

#### 5.4.2.3 防潮堤に対する津波波圧算定式適用に対する考え方

##### (1) 津波波圧の確認結果と考察

女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧に関して、非線形分散波理論に基づいた数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）及び水理模型実験により検討を行った。確認結果の概要及び考察を表 5.4.2.3-1～表 5.4.2.3-3 に示す。

基準津波の発生に伴い、女川防潮堤には水位上昇型の津波が作用し、波圧分布としてはおおむね静水圧程度となることを確認した。また、津波波圧評価における不確かさとして、敷地法面の形状変化の影響、基準津波（水位上昇側）と異なる特性の津波の影響、周期の異なる津波の影響、波高の異なる津波の影響を考慮して検討した結果、いずれのケースにおいても分裂波や衝撃圧が発生せず、津波波圧への影響が小さいことを確認した。

女川原子力発電所の基準津波の第 1 波は、周辺地形からの回り込みや反射の影響をほとんど受けずに策定位置から直線的に到達し、波の重なり合いによる二段型波形が特徴（図 5.4.2.2-28）となっている。基準津波を対象とした数値流体解析結果の考察として、二段型波形全体としての津波の半周期は約 10～20 分と長いことに起因し、水面全体が緩やかに上昇するような津波が作用し、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなったことが要因と考えられる（図 5.4.2.2-14～図 5.4.2.2-16）。

また、模擬津波を対象とした水理模型実験結果の考察として、二段型津波（半周期 20 分）と単峰型津波（半周期 5 分）の結果を比較（表 5.4.2.3-2）すると、実験結果のばらつきはあるが、周期（波長）の短い単峰型津波の方が流速及びフルード数が大きくなる傾向が確認できる。一般的には流速が大きくなると津波波圧への影響が大きくなるが、女川サイトの特徴として防潮堤を高台上に設置していることから、防潮堤に作用する津波としては浸水深（水位）の大きい条件となるため、浸水深の大きさによってフルード数の上昇が抑えられ、流速の大きい単峰型津波を含めた全てのケースでフルード数が 1 以下の穏やかな流れ（常流）となり、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなったと考えられる。

また、津波水位の大きさで比較した場合、水位条件の大小によって流速及びフルード数が大きく変動するような傾向は確認されない。上記と同様、全てのケースでフルード数が 1 以下の穏やかな流れ（常流）となったことに起因して、分裂波や衝撃圧が発生せずに、防潮堤に作用する津波がおおむね静水圧と小さくなったと考えられる。

また、沖合から防潮堤前面の間における津波の水面勾配について整理を行

い、既往の文献で提言されている砕波発生限界  $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$  に対して、最大でも  $15.3^{\circ}$  と十分小さいことから、砕波が発生しないと判断した。砕波の発生有無に関する検討について、参考資料 1 に示す。

以上の結果を踏まえ、ソリトン分裂波（波状段波波圧）及び砕波（砕波段波波圧）による津波波圧への有意な影響がないこと、フルード数が 1 以下となること、津波波圧の水深係数が 3 以下となることから、波形特性の不確かさを考慮しても防潮堤に作用する津波波圧は朝倉式①に包含されることを確認した。なお、盛土堤防を模擬したモデルでの解析は行っていないが、鋼管式鉛直壁よりも津波遡上に伴う減勢効果が大きくなることから、盛土堤防においても水深係数は 3 以下となると考えられる。

表 5.4.2.3-1 津波波圧の確認結果

確認方法	確認結果
数値流体解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 女川防潮堤(鋼管式鉛直壁)を模擬した数値流体解析により、基準津波の特性や津波波圧等を確認した。</li> <li>✓ 防潮堤の近傍で津波のソリトン分裂は確認されず、防潮堤前面位置でのフルード数は1以下となった。</li> <li>✓ 基準津波の作用により、津波の衝撃圧は発生せず、持続圧が作用した。また、防潮堤に作用する波圧分布は単直線型となり、おおむね静水圧となった。</li> <li>✓ 護岸からの通過波浸水深を基準に無次元化した場合の水深係数は3以下となった。なお、盛土堤防を模擬したモデルでの解析は行っていないが、鋼管式鉛直壁よりも津波遡上に伴う減勢効果が大きくなることから、盛土堤防においても水深係数は3以下となると考えられる。</li> <li>✓ 防潮堤に作用する津波波圧は朝倉式①に含まれることを確認した。</li> </ul>
水理模型実験	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ 女川防潮堤(鋼管式鉛直壁)を模擬した水理模型実験により、津波の波形特性(周期、波高)の違いが津波波圧等に与える影響を確認した。</li> <li>✓ 防潮堤の近傍で津波のソリトン分裂は確認されず、防潮堤前面位置でのフルード数は1以下となった。</li> <li>✓ 津波の波形特性(周期、波高)の違いに関わらず、津波の衝撃圧は発生せず、持続圧が作用した。また、防潮堤に作用する波圧分布はいずれも単直線型となった。</li> <li>✓ 護岸からの通過波浸水深を基準に無次元化した場合の水深係数は3以下となった。なお、盛土堤防を模擬したモデルでの実験は行っていないが、鋼管式鉛直壁よりも津波遡上に伴う減勢効果が大きくなることから、盛土堤防においても水深係数は3以下となると考えられる。</li> <li>✓ 防潮堤に作用する津波波圧は朝倉式①に含まれることを確認した。</li> </ul>

表 5.4.2.3-2 水理模型実験による流速・フルード数の整理

波条件	目標津波水位 【O.P.】	二段型津波 (半周期 20 分)		単峰型津波 (半周期 5 分)	
		流速	フルード数 $Fr=v/\sqrt{g \cdot h}$	流速	フルード数 $Fr=v/\sqrt{g \cdot h}$
WAVE001, WAVE101	+ 17.0m	0.2m/s	0.071	4.7m/s	0.839
WAVE002, WAVE102	+ 25.0m	5.4m/s	0.704	8.0m/s	0.843
WAVE004, WAVE104	+ 32.5m	4.9m/s	0.450	9.1m/s	0.826
WAVE005, WAVE105	+ 35.0m	7.4m/s	0.623	9.3m/s	0.780
WAVE003, WAVE103	+ 36.0m	8.0m/s	0.738	7.9m/s	0.612
WAVE006, WAVE106	+ 37.5m	7.6m/s	0.603	9.2m/s	0.726

表 5.4.2.3-3 津波波圧確認結果の全体概要と考察

検討ケース	不確かさ 考慮の目的	検討方法	確認結果				考察
			分裂波の 発生	衝撃圧の 発生	波圧分布の 形状	津波波圧の 水深係数	
基準津波 (水位上昇側)	— 【基本ケース】	数値流体解析	発生しない (非分裂)	発生しない (持続圧)	静水圧型 (単直線分布)	2.19	津波の半周期が約 10～20 分と長い ため、水面全体が緩やかに上昇する ような津波が作用し、分裂波や衝撃 圧が発生せず、防潮堤に作用する津 波波圧がおおむね静水圧と小さくな ったものと考えられる。
基準津波 (水位上昇側)	敷地法面の形状 変化の影響確認 (液状化等による 変状の可能性を 考慮)	数値流体解析	発生しない (非分裂)	発生しない (持続圧)	静水圧型 (単直線分布)	ケース 1 : 2.19 ケース 2 : 2.17 ケース 3 : 2.20	津波の半周期が約 10～20 分と長い ため、水面全体が緩やかに上昇する ような津波が作用し、直立構造とし た場合でも分裂波や衝撃圧が発生せ ずに、防潮堤に作用する津波波圧が おおむね静水圧と小さくなったこと で、法面形状の変化の影響がほとん ど現れなかったものと考えられる。
基準津波 (水位上昇側)	基本ケースと異 なる特性の津波 の影響確認	数値流体解析	発生しない (非分裂)	発生しない (持続圧)	静水圧型 (単直線分布)	2.34	津波の半周期が約 12 分と長い ため、水面全体が緩やかに上昇する ような津波が作用し、基本ケースと 異なり二段型波形の一段目の波形が 二段目よりも高い津波とした場合 でも分裂波や衝撃圧が発生せず、 防潮堤に作用する津波波圧がおお むね静水圧と小さくなり、波形特性 の変化の影響がほとんど現れなかつ たものと考えられる。
模擬津波 (半周期： 5分, 20分)	周期の異なる津 波の影響確認 (基準津波の第 1波の周期特性 を考慮)	水理模型実験	発生しない (非分裂)	発生しない (持続圧)	静水圧型 (単直線分布)	5分 : 2.12～2.31 20分 : 2.22～2.39 (実験結果の 平均値で整理)	周期の短い単峰型津波の方が流 速及びフルード数が大きくなる傾 向が確認されたが、高台上の防潮 堤に作用する津波としては水位の大 きい条件となるため、いずれの実 験結果でもフルード数が 1 以下の 穏やかな流れ(常流)となり、分 裂波や衝撃圧が発生せず、防潮 堤に作用する津波波圧がおおむね 静水圧と小さくなったものと考え られる。 また、波形等の条件の違いや実 験結果のばらつきの影響も含まれ ているが、水深係数が数値流体解 析の結果 (2.17～2.34) と同程 度となったことを踏まえると、検 討の信頼性が高いと考えられる。
模擬津波 (津波高さ： 0.P.+17.0m～ 0.P.+37.5m)	波高の異なる津 波の影響確認 (防潮堤越波の 可能性まで網羅 的に考慮)	水理模型実験	発生しない (非分裂)	発生しない (持続圧)	静水圧型 (単直線分布)	17.0m : 2.18～2.39 25.0m : 2.12～2.33 32.5m : 2.31～2.34 35.0m : 2.27～2.37 36.0m : 2.22～2.24 37.5m : 2.31～2.31 (実験結果の 平均値で整理)	0.P.+17.0m ケースではばらつき が大きい、全体としては水位条件 の大小によって流速及びフルード 数が大きく変動するような傾向は 確認されない。いずれの実験結果 でもフルード数が 1 以下の穏やか な流れ(常流)となり、分裂波や 衝撃圧が発生せず、防潮堤に作 用する津波がおおむね静水圧と 小さくなったものと考えられる。 また、波形等の条件の違いや実 験結果のばらつきの影響も含まれ ているが、水深係数が数値流体解 析の結果 (2.17～2.34) と同程 度となったことを踏まえると、検 討の信頼性が高いと考えられる。

(2) 防潮堤の設計で考慮する津波波圧の設定

基準津波を対象とした津波波圧の確認結果及び不確かさを考慮した検討結果を踏まえ、保守的な設計を行う観点から、図 5.4.2.3-1 のとおり朝倉式①を参照して防潮堤の設計波圧として設定する。なお、朝倉式は津波の通過波の浸水深に応じて波圧を算定する式であり、通過波の浸水深を入力津波水深（最大浸水深）の 1/2 と仮定して津波波圧を算定する。

朝倉式適用にあたっての設計用浸水深の考え方（通過波の浸水深を入力津波水深の 1/2 と仮定していることの保守性）について、参考資料 2 に示す。また、海水に浮遊砂が混入して海水密度が上昇した場合の津波波圧への影響について、参考資料 3 に示す。

なお、屋外排水路逆流防止設備については、防潮堤の海側に設置する陸上構造物となることから、防潮堤と同様の考え方により津波波圧を算定する。

$$p = \rho \cdot g \cdot (\alpha \cdot \eta - z)$$

ここで、

$p$  : 津波波圧 (kN/m<sup>2</sup>) \*

$\rho$  : 海水の密度 (=1.03 t/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (=9.80665 m/s<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 水深係数 (=3)

$\eta$  : 浸水深 (通過波の浸水深 = 入力津波水深の 1/2) (m)

$z$  : 陸上地面を基準とした上向の正の座標 (m)

注記 \* : kN = t · m/s<sup>2</sup> であり、kN/m<sup>2</sup> = t/m<sup>3</sup> · m/s<sup>2</sup> · m となる。

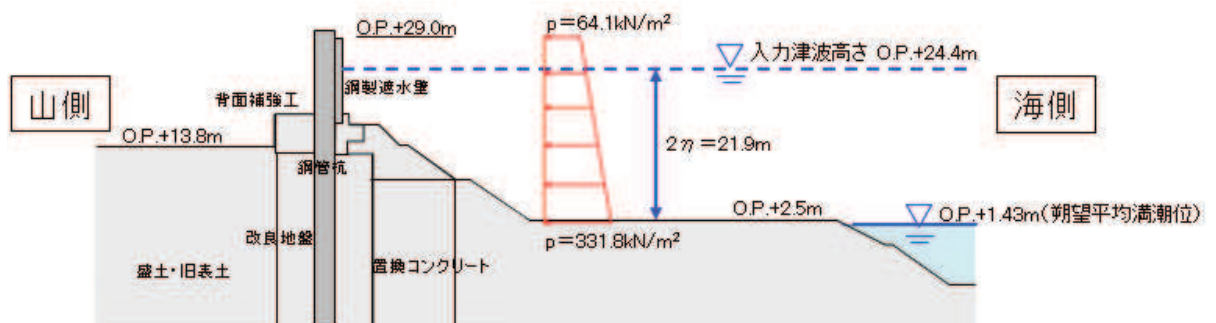


図5.4.2.3-1 津波波圧設定の考え方（防潮堤（鋼管式鉛直式）の断面図）

### 5.4.3 貯留堰に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

#### (1) はじめに

貯留堰の構造図を図 5.4.3-1 に示す。

貯留堰は、取水口底盤に設置するコンクリート製の海中構造物であり、引き波時に貯留堰（天端高さ O.P. -6.3m）において海水を貯留する。このため、貯留堰に津波波力が作用するのは、引き波により貯留堰が海面から露出し、その後、押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局）」（平成 27 年 12 月一部改訂）によると、津波が構造物を越流する場合の津波荷重の算定については、若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合は、それより水位の低い越流直前の状態の方が高い波力となる可能性があるため、両者を比較して高い方を採用する必要があるとしている。このため、貯留堰における津波波力としては、越流直前の波力及び越流時の静水圧差のうち保守的なものを適用することとする。

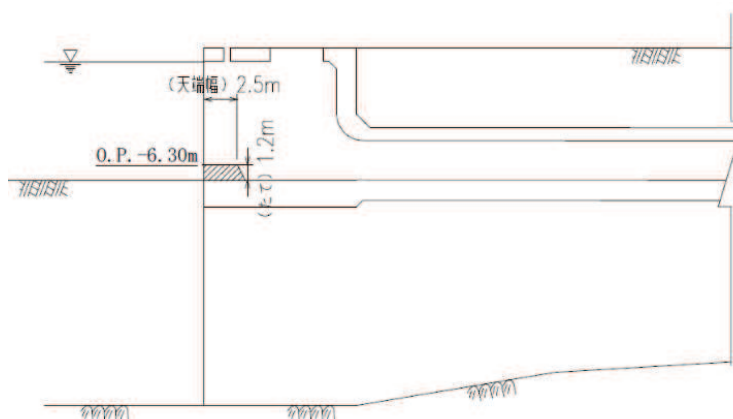


図 5.4.3-1 貯留堰構造図

#### (2) 越流直前の津波波力の設定方針

貯留堰前面における引き波水位の時刻歴変形を図 5.4.3-2 に示す。貯留堰前面の海域（港湾内）を含めた断面のイメージ図を図 5.4.3-3 に示す。

下降側基準津波の引き波時において、貯留堰前面の O.P. -7.5m の海底面は露出するものの、それよりも港湾側の海底面 (O.P. -11.5m) の水位は若干残るため、この海底面も露出することを仮定し、その後の押し波を遡上波と考えて津波波力を設定する。

具体的には、津波高さは貯留堰に作用する津波波圧が保守的になるように貯留堰前面の海底面 (O.P. -7.5 m) よりも港湾側の海底面 (O.P. -11.5m) まで水位が低下した後に到達する津波を考慮することとし、貯留堰に津波が越流する直前の状態として貯留堰天端高さ (O.P. -6.3 m) までを想定する。

津波波圧は、「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」の考え方に従って、津波高さの3倍の高さまで静水压荷重を考慮する。津波波圧の作用イメージ図を図 5.4.3-4 に示す。

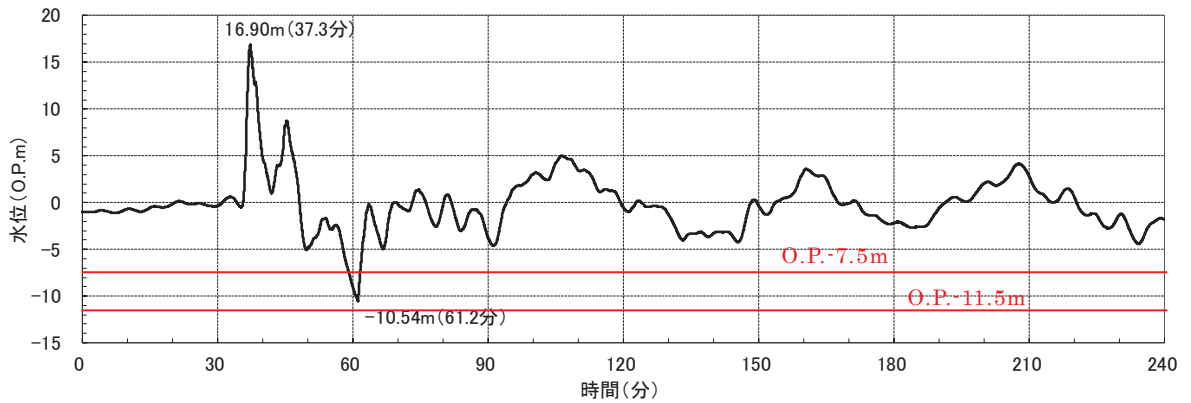


図 5.4.3-2 貯留堰前面における基準津波（下降側）の水位時刻歴波形

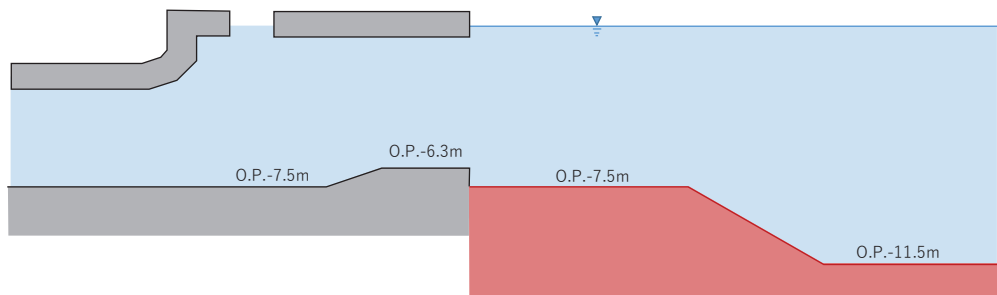


図 5.4.3-3 貯留堰前面の海域（港湾内）を含めた断面のイメージ図

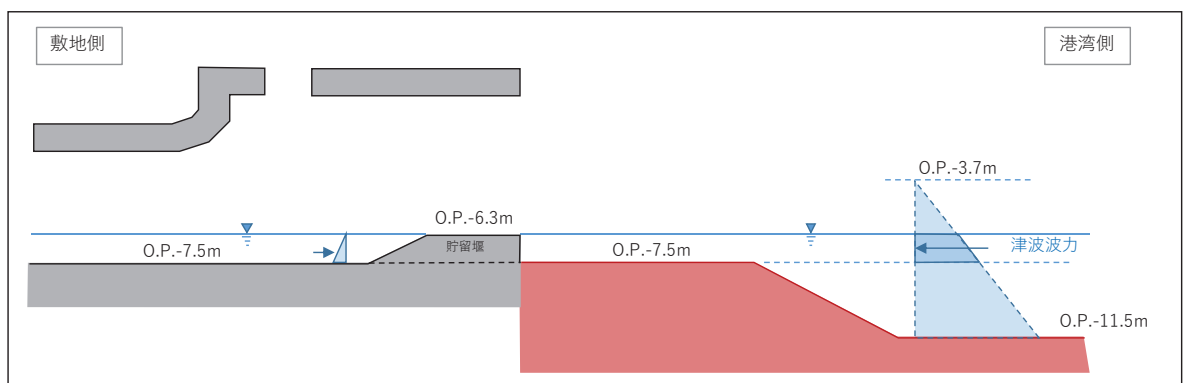


図 5.4.3-4 津波波圧の作用イメージ図（越流直前）

(3) 越流時の津波波力の設定方針

図 5.4.3-5 に貯留堰の内外水位差が最大となる箇所の津波水位の時刻歴波形を示す。

引き波後に襲来する津波が貯留堰を越流する際に最大 0.99m の水位差が発生する。このため、津波高さとしては貯留堰天端高さ (O.P. -6.3m) から 1m の高さの越流を考慮して、「防波堤の耐津波設計ガイドライン (国土交通省港湾局)」(平成 27 年 12 月一部改訂) による静水圧差による算定式を参考に設定する。津波波力の作用イメージ図を図 5.4.3-6 に示す。

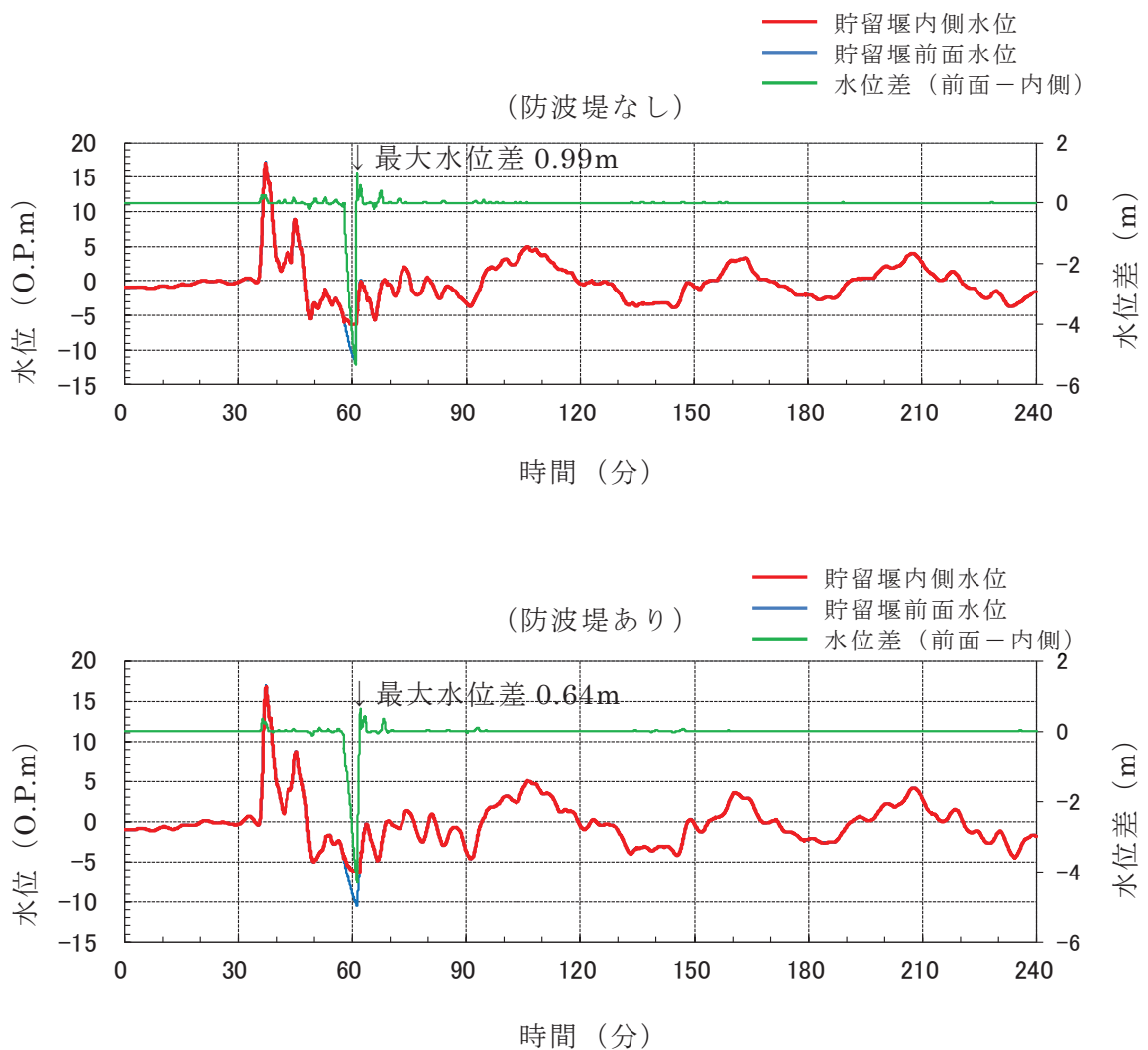


図 5.4.3-5 貯留堰前面と内側の津波水位及び水位差時刻歴水位波形



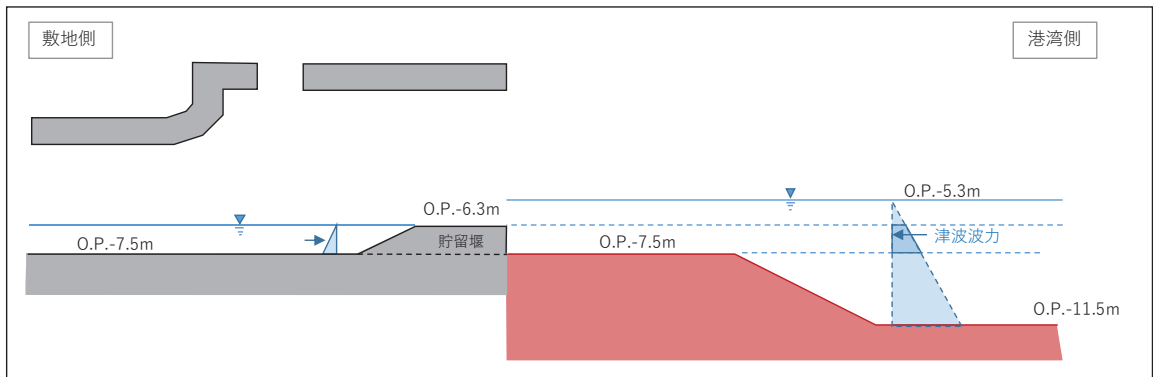


図 5.4.3-6 津波波圧の作用イメージ図（越流時）

(4) まとめ

海中構造物である貯留堰における津波波力について、越流直前の波力及び越流時の静水圧差について検討した。この結果、越流直前の津波波力の方が越流時の静水圧差を上回る結果となった。このため、貯留堰における津波波力として、保守的に越流直前の津波波力を考慮することとする。

5.4.4 取放水路流路縮小工に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

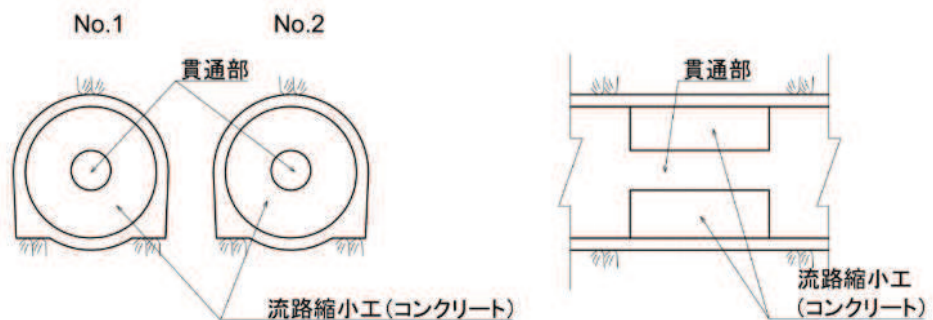
(1) はじめに

取放水路流路縮小工の構造図を図 5.4.4-1 に示す。

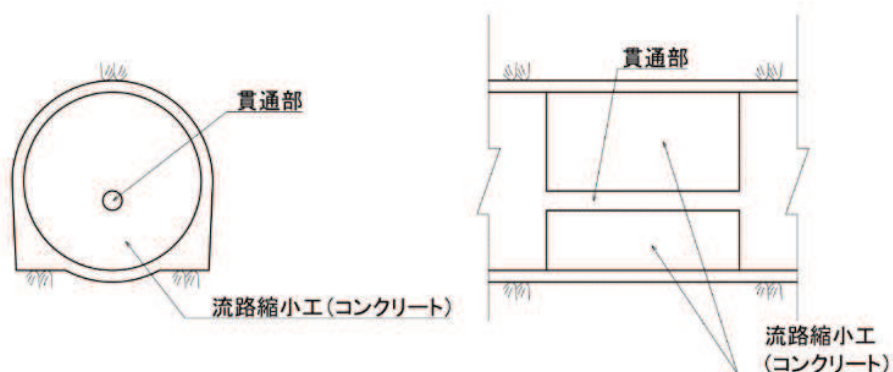
取放水路流路縮小工は、第 1 号機取水路及び第 1 号機放水路内に設置するコンクリートに貫通部を設けた構造物であり、常時は構造物に部分的に水圧が作用し、津波時には構造物全面に水圧が作用する。

取放水路流路縮小工は栈橋などの杭式構造物の杭やパイプライン、あるいはマウンド被覆材などと同様に水中又は水面付近の環境にあると考えられ、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007 年版（日本港湾協会）」によると、水中又は水面付近の部材及び施設の流れによる力は、流れの方向に作用する抗力と流れに直角の方向に作用する揚力として分け、それぞれに対して荷重算定式が設定されている。

また、取放水路流路縮小工の貫通部には、水圧鉄管と同様に管内水の摩擦による推力が発生すると考えられ、「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）平成 29 年版（(社)水門鉄管協会）」に、管内水の摩擦による推力の算定式が設定されている。



(取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路))



(取放水路流路縮小工 (第 1 号機放水路))

図 5.4.4-1 取放水路流路縮小工の構造図

(2) 取放水路流路縮小工に対する津波波圧の設定方針

取放水路流路縮小工に対する津波波圧は、図 5.4.4-2 に示すとおり、静水圧 (P1)、流水圧 (P2)、推力 (P3) を考慮する。

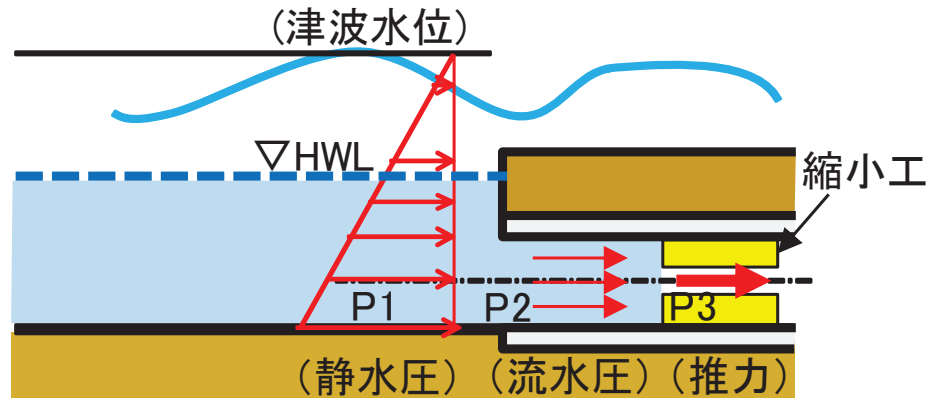


図 5.4.4-2 津波時の荷重作用イメージ

流水圧 (流路縮小工全面に作用する流体力 : P2) は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007 年版 (日本港湾協会)」を参照し、次式により設定する。なお、流路縮小工には貫通部があるが、流水圧の算定にあたっては、保守的に開口が無いものとみなし、流路縮小工全体に荷重が作用する (平板と同様に水流が背面に抜けない) ものとして、抗力係数は最大値の 2.01 を考慮する。

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2$$

$F_D$  : 物体に作用する流れの方向の抗力 (kN)

$C_D$  : 抗力係数 (保守的に最大値 2.01 とする)

$\rho_0$  : 水の密度 (海水 1.03t/m<sup>3</sup>)

$A$  : 流れの方向の物体の投影面積 (m<sup>2</sup>)

$U$  : 流速 (m/s)

推力 (貫通部の流水の摩擦により生じる推力 : P3) は、「水門鉄管技術基準 (水圧鉄管・鉄鋼構造物編) 平成 29 年版 ((社) 水門鉄管協会)」を参照し、次式により設定する。なお、流路縮小工はコンクリート製であることから、流水の摩擦抵抗係数については、「水理公式集 [2018 年版] ((公社) 土木学会)」を参照し、 $f = 8 g n^2 / (D/4)^{1/3}$  (tf/m<sup>3</sup>) にコンクリートの粗度係数 (n=0.015) を考慮して設定する。

取放水路流路縮小工の設計に用いる推力の保守性について、参考資料 4 に示す。

$$P = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} L$$

P : 流水の摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 (kN/m<sup>3</sup>)

L : 貫通部長さ (m), Q : 貫通部流量 (m<sup>3</sup>/s), D : 貫通部直径 (m)

## 砕波の発生有無に関する検討について

### 1. 概要

女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧に関して、数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）及び水理模型実験による検討を行った結果、ソリトン分裂波による津波波圧への有意な影響がないこと、フルード数が1以下となること、津波波圧の水深係数が3以下となることから、波形特性の不確かさを考慮しても防潮堤に作用する津波波圧は朝倉式①に包含されることを確認した。

ここでは、数値流体解析により得られた水位の空間分布及び最大水面勾配を確認し、砕波の発生有無について確認を行う。なお、水理模型実験については、水位の抽出位置が水位計設置位置に限定され、連続的な水面形状、水面勾配を評価することができないことを踏まえ、基準津波を対象に実施した数値流体解析の結果にて代表して水面勾配の確認を行う。

### 2. 判断基準

「松山ら（2005）\*1」は、砕波限界の水面勾配を30度から40度としているため、今回の数値計算においても水面勾配30°を砕波の発生有無を判断基準とする。

\*1：松山昌史・池野正明・榊山勉・柳沢賢・藤井直樹：大陸棚上におけるソリトン分裂した津波の砕波に関する無ひずみ模型実験，海岸工学論文集 第52巻，pp.241-245，2005

### 3. 検討結果

女川原子力発電所の基準津波の特性や周辺地形の影響確認結果を踏まえて、津波の第1波を検討対象としていることから、第1波の到達時刻に着目して、数値流体解析における沖合から防潮堤前面までの水位の空間分布と最大水面勾配を確認した。検討対象とする津波は、津波波圧に着目した検討であることを踏まえ、基準津波（水位上昇側）とし、敷地法面の形状を変化させた3ケース（図5.4.2.2-26）にて確認を行った。

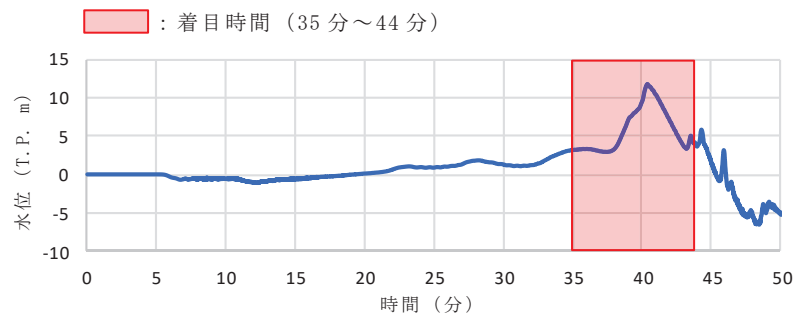
着目した各ケースにおける最大水面勾配を表1-1に、沖合及び敷地前面の水位時刻歴波形を図1-1に、水位の空間分布と最大水面勾配を図1-2～図1-4に示す。

着目時刻35分～44分における沖合から防潮堤前面の間での津波の水面勾配について、今回判断基準とした水面勾配30°に対して、最大でも15.3°と小さいことから、砕波が発生しないと判断した。

表 1-1 最大水面勾配の確認結果

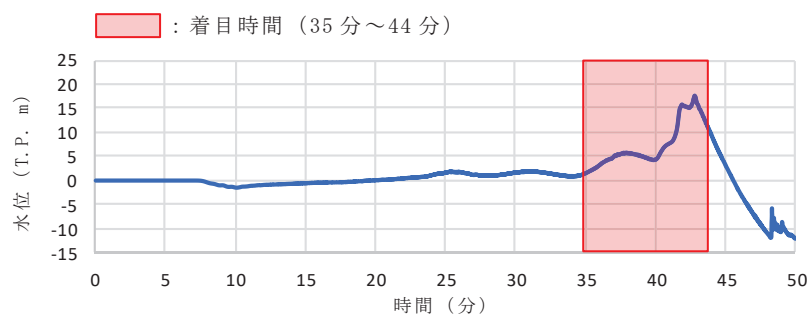
津波	敷地法面の形状	最大水面勾配*
基準津波 (水位上昇側)	海側法面あり：基本地形 (図 5.4.2.2-26 のケース 1)	15.3°
	海側盛土なし (図 5.4.2.2-26 のケース 2)	10.6°
	海側法面なし (図 5.4.2.2-26 のケース 3)	10.6°

\*：計算格子（格子サイズ：1.00m～8.85m）毎に水面勾配を算定し，各ケースの最大水面勾配を抽出。



沖合（防潮堤から約 2 km 地点）

（図 5.4.2.2-13 W1 地点）



敷地前面（防潮堤から約 0.5 km 地点）

（図 5.4.2.2-13 W3 地点）

図 1-1 沖合及び敷地前面の水位時刻歴波形  
(基準津波 (水位上昇側))

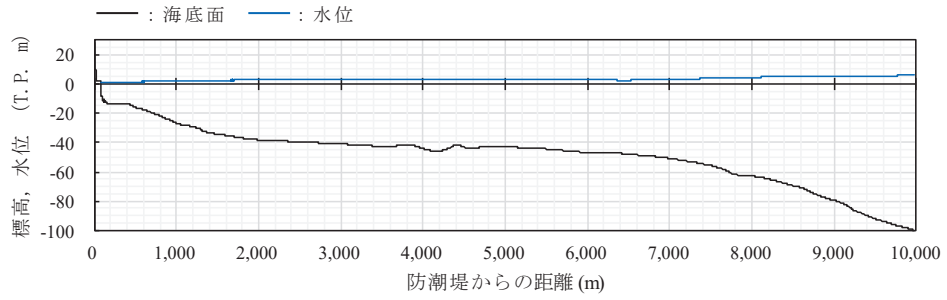


図 1-2-1 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，35 分）

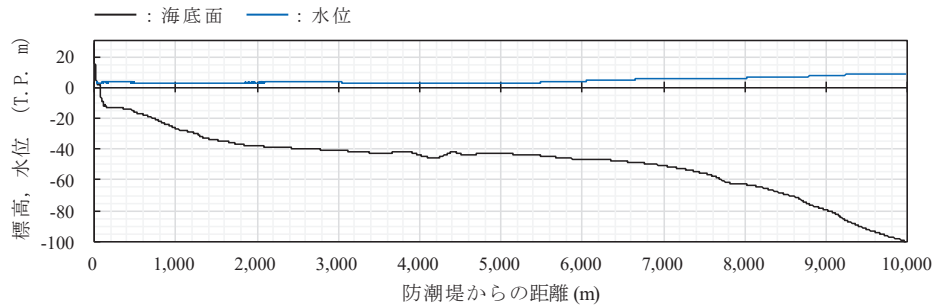


図 1-2-2(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，36 分）

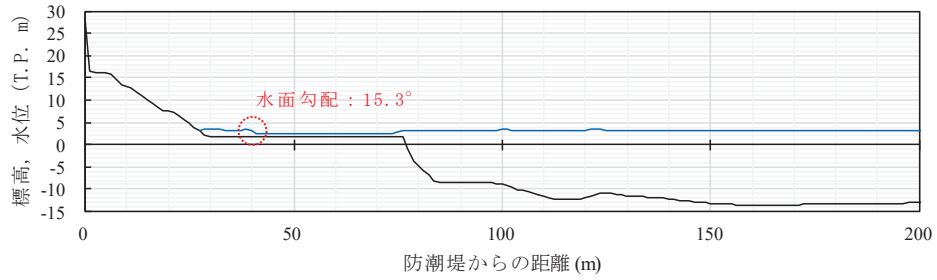


図 1-2-2(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，36 分 [0-200m 拡大]）

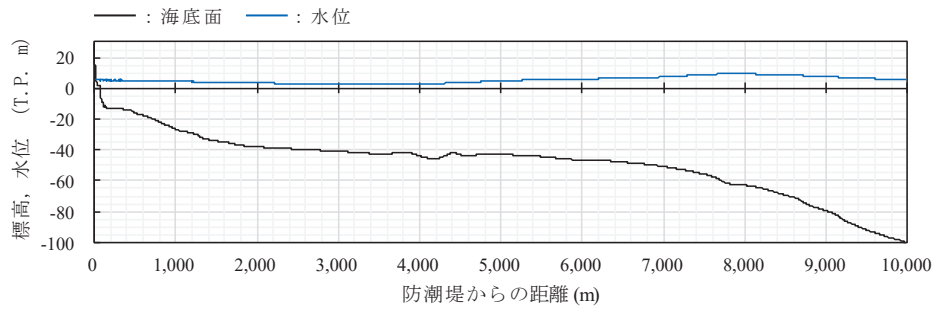


図 1-2-3(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，37分）

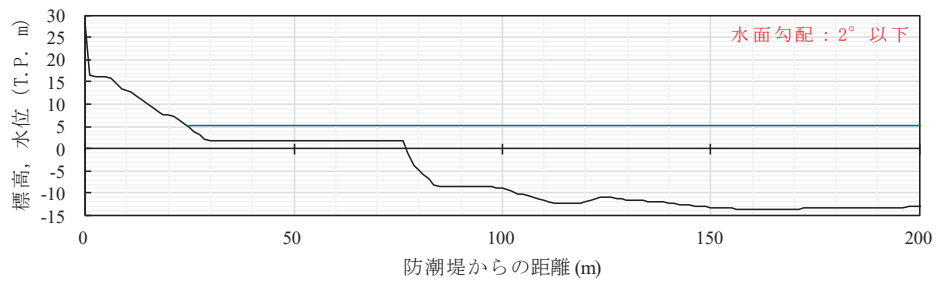


図 1-2-3(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，37分 [0-200m 拡大]）

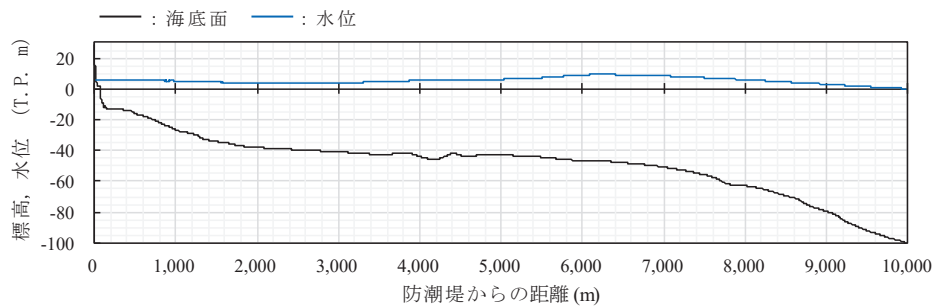


図 1-2-4 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，38分）



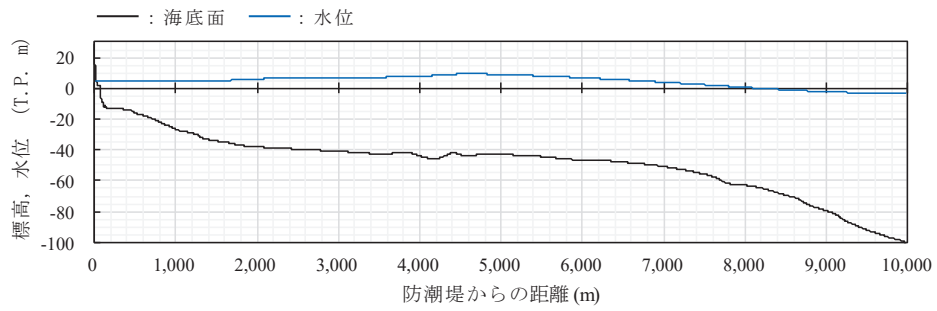


図 1-2-5 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，39 分）

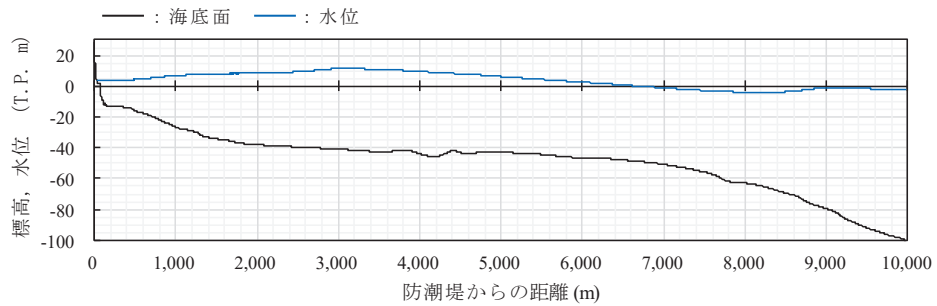


図 1-2-6 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，40 分）

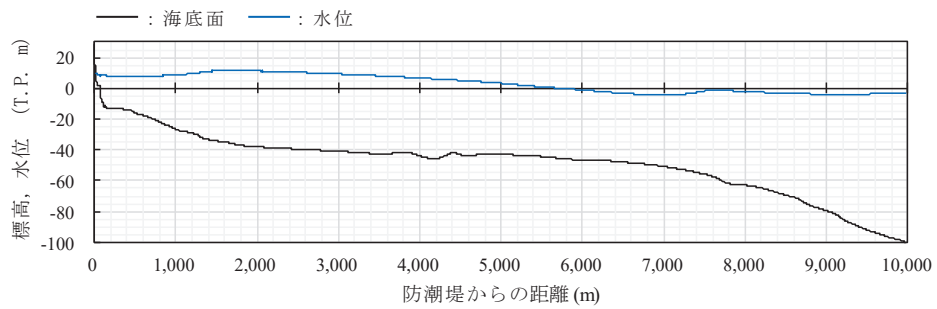


図 1-2-7(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，41 分）

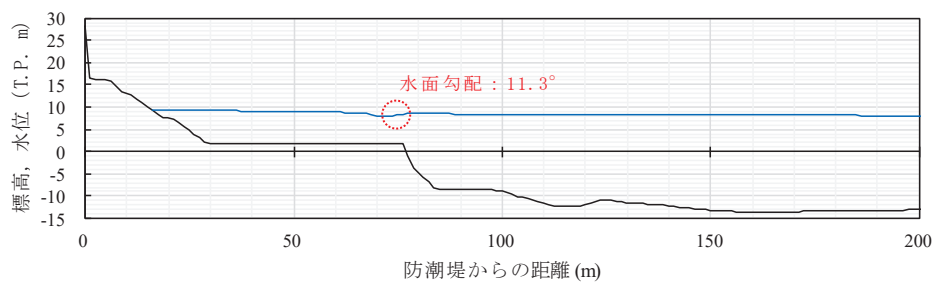


図 1-2-7(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，41 分 [0-200m 拡大]）

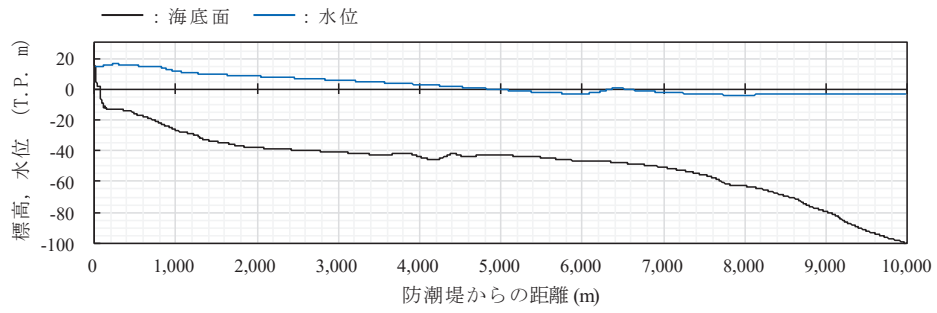


図 1-2-8(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，42分）

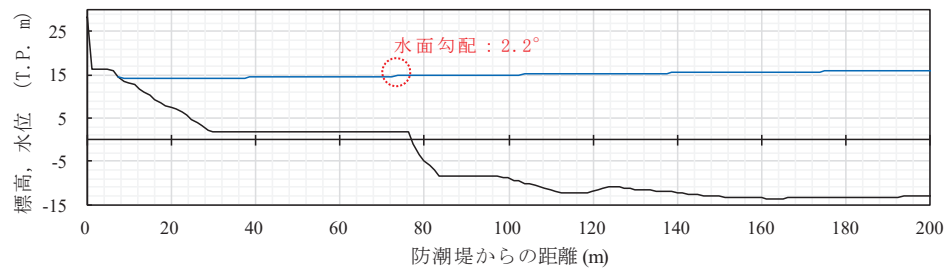


図 1-2-8(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，42分 [0-200m 拡大]）

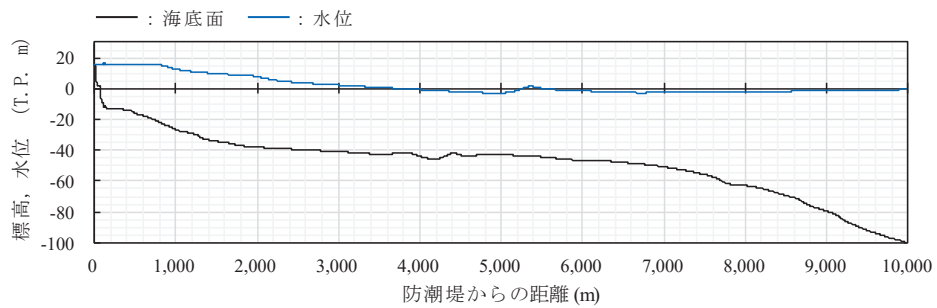


図 1-2-9 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，43分）

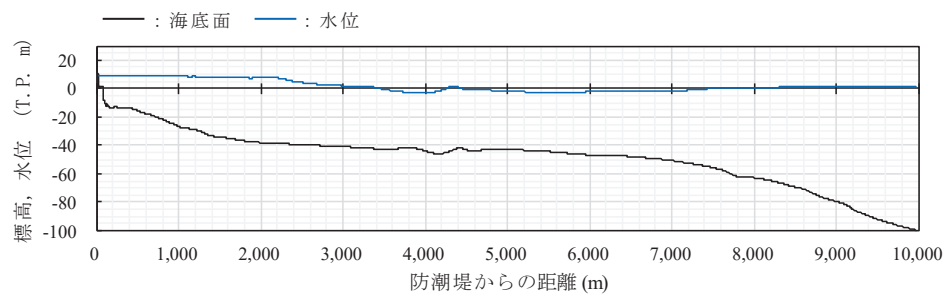


図 1-2-10 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，44分）

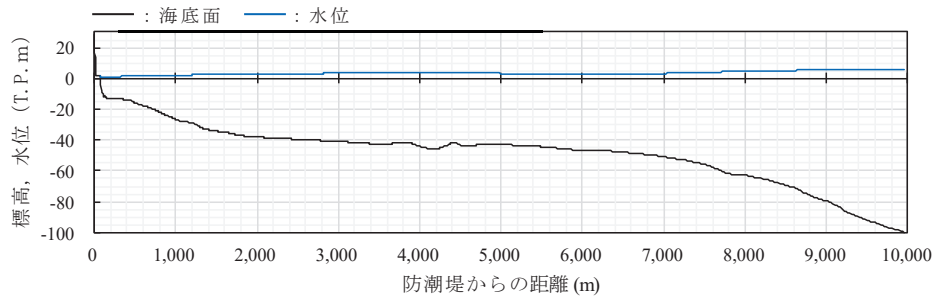


図 1-3-1 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，35 分）

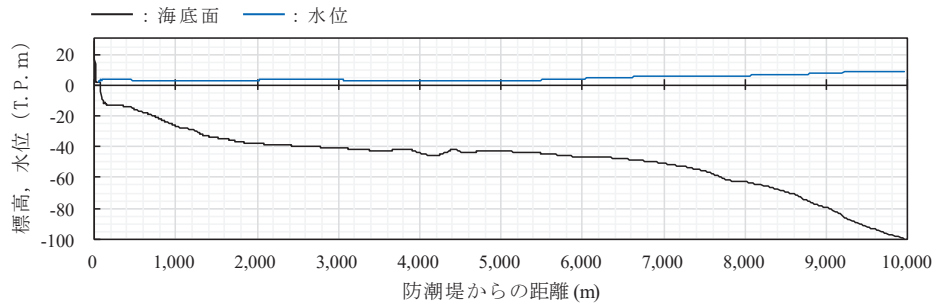


図 1-3-2(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，36 分）

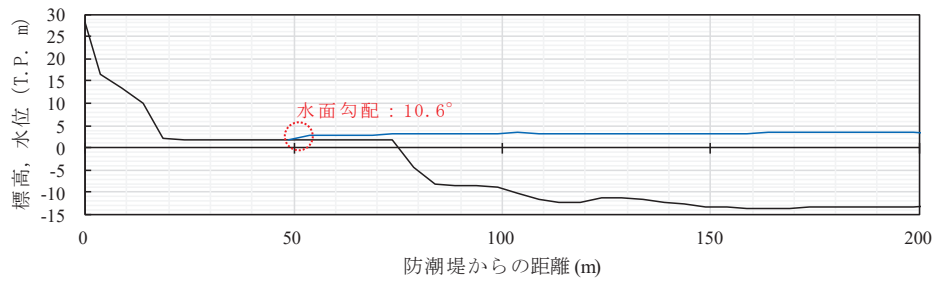


図 1-3-2(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，36 分 [0-200m 拡大]）

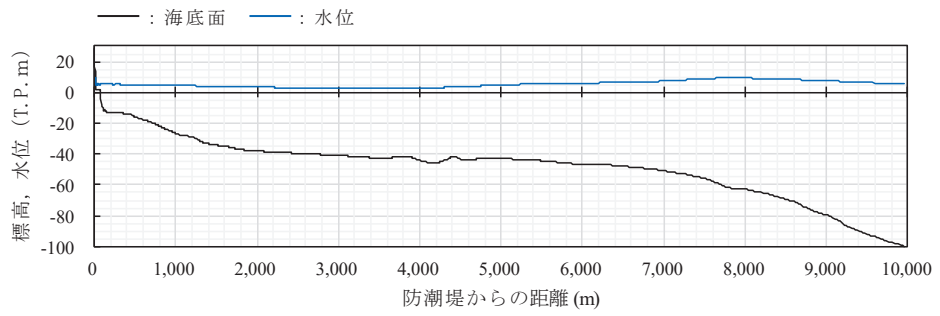


図 1-3-3(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，37分）

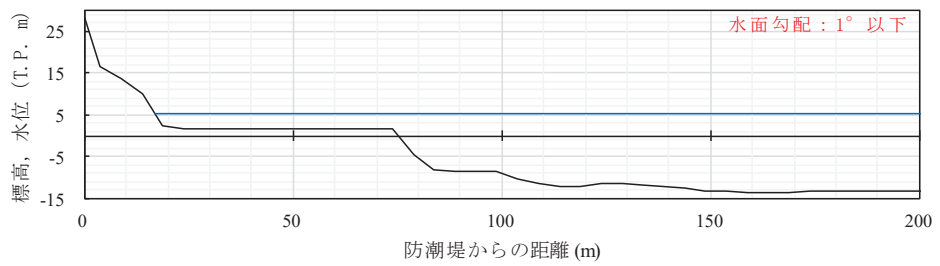


図 1-3-3(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，37分 [0-200m 拡大]）

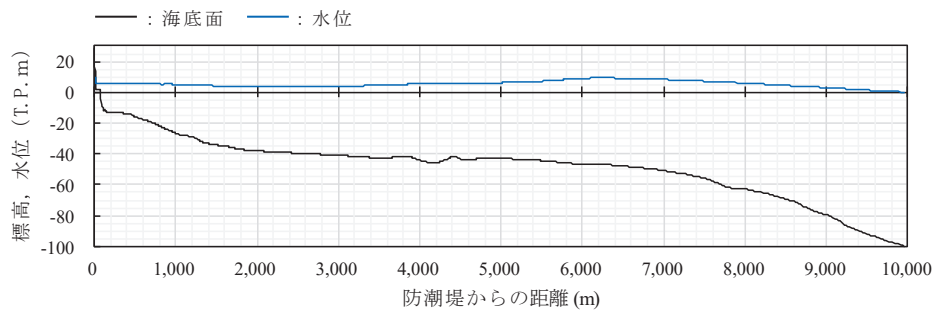


図 1-3-4 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，38分）

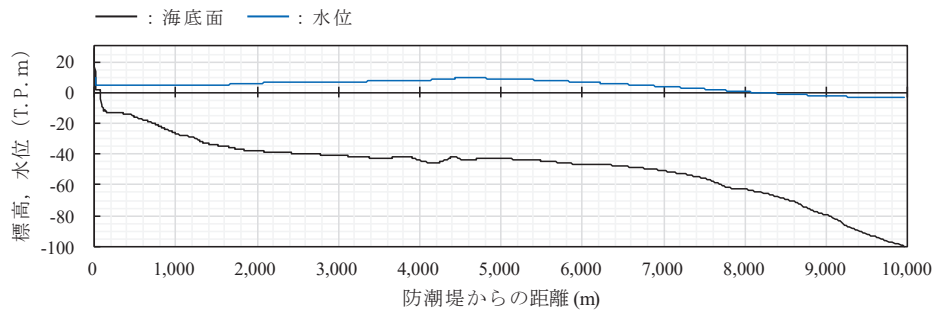


図 1-3-5 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，39 分）

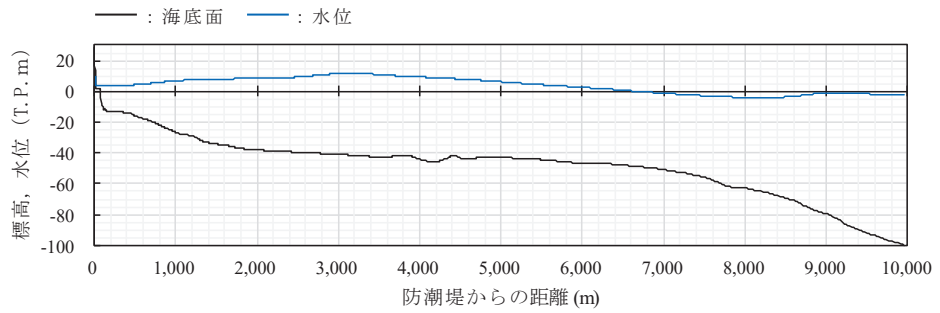


図 1-3-6 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，40 分）

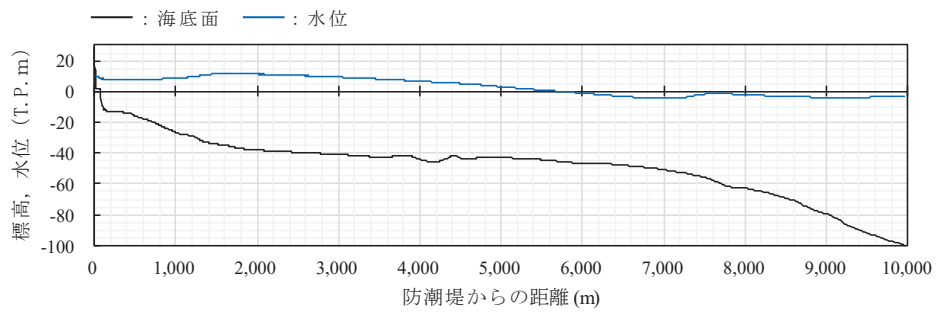


図 1-3-7 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，41 分）

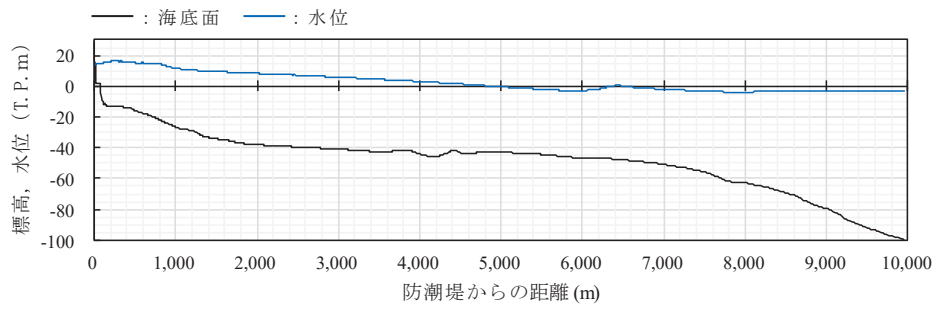


図 1-3-8(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，42分）

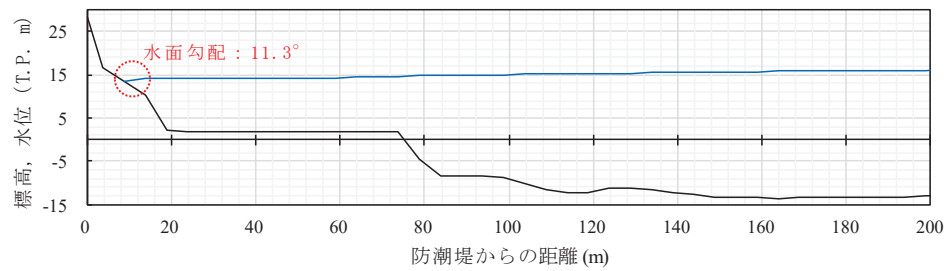


図 1-3-8(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，42分 [0-200m 拡大]）

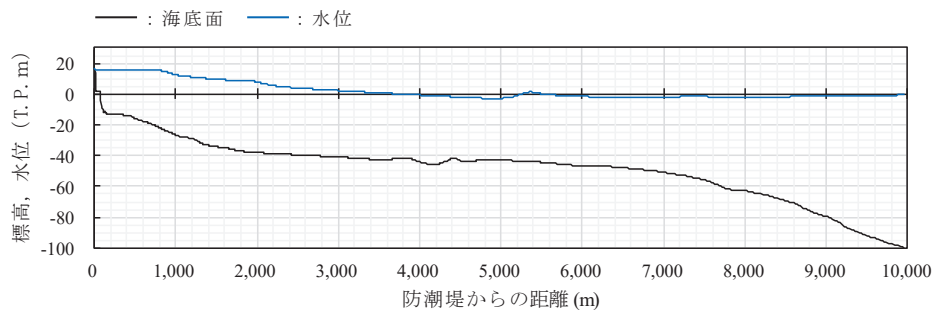


図 1-3-9 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，43分）

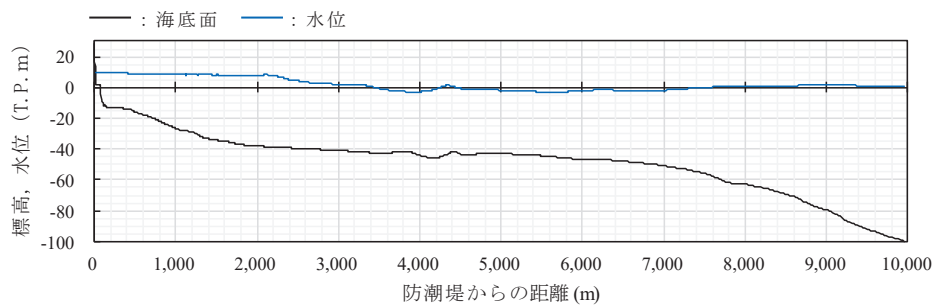


図 1-3-10 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，44分）

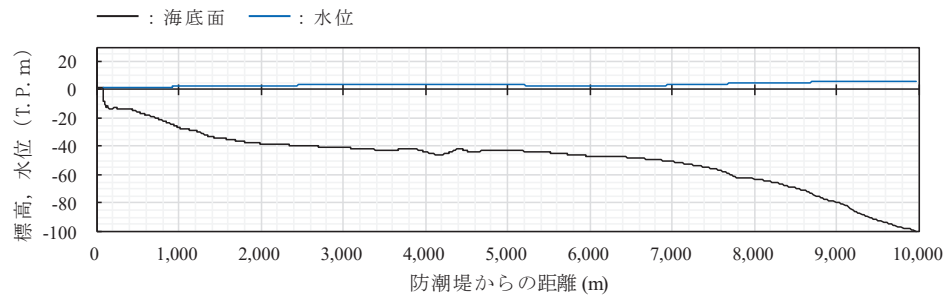


図 1-4-1 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，35 分）

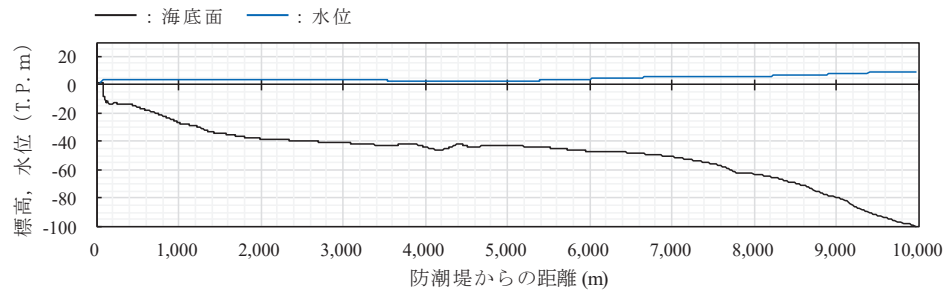


図 1-4-2(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，36 分）

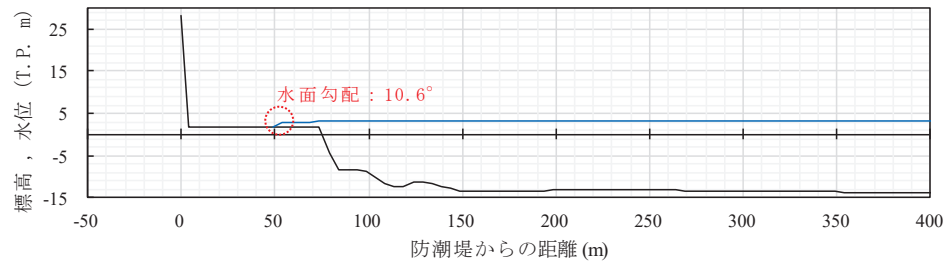


図 1-4-2(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，36 分 [0-200m 拡大]）

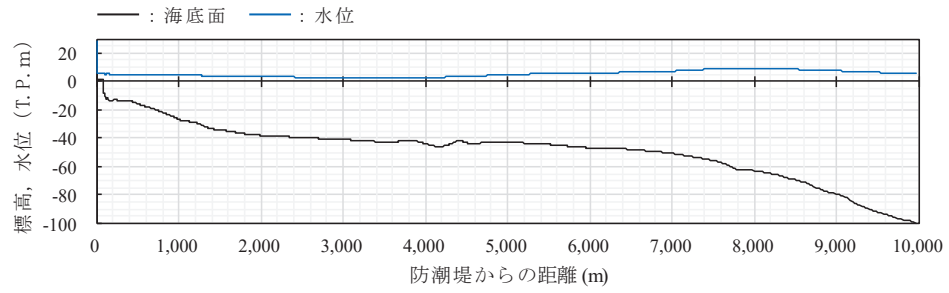


図 1-4-3(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，37分）

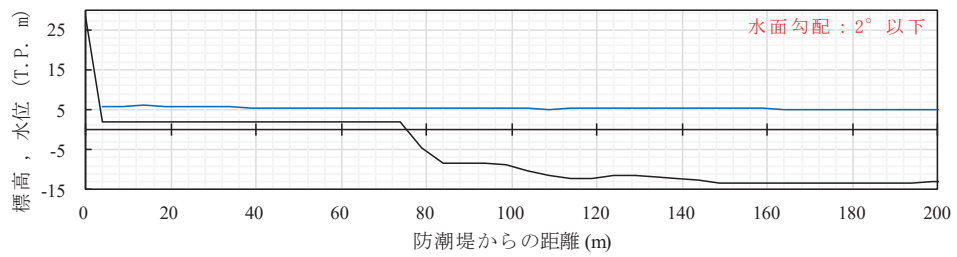


図 1-4-3(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，37分 [0-200m 拡大]）

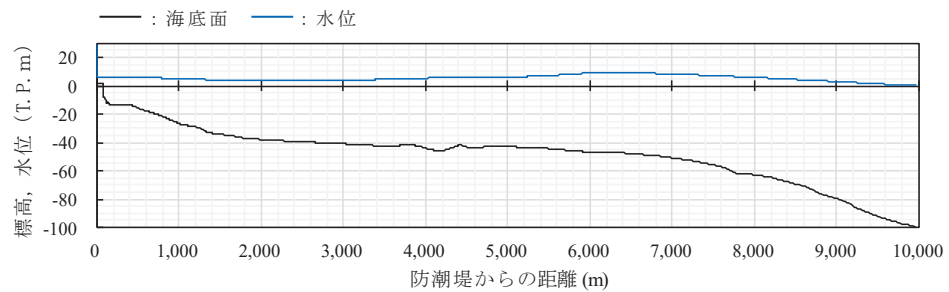


図 1-4-4 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，38分）



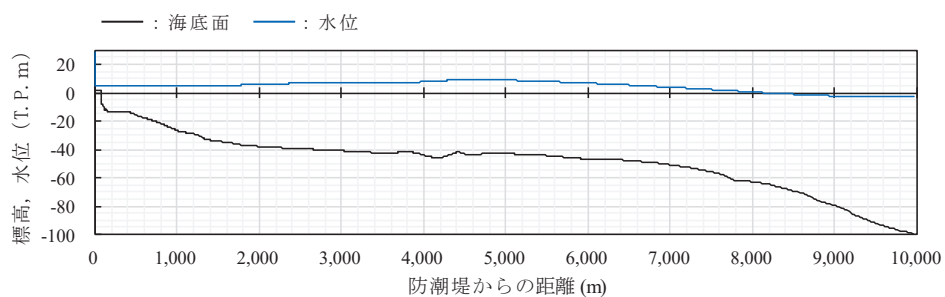


図 1-4-5 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，39 分）

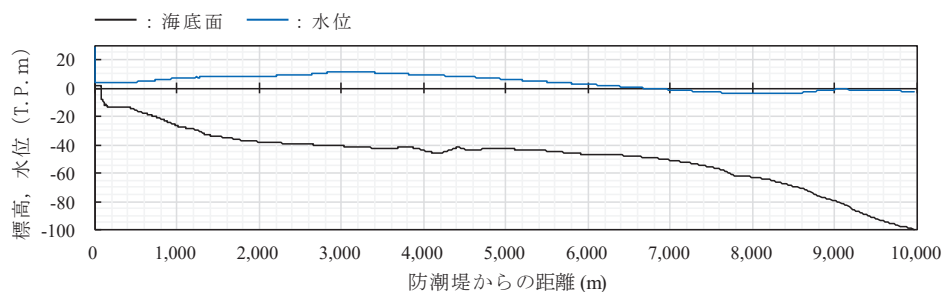


図 1-4-6 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，40 分）

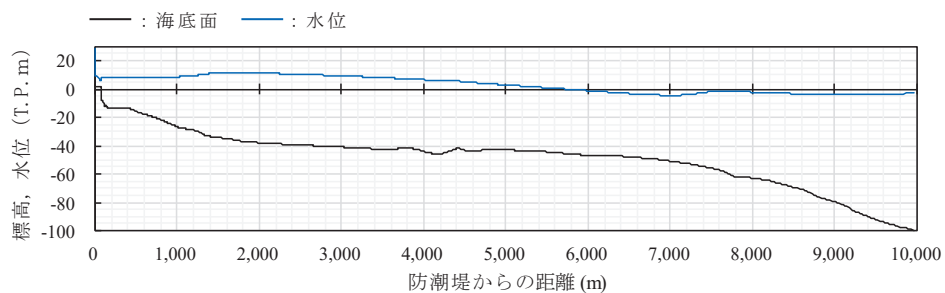


図 1-4-7(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，41 分）

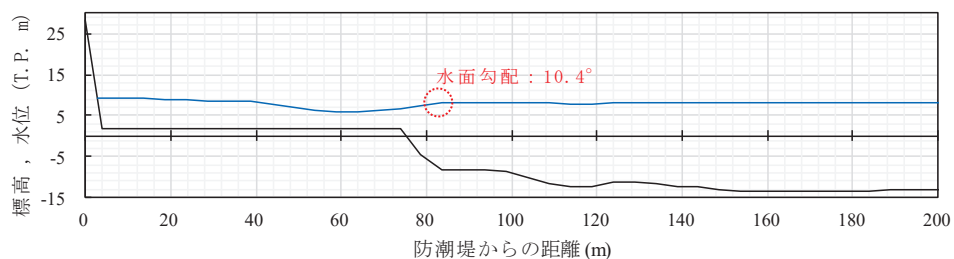


図 1-4-7(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，41 分 [0-200m 拡大]）

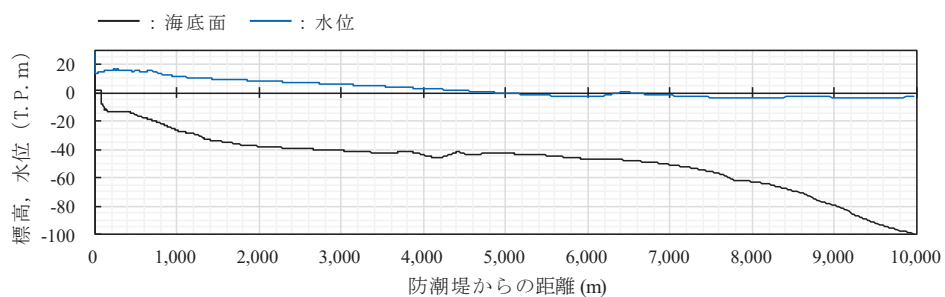


図 1-4-8 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，42 分）

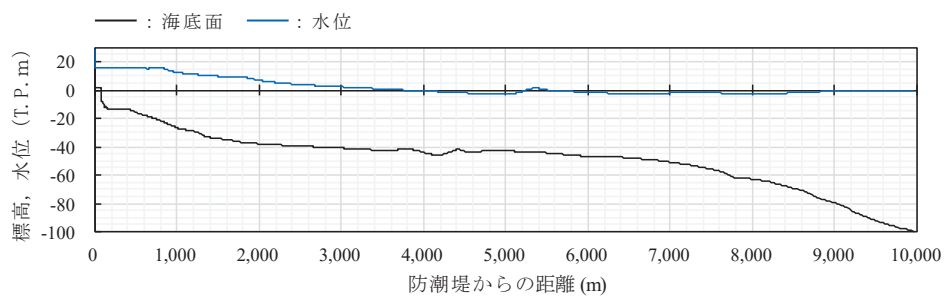


図 1-4-9 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，43 分）

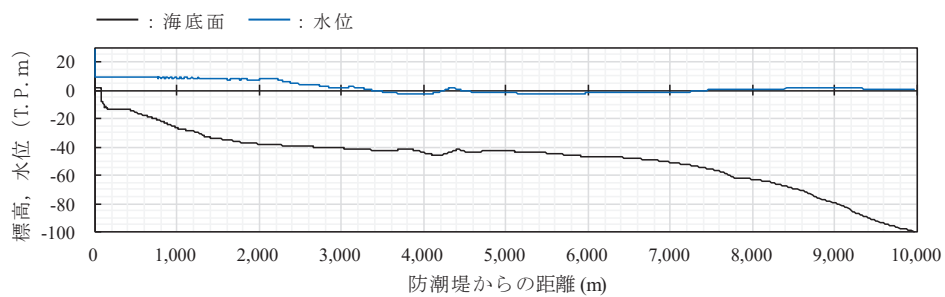


図 1-4-10 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，44 分）

## 朝倉式適用にあたっての設計用浸水深の考え方について

### 1. 概要

女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧は、通過波の浸水深に応じて波圧を算定する朝倉式を参照している。しかし、防潮堤を考慮しない形状を用いた通過波解析を実施しても、防潮堤海側にある敷地法面の影響により津波の堰上げが発生するため、通過波の浸水深を正確に確認することが難しい。そのため、設計用浸水深を入力津波水深（最大浸水深）の1/2と仮定している（図5.4.2.3-1）。

ここでは、設計用浸水深を入力津波水深（最大浸水深）の1/2と仮定して津波波圧を設定することの妥当性（保守性）確認を目的に、防潮堤及び敷地海側法面を考慮しない形状を用いた数値流体解析を実施し、それにより得られる浸水深（通過波相当の浸水深）と、入力津波水深（最大浸水深）の1/2水深との比較を行った。

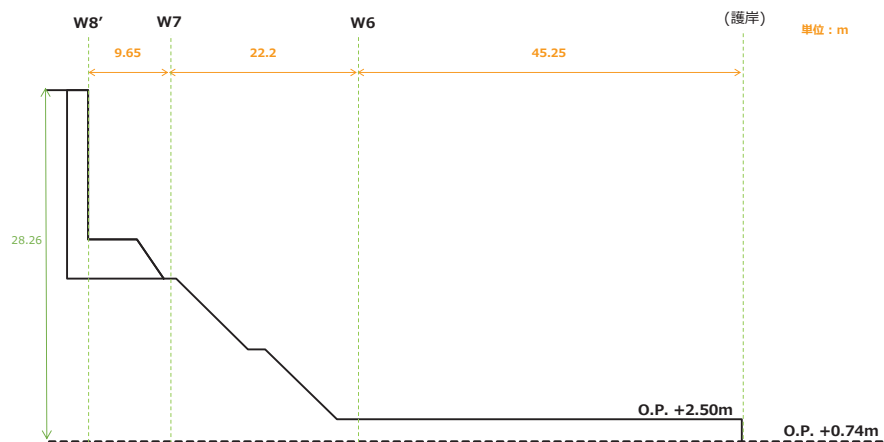
### 2. 検討結果

基準津波（水位上昇側）を対象に、防潮堤及び敷地海側法面を考慮しない形状を用いた数値流体解析を実施した。検討に用いた敷地形状、水位及び時刻歴波形の比較地点を図2-1に示す。

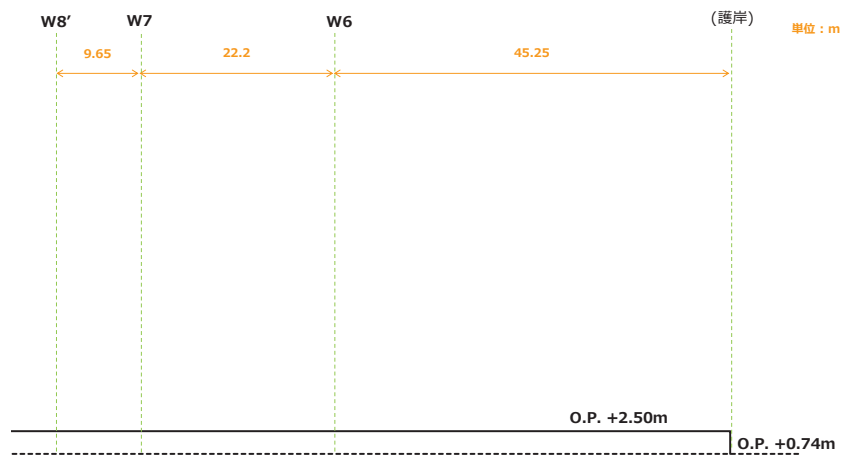
防潮堤及び敷地海側法面あり形状による最大浸水深の1/2水深と防潮堤及び敷地海側法面なし形状による最大浸水深（通過波相当の浸水深）の比較を表2-1に、各形状の時刻歴波形の比較を図2-2に示す。

検討の結果、防潮堤及び敷地海側法面あり形状による最大浸水深の1/2水深は、防潮堤及び敷地海側法面なし形状による最大浸水深（通過波相当の浸水深）を上回ることを確認した。

以上から、設計用浸水深を、通過波相当の浸水深よりも大きくなる入力津波水深（最大浸水深）の1/2と仮定することは、津波波圧算定において保守的な設定となっていることを確認した。



(ケース 1 : 防潮堤及び敷地海側法面あり)



(ケース 2 : 防潮堤及び敷地海側法面なし)

図 2-1 敷地形状, 水位及び時刻歴波形の比較地点

表 2-1 最大浸水深の比較

地点	ケース 1 : 防潮堤及び 敷地海側法面あり		ケース 2 : 防潮堤及び 敷地海側法面なし
	最大浸水深 (m) (解析値)	最大浸水深 の 1/2 水深 (m)	最大浸水深 (m) (通過波相当の浸水深)
W 6	19.34	9.67	7.37
W 7	19.29	9.65	7.09
W 8'	19.35	9.68	7.06

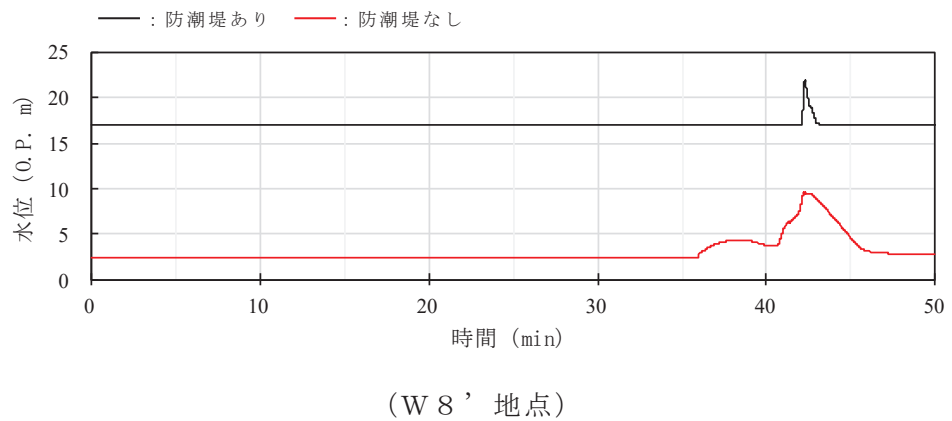
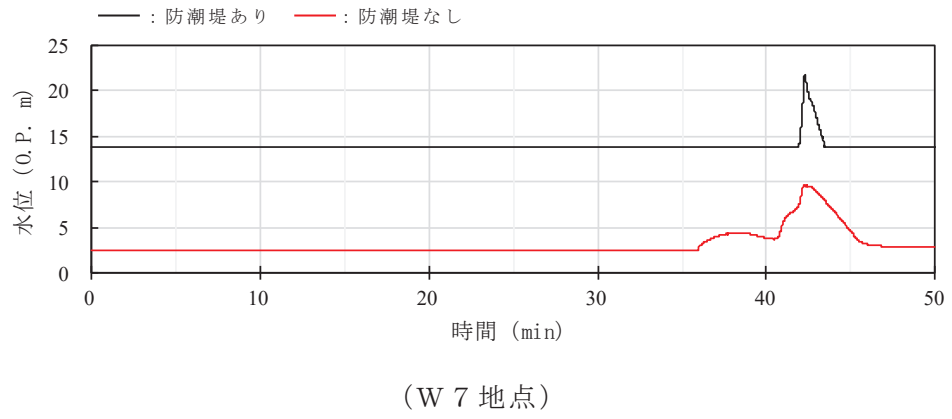
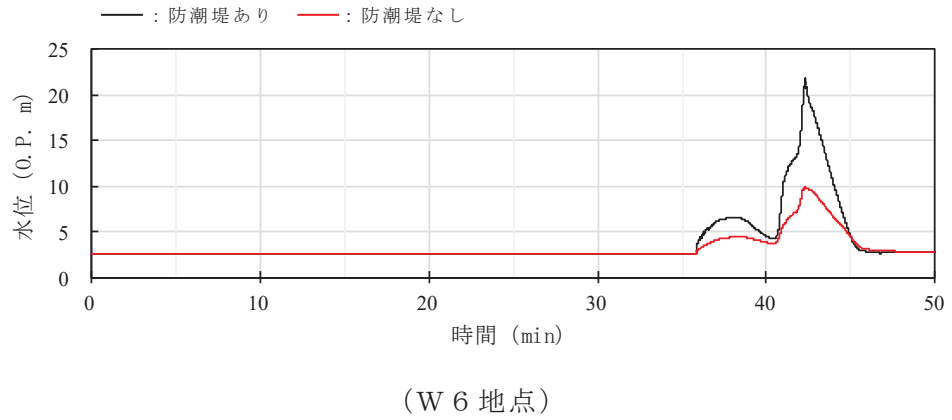


図 2-2 時刻歴波形の比較

## 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

耐津波設計として、施設・設備の設計においては海水密度として $1.03\text{t/m}^3$ を用いているが、敷地前面海域の海岸線付近は岩礁域になっており、沿岸部は岩、礫及び砂が堆積していることを踏まえ、津波が敷地前面の海底土砂を巻き上げて襲来する可能性を考慮し、保守的に浮遊砂体積濃度が上限値(1%)のときの、浮遊砂が混じった海水の密度による津波波圧への影響について確認する。

### 2. 浮遊砂濃度を考慮した場合の海水密度の算定

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

設置変更許可申請書 審査資料添付資料六まとめ資料「資料 1-5-2 女川原子力発電所における津波評価について 9. 基準津波による安全性評価」では、論文整理に基づく浮遊砂体積濃度上限値に関する評価を実施している。高橋ほか(1999)の検証事例を表 3-1 に示す。検証結果から、浮遊砂体積濃度の上限値 5%は過大評価であり、浮遊砂体積濃度の上限値は 1%が妥当な設定値であると考え、砂移動評価を行っている。

また、FEMA(2012)の静水圧等の算定にあたっては、浮遊砂体積濃度を 5%と仮定した時の海水密度として、 $1.1\text{g/cm}^3$  を計算事例に用いているが、女川原子力発電所の浮遊砂体積濃度とは異なる仮定の下での設定となっている。

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

表 3-1 高橋ほか（1999）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)	玉田ほか (2009)	0.001～ 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)	藤田ほか (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)	近藤ほか (2012)	0.08mm	10m	1%	・土砂移動の全体的な傾向は良く一致 ・防波堤堤頭部の最大洗掘深や断面地形も定量的に概ね良く一致
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),  $\alpha = 0.01$ )

表 3-2 海水密度の算定結果

	密度 (g/cm <sup>3</sup> )
海水	1.03
砂	2.716
海水 + 砂 1%	1.05

### 3. 津波波圧への影響検討

#### (1) 海水密度 1.05g/cm<sup>3</sup> を考慮した場合の数値流体解析による検討

基準津波（水位上昇側）を対象に数値流体解析を実施し、海水密度 1.05g/cm<sup>3</sup> を考慮した場合の津波波圧の確認を行った。海水密度の上昇を考慮した場合の最大波圧分布を図 3-1 に、海水密度の上昇を考慮した場合の水深係数確認結果を表 3-3 に示す。

海水密度 1.05g/cm<sup>3</sup> とした場合の最大波圧分布は、海水密度 1.03g/cm<sup>3</sup> の最大波圧分布と有意な差は無く、水深係数として整理した場合の増分も 1%以下となっている。

以上から、女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧の水深係数 3 に対して十分な余裕があるため、海水に浮遊砂が混入した場合の影響を考慮しても、津波波圧の設定方法として保守的であることを確認した。

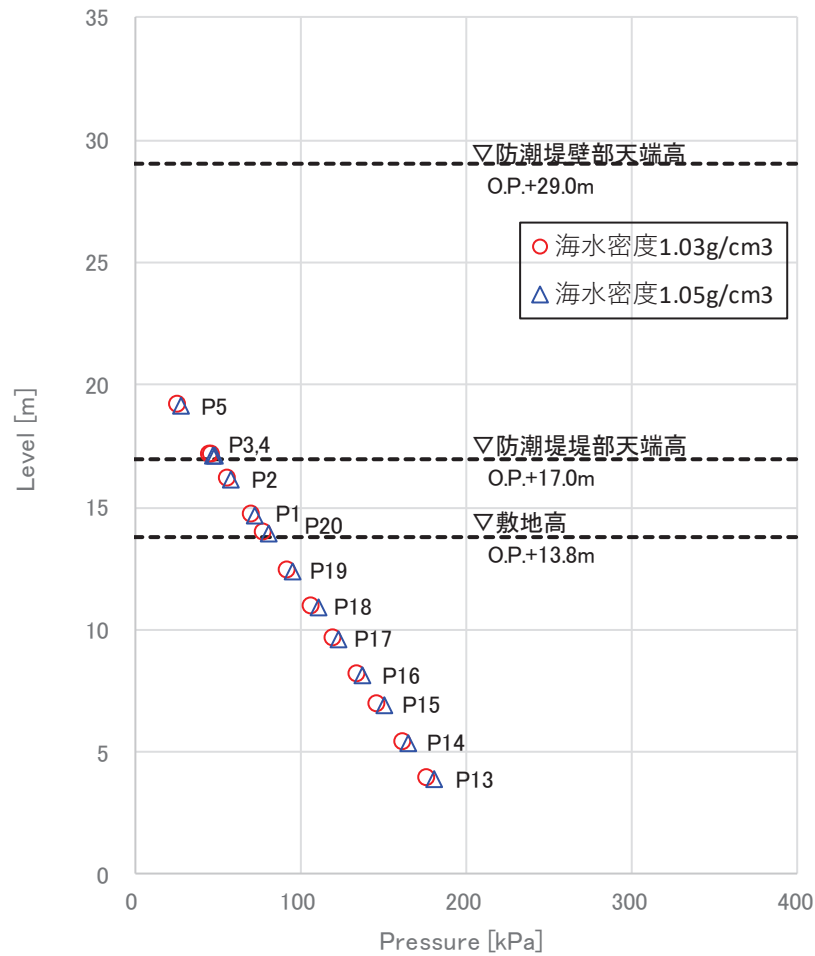


図 3-1 海水密度の上昇を考慮した場合の最大波圧分布

表 3-3 海水密度の上昇を考慮した場合の水深係数確認結果

検討ケース (検討方法)	水深係数 (海水密度 1.03g/cm <sup>3</sup> )	水深係数 (海水密度 1.05g/cm <sup>3</sup> )
基準津波 (水位上昇側) (数値流体解析)	2.19	2.20

(2) 海水密度 1.03g/cm<sup>3</sup> を考慮した検討結果に対する余裕の考察

海水密度 1.03g/cm<sup>3</sup> を考慮して数値流体解析及び水理模型実験を行い、水深係数として整理した結果は、「表 5.4.2.2-7 水深係数一覧 (水理模型実験)」及び「図 5.4.2.2-33 既往の津波波圧算定式との比較 (無次元最大津波波圧分布)」に示している。

津波の波形特性の不確かさを考慮して検討した水理模型実験による水深係数は、数値流体解析による水深係数よりも大きくなる結果が得られており、実験の平均値で整理した場合の水深係数が 2.28、実験の最大値を考慮した場合の水深係数が 2.85 となってい



る。また、いずれのケースにおいても、設計で考慮する津波波圧の水深係数3（朝倉式を適用）に対して15%以上の余裕がある。

朝倉式においては、海水密度と津波波圧は比例関係で定義されているため、海水密度が $1.03\text{g/cm}^3$ から $1.05\text{g/cm}^3$ に上昇しても津波波圧の増分は2%程度となる。また、保守的に海水密度が $1.03\text{g/cm}^3$ から $1.1\text{g/cm}^3$ に上昇することを仮定しても津波波圧の増分は7%程度となる。したがって、水深係数に15%以上の余裕を考慮して設定している津波波圧の設定方法は、海水に浮遊砂が混入した場合の影響を考慮しても、保守的であることを確認した。

#### 4. まとめ

以上より、津波による海底土砂の巻き上げに伴う浮遊砂濃度の影響を考慮した場合においても、女川原子力発電所の防潮堤の設計で考慮する津波波圧の設定方法には十分な余裕があり、保守的であることを確認した。

## 取放水路流路縮小工の設計に用いる推力の保守性について

## 1. 概要

取放水路流路縮小工の設計に用いる津波波圧のうち流水圧（流路縮小工全面に作用する流体力）及び推力（貫通部の流水の摩擦により生じる推力）の算定に用いる流速は、貝付着の有無の不確かさを考慮した管路解析により得られる最大流速に余裕を考慮して設定している。各取放水路流路縮小工貫通部の最大流速及び設計に用いる流速の関係を表 4-1 に示す。

推力の算定に用いる粗度係数について、流路縮小工貫通部は局所的であるとともに、水路一般部に比べ流速も大きく、貝の付着が生じにくい状況にあることを踏まえ、コンクリートの粗度係数 ( $n=0.015 \text{ (m}^{-1/3}\text{s)}$ ) を用いている。

ここでは、上記流速及び粗度係数を用いて設計用の推力を算定することが保守的であるかを、取放水路流路縮小工貫通部に貝が付着した場合との比較から確認する。

表 4-1 各取放水路流路縮小工貫通部の最大流速及び設計に用いる流速の関係

取放水路流路縮小工	貫通部の最大流速* <sup>1</sup>	設計に用いる流速* <sup>2</sup>
第 1 号機取水路	13.03 (m/s)	20.0 (m/s)
第 1 号機放水路	11.49 (m/s)	20.0 (m/s)

\* 1 : 詳細は、「補足-140-1 1.4 管路解析モデルについて（参考 3）津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備の設計に用いる流速について」に示す。

\* 2 : 詳細は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針 表 4.1-1」に示す。

2. 貝付着の有無（粗度係数，径深の違い）が流速に及ぼす影響について

管水路の平均流速は，次式に示すマニング式（水理公式集 [2018 年版]（土木学会））から，粗度係数，径深及び動水勾配より算定され，粗度係数が大きいほど，また，径深が小さいほど流速は遅くなる。

取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）を例に，貝付着の有無による粗度係数及び径深の比較を表 4-2 に示す。これから，貝が付着することにより，粗度係数が大きくなり，かつ径深が小さくなることから，貝付着なしの場合よりも流速が小さくなり，貝付着なしの流速が保守的設定となっていることを確認した。

（マニング式）

$$v = 1 / n * R^{2/3} * I^{1/2}$$

ここで， $v$ ：貫通部内流速（m/s）

$n$ ：粗度係数（ $m^{-1/3}s$ ）

$R$ ：径深 =  $(D/4)$ （m）

$D$ ：貫通部内径（m）

$I$ ：動水勾配

表 4-2 貝付着の有無による粗度係数，径深の比較  
（取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路））

	貝付着なし	貝付着あり	備考
粗度係数	0.015 ( $m^{-1/3}s$ )	0.018 ( $m^{-1/3}s$ )	
貫通部内径	1.0 (m)	0.8 (m)	貝の付着代：10 cm
径深	0.25 (m)	0.20 (m)	D/4

### 3. 設計に用いる推力の保守性について

#### (1) 推力の算定について

取放水路流路縮小工の設計に用いる推力は、「水門鉄管技術基準（水圧鉄管・鉄鋼構造物編）平成 29 年版（（社）水門鉄管協会）」を参照し、次式により算定する。また、同式に用いる流水の摩擦抵抗係数については、「水理公式集 [2018 年版]（土木学会）」を参照する。

（推力の算定式）

$$P = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} L$$

ここで、P：流水の摩擦による推力（kN）

L：貫通部長さ＝取水路 3.5（m），放水路 5.0（m）

f：流水の摩擦抵抗係数＝ $8 g n^2 / (D/4)^{1/3}$ （tf/m<sup>3</sup>）

g：重力加速度＝9.80665（m/s<sup>2</sup>）

n：粗度係数（m<sup>-1/3</sup>s）

D：貫通部内径（m）

Q：流量＝v × A（m<sup>3</sup>/s）

v：貫通部内流速（m/s）

A：貫通部内断面積（m<sup>2</sup>）

#### (2) 設計に用いる推力の保守性について

取放水路流路縮小工の設計に用いる推力は、貝付着なしの条件で得られる最大流速に余裕を考慮した流速（表 4-1）及びコンクリートの粗度係数（n=0.015（m<sup>-1/3</sup>s））を用いて算定する。

上記により算定する推力が保守的であるかを確認するため、貝付着ありの粗度係数（n=0.018（m<sup>-1/3</sup>s））を用いた場合の推力を算定し、比較する。なお、流速については、安全側に貝付着なしの条件で得られる流速を用いる（表 4-1）。

貝付着ありの場合の推力と設計に用いる推力の比較を表 4-3 に示す。これから、設計に用いる推力は粗度係数の不確かさを考慮しても保守的設定となっていることを確認した。

表 4-3 (1) 貝付着ありの場合と設計に用いる推力の比較

(取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路))

	貝付着あり*	設計値	(参考) 貝付着なし
粗度係数	0.018 ( $m^{-1/3}s$ )	0.015 ( $m^{-1/3}s$ )	0.015 ( $m^{-1/3}s$ )
貫通部内径	0.8 (m)	1.0 (m)	1.0 (m)
流速	13.03 (m/s)	20.0 (m/s)	13.03 (m/s)
推力	8.2 (kN)	16.0 (kN)	6.6 (kN)

\* : 貝の付着代 10 cm

表 4-3 (2) 貝付着ありの場合と設計に用いる推力の比較

(取放水路流路縮小工 (第 1 号機放水路))

	貝付着あり*	設計値	(参考) 貝付着なし
粗度係数	0.018 ( $m^{-1/3}s$ )	0.015 ( $m^{-1/3}s$ )	0.015 ( $m^{-1/3}s$ )
貫通部内径	0.3 (m)	0.5 (m)	0.5 (m)
流速	11.49 (m/s)	20.0 (m/s)	11.49 (m/s)
推力	4.7 (kN)	14.4 (kN)	4.6 (kN)

\* : 貝の付着代 10 cm

## 5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価

### 5.5.1 概要

非常用取水設備内に貯留される水量（以下「貯留量」という。）に対して、スロッシングによる溢水量が貯留量へ与える影響を評価する。具体的には、余震（弾性設計用地震動  $S_d - D2$ ）によるスロッシングによって発生する貯留堰からの溢水量を算定し、貯留量（ $4300\text{m}^3$ ）から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が入力津波による引き波の継続時間（海水面が貯留堰天端高さ（O.P.  $-6.3\text{m}$ ）を下回る時間約 4 分）に対して十分に余裕があることを確認する（検討項目 1）。また、非常用海水ポンプ\*位置での水位の時刻歴を確認し、非常用海水ポンプの取水可能水位を下回っていないことを確認する（検討項目 2）。

解析範囲について、非常用取水設備は取水口から海水ポンプ室に至る全長約 240m の RC 構造物であり、取水口から約 90m の地点で  $90^\circ$  の曲がりをもつことから、スロッシングの挙動は曲がり部前後で異なるものと考えられる。また、スロッシングによる貯留水の水位変動は水路長が長いほど小さくなることを踏まえ、安全側の評価の観点から、検討項目 1（貯留量が確保されることの確認）の解析範囲は取水口から曲がり部までの区間のうち取水口側の延長約 40m 範囲とし、検討項目 2（非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認）の解析範囲は曲がり部から海水ポンプ室までの区間のうち海水ポンプ室側の延長約 60m 範囲とする。なお、解析範囲を実形状よりも短く設定することにより、安全側の評価になることの確認結果の詳細は、「(参考 1) 解析範囲の妥当性について」に示す。

非常用取水設備の平面図及び断面図を図 5.5-1 に、各検討項目の解析範囲を図 5.5-2 に示す。また、引き波の継続時間約 4 分の考え方を図 5.5-3 に示す。

\*：原子炉補機冷却系海水ポンプ：4 台，高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ：1 台  
非常用海水ポンプの詳細位置及び取水量を図 5.5-4 に示す。貯留量（ $4300\text{m}^3$ ）の詳細は、「1.7 非常用取水設備内に貯留される水量の算定について」に示す。

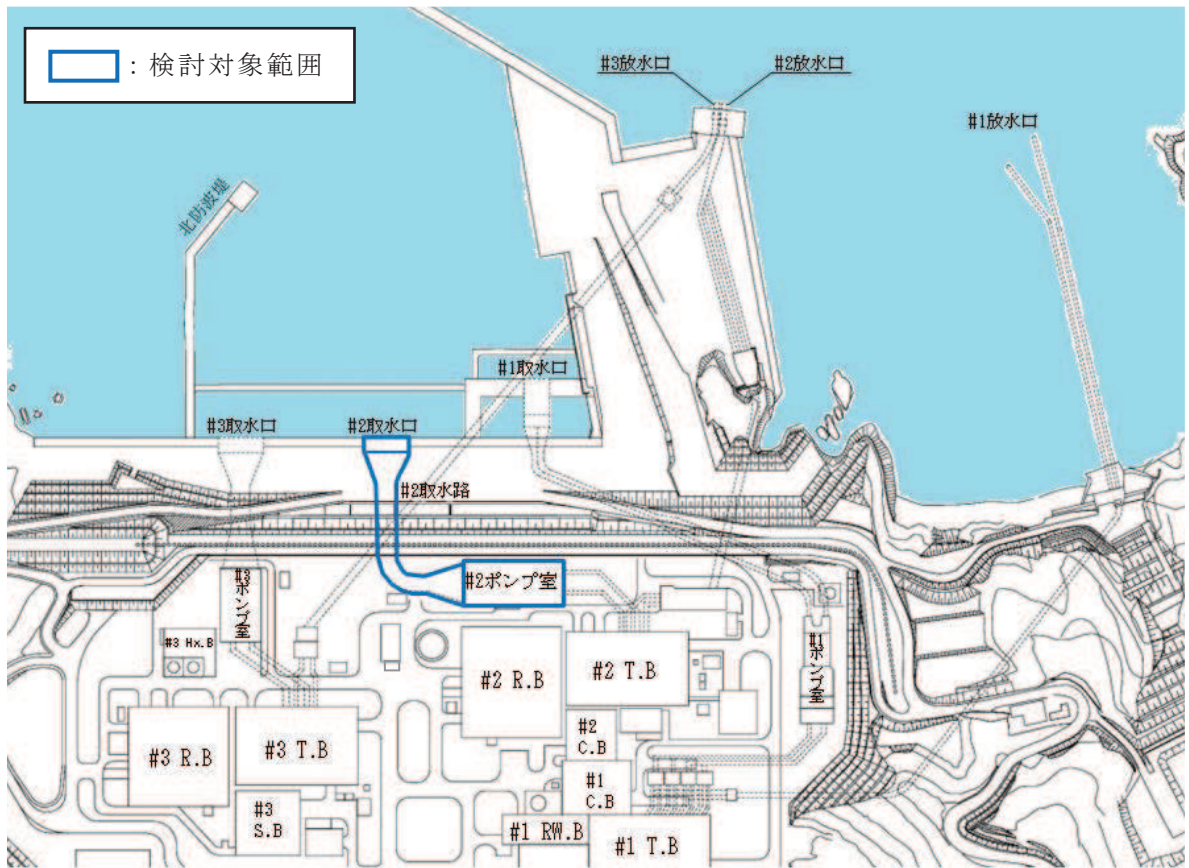


図 5.5-1 (1) 非常用取水設備 (平面図)



図 5.5-1 (2) 非常用取水設備 (断面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

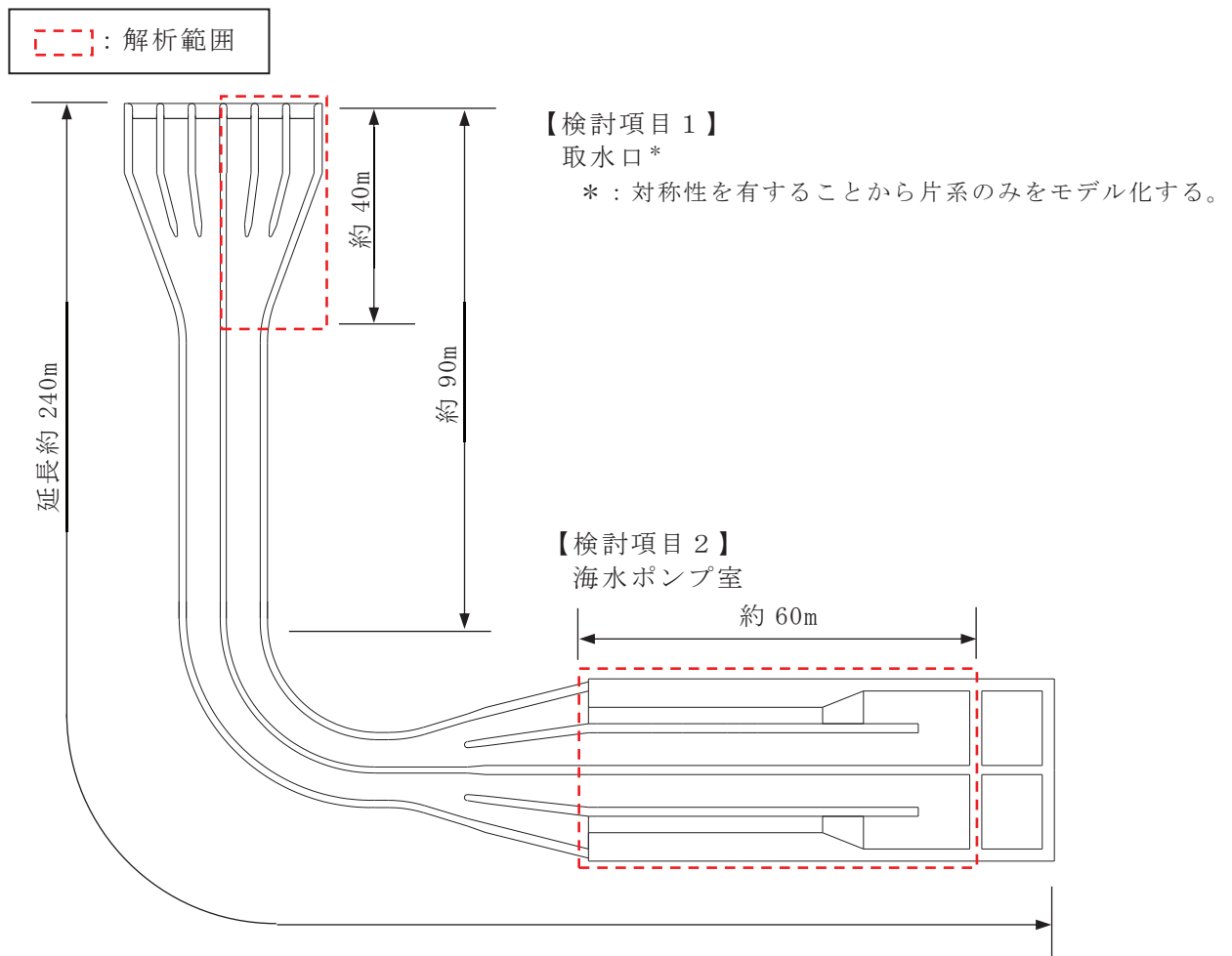


図 5.5-2 各検討項目の解析範囲

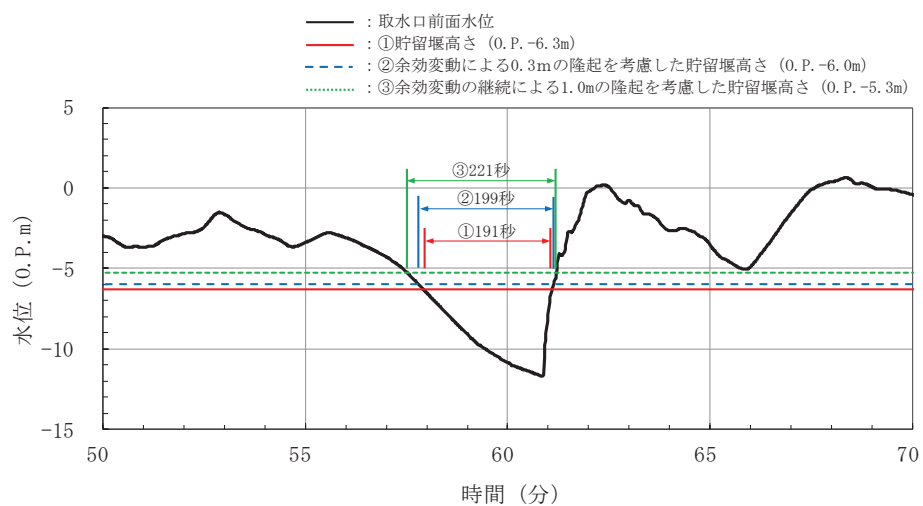
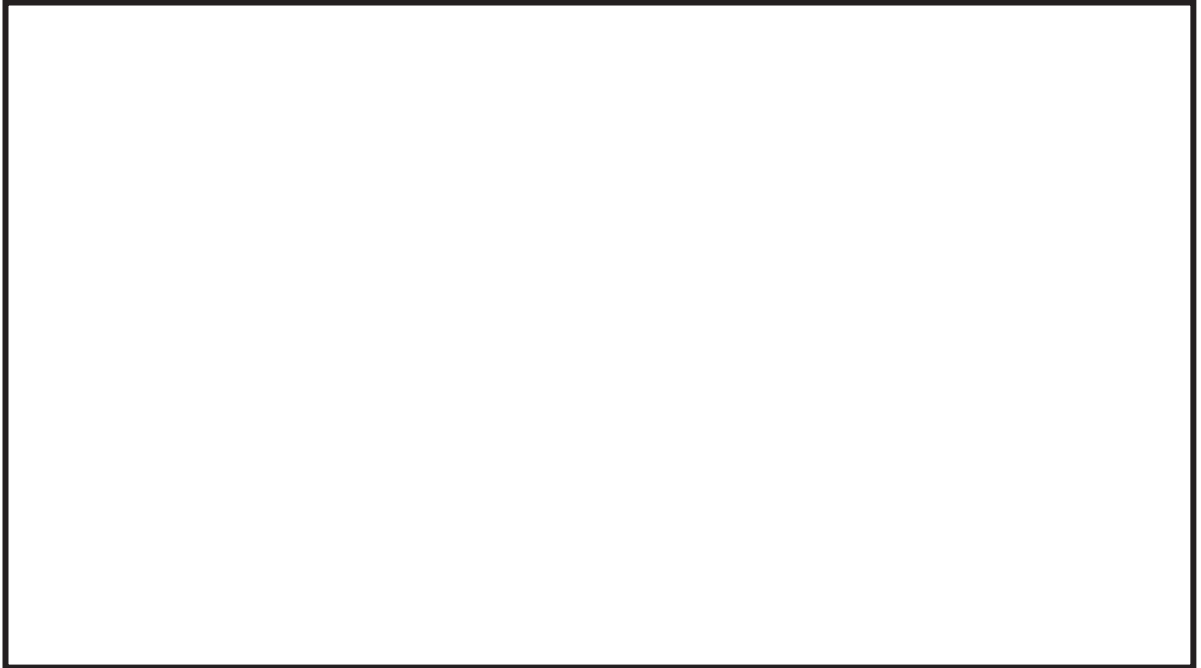


図 5.5-3 引き波の継続時間約 4 分の考え方





非常用海水ポンプ	台数	取水量 (m <sup>3</sup> /h)	
		1台あたり	合計
原子炉補機冷却海水ポンプ	4	1900	7600
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	1	250	250
合計			7850

図 5.5-4 非常用海水ポンプの詳細位置及び取水量

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 5.5.2 検討方針

### (1) 検討項目 1 (貯留量が確保されることの確認)

入力津波による引き波により、海水面が貯留堰天端高さ (O.P. -6.3m) を下回る時間 (約 4 分) において、余震 (S d - D 2) を考慮したスロッシング解析により溢水量を算出し、貯留量 (4300m<sup>3</sup>) から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が入力津波による引き波の継続時間 (約 4 分) に対して十分に余裕があることを確認する。

溢水量の算定においては、スロッシングによる溢水量を保守的に算出するため、スロッシング解析時間は引き波により貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る継続時間 (約 4 分) よりも長い 5 分間 (300 秒間) とする。

### (2) 検討項目 2 (非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認)

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の水位時刻歴波形を算出し、余震継続時間内における非常用海水ポンプ位置の水位が取水可能水位 (O.P. -8.95m) を下回っていないことを確認する。スロッシング解析時間は、検討項目 1 と同様に 5 分間とする。

スロッシング検討フローを図 5.5-5 に示す。

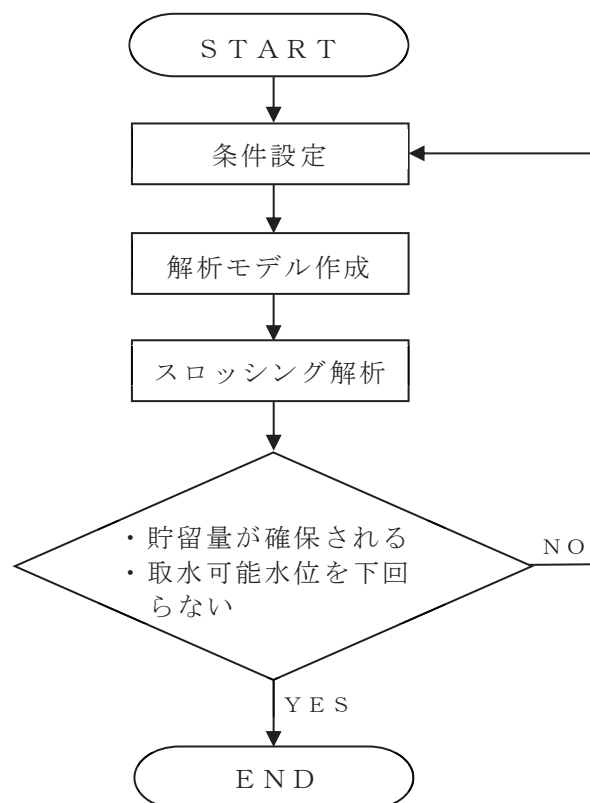


図 5.5-5 スロッシング検討フロー

### 5.5.3 入力地震動

#### (1) 地震動の引き戻し及び引き上げ手法

入力地震動は、「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

スロッシング解析に用いる入力地震動は解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D2$  を基に、検討対象構造物の地盤条件を適切に考慮したうえで、1次元波動論によりスロッシング解析モデル底面位置（構造物底版上面）で評価したものをを用いる。入力地震動の概念図を図 5.5-6 に示す。

解放基盤表面から地震応答解析モデル底面位置までの地震動の引き戻し及び引き上げ解析は、1次元地震応答解析（ArkQuake Ver 3.10.01）により行うものとする。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

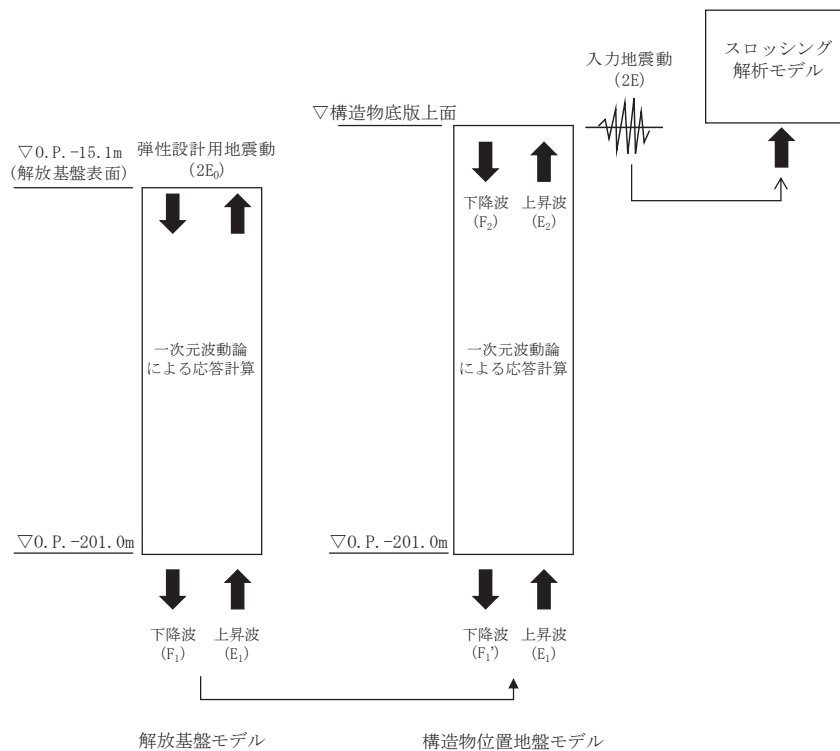


図 5.5-6 入力地震動の概念図

#### (2) 地震動の引き上げ位置

地震動の引き上げ位置について、検討項目 1（貯留量が確保されることの確認）については、取水口の解析モデルの下端（0. P. -7.5m），検討項目 2（非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認）については、海水ポンプ室の解析モデルの下端（0. P. -12.4m）まで引き上げた地震動を使用する。地震動の引き上げに用いる地層構成の選定に用いた地質断面図を図 5.5-7 に、地震応答解析モデル図を図 5.5-8 に示す。

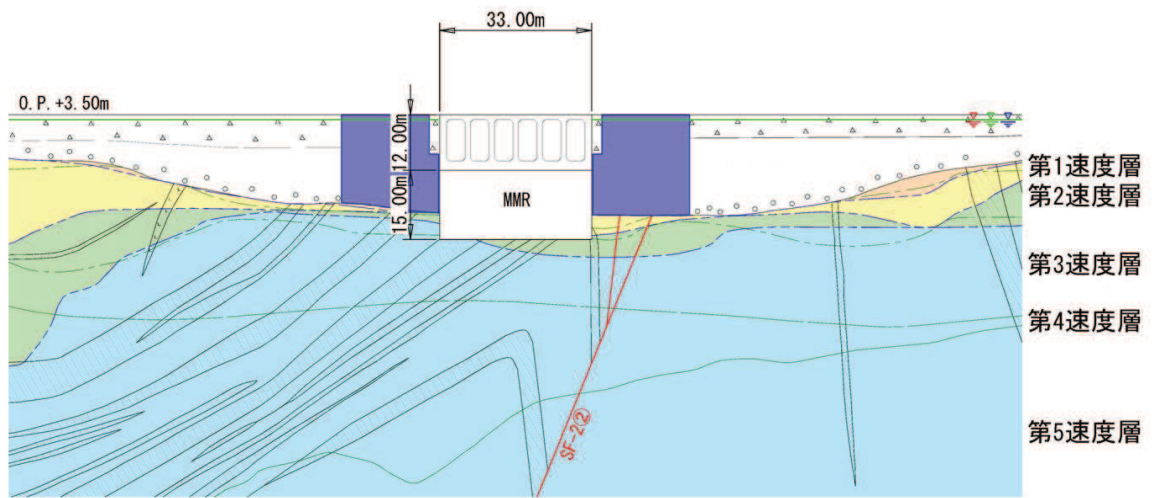


図 5.5-7(1) 地質断面図 (取水口)

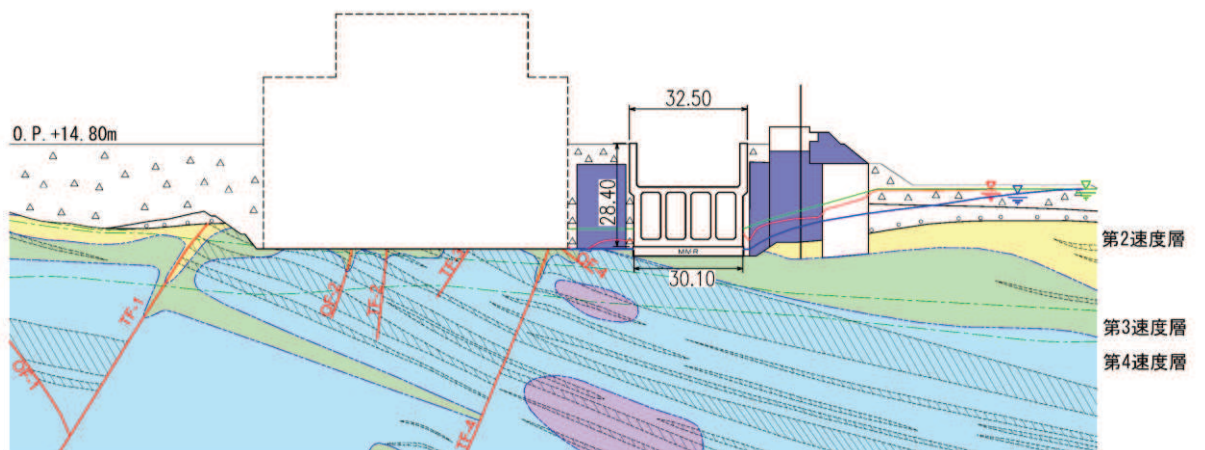
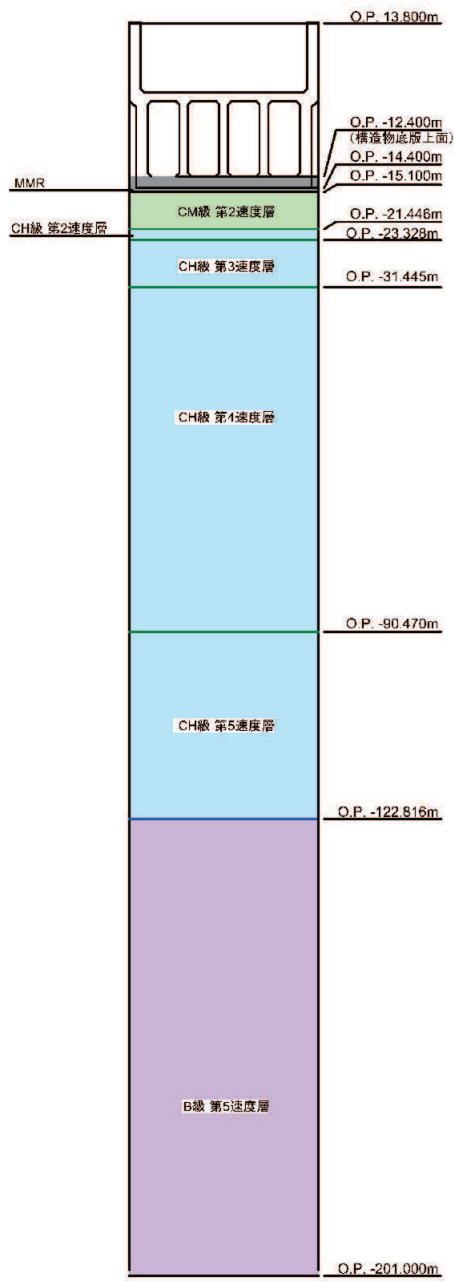
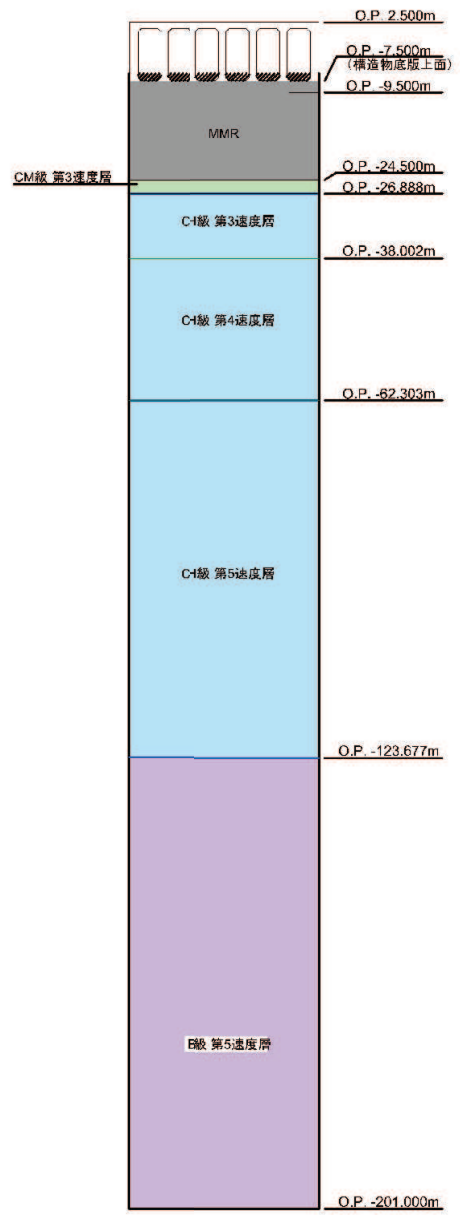


図 5.5-7(2) 地質断面図 (海水ポンプ室)



取水口



海水ポンプ室

図 5.5-8 地震応答解析モデル図

(3) 地盤物性値

地盤の物性値は、「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

(4) 地震動の選定

a. 地震動の選定概要

スロッシング解析に用いる地震動の選定は、S d - D 2 に対して地盤物性のばらつきを考慮したものとする。また、スロッシング波高は入力する地震動の速度応答スペクトルと比例する\*。このため、スロッシング解析モデル下端（取水口：O.P. -7.5m, 海水ポンプ室：O.P. -12.4m）における速度応答スペクトルを比較し、貯留水面の固有周期を考慮した地震動の選定を行う。

\*：容器構造設計指針・同解説（日本建築学会）

b. 地震動の選定に用いる地盤物性

地震動の選定において考慮する地盤物性は表 5.5-1 に示す 3 ケースとする。

ばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

表 5.5-1 地震動の選定において考慮する地盤物性検討ケース

解析ケース	地盤物性
	$C_M$ 級岩盤, $C_H$ 級岩盤, $B$ 級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値
ケース②	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	平均値 - 1 $\sigma$

c. 貯留水面の1次固有周期の算出

取水口及び海水ポンプ室の形状，加振方向を考慮して，貯留水面の1次固有周期を算出する。算出には以下の式\*を用いる。検討に用いた各ケースの形状の考え方を図5.5-9に，1次固有周期算定結果を表5.5-2に示す。

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$\omega^2 = \sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{g}{l} \cdot \tanh\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{h}{l}\right)$$

ここに，

$T_s$ ：1次固有周期 (s)

$\omega$ ：1次固有円振動数 (1/s)

$g$ ：重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$l$ ：各設備の幅の半分 (m)

$h$ ：水深 (m)

\* 容器構造設計指針・同解説 (日本建築学会)

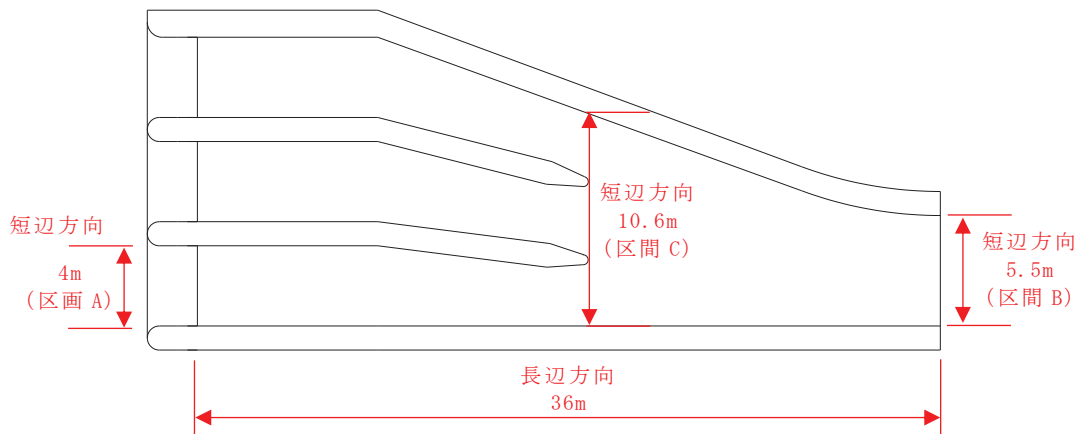


図 5.5-9 (1) 1次固有周期の算出にあたっての取水口形状の考え方

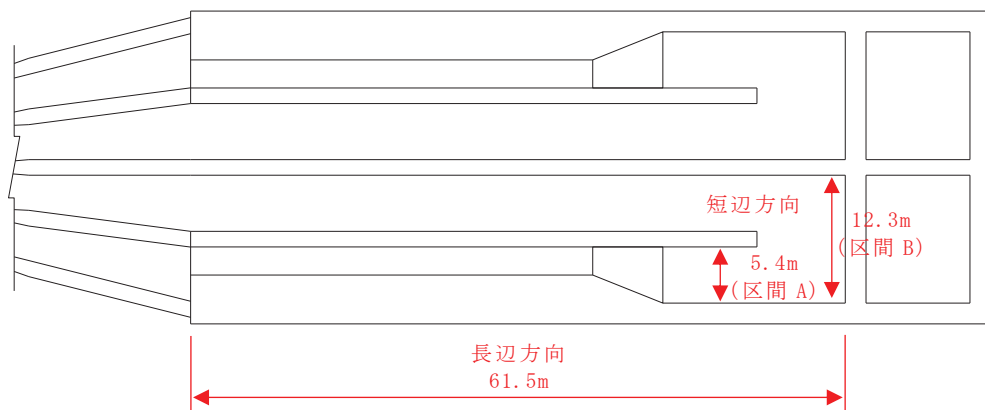


図 5.5-9 (2) 1次固有周期の算出にあたっての海水ポンプ室形状の考え方



表 5.5-2 (1) 取水口の 1 次固有周期算定結果

項目	記号	単位	長辺方向	短辺方向		
				区間A	区間B	区間C
設備の幅	2l	m	36	4	5.5	10.6
設備の幅の半分	l	m	18	2	2.75	5.3
貯留堰天端	—	O. P. (m)	-6.3	-6.3	-6.3	-6.3
底盤	—	O. P. (m)	-7.5	-7.5	-7.5	-7.5
水深	h	m	1.2	1.2	1.2	1.2
重力加速度	g	m/s <sup>2</sup>	9.80665	9.80665	9.80665	9.80665
固有円振動数の2乗	$\omega^2$	1/s <sup>2</sup>	0.0905	5.7308	3.3715	1.0048
固有円振動数	$\omega$	1/s	0.301	2.394	1.836	1.002
固有周期	Ts	s	20.89	2.62	3.42	6.27

表 5.5-2 (2) 海水ポンプ室の 1 次固有周期算定結果

項目	記号	単位	長辺方向	短辺方向	
				区間A	区間B
設備の幅	2l	m	61.5	5.4	12.3
設備の幅の半分	l	m	30.75	2.7	6.15
貯留堰天端	—	O. P. (m)	-6.3	-6.3	-6.3
底盤	—	O. P. (m)	-12.4	-12.4	-12.4
水深	h	m	6.1	6.1	6.1
重力加速度	g	m/s <sup>2</sup>	9.80665	9.80665	9.80665
固有円振動数の2乗	$\omega^2$	1/s <sup>2</sup>	0.1532	5.7338	2.3114
固有円振動数	$\omega$	1/s	0.391	2.395	1.520
固有周期	Ts	s	16.05	2.62	4.13

d. 地震動の選定

取水口及び海水ポンプ室の解析モデル下端における速度応答スペクトル(水平方向)を図 5.5-10 に示す。

取水口、海水ポンプ室ともに、1次固有周期帯における地盤物性のばらつきによる有意な差はないことから、標準物性を用いたケース①の地震動をスロッシング解析に用いる入力地震動として選定する。

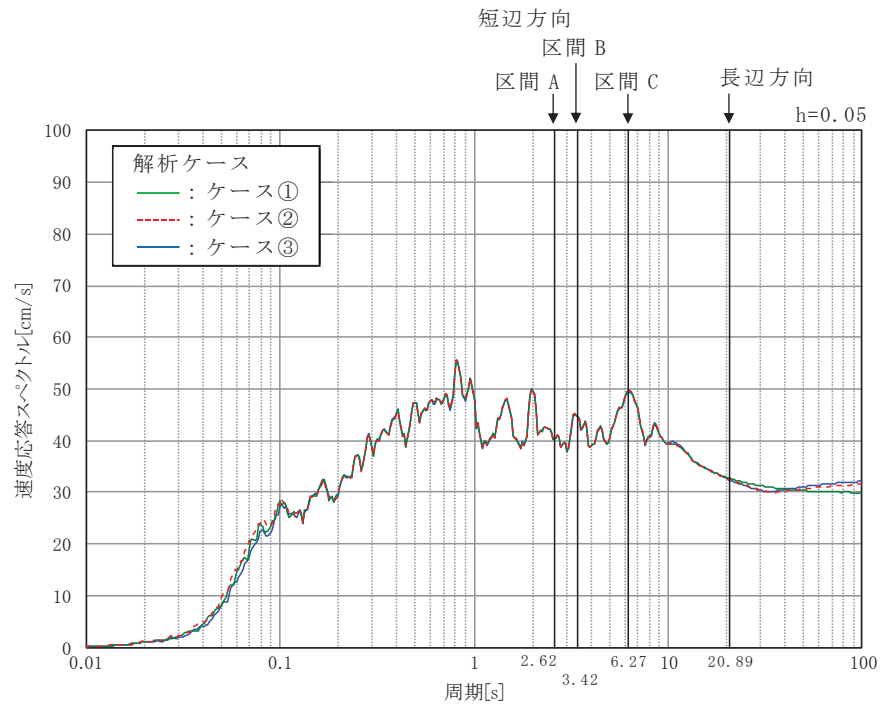


図 5.5-10 (1) 取水口の水速度応答スペクトル (水平方向)

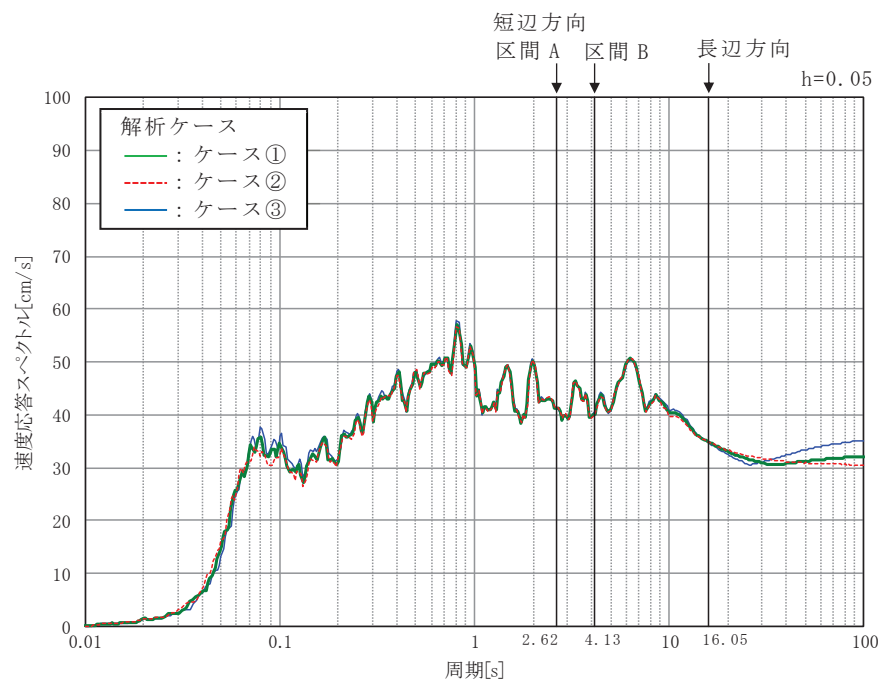
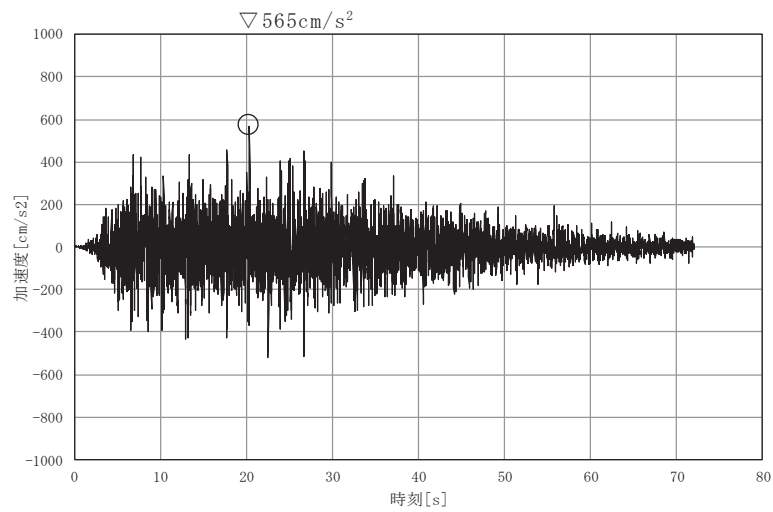


図 5.5-10 (2) 海水ポンプ室の水速度応答スペクトル (水平方向)

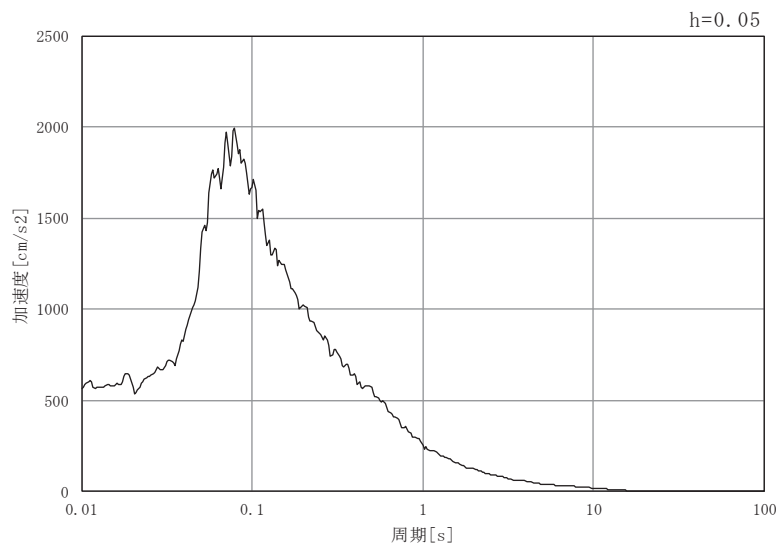
e. 入力地震動

取水口及び海水ポンプ室の解析モデル下端における S d - D 2 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を図 5.5-11 に示す。

S d - D 2 の水平成分は方向性を持たないため、取水口及び海水ポンプ室のそれぞれに対して縦断方向に加振した場合と横断方向に加振した場合の 2 ケースに対してスロッシング解析を実施する。

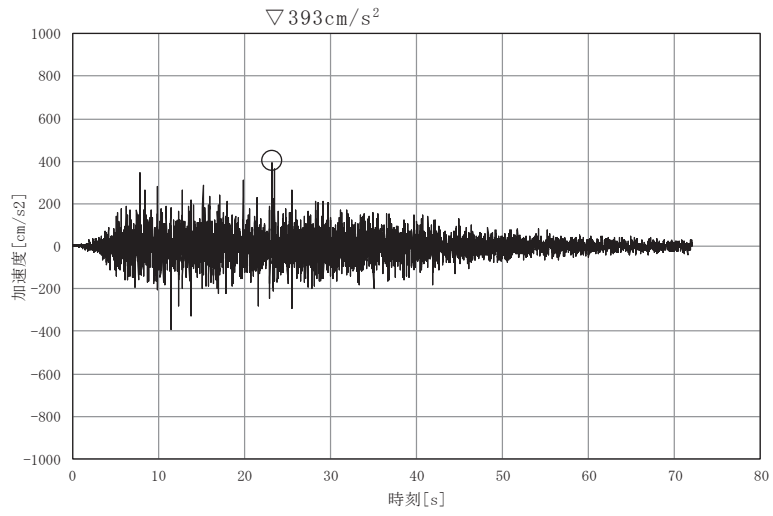


(a) 加速度時刻歴波形

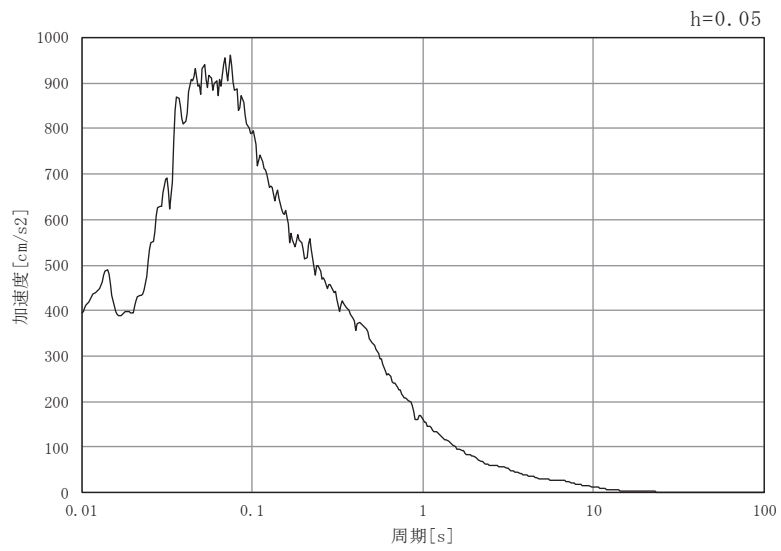


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.5-11 (1) 取水口における入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（水平方向）

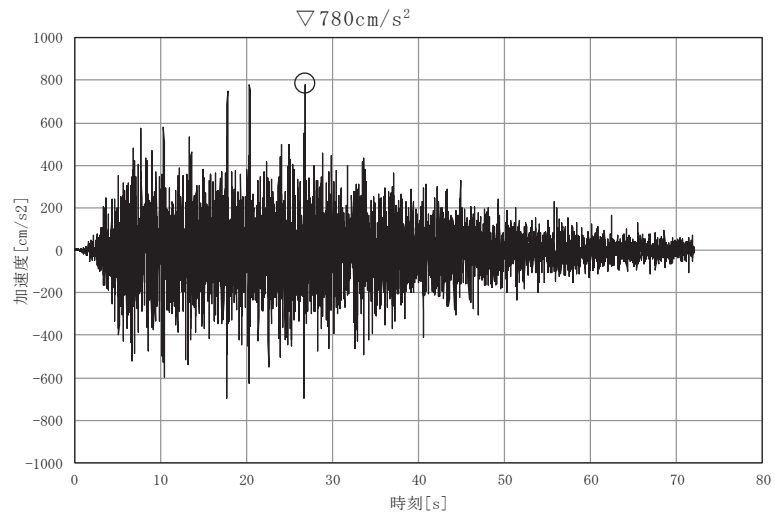


(a) 加速度時刻歴波形

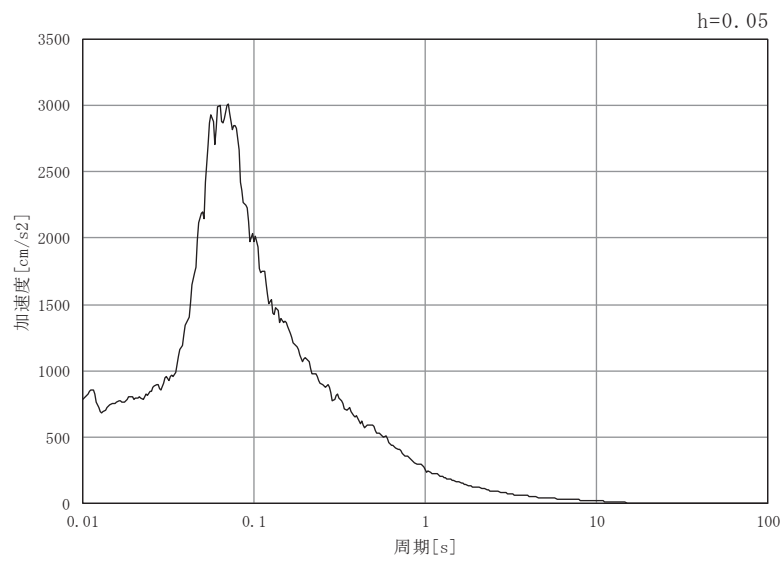


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.5-11 (2) 取水口における入力地震動の加速度時刻歴波形  
及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)

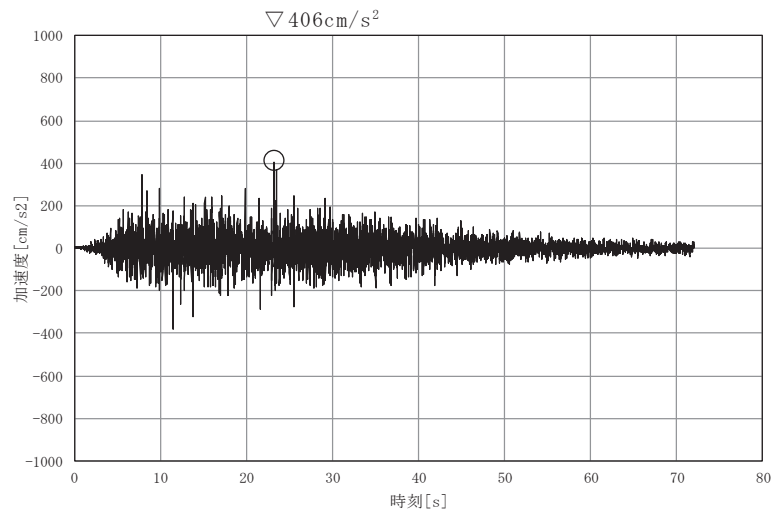


(a) 加速度時刻歴波形

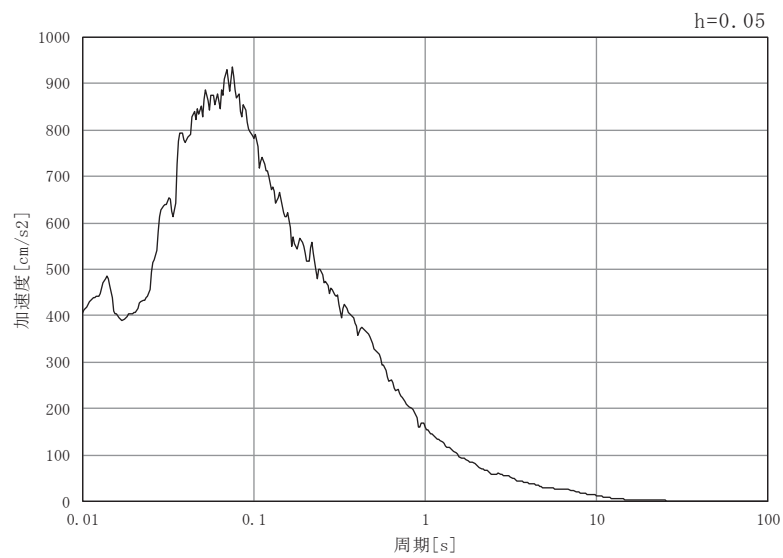


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.5-11 (3) 海水ポンプ室における入力地震動の加速度時刻歴波形  
及び加速度応答スペクトル (水平方向)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.5-11 (4) 海水ポンプ室における入力地震動の加速度時刻歴波形  
及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)

#### 5.5.4 検討条件の整理

##### (1) 初期水位

検討項目1（貯留量が確保されていることの確認）については、貯水位が高い場合に  
 溢水量が大きくなるため、初期水位は、貯留堰天端高である O.P. -6.3m とする。

検討項目2（非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認）については、  
 貯水位が低い場合に厳しい条件となるため、貯留堰天端高である O.P. -6.3m に加え、入  
 力津波による引き波が継続する間も非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位  
 低下量も考慮する。考慮する非常用海水ポンプによる取水時間は、入力津波による引き  
 波の継続時間約4分を保守的に考慮した5分間とし、初期水位を O.P. -6.6m とする。

非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位を以下に示す。また、解析に用い  
 る初期水位を表 5.5-3 に示す。

- ・非常用海水ポンプが取水する水量

$$\text{原子炉補機冷却海水ポンプ} : 1900\text{m}^3/\text{h} \times (5 \text{分} \div 60 \text{分}) \times 4 \text{台} = 634\text{m}^3$$

$$\text{高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ} : 250\text{m}^3/\text{h} \times (5 \text{分} \div 60 \text{分}) \times 1 \text{台} = 21\text{m}^3$$

- ・5分間の水位低下量

$$= (\text{非常用海水ポンプの取水量}) / \text{貯水面積}$$

$$= (634\text{m}^3 + 21\text{m}^3) / 3154\text{m}^2$$

$$= 0.208\text{m}$$

- ・5分間各海水ポンプによる取水が行われた場合の水位

$$= \text{貯留堰天端高} - 5 \text{分間の水位低下量}$$

$$= \text{O.P. -6.3m} - 0.208\text{m}$$

$$= \text{O.P. -6.508m} \rightarrow \underline{\text{O.P. -6.6m}}$$

表 5.5-3 初期水位

対象検討項目	初期水位	備考
検討項目1（貯留量が確保されることの確認）	O.P. -6.3 m	貯留堰天端高
検討項目2（取水可能水位を下回らないことの確認）	O.P. -6.6 m	5分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位

(2) 貯水量

検討に用いる貯水量と非常用海水ポンプの運転継続可能時間の関係を表 5.5-4 に示す。

表 5.5-4 貯水量と運転継続可能時間

貯水量	4300 m <sup>3</sup>
運転継続可能時間*	20 分

\*：運転継続可能時間の算定

常用海水ポンプのうちタービン補機冷却海水ポンプについて、同ポンプの取水可能水位は O.P. -2.98m であり、貯留堰高さ (O.P. -6.3m) よりも高いため、同ポンプの取水が貯水量に与える影響はない。

同じく常用海水ポンプである循環水ポンプについて、気象庁から発信される大津波警報や、海水ポンプ室水位低下警報をもとに運転員が手動で停止する手順となっているとともに、手動停止前に所定の設定値 (O.P. -5.95m) まで海水ポンプ室水位が低下した場合は、自動でポンプが停止するインターロック (S s 機能維持) となっている。したがって、貯留堰高さを下回る引き波が発生した場合は、手動停止操作又はトリップインターロック (S s 機能維持) 動作により貯留堰高さ (O.P. -6.3m) 到達前にポンプは停止しているが、遊転時間分 (トリップからポンプ停止までの時間：30 秒)、循環水ポンプ 2 台が定格流量で取水するものと仮定した上で、非常用海水ポンプの運転継続可能時間を算定した。

(a) 取水槽内に貯留される水量：4300m<sup>3</sup>・・・①

貯留堰高さ O.P. -6.3m から非常用海水ポンプの取水可能水位 O.P. -8.95m までの空間容量

(b) 循環水ポンプが停止するまでに取水する水量：1662 m<sup>3</sup>・・・②

$$99720\text{m}^3/\text{h} \times 30 \text{ 秒} \div (60 \text{ 分} \times 60 \text{ 秒}) \times 2 \text{ 台} = 1662\text{m}^3$$

(c) 原子炉補機冷却海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの取水に使用可能な水量：2638m<sup>3</sup>・・・③

$$\text{①} - \text{②} = 4300\text{m}^3 - 1662\text{m}^3 = 2638\text{m}^3$$

(d) 非常用海水ポンプの取水容量：7850m<sup>3</sup>/h (a+b)・・・④

a. 原子炉補機冷却海水ポンプ：1900m<sup>3</sup>/h × 4 台 = 7600m<sup>3</sup>/h

b. 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ：250m<sup>3</sup>/h × 1 台 = 250m<sup>3</sup>/h

(e) 非常用海水ポンプ運転可能時間：約 20 分

$$\text{③} \div \text{④} = 2638\text{m}^3 \div 7850\text{m}^3/\text{h} = 0.336\text{h} \Rightarrow 20.1 \text{ 分}$$



### 5.5.5 解析条件

スロッシング解析は、オープンソースの有限体積法 (Finite Volume Method), 解析コード OpenFOAM を用いた三次元解析を実施する。解析コードの概要については、補足説明資料「補足-900-1 計算機プログラム (解析コード) の概要に係る補足説明資料」に示す。

本検討では、VOF 法による 2 相流解析ソルバー interFlow を用いる。計算メッシュ全体に加速度時刻歴を入力することにより、計算領域内部の気相 (空気) 及び液相 (海水) の挙動を解析する。

検討項目 1 及び検討項目 2 に共通する解析条件、検討項目 1 及び検討項目 2 の解析条件を各々表 5.5-5 に示す。

表 5.5-5 (1) 解析条件 (共通)

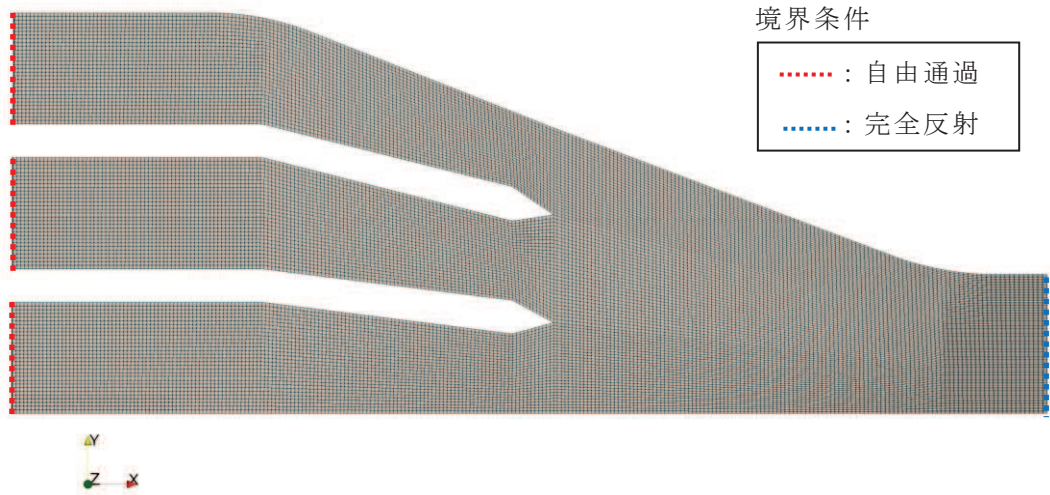
項目	内容
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> <li>OpenFOAM (Version6)</li> <li>オープンソースの流体解析ソフトウェアであり、実験結果等との比較を行い、スロッシング現象を精度よく計算できることが確認されている。</li> </ul>
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> <li>5 分間 (300 秒間) (引き波継続時間約 4 分を保守的に考慮)</li> <li>地震動による加振 (余震継続時間 72.03 秒) 終了後も解析を継続する。</li> </ul>
その他	<ul style="list-style-type: none"> <li>海水密度: 1.03g/cm<sup>3</sup></li> </ul>

表 5.5-5 (2) 解析条件 (検討項目 1)

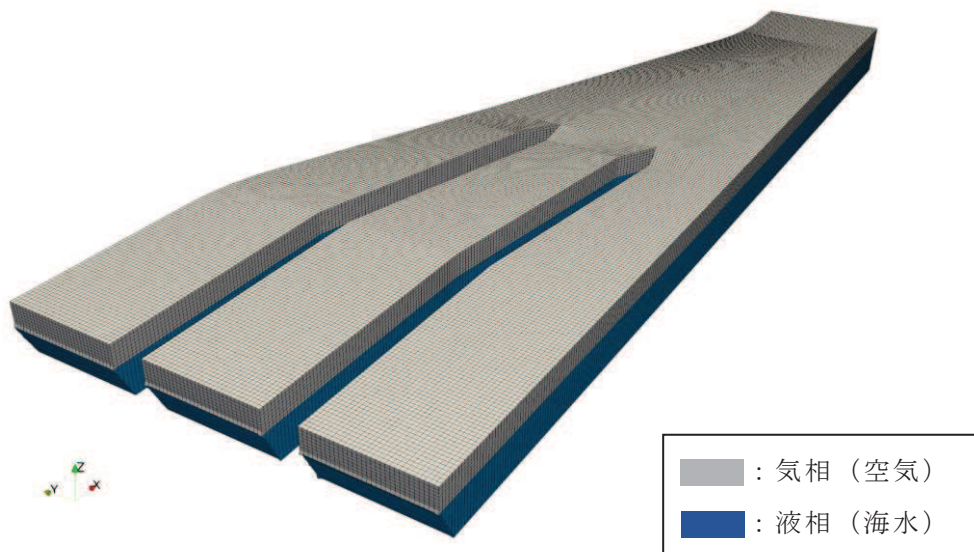
項目	内容
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>取水口から曲がり部までの区間 (延長約 90m) のうち取水口側の延長約 40m 範囲 (図 5.5-12 (1))。</li> <li>取水口は対称性を有することから、2 系統のうち 1 系統のみをモデル化する (図 5.5-12 (1))。</li> <li>格子サイズ: 水平 14cm×鉛直 10cm</li> </ul>
境界条件	<ul style="list-style-type: none"> <li>海側のモデル境界: 貯留堰からの溢水量を算定するため自由通過させる (図 5.5-12 (1))。</li> <li>海水ポンプ室側のモデル境界: スロッシングによる溢水量を安全側に評価するため完全反射条件とする (図 5.5-12 (1))。</li> <li>底面及び壁面の摩擦: 溢水量を安全側の評価するためスリップ条件 (摩擦は考慮しない) とする。</li> </ul>
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>O.P. -6.3m (貯留堰天端高)</li> </ul>
溢水量	<ul style="list-style-type: none"> <li>海側のモデル境界面 (貯留堰外側) を通過する 1 系統分の海水の体積を時間積分し、2 倍する (図 5.5-12 (2))。</li> </ul>
その他	<ul style="list-style-type: none"> <li>貯留水の水面が貯留堰天端を上回る様子を参考として確認するために、貯留堰端部から 0.5m 離れた位置の水路中央部に水位抽出点を設ける (図 5.5-12 (3))。</li> </ul>

←海側

海水ポンプ室側→



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図

図 5.5-12 (1) 取水口の解析モデル

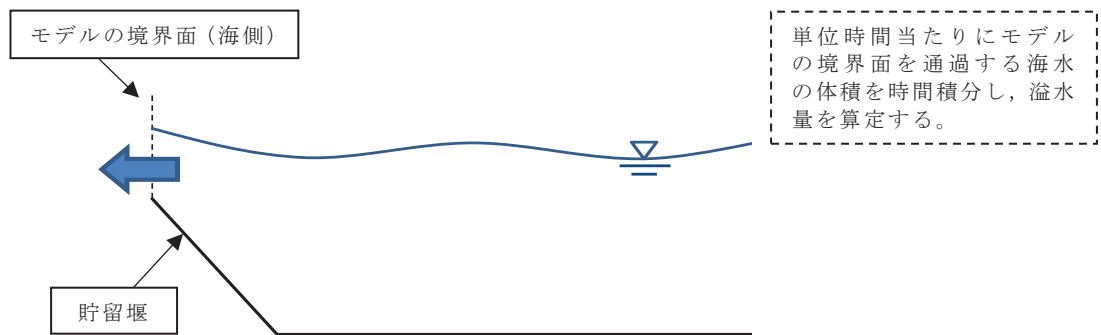


図 5.5-12 (2) 溢水量の算定方法

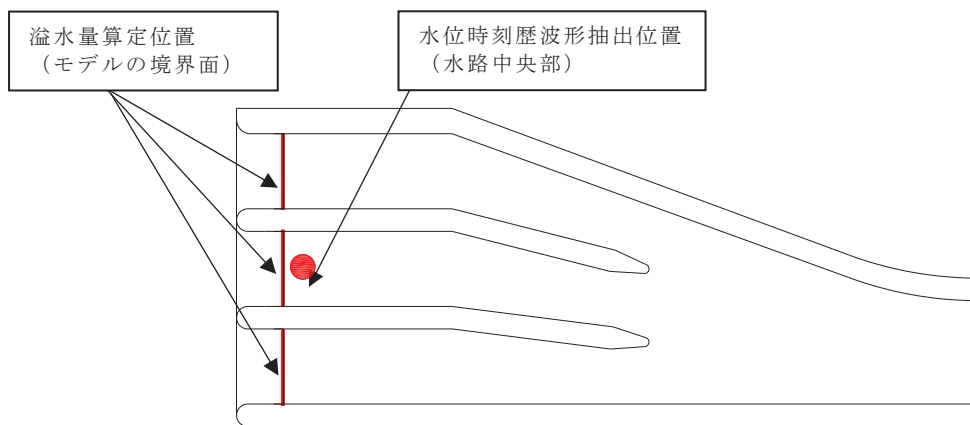
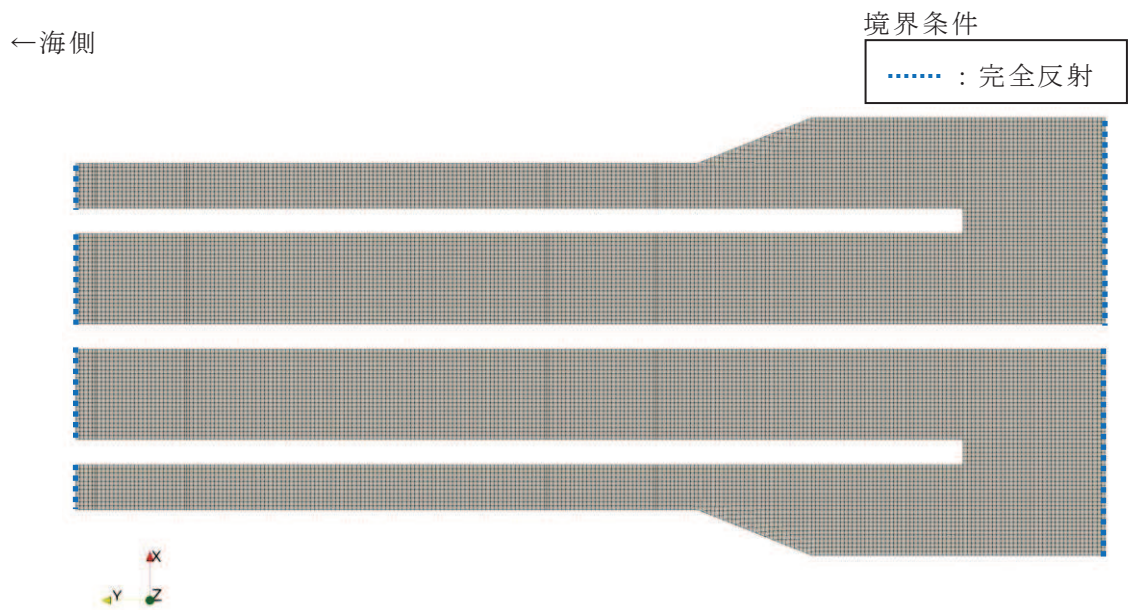


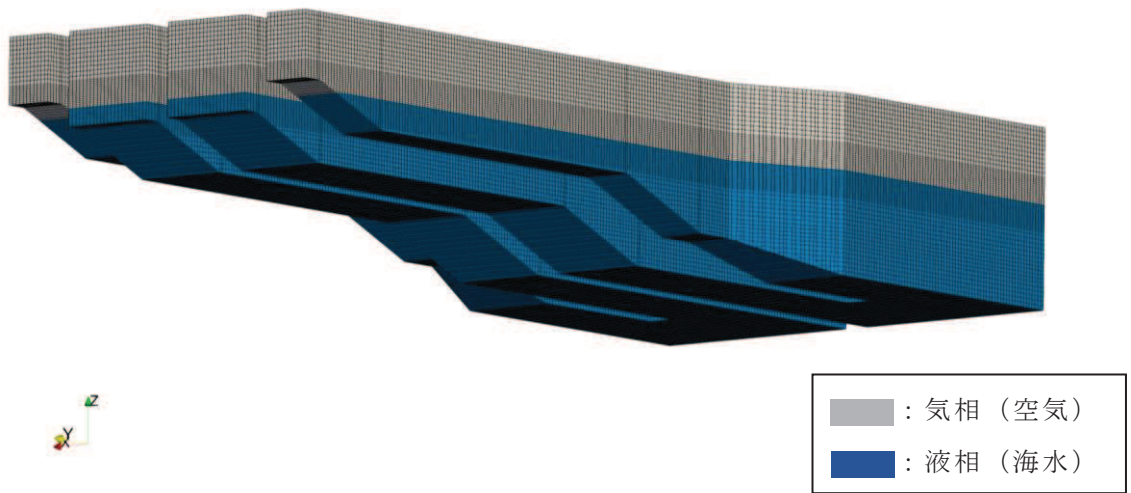
図 5.5-12 (3) 水位時刻歴波形抽出位置

表 5.5-5 (2) 解析条件 (検討項目 2)

項目	内容
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>海水ポンプ室 (延長約 60m 範囲) (図 5.5-13 (1))。</li> <li>格子サイズ: 水平 25cm×鉛直 25cm を基本とし, 水面付近は水平 25cm×鉛直 10cm とする。</li> </ul>
境界条件	<ul style="list-style-type: none"> <li>モデル境界 (両側): スロッシングによる貯留水の水面変化を安全側に評価するため完全反射条件とする (図 5.5-13 (1))。</li> <li>底面及び壁面の摩擦: 溢水量を安全側の評価するためスリップ条件 (摩擦は考慮しない) とする。</li> </ul>
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>0. P. -6.6m (5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位)</li> </ul>
水位抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> <li>原子炉補機冷却海水ポンプ位置 (A~D) 及び高压炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置とする (図 5.5-13 (2))。</li> </ul>



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図

図 5.5-13 (1) 海水ポンプ室の解析モデル

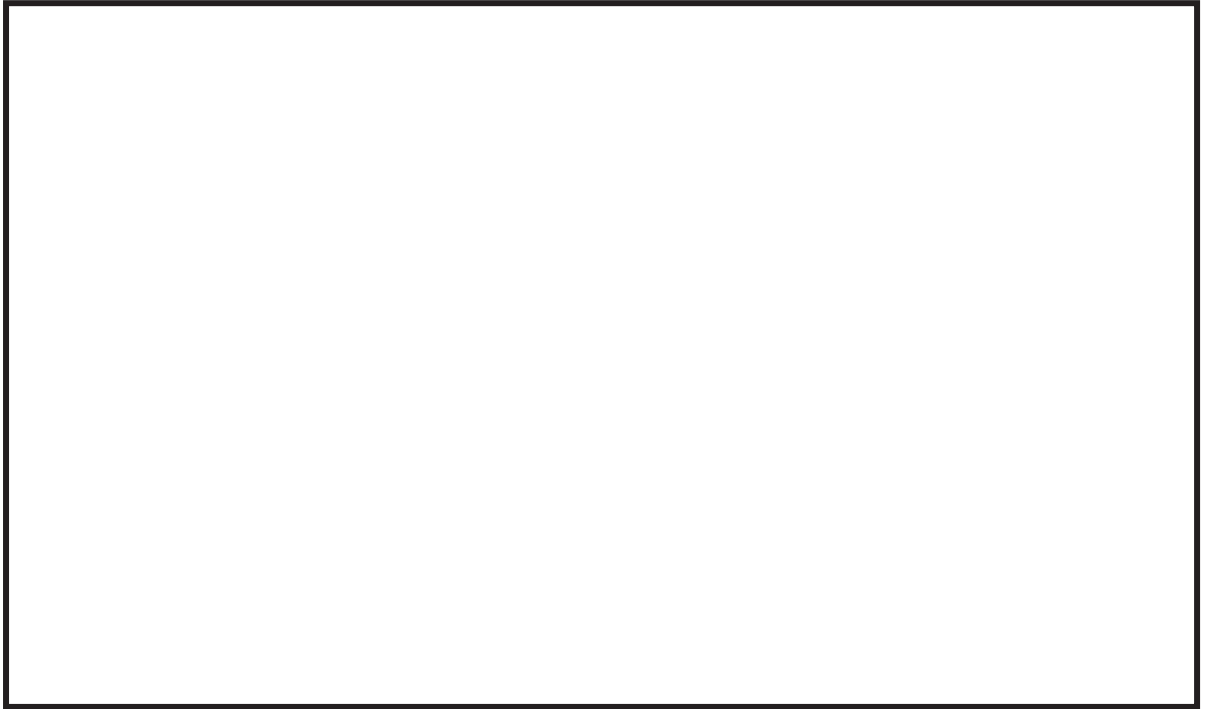


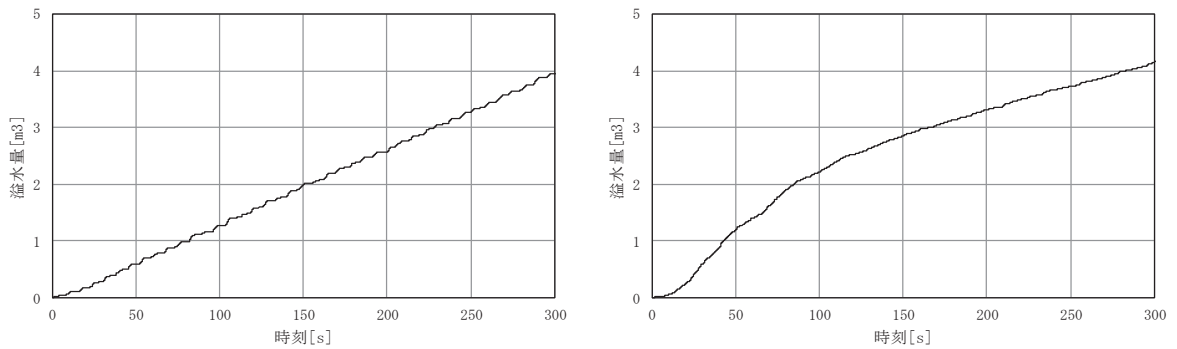
図 5.5-13 (2) 海水ポンプ室の水位時刻歴波形抽出位置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 5.5.6 解析結果

#### (1) 検討項目 1 (貯水量が確保されることの確認, 初期水位: O.P. -6.3m)

スロッシングによる 5 分間の溢水量の時間変化及び溢水量をそれぞれ図 5.5-14 及び表 5.5-6 に、貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴を図 5.5-15 に示す。また、スロッシング時のスナップショットを「(参考 2) スロッシング時のスナップショット」に示す。



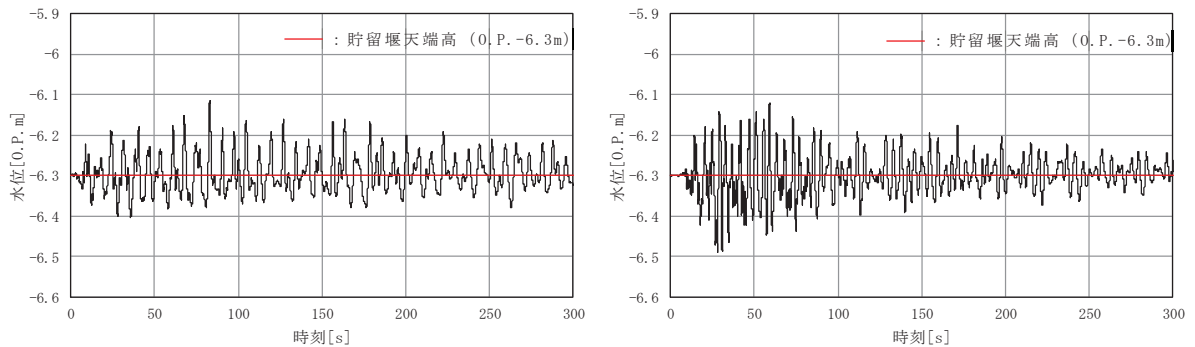
(a) 水路縦断方向に加振

(b) 水路横断方向に加振

図 5.5-14 溢水量の時間変化

表 5.5-6 スロッシングによる 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量
(a) 水路縦断方向に加振	4.0 m <sup>3</sup>
(b) 水路横断方向に加振	4.2 m <sup>3</sup>



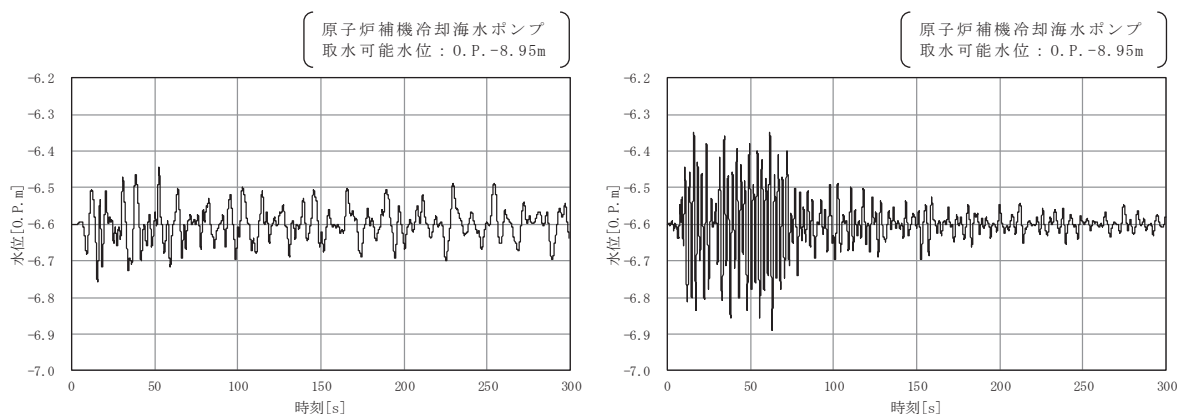
(a) 水路縦断方向に加振

(b) 水路横断方向に加振

図 5.5-15 貯留堰端部から 0.5m 離れた位置の水位時刻歴

(2) 検討項目 2 (非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認, 初期水位 : 0. P. -6. 6m)

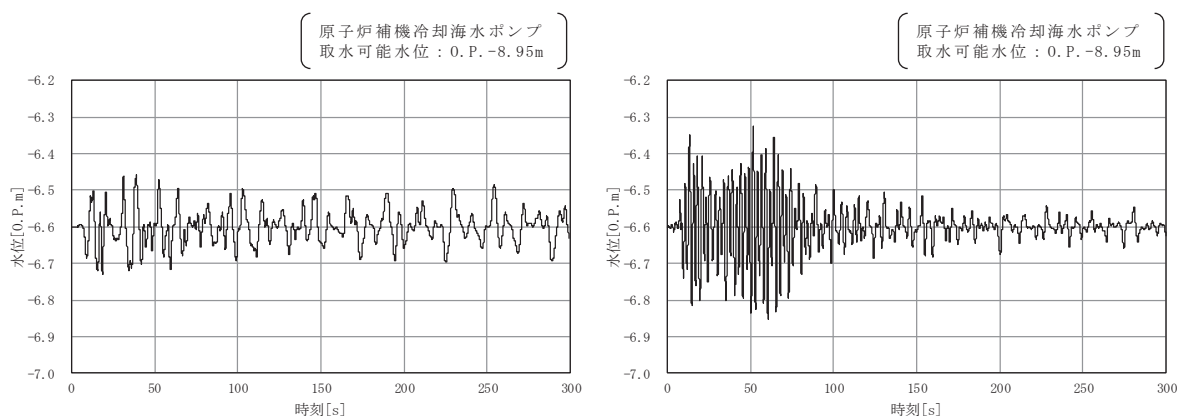
原子炉補機冷却海水ポンプ位置 (A~D) 及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置における水位時刻歴を図 5.5-16 に, 非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位を表 5.5-7 に示す。また, スロッシング時のスナップショットを「(参考 2) スロッシング時のスナップショット」に示す。



(a) 水路縦断方向に加振

(b) 水路横断方向に加振

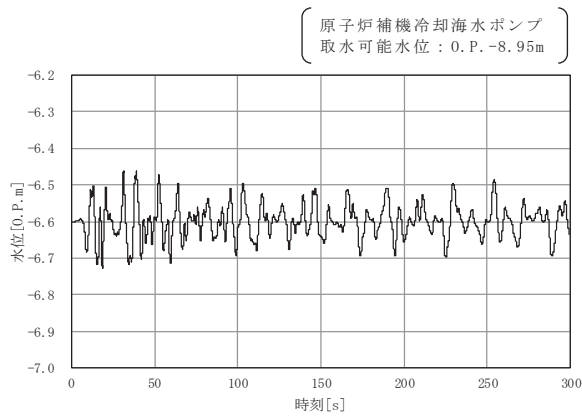
図 5.5-16 (1) 原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置における水位時刻歴



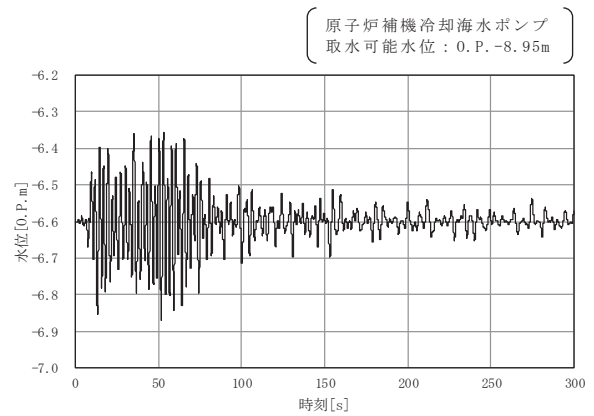
(a) 水路縦断方向に加振

(b) 水路横断方向に加振

図 5.5-16 (2) 原子炉補機冷却海水ポンプ (B) 位置における水位時刻歴

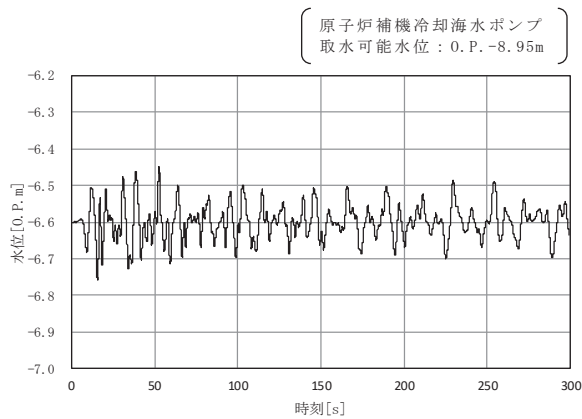


(a) 水路縦断方向に加振

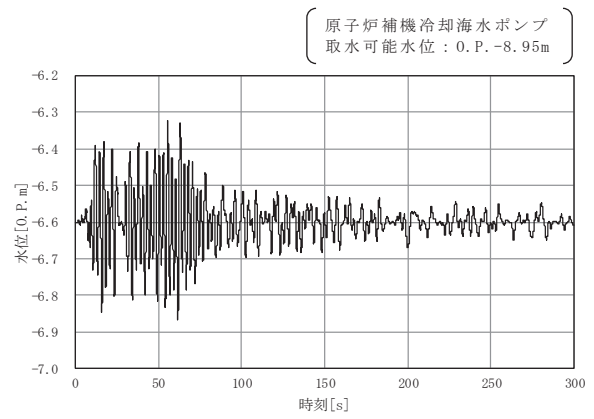


(b) 水路横断方向に加振

図 5.5-16 (3) 原子炉補機冷却海水ポンプ (C) 位置における水位時刻歴

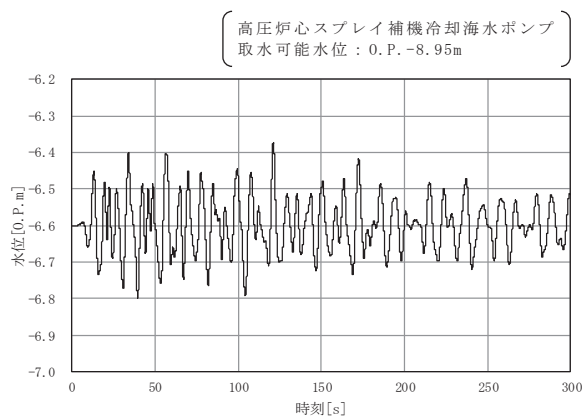


(a) 水路縦断方向に加振

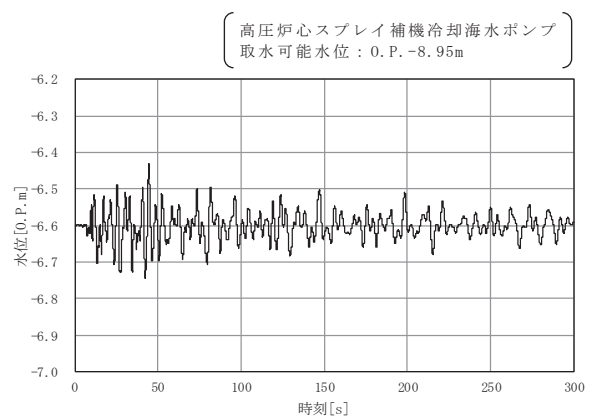


(b) 水路横断方向に加振

図 5.5-16 (4) 原子炉補機冷却海水ポンプ (D) 位置における水位時刻歴



(a) 水路縦断方向に加振



(b) 水路横断方向に加振

図 5.5-16 (5) 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴



表 5.5-7 (1) 原子炉補機冷却海水ポンプ位置における最低水位

加振方向	原子炉補機冷却海水ポンプ			
	(A)	(B)	(C)	(D)
(a) 水路縦断方向に 加振	O. P. -6. 76m	O. P. -6. 73m	O. P. -6. 73m	O. P. -6. 76m
(b) 水路横断方向に 加振	<u>O. P. -6. 89m</u>	O. P. -6. 86m	O. P. -6. 88m	O. P. -6. 87m

表 5.5-7 (2) 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置における最低水位

加振方向	高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ
(a) 水路縦断方向に 加振	<u>O. P. -6. 80m</u>
(b) 水路横断方向に 加振	O. P. -6. 75m

### 5.5.7 検討結果のまとめ

#### (1) 貯水量の確保について（溢水量の評価）

スロッシングによる5分間の溢水量は $5\text{m}^3$ であり、スロッシングによる溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約20分となる。よって、スロッシングによる溢水を考慮しても、入力津波の引き波により貯留堰天端高さ（O.P. -6.3m）を下回る時間の約4分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認した。

$$\cdot \text{スロッシングによる5分間の溢水量} = 4.2\text{m}^3 \Rightarrow \underline{5\text{m}^3}$$

・溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間

$$\begin{aligned} &= (\text{有効容量} - \text{循環水ポンプの取水量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水量} \\ &= (4300\text{m}^3 - 1662\text{m}^3 - 5\text{m}^3) \div 7850\text{m}^3/\text{h} \\ &= 0.335\text{h} \Rightarrow \underline{20.1 \text{分}} \end{aligned}$$

#### (2) 非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認について

原子炉補機冷却海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位はO.P. -6.9m、高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位はO.P. -6.8mである。よって、スロッシングによる貯水面の揺動を考慮した場合においても、貯留水位が非常用海水ポンプの取水可能水位（O.P. -8.95m）を下回らないことを確認した。

$$\cdot \text{原子炉補機冷却海水ポンプの最低水位} = \text{O.P. -6.89m} \Rightarrow \underline{\text{O.P. -6.9m}}$$

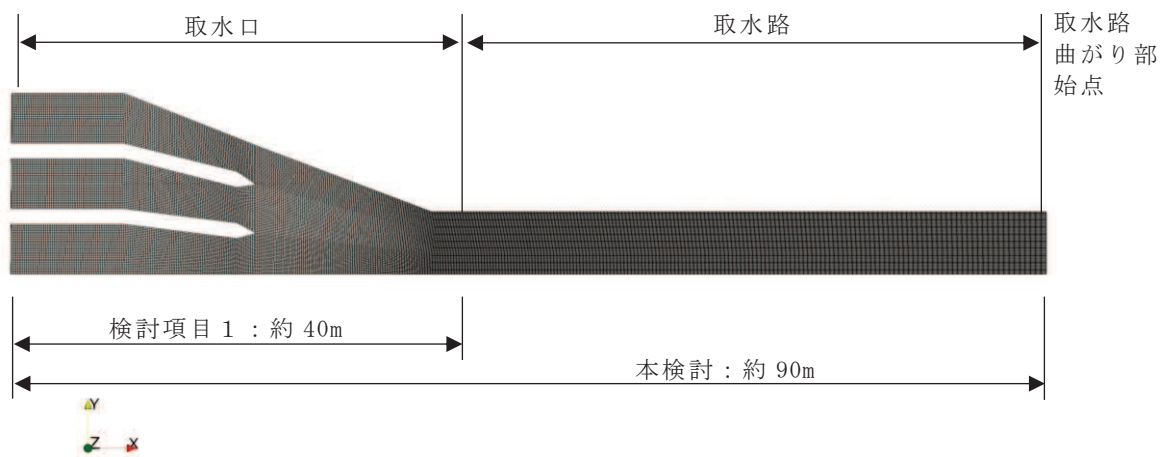
$$\cdot \text{高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの最低水位} = \text{O.P. -6.80m} \Rightarrow \underline{\text{O.P. -6.8m}}$$

(参考1) 解析範囲の妥当性について

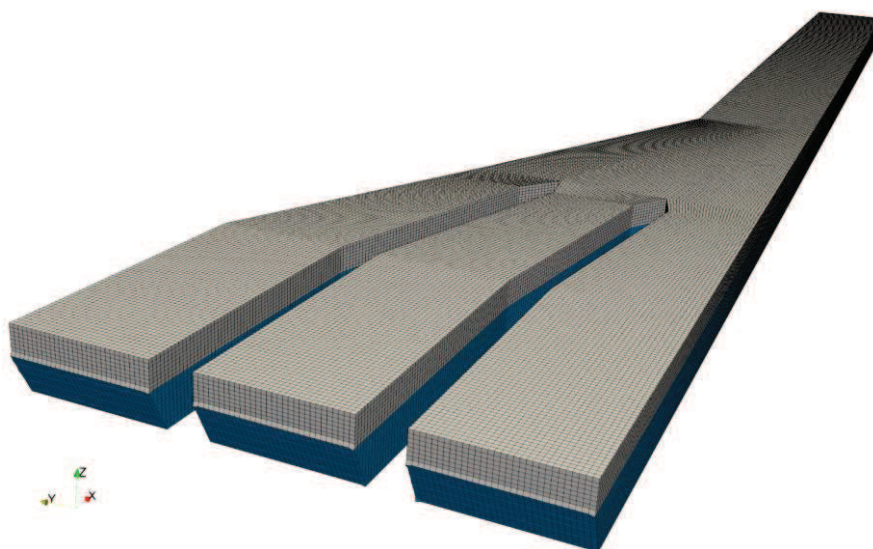
## 1. 概要

検討項目1（貯留量が確保されることの確認）及び検討項目2（非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認）の解析範囲の妥当性を確認するため、取水口を対象に、水路長の違いがスロッシング時の溢水量及び水位変動量に及ぼす影響を確認した。具体的には、取水口のモデル化範囲を取水路曲がり部始点まで延長したスロッシング解析により溢水量及び水位変動量を算定し、検討項目1の解析結果と比較した。

本検討に用いる解析モデルを図1に示す。なお、入力地震動、初期水位及び解析条件は検討項目1の検討と同一とした。



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図

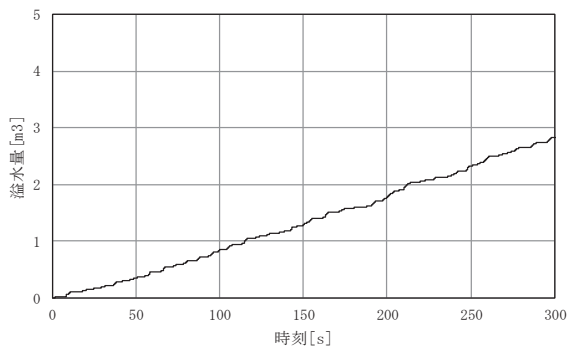
図1 本検討の解析モデル（取水口～取水路）

## 2. 解析結果

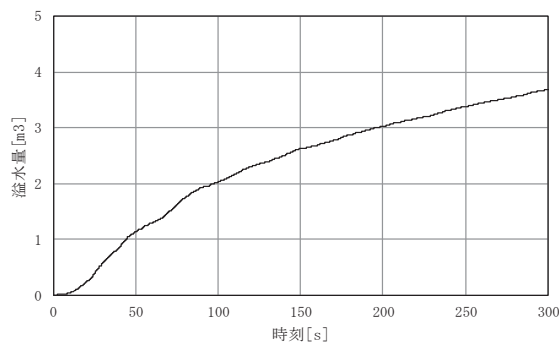
### (1) 溢水量

スロッシングによる5分間の溢水量の時間変化及び溢水量について、検討項目1の比較も含めてそれぞれ図2、表1に示す。

本検討と検討項目1の比較から、水路長を長くすると溢水量は低減することを確認した。

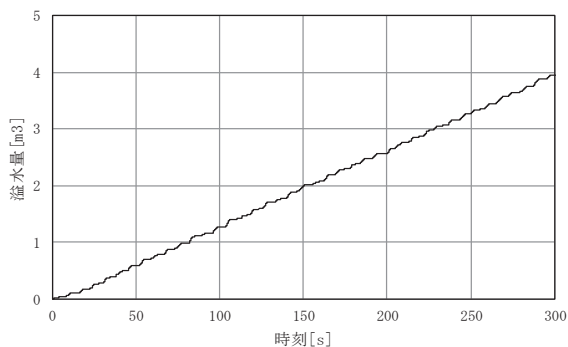


(a) 水路縦断方向に加振

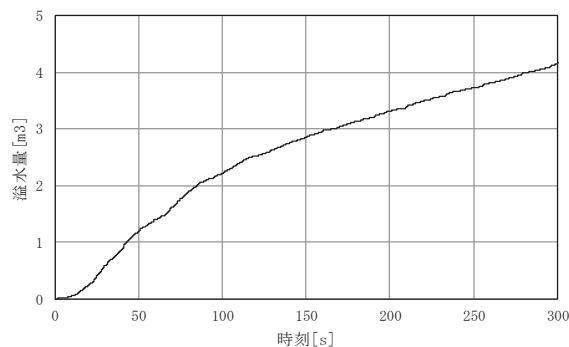


(b) 水路横断方向に加振

図2(1) 溢水量の時間変化 (本検討：取水口～取水路)



(a) 水路縦断方向に加振



(b) 水路横断方向に加振

図2(2) 溢水量の時間変化 (検討項目1：取水口) (図5.5-14再掲)

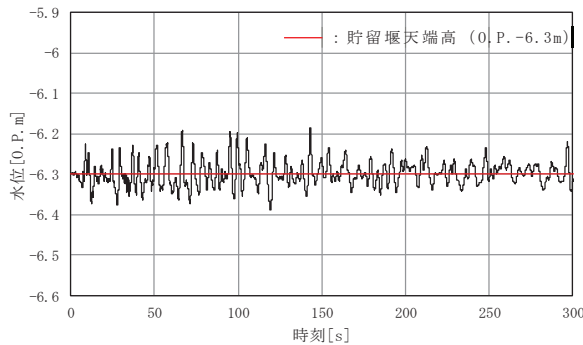
表1 スロッシングによる5分間の溢水量

加振方向	溢水量		
	本検討 (A) (取水口～取水路)	検討項目1 (B) (取水口)	差 (B) - (A)
縦断方向	2.9 m <sup>3</sup>	4.0 m <sup>3</sup>	1.1 m <sup>3</sup>
横断方向	3.7 m <sup>3</sup>	4.2 m <sup>3</sup>	0.5 m <sup>3</sup>

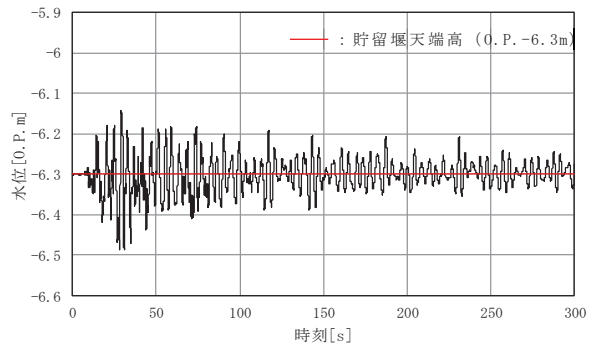
(2) 水位変動量（水位変動幅）

貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴及び初期水位（O.P. -6.3m）からの水位変動幅について、検討項目 1 の比較も含めてそれぞれ図 3，表 2 に示す。

本検討と検討項目 1 の比較から、水路長を長くすると基準水位からの水位変動幅は低減することを確認した。



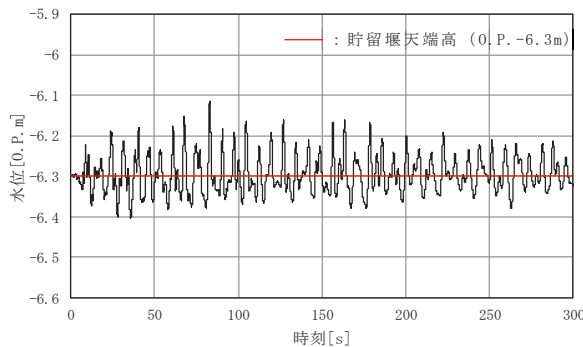
(a) 水路縦断方向に加振



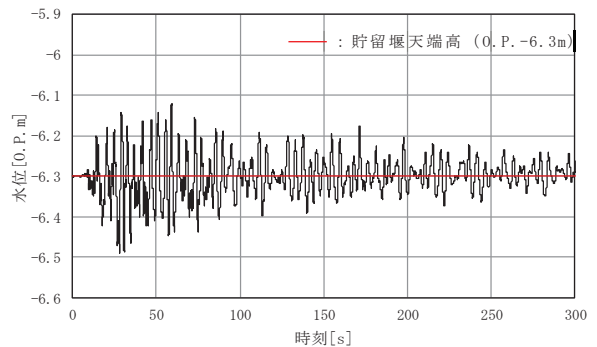
(b) 水路横断方向に加振

図 3 (1) 貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴

(本検討：取水口～取水路)



(a) 水路縦断方向に加振



(b) 水路横断方向に加振

図 3 (2) 貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴

(検討項目 1：取水口) (図 5.5-15 再掲)

表 2 初期水位 (0. P. -6. 3m) からの水位変動幅

加振方向		初期水位 (0. P. -6. 3m) からの水位変動幅		
		本検討 (A) (取水口～取水路)	検討項目 1 (B) (取水口)	差 (B) - (A)
縦断方向	上昇側	0. 12m	0. 19m	0. 07m
	下降側	0. 09m	0. 11m	0. 02m
横断方向	上昇側	0. 16m	0. 18m	0. 02m
	下降側	0. 19m	0. 19m	±0. 00m

### 3. まとめ

検討項目 1 (貯留量が確保されることの確認) 及び検討項目 2 (非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認) の解析範囲の妥当性を確認するため、取水口を対象に、水路長の違いがスロッシング時の溢水量及び水位変動量に及ぼす影響を確認した。具体的には、取水口のモデル化範囲を取水路曲がり部始点まで延長したスロッシング解析により溢水量及び水位変動量を算定し、検討項目 1 の解析結果と比較した。

検討の結果、水路長を長くすると溢水量及び水位変動量ともに低減することから、検討項目 1、検討項目 2 の解析範囲は妥当であることを確認した。

(参考2) スロッシング時のスナップショット

1. 検討項目1 (貯留量が確保されることの確認)

(1) 水路縦断方向に加振

縦断方向への貯水面の一連の動き(様子)が分かる範囲として解析開始1秒~20秒のスナップショットを示す。図1.1-1にスナップショットの作成範囲(貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴), 図1.1-2にスナップショットを示す。

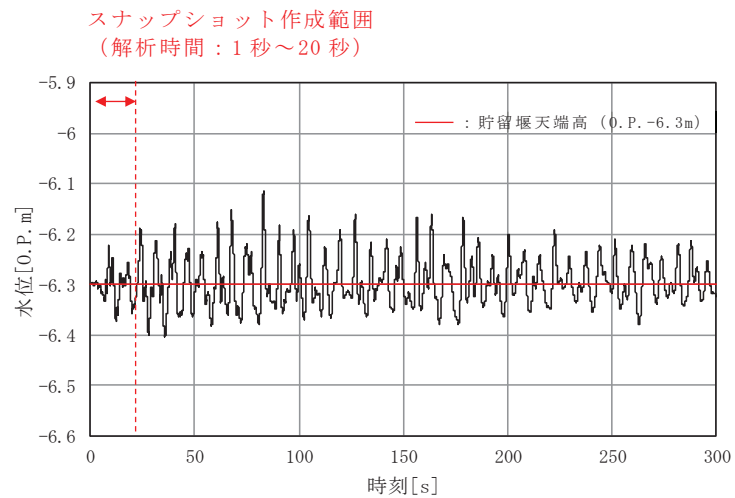


図 1.1-1 スナップショットの作成範囲

(貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴,  
水路縦断方向に加振, 解析時間: 0 秒~300 秒)

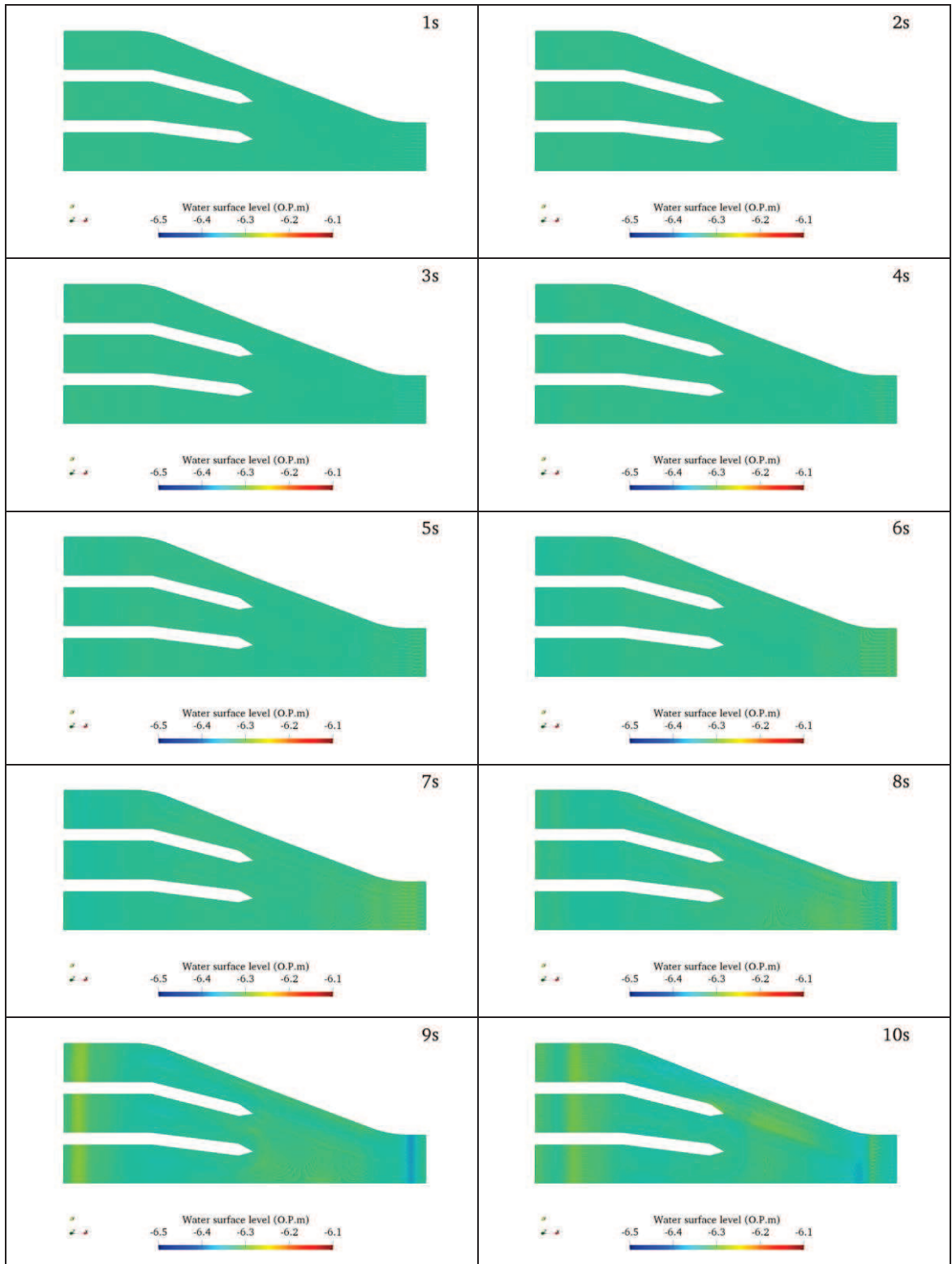


図 1.1-2 (1) スナップショット（水路縦断方向に加振，解析時間 1 秒～10 秒）



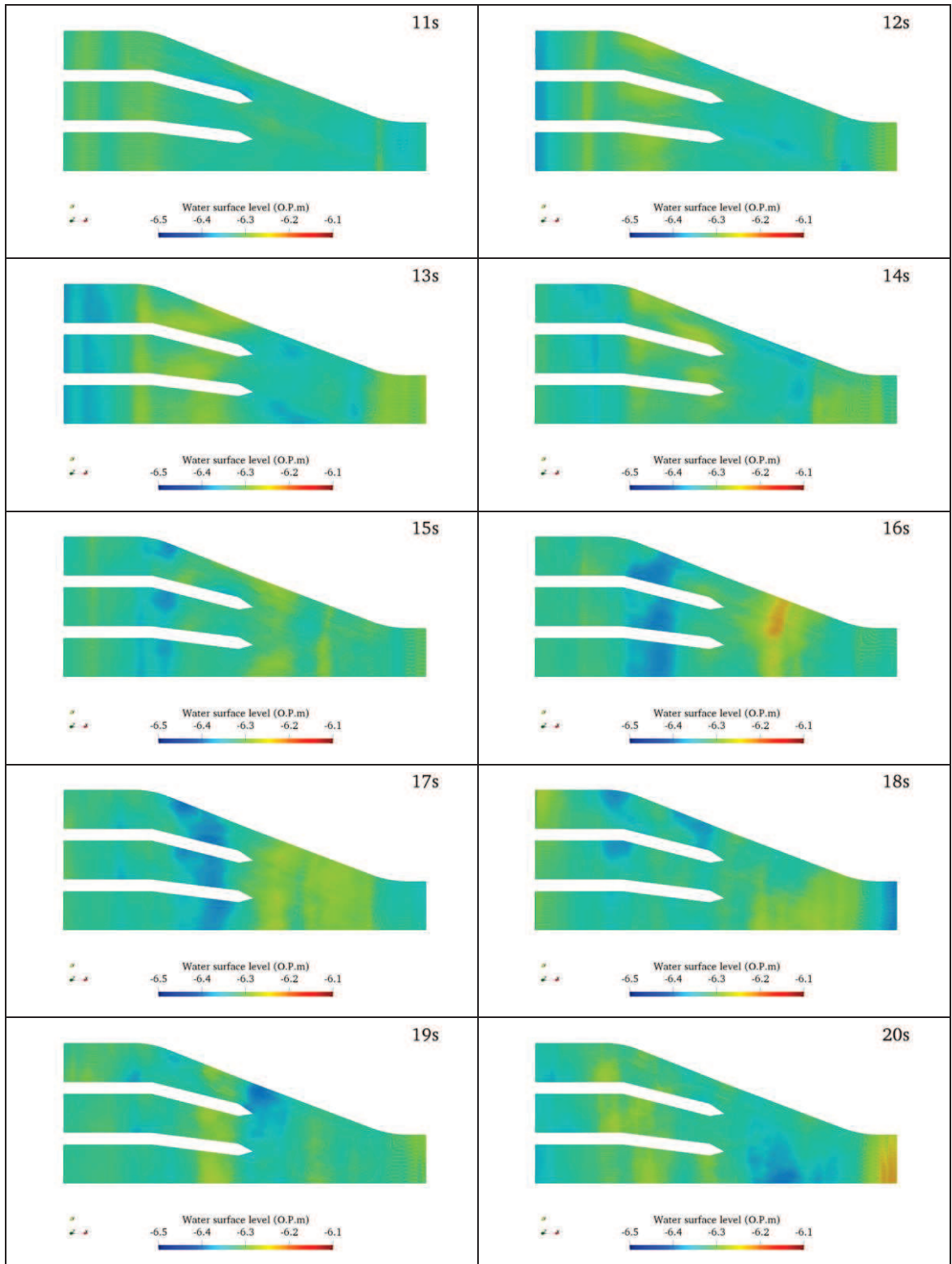


図 1.1-2 (2) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 11 秒～20 秒)

(2) 水路横断方向に加振

横断方向への貯水面の一連の動き（様子）が分かる範囲として解析開始 1 秒～20 秒のスナップショットを示す。図 1.2-1 にスナップショットの作成範囲（貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴）、図 1.2-2 にスナップショットを示す。

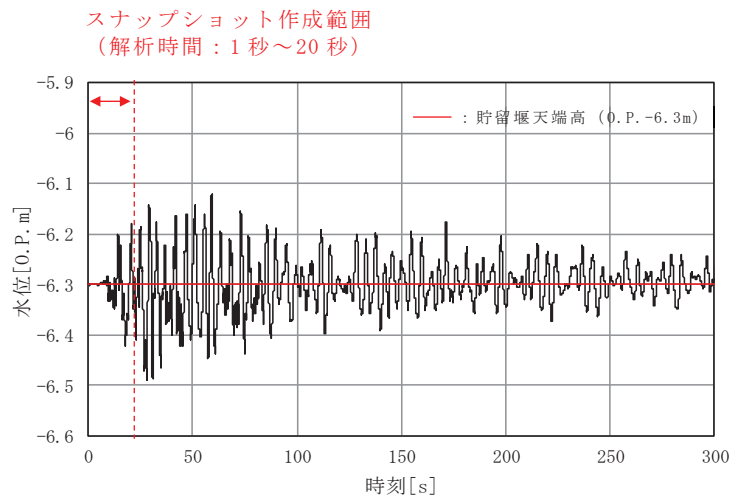


図 1.2-1 スナップショットの作成範囲  
(貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴，  
水路横断方向に加振，解析時間：0 秒～300 秒)

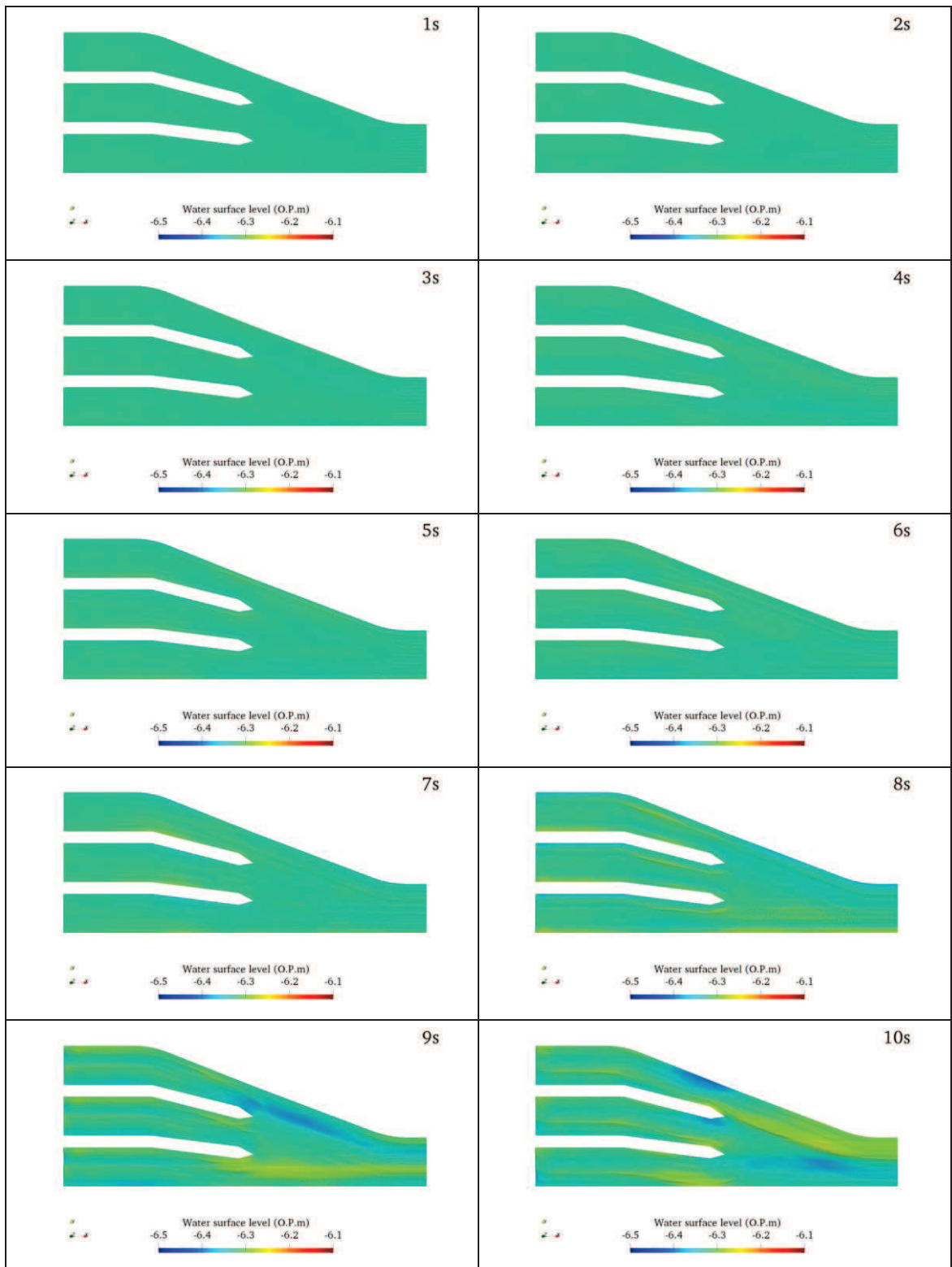


図 1.2-2 (1) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 1 秒~10 秒)

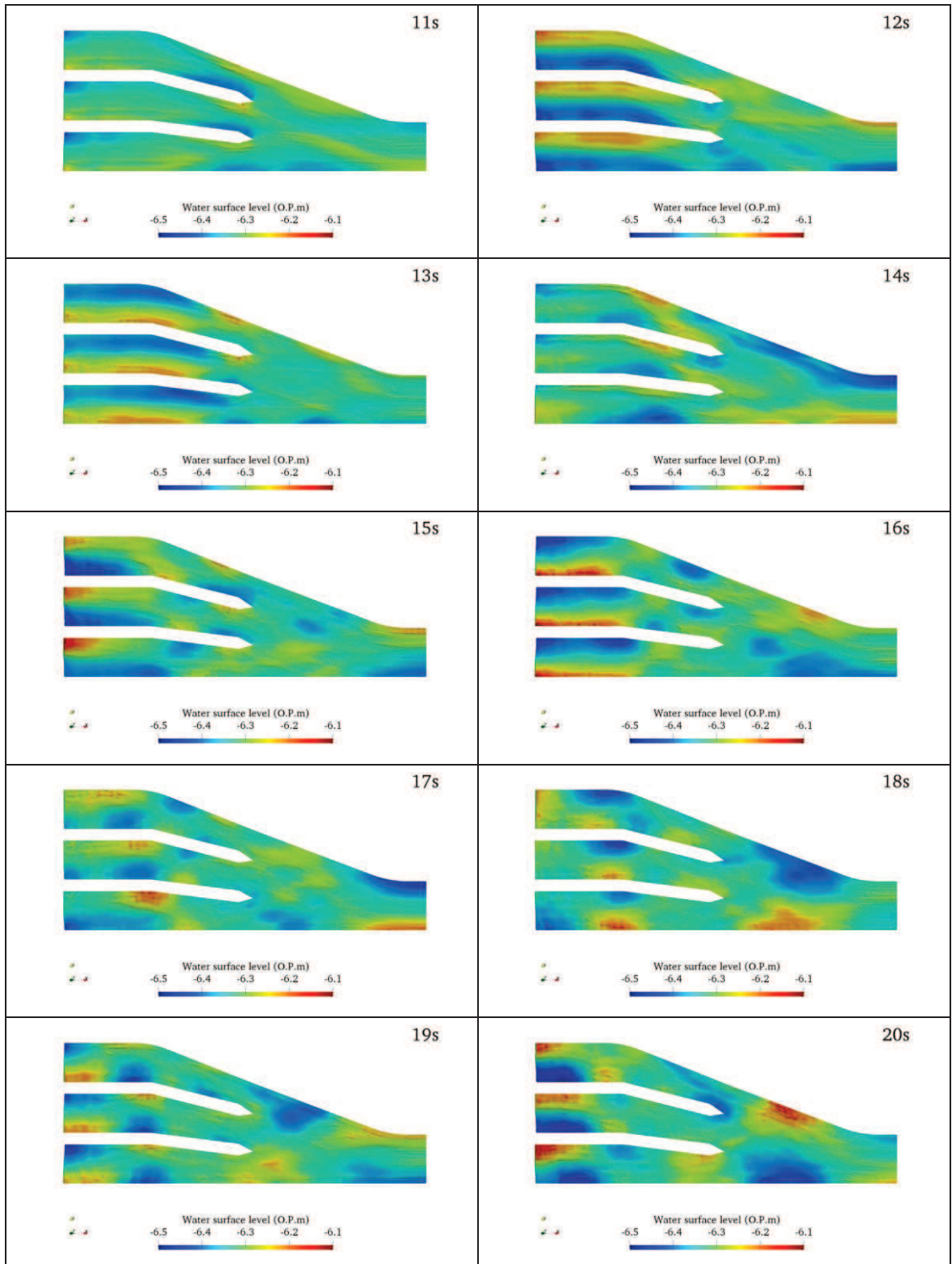


図 1.2-2 (2) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 11 秒~20 秒)

## 2. 検討項目 2 (非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認)

### (1) 水路縦断方向に加振

縦断方向への貯水面の一連の動き(様子)が分かる範囲として解析開始 1 秒~25 秒のスナップショットを示す。図 2.1-1 にスナップショットの作成範囲(原子炉補機冷却海水ポンプ(A)位置におけるスロッシング時の水位時刻歴), 図 2.1-2 にスナップショットを示す。

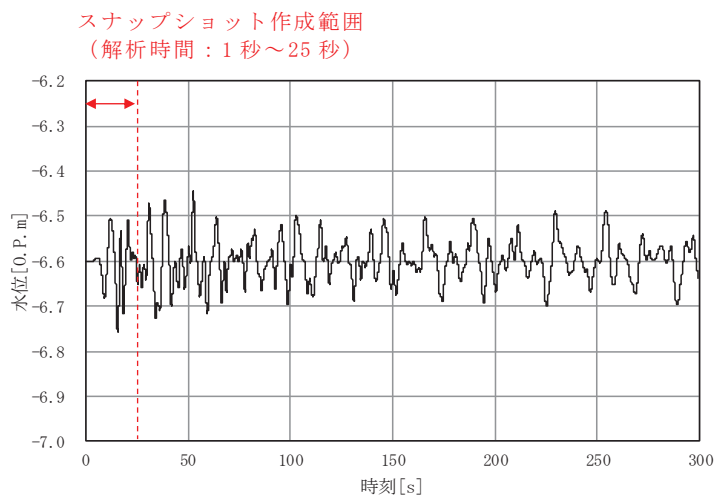


図 2.1-1 スナップショットの作成範囲  
(原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置における水位時刻歴,  
水路縦断方向に加振, 解析時間: 0 秒~300 秒)

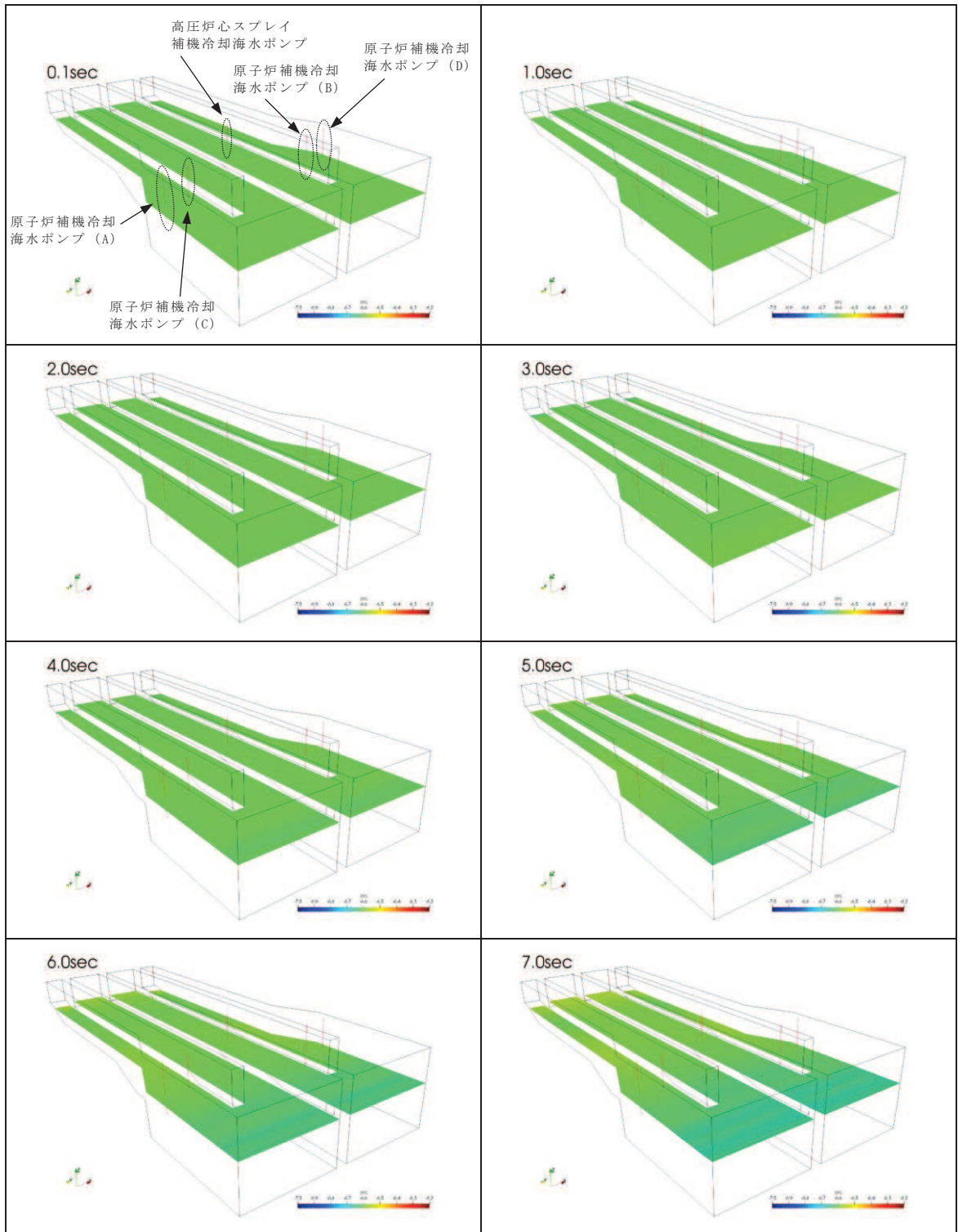


図 2.1-2 (1) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 1 秒~7 秒)

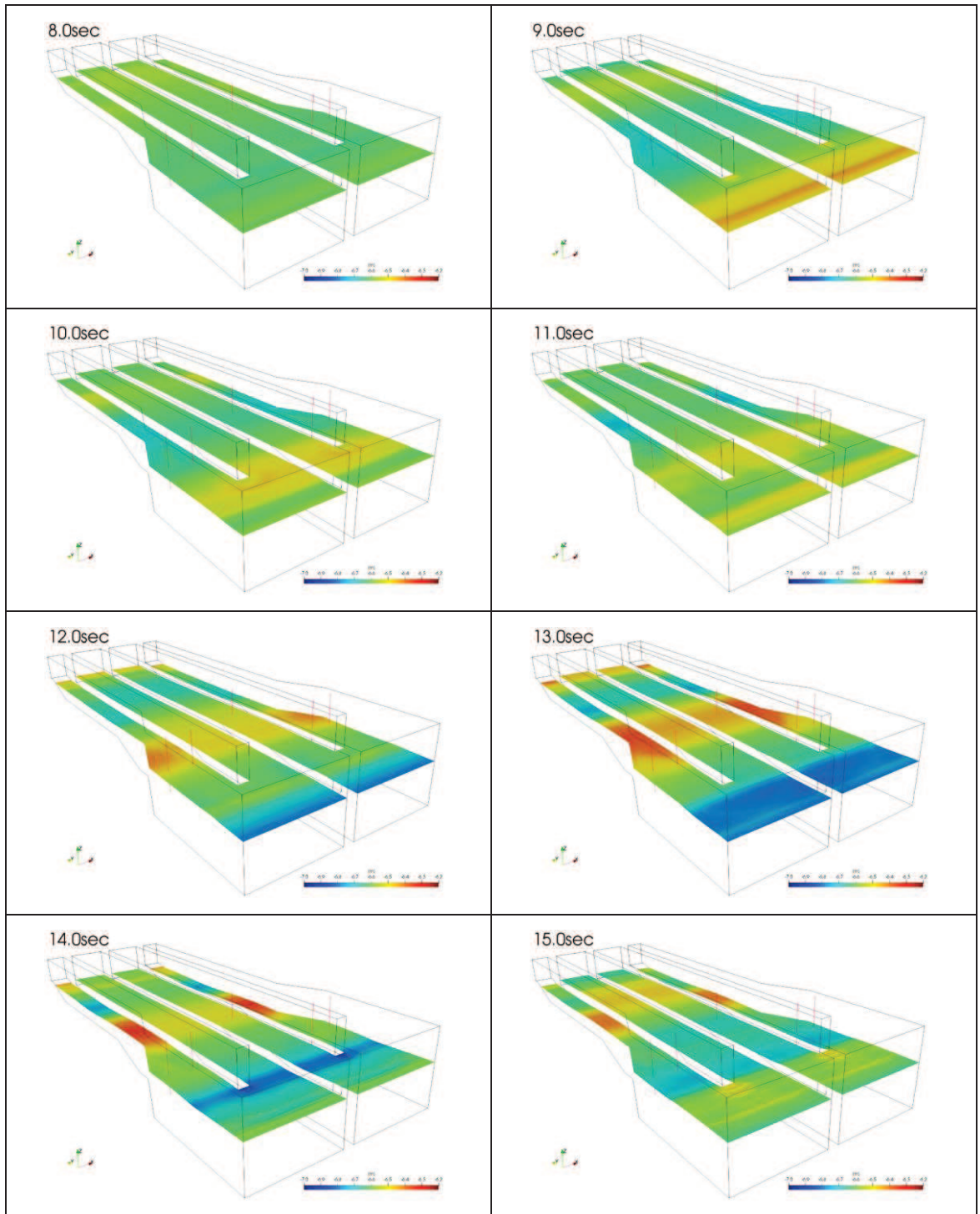


図 2.1-2 (2) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 8 秒～15 秒)

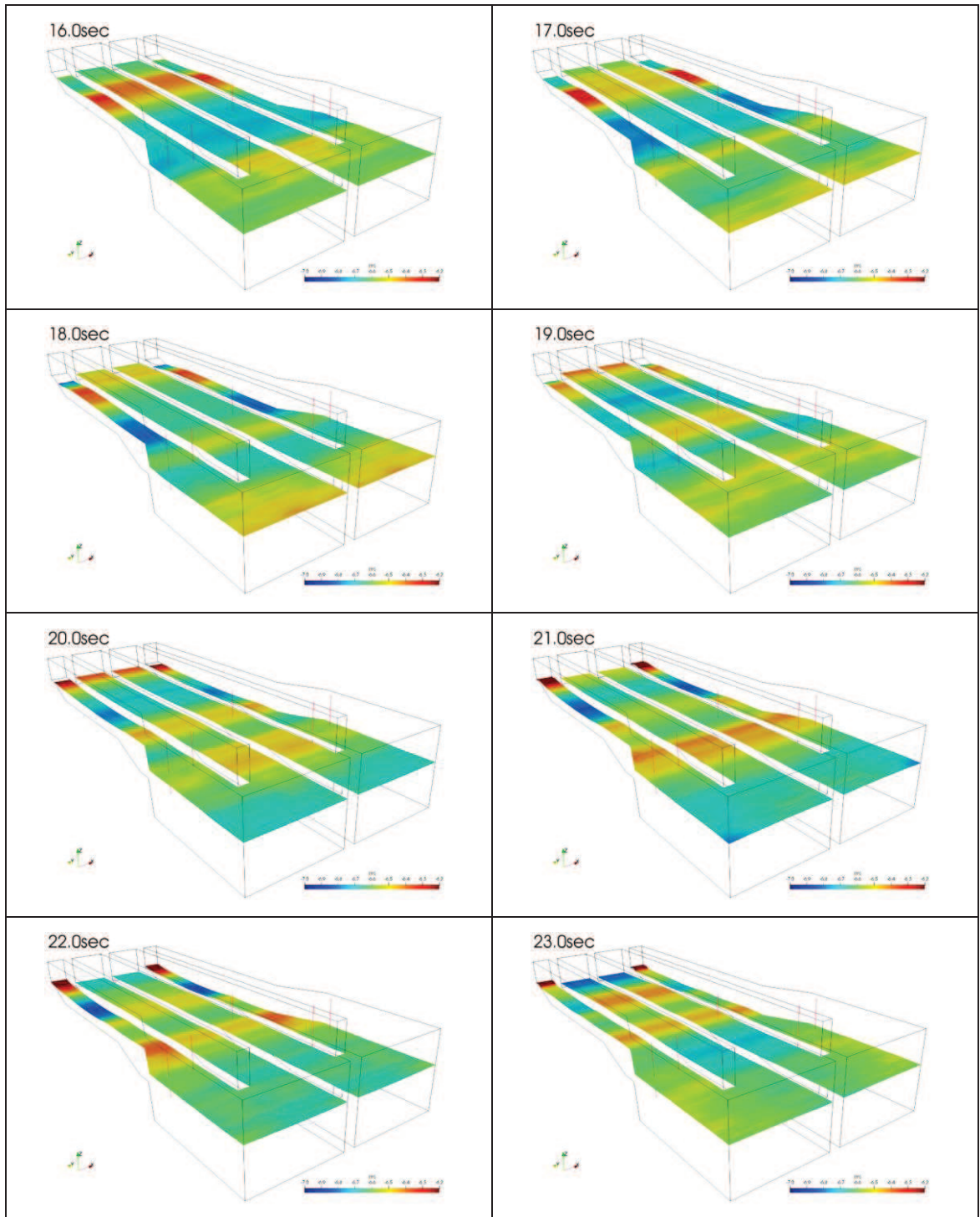


図 2.1-2 (3) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 16 秒~23 秒)



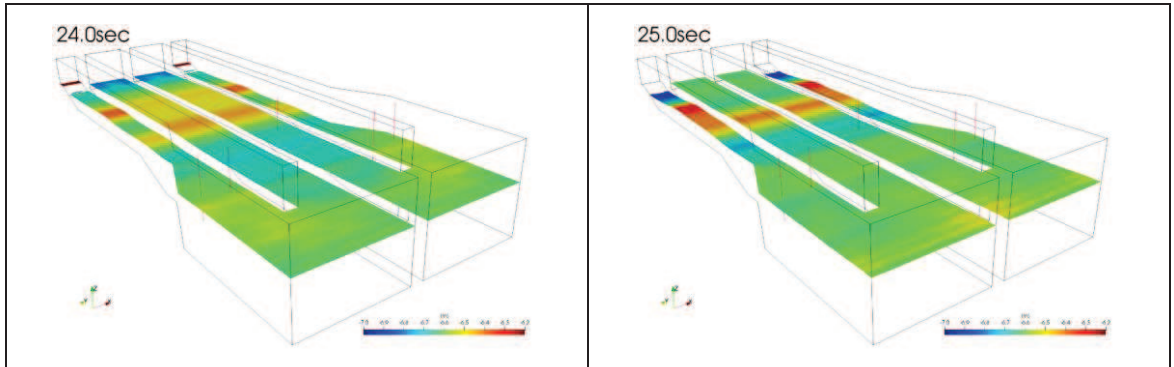


図 2.1-2 (4) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 24 秒~25 秒)

(2) 水路横断方向に加振

横断方向への貯水面の一連の動き (様子) が分かる範囲として解析開始 1 秒~20 秒のスナップショットを示す。図 2.2-1 にスナップショットの作成範囲 (原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置におけるスロッシング時の水位時刻歴), 図 2.2-2 にスナップショットを示す。

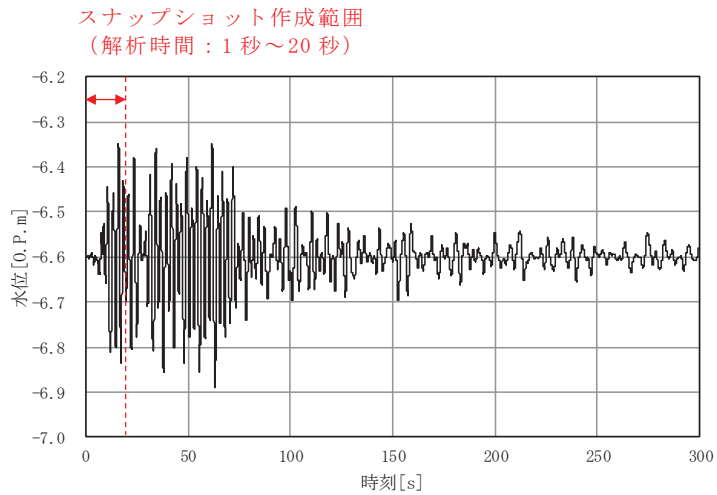


図 2.2-1 スナップショットの作成範囲  
(原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置における水位時刻歴,  
水路横断方向に加振, 解析時間: 0 秒~300 秒)

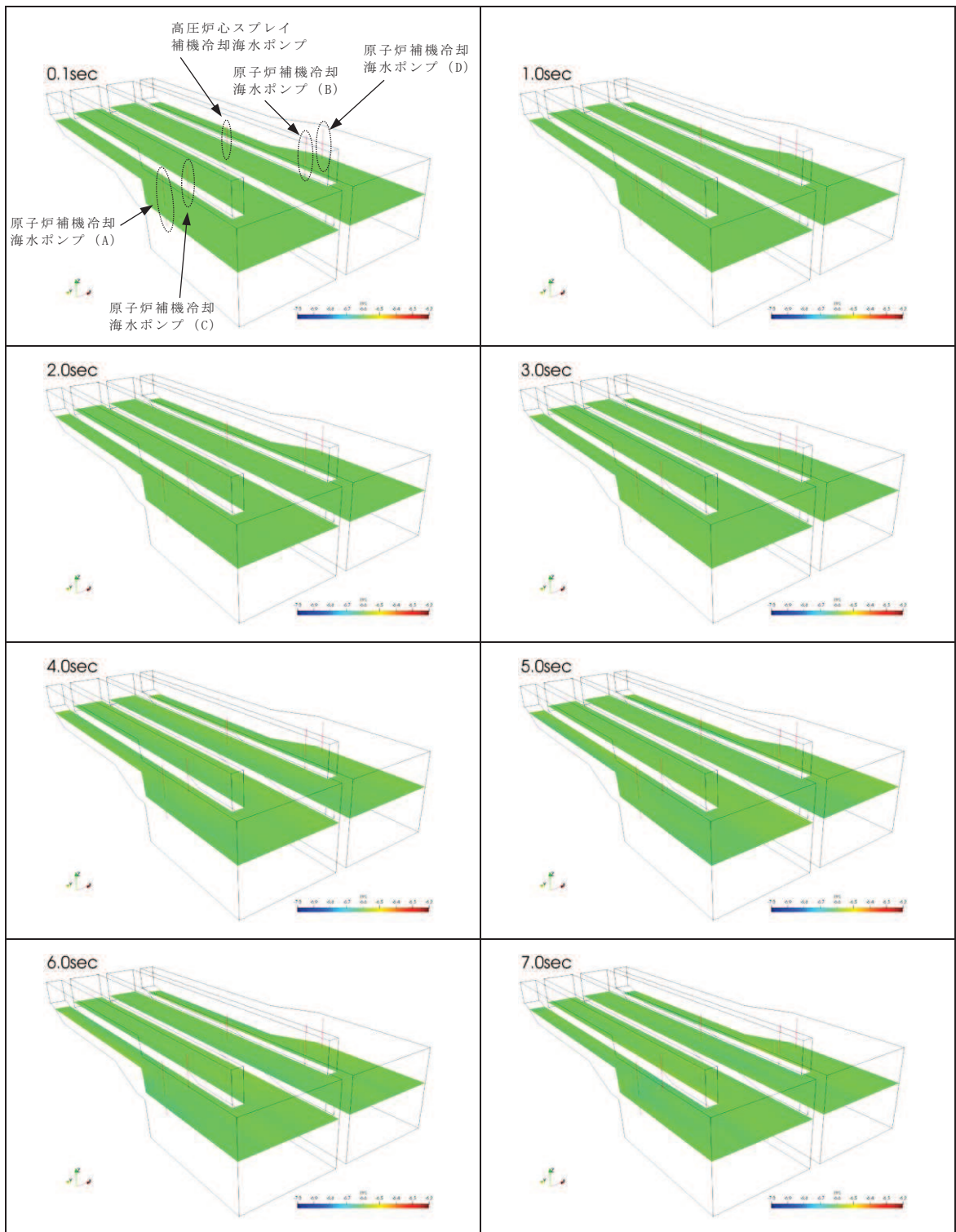


図 2.2-2 (1) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 1 秒~7 秒)

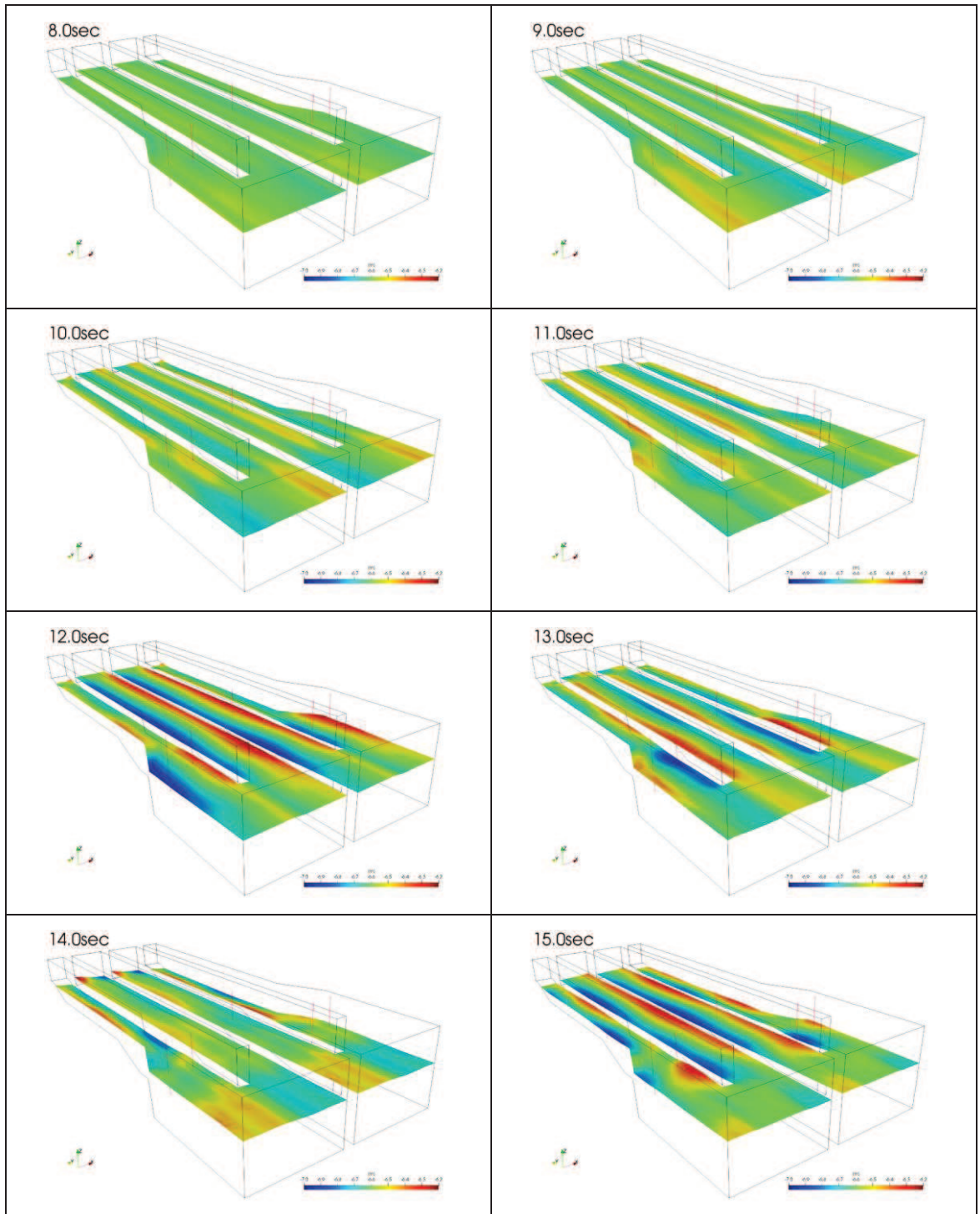


図 2.2-2 (2) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 8 秒~15 秒)

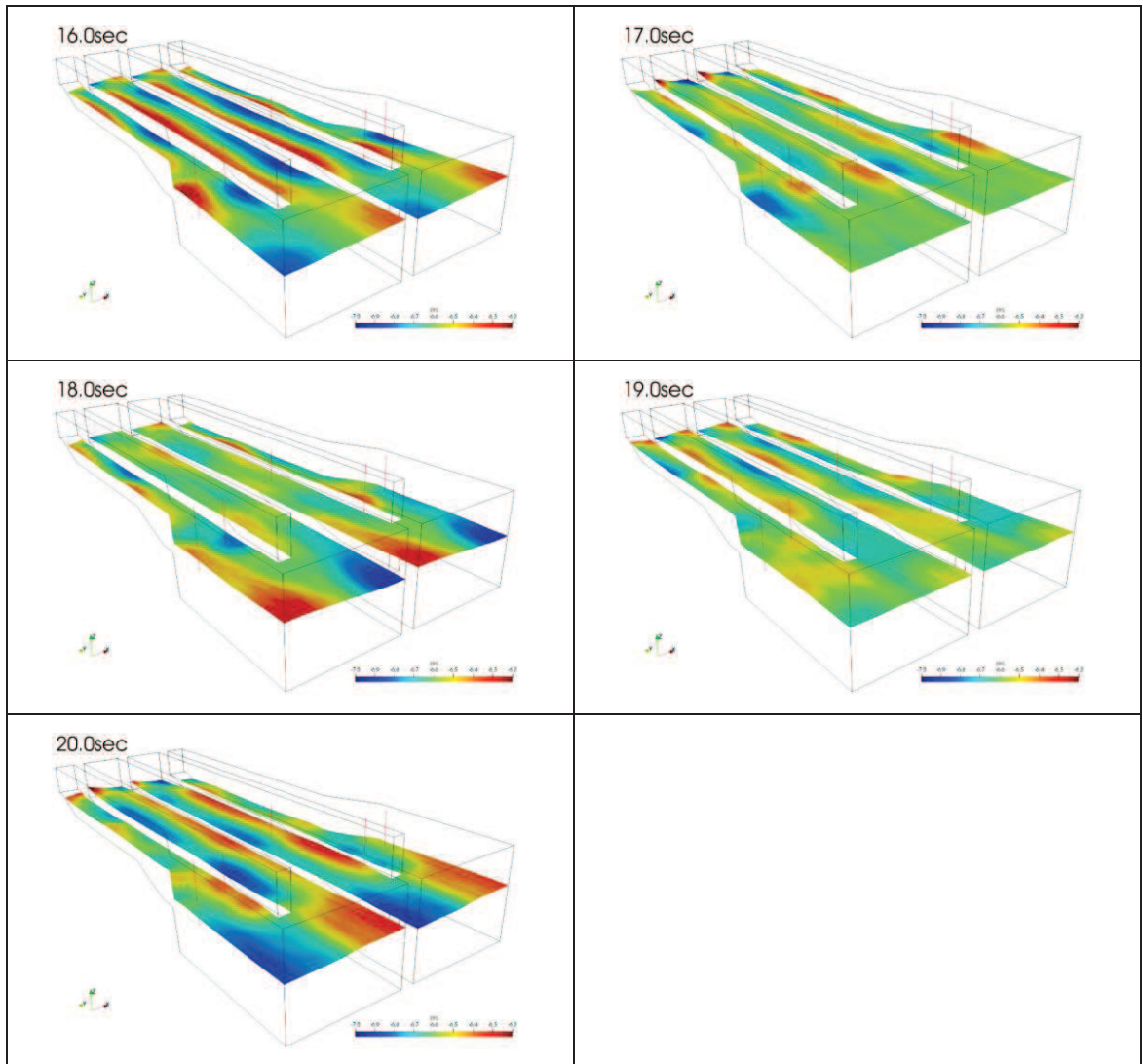


図 2.2-2 (3) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 16 秒~20 秒)

## (参考3) 水平2方向同時加振による影響評価

### 1. 概要

「5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価」では、水平成分に方向を持たない余震（弾性設計用地震動S d - D 2）を入力地震動として、取水口及び海水ポンプ室のそれぞれのモデルに対して、横断方向に加振した場合と縦断方向に加振した場合の2ケースのスロッシング解析を実施し、貯留堰からの溢水量が非常用海水ポンプの運転可能時間に及ぼす影響（検討項目1）及び各非常用海水ポンプの取水可能水位に対するスロッシングによる最低水位を評価した（検討項目2）。

ここでは、横断方向と縦断方向の同時加振した場合の溢水量及び各非常用海水ポンプ位置での最低水位を評価する。なお、2方向同時加振による溢水量及び各非常用海水ポンプ位置の最低水位は、保守的に、横断方向と縦断方向の評価値の足し合わせにより算定する。

## 2. 検討結果

### 2.1 検討項目 1

貯留量 (4300m<sup>3</sup>) から水平 2 方向同時加振による溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が、入力津波による引き波の継続時間 (約 4 分) に対して十分に余裕があることを確認する。

2 方向同時加振による 5 分間の溢水量は 9m<sup>3</sup> であり (表 2-1)、スロッシングによる溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約 20 分となる。よって、2 方向同時加振による溢水を考慮しても、入力津波の引き波により貯留堰天端高さ (O.P. - 6.3m) を下回る時間の約 4 分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認した。

表 2-1 2 方向同時加振による 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量
(A) 水路縦断方向に加振	4.0 m <sup>3</sup>
(B) 水路横断方向に加振	4.2 m <sup>3</sup>
2 方向同時方向に加振 (A+B)	8.2 m <sup>3</sup>

・スロッシングによる 5 分間の溢水量 = 8.2m<sup>3</sup> ⇒ 9m<sup>3</sup>

・溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間

$$= (\text{有効容量} - \text{循環水ポンプの取水量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水量}$$

$$= (4300\text{m}^3 - 1662\text{m}^3 - 9\text{m}^3) \div 7850\text{m}^3/\text{h}$$

$$= 0.334\text{h} \Rightarrow \underline{20.0 \text{分}}$$

## 2.2 検討項目 2

水平 2 方向同時加振による非常用海水ポンプ位置での最低水位が，非常用海水ポンプの取水可能水位（O.P. -8.95m）を下回らないことを確認する。

2 方向同時加振による原子炉補機冷却海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は O.P. -7.1m（表 2-2），高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は O.P. -7.0m である（表 2-3）。よって，スロッシングによる貯水面の揺動を考慮した場合においても，貯留水位が非常用海水ポンプの取水可能水位（O.P. -8.95m）を下回らないことを確認した。

表 2-2 2 方向同時加振による原子炉補機冷却海水ポンプ位置における最低水位

加振方向	項目	原子炉補機冷却海水ポンプ				取水可能水位
		(A)	(B)	(C)	(D)	
(A)横断方向	最低水位 (O.P.)	-6.76m	-6.73m	-6.73m	-6.76m	
	変動幅*	-0.16m	-0.13m	-0.13m	-0.16m	
(B)縦断方向	最低水位 (O.P.)	-6.89m	-6.86m	-6.88m	-6.87m	
	変動幅*	-0.29m	-0.26m	-0.28m	-0.27m	
2 方向同時加振 (A+B)	最低水位 (O.P.)	<u>-7.05m</u>	-6.99m	-7.01m	-7.03m	-8.95m
	変動幅*	-0.45m	-0.39m	-0.41m	-0.43m	

\*：初期水位（O.P. -6.6m）からの変動幅

・原子炉補機冷却海水ポンプの最低水位 = O.P. -7.05m ⇒ O.P. -7.1m

表 2-3 2 方向同時加振による高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置における最低水位

加振方向	項目	高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	取水可能水位
(A)横断方向	最低水位 (O.P.)	-6.75m	
	変動幅*	-0.15m	
(B)縦断方向	最低水位 (O.P.)	-6.80m	
	変動幅*	-0.20m	
2 方向同時加振 (A+B)	最低水位 (O.P.)	<u>-6.95m</u>	-8.95m
	変動幅*	-0.35m	

\*：初期水位（O.P. -6.6m）からの変動幅

・高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの最低水位 = O.P. -6.95m ⇒ O.P. -7.0m

(参考4) 弾性設計用地震動 S d - D 2 の周期特性を踏まえたスロッシング評価

1. 弾性設計用地震動 S d - D 2 の時刻波形について

スロッシング評価に用いた地震動(余震)は弾性設計用地震動 S d - D 2 であり, その時刻歴波形は, 応答スペクトルに基づき評価した基準地震動 S s - D 2 に係数 0.58 を乗じて設定している。基準地震動 S s - D 2 の設計用応答スペクトル及び弾性設計用地震動 S d - D 2 の応答スペクトルを図 1-1 に示す。

基準地震動 S s - D 2 の時刻歴波形は, 「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-2008 (日本電気協会)」に基づき, 設計用応答スペクトルに適合する一様乱数の位相特性を持つ正弦波の重ね合わせによって作成した。また, 時刻歴波形の作成にあたっては, 周期 5 秒の値を周期 10 秒まで延長した周期 0.02 秒~周期 10 秒の応答スペクトルを設定している。基準地震動 S s - D 2 の時刻歴波形の作成において設定した応答スペクトルを図 1-2 に示す。

以上から, 基準地震動 S s - D 2 の時刻歴波形に係数 0.58 を乗じた弾性設計用地震動 S d - D 2 の時刻歴波形の周期 5 秒~周期 10 秒の速度成分は, 周期 5 秒の速度成分相当の大きさを有している。弾性設計用地震動 S d - D 2 の時刻歴波形の応答スペクトルを図 1-3 に示す。

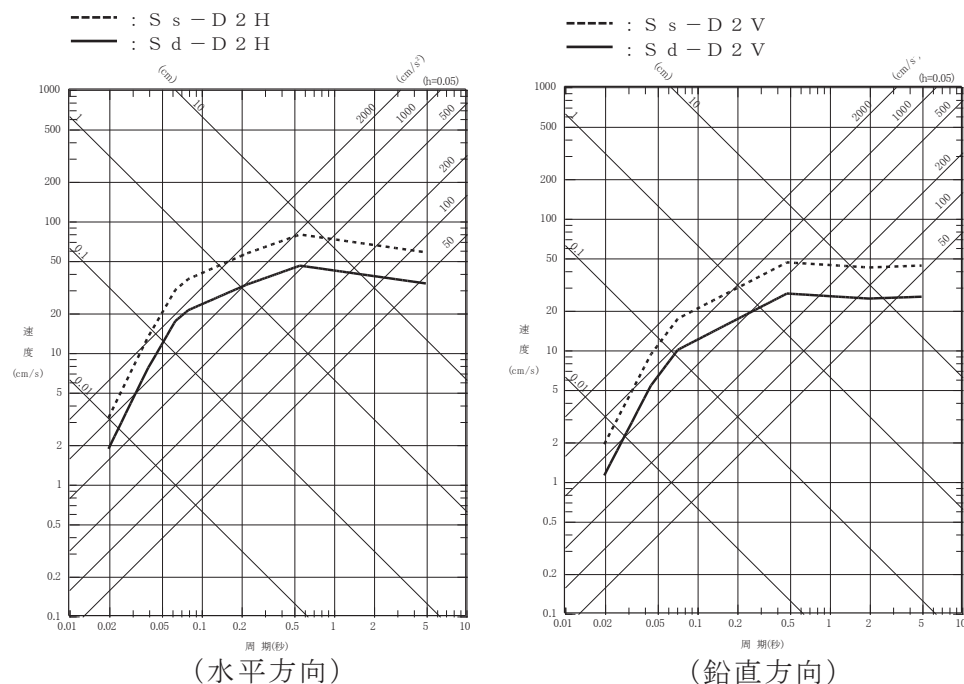


図 1-1 基準地震動 S s - D 2 の設計用応答スペクトル及び弾性設計用地震動 S d - D 2 の応答スペクトル



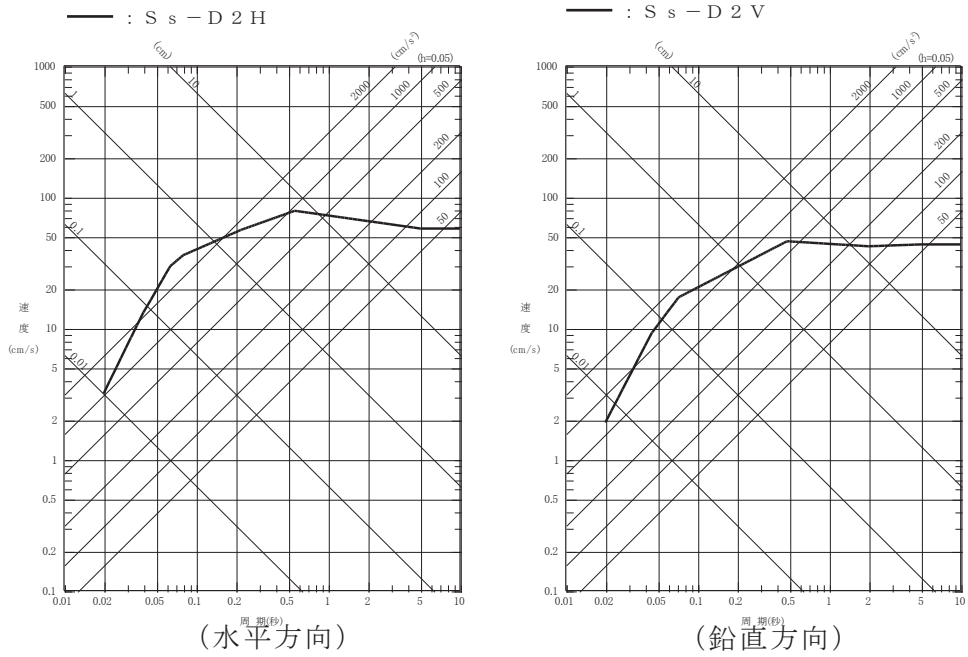


図 1-2 基準地震動 S s - D 2 の時刻歴波形の作成において設定した応答スペクトル

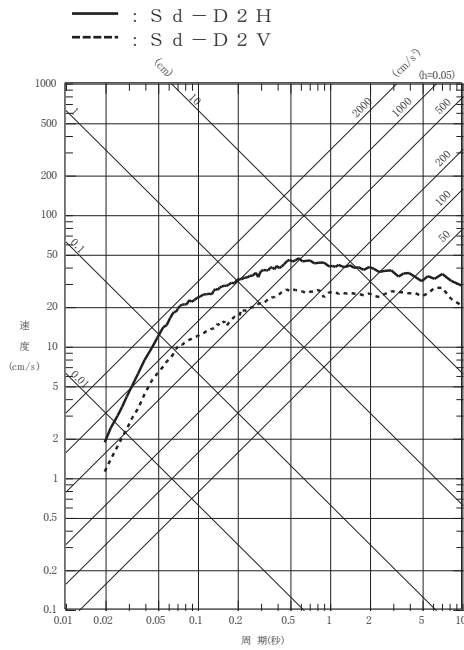


図 1-3 弾性設計用地震動 S d - D 2 の時刻歴波形の応答スペクトル  
(周期 0.02 秒～周期 10 秒)

2. 弾性設計用地震動 S d - D 2 の周期特性を踏まえたスロッシング評価について

取水口及び海水ポンプ室の解析範囲における 1 次固有周期について、短辺方向は 2.62 秒～6.27 秒であり（本文：表 5.5-2 (1)）、弾性設計用地震動 S d - D 2 が有する周期帯（0.02 秒～10 秒）の範囲内にある。一方、長辺方向の 1 次固有周期は 16.05 秒～20.89 秒であり（本文：表 5.5-2 (2)）、弾性設計用地震動 S d - D 2 が有する周期帯の範囲外であることを踏まえ、本検討では、スロッシングによる貯留堰からの溢水量及び各非常用海水ポンプ位置での水位変動量を実形状よりも安全側に評価するため、実形状よりも短い範囲を解析範囲に設定している。実形状と解析範囲の関係を図 2-1 に示す。

検討の結果、長辺方向の溢水量及び最低水位は、各許容値に対して十分な余裕を有している。各評価値と許容値の関係を表 2-1、表 2-2 に示す。

このような配慮により、弾性設計用地震動 S d - D 2 の周期特性を踏まえた安全側の評価になっているものと考えられる。

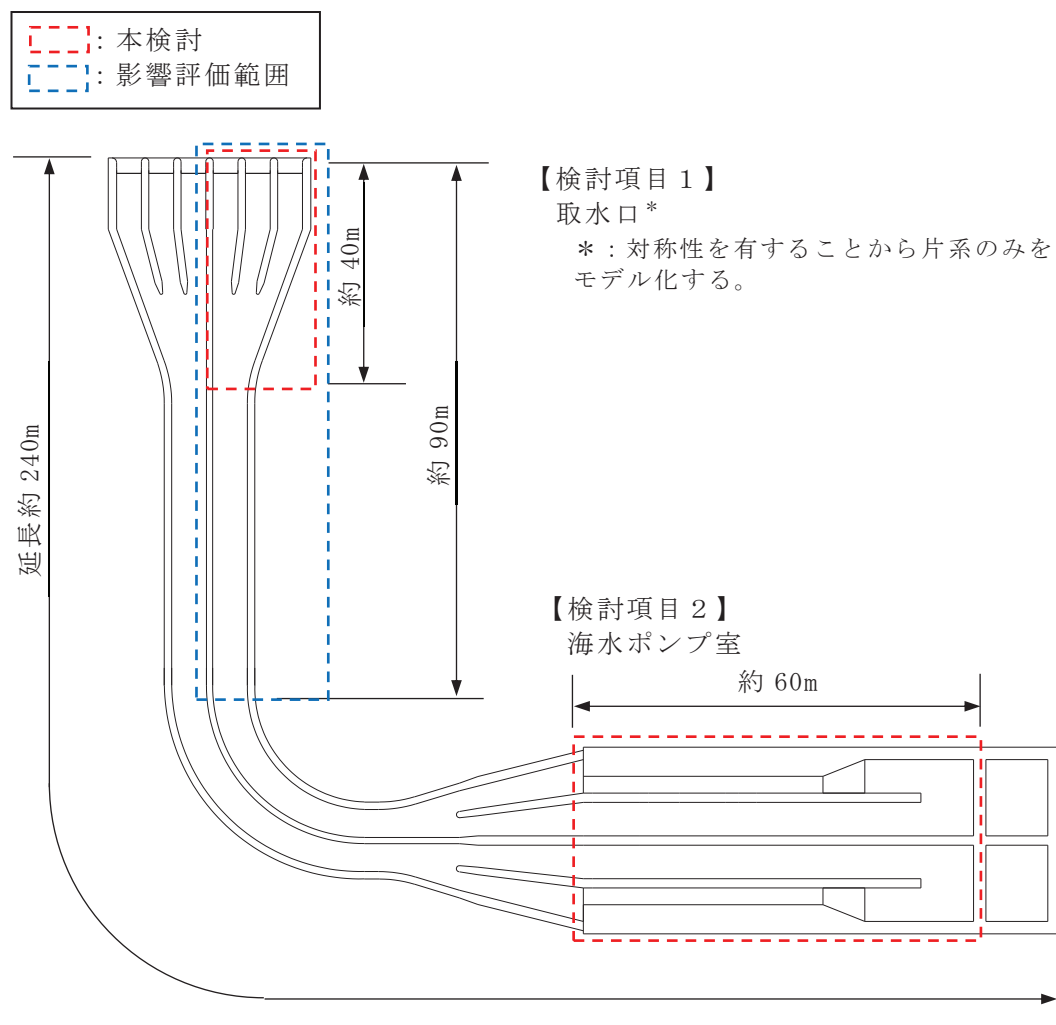


図 2-1 各検討項目の解析範囲

（本文：図 5.5-2 一部加筆）

表 2-1 評価値と許容値の関係  
(スロッシングによる 5 分間の溢水量)

加振方向	5 分間の溢水量		有効貯水量※
	本検討 (水路長：約 40m)	影響評価 (水路長：約 90m)	
縦断方向	4.0m <sup>3</sup>	2.9m <sup>3</sup>	1,983m <sup>3</sup>

※：貯水量 (4,300m<sup>3</sup>) - 循環水ポンプの 5 分間の取水量 (1,662m<sup>3</sup>) - 非常用海水ポンプの 5 分間の取水量 (654.5m<sup>3</sup>) = 1,983.5m<sup>3</sup>

表 2-2 (1) 評価値と許容値の関係  
(原子炉補機冷却海水ポンプ位置の最低水位)

加振方向	項目	原子炉補機冷却海水ポンプ				取水可能水位
		(A)	(B)	(C)	(D)	
縦断方向	最低水位 (O.P.)	-6.89m	-6.86m	-6.88m	-6.87m	-8.95m
	初期水位* <sup>1</sup> からの変動幅* <sup>2</sup>	0.29m	0.26m	0.28m	0.27m	

\*1：初期水位 = O.P. -6.6m

\*2：水路長が長くなると変動幅は小さくなる。詳細は、「(参考 1) 解析範囲の妥当性について」に記載。

表 2-2 (2) 評価値と許容値の関係  
(高圧炉心スプレー補機冷却海水ポンプ位置の最低水位)

加振方向	項目	高圧炉心スプレー補機冷却 海水ポンプ	取水可能水位
縦断方向	最低水位 (O.P.)	-6.80m	-8.95m
	初期水位* <sup>1</sup> からの変動幅* <sup>2</sup>	0.20m	

\*1：初期水位 = O.P. -6.6m

\*2：水路長が長くなると変動幅は小さくなる。詳細は、「(参考 1) 解析範囲の妥当性について」に記載。

## 5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて

### 5.6.1 概要

本資料は，津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せの考え方について説明するものである。

津波防護施設の強度計算に用いる荷重の組合せは，施設の配置，構造計画に基づく形状及び評価対象部位を踏まえて，常時作用する荷重，津波の形態に応じた荷重及びその他自然現象による荷重に分けて適切に組み合わせることとしている。

そのため，津波の形態に応じた荷重の組合せとして，遡上津波荷重，突き上げ津波荷重又は浸水津波荷重（以下「津波荷重」という。）と余震荷重の組合せを考慮する場合と，漂流物の影響を受ける位置に設置している施設については，津波荷重と漂流物による衝突荷重の組合せを考慮する場合について強度計算を行うこととしているが，津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについても考慮する。

### 5.6.2 津波荷重と余震荷重の組合せについて

津波荷重と余震荷重の組合せについては，安全側の評価を行う観点から，津波による最大荷重（最大波高時における波力）と余震による最大荷重の組合せを考慮する。

なお，津波による最大荷重の継続時間及び余震による最大荷重の継続時間はそれぞれ短時間であり，同時に作用する可能性は小さいことから，十分な余裕を考慮した設定となっている。

### 5.6.3 津波荷重と衝突荷重の組合せについて

津波荷重と衝突荷重の組合せについては，実際に施設に作用する荷重としては，津波による最大荷重と漂流物の衝突による最大荷重が同時に作用する可能性は小さいものの，保守的な評価を行う観点から，津波による最大荷重（最大波高時における波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における衝突荷重）の組合せを考慮する。なお，漂流物の衝突荷重の評価においては，敷地前面域の最大流速を安全側に切り上げて 13.0m/s を漂流速度として設定する。

### 5.6.4 津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて

津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについては，それぞれの荷重が同時に作用する可能性は小さいと考えられるが，安全側の評価を行う観点から，これらの組合せを考慮する。ただし，それぞれの最大荷重の継続時間は短時間であり，同時に作用する可能性は非常に小さいことから，最大荷重どうしの組合せは考慮しない。

5.6.2 で示すように，津波荷重と余震荷重の組合せにおいては，最大荷重が同時に作用する可能性は小さいことから，津波により浸水している状態で余震が発生することを想定し，津波荷重は入力津波による浸水深さに応じた静水圧とする。なお，津波により浸水している状態においては，5.6.3 で示すように，最大流速による漂流物の衝突荷重は作用する可能性が小さいと考えられるが，十分な余裕を有した設定とするために，これを考慮する。

表 5.6-1 に荷重の組合せの考え方を示す。津波防護施設である防潮堤（鋼管式鉛直壁）に作用する荷重の組合せによる水平力のイメージ図を，図 5.6-1～図 5.6-3 に示す。なお，荷重の比較に当たっては，線形構造であり，海側から作用する津波荷重及び漂流物荷重に対して構造上厳しくなることを踏まえ，防潮堤（鋼管式鉛直壁）を対象とする。

表 5.6-1 荷重の組合せの考え方

組合せ	津波荷重	余震荷重	漂流物荷重	備考
津波荷重 + 漂流物荷重	波力 (最大波高)	—	漂流物荷重 (最大流速)	最大荷重の組合せ (図 5.6-1)
津波荷重 + 余震荷重	波力 (最大波高)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	—	最大荷重どうしの組合せ (図 5.6-2)
津波荷重 + 余震荷重 + 漂流物荷重	静水圧 (最大浸水深さ)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	漂流物荷重 (最大流速)	津波により浸水している状態での余震を想定 (図 5.6-3)

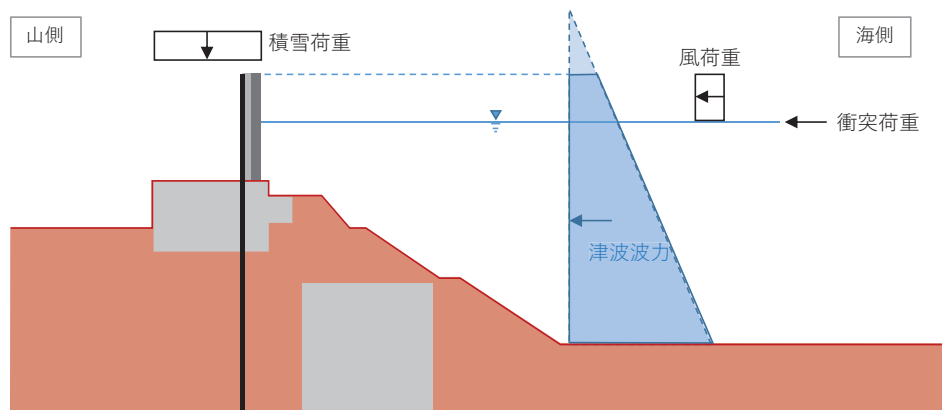


図 5.6-1 津波波重+漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図  
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁) )

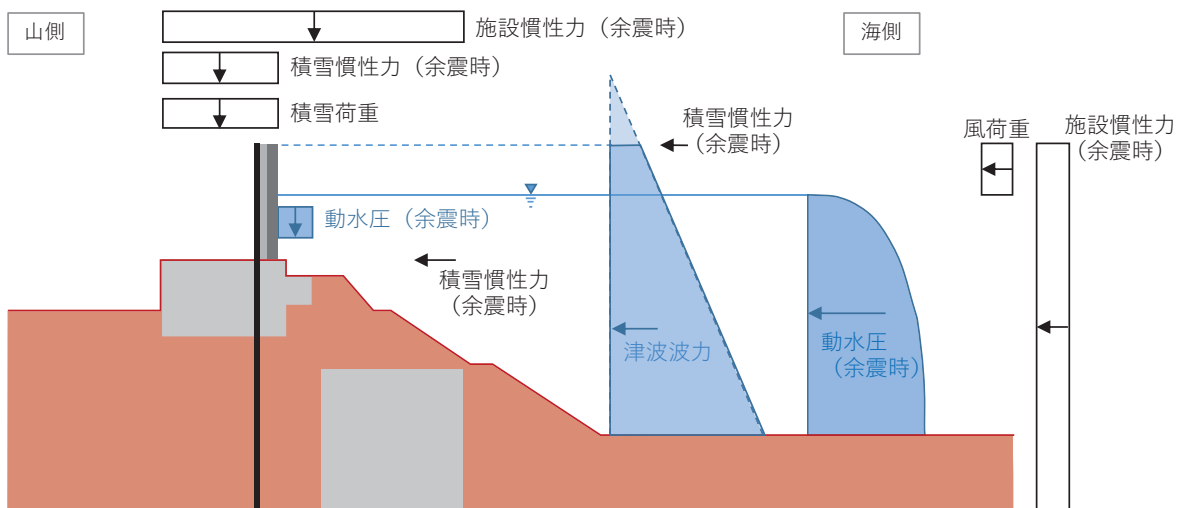


図 5.6-2 津波波重+余震荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図  
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁) )

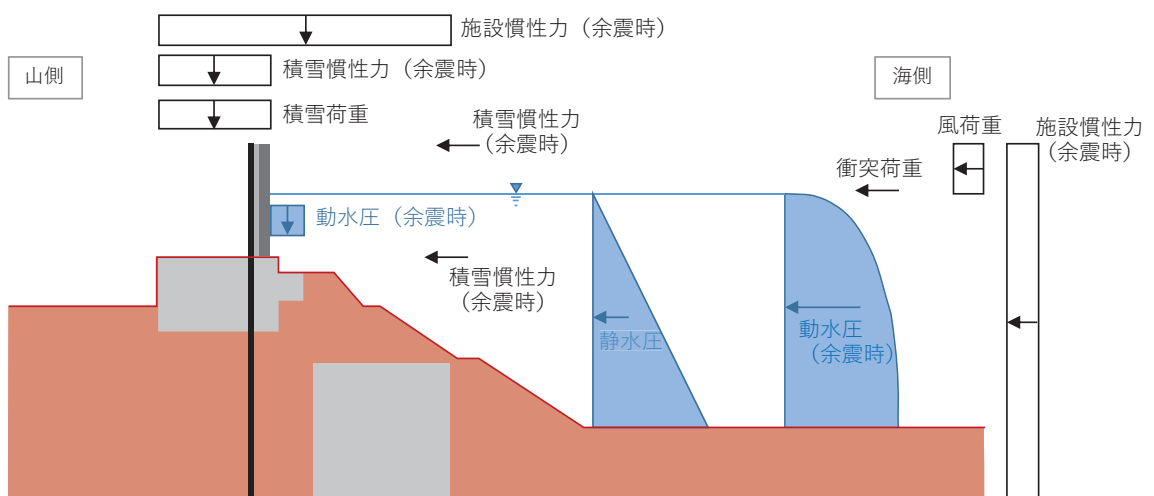


図 5.6-3 津波波重+余震荷重+漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図  
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁) )

## 5.7 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について

### 5.7.1 衝突荷重

漂流物荷重は，「4.3 漂流物荷重について」において，浸水防護施設の機能に対する影響評価により選定された漂流物として車両（2.15t）を想定し，「FEMA（2012）＊」（FEMA：Federal Emergency Management Agency）の算定式に基づき，表 5.7-1 に示す各施設の設置位置における津波の流速を用いて算出する。

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

$F_i$  : 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

注記 \* : FEMA（2012） : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 5.7-1 浸水防護施設の設計に用いる津波のパラメータ

設備分類	設備名称	津波のパラメータ	
		津波高さ (O.P. (m))	流速 (m/s)
浸水防護施設	防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	+24.9	13.0 <sup>*1</sup>
	防潮堤 (盛土堤防)	+24.9	13.0 <sup>*1</sup>
	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)	+24.9	13.0 <sup>*1</sup>
	貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), ( No. 4), (No. 5), (No. 6)	-6.3 <sup>*2</sup> -5.3 <sup>*3</sup>	13.0 <sup>*1</sup>

注記 \*1: 「4.3 漂流物荷重について」に示されるように、津波シミュレーションから算定した防潮堤近傍における基準津波の流速として、安全側に敷地前面域の最大流速を設定

\*2: 重畳時において、衝突荷重を考慮しない場合の津波高さ

\*3: 重畳時において、衝突荷重を考慮する場合の津波高さ



## 5.7.2 風荷重

### (1) 建築基準法に基づく設定

風荷重を考慮する浸水防護施設のうち、防潮堤、防潮壁及び津波監視カメラについては、次に示すとおり、建築基準法に基づき風荷重を算出する。

風荷重は、添付資料「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、「建設省告示第1454号（平成12年5月31日）」に定められた石巻市及び女川町（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）の設計基準風速 30 m/s を使用する。その他の入力値（係数）については、「建設省告示第1454号（平成12年5月31日）」及び「建築物荷重指針・同解説（2004）（（社）日本建築学会）」に基づき設定する。表 5.7-2 に防潮堤の風荷重設定における入力値を、表 5.7-3 に防潮壁の風荷重設定における入力値を、表 5.7-4 に津波監視カメラの風荷重設定における入力値を示す。

$$P_k = C_f \times q \times A_k$$

$P_k$  : 風荷重 (kN)

$C_f$  : 風力係数

$$C_f = C_{pe} - C_{pi}$$

$C_{pe}$  : 外圧係数

$C_{pi}$  : 内圧係数

$A_k$  : 受風面積 (m<sup>2</sup>)

$q$  : 速度圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

$V_0$  : 設計基準風速 (m/s)

$E$  : 速度圧の高さ方向の分布を表わす係数

$$E = E_r^2 \times G_f$$

$G_f$  : ガスト影響係数

$E_r$  : 平均風速の高さ方向の分布を表わす係数

$$E_r = 1.7 \times (Z_b / Z_G)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ 以下の場合})$$

$$E_r = 1.7 \times (H / Z_G)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ 以上の場合})$$

$H$  : 建築物の高さ

$\alpha$  : 地表面粗度区分による係数

$Z_b$  : 地表面粗度区分による係数

$Z_G$  : 地表面粗度区分による係数

表 5.7-2 防潮堤の風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	石巻市及び女川町における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	1.0	津波と風荷重の継続時間がともに短く、同時に発生する確率が低いことを踏まえ 1.0 とする。	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ $H$ (m)	26.5	防潮堤海側地表面（O.P. +2.5m）からの防潮堤天端（O.P. +29.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.15	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	350	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 $E_r$	1.16	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 $E$	1.34	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.720	計算値	—
風力係数 $C_f$	1.2	表 A6.15 に示される風力係数（図 5.7-1 参照）	建築物荷重指針・同解説（2004）

表 5.7-3(1) 防潮壁（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機放水立坑）の  
風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	石巻市及び女川町における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	1.0	津波と風荷重の継続時間がともに短く，同時に発生する確率が低いことを踏まえ 1.0 とする。	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ $H$ (m)	5.2	地表面（O.P. +13.8m）からの防潮壁（O.P. +19.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.20	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	450	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 $E_r$	0.70	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 $E$	0.49	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.263	計算値	—
風力係数 $C_f$	1.2	表 A6.15 に示される風力係数（図 5.7-1 参照）	建築物荷重指針・同解説（2004）

表 5.7-3(2) 防潮壁（第3号機海水ポンプ室）の風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	石巻市及び女川町における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	1.0	津波と風荷重の継続時間がともに短く、同時に発生する確率が低いことを踏まえ 1.0 とする。	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ $H$ (m)	6.2	地表面（O.P. +13.8m）からの防潮壁（O.P. +20.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.20	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	450	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 $E_r$	0.73	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 $E$	0.53	計算値	—
速度圧 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.282	計算値	—
風力係数 $C_f$	1.2	表 A6.15 に示される風力係数（図 5.7-1 参照）	建築物荷重指針・同解説（2004）

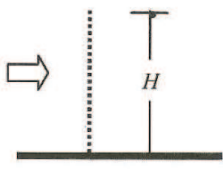
表 5.7-3(3) 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	石巻市及び女川町における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	2.5	第一第3項に示す表の地表面粗度区分Ⅲ、Hが10以下の場合におけるガスト影響係数	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ H (m)	6.2	地表面（O.P.+13.8m）からの防潮壁（O.P.+20.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.20	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	450	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 $E_r$	0.72	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 E	1.30	計算値	—
速度圧 q (kN/m <sup>2</sup> )	0.702	計算値	—
外圧係数 $C_{pe}$	0.8	第三第1項の表1に示す風上壁面の係数	建設省告示第 1454 号
内圧係数 $C_{pi}$	-0.4	第三第1項の表5に示す風下開放型建築物の係数	建設省告示第 1454 号
風力係数 $C_f$	1.2	計算値	—

表 A6.15 地上に建つフェンスの風力係数  $C_D$

充実率 $\varphi$	$C_D$
0	1.2
0.2	1.5
0.6	1.7
$\geq 0.9$	1.2

(平板フェンスも含む)



注) 風荷重を算出する際に用いる面積は外郭面積に充実率  $\varphi$  を乗じたものとする。充実率  $\varphi$  の定義は表 A6.14 に同じとし、表に掲げる充実率  $\varphi$  の数値の中間値については、直線補間した値とする。

なお、フェンスの風荷重を算定する際の基準高さ  $H$  は、フェンスの頂部高さとする。

図 5.7-1 建築物荷重指針・同解説（2004）の表 A6.15 に示される風力係数

表 5.7-4 津波監視カメラの風荷重設定における入力値について

入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 $V_0$ (m/s)	30	石巻市及び女川町における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 $G_f$	2.029	第一第 3 項に示す表の地表面粗度区分Ⅱ，H が 10 を超え 40 未満の場合におけるガスト影響係数	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ H (m)	35.7	地表面（O.P. +13.8m）から津波・構内監視カメラ（カメラ本体）までの高さ	—
地表面の粗度区分による係数 $\alpha$	0.15	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_b$	5	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 $Z_G$	350	第一第 2 項の表に示す地表面粗度区分Ⅱにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
平均風速の高さ方向の分布を表わす係数 $E_r$	1.21	計算値	—
速度圧の高さ方向の分布を表わす係数 E	2.96	計算値	—
速度圧 q (kN/m <sup>2</sup> )	1.596	計算値	—
外圧係数 $C_{pe}$	—	—	—
内圧係数 $C_{pi}$	—	—	—
風力係数 $C_f$	0.7, 0.8, 1.2.1.6, 2.1, 2.4	表 A6.16 に示される風力係数（図 5.7-2 参照）	建築物荷重指針・同解説（2004）

(5) 部材の風力係数  $C$

部材の風力係数は、表 A6.16 により定める。

表 A6.16 部材の風力係数  $C$

$C_X$	$\theta(^{\circ})$	$C_X$	$C_Y$	$\theta(^{\circ})$	$C_X$	$C_Y$	$\theta(^{\circ})$	$C_X$	$C_Y$
1.2	0	2.1	0	0	2.4	0	0	2.1	0
	45	1.6	1.6	45	1.6	0.7	30	2.1	-0.2
				90	0	0.8	60	0.7	1.1

$\theta(^{\circ})$	$C_X$	$C_Y$	$\theta(^{\circ})$	$C_X$	$C_Y$	$\theta(^{\circ})$	$C_X$	$C_Y$			
0	1.2	0	0	1.1	0	0	0	1.9	2.2		
45	0.8	0.8	45	0.8	0.7	45	1.8	0.1	45	2.3	2.3
90	0.6	0.5	90	0.9	0.5	90	0	0.1	90	2.2	1.9
135	-1.7	0.6	135	-2.3	0.6				135	-1.9	-0.6
180	-2.3	0	180	-2.5	0				180	-2.0	0.3
									225	-1.4	-1.4

$\theta(^{\circ})$	$C_X$	$C_Y$	$\theta(^{\circ})$	$C_X$	$C_Y$	$\theta(^{\circ})$	$C_X$	$C_Y$
0	2.0	1.1	0	2.1	0	0	2.6	0
45	2.3	1.1	45	2.1	0.6	45	2.0	0.8
90	1.8	0.8	90	$\pm 0.6$	0.7	90	$\pm 0.6$	0.8
135	-1.7	0				135	-1.6	0.6
180	-2.0	0.1				180	-2.0	0
225	-1.5	-0.6						
270	0.6	-0.8						
315	1.2	-0.2						

注) 風荷重を算定する際に用いる面積は風向によらず、 $bl$  ( $b$ : 部材幅,  $l$ : 部材長) とする。

ネット

充実率 $\varphi$	$C_X$
0	2
0.2	2
0.6	2.7
$\geq 0.9$	2

(平板の場合も含む)

注) ネットの風荷重を算定する際に用いる面積は  $bl\varphi$  とする ( $l$ : ネットの長さ)。充実率  $\varphi$  の定義は表 A6.14 に同じとし、表に掲げる充実率  $\varphi$  の数値の中間値については、直線補間した値とする。

図 5.7-2 建築物荷重指針・同解説 (2004) の表 A6.16 に示される風力係数



### 5.7.3 積雪荷重

積雪荷重は、添付資料「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。なお、津波による荷重と積雪荷重については、積雪荷重の継続時間が長いため組み合わせを考慮し、施設の形状、配置により適切に組み合わせる。組み合わせる積雪荷重としては、女川原子力発電所は多雪区域ではないため、建築基準法には他の荷重との組合せは定められていない。ただし、発電用原子炉施設の重要性を鑑み、建築基準法の多雪区域における地震荷重と積雪荷重の組合せの考え方を適用することから、係数 0.35 を考慮する。

また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m<sup>2</sup> の積雪荷重が作用することを考慮し、表 5.7-5 のとおり積雪荷重を算定する。

$$P_s/A_s = 0.35 \times W_s \times d_s$$

$P_s$  : 積雪荷重 (N)

$W_s$  : 積雪の単位荷重 (N/cm/m<sup>2</sup>)

$d_s$  : 設計基準積雪量 (cm)

$A_s$  : 水平投影面積 (m<sup>2</sup>)

表 5.7-5 積雪荷重の入力値

積雪荷重 $W_s$ (N/cm/m <sup>2</sup> )	設計基準積雪量 $d_s$ (cm)	単位面積当たりの積雪荷重 $P_s/A_s$ (N/m <sup>2</sup> )
20	43	301

## 5.8 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について

### 5.8.1 各施設における津波時及び重畳時の荷重作用状況

防潮堤，防潮壁，取放水路流路縮小工及び貯留堰の強度計算における津波時及び重畳時に考慮する荷重については，その施設の設置位置や形状等により設定している。表 5.8-1 に各施設における津波時及び重畳時の荷重作用状況を示す。表 5.8-1 では，各施設の解析手法に従い，静的解析，二次元静的有限要素法解析及び二次元動的有限要素法解析における荷重作用状況を示しているが，詳細については各施設の強度計算書に示す。

表 5.8-1 (1) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (1/8)

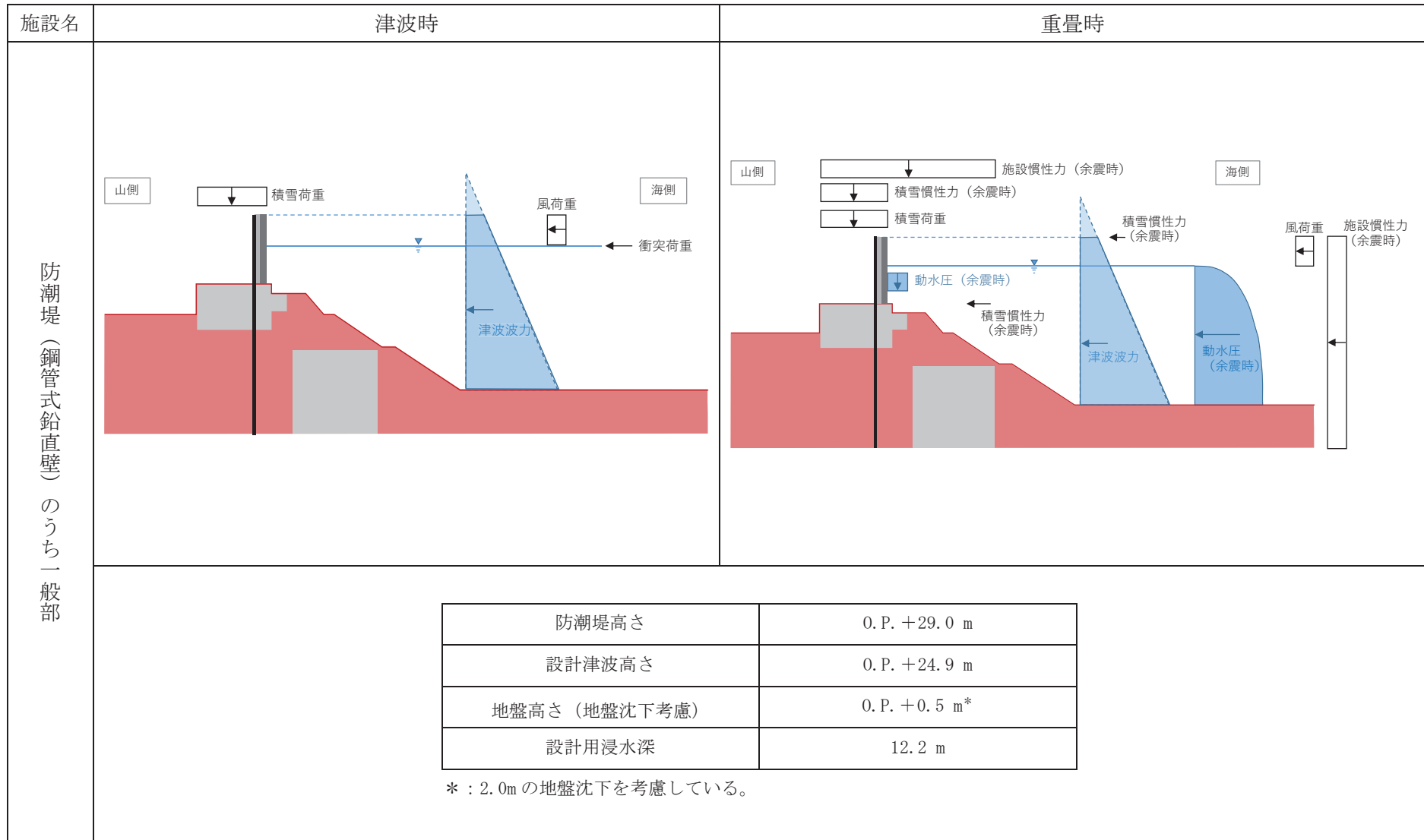


表 5.8-1 (2) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (2/8)

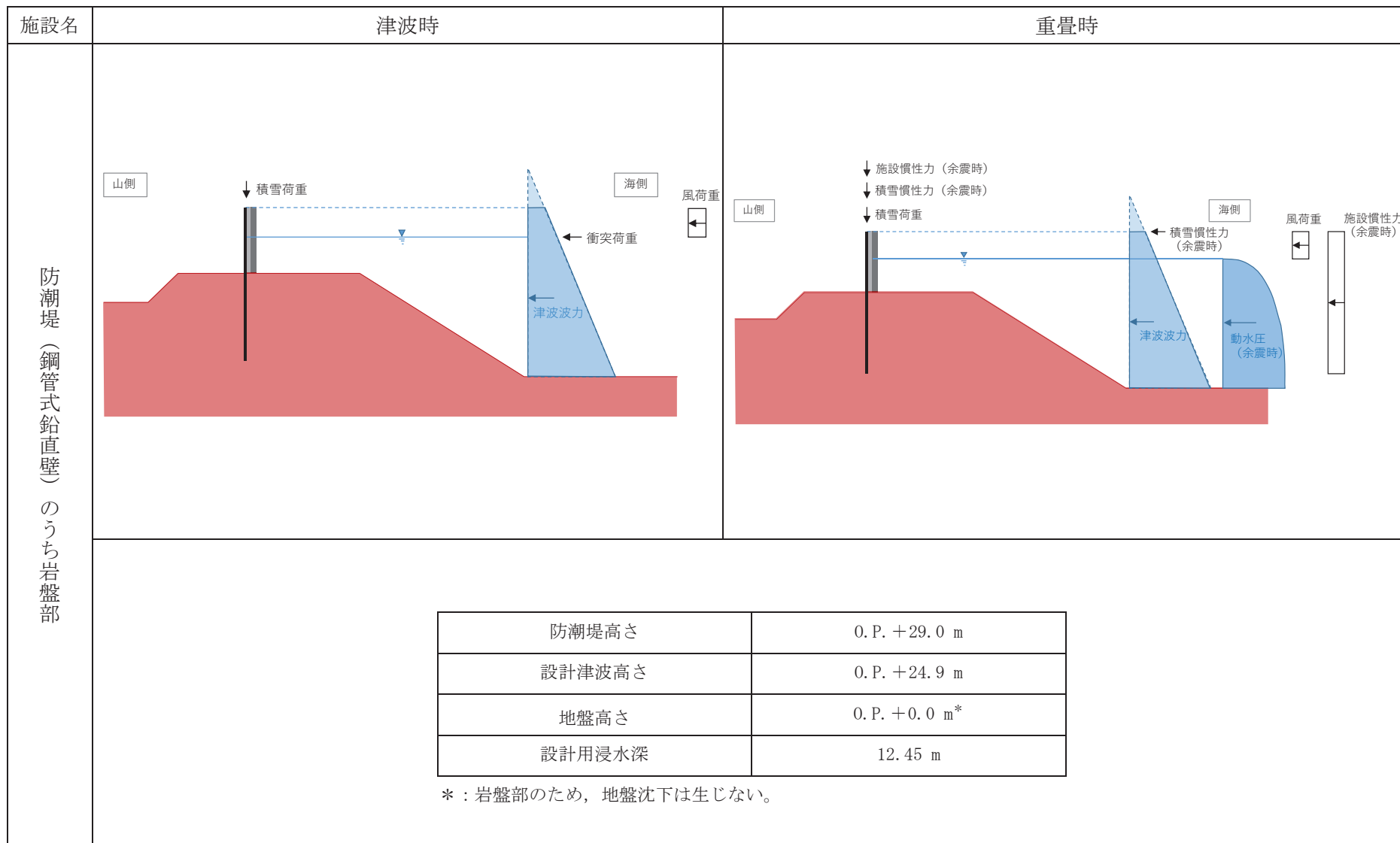


表 5.8-1 (3) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (3/8)

施設名	津波時	重畳時							
防潮堤 (盛土堤防)									
	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td style="text-align: center;">防潮堤高さ</td> <td style="text-align: center;">O. P. +29.0 m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">設計津波高さ</td> <td style="text-align: center;">O. P. +24.9 m</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">地盤高さ</td> <td style="text-align: center;">O. P. +3.0 m*</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">設計用浸水深</td> <td style="text-align: center;">10.95 m</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">* : 2.0m の地盤沈下を考慮している。</p>		防潮堤高さ	O. P. +29.0 m	設計津波高さ	O. P. +24.9 m	地盤高さ	O. P. +3.0 m*	設計用浸水深
防潮堤高さ	O. P. +29.0 m								
設計津波高さ	O. P. +24.9 m								
地盤高さ	O. P. +3.0 m*								
設計用浸水深	10.95 m								

表 5.8-1 (4) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (4/8)

施設名	津波時		重畳時																										
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室) 防潮壁 (第2号機放水立坑) 防潮壁 (第3号機海水ポンプ室) 防潮壁 (第3号機放水立坑)																													
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>第2号機海水ポンプ室</th> <th>第2号機放水立坑</th> <th>第3号機海水ポンプ室</th> <th>第3号機放水立坑</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>防潮壁高さ</td> <td>0. P. +19.0 m</td> <td>0. P. +19.0 m</td> <td>0. P. +20.0 m</td> <td>0. P. +19.0 m</td> </tr> <tr> <td>設計津波高さ</td> <td>0. P. +18.6 m</td> <td>0. P. +17.9 m</td> <td>0. P. +19.5 m</td> <td>0. P. +18.0 m</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ</td> <td>0. P. +13.4 m<sup>*1</sup> (0. P. +13.8 m)<sup>*2</sup></td> <td>0. P. +13.4 m<sup>*1</sup> (0. P. +13.8 m)<sup>*2</sup></td> <td>0. P. +13.4 m<sup>*1</sup></td> <td>0. P. +13.4 m<sup>*1</sup></td> </tr> <tr> <td>設計用浸水深</td> <td>5.2 m (4.8 m)<sup>*2</sup></td> <td>4.5 m (4.1 m)<sup>*2</sup></td> <td>6.1 m</td> <td>4.6 m</td> </tr> </tbody> </table>		第2号機海水ポンプ室	第2号機放水立坑	第3号機海水ポンプ室	第3号機放水立坑	防潮壁高さ	0. P. +19.0 m	0. P. +19.0 m	0. P. +20.0 m	0. P. +19.0 m	設計津波高さ	0. P. +18.6 m	0. P. +17.9 m	0. P. +19.5 m	0. P. +18.0 m	地盤高さ	0. P. +13.4 m <sup>*1</sup> (0. P. +13.8 m) <sup>*2</sup>	0. P. +13.4 m <sup>*1</sup> (0. P. +13.8 m) <sup>*2</sup>	0. P. +13.4 m <sup>*1</sup>	0. P. +13.4 m <sup>*1</sup>	設計用浸水深	5.2 m (4.8 m) <sup>*2</sup>	4.5 m (4.1 m) <sup>*2</sup>	6.1 m	4.6 m			
	第2号機海水ポンプ室	第2号機放水立坑	第3号機海水ポンプ室	第3号機放水立坑																									
防潮壁高さ	0. P. +19.0 m	0. P. +19.0 m	0. P. +20.0 m	0. P. +19.0 m																									
設計津波高さ	0. P. +18.6 m	0. P. +17.9 m	0. P. +19.5 m	0. P. +18.0 m																									
地盤高さ	0. P. +13.4 m <sup>*1</sup> (0. P. +13.8 m) <sup>*2</sup>	0. P. +13.4 m <sup>*1</sup> (0. P. +13.8 m) <sup>*2</sup>	0. P. +13.4 m <sup>*1</sup>	0. P. +13.4 m <sup>*1</sup>																									
設計用浸水深	5.2 m (4.8 m) <sup>*2</sup>	4.5 m (4.1 m) <sup>*2</sup>	6.1 m	4.6 m																									
<p>* 1 : 0.4m の地盤沈下を考慮している。</p> <p>* 2 : カッコ内は岩盤部及び地盤改良部における地盤高さ及び設計用浸水深を示す。</p>																													

表 5.8-1 (5) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (5/8)

施設名	津波時	重畳時							
防潮壁 (第3号機海水熱交換器建屋)									
	<table border="1"> <tr> <td>防潮壁高さ</td> <td>0. P. +20.0 m</td> </tr> <tr> <td>設計津波高さ</td> <td>0. P. +19.5 m</td> </tr> <tr> <td>基準高さ</td> <td>0. P. +14.0 m</td> </tr> <tr> <td>設計用浸水深</td> <td>5.5 m</td> </tr> </table>		防潮壁高さ	0. P. +20.0 m	設計津波高さ	0. P. +19.5 m	基準高さ	0. P. +14.0 m	設計用浸水深
防潮壁高さ	0. P. +20.0 m								
設計津波高さ	0. P. +19.5 m								
基準高さ	0. P. +14.0 m								
設計用浸水深	5.5 m								

表 5.8-1 (6) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (6/8)

施設名	津波時	重畳時														
取放水路流路縮小工 (第1号機取水路) 取放水路流路縮小工 (第1号機放水路)																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2"></th> <th>第1号機取水路</th> <th>第1号機放水路</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">取放水路流路縮小工高さ</td> <td>上端</td> <td>O. P. -2.55 m</td> <td>O. P. -1.49 m</td> </tr> <tr> <td>下端</td> <td>O. P. -5.75 m</td> <td>O. P. -6.09 m</td> </tr> <tr> <td colspan="2">設計津波高さ</td> <td>O. P. +24.9 m</td> <td>O. P. +24.9 m</td> </tr> </tbody> </table>			第1号機取水路	第1号機放水路	取放水路流路縮小工高さ	上端	O. P. -2.55 m	O. P. -1.49 m	下端	O. P. -5.75 m	O. P. -6.09 m	設計津波高さ		O. P. +24.9 m	O. P. +24.9 m
		第1号機取水路	第1号機放水路													
取放水路流路縮小工高さ	上端	O. P. -2.55 m	O. P. -1.49 m													
	下端	O. P. -5.75 m	O. P. -6.09 m													
設計津波高さ		O. P. +24.9 m	O. P. +24.9 m													



表 5.8-1 (7) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (7/8)

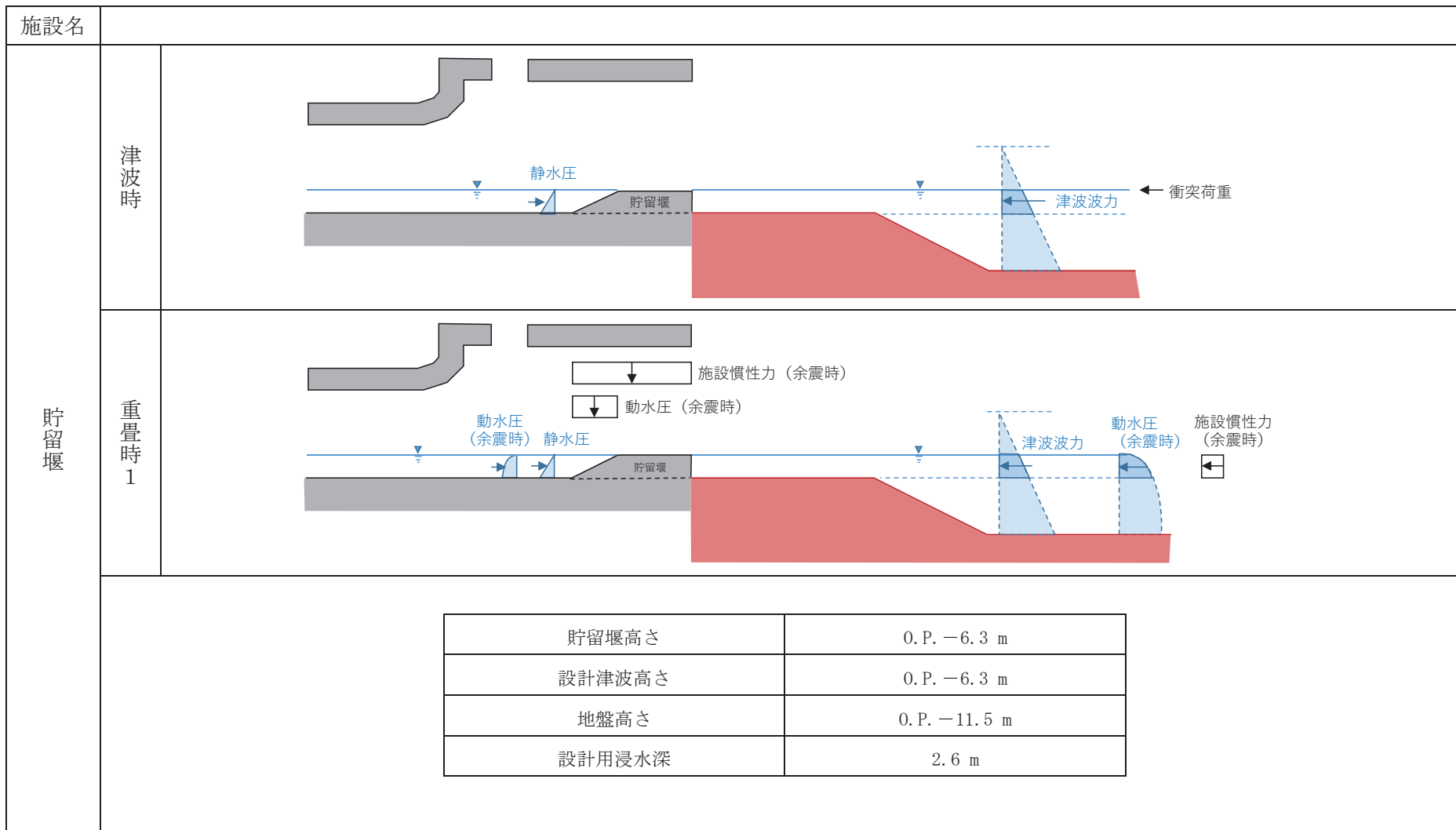
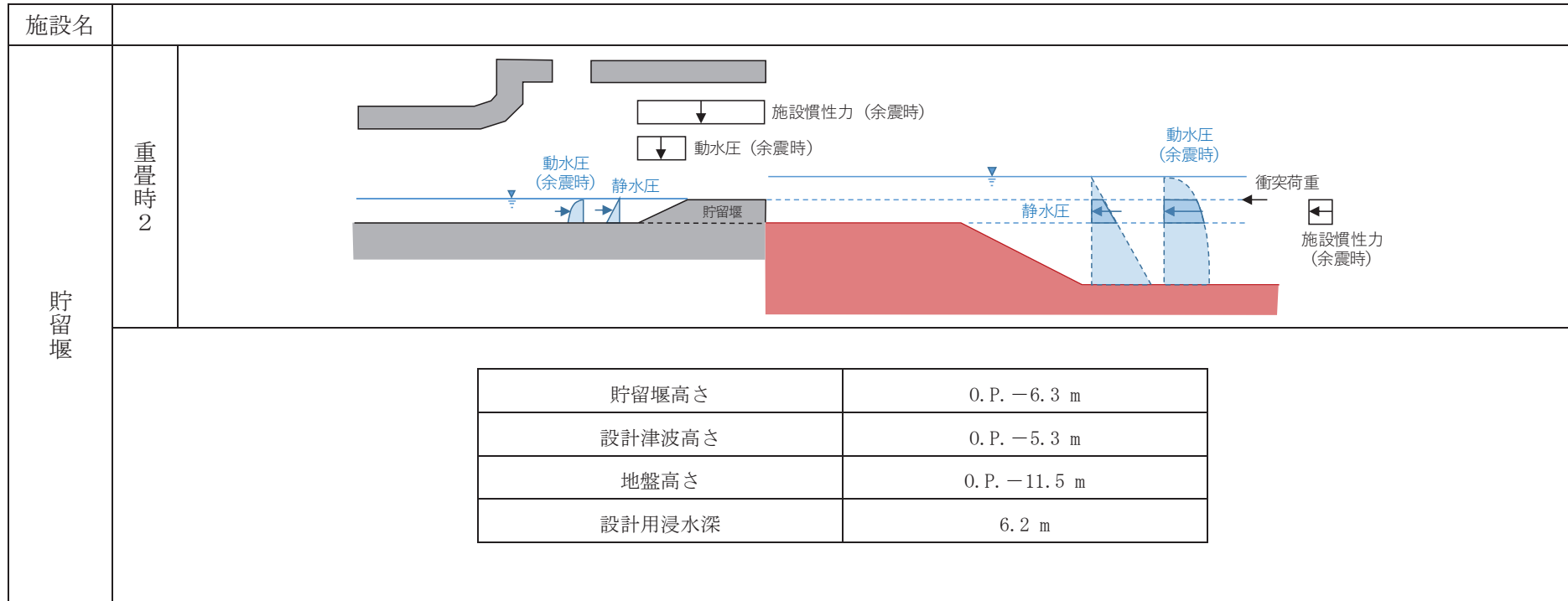


表 5.8-1 (8) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (8/8)



## 5.9 耐震及び耐津波設計における許容限界について

### (1) 基本方針

津波防護施設の耐震及び耐津波設計における部材の許容限界については「耐震設計に係る工認審査ガイド」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」（以下、「審査ガイド」）に示されている規格及び基準に基づき設定することを基本とする。直接適用できない場合にはその他の規格、基準類の適用性を検討し、適切に設定する（詳細は「5.13強度計算に用いた規格・基準の適用性について」に示す）。

### (2) 適用する規格，基準類

津波防護施設の各部材における許容限界について表 5.9-1(1)～(7)に示す。以下に材料毎の適用する規格，基準類を示す。

#### a. 鉄筋

鉄筋の許容限界については審査ガイドに示されている「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき設定することを基本とする。

防潮壁のフーチング等に使用している SD490 については「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」により設定する。

#### b. コンクリート

コンクリートの許容限界については審査ガイドに示されている「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき設定することを基本とする。

防潮堤の背面補強工及び置換コンクリートに使用しているせん断強度については「コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)」により設定する。また、設計基準強度  $50\text{N/mm}^2$  のコンクリート防潮壁 (フーチング) の許容応力度については「道路土工-カルバート工指針 (日本道路協会, 平成 21 年度版)」により設定する。

#### c. 鋼材

鋼材の許容限界については審査ガイドに示されている「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」及び「鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 - ((社) 日本建築学会, 2005 年)」に基づき設定することを基本とする。

防潮堤鋼製遮水壁や防潮壁鋼桁等の上部構造の鋼材については「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」により設定する。防潮壁鋼製扉 (ヒンジ) の鋼材については「水門鉄管技術基準水門扉編 (水門鉄管協会, 平成 31 年 3 月)」により設定する。防潮壁 (第 3 号機海水熱交換器建屋) については、鋼製の柱及び梁等によるフレーム構造となっており、鋼構造建築物に類似していることから、使用する鋼材については「鋼構造設計規準 - 許容応力度設

計法－（（社）日本建築学会，2005年）」により設定する。

表 5.9-1 (1) 各部材の許容応力度及び短期許容応力度に適用する規格、基準類  
(防潮堤(鋼管式鉛直壁))

部材	規格	許容限界				適用する規格・基準類
		地震時, 津波時, 津波+余震時				
		種別	許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	割増し 係数*1	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
R C 遮水壁 (鉄筋)	SD345	引張	196	1.5	294	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)
R C 遮水壁 (コンクリート)	設計基準強度 f'ck=40N/mm <sup>2</sup>	曲げ	14	1.5	21	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)
		せん断	0.55	1.5	0.82	
鋼管杭 (鋼材*2)	SKK490	曲げ	185	1.5	277	・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月) ・道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月) *3
		せん断	105	1.5	157	
	SM570	曲げ	255	1.5	382	
		せん断	145	1.5	217	
鋼製遮水壁・漂流物防 護工 (鋼材)	SM490Y	曲げ	210	1.5	315	・道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)
		せん断	120	1.5	180	
	SM570	曲げ	255	1.5	382	
		せん断	145	1.5	217	

注記

\*1: 短期許容応力度は, 地震の影響を考慮した荷重の組合せに対して, 割り増し係数を乗じた値であることが, それぞれの規格・基準類に示されている。

\*2: 鋼材形状等に応じた許容応力度の低減 (局部座屈等) を考慮する場合は, 個別の計算書にて反映

\*3: 地上部は上部構造として取扱うこととし, 鋼橋編を適用する。

表 5.9-1 (2) 各部材のせん断強度，引張強度及び降伏強度に適用する規格，基準類  
(防潮堤(鋼管式鉛直壁，盛土堤防))

部材	規格	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	適用する規格・基準類
コンクリート (背面補強工)	設計基準強度 f' ck=30N/mm <sup>2</sup>	6.00	2.22	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・せん断強度：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会，2013年制定)</li> <li>・引張強度：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002年制定)</li> </ul>
コンクリート (置換コンクリート)	設計基準強度 f' ck=30N/mm <sup>2</sup>	6.00	2.22	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・せん断強度：コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会，2013年制定)</li> <li>・引張強度：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002年制定)</li> </ul>

表 5.9-1 (3) 各部材の許容応力度及び短期許容応力度に適用する規格、基準類  
(防潮壁(第2号機海水ポンプ室, 第2号機放水立坑, 第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑))

部材	規格	許容限界				適用する規格・基準類
		地震時, 津波時, 津波+余震時				
		種別	許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	割増し 係数*1	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
フーチング (鉄筋)	SD345	引張	196	1.5	294	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定) ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成24年3月)
	SD490	引張	290	1.5	435	
RC支柱 (鉄筋)	SD345	引張	196	1.5	294	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定) ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成24年3月)
	SD490	引張	290	1.5	435	
フーチング (コンクリート)	設計基準強度 f'ck=50N/mm <sup>2</sup>	曲げ	16	1.5	24	・道路土工-カルバート工指針 (日本道路協会, 平成21年度版)
RC支柱 (コンクリート)	設計基準強度 f'ck=30N/mm <sup>2</sup>	曲げ	11	1.5	16	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)
鋼板 (鋼材*2)	SM570	曲げ	255	1.5	382	・道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)
		せん断	145	1.5	217	
鋼製支柱 (鋼材*2)	SM490	曲げ	185	1.5	277	・道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)
		せん断	105	1.5	157	
	SM570	曲げ	255	1.5	382	
		せん断	145	1.5	217	
鋼桁 (鋼材*2)	SM490Y	曲げ	210	1.5	315	・道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)
		せん断	120	1.5	180	
	SM570	曲げ	255	1.5	382	
		せん断	145	1.5	217	
鋼製扉 (鋼材*2) (扉体)	SM570	曲げ	255	1.5	382	・道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成14年3月)
		せん断	145	1.5	217	
鋼製扉 (鋼材*2) (ヒンジ)	SM490 (t < 40)	せん断	91	1.5	136	・水門鉄管技術基準 水門扉編 (水門鉄管協会, 平成31年3月)
		引張	158	1.5	237	
	SM490 (40 < t)	せん断	85	1.5	127	
		引張	148	1.5	222	

注記 \*1: 短期許容応力度は, 地震の影響を考慮した荷重の組合せに対して, 割増し係数を乗じた値であることが, それぞれの規格・基準類に示されている。

\*2: 鋼材形状等に応じた許容応力度の低減 (局部座屈等) を考慮する場合は, 個別の計算書にて反映

表 5.9-1 (4) 各部材のせん断強度，引張強度及び降伏強度に適用する規格，基準類  
 (防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室，第 2 号機放水立坑，第 3 号機海水ポンプ室，第 3 号機放水立坑))

部材	規格	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	適用する規格・基準類
鋼管杭 (鋼材)	SKK490	160	—	315	・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会，平成14年3月)
鋼管杭 (鋼材)	SM570	260	—	450	・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会，平成14年3月)

表 5.9-1 (5) 各部材の許容応力度及び短期許容応力度に適用する規格，基準類  
 (防潮壁 (第 3 号機海水熱交換器建屋))

部材	規格	許容限界				適用する規格・基準類
		地震時，津波時，津波＋余震時				
		種別	許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	割増し 係数 <sup>*1</sup>	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
鋼材	SS400	せん断	90.4	1.5	135	・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－ ( (社) 日本建築学会，2005年)
		曲げ	157	1.5	235	
	SM400	せん断	90.4	1.5	135	
		曲げ	157	1.5	235	
	SM490	せん断	125	1.5	187	
		曲げ	217	1.5	325	

注記 \*1：短期許容応力度は，地震の影響を考慮した荷重の組合せに対して，割り増し係数を乗じた値であることが，それぞれの規格・基準類に示されている。



表 5.9-1 (6) 各部材のせん断強度，引張強度及び降伏強度に適用する規格，基準類  
(取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路，第 1 号機放水路))

部材	規格	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	適用する規格・基準類
コンクリート (充填部)	設計基準強度 f' ck=50N/mm <sup>2</sup>	10.00	1.847	—	・せん断強度：コンクリート標準示方書「ダムコンクリート編」(土木学会，2013年制定) ・引張強度：コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(土木学会，2002年制定)
コンクリート (覆工部)	設計基準強度 f' ck=20.5N/mm <sup>2</sup>	4.10	1.019	—	・せん断強度：コンクリート標準示方書「ダムコンクリート編」(土木学会，2013年制定) ・引張強度：コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(土木学会，2002年制定)

表 5.9-1 (7) 各部材の許容応力度及び短期許容応力度に適用する規格，基準類 (貯留堰)

部材	規格	許容限界				適用する規格・基準類
		地震時，津波時，津波+余震時				
		種別	許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	割増し 係数*1	短期許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
鉄筋	SD345	引張	196	1.5	294	・コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(土木学会，2002年制定)
コンク リート	設計基準強度 f' ck=20.5N/mm <sup>2</sup>	せん断	0.42	1.5	0.63	・コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(土木学会，2002年制定)
		曲げ	7.8	1.5	11.7	

注記 \*1：短期許容応力度は，地震の影響を考慮した荷重の組合せに対して，割り増し係数を乗じた値であることが，それぞれの規格・基準類に示されている。

## 5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について

### 5.10.1 概要

津波防護施設の評価対象断面は、各構造物の構造及び地質の特徴を踏まえ選定している。

本資料においては、各構造物の評価対象断面の選定における考え方を整理することで、評価対象断面の妥当性について説明する。

#### (1) 評価対象断面の選定の考え方

津波防護施設の評価対象断面の選定については、「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す屋外重要土木構造物の考え方に加え、津波による波圧等の観点も踏まえて、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。

#### (2) 評価対象断面の選定結果

表 5.10.1-1 に各構造物の断面選定結果一覧を示す。

表 5. 10. 1-1 (1) 各構造物の断面選定結果一覧

構造物	選定断面		選定理由 (概要)
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	一般部	I-①断面 (断面①)	1次元地震応答解析結果により、背面補強工及び置換コンクリートの最大せん断応力が区間の中で最も大きいため。
		I-②断面 (断面②)	1次元地震応答解析結果により、鋼管杭の加速度が区間の中で最も大きいため。
		I-③断面 (断面③)	1次元地震応答解析結果により、鋼管杭の地中部の水平変位が区間の中で最も大きいため。
		II-①断面 (断面④)	鋼管式鉛直壁（一般部）に盛土堤防の構造が重なる境界部であるため。
	岩盤部	I-①断面 (断面⑤)	同じ断面の構造、おおむね一定の地質状況の区間の中で、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される断面を選定。
		II-①断面 (断面⑥)	区間の中で鋼管杭の突出長が最も大きく津波荷重が最も大きくなるとともに、1次元地震応答解析結果により鋼管杭の加速度が最も大きいため。
		III区間 (断面⑦)	5本の鋼管杭とRC遮水壁が一体となった構造であり、一体構造としての評価を実施するため。
防潮堤 (盛土堤防)	I-①断面 (断面⑧)	1次元地震応答解析結果により、盛土堤防と置換コンクリートの最大せん断応力が区間の中で最も大きいため。	

表 5. 10. 1-1 (2) 各構造物の断面選定結果一覧

構造物		選定断面	選定理由 (概要)	
防潮壁	(第 2 号機海水ポンプ室, 第 2 号機放水立坑, 第 3 号機海水ポンプ室, 第 3 号機放水立坑)	鋼製遮水壁 (鋼板)	I-(2) 断面	津波水位が最も高い区間の中で, 一次元地震応答解析結果により, フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			I-(4) 断面	津波水位が最も高く, 盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で, 一次元地震応答解析結果により, 鋼管杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
			II-(1) 断面	盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で, 周辺の改良地盤が最も厚い断面でもあるため, 改良地盤とその上層の盛土との地層境界付近での局所的な地盤変位量が大きいため。
			III-(1) 断面	盛土・旧表土層が全深度地盤改良されている区間の中で, 一次元地震応答解析結果により, フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			III-(7) 断面	全区間の中で, 同一基礎内の杭長差が全断面の中で最も大きいため。
			III-(11) 断面	岩盤が地表面に露頭している区間の中で, 一次元地震応答解析結果により, フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			IV-(2) 断面	逆流防止設備を間接支持する断面の中で, 一次元地震応答解析結果により, フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			V-(8) 断面	盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で, 一次元地震応答解析結果により, 鋼管杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
		鋼製遮水壁 (鋼桁)	鋼桁 1	構造諸元及び周辺地質状況等が異なるため, すべての構造を評価対象とする。
			鋼桁 2	
			鋼桁 3	
			鋼桁 4	
			鋼桁 5	
			鋼桁 6	
		鋼製扉	鋼製扉 2	上部工の構造諸元が同一となる区間の中で, 上部工の加速度が最も大きいため。
鋼製扉 3	下部工の構造諸元が同一となる区間の中で, 杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。			

表 5.10.1-1(3) 各構造物の断面選定結果一覧

構造物	選定断面	選定理由（概要）
取放水路 流路縮小工	第1号機取水路	縦断方向の地質に有意な差がないことから、躯体中心位置の横断、縦断方向を評価対象断面とする。
	第1号機放水路	
貯留堰*		同一構造で近接しており、地質状況に有意な差が無いことから、NS方向（汀線方向）に並ぶ6個の貯留堰の中央位置のEW方向断面（津波作用方向）を評価対象断面とする。

\*：耐震評価については、取水口と一体構造であり、取水口の断面が延長方向で異なり、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する構造物（箱形構造物）となることから、貯留堰を含めた取水口の三次元モデルを用いて耐震評価を行う。耐震評価における解析手法選定及び断面選定の考え方については、「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す。

### 5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の平面配置図及び縦断面図を図 5.10.2-1 及び図 5.10.2-2 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、総延長は約 680m、天端高さは O.P.+29.0m であり、設置される地質状況により、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部（以下「鋼管式鉛直壁（一般部）」という。）と防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部（以下「鋼管式鉛直壁（岩盤部）」という。）に区分されることから、それぞれの構造形式毎に評価対象断面を選定する。

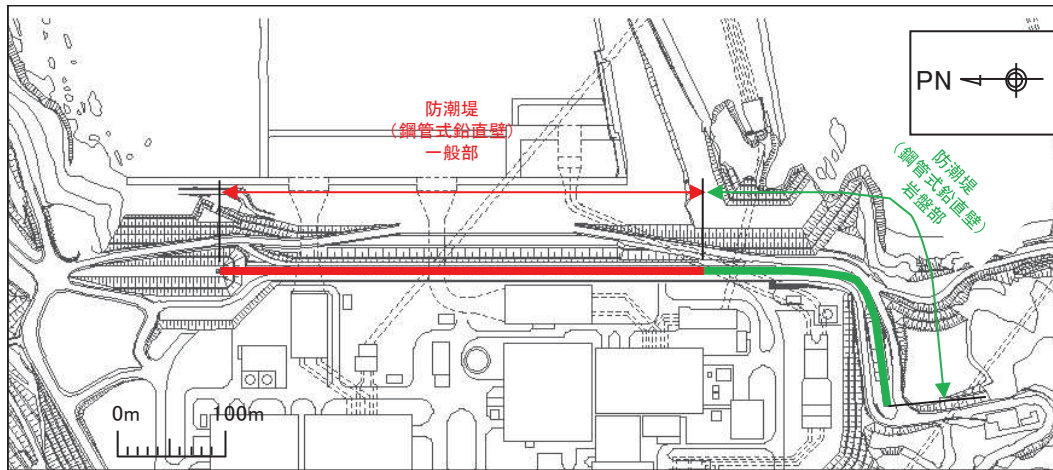
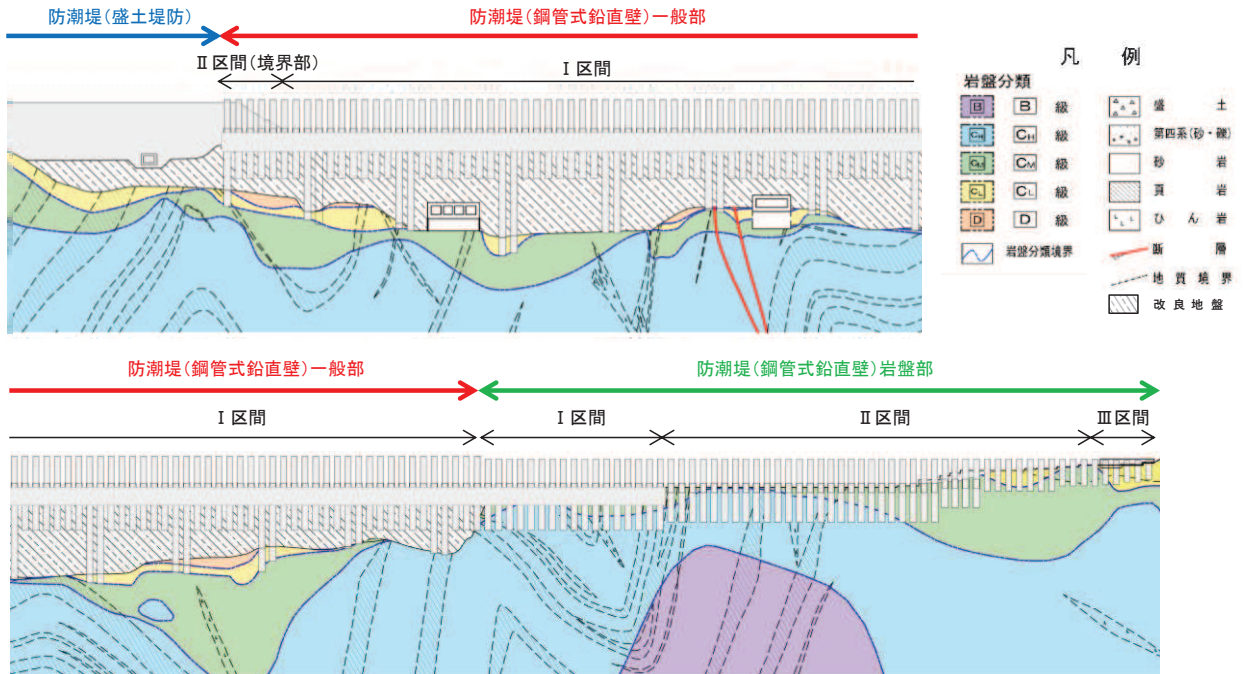


図 5.10.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の平面配置図



\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 5.10.2-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断面図

(1) 鋼管式鉛直壁（一般部）

図 5. 10. 2-3～図 5. 10. 2-13 に防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の平面配置図，縦断図及び断面図を示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は，鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と，鋼管杭及び置換コンクリートによる下部構造から構成され，背面補強工の下方に改良地盤を，置換コンクリートの上方にセメント改良土をそれぞれ設置する。

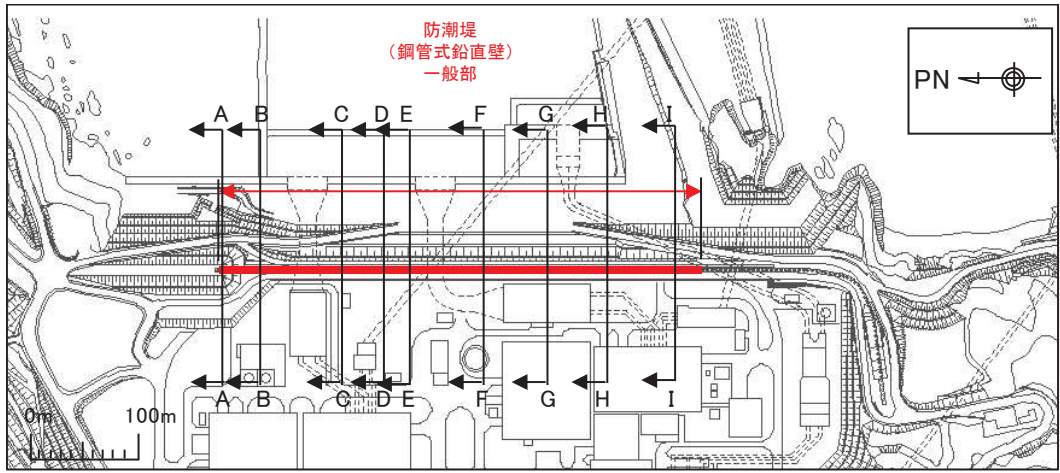


图 5.10.2-3 鋼管式鉛直壁 (一般部) 平面配置图

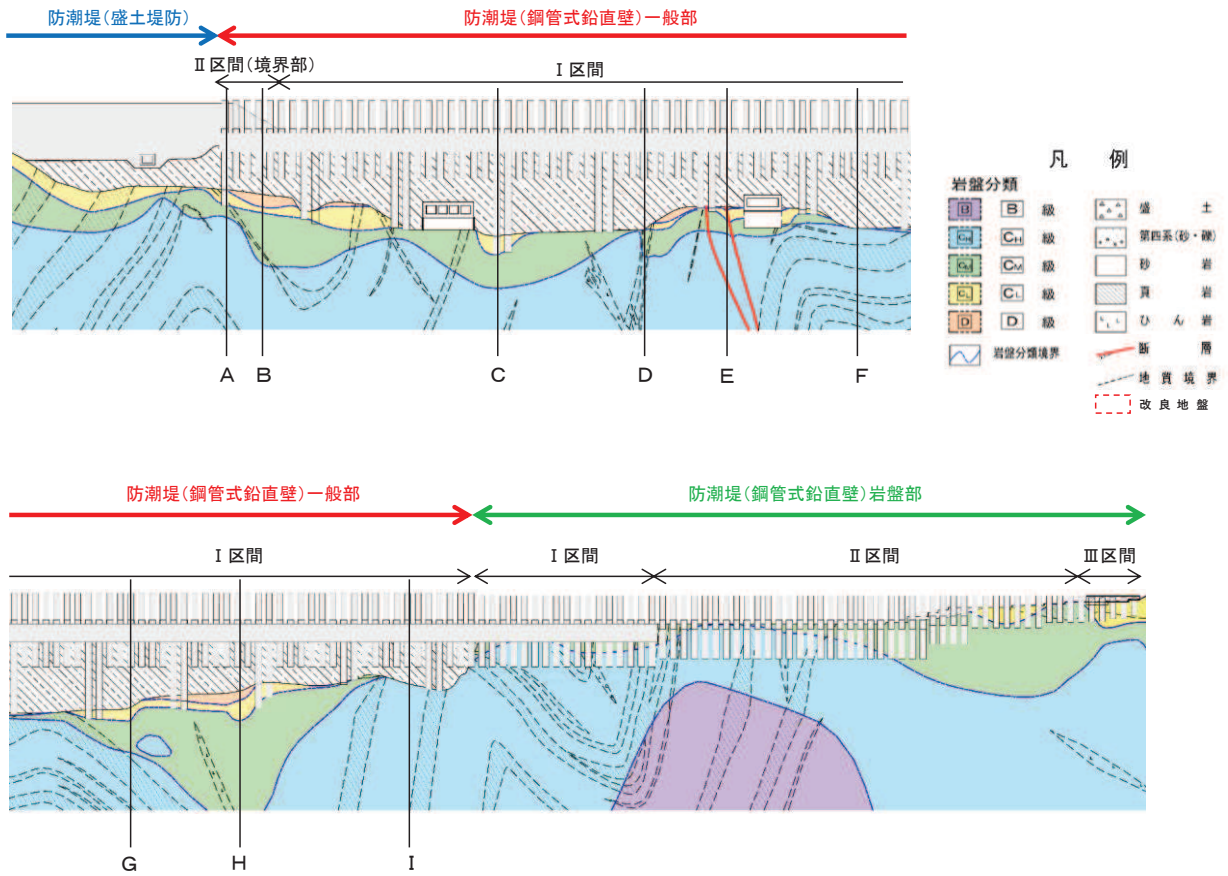


图 5.10.2-4 鋼管式鉛直壁 (一般部) 縱断面图



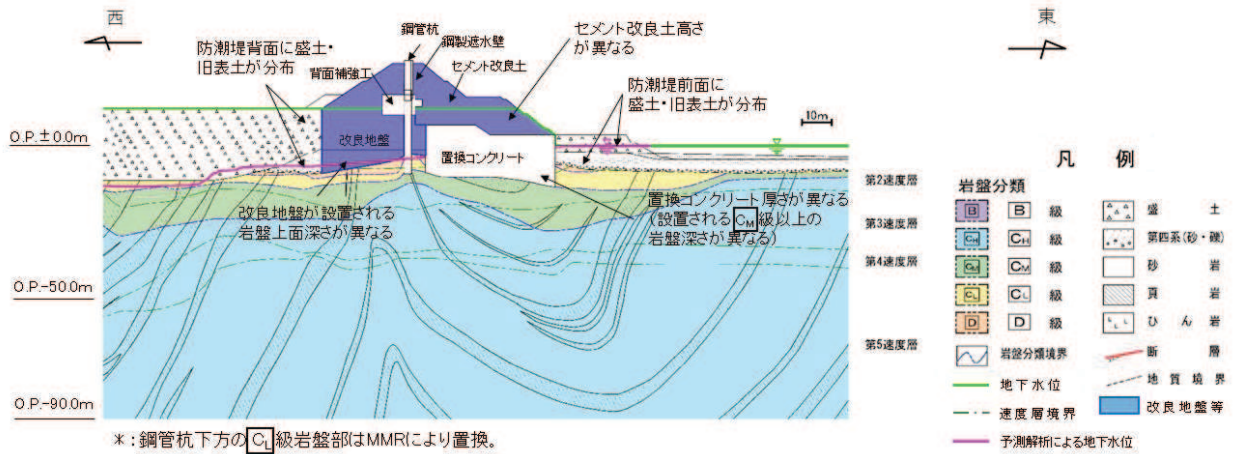


図 5.10.2-5 鋼管式鉛直壁 (一般部) A-A 断面 (II 区間)

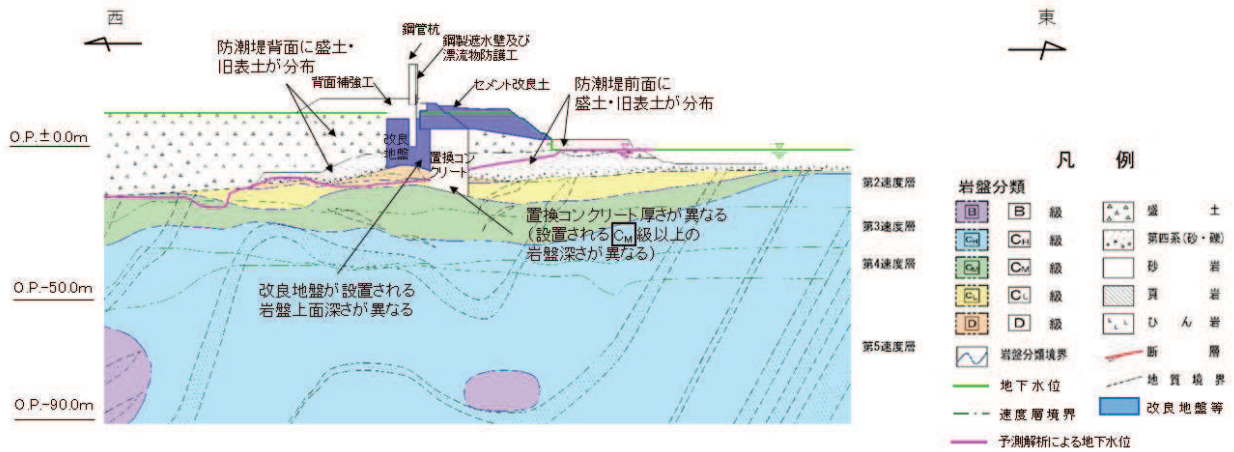


図 5.10.2-6 鋼管式鉛直壁 (一般部) B-B 断面 (I 区間)

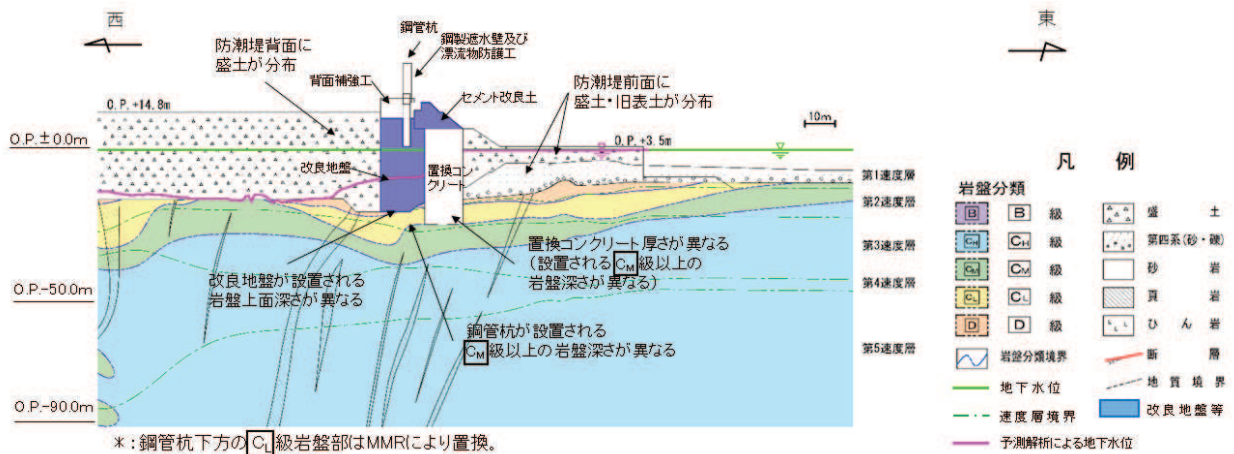


図 5.10.2-7 鋼管式鉛直壁 (一般部) C-C 断面 (I 区間)

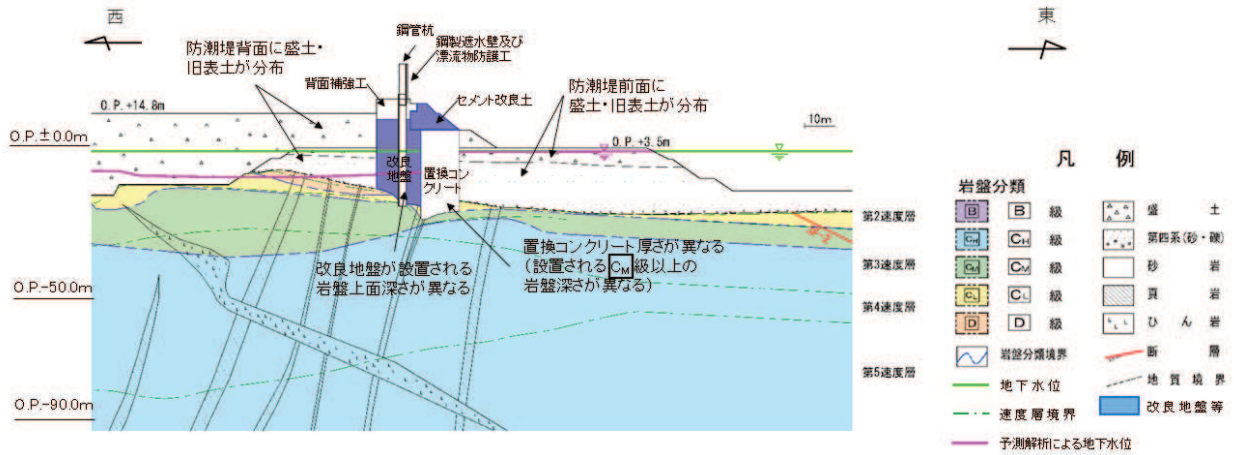


図 5.10.2-8 鋼管式鉛直壁（一般部）D-D 断面（I 区間）

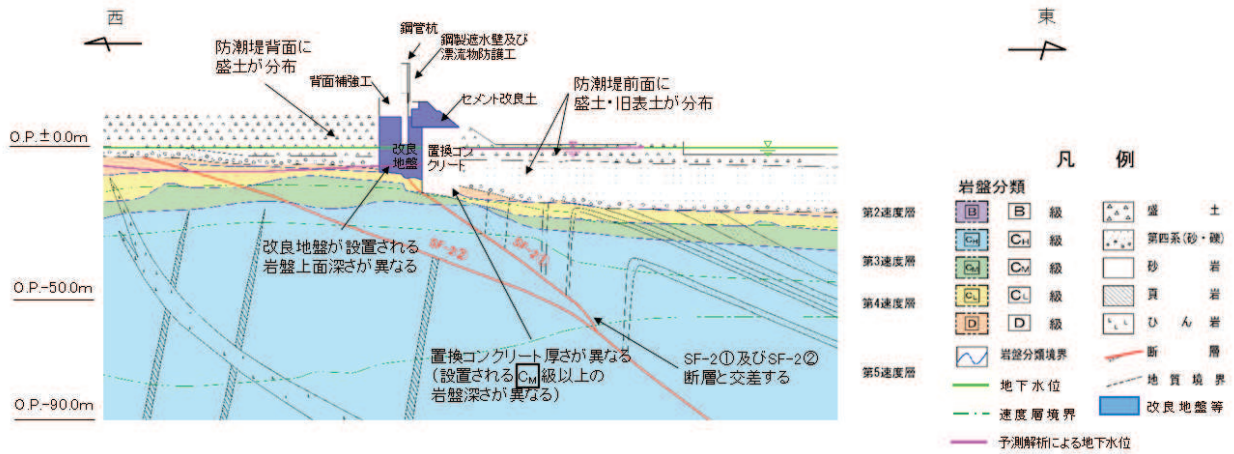


図 5.10.2-9 鋼管式鉛直壁（一般部）E-E 断面（I 区間）

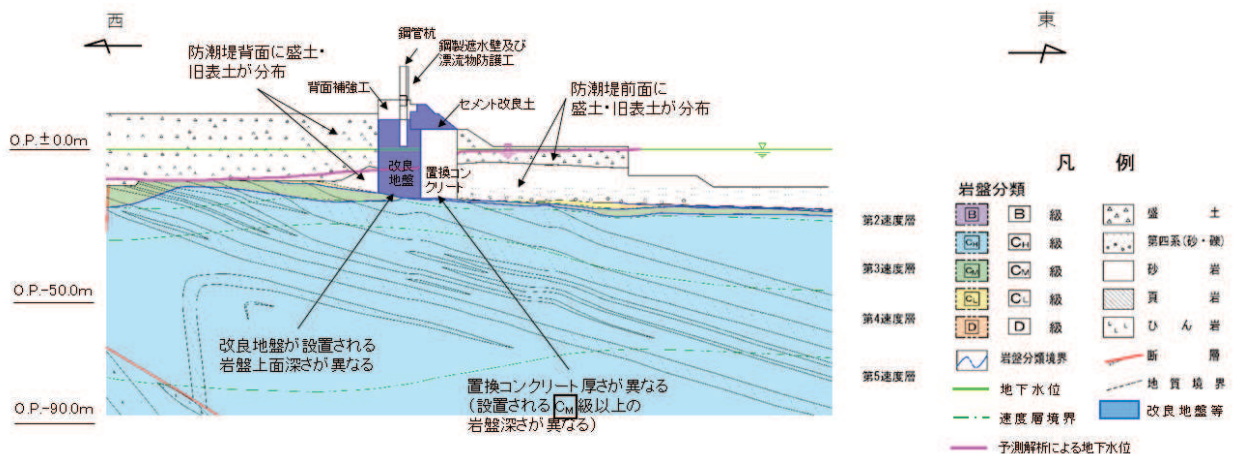


図 5.10.2-10 鋼管式鉛直壁（一般部）F-F 断面（I 区間）



a. 評価候補断面の整理

(a) 各部位の役割及び性能目標

鋼管式鉛直壁（一般部）における施設及び地盤の役割を表 5.10.2-1 に、役割を踏まえた性能目標を表 5.10.2-2 に、性能目標を踏まえた照査項目と許容限界を表 5.10.2-3 に示す。

表 5.10.2-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割* <sup>1</sup>	津波時の役割* <sup>1</sup>
施設	鋼管杭（長杭，短杭* <sup>2</sup> ）	• 鋼製遮水壁を支持する。	• 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼製遮水壁	• 漂流物防護工及び止水目地を支持する。	• 漂流物防護工及び止水ジョイントを支持するとともに，遮水性を保持する。
	漂流物防護工	—	• 漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。
	止水ジョイント	• 鋼製遮水壁間の変位に追従する。	• 鋼製遮水壁間の変位に追従し，遮水性を保持する。
	背面補強工	• 鋼管杭の変形を抑制する。	• 遮水性を保持する。 • 鋼管杭の変形を抑制する。
	置換コンクリート	• コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。 • 鋼管杭の変形を抑制する。	• 鋼管杭の変形を抑制する。 • 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
地盤	セメント改良土	• 鋼管杭の変形を抑制する。	• 鋼管杭の変形を抑制する。 • 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。 • 津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。
	改良地盤	• 鋼管杭（短杭）及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 • 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 • 鋼管杭の変形を抑制する。	• 鋼管杭（短杭）及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 • 鋼管杭の変形を抑制する。 • 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	岩盤	• 鋼管杭，背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。 • 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	• 鋼管杭，背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。

注記 \*1：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。

\*2：「長杭」，「短杭」は，鋼管式鉛直壁（一般部）を構成する2種類の長さの鋼管杭に対して設計図書の中で付けた名称。

表 5.10.2-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の性能目標

		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	健全性 (鋼管杭の変形抑制)	止水性 (遮水性, 難透水性)
施設	鋼管杭	-	-	構造部材の健全性を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。
	鋼製遮水壁			構造部材の健全性を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。	止水性 (遮水性) を保持し, 漂流物防護工及び止水ジョイントの支持機能を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。
	漂流物防護工			構造部材の健全性を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。
	止水ジョイント			鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために, 止水ジョイントの変形性能を保持すること。	鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために, 止水ジョイントの変形・遮水性能を保持すること。
	背面補強工			鋼管杭の変形を抑制するため, 背面補強工がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	背面補強工内に鋼管杭を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために, 背面補強工がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。
	置換コンクリート			基礎地盤のすべり安定性を確保するため, コンクリートの強度を維持し, すべり抵抗を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため, 置換コンクリートがすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。
地盤	岩盤	鋼管杭, 背面補強工及び置換コンクリート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, 置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で, 十分なすべり安定性を保持すること。	-	-
	改良地盤	鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持するため, 十分な支持力を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため, 改良地盤がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	鋼管杭の変形を抑制するため, セメント改良土がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止 (難透水性を保持) するため, 改良地盤がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。
	セメント改良土	-	-	鋼管杭の変形を抑制するため, セメント改良土がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止 (難透水性を保持) するため, セメント改良土がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。

表 5.10.2-3 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の照査項目及び許容限界  
 （上段：照査項目，下段：許容限界）

		照査項目と許容限界			
		鉛直支持	すべり安定性	健全性 (鋼管杭の変形抑制)	止水性 (遮水性, 難透水性)
施設	鋼管杭	—	—	曲げ, せん断 (短期許容応力度以下)	
	鋼製遮水壁			曲げ, せん断 (短期許容応力度以下)	
	漂流物防護工			曲げ, せん断 (短期許容応力度以下)	
	止水ジョイント			変形 (許容変形量以下)	変形・水圧 (許容変形量・許容水圧以下)
	背面補強工			すべり安全率 (1.2以上)	
	置換コンクリート			すべり安全率 (1.2以上)	
	地盤			岩盤	支持力 (極限支持力以下)
改良地盤		支持力 (極限支持力以下)	(1.5以上)	すべり安全率 (1.2以上)	
セメント改良土		—	—	すべり安全率 (1.2以上)	

(b) 区間の特徴整理

鋼管式鉛直壁（一般部）は、構造的特徴により大きく2区間に分類される。鋼管式鉛直壁（一般部）の大部分を占め、鋼管杭、鋼製遮水壁、背面補強工、置換コンクリート、漂流物防護工及び止水ジョイントからなる区間をⅠ区間、盛土堤防との境界部であり、盛土堤防と構造が重なる区間をⅡ区間とし、区間ごとに特徴を整理する。

各区間の構造及びその特徴並びに周辺状況を表5.10.2-4に示す。

i. Ⅰ区間

[構造的特徴]

- ・ 天端高さはO.P.+29.0mで一定である。
- ・ 鋼管杭、鋼製遮水壁、背面補強工、置換コンクリート、漂流物防護工及び止水ジョイントからなる構造物であり、鋼管杭は長杭と短杭で構成される。
- ・ 縦断方向（延長方向）において、各断面での部材幅及び材質の変化は無いが、 $C_M$ 級岩盤の深さに応じて長杭の長さ、置換コンクリート厚さ及び背面補強工下部の改良地盤厚さが異なる線状構造物である。
- ・ 鋼製遮水壁を支持する鋼管杭は1本1本が独立しており、背面補強工及び改良地盤を他の鋼管杭と共有する。
- ・ 背面補強工より上部の構造は断面により変化が無い。
- ・ 鋼管杭の周囲に改良地盤を設置し、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置することにより、鋼管杭の変位が抑えられている。
- ・ 間接支持する耐震重要施設は無い。
- ・ 入力津波高さは、O.P.+24.4mで一定である。

[周辺状況]

- ・ 横断方向に施設の前面と背面で地盤の標高が異なる斜面形状を有し、鋼管杭は長杭が $C_M$ 級以上の岩盤、短杭が改良地盤に、鋼製遮水壁、止水ジョイント及び漂流物防護工は鋼管杭を介して $C_M$ 級以上の岩盤又は改良地盤に、背面補強工は改良地盤に、置換コンクリートは $C_M$ 級以上の岩盤に設置される。
- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）は長尺な構造物であるため、断面位置に応じて置換コンクリートが設置される $C_M$ 級岩盤上面の深さ及び改良地盤が設置される岩盤上面の深さが異なる。
- ・ 比較的剛性の小さい $D$ 級岩盤及び $C_L$ 級岩盤が分布し、断面毎に厚さが異なる。なお、 $D$ 級岩盤及び $C_L$ 級岩盤も固結しており、液状化検討対象層ではない。
- ・ 周辺には液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布し、断面毎に厚さが異なる。
- ・ 設計用地下水位はO.P.+1.43mで一定とする。
- ・ 近接構造物として、第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）、第1号機取水路、第2号機取水路及び第3号機取水路が存在する。
- ・ SF-2①及びSF-2②断層と交差する。

ii. II 区間

[構造的特徴]

- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防との境界部で，I 区間に加えて盛土堤防の構造が重なっており，断面によって盛土堤防の高さが異なる。

[周辺状況]

- ・ 周辺状況はおおむね I 区間と同様であるが，近接構造物及び断層交差部が存在しないことが I 区間と異なる。
- ・ 設計用地下水位について，山側は O.P.+13.8m（地表面）で一定，海側は O.P.+1.43m で一定とする。



表 5.10.2-4 区間の特徴（鋼管式鉛直壁（一般部））

区間	天端 高さ	構造的特徴										周辺状況					
		鋼管杭			鋼製 遮水壁 板厚	背面 補強工 幅	置換 コンクリート 厚さ	漂流物防護工		セメント 改良土 厚さ	間接 支持 構造物	入力津波 高さ	周辺地質	地下水位	近接構造物	断層	
		杭種	杭径	杭板 厚				鋼種	幅								厚さ
I 区間 (一般部)	O.P. +29.0m	上杭	φ 2.2m	25mm	25mm	11.06m	最大約33m (幅は区間内 で一定)	0.5m	9mm～ 22mm	-	-	0.P. +24.4m で一定	防潮堤前背面に 盛土・旧表土が 分布しており、 背面補強工及び 鋼管杭（短杭） 直下は地盤改良 されている。	設計用地下水 位は 0.P.+1.43mで 一定	第2号機海水ポン プ室，第3号機海 水ポンプ室，防潮 壁（第2号機海水ポ ンプ室），防潮壁 （第3号機海水ポ ンプ室），第1号 機取水路，第2号 機取水路，第3号 機取水路	SF-2①， SF-2②	
				40mm													SM570
		下杭	φ 2.5m	35mm													SM570
				25mm													SKK490
II 区間 (境界部)	O.P. +29.0m	上杭	φ 2.2m	25mm	25mm	11.06m	約15m～約20m (幅は区間内 で一定)	0.5m	9mm～ 22mm	0～10.5m	-	0.P. +24.4m で一定	防潮堤前背面に 盛土・旧表土が 分布しており、 背面補強工及び 鋼管杭（短杭） 直下は地盤改良 されている。	設計用地下水 位は山側で 0.P.+13.8m (地表面)， 海側で 0.P.+1.43mで 一定	-	-	
				40mm													SM570
		下杭	φ 2.5m	35mm													SM570
				25mm													SKK490

(c) 評価候補断面の整理

(a)で整理した各部位の性能目標及び(b)で整理した各区間の特徴を踏まえ、評価候補断面整理の観点を整理した結果を表 5.10.2-5 に示す。観点の整理に当たっては、表 5.10.2-3 に示す照査項目である、曲げ・せん断、変形・水圧及びすべり安全率に影響を及ぼす要素として、地震時応答加速度、津波時荷重及び地盤変位に関係するかを判断項目とする。

鋼管式鉛直壁（一般部）は、下部構造が多様な施設・地盤により構成されており、これらが安定して存在することで津波防護機能を保持する。断面選定においては地盤変位が大きくなる断面を選定することとしており、下部構造全体として変形が大きくなる断面が選定できる。このため、全体として津波防護機能を保持できているかどうかの評価としても、この観点で断面を選定することで問題ない。

また、津波防護機能である止水性の保持には各部位間の剥離が影響するが、全体の変形が大きくなる断面において剥離も大きくなると考えられ、剥離にとっても厳しい断面が選定できている。

各部位間が剥離した場合の止水性については、遮水性を要求される鋼製遮水壁及び背面補強工が健全であれば、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土が盛土相当の透水係数になったとしても津波の来襲時間中に敷地まで津波が到達しないことを浸透流解析により確認しており、さらに背面補強工及び改良地盤の前面まで水が浸入したとしても敷地まで津波が到達しないことを確認しているため、津波防護機能として問題ないと考えられるが、解析によって生じる剥離の状況と合わせて詳細を別途説明する。

表 5.10.2-5 評価候補断面の整理における観点（鋼管式鉛直壁（一般部））

評価候補断面整理上の観点		評価対象断面選定の方針	観点*	
構造的特徴		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ I 区間：上部構造は区間内で一定であるため、選定上の観点としない。</li> <li>・ II 区間：背面補強工上のセメント改良土の厚さが縦断方向で変化し、地震時応答加速度及び津波時荷重に影響するため、選定上の観点とする。</li> <li>・ 鋼管杭は長杭と短杭が混在するが、鋼管杭の周囲に背面補強工及び改良地盤を設置することにより地中の変位が抑えられていることから、長杭と短杭で断面選定の観点は変わらないため、断面選定の観点とはしない。なお、モデル化に当たっては長杭でモデル化するが、短杭での影響検討を実施する。</li> </ul>	I 区間：－	
			II 区間：○	
周辺地盤状況	I 区間	岩盤上面の深さ	・ 縦断方向に深さが変化し、地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。	○
		D 級 + C <sub>L</sub> 級岩盤厚さ	・ 縦断方向に厚さが変化し、地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。	○
		C <sub>M</sub> 級岩盤上面深さ	・ 縦断方向に深さが変化して置換コンクリートの厚さが変化し、地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。	○
		盛土 + 旧表土厚さ	・ 縦断方向に厚さが変化し、地震時の周辺地盤の液状化により地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。なお、この観点は「岩盤上面の深さ」に等しい。	○
		旧表土厚さ	・ 縦断方向に厚さが変化し、液状化強度特性が低いために地震時の周辺地盤の液状化により地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。	○
	II 区間	・ 区間の長さが短く、縦断方向の地質状況が大きく変わらないこと及び I 区間の地質状況と大きく変わらないことから、選定上の観点としない。	－	
地下水位		・ 設計用地下水位は区間内で一定であるため、選定上の観点としない。	－	
近接構造物の有無		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ I 区間において、近接構造物が存在する。鋼管杭鉛直壁（一般部）は鋼管杭周辺の改良地盤及び海側の置換コンクリートの設置により変位が生じにくい構造となっており、周辺に盛土より剛性の高い構造物をモデル化したとしても大きな影響は無いと考えられるが、念のため影響確認を行う。</li> <li>・ 取水路が横断する箇所については、防潮堤の横断方向に盛土・旧表土よりも剛性が高い構造物が連続することになり、液状化の影響等による地盤変位が小さくなること、防潮堤の縦断方向に改良地盤及び置換コンクリートが連続していることから、断面として選定しない。なお、第2号機取水路については耐震計算書、第1号機取水路及び第3号機取水路については波及的影響の耐震計算書において構造健全性を示す。</li> </ul>	△	
間接支持される機器・配管系の有無		・ 間接支持される耐震重要施設は無い。	－	
断層の有無		・ I 区間においてSF-2断層と交差する。SF-2断層は高角度の傾斜をもち、地震時にずれることは考えにくい、念のため影響確認を行う。	△	
入力津波		・ 区間内で一定であるため、選定上の観点としない。	－	
構造境界部		・ 止水ジョイントの設計用相対変位に影響するが、構造境界部では各区間の最大相対変位を用いて、逆位相を考慮した上で設計用相対変位を設定するため、断面選定では観点としない。	－	

注記 \*：○；観点とする。－；観点としない。△；影響確認を行う。

b. 評価候補断面の選定

a. で示した評価候補断面の整理を踏まえ、評価対象断面を選定する。防潮堤は縦断方向（延長方向）に長尺な構造物であり、縦断方向で地質状況に変化があること、図 5.10.2-5～図 5.10.2-13 に示す断面図より横断方向には地層の急変が見られないことから、区間ごとに図 2-2 に示す防潮堤の縦断図に基づき選定する。

評価対象断面選定結果を表 5.10.2-6 に、評価対象断面の平面位置図を図 5.10.2-14 に、縦断位置図を図 5.10.2-15 に示す。

表 5.10.2-6 評価対象断面選定結果（鋼管式鉛直壁（一般部））

評価対象断面		岩盤上面深さ (盛土+旧表土厚さ)	D級+ C <sub>1</sub> 級 岩盤厚さ	C <sub>2</sub> 級岩盤上面深さ	旧表土厚さ
I 区間	断面①* <sup>1</sup> (C-C断面)	○：岩盤上面が最も深い (B-B～H-Hの中で C-Cが最も深い)	—	○：C <sub>2</sub> 級岩盤上面が 最も深い (B-B～H-Hの中で C-Cが最も深い)	—
	断面②* <sup>2</sup> (D-D断面)	—	○：D級, C <sub>1</sub> 級岩盤 が分布しない (D-DとF-Fにおいて 分布しない)	—	○：旧表土が最も厚い (B-B～H-Hの中で D-Dが最も厚い)
	断面③ (H-H断面)	—	○：D級+ C <sub>1</sub> 級岩盤 が最も厚い (B-B～H-Hの中で H-Hが最も深い)	—	—
II 区間	断面④ (A-A断面)	<ul style="list-style-type: none"> <li>II区間の地質状況については、区間の長さが短く、縦断方向の地質状況が大きく変わらないこと及びI区間の地質状況と大きく変わらないことから、選定上の観点としない。</li> <li>評価対象断面としては、背面補強工上のセメント改良土厚さが最も厚く、耐震・耐津波評価に影響を及ぼすことが想定されるA-A断面を選定。</li> </ul>			

注記\* 1：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価で示した断面

\* 2：設置変更許可段階における構造成立性評価で示した断面

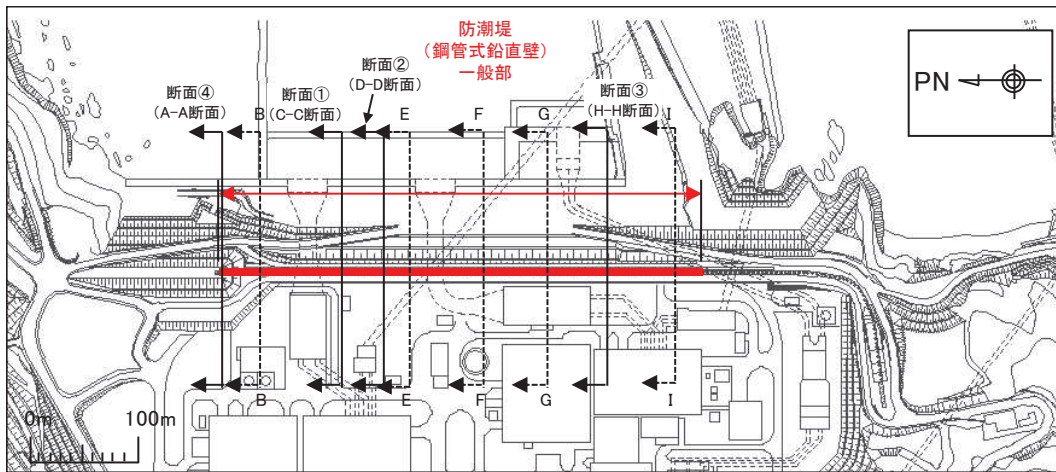


図 5.10.2-14 評価対象断面の平面位置図

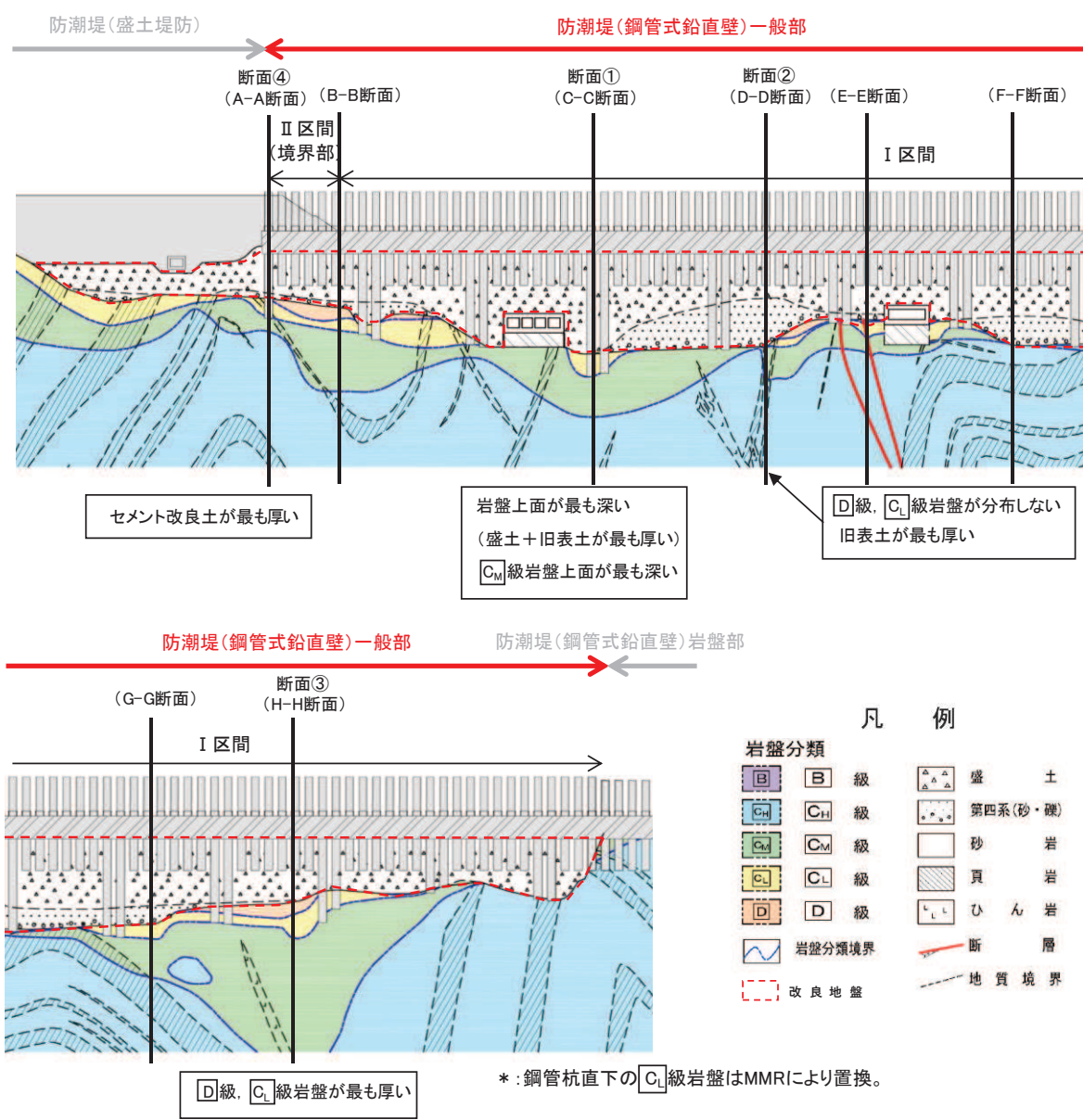


図 5.10.2-15 評価対象断面の縦断位置図

c. 近接構造物による影響確認断面の選定

鋼管式鉛直壁（一般部）は、第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）、第1号機取水路、第2号機取水路及び第3号機取水路が近接している（図5.10.2-16）。

鋼管式鉛直壁（一般部）は、鋼管杭周辺の改良地盤及び海側の置換コンクリートの設置により地震時に変位が生じにくい構造となっている。さらに陸側に改良地盤や第2号機海水ポンプ室のように盛土より剛性の高いものをモデル化したとしても大きな影響は無いと考えられるが、念のため、第2号機海水ポンプ室及び周辺の改良地盤をモデル化した場合の影響確認を行う（図5.10.2-17）。

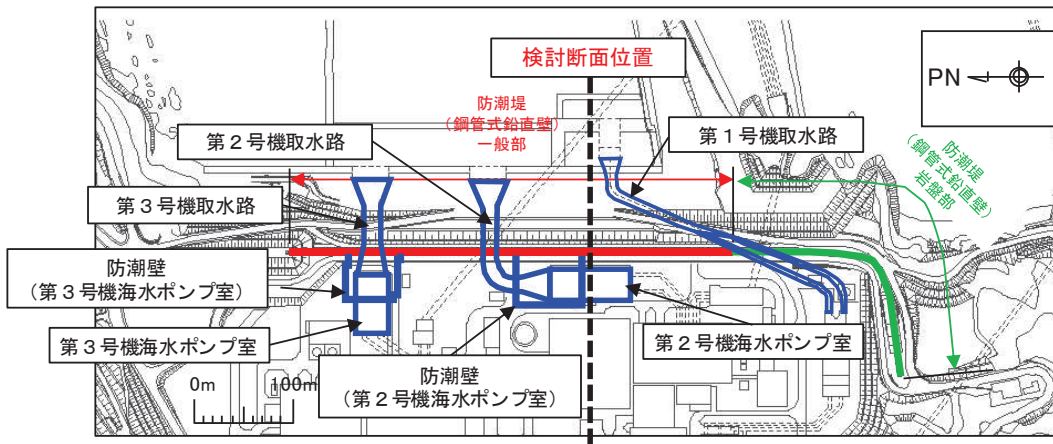


図 5.10.2-16 鋼管式鉛直壁（一般部）と近接する構造物位置図

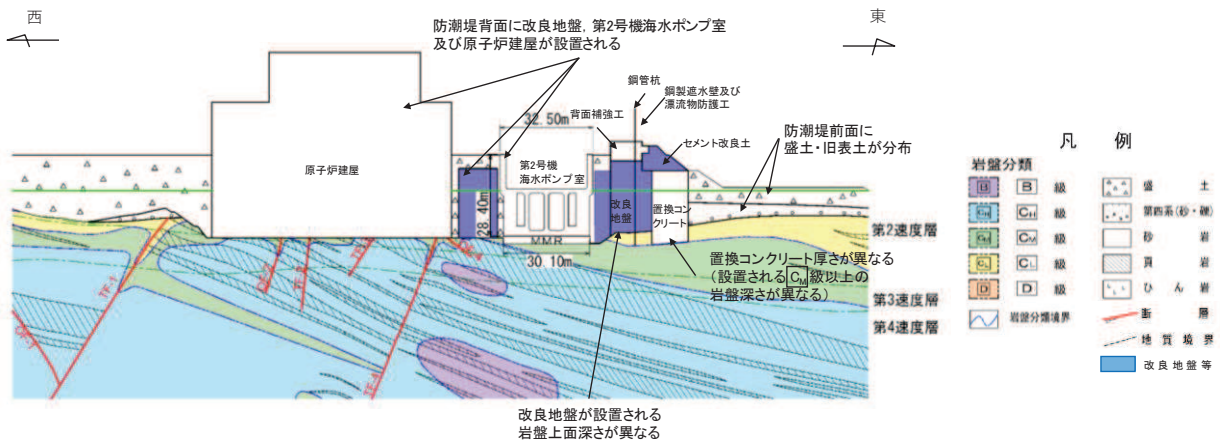


図 5.10.2-17 近接構造物影響検討断面図（第2号機海水ポンプ室）

c. 断層交差部による影響確認断面の選定

鋼管式鉛直壁（一般部）は、SF-2①及びSF-2②断層と交差する（図 5.10.2-18）。

SF-2 断層は高角度の傾斜をもち、地震時にずれることは考えにくいですが、防潮堤の直下にあることを踏まえ、念のため影響確認を行うこととする。鋼管式鉛直壁（一般部）とSF-2断層が交差する区間において、「A:背面補強工が改良地盤を介してSF-2断層と接する場合」及び「B:置換コンクリートが底面で直接SF-2断層と接する場合」の2ケースについて影響確認を行う。

防潮堤への影響が厳しくなる影響確認断面を以下の考えで選定する。

- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）とSF-2断層が交差する区間において、断面選定上の主な観点である「改良地盤の厚さ」及び「 $C_M$ 級岩盤上面の深さ」から、構造物にとって厳しくなることが想定される断面を、影響確認断面として選定する（図 5.10.2-19）。
- ・ 選定された断面におけるSF-2断層を、「A:背面補強工が改良地盤を介してSF-2断層と接する場合」及び「B:置換コンクリートが底面で直接SF-2断層と接する場合」に該当するように平行移動し、影響確認を行う（図 5.10.2-20）。
- ・ なお、断層幅については、破碎帯の膨縮や風化によって、各断層で必ずしも一様とはならないことから、評価に用いる断層幅は、解析モデル領域で得られた試掘坑調査、底盤スケッチ、ボーリング調査の結果により得られた値を俯瞰して、平均値により設定することとする。

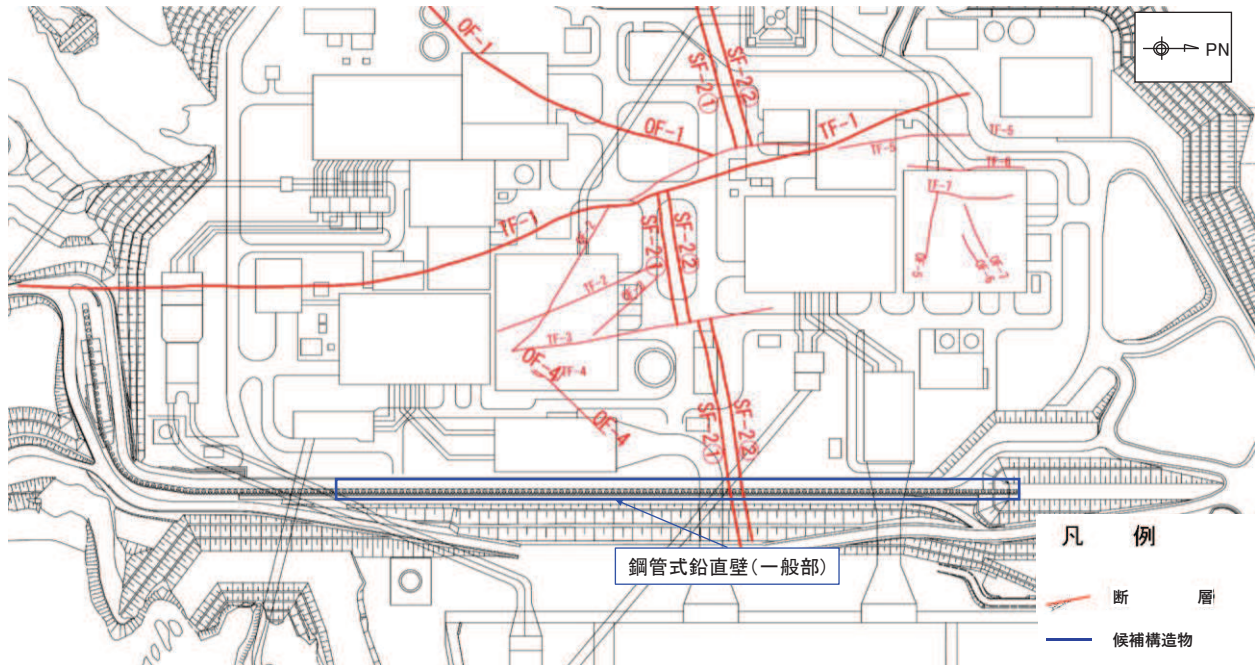


図 5.10.2-18 鋼管式鉛直壁（一般部）と断層の位置関係



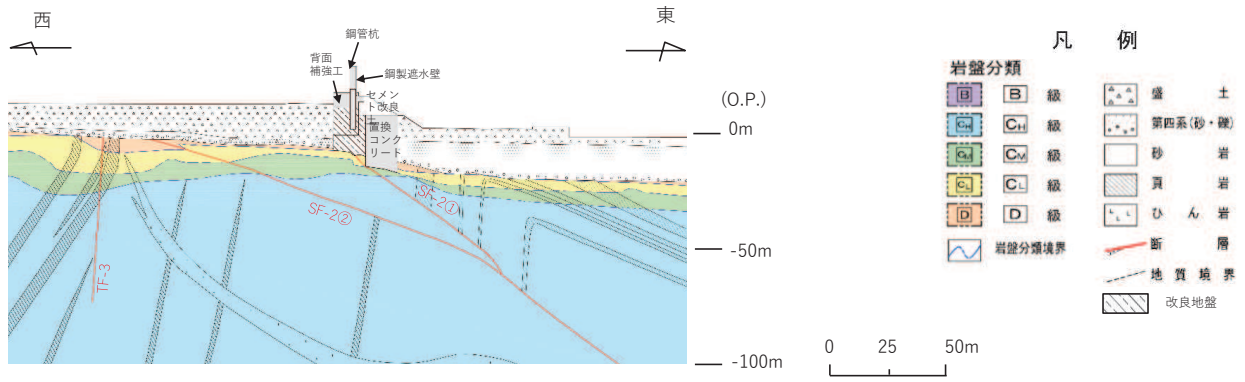


図 5.10.2-19 SF-2 断層影響確認用断面図

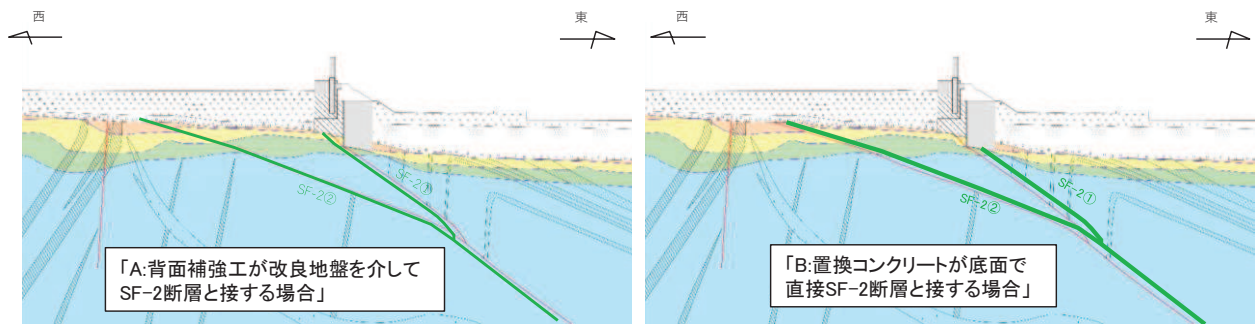


図 5.10.2-20 SF-2 断層影響確認方法

(2) 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

図 5. 10. 2-21～図 5. 10. 2-25 に防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の平面配置図，縦断面図及び断面図を示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部は，鋼管杭，鋼製遮水壁又は RC 遮水壁（Ⅲ区間），漂流物防護工（Ⅰ区間及びⅡ区間）及び背面補強工（Ⅰ区間）による上部構造と，鋼管杭による下部構造から構成され，岩盤に設置される。

岩盤部の端部に当たるⅢ区間は，図 5. 10. 2-22 及び図 5. 10. 2-25 に示すように， $C_L$ 級以上の堅固な岩盤が分布する広大な地山の十分な幅をもつ尾根部に擦りついており，地震時変状により敷地に津波が流入するおそれはない。

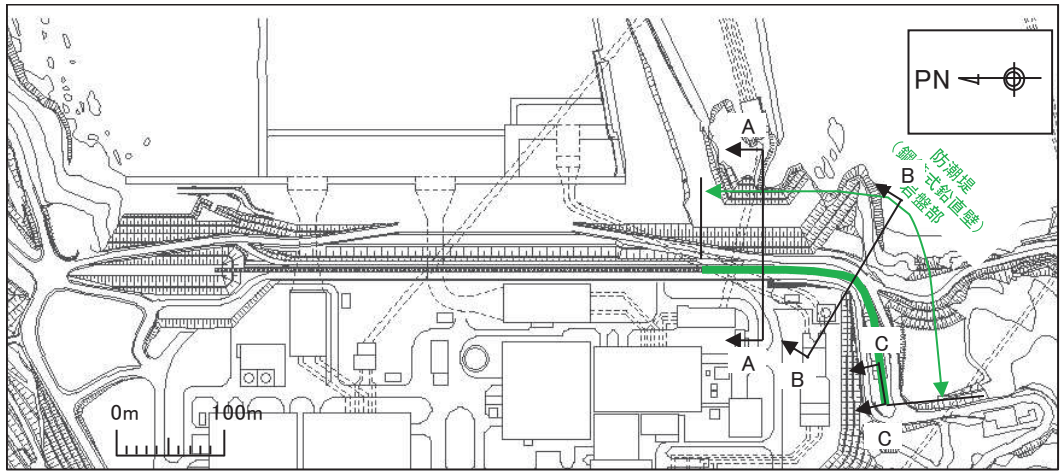


图 5.10.2-21 鋼管式鉛直壁（岩盤部）平面配置図

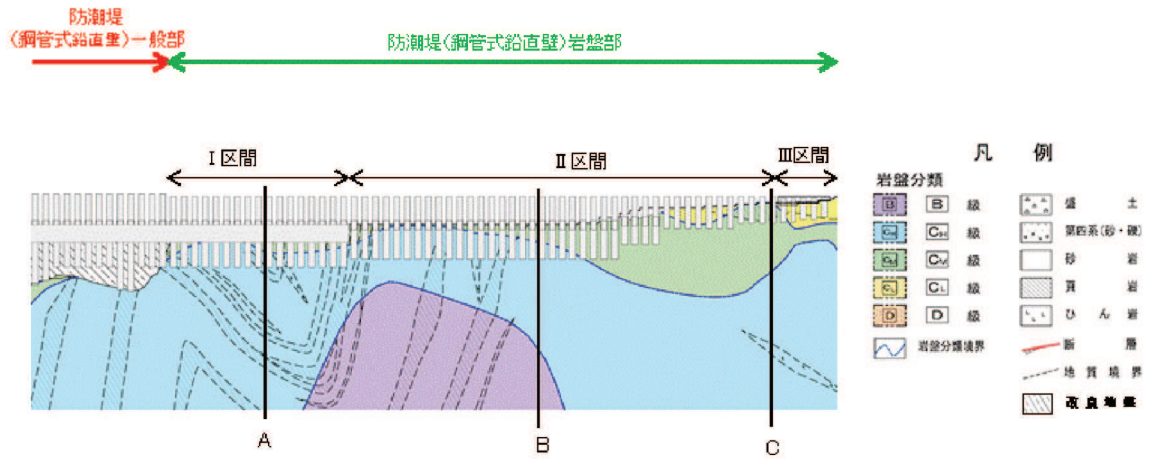


图 5.10.2-22 鋼管式鉛直壁（岩盤部）縦断面図

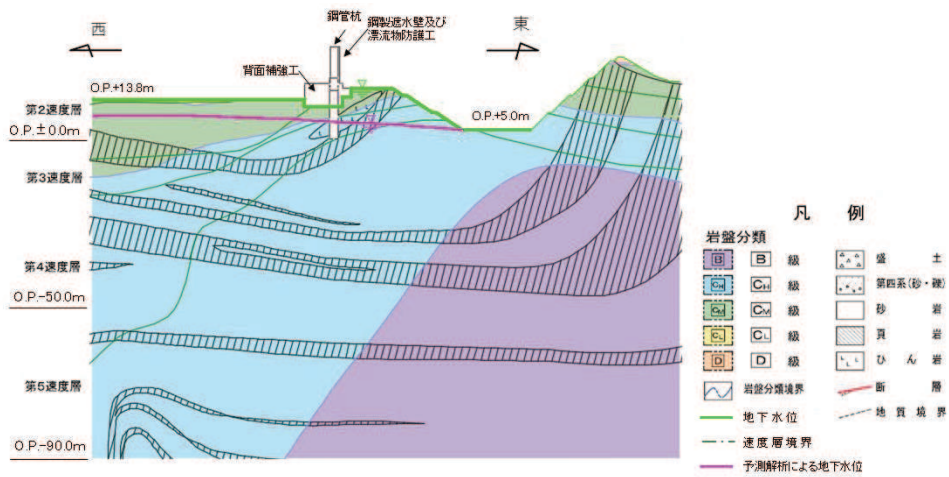


图 5.10.2-23 鋼管式鉛直壁（岩盤部）A-A 断面（I 区間）

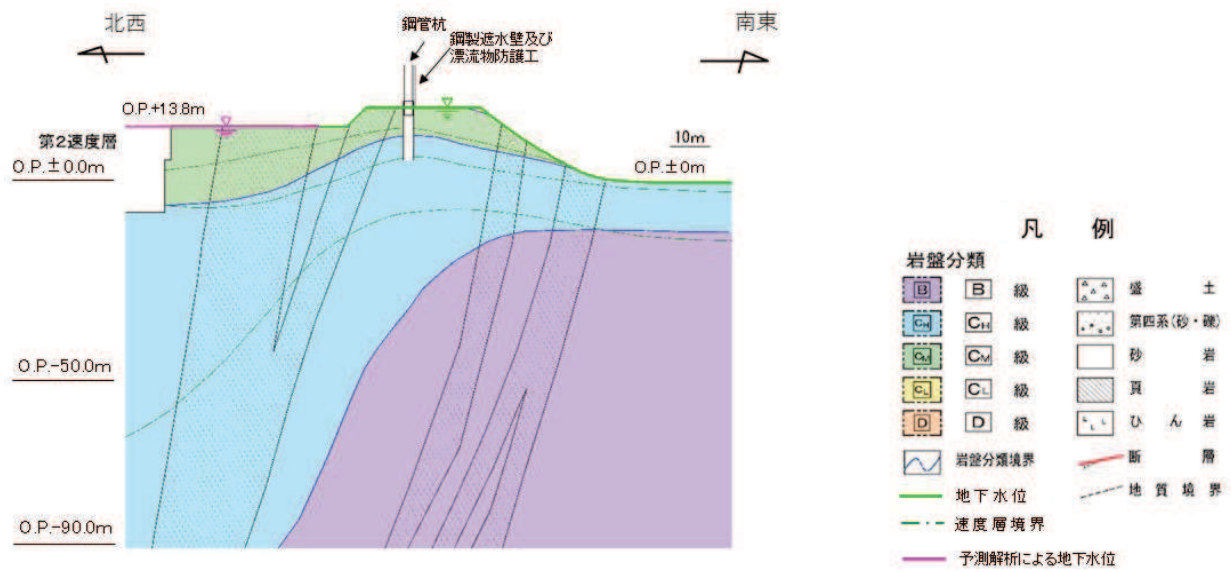


図 5.10.2-24 鋼管式鉛直壁（岩盤部）B-B 断面（Ⅱ区間）

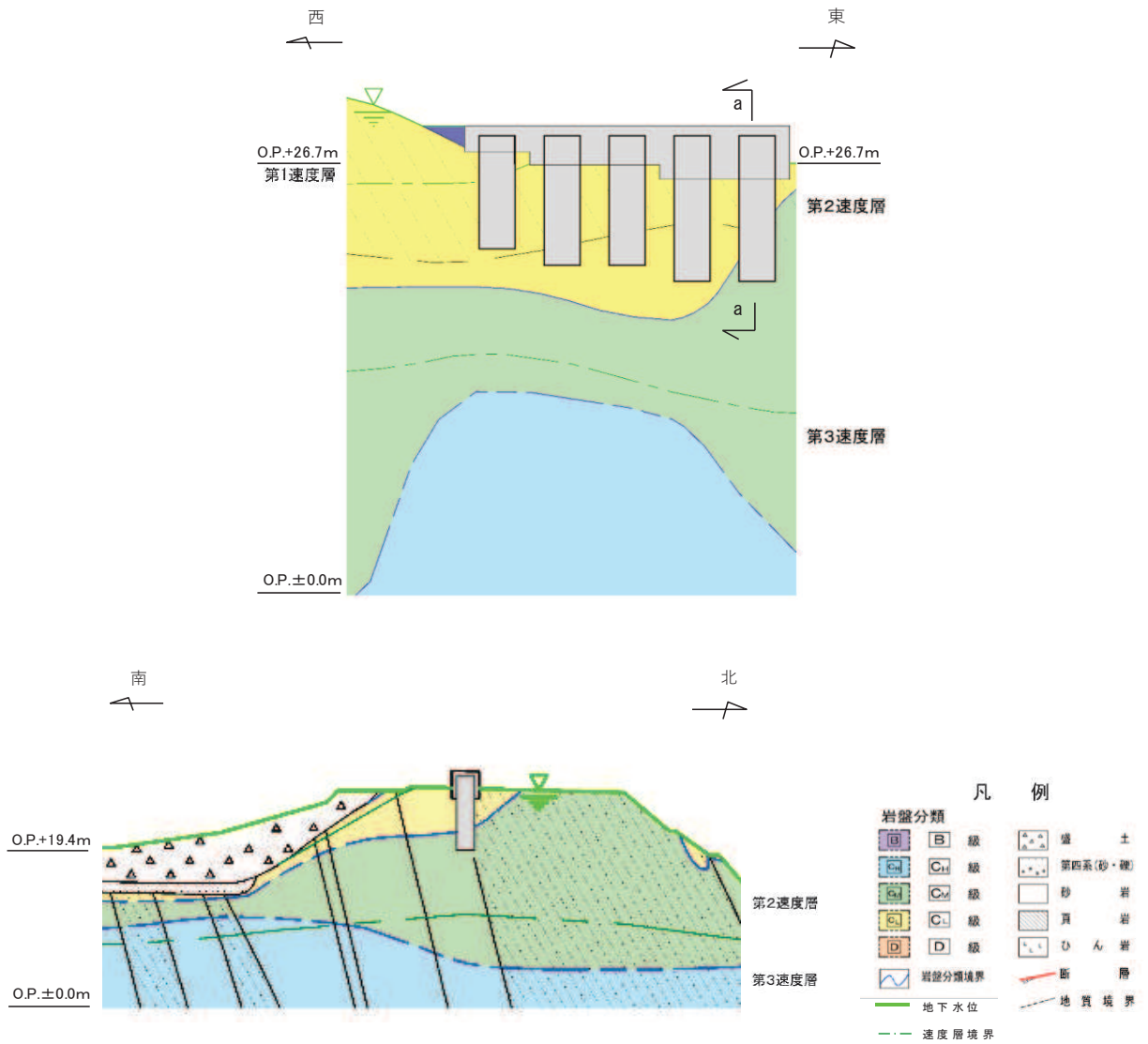


図 5.10.2-25 鋼管式鉛直壁（岩盤部）C-C 断面（Ⅲ区間）

a. 評価候補断面の整理

(a) 各部位の役割及び性能目標

鋼管式鉛直壁（岩盤部）における施設及び地盤の役割を表 5.10.2-7 に、役割を踏まえた性能目標を表 5.10.2-8 に、性能目標を踏まえた照査項目と許容限界を表 5.10.2-9 に示す。

表 5.10.2-7 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割*	津波時の役割*
施設	鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>
	鋼製遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水目地を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水ジョイントを支持するとともに、遮水性を保持する。</li> </ul>
	漂流物防護工	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。</li> </ul>
	止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。</li> </ul>
	背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性を保持する。</li> <li>鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>
地盤	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持する。</li> </ul>

注記 \*：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。

表 5.10.2-8 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の性能目標

		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	健全性 (鋼管杭の変形抑制)	止水性 (遮水性, 難透水性)
施設	鋼管杭	-	-	構造部材の健全性を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。
	鋼製遮水壁			構造部材の健全性を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。	止水性 (遮水性) を保持し, 漂流物防護工及び止水ジョイントの支持機能を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。
	漂流物防護工			構造部材の健全性を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。
	RC遮水壁			構造部材の健全性を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。	止水性 (遮水性) を保持し, 止水ジョイントの支持機能を保持するために, おおむね弾性状態にとどまること。
	止水ジョイント			鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために, 止水ジョイントの変形性能を保持すること。	鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために, 止水ジョイントの変形・遮水性能を保持すること。
	背面補強工			鋼管杭の変形を抑制するため, 背面補強工がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	背面補強工内に鋼管杭を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために, 背面補強工がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。
地盤	岩盤	鋼管杭及び背面補強工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。	-	-

表 5.10.2-9 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の照査項目及び許容限界  
 （上段：照査項目，下段：許容限界）

		照査項目と許容限界			
		鉛直支持	すべり安定性	健全性 (鋼管杭の変形抑制)	止水性 (遮水性, 難透水性)
施設	鋼管杭	-	-	曲げ, せん断 (短期許容応力度以下)	
	鋼製遮水壁			曲げ, せん断 (短期許容応力度以下)	
	漂流物防護工			曲げ, せん断 (短期許容応力度以下)	
	止水ジョイント			変形 (許容変形量以下)	変形・水圧 (許容変形量・許容水圧以下)
	RC遮水壁			曲げ, せん断 (短期許容応力度以下)	
	背面補強工			すべり安全率 (1.2以上)	
地盤	岩盤	支持力 (極限支持力以下)	すべり安全率 (基礎地盤) (1.5以上)	-	-

(b) 区間の特徴整理

鋼管式鉛直壁（岩盤部）は、構造的特徴により大きく3区間に分類される。鋼管杭，鋼製遮水壁，背面補強工，漂流物防護工及び止水ジョイントからなり，鋼管式鉛直壁（一般部）と連続している区間をⅠ区間，鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び止水ジョイントからなる区間をⅡ区間，敷地とのすり付け部であり，鋼管杭及びRC遮水壁からなる区間をⅢ区間とする。

各区間の構造及びその特徴並びに周辺状況を表5.10.2-10に示す。

i. Ⅰ区間

[構造的特徴]

- ・ 天端高さはO.P.+29.0mで一定である。
- ・ 鋼管杭，鋼製遮水壁，背面補強工，漂流物防護工及び止水ジョイントからなる構造物である。
- ・ 縦断方向（延長方向）に断面及び材質の変化がない線状構造物である。
- ・ 鋼製遮水壁を支持する鋼管杭は1本1本が独立しており，背面補強工を他の鋼管杭と共有する。
- ・ 間接支持する耐震重要施設は無い。
- ・ 入力津波高さは，O.P.+24.4mで一定である。

[周辺状況]

- ・ 横断方向に施設の前面と背面で地盤の標高が異なる斜面形状を有し，鋼管杭はC<sub>H</sub>級以上の岩盤に，鋼製遮水壁，止水ジョイント及び漂流物防護工は鋼管杭を介してC<sub>H</sub>級以上の岩盤に，背面補強工はC<sub>M</sub>級以上の岩盤に設置される。
- ・ 縦断方向について，おおむね一定の地質状況の分布となる。
- ・ 施設周辺には岩盤が分布する（液状化検討対象層は分布しない）。
- ・ 設計用地下水位は地表面で一定とする。
- ・ 近接構造物として，防潮壁（第2号機放水立坑）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が存在する。
- ・ 断層交差部は存在しない。

ii. Ⅱ区間

[構造的特徴]

- ・ 天端高さはO.P.+29.0mで一定である。
- ・ 鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び止水ジョイントからなる構造物である。
- ・ 鋼管杭の突出長が，断面位置に応じて異なる。
- ・ 縦断方向（延長方向）に部材幅及び材質の変化がない線状構造物である。
- ・ 鋼製遮水壁を支持する鋼管杭は1本1本が独立している。
- ・ 間接支持する耐震重要施設は無い。
- ・ 入力津波高さは，O.P.+24.4mで一定である。

[周辺状況]



- ・ 鋼管杭は  $C_M$  級以上の岩盤に、鋼製遮水壁、止水ジョイント及び漂流物防護工は鋼管杭を介して  $C_M$  級以上の岩盤に設置される。
- ・ 縦断方向において、岩盤表面深さ、 $C_L$  級及び  $C_M$  級岩盤厚さが異なる。
- ・ 施設周辺には岩盤が分布する（液状化検討対象層は分布しない）。
- ・ 設計用地下水位は地表面で一定とする。
- ・ 近接構造物は存在しない。
- ・ 断層交差部は存在しない。

### iii. III区間

#### [構造的特徴]

- ・ 天端高さは O.P. +29.0m で一定である。
- ・ 鋼管杭、RC 遮水壁からなり、5 本の鋼管杭と RC 遮水壁が一体となった構造物である。
- ・ 鋼管杭及び RC 遮水壁の地表面からの高さが、断面位置に応じて異なる。
- ・ 縦断方向（延長方向）に部材幅及び材質の変化がない線状構造物である。
- ・ 間接支持する耐震重要施設は無い。
- ・ 入力津波高さは、O.P. +24.4m で一定であるが、地表面高さが O.P. +26.7m 以上であり、入力津波高さよりも標高が高い場所に設置される。

#### [周辺状況]

- ・ 鋼管杭は  $C_L$  級以上の岩盤に、RC 遮水壁は鋼管杭を介して  $C_L$  級以上の岩盤に設置される。
- ・ 施設周辺には岩盤が分布する（液状化検討対象層は分布しない）。
- ・ 設計用地下水位は地表面とする。
- ・ 近接構造物は存在しない。
- ・ 断層交差部は存在しない。

表 5.10.2-10 区間の特徴（鋼管式鉛直壁（岩盤部））

区間	構造的特徴										周辺状況				
	天端 高さ	鋼管杭				鋼製遮水壁	背面補 強工幅	漂流物防護工		間接 支持 構造物	入力津波 高さ (m)	周辺地質	地下水位	近接構造物	断層
		杭種	杭径	杭板厚	鋼種	板厚		幅	厚さ						
I 区間	O.P. +29.0m	上杭	φ 2.2m	25mm	SKK490	25mm	11.06m	0.5m	9mm~ 22mm	-	O.P. +24.4m	防潮堤前背面 に盛土・旧表 土が分布せず、 岩盤内に設置 される。	設計用地下水 位は地表面	防潮壁（第 2号機放水 立坑）及び 屋外排水路 逆流防止設 備（防潮堤 南側）	-
				40mm	SM570										
		下杭	φ 2.5m	35mm	SM570										
				25mm	SKK490										
II 区間	O.P. +29.0m	上杭	φ 2.2m	25mm	SKK490	25mm	-	0.5m	9mm~ 22mm	-	O.P. +24.4m	防潮堤前背面 に盛土・旧表 土が分布せず、 岩盤内に設置 される。	設計用地下水 位は地表面	-	-
				40mm	SM570										
		下杭	φ 2.5m	35mm	SM570										
				25mm	SKK490										
III 区間 (南側取付部)	O.P. +29.0m		φ 2.2m	25mm	SKK490	3.4m (RC遮水壁幅)	-	-	-	-	O.P. +24.4m	防潮堤前背面 に盛土・旧表 土が分布せず、 岩盤内に設置 される。	設計用地下水 位は地表面	-	-

(c) 評価候補断面の整理

(a)で整理した各部位の性能目標及び(b)で整理した各区間の特徴を踏まえ、評価候補断面整理の観点で整理した結果を表5.10.2-11に示す。観点の整理に当たっては、表5.10.2-9に示す照査項目である、曲げ・せん断、変形・水圧及び必ず安全率に影響を及ぼす要素として、地震時応答加速度、津波時荷重及び地盤変位に関係するかを判断項目とする。

表 5.10.2-11 評価候補断面の整理における観点（鋼管式鉛直壁（岩盤部））

評価候補断面整理上の観点		評価対象断面選定の方針	観点*
構造的特徴		<ul style="list-style-type: none"> <li>Ⅰ区間：区間内で一定であるため、選定上の観点としない。</li> <li>Ⅱ区間：鋼管杭の突出長が縦断方向で変化し、地震時応答加速度や津波時荷重に影響するため、選定上の観点とする。</li> <li>Ⅲ区間：5本の鋼管杭とRC遮水壁の一体構造であるため、一体構造として評価を実施する。</li> </ul>	Ⅰ区間：－
			Ⅱ区間：○
			Ⅲ区間：－
周 状 辺 況 地 盤	D級 + C <sub>L</sub> 級岩盤厚さ	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ⅰ区間：区間内にD級、C<sub>L</sub>級岩盤は分布しないため、選定上の観点としない。</li> <li>Ⅱ区間：縦断方向でD級、C<sub>L</sub>級岩盤の分布状況が変化し、地震時応答加速度に影響するため、選定上の観点とする。</li> <li>Ⅲ区間：5本の鋼管杭とRC遮水壁の一体構造であるため、一体構造として評価を実施する。</li> </ul>	Ⅰ区間：－
	Ⅱ区間：○		
	Ⅲ区間：－		
地下水位		<ul style="list-style-type: none"> <li>設計用地下水位は一律地表面に設定しているため、選定上の観点としない。</li> </ul>	－
近接構造物の有無		<ul style="list-style-type: none"> <li>Ⅰ区間において近接構造物が存在するが、防潮堤は岩盤に囲まれており地震時応答加速度に影響しないため、選定上の観点としない。</li> </ul>	－
間接支持される機器・配管系の有無		<ul style="list-style-type: none"> <li>間接支持される耐震重要施設は無い。</li> </ul>	－
断層の有無		<ul style="list-style-type: none"> <li>考慮すべき断層は無い。</li> </ul>	－
入力津波		<ul style="list-style-type: none"> <li>区間内で一定であるため、選定上の観点としない。</li> </ul>	－
構造境界部		<ul style="list-style-type: none"> <li>止水ジョイントの設計用相対変位に影響するが、構造境界部では各区間の最大相対変位を用いて、逆位相を考慮した上で設計用相対変位を設定するため、断面選定では観点としない。</li> </ul>	－

注記 \*：○；観点とする。－；観点としない。

b. 評価候補断面の選定

3.1 で示した評価候補断面の整理を踏まえ、評価対象断面を選定する。防潮堤は縦断方向（延長方向）に長尺な構造物であり、縦断方向で地質状況に変化があること、図 5.10.2-23～図 5.10.2-25 に示す断面図より横断方向には地層の急変が見られないことから、区間ごとに図 5.10.2-22 に示す防潮堤の縦断図に基づき選定する。

評価対象断面選定結果を表 5.10.2-12 に、評価対象断面の平面位置図を図 5.10.2-26 に、縦断位置図を図 5.10.2-27 に示す。

表 5.10.2-12 評価対象断面選定結果（鋼管式鉛直壁（岩盤部））

評価対象断面		①鋼管杭の突出長	②[D]級 + [C <sub>L</sub> ]級岩盤厚さ	備考
I 区 間	断面⑤ (A-A断面)	I 区間においては、構造的特徴に変化が無く、周辺地盤状況がおおむね一定であるため、耐震・耐津波評価上有意な差が無い。		<ul style="list-style-type: none"> <li>屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される断面。</li> </ul>
II 区 間	断面⑥ (B-B断面)	○：鋼管杭の突出長が最も長い（II 区間の北側約2/3の間で一定）	○：[D]級，[C <sub>L</sub> ]級岩盤が分布しない（[D]級岩盤は区間中に分布しない。[C <sub>L</sub> ]級岩盤は鋼管杭の突出長が短い範囲の一部に分布。岩盤部においては地盤中に発生する変位が小さく、応答加速度の観点では[C <sub>L</sub> ]級岩盤が分布しない断面が応答加速度が大きくなり耐震評価上厳しくなる。）	<ul style="list-style-type: none"> <li>海側斜面の傾きが最も急勾配である。</li> </ul>
III 区 間	断面⑦ (C-C断面)	<ul style="list-style-type: none"> <li>III 区間は、5本の鋼管杭とRC遮水壁からなる一体構造として評価を実施する。</li> </ul>		

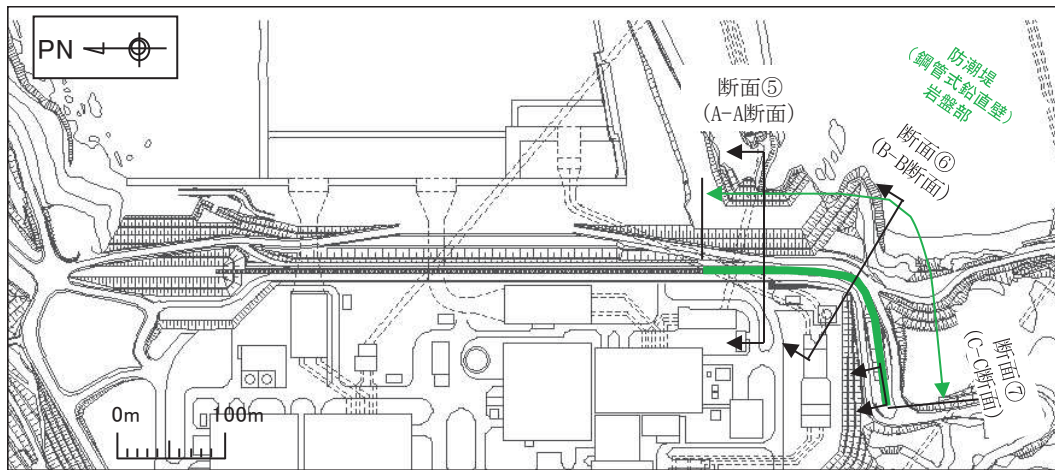


図 5.10.2-26 評価対象断面の平面位置図

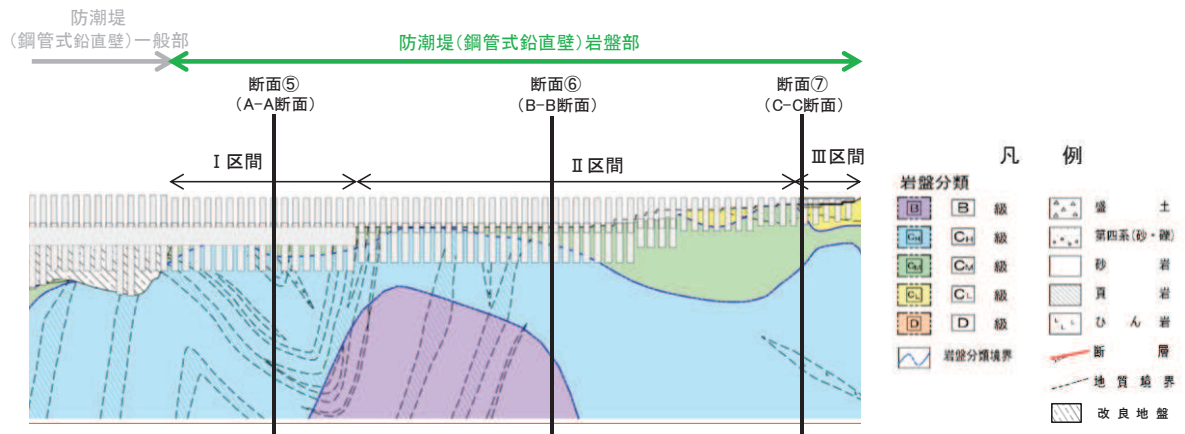


図 5.10.2-27 評価対象断面の縦断位置図

### 5.10.3 防潮堤（盛土堤防）

図 5.10.3-1～図 5.10.3-5 に防潮堤（盛土堤防）の平面配置図，縦断図及び断面図を示す。

防潮堤（盛土堤防）は，セメント改良土による上部構造と，置換コンクリートによる下部構造から構成され，セメント改良土の下方に改良地盤を設置する。

盛土堤防の北側の端部は，図 5.10.3-2 及び図 5.10.3-5 に示すように， $C_L$  級以上の堅固な岩盤が分布する広大な地山の十分な幅をもつ尾根部に擦りついており，地震時変状により敷地に津波が流入するおそれはない。



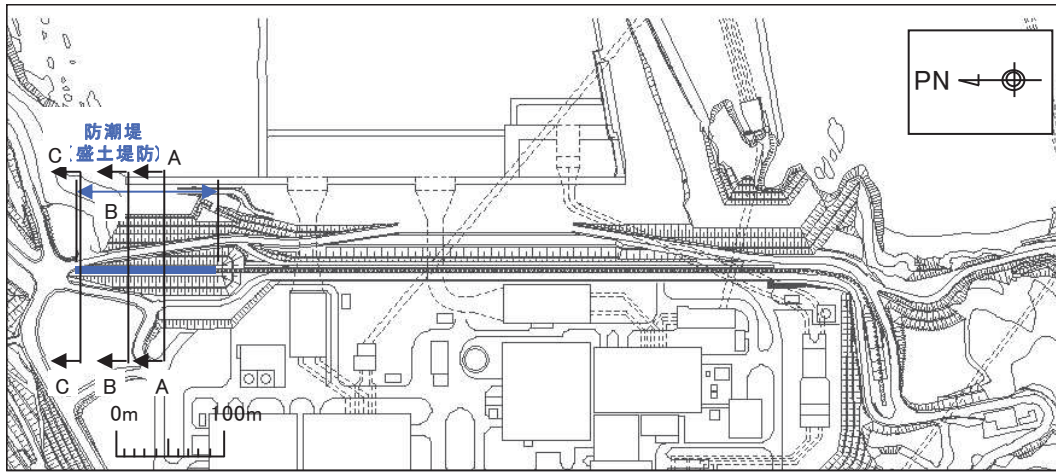


図 5.10.3-1 盛土堤防平面配置図

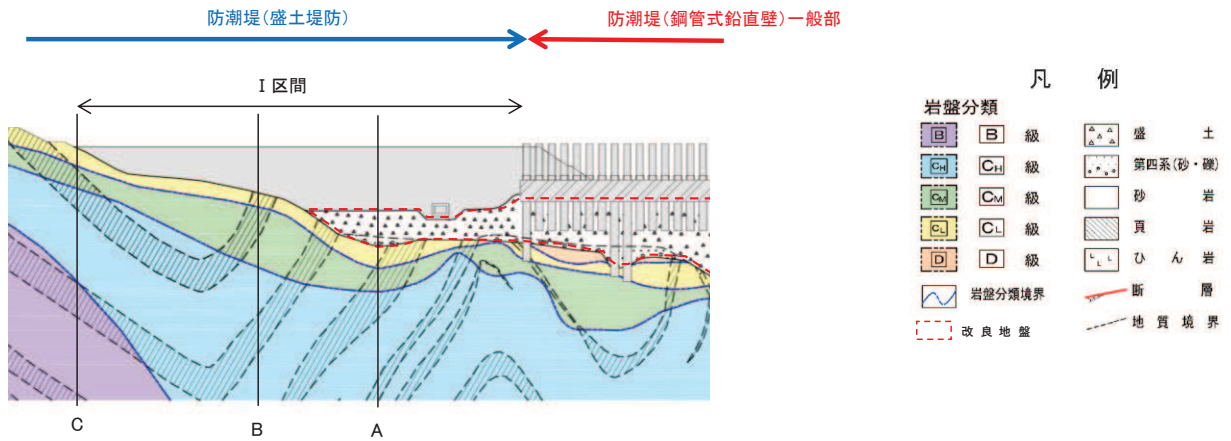


図 5.10.3-2 盛土堤防縦断面図

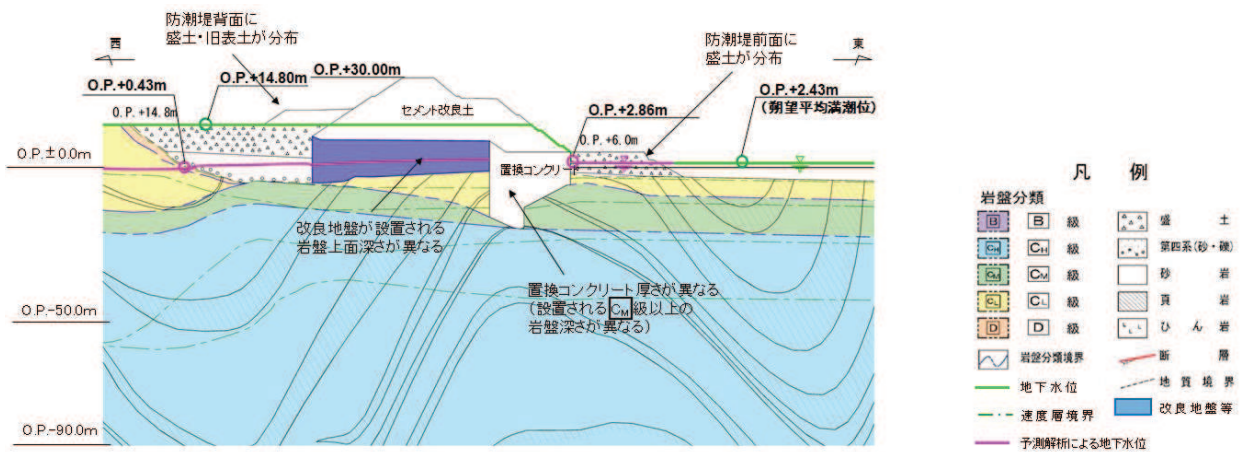


図 5.10.3-3 盛土堤防 A-A 断面 (I 区間)

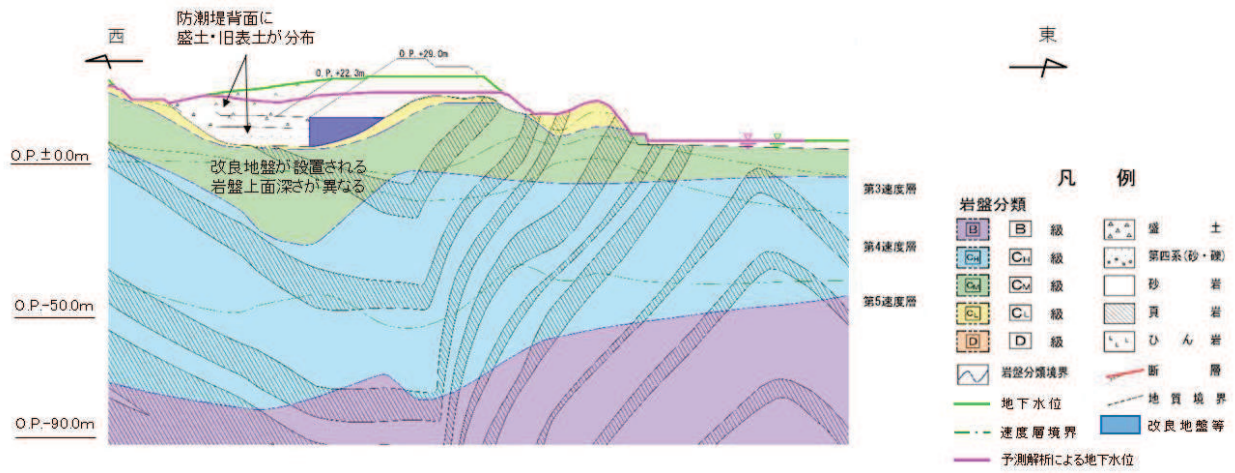


図 5.10.3-4 盛土堤防 B-B 断面 (I 区間)

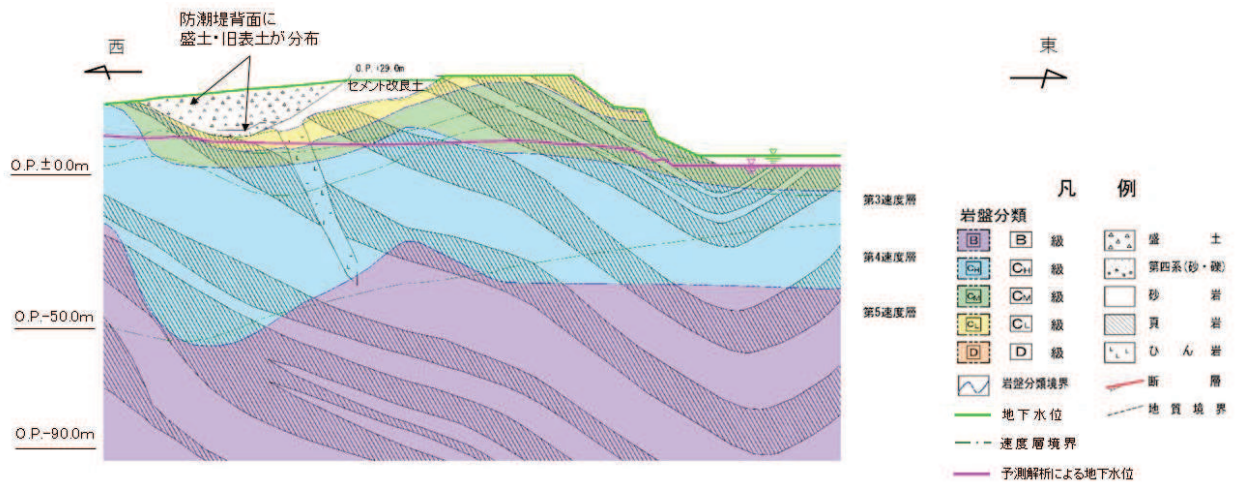


図 5.10.3-5 盛土堤防 C-C 断面 (I 区間)

(1) 評価候補断面の整理

a. 各部位の役割及び性能目標

盛土堤防における施設及び地盤の役割を表 5.10.3-1 に、役割を踏まえた性能目標を表 5.10.3-2 に、性能目標を踏まえた照査項目と許容限界を表 5.10.3-3 に示す。

表 5.10.3-1 盛土堤防の各部位の役割

	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	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> <li>難透水性を保持し、堤体により止水性を維持する。</li> </ul>
	置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
地盤	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> </ul>

注記 \*：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。

表 5.10.3-2 盛土堤防の各部位の性能目標

		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	健全性	止水性 (難透水性)
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洩を生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと（内的安定を保持）。
	置換コンクリート	-	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。	コンクリートの強度を維持するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。
地盤	改良地盤	セメント改良土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、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。	-	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。
	岩盤	セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		-	

表 5.10.3-3 盛土堤防の各部位の照査項目及び許容限界  
 (上段：照査項目，下段：許容限界)

		照査項目と許容限界			
		鉛直支持	すべり安定性	健全性	止水性 (難透水性)
施設	セメント改良土	-	-	すべり安全率 (1.2以上)	
	置換コンクリート			-	すべり安全率 (1.2以上)
地盤	岩盤	支持力 (極限支持力以下)	すべり安全率 (基礎地盤)	-	-
	改良地盤	支持力 (極限支持力以下)	(1.5以上)	-	すべり安全率 (1.2以上)

b. 区間の特徴整理

盛土堤防は、その設置される区間で構造的特徴に大きな違いはなく、堤体（セメント改良土）及び置換コンクリートからなる。

区間の構造及びその特徴並びに周辺状況を表 5. 10. 3-4 に示す。

(a) I 区間

[構造的特徴]

- ・ 天端高さは O. P. +29. 0m で一定である。
- ・ 堤体（セメント改良土）及び置換コンクリートからなる構造物である。
- ・ 縦断方向（延長方向）に堤体（セメント改良土）の厚さ及び幅並びに置換コンクリートの厚さが変化する線状構造物である（材質は変化なし）。
- ・ 津波監視カメラを支持する。
- ・ 入力津波高さは、O. P. +24. 4m で一定である。

[周辺状況]

- ・ 横断方向に施設の前面（海側）と背面（山側）で地盤の標高が異なり、堤体（セメント改良土）は岩盤又は改良地盤に、置換コンクリートは  $C_M$  級以上の岩盤に設置される。
- ・ 断面位置に応じて置換コンクリートが設置される  $C_M$  級岩盤上面の深さ及び改良地盤が設置される岩盤上面の深さが異なる。
- ・ 比較的剛性の小さい  $C_L$  級岩盤が分布し、断面毎に厚さが異なる。
- ・ 周辺には液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布し、断面毎に厚さが異なる。
- ・ 設計用地下水位について、山側は O. P. +13. 8m（地表面）で一定、海側は O. P. +1. 43m で一定とする。
- ・ 近接構造物は存在しない。
- ・ 断層交差部は存在しない。

表 5.10.3-4 区間の特徴（盛土堤防）

区間	構造的特徴					周辺状況			
	天端高さ	堤体 (セメント改良土) 厚さ	置換コンクリート厚さ	間接支持 構造物	入力津波高さ	周辺地質	地下水位	近接構造物	断層
I 区間	0. P. +29. 0m	0～約20m	最大約25m (幅は区間内 で一定)	津波監視カメラ	0. P. +24. 4m で一定	防潮堤前背面に盛土・旧表土が分布しており、堤体（セメント改良土）は岩盤又は改良地盤に設置されている。	設計用地下水位は山側で0. P. +13. 8m（地表面）、海側で0. P. +1. 43mで一定	—	—

c. 評価候補断面の整理

a. で整理した各部位の性能目標及びb. で整理した各区間の特徴を踏まえ、評価候補断面整理の観点で整理した結果を表 5.10.3-5 に示す。観点の整理に当たっては、表 5.10.3-3 に示す照査項目であるすべり安全率に影響を及ぼす要素として、地震時応答加速度、津波時荷重及び地盤変位に関するかを判断項目とする。



表 5.10.3-5 評価候補断面の整理における観点（盛土堤防）

評価候補断面整理上の観点		評価対象断面選定の方針	観点*
構造的特徴		・セメント改良土の厚さが縦断方向に変化し、地震時応答加速度及び津波時荷重に影響するため、選定上の観点とする。	○
周辺地盤状況	岩盤上面の深さ	・縦断方向に深さが変化し、地震時応答加速度に影響するため、選定上の観点とする。	○
	C <sub>M</sub> 級岩盤上面深さ	・縦断方向に深さが変化して置換コンクリートの厚さが変化し、地震時応答加速度に影響するため、選定上の観点とする。	○
	盛土+旧表土厚さ	・縦断方向に厚さが変化し、地震時の周辺地盤の液状化により地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。なお、この観点は「岩盤上面の深さ」に等しい。	○
	旧表土厚さ	・縦断方向に厚さが変化し、液状化強度特性が低いために地震時の周辺地盤の液状化により地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。	○
地下水位		・設計用地下水位は区間内で一定であるため、選定上の観点としない。	—
近接構造物の有無		・近接構造物は無い。	—
間接支持される機器・配管系の有無		・津波監視カメラを支持する。津波監視カメラの設計に必要な床応答については、既存の断面を使用できない場合には、必要に応じて断面を追加して検討する。	—
断層の有無		・考慮すべき断層は無い。	—
入力津波		・区間内で一定であるため、選定上の観点としない。	—
構造境界部		・区間内で構造境界部は無い。	—

注記 \* : ○ ; 観点とする。 — ; 観点としない。

(2) 評価候補断面の選定

(1)で示した評価候補断面の整理を踏まえ、評価対象断面を選定する。防潮堤は縦断方向（延長方向）に長尺な構造物であり、縦断方向で地質状況に変化があること、図 5.10.3-3～図 5.10.3-5 に示す断面図より横断方向には地層の急変が見られないことから、図 5.10.3-2 に示す防潮堤の縦断図に基づき選定する。

評価対象断面選定結果を表 5.10.3-6 に、評価対象断面の平面位置図を図 5.10.3-6 に、縦断位置図を図 5.10.3-7 に示す。

なお、図 5.10.3-4 に示すとおり B-B 断面において、一部セメント改良土が A-A 断面よりも薄くなっている箇所があるが、セメント改良土は  $C_L$  級以上の堅固な岩盤が分布する十分な幅をもつ尾根部に擦りついているものであり、評価対象断面として選定していない。

表 5.10.3-6 評価対象断面選定結果（盛土堤防）

評価候補断面	セメント改良土厚さ	岩盤上面深さ	$C_M$ 級岩盤上面深さ	旧表土厚さ
I 区間 断面①* (A-A断面)	○：セメント改良土が最も厚い (改良地盤が設置される範囲はほぼ同等)	○：岩盤上面が最も深い (I 区間の中で A-A 断面が最も深い)	○： $C_M$ 級岩盤上面が最も深い (I 区間の中で A-A 断面が最も深い)	○：旧表土が最も厚い (I 区間の中で A-A 断面が最も深い)

注記\*：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価及び構造成り立性評価で示した断面

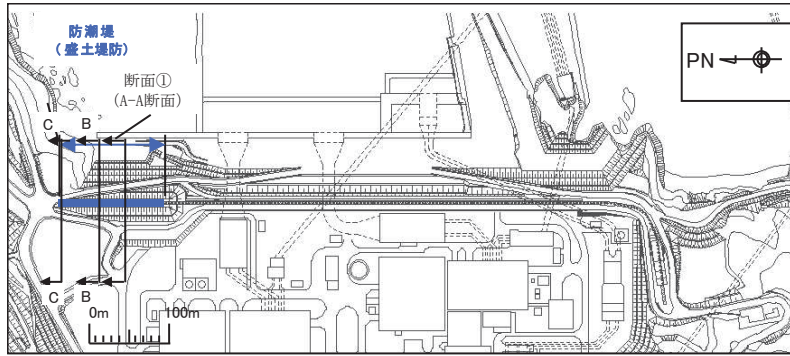


図 5.10.3-6 評価対象断面の平面位置図

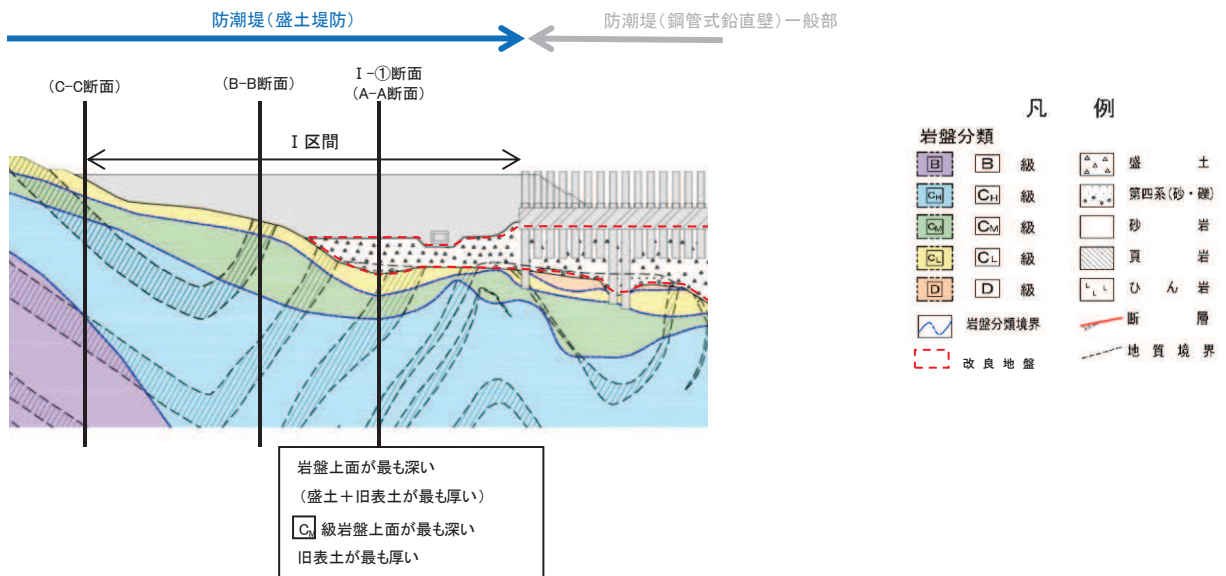


図 5.10.3-7 評価対象断面の縦断配置図

5.10.4 防潮壁（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機海水ポンプ室，第3号機放水立坑）

防潮壁（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機海水ポンプ室，第3号機放水立坑）（以下「防潮壁（杭基礎）」という。）の平面配置図を図5.10.4-1に示す。

防潮壁（杭基礎）は，総延長が約630m，天端高さがO.P.+19.0m又はO.P.+20.0mで，第2号機及び第3号機海水ポンプ室並びに第2号機及び第3号機放水立坑を取り囲むように設置する。

鋼管杭と基礎フーチングからなる下部工と，鋼製の上部工から構成され，4箇所を設置される防潮壁（杭基礎）はいずれも，上部工の構造形式や下部工の配置状況などの構造的特徴により，鋼製遮水壁（鋼板），鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の3種類の構造形式に区分されることから，設置箇所単位ではなくそれぞれの構造形式単位で評価対象断面を選定する。

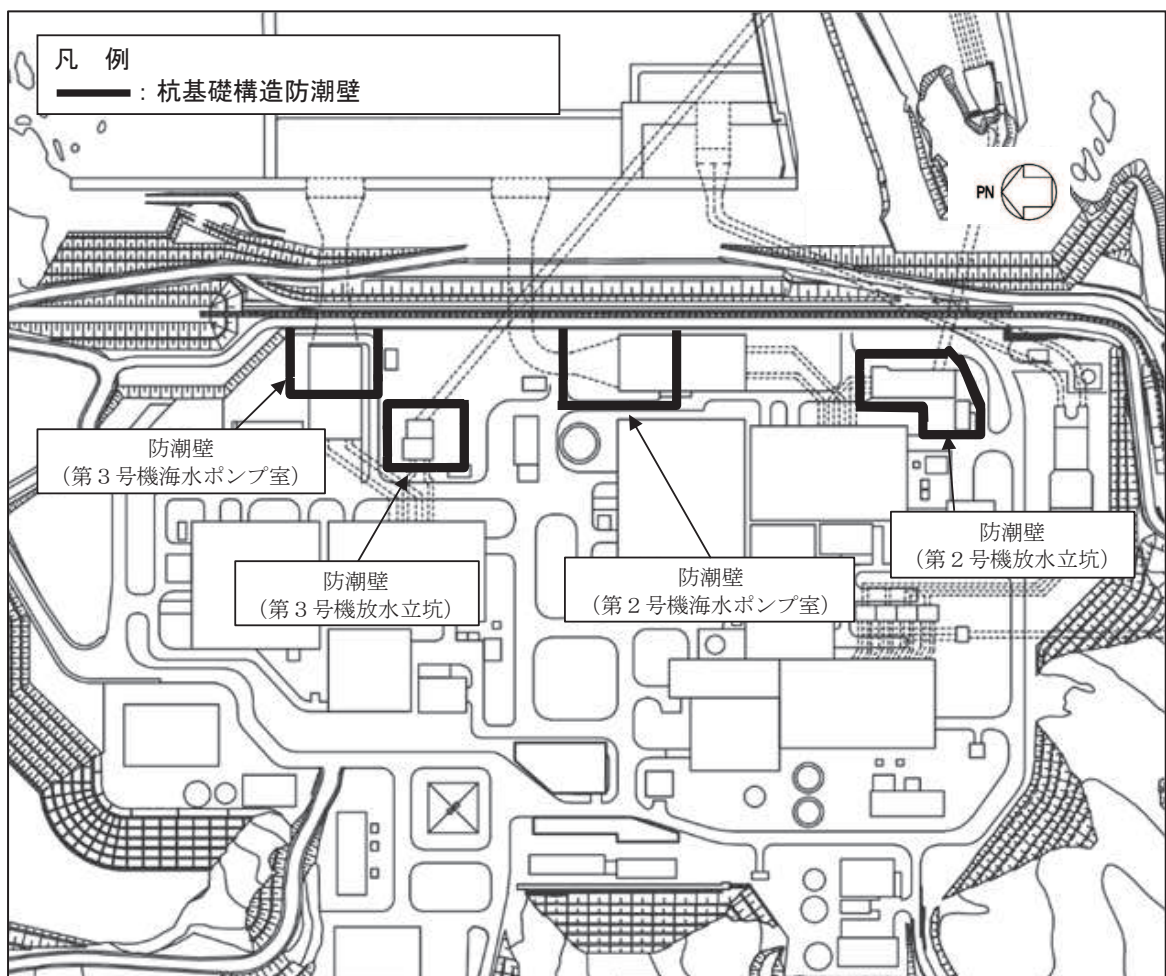


図 5.10.4-1 防潮壁（杭基礎）の平面配置図

(1) 鋼製遮水壁（鋼板）

鋼製遮水壁（鋼板）の平面配置図を図 5.10.4-2 に、構造概要を図 5.10.4-3 に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）は、フーチング上に設置する H 形鋼に、鋼板をボルトで接合した構造物であり、フーチングと一体化した鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第 3 号機海水ポンプ室で O.P. +20.0m と、第 2 号機海水ポンプ室、第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑で O.P. +19.0m とする。

防潮壁（杭基礎）は線状構造物であり、鋼製遮水壁（鋼板）の縦断方向加振時には、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため縦断方向断面が強軸となる。一方、横断方向加振時には、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、横断方向断面が弱軸となる。よって、弱軸となる横断方向断面から構造物の応答が最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。

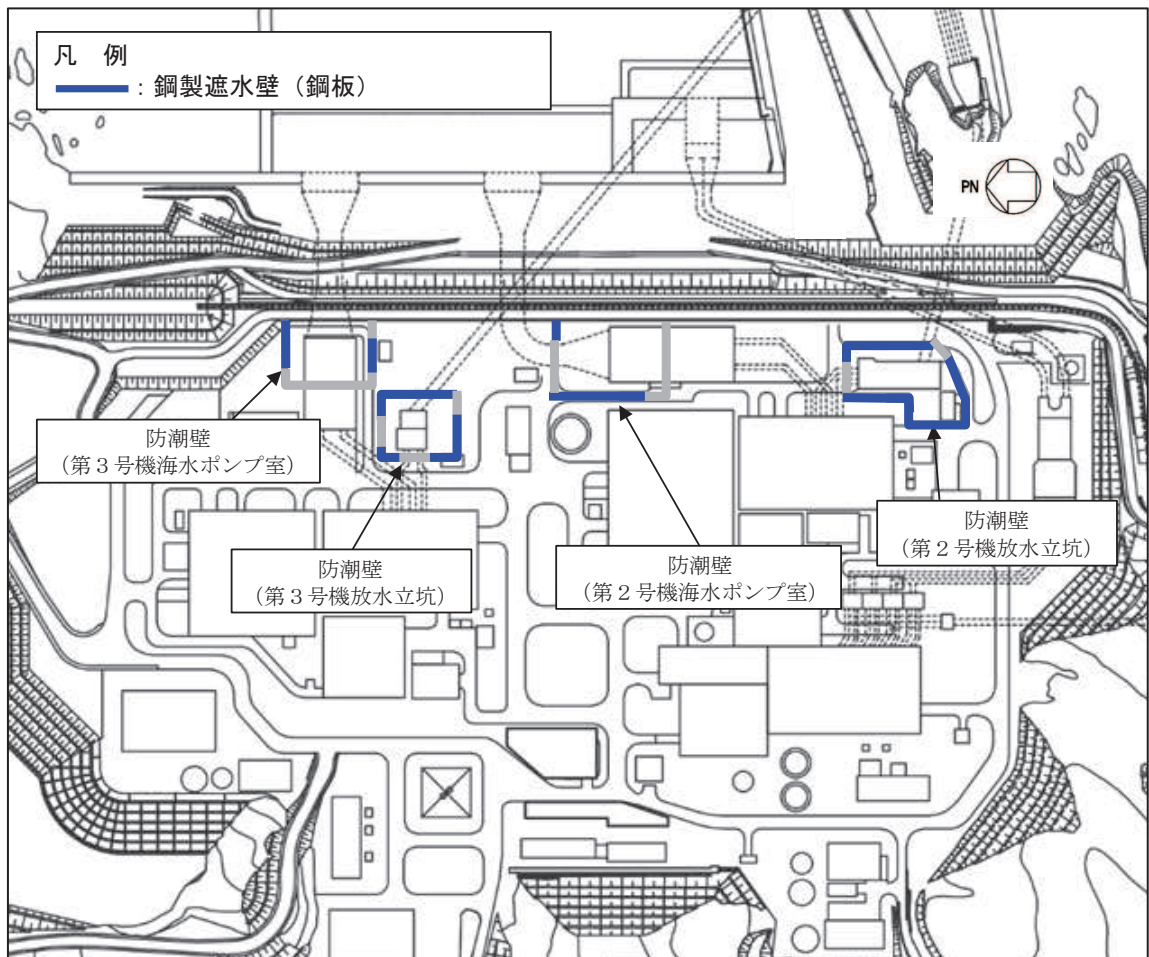
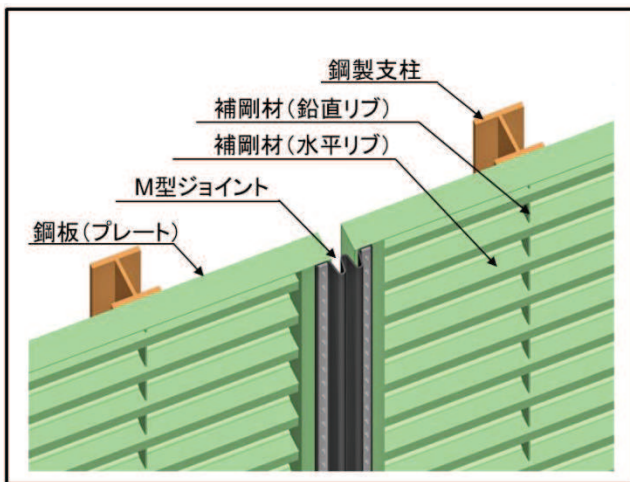
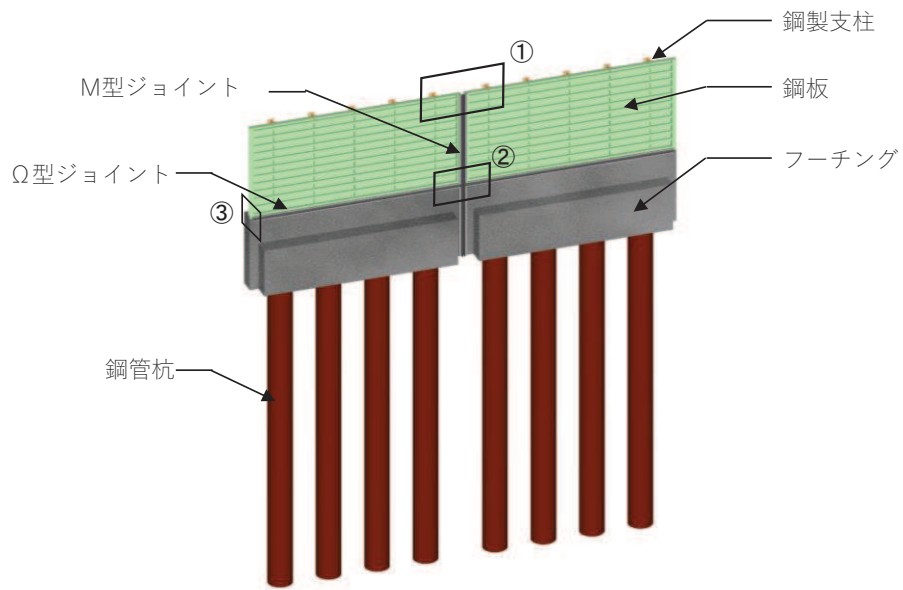
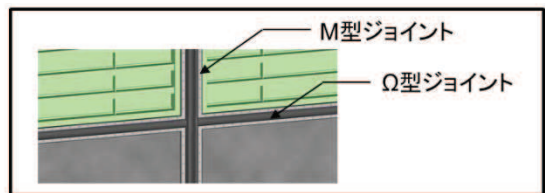


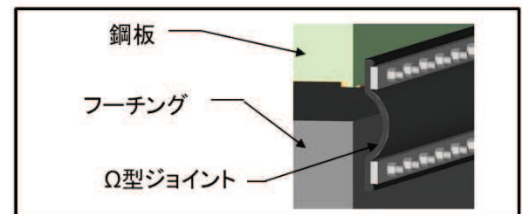
図 5.10.4-2 鋼製遮水壁（鋼板）の平面配置図



①部 詳細  
(鋼板詳細、鋼板-鋼製支柱接合部、M型ジョイント取付部)



②部 詳細  
(M型ジョイント - Ω型ジョイント取付部)



③部 詳細  
(Ω型ジョイント部)

図 5. 10. 4-3 鋼製遮水壁 (鋼板) の構造概要

a. 評価候補断面の選定方針

鋼製遮水壁（鋼板）は、盛土・旧表土の分布状況や津波高さ等に応じて構造的特徴により、以下の5区間に分類される。

I 区間：盛土・旧表土が分布する区間の中で、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O.P.+20.0m となる区間

II 区間：盛土・旧表土が分布する区間の中で、入力津波高さが低く防潮壁天端高さが O.P.+19.0m となる区間

III 区間：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間

IV 区間：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間

V 区間：第3号機放水立坑を取り囲む区間（盛土・旧表土が分布する断面と地盤改良により盛土・旧表土が分布しない断面\*1が混在）

注記\*1：後述する変形抑制及び液状化対策の観点から実施する地盤改良（地盤改良高さの2倍幅）とは異なり、有効な地盤改良幅（地盤改良高さの2倍幅）が確保されていない。地震応答解析手法の性質上、地盤改良体と盛土間の地層境界部での剛性差の影響がより大きくなる等、耐震評価において保守的な評価になると考えられることから、防潮壁の耐震及び強度計算上は考慮しない（原地盤の盛土として扱う）ことを基本とする。ただし、上部工に作用する加速度応答等の観点から、考慮する場合の影響評価についても行う方針とし、本断面選定においても地盤改良考慮・非考慮の場合にて整理する（補足 140-1.6.3 参考資料 1 参照）。

上部工の鋼板については、板厚 16mm（SM570）を基本とし、岩盤が露頭又は全深度の盛土・旧表土を地盤改良している III 区間では、地震力伝播特性を踏まえ板厚 20mm（SM570）としている。また、異なる地盤条件の断面が混在している V 区間では、全深度の盛土・旧表土を地盤改良している断面仕様に合わせ、III 区間同様の板厚 20mm（SM570）にしている。

下部工の鋼管杭については、直径 1.5m を基本とし、板厚は地盤条件に応じて設定している。盛土・旧表土が分布しない III 区間で板厚 25mm（SM570）とし、盛土・旧表土が分布する I 区間及び II 区間のうち、I 区間では板厚 23mm～37mm（SM570）、II 区間では板厚 30mm（SM570）とする。なお、補機冷却海水系放水路逆流防止設備を有する IV 区間においては、構造的制約により直径 1.2m、板厚 20mm（SM570）とする。また、異なる地盤条件の断面が混在している V 区間では、盛土・旧表土が分布する断面仕様に合わせ、II 区間同様に板厚 30mm（SM570）にしている。

それぞれの区間の位置図を図 5.10.4-4 に、地質縦断図を図 5.10.4-5 に、区間毎の特徴を表 5.10.2-1 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す。

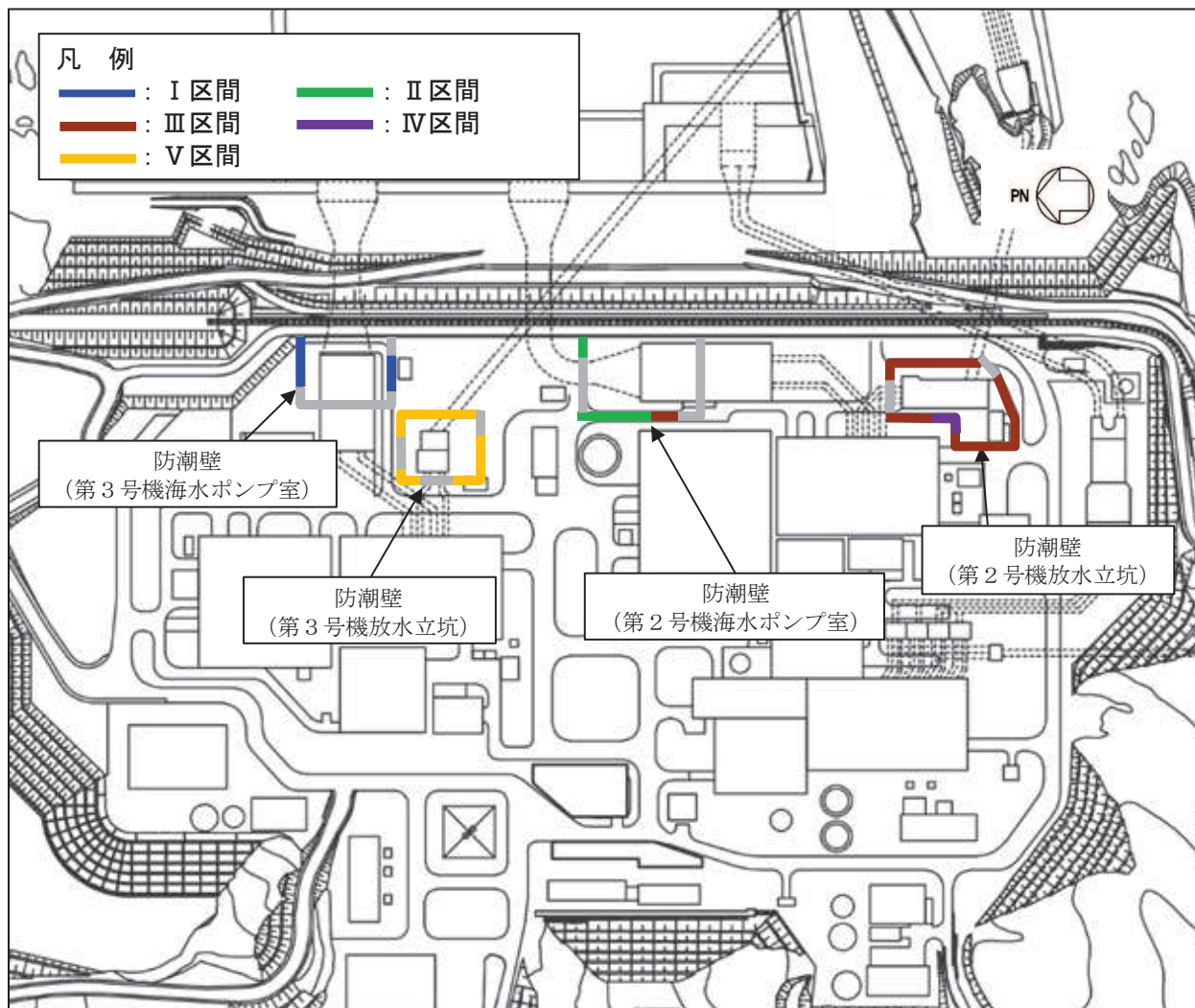
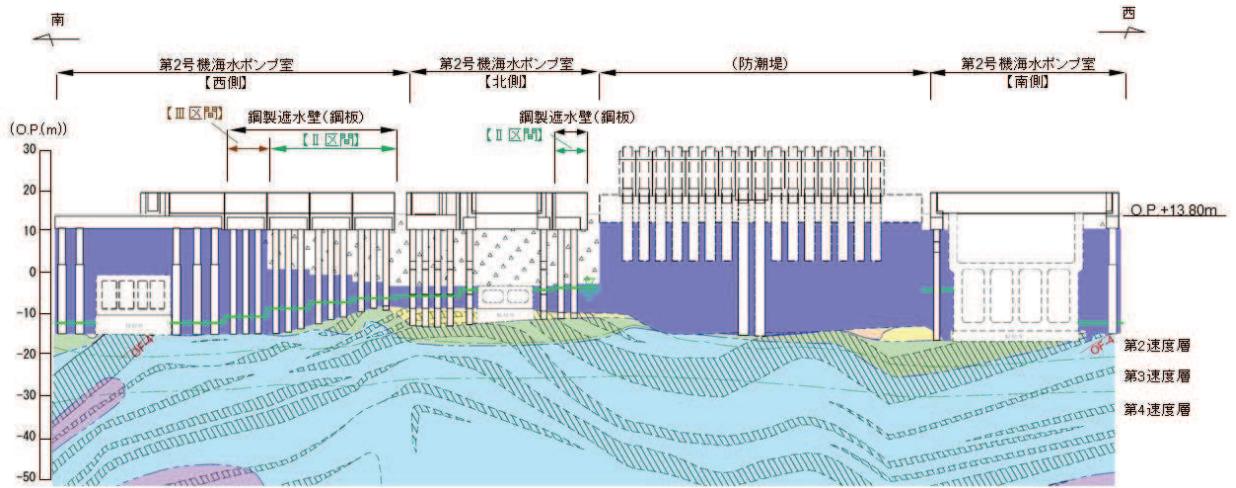
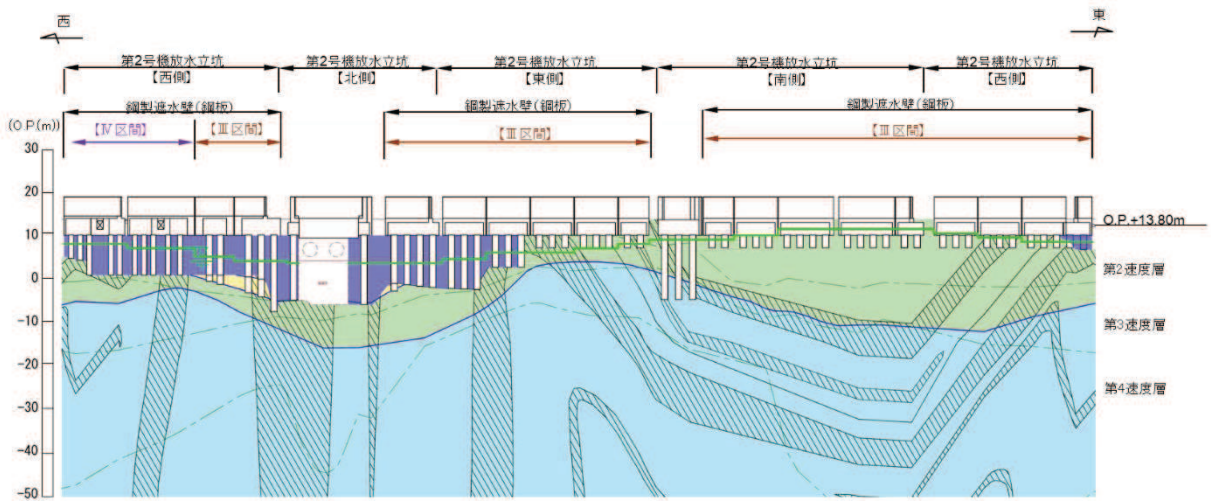


図 5.10.4-4 鋼製遮水壁（鋼板） 区間位置図

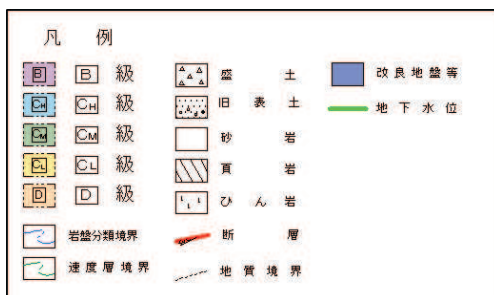




(2号機海水ポンプ室\*1,\*2)



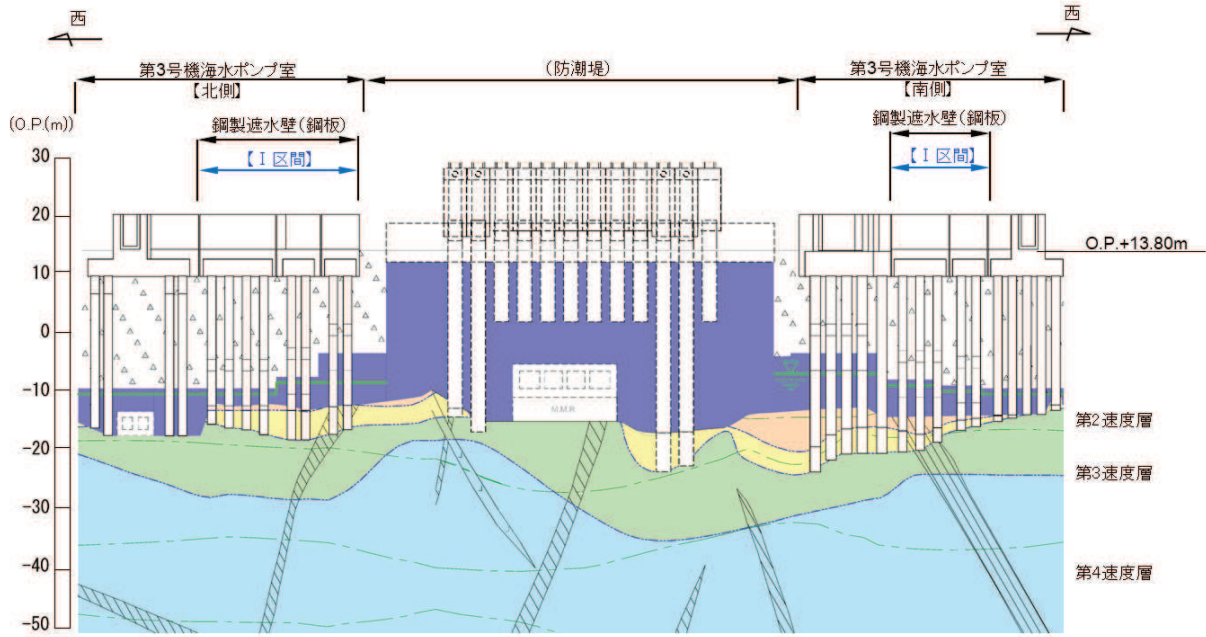
(2号機放水立坑\*1)



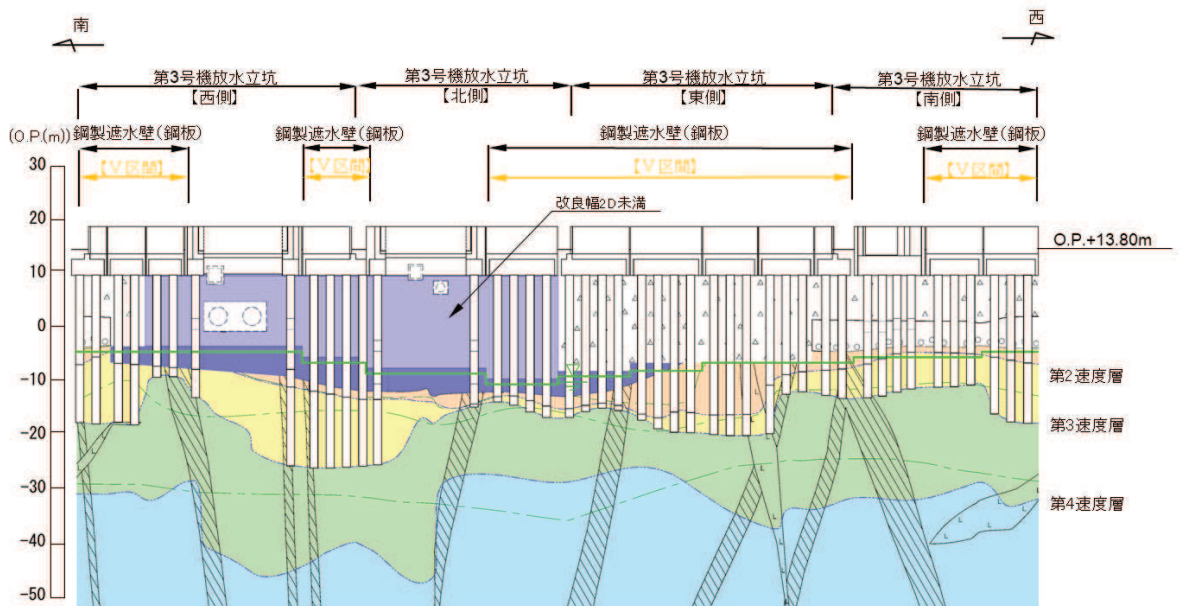
注記：\*1：鋼管杭下端は C<sub>1</sub> 級岩盤上面（又は C<sub>2</sub> 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

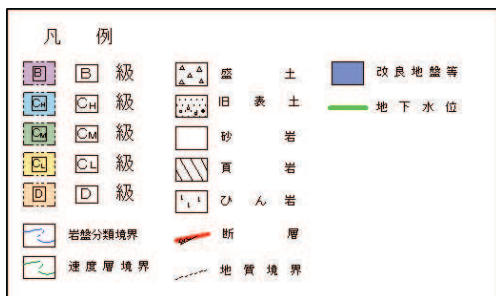
図 5.10.4-5(1) 鋼製遮水壁（鋼板）地質縦断面図



(3 機海水ポンプ室\*1,\*2)



(3 号機放水立坑\*1,\*2)



注記：\*1：鋼管杭下端は C<sub>1</sub> 級岩盤上面（又は C<sub>2</sub> 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

図 5.10.4-5(2) 鋼製遮水壁（鋼板） 地質縦断図

表 5. 10. 2-1 区間毎の特徴

区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)	間接 支持 構造物	入力津波 高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	板厚 (mm)	板厚 (mm)			
I	O. P. +20. 0	φ 1500	23 30 37	16	—	O. P. +19. 0 (第 3 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し，岩盤上面標高が低い。なお，地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
II	O. P. +19. 0	φ 1500	30	16	—	O. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し，岩盤上面標高が低い。なお，地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
III	O. P. +19. 0	φ 1500	25	20	—	O. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室) O. P. +17. 4 (第 2 号機放水 立坑)	岩盤上面が露頭又は盛土・旧表土が地盤改良されており，盛土・旧表土が分布しない。
IV	O. P. +19. 0	φ 1200	20	16	○*1	O. P. +17. 4 (第 2 号機放水 立坑)	盛土・旧表土が地盤改良されており，盛土・旧表土が分布しない。
V	O. P. +19. 0	φ 1500	30	20	—	O. P. +17. 5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し岩盤上面標高が低い断面と，盛土・旧表土が地盤改良されており，盛土・旧表土が分布しない断面*2が混在している。

注記\* 1 : 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (フラップゲート)

\* 2 : 前述のとおり，考慮しないことを基本とするが，本断面選定においては地盤改良考慮・非考慮の場合にて整理する。

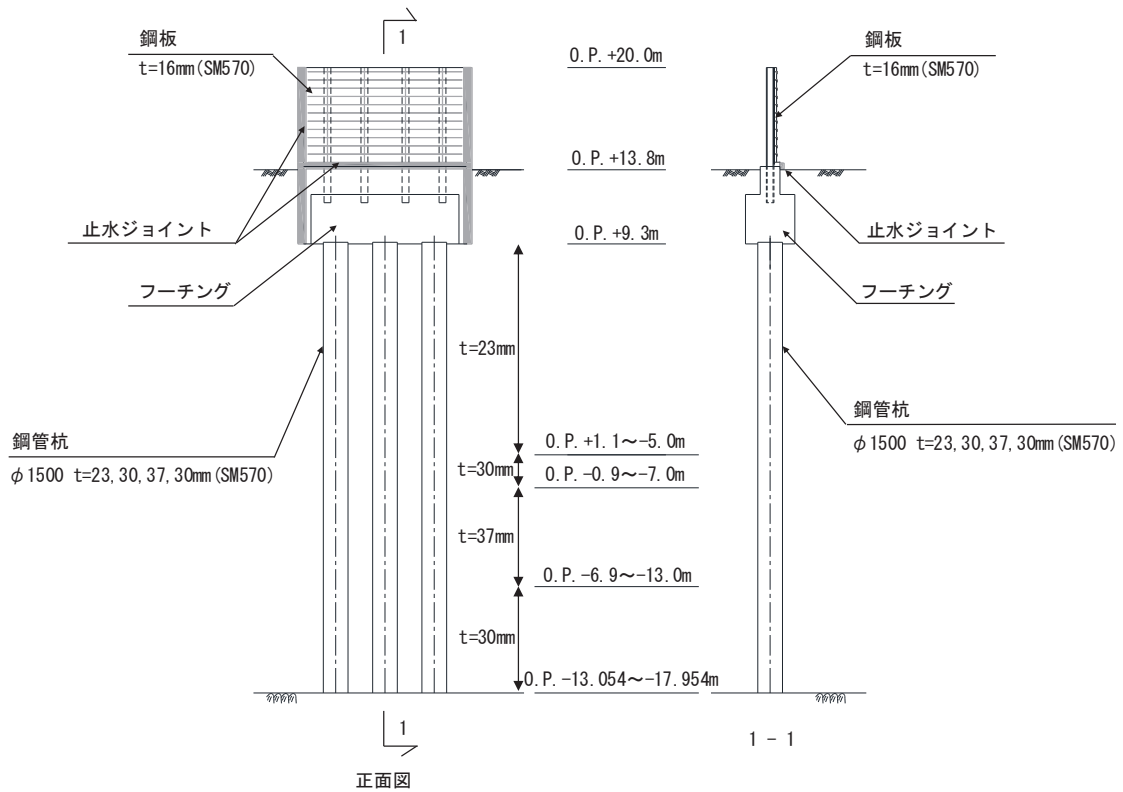


図 5. 10. 4-6 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図（I 区間）

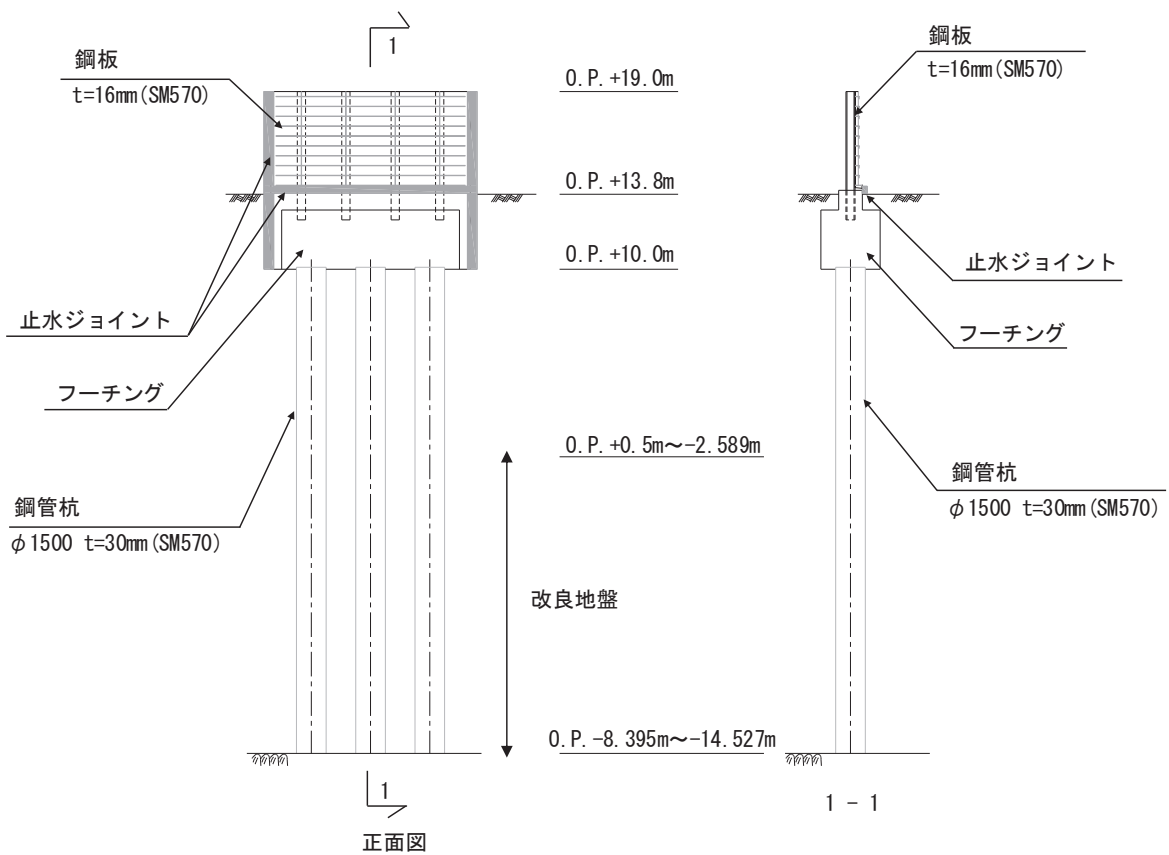
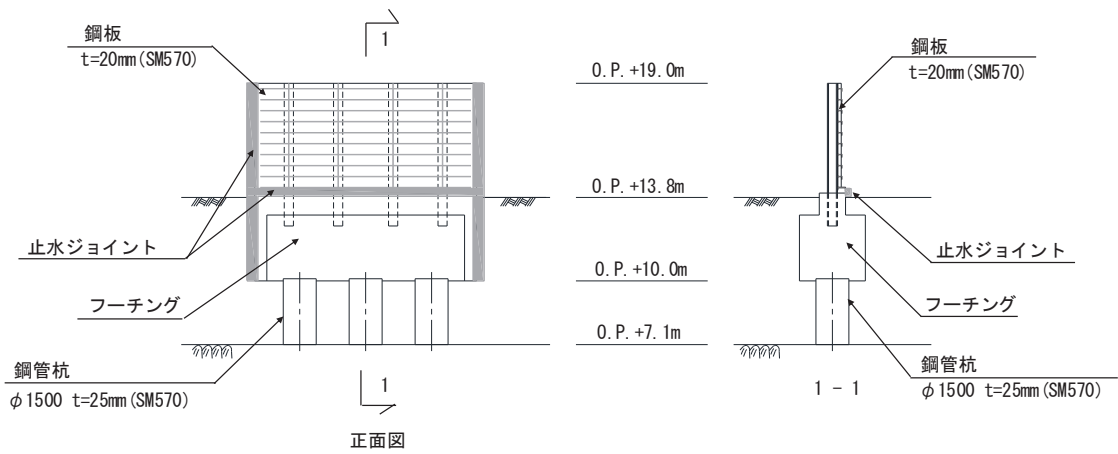
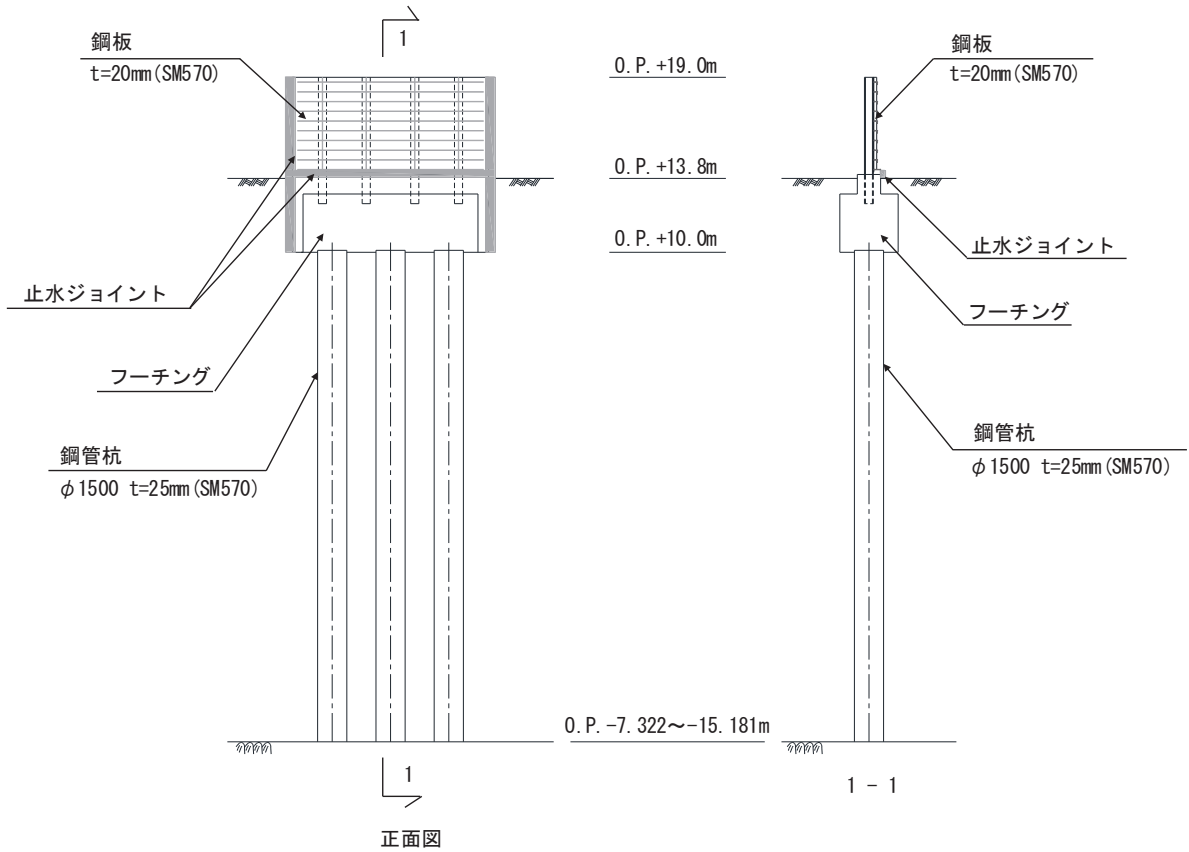


図 5. 10. 4-7 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図（II 区間）

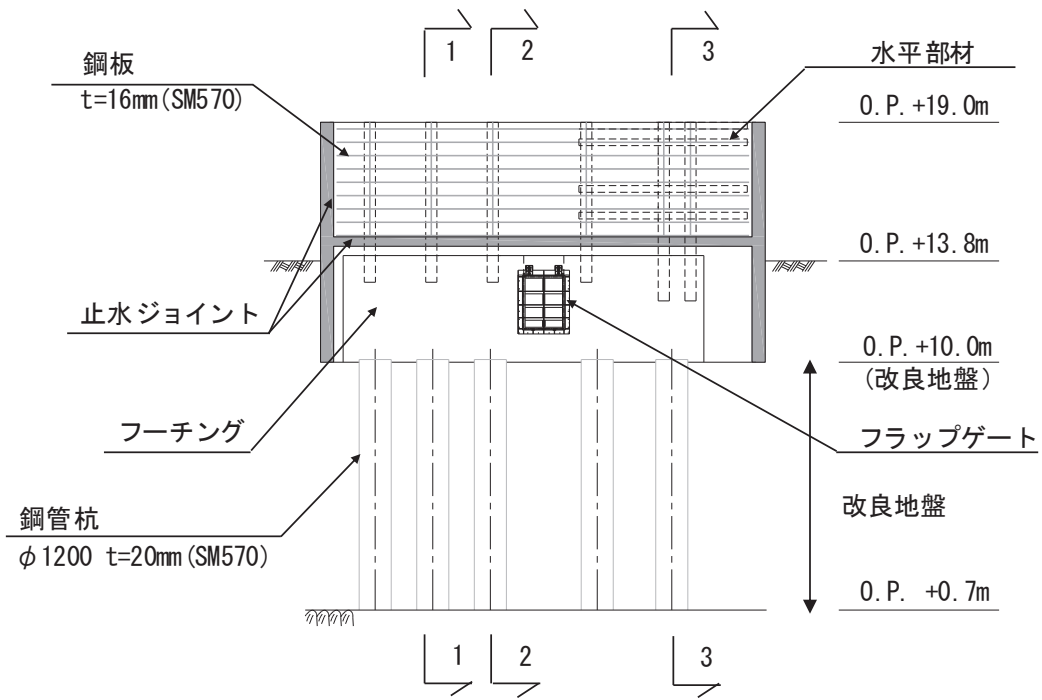


(岩盤露頭部)



(全深度地盤改良部)

図 5. 10. 4-8 鋼製遮水壁 (鋼板) 正面図及び断面図 (Ⅲ区間)



正面図

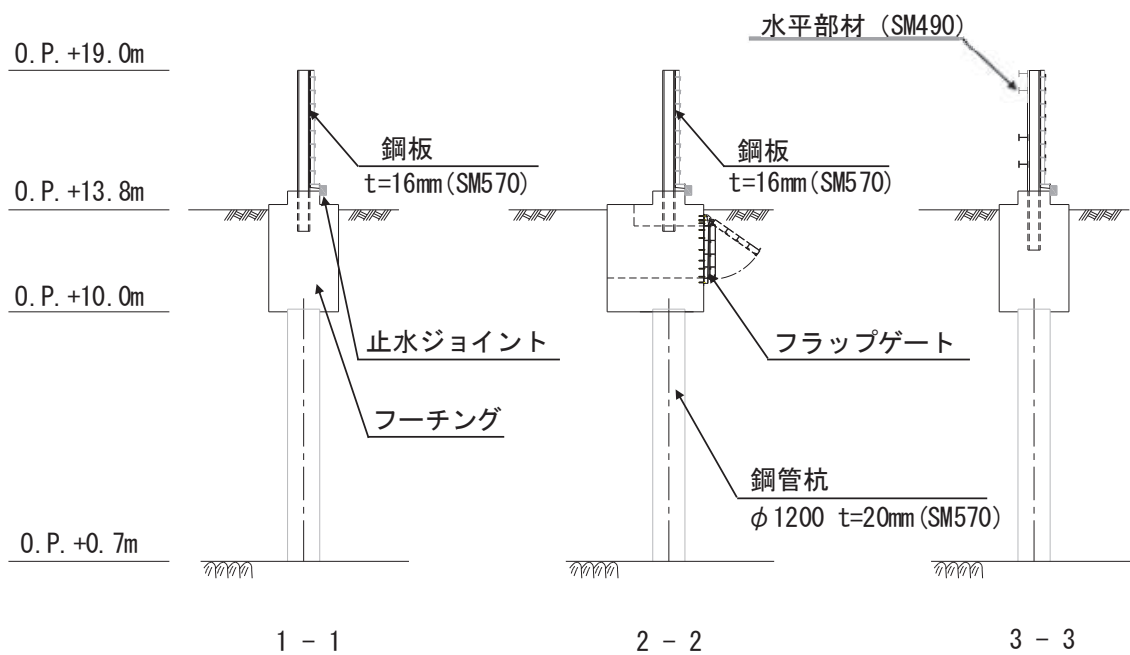
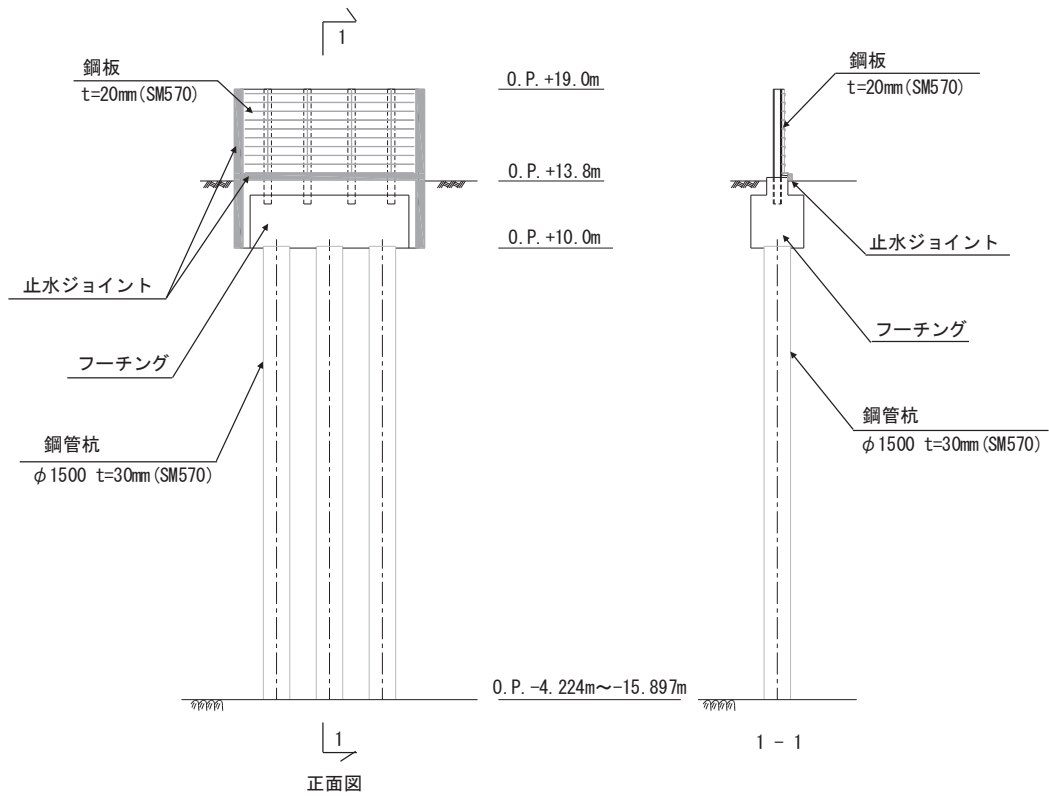
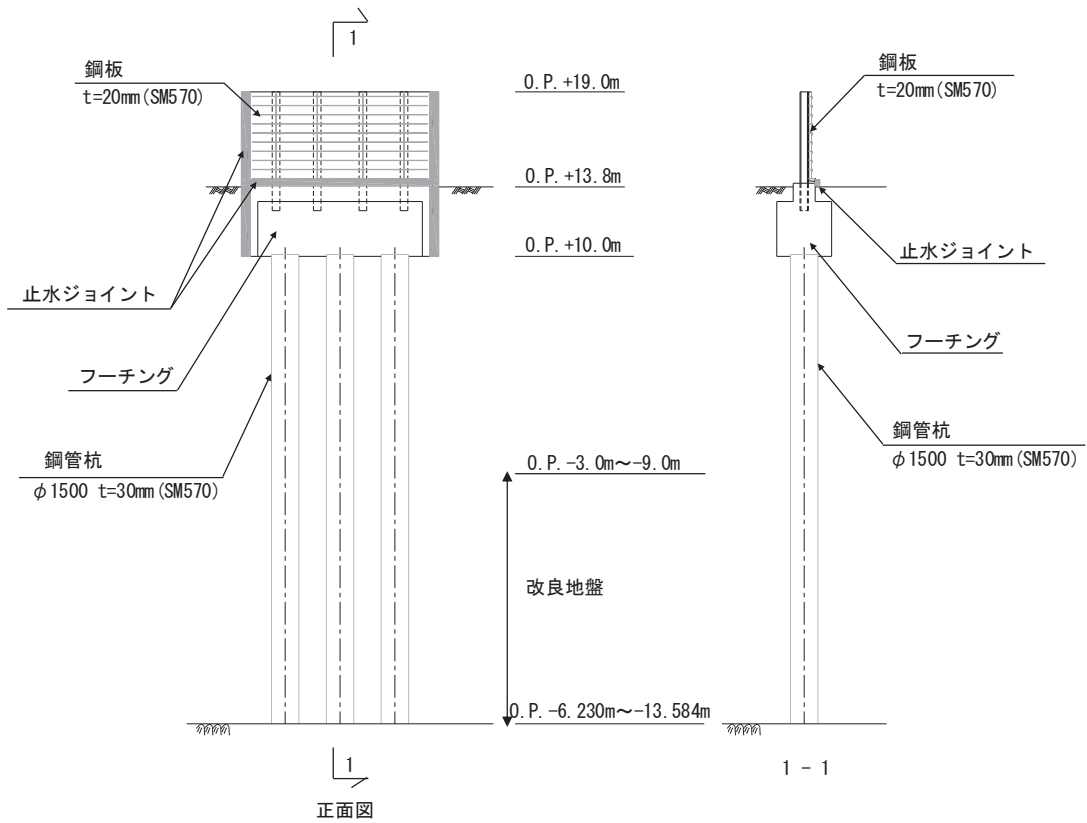


図 5. 10. 4-9 鋼製遮水壁 (鋼板) 正面図及び断面図 (IV区間)



(改良地盤なし)



(改良地盤あり)

図 5.10.4-10 鋼製遮水壁 (鋼板) 正面図及び断面図 (V区間)

評価候補断面は、構造的特徴により分類される前述の 5 区間毎に、周辺状況や地震波の伝播特性の観点から耐震・耐津波評価上厳しくなる断面を選定する。

断面の選定にあたっては、上部工（鋼板、鋼製支柱等）への影響として慣性力と津波荷重が支配的となること、下部工（杭体、フーチング等）への影響は、地盤変形の影響と上部工からの反力が支配的となることが想定される。よって、上部工と下部工それぞれに与える耐震・耐津波評価上の影響の大小に対して指標が一致しない可能性があることから、上部工・下部工それぞれに与える影響の観点で評価候補断面を選定する。

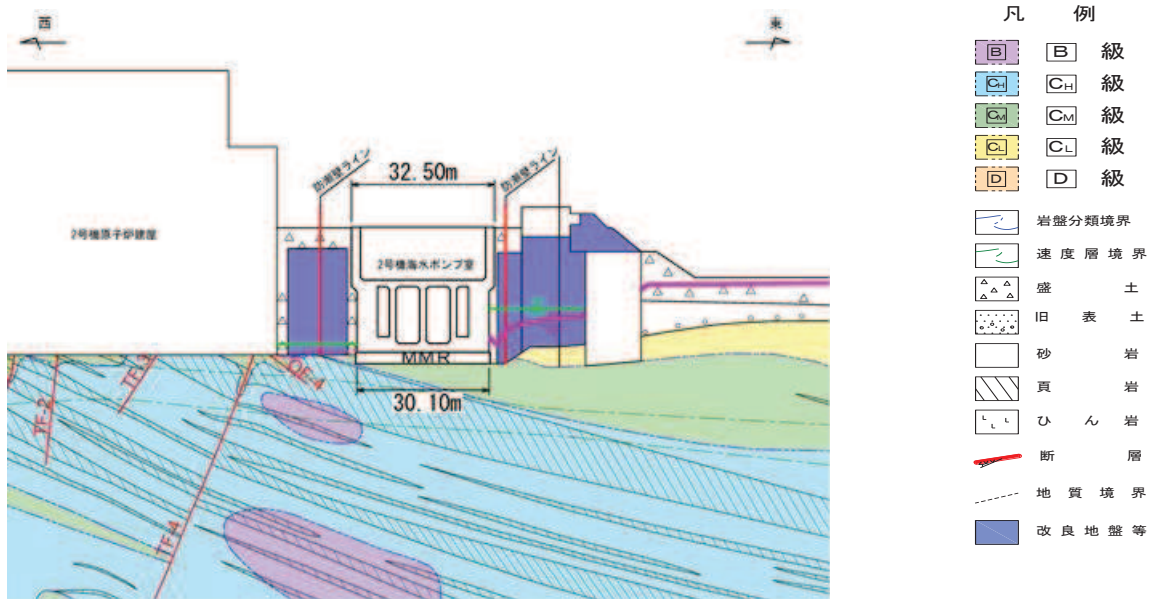
ここで、図 5.10.4-11 に示す横断方向の地質断面図のとおり、横断方向には岩盤上面の不陸、傾斜や地下水分布の高まり等も部分的に認められるものの、杭周辺に旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、防潮壁の変形抑制及び液状化対策を目的とし、地下水位+1m以深を地盤改良（地盤改良高さの2倍幅を基本）する計画としており、耐震・耐津波評価においては水平成層地盤を仮定した一次元地盤応答（全応力非線形解析）を用いた質点系モデルでの地震応答解析を行う方針としている。

なお、水平成層地盤を仮定する前提となる地盤改良幅の妥当性やその周辺地盤の液状化等による影響、隣接構造物による影響等については二次元有効応力解析（FLIP）を用いて、上記手法（一次元地盤応答を用いた質点系モデル）との応答値（曲げモーメント、加速度、変位）を確認し、妥当な評価（保守的な断面力）が得られることを確認している（6.3 参考資料2参照）。また、図 5.10.4-12、図 5.10.4-13 に示す岩盤上面コンターおよび地下水位平面コンターのとおり、各地質断面に対して直交する奥行方向において、周辺状況の有意な差は認められない。

よって、評価候補断面の選定にあたっては、各断面位置（断面中心）での地盤条件に基づき選定する。

評価候補断面の選定における観点毎の指標を表 5.10.2-2 に示す。

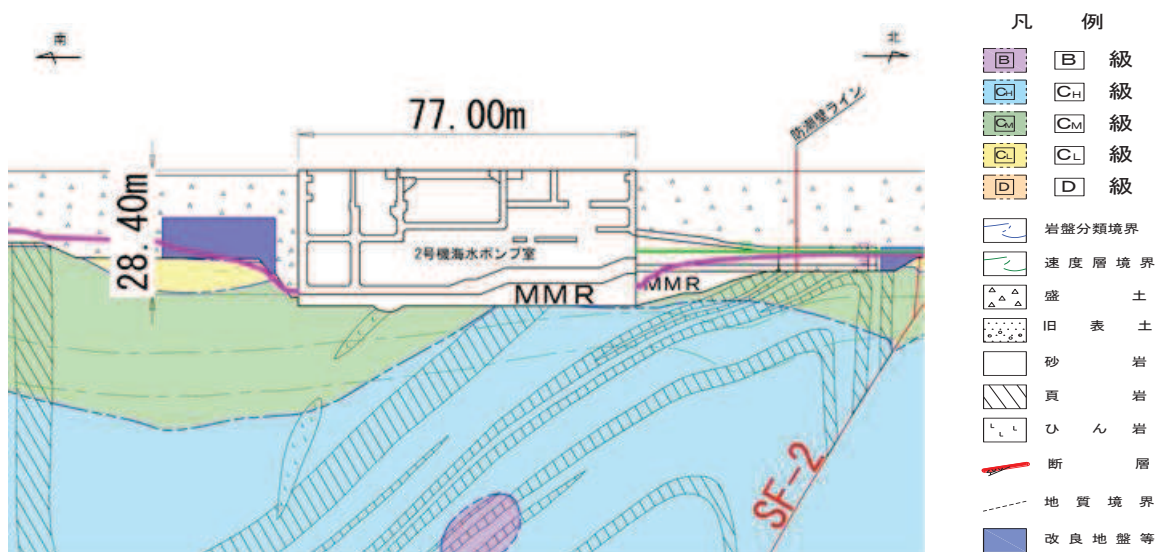




\* : 鋼管杭下方のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

(2号機海水ポンプ室横断方向(東西)①-①'断面)

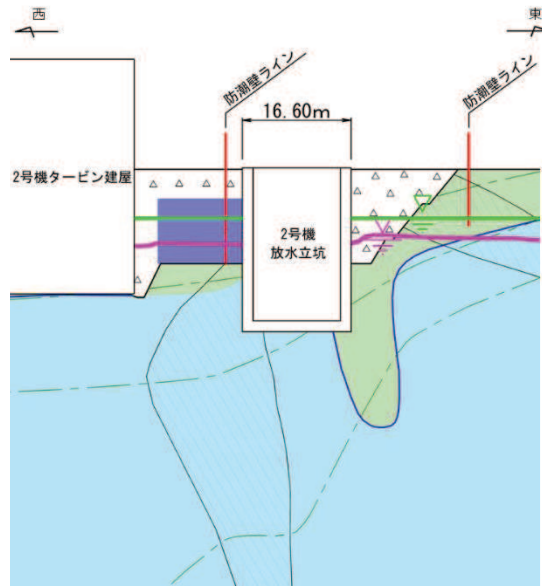


\* : 鋼管杭下方のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位  
— 設計用地下水位

(2号機海水ポンプ室横断方向(南北)②-②'断面)

図 5.10.4-11(1) 地質断面図  
(2号機海水ポンプ室 横断方向)

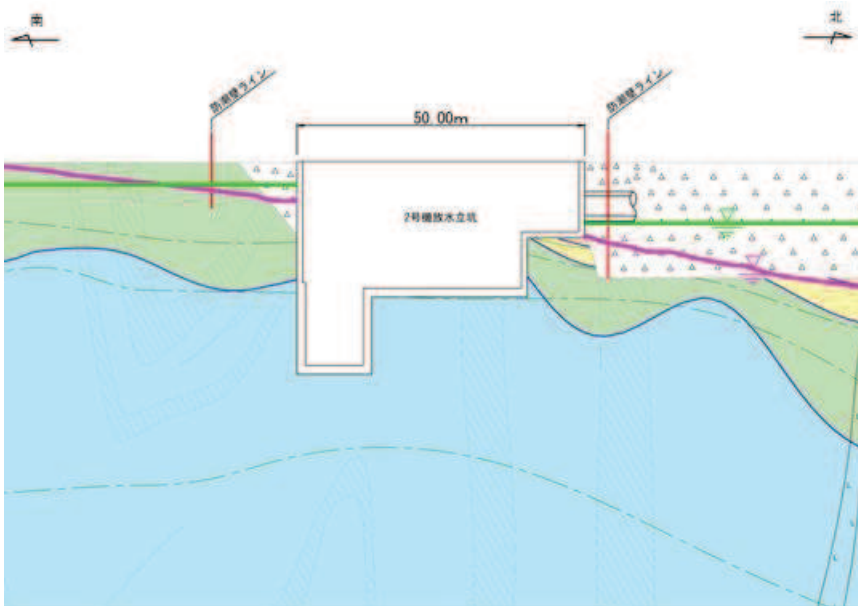


- 凡 例
- B 級
  - C<sub>H</sub> 級
  - C<sub>M</sub> 級
  - C<sub>L</sub> 級
  - D 級
  - 岩盤分類境界
  - 速度層境界
  - 盛 土
  - 旧 表 土
  - 砂 岩
  - 頁 岩
  - ひ ん 岩
  - 断 層
  - 地 質 境 界
  - 改良地盤等

\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

予測解析による地下水位  
 設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向(東西)⑦-⑦'断面)



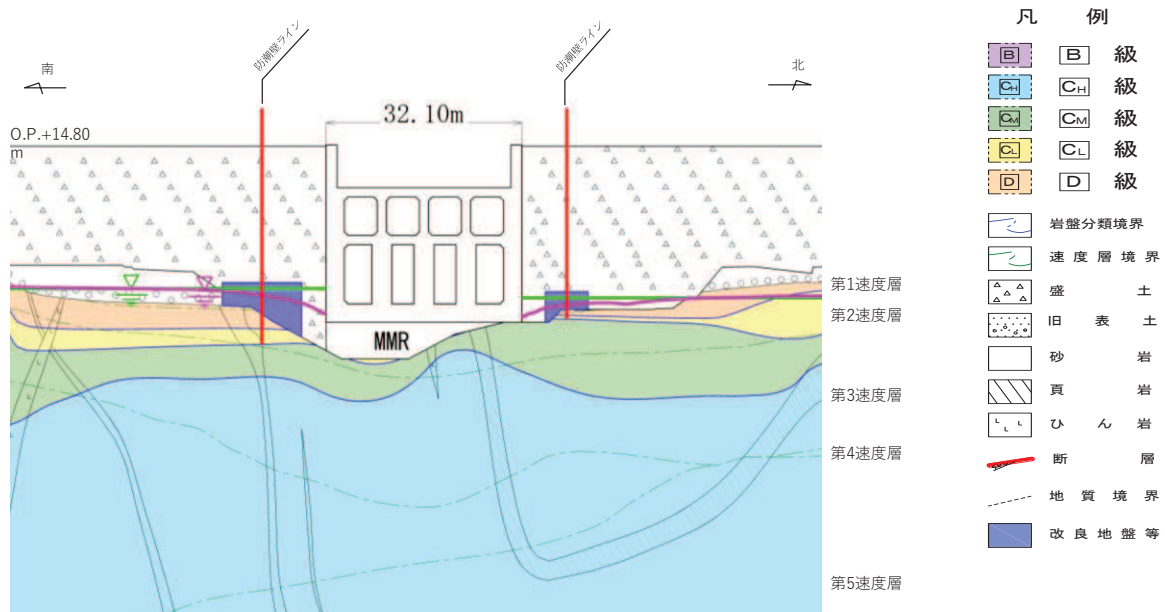
- 凡 例
- B 級
  - C<sub>H</sub> 級
  - C<sub>M</sub> 級
  - C<sub>L</sub> 級
  - D 級
  - 岩盤分類境界
  - 速度層境界
  - 盛 土
  - 旧 表 土
  - 砂 岩
  - 頁 岩
  - ひ ん 岩
  - 断 層
  - 地 質 境 界
  - 改良地盤等

\* : 鋼管杭下方の CL 級岩盤部は MMR により置換

予測解析による地下水位  
 設計用地下水位

(2号機放水立坑横断方向(南北)⑧-⑧'断面)

図 5.10.4-11(2) 地質断面図  
 (2号機放水立坑 横断方向)



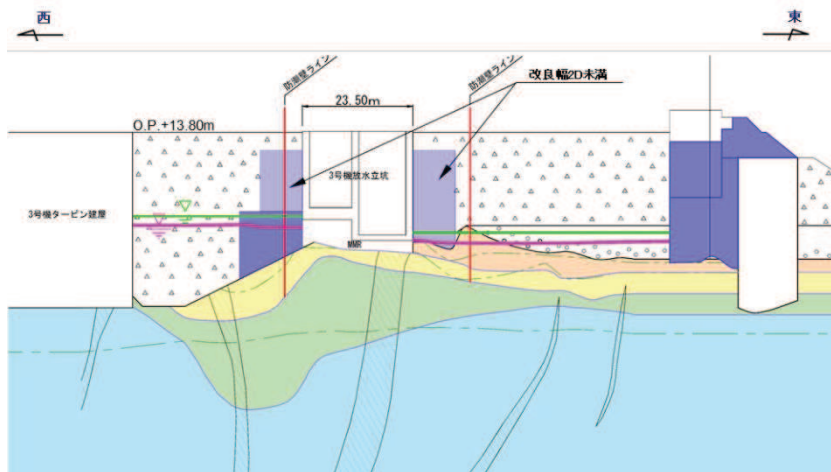
\* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

(3号機海水ポンプ室横断方向 (南北) ⑨-⑨' 断面)

図 5.10.4-11(3) 地質断面図

(3号機海水ポンプ室 横断方向)

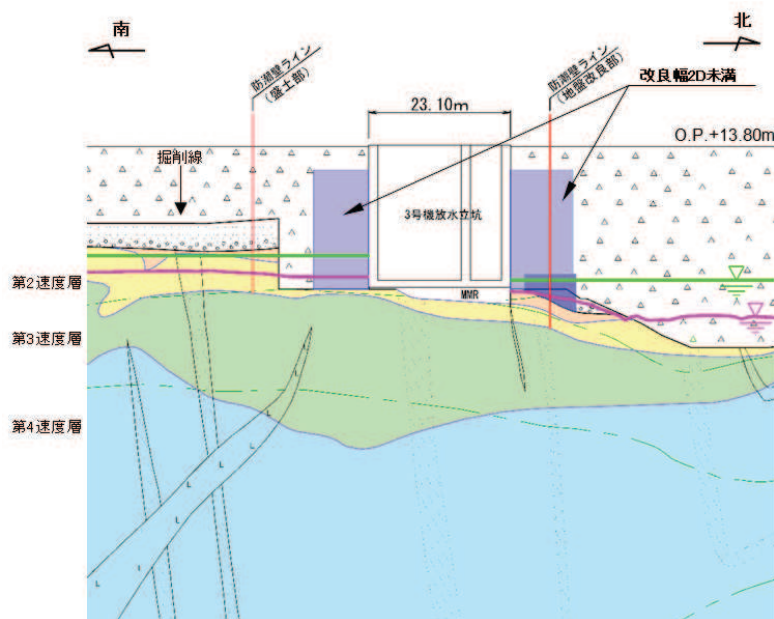


\* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

- 凡 例
- B 級
  - CH 級
  - CM 級
  - CL 級
  - D 級
  - 岩盤分類境界
  - 速度層境界
  - 盛 土
  - 旧 表 土
  - 砂 岩
  - 頁 岩
  - ひ ん 岩
  - 断 層
  - 地 質 境 界
  - 改良地盤等

(3号機放水立坑横断方向(東西)⑩-⑩'断面)



\* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

— 予測解析による地下水位  
 — 設計用地下水位

- 凡 例
- B 級
  - CH 級
  - CM 級
  - CL 級
  - D 級
  - 岩盤分類境界
  - 速度層境界
  - 盛 土
  - 旧 表 土
  - 砂 岩
  - 頁 岩
  - ひ ん 岩
  - 断 層
  - 地 質 境 界
  - 改良地盤等

(3号機放水立坑横断方向(南北)⑪-⑪'断面)

図 5.10.4-11(4) 地質断面図  
 (3号機放水立坑 横断方向)

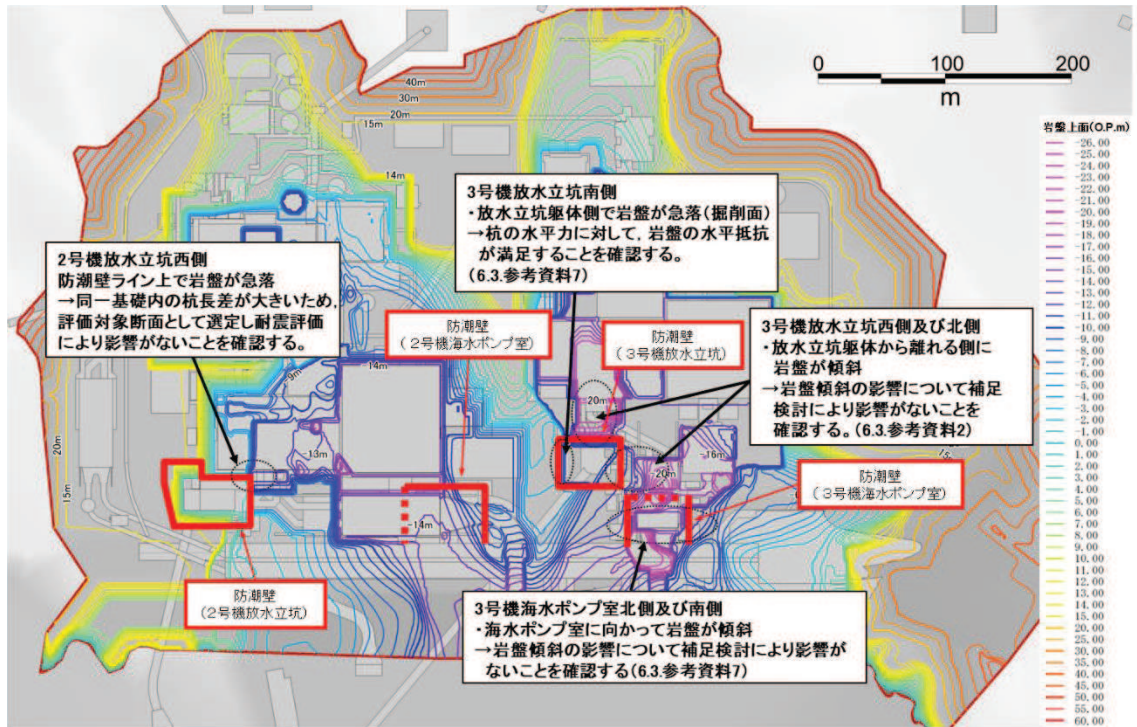


図 5. 10. 4-12 岩盤上面コンター

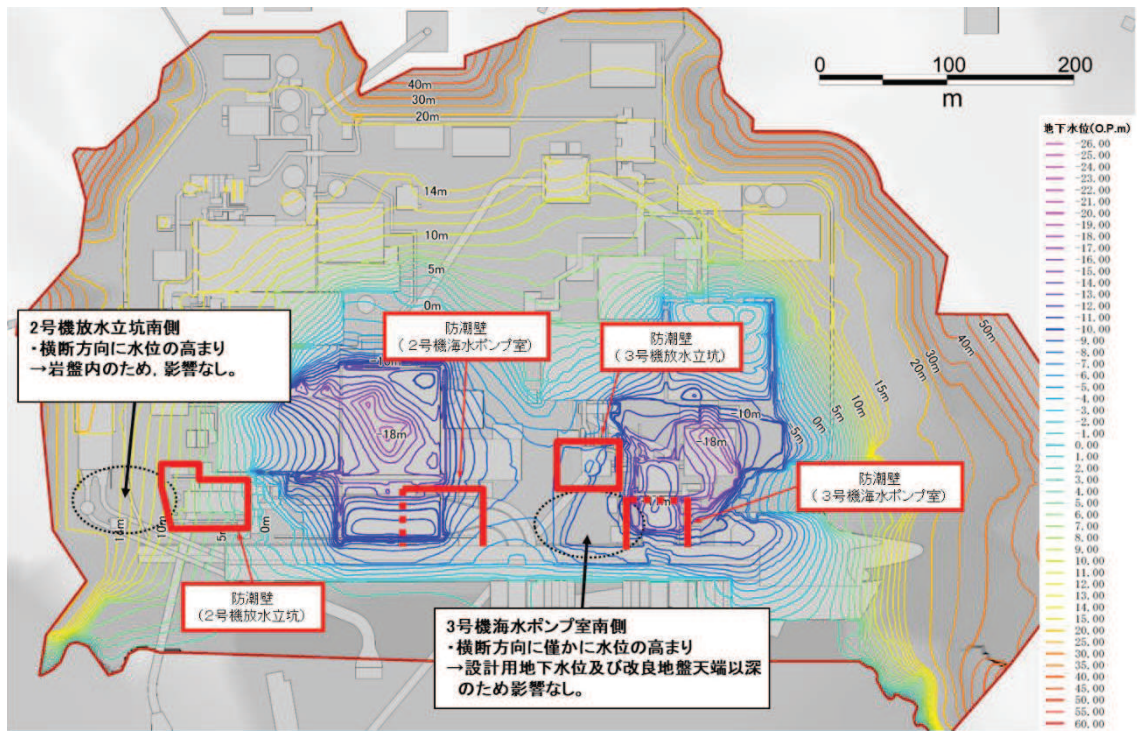


図 5. 10. 4-13 地下水位分布コンター

表 5.10.4-2 評価候補断面の選定における指標

部位		照査項目	構造設計に支配的な外力	断面選定上の観点	観点とする理由	備考
上部工	鋼板	曲げせん断	加速度応答 津波荷重	①岩盤上面深さ ②改良地盤天端深さ ③入力津波水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部工の加速度応答（慣性力）や津波荷重（静水圧、動水圧）の影響により、鋼板に生じる断面力が大きくなることが想定されるため（①～③）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>①～②については、地盤の加速度応答に関する地震動の伝播特性に着目し、より地震動が減衰しにくい断面を選定する。 ①：岩盤上面が浅い断面 ②：改良地盤天端が浅い断面</li> <li>③については、有意な入力津波の水位差がない区間単位で断面を選定する。</li> </ul>
	鋼製支柱	曲げせん断	加速度応答 津波荷重	①岩盤上面深さ ②改良地盤天端深さ ③入力津波水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部工の加速度応答（慣性力）や津波荷重（静水圧、動水圧）の影響により、鋼板に生じる断面力が大きくなることが想定されるため（①～③）。</li> </ul>	
下部工	フーチング (RC)	曲げせん断	加速度応答 津波荷重 地盤変位	①岩盤上面深さ ②改良地盤天端深さ ③入力津波水位 ④杭長 ⑤盛土・旧表土層の厚さ ⑥同一基礎内の杭長差	<ul style="list-style-type: none"> <li>加速度応答や津波荷重及び地盤変位の影響により、上部工と鋼管杭から伝達される荷重が大きくなり、フーチングに生じる断面力が大きくなることが想定されるため（①～⑤）。</li> <li>同一基礎内の杭長差が大きい場合には、応答差による鋼板へのねじれモードの断面力が生じることが想定されるため（⑥）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>①～③については、鋼板・鋼製支柱の観点での候補断面の選定の考え方と同様である。</li> <li>④～⑤については、鋼管杭の観点での候補断面の選定の考え方と同様である。</li> <li>⑥については、同一基礎内の杭長差が最も大きい断面を選定する。</li> </ul>
	鋼管杭	曲げせん断	地盤変位	④杭長 ⑤盛土・旧表土層の厚さ ⑦改良地盤厚さ	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭長が長い程、地盤変位に対する杭の絶対変位量が大きくなり、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることが想定されるため（④）。</li> <li>盛土・旧表土層が厚い程、地盤変位が大きくなり、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることが想定されるため（⑤）。</li> <li>改良地盤層が厚い程、改良地盤とその上層の盛土・旧表土の地震力伝播特性の違いにより改良地盤上面付近でせん断ひずみが大きくなり、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることが想定されるため（⑦）。</li> </ul>	

b. 評価候補断面の選定

表 5.10.4-2 に示した指標により，I 区間～IV区間の評価候補断面を選定した。

評価候補断面の選定結果を表 5.10.4-3～5.10.4-7 に，評価候補断面の地質縦断図を図 5.10.4-14 に示す。

表 5.10.4-3(1) 評価候補断面の選定結果（I 区間：上部工の観点）

断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		a. 岩盤上面 深さ	b. 地盤改良 天端深さ	c. 設計津波 水位	d. 鋼板 スパン長	e. 鋼製支柱の分 担荷重
I 区 間	(1)			— (入力津波水位 は全断面で同 じ)	○:鋼板スパン (m) が最も長い <sup>*1</sup>	
	(2)					
	(3)	○:岩盤上面 (O.P.m) が最も 浅い	○:改良地盤天端 (O.P.m) が最も 浅い			
	(4)					○:鋼製支柱の分 担荷重 (kN/本) が最も大きい <sup>*2</sup>
	(5)					

注記\*1：1.05m～1.58m に対して，最大値を示す断面。

\*2：28kN/本～38kN/本に対して，最大値を示す断面。

表 5.10.4-3(2) 評価候補断面の選定結果（I 区間：下部工の観点）

断面		下部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		f. 同一基礎内の 杭長差	g. 杭長	h. 盛土・旧表土 層厚	i. 地盤改良厚	j. 杭の分担荷重
I 区 間	(1)	— (同一基礎内の 有意な杭長差な し)		○:盛土・旧表土 層厚 (m) が最も 厚い		
	(2)					○:杭の分担荷重 (kN/本) が最も 大きい <sup>*1</sup>
	(3)				○:地盤改良厚さ (m) が最も厚い	
	(4)		○:杭長 (m) が 最も長い			
	(5)					

注記\*1：970kN/本～1198kN/本に対して，最大値を示す断面。



表 5. 10. 4-4(1) 評価候補断面の選定結果（Ⅱ区間：上部工の観点）

断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		a. 岩盤上面 深さ	b. 地盤改良 天端深さ	c. 設計津波 水位	d. 鋼板 スパン長	e. 鋼製支柱の分 担荷重
Ⅱ 区 間	(1)		○:改良地盤天端 (O. P. m) が最も 浅い	— (入力津波水位 は全断面で同 じ)		
	(2)					
	(3)	○:岩盤上面 (O. P. m) が最も 浅い				○:鋼製支柱の分 担荷重 (kN/本) が最も大きい <sup>*2</sup>
	(4)				○:鋼板スパン (m) が最も長い <sup>*1</sup>	

注記\*1：1.55m～1.80mに対して，最大値を示す断面。

\*2：31kN/本～33kN/本に対して，最大値を示す断面。

表 5. 10. 4-4(2) 評価候補断面の選定結果（Ⅱ区間：下部工の観点）

断面		下部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		f. 同一基礎内の 杭長差	g. 杭長	h. 盛土・旧表土 層厚	i. 地盤改良厚	j. 杭の分担荷重
Ⅱ 区 間	(1)	— (同一基礎内の 有意な杭長差な し)	○:杭長 (m) が 最も長い		○:地盤改良厚さ (m) が最も厚い	
	(2)					
	(3)					
	(4)			○:盛土・旧表土 層厚 (m) が最も 厚い		○:杭の分担荷重 (kN/本) が最も 大きい <sup>*1</sup>

注記\*1：958kN/本～1001kN/本に対して，最大値を示す断面。

表5. 10. 4-5(1) 評価候補断面の選定結果 (Ⅲ区間：上部工の観点)

断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		a. 岩盤上面 深さ	b. 地盤改良 天端深さ	c. 設計津波 水位	d. 鋼板最大 スパン長	e. 鋼製支柱の分 担荷重
Ⅲ 区 間	(1)		○:改良地盤天端 (O.P.m) が最も 浅い <sup>*4</sup>	○:設計津波水 位 (O.P.m) が 最も高い		
	(2)		— (岩盤部)			
	(3)	○:岩盤上面 (O.P.m) が最も 浅い <sup>*1</sup>				
	(4)					
	(5)	○:岩盤上面 (O.P.m) が最も 浅い <sup>*2</sup>	○:改良地盤天端 が最も浅い <sup>*2</sup>			
	(6)					○:鋼製支柱の分 担荷重 (kN/本) が最も大きい <sup>*6</sup>
	(7)				○:鋼板スパン (m) が最も長い <sup>*5</sup>	
	(8)					
	(9)					
	(10)					
	(11)	○:岩盤上面 (O.P.m) が最も 浅い <sup>*3</sup>	— (岩盤部)			
	(12)					
	(13)					
	(14)					
	(15)					
	(16)					
	(17)					
	(18)					

注記\*1：岩盤露頭部の中で第3速度層上面が最も深い断面

\*2：改良地盤部（全深度）の中で最も岩盤上面が浅い断面

\*3：岩盤露頭部の中で第3速度層上面が最も浅い断面

\*4：改良地盤部（全深度）の中で最も岩盤上面が深い断面

\*5：1.28m～2.53mに対して，最大値を示す断面。

\*6：27kN/本～40kN/本に対して，最大値を示す断面。

表 5.10.4-5(2) 評価候補断面の選定結果 (Ⅲ区間：下部工の観点)

断面		下部工の耐震・耐津波評価上の観点					
		f. 同一基礎内の杭長差	g. 杭長	h. 盛土・旧表土層厚	i. 地盤改良厚	j. 杭の分担荷重	
Ⅲ区間	(1)		— (下部工への影響が想定される盛土・旧表土が分布しないため、上部工の観点での抽出断面で評価を代表する)	— (全断面で分布しない)	○:地盤改良厚さ(m)が最も厚い		
	(2)						
	(3)						
	(4)						
	(5)						
	(6)					○:杭の分担荷重(kN/本)が最も大きい <sup>*1</sup>	
	(7)	○:同一基礎内の杭長差が全断面の中で最も大きい断面					
	(8)						
	(9)						
	(10)						
	(11)						
	(12)						
	(13)						
	(14)						
	(15)						
	(16)						
	(17)						
	(18)						

注記\*1: 955kN/本~1341kN/本に対して、最大値を示す。

表 5.10.4-6(1) 評価候補断面の選定結果 (IV区間：上部工の観点)

対象断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		a. 岩盤上面 深さ	b. 地盤改良 天端深さ	c. 設計津波 水位	d. 鋼板最大 スパン長	e. 鋼製支柱の分 担荷重
IV区間	(1)	— (岩盤上面深さ (O.P.m) は全断 面で同じ)	— (地盤改良天端 深さ (O.P.m) は 全断面で同じ)	— (入力津波水位 (O.P.m) は全 断面で同じ)		
	(2)				○:鋼板スパン (m) が最も長い <sup>*1</sup>	○:鋼製支柱の分 担荷重 (kN/本) が最も大きい <sup>*1</sup>

注記\*1：有意な差は無いため、(1)断面についても評価候補断面に選定する。

表 5.10.4-6(2) 評価候補断面の選定結果 (IV区間：下部工の観点)

対象断面		下部工の耐震・耐津波評価上の観点				
		f. 同一基礎内の 杭長差	g. 杭長	h. 盛土・旧表土 層厚	i. 地盤改良厚	j. 杭の分担荷重
IV区間	(1)	— (同一基礎内の 杭長差なし)	— (全断面で 杭長は同じ)	— (全断面で 分布しない)	— (全断面で 地盤改良厚さは 同じ)	
	(2)					○:杭の分担荷重 (kN/本) が最も 大きい <sup>*1</sup>

注記\*1：有意な差は無いため、(1)断面についても評価候補断面に選定する。

表5. 10. 4-7(1) 評価候補断面の選定結果（V区間：上部工の観点）

断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点					
		a. 岩盤上面 深さ	b. 地盤改良 天端深さ	c. 設計津波 水位	d. 鋼板 スパン長	e. 鋼製支柱の分 担荷重	
V区間	(1)	○:岩盤上面 (O.P.m) が最も浅 い		— (入力津波水 位は全断面で 同じ)			
	(2)						
	(3)		○:改良地盤天端 が最も浅い <sup>*1</sup>				
	(4)						
	(5)		○:改良地盤天端 が最も浅い <sup>*2</sup>				
	(6)						
	(7)						
	(8)						
	(9)						
	(10)						
	(11)					○:鋼板スパン (m) が最も長い <sup>*3</sup>	○:鋼製支柱の 分担荷重 (kN/ 本) が最も大き い <sup>*4</sup>
	(12)						

注記\*1：改良地盤部（全深度）の中で最も岩盤上面が浅い断面（Ⅲ-(3)）と深い断面（Ⅲ-(5)）。なお，上部工に作用する加速度応答等の観点から，3号放水立坑周辺の地盤改良(2D未満)を考慮した場合で選定している。

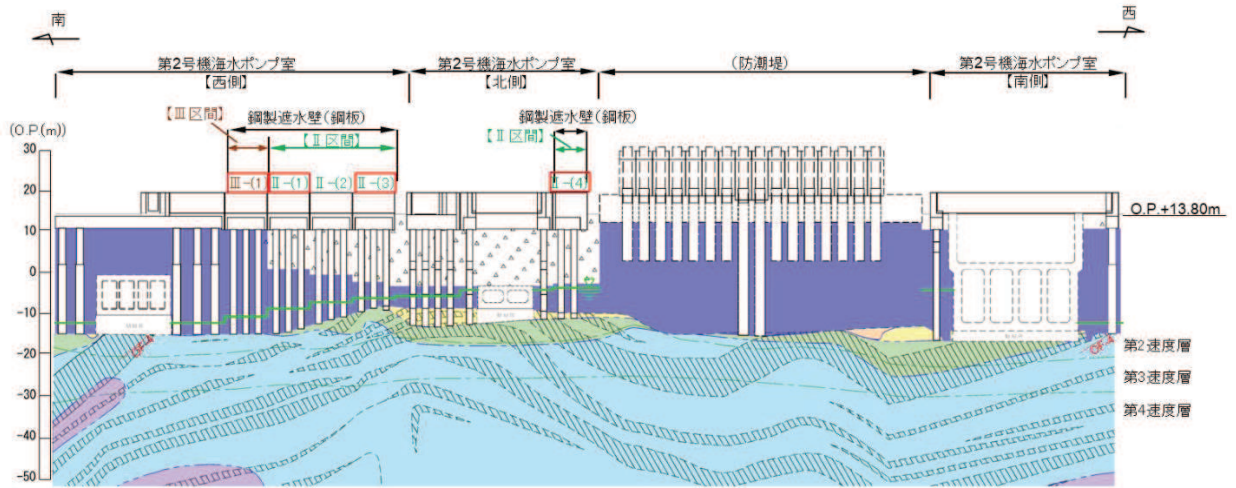
\*3：0.95m～1.73mに対して，最大値を示す。

\*4：24kN/本～34kN/本に対して，最大値を示す。

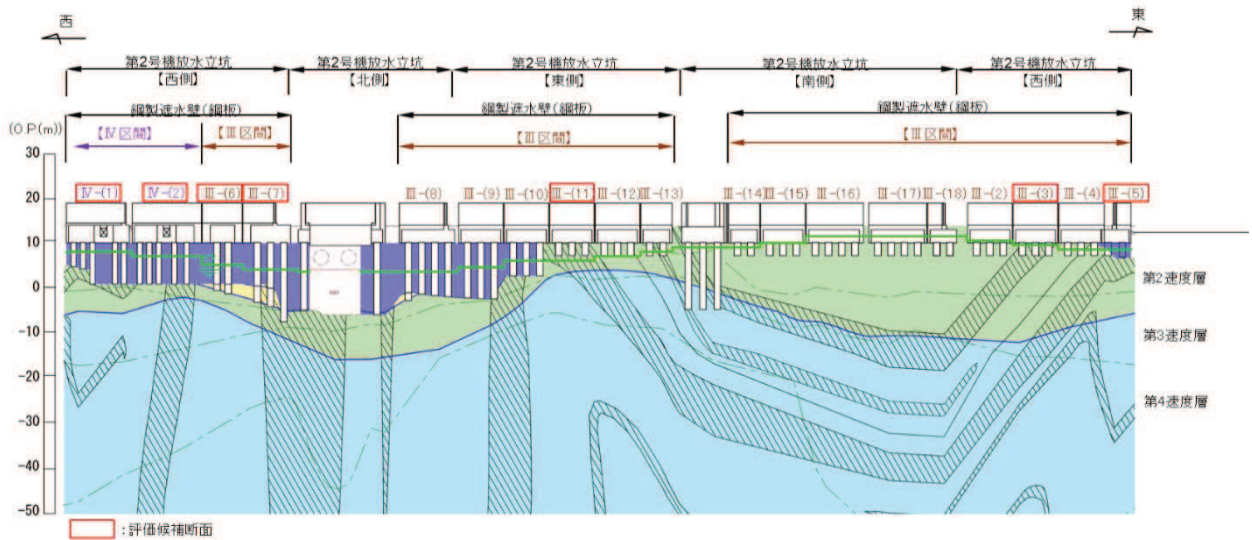
表 5.10.4-7(2) 評価候補断面の選定結果 (V 区間：下部工の観点)

断面		下部工の耐震・耐津波評価上の観点					
		f. 同一基礎内の杭長差	g. 杭長	h. 盛土・旧表土層厚	i. 地盤改良厚	j. 杭の分担荷重	
V区間	(1)	— (同一基礎内の有意な杭長差なし)					
	(2)						
	(3)						
	(4)						
	(5)				○:盛土・旧表土層厚 (m) が最も厚い	○:地盤改良厚さ (m) が最も厚い	
	(6)						
	(7)						
	(8)				○:杭長 (m) が最も長い		
	(9)						
	(10)						
	(11)						○:杭の分担荷重 (kN/本) が最も大きい
	(12)						

注記\*1 : 938kN/本~1017kN/本に対して，最大値を示す。



(2号機海水ポンプ室 \*1,\*2)



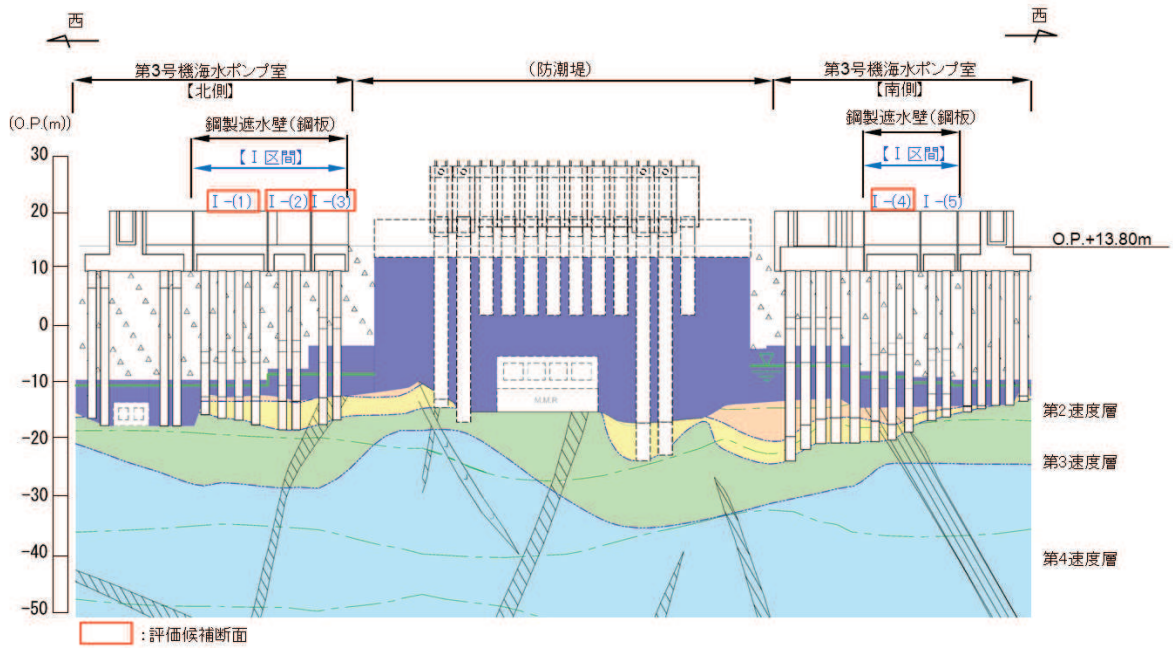
(2号機放水立坑\*1)

凡 例			
	B 級		盛 土
	B 級		旧 表 土
	C 級		砂 岩
	C 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地 下 水 位

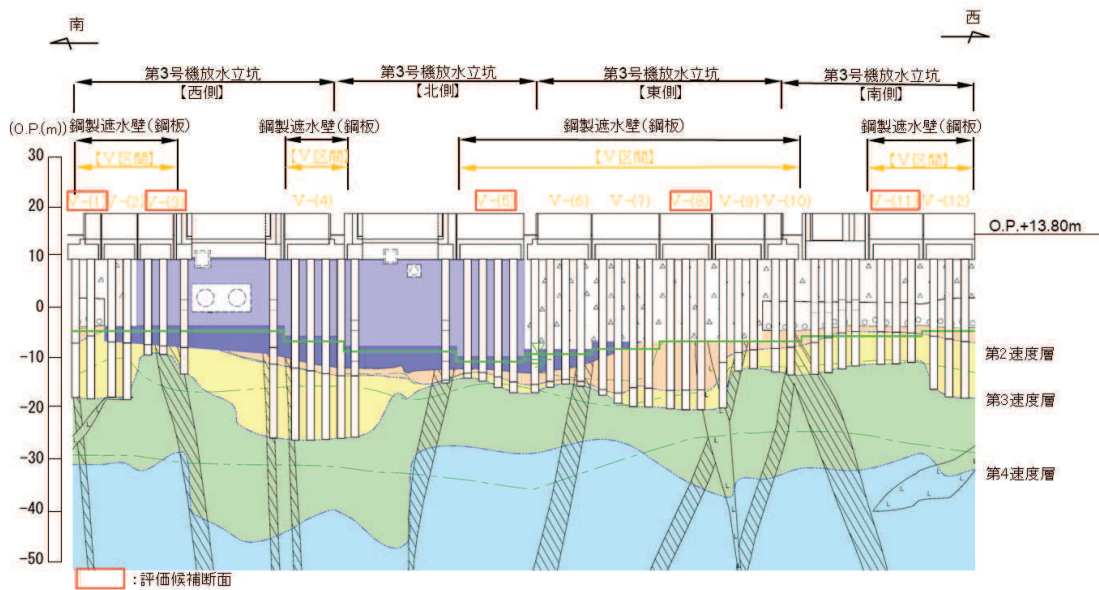
注記：\*1：鋼管杭下端は C<sub>1</sub> 級岩盤上面（又は C<sub>2</sub> 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

図 5.10.4-14(1) 評価候補断面位置



(3号機海水ポンプ室\*1,\*2)



(3号機放水立坑\*1,\*2)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C 級		改良地盤等
	D 級		旧 表 土
	E 級		砂 岩
	F 級		頁 岩
	G 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 界 界
	地下水水位		

注記：\*1：鋼管杭下端はC<sub>1</sub>級岩盤上面（又はC<sub>2</sub>級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

図 5.10.4-14(2) 評価候補断面位置



( I 区間)

I 区間は第 3 号機海水ポンプ室に位置し、入力津波高さが O.P. +19.0m である。この区間は、岩盤上面が O.P. -15.0m 付近に分布し、盛土・旧表土層が厚く堆積する。

評価候補断面としては、表 5.10.4-2 に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、以下の断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

(選定理由)

[ I-(1)断面]

- ・ 構造上、鋼板のスパン長が最も長い断面であり、鋼板に作用する断面力が大きくなることにより、鋼板に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。
- ・ 改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、地盤全体の変位量が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[ I-(2)断面]

- ・ 構造上、鋼管杭 1 本当たりが分担する荷重が最も大きい断面であり、鋼管杭へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[ I-(3)断面]

- ・ 岩盤上面が最も浅く改良地盤上面が最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力や津波荷重（動水圧）及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。
- ・ また、杭周辺の改良地盤が最も厚い断面でもあるため、改良地盤とその上層の盛土・旧表土との層境界付近での局所的な地盤変位（曲率）が大きくなり、鋼管杭（主に下杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[ I-(4)断面]

- ・ 構造上、鋼製支柱が分担する鋼板重量が最も大きい断面であり、鋼製支柱に作用する断面力が大きくなることにより、鋼製支柱に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。
- ・ また、杭長が最も長い断面のため、地盤全体の変位量が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

## (Ⅱ区間)

Ⅱ区間は第2号機海水ポンプ室に位置し、入力津波高さが0.P.+18.1mである。この区間は、岩盤上面が0.P.-15.0m～0.P.-10m付近に分布し、第2号機取水路の地盤改良等によりⅠ区間に比べ改良地盤が厚く、盛土・旧表土層が相対的には薄い断面が存在する。

評価候補断面としては、表5.10.4-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、以下の断面を選定した。

### (選定理由)

#### [Ⅱ-(1)断面]

- ・ 改良地盤上面が最も浅い断面で、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力や津波荷重（動水圧）及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。
- ・ 周辺の改良地盤が最も厚い断面でもあるため、改良地盤とその上層の盛土・旧表土との層境界付近での局所的な地盤変位量（曲率）が大きくなり、鋼管杭（主に下杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

#### [Ⅱ-(3)断面]

- ・ 岩盤上面が最も浅く改良地盤上面も最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力や津波荷重（動水圧）及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。なお、構造細目上、鋼製支柱が分担する鋼板重量が最も大きい断面である。

#### [Ⅱ-(4)断面]

- ・ 構造上、鋼板のスパン長が最も長い断面であり、鋼板に作用する断面力が大きくなることにより、鋼板に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。
- ・ 杭長が最も長い断面のため、地盤全体の変位量が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。なお、構造細目上、鋼管杭1本当たりが分担する荷重が最も大きい断面である。

## (Ⅲ区間)

Ⅲ区間は第2号機海水ポンプ室の一部及び第2号機放水立坑の一部に位置し、入力津波高さが0.P.+17.4m又は0.P.+18.1mである。この区間は、岩盤上面が露頭又は盛土・旧表土層を全深度地盤改良している。

評価候補断面としては、表5.10.4-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、以下の断面を選定した。

(選定理由)

[Ⅲ-(1)断面]

- ・ 盛土、旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、杭周辺の改良地盤が最も厚い断面で、入力津波水位も最も高い断面のため、上部工に作用する慣性力や津波荷重（動水圧）及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[Ⅲ-(3)断面]

- ・ 岩盤露頭部においては、断面毎に周辺状況等に有意な差が無いため、第3速度層上面の深さに着目し、岩盤露頭部の中で、第3速度層上面が最も深い断面として選定する。

[Ⅲ-(5)断面]

- ・ 盛土・旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、岩盤上面が最も浅い断面であり、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力や津波荷重（動水圧）及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[Ⅲ-(6)断面]

- ・ 構造上、鋼製支柱が分担する鋼板重量が最も大きい断面であり、鋼製支柱に作用する断面力が大きくなることにより、鋼製支柱に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[Ⅲ-(7)断面]

- ・ 構造上、鋼板のスパン長が最も長い断面であり、鋼板に作用する断面力が大きくなることにより、鋼板に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。
- ・ また、同一基礎内の杭長差が全区間の中で最も大きい断面のため、杭の応答差によるフーチング等へのねじれ等の影響が大きくなることで、耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

[Ⅲ-(11)断面]

- ・ 岩盤露頭部においては、断面毎に周辺状況等に有意な差が無いため、第3速度層上面の深さに着目し、岩盤露頭部の中で、第3速度層上面が最も浅い断面として選定する。
- ・ また、構造上、鋼管杭1本当たりが分担する荷重が最も大きい断面であり、鋼管杭へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

#### (IV区間)

IV区間は第2号機放水立坑の一部に位置し、入力津波高さがO.P.+17.4mである。この区間は、盛土・旧表土が分布しているが、盛土・旧表土は液状化による影響を防止するために地盤改良を行う設計としている。また、補機冷却海水系放水路逆流防止設備をフーチング部に間接支持する。

評価候補断面としては、全断面において周辺の地質等に有意な差が無く、構造の有意な違いもないため、この区間の全断面（IV-1断面及びIV-2断面）を選定した。

#### (V区間)

V区間は第3号機放水立坑に位置し、入力津波高さがO.P.+17.5mである。この区間は、岩盤上面がO.P.-15.0m～O.P.-10.0m付近に分布し、放水立坑周辺の地盤改良等により、盛土・旧表土層が分布する区間と分布しない区間が存在する。

評価候補断面としては、表5.10.2-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、以下の断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

##### [V-(1)断面]

- ・ 岩盤上面が最も浅い断面であり、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力や津波荷重（動水圧）及びそれに伴う下部工へ作用する上部工反力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及びフーチング、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

##### [V-(3)断面]

- ・ 盛土、旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、岩盤上面の深さに着目し、岩盤上面が最も浅い断面として選定する。

##### [V-(5)断面]

- ・ 盛土、旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、岩盤上面の深さに着目し、岩盤上面が最も深い断面として選定する。
- ・ 改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、地盤全体の変位量が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

##### [V-(8)断面]

- ・ 杭長が最も長い断面のため、地盤全体の変位量が大きくなることにより、鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

##### [V-(11)断面]

- ・ 構造上、鋼板のスパン長が最も長く、また鋼製支柱が分担する鋼板重量が最も大きい断面であり、鋼板及び鋼製支柱に作用する断面力が大きくなることにより、鋼板に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

- ・ また，構造上，鋼管杭1本当たりが分担する荷重が最も大きい断面であり，鋼管杭へ作用する上部工反力が大きくなることにより，鋼管杭（主に上杭）に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される断面である。

c. 評価対象断面の絞り込み

上部工及び下部工それぞれの観点で選定した評価候補断面から、評価対象断面の絞り込みを行う。絞り込みは、一次元地震応答解析を用い、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。なお、地震応答解析は、前述のとおり杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土が分布する場合には、地盤改良する設計としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないことから、全応力解析を用いる（6.3 参考資料2）。

(a) 上部工の観点での評価対象断面の選定

上部工の観点で構造仕様が同一である区間毎に、表 5.10.4-3～表 5.10.4-7 のうち上部工の観点で抽出した評価候補断面の中から評価対象断面を選定する。ここで、I 区間及び II 区間並びに III 区間及び V 区間は、上部工の構造仕様が同一であることから、I 区間・II 区間並びに III 区間・V 区間の中から評価対象断面を選定する。

評価対象断面の絞り込みは、上部工の設計に支配的な外力である慣性力及び津波荷重に基づき構造的特徴を踏まえ想定される作用荷重に基づき、評価対象断面を選定する。

表 5.10.4-8 に下部工の観点での評価対象断面の絞り込みを行う分類を示す。

表 5.10.4-8 上部工の観点での評価対象断面の絞り込みを行う分類

絞り込みを行う分類	上部工の仕様
I 区間・II 区間	鋼板 t=16mm (SM570) 鋼製支柱：H458×417×50×30 (SM490)
III 区間・V 区間	鋼板 t=20mm (SM570) 鋼製支柱：H458×417×50×30 (SM570)
IV 区間	鋼板 t=20mm (SM570) 鋼製支柱：H458×417×50×30 (SM570)

(I 区間・II 区間)

I 区間及び II 区間の評価候補断面における最大応答加速度及び慣性力並びに津波荷重を表 5.10.4-9 に、各断面における部位毎の作用荷重並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-10 に示す。

I 区間及び II 区間では I - (3) 断面及び I - (4) 断面を評価対象断面に選定する。

表 5.10.4-9 I 区間・II 区間における慣性力及び津波荷重の整理

断面	フーチング下面 最大応答加速度*1 (cm/s <sup>2</sup> )	慣性力*2 (kN/m)	津波荷重*3 (kN/m)	備考
I-(1)断面	440 (S s - N 1)	12	—	地震時
	222 (S d - D 2)	6	207	津波+余震重畳時
I-(2)断面	491 (S s - N 1)	15	—	地震時
	251 (S d - D 2)	7	213	津波+余震重畳時
I-(3)断面	474 (S s - D 1)	15	—	地震時
	325 (S d - D 2)	11	228	津波+余震重畳時
I-(4)断面	442 (S s - N 1)	39	—	地震時
	266 (S d - D 2)	23	216	津波+余震重畳時
II-(1)断面	487 (S s - F 2)	12	—	地震時
	369 (S d - D 2)	9	167	津波+余震重畳時
II-(3)断面	450 (S s - N 1)	11	—	地震時
	313 (S d - D 2)	7	160	津波+余震重畳時
II-(4)断面	449 (S s - N 1)	12	—	地震時
	319 (S d - D 2)	8	160	津波+余震重畳時

注記\*1： ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*2：上部工重量（鋼板，鋼製支柱）×応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>)）により算定

\*3：静水圧+動水圧により算定。ここで，津波水位は設計用津波水位を用い，動水圧については S d - D 2 の応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>)）を用いて，Westergaard 式により算定。

表 5.10.4-10 I 区間・II 区間における評価対象断面選定結果

評価候補 断面	地震時	津波+余震重畳時		評価対象 断面	選定理由
	鋼製支柱 作用荷重* <sup>1</sup> (kN/m)	鋼板 作用荷重* <sup>2</sup> (kN)	鋼製支柱 作用荷重* <sup>3</sup> (kN/本)		
I-(1) 断面	29	337	504		
I-(2) 断面	29	250	347		
I-(3) 断面	33	<u>370</u>	522	○	鋼板の作用荷重が最も大きく、 鋼板の発生応力が最も大きくな ると考えられることから、評価 対象断面に選定する。 (フーチングに伝達される荷重 の観点からも代表性を有する)
I-(4) 断面	<u>38</u>	320	<u>545</u>	○	鋼製支柱に生じる作用荷重が最 も大きく、鋼製支柱に生じる応 力が最も大きくなると考えられ ることから、評価対象断面に選 定する。 (フーチングに伝達される荷重 の観点からも代表性を有する)
II-(1) 断面	31	274	446		
II-(3) 断面	29	259	437		
II-(4) 断面	28	304	393		

\*1：慣性力×躯体幅／鋼製支柱本数により算定

\*2：（慣性力+津波荷重）×鋼板最大スパン長により算定

\*3：（慣性力+津波荷重）×躯体幅／鋼製支柱本数により算定



(Ⅲ区間・Ⅴ区間)

Ⅲ区間及びⅤ区間の評価候補断面における最大応答加速度及び慣性力並びに津波荷重を表 5.10.4-11 に、各断面における部位毎の作用荷重並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-12 に示す。

Ⅲ区間・Ⅴ区間の評価対象断面として、Ⅲ-(1)断面、Ⅲ-(3)断面、Ⅲ-(7)断面を選定する。

表 5.10.4-11 Ⅲ区間及びⅤ区間における慣性力及び津波荷重の整理

断面	フーチング下面最大 加速度* <sup>1</sup> (cm/s <sup>2</sup> )	慣性力* <sup>2</sup> (kN/m)	津波荷重* <sup>3</sup> (kN/m)	備考
Ⅲ-(1)断面	1193 (S s - D 2)	31	—	地震時
	693 (S d - D 2)	18	212	津波+余震重畳時
Ⅲ-(3)断面	1265 (S s - D 2)	33	—	地震時
	714 (S d - D 2)	18	157	津波+余震重畳時
Ⅲ-(5)断面	1203 (S s - D 2)	92	—	地震時
	687 (S d - D 2)	53	154	津波+余震重畳時
Ⅲ-(6)断面	1239 (S s - D 2)	30	—	地震時
	710 (S d - D 2)	17	157	津波+余震重畳時
Ⅲ-(7)断面	1165 (S s - D 2)	20	—	地震時
	668 (S d - D 2)	12	135	津波+余震重畳時
Ⅲ-(11)断面	706 (S s - F 3)	18	—	地震時
	386 (S d - D 2)	10	124	津波+余震重畳時
Ⅴ-(1)断面	503 (S s - N 1)	27	—	地震時
	360 (S d - D 2)	19	127	津波+余震重畳時
Ⅴ-(3)断面	1224 (S s - D 2)	32	—	地震時
	687 (S d - D 2)	18	162	津波+余震重畳時
Ⅴ-(5)断面	715 (S s - N 1)	17	—	地震時
	432 (S d - D 2)	10	135	津波+余震重畳時

注記\*1：( )内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*2：上部工重量(鋼板、鋼製支柱)×応答震度(フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>))により算定

\*3：静水圧+動水圧により算定。ここで、津波水位は設計用津波水位を用い、動水圧についてはS d - D 2の応答震度(フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>))を用いて、Westergaard式により算定。

表 5. 10. 4-12 III区間及びV区間における評価対象断面選定結果

評価候補 断面	地震時	津波+余震重畳時		評価対象 断面	選定理由
	鋼製支柱 作用荷重* <sup>1</sup> (kN/m)	鋼板 作用荷重* <sup>2</sup> (kN)	鋼製支柱 作用荷重* <sup>3</sup> (kN/本)		
III-(1) 断面	79	357	<u>582</u>	○	鋼製支柱に生じる作用荷重が最も大きく、鋼製支柱に生じる応力が最も大きくなると考えられることから、評価対象断面に選定する。 (フーチングに伝達される荷重の観点からも代表性を有する)
III-(3) 断面	84	272	442	○	岩盤露頭部(III-4断面、III-5断面)の中で鋼板及び鋼製支柱に生じる作用荷重が大きいことから、岩盤露頭部の代表断面として評価対象断面に選定する。
III-(5) 断面	69	46	230		
III-(6) 断面	<u>85</u>	351	487		
III-(7) 断面	35	<u>371</u>	319	○	鋼板の作用荷重が最も大きく、鋼板の発生応力が最も大きくなると考えられることから、評価対象断面に選定する。 (フーチングに伝達される荷重の観点からも代表性を有する)
III-(11) 断面	46	208	338		
V-(1) 断面	27	139	218		
V-(3) 断面	74	261	311		
V-(5) 断面	45	225	475		

注記\*1：上部工慣性力×躯体幅／鋼製支柱本数により算定

\*2：(上部工慣性力+津波荷重)×鋼板最大スパン長により算定

\*3：(上部工慣性力+津波荷重)×躯体幅／鋼製支柱本数により算定

(IV区間)

IVの評価候補断面における最大応答加速度及び慣性力並びに津波荷重を表 5.10.4-13 に、各断面における部位毎の作用荷重並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-14 に示す。

IV区間の評価対象断面として、IV-(2)断面を選定する。

表 5.10.4-13 IV区間における慣性力及び津波荷重の整理

断面	フーチング下面最大 加速度*1 (cm/s <sup>2</sup> )	慣性力*2 (kN/m)	津波荷重*3 (kN/m)	備考
IV-(1)断面	1114 (S s - D 2)	25	-	地震時
	643 (S d - D 2)	15	150	津波+余震重畳時
IV-(2)断面	1186 (S s - D 2)	26	-	地震時
	685 (S d - D 2)	15	154	津波+余震重畳時

注記\*1：( )内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*2：上部工重量(鋼板，鋼製支柱)×応答震度(フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>))により算定

\*3：静水圧+動水圧により算定。ここで，津波水位は設計用津波水位を用い，動水圧についてはS d - D 2の応答震度(フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>))を用いて，Westergaard式により算定。

表 5.10.4-14 IV区間における評価対象断面選定結果

評価候補 断面	地震時	津波+余震重畳時		評価対象 断面	選定理由
	鋼製支柱 作用荷重*1 (kN/m)	鋼板 作用荷重*2 (kN)	鋼製支柱 作用荷重*3 (kN/本)		
IV-(1) 断面	56	272	367		
IV-(2) 断面	70	<u>415</u>	<u>450</u>	○	鋼板及び鋼製支柱に生じる作用荷重が大きく，鋼製支柱に生じる応力が大きくなると考えられることから，評価対象断面に選定する。 (フーチングに伝達される荷重の観点からも代表性を有する)

\*1：上部工慣性力×躯体幅/鋼製支柱本数により算定

\*2：(上部工慣性力+津波荷重)×鋼板最大スパン長により算定

\*3：(上部工慣性力+津波荷重)×躯体幅/鋼製支柱本数により算定

(b) 下部工の観点での評価対象断面の選定

下部工の観点で構造仕様が同一である区間毎に、表 5.10.4-3～表 5.10.4-7 のうち下部工の観点で抽出した評価候補断面の中から評価対象断面を選定する。ここで、Ⅱ区間及びⅤ区間は、鋼管杭径φ1500mm、杭板厚 30mm で同一であることから、Ⅱ区間及びⅤ区間の中から評価対象断面を選定する。

評価対象断面の絞り込みは、下部工の設計に支配的な外力である地盤変形と上部工反力に着目し、地盤全体の地盤変形量と地層境界付近での層間変形量に着目し、杭上端（フーチング下面）の変位と最大せん断ひずみ及び地層境界（地盤改良上端）付近の層間変形並びに杭 1 本当たり作用する上部工荷重に基づき評価対象断面選定する。なお、上部工からの反力のうちフーチングに作用する反力の影響が大きいと考えられる断面については、上部工の慣性力等の影響が支配的と考えられる断面と指標が同一となるため、上部工の評価対象断面の評価にて代表させる。

なお、Ⅳ区間においては、岩盤中又は改良地盤中に鋼管杭が設置されるため下部工に対する地盤変形の影響は小さく、上部工の応答による反力が設計に支配的な支配的となることが想定されることから、上部工の観点での評価対象断面により代表する。

表 5.10.4-15 に下部工の観点での評価対象断面の絞り込みを行う分類を示す。

表 5.10.4-15 下部工の観点での評価対象断面の絞り込みを行う分類

絞り込みを行う分類	杭の仕様	備考
I 区間	杭径 φ 1500mm 杭板厚 23mm～37mm	
Ⅱ区間・Ⅴ区間	杭径 φ 1500mm 杭板厚 30mm	
Ⅲ区間	杭径 φ 1500mm 杭板厚 25mm	
Ⅳ区間	杭径 φ 1200mm 杭板厚 20mm	岩盤中又は改良地盤中に鋼管杭が設置されるため下部工に対する地盤変形の影響は小さく、上部工の応答による反力が設計に支配的な支配的となることが想定されることから、下部工の観点での絞り込みは省略する（上部工の観点で選定した評価結果で代表）。

( I 区間)

I 区間の評価対象断面選定結果を表 5. 10. 4-16 に、I 区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布および最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5. 10. 4-15 に示す。

I 区間より I-(3)断面及び I-(4)断面を評価対象断面に選定する。なお、この 2 断面は上部工の観点でも選定されている。また、杭への作用荷重については、僅かに評価対象断面を上回る断面はあるものの、杭仕様が同程度である III 区間 ( I 区間上杭  $t=23\text{mm}$  に対して  $t=25\text{mm}$ ) の荷重 (例 III-(1)断面 :  $1189\text{kN/本}$ ) に比べ、小さいことから、それらの評価結果に含まれると考えられるため、III 区間の評価結果で代表させる。

表 5. 10. 4-16 I 区間の評価対象断面選定結果 (下部工の観点)

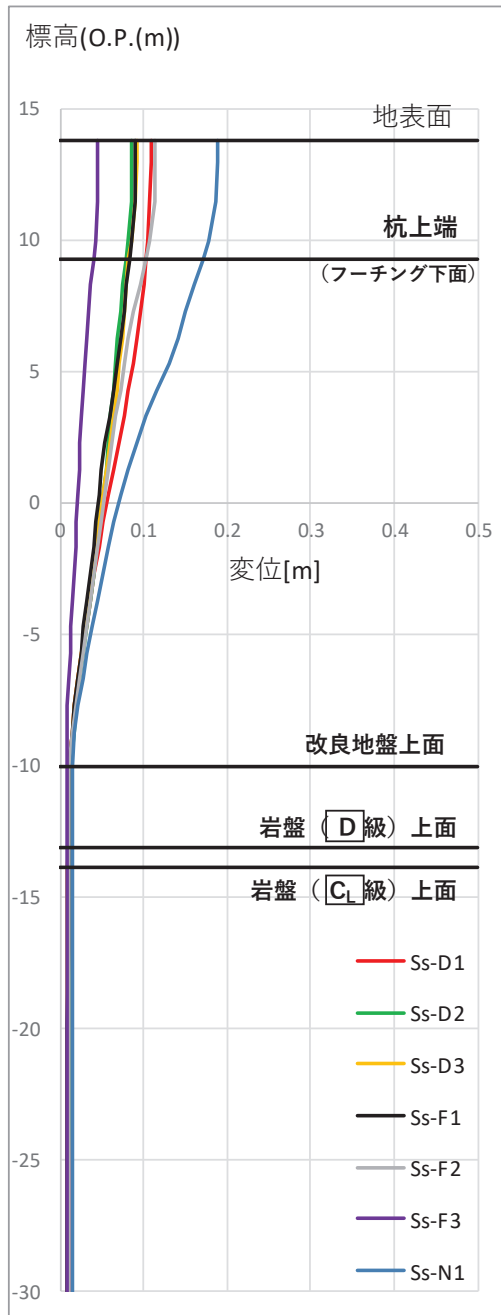
評価候補断面	全体変形* <sup>1</sup>		地層境界部* <sup>1</sup>		杭への作用荷重* <sup>3</sup>		評価対象断面	選定結果
	変位 (m)	せん断ひずみ	層間変形角* <sup>2</sup>	せん断ひずみ	地震時 (kN/本)	重畳時 (kN/本)		
I-(1)断面	0.172 (S <sub>s</sub> -N1)	0.015 (S <sub>s</sub> -N1)	$0.9 \times 10^{-2}$ (S <sub>s</sub> -N1)	0.007 (S <sub>s</sub> -N1)	468	236	-	-
I-(2)断面	0.160 (S <sub>s</sub> -N1)	0.015 (S <sub>s</sub> -N1)	$1.0 \times 10^{-2}$ (S <sub>s</sub> -N1)	0.007 (S <sub>s</sub> -N1)	<u>540</u>	<u>325</u>	-* <sup>4</sup>	-
I-(3)断面	0.124 (S <sub>s</sub> -N1)	0.014 (S <sub>s</sub> -N1)	<u><math>1.0 \times 10^{-2}</math></u> (S <sub>s</sub> -N1)	<u>0.008</u> (S <sub>s</sub> -D2)	469	322	○	地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
I-(4)断面	<u>0.177</u> (S <sub>s</sub> -N1)	<u>0.017</u> (S <sub>s</sub> -N1)	$1.0 \times 10^{-2}$ (S <sub>s</sub> -N1)	0.007 (S <sub>s</sub> -N1)	524	268	○	地盤全体の変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。

注記\*1 : ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す

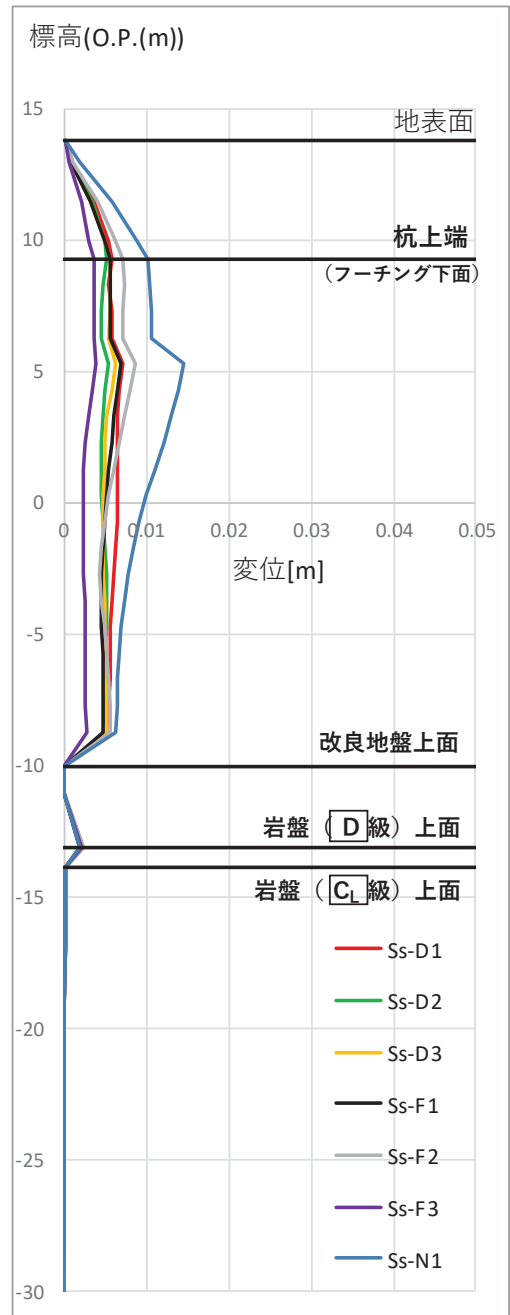
\*2 : 改良地盤上層の水平変位量/改良地盤上層の層厚により算定

\*3 : (上部工重量 (鋼板, 鋼製支柱) + フーチング重量) × 応答震度 (フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>)) により算定

\*4 : 杭仕様が同程度である III 区間における荷重 (例 III-(1)断面 :  $1189\text{kN/本}$ ) に比べ、小さいことから、それらの評価結果に含まれると考えられるため、III 区間の評価結果で代表させる。

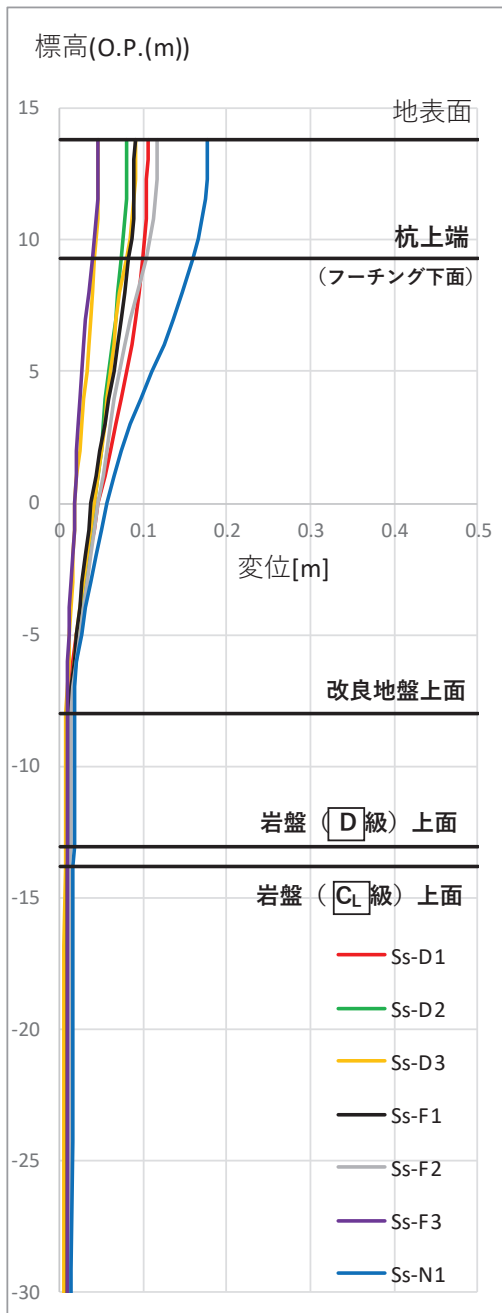


(変位)

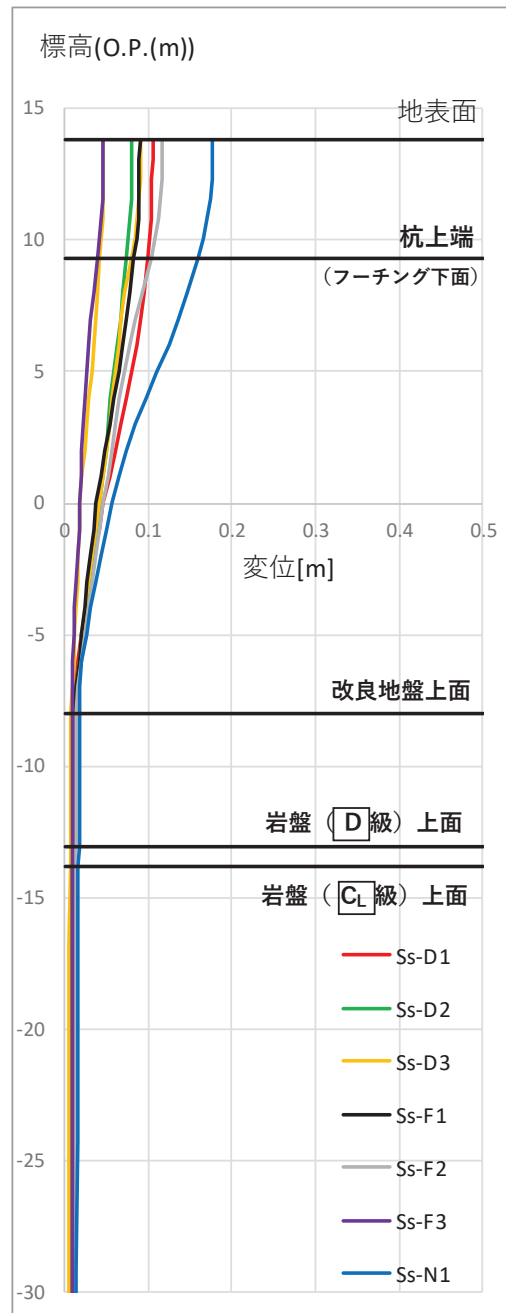


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 4-15(1) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
( I - (1) 断面)

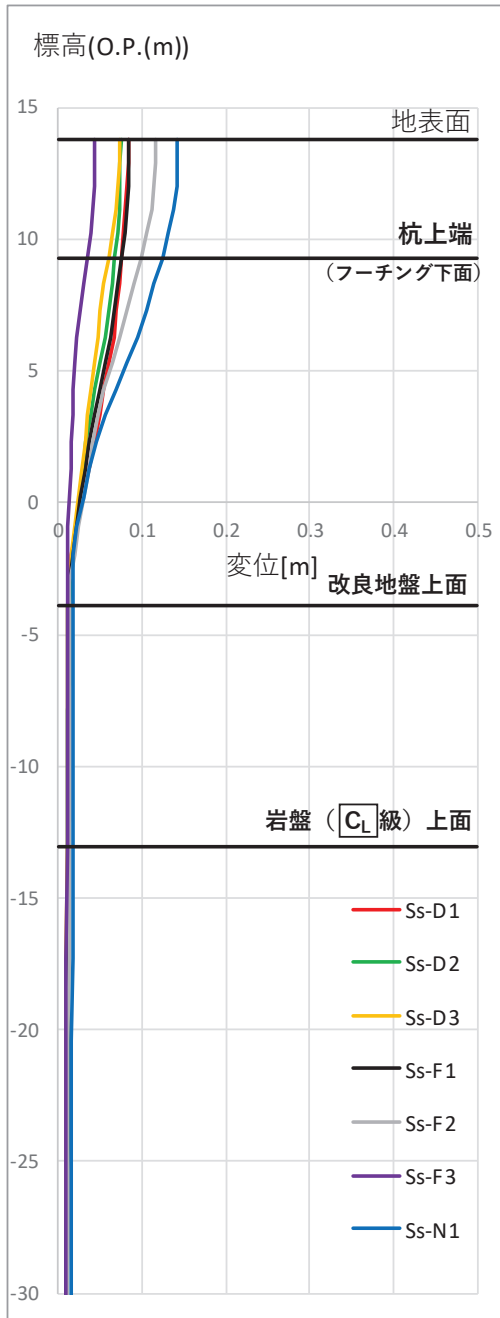


(変位)

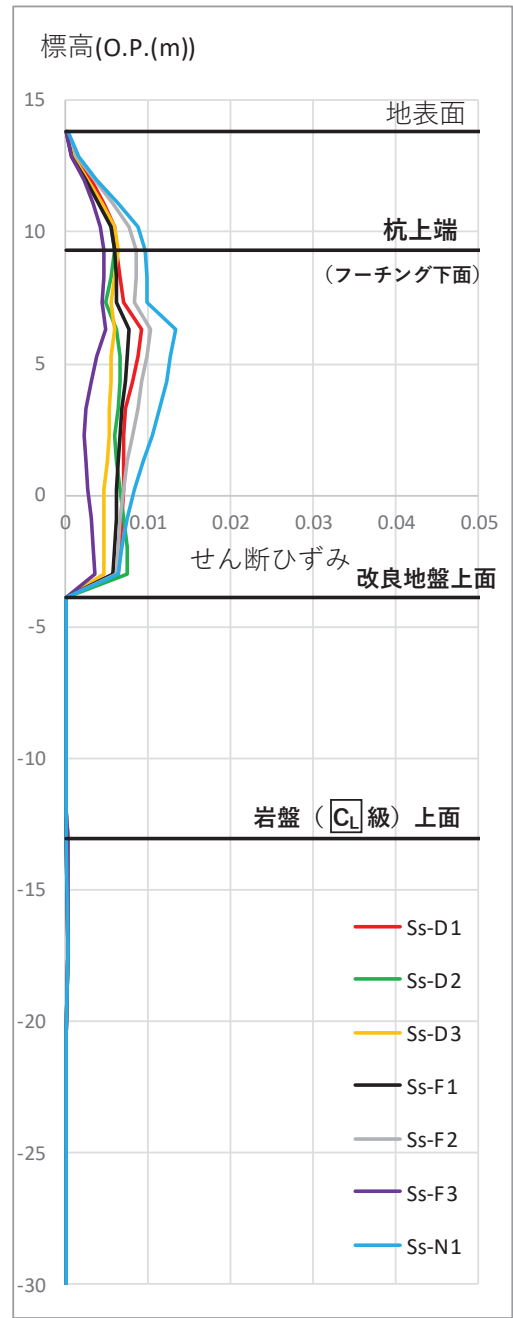


(せん断ひずみ)

図 5.10.4-15(2) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
(I-(2)断面)



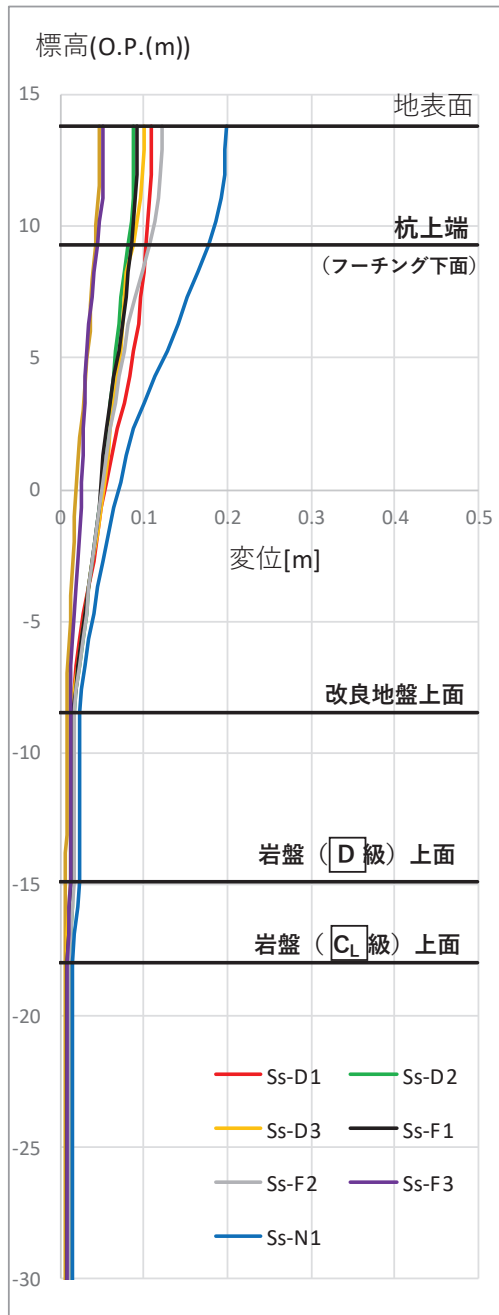
(変位)



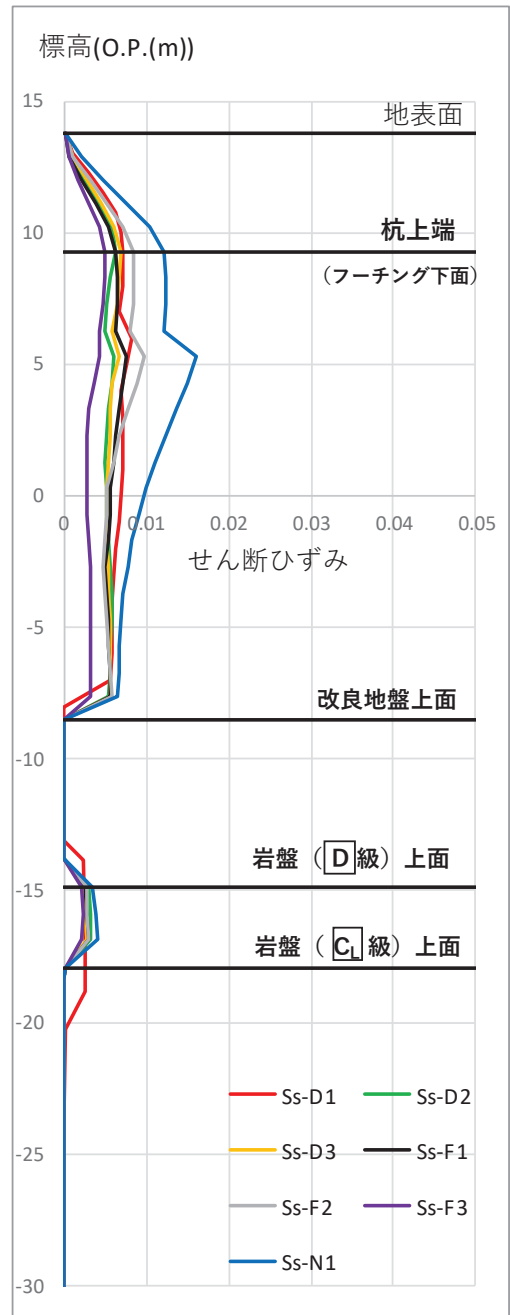
(せん断ひずみ)

図 5.10.4-15(3) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
(I-(3)断面)





(変位)



(せん断ひずみ)

図 5.10.4-15(4) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
(I-(4)断面)

(Ⅱ区間・Ⅴ区間)

Ⅱ区間・Ⅴ区間の評価対象断面選定結果を表 5.10.4-17 に、Ⅱ区間・Ⅴ区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布および最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.4-16 に示す。

Ⅱ区間・Ⅴ区間よりⅡ-(1)断面及びⅤ-(8)断面を評価対象断面に選定する。

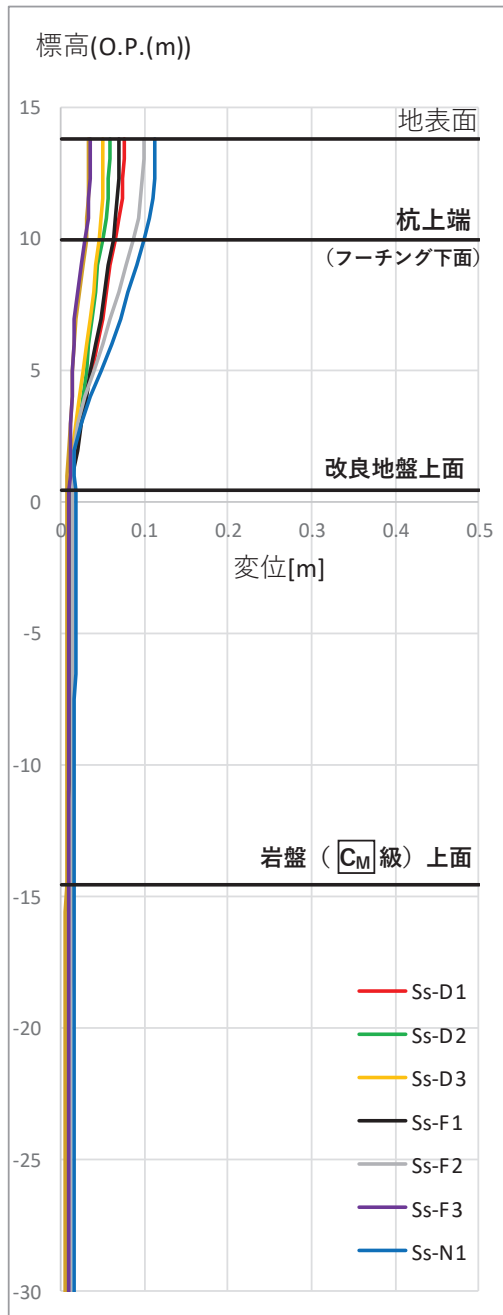
表 5.10.4-17 Ⅱ区間・Ⅴ区間の評価対象断面選定結果 (下部工の観点)

断面	全体変形* <sup>1</sup>		地層境界部* <sup>1</sup>		杭への作用荷重* <sup>3</sup>		評価対象断面	選定結果
	変位 (m)	せん断ひずみ	層間変形角* <sup>2</sup>	せん断ひずみ	地震時 (kN/本)	重畳時 (kN/本)		
Ⅱ-(1)断面	0.101 (S <sub>s</sub> -N1)	0.014 (S <sub>s</sub> -N1)	1.1×10 <sup>-2</sup> (S <sub>s</sub> -N1)	<u>0.010</u> (S <sub>s</sub> -N1)	483	<u>366</u>	○	地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
Ⅱ-(4)断面	0.121 (S <sub>s</sub> -N1)	0.013 (S <sub>s</sub> -N1)	1.0×10 <sup>-2</sup> (S <sub>s</sub> -N1)	0.008 (S <sub>s</sub> -D2)	458	325		
Ⅴ-(3)断面	0.168 (S <sub>s</sub> -N1)	0.015 (S <sub>s</sub> -N1)	0.9×10 <sup>-2</sup> (S <sub>s</sub> -N1)	0.007 (S <sub>s</sub> -N1)	440	230		
Ⅴ-(8)断面	<u>0.184</u> (S <sub>s</sub> -N1)	<u>0.017</u> (S <sub>s</sub> -N1)	0.8×10 <sup>-2</sup> (S <sub>s</sub> -N1)	0.004 (S <sub>s</sub> -N1)	<u>521</u>	254	○	地盤全体の変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
Ⅴ-(11)断面	0.112 (S <sub>s</sub> -N1)	0.014 (S <sub>s</sub> -N1)	0.9×10 <sup>-2</sup> (S <sub>s</sub> -N1)	0.002 (S <sub>s</sub> -D2)	515	352		

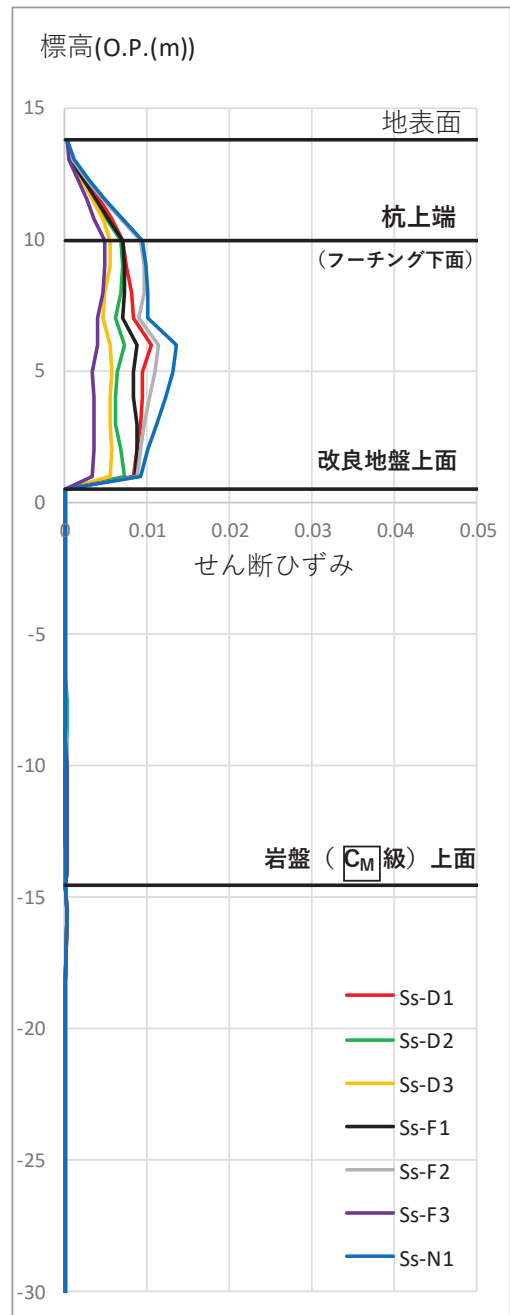
注記\*1：( )内は最大値が発生した地震動名を示す

\*2：改良地盤上層の水平変位量/改良地盤上層の層厚により算定

\*3：(上部工重量(鋼板, 鋼製支柱) + フーチング重量) × 応答震度 (フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>)) / 杭本数により算定

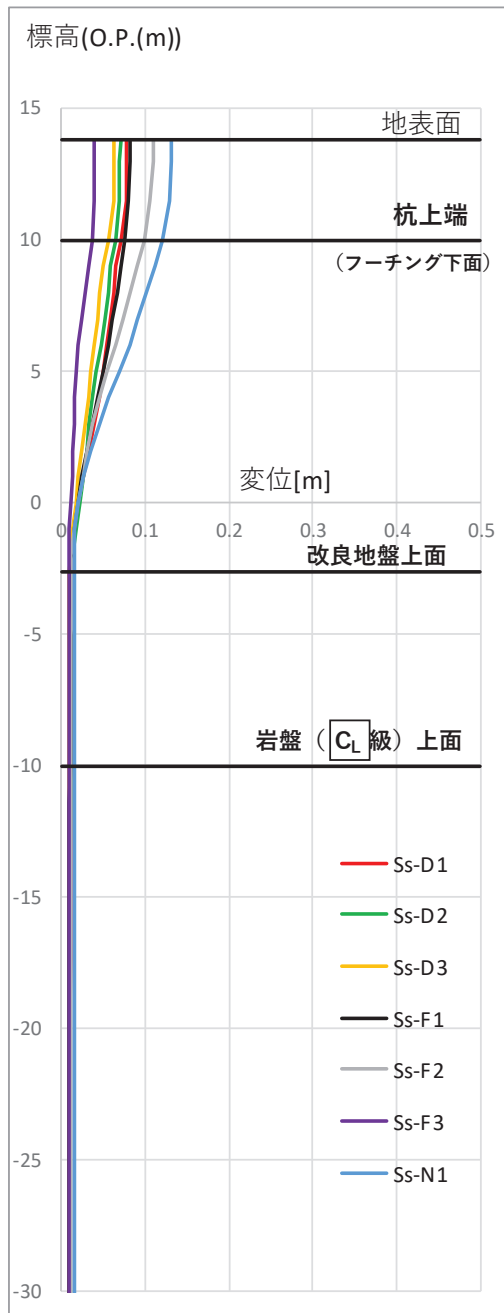


(変位)

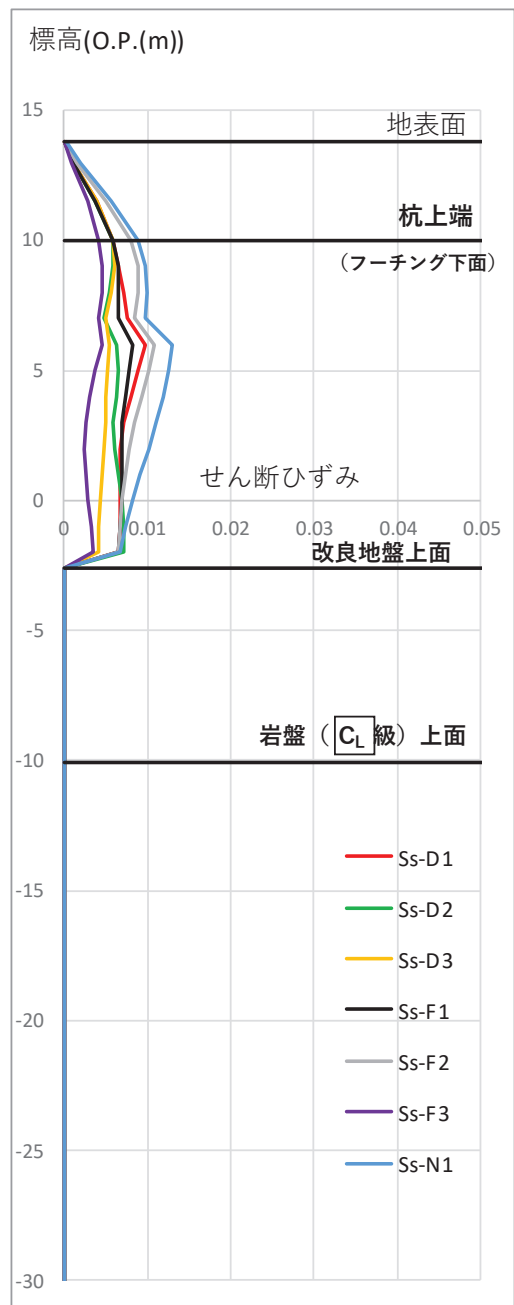


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 4-16(1) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
(Ⅱ-(1)断面)

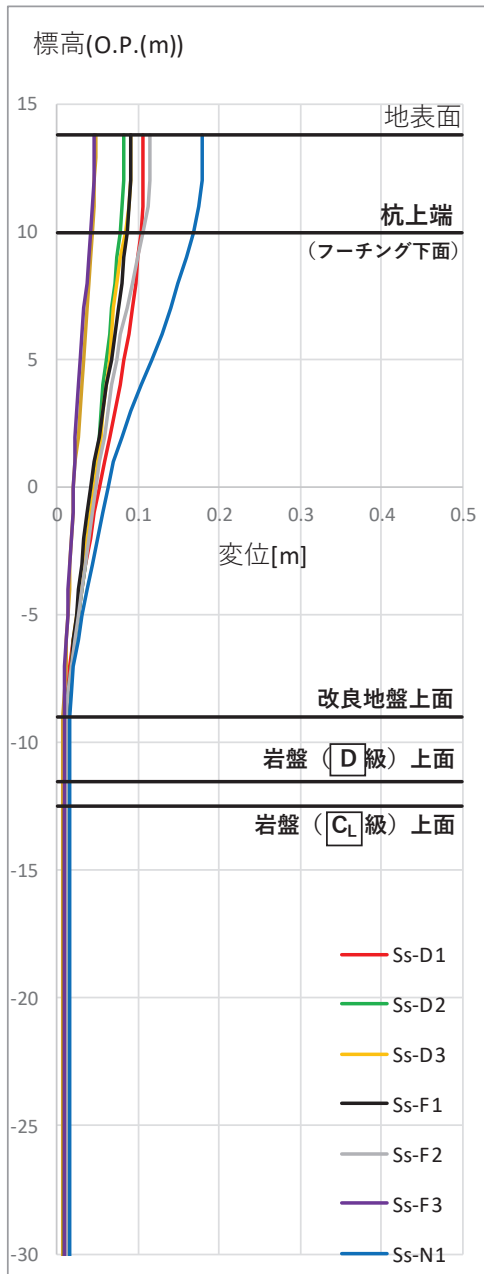


(変位)

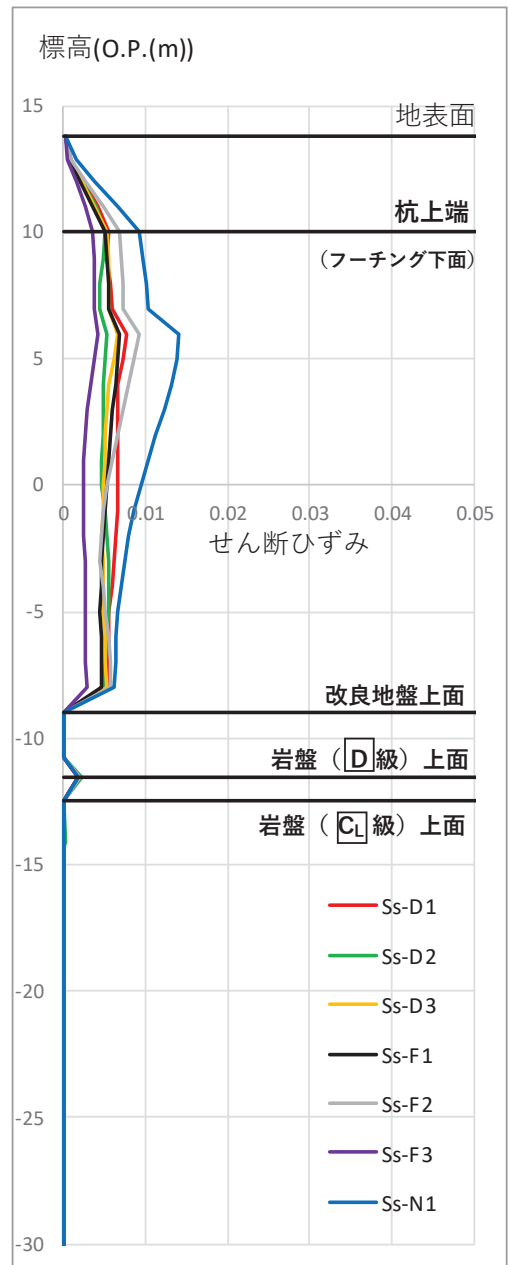


(せん断ひずみ)

図 5.10.4-16(2) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
(Ⅱ-(4)断面)

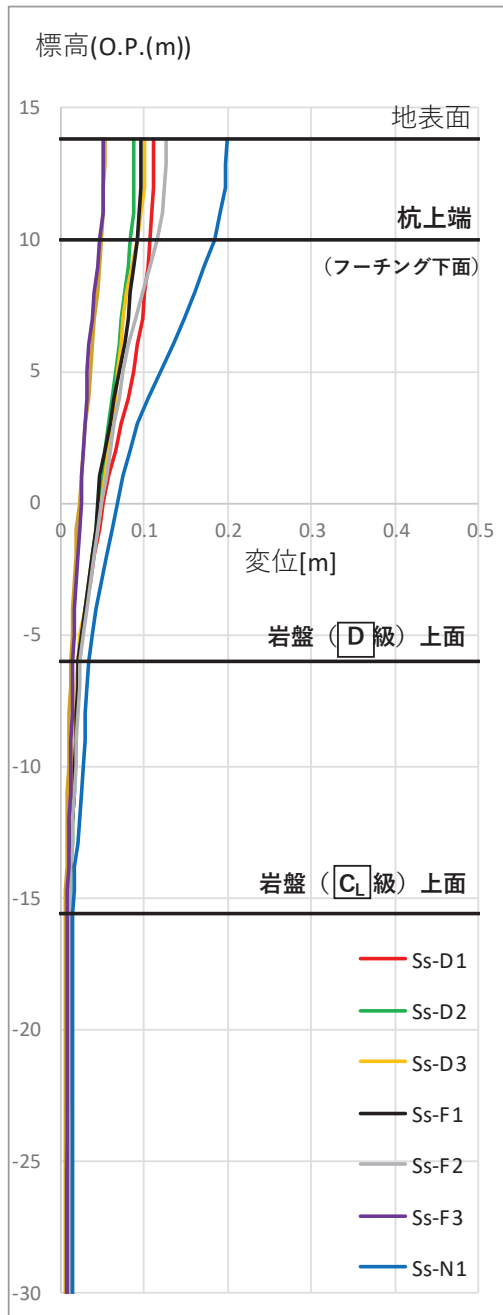


(変位)

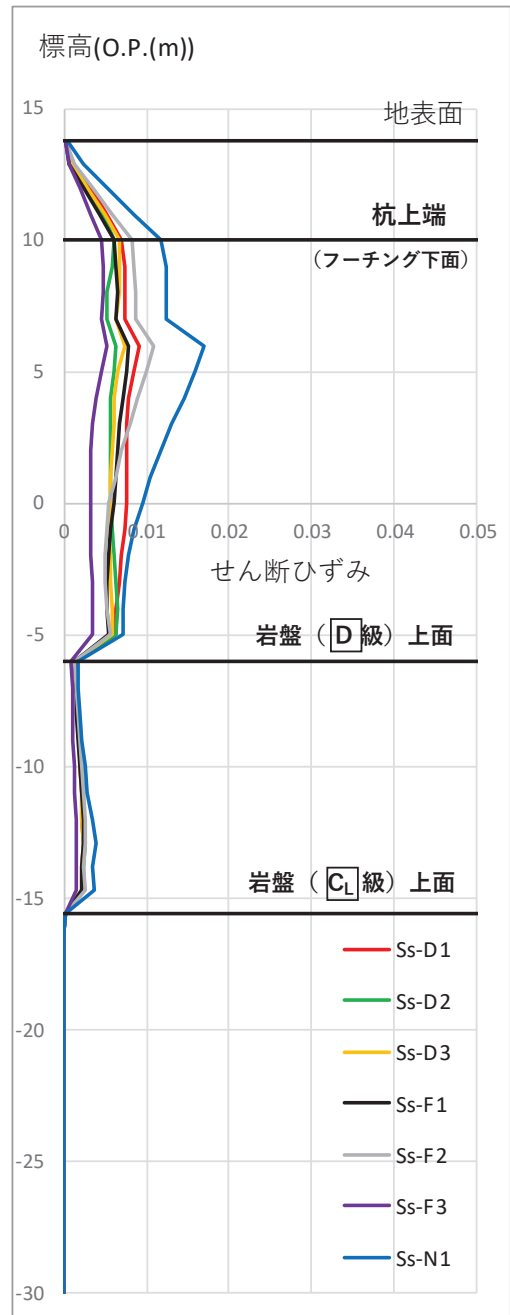


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 4-16(3) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
(V-(5)断面)

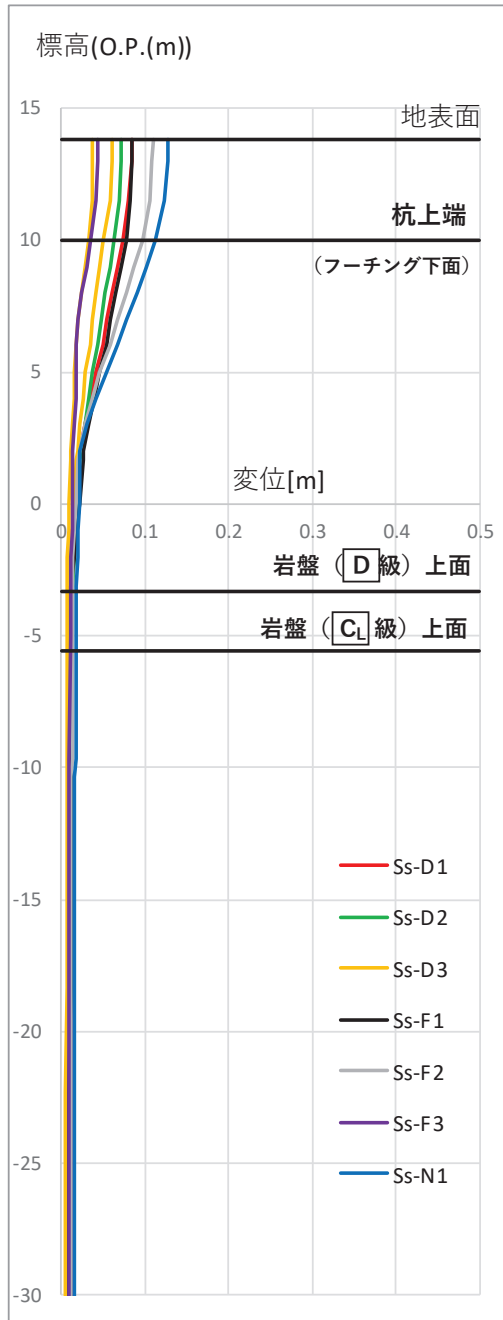


(変位)

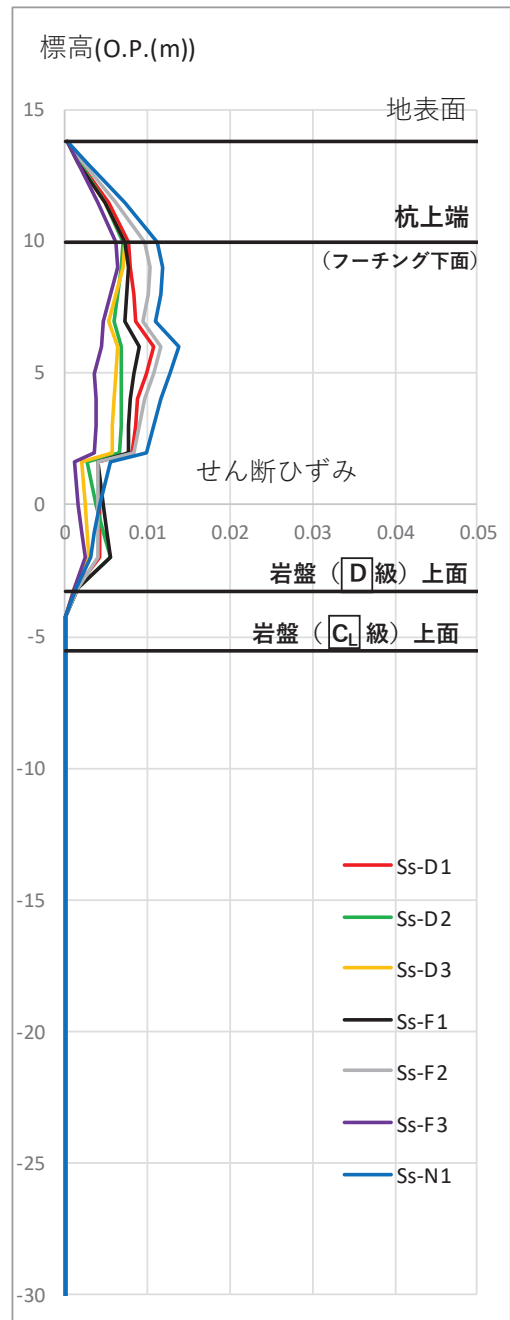


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 4-16(4) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
(V-(8)断面)



(変位)



(せん断ひずみ)

図 5. 10. 4-16(5) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
(V-11)断面

(Ⅲ区間)

Ⅲ区間の評価対象断面選定結果を表 5. 10. 4-18 に示す。

Ⅲ区間よりⅢ-(7)断面を評価対象断面に選定する。

表 5. 10. 4-18 Ⅲ区間の評価対象断面選定結果 (下部工の観点)

断面	全体変形* <sup>1</sup>		地層境界部* <sup>1</sup>		杭への作用荷重* <sup>3</sup>		評価対象断面	選定結果
	変位 (m)	せん断ひずみ	層間変形角* <sup>2</sup>	せん断ひずみ	地震時 (kN/本)	重畳時 (kN/本)		
Ⅲ-(1)断面	—	—	—	—	1189	691	—	
Ⅲ-(6)断面	—	—	—	—	<u>1694</u>	<u>970</u>	—* <sup>3</sup>	
Ⅲ-(7)断面	—	—	—	—	1460	837	○	同一基礎内の杭長差が最も大きい断面で、杭毎の応答差によるフーチングうに対するねじれモードの断面力が生じることが想定されるため選定する。

注記\* 1 : 岩盤中又は改良地盤中に鋼管杭が設置されるため下部工に対する地盤変形の影響は小さく、上部工の応答による反力が設計に支配的な支配的となることが想定されることから、杭への作用荷重の観点から絞り込みを行うこととして、評価を省略する

\* 2 : (上部工重量 (鋼板, 鋼製支柱) + フーチング重量) × 応答震度 (フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>)) により算定

\* 3 : 上部工の観点及び同一基礎内の杭長差の観点で選定しているⅢ-(7)断面に比べ、僅かに大きい結果となっているが、Ⅲ-(7)断面における鋼管杭の照査結果は最大で 0.5 程度 (6.3.1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁 (鋼板) の耐震性についての計算書に関する補足説明及び 6.3.4 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁 (鋼板) の強度 計算書に関する補足説明) であり、構造健全性へは影響ないレベルと判断できる。



d. 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-18 に、選定した評価対象断面図を図 5.10.4-17  
～図 5.10.4-18 に示す。

表 5.10.4-18 評価対象断面の選定結果

区間	断面	設置エリア (入力津波水位)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象断面		選定理由	
					上部工の 観点	下部工 の観点		
I 区間	I-(2)	第3号機海水ポンプ室 (O.P.+19.0 m)	盛土・旧表土層が厚く 堆積し、岩盤上面標高 が低い。なお、地下水 位以深の盛土・旧表土 層が地盤改良されてい る。	-	○	○	I 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における鋼板の作用荷重が最も大きく、鋼板の発生応力が最も大きくなると考えられる断面のため。また、地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることが想定される断面のため。	
	I-(4)							I 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における鋼製支柱の作用荷重が最も大きく、鋼製支柱の発生応力が最も大きくなる考えられる断面のため。また、地盤全体の変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定される断面のため。
II 区間	II-(1)	第2号機海水ポンプ室 (O.P.+18.1 m)	盛土・旧表土層が厚く 堆積し、岩盤上面標高 が低い。なお、地下水 位以深の盛土・旧表土 層が地盤改良されてい る。	-	-	○	II 区間の中で、地層境界付近での層間変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定される断面のため。 (上部工の観点では構造仕様が同一な I 区間の評価で代表)	
III 区間	III-(1)	第2号機海水ポンプ室 (O.P.+18.1 m)	盛土・旧表土層が全深 度地盤改良されており、 盛土・旧表土層が分布 しない。  岩盤上面が露頭してお り、盛土・旧表土層が 分布しない。	-	○	-	III 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における鋼製支柱の作用荷重が最も大きく、鋼製支柱の発生応力が最も大きくなる考えられる断面のため。	
	III-(7)	第2号機放水立坑 (O.P.+17.4 m)						III 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における鋼板の作用荷重が最も大きく、鋼板の発生応力が最も大きくなる考えられる断面のため。また、一基礎内の杭長差が大きいため、応答差によるねじれモードの断面力が生じることが想定されるため。
	III-(11)	III 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における鋼板及び鋼製支柱に生じる作用荷重が大きいことから、岩盤露頭部の代表断面として評価対象断面に選定する。						
IV 区間	IV-(2)	第2号機放水立坑 (O.P.+17.4 m)	盛土・旧表土層が全深 度地盤改良されており、 盛土・旧表土層が分布 しない。	○*	○	-	IV 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における鋼板及び鋼製支柱の作用荷重が最も大きく、鋼板及び鋼製支柱の発生応力が最も大きくなる考えられる断面のため。 (慣性力としても大きいため、床応答抽出の観点でも代表性を有する)	
V 区間	V-(8)	第3号機放水立坑 (O.P.+17.5 m)	盛土・旧表土層が厚く 堆積し、岩盤上面標高 が低い。なお、地下水 位は岩盤上面より深い。	-	-	○	V 区間の中で、地盤全体の変形量が大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定される断面のため。 (上部工の観点では構造仕様が同一な I 区間の評価で代表)	

\* : 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (フラップゲート)

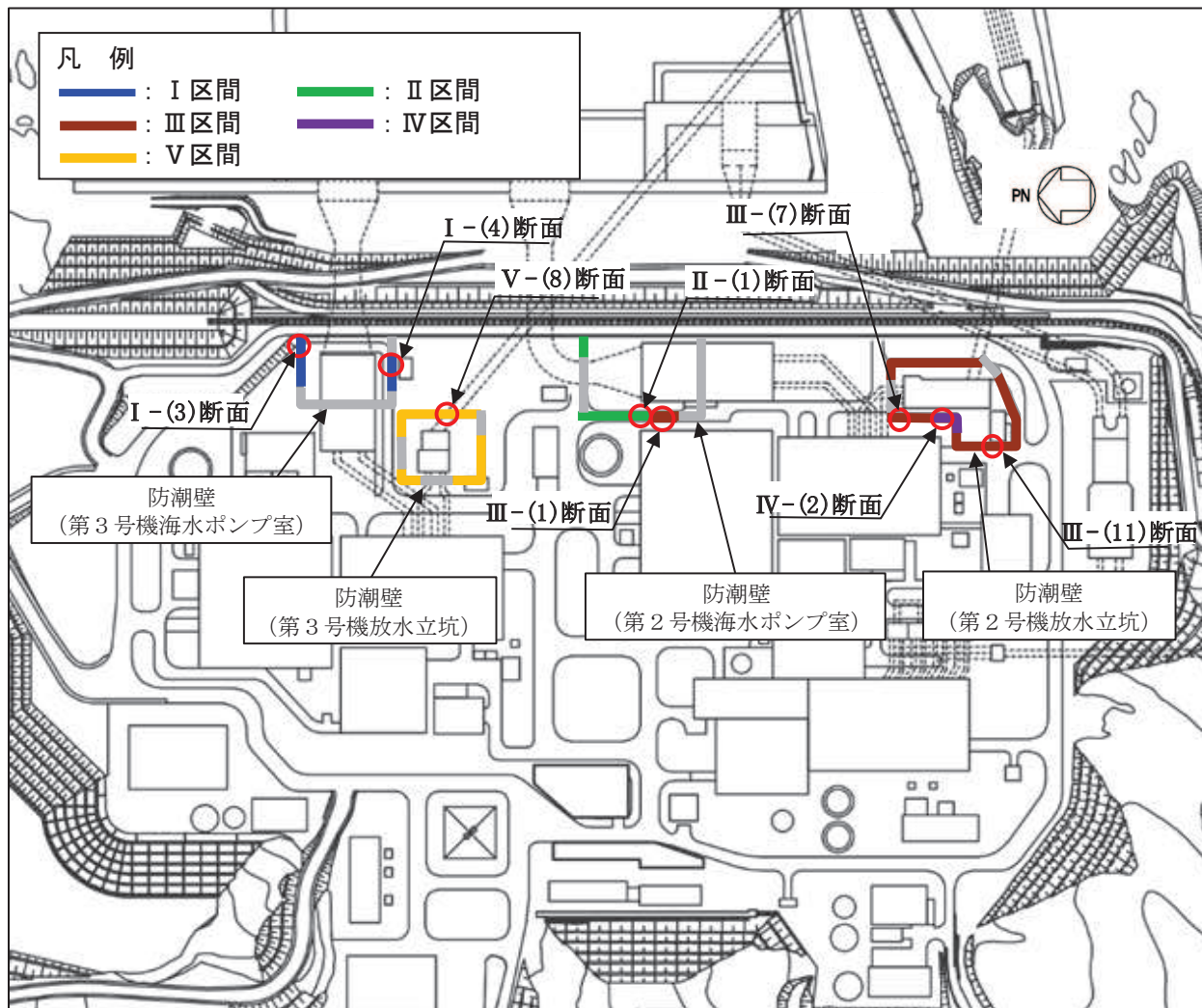
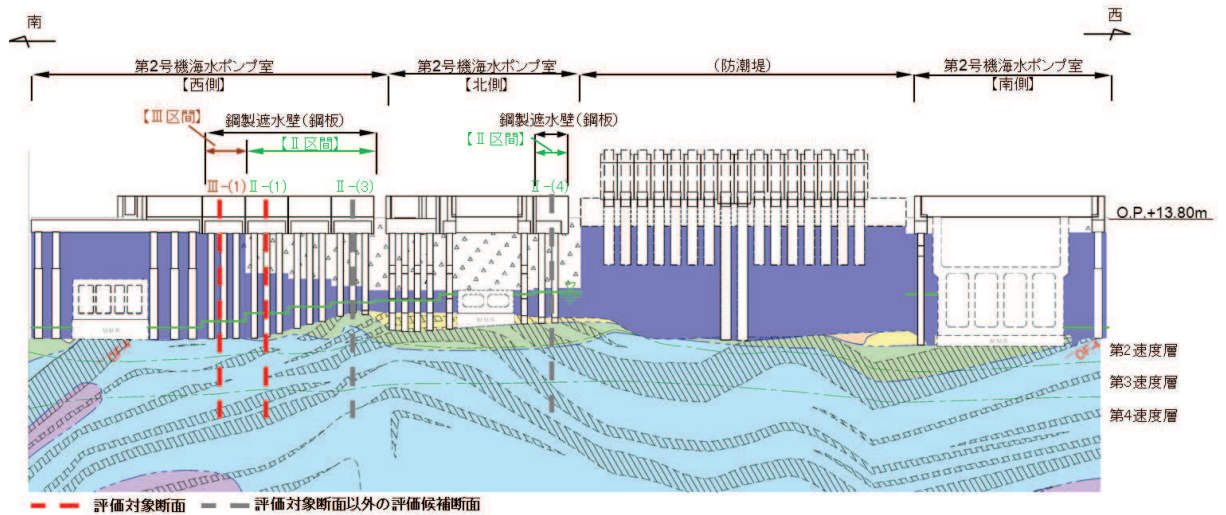
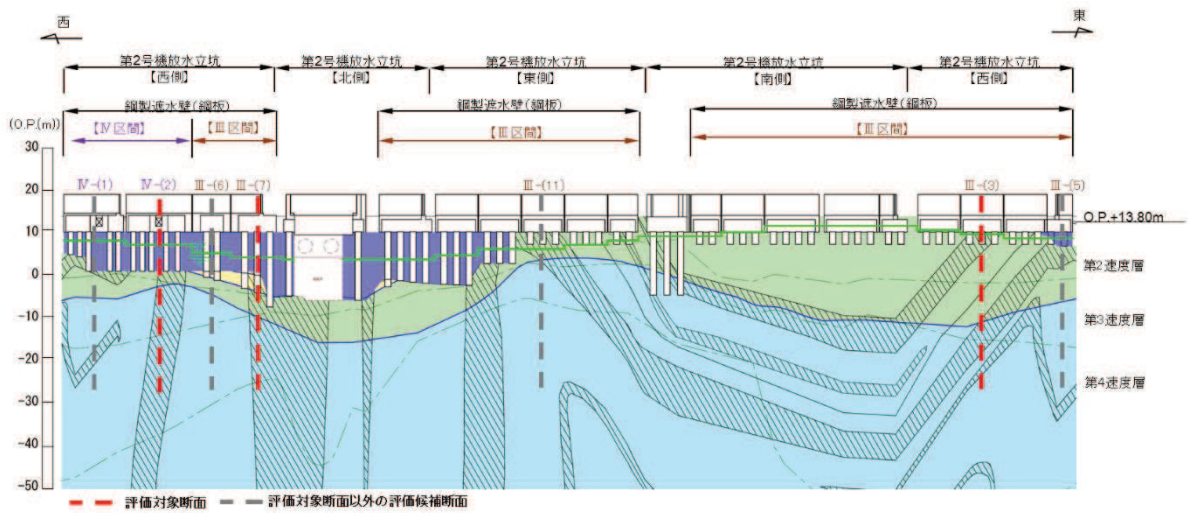


図 5. 10. 4-17 評価対象断面の平面配置図



(2号機海水ポンプ室\*1,\*2)



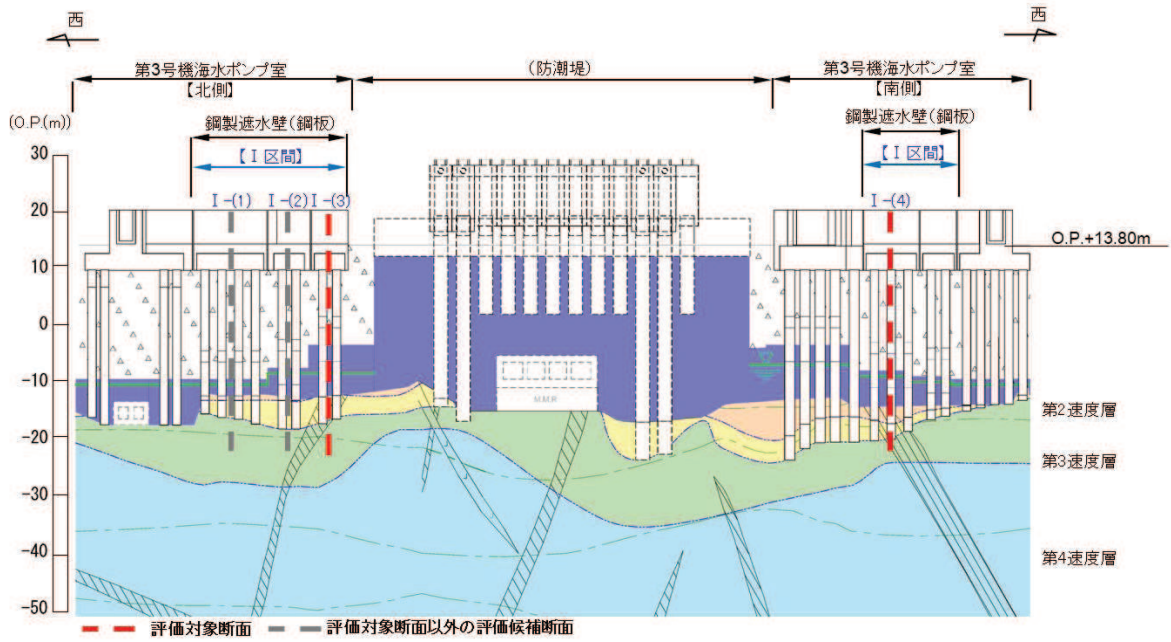
(2号機放水立坑\*1)

凡例			
	B 級		盛土
	B 級		旧表土
	B 級		砂岩
	B 級		頁岩
	B 級		ひん岩
	B 級		断層
	B 級		地質境界
	B 級		岩盤分類境界
	B 級		速度層境界
	B 級		改良地盤等
	B 級		地下水位

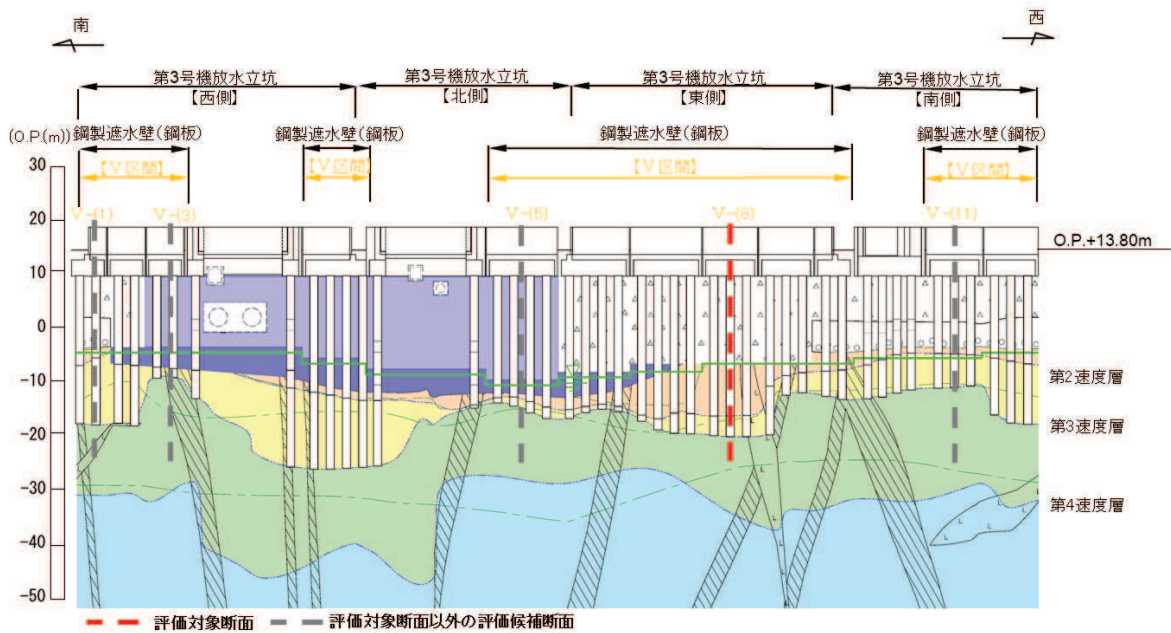
注記：\*1：鋼管杭下端は C<sub>1</sub> 級岩盤上面（又は C<sub>2</sub> 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

図 5.10.4-18(1) 評価対象断面位置



(3号機海水ポンプ室\*1,\*2)



(3号機放水立坑\*1,\*2)

凡例			
	B級		盛土
	C級		改良地盤等
	D級		旧表土
	E級		砂岩
	F級		頁岩
	G級		ひん岩
			断層
			地質境界
			地下水位

注記：\*1：鋼管杭下端はC<sub>1</sub>級岩盤上面（又はC<sub>2</sub>級岩盤上面）とし、鋼管杭直下のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図5.10.4-6～図5.10.4-10に示す）

図 5.10.4-18(2) 評価対象断面位置

## (2) 鋼製遮水壁（鋼桁）

鋼製遮水壁（鋼桁）の平面配置図を図 5.10.4-19 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-20～図 5.10.4-25 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室及び地中構造物を横断し、フーチング上に設置した鉄筋コンクリート（RC）支柱に、支承ゴムを介して鋼桁を設置する構造物であり、フーチングと一体化した鋼管杭（一部、場所打ち杭）を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第 3 号機海水ポンプ室で O.P. +20.0m と第 2 号機海水ポンプ室、第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑で O.P. +19.0m とし、鋼桁については、横断する構造物や設置状況、入力津波水位に応じて幅（奥行）1.0m～2.4m、たて 5.0m～6.0m、横 15.7m～47.1m とする。

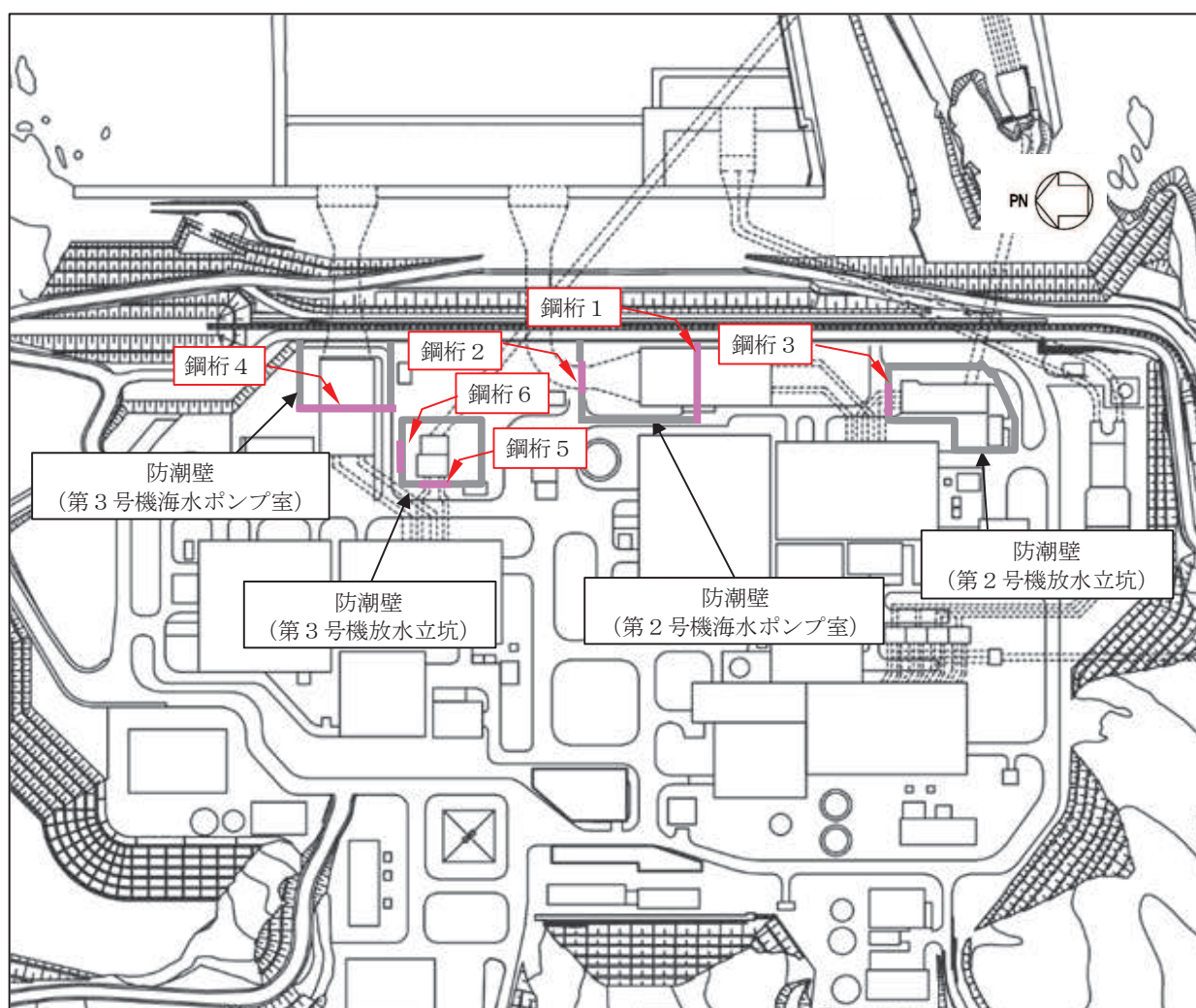
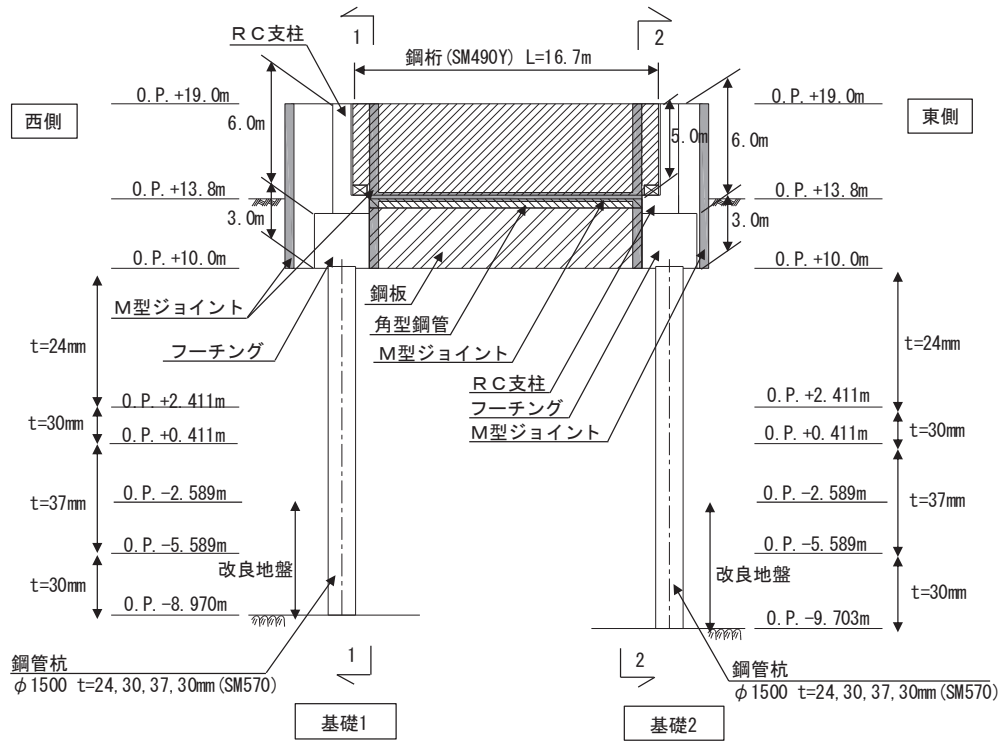
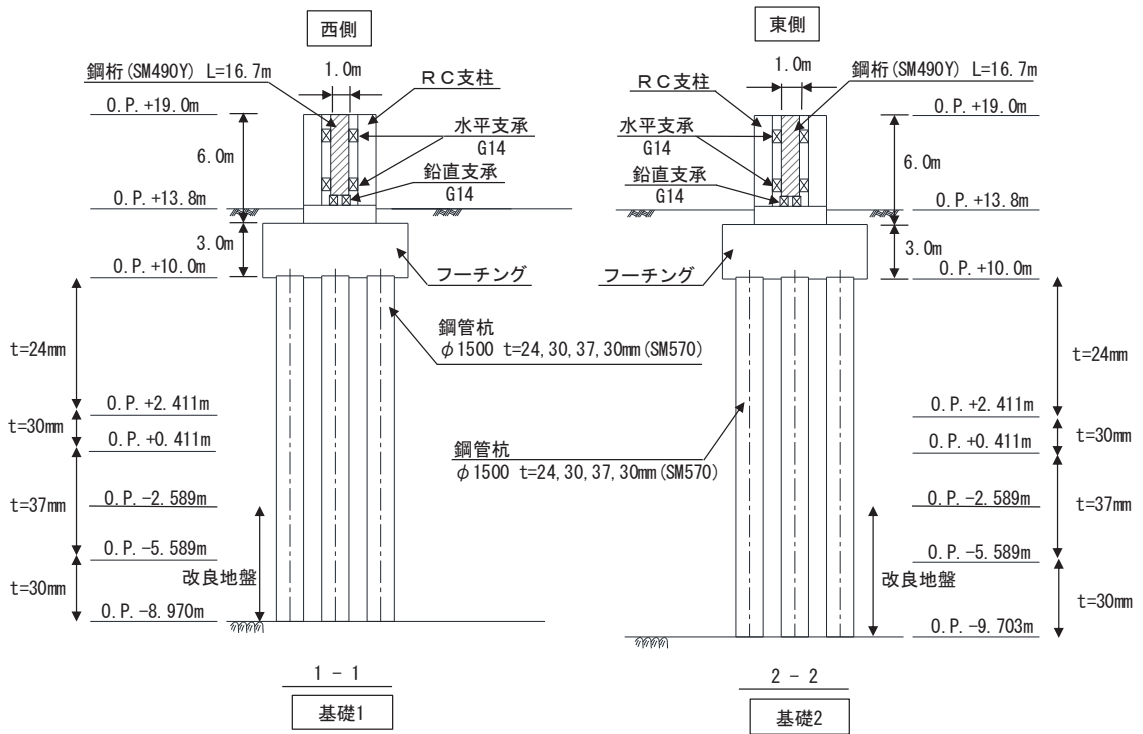


図 5.10.4-19 鋼製遮水壁（鋼桁）の平面配置図





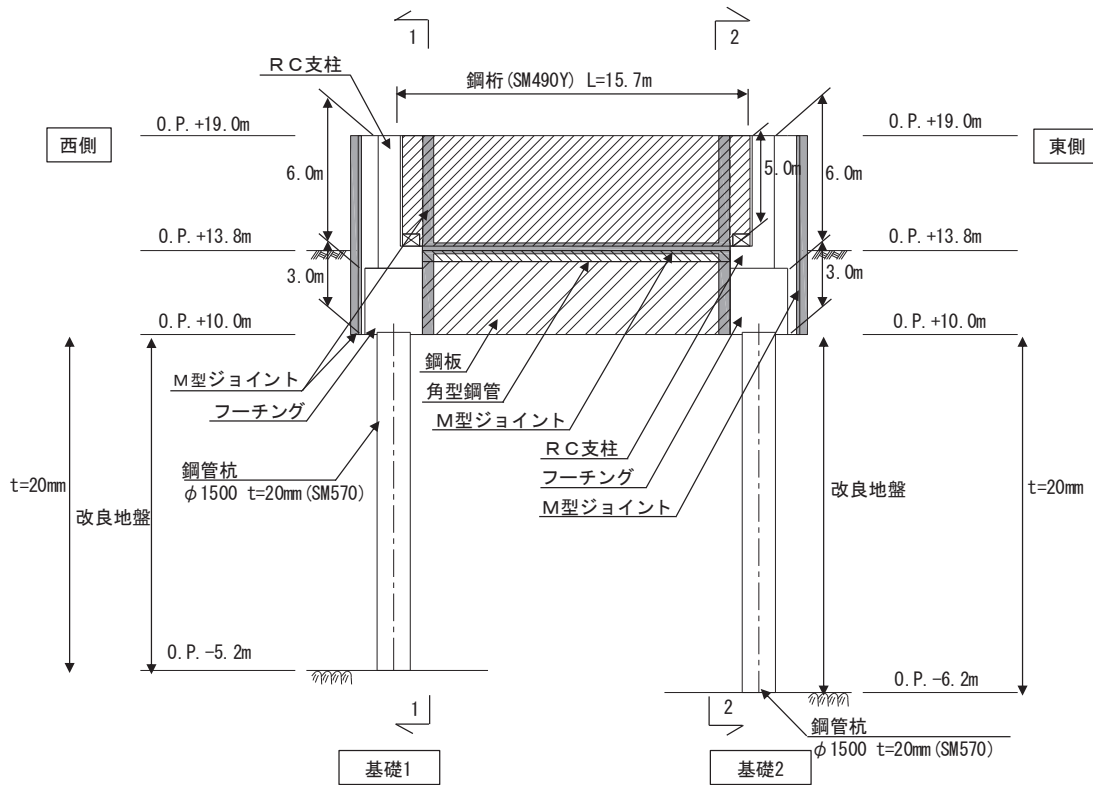
(正面図)



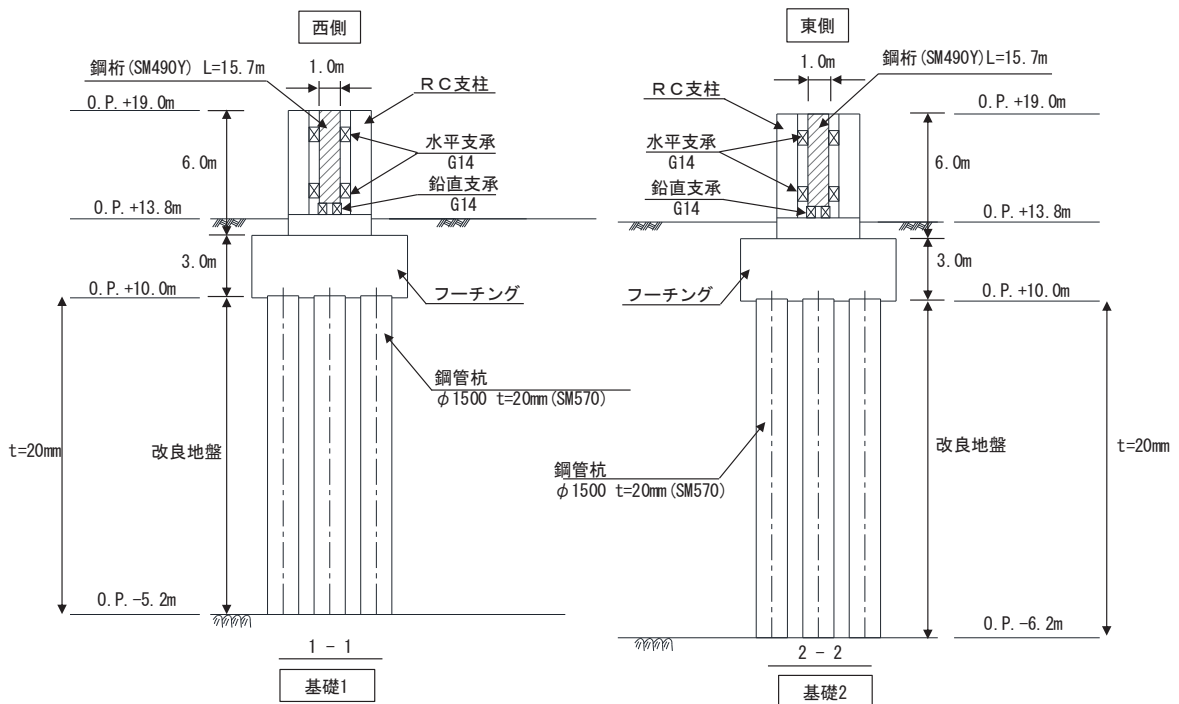
(断面図)

図 5.10.4-21 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 正面図及び断面図



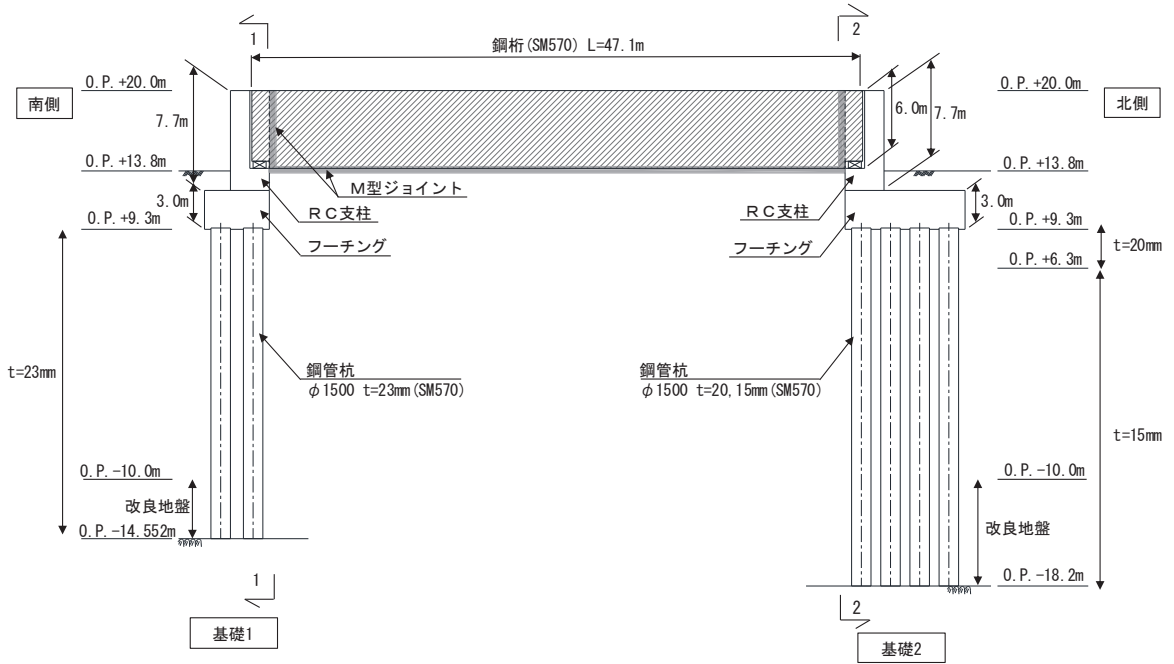


(正面図)

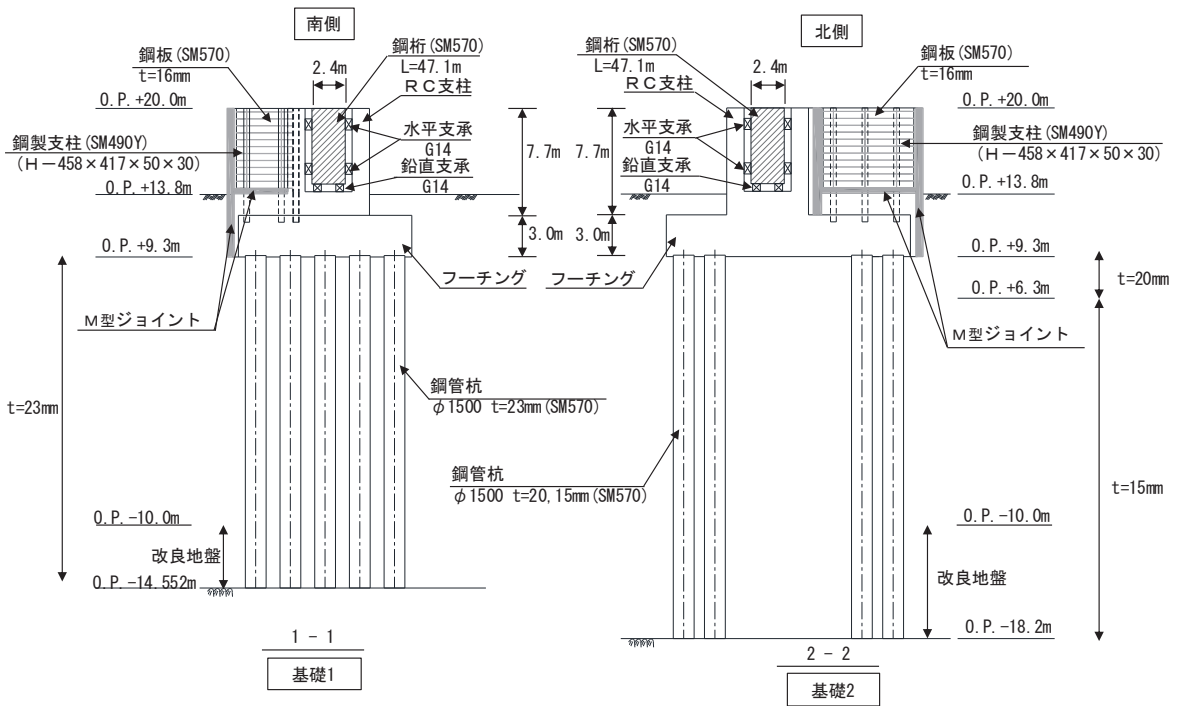


(断面図)

図 5.10.4-22 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 正面図及び断面図

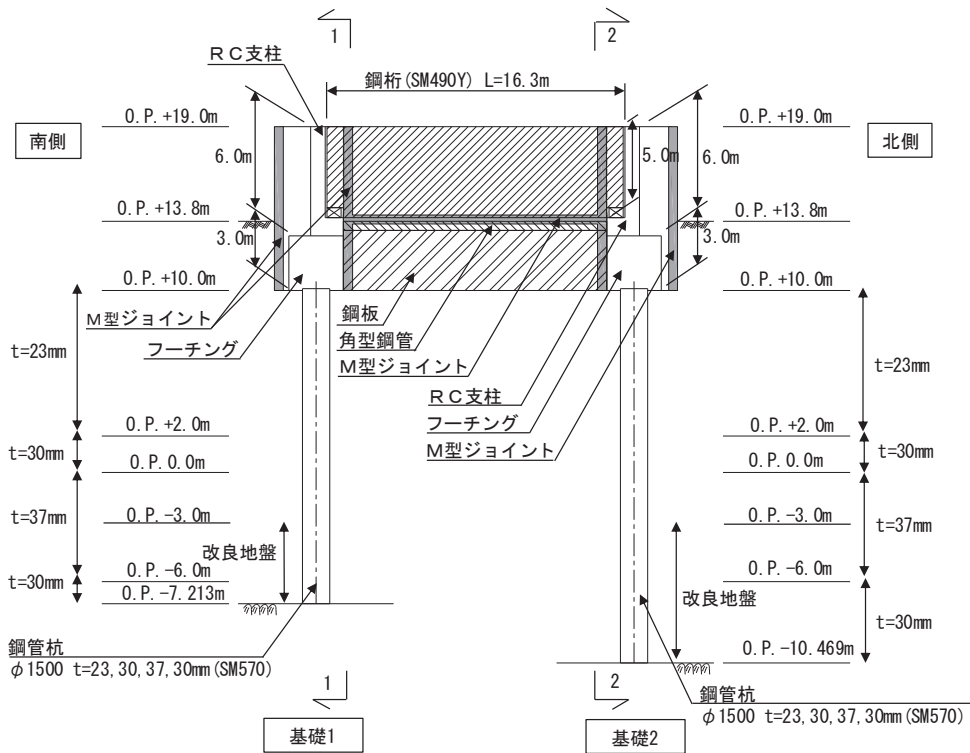


(正面図)

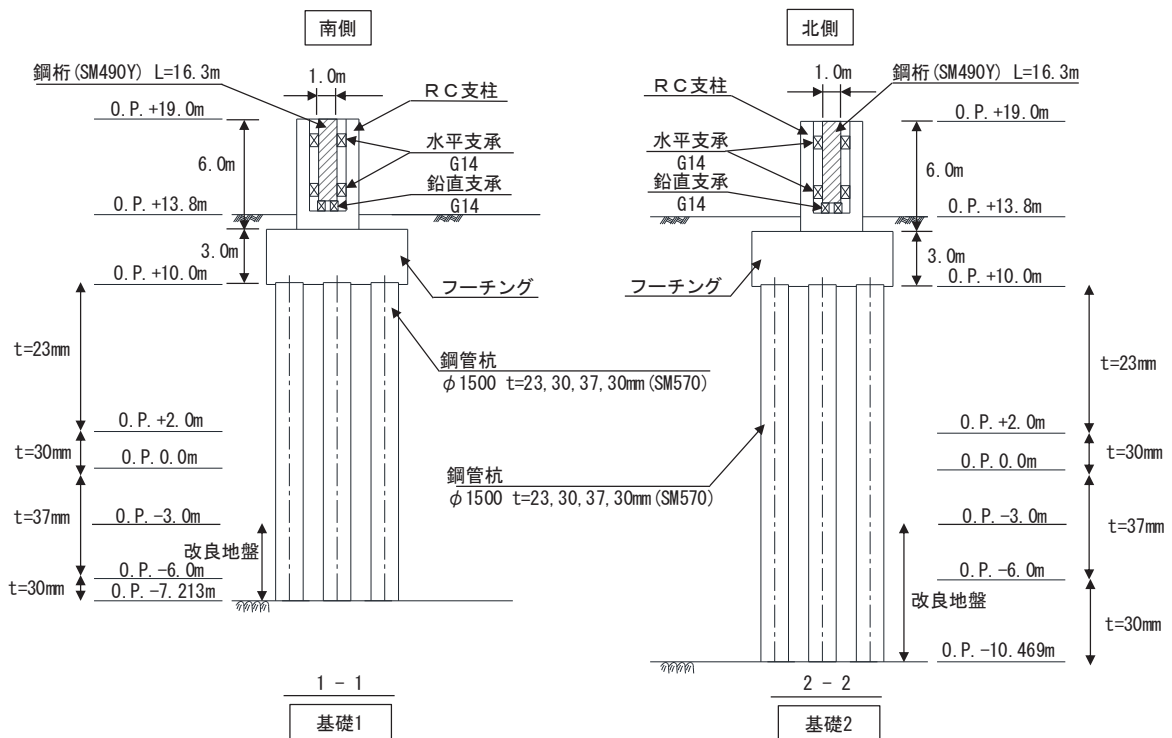


(断面図)

図 5.10.4-23 鋼製遮水壁 (鋼桁 4) 正面図及び断面図

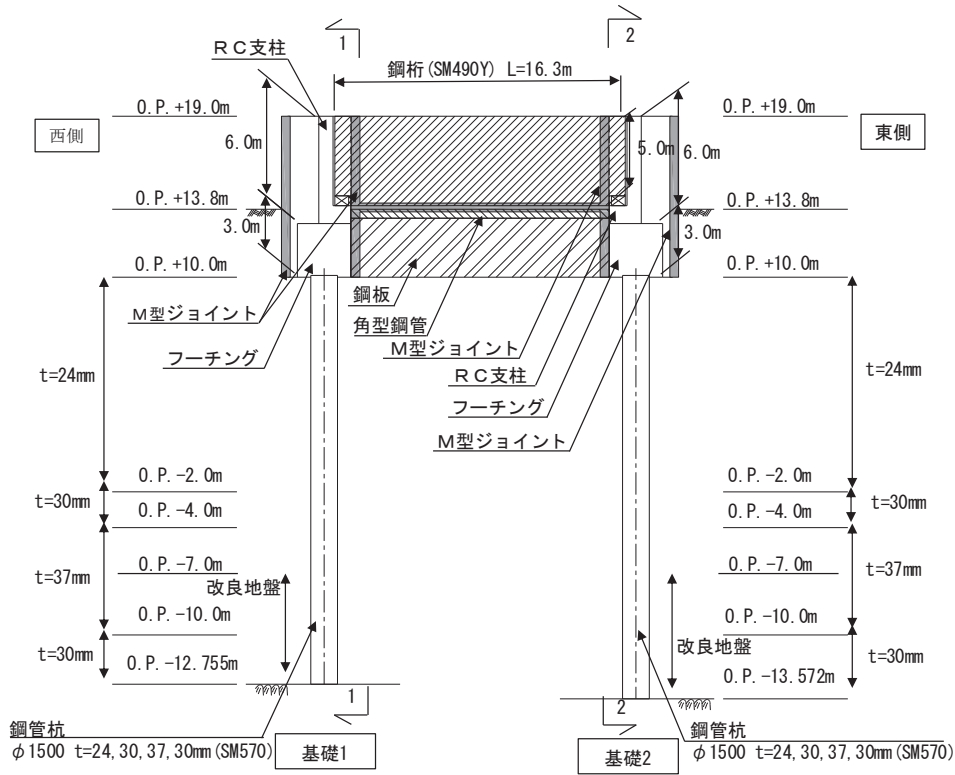


(正面図)

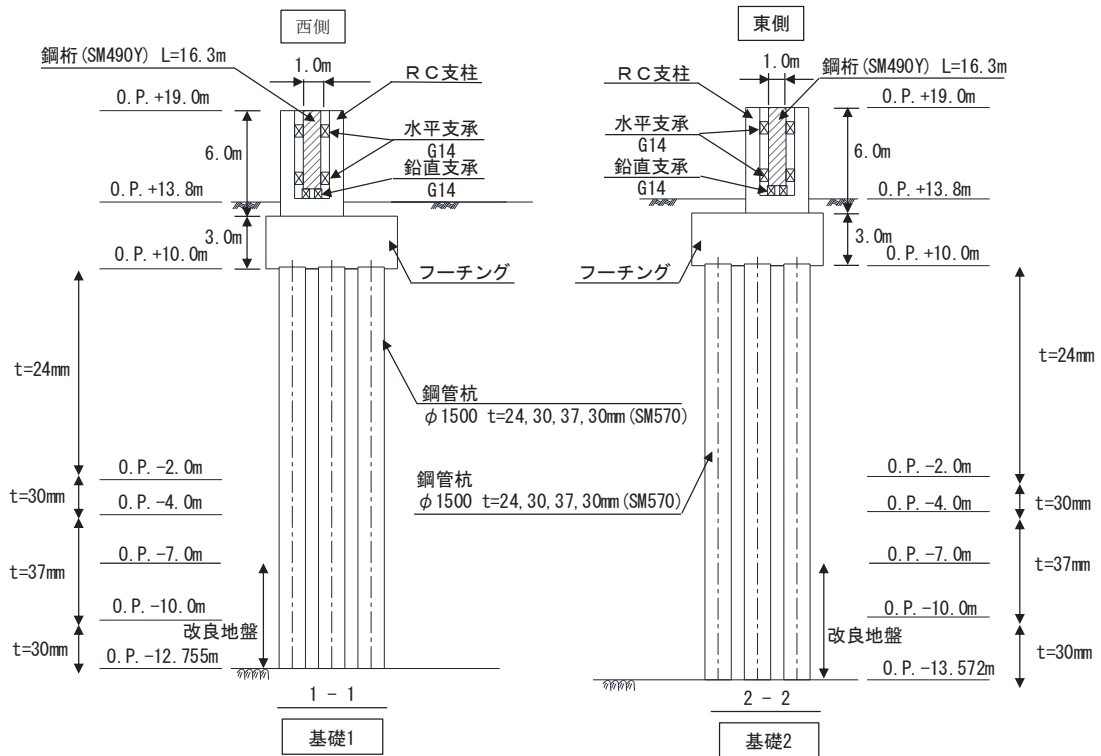


(断面図)

図 5.10.4-24 鋼製遮水壁 (鋼桁 5) 正面図及び断面図



(正面図)



(断面図)

図 5.10.4-25 鋼製遮水壁（鋼桁 6） 正面図及び断面図

鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要を表 5. 10. 4-19 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室や地中構造物を横断する箇所に設置しており、横断する構造物の大きさ等に応じて、鋼桁の幅が異なる等、構造的特徴が一律ではない。また、入力津波水位や周辺地質状況等についても設置位置毎に異なることから、評価断面の代表性は明確ではない。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）は、すべての構造を評価対象断面とする。

また、鋼製遮水壁（鋼桁）は、上部工について、相対的に断面係数が大きい壁軸方向が強軸断面方向となる一方、下部工は上部工の壁軸直角方向加振時に鋼管杭基礎が連続的に配置されていることから、壁軸直角方向が強軸方向となる。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）においては上部工、下部工それぞれの観点から壁軸方向及び壁軸直角方向それぞれの断面方向を評価対象断面とする。

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 4-20 に示す。

表 5.10.4-19 構造概要

断面	天端高さ (m)	鋼桁			入力津波高さ (m)	周辺地質
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼桁 1	0. P. +19. 0	2. 4	5. 0	41. 85	0. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 2	0. P. +19. 0	1. 0	5. 0	16. 7	0. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 3	0. P. +19. 0	1. 0	5. 0	15. 7	0. P. +17. 4 (第 2 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 4	0. P. +20. 0	2. 4	6. 0	47. 1	0. P. +19. 0 (第 3 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 5	0. P. +19. 0	1. 0	5. 0	16. 3	0. P. +17. 5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 6	0. P. +19. 0	1. 0	5. 0	16. 3	0. P. +17. 5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。

表 5.10.4-20 評価対象断面の選定結果

断面	天端高さ (m)	鋼桁			入力津波高さ (m)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象 断面	選定結果
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)					
鋼桁1	O.P.+19.0	2.4	5.0	41.85	O.P.+18.1 (第2号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、盛土・旧表土は地 盤改良されている。	—	○	上部工、下部工そ れぞれの観点から 壁軸方向及び壁軸 直角方向それぞれの 断面方向を評価 対象断面とする。
鋼桁2	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.7		盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	—	○	
鋼桁3	O.P.+19.0	1.0	5.0	15.7	O.P.+17.4 (第2号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、盛土・旧表土は地 盤改良されている。	—	○	
鋼桁4	O.P.+20.0	2.4	6.0	47.1	O.P.+19.0 (第3号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	—	○	
鋼桁5	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.3	O.P.+17.5 (第3号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	貫通部 止水処置	○	
鋼桁6	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.3		盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地地下水位以深 の盛土・旧表土は地盤改良されている。	貫通部 止水処置	○	

### (3) 鋼製扉

鋼製扉の平面配置図を図 5.10.4-26 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-27～図 5.10.4-30 に示す。

鋼製扉は、フーチング上に設置した鉄筋コンクリート (RC) 支柱と鋼製扉を、扉取付部 (ヒンジ) により接合した片開き式の構造物であり、フーチングと一体化した鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第 3 号機海水ポンプ室で O.P. +20.0m と第 2 号機海水ポンプ室、第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑で O.P. +19.0m とし、扉体については、いずれも幅 (奥行) 0.6m、横 5.9m とする。

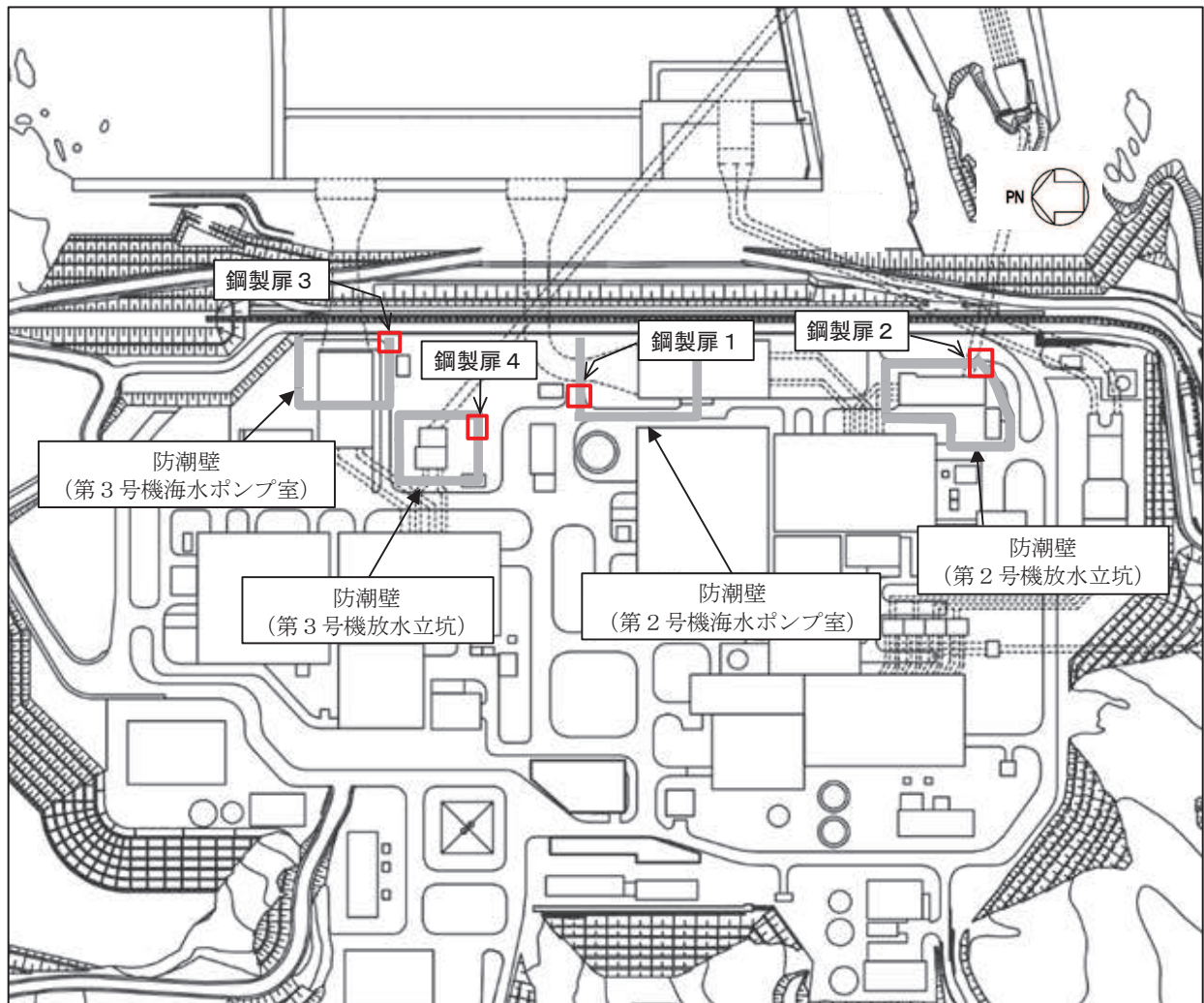


図 5.10.4-26 鋼製扉の平面配置図



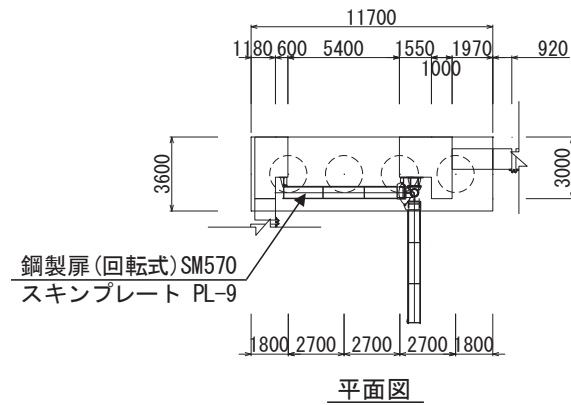
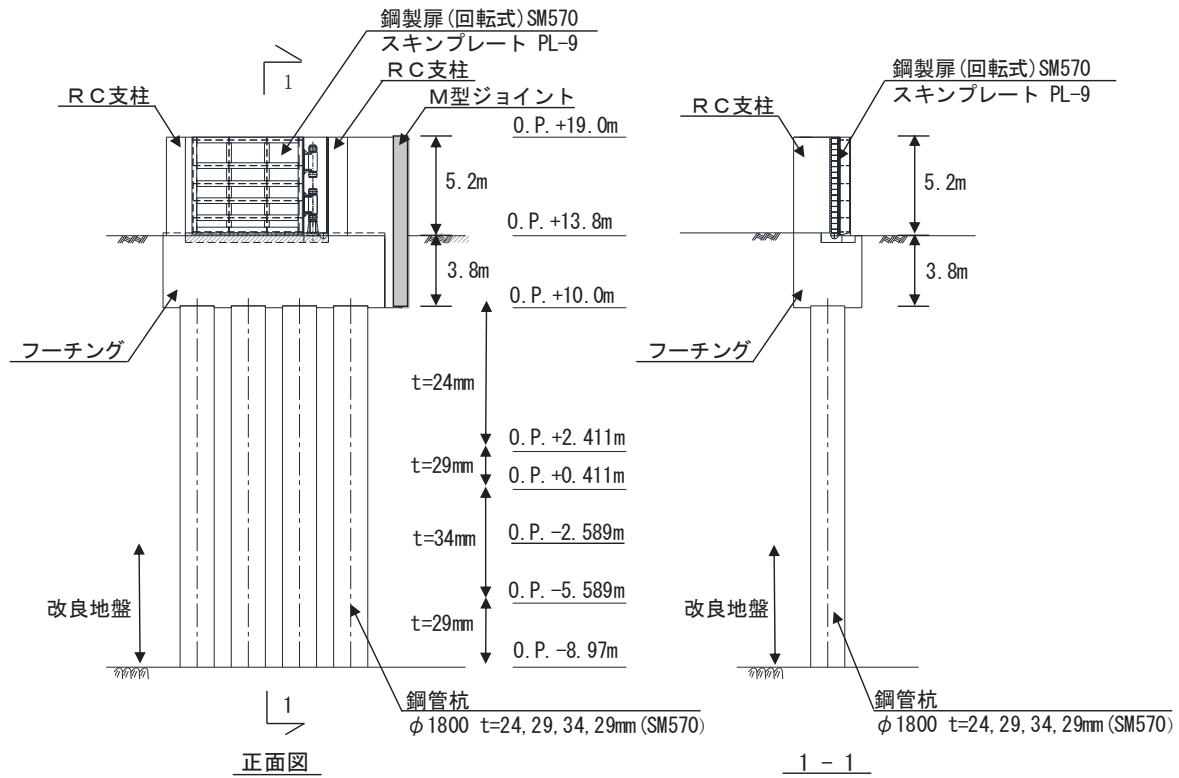


図 5.10.4-27 鋼製扉 1 構造図  
(第 2 号機海水ポンプ室)

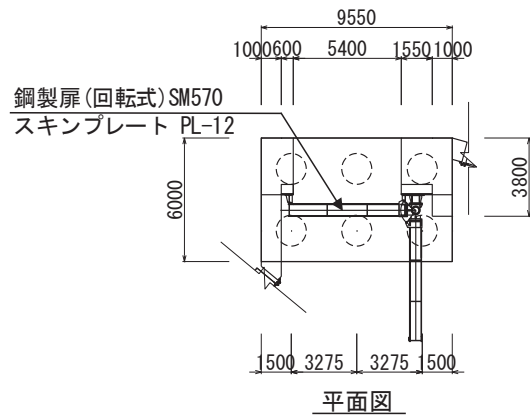
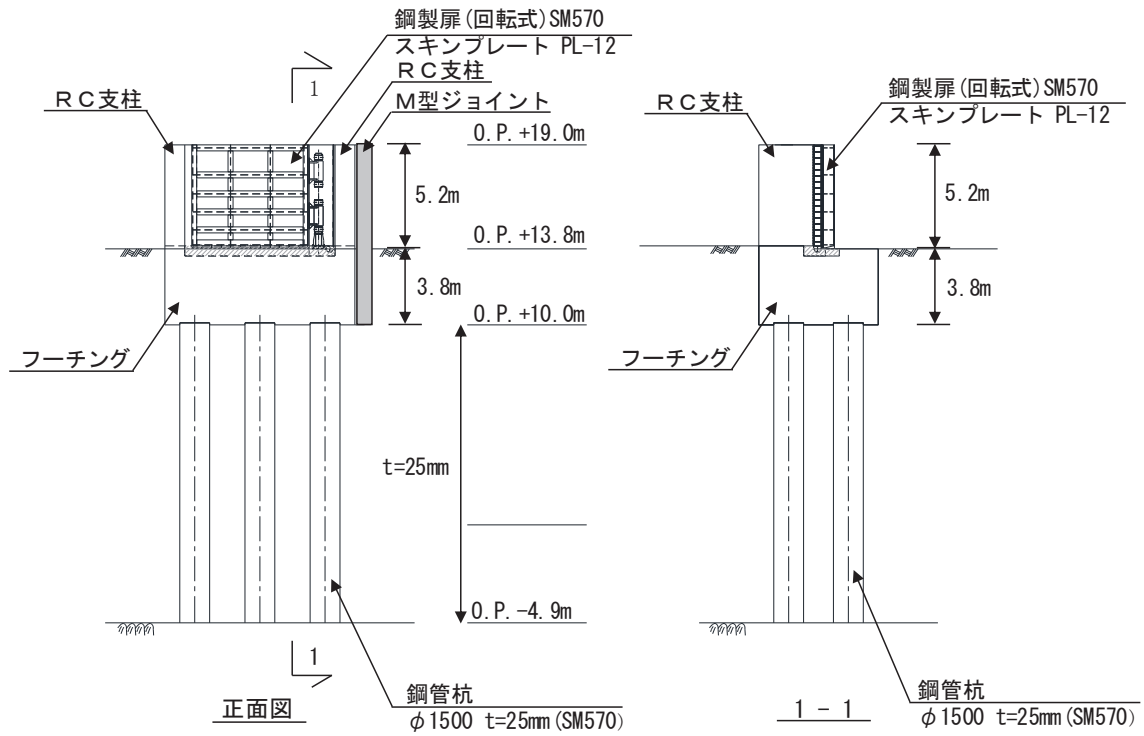


図 5.10.4-28 鋼製扉 2 構造図  
(第 2 号機放水立坑)

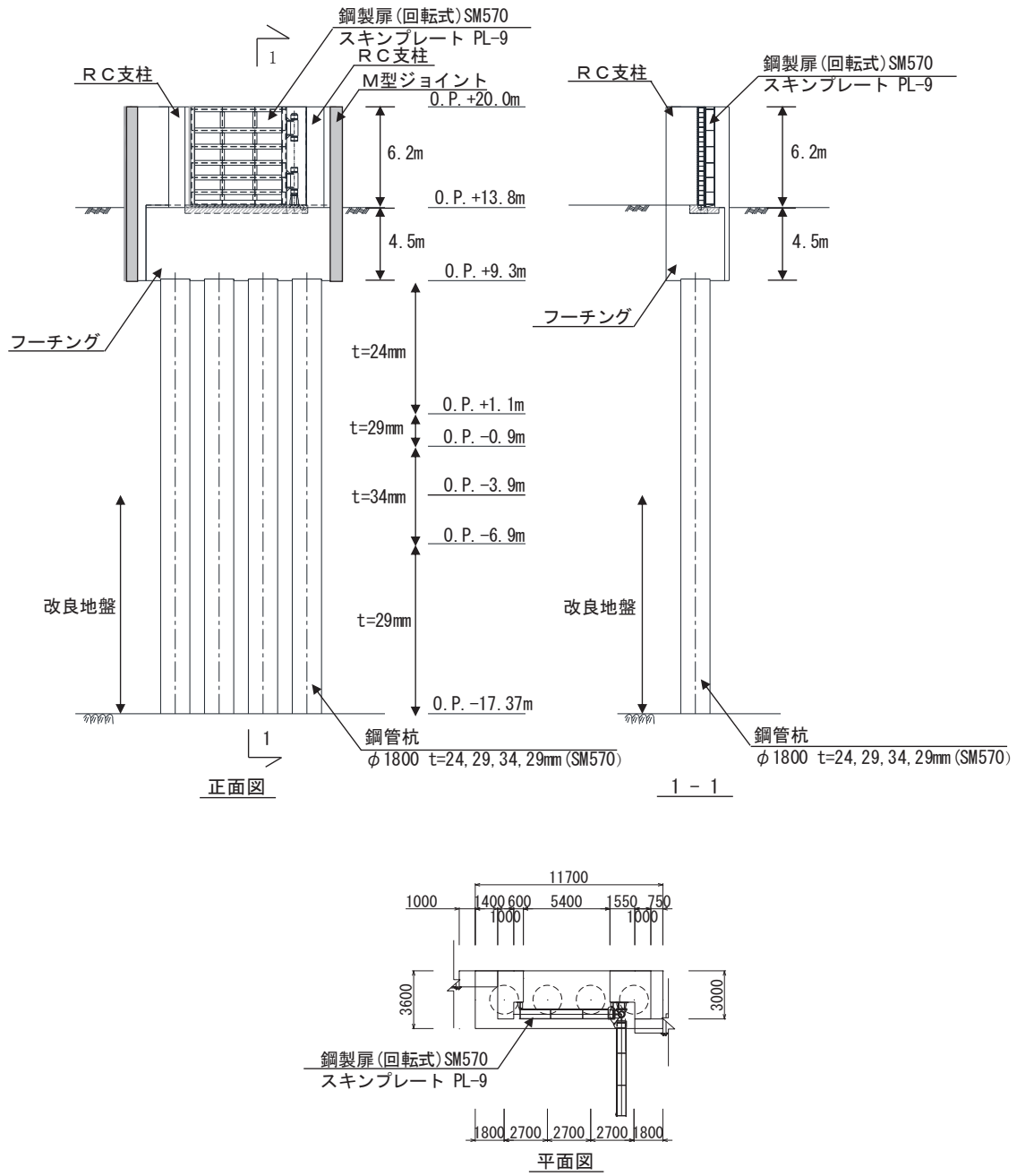


図 5. 10. 4-29 鋼製扉 3 正面図及び断面図  
(第 3 号機海水ポンプ室)

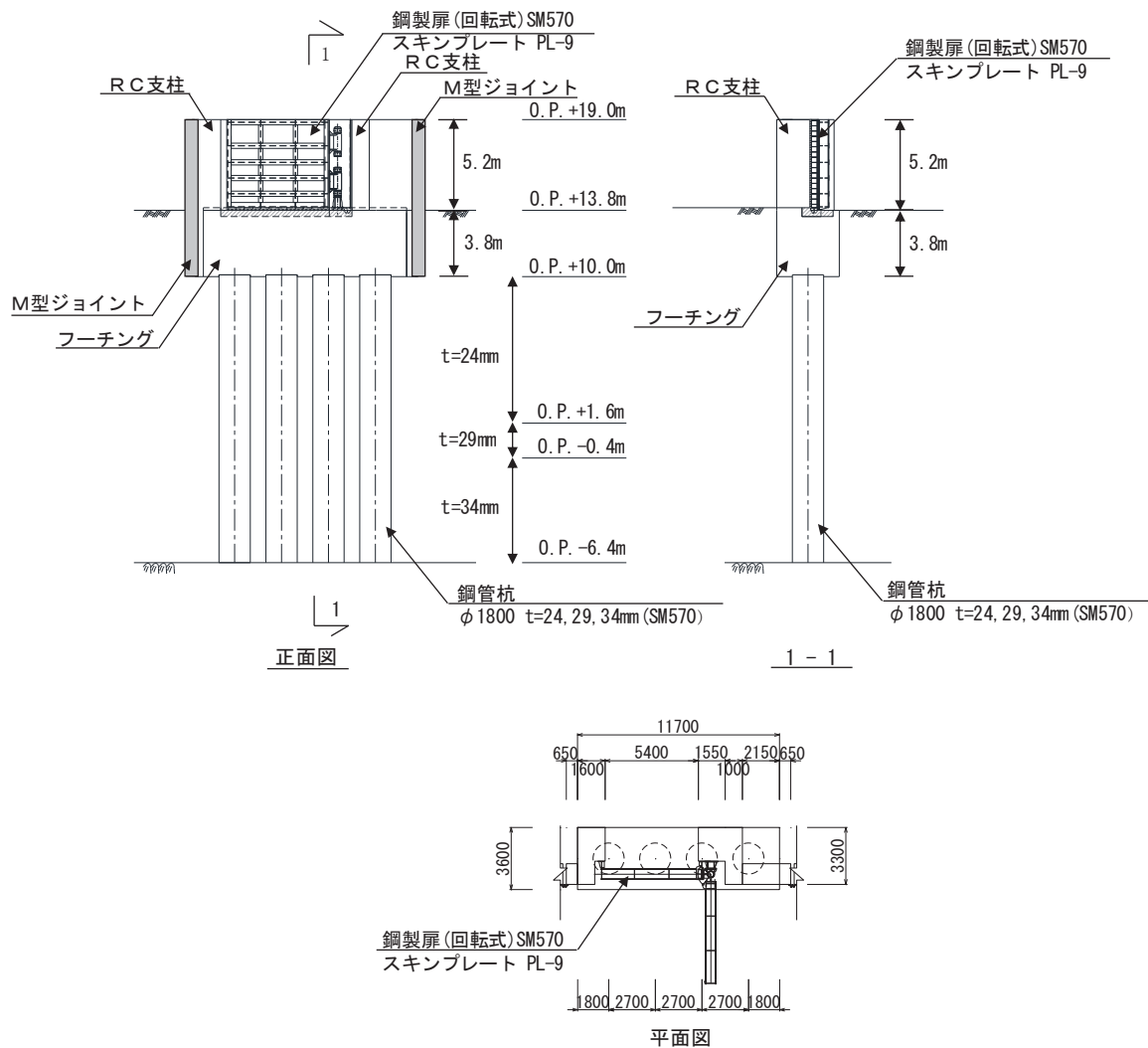


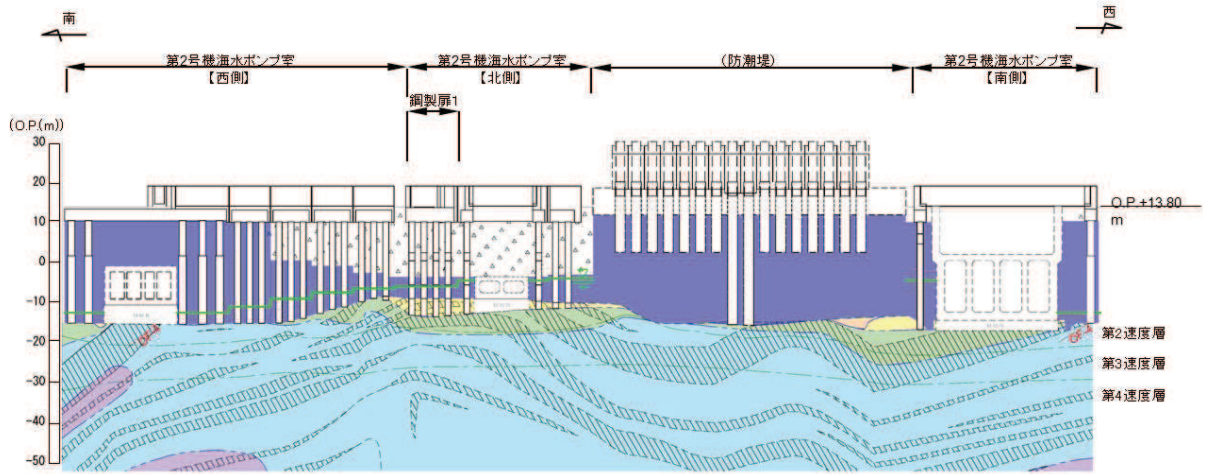
図 5. 10. 4-30 鋼製扉 4 正面図及び断面図  
(第 3 号機放水立坑)

a. 評価候補断面の整理

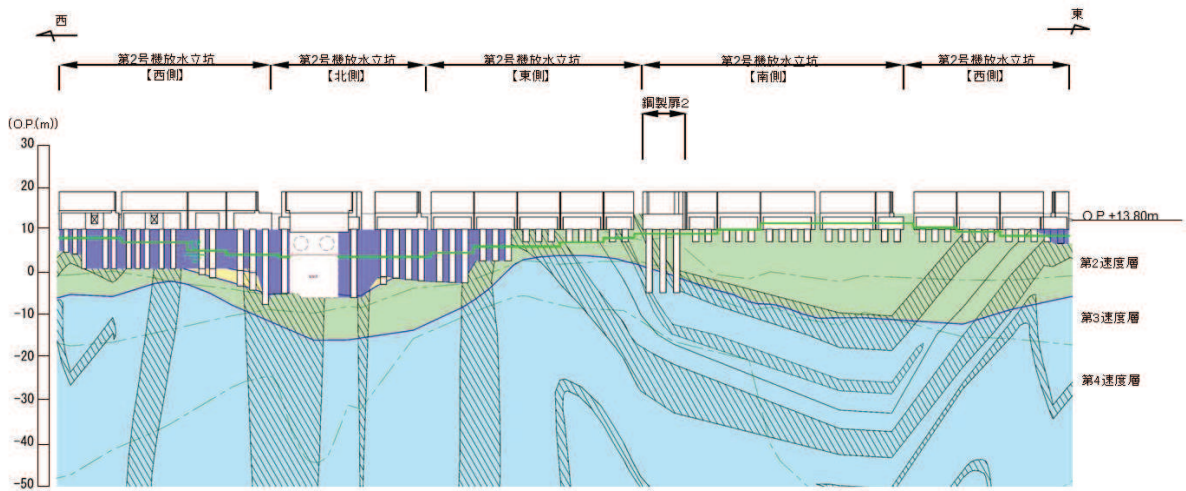
設置位置毎の構造概要を表 5.10.4-21 に、周辺の地質状況を図 5.10.4-31 に示す。

表 5.10.4-21 構造概要

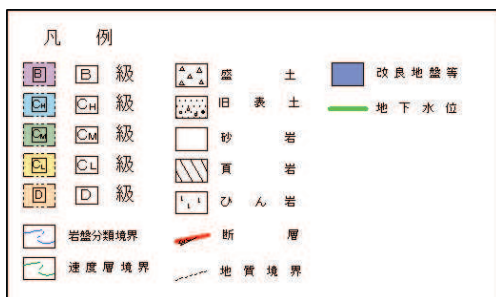
断面	天端高さ (m)	鋼管杭		扉体			入力津波高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼製扉 1	0.P. +19.0	φ 1800	24, 29, 34	0.6	5.15	5.9	0.P. +18.1 (第 2 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 2	0.P. +19.0	φ 1500	25	0.6	5.15	5.9	0.P. +17.4 (第 2 号機放水立坑)	盛土・旧表土が分布せず、岩盤上面が露頭している。
鋼製扉 3	0.P. +20.0	φ 1800	24, 29, 34	0.6	6.15	5.9	0.P. +19.0 (第 3 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 4	0.P. +19.0	φ 1800	24, 29, 34	0.6	5.15	5.9	0.P. +17.5 (第 3 号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。



(2号機海水ポンプ室\*1,\*2)



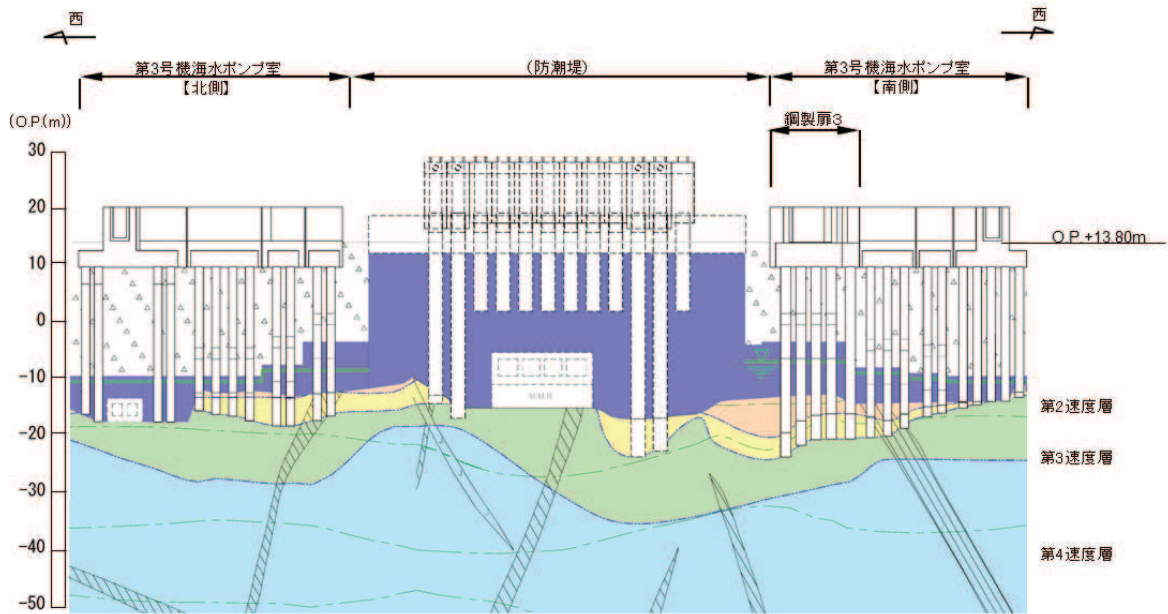
(2号機放水立坑\*1)



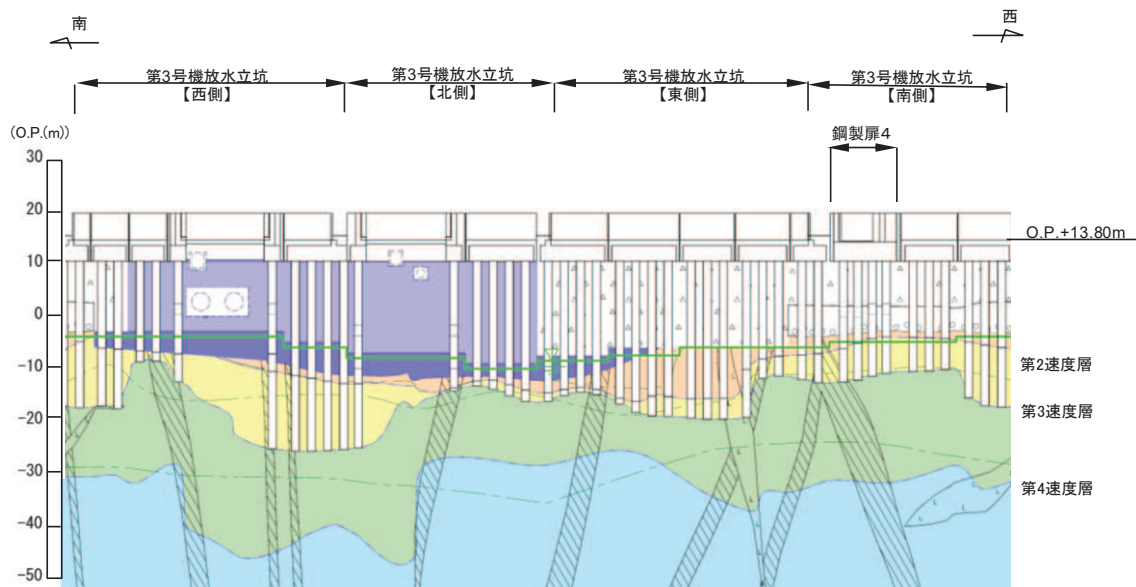
注記：\*1：鋼管杭下端は C<sub>L</sub> 級岩盤上面（又は C<sub>m</sub> 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

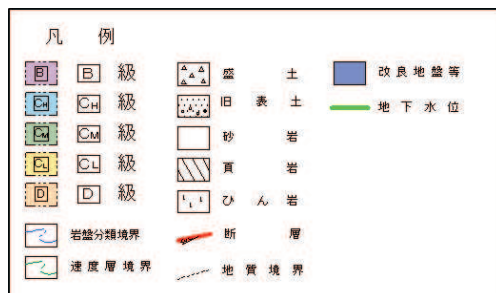
図 5.10.4-31(1) 鋼製扉 地質縦断図



(3号機海水ポンプ室\*1,\*2)



(3号機放水立坑\*1,\*2)



注記：\*1：鋼管杭下端は C<sub>1</sub> 級岩盤上面（又は C<sub>2</sub> 級岩盤上面）とし、鋼管杭直下の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換する範囲を示す。

\*2：鋼管杭中の水平線は板厚変化部（段落とし）を示す。（板厚等の詳細は図 5.10.4-6～図 5.10.4-10 に示す）

図 5.10.4-31(2) 鋼製扉 地質縦断図

b. 評価対象断面の選定

評価対象断面の選定にあたっては、(1)鋼製遮水壁（鋼板）同様に、上部工（扉体、支柱等）への影響として慣性力と津波荷重が支配的となること、下部工（杭体、フーチング等）への影響は、地盤変形の影響と上部工からの反力が支配的となることが想定される。よって、上部工と下部工それぞれに与える耐震評価上の影響の大小に対して指標が一致しないおそれがあることから、上部工・下部工それぞれに与える影響の観点で評価対象断面を選定する。

断面の選定は、(1)鋼製遮水壁（鋼板）同様に、一次元地震応答解析を用い、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。

(a) 上部工の観点での評価対象断面の選定

上部工に関しては、構造仕様が同一であるため、天端高さが O.P.+20.0m と高い鋼製扉 3 を評価対象断面として選定するとともに、天端高さ O.P.+19.0m の鋼製扉 1、鋼製扉 2 及び鋼製扉 4 の中から評価対象断面を選定する。

評価対象断面の絞り込みは、上部工の設計に支配的な外力である慣性力及び津波荷重に基づき構造的特徴を踏まえ想定される作用荷重に基づき、評価対象断面を選定する。

最大応答加速度及び慣性力並びに津波荷重を表 5.10.4-22 に示す。

整理の結果、上部工の観点では、鋼製扉 3 及び構造仕様が同一である鋼製扉 1、2 及び 4 の中で鋼製扉 2 を評価対象断面に選定する。

表 5.10.4-22 鋼製扉における慣性力及び津波荷重の整理

断面	フーチング下面最大 加速度*1 (cm/s <sup>2</sup> )	慣性力*2 (kN/m)	津波荷重*3 (kN/m)	備考
鋼製扉 1	450 (S s - N 1)	76	—	地震時
	315 (S d - D 2)	53	160	津波+余震重畳時
鋼製扉 2	806 (S s - F 3)	<u>176</u>	—	地震時
	454 (S d - D 2)	<u>99</u>	<u>131</u>	津波+余震重畳時
鋼製扉 4	505 (S s - N 1)	75	—	地震時
	345 (S d - D 2)	51	126	津波+余震重畳時

注記\*1：（ ）内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*2：上部工重量（鋼板、鋼製支柱）×応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>)）により算定

\*3：静水圧+動水圧により算定。ここで、津波水位は設計用津波水位を用い、動水圧については Sd-D2 の応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>)）を用いて、Westergaard 式により算定。



(b) 下部工の観点での評価対象断面の選定

下部工に関しては、鋼管杭径 $\phi$ 1500mmで板厚25mmの鋼製扉2を選定するとともに、鋼管杭径 $\phi$ 1800mmで板厚24, 29, 34mmの鋼製扉1, 鋼製扉3及び鋼製扉4の中からも評価対象断面を選定する。

評価対象断面の選定は、下部工の設計に支配的な外力である地盤変形と上部工反力に着目し、杭上端（フーチング下面）の変位と最大せん断ひずみ及び地層境界（地盤改良上端）付近の層間変形角並びに杭1本あたりに作用する上部工荷重に基づき評価対象断面選定する。なお、上部工からの反力のうちフーチングに作用する反力については、上部工の慣性力等の影響が支配的と考えられる断面と指標が同一となるため、上部工の評価対象断面として整理する。

各構造の評価対象断面選定結果を表5.10.4-23に、杭上端（フーチング下面）の最大変位発生時刻の変位分布および最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.10.4-32に示す。

下部工の観点では、鋼製扉2及び鋼製扉3を評価対象断面に選定する。なお、この2断面は上部工の観点でも選定されている。

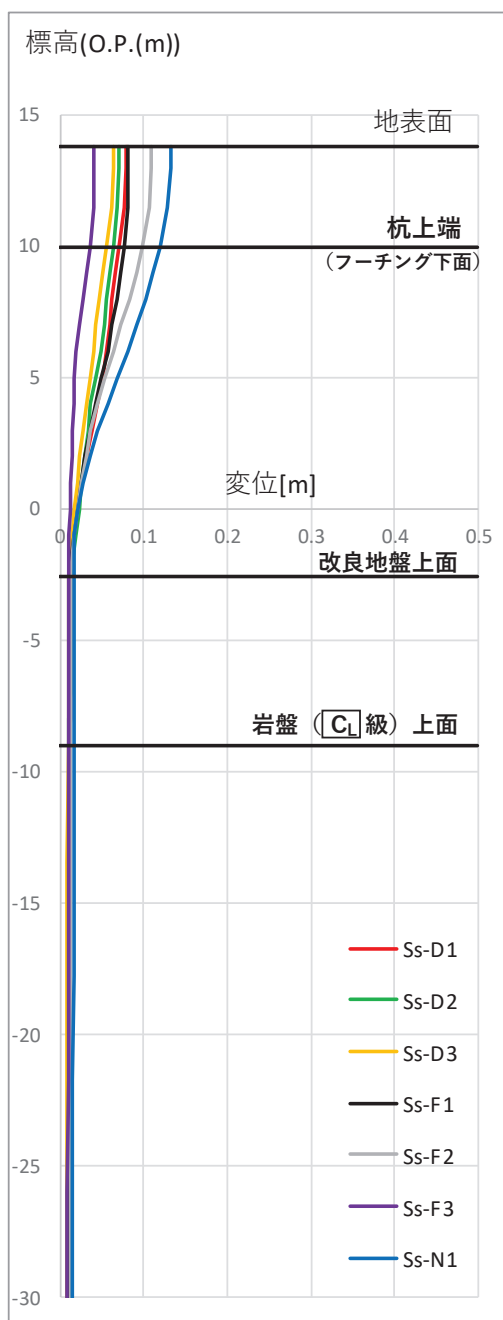
表 5. 10. 4-23 評価対象断面の選定結果

断面	全体変形*1		地層境界部*1		杭への作用荷重*3		評価対象断面	選定結果
	変位 (m)	せん断ひずみ	層間変形角*2	せん断ひずみ	地震時 (kN/本)	重量時 (kN/本)		
鋼製扉 1	0.121 (S s-N1)	0.013 (S s-N1)	$1.0 \times 10^{-2}$ (S s-N1)	0.008 (S s-N1)	664	466	—	—
鋼製扉 3	<u>0.162</u> (S s-N1)	<u>0.018</u> (S s-N1)	<u><math>1.2 \times 10^{-2}</math></u> (S s-N1)	<u>0.009</u> (S s-N1)	<u>961</u>	460	○	構造仕様が同一である鋼製扉 1, 4 に比べ、地盤全体の変形量、地層境界付近での層間変形量共に大きく、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
鋼製扉 4	0.114 (S s-N1)	0.014 (S s-N1)	$0.9 \times 10^{-2}$ (S s-N1)	0.002 (S s-D2)	748	511	—	—

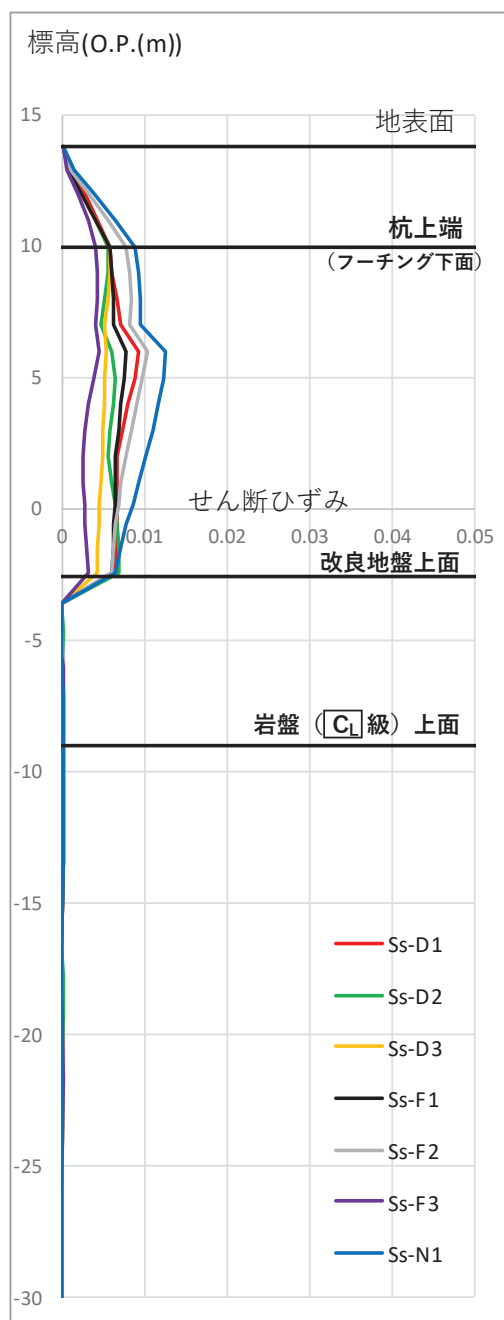
注記\*1： ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す

\*2：改良地盤上層の水平変位量/改良地盤上層の層厚により算定

\*3：(上部工重量(鋼板, 鋼製支柱) + フーチング重量) × 応答震度(フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>)) により算定

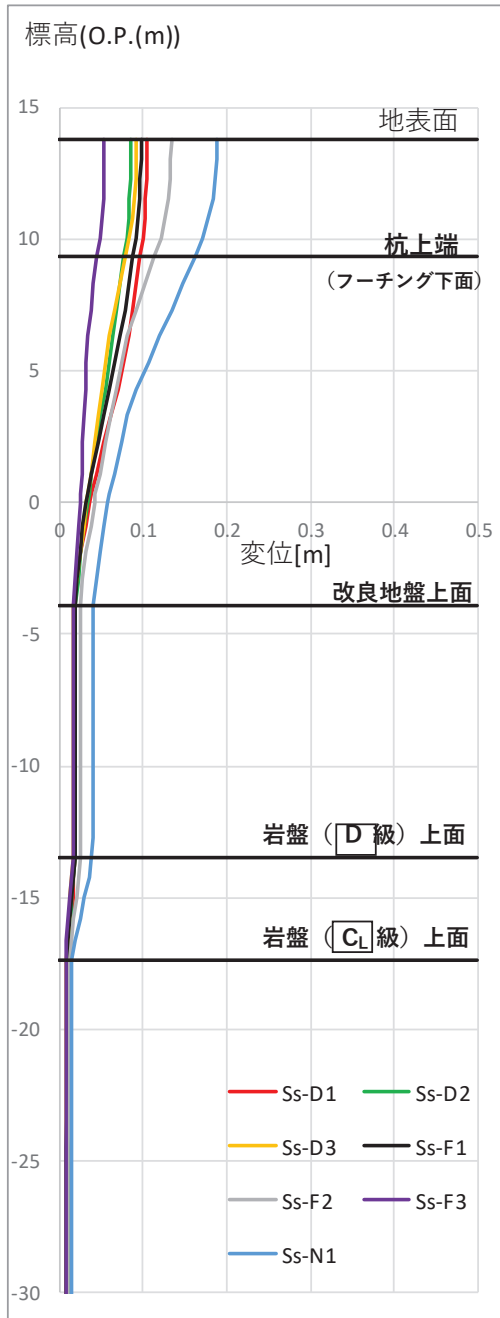


(変位)

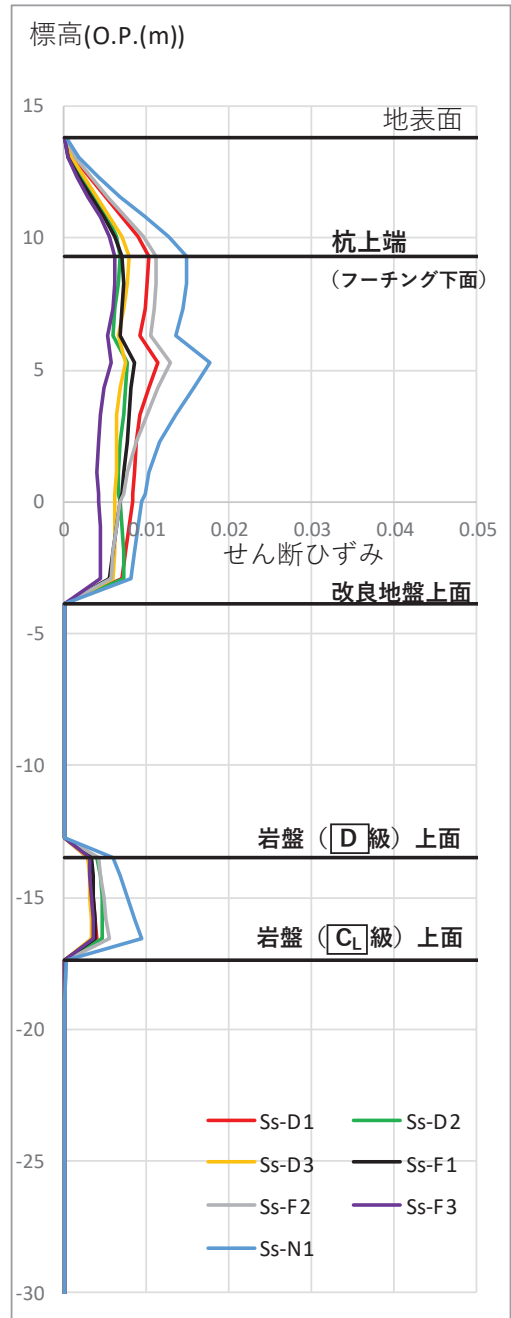


(せん断ひずみ)

図 5.10.4-32(1) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
(鋼製扉 1)

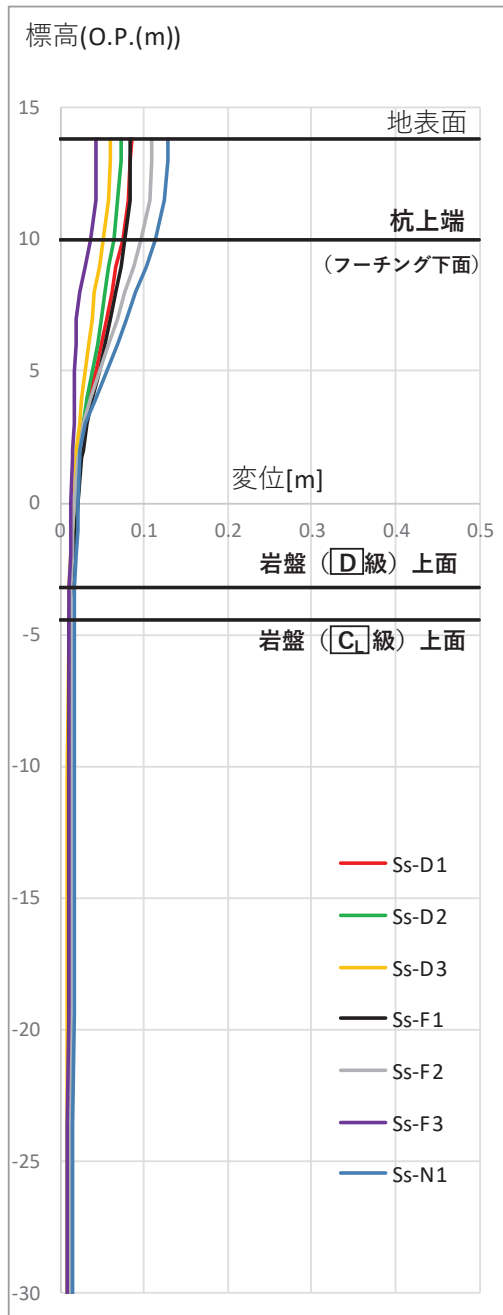


(変位)

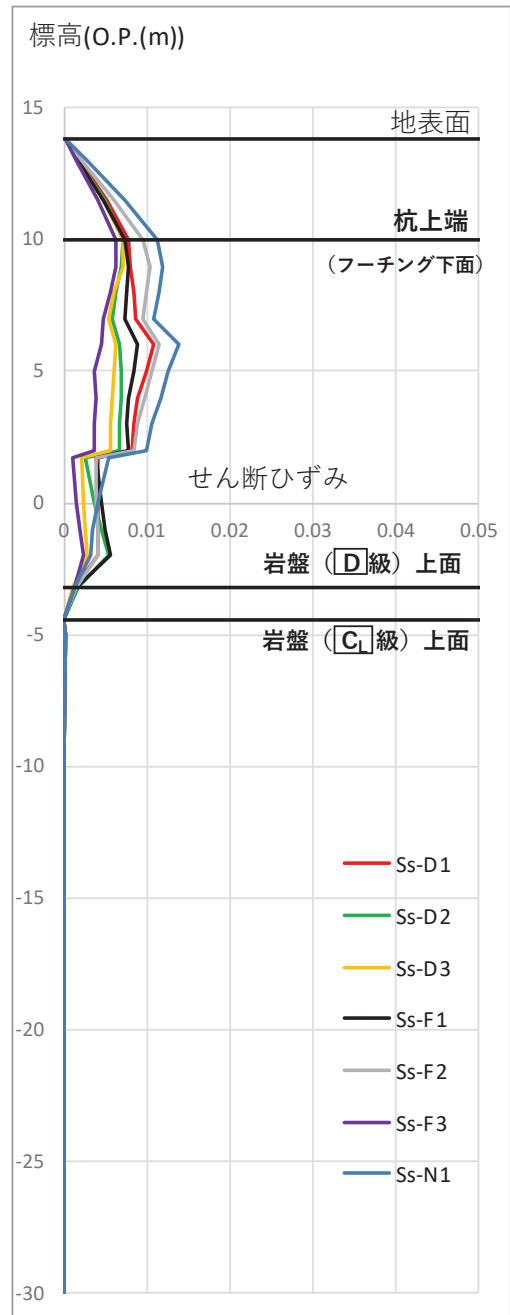


(せん断ひずみ)

図 5. 10. 4-32(2) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
(鋼製扉 3)



(変位)



(せん断ひずみ)

図 5. 10. 4-32(3) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布及び  
最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布  
(鋼製扉 4)

c. 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-24 に示す。

表 5.10.4-24 評価対象断面の選定結果

断面	設置エリア (入力津波水位)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象断面		選定理由
				上部工の 観点	下部工の 観点	
鋼製扉2	第2号機放水立坑 (O.P.+17.4 m)	岩盤上面が露頭しており、 盛土・旧表土層が分布しない。	—	○	○*1	上部工の構造諸元が同じ鋼製扉1、鋼製扉2及び鋼製扉4の中で、地震時及び津波余震重畳時における作用荷重が最も大きく、上部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。 *1: 下部工の構造的特徴(杭板厚)が鋼製扉1、鋼製扉3及び鋼製扉4と異なるため、下部工の観点でも選定
鋼製扉3	第3号機海水ポンプ室 (O.P.+19.0 m)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。 なお、地下水位以深の盛土・旧表土層が地盤改良されている。	—	○*2	○	下部工の構造諸元が同じ鋼製扉1、鋼製扉3及び鋼製扉4の中で、杭上端の変位及びまた、地層境界付近での層間変形量が最も大きく、下部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。 *2: 上部工の構造的特徴(天端高さ)が鋼製扉1、鋼製扉2及び鋼製扉4と異なるため、上部工の観点でも選定

5.10.5 取放水路流路縮小工（第1号機取水路，第1号機放水路）

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）及び取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の平面配置図を図5.10.5-1に、断面図を図5.10.5-2～図5.10.5-5に示す。取放水路流路縮小工は、第1号機取水路及び第1号機放水路内に設置するコンクリートに貫通部を設けた構造物である。

取放水路流路縮小工は、第1号機取水路及び第1号機放水路からの津波の流入を抑制し、敷地への津波の流入を防止するため、第1号機取水路内に幅3.5m×外径□m（貫通部径□m）、第1号機放水路内に幅5.0m×外径□m（貫通部径□m）のコンクリートを設置する設計とする。取放水路流路縮小工は、第1号機取水路に2箇所（No.1）、第1号機放水路に1箇所設置する。

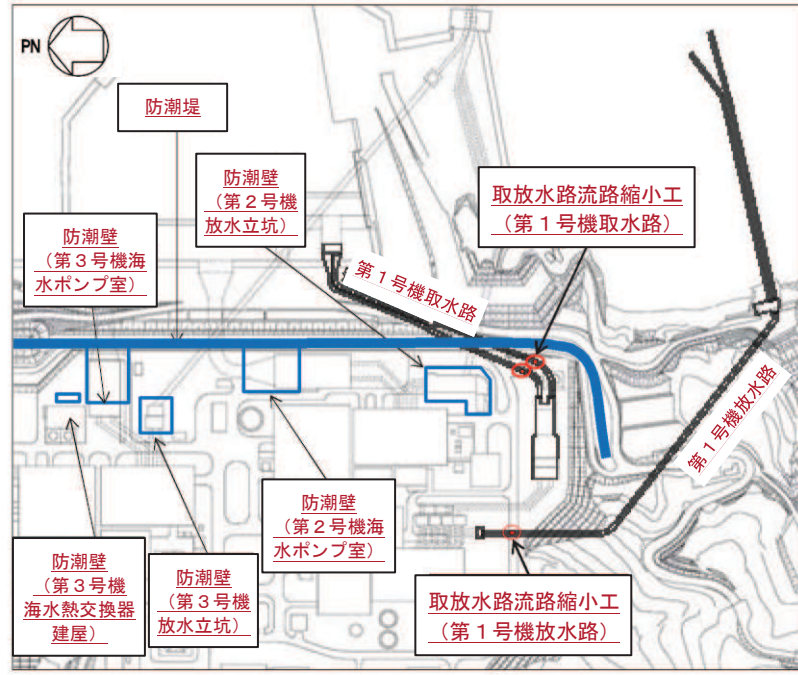


図5.10.5-1 取放水路流路縮小工の平面配置図

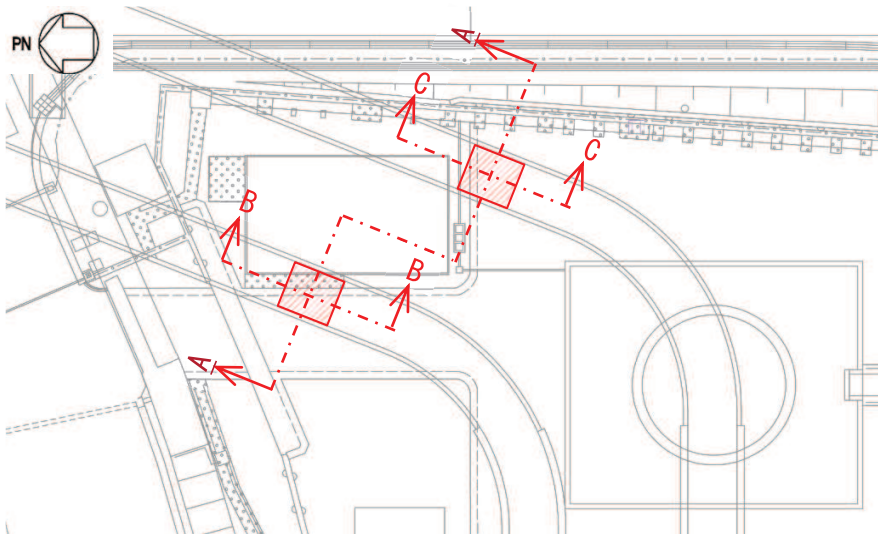


図5.10.5-2 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）（No.1）、（No.2）の平面配置図



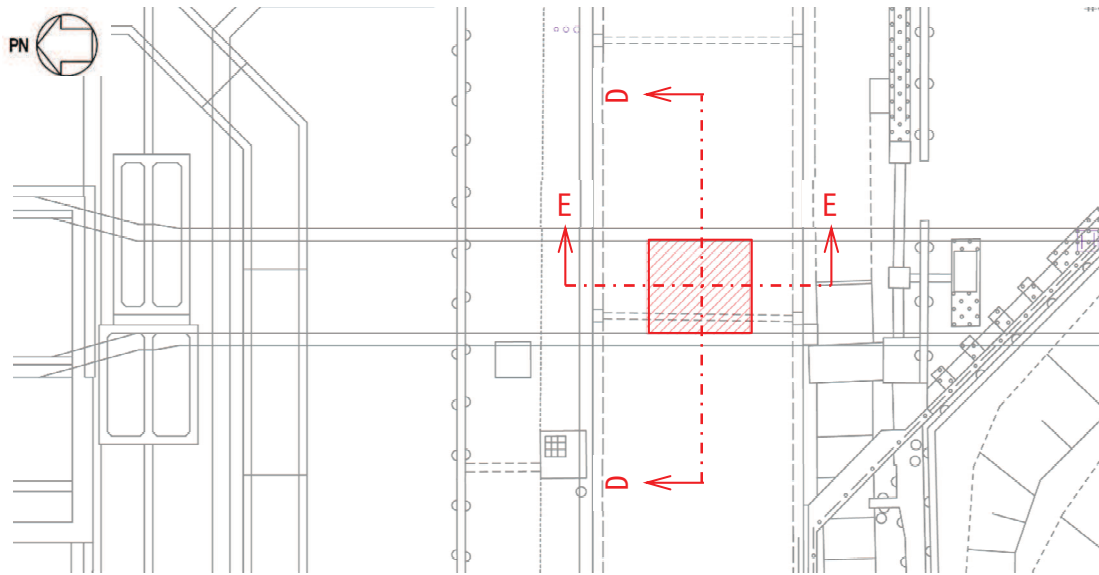


図 5.10.5-3 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の平面配置図

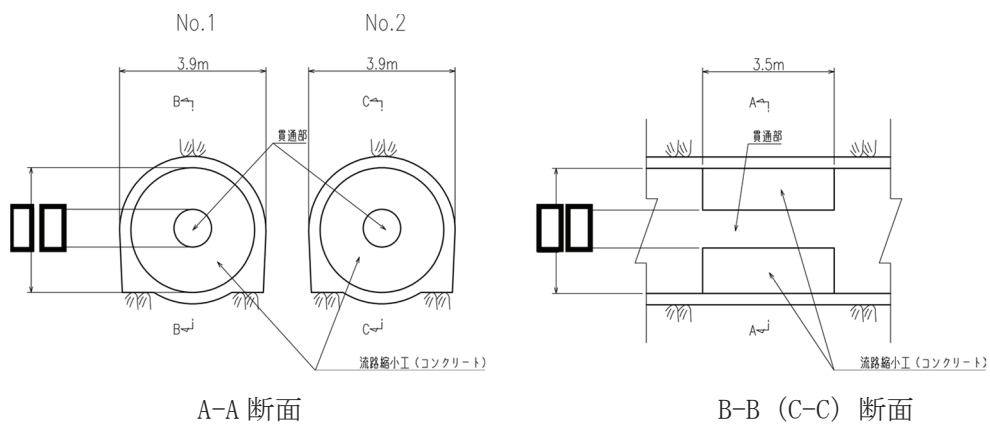


図 5.10.5-4 取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路）(No. 1), (No. 2) の断面図

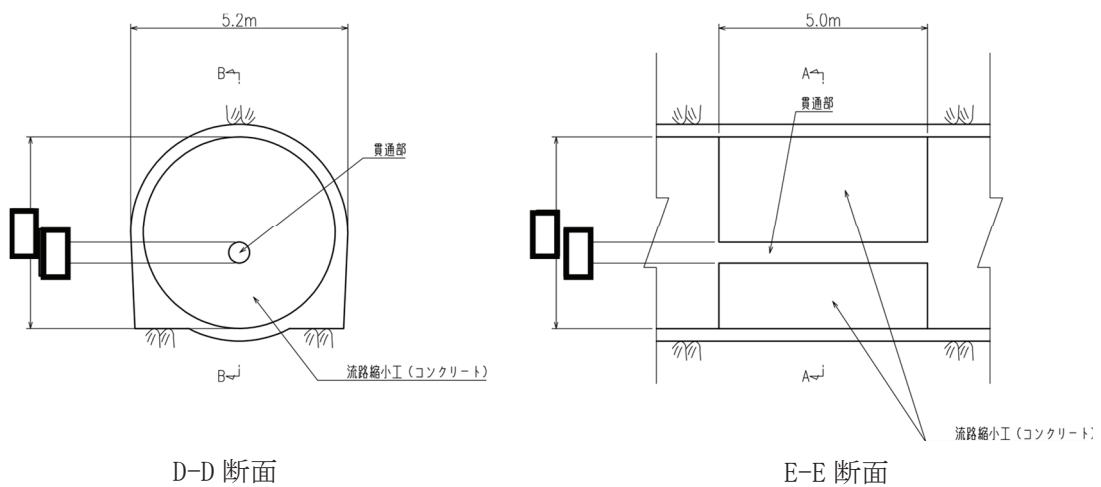


図 5.10.5-5 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の断面図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(1) 評価対象断面の考え方

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)及び取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、それぞれが縦断方向に同一断面となっていることから、耐震評価においては、線状構造物と同様に横断断面を評価対象断面とする。

一方、津波時及び重畳時の評価においては、津波荷重が取放水路流路縮小工の縦断方向に作用することから、縦断断面を評価対象断面とする。

(2) 評価対象断面の選定

a. 耐震評価における評価対象断面の選定

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、2系統（No. 1, No. 2）が岩盤を介して隣接していること、縦断方向の地質に有意な差がないことから、No. 1 と No. 2 の中央位置を評価対象断面として選定する。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、1 系統のみであり、縦断方向の地質に有意な差がないことから、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の中心位置を評価対象断面として選定する。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の評価対象断面を図 5.10.5-6 に、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価対象断面を図 5.10.5-7 に示す。

b. 津波時及び重畳評価における評価対象断面の選定

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、2系統（No. 1, No. 2）の縦断方向の地質に有意な差がないことから、No. 1, No. 2それぞれの位置で1次元地震応答解析を実施し、応答値が大きくなる断面を評価対象断面として選定する。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）は、1 系統のみであり、縦断方向の周辺の地質に有意な差がないことから、中心位置を評価対象断面として選定する。

KEY PLAN

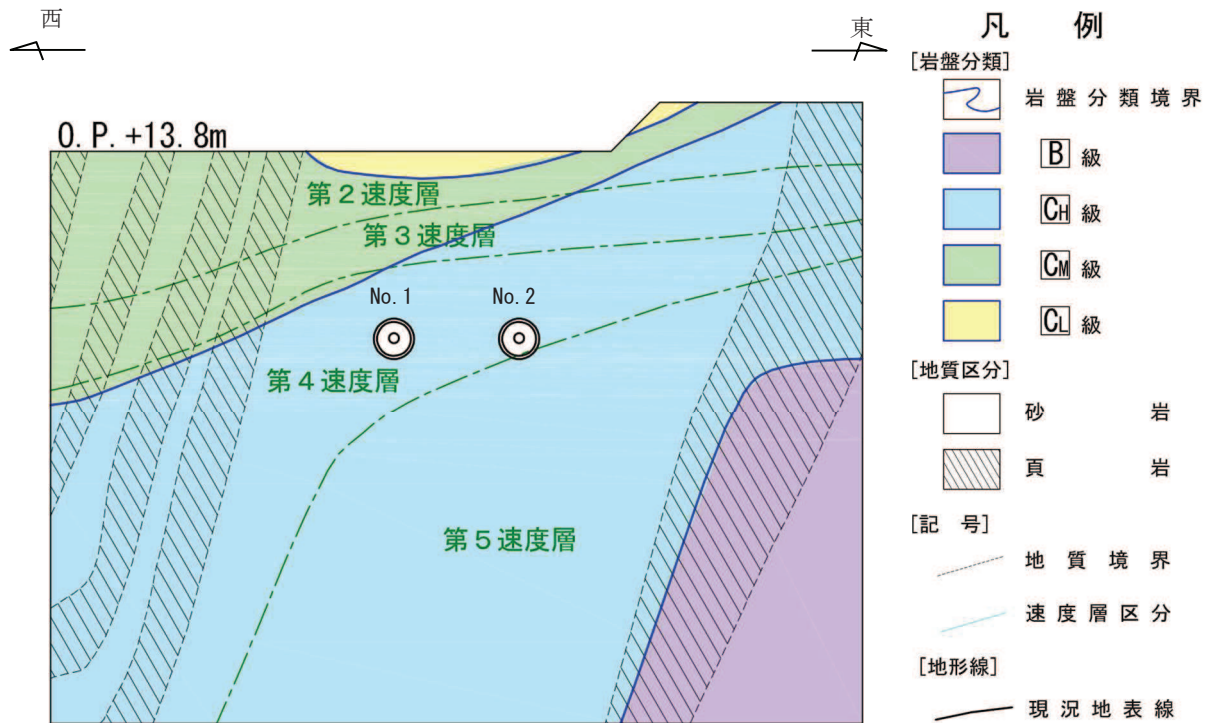
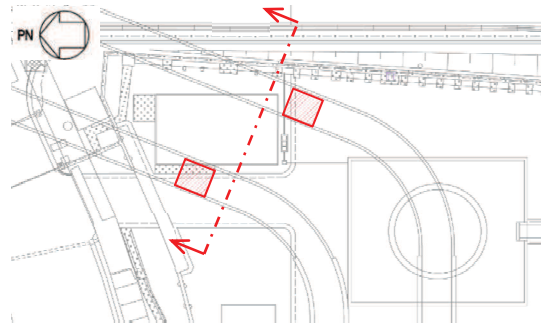


図 5.10.5-6 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No.1), (No.2)の地質断面図

KEY PLAN

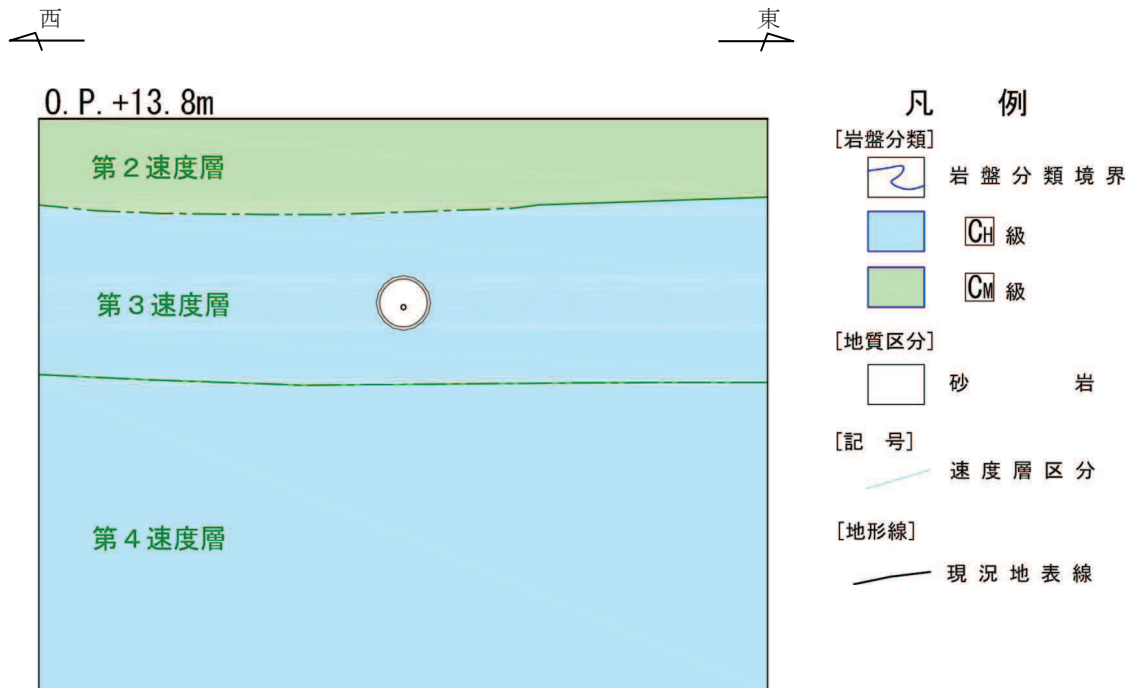
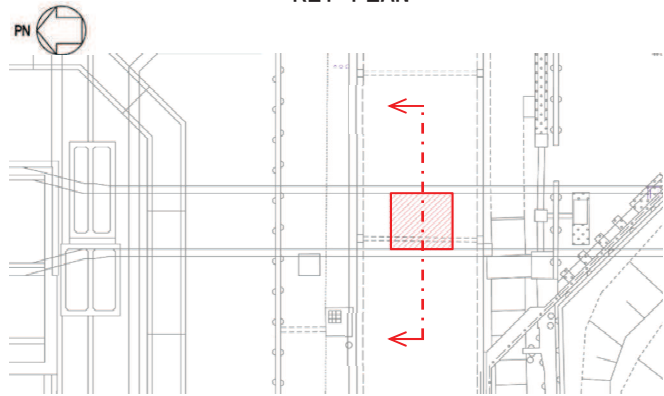


図 5. 10. 5-7 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の地質断面図

### 5.10.6 貯留堰

貯留堰の平面配置図を図 5.10.6-1 及び図 5.10.6-2 に、断面図を図 5.10.6-3 及び図 5.10.6-4 に示す。貯留堰は、取水口底盤に設置する鉄筋コンクリート製の堰で構成され、取水口と一体構造である。

貯留堰は、非常用海水ポンプの取水性を確保するため、天端高さを O.P. -6.3m としており、1.2m の堰高さを有する。貯留堰の寸法は、横 4.0m×幅 2.5m であり、取水口上に 6 個設置する。

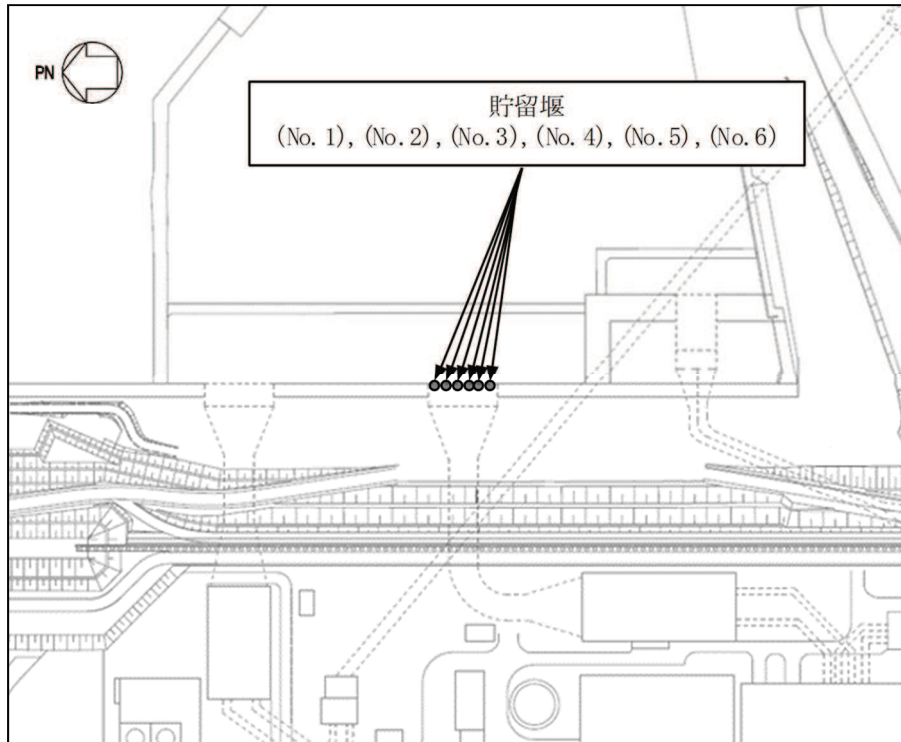


図 5.10.6-1 貯留堰（取水口）の平面配置図

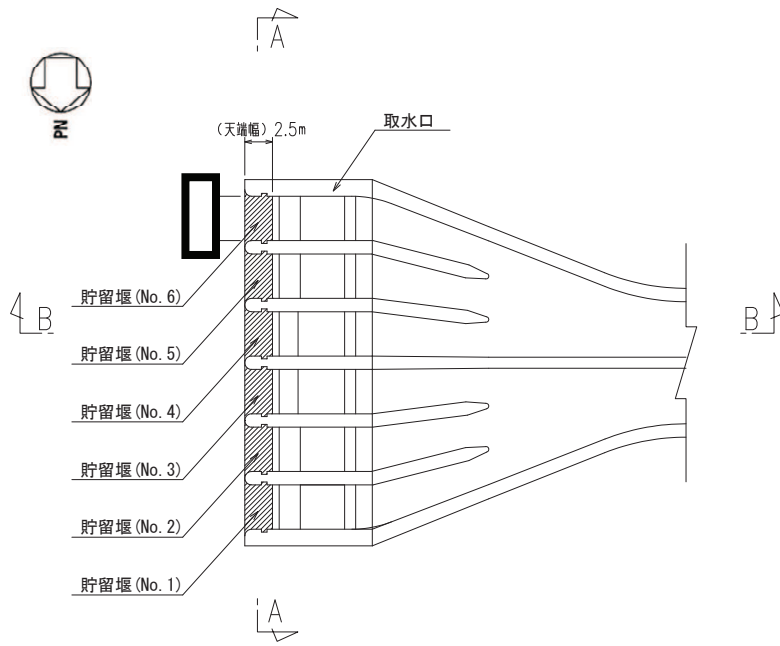


図 5.10.6-2 貯留堰（取水口）の平面配置図

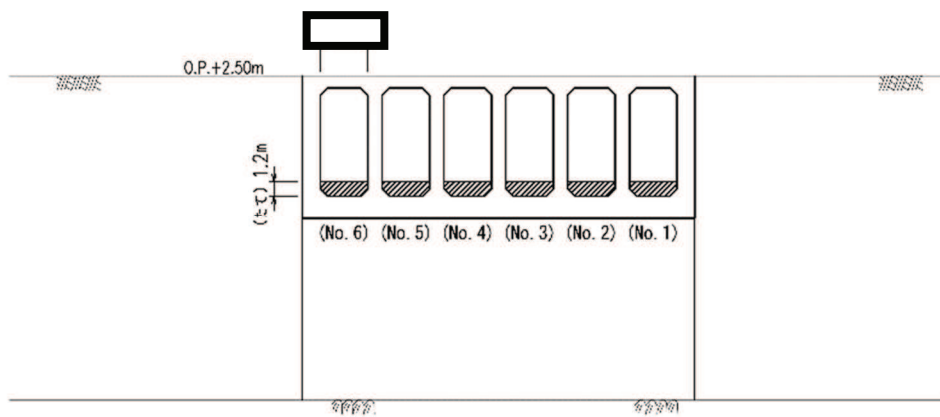


図 5.10.6-3 貯留堰（取水口）断面図（A-A）

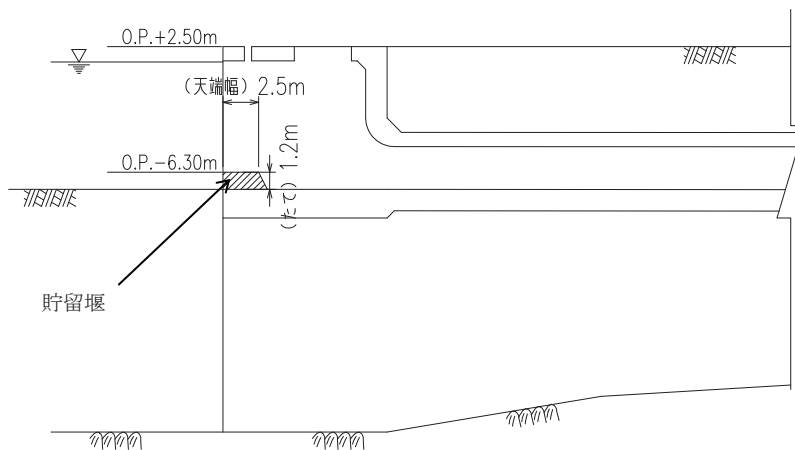


図 5.10.6-4 貯留堰（取水口）縦断面図（B-B）

(1) 評価対象断面の考え方

貯留堰は取水口と一体構造であり、取水口の断面が延長方向で異なり、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する構造物（箱形構造物）となることから、貯留堰を含めた取水口の三次元モデルを用いて耐震評価を行う。耐震評価における解析手法選定及び断面選定の考え方については、「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す。

一方、津波時及び重畳時の検討（強度評価）については、津波荷重及び漂流物衝突荷重が貯留堰の横断方向（取水口の縦断方向）に作用することから、貯留堰の横断方向（EW 方向）の評価対象断面を選定する。

(2) 強度評価における評価対象断面の選定

貯留堰は取水口上に6個設置されるが、各貯留堰は同一構造で近接していることから、図 5.10.6-5 に示すように各貯留堰位置での地質状況に有意な差が無い。したがって、6個の貯留堰のNS方向の中央位置で作成したEW方向断面（図 5.10.6-6）を評価対象断面として選定する。

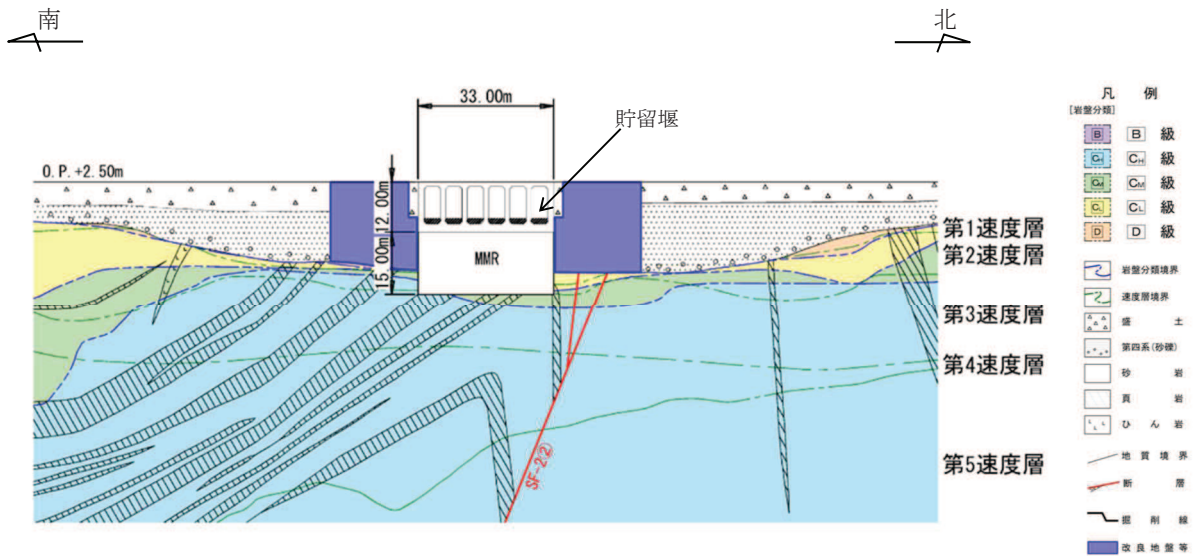


図 5.10.6-5 貯留堰（取水口）地質断面図（A-A）

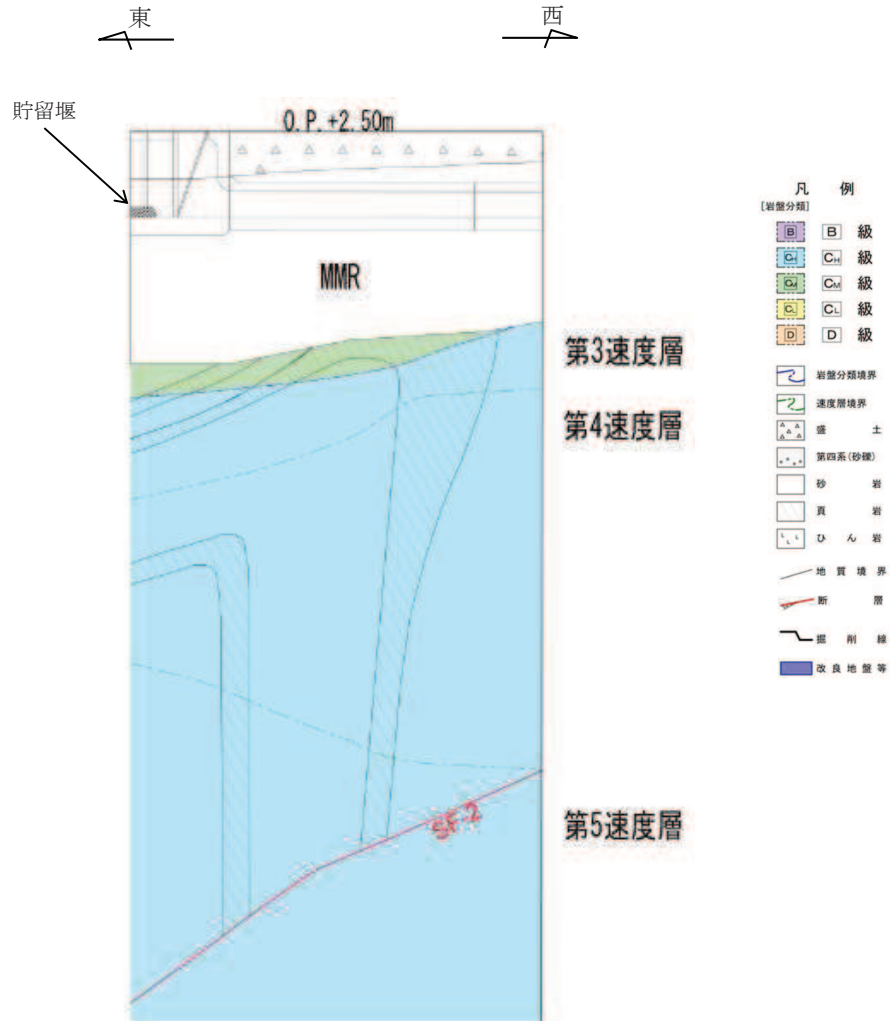


図 5.10.6-6 貯留堰（取水口）地質断面図（B-B）



#### 5.11 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について

設計基準対象施設の耐津波設計においては、津波による水位低下に対して原子炉補機冷却海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ（以下、「非常用海水ポンプ」という。）の取水性について評価している。また、重大事故等対処施設の耐津波設計においては、非常用海水ポンプに加えて大容量送水ポンプ（タイプⅠ）及び大容量送水ポンプ（タイプⅡ）の取水性について評価している。

入力津波の設定に当たっては、入力津波高さに影響を与える影響因子のひとつとして、基準津波の波源である東北地方太平洋沖型地震による広域的な地殻変動及び平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震による広域的な地殻変動を考慮している。

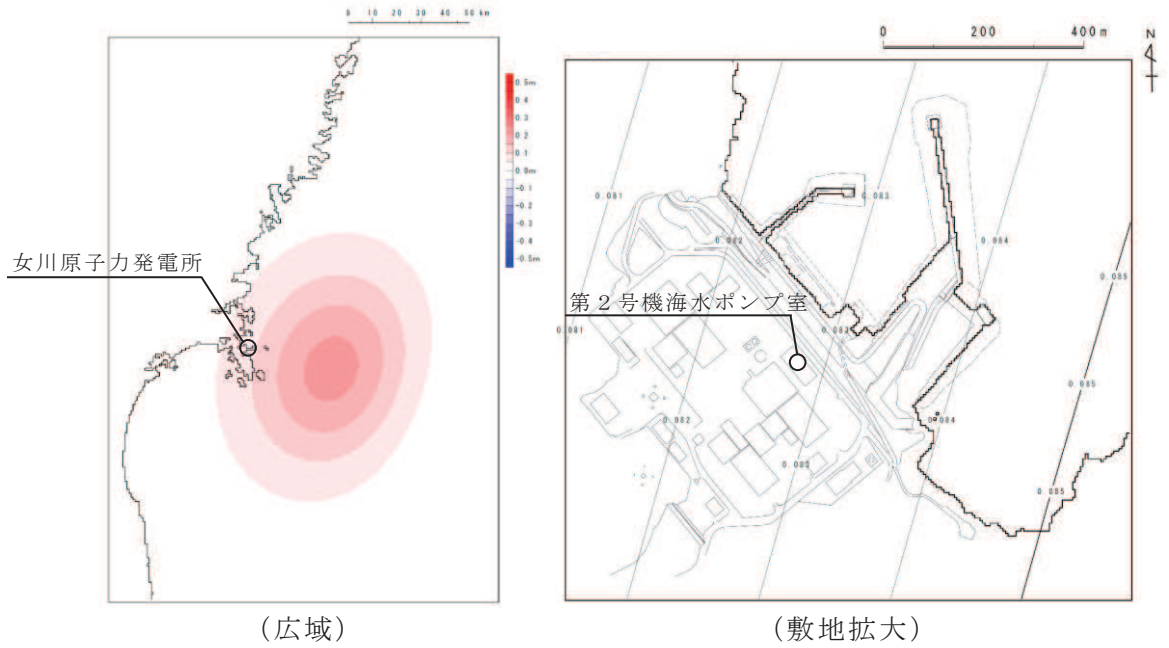
下降側の基準津波に対して、非常用海水ポンプの取水可能水位を下回ることから、海水を貯留するための貯留堰を設置し、非常用海水ポンプの取水性を確保する設計としている。貯留堰は、非常用海水ポンプが10分以上運転可能な容量を有する設計としている。これに対して、引き波によって津波高さが貯留堰の天端高さ（O.P.-6.3m）を下回る継続時間は約4分であり、貯留堰は十分な余裕を確保した設計となっている。

なお、大容量送水ポンプ（タイプⅠ）及び大容量送水ポンプ（タイプⅡ）は、津波が収束した後に使用することから、津波による水位低下に対するポンプの取水性に影響しない設計となっている。

基準地震動  $S_s$  として選定している震源は入力津波と同様の東北地方太平洋沖型地震（プレート間地震）と2011年4月7日宮城県沖型地震（海洋プレート内地震）である。東北地方太平洋沖型地震について、発電所敷地は沈下傾向にあるが、海洋プレート内地震については、0.10m以下の隆起となる。2011年4月7日宮城県沖型地震（海洋プレート内地震）による地殻変動の鉛直変位量分布を図5.11-1に示す。

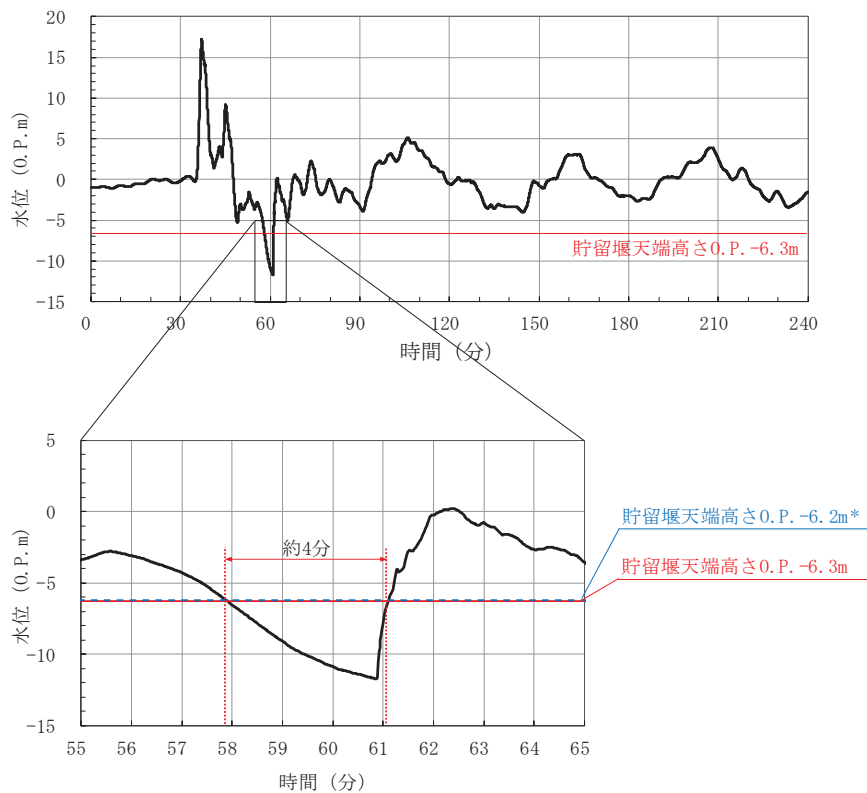
このため、非常用海水ポンプの基準地震動  $S_s$  による地殻変動を考慮した場合の取水性への影響を確認した。

地殻変動（0.10mの隆起）により、貯留堰の天端高さがO.P.-6.3mからO.P.-6.2mに変化したと仮定する。このときの引き波によって津波高さが貯留堰の天端高さを下回る継続時間は、図5.11-2に示されるように僅かに長くなるものの約4分に変更はなく、非常用海水ポンプの取水性への影響はないことを確認した。



(2011年4月7日宮城県沖型地震(海洋プレート内地震))

図 5.11-1 基準地震動  $S_s$  による地殻変動の鉛直変位量分布図



\* : 基準地震動  $S_s$  による地殻変動の影響を安全側に評価するため、地殻変動 (0.10m の隆起) により貯留堰の天端高さのみが上昇すると仮定し設定した高さを示す。

図 5.11-2 地殻変動により貯留堰の天端高さが変化した時の津波高さが天端高さを下回る継続時間への影響

#### 5.12 浸水防護施設のアンカーボルトの設計について

浸水防護施設で使用するアンカーボルトについては、新規の構築物への設置又は既設構築物のコンクリート躯体のはつりが可能な場合には、原則として先付け工法として、頭付きアンカーボルトとする。頭付きアンカーボルトについては、「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき設計し評価を実施する。また、頭付きアンカーボルトは、「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に示される構造・材料のものを設定することとする。

既設の構築物にアンカーボルトを設置する等の理由により、先付け工法ができないため後打ち工法を採用する場合は、接着系アンカーボルトにより施工する。接着系アンカーボルトについては、「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき設計し評価を実施する。また、接着系アンカーボルトは、「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に示される構造・材料のものを設定することとする。

浸水防護施設の支持構造とアンカーの種類について、表 5.12-1 に示す。

表 5.12-1 浸水防護施設の支持構造とアンカーの種類について (1 / 6)

浸水防護施設	間接支持構造物への支持構造	アンカーの種類	備考
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	鋼管杭の一部は上杭と下杭に分割して施工するが、上杭 (上部工) と下杭 (下部工) は、ソケット方式の接合により一体化した構造とする。	—	上部工と下部工の接続を示す。
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室)	鋼製遮水壁 (鋼板), 鋼製遮水壁 (鋼桁), 鋼製扉及びRC遮水壁について、上部工と下部工が、鉄筋コンクリート (フーチング, RC壁) で一体化した構造とする。	—	上部工と下部工の接続を示す。
防潮壁 (第2号機放水立坑)	鋼製遮水壁 (鋼板), 鋼製遮水壁 (鋼桁) 及び鋼製扉について、上部工と下部工が、鉄筋コンクリート (フーチング) で一体化した構造とする。	—	上部工と下部工の接続を示す。
防潮壁 (第3号機海水ポンプ室)	鋼製遮水壁 (鋼板), 鋼製遮水壁 (鋼桁), 鋼製扉及びRC遮水壁について、上部工と下部工が、鉄筋コンクリート (フーチング, RC壁) で一体化した構造とする。	—	上部工と下部工の接続を示す。
防潮壁 (第3号機放水立坑)	鋼製遮水壁 (鋼板), 鋼製遮水壁 (鋼桁) 及び鋼製扉について、上部工と下部工が、鉄筋コンクリート (フーチング) で一体化した構造とする。	—	上部工と下部工の接続を示す。
防潮壁 (第3号機海水熱交換器建屋)	防潮壁 (第3号機海水熱交換器建屋) は、間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	

表 5.12-1 浸水防護施設の支持構造とアンカーの種類について (2 / 6)

浸水防護施設	間接支持構造物への支持構造	アンカーの種類	備考
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) (No. 1), (No. 2), (No. 3)	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 先付け工法 (頭付きアンカーボルト)	
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 先付け工法 (頭付きアンカーボルト)	
補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2)	補機冷却海水系放水路逆流防止設備は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 先付け工法 (頭付きアンカーボルト)	
水密扉 (第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア) (No. 1), (No. 2)	水密扉 (第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア) は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
原子炉建屋浸水防止水密扉 (No. 1), (No. 2)	原子炉建屋浸水防止水密扉は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
制御建屋浸水防止水密扉 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5)	制御建屋浸水防止水密扉は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
計測制御電源室 (B) 浸水防止水密扉 (No. 3)	計測制御電源室 (B) 浸水防止水密扉は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	

表 5.12-1 浸水防護施設の支持構造とアンカーの種類について (3 / 6)

浸水防護施設	間接支持構造物への支持構造	アンカーの種類	備考
制御建屋空調機械 (A) 室浸水防止水密扉	制御建屋空調機械 (A) 室浸水防止水密扉は、間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト：後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
制御建屋空調機械 (B) 室浸水防止水密扉	制御建屋空調機械 (B) 室浸水防止水密扉は、間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト：後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
第2号機 MCR 浸水防止水密扉	2号機 MCR 浸水防止水密扉は、間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト：先付け工法 (頭付きアンカーボルト)	
浸水防止蓋 (原子炉機器冷却海水配管ダクト)	浸水防止蓋 (原子炉機器冷却海水配管ダクト) は、間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト：後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
浸水防止蓋 (第3号機補機冷却海水系放水ピット)	浸水防止蓋 (第3号機補機冷却海水系放水ピット) は、間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト：後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
浸水防止蓋 (第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部)	浸水防止蓋 (第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部) は、間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト：後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	

表 5.12-1 浸水防護施設の支持構造とアンカーの種類について (4 / 6)

浸水防護施設	間接支持構造物への支持構造	アンカーの種類	備考
浸水防止蓋 (第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部) (No. 1), (No. 2)	浸水防止蓋 (第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部) は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
浸水防止蓋 (揚水井戸 (第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内))	浸水防止蓋 (揚水井戸 (第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内)) は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
浸水防止蓋 (揚水井戸 (第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内))	浸水防止蓋 (揚水井戸 (第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内)) は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 先付け工法 (頭付きアンカーボルト)	
地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋	地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 先付け工法 (頭付きアンカーボルト)	
地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋 (No. 1), (No. 2)	地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋は, 間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト: 先付け工法 (頭付きアンカーボルト)	

表 5.12-1 浸水防護施設の支持構造とアンカーの種類について (5 / 6)

浸水防護施設	間接支持構造物への支持構造	アンカーの種類	備考
第2号機海水ポンプ室浸水防止壁	第2号機海水ポンプ室浸水防止壁は、間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト：後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
第2号機原子炉補機冷却海水ポンプ (A) (C) 室逆止弁付ファンネル (No. 1), (No. 2), (No. 3)	第2号機原子炉補機冷却海水ポンプ (A) (C) 室逆止弁付ファンネルは、間接支持構造物にねじ込み継手で固定することにより支持する。	—	
第2号機原子炉補機冷却海水ポンプ (B) (D) 室逆止弁付ファンネル (No. 1), (No. 2), (No. 3)	第2号機原子炉補機冷却海水ポンプ (B) (D) 室逆止弁付ファンネルは、間接支持構造物にねじ込み継手で固定することにより支持する。	—	
第2号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル (No. 1), (No. 2)	第2号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネルは、間接支持構造物にねじ込み継手で固定することにより支持する。	—	
第2号機タービン補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル (No. 1), (No. 2), (No. 3)	第2号機タービン補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネルは、間接支持構造物にねじ込み継手で固定することにより支持する。	—	



表 5.12-1 浸水防護施設の支持構造とアンカーの種類について (6 / 6)

浸水防護施設	間接支持構造物への支持構造	アンカーの種類	備考
第3号機原子炉補機冷却海水ポンプ(A)(C)室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2)	第3号機原子炉補機冷却海水ポンプ(A)(C)室逆止弁付ファンネルは、間接支持構造物にねじ込み継手で固定することにより支持する。	—	
第3号機原子炉補機冷却海水ポンプ(B)(D)室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2)	第3号機原子炉補機冷却海水ポンプ(B)(D)室逆止弁付ファンネルは、間接支持構造物にねじ込み継手で固定することにより支持する。	—	
第3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2)	第3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネルは、間接支持構造物にねじ込み継手で固定することにより支持する。	—	
第3号機タービン補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2), (No.3)	第3号機タービン補機冷却海水ポンプ室は、間接支持構造物にねじ込み継手で固定することにより支持する。	—	
津波監視カメラ	津波監視カメラは、間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト：後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
取水ピット水位計	取水ピット水位計は、間接支持構造物に埋め込まれたアンカーボルトにより支持する。	アンカーボルト：後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	

## 5.13 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について

### (1) 規格・基準の適用性について

規格・基準の適用性について、表 5.13-1 に示す。

なお、表の記載ルールは以下のとおりである。

・「審査ガイド記載有無」については、以下のとおり、分類を行う。

△：審査ガイドに記載がある規格・基準であり、年度が異なるもの

－：審査ガイドに記載のない規格・基準

表 5.13-1(1) 規格・基準の適用性について(1/3)

No.	規格・基準名	審査ガイド 記載有無	対象設備	適用性
1	道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防潮堤（鋼管式鉛直壁）</li> <li>・屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）</li> <li>・防潮壁（第2号機海水ポンプ室）</li> <li>・防潮壁（第2号機放水立坑）</li> <li>・防潮壁（第3号機海水ポンプ室）</li> <li>・防潮壁（第3号機放水立坑）</li> </ul>	橋，高架の道路などの技術基準として国土交通省から通知され，高速自動車国道，一般国道等の鋼構造物の設計に用いられる基準であり，適用性があると判断している。
2	コンクリート標準示方書[ダムコンクリート編]（土木学会，2013年制定）	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防潮堤（鋼管式鉛直壁）</li> <li>・防潮堤（盛土堤防）</li> <li>・取放水路流路縮小工（第1号機取水路）</li> <li>・取放水路流路縮小工（第1号機放水路）</li> </ul>	先行プラントにおいて採用実績のある規格であり，防潮堤の置換コンクリートや取放水路流路縮小工のせん断破壊に対する許容限界の設定に適用性があると判断している。
3	道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）	△	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防潮壁（第2号機海水ポンプ室）</li> <li>・防潮壁（第2号機放水立坑）</li> <li>・防潮壁（第3号機海水ポンプ室）</li> <li>・防潮壁（第3号機放水立坑）</li> </ul>	審査ガイドに記載の基準の改訂版であり，適用性があると判断している。

表 5.13-1(2) 規格・基準の適用性について(2/3)

	規格・基準名	審査ガイド 記載有無	対象設備	適用性
4	道路橋支承便覧（(社) 日本道路協会，平成 16 年 4 月）	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）</li> <li>・防潮壁（第 2 号機放水立坑）</li> <li>・防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）</li> <li>・防潮壁（第 3 号機放水立坑）</li> </ul>	橋梁の支承の設計基準として、高速自動車国道、一般国道等で多数の採用実績があり、一部に同種構造を有する防潮壁の設計に適用性があると判断している。
5	道路土工-カルバート工指針（日本道路協会，平成 21 年度版）	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）</li> <li>・防潮壁（第 2 号機放水立坑）</li> <li>・防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）</li> <li>・防潮壁（第 3 号機放水立坑）</li> </ul>	先行プラントにおいて採用実績のある規格であり、防潮壁のフーチングに使用するコンクリートの許容限界の設定に適用性があると判断している。
6	土地改良事業計画設計基準 設計 [ダム] 技術書 [コンクリートダム編]（農林水産省，平成 15 年 4 月）	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・取放水路流路縮小工（第 1 号機取水路） （No. 1），（No. 2）</li> <li>・取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）</li> </ul>	国営土地改良事業に伴うダムの設計に関する技術基準として農林水産省から通知される基準である。水路の閉塞工の設計方法が規定されており、同種構造の取放水路流路縮小工に適用性があると判断している。

表 5.13-1(3) 規格・基準の適用性について(3/3)

	規格・基準名	審査ガイド 記載有無	対象設備	適用性
7	水門鉄管技術基準 水門扉編((社)水門鉄管協会, 平成 31 年)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・屋外排水路逆流防止設備(防潮堤南側) (No. 1), (No. 2), (No. 3)</li> <li>・屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)</li> <li>・補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2)</li> </ul>	先行プラントにおいて採用実績のある規格であり, 適用性があると判断している。
8	各種合成構造設計指針・同解説((社)日本建築学会, 平成 22 年)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・屋外排水路逆流防止設備(防潮堤南側) (No. 1), (No. 2), (No. 3)</li> <li>・屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)</li> <li>・補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2)</li> </ul>	先行プラントにおいて採用実績のある規格であり, 適用性があると判断している。
9	ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・設備計画マニュアル編)((社)ダム・堰施設技術協会, 平成 28 年 3 月)	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>・補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2)</li> </ul>	先行プラントにおいて採用実績のある規格であり, 適用性があると判断している。

【その他，審査ガイドに記載のある規格・基準】

・耐津波設計に係る工認審査ガイド

	規格・基準名
1	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)
2	建築基準法・同施行令
3	原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987 ((社) 日本電気協会)
4	原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版 ((社) 日本電気協会)
5	原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 JEAG4601・補-1984 ((社) 日本電気協会)
6	港湾の施設の技術上の基準・同解説 (国土交通省港湾局, 2007 年版)
7	鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 14 年 3 月)
8	道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
9	J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格

・耐震設計に係る工認審査ガイド

	規格・基準名
1	鋼構造設計規準－許容応力度設計法－ ((社) 日本建築学会, 2005 改定)

## 5.14 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について

### (1) 基本方針

自然現象を考慮する浸水防護施設の風荷重については、屋外の直接風を受ける場所に設置されている施設のうち、風の受圧面積が小さい施設、コンクリート構造物等の自重が大きい施設等を除いて、風荷重の影響が地震荷重又は津波荷重と比べて相対的に無視できないような構造、形状及び仕様の施設においては、組合せを考慮する。また、積雪荷重については、屋外の積雪が生じる場所に設置されている施設のうち、積雪による受圧面積が小さい施設、設置場所及び積雪の影響が小さい施設等を除いては、積雪荷重を考慮する。

### (2) 選定対象施設

選定を行う浸水防護施設を以下に示す。

#### a. 津波防護施設

##### (a) 防潮堤

- イ. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）
- ロ. 防潮堤（盛土堤防）

##### (b) 防潮壁

- イ. 防潮壁（第2号機海水ポンプ室）
- ロ. 防潮壁（第2号機放水立坑）
- ハ. 防潮壁（第3号機海水ポンプ室）
- ニ. 防潮壁（第3号機放水立坑）
- ホ. 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）

##### (c) 取放水路流路縮小工

- イ. 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）（No.1），（No.2）
- ロ. 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）

##### (d) 貯留堰（No.1），（No.2），（No.3），（No.4），（No.5），（No.6）

#### b. 浸水防止設備

##### (a) 逆流防止設備

- イ. 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）（No.1），（No.2），（No.3）
- ロ. 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）
- ハ. 補機冷却海水系放水路逆流防止設備（No.1），（No.2）

##### (b) 水密扉

- イ. 水密扉（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア）（No.1）
- ロ. 水密扉（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア）（No.2）
- ハ. 原子炉建屋浸水防止水密扉（No.1）
- ニ. 原子炉建屋浸水防止水密扉（No.2）

- ホ. 制御建屋浸水防止水密扉 (No. 1)
  - ヘ. 制御建屋浸水防止水密扉 (No. 2)
  - ト. 制御建屋浸水防止水密扉 (No. 3)
  - チ. 計測制御電源室 (B) 浸水防止水密扉 (No. 3)
  - リ. 制御建屋空調機械 (A) 室浸水防止水密扉
  - ヌ. 制御建屋空調機械 (B) 室浸水防止水密扉
  - ル. 第 2 号機 MCR 浸水防止水密扉
  - ヲ. 制御建屋浸水防止水密扉 (No. 4)
  - ワ. 制御建屋浸水防止水密扉 (No. 5)
- (c) 浸水防止蓋
- イ. 浸水防止蓋 (原子炉機器冷却海水配管ダクト)
  - ロ. 浸水防止蓋 (第 3 号機補機冷却海水系放水ピット)
  - ハ. 浸水防止蓋 (第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部)
  - ニ. 浸水防止蓋 (第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部) (No. 1), (No. 2)
  - ホ. 浸水防止蓋 (揚水井戸 (第 2 号機海水ポンプ室防潮壁区画内))
  - ヘ. 浸水防止蓋 (揚水井戸 (第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内))
  - ト. 地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋 (No. 1), (No. 2)
  - チ. 地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋
- (d) 浸水防止壁
- イ. 第 2 号機海水ポンプ室浸水防止壁
- (e) 逆止弁付ファンネル
- イ. 第 2 号機原子炉補機冷却海水ポンプ (A) (C) 室逆止弁付ファンネル (No. 1), (No. 2), (No. 3)
  - ロ. 第 2 号機原子炉補機冷却海水ポンプ (B) (D) 室逆止弁付ファンネル (No. 1), (No. 2), (No. 3)
  - ハ. 第 2 号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル (No. 1), (No. 2)
  - ニ. 第 2 号機タービン補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル (No. 1), (No. 2), (No. 3)
  - ホ. 第 3 号機原子炉補機冷却海水ポンプ (A) (C) 室逆止弁付ファンネル (No. 1), (No. 2)
  - ヘ. 第 3 号機原子炉補機冷却海水ポンプ (B) (D) 室逆止弁付ファンネル (No. 1), (No. 2)



ト. 第3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル  
(No.1), (No.2)

チ. 第3号機タービン補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル (No.1),  
(No.2), (No.3)

(f) 貫通部水処置

イ. 貫通部止水処置 (第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部)

ロ. 貫通部止水処置 (第2号機放水立坑防潮壁横断部)

ハ. 貫通部止水処置 (第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部)

ニ. 貫通部止水処置 (第3号機放水立坑防潮壁横断部)

ホ. 貫通部止水処置 (第3号機補機冷却放水海水系放水ピット浸水防止蓋貫通  
部)

ヘ. 貫通部止水処置 (第2号機原子炉建屋)

ト. 貫通部止水処置 (第2号機制御建屋)

チ. 貫通部止水処置 (第2号機軽油タンクエリア)

c. 津波監視設備

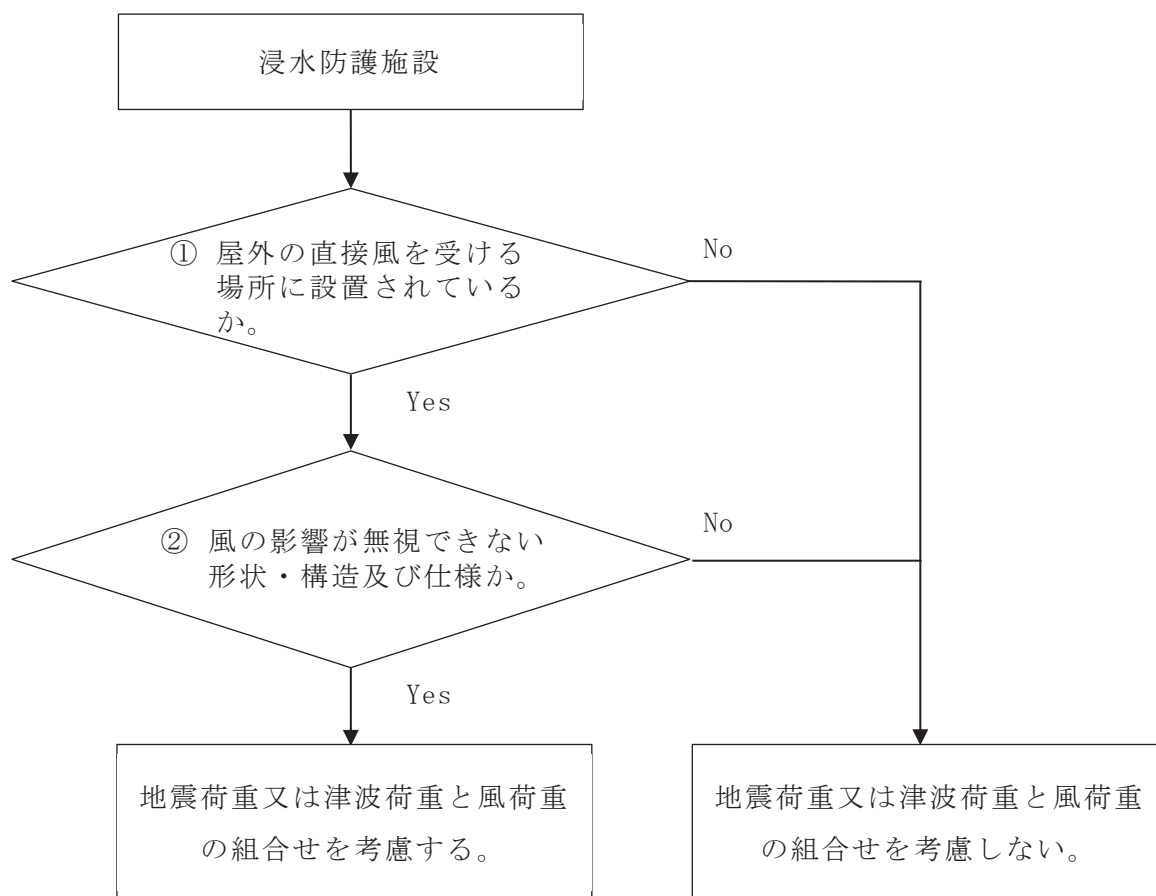
(a) 津波監視カメラ

(b) 取水ピット水位計

(3) 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定

a. 風荷重を組み合わせる施設の選定方法

屋外の直接風を受ける場所に設置されている浸水防護施設のうち、風荷重の影響が無視できない構造や形状として、中空構造物や鉄塔のように寸法に対して比較的軽量かつ長大な構造物を選定する。地震荷重又は津波荷重と風荷重の組合せを考慮する施設の選定フローを図 5.14-1 に示す。



以下に示す項目に該当する場合は除外（風荷重との組合せは考慮しない。）する。

- ① 屋外の直接風を受ける場所に設置されているか。
  - ・海中又は地中に設置
  - ・壁等に囲われた場所に設置
- ② 風の影響が無視できない形状・構造及び仕様か。
  - ・受圧面積が小さい
  - ・自重が大きい
  - ・床下に設置

図 5.14-1 地震荷重又は津波荷重と風荷重の組合せを考慮する施設の選定フロー

b. 風荷重を組み合わせる施設の選定結果

風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果を表 5.14-1 に示す。

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (1/8)

強度計算の対象施設		①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか	②風の影響が無視できない形状・構造及び仕様か	風荷重の組合せ	備考
防潮堤	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	○	○	考慮する	敷地周辺の地上部に設置。 なお、津波荷重作用時には、 風荷重の受圧面がないため、 考慮しない。
	防潮堤（盛土堤防）	○	○	考慮する	
防潮壁	防潮壁（第2号機海水ポンプ室）	○	○	考慮する	海水ポンプ室及び放水立坑 周辺の地上部に設置。 なお、津波荷重作用時には、 風荷重の受圧面となる入力 津波水位より上部のみ考慮 する。
	防潮壁（第2号機放水立坑）	○	○	考慮する	
	防潮壁（第3号機海水ポンプ室）	○	○	考慮する	
	防潮壁（第3号機放水立坑）	○	○	考慮する	
	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）	○	○	考慮する	第3号機海水熱交換器建屋 取水立坑の地上部に設置。 なお、津波荷重作用時には、 風荷重の受圧面となる入力 津波水位より上部のみ考慮 する。

○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    -：直接風を受けない場所に設置されるため対象外

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (2/8)

強度計算の対象施設	①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか	②風の影響が無視できない形状・構造及び仕様か	風荷重の組合せ	備考
取放水路流路縮小工 (第1号機取水路) (No. 1), (No. 2)	×	—	考慮しない	地下部にある第1号機取水路内に設置するため、直接風を受ける場所がない。
取放水路流路縮小工 (第1号機放水路)	×	—	考慮しない	地下部にある第1号機放水路内に設置するため、直接風を受ける場所がない。
貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), (No. 6)	×	—	考慮しない	海中に設置するため、直接風を受ける場所がない。
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) (No. 1), (No. 2), (No. 3)	×	—	考慮しない	防潮堤前面の地下部の集水ピット内に設置するため、直接風を受ける場所がない。
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)	×	—	考慮しない	防潮堤前面の集水ピット内に設置するため、壁等で囲まれており、直接風を受ける場所がない。
補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2)	×	—	考慮しない	防潮壁直下部の補機冷却海水系放水路内に設置するため、壁等で囲まれており、直接風を受ける場所がない。

○：該当する (Yes)    ×：該当しない (No)    —：直接風を受けない場所に設置されるため対象外

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (3/8)

強度計算の対象施設	①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか	②風の影響が無視できない形状・構造及び仕様か	風荷重の組合せ	備考
水密扉(第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア)(No. 1), (No. 2)	×	—	考慮しない	第3号機海水熱交換器建屋の地下階壁面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。
原子炉建屋浸水防止水密扉(No. 1), (No. 2)	×	—	考慮しない	原子炉建屋内に設置するため、風荷重の影響を無視できる。
制御建屋浸水防止水密扉(No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), 計測制御電源室(B) 浸水防止水密扉(No. 3), 制御建屋空調機械(A) 室浸水防止水密扉, 制御建屋空調機械(B) 室浸水防止水密扉, 第2号機 MCR 浸水防止水密扉	×	—	考慮しない	制御建屋内に設置するため、風荷重の影響を無視できる。

○ : 該当する (Yes)   × : 該当しない (No)   — : 直接風を受けない場所に設置されるため対象外

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (4/8)

強度計算の対象施設	①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか	②風の影響が無視できない形状・構造及び仕様か	風荷重の組合せ	備考
浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）	○	×	考慮しない	原子炉機器冷却海水配管ダクトの上面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。
浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）	○	×	考慮しない	第3号機補機冷却海水系放水ピットの上面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角なし部）	×	—	考慮しない	第3号機海水熱交換器建屋の地下階の海水ポンプ設置エリア床面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部） (No. 1), (No. 2)	×	—	考慮しない	第3号機海水熱交換器建屋の地下階の海水ポンプ設置エリア床面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。
浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））	○	×	考慮しない	揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の上面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。
浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））	○	×	考慮しない	揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の上面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) —：直接風を受けない場所に設置されるため対象外

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (5/8)

強度計算の対象施設	①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか	②風の影響が無視できない形状・構造及び仕様か	風荷重の組合せ	備考
地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋 (No. 1), (No. 2)	○	×	考慮しない	軽油タンクエリア上部に設置するため、構造上風荷重の影響を無視できる。
地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋	○	×	考慮しない	軽油タンクエリア上部に設置するため、構造上風荷重の影響を無視できる。
第2号機海水ポンプ室浸水防止壁	○	○	考慮する	海水ポンプ室の上部に設置され、受圧面積が大きいため風の影響を無視できない。

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) —：直接風を受けない場所に設置されるため対象外

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (6/8)

強度計算の対象施設	①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか	②風の影響が無視できない形状・構造及び仕様か	風荷重の組合せ	備考
第2号機原子炉補機冷却海水ポンプ (A)(C)室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2), (No.3)	×	—	考慮しない	海水ポンプ室の床面に設置するため、直接風を受ける場所がない。
第2号機原子炉補機冷却海水ポンプ (B)(D)室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2), (No.3)	×	—	考慮しない	海水ポンプ室の床面に設置するため、直接風を受ける場所がない。
第2号機高压炉心スプレイ補機冷却海水 ポンプ室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2)	×	—	考慮しない	海水ポンプ室の床面に設置するため、直接風を受ける場所がない。
第2号機タービン補機冷却海水ポンプ室 逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2), (No.3)	×	—	考慮しない	海水ポンプ室の床面に設置するため、直接風を受ける場所がない。
第3号機原子炉補機冷却海水ポンプ (A)(C)室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2)	×	—	考慮しない	第3号機海水熱交換器建屋の地下階床面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。
第3号機原子炉補機冷却海水ポンプ (B)(D)室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2)	×	—	考慮しない	第3号機海水熱交換器建屋の地下階床面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) —：直接風を受けない場所に設置されるため対象外



表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (7/8)

強度計算の対象施設	①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか	②風の影響が無視できない形状・構造及び仕様か	風荷重の組合せ	備考
第3号機高压炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル(No. 1), (No. 2)	×	—	考慮しない	第3号機海水熱交換器建屋の地下階床面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。
第3号機タービン補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル(No. 1), (No. 2), (No. 3)	×	—	考慮しない	第3号機海水熱交換器建屋の地下階床面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。
貫通部止水処置(第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部)	×	—	考慮しない	海水ポンプ室の壁面に設置するため、直接風を受ける場所がない。
貫通部止水処置(第2号機放水立坑防潮壁横断部)	×	—	考慮しない	放水立坑の壁面に設置するため、直接風を受ける場所がない。
貫通部止水処置(第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部)	×	—	考慮しない	海水ポンプ室の壁面に設置するため、直接風を受ける場所がない。
貫通部止水処置(第3号機放水立坑防潮壁横断部)	×	—	考慮しない	放水立坑の壁面に設置するため、直接風を受ける場所がない。
貫通部止水処置(第3号機補機冷却放海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部)	×	—	考慮しない	浸水防止蓋貫通部に設置するため、構造上風荷重の影響を無視できる。

○：該当する(Yes) ×：該当しない(No) —：直接風を受けない場所に設置されるため対象外

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (8/8)

強度計算の対象施設	①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか	②風の影響が無視できない形状・構造及び仕様か	風荷重の組合せ	備考
貫通部止水処置 (第2号機原子炉建屋)	×	—	考慮しない	原子炉建屋の外壁に設置されるが、隣接する建屋との境界であり、風の影響を直接受けない。
貫通部止水処置 (第2号機制御建屋)	×	—	考慮しない	制御建屋の外壁に設置されるが、隣接する建屋との境界であり、風の影響を直接受けない。
貫通部止水処置 (第2号機軽油タンクエリア)	○	×	考慮しない	壁の貫通部と配管の隙間をシール材等により止水するもので、隙間部の寸法を考慮すると、風荷重の影響を無視できる。
津波監視カメラ	○	○	考慮する	原子炉建屋屋上及び防潮堤北側エリアに設置
取水ピット水位計	×	—	考慮しない	海水ポンプ室の床面に設置するため、直接風を受ける場所がない。

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) —：直接風を受けない場所に設置されるため対象外

(4) 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定

a. 積雪荷重を組み合わせる施設の選定方法

屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されている浸水防護施設のうち、積雪が生じやすい形状や設置位置の施設を選定の対象とする。地震荷重又は津波荷重と積雪荷重の組合せを考慮する施設の選定フローを図 5.14-2 に示す。

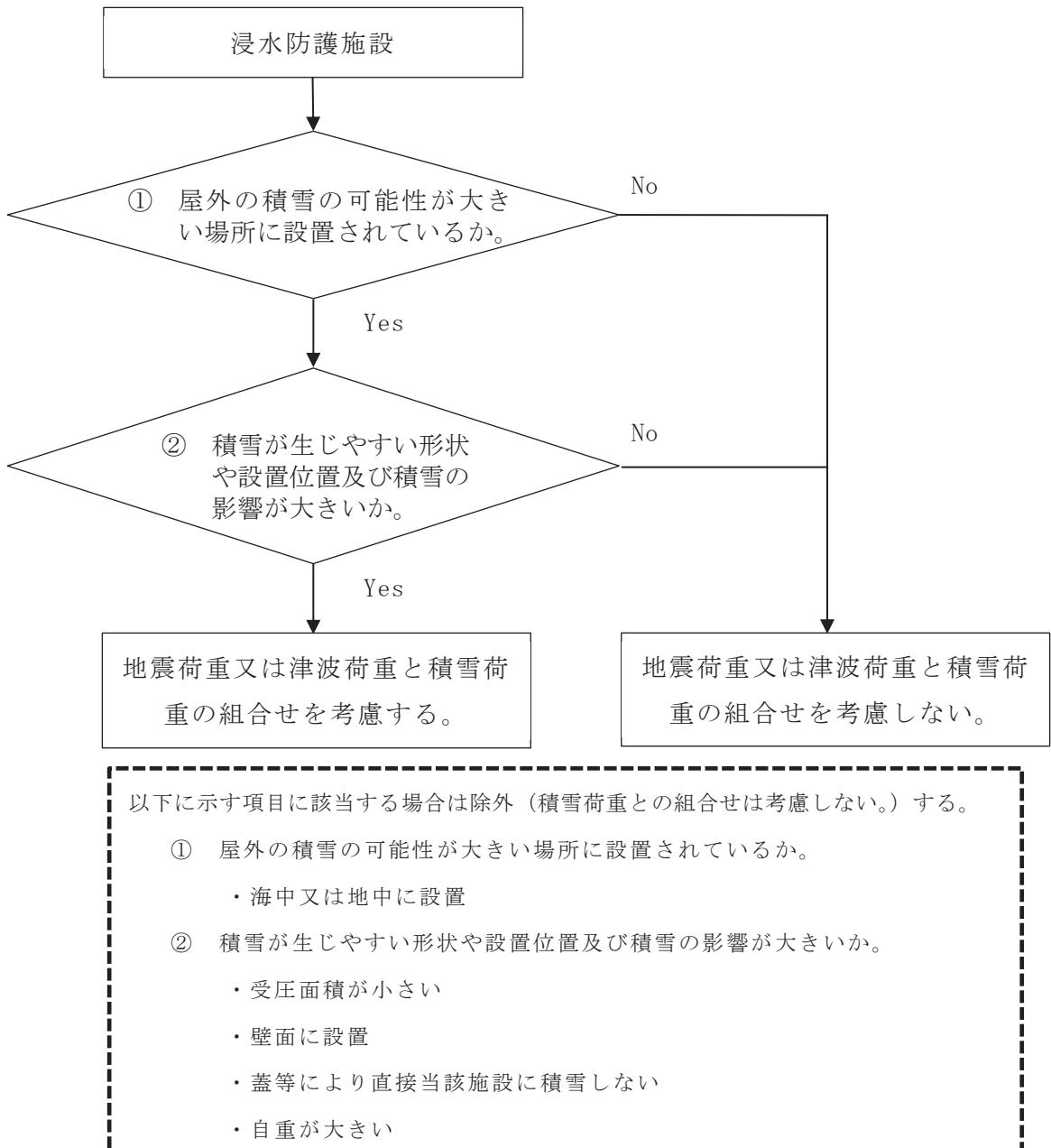


図 5.14-2 地震荷重又は津波荷重と積雪荷重の組合せを考慮する施設の選定フロー

b. 積雪荷重を組み合わせる施設の選定結果

積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果を表 5.14-2 に示す。

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (1/10)

強度計算の対象施設		①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備考
防潮堤	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	○	○	考慮する	敷地周辺の地上部に設置
	防潮堤（盛土堤防）	○	○	考慮する	
防潮壁	防潮壁（第2号機海水ポンプ室）	○	○	考慮する	海水ポンプ室及び放水立坑周辺の地上部に設置
	防潮壁（第2号機放水立坑）	○	○	考慮する	
	防潮壁（第3号機海水ポンプ室）	○	○	考慮する	
	防潮壁（第3号機放水立坑）	○	○	考慮する	
	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）	○	×	考慮しない	第3号機海水熱交換器建屋取水立坑の地上部に設置し、受圧面積が小さいため、積雪荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) -：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (2/10)

強度計算の対象施設	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備考
取放水路流路縮小工 (第1号機取水路) (No. 1), (No. 2)	×	—	考慮しない	地下部にある第1号機取水路内に設置するため、積雪する場所がない。
取放水路流路縮小工 (第1号機放水路)	×	—	考慮しない	地下部にある第1号機放水路内に設置するため、積雪する場所がない。
貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), (No. 6)	×	—	考慮しない	海中に設置するため、積雪する場所がない。
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) (No. 1), (No. 2), (No. 3)	×	—	考慮しない	防潮堤前面の地下部の集水ピット内に設置するため、積雪する場所がない。
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)	○	×	考慮しない	防潮堤前面の集水ピットの壁面に設置し、受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No. 1), (No. 2)	○	×	考慮しない	防潮壁直下のフーチングの壁面に設置し、受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) —：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (3/10)

強度計算の対象施設	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいのか	積雪荷重の組合せ	備考
水密扉(第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア)(No.1), (No.2)	○	×	考慮しない	第3号機海水熱交換器建屋の地下階壁面に設置されるが, 受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため, 積雪荷重の影響を無視できる。
原子炉建屋浸水防止水密扉(No.1), (No.2)	×	-	考慮しない	原子炉建屋内に設置するため, 積雪荷重の影響を受けない。
制御建屋浸水防止水密扉(No.1), (No.2), (No.3), (No.4), (No.5), 計測制御電源室(B) 浸水防止水密扉(No.3), 制御建屋空調機械(A) 室浸水防止水密扉, 制御建屋空調機械(B) 室浸水防止水密扉, 第2号機 MCR 浸水防止水密扉	×	-	考慮しない	制御建屋内に設置するため, 積雪荷重の影響を受けない。

○ : 該当する (Yes)    × : 該当しない (No)    - : 積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (4/10)

強度計算の対象施設	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備考
浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）	○	○	考慮する	原子炉機器冷却海水配管ダクトの上面に設置
浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）	○	○	考慮する	第3号機補機冷却海水系放水ピットに上面に設置
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）	○	○	考慮する	地下階の海水ポンプ室設置エリアの床面に設置
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）	○	○	考慮する	地下階の海水ポンプ室設置エリアの床面に設置
浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））	○	○	考慮する	揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の上面に設置
浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））	○	○	考慮する	揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の上面に設置

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) -：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (5/10)

強度計算の対象施設	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいのか	積雪荷重の組合せ	備考
第2号機海水ポンプ室浸水防止壁	○	×	考慮しない	海水ポンプ室の上部に設置されるが、受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋(No. 1), (No. 2)	○	○	考慮する	軽油タンクエリアの上部に設置
地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋	○	○	考慮する	軽油タンクエリアの上部に設置

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) -：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外



表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (6/10)

強度計算の対象施設	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備考
第2号機原子炉補機冷却海水ポンプ(A)(C)室逆止弁付ファンネル(No. 1), (No. 2), (No. 3)	○	×	考慮しない	海水ポンプ室床面に設置されるが、受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
第2号機原子炉補機冷却海水ポンプ(B)(D)室逆止弁付ファンネル(No. 1), (No. 2), (No. 3)	○	×	考慮しない	海水ポンプ室床面に設置されるが、受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
第2号機高压炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル(No. 1), (No. 2)	○	×	考慮しない	海水ポンプ室床面に設置されるが、受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
第2号機タービン補機冷却海水ポンプ室逆止弁付ファンネル(No. 1), (No. 2), (No. 3)	○	×	考慮しない	海水ポンプ室床面に設置されるが、受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) -：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (7/10)

強度計算の対象施設	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備考
第3号機原子炉補機冷却海水ポンプ (A)(C)室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2)	○	×	考慮しない	第3号機海水熱交換器 建屋床面に設置される が、受圧面積が小さく積 雪しにくい形状のため、 積雪荷重の影響を無視 できる。
第3号機原子炉補機冷却海水ポンプ (B)(D)室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2)	○	×	考慮しない	第3号機海水熱交換器 建屋床面に設置される が、受圧面積が小さく積 雪しにくい形状のため、 積雪荷重の影響を無視 できる。
第3号機高圧炉心スプレイ補機冷却海水 ポンプ室逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2)	○	×	考慮しない	第3号機海水熱交換器 建屋床面に設置される が、受圧面積が小さく積 雪しにくい形状のため、 積雪荷重の影響を無視 できる。
第3号機タービン補機冷却海水ポンプ室 逆止弁付ファンネル(No.1), (No.2), (No.3)	○	×	考慮しない	第3号機海水熱交換器 建屋床面に設置される が、受圧面積が小さく積 雪しにくい形状のため、 積雪荷重の影響を無視 できる。

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) -：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (8/10)

強度計算の対象施設	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備考
貫通部止水処置 (第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部)	○	×	考慮しない	壁面に設置している又は受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
貫通部止水処置 (第2号機放水立坑防潮壁横断部)	○	×	考慮しない	壁面に設置している又は受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
貫通部止水処置 (第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部)	○	×	考慮しない	壁面に設置している又は受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
貫通部止水処置 (第3号機放水立坑防潮壁横断部)	○	×	考慮しない	壁面に設置している又は受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
貫通部止水処置 (第3号機補機冷却放水海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部)	○	×	考慮しない	浸水防止蓋貫通部に設置されるが、受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) -：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (9/10)

強度計算の対象施設	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備考
貫通部止水処置 (第2号機原子炉建屋)	○	×	考慮しない	壁面に設置している又は受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
貫通部止水処置 (第2号機制御建屋)	○	×	考慮しない	壁面に設置している又は受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
貫通部止水処置 (第2号機軽油タンクエリア)	○	×	考慮しない	壁面に設置している又は受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。

○ : 該当する (Yes)   × : 該当しない (No)   - : 積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (10/10)

強度計算の対象施設	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいのか	積雪荷重の組合せ	備考
津波監視カメラ	○	○	考慮する	原子炉建屋屋上及び防潮堤北側エリアに設置
取水ピット水位計	○	×	考慮しない	海水ポンプ室床面に設置されるが、受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes) ×：該当しない (No) -：積雪の可能性が大きい場所に設置されていないため対象外

## 5.15 浸水量評価について

### (1) 基本方針

本資料は、添付書類「VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価」にて実施している、漏水による重要な安全機能及び重大事故等に対処するために必要な機能への影響防止（外郭防護2）に係る評価のうち、原子炉補機冷却海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ（以下「非常用海水ポンプ」という。）が設置される海水ポンプ室に津波の直接の流入経路となる逆止弁付ファンネルがあることから、漏水が継続することによる「浸水想定範囲」として、海水ポンプ室を設定し、浸水量評価を行うことにより、非常用海水ポンプへの影響を確認する。

### (2) 浸水想定範囲の選定

#### a. 浸水想定範囲及び漏水を想定する設備

浸水想定範囲は、逆止弁付ファンネルを設置している海水ポンプ室とした。

なお、浸水想定範囲の選定においては、海水ポンプエリア内にある津波防護対象設備が海水ポンプエリア内及びエリア外で発生する溢水の影響を受けて、安全機能を損なわない設計であることを考慮する。

逆止弁付ファンネル配置図及び浸水想定範囲と防水区画を図 5.15-1 示す。

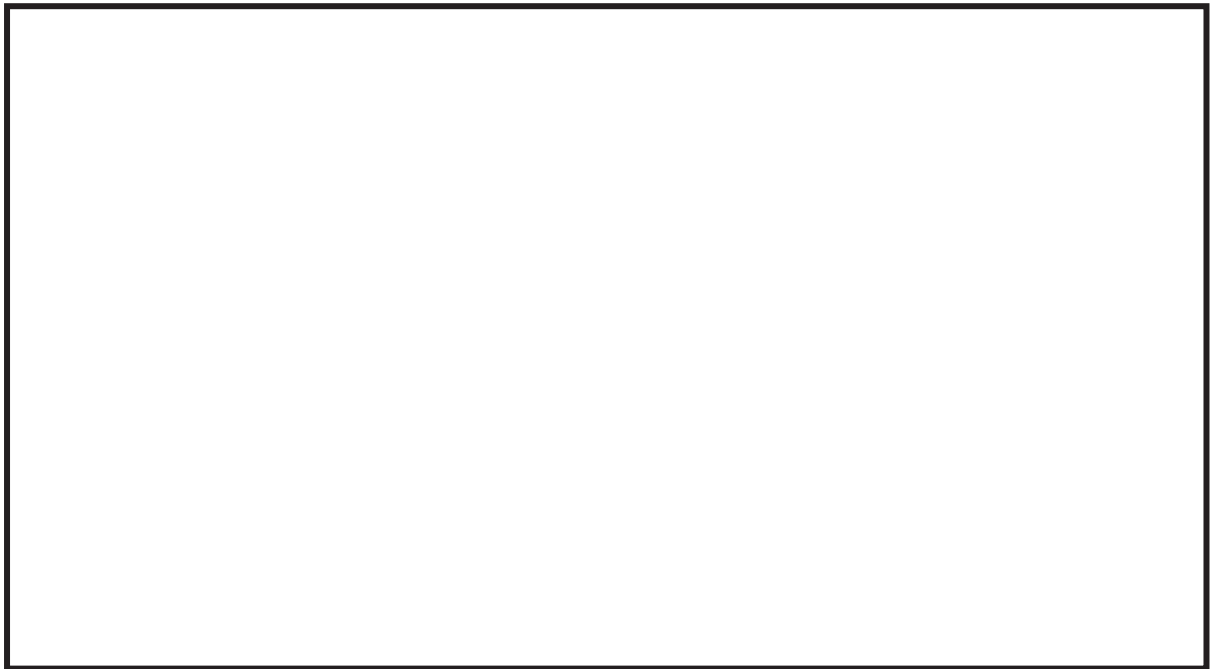


図 5.15-1 逆止弁付ファンネル配置図及び浸水想定範囲と防水区画

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(3) 浸水量評価における漏水量算出方法

a. 漏水継続時間

漏水継続時間は、海水ポンプ室の上昇側の入力津波の時刻歴波形から、逆止弁付ファンネルの設置高さを上回る時間を設定する。

b. 機能喪失高さ

海水ポンプ室が浸水した場合に、非常用海水ポンプの機能に影響を及ぼす可能性のある設備の設置高さのうち、防水区画化範囲内で最も設置高さの低い設備を機能喪失高さとして設定する。具体的には、非常用海水ポンプの基礎高さを機能喪失高さとする。

c. 漏水発生高さ

津波により漏水が発生する高さは、海水ポンプ室においては、逆止弁付ファンネル設置高さとする。

d. 最大漏えい量

最大漏えい量の設定については、漏えい試験結果から最大となる値を設定する。漏えい試験結果より、水頭圧 1.0m時の値を最大漏えい量とする。なお、漏えい試験結果を表 5.15-1 に示す。

表 5.15-1 逆止弁付ファンネル絵漏えい試験結果

試験圧力 (MPa)	水頭圧 (m)	漏えい量 (m <sup>3</sup> /h)
0.0006	0.06	0
0.005	0.5	$2.4 \times 10^{-4}$
0.01	1.0	$3.4 \times 10^{-2}$
0.02	2.0	$2.4 \times 10^{-2}$
0.04	4.0	$2.4 \times 10^{-2}$
0.06	6.0	$4.3 \times 10^{-3}$
0.12	12.0	$1.3 \times 10^{-3}$

e. 漏水量の算定

a. 及び d. にて求めた漏水継続時間及び逆止弁付ファンネルの漏えい試験にて得られた最大漏えい量を用いて漏水量を算出する。

なお、津波高さが逆止弁付ファンネルの設置高さを下回る時間帯があり、都度、漏水した海水が排水されるものと想定されるが、排水を期待せずに漏水量を積算し、算出するものとする。

(4) 浸水量評価

a. 漏水量算出に用いる基準津波の時刻歴波形

逆止弁付ファンネルからの漏水量の算出に用いる時刻歴波形は、海水ポンプ室における上昇側の入力津波の時刻歴波形とする。海水ポンプ室における上昇側の入力津波の時刻歴波形を図 5.15-2 に示す。



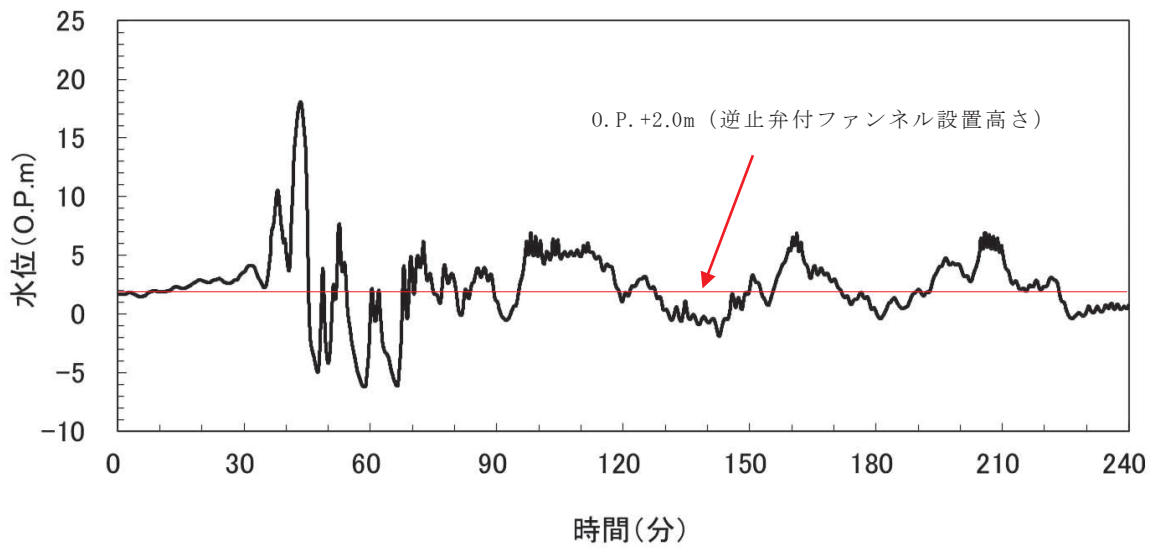


図 5.15-2 第 2 号機海水ポンプ室水位と逆止弁付ファンネル設置高さ

b. 機能喪失高さ及び漏水発生高さの設定

機能喪失高さは、ポンプ（電動機、端子箱）、電動弁及び計装品の設置高さを考慮し、各区画に設置される設備のうち、機能喪失高さの最も低い、ポンプの基礎高さに設定する。原子炉補機冷却海水ポンプ(A)(C)室及び原子炉補機冷却海水ポンプ(B)(D)室では 0.275m（浸水深）、高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室では 0.065m（浸水深）を設定する。

第 2 号機海水ポンプ関連設備の位置関係図を図 5.15-3、機能喪失高さの一覧を表 5.15-2 に示す。

また、漏水発生高さは、逆止弁付ファンネルの設置の高さである 0. P. +2. 0m に設定する。

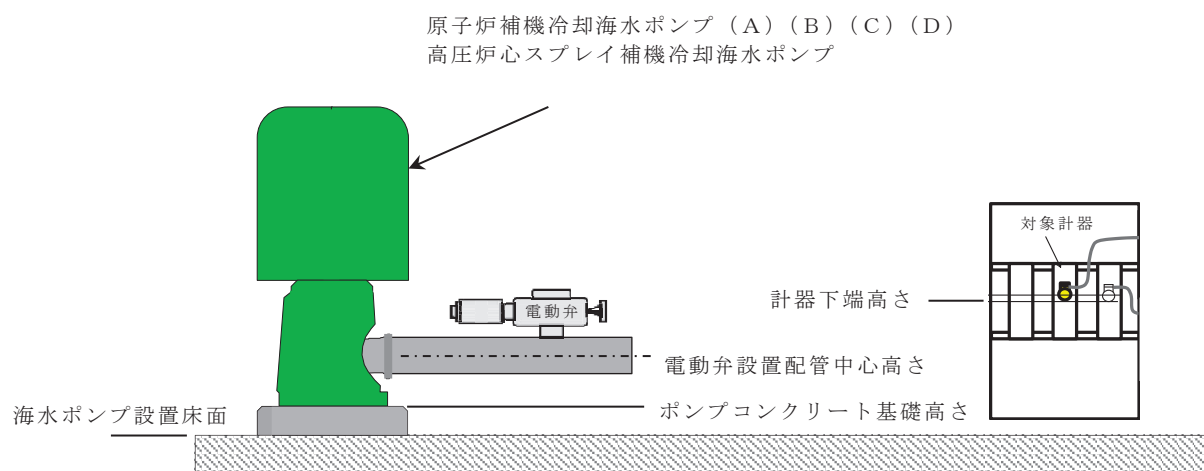


図 5.15-3 第 2 号機海水ポンプ関連設備の位置関係図

表 5.15-2 (1) 機能喪失高さ一覧

機器名称	機能喪失高さの 評価部位	機能喪失 高さ(m) *	浸水量評価 に用いる高さ
原子炉補機冷却海水ポンプ (A) (P45-C001A)	ポンプコンクリート基礎高さ	0.275	○
原子炉補機冷却海水ポンプ (C) (P45-C001C)	ポンプコンクリート基礎高さ	0.29	—
R S Wポンプ (A) 吐出弁 (P45-F002A)	電動弁設置配管中心高さ	1.025	—
R S Wポンプ (C) 吐出弁 (P45-F002C)	電動弁設置配管中心高さ	1.045	—
R S Wポンプ吐出連絡管 (A) 止め弁 (P45-F006A)	電動弁設置配管中心高さ	1.045	—
R S Wポンプ (A) 出口圧力伝送器 (P45-PT001A)	計器下端高さ	1.18	—
R S Wポンプ (A) 出口圧力保安器 (P45-I/AR001A-1)	計器下端高さ	1.225	—
R S Wポンプ (A) 出口圧力指示計 (P45-PI001A)	計器下端高さ	1.24	—
R S Wポンプ (C) 出口圧力伝送器 (P45-PT001C)	計器下端高さ	1.18	—
R S Wポンプ (C) 出口圧力保安器 (P45-I/AR001C-1)	計器下端高さ	1.225	—
R S Wポンプ (C) 出口圧力指示計 (P45-PI001C)	計器下端高さ	1.24	—

\* 最大水上高さ (0.055m) を差し引いた値

表 5.15-2 (2) 機能喪失高さ一覧

機器名称	機能喪失高さの 評価部位	機能喪失 高さ(m) *	浸水量評価 に用いる高さ
原子炉補機冷却海水ポンプ(B) (P45-C001B)	ポンプコンクリート 基礎高さ	0.275	○
原子炉補機冷却海水ポンプ(D) (P45-C001D)	ポンプコンクリート 基礎高さ	0.285	—
R S Wポンプ(B)吐出弁 (P45-F002B)	電動弁設置配管中 心高さ	1.045	—
R S Wポンプ(D)吐出弁 (P45-F002D)	電動弁設置配管中 心高さ	1.045	—
R S Wポンプ吐出連絡管(B)止め弁 (P45-F006B)	電動弁設置配管中 心高さ	1.045	—
R S Wポンプ(B)出口圧力伝送器 (P45-PT001B)	計器下端高さ	1.195	—
R S Wポンプ(B)出口圧力保安器 (P45-I/AR001B-1)	計器下端高さ	1.225	—
R S Wポンプ(B)出口圧力指示計 (P45-PI001B)	計器下端高さ	1.24	—
R S Wポンプ(D)出口圧力伝送器 (P45-PT001D)	計器下端高さ	1.195	—
R S Wポンプ(D)出口圧力保安器 (P45-I/AR001D-1)	計器下端高さ	1.225	—
R S Wポンプ(D)出口圧力指示計 (P45-PI001D)	計器下端高さ	1.24	—

\* 最大水上高さ (0.055m) を差し引いた値

表 5.15-2 (3) 機能喪失高さ一覧

機器名称	機能喪失高さの 評価部位	機能喪失 高さ(m) *	浸水量評価 に用いる高さ
高圧炉心スプレー補機冷却海水ポ ンプ (P48-C001)	ポンプコンクリート 基礎高さ	0.065	○
H P S Wポンプ吐出弁 (P48-F002)	電動弁設置配管中心 高さ	0.385	—
H P S Wポンプ出口圧力伝送器 (P48-PT001)	計器下端高さ	1.185	—
H P S Wポンプ出口圧力保安器 (P48-I/AR001-1)	計器下端高さ	1.225	—
H P S Wポンプ出口圧力指示計 (P48-PI001)	計器下端高さ	1.24	—
H P S Wストレーナ差圧指示計 (P48-dPI002)	計器下端高さ	4.43	—

\* 最大水上高さ (0.055m) を差し引いた値

c. 浸水量評価結果

逆止弁付ファンネルの設置高さである O.P. +2.0m を超える継続時間を，入力津波の時刻歴波形から算出し，逆止弁付ファンネルの漏えい試験時の最大漏えい量 ( $3.4 \times 10^{-2} \text{m}^3/\text{h}$ ) にて評価した結果，各区画での最大漏水量は， $0.3 \text{m}^3$ 程度とわずかであり，安全機能を有する非常用海水ポンプへの漏水による影響はない。浸水量評価結果を表 5.15-3 に示す。

なお，評価に用いる各区画の床面積の算出に当たっては，当該区画に設置されている各機器により占有されている領域等を考慮し，保守的な有効面積を算出している。

表 5.15-3 海水ポンプ室の浸水量評価結果

設置区画	逆止弁付ファンネル設置数	浸水量 ( $\text{m}^3$ )	区画有効面積 ( $\text{m}^2$ )	機能喪失高さ* <sup>1</sup> (m)	浸水高さ (m)
原子炉補機冷却海水ポンプ(A)(C)室	3	0.3	63.7	0.275	0.01
原子炉補機冷却海水ポンプ(B)(D)室	3	0.3	128.5	0.275	0.01
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室	2	0.2	17.2	0.065	0.02
タービン補機冷却海水ポンプ室	3	0.3	120.5	0.13* <sup>2</sup>	0.01

\* 1 : ポンプ (電動機, 端子箱), 電動弁及び計装品の機能喪失高さの設定については, それぞれ浸水により実際に機能を損なうおそれのある設置高さ (実力高さ) があることから, 全ての設置高さ (実力高さ) に対して余裕を考慮し, 機能喪失高さを保守的にポンプのコンクリート基礎高さに設定する

\* 2 : タービン補機冷却海水ポンプ室の扉開口下端の高さ (防水区画化範囲への流入高さ) より十分低いことから, 隣接する防水区画化範囲が浸水することはない。

(5) 逆止弁付ファンネルの動作不良 (異物噛み込み) を考慮した影響評価

a. 浸水量評価における漏水量算出方法

(a) 評価対象区画の選定

逆止弁付ファンネルの設置数及び区画有効面積を踏まえ，海水ポンプ室が浸水した場合に，浸水高さが一番高くなり，浸水量評価の条件が最も厳しい，高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室を評価対象とする (表 5.15-2)。

(b) 漏水継続時間

漏水継続時間は、海水ポンプ室の上昇側の入力津波の時刻歴波形から、逆止弁付ファンネルの設置高さを上回る時間を設定する。

(c) 機能喪失高さ（実力高さ）の設定

高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室に設置される機器（ポンプ（電動機、端子箱）、電動弁及び計装品）が、浸水した場合に、実際に安全機能を損なうおそれのある高さを機能喪失高さ（実力高さ）として設定する。

なお、高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室に設置される機器のうち、機能喪失高さ（実力高さ）が最も低い、HP SWポンプ吐出弁の電動機下端高さを機能喪失高さとする。

(d) 漏水発生高さ

津波による漏水発生高さは、海水ポンプ室においては、逆止弁付ファンネル設置高さとする。

(e) 漏水量の算定式

(a)にて求めた漏水継続時間を用いて、以下の式にて漏水量を算出する。

なお、逆止弁付ファンネルの動作不良（異物噛み込み）を考慮した漏水量の算出に当たっては、入力津波の時刻歴波形の津波高さ（h：水頭）が高いほど漏水量が大きくなることから、漏水量が保守的に算出されるよう、津波高さを6パターンに分類し、実際の津波高さより高い条件で漏水量を算出する。

また、津波高さが逆止弁付ファンネルの設置高さを下回る時間帯があり、都度、漏水した海水が排水されるものと想定されるが、排水を期待せずに漏水量を積算し、算出するものとする。

逆止弁付ファンネルについては設置されているすべてのファンネル（高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室では2台）が、同時に動作不良（異物噛み込み）が発生するものとして評価する。

【漏水量算出式】

$$Q = A \times C \sqrt{2 \times g \times h} \times t$$

ここで、Q：漏水量（m<sup>3</sup>）

A：漏水部面積（異物噛み込みによる開口面積）

g：重力加速度（9.80665m/s<sup>2</sup>）

h：水頭（m）（評価用津波高さ（O.P.m）－漏水発生高さ（O.P.m））

C：損失係数

t：漏水発生時間（秒）

b. 浸水量評価

(a) 漏水量算出に用いる基準津波の時刻歴波形

漏水継続時間は、海水ポンプ室の上昇側の入力津波の時刻歴波形から、逆止弁付ファンネルの設置高さを上回る時間を設定する。

(b) 機能喪失高さ及び漏水発生高さの設定

機能喪失高さは、高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室に設置している、H P S Wポンプ吐出弁の電動機下端高さである、0.641m(浸水深)を設定する。

第2号機海水ポンプ関連設備の位置関係図(実力高さ)を図5.15-4、機能喪失高さの一覧(実力高さ)を表5.15-4に示す。

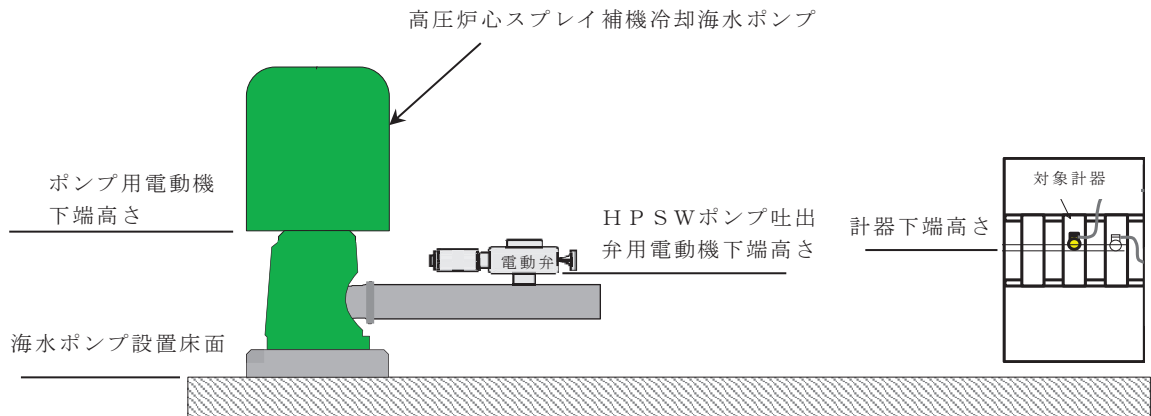


図 5.15-4 第2号機海水ポンプ関連設備の位置関係図(実力高さ)

表 5.15-4 機能喪失高さ一覧(実力高さ)

機器名称	機能喪失高さの評価部位	機能喪失高さ(m) *	浸水量評価に用いる高さ
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ (P48-C001)	ポンプ用電動機下端高さ	1.045	—
H P S Wポンプ吐出弁 (P48-F002)	電動弁用電動機下端高さ	0.641	○
H P S Wポンプ出口圧力伝送器 (P48-PT001)	計器下端高さ	1.185	—
H P S Wポンプ出口圧力保安器 (P48-I/AR001-1)	計器下端高さ	1.225	—
H P S Wポンプ出口圧力指示計 (P48-PI001)	計器下端高さ	1.24	—
H P S Wストレーナ差圧指示計 (P48-dPI002)	計器下端高さ	4.43	—

\* 最大水上高さ(0.055m)を差し引いた値

(c) 浸水量評価結果

イ. 溢水継続時間及び津波高さ

逆止弁付ファンネルの設置高さである O.P. + 2.0m を超える継続時間については、入力津波の時刻歴波形から、津波高さを 6 パターンに分類し、津波高さごとの、漏水継続時間により漏水量を算定した。第 2 号機海水ポンプ室における上昇側の入力津波の時刻歴波形の分類図を図 5.15-5、第 2 号機海水ポンプ室における上昇側の入力津波の時刻歴波形の分類表を表 5.15-5 に示す。

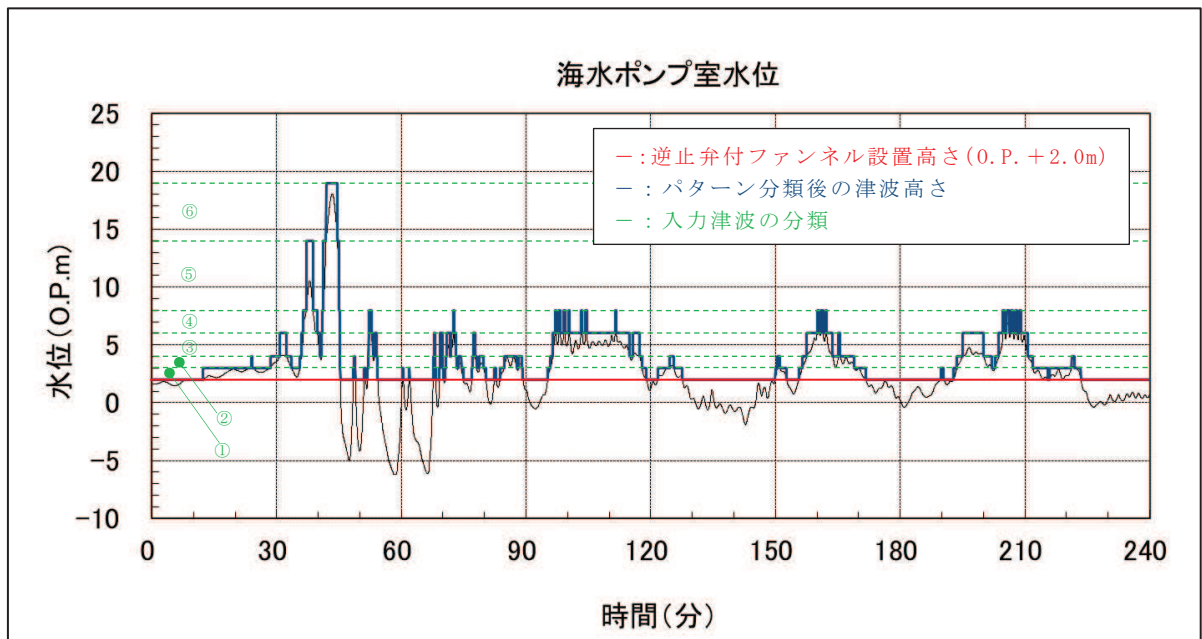


図 5.15-5 第 2 号機海水ポンプ室における上昇側の入力津波の時刻歴波形の分類図

表 5.15-5 第 2 号機海水ポンプ室における上昇側の入力津波の時刻歴波形の分類表

入力津波分類	入力津波高さ (O.P. m)	逆止弁付ファンネル設置高さ (O.P. + 2.0m) との差 (m)	溢水量計算時の水頭 h (m)	漏水発生時間 t (秒)
①	2.0 超過 ~ 3.0 未満	0 ~ 1.0	1	2,930
②	3.0 以上 ~ 4.0 未満	1.0 ~ 2.0	2	1,717
③	4.0 以上 ~ 6.0 未満	2.0 ~ 4.0	4	2,366
④	6.0 以上 ~ 8.0 未満	4.0 ~ 6.0	6	532
⑤	8.0 以上 ~ 14.0 未満	6.0 ~ 12.0	12	160
⑥	14.0 以上	12.0 ~ 16.1	17	164
計	—	—	—	7,869

ロ. 溢水量及び溢水高さ

図 5.15-5 及び表 5.15-5 において、津波高さを 6 パターンに分類した保守的な浸水高さに基づき、高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室に設置される逆止弁付ファンネルの動作不良（異物噛み込み）を想定した場合の浸水量を評価した。

評価の結果、漏水量は  $5.38\text{m}^3$ 、浸水高さは  $0.313\text{m}$  であり、機能喪失高さとして設定した、高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室に設置している、H P S W ポンプ吐出弁の電動機下端高さである、 $0.641\text{m}$ （浸水深）に対して余裕があることを確認した。

以上より、逆止付ファンネルの動作不良（異物噛み込み）を想定した漏水の発生によっても、非常用海水ポンプの機能に影響がない。逆止弁付ファンネルの作動不良時（異物噛み込み）の浸水量評価結果を表 5.15-6 に示す。



表 5.15-6 逆止弁付ファンネル動作不良（異物噛み込み）時の浸水量評価

項目	高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ室		
	分類	浸水量評価水頭 h (m)	漏水発生時間 t (秒)
評価津波高さ及び 漏水継続時間	①	1	2,930
	②	2	1,717
	③	4	2,366
	④	6	532
	⑤	12	160
	⑥	17	164
	① 逆止付ファンネル設置数	2	
② 漏水量 (m <sup>3</sup> )	5.38		
③ 有効区画面積 (m <sup>2</sup> )	17.2		
④ 浸水深さ (m) (②/③)	0.313		
⑤ 機能喪失高さ (m)	0.641		
⑥ 裕度 (⑤-④)	0.328		
⑦ 評価結果	機能喪失しない		

【漏水量算出式】

$$Q = A \times C \sqrt{2 \times g \times h} \times t$$

ここで、Q：漏水量 (m<sup>3</sup>)

A：漏水部面積（異物噛み込みによる開口面積）

$$\begin{aligned} A &= 2 \times \pi \times r \times (\text{開口高さ}) / 2 \\ &= 2 \times \pi \times 30.5 \times 0.5 / 2 = 47.91 \approx 48 \text{mm}^2 \\ &= 4.8 \times 10^{-5} \text{m}^2 \end{aligned}$$

g：重力加速度 (9.80665m/s<sup>2</sup>)

h：水頭 (m)

C：損失係数（保守的に1とする。）

t：漏水発生時間 (秒)

r：ファンネル開口部半径 (mm)

開口高さ（異物サイズ）：0.5 (mm)

c. 逆止弁付ファンネルの異物混入への配慮について

- (a) 逆止弁付ファンネルは、通常時全閉状態であり、津波来襲前から閉止状態を維持する設計としていることから、ファンネルの下側から湧き上がる津波に対して直接シート面が接することはないため、津波来襲に伴い流入してくる異物に対して噛み込みしづらい構造である。
- (b) 海水ポンプ室側から流入する雨水等の排水に対しては、逆止弁付ファンネルの上流側に異物混入防止の網を設置することで、ファンネルシート部への異物の噛み込みが発生し難い設計としている（図 5.15-6）。

また、定期パトロールにて逆止弁付ファンネルからの排水状況の確認や定期的な清掃・点検を実施している。

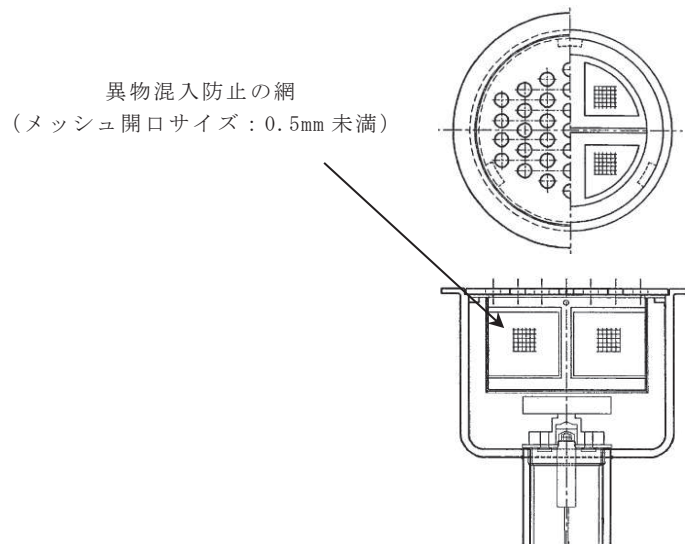


図 5.15-6 逆止弁付ファンネル異物混入防止概要図

## 5.16 強度評価における津波荷重等の鉛直方向荷重の考え方について

浸水防止蓋，逆止弁付ファンネルのうち，構築物の床面又は上版に水平に設置する設備について，津波荷重等の鉛直方向に作用する荷重の考え方について，以下に示す。

### (1) 津波荷重が設備の下側から作用する場合の鉛直方向荷重の考え方について

構築物の床面又は上版に水平に設置する設備の鉛直方向に作用する荷重については，自重，積雪荷重，余震荷重及び津波荷重を組み合わせる評価を行う。荷重の組合せについては，荷重が作用する向きを考慮し，安全側の評価となるように適切に組み合わせる。それぞれの荷重が作用する向きは表 5.16-1 及び図 5.16-1 に示される向きとなることから，津波荷重及び鉛直上向きの余震荷重を考慮し，自重，積雪荷重及び鉛直下向きの余震荷重は考慮しないこととする。ただし，余震の震度が 1G 以下となる場合は，余震荷重より自重の方が大きくなることから，余震による上向きの荷重が生じないため，鉛直上向きの余震荷重についても考慮しないこととする。

表 5.16-1 に設備に作用する鉛直方向荷重一覧，図 5.16-1 に設備に作用する鉛直方向荷重の概念図を示す。

表 5.16-1 設備に作用する鉛直方向荷重一覧  
(津波荷重が設備の下側から作用する場合)

	荷重の種類	荷重の向き	評価上の扱い	備考
①	自重	鉛直下向き (↓)	考慮しない	
②	積雪荷重	鉛直下向き (↓)	考慮しない	
③	余震荷重	鉛直上向き (↑)	考慮する	余震の震度が 1G 以下の場合は，考慮しない。
④		鉛直下向き (↓)	考慮しない	
⑤	津波荷重	鉛直上向き (↑)	考慮する	

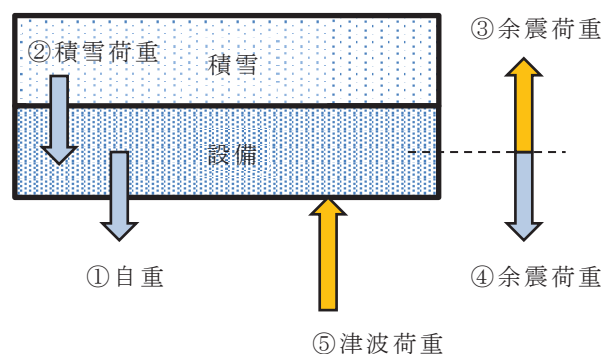


図 5.16-1 設備に作用する鉛直方向荷重の概念図  
(津波荷重が設備の下側から作用する場合)

(2) 津波荷重が設備の上側から作用する場合の鉛直方向荷重の考え方について

構築物の床面又は上版に水平に設置する設備の鉛直方向に作用する荷重については、自重、積雪荷重、余震荷重及び津波荷重を組み合わせる評価を行う。荷重の組み合わせについては、荷重が作用する向きを考慮し、安全側の評価となるように適切に組み合わせる。それぞれの荷重が作用する向きは表 5.16-2 及び図 5.16-2 に示される向きとなることから、自重、積雪荷重、津波荷重及び鉛直下向きの余震荷重を考慮し、鉛直上向きの余震荷重は考慮しないこととする。

表 5.16-2 設備に作用する鉛直方向荷重一覧

(津波荷重が設備の上側から作用する場合 (基礎ボルト, 固定ボルト以外))

	荷重の種類	荷重の向き	評価上の扱い	備考
①	自重	鉛直下向き (↓)	考慮する	
②	積雪荷重	鉛直下向き (↓)	考慮する	
③	余震荷重	鉛直上向き (↑)	考慮しない	
④		鉛直下向き (↓)	考慮する	
⑤	津波荷重	鉛直下向き (↓)	考慮する	

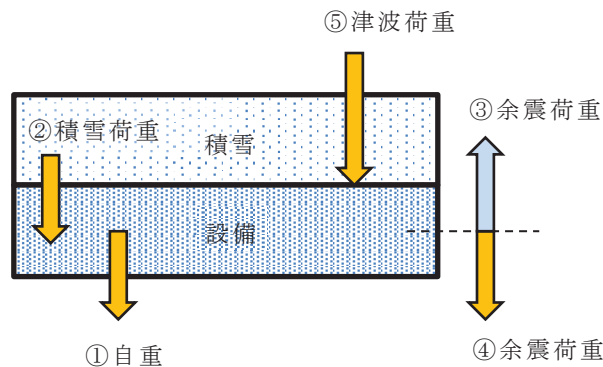


図 5.16-2 設備に作用する鉛直方向荷重の概念図

(津波荷重が設備の上側から作用する場合 (基礎ボルト, 固定ボルト以外))

また、基礎ボルト及び固定ボルトの鉛直方向の荷重については、圧縮荷重となる方向には作用せず、引張荷重となる方向のみに作用する。このため、浸水防止蓋等の設備本体に鉛直上向きの荷重が作用し、基礎ボルト及び固定ボルトに引張荷重が作用する場合について評価する。このときに、それぞれの荷重が作用する向きは表 5.16-3 及び図 5.16-3 に示される向きとなることを考慮して評価する。積雪荷重及び津波荷重については、基礎ボルト及び固定ボルトに引張力が作用する方向と反対となり、作用する条件により荷重が変化することから、安全側に評価するために考

慮しないこととする。

したがって、自重と余震荷重を考慮して評価を実施する。余震の震度が 1G 以下となる場合には、設備に上向きの荷重が作用しないため、基礎ボルト及び固定ボルトには引張荷重が作用しないことから評価を行わない。このため、余震の震度が 1G を超える場合にのみ、自重と余震荷重を考慮して評価することとする。なお、余震として  $S_d - D_2$  を考慮しているため、 $S_s - D_2$  の 1/2 となることから、耐震評価にて包絡できる条件となっている。

表 5.16-3 設備に作用する鉛直方向荷重一覧

(津波荷重が設備の上側から作用する場合 (基礎ボルト, 固定ボルト))

	荷重の種類	荷重の向き	評価上の扱い	備考
①	自重	鉛直下向き (↓)	考慮する	余震の震度が 1G 以下の場合には、基礎ボルト及び固定ボルトに引張荷重が作用しないため、評価を実施しない。
②	積雪荷重	鉛直下向き (↓)	考慮しない	
③	余震荷重	鉛直上向き (↑)	考慮する	余震の震度が 1G 以下の場合には、基礎ボルト及び固定ボルトに引張荷重が作用しないため、評価を実施しない。
④		鉛直下向き (↓)	考慮しない	
⑤	津波荷重	鉛直下向き (↓)	考慮しない	

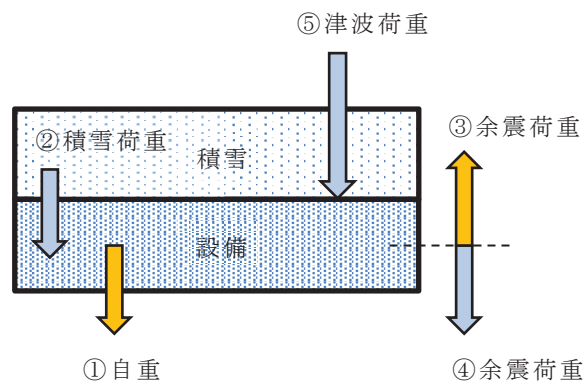


図 5.16-3 設備に作用する鉛直方向荷重の概念図

(津波荷重が設備の上側から作用する場合 (基礎ボルト, 固定ボルト))

## 5.17 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

### 5.17.1 概要

海水ポンプ室，原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部），第3号機海水ポンプ室，第3号機海水熱交換器建屋及び第3号機補機冷却海水系放水ピットに設置される浸水防護に関する施設としては，防潮壁，逆止弁付ファンネル，貫通部止水処置，浸水防止蓋及び水密扉があり，これらは耐震Sクラスであるとともに，地震時・津波時においても止水機能が要求される設備である。

海水ポンプ室，原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部），第3号機海水ポンプ室，第3号機海水熱交換器建屋及び第3号機補機冷却海水系放水ピットは，添付書類「VI-2-1-4 耐震重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分の基本方針」に示すとおり，耐震Sクラスの浸水防護施設が設置される間接支持構造物であり，地震時の止水性を維持する設計としている。

これらの津波に対する止水機能を有する施設の基準上の位置付け並びに耐震及び強度評価に係る図書構成を表5.17-1に示す。

海水ポンプ室，原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部），第3号機海水ポンプ室，第3号機海水熱交換器建屋及び第3号機補機冷却海水系放水ピットのうち，止水機能が要求される範囲（部材）について，基準地震動 $S_s$ による地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して，止水性が維持されることを，各施設の耐震性についての計算書にて確認している。

止水性の維持の確認フローを図5.17-1に示す。

コンクリートに発生するひび割れは，面内変形によるひび割れと面外変形によるひび割れが考えられ，止水性の維持の確認方法として以下の3つに分けられる。

#### ① 面外荷重に伴うひび割れが主体（原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）及び第3号機補機冷却海水系放水ピット）

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）及び第3号機補機冷却海水系放水ピットの止水機能が要求される部位に発生するひび割れは，面外荷重に伴うひび割れが主体であり，漏水が生じるような顕著な（部材を貫通するような）ひび割れは発生しないことを，断面が降伏に至らないこと及び発生せん断力がせん断耐力を下回るにより確認する。

#### ② 面外荷重に伴うひび割れ及び面内荷重に伴うひび割れの双方を考慮する必要がある（海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室）

海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室は地盤に埋設され面外荷重が主体となる箱形構造物であるが，加振方向に平行に配置される隔壁等の面部材を耐震部材として考慮しており，止水性が要求される部位に発生するひび割れは面外荷重と面内荷重の両方に起因することから，面外荷重によって漏水が生じるような顕著な（部材を貫通するような）ひび割れは発生しないことを，断面が降伏に至らないこと及び発生せん断力がせん断耐力を下回るにより確認する。さらに，面内荷重によって面内せん断ひずみが弾性範囲内（J E A G 4 6 0 1 - 1987で規定されているスケルトンカーブの第一折点を下回る）であることについても確認する。

面内せん断ひずみが弾性範囲を超える場合（第一折点を超過する）は、漏水量を算定し、津波防護に影響を与えないことを確認する。

③ 面内荷重に伴うひび割れが主体（第3号機海水熱交換器建屋）

第3号機海水熱交換器建屋の止水機能が要求される部位に発生するひび割れは、面内荷重に伴うひび割れが主体であり、面内せん断ひずみが弾性範囲内（J E A G 4 6 0 1 - 1987で規定されているスケルトンカーブの第一折点を下回る）であることを確認する。

面内せん断ひずみが弾性範囲を超える（第一折点を超過する）場合は、コンクリート構造物の水密性に影響を与える残留ひび割れ幅が「0.2mm」未満であることを確認する。残留ひび割れ幅が「0.2mm」を超過する場合は、漏水量を算定し、津波防護に影響を与えないことを確認する。

以降の章で各施設の評価概要を示す。

表5. 17-1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

施設・設備	施設区分	止水機能を必要とする状況	耐震設計			耐津波設計		
			技術基準規則の解釈 (第5条 地震による損傷の防止)	機能維持の基本方針 (VI-2-1-9)	評価記録記載箇所	技術基準規則の解釈 (第6条 津波による損傷の防止)	津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針 (VI-3-別添3-1)	評価記録記載箇所
海水ポンプ室 (隔壁, 中床版)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び浸水防止設備の間接支持構造物)	隔壁及び中床版が、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画(海水ポンプ室補機ポンプエリア)に隣接している。	1 第1項の規定は、設置許可基準規則第4条第1項の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、設計基準対象施設が、設置許可基準規則第4条第2項の地震力に対し、施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していることをいう。 2 第2項の規定は、設置許可基準規則第4条第3項の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、耐震重要施設が、設置許可基準規則第4条第3項の基準地震動による地震力に対し、施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していることをいう。	止水性の維持が要求される施設が取り付けられた、建物・構築物及び土木構造物の壁など、止水性の維持が要求される部位については、断面が降伏に至らない状態であれば、漏水が生じることから、基準地震動Ssによる地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して、おおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する。	VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書	記載なし	(隔壁, 中床版の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】 資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価 参考資料2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について
原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部)(頂版)	屋外重要土木構造物 (浸水防止設備の間接支持構造物)	頂版が、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画(トレンチ)に隣接している。			VI-2-2-12-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト(鉛直部)の耐震性についての計算書		(頂版の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】 資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクト(鉛直部)の耐震安全性評価 参考資料1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について
第3号機海水ポンプ室 (隔壁, 中床版)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び浸水防止設備の間接支持構造物)	隔壁及び中床版が、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画や、主要施設が設置される敷地に隣接していない。また、隔壁及び中床版が隣接している第3号機循環水ポンプエリアは、敷地に浸水する前に貯留可能な構造となっている。			VI-2-2-10 第3号機海水ポンプ室の耐震性についての計算書		(隔壁, 中床版の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】 資料14 第3号機海水ポンプ室の耐震安全性評価 6.3 構造部材の健全性に対する評価結果 6.3.3 壁部材の内せん断に対する評価結果 (2) 止水機能
第3号機海水熱交換器建屋 (止水機能を有する壁, 床)	建物・構築物 (津波防護施設及び浸水防止設備の間接支持構造物)	止水機能を有する壁及び床が、主要施設が設置される敷地に隣接している。			VI-2-2-30 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書		(止水機能を有する壁, 床の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-610-12【第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料】 別紙6 浸水に対する境界躯体の止水性について
第3号機補機冷却海水系放水ビット (側壁)	土木構造物 (浸水防止設備の間接支持構造物)	側壁が、主要施設が設置される敷地に隣接している。			VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋(第3号機補機冷却海水系放水ビット)の耐震性についての計算書		(側壁の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。)	補足-140-1【津波への配慮に関する説明書の補足説明資料】 6.5.3.3 浸水防止蓋(第3号機補機冷却海水系放水ビット)の耐震性についての計算書に関する補足説明



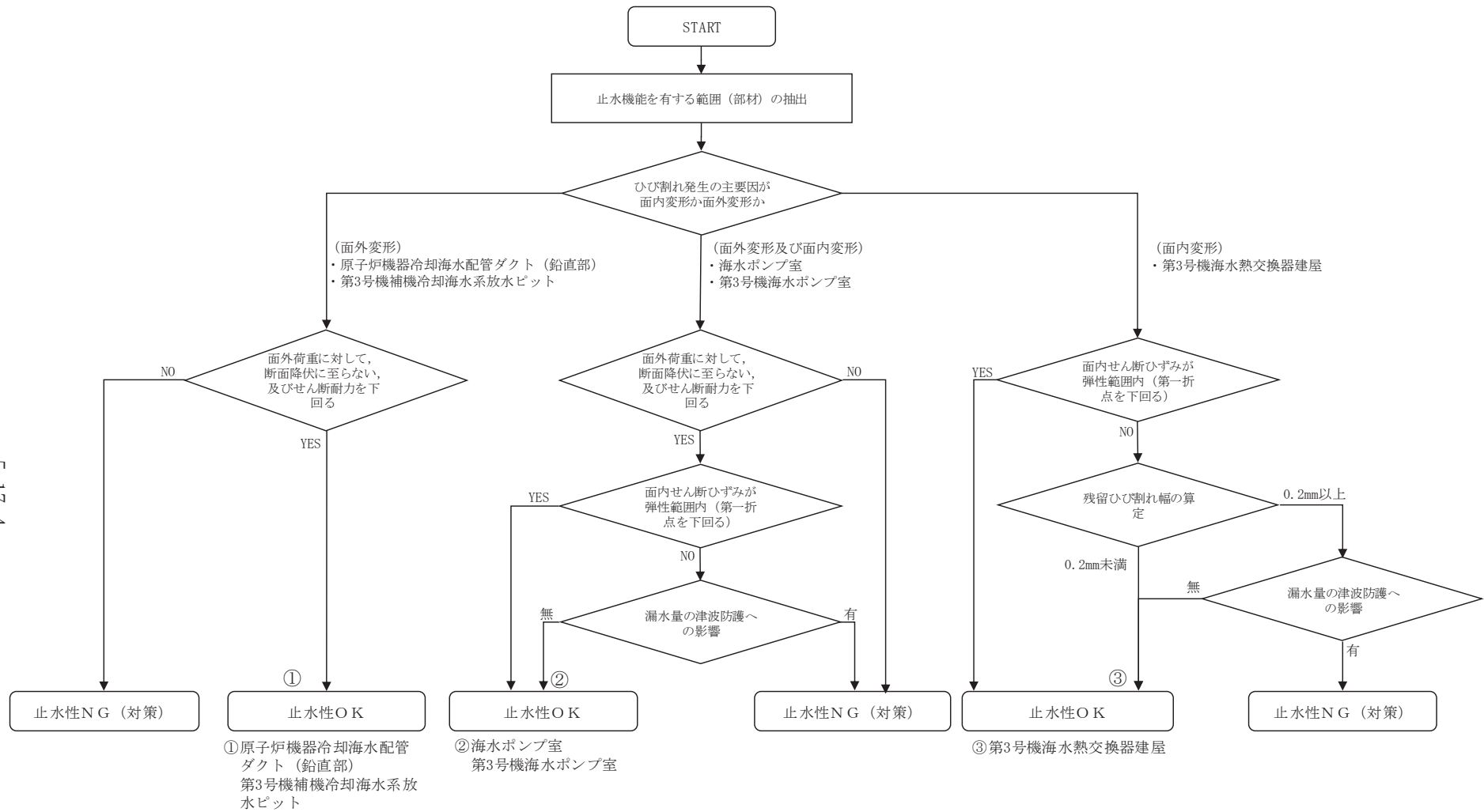


図5.17-1 止水性の維持の確認フロー

## (1) 海水ポンプ室

海水ポンプ室において止水機能が要求される範囲(部材)は図5.17-2のとおりであり、津波の押し波に対する止水機能を有するのは、スクリーンエリアから流入する津波に対する止水として隔壁②が、水路部からの止水に対して中床版④、中床版⑤が該当する。

隔壁及び中床版は、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画(海水ポンプ室補機ポンプエリア)に隣接していることから、止水性の確認を行う。

海水ポンプ室の耐震評価については、添付書類「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」に記載のとおり、基準地震動 $S_s$ による地震力に伴い生じる面外方向の荷重又は応力に対して断面が降伏に至らないこと及びせん断耐力を下回ることを確認していることから、漏水が生じるような顕著なひび割れは発生せず、止水性は維持される。

一方で、面内変形に対しては、面内せん断ひずみがJ E A G 4 6 0 1 -1987で規定されているスケルトンカーブの第一折点( $\gamma_1$ ) (以下「 $\gamma_1$ 」という。)を下回れば面内せん断ひび割れは発生せず水密性はあると考えられ、 $\gamma_1$ を超過する場合は漏水量を算定し、止水性を損なうおそれがないことを評価することとしていることから、止水機能が要求される部材のうち、面内せん断ひずみが $\gamma_1$ を超過した部材に対して、「補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】」のうち「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価 参考資料2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について」に記載のとおり、漏水量を算定している。

これら部材の基準地震動 $S_s$ に対する面内せん断ひずみ及び $\gamma_1$ は表5.17-2のとおりであり、隔壁②が最も面内せん断ひずみが大きく、かつ $\gamma_1$ を超過することから、隔壁②を代表部材として選定し、漏水量評価を実施する。

漏水量評価は、基準地震動 $S_s$ を経験した後に基準津波が来襲し、海水ポンプ室スクリーンエリアの水位が上昇し、水位が最高水位(防潮壁(第2号機海水ポンプ室)の設計用水位: O.P. +19.60m (平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う約1mの地盤沈下は非考慮))となった状態に余震(弾性設計用地震動 $S_d - D2$ )が重畳した場合を想定する。

ひび割れ幅やひび割れの貫通、津波の継続時間を保守的に考慮した条件での総漏水量を $0.151\text{m}^3$ と評価している。この漏水量を考慮して逆止弁ファンネルによる浸水量 $0.3\text{m}^3$ と合算して評価した場合においても、表5.17-3に示すとおり原子炉補機冷却海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの機能喪失高さに対して、浸水高さは十分小さく、安全機能へ影響はないことを確認した。

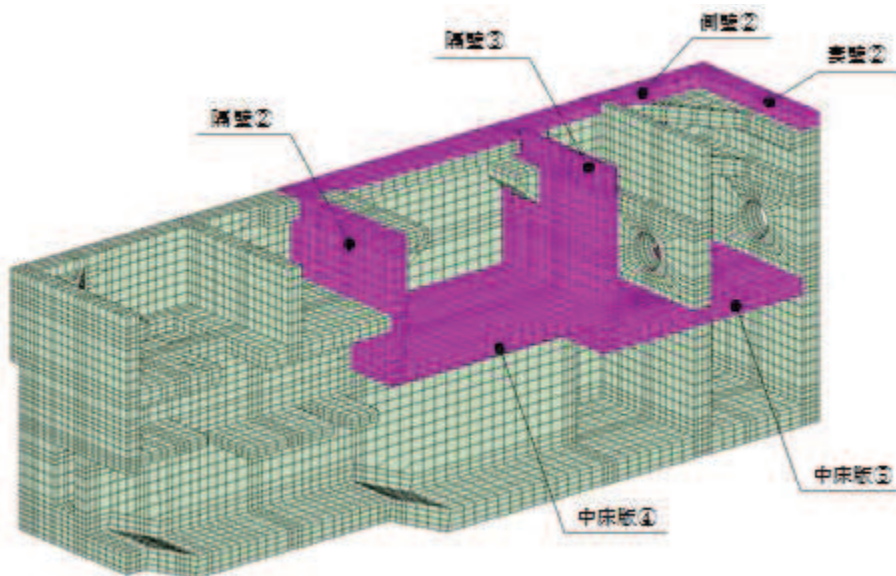
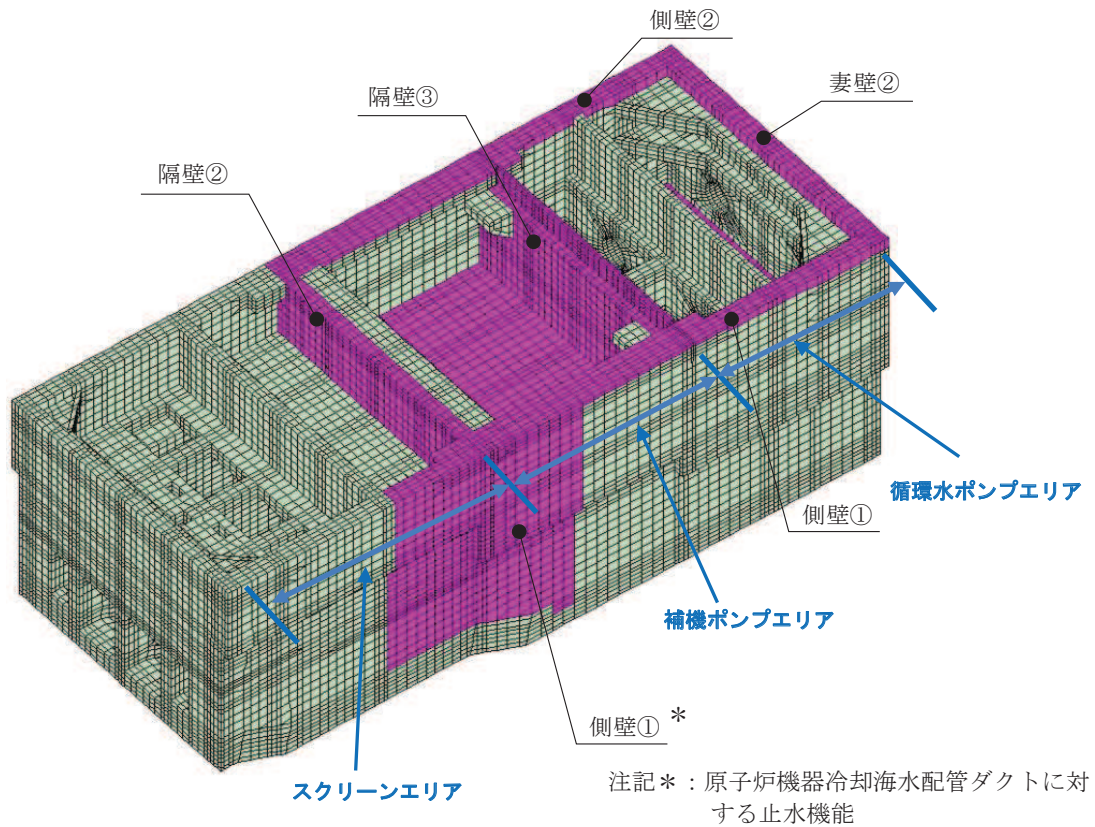


図 5.17-2 海水ポンプ室において止水機能が要求される部材の範囲

表 5.17-2 海水ポンプ室の評価対象部材の面内せん断ひずみ

	解析 ケース	地震波	面内せん断 ひずみ	第一折点 $\gamma_1$
隔壁②	③	S s - N 1 (++)	490 $\mu$	146 $\mu$
	①	S s - D 2 (-+)	283 $\mu$	146 $\mu$
中床版④	③	S s - N 1 (++)	39 $\mu$	146 $\mu$
中床版⑤	③	S s - N 1 (++)	268 $\mu$	146 $\mu$

表 5.17-3 海水ポンプ室の浸水量評価結果

設置区画	逆止弁付フ ァンネルに よる浸水量 ( $m^3$ ) (A)	海水ポンプ 室の隔壁か らの漏水量 ( $m^3$ ) (B)	海水ポンプ 室の浸水量 ( $m^3$ ) (A+B)	区画有効 面積 ( $m^2$ ) (C)	浸水高さ (m) (A+B)/C	機能喪失 高さ* (m)
原子炉補機冷却海 水ポンプ(A)(C)室	0.3	0.151	0.451	63.7	0.01	0.275
原子炉補機冷却海 水ポンプ(B)(D)室	0.3	0.151	0.451	128.5	0.01	0.275
高圧炉心スプレイ 補機冷却海水ポン プ室	0.2	0.151	0.351	17.2	0.03	0.065

注記\*：ポンプ（電動機，端子箱），電動弁及び計装品の機能喪失高さの設定については，それぞれ浸水により実際に機能を損なうおそれのある高さがあるが，一番低い設備の設置高さに対して余裕を考慮し，更に低いポンプのコンクリート基礎高さを機能喪失高さに設定する。

(2) 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）のうち止水機能が要求される部材は、図5.17-3及び図5.17-4に示す浸水防止蓋を支持する頂版である。

頂版は、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画（トレンチ）に隣接していることから、止水性の確認を行う。

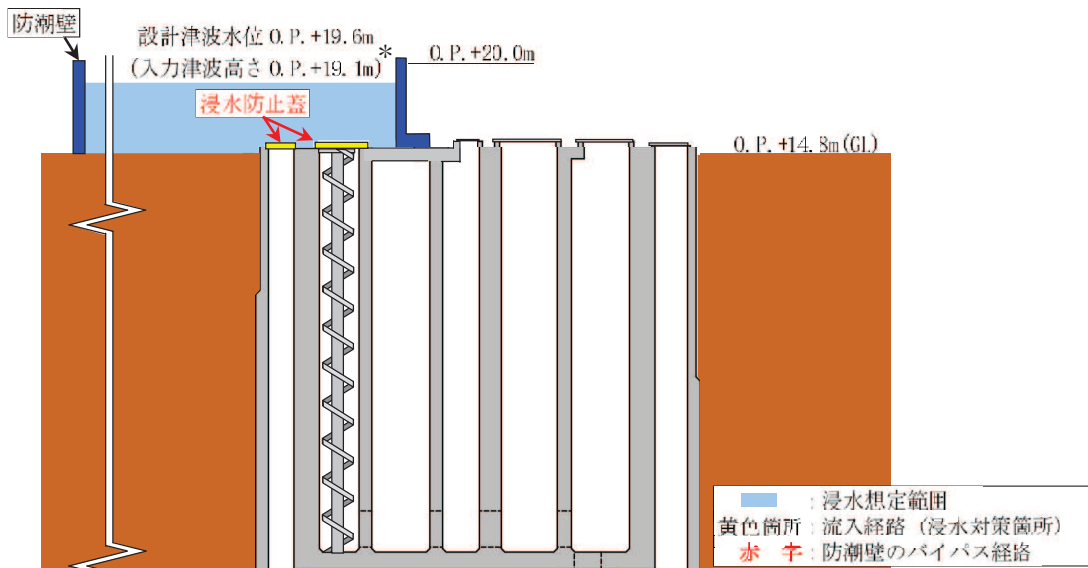
原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）のうち頂版については、添付書類「VI-2-2-12-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震性についての計算書」に記載のとおり、基準地震動 $S_s$ による地震力に伴い生じる面外方向の荷重又は応力に対して断面が降伏に至らないこと及びせん断耐力を下回ることを確認していることから、漏水が生じるような顕著なひび割れは発生せず、止水性は維持される。

津波時の評価については、「補足-610-20【屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について】」のうち「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価 参考資料1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について」に記載のとおり、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）の設計水位に基づき地表面から浸水深さ4.8mの静水圧を考慮した状態に余震（弾性設計用地震動 $S_d-D2$ ）が重畳した場合を想定する。

構造部材の発生応力度は、短期許容応力度と設定した許容限界を下回っており、おおむね弾性範囲にとどまることを確認したことから、止水性を損なわない。



図5.17-3 海水ポンプ室スクリーンエリア周囲の津波の浸水想定範囲（平面図）



\*注記:平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、  
 牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことにより、入力津波高さは  
 O.P. +18.1m であるが、本評価においては沈下を考慮せずに O.P. +19.1m と表記。

図 5.17-4 海水ポンプ室スクリーンエリア周囲の津波の浸水想定範囲（A-A 断面）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### (3) 第3号機海水ポンプ室

隔壁及び中床版は、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画や、主要施設が設置される敷地に隣接していない。

また、隔壁及び中床版が隣接している第3号機循環水ポンプエリアは、敷地に浸水する前に貯留可能な構造であることを考慮し、敷地に浸水しないことの確認を行う。

第3号機海水ポンプ室の耐震評価については、添付書類「VI-2-2-10 第3号機海水ポンプ室の耐震性についての計算書」に記載のとおり、基準地震動 $S_s$ による地震力に伴い生じる面外方向の荷重又は応力に対して断面が降伏に至らないこと及びせん断耐力を下回ることを確認していることから、漏水が生じるような顕著なひび割れは発生せず、止水性は維持される。

第3号機海水ポンプ室において、止水機能が要求される範囲（部材）は図5.17-5のとおりで、いずれも津波の押し波時において要求される止水機能であり、面内せん断ひずみは隔壁③で最大（ $543\mu$ ）となる。

「補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】」のうち「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」の「参考資料2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について」に示すとおり、海水ポンプ室の隔壁②において、面内せん断ひずみが最大（ $490\mu$ ）となるが、津波高0.P.+19.6mに対して漏水量は $0.151\text{m}^3$ であり、止水性に影響を与えるような漏水量ではないことを確認している。一方、第3号機海水ポンプ室においては、隔壁③において面内せん断ひずみが最大（ $543\mu$ ）で、津波高は0.P.+20.5mである。海水ポンプ室と比較すると、第3号機海水ポンプ室は面内せん断ひずみ及び津波高さともやや大きな値となるが、漏水量が多くなったとしても青枠で示すエリアの容積（約 $10,000\text{m}^3$ ）を考慮すれば、津波の押し波時における外郭防護機能を損なうような漏水は発生せず、止水性を維持できるものと評価できる。

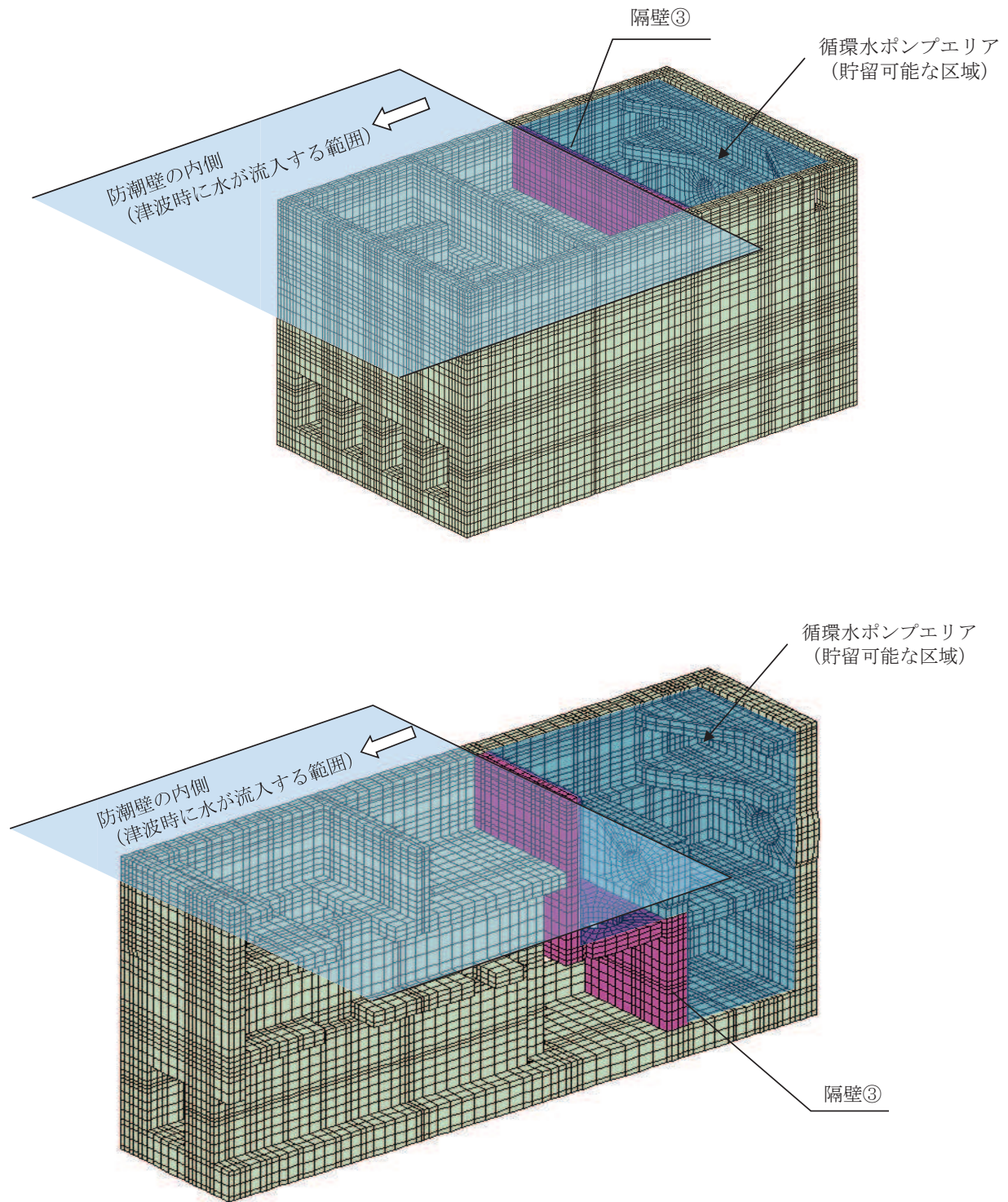


図 5.17-5 第 3 号機海水ポンプ室において止水機能が要求される部材の範囲



(4) 第3号機海水熱交換器建屋

第3号機海水熱交換器建屋において止水機能が要求される範囲（部材）は図5.17-6のとおりであり、浸水防護施設が設置される壁及び床が該当する。

止水機能を有する壁及び床は、主要施設が設置される敷地に隣接していることから、止水性の確認を行う。

止水機能が要求される部材のうち $H_E-H_F$ 通り間の壁、 $H_F$ 通りの外壁、O.P. 3.0m中間スラブについては、「補足-610-12 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」のうち「別紙6 浸水に対する境界躯体の止水性について」に記載のとおり、表5.17-4に示す基準地震動 $S_s$ における最大せん断ひずみの結果を用いて、「鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひびわれ性状に関する検討（昭和63年コンクリート工学年次論文報告集）」に基づき残留ひび割れ幅を算定した結果、残留ひび割れ幅は0.18mmとなる。この残留ひび割れ幅が、「原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説（日本建築学会）」に示される、コンクリート構造物の水密性に影響を与える評価基準である「0.2mm」未満となることを確認していることから、止水性は維持される。

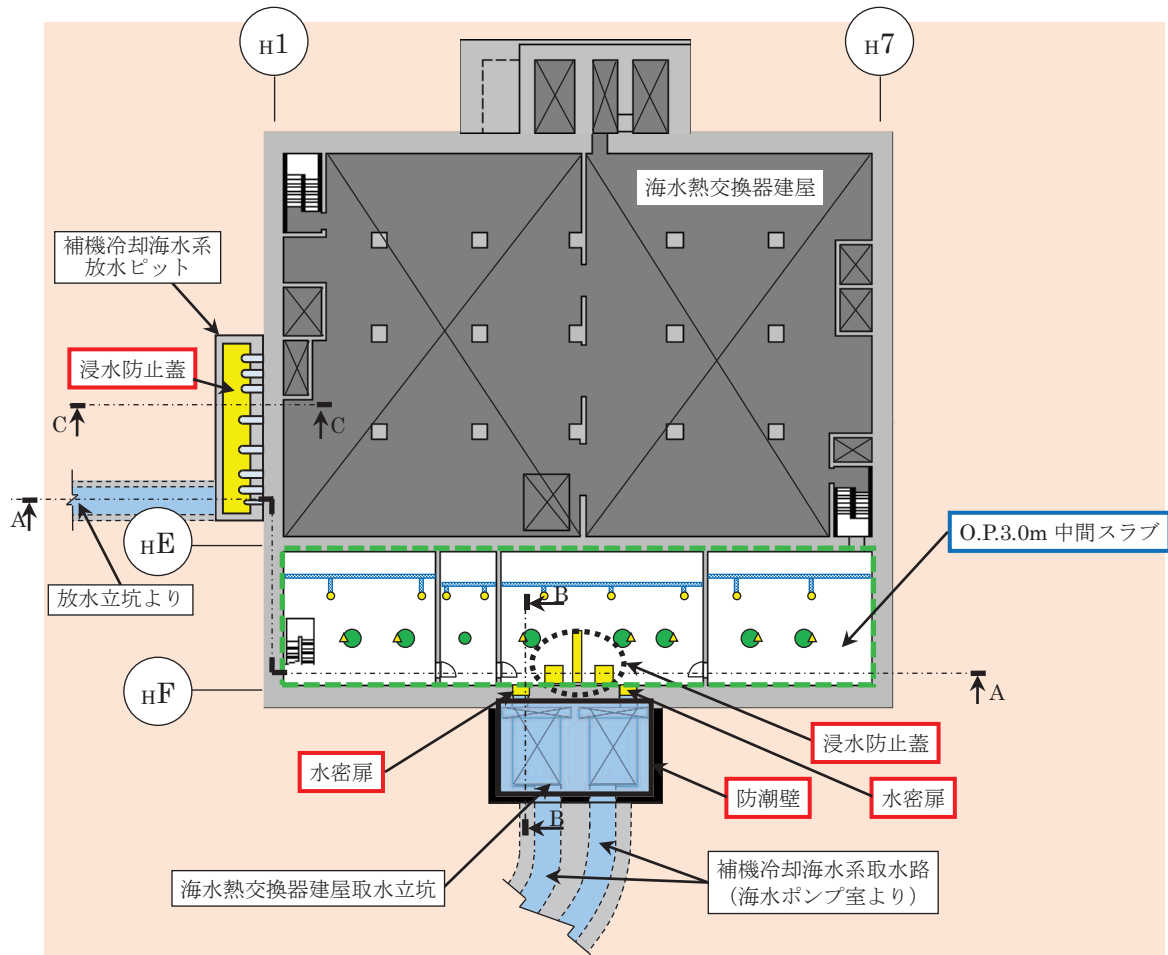
また、 $H_1$ 通り側の片持ちスラブ、南側袖壁については、添付書類「VI-2-2-30 第3号機海水熱交換器建屋の耐震性についての計算書」のうち「別紙1 浸水防護施設を支持する部位等の評価について」に記載のとおり、基準地震動 $S_s$ による地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して構造部材の発生応力は、短期許容応力度と設定した許容限界を下回っており、おおむね弾性範囲にとどまることを確認したことから、止水性は維持される。

表 5.17-4 第3号機海水熱交換器建屋 基準地震動 $S_s$ による地震応答解析結果一覧

評価部位		最大応答せん断ひずみ ( $\times 10^{-3}$ )	
階	O.P. (m)	NS	EW
B1F	15.0 ~ 8.0	0.43	0.40
B2F	8.0 ~ -1.1	0.77	0.50
B3F	-1.1 ~ -9.5	0.61	1.07



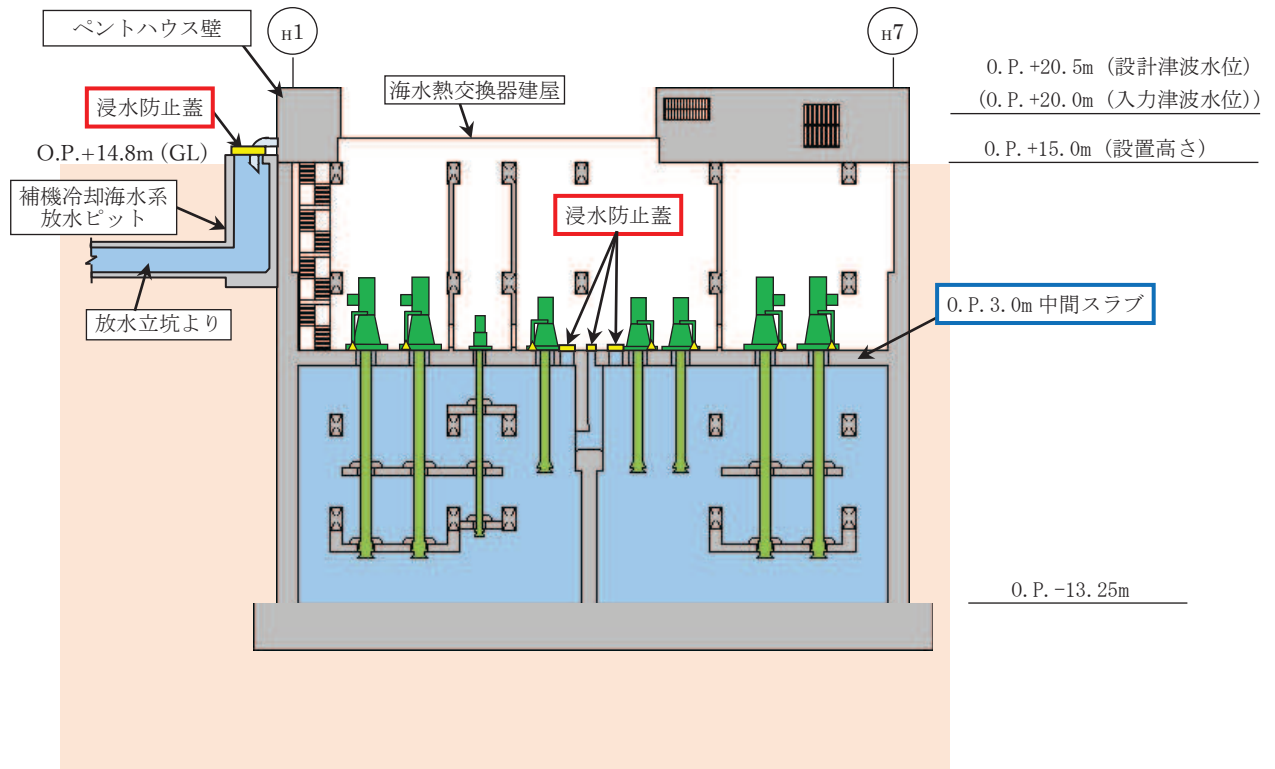
- : 補機ポンプエリア
- : 浸水想定範囲
- : 海水ポンプ室床側溝
- 黄色箇所 : 浸水経路 (浸水対策箇所)
- : 逆止弁付ファンネル
- ▲ : 海水ポンプグラウンドドレン



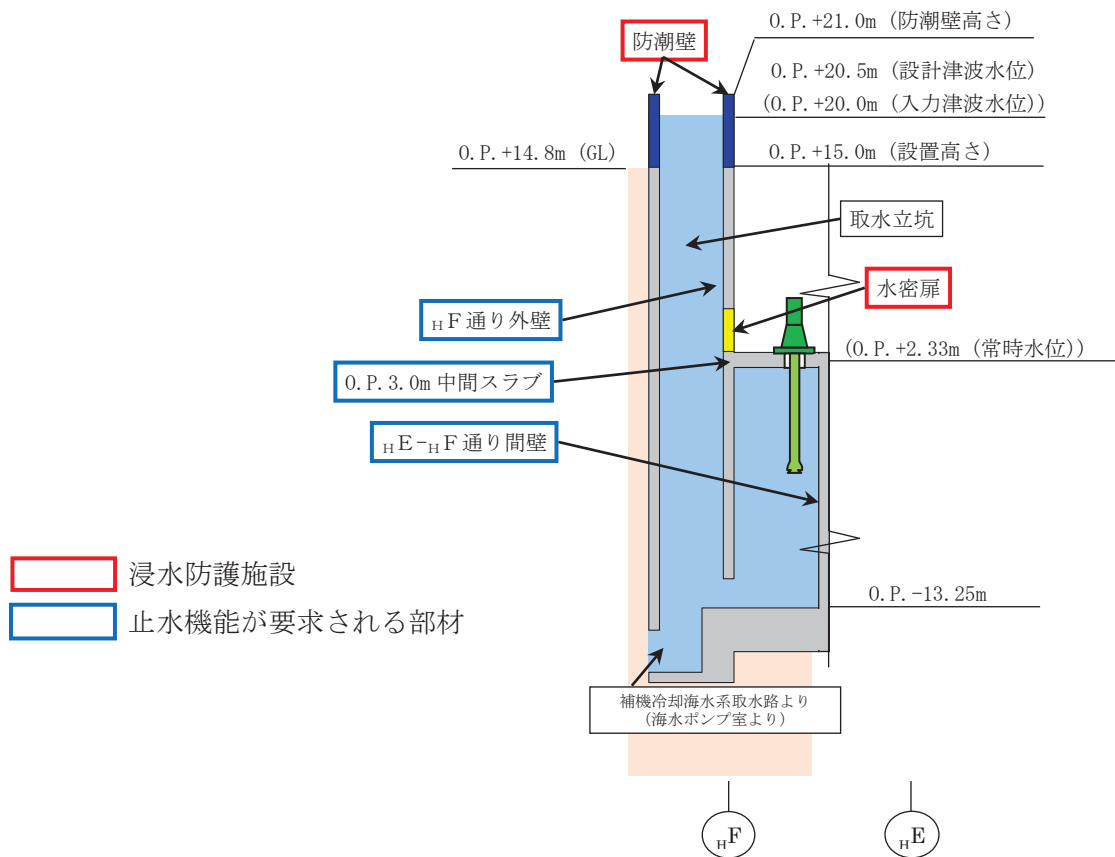
- 浸水防護施設
- 止水機能が要求される部材

(平面図)

図 5.17-6(1) 第3号機海水熱交換器建屋において止水機能が要求される部材の範囲

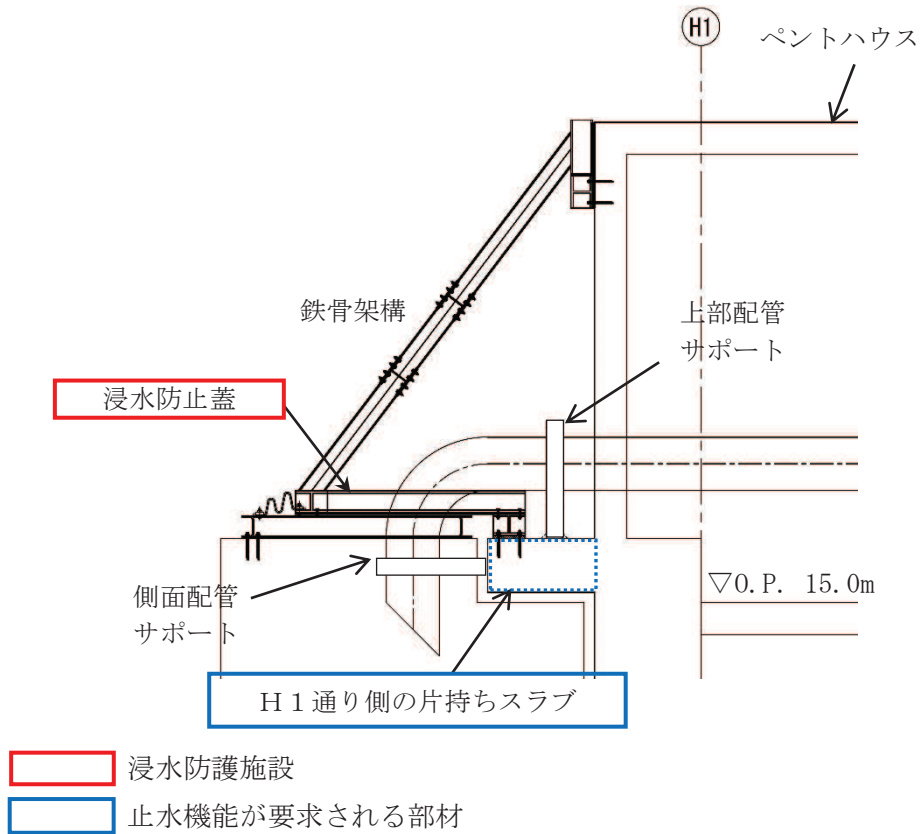


(A-A 断面図)



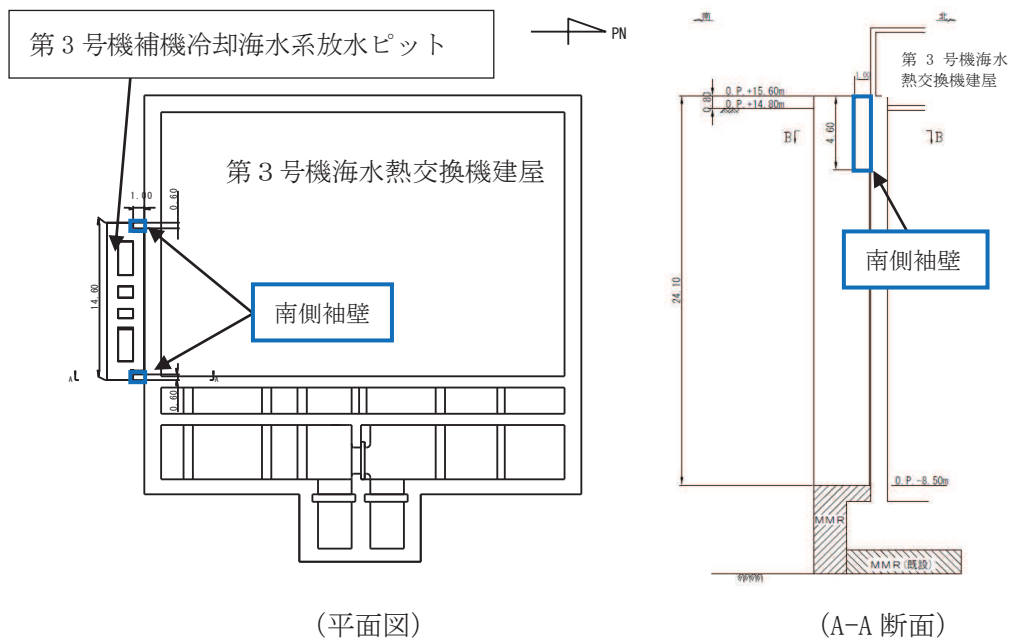
(B-B 断面図)

図 5.17-6(2) 第 3 号機海水熱交換器建屋において止水機能が要求される部材の範囲



(C-C 断面図)

図 5.17-6(3) 第 3 号機海水熱交換器建屋において止水機能が要求される部材の範囲



(平面図)

(A-A 断面)

(単位：m)

止水機能が要求される部材

図 5.17-6(4) 第 3 号機海水熱交換器建屋において止水機能が要求される部材の範囲

(5) 第3号機補機冷却海水系放水ピット

第3号機補機冷却海水系放水ピットの平面図を図5.17-7に示す。第3号機補機冷却海水系放水ピットのうち止水機能が要求される部材は、図5.17-8に示す浸水防止蓋を支持する側壁である。

側壁は、主要施設が設置される敷地に隣接していることから、止水性の確認を行う。

第3号機補機冷却海水系放水ピットのうち側壁については、添付書類「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書」に記載のとおり、基準地震動 $S_s$ による地震力に伴い生じる面外方向の荷重又は応力に対して断面が降伏に至らないこと及びせん断耐力を下回ることを確認していることから、漏水が生じるような顕著なひび割れは発生せず、止水性は維持される。

津波時の評価については、水圧を考慮すると第3号機補機冷却海水系放水ピットの側壁に作用する主な荷重である土圧を打ち消す方向に作用することから、耐震評価に包含され、止水性は維持される。

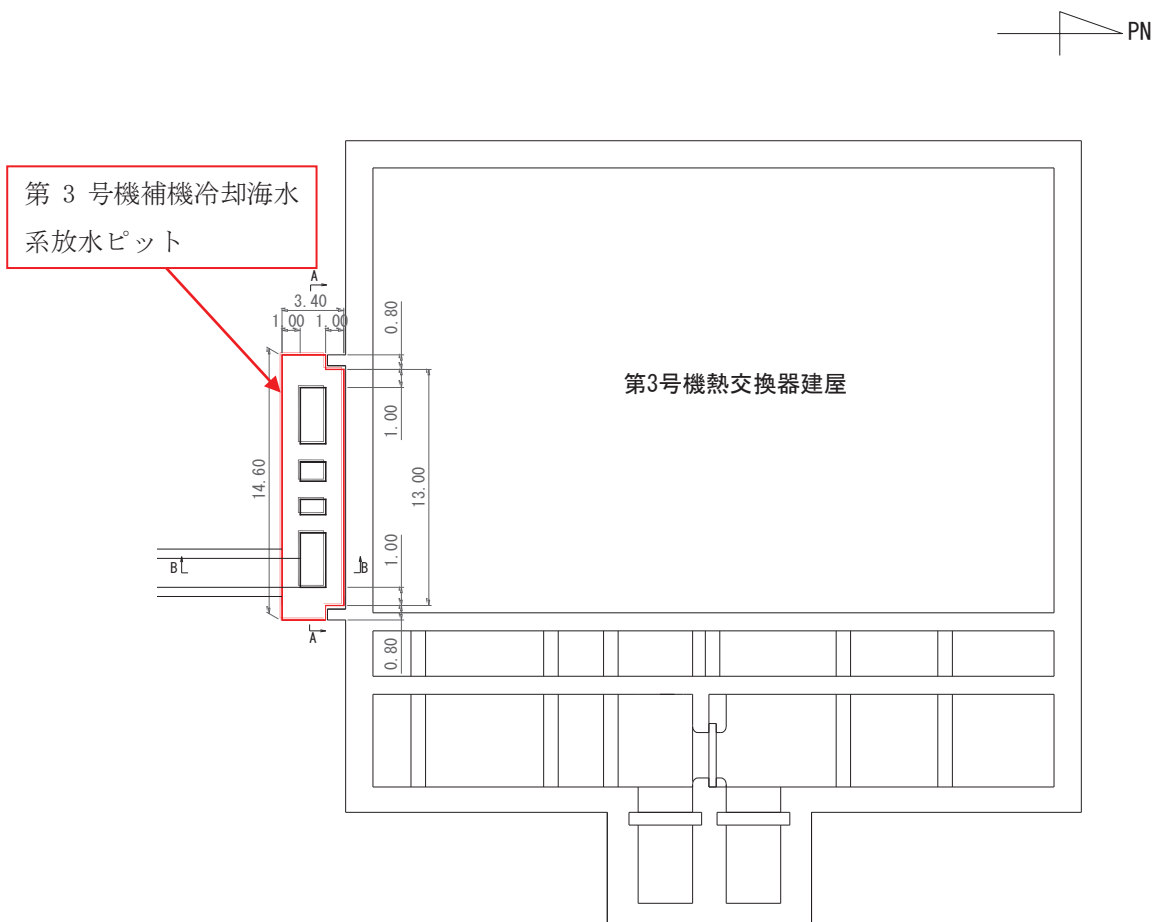


図 5.17-7 第3号機補機冷却海水系放水ピット平面図

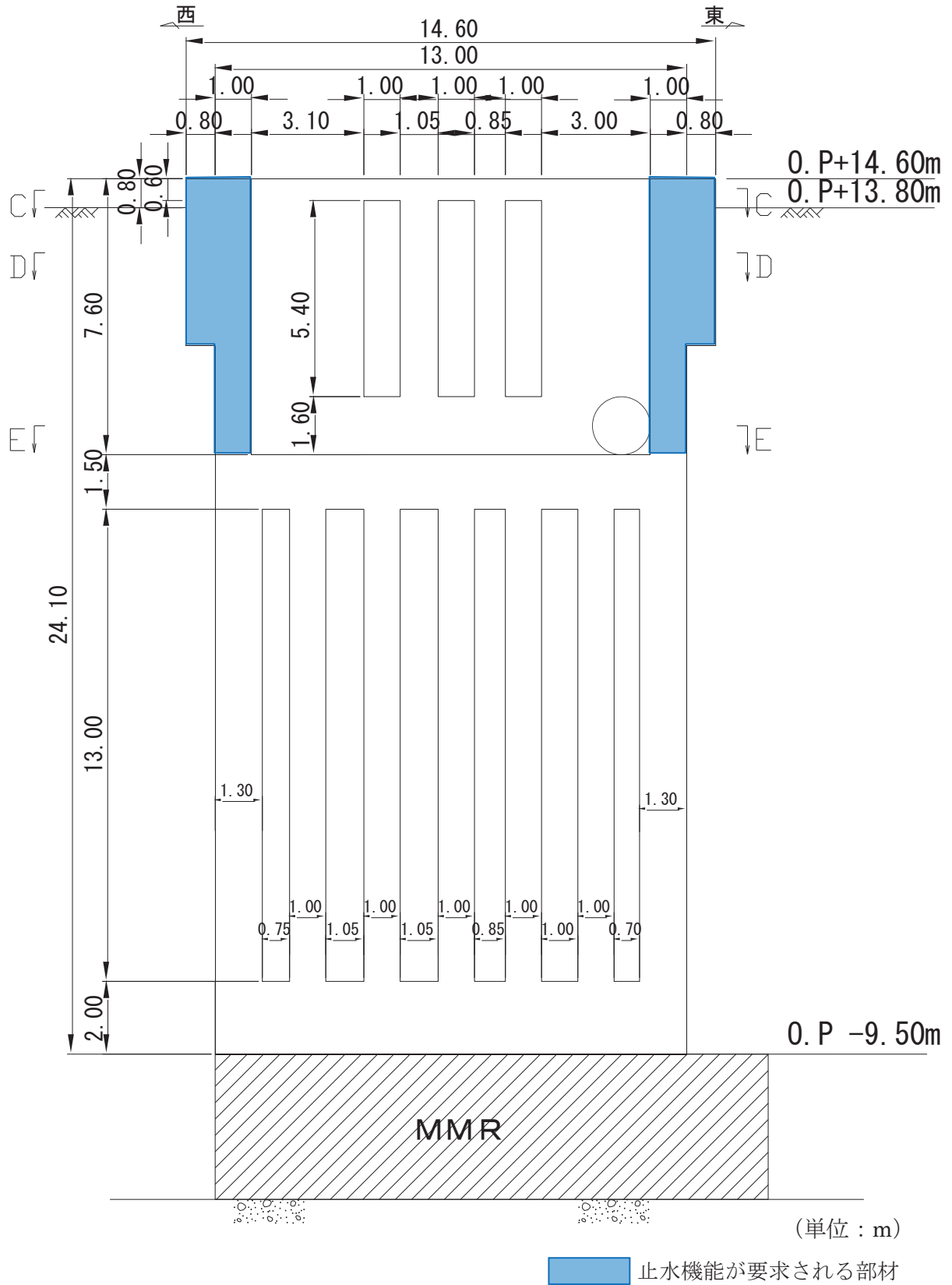
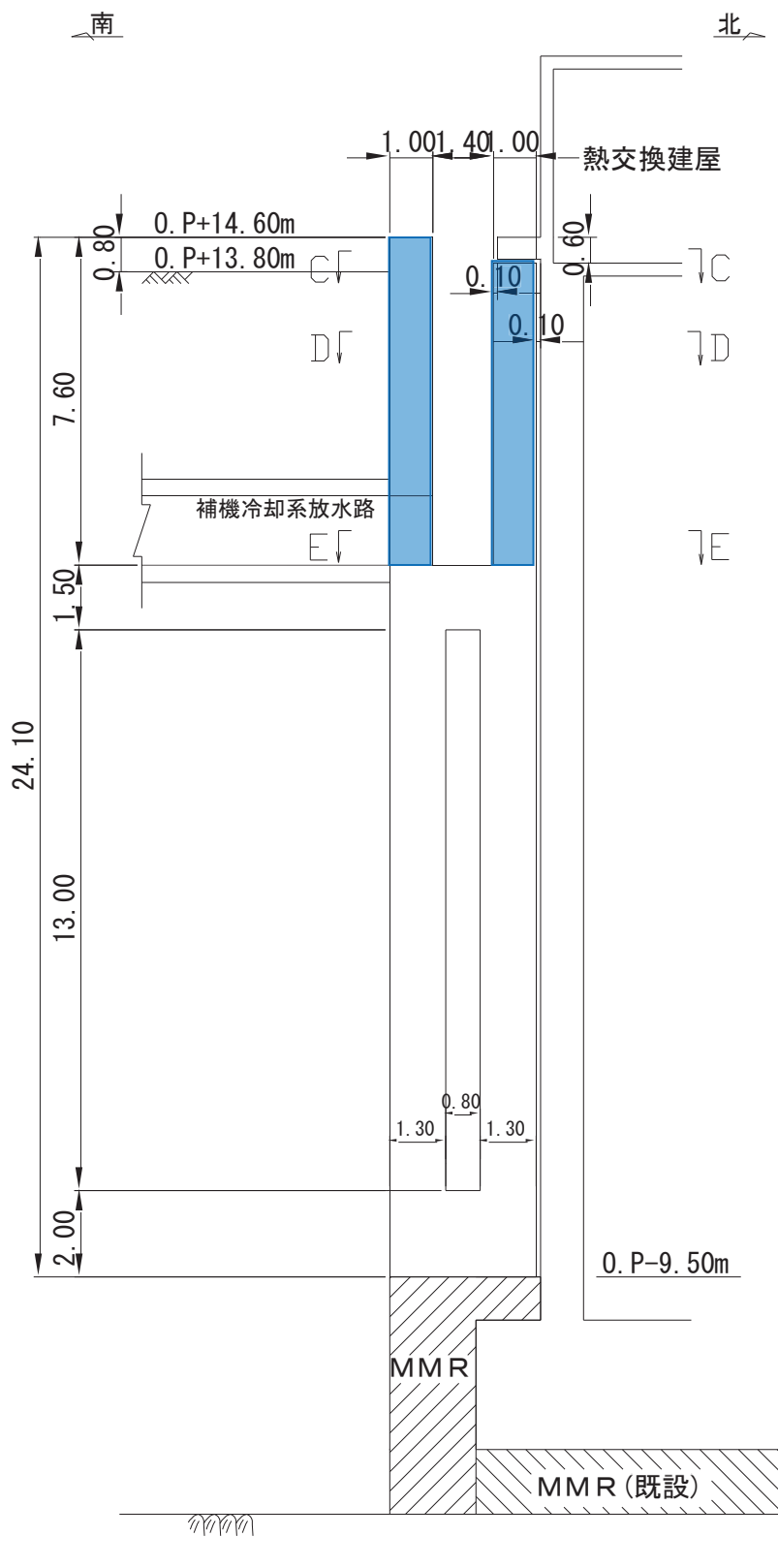


図 5.17-8(1) 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットにおいて止水機能が要求される部材の範囲  
(A-A 断面)



止水機能が要求される部材

図 5.17-8(2) 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットにおいて止水機能が要求される部材の範囲 (B-B 断面)

## 5.18 防潮壁内のスロッシングによる非常用海水ポンプへの没水影響について

### 5.18.1 概要

スロッシングは、繰り返し作用する地震動により水面が自由振動する現象であり、水の固有周期と地震動の卓越周期が一致すると水面は大きく励起される。これに対し、第2号機、第3号機海水ポンプ室及び放水立坑位置の入力津波は、第1波の影響が支配的で、各防潮壁内に津波水位（水の固有周期）は時々刻々変化し、津波が貯留する継続時間は短いのが特徴で、スロッシングによる水面変化は生じにくいと考えられる。その一例として、第2号機海水ポンプ室における入力津波の水位時刻歴波形、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）内に津波が貯留する継続時間を図5.18-1に示す。防潮壁内の津波水位は時間とともに変動しており、津波が貯留する継続時間は168秒（2.8分）に対し、最高水位（O.P.+18.06m）の継続時間は4秒と短い。

ただし、第2号機海水ポンプ室は補機ポンプを支持しており、そのエリアは防潮壁に隣接しているとともに（図5.18-2）、入力津波水位（O.P.+18.1m）に対して防潮壁高さ（O.P.+19.0m）との差異が0.9mと最も少ないことを踏まえ、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）（以下、「防潮壁」という。）を対象に、余震（弾性設計用地震動 S d - D 2）を作用させたスロッシング解析を実施し、非常用海水ポンプに及ぼす影響を確認する。

スロッシング解析に用いる入力地震動について、水平1方向及び鉛直方向加振に加え、水平2方向及び鉛直方向加振による影響についても考慮する。水平2方向及び鉛直方向加振の検討の詳細は、「(別紙4)水平2方向及び鉛直方向加振による影響検討」に示す。



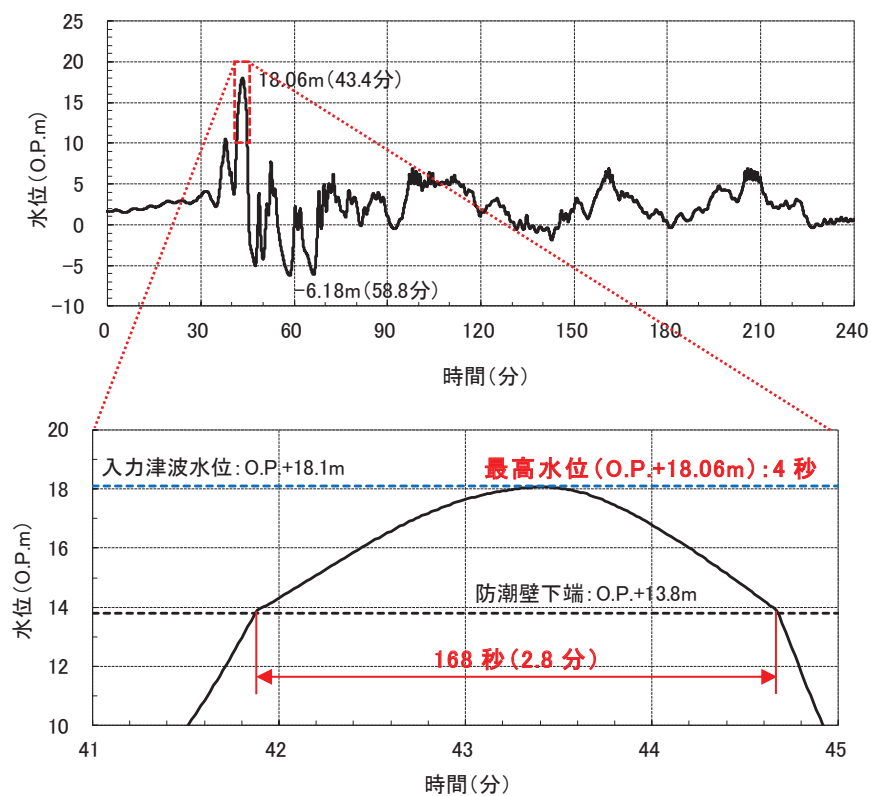
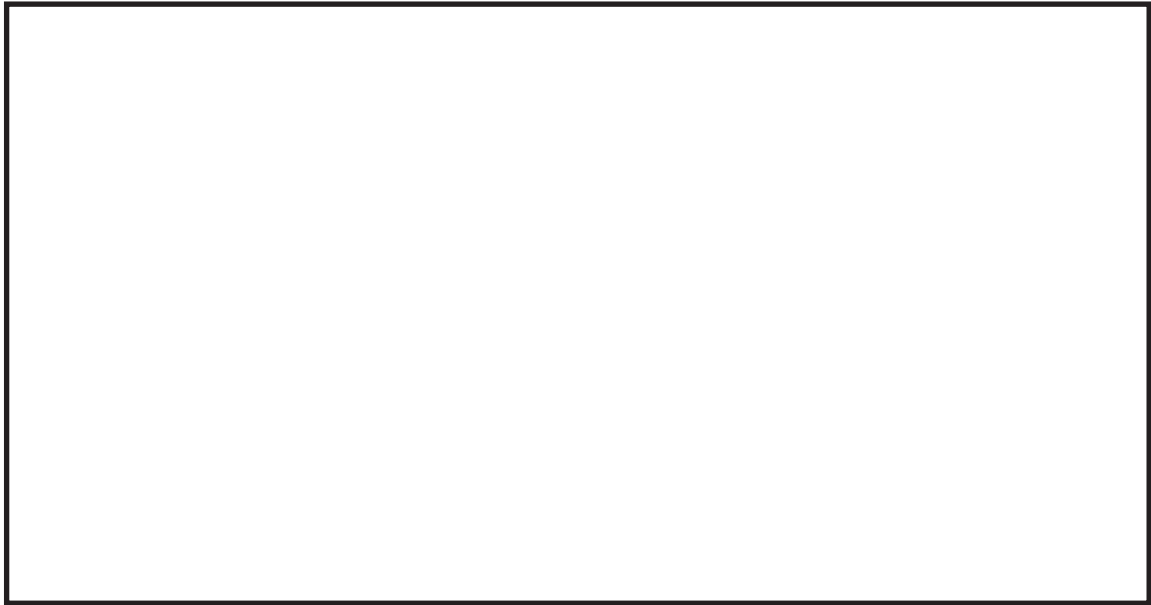
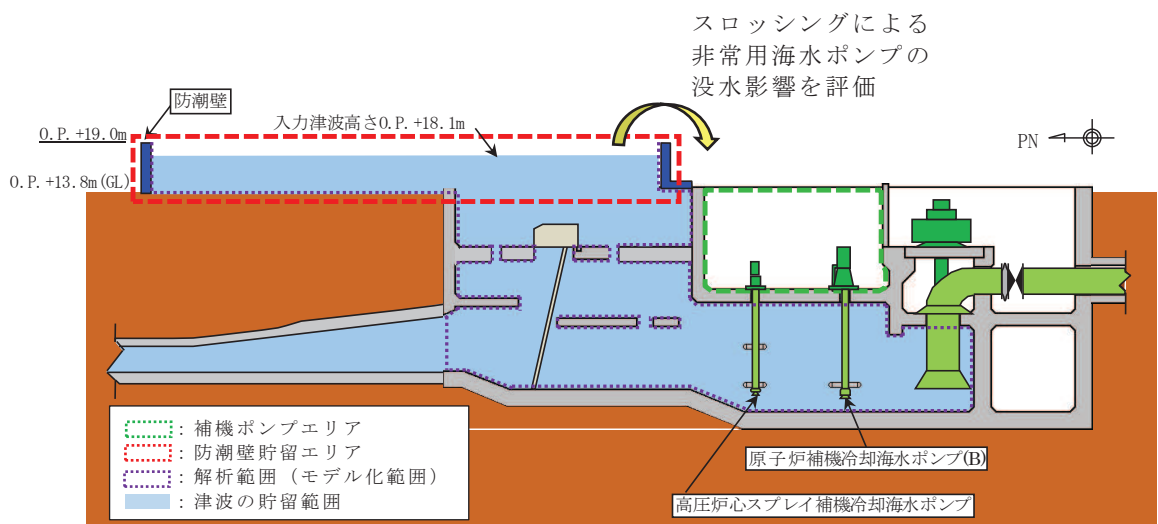


図 5.18-1 第 2 号機海水ポンプ室における入力津波の水位時刻歴波形  
及び防潮壁内に津波を貯留する継続時間



(平面図)



(A-A 断面図)

図 5.18-2 第 2 号機海水ポンプ室及び防潮壁の配置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 5.18.2 検討条件の整理

### (1) 解析範囲

取水口から流入した津波は、海水ポンプ室を通じて地表面（O.P. +13.8m）に設置した防潮壁に貯留され、その水深は防潮壁区画内において海水ポンプ室と地上部において異なり一様ではない。解析範囲としてはスロッシングによる水面変化量は水深の影響を受けることを踏まえ（酒井ほか（2007））\*，防潮壁区画内において海水ポンプ室内も考慮することとした。解析範囲を図 5.18-3 に示す。

注記\*：水深がスロッシングの水面変化に及ぼす影響に関する知見の詳細は、「（別紙 1）水深がスロッシングの水面変化に及ぼす影響について」に示す。

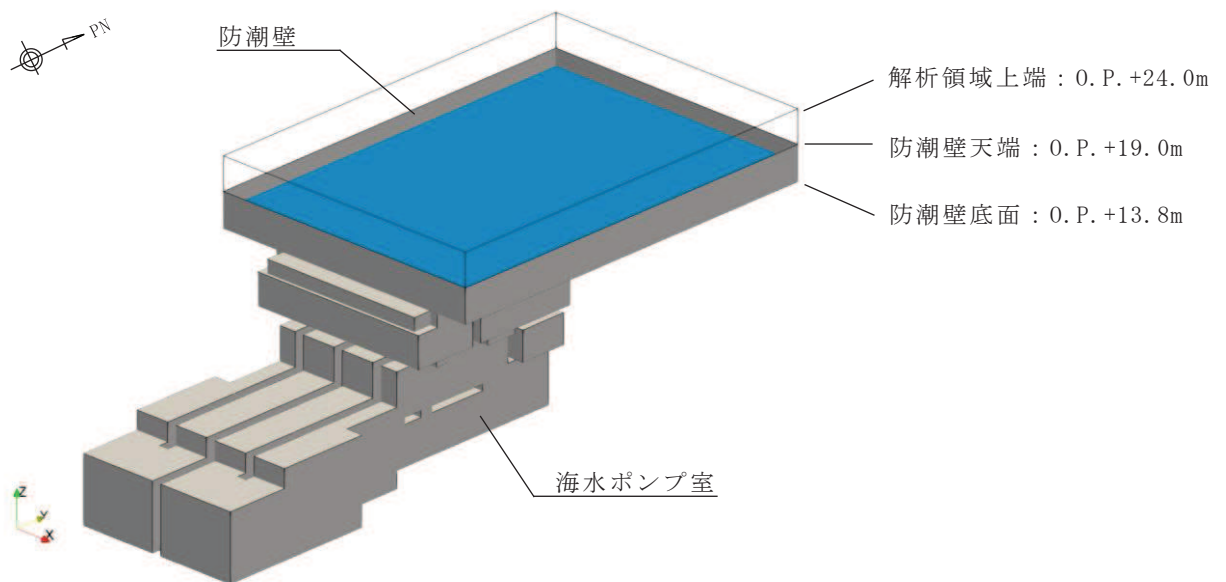


図 5.18-3 解析範囲（防潮壁＋海水ポンプ室）\*

注記\*：図 5.18-2 に示す解析範囲を考慮

## (2) 入力地震動

防潮壁と海水ポンプ室は各々独立した構造であることから、防潮壁内に一時的に貯留される津波のうち海水ポンプ室直上の津波は、岩盤上に設置される海水ポンプ室底面からの地震動により振動し、海水ポンプ室直上を除く範囲の津波は、盛土表面にある防潮壁底面からの地震動の影響を受け、各々振動特性が異なる。防潮壁底面（地表面、O.P. +13.8m）と海水ポンプ室底版上面（O.P. -7.5m）の水平速度応答スペクトルの比較を図 5.18-4 に示す。図 5.18-4 のとおり、各位置で速度応答スペクトルは異なり、防潮壁底面（地表面、O.P. +13.8m）の速度応答スペクトルが大きい。スロッシング波高は入力地震動の速度応答スペクトルに比例する\*ことを踏まえ、保守的に、岩盤上に設置される海水ポンプ室に対しても水平速度応答スペクトルが大きい防潮壁底面（O.P. +13.8m）の地震動を用いる。

注記\*：容器構造設計指針・同解説（日本建築学会）

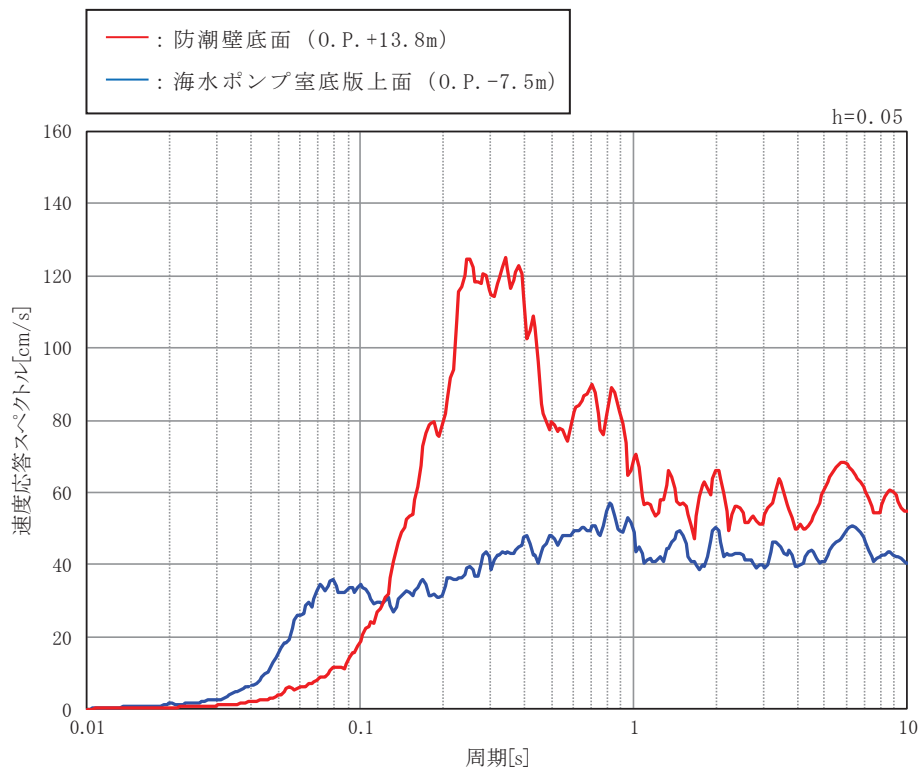


図 5.18-4 防潮壁底面（O.P. +13.8m）と海水ポンプ室底版上面（O.P. -7.5m）の水平速度応答スペクトルの比較\*<sup>1, 2, 3</sup>

- 注記 \* 1：防潮壁底面（O.P. +13.8m）の水平速度応答スペクトルの詳細は、「5.18.3 入力地震動」に示す。  
\* 2：海水ポンプ室底版上面（O.P. -7.5m）の水平速度応答スペクトルの詳細は、「補足-140-1 5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価」に示す。  
\* 3：減衰定数について、本比較は入力位置の違いが速度応答スペクトルに及ぼす影響を確認することが目的であるため、減衰定数 5%を用いる。

(3) 初期水位

初期水位は，入力津波水位（O.P.+18.1m）とし検討を実施する。

また，入力津波水位に対する保守性を確認するため，防潮壁内に津波が貯留される継続時間及び総貯留量から算定される平均水位（O.P.+16.5m）\*も初期水位に設定する。

検討に用いる初期水位を表 5.18-1 に，第 2 号機海水ポンプ室における入力津波の水位時刻歴波形と初期水位の関係を図 5.18-5 に示す。

注記\*：スロッシングは，繰り返し作用する地震動により水面が自由振動する現象であるのに対し，防潮壁内に貯留される津波水位は時間とともに変化することを踏まえ，現実的なケースとして設定するもの。平均水位＝津波が防潮壁内に貯留される 168 秒間における総貯留量（≒1,169,000m<sup>3</sup>）÷防潮壁面積（≒2,600m<sup>2</sup>）÷津波の貯留継続時間（168 秒）+防潮壁下端（O.P.+13.8m）＝O.P.+16.48m＝O.P.+16.5m。ここで，総貯留量は，防潮壁面積と 1 秒間毎の貯留水面の高さ（水深）から算定した 168 秒間の積分値である。

表 5.18-1 初期水位

	初期水位	備考
入力津波水位ケース	O.P.+18.1 m	
平均水位ケース	O.P.+16.5 m	

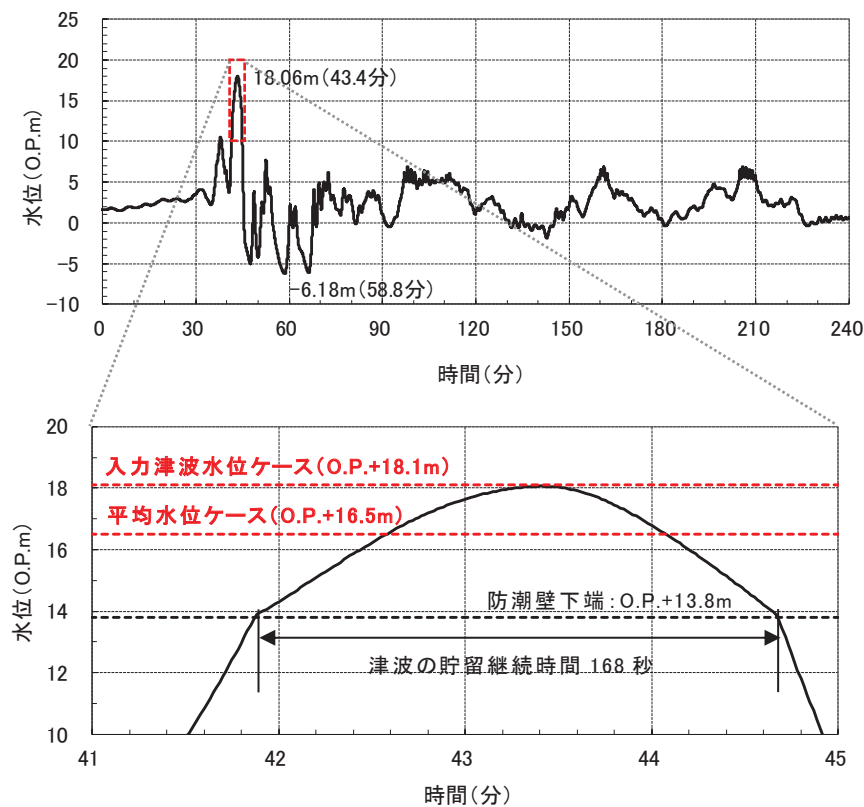


図 5.18-5 第 2 号機海水ポンプ室における入力津波の水位時刻歴波形と初期水位の関係

(4) 計算時間

防潮壁内に津波を貯留する継続時間（168 秒）より長い 200 秒とする。計算時間を表 5.18-2 に示す。

表 5.18-2 計算時間

計算時間
200 秒

### 5.18.3 入力地震動

#### (1) 地震動の引き戻し及び引き上げ手法

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

スロッシング解析に用いる入力地震動は解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d - D_2$  を基に、検討対象構造物の地盤条件を適切に考慮したうえで、1次元波動論により、地表面 (0.P. +13.8m) で評価したものをを用いる。入力地震動の概念図を図 5.18-6 に示す。

解放基盤表面から地震応答解析モデル底面位置までの地震動の引き戻し及び引き上げ解析は、1次元地震応答解析 (Soilplus Ver.2015Builds3) により行うものとする。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。

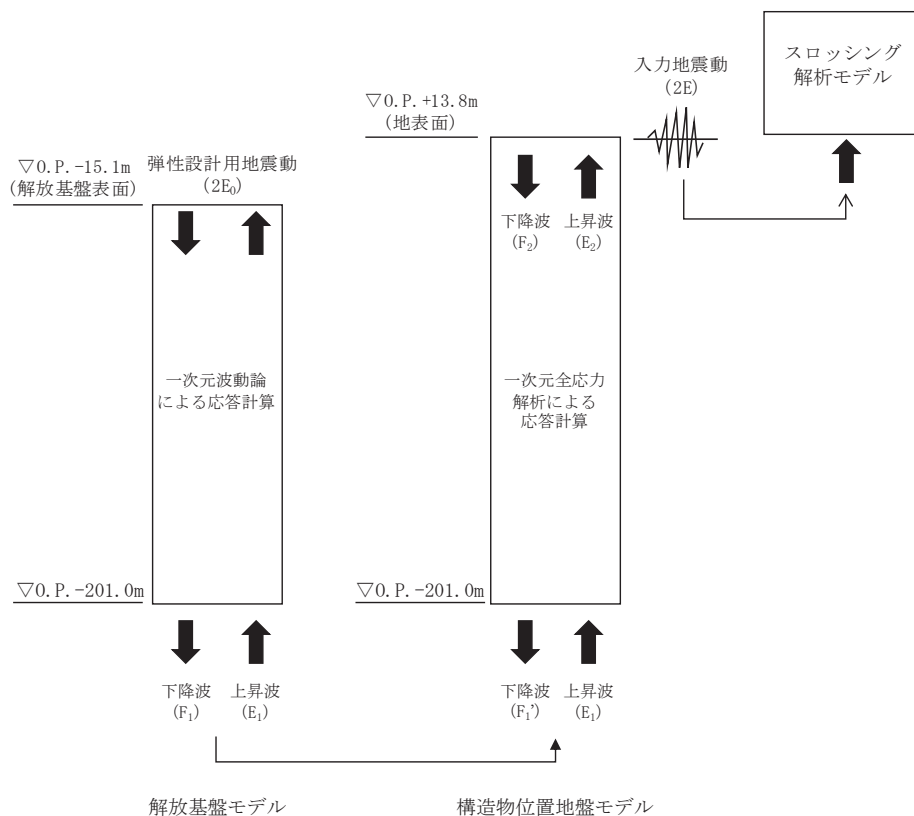


図 5.18-6 入力地震動の概念図

(2) 地震動の引き上げ位置

地震動の引き上げ位置について，防潮壁内の貯留水のスロッシングを評価する観点から，地表面（O.P.+13.8m）まで引き上げた地震動を使用する。地震動の引き上げ位置図を図 5.18-7 に，地震応答解析モデル図を図 5.18-8 に示す。地震動の引き上げ位置に関する検討の詳細は，「(別紙 2) 地震動の引き上げ位置に関する検討」に示す。

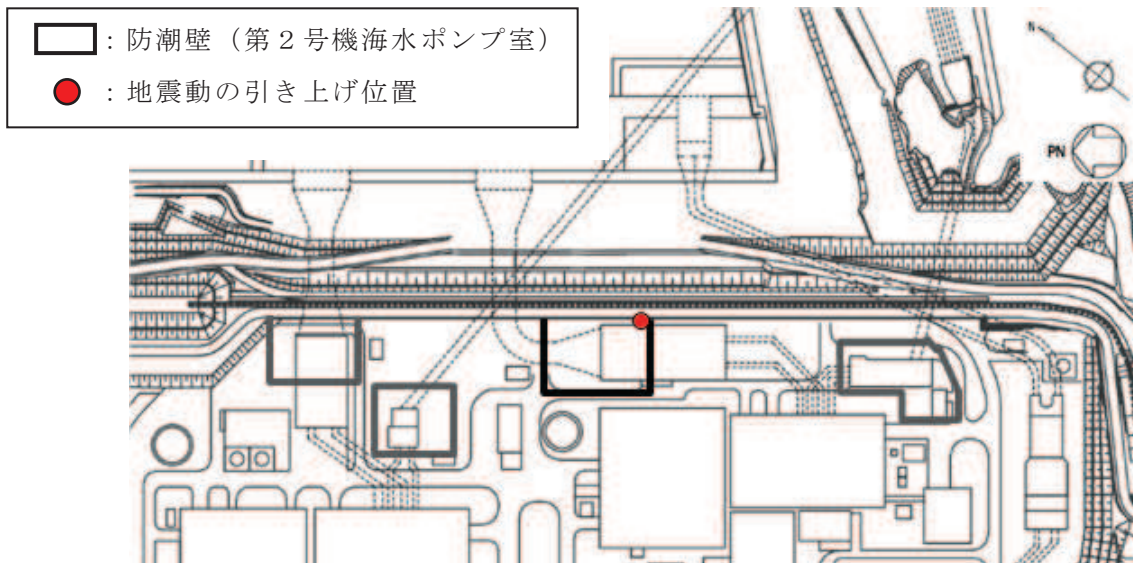


図 5.18-7 地震動の引き上げ位置図（平面図）

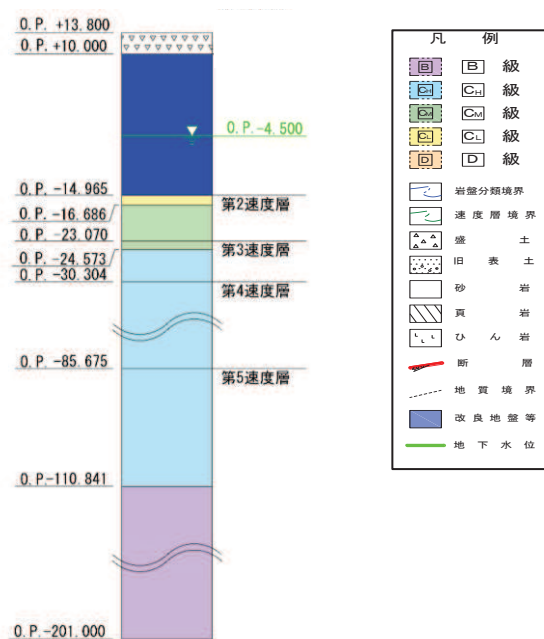


図 5.18-8 地震応答解析モデル図



(3) 地盤物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

(4) 地震動の選定

a. 地震動の選定概要

スロッシング解析に用いる地震動の選定は、S d - D 2 に対して地盤物性のばらつきを考慮したものとする。また、スロッシング波高は入力する地震動の速度応答スペクトルに比例することを踏まえ、解析モデル下端（地表面（O.P. +13.8m））における速度応答スペクトルを比較し、貯留水面の固有周期を考慮した地震動の選定を行う。

b. 地震動の選定に用いる地盤物性

地震動の選定において考慮する地盤物性は表 5.18-3 に示す 3 ケースとする。

ばらつきの設定方法の詳細は、補足説明資料「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

表 5.18-3 地震動の選定において考慮する地盤物性検討ケース

解析ケース	地盤物性
	盛土，改良地盤 ( $G_0$ ：初期せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値
ケース②	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	平均値 - 1 $\sigma$

c. 貯留水面の固有周期の算出

防潮壁の幅、水深及び加振方向を考慮して、速度ポテンシャル理論により貯留水面の固有周期を算出する。算出には以下の式\*を用いる。入力津波水位ケース及び平均水位ケースの貯留水面の固有周期算定結果を表 5.18-4 に示す。

NS・EW 方向ともに 1 次固有周期は弾性設計用地震動 S d - D 2 が有する周期帯 (0.02 秒～10 秒) の範囲外にあるが、第 2 号機海水ポンプ室の津波水位 (水の固有周期) は時々刻々変化してスロッシングによる水面変化が生じにくい特徴を有するのに対し (「5.18.1 概要」), 津波水位一定の条件下で検討すること、また、非常用海水ポンプは NS 方向のスロッシングにより没水影響を受けると考えられるが、固有周期がより短い EW 方向も検討に加えることから、本検討は安全側の評価になっているものと考えられる。

注記\* : Abramson, H. N., ed. (1966) : The Dynamic Behavior of Liquids in Moving Containers, NASA SP-106

$$T_n = \frac{2\pi}{\sqrt{\lambda_n \cdot g \cdot \tanh(\lambda_n \cdot H)}} \quad \text{ここに,}$$

$$\lambda_n = \frac{(2n - 1)\pi}{L}$$

$T_n$  : n 次固有周期 (s)  
 $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)  
 $L$  : 幅 (m)  
 $H$  : 水深 (m)

表 5.18-4(1) 貯留水面の固有周期算定結果 (入力津波水位ケース (0.P.+18.1m))

加振方向	幅 (m)	水深 (m)	貯留水面の固有周期	
			1 次モード (s)	2 次モード (s)
NS 方向	61.4m	4.3	19.1	6.7
EW 方向	42.9m	4.3	13.4	5.0

表 5.18-4(2) 貯留水面の固有周期算定結果 (平均水位ケース (0.P.+16.5m))

加振方向	幅 (m)	水深 (m)	貯留水面の固有周期	
			1 次モード (s)	2 次モード (s)
NS 方向	61.4m	2.7	23.9	8.2
EW 方向	42.9m	2.7	16.8	5.9

d. 地震動の選定

解析モデル下端における速度応答スペクトル（水平方向）の比較を図 5.18-9 に示す。

貯留水面の 2 次固有周期帯における速度応答スペクトルは、地盤物性のばらつきによる有意な差がないことから、標準物性を用いたケース①（平均値）の地震動をスロッシング解析に用いる入力地震動として選定する。

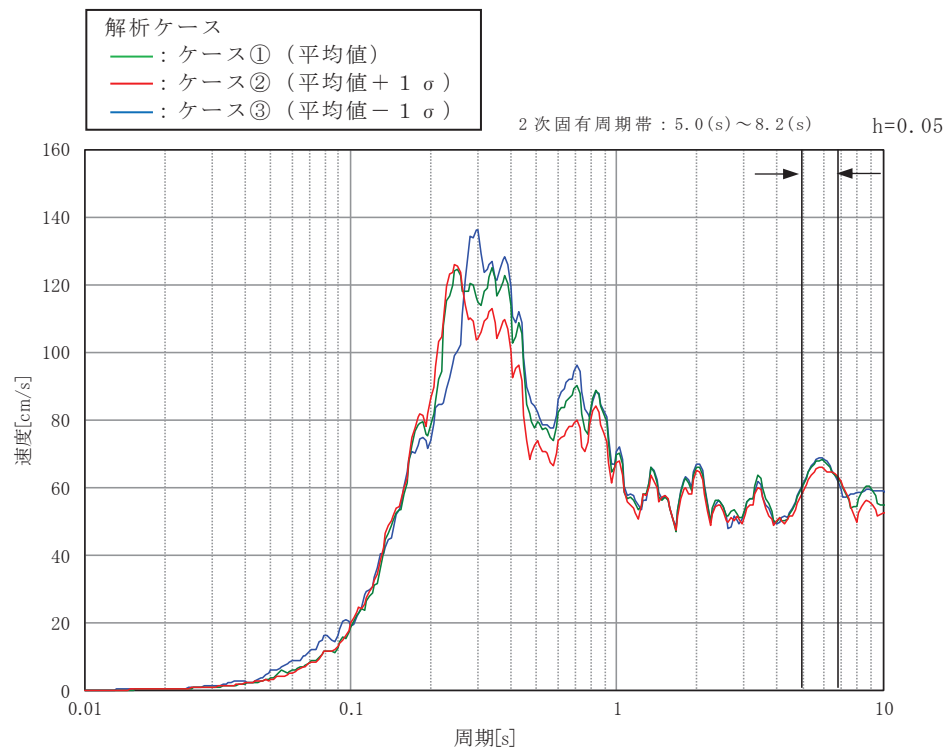


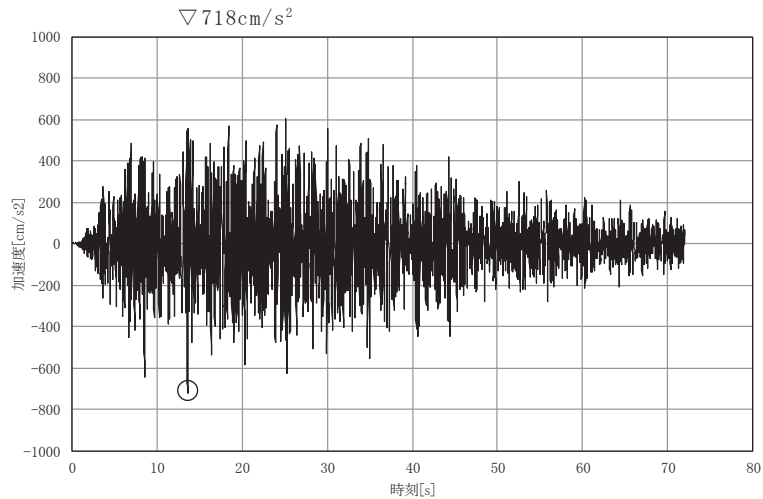
図 5.18-9 速度応答スペクトル（水平方向）の比較\*

注記\* : 減衰定数について、本比較は地盤物性のばらつきが速度応答スペクトルに及ぼす影響を確認することが目的であるため、減衰定数 5%を用いる。

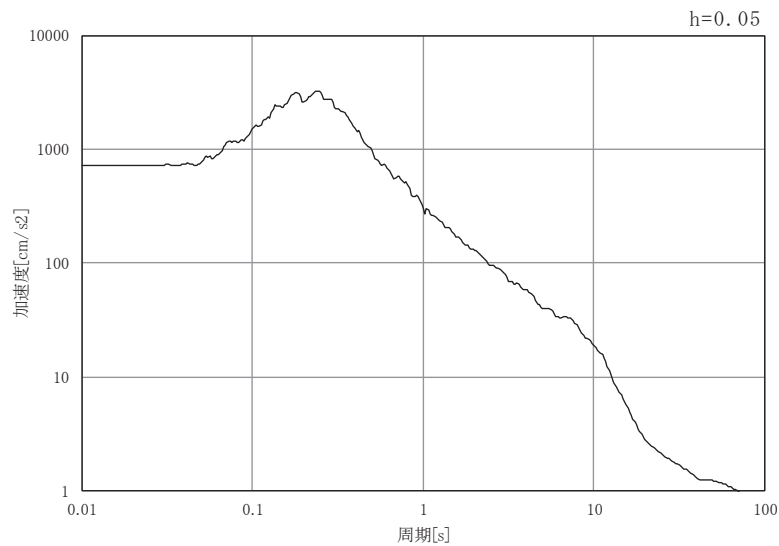
(5) 入力地震動

解析モデル下端における S d - D 2 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を図 5.18-10 に示す。

スロッシング解析は、S d - D 2 を NS 方向及び鉛直方向に同時加振した場合と EW 方向及び鉛直方向に同時加振した場合の 2 ケース実施する。

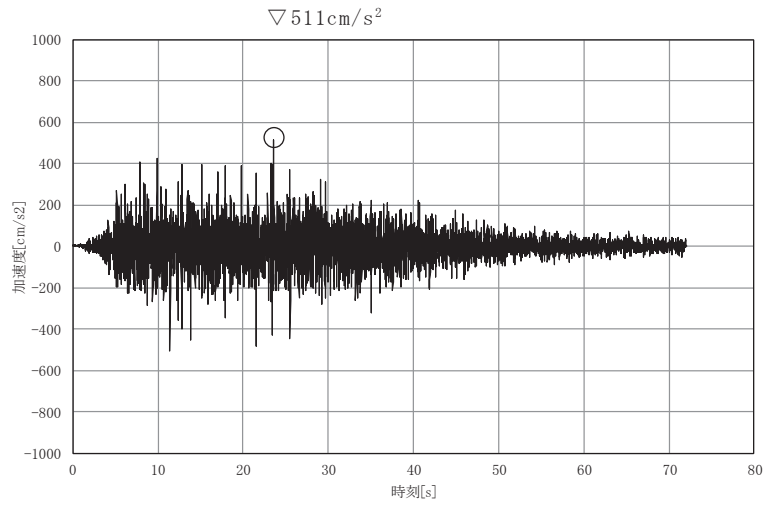


(a) 加速度時刻歴波形

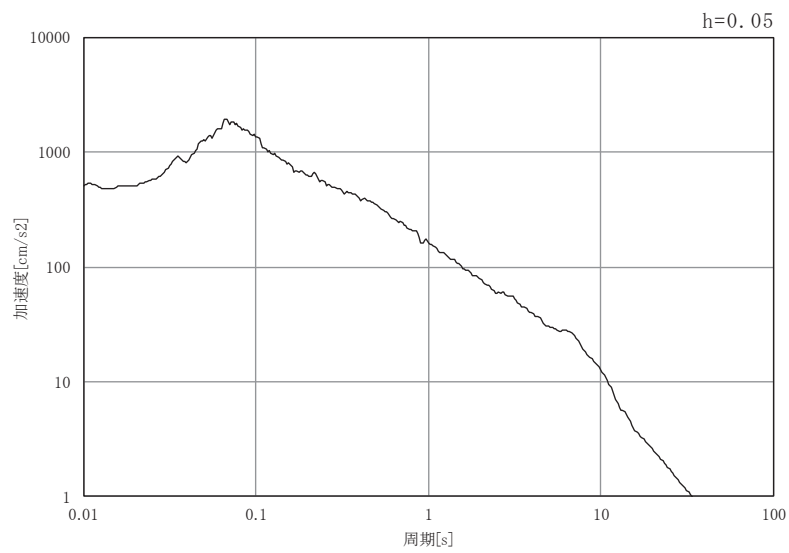


(b) 加速度応答スペクトル

図 5.18-10 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.18-10 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向)

#### 5.18.4 解析条件

スロッシング解析は、オープンソースの有限体積法 (Finite Volume Method), 解析コード OpenFOAM を用いた三次元解析を実施する。解析コードの概要については、補足説明資料「補足-900-1 計算機プログラム (解析コード) の概要に係る補足説明資料」に示す。

本検討では、VOF 法による 2 相流解析ソルバー interFlow を用いる。計算メッシュ全体に加速度時刻歴を入力することにより、計算領域内部の気相 (空気) 及び液相 (海水) の挙動を解析する。

解析条件を表 5.18-5 に示す。

表 5.18-5 解析条件

項目	内容
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ OpenFOAM (Version6)</li> <li>・ オープンソースの流体解析ソフトウェアであり、実験結果等との比較を行い、スロッシング現象を精度よく計算できることが確認されている。</li> </ul>
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 格子サイズ: 水平 25cm×鉛直 25cm を基本とし、水面付近は、水平 25cm×鉛直 10cm とする。</li> <li>・ 躯体は剛体として取扱い地震動による変位は考慮しない。</li> </ul>
境界条件	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 底面及び壁面の摩擦: 水面変化量を安全側に評価するためスリップ条件 (摩擦は考慮しない) とする。</li> </ul>
入力地震動	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 入力地震動: 弾性設計用地震動 S d - D 2</li> <li>・ 地震動の引き上げ位置: 防潮壁底面 (地表面, 0. P. +13. 8m)</li> <li>・ 入力地震動の与え方: 解析モデル全体に地震動を与える。</li> </ul>
加振方向	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ NS 方向及び鉛直方向</li> <li>・ EW 方向及び鉛直方向</li> </ul>
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 入力津波水位ケース: 0. P. +18. 5m</li> <li>・ 平均水位ケース: 0. P. +16. 5m</li> </ul>
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 200 秒間 (防潮壁内に津波が貯留する継続時間 168 秒を保守的に考慮)</li> <li>・ 地震動による加振 (余震継続時間 72. 03 秒) 終了後も解析を継続する。</li> </ul>
水位及び時刻歴波形抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 非常用海水ポンプへの影響確認及び加振方向を考慮し、図 5.18-12 に示す 6 点で水位及び時刻歴波形を抽出する。</li> </ul>
その他	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 海水密度: <math>1.03\text{g}/\text{cm}^3</math></li> <li>・ 海水の動粘性係数: <math>1.05 \times 10^{-6} (\text{m}^2/\text{s})</math></li> </ul>

■ : 気相 (空気)  
■ : 液相 (海水)

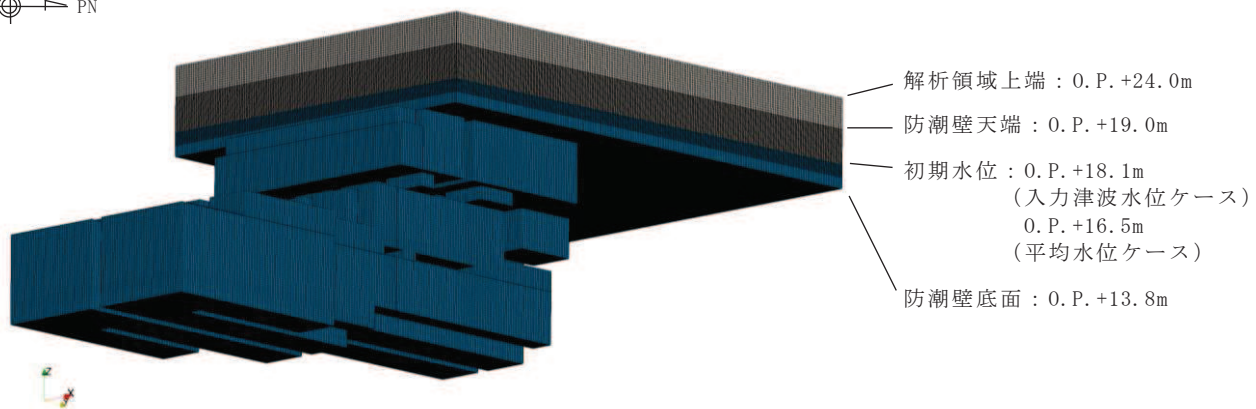
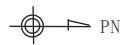


図 5. 18-11 解析モデル

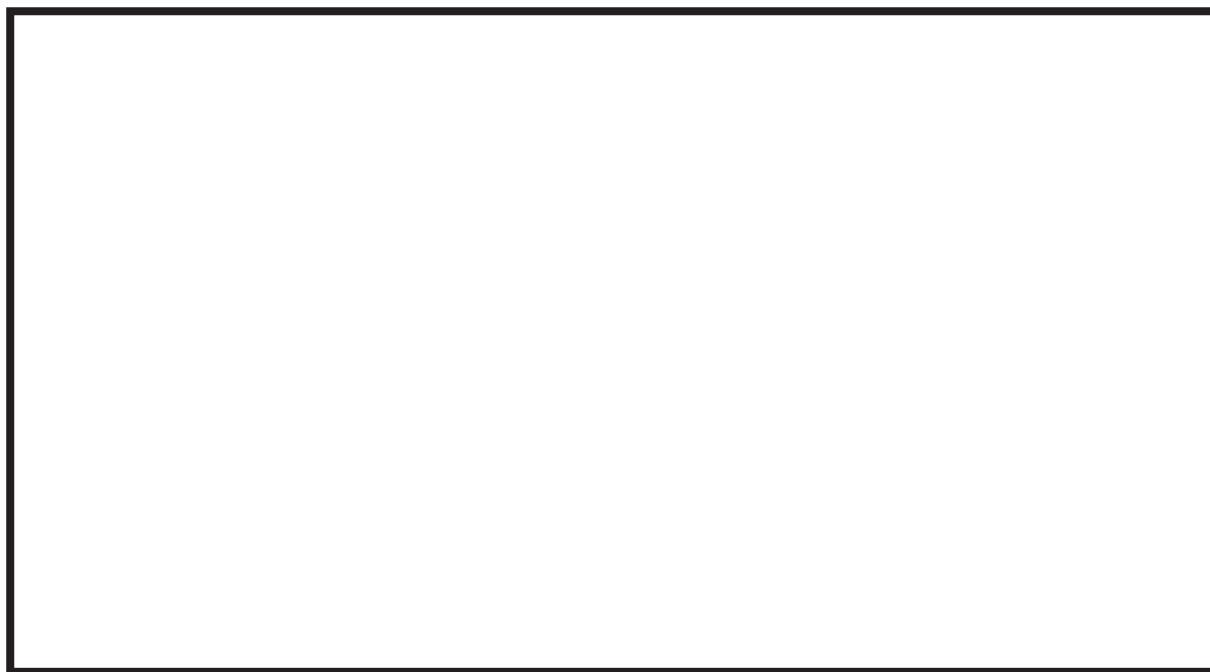


図 5. 18-12 水位及び時刻歴波形抽出位置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 5.18.6 解析結果

スロッシングによる最高水位及び水面の時間変化をそれぞれ表 5.18-6, 図 5.18-13 に示す。また, スロッシング時のスナップショットを「(別紙 3) スロッシング時のスナップショット」に示す。

表 5.18-6(1) 最高水位 (入力津波水位ケース (初期水位 : O.P. +18.1m))

抽出位置	水平 1 方向及び鉛直方向加振 (O.P.)		防潮壁 天端高さ (O.P.)
	NS 方向及び鉛直方向	EW 方向及び鉛直方向	
N-1	+18.430m	<u>+18.848m*</u>	+19.0m
N-2	+18.357m	+18.196m	
N-3	+18.376m	+18.789m	
S-1	+18.476m	+18.613m	
S-2	+18.358m	+18.189m	
S-3	+18.423m	+18.552m	

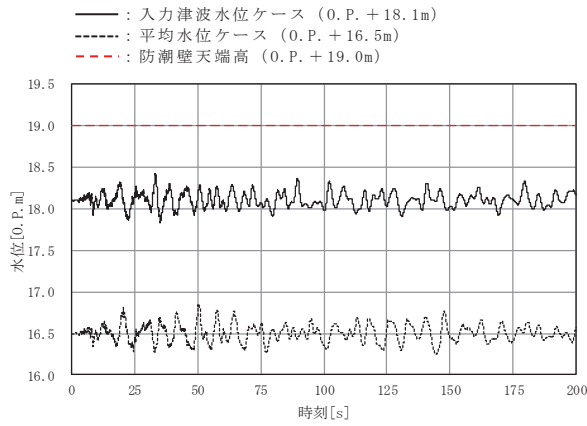
注記\* : 最高水位は隅角部で発生している。

表 5.18-6(2) 最高水位 (平均水位ケース (初期水位 : O.P. +16.5m))

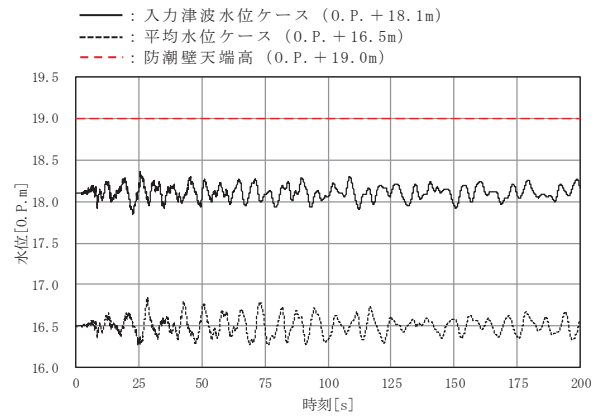
抽出位置	水平 1 方向及び鉛直方向加振 (O.P.)		防潮壁 天端高さ (O.P.)
	NS 方向及び鉛直方向	EW 方向及び鉛直方向	
N-1	+16.840m	<u>+17.146m*</u>	+19.0m
N-2	+16.843m	+16.639m	
N-3	+16.876m	+17.061m	
S-1	+16.867m	+16.910m	
S-2	+16.739m	+16.651m	
S-3	+16.906m	+16.872m	

注記\* : 最高水位は隅角部で発生している。

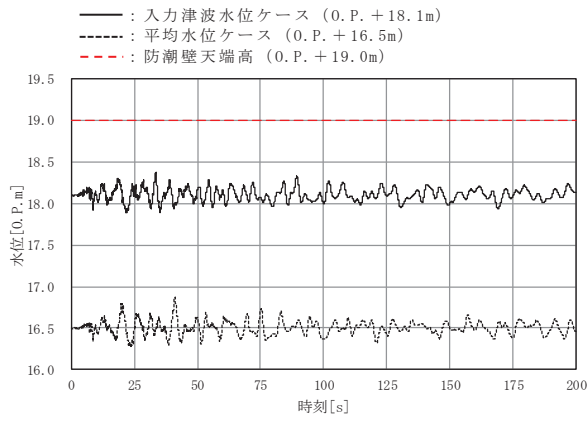




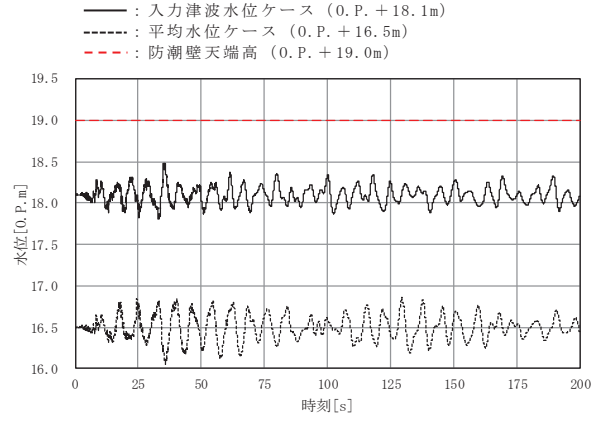
(a) N-1



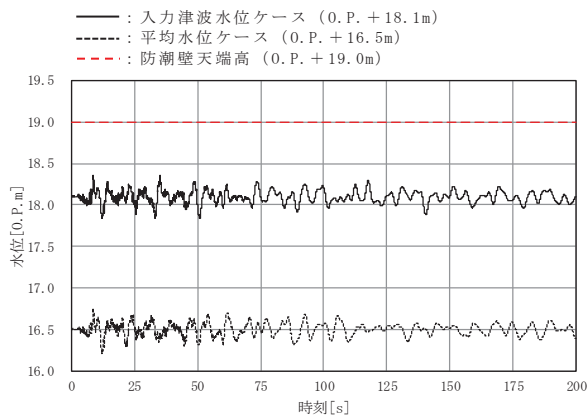
(b) N-2



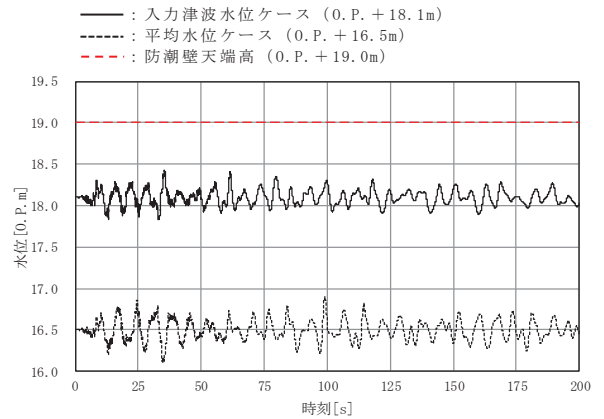
(c) N-3



(d) S-1

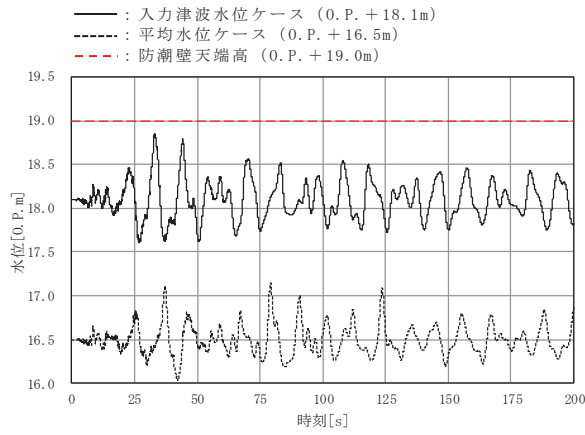


(e) S-2

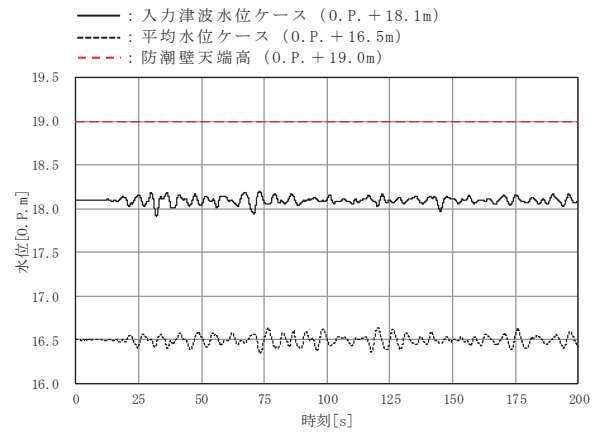


(f) S-3

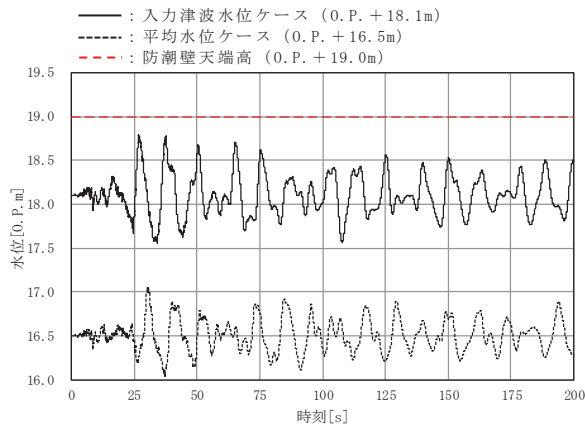
図 5. 18-13 (1) 水面の時間変化 (NS 方向及び鉛直方向加振)



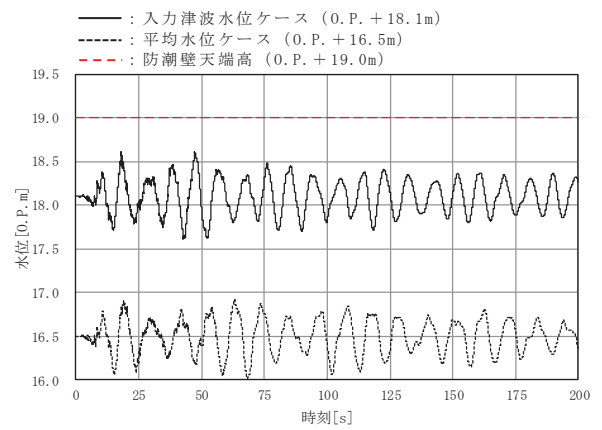
(a) N-1



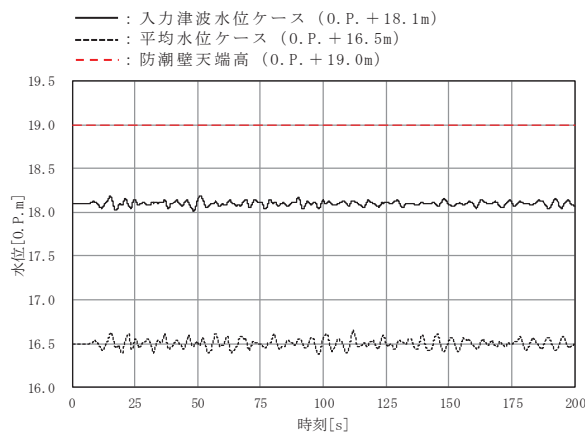
(b) N-2



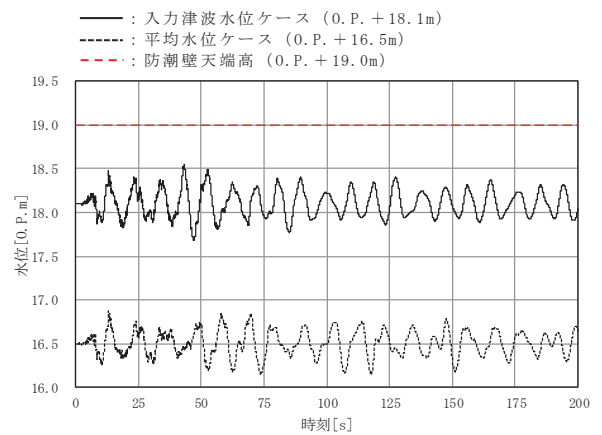
(c) N-3



(d) S-1



(e) S-2



(f) S-3

図 5. 18-13 (2) 水面の時間変化 (EW 方向及び鉛直方向加振)

#### 5.18.7 まとめ

防潮壁内に津波を貯留している状態時に、余震（弾性設計用地震動 S d - D 2）によるスロッシングが発生した場合の非常用海水ポンプに及ぼす影響を確認するためスロッシング解析を実施した結果、スロッシングによる最高水位は入力津波水位ケースで O.P. +18.85m であり、防潮壁天端高さ O.P. +19.0m を上回らないことを確認した。

また、平均水位ケースで O.P. +17.15m であり、入力津波水位ケースは十分な保守性を有することを確認した。

以上から、非常用海水ポンプへの没水影響はないことを確認した。

#### 入力津波水位ケース (O.P. +18.1m)

・スロッシングによる最高水位 = O.P. +18.848m ⇒ O.P. +18.85m

・防潮壁天端高さ = O.P. +19.0m

#### 平均水位ケース (O.P. +16.5m)

・スロッシングによる最高水位 = O.P. +17.146m ⇒ O.P. +17.15m

・防潮壁天端高さ = O.P. +19.0m

(別紙 1) 水深がスロッシングの水面変化に及ぼす影響について

酒井ほか (2007) \*は、矩形水槽を用いたスロッシング実験により、水深がスロッシングの水面変化に及ぼす影響を確認しており、水深が浅いほど水槽壁面での流速が大きくなり、粘性定数が大きくなることで、水深変化が小さくなることを示している。

注記\*：酒井理哉・東貞成・佐藤清隆・田中伸和 (2007)：溢流を伴う矩形水槽の非線形スロッシング評価，土木学会構造工学論文集，Vol. 53A

【酒井ほか (2007) 要約】

- ・ 矩形水槽 (4m×2m×0.5m) の内側水槽 (2m×1.5m×0.5m) 上端から水を満たし、水槽満水状態とその半分である水深：1.45m，0.69m の 2 ケースを設定。各水深の 1 次モードの共振周波数付近で周期を微調整した正弦波を用いて加振試験を実施し、ワイヤー式波高計 (3 台) でスロッシング波高を計測した。実験装置外観を図 1.1 に、実験装置の主要寸法及び波高計の設置位置を図 1.2 に示す。
- ・ 水位時刻歴波形を図 1.3 に、水位時刻歴波形から水位のピークの水位振幅を読み取り、水位の低下状況および対数低減率により減衰定数を算定した結果を図 1.4 に示す。
- ・ これから、水深が浅いほど水槽壁面での流速が大きくなり、粘性減衰が大きくなることで、スロッシングによる水深変化は小さくなることを確認した。

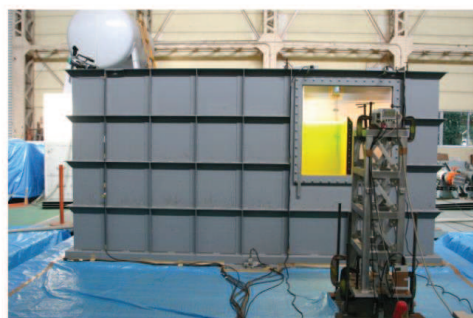


図 1.1 実験装置外観

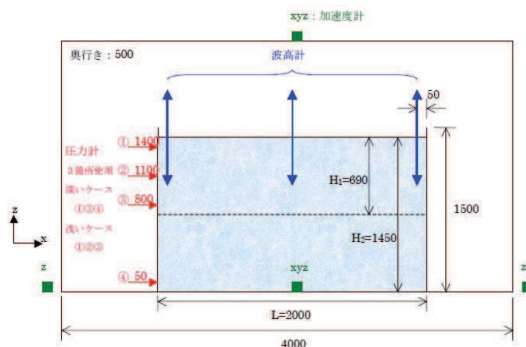


図 1.2 実験装置の主要寸法及び波高計の設置位置

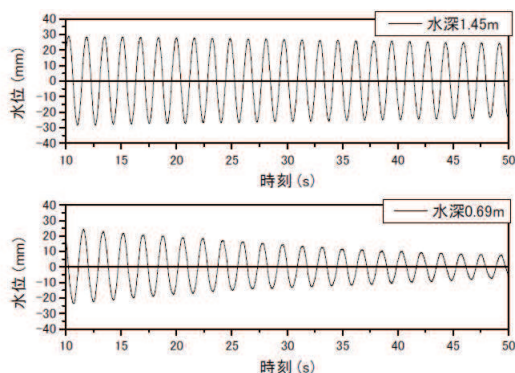


図 1.3 水位時刻歴波形

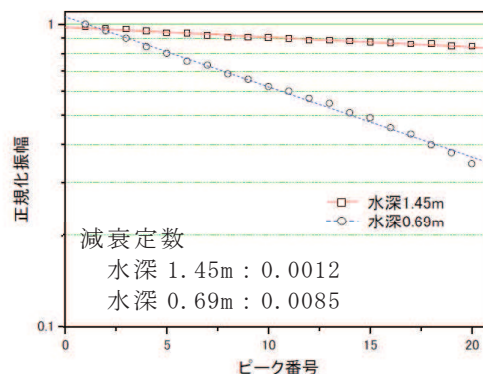


図 1.4 水位振幅の低下状況及び減衰定数

(別紙 2) 地震動の引き上げ位置に関する検討

1. 概要

スロッシング解析に用いる地震動の引き上げ位置について、防潮壁は面的な広がりを持ち、場所により盛土厚等の地質が異なることから、防潮壁内の地質を網羅する複数地点の速度応答スペクトルを比較し、スロッシング評価に影響が大きい位置を地震動の引き上げ位置として選定した。検討対象地点を図 2.1 に、各地点の地質応答解析モデル図を図 2.2 に示す。

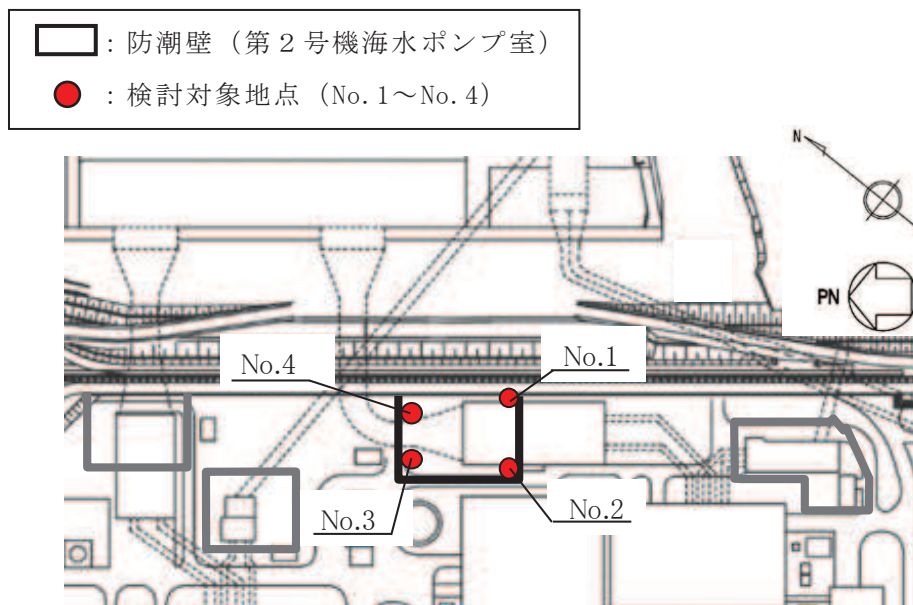
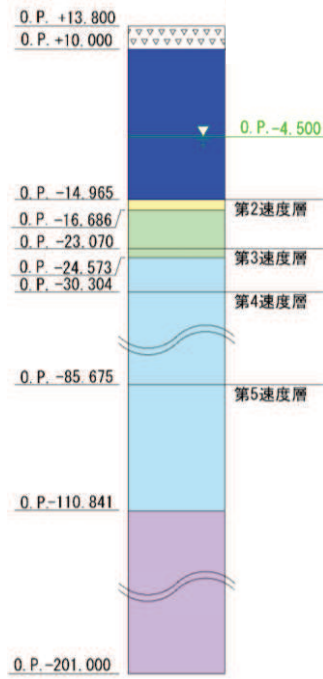
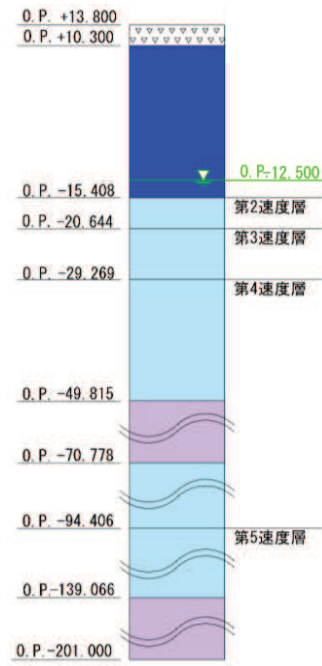


図 2.1 検討対象地点 (平面図)

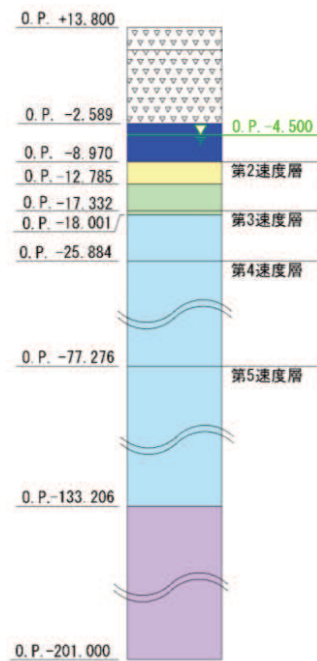


(No. 1)

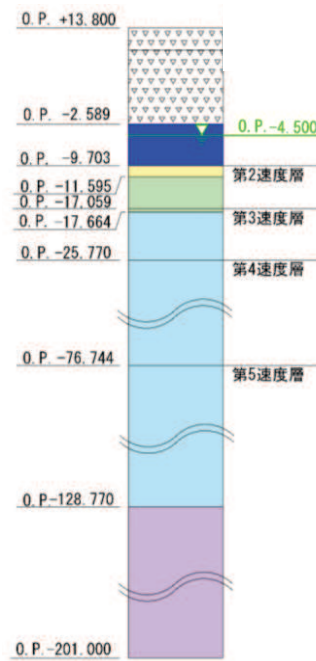


(No. 2)

凡 例	
	B 級
	C-II 級
	C-M 級
	C-L 級
	D 級
	岩盤分類境界
	速度層境界
	盛 地 土
	砂 岩
	頁 岩
	ひ ん 岩
	断 層
	地 質 境 界
	改良地盤等
	地 下 水 位



(No. 3)



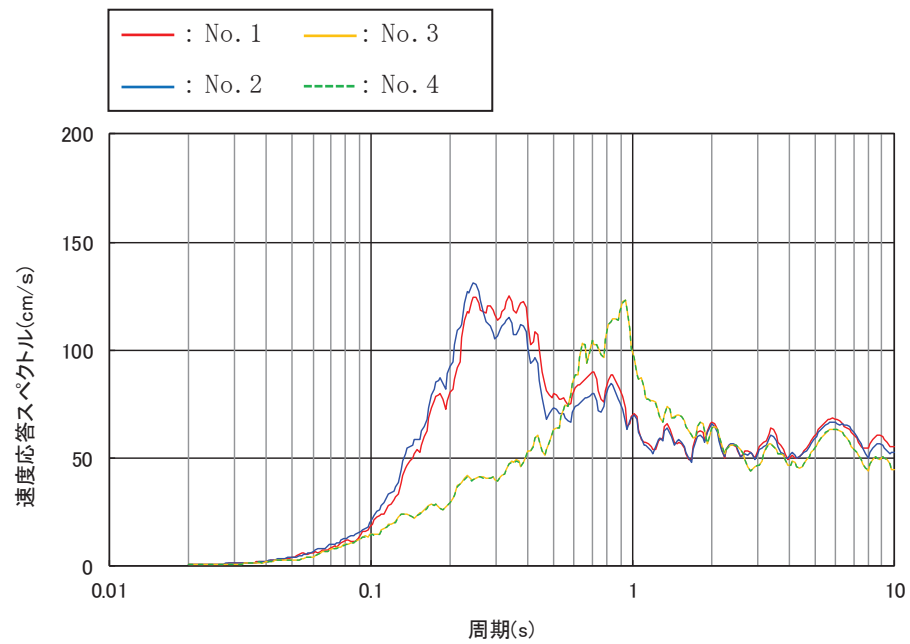
(No. 4)

図 2.2 地震応答解析モデル図 (単位 : m)

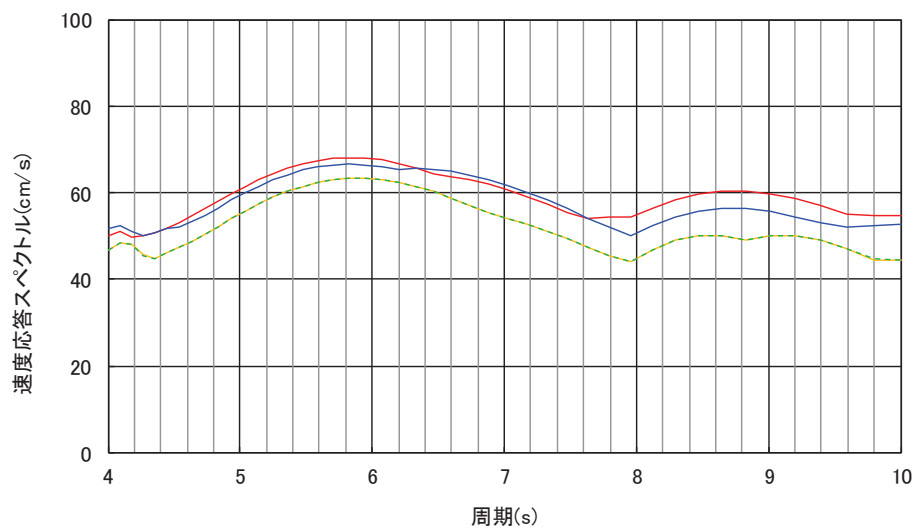
## 2. 検討結果

解析モデル下端（地表面（0. P. +13.8m））における速度応答スペクトル（水平方向）の比較を図 2.3 に示す。

貯留水面の固有周期帯である 5 秒以上の周期帯（本文：表 5.18-4）の速度応答スペクトル（水平方向）は No.1 地点の影響が最も大きいことから、No.1 地点を地震動の引き上げ位置として設定する。



(全体)



(拡大 (周期 4 秒～10 秒))

図 2.3 速度応答スペクトル（水平方向）の比較

(別紙3) スロッシング時のスナップショット

1. NS方向及び鉛直方向加振

入力津波水位ケース (O.P.+18.1m) 及び平均水位ケース (O.P.+16.5m) の貯水面の一連の動き (様子) が分かる範囲として計算開始 1 秒~50 秒のスナップショットを示す。

スナップショットの作成範囲 (時刻歴波形抽出点 : S-1) を図 3.1-1 に, 入力津波水位ケース (O.P.+18.1m) のスナップショット (2 秒刻み) を図 3.1-2 に, 平均水位ケース (O.P.+16.5m) のスナップショット (2 秒刻み) を図 3.1-3 に示す。

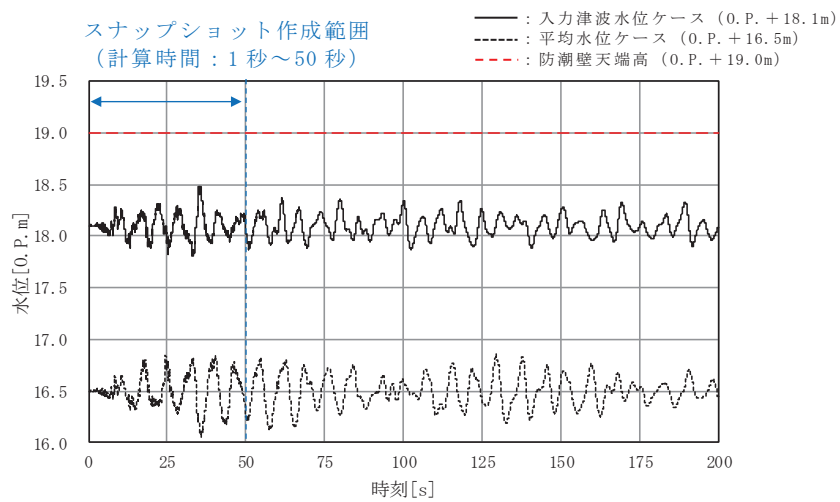


図 3.1-1 スナップショットの作成範囲

(時刻歴波形抽出点 : S-1)



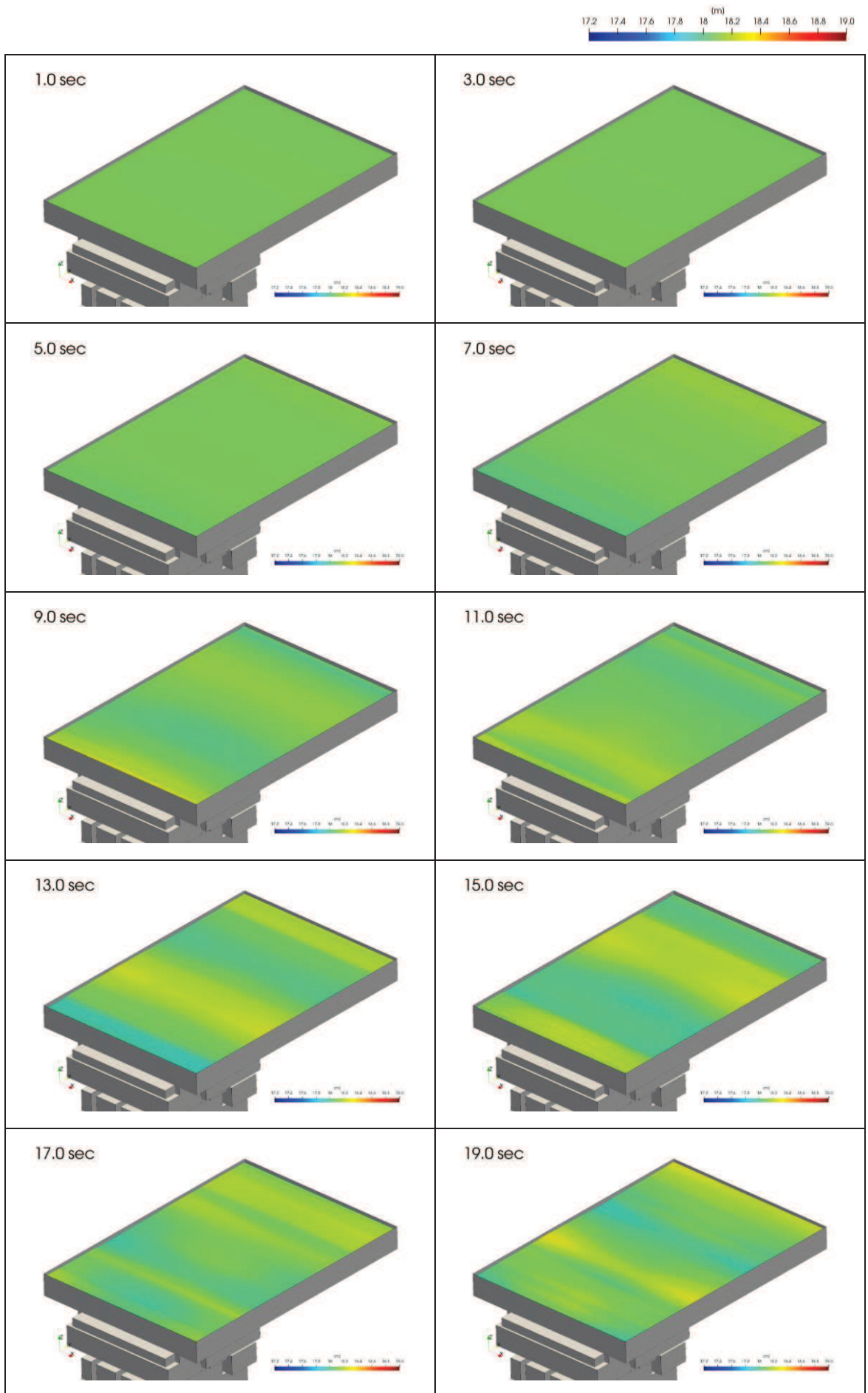


図 3.1-2 (1) 入力津波水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 1 秒~19 秒)

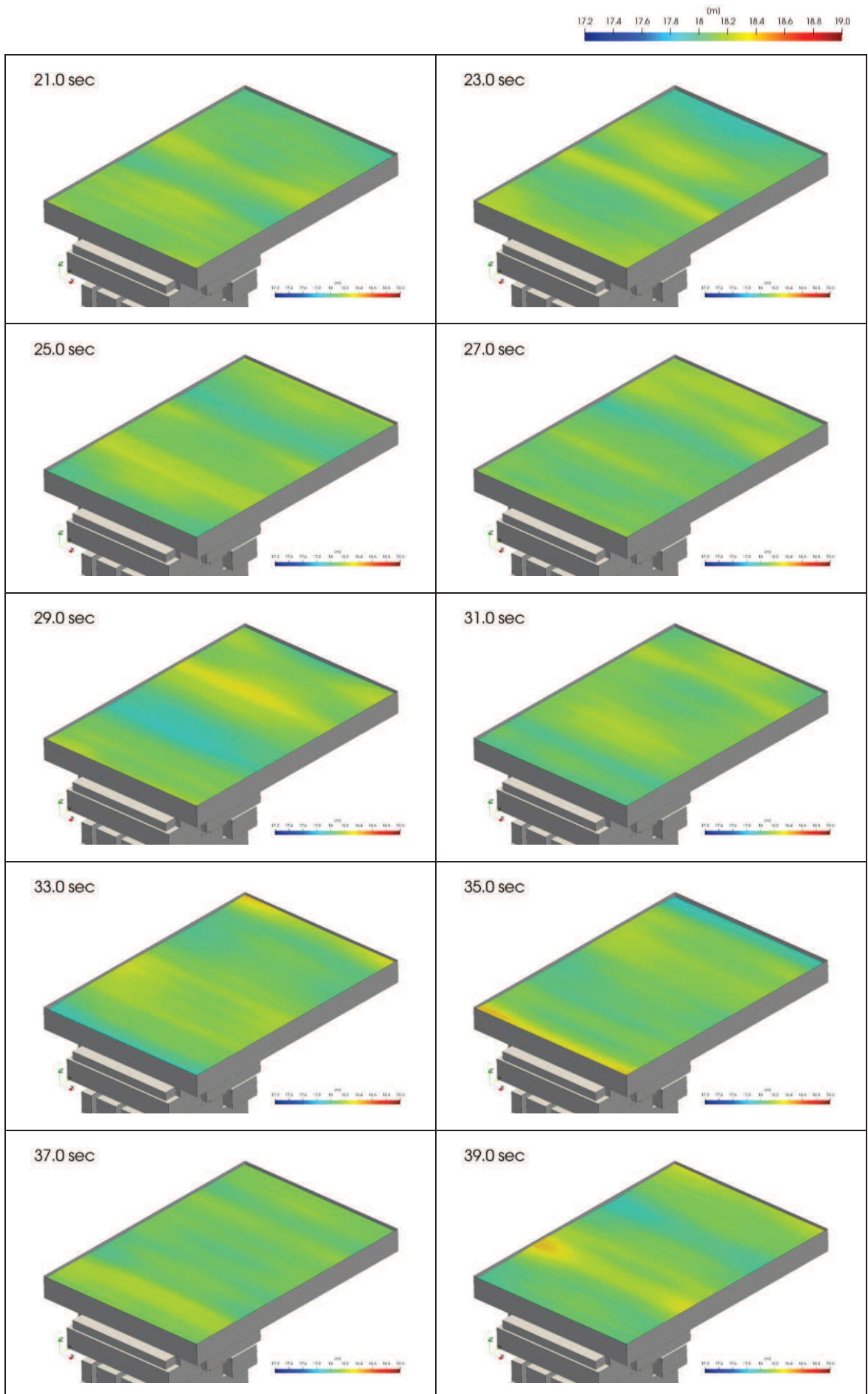


図 3.1-2 (2) 入力津波水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 21 秒~39 秒)

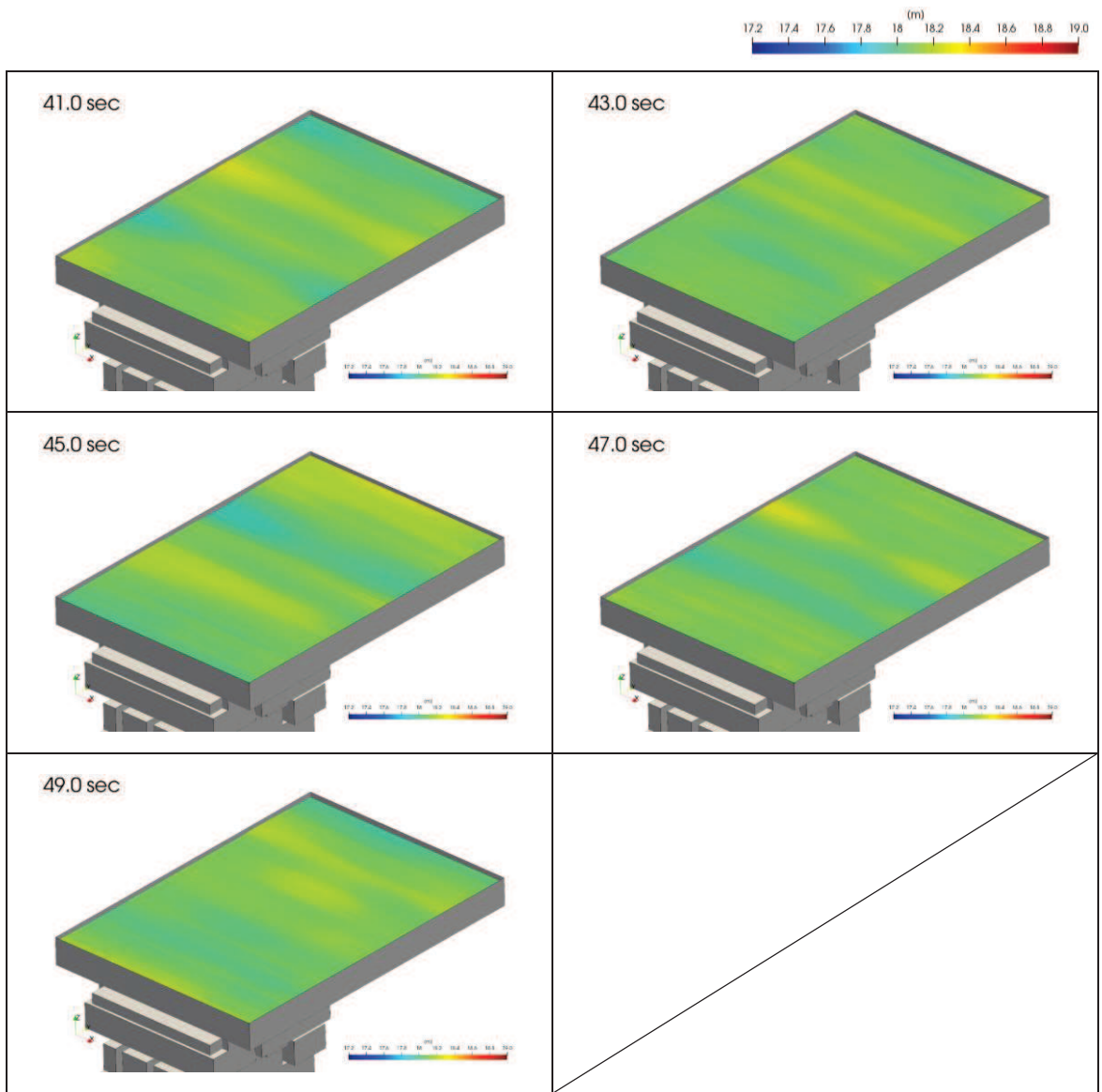


図 3.1-2 (3) 入力津波水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 41 秒~49 秒)

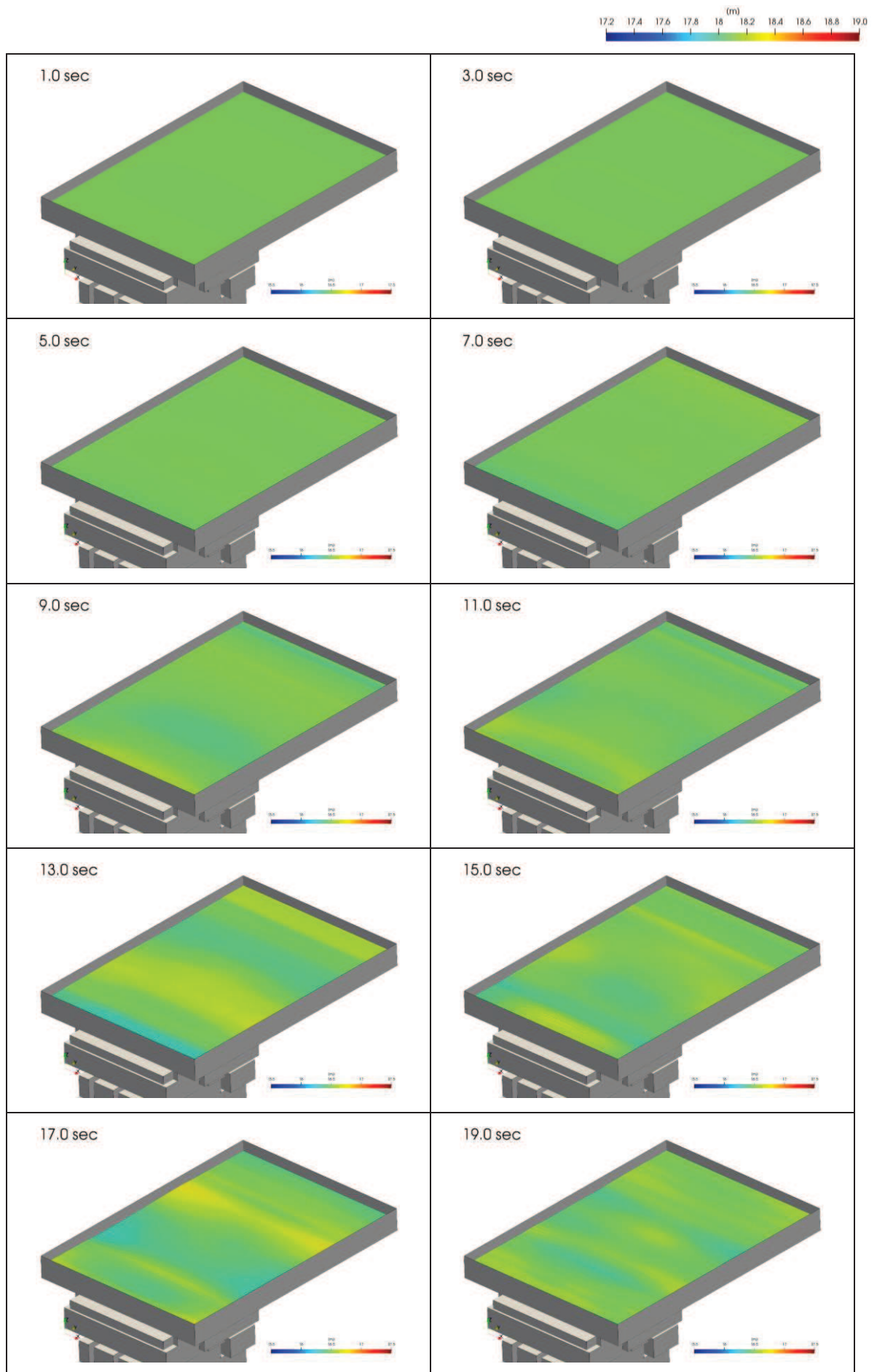


図 3.1-3 (1) 平均水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 1 秒~19 秒)

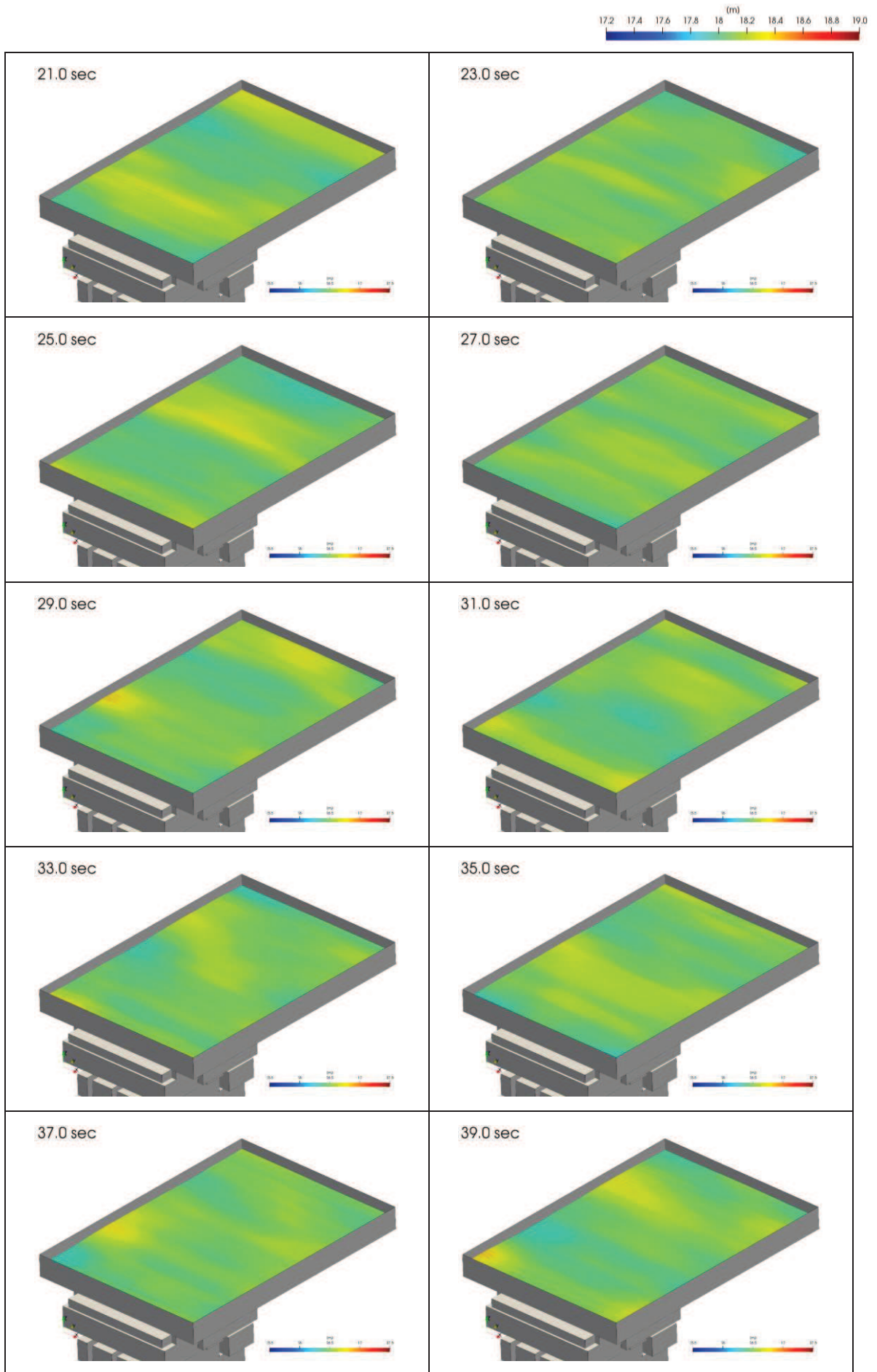


図 3.1-3 (2) 平均水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 21 秒~39 秒)

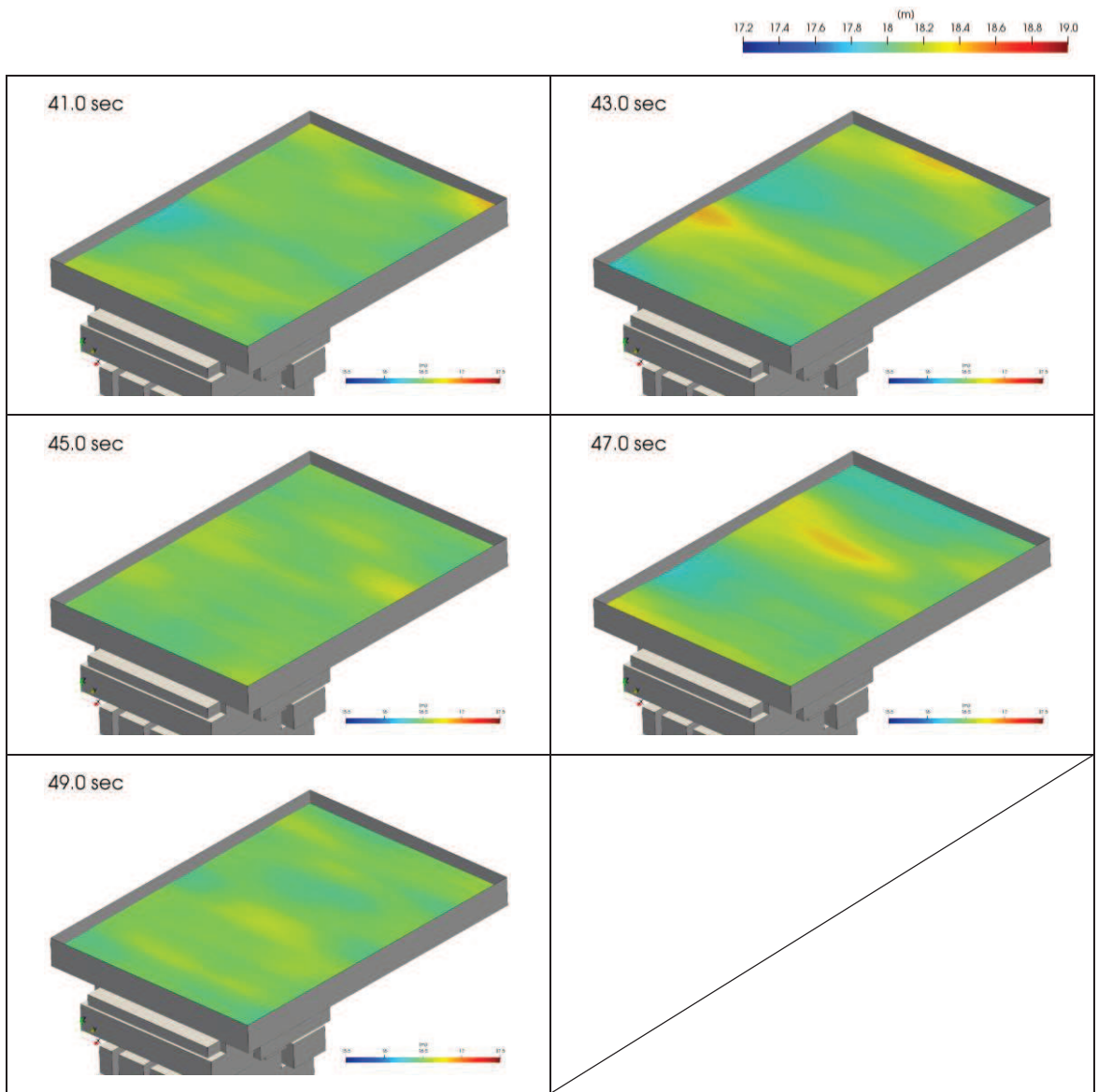


図 3.1-3 (3) 平均水位ケース (NS 方向及び鉛直方向加振, 時間 41 秒~49 秒)

## 2. EW 方向及び鉛直方向加振

入力津波水位ケース（O.P. +18.1m）及び平均水位ケース（O.P. +16.5m）の貯水面の一連の動き（様子）が分かる範囲として計算開始 1 秒～50 秒のスナップショットを示す。

スナップショットの作成範囲（時刻歴波形抽出点：N-1）を図 3.2-1 に、入力津波水位ケース（O.P. +18.1m）のスナップショット（2 秒刻み）を図 3.2-2 に、平均水位ケース（O.P. +16.5m）のスナップショット（2 秒刻み）を図 3.2-3 に示す。

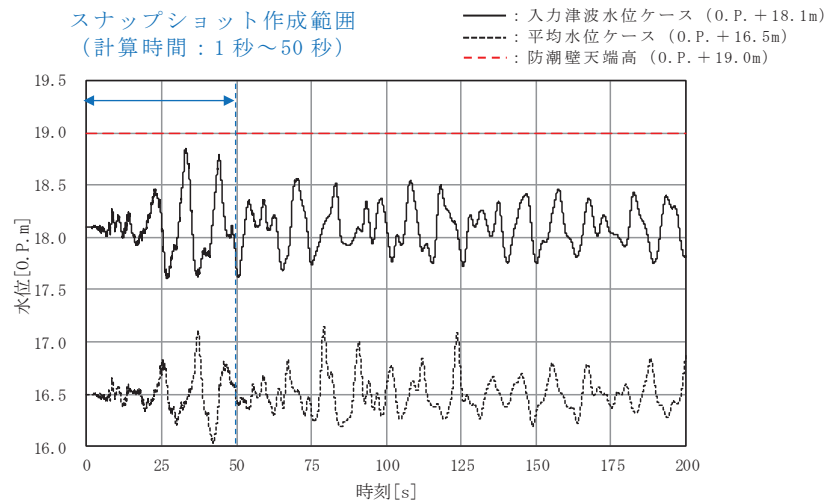


図 3.2-1 スナップショットの作成範囲  
(時刻歴波形抽出点：N-1)

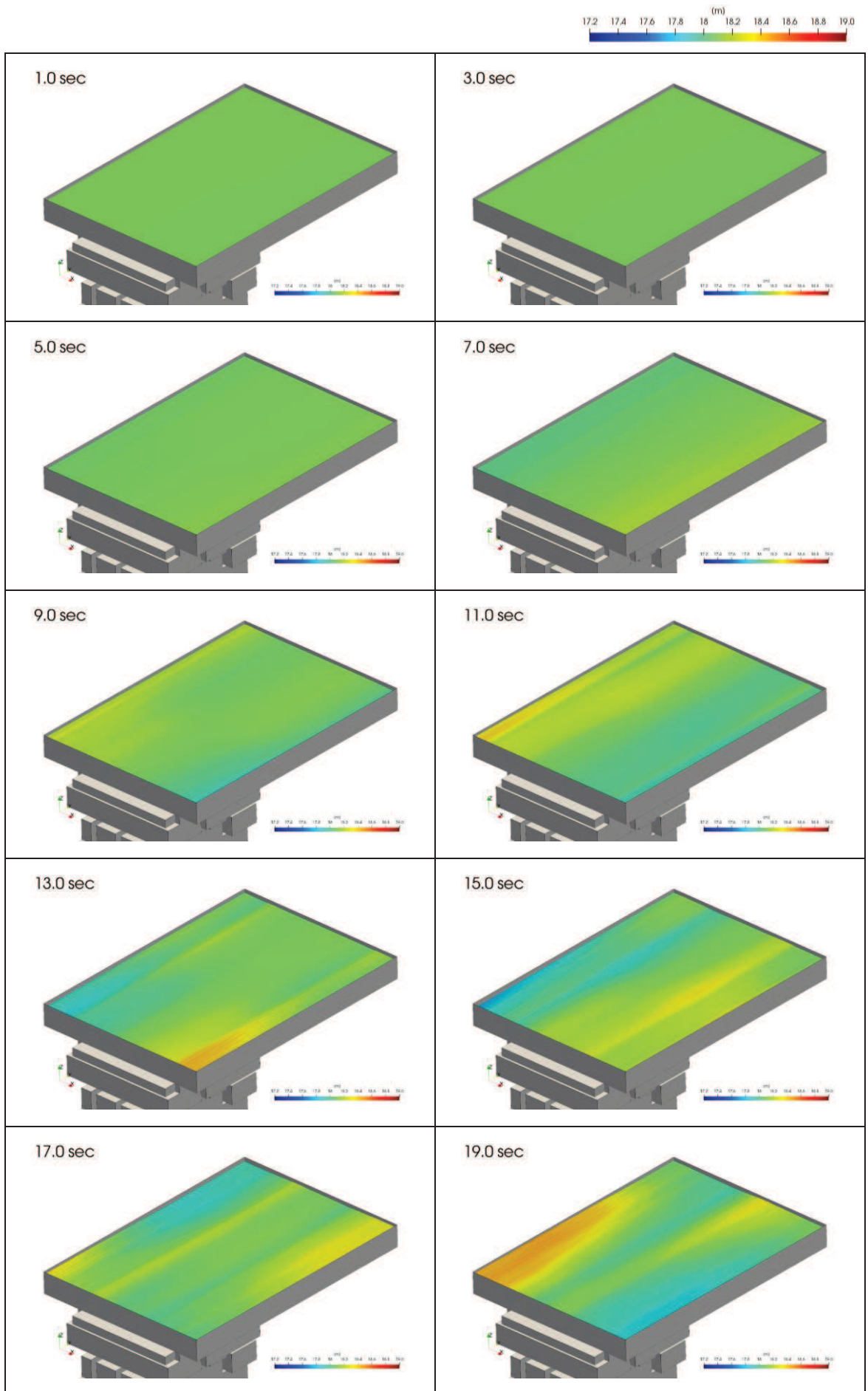


図 3.2-2 (1) 入力津波水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 1 秒~19 秒)



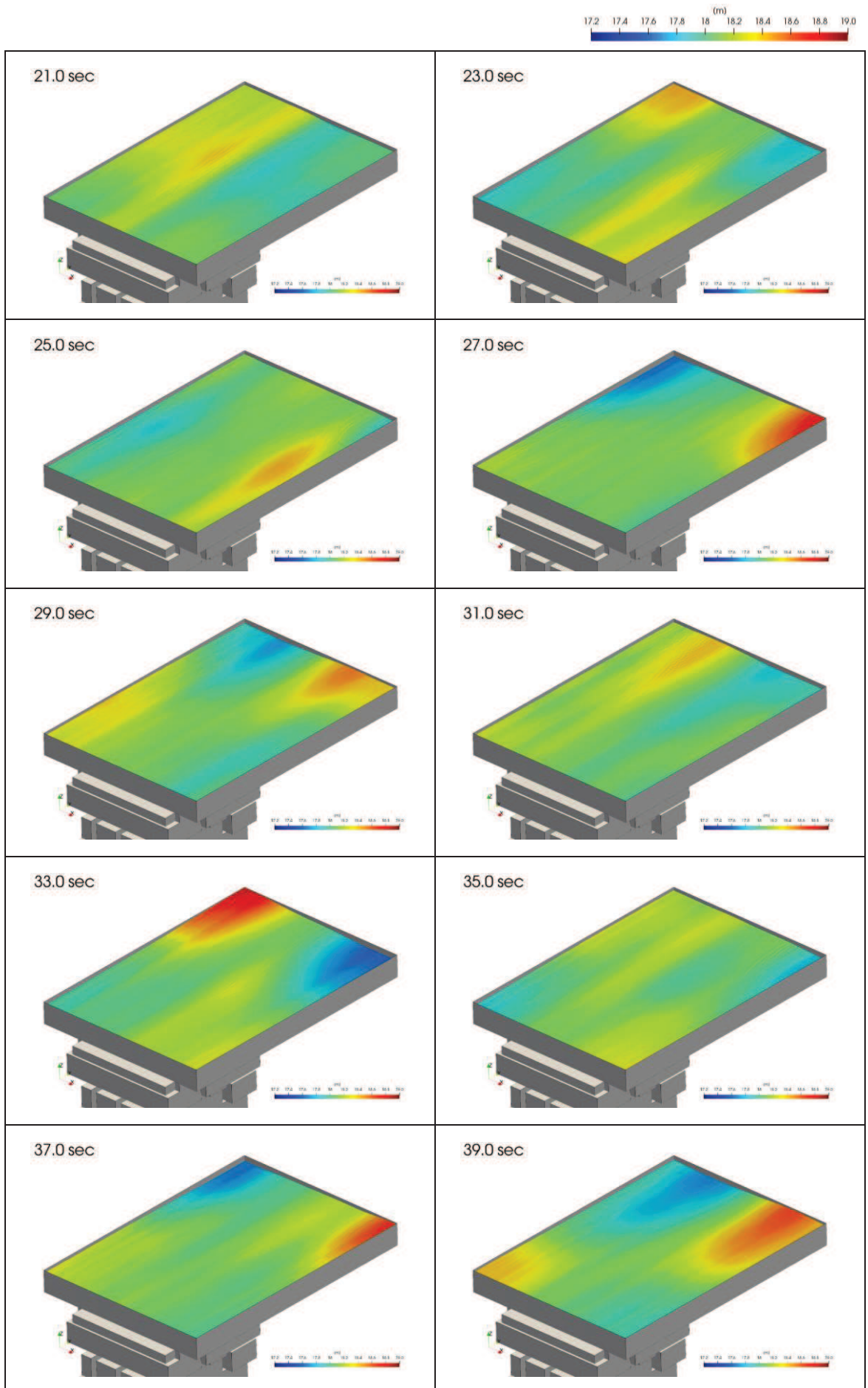


図 3.2-2 (2) 入力津波水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 21 秒~39 秒)

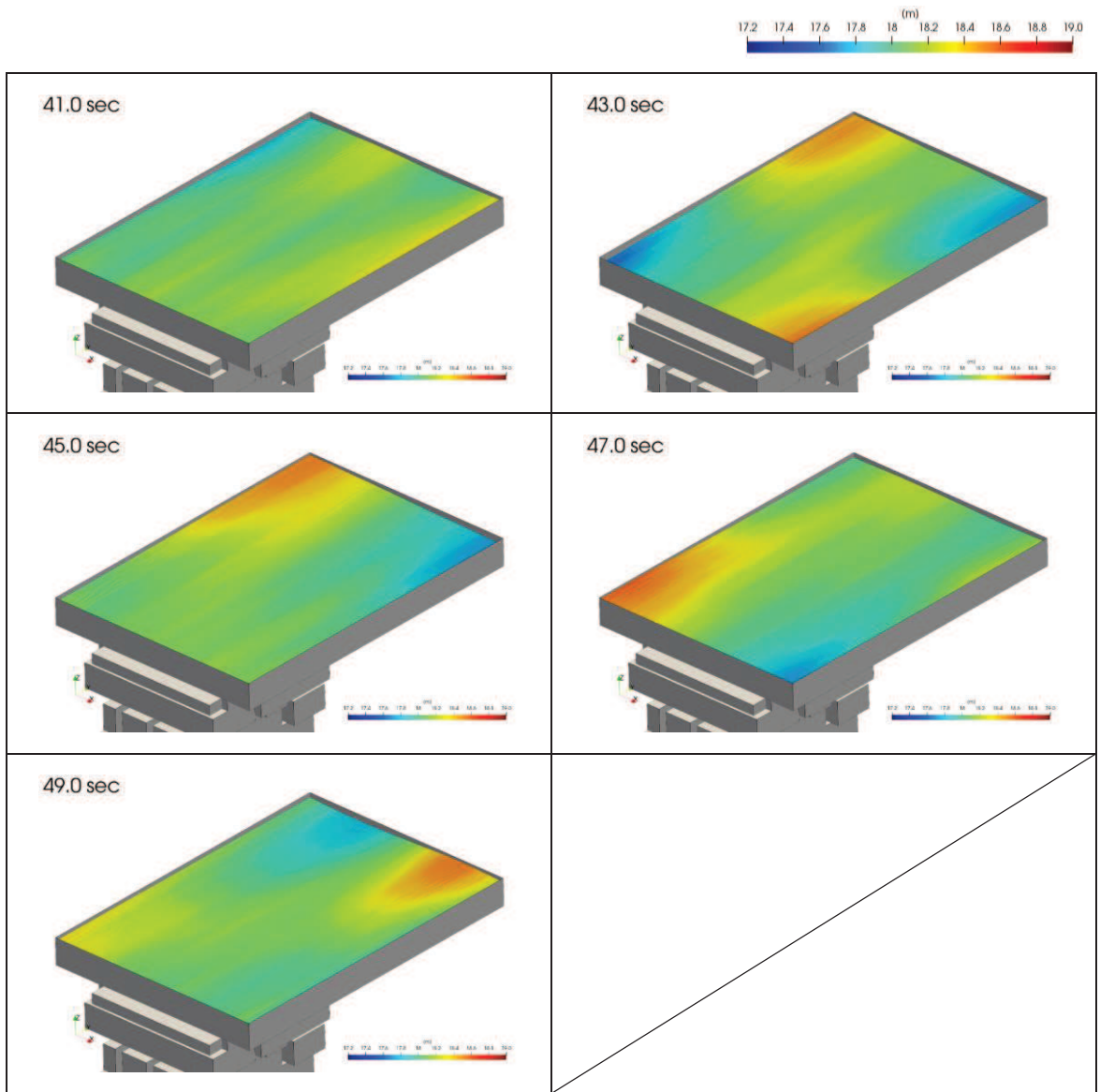


図 3.2-2 (3) 入力津波水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 41 秒～49 秒)

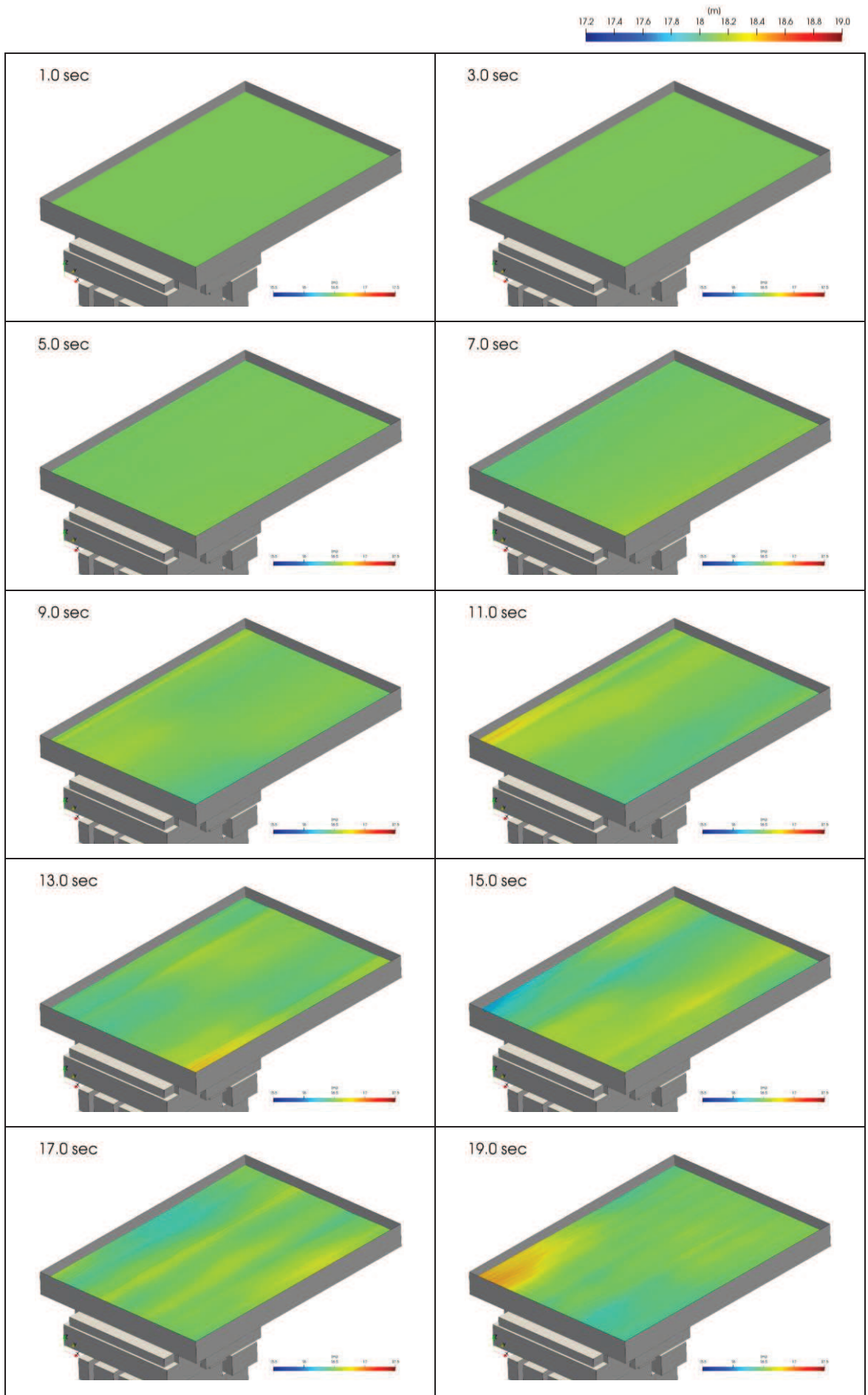


図 3.2-3 (1) 平均水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 1 秒~19 秒)

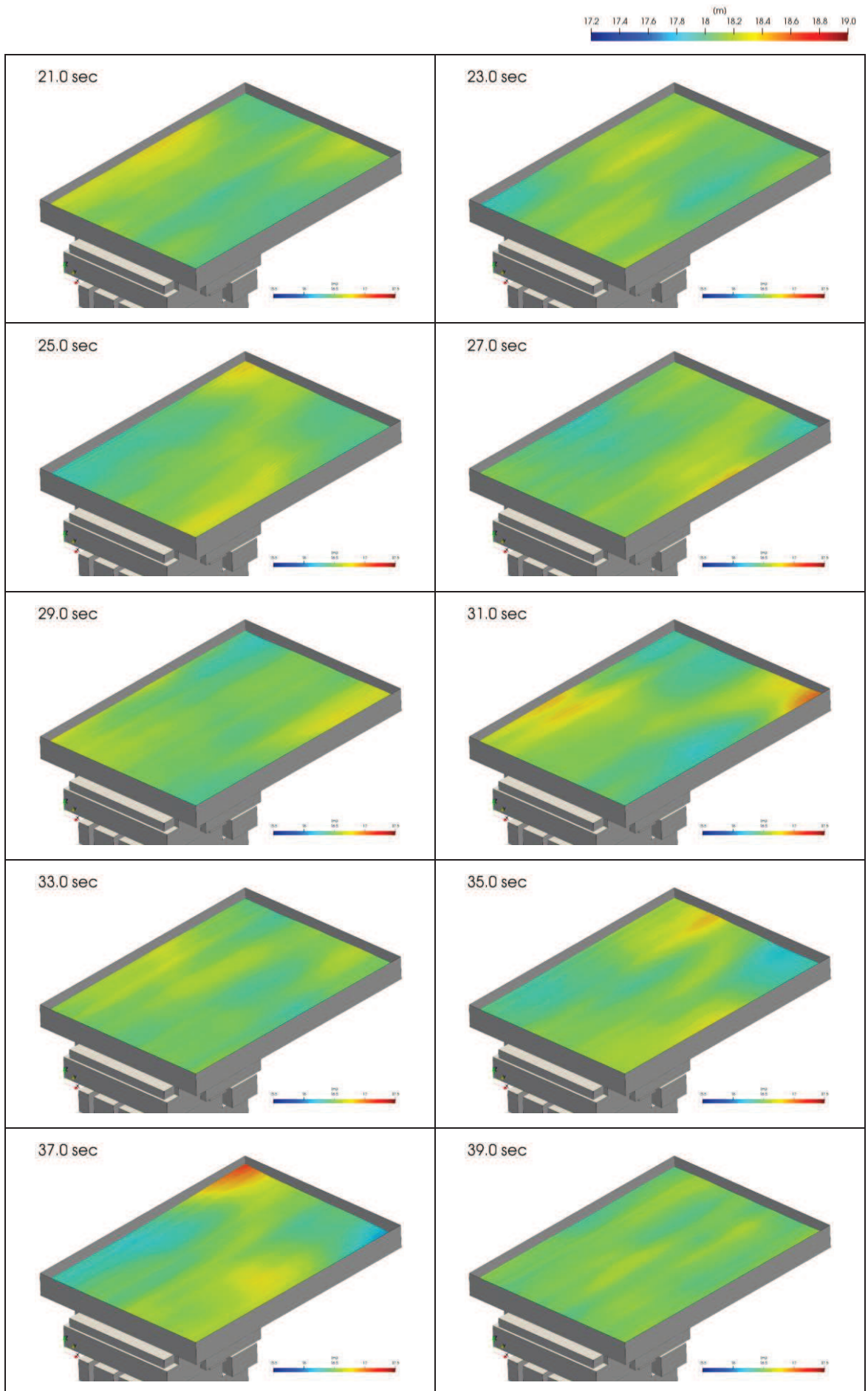


図 3.2-3 (2) 平均水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 21 秒~39 秒)

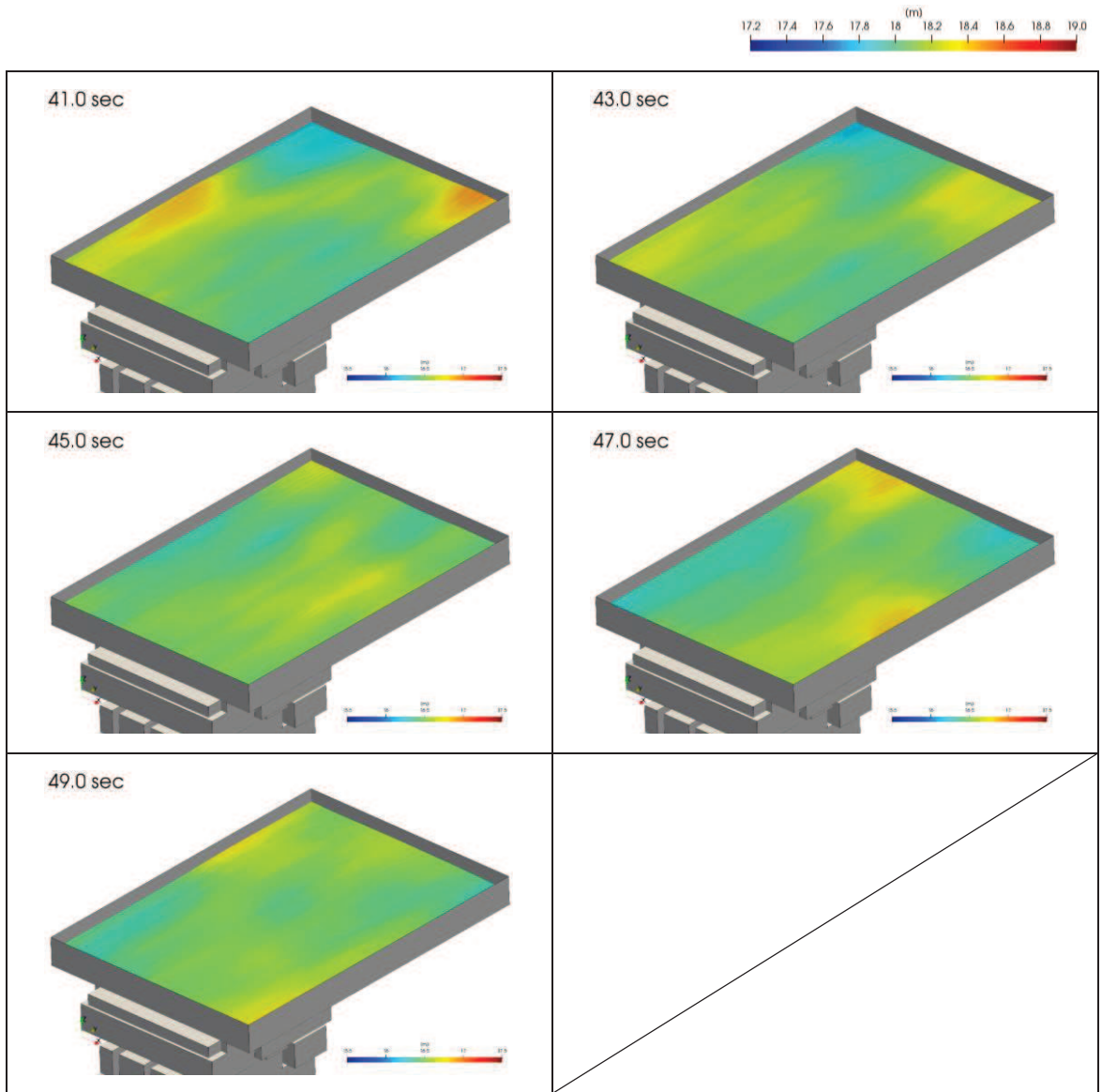


図 3.2-3 (3) 平均水位ケース (EW 方向及び鉛直方向加振, 時間 41 秒~49 秒)

(別紙 4) 水平 2 方向及び鉛直方向加振による影響検討

1. 概要

水平 2 方向及び鉛直方向加振による影響検討について，入力津波水位ケース (0.P.+18.1m) を対象に，水平 1 方向に弾性設計用地震動 S d - D 2 を用い，その直交方向に S d - D 2 とは位相の異なる模擬地震波を用いた場合のスロッシング解析を実施し，非常用海水ポンプに及ぼす影響を確認した。

2. 弾性設計用地震動 S d - D 2 とは位相の異なる模擬地震波の作成方法

弾性設計用地震動 S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波は，「補足-600-5 水平 2 方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について」で作成した基準地震動 S s - D 2 と位相の異なる模擬地震波に係数 0.58 を乗じた地震動を用いる。

S s - D 2 及び S s - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形を図 4.1 に，S d - D 2 及び S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形を図 4.2 に示す。

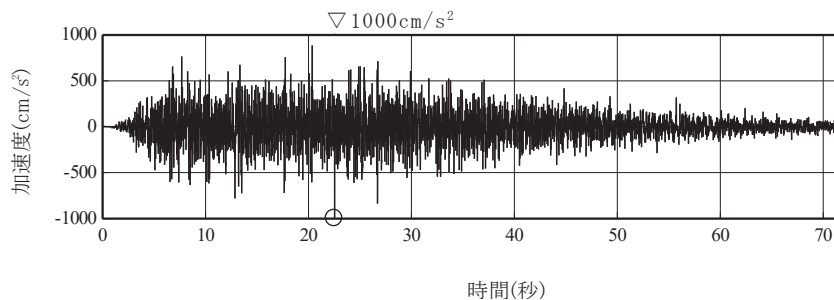


図 4.1(1) S s - D 2 の加速度時刻歴波形

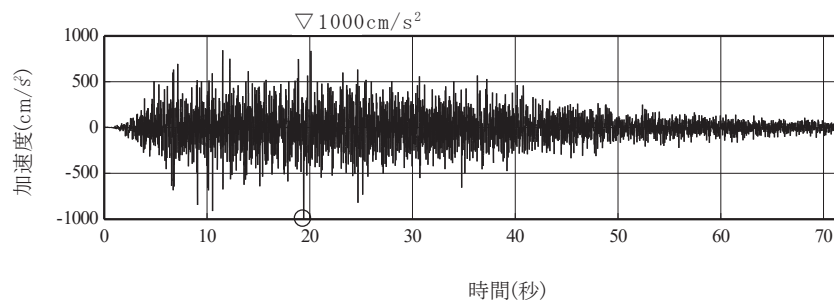


図 4.1(2) S s - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形

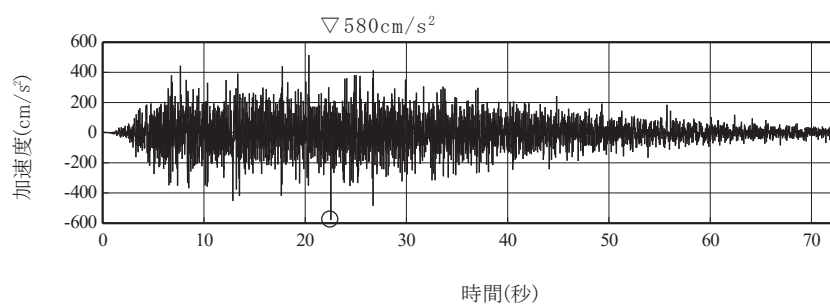


図 4.2(1) S d - D 2 の加速度時刻歴波形

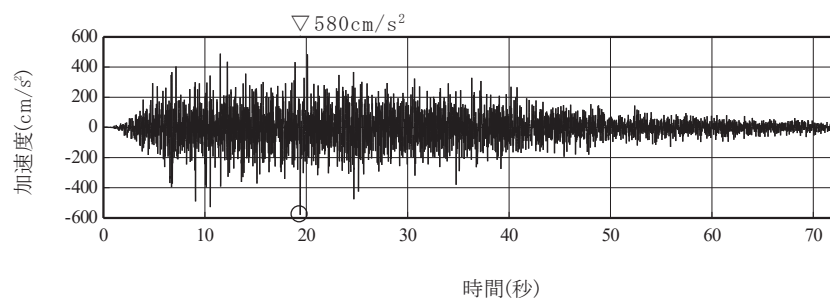
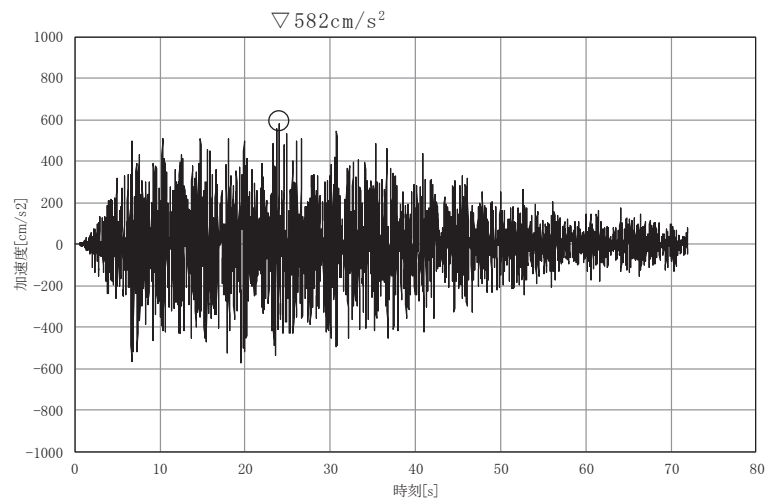


図 4.2(2) S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形

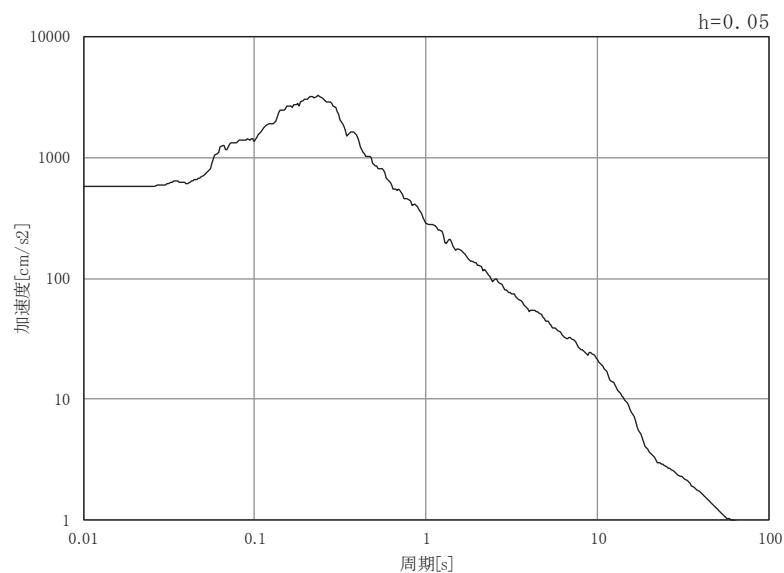
### 3 入力地震動

本文「5.18.3 入力地震動」記載のとおり作成した、解析モデル下端におけるスロッシング解析に用いる S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向）を図 4.3 に示す。

入力地震動の入力方法について、全く同じ地震動が同時に水平 2 方向に発生することは現実的に考えにくいことから、水平 1 方向の検討結果において水位変動幅が大きい EW 方向には S d - D 2 を用い、それに直交する NS 方向には S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波を用いる。



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3 S d - D 2 と位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（水平方向）



#### 4. 検討結果

水平2方向及び鉛直方向加振時の最高水位と、水平1方向及び鉛直方向加振時の最高水位の比較を表4.1に示す。また、水平2方向及び鉛直方向加振時によるスロッシング時の水面変化を図4.4に、スナップショット（計算時間：1秒～50秒）を図4.5に示す。

水平2方向及び鉛直方向加振時の最高水位は O.P. +18.88m であり、防潮壁天端高さ O.P. +19.0m を下回ることを確認した。

以上から、水平2方向の影響を考慮しても、非常用海水ポンプへの没水影響はないことを確認した。

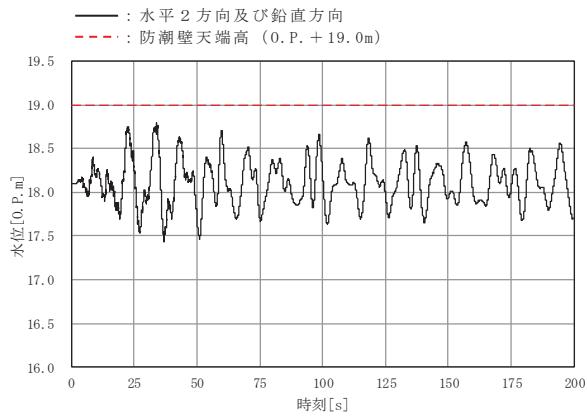
表 4.1 最高水位の比較（入力津波水位ケース（初期水位：O.P. +18.1m））

抽出位置	水平1方向及び鉛直方向加振 (O.P.)		水平2方向及び鉛直方向加振 (O.P.)	防潮壁天端高さ (O.P.)
	NS 及び鉛直	EW 及び鉛直		
N-1	+18.430m	<u>+18.848m*</u>	+18.790m	+19.0m
N-2	+18.357m	+18.196m	+18.459m	
N-3	+18.376m	+18.789m	<u>+18.875m*</u>	
S-1	+18.476m	+18.613m	+18.778m	
S-2	+18.358m	+18.189m	+18.538m	
S-3	+18.423m	+18.552m	+18.751m	

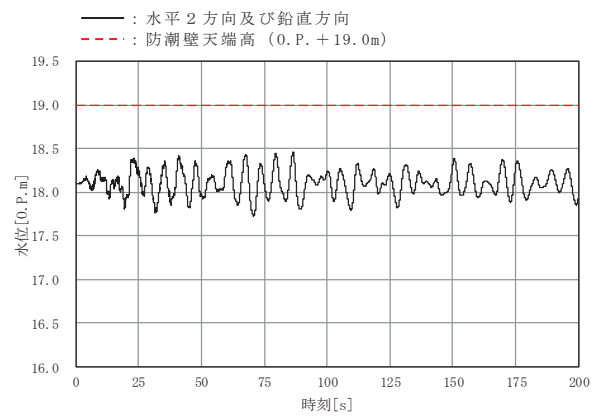
注記\*：最高水位は隅角部で発生している。

#### 検討結果

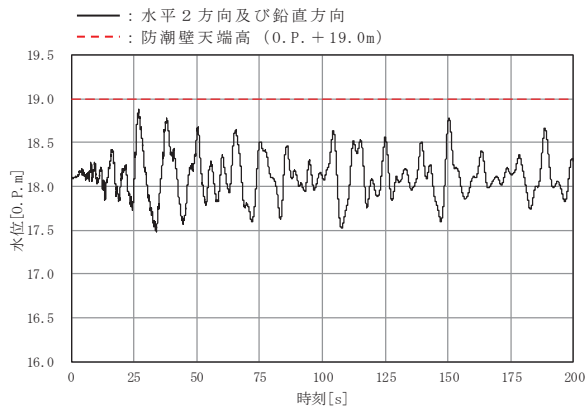
- ・水平2方向及び鉛直方向加振の影響を考慮した最高水位  
= O.P. +18.875m ⇒ O.P. +18.88m
- ・防潮壁天端高さ = O.P. +19.0m



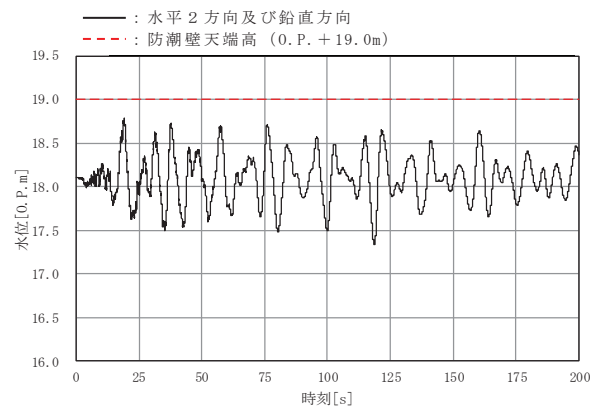
(a) N-1



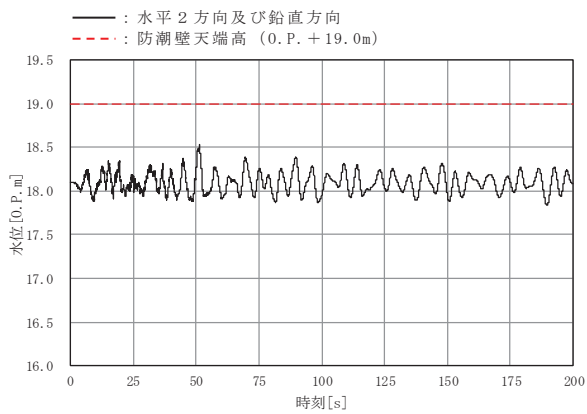
(b) N-2



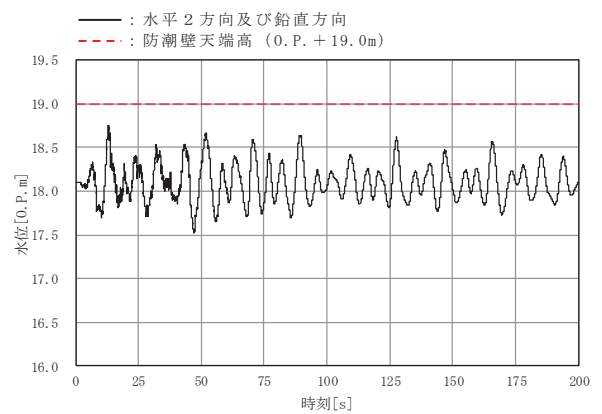
(c) N-3



(d) S-1



(e) S-2



(f) S-3

図 4.4 水面の時間変化 (水平 2 方向及び鉛直方向加振)

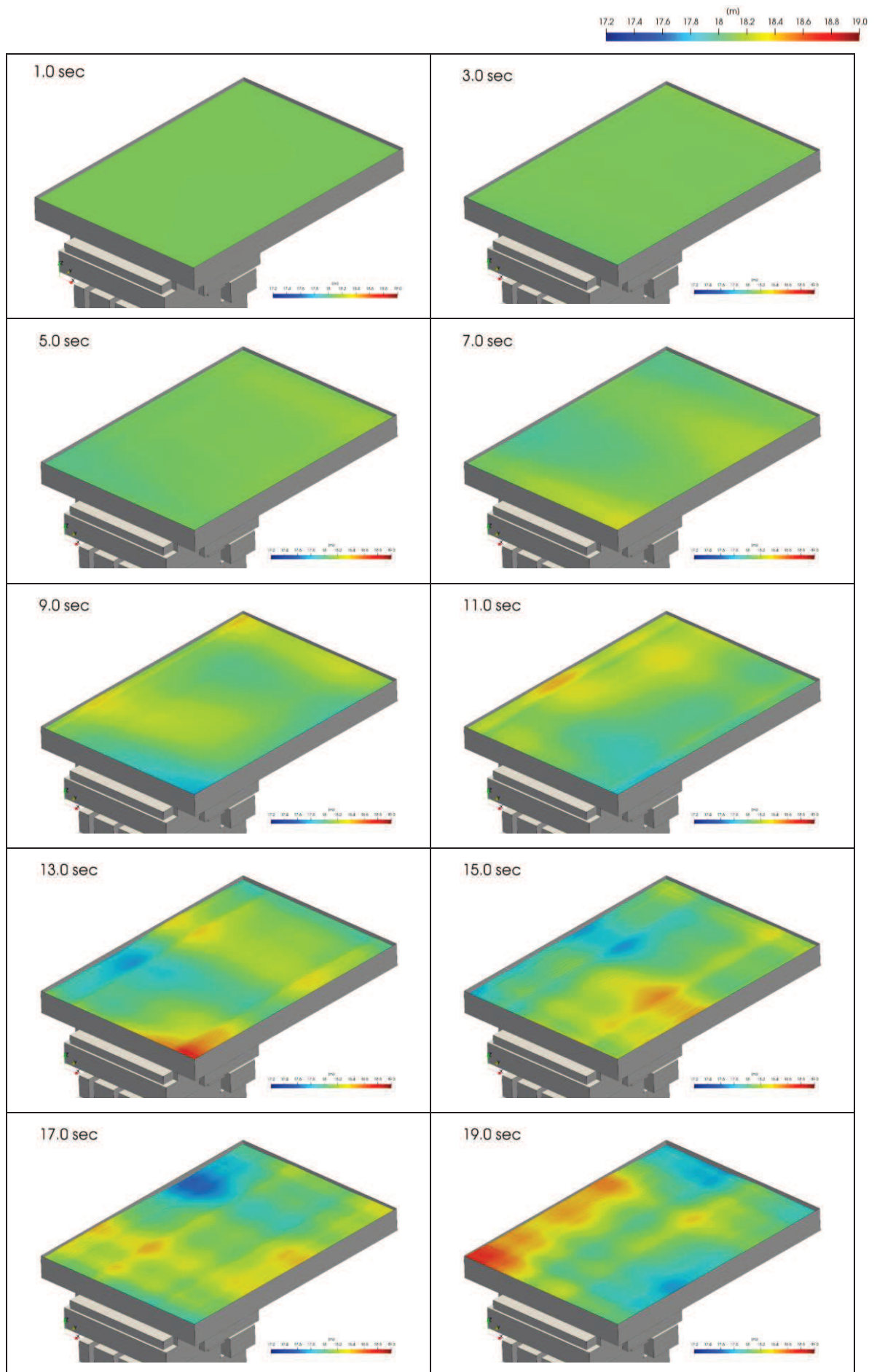


図 4.5 (1) 水平 2 方向及び鉛直方向加振のスナップショット (時間 1 秒～19 秒)