

4.3 漂流物による衝突荷重について

4.3.1 衝突荷重を考慮する施設・設備の選定

津波防護施設及び浸水防止設備のうち、漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備として、基準津波の遡上範囲内（海中を含む。）に設置する施設・設備（ただし、前面に遮蔽物が存在する等の理由により漂流物が衝突しないことが明らかである施設・設備を除く。）を選定し、強度評価において漂流物の衝突荷重を考慮することとする。

その結果、漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備として、防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰を選定した（図 4.3-1）。

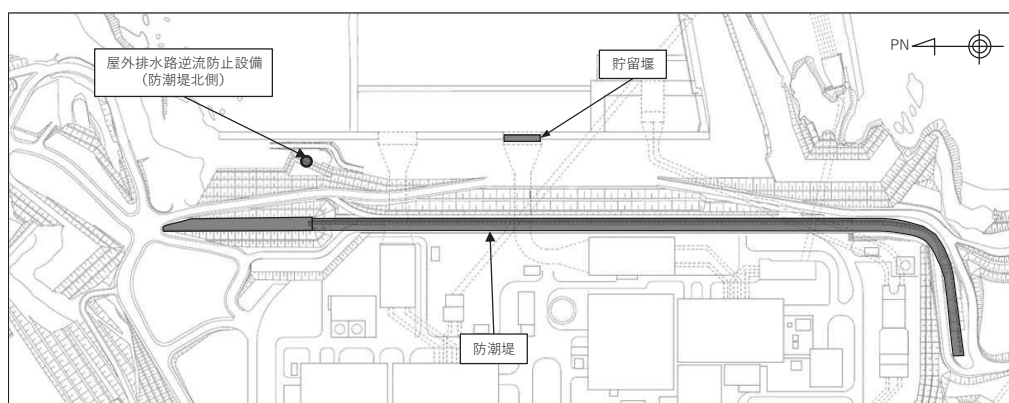


図 4.3-1 漂流物による衝突荷重を考慮する津波防護施設

4.3.2 基準津波の特徴（水位、流向及び流速）の把握

敷地前面域における基準津波の最大水位上昇量分布（全時刻：地震発生から 240 分後まで）及び基準津波第一波（地震発生から約 46 分後まで）の最大水位上昇量分布を図 4.3-2 及び図 4.3-3 に示す。両者を比較すると、大きな違いは見られないことから、敷地前面域は第一波で最大水位になる。

防潮堤前面、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面及び貯留堰（取水口）前面における水位時刻歴波形を図 4.3-4、図 4.3-5 及び図 4.3-6 に示す。これらの図から、防潮堤前面、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面及び貯留堰前面において水位が最大となる時間は、それぞれ地震発生から 42.4 分後、42.2 分後及び 42.4 分後で、ほぼ同時刻であることから、いずれも基準津波の第一波により最大水位となる。

なお、防潮堤前面及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面に第二波以降の津波は到達しておらず、貯留堰については、第一波では露出せず、第二波以降に海中から露出することが確認される（図 4.3-6）。

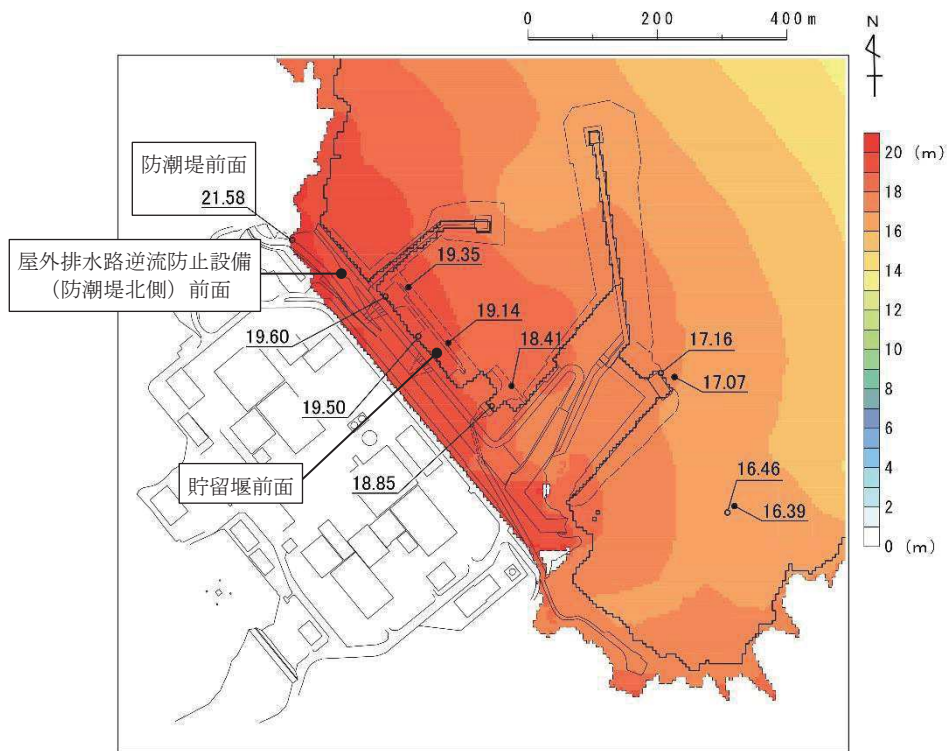


図 4.3-2 基準津波による最大水位上昇量分布
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，全時刻)

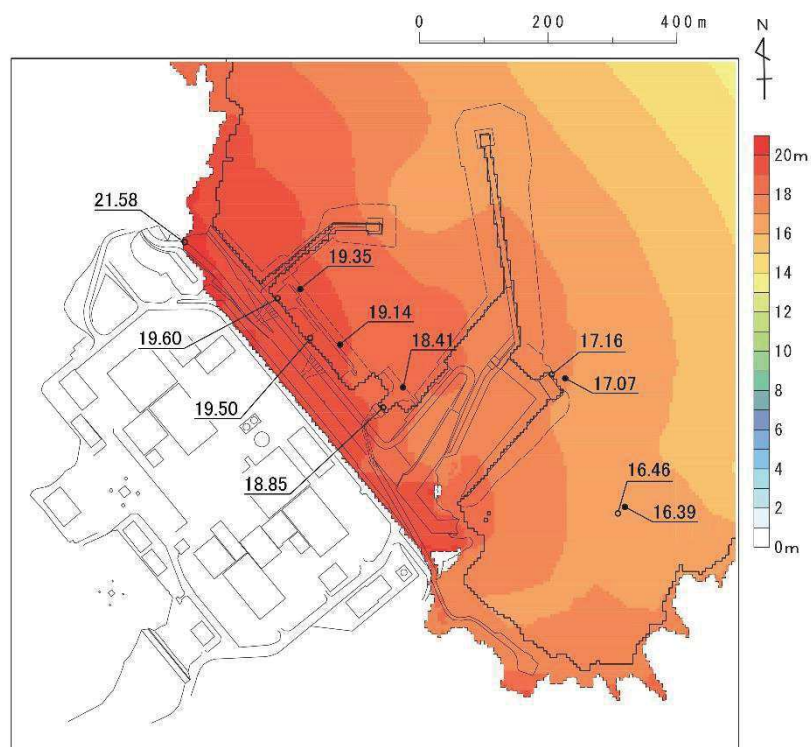


図 4.3-3 基準津波による最大水位上昇量分布
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，第一波（地震発生から約 46 分後）)

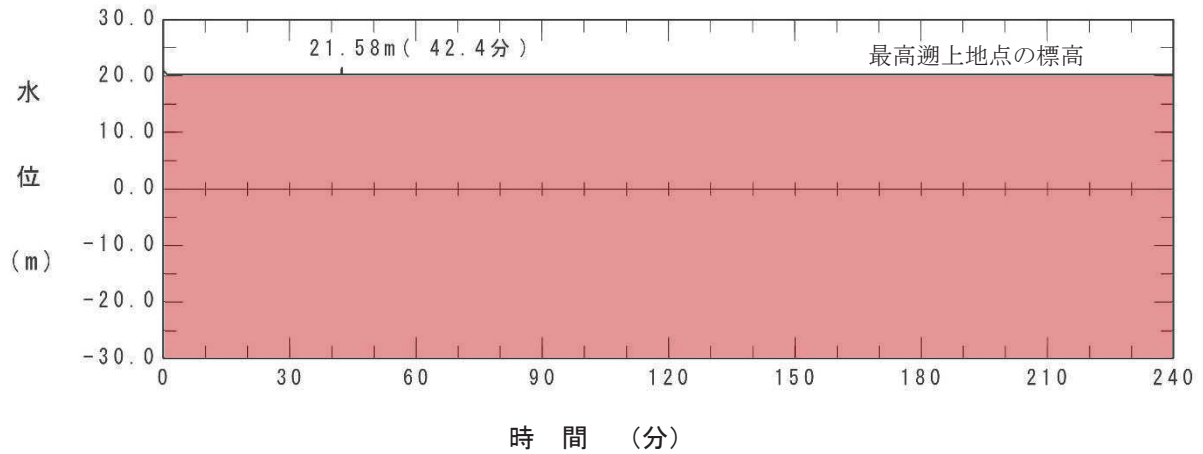


図 4.3-4 防潮堤前面の水位時刻歴
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

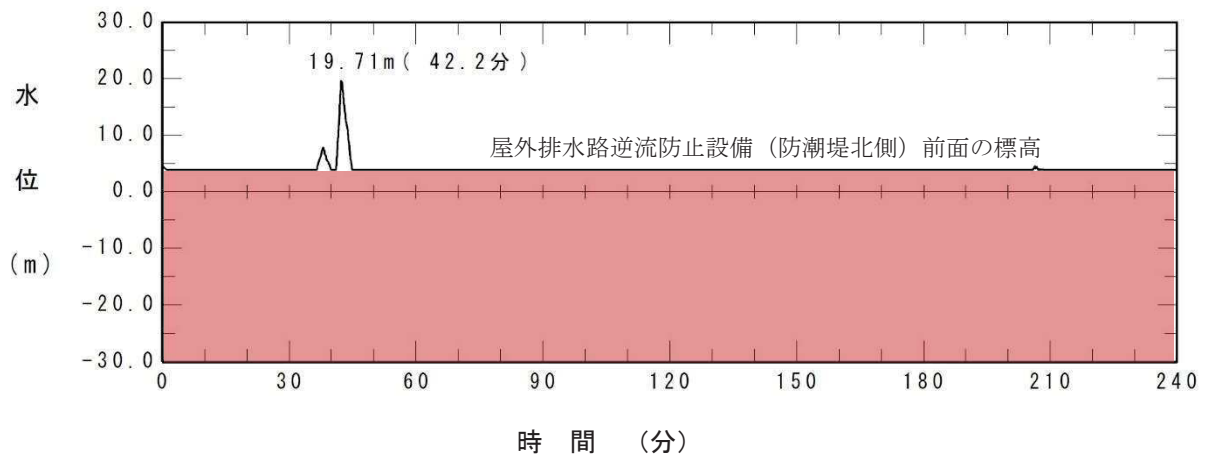


図 4.3-5 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 前面の水位時刻歴
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

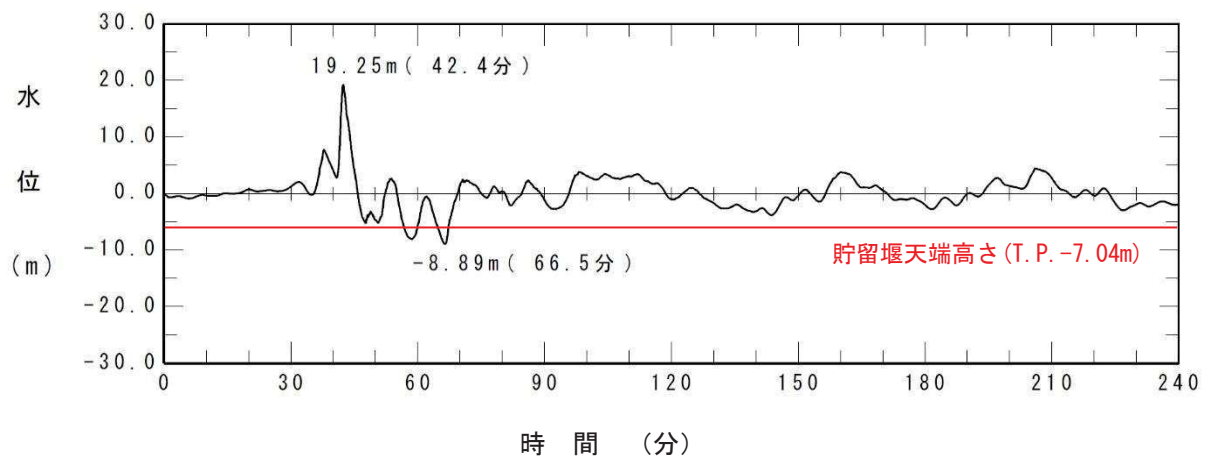


図 4.3-6 貯留堰 (取水口) 前面の水位時刻歴
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

次に、敷地前面域での流速の特徴について把握する。

図 4.3-7 に、敷地前面域での最大流速ベクトル分布（全時刻）、第一波（地震発生から約 46 分後まで）の最大流速ベクトル分布及び第二波以降（地震発生から約 46 分以降）の最大流速ベクトル分布を示す。

敷地前面域での最大流速は、第二波以降（地震発生から約 46 分以降）の東防波堤堤頭部付近で生じており、12.95m/s となっている。その方向は敷地に対して約 356°（敷地汀線方向を 0° とし、反時計回りの角度 図 4.3-8 参照）であり、発電所から離れる方向である。この最大流速位置における流速とベクトルの時刻歴データを図 4.3-9 に示す。この時刻歴データから、最大流速は、第一波襲来後の引き波で水位が最も低くなった際に生じている。

また、第一波（地震発生から約 46 分後まで）での最大流速は、第 1 号機取水口の東側で生じており、12.79m/s となっている。この方向は防潮堤に対して約 20°（図 4.3-8 図参照）で、敷地に近づく方向である。この最大流速位置における流速とベクトルの時刻歴データを図 4.3-10 に示す。この時刻歴データから、第一波が第 1 号機放水口側から第 1 号機取水口の東側の敷地に遡上した際に発生したものと考えられる。

防潮堤前面及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面における最大流速は、いずれも第一波で生じており、それぞれ 4.86m/s 及び 2.81m/s である。また、その方向は、防潮堤に対して約 176°、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に対しては約 186° となっている（図 4.3-11 及び図 4.3-12）。

貯留堰については、海中に設置されていることを踏まえ、引き波により貯留堰が露出した後に襲来する津波の流速を対象とする。その際の最大流速は第二波の 1.81m/s であり、貯留堰に対して約 27°（貯留堰と平行方向を 0° とし、反時計回りの角度）となっている（図 4.3-13）。

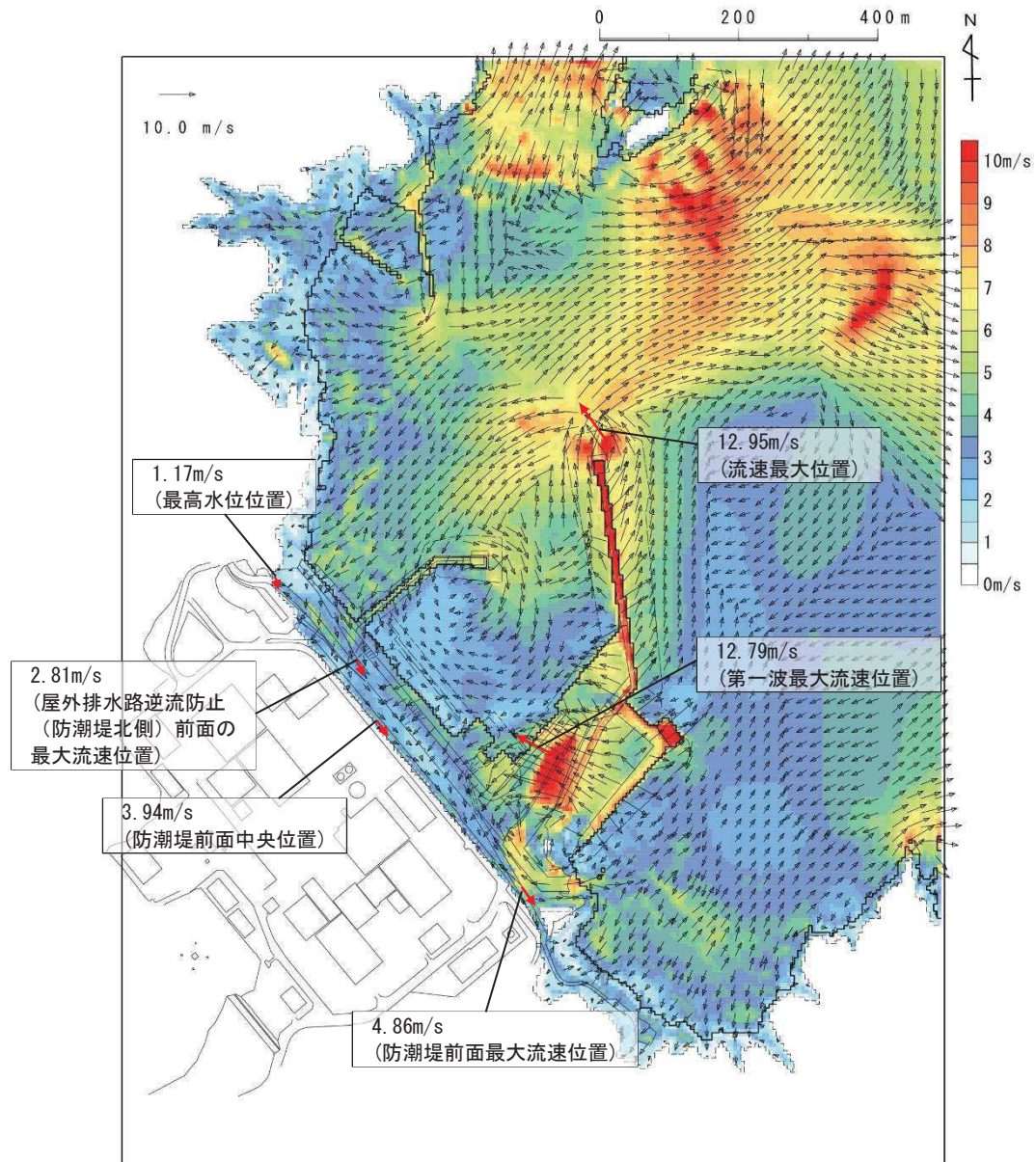


図 4.3-7(1) 基準津波における最大流速分布図
 (防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし, 全時刻)

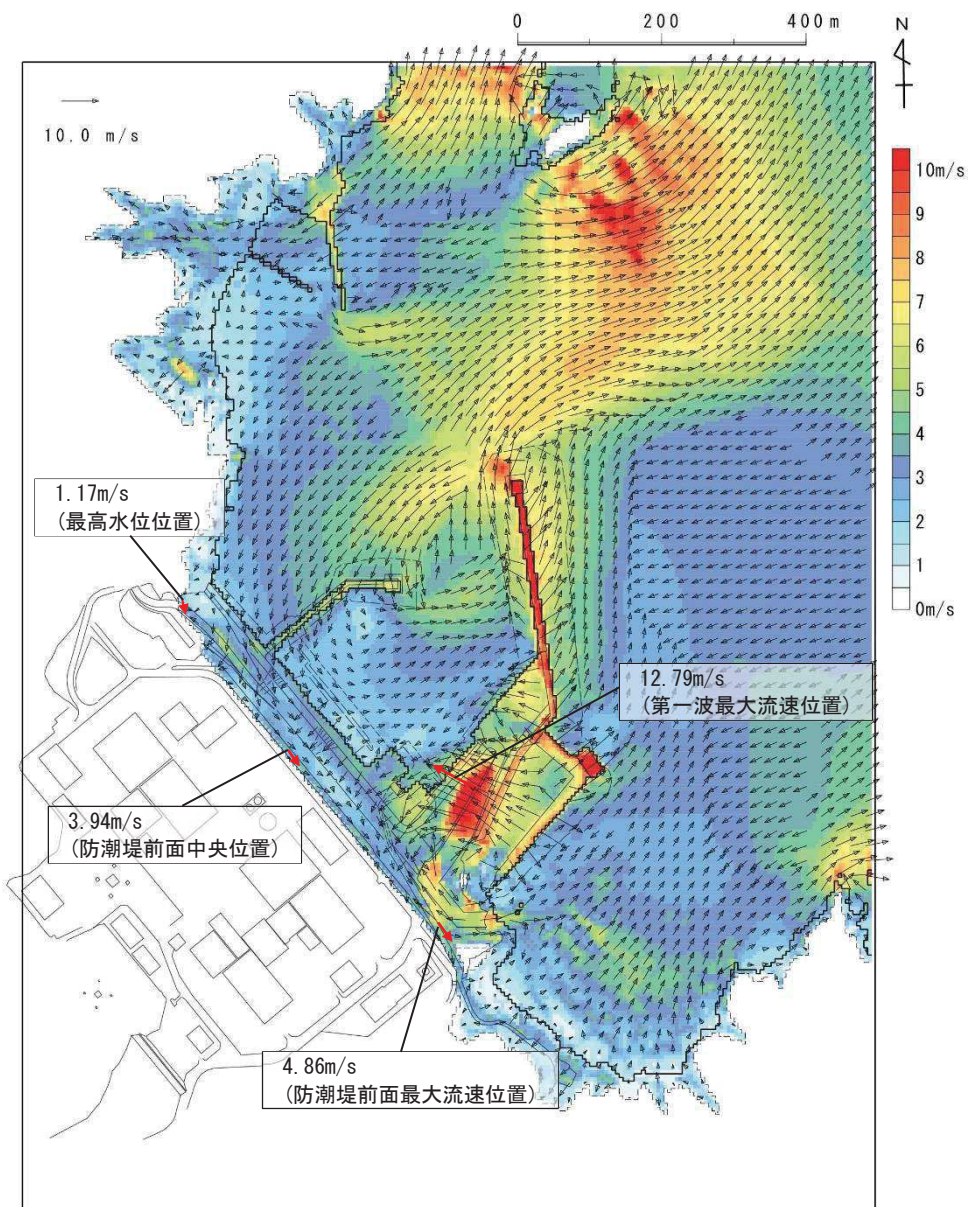


図 4.3-7(2) 基準津波における最大流速分布図
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，地震発生から約 46 分後まで)

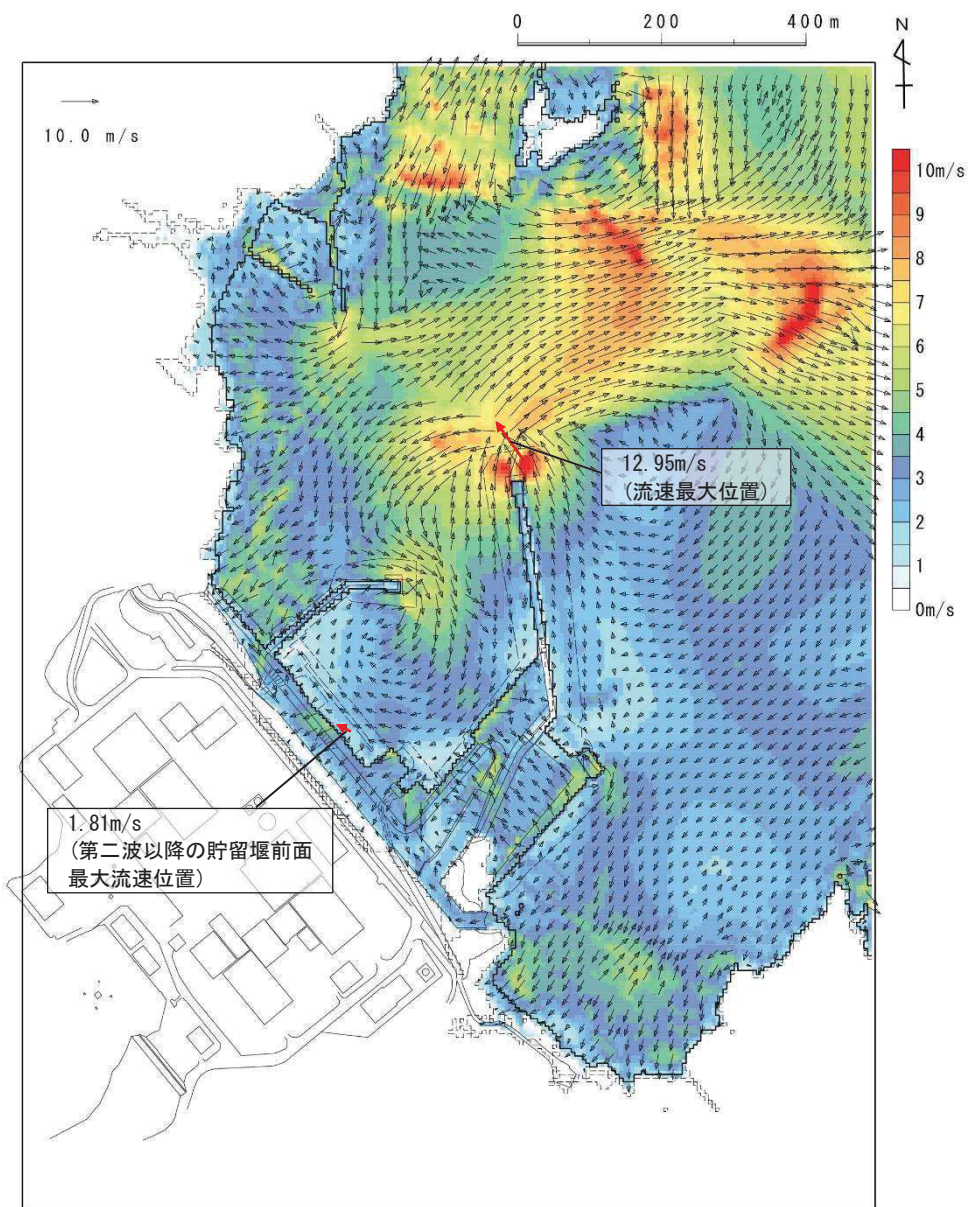


図 4.3-7(3) 基準津波における最大流速分布図
 (防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし, 約 46 分以降)

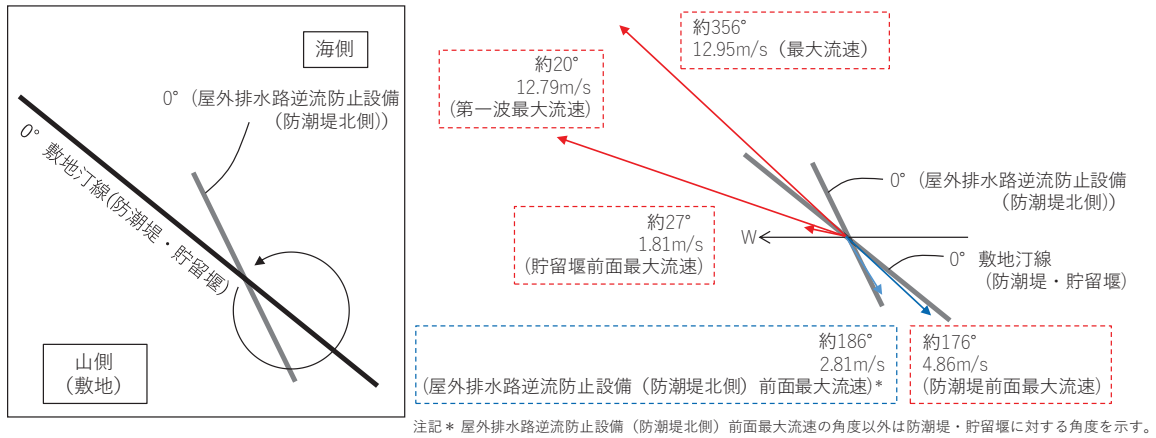


図 4.3-8 防潮堤・屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）・貯留堰に対する流向の角度

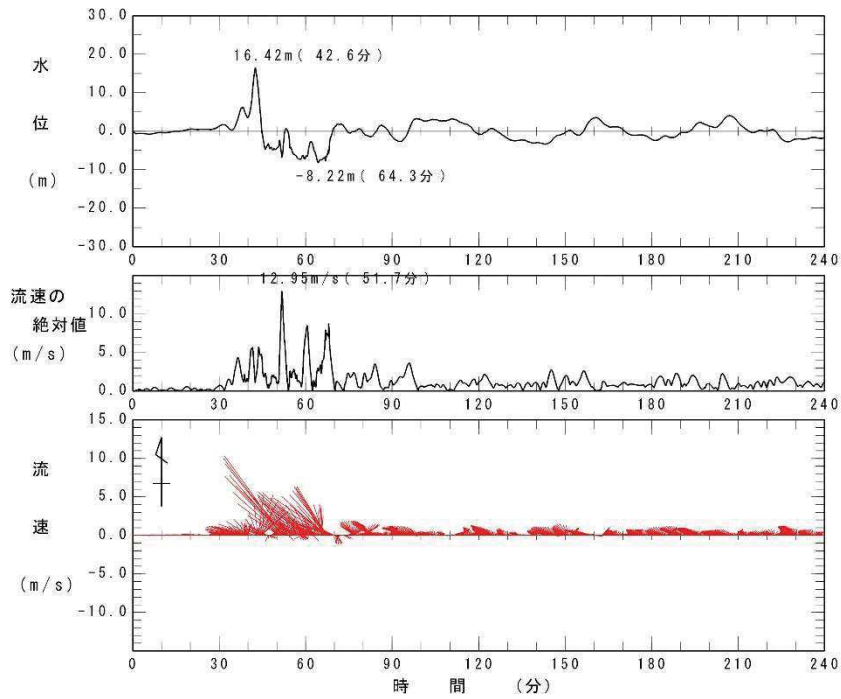


図 4.3-9 全時刻での最大流速位置の流速とベクトルの時刻歴データ
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

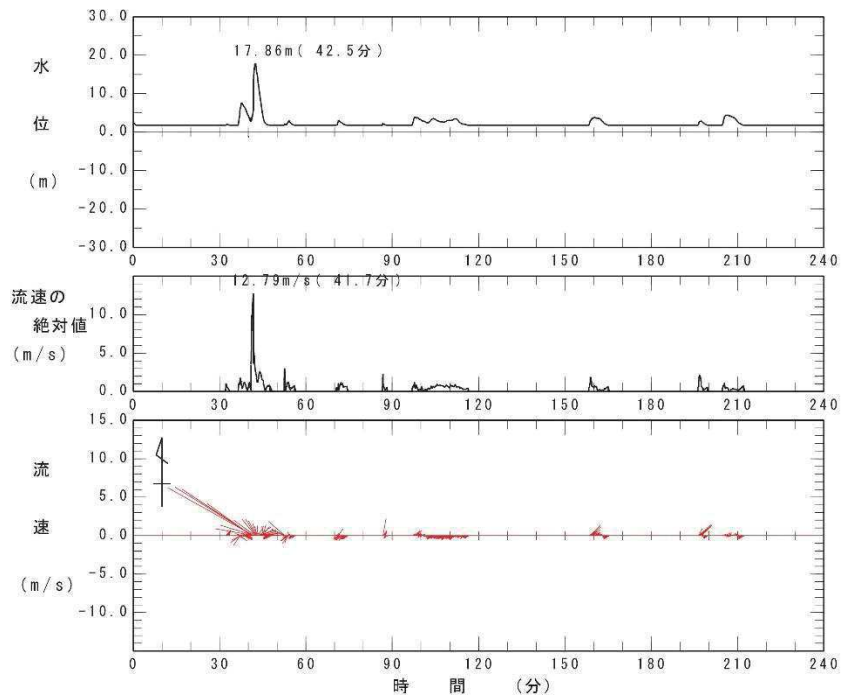


図 4.3-10 第一波での最大流速位置の流速とベクトルの時刻歴データ
(防波堤あり，基準地震動S_sによる地盤沈下なし)

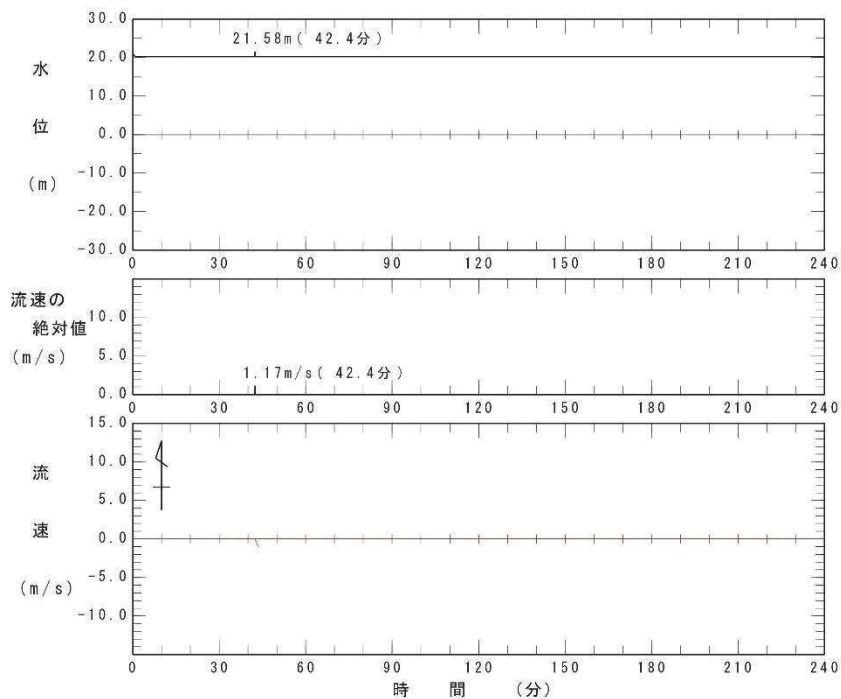


図 4.3-11(1) 防潮堤前面（最高水位）位置での流速とベクトルの時刻歴データ
(防波堤あり，基準地震動S_sによる地盤沈下なし，全時刻)

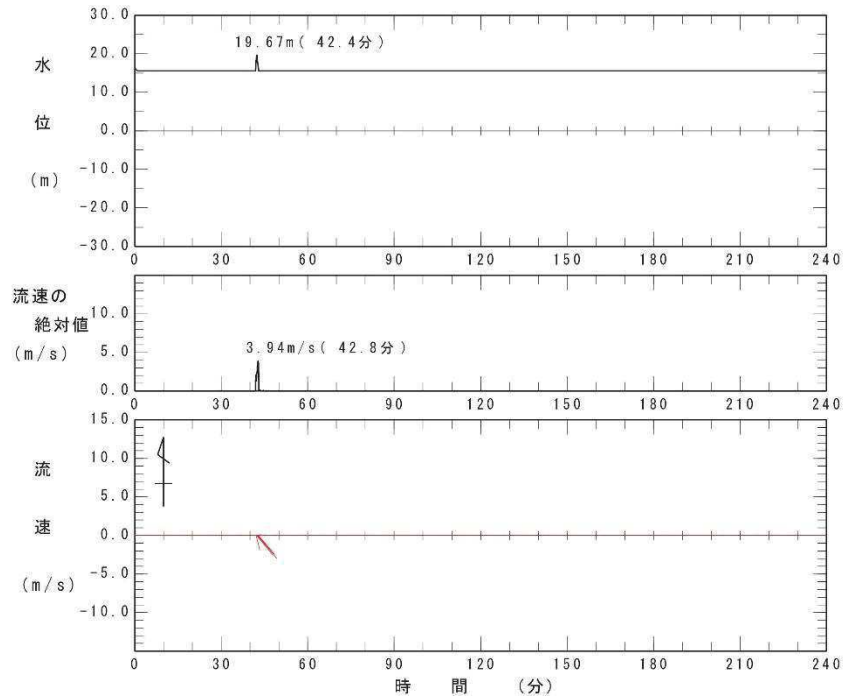


図 4.3-11(2) 防潮堤前面（中央位置）位置での流速とベクトルの時刻歴データ
 （防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，全時刻）

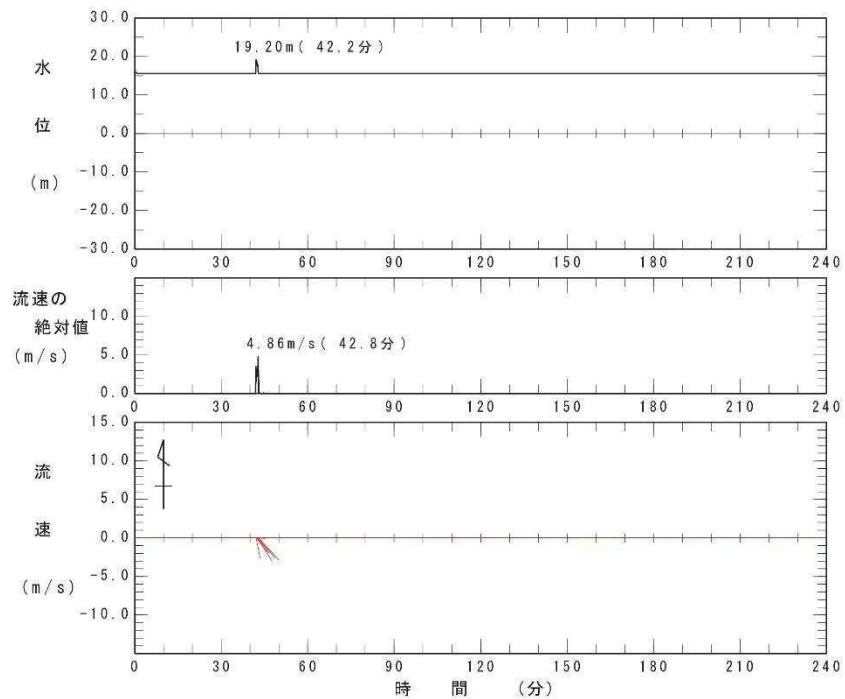


図 4.3-11(3) 防潮堤前面（最大流速）位置での流速とベクトルの時刻歴データ
 （防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，全時刻）

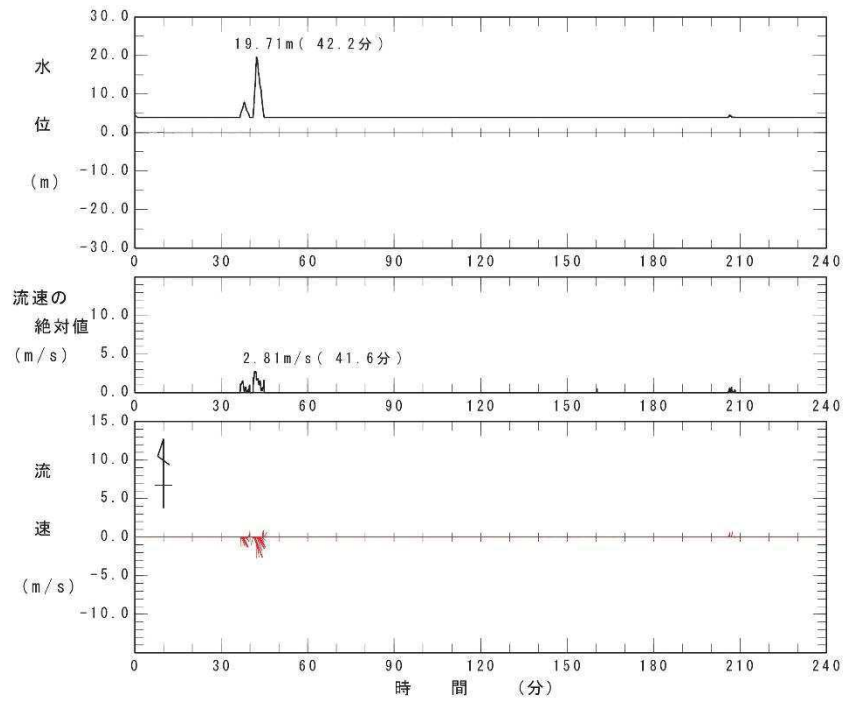


図 4.3-12 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面位置での
流速とベクトルの時刻歴データ
(防波堤あり，基準地震動S_sによる地盤沈下なし，全時刻)

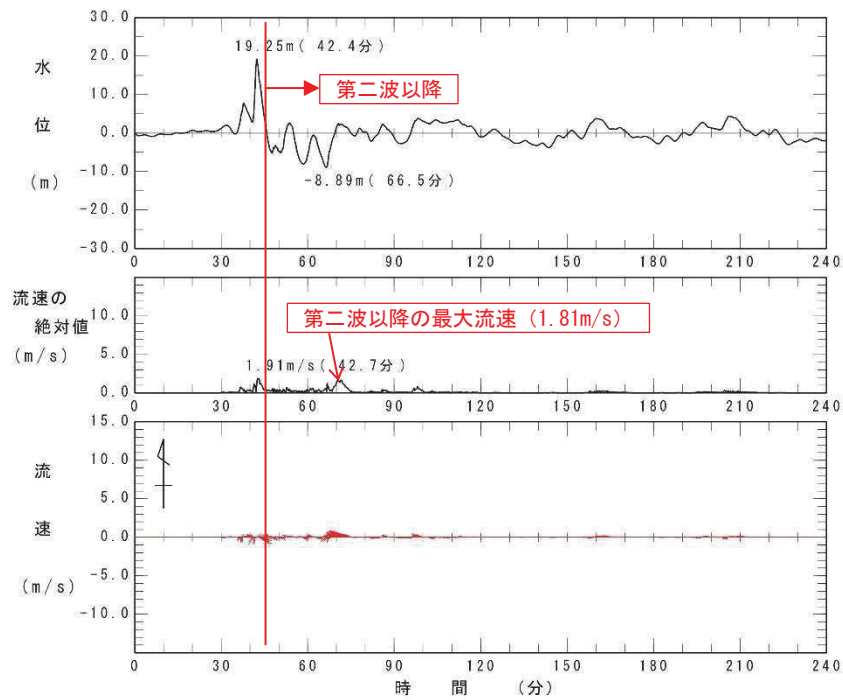


図 4.3-13 貯留堰前面位置での流速とベクトルの時刻歴データ
(防波堤あり，基準地震動S_sによる地盤沈下なし，全時刻)

4.3.3 衝突荷重として考慮する漂流物の選定

「4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性」で取水口前面に到達する可能性があるとして評価した漂流物を、表 4.3-1 に示す。

防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰に衝突する漂流物については、「4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性」で取水口前面に到達する可能性があるとして評価した漂流物を基に、漂流形態（浮遊、滑動）、基準津波の特性、漂流物の設置箇所、衝突を考慮する施設の設置標高を観点として選定を行った。検討対象漂流物の選定フローを図 4.3-14 に示す。

「4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性」で取水口前面に到達する可能性があるとして評価した漂流物には、流速が大きくなった際に一時的に安定性を失い、滑動することで取水口前面に到達するものも含まれている。ただし、「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」で示したように、漂流物は津波の表面流速に大きく依存することから、津波襲来時に海面を浮遊しているものが衝突荷重として影響が大きくなる。そのため、津波襲来時に海面に浮いて漂流するものを対象とする。

表4.3-1 取水口前面に到達する可能性があるとして評価した漂流物

調査範囲			取水口へ到達する漂流物	重量等	取水口への到達形態	衝突荷重として考慮する漂流物
敷地内			がれき	—	漂流	○
			巡視点検用車両等	2.15t	漂流	○
			車両系重機・燃料等輸送車	2.7～41.2t	滑動	—
			PC板（カーテンウォール）	約8t	滑動	—
			キュービクル類	—	滑動	—
			角落し	—	滑動	—
			第3号機モニタリング架台	—	滑動	—
敷地外	小屋取地区	海域	がれき	—	漂流	○
			係留小型漁船	総ト数：約5t (排水ト数：約15t)	漂流	○
		陸域	がれき	—	漂流	○
			車両	—	漂流	○
	小屋取地区以外 (女川等)	海域	がれき	—	漂流	○
			車両	—	漂流	○
			コンテナ・ユニットハウス	約30t	漂流	○
			タンク	約200k1	漂流	○
		陸域	がれき	—	漂流	○
			係留漁船	総ト数：約19t (排水ト数：約57t)	漂流	○

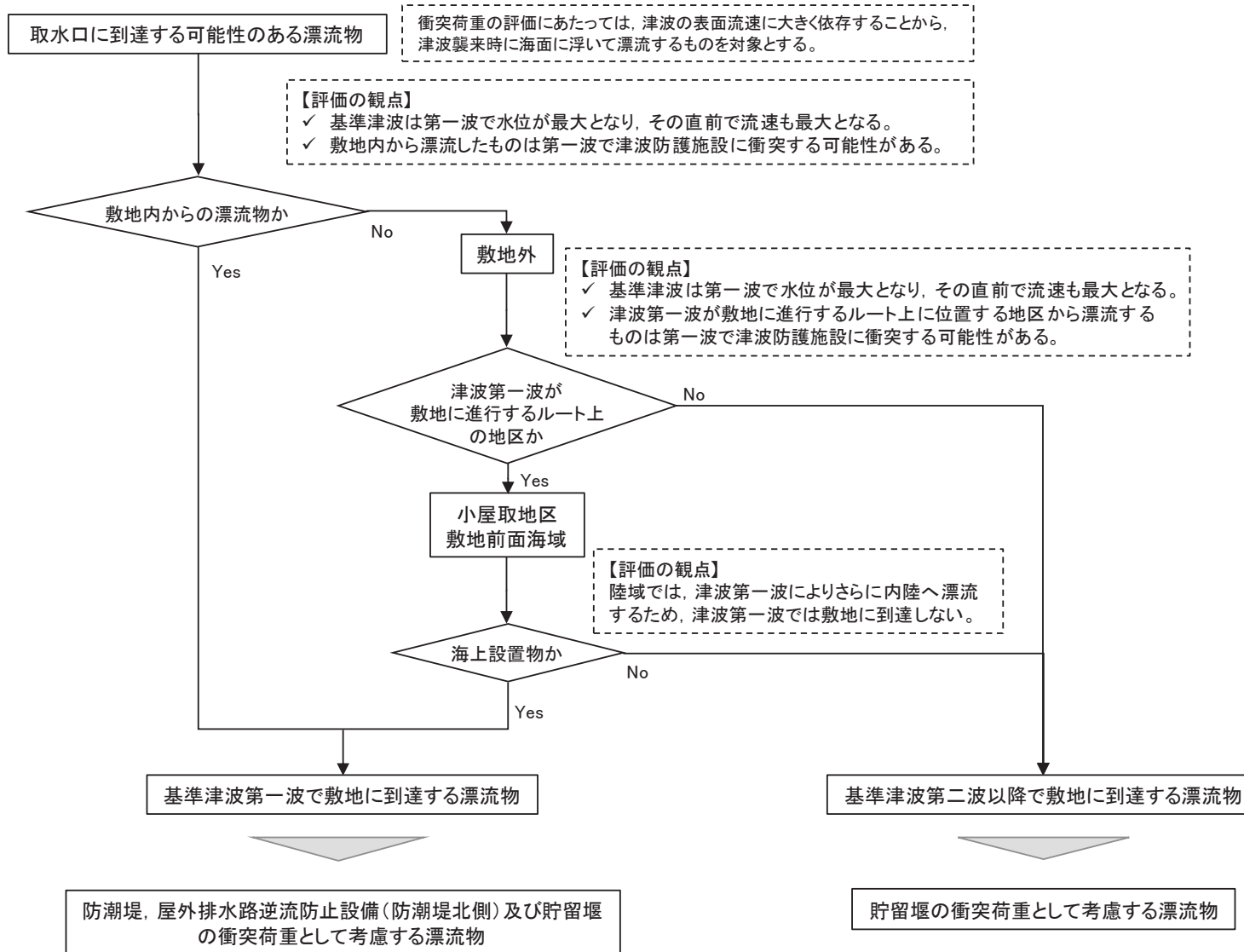


図 4.3-14 衝突荷重として考慮する漂流物の選定フロー

防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、「4.3.2 基準津波の特徴（水位、流向及び流速）の把握」で示したとおり、それぞれの前面の最大水位は基準津波の第一波により生じることから、第一波とともに敷地に到達する漂流物が衝突する可能性がある。一方、第二波以降では、防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設置高さから、津波が到達しないため、第二波以降に敷地に到達する漂流物が防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に衝突することはない。

これらの特徴を踏まえ、防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、第一波で敷地に到達する漂流物を選定した。具体的には、第一波によって、敷地に設置されている施設・設備が漂流して防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に衝突する可能性がある。また、敷地以外の漂流物に関しては、第一波が敷地に到達する経路上に設置された施設・設備が、第一波により漂流して、その流れとともに敷地に到達し、防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）に衝突する可能性があり、小屋取地区の海上設置物が挙げられる。

貯留堰については、海中に設置していることから、引き波により貯留堰が露出した後の押し波によって漂流物が衝突するものと想定される。図 4.3-6 及び図 4.3-13 に示すように、貯留堰は第一波では露出せず、第二波以降の引き波により露出するため、その後の押し波により漂流物が衝突する可能性がある。このことを踏まえ、第一波により敷地に到達する漂流物及び第二波以降に敷地に到達する漂流物を貯留堰に衝突する可能性のある漂流物として選定する。

これらの選定の結果、防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）については、敷地内及び小屋取地区の海域から巡視点検用車両等（2.15t）及び係留小型漁船（総トン数 約 5t（排水トン数 約 15t））を衝突荷重を考慮する。また、貯留堰については、車両（敷地内の巡視点検用車両等（2.15t）で代表）及び係留漁船（総トン数 約 19t（排水トン数 約 57t））を考慮する。選定結果を表 4.3-2 に示す。

なお、がれきに関しては、軽量であるため、巡視点検用車両等（2.15t）の衝突に包含される。タンク及びコンテナ・ユニットハウスは内空を有していることを踏まえ、「4.2 漂流物による影響確認について」では取水口に到達すると評価しているが、これらの設備は浮体構造ではないため、漂流過程で沈没することが想定される（図 4.3-15）。一方、同様の位置から漂流してくる係留漁船は本質的に浮く構造であることから、敷地へ到達する可能性が高い。以上から係留漁船（総トン数 約 19t（排水トン数 約 57t））の衝突に包含される。

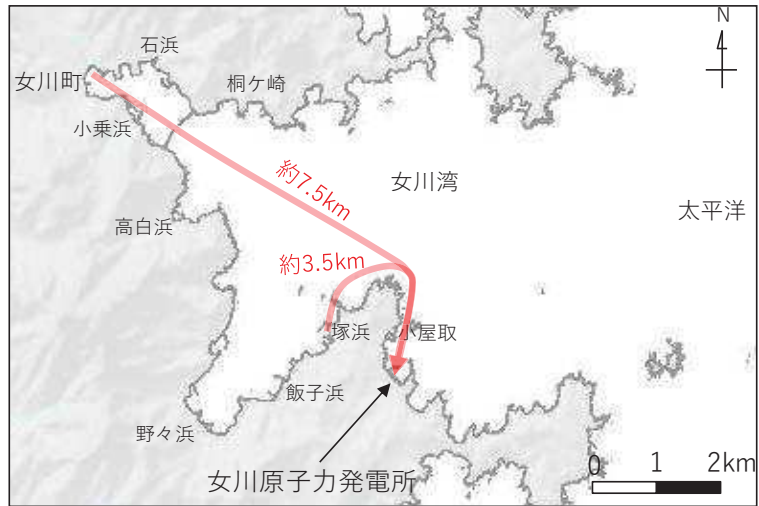


図4.3-15 タンク及びコンテナ・ユニットハウスが敷地に到達するまでの距離

表4.3-2 衝突荷重として考慮する漂流物と衝突荷重として考慮する施設・設備

調査範囲		取水口へ到達する漂流物	重量等	漂流物が到達するタイミング	衝突荷重として考慮する漂流物	衝突荷重を考慮する施設・設備	
敷地内		がれき	—	第一波で到達	巡視点検用車両等 (2.15t) で代表	防潮堤 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 貯留堰	
		巡視点検用車両等	2.15t				
敷地外	小屋取地区	がれき	—	第一波で到達	係留小型漁船 (約15t:排水トン数) で代表	貯留堰	
		係留小型漁船	総トン数：約5t (排水トン数：約15t)				
	陸域	がれき	—	第二波以降で到達	巡視点検用車両等 (2.15t) で代表	貯留堰	
		車両	—				
	小屋取地区以外 (女川等)	海域	がれき	—	第二波以降で到達	係留漁船 (約57t:排水トン数) で代表	貯留堰
			車両	—			
		コンテナ・ユニットハウス	約30t	第二波以降で到達			
		タンク	約200k1				
陸域	がれき	—	第二波以降で到達				
	係留漁船	総トン数：約19t (排水トン数：約57t)					

4.3.4 漂流物による衝突荷重算定式

① 規格・基準類及び既往の研究論文の整理

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式を表 4.3-3 に示す。

表 4.3-3(1) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式の整理

No.	出典	種類	概要及び算定式	算定式の適用性が確認された範囲（実験条件等）
①	松富ほか（1999）	流木	<p>津波による流木の漂流荷重を提案している。本式は円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の漂流荷重算定式である。</p> $F_m / (\gamma D^2 L) = 1.6 C_{MA} \{v_{A0} / (gD)^{0.5}\}^{1.2} (\sigma_y / \gamma L)^{0.4}$ <p>F_m：衝突力，γ：流木の単位体積重量，D：木材の直径， L：木材の長さ，g：重力加速度，C_{MA}：見かけの質量係数（水の緩衝機能も加味），v_{A0}：衝突速度，σ_y：木材の降伏応力</p>	<p>「実験に基づく推定式」</p> <ul style="list-style-type: none"> 見かけの質量係数に関する水路実験（水路：高さ0.5m，幅0.3m，長さ11.0m），流木（丸太）の直径：4.8cm～12cm，流木の重量：305～8615gf 衝突荷重に関する空中での実験 <p>水理模型実験及び空中衝突実験において，流木（植生林ではない丸太）を被衝突体の前面（2.5m以内）に設置した状態で衝突させている。女川のサイト条件を踏まえると，被衝突体の直近に衝突体があることを仮定する場合に適用性がある可能性がある。個別の流木（丸太）の種類等に応じて，実現象を再現するようなパラメータを適切に定める必要がある。</p>
②	池野・田中（2003）	流木	<p>円柱以外にも角柱，球の形状をした木材による漂流荷重を提案している。</p> $F_H / (gM) = S \cdot C_{MA} \cdot \{V_H / (g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})\}^{2.5}$ <p>F_H：衝突力，g：重力加速度，M：漂流物の質量， S：係数（=5.0），C_{MA}：付加質量係数，V_H：漂流物移動速度， D：漂流物の直径（角柱の場合は正方形断面辺長），L：漂流物の長さ</p>	<p>「実験に基づく推定式」（縮尺1/100の模型実験）</p> <p>漂流物の形状：円柱，角柱，球 漂流物重量：0.588N～29.792N</p> <p>受圧板を陸上構造物と想定し，衝突体を受圧板前面80cm（現地換算80m）離れた位置に設置した状態で衝突させた実験である。模型縮尺（1/100）を考慮した場合，現地換算で直径2.6～8mの仮定となり，女川のサイト条件を考慮すると適用性が無いものと判断する。</p>
③	道路橋示方書（2002）	流木等	<p>橋（橋脚）に自動車，流木あるいは船舶等による漂流荷重を定めている。</p> $P = 0.1WU$ <p>P：衝突力，W：流送物の重量，U：表面流速</p>	<p>新規基準に基づく審査において適用された実績がある。</p> <p>漂流物が流下（漂流）して来た場合に，表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できることから，被衝突体の前面海域からの漂流物を想定する場合に適用性があると判断する。</p>
④	FEMA 2 nd （2012） （FEMA：FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY）	流木 コンテナ	$F_i = 1.3u_{max} \sqrt{km_d(1+c)}$ <p>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</p>	<p>「運動方程式に基づく衝突力方程式」</p> <p>非減衰系の振動方程式に基づいており，衝突体及び被衝突体の両方とも完全弾性体で，かつ衝突時のエネルギー減衰が一切考慮されていない前提条件での算定式であることから，衝突時に塑性変形を伴う漂流物の荷重算定では，個別の漂流物に対して，実現象を再現するような軸剛性を適切に定める必要がある。</p> <p>漂流物が地表面を転がるような場合は，衝突流速を50%として良い可能性があるとの記載がある。</p>
⑤	水谷ほか（2005）	コンテナ	<p>漂流するコンテナの漂流荷重を提案している。</p> $F_m = 2\rho_w \eta_m B_c V_x^2 + \left(\frac{W V_x}{g dt} \right), \quad V_x \cong C_x = 2\sqrt{g \eta_m}$ <p>F_m：衝突力，g：重力加速度，W：コンテナの重量， B_c：コンテナ幅，ρ_w：遡上波の最大水位，dt：衝突時間， ρ_w：水の密度，V_x：コンテナの漂流速度，C_x：津波の遡上流速</p>	<p>「実験に基づく推定式」（縮尺1/75の模型実験）</p> <p>使用コンテナ：長さを20ftと40ft，コンテナ重量：0.2N～1.3N程度，遡上流速：1.0m/s以下，材質：アクリル</p> <p>被衝突体の直近のエプロン上にコンテナを設置して衝突力を求めた算定式である。衝突体と水塊が一体となって衝突し，衝突前の運動量が全て力積として作用するものとして考えた算定式であり，右辺の第1項は付加質量による荷重を表している。</p>

表 4.3-3(2) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式の整理

No.	出典	種類	概要及び算定式	算定式の適用性が確認された範囲（実験条件等）
⑥	有川ほか (2007, 2010)	流木 コンテナ	<p>鋼製構造物（コンテナ等）による漂流荷重を提案している。</p> $F = \gamma_p x^{\frac{2}{5}} \left(\frac{5}{4} \tilde{m} \right)^{\frac{3}{5}} v^{\frac{6}{5}}, x = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi} \frac{1}{k_1 + k_2}, k = \frac{(1 - \nu^2)}{\pi E}, \tilde{m} = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$ <p>F_m : 衝突面半径の 1/2（ここではコンテナ衝突面の縦横長さの平均の 1/4）, E : ヤング係数, ν : ポアソン比, m : 質量, v : 衝突速度, γ_p : 塑性によるエネルギー減衰効果, 添字 1, 2 は衝突体と被衝突体を表す。</p>	<p>「実験に基づく推定式」（縮尺1/5 の模型実験） 使用コンテナ : 長さ1.21m, 高さ0.52m, 幅0.49m 衝突速度 : 1.0~2.5m/s 程度, 材質 : 鋼製 水理模型実験では, コンテナを被衝突体の前面1.21m（現地換算 6.05m）に設置して衝突力を求めた算定式である。 衝突体の剛性k_1 と被衝突体の剛性k_2 の両方がパラメータとして含ま れている算定式であり, 個別の漂流物に対して, 実現象を再現するよ うな剛性に係るk 値を適切に定める必要があるが, 対象としている種 類以外への適用性があるk 値に係るk_1及びk_2 の値, すなわち実験デー タを再現するよう同定された当該式の妥当なk_1及びk_2の値が不明であ るため, 現状では当該式は対象としている種類以外への適用は難しい と考える。</p>
⑦	FEMA 3 rd (2019) (FEMA : FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY)	車両 流木 コンテナ	<p>FEMA 2nd (2012)からの変更点は以下のとおり。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う津波に関する報告や教訓の追加。 ・ FEMA 2nd (2012)の過剰な保守性を排除するために漂流物衝突式を改訂。 ・ 参考文献を最新バージョンに更新。 <p>漂流物（例 : 浮遊流木, 木材, 輸送用コンテナ, 自動車, ボート等）による衝 撃力は, 建物に重大な損傷を与える可能性があり, 丸太, 自動車, 輸送用コン テナ等による衝撃に対する設計荷重について, ASCE (2016) に示されていると している。 なお, FEMA 2nd (2012)で示されていた衝突力算定式の記載は削除されている。</p>	—
⑧	ASCE (2016) (American Society of Civil Engineers)	車両 流木 コンテナ	$F_{ni} = u_{max} \sqrt{k m_d}$ $F_i = I_{tsu} c_0 F_{ni}$ <p>F_{ni} : 最大瞬間漂流物衝突力, k : 有効剛性, m_d : 漂流物の質量, u_{max} : 敷地内における漂流物が十分に浮き上がる水深での最大流速, I_{tsu} : 重要 度係数, c_0 : 回転係数</p>	<p>浮遊する車両の衝突に対して, 地面から 3ft (0.914m) から最大水深ま での高さに位置する鉛直構要素への衝突荷重を計算しており, 衝突 荷重は 130kN に重要度係数I_{tsu}を乗じたものとされている。 この衝突荷重 130kN は, Naito et al. (2014) に示されており, 車両の 剛性は 5,700 lb/in (1kN/mm), 速度 9 mph (4m/s) 及び車両重量 1,100kg を用いて算出されている。この剛性と車両重量については, NCAC (2011) で示されている 2010 年のトヨタヤリスに相当する値であり, 速度 4m/s については, 2004 年スマトラ島沖地震津波及び 2011 年東北地方 太平洋沖地震津波の実績から設定したとしている。</p>

② 漂流物による衝突荷重算定式の適用について

漂流物による衝突荷重算定式の適用にあたっては、漂流物となるものが津波襲来時に配置されている場所（以下「初期配置」という。）が重要となるため、「4.3.3 衝突荷重として考慮する漂流物の選定」で選定した漂流物の初期配置について整理を行った。なお、初期配置としては、発電所港湾内が局所的に露出することを踏まえ、敷地内の「直近（陸域）」、発電所港湾内の「直近（海域）」、発電所港湾外の「前面海域」に区分した。

この区分により、巡視点検用車両等（以下「車両」という。）の初期配置は「直近（陸域）」、係留小型漁船及び係留漁船（以下「船舶」という。）の初期配置は「前面海域」に整理した。

また、規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式について、漂流物の初期配置及び適用流速の観点で整理したものを表 4.3-4 に示す。

表 4.3-4(1) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式の整理結果

No.	出典	種類	漂流物の初期配置	適用流速	適用性
①	松富ほか（1999）	流木	直近（陸域） 直近（海域）	衝突速度	個別の流木（丸太）の種類等に応じて、実現象を再現するようなパラメータを適切に定める必要があるという課題はあるものの、「直近（陸域）」又は「直近（海域）」からの流木に対して適用可能と判断する。 なお、衝突荷重として考慮する漂流物に流木は選定していない。
②	池野・田中（2003）	流木	直近（陸域）	漂流物の移動速度	流木を対象とした算定式であるが、実験の模型縮尺（1/100）を考慮すると、原子力発電所における漂流物衝突事象への適用は困難と判断する。 なお、衝突荷重として考慮する漂流物に流木は選定していない。
③	道路橋示方書（2002）	流木等	前面海域	表面流速（津波流速）	漂流物が流下（漂流）して来た場合に、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できるため、「前面海域」からの漂流物に対して適用可能と判断する。
④	FEMA 2 nd （2012） （FEMA：FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY）	流木 コンテナ	直近（陸域）	漂流物を運ぶ流体の最大流速	個別の漂流物に対して、実現象を再現するような軸剛性を適切に定める必要があるという課題はあるものの、「直近（陸域）」又は「直近（海域）」からの漂流物に対して適用可能と判断する。
⑤	水谷ほか（2005）	コンテナ	直近（陸域）	津波の遡上流速	エプロン上にコンテナを設置して衝突力を求めるという特殊な実験により得られた式であることに留意する必要があるものの、「直近（陸域）」からのコンテナに対して適用可能と判断する。 なお、衝突荷重として考慮する漂流物にコンテナは選定していない。

表 4.3-4(2) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式の整理結果

No.	出典	種類	漂流物の初期配置	適用流速	適用性
⑥	有川ほか (2007, 2010)	流木 コンテナ	直近 (陸域) 直近 (海域)	衝突速度	剛性に係る k 値を適切に定める必要があるが、対象としている種類以外への適用性がある k 値に係る k_1 及び k_2 の値、すなわち実験データを再現するよう同定された当該式の妥当な k_1 及び k_2 の値が不明であるため、現状は当該式が対象としている種類 (流木) 以外への適用は困難と判断する。 したがって、「直近 (陸域)」又は「直近 (海域)」からの流木に対して適用可能と判断する。 なお、衝突荷重として考慮する漂流物に流木は選定していない。
⑦	FEMA 3 rd (2019) (FEMA : FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY)	車両 流木 コンテナ等	直近 (陸域)	漂流物を運ぶ流体の最大流速	本文献は、新たに算定式を提案するものではないが、漂流物の衝突力については ASCE (2016) に定めるとしている。
⑧	ASCE (2016) (American Society of Civil Engineers)	車両 流木 コンテナ等	直近 (陸域)	漂流物を運ぶ流体の最大流速	車両や流木等の漂流物に対して、2011年東北地方太平洋沖地震津波の実績から軸剛性を定め、実現象の再現性が検証されており、衝突荷重の算定が可能であるため、「直近 (陸域)」又は「直近 (海域)」からの漂流物に対して適用可能と判断する。

「4.3.3 衝突荷重として考慮する漂流物の選定」で選定した漂流物の初期配置の整理結果及び表 4.3-4 に示す規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式の整理結果を踏まえ、漂流物による衝突荷重算定式の適用について以下のとおり評価した。

a. 車両

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物による衝突荷重算定式において、車両を対象とした算定式としては、「FEMA (2012) *¹」が新規制基準に基づく審査において適用された実績がある。ただし、「FEMA (2012) *¹」は 2019 年 8 月に改訂されており、最新である改訂版の「FEMA (2019) *²」では算定式の記載が削除され、「ASCE (2016) *³」を引用する形となっている。そのため、「ASCE (2016) *³」に関しての適用性について検討を行った。また、これ以外のものとして、対象種別がコンテナとされている算定式（水谷ほか、有川ほか、道路橋示方書）の車両への適用についても検討した。

「ASCE (2016) *³」は、入力パラメータとして、流速、質量及び有効軸剛性が必要になる。車両への適用としては、「Naito et al (2014)」が 2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う津波の調査においてこれらの入力パラメータを設定した上で適用している。また、「高島ら (2015)」の実験により車両タイプに応じた有効軸剛性が示されていることから、これらの有効軸剛性を用いることで女川原子力発電所へ適用できるものと判断し漂流物による衝突荷重の算定の対象とする。

「水谷ほか (2005)」の式は、入力パラメータの車両に対する実験での検証がされていないため、車両への適用は難しいと考える。よって、車両の衝突荷重の算定の対象外とする。

「有川ほか (2007, 2010)」の式では、入力パラメータとして、衝突面積、ヤング率、ポアソン比、塑性によるエネルギー減衰効果が必要になるが、車両の実験データを再現するよう同定された当該式の妥当なパラメータが不明であるため、現状では当該式は車両への適用は難しいと考える。よって、車両の衝突荷重の試算の対象外とする。

「道路橋示方書 (2002)」は、漂流物が流下（漂流）して来た場合に、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できるが、防潮堤外の検討では津波の流速等を勘案し、衝突荷重の試算の対象外とした。

b. 船舶

「道路橋示方書 (2002)」は、新規制基準に基づく審査において、船舶に適用された実績がある。「道路橋示方書 (2002)」は、漂流物が流下（漂流）して来た場合に、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できることから、被衝突体の前面海域からの漂流物を想定する場合に適用性があると判断し、前面海域からの船舶の衝突による荷重算定に適用する。

4.3.5 漂流物による衝突荷重の算定における設計上の配慮について

漂流物による衝突荷重の算定においては、各パラメータについて、以下の項目を考慮して設定する。

① 漂流物による衝突荷重算定用の流向

漂流物による衝突荷重は、漂流物が被衝突物に対して法線方向に作用する際に最大となる。「4.3.2 基準津波の特徴（水位、流向及び流速）の把握」で示したとおり、被衝突物である防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰前面での最大流速は法線方向と一致していない。そのため、設計上の配慮として、漂流物は被衝突物に対して法線方向から衝突させる。

② 漂流物による衝突荷重算定用の流速

漂流物による衝突荷重は、漂流物が被衝突物に衝突する速度、すなわち流速が大きければ荷重としても大きくなる。「4.3.2 基準津波の特徴（水位、流向及び流速）の把握」で示したとおり、防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰前面での最大流速は、約 4.9m/s、約 2.9m/s 及び約 1.9m/s であった。ただし、設計上の配慮として、被衝突物に漂流物が衝突する際の流速については発電所港湾を含めた敷地前面域から全ての方向の流速ベクトルを含めた中での最大流速の数値を切り上げ、13.0 m/s とする。すなわち、この設計用の流速は、防潮堤前面、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面及び貯留堰前面における最大流速（約 4.9m/s、約 2.9m/s 及び約 1.9m/s）をそれぞれ約 2.6 倍、約 4.4 倍及び約 6.8 倍した値に相当する。

③ 漂流物による衝突荷重と津波荷重との重畳

漂流物による衝突荷重と津波荷重の組合せについて、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による最大荷重が同時に作用する可能性は小さく、「ASCE (2016) *3」においても漂流物衝突と津波荷重の重畳は考慮する必要がないとされているものの、設計上の配慮として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漂流物による衝突荷重）を重畳させる。

4.3.6 漂流物による衝突荷重の算定

衝突荷重として考慮する漂流物として選定した船舶及び車両について、規格・基準類及び既往の研究論文の衝突荷重算定式の女川原子力発電所での適用性を考慮した上で、漂流物による衝突荷重を算定する。

船舶は道路橋示方書式により漂流物による衝突荷重を算定した。

車両の衝突荷重は、「FEMA (2019) *2」で示される「ASCE (2016) *3」により算定する。車両の衝突荷重算定時に用いる重要度係数 I_{tsu} は設備の重要度に応じた安全係数であり、最大値の $I_{tsu}=1.25$ （重要施設として指定されているビル・構造物に相当）を用いる（図 4.3-16）。また、回転係数 c_0 については、 $c_0=0.65$ を用いることが記載されているが、

上述の「4.3.5 漂流物荷重の算定における設計上の配慮について」で示したとおり、漂流物は被衝突物に対して法線方向から衝突することを想定するため、 $c_0=1$ として設定する。車両の軸剛性には、「高島ら（2015）」の衝突実験を「甲斐田・木原（2017）」が再整理した大型乗用車軸剛性（ $2.8 \times 10^6 \text{N/m}$ ）を用いるものとする。

Table 6.8-1 Tsunami Importance Factors for Hydrodynamic and Impact Loads

Tsunami Risk Category	
II	1.0
III	1.25
Tsunami Risk Category IV, Vertical Evacuation Refuges, and Tsunami Risk Category III Critical Facilities	1.25

図4.3-16 津波リスクカテゴリと重要度係数

表4.3-5に防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）で考慮する漂流物による衝突荷重を、表4.3-6に貯留堰で考慮する漂流物による衝突荷重を示す。算出の結果、漂流物による衝突荷重は、防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰は1261kNを切り上げて1300kNを設計用衝突荷重とする。

表4.3-5 漂流物による衝突荷重一覧（防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側））

種類	質量(t)	適用式	流速(m/s)	衝突荷重(kN)
船舶	15	道路橋示方書	13	192
車両	2.15	「ASCE (2016)」* ³ （「FEMA (2019)」* ² ）	13	1261

表4.3-6 漂流物による衝突荷重一覧（貯留堰）

種類	質量(t)	適用式	流速(m/s)	衝突荷重(kN)
船舶	57	道路橋示方書	13	727
車両	2.15	「ASCE (2016)」* ³ （「FEMA (2019)」* ² ）	13	1261

- 注記*1 : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012
- *2 : FEMA (2019) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Third Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2019
- *3 : ASCE (2016) : Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI Standard 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia

5. 設計における考慮事項

5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について

5.1.1 基準津波と余震

(1) 敷地周辺のプレートテクトニクス

女川原子力発電所が位置する東北地方では、海洋プレートである太平洋プレートが陸側に向かって近づき、日本海溝から陸のプレートの下方に沈み込んでいることが知られている（図 5-1）。

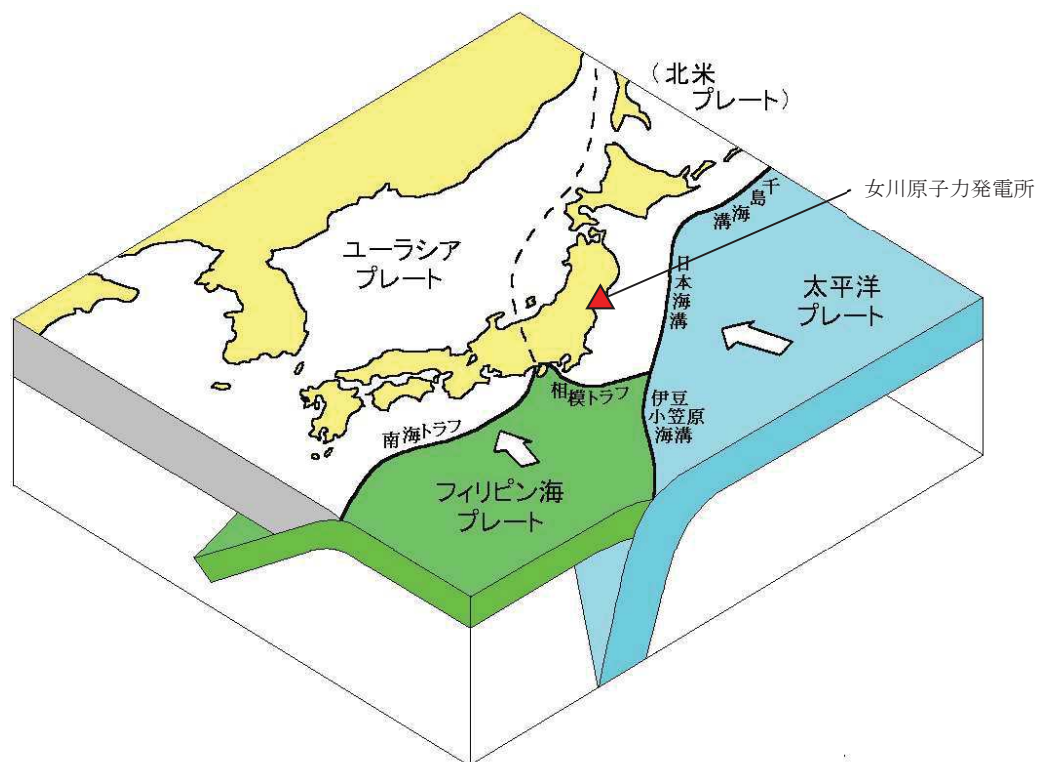


図 5-1 敷地周辺におけるプレートの沈み込み
(防災科学技術研究所 HP に一部加筆)

(2) 基準津波の波源

津波波源は、日本海溝におけるプレート間地震に起因する波源として、東北地方太平洋沖型の地震に基づく波源モデル (Mw9.04) を設定する。波源モデルを図 5-2 に示す。

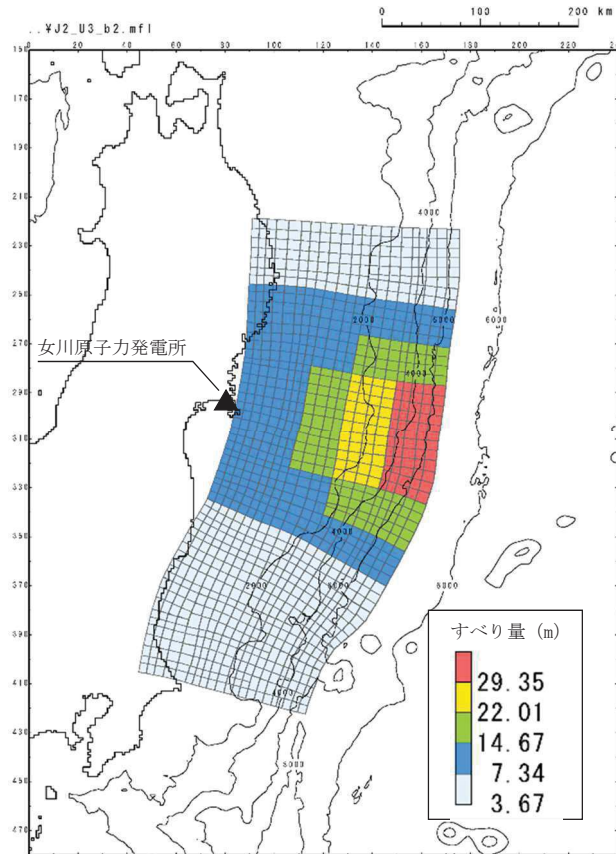


図 5-2 基準津波の波源モデル

(3) 検討方針

女川原子力発電所周辺のプレートテクトニクス的背景や基準津波と同じ地震発生様式（プレート間地震）である 2011 年東北地方太平洋沖地震（以下、「3.11 地震」という。）の余震発生状況等を踏まえ、基準津波の波源の活動（本震）に伴い発生する可能性のある余震を設定し、耐津波設計において津波荷重と組み合わせる適切な余震荷重を設定する。

なお、本検討では、日本地震工学会（2014）を参考に、本震の震源域とその周辺において発生する地震（アウターライズの地震及び破壊域内の海洋プレート内地震を含む。）を余震とし、この余震発生域外において、本震がトリガーとなって発生する内陸地殻内地震を誘発地震として整理する。

余震荷重の検討フローを図 5-3 に示す。

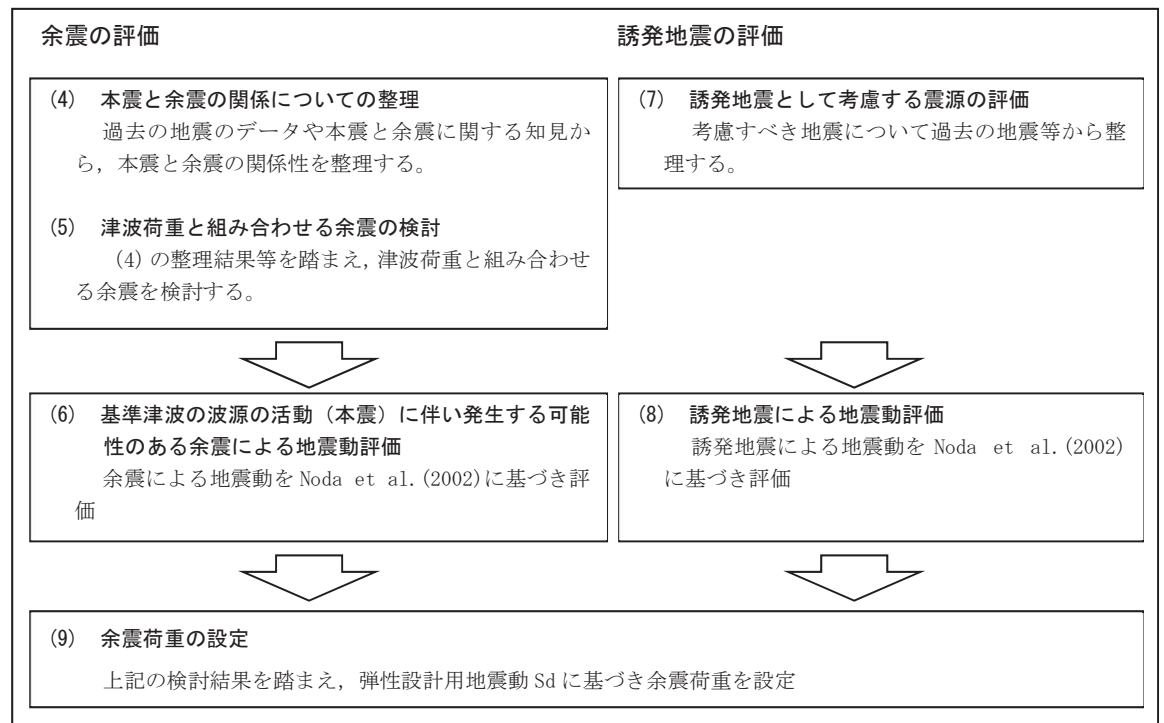


図 5-3 余震荷重の検討フロー

(4) 本震と余震の関係についての整理

a. 検討対象とする余震

津波荷重と組み合わせる余震荷重を評価するという観点から、基準津波の波源の活動（本震）に伴い発生する津波の最大水位変化を生起する時間帯が地震発生から約 42 分後（図 5-4）であることを考慮し、保守的に本震後 12 時間以内の余震を対象として検討する。

b. 大規模なプレート間地震における余震の発生状況

(a) 2011 年東北地方太平洋沖地震 (Mw9.0)

3.11 地震については、強震記録に基づく各種断層モデルが提案されている。いずれのモデルにおいても同地震の主たる破壊域である宮城県沖に強震動生成域(以下、「SMGA」という。)が設定されており、その位置は若干の違いがあるもののおおむね対応している(図 5-5)。また、その SMGA は過去の宮城県沖地震 (M7 クラス) のすべり分布ともよく対応している(図 5-6)。

3.11 地震において本震後 12 時間以内に発生した規模が M7 以上の余震としては、本震の約 20 分後に主破壊域から外れた震源域の端部に位置する岩手県沖で M7.4 の地震(プレート間)、また、約 30 分後に茨城県沖で M7.6 の最大余震(プレート間地震)が発生している。さらに、本震の約 40 分後に日本海溝付近で発生した M7.5 のアウターライズ地震がある。本震の主破壊域である宮城県沖の領域では M7 クラスの余震は発生していない(図 5-7)。

(b) 2004 年スマトラ島沖地震 (Mw9.1)

スマトラ島沖地震では本震の約 3 時間後に震源域の端部で最大余震 M7.2 が発生しているが、主破壊域では M7 クラスの余震は発生していない(図 5-8)。

(c) 2010 年チリ中部沿岸の地震 (Mw8.8)

チリ中部沿岸の地震では、本震の約 1 時間半後に震源域から外れた領域で最大余震 M7.4 が発生しているが、主破壊域では M7 クラスの余震は発生していない(図 5-9)。

c. 地震本部 (2016) の地震データに基づく検討

地震本部 (2016) の国内の地震データを基に、本震と最大余震との時間間隔が 12 時間以内の地震(本震が M7 以上)を整理したものを表 5-1 に示す。これらの地震のうち、最大余震の規模が大きく本震の規模に近い十勝沖地震(1968 年、2003 年)について、本震と余震の発生状況を図 5-10 に示す。

(a) 1968 年十勝沖地震

本震の約 10 時間後に震源域の端部で最大余震 M7.5 が発生しているが、主破壊域では M7 クラスの余震は発生していない。

(b) 2003年十勝沖地震

本震の約1時間後に主破壊域を外れた位置で最大余震M7.1が発生しているが、主破壊域ではM7クラスの余震は発生していない。

また、表5-1に示した地震における本震のマグニチュード M_0 と最大余震のマグニチュード M_1 の関係から、本震と余震のマグニチュードの平均値の差 $D1$ を求めると $D1=M_0-M_1=1.4$ として評価できる(図5-11)。3.11地震の $M_w9.0$ と同式から算出される最大余震の規模はM7.6となる。

d. 本震と余震の発生域に関する知見

松澤(2009)によると、プレート境界には大小さまざまなアスペリティが存在しており、大きなアスペリティで地震が生じると、周囲で余効すべりが生じ、その余効すべり域に囲まれた小さなアスペリティが破壊することによって余震域の拡大や群発的な活動が生じると考えられている(図5-12)。

また、Yamanaka et al. (2004)においても、アスペリティと余震が同様の関係であることが、東北地方のプレートの沈み込み帯で発生したM7~8クラスの地震の分析結果から示されている(図5-13)。

これらの知見とb, cに記載の内容は整合する。

(5) 津波荷重と組み合わせる余震の検討

a. プレート間地震

過去に発生した地震について整理した結果、主破壊域ではM7クラスの余震は発生しておらず、また、最大余震としては主破壊域を外れた位置でM7.5クラスが発生している。

以上を踏まえ、3.11地震発生前の先験情報による諸井ほか(2013)の3.11型地震の断層モデルのSMGA2とSMGA4の中間領域に震源位置を設定し、規模は保守的にM8.0とする(図5-14)。

b. 海洋プレート内地震

余震の震源位置は、過去に発生した地震においては主破壊域ではM7クラスの地震は発生していないものの、保守的な観点から、敷地周辺の海洋プレートの沈み込み形状を考慮した敷地からの最短となるマンテル内の位置とする(図5-14)。

規模は、近年世界で発生した規模の大きいプレート間地震と海洋プレート内地震の関係(表5-2)が M_1 程度の差であることを参考にaで設定したプレート間地震の余震規模との関係を踏まえM7.0とする。

なお、アウターライズ地震では、3.11地震後にM7.5の余震が発生しているが、敷地から距離が遠く影響は小さい(図5-14)。

- (6) 基準津波の波源の活動（本震）に伴い発生する可能性のある余震による地震動評価
(5) で設定した余震について、Noda et al. (2002)による地震動評価を行う。

なお、海洋プレート内地震については、短周期が励起される特徴を踏まえ、敷地で得られた観測記録に基づく補正係数を採用する。

余震の評価結果を図 5-15 に示す。同図より、評価結果は、弾性設計用地震動 Sd-D2 を下回る。

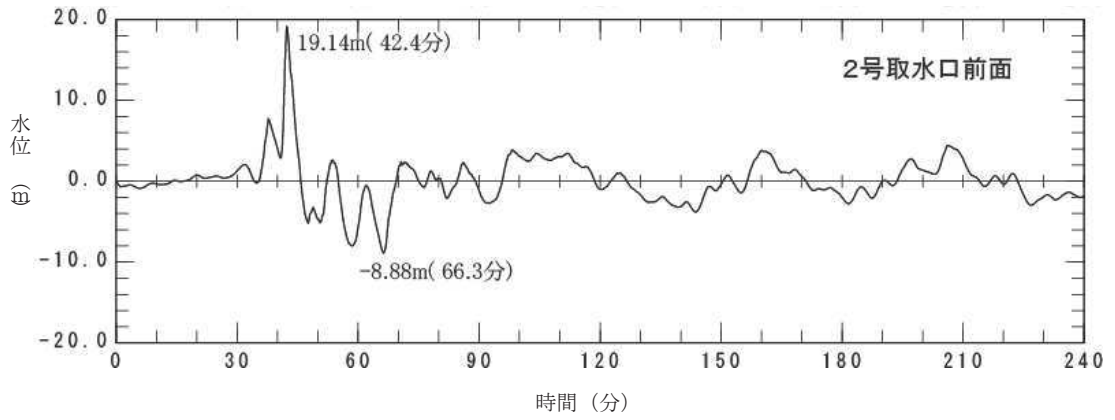


図 5-4 基準津波の 2 号炉取水口前面位置における時刻歴波形

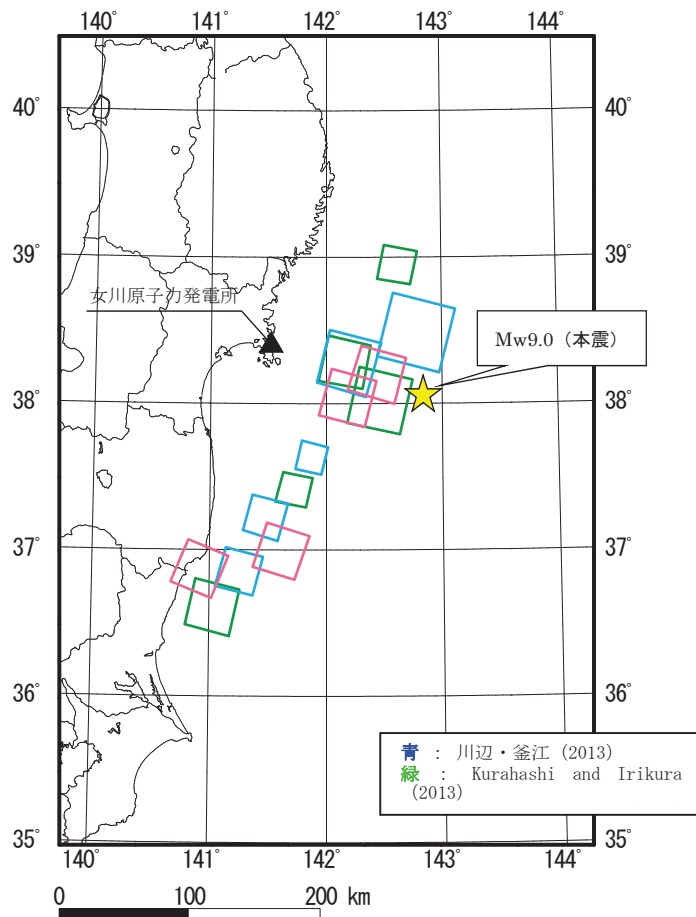


図 5-5 東北地方太平洋沖地震の各種断層モデルにおける SMGA の比較

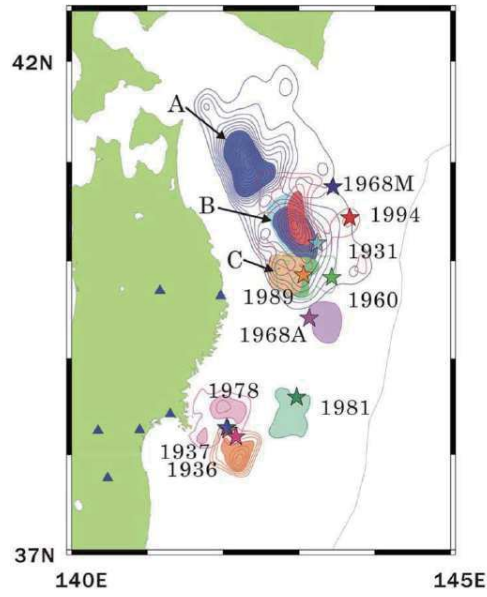


図 5-6 東北日本の過去の地震のすべり分布 [地震本部 (2012)]

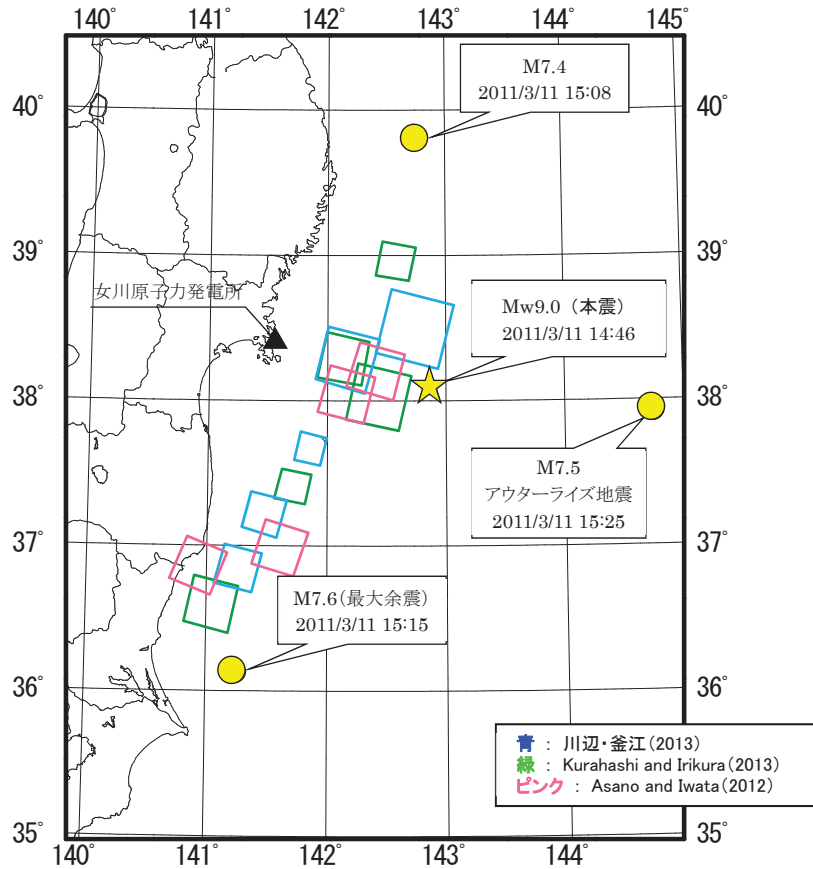


図 5-7 東北地方太平洋沖地震の余震分布と各種断層モデルの比較

* : 地震諸元は気象庁カタログによる

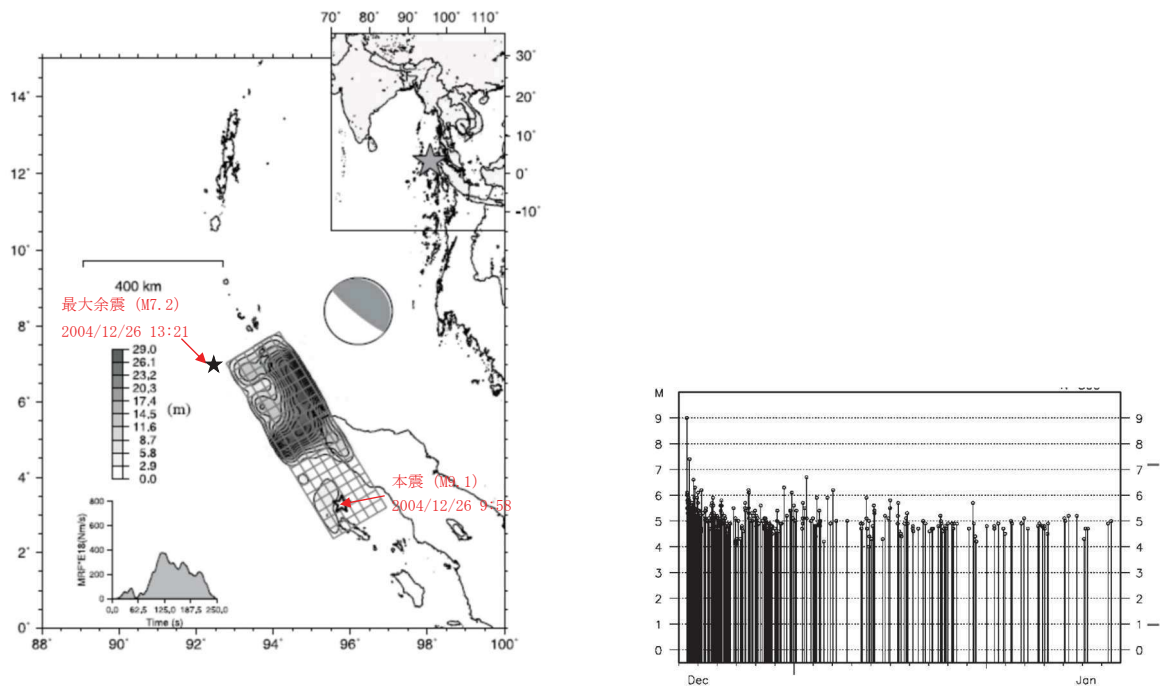


図 5-8 2004 年スマトラ島沖地震 (Mw9.1) の本震と余震の位置関係
及び余震の発生状況の時間的分布 [八木 (2005) に一部加筆]

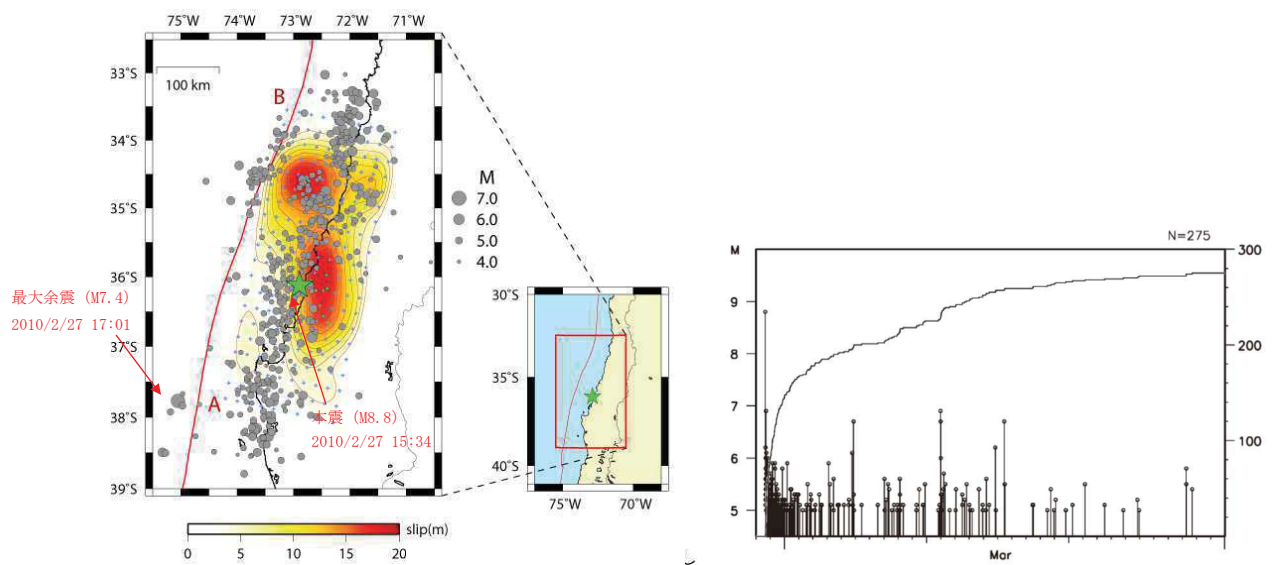


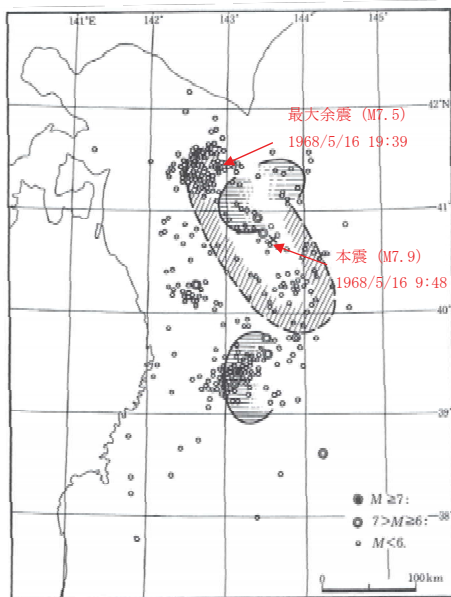
図 5-9 2010 年チリ中部沿岸の地震 (Mw8.8) の本震と余震の位置関係
及び余震の発生状況の時間的分布 [気象庁 HP に一部加筆]

表 5-1 過去の地震における本震と最大余震の関係

No	発生年月日	震源	本震	最大余震	
			マグニチュード M_0	マグニチュード M_1	本震との時間間隔
1	1933/3/3	昭和三陸地震	8.1	6.7	0.125 日
2	1937/2/21	択捉島南東沖の地震	7.6	7.2	0 日 ^{*1}
3	1948/6/28	福井地震	7.1	5.5	0.004 日
4	1961/8/19	北美濃地震	7.0	5.2	0.1 日
5	1964/6/16	新潟地震	7.5	6.1	0.011 日
6	1968/4/1	日向灘地震	7.5	6.3	0.3 日
7	1968/5/16	十勝沖地震	7.9	7.5	0.4 日
8	1969/8/12	北海道東方沖の地震	7.8	6.3	0.3 日
9	1995/1/17	兵庫県南部地震	7.3	5.4	0.003 日
10	2003/5/26	宮城県沖	7.1	4.9	0.26 日
11	2003/9/26	十勝沖地震	8.0	7.1	0.05 日
12	2008/6/14	岩手・宮城内陸地震	7.2	5.7	0.025 日
13	2008/9/11	十勝沖	7.1	5.7	0.008 日
14	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.6 ^{*2}	0.02 日
15	2016/4/16	熊本地震	7.3	5.9	0.1 日

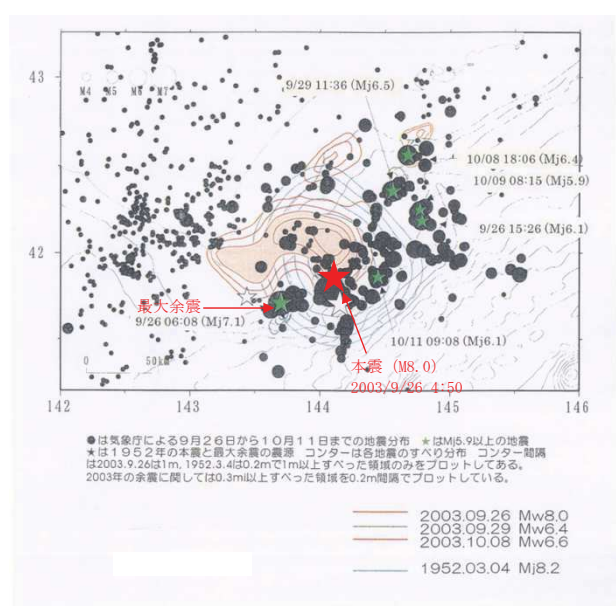
*1 : 24 時間以内であるが半日以内か不明

*2 : 気象庁による最新の震源情報を参照



1968 年十勝沖地震

[宇佐美ほか (2013) に一部加筆]



2003 年十勝沖地震

[地震予知連絡会 (2003) に一部加筆]

図 5-10 十勝沖地震 (1968 年, 2003 年) の本震と余震の発生状況

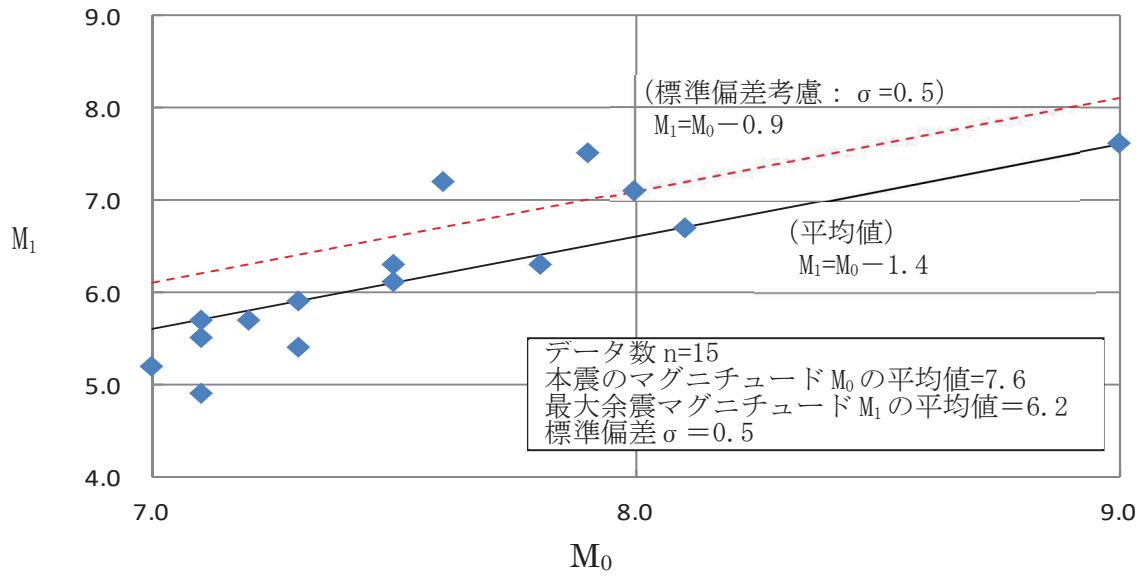


図 5-11 地震本部(2016)のデータに基づく本震と最大余震の関係
 (本震 M7 以上)

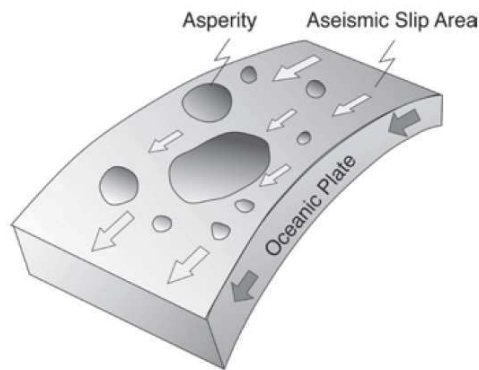


図 5-12 プレート境界沈み込み帯の略図 [松澤 (2009)]

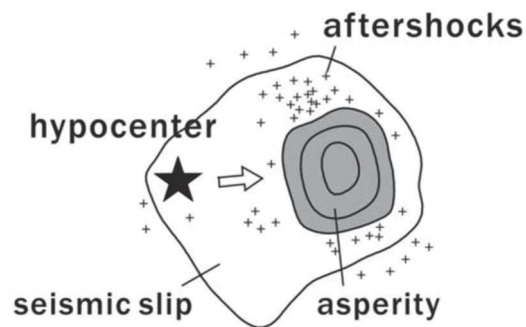


図 5-13 震源、アスペリティ、地震すべり領域及び余震分布の関係
 [Yamanaka et al. (2004)]

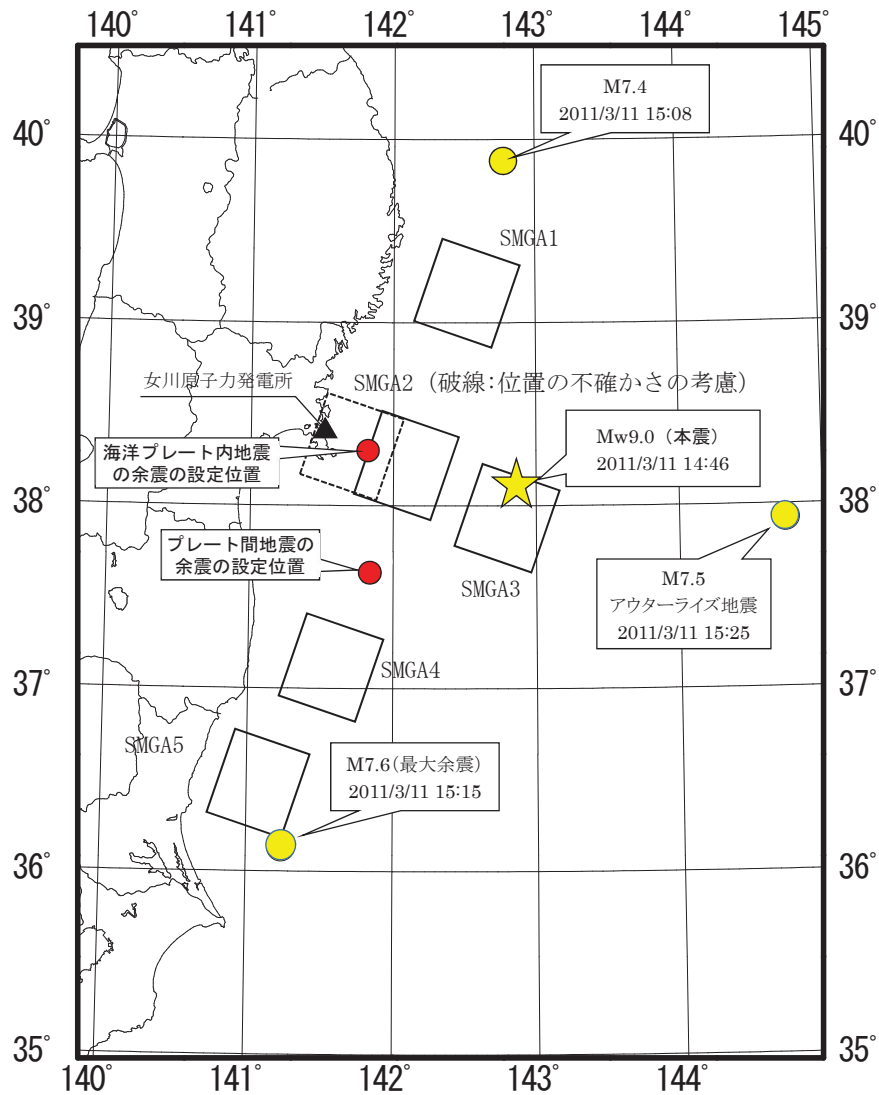


図 5-14 余震の設定位置

表 5-2 世界で発生したプレート間地震及び海洋プレート内地震*

No.	プレート間地震			海洋プレート内地震		
	発生年月日	震源	Mw	発生年月日	震源	Mw
1	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	1994/10/4	北海道東方沖地震	8.3
2	2004/12/26	インドネシア	9.0	1970/5/31	ペルー	7.9
3	2010/2/27	チリ	8.8	2000/6/4	スマトラ	7.8
4	2005/3/28	インドネシア	8.6	2001/1/13	エルサルバドル	7.7
5	2010/9/12	インドネシア	8.5	1993/8/8	グアム	7.7
6	2001/6/23	ペルー	8.4	1931/1/15	メキシコ	7.7
7	2006/11/15	ロシア	8.3	1981/6/6	バヌアツ	7.5
8	2003/9/25	十勝沖地震	8.3	1999/9/30	メキシコ	7.4
9	1996/2/17	インドネシア	8.2	1982/6/19	エルサルバドル	7.3
10	2007/4/1	ソロモン諸島	8.1	1905/6/2	芸予地震	7.2

プレート間地震：米国の海洋大気庁 NOAA 及び建築研究所国際地震工学センターの HP を参照

海洋プレート内地震：Seno and Yoshida (2004) を参照

*：地震規模の大きい上位 10 地震を記載

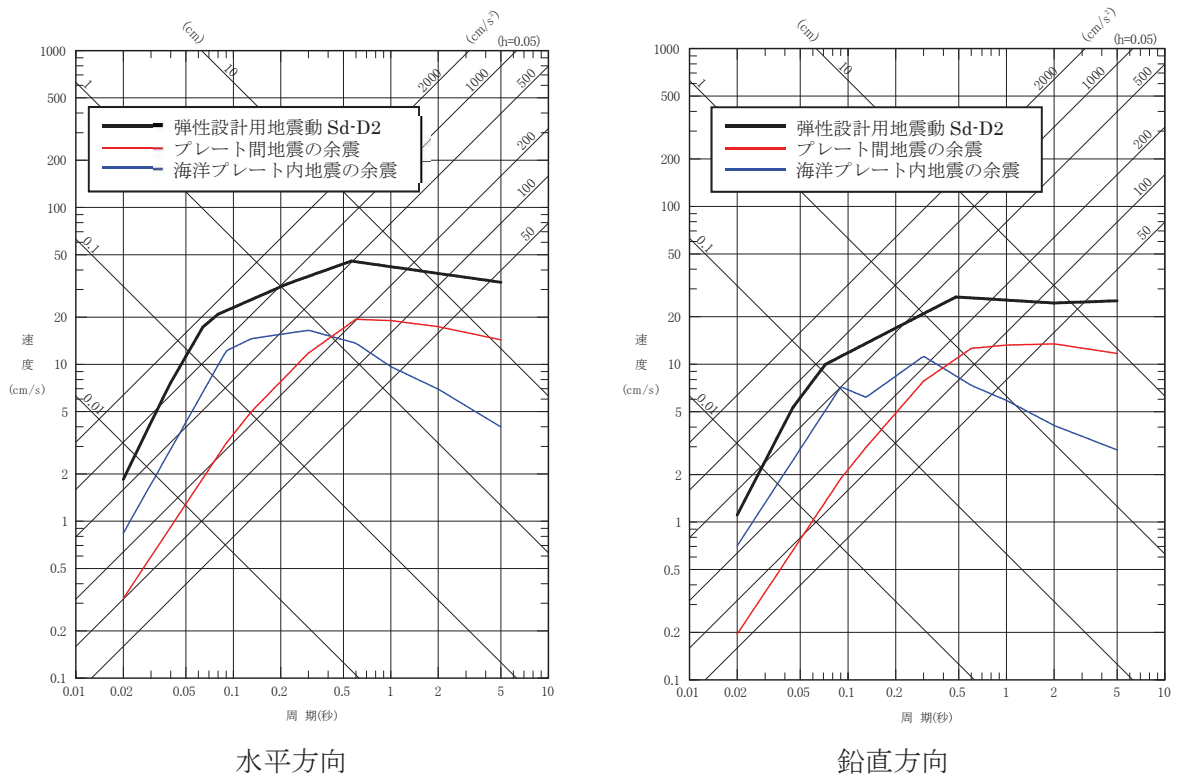


図 5-15 設定した余震と弾性設計用地震動 Sd-D2 との比較

(7) 誘発地震として考慮する震源の評価

基準津波の波源の活動（本震）に伴い発生する可能性のある誘発地震として考慮する震源を評価する。評価に際しては、基準津波と同じ地震発生様式である 3.11 地震の事例を参考に地震規模、発生位置を検討する。3.11 地震の発生による誘発地震のうち、本震発生から最も早く発生した誘発地震は 3 月 12 日長野県北部の地震（M6.7）であり、本震発生から 13 時間後である。一方、女川原子力発電所の基準津波の到達時間は図 5-4 に示すとおり、地震発生から約 42 分後である。

このことから、基準津波の到達時間帯において規模の大きな誘発地震が発生する可能性は低いと考えられる。しかしながら、規模の小さな誘発地震は 3.11 地震発生直後から発生していることを踏まえ、基準地震動の評価において検討用地震の候補として考慮していた規模の小さな短い活断層による地震を保守的に考慮する。

(8) 誘発地震による地震動評価

基準津波の波源の活動（本震）に伴い発生する可能性のある誘発地震による地震動を評価する。誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布及び地震諸元をそれぞれ図 5-16 及び表 5-3 に示す。断層地震動評価は Noda et al. (2002) により行う。評価結果を図 5-17 に示す。同図より、評価結果は弾性設計用地震動 Sd-D2 を下回る。

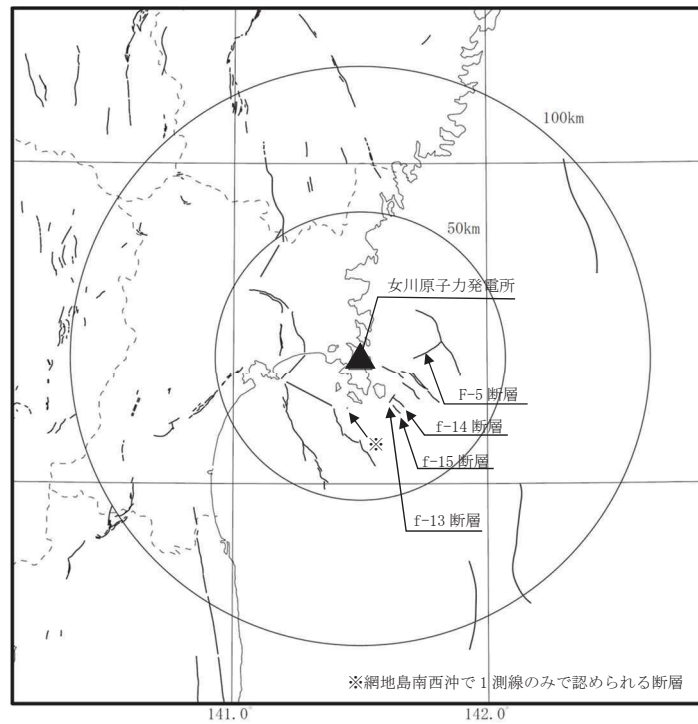


図 5-16 誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布

表 5-3 設定した誘発地震の諸元

断層名	地震規模 M	等価震源距離 (km)
f-13 断層	6.7	17
f-14 断層	6.7	23
f-15 断層	6.7	24
F-5 断層	6.7	23
網地島南西沖で 1 測線のみで認められる断層	6.7	27

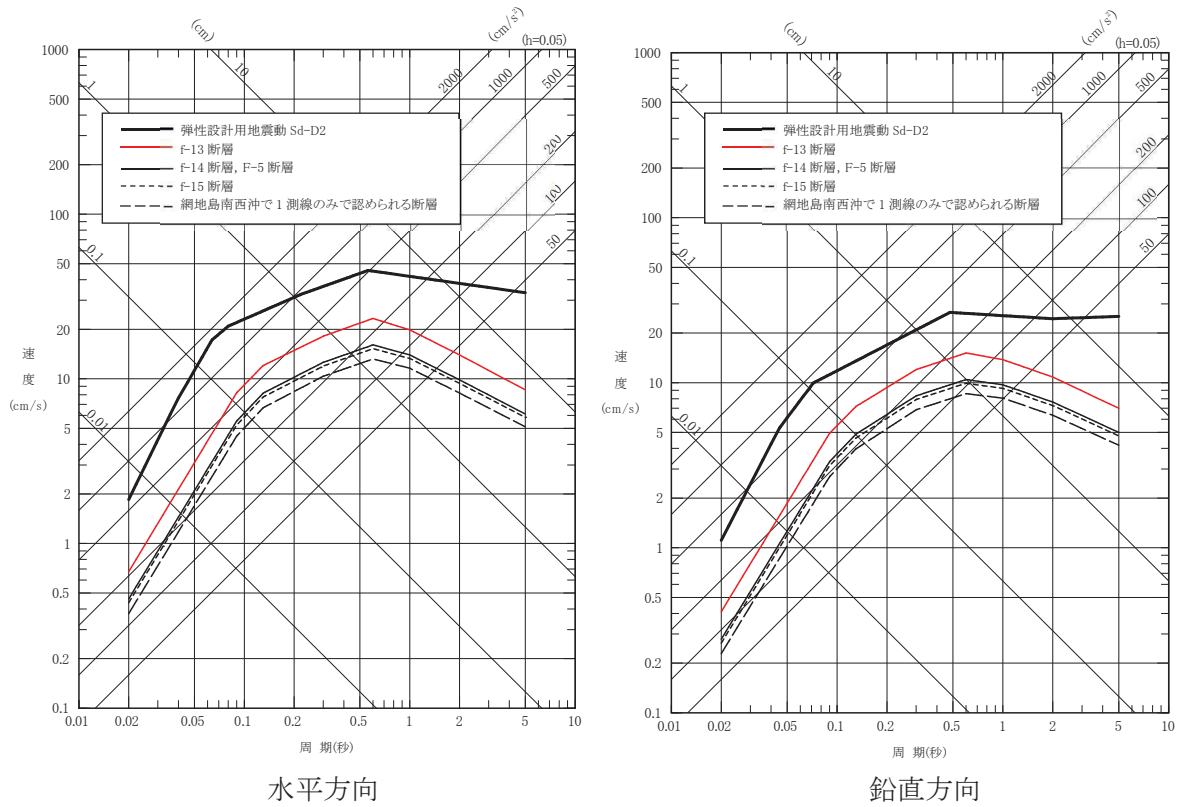


図 5-17 規模の小さな短い活断層による地震と弾性設計用地震動 Sd-D2 との比較

(9) 余震荷重の設定

以上の検討結果から、弾性設計用地震動 Sd-D2 を津波荷重に組み合わせる余震荷重として考慮する。

5.1.2 基準地震動 Ss と津波

基準地震動 Ss として選定している震源は図 5-18 に示す 2011 年東北地方太平洋沖型地震及び 2011 年 4 月 7 日宮城県沖型地震である。これらの震源に対して、基準津波として選定している波源は 3.11 地震であり、地震波と津波の伝播速度が異なることを考慮すると、両者の組合せを考慮する必要はないと考えられる。以下、詳細を検討した結果を示す。

(1) 基準地震動 Ss の震源と津波の波源が同一の場合

2011 年東北地方太平洋沖型地震及び 2011 年 4 月 7 日宮城県沖型地震に伴う地震動が敷地に到達する時間並びに 2011 年東北地方太平洋沖型地震に伴う津波の水位変動量は図 5-19 に示すとおりである。

2011 年東北地方太平洋沖型地震は、地震動が敷地に到達するのは地震発生後 2 分以内であるのに対し、同時間帯における津波の水位変動量はおおむね 0m であることから、地震動と津波が同時に敷地に到達することはない。

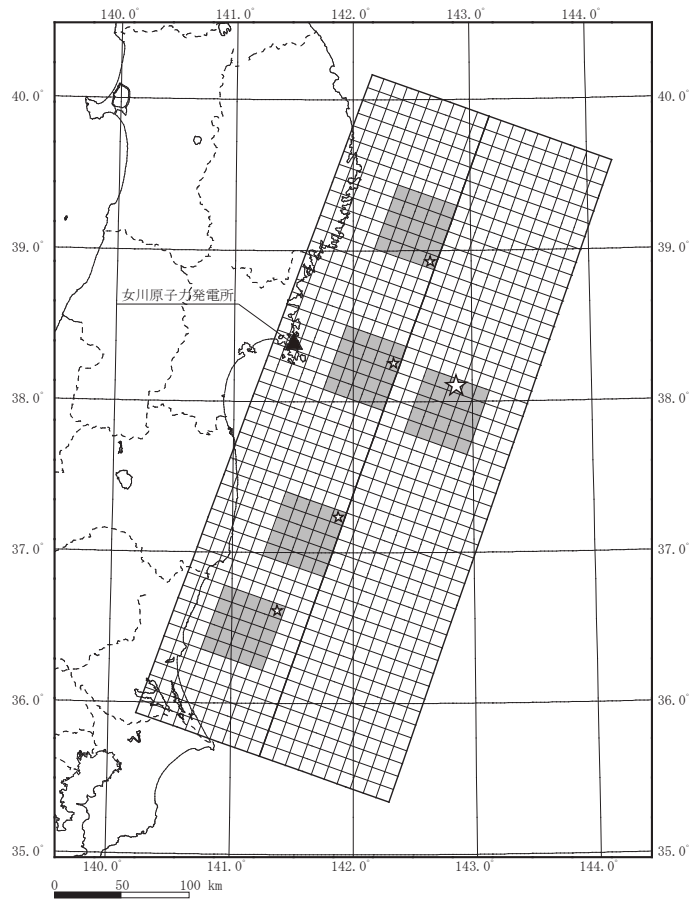
そのため、両者が同時に敷地に到達することはないことから、基準地震動 Ss による地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

また、2011 年 4 月 7 日宮城県沖型地震に伴う津波については、地震の発生機構 (Mw7.4, 断層上縁深さ：約 50km~56km) から水位変動量が十分小さく、女川原子力発電所に与える影響はほとんどないと考えられることから、地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

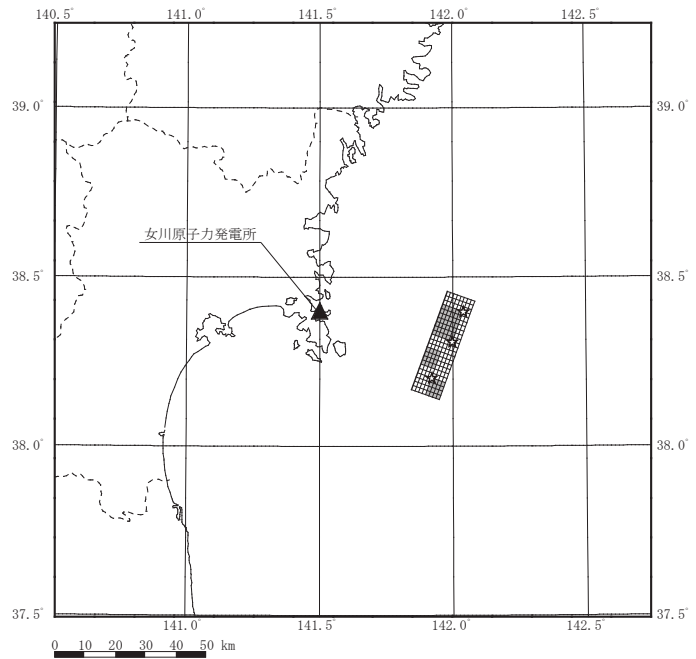
(2) 基準地震動 Ss の震源と津波の波源が異なる場合

基準津波以外の津波で、女川原子力発電所の津波高さに与える影響が大きい津波として、海洋プレート内地震（正断層型の地震）がある（津波地震の波源は 2011 年東北地方太平洋沖型地震に含まれる。）。海洋プレート内地震（正断層型の地震）の津波波源位置は、図 5-20 に示すとおり、2011 年東北地方太平洋沖型地震よりも沖合に位置することから、仮に 2011 年東北地方太平洋沖型地震等の発生に伴い同地震が誘発された場合でも、基準地震動 Ss による地震動が敷地に到達する 2 分以内に、津波が敷地に到達することはない。

以上により、基準地震動 Ss による地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

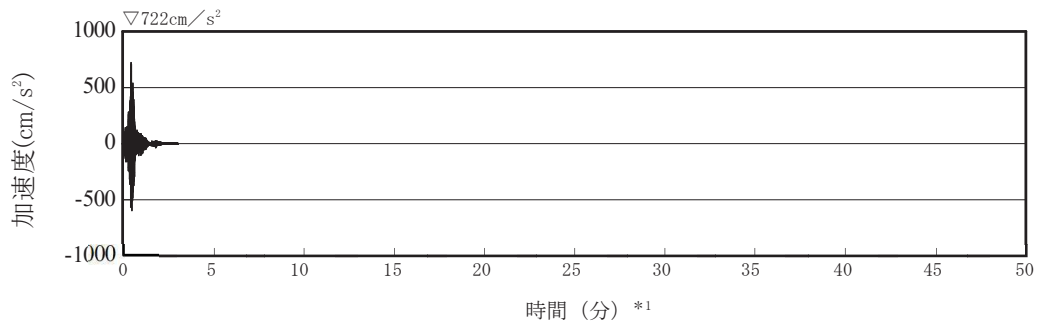


2011年東北地方太平洋沖型地震（基本ケース）

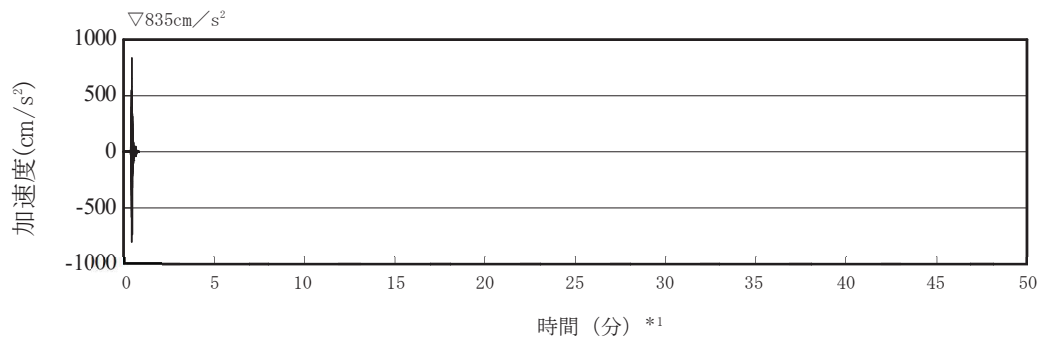


2011年4月7日宮城県沖型地震（基本ケース）

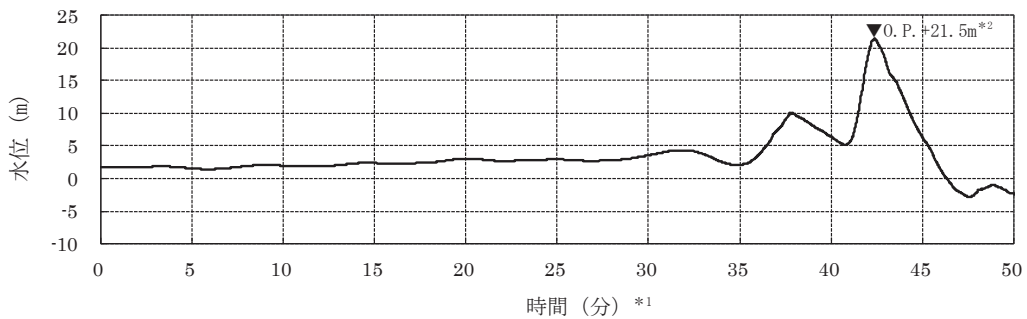
図 5-18 基準地震動の震源分布



2011年東北地方太平洋沖型地震による地震動（基準地震動 Ss-F2，水平方向）



2011年4月7日宮城県沖型地震による地震動（基準地震動 Ss-F3，水平方向）

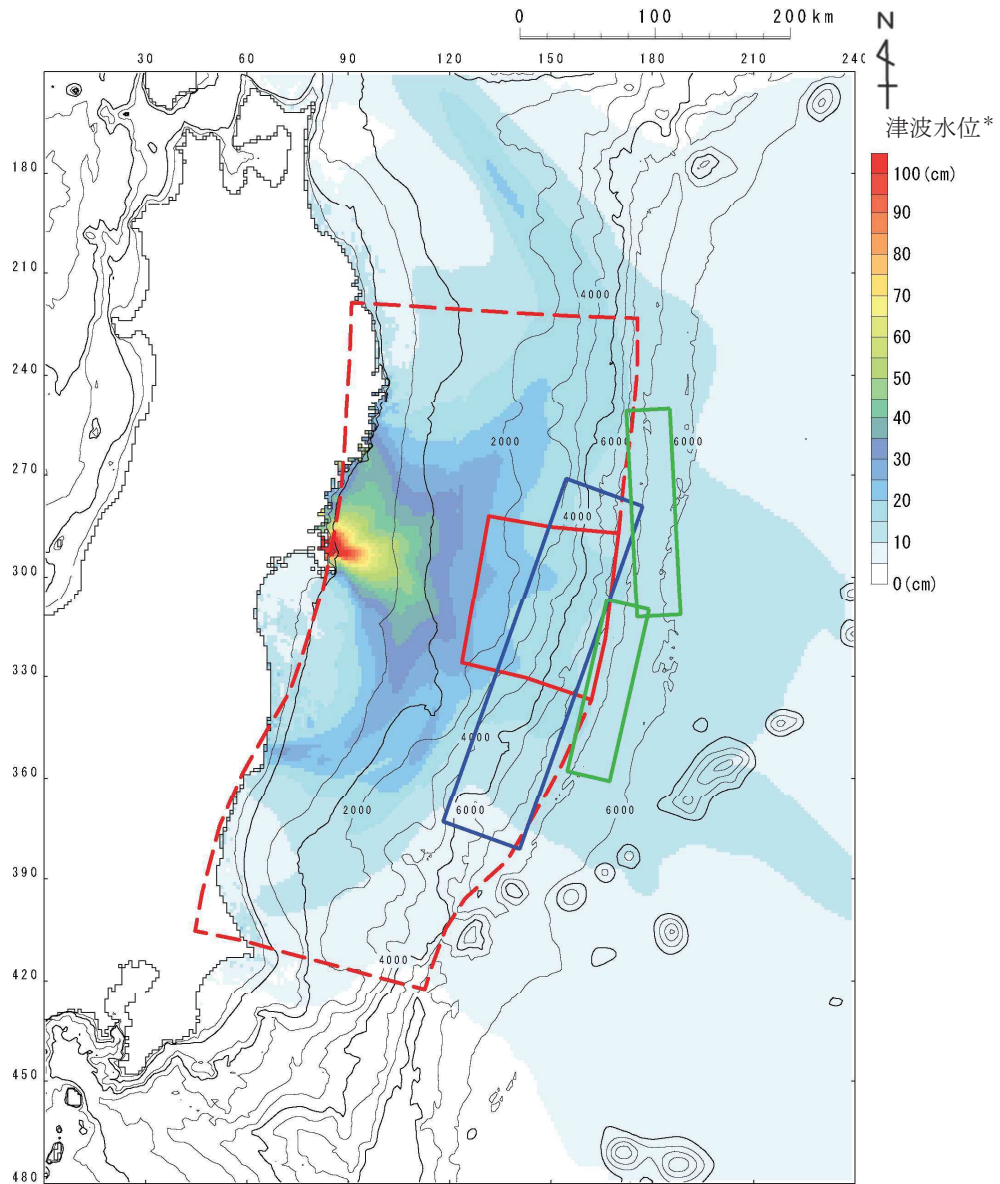
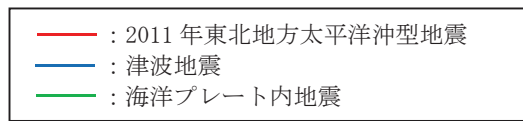


2011年東北地方太平洋沖型地震による津波（2号炉取水口前面における水位時刻歴波形）

*1：時間 0 秒は地震の発生時刻を示す。

*2：朔望平均満潮位（O.P. +1.43m）+ 潮位のぼらつき（+0.16m）+ 地震による地殻変動量を考慮。

図 5-19 地震動と津波の敷地への到達時間の比較



* : 発電所を津波波源（半径2kmの円を設定し、一律10mの初期水位を考慮）として仮定した場合の数値シミュレーションによる津波の伝播特性。

図 5-20 発電所の津波高さに与える影響が大きい津波の波源位置

[参考文献]

- 防災科学技術研究所 : http://www.hinet.bosai.go.jp/about_earthquake/sec4.1.html
- 日本地震工学会 (2014) : 東日本大震災合同調査報告, 共通編 1, 地震・地震動
- S.Noda, K.Yashiro, K.Takahashi, M.Takemura, S.Ohno, M.Tohdo and T.Watanabe (2002) : RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD-NEA Workshop on the Relations between Seismological Data and Seismic Engineering Analysis. Oct. 16-18, Istanbul.
- 川辺秀憲, 釜江克宏 (2013) : 2011年東北地方太平洋沖地震の震源のモデル化, 日本地震工学会論文集, 第13巻, 第2号 (特集号)
- S.Kurahashi and K.Irikura (2013) : Short-Period Source Model of the 2011 Mw 9.0 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, Bull. Seism. Soc. Am, Vol.103, May 2013
- K.Asano and T.Iwata (2012) : Source model for strong ground motion generation in the frequency range 0.1-10Hz during the 2011 Tohoku earthquake, Earth Planets Space, Vol. 64 (No. 12) , 1111-1123, 2012
- 地震調査研究推進本部 (2012) : 三陸沖から房総沖にかけての地震活動の長期評価 (第二版) について
- 気象庁地震カタログ (1923~2016) : 地震月報ほか
- 八木 (2005) : 2004年・2005年スマトラ沖巨大地震の震源過程, 地質と調査, 106, 23-28
- 気象庁 HP : <http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/world/20100227/srcproc201002271534.html>
- 地震調査研究推進本部 (2016) : 大地震後の地震活動の見通しに関する情報のあり方
- 宇佐美龍夫, 石井寿, 今村隆正, 武村雅之, 松浦律子 (2013) : 日本被害地震総覧 599-2012, 東京大学出版会
- 地震予知連絡会 (2003) : 第154回活動報告, <http://cais.gsi.go.jp/YOCHIREN/activity/154/154.html>
- 松澤 (2009) : プレート境界地震とアスペリティ・モデル, 地震, 第2輯, 第61巻, 347-355
- Yamanaka et al. (2004) : Asperity map along the subduction zone in northeastern Japan inferred from regional seismic data, JOURNAL OF GEOPHYSICAL RESEARCH, VOL. 109
- NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) : Database: Significant earthquakes, 2150B.C. to 2011, <https://www.ngdc.noaa.gov/hazard/earthqk.shtml>
- 建築研究所国際地震工学センター : <http://iisee.kenken.go.jp/cgi-bin/eqcatalog.newv6/mjhdcatalog.cgi>
- T.Seno and M.Yoshida (2004) : Where and why do large shallow intraslab earthquakes occur?, Physics of the Earth and Planetary Interiors, 141, 183-206.
- 諸井孝文, 広谷浄, 石川和也, 水谷浩之, 引間和人, 川里健, 生玉真也, 釜田正毅 (2013) : 標準的な強震動予測レシピに基づく東北地方太平洋沖巨大地震の強震動の再現, 日本地震工学会第10回年次大会梗概集

5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて

5.2.1 はじめに

耐津波設計を行うに当たって現場確認を要するプロセスとして、遡上解析に必要となる敷地モデルの作成プロセスと耐津波設計の入力条件等（配置，寸法等）の現場確認プロセスの2つがある。現場確認を含めたこれらのプロセスをそれぞれ以下に示す。

5.2.2 遡上解析に関する敷地モデルの作成に関する現場確認プロセスについて

(1) 基準要求

設置許可基準規則第五条（津波による損傷の防止）において，設計基準対象施設は，その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないことを要求している。また，解釈の別記3により，遡上波の到達防止に当たっては，敷地及び敷地周辺の地形及びその標高などを考慮して，敷地への遡上の可能性を検討することを規定している。

当該基準要求を満足するに当たっては，「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」において，遡上解析上，影響を及ぼすものの考慮を要求しており，具体的には，敷地及び敷地周辺の地形とその標高，伝播経路上の人工構造物を考慮した遡上解析を実施することとしている。

(2) 敷地モデル作成プロセス

上記要求事項を満足するために，図 5.2-1 に示すフローに従って敷地モデルを作成した。次の a. ～ d. にプロセスの具体的内容を示す。

a. 敷地及び敷地周辺の地形とその標高のモデル化

敷地及び敷地周辺の地形とその標高について，QMS 図書として維持管理されている図面等を確認し，遡上域のメッシュサイズを踏まえて，適切な形状にモデル化を行った。

b. 津波伝播経路上の人工構造物の調査

敷地において伝播経路上に存在する人工構造物として抽出すべき対象物をあらかじめ「津波伝播経路上の人工構造物」として定義し調査を実施した。

具体的な対象物は，耐震性や耐津波性を有する恒設の人工構造物である。その他の津波伝播経路上の人工構造物については，構造物が存在することで津波の影響軽減効果が生じ，遡上範囲を過小に評価する可能性があることから，遡上解析上，保守的な評価となるよう対象外とした。

(a) 図面等による調査

上記で定義した対象物となる既設の人工構造物については，高さ，面積について，QMS 図書として維持管理されている図面等の確認を実施した。また，将来設置される計画がある人工構造物のうち，上記で定義した対象物に該当するものについては，計画図面等により調査を実施した。

海底地形及び陸域の地形については，日本水路協会の最新の地形データ及び国土地理院発行の地形図からデータを抽出した。発電所敷地内の地形及び構造物のデータに

については、建設時の工事竣工図からデータを抽出した。

なお、東北地方太平洋沖地震前のデータを用いる際には地震による沈下を考慮して標高を設定した。

(b) 現場調査

(a) で実施した図面等による調査において確認した既設の人工構造物については、社員による現場ウォークダウンにより図面等と相違ないことを確認した。また、図面に反映されていない対象物となる人工構造物について、遡上解析に影響する変更がないことを確認した。

発電所敷地における構造物、地盤などの変位及び変形については、発電所における定期保守業務で特定地点の計測、深淺測量の結果を反映した。

c. 敷地モデルの作成

上記(b)で実施した調査結果を踏まえ、敷地モデルの作成を実施した。

d. 敷地モデルの管理

遡上解析に係る地形の改変や、人工構造物の新設等の変更が生じれば、必要に応じ上記 a. 及び b. に戻り再度モデルを構築する。

(3) 現場調査の品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品質記録として管理する。

(4) 今後の対応

今後、改造工事等により、津波伝播経路上の敷地の状況（地形の改変、人工構造物の新設等）が変更となる場合は、その変更が基準津波に対する耐津波設計の評価に与える影響の有無を検討し、必要に応じて遡上解析を再度実施する体制を構築する。

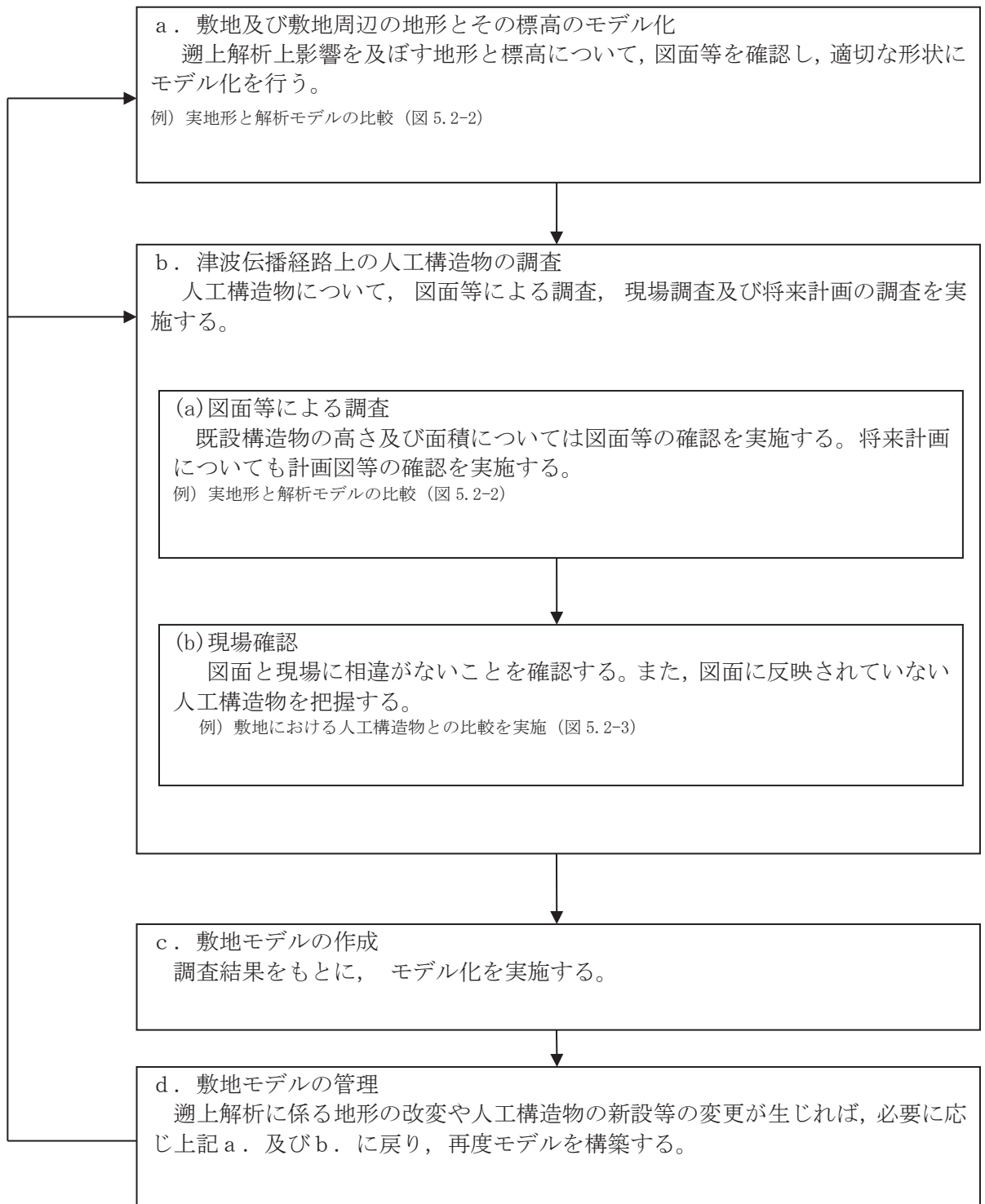
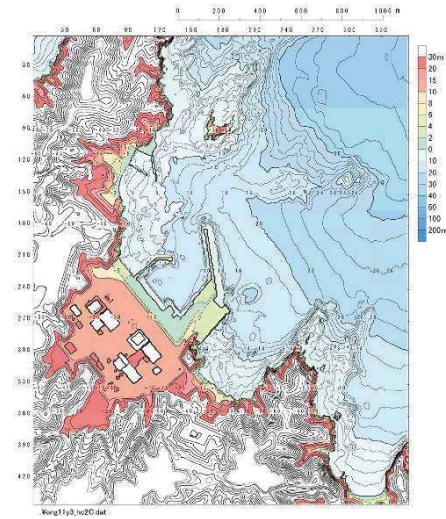
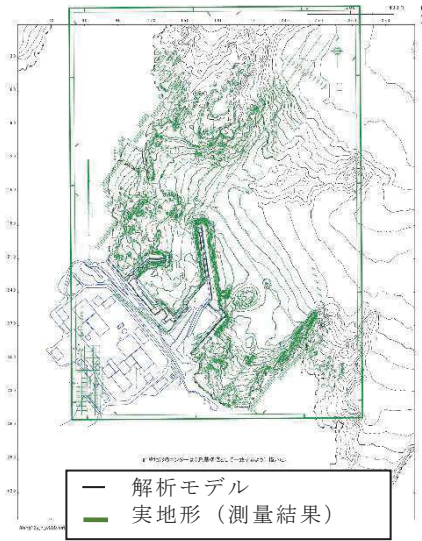


図 5.2-1 敷地モデルの作成・管理プロセスフロー図

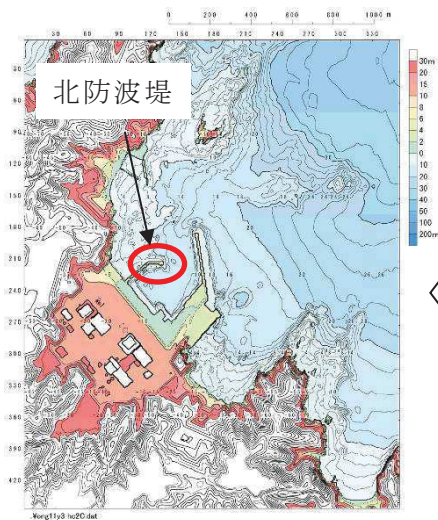


(a) 解析モデル

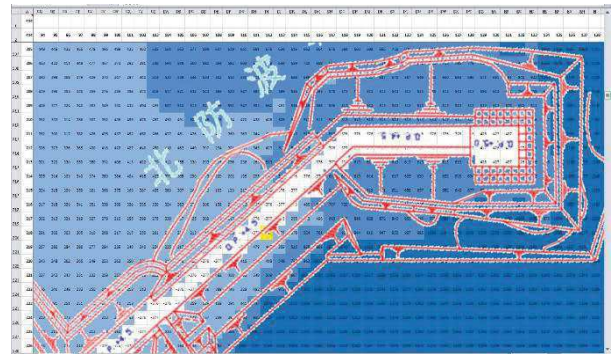


(b) 実地形と解析モデルの比較

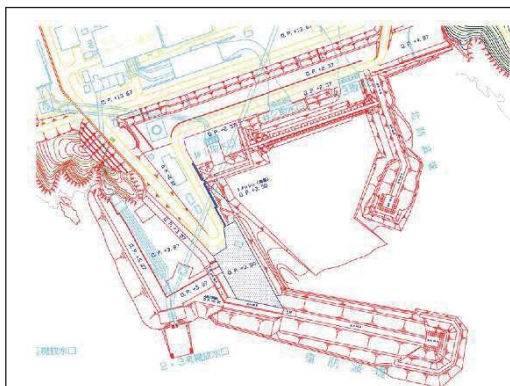
図5.2-2 解析モデルの確認例



(a) 解析モデル



(b) 構造物と解析モデルの比較



(c) 平面図



(d) 現場確認

図5.2-3 調査による確認例

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.2.3 耐津波設計に関する入力条件等現場確認プロセス

(1) 基準要求

設置許可基準規則第五条（津波による損傷の防止）において、設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないことを要求している。また、解釈の別記3及び「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」において、敷地への浸水の可能性のある経路の特定、バイパス経路からの流入経路の特定、取水・放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界における浸水の可能性のある経路の特定、浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路の特定及び漂流物の検討を行うことを規定している。

また、設置許可基準規則第四十条（津波による損傷の防止）においては、重大事故等対処施設は、基準津波に対して重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないことを要求しており、解釈は同解釈の別記3に準じるとしている。

(2) 入力条件等現場確認プロセス

上記要求事項を満足するために、図5.2-4に示すフローに従って耐津波設計において必要となる入力条件等の確認を行った。次のa.～c.にプロセスの具体的内容を示す。

なお、本資料において、設計基準対象施設の津波防護対象設備と重大事故等対処施設の津波防護対象設備を併せて、「津波防護対象設備」とする。

a. 入力条件等の設定プロセスについて

耐津波設計において必要となる入力条件等は、下記(a)及び(b)のとおり設定し、確認する。

(a) 図面等による調査

上記の調査対象となる施設・設備等については図面等を用いて確認を実施する。

(b) 現場調査

(a)で実施した図面等による調査において確認した施設・設備等については、現場ウォークダウンにより図面等と相違ないことを確認する。

a) 津波防護対象設備について

設置許可基準規則第五条及び第四十条において、設計基準対象施設の安全機能及び重大事故等対処施設の重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないことを要求している。このため、津波防護対象設備を設定し、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画以外に、津波防

護対象設備が設置されていないことを確認する。

b) 外郭防護 1（敷地への浸水防止）について

津波防護対象設備を内包する建屋及び区画は、基準津波による遡上波が到達しない十分高い場所に設置する、又は、津波防護施設、浸水防止設備を設置することで流入を防止することが要求されている。このため、各施設・設備が設置されている敷地高さを調査し、基準津波による遡上波が到達しない十分高い場所に設置されていること又は津波防護施設及び浸水防止設備により流入を防止されていることを確認する。

また、浸水対策が必要となる箇所については、現場状況を確認する。

c) 外郭防護 1（取水路・放水路等の経路からの津波の流入防止）について

取水路、放水路等の経路から津波が流入する可能性の検討、特定及び必要に応じて浸水対策を行うことを要求している。このため、海水が流入する可能性のある経路を網羅的に調査し、必要な浸水対策の現場状況を確認する。

また、浸水対策が必要となる箇所については、現場状況を確認する。

d) 外郭防護 2（漏水による重要な安全機能への影響防止）について

取水、放水設備の構造上の特徴等を考慮して、取水、放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界において、浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定することを要求している。このため、漏水の可能性のある経路及び浸水想定範囲内の津波防護対象設備の安全機能もしくは重大事故等に対処するために必要な機能に影響を与える閾値（機能喪失高さ）並びに必要な浸水対策の現場状況を確認する。

e) 内郭防護（重要な安全機能を有する施設の隔離）について

浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定し、それらに対して浸水対策を施すことを要求している。このため、可能性のある経路を特定し、必要な浸水対策の現場状況を確認する。

f) 漂流物について

基準津波に伴う取水口付近の漂流物については、遡上解析結果における取水口付近を含む敷地前面及び遡上域の押し波及び引き波の方向、速度の変化を分析した上で、漂流物の可能性を検討することを要求している。このため、遡上解析を踏まえた上で漂流物調査を網羅的に行い、取水性に影響を与えないことを確認する。

b. 耐津波設計の成立性の確認

上記 a. で実施した調査結果を踏まえ、基準津波に対する耐津波設計の成立性を確認する。また、新たに必要となる浸水対策がある場合は実施する。

c. 入力条件等の管理

設備改造等により耐津波設計の入力条件等が変更となる可能性がある場合は、必要に応じ a. に戻り、再評価する。

(3) 品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品質記録として管理する。

(4) 今後の対応

今後、改造工事等により、基準津波に対する耐津波設計に用いる入力条件等の変更が生じた場合、その変更が耐津波設計の評価に与える影響の有無を検討し、必要に応じて入力条件等の再設定・再評価を実施する。

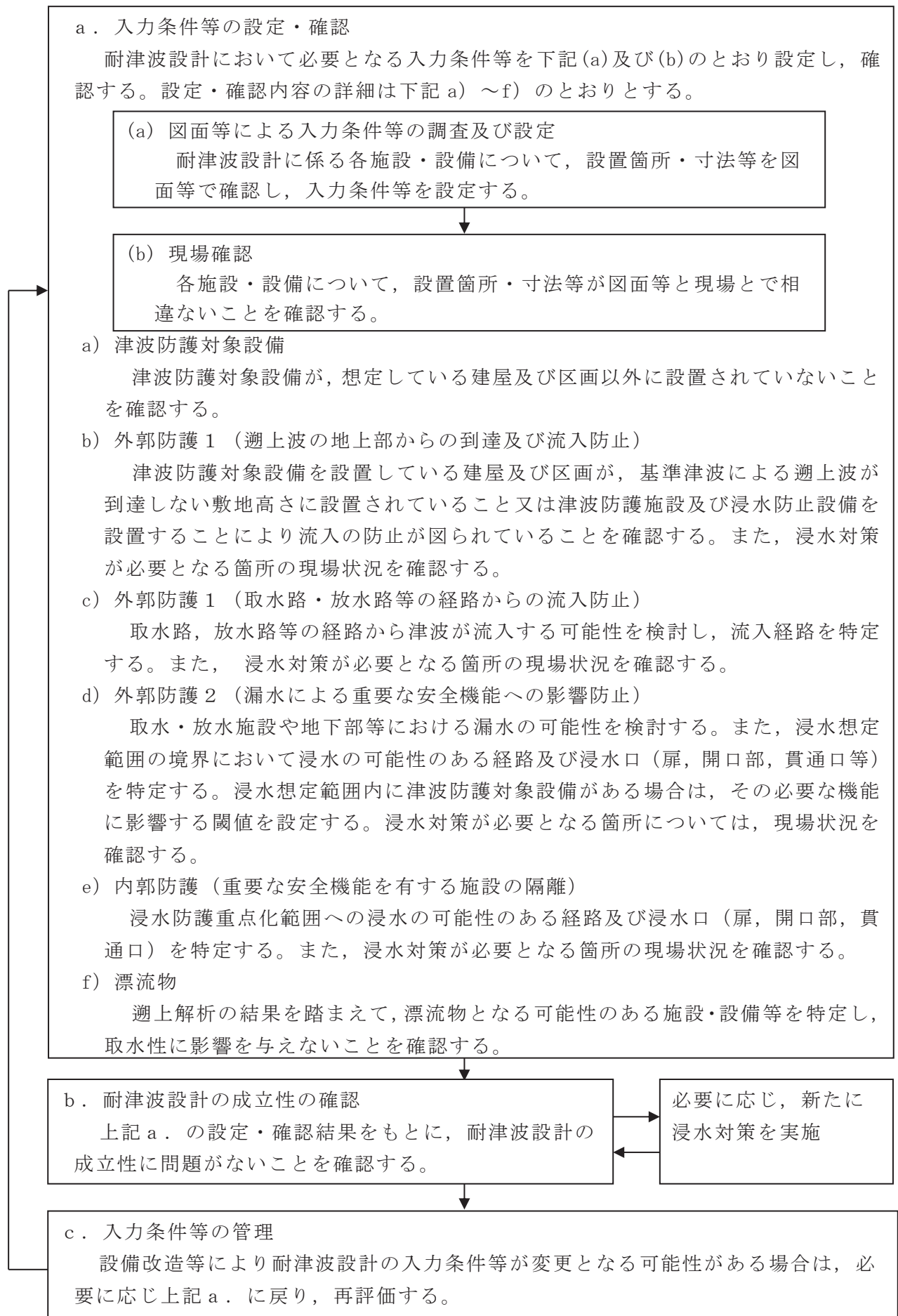


図 5.2-4 入力条件等の設定プロセスフロー図

5.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について

津波防護に関する施設は、津波の発生に伴い、津波防護対象設備がその安全性又は重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないこと、また地震により安全機能が損なわれるおそれがないことを目的として、技術基準規則に適合する設計とする。図 5.3-1 に浸水防護に関する施設の設計方針に係る図書構成を、表 5.3-1 に耐津波設計における各施設の基本設計方針、要求機能、機能設計、構造強度設計及び許容限界を示す。

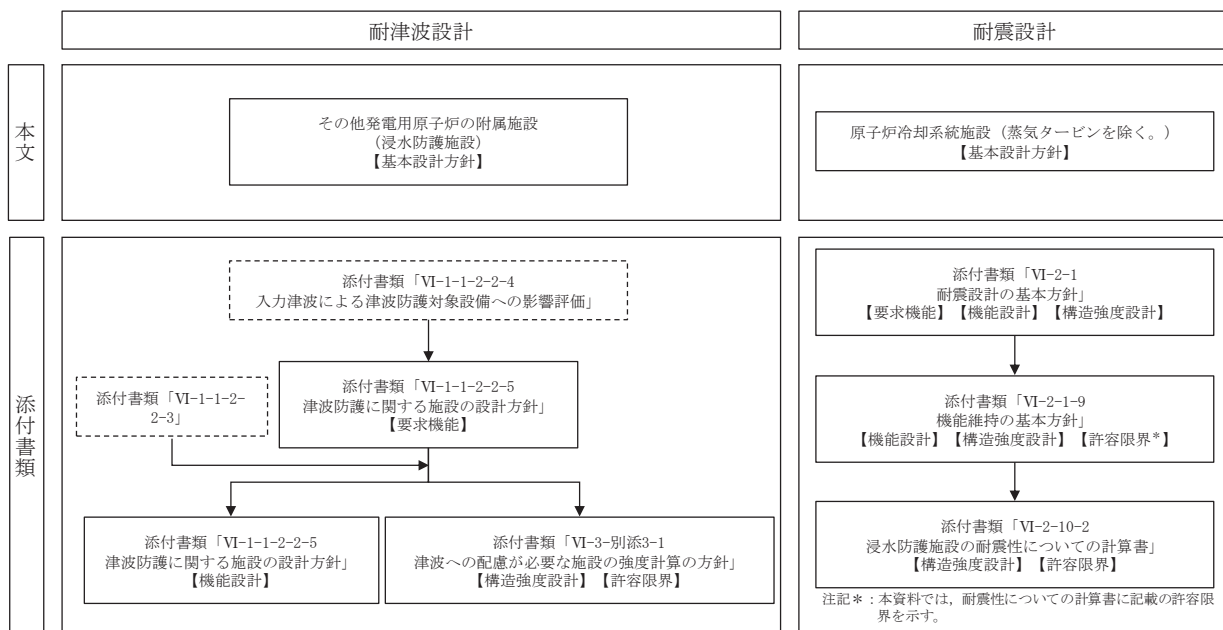


図 5.3-1 津波防護に関する施設の設計方針に係る図書構成

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(1) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の状態	限界状態	
防 潮 堤 (鋼管式鉛直壁)	<p>【1.4.1 設計方針】 津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮堤については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】 津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、 ①入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：O.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さO.P.+29.0mとし、防潮堤（盛土堤防）と合わせて敷地を取り囲むように設置する設計とする。 ②上部構造は、鋼管杭の前面に設置する鋼製遮水壁、止水ジョイント及び背面補強工により遮水性を保持する設計とする。また、鋼製遮水壁の前面に設置する漂流物防護工により、漂流物の衝突の影響を抑制する設計とする。 ③防潮堤（鋼管式鉛直壁）の杭直下、周辺及び背面に、剛性の高い背面補強工（コンクリート）、改良地盤（高圧噴射攪拌工法）、置換コンクリート及びセメント改良土を構築することで、杭の変形を抑制し、鋼製遮水壁、止水ジョイント、背面補強工、改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土による止水性（遮水性・難透水性）を保持する設計とする。 ④防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭、鋼製遮水壁、漂流物防護工、背面補強工及び置換コンクリートは、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。 ⑤鋼製遮水壁間は、波圧による変形に追随する、止水ジョイント（止水ゴム又はウレタン・シリコーン）を設置することで、遮水性を保持する設計とする。 ⑥津波の波力による侵食や洗掘、地盤中からの回り込みによる浸水に対しては、十分に透水係数の低い地盤により難透水性を保持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼管杭、鋼製遮水壁及び漂流物防護工で構成し、鋼管杭の周囲にコンクリート製の背面補強工を設置する。下部工は岩盤又は改良地盤に支持される鋼管杭及びすべり安定性を確保するために海洋地盤の海側に置換コンクリートを設置し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。上部工の鋼管杭と下部工の鋼管杭は一体の構造であるため、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とするとともに、上部工の境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、堅固な支持地盤に設置する設計とするために、鋼管式鉛直壁を支持する岩盤及び改良地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	基礎地盤 (岩盤, 改良地盤)	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼管杭（長杭、短杭）が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼管杭 (長杭, 短杭)	曲げ, せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼製遮水壁が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼製遮水壁 (下記 RC 遮水壁以外の区間)	曲げ, せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、RC 遮水壁が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	RC 遮水壁 (南端より 1 本目～5 本目の鋼管杭の区間)	曲げ, せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（2002 年制定）」及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、漂流物防護工が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	漂流物防護工	曲げ, せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に基づき、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを確認する。	止水ジョイント部材	変形	有意な漏えいに至る変形	【メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、背面補強工の健全性及び止水性（遮水性）を保持する設計とすることを、背面補強工がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。	背面補強工	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率 1.2 以上とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、置換コンクリートの健全性及び止水性（難透水性）を保持する設計とするために、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）を確認する。	置換コンクリート	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率 1.2 以上とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、改良地盤及びセメント改良土の健全性及び止水性（難透水性）を保持する設計とするために、改良地盤及びセメント改良土が、すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認する。	改良地盤, セメント改良土	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率 1.2 以上とする。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(2) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界	
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の状態		限界状態
防潮堤(盛土堤防)	<p>【1.4.1 設計方針】 津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しを想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮堤については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】 津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。 また、想定される荷重に対する部材の健全性及び構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮堤(盛土堤防)は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮堤(盛土堤防)は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持されるセメント改良土による盛土構造とし、すべり安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。②防潮堤(盛土堤防)は、セメント改良土及び置換コンクリートで構成され、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持する設計とする。③防潮堤(盛土堤防)は、十分に透水係数の低いセメント改良土、置換コンクリート及び改良地盤による止水性(難透水性)を保持し、津波の波力による侵食や洗掘、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、岩盤又は改良地盤に支持されるセメント改良土による盛土構造とし、すべり安定性を確保するために、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する。地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。同時に、十分に低い透水性の材料とすることにより、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基礎地盤(岩盤、改良地盤)	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】	
					地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、セメント改良土の健全性、堤体高さ及び止水性(難透水性)を保持する設計とするために、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定保持)を確認する。	セメント改良土	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】	
					地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、置換コンクリートの健全性及び止水性(難透水性)を保持する設計とするために、置換コンクリートが、すべり破壊しないこと(内的安定保持)を確認する。	置換コンクリート	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】	
					地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、改良地盤の健全性及び止水性(難透水性)を保持する設計とするために、改良地盤が、すべり破壊しないこと(内的安定保持)を確認する。	改良地盤	すべり安全率	健全性及び止水性を喪失する状態	【「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、すべり安全率1.2以上とする。】	

赤字：荷重条件

緑字：要求機能

青字：対応方針

表 5.3-1(3) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界				
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード					
								応力等の状態		限界状態			
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)のうち鋼製遮水壁(鋼板)	<p>【1.4.1 設計方針】津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設のうち防潮壁については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁(鋼板)で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、上部工と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とするとともに、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、堅固な支持地盤に設置する設計とするために、鋼管杭を支持する基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】				
										鋼板	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
													鋼製支柱
										止水ジョイント部材	変形	有意な漏えいに至る変形	
													フーチング
										鋼矢板	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	
													鋼管杭

赤字：荷重条件

緑字：要求機能

青字：対応方針

表 5.3-1(4) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界	
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の状態		限界状態
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)のうち鋼製遮水壁(鋼桁)(その1)	<p>【1.4.1 設計方針】津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設のうち防潮壁については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁(鋼桁)で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、上部工と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とするとともに、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、堅固な支持地盤に設置する設計とするために、鋼管杭及び場所打ち杭を支持する基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】	
					地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼桁が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼桁	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	
					地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、RC支柱が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	RC支柱	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年制定)」及び「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	
					地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鉛直支承及び水平支承が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鉛直支承、水平支承	圧縮、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋支便覧(平成16年4月)」に基づき、許容圧縮応力度及び許容せん断ひずみとする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	
					地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とするため、境界部に設置する止水ジョイントが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。	止水ジョイント部材	変形	有意な漏えいに至る変形	【メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】	
					地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、角型鋼管が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	角型鋼管	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成14年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	
					地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、フーチングが、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	フーチング	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」、「道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説(平成24年3月)」及び「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年制定)」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	

赤字：荷重条件

緑字：要求機能

青字：対応方針

表 5.3-1(5) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

資料	その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設)	資料VI-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針				資料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					
	施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計			機能損傷モード		設計に用いる許容限界
				性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	応力等 の状態	限界状態	
防 潮 壁 (第2号機海水ポンプ室, 第3号機海水立坑)のうち 鋼製遮水壁(鋼桁) (その他)	(前頁に記載)	(前頁に記載)	(前頁に記載)	(前頁に記載)	(前頁に記載)	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼矢板が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼矢板	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 19 年 7 月）」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼管杭が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、場所打ち杭が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	場所打ち杭	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】	

赤字：荷重条件

緑字：要求機能

青字：対応方針

表 5.3-1(6) 津波防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界	
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の状態		限界状態
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)のうち鋼製扉	<p>【1.4.1 設計方針】津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設のうち防潮壁については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、 ①設置箇所を入力津波による浸水高さ(O.P.+17.4m～O.P.+19.0m)に余裕を考慮した天端高さO.P.+19.0m～O.P.+20.0mとし、海水ポンプ室スクリーンエリア又は放水立坑を取り囲むように設置する設計とする。 ②上部工は鋼製扉で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、上部工と下部工を一体とした構造として施工することにより止水性を保持する設計とする。 ③主要な構造体の境界部には、試験等により止水性を確認した止水ジョイントを設置し、境界部からの浸水を防止する設計とする。 ④下部工に鉄筋コンクリート製のフーチングを設置することから、津波の波力による侵食及び洗掘に対する耐性を有することで、止水性を保持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製扉で構成し、下部工は岩盤に支持される鋼管杭とフーチングで構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、上部工と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とするとともに、地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置し、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、堅固な支持地盤に設置する設計とするために、鋼管杭を支持する基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、扉体が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	扉体	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編)(平成28年3月)」及び「道路橋示方書(I共通編・II鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、RC支柱が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	RC支柱	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年制定)」及び「道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とするため、境界部に設置する止水ジョイントが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。	止水ジョイント部材	変形	有意な漏えいに至る変形	【メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、フーチングが、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	フーチング	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(I共通編・II鋼橋編)・同解説(平成24年3月)」, 「道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(平成24年3月)」及び「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年制定)」に基づき、降伏強度及びせん断耐力とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼管杭が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(平成24年3月)」に基づき、降伏強度及びせん断強度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】

赤字：荷重条件

緑字：要求機能

青字：対応方針

表 5.3-1(7) 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界					
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	機能損傷モード						
								応力等の状態		限界状態				
防潮壁 (第3号機海水熱交換器建屋)	<p>【1.4.1 設計方針】 津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮壁については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を保持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】 津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、①設置個所の入力津波による浸水高さ O.P.+19.0m に対して余裕を考慮した天端高さ O.P.+20.0m とし、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑を取り囲むように設置する設計とする。②上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、岩盤に支持される第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に一体とした構造として施工することにより止水性を保持する設計とする。③主要な構造体の境界並びに隣接する第3号機海水熱交換器建屋との境界には塗膜防水を塗布し、境界部からの浸水を防止する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、上部工は鋼製遮水壁（鋼板）で構成し、下部工となる第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に設置する。上部工と下部工を一体とした構造とし、上部工が下部工からずれる又は浮き上がるおそれのない設計とするとともに、上部工と下部工の構造体の境界部は塗膜防水により、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼製遮水壁が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。	鋼製遮水壁	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「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）」を踏まえて、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】				
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼製柱、梁が、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。					鋼製柱、梁	曲げ、せん断	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「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）」を踏まえて、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、鋼製ブレースが、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。					鋼製ブレース	引張、圧縮	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「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）」を踏まえて、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(8) 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

資料	その他発電用原子炉の付属設備(浸水防護施設)	資料VI-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針				資料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								
		要求機能	機能設計		性能目標	構造強度設計		評価対象部位	機能損傷モード		設計に用いる許容限界			
性能目標	機能設計方針		性能目標	構造強度設計(評価方針)		応力等の状態	限界状態							
取放水路流路縮小工(第1号機取水路, 第1号機放水路)	<p>【1.4.1設計方針】津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】津波防護施設のうち取放水路流路縮小工については、第1号機の取水路及び放水路からの津波の流入を抑制し、入力津波に対して浸水を防止できる設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	取放水路流路縮小工は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、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、第1号機取水路及び第1号機放水路から敷地への津波の流入を防止することを機能設計上の性能目標とする。	取放水路流路縮小工は、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重及び余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、①入力津波による浸水高さ0.P.+24.4mに対して機能を保持する設計とする。②取放水路流路縮小工は、コンクリート造の構造物に貫通部を設けた構造とし、十分な支持性能を有する第1号機取水路内又は第1号機放水路内に設置することにより機能を保持する設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重及び余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、第1号機取水路内及び第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であり、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、堅固な支持地盤に設置する設計とするために、取放水路流路縮小工を支持する基礎岩盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【極限支持力とする。】				
						地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、積載物、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の健全性を保持する設計とするために、コンクリートが、おおむね弾性状態にとどまることを確認する。					コンクリート	せん断、滑動、曲げ	部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態	「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)」に基づき、おおむね弾性状態にとどまるように、せん断破壊、滑動及び曲げに対する必要閉塞長とする。【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 5.3-1(9) 浸水防護に関する施設の耐津波設計について

(津波防護施設)

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界	
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	機能損傷モード		
								応力等の状態		限界状態
貯留堰	<p>【1.4.1 設計方針】 津波防護施設については、「1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>【1.4.1(1)津波防護施設】 津波防護施設のうち貯留堰については、津波による水位低下に対して、非常用海水ポンプの取水可能水位を保持し、かつ、冷却に必要な海水を確保する設計とする。</p> <p>【1.4.2 荷重の組合せ及び許容限界】 津波防護施設の設計に当たっては、津波による荷重及び津波以外の荷重を適切に設定し、それらの組合せを考慮する。 また、想定される荷重に対する部材の健全性や構造安定性について適切な許容限界を設定する。</p>	<p>津波防護施設は、繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。</p>	<p>貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波による水位低下に対して非常用海水ポンプが取水可能な高さ以上の施工により、非常用海水ポンプの機能が保持でき、かつ、原子炉冷却に必要な海水を確保できることを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、①非常用海水ポンプの取水に必要な高さ及び原子炉冷却に必要な貯留量を考慮した天端高さ0.P.-6.30mとし、取水口底盤に設置する設計とする。 ②貯留堰は、鉄筋コンクリート製の堰であり、取水口、取水路及び海水ポンプ室と合わせて海水を貯留する設計とする。貯留堰は取水口と一体構造とし、すれる又は浮き上がるおそれのない設計とするとともに、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる止水性を保持する設計とする。また、漏水が生じようような顕著なひび割れが発生しない設計とすることにより、止水性を保持する設計とする。</p>	<p>地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪による荷重に対し、取水口底盤に設置する鉄筋コンクリート製の堰で構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、ずれる又は浮き上がるおそれのない設計とするとともに、部材を有意な漏えいを生じない変形にとどめる設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p>	鉄筋コンクリート	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	<p>「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年制定）」に基づき、短期許容応力度とする。 【おおむね弾性状態にとどまるように設定する。】</p>	

5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について

津波防護施設等の津波波圧は、陸上構造物に対しては朝倉ら(2000)他^{*1,2}で示される算定式を、海中構造物に対しては朝倉ら(2000)^{*1}及び「防波堤の耐津波設計ガイドライン」^{*3}で示される算定式を、取放水路流路縮小工に対しては「港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007年版」^{*4}及び水門鉄管技術基準(水圧鉄管・鉄鋼構造物編)平成29年版((社)水門鉄管協会)^{*5}で示される算定式を参考にして求める。

算定式を適用するにあたっては、発電所における遡上津波の特徴を把握する必要があることから、基準津波を対象とした数値流体解析(断面二次元津波シミュレーション解析)及び水理模型実験を行った。検討にあたって、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た。

各構造物の適用算定式を表5.4-1に示す。

表 5.4-1 各構造物の適用算定式

構造物名	津波波圧の算定に用いた規格・基準類
防潮堤(鋼管式鉛直壁), 防潮堤(盛土堤防)	*1:朝倉ら(2000):護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究,海岸工学論文集,第47巻,土木学会
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(防潮堤北側)	*2:港湾の津波避難施設の設計ガイドライン(平成25年10月)
貯留堰(No.1), (No.2), (No.3), (No.4), (No.5), (No.6),	*1:朝倉ら(2000):護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究,海岸工学論文集,第47巻,土木学会 *3:防波堤の耐津波設計ガイドライン(平成27年12月一部改訂)
取放水路流路縮小工(第1号機取水路) (No.1), (No.2), 取放水路流路縮小工 (第1号機放水路)	*4:港湾の施設の技術上の基準・同解説2007年版(日本港湾協会) *5: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)

5.4.1 津波荷重の算定式

津波防護施設等の津波荷重の算定式は、朝倉ら（2000）の研究を元にした「港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 25 年 10 月）」や「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」等を参考に設定する。以下に，参考にした文献の津波波圧算定式の考え方と津波防護施設等への適用を示す。

(1) 津波波圧算定式に関する文献の記載

- a. NRA 技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」（平成 28 年 12 月）

持続波圧を対象として防潮堤に対する作用波圧の評価方法を明確にするため，水理試験及び解析を実施した結果，従来の評価手法でフルード数が 1 以下になることが確認できれば，水深係数は 3 を適用できるとされている。

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

構造設計用の進行方向の津波波圧は，図 5.4.1-1 に示す概念に基づき，次式により算定する。

$$q_z = \rho g (ah - z)$$

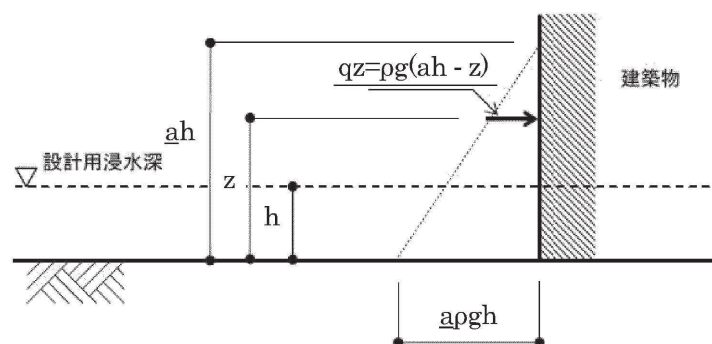
q_z : 構造設計用の進行方向の津波波圧 (kN/m²)

ρg : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h : 設計用浸水深 (m)

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

a : 水深係数 (3 とする)



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

図 5.4.1-1 津波波圧算定図

c. 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月）

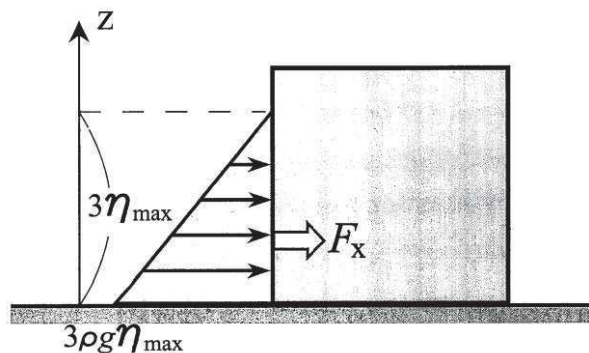
文献 b. に基づく。ただし、津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や、海岸等から 500m 以上離れている場合において、水深係数は 3 以下にできるとしている。

d. 朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会，pp. 911-915.

直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する津波波圧について実験水路を用いて検討している。

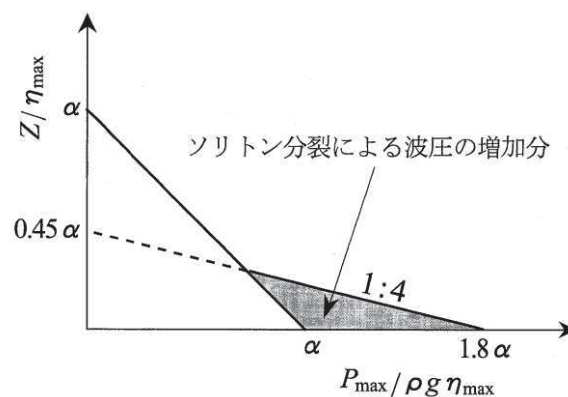
その結果，非分裂波の場合，フルード数が 1.5 以上では構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率） α は最大で 3.0 となることが示されている。

非分裂波における津波最大波圧分布を図 5.4.1-2 に，分裂波における無次元最大波圧分布を図 5.4.1-3 に示す。ソリトン分裂波の場合は図 5.4.1-3 に示されるように，構造物前面に働く津波波圧は，構造物底面近傍で非分裂波の α を 1.8 倍した値となるとしている。



「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会」より

図 5.4.1-2 非分裂波における津波最大波圧分布

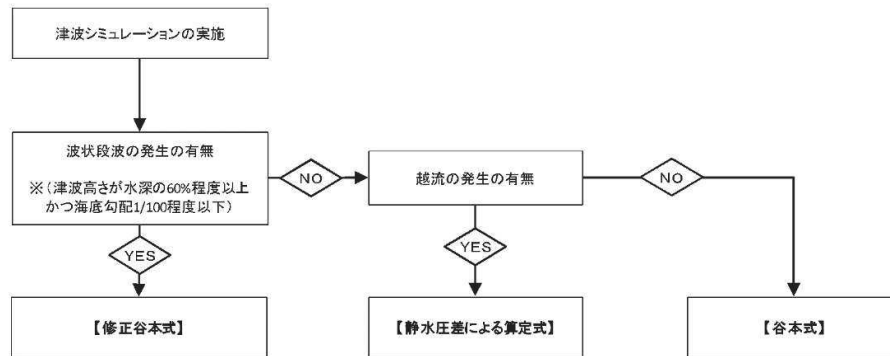


「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会」より

図 5.4.1-3 分裂波における無次元最大波圧分布

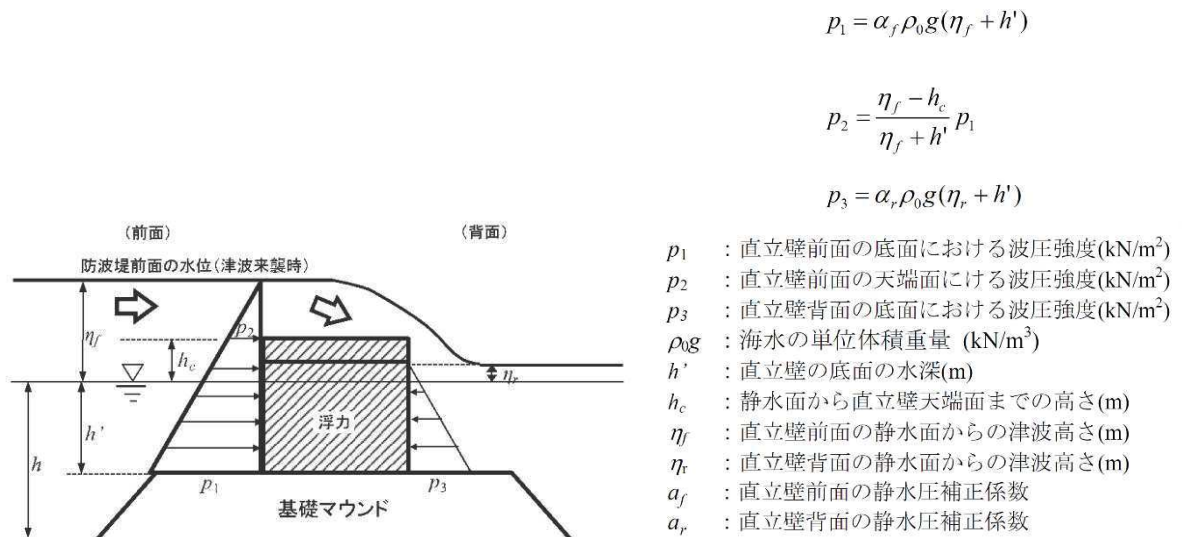
e. 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

防波堤の津波波圧の適用の考え方として、ソリトン分裂波が発生する場合は修正谷本式を、ソリトン分裂波が発生せず津波が防波堤を越流する場合は静水圧差による算定式を、ソリトン分裂波が発生せず越流しない場合は谷本式を用いることとしている。防波堤に対する津波荷重算定手順を図 5.4.1-4 に、越流する場合の静水圧差による算定式を図 5.4.1-5 に示す。



「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 5.4.1-4 防波堤に対する津波荷重算定手順



「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 5.4.1-5 越流する場合の静水圧差による算定式

f. 港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007 年版（日本港湾協会）

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られ、抗力は次式により算定する。

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

F_D : 物体に作用する流れの方向の抗力 (kN)

C_D : 抗力係数

ρ_0 : 水の密度 (t/m³)

A : 流れの方向の物体の投影面積 (m²)

U : 流速 (m/s)

g. 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）

水圧鉄管の管軸方向の推力のうち、管内水の摩擦による推力は次式により算定する。

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

P : 管内水の摩擦による推力 (kN)

f : 管内水の摩擦抵抗係数 (kN/m³)

L : 管の長さ (m), Q : 管内流量 (m³/s), D : 管の直径 (m)

5.4.2 陸上構造物（防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備）に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

5.4.2.1 分裂波発生に関する概略検討

沖合から伝播してくる津波が、サイト前面においてソリトン分裂波を伴うか否かの判定に当たっては、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において以下の2つの条件に合致する場合、ソリトン分裂波が発生するとされている。

- ① おおむね入射津波高さが水深の30%以上（津波数値解析等による津波高さが水深の60%以上）
- ② 海底勾配が1/100以下程度の遠浅

女川原子力発電所では防潮堤前面に盛土法面があることから、入射津波高さを精緻に評価することは難しいが、一般的には入射津波高さは水深の50%程度であり、津波が盛土法面により堰上げされる効果も考えると入射津波高さと水深の関係は少なくとも30%以上となる。

また、女川原子力発電所前面の海底地形を図5.4.2.1-1及び図5.4.2.1-2に示す。前面の沖合地形の概要は、沖合2km付近まで急峻な勾配で、その後沖合6km付近までは緩やかな地形が続き、その後、再び急峻な勾配が続いている。沖合10km付近までの平均勾配はおおよそ1/100となっている。

よって、①及び②の条件に合致し、ソリトン分裂波が発生する可能性があることから、ソリトン分裂波の発生有無と防潮堤が受ける津波波圧への影響を定量的に確認するため、女川原子力発電所のサイト特性を考慮した数値流体解析及び水理模型実験を行い、防潮堤が受ける波圧分布等を詳細検討する。なお、屋外排水路逆流防止設備については、防潮堤の海側に面して設置することから、防潮堤と同様の津波波圧が作用するものとする。

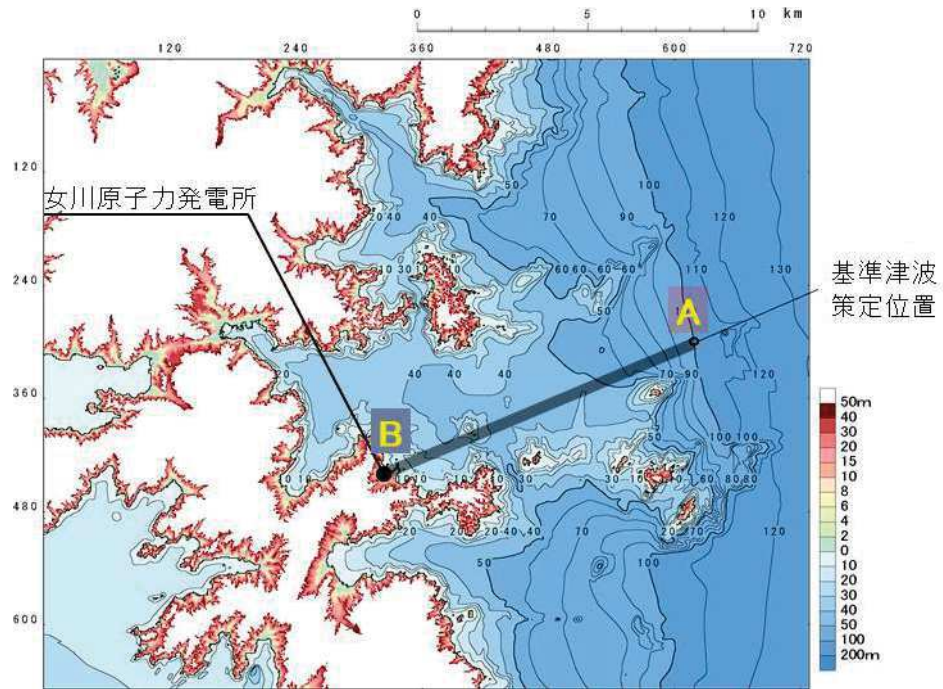


図5.4.2.1-1 女川原子力発電所 周辺海底地形図

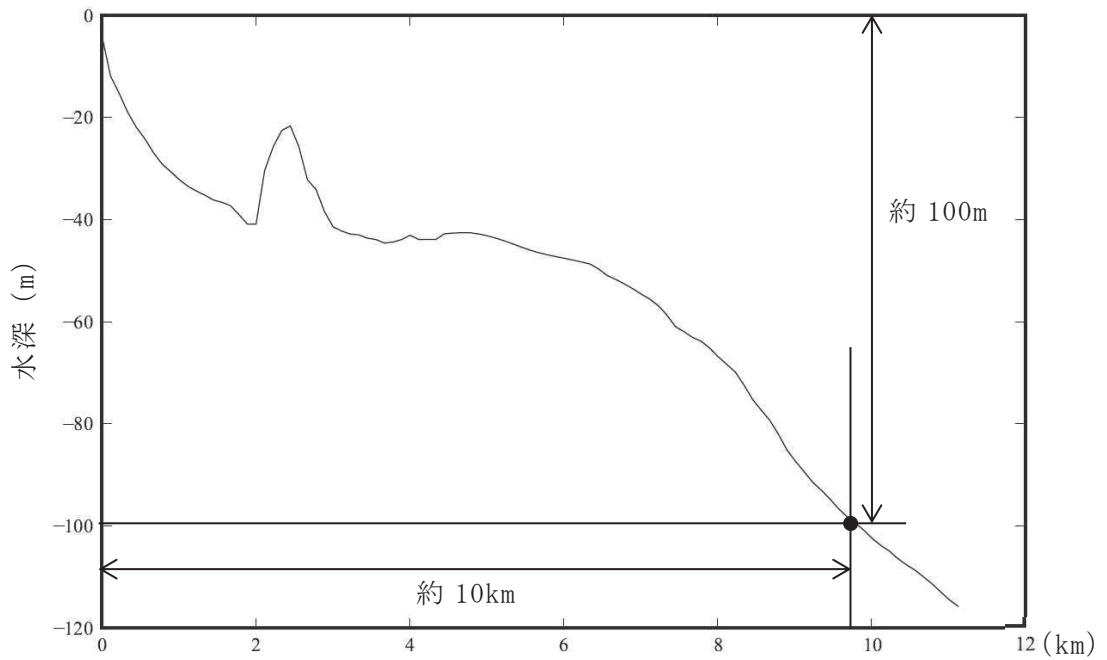


図 5.4.2.1-2 海底地形図 (A-B 縦断)

出展：中央防災会議の津波伝播解析のための公表地形データを元に図化

5.4.2.2 防潮堤が受ける波圧分布等の詳細検討

(1) 検討の概要

a. 目的

基準津波の策定に用いた波源については、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震で得られた知見を踏まえて設定した波源のすべり領域を拡大したり、すべり量の割増しを行うなどの保守的な設定を複数加えた波源である。

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ついては、東北地方太平洋沖地震に伴う津波の状況やサイト特性（地形、構造、津波等）を反映した検討（数値流体解析、水理模型実験）を行い、既往の津波波圧算定式との比較結果も踏まえて保守的に設定する。

b. 検討方法

津波波圧の検討は数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）と水理模型実験（平面水槽実験）により行う。数値流体解析と水理模型実験の比較を表5.4.2.2-1に示す。

水理模型実験は流体の挙動を直接確認でき、サイト特性や津波特性に応じた評価が可能となる。ただし、基準津波などの固有の不規則波形を正確に再現した実験は困難であるため、非線形分散波理論に基づいた数値流体解析により基準津波による水位・流速・津波波圧の時刻歴波形等を確認し、水理模型実験の結果と併せて比較・考察を行うことでソリトン分裂波の発生有無や津波波圧の作用状況等に関して信頼性の高い評価が可能となる。

表5.4.2.2-1 数値流体解析と水理模型実験の比較

検討方法	長所	短所
数値流体解析	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 理論式に基づく流体の挙動を確認可能 ✓ 分裂波の発生有無を確認可能 ✓ 任意の不規則波形の入力が可能 ✓ 任意の地形や構造物のモデル化が可能 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 評価値の信頼性（再現性）に関して、流体の実挙動と比較・考察することが望ましい
水理模型実験	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 流体の実挙動を直接確認可能 ✓ 分裂波の発生有無を確認可能 ✓ 地形や構造物の特性、津波特性に応じた評価が可能 ✓ 測定値の信頼性（再現性）が高い 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 複雑な不規則波形の再現は困難 ✓ 地形や構造物の複雑なモデル化は困難

c. 検討項目

数値流体解析及び水理模型実験による検討項目を表 5.4.2.2-2 に示す。数値流体解析では基準津波を対象とし、水理模型実験では津波の波形特性（周期、波高）を変化させた複数の模擬津波を対象とし、それぞれ検討を行う。

表5.4.2.2-2 検討項目

検討項目	確認内容
津波波圧の確認	✓ 非線形分散波理論に基づいた解析と、実流体を対象とした実験により、サイト特性を踏まえた津波波圧を確認する。
ソリトン分裂の有無	✓ 防潮堤近傍でソリトン分裂が発生する場合には、構造物底面近傍の水深係数が大きくなることから、非分裂波かソリトン分裂波かを確認する。
水深係数の整理	✓ 朝倉式では水深係数として 3 が使用されているが、平成 28 年 12 月 NRA 技術報告において水深係数 3 の適用範囲をフルード数が 1 以下としていることを踏まえ、防潮堤前面位置でのフルード数を確認する。
	✓ 防潮堤に作用する波圧分布を無次元化し、水深係数として整理することで、朝倉式の水深係数 3 と比較する。

d. 検討概要

検討概要を図 5.4.2.2-3 に示す。最初に基準津波や東北地方太平洋沖地震による津波の特性に関して、周辺地形等の影響も踏まえて確認し、津波の第 1 波が後続波と比較して極端に大きくなること、数値流体解析及び水理模型実験による検討では津波の第 1 波を評価対象とすることを示す。次に数値流体解析による検討結果に関して、基準津波に伴うソリトン分裂の有無や津波波圧の発生状況等（おおむね静水圧の波圧分布）を示す。次に水理模型実験による検討結果について、模擬津波（波形特性の不確かさを考慮）に伴うソリトン分裂の有無や津波波圧の発生状況等（波圧分布は静水圧型）を示す。次に数値流体解析及び水理模型実験の検討結果を既往の津波波圧算定式と比較し、水深係数として整理した結果が朝倉式に含まれることを示す。最後に設計で考慮する津波波圧の設定方法に関して、保守性を確保する観点から朝倉式を参照することを示す。

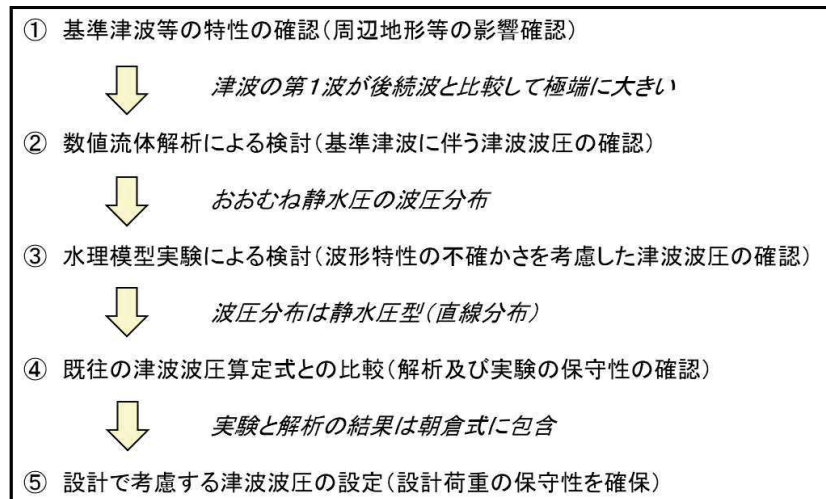


図 5.4.2.2-3 検討概要

(2) 基準津波・東北地方太平洋沖地震による津波の特性の確認

女川原子力発電所の基準津波はプレート間地震（東北地方太平洋沖型の地震）による津波であり，策定位置は沖合約 10km となっている。基準津波の第 1 波は複数の波の重なり合いによる二段型波形となっており，第 1 波全体としての半周期は約 10～20 分，二段型波形のうちの個別波部分の半周期は約 5 分となっている。数値流体解析及び水理模型実験により津波波圧の検討を行うにあたり，基準津波及び東北地方太平洋沖地震による津波の特性の確認を行った。

a. 第 1 波と後続波の関係

基準津波及び東北地方太平洋沖地震による津波の第 1 波は二段型波形が特徴となっている。また，津波は指向性を有していることから，一般に震源付近の津波水位が高く，第 1 波が支配的となる（図 5.4.2.2-4 及び図 5.4.2.2-5）。

女川原子力発電所は，湾や入り江形状を呈する地形が多数存在するリアス式海岸の南部に位置し，後続波（周辺地形からの反射波）の重なり合い等による津波水位の増幅が見られる可能性があることから，基準津波（水位上昇側），基準津波（水位下降側）を対象とした平面二次元津波シミュレーション解析により，第 2 号機取水口前面における水位時刻歴波形の確認を行った結果，各津波ともに後続波は減衰傾向を示しており，第 1 波の水位が後続波と比較して極端に大きくなることを確認した（図 5.4.2.2-6～図 5.4.2.2-8）。

また，東北地方太平洋沖地震において，震源から離れた八戸港では，周辺地形からの反射波の影響が含まれた第 2 波で最高水位を生じているが，その津波水位は約 4.6m と小さいことを確認した（図 5.4.2.2-9）。

なお、女川原子力発電所の基準津波の検討において、震源位置（大すべり域）を移動させた場合の津波水位に与える影響についても検討しており、発電所に正対する位置に震源（大すべり域）がある場合、最も津波水位が高く、発電所から離れるにつれてその影響は小さくなることを確認している（図 5.4.2.2-10 及び図 5.4.2.2-11）。

以上の結果から、震源から離れた位置では後続波で最高水位を生じる可能性があるが、女川の基準津波は発電所に正対する位置に震源を設定することで第 1 波で最高水位を生じることになり、後続波が減衰傾向を示すことと併せて、第 1 波の影響が支配的となることを確認した。

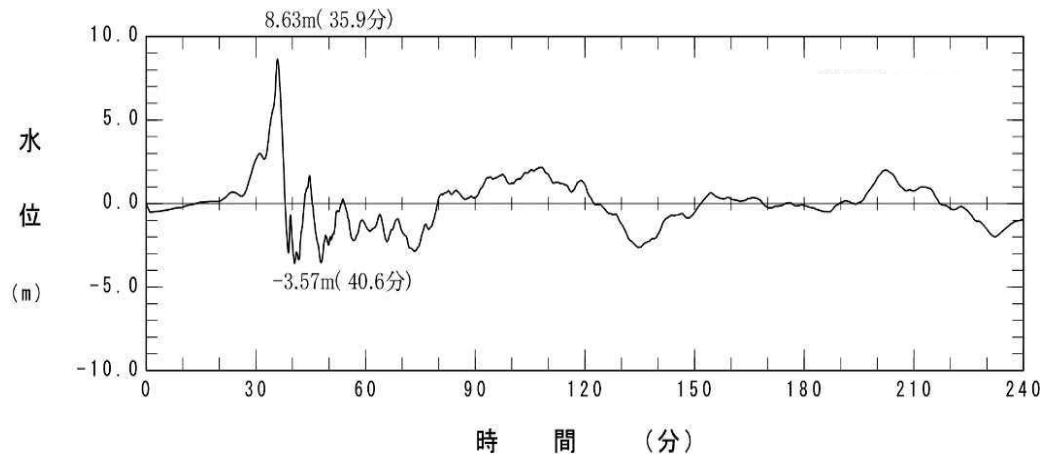
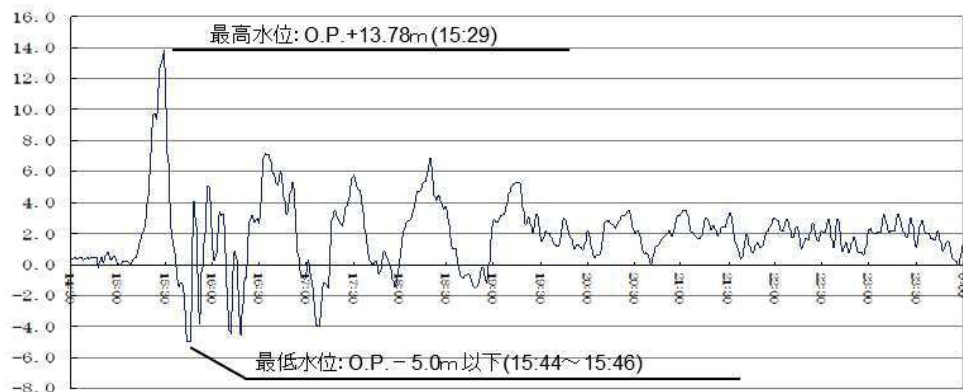
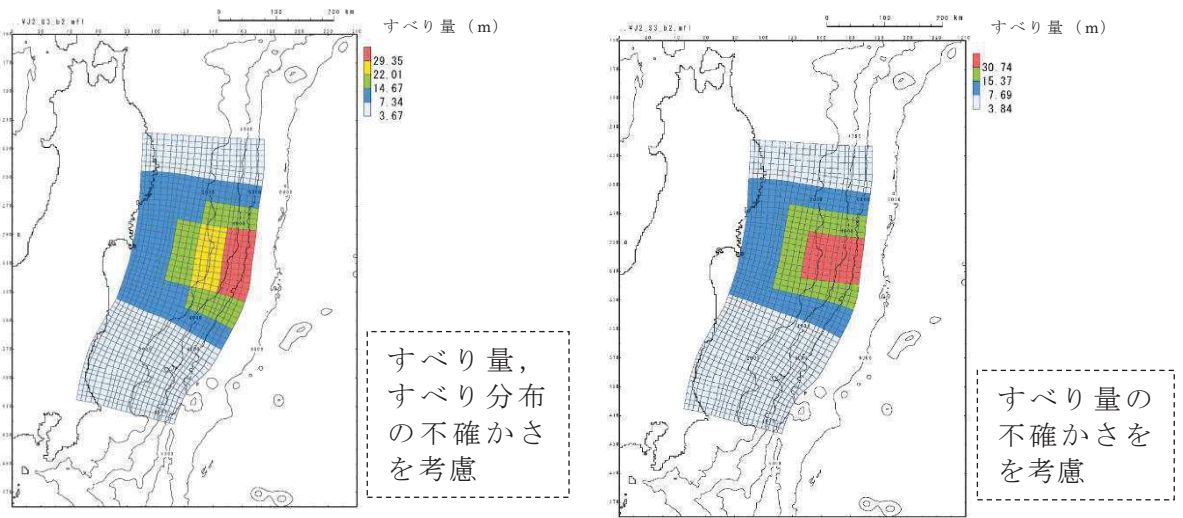


図 5.4.2.2-4 基準津波の時刻歴波形（水位上昇側）



観測記録: 3月11日14:30~24:00(地盤変動量考慮前)(東北電力(2011)より)

図 5.4.2.2-5 東北地方太平洋沖地震の観測波形（港湾内潮位計）



水位上昇側

水位下降側

図5.4.2.2-6 基準津波（東北地方太平洋沖型の地震）

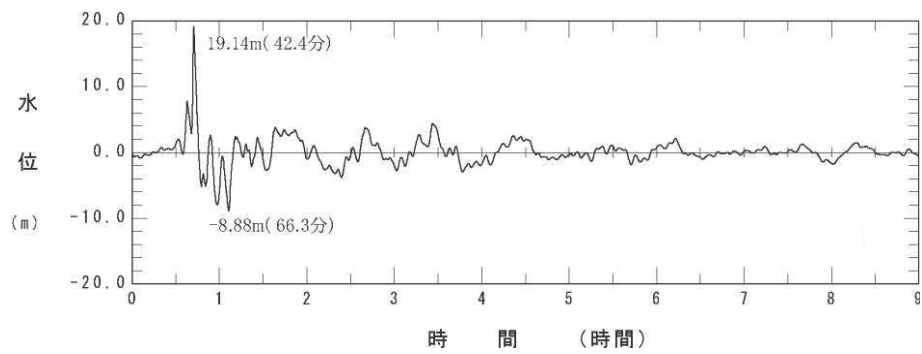


図 5.4.2.2-7 基準津波（水位上昇側）の第2号機取水口前面における水位時刻歴波形

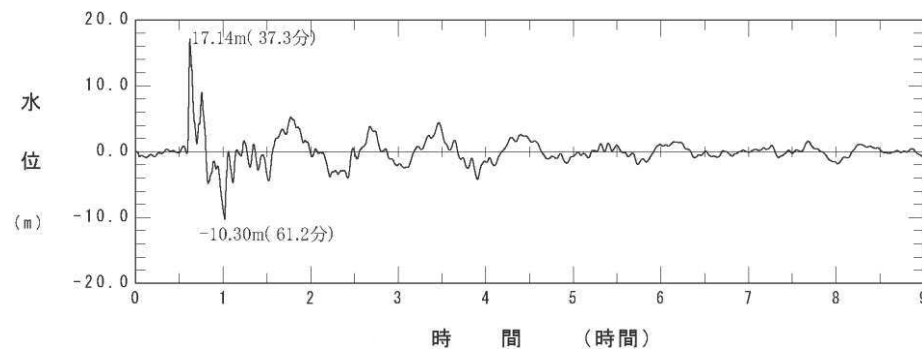


図 5.4.2.2-8 基準津波（水位下降側）の第2号機取水口前面における水位時刻歴波形

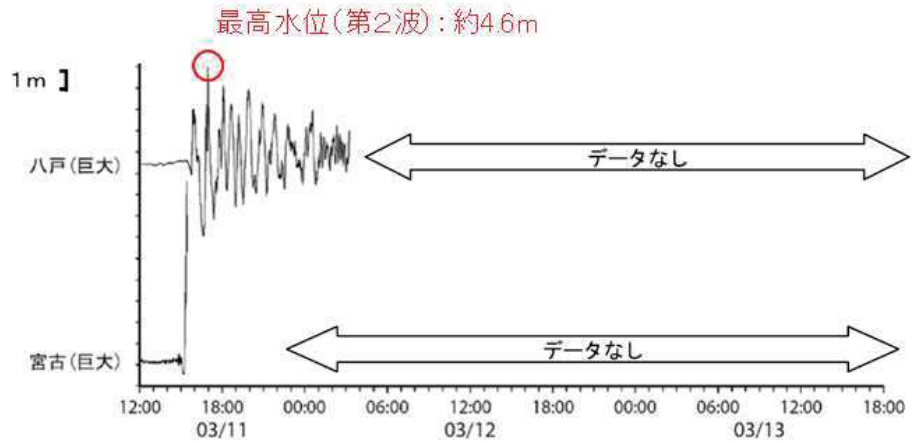


図 5.4.2.2-9 東北地方太平洋沖地震における八戸港の津波観測記録
(気象庁(2011)を一部加筆)

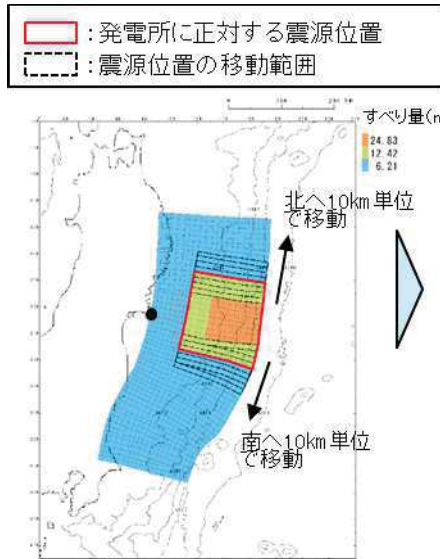


図 5.4.2.2-10 宮城県沖の破壊特性を考慮した特性化モデル
(東北地方太平洋沖型の地震)

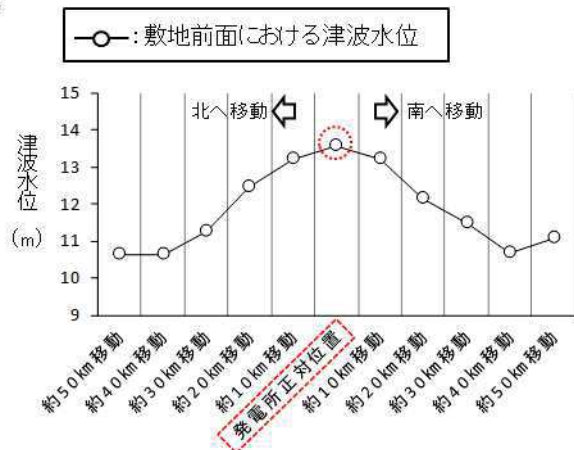


図 5.4.2.2-11 震源位置と津波水位の関係

b. 周辺地形の影響

女川原子力発電所の敷地周辺は複雑に入り組んだ湾構造になっているため、敷地に到達する津波は周辺地形からの回り込みの影響もある。この影響を確認するため、基準津波の第1波の敷地への到達に関して、平面二次元津波シミュレーション解析と、後述する断面二次元津波シミュレーション解析(非線形分散波理論を考慮)の波形比較を行った。

基準津波策定位置において、平面二次元津波シミュレーション解析の出力波形を断面二次元津波シミュレーション解析に入力して検討した結果、敷地近傍(港口部、第2号機取水口前面)での両者の第1波の出力波形はおおむね一致した(図5.4.2.2-12)。

断面二次元津波シミュレーション解析においては周辺地形からの回り込みの影響を考慮していないため、出力波形の一致は平面二次元津波シミュレーション解析においても、第1波到達における周辺地形の影響がほとんどないことを示しており、基準津波の第1波は周辺地形の影響をほとんど受けずに策定位置から直線的に到達することを確認した。

また、断面二次元津波シミュレーション解析では周辺地形からの回り込みの影響を考慮できないこと、解析境界からの反射波の影響が平面二次元津波シミュレーション解析と断面二次元津波シミュレーション解析で異なることから、津波の第1波を評価対象（後続波は評価対象外）とし、非線形分散波理論に基づいた断面二次元津波シミュレーション解析により、分裂波の発生有無及び分裂波の影響も考慮した津波波圧の評価が可能となる。

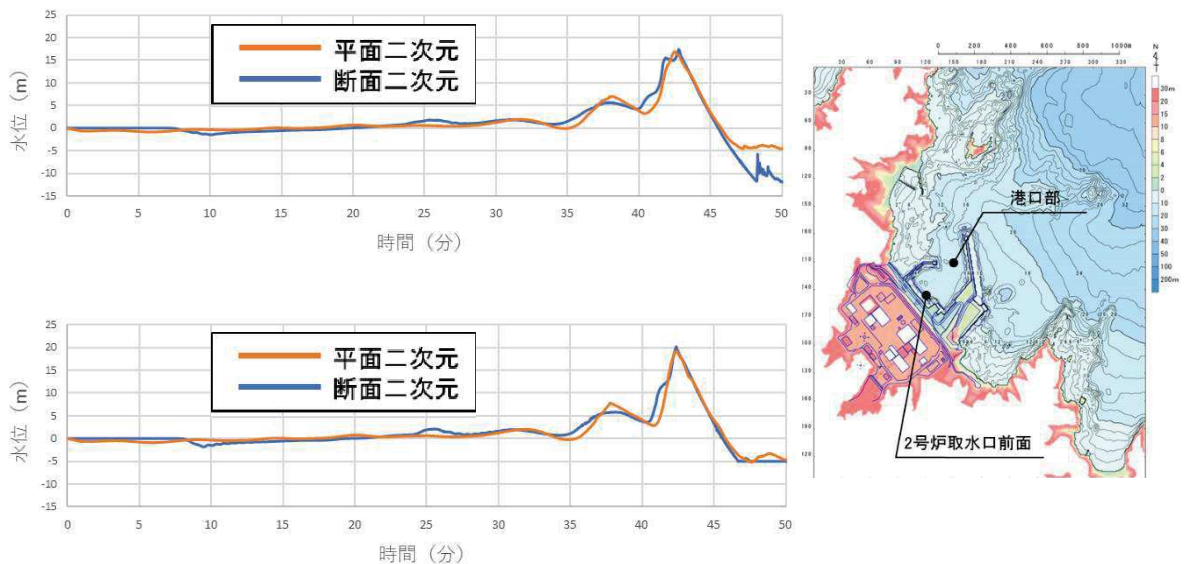


図 5.4.2.2-12 水位時刻歴波形の比較（上段：港口部，下段：第2号機取水口前面）

c. まとめ

女川原子力発電所の基準津波及び東北地方太平洋沖地震による津波の特性を確認した結果、第1波の影響が支配的となる（第1波の水位は後続波と比較して極端に大きい）こと、第1波は周辺地形の影響をほとんど受けずに策定位置から直線的に到達することを確認した。

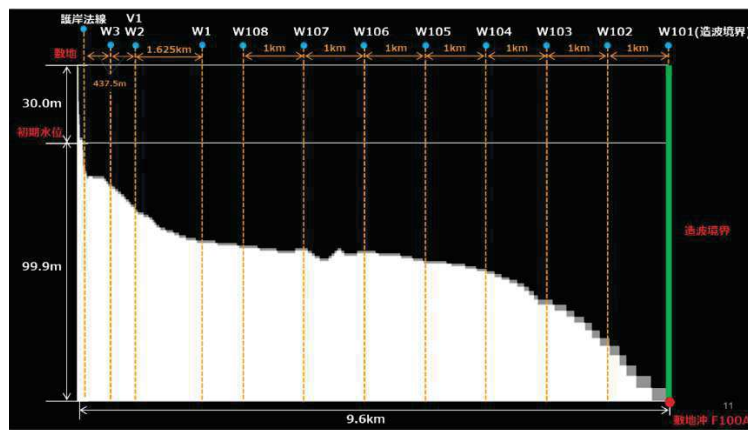
以上を踏まえて、津波の第1波を検討対象として津波防護施設に作用する津波波圧の検討を行うこととし、数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）による検討と併せて、波形特性（周期、波高）の不確かさも考慮した水理模型実験による検討を補完的に行う。

(3) 数値流体解析による検討

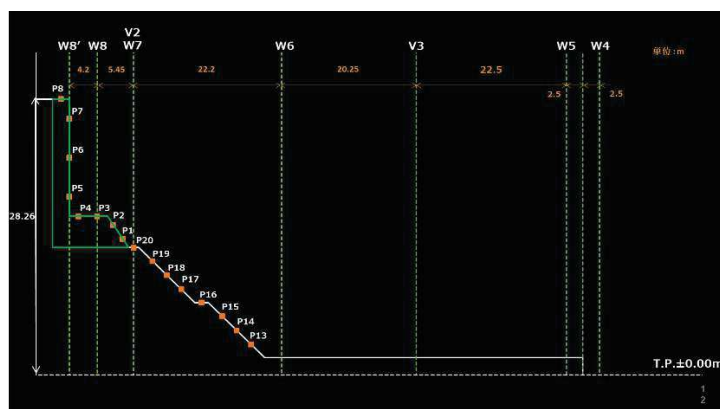
a. 解析条件

女川の地形特性等（海底勾配，2段敷地，鋼管式鉛直壁）を再現したうえで，基準津波を対象とした数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）により，津波の水位・流速・波圧等の確認を行った。数値流体解析は，非線形分散波理論に基づいた解析手法であり，ソリトン分裂波を表現可能な数値波動水路 CADMAS-SURF/3D（Ver. 1.5）を用いた。

解析領域は後述する水理模型実験と同じ区間をモデル化し，入射波は平面二次元津波シミュレーション解析による基準津波（東北地方太平洋沖型の地震（水位上昇側））の出力波形（第1波）とし，基準津波策定位置に入力した。解析モデルを図 5.4.2.2-13 に示す。



（基準津波策定位置～敷地）



（0. P. +2.5m～防潮堤）

図 5.4.2.2-13 解析モデル

b. 通過波解析

構造物がない状態での津波状況把握を目的に，防潮堤がないモデルで通過波解析を行い，水位・流速・フルード数の確認を行った。波形を図 5.4.2.2

－14 に示す。

防潮堤の近傍において津波の第1波の水位波形は滑らかになっており、ソリトン分裂は発生しておらず、水位が緩やかに上昇するような水位変動型の津波が発生した。また、防潮堤前面位置でのフルード数は0.38で1.0を下回った。津波の水平流速の小ささ（周期の長さ）や2段敷地の盛土法面の影響等によって津波が減勢し、防潮堤前面位置では常流（ $Fr < 1.0$ ）となった可能性が考えられる。

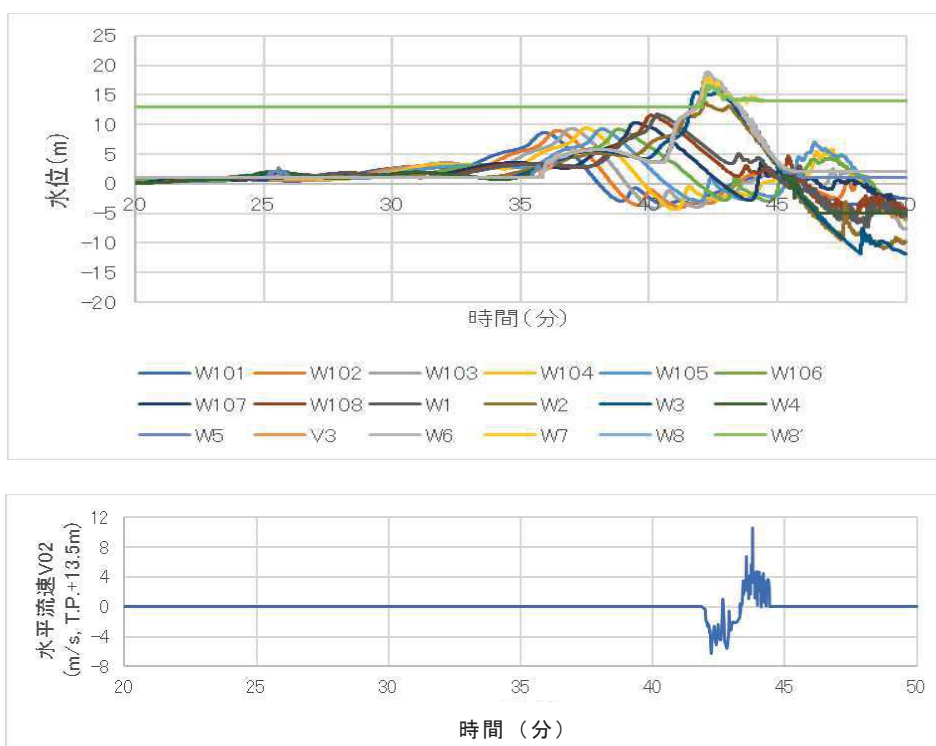


図 5.4.2.2-14 水位・流速の時系列波形（通過波解析）

c. 津波荷重解析

構造物がある状態での津波状況把握を目的に、防潮堤ありモデルで津波荷重解析を行い、防潮堤に作用する波圧の確認を行った。防潮堤前面位置における波圧の時系列波形を図 5.4.2.2-15 に示す。津波の第1波の波圧波形は滑らかになっており、津波の衝撃圧は発生しておらず、持続圧が主体となった。通過波解析の結果も踏まえると、防潮堤前面位置では津波が常流化しており、潮汐的挙動による水位変動型の津波が作用したものと考えられる。

防潮堤に作用する最大波圧分布を図 5.4.2.2-16 に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の壁部と下部の盛土法面も含めて波圧分布はおおむね連続しており、静水圧型の分布形状（直線分布）となった。

これは、防潮堤前面の盛土の存在で減勢・滑らかな遡上での防潮堤への作用となったことと合わせ、既往研究で水深係数がフルード数の関数となるとの知見を考え合わせると、通過波解析でフルード数が小さく常流作用であることも考慮し、盛土・防潮堤前面波圧とも、おおむね、堰上げ前面水位による静水圧分布となったと考えられる。

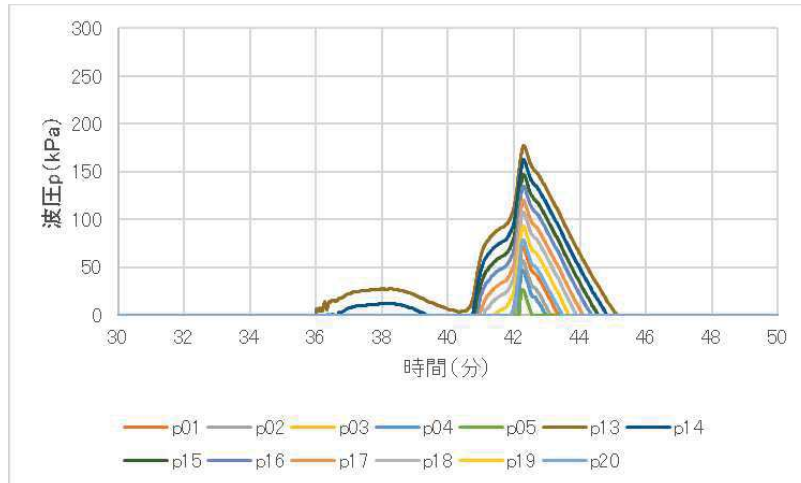


図5.4.2.2-15 波圧の時系列波形

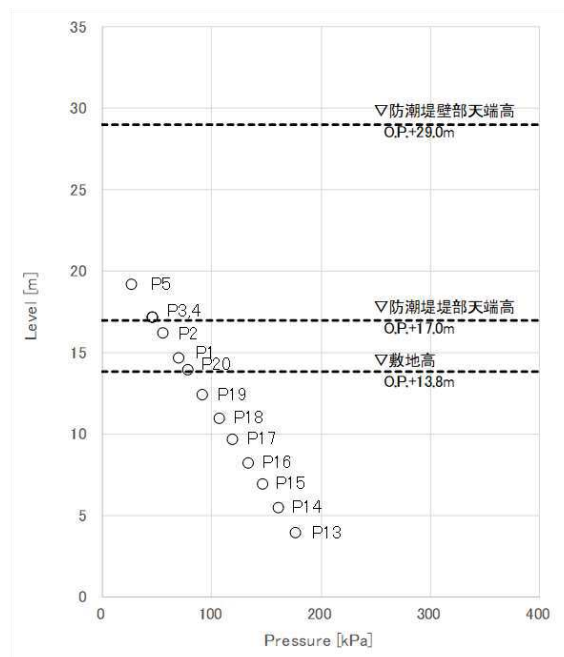


図 5.4.2.2-16 最大波圧分布

d. まとめ

女川原子力発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波圧について、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。

検討の結果、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。また、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いずれも直線型となり、おおむね静水圧程度となった。

(4) 水理模型実験による検討

a. 実験条件

水理模型実験の条件設定フローを図 5.4.2.2-17 に示す。発電所の地形特性、構造物（防潮堤）特性、津波特性（基準津波、東北地方太平洋沖地震による津波）の観点から津波波圧に影響するサイト特性を整理し、保守的な結果が得られる条件を設定した。

津波波圧に影響するサイト特性の整理と水理模型実験条件への反映結果を表 5.4.2.2-3 に示す。地形特性、構造物特性及び津波特性の観点から津波波圧に影響するサイト特性を整理し、保守的になるよう実験条件を設定するとともに、津波の波形特性としての周期（継続時間）及び波高の不確かさを考慮した。

津波の波形特性（周期、波高）の不確かさが津波波圧等に与える影響を確認するため、津波の周期を2種類、波高を6種類で変化させた計12種類の津波波形（1波形あたり3回）による水理模型実験を行った（表 5.4.2.2-4）。なお、二段型津波の波形信号は、半周期20分のガウス分布に半周期5分の同じ津波高さのガウス分布を重ね合わせた（図 5.4.2.2-18）。

実験装置は、長さ60m×幅20m（内幅18m）×高さ15mの平面水槽を用い、実験縮尺（幾何縮尺）は1/125とした。また、目標最大水位O.P.+37.5mとなる高水位の津波を増波するため、増波装置の能力や水槽内の貯留可能水量を考慮し、沖合部に津波水位を高くするための収斂壁（幅18mより4mに絞る）を設置し、下流側に幅4m水路、陸上模型（護岸・盛土・敷地）及び防潮堤模型を構築した。実験装置及び実験模型の概要を図 5.4.2.2-19、図 5.4.2.2-20 及び写真 5.4.2.2-1 に示す。

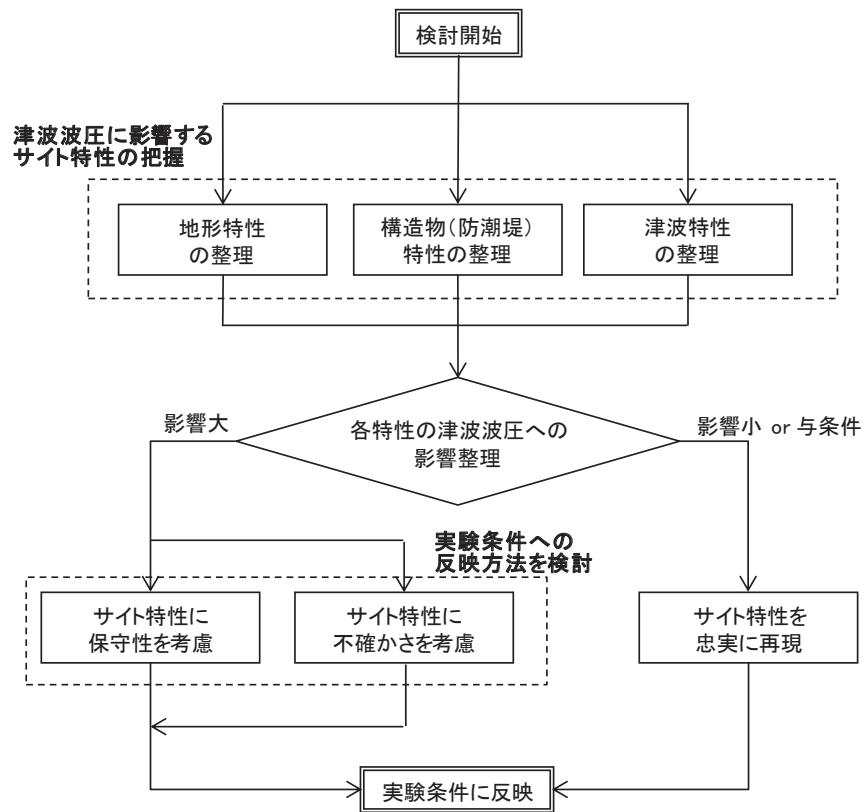


図 5.4.2.2-17 水理模型実験の条件設定フロー

表5.4.2.2-3 津波波圧に影響するサイト特性の整理と水理模型実験条件への反映結果

分類	項目	サイト特性	津波波圧への影響	実験条件への反映結果
地形	海底勾配	1/100 (平均勾配)	・海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅で、かつ津波高さが水深の 30%以上であると、ソリトン分裂波が発生する可能性がある	<u>サイト特性を再現 (与条件) *</u> * : 津波高さの違いがソリトン分裂波の有無に影響するため、津波高さの項目で反映
	防波堤	防波堤あり	・防波堤の有無は防潮堤に対する津波の流向に影響する (防潮堤に対して沿波になるか否か)	<u>保守性を考慮 (防波堤なしでモデル化)</u> ・防波堤なしの場合に津波は直接防潮堤に作用すること、基準津波の最高水位が防波堤よりも十分高く波長も長いことから、津波波圧への影響検討として防波堤なしが保守的と考えられる* * : 女川の水位評価としては防波堤ありの方が保守的となるが、実験では水位条件ごとの波圧計測を目的とするので防波堤なしでの条件設定は妥当
	前面地形 (防潮堤海側)	2 段敷地	・防潮堤海側の敷地法面は、防潮堤に作用する津波波圧を減勢する効果をきたす可能性がある	<u>サイト特性を再現 (与条件)</u>
構造物 (防潮堤)	設置位置	法面上部 (法肩)	・汀線から離れるほど津波が減勢し、津波波圧は小さくなる	<u>サイト特性を再現 (与条件)</u>
	防潮堤高さ	0. P. +29m	・影響なし	<u>サイト特性を再現 (与条件)</u>
	形状	鋼管式鉛直壁 (一般部、岩盤部)と盛土堤防の併用	・鋼管式鉛直壁(直立構造)と比較して、盛土堤防は津波遡上に伴う減勢効果があり、津波波圧が小さくなる可能性がある ・構造物設置高さ(海側地形の標高)が高い方が構造物に作用する津波の水深が小さくなる(津波波圧は小さくなる)	<u>保守性を考慮(鋼管式鉛直壁(一般部)でモデル化)</u> ・鋼管式鉛直壁は盛土堤防よりも津波遡上に伴う減勢効果は小さいと考えられる ・鋼管式鉛直壁の岩盤部は一般部よりも海側地形の標高が高く、津波波圧は小さい
津波 (基準津波, 東北地方太平洋沖地震による津波)	波形	二段型波形	・津波の周期は、防潮堤に作用する津波の波長、流速の大小に影響する	<u>不確かさを考慮(半周期 5 分, 20 分の 2 ケース)</u> ・基準津波の第 1 波の半周期が約 10~20 分、二段型波形のうちの個別波部分の半周期が約 5 分であることを考慮して設定
	津波高さ	0. P. +24. 4m (入力津波高さ)	・津波高さが高い方が、流速も含めた津波のエネルギーが大きくなり、津波波圧は大きくなる	<u>不確かさを考慮(0. P. +17. 0m~0. P. +37. 5m の 6 ケース)</u> ・鋼管式鉛直壁(一般部)の直立壁部分に作用する規模の津波高さとして越波の可能性まで考慮して設定

表 5.4.2.2-4 入射津波条件 (目標波形)

波条件	波形	目標津波条件 (現地換算)			目標津波条件 (1/125実験換算)		
		半周期	津波 水位 【O.P.】	越流 水深	半周期	津波 水位 【DL】	越流 水深
WAVE 001	単峰型	5分	+17.0m	非越流	26.8秒	0.136m	非越流
WAVE 002			+25.0m	非越流		0.200m	非越流
WAVE 003			+36.0m	7.0m		0.288m	0.056m
WAVE 004			+32.5m	3.5m		0.260m	0.028m
WAVE 005			+35.0m	6.0m		0.280m	0.048m
WAVE 006			+37.5m	8.5m		0.300m	0.068m
WAVE 101	二段型	20分	+17.0m	非越流	107.3秒	0.136m	非越流
WAVE 102			+25.0m	非越流		0.200m	非越流
WAVE 103			+36.0m	7.0m		0.288m	0.056m
WAVE 104			+32.5m	3.5m		0.260m	0.028m
WAVE 105			+35.0m	6.0m		0.280m	0.048m
WAVE 106			+37.5m	8.5m		0.300m	0.068m

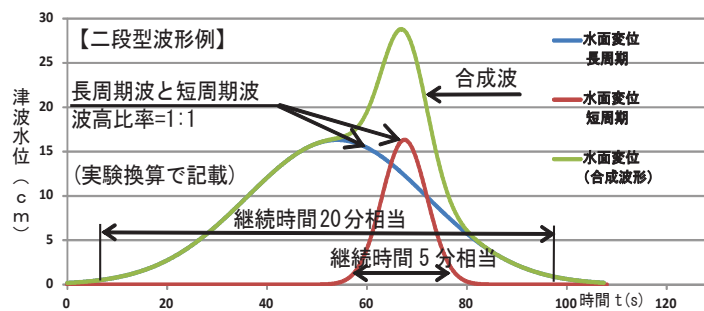


図5.4.2.2-18 波形の概要

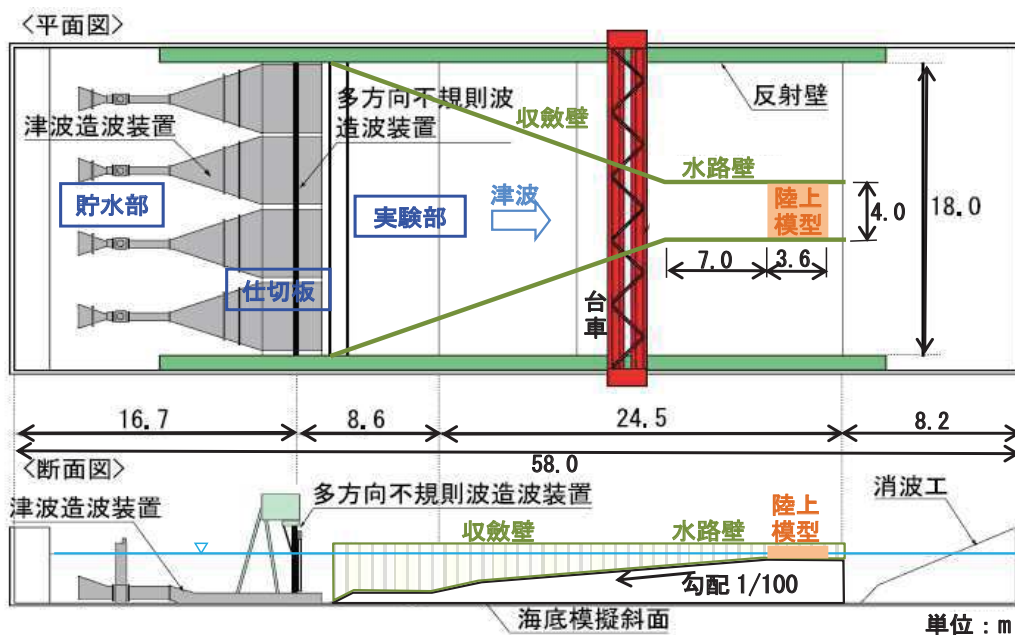
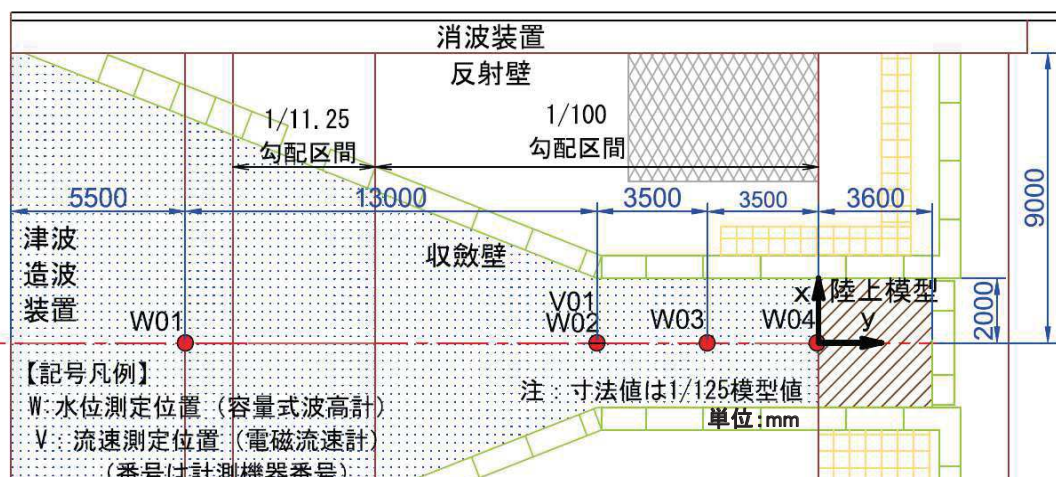
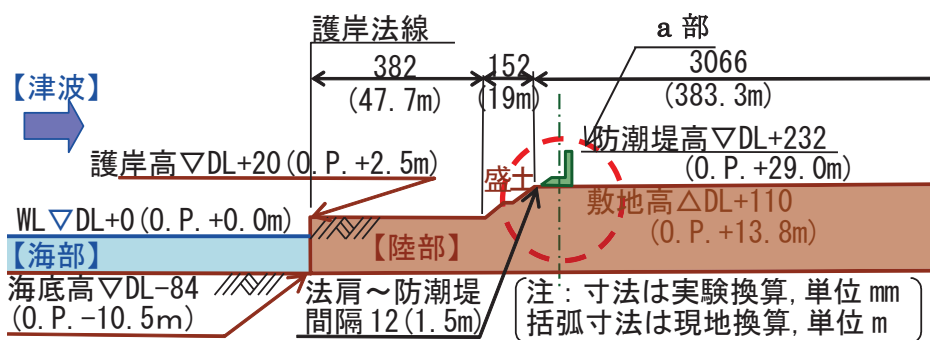


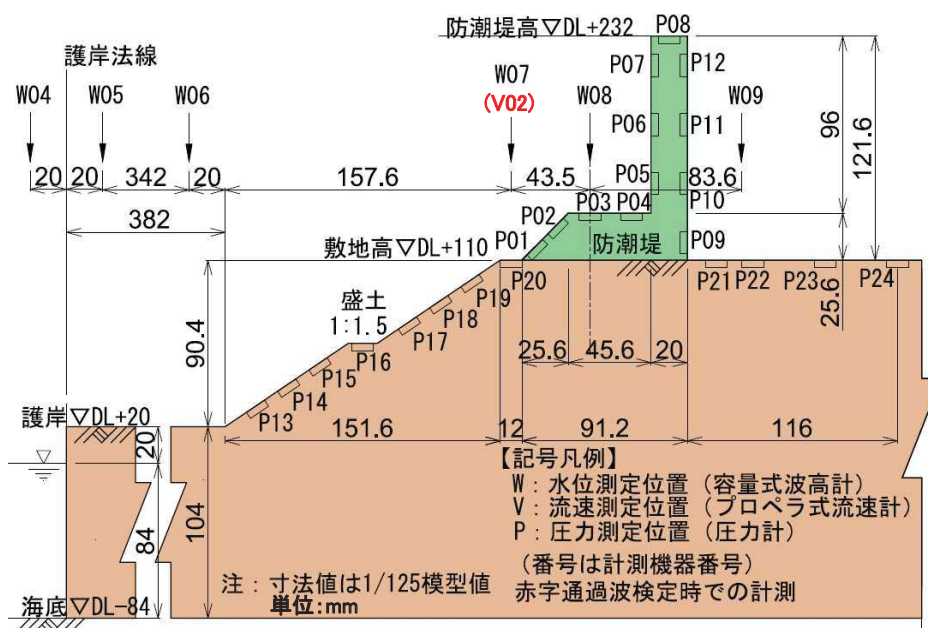
図5.4.2.2-19 実験装置概要図



(海部)



(陸部)



(陸部詳細 (a部拡大))

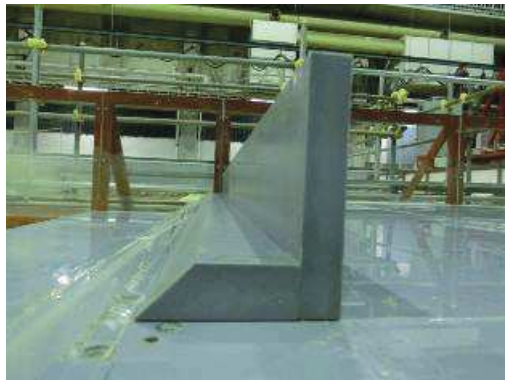
図5.4.2.2-20 実験模型概要図



収斂壁



陸上模型・防潮堤模型



防潮堤模型断面



波圧計設置(盛土・防潮堤前面)

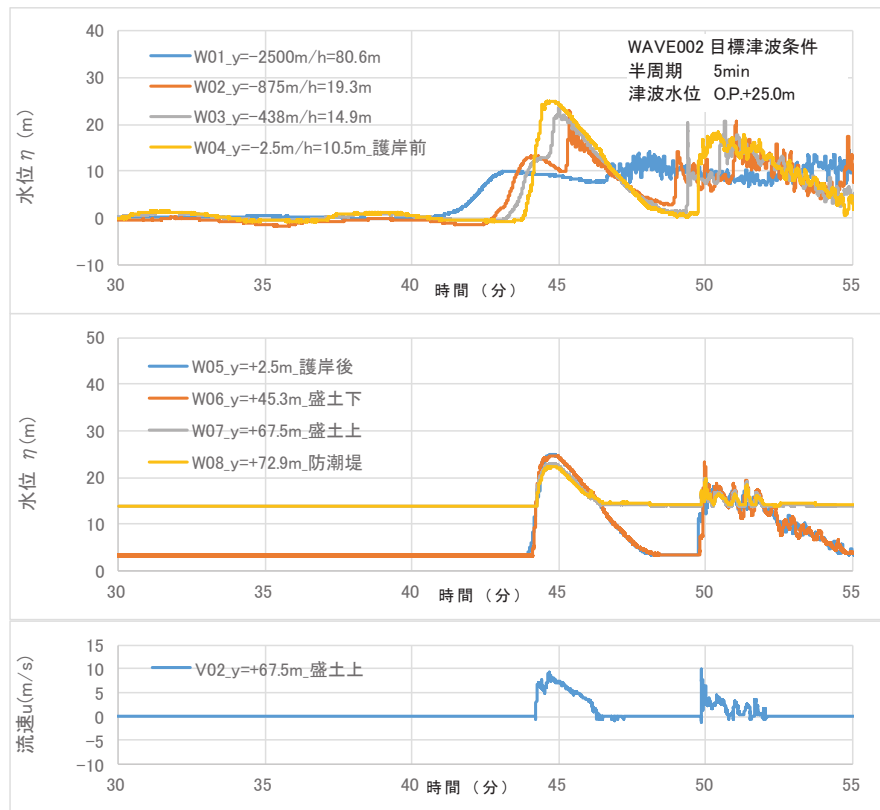
写真5.4.2.2-1 実験装置

b. 通過波実験

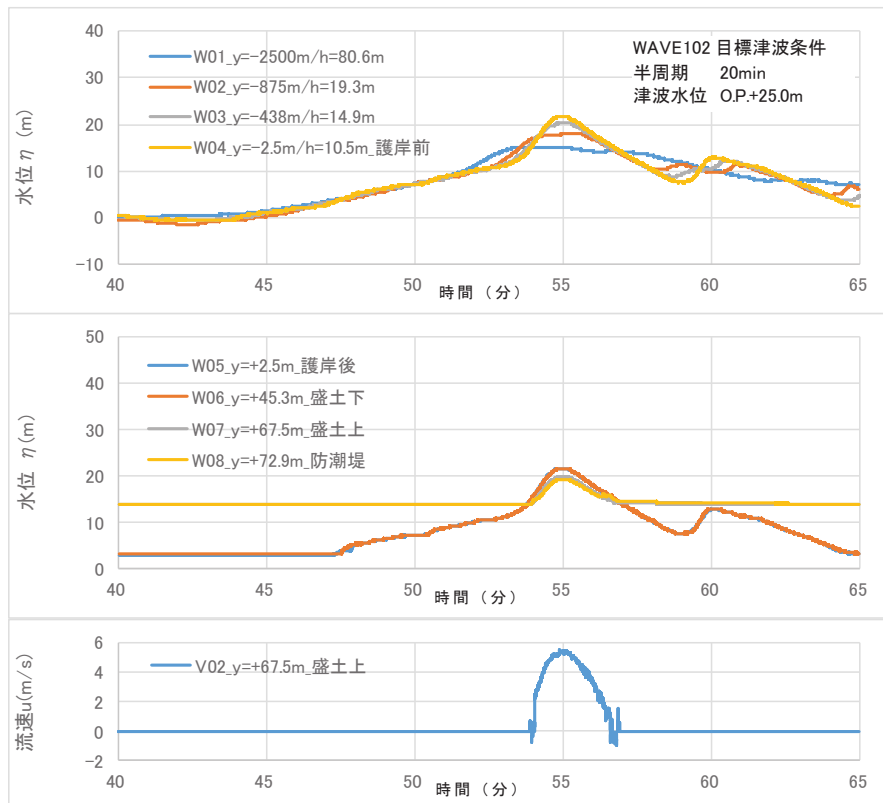
構造物がない状態での津波状況把握を目的に、防潮堤がないモデルで通過波実験を行い、水位・流速・フルード数の確認を行った。波形の一例を図5.4.2.2-21に示す。

防潮堤の近傍において津波の第1波の水位波形は滑らかになっており、ソリトン分裂は発生しておらず、水位が緩やかに上昇するような水位変動型の津波が発生した。なお、単峰型津波の沖合部(WAVE002:W01~W03)で後続波の水位波形に乱れが確認でき、平面水槽実験による収斂壁による水流の漸縮・水位上昇や側壁からの反射の影響が含まれているものと考えられるが、主たる確認対象である陸上模型位置(W04~W08)の第1波は安定した波形となっている。

各ケースでの通過波実験(防潮堤なし)における津波の水理諸量を表5.4.2.2-5に示す。また、防潮堤前面位置でのフルード数は単峰型で0.8程度、二段型で0.6程度となり、最大でも0.843で1.0を下回った。津波の水平流速の小ささ(周期の長さ)や2段敷地の盛土法面の影響等によって津波が減勢し、防潮堤前面位置では常流($Fr < 1.0$)となった可能性が考えられる。



(単峰型：半周期 5 分)



(二段型：半周期 20 分)

図 5.4.2.2-21 水位・流速の時系列波形 (通過波実験：目標津波水位 O.P.+25.0m)

表 5.4.2.2-5 浸水深最大時の水理諸量（通過波実験：W07（V02）位置）

波条件	波形	目標水位* 【O.P.】	最大水位 【O.P.】	浸水深	流速	フルード数
WAVE001	単包型 半周期 5分	+17.0m	+17.0m	3.2m	4.7m/s	0.839
WAVE002		+25.0m	+23.0m	9.2m	8.0m/s	0.843
WAVE003		+36.0m	+30.8m	17.0m	7.9m/s	0.612
WAVE004		+32.5m	+26.2m	12.4m	9.1m/s	0.826
WAVE005		+35.0m	+28.3m	14.5m	9.3m/s	0.780
WAVE006		+37.5m	+30.2m	16.4m	9.2m/s	0.726
WAVE101	二段型 半周期 20分	+17.0m	+14.6m	0.8m	0.2m/s	0.071
WAVE102		+25.0m	+19.8m	6.0m	5.4m/s	0.704
WAVE103		+36.0m	+25.8m	12.0m	8.0m/s	0.738
WAVE104		+32.5m	+25.9m	12.1m	4.9m/s	0.450
WAVE105		+35.0m	+28.2m	14.4m	7.4m/s	0.623
WAVE106		+37.5m	+30.0m	16.2m	7.6m/s	0.603

*：津波荷重実験（防潮堤あり）の目標水位

c. 津波荷重実験

構造物がある状態での津波状況把握を目的に、防潮堤ありモデルで津波荷重実験を行い、防潮堤に作用する波圧の確認を行った。

実験状況を写真 5.4.2.2-2 に示す。防潮堤前面位置における波圧の時系列波形の一例を図 5.4.2.2-22 に示す。単峰型、二段型ともに津波の第1波の波圧波形は滑らかになっており、衝撃圧は発生しておらず、持続圧が主体となった。通過波実験の結果も踏まえると、防潮堤前面位置では津波が常流化しており、潮汐的挙動による水位変動型の津波が作用したものと考えられる。

防潮堤に作用する最大波圧分布を図 5.4.2.2-23 に示す。防潮堤壁部（鋼管式鉛直壁）と下部の盛土法面の境界付近に若干の段差が見られるものの、波圧分布としてはおおむね連続しており、静水圧型の分布形状（直線分布）となった。







<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE001：O.P.+17.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE001：O.P.+17.0m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE002：O.P.+25.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE002：O.P.+25.0m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE003：O.P.+36.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE003：O.P.+36.0m，半周期5分，単峰型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(1) 実験状況（津波荷重実験）

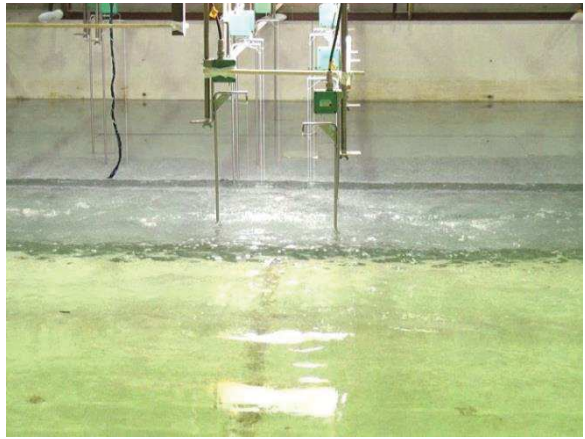
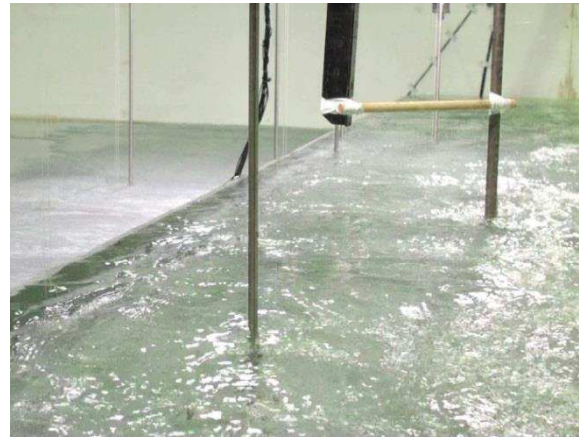




<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE004：O.P.+32.5m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE004：O.P.+32.5m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE005：O.P.+35.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE005：O.P.+35.0m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE006：O.P.+37.5m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE006：O.P.+37.5m，半周期5分，単峰型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(2) 実験状況 (津波荷重実験)



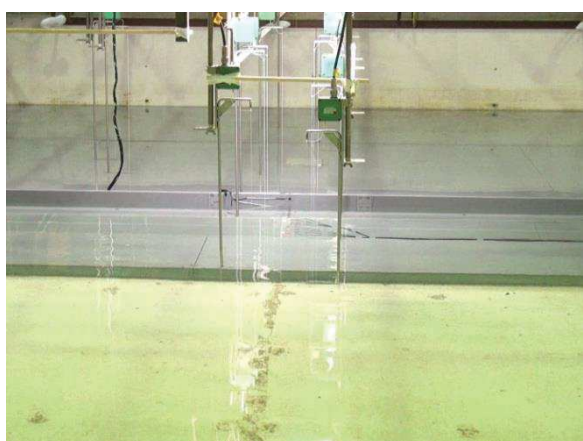
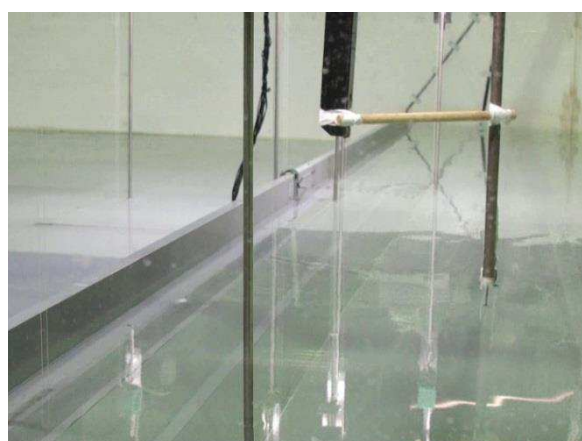

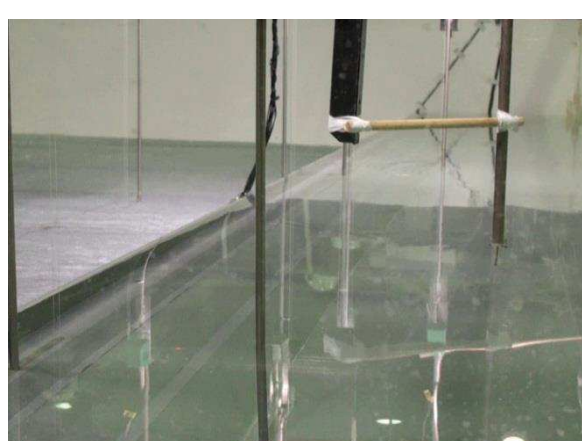
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE101：O.P. +17.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE101：O.P. +17.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE102：O.P. +25.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE102：O.P. +25.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE103：O.P. +36.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE103：O.P. +36.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(3) 実験状況 (津波荷重実験)

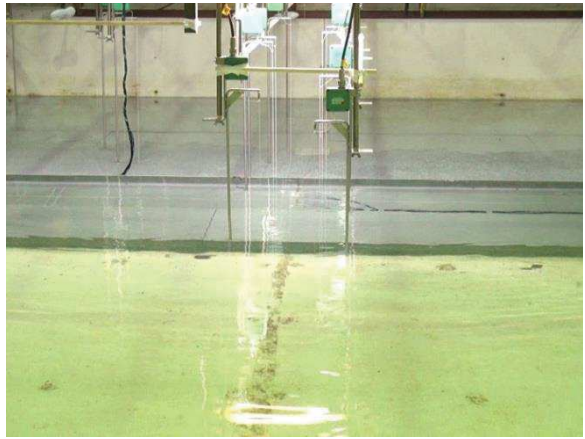
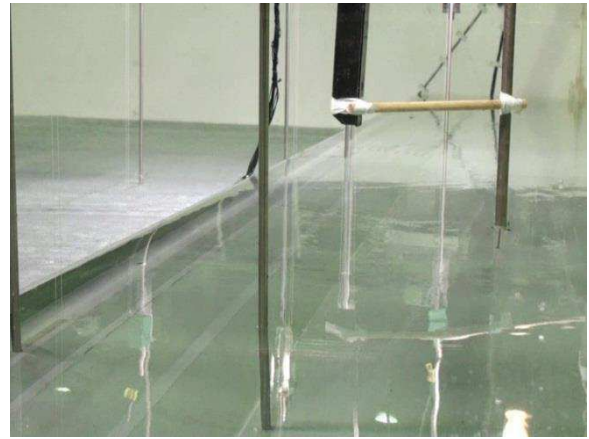
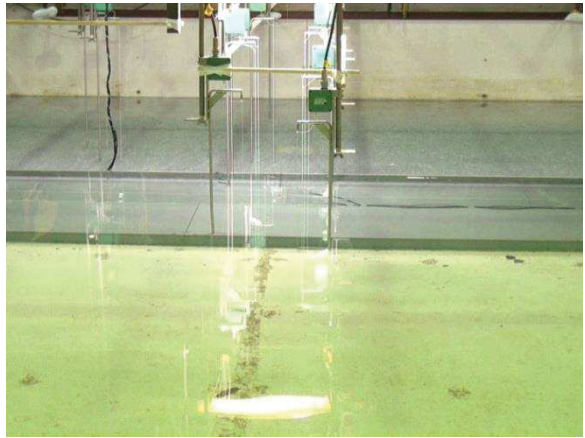
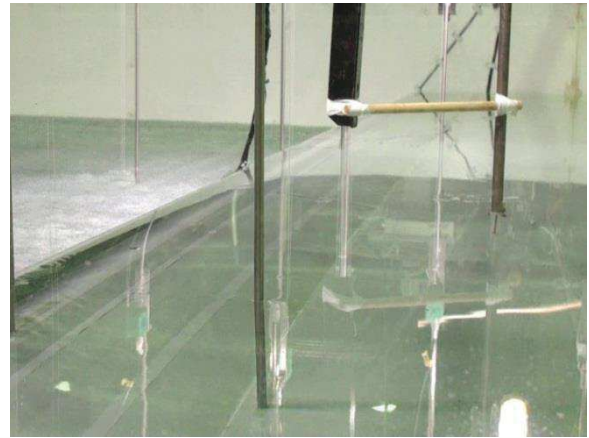

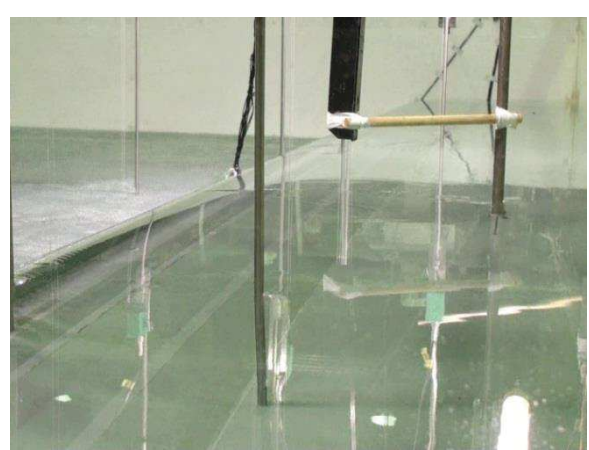
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE104：O.P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE104：O.P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE105：O.P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE105：O.P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE106：O.P. +37.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE106：O.P. +37.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	

写真 5.4.2.2-2(4) 実験状況 (津波荷重実験)

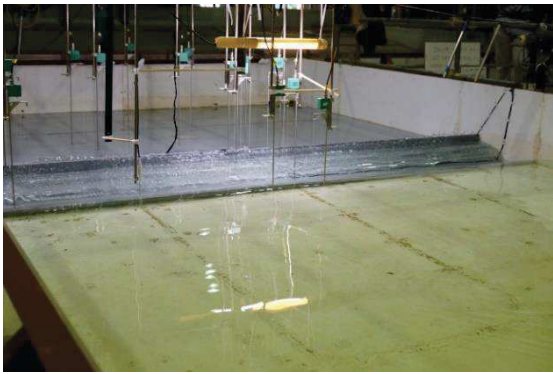







<p style="text-align: center;">全景 WAVE004 : O. P. +32.5m, 半周期 5 分, 单峰型</p> 	<p style="text-align: center;">近景 WAVE004 : O. P. +32.5m, 半周期 5 分, 单峰型</p> 
<p style="text-align: center;">全景 WAVE104 : O. P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p> 	<p style="text-align: center;">近景 WAVE104 : O. P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p> 
<p style="text-align: center;">全景 WAVE005 : O. P. +35.0m, 半周期 5 分, 单峰型</p> 	<p style="text-align: center;">近景 WAVE005 : O. P. +35.0m, 半周期 5 分, 单峰型</p> 
<p style="text-align: center;">全景 WAVE105 : O. P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p> 	<p style="text-align: center;">近景 WAVE105 : O. P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p> 

写真5.4.2.2-2(5) 実験状況 (津波荷重実験)

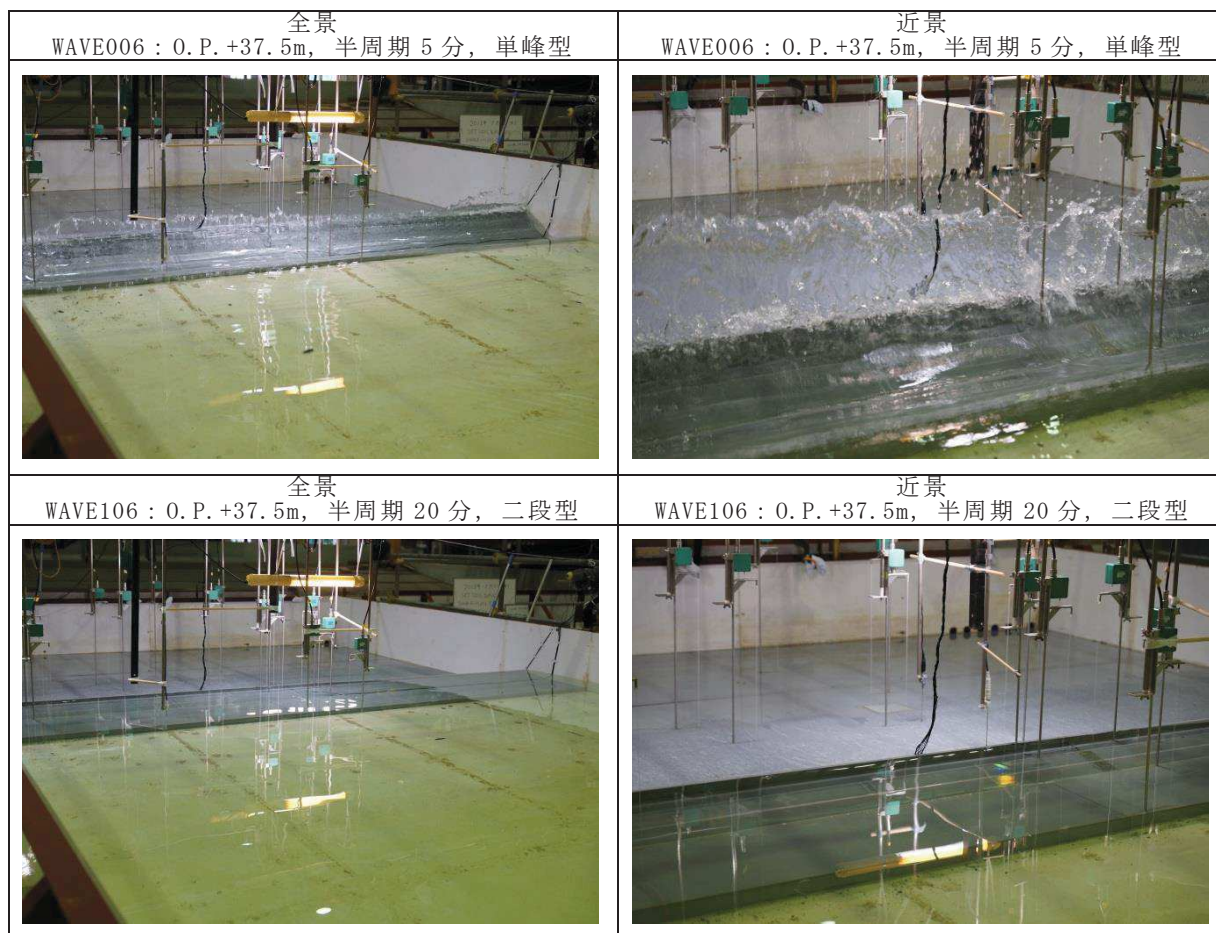
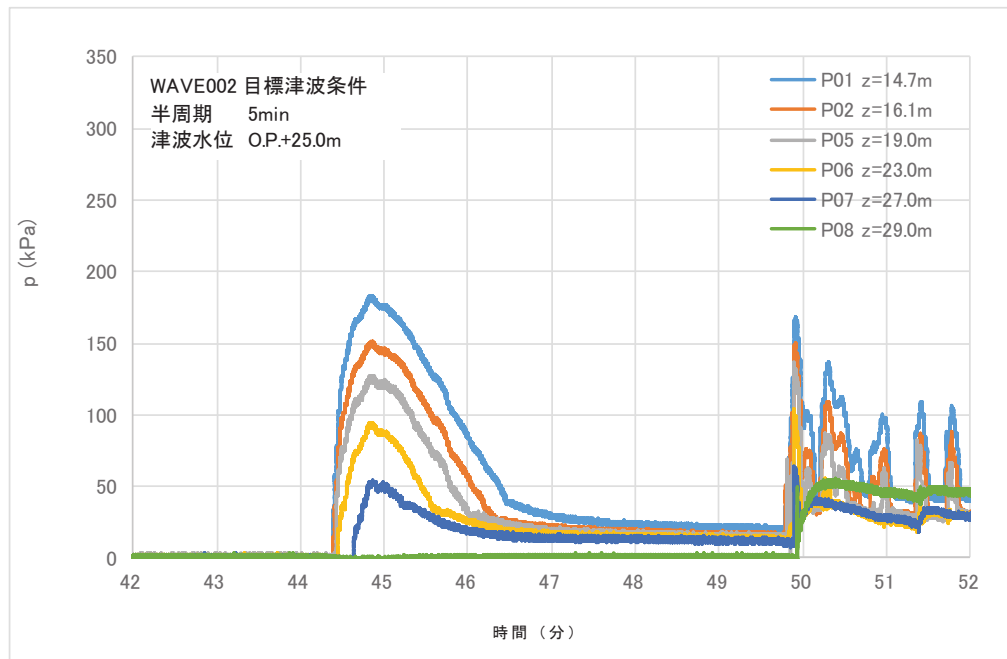
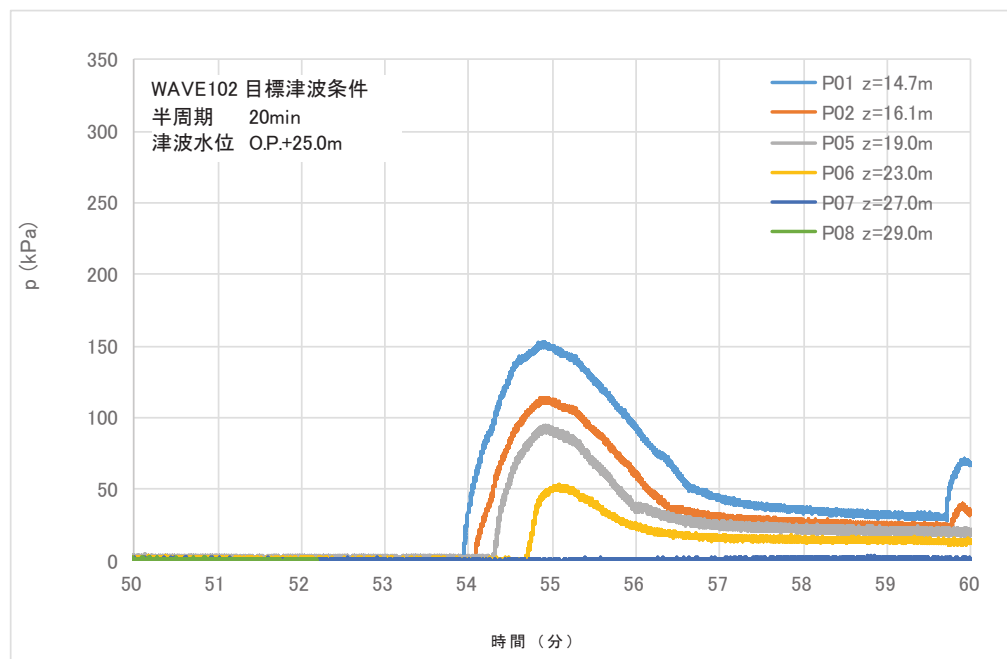


写真5.4.2.2-2(6) 実験状況 (津波荷重実験)

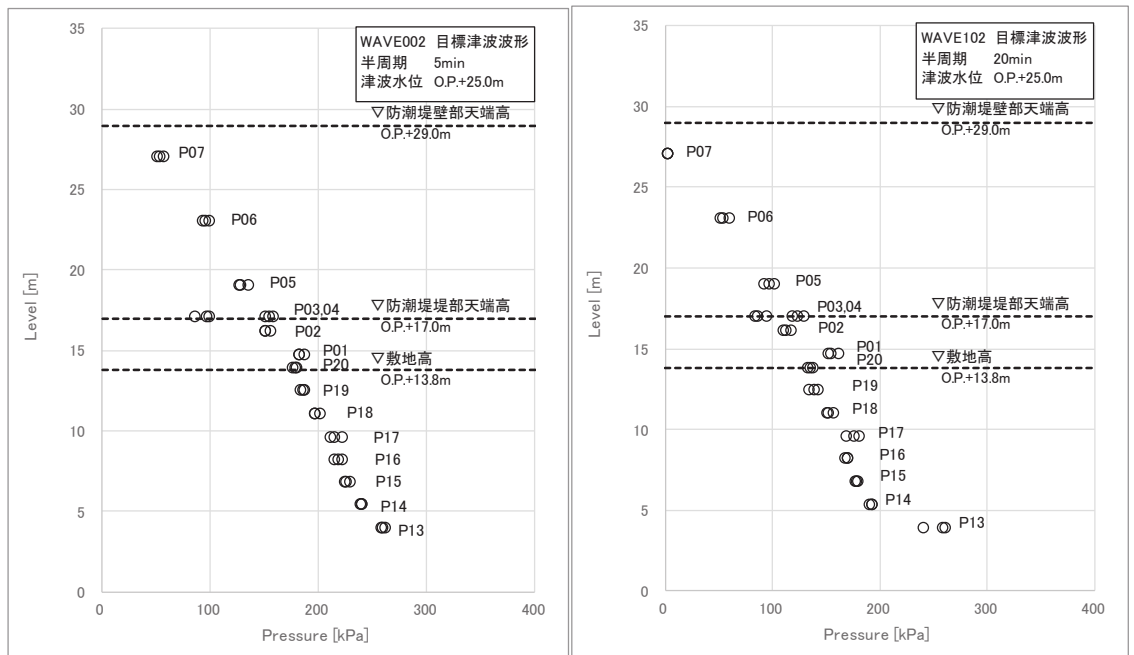


(単峰型：半周期 5 分)

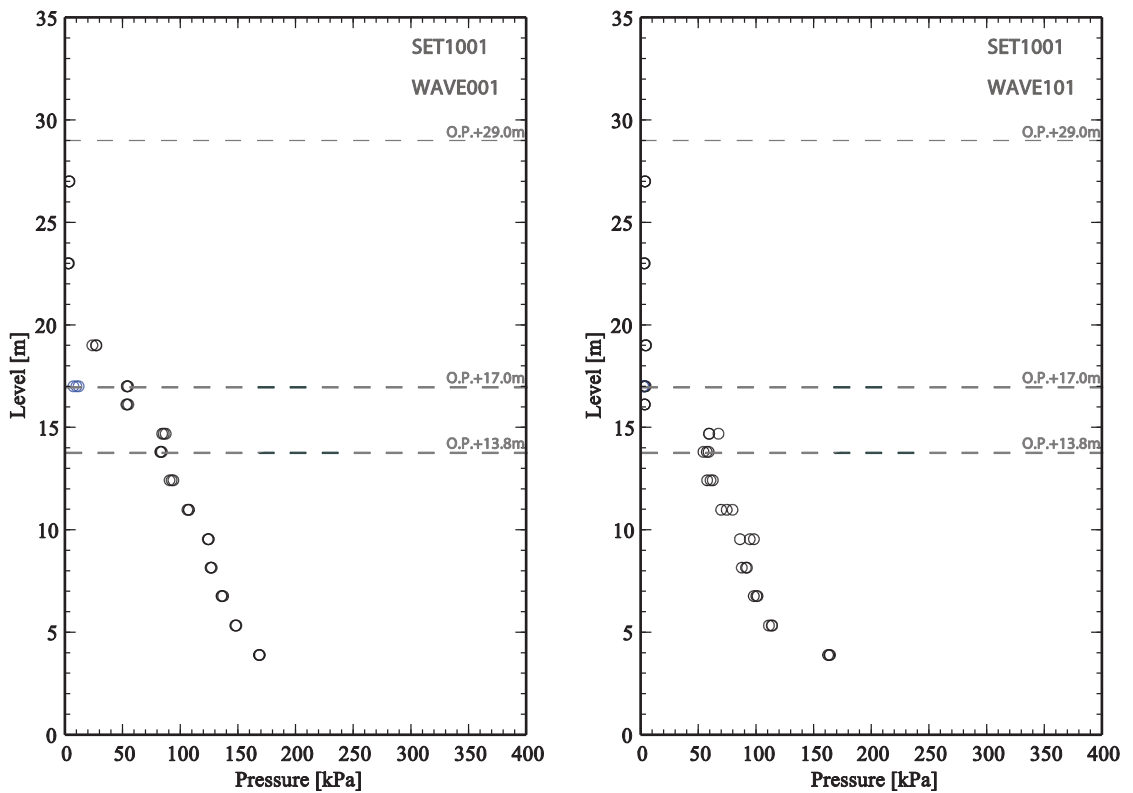


(二段型：半周期 20 分)

図5.4.2.2-22 波圧の時系列波形 (津波荷重実験：目標津波水位 O.P.+25.0m)

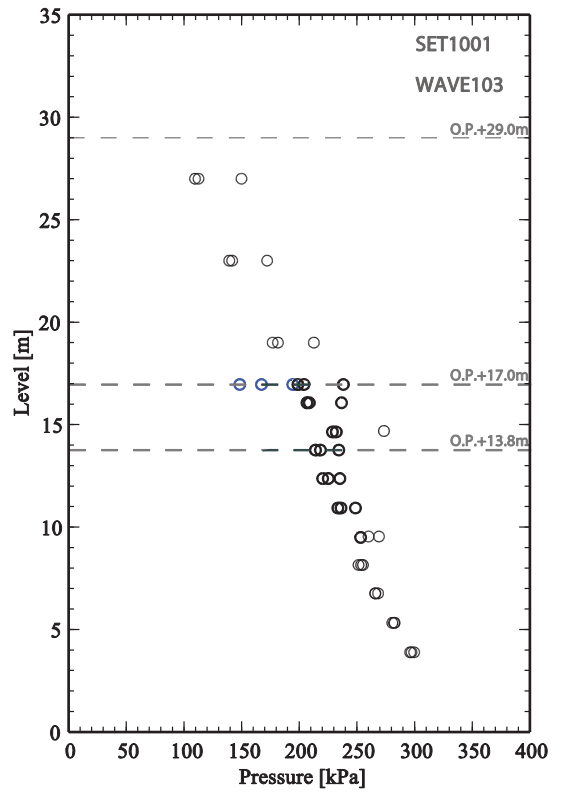
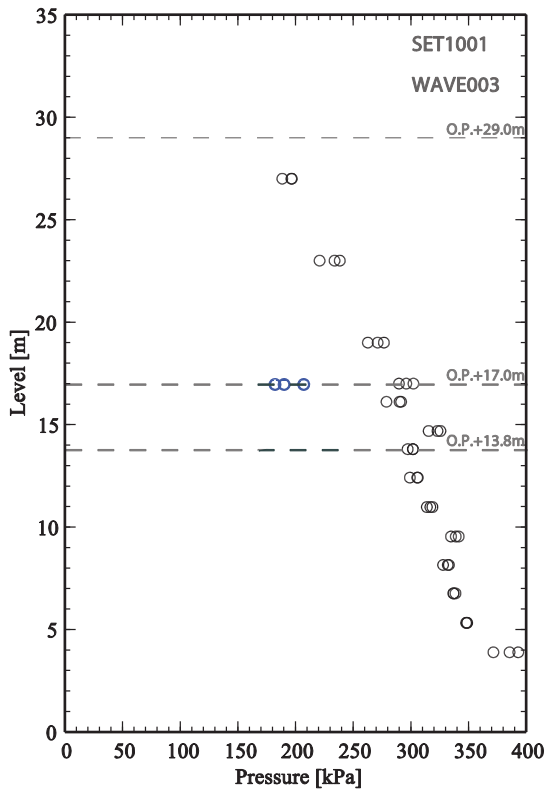


(目標津波水位O. P. +25.0m)

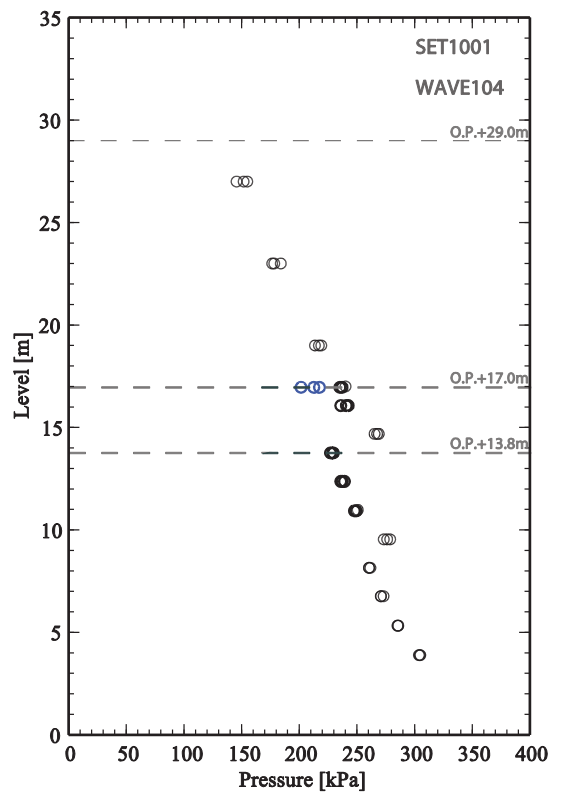
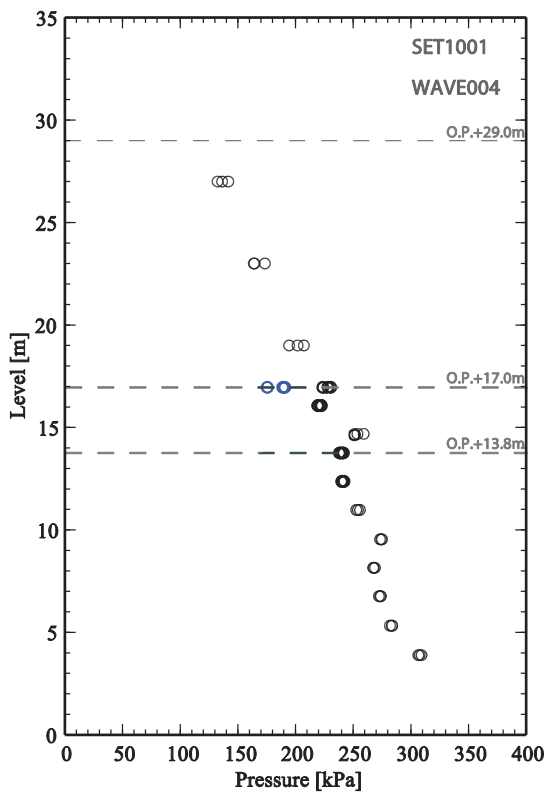


(目標津波水位O. P. +17.0m)

図5.4.2.2-23(1) 最大波圧分布 (左図：単峰型，右図：二段型)

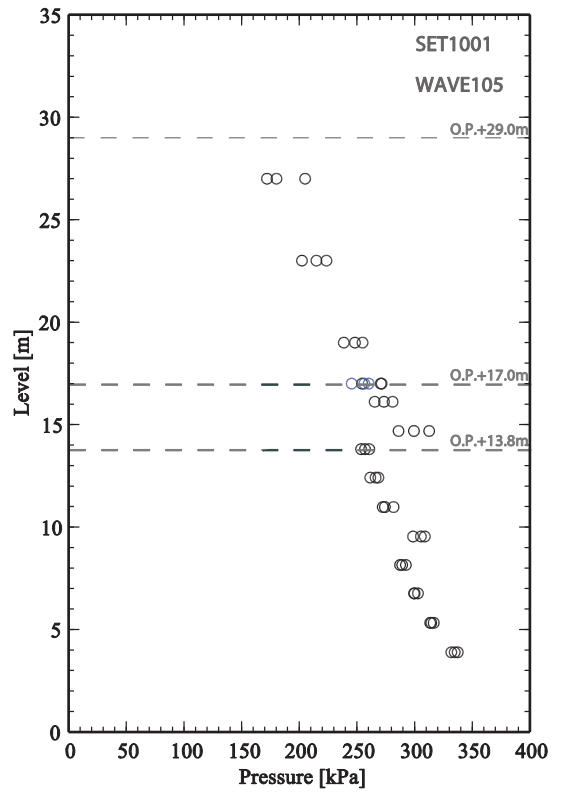
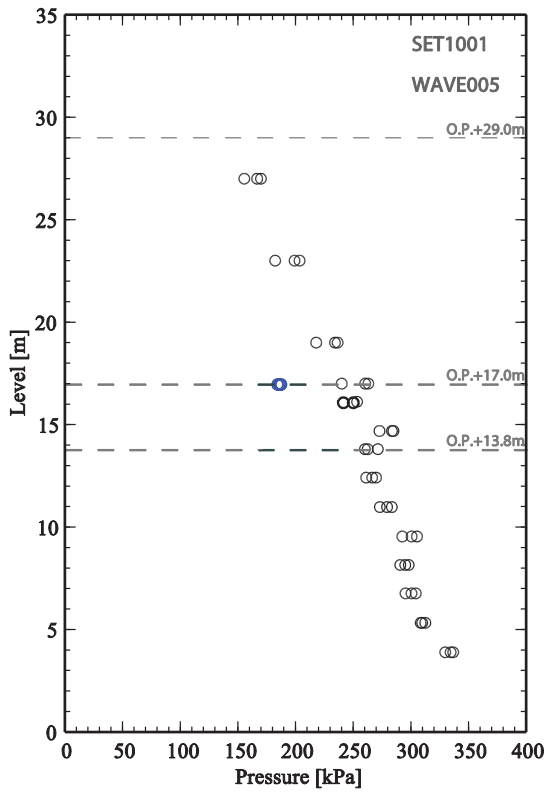


(目標津波水位 O. P. +36.0m)

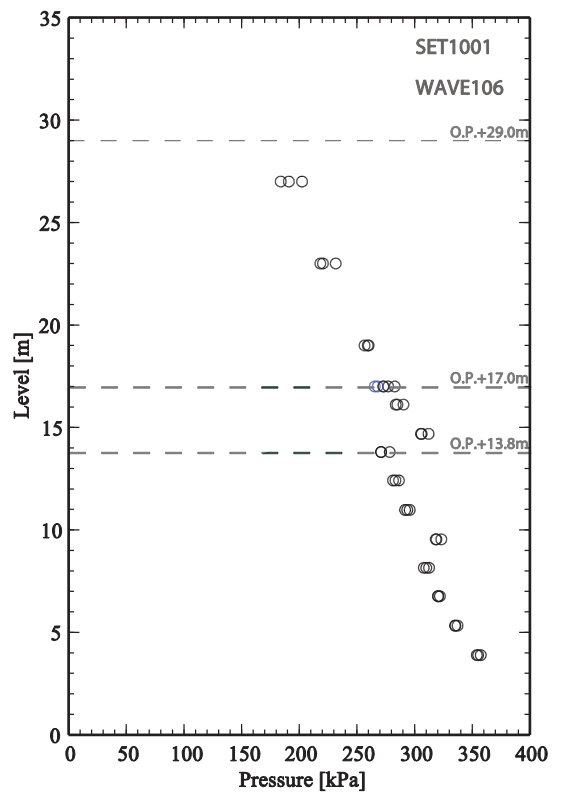
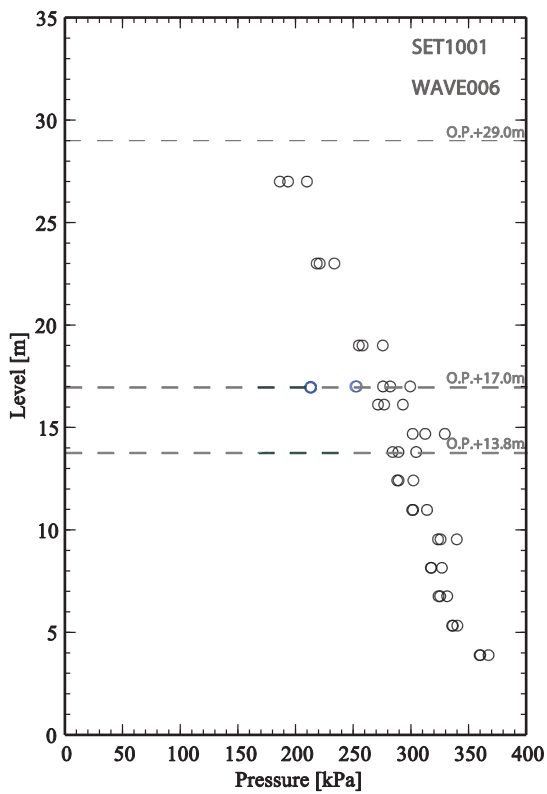


(目標津波水位 O. P. +32.5m)

図5.4.2.2-23(2) 最大波圧分布 (左図：単峰型, 右図：二段型)



(目標津波水位O. P. +35.0m)



(目標津波水位O. P. +37.5m)

図5.4.2.2-23(3) 最大波圧分布 (左図：単峰型，右図：二段型)

d. まとめ

女川原子力発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波圧について、鋼管式鉛直壁を模擬した水理模型実験により、不確かさとして津波の波形特性（周期，波高）の違いが津波波圧等に与える影響を確認した。

検討の結果，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。また，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直線型となった。

(5) 津波波圧評価に影響を与える不確かさの考慮方法

女川原子力発電所の防潮堤に作用する津波波圧について，数値流体解析及び水理模型実験による検討を行っているが，津波波圧評価に影響を与える項目を網羅的に抽出・整理（表 5.4.2.2-3）した上で，影響の大きい項目に対して不確かさを考慮した検討を行っている。津波波圧に影響する不確かさの考慮方法を表 5.4.2.2-6 に示す。

津波波圧の検討においては，水理模型実験で周期と波高の不確かさを考慮しているが，数値流体解析で考慮する不確かさの検討結果を以下に示す。

なお，横軸を海底勾配，縦軸を波形勾配としたソリトン分裂の発生条件の結果整理図を図 5.4.2.2-24 に示す。縦軸の波形勾配は，波高の波長に対する比であり，波形勾配を D と表記すると，次式*で表される。

$$D = \frac{H}{L} \quad (-) \quad (5.4.2.2.1)$$

$$T = \frac{L}{c} \quad (s) \quad (5.4.2.2.2)$$

$$c = \sqrt{g h} \quad (m) \quad (5.4.2.2.3)$$

注記 *：「水理公式集（平成 11 年版），土木学会」より
ここで，

H (m)：波高，L (m)：波長，g (m/s²)：重力加速度，h (m)：水深，T (s)：周期である。

したがって，式 (5.4.2.2.1) ～ (5.4.2.2.3) より，

$$D = \frac{H}{\sqrt{g h} \cdot T} \quad (-)$$

と，波形勾配は表されることから，図 5.4.2.2-24 から波高を一定としたとき，周期が短いほど波形勾配は大きくなりソリトン分裂波は発生しやすいこ

とが分かり、防潮堤位置で越波の可能性まで考慮した津波遡上高さを与え、かつソリトン分裂波が発生しやすい短周期までの不確かさを考慮したケースで、防潮堤に対する津波波圧の評価を行うことは、適切であることを確認した。

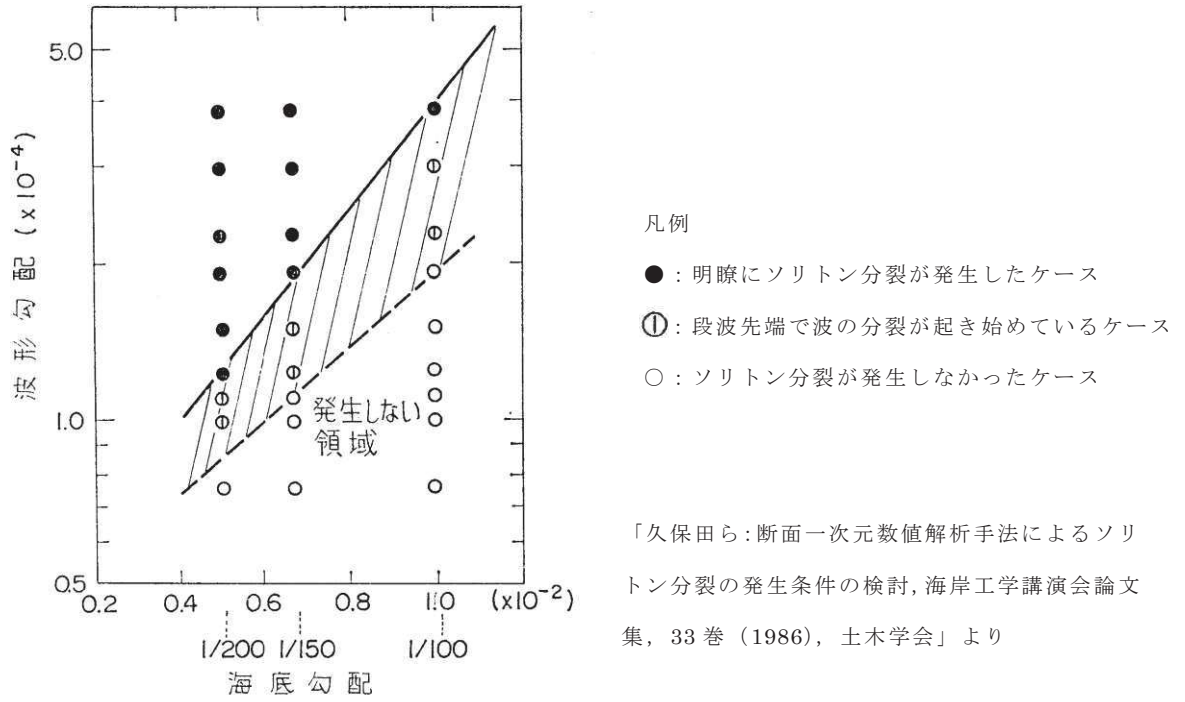


図 5.4.2.2-24 ソリトン分裂の発生条件の結果整理図

表 5.4.2.2-6 津波波圧評価に影響する不確かさの考慮方法

分類	項目	サイト特性	不確かさの考慮方法	
			水理模型実験（表 2-3 の要約）	数値流体解析
地形	海底勾配	1/100 (平均勾配)	— (与条件)	— (与条件)
	防波堤	防波堤あり	— 【防波堤なしで代表】	— 【防波堤なしで代表】
	前面地形 (防潮堤海側)	2 段敷地	— (与条件)	敷地法面が津波波圧の減勢効果を有するかを確認するため、法面の形状変化を仮定した感度解析を実施
構造物 (防潮堤)	設置位置	法面上部 (法肩)	— (与条件)	— (与条件)
	高さ	0. P. +29m	— (与条件)	— (与条件)
	形状	鋼管式鉛直壁 (一般部, 岩盤部) と盛土堤防の併用	— 【鋼管式鉛直壁 (一般部) で代表】	— 【鋼管式鉛直壁 (一般部) で代表】
津波 (基準津波, 東北地方太平洋沖地震による津波)	波形	二段型波形	周期の不確かさを考慮 (模擬津波) (半周期約 20 分と約 5 分の 2 ケース)	基準津波 (水位上昇側) と波形特性の異なる津波として、 基準津波 (水位下降側) の補足検討を実施
	津波高さ	0. P. +24. 4m (入力津波高さ)	津波高さの不確かさを考慮 (模擬津波) (0. P. +17. 0m ~ 0. P. +37. 5m までの 6 ケース)	

a. 敷地法面の形状を変化させた検討

防潮堤海側の盛土法面は、地震による液状化等による変状の可能性があること、津波波圧を減勢させる効果がある可能性があることを踏まえ、基準津波（水位上昇側）を対象に、法面形状を変化させた数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）を実施した。防潮堤の構造概要及び検討ケースを図 5.4.2.2-25 及び図 5.4.2.2-26 に示す。

ケース 1 は法面の形状変更を考慮しない基本ケース、ケース 2 は法面の盛土・旧表土部分を仮想的に考慮しないケース、ケース 3 は置換コンクリート及びセメント改良土を含めた法面全体を仮想的に考慮しないケース（直立構造の防潮堤への津波作用を仮想したケース）としているが、各ケースの最大波圧分布は同程度となっており、法面形状の違いによる有意な差異は確認されなかった（図 5.4.2.2-27）。

このことから、防潮堤海側の盛土法面による津波波圧の減勢効果はほと

んどないと考えられる。本要因について、図 5.4.2.2-28 に示すように基準津波（水位上昇側）の第1波は波の重なり合いによる二段型波形が特徴であり、半周期が約 10~20 分と長いため、法面形状に関係なく、防潮堤（敷地法面）に作用する津波波圧がおおむね静水圧と小さくなった影響によるものと考えられる。

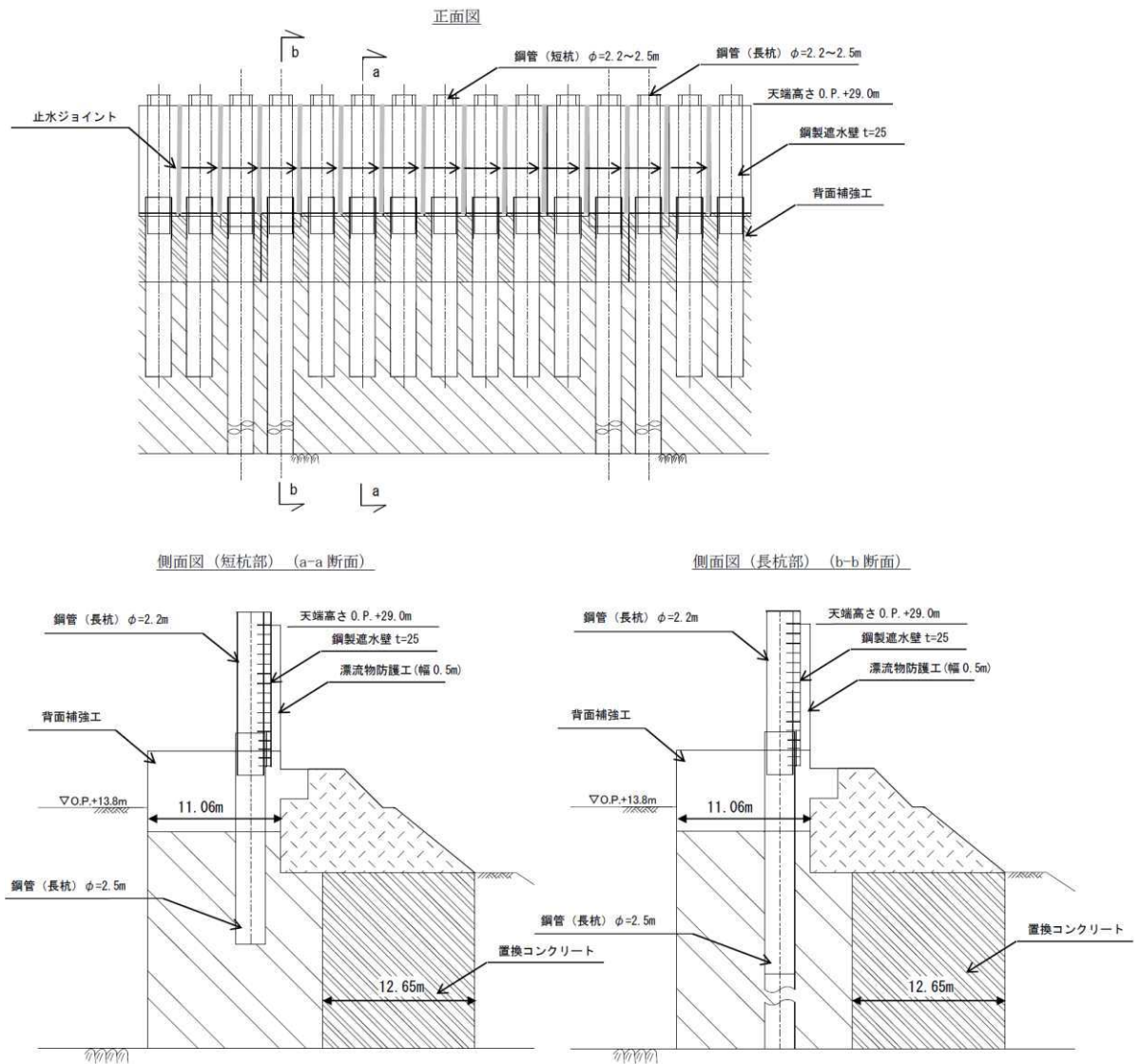
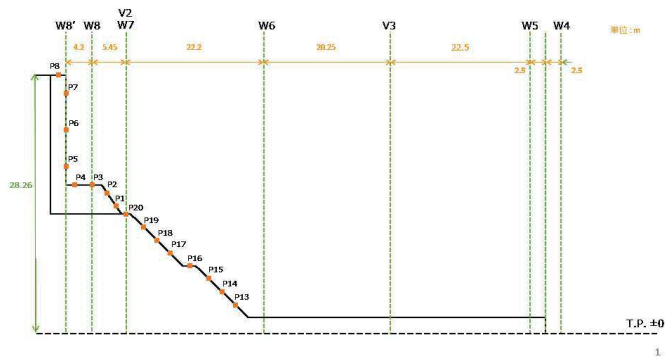
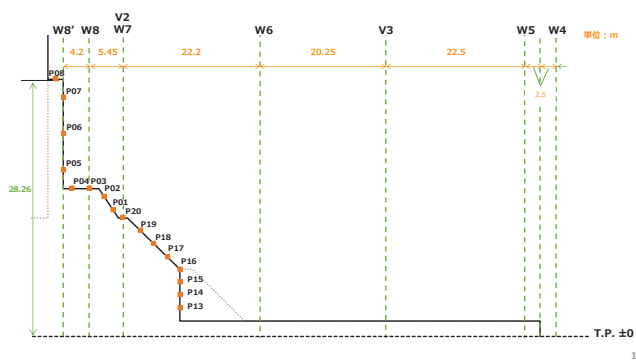


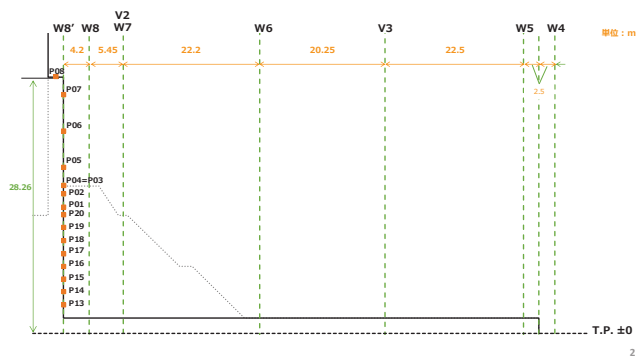
図5.4.2.2-25 防潮堤の構造概要：鋼管式鉛直壁（一般部）



(ケース 1 : 海側法面あり)

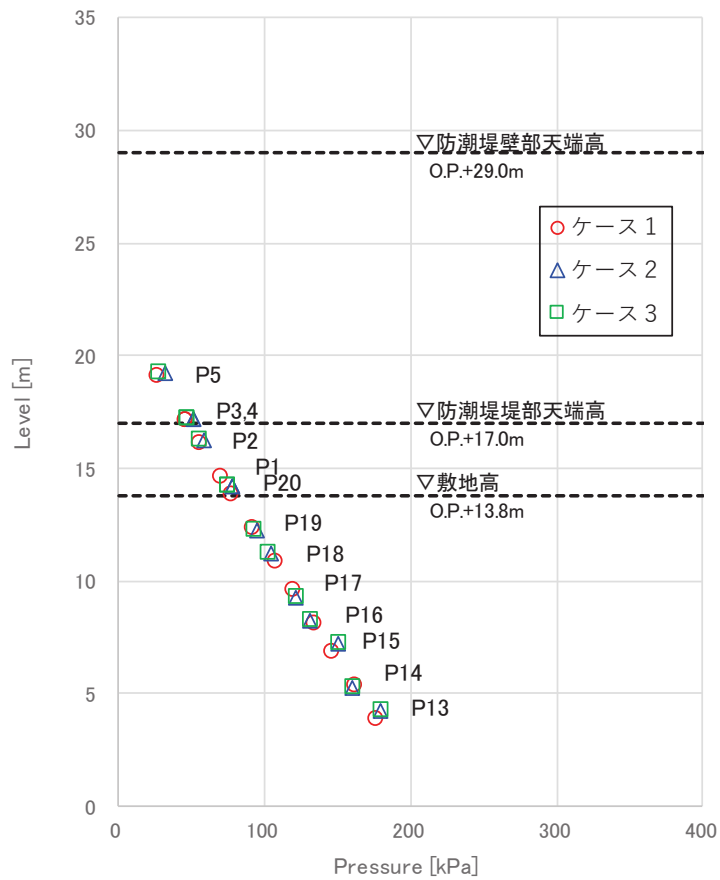


(ケース 2 : 海側盛土なし)



(ケース 3 : 海側法面なし)

図5.4.2.2-26 敷地法面の形状を変化させた検討ケース



(最大波圧分布)

図5.4.2.2-27 敷地法面の形状を変化させた検討結果

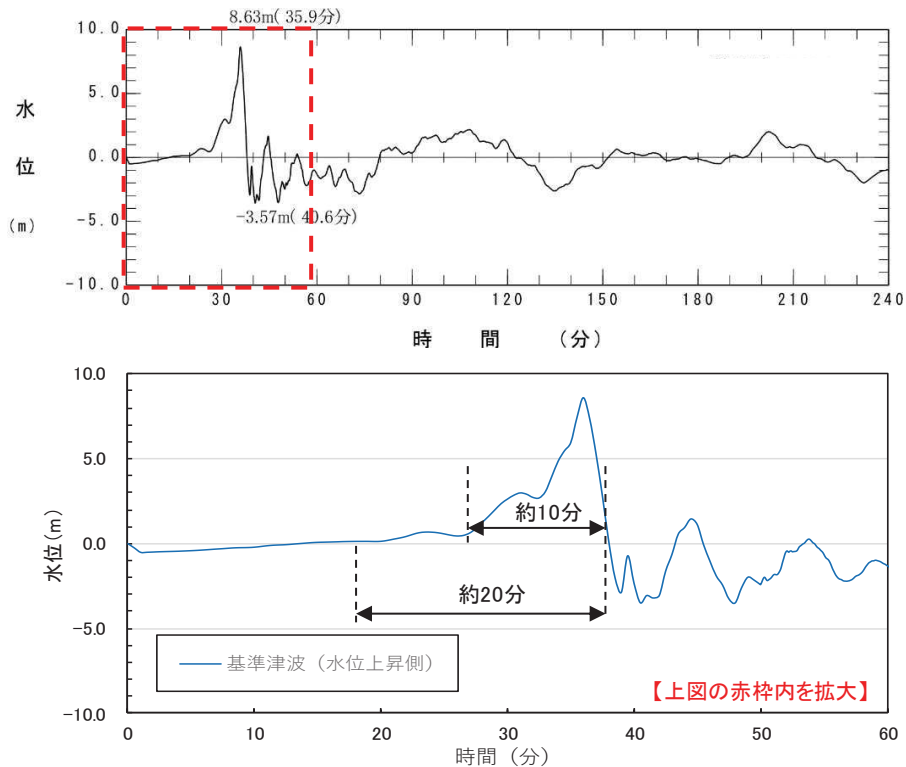


図5.4.2.2-28 基準津波 (水位上昇側) の時刻歴波形

b. 基準津波（水位下降側）の検討

基準津波（水位上昇側）と波形特性が異なる津波の影響を確認するため、基準津波（水位下降側）を対象に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）を実施し、解析結果の比較を行った。基準津波（水位下降側）の波形は、基準津波（上昇側）と同様に第1波が二段型波形となっているが、基準津波（水位上昇側）とは異なり一段目の波形が二段目の波形よりも高くなる特徴がある。

基準津波（水位下降側）は、基準津波（水位上昇側）と比較して津波高さが低いため、津波波圧は小さくなることを確認した（図 5.4.2.2-29）。また、基準津波（水位上昇側）と同様に、津波波圧は静水圧型の分布形状となることを確認した。さらに、基準津波（水位上昇側）と同様に、基準津波（水位下降側）もソリトン分裂は発生しないことを確認した（図 5.4.2.2-30）。

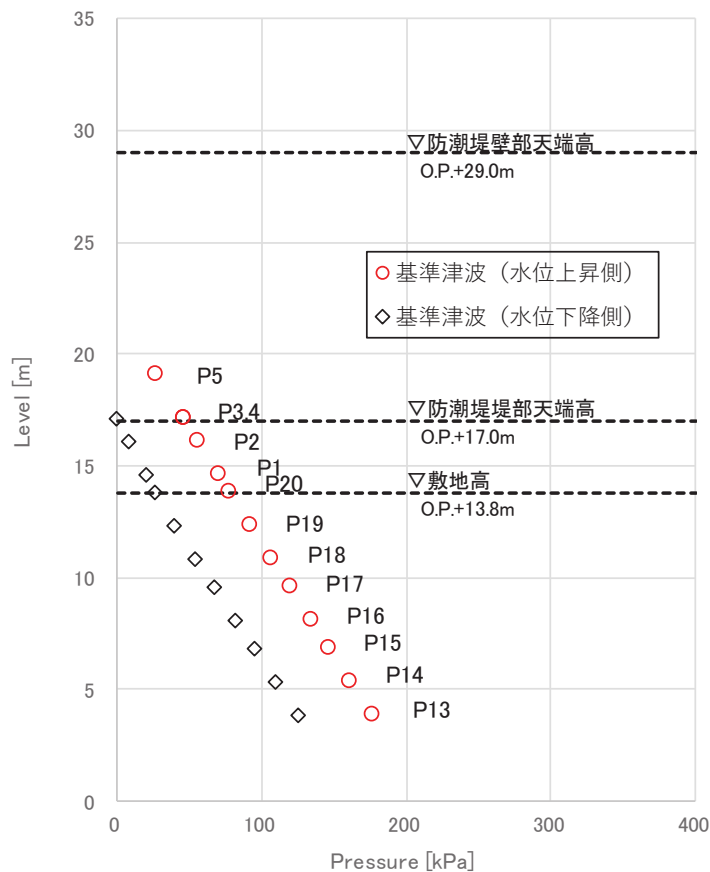
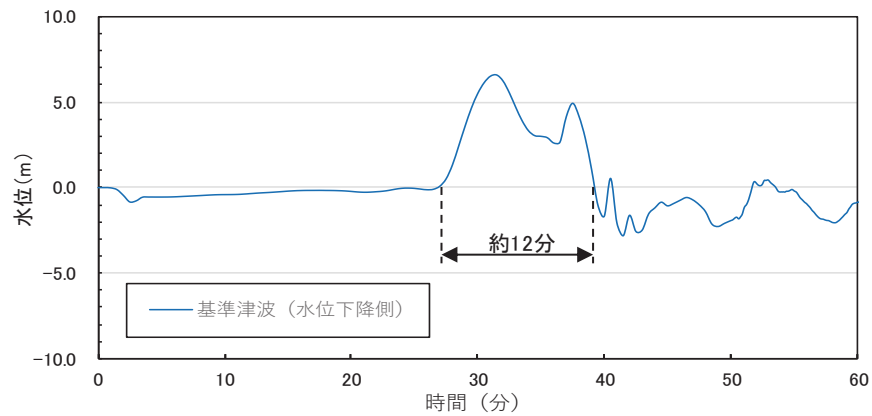
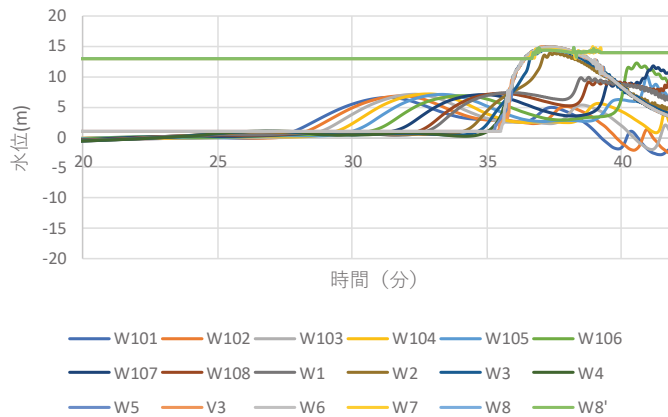


図5.4.2.2-29 最大波圧分布



(水位時刻歴波形：基準津波策定位置)



(水位時刻歴波形：数値流体解析)

図5.4.2.2-30 基準津波 (水位下降側) の検討結果

以上の検討結果を踏まえ、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)及び水理模型実験から得られた津波波圧を既往の津波波圧算定式と比較した上で、保守的に評価結果を包含するような設計用津波波圧を設定する。

(6) 既往の津波波圧算定式との比較

数値流体解析及び水理模型実験による津波波圧の検討結果について、既往の津波波圧算定式と比較するため、数値流体解析及び水理模型実験の各ケースでの津波荷重実験(防潮堤あり)における波圧分布を無次元化し、水深係数としての比較を行った。水深係数の整理にあたっては、通過波浸水深を最大浸水深の1/2と仮定し、通過波浸水深を基準に無次元化する。数値流体解析の無次元化結果を図5.4.2.2-31に、水理模型実験の無次元化結果(水深係数)を図5.4.2.2-32及び表5.4.2.2-7に示す。また、数値流体解析及び水理模型実験による無次元化結果を既往の津波波圧算定式と比較した結果を

図 5.4.2.2-33 に示す。

水深係数 α は無次元波圧分布を一次関数とした場合の切片であり，静水圧に対する倍数を示す（通過波浸水深による静水圧は水深係数 1.0，最大浸水深による静水圧は水深係数 2.0）。

数値流体解析（基準津波：水位上昇側）による水深係数は 2.19（ケース 1：海側法面あり）となり，おおむね最大浸水深による静水圧程度となった。また，水深係数をフルード数の関数として整理した榊山（2012），池谷ら（2013）ともおおむね整合する結果となった。

水理模型実験（波形特性の不確かさを考慮した模擬津波）による水深係数は平均で 2.12～2.39，最大でも 2.34～2.85 となった。実験結果のばらつきはあるが，数値流体解析の結果より実験値が大きくなる傾向があり，実験結果の平均値で比較した場合，津波の波形特性としての周期や波高の不確かさ考慮による水深係数の有意な差異は確認されなかった（波形特性の違いによる影響よりも実験結果のばらつきの影響が大きくなった）。また，実験結果はいずれも朝倉式の水深係数 3.0 を下回った。

数値流体解析及び水理模型実験で計測した防潮堤に作用する最大津波波圧は，朝倉式①（非分裂波の場合）及び朝倉式②（ソリトン分裂波の場合）による算定値よりも小さい値となり，朝倉式②のような構造物底面近傍の水深係数が大きくなる波圧分布は認められず，朝倉式①と整合する結果となった（朝倉式①の方が津波波圧分布の再現性がよいことを確認した）。

以上の結果より，女川防潮堤に作用する津波波圧について，ソリトン分裂波及び砕波の有意な影響はなく，単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

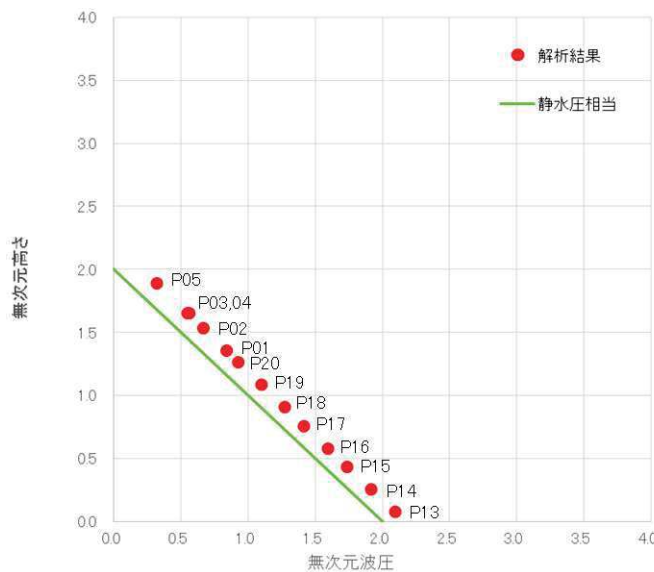
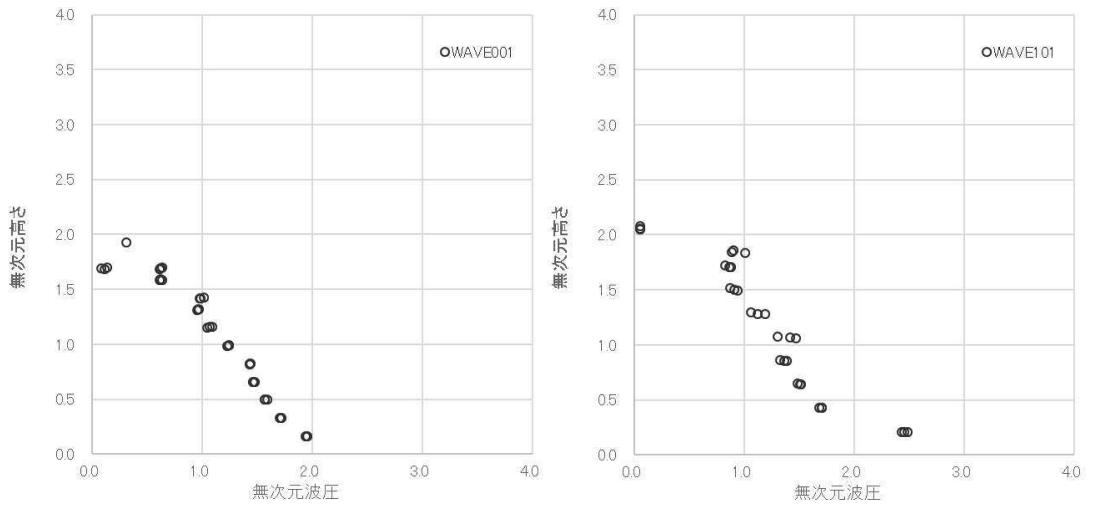
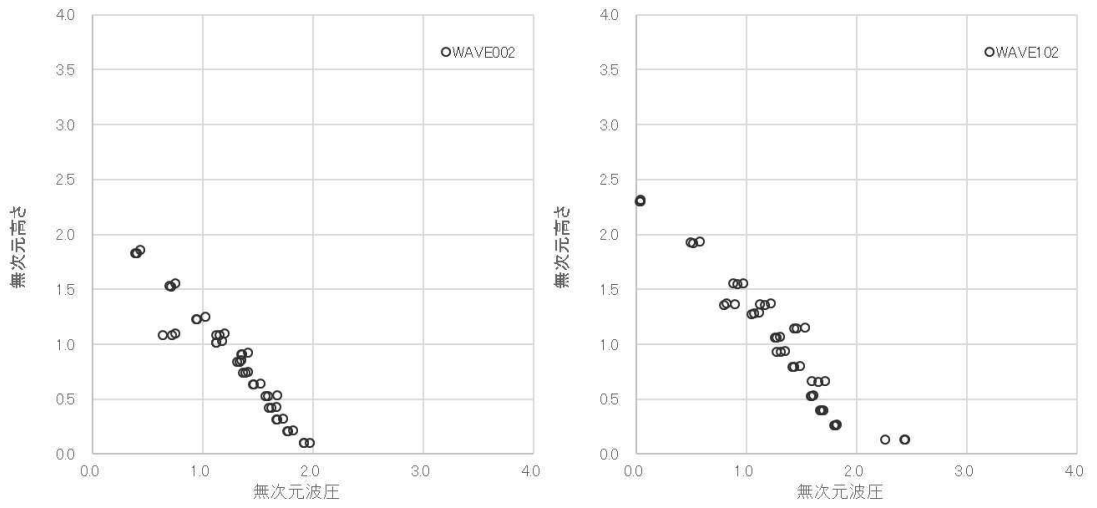


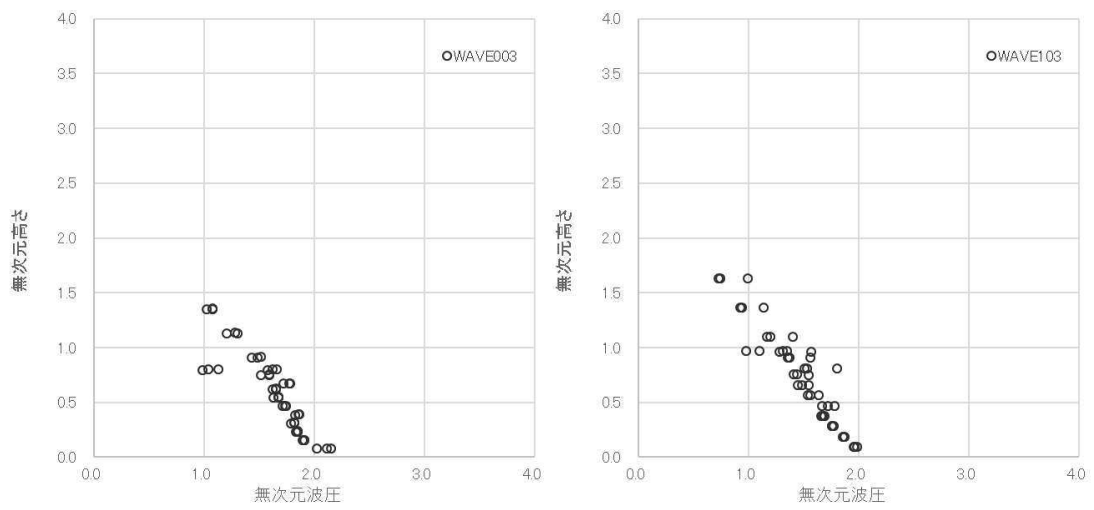
図 5.4.2.2-31 無次元波圧分布（数値流体解析：水深係数 $\alpha=2.19$ ）



(目標津波水位0.P. +17.0m)

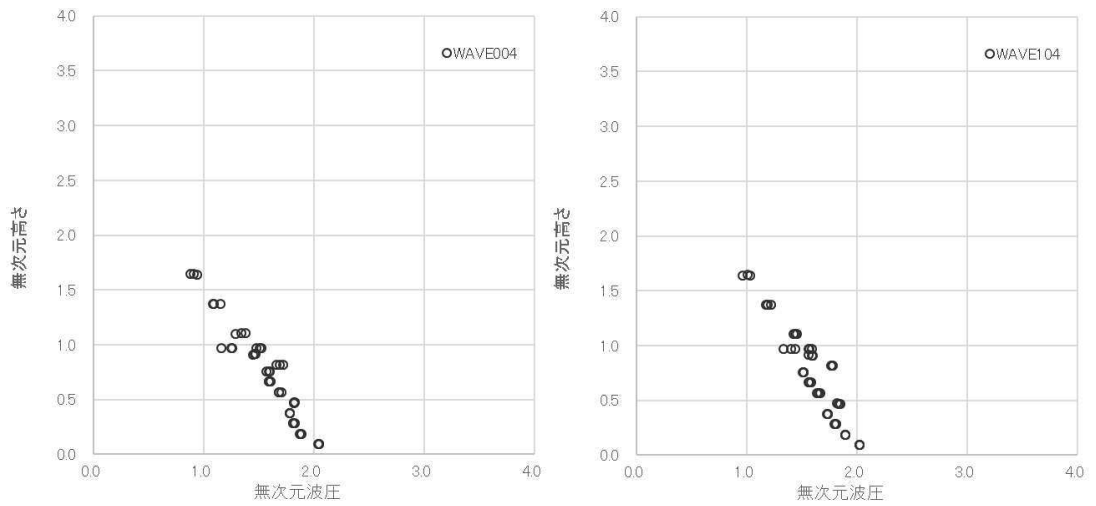


(目標津波水位0.P. +25.0m)

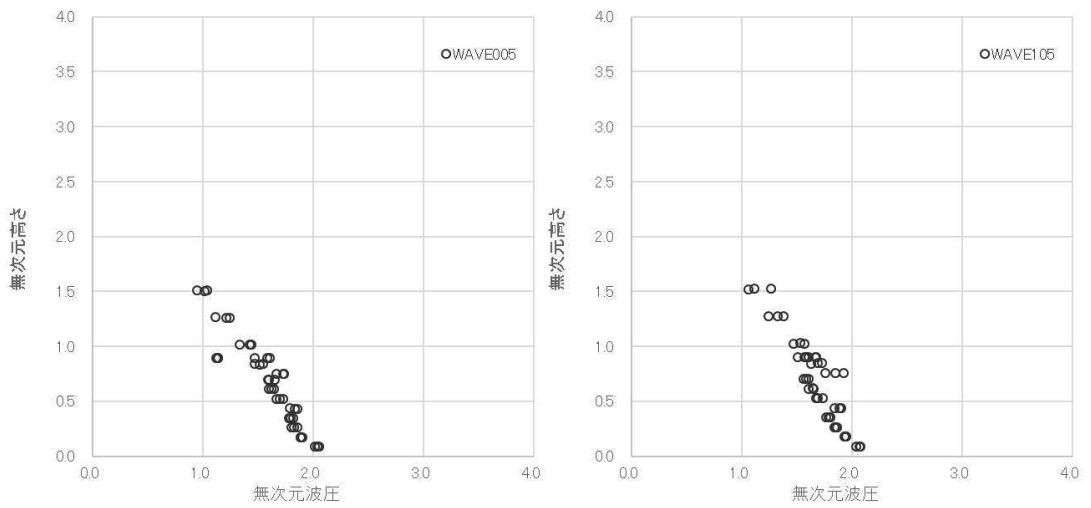


(目標津波水位0.P. +36.0m)

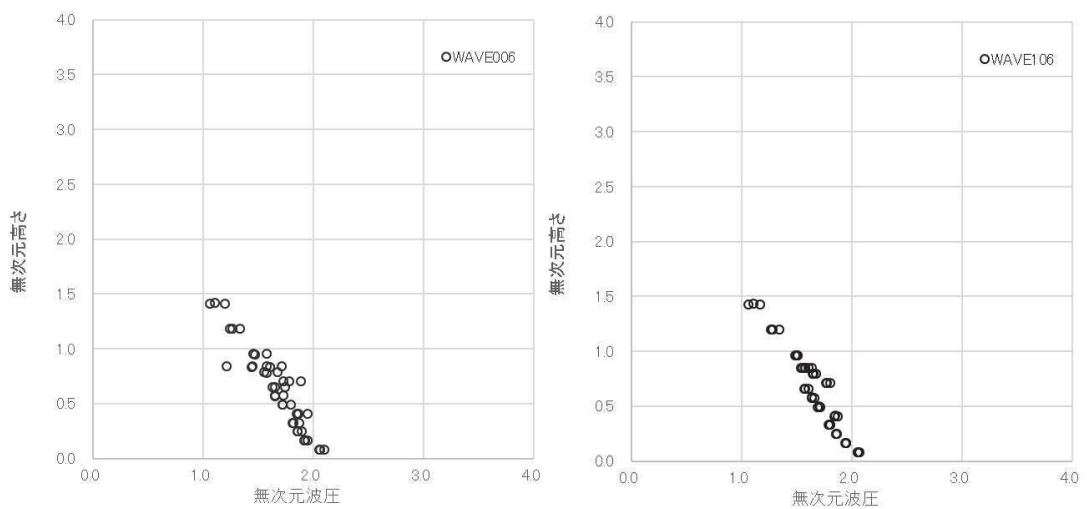
図5.4.2.2-32(1) 最大波圧分布 (水理模型実験) (左図: 単峰型, 右図: 二段型)



(目標津波水位0. P. +32.5m)



(目標津波水位0. P. +35.0m)



(目標津波水位0. P. +37.5m)

図5.4.2.2-32(2) 最大波圧分布 (水理模型実験) (左図: 単峰型, 右図: 二段型)

表 5.4.2.2-7 水深係数一覧（水理模型実験）

波条件	波形	水深係数 α		
		最大値	平均値	標準偏差
WAVE001	単峰型 半周期 5分	2.44	2.18	0.15
WAVE002		2.34	2.12	0.13
WAVE003		2.46	2.24	0.16
WAVE004		2.57	2.31	0.16
WAVE005		2.54	2.27	0.16
WAVE006		2.62	2.31	0.16
WAVE101	二段型 半周期 20分	2.85	2.39	0.23
WAVE102		2.68	2.33	0.17
WAVE103		2.62	2.22	0.17
WAVE104		2.67	2.34	0.20
WAVE105		2.78	2.37	0.20
WAVE106		2.60	2.31	0.16
(全体)		2.85	2.28	0.18

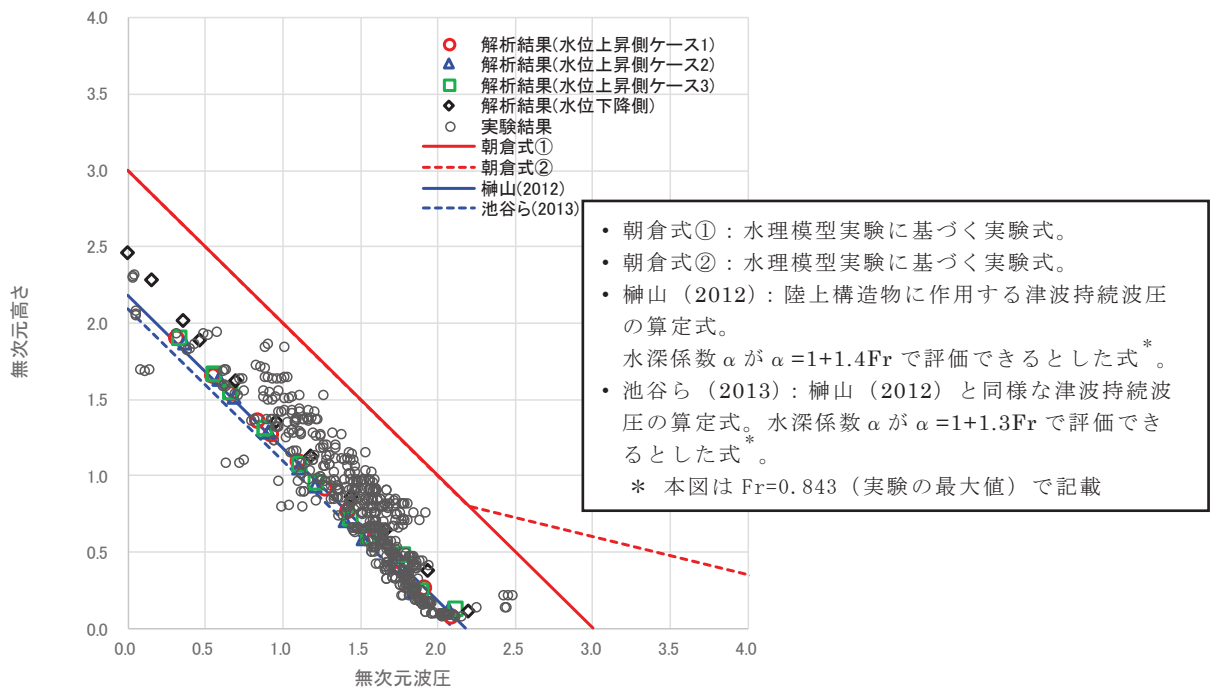


図 5.4.2.2-33 既往の津波波圧算定式との比較（無次元最大津波波圧分布）

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。

以上の結果を踏まえ、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。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"> ✓ 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。 ✓ 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。 ✓ 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。 ✓ 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。 ✓ 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。
水理模型実験	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 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。 ✓ 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。 ✓ 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。 ✓ 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。 ✓ 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。

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 分と長いので、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 分と長いので、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 分と長いので、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り、波形特性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。
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ですが、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。

なお、屋外排水路逆流防止設備については、防潮堤の海側に面して設置することから、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/m²)
- ρ : 海水の密度 (= 1.03 t/m³)
- g : 重力加速度 (= 9.80665 m/s²)
- α : 水深係数 (= 3)
- η : 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)

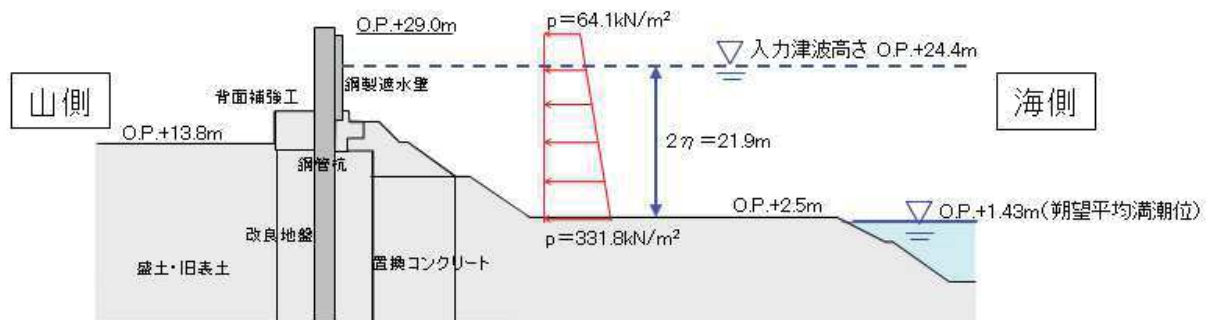


図5.4.2.3-1 津波波圧設定の考え方（防潮堤（鋼管式鉛直式）の断面図）

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。

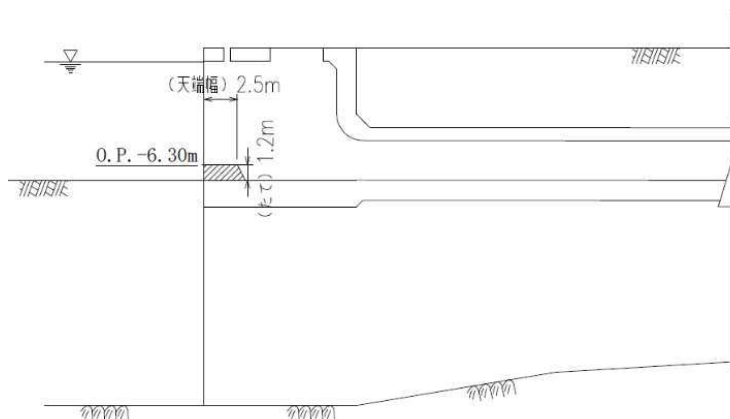


図 5.4.3-1 貯留堰構造図

(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。

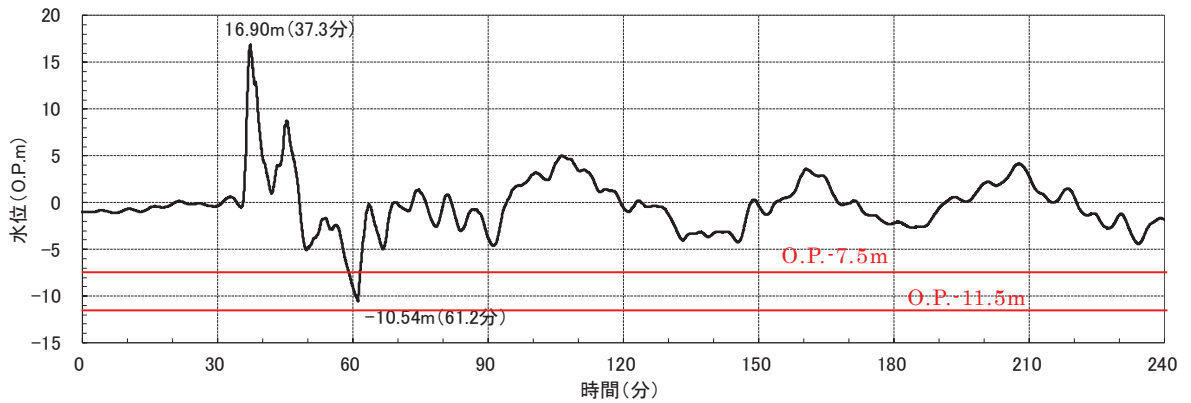


図 5.4.3-2 貯留堰前面における基準津波（下降側）の水位時刻歴波形

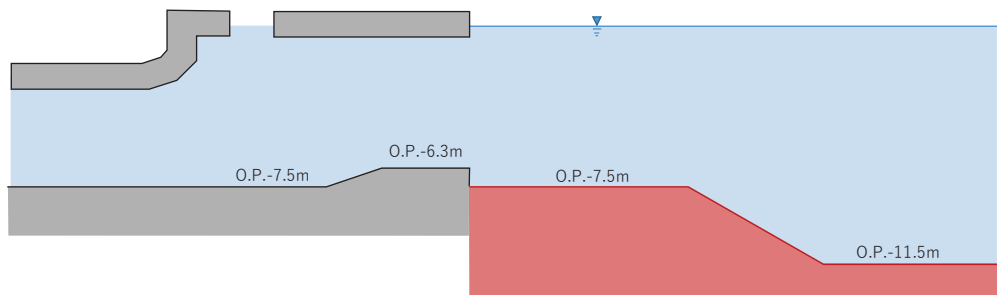


図 5.4.3-3 貯留堰前面の海域（港湾内）を含めた断面のイメージ図

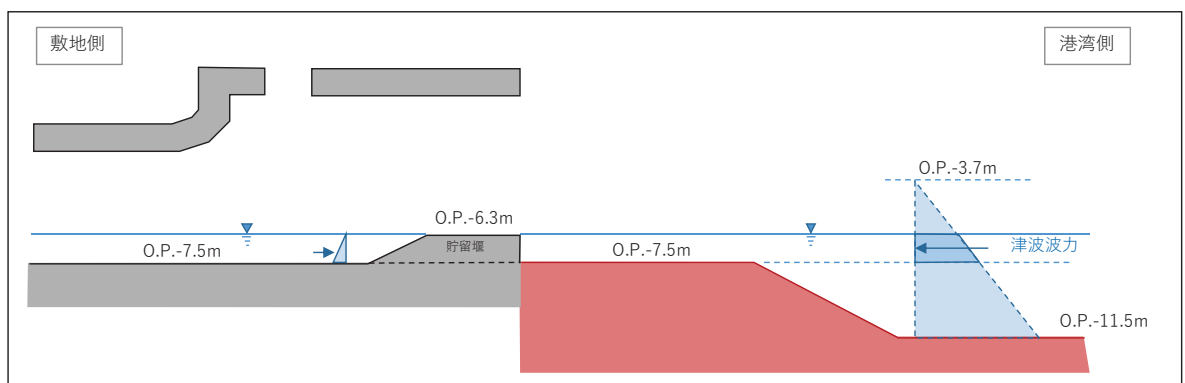


図 5.4.3-4 津波波圧の作用イメージ図（越流直前）

(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。

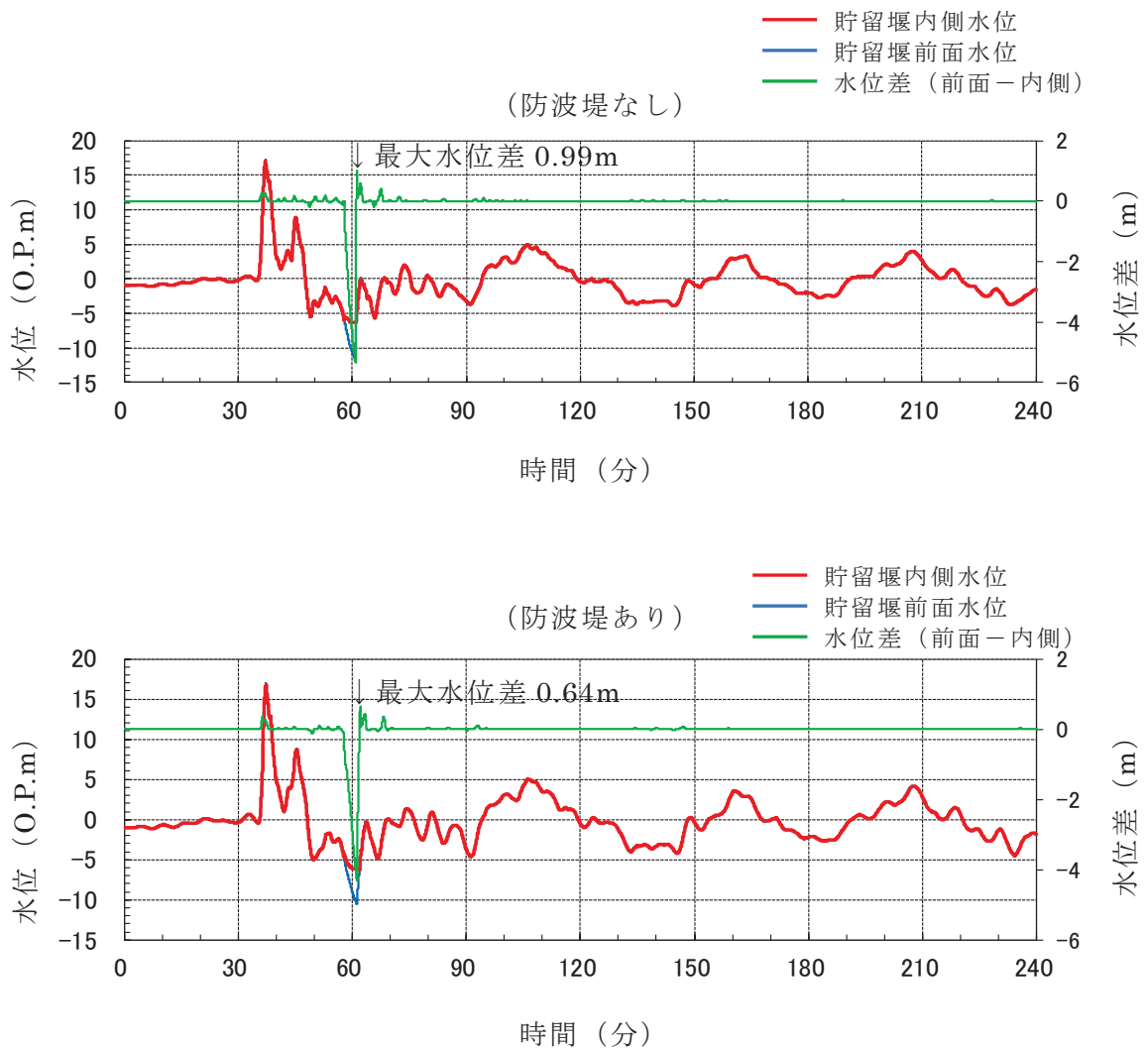


図 5.4.3-5 貯留堰前面と内側の津波水位及び水位差時刻歴水位波形

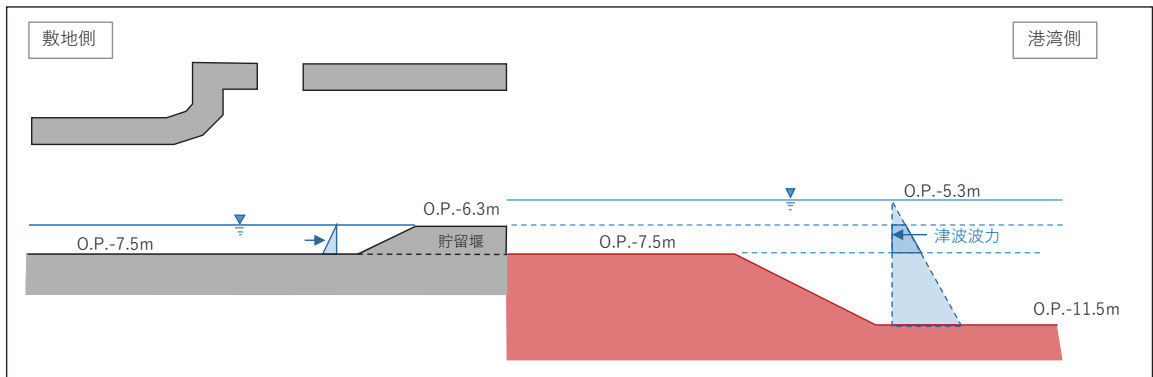


図 5.4.3-6 津波波圧の作用イメージ図（越流時）

(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

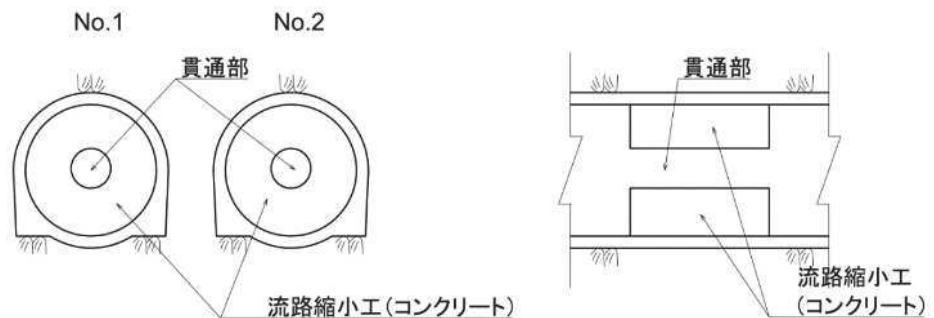
(1) はじめに

取放水路流路縮小工の構造図を図 5.4.4-1 に示す。

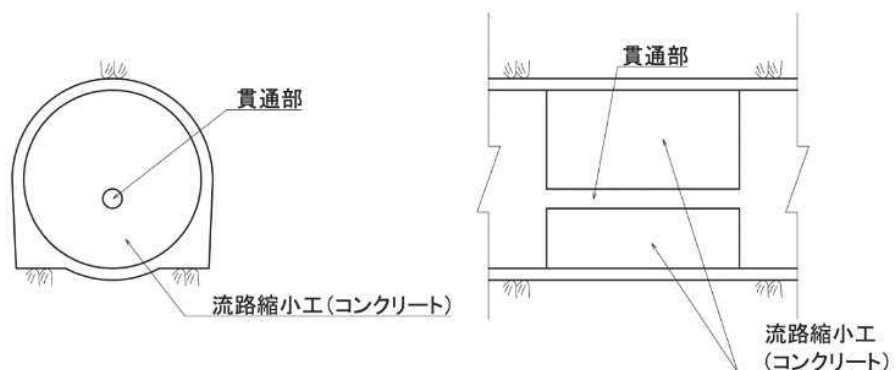
取放水路流路縮小工は、第 1 号機取水路及び第 1 号機放水路内に設置するコンクリートに貫通部を設けた構造物であり、常時は構造物に部分的に水圧が作用し、津波時には構造物全面に水圧が作用する。

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。

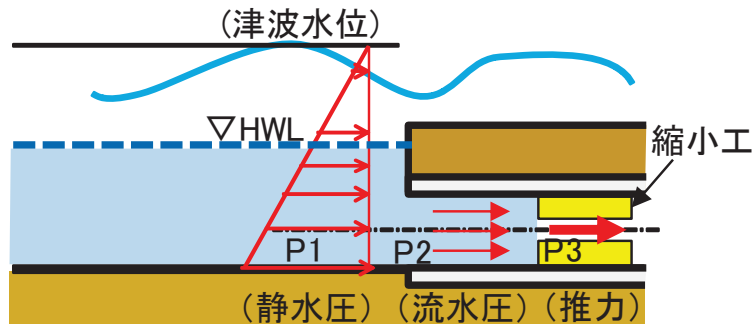


図 5.4.4-2 津波時の荷重作用イメージ

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)

ρ_0 : 水の密度 (海水 1.03t/m³)

A : 流れの方向の物体の投影面積 (m²)

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/m³) にコンクリートの粗度係数 (n=0.015) を考慮して設定する。

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

P : 流水の摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 (kN/m³)

L : 貫通部長さ (m)， Q : 貫通部流量 (m³/s)， D : 貫通部直径 (m)

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（S d - D 2）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（4300m³）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. -6.3m）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°の曲がりを持つことから、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）の解析範囲は海水ポンプ室（延長約60m）とする。解析範囲の妥当性確認に関する詳細は、「(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（4300m³）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。

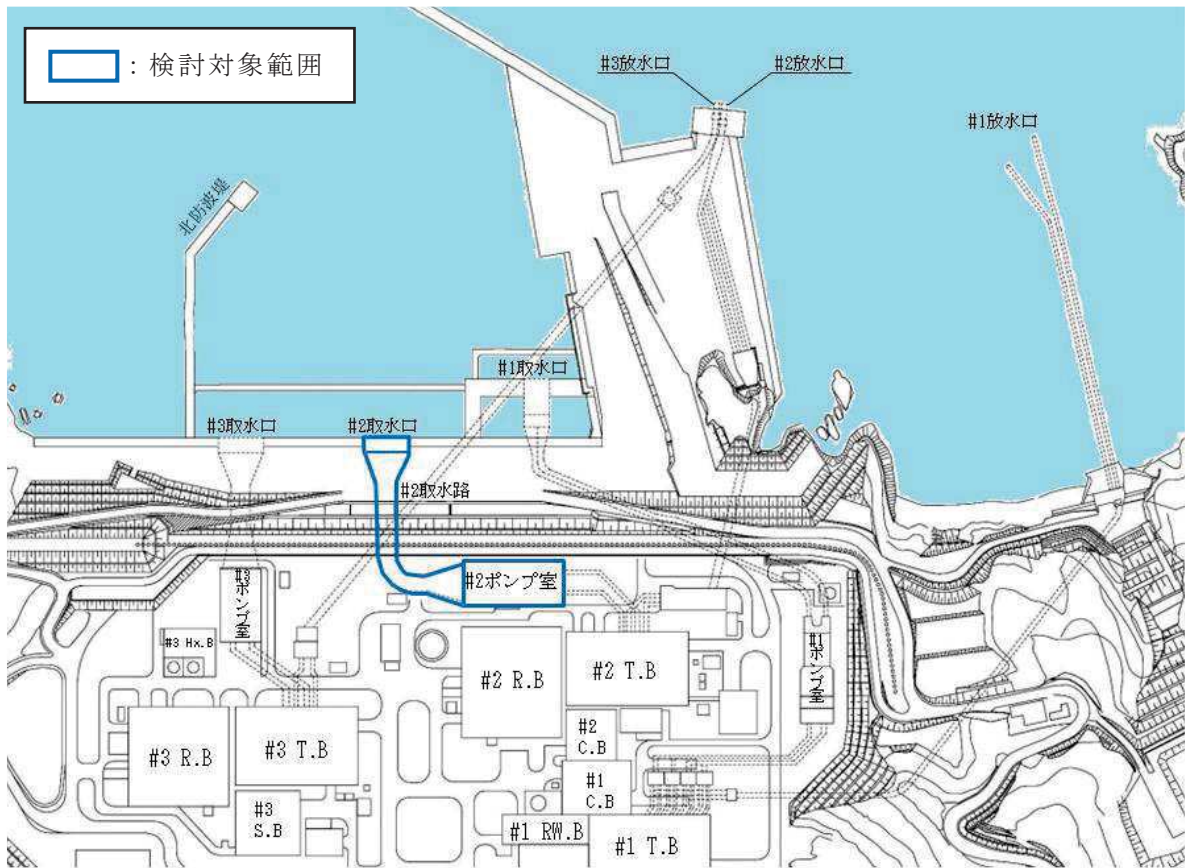


図 5.5-1 (1) 非常用取水設備 (平面図)



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。

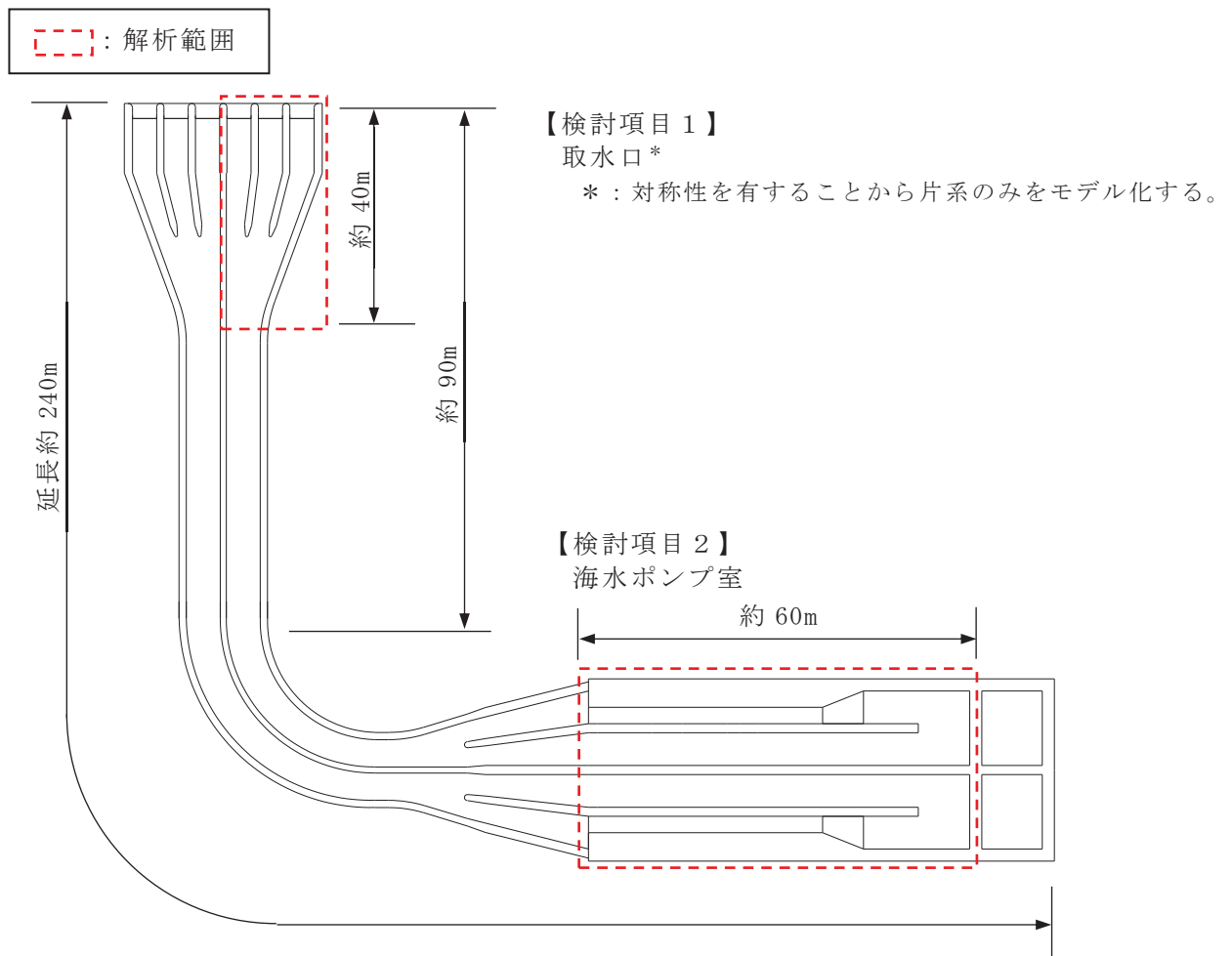


図 5.5-2 各検討項目の解析範囲

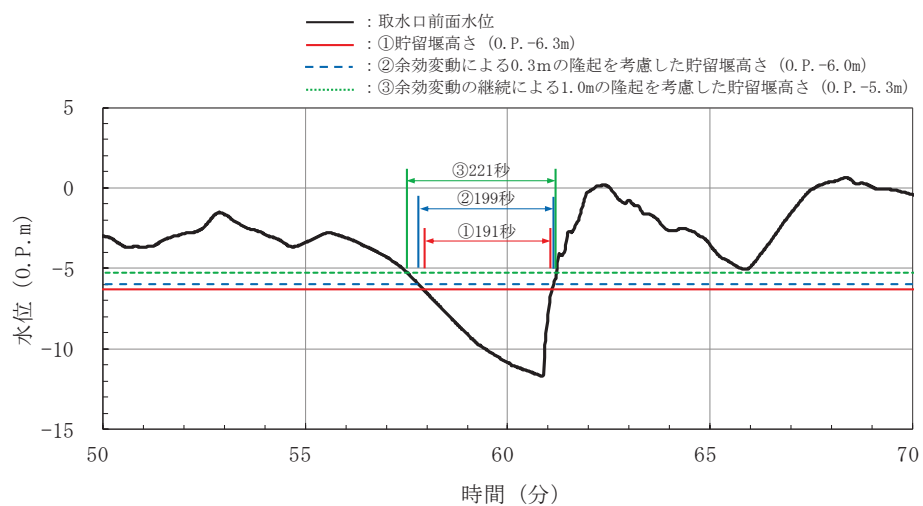
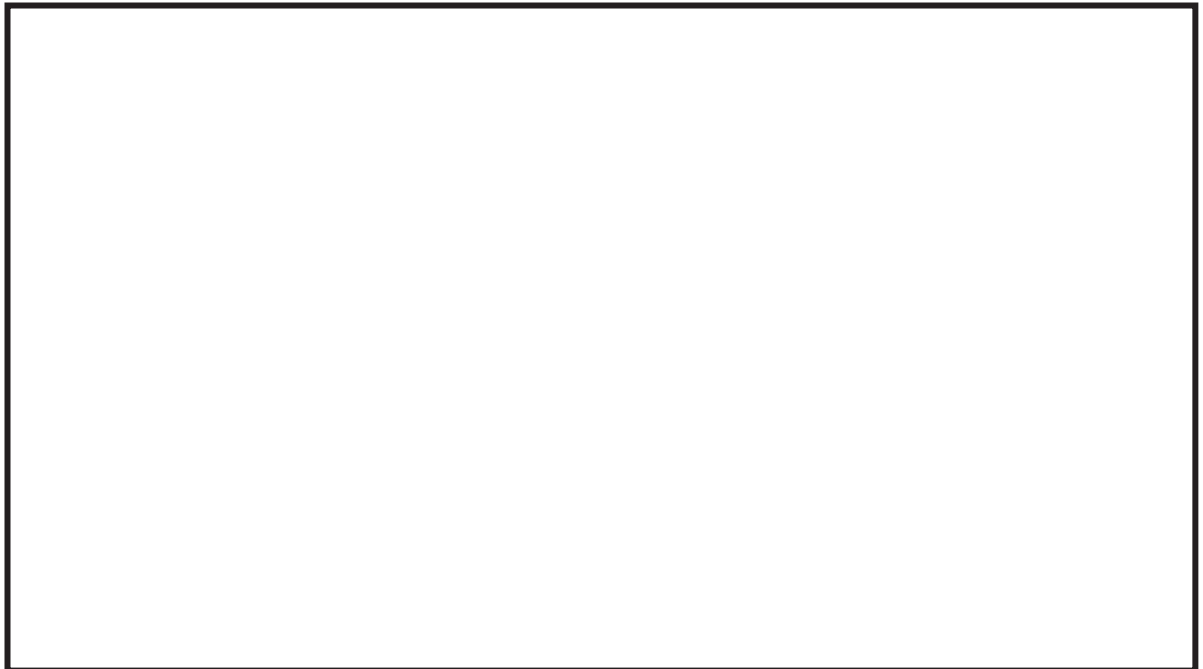


図 5.5-3 引き波の継続時間約 4 分の考え方



非常用海水ポンプ	台数	取水量 (m ³ /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 (4300m³) 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。

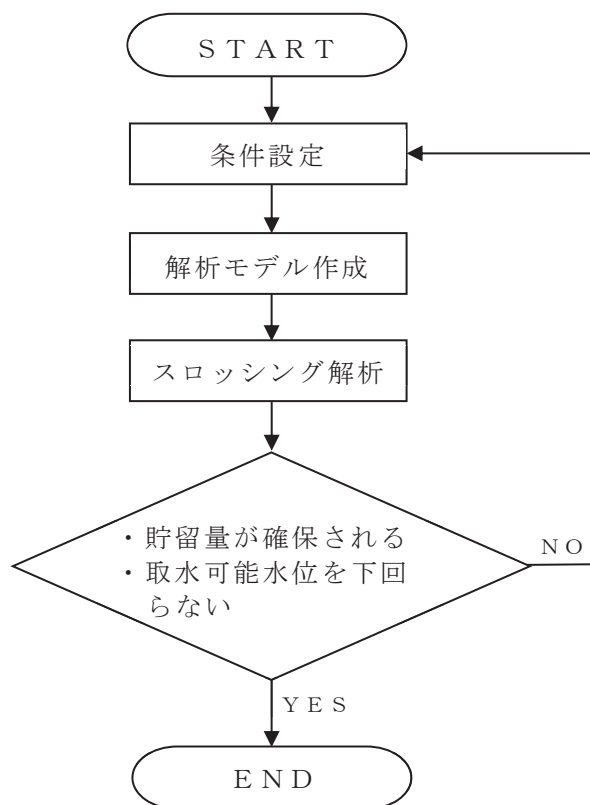


図 5.5-5 スロッシング検討フロー

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 - 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次元波動論によりスロッシング解析モデル底面位置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 (SHAKE) により行うものとする。

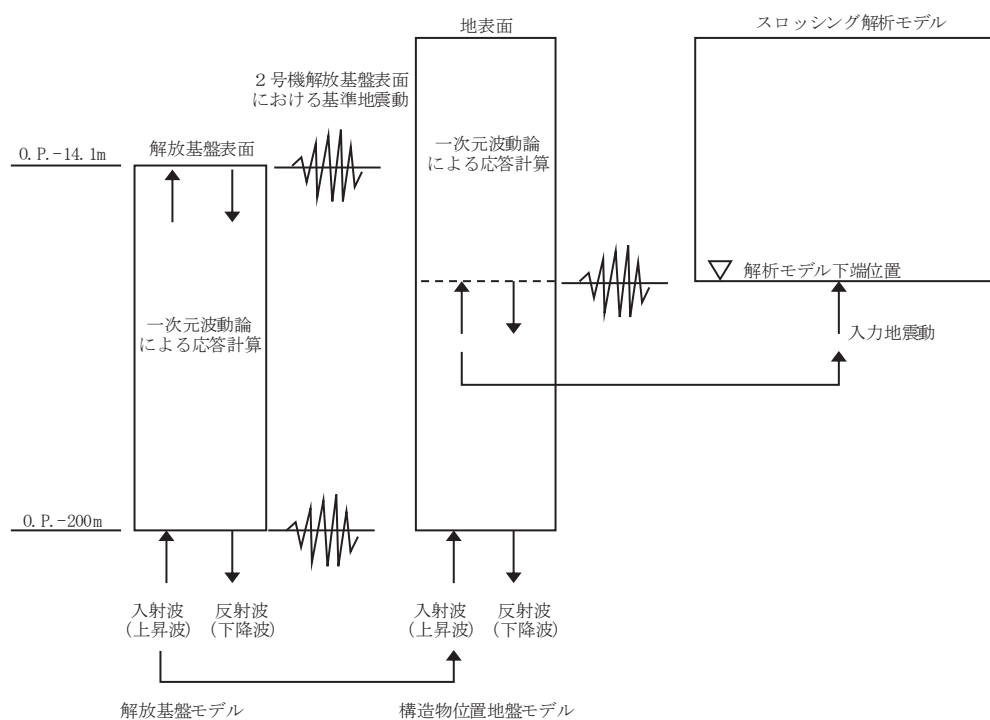


図 5.5-6 入力地震動の概念図

(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。

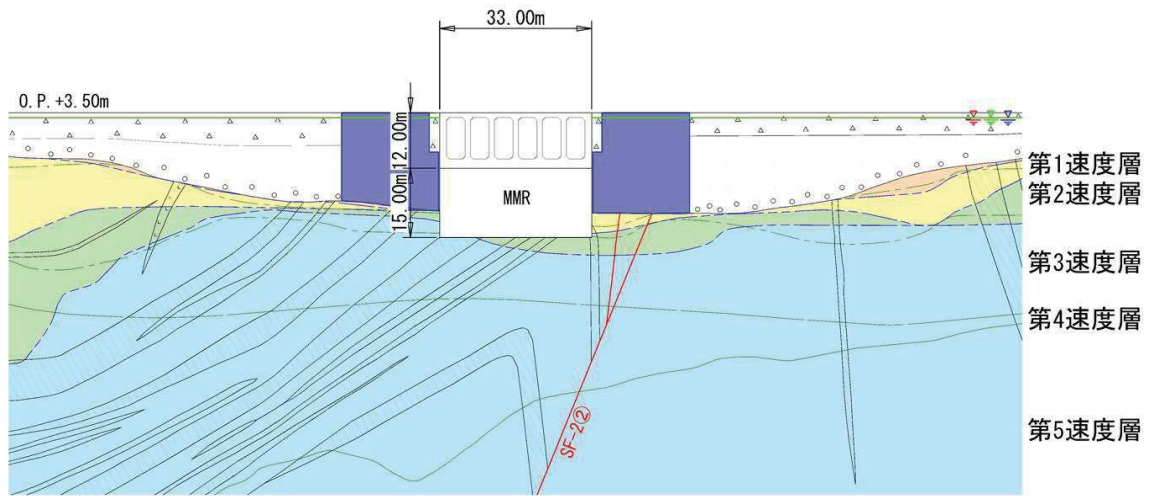


図 5.5-7(1) 地質断面図 (取水口)

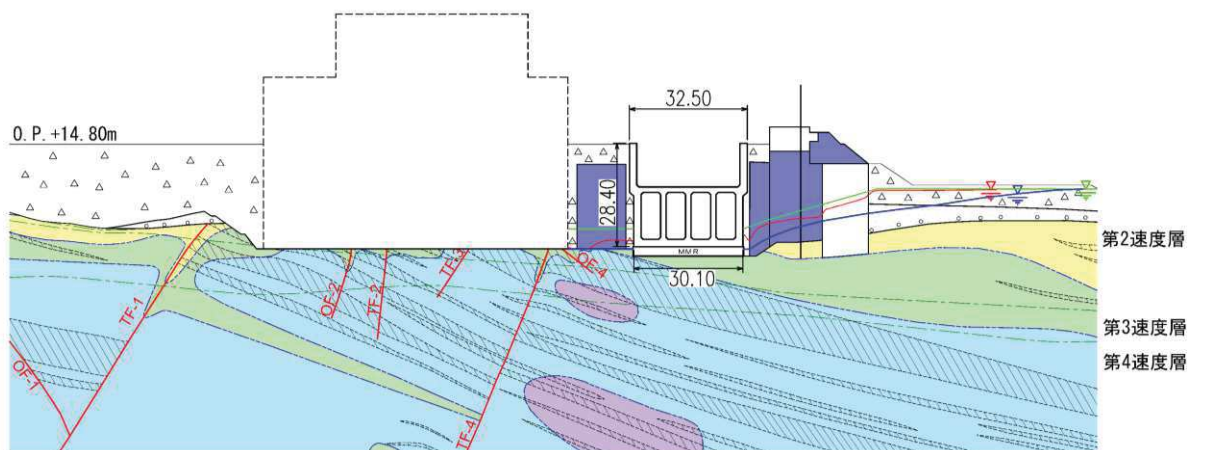


図 5.5-7(2) 地質断面図 (海水ポンプ室)

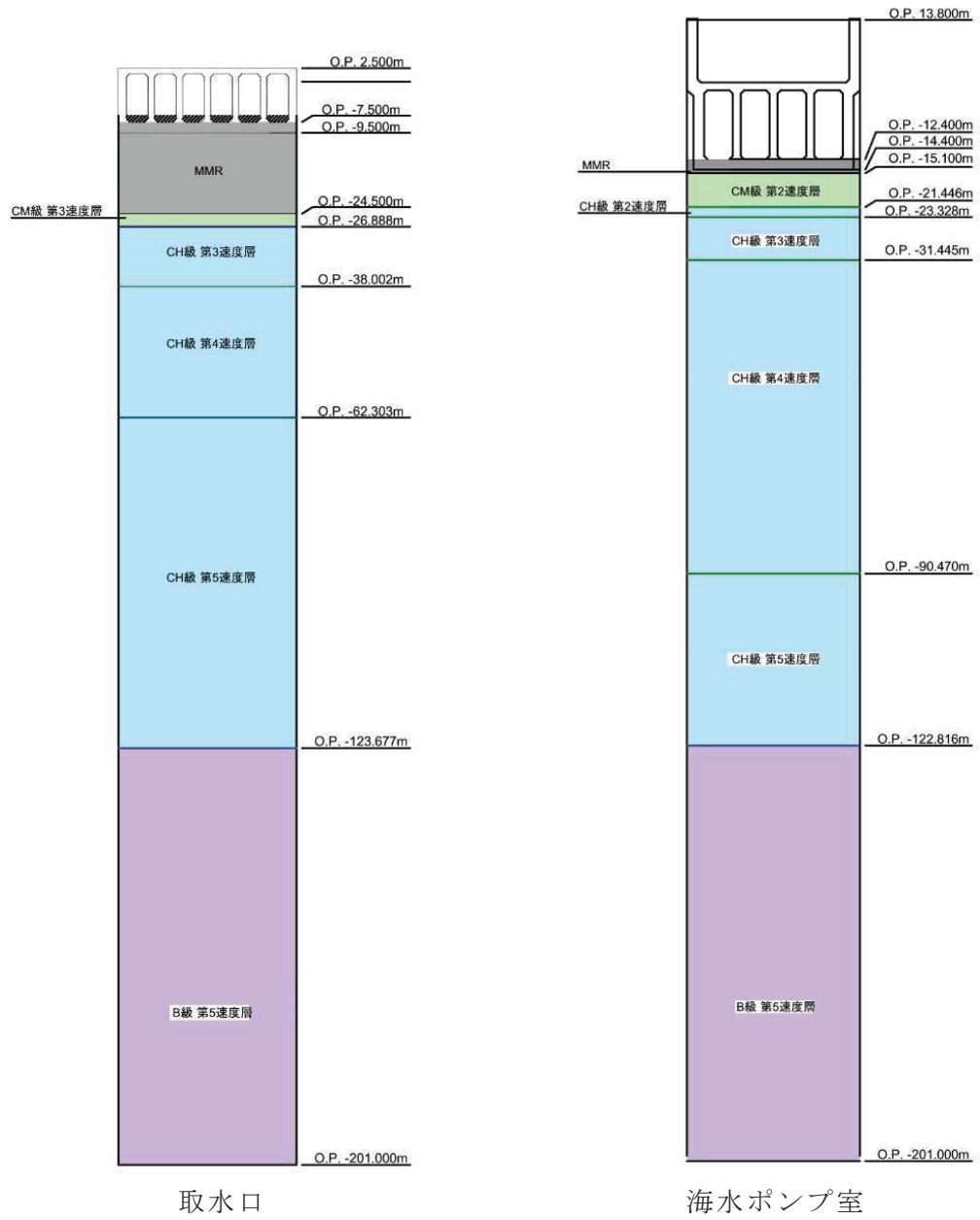


図 5.5-8 地震応答解析モデル図

(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

	①	②	③
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
地盤物性の設定	地盤物性 (平均値)	地盤物性 (+1σ)	地盤物性 (-1σ)

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)

ω ：1次固有円振動数 (1/s)

g ：重力加速度 (m/s²)

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)

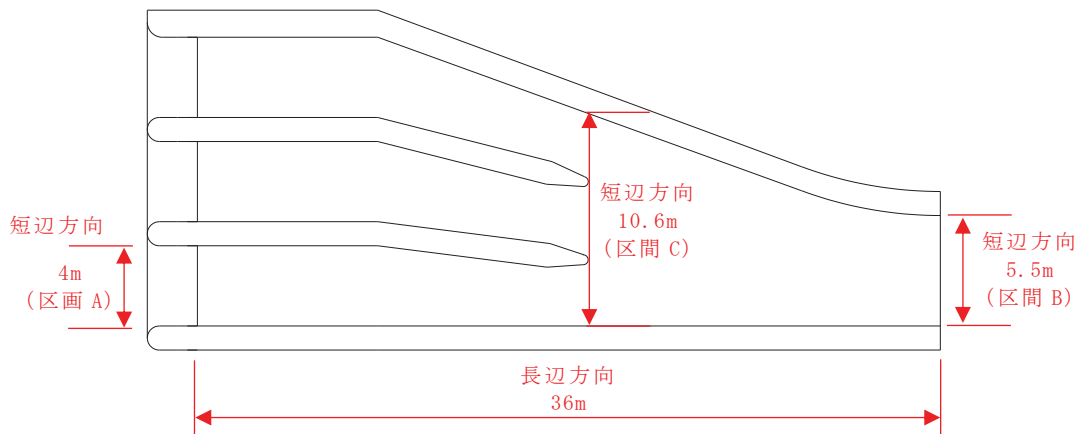


図 5.5-9 (1) 1次固有周期の算出にあたっての取水口形状の考え方

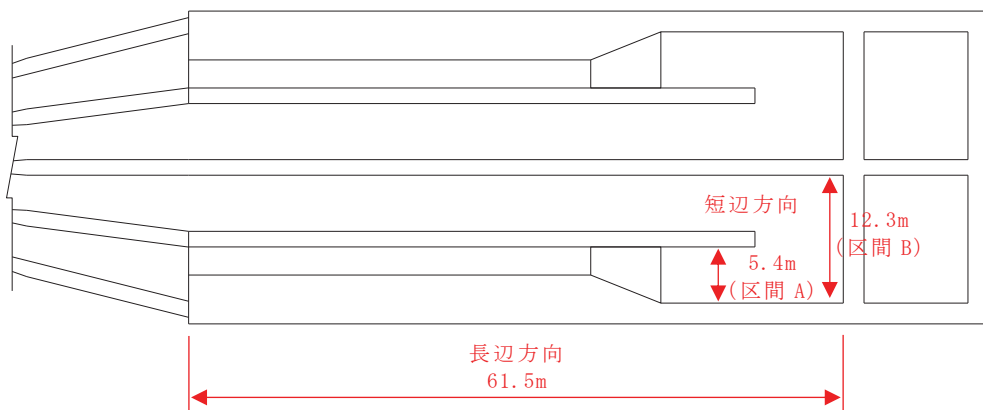


図 5.5-9 (2) 1次固有周期の算出にあたっての海水ポンプ室形状の考え方

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	-12.4	-12.4
水深	h	m	1.2	1.2	6.1	6.1
重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665	9.80665	9.80665
固有円振動数の2乗	ω^2	1/s ²	0.0905	5.7308	5.6283	2.7759
固有円振動数	ω	1/s	0.301	2.394	2.372	1.666
固有周期	Ts	s	20.89	2.62	2.65	3.77

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)	-7.5	-7.5	-12.4
水深	h	m	1.2	1.2	6.1
重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665	9.80665
固有円振動数の2乗	ω^2	1/s ²	0.0311	3.4807	2.3114
固有円振動数	ω	1/s	0.176	1.866	1.520
固有周期	Ts	s	35.64	3.37	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。

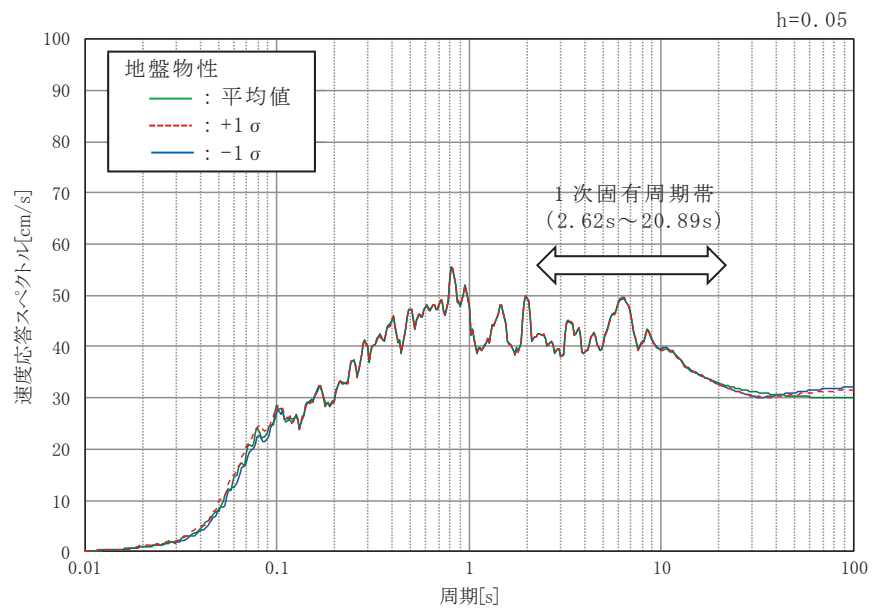


図 5.5-10 (1) 取水口の速度応答スペクトル (水平方向)

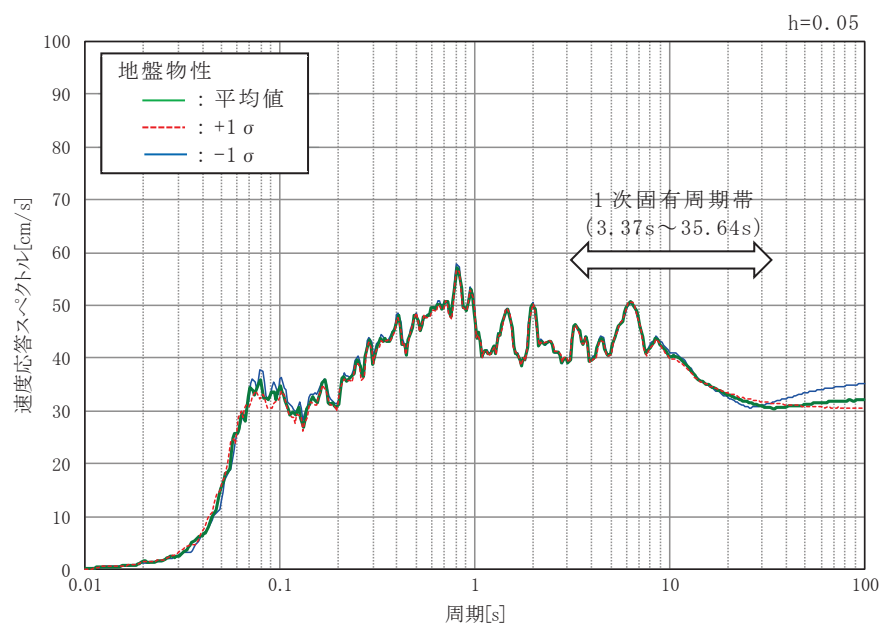
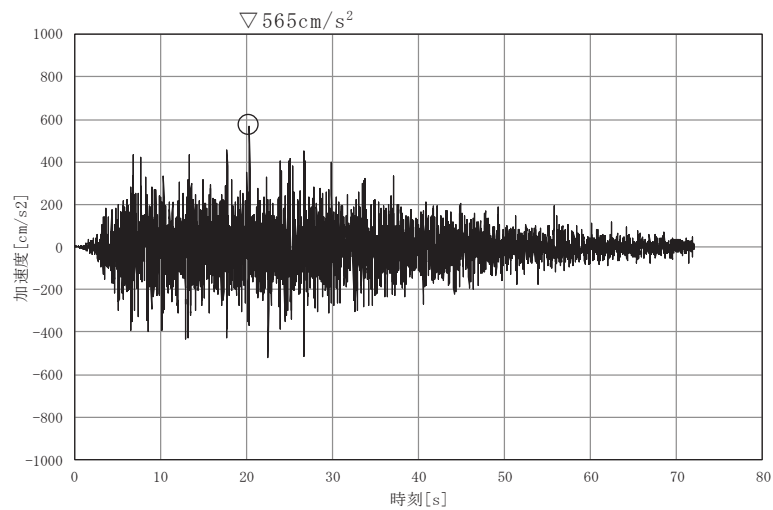


図 5.5-10 (2) 海水ポンプ室の速度応答スペクトル (水平方向)

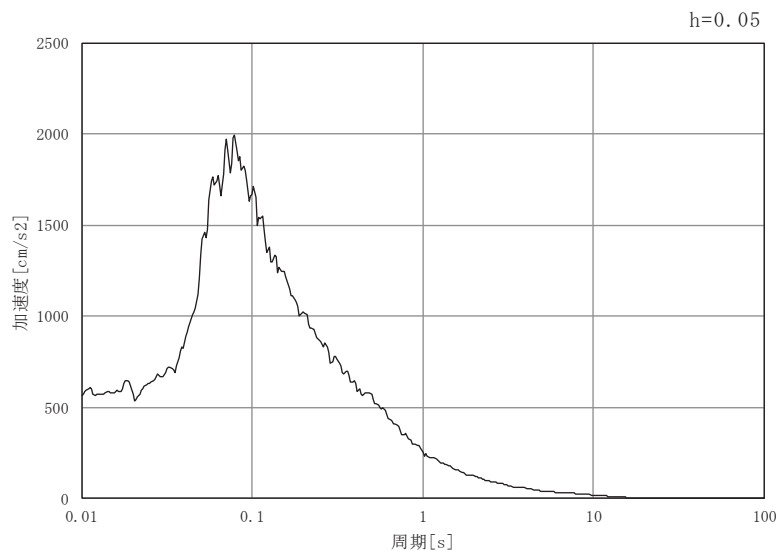
e. 入力地震動

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。

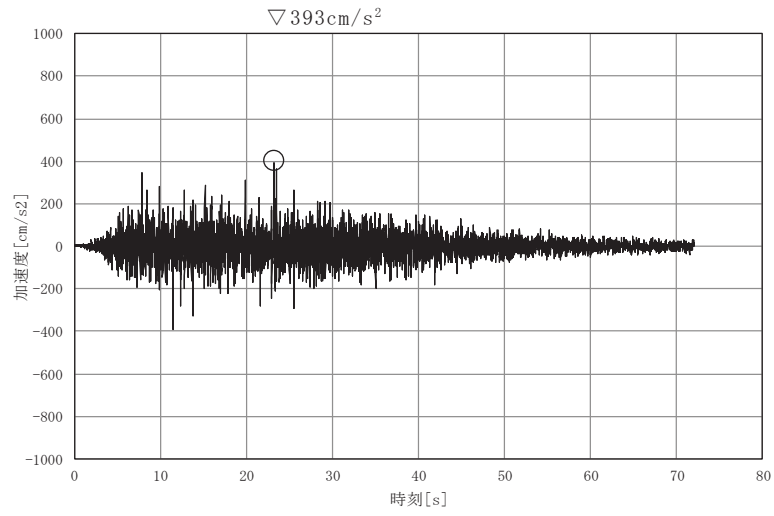


(a) 加速度時刻歴波形

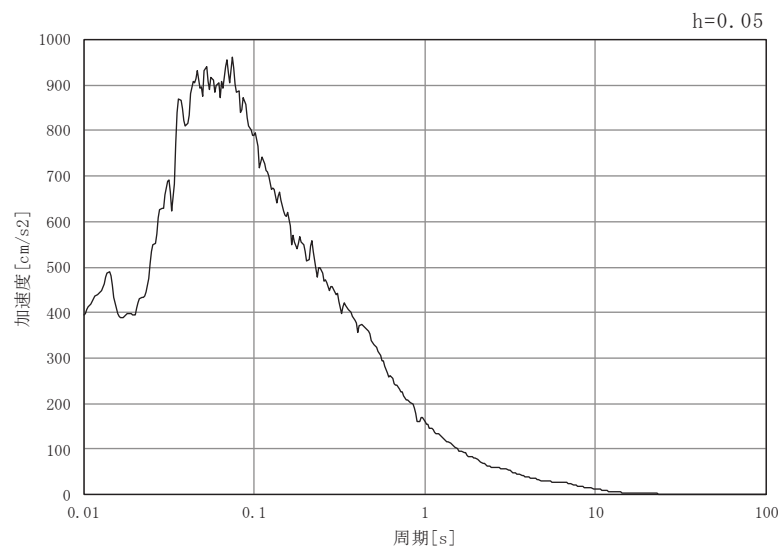


(b) 加速度応答スペクトル

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）

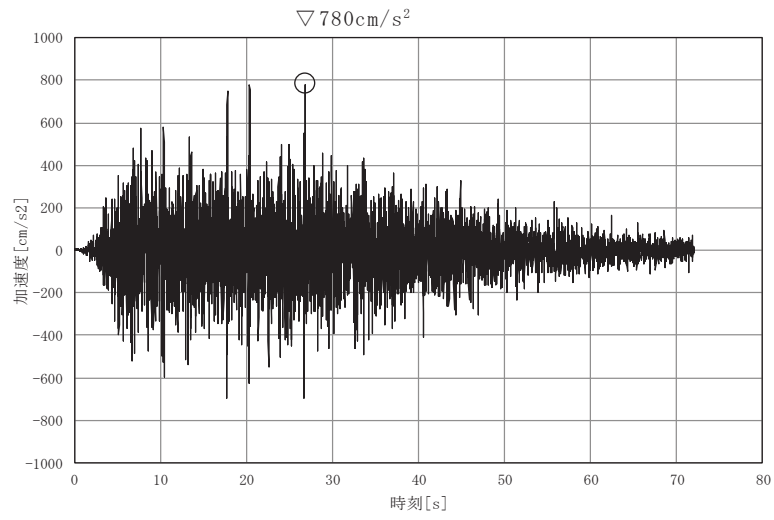


(a) 加速度時刻歴波形

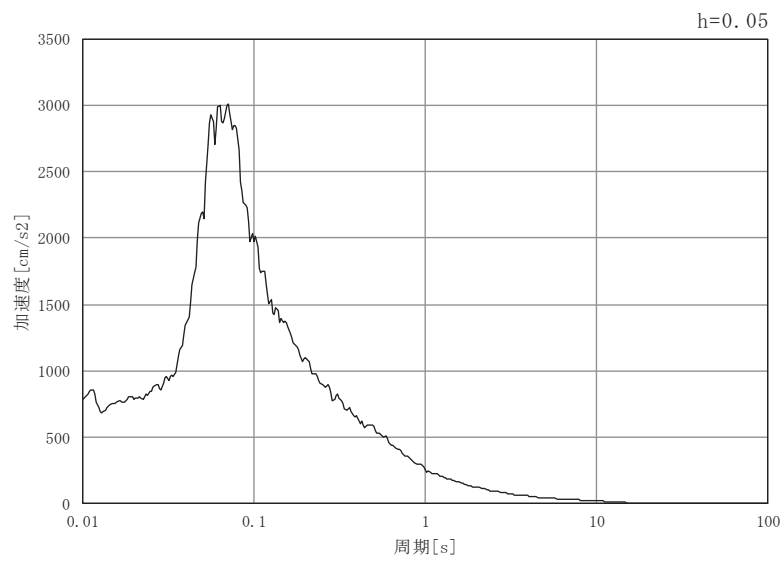


(b) 加速度応答スペクトル

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)

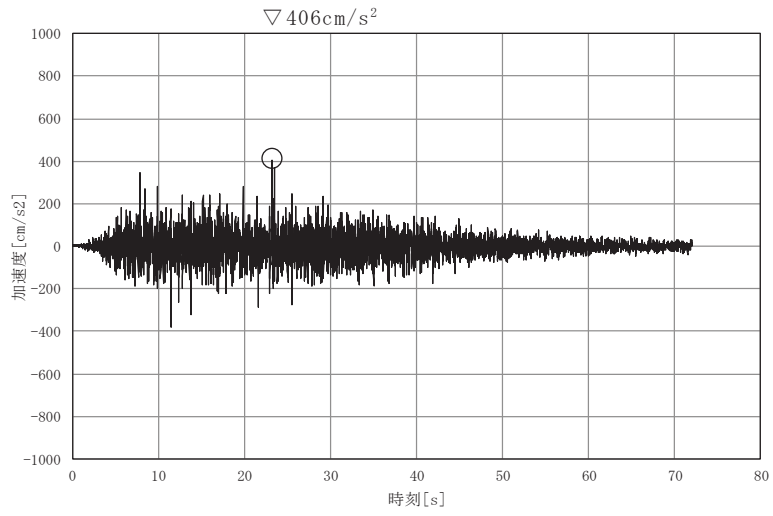


(a) 加速度時刻歴波形

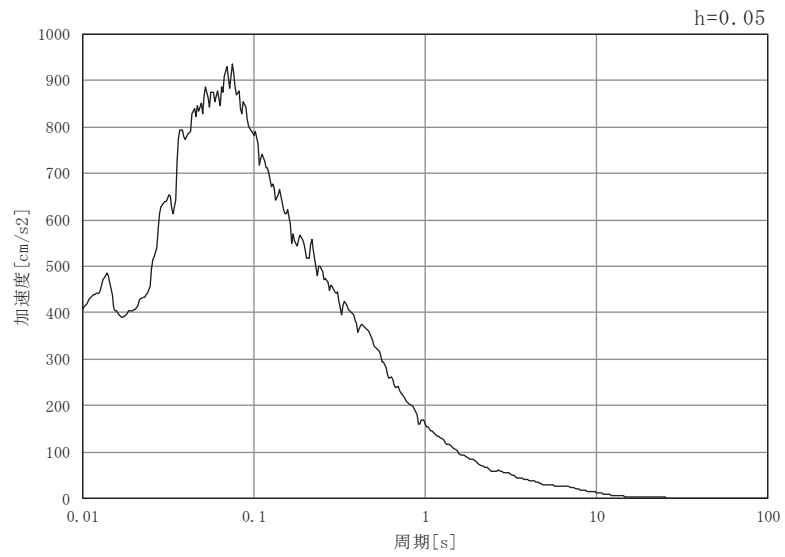


(b) 加速度応答スペクトル

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 ³
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：4300m³・・・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 m³・・・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：2638m³・・・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：7850m³/h (a+b)・・・④

a. 原子炉補機冷却海水ポンプ：1900m³/h × 4 台 = 7600m³/h

b. 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ：250m³/h × 1 台 = 250m³/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。

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。

モデル化範囲及び解析条件を表 5.5-5 に示す。また、水位時刻歴波形の抽出位置を図 5.5-12 に、解析モデルを図 5.5-13 に示す。

表 5.5-5 モデル化範囲及び解析条件

項目	内容
モデル化範囲	<ul style="list-style-type: none"> ・ 検討項目 1 : 取水口 ・ 検討項目 2 : 海水ポンプ室
溢水量	<ul style="list-style-type: none"> ・ スロッシングによって貯留堰外側に溢れ出た海水の体積を 2 倍したものを溢水量*として計上する (2 系統のうち 1 系統のみをモデル化しているため)。
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> ・ 検討項目 1 : 0. P. -6. 3m (貯留堰天端高) ・ 検討項目 2 : 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)
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> ・ 5 分間 (300 秒間) (引き波継続時間約 4 分を保守的に考慮) ・ 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。
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> ・ OpenFOAM (Version6) ・ 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。
境界条件	<ul style="list-style-type: none"> ・ モデル上面 : 大気条件 ・ 底面及び壁面 : スリップ条件 (摩擦は考慮しない)
水位抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> ・ 検討項目 1 : 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を水位抽出位置*とする。 ・ 検討項目 2 : 非常用海水ポンプ部での水位変動を確認するために、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の計 5 点を水位抽出位置*とする。
その他	<ul style="list-style-type: none"> ・ 格子サイズについて、取水口 (検討項目 1) は水平 14cm×鉛直 10cm とする。海水ポンプ室 (検討項目 2) は水平 25cm×鉛直 25cm を基本とし、水面付近は水平 25cm×鉛直 10cm とする。 ・ 海水密度 : 1. 03g/cm³

* : 図 5.5-12 (1), (2) に示す位置

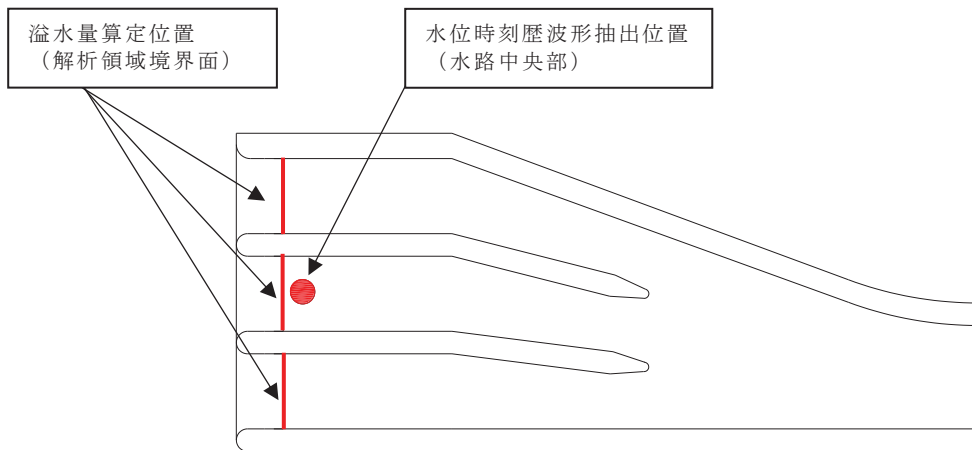
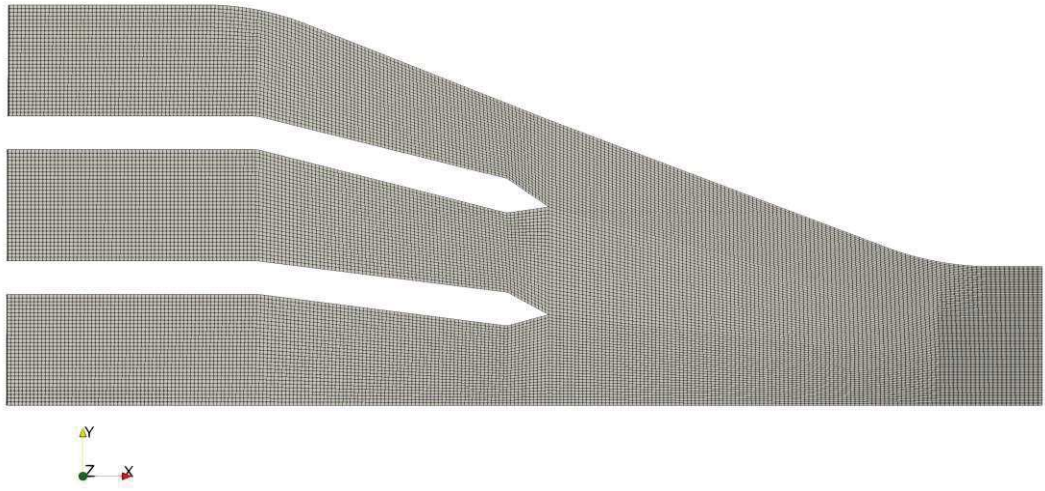


図 5.5-12 (1) 取水口の溢水量算定位置及び水位時刻歴波形抽出位置



図 5.5-12 (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。

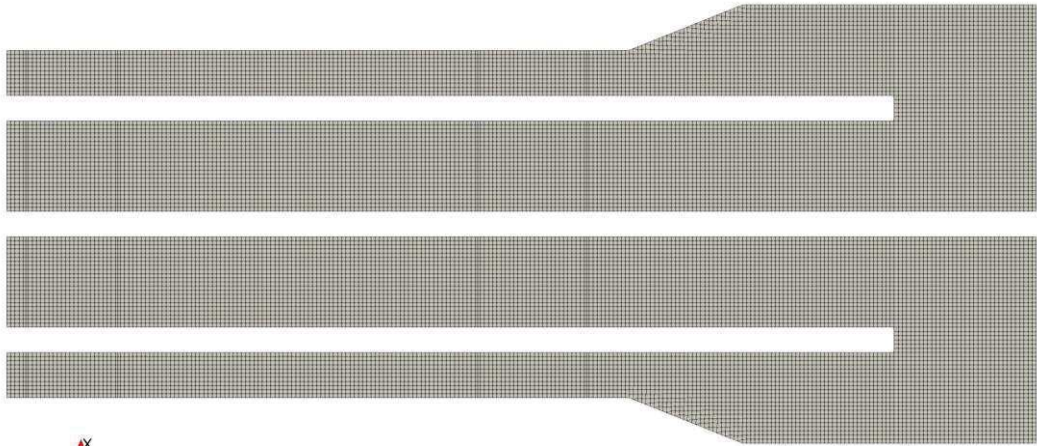


(a) 平面図

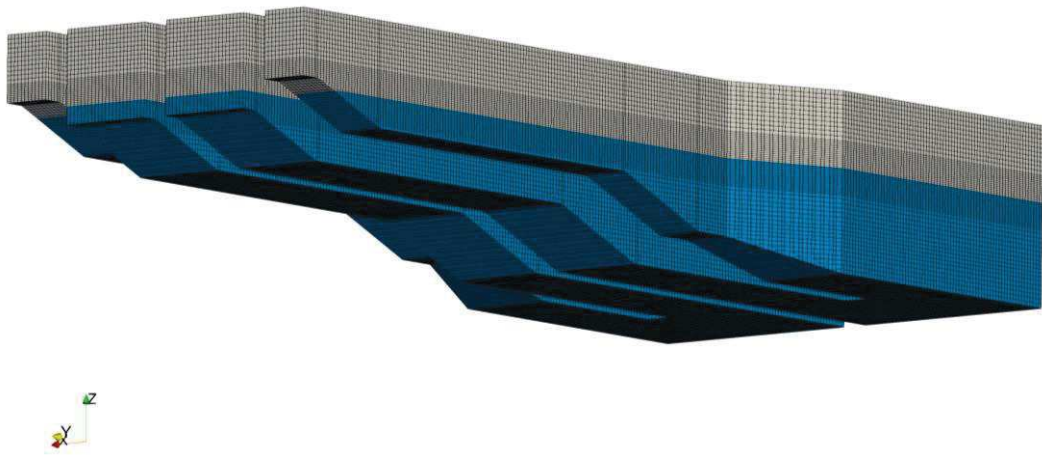


(b) 鳥瞰図

図 5.5-13 (1) 取水口の解析モデル



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図

図 5.5-13 (2) 海水ポンプ室の解析モデル

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。

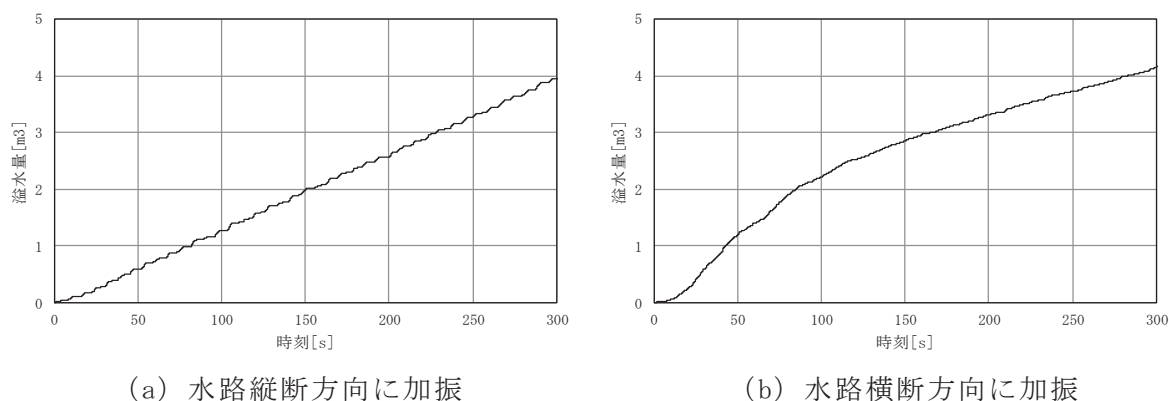


図 5.5-14 溢水量の時間変化

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 ³
(b) 水路横断方向に加振	4.2 m ³

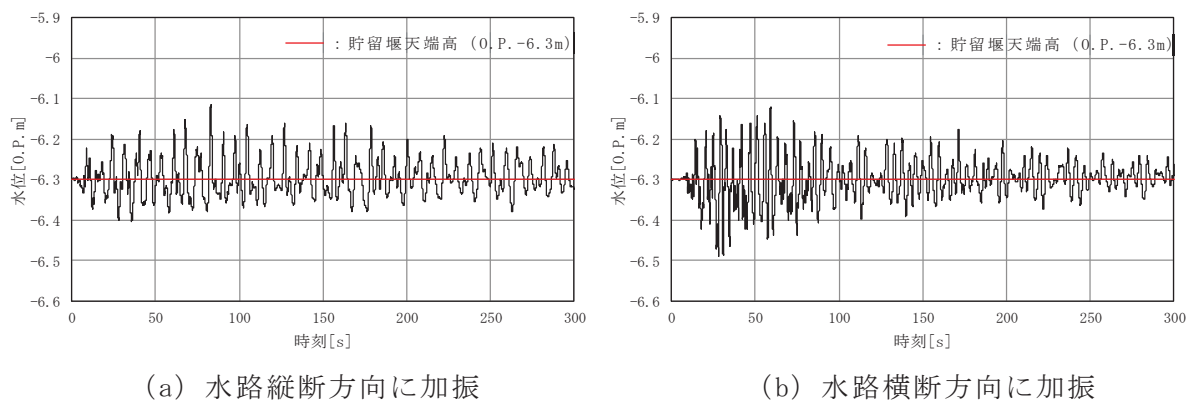
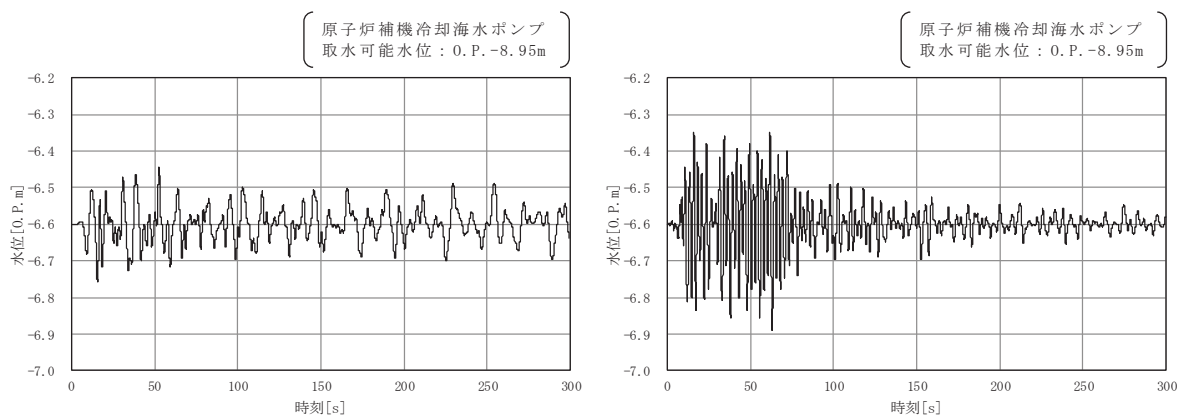


図 5.5-15 貯留堰端部から 0.5m 離れた位置の水位時刻歴

(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)

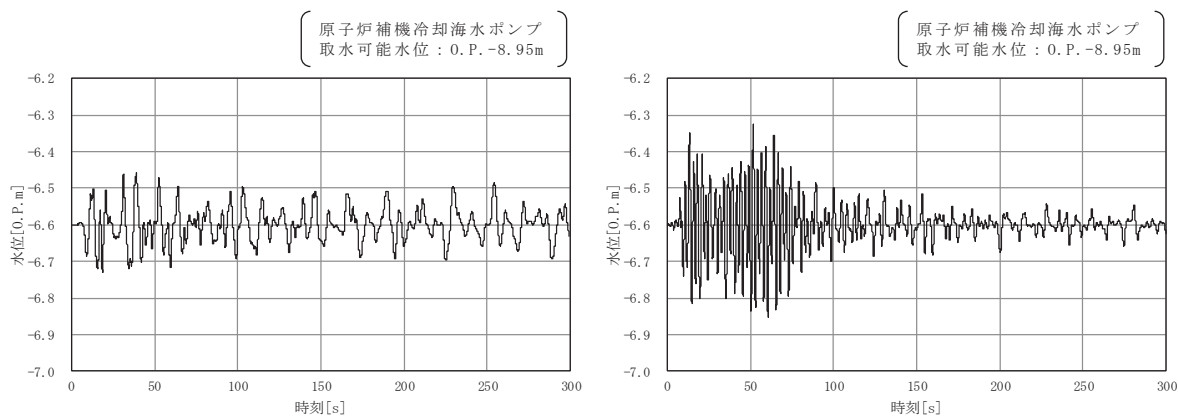
原子炉補機冷却海水ポンプ位置 (A~D) 及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置における水位時刻歴を図 5.5-16 に, 非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位を表 5.5-7 に示す。また, スロッシング時のスナップショットを「(参考 2) スロッシング時のスナップショット」に示す。



(a) 水路縦断方向に加振

(b) 水路横断方向に加振

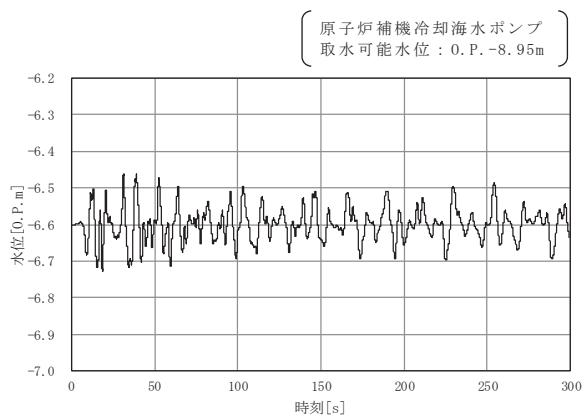
図 5.5-16 (1) 原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置における水位時刻歴



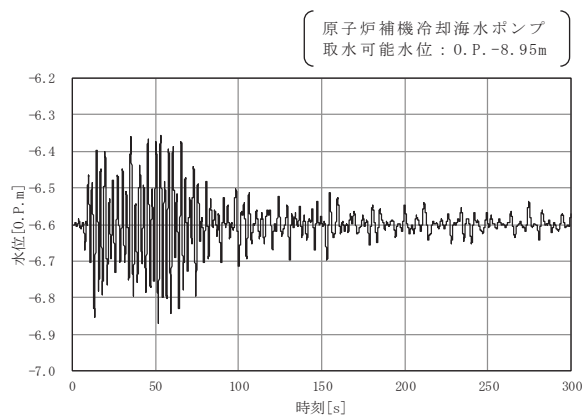
(a) 水路縦断方向に加振

(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

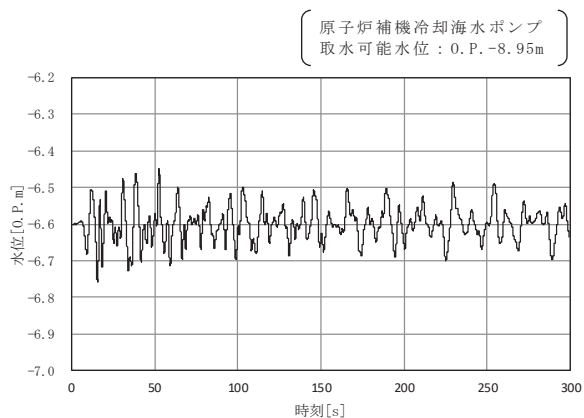


(a) 水路縦断方向に加振

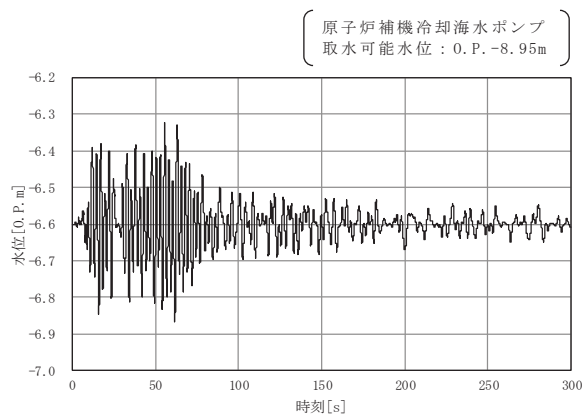


(b) 水路横断方向に加振

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

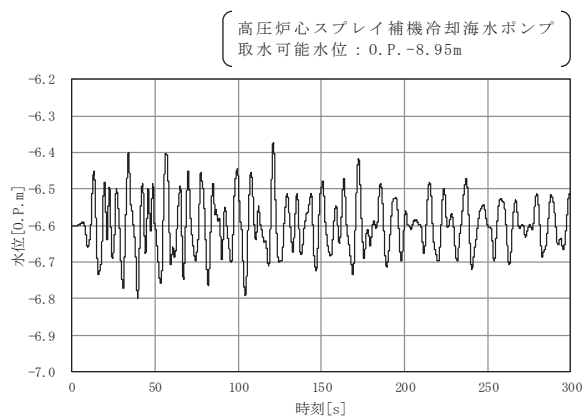


(a) 水路縦断方向に加振

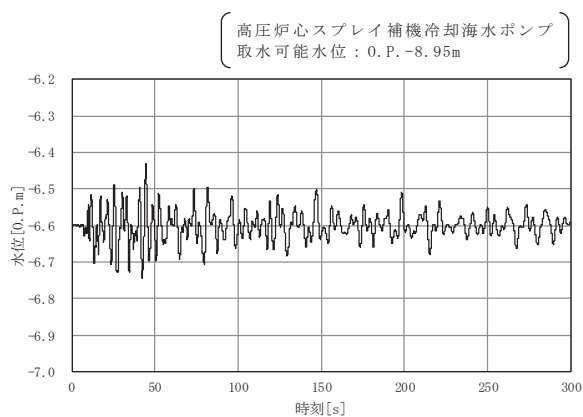


(b) 水路横断方向に加振

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 5m^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。

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

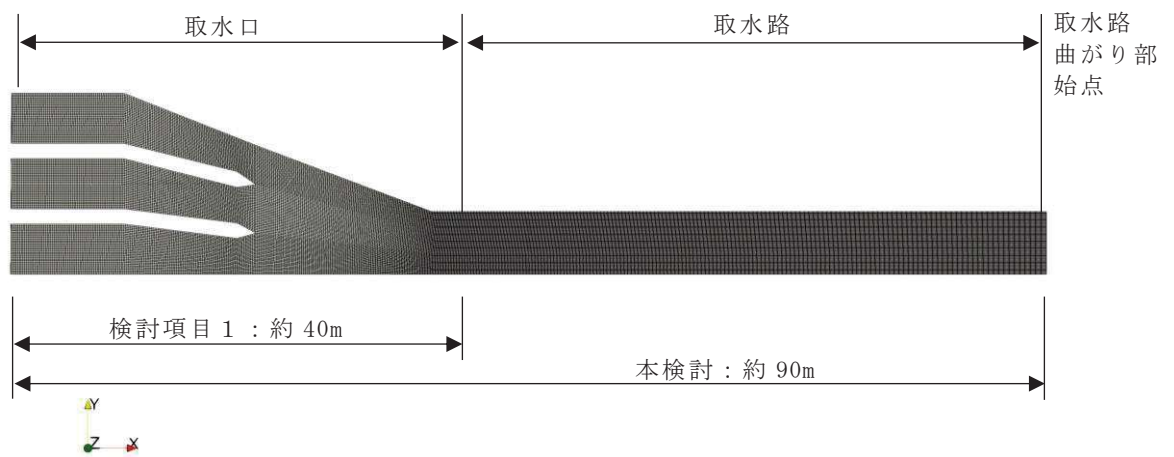
$$\cdot \text{高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの最低水位} = \text{O.P. -6.80m} \Rightarrow \underline{\text{O.P. -6.8m}}$$

(参考1) 解析範囲の妥当性について

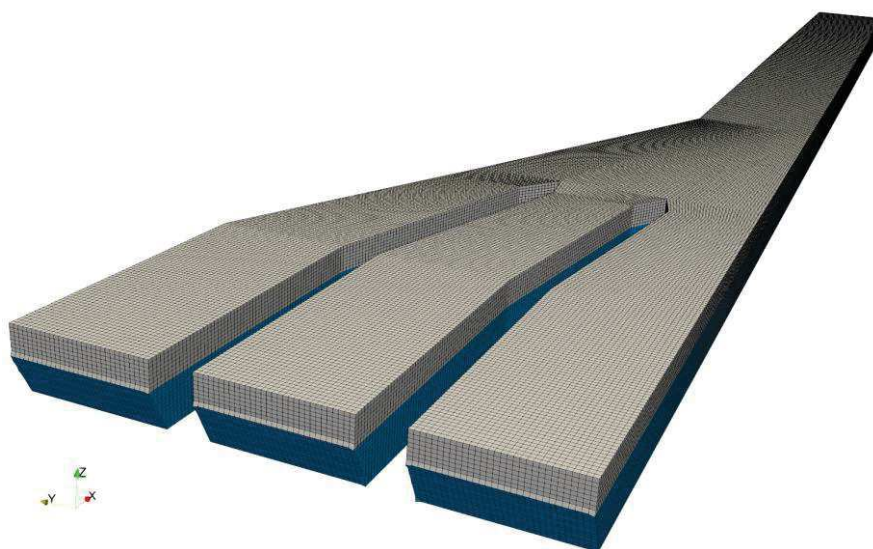
1. 概要

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

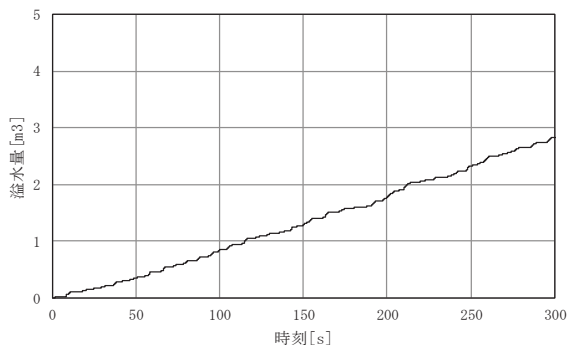
図1 本検討の解析モデル（取水口～取水路）

2. 解析結果

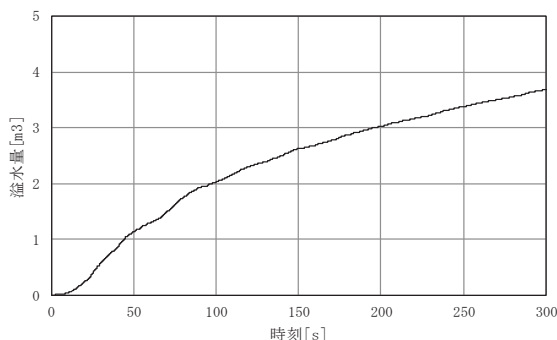
(1) 溢水量

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。

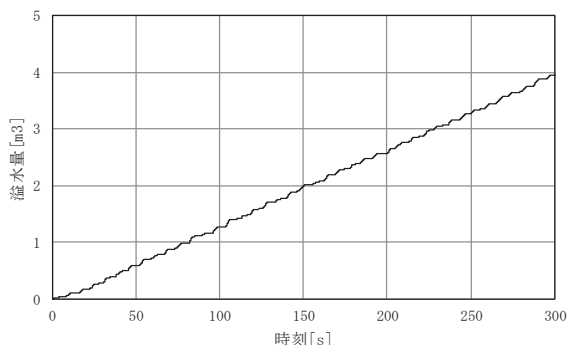


(a) 水路縦断方向に加振

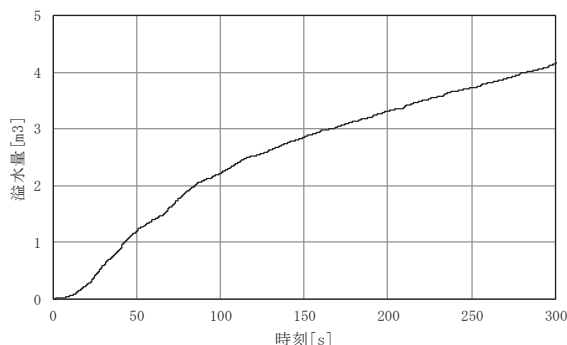


(b) 水路横断方向に加振

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)

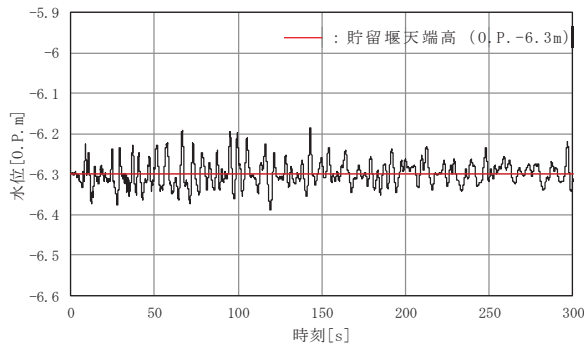
表1 スロッシングによる5分間の溢水量

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 ³	4.0 m ³	1.1 m ³
横断方向	3.7 m ³	4.2 m ³	0.5 m ³

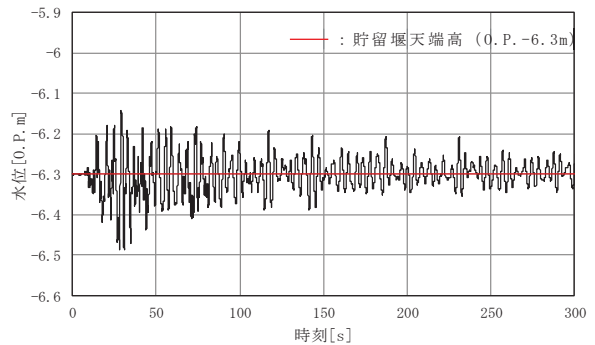
(2) 水位変動量（水位変動幅）

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。



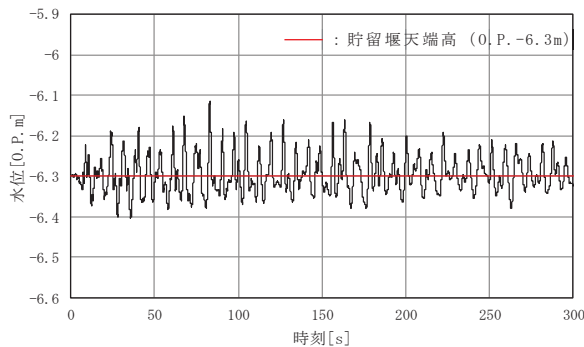
(a) 水路縦断方向に加振



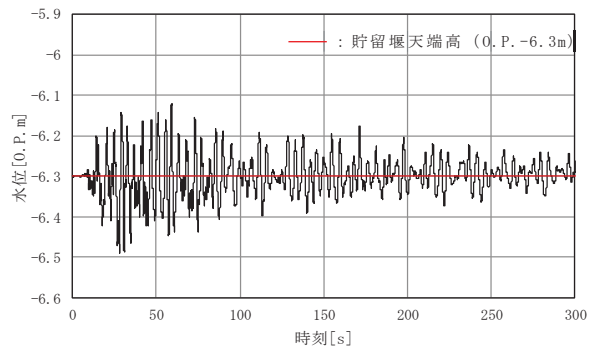
(b) 水路横断方向に加振

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 (O. P. -6.3m) からの水位変動幅

加振方向		初期水位 (O. 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。

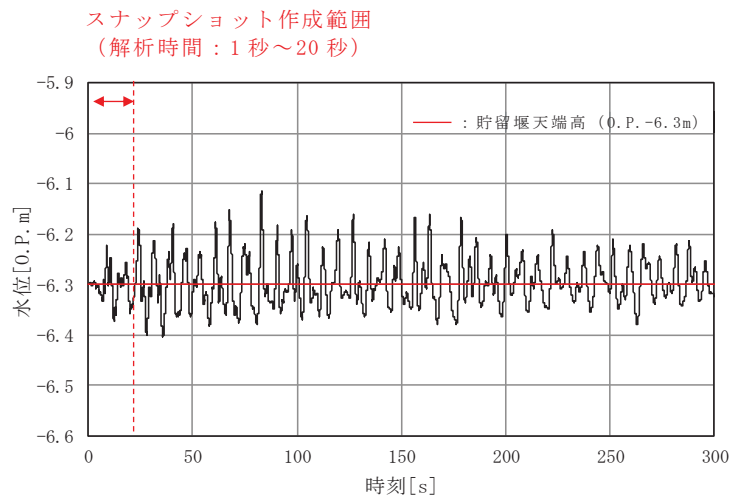


図 1.1-1 スナップショットの作成範囲

(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)

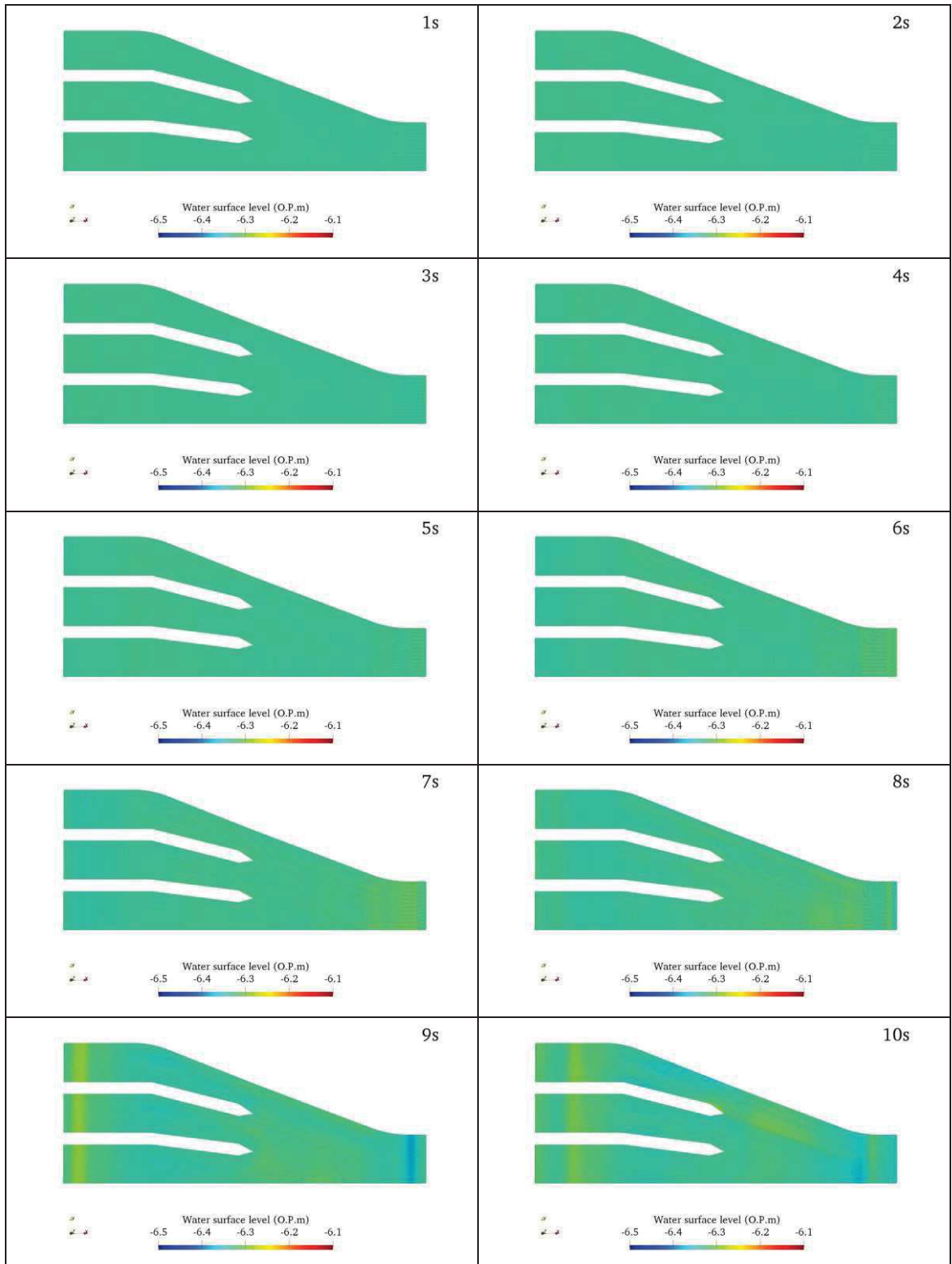


図 1.1-2 (1) スナップショット（水路縦断方向に加振，解析時間 1 秒～10 秒）

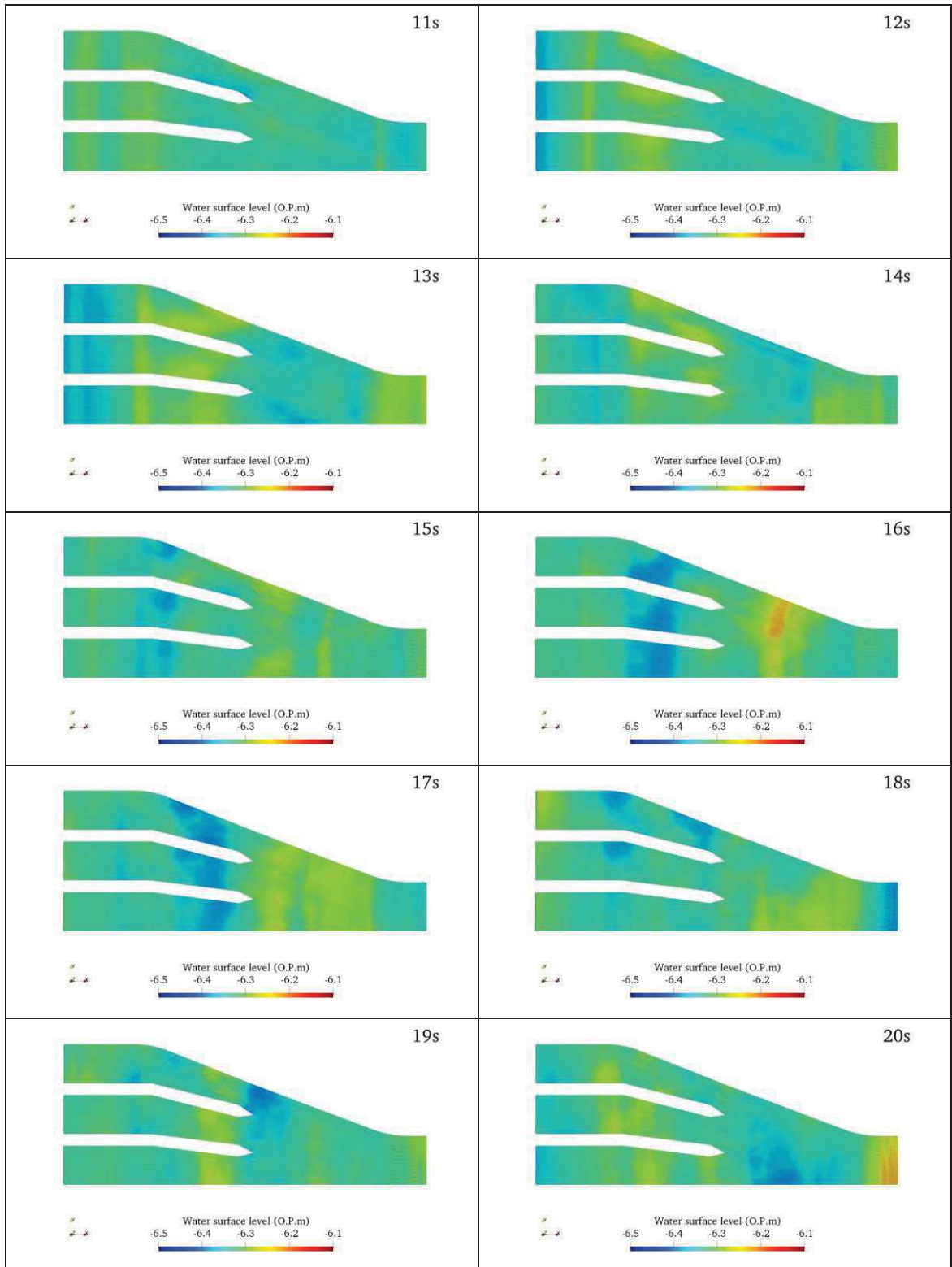


図 1.1-2 (2) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 11 秒~20 秒)

(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。

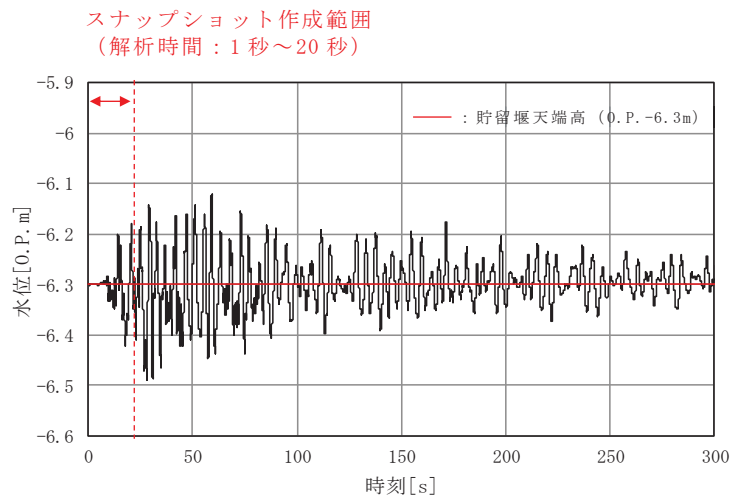


図 1.2-1 スナップショットの作成範囲
(貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴,
水路横断方向に加振, 解析時間：0 秒～300 秒)

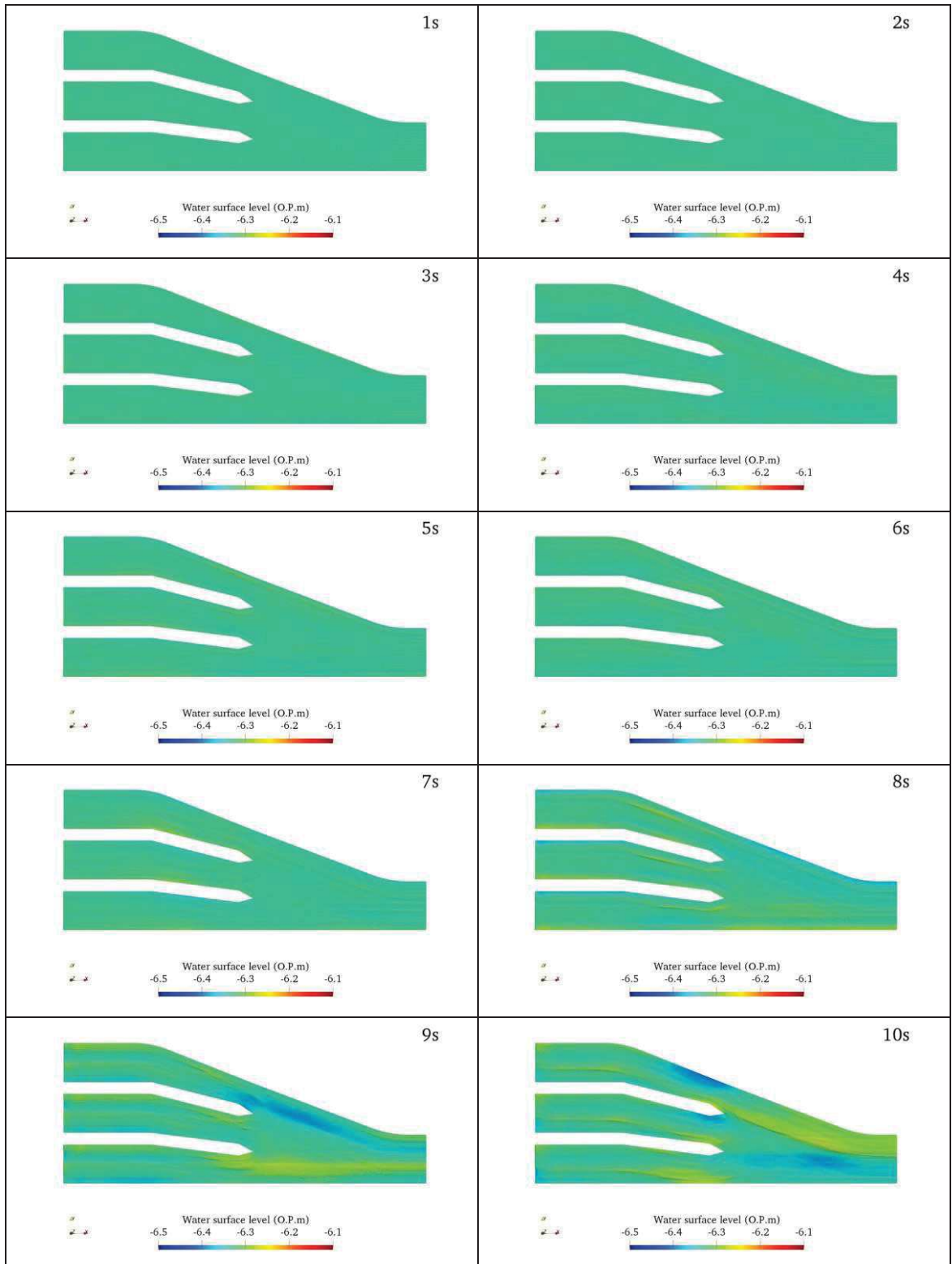


図 1.2-2 (1) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 1 秒~10 秒)

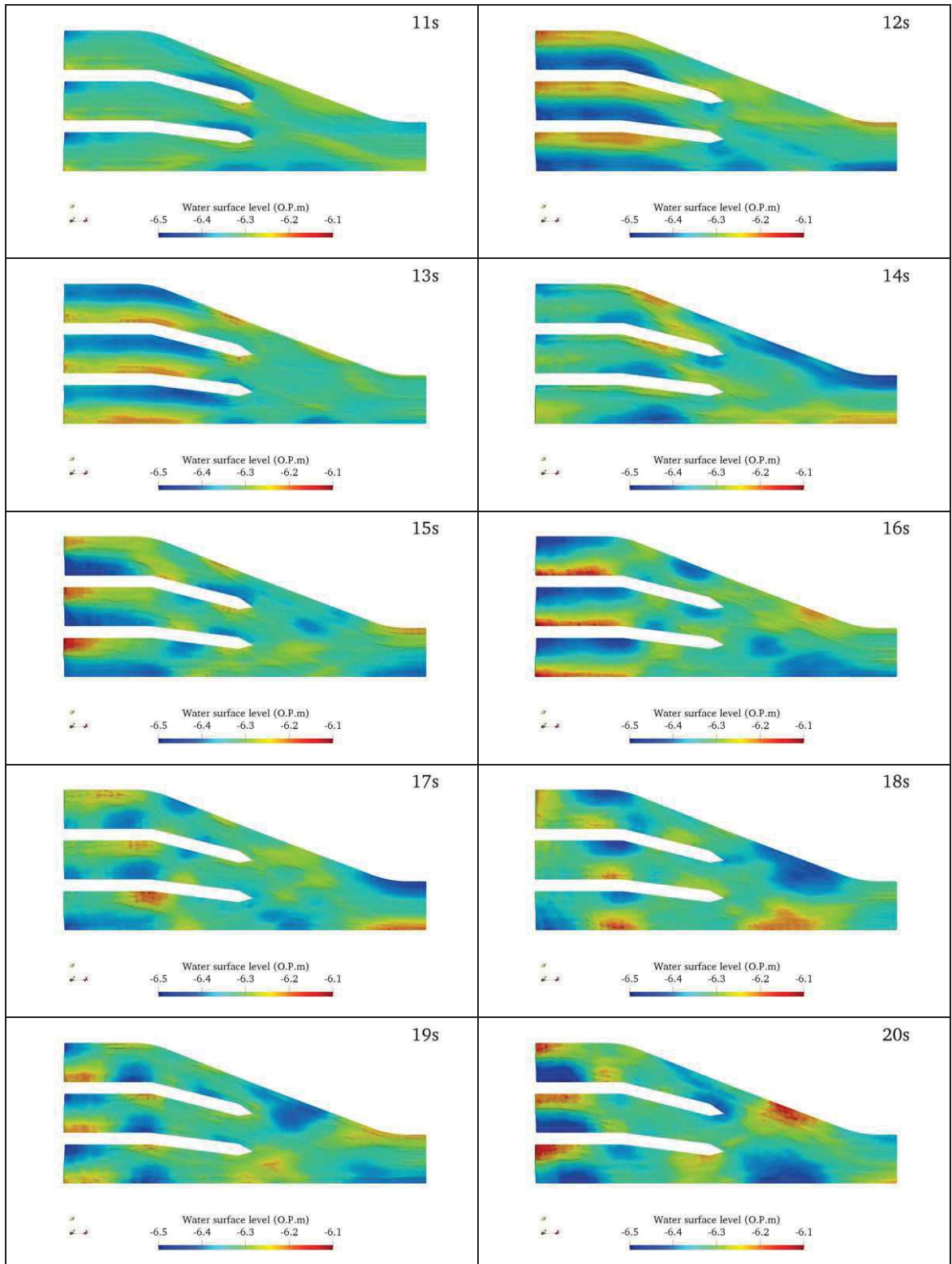


図 1.2-2 (2) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 11 秒~20 秒)

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。

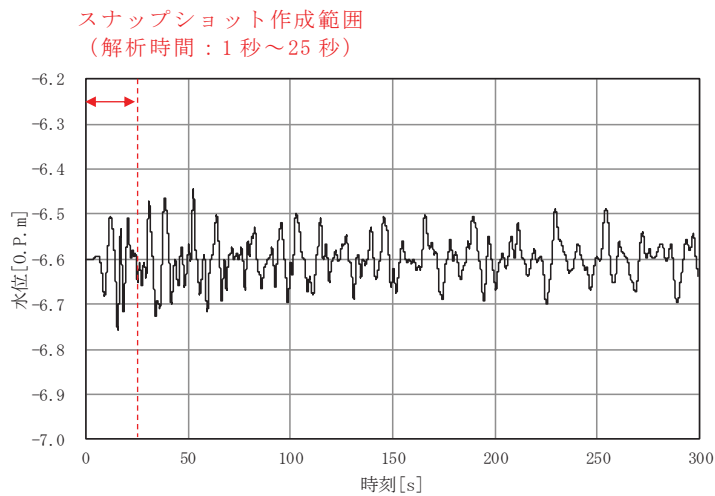


図 2.1-1 スナップショットの作成範囲
(原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置における水位時刻歴,
水路縦断方向に加振, 解析時間: 0 秒~300 秒)

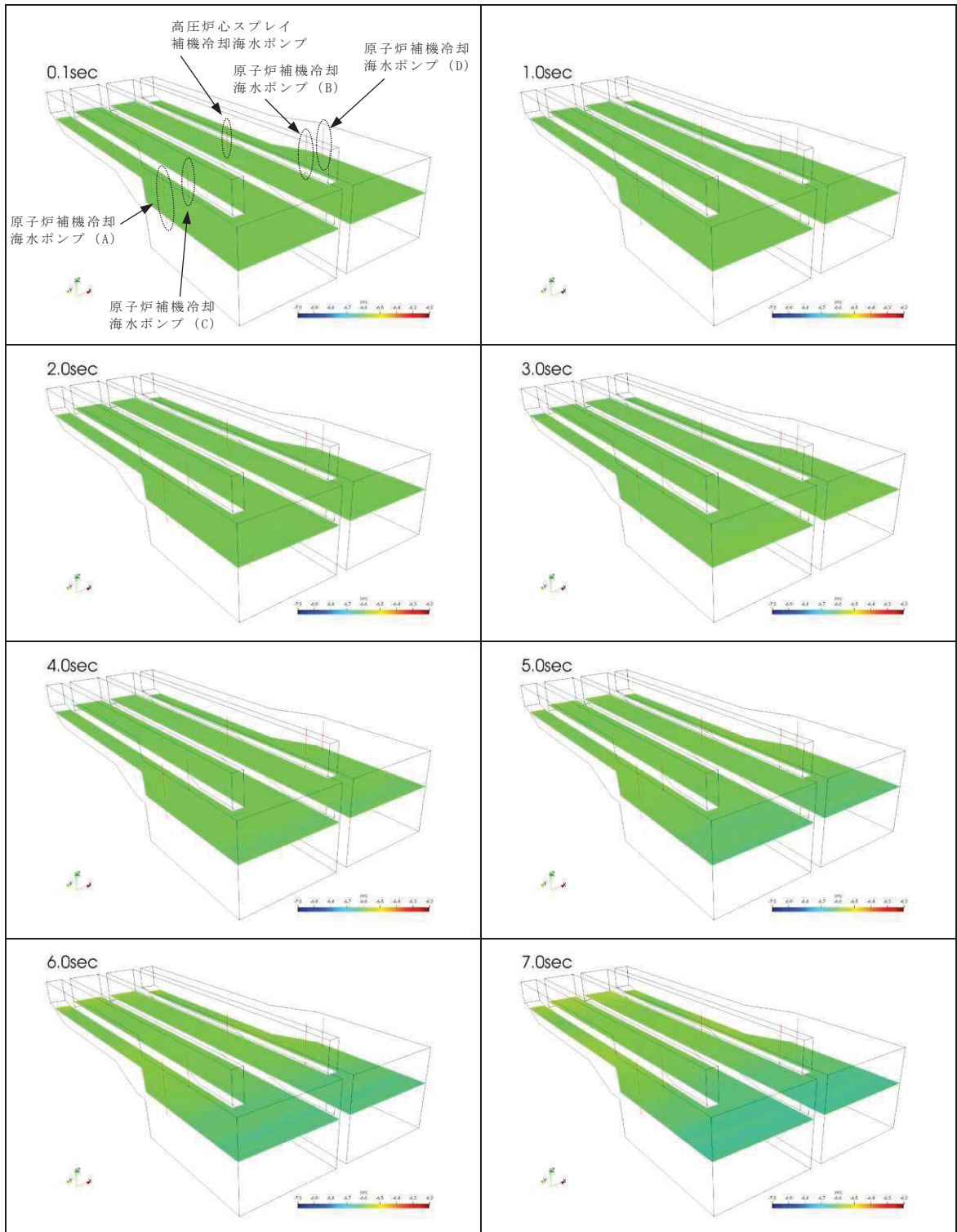


図 2.1-2 (1) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 1 秒~7 秒)

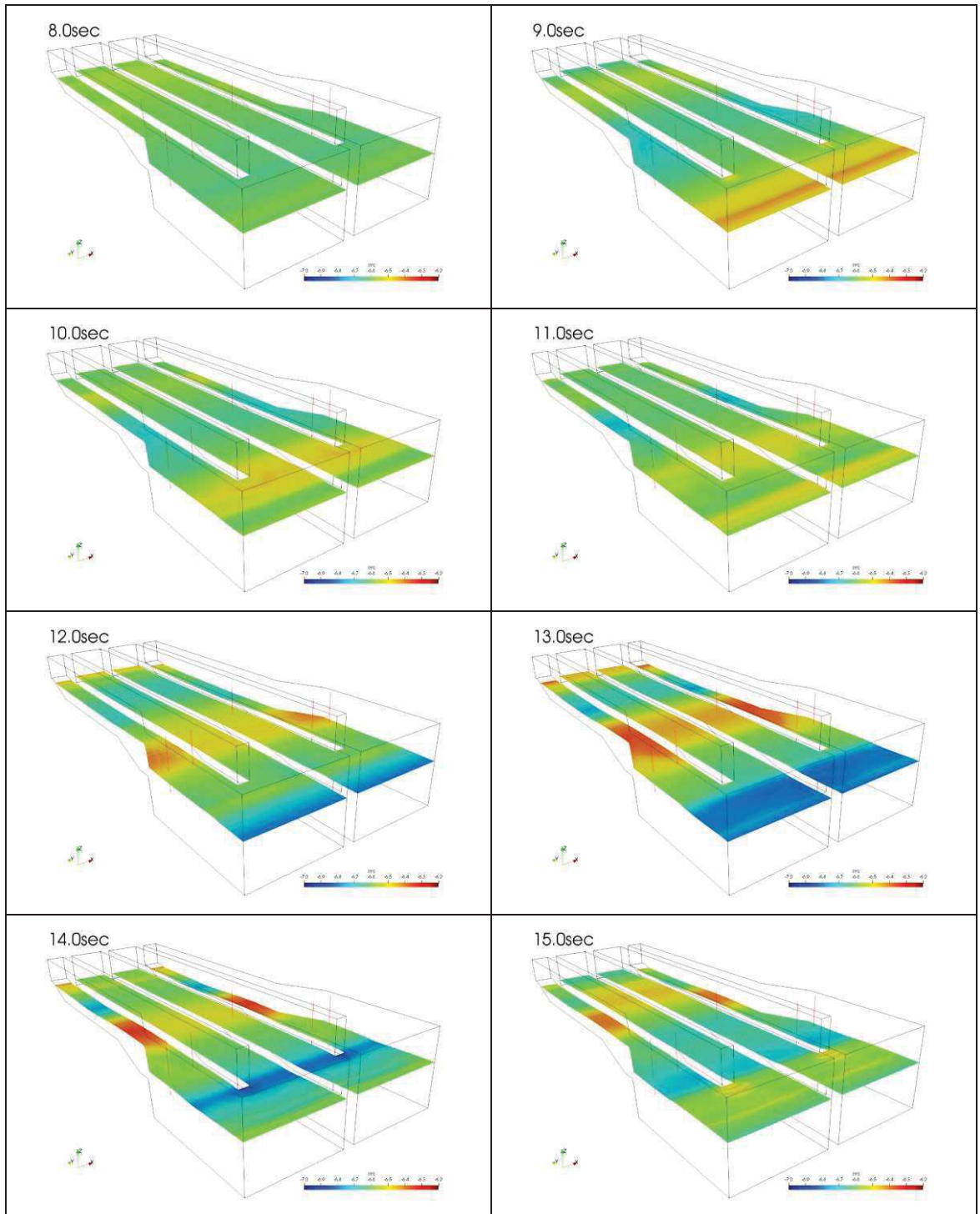


図 2.1-2 (2) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 8 秒～15 秒)

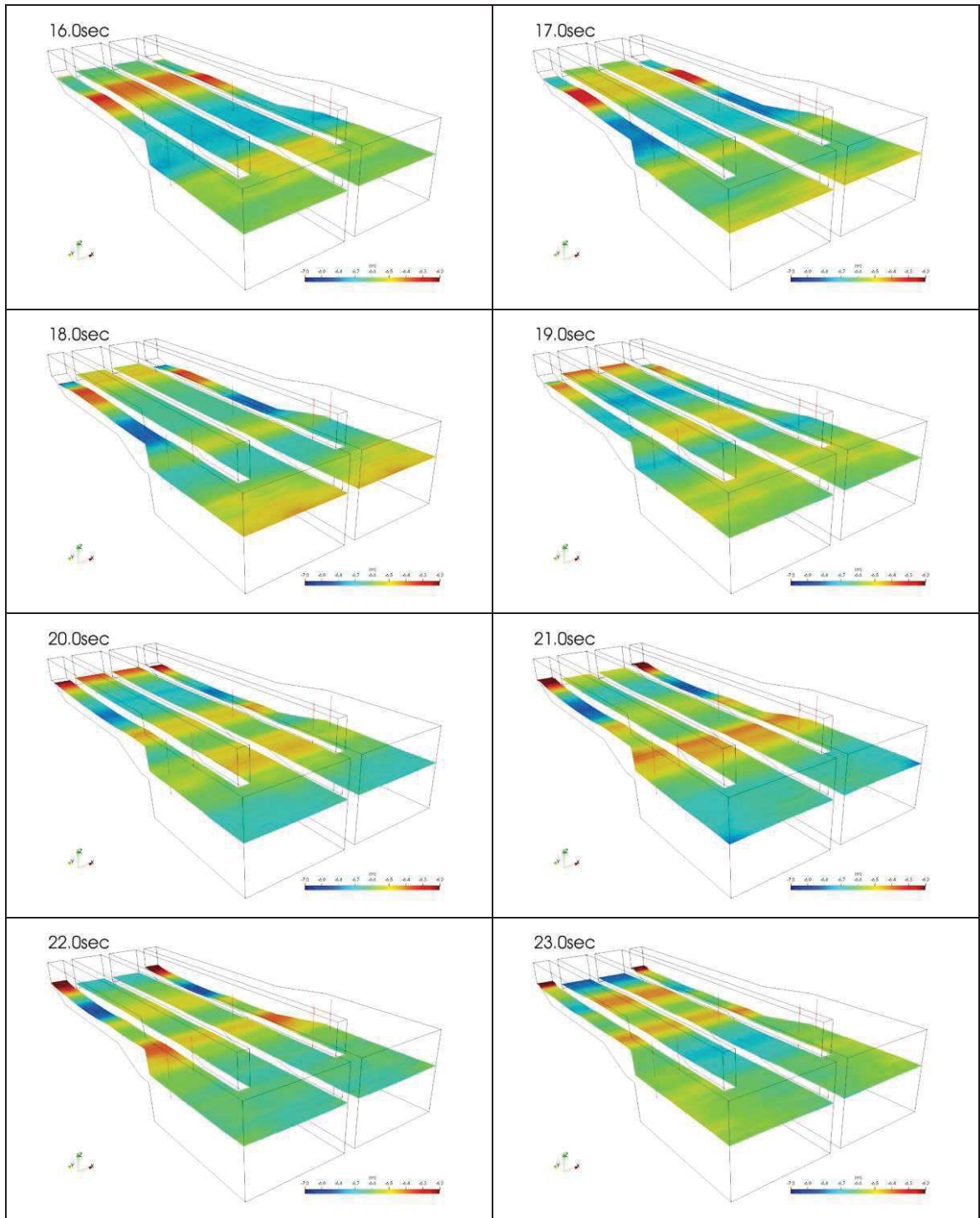


図 2.1-2 (3) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 16 秒~23 秒)

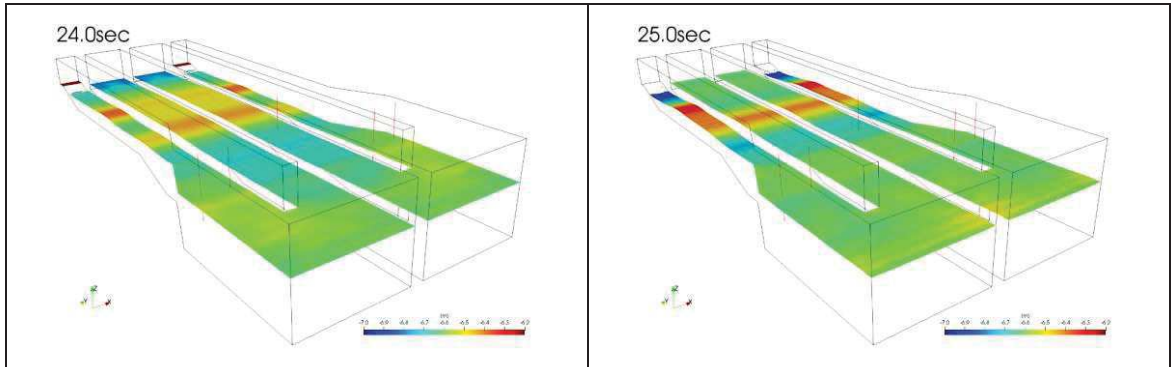


図 2.1-2 (4) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 24 秒~25 秒)

(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。

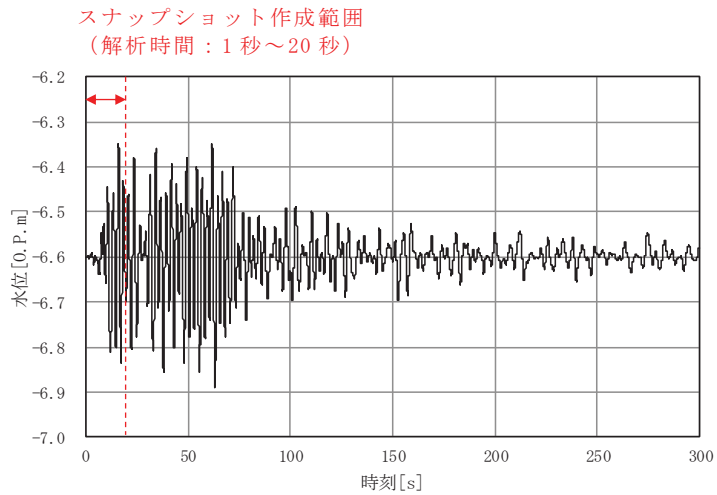


図 2.2-1 スナップショットの作成範囲
(原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置における水位時刻歴,
水路横断方向に加振, 解析時間: 0 秒~300 秒)

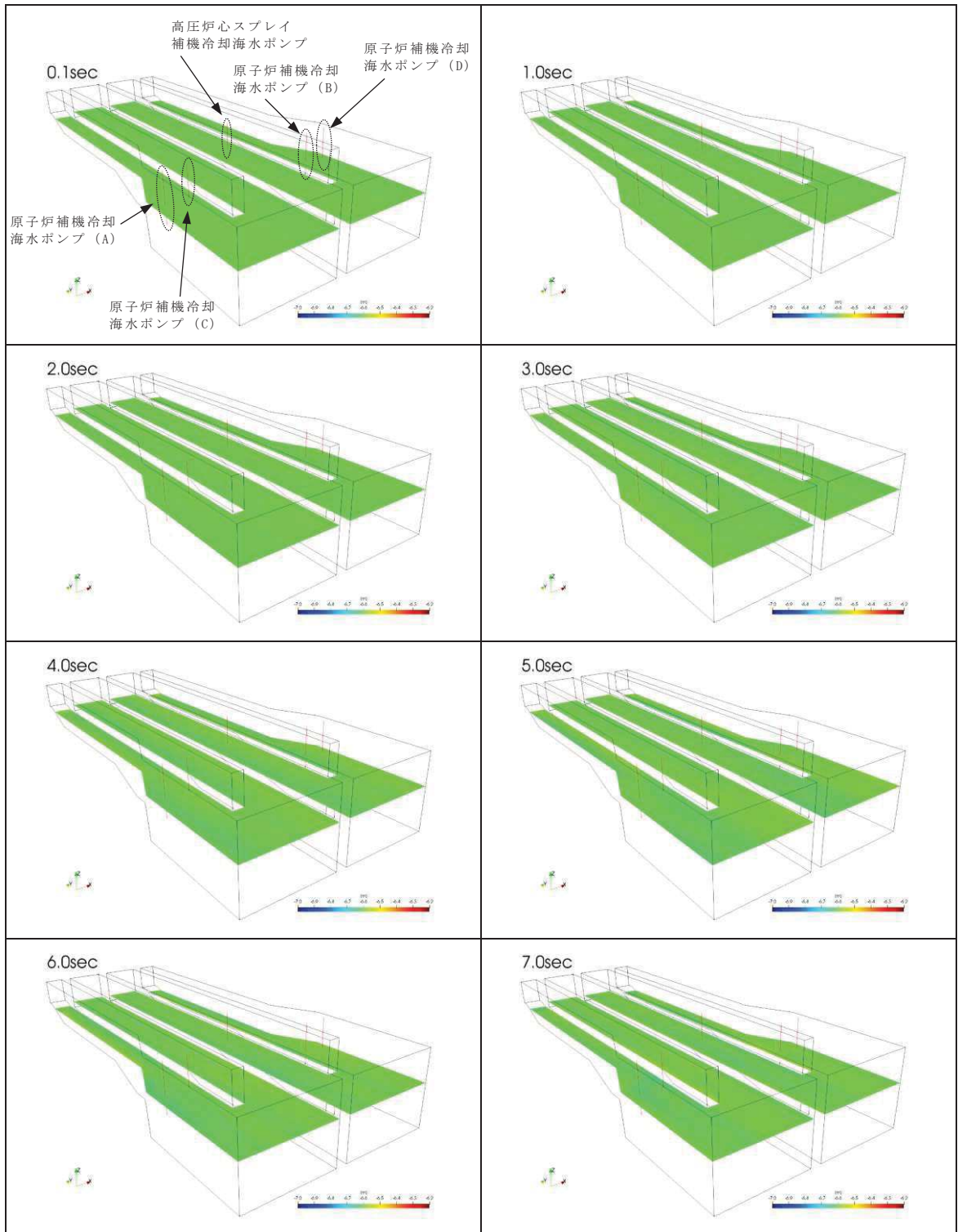


図 2.2-2 (1) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 1 秒~7 秒)

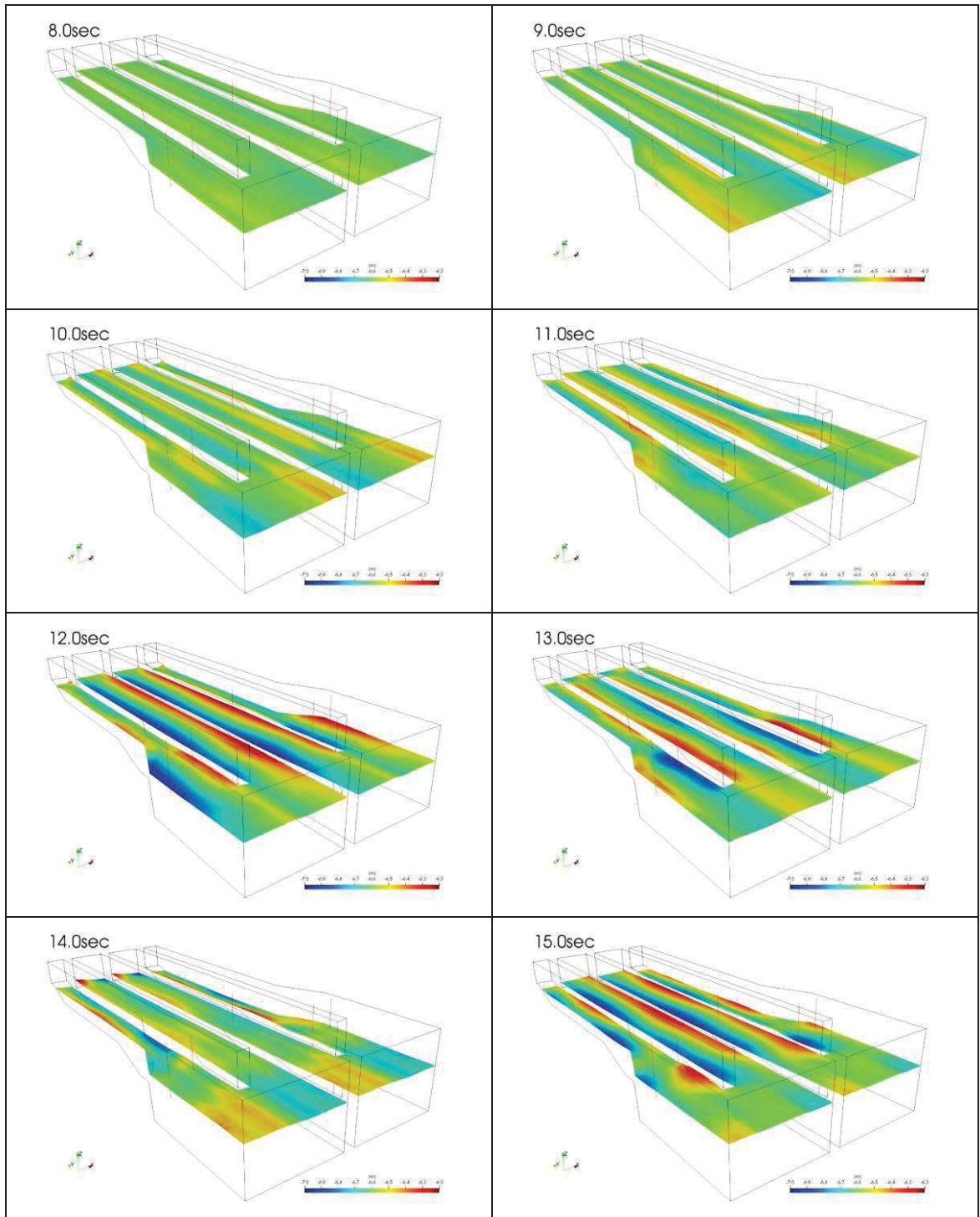


図 2.2-2 (2) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 8 秒～15 秒)

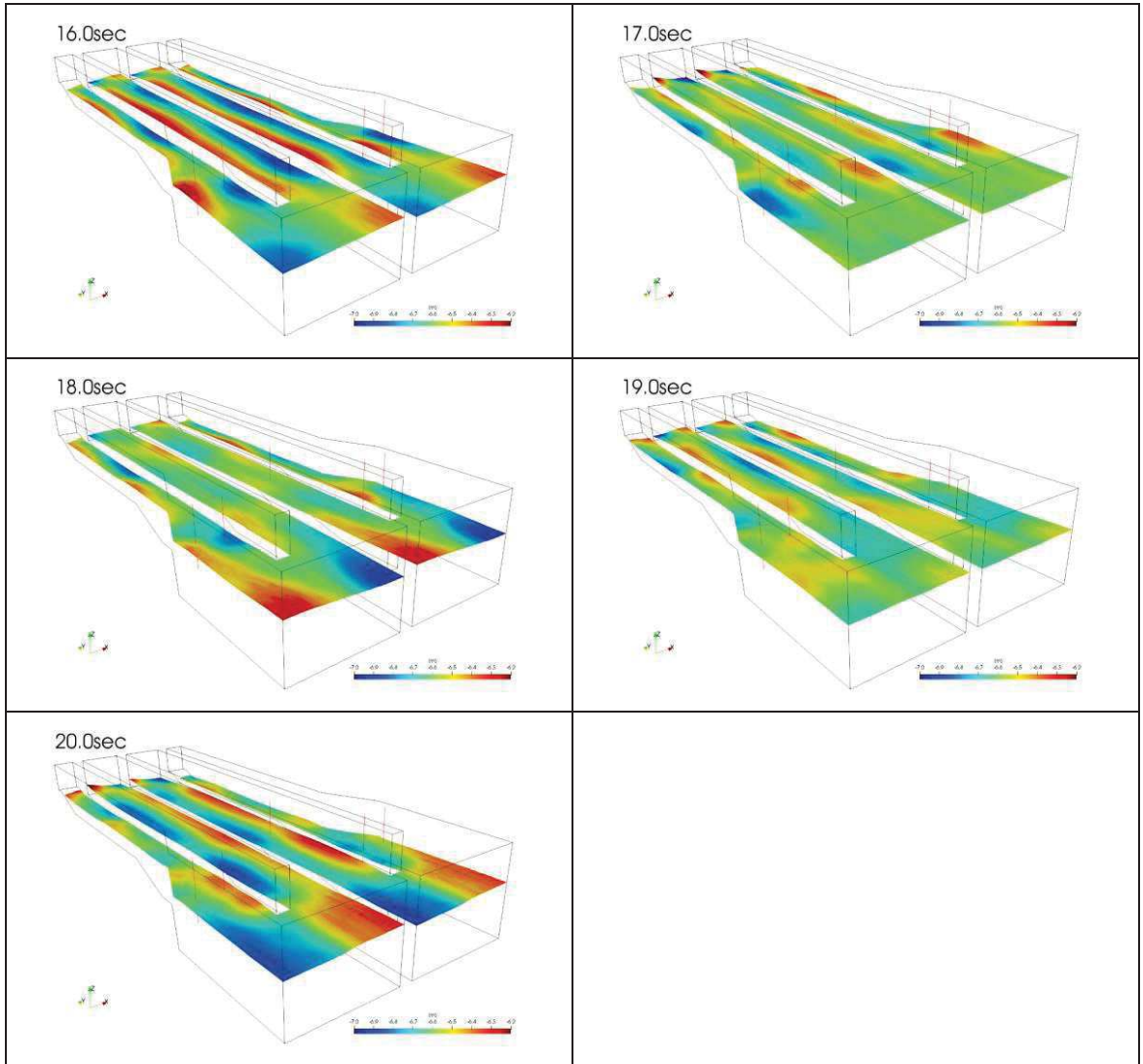


図 2.2-2 (3) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 16 秒~20 秒)

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)

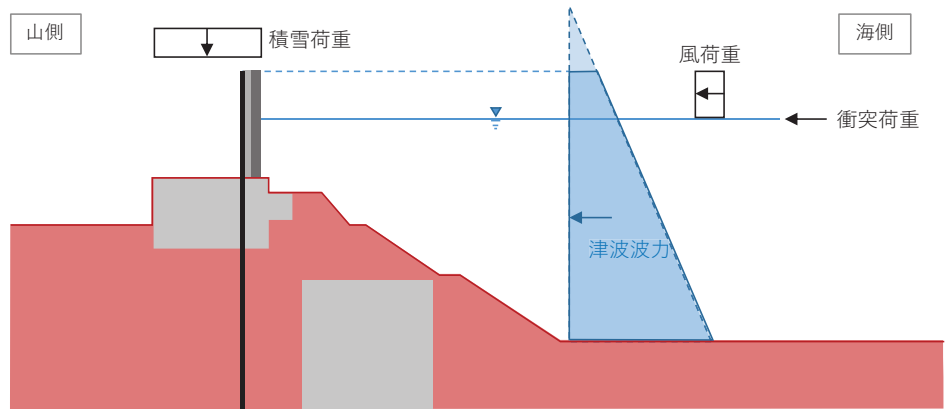


図 5.6-1 津波荷重+漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁))

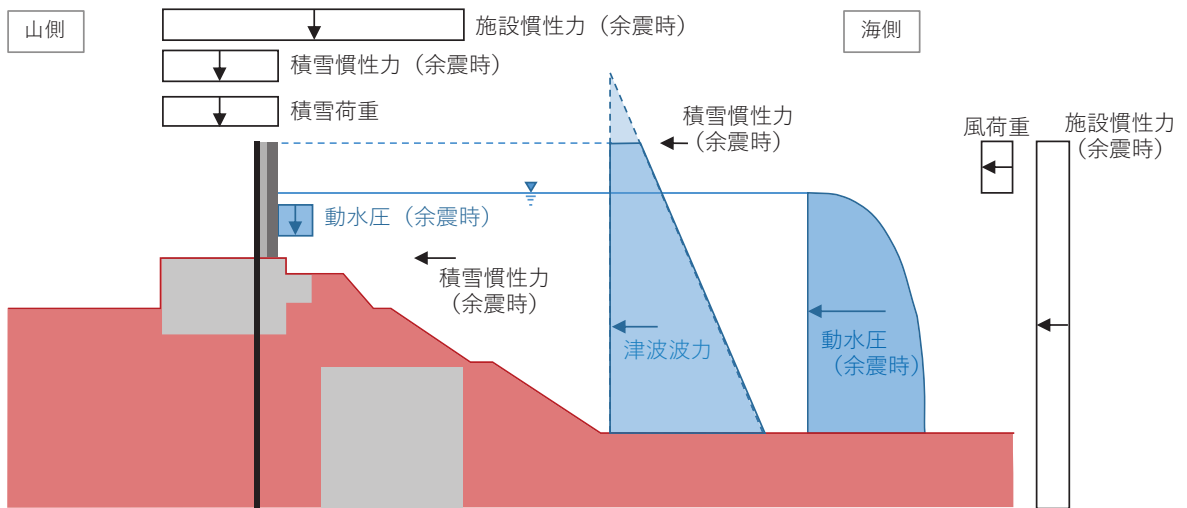


図 5.6-2 津波荷重+余震荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁))

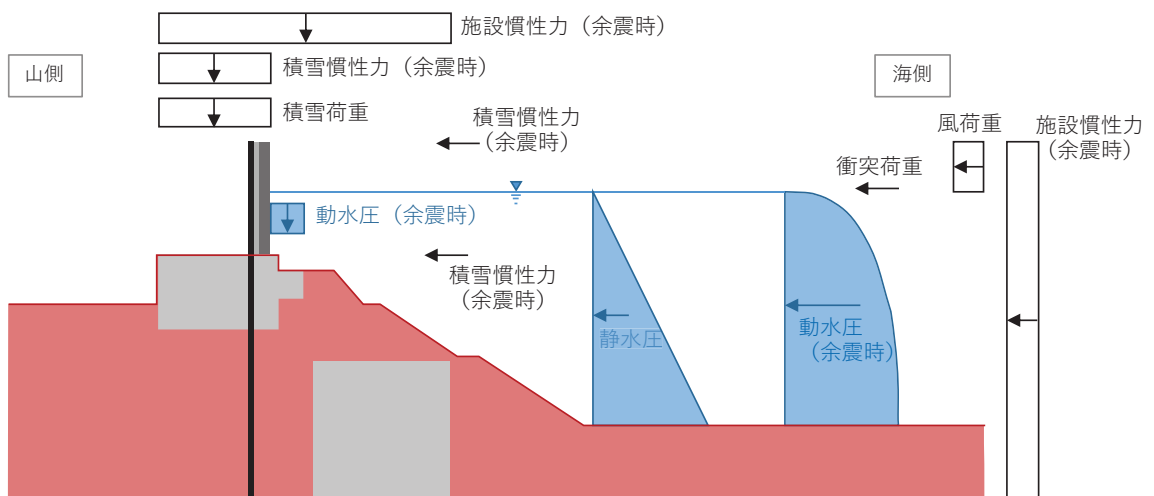


図 5.6-3 津波荷重+余震荷重+漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁))

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（2019）*1」（FEMA：Federal Emergency Management Agency）で引用している「ASCE（2016）*2」（ASCE：American Society of Civil Engineers）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。

$$F_{ni} = u_{max} \sqrt{km_d}$$

$$F_i = I_{tsu} c_0 F_{ni}$$

F_{ni} : 最大瞬間漂流物衝突荷重

u_{max} : 最大流速（漂流物が十分に浮き上がる水深での流速）

m_d : 漂流物の質量

k : 有効軸剛性

F_i : 設計瞬間漂流物衝突荷重

I_{tsu} : 重要度に応じた安全係数

c_0 : 回転係数

*1 : FEMA（2019） : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Third Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2019

*2 : ASCE（2016） : Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI Standard 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

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)	+24.4	13.0*
	防潮堤 (盛土堤防)	+24.4	13.0*
	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)	+24.4	13.0*
	貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), (No. 6)	-6.3	13.0*

* 「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

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 (m²)

q : 速度圧 (kN/m²)

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

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

α : 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 α	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 ²)	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 α	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 ²)	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 α	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 ²)	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）

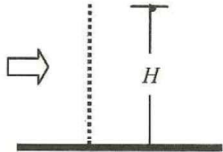
表 5.7-3(3) 防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）の風荷重設定における入力値について

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 α	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 ²)	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 φ	C_D
0	1.2
0.2	1.5
0.6	1.7
≥ 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 φ を乗じたものとする。充実率 φ の定義は表 A6.14 に同じとし、表に掲げる充実率 φ 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 α	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 ²)	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	$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y
0 1.2 0	0 0 1.1	0 2.0 0	0 0 1.9
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 0 2.6
45 2.3 1.1	45 2.1 0.6	45 2.0 0.8
90 1.8 0.8	90 ± 0.6 0.7	90 ± 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 φ	C_X
0	2
0.2	2
0.6	2.7
≥ 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 φ の定義は表 A6.14 に同じとし、表に掲げる充実率 φ 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。

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/m² 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/m²)

d_s : 設計基準積雪量 (cm)

A_s : 水平投影面積 (m²)

表 5.7-5 積雪荷重の入力値

積雪荷重 W_s (N/cm/m ²)	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 ²)
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，2次元静的有限要素法解析及び2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 (1/7)

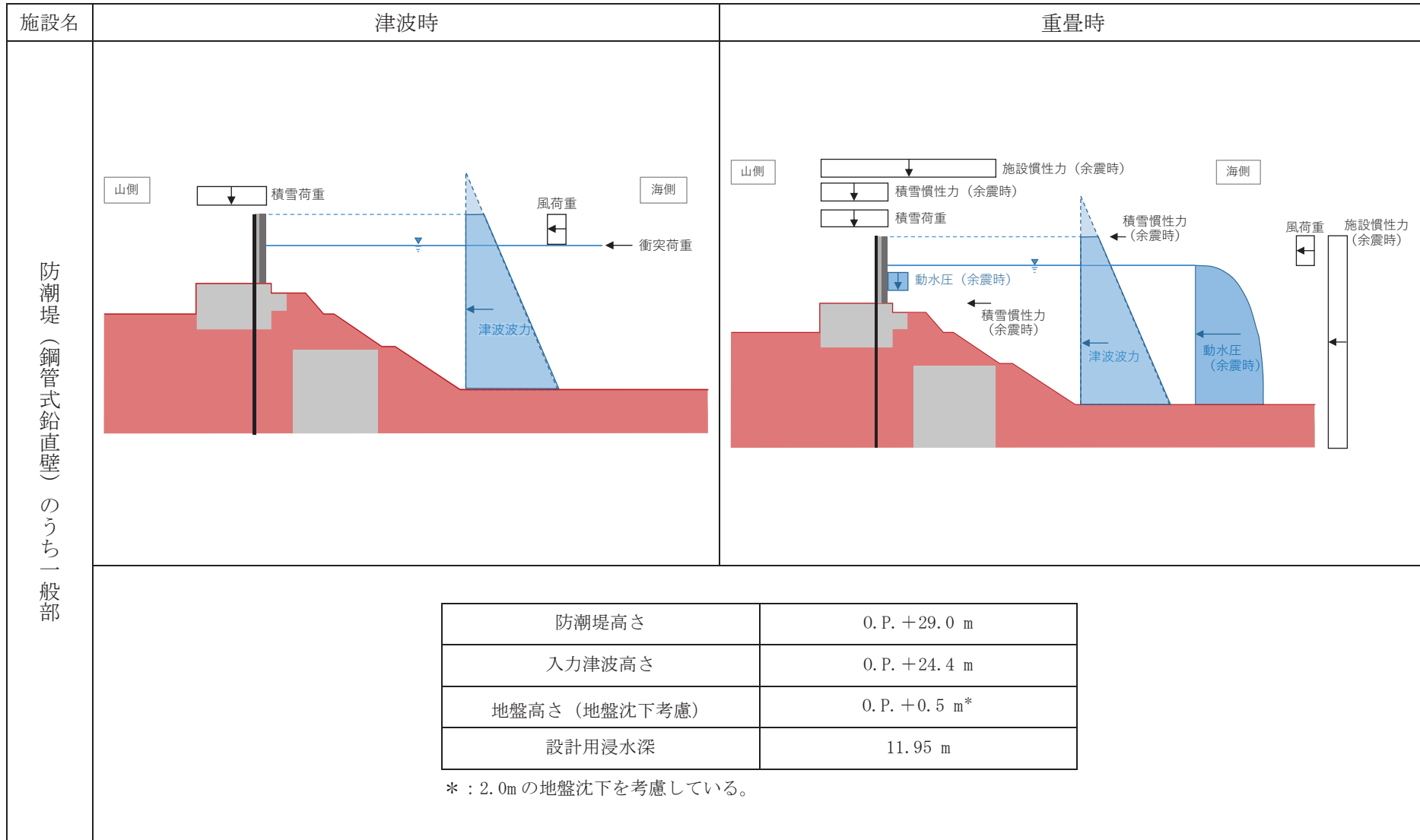


表 5.8-1 (2) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (2/7)

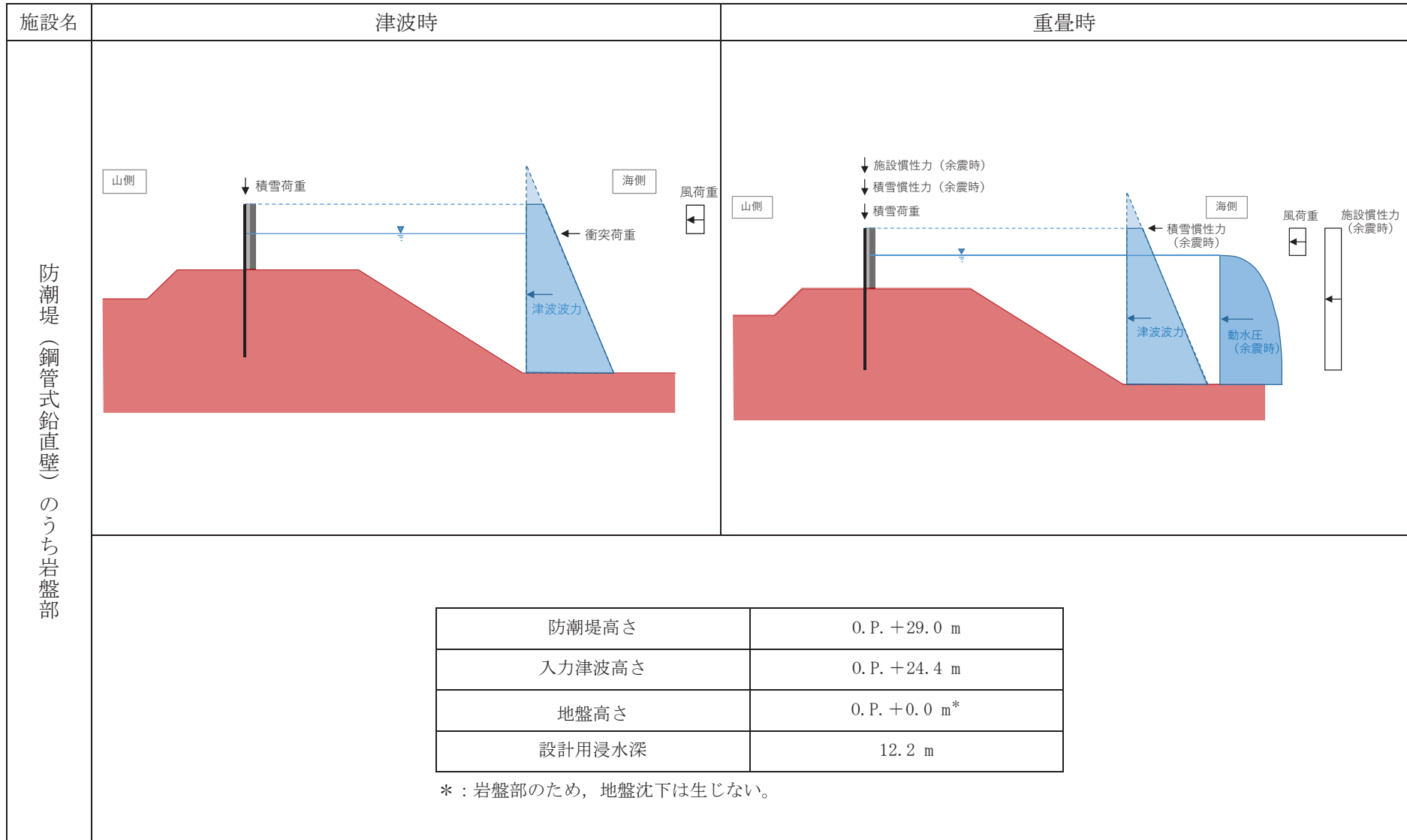


表 5.8-1 (3) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (3/7)

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;"> <tbody> <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;">入力津波高さ</td> <td style="text-align: center;">O. P. +24.4 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;">10.7 m</td> </tr> </tbody> </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	入力津波高さ	O. P. +24.4 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								
入力津波高さ	O. P. +24.4 m								
地盤高さ	O. P. +3.0 m*								
設計用浸水深	10.7 m								

表 5.8-1 (4) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (4/7)

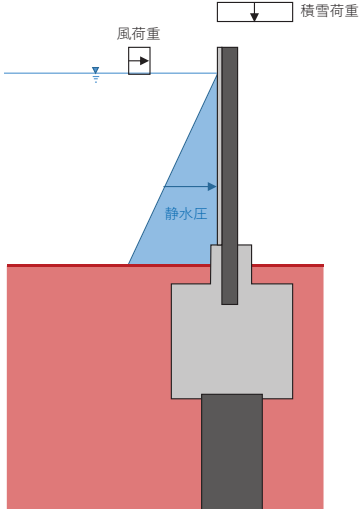
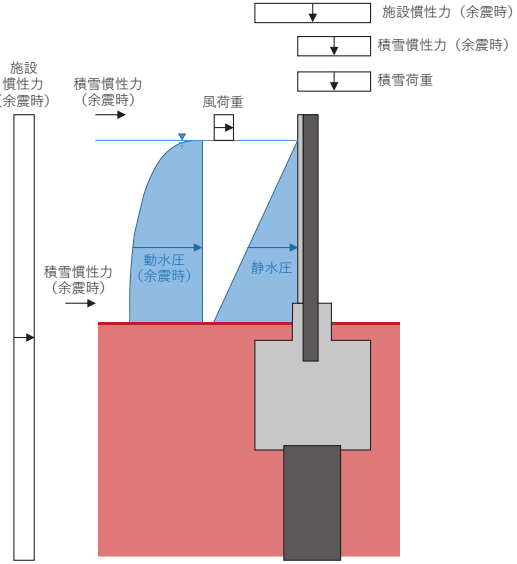
施設名	津波時		重畳時																										
防潮壁 (第2号機海水ポンプ室) 防潮壁 (第2号機放水立坑) 防潮壁 (第3号機海水ポンプ室) 防潮壁 (第3号機放水立坑)																													
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>第2号機海水ポンプ室</th> <th>第2号機放水立坑</th> <th>第3号機海水ポンプ室</th> <th>第3号機放水立坑</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>防潮壁高さ</td> <td>0. 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>入力津波高さ</td> <td>0. P. +18.1 m</td> <td>0. P. +17.4 m</td> <td>0. P. +19.0 m</td> <td>0. P. +17.5 m</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ</td> <td>0. P. +13.4 m^{*1} (0. P. +13.8 m)^{*2}</td> <td>0. P. +13.4 m^{*1} (0. P. +13.8 m)^{*2}</td> <td>0. P. +13.4 m^{*1}</td> <td>0. P. +13.4 m^{*1}</td> </tr> <tr> <td>設計用浸水深</td> <td>4.7 m (4.3 m)^{*2}</td> <td>4.0 m (3.6 m)^{*2}</td> <td>5.6 m</td> <td>4.1 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	入力津波高さ	0. P. +18.1 m	0. P. +17.4 m	0. P. +19.0 m	0. P. +17.5 m	地盤高さ	0. P. +13.4 m ^{*1} (0. P. +13.8 m) ^{*2}	0. P. +13.4 m ^{*1} (0. P. +13.8 m) ^{*2}	0. P. +13.4 m ^{*1}	0. P. +13.4 m ^{*1}	設計用浸水深	4.7 m (4.3 m) ^{*2}	4.0 m (3.6 m) ^{*2}	5.6 m	4.1 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																									
入力津波高さ	0. P. +18.1 m	0. P. +17.4 m	0. P. +19.0 m	0. P. +17.5 m																									
地盤高さ	0. P. +13.4 m ^{*1} (0. P. +13.8 m) ^{*2}	0. P. +13.4 m ^{*1} (0. P. +13.8 m) ^{*2}	0. P. +13.4 m ^{*1}	0. P. +13.4 m ^{*1}																									
設計用浸水深	4.7 m (4.3 m) ^{*2}	4.0 m (3.6 m) ^{*2}	5.6 m	4.1 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>																													

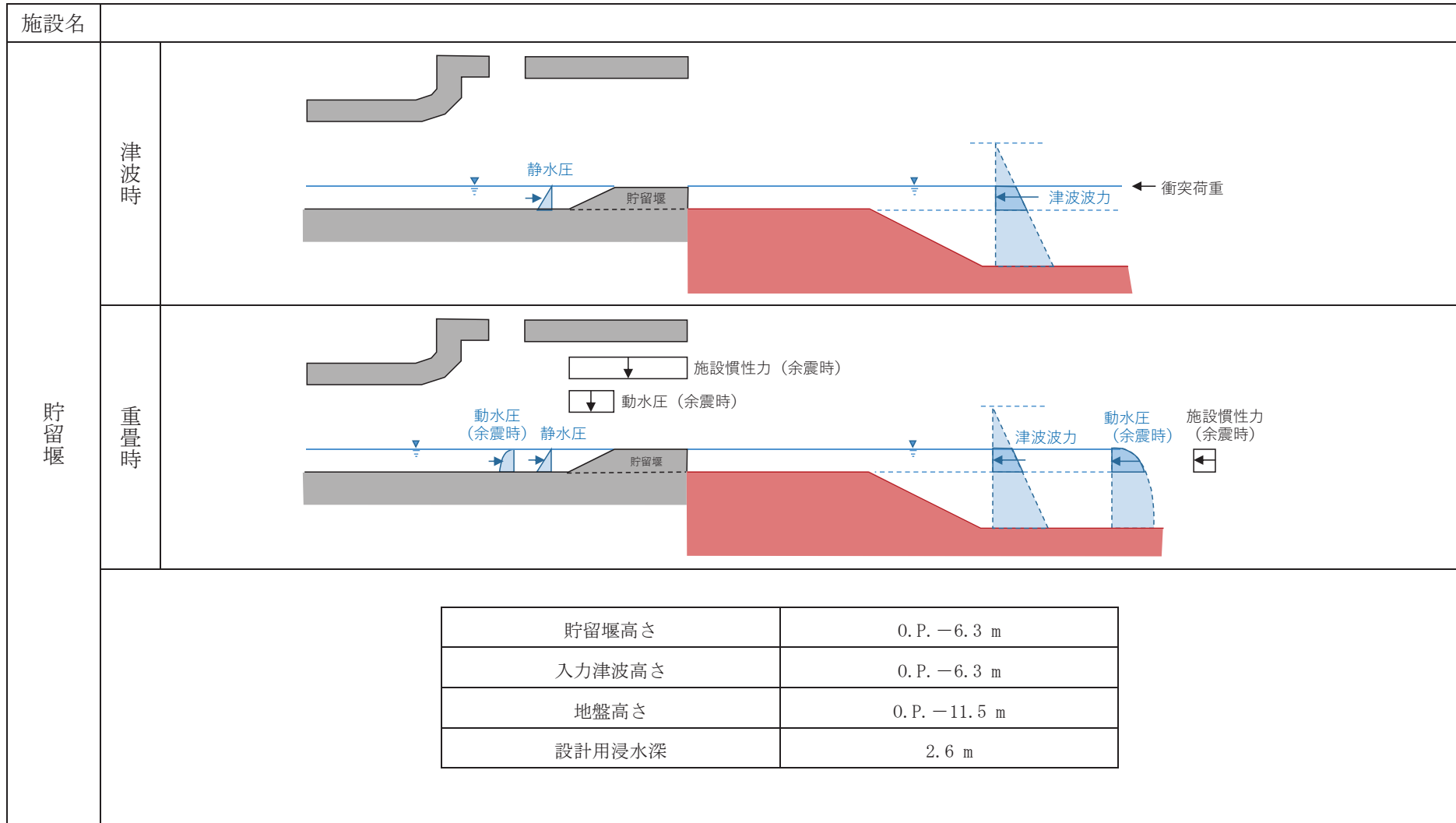
表 5.8-1 (5) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (5/7)

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>入力津波高さ</td> <td>0. P. +19.0 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>5.0 m</td> </tr> </table>		防潮壁高さ	0. P. +20.0 m	入力津波高さ	0. P. +19.0 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								
入力津波高さ	0. P. +19.0 m								
基準高さ	0. P. +14.0 m								
設計用浸水深	5.0 m								

表 5.8-1 (6) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (6/7)

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">入力津波高さ</td> <td>O. P. +24.4 m</td> <td>O. P. +24.4 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	入力津波高さ		O. P. +24.4 m	O. P. +24.4 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													
入力津波高さ		O. P. +24.4 m	O. P. +24.4 m													

表 5.8-1 (7) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (7/7)



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適用する許容応力度及び短期許容応力度並びに降伏応力度は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」（以下「コンクリート標準示方書」という。）に基づき設定することを基本とする。「コンクリート標準示方書」において対象部材に直接適用できる値がない場合は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」（以下「道路橋示方書（平成14年3月）」という。）及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」（以下「道路橋示方書（平成24年3月）」という。）に基づき設定する。また，上記においても対象部材に直接適用できる値がない場合は，その他の規格，基準類を検討し，適切に設定する。

(2) 適用する規格，基準類

a. コンクリート

コンクリートの曲げ軸力及びせん断力に対する許容応力度は、「コンクリート標準示方書」に基づき設定する。表5.9-1にコンクリートの許容応力度及び短期許容応力度を示す。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については、「コンクリート標準示方書」に基づき設定する。

また，コンクリートの降伏強度，引張強度及びせん断強度は、「コンクリート標準示方書」及び「コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（（社）土木学会，2013年制定）」に基づき設定する。

表5.9-1(1) コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
			地震時， 津波時， 津波＋余震時 (1.5) *
設計基準強度 f' ck = 30N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度	11	16.5
	許容せん断応力度	0.5	0.75
	許容押抜きせん断応力度	1.0	1.5
	許容支圧応力度	9	13.5

注記 * : () 内は，割り増し係数を示す。

表5.9-1(2) コンクリートの引張強度及びせん断強度

設計基準強度	圧縮降伏強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)
	地震時, 津波時, 津波+余震時	地震時, 津波時, 津波+余震時	地震時, 津波時, 津波+余震時
設計基準強度 f'ck = 30N/mm ²	23.1	1.71	6
設計基準強度 f'ck = 50N/mm ²	38.5	2.40	10

b. 鉄筋

鉄筋の曲げ軸力及びせん断力に対する許容応力度は、「コンクリート標準示方書」に基づき設定する。ただし、SD490の曲げ軸力及びせん断力に対する許容応力度については、「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）」（以下「道路橋示方書（平成24年3月）」という。）に基づき設定する。表5.9-2に鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度を示す。

本来、降伏応力度はSD490の方がSD390より大きいですが、表5.9-2に示すとおり、「道路橋示方書（平成24年3月）」に基づくSD490のせん断補強筋の許容応力度は、「コンクリート標準示方書」に基づくSD390の許容応力度より小さい値であり保守的な設定となる。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については、「コンクリート標準示方書」及び「道路橋示方書（平成24年3月）」に基づき設定する。

また、鉄筋の降伏強度は、「道路橋示方書（平成24年3月）」に基づき設定する。

c. 鋼材

鋼材の曲げ軸力及びせん断力に対する許容応力度は、「道路橋示方書（平成14年3月）」、「水門鉄管技術基準 水門扉編（(社)水門鉄管協会、平成31年）」及び「各種合成構造設計指針・同解説（(社)日本建築学会、平成22年）」に基づき設定する。表5.9-3に鋼材の許容応力度及び短期許容応力度を、表5.9-4に鋼材の降伏強度及びせん断強度を示す。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については、「道路橋示方書（平成14年3月）」に基づき設定する。

鋼材の降伏強度及びせん断強度は、「道路橋示方書（平成24年3月）」に基づき設定した。

表5.9-2 鉄筋の短期許容応力度及び降伏強度

	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)
			地震時, 津波時, 津波+余震時 (1.5) *	地震時, 津波時, 津波+余震時 (-) *
SD345	許容引張応力度	196	294	345
	許容引張応力度 (せん断補強筋)	196	294	345
SD390	許容引張応力度	206	309	268
	許容引張応力度 (せん断補強筋)	206	309	268
SD490	許容引張応力度	290	435	493
	許容引張応力度 (せん断補強筋)	200	300	340

注記 * : () 内は, 割り増し係数を示す。

表5.9-3 鋼材の許容応力度及び短期許容応力度

	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
			地震時, 津波時, 津波+余震時 (1.5) *
SKK490	許容引張応力度	185	277.5
	許容せん断応力度	105	157.5
SM570	許容引張応力度	255	382.5
	許容せん断応力度	145	217.5

注記 * : () 内は, 割り増し係数を示す。

表5.9-4 鋼材の降伏強度及びせん断強度

	降伏強度* ¹ (N/mm ²)	せん断強度* ² (N/mm ²)
	地震時, 津波時, 津波+余震時	地震時, 津波時, 津波+余震時
SS400	235	135
SM400	235	135
SM490	315	180
SM490Y	355	200
SM520	355	200
SM570	450	255

注記 *1 : 鋼製遮水壁の鋼桁に降伏強度は、「道路橋示方書（平成24年3月）」を参照して、上記表中の降伏強度を低減する。

*2 : せん断強度は、「道路橋示方書（平成24年3月）」に基づき、von Mises の降伏条件を適用して設定した。

表 5.9-5 各津波防護施設に適用する規格，基準類

規格・基準類*		コンクリートf'ck (N/mm ²)		鉄筋			鋼材						
		50	30	SD490	SD390	SD345	SM570	SM520	SM490Y	SM490	SKK490	SM400	SS400
		コン示, コン示ダム	コン示	コン示, 道路橋	コン示, 道路橋	コン示, 道路橋	道路橋	道路橋	道路橋	道路橋	道路橋	道路橋	道路橋
津波防護 施設	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	—	—	—	—	—	○	—	—	—	○	—	—
	防潮堤（盛土堤防）	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	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）	○	○	○	○	○	○	○	○	○	—	○	○
	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）	○	○	○	○	○	○	○	○	○	—	○	○
	取放水路流路縮小工（第1号機取水路） (No.1)，(No.2)	○	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	取放水路流路縮小工（第1号機放水路）	○	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	貯留堰	—	○	—	—	○	—	—	—	—	—	—	—

注記 *：コン示：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）

コン示ダム：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）

道路橋：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），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24年3月），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）

水門：水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）

各種：各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，平成22年）

表5.9-6 各部材の許容応力度，短期許容応力度及び降伏強度に適用する規格，基準類

部材 (材料)	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								
		短期許容応力度			降伏強度					
		許容応力度 (N/mm ²)	割増し 係数*	短期許容 応力度 (N/mm ²)	圧縮降伏 強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	せん断 強度 (N/mm ²)			
コン クリ ート	設計基準強度 f' ck=50N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度	—	—	—	38.5	2.40	—	・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) ・コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013年制定)	
		許容せん断応力度	—	—	—	—	—	10		
		許容押抜きせん断応力度	—	—	—	—	—	—		
	設計基準強度 f' ck=30N/mm ²	許容支圧応力度	—	—	—	—	—	—		
		許容曲げ圧縮応力度	11	1.5	16.5	23.1	1.71	—		・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)
		許容せん断応力度	0.5	1.5	0.75	—	—	6		
許容押抜きせん断応力度	1.0	1.5	1.5	—	—	—				
鉄筋	SD490	許容引張応力度	196	1.5	294	—	490	—	・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)	
		許容引張応力度 (せん断補強筋)	196	1.5	294	—	—	—		
	SD390	許容引張応力度	206	1.5	309	—	390	—		
		許容引張応力度 (せん断補強筋)	206	1.5	309	—	—	—		
	SD345	許容引張応力度	290	1.5	435	—	345	—		
		許容引張応力度 (せん断補強筋)	200	1.5	300	—	—	—		
鋼材	SM570	許容引張応力度	255	1.5	382.5	—	450	—	・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) ・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24年4月)	
		許容せん断応力度	145	1.5	217.5	—	—	255		
	SM520	許容引張応力度	210	—	—	—	355	—		
		許容せん断応力度	120	—	—	—	—	200		
	SM490Y	許容引張応力度	210	—	—	—	355	—		
		許容せん断応力度	120	—	—	—	—	200		
	SM490	許容引張応力度	185	—	—	—	315	—		
		許容せん断応力度	105	—	—	—	—	180		
	SKK490	許容引張応力度	185	1.5	277.5	—	—	—		
		許容せん断応力度	105	1.5	157.5	—	—	—		
	SM400	許容引張応力度	140	—	—	—	235	—		
		許容せん断応力度	80	—	—	—	—	135		
	SS400	許容引張応力度	140	—	—	—	235	—		
		許容せん断応力度	80	—	—	—	—	135		

注記 *：短期許容応力度等は，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。	
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-1断面	津波水位が最も高い区間の中で、1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-2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、1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-3断面	盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で、1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。
			III-2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、1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-3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-5断面	岩盤が地表面に露頭している区間の中で、1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、1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。

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。
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。

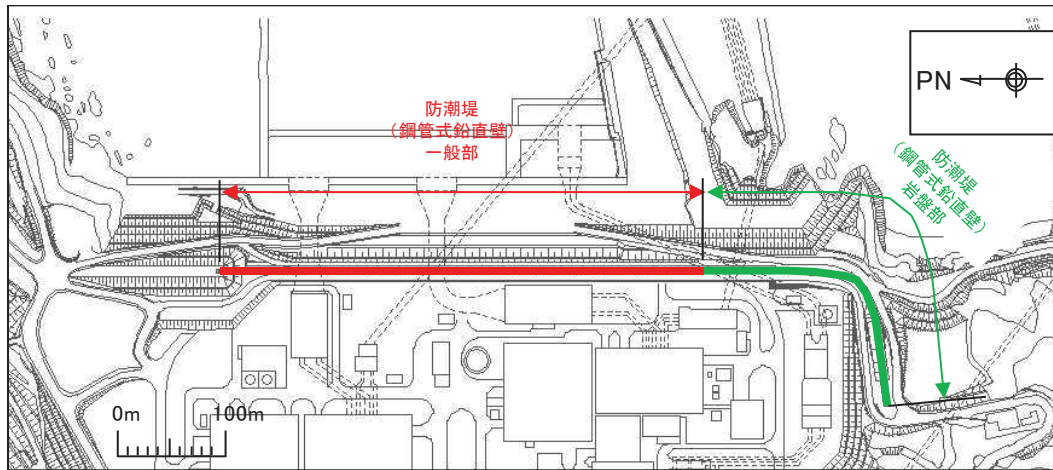
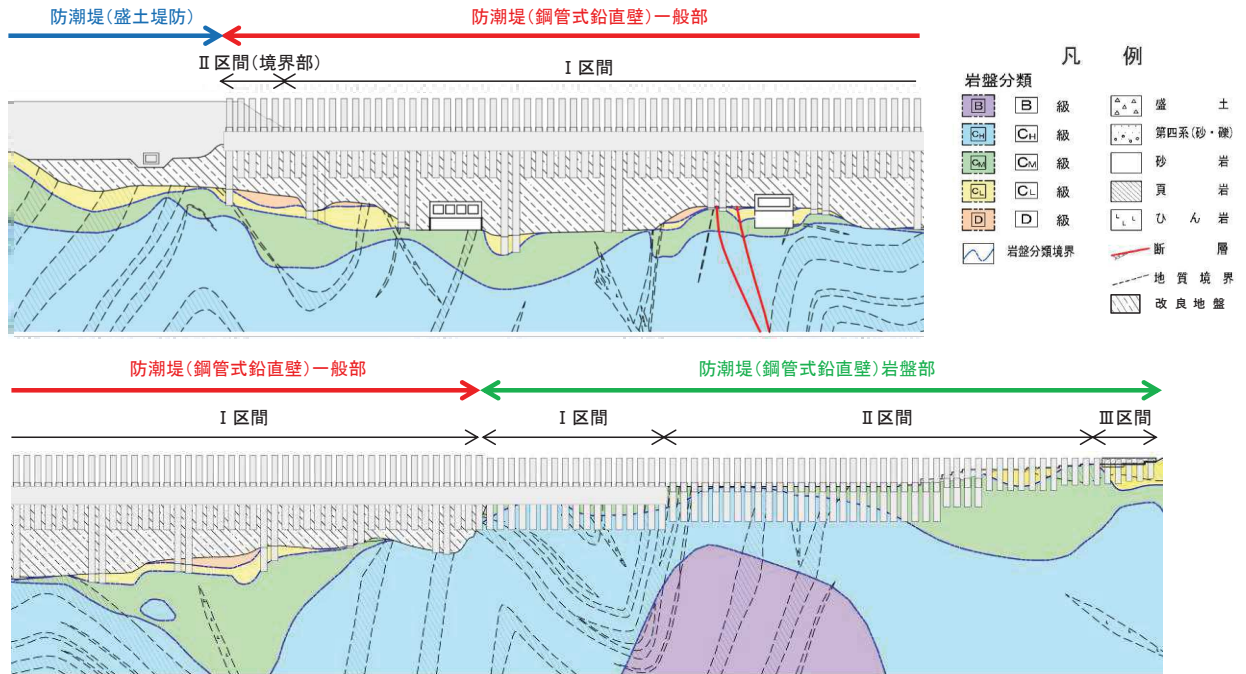


図 5.10.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の平面配置図



* : 鋼管杭下方の C₁ 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）

鋼管式鉛直壁（一般部）の平面配置図を図 5.10.2-3 に、正面図及び断面図を図 5.10.2-4 及び図 5.10.2-5 に示す。

鋼管式鉛直壁（一般部）の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を対象とし、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、5.10.1(1)の考え方にに基づき、必要に応じて耐震・耐津波評価を行う上で厳しくなる断面を追加する。

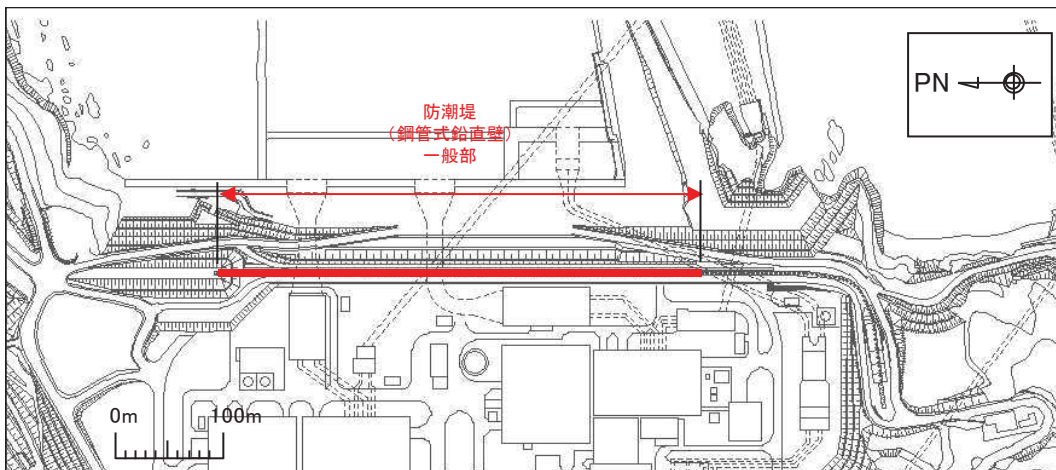


図 5.10.2-3 鋼管式鉛直壁（一般部）の平面配置図

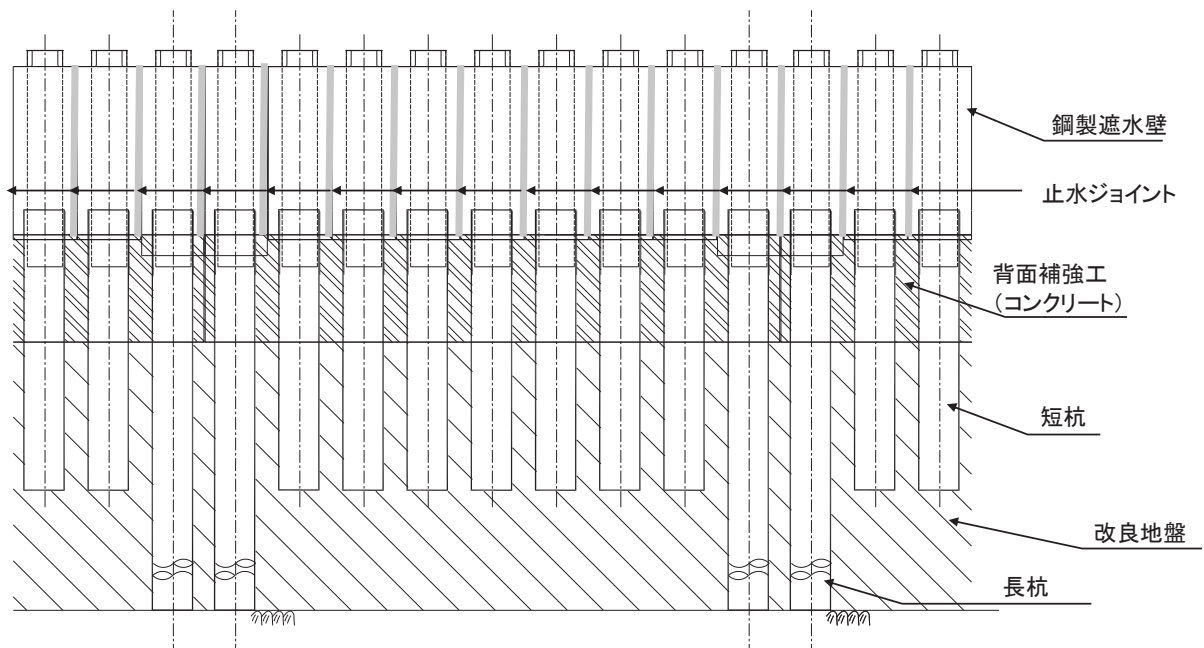


図 5.10.2-4 鋼管式鉛直壁（一般部） 正面図

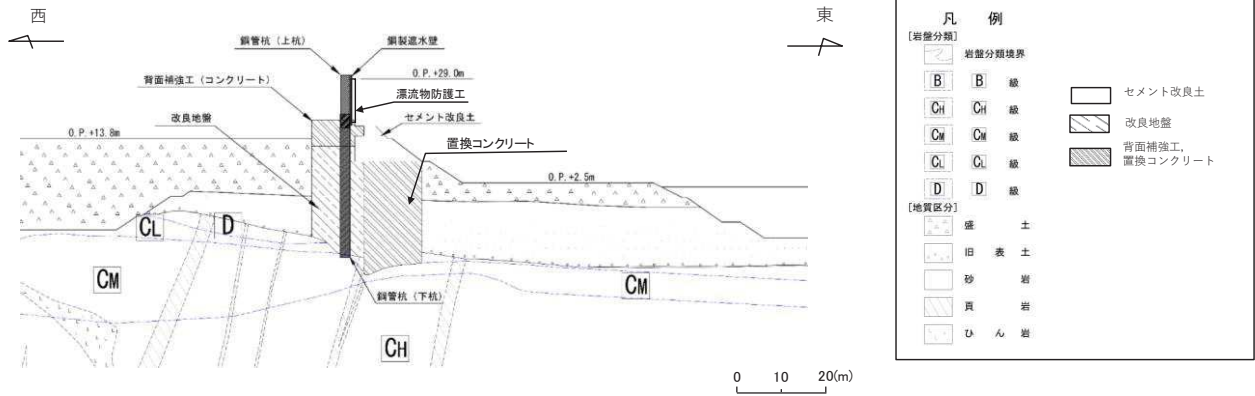
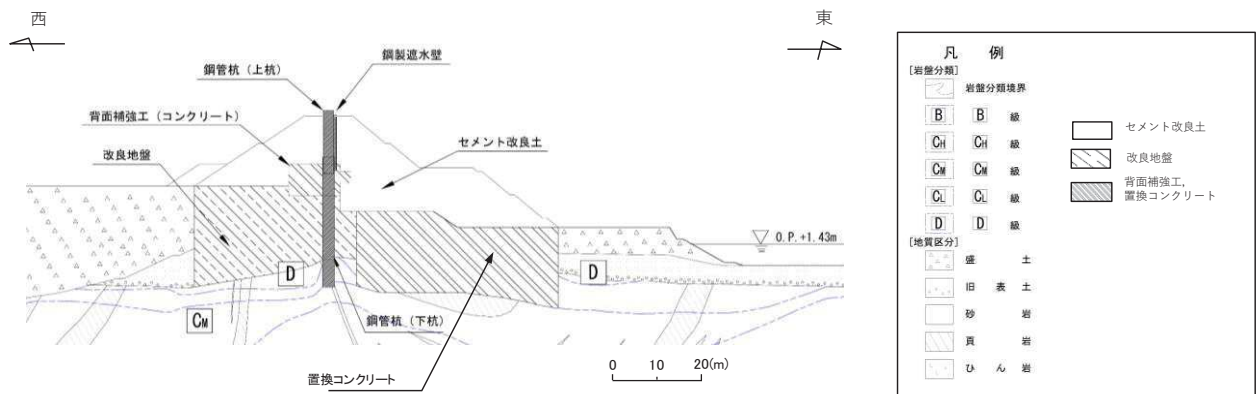


図 5.10.2-5(1) 鋼管式鉛直壁 (一般部) 断面図 (I 区間)



* : 鋼管杭下方の Cl 級岩盤部は MMR により置換

図 5.10.2-5(2) 鋼管式鉛直壁 (一般部) 断面図 (II 区間)

a. 評価候補断面の選定方針

鋼管式鉛直壁（一般部）の区間の特徴を表 5.10.2-1 に示す。

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 区間とする。

(a) 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（図 5.10.2-2, 図 5.10.2-4）。
- ・ 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、置換コンクリート厚さが異なる線状構造物である。
- ・ 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。

*：「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。

[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（図 5.10.2-2, 図 5.10.2-5）。
- ・ 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、改良地盤が設置される岩盤上面の深さが異なるとともに、周辺には厚さが異なる液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布する（図 5.10.2-2, 図 5.10.2-5）。
- ・ 設計用地下水位は O. P. +1.43m で一定とする。
- ・ 隣接構造物として、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。

(b) 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， 隣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。

表 5.10.2-1 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	隣接構造物	断層	
		杭 種	杭径	杭板 厚				鋼種	幅								厚さ
I 区間 (一般部)	0.P. +29.0m	上杭	φ 2.2m	25mm	SKK490	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)	0.P. +29.0m	上杭	φ 2.2m	25mm	SKK490	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												

評価候補断面は、構造的特徴及び周辺状況により分類される上記の 2 区間毎に、周辺状況の観点から耐震評価上厳しくなる断面を選定する。

耐津波評価上は、津波荷重を受ける鋼管杭の突出長が津波荷重の大小に影響する観点となるが、鋼管式鉛直壁（一般部）においては、入力津波が一定で、かつ鋼管杭の突出長も一定であるため、作用する津波荷重は各断面とも同一となることから、断面選定の対象外とする。

なお、断面の選定に当たっては、鋼管式鉛直壁（一般部）は複数の部位によって構成されているため、耐震評価上厳しくなる断面が、それぞれの部位において異なる可能性がある。そのため、それぞれの部位において耐震評価に影響を及ぼすことが想定される観点から評価候補断面を選定する。

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。

表 5.10.2-2 評価候補断面の選定における指標

部位		照査項目	照査での着目点	断面選定上の観点	観点とする理由
施設	鋼管杭	断面力 (曲げ, せん断)	加速度応答 津波荷重 変位	①岩盤上面の深さ ②[D]級+ [C]級岩盤の厚さ ③鋼管杭の突出長 ⑤盛土+旧表土の厚さ ⑥旧表土の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤上面の深さによって, 岩盤から伝わる地震動に影響し, 生じる断面力に影響するため (①)*。 比較的剛性の小さい[D]級+ [C]級岩盤の厚さによって, 加速度応答及び変位が異なり, 生じる断面力に影響するため (②)。 鋼管杭の突出長の違いによって, 鋼管杭に作用する津波荷重及び地震時の加速度応答が異なるが, この区間において鋼管杭の突出長は同一であるため, 断面選定の対象外とする (③)。 盛土及び旧表土が厚くなるほど, 地盤変位が大きくなり, 鋼管杭に生じる断面力に影響するため (⑤, ⑥)。
	鋼製遮水壁 (漂流物防護工含む)	断面力 (曲げ, せん断)	加速度応答 津波荷重		
	背面補強工	内部安定 (すべり安全率)	せん断応力	①岩盤上面の深さ ②[D]級+ [C]級岩盤の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤上面の深さの差で, 背面補強工に発生するせん断力が異なり, すべり安全率に影響を及ぼすため (①)*。 比較的剛性の小さい[D]級+ [C]級岩盤の厚さによって, 加速度応答が異なり, 生じる応力に影響するため (②)。
	置換コンクリート	内部安定 (すべり安全率)	せん断応力	④[C]級岩盤上面の深さ (置換コンクリートの形状) ⑤盛土+旧表土の厚さ ⑥旧表土の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> 置換コンクリート上面レベル及び東西方向の幅は一定であるため, 置換コンクリートの底面が深いほど形状が縦長となり, 置換コンクリートに発生する曲げ応力が大きくなり, すべり安全率に影響を及ぼすため (④)。 盛土及び旧表土が厚くなるほど, 地盤変位が大きくなり, 置換コンクリートに発生する曲げ応力が大きくなることで, すべり安全率に影響を及ぼすため (⑤, ⑥)。
	止水ジョイント	変位	変位	①岩盤上面の深さ ②[D]級+ [C]級岩盤の厚さ ③鋼管杭の突出長	<ul style="list-style-type: none"> 岩盤上面の深さによって, 岩盤から伝わる地震動に影響し, 生じる変位に影響するため (①)*。 比較的剛性の小さい[D]級+ [C]級岩盤の厚さによって, 加速度応答が異なり, 生じる変位に影響するため (②)。 鋼管杭の突出長の違いによって, 鋼管杭に作用する津波荷重及び地震時の加速度応答が異なり変位に影響するが, この区間において鋼管杭の突出長は同一であるため, 断面選定の対象外とする (③)。 ①~③については, 鋼管杭における観点と同様である。
地盤	基礎地盤 (岩盤)	支持力	加速度応答 津波荷重	③鋼管杭の突出長 ④[C]級岩盤上面の深さ (置換コンクリートの厚さ)	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の突出長の違いによって, 鋼管杭に作用する津波荷重及び地震時の加速度応答が異なり支持力に影響するが, この区間において鋼管杭の突出長は同一であるため, 断面選定の対象外とする (③)。 置換コンクリートが厚いほど, 基礎地盤に生じる支持力が大きくなる (④)。 ④については, 置換コンクリートにおける観点と同様である。

*: 岩盤上面が浅い断面については, 岩盤部で代表させる。

b. 評価候補断面の選定

評価候補断面の選定結果を表 5.10.2-3 に、評価候補断面の平面配置図を図 5.10.2-6 に、評価候補断面の地質縦断図を図 5.10.2-7 に示す。

(a) I 区間

I 区間は、断面位置に応じて長杭が設置される C_M 級岩盤の深さ、改良地盤が設置される岩盤上面深さが異なるとともに、周辺には厚さが異なる液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布する。

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、I-①～I-③断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

[I-①断面]

(選定理由)

- ・岩盤上面が最も深く、鋼管杭、鋼製遮水壁（漂流物防護工含む）及び背面補強工にとって耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点①）。
- ・ C_M 級岩盤上面が最も深く、置換コンクリートが縦長になることから、置換コンクリートにとって耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点④）。
- ・盛土+旧表土厚さが最も厚く、防潮堤前背面の地盤変位が大きくなり、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点⑤）。
- ・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である。

[I-②断面]

(選定理由)

- ・比較的剛性の小さい D 級+ C_L 級岩盤が分布せず、応答が異なることで、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点②）。
- ・旧表土厚さが最も厚く、防潮堤全体に対する液状化影響が大きくなり、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点⑥）。
- ・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である。

[I-③断面]

(選定理由)

- ・比較的剛性の小さい D 級+ C_L 級岩盤が最も厚く、応答が異なることで、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点②）。

(b) II 区間

II 区間は鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防との境界部であり、I 区間に加えて盛土堤防の構造が重なる区間である。

縦断方向の地質状況から、II 区間で地質状況は I 区間と大きく変わらないことから、II 区間の評価候補断面選定については、II 区間の構造的な特徴から選定する。

評価候補断面としては、II 区間のうち、盛土堤防（セメント改良土）厚さが最も厚く、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される II-①断面を選定した。

表 5.10.2-3 評価候補断面選定結果

評価候補断面		①岩盤上面 深さ	②[D]級+[C _L] 級岩盤厚さ	③鋼管杭 突出長	④[C _M]級岩盤上 面深さ	⑤盛土+旧表土 厚さ	⑥旧表土 厚さ
I 区 間	I-①断面* ¹	○：岩盤上面が 最も深い	—	— (鋼管突出長は 全断面で同じ)	○：[C _M]級岩盤 上面が最も 深い	○：盛土+旧表 土が最も厚 い	—
	I-②断面* ²	—	○：[D]級, [C _L] 級岩盤が分 布しない		—	—	○：旧表土が最 も厚い
	I-③断面	—	○：[D]級+[C _L] 級岩盤が最 も厚い		—	—	—
II 区 間	II-①断面	<ul style="list-style-type: none"> II区間での地質状況はI区間と大きく変わらないことから、II区間の評価候補断面選定については、II区間の構造的特徴から選定する。 評価候補断面としては、II区間のうち、盛土堤防(セメント改良土)厚さが最も厚く、耐震評価に影響を及ぼすことが想定されるII-①断面を選定した。 					

* 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

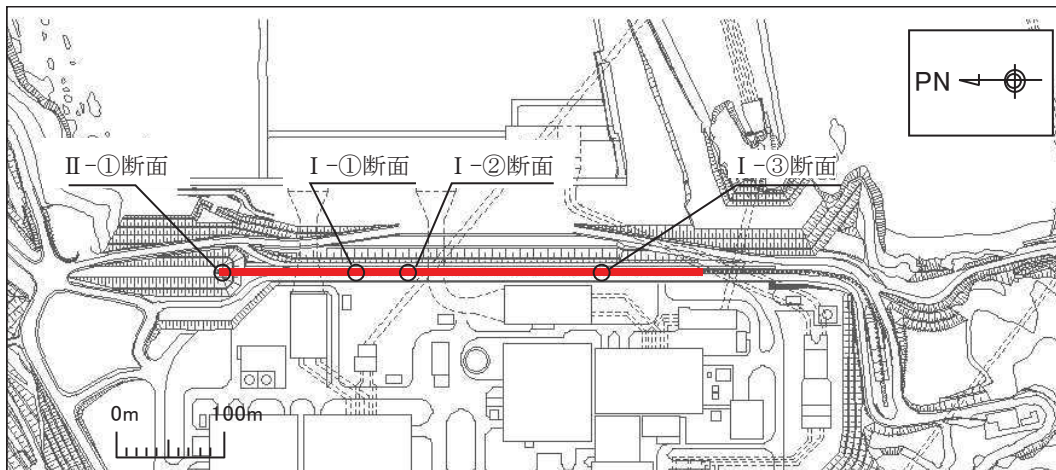
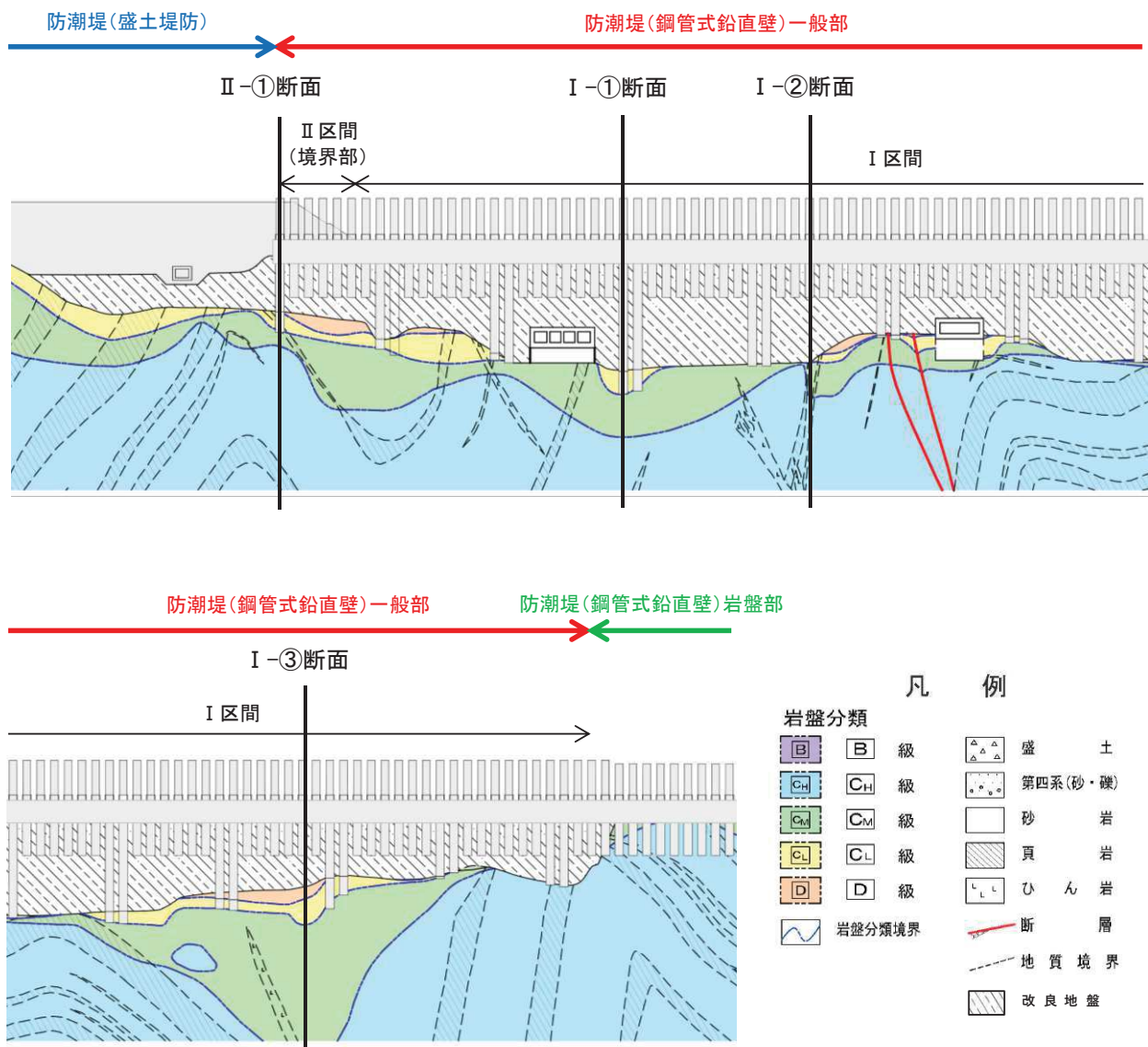


図 5.10.2-6 評価候補断面の平面配置図



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 5.10.2-7 評価候補断面の地質縦断図

c. 評価対象断面の選定

(a) 1次元地震応答解析による評価対象断面の選定方針

各評価候補断面において1次元地震応答解析を実施し、その結果に基づき評価対象断面を選定する。

また、鋼管式鉛直壁（一般部）は複数の部位からなる構造物であることから、それぞれの部位にとって耐震評価上厳しくなる断面を選定するため、各評価候補断面につき、図5.10.2-8に示す3地点で1次元地震応答解析を実施する。地点選定の理由を以下に示す。

- ・ 地点Aは、防潮堤背面の盛土・旧表土が防潮堤の耐震評価に及ぼす影響を確認する観点で実施する。
- ・ 地点Bは鋼管杭、鋼製遮水壁及び背面補強工の耐震評価に及ぼす影響を確認する観点で実施する。
- ・ 地点Cは置換コンクリートの耐震評価に及ぼす影響を確認する観点で実施する。

上記3地点での1次元地震応答解析結果から、評価対象断面を選定するための定量的な観点を表5.10.2-4に示す。

鋼管杭及び鋼製遮水壁については、鋼管杭及び鋼製遮水壁に発生する断面力（曲げ、せん断）が照査項目であることから、杭の固有周期における加速度スペクトルに着目し評価対象断面を選定する。

背面補強工及び置換コンクリートについては、すべり安全率が照査項目であることから、各部位における最大せん断応力に着目し評価対象断面を選定する。

盛土・旧表土については、変位が大きくなることで、防潮堤の耐震評価上影響を及ぼすことが想定されることから、地表面最大水平変位に着目し評価対象断面を選定する。

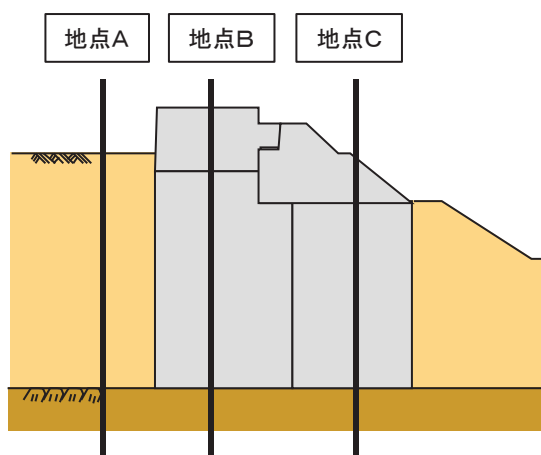


図 5.10.2-8 各評価候補断面における1次元地震応答解析実施地点

表 5.10.2-4 評価対象断面選定における観点

部位		照査項目	1次元地震応答解析での 定量的な観点
施設	鋼管杭	断面力 (曲げ, せん断)	地点B ・杭の固有周期における加 速度スペクトル ・地表面最大水平変位
	鋼製遮水壁 (漂流物防護工含む)	断面力 (曲げ, せん断)	
	背面補強工	内的安定 (すべり安全率)	地点B ・最大せん断応力
	置換コンクリート	内的安定 (すべり安全率)	地点C ・最大せん断応力
地盤	盛土・旧表土	変位 (側方地盤の変位が大きくなると, 防潮堤の耐震評価に影響を及ぼすこ とが想定される)	地点A ・地表面最大水平変位

(b) 解析手法の選定

鋼管式鉛直壁（一般部）は、鋼管杭周辺が改良地盤により置換されているが、防潮堤の前背面に高さの違う液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布しているため、液状化の影響を受けて盛土・旧表土の剛性が小さくなると、地震時に受働側となる土の層が柔らかくなることにより、防潮堤全体の変形が大きくなって残留変位も大きくなることが考えられる。

この影響を考慮するため、鋼管式鉛直壁（一般部）の解析手法については、液状化の影響を考慮できる有効応力解析を選定する。

(c) I 区間の評価対象断面選定結果

I 区間の評価対象断面選定結果を表 5.10.2-5 に、I 区間の評価候補断面における地点 A の最大水平変位分布を図 5.10.2-9、地点 B の最大せん断応力分布を図 5.10.2-10、地点 B の最大水平変位分布を図 5.10.2-11、地点 B の地表面における加速度応答スペクトルを図 5.10.2-12、地点 C の最大せん断応力分布を図 5.10.2-13 に示す。

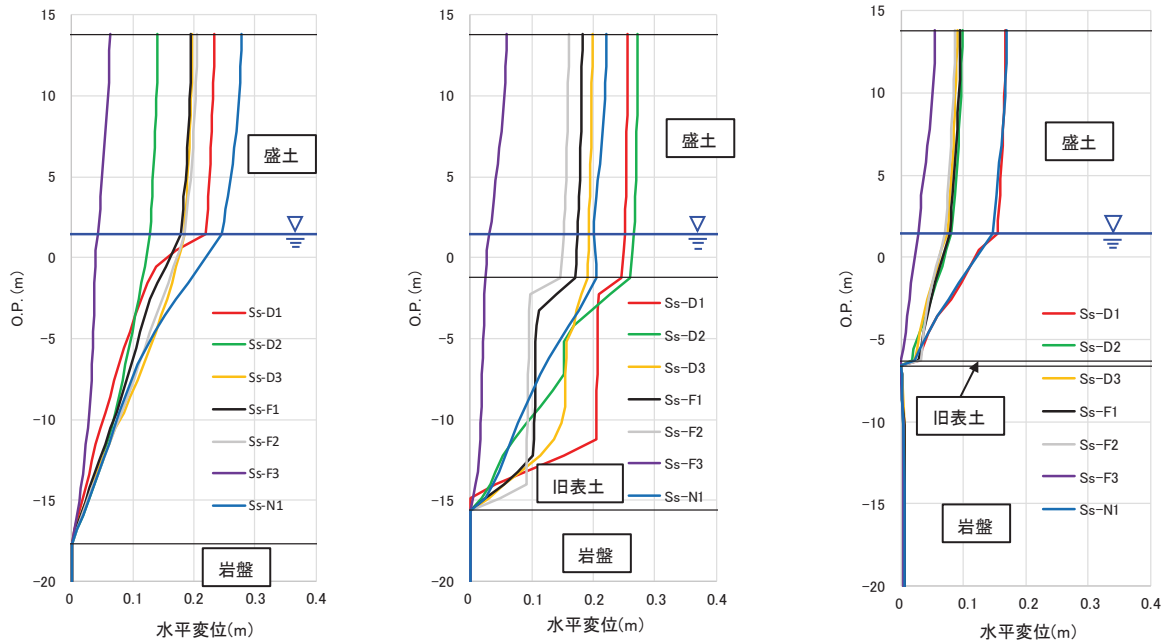
I 区間においては、表 5.10.2-5 に示すように、背面補強工及び置換コンクリートの最大せん断応力、盛土・旧表土の最大水平変位が最も大きいことから I-①断面（断面①）、鋼管杭及び鋼製遮水壁の加速度が最も大きいことから I-②断面（断面②）、鋼管杭の箇所における地表面最大水平変位が最も大きいことから I-③断面（断面③）を評価対象断面に選定する。

表 5.10.2-5 I 区間の評価対象断面選定結果

評価候補断面	地点A	地点B			地点C	評価断面	選定結果	
	盛土・旧表土	鋼管杭・ 鋼製遮水壁	背面補強工	背面補強工 (鋼管杭)	置換 コンクリート			
	地表面最大水 平変位(m)	加速度 (cm/s ²)	最大せん断 応力(kN/m ²)	地表面最大水 平変位 (m)	最大せん断 応力(kN/m ²)			
I 区間	I-①断面* ¹	0.278 (S s - N 1)	2414 (S s - D 2)	166 (S s - N 1)	0.017 (S s - N 1)	558 (S s - N 1)	○	<ul style="list-style-type: none"> 背面補強工及び置換コンクリートの最大せん断応力、盛土・旧表土の水平変位が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 【断面①】
	I-②断面* ²	0.272 (S s - D 2)	3213 (S s - D 2)	148 (S s - D 2)	0.008 (S s - D 2)	430 (S s - F 3)	○	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭及び鋼製遮水壁の加速度が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 【断面②】
	I-③断面	0.169 (S s - N 1)	1071 (S s - F 3)	91 (S s - N 1)	0.097 (S s - N 1)	460 (S s - F 3)	○	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の地中部の水平変位が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 【断面③】

* 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

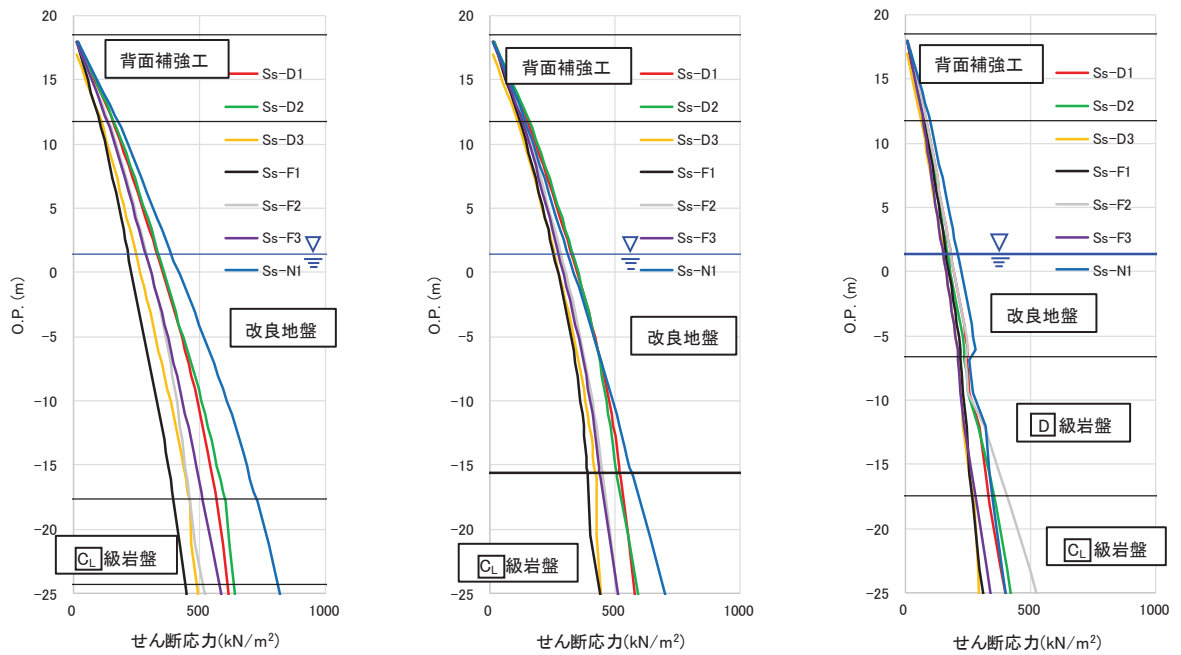


I-①断面

I-②断面

I-③断面

図 5. 10. 2-9 鋼管式鉛直壁（一般部）の評価候補断面における地点Aでの最大水平変位分布

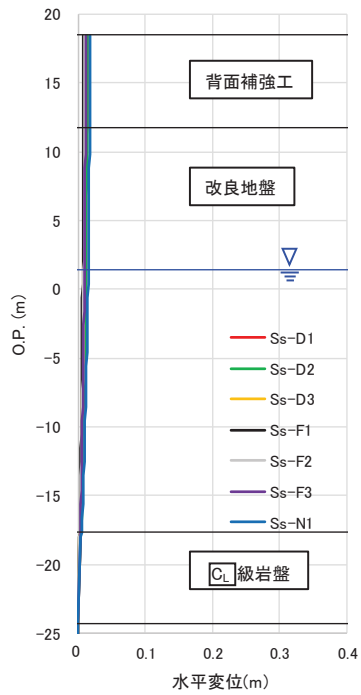


I-①断面

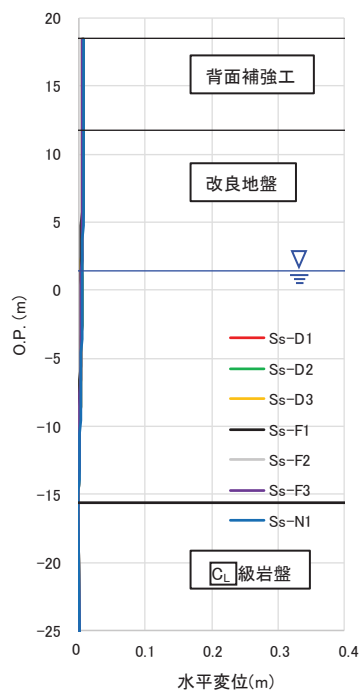
I-②断面

I-③断面

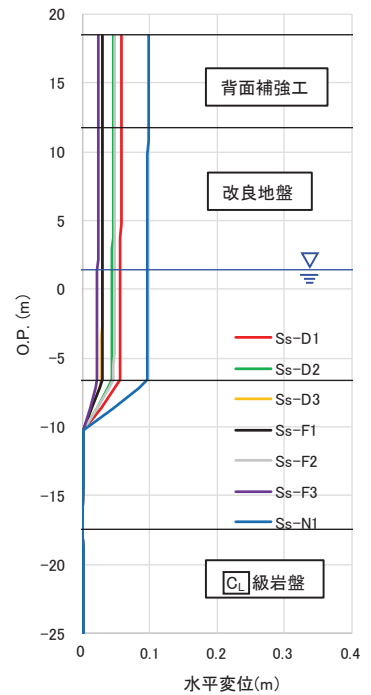
図 5. 10. 2-10 鋼管式鉛直壁（一般部）の評価候補断面における地点Bでの最大せん断応力分布



I-①断面

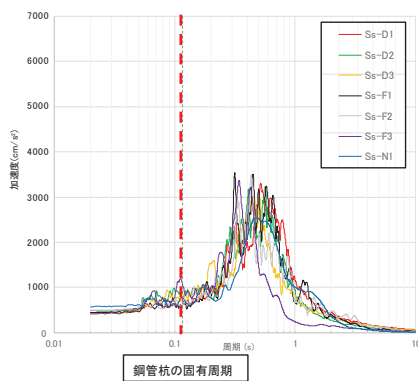


I-②断面

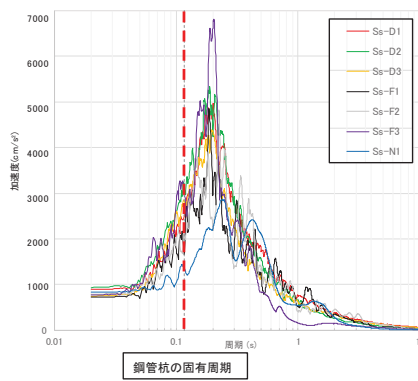


I-③断面

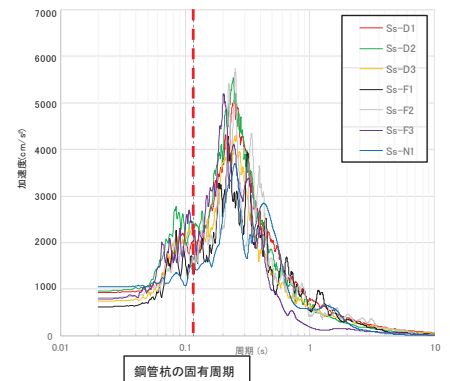
図 5.10.2-11 鋼管式鉛直壁（一般部）の評価候補断面における地点Bでの最大水平変位分布



I-①断面

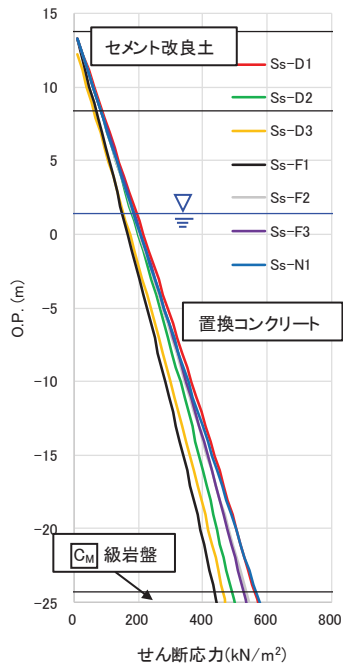


I-②断面

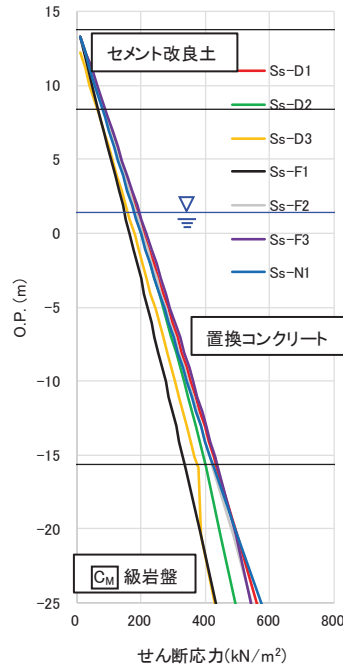


I-③断面

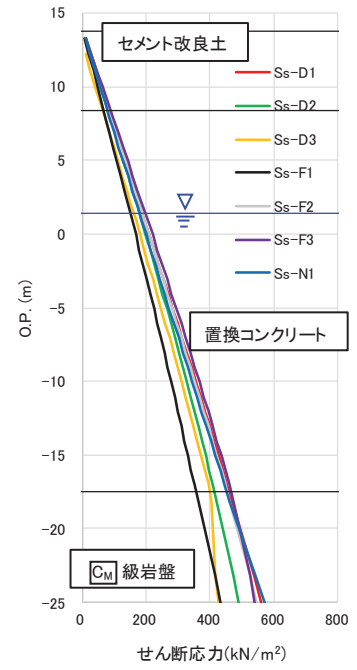
図 5.10.2-12 鋼管式鉛直壁（一般部）の評価候補断面における地点Bでの
地表面加速度応答スペクトル



I-①断面



I-②断面



I-③断面

図 5. 10. 2-13 鋼管式鉛直壁（一般部）の評価候補断面における地点Cでの最大せん断応力分布

(d) II区間の評価対象断面選定結果

評価対象断面としては、「b. 評価候補断面の選定」に示すとおり、II区間のうち、盛土堤防（セメント改良土）厚さが最も厚く、耐震評価上影響を及ぼすことが想定されるII-①断面（断面④）を選定した。

評価対象断面として選定した、I-①断面（断面①），I-②断面（断面②），I-③断面（断面③），II-①断面（断面④）の断面図を図5.10.2-14～図5.10.2-17に示す。

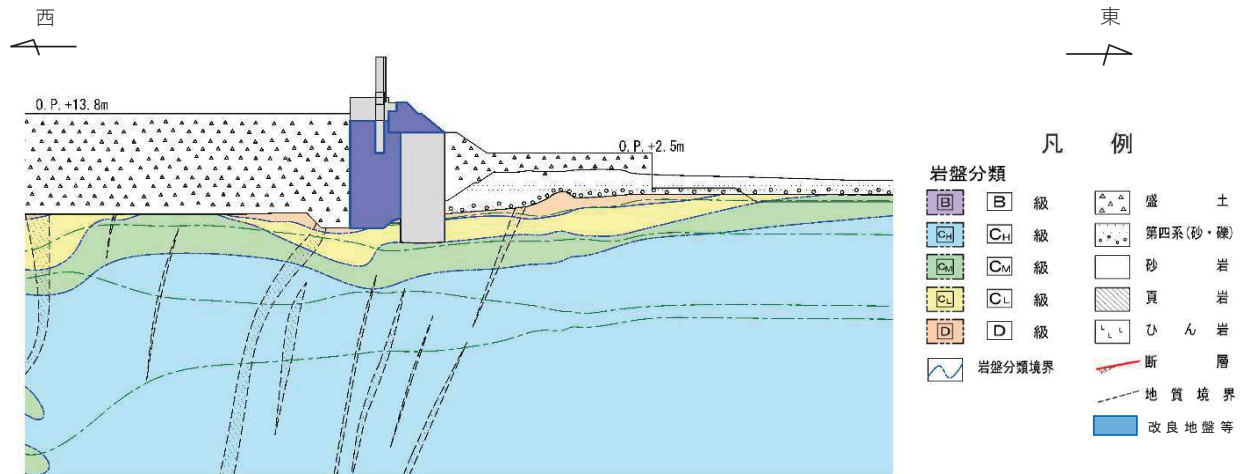


図5.10.2-14 鋼管式鉛直壁（一般部）I-①断面（断面①）

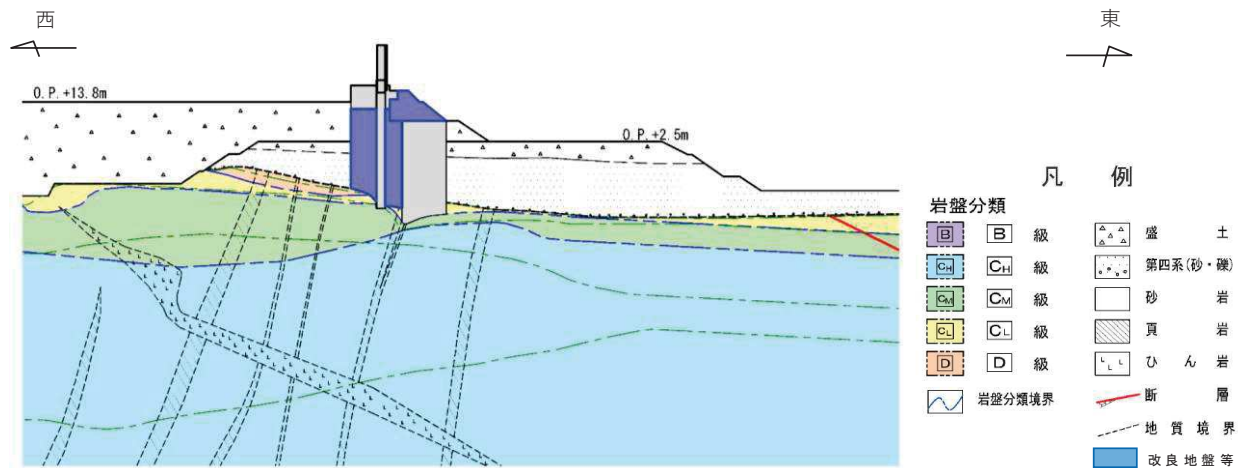


図5.10.2-15 鋼管式鉛直壁（一般部）I-②断面（断面②）

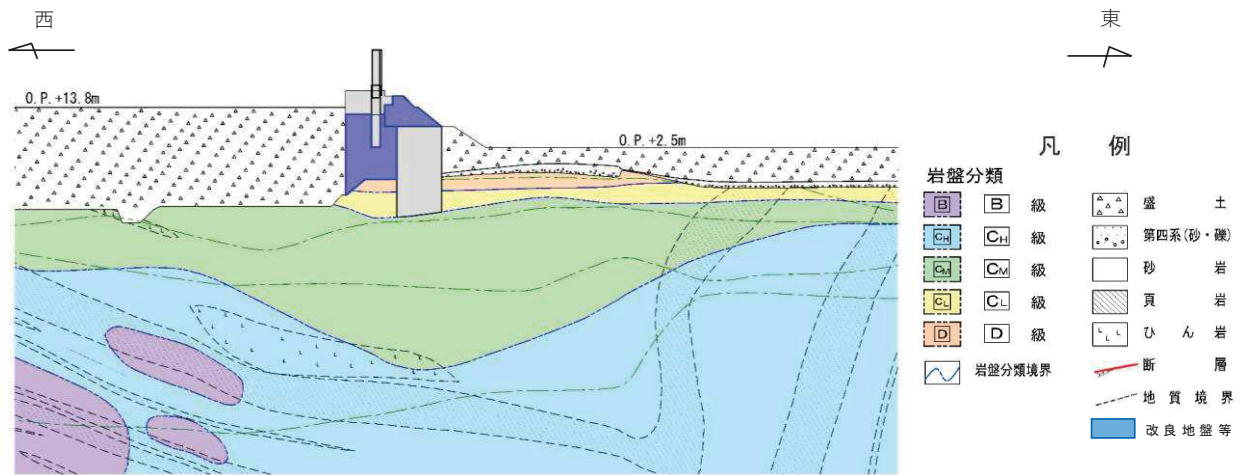


図5.10.2-16 鋼管式鉛直壁（一般部）I-③断面（断面③）

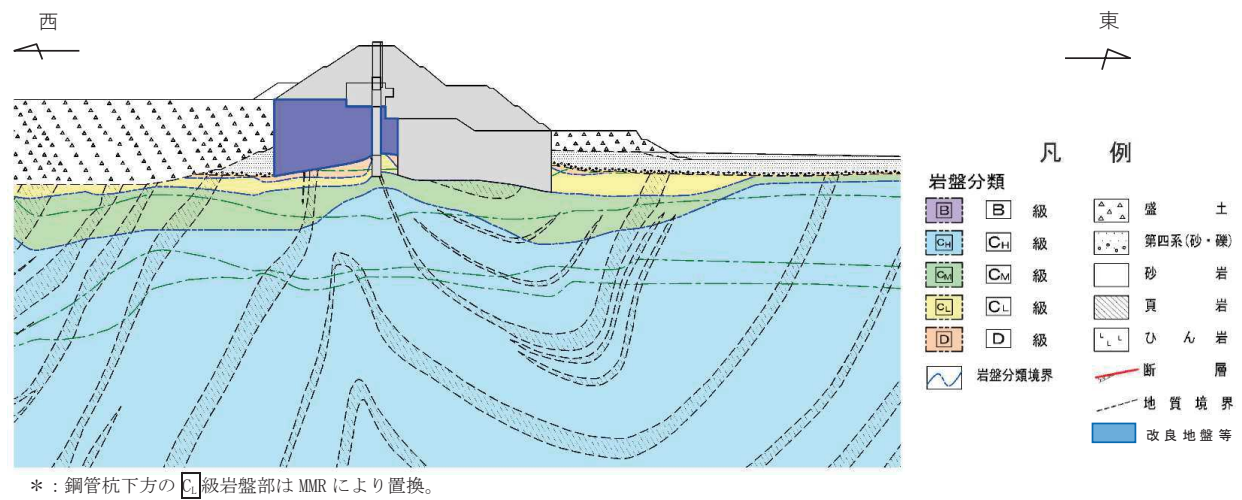


図5.10.2-17 鋼管式鉛直壁（一般部）II-①断面（断面④）

(e) 隣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号機取水路が隣接している（図5.10.2-18）。

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5.10.2-19）。

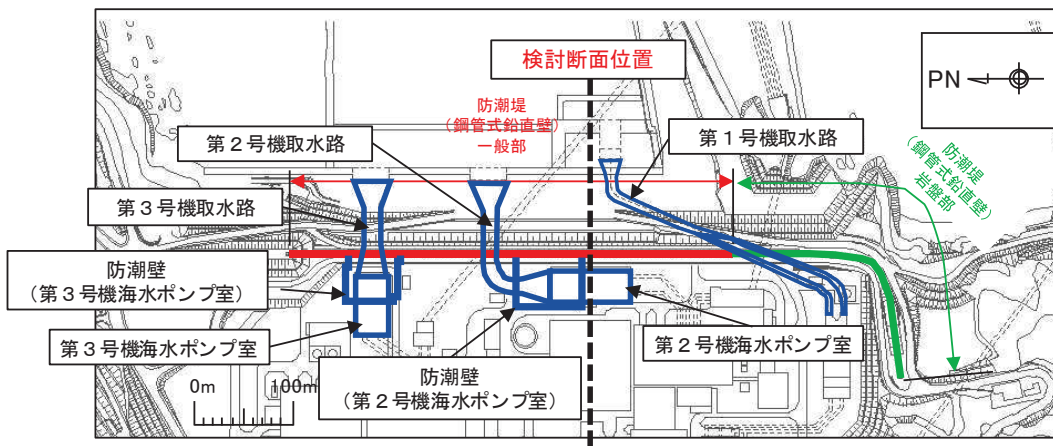


図 5.10.2-18 鋼管式鉛直壁（一般部）と隣接する構造物位置

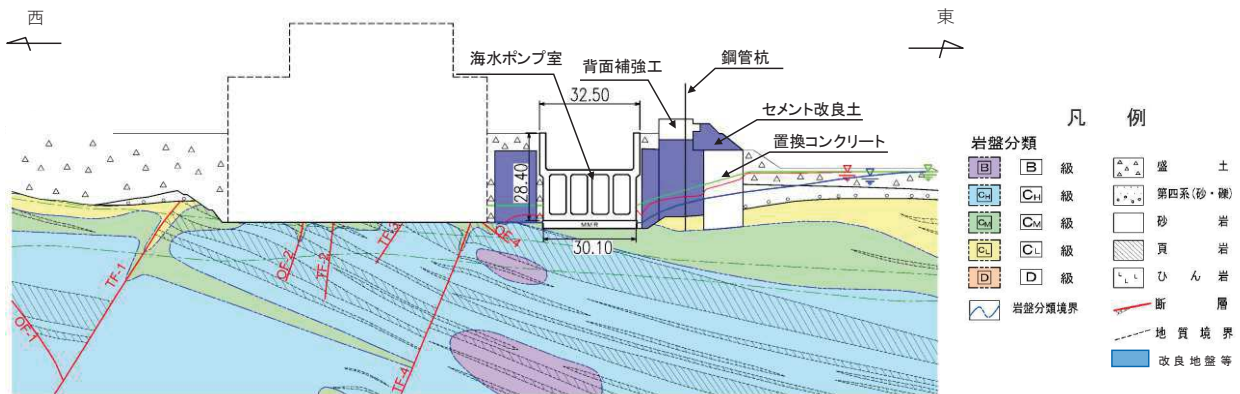


図 5.10.2-19 鋼管式鉛直壁（一般部）と隣接する構造物位置の断面図（第2号機海水ポンプ室）

(f) 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 5.10.2-20）。

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、防潮堤の直下にあることを踏まえ、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 5.10.2-21）。
- ・ 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 5.10.2-22）。
- ・ 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。

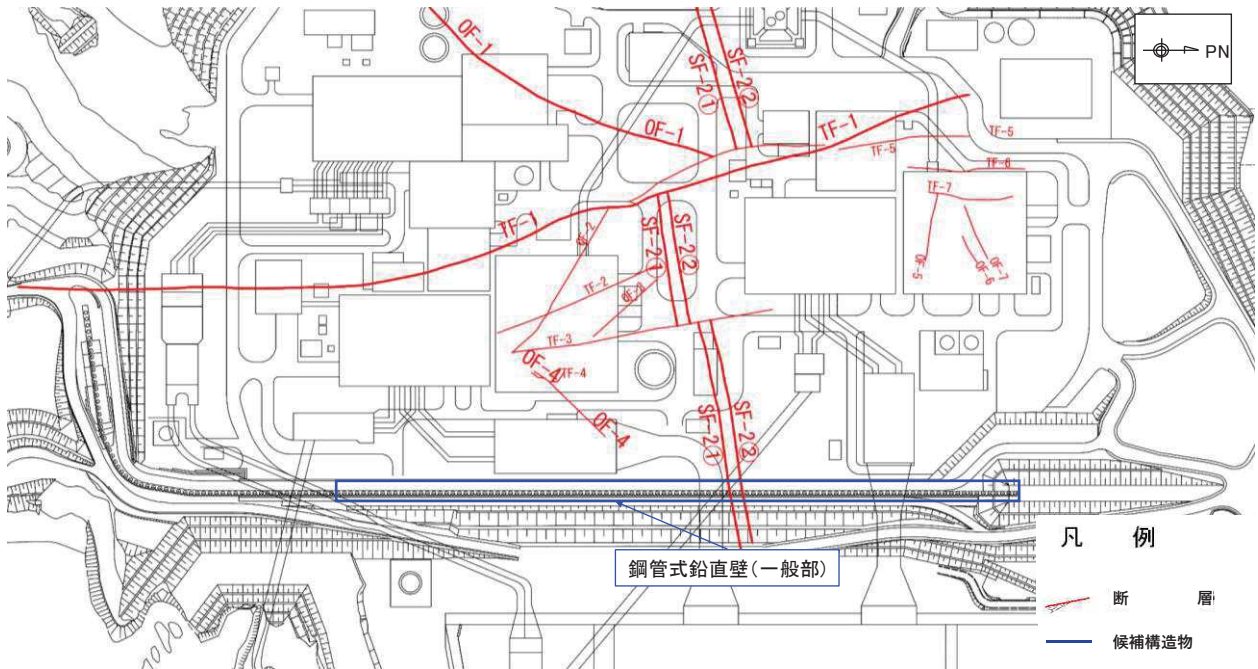


図 5.10.2-20 鋼管式鉛直壁（一般部）と断層の位置関係

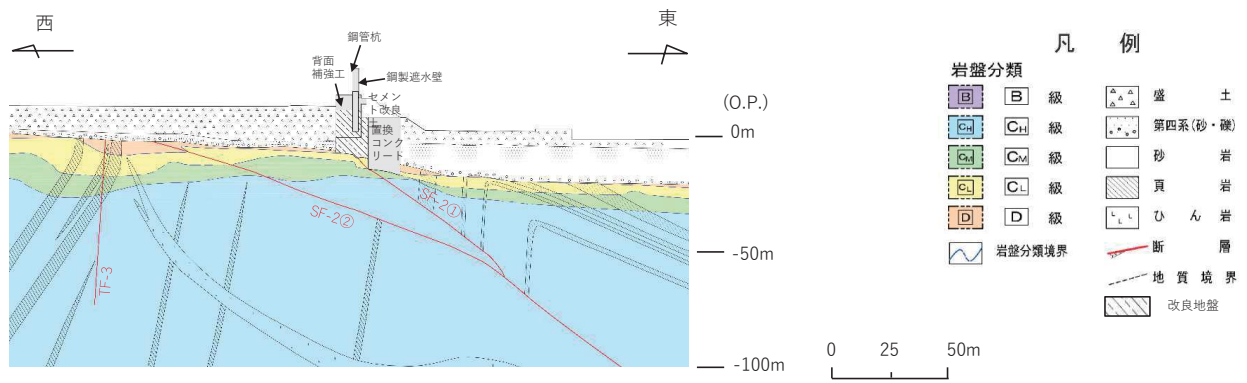


図 5.10.2-21 SF-2 断層影響確認用断面

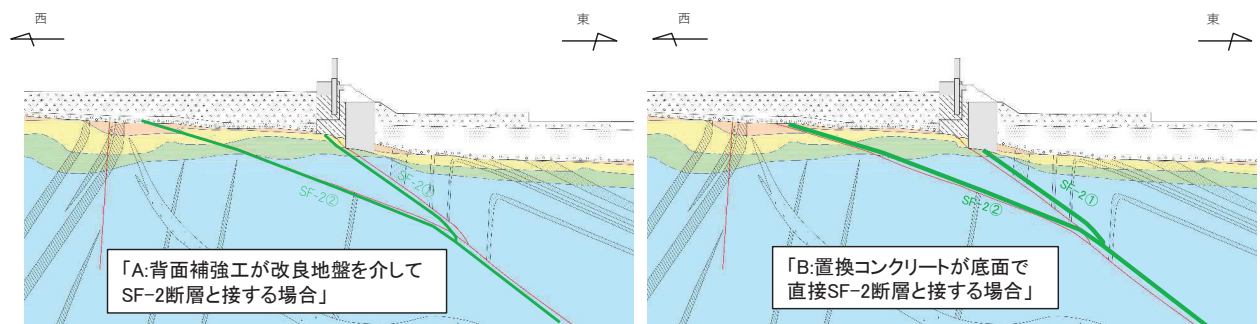


図 5.10.2-22 SF-2 断層影響確認方法

(2) 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

鋼管式鉛直壁（岩盤部）の平面配置図を図 5.10.2-23 に、地質縦断図を図 5.10.2-24 に、正面図及び断面図を図 5.10.2-25～図 5.10.2-27 に示す。

鋼管式鉛直壁（岩盤部）の評価対象断面は、5.10.1(1)の考え方にに基づき、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。

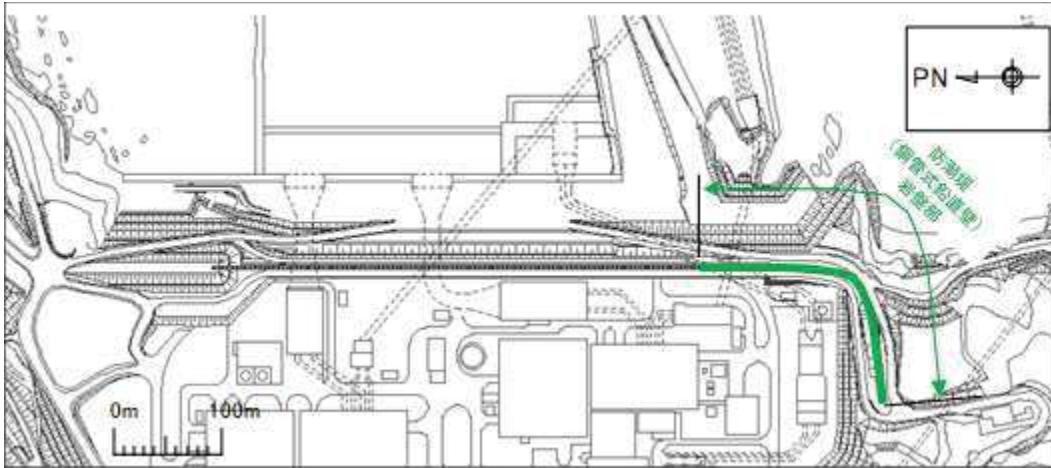


図 5.10.2-23 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の平面配置図

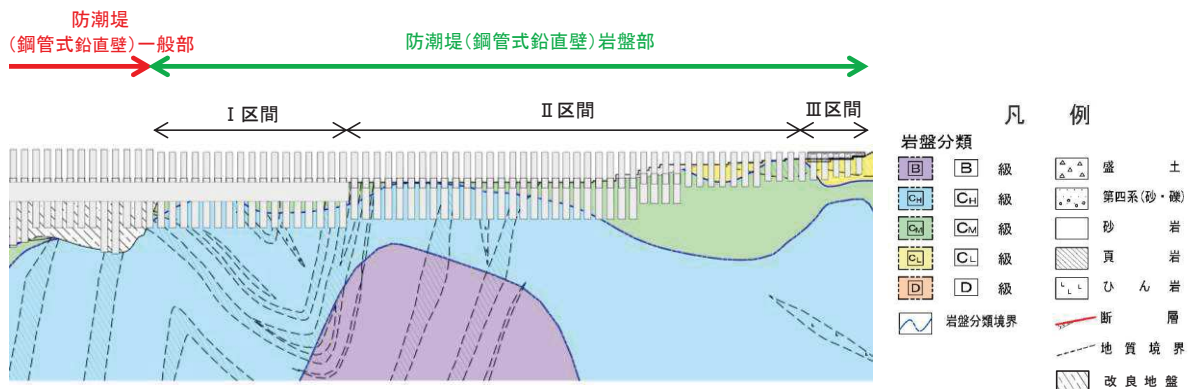


図 5.10.2-24 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の縦断図

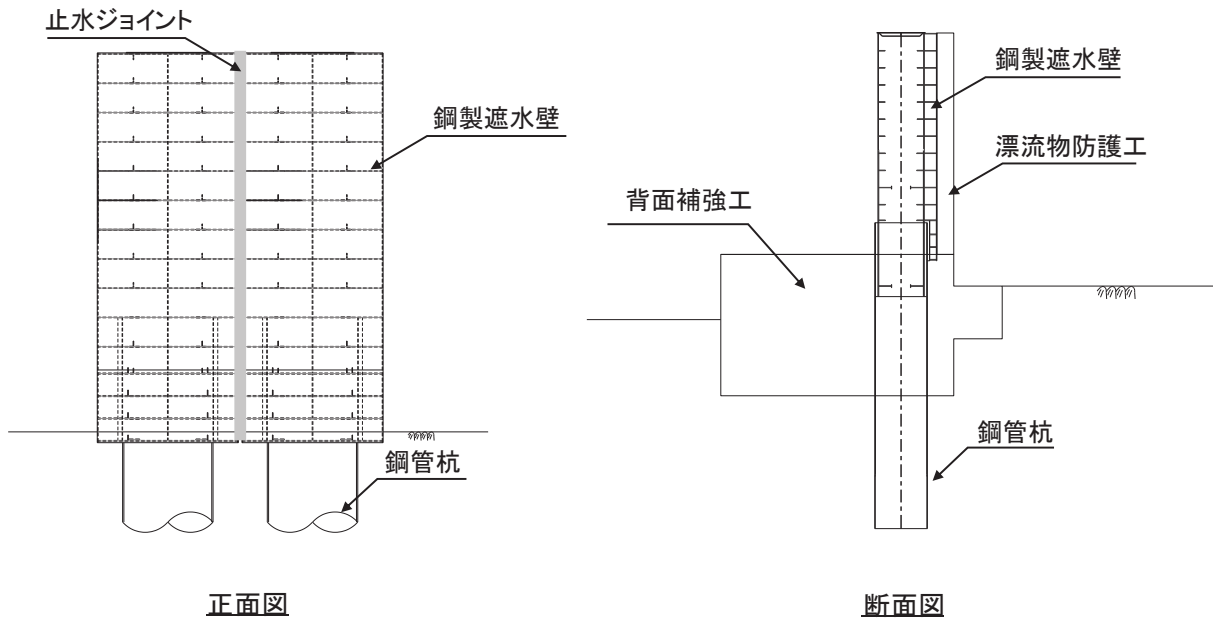


図 5. 10. 2-25 鋼管式鉛直壁（岩盤部） 正面図及び断面図（Ⅰ区間）

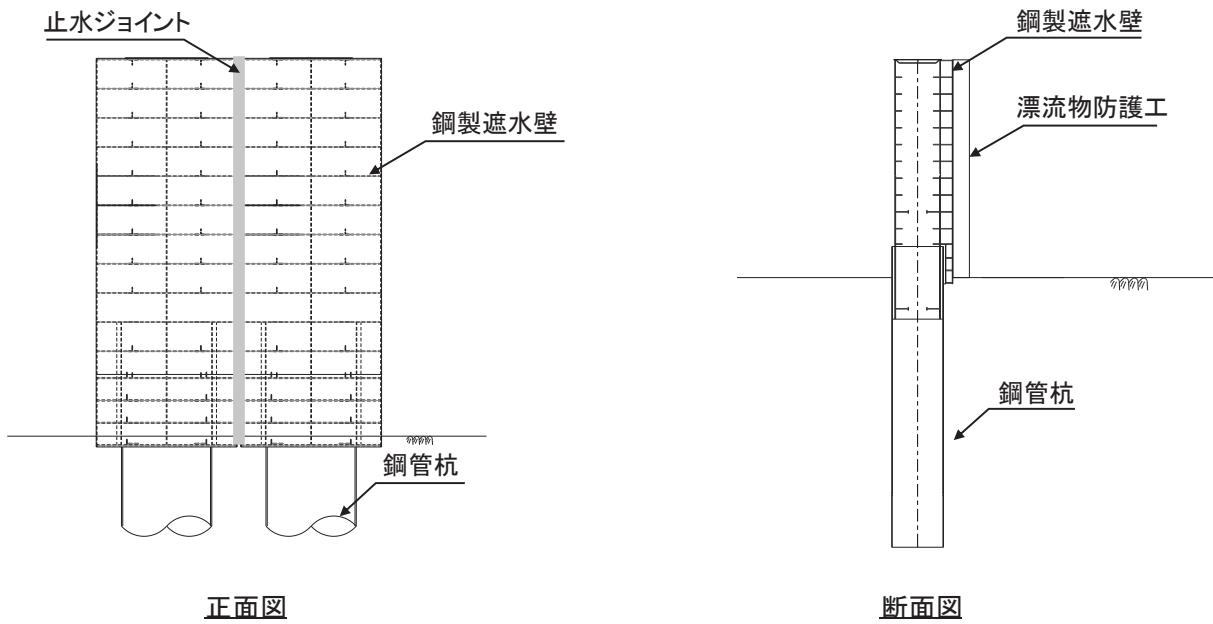


図 5. 10. 2-26 鋼管式鉛直壁（岩盤部） 正面図及び断面図（Ⅱ区間）

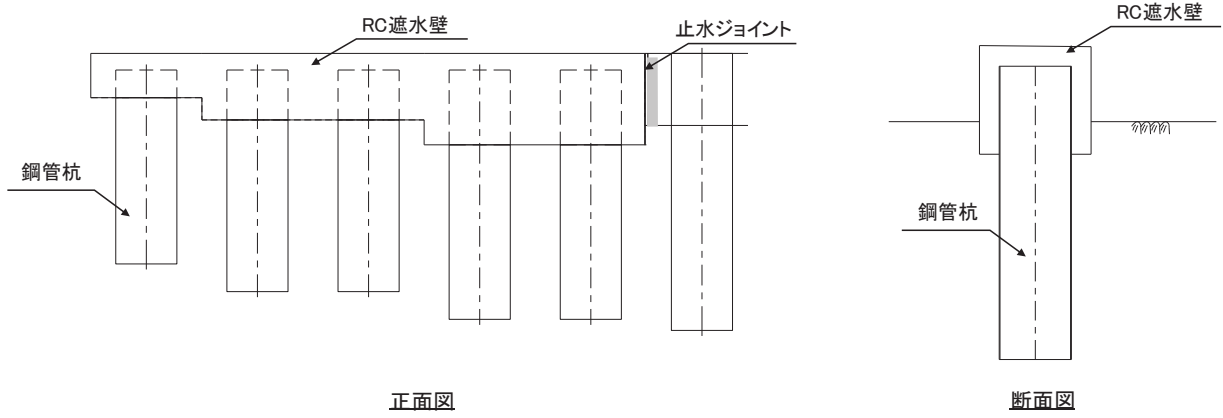


図 5.10.2-27 鋼管式鉛直壁（岩盤部） 正面図及び断面図（Ⅲ区間）

a. 評価候補断面の選定方針

鋼管式鉛直壁（岩盤部）の区間の特徴を表 5.10.2-6 に示す。

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。

(a) 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（図 5.10.2-25）。
- ・ 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。
- ・ 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_H 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_H 級以上の岩盤に，背面補強工は C_M 級以上の岩盤に設置される（図 5.10.2-24，図 5.10.2-25）。
- ・ 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）（図 5.10.2-24，図 5.10.2-25）。
- ・ 設計用地下水位は地表面で一定とする。
- ・ 隣接構造物として，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。

(b) 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（図 5.10.2-26）。
- ・ 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。
- ・ 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（図 5.10.2-24, 図 5.10.2-26）。
- ・ 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）（図 5.10.2-24, 図 5.10.2-26）。
- ・ 設計用地下水位は地表面で一定とする。
- ・ 隣接構造物は存在しない。
- ・ 断層交差部は存在しない。

(c) 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（図 5.10.2-27）。
- ・ 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. +25.7m 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（図 5.10.2-24, 図 5.10.2-27）。
- ・ 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）（図 5.10.2-24, 図 5.10.2-27）。
- ・ 設計用地下水位は地表面とする。
- ・ 隣接構造物は存在しない。
- ・ 断層交差部は存在しない。

表 5.10.2-6 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 板厚	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	隣接構造物	断層	
		杭種	杭径	杭板厚			鋼種	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	-	-	

評価候補断面は、構造的特徴及び周辺状況により分類される上記の 3 区間毎に、周辺状況の観点から耐震・耐津波評価を行う上で厳しくなる断面を選定する。

なお、断面の選定に当たっては、鋼管式鉛直壁（岩盤部）は複数の部位によって構成されているため、耐震評価上厳しくなる断面が、それぞれの部位において異なるおそれがある。そのため、それぞれの部位において耐震評価上影響を及ぼすことが想定される観点から評価候補断面を選定する。

評価候補断面の選定における観点毎の指標を表 5.10.2-7 に示す。

表 5.10.2-7 評価候補断面の選定における指標（岩盤部）

部位		照査項目	照査での着目点	断面選定上の観点	観点とする理由
施設	鋼管杭	断面力 (曲げ, せん断)	加速度応答 津波荷重	①鋼管杭の突出長 ② D 級 + C_L 級岩盤の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の突出長の差により, 鋼管杭に作用する津波荷重を受ける面積や鋼管杭に作用する加速度応答が異なり, 鋼管杭に生じる断面力に影響するため (①)。 比較的剛性の小さい D 級 + C_L 級岩盤の厚さにより, 加速度応答が異なり, 鋼管杭に生じる断面力に影響するため (②)。
	鋼製遮水壁 (漂流物防護工含む)	断面力 (曲げ, せん断)	加速度応答 津波荷重		
	背面補強工	内的安定 (すべり安全率)	せん断応力	—	<ul style="list-style-type: none"> 背面補強工は断面によらず全て C_M 級以上の岩盤に設置されるため, 断面選定の観点の対象外とする。
	止水ジョイント	変位	変位	①鋼管杭の突出長 ② D 級 + C_L 級岩盤の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の突出長の差で, 鋼管杭に作用する津波荷重及び加速度応答が異なり, 鋼管杭に生じる変位に影響するため (①)。 比較的剛性の小さい D 級 + C_L 級岩盤の厚さにより, 加速度応答が異なり, 鋼管杭に生じる変位に影響するため (②)。 ①, ②については, 鋼管杭及び鋼製遮水壁における観点と同様である。
地盤	基礎地盤 (岩盤)	支持力	加速度応答 津波荷重	①鋼管杭の突出長 ② D 級 + C_L 級岩盤の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭の突出長の差で, 鋼管杭に作用する津波荷重及び加速度応答が異なり, 支持力に影響するため (①)。 比較的剛性の小さい D 級 + C_L 級岩盤の厚さにより, 加速度応答が異なり, 支持力に影響するため (②)。 ①, ②については, 鋼管杭及び鋼製遮水壁における観点と同様である。

b. 評価候補断面の選定

評価候補断面の選定結果を表 5.10.2-8 に、評価候補断面の平面配置図を図 5.10.2-28 に、評価候補断面の地質縦断図を図 5.10.2-29 に示す。

(a) I 区間

I 区間の評価候補断面としては、表 5.10.2-7 に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、I-①断面を選定した。断面を選定した理由を以下に示す。

[I-①断面]

(選定理由)

- ・鋼管杭の長さは一定で、地質状況についても、縦断方向におおむね一定の分布となることから、断面位置によって構造物の評価に有意な差は無いと想定される。断面としては、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した。

(b) II 区間

II 区間の評価候補断面としては、表 5.10.2-7 に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、II-①～③断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

[II-①断面]

(選定理由)

- ・鋼管杭の突出長が最も長くなることから、鋼管杭に作用する津波荷重が最も大きくなり、鋼管杭に発生する断面力（曲げ、せん断）も大きくなる（観点①）。
- ・鋼管杭の突出長が最も長くなることから、地震時に鋼管杭に発生する断面力（曲げ、せん断）が大きくなり、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点①）。
- ・D 級 + CL 級岩盤が分布しないことから、地震時の加速度応答が異なり、鋼管杭に生じる断面力及び変位に影響を及ぼすことが想定される（観点②）。
- ・鋼管杭の突出長が同一である区間の中で、海側斜面の傾きが最も急勾配である。

[II-②断面]

(選定理由)

- ・D 級 + CL 級岩盤が最も厚くなることから、加速度応答が異なり、鋼管杭に生じる断面力及び変位に影響を及ぼすことが想定される（観点②）。

[II-③断面]

(選定理由)

- ・鋼管杭の突出長が最も短くなることから、鋼管杭に発生する断面力（曲げ、せん断）が他断面と異なり、耐震評価上影響を及ぼすことが想定される（観点①）。

(c) III 区間

III 区間については、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。

表 5.10.2-8 評価候補断面選定結果

評価候補断面		①鋼管杭の突出長	②[D]級+[C] _L 級岩盤 厚さ	備考
I 区 間	I-①断面	<ul style="list-style-type: none"> • I 区間において区間内の突出長は同一であることから、I 区間の評価候補断面選定については鋼管杭の突出長を観点としない。 • [D]級, [C]_L級岩盤は分布せず、周辺地質はおおむね同一であり、断面位置によって構造物の評価に有意な差は無い。 • 断面としては、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される I-①断面を選定した。 		
II 区 間	II-①断面	○：鋼管杭の突出長が最も長い	○：[D]級, [C] _L 級岩盤が分布しない	• 海側斜面の傾きが最も急勾配である。
	II-②断面	—	○：[D]級+[C] _L 級岩盤厚さが最も厚い	—
	II-③断面	○：鋼管杭の突出長が最も短い	—	—
III 区 間	—	<ul style="list-style-type: none"> • 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。 		

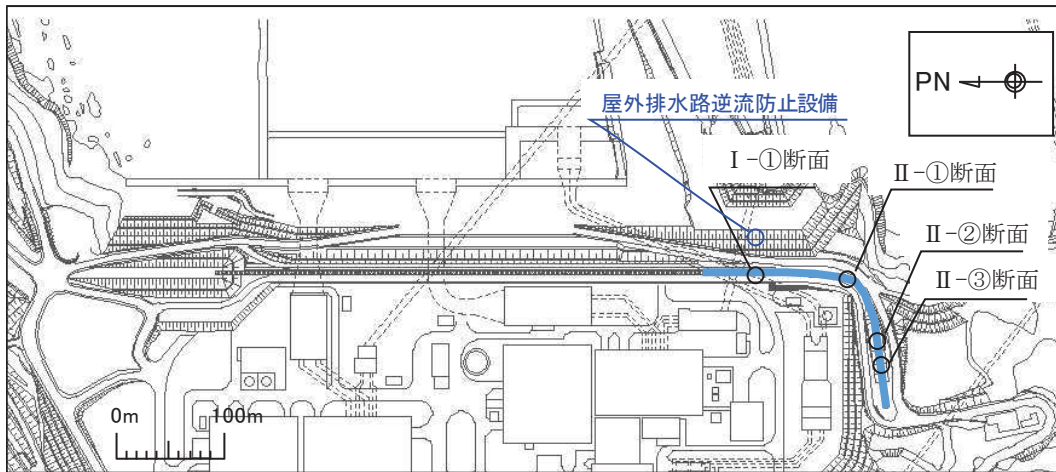


図 5. 10. 2-28 評価候補断面の平面配置図

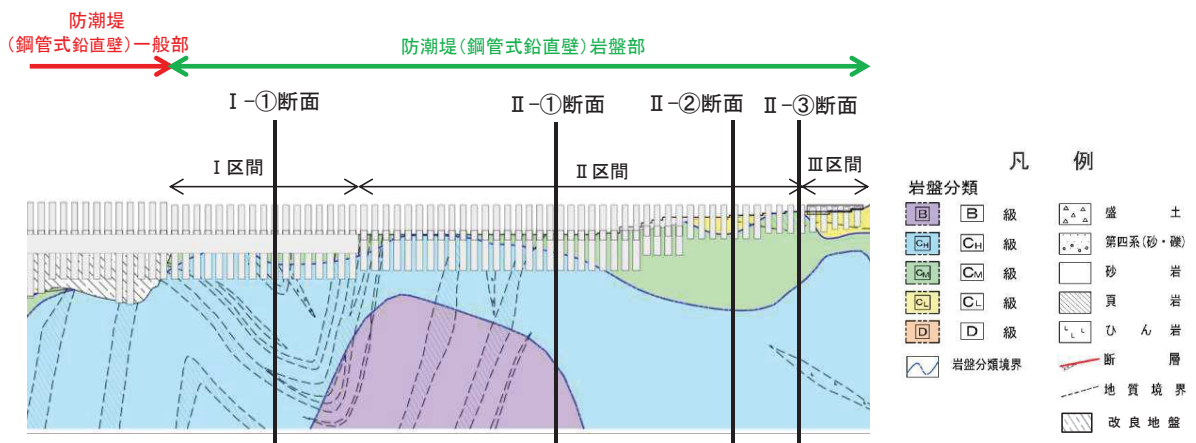


図 5. 10. 2-29 評価候補断面の地質縦断図

c. 評価対象断面の選定

(a) 1次元地震応答解析による評価対象断面の選定方針

II区間の各評価候補断面においては、図5.10.2-30に示す鋼管杭直下にて1次元地震応答解析を実施し、その結果に基づき評価対象断面を選定する。1次元地震応答解析結果から、評価対象断面を選定するための定量的な観点を表5.10.2-9に示す。

鋼管杭及び鋼製遮水壁については、鋼管杭及び鋼製遮水壁に発生する断面力（曲げ、せん断）が照査項目であることから、杭の固有周期における加速度スペクトルに着目し評価対象断面を選定する。

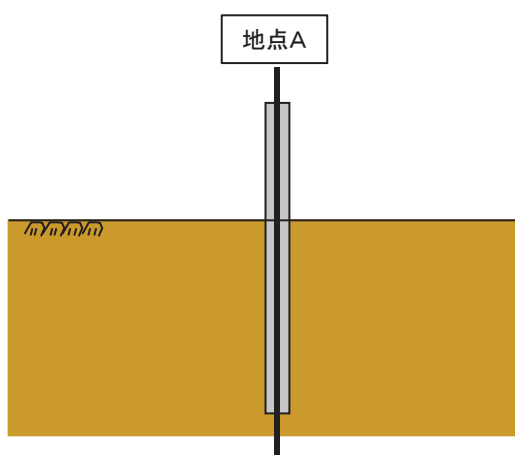


図5.10.2-30 各評価候補断面における1次元地震応答解析実施地点

表5.10.2-9 評価対象断面選定における観点

部位		照査項目	1次元地震応答解析での定量的な観点
施設	鋼管杭	断面力 (曲げ, せん断)	・杭の固有周期における加速度スペクトル
	鋼製遮水壁 (漂流物防護工含む)	断面力 (曲げ, せん断)	・杭の固有周期における加速度スペクトル

(b) 解析手法の選定

鋼管式鉛直壁（岩盤部）は岩盤内に設置され、液状化検討対象外の施設であることから、全応力にて1次元地震応答解析を実施する。

(c) I 区間の評価対象断面選定結果

評価対象断面としては、「b. 評価候補断面の選定」に示すとおり、解析領域に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置されるI-①断面（断面⑤）を選定した。

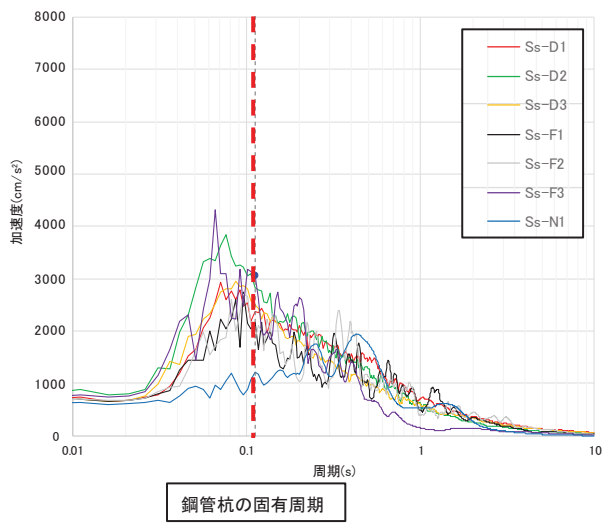
(d) II 区間の評価対象断面選定結果

II 区間の評価対象断面選定結果を表 5.10.2-10 に、II 区間の評価候補断面における、地表面の加速度応答スペクトルを図 5.10.2-31 に示す。

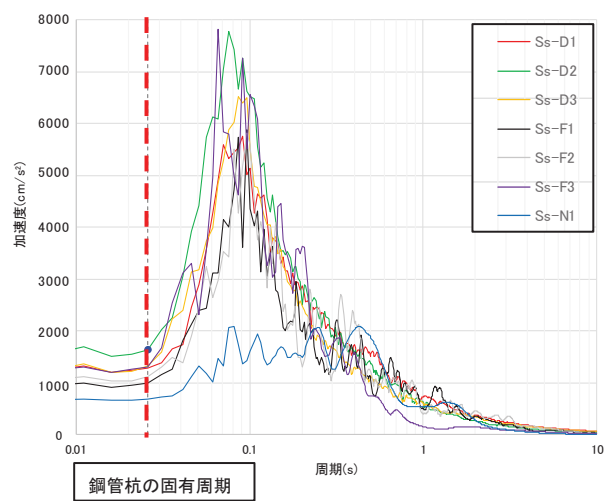
II 区間においては、表 5.10.2-10 に示すように、鋼管杭の突出長が最も大きく津波荷重が最も大きくなること、鋼管杭及び鋼製遮水壁の加速度が最も大きいことからII-①断面（断面⑥）を評価対象断面に選定する。

表 5.10.2-10 II 区間の評価対象断面選定結果

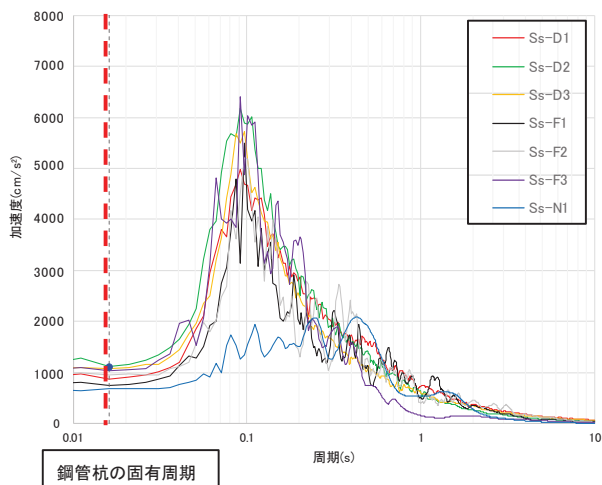
評価候補断面	加速度 (cm/s ²)	評価断面	選定結果
II-①断面	3054 (S s - F 3)	○	<ul style="list-style-type: none">鋼管杭の突出長が最も大きいため、津波荷重が最も大きくなることから、評価対象断面に選定する。鋼管杭及び鋼製遮水壁の加速度が最も大きいため、評価対象断面に選定する。【断面⑥】
II-②断面	1631 (S s - D 2)	—	<ul style="list-style-type: none">鋼管杭及び鋼製遮水壁の加速度が、II-①断面より小さいため、評価対象断面としない。
II-③断面	1105 (S s - D 2)	—	<ul style="list-style-type: none">鋼管杭及び鋼製遮水壁の加速度が、II-①断面より小さいため、評価対象断面としない。



II-①断面



II-②断面



II-③断面

図 5.10.2-31 II 区間の評価候補断面における加速度応答スペクトル（地点A）

(e) III 区間

III 区間については、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（断面⑦）。

評価対象断面として選定した、I-①断面（断面⑤）、II-①断面（断面⑥）の断面図を図 5.10.2-32、図 5.10.2-33 に示す。

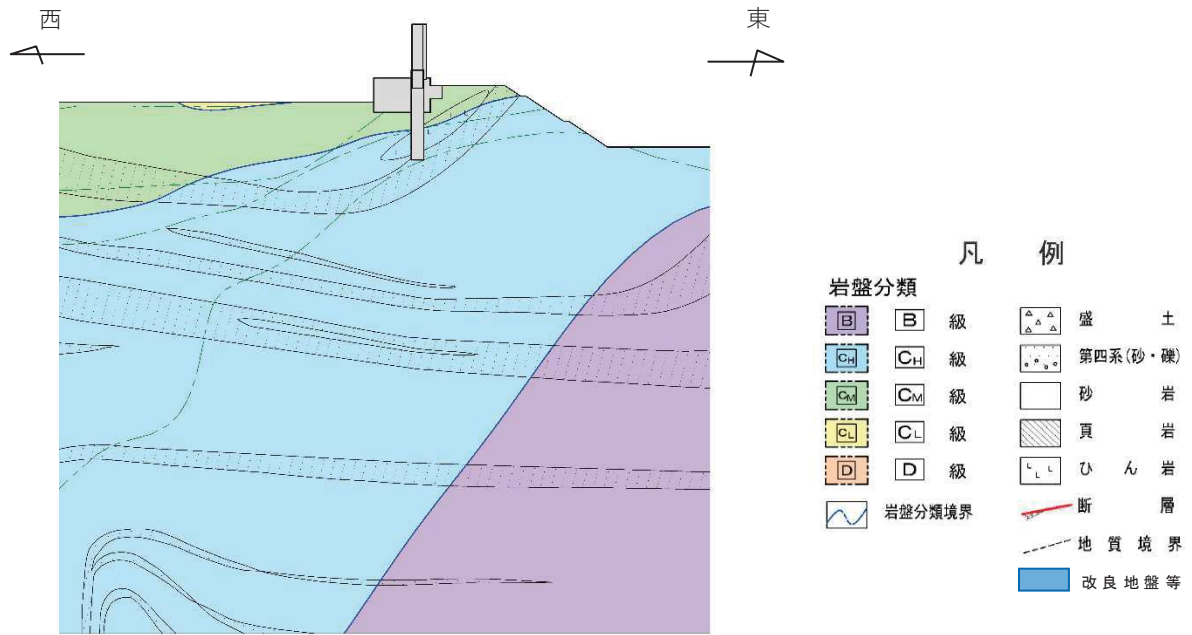


図5.10.2-32 鋼管式鉛直壁（岩盤部）I-①断面（断面⑤）

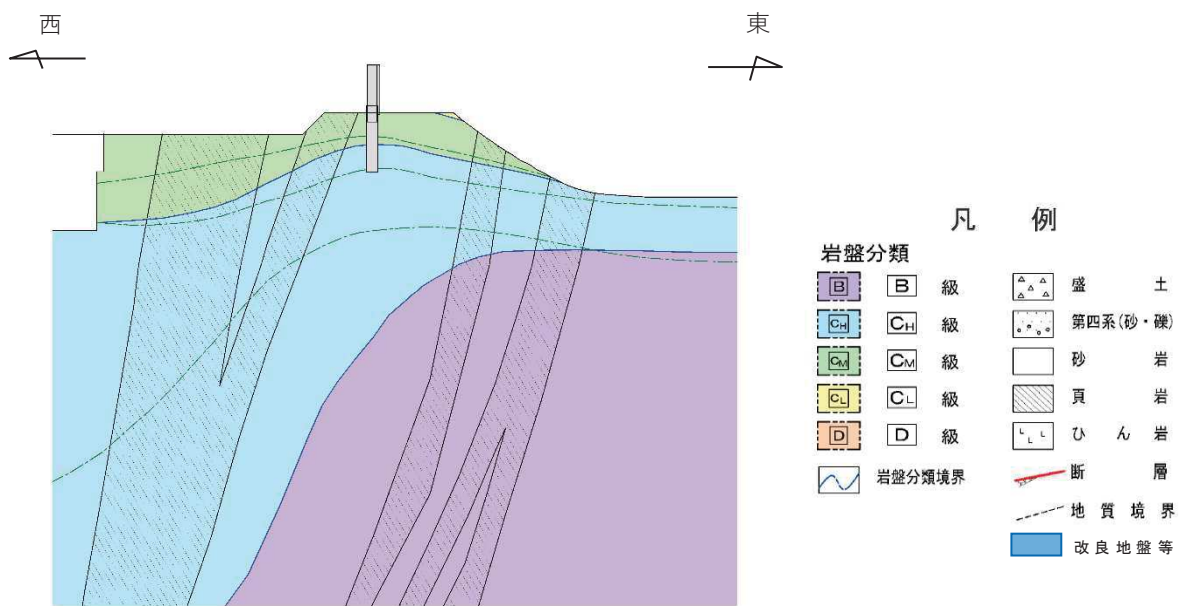


図5.10.2-33 鋼管式鉛直壁（岩盤部）II-①断面（断面⑥）

5.10.3 防潮堤（盛土堤防）

防潮壁（盛土堤防）（以下「盛土堤防」という。）の平面配置図を図 5.10.3-1 に、縦断面図を図 5.10.3-2 に、断面図を図 5.10.3-3 及び図 5.10.3-4 に示す。

盛土堤防は、総延長は約 120m、天端高さは 0.P.+29.0m である。

盛土堤防の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を対象に、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とし、5.10.1(1)の考え方に基づき、必要に応じて耐震・耐津波評価を行う上で厳しくなる断面を追加する。

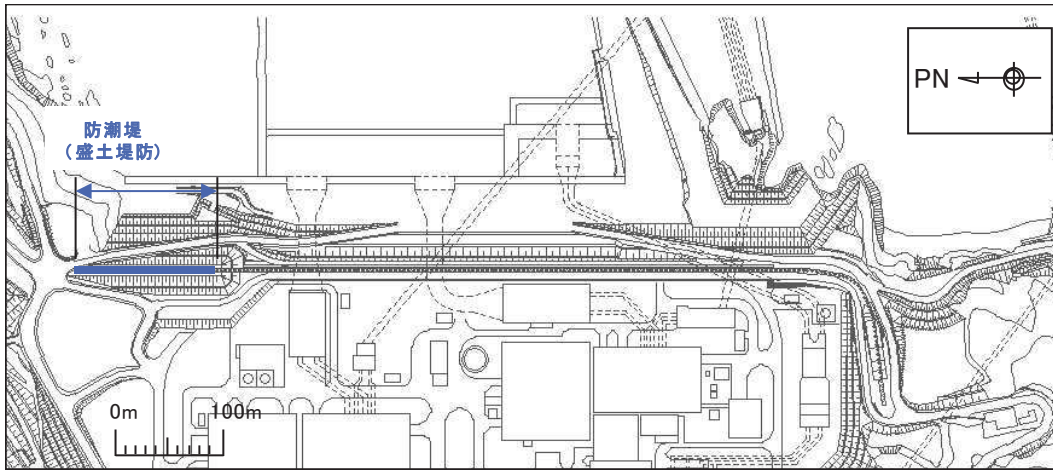
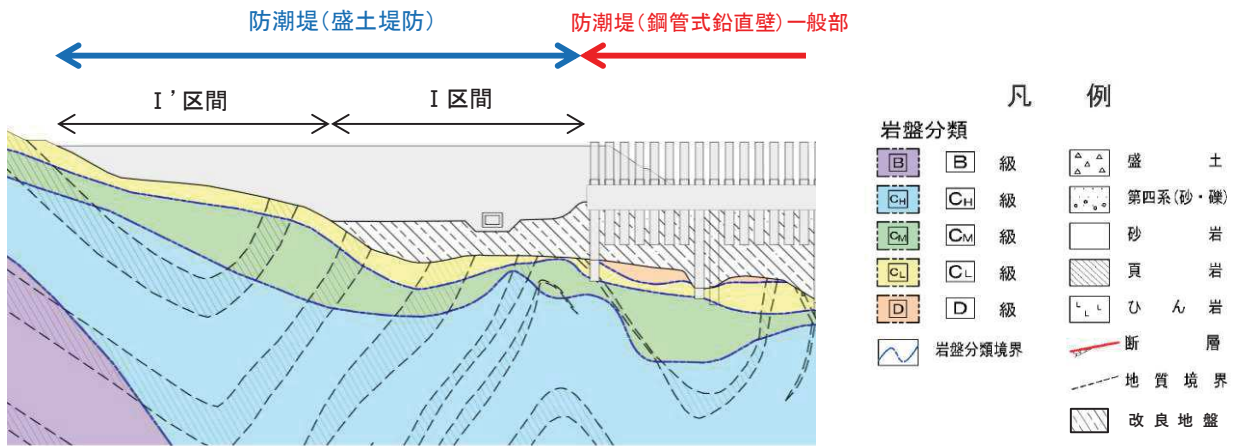


図 5.10.3-1 盛土堤防の平面配置図



* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 5.10.3-2 盛土堤防の縦断面図

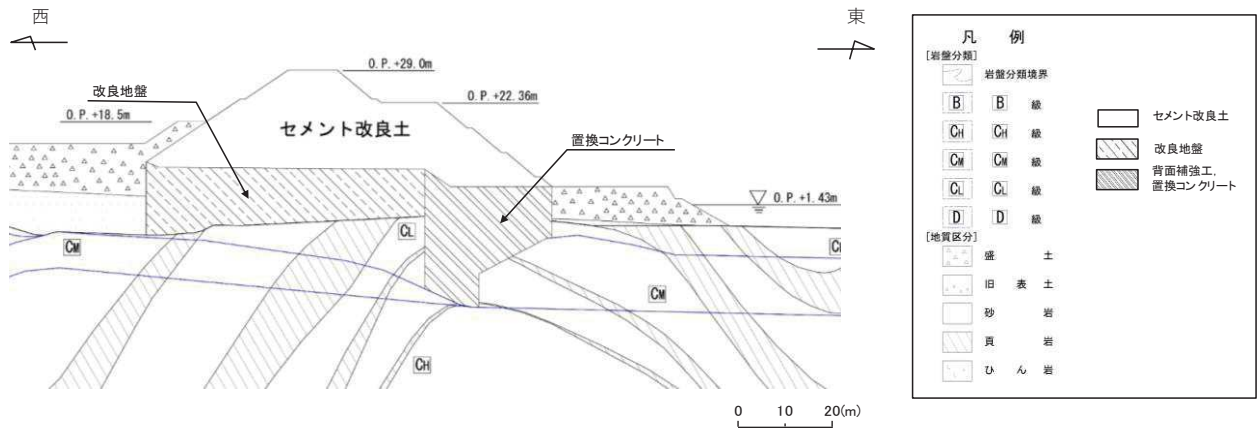


図 5.10.3-3 盛土堤防断面図 (I 区間)

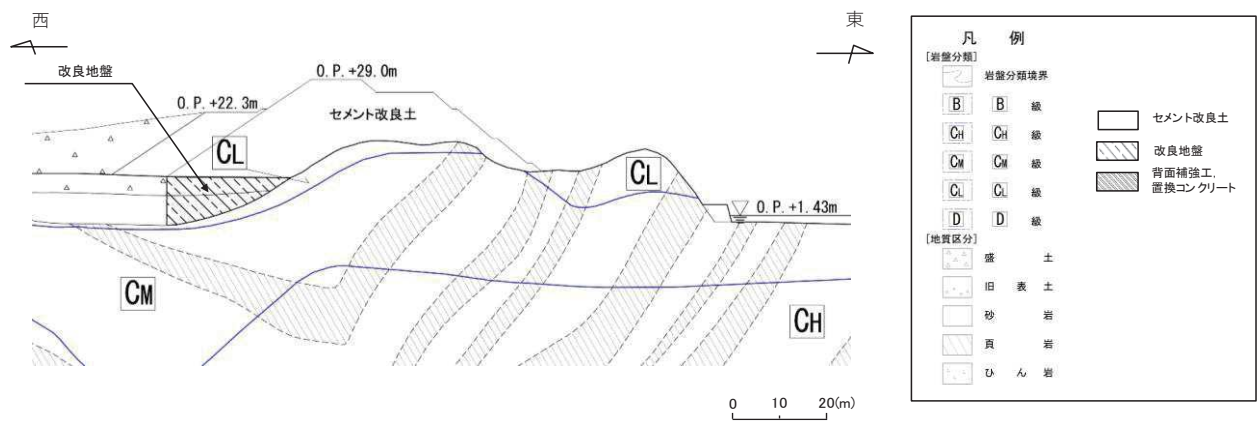


図 5.10.3-4 盛土堤防断面図 (I' 区間)

a. 評価候補断面の選定方針

盛土堤防の区間の特徴を表 5.10.3-1 に示す。

盛土堤防は、構造的特徴の大きな違いはないが、堤体（セメント改良土）及び置換コンクリートからなり、堤体（セメント改良土）が改良地盤に設置される区間を I 区間、堤体（セメント改良土）の中心線が岩盤に設置される区間を I' 区間とする。

(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（図 5.10.3-2, 図 5.10.3-3）。
- ・ 縦断方向（延長方向）に堤体（セメント改良土）厚さ及び置換コンクリート厚さが増加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（図 5.10.3-2, 図 5.10.3-3）。
- ・ 盛土堤防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り、周辺には厚さが異なる液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布する（図 5.10.3-2, 図 5.10.3-3）。
- ・ 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。
- ・ 隣接構造物は存在しない。
- ・ 断層交差部は存在しない。

(b) 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）からなる構造物である（図 5.10.3-2, 図 5.10.3-4）。
- ・ 縦断方向（延長方向）に堤体（セメント改良土）厚さが増加する線状構造物である（材質は変化なし）。
- ・ 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り、堤体（セメント改良土）は岩盤又は改良地盤に設置される（図 5.10.3-2, 図 5.10.3-4）。

- ・ 盛土堤防は長尺な構造物であるため、断面位置に応じて岩盤上面の深さが異なり、同時に、周辺には厚さが異なる液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布する（図 5.10.3-2, 図 5.10.3-4）。
- ・ 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。
- ・ 隣接構造物は存在しない。
- ・ 断層交差部は存在しない。

表 5.10.3-1 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	隣接構造物	断層
I 区間	0.P. +29.0m	約15～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）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	—	—
I' 区間	0.P. +29.0m	0～約15m	—	—	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	—	—

I 区間及び I' 区間の中から，周辺状況の観点から耐震・耐津波評価を実施する上で厳しくなる断面を評価候補断面として選定する。

I 区間と I' 区間は構造として大きな違いは無いが，堤体（セメント改良土）の下の改良地盤が応答に及ぼす影響を考慮するため，それぞれの区間から評価候補断面を選定する。

また，機器・配管系への応答加速度及び応答変位算出位置の観点から，間接支持構造物が存在する I 区間より選定する。

なお，断面の選定に当たっては，盛土堤防は複数の部位によって構成されているため，耐震評価上厳しくなる断面が，それぞれの部位において異なるおそれがある。そのため，それぞれの部位において耐震評価上影響を及ぼすことが想定される観点から評価候補断面を選定する。

評価候補断面の選定における観点毎の指標を表 5.10.3-2 に示す。

表 5.10.3-2 評価候補断面の選定における指標

部位		照査項目	照査での着目点	断面選定上の観点	観点とする理由
施設	堤体 (セメント改良土)	内的安定 (すべり安全率)	せん断応力 津波荷重	①セメント改良土の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> セメント改良土の厚さの差で、地震時及び津波時にセメント改良土に発生するせん断応力が異なり、すべり安全率に影響を及ぼすため (①)。
	置換コンクリート	内的安定 (すべり安全率)	せん断応力	② C_M 級岩盤上面の深さ (置換コンクリートの形状) ③ 盛土+旧表土の厚さ ④ 旧表土の厚さ	<ul style="list-style-type: none"> 置換コンクリート上面レベル及び東西方向の幅は一定であるため、置換コンクリートの底面が深いほど形状が縦長となり、置換コンクリートに発生する曲げ応力が大きくなることで、すべり安全率に影響を及ぼすため (②)。 盛土及び旧表土が厚くなるほど、地盤変位が大きくなり、置換コンクリートに発生する曲げ応力が大きくなることで、すべり安全率に影響を及ぼすため (③, ④)。
地盤	基礎地盤 (岩盤・改良地盤)	支持力 (接地圧)	施設重量	①セメント改良土の厚さ ② C_M 級岩盤上面の深さ (置換コンクリートの厚さ)	<ul style="list-style-type: none"> セメント改良土が厚いほど、重量が大きくなり、支持力が厳しくなるため (①)。 置換コンクリートが厚いほど、重量が大きくなり、支持力が厳しくなるため (②)。 ①, ②については、堤体及び置換コンクリートの観点と同様である。

b. 評価候補断面の選定

評価候補断面の選定結果を表 5.10.3-3 に、評価候補断面の平面配置図を図 5.10.3-5 に、評価候補断面の地質縦断図を図 5.10.3-6 に示す。

(a) I 区間

I 区間は、断面位置に応じて堤体（セメント改良土）厚さ、置換コンクリート厚さが異なるとともに、周辺には厚さが異なる液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布する。

評価候補断面としては、表 5.10.3-2 に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、I-①断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

[I-①断面]

(選定理由)

- ・セメント改良土が最も厚く、堤体に作用する津波荷重が最も大きくなる。
- ・セメント改良土が最も厚く、セメント改良土の耐震評価に影響を及ぼすことが想定される。
- ・ C_M 級岩盤上面が最も深く、置換コンクリートの耐震評価に影響を及ぼすことが想定される。
- ・盛土+旧表土厚さ及び旧表土厚さが最も厚く、防潮堤前背面の地盤変位が大きくなることで、耐震評価に影響を及ぼすことが想定される。
- ・設置変更許可段階において、基礎地盤の安定性評価及び構造成立性評価で示した断面である。

(b) I' 区間

I' 区間は、断面位置に応じて堤体（セメント改良土）厚さが異なるとともに、周辺には厚さが異なる液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布する。

評価候補断面としては、表5.10.3-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、I-②断面及びI-③断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

[I-②断面]

(選定理由)

- ・セメント改良土が I' 区間で最も厚く、セメント改良土の耐震評価に影響を及ぼすことが想定される。

[I-③断面]

(選定理由)

- ・セメント改良土厚さが小さく、セメント改良土の耐震評価に影響を及ぼすことが想定される。

表 5.10.3-3 評価候補断面選定結果

評価候補断面		①セメント改良土 厚さ	②C ₄₀ 級岩盤上面 深さ	③盛土+旧表土 厚さ	④旧表土厚さ
I 区 間	I-①断面*	○：セメント改良土 が最も厚い	○：C ₄₀ 級岩盤上面が 最も深い	○：盛土+旧表土が 最も厚い	○：旧表土が最も厚 い
I' 区 間	I-②断面	○：セメント改良土 がI'区間の中で 最も厚い	—	—	—
	I-③断面	○：セメント改良土 が薄い	—	—	—

*：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立性評価で示した断面

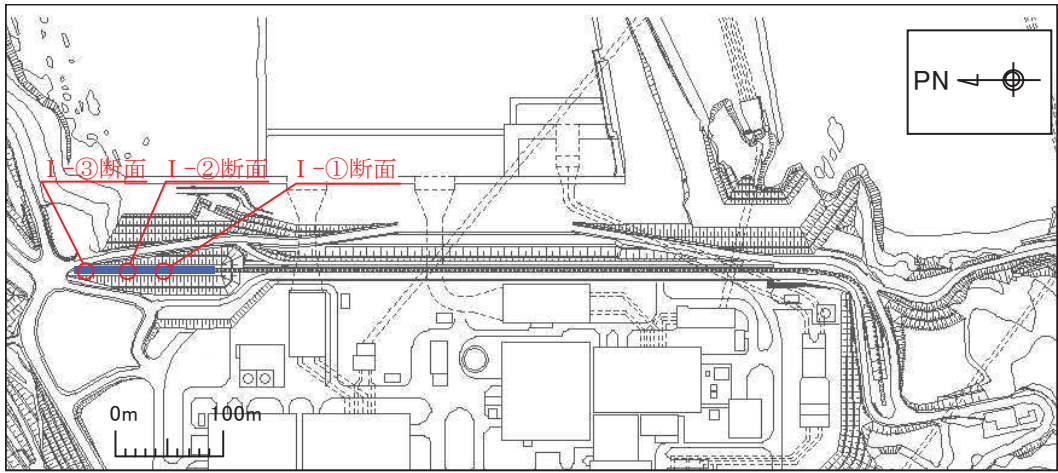


図 5.10.3-5 評価候補断面の平面配置図

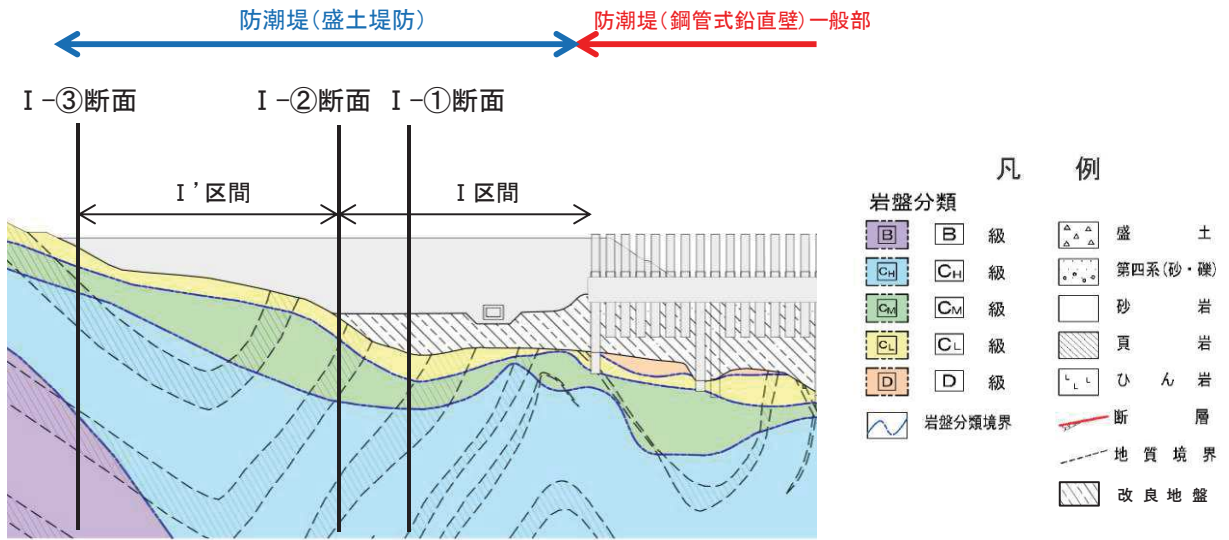


図 5.10.3-6 評価候補断面の地質縦断図

c. 評価対象断面の選定

(a) 1次元地震応答解析による評価対象断面の選定方針

各評価候補断面において1次元地震応答解析を実施し、その結果に基づき評価対象断面を選定する。

また、盛土堤防は複数の部位からなる構造物であることから、それぞれの部位にとって耐震評価上厳しくなる断面を選定するため、各評価候補断面につき、図5.10.3-7に示す3地点で1次元地震応答解析を実施する。地点選定の理由を以下に示す。

- ・ 地点Aは、防潮堤背面の盛土・旧表土が防潮堤の耐震評価に及ぼす影響を確認する観点で選定した。
- ・ 地点Bは、堤体（セメント改良土）の耐震評価に及ぼす影響を確認する観点で選定した。
- ・ 地点Cは、堤体（セメント改良土）及び置換コンクリートの耐震評価に及ぼす影響を確認する観点で選定した。

上記3地点での1次元地震応答解析結果から、評価対象断面を選定するための定量的な観点を表5.10.3-4に示す。

堤体（セメント改良土）及び置換コンクリートについては、すべり安全率が照査項目であることから、各部位における最大せん断応力に着目し評価対象断面を選定する。

盛土・旧表土については、変位が大きくなることで、防潮堤の耐震評価上影響を及ぼすことが想定されることから、地表面最大水平変位に着目し評価対象断面を選定する。

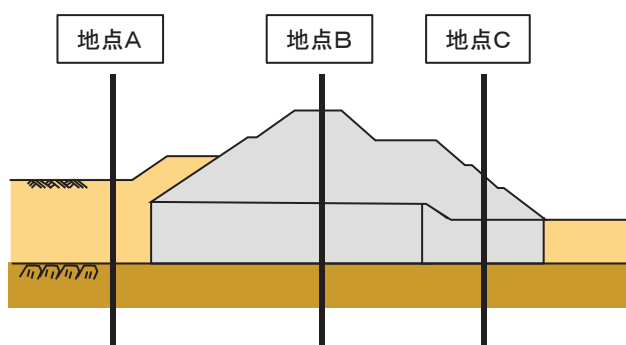


図 5.10.3-7 各評価候補断面における1次元地震応答解析実施地点

表 5. 10. 3-4 評価対象断面選定における観点

部位		照査項目	1次元地震応答解析での定量的な観点
施設	堤体（セメント改良土）	内的安定 （すべり安全率）	地点B ・最大せん断応力
	置換コンクリート	内的安定 （すべり安全率）	地点C ・最大せん断応力
地盤	盛土・旧表土	変位 （側方地盤の変位が大きくなると、防潮堤の耐震評価に影響を及ぼすことが想定される）	地点A ・地表面最大水平変位

(b)解析手法の選定

盛土堤防は、セメント改良土の下が改良地盤又は置換コンクリートにより置換されているが、防潮堤の前背面に高さの違う液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布しているため、液状化の影響を受けて盛土・旧表土の剛性が小さくなると、地震時に受働側となる土の層が柔らかくなることにより、防潮堤全体の変形が大きくなって残留変位も大きくなることが考えられる。

この影響を考慮するため、盛土堤防の解析手法については、液状化の影響を考慮できる有効応力解析を選定する。

(c)評価対象断面選定結果

評価対象断面選定結果を表 5. 10. 3-5 に、評価候補断面における地点Aの最大水平変位分布を図 5. 10. 3-8、地点Bでの最大せん断応力分布を図 5. 10. 3-9、地点Cでの最大せん断応力分布を図 5. 10. 3-10 に示す。

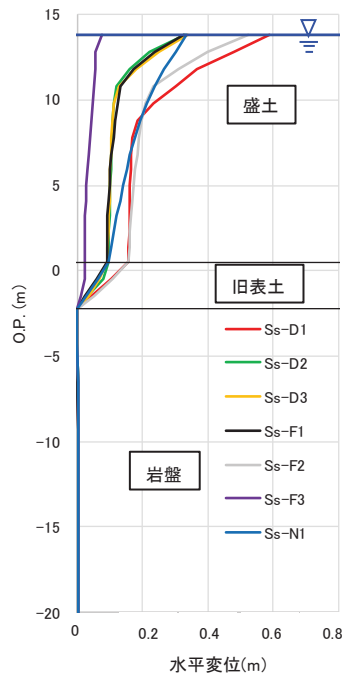
表 5. 10. 3-5 に示すように、堤体（セメント改良土）及び置換コンクリートの最大せん断応力、盛土・旧表土の最大水平変位が最も大きいため、I-①断面を評価対象断面に選定する。

評価対象断面として選定した、I-①断面（断面⑧）の断面図を図 5. 10. 3-11 に示す。

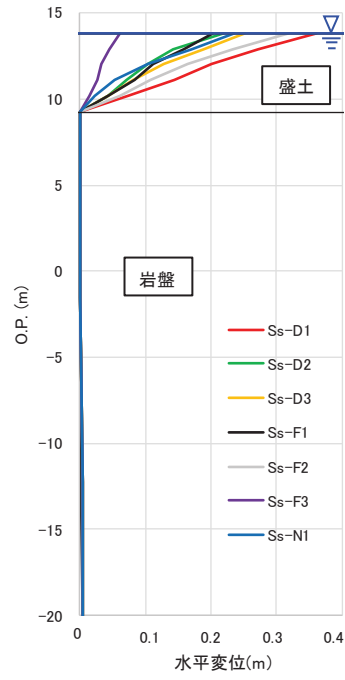
表 5.10.3-5 I 区間及び I' 区間の評価対象断面選定結果

評価候補断面	地点A	地点B	地点C	評価断面	選定結果	
	盛土・旧表土	堤体（セメント改良土）	置換コンクリート			
	地表面最大水平変位(m)	最大せん断応力(kN/m ²)	最大せん断応力(kN/m ²)			
I・I' 区間	I-①断面*	0.589 (S s-D 1)	492 (S s-N 1)	375 (S s-D 2)	○	<ul style="list-style-type: none"> 堤体（セメント改良土）が最も厚いため、受ける津波荷重が最も大きくなり、評価対象断面に選定する。 堤体（セメント改良土）及び置換コンクリートの最大せん断応力、盛土・旧表土の水平変位が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 【断面⑧】
	I-②断面	0.360 (S s-D 1)	452 (S s-N 1)	201 (S s-D 1)	—	<ul style="list-style-type: none"> 堤体（セメント改良土）及び置換コンクリートの最大せん断応力、盛土・旧表土の水平変位が I-①断面より小さいため、評価対象断面としない。
	I-③断面	—	153 (S s-D 2)	—	—	<ul style="list-style-type: none"> 堤体（セメント改良土）の最大せん断応力が I-①断面より小さいため、評価対象断面としない。

*：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立性評価で示した断面

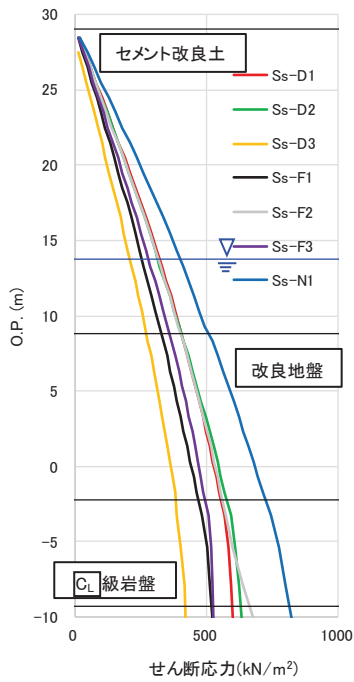


I-①断面

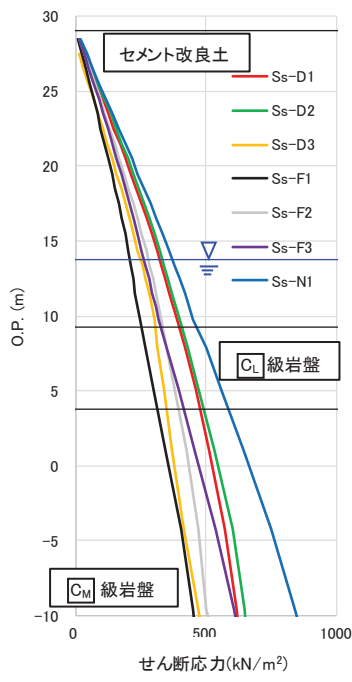


II-①断面

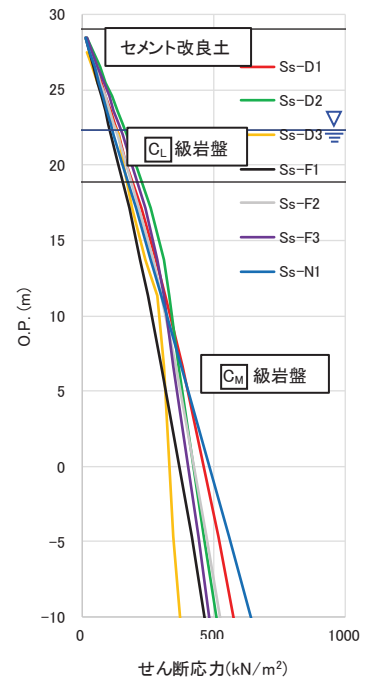
図 5.10.3-8 盛土堤防の評価候補断面における地点Aでの最大水平変位分布



I-①断面



II-①断面



II-②断面

図 5.10.3-9 盛土堤防の評価候補断面における地点Bでの最大せん断応力分布

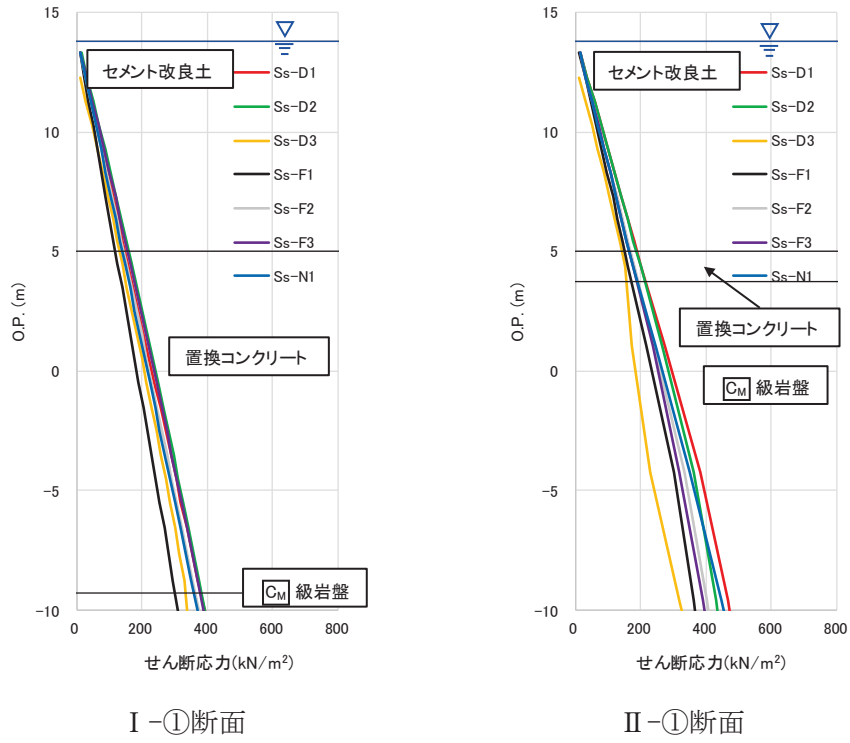


図 5. 10. 3-10 盛土堤防の評価候補断面における地点Cでの最大せん断応力分布

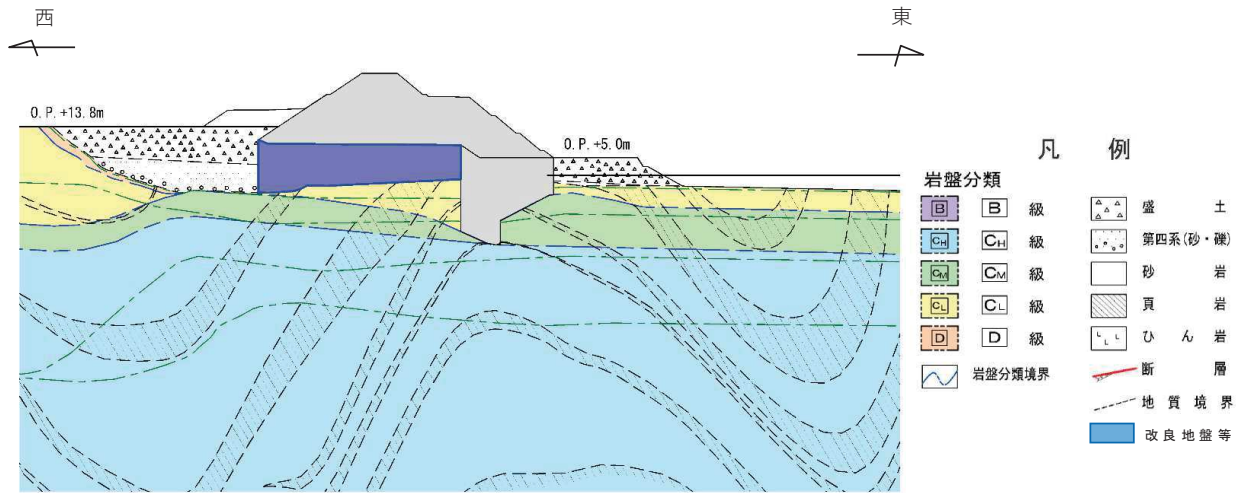


図 5. 10. 3-11 盛土堤防 I-①断面 (断面⑧)

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。

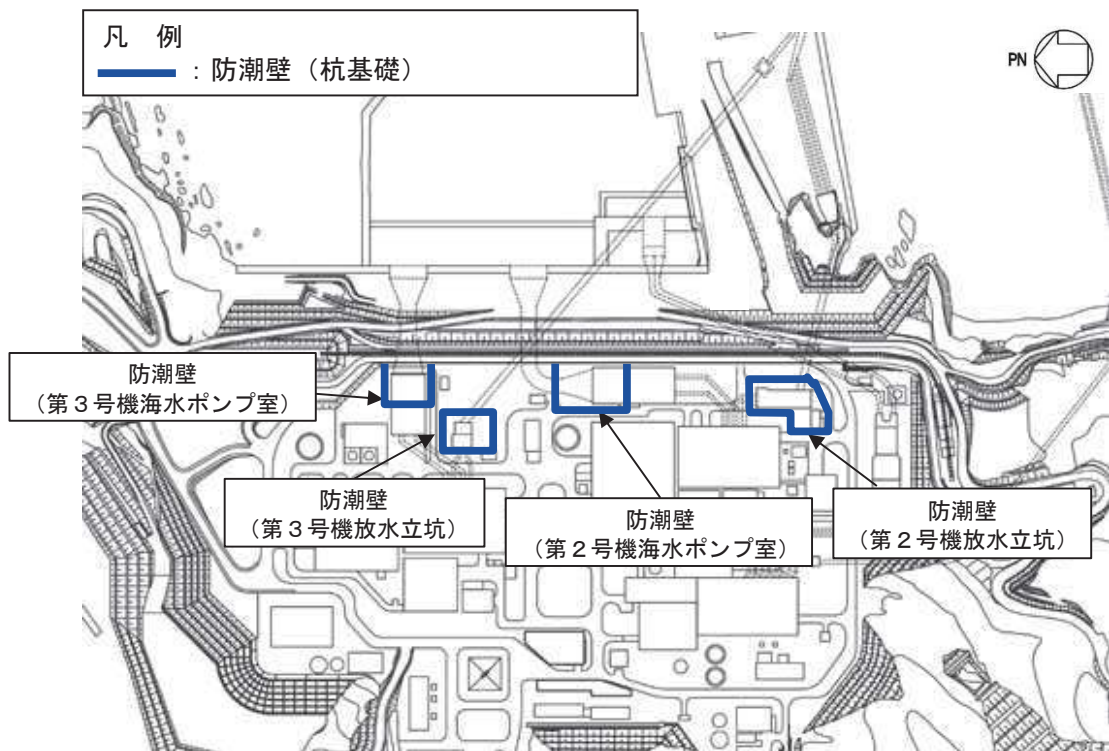


図 5.10.4-1 防潮壁（杭基礎）の平面配置図

(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，正面図及び断面図を図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。

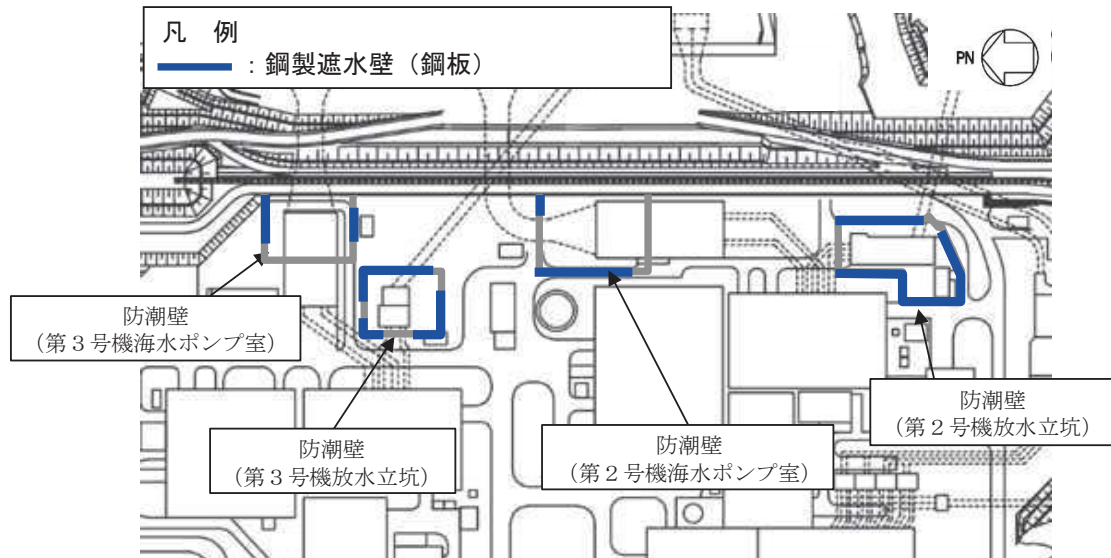


図 5.10.4-2 鋼製遮水壁（鋼板）の平面配置図

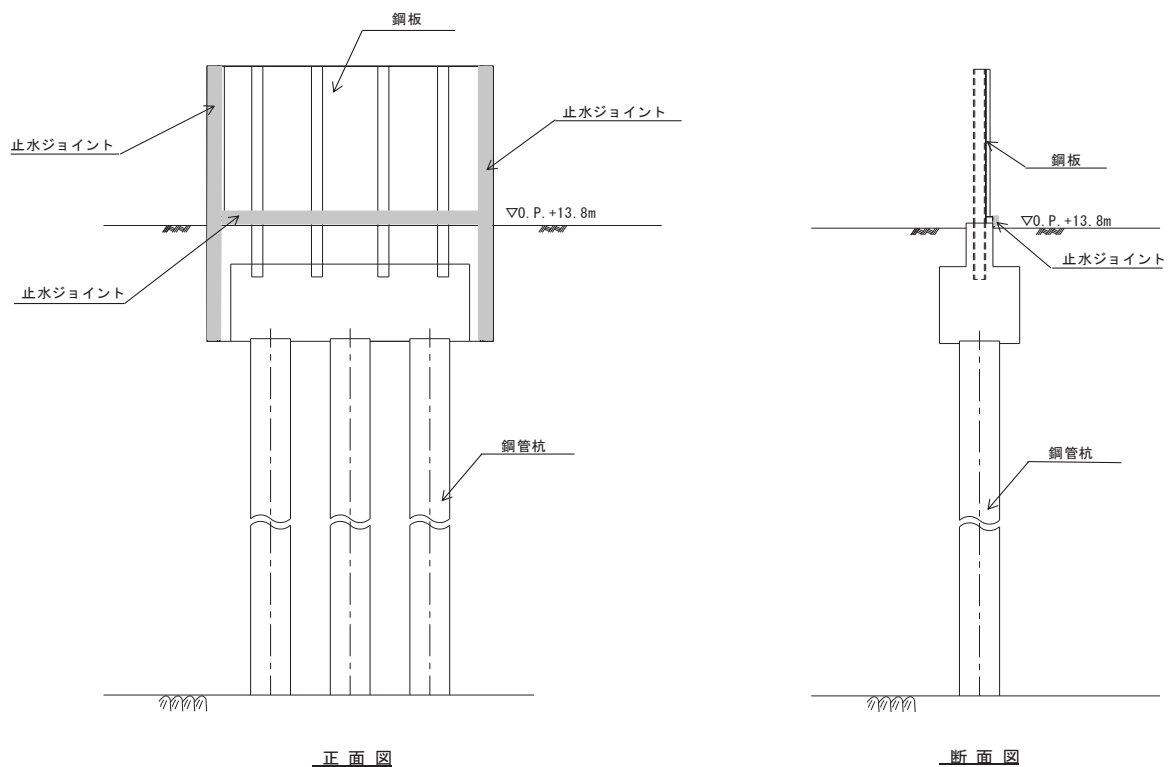


図 5.10.4-3 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

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4区間に分類される。

I 区間：盛土・旧表土が分布し、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・旧表土が分布し、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

上部工の鋼板については、地震力伝播特性に応じて板厚を設定し、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区間Ⅲで板厚 20mm とし、盛土・旧表土が分布するそれ以外の区間で板厚 16mm とする。また、下部工の鋼管杭については、地盤の変形特性に応じて、盛土・旧表土が分布しないⅢ区間で直径 1.5m、板厚 25mm とし、盛土・旧表土が分布する I 区間及び II 区間で直径 1.5m、板厚 30mm 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区間Ⅳにおいては、構造的制約により直径 1.2m、板厚 20mm とする。

それぞれの区間の位置図を図 5.10.4-4 に、区間毎の特徴を表 5.10.4-1 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-5～図 5.10.4-8 に示す。

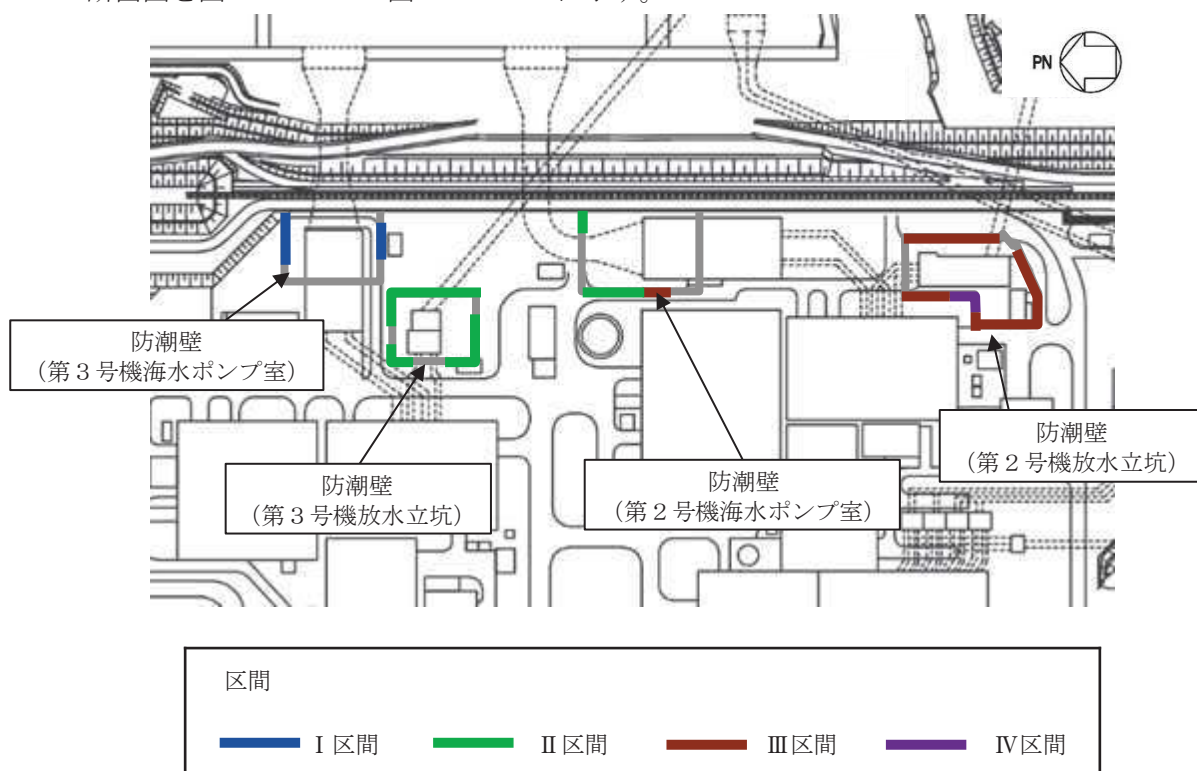
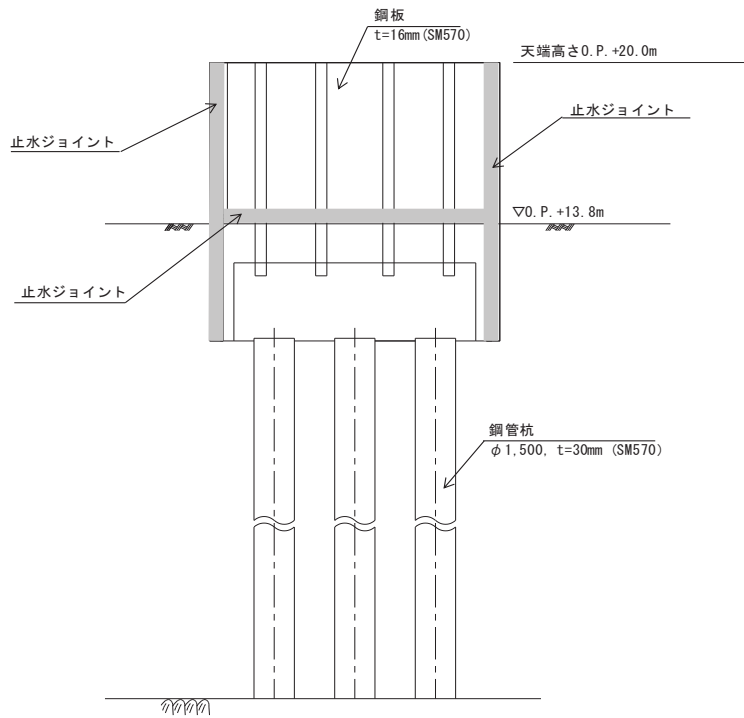


図 5.10.4-4 鋼製遮水壁（鋼板） 区間位置図

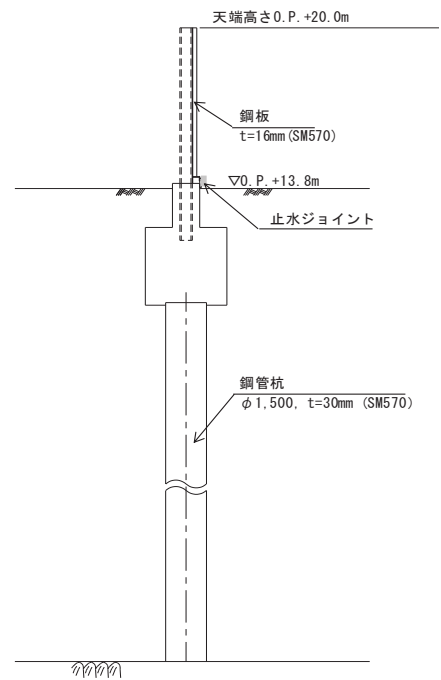
表 5. 10. 4-1 区間毎の特徴

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	30	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) 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。
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	○*	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。

* : 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (フラップゲート)

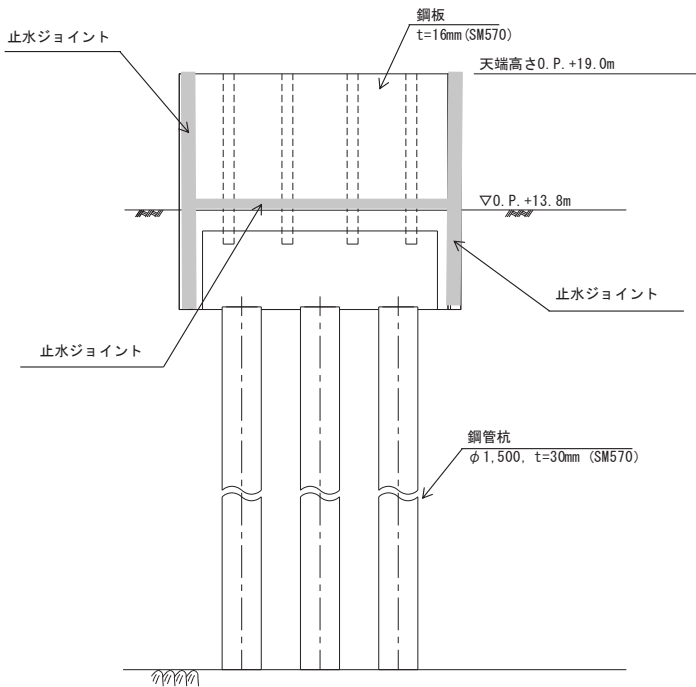


正面図

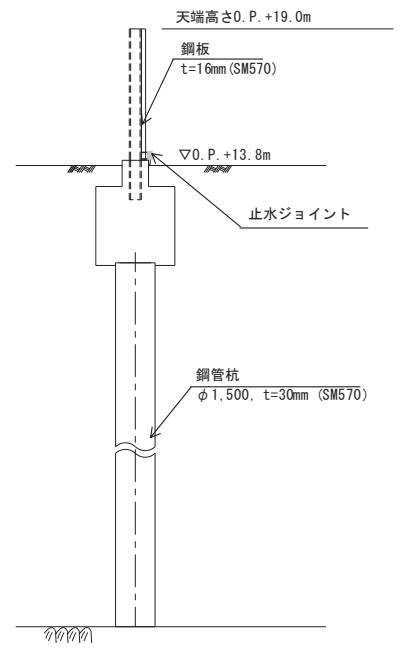


断面図

図 5.10.4-5 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図
（Ⅰ区間）

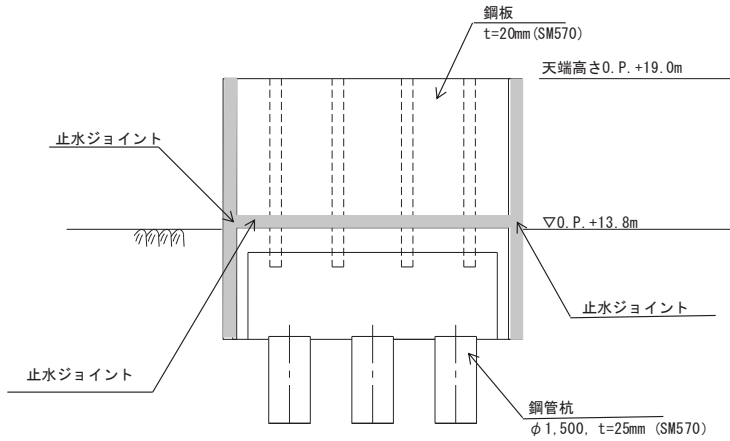


正面図

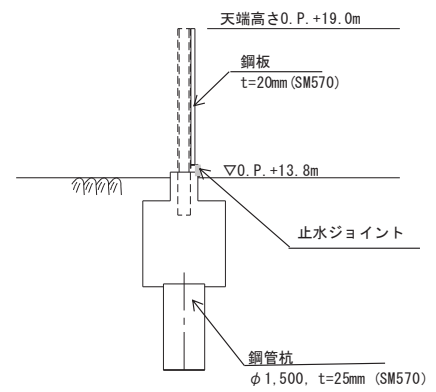


断面図

図 5.10.4-6 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図
（Ⅱ区間）

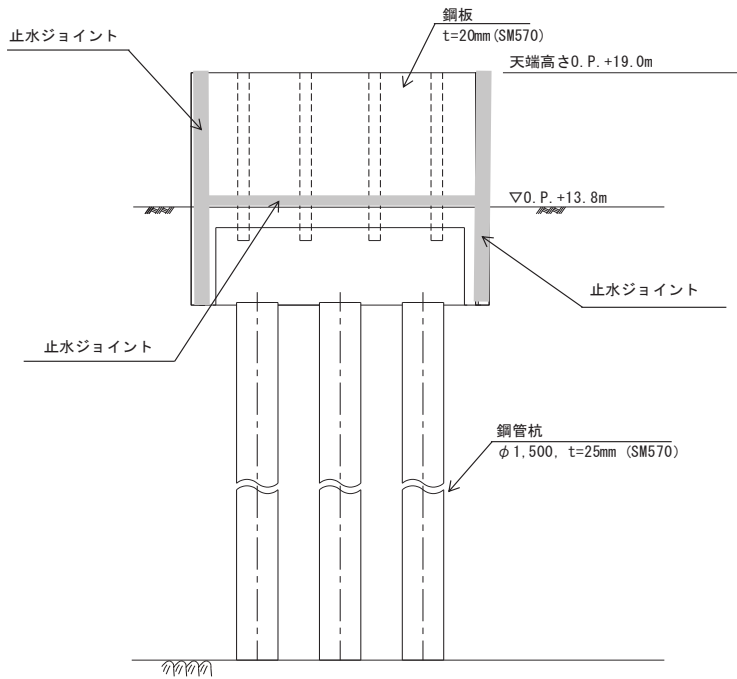


正面図

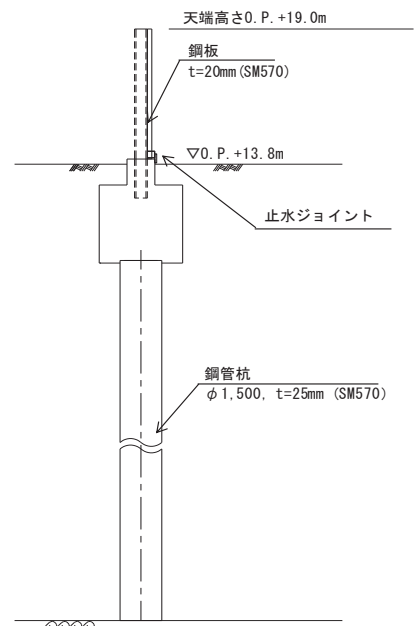


断面図

(岩盤露頭部)



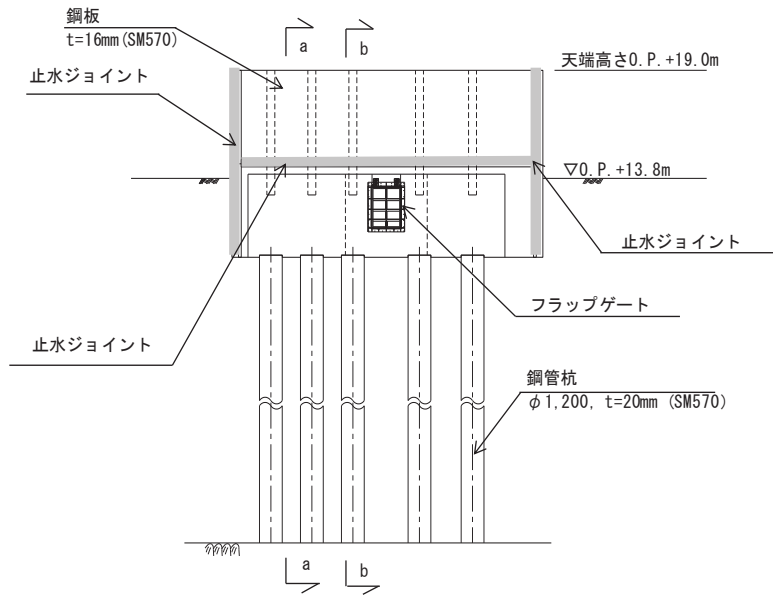
正面図



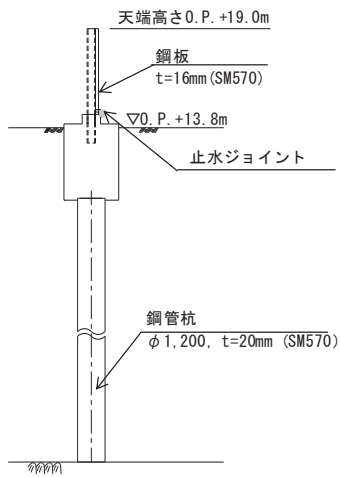
断面図

(全深度地盤改良部)

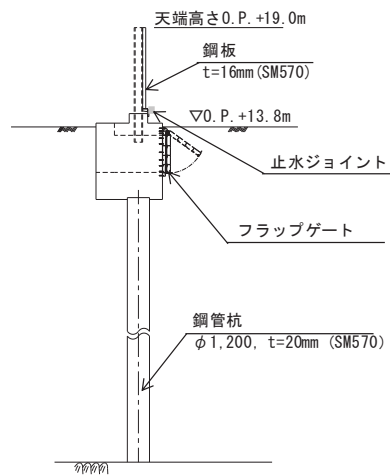
図 5. 10. 4-7 鋼製遮水壁 (鋼板) 正面図及び断面図
(Ⅲ区間)



正面図



断面図
(a-a断面)



断面図
(b-b断面)

図 5.10.4-8 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図
(IV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 4 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、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。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、後述する地質断面図に示すように、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や防潮壁の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、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と考えられることから、地下水位は評価候補断面の選定の観点には含めない。

評価候補断面の選定における観点毎の指標を表 5.10.4-2 に示す。

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"> 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）。 	<ul style="list-style-type: none"> 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 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。
	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"> 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）。 	
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"> 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）。 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）。 	<ul style="list-style-type: none"> 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。 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。 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。
	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"> 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）。 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）。 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）。 	

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 に，評価候補断面の平面配置図を図 5.10.4-9 に，評価候補断面の地質縦断図を図 5.10.4-10 に示す。

表 5.10.4-3 (1) 評価候補断面の選定結果 (I 区間)

評価候補断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点				備考
		①岩盤上面 深さ	②地盤改良 天端深さ	③入力津波 水位	④杭長	⑤盛土・ 旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の 杭長差	⑦改良地盤層 厚さ	
I 区 間	I-1 断面 (第3号機海水ポンプ室)	○:岩盤上面 が最も浅い	○:改良地盤天 端が最も浅い*1	— (入力津波水 位は全断面で 同じ)	—	—	— (有意な杭長差 がないため、 III-3 断面の評 価で代表)	—	*1: 改良地盤天端が最も浅い断 面の中で、岩盤上面が最も浅い
	I-2 断面 (第3号機海水ポンプ室)	—	—		○:杭長が最 も長い	○:盛土・旧表 土層の厚さが最 も厚い		—	
	I-3 断面 (第3号機海水ポンプ室)	—	○:改良地盤天 端が最も浅い*2		—	—		○:杭周辺の改 良地盤層の厚さ が最も厚い	

表 5.10.4-3 (2) 評価候補断面の選定結果 (II 区間)

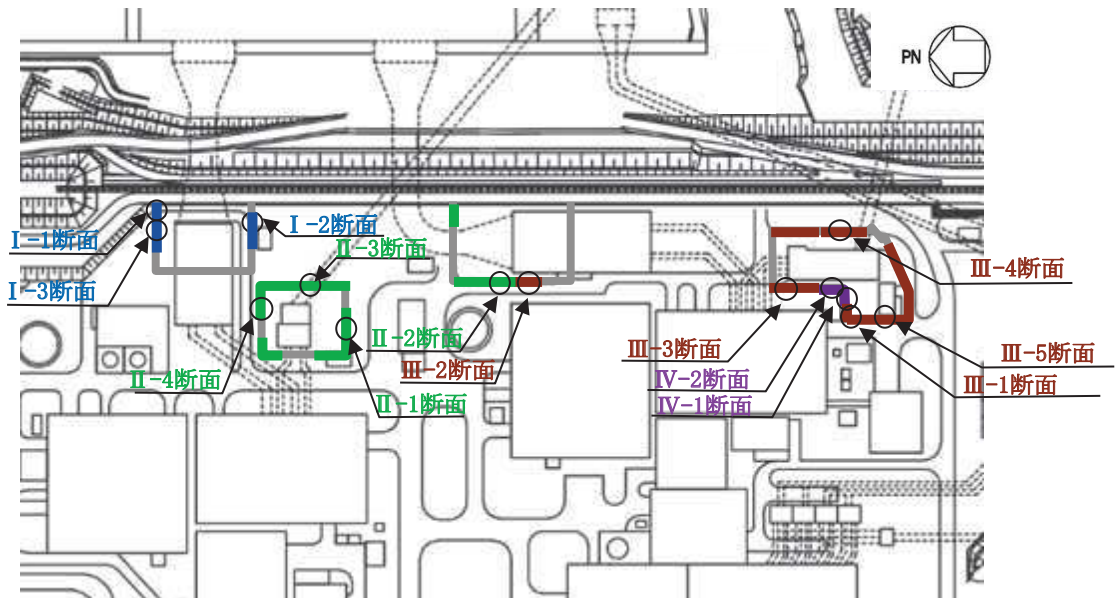
評価候補断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点				備考
		①岩盤上面 深さ	②地盤改良 天端深さ	③入力津波 水位	④杭長	⑤盛土・ 旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の 杭長差	⑦改良地盤層 厚さ	
II 区 間	II-1 断面 (第3号機放水立坑)	○:岩盤上面 が最も浅い	—	— (入力津波水 位に有意な差 が無い)	—	—	— (有意な杭長差 がないため、 III-3 断面の評 価で代表)	—	*1: II 区間の中で入力津波水位 が最も高いエリア
	II-2 断面 (第2号機海水ポンプ室) *1	—	○:改良地盤天 端が最も浅い		—	—		○:杭周辺の改 良地盤層の厚さ が最も厚い	
	II-3 断面 (第3号機放水立坑)	—	—		○:杭長が最 も長い	—		—	
	II-4 断面 (第3号機放水立坑)	—	—		—	○:盛土・旧表 土層の厚さが最 も厚い		—	

表 5.10.4-3 (3) 評価候補断面の選定結果 (Ⅲ区間)

評価候補断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点				備考				
		①岩盤上面 深さ	②地盤改良 天端深さ	③入力津波 水位	④杭長	⑤盛土・ 旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の 杭長差	⑦改良地盤層 厚さ					
Ⅲ 区 間	Ⅲ-1 断面 (第2号機放水立坑)	○:岩盤上面 が最も浅い*1	— (全断面で 全深度が改良 地盤)	— (入力津波水位に 有意な差が無い)	— (杭長の差が認められる ものの、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代表する)	— (全断面で 分布しない)	—	—	*1:Ⅲ区間のうち、地表面に岩盤露頭している断面以外の中で、岩盤上面が最も浅い断面				
	Ⅲ-2 断面 (第2号機海水ポンプ室)*2	—							○:杭周辺の改良地盤厚さが最も厚い	*2:Ⅲ区間の中で入力津波水位が最も高いエリア			
	Ⅲ-3 断面 (第2号機放水立坑)	—							○:同一基礎内の杭長差が全断面の中で最も大きい ため、評価対象断面に選定する	—			
	Ⅲ-4 断面 (第2号機放水立坑)	○*3,4 (全断面で地表面に岩盤が露頭)	—						—	—	—	—	*3:Ⅲ区間のうち、地表面に岩盤が露頭する断面の中で、第3速度層上面が最も浅い断面
	Ⅲ-5 断面 (第2号機放水立坑)												—

表 5.10.4-3 (4) 評価候補断面の選定結果 (Ⅳ区間)

評価候補断面		上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点				備考
		①岩盤上面 深さ	②地盤改良 天端深さ	③入力津波 水位	④杭長	⑤盛土・ 旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の 杭長差	⑦改良地盤層 厚さ	
Ⅳ 区 間	Ⅳ-1 断面 (第2号機放水立坑)	— (全断面で 同じ)	— (全断面で 同じ)	— (全断面で 同じ)	— (全断面で 同じ)	— (全断面で 分布しない)	— (有意な杭長差がないため、 Ⅲ-3断面の評価で代表)	— (全断面で 同じ)	全断面を選定
	Ⅳ-2 断面 (第2号機放水立坑)								



区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)	間接 支持 構造物
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	板厚 (mm)	
I 区間	O.P.+20.0	φ 1500	30	16	—
II 区間	O.P.+19.0				—
III 区間	O.P.+19.0	φ 1500	25	20	—
IV 区間	O.P.+19.0	φ 1200	20	16	○*

*: 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (フラップゲート)

図 5.10.4-9 評価候補断面の平面配置図

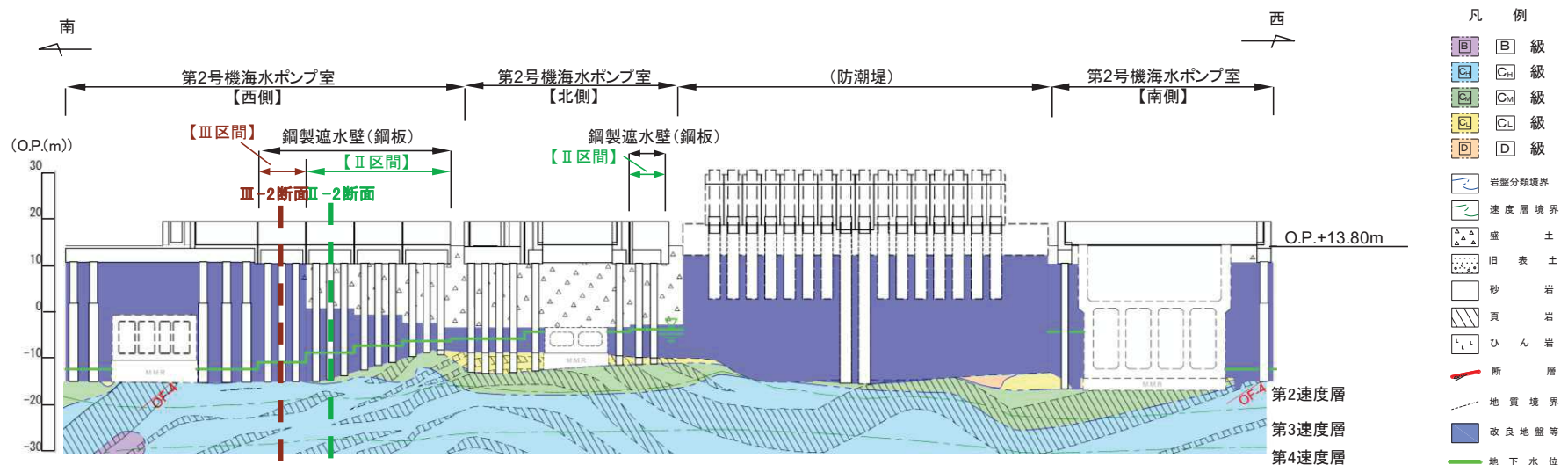


図 5.10.4-10(1) 評価候補断面の地質縦断図 (第2号機海水ポンプ室)

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

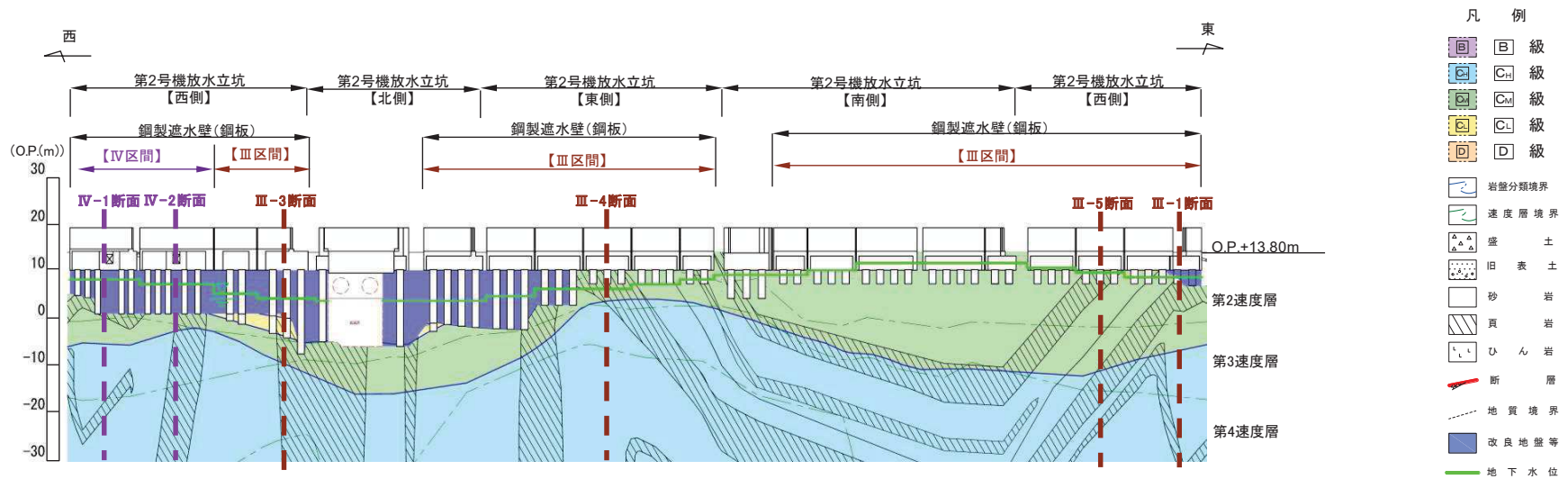


図 5.10.4-10(2) 評価候補断面の地質縦断図 (第2号機放水立坑)

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

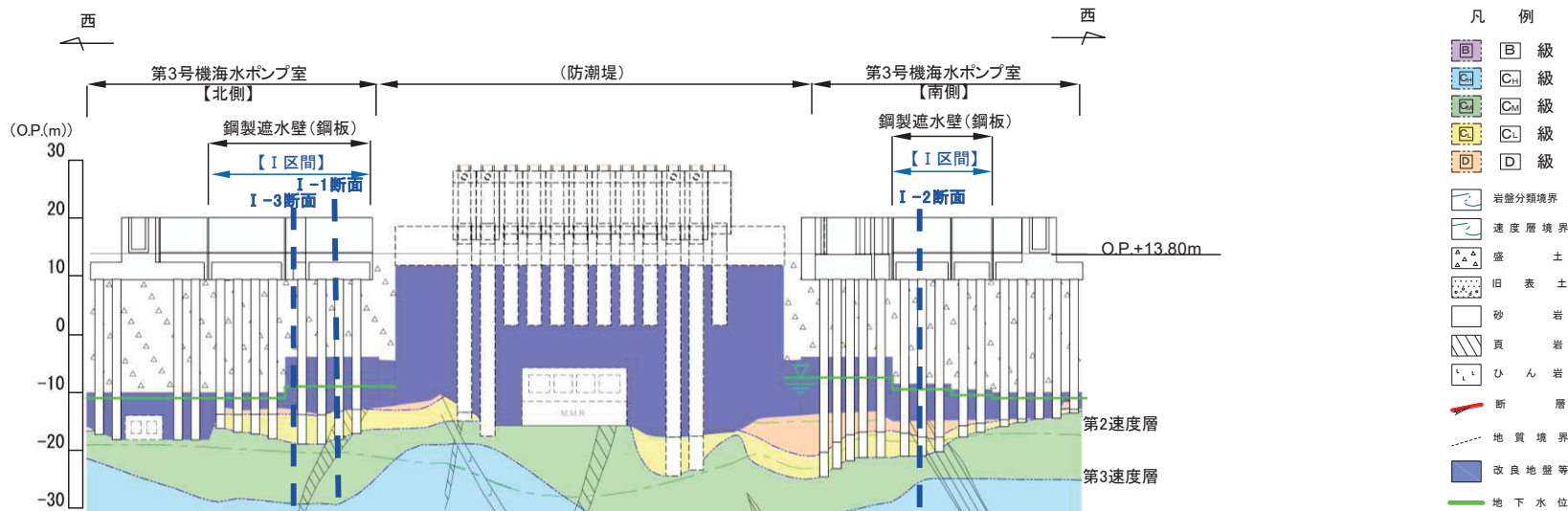


図 5.10.4-10(3) 評価候補断面の地質縦断図 (第3号機海水ポンプ室)

* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

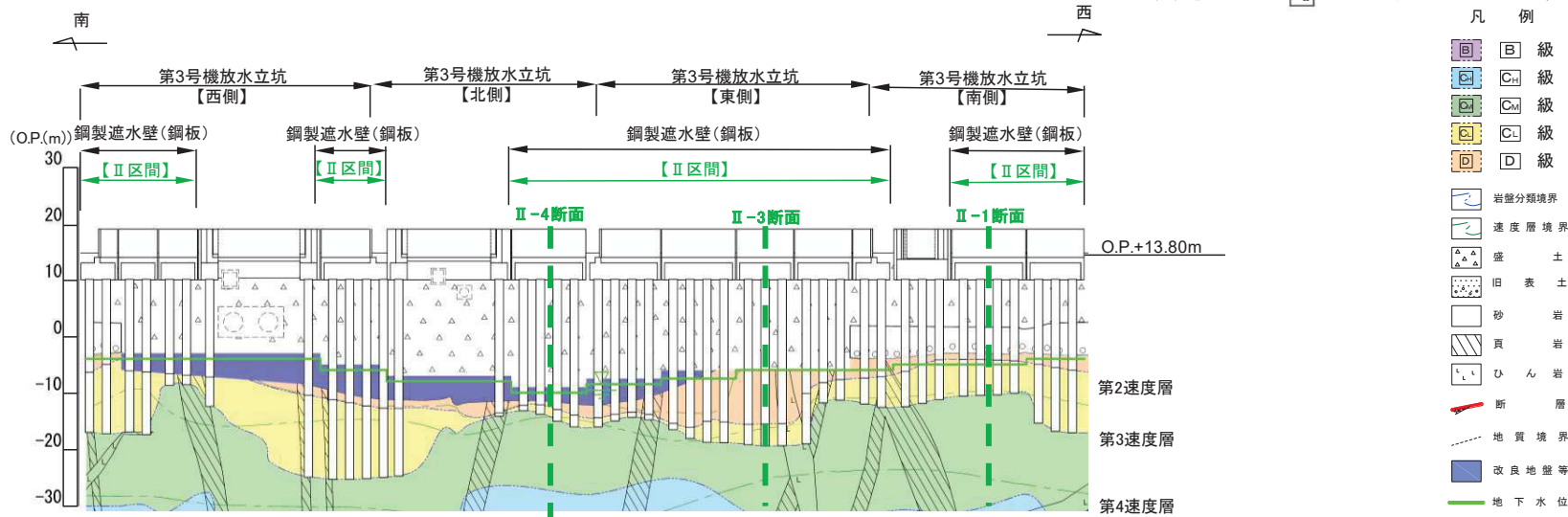


図 5.10.4-10(4) 評価候補断面の地質縦断図 (第3号機放水立坑)

* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

(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0.P.+19.0mである。この区間は、岩盤上面が0.P.-15.0m付近に分布し、盛土・旧表土層が厚く堆積する。盛土・旧表土はおおむね水平成層をなしているが、地下水位以深の盛土・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。

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、Ⅰ-1断面～Ⅰ-3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]

・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が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅰ-2断面]

・杭長が最も長く、改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、杭及び地盤の変位量が大きくなることにより、鋼管杭、フーチング等の主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅰ-3断面]

・Ⅰ-1断面同様、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が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・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・旧表土との地震力の伝播特性の違い等により、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・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号機海水ポンプ室の一部及び第3号機放水立坑に位置し、入力津波高さが0.P.+17.5m又は0.P.+18.1mである。この区間は、岩盤上面が0.P.-15.0m～0.P.-5.0m付近に分布し、Ⅰ区間と同様に盛土・旧表土層が厚く堆積する。盛土・旧表土はおおむね水平成層をなしており、地下水位以深の盛土・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。

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、Ⅱ-1断面～Ⅱ-4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)

[Ⅱ-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が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅱ-2 断面]

- ・改良地盤上面が最も浅い断面で、上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定されるとともに、杭周辺の改良地盤層が最も厚い断面のため、改良地盤とその上層の盛土・旧表土との地震力の伝播特性の違い等により、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅱ-3 断面]

- ・杭長が最も長い断面のため、杭の変位量が大きくなることにより、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅱ-4 断面]

- ・改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、地盤の変位量が大きくなることにより、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

(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O.P.+17.4m又はO.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、盛土・旧表土層を全深度地盤改良している断面よりⅢ-1断面～Ⅲ-3断面を、岩盤上面が露頭している断面よりⅢ-4断面及びⅢ-5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)

[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、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が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅲ-2 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・津波荷重が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

[Ⅲ-3 断面]

- ・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、応答差による鋼板へのねじれモードの影響等が大きくなることが想定されるため、耐震評価におけるフーチング等への影響について確認する断面として、評価対象断面として選定する。

[Ⅲ-4 断面, Ⅲ-5 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。そのため、第3速度層上

面の深さに着目し，第3速度層上面が最も浅い断面としてⅢ-4断面を，第3速度層上面が最も深い断面としてⅢ-5断面を選定する。

(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。

c. 評価対象断面の絞り込み

下部工及び上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、1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、1次元地震応答解析は、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と考えられることから、1次元全応力解析を用いる。

(a) 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φ1500mmで杭板厚30mmの区間（Ⅰ区間及びⅡ区間）、鋼管杭径φ1500mmで杭板厚25mmの区間（Ⅲ区間）、鋼管杭径φ1200mmで杭板厚20mmの区間（Ⅳ区間）のそれぞれで、表5.10.4-3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。

なお、Ⅲ区間及び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ており、下部工に対する地盤変形の影響は小さく、上部工の応答が支配的となることが想定されることから、(b)で選定される上部工に対する評価対象断面により代表する。

(Ⅰ区間)

耐震評価における下部工への影響として、杭上端（フーチング下面）の変位と最大せん断ひずみに着目し絞り込みを行う。

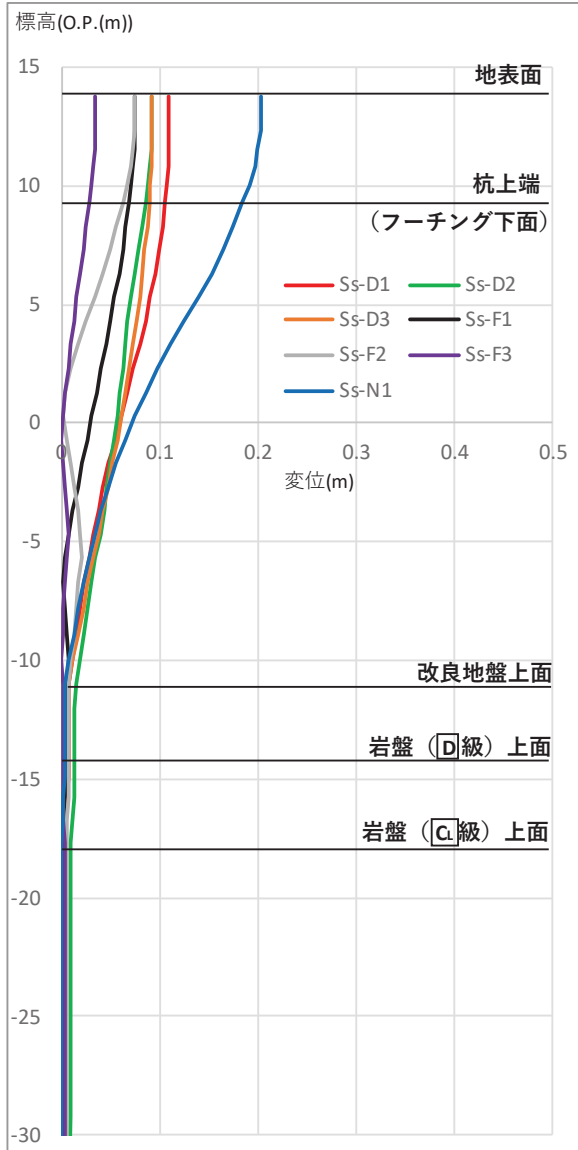
Ⅰ区間の評価対象断面選定結果を表5.10.4-4に、Ⅰ区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布を図5.10.4-11、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.10.4-12に示す。

Ⅰ区間よりⅠ-2断面を評価対象断面に選定する。

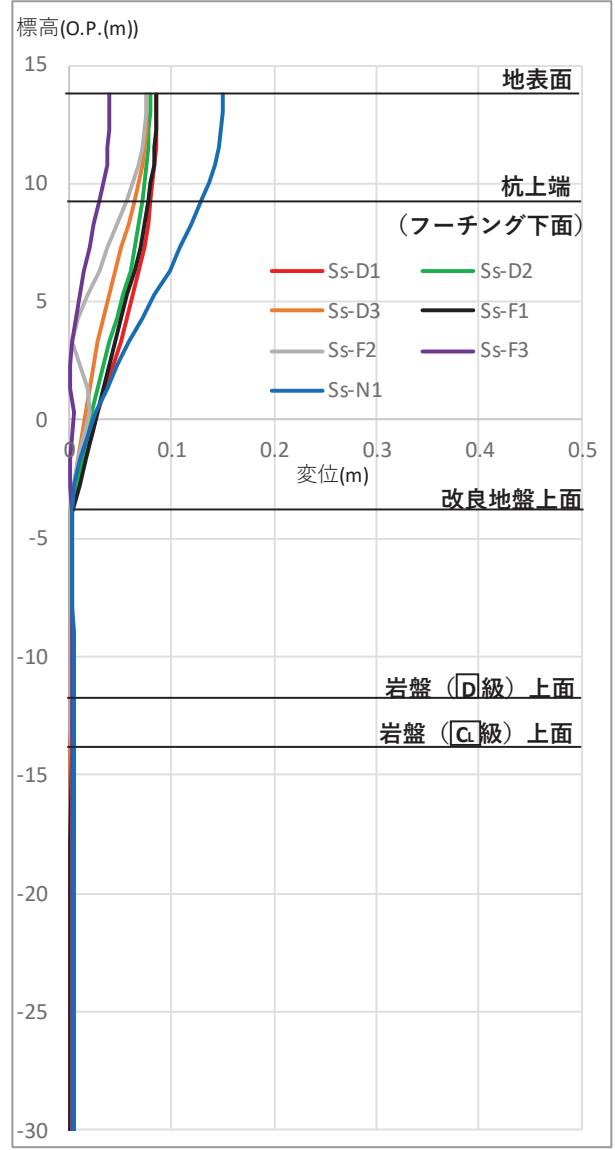
表 5.10.4-4 Ⅰ区間の評価対象断面選定結果

断面	杭上端変位 (m)	最大せん断 ひずみ	評価 対象 断面	選定結果
Ⅰ-2断面	$\frac{0.185}{(S_s - N1)}$	$\frac{0.015}{(S_s - N1)}$	○	変位、せん断ひずみ共に大きく、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。
Ⅰ-3断面	$\frac{0.129}{(S_s - N1)}$	$\frac{0.014}{(S_s - N1)}$	—	—

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す

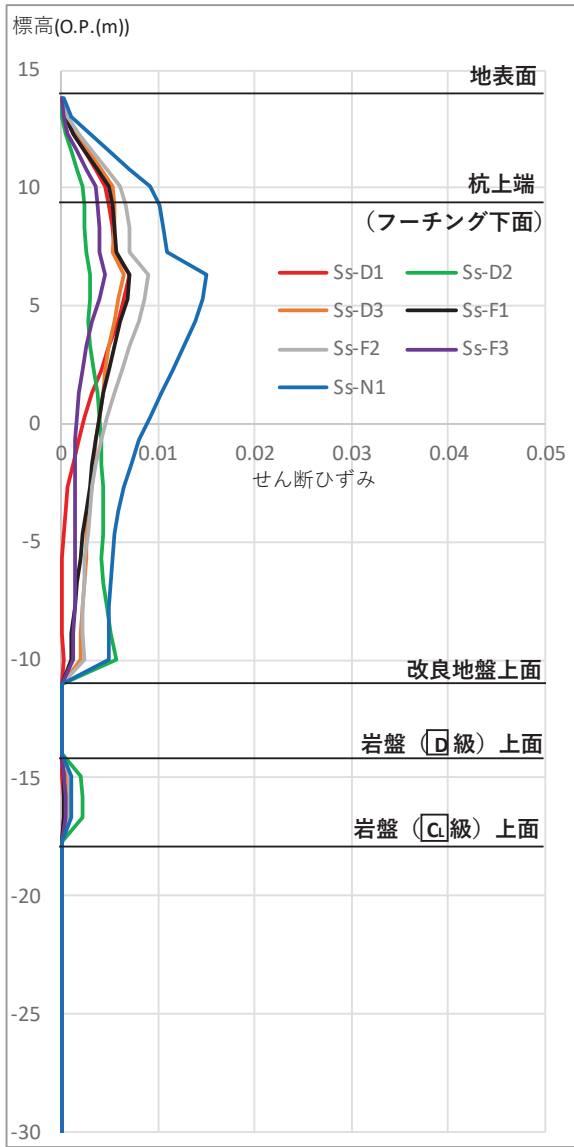


(I - 2 断面)

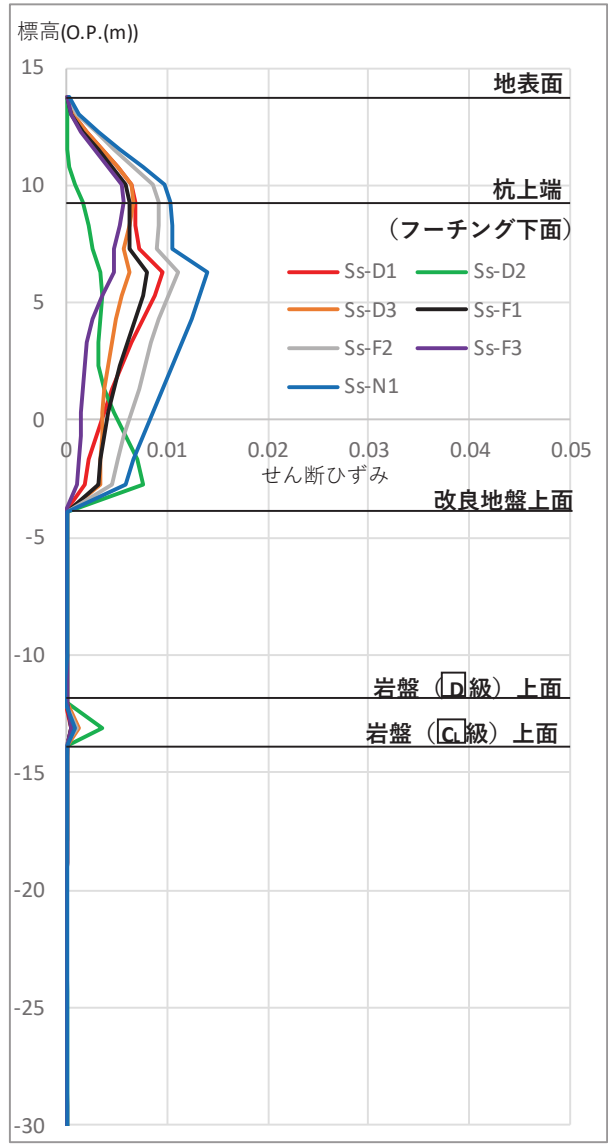


(I - 3 断面)

図 5.10.4-11 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



(I - 2 断面)



(I - 3 断面)

図 5. 10. 4-12 I 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

(II 区間)

耐震評価における下部工への影響として、杭上端の変位と最大せん断ひずみに着目し絞り込みを行う。

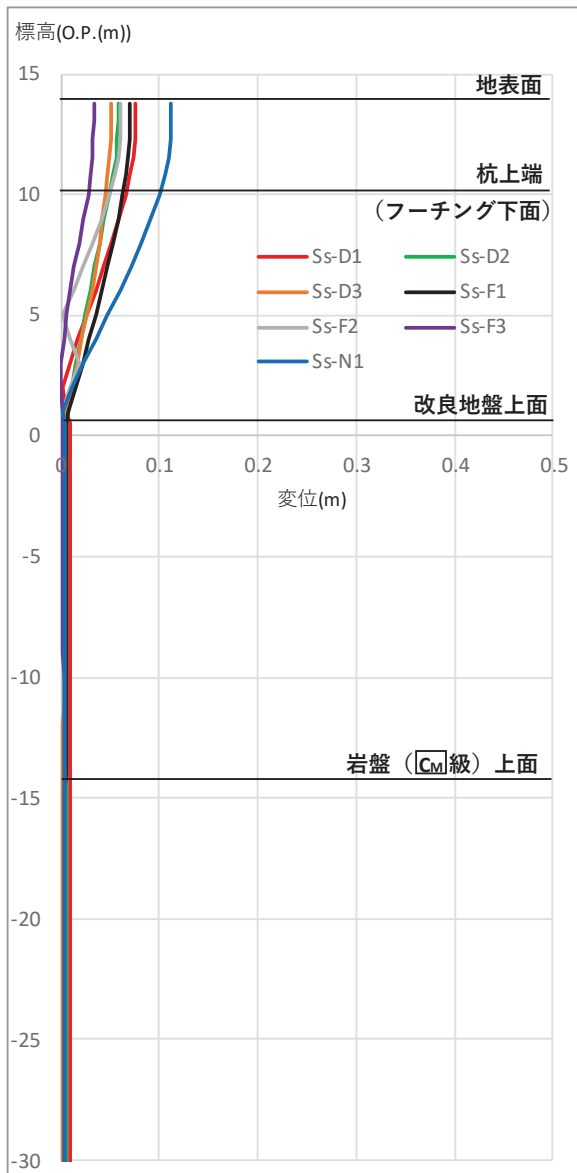
II 区間の評価対象断面選定結果を表 5.10.4-5 に、II 区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布を図 5.10.4-13、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.4-14 に示す。

II 区間より II-3 断面を評価対象断面に選定する。

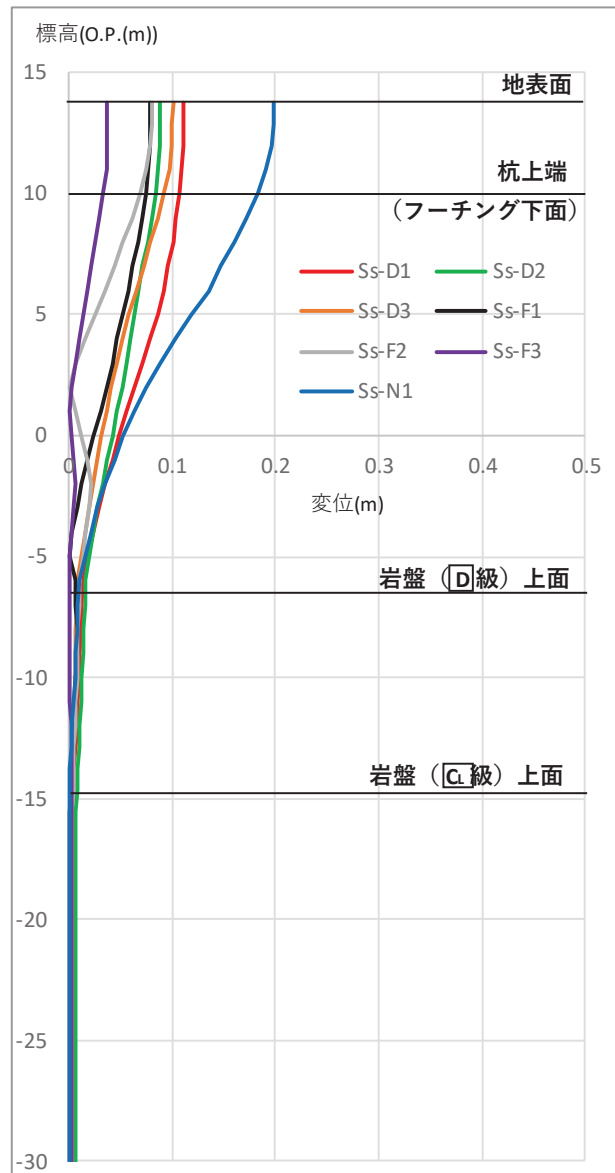
表 5.10.4-5 II 区間の評価対象断面選定結果

断面	杭上端変位 (m)	最大せん断 ひずみ	評価 対象 断面	選定結果
II-2 断面	0.100 (S _s -N1)	0.013 (S _s -N1)	—	—
II-3 断面	<u>0.183</u> (S _s -N1)	<u>0.017</u> (S _s -N1)	○	変位、せん断ひずみ共に大きく、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	0.168 (S _s -N1)	0.014 (S _s -N1)	—	—

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

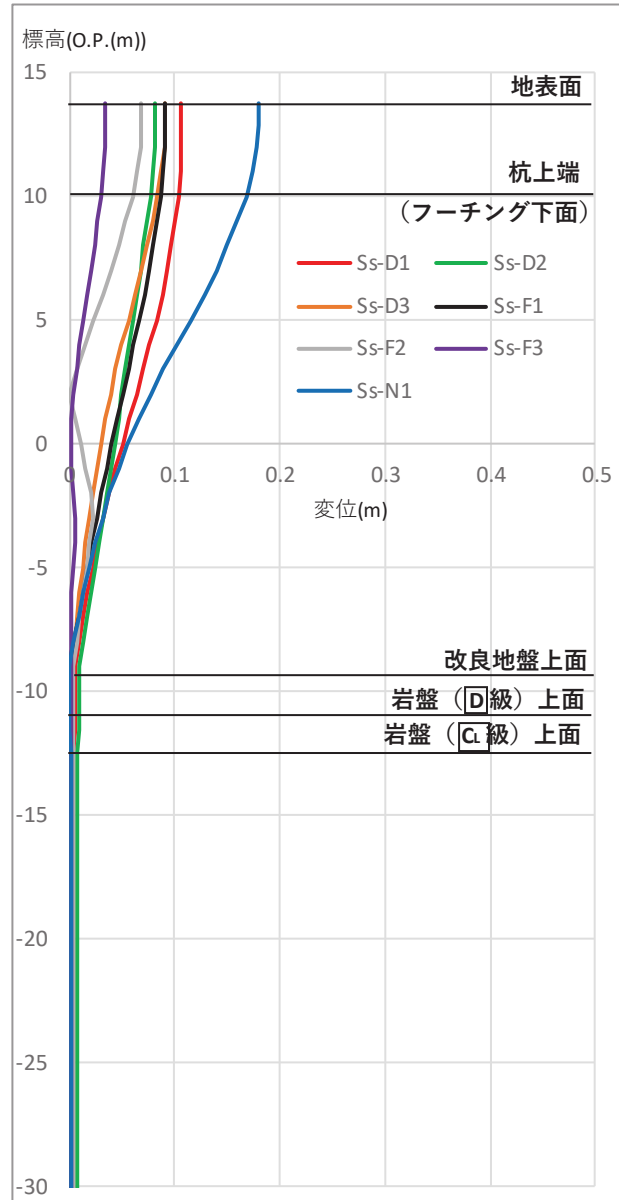


(II-2 断面)



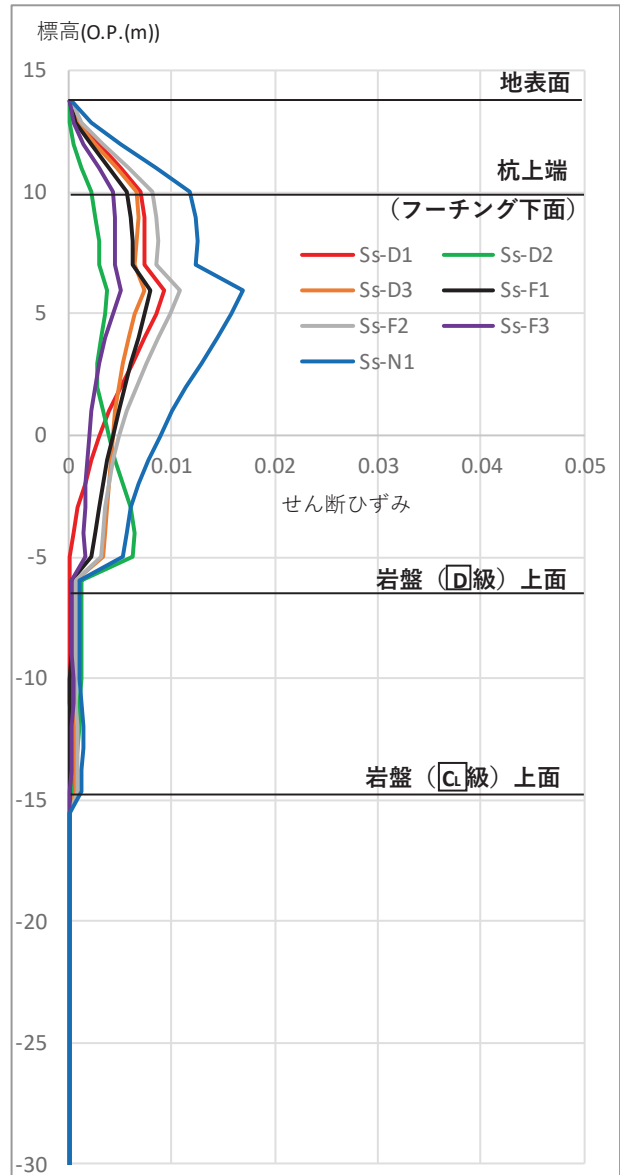
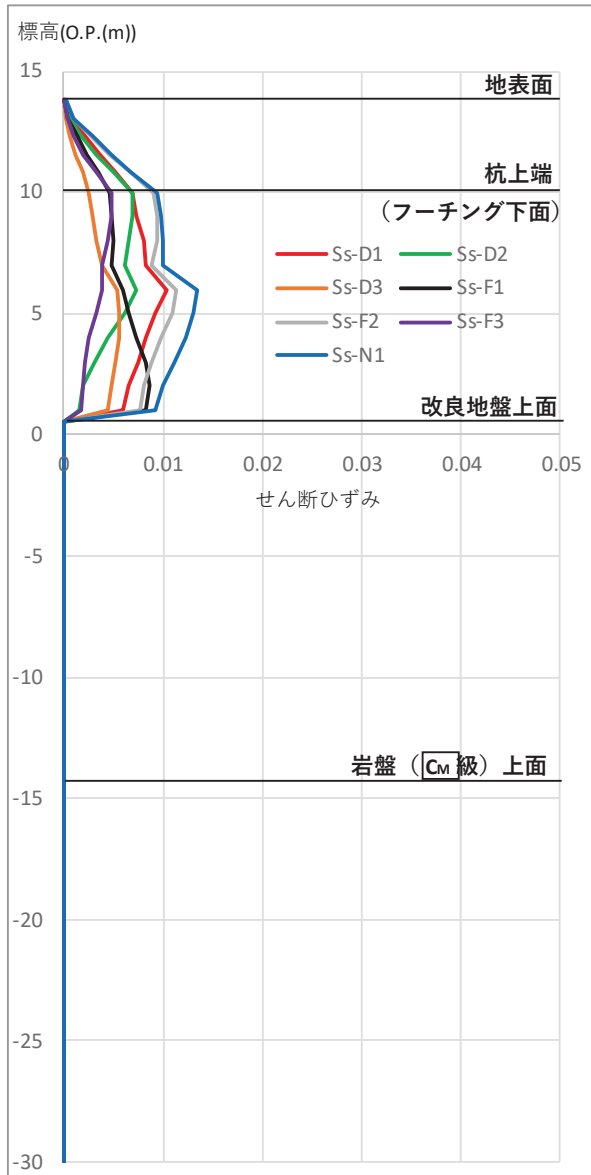
(II-3 断面)

図 5.10.4-13 (1) II 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



(II-4断面)

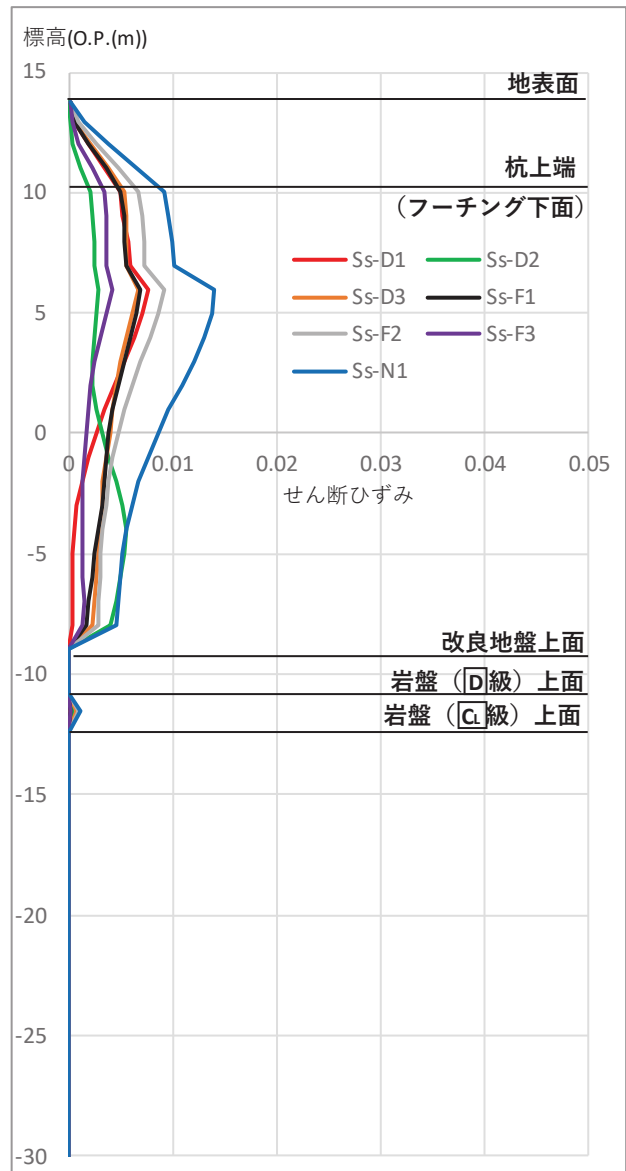
図 5.10.4-13 (2) II 区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布



(II-2 断面)

(II-3 断面)

図 5.10.4-14 (1) II 区間の評価候補断面における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)

図 5.10.4-14 (2) Ⅱ区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

(b) 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、天端高さ 0.P.+20.0m 又は 0.P.+19.0m で鋼板板厚 16mm の区間（Ⅰ区間及びⅡ区間）、天端高さ 0.P.+19.0m で鋼板板厚 20mm の区間（Ⅲ区間）及び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（Ⅳ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。

（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水平震度，躯体自重及び慣性力を表 5.10.4-6 に，各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-7 に示す。Ⅰ区間及びⅡ区間ではⅠ-1断面を評価対象断面に選定する。

表 5.10.4-6 Ⅰ区間及びⅡ区間における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 (cm/s^2)	躯体自重*1 (kN/m)	慣性力*2 (kN/m)	備考
Ⅰ-1断面	474 (S s - D 1)	350	169	地震時
	325 (S d - D 2)		116	津波+余震重畳時
Ⅰ-2断面	451 (S s - N 1)	350	161	地震時
	222 (S d - D 2)		79	津波+余震重畳時
Ⅰ-3断面	464 (S s - D 2)	350	165	地震時
	319 (S d - D 2)		114	津波+余震重畳時
Ⅱ-1断面	497 (S s - N 1)	300	152	地震時
	339 (S d - D 2)		104	津波+余震重畳時
Ⅱ-2断面	487 (S s - F 2)	300	149	地震時
	369 (S d - D 2)		113	津波+余震重畳時
Ⅱ-3断面	525 (S s - N 1)	300	161	地震時
	256 (S d - D 2)		78	津波+余震重畳時
Ⅱ-4断面	451 (S s - N 1)	300	138	地震時
	235 (S d - D 2)		72	津波+余震重畳時

注記（ ）内は最大値が発生した地震動名を示す。

*1：単位長さ当たりの鋼製パネル，鋼製支柱，フーチング重量の合計

*2：躯体自重×応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s^2)）により算定

表 5. 10. 4-7 I 区間及びII 区間における評価対象断面選定結果

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
I-1 断面	<u>169</u>	137	53	116	<u>306</u>	○	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いため、評価対象断面に選定する。
I-2 断面	161	137	36	79	252	(○)	下部工の観点で選定
I-3 断面	165	137	52	114	303	—	—
II-1 断面	152	69	28	104	201	—	—
II-2 断面	149	93	41	113	247	—	—
II-3 断面	161	69	21	78	168	(○)	下部工の観点で選定
II-4 断面	138	69	19	72	160	—	—

*1：各エリアの入力津波水位に基づく静水圧。

(I-1～I-3 断面：O.P.+19.0m (第3号機海水ポンプ室)，II-1 断面：O.P.+17.5m (第3号機放水立坑)，II-2 断面：O.P.+18.1m (第2号機海水ポンプ室)，II-3～II-4 断面：O.P.+17.5m (第3号機放水立坑))

*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として、表 5. 10. 4-6 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて、Westergaard 式により算定。

(Ⅲ区間)

Ⅲ区間の評価候補断面における水平震度と躯体自重を表 5.10.4-8 に、各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-9 に示す。Ⅲ区間ではⅢ-2 断面及びⅢ-5 断面を評価対象断面に選定する。なお、同一基礎内の杭長差がⅠ～Ⅳ区間の全断面の中で最も大きいⅢ-3 断面についても、評価対象断面に選定する。

表 5.10.4-8 Ⅲ区間における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 (cm/s^2)	躯体自重*1 (kN/m)	慣性力*2 (kN/m)	備考
Ⅲ-1 断面	1203 (S s - D 2)	300	368	地震時
	687 (S d - D 2)		210	津波余震重畳時
Ⅲ-2 断面	1193 (S s - D 2)	300	365	地震時
	693 (S d - D 2)		212	津波余震重畳時
Ⅲ-4 断面	706 (S s - F 3)	300	216	地震時
	386 (S d - D 2)		118	津波余震重畳時
Ⅲ-5 断面	1265 (S s - D 2)	300	387	地震時
	714 (S d - D 2)		218	津波余震重畳時

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

*1：単位長さあたりの鋼製パネル，鋼製支柱，フーチング重量の合計

*2：躯体自重×応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s^2 ））により算定

表 5. 10. 4-9 III 区間における評価対象断面選定結果

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
III-1 断面	368	65	53	210	328	—	—
III-2 断面	365	93	77	212	<u>382</u>	○	津波余震重畳時における作用荷重が最も大きい ため、評価対象断面に選定する。
III-4 断面	216	65	30	118	213	—	—
III-5 断面	<u>387</u>	65	56	218	339	○	地震時における作用荷重が最も 大きい ため、評価対象断面に選定する。

*1：各エリアの入力津波水位に基づく静水圧。

(III-1, III-4, III-5 断面：0.P.+17.4m (第2号機放水立坑), III-2 断面：0.P.+18.1m (第2号機海水ポンプ室))

*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として、表 5. 10. 4-8 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて、Westergaard 式により算定。

(IV区間)

IV区間の評価候補断面における水平震度と躯体自重を表 5. 10. 4-10 に、各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 4-11 に示す。IV区間ではIV-2断面を評価対象断面に選定する。

表 5. 10. 4-10 IV区間における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 (cm/s ²)	躯体自重*1 (kN/m)	慣性力*2 (kN/m)	備考
IV-1 断面	1114 (S s-D 2)	300	341	
	643 (S d-D 2)		197	
IV-2 断面	1186 (S s-D 2)	300	363	
	685 (S d-D 2)		209	

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

*1：単位長さあたりの鋼製パネル、鋼製支柱、フーチング重量の合計

*2：躯体自重×応答震度 (フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s²)) により算定

表 5. 10. 4-11 IV区間における評価対象断面選定結果

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
IV-1 断面	341	65	50	197	312	—	—
IV-2 断面	<u>363</u>	65	53	209	<u>327</u>	○	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いため、評価対象断面に選定する。

*1：第2号機放水立坑の入力津波水位（O.P.+17.4m）に基づく静水圧。

*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として、表 5. 10. 4-10 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて、Westergaard 式により算定。

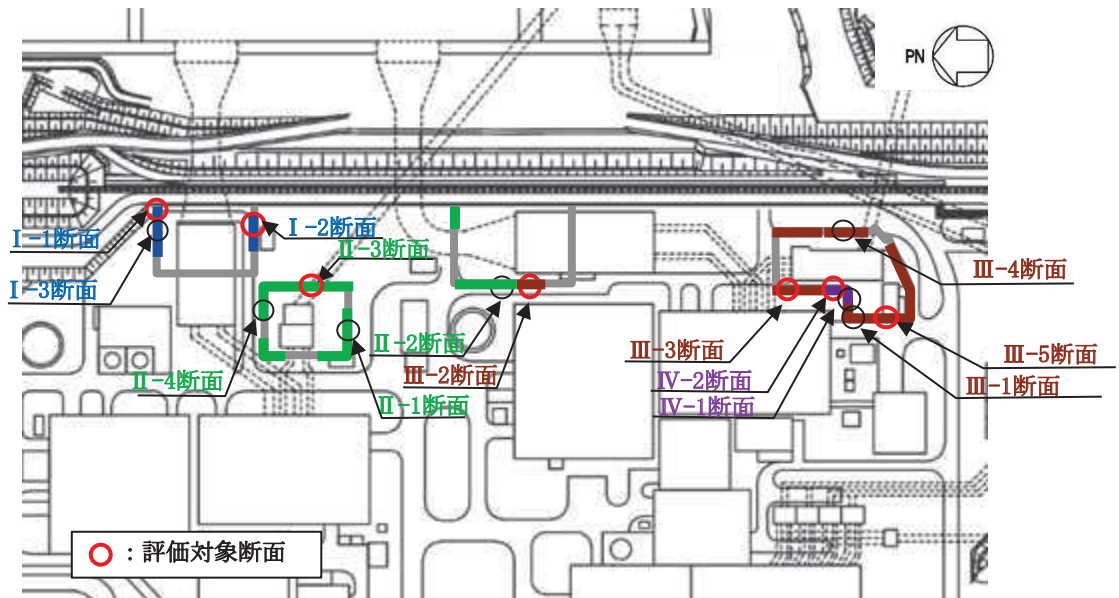
c. 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 4-12 に、選定した評価対象断面図を図 5. 10. 4-15～図 5. 10. 4-16 に示す。

表 5.10.4-12 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-1	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・II区間の中で、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。
	I-2				-	○	
II 区間	II-3	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、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。
III 区間	III-2	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。	-	○	-	III区間の中で、津波余震重畳時における作用荷重が最も大きく、 上部工・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。
	III-3	-			○	-	
	III-5	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。	-	○	-	III区間の中で、地震時における作用荷重が最も大きく、上部工・ 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。
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。

*：補機冷却海水系放水路逆流防止設備（フラップゲート）



区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)	間接 支持 構造物
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	板厚 (mm)	
■ I 区間	O.P.+20.0	φ 1500	30	16	—
■ II 区間	O.P.+19.0				—
■ III 区間	O.P.+19.0	φ 1500	25	20	—
■ IV 区間	O.P.+19.0	φ 1200	20	16	○*

*: 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (フラップゲート)

図 5.10.4-15 評価対象断面の平面配置図

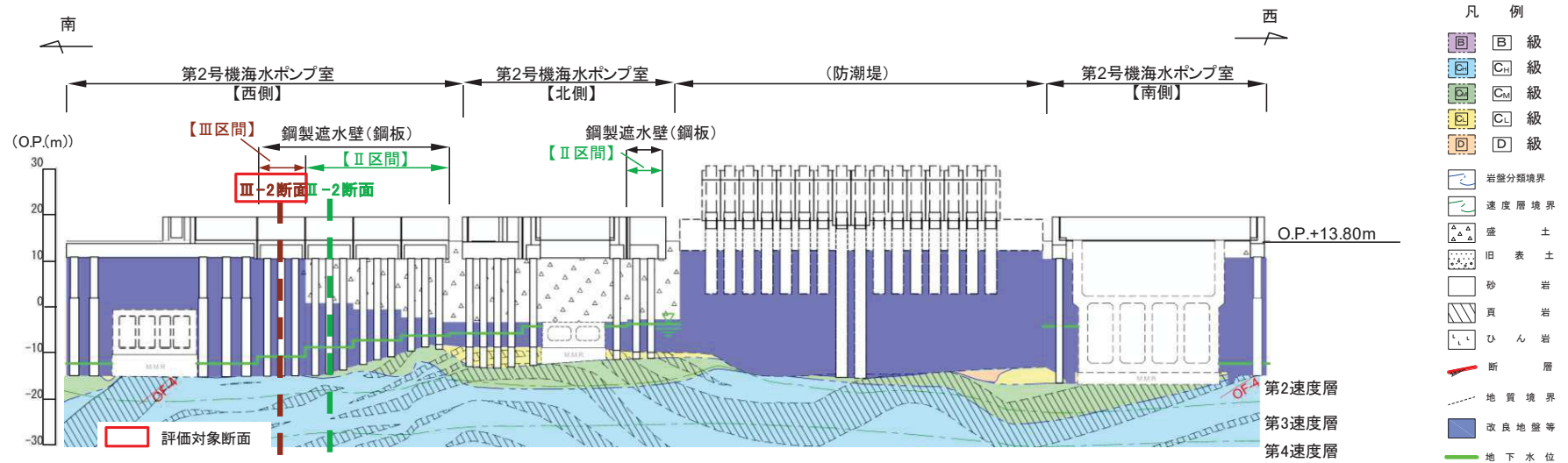


図 5.10.4-16(1) 評価対象断面の地質縦断図 (第2号機海水ポンプ室)

* : 鋼管杭下方のC_L級岩盤部はMMRにより置換

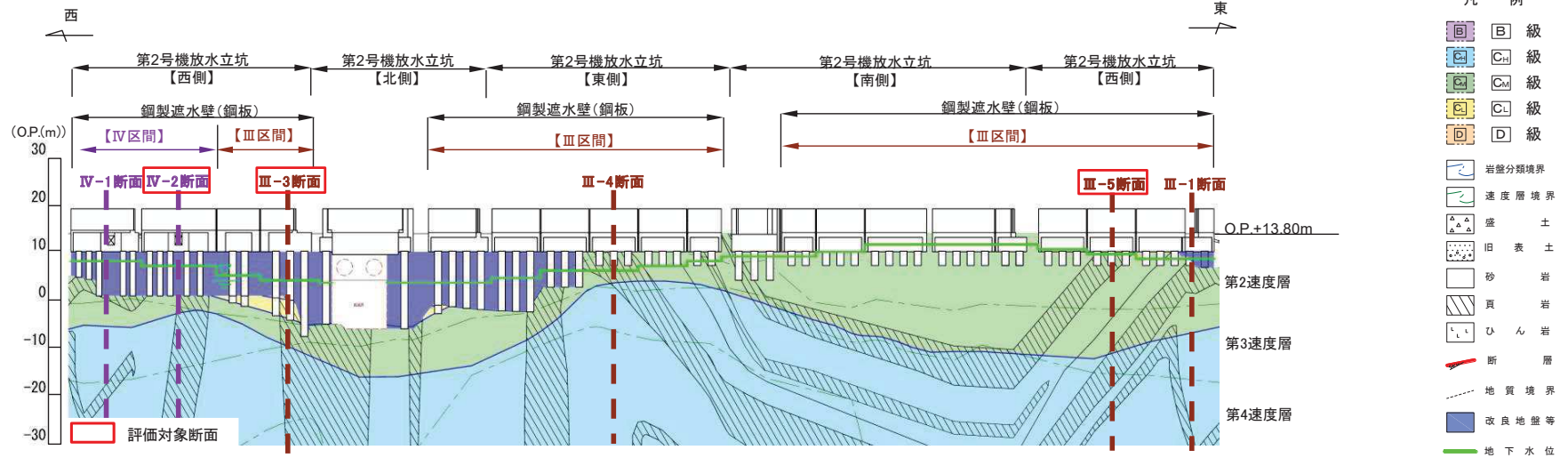


図 5.10.4-16(2) 評価対象断面の地質縦断図 (第2号機放水立坑)

* : 鋼管杭下方のC_L級岩盤部はMMRにより置換

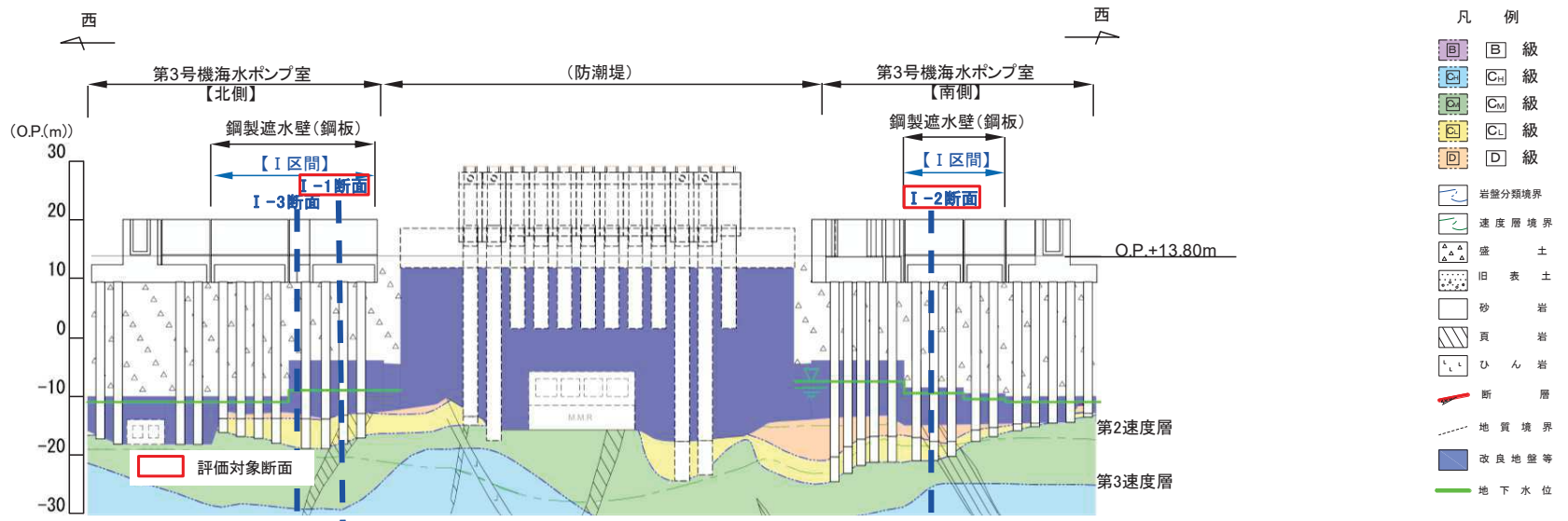


図 5.10.4-16(3) 評価対象断面の地質縦断図 (第3号機海水ポンプ室)

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

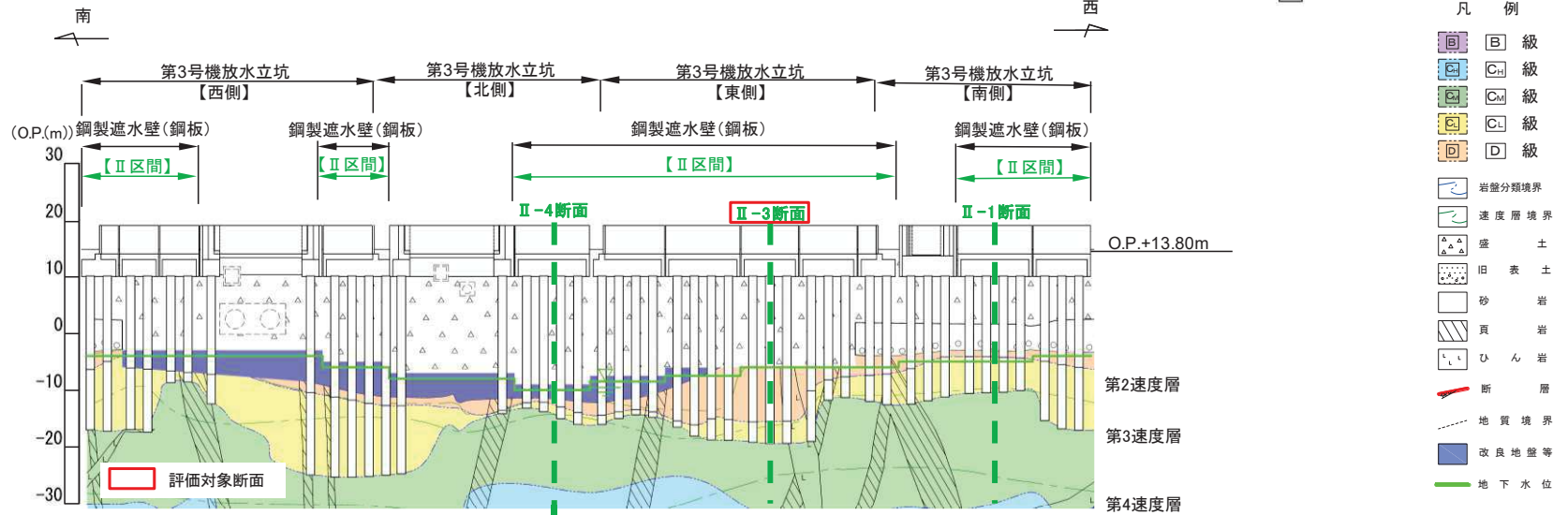


図 5.10.4-16(4) 評価対象断面の地質縦断図 (第3号機放水立坑)

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）

鋼製遮水壁（鋼桁）の平面配置図を図 5.10.4-17 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-18～図 5.10.4-23 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。

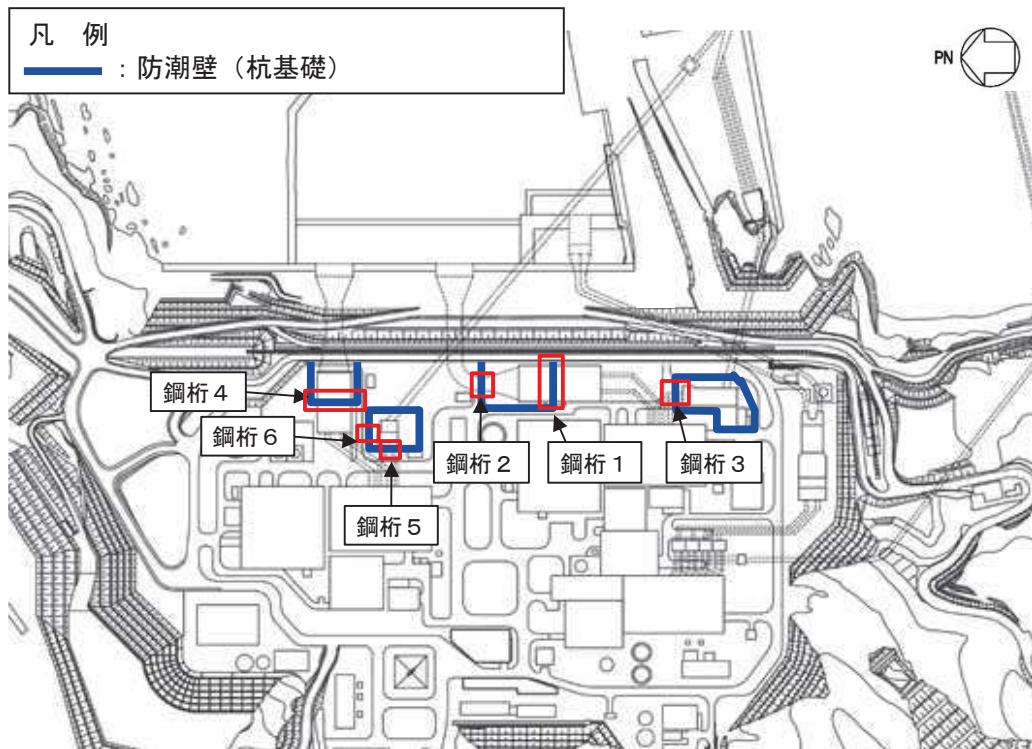
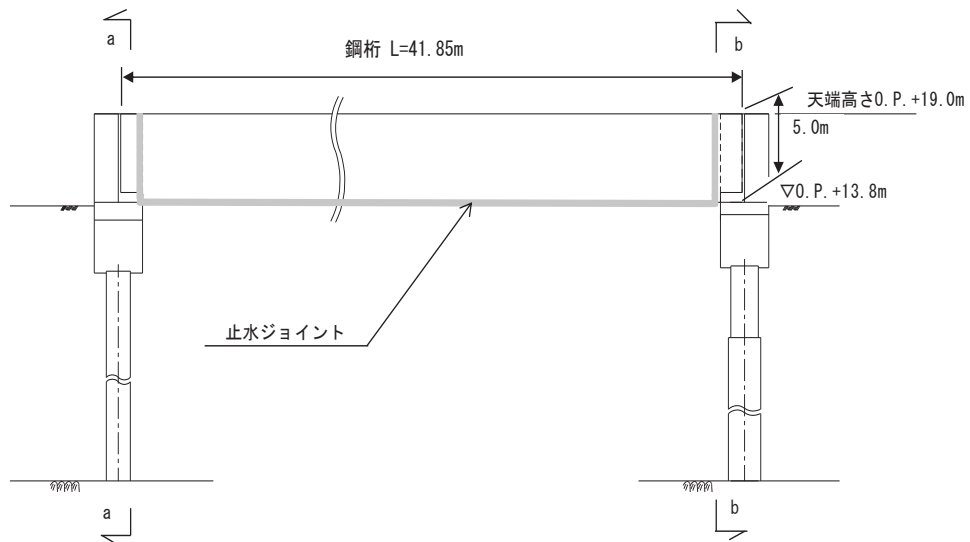
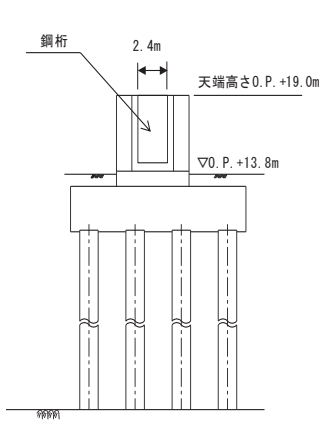


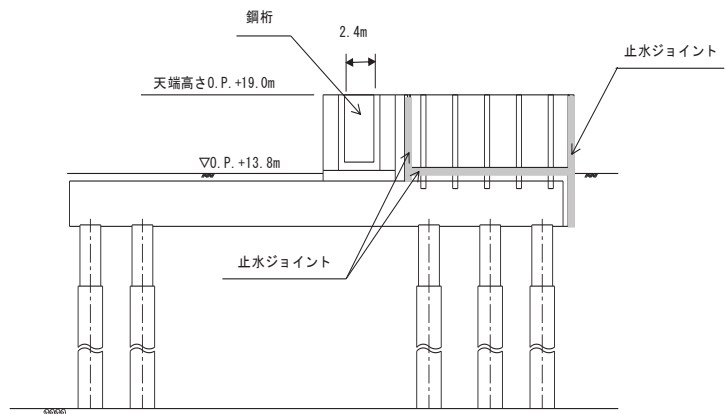
図 5.10.4-17 鋼製遮水壁（鋼桁）の平面配置図



正面図

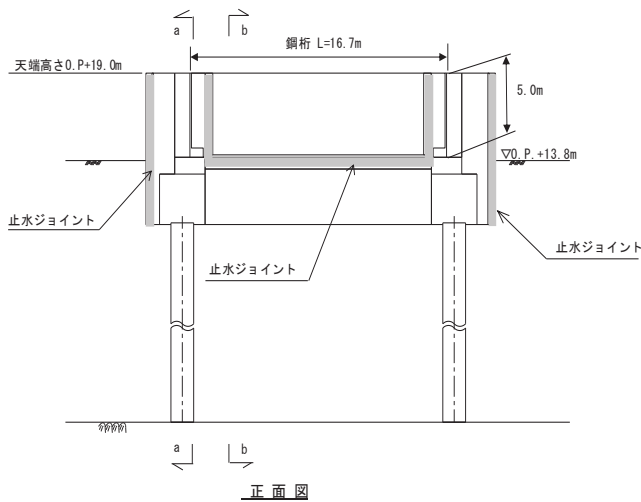


断面図
(a-a断面)

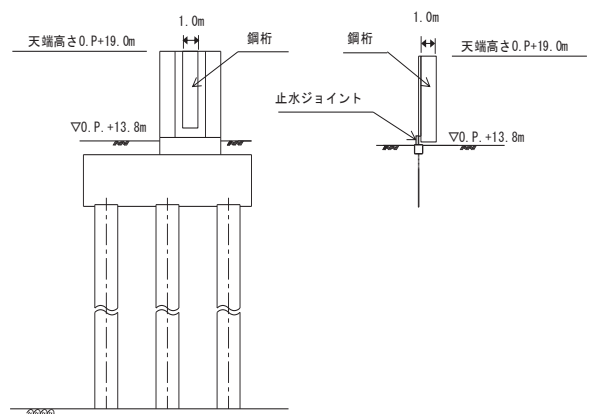


断面図
(b-b断面)

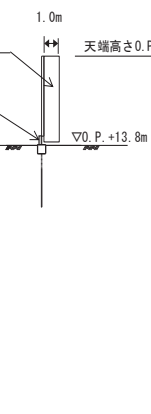
図 5.10.4-18 鋼製遮水壁（鋼桁1） 正面図及び断面図



正面図



断面図
(a-a断面)



断面図
(b-b断面)

図 5.10.4-19 鋼製遮水壁（鋼桁2） 正面図及び断面図

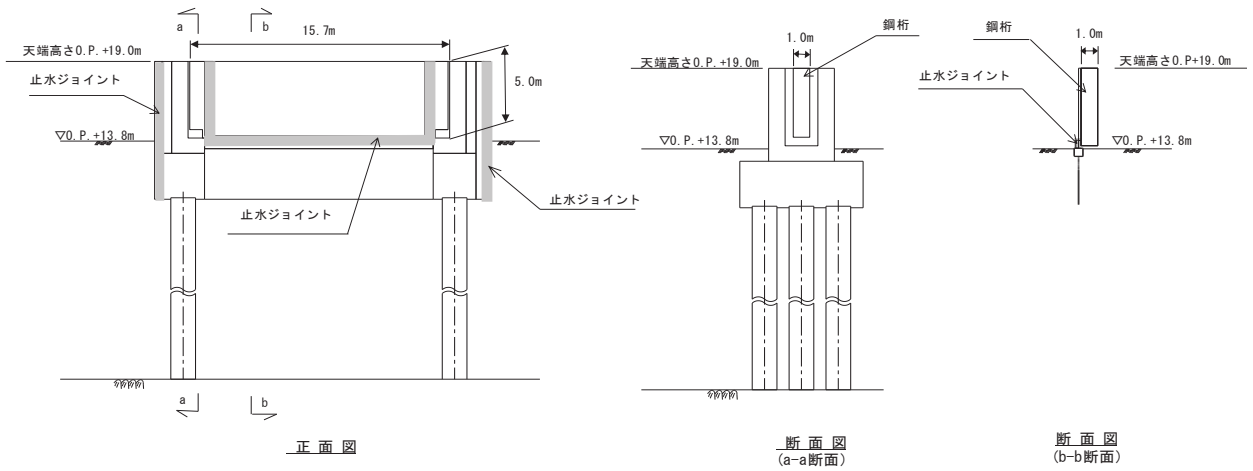


図 5.10.4-20 鋼製遮水壁（鋼桁 3） 正面図及び断面図

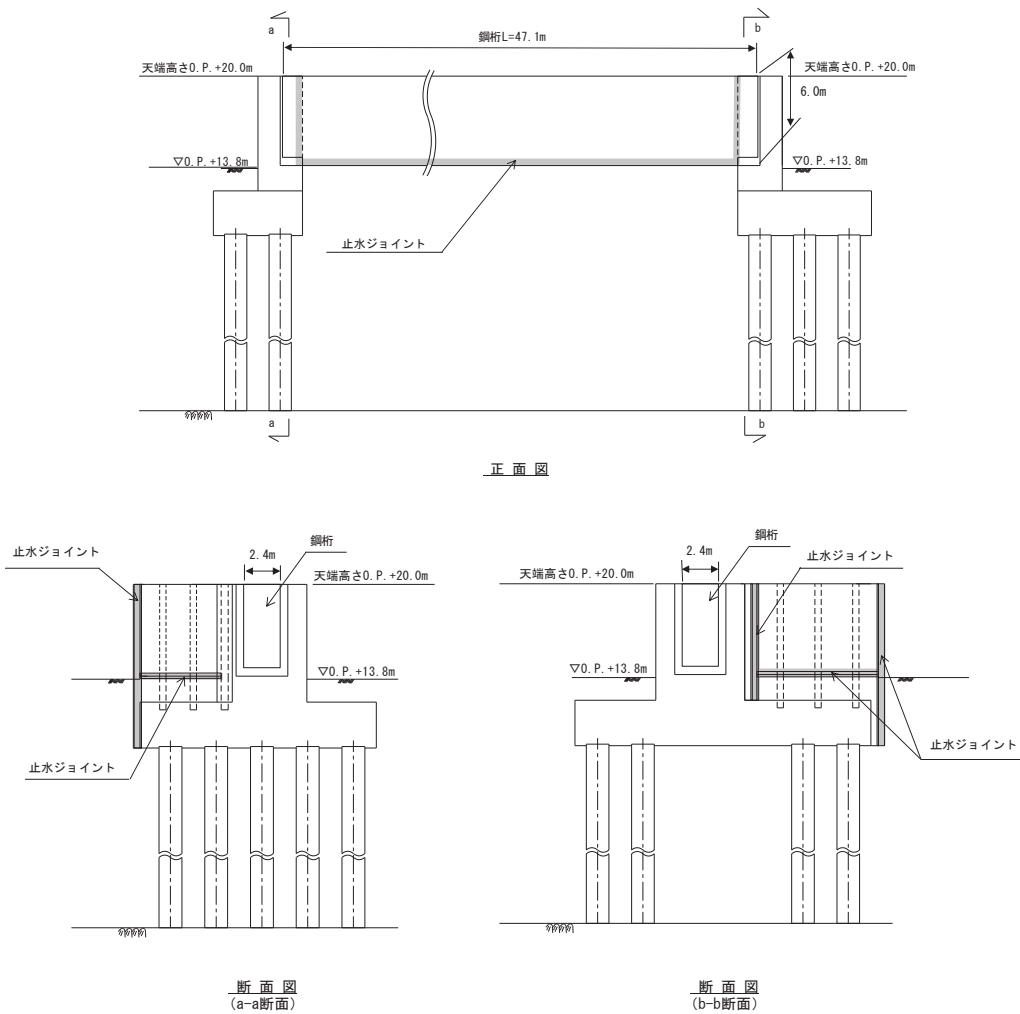


図 5.10.4-21 鋼製遮水壁（鋼桁 4） 正面図及び断面図

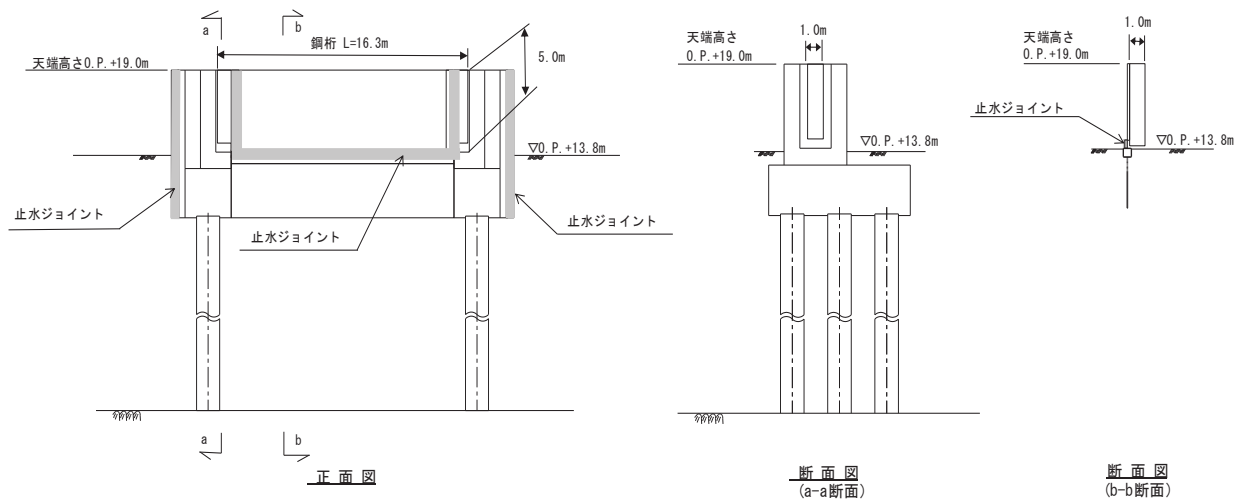


図 5.10.4-22 鋼製遮水壁（鋼桁 5） 正面図及び断面図

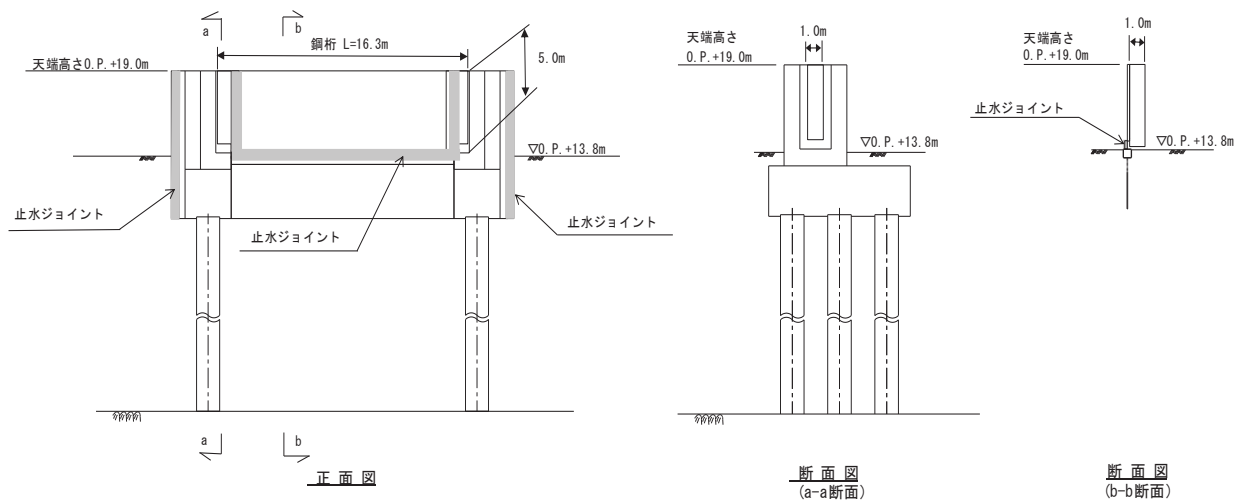


図 5.10.4-23 鋼製遮水壁（鋼桁 6） 正面図及び断面図

a. 評価対象断面の選定

鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要を表 5.10.4-13 に、地質縦断図を図 5.10.4-24 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を設置しており、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 5.10.4-14 に示す。

表 5.10.4-13 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	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	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.7	O.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	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	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	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	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。

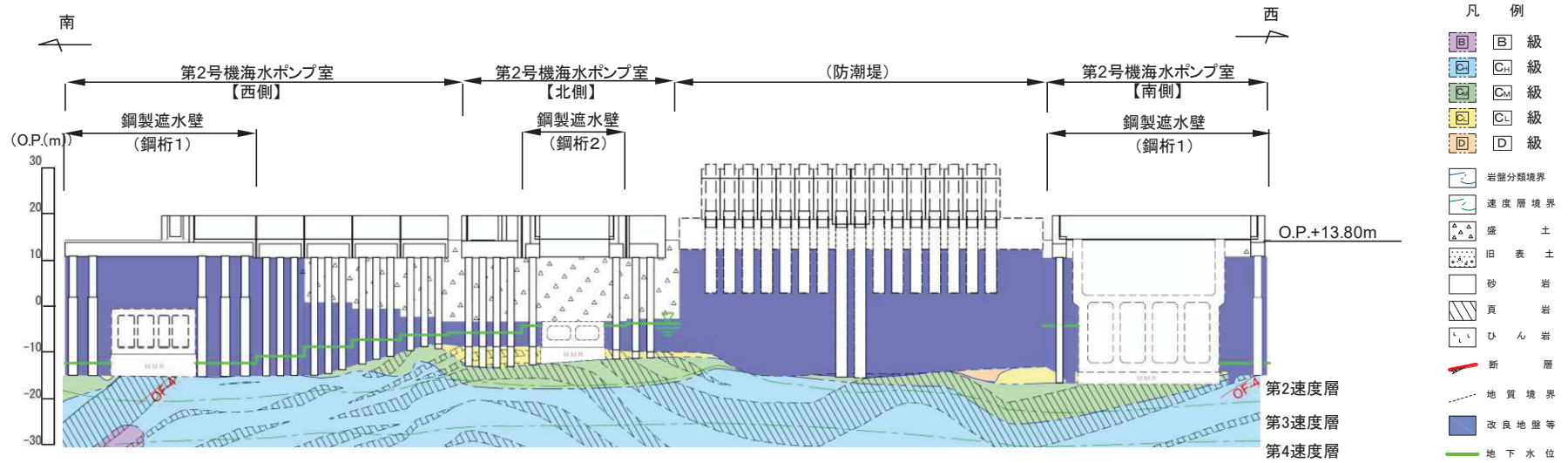


図 5.10.4-24(1) 鋼製遮水壁（鋼桁）周辺の地質状況（第2号機海水ポンプ室）

* : 鋼管杭下方のC₁級岩盤部はMMRにより置換

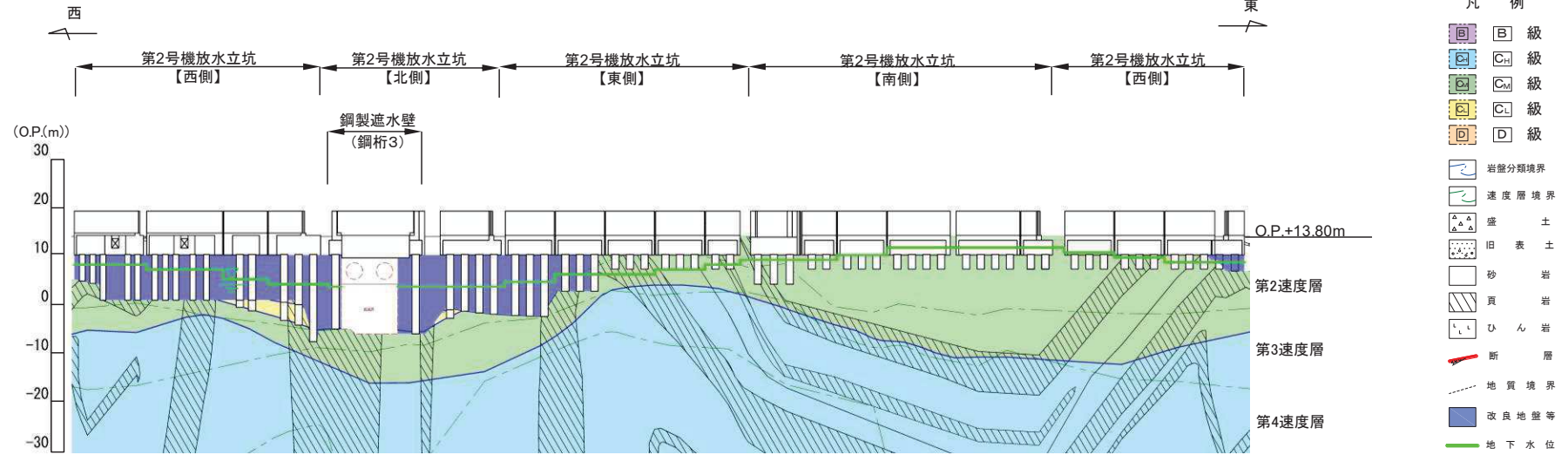


図 5.10.4-24(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）周辺の地質状況（第2号機放水立坑）

* : 鋼管杭下方のC₁級岩盤部はMMRにより置換

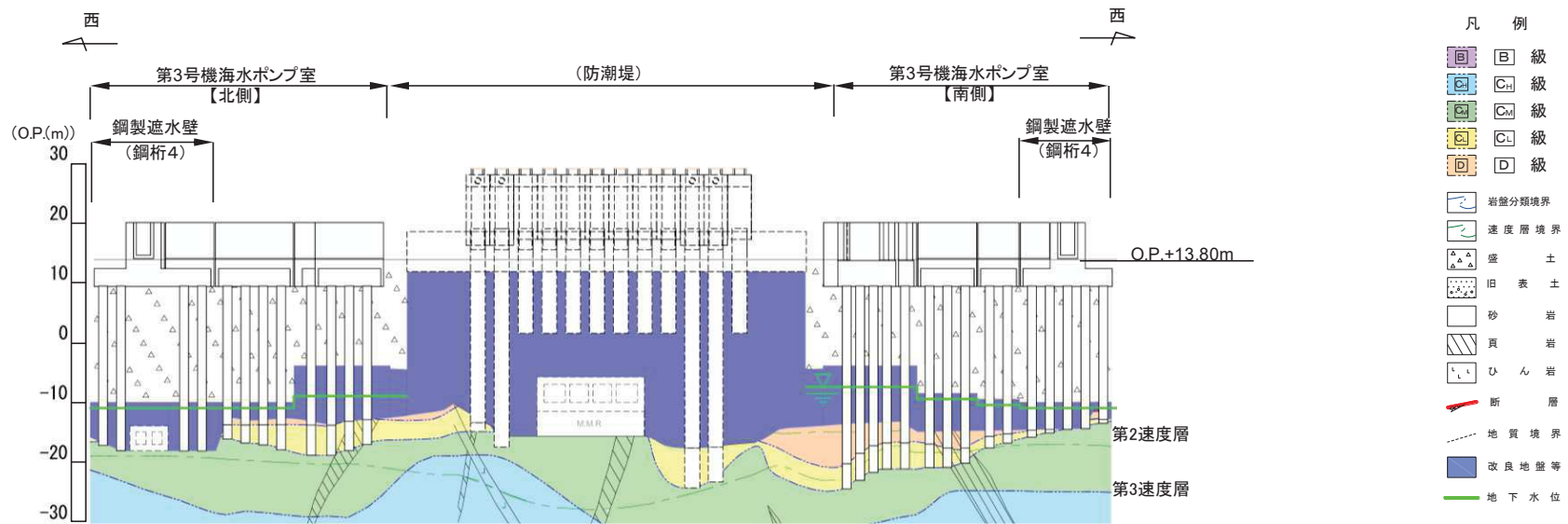


図 5.10.4-24(3) 鋼製遮水壁(鋼桁)周辺の地質状況(第3号機海水ポンプ室)

*: 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

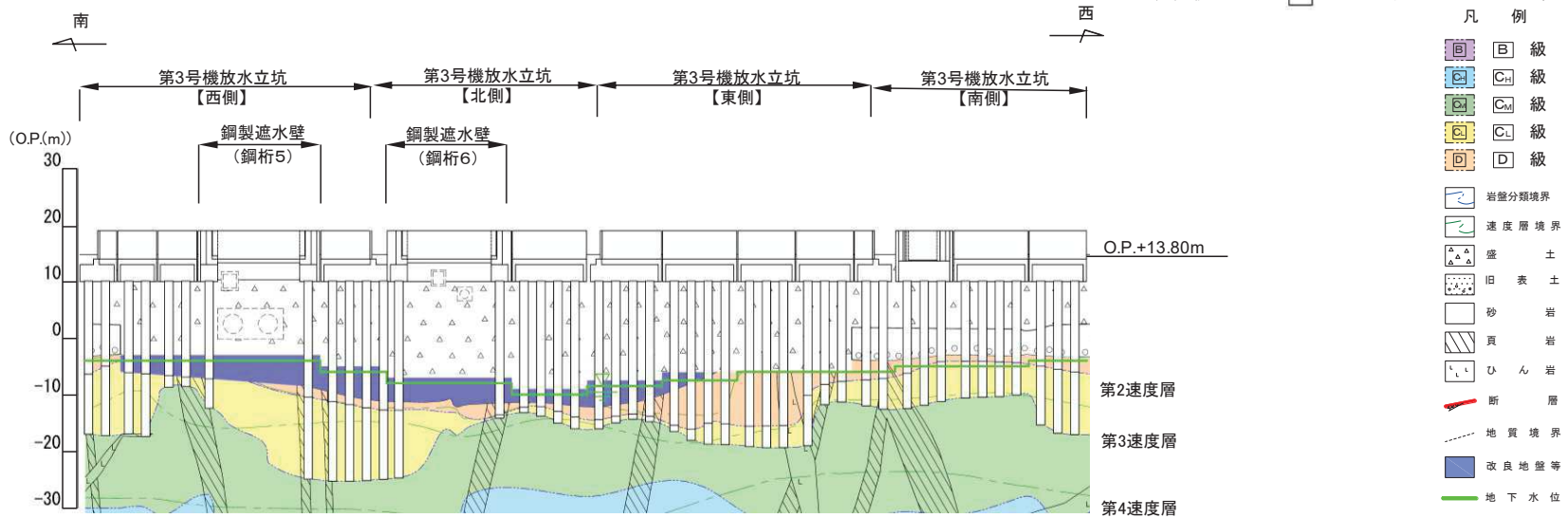


図 5.10.4-24(4) 鋼製遮水壁(鋼桁)周辺の地質状況(第3号機放水立坑)

*: 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

表 5.10.4-14 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 5.10.4-25 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-26～図 5.10.4-29 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。

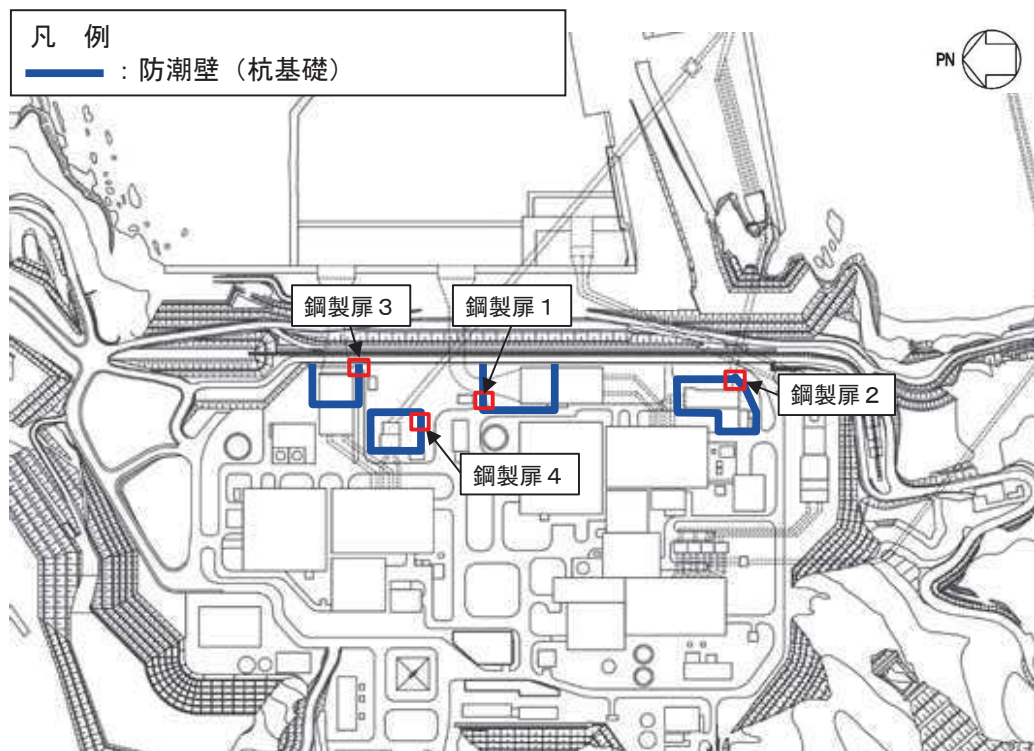


図 5.10.4-25 鋼製扉の平面配置図

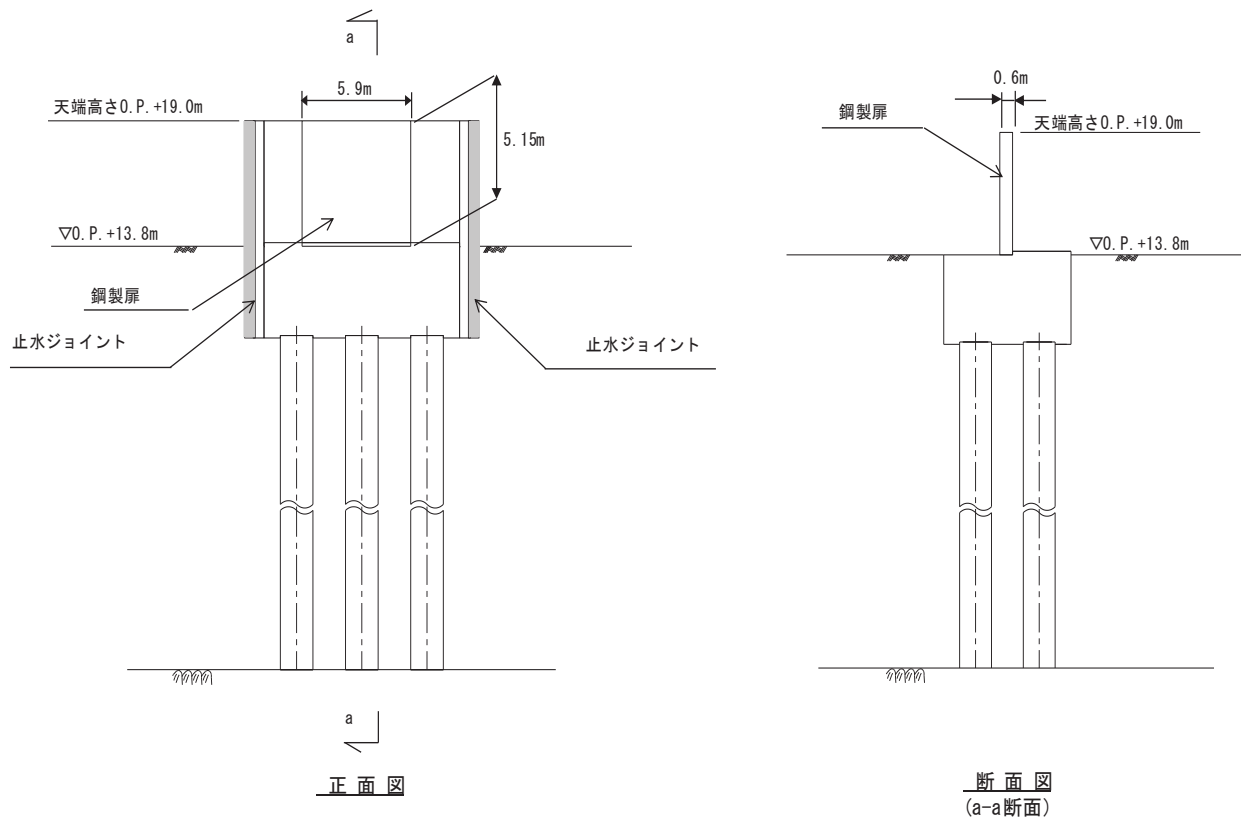


図 5.10.4-26 鋼製扉 1 正面図及び断面図
(第 2 号機海水ポンプ室)

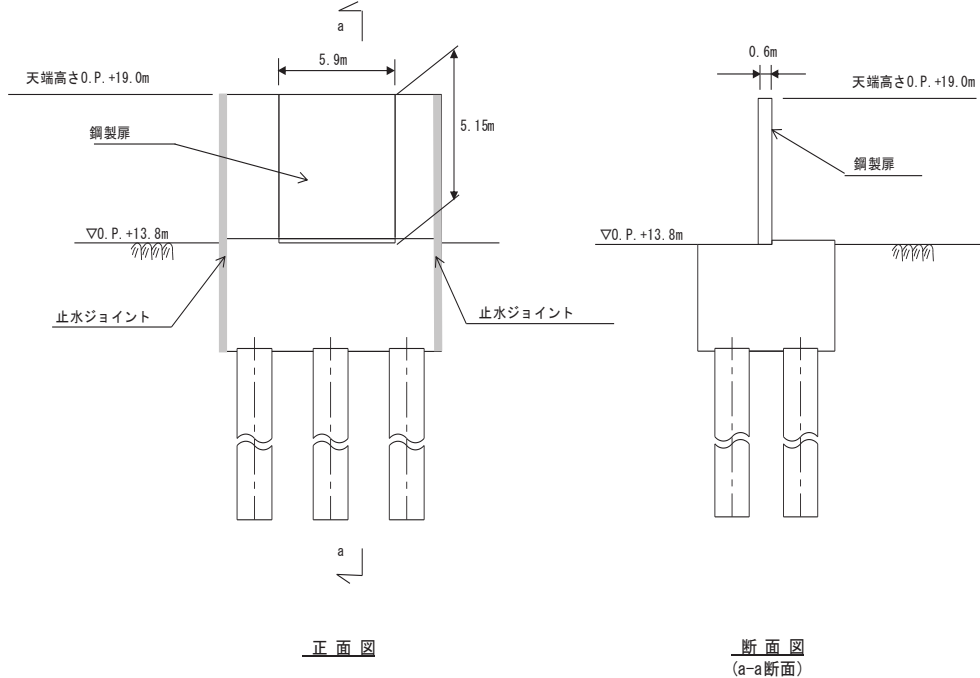


図 5.10.4-27 鋼製扉 2 正面図及び断面図
(第 2 号機放水立坑)

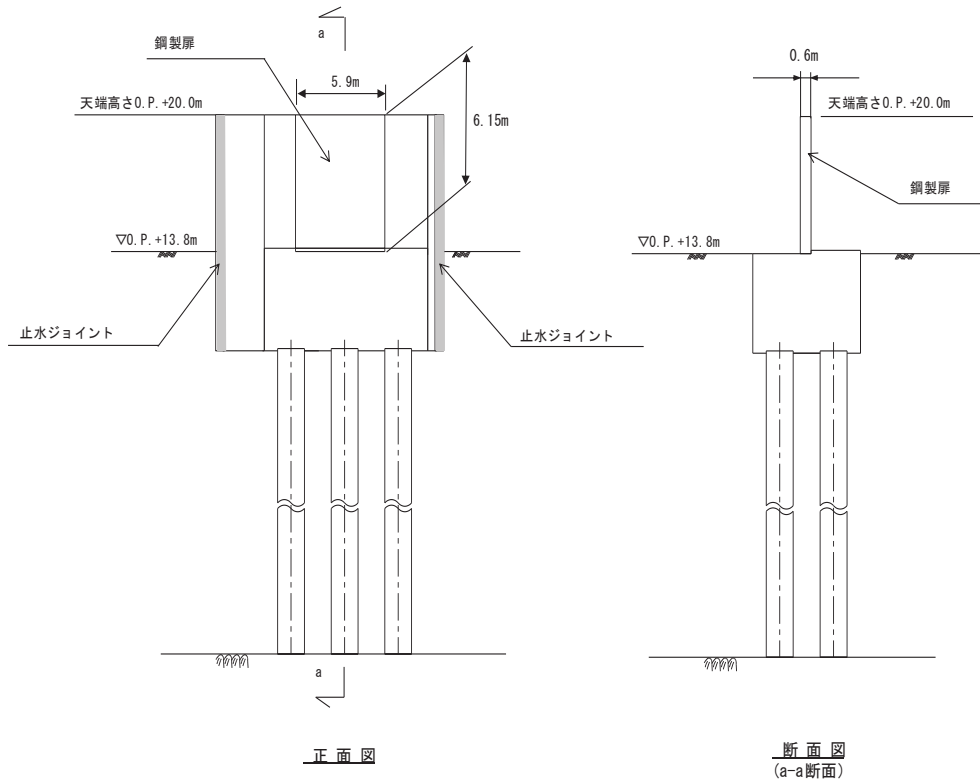


図 5. 10. 4-28 鋼製扉 3 正面図及び断面図
(第 3 号機海水ポンプ室)

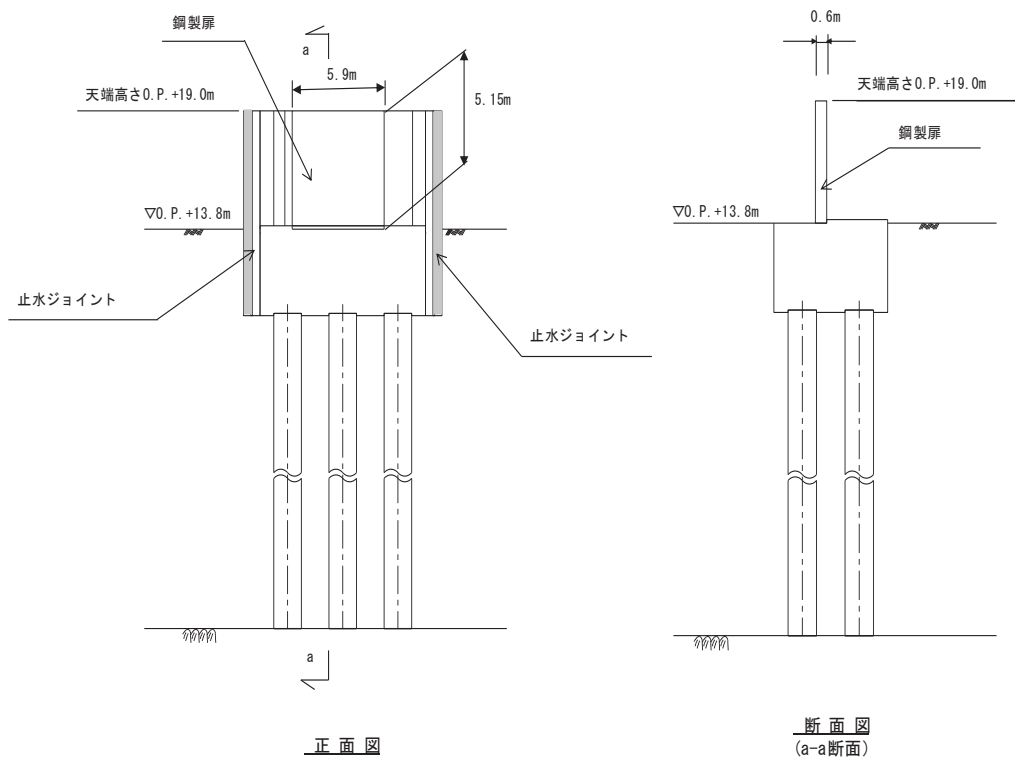


図 5. 10. 4-29 鋼製扉 4 正面図及び断面図
(第 3 号機放水立坑)

a. 評価候補断面の整理

設置位置毎の構造概要を表 5.10.4-15 に、周辺の地質状況を図 5.10.4-30 に示す。

評価対象断面の選定にあたっては、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。

表 5.10.4-15 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 1500	30	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 1500	30	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 1500	30	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。

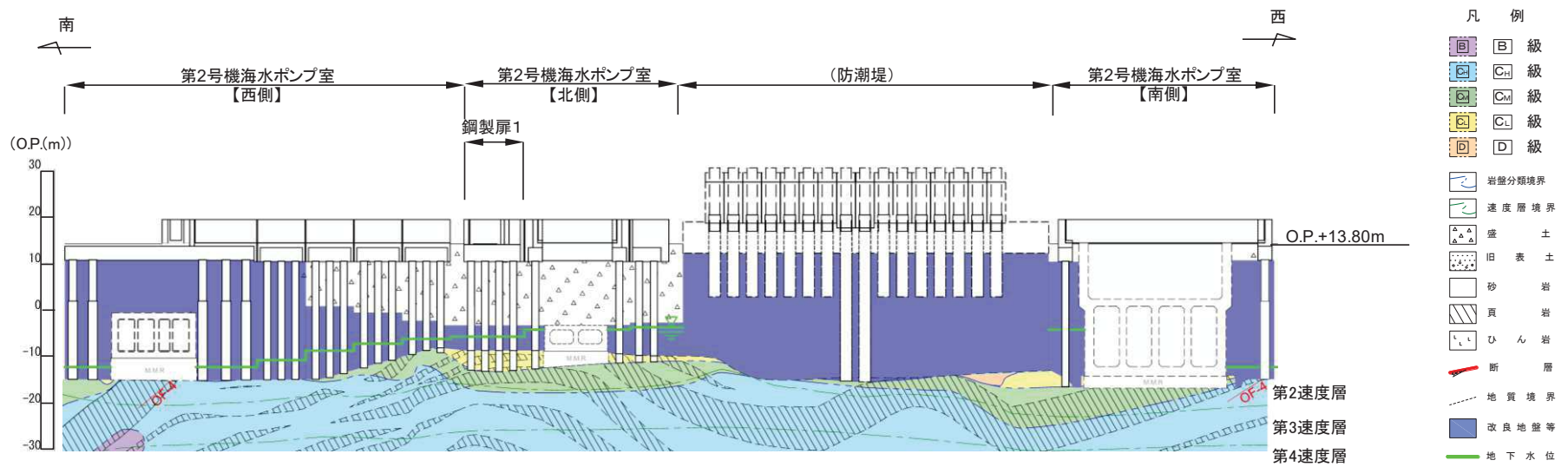


図 5.10.4-30(1) 鋼製扉周辺の地質状況 (第2号機海水ポンプ室)

* : 鋼管杭下方のC_l級岩盤部はMMRにより置換

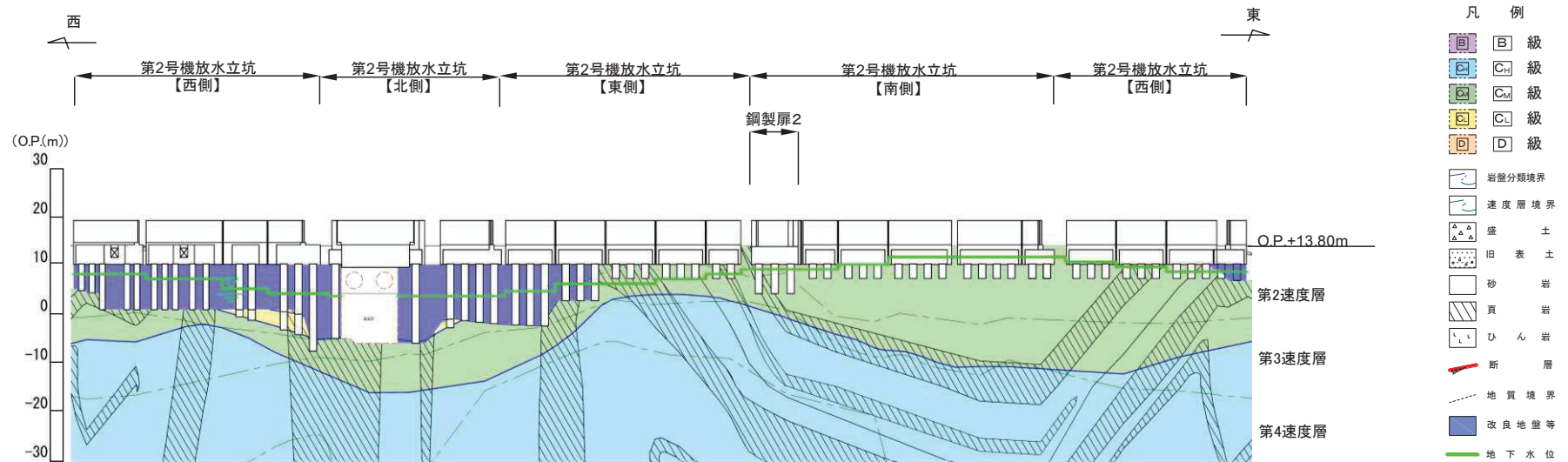


図 5.10.4-30(2) 鋼製扉周辺の地質状況 (第2号機放水立坑)

* : 鋼管杭下方のC_l級岩盤部はMMRにより置換

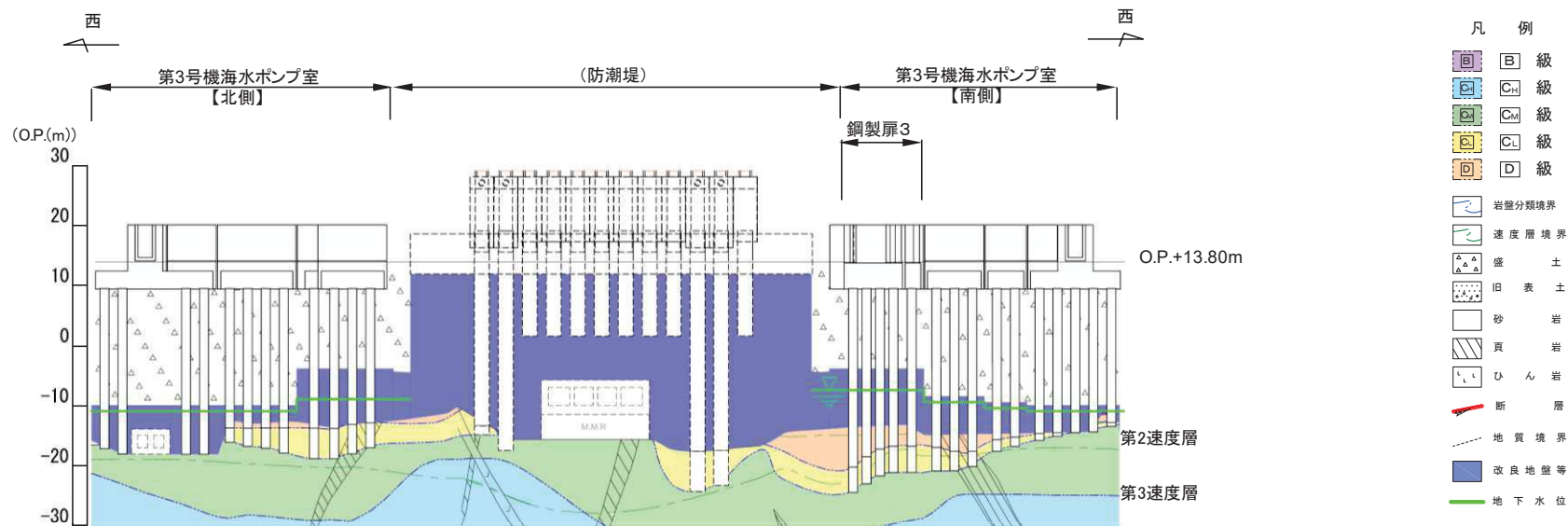


図 5.10.4-30(3) 鋼製扉周辺の地質状況 (第3号機海水ポンプ室)

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

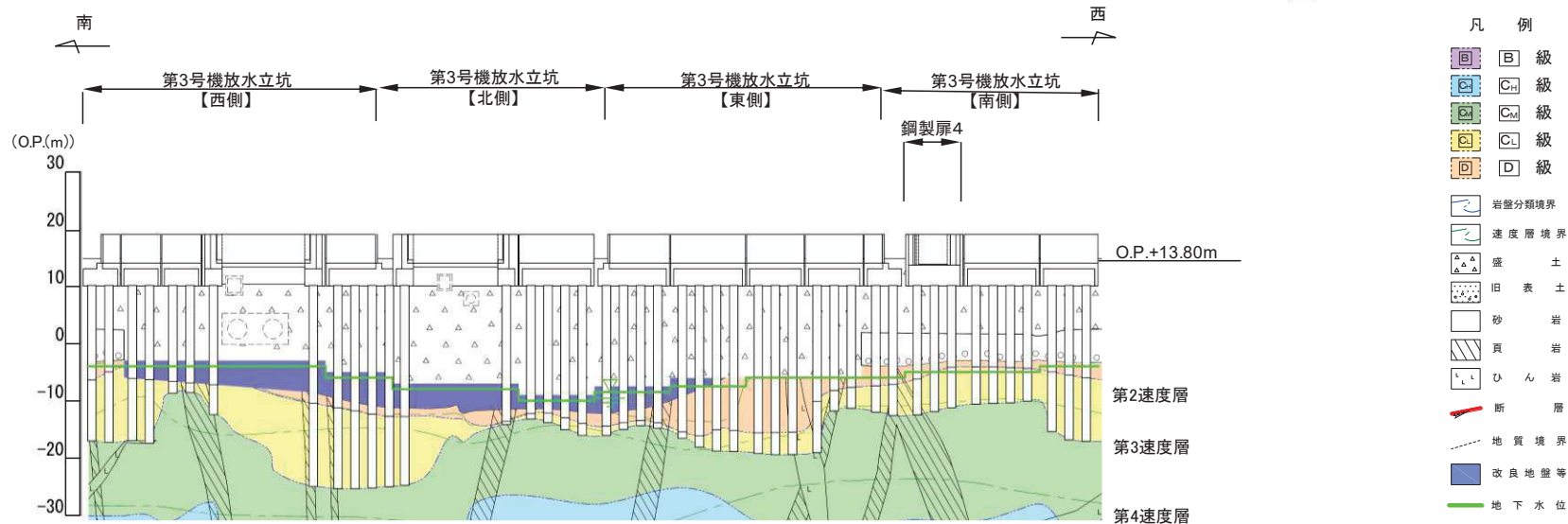


図 5.10.4-30(4) 鋼製扉周辺の地質状況 (第3号機放水立坑)

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

b. 評価対象断面の選定

下部工及び上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、1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、1次元地震応答解析は、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と考えられることから、1次元全応力解析を用いる。

(a) 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φ1500mmで板厚25mmの鋼製扉2を選定するとともに、鋼管杭径φ1500mmで板厚30mm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。

選定は、耐震評価における下部工への影響として、杭上端の変位と最大せん断ひずみに着目し絞り込みを行う。

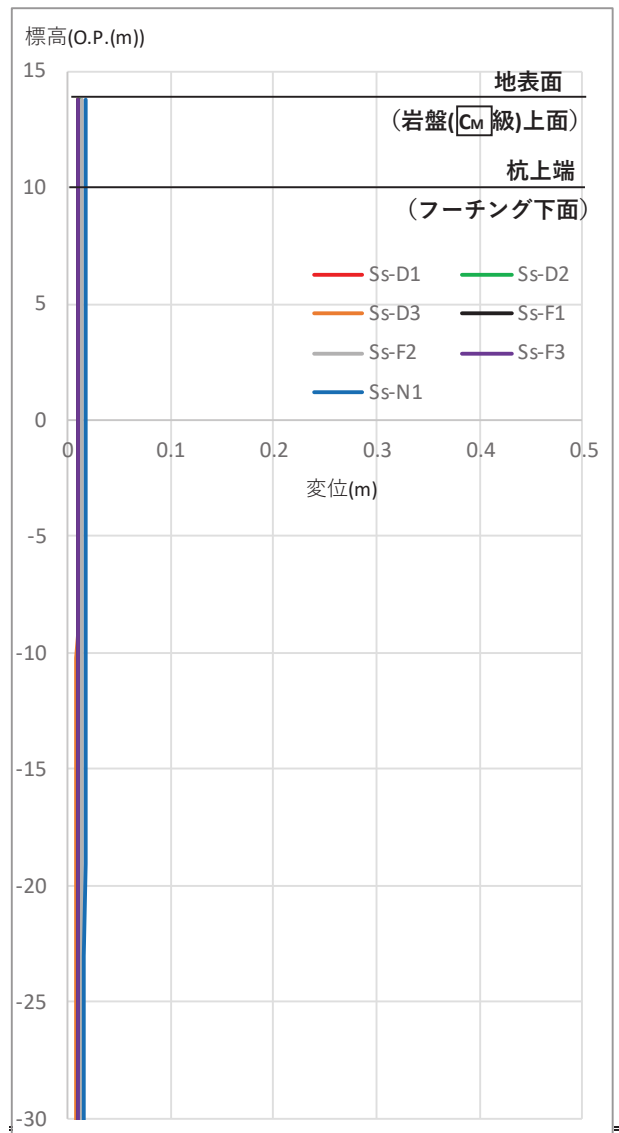
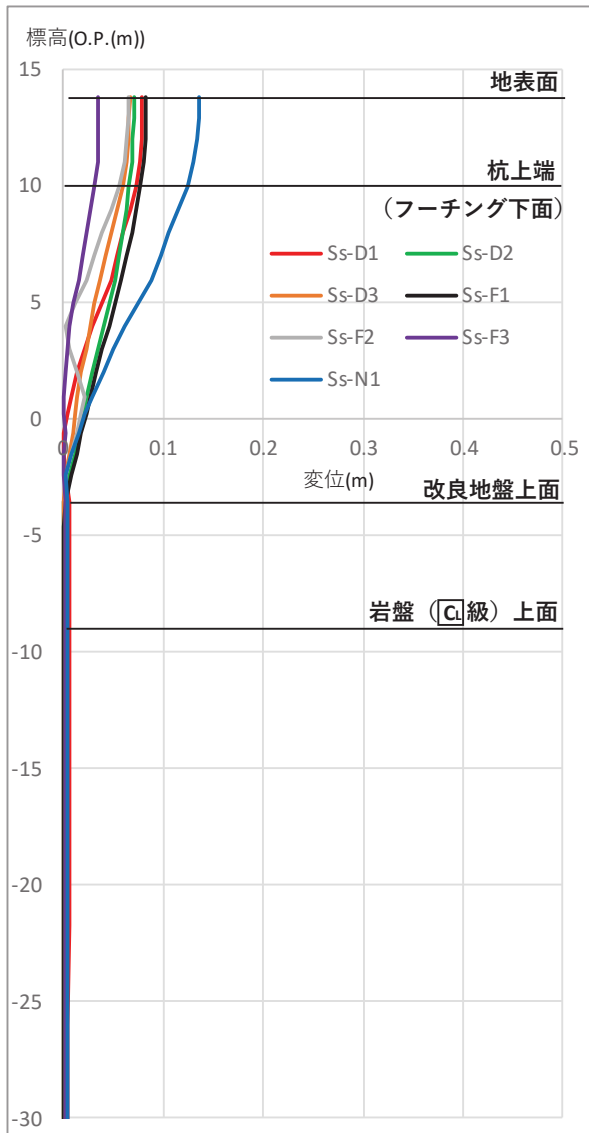
各構造の評価対象断面選定結果を表5.10.4-16に、杭上端（フーチング下面）の最大変位発生時刻の変位分布を図5.10.4-31、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.10.4-32に示す。

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。

表 5.10.4-16 評価対象断面の選定結果

断面	杭上端変位 (m)	最大せん断 ひずみ	評価 対象 断面	選定結果
鋼製扉1	0.125 (S _s -N1)	0.013 (S _s -N1)	—	—
鋼製扉2	0.017 (S _s -N1)	0.001以下 (S _s -N1)	○	下部工の構造的特徴（杭板厚）が異なるため、選定。
鋼製扉3	<u>0.162</u> (S _s -N1)	<u>0.019</u> (S _s -N1)	○	変位、せん断ひずみ共に大きく、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。
鋼製扉4	0.114 (S _s -N1)	0.014 (S _s -N1)	—	—

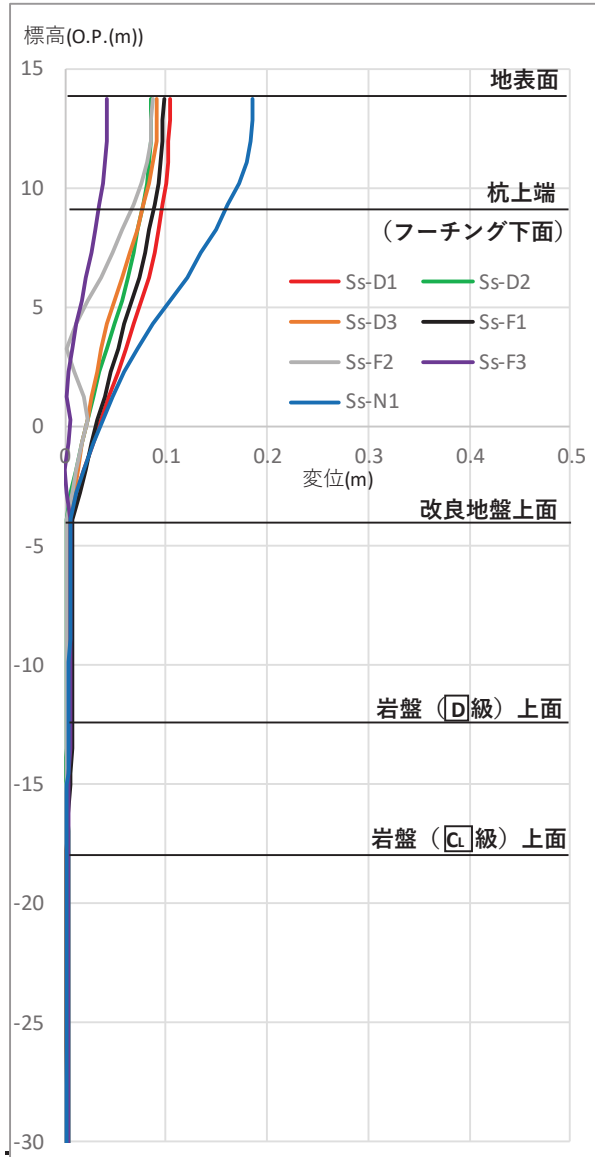
注記（ ）内は最大値が発生した地震動名を示す。



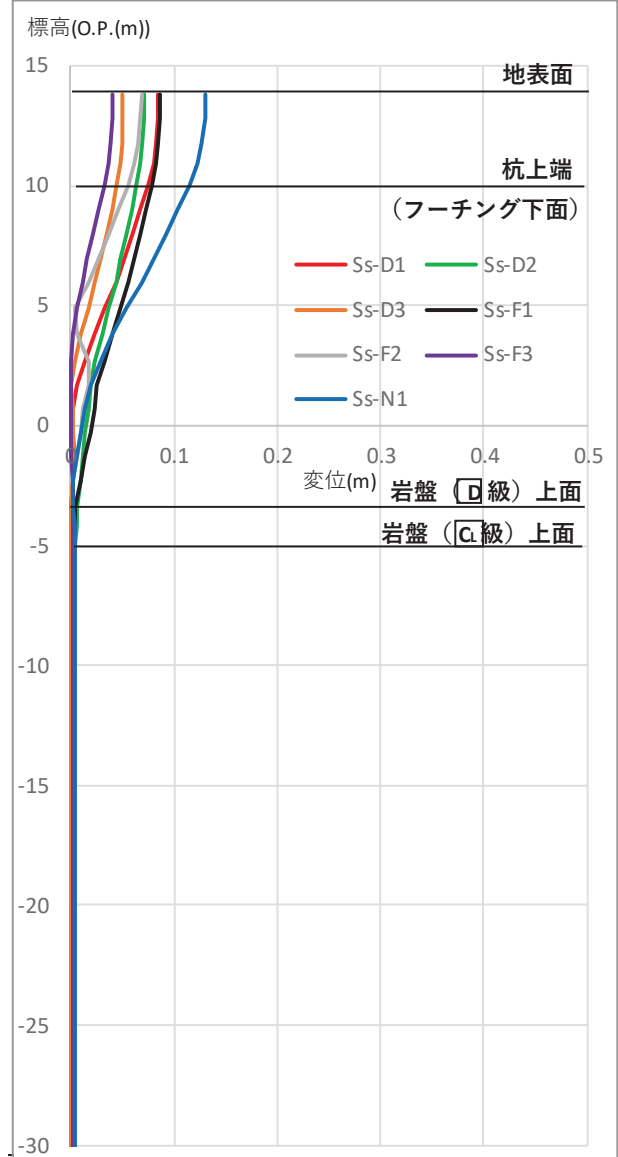
鋼製扉 1

鋼製扉 2

図 5. 10. 4-31(1) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布

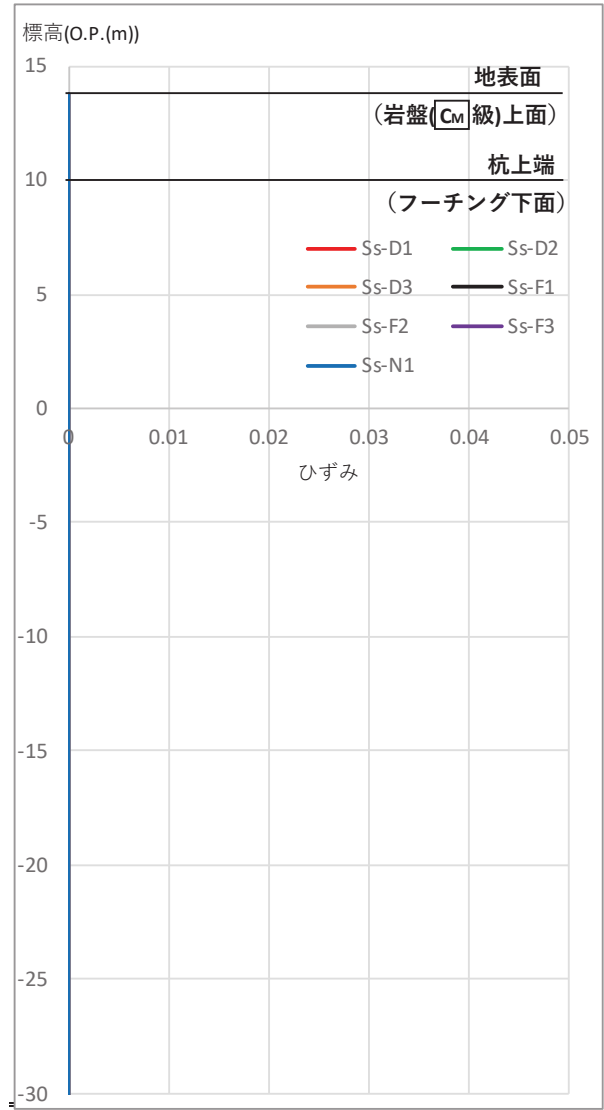
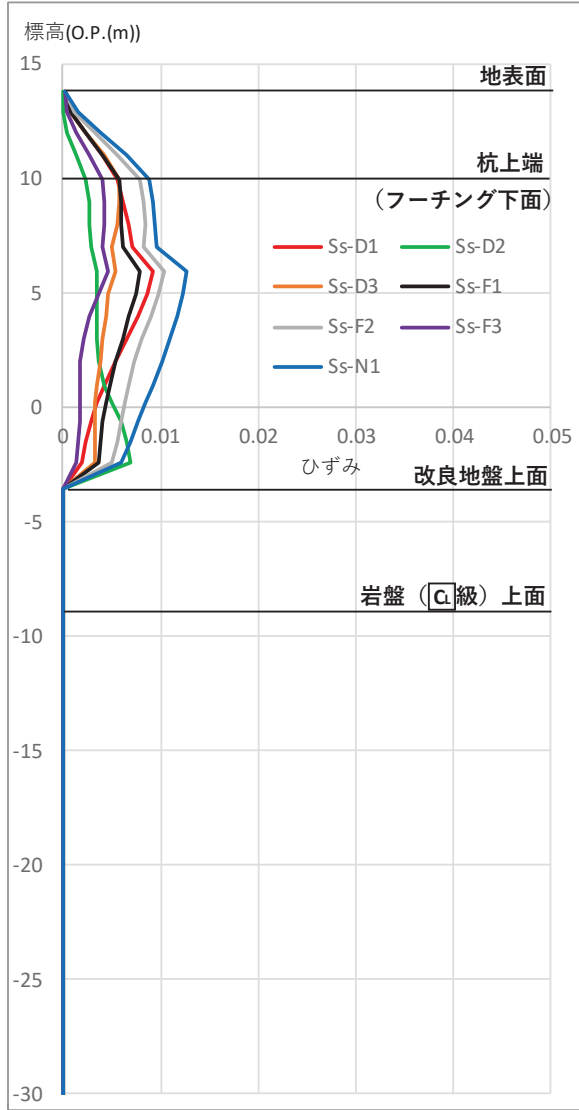


鋼製扉 3



鋼製扉 4

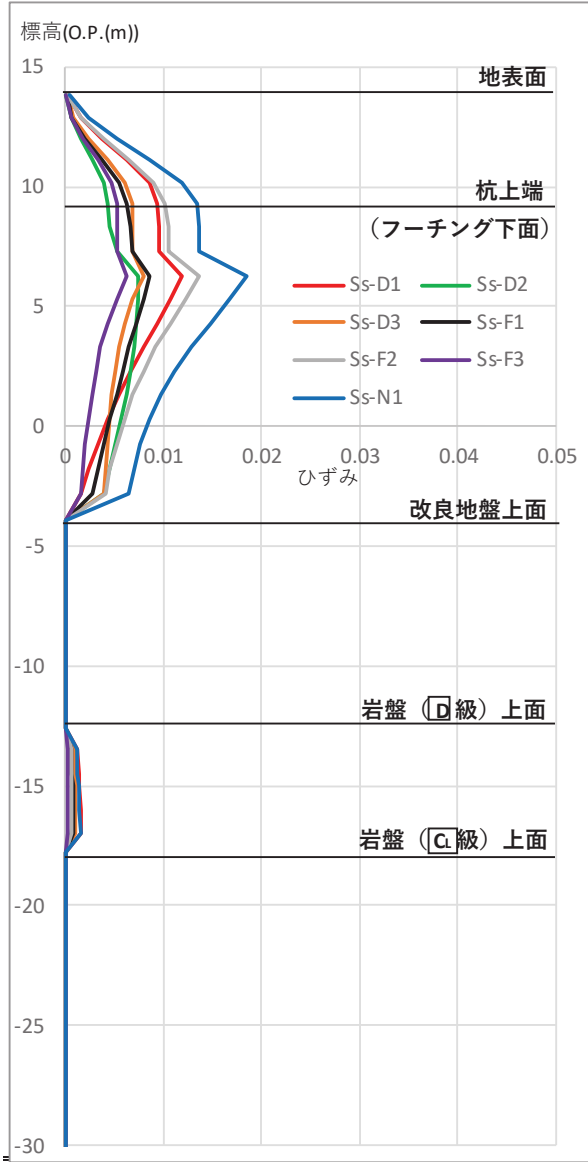
図 5. 10. 4-31(2) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布



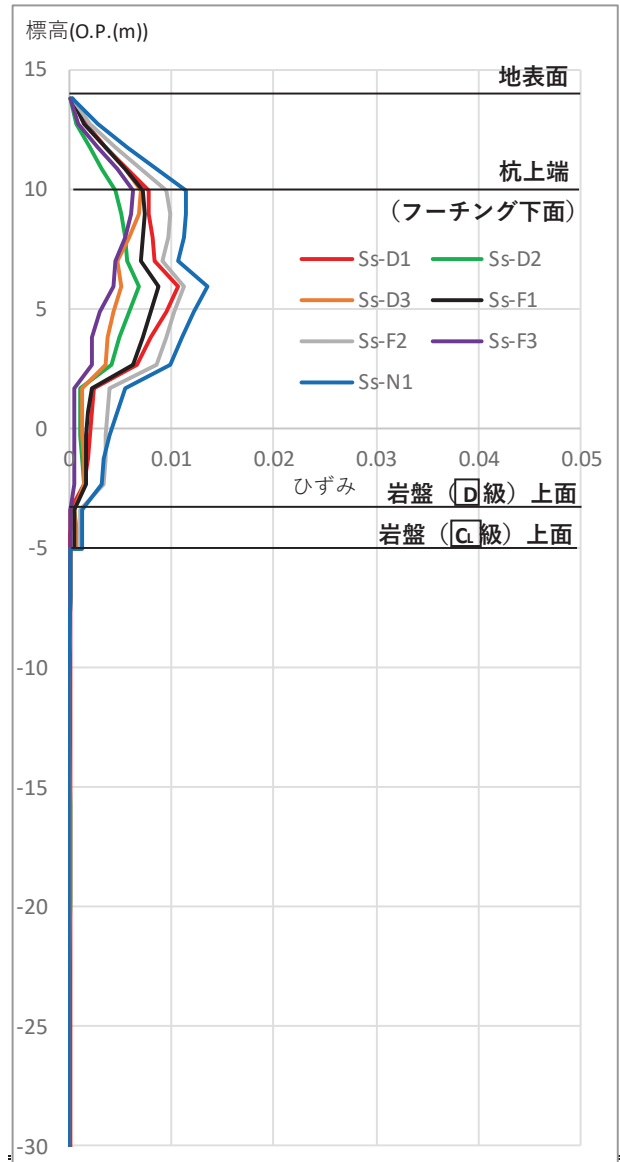
鋼製扉 1

鋼製扉 2

図 5. 10. 4-32(1) 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



鋼製扉 4

図 5. 10. 4-32(2) 最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

(b) 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、天端高さが 0.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 0.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。

水平震度、躯体自重及び慣性力を表 5.10.4-17 に、各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-18 に示す。

上部工の観点では、下部工の観点で選定された鋼製扉 2 及び鋼製扉 3 の評価で代表する。

表 5.10.4-17 鋼製扉における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 (cm/s ²)	躯体自重* ¹ (kN/m)	慣性力* ² (kN/m)	備考
鋼製扉 1	446 (S s - N 1)	580	264	地震時
	282 (S d - D 2)		167	津波+余震重畳時
鋼製扉 2	806 (S s - F 3)	580	477	地震時
	454 (S d - D 2)		268	津波+余震重畳時
鋼製扉 3	530 (S s - N 1)	600	324	地震時
	254 (S d - D 2)		155	津波+余震重畳時
鋼製扉 4	507 (S s - N 1)	580	300	地震時
	340 (S d - D 2)		201	津波+余震重畳時

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

*1：単位長さあたりの鋼製扉，RC支柱，フーチング重量の合計

*2：躯体自重×応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665cm/s²）により算定

表 5. 10. 4-18 鋼製扉における評価対象断面選定結果（上部工）

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
鋼製扉 1	264	93	31	167	291	—	
鋼製扉 2	<u>477</u>	65	35	268	<u>369</u>	○	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いため、評価対象断面に選定する。（なお、下部工の観点でも選定）
鋼製扉 3	324	137	41	155	333	○	上部工の構造的特徴（天端高さ）が異なるため、評価対象断面に選定。（なお、下部工の観点でも選定）
鋼製扉 4	300	69	28	201	298	—	

*1：各エリアの入力津波水位に基づく静水圧。

（鋼製扉 1：O.P.+18.1m（第 2 号機海水ポンプ室），鋼製扉 2：O.P.+17.4m（第 2 号機放水立坑），鋼製扉 3：O.P.+19.0m（第 3 号機海水ポンプ室），鋼製扉 4：O.P.+17.5m（第 3 号機放水立坑））

*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として、表 5. 10. 4-17 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて、Westergaard 式により算定。

c. 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 4-19 に示す。

表 5.10.4-19 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、杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きく、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□（貫通部径□），第1号機放水路内に幅5.0m×外径□（貫通部径□）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。

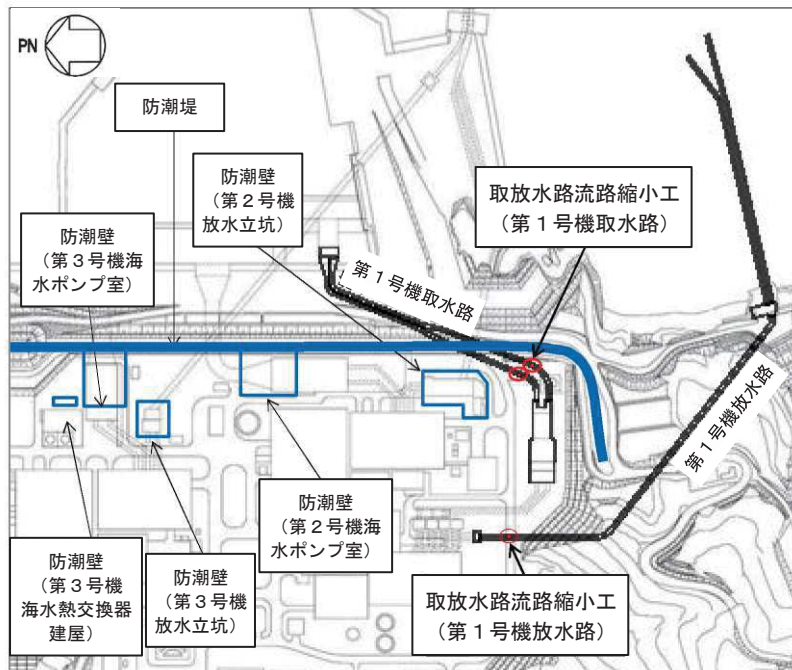


図5.10.5-1 取放水路流路縮小工の平面配置図

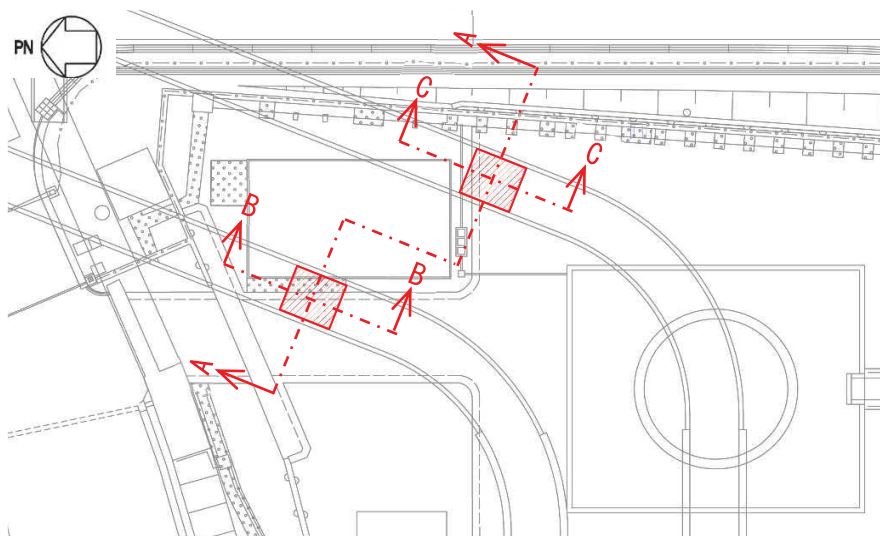


図5.10.5-2 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）（No.1），（No.2）の平面配置図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

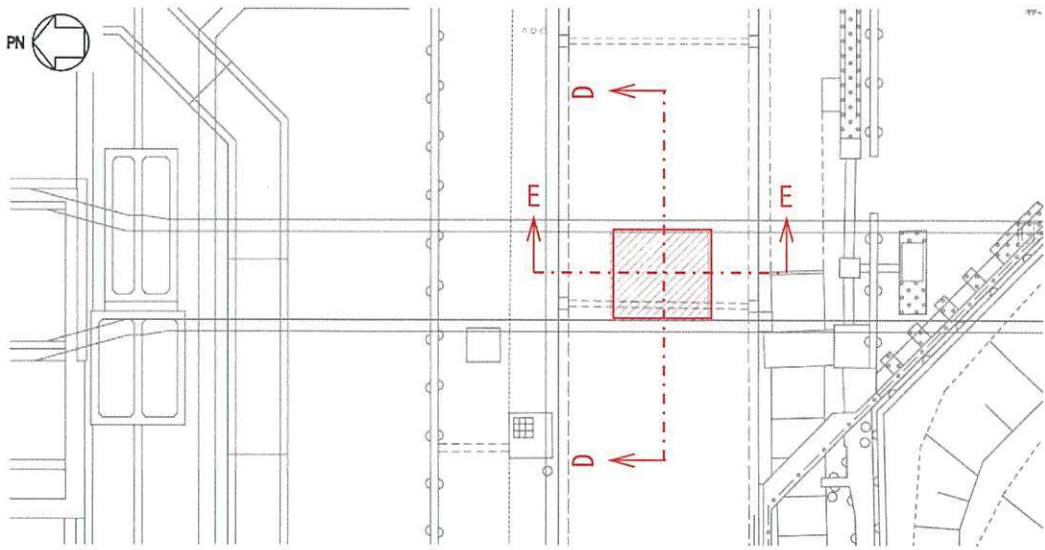


図 5.10.5-3 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の平面配置図

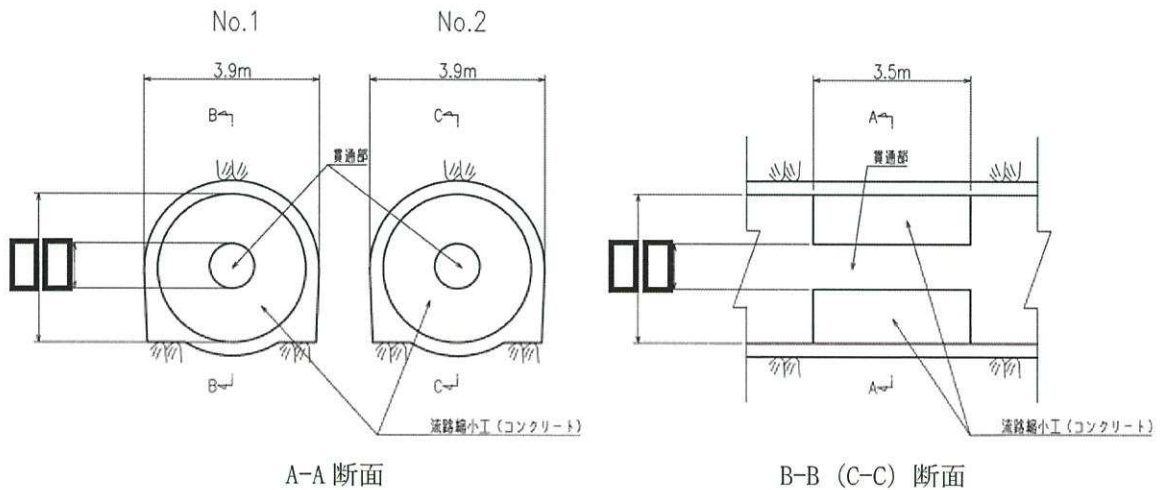


図 5.10.5-4 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の断面図

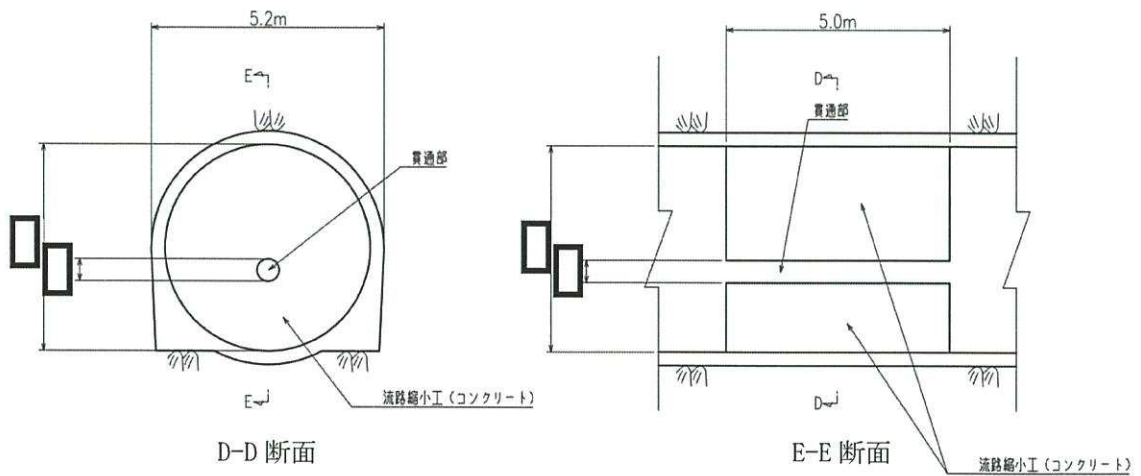


図 5.10.5-5 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の断面図

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

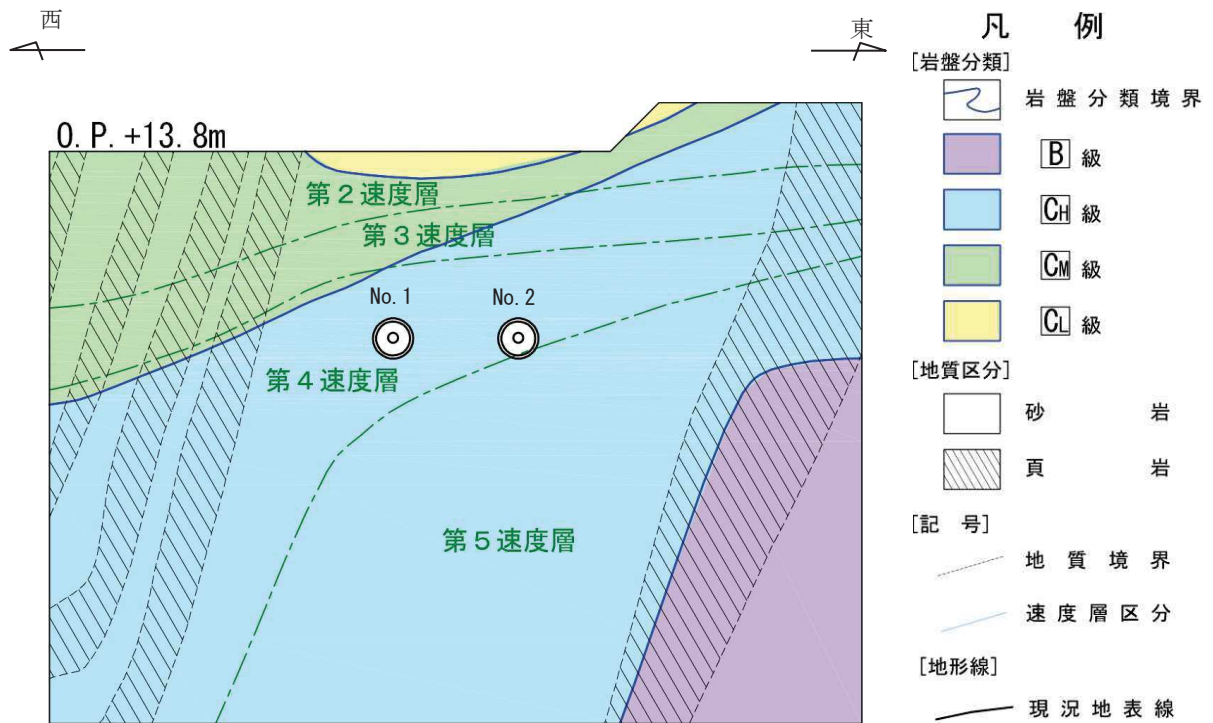
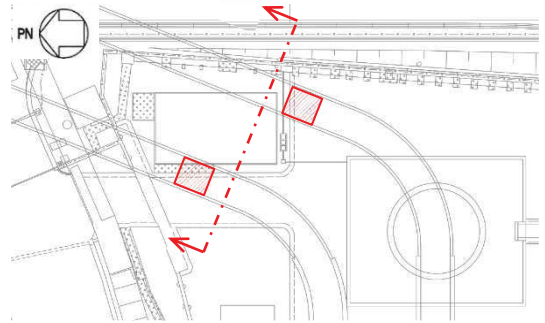


図 5.10.5-6 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No.1), (No.2)の地質断面図

KEY PLAN

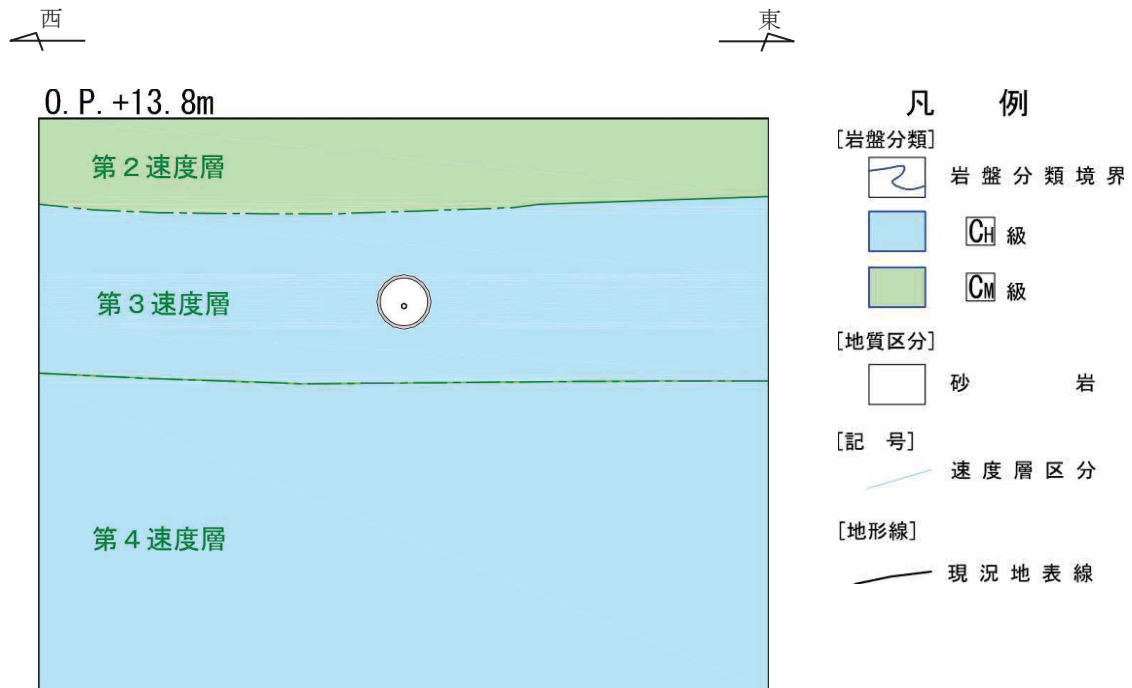
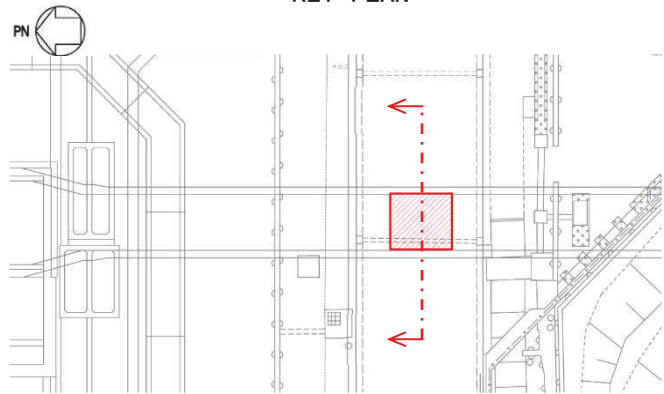


図 5. 10. 5-7 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の地質断面図

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。

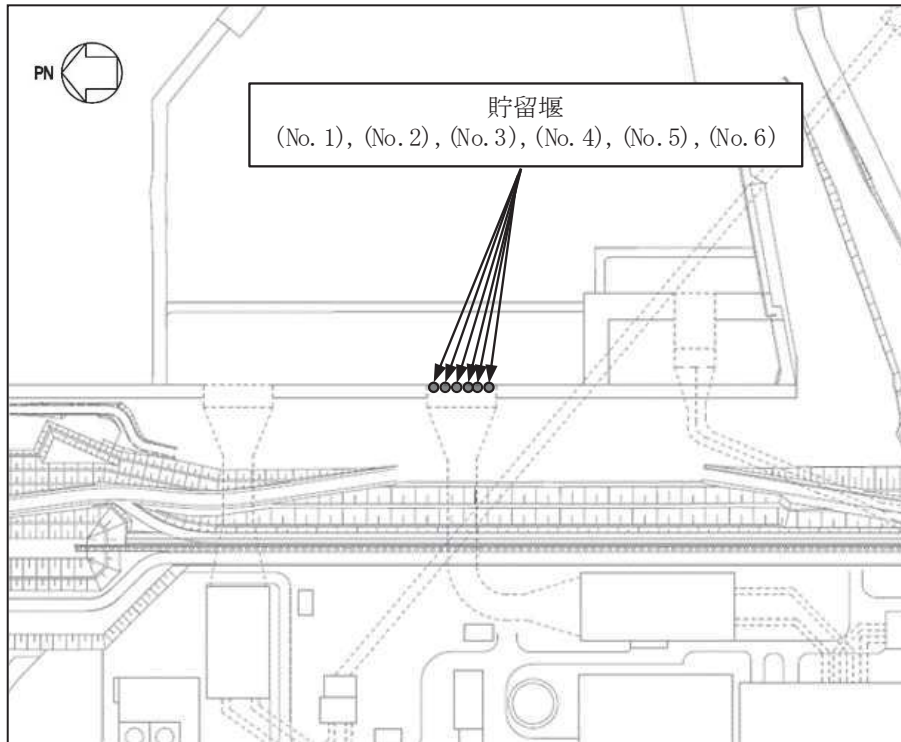


図 5.10.6-1 貯留堰（取水口）の平面配置図

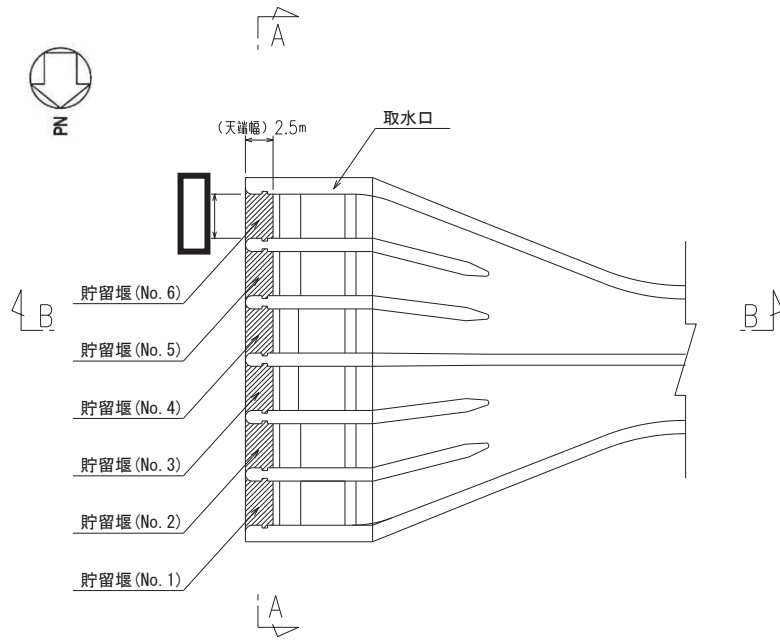


図 5.10.6-2 貯留堰（取水口）の平面配置図

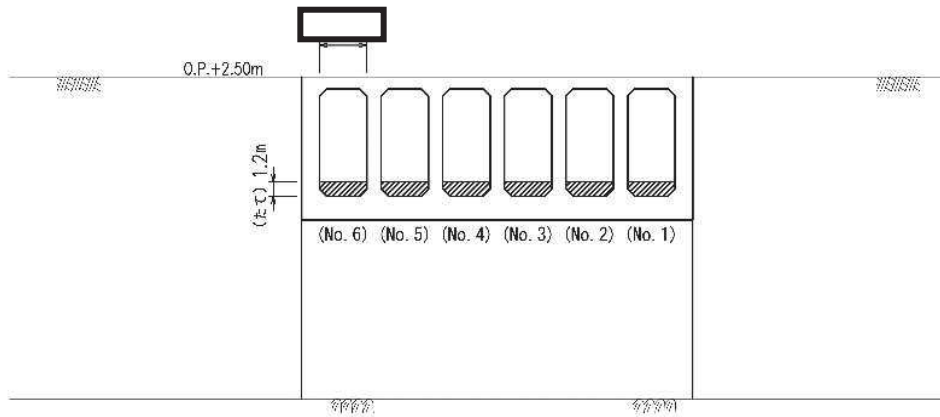


図 5.10.6-3 貯留堰（取水口）断面図（A-A）

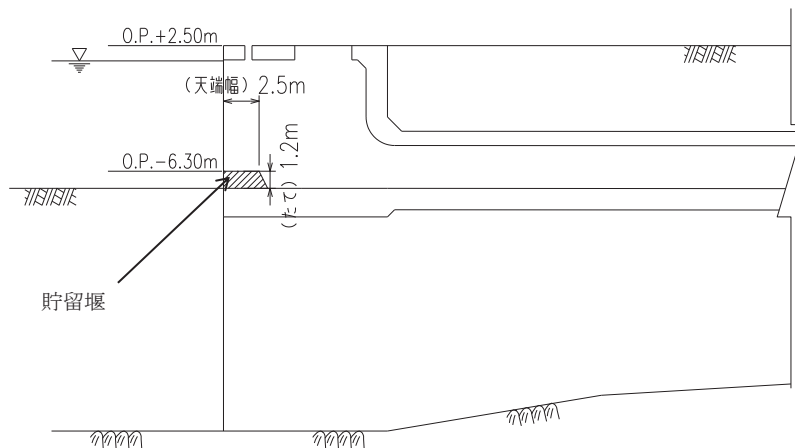


図 5.10.6-4 貯留堰（取水口）縦断面図（B-B）

(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。

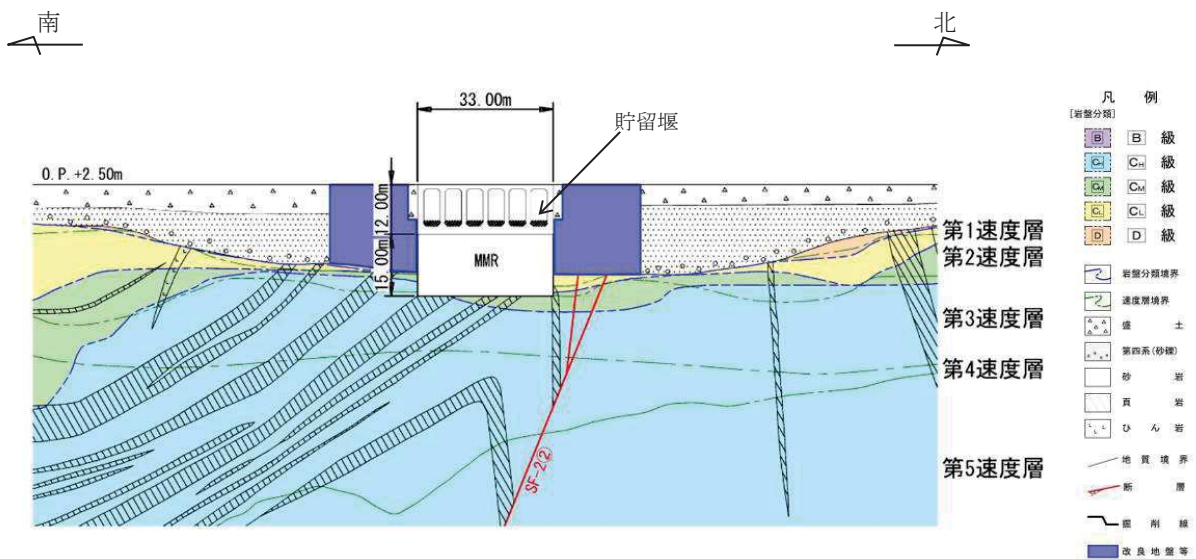


図 5.10.6-5 貯留堰（取水口）地質断面図（A-A）

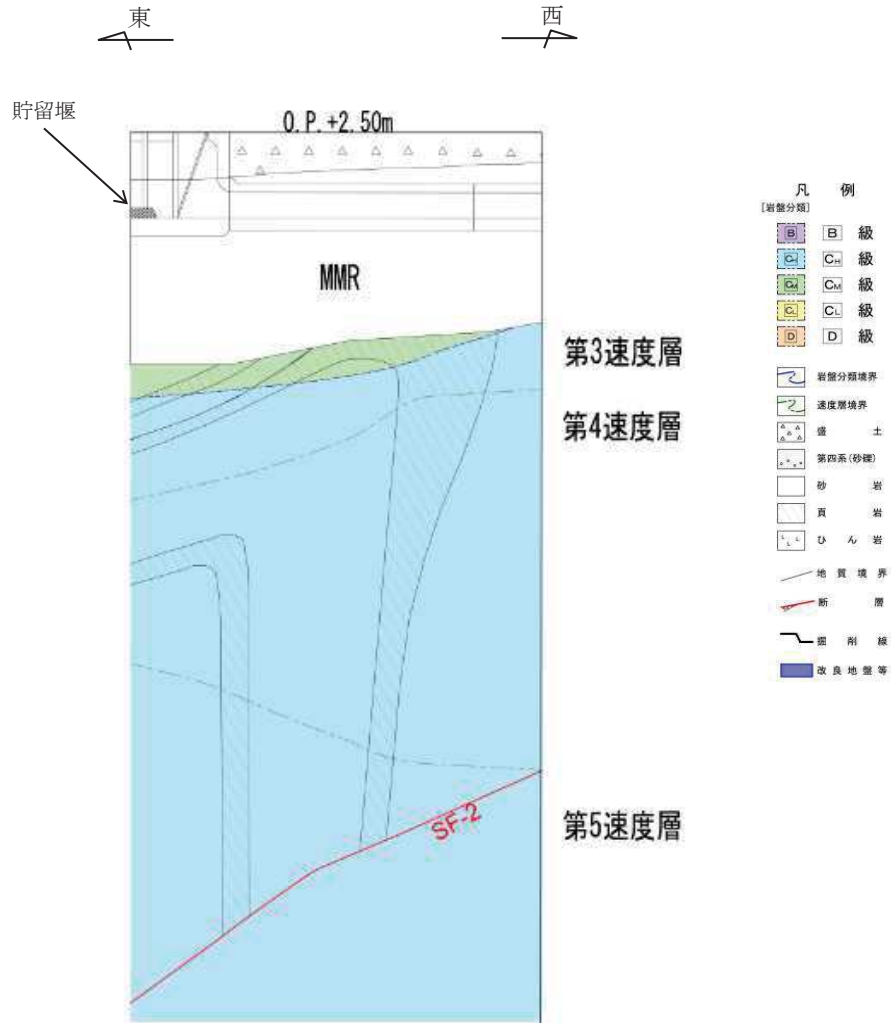


図 5.10.6-6 貯留堰（取水口）地質断面図（B-B）

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。

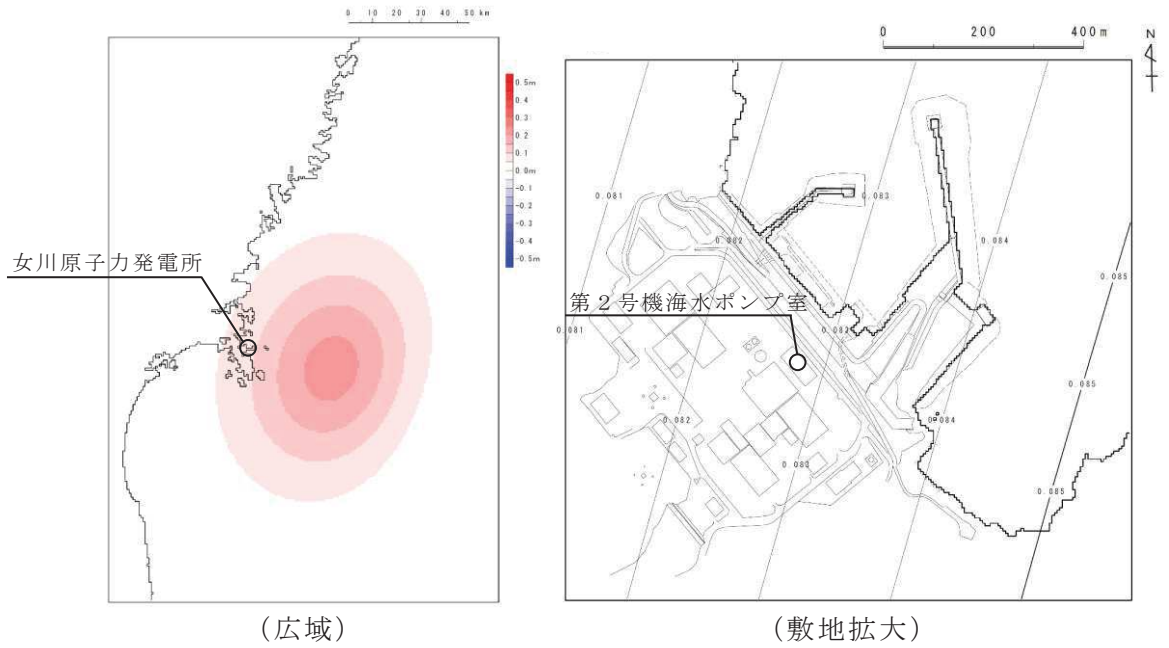
下降側の基準津波に対して、非常用海水ポンプの取水可能水位を下回ることから、海水を貯留するための貯留堰を設置し、非常用海水ポンプの取水性を確保する設計としている。貯留堰は、非常用海水ポンプが10分以上運転可能な容量を有する設計としている。これに対して、引き波によって津波高さが貯留堰の天端高さ（O.P.-6.3m）を下回る継続時間は約4分であり、貯留堰は十分な余裕を確保した設計となっている。

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。

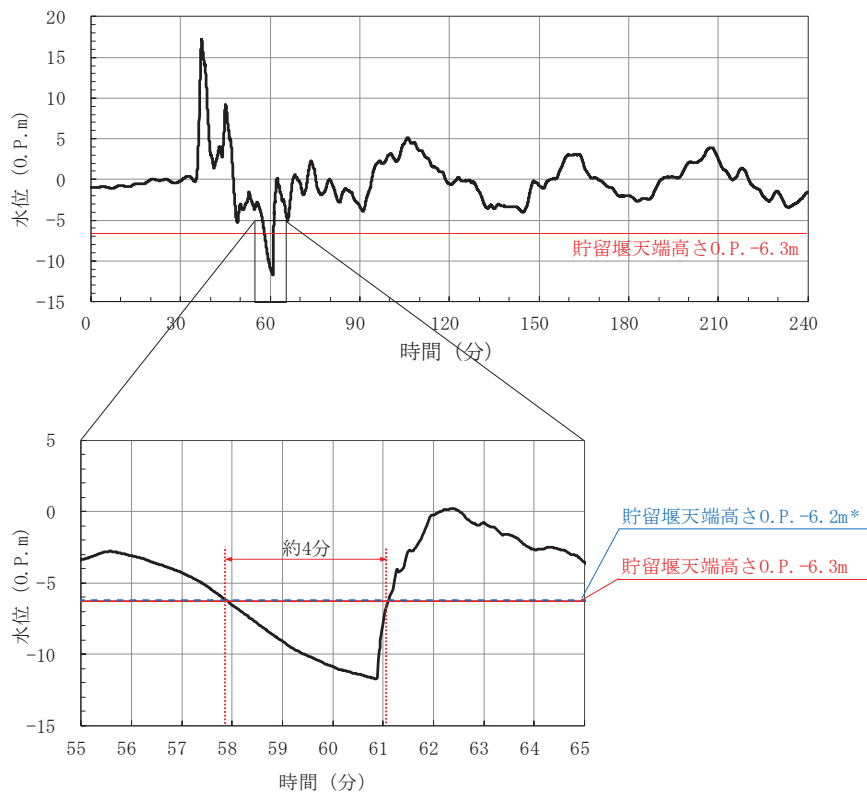
このため、非常用海水ポンプの基準地震動 S_s による地殻変動を考慮した場合の取水性への影響を確認した。

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、頭つきアンカーボルトとする。頭つきアンカーボルトについては、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 2010 年 11 月）」に基づき設計し評価を実施する。また、頭つきアンカーボルトは、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 2010 年 11 月）」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、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 2010 年 11 月）」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、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 2010 年 11 月）」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 (頭つきアンカーボルト)	
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 (頭つきアンカーボルト)	
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 (頭つきアンカーボルト)	
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：後打ち工法 (接着系アンカーボルト)	
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 (頭つきアンカーボルト)	
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)	