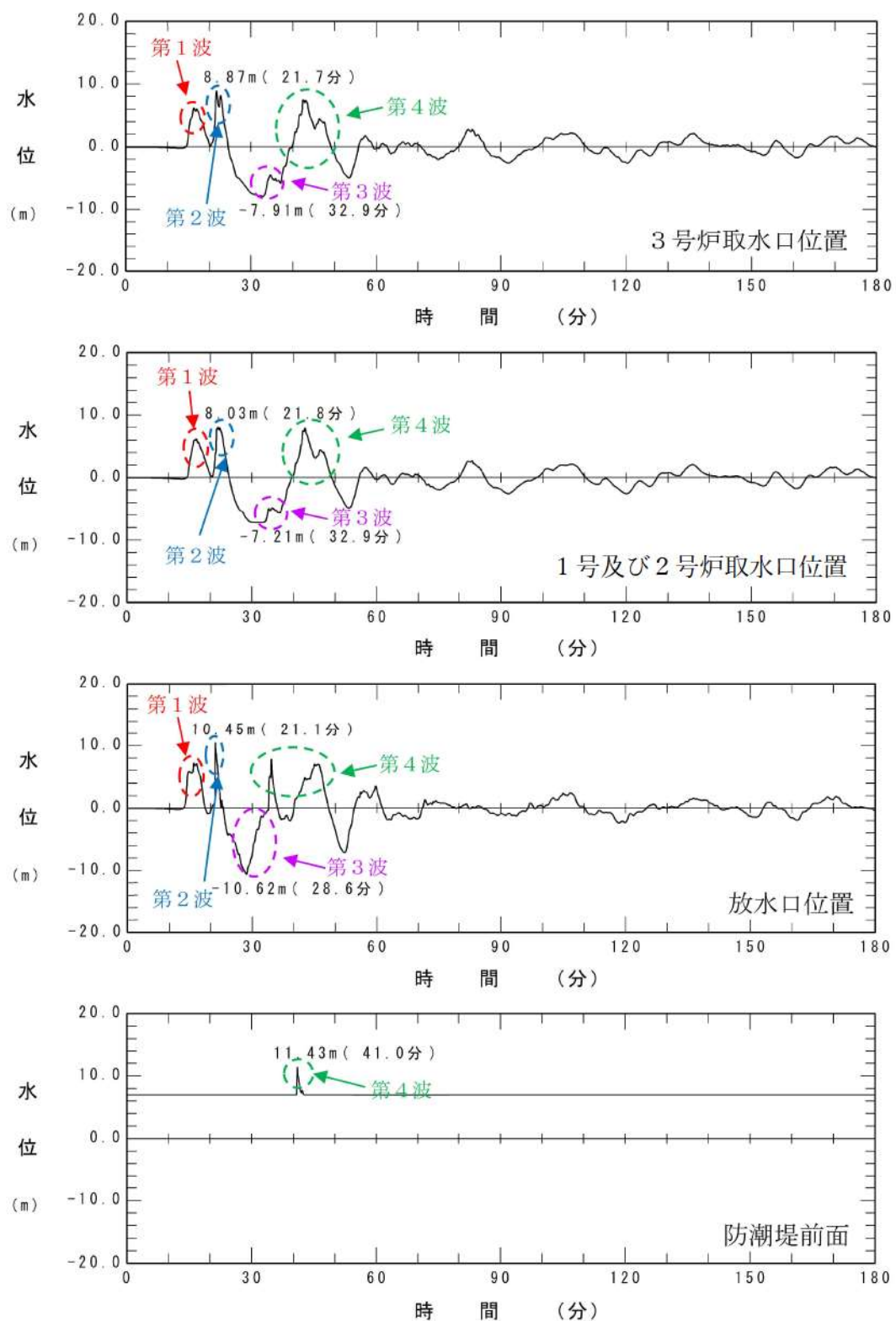
参考図 3-34 基準津波K（南防波堤損傷）の伝播状況



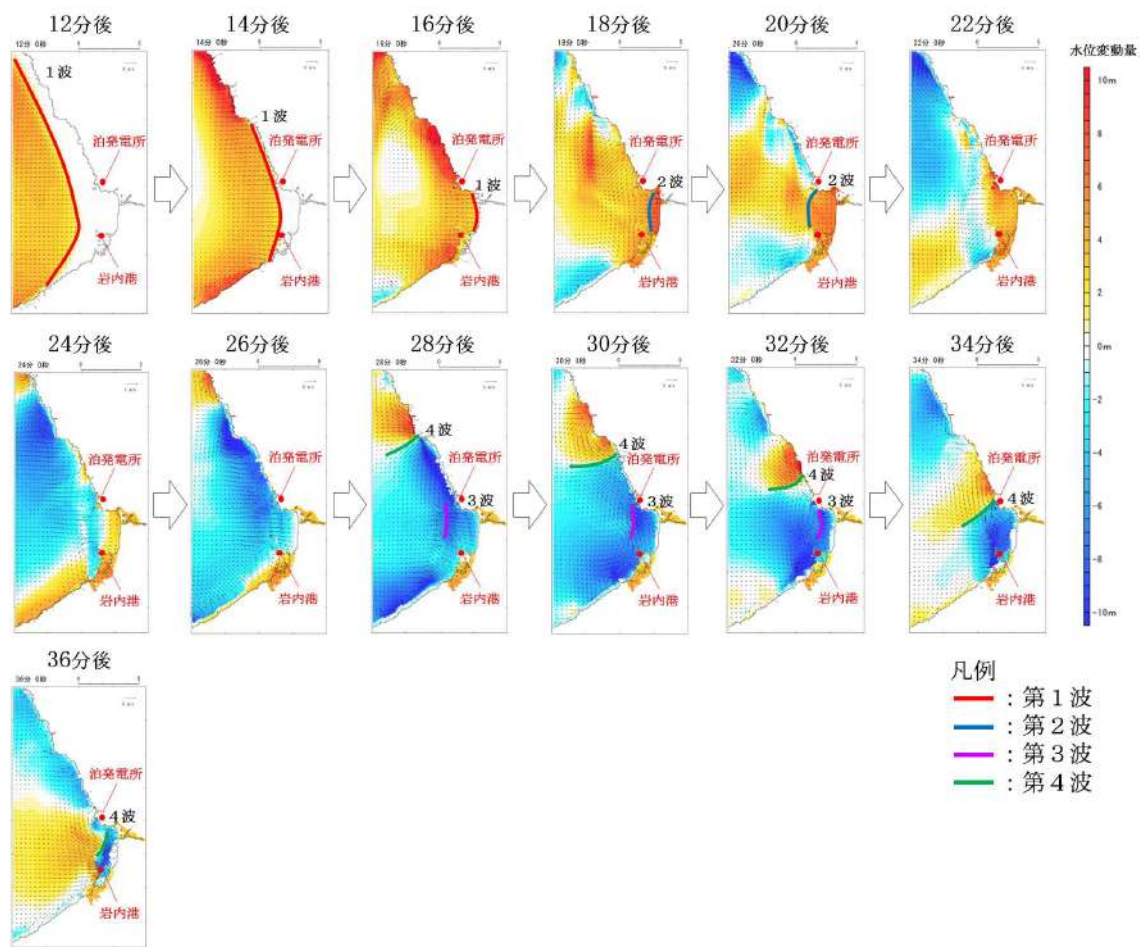
参考図 3-35 基準津波 L (北防波堤損傷) の水位時刻歴波形



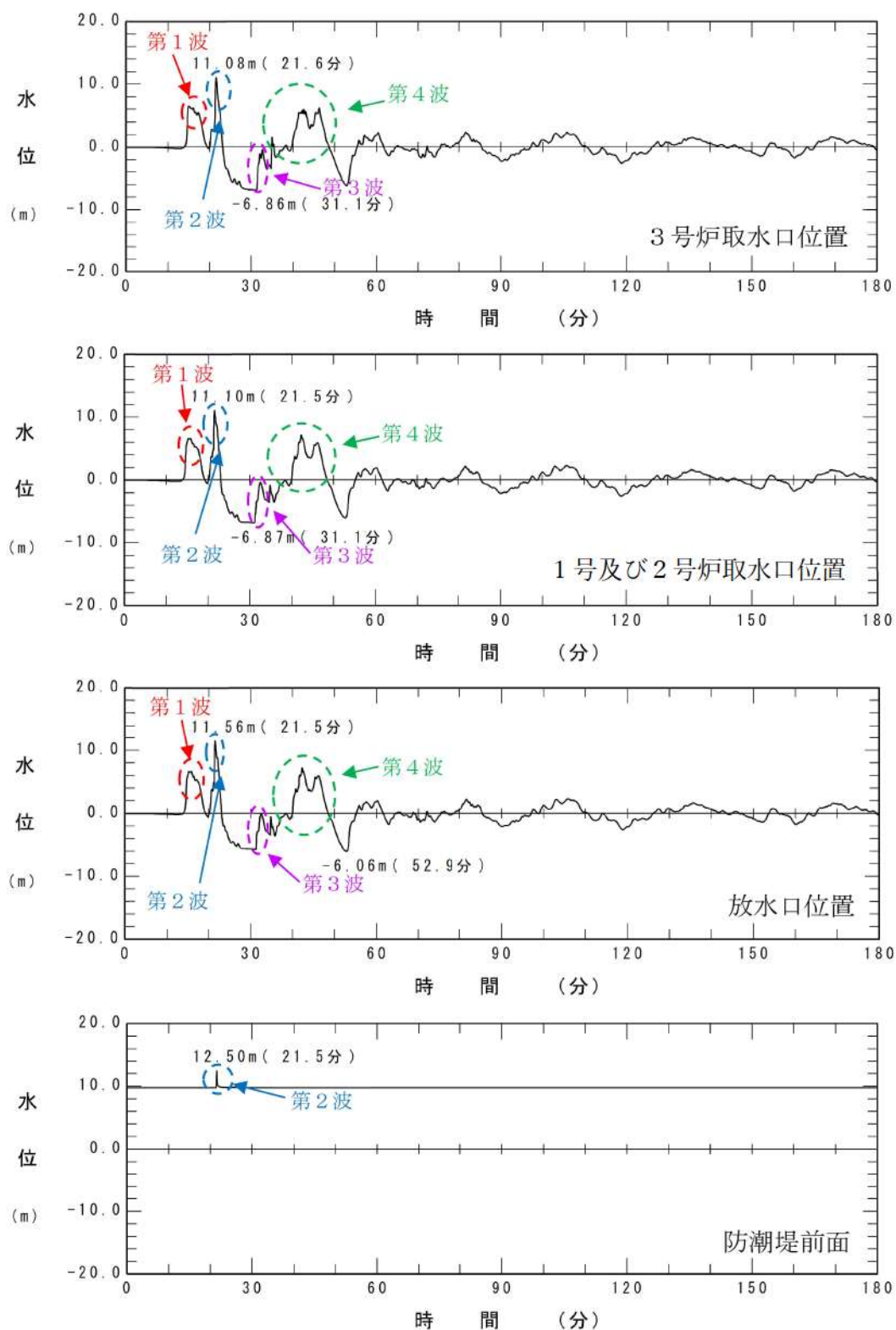
参考図 3-36 基準津波 L（北防波堤損傷）の伝播状況



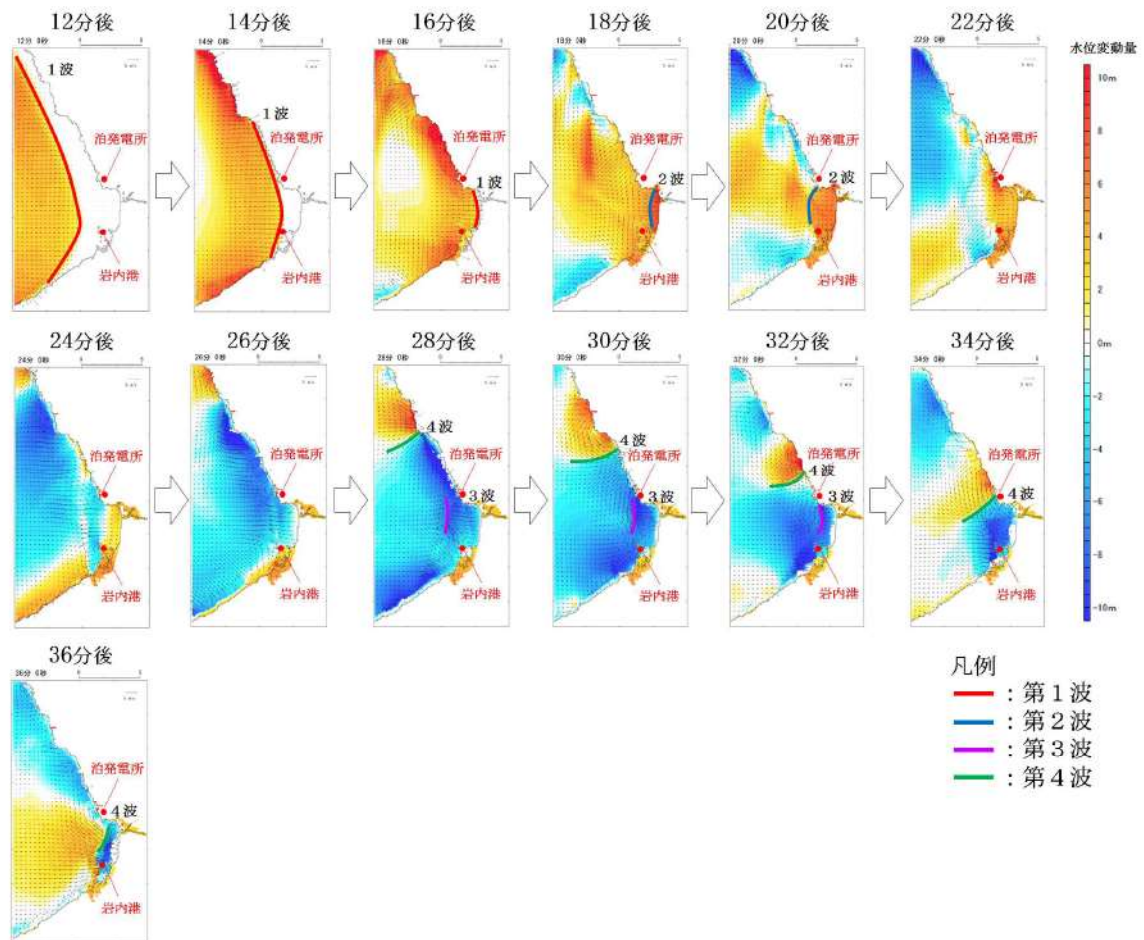
参考図 3-37 流速最大ケース 1 の水位時刻歴波形



参考図 3-38 流速最大ケース 1 の伝播状況



参考図 3-39 流速最大ケース 2 の水位時刻歴波形

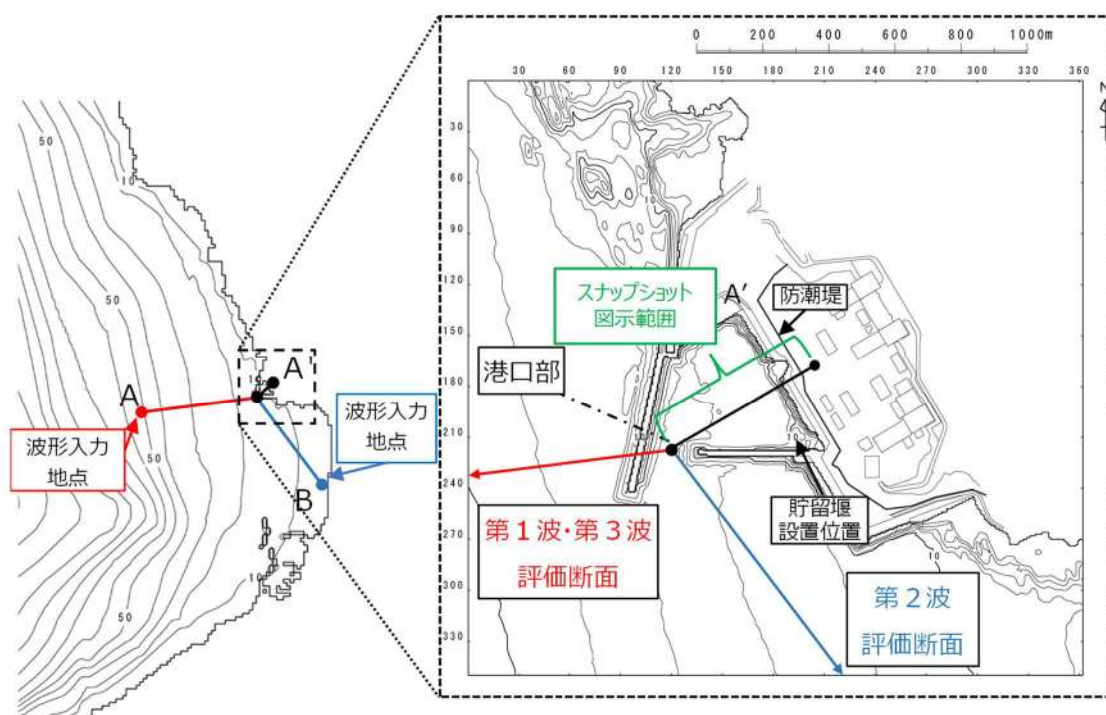


参考図 3-40 流速最大ケース 2 の伝播状況

断面二次元津波シミュレーションによる碎波発生有無の評価結果

断面二次元津波シミュレーションによる第1波～第3波の水面勾配及びスナップショット（護岸直前の津波波形）について，1．～3．に整理する。

スナップショットは，断面二次元津波シミュレーションの評価断面のうち，港口部～敷地までの範囲を示す。スナップショットの図示範囲を参考図 4-1 に示す。



参考図 4-1 スナップショット図示範囲

1. 第1波

評価対象 20 ケースにおける第1波の水面勾配を参考表 4-1 に、スナップショットを参考図 4-2～4-21 に示す。

第1波は松山ら（2005）¹⁰⁾ に示される砕波限界 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ を下回り、また、スナップショットから、急峻な壁状の津波波形が確認されないことから、砕波段波は発生しないと評価した。

参考表 4-1 評価対象 20 ケースにおける第1波の水面勾配

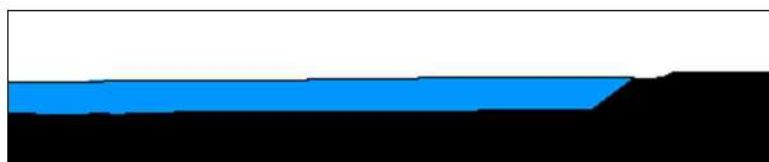
波源	防波堤の損傷状態	水面勾配 ($^{\circ}$)
基準津波 A	防波堤損傷なし	1.7
基準津波 B	防波堤損傷なし	1.6
基準津波 B	北防波堤損傷	7.6
基準津波 C	防波堤損傷なし	2.2
基準津波 D	防波堤損傷なし	1.6
基準津波 D	北及び南防波堤損傷	7.6
基準津波 D	南防波堤損傷	1.7
基準津波 D	北防波堤損傷	7.6
基準津波 E	北及び南防波堤損傷	4.4
基準津波 E	南防波堤損傷	1.7
基準津波 F	北及び南防波堤損傷	4.4
基準津波 F	北防波堤損傷	2.9
基準津波 G	南防波堤損傷	1.7
基準津波 H	北防波堤損傷	7.6
基準津波 I	防波堤損傷なし	3.6
基準津波 J	北及び南防波堤損傷	8.3
基準津波 K	南防波堤損傷	1.7
基準津波 L	北防波堤損傷	3.5
流速最大ケース 1 ^{※1}		1.7
流速最大ケース 2 ^{※2}		4.4

※1 波源：基準津波 K，防波堤の損傷状態：防波堤損傷なし

※2 波源：基準津波 K，防波堤の損傷状態：北及び南防波堤損傷



参考図 4-2 護岸直前の津波波形（基準津波 A（防波堤損傷なし））



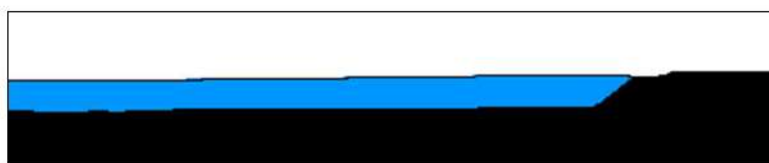
参考図 4-3 護岸直前の津波波形（基準津波 B（防波堤損傷なし））



参考図 4-4 護岸直前の津波波形（基準津波 B（北防波堤損傷））



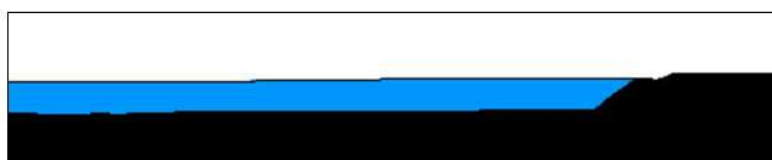
参考図 4-5 護岸直前の津波波形（基準津波 C（防波堤損傷なし））



参考図 4-6 護岸直前の津波波形（基準津波 D（防波堤損傷なし））



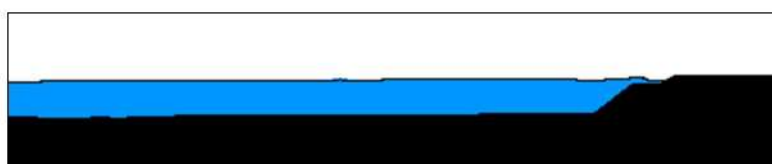
参考図 4-7 護岸直前の津波波形（基準津波 D（北及び南防波堤損傷））



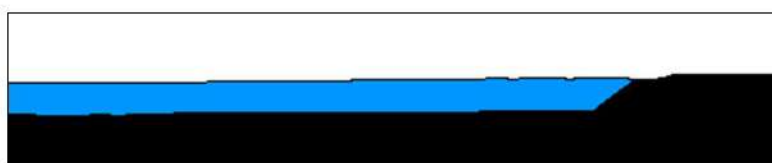
参考図 4-8 護岸直前の津波波形（基準津波 D（南防波堤損傷））



参考図 4-9 護岸直前の津波波形（基準津波 D（北防波堤損傷））



参考図 4-10 護岸直前の津波波形（基準津波 E（北及び南防波堤損傷））



参考図 4-11 護岸直前の津波波形（基準津波 E（南防波堤損傷））



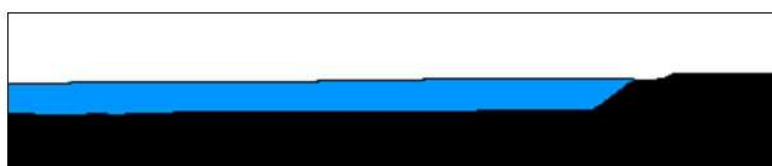
参考図 4-12 護岸直前の津波波形（基準津波 F（北及び南防波堤損傷））



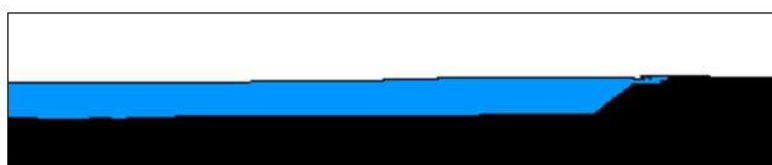
参考図 4-13 護岸直前の津波波形（基準津波 F（北防波堤損傷））



参考図 4-14 護岸直前の津波波形（基準津波 G（南防波堤損傷））



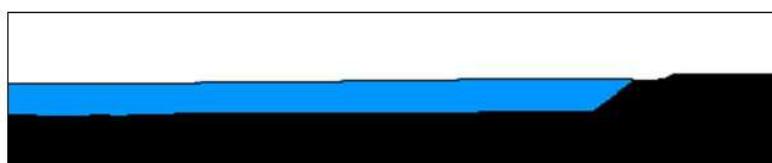
参考図 4-15 護岸直前の津波波形（基準津波 H（北防波堤損傷））



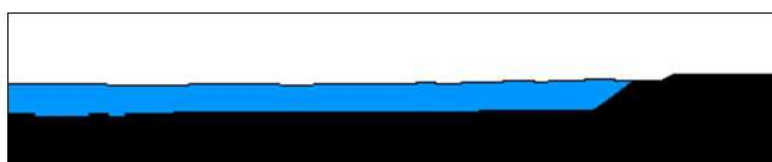
参考図 4-16 護岸直前の津波波形（基準津波 I（防波堤損傷なし））



参考図 4-17 護岸直前の津波波形（基準津波 J（北及び南防波堤損傷））



参考図 4-18 護岸直前の津波波形（基準津波 K（南防波堤損傷））



参考図 4-19 護岸直前の津波波形（基準津波 L（北防波堤損傷））



参考図 4-20 護岸直前の津波波形（流速最大ケース 1）



参考図 4-21 護岸直前の津波波形（流速最大ケース 2）

2. 第2波

評価対象 20 ケースにおける第2波の水面勾配を参考表 4-2 に、スナップショットを参考図 4-22～4-41 に示す。

第2波は全 20 ケースで護岸前面位置において、松山ら（2005）¹⁰⁾ に示される砕波限界 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ を上回り、また、スナップショットから、急峻な壁状の津波波形が確認されたことから、砕波段波が発生したと評価した。

参考表 4-2 評価対象 20 ケースにおける第2波の水面勾配

波源	防波堤の損傷状態	水面勾配 ($^{\circ}$)
基準津波 A	防波堤損傷なし	52.0
基準津波 B	防波堤損傷なし	53.6
基準津波 B	北防波堤損傷	62.1
基準津波 C	防波堤損傷なし	49.7
基準津波 D	防波堤損傷なし	66.1
基準津波 D	北及び南防波堤損傷	56.0
基準津波 D	南防波堤損傷	58.3
基準津波 D	北防波堤損傷	63.2
基準津波 E	北及び南防波堤損傷	63.1
基準津波 E	南防波堤損傷	60.5
基準津波 F	北及び南防波堤損傷	60.3
基準津波 F	北防波堤損傷	56.8
基準津波 G	南防波堤損傷	63.0
基準津波 H	北防波堤損傷	66.7
基準津波 I	防波堤損傷なし	63.3
基準津波 J	北及び南防波堤損傷	60.3
基準津波 K	南防波堤損傷	48.3
基準津波 L	北防波堤損傷	53.7
流速最大ケース 1 ^{※1}		59.6
流速最大ケース 2 ^{※2}		55.9

※1 波源：基準津波 K，防波堤の損傷状態：防波堤損傷なし

※2 波源：基準津波 K，防波堤の損傷状態：北及び南防波堤損傷



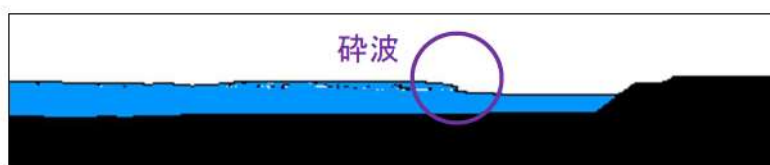
参考図 4-22 護岸直前の津波波形（基準津波 A（防波堤損傷なし））



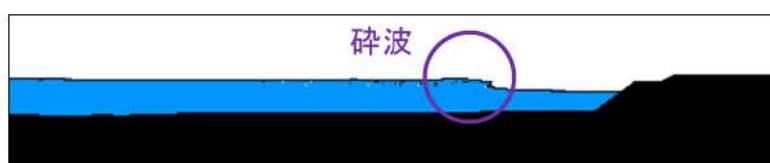
参考図 4-23 護岸直前の津波波形（基準津波 B（防波堤損傷なし））



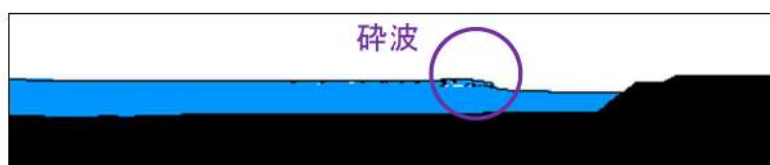
参考図 4-24 護岸直前の津波波形（基準津波 B（北防波堤損傷））



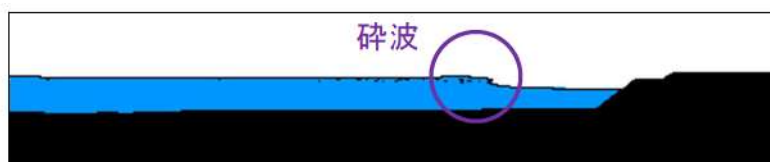
参考図 4-25 護岸直前の津波波形（基準津波 C（防波堤損傷なし））



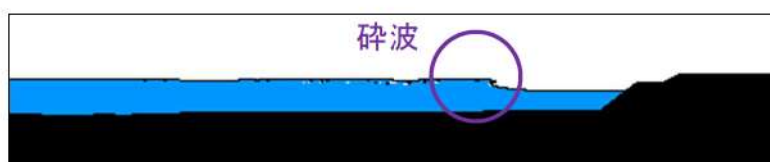
参考図 4-26 護岸直前の津波波形（基準津波 D（防波堤損傷なし））



参考図 4-27 護岸直前の津波波形（基準津波 D（北及び南防波堤損傷））



参考図 4-28 護岸直前の津波波形（基準津波 D（南防波堤損傷））



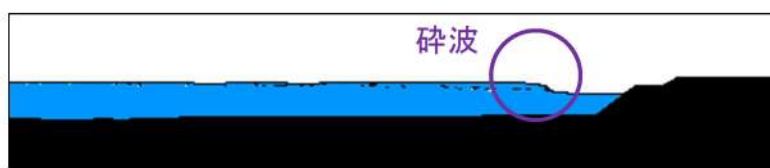
参考図 4-29 護岸直前の津波波形（基準津波 D（北防波堤損傷））



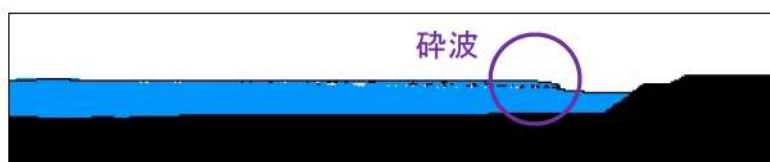
参考図 4-30 護岸直前の津波波形（基準津波 E（北及び南防波堤損傷））



参考図 4-31 護岸直前の津波波形（基準津波 E（南防波堤損傷））



参考図 4-32 護岸直前の津波波形（基準津波 F（北及び南防波堤損傷））



参考図 4-33 護岸直前の津波波形（基準津波 F（北防波堤損傷））



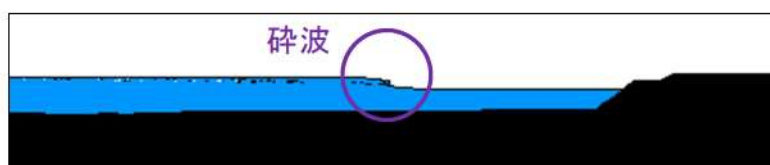
参考図 4-34 護岸直前の津波波形（基準津波 G（南防波堤損傷））



参考図 4-35 護岸直前の津波波形（基準津波 H（北防波堤損傷））



参考図 4-36 護岸直前の津波波形（基準津波 I（防波堤損傷なし））



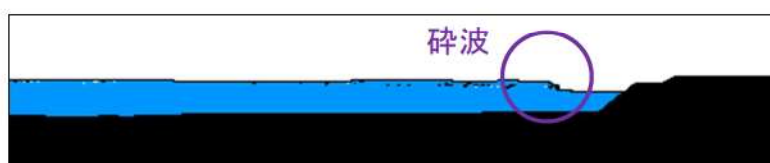
参考図 4-37 護岸直前の津波波形（基準津波 J（北及び南防波堤損傷））



参考図 4-38 護岸直前の津波波形（基準津波 K（南防波堤損傷））



参考図 4-39 護岸直前の津波波形（基準津波 L（北防波堤損傷））



参考図 4-40 護岸直前の津波波形（流速最大ケース 1）



参考図 4-41 護岸直前の津波波形（流速最大ケース 2）

3. 第3波

評価対象 20 ケースにおける第3波の水面勾配を参考表 4-3 に、スナップショットを参考図 4-42～4-61 に示す。

第3波は松山ら（2005）¹⁰⁾ に示される砕波限界 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ を上回り、また、スナップショットから、急峻な壁状の津波波形が確認されたことから、砕波段波が発生したと評価した。

参考表 4-3 評価対象 20 ケースにおける第3波の水面勾配

波源	防波堤の損傷状態	水面勾配 ($^{\circ}$)
基準津波 A	防波堤損傷なし	79.0
基準津波 B	防波堤損傷なし	58.3
基準津波 B	北防波堤損傷	49.5
基準津波 C	防波堤損傷なし	77.6
基準津波 D	防波堤損傷なし	41.0
基準津波 D	北及び南防波堤損傷	43.4
基準津波 D	南防波堤損傷	40.7
基準津波 D	北防波堤損傷	44.9
基準津波 E	北及び南防波堤損傷	67.5
基準津波 E	南防波堤損傷	55.0
基準津波 F	北及び南防波堤損傷	70.9
基準津波 F	北防波堤損傷	66.3
基準津波 G	南防波堤損傷	80.1
基準津波 H	北防波堤損傷	54.4
基準津波 I	防波堤損傷なし	3.9
基準津波 J	北及び南防波堤損傷	83.6
基準津波 K	南防波堤損傷	49.3
基準津波 L	北防波堤損傷	83.1
流速最大ケース 1 ^{※1}		47.5
流速最大ケース 2 ^{※2}		57.1

※1 波源：基準津波 K，防波堤の損傷状態：防波堤損傷なし

※2 波源：基準津波 K，防波堤の損傷状態：北及び南防波堤損傷



参考図 4-42 護岸直前の津波波形（基準津波 A（防波堤損傷なし））



参考図 4-43 護岸直前の津波波形（基準津波 B（防波堤損傷なし））



参考図 4-44 護岸直前の津波波形（基準津波 B（北防波堤損傷））



参考図 4-45 護岸直前の津波波形（基準津波 C（防波堤損傷なし））



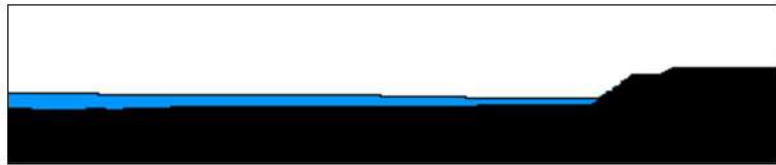
参考図 4-46 護岸直前の津波波形（基準津波 D（防波堤損傷なし））



参考図 4-47 護岸直前の津波波形（基準津波 D（北及び南防波堤損傷））



参考図 4-48 護岸直前の津波波形（基準津波 D（南防波堤損傷））



参考図 4-49 護岸直前の津波波形（基準津波 D（北防波堤損傷））



参考図 4-50 護岸直前の津波波形（基準津波 E（北及び南防波堤損傷））



参考図 4-51 護岸直前の津波波形（基準津波 E（南防波堤損傷））



参考図 4-52 護岸直前の津波波形（基準津波 F（北及び南防波堤損傷））



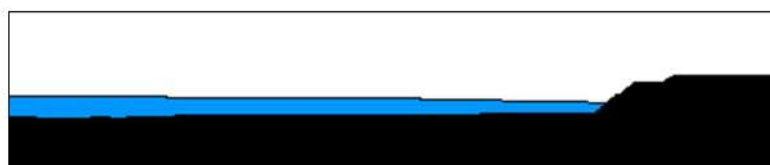
参考図 4-53 護岸直前の津波波形（基準津波 F（北防波堤損傷））



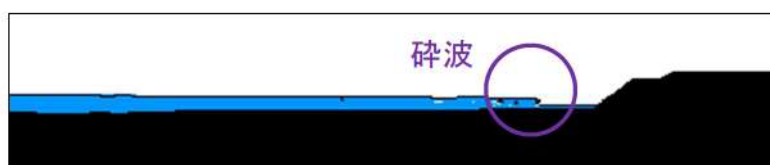
参考図 4-54 護岸直前の津波波形（基準津波 G（南防波堤損傷））



参考図 4-55 護岸直前の津波波形（基準津波 H（北防波堤損傷））



参考図 4-56 護岸直前の津波波形（基準津波 I（防波堤損傷なし））



参考図 4-57 護岸直前の津波波形（基準津波 J（北及び南防波堤損傷））



参考図 4-58 護岸直前の津波波形（基準津波 K（南防波堤損傷））



参考図 4-59 護岸直前の津波波形（基準津波 L（北防波堤損傷））



参考図 4-60 護岸直前の津波波形（流速最大ケース 1）



参考図 4-61 護岸直前の津波波形（流速最大ケース 2）

防波堤の耐津波設計ガイドラインにおける波状段波の発生有無について

沖合から伝播してくる津波が、泊発電所前面で波状段波を伴うか否かの判定は、防波堤の耐津波設計ガイドライン²⁾において、以下の①かつ②の条件に合致する場合に波状段波が発生するとされている。

条件①：シミュレーション等による津波高さが水深の 60%以上

条件②：海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅

条件①については評価対象 20 ケースの平面二次元津波シミュレーションの結果より、条件②は津波の伝播方向を踏まえた断面における海底勾配により、合致するか否かを検討し、波状段波の発生有無を評価する。

防潮堤等設置位置の前面海域となる港内を代表する地点として、「3号炉取水口」、「1号及び2号炉取水口」及び「港内中央」における評価対象 20 ケースの最大水位上昇量を参考図 5-1～参考図 5-20 に、各地点の津波高さと水深の割合を整理した結果を参考表 5-1 に示す。この結果、津波高さは水深の 60%以上となり、条件①に合致することを確認した。

条件②について、敷地近傍の平均勾配を整理した結果を参考図 5-21 に示す。沖合 2,500m 地点から敷地近傍の範囲で緩勾配となっており、緩勾配部の平均勾配は約 1/120 となる。この結果、海底勾配が 1/100 以下となり、条件②に合致することを確認した。

以上より、条件①と条件②の両方に合致するため、泊発電所において波状段波が発生すると評価する。

参考表 5-1 (1) 津波高さと水深の割合

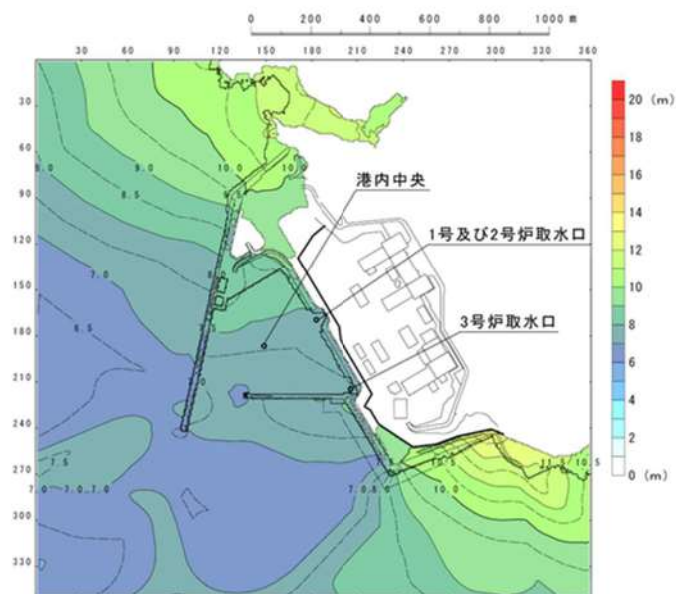
波源	防波堤の損傷状態	地点	(1) 水深	(2) 津波高さ	(2)/(1)
基準津波 A	防波堤損傷なし	3 号炉取水口	8.0m	7.76m	97.0%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	8.06m	115.1%
		港内中央	13.6m	7.82m	57.5%
基準津波 B	防波堤損傷なし	3 号炉取水口	8.0m	10.45m	130.6%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	9.16m	130.9%
		港内中央	13.6m	8.70m	64.0%
基準津波 B	北防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	12.86m	160.8%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	11.20m	160.0%
		港内中央	13.6m	9.35m	68.8%
基準津波 C	防波堤損傷なし	3 号炉取水口	8.0m	9.23m	115.4%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	9.45m	135.0%
		港内中央	13.6m	8.73m	64.2%
基準津波 D	防波堤損傷なし	3 号炉取水口	8.0m	9.53m	119.1%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	8.76m	125.1%
		港内中央	13.6m	7.95m	58.5%
基準津波 D	北及び南防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	11.36m	142.0%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	11.38m	162.6%
		港内中央	13.6m	9.83m	72.3%
基準津波 D	南防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	10.76m	134.5%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	10.64m	152.0%
		港内中央	13.6m	9.47m	69.6%
基準津波 D	北防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	11.60m	145.0%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	10.80m	154.3%
		港内中央	13.6m	8.58m	63.1%
基準津波 E	北及び南防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	13.00m	162.5%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	12.28m	175.4%
		港内中央	13.6m	10.28m	75.6%

参考表 5-1 (2) 津波高さと水深の割合

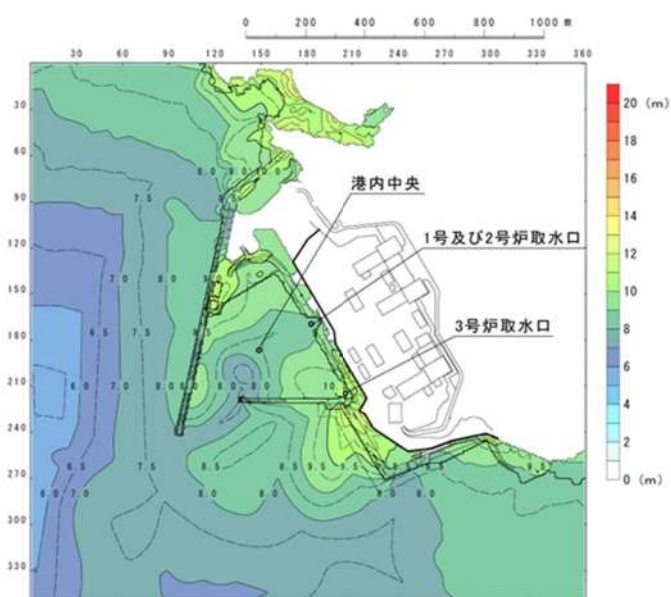
波源	防波堤の損傷状態	地点	(1) 水深	(2) 津波高さ	(2)/(1)
基準津波 E	南防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	11.94m	149.3%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	11.42m	163.1%
		港内中央	13.6m	10.08m	74.1%
基準津波 F	北及び南防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	13.11m	163.9%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	12.34m	176.3%
		港内中央	13.6m	10.30m	75.7%
基準津波 F	北防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	12.94m	161.8%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	11.27m	161.0%
		港内中央	13.6m	8.84m	65.0%
基準津波 G	南防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	10.71m	133.9%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	11.96m	170.9%
		港内中央	13.6m	10.45m	76.8%
基準津波 H	北防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	12.61m	157.6%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	11.39m	162.7%
		港内中央	13.6m	9.23m	67.9%
基準津波 I	防波堤損傷なし	3 号炉取水口	8.0m	8.88m	111.0%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	8.34m	119.1%
		港内中央	13.6m	7.43m	54.6%
基準津波 J	北及び南防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	11.67m	145.9%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	10.18m	145.4%
		港内中央	13.6m	9.47m	69.6%
基準津波 K	南防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	10.84m	135.5%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	10.61m	151.6%
		港内中央	13.6m	9.55m	70.2%
基準津波 L	北防波堤損傷	3 号炉取水口	8.0m	9.41m	117.6%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	9.98m	142.6%
		港内中央	13.6m	8.15m	59.9%
流速最大ケース 1 ※1		3 号炉取水口	8.0m	9.13m	114.1%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	8.29m	118.4%
		港内中央	13.6m	7.82m	57.5%
流速最大ケース 2 ※2		3 号炉取水口	8.0m	11.34m	141.8%
		1 号及び 2 号炉取水口	7.0m	11.36m	162.3%
		港内中央	13.6m	9.84m	72.4%

※ 1 波源：基準津波 K，防波堤の損傷状態：防波堤損傷なし

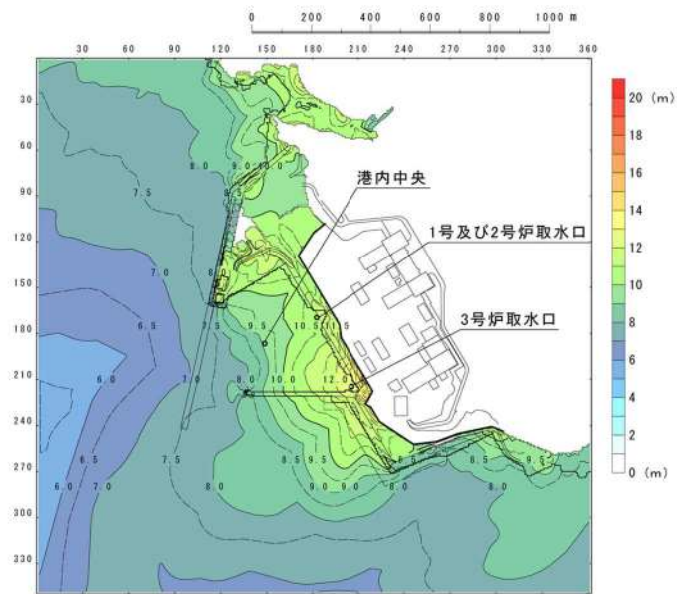
※ 2 波源：基準津波 K，防波堤の損傷状態：北及び南防波堤損傷



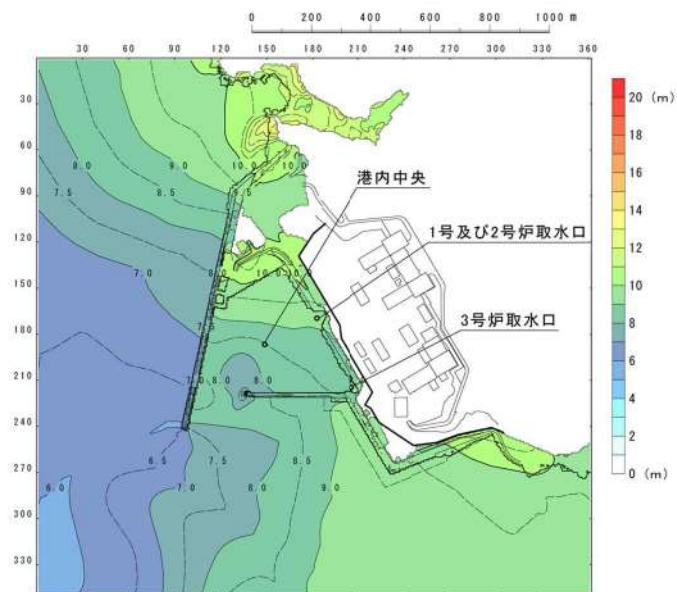
参考図 5-1 最大水位上昇量分布
(基準津波 A (防波堤損傷なし))



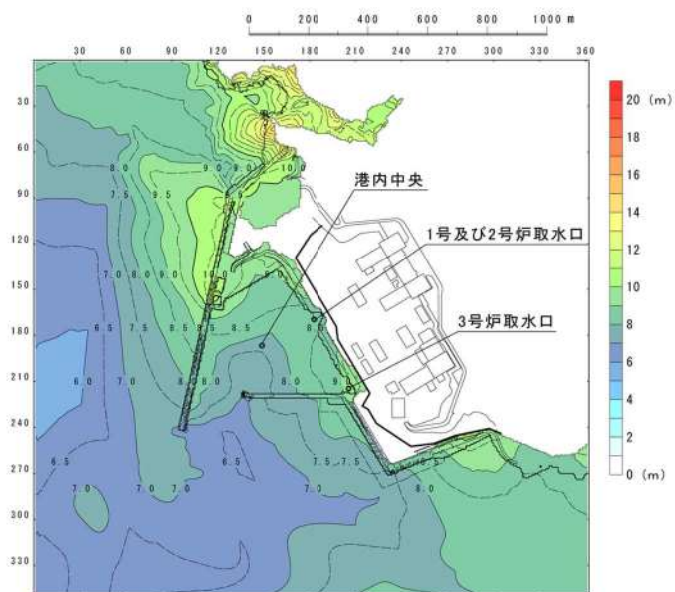
参考図 5-2 最大水位上昇量分布
(基準津波 B (防波堤損傷なし))



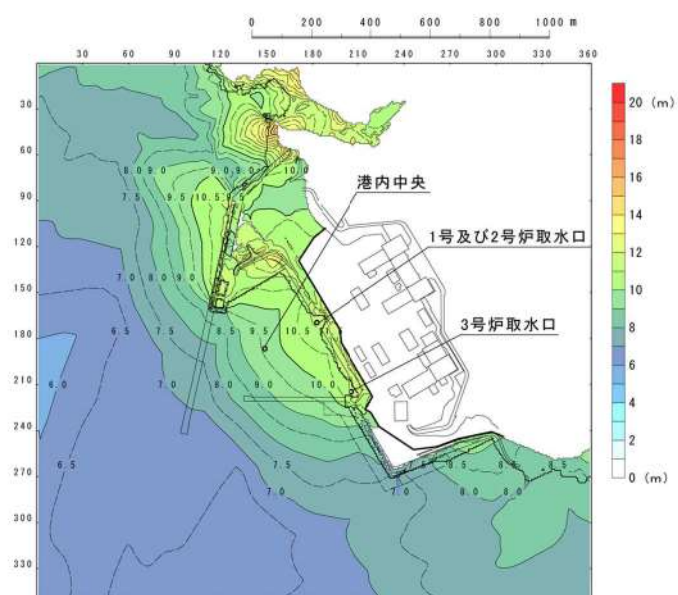
参考図 5-3 最大水位上昇量分布
(基準津波 B (北防波堤損傷))



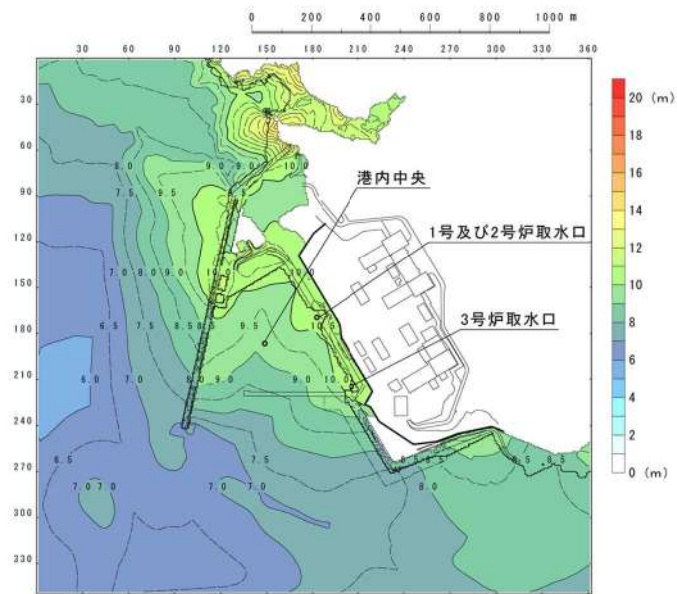
参考図 5-4 最大水位上昇量分布
(基準津波 C (防波堤損傷なし))



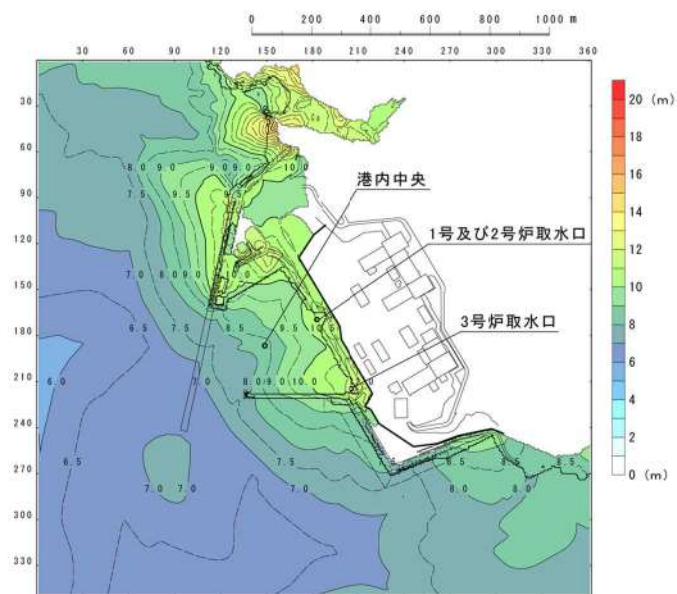
参考図 5-5 最大水位上昇量分布
(基準津波D (防波堤損傷なし))



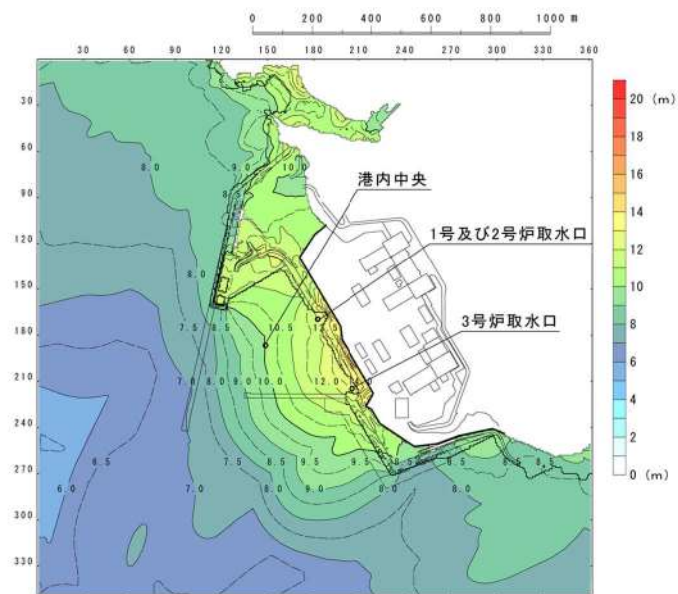
参考図 5-6 最大水位上昇量分布
(基準津波D (北及び南防波堤損傷))



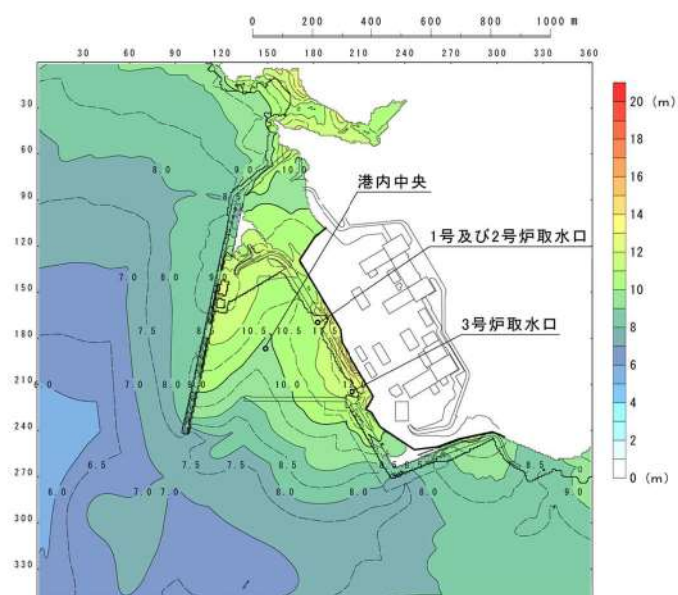
参考図 5-7 最大水位上昇量分布
(基準津波D (南防波堤損傷))



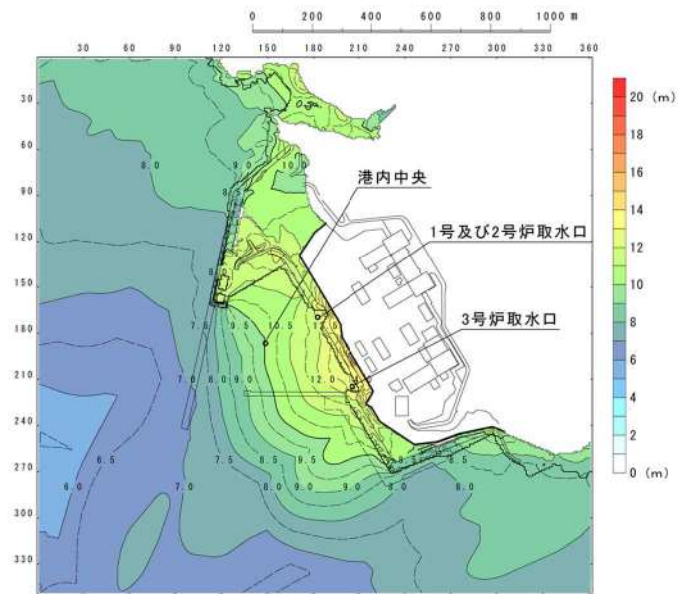
参考図 5-8 最大水位上昇量分布
(基準津波D (北防波堤損傷))



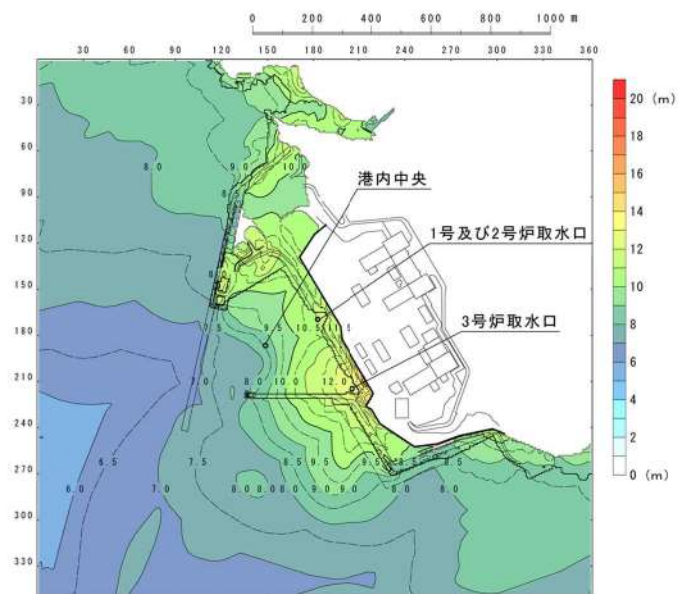
参考図 5-9 最大水位上昇量分布
(基準津波 E (北及び南防波堤損傷))



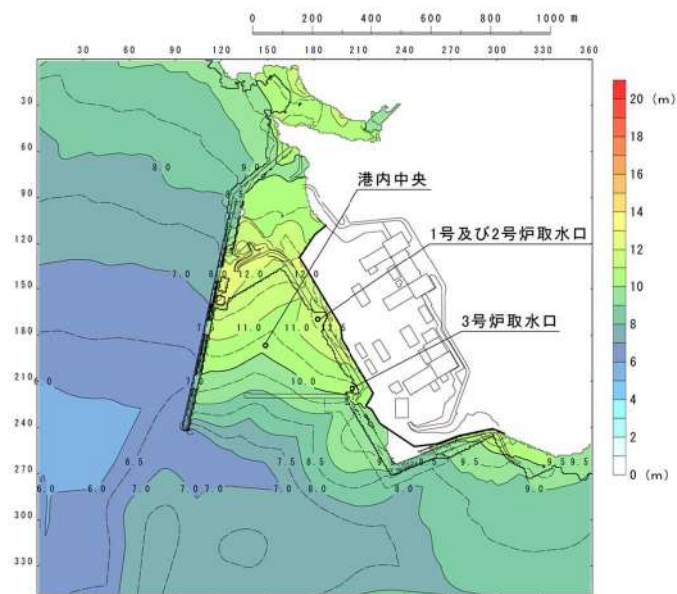
参考図 5-10 最大水位上昇量分布
(基準津波 E (南防波堤損傷))



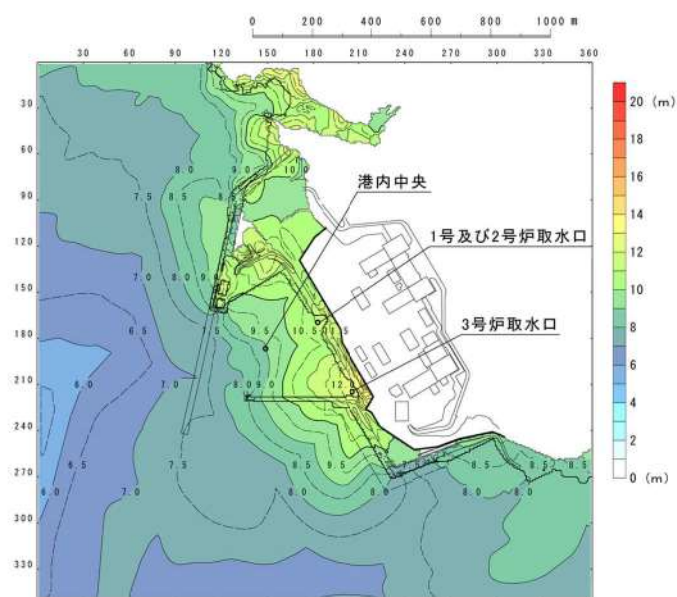
参考図 5-11 最大水位上昇量分布
(基準津波 F (北及び南防波堤損傷))



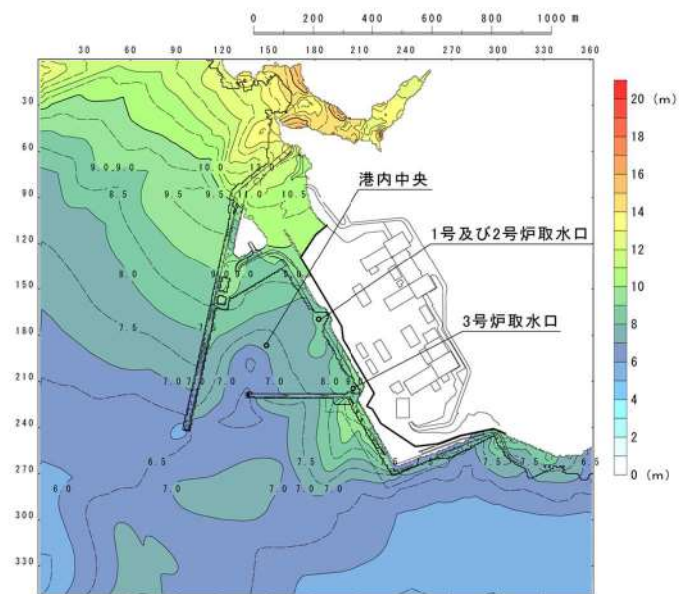
参考図 5-12 最大水位上昇量分布
(基準津波 F (北防波堤損傷))



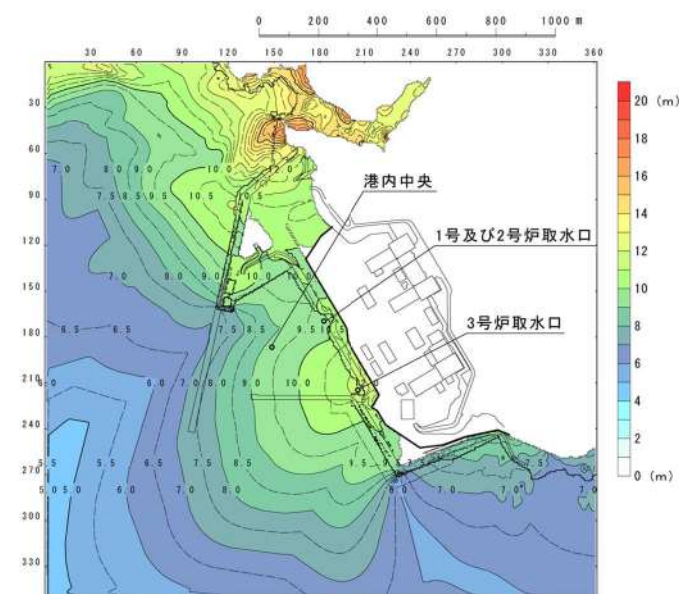
参考図 5-13 最大水位上昇量分布
(基準津波 G (南防波堤損傷))



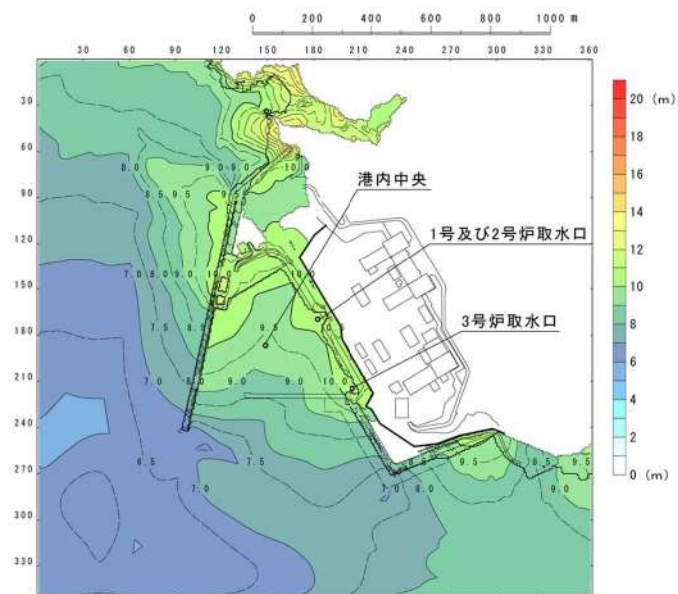
参考図 5-14 最大水位上昇量分布
(基準津波 H (北防波堤損傷))



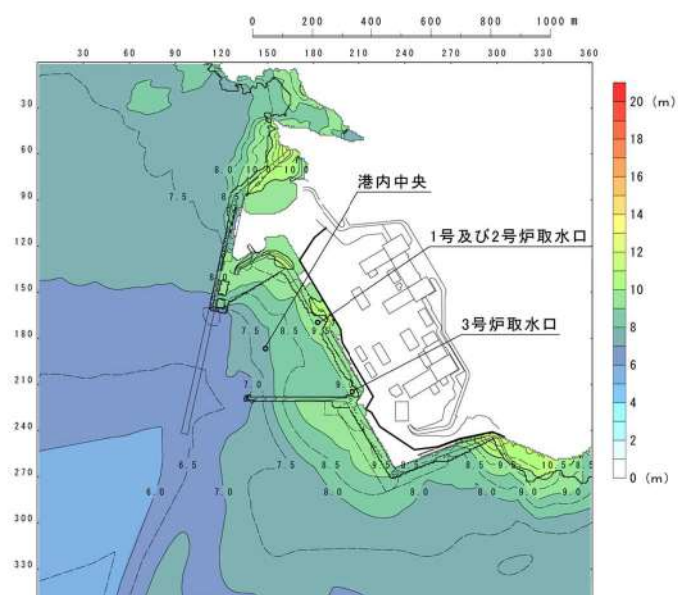
参考図 5-15 最大水位上昇量分布
(基準津波 I (防波堤損傷なし))



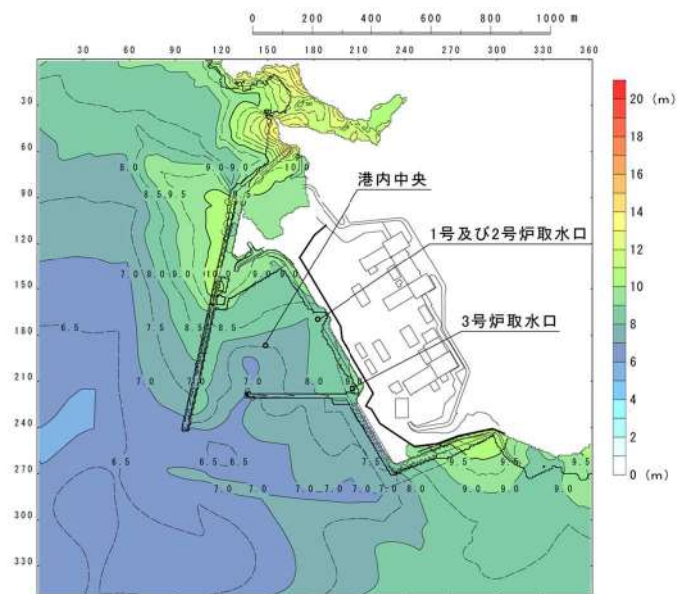
参考図 5-16 最大水位上昇量分布
(基準津波 J (北及び南防波堤損傷))



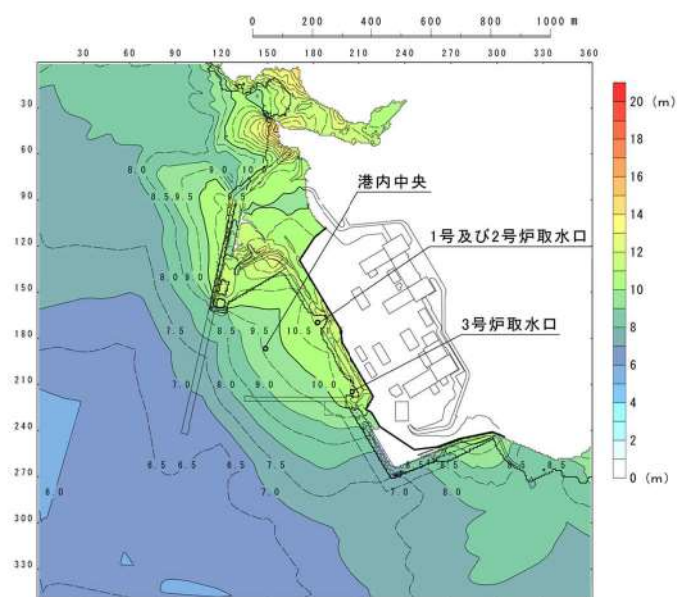
参考図 5-17 最大水位上昇量分布
(基準津波 K (南防波堤損傷))



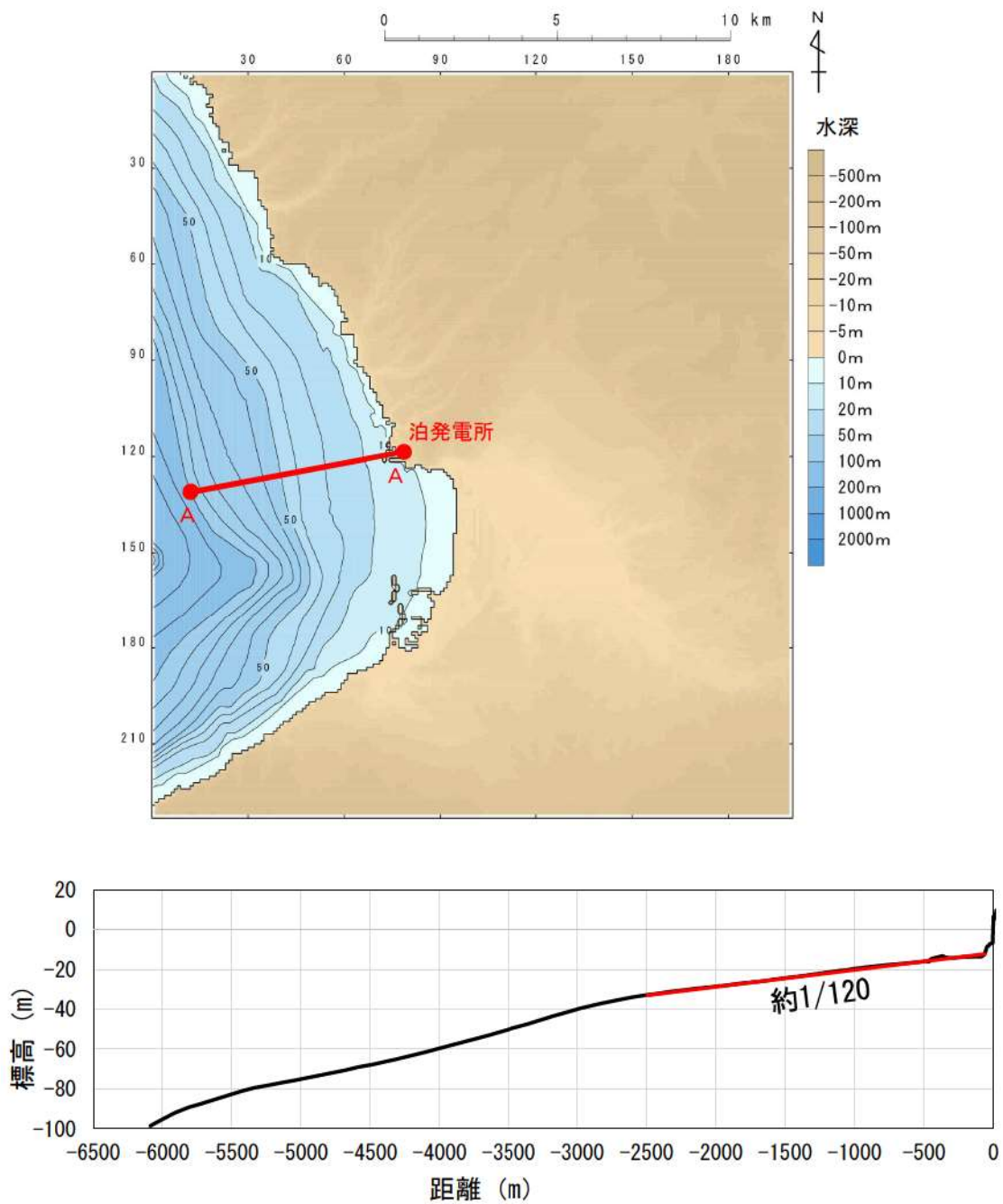
参考図 5-18 最大水位上昇量分布
(基準津波 L (北防波堤損傷))



参考図 5-19 最大水位上昇量分布
(流速最大ケース 1)



参考図 5-20 最大水位上昇量分布
(流速最大ケース 2)



参考図 5-21 海底地形断面図 (A-A断面)

波圧評価に用いる設計用浸水深 ($\eta_{\max}$) の妥当性及び保守性

1. 概要

設工認審査ガイド別添において、波圧評価に用いる浸水深は通過波の浸水深を用いることとされている。

一方、泊発電所において、防潮堤及び貯留堰の砕波段波波圧の評価に用いる段波最大浸水深 ($\eta_{\max_1st}$)、波状段波波圧の評価に用いる最大遡上水深 ($\eta_{\max_1st'}$) 及び持続波圧の評価に用いる持続波最大浸水深 ($\eta_{\max_2nd}$) は同一の設計用浸水深 ($\eta_{\max}$) を設定し、設計用浸水深 ($\eta_{\max}$) は、平面二次元津波シミュレーション (防潮堤あり) により算出した「入力津波水深 (入力津波高さ－敷地標高) の 1/2 の値」とする方針としている。

本資料では、砕波段波波圧に用いる段波最大浸水深 ($\eta_{\max_1st}$) 及び波状段波波圧に用いる最大遡上水深 ($\eta_{\max_1st'}$) を平面二次元津波シミュレーションにより得られた水位を用いて設定することの妥当性及び設計用浸水深 ($\eta_{\max}$) を「入力津波水深の 1/2 の値」として設定することの保守性について示す。

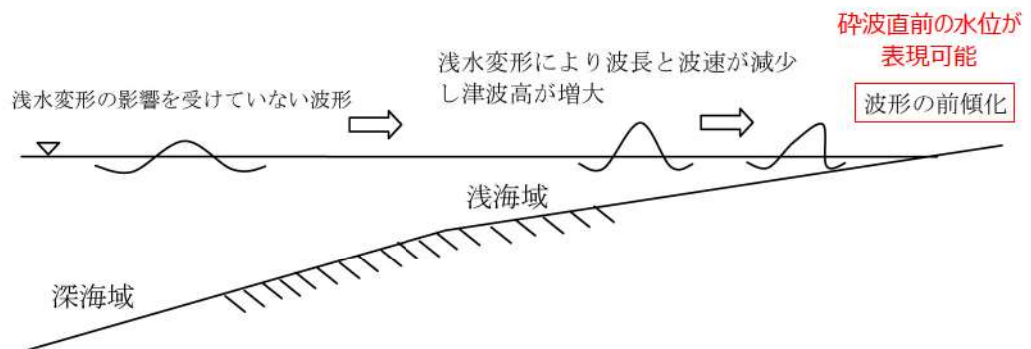
2. 平面二次元津波シミュレーションによる水位を用いた浸水深の設定の妥当性

(1) 段波最大浸水深 ($\eta_{\max_1st}$)

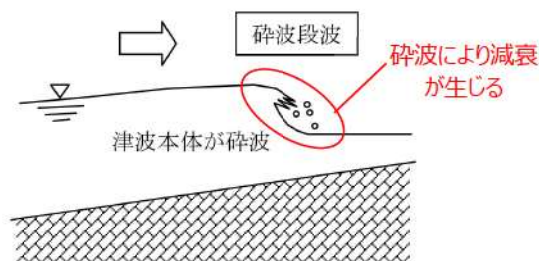
設工認審査ガイド別添において、砕波段波波圧は、「防潮堤等設置位置において防潮堤等がない場合の津波の砕波直前の最大浸水深 (段波最大浸水深) の 3 倍の高さに相当する静水圧分布を用いて、砕波段波波圧の影響を評価していること」と記載されている。

平面二次元津波シミュレーションでは、砕波による波高の減衰は表現できないものの、非線形長波理論に基づいており、砕波段波の発生直前に生じる浅海域での波高の増幅及び波形の前傾化が表現可能であり、砕波直前の水位の再現が可能であることから、平面二次元津波シミュレーションによる水位を用いて段波最大浸水深を適切に設定可能である。

そのため、段波最大浸水深は平面二次元津波シミュレーションにより得られた水位を用いて設定する。



参考図 6-1 平面二次元津波シミュレーション
(非線形長波理論) による津波波形の変化¹²⁾



参考図 6-2 碎波段波発生時における津波先端部の形状¹²⁾

(2) 最大遡上水深 ($\eta_{\max_1st'}$)

土木学会 (2016)¹³⁾ では、波状段波を伴う津波が発生しても遡上時には碎波減衰が生じること、非線形長波理論及び非線形分散波理論による最大津波高さの解析結果から、波状段波を考慮しても遡上域での津波高さはほぼ変わらないことが示されている。

そのため、最大遡上水深は平面二次元津波シミュレーションにより得られた水位を用いて設定する。

3. 入力津波水深×1/2 の保守性

(1) 防潮堤

a. 検証方針

平面二次元津波シミュレーション（防潮堤あり）により得られた入力津波高さを踏まえた「入力津波水深の 1/2 の値」が保守的な設定となっていることを確認するため、「入力津波水深の 1/2 の値」が平面二次元津波シミュレーション（防潮堤なし）により算出した防潮堤設置位置での通過波浸水深を上回ることを確認する。

b. 解析条件

(a) 検証対象ケース

参考表 6-1 に示す防潮堤前面における入力津波（最高水位）の検討に用いた 4 ケースを用いて検証する。

参考表 6-1 検証対象ケース

No.	波源	防波堤の損傷状態	備 考
1	基準津波 A	防波堤損傷なし	防潮堤前面（水位上昇側）の波源と防波堤の損傷状態の組合せ（4 ケース）
2	基準津波 E	北及び南防波堤損傷	
3	基準津波 E	南防波堤損傷	
4	基準津波 F	北防波堤損傷	

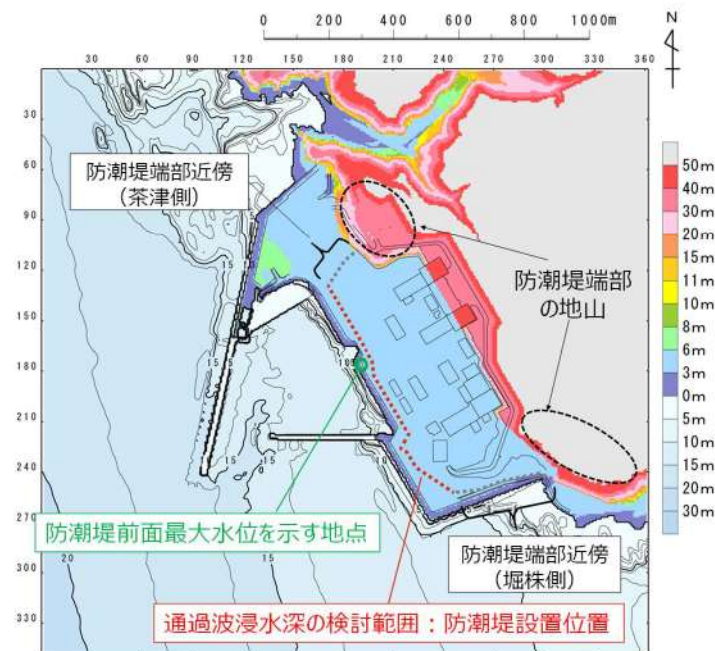
(b) 地形変化

防潮堤前面の津波高さにおける入力津波は、「基準津波 E（南防波堤損傷，敷地地盤（陸域）5.0m 沈下）」を選定していることから，敷地地盤（陸域）5.0m 沈下の地形変化を考慮する。

(c) 検証範囲

以下の2点の理由から、地山による反射波の影響を受ける防潮堤端部近傍を除く、海側に面する防潮堤位置を検証範囲として設定する。通過波浸水深の検証範囲を参考図6-3に示す。

- ・防潮堤端部近傍を含めた防潮堤全区間（茶津側端部～堀株側端部）の中で、防潮堤前面最大水位が発生する地点は、防潮堤端部近傍ではなく、海側に面する位置である。
- ・津波が敷地を遡上するにつれて水位は減衰していくため、仮に地山がない場合（地山標高が敷地標高と同様の状態）を想定すると、防潮堤端部近傍の通過波浸水深は、海側に面する位置の通過波浸水深を下回る。



参考図 6-3 通過波浸水深の検証範囲

c. 解析結果

平面二次元津波シミュレーション（防潮堤なし）により算出した評価対象ケースの通過波浸水深の最大値及び「入力津波水深×1/2 の値」の比較結果を参考表 6-2 に示す。

平面二次元津波シミュレーション（防潮堤なし）で算出した通過波浸水深と比較して、「入力津波水深の 1/2 の値」の方が大きな値となることを確認した。

参考表 6-2 浸水深解析結果（敷地地盤（陸域）5.0m 沈下）

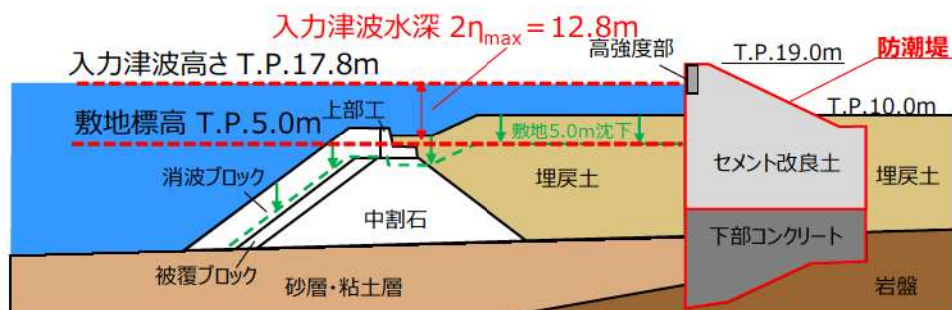
波源	防波堤の損傷状態	平面二次元津波シミュレーション（防潮堤なし）	評価	平面二次元津波シミュレーション（防潮堤あり）
		通過波浸水深 (m)		入力津波水深×1/2 (m)
基準津波 A	防波堤損傷なし	3.37	<	6.4
基準津波 E	北及び南防波堤損傷	3.96		
基準津波 E	南防波堤損傷	3.93		
基準津波 F	北防波堤損傷	4.09		

d. 検証結果

「入力津波水深の 1/2 の値」は、平面二次元津波シミュレーション（防潮堤なし）により算出した通過波浸水深よりも大きな値であるため、「入力津波水深の 1/2 の値」を設計用浸水深（ $\eta_{\max}$ ）と設定することで、津波波圧を保守的に評価することができる。

また、防潮堤前面最大水位を示す地点における入力津波高さを踏まえた「入力津波水深の 1/2 の値」を防潮堤全区間（茶津側端部～堀株側端部）の設計用浸水深として設定することで、保守的な評価となる。

防潮堤位置における入力津波水深の概要図について参考図 6-4 に示す。



参考図 6-4 入力津波水深の概要図（防潮堤）（第 35 図再掲）

(2) 貯留堰

a. 検証方針

平面二次元津波シミュレーション（防潮堤あり）により得られた入力津波高さを踏まえた「入力津波水深の 1/2 の値」が保守的な設定となっていることを確認するため、平面二次元津波シミュレーション（防潮堤あり）により算出した浸水深の 1/2 の値が平面二次元津波シミュレーション（防潮堤なし）により算出した通過波浸水深を上回ることを確認する。

b. 解析条件

(a) 検証対象ケース

参考表 6-3 に示す 3 号炉取水口における入力津波（最高水位）の検討に用いた 4 ケースを用いて検証する。

参考表 6-3 検証対象ケース

No.	波源	防波堤の損傷状態	備 考
1	基準津波 B	防波堤損傷なし	3 号炉取水口（水位上昇側）の波源と防波堤の損傷状態の組合せ（4 ケース）
2	基準津波 F	北及び南防波堤損傷	
3	基準津波 E	南防波堤損傷	
4	基準津波 B	北防波堤損傷	

(b) 地形変化

3 号炉取水口における入力津波（最高水位）で考慮している「敷地地盤（陸域）5.0m 沈下＋敷地前面海底地盤（海域）2.0m 沈下＋土捨場（将来計画反映後の斜面崩壊）」の地形変化のうち、水位上昇量に対する影響は、敷地地盤（陸域）5.0m 沈下の地形変化による影響が顕著であることから、敷地地盤（陸域）5.0m 沈下の地形変化を考慮する。

参考表 6-4 基本ケースと各地形変化を考慮したケースの水位上昇量比較結果

評価項目	波源	防波堤の損傷状態	基本ケース (A)	地形変化(B)							
				地滑り地形①	地滑り地形②	敷地地盤(陸域) 5.0m沈下	敷地前面海底地盤(海域) 2.0m沈下	土捨場 (将来地形)	土捨場の崩壊	敷地前面海底地盤(海域) 0.5m堆積	敷地前面海底地盤(海域) 0.5m洗掘
3号炉取水口	基準津波B	防波堤損傷なし	10.45m	10.45m (0.00m)	10.45m (0.00m)	13.20m (2.75m)	10.63m (0.18m)	10.45m (0.00m)	10.45m (0.00m)	10.48m (0.03m)	10.42m (-0.03m)
	基準津波F	北及び南防波堤損傷	13.14m	13.10m (-0.04m)	13.14m (0.00m)	13.62m (0.48m)	13.19m (0.05m)	13.15m (0.01m)	13.18m (0.04m)	13.19m (0.05m)	13.09m (-0.05m)
	基準津波E	南防波堤損傷	11.86m	11.77m (-0.09m)	11.86m (0.00m)	12.96m (1.10m)	11.97m (0.11m)	11.86m (0.00m)	11.86m (0.00m)	11.86m (0.00m)	11.85m (-0.01m)
	基準津波B	北防波堤損傷	12.89m	12.88m (-0.01m)	12.89m (0.00m)	13.50m (0.61m)	12.99m (0.10m)	12.89m (0.00m)	12.91m (0.02m)	12.95m (0.06m)	12.82m (-0.07m)

(c) 検証位置

貯留堰は、参考図 6-5 及び参考図 6-6 に示すとおり、取水口護岸に囲まれており、さらに取水口護岸の背後には敷地及び防潮堤（以下、取水口護岸及び敷地を「取水口護岸等」という。）が位置している。このため、検証位置については、貯留堰周辺の流況を確認した上で、適切に通過波浸水深を算出できる位置を設定する。

検証対象ケースのうち、水位変動量が最も大きい基準津波 F（北及び南防波堤損傷、敷地地盤（陸域）5.0m 沈下）における第 1 波到達時の伝播状況を参考図 6-7 に示す。貯留堰周辺の津波の流況を以下に示す。

【14 分 50 秒～15 分 0 秒】

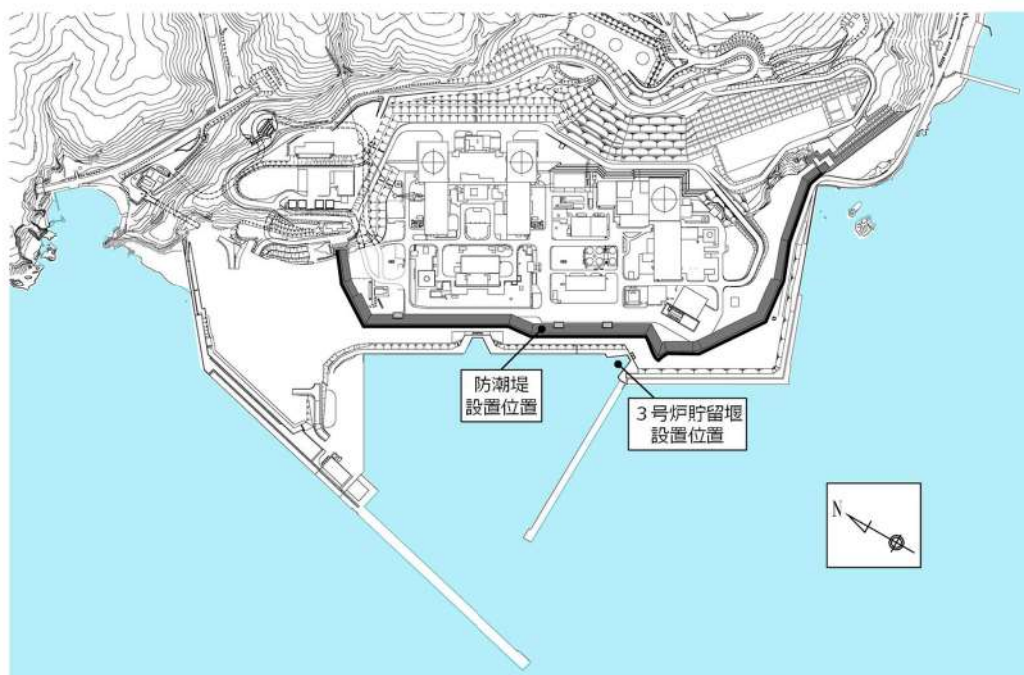
- ・ 防潮堤ありモデル及び防潮堤なしモデルのいずれにおいても、3 号炉取水口に到達した津波が敷地を遡上し、防潮堤に到達する。

【15 分 10 秒～15 分 20 秒】

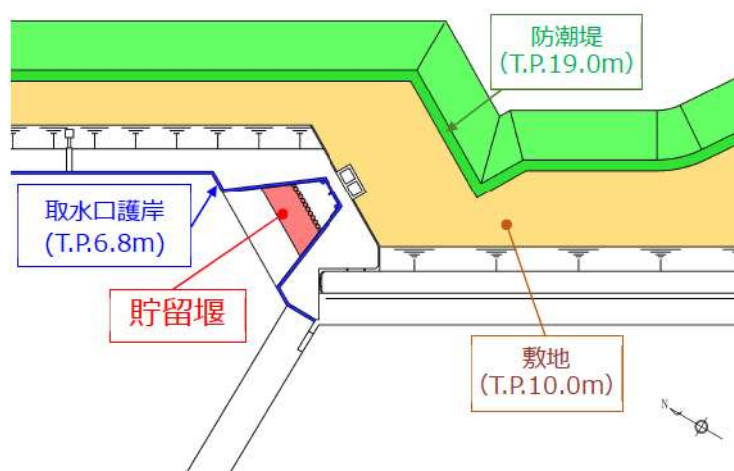
- ・ 3 号炉取水口位置では、防潮堤ありモデル及び防潮堤なしモデルのいずれにおいても、流速ベクトルが小さくなっており、取水口護岸等による反射波の影響を受けていることから、適切な通過波となっていない。
- ・ 一方、防潮堤直前の位置では、防潮堤ありモデルにおいて、流速ベクトルが小さくなっており、防潮堤による反射波の影響を受けているが、防潮堤なしモデルにおいては、防潮堤による反射波の影響を受けず、防潮堤直前で流速ベクトルが大きくなっているため、適切な通過波となっている。

以上を踏まえ、適切な通過波浸水深を算出可能な貯留堰背後の防潮堤直前を検証位置とする。

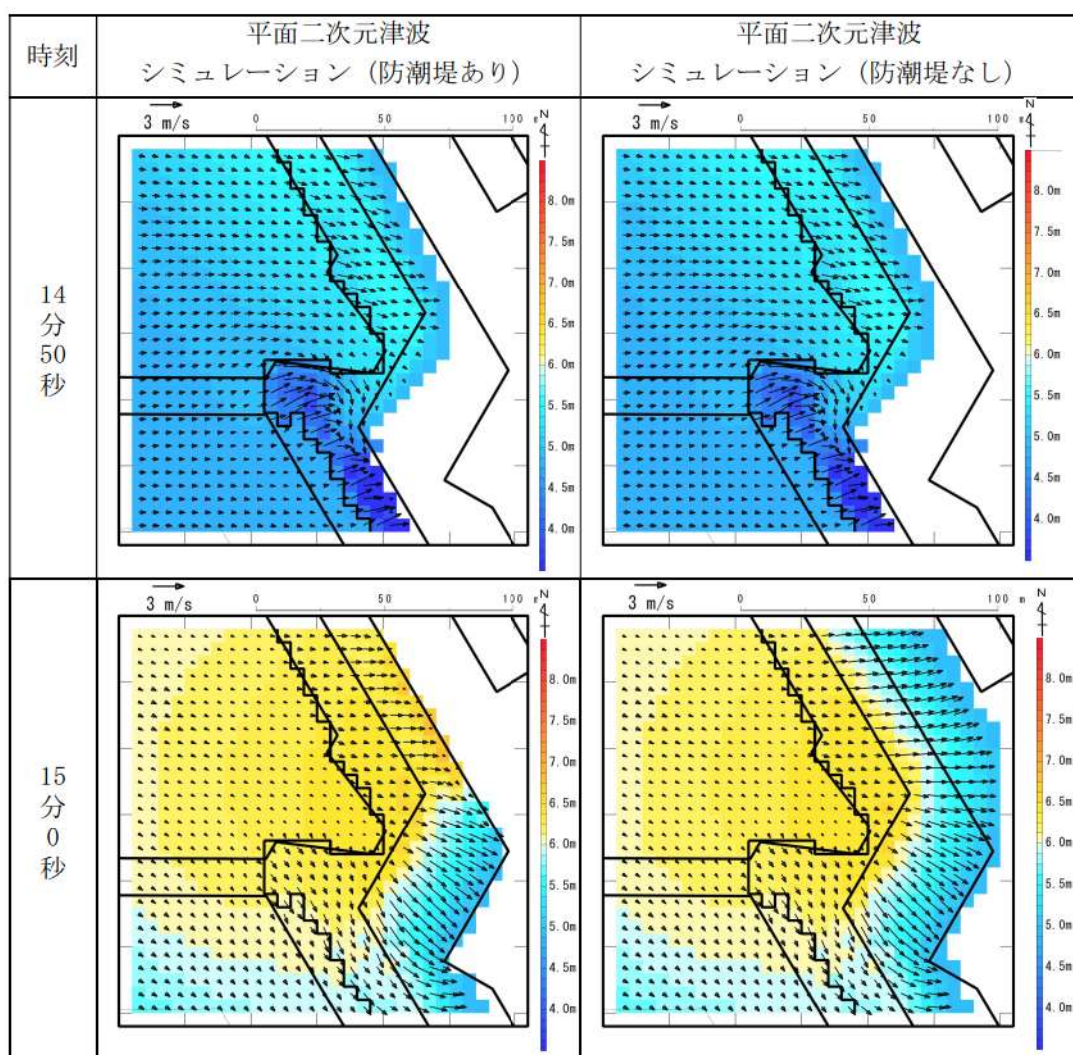
通過波浸水深の検証位置を参考図 6-8 に示す。



参考図 6-5 貯留堰設置位置（再掲）

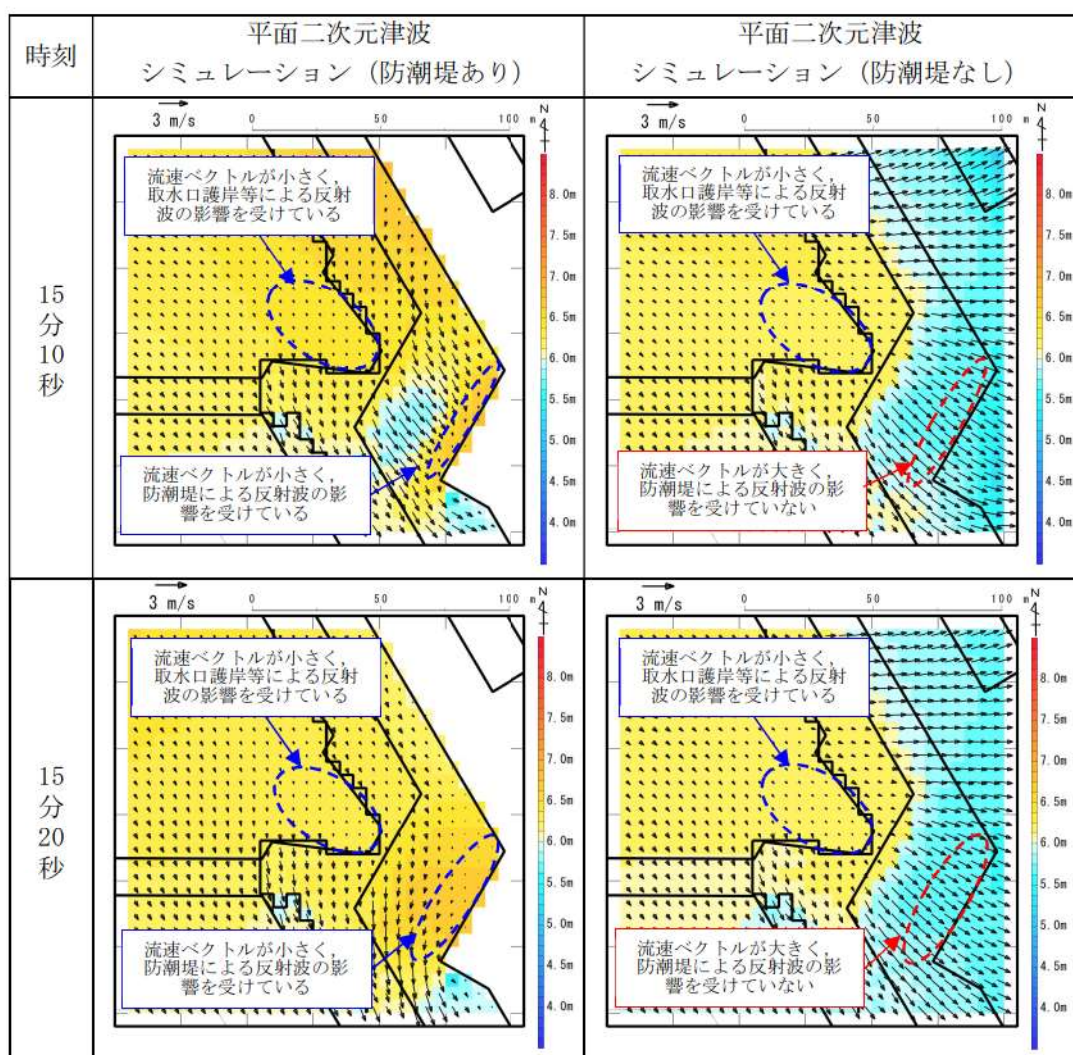


参考図 6-6 貯留堰設置位置の拡大図



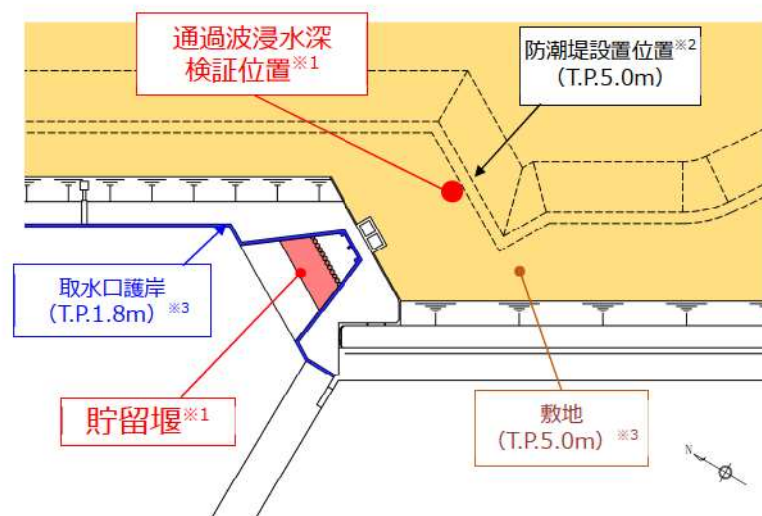
参考図 6-7 (1) 基準津波 F (北及び南防波堤損傷,
敷地地盤 (陸域) 5.0m 沈下) の伝播状況※

※図の矢印は流速ベクトル, 色の濃淡は水位変動量を示す。



参考図 6-7 (2) 基準津波 F (北及び南防波堤損傷, 敷地地盤 (陸域) 5.0m 沈下) の伝播状況※

※図の矢印は流速ベクトル, 色の濃淡は水位変動量を示す。



※1：検証位置では，反射波の影響を受けないが，貯留堰位置では，取水口護岸等による反射波の影響を受ける。

※2：通過波浸水深の検証において防潮堤はモデル化しない。

※3：取水口護岸及び敷地の標高は敷地地盤（陸域）5.0m 沈下を考慮する。

参考図 6-8 通過波浸水深の検証位置
(防潮堤なし，敷地地盤（陸域）5.0m 沈下)

c. 解析結果

平面二次元津波シミュレーション（防潮堤なし）により算出した通過波浸水深の最大値及び平面二次元津波シミュレーション（防潮堤あり）により算出した浸水深の最大値の 1/2 の値の比較結果を参考表 6-5 に示す。

平面二次元津波シミュレーション（防潮堤なし）により算出した通過波浸水深と比較して、平面二次元津波シミュレーション（防潮堤あり）により算出した浸水深の 1/2 の値の方が大きな値となることを確認した。

参考表 6-5 浸水深解析結果（敷地地盤（陸域）5.0m 沈下）

波源	防波堤の損傷状態	平面二次元津波 シミュレーション （防潮堤なし）	評価	平面二次元津波 シミュレーション （防潮堤あり）
		通過波浸水深 (m)		浸水深×1/2 (m)
基準津波 B	防波堤損傷なし	3.91	<	4.97
基準津波 F	北及び南防波堤損傷	3.92		4.98
基準津波 E	南防波堤損傷	3.70		4.62
基準津波 B	北防波堤損傷	4.02		5.02

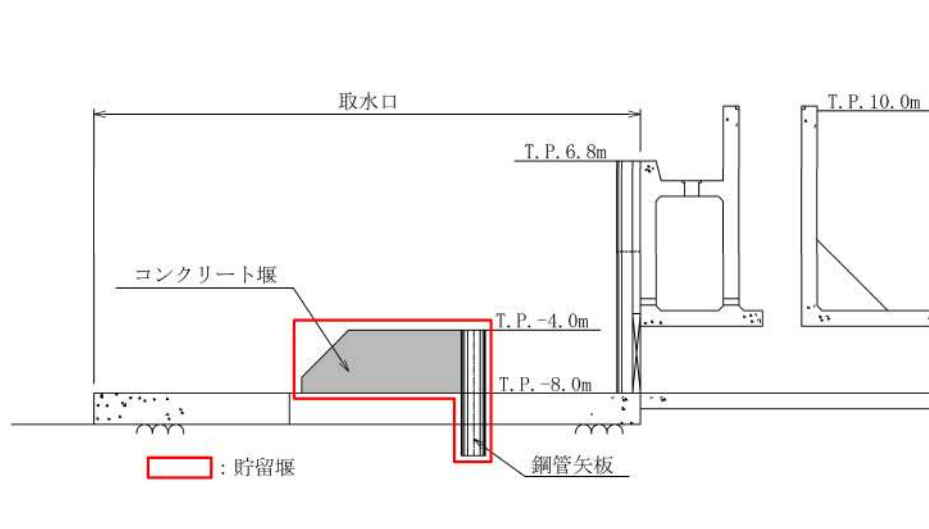
d. 検証結果

c. 項に示す解析結果を踏まえると、仮に貯留堰背後の取水口護岸等がない状態を想定すると、貯留堰位置の通過波浸水深は、「入力津波水深×1/2の値」を下回る。

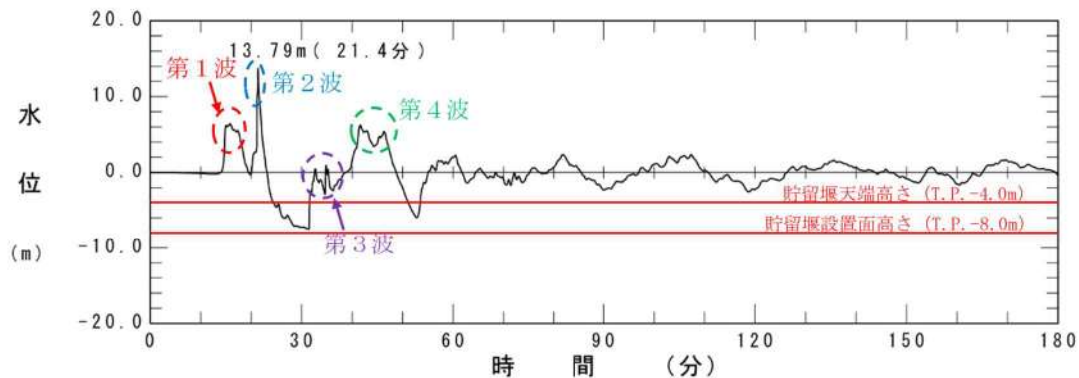
また、通過波浸水深は、3号炉取水口の入力津波の第2波の来襲時、引き波により設置面は露出していないものの、保守的に浸水深が高くなる第2波（3号炉取水口の入力津波高さ）から設定する。

以上より、3号炉取水口の入力津波高さを用いて、設計用浸水深（ $\eta_{\max}$ ）を「入力津波水深×1/2の値」と設定することで、貯留堰に作用する津波波圧は保守的な評価となる。

貯留堰断面図を参考図 6-9 に、入力津波の時刻歴波形を参考図 6-10 及び参考図 6-11 に、貯留堰位置における入力津波水深の概要図について参考図 6-12 に示す。



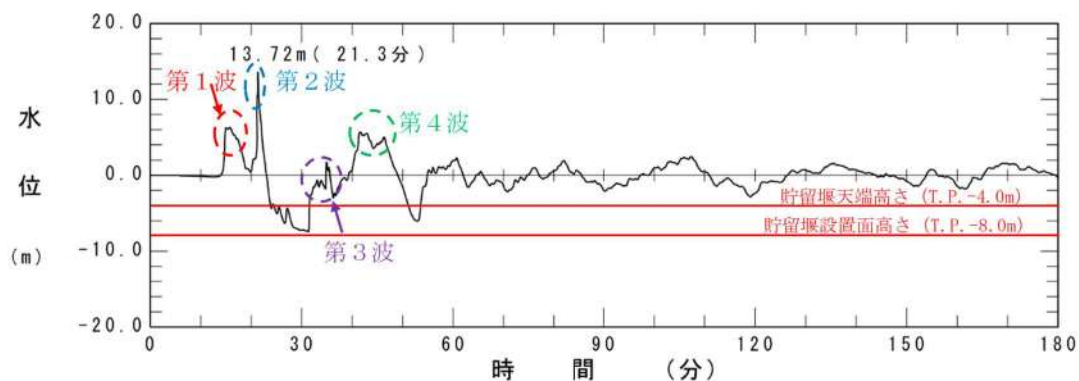
参考図 6-9 貯留堰断面図



※3号炉取水口津波最高地点 T.P13.79m+朔望平均満潮位 0.26m+潮位のばらつき 0.14m+
観測位置の潮位差 0.01m+地震による地殻変動量 0.40m $\div$ 14.6m

3号炉取水口（基準津波F（北及び南防波堤損傷，
「敷地地盤（陸域）5.0m 沈下」+「敷地前面海底地盤（海域）2.0m 沈下」+
「土捨場（将来地形を反映した地形の崩壊）」）

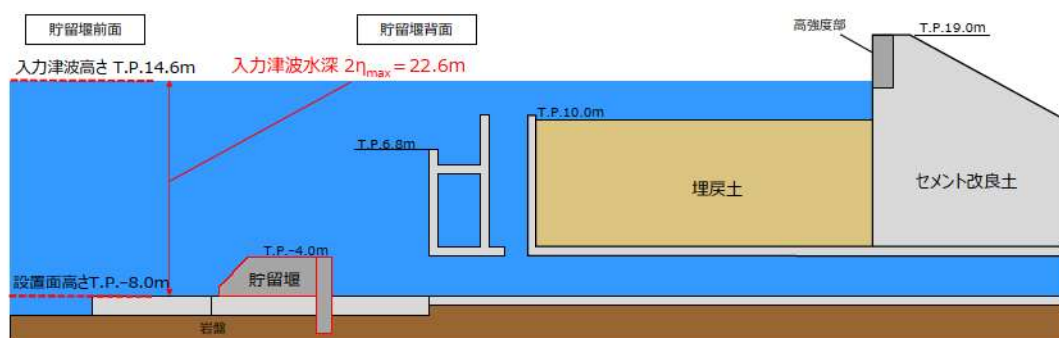
参考図 6-10 入力津波の時刻歴波形



※3号炉取水口津波最高地点 T.P13.72m+朔望平均満潮位 0.26m+潮位のばらつき 0.14m+
観測位置の潮位差 0.01m+地震による地殻変動量 0.40m $\div$ 14.6m

3号炉取水口（基準津波B（北防波堤損傷，
「敷地地盤（陸域）5.0m 沈下」+「敷地前面海底地盤（海域）2.0m 沈下」+
「土捨場（将来地形を反映した地形の崩壊）」）

参考図 6-11 入力津波の時刻歴波形



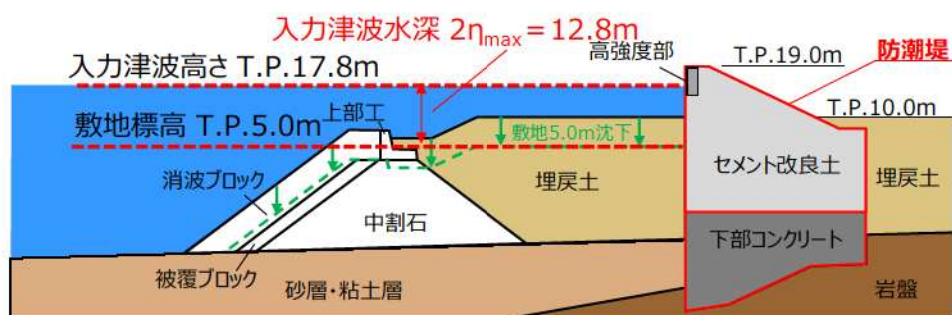
参考図 6-12 入力津波水深の概要図（貯留堰）※（再掲）
 ※貯留堰背面側の水位については，設工認段階で設定する。

4. まとめ

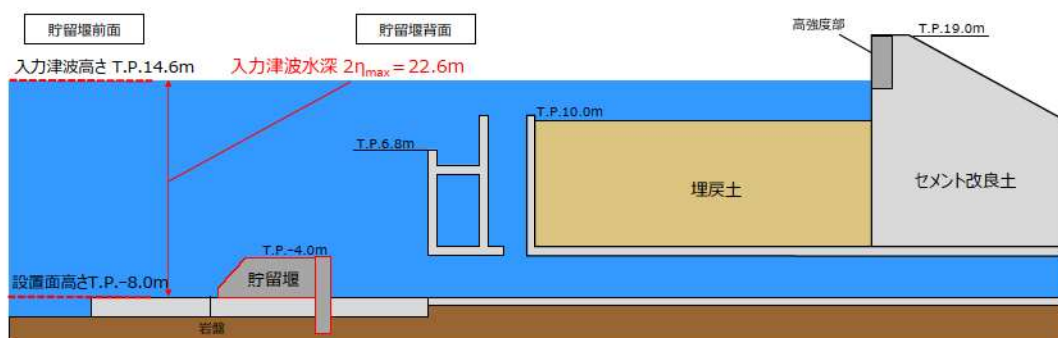
平面二次元津波シミュレーションにより得られた水位を用いて段波最大浸水深 ($\eta_{\max_1st}$) 及び最大遡上水深 ($\eta_{\max_1st'}$) を適切に設定できることを確認した。

また、通過波浸水深と比較して、平面二次元津波シミュレーション（防潮堤あり）により算出した「入力津波水深の 1/2 の値」の方が大きいことを確認した。

以上より、防潮堤及び貯留堰の波圧評価に用いる設計用浸水深 ($\eta_{\max}$) を通過波浸水深よりも大きくなる、「入力津波水深の 1/2 の値」と設定することで、津波波圧は保守的な評価となることを確認した。



参考図 6-13 入力津波水深の概要図（防潮堤）（再掲）



参考図 6-14 入力津波水深の概要図（貯留堰）※（再掲）

※貯留堰背面側の水位については、設工認段階で設定する。

海水に浮遊砂が混入した場合の津波波圧への影響について

1. 概要

地震の揺れに伴う海底地盤の液状化により、底質の粒子間における過剰間隙水圧が上昇し、有効応力が減少するため、底質が移動もしくは巻き上がりやすい状態となる。津波が液状化した敷地前面の海底土砂を巻き上げて来襲する可能性を考慮した際の津波波圧への評価方針について検討する。

2. 泊発電所における浮遊砂濃度を考慮した場合の海水密度の算定

浮遊砂堆積濃度の上限値は、「泊発電所3号炉津波評価について」(参考資料1)と同様に、高橋ほか(1999)¹⁴⁾において示される浮遊砂堆積濃度の上限値1%とした。

「泊発電所3号炉津波評価について」(参考資料1)では、論文整理に基づく浮遊砂堆積濃度上限値に関する評価を実施している。高橋ら(1999)¹⁴⁾の検証事例を参考表7-1に示す。検証結果から、浮遊砂堆積濃度の上限値5%は過大評価であり、浮遊砂堆積濃度の上限値は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%と仮定した時の海水密度として、 1.1g/cm^3 を計算事例に用いているが、泊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来襲する際の浮遊砂体積濃度の上限値は、「泊発電所3号炉津波評価について」(参考資料1)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。参考表7-2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 1.05g/cm^3 である。

参考表7-1 高橋ら(1999)¹⁴⁾の検証事例

検証箇所 (検証津波)	文献	計算使用 砂粒径	計算格子 間隔	浮遊砂濃度 上限値	浮遊砂濃度上限値に関する評価
気仙沼湾 (1960年チリ津波)	玉田ら (2009)	0.001mm～ 1mm	25m, 5m	1%, 5%	・計算格子間隔5mの場合、浮遊砂濃度上限値 5%は実績値より浸食深を過大に評価
八戸港 (1960年チリ津波)	藤田ら (2010)	0.26mm	10.3m	1%, 2%, 5%	・浮遊砂濃度上限値5%は過大に評価 ・浮遊砂濃度上限値1%, 2%の場合の再現性が 良好
宮古湾 (3.11地震津波)	近藤ら (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 定量的に概ね良く一致
気仙沼湾 (3.11地震津波)	森下・ 高橋 (2014)	0.3mm	10m	1% 可変*	・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の向上に繋がるこ とを示唆

*: 試行的に $C_{sat} = \alpha \times \sqrt{U^2 \times V^2}$ と規定 (C_{sat} : 飽和浮遊砂濃度, U , V : 断面平均流速(m/s), $\alpha = 0.01$)

参考表 7-2 海水密度の算定結果

	密度 (g/cm ³)
海水	1.03
砂	2.744
海水+砂 1 %	1.05

3. まとめ

海水密度は高橋ほか(1999)¹⁴⁾において示される浮遊砂堆積濃度の上限値 1 %を踏まえると、 $1.05\text{g}/\text{cm}^3$ となるが、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ からの海水密度の増分は 2 %程度であり、津波波圧と海水密度は比例関係にあるため、最大波圧の増分も 2 %程度と推定される。

津波波圧が 2 %増加した場合においても、構造健全性への影響がないことを設工認段階で示す方針とする。

【参考文献】

- 1) 原子力規制委員会 (2023) : 耐津波設計に係る設工認審査ガイド, 原規技発第 2301182 号
- 2) 国土交通省港湾局 (2015) : 防波堤の耐津波設計ガイドライン
- 3) 原子力規制委員会 NRA 技術報告 (2022) : 防潮堤に作用する最大持続波圧評価式の提案, NTEC-2022-4001
- 4) 原子力規制委員会 NRA 技術報告 (2015) : 防潮堤に作用する津波段波の影響について, NTEC-2015-4001
- 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 (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, pp. 911-915
- 6) 原子力規制委員会 NRA 技術報告 (2014) : 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, NTEC-2014-4001
- 7) 原子力規制委員会 NRA 技術報告 (2016) : 防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について, NTEC-2016-4001
- 8) 安田誠宏・高山知司・山本博紀 (2006) : ソリトン分裂津波の変形と波力特性に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp. 256 - 260.
- 9) 首藤信夫・今村文彦・越村俊一・佐竹健治・松富英夫 : 津波の辞典 (2007), 朝倉書店, pp. 230
- 10) 松山昌史・池野正明・榊山勉・柳沢賢・藤井直樹 (2005) : 大陸棚上におけるソリトン分裂した津波の碎波に関する無ひずみ模型実験, 海岸工学論文集, 第 52 巻, pp. 241 - 245.
- 11) 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 (2012) : 釜石港口防波堤の津波による被災メカニズムの検討ー水理特性を中心とした第一報ー, 港湾空港技術研究所資料, No. 1251
- 12) (財) 国土技術研究センター (2007) : 津波の河川遡上解析の手引き (案)
- 13) 土木学会 (2016) : 原子力発電所の津波評価技術 2016, 公益社団法人土木学会原子力土木委員会津波評価小委員会
- 14) 高橋智幸・首藤伸夫・今村文彦・浅井大輔 (1999) : 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, 第 46 巻, pp. 606 - 610.

基準類における衝突荷重算定式及び衝突荷重について

1. はじめに

泊発電所において考慮する漂流物の衝突荷重の算定に当たり、泊発電所における基準津波の津波特性を平面二次元津波シミュレーションより確認し、「2.5.2 c. 基準津波に伴う取水口付近の漂流物に対する取水性確保」に示す取水口に対する漂流物の影響の評価プロセスより、漂流物衝突荷重の設定に考慮する漂流物を抽出するとともに、既往の衝突荷重の算定式とその適用性について整理した。

2. 基準類における衝突荷重算定式について

耐津波設計に係る設工認審査ガイドにおいて挙げられている参考規格・基準類のうち、漂流物の衝突荷重又は衝突エネルギーについて記載されているものは、「道路橋示方書・同解説 I 共通編（平成14年3月）」と「津波漂流物対策施設設計ガイドライン（平成26年）」であり、それぞれ以下のように適用範囲・考え方、算定式を示している。

①道路橋示方書・同解説 I 共通編（（社）日本道路協会，平成14年3月）

○適用範囲・考え方：

橋（橋脚）に自動車，流木あるいは船舶等が衝突する場合の衝突荷重を算定する式である。

○算定式：

$$\text{衝突力 } P = 0.1 \times W \times v$$

ここで， P ：衝突力（kN）

W ：流送物の重量（kN）

v ：表面流速（m/s）

②津波漂流物対策施設設計ガイドライン（沿岸技術研究センター，寒地港湾技術研究センター，平成26 年）

○適用範囲・考え方：

「漁港・漁場の施設の設計の手引き（全国漁港漁場協会2003 年版）」の接岸エネルギーの算定方法に準じて設定されたものであり，漁船の他，車両・流木・コンテナにも適用されるが，支柱及び漂流物捕捉スクリーンの変形でエネルギーを吸収させることにより漂流物の進入を防ぐための津波漂流物対策施設の設計に適用される式である。

○算定式：

$$\text{船舶の衝突エネルギー } E = E_0 = W \times v^2 / (2g)$$

（船の回転により衝突エネルギーが消費される（1/4点衝突）の場合）

$$E = E' = W \times v^2 / (4g)$$

$$\text{ここで， } W = W_0 + W' = W_0 + (\pi/4) \times (D^2 L \gamma_w)$$

W：仮想重量（kN）

W_0 ：排水トン数（kN）

W' ：付加重量（kN）

D：喫水（m）

L：横付けの場合は船の長さ，縦付けの場合は船の幅（m）

γ_w ：海水の単位体積重量（kN/m³）

これは，鋼管杭等の支柱の変形及びワイヤロープの伸びにより衝突エネルギーを吸収する考え方であり，弾性設計には適さないものである。

3. 漂流物の衝突荷重算定式の適用事例

安藤ら（2006）によれば，南海地震津波による被害を想定して高知港を対象に，平面二次元津波シミュレーション結果に基づいた被害予測手法，特に漂流物の衝突による構造物の被害，道路交通網等アクセス手段の途絶について検討が行われ，また，港湾全体における脆弱性評価手法が検討されている。この中で，荷役設備・海岸施設の漂流物による被害を検討する際の，漂流物の衝突力が算定されており，船舶に対しては道路橋示方書が採用されている（表1）。

表1 各施設の許容漂流速度（安藤ら（2006）抜粋）

		選 定 式	対象施設		
			クレーン	水門	倉庫
車両		陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 ⁴⁾	4.8 m/s	1.5 m/s	1.5 m/s
コンテナ	20ft	陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 ⁴⁾	4.9 m/s	1.5 m/s	1.5 m/s
	40ft	陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 ⁴⁾	4.7 m/s	1.5 m/s	1.5 m/s
船舶	小型	衝突荷重（道路橋示方書）	5.0m/s超	5.0m/s超	5.0m/s超
	大型	衝突荷重（道路橋示方書）	5.0m/s超	1.8 m/s	1.8 m/s
木材		陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究 ⁴⁾	5.0m/s超	1.7 m/s	1.7 m/s

また，船舶による衝突荷重は，（財）沿岸技術研究センター及び国土交通省国土技術政策総合研究所による研究においても，道路橋示方書にある算定式が採用されており，船舶による漂流荷重に対する適用性が示されている。

4. 漂流物による衝突力評価式に関する既往の研究論文

道路橋示方書等の基準類以外にも、漂流物による衝突力評価に対する研究が複数存在している。以下に、これらの研究概要を例示するが、木材やコンテナ等を対象とした事例が多く、泊発電所において漂流物として想定している船舶の衝突を考慮した事例は少ない。

○適用範囲・考え方：

「平成23年度 建築基準整備促進事業 40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」（東京大学生産技術研究所(2011)）では、「漂流物の衝突による建築物への影響の評価については、研究途上の段階であり、また、被害調査においても、被害をもたらした漂流物の詳細な情報を得ることは難しいため、既往の知見の検証は困難であった」としている。また、津波による漂流物が建築物に衝突する際の衝突力に関する研究を以下に示しているが、「対象としている漂流物は（a），（b），（d），（e）が流木，（c），（d），（e）がコンテナである（（e）は任意の漂流物を対象としているものの実質流木とコンテナしか算定できない。）。」としている。

泊発電所における漂流物としては、船舶を想定していることから評価式(a)～(e)については、その他の衝突荷重の算定式の適用性も踏まえて今後検討する。

上記に、（e）：FEMA（2012）の最新知見である（f）：FEMA（2019）と、FEMA（2019）において引用している（g）：ASCE（2016）を加え、評価式（（a）～（g））の概要を表2に示す。

表2 漂流物による衝突力評価式に関する既往の研究論文（1／3）

既往の評価式	内 容
(a) 松富の評価式 [1] 松富英夫：流木衝突力の実用的な評価式と変化特性，土木学会論文集，No. 621，pp.111-127，1999.5	松富[1]は，津波による流木の衝突力を次式のとおりに提案している。本式は，円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の衝突力評価式である。 $\frac{F_m}{\gamma D^2 L} = 1.6 C_{MA} \left\{ \frac{v_{A0}}{(gD)^{0.5}} \right\}^{1.2} \left(\frac{\sigma_f}{\gamma L} \right)^{0.4}$ ここで，F_m：衝突力 C_{MA}：見かけの質量係数（段波，サージでは1.7，定常流では1.9） v_{A0}：流木の衝突速度 D：流木の直径 L：流木の長さ σ_f：流木の降伏応力 γ：流木の単位体積重量 g：重力加速度 被衝突体を縦スリット型の受圧壁とし，津波の遡上を許容しつつ流木の浸入を防ぐことを想定している。
(b) 池野らの評価式 [2] 池野正明・田中寛好：陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第50巻，pp. 721-725，2003	池野ら[2]は，円柱以外にも角柱，球の形状をした木材による衝突力を次式のとおりに提案している。 $\frac{F_H}{gM} = S \cdot C_{MA} \left\{ \frac{V_H}{(g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})} \right\}^{2.5}$ ここで，F_H：漂流物の衝突力 S：係数（5.0） C_{MA}：付加質量係数（円柱横向き：2.0（2次元），1.5（3次元），角柱横向き：2.0～4.0（2次元），1.5（3次元），円柱縦向き：2.0程度，球：0.8程度） V_H：段波波速 D：漂流物の代表高さ L：漂流物の代表長さ M：漂流物の質量 g：重力加速度 各種形状の漂流物（横向きと縦向き配置の円柱と角柱及び球）の衝突について，付加質量係数を変化させて検証しているが，船舶の形状までは検証されていない。
(c) 水谷らの評価式 [3] 水谷法美ら：エプロン上のコンテナに作用する津波力と漂流衝突力に関する研究，海岸工学論文集，第52巻pp.741-745，2005	水谷ら[3]は，津波により漂流するコンテナの衝突力を次式のとおりに提案している。 $F_m = 2\rho_w \eta_m B_c V_x^2 + \frac{WV_x}{gdt}$ ここで，F_m：漂流衝突力 dt：衝突時間 m：最大遡上水位 w：水の密度 B_c：コンテナ幅 V_x：コンテナの漂流速度 W：コンテナ重量 g：重力加速度 陸上に設置されたコンテナにより堰き止められる水塊の重量（付加質量）に基づき衝突力を評価している。

表2 漂流物による衝突力評価式に関する既往の研究論文（2／3）

既往の評価式	内 容
(d) 有川らの評価式 [4] 有川太郎ら：遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験，海岸工学論文集，第54巻，pp. 846-850，2007 [5] 有川太郎ら：津波による漂流木のコンクリート壁面破壊に関する大規模実験，土木学会論文集B2，Vol. 66，No. 1，pp. 781-785，2010	有川ら[4]は，コンクリート構造物に鋼製構造物（コンテナ等）が漂流衝突する際の衝突力を次式のとおり提案している。 $F = \gamma_p \chi^{2/5} \left(\frac{5}{4} \tilde{m} \right)^{3/5} v^{6/5}$ $\chi = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi} \frac{1}{k_1 + k_2}, \quad k = \frac{1 - \nu^2}{\pi E}, \quad \tilde{m} = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$ ここで，F：衝突力 a：衝突面半径の1/2（コンテナ衝突面の縦横長さの平均の1/4） E：ヤング率（コンクリート版） ν：ポアソン比 m：質量 v：衝突速度 p：塑性によるエネルギー減衰効果（0.25） m やk の添え字は，衝突体と被衝突体を示す。 また，有川ら[5]は，松富[1]にならい，上式において $m = C_{MA} m$（C_{MA}：サージタイプの1.7）とすることで，流木のコンクリート版に対する衝突力を評価できるとしている。 塑性によるエネルギー減衰効果を考慮した考え方である。
(e) FEMA2nd（2012）の評価式 [6] FEMA：Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646.	FEMA P646[6]では，漂流物による衝突力を正確に評価するのは困難としながら，以下の式を一例として示している。 $F_i = 1.3 u_{max} \sqrt{k m_d (1 + c)}$ ここで，F_i：衝突力 c：付加質量係数 u_{max}：漂流物を運ぶ流体の最大流速 m_d：漂流物の質量 k：漂流物の有効軸剛性 流木とコンテナに対して提案されたものである。

表2 漂流物による衝突力評価式に関する既往の研究論文（3／3）

既往の評価式	内 容
(f) FEMA3rd (2019) の評価式 [7] FEMA : FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY	FEMA 2nd (2012) からの変更点は以下のとおり。 ・ 2011年東北地方太平洋沖地震に伴う津波に関する報告や教訓の追加。 ・ FEMA 2nd (2012) の過剰な保守性を排除するために漂流物衝突式を改訂。 ・ 参考文献を最新バージョンに更新。 漂流物（例：浮遊流木、木材、輸送用コンテナ、自動車、ボート等）による衝撃力は、建物に重大な損傷を与える可能性があり、丸太、自動車、輸送用コンテナ等による衝撃に対する設計荷重について、ASCE (2016) に示されているとしている。 なお、FEMA 2nd (2012) で示されていた衝突荷重算定式の記載は削除されている。 車両、流木、コンテナに対して提案されたものである。
(g) ASCE (2016) の評価式 [8] ASCE : American Society of Civil Engineers	ASCE[8]では、海底を滑動する際の衝突荷重が一例として示している。 $F_{ni} = u_{max} \sqrt{k m_d}$ $F_i = I_{tsu} C_0 F_{ni}$ ここで、F_{ni}：最大瞬間漂流物衝突力 k：有効剛性 m_d：漂流物の質量 u_{max}：敷地内における漂流物が十分に浮き上がる水深での最大流速 I_{tsu}：重要度係数 C_0：回転係数 車両、流木、コンテナに対して提案されたものである。

5. 入力津波の特性（流向・流速）

漂流物の衝突荷重算定に用いる流速は、津波の流速に支配されることから、漂流物の漂流速度には津波の流速を用いる。なお、平面二次元津波シミュレーション結果より、表3、4に示すとおり、最大流速は「流速最大ケース1、敷地前面海底地盤（海域）0.5m洗掘」において最大となる（詳細は添付資料3参照）。

表3 基本ケース^{※1}の最大流速

波源	防波堤の損傷状態	最大流速
		基本ケース ^{※1}
基準津波A	防波堤損傷なし	13.81m/s
基準津波B	防波堤損傷なし	17.26m/s
基準津波B	北防波堤損傷	13.60m/s
基準津波C	防波堤損傷なし	13.95m/s
基準津波D	防波堤損傷なし	17.57m/s
基準津波D	北及び南防波堤損傷	13.19m/s
基準津波D	南防波堤損傷	16.77m/s
基準津波D	北防波堤損傷	14.60m/s
基準津波E	北及び南防波堤損傷	12.56m/s
基準津波E	南防波堤損傷	16.56m/s
基準津波F	北及び南防波堤損傷	12.31m/s
基準津波F	北防波堤損傷	13.72m/s
基準津波G	南防波堤損傷	15.27m/s
基準津波H	北防波堤損傷	14.13m/s
基準津波I	防波堤損傷なし	13.70m/s
基準津波J	北及び南防波堤損傷	12.94m/s
基準津波K	南防波堤損傷	16.96m/s
基準津波L	北防波堤損傷	12.14m/s
流速最大ケース1 ^{※2}		17.63m/s
流速最大ケース2 ^{※3}		13.54m/s

※1 基本ケースは想定される地形変化を考慮しないケース（但し、防波堤の損傷を除く）をいう。

※2 波源：基準津波K，防波堤の損傷状態：防波堤損傷なし

※3 波源：基準津波K，防波堤の損傷状態：北及び南防波堤損傷

表 4 入力津波の影響要因（地形変化）を考慮した最大流速

波源	防波堤の 損傷状態	最大流速	
		基本ケース	地形変化
			敷地前面海底地盤(海域)0.5m洗掘
流速最大ケース1※		17.63m/s	18.00m/s

※ 波源：基準津波K，防波堤の損傷状態：防波堤損傷なし

また，平面二次元津波シミュレーション結果より，流速が最大となる「流速最大ケース1，敷地前面海底地盤（海域）0.5m洗掘」における流況（流向・流速）を確認した。

発電所周辺における，最大流速発生時の流況確認結果を表5に示す。

表 5 最大流速発生時の流況

対象箇所	波源	防波堤の 損傷状態	流向	最大流速	発生時刻
				地形変化	
				敷地前面海底地盤(海域)0.5m洗掘	
北防波堤 先端部	流速最大ケース1※		南	18.00m/s	34分52.70秒

※ 波源：基準津波K，防波堤の損傷状態：防波堤損傷なし

表5に示す発電所周辺の最大流速発生時刻近傍（最大時刻，最大時刻前後30秒）における水位分布と流向・流速ベクトル図，及び最大流速発生時刻における流速分布図を図1に示す。

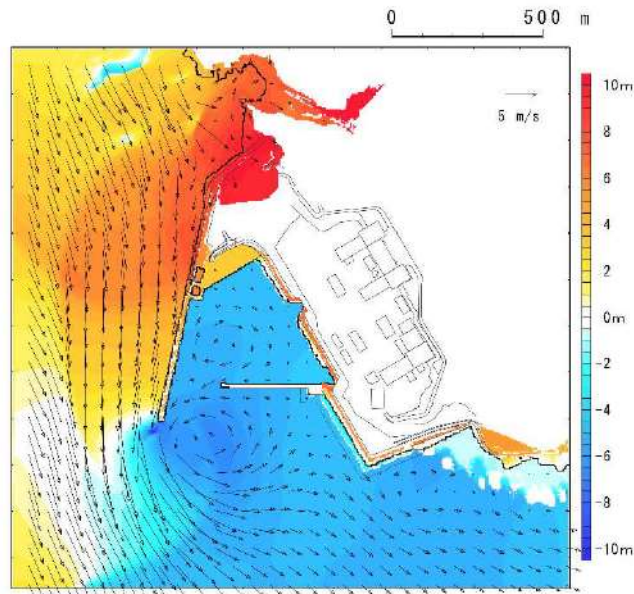


図 1-1 水位分布と流向・流速ベクトル (34 分 22.70 秒：最大流速発生時刻－30 秒)

流速最大ケース 1

地形変化：敷地前面海底地盤（海域）0.5m洗掘

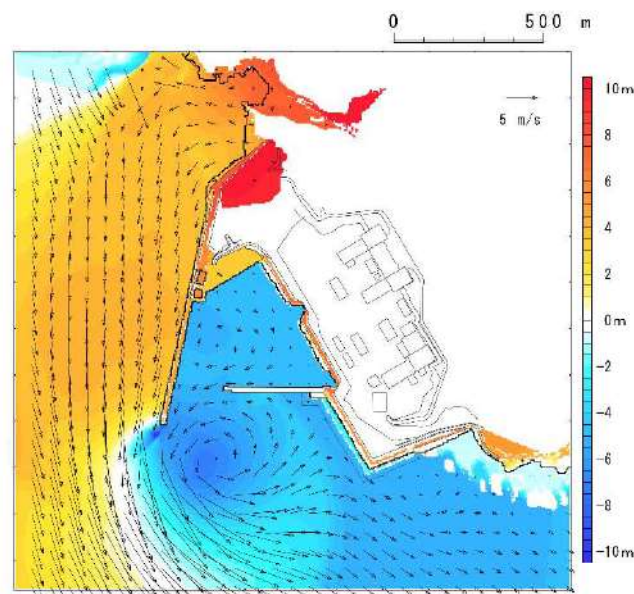


図 1-2 水位分布と流向・流速ベクトル (34 分 52.70 秒：最大流速発生時刻)

流速最大ケース 1

地形変化：敷地前面海底地盤（海域）0.5m洗掘

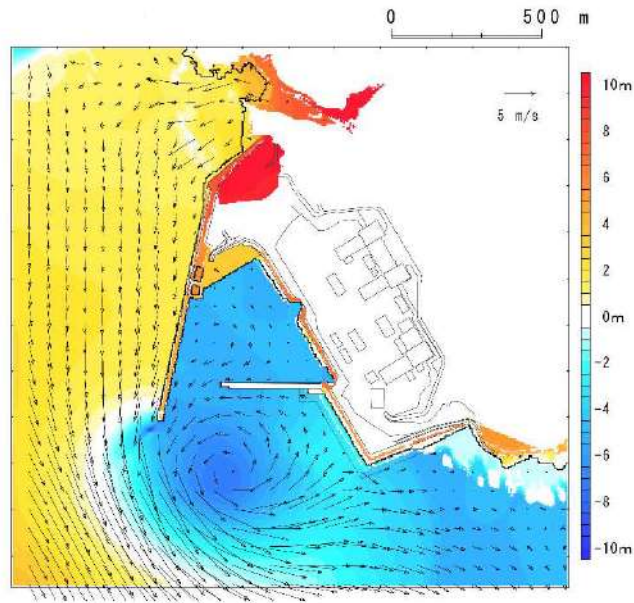


図1-3 水位分布と流向・流速ベクトル（35分22.70秒：最大流速発生時刻+30秒）

流速最大ケース1

地形変化：敷地前面海底地盤（海域）0.5m洗掘

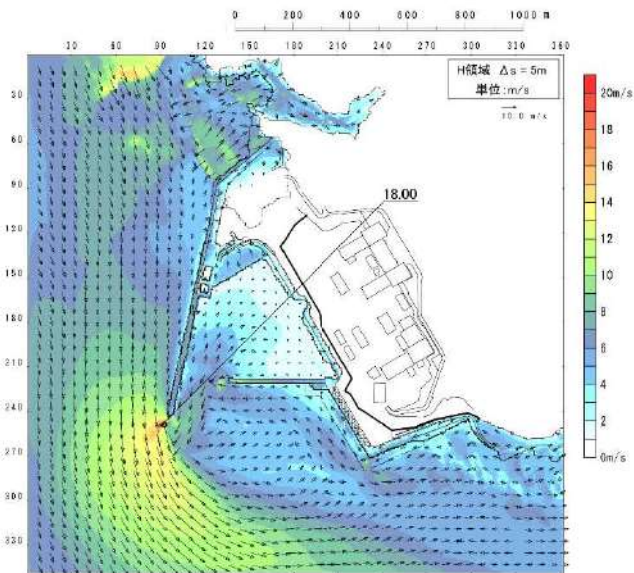


図1-4 最大流速分布（流速最大ケース1）

地形変化：敷地前面海底地盤（海域）0.5m洗掘

6. 対象漂流物の配置位置及び種類等

基準津波に対する津波防護施設の評価において、設計条件として設定する対象漂流物とその配置及び船舶の操業エリアを表6、表7及び図2に示す。

発電所沿岸で操業する漁船は80隻である。

また、施設護岸から500m以内及び500m以遠で操業及び航行する漁船に対しては、発電所への連続的な流れがないことから施設護岸に到達する可能性は十分に小さいが、航行の不確かさを考慮し、仮に津波防護施設に衝突する場合の影響について確認する。

漂流物の津波防護施設への到達可能性については、「2.5.2 c. 基準津波に伴う取水口付近の漂流物に対する取水性確保」参照。

表6 津波防護施設に考慮する漂流物について

津波防護施設	対象漂流物	
防潮堤 貯留堰	陸域	70t 吊りラフタークレーン（重量約 41t）※1
	直近海域 （防潮堤等から 500m 以内）	発電所周辺 500m 以内漁船※2 （FRP 製，総トン数 4.9t，排水トン数約 15t）
	前面海域 （防潮堤等から 500m 以遠）	発電所周辺 500m 以遠漁船※2 （FRP 製，総トン数 19.81t，排水トン数約 60t）

※1：漂流して防潮堤等に到達する可能性はなく，滑動により到達することを想定する。

※2：漁船については，基準津波の流向・流速から津波防護施設へ到達する可能性はないが，設計上は保守的に衝突する場合の影響を考慮した。

表7 発電所沿岸で操業する漁船

名称	発電所海岸からの距離	漁場	目的	漁港・港船揚場	総トン数(質量)	漁場での操業船数(隻)
漁船	500m 以内	④	さけ(定置網) 浅海 定置網	泊漁港	最大 4.9 t (約 15 t)	2
				岩内港	最大 4.9 t (約 15 t)	2
				堀株港	最大 0.2 t (約 0.6 t)	1
	500m 以遠	①	浅海 定置網	泊漁港	最大 9.7 t (約 29 t)	11
				茅沼船揚場	最大 0.54 t (約 1.6 t)	2
				白別船揚場	最大 1.01 t (約 3 t)	4
				長尾船揚場	最大 0.47 t (約 1.4 t)	1
				照岸船揚場	最大 0.57 t (約 1.7 t)	3
		②	ホタテ養殖	泊漁港	最大 14.68 t (約 45 t)	2
		③	ホタテ養殖		最大 14.68 t (約 45 t)	2
		⑤	刺網 定置網		最大 9.88 t (約 30 t)	6
		⑥	ホタテ養殖		最大 4.9 t (約 15 t)	1
		⑦	さけ(定置網)	岩内港	最大 4.9 t (約 15 t)	12
		⑧	刺網		最大 16.0 t (約 48 t)	4
		⑨	底引き網	泊漁港	最大 4.9 t (約 15 t)	10
		⑩	刺網 いか釣り		最大 19 t (約 57 t)	5
		⑪	いか釣り	岩内港	最大 19.81 t (約 60 t)	5
				泊漁港	最大 18 t (約 54 t)	2
		⑪	いか釣り	岩内港	最大 19.81 t (約 60 t)	5
				泊漁港	最大 18 t (約 54 t)	2

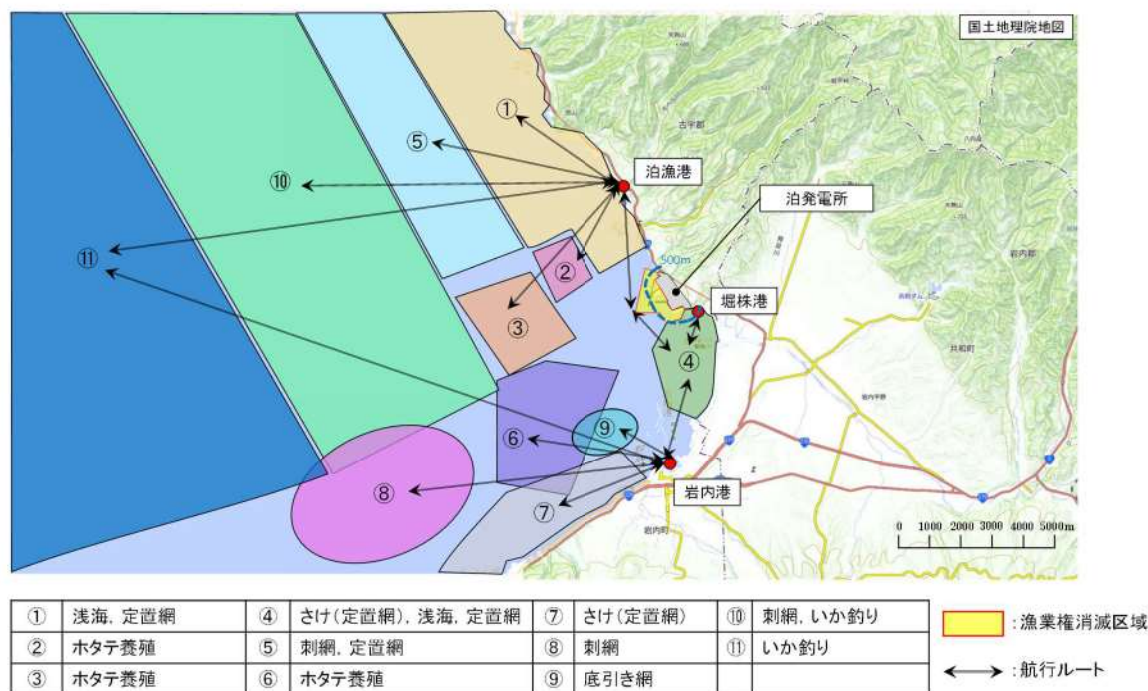


図2 発電所沿岸で操業する漁船の操業エリア

7. 漂流物荷重算定式の整理

漂流物荷重算定式は、運動量理論に基づく推定式や実験に基づく推定式等があり、対象漂流物の種類や仕様により適用性が異なるため、既往の荷重算定式を整理した。表8に算定式のまとめ一覧を示す。

表8 漂流物荷重算定式のまとめ

出典	種類	概要	算定式の根拠（実験条件）
① 松置ほか (1999)	流木	津波による流木の衝突力を提案している。本式は円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の衝突力評価式である。	「実験に基づく推定式」 ・見かけの質量係数に関する水路実験 ・衝突荷重に関する空中での実験 水理模型実験及び空中衝突実験において、流木（植生林ではない丸太）を被衝突体の前面（2.5m以内）に設置した状態で衝突させている。
② 池野・田中 (2003)	流木	円柱以外にも角柱、球の形状をした木材による衝突力を提案している。	「実験に基づく推定式」（縮尺1/100の模型実験）受圧板を陸上構造物と想定し、衝突体を受圧板前面90cm（現地換算80m）離れた位置に設置した状態で衝突させた実験である。模型縮尺（1/100）を考慮した場合、現地換算で直径2.6～8mの板定となる。
③ 道路橋示方書 (2002)	流木等	橋（橋脚）に自動車、流木あるいは船舶等が衝突する場合の衝突力を定めている。	漂流物が流下（漂流）してきた場合に、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できる。
④ 津波漂流物対策施設設計ガイドライン (2014)	漁船等	漁船の仮想重量と漂流物流速から衝突エネルギーを提案している。	「漁港・漁場の施設の設計の手引」（2003）に記載されている、接岸エネルギーの算定式に対し、接岸速度を漂流物速度とすることで、衝突エネルギーを算定。
⑤ FEMA (2012)	流木・コンテナ	漂流物による衝突力を正確に評価するのは困難としながら、一例として評価式を示している。	「運動方程式に基づく衝突力方程式」非減衰系の振動方程式に基づいており、衝突体及び被衝突体の両方とも完全弾性体としている。
⑥ 水谷ほか (2005)	コンテナ	津波によりするコンテナの衝突力を提案している。	「実験に基づく推定式」（縮尺1/75の模型実験）使用コンテナ長さを20ftと40ft、コンテナ重量0.2N～1.3N程度（地上流速1.0m/s以下、材質アクリル）
⑦ 有川ほか (2007)	流木・コンテナ	コンクリート構造物に鋼製構造物（コンテナ等）が漂流衝突する際の衝突力を提案している。	「接岸理論に基づく推定式」（縮尺1/5の模型実験）使用コンテナ長さ1.21m、高さ0.52m、幅0.49m衝突速度1.0～2.5m/s程度、材質鋼製
⑧ FEMA3 rd (2019)	車両・流木・コンテナ	漂流物の衝突力についてはASCE(2016)に定められている。	—
⑨ ASCE (2016)	車両・流木・コンテナ	車両や流木等の漂流物に対して、津波のリスク分類に応じた重要度係数を用いた衝突力を提案している。	浮遊する車両の衝突に対して、地面から3ft(0.914m)から最大水深までの高さ位置する鉛直構造物系への衝突荷重を計算している。

8. 設置変更許可段階における漂流物衝突荷重の設定方針

設置変更許可段階において、漂流物衝突荷重（以下、衝突荷重）は、「構造物の衝撃挙動と設計法（（社）土木学会，1994）」（以下、「土木学会（1994）」という。）の文献等を用いて、船首方向の軸剛性を設定したうえで、「FEMA(2012)」等により算定する。

衝突荷重は、現時点の漂流物評価結果^{※1}を踏まえ、漂流物として以下を対象として算定し^{※2}、保守性を見込んで防潮堤の構造成立性確認用の衝突荷重として設定する（別紙1参照）。

- ・陸域（敷地内車両）：42tの車両系重機^{※1}
- ・直近海域（発電所から500m以内で操業・航行）：総トン数5tの小型船舶^{※1}
- ・前面海域（発電所から500m以遠で操業・航行）：総トン数20tの船舶^{※1}

※1：漂流物調査結果では、重量約41tの車両系重機、総トン数4.9tの漁船及び総トン数19.81tの漁船が確認されているが、衝突荷重の設定では、それぞれ42tの車両系重機、総トン数5tの小型船及び総トン数20tの船舶として、設定する。

※2：船舶構造について、文献値を用いて衝突荷重を設定するが、詳細設計段階では、漂流物評価結果により抽出した対象船舶の諸元を基に非線形構造解析により衝突荷重を設定する。なお、漂流物の衝突荷重は、詳細設計段階において改めて設定する。

9. 詳細設計段階における漂流物衝突荷重の設定方針

衝突荷重については、漂流物が津波と遭遇する位置や漂流物の種類・仕様が衝突荷重の大きさに関係することから、詳細設計段階において以下のとおり検討する。

- ・津波防護施設の評価において、基本とする設計条件として設定する対象漂流物は、漂流物評価結果及び対策等を踏まえて決定する。
- ・衝突荷重の算定に当たっては、漂流物の位置、種類、仕様、ソリトン分裂波・砕波の発生の有無等に応じて、既往の衝突荷重の算定式や非線形構造解析を適切に選定する。
- ・衝突荷重の主な影響因子として、「対象漂流物、衝突速度、衝突位置（標高）、荷重組合せ、衝突形態（漂流物の向き、機関部の衝突）及び作用面積」を抽出した。衝突荷重の評価に当たっては、表9のとおり設計上の考慮を行う。

表9 詳細設計段階における設計上の考慮

影響因子	詳細設計段階における設計上の考慮
対象漂流物	・対象漂流物のうち漁船について、「直近海域」内において総トン数4.9tを超える漁船が操業又は航行する可能性はないことから、設計条件のとりとする（添付資料35参照）。
衝突速度	・安全側に敷地における最大津波流速を用いる。
衝突位置 （標高）	・漂流物の衝突荷重が作用する位置は、安全側に最大津波高さ（入力津波高さに高潮ハザードの裕度を加えた高さ含む）を用いる。
荷重組合せ	・最大津波高さと最大津波流速は同地点・同時刻に発生しないものの、安全側に漂流物の衝突荷重（最大津波流速）と津波荷重（最大津波高さ）が同時に作用する組合せを考慮する。
衝突形態 （漂流物の向き、 機関部の衝突）	・非線形構造解析において、衝突形態（漂流物の向き、機関部の衝突）の影響を検討したうえで、安全側になる条件を考慮する。
作用面積	・非線形構造解析において、作用面積の影響を検討したうえで、安全側になる条件を考慮する。

- ・直近海域の漂流物の衝突荷重の算定において、FRP製船舶の船首部の複雑な形状及び構造を再現できる軸剛性の設定方法が確立されていないため、FRP製船舶の構造条件、材料物性を文献値から設定している。ただし、軸剛性は一様に傾斜した船首部を想定して算出しており、局所的な軸剛性を評価できない等、過小評価になる可能性は否定できないことから、詳細設計段階において非線形構造解析を用いて改めて設定する。

- ・施設護岸から500m以内及び500m以遠で操業及び航行する漁船については、漂

漂流物となった場合においても施設護岸に到達する可能性は十分に小さいが、航行の不確かさを考慮し、仮に津波防護施設に衝突する場合の影響について確認する。

- ・衝突荷重の影響を踏まえ、津波防護施設の各部位の照査の結果、津波防護施設本体の性能目標を維持することを確認し、維持できない場合は漂流物対策を講じる。

漂流物対策工を設置する場合は、漂流物衝突荷重を受け持つこと、又は漂流物衝突荷重を軽減・分散させること等が可能な構造とする。

10. 漂流物衝突荷重の設定方針のまとめ

津波防護施設の評価において、漁船（総トン数 4.9t 及び 19.81t）を対象漂流物とする。

基準津波の波源に対して、防波堤の損傷状態との組合せで最大流速を確認した結果、流速最大ケース 1 の場合に、北防波堤先端付近で最大流速 17.63m/s が確認され、さらに入力津波の影響要因となる地形変化を考慮した結果、「流速最大ケース 1，敷地前面海底地盤（海域）0.5m 洗掘」において、最大流速 18.00m/s が確認されたことから、津波防護施設における津波による漂流物衝突荷重の評価には、流速 18.0m/s を用いる。

津波防護施設における詳細設計段階では、漂流物衝突荷重の算定に当たり、漂流物衝突荷重の主な影響因子（対象漂流物、衝突速度、衝突位置（標高）、荷重組合せ、衝突形態（漂流物の向き、機関部の衝突）及び作用面積）に対して、設計上の考慮を行う。

また、施設護岸から 500m 以内及び 500m 以遠で操業及び航行する漁船については、発電所に対する連続的な流れがないことから施設護岸に到達する可能性は十分に小さいが、航行の不確かさを考慮し、仮に津波防護施設に衝突する場合の影響について確認する。

漂流物調査範囲内の人工構造物（漁船を含む）については、基準適合性維持の観点から漂流物調査を定期的（1 回／年）に実施するとともに、津波防護施設への影響評価を実施し、必要に応じて対策を実施する。

防潮堤の構造成立性評価に用いる漂流物の衝突荷重の設定

1. 漂流物による衝突荷重の設定方針

設置変更許可段階における防潮堤の構造成立性評価に用いる衝突荷重は、現時点の漂流物評価結果^{※1}を踏まえ、以下を対象として算定し^{※2}、保守性を見込んで設定する。

- ・陸域（敷地内車両）：42tの車両系重機
- ・直近海域（発電所から500m以内で操業・航行）：総トン数5tの小型船舶^{※1}
- ・前面海域（発電所から500m以遠で操業・航行）：総トン数20tの船舶^{※1}

※1：漂流物調査結果では、重量約41tの車両系重機、総トン数4.9tの漁船及び総トン数19.8tの漁船が確認されているが、衝突荷重の設定では、それぞれ42tの車両系重機、総トン数5tの小型船及び総トン数20tの船舶として、設定する。

※2：船舶構造について、文献値を用いて衝突荷重を設定するが、詳細設計段階では、漂流物評価結果により抽出した対象船舶の諸元を基に非線形構造解析により衝突荷重を設定する。

なお、直近海域の漂流物の衝突荷重の算定において、FRP製船舶の構造条件、材料物性を文献値から設定しているが、軸剛性は一様に傾斜した船首部を想定して算出しており、局所的な軸剛性を評価できない等、過小評価になる可能性は否定できないことから、詳細設計段階において非線形構造解析を用いて改めて衝突荷重を設定する。

衝突荷重として考慮する漂流物による衝突荷重算定条件を表1に示す。

滑動状態の漂流物として選定した車両系重機については「ASCE (2016)」を適用して衝突荷重を選定した。また、浮遊状態の漂流物として選定した船舶について、規格・基準類及び既往の研究論文の衝突荷重算定式の泊発電所での適用性を考慮した上で、「直近海域」の船舶（総トン数5t）は「FEMA (2012)」、 「前面海域」の船舶（総トン数20t）は道路橋示方書の式を適用して衝突荷重を算定した。漂流物の衝突荷重算定フローを図1に示す。

また、「直近海域」の船舶（総トン数5t）の衝突荷重算定時に用いる「FEMA (2012)」では、付加質量係数 C 及び有効軸剛性 k_e が必要となる。このうち、付加質量係数 C は保守的に最大値の $C=1$ を適用する。一方、有効軸剛性 k_e については、「3. 小型船舶の有効軸剛性の設定（総トン数5t）」のとおり設定した。

表 1 衝突荷重として考慮する漂流物による衝突荷重算定条件

対象とした漂流物	重量等	到達形態	流速 (衝突速度)	初期配置 区分	適用式
車両系重機	42t	滑動	18.0m/s	陸域	ASCE (2016)
小型船舶 (FRP)	総トン数：5t (排水トン数：15t ^{※1})	浮遊	18.0m/s	直近海域	FEMA (2012) ^{※2}
船舶 (FRP)	総トン数：20t (排水トン数：60t ^{※1})	浮遊	18.0m/s	前面海域	道路橋示方書

※1：「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015 年）」より，総トン数の 3 倍の重量として考慮する。

※2：適用式における付加質量係数 C は，保守的に最大値の C=1 を適用する。

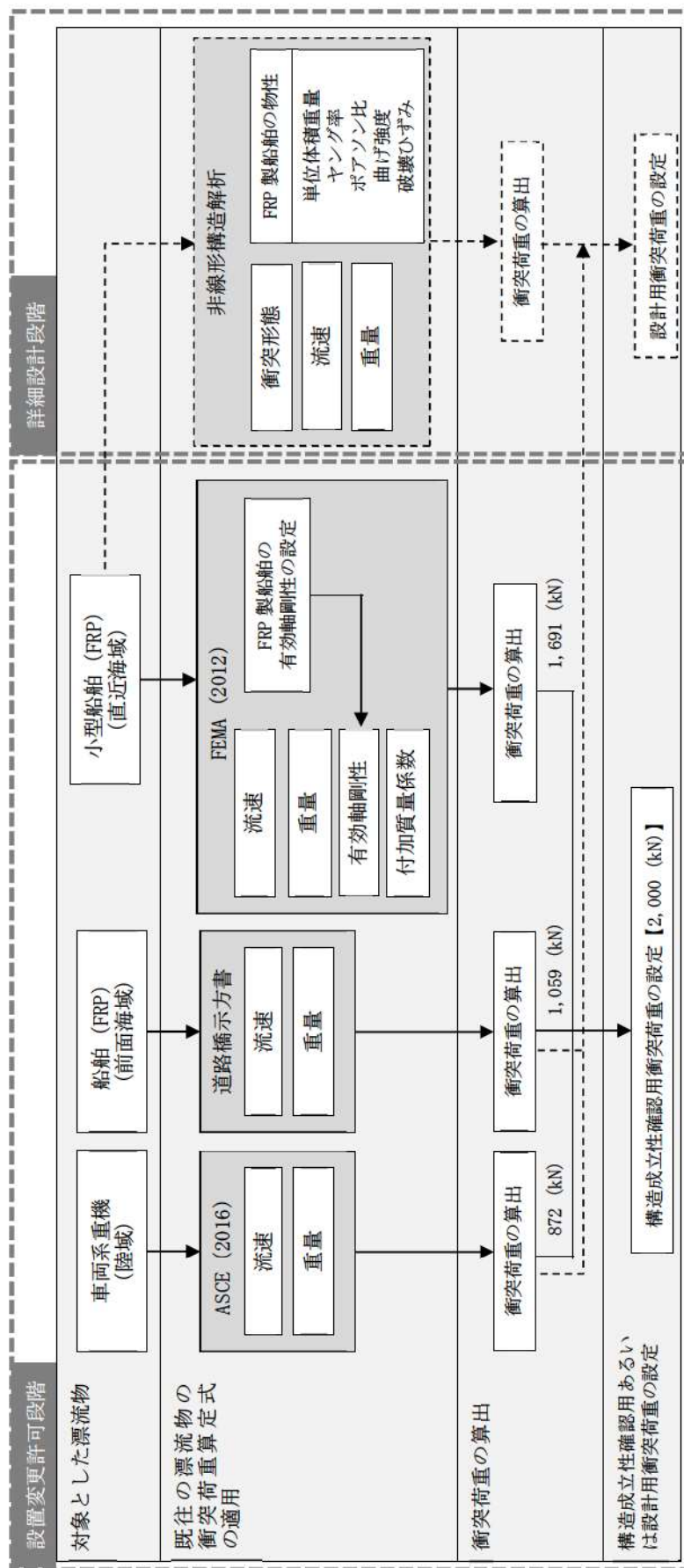


図 1 衝突荷重として考慮する漂流物による衝突荷重算定フロー

2. 車両系重機（70t吊りラフタークレーン）の衝突荷重の算定

滑動する漂流物による衝突荷重を「ASCE (2016)」に準じて算定した結果を表 2 に示す。

【ASCE (2016) の式】

$$F = I_{tsu} \cdot C_0 \cdot F_{ni}$$

$$F_{ni} = F_{ni0} \cdot u' \sqrt{k' m'}$$

ここに、 F : 衝突荷重 (kN)

I_{tsu} : 重要度係数 (=1.25)

C_0 : 配向係数 (=1.0)

F_{ni} : 衝突力 (kN)

F_{ni0} : 基準とする石材・コンクリート殻（質量 2,270kg）の流速4m/s 条件下の衝突荷重 (=36kN)

u' : 流速の比率（基準とする石材・コンクリート殻の流速4m/s に対する設計用流速 18.0m/s の比）

k' : 有効軸剛性の比率（ラフタークレーンの有効軸剛性は石材・コンクリート殻に対して小さいと想定されることから、保守的に石材・コンクリート殻と同じものとする。） (=1.0)

m' : 衝突物質量の比率（基準とする石材・コンクリート殻の質量2,270kg に対する漂流物質量42,000kg の比）

表 2 ASCE (2016) による衝突荷重の算定結果

項目	値
重要度係数 I_{tsu}	1.25
配向係数 C_0	1.0
石材の衝突荷重 F_{ni0}	36 (kN)
流速の比率 u'	18.0/4
有効軸剛性の比率 k'	1.0
衝突物質量の比率 m'	42,000/2,270
衝突荷重 F	872 (kN)

上記の算定結果より、車両系重機（70t 吊りラフタークレーン）において、「ASCE (2016)」による衝突荷重は、衝突速度 18.0m/s で 872kN となる。

3. 小型船舶の有効軸剛性の設定（総トン数5t）

船舶の軸剛性としては、「甲斐田・木原（2017）」が既往の文献を整理し、総トン数400～4,000tの鋼製の大型船舶の有効軸剛性が示されている。

一方、評価対象としている船舶は泊漁港及び岩内漁港の漁船で、最大の総トン数は約5tであることから、大型船舶から小型船舶へ外挿する方法が考えられるが、泊漁港及び岩内漁港の小型船舶はFRP製の船舶であるため、材質の違いにより外挿する方法は適用が困難であると考えられる。

このような状況を踏まえ、FRP製の材質を考慮できる方法を用い、荷重-変位関係から軸剛性を算出することとした。

軸剛性の算出に当たっては、「FEMA（2012）」で示されている鋼製コンテナの軸剛性が短軸方向よりも長軸方向（船首方向に相当）の剛性が大きいこと、「甲斐田・木原（2017）」で示されている鋼製船舶の軸剛性が船首方向であることから、船首方向の軸剛性とする。

(1) 衝突時における船舶の破壊に関する整理

剛性及び強度が大きい津波防護施設（防潮堤）に対して、小型船舶（FRP）の座屈強度は小さいと考えられることから、「土木学会（1994）」で示されている破壊進展と同様に、FRP製船舶が圧壊していくこととなり、圧壊が進むにつれて衝突エネルギーが減少しつつ圧壊荷重が上限となって圧壊は終了する。これと同時に、被衝突側である津波防護施設にその圧壊荷重（最大荷重）が作用する。

「土木学会（1994）」によれば、図2に示すように、剛性及び強度が大きい海洋構造物に対する船舶の圧壊荷重と変形量との関係が示されており、以下のような破壊進展となる。

- ✓ 船舶の衝突初期は、船首が傾斜しているため接触面が小さく、圧壊が進むに従って荷重（反力）はほぼ直線的に増加する。
- ✓ 船舶の破壊が進み、船首の傾斜部が全部破壊し、船体の全面が海洋構造物に接触すると、その後の荷重はほぼ一定値に達する。この時の荷重は、船首側からの圧壊による座屈荷重とほぼ同等とみることができるとされている。

以上を踏まえ、FRP製船舶の圧壊荷重を求めた上で、軸剛性を算出することとする。

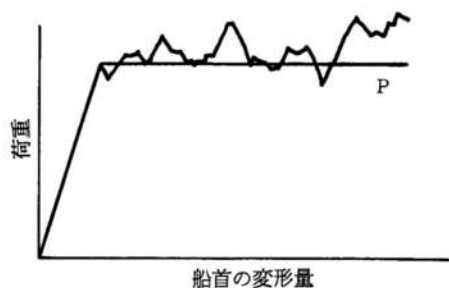


図2 荷重と船首の変形量（「土木学会（1994）」）（1/2）

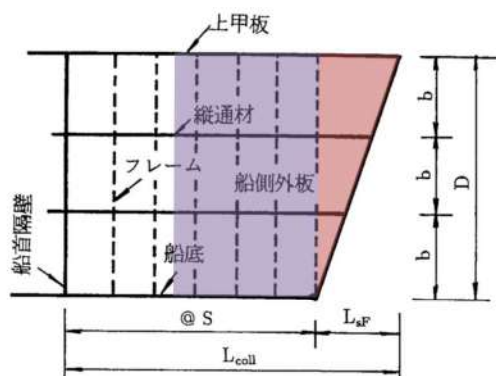


図 3.3 船首部の標準型

土木学会(1994)

「船が海洋構造物に船首衝突し、船首から圧壊が起こり食い込んで行くときは、まず船首前端から船首傾斜部が圧壊する。そして、さらに圧壊が進むと深さが一樣となる船首部の圧壊へと食い込みが拡大していく。」

「衝突船が海洋構造物に衝突し、船体が圧壊するときは、その衝突エネルギーは船首の圧壊によって吸収される。この船首の圧壊による吸収エネルギーは、図 3.6 の点線で囲まれる面積で求められる。」

【解釈】

図 3.3 の船首傾斜部(赤色部)が壊れる際には、図 3.6 及び図 3.7 の赤色部で示すように圧壊荷重及び船側の吸収エネルギーが増加する。一方、船首傾斜部が完全に壊れ、図 3.3 の船首傾斜部よりも船体側(青色部)が壊れ始めると、構造が長手方向に一樣であることから、図 3.6 のように圧壊荷重は一定となり、吸収エネルギーは図 3.7 のように線形に増加することとなる。

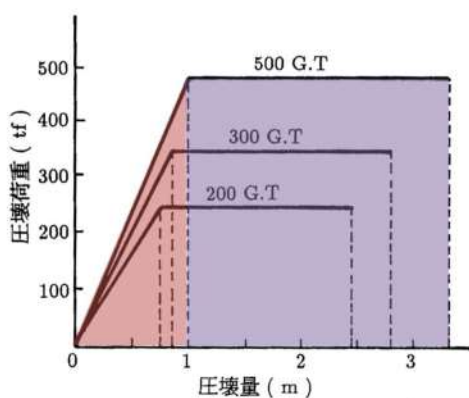


図 3.6 圧壊荷重と圧縮量

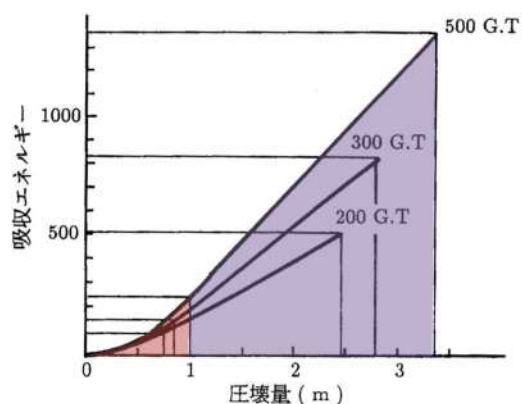


図 3.7 船側強度の算定

図 2 荷重と船首の変形量 (「土木学会 (1994)」に一部加筆) (2/2)

(2) 土木学会 (1994) の方法

「土木学会 (1994)」では、船舶の圧壊荷重 (船首強度) P_c について、図 3 に示す平板の座屈応力度の算定式から座屈強度 σ_c を算出し、船首形状寸法等を乗じることで求められるとしている。「土木学会 (1994)」で検討対象としている船舶は、大型の鋼製船舶ではあるが、座屈強度 σ_c の算定式は一般的な平板の座屈応力度の算定式であることから、船舶の材料物性に応じて、ヤング率 E とポアソン比 ν を適切に考慮することで、鋼製以外の船舶にも適用可能である。

また、「土木学会 (1994)」によれば、船舶の破壊が進み、船首傾斜部がすべて破壊した際に圧壊荷重 P_c に達し、その後圧壊荷重 P_c が一定値として作用することとなる (図 4 参照)。

そのため、圧壊荷重 P_c を船首傾斜部の長さ L_{sf} で除した値が船舶の軸剛性 k_c となる。

ここで算出される軸剛性 k_c は、船首傾斜部のみに適用され、圧壊荷重に達した後は衝突荷重は一定値となることが想定されるが、本評価では一定となる圧壊荷重をそのまま衝突荷重とは考えずに、保守的に衝突速度に応じて荷重が増大することを仮定し、衝突荷重を算出することとする。

なお、「基礎からわかるFRP (強化プラスチック協会編, 2016)」によれば、「圧縮荷重が作用する場合には、圧縮強度を基準に構造設計するのではなく、座屈強度を基準に構造設計する必要がある。」とされていることから、FRP製船舶の圧壊荷重に座屈強度を用いることは妥当である。

以上を踏まえ、「土木学会 (1994)」に示された圧壊荷重の算出方法を用いて、軸剛性を算出する。

$$\sigma_c = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

$$P_c = 2Dt (\cos \theta) \sigma_c$$

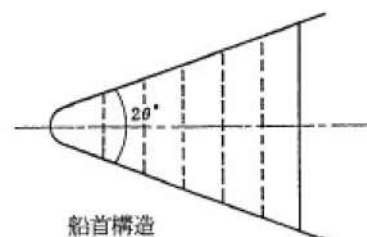
$$k_c = \frac{P_c}{L_{sf}}$$

σ_c : 座屈強度 (tf/m²)
 k_c : 軸剛性 (tf/m)
 ν : ポアソン比
 k : 座屈係数 $((b/a+a/b)^2)$
 t : 船側外板厚 (mm)
 L_{sf} : 船首傾斜の長さ (m)

P_c : 圧壊荷重 (船首強度) (tf)
 E : ヤング率 (tf/m²)
 a : 横肋骨心距 (mm)
 b : 縦肋骨心距 (mm)
 D : 船の深さ (m)
 2θ : 船首角度 (°) (35° ~ 70°)

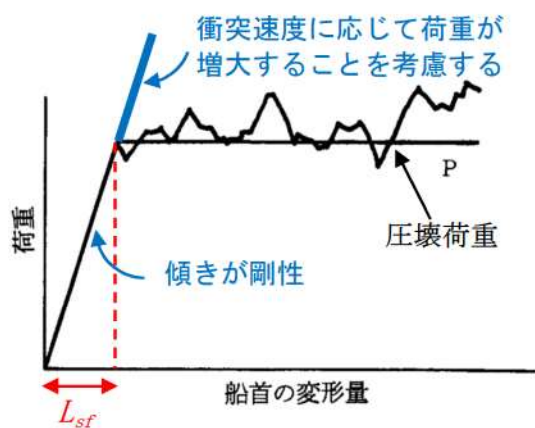
表 3.1 船首部の標準寸法値

構造寸法	記号	標準寸法	単位
船の深さ	D	$0.08 L$	m
船側外板厚	t	$0.82\sqrt{L} + 2.5$	mm
フレーム間隔	S	610	mm
船首隔壁位置	L_{coll}	$0.1 L$	m
縦通材間隔	b	$3S$	mm
船首部傾斜幅	L_{sf}	$0.25 D$	m
船首部先端角度	2θ	35 ~ 70	度
船体幅	B	$L/10 + 3.81$	m

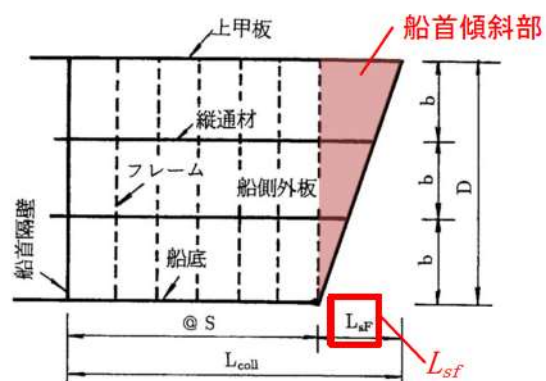


船首角度 (「土木学会 (1994)」)

図 3 土木学会 (1994) を用いた軸剛性の算定方法



荷重と船首の変形量
(「土木学会(1994)」に一部加筆)



船首部の標準型
(「土木学会(1994)」に一部加筆)

図4 土木学会(1994)を用いた軸剛性の考え方

(3) FRP製船舶の構造及び材質に係る条件の設定

FRP製船舶の座屈強度を算出する際に必要となる船舶の構造条件，材料物性（ヤング率及びポアソン比）については文献値とし，それぞれの値が保守的な設定となるよう表3及び表4にまとめる。

これら表3及び表4に示した条件から軸剛性を算出すると， 1.74×10^5 (N/m) となる（表5）。

表3 船舶の構造に関する引用文献及び設定値

項目	引用文献	引用文献の値	採用値
船舶構造※2	船舶の長さ L	「強化プラスチック船規則解説（日本海事協会会誌，1978年）」から総トン数5tに最も近い船の長さ	12.8 (m)
	船の深さ D	「土木学会（1994）」より $0.08 \times L$ にて算出	0.08×12.8 =1.024 (m)
	船側外板厚 t	「土木学会（1994）」より $0.82\sqrt{L}+2.5$ にて算出	$0.82 \times 12.8^{0.5} + 2.5$ =5.434 (mm)
	横肋骨心距 a	「土木学会（1994）」より $450+2L$ にて算出	$450+2 \times 12.8$ =475.6 (mm)
	縦肋骨心距 b	「土木学会（1994）」より $550+2L$ にて算出	$550+2 \times 12.8$ =575.6 (mm)
	船首角度 2θ	「土木学会（1994）」より	$35 \sim 70^\circ$
	船首傾斜部の長さ L_{ef}	「土木学会（1994）」より $0.25 \times D$ にて算出	$0.25 \times (0.08 \times 12.8)$ =0.256 (m)

※1:保守的になるよう 35° を採用する。

※2:船舶構造について、詳細設計段階では、漂流物評価結果により抽出した対象船舶の諸元を基に適切な設定を行う。

表4 船舶の材料物性（ヤング率及びポアソン比）に関する引用文献及び設定値

項目	引用文献	引用文献の値※1	採用値※2
材料物性	「強化プラスチック船規則検査要領（日本海事協会，2018年）」の曲げ弾性係数の判定基準	11.78×10^3 (N/mm ²) 【 1.2×10^6 (tf/m ²)】	1.22×10^6 (tf/m ²)
	「漁港・漁場の施設の設計参考図書（水産庁，2015年）」のハンドレイアップ成形法※3の曲げ弾性率	$9 \sim 12$ (GPa) 【 1.22×10^6 (tf/m ²)】	
	「非金属材料データブック プラスチック・FRP・ゴム・接着剤・塗料・木材及び木質材料・セラミックス [改訂2版]（日本規格協会，1985年）」のハンドレイアップ用ガラス繊維基材のGRPとしての力学的特性（標準）の曲げ弾性率	$1050 \sim 1140$ (kgf/mm ²) 【 1.14×10^6 (tf/m ²)】	
	ポアソン比	<u>0.358</u> (0.320~0.358)	0.358

※1:文献に記載されている値が範囲を示している場合は最大値とし、【 】内に示す。また、引用文献の値のうち、最大値を下線で示す。

※2:引用文献の値のうち、最大値を採用する。

※3:FRPの成形法の1つで漁船に用いられる成形法である。他の漁船の成形法としてはスプレイアップ成形法があるが、ヤング率は7~9 (GPa) であり、ハンドレイアップ成形法の方が高い。

表5 船舶の軸剛性の設定結果

項目		値
船舶構造	船舶の長さ L	12.8 (m)
	船の深さ D	1.024 (m)
	船側外板厚 t	5.434 (mm)
	横肋骨心距 a	475.6 (mm)
	縦肋骨心距 b	575.6 (mm)
	船首角度 2θ	35 (°)
	船首傾斜部の長さ L_{sf}	0.256 (m)
材料物性	ヤング率 E (曲げ弾性率)	1.22×10^6 (tf/m ²)
	ポアソン比 ν	0.358
圧壊荷重 P_c		44.5 (kN)
有効軸剛性 k_c (参考値)		1.74×10^5 (N/m)

(4) FEMA (2012) による荷重の算定

前章で設定した FRP 製船舶の軸剛性を用いて、漂流物による衝突荷重を「FEMA (2012)」に準じて算定した結果を表6に示す。

【FEMA (2012) の式】

$$F_i = 1.3u_{\max} \sqrt{k_c m_d (1+c)}$$

ここに、 F_i : 衝突力

c : 付加質量係数

$u_{\max}$: 漂流物を運ぶ流体の最大流速

m_d : 漂流物の質量

k_c : 漂流物の有効軸剛性

表6 FEMA (2012) による衝突荷重の算定結果

項目	値
衝突速度 $u_{\max}$	18.0 (m/s)
有効軸剛性 k_c	1.74×10^5 (N/m)
漂流物の質量 m_d	15,000 (kg)
付加質量係数 c	1
衝突荷重 F_i (参考値)	1,691 (kN)

上記の算定結果より、FRP 製の小型船舶 (総トン数 5 t) において、「FEMA (2012)」による衝突荷重は、衝突速度 18.0m/s で 1,691kN となる。

4. 船舶の道路橋示方書の式による荷重の算定

船舶（総トン数 20t）の漂流物による衝突荷重を，道路橋示方書の式に準じて算定した結果を表 7 に示す。

【道路橋示方書の式】

$$P = 0.1 \times W \times v$$

ここに，P：衝突荷重

W：対象漂流物重量

v：流速

表 7 道路橋示方書による衝突荷重の算定結果

項目	値
流速 v	18.0 (m/s)
対象漂流物重量 W	588.4 (kN) (60 (tf))
衝突荷重 P	1,059 (kN)

5. 漂流物の衝突荷重の算定

各漂流物による衝突荷重を表 8 に示す。

算出の結果，漂流物による最大衝突荷重は，小型船舶（総トン数 5 t）の 1,691kN であった。

そのため，防潮堤の構造成立性評価に用いる設計用衝突荷重は保守的に 2,000kN に設定する。

表 8 各漂流物による衝突荷重一覧

対象漂流物	重量等	到達形態	流速 (衝突速度)	初期配置区分	適用式	有効軸剛性 (N/m) (参考値)	衝突荷重 (kN) (参考値)
車両系重機	42t	滑動	18.0m/s	陸域	ASCE (2016)	—	872 【2.30】
小型船舶 (FRP)	総トン数：5 t (排水トン数：15t)	浮遊	18.0m/s	直近海域	FEMA (2012)	1.74×10^5	1,691 【1.18】
船舶 (FRP)	総トン数：20t (排水トン数：60t)	浮遊	18.0m/s	前面海域	道路橋示方書	—	1,059 【1.89】

※1 **【 】** 内は衝突荷重に対する設計用衝突荷重の割合を示す。

※2 防潮堤の構造成立性評価に用いる設計用衝突荷重は単位面積 m^2 あたり 2,000kN。

【参考文献】

- 1) 道路橋示方書(2002)：道路橋示方書・同解説 I 共通編，(社)日本道路協会，平成14年3月
- 2) 津波漂流物対策施設設計ガイドライン(2009)：津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)，(財)沿岸技術研究センター，(社)寒地港湾技術研究センター
- 3) 全国漁港漁場協会(2003)：漁港・漁場の施設の設計の手引き(全国漁港漁場協会2003年版)
- 4) 安藤ら(2006)：地震津波に関する脆弱性評価手法の検討，沿岸技術研究センター論文集 No.6(2006)
- 5) 東京大学生産技術研究所(2011)：平成23年度 建築基準整備促進事業 40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討 中間報告 その2，平成23年10月
- 6) 松富(1999)：流木衝突力の実用的な評価式と変化特性，土木学会論文集，No.621，pp.111-127，1999.5
- 7) 池野・田中(2003)：陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第50巻，pp.721-725，2003
- 8) 水谷ら(2005)：エプロン上のコンテナに作用する津波力と漂流衝突力に関する研究，海岸工学論文集，第52巻 pp.741-745，2005
- 9) 有川ら(2007)：遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験，海岸工学論文集，第54巻，pp.846-850，2007
- 10) 有川ら(2010)：津波による漂流木のコンクリート壁面破壊に関する大規模実験，土木学会論文集 B2，Vol.66，No.1，pp.781-785，2010
- 11) FEMA(2012)：Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition，FEMA P-646，Federal Emergency Management Agency，2012
- 12) FEMA(2019)：Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Third Edition，FEMA P-646，Federal Emergency Management Agency，2019
- 13) ASCE(2016)：Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures，ASCE/SEI Standard 7-16，American Society of Civil Engineers，Reston，Virginia
- 14) 漁港・漁場の施設の設計参考図書(水産庁，2015年版)
- 15) 甲斐田・木原(2017)：原子力発電所における津波漂流物の影響評価技術－現状調査とその適用に関する考察－，電力中央研究所研究報告(2017)
- 16) 土木学会(1994)：構造物の衝撃挙動と設計法((社)土木学会，1994)
- 17) 基礎からわかるFRP(強化プラスチック協会編，2016)
- 18) 強化プラスチック船規則(日本海事協会，2018)
- 19) 強化プラスチック船規則解説(日本海事協会会誌，1978)
- 20) 非金属材料データブック プラスチック・FRP・ゴム・接着剤・塗料・木材及び木質材料・セラミックス[改訂2版](日本規格協会，1985)

耐津波設計における余震荷重と津波荷重の組合せについて

1. 規制基準における要求事項等

- ・ サイトの地学的背景を踏まえ、余震の発生の可能性を検討すること。
- ・ 余震発生の可能性に応じて余震による荷重と入力津波による荷重との組合せを考慮すること。

2. 検討方針

余震による荷重については、本震発生後の余震及び誘発地震を検討し、耐津波設計において津波荷重と組み合わせる適切な余震荷重を設定する。なお、本検討においては、本震の震源域において発生する地震を余震とし、本震の震源域の外で発生する地震を誘発地震として整理し、図1の流れで検討を実施した。

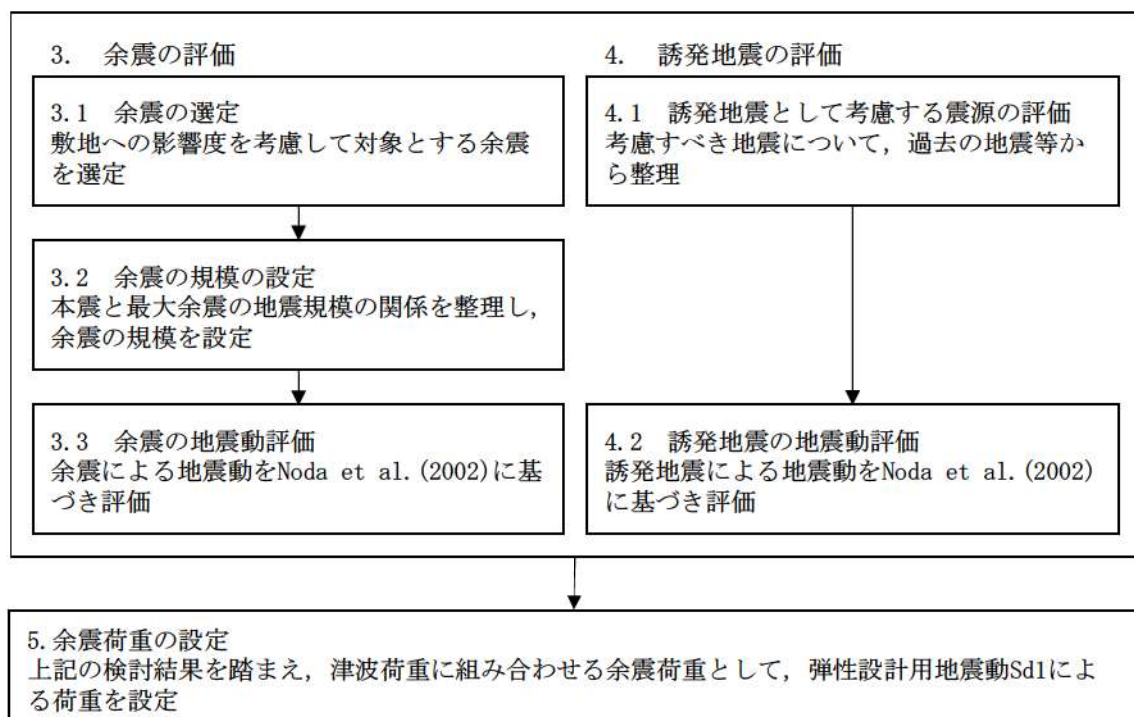


図1 余震荷重の検討フロー

3. 余震の評価

3. 1 余震の選定

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性がある余震による地震動を評価するにあたり、敷地への影響度を考慮して対象とする余震を選定する。泊発電所における基準津波は、日本海東縁部に想定される地震に伴う津波と

陸上地滑りに伴う津波の組合せ評価により決定されており、図2に示す「日本海東縁部に想定される地震による波源A～L」の活動に伴う余震については、敷地への影響が考えられることから、「日本海東縁部に想定される地震による波源A～L」の活動に伴う余震を選定する。

3. 2 余震の規模の設定

余震の規模は、過去の地震データにおける本震規模と最大余震の規模の関係を整理することにより想定する。検討対象とした地震は、津波荷重と組み合わせる余震荷重を評価するという観点から、地震調査研究推進本部の地震データによる本震のマグニチュードが7.0以上とし、かつ、余震を考慮する基準津波の波源の活動に伴い発生する津波の最大水位変化を生起する時間帯は、最大でも地震発生から約1時間以内であることを考慮し、本震と最大余震との時間間隔が12時間程度以内の地震とした。対象とした地震の諸元及び震央分布を表1及び図3に示す。地震調査研究推進本部の地震データについて、本震のマグニチュード M_0 と最大余震のマグニチュード M_1 の関係から本震と余震のマグニチュードの差 D_1 は、図4のとおり、 $D_1 = M_0 - M_1 = 1.3$ として評価できる。地震調査研究推進本部の地震データではなく、検討対象外ではあるが同図中に示す日本海東縁部の地震の傾向は、地震調査研究推進本部の地震データに見られる関係と調和的である。余震の規模を想定する際は、データ数が少ないことから、保守的に標準偏差を考慮し $D_1 = 0.9$ として余震の規模を想定する。

3. 3 余震の地震動評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性がある余震による地震動を評価するにあたり、表2及び図5に示す波源の諸元及び震源モデルを設定し、上記の関係式に基づき余震の規模を設定した上で、Noda et al. (2002)により応答スペクトルを評価した。なお、評価にあたっては、全ての波源で同じ地震規模を想定することから、等価震源距離が最も短い波源E、F、G及びKの地震動を評価した。その評価結果と弾性設計用地震動 S_d1 の応答スペクトルを比較して図6に示す。同図より、波源E、F、G及びKの波源の活動に伴う余震の地震動評価結果は、弾性設計用地震動 S_d1 を下回っている。

4. 誘発地震の評価

4. 1 誘発地震として考慮する震源の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性がある誘発地震として考慮する地震を評価する。評価に際しては、表1中に示す2011年東北地方太平洋沖地震($M9.0$)及び基準津波の波源が位置する日本海東縁部の地震の本震

のマグニチュード M7.0 以上の 3 地震の事例を参考に地震規模、発生位置を検討する。2011 年東北地方太平洋沖地震の発生による誘発地震の規模の大きな地震は、本震発生から約 13 時間後の 3 月 12 日長野県北部の地震 (M 6.7) である。一方で基準津波の波源の活動に伴い発生する津波の最大水位変化を生起する時間帯は、最大でも地震発生から約 1 時間以内である。また、日本海東縁部の地震については、本震発生後、12 時間程度以内で余震を含めたとしても M6.1 以下の地震しか発生していない。

このことから、誘発地震を考慮する基準津波の継続時間のうち最大水位変化を生起する時間帯 (最大でも地震発生から約 1 時間以内) において M6.8 以上の誘発地震が発生することは考えにくい。保守的に基準地震動の評価において検討用地震の候補として検討していた孤立した短い活断層による地震を対象に誘発地震の規模を M6.8 に設定し、誘発地震に伴う地震動として評価する。

4. 2 誘発地震の地震動評価

基準津波の波源の活動に伴う誘発地震について、表 3 及び図 7 に示す孤立した短い活断層による地震を対象に M6.8 の震源モデルを設定し、Noda et al. (2002) により応答スペクトルを評価した。その評価結果と弾性設計用地震動 Sd1 の応答スペクトルを比較して図 8 に示す。同図より、基準津波の波源の活動に伴う誘発地震の地震動評価結果は、弾性設計用地震動 Sd1 を下回っている。

5. 余震荷重の設定

以上の検討結果から、基準津波の波源については、その余震及び誘発地震の地震動評価結果を、全ての周期帯において弾性設計用地震動 Sd1 が十分に上回ることから、保守的に Sd1 による荷重を津波荷重に組み合わせる余震荷重として設定する。

【参考文献】

- ・Noda, S. ・K. Yashiro ・K. Takahashi ・M. Takemura ・S. Ohno ・M. Tohdo ・T. Watanabe (2002) : RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD-NEA Workshop on the Relations Between Seismological DATA and Seismic Engineering, Oct.16-18 Istanbul, pp.399-408
- ・地震調査研究推進本部 (2016) : 大地震後の地震活動の見通しに関する情報のあり方, 平成 28 年 8 月 19 日
- ・地震調査研究推進本部 : 毎月の地震活動, https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismicity_monthly/

- ・気象庁地震カタログ（1995～2021）：地震月報ほか

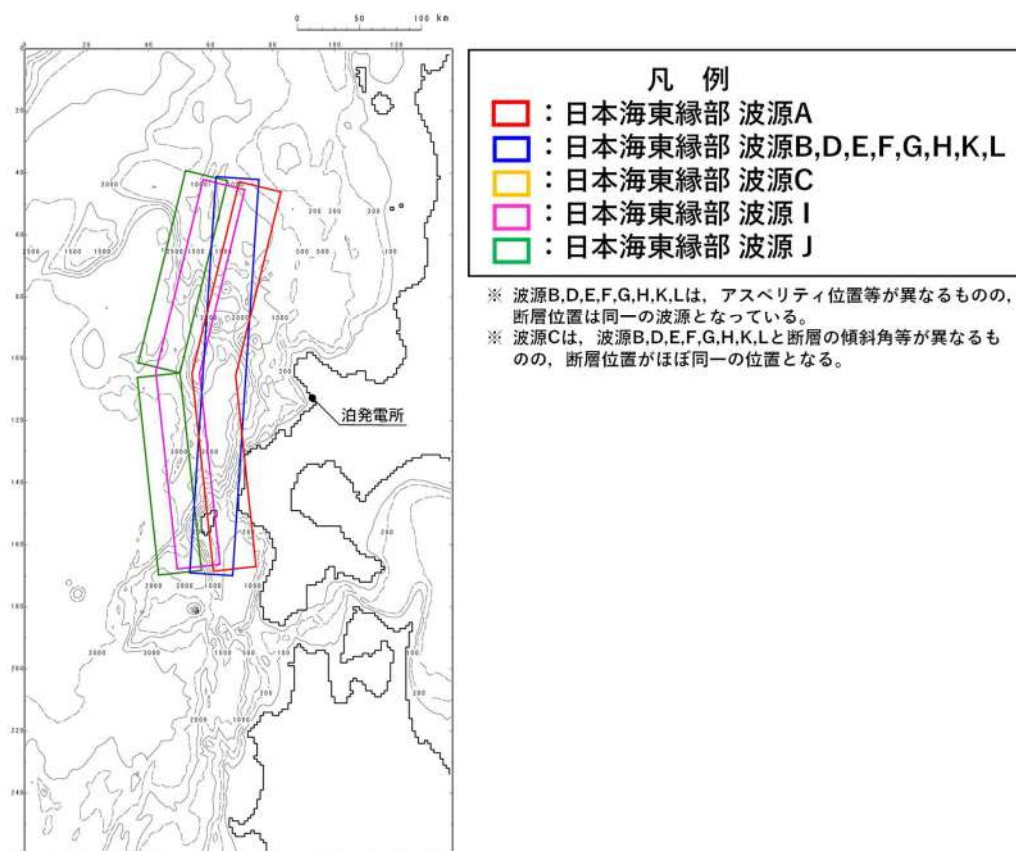


図2 泊発電所と日本海東縁部に想定される地震による波源

表1 過去の地震における本震と最大余震の関係 (M7.0 以上)

No.	発生日時	震源	本震	最大余震	
			マグニチュード [*] M0	マグニチュード [*] M1	本震との 時間間隔
1	1995/1/17	兵庫県南部地震	7.3	5.4	1:52
2	2003/5/26	宮城県沖	7.1	4.9	6:20
3	2003/9/26	十勝沖地震	8.0	7.1	1:18
4	2004/11/29	釧路沖	7.1	6.0	0:04
5	2006/11/15	千島列島東方	7.9	6.7 ^{※1}	1:12
6	2008/6/14	岩手・宮城内陸地震	7.2	5.7	0:37
7	2008/9/11	十勝沖	7.1	5.7	0:12
8	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.6 ^{※1}	0:29
9	2012/12/7	三陸沖	7.3	6.6	0:13
10	2016/4/16	熊本地震	7.3	5.9	0:21
11 ^{※2}	1964/6/16	新潟地震	7.5	6.1	0:16
12 ^{※2}	1983/5/26	日本海中部地震	7.7	6.1	0:57
13 ^{※2}	1993/7/12	北海道南西沖地震	7.8	6.0	1:28

※1：気象庁による最新の震源情報を参照

※2：【参考】日本海東縁部の地震

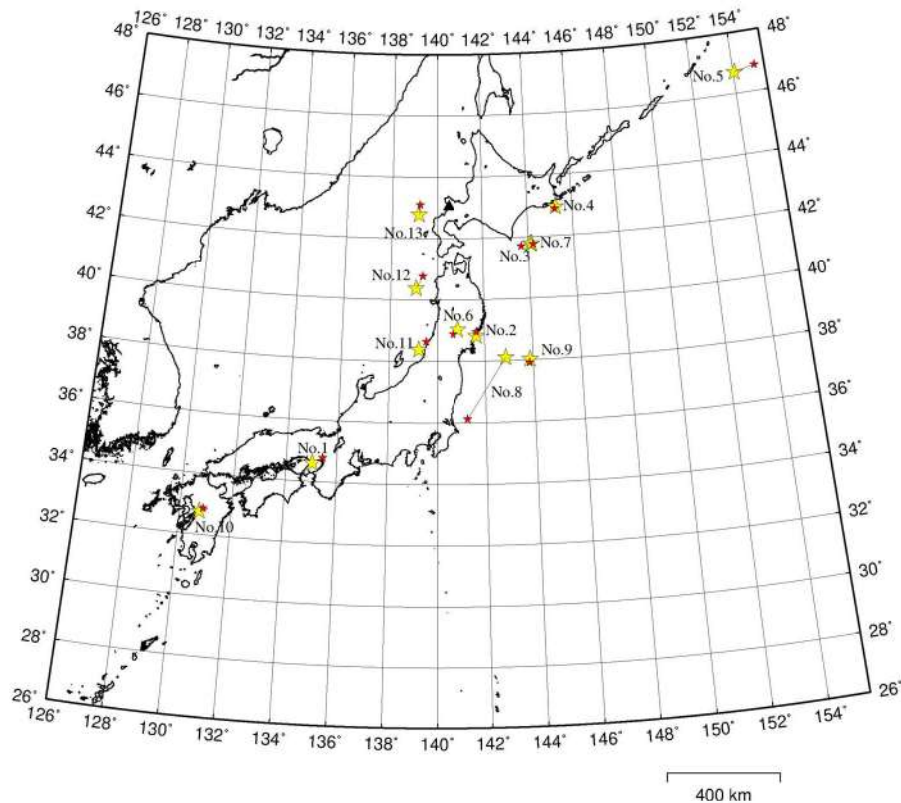


図3 余震の地震規模の評価に用いた地震の震央分布
本震（★），余震（★），泊発電所（▲）

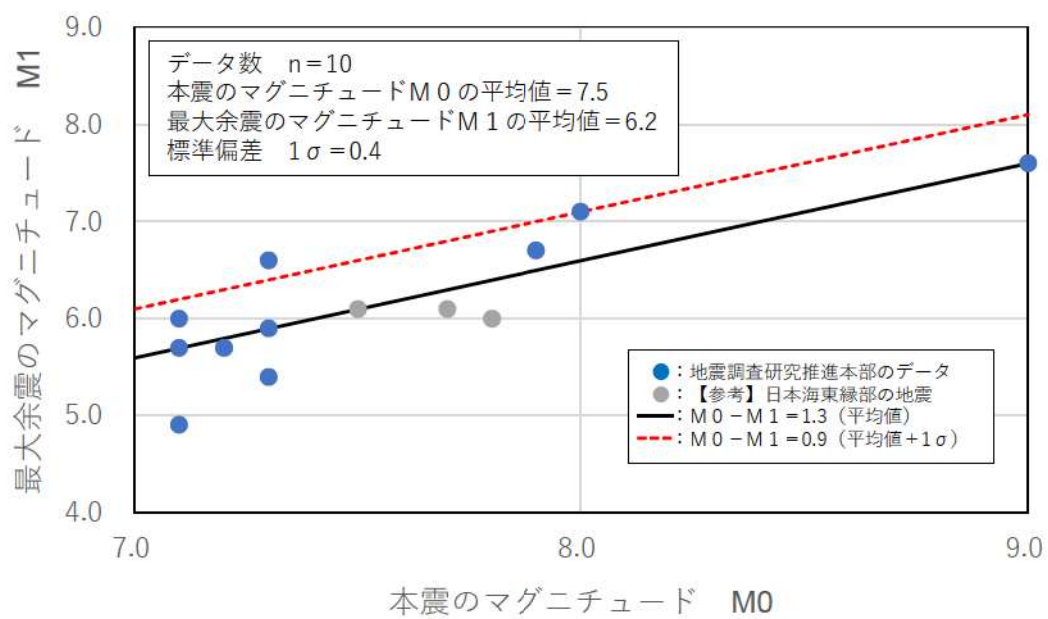


図4 本震と最大余震の地震規模の関係 ($M 7.0$ 以上)

表2 設定した余震の震源諸元

波源	本震の マグニチュード	余震の マグニチュード※ ¹	等価震源距離※ ² (km)
基準津波 A	8.22	7.4	86
基準津波 B, D, H	8.22	7.4	82
基準津波 C	8.22	7.4	83
基準津波 E, F, G, K	8.22	7.4	81
基準津波 I	8.22	7.4	115
基準津波 J	8.22	7.4	129
基準津波 L	8.22	7.4	82

※1：本震と余震のマグニチュードの差 $D1 = 0.9$ として、余震の規模を評価（ $8.22 - 0.9 = 7.32$ となり、保守的に 7.4 とする。）

※2：図5に示す震源モデルに対し、Noda et al. (2002)に基づき等価震源距離を評価

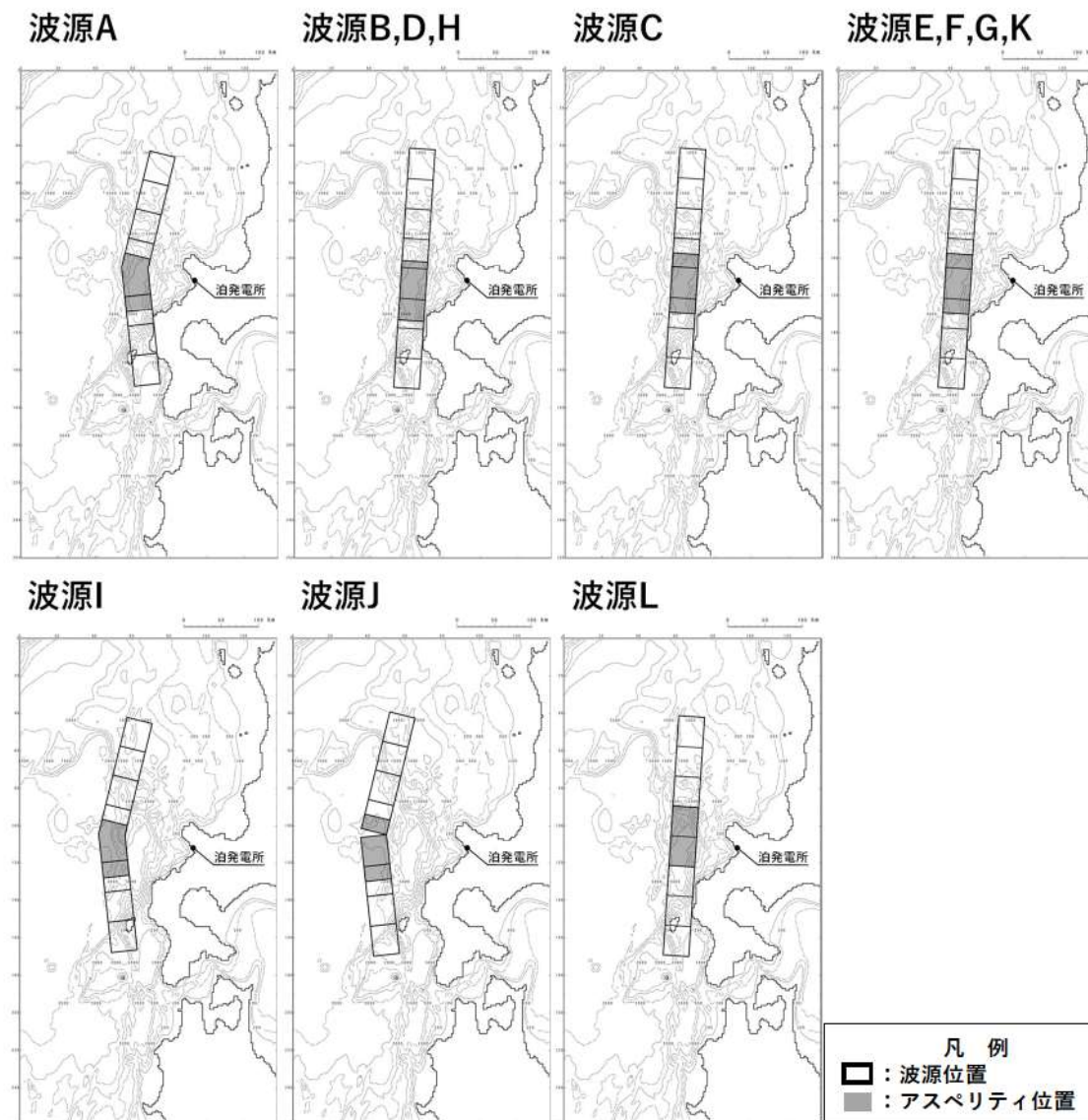


図5 日本海東縁部に想定される地震による波源に対する震源モデル

- 弾性設計用地震動Sd1
- 日本海東縁部に想定される地震による波源E, F, G及びKの活動に伴い発生する余震

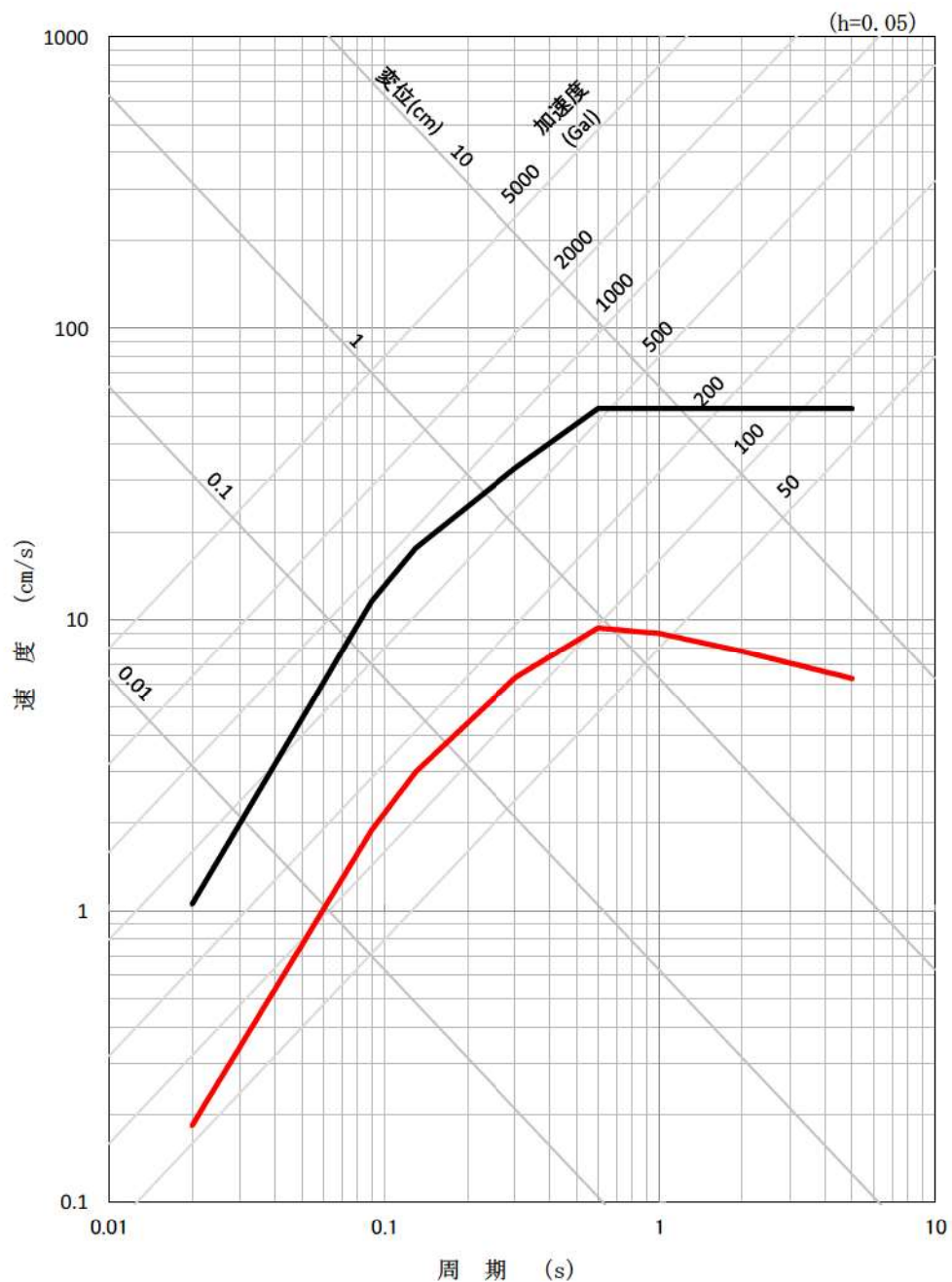


図6 (1) 日本海東縁部に想定される地震による波源E, F, G及びKの活動に伴い発生する余震と弾性設計用地震動 Sd1 の比較 (水平方向)

- 弾性設計用地震動Sd1
- 日本海東縁部に想定される地震による波源E，F，G及びKの活動に伴い発生する余震

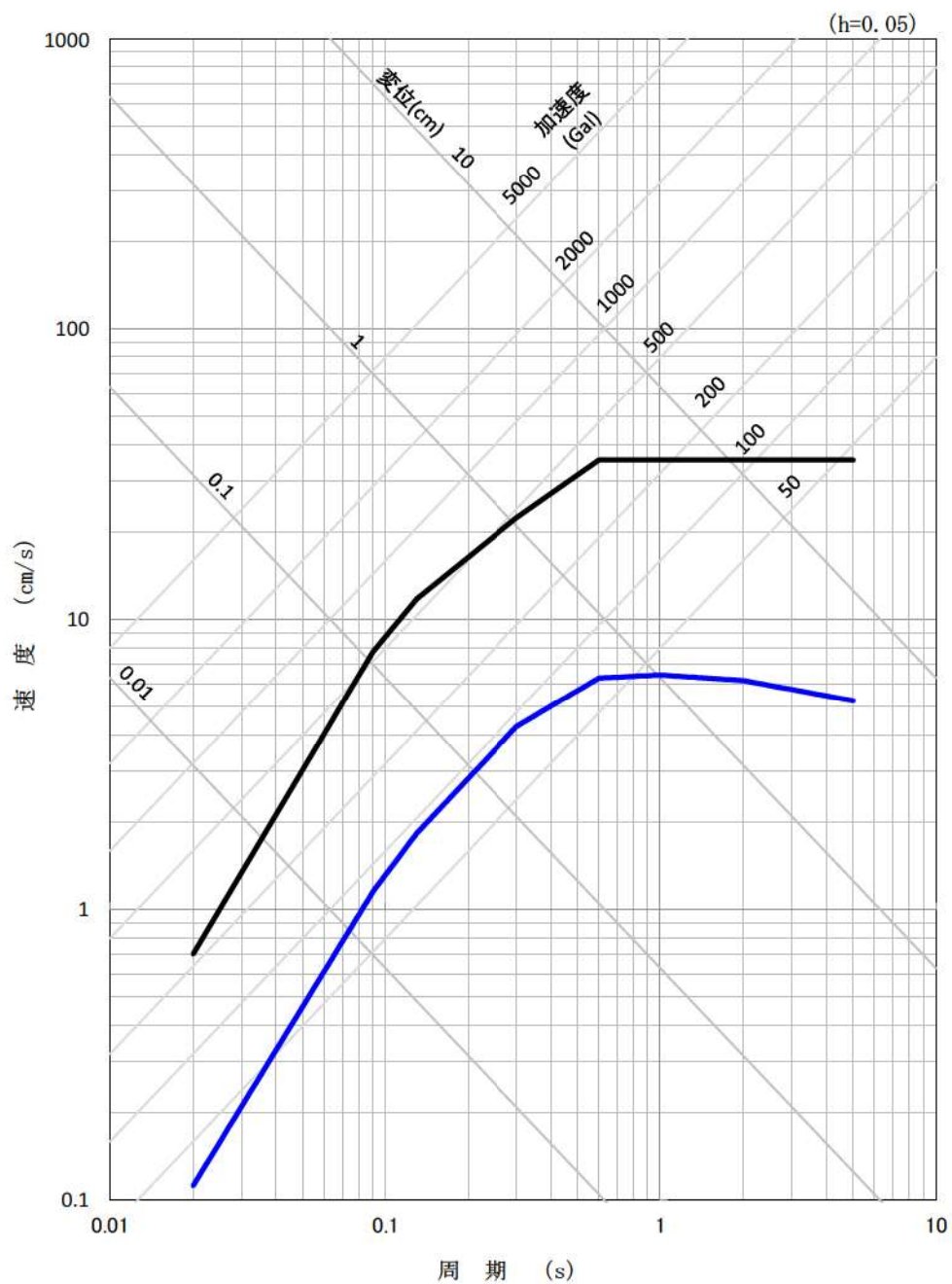
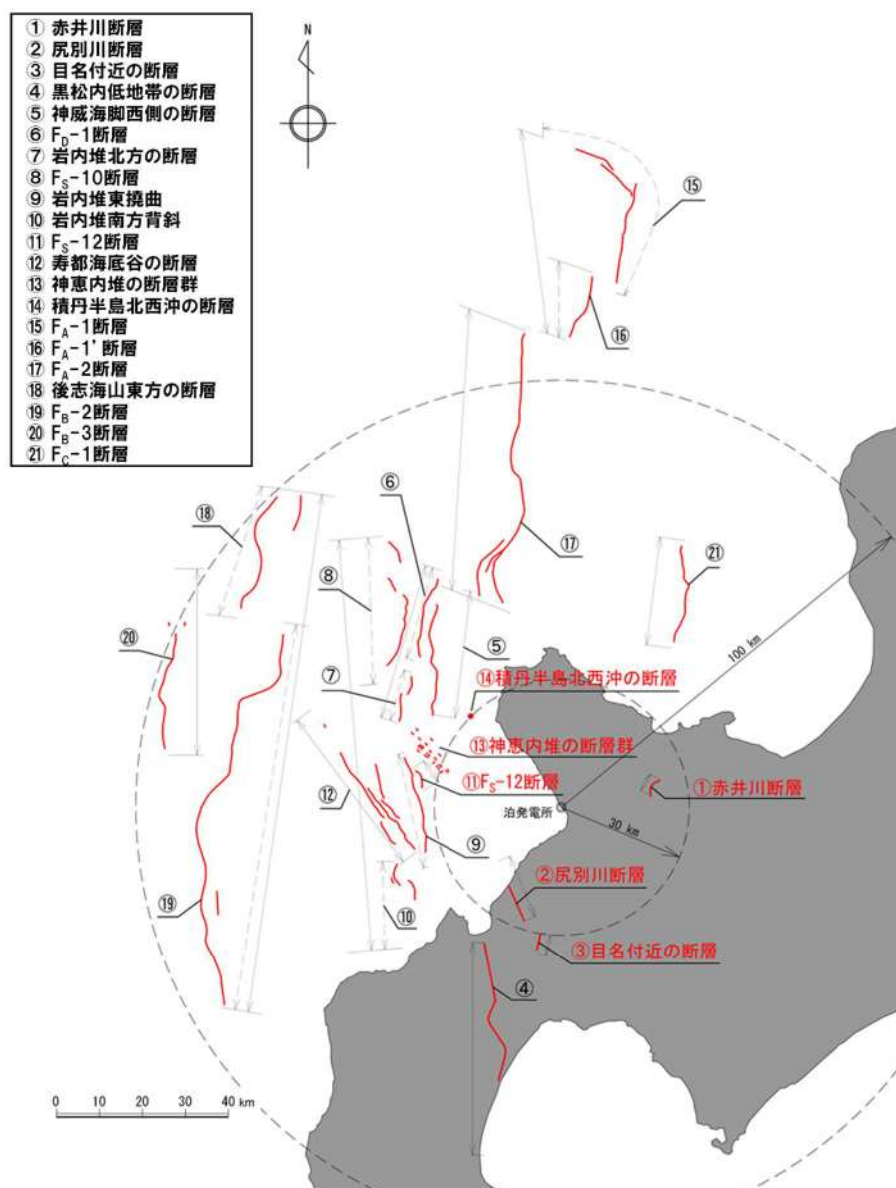


図6 (2) 日本海東縁部に想定される地震による波源E，F，G及びKの活動に伴い発生する余震と弾性設計用地震動 Sd1 の比較
(鉛直方向)

表 3 設定した誘発地震の地震諸元

断層名	地震規模	等価震源距離※ Xeq (km)
F _S -12断層	6.8	36.4
神恵内堆の断層群	6.8	36.4
赤井川断層	6.8	26.4
尻別川断層	6.8	25.5
目名付近の断層	6.8	33.6
積丹半島北西沖の断層	6.8	32.7

※円形断層を仮定して算定



※上図赤字は、孤立した短い活断層として整理した活断層

図 7 誘発地震として考慮する孤立した短い活断層の分布

- 弾性設計用地震動Sd1
- 日本海東縁部に想定される地震による波源E, F, G及びKの活動に伴い発生する誘発地震

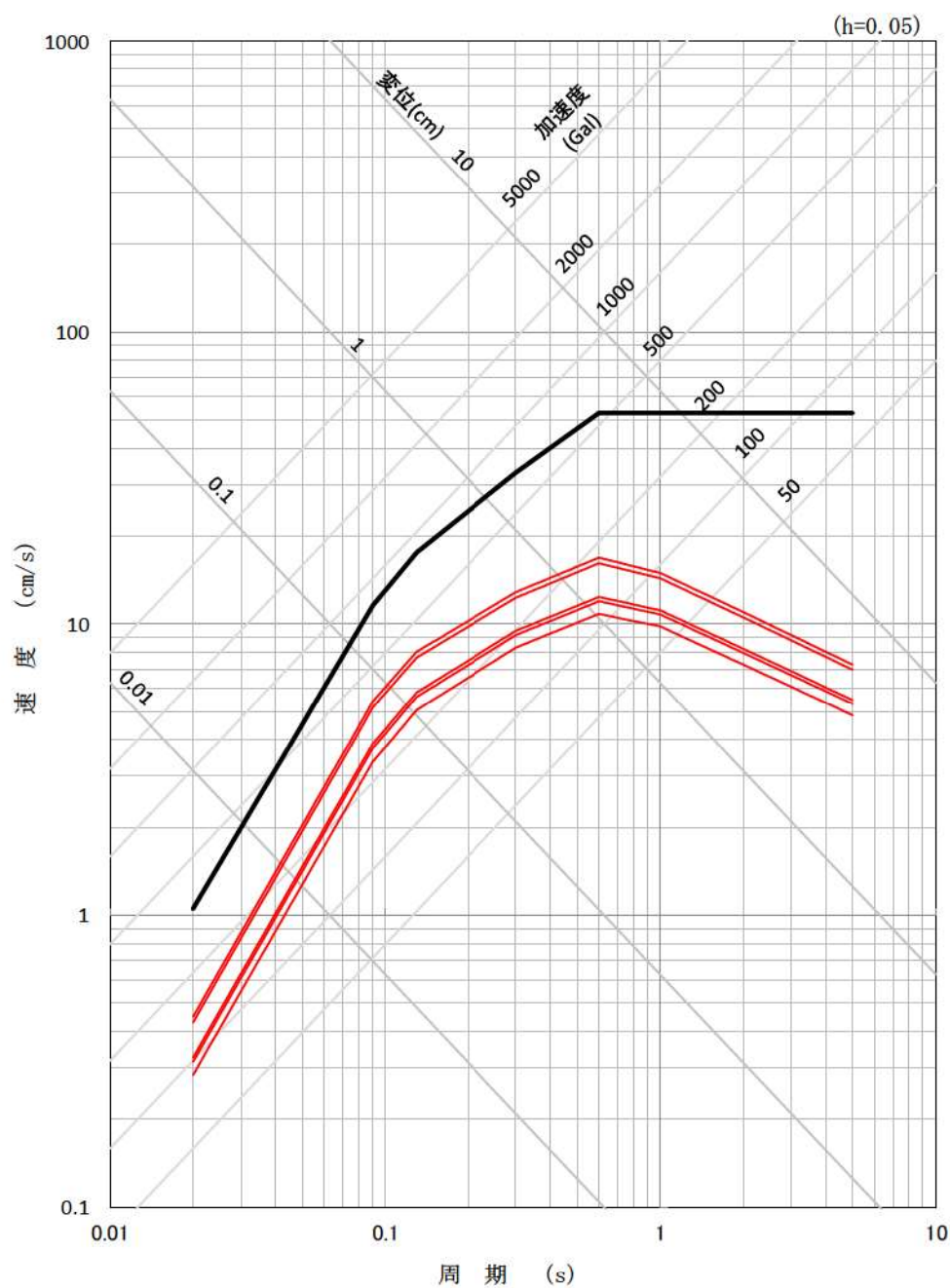


図8 (1) 日本海東縁部に想定される地震による波源E, F, G及びKの活動に伴い発生する誘発地震と弾性設計用地震動 Sd1 の比較 (水平方向)

- 弾性設計用地震動Sd1
- 日本海東縁部に想定される地震による波源E, F, G及びKの活動に伴い発生する誘発地震

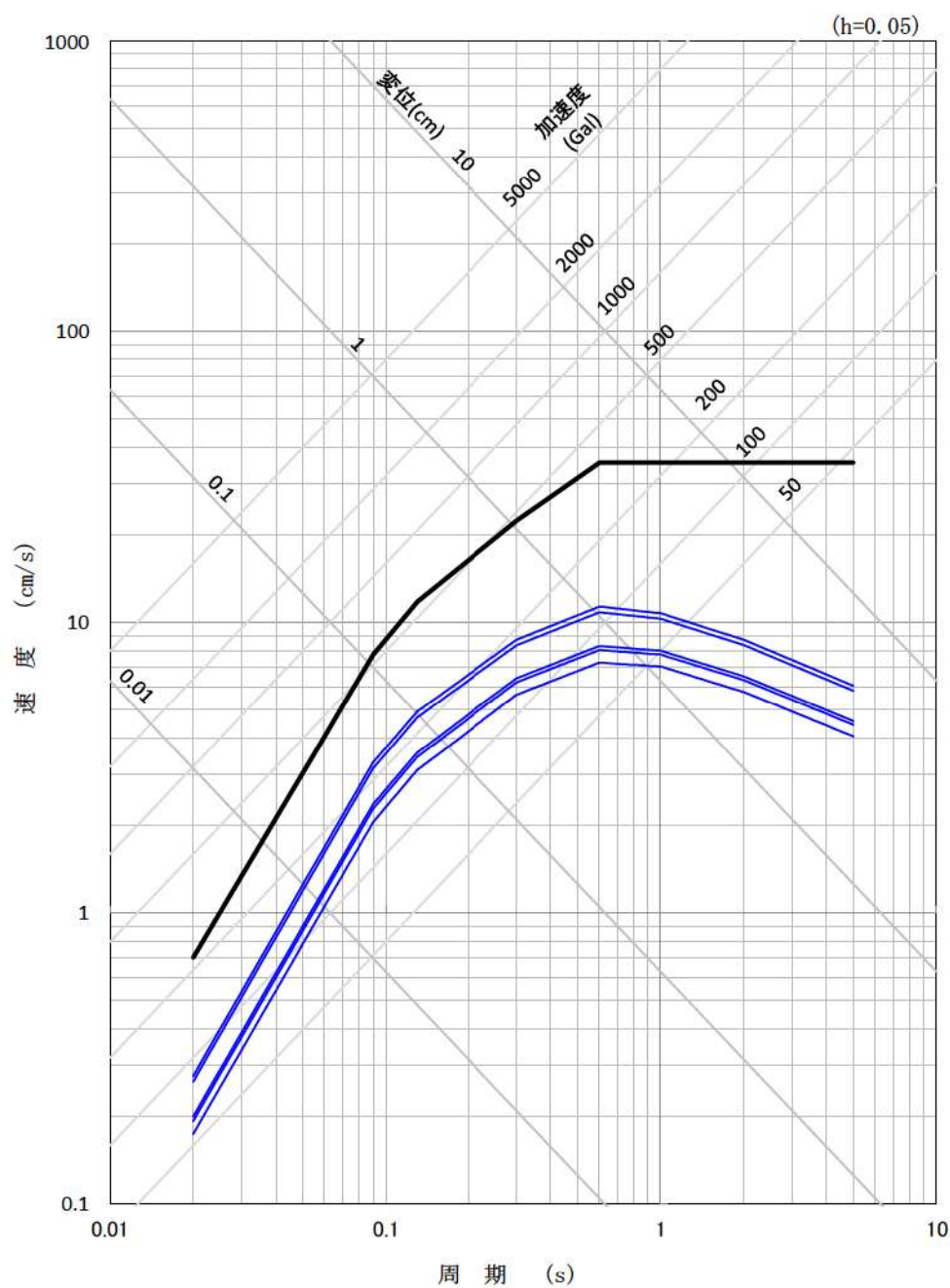


図8 (2) 日本海東縁部に想定される地震による波源E, F, G及びKの活動に伴い発生する誘発地震と弾性設計用地震動 Sd1 の比較 (鉛直方向)

荷重の組合せに関する津波と地震の組合せの方針について

1. 津波と地震の組合せについて

第6条（外部からの衝撃による損傷の防止）において自然現象の組合せは、発生頻度及び最大荷重の継続時間を考慮して検討するとしており、基準津波と基準地震動を独立事象として扱う場合は、それぞれの発生頻度が十分小さいことから、津波荷重と地震荷重の組合せを考慮しない。それ以外の組合せについて、以下に示す。

2. 基準津波と地震の組合せについて

基準津波と当該津波の波源を震源とする本震は、伝播速度が異なり同時に敷地に到達することはないため、津波荷重と地震荷重の組合せを考慮する必要はない。

基準津波と当該津波の波源を震源とする余震は、同時に敷地に到達することを想定し、津波荷重と地震荷重の組合せを考慮する。

また、基準津波以外の津波は、阿部（1989）の予測式に基づく津波の予測高さによると、表1に示すとおり、基準津波と比べて水位が低く敷地に与える影響は小さいため、余震荷重との組合せを考慮しない。

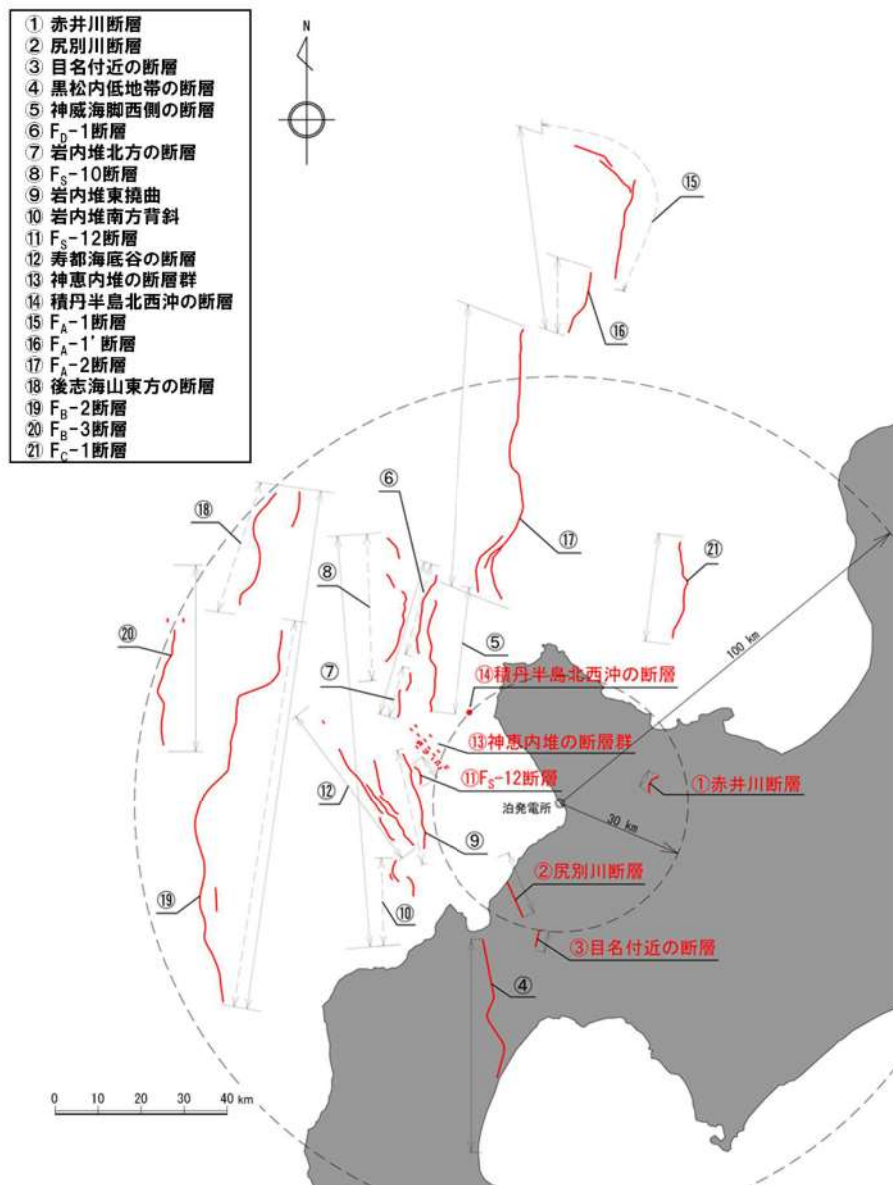
3. 基準地震動と津波の組合せについて

基準地震動の震源からの本震と当該本震に伴う津波は、伝播速度が異なり同時に敷地に到達することはないことから、組合せを考慮する必要はない。

基準地震動の震源については、他の海域の活断層よりも敷地に近い位置若しくは、ほぼ同様の位置に存在し、仮に誘発地震に伴う津波の発生を考慮した場合においても、伝播速度が異なり基準地震動が敷地に到達すると同時に当該津波が敷地に到達することはないことから、組合せを考慮する必要はない。

【参考文献】

- ・阿部勝征(1989)：地震と津波のマグニチュードに基づく津波高の予測，東京大学地震研究所彙報，Vol. 64，pp. 51-69



※上図赤字は、孤立した短い活断層として整理した活断層

図1 敷地周辺の主な活断層の分布

表 1 阿部（1989）の予測式に基づく敷地周辺海域の
主な活断層による津波の予測高※¹

名称	断層長さ L (km)	津波の 伝播距離 Δ (km)	Mw	予測高 H (m)
日本海東縁部に想定される地震に伴う地震	320	71	8.2	10.2
岩内堆東撓曲	23.7	34	6.8	0.9
寿都海底谷の断層	42	47	7.2	1.5
神威海脚西側の断層	31.5	48	7.0	1.0
後志海山東方の断層～F _B －2断層	124	73	7.8	4.0
F _s －10断層～岩内堆東撓曲～岩内堆南方背斜	98	42	7.7	5.1
積丹半島北西沖の断層	32	14	7.0	2.6

※¹ 数値は、第 1128 回審査会合資料 1－1 65 頁及び第 1170 回審査会合資料 3－1 55 頁から引用

防潮堤の設計方針及び構造成立性評価結果について

目 次

1. 概 要
2. 津波防護対象設備
3. 防潮堤に関する設置許可基準規則と各条文に対する確認事項
4. 防潮堤の設計に関する基本条件
 4. 1. 防潮堤の概要
 4. 2. 防潮堤の設計フロー
 4. 3. 基準地震動
 4. 4. 防潮堤高さ及び設計に用いる津波高さ
 4. 5. 検討ケース及び荷重の組合せ
 4. 6. 解析用物性値
5. 防潮堤（標準部）の設計方針
 5. 1. 構造概要
 5. 2. 周辺地質
 5. 3. 新規制基準における要求機能
 5. 4. 設計方針
 5. 5. 個別論点
6. 防潮堤（端部）の設計方針
 6. 1. 構造概要
 6. 2. 周辺地質
 6. 3. 新規制基準における要求機能
 6. 4. 設計方針
 6. 5. 個別論点
7. 止水ジョイントの設計方針
 7. 1. 構造概要
 7. 2. 設計方針
 7. 3. 個別論点
8. 設置変更許可段階における構造成立性評価に係る基本方針
 8. 1. 設置変更許可段階における確認項目
 8. 2. 構造成立性評価の方針
 8. 3. 設置変更許可段階での提示内容
 8. 4. 地下水位の設定方針
 8. 5. 解析用物性値
9. 防潮堤の構造成立性評価結果
 9. 1. 構造成立性評価の基本方針
 9. 2. 構造成立性評価断面の選定
 9. 3. 構造成立性評価地震波の選定
 9. 4. 防潮堤（標準部）の構造成立性検討

9. 5. 防潮堤（端部）の構造成立性検討

9. 6. まとめ

- （参考資料 1） 防潮堤の平面線形形状の考え方
- （参考資料 2） 防潮堤の外側に位置する構造物の撤去について
- （参考資料 3） セメント改良土の耐浸食性・耐洗掘性について
- （参考資料 4） 防潮堤を横断する構造物の取扱いについて
- （参考資料 5） 既設防潮堤の鋼管杭を土留めとして流用する場合の影響について
- （参考資料 6） 止水ジョイントに用いるゴムジョイントの耐久性について
- （参考資料 7） Rayleigh減衰による剛性比例型減衰の妥当性について
- （参考資料 8） 全体平面図の変更に伴う防潮堤の構造成立性評価結果への影響について

1. 概要

津波防護施設として防潮堤に求められる要求機能は、繰り返しの来襲を想定した遡上波に対して流入を防止すること、基準地震動に対し要求される機能を損なうおそれがないよう、構造全体として変形能力について十分な余裕を有することである。

上記の機能を確保するための性能目標は、津波による遡上波に対し余裕を考慮した防潮堤高さを確保するとともに、構造体の境界部等の止水性を維持し、基準地震動に対し止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。

泊発電所においては、入力津波に対して、高さT.P. 19.0mの防潮堤を設置し、地震時の変位や変形を考慮しても十分な余裕を確保した防潮堤高さとする。

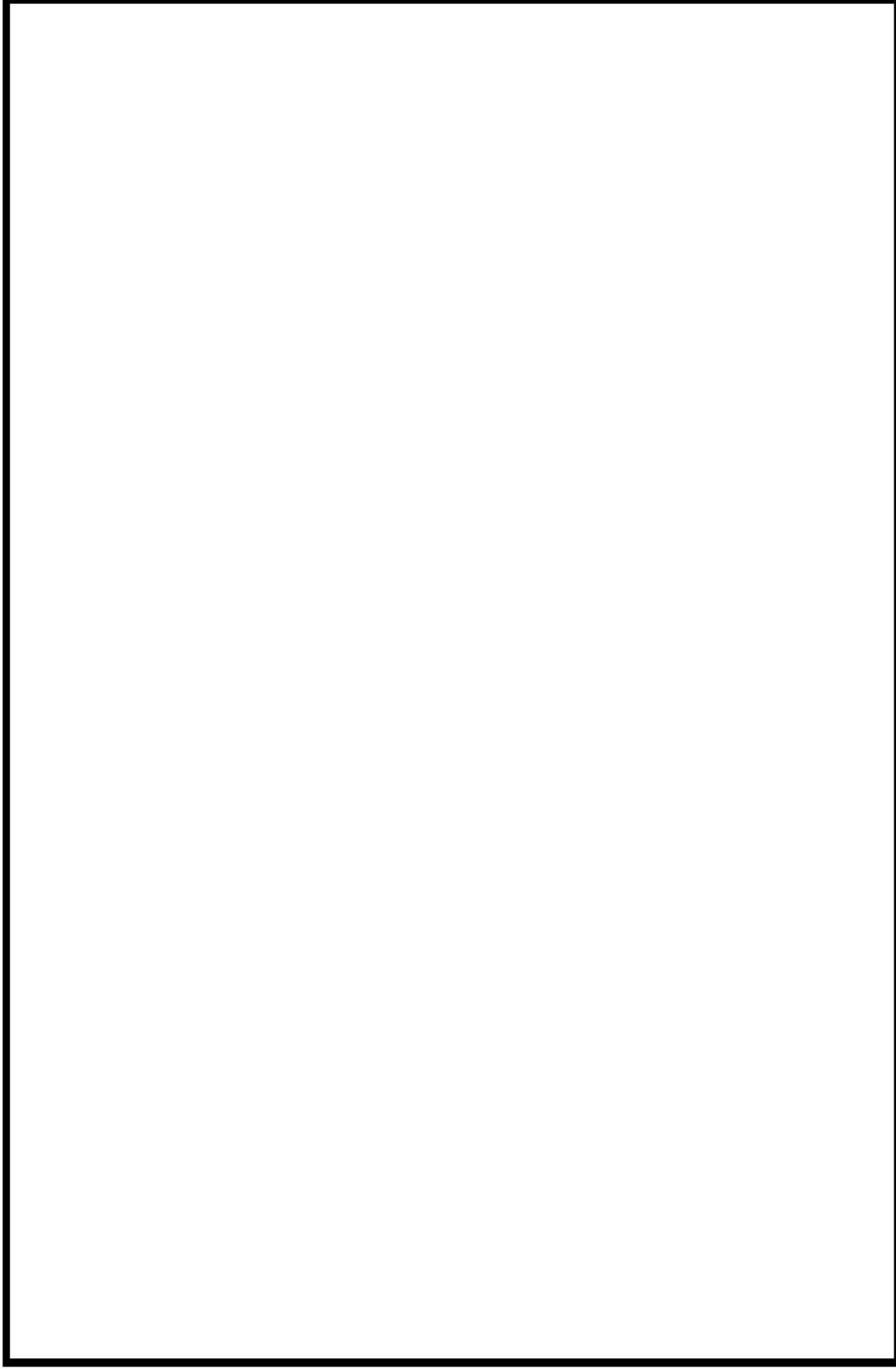
防潮堤の構造型式は、セメント改良土及びコンクリートによる堤体構造である。

防潮堤（標準部）	・セメント改良土及びコンクリートによる堤体構造（岩盤支持）
防潮堤（端部）	・コンクリートによる堤体構造（岩盤支持）

防潮堤は、地震後及び津波後の再使用性と津波の繰り返し作用を考慮し、構造物全体の変形能力に対して十分な裕度を有するよう設計する。設計においては、地盤の液化化の影響を考慮する。また、津波の検討においては、地震による影響を考慮した上で評価する。

2. 津波防護対象設備

設置許可基準規則第五条および第四十条の対象となる津波防護対象設備を第 2-1 図に示す。



第 2-1 図 津波防護対象設備他の平面配置



枠囲みの内容は機密情報に属しますので公開できません。

3. 防潮堤に関する設置許可基準規則と各条文に対する確認事項

防潮堤に関する「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」（以下、「設置許可基準規則」という。）の条文と、各条文（第四条、第五条）に対する確認事項を第 3-1 表のとおり整理した。

以下の事項を確認することにより、防潮堤の各条文への適合性を確認する。

第 3-1 表（1） 各条文（第四条）に対する確認事項

設置許可基準規則	各条文に対する確認事項	本資料の説明範囲
第四条 地震による損傷の防止		
設計基準対象施設は、地震力に十分に耐えることができるものでなければならない。	（津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備は除く）	—
3 耐震重要施設は、その供用中に当該耐震重要施設に大きな影響を及ぼすおそれがある地震による加速度によって作用する地震力に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	・基準地震動による地震力に対して、それぞれの施設及び設備に要求される機能が保持できること ・常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、構造全体として変形能力について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能を保持すること ・荷重組合せに関しては、地震と津波が同時に作用する可能性について検討し、必要に応じて基準地震動による地震力と津波による荷重の組合せを考慮すること	○
	・耐震重要施設が、耐震重要度分類の下位のクラスに属するものの波及的影響によって、その安全機能を損なわないこと	— （「第四条 耐震設計方針」にて説明）
4 耐震重要施設は、前項の地震の発生によって生ずるおそれがある斜面の崩壊に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	・耐震重要施設の周辺斜面について、基準地震動による地震力を作用させた安定解析を行い、崩壊のおそれがないこと	— （「耐震重要施設及び常設重大事故等対象施設の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価について（以降、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」とする。）」にて説明）

第 3-1 表 (2) 各条文 (第五条) に対する確認事項

設置許可基準規則	各条文に対する確認事項	本資料の説明範囲
第五条 津波による損傷の防止		
設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。	・基準津波による遡上波を地上部から到達又は流入させないこと	
	・Sクラスに属する設備が基準津波による遡上波が到達する高さにある場合には、防潮堤等の津波防護施設及び浸水防止設備を設置すること	○
	・遡上波の到達防止に当たっては、敷地及び敷地周辺の地形、標高及び河川等の存在並びに地震による広域的な隆起・沈降を考慮して、遡上波の回り込みを含め敷地への遡上の可能性を検討すること	— (「第五条 耐津波設計方針」にて説明)
	・地震による変状又は繰り返し来襲する津波による洗掘・堆積により地形又は河川流路の変化等が考えられる場合は、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討すること	
	・基準津波による遡上波を取水路及び放水路等の経路から流入させないこと	
	・取水路又は放水路等の経路から、津波が流入する可能性を考慮した上で、流入の可能性のある経路を特定し、それらに対して浸水防止の対策を施すことにより、津波の流入を防止すること	— (「第五条 耐津波設計方針」にて説明)
	・入力津波に対して津波防護機能を保持できること	
	・津波防護施設については、その構造に応じ、波力による浸食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性等にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能を十分に保持できるよう設計すること	○
	・津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において建物・構築物及び設置物等が破損又は損壊した後に漂流する可能性がある場合には、防潮堤等の津波防護施設に波及的影響を及ぼさないよう、漂流防止措置又は津波防護施設への影響の防止措置を施すこと	— (「第五条 耐津波設計方針」にて説明)
	・耐津波設計上の十分な裕度を含めるため、各施設・設備の機能損傷モードに対応した荷重(浸水高、波力・波圧、洗掘力及び浮力等)について、入力津波から十分な余裕を考慮して設定すること	
	・余震の発生の可能性を検討した上で、必要に応じて余震による荷重と入力津波による荷重との組合せを考慮すること	○
	・入力津波の時刻歴波形に基づき、津波の繰り返しの来襲による作用が津波防護機能へ及ぼす影響について検討すること	
	・津波影響軽減施設・設備の効果を考慮する場合は、入力津波に対して津波による影響の軽減機能が保持されるよう設計すること	— (効果を考慮する施設なし)
	・防潮ゲート等の外部入力により動作する機構を有するものについては、構造、動作原理等を踏まえ、津波防護機能が損なわれないよう重要安全施設に求められる信頼性と同等の信頼性を確保すること	— (該当する機構なし)
	・地震による敷地の隆起・沈降、地震(本震及び余震)による影響、津波の繰り返しの来襲による影響及び津波による二次的な影響(洗掘、砂移動及び漂流物等)を考慮すること	○
	・津波防護施設の設計に当たっては、入力津波による水位変動に対して朔望平均潮位を考慮して安全側の評価を実施すること。なお、その他の要因による潮位変動についても適切に評価し考慮すること。また、地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合、想定される地震の震源モデルから算定される、敷地の地殻変動量を考慮して安全側の評価を実施すること	○

4. 防潮堤の設計に関する基本条件

4. 1. 防潮堤の概要

4. 1. 1. 防潮堤の構造形式

防潮堤の構造形式は、セメント改良土及びコンクリートによる堤体構造であり、防潮堤（標準部）及び防潮堤（端部）に分類される。防潮堤の平面図を第 4-1 図に、防潮堤の概要図を第 4-2 図～第 4-4 図に示す。なお、防潮堤（標準部）において、1 号及び 2 号炉取水路、1 号及び 2 号炉放水路並びに 3 号炉取水路を横断する範囲が存在し、防潮堤が横断する範囲の水路※¹は、防潮堤の間接支持構造物とすることから、各水路及び防潮堤の目的に応じた呼称を第 4-1 表のとおり整理した。

防潮堤は、津波荷重や地震荷重に対して、津波防護機能を十分に保持できるようにする。また、防潮堤の施工目地には、止水ジョイントを設置し、適切に止水対策を実施する。

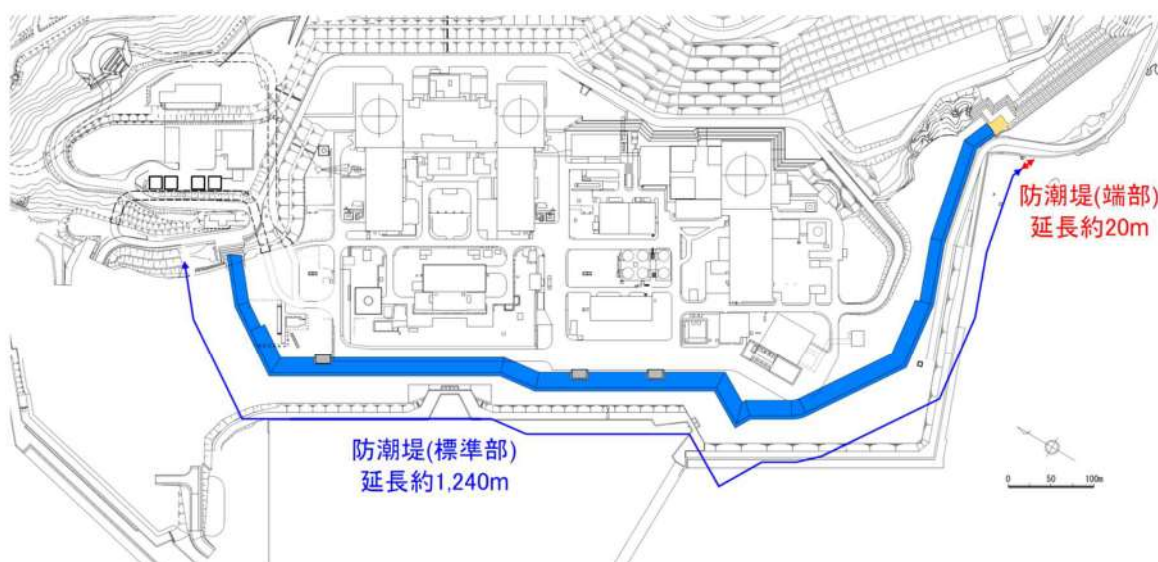
防潮堤は、泊発電所敷地内の基礎岩盤が海側に向かって低くなる特徴があることから、可能な限り山側に設置することを基本とする。地山と接続する位置は、津波の遡上高さを考慮した上で堅固な地山に接続する。

なお、泊発電所の全体平面図については、防潮堤の構造成立性を見通しを説明した令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図から、一部変更が生じているものの、防潮堤の構造成立性評価には影響ない（参考資料 1 及び 8 参照）。

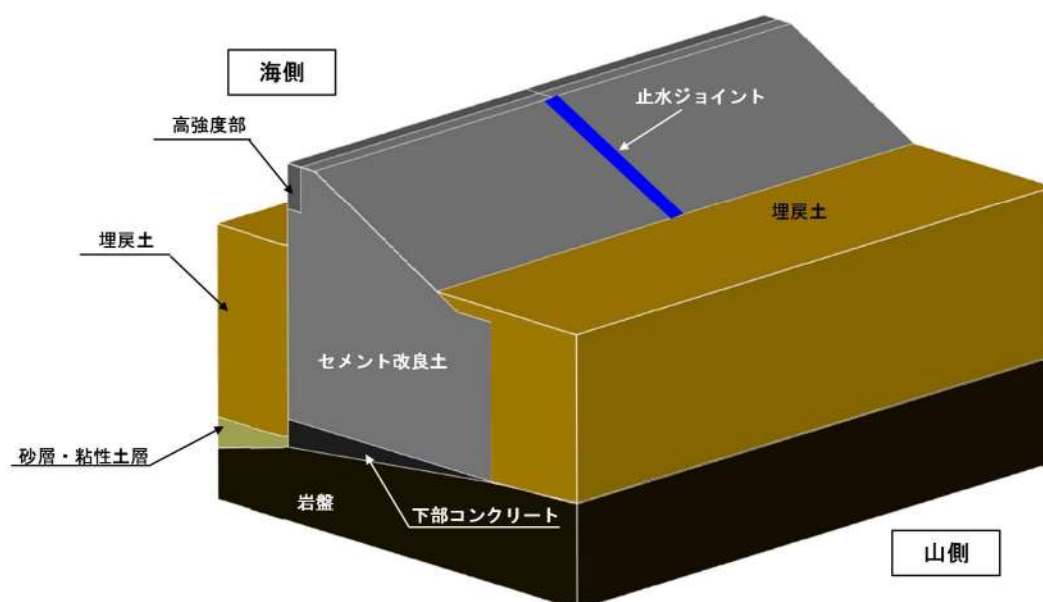
第 4-1 表 各水路及び防潮堤の呼称について

水路全体を 呼称する場合	間接支持構造物とする 水路を呼称する場合	水路を横断する 防潮堤を呼称する場合
1 号及び 2 号炉取水路	1 号及び 2 号炉取水路（防潮堤横断部）	防潮堤（1 号及び 2 号炉取水路部）
1 号及び 2 号炉放水路	1 号及び 2 号炉放水路（防潮堤横断部）	防潮堤（1 号及び 2 号炉放水路部）
3 号炉取水路	3 号炉取水路（防潮堤横断部）	防潮堤（3 号炉取水路部）

※ 1：間接支持構造物として期待する水路の範囲は「参考資料 4 防潮堤を横断する構造物の取扱いについて」を参照。

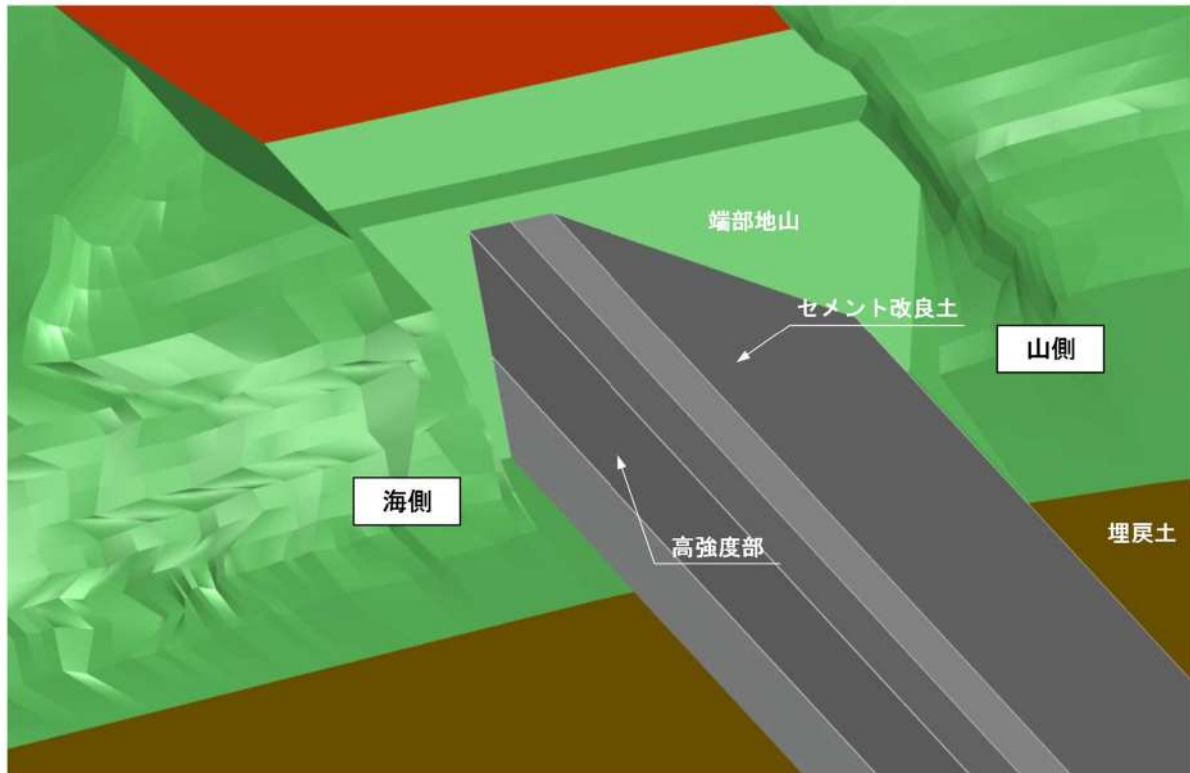


第 4-1 図 防潮堤の平面図

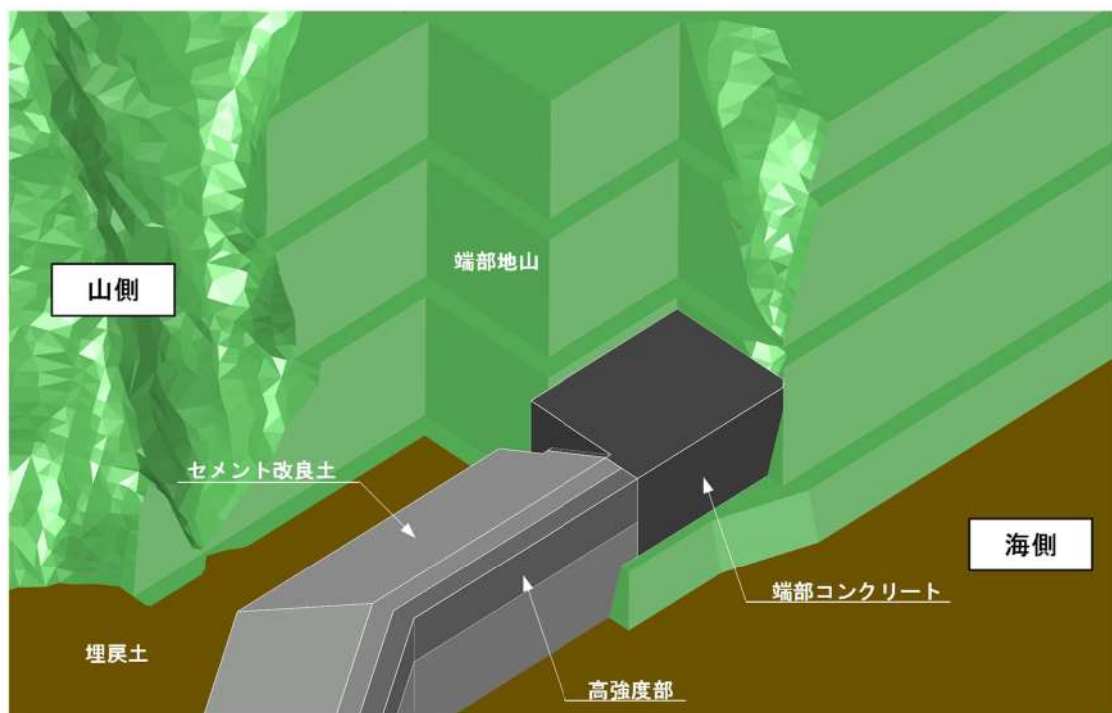


防潮堤 (標準部) の構造イメージ図

第 4-2 図 防潮堤 (標準部) の概要図



第 4-3 図 防潮堤（標準部）の概要図（茶津側の地山との接続箇所）



第 4-4 図 防潮堤（端部）の概要図（堀株側の地山との接続箇所）

4. 1. 2. 防潮堤の構造選定

(1) 防潮堤（標準部）の構造選定

- ・泊発電所の敷地内の基礎岩盤は山側から海側に向かって低くなる特徴があるため、防潮堤は、地震による埋戻土等の液状化影響に伴う側方流動に対して、すべり安定性（設置許可基準規則第三条）を確保できるセメント改良土、下部コンクリート及び高強度部による堤体構造とする。
- ・高強度部は、漂流物による荷重により、防潮堤の津波防護機能が保持できない場合に設置する。
- ・防潮堤を設置する箇所に岩盤傾斜及び岩盤不陸がある箇所は、下部コンクリートに置き換える。
- ・下部コンクリートの高さは、横断方向で岩盤高さが異なることが想定されるため、岩盤高さが高い方の位置に合わせることを基本とする。
- ・茶津側の地山との接続箇所については、防潮堤（標準部）の形状のまま、茶津側の端部地山と接続する。

(2) 防潮堤（端部）の構造選定

- ・防潮堤（端部）は、一部地山を撤去し、堅固な地山に接続する。
- ・防潮堤（端部）を接続する端部地山は、周辺斜面による防潮堤（端部）への影響に配慮し、安定勾配を確保するために一部を掘削する。
- ・防潮堤（端部）は、背面に端部地山があり、防潮堤（標準部）より幅が狭いため、すべり安定性を考慮し、セメント改良土より強度の高いコンクリート（以下、「端部コンクリート」という。）による堤体構造とする。
- ・防潮堤（端部）は、コンクリートの物性値及びその形状を期待した設計とすることから、「施設」として評価する。

4. 2. 防潮堤の設計フロー

防潮堤の設計フローを第 4-5 図及び第 4-6 図に示す。

防潮堤（標準部）は、線状構造物であり、弱軸・強軸方向が明確であることから、弱軸方向の断面において 2 次元動的 FEM 解析若しくは 2 次元静的 FEM 解析を基本とし、周辺に液状化検討対象層があることから、地震時の液状化の影響を考慮するため有効応力解析を用いる。

ただし、地震荷重及び津波荷重は汀線方向に一樣に作用することに対し、漂流物荷重は局所的に作用する荷重であるため、津波時における評価は、以下のとおり 2 次元静的 FEM 解析又は 3 次元静的 FEM 解析を使い分ける。

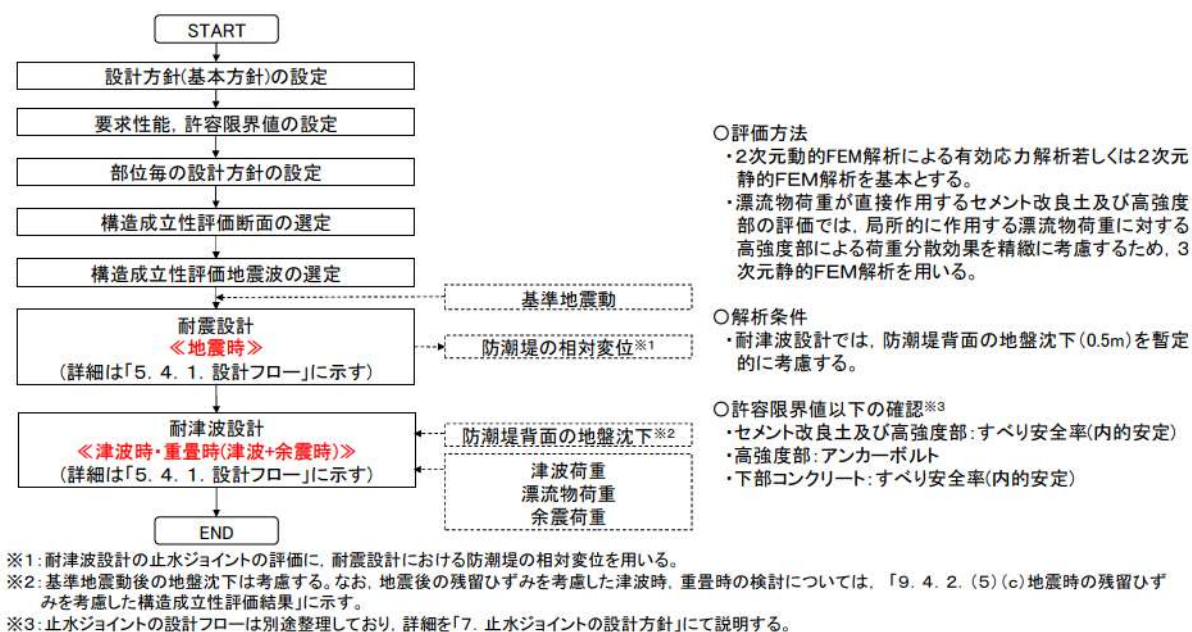
- ・漂流物荷重が直接作用しない下部コンクリートについては、汀線方向に一樣に津波荷重のみが作用するため、2 次元静的 FEM 解析で評価する。
- ・漂流物荷重が直接作用するセメント改良土、高強度部及び止水ジョイントのうち定着部材については、3 次元静的 FEM 解析で評価する。

防潮堤（端部）は、津波時においても局所的に作用する漂流物荷重の影響を保守的に考慮する 2 次元 FEM 解析を用いて評価する。

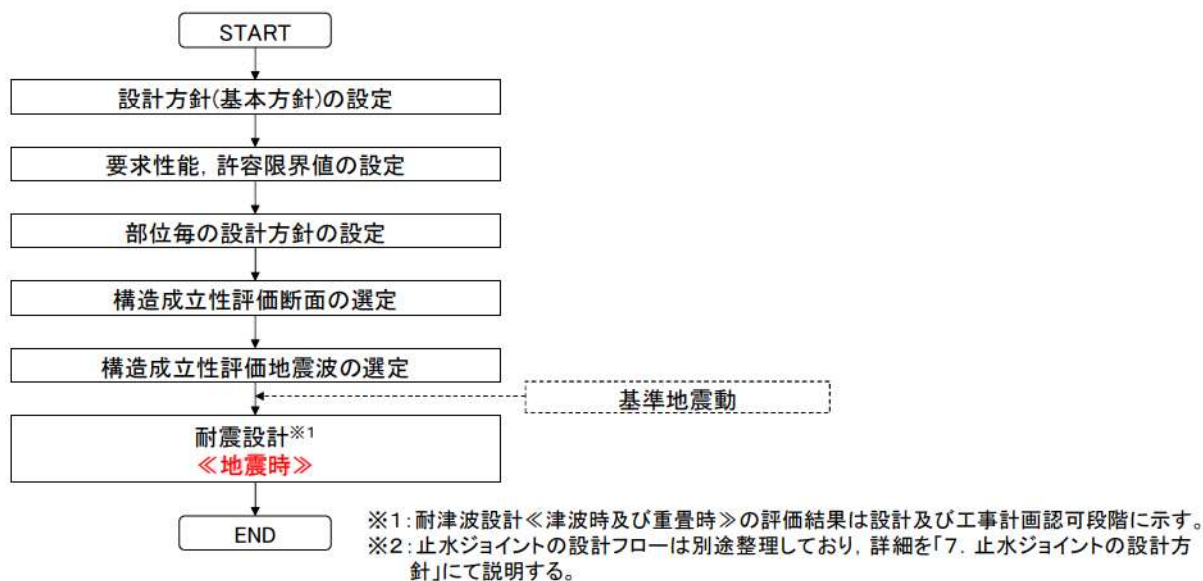
ただし、防潮堤（端部）の津波時及び重畳時における構造成立性は、以下の理由から、防潮堤（端部）より厳しい評価条件となる防潮堤（標準部）の構造成立性評価断面で確認する（詳細は「6. 4. 2. 設計方針の概要」に示す）。

- ・防潮堤（標準部）の津波時及び重畳時における津波波力は、岩盤が浅い防潮堤（端部）より大きい。
- ・防潮堤（標準部）の津波波力に対する抵抗力は、背面が液状化検討対象層である埋戻土であるため、背面が岩盤である防潮堤（端部）より小さい。
- ・防潮堤（標準部）は、端部コンクリートと同じ強度である高強度部及び端部コンクリートより強度の小さいセメント改良土で構築する。また、防潮堤（端部）の部材厚は、高強度部より大きい。

各照査部位及び許容限界の詳細は、「5. 防潮堤（標準部）の設計方針」、「6. 防潮堤（端部）の設計方針」及び「7. 止水ジョイントの設計方針」にて後述する。



第 4-5 図 防潮堤（標準部）の設計フロー

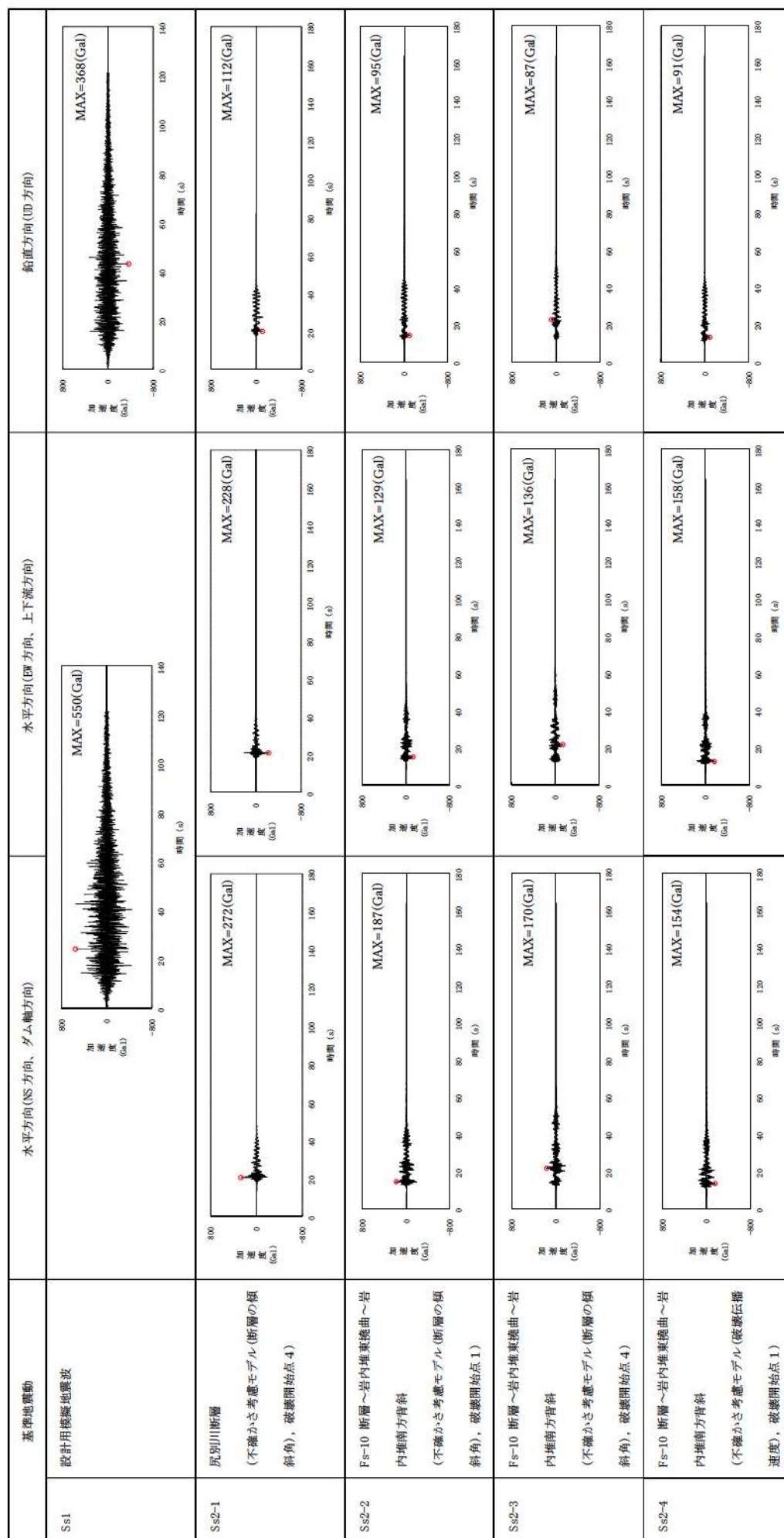


第 4-6 図 防潮堤（端部）の設計フロー

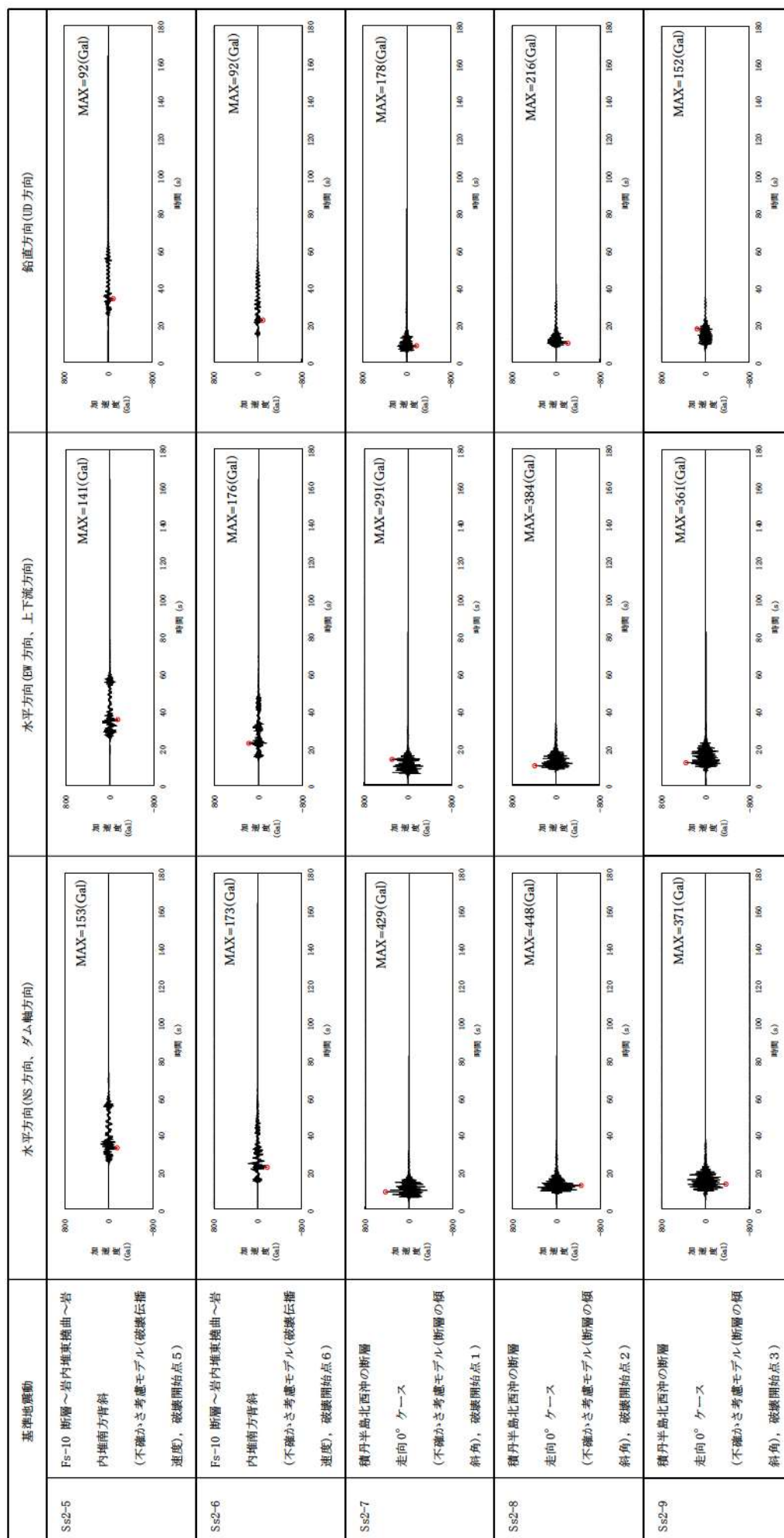
4. 3. 基準地震動

構造成立性評価断面（地点）における基準地震動19波※の応答結果から，設置変更許可段階における構造成立性評価地震波を選定する。基準地震動の時刻歴波形及び応答スペクトルを第 4-7 図及び第 4-8 図に示す。

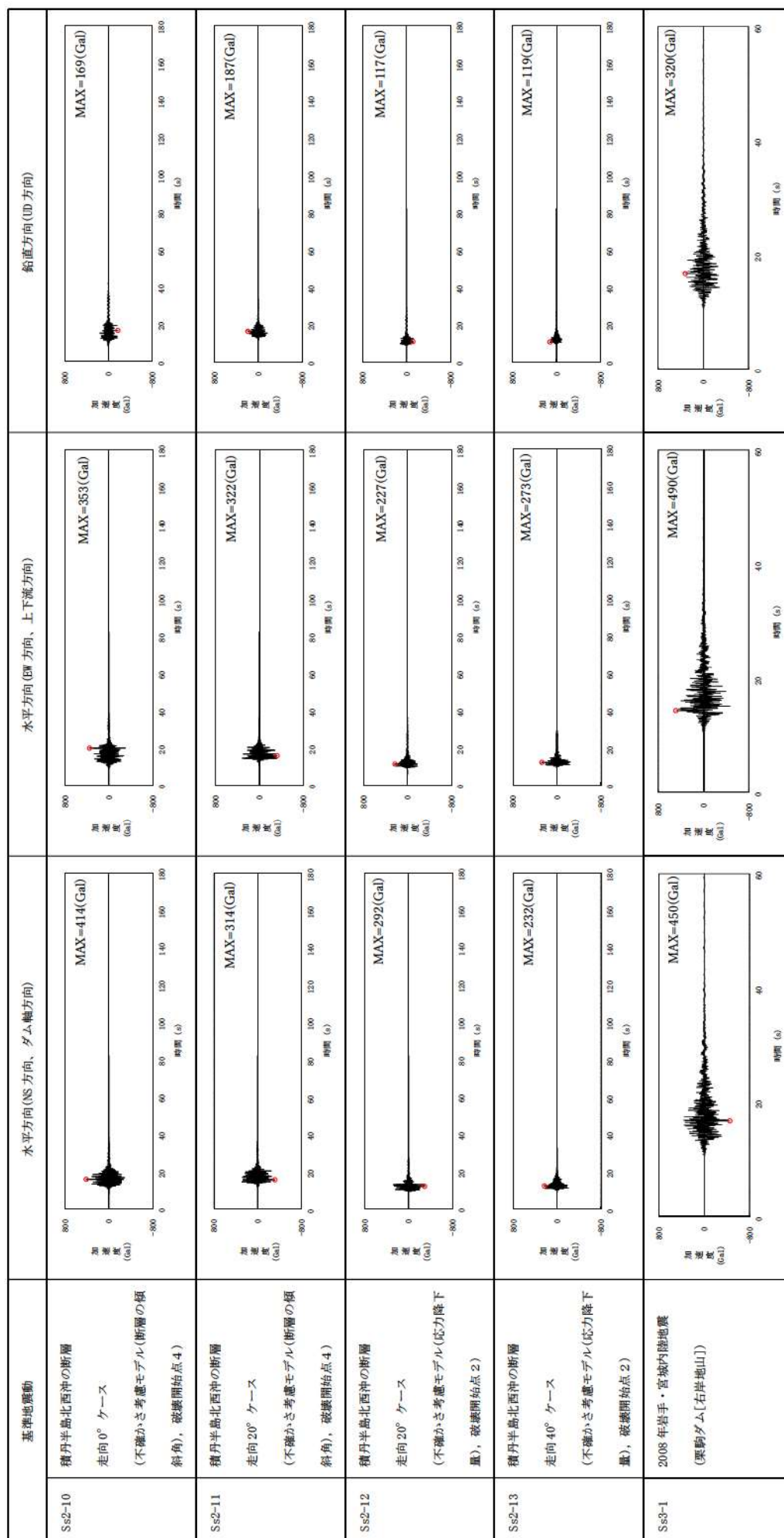
※：令和 5 年 6 月 9 日審査会合に示す基準地震動



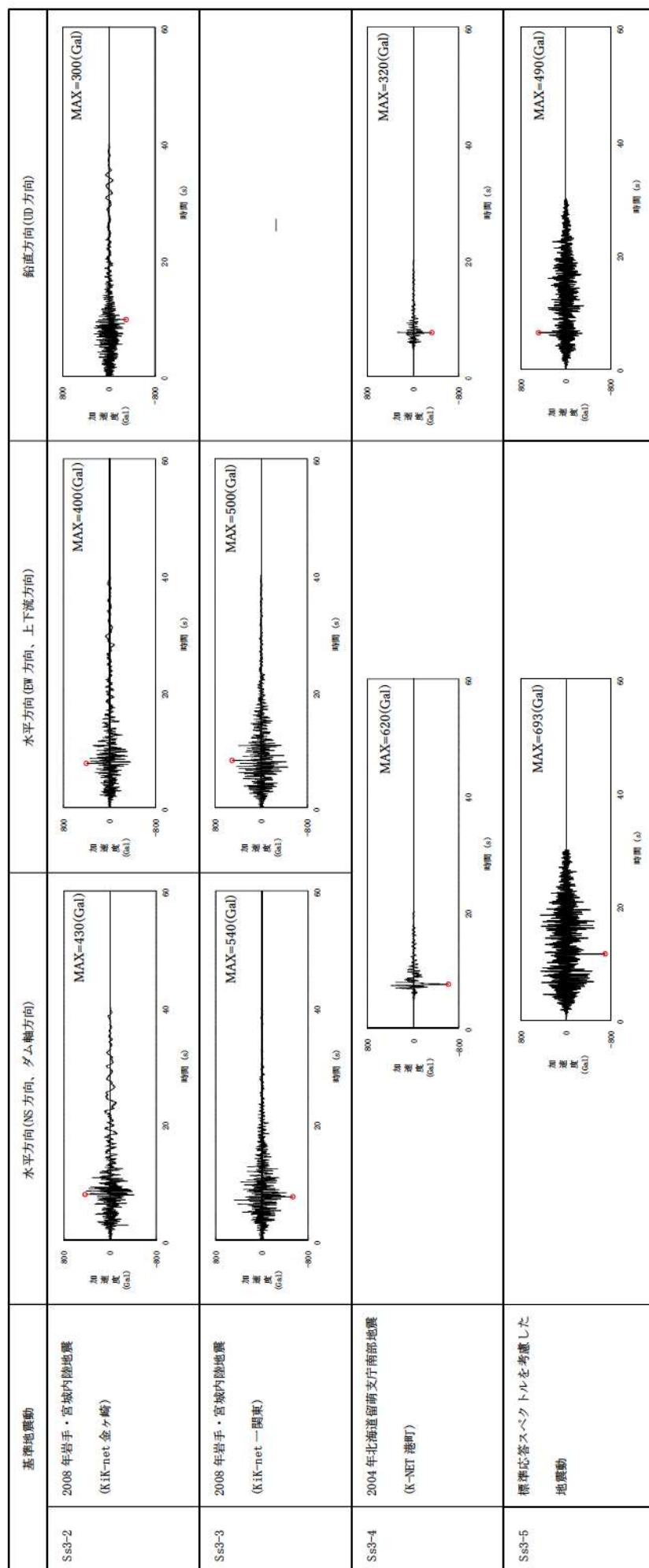
第 4-7 図 基準地震動の時刻歴波形 (1/4)



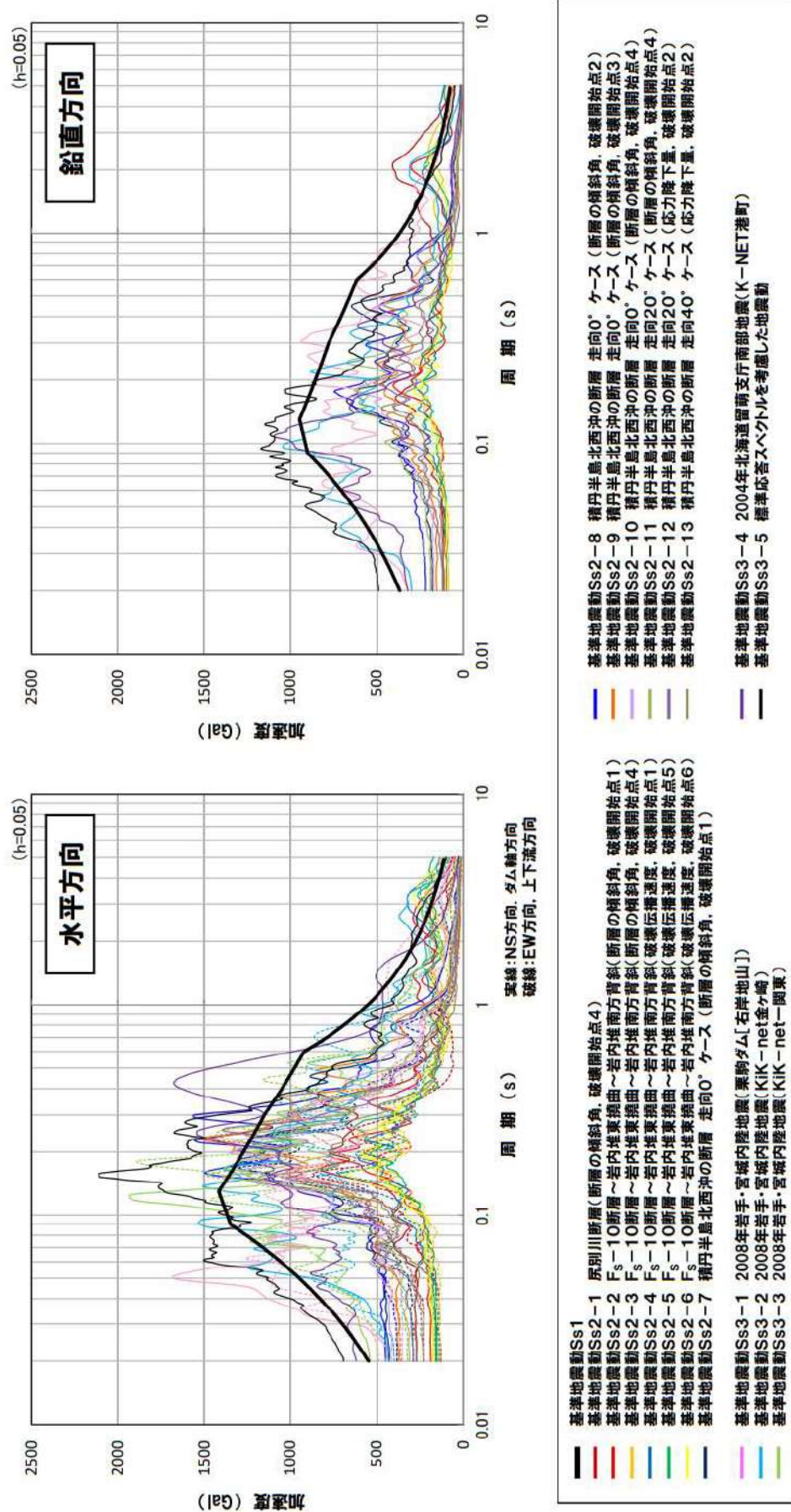
第 4-7 図 基準地震動の時刻歴波形 (2/4)



第 4-7 図 基準地震動の時刻歴波形 (3/4)



第 4-7 図 基準地震動の時刻歴波形 (4 / 4)



第 4-8 図 基準地震動の応答スペクトル

4. 4. 防潮堤高さ及び設計に用いる津波高さ

防潮堤の高さは、設計に用いる津波高さ（入力津波高さ）に対して余裕をもって設定する。設計に用いる津波高さと防潮堤高さの関係を第 4-2 表に示す。設置変更許可段階の構造成立性評価では、暫定的に設定した津波高さ（T.P. 19.0m）とし、暫定的に朝倉式より算定した津波波力を津波荷重として作用させた評価を行う。津波荷重は、耐津波設計に係る工認審査ガイドに基づき、設計及び工事計画認可段階で設定する。

第 4-2 表 設計に用いる津波高さと防潮堤高さの関係

設計に用いる津波高さ (高潮ハザードの裕度を参照)	T. P. 17.8m
防潮堤高さ	T. P. 19.0m
設計裕度※	1.2m

※：「別添資料 1 泊発電所 3 号炉 耐津波設計方針について 1. 5 水位変動・地盤変動の考慮」で示した外郭防護の裕度評価において参照する裕度（0.62m）を考慮しても余裕がある。

4. 5. 検討ケース及び荷重の組合せ

防潮堤の検討ケースは、荷重の組合せを考慮し、第 4-3 表に示すケースを実施する。設計に用いる荷重の内容を第 4-4 表に、津波時の荷重イメージ図を第 4-9 図に示す。防潮堤は、地震後及び津波後の再使用性と津波の繰り返し作用を考慮し、構造物全体の変形能力に対して十分な裕度を有するように設計する。

なお、津波時の検討における基準地震動の影響について、設置変更許可段階においては、基準地震動直後の地盤沈下を考慮した解析を行う。

第 4-3 表 荷重の組合せ

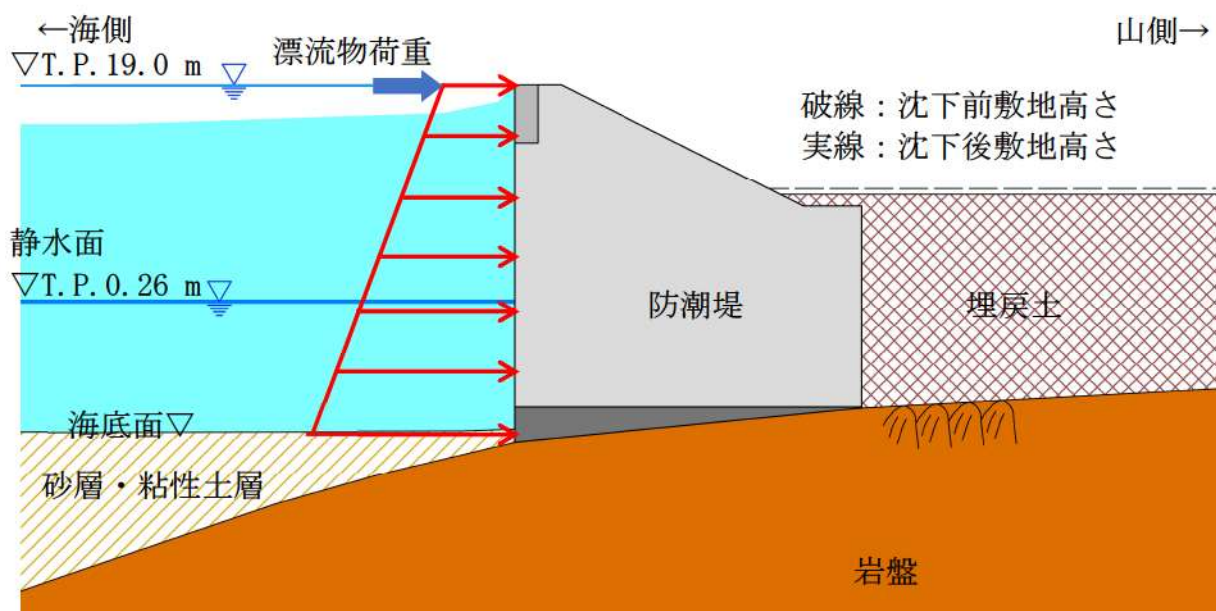
検討ケース	荷重の組合せ※1
地震時	常時荷重 + 地震荷重
津波時※2	常時荷重 + 津波荷重 + 漂流物荷重
重畳時※2 (津波+余震時)	常時荷重 + 津波荷重 + 余震荷重

※1：自然現象による荷重(風荷重及び積雪荷重)は設備の設置状況、構造(形状)等の条件を含めて適切に組み合わせを反映する。

※2：基準地震動の影響を考慮する。

第 4-4 表 荷重の内容

荷 重	内 容
常時荷重	建造物の自重
自然現象による荷重	風荷重, 積雪荷重
地震荷重	基準地震動を考慮する
余震荷重	弾性設計用地震動による地震力を考慮する
津波荷重	津波荷重(津波波力)を考慮する なお, 設計用津波波力については, 朝倉式に基づき算定する
津波荷重 (重畳時)	余震作用時に, 防潮堤前面に入力津波高さの海水が存在することを想定して, 動水圧を考慮する
漂流物荷重	設置変更許可段階においては, 暫定的に設定した漂流物荷重を考慮する



第 4-9 図 津波時の荷重イメージ図(防潮堤(標準部))

防潮堤の構造成立性評価において, 既設護岸(上部工及びケーソン), 消波ブロック, 被覆ブロック, 中割石, 裏込石及び埋戻土に役割を期待しないため, 基本ケースではモデル化しない。

一方で, 防潮堤前面に存在する既設護岸(上部工及びケーソン), 消波ブロック, 被覆ブロック, 中割石, 裏込石及び埋戻土が構造成立性評価に与える影響を確認するために, 影響評価ケースとしてこれらをモデル化した評価を行う。詳細は「5. 5. 個別論点(5) 近接する建造物の影響」及び「9. 4. 2. (5) 防潮堤(標準部)の構造成立性評価における影響検討について」において示す。

4. 6. 解析用物性値

防潮堤の設計に用いる解析条件（解析用物性値等）の設定方針は、以下のとおりとする。

【施設・地盤の解析用物性値】

- ・施設のうち、コンクリートの解析用物性値は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，土木学会，2002年」等に基づき設定する。
- ・施設のうち、セメント改良土の解析用物性値は，文献等に基づき設定する。設定した解析用物性値の妥当性をセメント改良土の室内配合試験により確認する。
- ・地盤のうち，中割石及び裏込石の解析用物性値は，「添付資料3 基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域について」に示す。
- ・その他の地盤の解析用物性値は，原位置試験結果及び室内試験結果に基づき設定することを基本とする。

【設計地下水位】

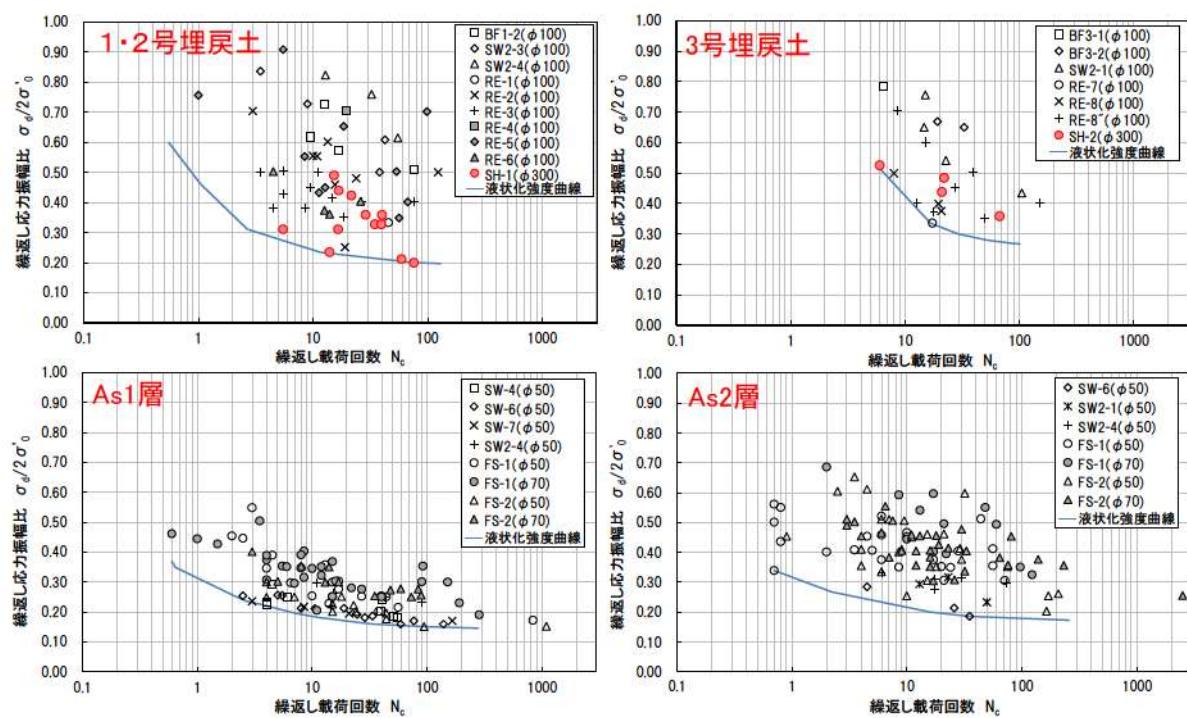
- ・設計地下水位を地表面に設定する。
- ・設計及び工事計画認可段階において，防潮堤の山側の設計地下水位を実水位に設定した場合の評価を説明する。

【液状化強度特性】

- ・液状化検討対象層である地下水位以深の埋戻土及び砂層は，第 4-10 図に示す液状化パラメータを暫定的に設定する^{※1}。埋戻土の物性値は，液状化強度特性が 3 号埋戻土より小さい 1，2 号埋戻土の物性値を用いる^{※2}。

※1：液状化パラメータの詳細は，「第四条 地震による損傷の防止 別紙-9 施設の耐震評価に用いる地盤の液状化の評価方針」を参照。なお，液状化強度は，液状化検討対象施設周辺の追加調査結果を設計及び工事計画認可段階で反映する方針であり，設置変更許可段階における防潮堤の構造成立性評価においては，暫定的に設定した液状化強度を用いる。

※2：代表ケースで 3 号埋戻土の物性値を用いた構造成立性評価を実施し，1，2 号埋戻土と 3 号埋戻土の物性値の違いによる影響について確認する。



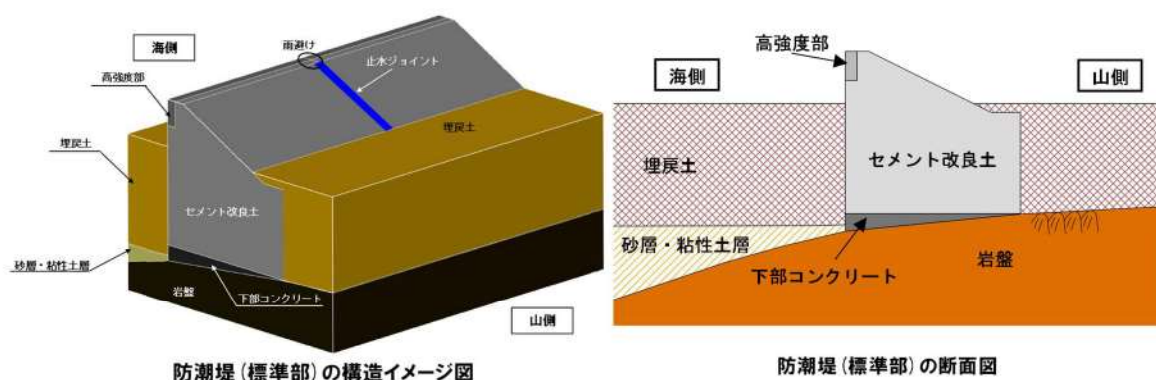
第 4-10 図 暫定的に設定する埋戻土及び砂層の液状化強度曲線（下限値設定）

5. 防潮堤（標準部）の設計方針

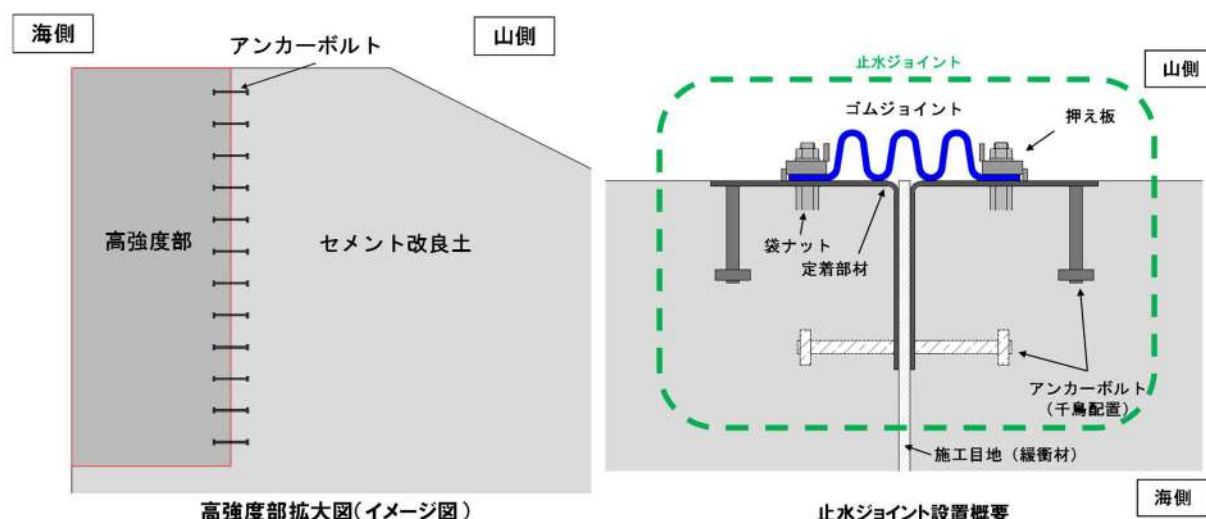
5. 1. 構造概要

防潮堤（標準部）の構造概要を第 5-1 図に、高強度部及び止水ジョイントの構造概要を第 5-2 図に示す。防潮堤（標準部）は、セメント改良土、下部コンクリート及び高強度部による堤体構造である。なお、止水ジョイントの設計方針は、「7. 止水ジョイントの設計方針」に示す。

高強度部は、セメント改良土とアンカーボルトで一体化させる構造である。高強度部に固定するアンカーボルトの構造成立性は、止水ジョイントで用いるアンカーボルトと同じ仕様で確認する。アンカーボルトの仕様を変更する場合には、設計及び工事計画認可段階においてその仕様にてアンカーボルトの性能試験を実施する（詳細は、「7. 止水ジョイントの設計方針」に示す）。



第 5-1 図 防潮堤（標準部）の構造概要



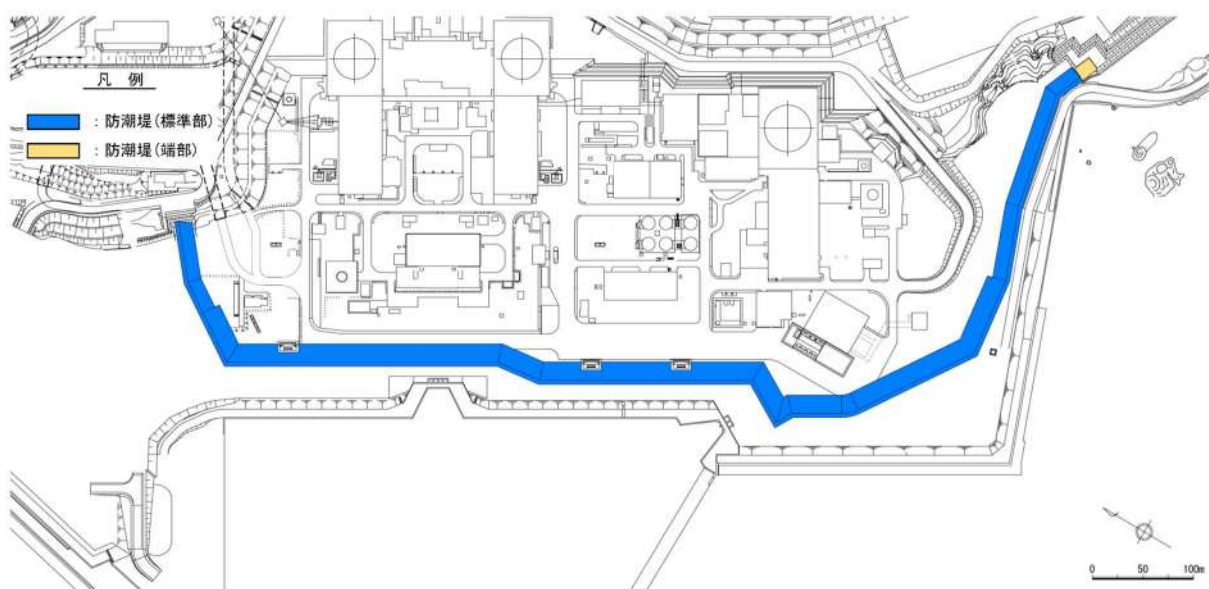
第 5-2 図 高強度部及び止水ジョイントの構造概要

防潮堤（標準部）の平面図を第 5-3 図に、縦断図を第 5-4 図に、横断図を第 5-5 図に示す。防潮堤は 1 号及び 2 号炉取水路，1 号及び 2 号炉放水路，3 号炉取水路及び 3 号炉放水路を横断しており，岩盤内に構築されている 3 号炉放水路以外は，波及的影響の範囲を最小にするために防潮堤横断部の水路と防潮堤を直交させる。

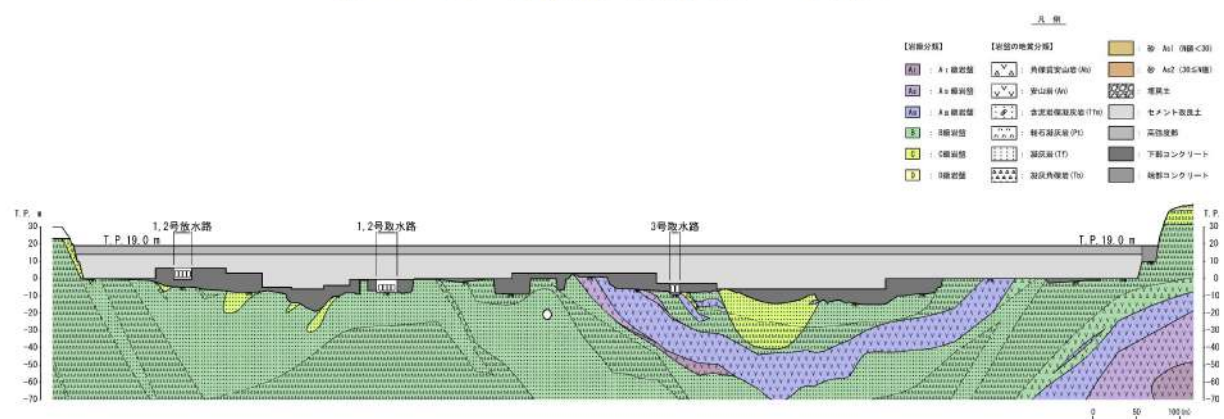
防潮堤設置位置の地質は，第 5-4 図に示すとおり，凝灰岩，凝灰角礫岩，含泥岩礫凝灰岩，角礫質安山岩及び安山岩が分布する。また，防潮堤設置位置の岩級は，泊発電所の岩盤分類基準に基づいた C 級及び A_{III} 級以上が認められる。防潮堤の支持性能の観点から C 級及び A_{III} 級以上の支持力が必要であり，防潮堤を C 級及び A_{III} 級以上に岩着させるため，防潮堤直下に C 級及び A_{III} 級未満が介在する場合は撤去し，下部コンクリートに置き換える。

防潮堤（標準部）を構成する各部材の仕様を第 5-1 表に，評価対象部位の役割を第 5-2 表に示す。

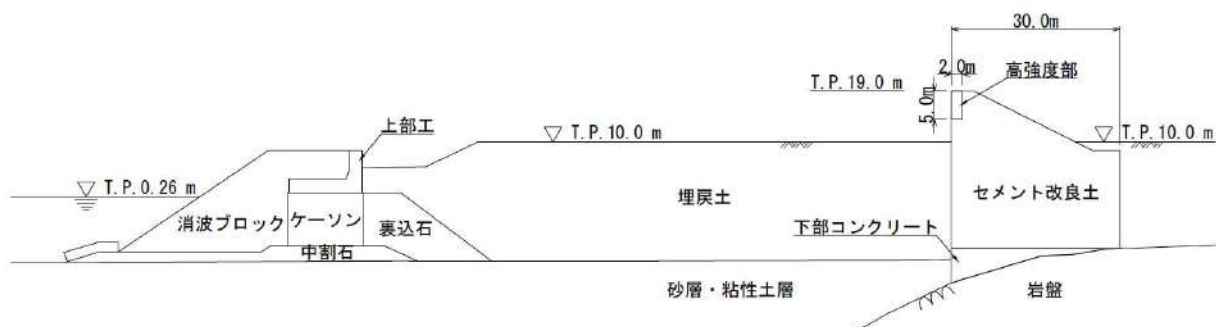
防潮堤の構造成立性評価に対する裕度を確保できなくなった場合，「5. 5.（4）防潮堤（標準部）の裕度に関する考え方」に示す裕度向上対策を行う。



第 5-3 図 防潮堤（標準部）の平面図



第 5-4 図 防潮堤（標準部）の縦断図



第 5-5 図 防潮堤（標準部）の横断面図

第 5-1 表 防潮堤（標準部）の各部位の仕様

部位	仕様
【施設】	
セメント改良土	設計基準強度：6.5N/mm ²
高強度部	無筋コンクリート，設計基準強度：40N/mm ²
止水ジョイント	押え板，ゴムジョイント(波状型止水ジョイント)，定着部材，アンカーボルト
下部コンクリート	無筋コンクリート，設計基準強度：24N/mm ²

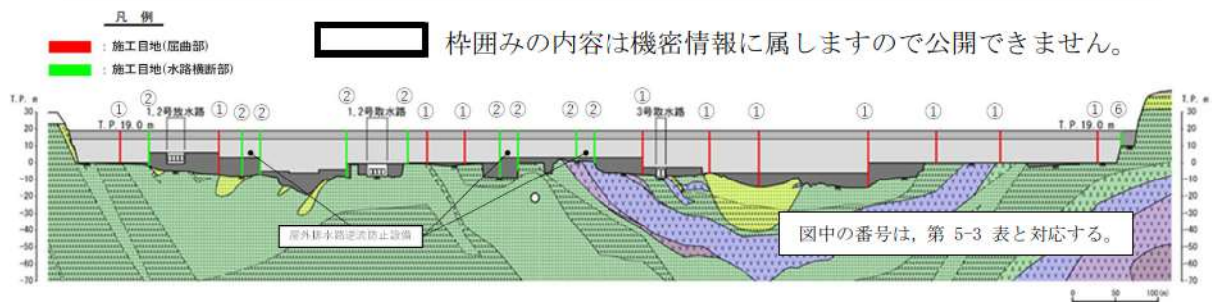
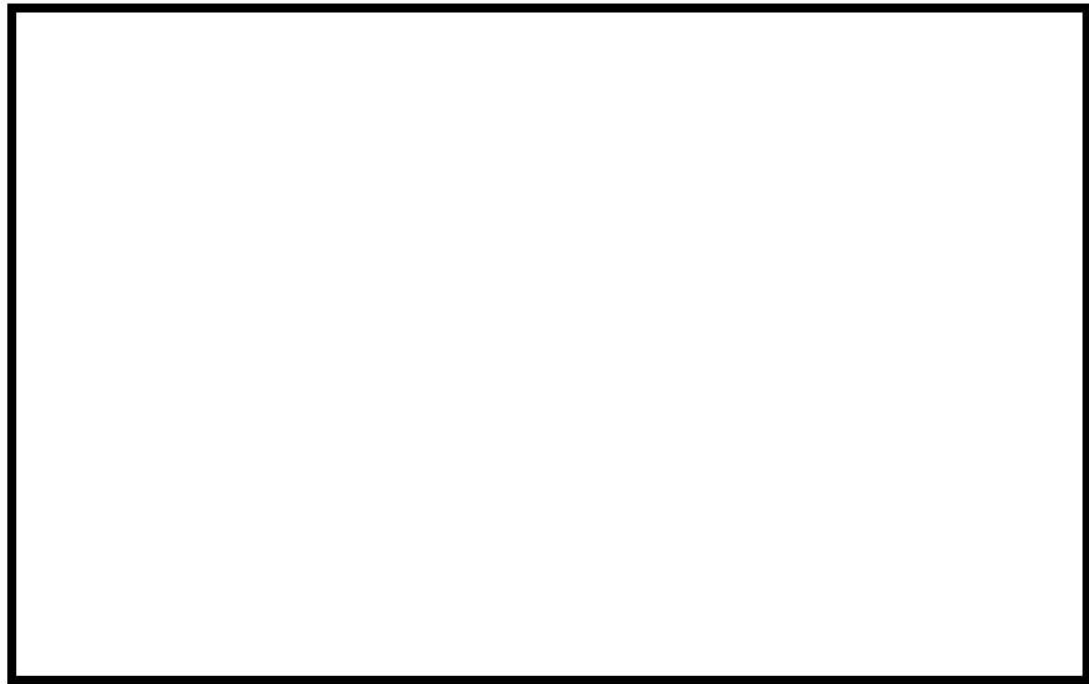
第 5-2 表 防潮堤（標準部）の評価対象部位の役割

□ 「役割」を期待する施設 □ 「役割」を期待する地盤

評価対象部位	主な役割
セメント改良土	堤体高さの維持 難透水性を有し，堤体による止水性の維持
高強度部	堤体高さの維持 セメント改良土の健全性を維持するために漂流物荷重を分散
止水ジョイント	防潮堤間の遮水性の保持
下部コンクリート	堤体高さの維持 難透水性を有し，堤体による止水性の維持 セメント改良土の鉛直支持 基礎地盤のすべり安定性を確保
岩盤	防潮堤の鉛直支持 基礎地盤のすべり安定性に寄与

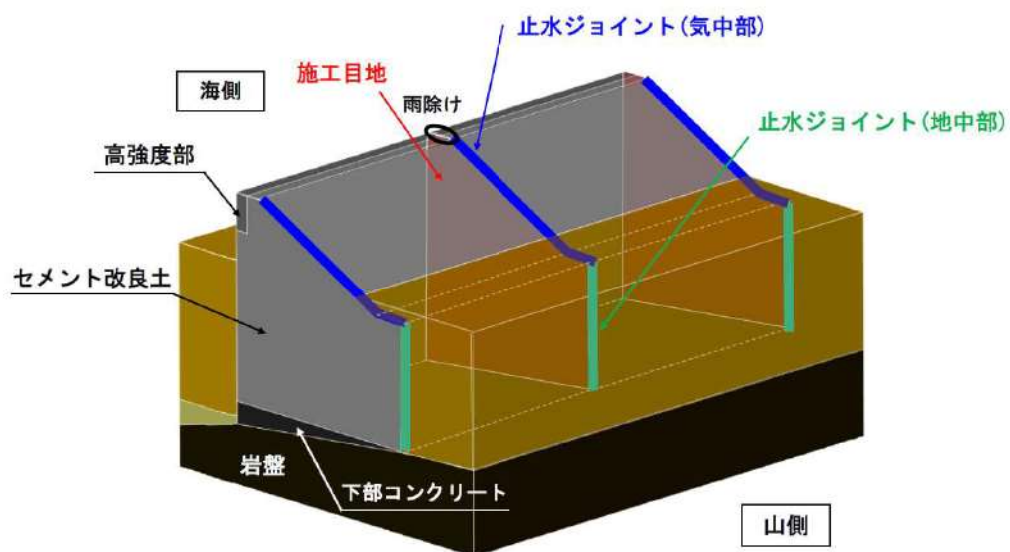
防潮堤には，第 5-6 図に示すとおり施工目地を設置し，施工目地には，津波の水が流入することを防止するために止水ジョイントを設置する。施工目地と止水ジョイントの位置関係を第 5-7 図に示す。なお，施工目地は，防潮堤のブロック間の構造境界のことを示す。

また，雨水が止水ジョイント内に滞水することを避けるため，止水ジョイントの天端には雨除けを設置する。



※高強度部についても、セメント改良土及び下部コンクリートと同じ断面位置に施工目地を設ける。

第 5-6 図 施工目地設置位置図（上；平面図，下；縦断図）



第 5-7 図 施工目地と止水ジョイントの位置関係

施工目地の設置位置について第 5-3 表に示すとおり、防潮堤の屈曲部、幅や高さ
が変化する断面及び防潮堤が水路を横断する断面において応力集中に配慮して設置
する施工目地は設置箇所①～④、施工量に基づきブロック割を行うための施工目地は
設置箇所⑤である。設置箇所①及び②の設置位置は第 5-6 図に示す配置を基本とし、
設置箇所③～⑤を含めた設置位置の詳細は、設計及び工事計画認可段階において説明
する。

設置箇所④については、基礎地盤の不陸による防潮堤高さの違いに配慮して、同一
ブロック内での地震時の挙動差の影響が小さくなるように、施工目地を設置すること
を基本とする。

設置箇所⑤については、施工時の温度応力によるひび割れ影響に配慮したうえで、
1 日当たりの下部コンクリート又はセメント改良土の施工能力に応じて設置する。施
工時の温度応力によるひび割れ影響については、設計及び工事計画認可段階において
説明する。

第 5-3 表 施工目地設置断面

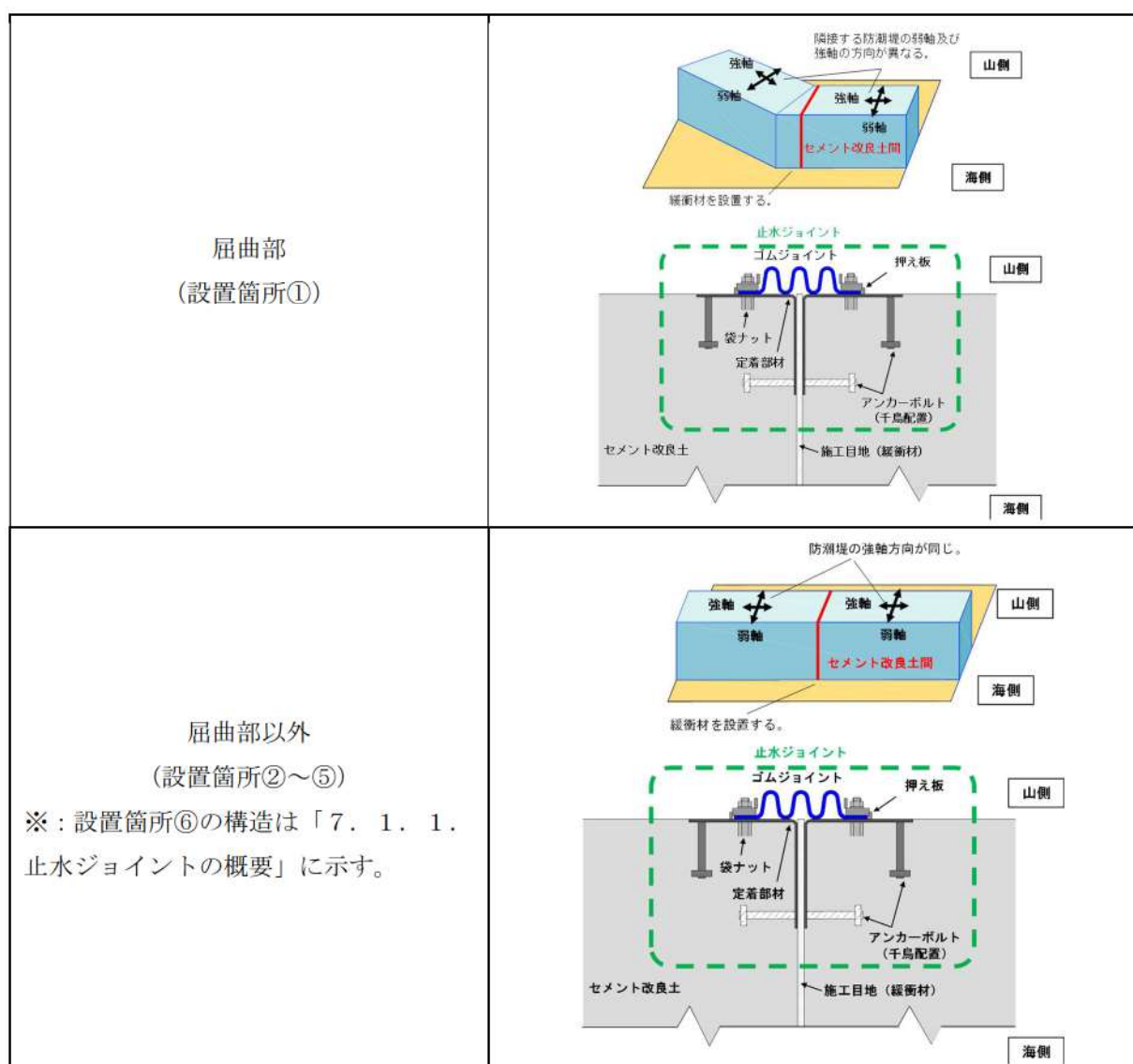
設置箇所	詳細な設置箇所の説明時期
①防潮堤が屈曲する断面（屈曲部）	設置箇所①及び②の基本方針は、第 5-6 図に示すとおりであり、設置箇所 ③～⑤を含めた詳細な設置箇所は、設 計及び工事計画認可段階で説明する。
②防潮堤が水路を横断する断面	
③防潮堤の幅が変化する断面※ ¹	
④防潮堤の高さが変化する断面※ ²	
⑤施工量に基づくブロック割箇所	
⑥防潮堤（標準部）と防潮堤（端部）の境界	

※ 1：防潮堤の幅（海山方向）は、防潮堤の基礎地盤の安定性を確保できるよう設定するものであり、「基礎地盤及び周辺斜
面の安定性評価」において説明する。

※ 2：防潮堤の高さは、防潮堤天端から基礎地盤の表面までの高さであり、基礎地盤の高さによって変化する。

施工目地構造の詳細は、第 5-8 図に示すとおりであり、屈曲部及び屈曲部以外において下記のとおり配慮する。

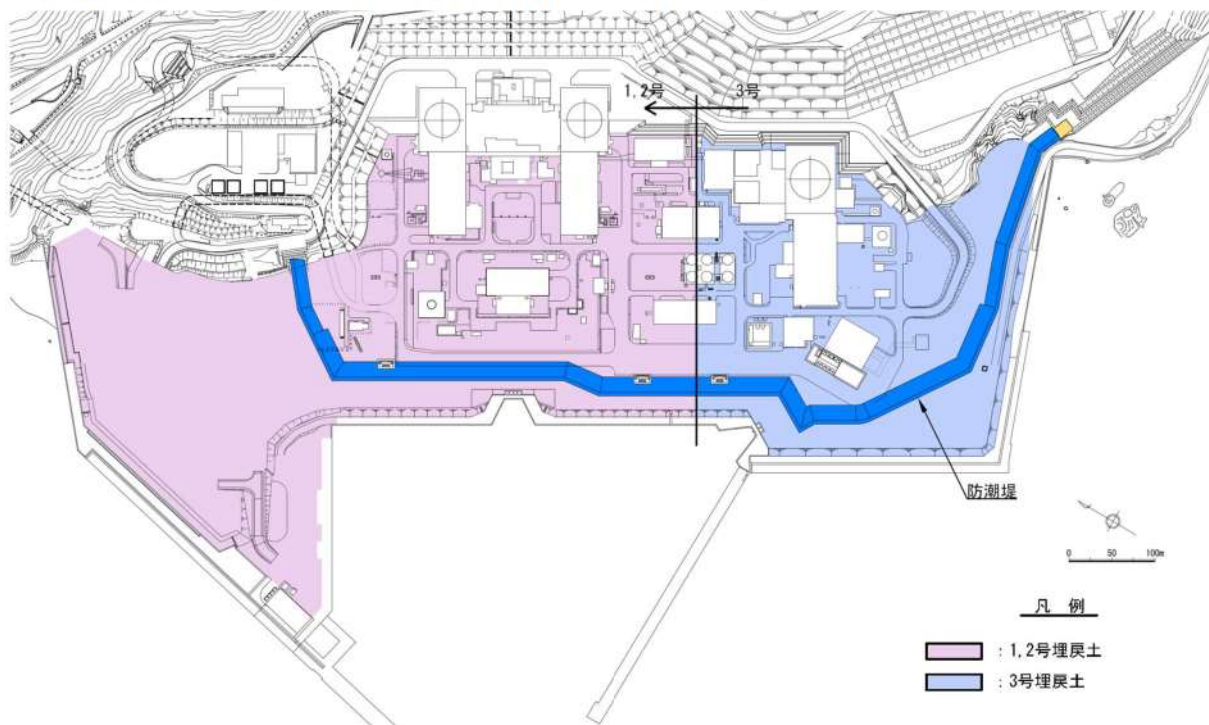
- ・ 屈曲部の施工目地は、隣接する防潮堤の弱軸及び強軸方向が異なることから、防潮堤天端から下端まで緩衝材（エラストイト等）を設置し、隣接する防潮堤との離隔を確保することで、地震時に発生する相対変位に対して隣接する防潮堤が衝突しないようにする。なお、屈曲部に設置する施工目地は直線部に設置する方針とし、設置位置の詳細は設計及び工事計画認可段階において説明する。
- ・ 屈曲部以外の施工目地は、隣接する防潮堤の弱軸方向が同じであることから、隣接する防潮堤同士の接触による影響はないが、隣接する防潮堤からの弱軸方向の変形の差による応力伝達が生じないように、防潮堤天端から下端まで緩衝材を設置する。なお、設計及び工事計画認可段階で、緩衝材の設置方針を変更する場合は、隣接する防潮堤同士の応力伝達の考え方を説明する。



第 5-8 図 施工目地構造及び止水ジョイント構造

5. 2. 周辺地質

防潮堤周辺の被覆層の分布状況を第 5-9 図に示す。

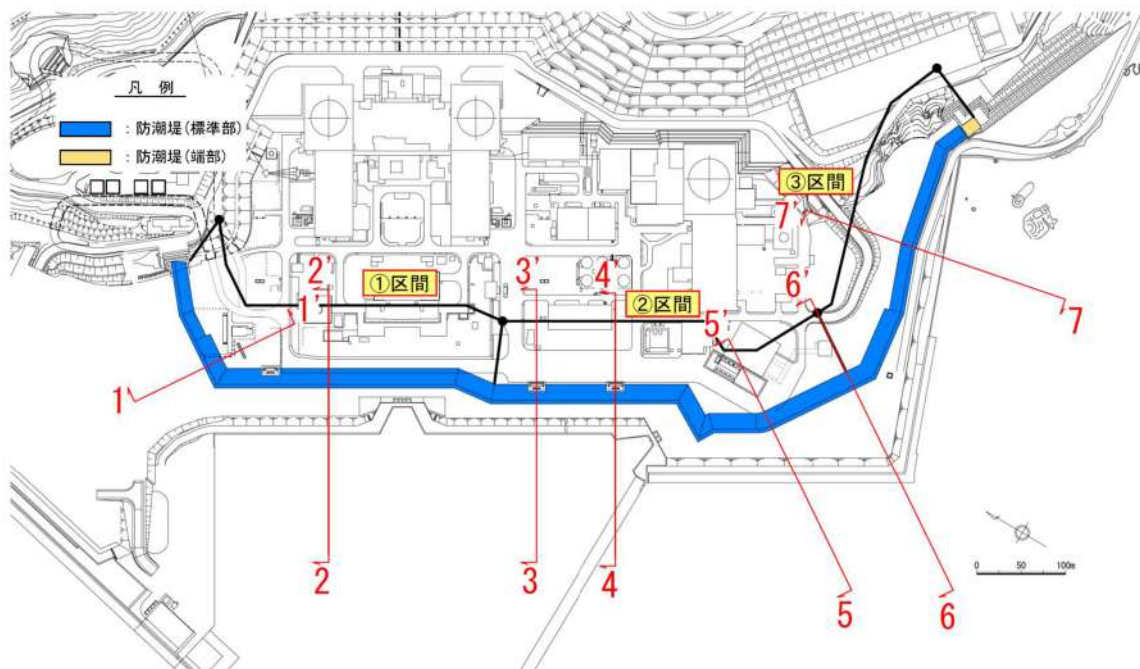


防潮堤（標準部）の地質横断面図の位置図を第 5-10 図に，防潮堤設置前後の地質縦断面図を第 5-11 図～第 5-13 図に，地質横断面図を第 5-14 図～第 5-20 図に示す。防潮堤設置位置の地質は，凝灰岩，凝灰角礫岩，含泥岩礫凝灰岩，角礫質安山岩及び安山岩が認められる。また，防潮堤設置位置の岩級は，泊発電所の岩盤分類基準に基づいたC級及びA_{III}級以上が認められる。なお，下部コンクリートの高さは，横断方向で岩盤高さが異なることが想定されるため，岩盤高さが高い方の位置に合わせることを基本とする。

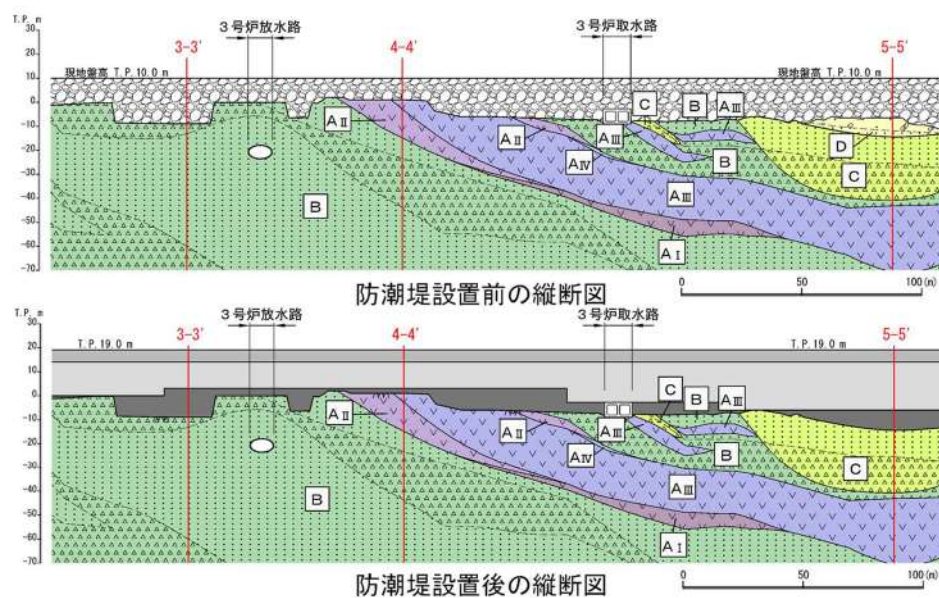
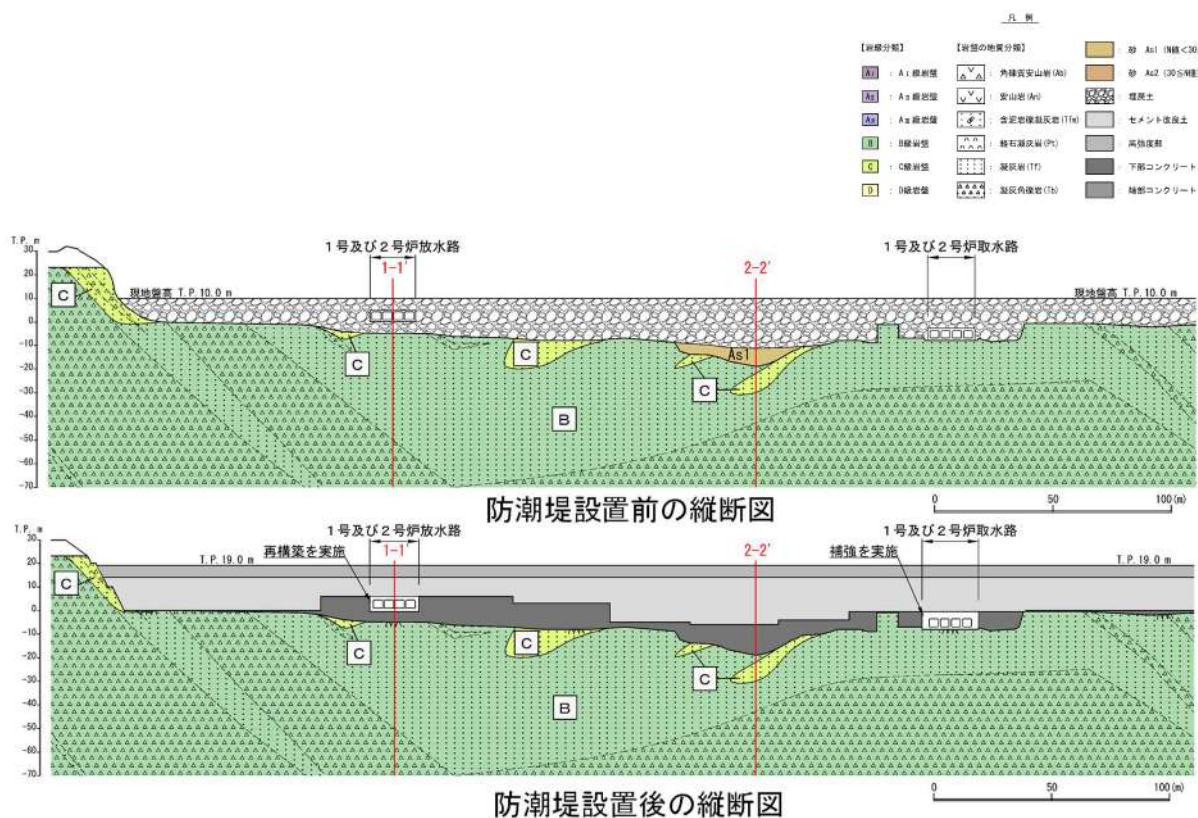
各断面の特徴は以下のとおりである。

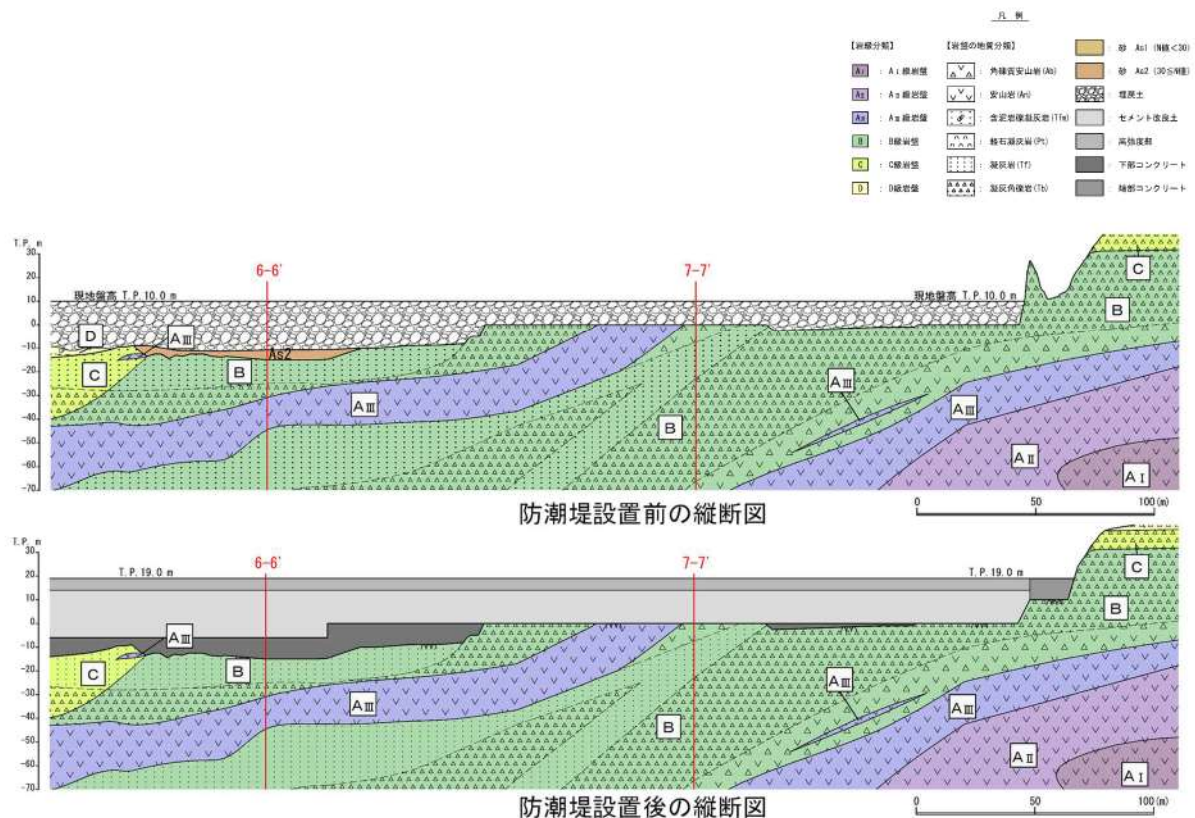
- ・ 1－1' 断面は，茶津側端部～防潮堤（1号及び2号炉放水路部）において，防潮堤天端から岩盤までの高さが概ね一様であり，その中でも1－1' 断面が最も岩盤が深い。
- ・ 2－2' 断面は，全区間（茶津側端部～堀株側端部）において，防潮堤天端から岩盤までの高さが最も高い。
- ・ 3－3' 断面及び4－4' 断面は，防潮堤（1号及び2号炉取水路部）～防潮堤（3号炉取水路部）区間において既設護岸形状が異なる。
- ・ 5－5' 断面は，防潮堤設置箇所にD級岩盤が存在する。ただし，防潮堤設置時には，防潮堤下部のD級岩盤を撤去する。
- ・ 6－6' 断面*は，全区間（茶津側端部～堀株側端部）において，防潮堤天端から岩盤までの高さが，2－2' 断面の次に高い。
- ・ 7－7' 断面*は，防潮堤背面に存在する堀株側取付道路が高い。

※令和6年2月1日審査会で示した全体平面図に基づく整理

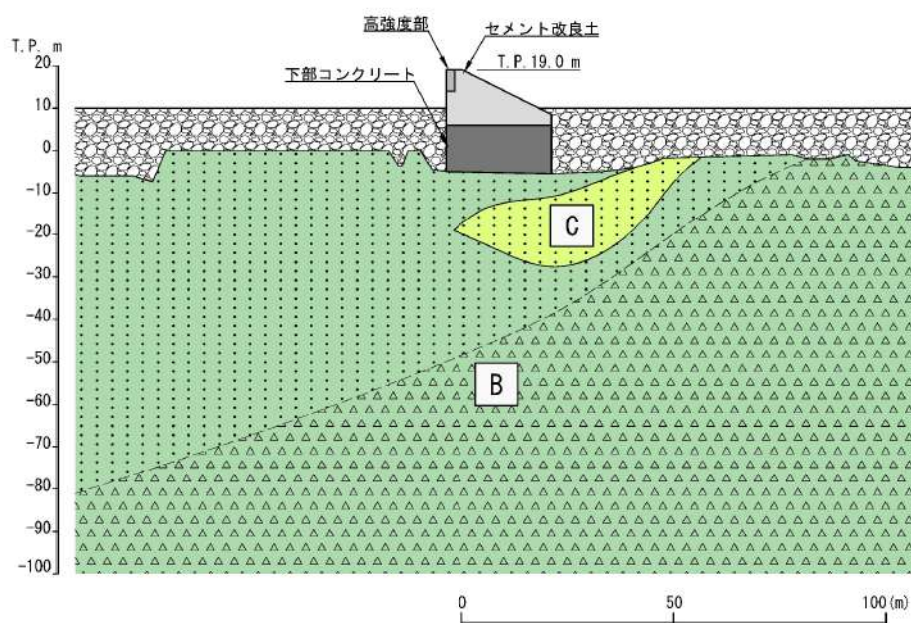


第 5-10 図 防潮堤（標準部）の横断断面図の位置図

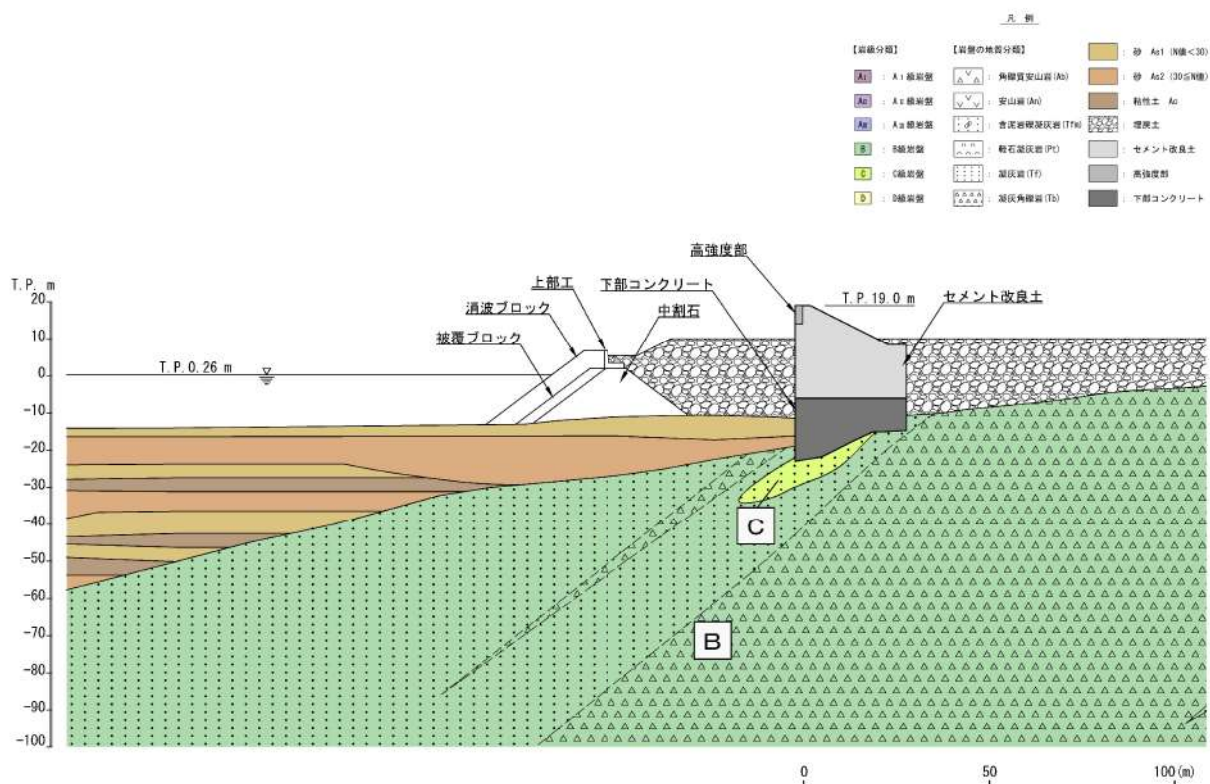




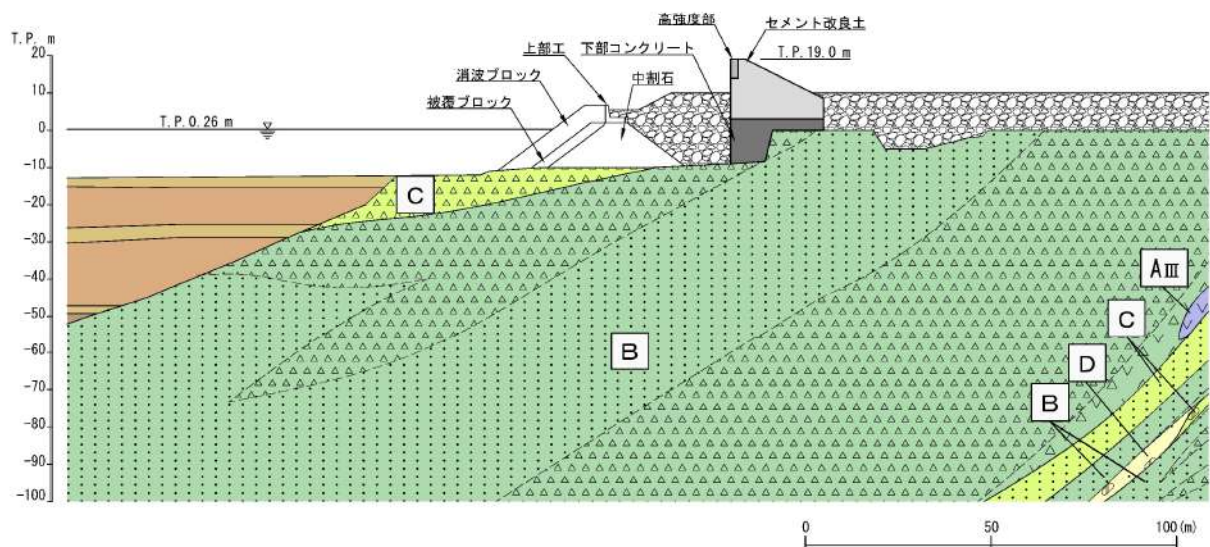
第 5-13 図 防潮堤（標準部）の地質縦断面図③



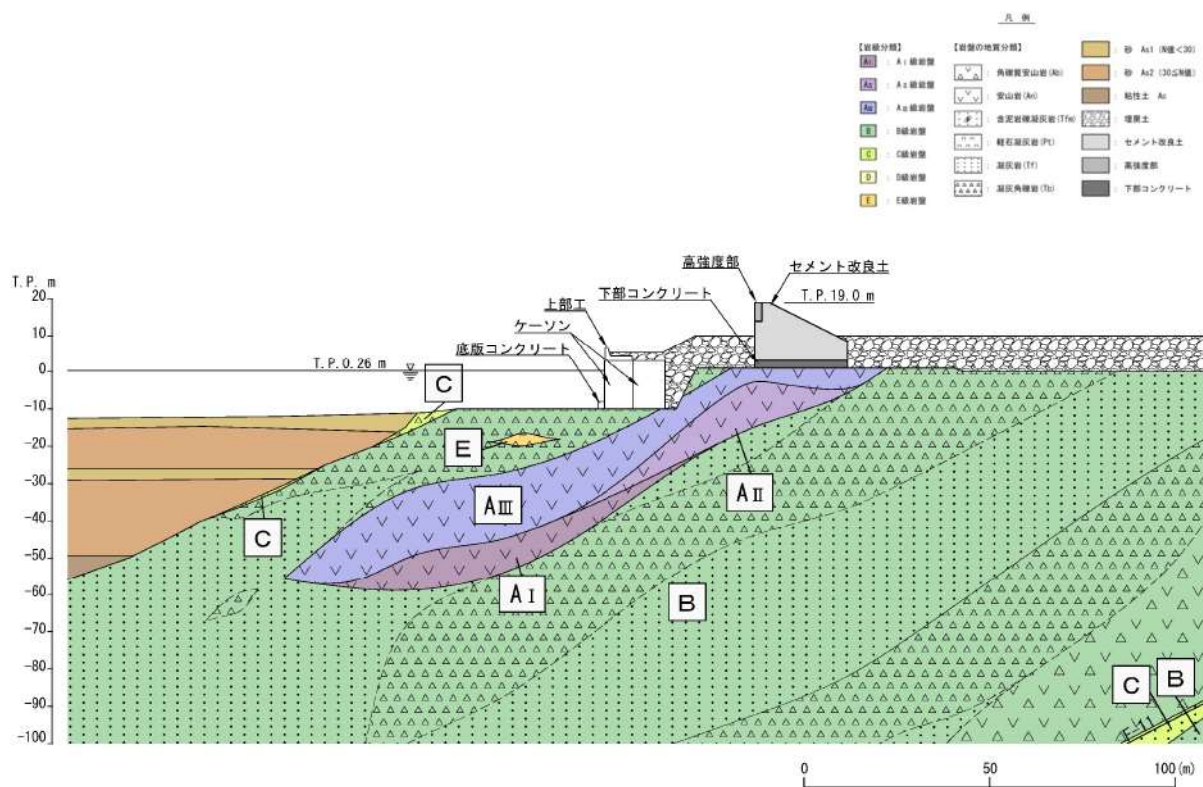
第 5-14 図 防潮堤（標準部）の地質横断面図（1-1'）



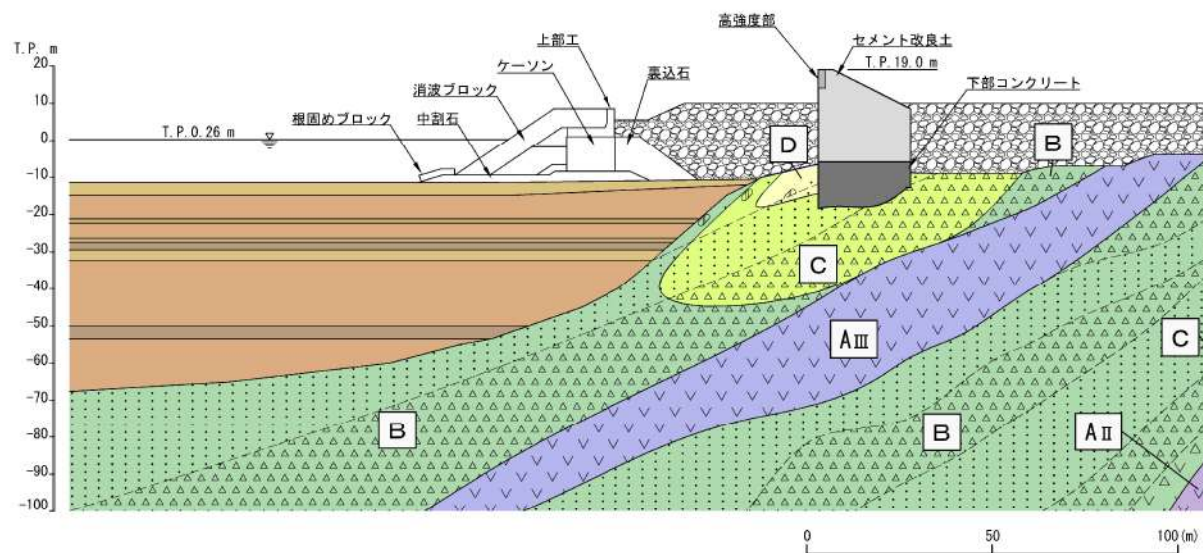
第 5-15 図 防潮堤（標準部）の地質横断図（2-2'）



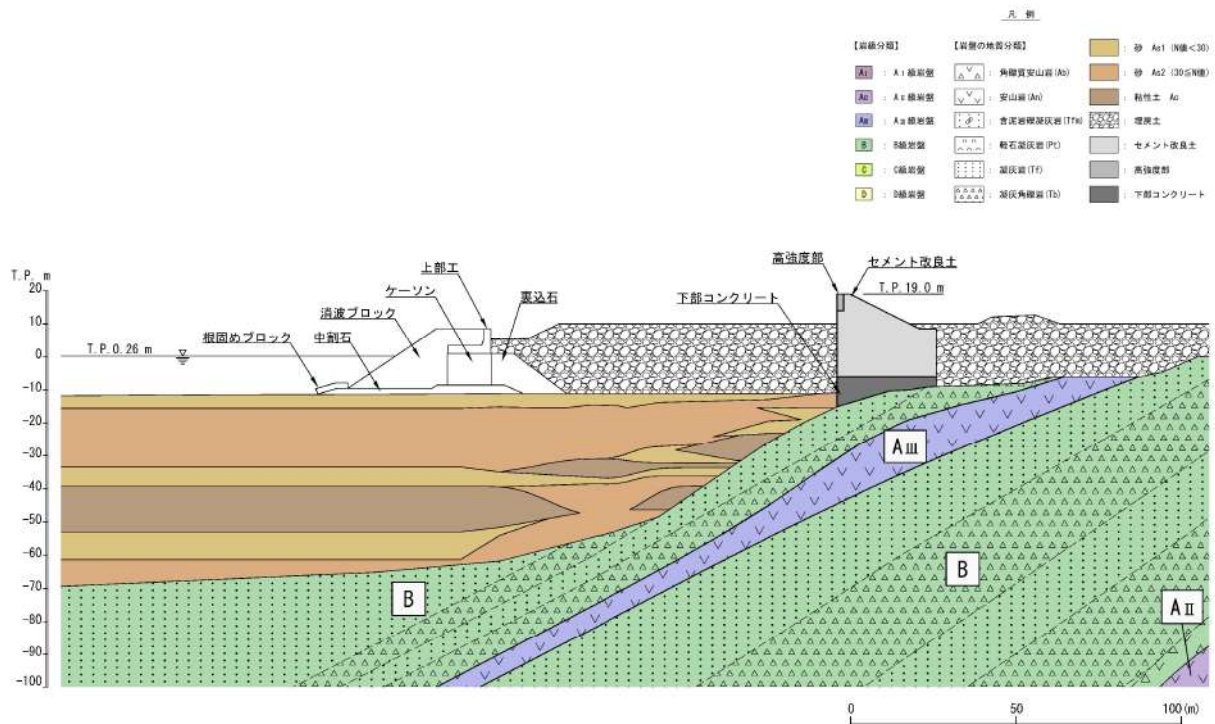
第 5-16 図 防潮堤（標準部）の地質横断図（3-3'）



第 5-17 図 防潮堤（標準部）の地質横断図（4－4'）

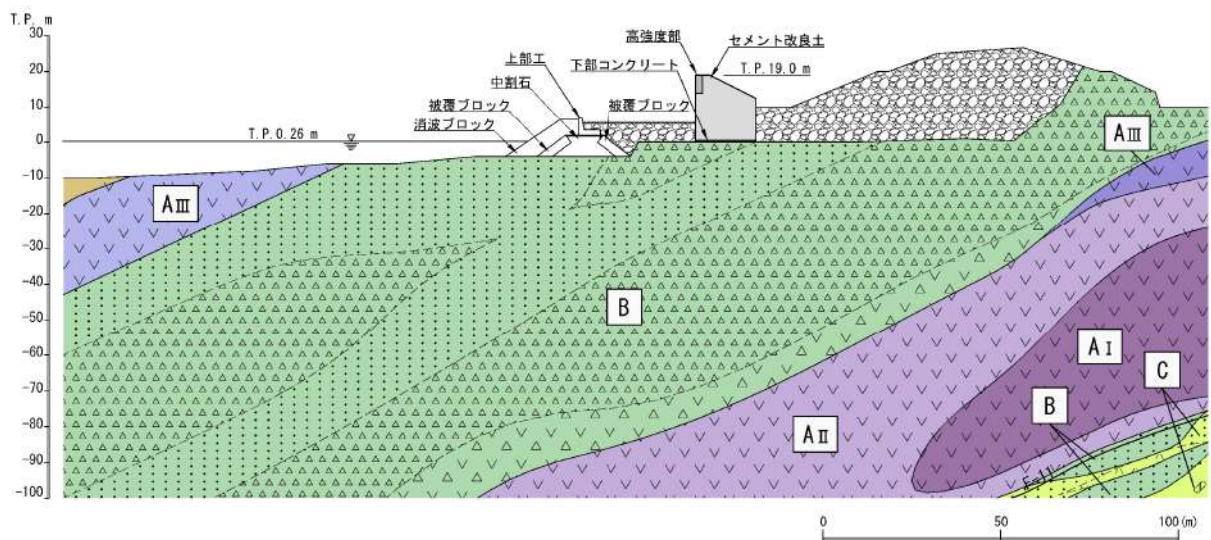


第 5-18 図 防潮堤（標準部）の地質横断図（5－5'）



第 5-19 図 防潮堤（標準部）の地質横断図（6－6’）※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき作成（全体平面図変更後の横断図は参考資料 8 を参照）



第 5-20 図 防潮堤（標準部）の地質横断図（7－7’）※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき作成（全体平面図変更後の横断図は参考資料 8 を参照）

5. 3. 新規制基準における要求機能

5. 3. 1. 設計許可基準規則に対する確認事項

新規性基準への適合性において、防潮堤（標準部）における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を第 5-4 表に示す。

以下の条文を確認することにより、防潮堤（標準部）の各条文への適合性を確認する。

第 5-4 表 防潮堤（標準部）における検討要旨

設置許可基準規則	検討要旨
第四条 (地震による損傷の防止)	・施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で、施設の耐震安全性を確認する。
第五条 (津波による損傷の防止)	・地震(本震及び余震)による影響を考慮した上で、機能を保持できることを確認する。

防潮堤（標準部）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を第 5-5 表及び第 5-21 図に示す。なお、以下では、津波の水を遮断する役割を「遮水性」、材料として津波の水を通しにくい役割を「難透水性」とし、これらを総称して「止水性」と整理する。防潮堤（標準部）は、セメント改良土、高強度部、下部コンクリート及び止水ジョイントを構造上のバウンダリとする。

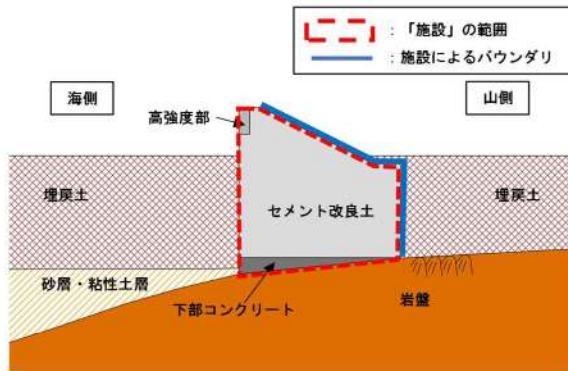
防潮堤（標準部）前面に存在する既設護岸（上部工及びケーソン）、消波ブロック、被覆ブロック、中割石、裏込石及び埋戻土には、役割を期待しないため、基本ケースではモデル化しない。

一方で、影響評価ケースでは、防潮堤前面に存在する既設護岸（上部工及びケーソン）、消波ブロック、被覆ブロック、中割石、裏込石及び埋戻土が構造成立性評価に与える影響を確認するために、これらをモデル化した評価を行う。

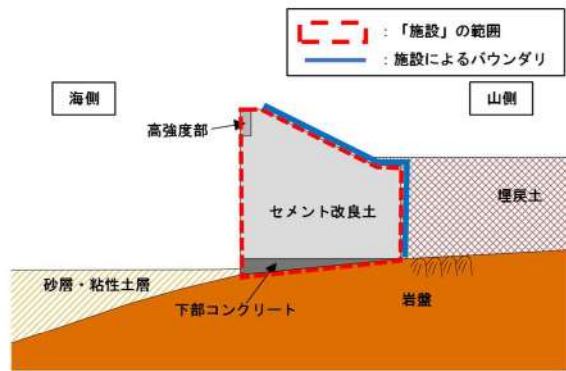
第 5-5 表 防潮堤（標準部）の各部位の役割^{※1}

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	セメント改良土	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・止水ジョイントを支持する。	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・難透水性を有し、堤体により止水性を保持する。
	高強度部	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・難透水性を有し、堤体により止水性を保持する。 ・セメント改良土の健全性を維持するために漂流物荷重を分散させる。
	止水ジョイント	・防潮堤間の変位に追従する。	・防潮堤間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	下部コンクリート	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・セメント改良土を鉛直支持する。 ・止水ジョイントを支持する。	・入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。 ・セメント改良土を鉛直支持する。 ・難透水性を有し、堤体により止水性を保持する。
地盤	岩盤	・防潮堤を鉛直支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・防潮堤を鉛直支持する。

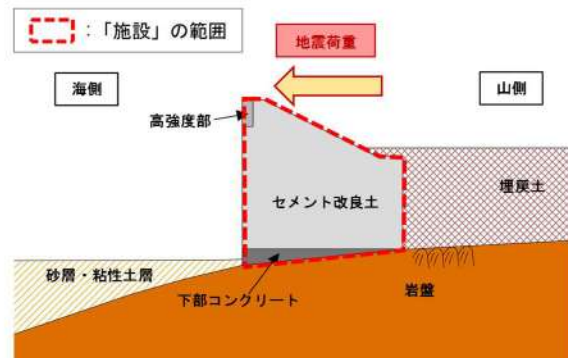
※1：重畳時（津波＋余震時）は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。



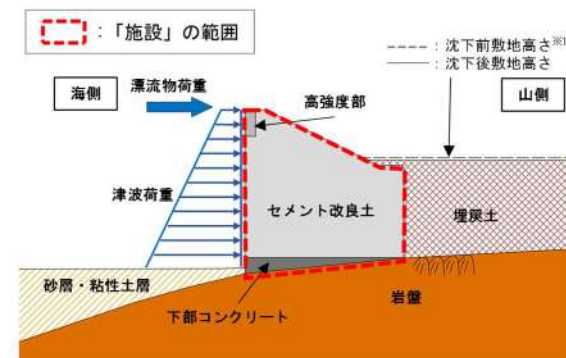
防潮堤断面図(既設護岸及び埋戻土等がある状態)



防潮堤断面図(既設護岸及び埋戻土等がない状態)



役割を期待する範囲(地震時)



役割を期待する範囲(津波時)

※1: 基準地震動による埋戻土の沈下を考慮する。

第 5-21 図 防潮堤（標準部）の役割を期待する範囲

防潮堤（標準部）において、第 5-6 表のとおりセメント改良土、高強度部、止水ジョイント、下部コンクリート及び岩盤の具体的な役割を整理し、「施設」と「地盤」を区分する。なお、要求性能を主体的に満たすために設計上必要な項目を持つ部位は「施設」、施設の役割を維持するために設計に反映する項目を持つ部位は「地盤」とした。

第 5-6 表 防潮堤（標準部）の各部位の具体的な役割

部 位	具体的な役割					「施設」と「地盤」 の区分の考え方
	地震時	津波時	鉛直支持	すべり安定性	健全性 止水性	
セメント改良土	- 強度・剛性の高いセメント改良土を設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 - 止水ジョイントを支持する。	- 強度・剛性の高いセメント改良土を設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 - 難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。	—	—	◎ ◎	防潮堤本体として、高さ・止水性維持の役割を主体的に果たすことから、「施設」と区分する。
高強度部	- 強度・剛性の高い高強度部を設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 - 高強度部とセメント改良土は、地震荷重に対しアンカーボルトで一体性を保持する。	- 強度・剛性の高い高強度部を設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 - 難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。 - セメント改良土の健全性を維持するため、漂流物荷重を分散させる。	—	—	◎ ◎	
止水ジョイント	防潮堤間の変位に追従する。	防潮堤間の変位に追従し、遮水性を保持する。	—	—	◎ ◎	
下部コンクリート	- 強度・剛性の高い下部コンクリートを設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 - セメント改良土の下方の岩盤傾斜及び岩盤不陸をコンクリートで置き換えることで、セメント改良土を鉛直支持する。 - 止水ジョイントを支持する。	- 強度・剛性の高い下部コンクリートを設置することで、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体本体としての高さを維持する。 - セメント改良土の下方の岩盤傾斜及び岩盤不陸をコンクリートで置き換えることで、セメント改良土を鉛直支持する。 - 難透水性を有し、堤体本体としての止水性を保持することで、津波時の水みちを形成しない。	—	—	◎ ◎	コンクリートの物性値及び設計形状を期待し、防潮堤本体として、高さ・止水性維持の役割を主体的に果たすことから、「施設」と区分する。
岩 盤	防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	防潮堤を鉛直支持する。	○	○	—	—

凡 例
◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目
（該当する部位を施設と区分する）
○：施設の役割を維持するために設計に反映する項目
—：設計上考慮しない項目

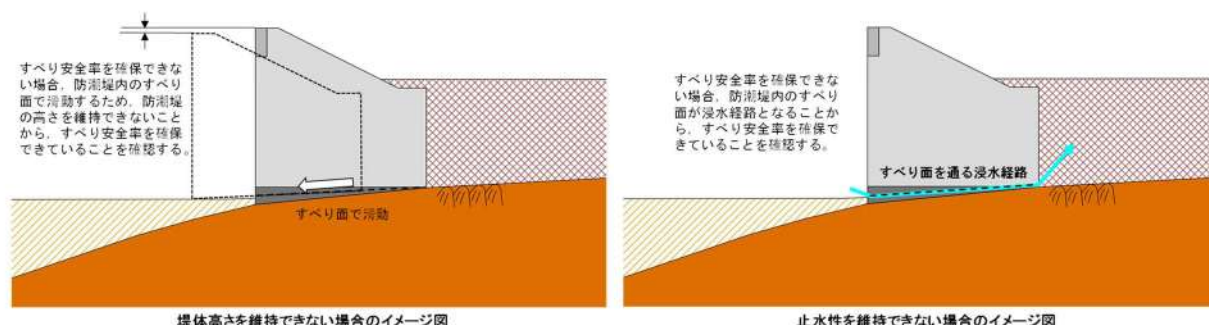
セメント改良土、高強度部及び下部コンクリートは、堤体高さ及び止水性維持の役割を主体的に果たすこと（第 5-6 表中「◎」と記載）から、「施設」と区分する。また、防潮堤間において止水ジョイントは遮水性維持の役割を主体的に果たすこと（第 5-6 表中「◎」と記載）から、「施設」と区分する。

なお、下部コンクリートに期待する主な役割は、「堤体高さの維持」「止水性の維持」である。「堤体高さの維持」「止水性の維持」については、下部コンクリートのすべり安全率で評価する。

すべり安全率を確保できない場合のイメージ図を第 5-22 図に、「堤体高さの維持」，「止水性の維持」においてすべり安全率で評価する理由を下記に示す。

- ・すべり安全率を確保している場合、防潮堤内のすべり面で防潮堤が滑動しないため、防潮堤の高さを維持できる（「堤体高さの維持」）。
- ・すべり安全率を確保している場合、防潮堤内にすべり面が生じないため、浸水経路は生じない（「止水性の維持」）。
- ・すべり安全率による評価は、下部コンクリートの薄い箇所を通るすべり線を含めて評価するため、下部コンクリートが役割を維持していることを網羅的に評価することができる。

また、岩盤は「防潮堤の支持」及び「基礎地盤のすべり安定性に寄与」の役割を有していることから、支持力及び基礎地盤のすべり安全率で評価する。評価結果については、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」において説明する。



第 5-22 図 すべり安全率を確保できない場合のイメージ図

以上を踏まえ、防潮堤（標準部）における各部位の役割に対する性能目標を第 5-7 表に、性能目標を満足するための照査項目と許容限界を第 5-8 表に示す。

岩盤は「防潮堤の支持」及び「基礎地盤のすべり安定性に寄与」の役割を有していることから、支持力及び基礎地盤のすべり安全率で評価する。液状化の影響については有効応力解析により考慮し、埋戻土及び砂層の変状に伴う施設評価への影響を検討する。

なお、施設の各部位の役割や性能目標を長期的に維持していくために必要な保守管理方法は、設計及び工事計画認可段階で説明する。

第 5-7 表 防潮堤（標準部）の各部位の役割に対する性能目標

部 位		性能目標			
		鉛直支持 (第三条)	すべり安定性 (第三条)	健全性 (第四条)	止水性 (第五条)
施 設	セメント改良土	—	—	セメント改良土の健全性を保持して、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	セメント改良土を横断する水みちが形成されて有意な漏えいを生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。
	高強度部	—	—	高強度部の健全性を保持して、入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	セメント改良土の健全性を維持するために、漂流物荷重を分散させ、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。
	止水ジョイント	—	—	施工目地から津波の水が流入することを防止するために、止水ジョイントの変形性能を保持すること。	施工目地から津波の水が流入することを防止するために、止水ジョイントの変形性能及び遮水性能を保持すること。
	下部コンクリート	—	—	下部コンクリートの健全性を保持して、セメント改良土を鉛直支持し、かつ入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持するために、下部コンクリートにすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。	下部コンクリートを横断する水みちが形成されて有意な漏えいを生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと(内的安定を保持)。
地 盤	岩 盤	防潮堤を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安定性を保持すること。	—	—

第 5-8 表 防潮堤（標準部）各部位の照査項目と許容限界
（上段：照査項目，下段：許容限界）

部 位			照査項目と許容限界					
			鉛直支持 (第三条)	すべり安定性 (第三条)	健全性 (第四条)	止水性 (第五条)		
施設	セメント改良土		—	—	すべり安全率※ ¹			
					(1.2以上)			
	高強度部	コンクリート			引張力及びせん断力	引張力及びせん断力※ ²		
		アンカー ボルト			(許容引張力及び許容せん断力※ ³ 、※ ⁴ 以下)	(許容引張力及び許容せん断力※ ³ 、※ ⁴ 以下)		
	止水 ジョイント※ ⁵	定着部材			曲げ，せん断 (短期許容応力度)			
		アンカー ボルト			引張力及びせん断力 (許容引張力及び許容せん断力※ ³ 、※ ⁴ 以下)			
		ゴム ジョイント			変形 (許容変形量以下)	変形及び水圧 (許容変形量及び 許容水圧以下)		
		下部コンクリート			すべり安全率※ ¹ (1.2以上)			
	地盤	岩 盤※ ⁶			支持力	すべり安全率 (基礎地盤) ※ ⁷	—	—
					(極限支持力)	(1.5以上)		

※¹：第四条・第五条のすべり安全率は各部位の内的安定の確認を目的としており，「耐津波設計に係る設工認審査ガイド」を準用して 1.2 以上を許容限界とする。なお，各要素の局所安全率についても確認し，破壊領域が広範囲に連続せず，水みちが生じないことを確認する。

※²：津波時の高強度部のアンカーボルトは，津波波力及び漂流物荷重によって高強度部が一様にセメント改良土を押し付けられる挙動であることから，役割を期待しないため，評価は不要とする。

※³：セメント改良土に埋め込むアンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力は，アンカーボルトの性能試験で確認する。

※⁴：許容引張力及び許容せん断力は，アンカーボルトの降伏及びせん断強度，並びに定着された構造物のコーン状破壊及び支圧強度を考慮して決定する。

※⁵：止水ジョイントの詳細は，「7. 止水ジョイントの設計方針」において説明する。

※⁶：岩盤の支持力及びすべり安全率の照査は「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」で説明する。

※⁷：基礎地盤のすべり安全率は施設の外的安定の確認を目的としており，「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき 1.5 以上を許容限界とする。

5. 3. 2. 要求機能と設計評価方針

防潮堤（標準部）に関して要求機能と設計評価方針を第 5-9 表に示す。

第5-9表 防潮堤(標準部)に関する要求機能と設計評価方針

[illegible]

※：下部コンクリートから岩盤に伝達される接地圧を評価する。

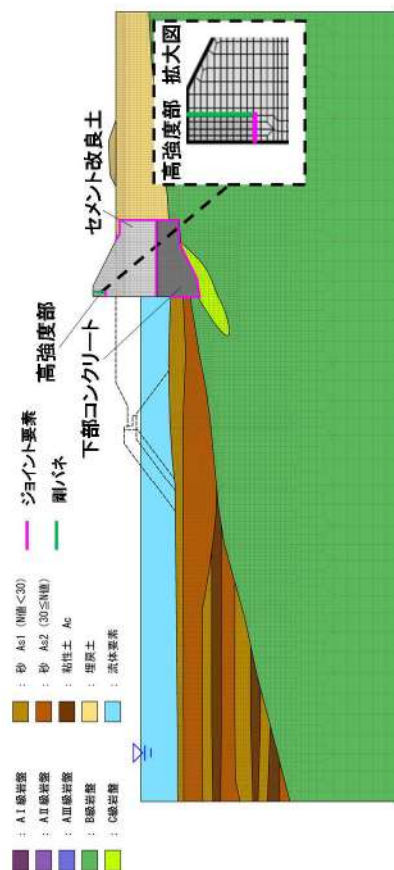
5. 4. 設計方針

5. 4. 1. 設計フロー

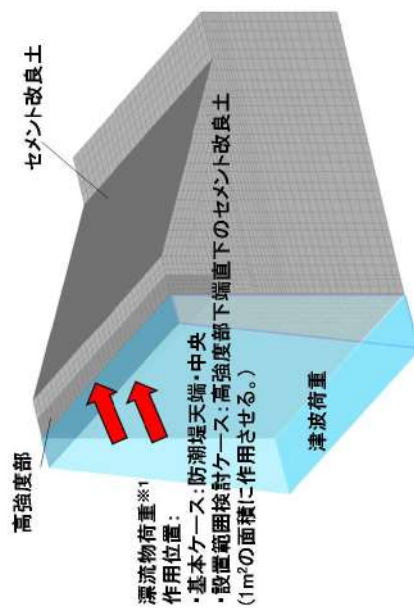
防潮堤（標準部）の設計フローを第 5-23 図に、解析モデルを第 5-24 図に示す。防潮堤（標準部）は、線状構造物であり、弱軸・強軸方向が明確であることから、弱軸方向の断面において 2 次元動的 FEM 解析若しくは 2 次元静的 FEM 解析を基本とし、周辺に液状化検討対象層があることから、地震時の液状化の影響を考慮するため有効応力解析を用いる。

ただし、地震荷重及び津波荷重は汀線方向に一様に作用することに対し、漂流物荷重は局所的に作用する荷重であるため、津波時における評価は、以下のとおり、2 次元静的 FEM 解析又は 3 次元静的 FEM 解析を使い分ける。なお、2 次元静的 FEM 解析では、2 次元動的 FEM 解析を使用して津波荷重及び漂流物荷重を静的に作用させる。

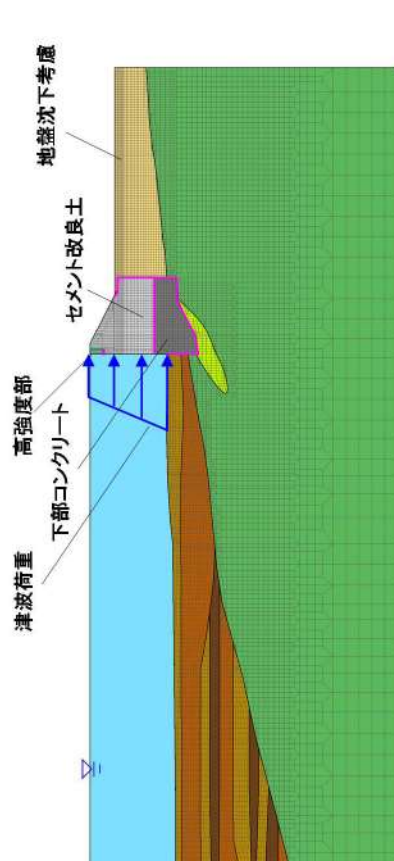
- ・漂流物荷重が直接作用しない下部コンクリートは、津波荷重のみが汀線方向に一様に作用するため、保守的に荷重分散効果を考慮しない 2 次元静的 FEM 解析で評価する。
- ・漂流物荷重が直接作用するセメント改良土及び高強度部は、局所的に作用する漂流物荷重に対する高強度部による荷重分散効果を精緻に考慮するため、3 次元静的 FEM 解析で評価する。
- ・止水ジョイントの設計フローの詳細は、「7. 止水ジョイントの設計方針」にて説明する。



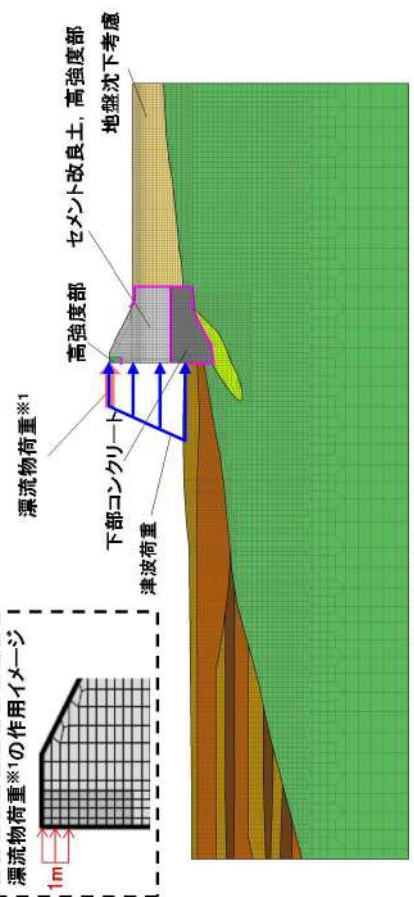
2次元動的FEM解析モデル図 (地震時)



3次元静的FEM解析モデル図 (津波時、セメント改良土及び高強度部)



2次元動的FEM解析モデル図 (重畳時)



2次元静的FEM解析モデル図 (津波時、下部コンクリート)

※1: 載荷面積は1m²とする。

第 5-24 図 防潮堤 (標準部) の解析モデル

5. 4. 2. 設計方針の概要

(1) 部位ごとの設計方針

防潮堤（標準部）の部位ごとの設計方針を第 5-10 表に示す。

第 5-10 表 防潮堤（標準部）の部位ごとの設計方針

評価部位		検討 ケース	解析方法	照査項目	設計で用いる 許容限界	適用基準
セメント改良土		地震時	2次元動的FEM解析 ^{※1}	すべり安全率	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る 設工認審査ガイド
		津波時	3次元静的FEM解析			
		重畳時	2次元動的FEM解析 ^{※1}			
高強度部	コンクリート	地震時	2次元動的FEM解析 ^{※1}	引張力 せん断力	許容引張力 許容せん断力	各種合成構造設計指針・同解説、 日本建築学会、2010年 ^{※4}
		津波時	3次元静的FEM解析			
		重畳時	2次元動的FEM解析 ^{※1}			
	アンカーボルト	地震時	2次元動的FEM解析 ^{※1}	— ^{※2}	許容引張力 許容せん断力	各種合成構造設計指針・同解説、 日本建築学会、2010年 ^{※4}
		津波時	— ^{※2}			
		重畳時	2次元動的FEM解析 ^{※1}			
止水 ジョイント	定着部材	地震時	「7. 止水ジョイントの設計方針」にて説明			
		津波時				
		重畳時				
	アンカーボルト	地震時				
		津波時				
		重畳時				
	ゴムジョイント	地震時				
		津波時				
		重畳時				
下部 コンクリート		地震時	2次元動的FEM解析 ^{※1}	すべり安全率	すべり安全率1.2以上	耐津波設計に係る設工認審査ガイ ド
		津波時	2次元静的FEM解析 ^{※3}			
		重畳時	2次元動的FEM解析 ^{※1}			
岩盤 ^{※5}		地震時	—	支持力 すべり安全率 (基礎地盤)	極限支持力 すべり安全率 (基礎地盤) 1.5以上	道路橋示方書・同解説 IV下部 構造編、日本道路協会、平成24年 基礎地盤及び周辺斜面の安定性 評価に係る審査ガイド
		津波時	—			
		重畳時	—			

※1：液状化の影響を評価するために有効応力解析を実施する。

※2：津波時の高強度部のアンカーボルトは，津波波力及び漂流物荷重によって高強度部が一緒にセメント改良土を押し付けられる挙動であることから，役割を期待しないため，評価は不要とする。

※3：2次元動的FEM解析を使用して静的に津波荷重と漂流物荷重を作用させる。

※4：アンカーボルトの性能試験で確認する破壊形式及び耐力を踏まえて各種合成構造設計指針を参考に設計することの妥当性の確認並びにアンカーボルトの仕様及び許容限界を設定する。

※5：岩盤の支持力及びすべり安全率の照査は「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」で説明する。

(2) 地震時，重畳時(津波＋余震時)の検討

地震時及び重畳時の検討は，2次元動的FEM解析(有効応力解析)にて行う。解析の概要を以下に，設計フローを第5-25図に示す。

i. 解析の目的

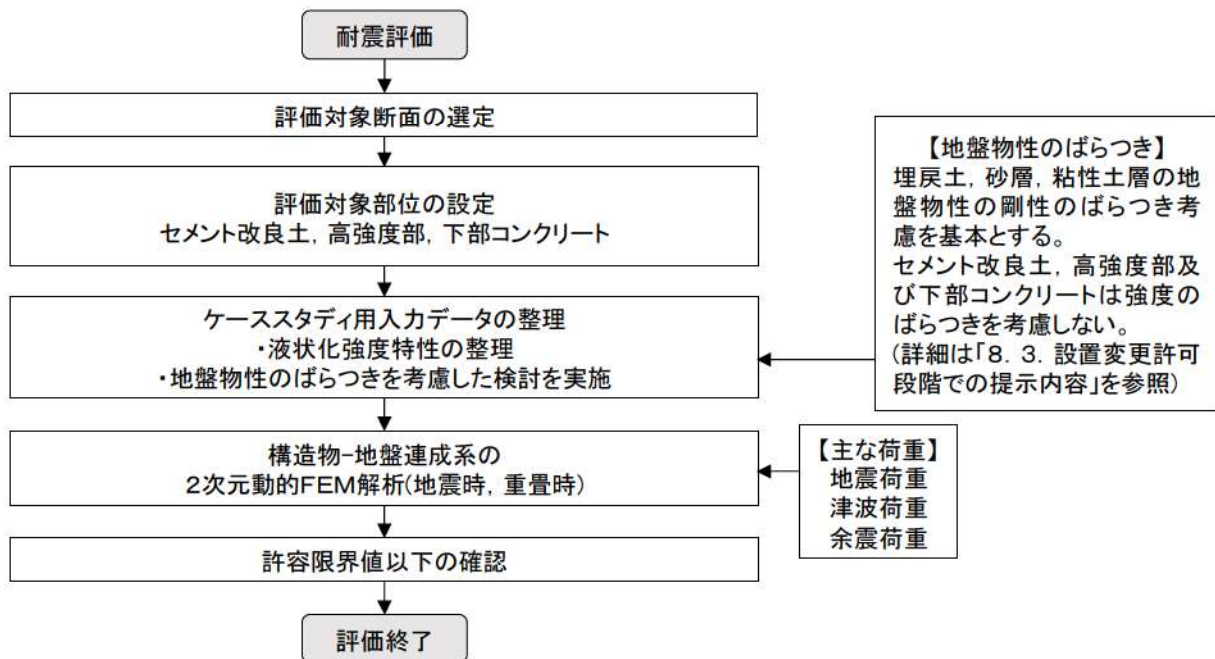
- ・地盤物性及び液状化を考慮し，セメント改良土，高強度部，下部コンクリート，埋戻土，砂層，粘性土層及び岩盤を含めた全体の動的挙動評価
- ・地盤物性及び液状化を考慮した影響評価

ii. 結果の利用

- ・セメント改良土，高強度部及び下部コンクリートの照査
- ・高強度部(アンカーボルト)の照査
- ・地震時応答(変形量を含む)

iii. 解析条件

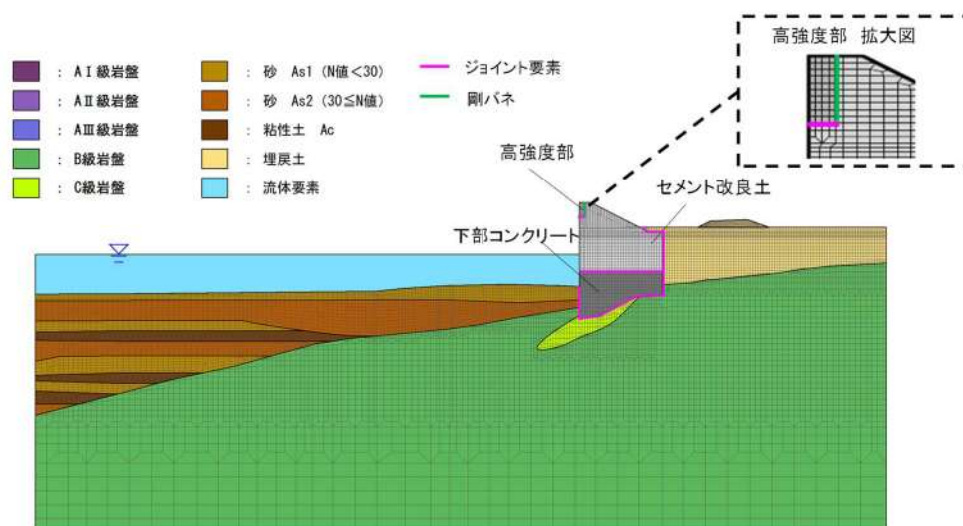
- ・地盤物性のばらつきを地震時において考慮する。
- ・重畳時は，防潮堤背面の埋戻土の敷地高さに基準地震動による地盤沈下量を考慮する。



第5-25図 設計フロー

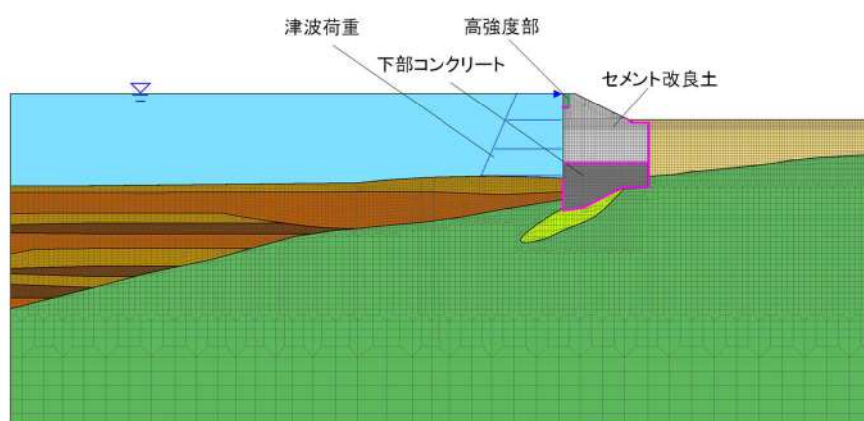
2次元動的FEM解析（有効応力解析）におけるモデル化方針を以下に，解析モデル図を第 5-26 図及び第 5-27 図に示す。

- ・セメント改良土，高強度部，下部コンクリート及び岩盤は線形要素でモデル化する。
- ・埋戻土，砂層，粘性土層はマルチスプリング要素でモデル化する。
- ・液状化検討対象層である地下水位以深の埋戻土及び砂層は，液状化パラメータを設定する。
- ・海水は液体要素でモデル化する。
- ・防潮堤より前面に存在する既設護岸（上部工及びケーソン），消波ブロック，被覆ブロック，中割石，裏込石及び埋戻土はモデル化しない。
- ・セメント改良土と高強度部は，アンカーボルトで一体化させる。アンカーボルトに作用する反力を算出するために剛バネ（面直バネ及びせん断バネ）をセメント改良土と高強度部の鉛直境界面に設定する。アンカーボルトを設置しない高強度部の底面は，ジョイント要素を設定する。



第 5-26 図 防潮堤（標準部）の 2 次元動的 FEM 解析モデル図（地震時）※

※令和 6 年 2 月 1 日審査会合で示した全体平面図に基づき作成

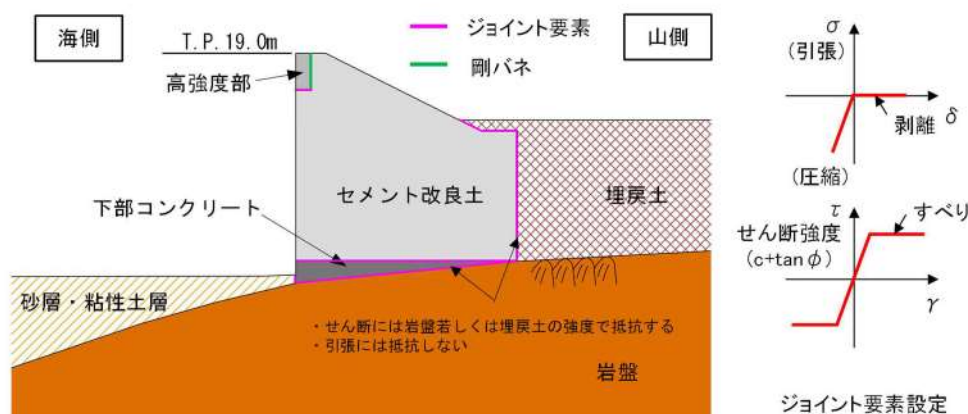


第 5-27 図 防潮堤（標準部）の 2 次元動的 FEM 解析モデル図（重畳時）

2次元動的 FEM 解析における岩盤若しくは埋戻土と下部コンクリート若しくはセメント改良土の境界面のジョイント要素は以下のとおり設定する。

- ・境界面の接線方向において、接触する要素のうち、せん断強度が低いほうの強度で抵抗する。
- ・一方、境界面の法線方向において、境界面の付着力は保守的に考慮しない（引張には抵抗しない）。

境界面のジョイント要素のイメージ図を第 5-28 図に示す。



第 5-28 図 境界面のジョイント要素のイメージ図

(3) 津波時の検討

津波時検討は、2次元静的FEM解析^{※1}及び3次元静的FEM解析を使用して静的に津波荷重及び漂流物荷重を作用させる。解析の概要を以下に、設計フローを第 5-29 図に示す。

i. 解析の目的

- ・漂流物荷重が直接作用するセメント改良土及び高強度部について、汀線方向に連続しない漂流物荷重に対する高強度部による荷重分散効果を精緻に考慮した3次元静的FEM解析による評価
- ・漂流物荷重が作用しない下部コンクリートについて、セメント改良土、高強度部、下部コンクリート、埋戻土、砂層、粘性土層及び岩盤を含めた全体の挙動評価として、保守的に荷重分散効果を考慮しない2次元静的FEM解析^{※1}による評価

ii. 結果の利用

- ・セメント改良土及び高強度部の照査^{※2} 【3次元静的FEM解析】
- ・下部コンクリートの照査 【2次元静的FEM解析】

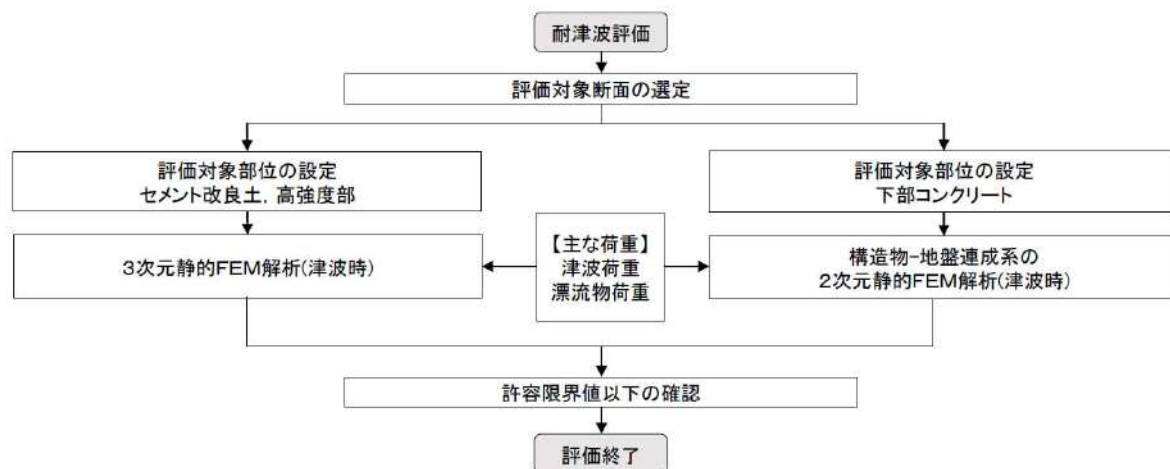
iii. 解析条件

- ・津波時においては、津波荷重及び漂流物荷重が主な外力であり、地盤物性のばらつきによる影響は小さいと考え、地盤物性のばらつきは考慮しない。

※1：2次元動的FEM解析を使用して静的に津波荷重及び漂流物荷重を作用させる。

下部コンクリートに漂流物荷重が直接作用する場合の評価は、下部コンクリートがセメント改良土よりも高強度であること及び漂流物荷重の作用位置が堤体下部であることを踏まえると、セメント改良土に漂流物荷重を作用させる評価より安全側の条件となる。

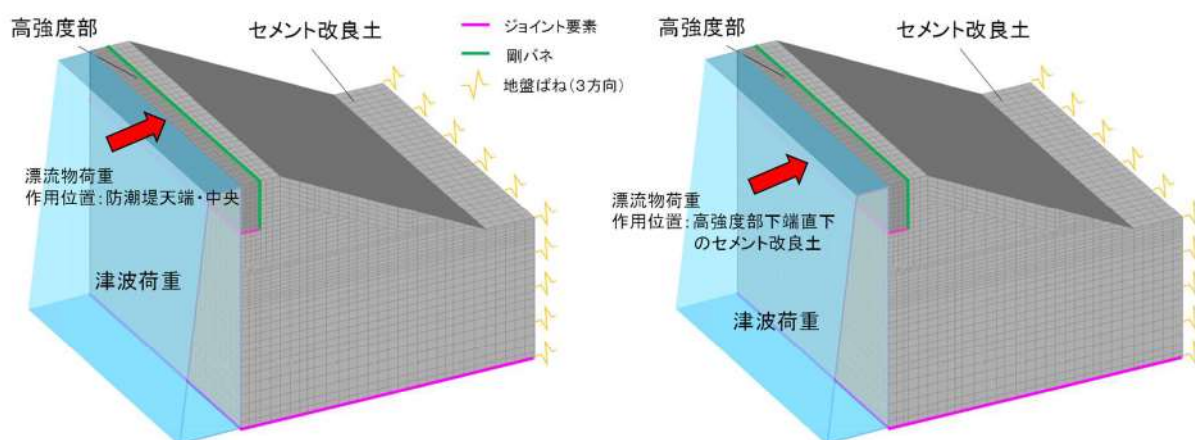
※2：津波時の高強度部のアンカーボルトは、津波波力及び漂流物荷重によって高強度部が一様にセメント改良土を押し付ける挙動であることから、役割を期待しないため、評価は不要とする。



第 5-29 図 設計フロー

3次元静的FEM解析のモデル化方針を以下に、解析モデル図を第 5-30 図に示す。

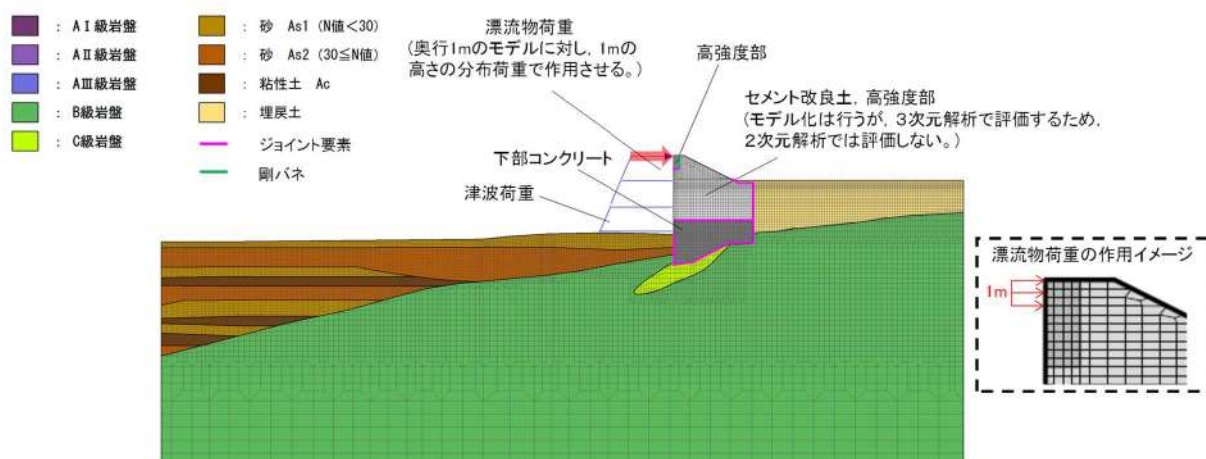
- ・防潮堤（標準部）のセメント改良土及び高強度部を線形要素でモデル化する。
- ・セメント改良土と高強度部の境界条件は地震時と同様である。
- ・3次元モデルの境界条件は、モデル側方は目地境界をモデル化するためにフリー、モデル底面はジョイント要素を設け、ジョイント要素の外側を固定境界、モデル背面は地盤バネとする。
- ・防潮堤背面の埋戻土による土圧は、津波荷重及び漂流物荷重を打ち消す方向に作用することから考慮しない。
- ・止水ジョイントの評価に用いる変位は、3次元静的FEM解析で得られた変位と地震時の2次元動的FEM解析で得られた変位を足し合わせる。



第 5-30 図 3次元静的FEM解析 解析モデル図（津波時）

2次元静的FEM解析のモデル化方針を以下に、解析モデル図を第 5-31 図に示す。

- ・防潮堤（標準部）のセメント改良土、高強度部、下部コンクリート及び岩盤は線形要素でモデル化する。
- ・埋戻土、砂層及び粘性土層はマルチスプリング要素でモデル化する。
- ・防潮堤より前面に存在する既設護岸（上部工及びケーソン）、消波ブロック、被覆ブロック、中割石、裏込石及び埋戻土はモデル化しない。
- ・セメント改良土と高強度部の境界条件は地震時と同様である。

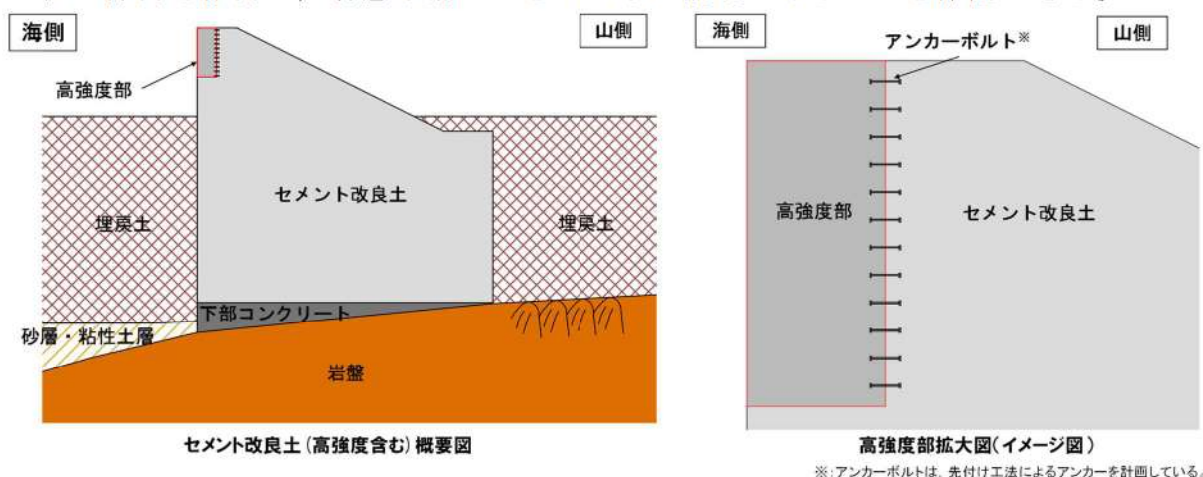


第 5-31 図 2次元静的FEM 解析 解析モデル図（津波時）

(4) 高強度部の設計方針

漂流物が衝突し、セメント改良土の損傷が想定される範囲は、セメント改良土より強度の大きい高強度部とする。セメント改良土及び高強度部の概略図を第 5-32 図に示す。高強度部の評価方針は、以下のとおりである。

- ・津波防護施設本体の性能目標である「概ね弾性状態に留まること」を確保するため、高強度部を防潮堤の一部として設計することから、津波防護施設として位置付ける。
- ・高強度部は、セメント改良土の一部をコンクリートに置き換え、アンカーボルトで一体化した構造であるため、高強度部とセメント改良土を通るすべり線で内的安定（すべり安全率照査）を評価する。
- ・上記評価により、高強度部とセメント改良土が一つの堤体として健全性及び止水性の保持を維持し、有意な漏えいを生じない構造であることを確認できる。



第 5-32 図 防潮堤（標準部）のセメント改良土及び高強度部の概略図

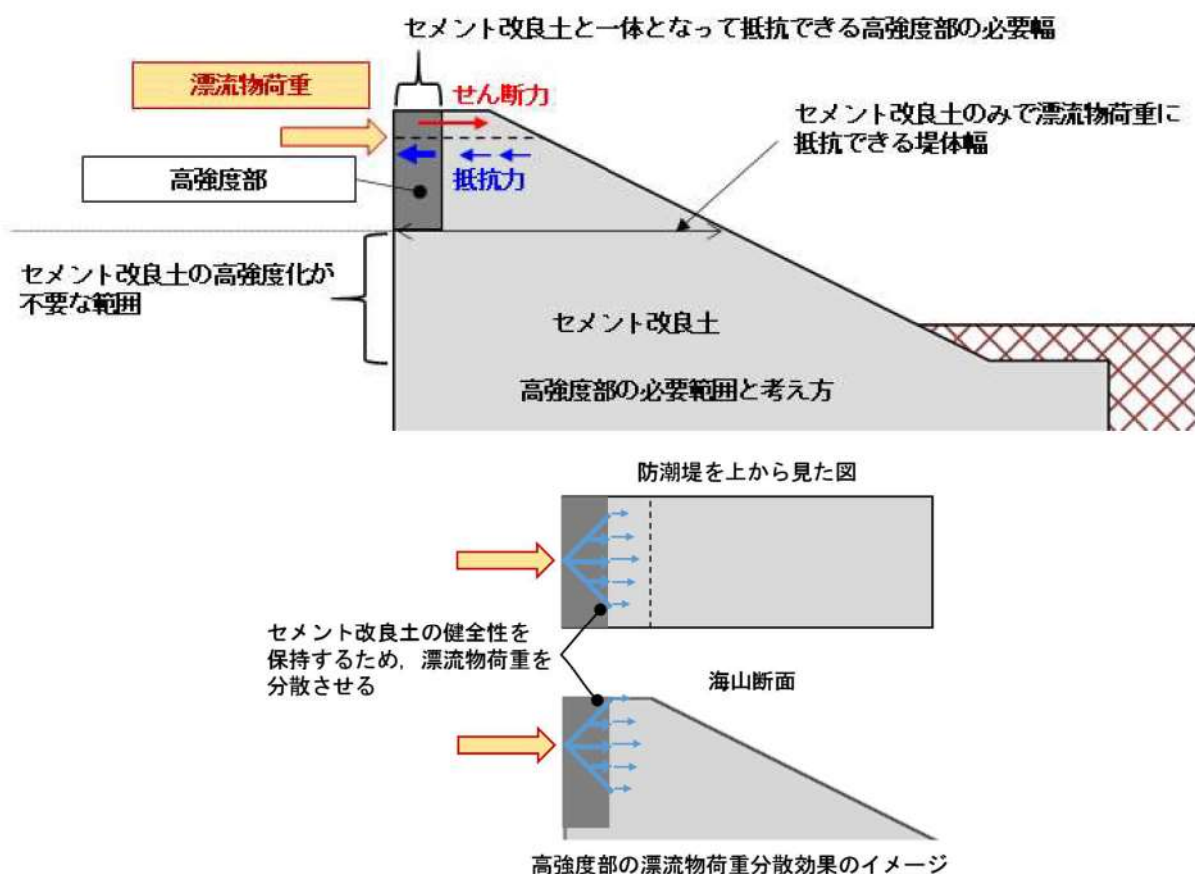
高強度部に期待する効果及び効果を発揮するためのメカニズムは、第 5-11 表及び第 5-33 図に示すとおり、セメント改良土を強度の大きい高強度部に置き換え、漂流物荷重を分散し、セメント改良土と一体となって抵抗することで、津波防護施設の健全性及び止水性を維持することである。

防潮堤の地上部は、漂流物荷重に対し、抵抗する堤体幅が小さく、セメント改良土だけでは健全性及び止水性を維持できない可能性があるため、セメント改良土の一部を高強度部に置き換えるものである。なお、高強度部は、セメント改良土と同様に無筋構造であり、漂流物荷重が作用した場合においても高強度部が妥当な安全裕度を有していることを確認する。高強度部を含めた防潮堤は、マスコンクリートと同様に、温度応力によるひび割れ影響が懸念されるため、設計及び工事計画認可段階において温度応力によるひび割れ影響を確認する。高強度部の幅は、漂流物荷重を分散し、高強度部とセメント改良土が一体となって十分抵抗できる幅とする。

高強度部の高さは、漂流物荷重が直接セメント改良土に作用した場合に、セメント改良土が損傷しない高さまでとする。

第 5-11 表 高強度部に期待する効果及び効果を発揮するためのメカニズム

期待する効果	効果を発揮するためのメカニズム	部材（材質）
・漂流物荷重を分散させセメント改良土の健全性を保持する。 ・漂流物荷重に対し、セメント改良土と一体となって抵抗する。	・セメント改良土の一部を強度の高いコンクリートに置き換えることで、漂流物荷重を分散させセメント改良土の健全性を保持し、高強度部はセメント改良土と一体となって抵抗することで津波防護施設の健全性と止水性を維持する。	無筋コンクリート



※設置変更許可段階で設定した高強度部の設置範囲の妥当性は、設計及び工事計画認可段階で改めて評価する

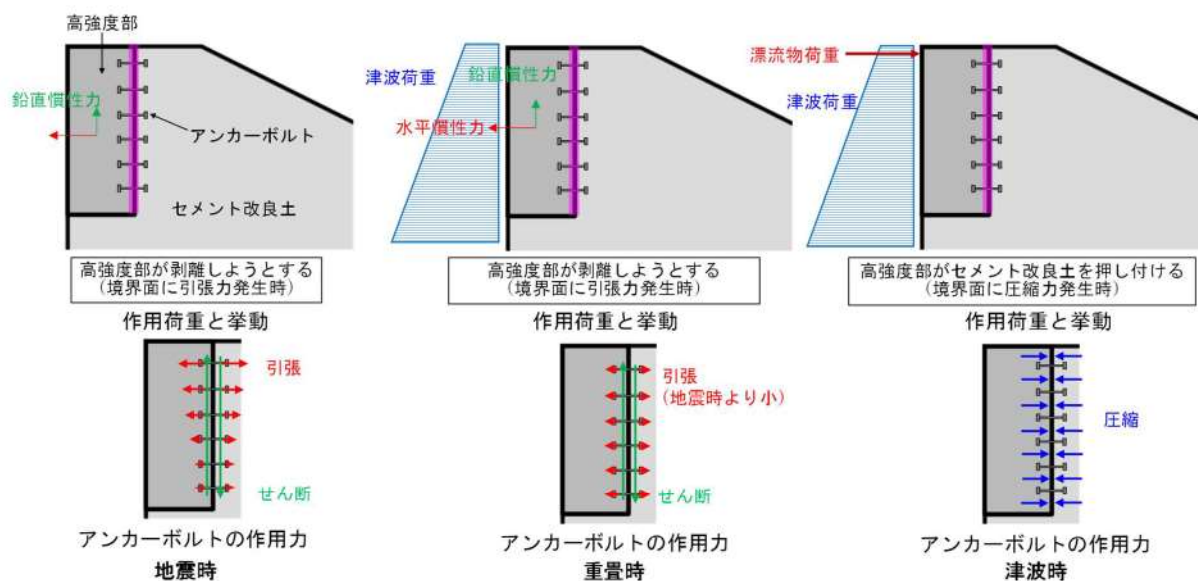
第 5-33 図 高強度部に期待する効果及び効果を発揮するためのメカニズム

地震時及び重畳時の高強度部とセメント改良土の評価は、高強度部とセメント改良土を通るすべり安定性が確保されていること、慣性力によってアンカーボルトに作用する引張力及びせん断力が許容引張力及び許容せん断力以下であることを確認する。なお、アンカーボルトは、止水ジョイントのアンカーボルトと同じ仕様であり、止水ジョイントで実施するアンカーボルトの性能試験結果を用いて成立性を説明する。

津波時の高強度部及びセメント改良土の評価は、汀線方向に連続しない漂流物荷重の影響を精緻にモデル化するために3次元静的FEM解析で実施する。なお、漂流物荷重が作用しない下部コンクリートの評価は、荷重分散効果を考慮しない保守的な2次元静的FEM解析による評価を実施する。

地震時、重畳時及び津波時において、アンカーボルトに作用する荷重と挙動を第5-34 図に示す。地震時及び重畳時は、地震による慣性力でセメント改良土と高強度部の境界面に引張力やせん断力が生じる。これらの発生力に対し、アンカーボルトによってセメント改良土と一体性が確保される設計を行う。

津波時の高強度部のアンカーボルトは、津波波力及び漂流物荷重によって高強度部が一様にセメント改良土を押し付ける挙動であることから、役割を期待しないため、評価は不要とする。



第 5-34 図 アンカーボルトの作用荷重と挙動

漂流物対策工の審査実績を有する先行炉における構造及び評価手法について比較した結果を第 5-12 表に示す。これより、先行炉においても、3次元静的FEM解析を用いて、津波漂流物の荷重を漂流物対策工に作用させて評価している。泊発電所の高強度部の評価についても、同様の解析手法を用いるため、先行炉と比較して特異な評価手法ではないと考える。

第 5-12 表 先行炉との比較結果※¹

項 目	泊発電所 3 号炉 高強度部	島根発電所 2 号炉 漂流物対策工	女川発電所 2 号炉 鋼管杭式鉛直壁 鋼製防護工	先行炉と泊発電所 3 号炉 との差異	泊発電所 3 号炉へ の適用性
対象とする 事象	津波時	津波時	津波時	対象とする事象に差異はない。	○
漂流物対策工 の構造	無筋コンクリート ※ ²	鉄筋コンクリート	鋼構造	構造に差はあるものの、適切な照査 を実施して成立性を確認するため、 影響はない。	○
解析手法	3次元静的 FEM解析	3次元静的 FEM解析	静的フレーム解析 (補足的に3次元静 的解析)	同様な解析手法を用いるため、差異 はない。	○
衝突物	船舶※ ³	船舶※ ⁴	車両※ ⁵	衝突物に差異はない。	○
衝突荷重	2,000kN※ ³	1,200kN (局所的な荷重)	2,000kN	衝突荷重に差異はない。	○
衝突物の速度	18m/s※ ³	10m/s	13m/s	泊の流速は保守性を考慮しているた め、審査実績の範囲内に収まってい ないが、荷重が同等であるため、適 用性はあると判断した。	○

※¹：他サイトの情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものである。

※²：女川発電所 2 号炉 防潮堤（盛土防潮堤）及び美浜発電所 3 号炉 防潮壁（地盤改良部）は、無筋構造物での強度評価結果を示している。

※³：防潮堤の構造成立性評価（設置変更許可段階）に用いる仮定の数値であり、設計及び工事計画認可段階においては、基準津波を踏まえた適切な漂流物荷重で評価を行い、設置変更許可段階で設定した高強度部の設置範囲の妥当性を改めて評価する。なお、対象漂流物、衝突速度、漂流物荷重算定式、漂流物荷重の載荷面積等の考え方は、「第五条 津波による損傷の防止」において説明する。

※⁴：島根発電所 2 号炉は、船舶の衝突解析結果を踏まえ、保守的に衝突荷重を設定している。

※⁵：女川発電所 2 号炉は、船舶の衝突解析を実施した上で、車両による衝突荷重が最大となることを踏まえ、保守的に衝突荷重を設定している。

5. 4. 3. 荷重と変形モードの概要

防潮堤（標準部）の構造は、セメント改良土、高強度部及び下部コンクリートによる堤体構造である。防潮堤（標準部）は、岩盤に鉛直支持させるとともに、下部コンクリートにより基礎地盤のすべり安定性を確保する設計としている。防潮堤（標準部）の構造成立性には、地震時、津波時及び重畳時に作用する荷重に対し各部位が所要の機能を発揮して健全であることが必要である。このような観点から、作用する荷重、構造体の変形モード及び各部位の役割について整理する。

（１）地震時、津波時及び重畳時の荷重と変形モード

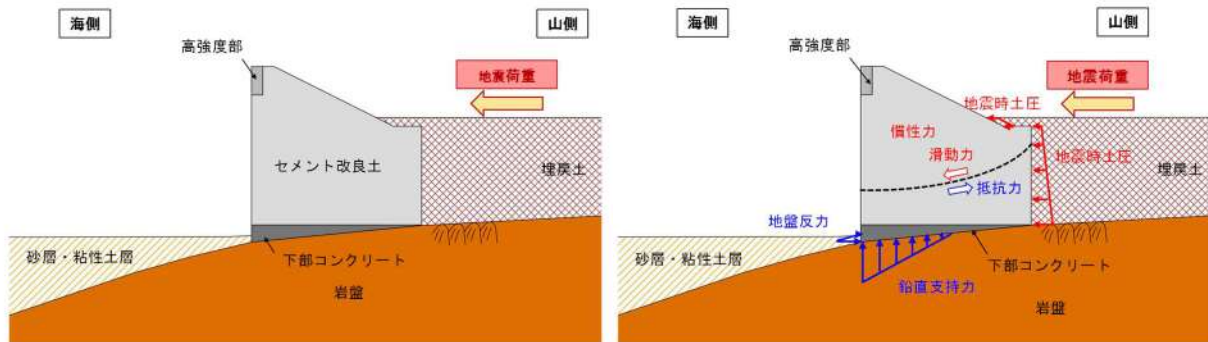
防潮堤（標準部）の地震時、津波時及び重畳時の作用荷重と変形モードのイメージ図を第 5-35 図に示す。

【荷重伝達メカニズム】

防潮堤に作用する地震力（慣性力及び地震時土圧）は、防潮堤を介して防潮堤を支持する岩盤及び前面の砂層・粘性土層へ伝わり、反力として鉛直支持力及び地盤反力が働く。一方、防潮堤に作用する漂流物荷重及び津波荷重は、防潮堤を介して防潮堤を支持する岩盤及び背後の埋戻土へ伝わり、反力として鉛直支持力及び地盤反力が働く。重畳時は地震時及び津波時の両方の荷重伝達が作用する。

防潮堤を構築するセメント改良土、高強度部及び下部コンクリートは、剛性が大きく、岩着構造であるため、防潮堤に生じる変位は小さい。

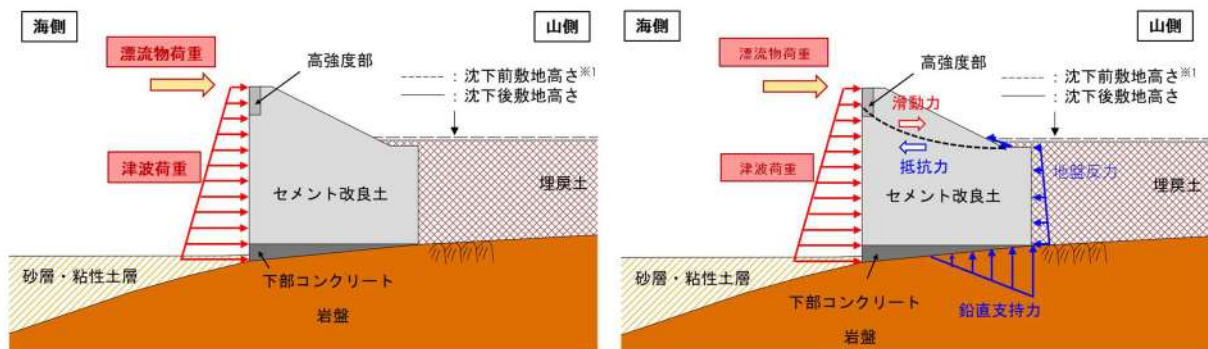
なお、防潮堤前面の既設護岸（上部工及びケーソン）、消波ブロック、被覆ブロック、中割石、裏込石及び埋戻土は、防潮堤の構造成立性に寄与する役割を期待していないため、設置変更許可段階における防潮堤の構造成立性評価においてモデル化しない。また、津波時及び重畳時では、防潮堤背面の埋戻土の敷地高さに基準地震動による地盤沈下量を考慮する。



変形モード
(防潮堤に生じる変位は小さい)

荷重図

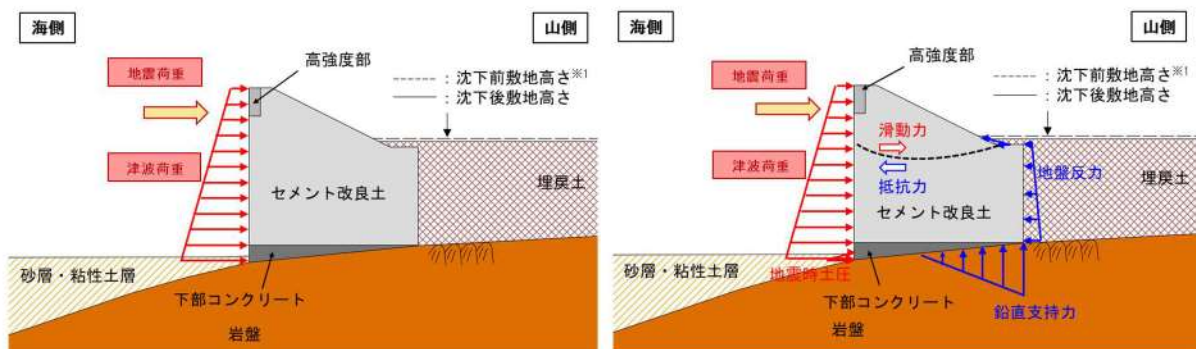
地震時



変形モード
(防潮堤に生じる変位は小さい)

荷重図

津波時



変形モード
(防潮堤に生じる変位は小さい)

荷重図

重量時

※1：基準地震動による埋戻土の沈下を考慮する。

第 5-35 図 防潮堤（標準部）の作用荷重と変形モードのイメージ図

(2) 高強度部のアンカーボルトに作用する荷重と変形モード

セメント改良土と高強度部の一体化を図るアンカーボルトに作用する荷重と変形モードを第 5-36 図に示す。

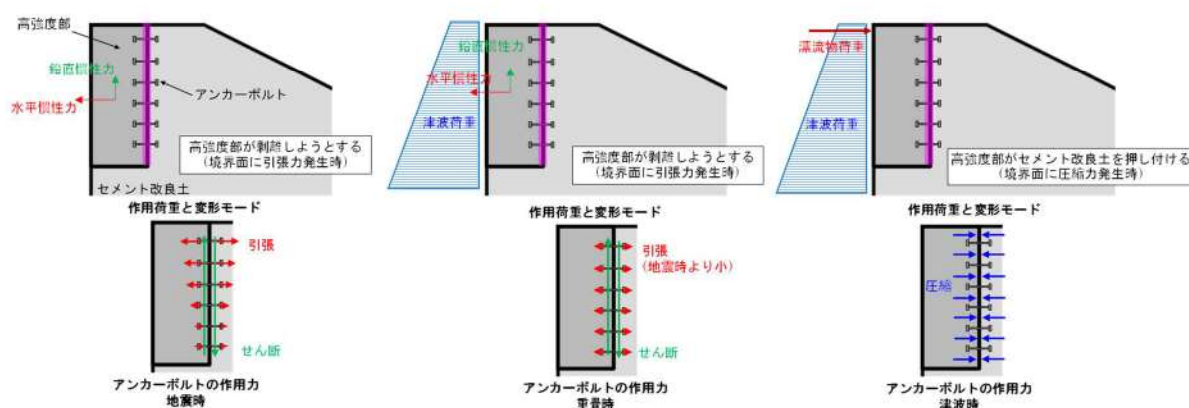
高強度部が水平方向の慣性力によりセメント改良土から剥離しようとする事及び高強度部が鉛直方向の慣性力により鉛直方向に挙動することで、境界面に引張力とせん断力が発生する。引張力及びせん断力に抵抗する役割は、アンカーボルトに期待する。

【重畳時】

鉛直境界面の引張力は、余震による海側方向への水平慣性力が津波荷重より大きい場合、高強度部が慣性力によりセメント改良土から剥離しようとし、鉛直境界面に引張力が発生する。また、鉛直方向の慣性力により鉛直方向に挙動するため、せん断力が発生する。引張力、せん断力に抵抗する役割は、アンカーボルトに期待する。

【津波時】

津波時の高強度部のアンカーボルトは、津波波力及び漂流物荷重によって高強度部が一様にセメント改良土を押し付ける挙動であることから、役割を期待しないため、評価は不要とする。



第 5-36 図 アンカーボルトの作用荷重と変形モード

(「5. 4. 2. 設計方針の概要 (4) 高強度部の設計方針」再掲)

5. 4. 4. 損傷モード

(1) 要求機能を喪失する事象の抽出

防潮堤（標準部）の設計方針について地震時、津波時及び重畳時に、防潮堤が維持すべき機能を喪失し得る事象(損傷モード)を仮定し、その損傷モードに対する設計・施工上の配慮について整理したものを第 5-13 表に示す。

第 5-13 表（1） 防潮堤（標準部）の要求機能を喪失する事象と
設計・施工上の配慮

部位の名称	要求機能を喪失する事象	想定ケース※1	設計・施工上の配慮	照 査※2
セメント改良土	・すべり破壊し、堤体高さが維持できなくなり、難透水性を喪失する。【第 5-37 図、第 5-38 図】	①, ②	・セメント改良土と高強度部に想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり安全率が妥当な安全裕度を有していること(内的安定を保持)を確認する。	○
	・引張破壊又はせん断破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成され、難透水性を喪失する。			
	・洗掘され、難透水性を喪失する。	②	・セメント改良土は、津波時の洗掘・浸食に対して十分な耐性をもつことを確認する(詳細は「(参考資料3)セメント改良土の耐浸食性・耐洗掘性について」に示す。)	○
	・竜巻の風荷重や飛来物荷重により損傷し、難透水性を喪失する。	—	・万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施する。	—
高強度部	・すべり破壊し、堤体高さが維持できなくなり、難透水性を喪失する。	①, ②	・セメント改良土と高強度部に想定したすべり線に対して、すべり線上の応力状態を考慮したすべり安全率が妥当な安全裕度を有していること(内的安定を保持)を確認する。	○
	・引張破壊又はせん断破壊し、過度なひび割れが連続することで水みちが形成され、難透水性を喪失する。【第 5-37 図、第 5-38 図】	②		○
	・洗掘され、難透水性を喪失する。	②	・高強度部は、セメント改良土より強度が大きく、津波時の洗掘・浸食に対して十分な耐性を有する。	—
	・竜巻の風荷重や飛来物荷重により損傷し、難透水性を喪失する。	—	・万一、竜巻及びその随伴事象により損傷した場合には、津波防護機能が必要となる前に修復等の対応を実施する。	—
	・アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力を上回る引張力及びせん断力がアンカーボルトに作用し、高強度部とセメント改良土が離れることで、高強度部の機能を喪失する。	①	・境界面に生じる引張力及びせん断力が、アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力以下であることを確認する。 ・アンカーボルトの許容引張力及び許容せん断力は、アンカーボルトの性能試験に基づき決定する※3。	○

※1：①は地震時、②は津波時を示す。なお、重畳時は、(—)を除いた全ての事象で想定する。

※2：照査を実施する場合は(○)、照査不要と判断している場合は(—)とする。

※3：アンカーボルトは、止水ジョイントのアンカーボルトと同じ仕様を検討しており、止水ジョイントで実施するアンカーボルトの性能試験結果(詳細は「7. 止水ジョイントの設計方針」に示す。)を用いて、高強度部のアンカーボルトの成立性について説明する。なお、設計及び工事計画認可段階でアンカーボルトの仕様を変更する場合は、変更後のアンカーボルトで性能試験を実施する。