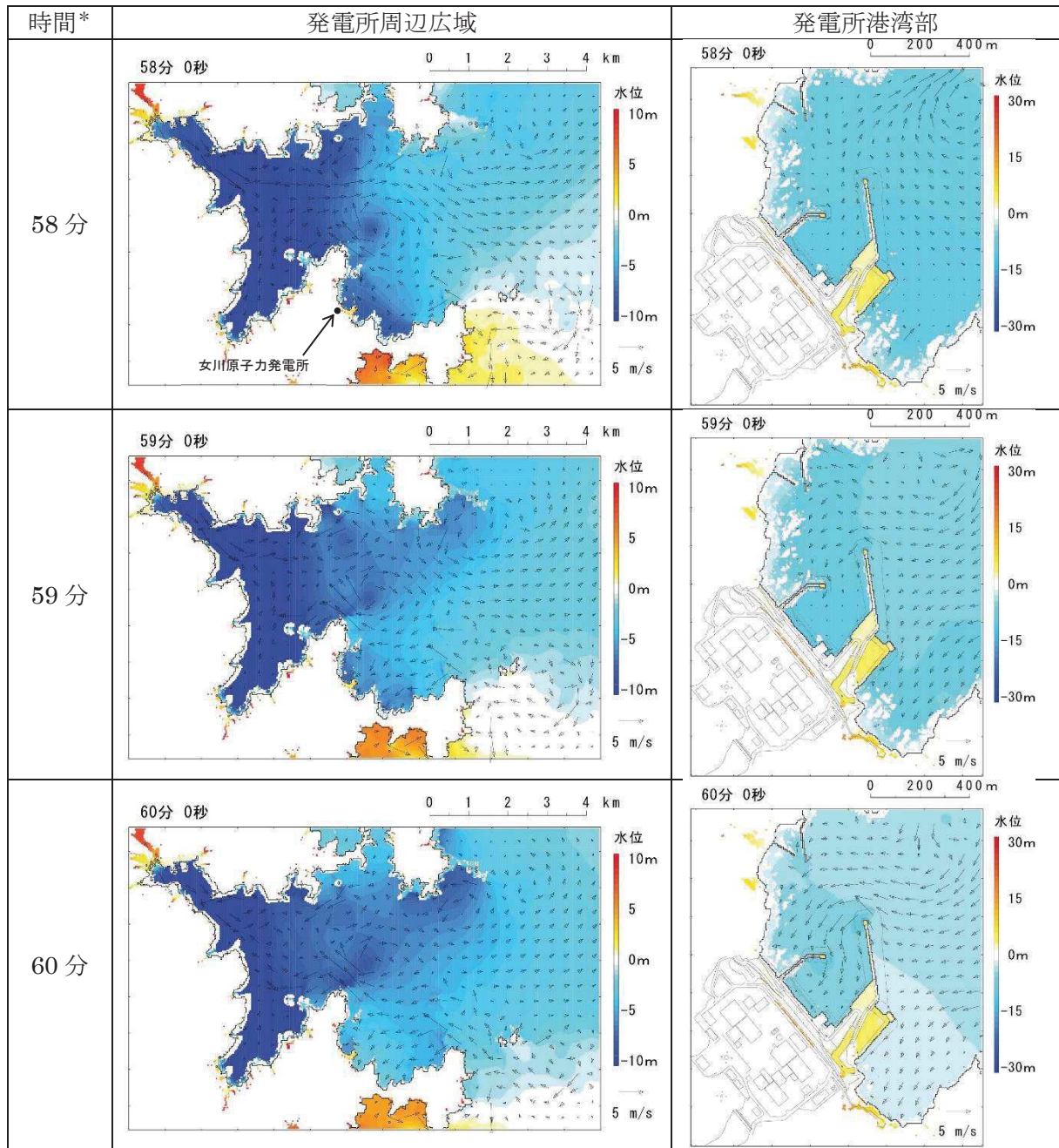


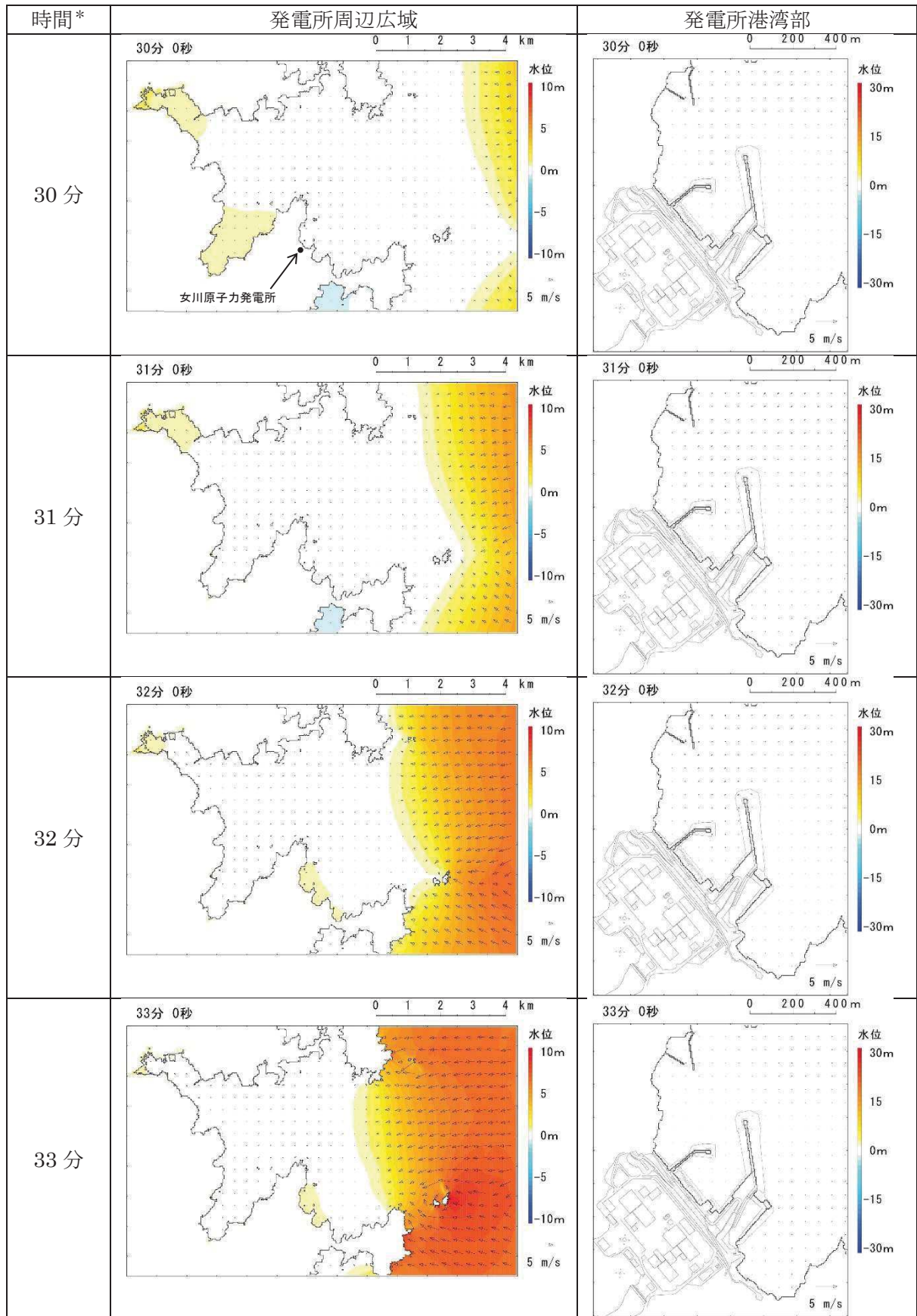
注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4. 2-4(7) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波 (水位上昇側) : 防波堤あり)



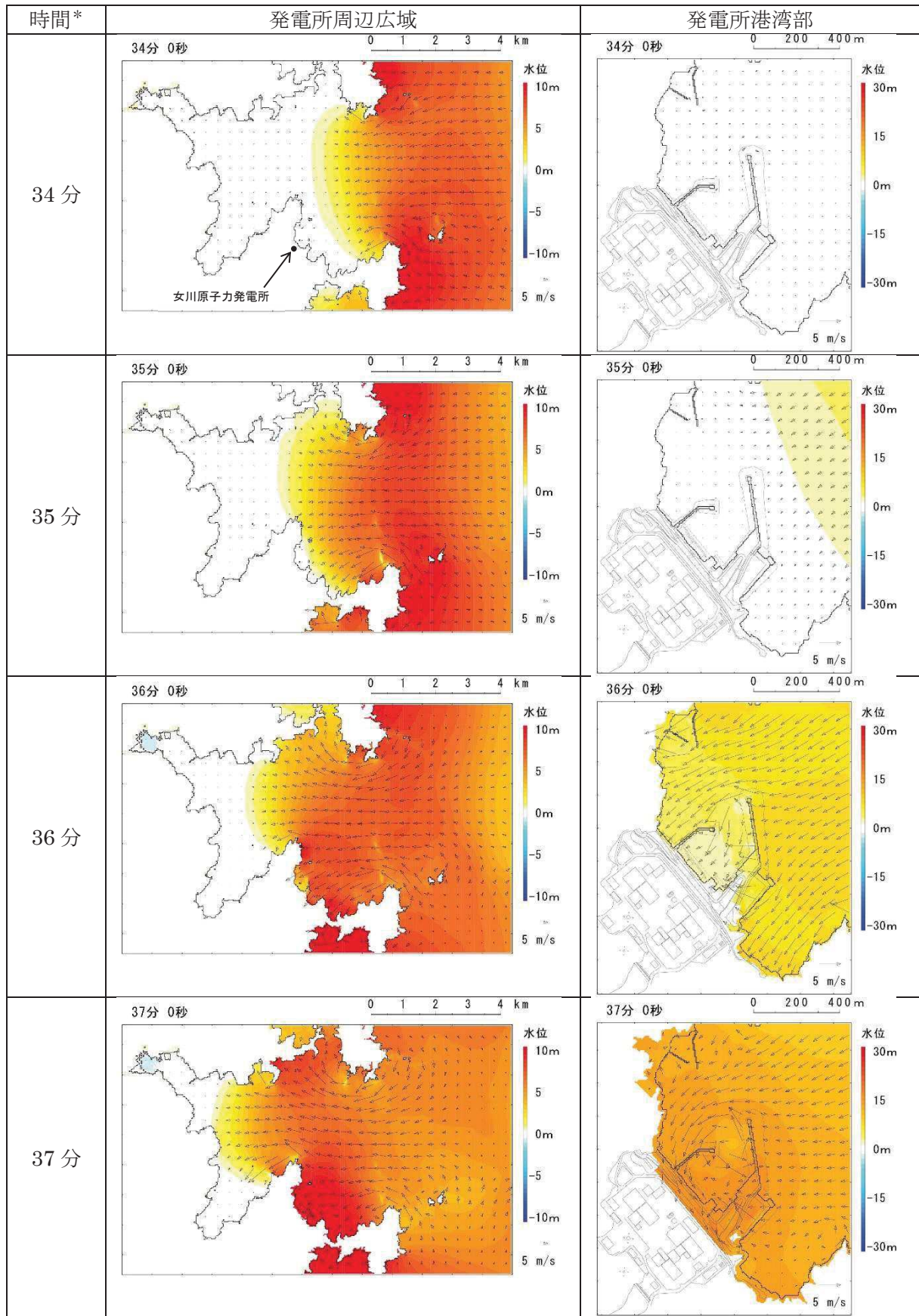
注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-4(8) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波 (水位上昇側) : 防波堤あり)



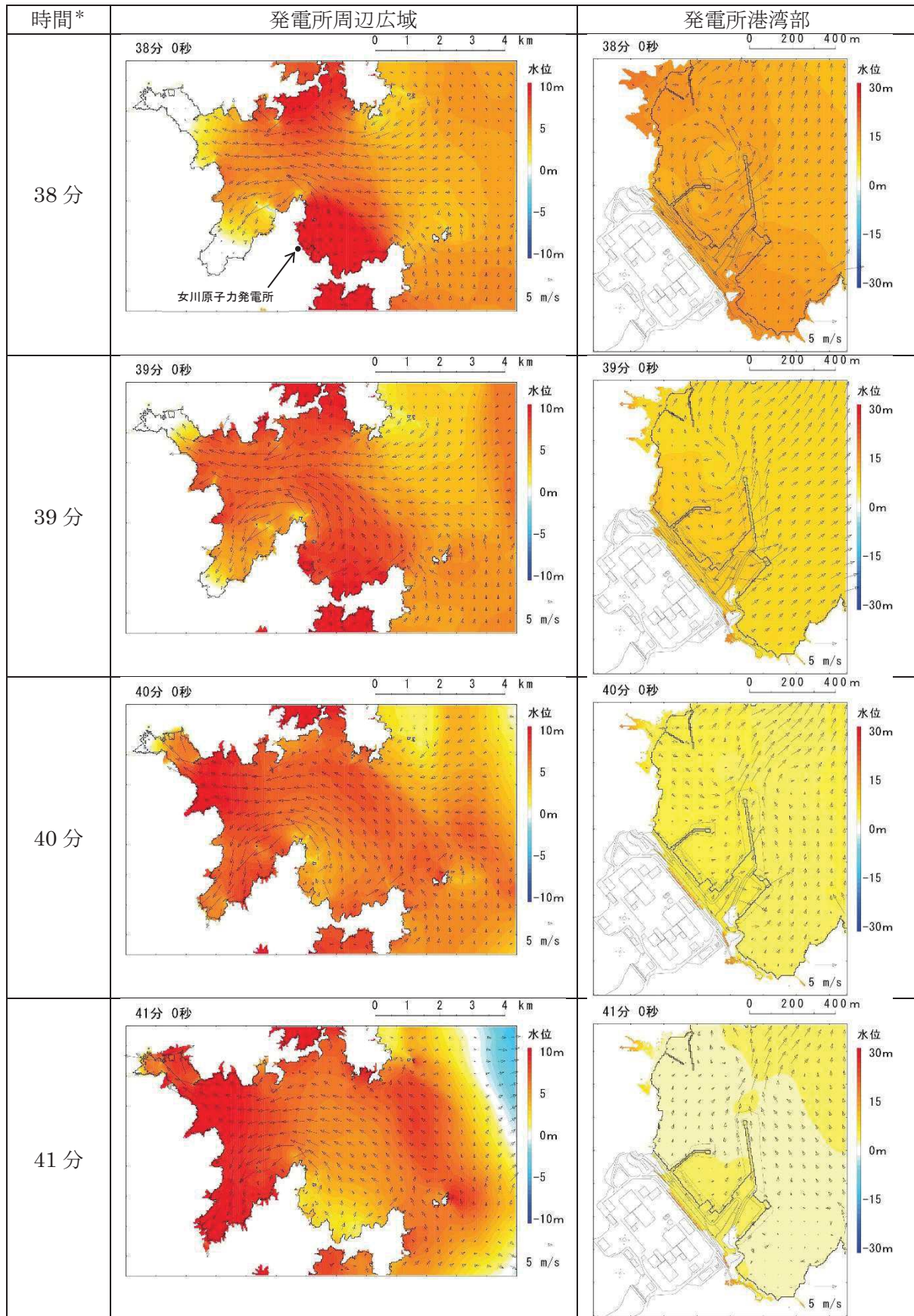
注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-5(1) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波 (水位下降側) : 防波堤あり)

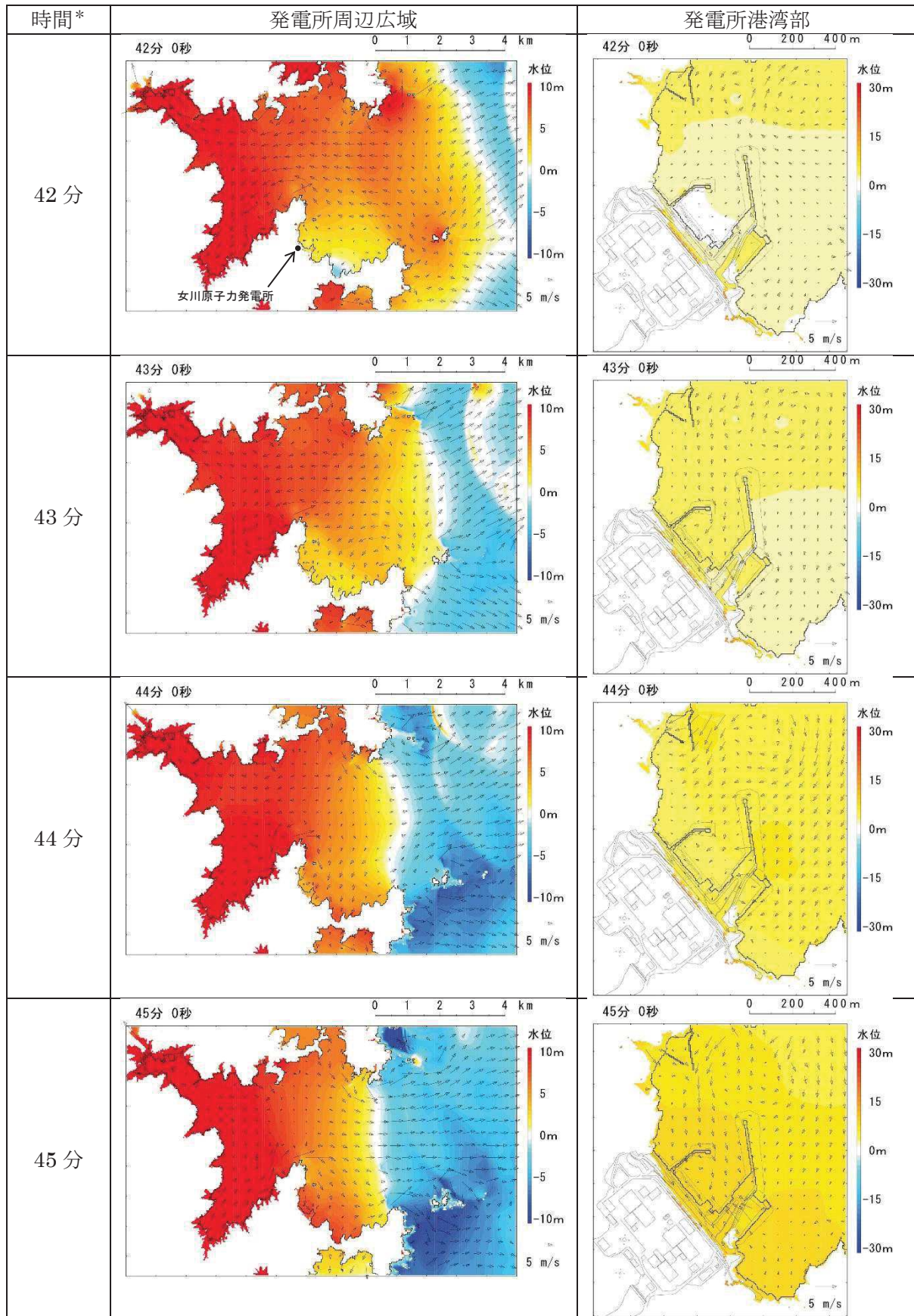


注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-5(2) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波 (水位下降側) : 防波堤あり)

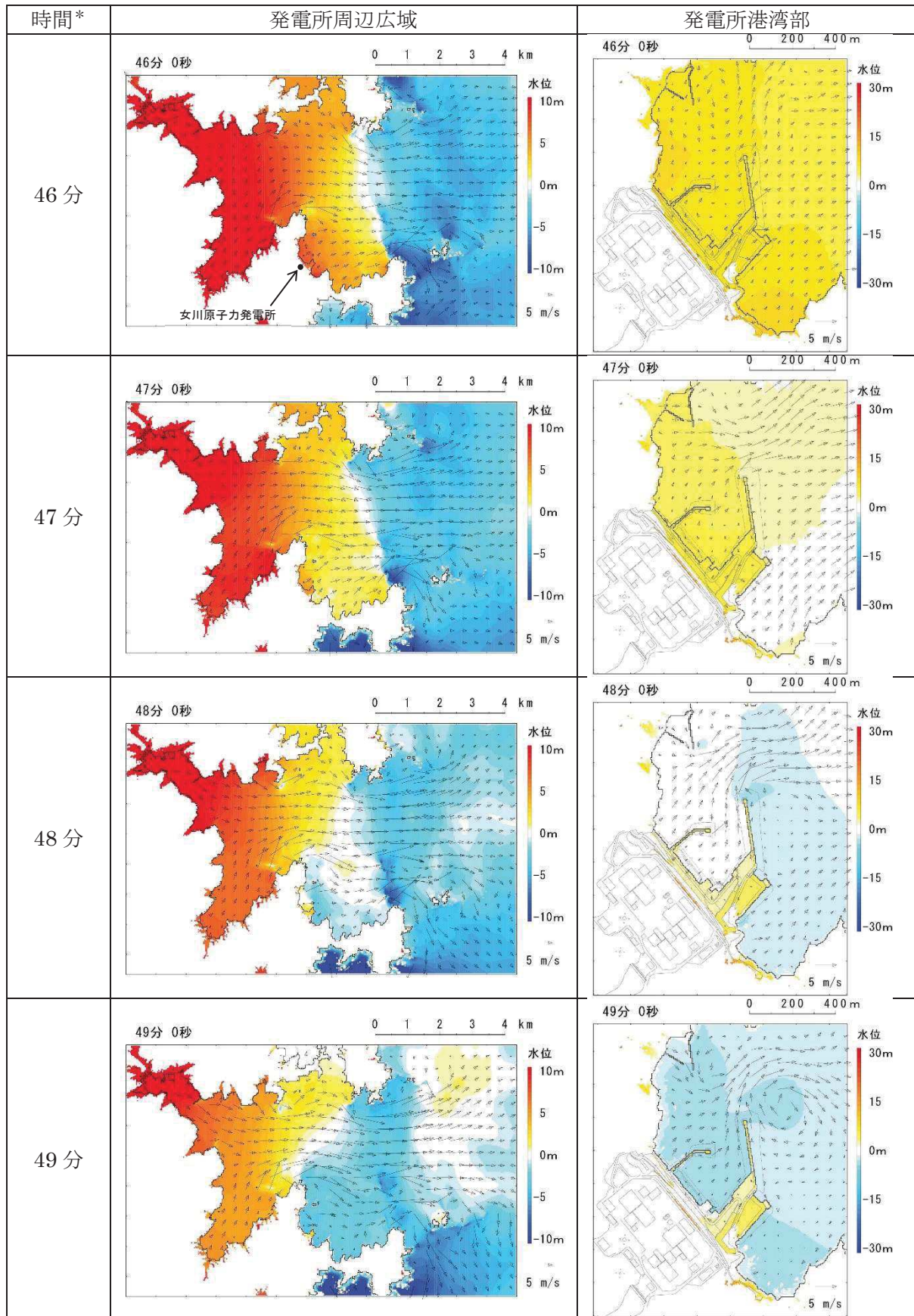


注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間
 図 4.2-5(3) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
 (基準津波 (水位下降側) : 防波堤あり)



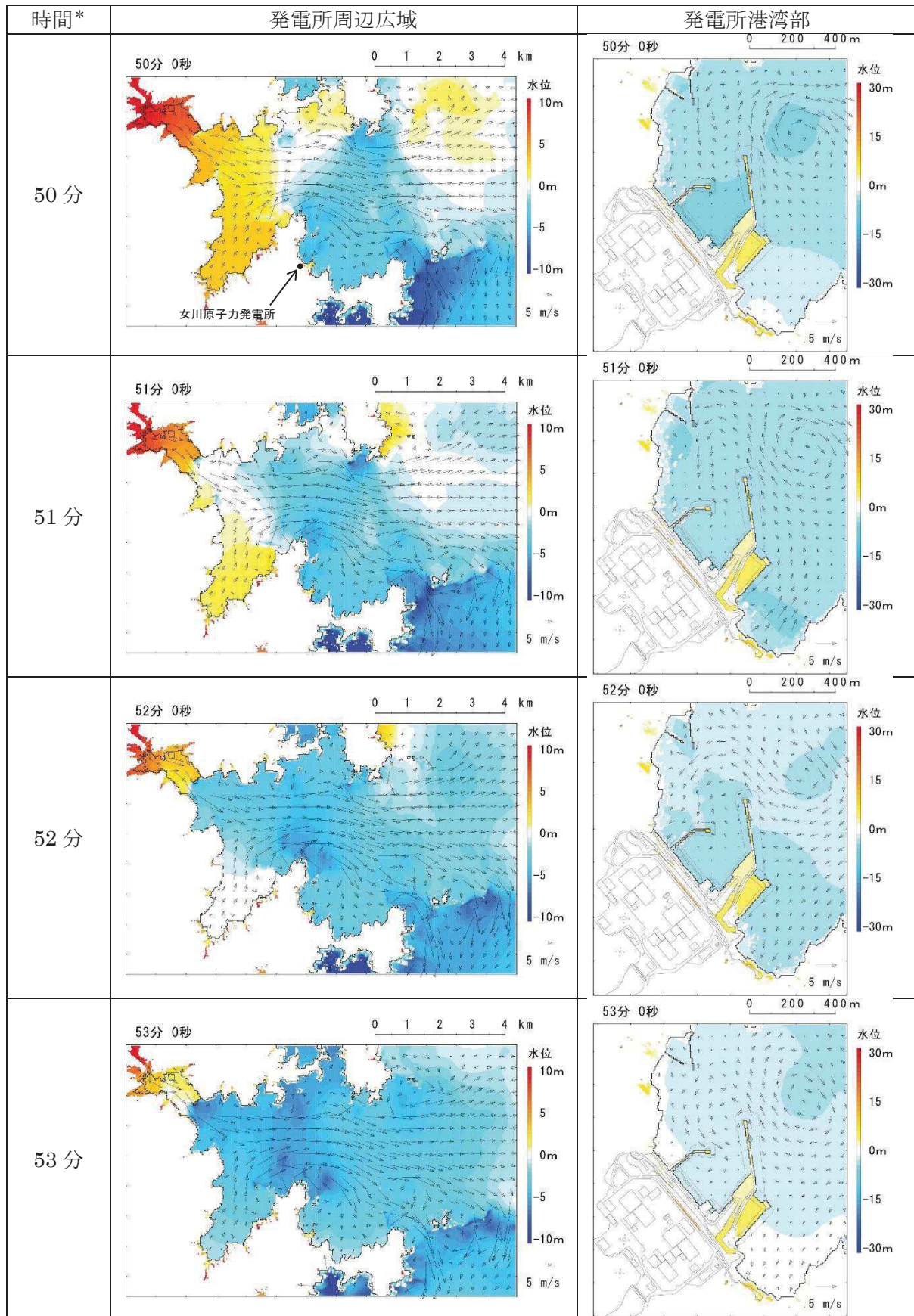
注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-5(4) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波 (水位下降側) : 防波堤あり)



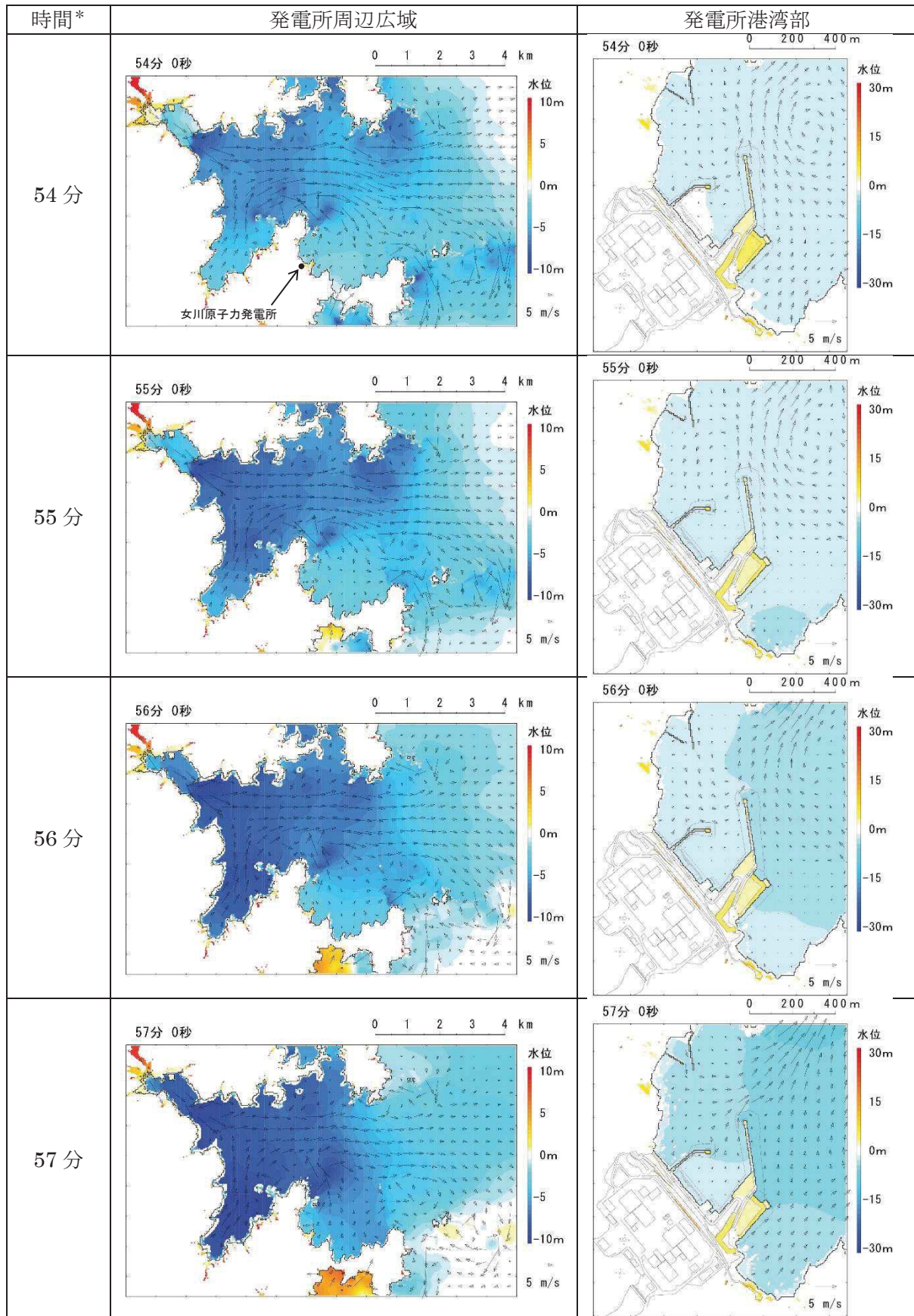
注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-5(5) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波 (水位下降側) : 防波堤あり)



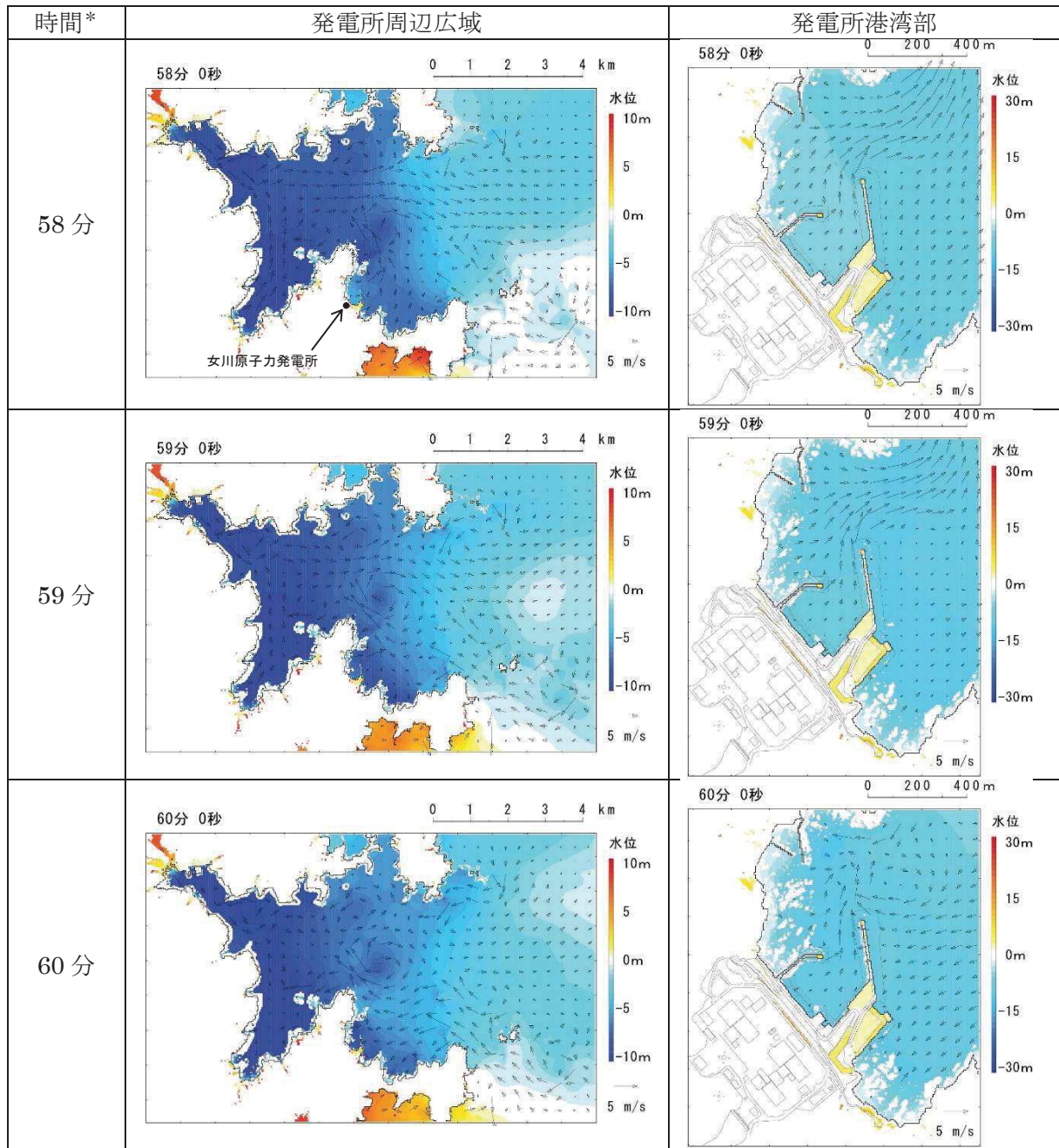
注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-5(6) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波 (水位下降側) : 防波堤あり)



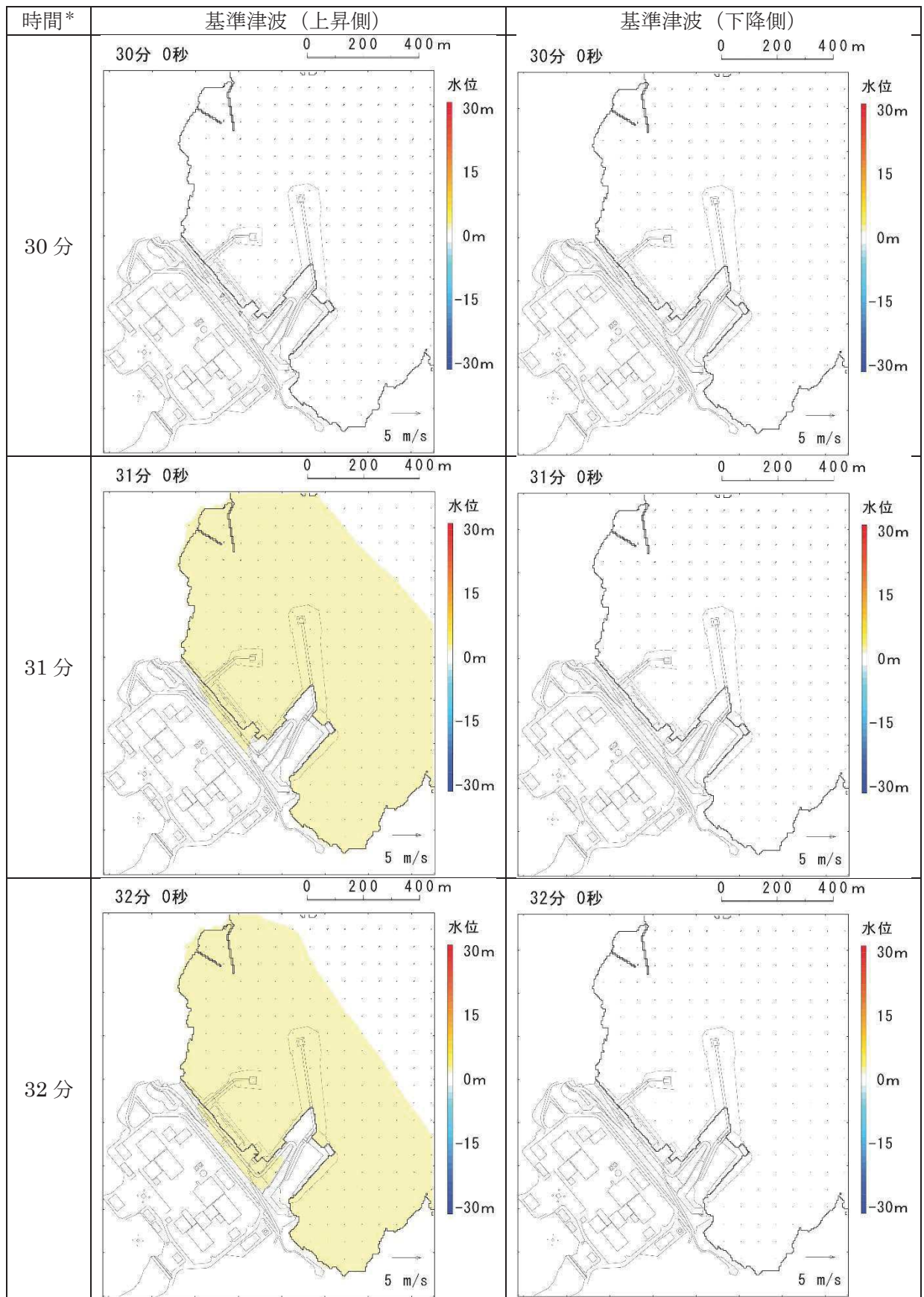
注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-5(7) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波 (水位下降側) : 防波堤あり)



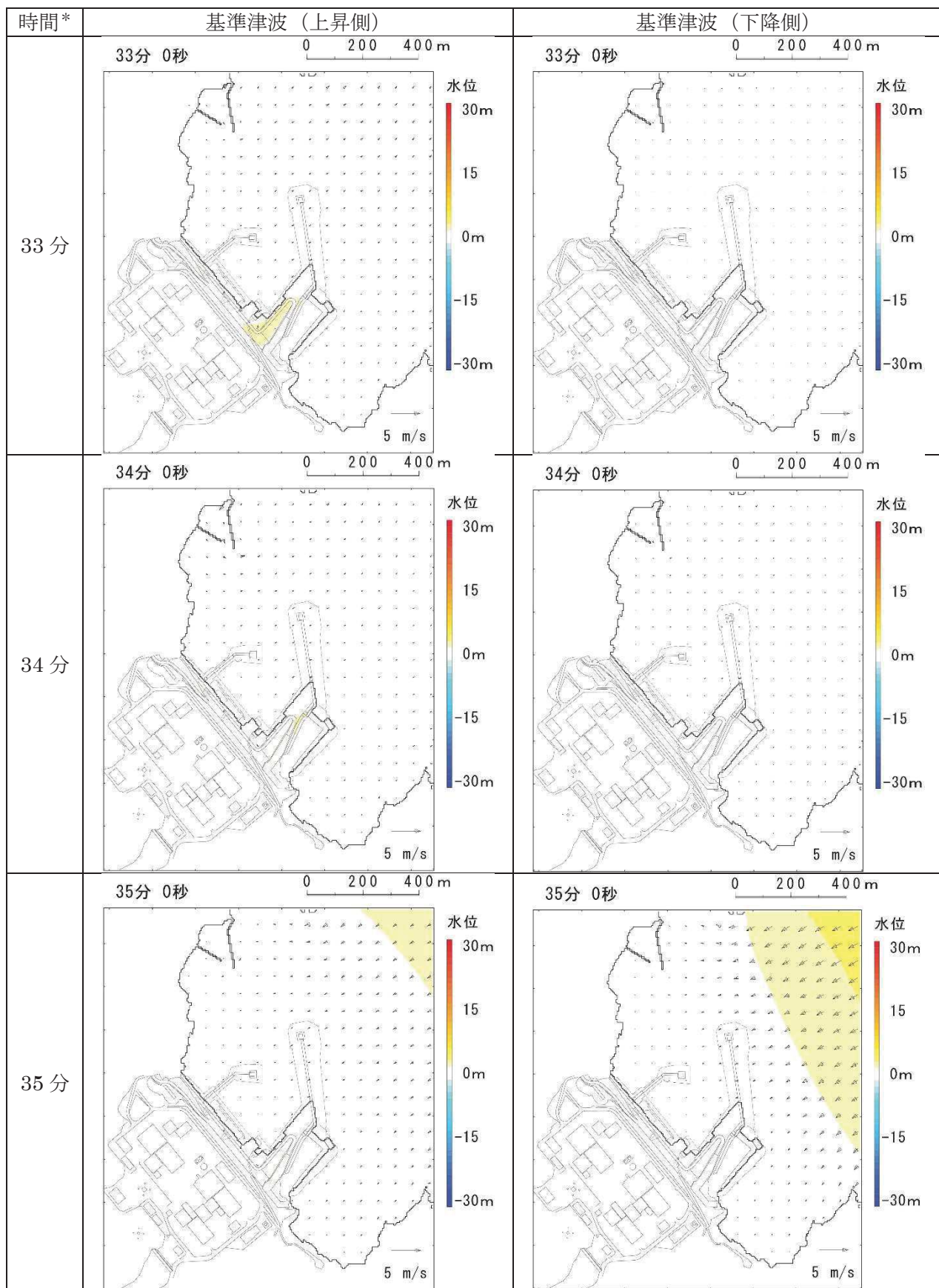
注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4. 2-5 (8) 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波 (水位下降側) : 防波堤あり)

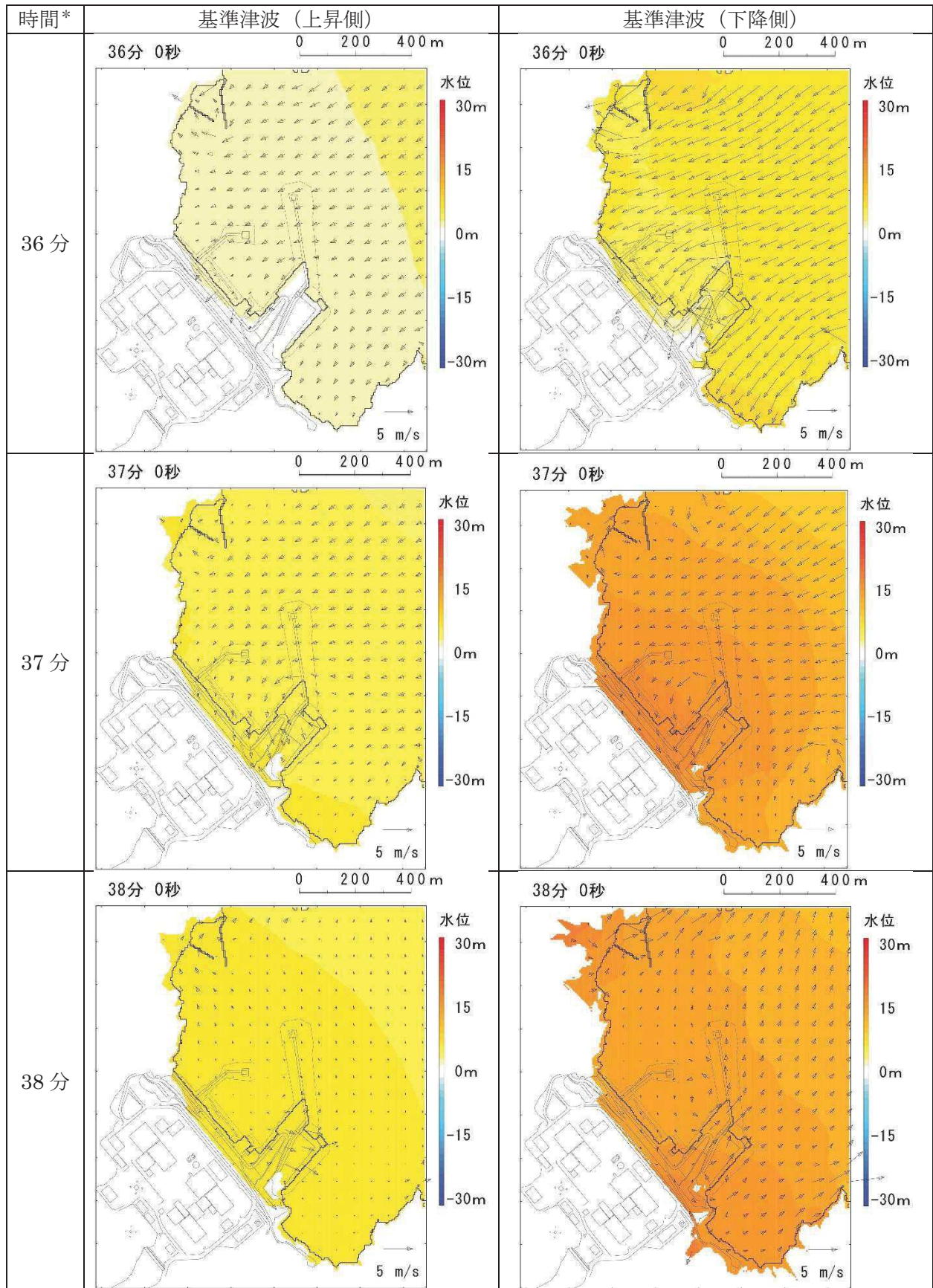


注記 *：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-6(1) 発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波：防波堤なし)

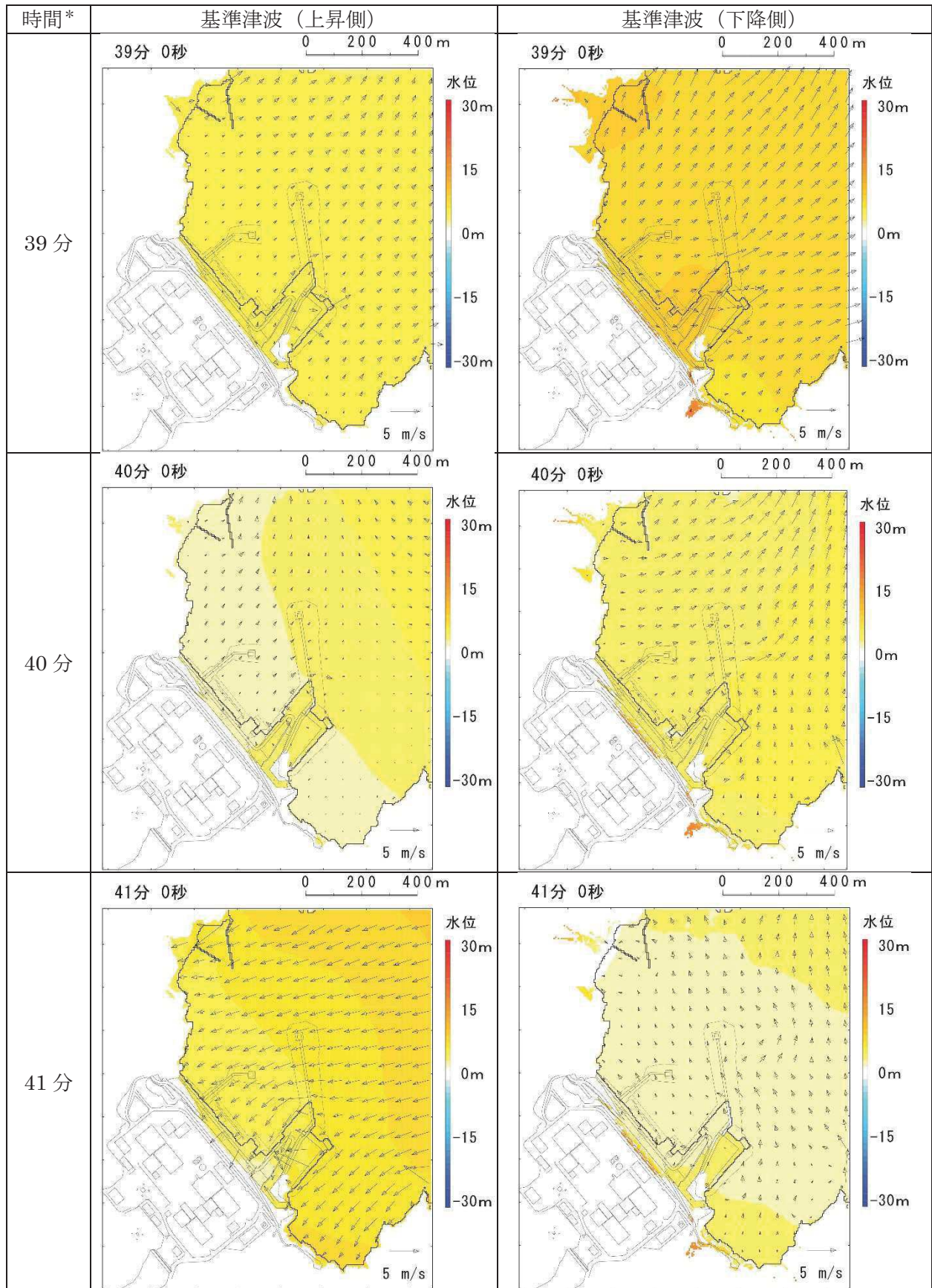


注記 *：津波の原因となる地震発生後の経過時間
 図 4.2-6(2) 発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
 (基準津波：防波堤なし)

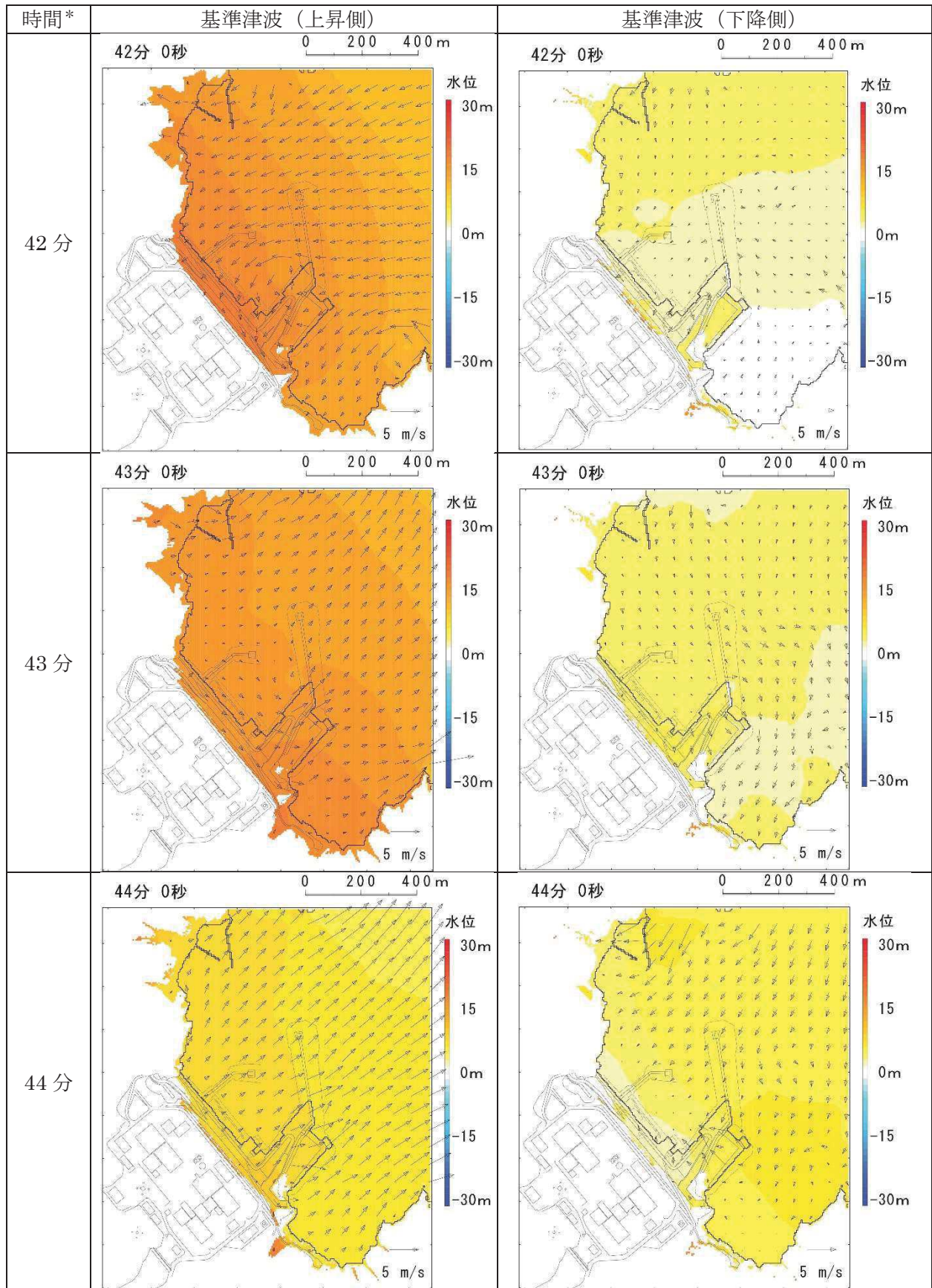


注記 *：津波の原因となる地震発生後の経過時間

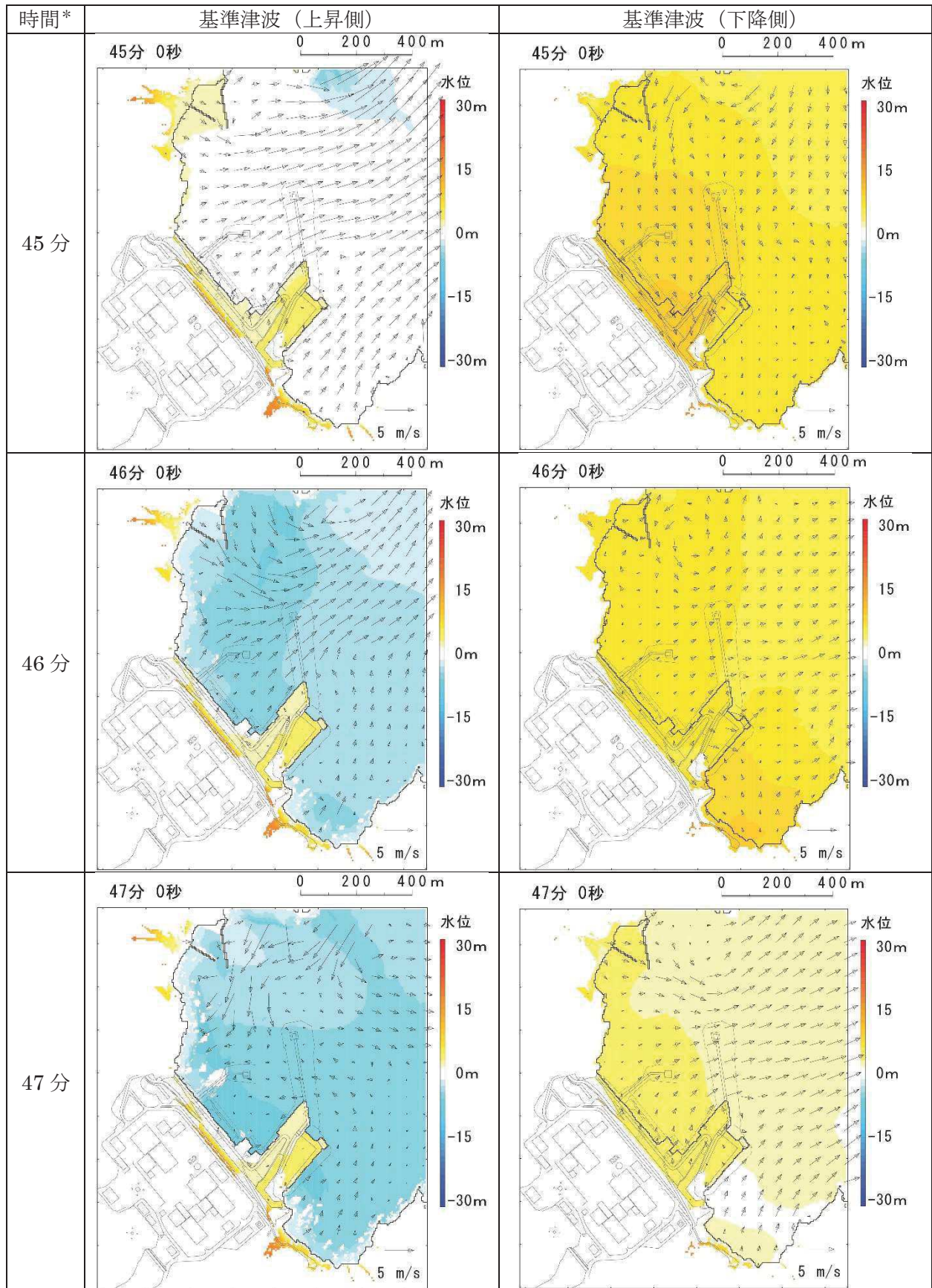
図 4.2-6(3) 発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波：防波堤なし)



注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間
 図 4.2-6(4) 発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
 (基準津波：防波堤なし)

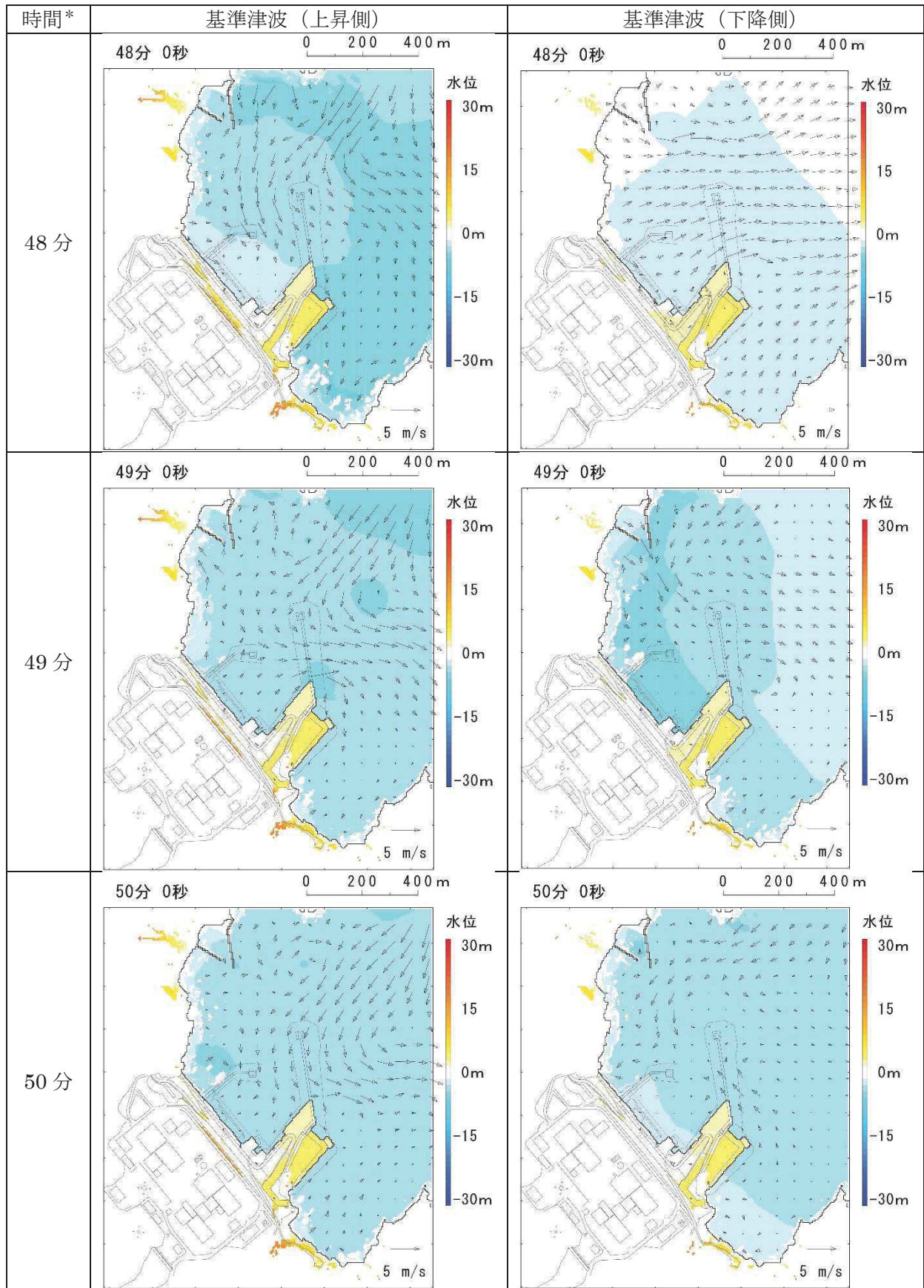


注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間
 図 4.2-6(5) 発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
 (基準津波：防波堤なし)



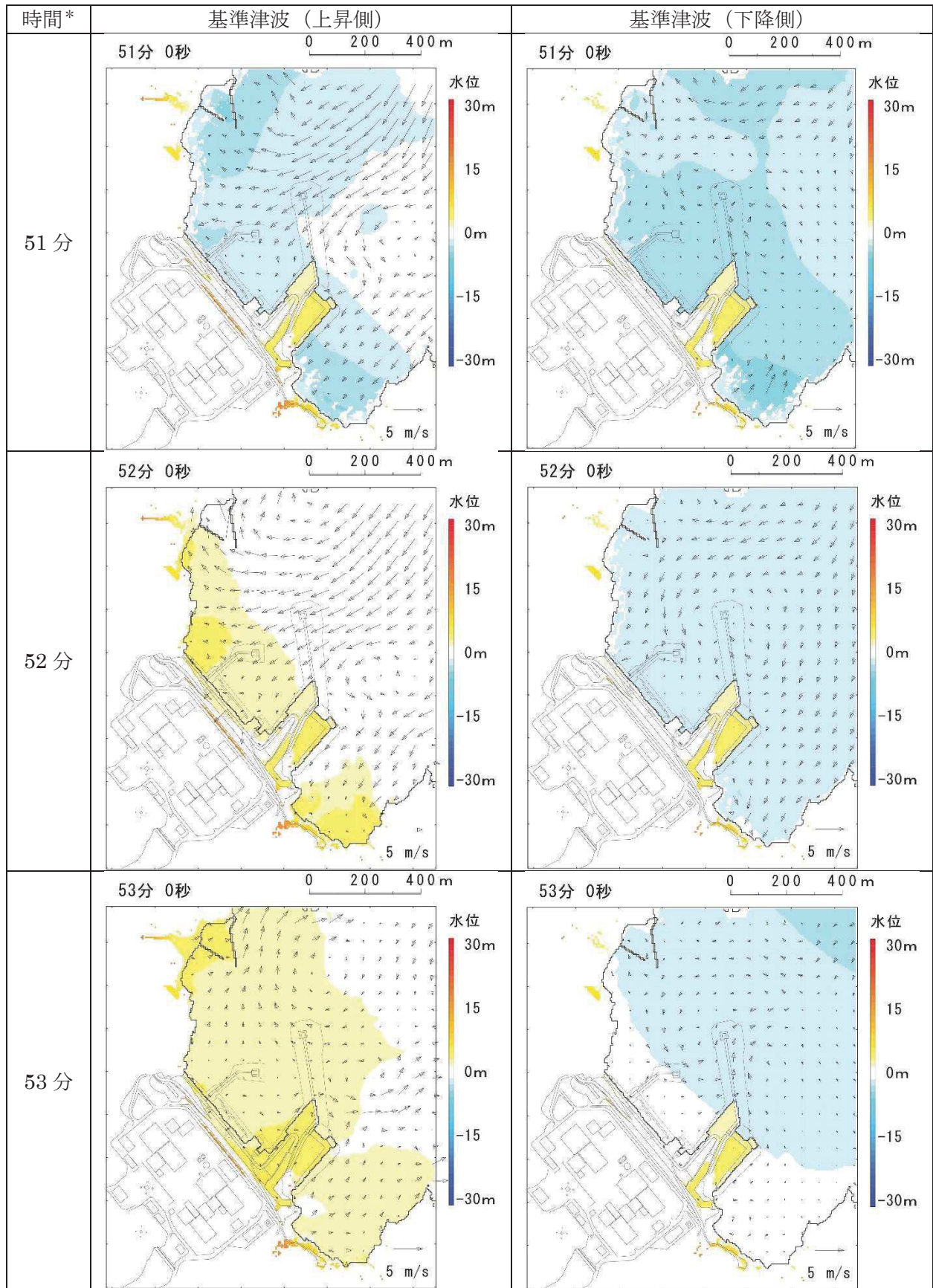
注記 * : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-6(6) 発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波：防波堤なし)



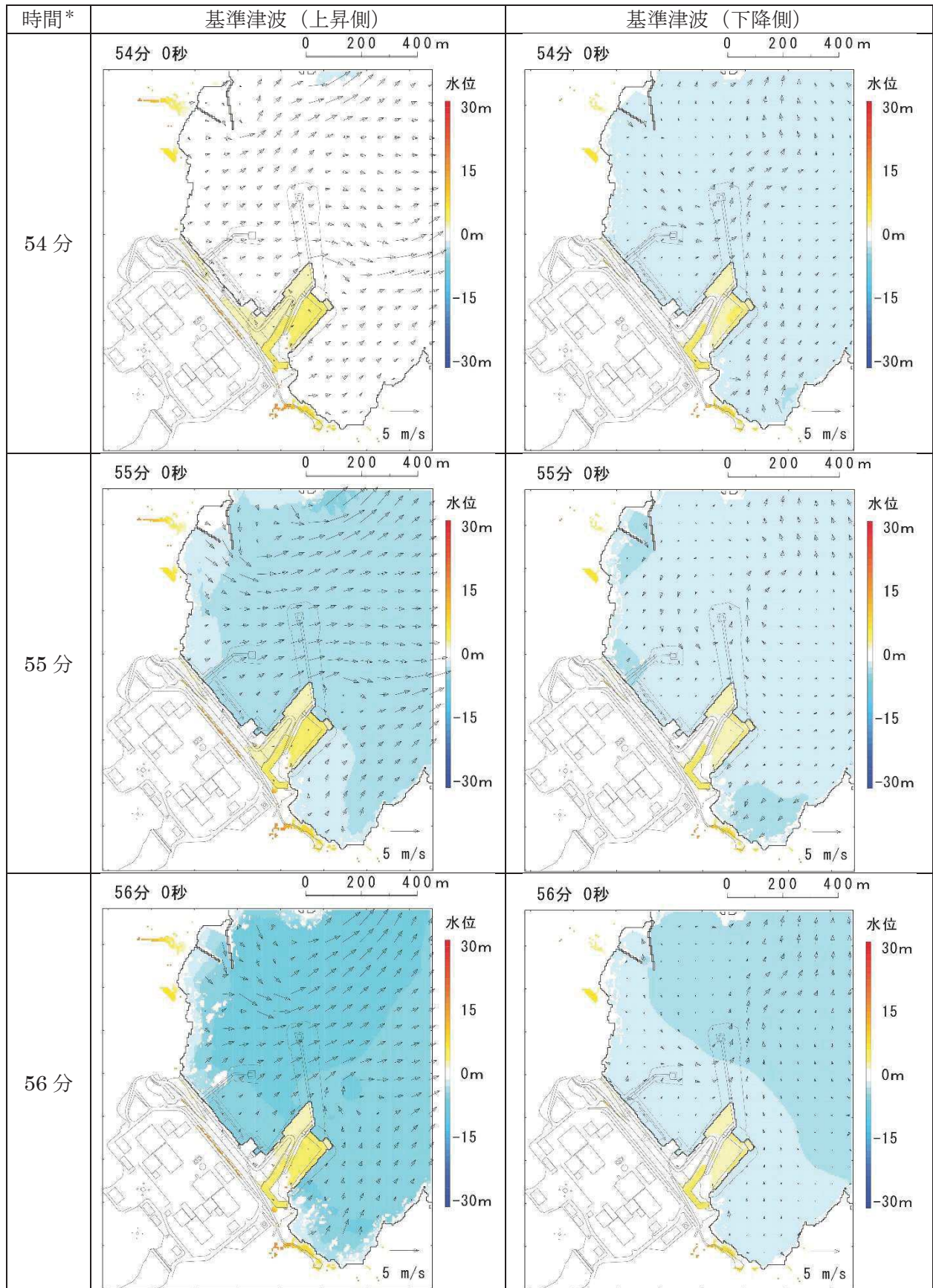
注記 *：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-6(7) 発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波：防波堤なし)



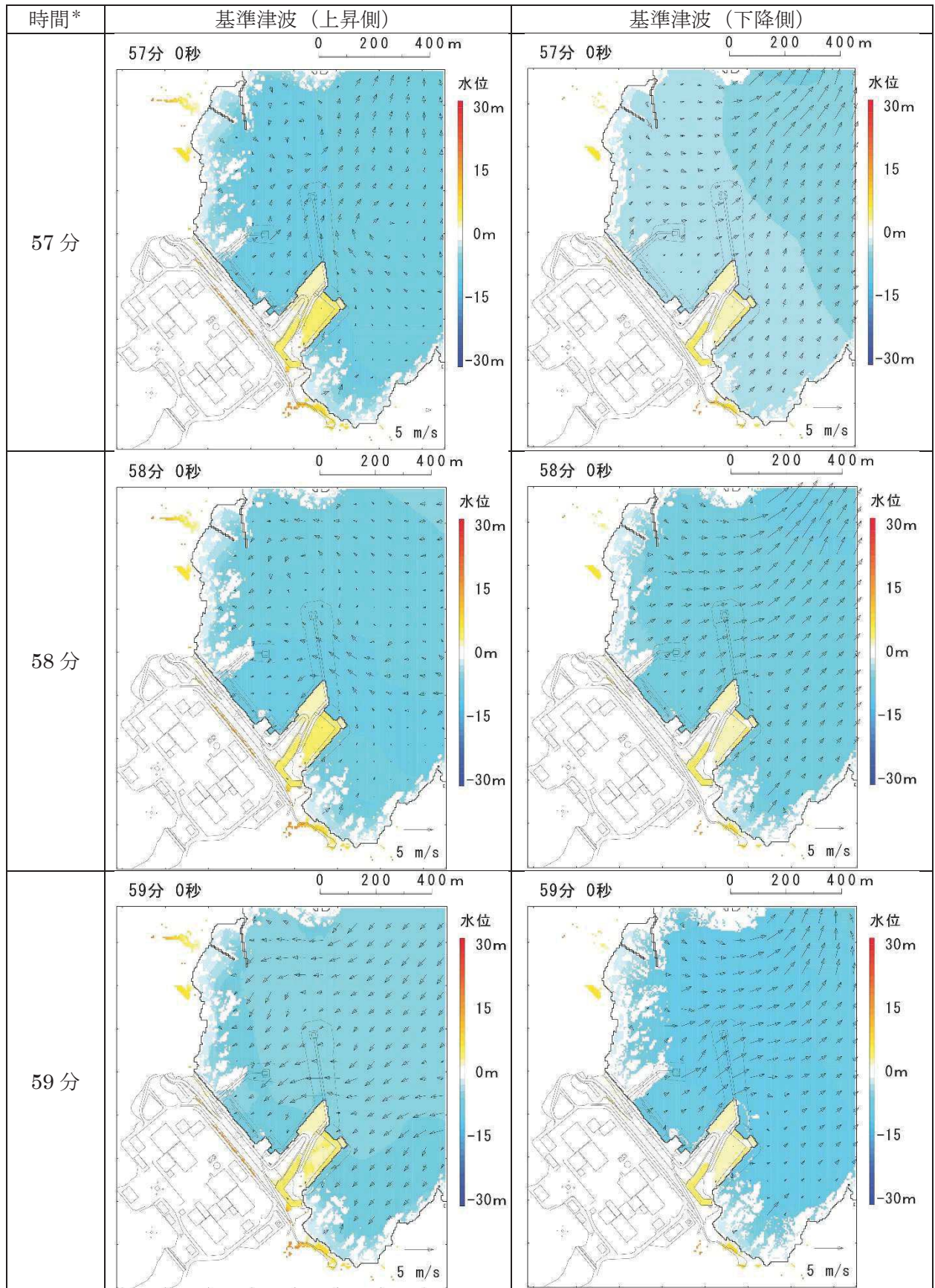
注記 *：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-6(8) 発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波：防波堤なし)



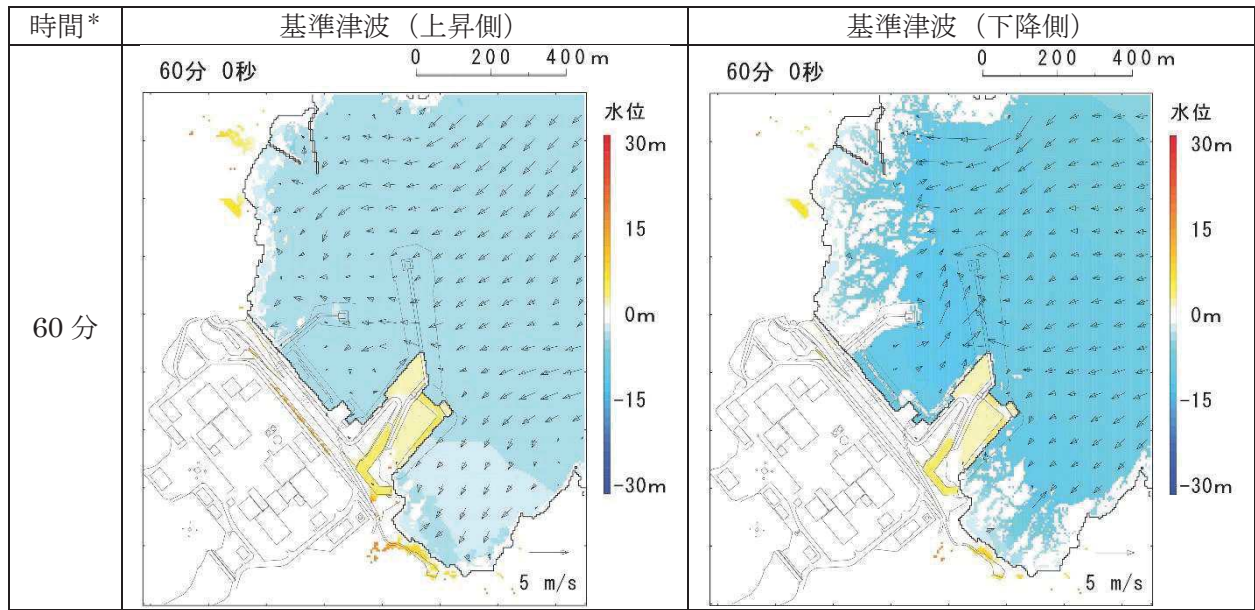
注記 *：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-6(9) 発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波：防波堤なし)



注記 *：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-6(10) 発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
(基準津波：防波堤なし)



注記 *：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-6(11) 発電所敷地前面海域の水位変動・流向ベクトル
 (基準津波：防波堤なし)

さらに、津波の平面二次元解析から求まる流向及び流速により水粒子が辿る経路を確認することで、より詳細に基準津波の流向及び流速の特徴が把握できるため、水粒子の軌跡解析を実施した。

水粒子の移動開始位置については、女川湾の海岸線付近に漁港や市街地が形成されており、多くの施設・設備が存在することから、8箇所設定した(図 4.2-7)。解析時間については、女川湾の中央付近の絶対流速より、地震発生から12時間後では流速が小さくなっており、さらに12時間後(地震発生から24時間後)では流速がほとんどない状況であることを確認したため、軌跡解析の計算時間は地震発生後24時間とした。

水位・流速・流向を確認した位置を図 4.2-7 に、その時刻歴波形を図 4.2-8 に示す。

基準津波(上昇側及び下降側)による軌跡解析の結果、女川湾の湾口部に位置する小屋取からの軌跡は、上昇側及び下降側ともに津波の第一波が北東から襲来し、引き波時にはその逆方向に流れる、という特徴を反映した移動傾向があり、その後は女川湾内を漂う特徴を確認した。一方、女川湾の奥側では、第一波の寄せ波で陸側に移動し、湾奥の手前(高白浜や桐ヶ崎等)は、その後の引き波で海域に移動し、その後女川湾内を漂う特徴を確認した。

上昇側基準津波による軌跡解析結果を図 4.2-9 に、下降側基準津波による軌跡解析結果を図 4.2-10 に示す。また、水粒子の移動開始位置を小屋取に設定した軌跡については、その他の位置と傾向が異なっていたため、図 4.2-11 に示すとおり上昇側基準津波を例に詳細な考察を行った。

なお、軌跡解析は、津波の平面二次元解析から求まる流向及び流速により水粒子が移動する経路(軌跡)を示したものであり、漂流物の挙動と水粒子の軌跡が完全に一致するものではないが、水粒子の軌跡は漂流物の挙動と比較して敏感であり、漂流物の影響を評価する上で重要な流向(漂流物の移動方向)について、詳細に把握できると考えられる。

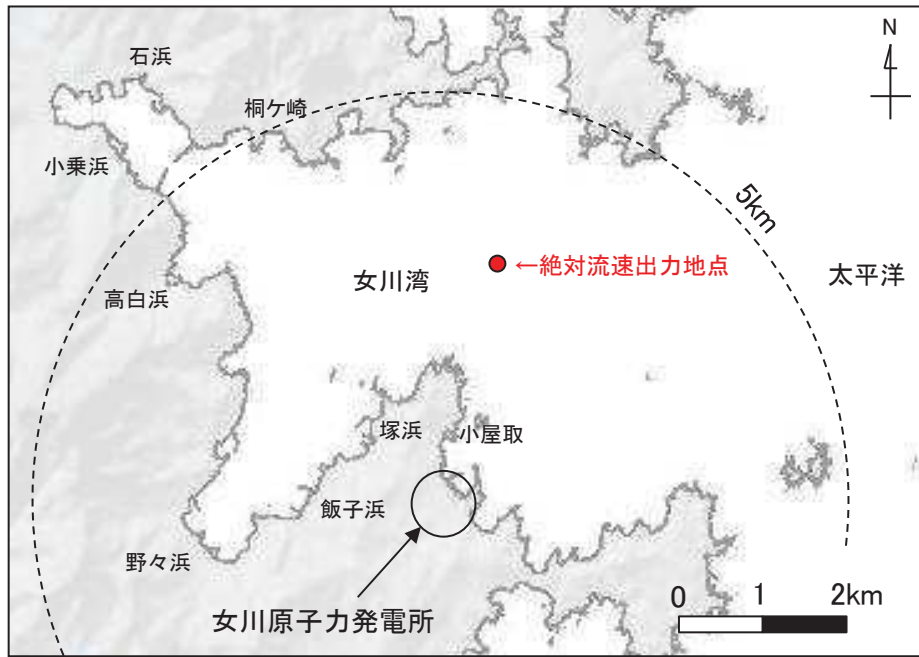


図 4.2-7 水粒子の移動開始位置及び水位・絶対流速・流向の時刻歴波形出力位置

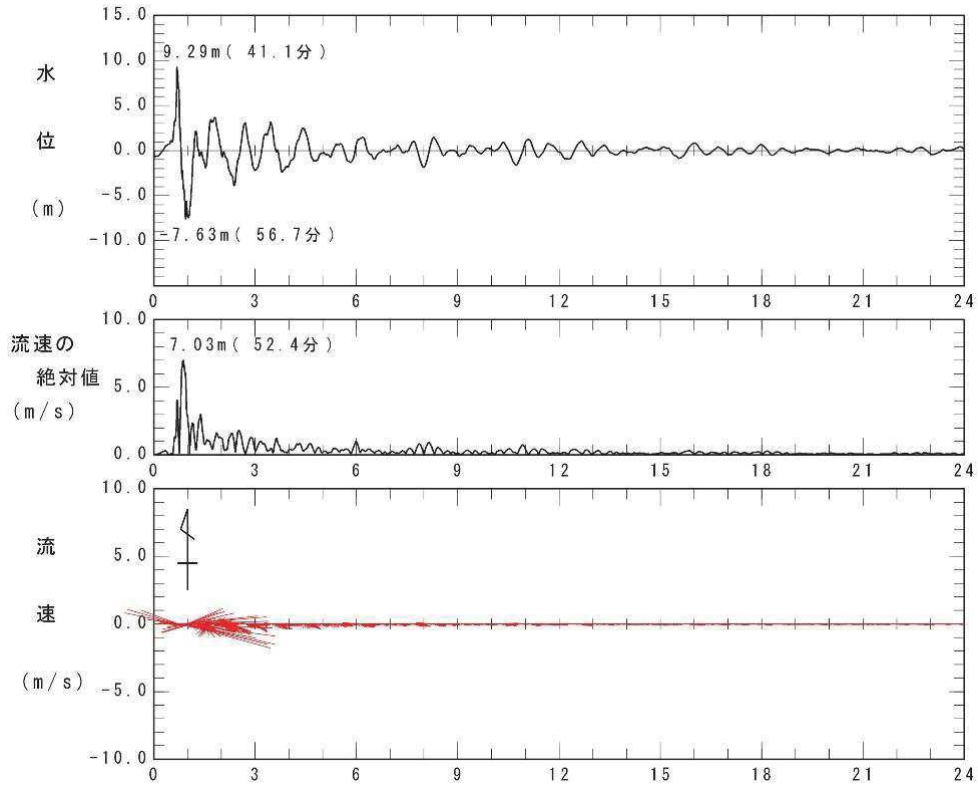


図 4.2-8(1) 水位・絶対流速・流向の波形（上昇側基準津波）

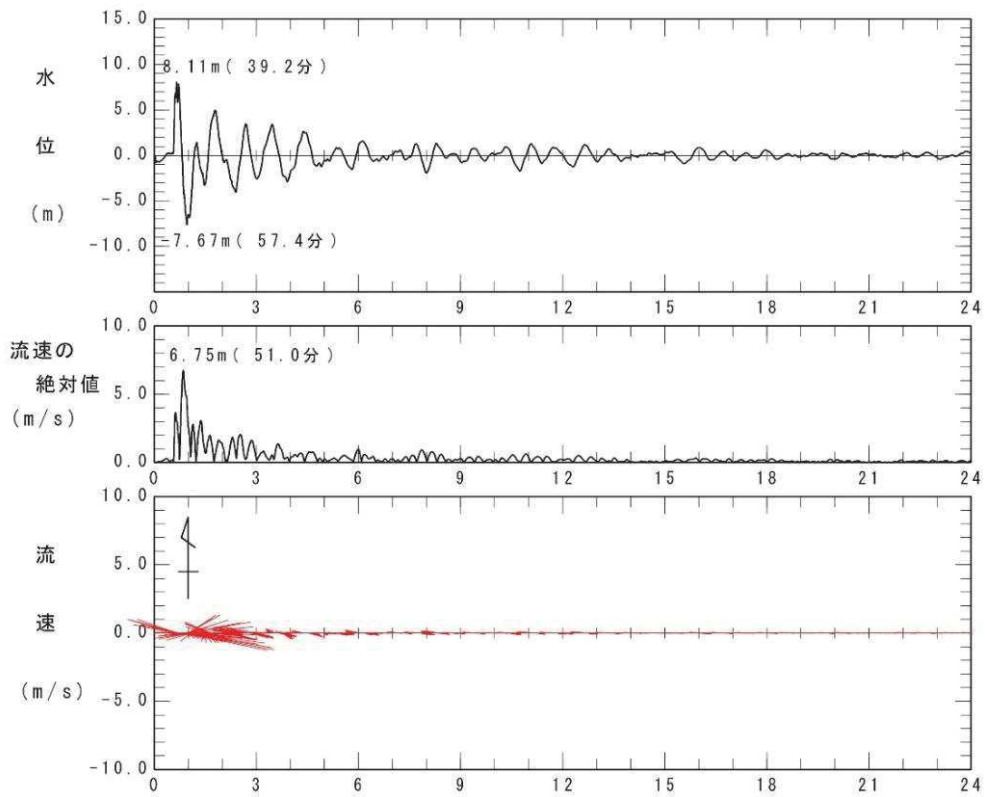


図 4.2-8(2) 水位・絶対流速・流向の波形（下降側基準津波）

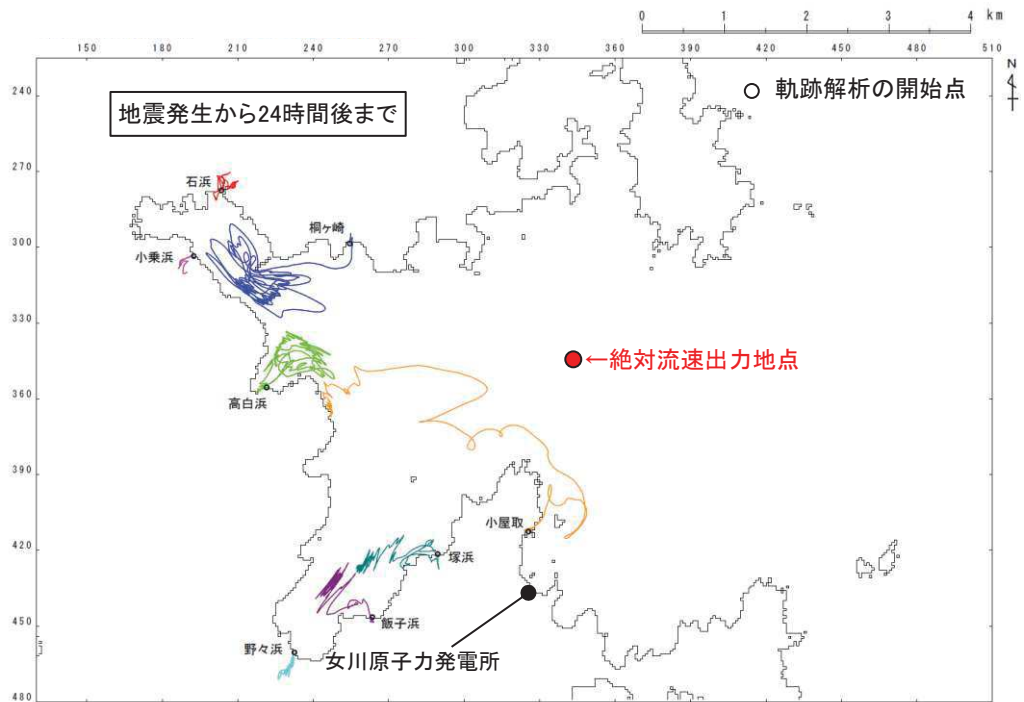
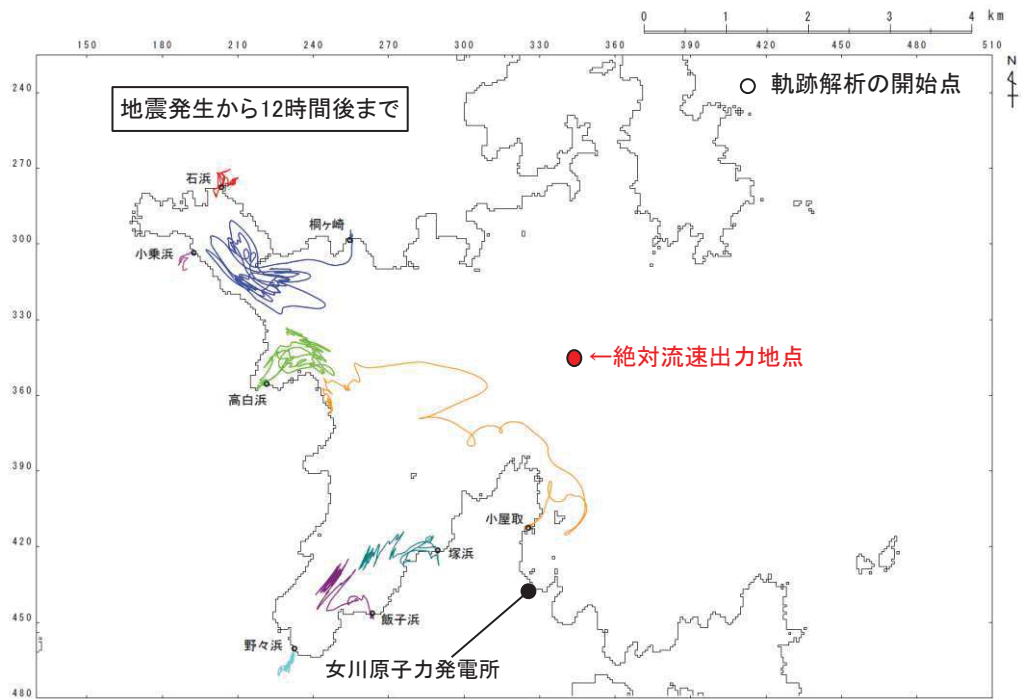


図 4.2-9 軌跡解析結果（上昇側基準津波）

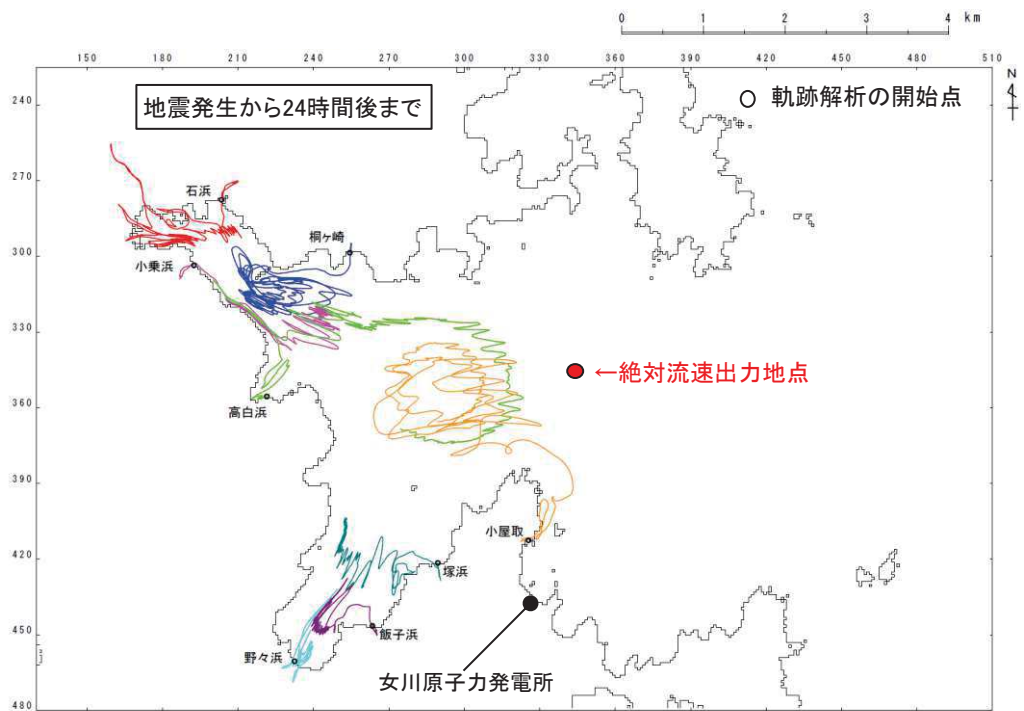
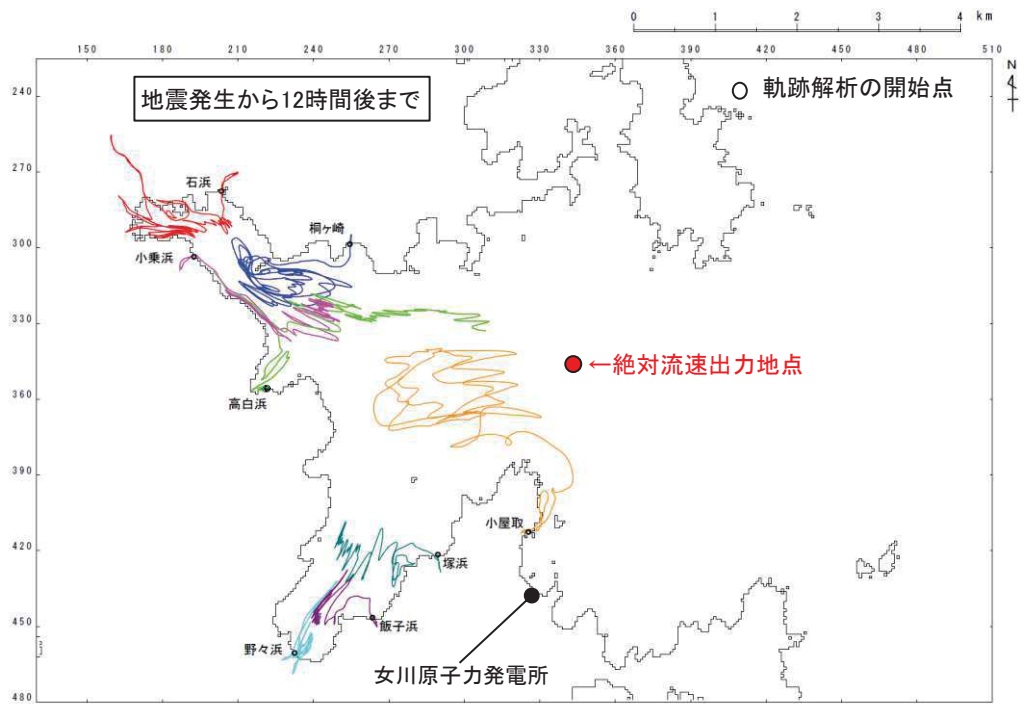


図 4.2-10 軌跡解析結果（下降側基準津波）

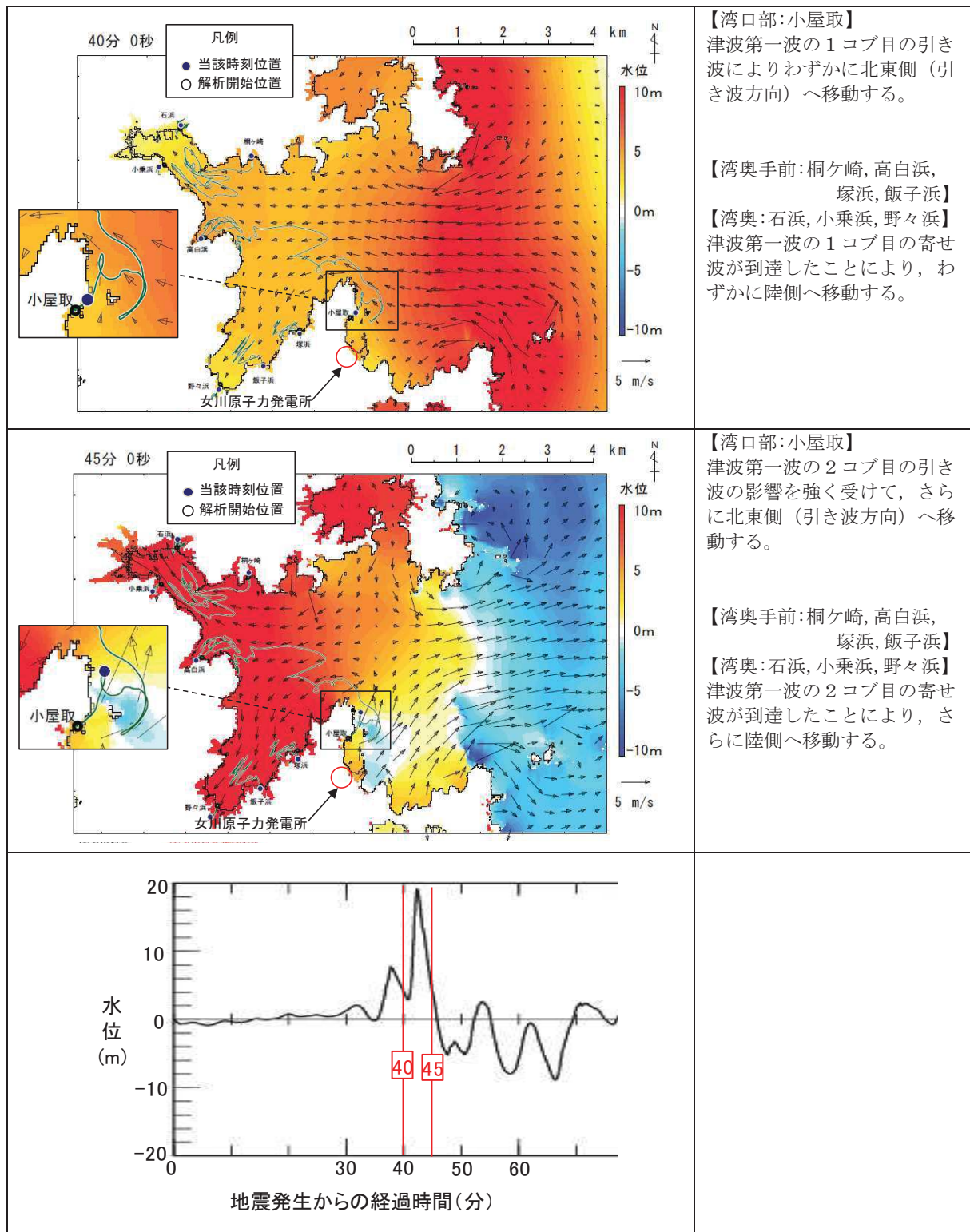


図 4.2-11(1) 軌跡解析結果の詳細 (上昇側基準津波)

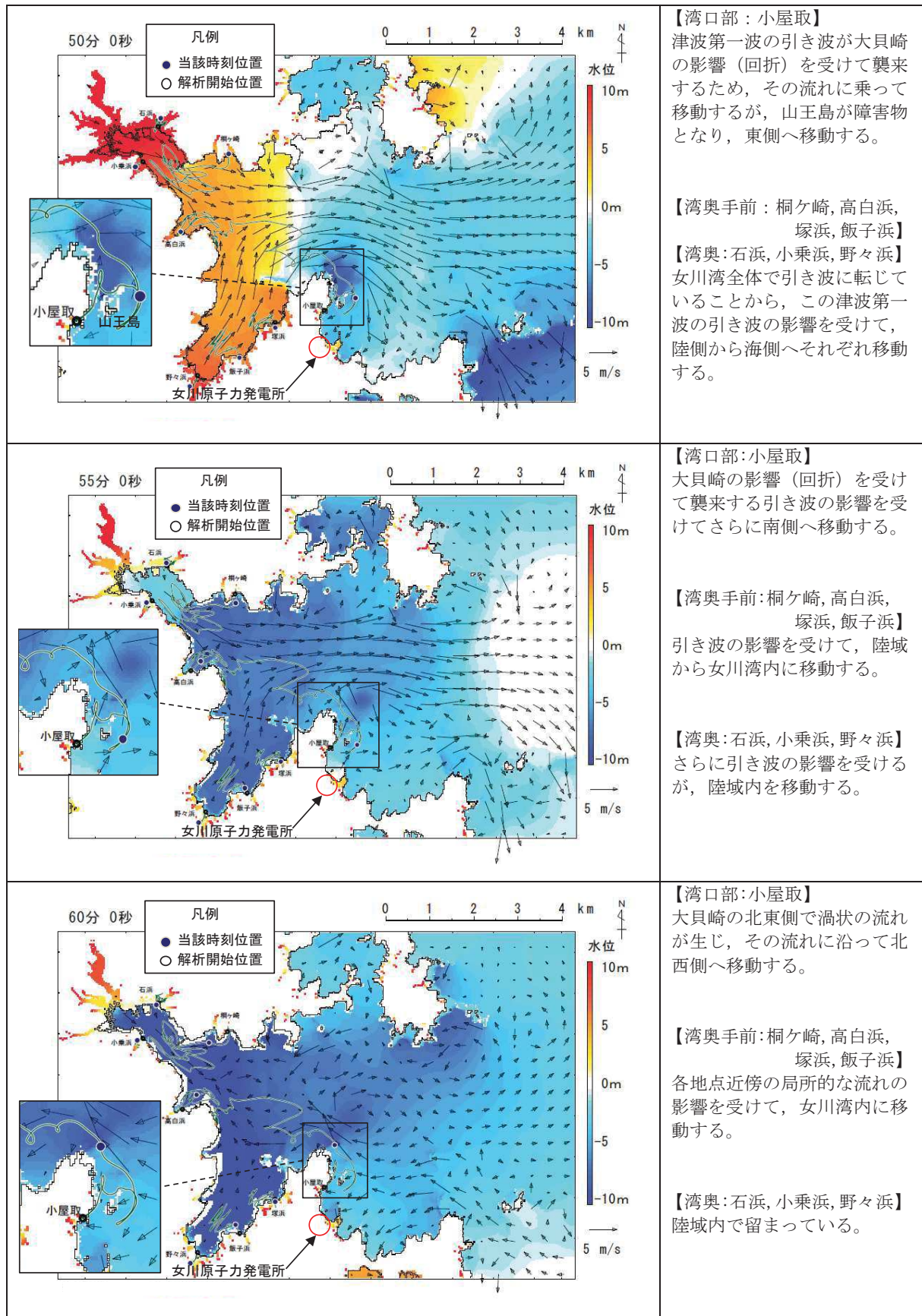


図 4.2-11(2) 軌跡解析結果の詳細（上昇側基準津波）

③検討対象施設・設備の抽出範囲の設定

「①発電所周辺地形の把握」からは、リアス海岸の特徴を有する女川湾の湾口部に位置し、発電所よりも西側の湾の奥側には複数の漁港や女川町等の市街地が形成されている、という特徴を確認した。

また、「②基準津波の流速及び流向の把握」からは、女川湾に襲来した津波は、引き波に転じた後、津波襲来方向と逆方向に流れており、東西方向の流れが支配的であること、津波襲来方向と逆方向の流れの一部は、周辺地形の影響を受けて女川原子力発電所へ向かう流れもあること及び女川湾内の海岸線にある施設・設備は女川湾内を漂流する可能性があることを確認した。

これらの特徴に加え、取水口の開口部の標高が海水面よりも下方にあるため、津波の水位によらず、遠方から時間をかけて発電所に漂流する可能性もあることから、検討対象施設・設備の抽出範囲を図 4.2-12 のとおり設定した。

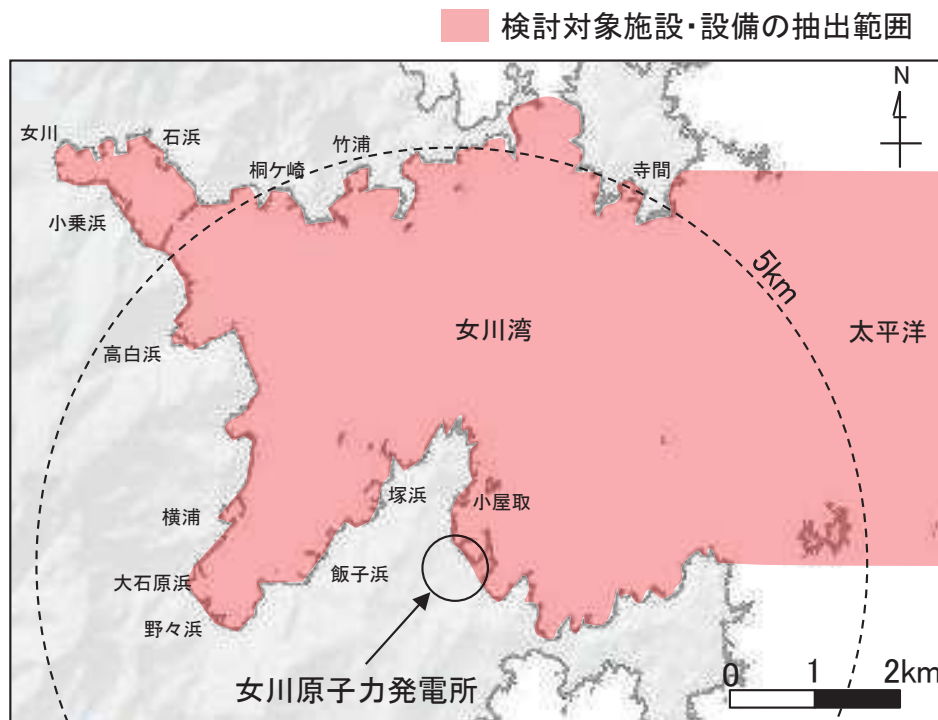


図 4.2-12 検討対象施設・設備の抽出範囲

4.2.2 検討対象施設・設備の抽出

検討対象施設・設備の抽出範囲における東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の特徴及びその実績を把握し、検討対象施設・設備の抽出を行う。また、発電所周辺と類似した地形での漂流物の特徴も把握し、必要に応じてその特徴を反映する。

漂流物の実績の机上調査として対象とした資料等は、「女川町 東日本大震災記録誌」，「国土交通省 国土技術政策総合研究所 国土技術政策総合研究所資料 第 673 号『津波避難ビル等の構造上の要件の解説』」，「国土交通省 国土技術政策総合研究所 国土技術政策総合研究所資料 第 636 号 独立行政法人 建築研究所 建築研究資料『平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）（東日本大震災）』」，「東京大学生産技術研究所 平成 23 年度建築基準整備促進事業『40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討』」，「海上保安庁『漂流船発見・確認状況』（H23.11.16）」，「気仙沼・本吉地域広域行政事務組合消防本部『東日本大震災 消防活動の記録』」，「気仙沼市 気仙沼市震災復興計画（H23.10.7 策定，H28.9.14 更新）」，「南三陸町 南三陸町震災復興計画（H23.12.26 策定，H24.3.26 改訂）」等である。

①発電所敷地内における東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の特徴及び実績の把握

東北地方太平洋沖地震直後の敷地内での調査より、発電所で確認された漂流物は表 4.2-1 に示すとおり小型船舶（船外機）、車両、水槽（工事用の仮設物）、タンク（重油タンク）、木片・混合ごみ・流木及び漁具があった。また、フェンスは漂流しておらず、構内道路はアスファルト舗装の損傷が確認されたが、大規模な不陸は生じていなかった。これら発電所で確認された漂流物を写真 4.2-1 に示す。

また、地震発生当時、これらの漂流物による原子炉補機冷却海水系及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水系の取水性への影響はなく、作業船等によりすべて撤去済である。

表 4.2-1 東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物（敷地内）

漂流物	種類	漂流元 【移動距離】	記事
小型船舶	船外機	不明	津波の数日後に漂着
車両	約 1～2 t	敷地内 (O. P. +6m の駐車場)	遡上域から駐車場を撤去
水槽	約 0.3 t	敷地内 (O. P. +10m) 【約 20m】	工事用の仮設備
タンク	重油タンク 重油残量約 600kl	敷地内 (O. P. +2.5m) 【約 20m】	重油タンクは撤去済み
木片・ 混合ごみ・ 流木	約 370m ³	一部敷地内 (O. P. +2.5m)	建屋壁材, 屋根材等
漁具	プラスチック等	不明	大型土嚢 120 袋分

これらのうち、タンクについては撤去済みであるため、今後、漂流物とはならない。鉄骨造の建物自体は漂流していないが、壁材等が漂流物となっていることから、鉄骨造の壁材等は漂流物となる可能性がある。

その他の漂流物については、今後も漂流物となる可能性がある。

RC 造及び鉄骨造の建物は、それ自体漂流していないが、開口部（扉、窓等）はいずれも破損して、建物の気密性は失われていた。また、車両については内空を保持したまま漂流していたことから、基準津波襲来時においても同様の被害を想定する。

なお、東北地方太平洋沖地震前までに整備していた O. P. +6m の駐車場は、防潮堤区画内に移している。



写真 4.2-1(1) 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物（建屋壁材の剥がれ状況）



写真 4. 2-1(2) 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(岸壁全体の漂流物状況 (平成 23 年 3 月 18 日撮影))



写真 4. 2-1(3) 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(東防波堤の漂流物状況 (平成 23 年 3 月 14 日撮影))



写真 4. 2-1(4) 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(岸壁の漂流物状況 (平成 23 年 3 月 22 日撮影))



写真 4. 2-1(5) 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(廃プラ・漁具類 大型土嚢 120 袋分)



写真 4. 2-1(6) 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(混合ゴミ 約 140m³)



写真 4. 2-1(7) 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(木片・流木 約 230m³)



写真 4. 2-1(8) 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(0. P. +2. 5m に設置されていた第 1 号機補助ボイラー用の重油貯蔵タンク)



写真 4. 2-1(9) 敷地内で確認された東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物
(0. P. +2. 5m に設置されていた第 1 号機補助ボイラー用の重油貯蔵タンク)

②女川町及び女川湾における東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の特徴及び実績の把握

「4.2.1 検討対象施設・設備の抽出範囲の設定」で設定した抽出範囲内にある女川町、女川湾を対象に漂流物の実績及び特徴について調査した。

RC造建築物については、開口部の窓ガラスやドアのほとんどは津波によって破壊されたが、その多くは津波の後も残存していた。一方、一部のRC造建築物で倒壊、転倒、移動等の被害が生じていた。このような被害は、各階の開口の上端から天井までの長さが長い建築物ほどその部分に空気が溜まるため、大きな浮力が働いたことが一因であり、転倒した建築物は比較的開口が少ないものが多かった。4階建てのRC造建築物が転倒した事例では、70mほど流されているが地面等に引きずった跡はみられていない。

鉄骨造建築物については、早期に開口部（扉や窓等）が破損したり、外装材（壁材等）が流され津波の大きな波圧を受けなかったために残存したと考えられるものが多く見られた。

漁業関係の船舶については、震災前に1,057隻があったが、その多くが津波によって流され、残ったのは363隻であった。また、女川港を船籍港とする20t以上の大型漁船は当時6隻であり、そのうち4隻は沖合いで操業しており被災を免れている。残りの2隻については、気仙沼港で係留していたものの、陸への打上げ及び焼失という被害にあっている。ただし、この2隻はいずれも漂流しておらず、港内で被災している。

定期航路を航行する船舶について、「きたかみ」は仙台港に停泊中であったものの、緊急出港して被災を免れている。また、「いしかり」は東京湾で内覧中であったため被災を免れている。一方、「きそ」は津波後に緊急輸送（「きたかみ」も同様）を行っていることから、被災はしていないと判断される。「しまなぎ」「ベガ」「アルティア」は、沖出し避難を行い、被災を免れている。避難海域は以前から指定していた出島の南沖合い（水深40m）のポイントで漂泊し、被災を免れている。

女川港では引き波時において港内側の水位が港外側の水位よりもはるかに高くなり、ケーソンが港外側へ転倒する被災が生じている。

③女川湾と類似した地形における東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の特徴及び実績の把握

「4.2.1 検討対象施設・設備の抽出範囲の設定」で設定した抽出範囲（女川湾）は太平洋側のリアス海岸に位置し、湾の奥に町が形成されている特徴を有する。そのため、同じリアス海岸に位置し、湾の奥に町が形成されているような箇所として気仙沼市と南三陸町を対象に漂流物実績を調査し、漂流したものとしなかったものの整理を行った。

女川原子力発電所、女川湾、気仙沼市及び南三陸町の位置関係を図4.2-2に示す。

気仙沼市の特徴

- 円筒縦置き型の屋外タンク 22 基（最大容量約 3,000k1）が押し波により湾奥へ漂流して陸上へ乗り上げたが、円筒横置き型の 1 基は漂流しなかった。
- 東北地方太平洋沖地震に伴う津波が襲来した際には、多くの漁船等が係留・停泊しており、被災している。特に、大型船舶は、押し波によって陸上へ乗り上げられた（最大で 379t（総トン数）の大型漁船）。一方、小型船舶については、沖合へ漂流した。
- また、多くの家屋が津波によって、がれき化して漂流物となった。

南三陸町の特徴

- 係留又は停泊している多くの小型漁船が流失し、乗用車の多くが漂流した。
- 低地の家屋はほぼ流失（全壊 3,142 棟、半壊 169 棟）し、津波に流されて、大量のがれきが漂流した。
- RC や鉄骨造の建物に関しては、建物自体は漂流していないが、壁材等が剥がれてがれきとなり漂流した。

これら女川湾と類似した地形を有する地点からの漂流物は、女川湾でも同様の施設・設備がある場合には漂流物になる可能性があることから、確認された漂流物の種類について、表 4.2-2 のとおり抽出する方針とする。なお、設定した抽出範囲内（女川湾）からも、同種の施設・設備が抽出されたため、新たに反映すべき種類はなかった。

表 4.2-2 検討対象施設・設備の抽出にあたっての反映方針

検討地点	気仙沼市と南三陸町の漂流物の特徴	設定した抽出範囲内（女川湾）において検討対象施設・設備を抽出する際の反映方針（反映すべき施設・設備の種類）
共通 （気仙沼市・南三陸町）	<ul style="list-style-type: none"> 小型船舶については、沖合へ漂流した。 	<ul style="list-style-type: none"> 小型船舶について抽出する。
	<ul style="list-style-type: none"> 係留又は停泊している多くの小型漁船が流失した。 	
	<ul style="list-style-type: none"> 多くの家屋が津波によって、がれき化して漂流物となった。 	<ul style="list-style-type: none"> 家屋について抽出することとし、がれき化して漂流物となることを検討する。
	<ul style="list-style-type: none"> 低地の家屋はほぼ流失（全壊 3,142 棟、半壊 169 棟）し、津波に流されて大量のがれきが漂流した。 	
気仙沼市	<ul style="list-style-type: none"> 円筒縦置き型の屋外タンク 22 基（最大容量約 3,000k1）が押し波により湾奥へ漂流して陸上へ乗り上げた。 	<ul style="list-style-type: none"> 屋外タンクについて抽出することとし、女川湾周辺で抽出されたもののうち最大容量のタンクを考慮する。
	<ul style="list-style-type: none"> 東北地方太平洋沖地震に伴う津波が襲来した際には、多くの漁船等が係留・停泊しており、被災している。特に、大型船舶は、押し波によって陸上へ乗り上げられた（最大で 379t（総トン数）の大型漁船）。 	<ul style="list-style-type: none"> 係留している大型船舶について抽出することとし、陸上への乗り上げによる影響を検討する。また、船舶の規模については、最大のものを考慮する。
南三陸町	<ul style="list-style-type: none"> 乗用車の多くが漂流した。 	<ul style="list-style-type: none"> 車両について抽出する。
	<ul style="list-style-type: none"> RC や鉄骨造の建物に関しては、建物自体は漂流していないが、壁材等が剥がれてがれきとなり漂流した。 	<ul style="list-style-type: none"> RC や鉄骨造の建物はそれ自体は漂流せず、壁材等が剥がれ、がれきとして漂流物となることを検討する。

④検討対象施設・設備の抽出

上述した検討対象施設・設備の抽出範囲における東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の特徴及び実績を反映するとともに、発電所周辺と類似した地形での漂流物の特徴も参考に、検討対象施設・設備の抽出を行った。

抽出にあたっては、検討対象施設・設備の配置特性を踏まえ、抽出範囲を敷地内と敷地外に分類した上で、敷地外については、漁港・集落・海岸線の人工構造物、海上設置物、船舶に分類して調査を行った（表 4.2-3）。また、調査範囲と調査分類の対応を図 4.2-13 に示す。

なお、今回抽出範囲として設定した領域は、東北地方太平洋沖地震に伴う津波により、家屋・海上設置物の流出等の被害が発生しているが、現在復旧途上であることから、地震発生前の状況も考慮し漂流物を調査した。

調査要領の詳細について、参考 1 に示す。

表 4.2-3 漂流物の調査方法

調査分類		調査方法	対象例
敷地内 (陸域)	発電所敷地内における人工構造物	A 机上調査 現地調査	発電所港湾施設 建屋
敷地外 (陸・海域)	漁港・集落・海岸線の人工構造物	B 机上調査 現地調査	港湾施設 商・工業施設, 家屋
	海上設置物	C 机上調査 聞き取り調査	係留漁船 養殖漁業施設
	船舶	D 机上調査 聞き取り調査	燃料等輸送船 定期航路船舶

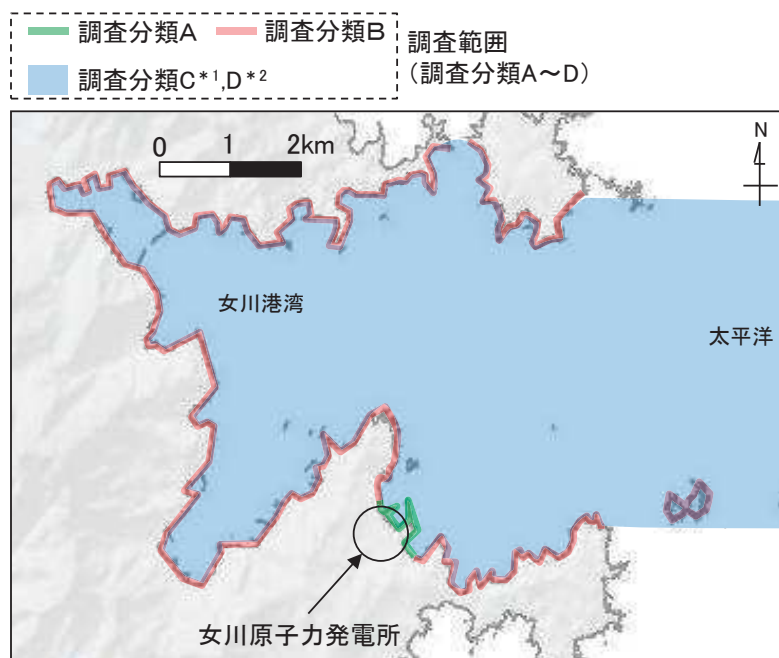


図 4.2-13 調査範囲と調査分類との対応

注記 *1: 沖合側(東側)の範囲については海上設置物の設置状況を考慮して設定
*2: 沖合側(東側)の範囲については定期航路船舶の航路を考慮して設定

「4.2.1 検討対象施設・設備の抽出範囲の設定」及び「4.2.2 検討対象施設・設備の抽出」を踏まえ、図 4.2-14 に示す漂流物の選定・影響確認フローを策定した。

この漂流物の選定・影響確認フローに従って取水性への影響を評価した。

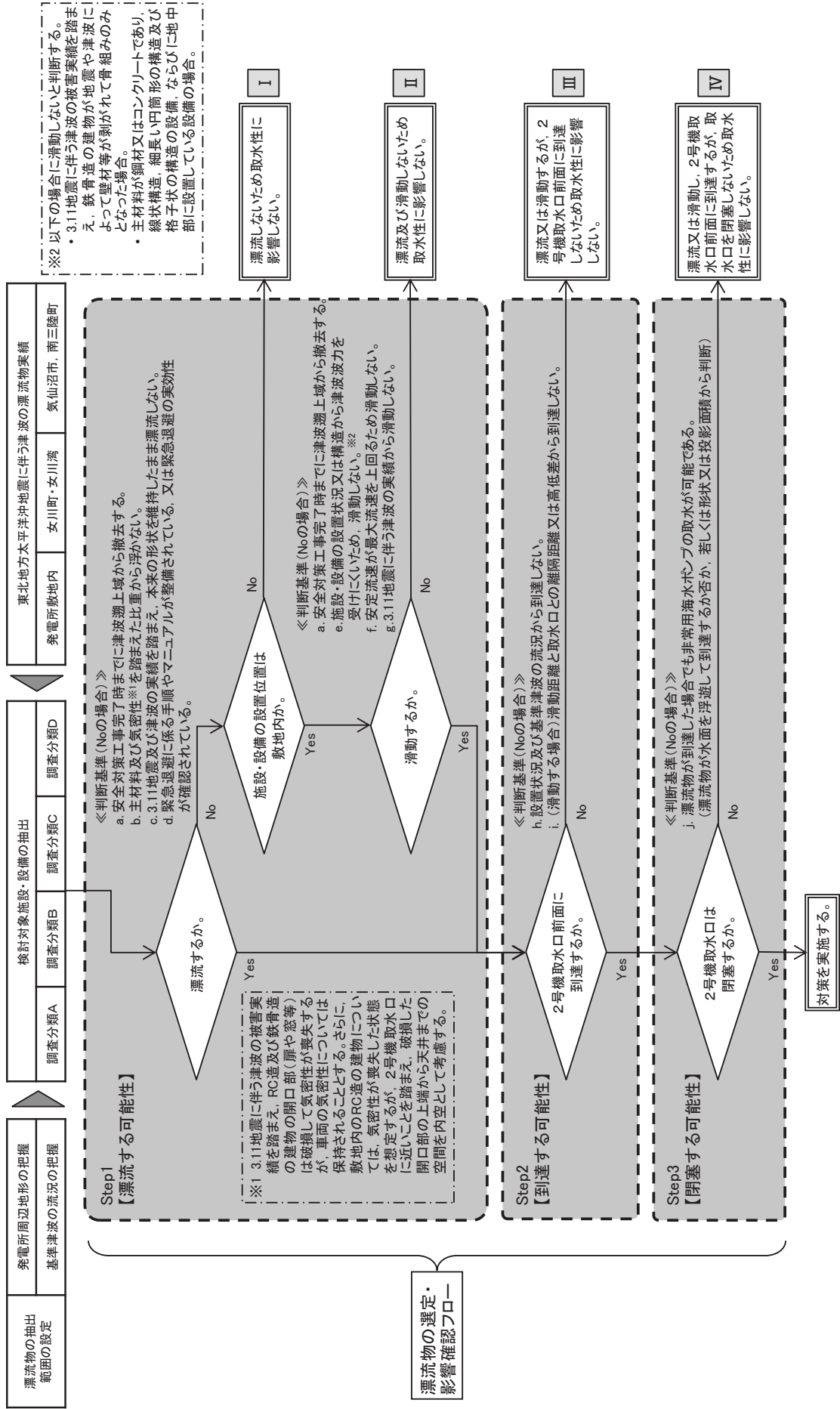


図 4. 2-14 漂流物の選定・影響確認フロー

4.2.3 取水性への影響評価

①発電所敷地内における人工構造物の調査結果（調査分類A）

設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設，浸水防止設備，津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画は O.P.+13.8m の敷地に設置されており，敷地前面に防潮堤を設置することから，防潮堤区画内に基準津波による遡上波が直接到達，流入することはない。

一方，防潮堤の海側となる防潮堤区画外は津波の遡上域となる（図 4.2-15）。これら遡上域で確認された施設・設備を図 4.2-16 に，主な諸元を表 4.2-4 に示す。

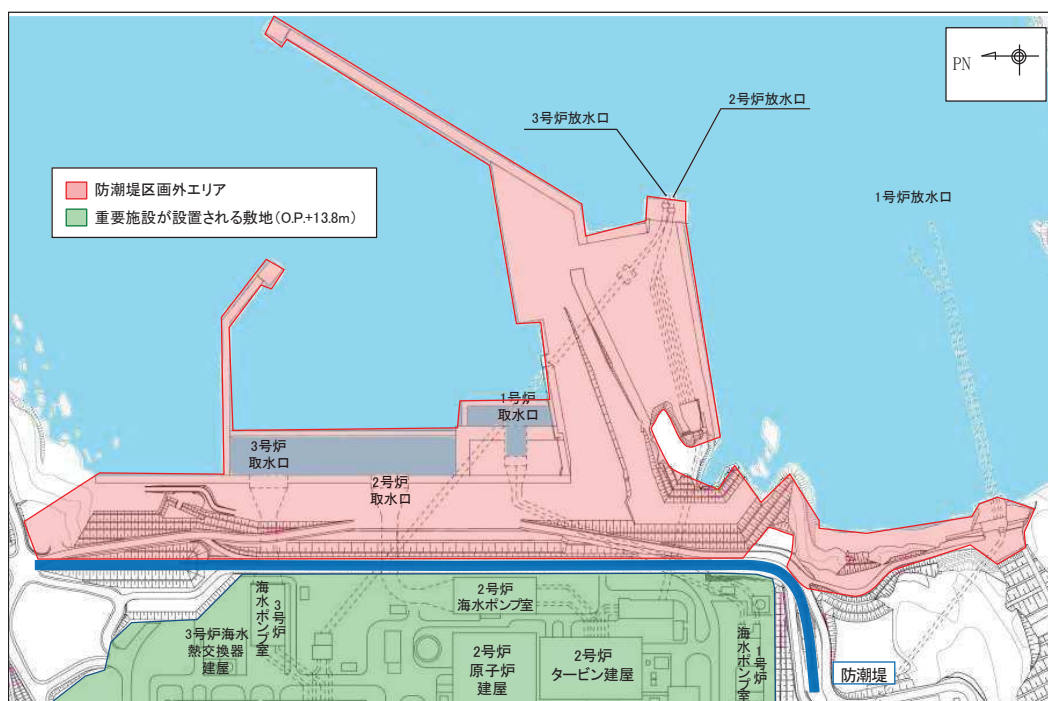


図 4.2-15 調査分類Aの範囲（防潮堤区画外）

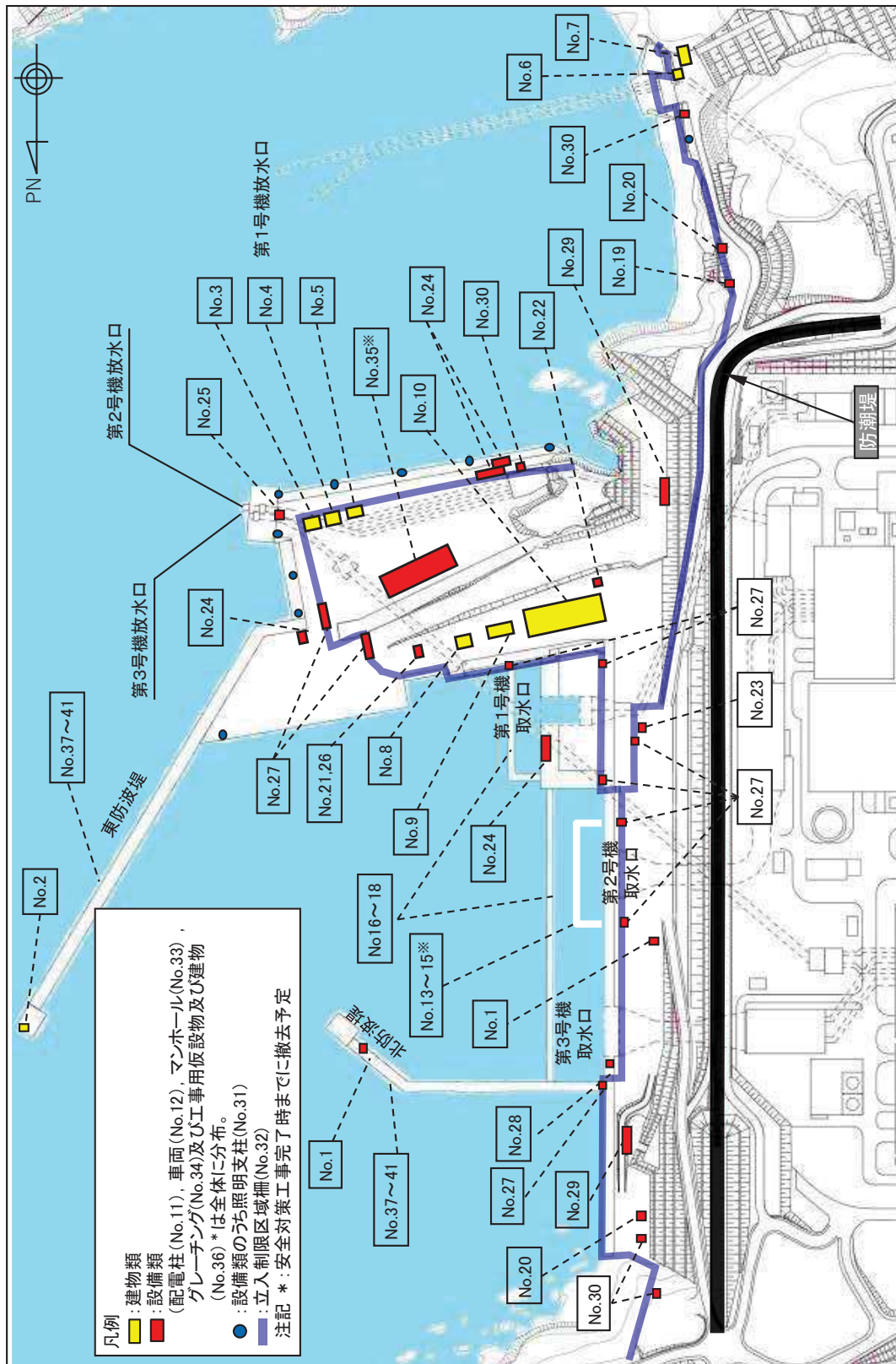


図 4.2-16(1) 発電所構内における人工構造物 (調査分類A) の配置概要図












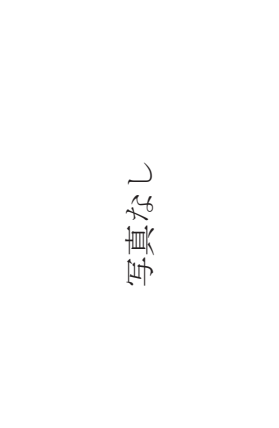
	No. 1 北防波堤導標		No. 2 東防波堤燈台		No. 3 第3号機放水路サンプリング建屋		No. 4 第2号機放水口モニタ建屋
	No. 5 第2号機放流管真空ポンプ室		No. 6 第1号機放水路サンプリング室 (排水路試料採取室)		No. 7 第1号機放水口モニタ建屋		No. 8 港湾作業管理詰所
	No. 9 オイルフェンス格納倉庫		No. 10 屋外電動機等点検建屋		No. 11 配電柱		No. 12 車両

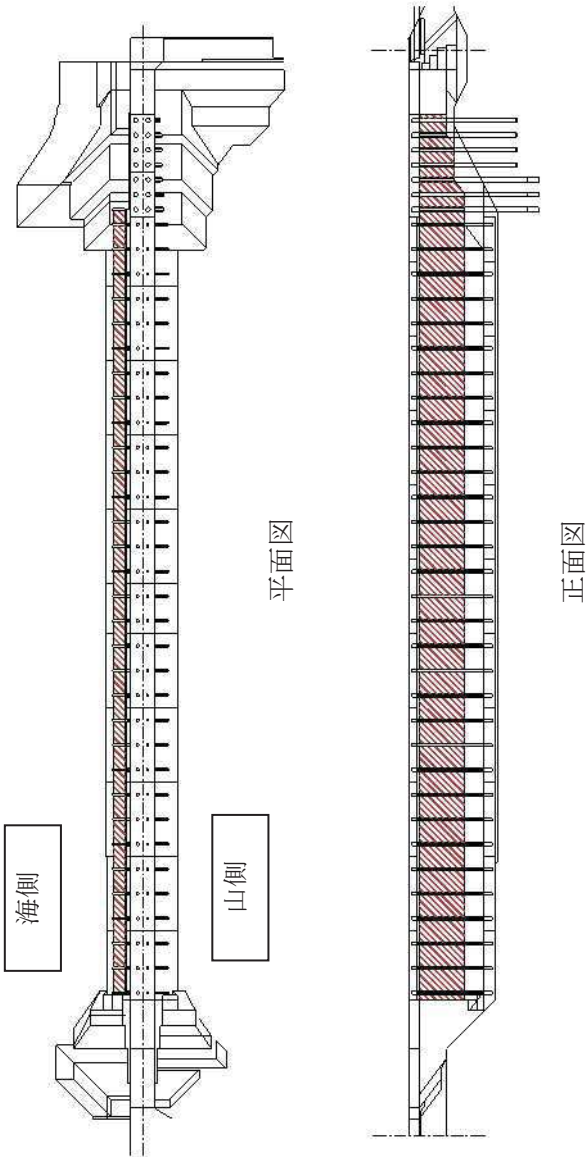
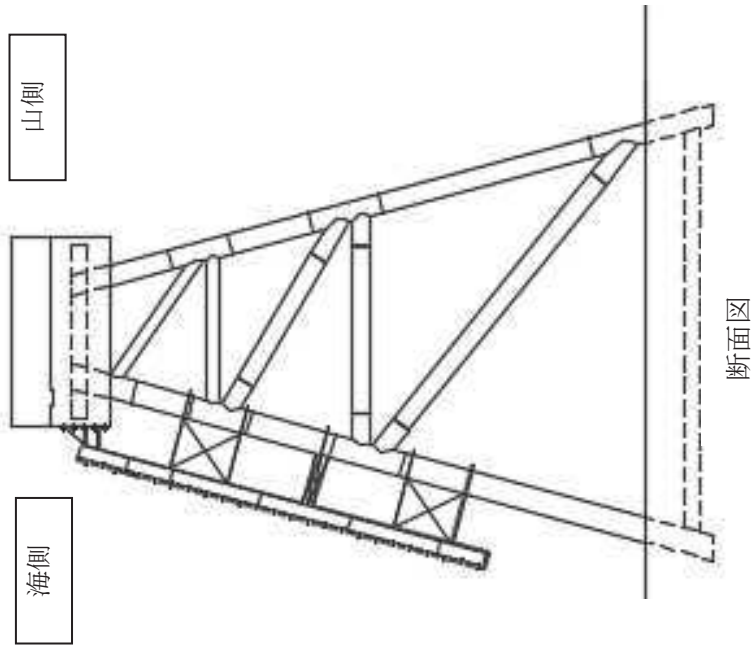
図 4.2-16(2) 発電所構内における人工構造物 (調査分類A)

			
<p>No. 13 第2号機カーテンウォール (PC板) No. 14 第2号機カーテンウォール (H型鋼) No. 15 第2号機カーテンウォール (上部コンクリート)</p>	<p>No. 16 第1号機及び第2, 3号機カーテンウォール (PC板) No. 17 第1号機及び第2, 3号機カーテンウォール (鋼製トラス) No. 18 第1号機及び第2, 3号機カーテンウォール (上部コンクリート)</p>	<p>第2, 3号機</p>	<p>No. 19 屋外キュービクル</p>
			
<p>No. 20 屋外中継盤</p>	<p>No. 21 海上レールダー中継盤</p>	<p>No. 22 海側設備分電盤</p>	<p>No. 23 電気中継盤</p>
			
<p>No. 24 角落し</p>	<p>No. 25 第3号機放水口モニタリング架台</p>	<p>No. 26 海上レールダー支柱</p>	<p>No. 27 鋼製ゲート</p>

図 4.2-16(3) 発電所構内における人工構造物 (調査分類A)

			
			
			
<p>No. 36 工事用仮設物及び建物</p>	<p>No. 37~41 防波堤 (北防波堤)</p>	<p>No. 37~41 防波堤 (東防波堤)</p>	<p>No. 37~41 防波堤 (東防波堤)</p>

図 4.2-16(4) 発電所構内における人工構造物 (調査分類A)



第2, 3号機カーテンウォール

図 4.2-16(5) 発電所構内における人工構造物 (調査分類A)

表 4.2-4(1) 発電所構内における人工構造物（調査分類A）の主な諸元

No.	名称	設置レベル	形状*	主材料	重量	数量
1	北防波堤導標 敷地側導標	O.P.+4.5m O.P.+2.5m	約5m×φ約0.5m 約11m×φ約0.6m	鋼材	約0.5t 約0.2t	2
2	東防波堤灯台	O.P.+4.0m	11.69m×φ2m	RC	約30t	1
3	第3号機放水路サンプリング建屋	O.P.+4.0m	4.8m×71.51㎡, 平屋建RC造	RC (RC造)	約185t	1
4	第2号機放水口モニタ建屋	O.P.+4.0m	4.813m×65.52㎡, 平屋建RC造	RC (RC造)	約224t	1
5	第2号機放流管真空ポンプ室	O.P.+4.0m	4.2m×38.95㎡, 平屋建RC造	RC (RC造)	約136t	1
6	第1号機放水路サンプリング室 (排水路試料採取室)	O.P.+7.0m	3.08m×12㎡, 平屋建RC造	RC (RC造)	—	1
7	第1号機放水口モニタ建屋	O.P.+7.0m	4.02m×54㎡, 平屋建RC造	RC (RC造)	—	1
8	港湾作業管理詰所	O.P.+2.5m	7.75m×142.38㎡, 2階建鉄骨造	鋼材 (鉄骨造)	—	1
9	オイルフェンス格納倉庫	O.P.+2.5m	3.813m×136.77㎡, 平屋建鉄骨造	鋼材 (鉄骨造)	—	1
10	屋外電動機等点検建屋	O.P.+2.5m	13.49m×940.21㎡, 平屋建鉄骨造	鋼材 (鉄骨造)	—	1
11	配電柱	O.P.+2.5m以上	8m×φ0.25m	コンクリート	390kg/本	多数

注記 * : 最大規模の形状を記載

表 4.2-4(2) 発電所構内における人工構造物（調査分類A）の主な諸元

No.	名称	設置レベル	形状*	主材料	重量	数量
12	車両	0. P. +2. 5m 以上	約 15. 2m×約 3m×約 3m	鋼材	—	—
13	第 2 号機カーテンウォール (PC 板)	0. P. -11. 5m～ 0. P. +3. 5m	4. 98m×2. 25m×0. 25m	PC	約 6t	30
14	第 2 号機カーテンウォール (H 型鋼)		0. 43m×0. 41m×9m	鋼材	約 2. 5t	16
15	第 2 号機カーテンウォール (上部コンクリート)		2m×2m×50m	コンクリート	約 9t/m	1
16	第 1 号機及び第 2, 3 号機カーテンウォール (PC 板)		4. 9m×2. 33m×0. 3m	PC	約 8t	124
17	第 1 号機及び第 2, 3 号機カーテンウォール (鋼製トラス)	0. P. +2. 5m 以上	φ0. 32～0. 61m, H13. 5m	鋼材	約 40～60t	11
18	第 1 号機及び第 2, 3 号機カーテンウォール (上部コンクリート)		4. 8m×1. 5m×176m	コンクリート	約 17t/m	1
19	屋外キュービクル	0. P. +2. 5m 以上	1. 2m×7. 0m×1. 0m	鋼材	1t 未満	1
20	屋外中継盤	0. P. +2. 5m 以上	2. 0×7. 0m×0. 7m	鋼材	1t 未満	2
21	海上レーダー中継盤	0. P. +2. 5m	2. 4m×1. 5m×0. 8m	鋼材	1t 未満	2
22	海側設備分電盤	0. P. +2. 5m	2. 4m×1. 2m×0. 8m	鋼材	1t 未満	1
23	電気中継盤	0. P. +2. 5m	2. 3m×4. 7m×1. 3m	鋼材	約 5t	1
24	角落し	0. P. +2. 5m 以上	15m×4. 94m×0. 3m	PC	約 7t	多数

注記 * : 最大規模の形状を記載

表 4.2-4(3) 発電所構内における人工構造物（調査分類A）の主な諸元

No.	名称	設置レベル	形状*	主材料	重量	数量
25	第3号機放水口モニタリング架台	0. P. +4. 0m	2. 5m×1. 2m×2. 5m	鋼材	—	1
26	海上レーダー支柱	0. P. +2. 5m	12. 57m, φ 406	コンクリート	—	1
27	鋼製ゲート	0. P. +2. 5m 以上	—	鋼材	—	9
28	警備用カメラ支柱	0. P. +2. 5m	6. 25m, φ 165. 2	鋼材	—	3
29	排水路フラップゲート巡視路	0. P. +2. 5m 以上	—	鋼材	—	2
30	ペーシング支柱	0. P. +2. 5m 以上	6. 25m, φ 165. 2	鋼材	—	5
31	照明支柱	0. P. +2. 5m 以上	9. 8m, φ 0. 121	鋼材	—	9
32	立入制限区域柵	0. P. +2. 5m 以上	2. 576m, φ 60	鋼材	—	多数
33	マンホール	0. P. +2. 5m 以上	—	鋼材	—	多数
34	グレーチング	0. P. +2. 5m 以上	—	鋼材	—	多数
35	バッチャープラント (コンクリート製造設備)	0. P. +4. 0m	—	鋼材	—	1
36	工所用仮設物及び建物	0. P. +2. 5m 以上	—	—	—	多数

注記 * : 最大規模の形状を記載

表 4.2-4(4) 発電所構内における人工構造物（調査分類A）の主な諸元

No.	名称	設置レベル	形状*	主材料	重量	数量
37	防波堤（ケーソン）	0. P. -12. 5m～ 0. P. +5. 5m	15m×10m×9. 5m	コンクリート	約 3, 000t	24
38	防波堤（上部コンクリート）		14. 5m×3. 5m	コンクリート	約 100t/m	2
39	防波堤（消波ブロック）		6～30t 級	コンクリート	30t	多数
40	防波堤（被覆石）		—	石材	500kg/個以上	多数
41	防波堤（捨石）		—	石材	5～100kg/個	多数

注記 *：最大規模の形状を記載

検討対象施設・設備として抽出されたものについて、図 4.2-14 に示す漂流物の選定・影響確認フローに従って、漂流する可能性 (Step1)、到達する可能性 (Step2) 及び閉塞する可能性 (Step3) の検討を行い、取水性への影響を評価した。

なお、調査分類Aについては、発電所敷地内の設備であることから、漂流する可能性 (Step1) において、滑動する可能性の検討を行った。滑動する可能性を検討する上で用いる流速は、取水口が港湾内に位置することを踏まえ、発電所の港湾内最大流速とする (図 4.2-17)。また、評価にあたっては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 平成 19 年 7 月)」に準じて、イスバッシュ式を用いた。この式は米国の海岸工学研究センターが潮流による洗堀を防止するための捨石質量として示したものであり、水に対する被覆材の安定質量を求めるものであることから、津波来襲時における対象物の滑動可能性評価に適用可能であると考え。イスバッシュの定数はマウンド被覆材が露出した状態に相当する 0.86 とする。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 平成 19 年 7 月)」のイスバッシュ式

$$M_d = \frac{\pi \rho_r U_d^6}{48 g^3 (y_d)^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3}$$

M_d	捨石等の安定質量 (t)
ρ_r	捨石等の密度 (t/m ³)
U_d	捨石等の上面における水の流れの速度 (m/s)
g	重力加速度 (m/s ²)
y_d	イスバッシュ (Isbash) の定数 (埋め込まれた石は 1.2, 露出した石は 0.86)
S_r	捨石等の水に対する比重
θ	水路床の軸方向の斜面の勾配 (°)

イスバッシュ式をもとに、対象物が水の流れによって動かない最大流速 (以下「安定流速」という) を算出し、遡上解析による流速が安定流速以下であることを確認する。遡上解析による流速が安定流速を上回る場合には、上回る継続時間を確認し滑動の移動距離を評価することで取水口前面に到達する可能性を評価した。安定流速は以下の式により算出される。

$$U_{ds} = \sqrt[6]{\frac{48 M g^3 (y_d)^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3}{\pi \rho_r}}$$

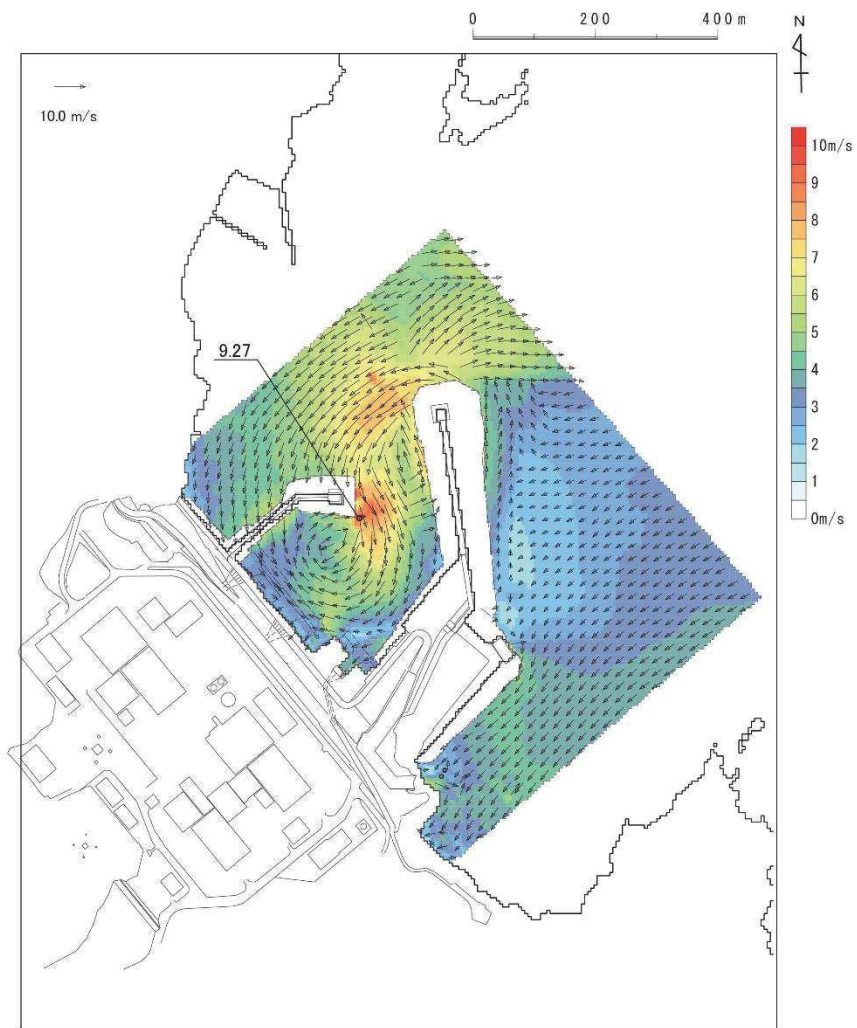


図 4.2-17(1) 発電所の港湾内最大流速分布図

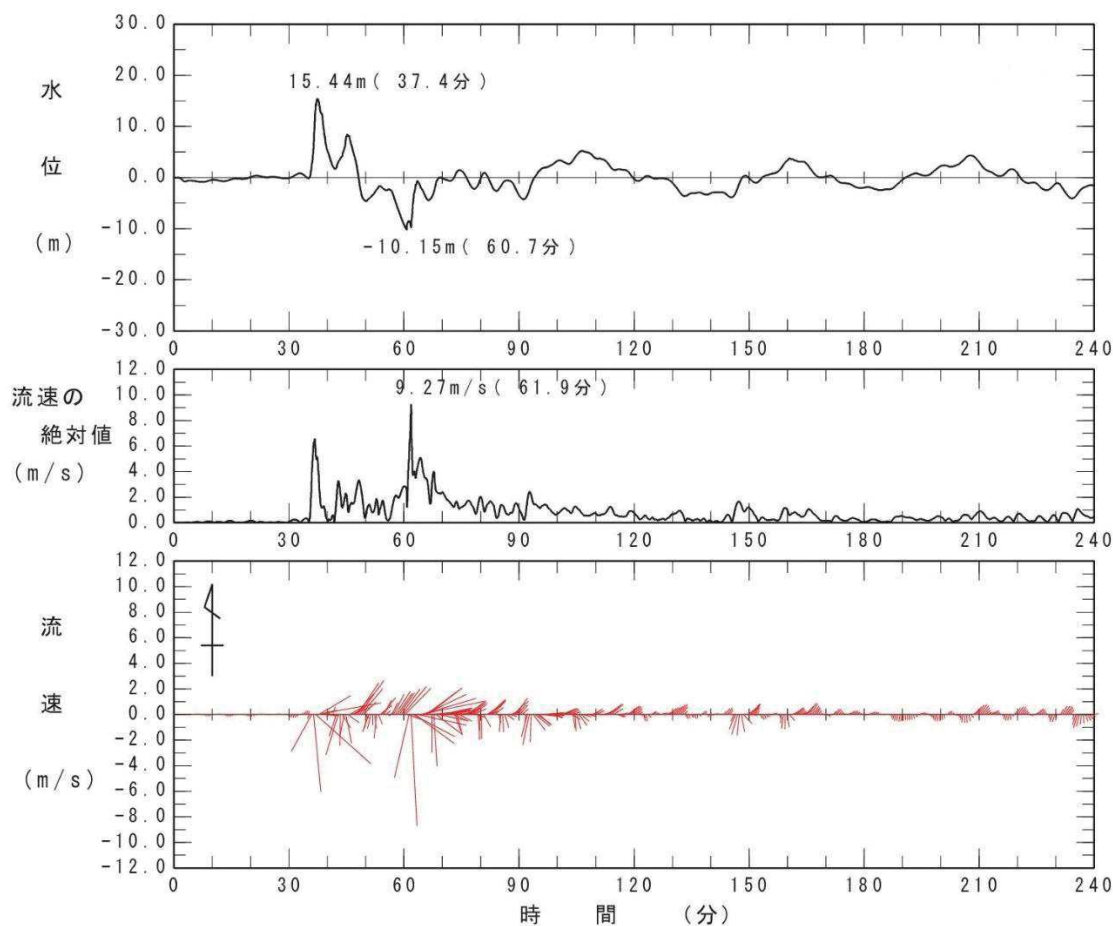


図 4.2-17(2) 発電所の港湾内最大流速地点における水位・絶対流速・流向の時刻歴波形
(下降側基準津波)

北防波堤導標・敷地側導標 (No. 1) については、主材料である鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果、当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。滑動する可能性については、当該設備が細長い円筒形であり、津波波力を受けにくい構造であることから、滑動しないと評価した。

東防波堤灯台 (No. 2)、第 3 号機放水路サンプリング建屋 (No. 3)、第 2 号機放水口モニタ建屋 (No. 4)、第 2 号機放流管真空ポンプ室 (No. 5)、第 1 号機放水路サンプリング室 (排水路試料採取室) (No. 6) 及び第 1 号機放水口モニタ建屋 (No. 7) については、いずれも RC 造の建物で、扉や窓等の開口部が地震又は津波波力により破損して気密性が喪失し、施設内部に津波が流入すると考えられるが、東北地方太平洋沖地震に伴う津波の実績を踏まえ、開口部上端から天井までの空間は空気の層が残り、浮力として作用することを考慮する (図 4.2-18)。一方、東防波堤灯台 (No. 2) は開口部上端から天井までの空間がほとんどなく、第 1 号機放水路サンプリング室 (排水路試料採取室) (No. 6) 及び第 1 号機放水口モニタ建屋 (No. 7) は津波の流況や取水口との位置関係 (図 4.2-19) を踏まえ、第 3 号機放水路サンプリング建屋 (No. 3)、第 2 号機放水口モニタ建屋 (No. 4) 及び第 2 号機放流管真空ポンプ室 (No. 5) の 3 棟を

代表に漂流する可能性の評価を行った。これら 3 棟の開口部から天井までの空間を含めた施設体積をもとにした比重 (1.16~1.34) は海水の比重 (1.03) を上回っていることから、漂流しない評価となる (表 4.2-5)。また、滑動する可能性については、これらの施設が直接基礎又は杭基礎構造であることから、滑動しにくいと考えられるものの、東北地方太平洋沖地震に伴う津波の事例では、4 階建ての RC 造の建物が約 70m 移動したとの報告があることを踏まえ、滑動することを考慮する。ただし、これらの施設が滑動する経路上の地面の段差や発電所の港湾内に沈む過程において施設が傾いたり転倒することで、開口部上端から天井までの空気層は失われ、主材料であるコンクリートの比重になると考えられる。そのため、主材料であるコンクリートの比重 (2.34) とそれぞれの施設重量から算出される安定流速 (9.4~10.2m/s) (表 4.2-5) と港湾内の最大流速 (9.3m/s) を比較した。その結果、設置位置からは滑動するものの、発電所の港湾内に沈んだ後には滑動しないため、取水口前面に到達する可能性はないと評価した。



図 4.2-18 開口部が破損して建物内部に津波が流入しても内空として考慮する空間の例 (第 2 号機放流管真空ポンプ室 (No.5) の例)

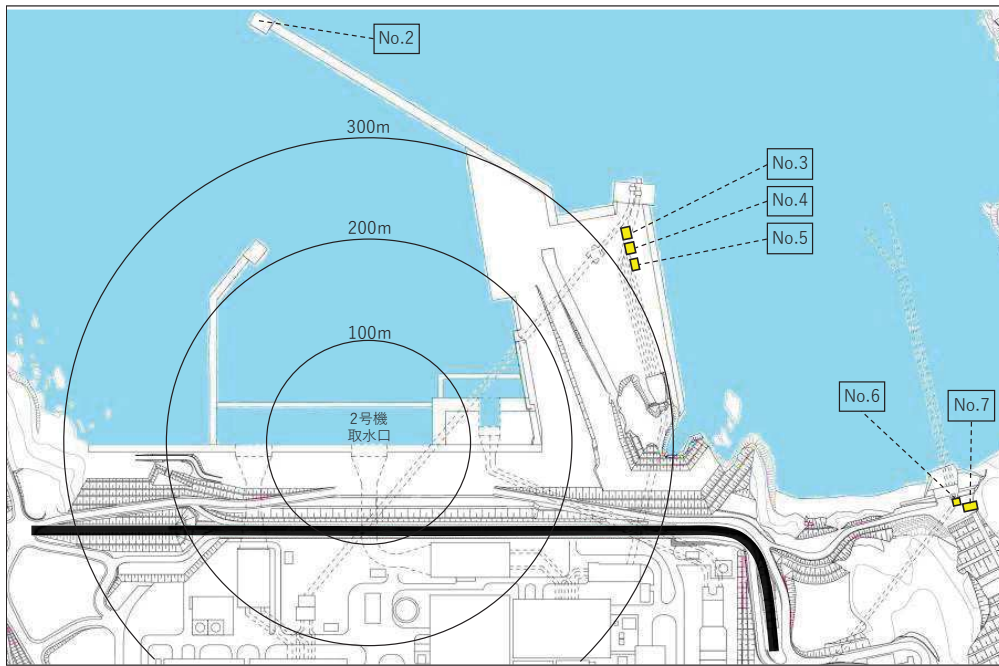


図 4.2-19 取水口と防潮堤区画外の RC 造の建物の位置関係

表 4.2-5 開口部上端から天井までの空間を内空として考慮した場合の比重

施設名称	寸法	①重量 (kN)	②躯体体積 (コンクリート) (m ³)	③開口部上部 体積 (m ³)	比重 (①/g ^{*1})/(②+③)	安定流速 ^{*2} (m/s)
第 3 号機放水路 サンプリング建屋	4.8m×71.51m ²	1,824	79.31	58.87	1.34	9.9
第 2 号機放水口 モニタ建屋	4.813m×65.52m ²	2,205	95.91	97.39	1.16	10.2
第 2 号機放流管 真空ポンプ室	4.2m×38.95m ²	1,336	58.09	50.78	1.25	9.4

注記 *1 g: 重力加速度 (9.80665m/s²)

*2 開口部上端から天井までの空気の層が滑動中に失われるため、主材料であるコンクリート比重から算出

港湾作業管理詰所 (No. 8), オイルフェンス格納倉庫 (No. 9) 及び屋外電動機等点検建屋 (No. 10) については, いずれも鉄骨造の建物で, 扉や窓等の開口部及び壁材が地震又は津波波力により破損して気密性が喪失し, 施設内部に津波が流入すると考えられる。また, 東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の実績から, 鉄骨造の建物は津波波力により壁材等が施設本体から分離して漂流物となったが建物自体は漂流していないこと, 主材料である鋼材の比重 (7.85) が海水の比重 (1.03) を上回っていることから, 施設本体は漂流物とはならないと評価した。また, 施設本体の滑動についても, 施設本体が鉄骨であり, 津波波力を受けにくい構造であること, 東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の実績でも鉄骨造の建物本体が漂流していないことから, 滑動しないと評価した。なお, 港湾内に沈んだ後, 滑動することを保守的に想定したとしても, 取水口は港湾内よりも約 4m 高い位置にあることから, 取水口前面には到達しない。一方, 施設本体から分離した壁材等についてはがれき化して漂流物となること, さらに取水口前面に到達することを考慮するが, 想定しているがれきは壁材等で軽量物 (比重 1.03 以下) であり, 水面に浮遊することから, 取水口を閉塞することはないと評価した。

配電柱 (No. 11) については, 主材料であるコンクリートの比重 (2.34) と海水の比重 (1.03) を比較した結果, 当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。滑動する可能性については, 当該設備が細長い円筒形であり, 津波波力を受けにくい構造であることから, 滑動しないと評価した。

車両 (No. 12) については, 巡視点検用車両 (軽・普通乗用車, ワンボックス, 吸引車等), 車両系重機 (ダンプトラック, バックホウ, ラフタークレーン等) 及び燃料等輸送車両 (使用済燃料輸送車両, LLW輸送車両) に分類して評価を行った。これらの車両は, 地震又は津波波力を受けた後も車内の内空は保持されと考えられるため, 車内の内空を含めた当該設備の比重を算出した結果, 巡視点検用車両は 0.2~0.57, 車両系重機は 1.11~3.36, 燃料等輸送車両は 1.25~1.36 であったことから, 巡視点検用車両について漂流物として評価するとともに, 取水口前面に到達する可能性も考慮した。一方, 車両系重機及び燃料等輸送車両は, 漂流しない評価となった (発電所敷地前面海域の海岸線付近は岩礁域となっており, 沿岸部は岩, 礫及び砂が堆積していることを踏まえ, 基準津波時における上限浮遊砂体積濃度 (1%) を考慮した海水比重 1.05 (通常時の海水の密度 $1.03\text{g}/\text{cm}^3 \times 100\% + \text{敷地前面海域の底質土砂の密度 } 2.716\text{g}/\text{cm}^3 \times 1\%$ より算出) を適用したとしても, 最小の比重は 1.11 (車両系重機) であることから, 評価結果には影響しない)。車両系重機及び燃料等輸送車両の滑動評価に当たっては, これらの車両が津波襲来時において防潮堤の海側エリアのどの地点で駐停車又は移動中であるか確定できないことから, 安全側の評価となるよう, 取水口付近に駐停車又は移動中であることを想定した。取水口付近での流速は, 引き波時 (防潮堤から外海に向かう方向) で 1~2m/s 程度であるのに対して, 車両系重機及び燃料等輸送車両の安定流速は, 取水口閉塞の観点から, 最も形状の大きい車両として使用済燃料輸送車両を想定すると, 約 4.1m/s (津波の流体力によって滑動

する可能性について、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の流れに対するブロックの所要質量の評価手法に基づき評価)である。したがって、図4.2-20のように取水口前面へ滑動することは考えにくいですが、車両は地盤に固定されていないことを踏まえ、安全側の評価となるよう、滑動すること及び取水口前面に到達することを考慮する。以上から、すべての車両について、閉塞する可能性を検討する必要があるが、車両形状が最大である燃料輸送車両を代表に検討を行った。その結果、燃料輸送車両の最大投影面積(約15.2m×約3m)に対して、取水口の取水面積(7.8m×4m, 6口)は十分大きいことから、取水口を閉塞することはないと評価した(図4.2-21)。なお、東北地方太平洋沖地震に伴う津波で遼上域にある駐車場に停車中の車両が漂流したことを踏まえ、現在は防潮堤区画内に駐車場を移設し、防潮堤区画外には駐車場を整備していない。

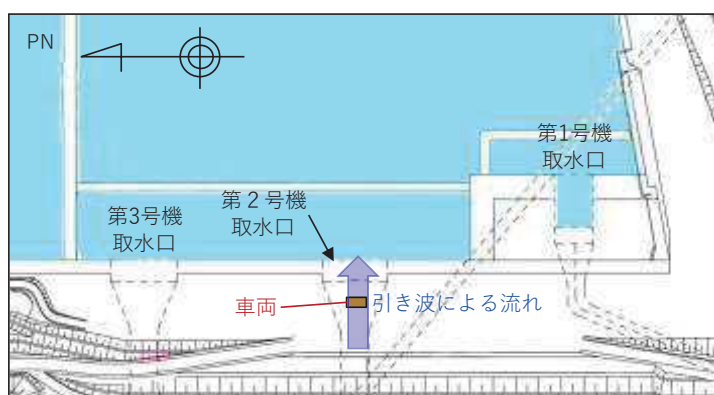


図4.2-20 引き波によって車両が取水口に沈む場合の概念図

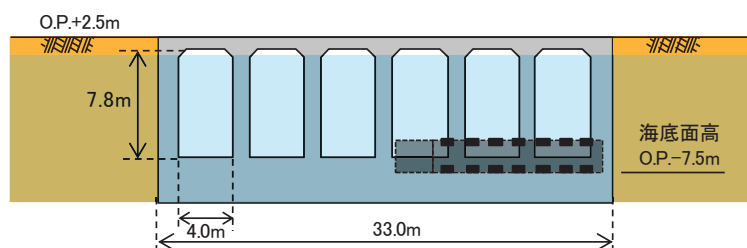


図4.2-21 取水口前面に車両が沈んだ場合の概念図

第2号機カーテンウォール (No. 13~15) については、PC板、H型鋼及び上部コンクリートで構成されているが、いずれも安全対策工事完了時まで撤去する予定であることから、漂流物とはならず、滑動もしない。

第1号機及び第2, 3号機カーテンウォール (No. 16~18) については、図4.2-22に示すとおりPC板、鋼製トラス及び上部コンクリートで構成されており、いずれの設備も主材料の比重(PC:2.49, 鋼材:7.85, コンクリート:2.34)と海水の比重(1.03)を比較した結果、当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。滑動する可能性については、鋼製トラスは線状構造であり、津波波力を受けにくい構造であることから、滑動しないと評価した。一方、PC板及び上部コンクリートは、港湾内の最大流速(9.3m/s)に対して、それぞれの安定流速が約6.2m/s及び10.4m/sであったことから、PC板は滑動し、上部コンクリートは滑動しないと評価した。また、港湾内の最大流速となる位置での時刻歴波形からPC板の安定流速を超える時間を確認した結果(図4.2-23)、PC板の滑動距離は約450mとなる。カーテンウォール設置位置と取水口前面の離隔距離は約40m(図4.2-24)であることから、PC板は取水口に到達すると評価した。ただし、PC板の形状(4.9m×2.33m×0.3m)に対して、取水口の取水面積(7.8m×4m, 6口)は十分大きいことから、取水口を閉塞することはないと評価した。

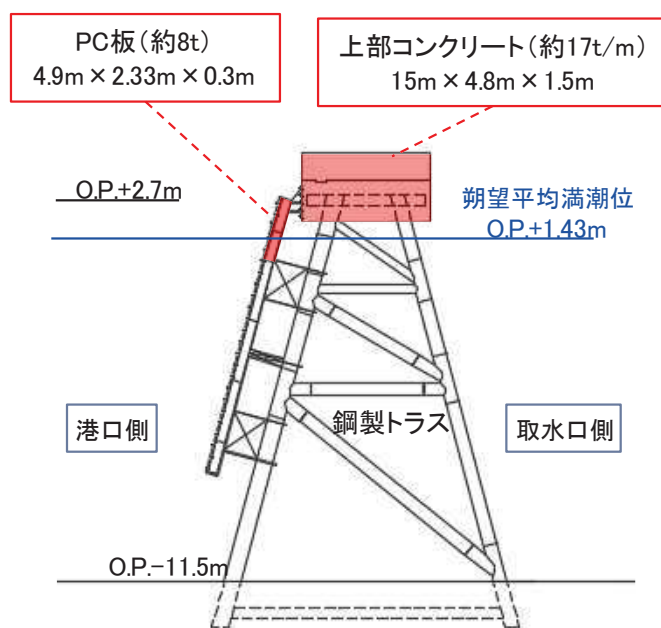


図4.2-22 第2, 3号機カーテンウォール断面図

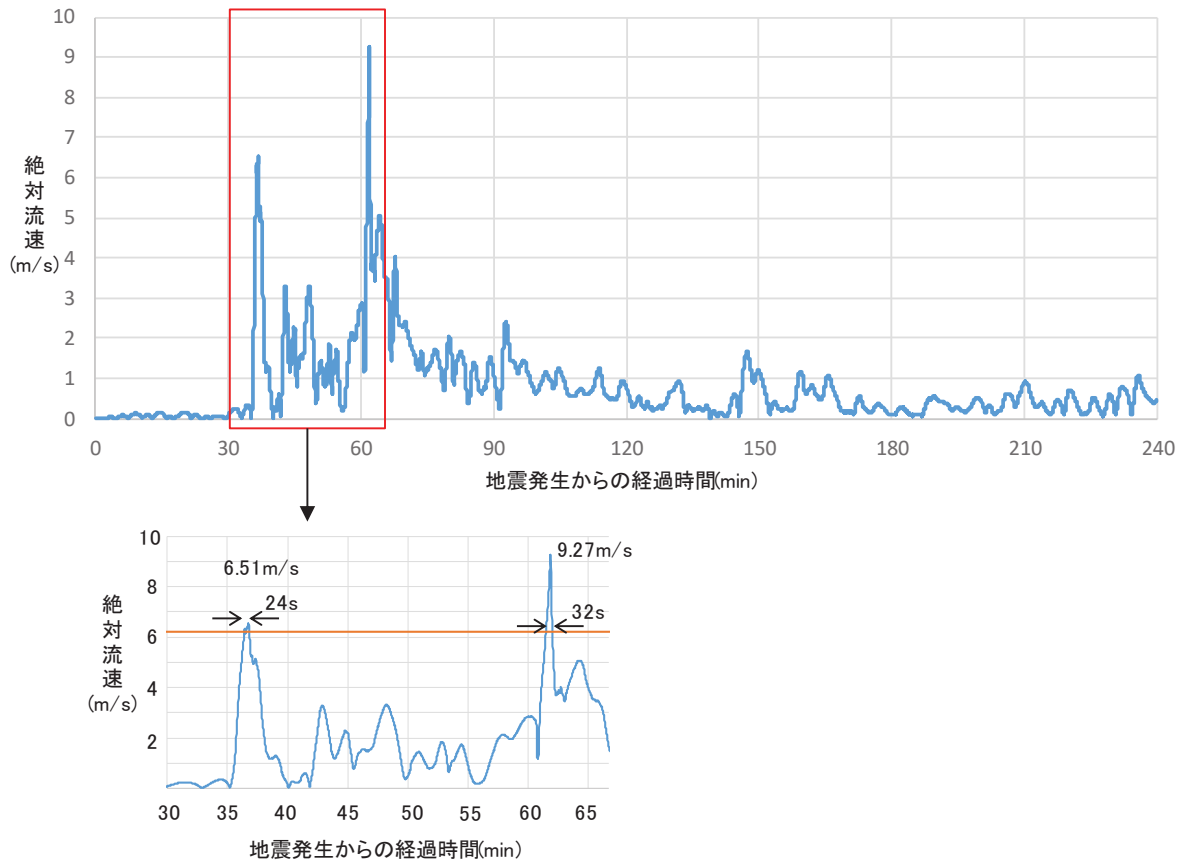


図 4.2-23 発電所港湾内の最大流速が生じる位置での絶対流速の時刻歴波形（地震発生 30 分後から 65 分後）

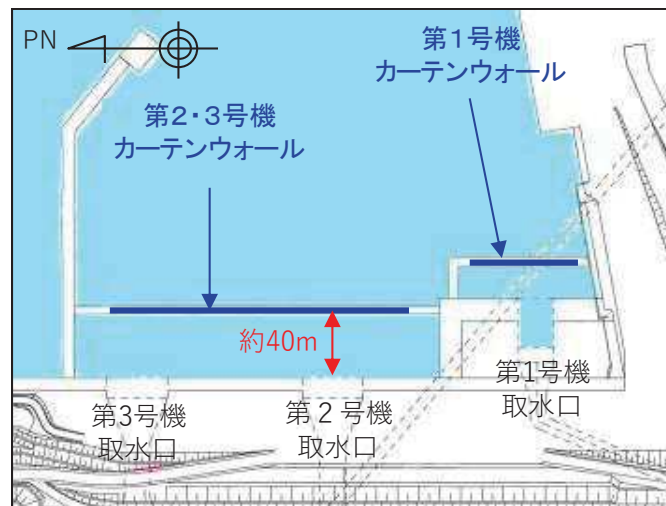


図 4.2-24 第 2, 3 号機カーテンウォールと取水口の隔離

屋外キュービクル (No. 19), 屋外中継盤 (No. 20), 海上レーダー中継盤 (No. 21), 海側設備分電盤 (No. 22) 及び電気中継盤 (No. 23) については, いずれも扉等の開口部が地震又は津波波力により破損して設備内部に津波が流入し, 内部を構成する部材が設備本体から分離してがれき化したものが漂流して, 取水口前面に到達することを考慮するが, 想定しているがれきは軽量物 (比重 1.03 以下) であり, 水面に浮遊することから, 取水口を閉塞することはないと評価した。一方, 設備本体については, 鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果, 当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないが, 同種材料である車両で代表させ, 滑動すること及び取水口に到達することを考慮した。ただし, 当該設備本体の最大形状 (電気中継盤: 2.3m×4.7m×1.3m) に対して, 取水口の取水面積 (7.8m×4m, 6 口) は十分大きいことから, 取水口を閉塞することはないと評価した。

角落し (No. 24) については, 主材料である PC の比重 (2.49) と海水の比重 (1.03) を比較した結果, 当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないが, 同種設備である第 1 号機及び第 2, 3 号機カーテンウォール PC 板で代表させ, 滑動すること及び取水口に到達することを考慮した。ただし, 当該設備の最大形状 (15m×4.94m×0.3m) に対して, 取水口の取水面積 (7.8m×4m, 6 口) は十分大きいことから, 取水口を閉塞することはないと評価した。

第 3 号機放水口モニタリング架台 (No. 25) については主材料である鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果, 当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないが, 同種材料である車両で代表させ, 滑動すること及び取水口に到達することを考慮した。ただし, 第 3 号機放水口モニタリング架台の形状 (2.5m×1.2m×2.5m) に対して, 取水口の取水面積の方が十分大きいことから, 取水口を閉塞することはないと評価した。

海上レーダー支柱 (No. 26) については, 主材料である鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果, 当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。滑動する可能性については, 当該設備が細長い円筒形であり, 津波波力を受けにくい構造であることから, 滑動しないと評価した。

鋼製ゲート (No. 27) については, 主材料である鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果, 当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。滑動する可能性については, 当該設備が格子状であり, 津波波力を受けにくい構造であることから, 滑動しないと評価した。

警備用カメラ支柱 (No. 28) については, 主材料である鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果, 当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。滑動する可能性については, 当該設備が細長い円筒形であり, 津波波力を受けにくい構造であることから, 滑動しないと評価した。

排水路フラップゲート巡視路 (No. 29) については, 主材料である鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果, 当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。滑動する可能性については, 当該設備が細長い円筒形で格

子状に設置されており、津波波力を受けにくい構造であることから、滑動しないと評価した。

ページング支柱 (No. 30) 及び照明柱 (No. 31) については、主材料である鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果、当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。滑動する可能性については、当該設備が細長い円筒形であり、津波波力を受けにくい構造であることから、滑動しないと評価した。

立入制限区域柵 (No. 32) 及びグレーチング (No. 34) については、主材料である鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果、当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。滑動する可能性については、当該設備が格子状であり、津波波力を受けにくい構造であることから、滑動しないと評価した。

マンホール (No. 33) については、主材料である鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果、当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。滑動する可能性については、当該設備が地面に設置されており、津波波力を受けにくいことから、滑動しないと評価した。

バッチャープラント (コンクリート製造設備) (No. 35) 及び工事用仮設物及び建物 (No. 36) については、いずれも安全対策工事完了時までに撤去する予定であることから、漂流物とはならず、滑動もしない。

防波堤 (No. 37~41) については、ケーソン、上部コンクリート、消波ブロック、被覆石及び捨石で構成され、いずれの設備も主材料の比重 (コンクリート: 2.34, 石材: 2.29) と海水の比重 (1.03) を比較した結果、当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。滑動する可能性については、ケーソンが 15.7m/s、上部コンクリートが 13.1m/s、消波ブロックが 5.2~7.3m/s、被覆石が 3.6m/s、捨石が 1.6~2.7m/s であることから、ケーソン及び上部コンクリートは滑動せず、消波ブロック、被覆石及び捨石が滑動する結果となった。ただし、取水口前面は発電所港湾内に比べ、約 4m 高い位置にある (図 4.2-25) ことから、取水口に到達しないと評価した。なお、評価の詳細については、参考 2 に示す。

なお、北防波堤導標・敷地側導標 (No. 1)、配電柱 (No. 11)、海上レーダー支柱 (No. 26)、警備用カメラ支柱 (No. 28)、排水路フラップゲート巡視路 (No. 29)、ページング支柱 (No. 30) 及び照明柱 (No. 31) については、内空を有する構造であるため、津波波力によって破損して地面又は本体設備から離れた後、浮遊する可能性があるが、破損した部分からすぐに海水が流入し、浮遊できる時間はごくわずかであることから、海水の比重 (1.03) と比較し、漂流物とはならないと評価している。

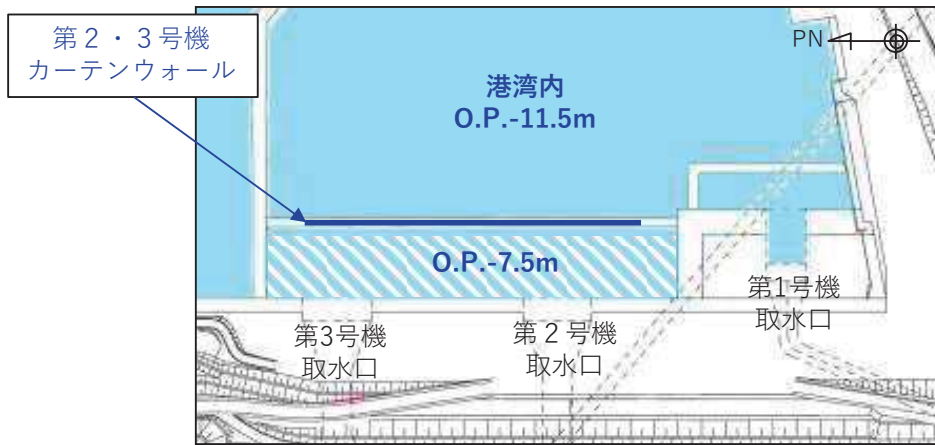


図 4.2-25 取水口前面と港湾内の高低差

以上のことから、調査分類Aとして抽出されたものについては、いずれも取水性への影響はないことを確認した。

調査分類Aの各施設・設備の評価結果を表 4.2-6 に示す。

表 4.2-6(1) 発電所構内における人工構造物（調査分類 A）の評価結果（Step1）

No.	名称	主材料	重量	Step1（漂流する可能性）		評価*1		
				漂流			滑動	
				検討結果*1	比重*2		設置場所	検討結果*1
1	北防波堤導標 敷地側導標	鋼材	約 0.5 t 約 0.2 t	【判断基準：b】 当該設備の比重と海水の比重を比較した結果、漂流物とはならない。*3	鋼材比重 【7.85】	発電所敷地内	【判断基準：e】 細長い円筒形の構造であり、津波波力を受けにくいいため、滑動しない。	II
2	東防波堤灯台	RC	約 30 t	【判断基準：b】 No. 3～5 の施設を代表に評価を行った。扉や窓等の開口部が地震又は津波波力により破損して気密性が喪失し、施設内部に津波が流入する。ただし、3.11 地震に伴う津波の実績を踏まえ、開口部上端から天井までの空間を含めた施設体積を算出した結果、漂流物とはならない。	(3.11 地震に伴う津波の実績を踏まえ、開口部上端から天井までの空間を含めた施設体積と重量から算出) 【1.16～1.34】	発電所敷地内	これらの施設は直接基礎又は杭基礎構造であることから、滑動しにくいと考えられるが、3.11 地震に伴う津波の事例では、4 階建ての RC 造の建物が約 70m 移動したとの報告があることから、滑動することを考慮する。	Step2 (滑動)
3	第 3 号機放水路サンプリング建屋	RC (RC 造)	約 185 t	【判断基準：b, c】 扉や窓等の開口部及び壁材が地震又は津波波力により破損して気密性が喪失し、施設内部に津波が流入する。このことを踏まえ、施設本体については主材料である鋼材の比重から漂流物とはならない。一方、地震又は津波波力により施設本体から分離した壁材等についてはがれきりとして漂流物となる。	《施設本体》 鋼材比重 【7.85】	発電所敷地内	【判断基準：e, g】 施設本体（鉄骨のみ）は、津波波力を受けにくい構造であるとともに、3.11 地震に伴う津波の実績から滑動しない。	II
4	第 2 号機放水口モニタ建屋	RC (RC 造)	約 224 t					
5	第 2 号機放流管真空ポンプ室	RC (RC 造)	約 136 t					
6	第 1 号機放水路サンプリング室 (排水路試料採取室)	RC (RC 造)	—					
7	第 1 号機放水口モニタ建屋	RC (RC 造)	—					
8	港湾作業管理詰所	鋼材 (鉄骨造) 石膏ボード	—	《施設本体以外》 石膏ボード比重 【0.65】	—	発電所敷地内	—	Step2 (漂流)
9	オイルフェンス格納倉庫	鋼材 (鉄骨造) 石膏ボード	—					
10	屋外電動機等点検建屋	鋼材 (鉄骨造) 石膏ボード	—					

注記 *1：判断基準（No の場合）及び評価については図 4.2-14 を参照。

*2：鋼材及びコンクリートの比重は道路橋示方書・同解説より設定、石膏ボードの比重は J I S A6901 より設定。

*3：内空を有する構造であるため、津波波力によって破損して地面又は本体設備から離れた後、浮遊する可能性があるが、破損した部分からすぐに海水が流入し、浮遊できる時間のごくわずかなことから、海水の比重と比較し、漂流物とはならないと評価している。

表 4.2-6(2) 発電所構内における人工構造物（調査分類A）の評価結果（Step1）

No.	名称	主材料	重量	Step1（漂流する可能性）			評価*1	
				漂流		滑動		
				検討結果*1	比重*2	設置場所		検討結果*1
11	配電柱	コンクリート	390kg/本	【判断基準：b】 当該設備の比重と海水の比重を比較した結果、漂流物とはならない。*4	コンクリート比重 【2.34】	発電所敷地内	II	
				地震又は津波波力を受けた後も内空は保持されるため、内空を含めた当該設備の比重を算出し、海水の比重と比較した結果、漂流物となる。				
12	車両	鋼材	巡視点検用車両等	約0.7~2.1t	【判断基準：b】 地震又は津波波力を受けた後も内空は保持されるため、内空を含めた当該設備の比重を算出し、海水の比重と比較した結果、漂流物とはならない。*4	発電所敷地内	Step2 (漂流)	
			車両系重機	約2.7~41.2t				
			燃料等輸送車両	約9.7~34t				
13	第2号機カーテンウォール (PC板)	PC	約6t	【判断基準：a】 安全対策工事完了時までに撤去する予定であることから、漂流物とはならない。	PC比重 【2.49】	発電所敷地内	II	
14	第2号機カーテンウォール (H型钢)	鋼材	約2.5t	【判断基準：a】 安全対策工事完了時までに撤去する予定であることから、漂流物とはならない。	鋼材比重 【7.85】	発電所敷地内		
15	第2号機カーテンウォール (上部コンクリート)	コンクリート	約9t/m		コンクリート比重 【2.34】	発電所敷地内		

注記 *1：判断基準 (Noの場合) 及び評価については図 4.2-14 を参照。

*2：鋼材、コンクリート及びPCの比重は道路橋示方書・同解説より設定。

*3：漂流物評価において、基準津波時における上限浮遊砂体積濃度（1%）を考慮した海水比重 1.05 を適用した場合においても、「漂流物とはならない」と評価したもののうち、最小の比重は 1.11（車両系重機）であることから、評価結果には影響しない。

*4：内空を有する構造であるため、津波波力によって破損して地面又は本体設備から離れた後、浮遊する可能性があるが、破損した部分からすぐに海水が流入し、浮遊できる時間はごくわずかであることから、海水の比重と比較し、漂流物とはならないと評価している。

表 4.2-6(3) 発電所構内における人工構造物（調査分類A）の評価結果（Step1）

No.	名称	主材料	重量	Step1（漂流する可能性）			評価 ^{*1}	
				漂流		滑動		
				検討結果 ^{*1}	比重 ^{*2}	設置場所		検討結果 ^{*1}
16	第1号機及び第2,3号機 カーテンウォール (PC板)	PC	約8t	【判断基準：b】 当該設備の比重と海水の比重を比較した結果、漂流物とはならない。	PC比重 【2.49】	発電所敷地内	発電所の港湾内の最大流速9.3m/sに対して、当該設備の安定流速は6.2m/sであることから、滑動する。	Step2 (滑動)
17	第1号機及び第2,3号機 カーテンウォール (鋼製トラス)	鋼材	約40~60t	【判断基準：b】 当該設備の比重と海水の比重を比較した結果、漂流物とはならない。	鋼材比重 【7.85】	発電所敷地内	【判断基準：e】 線状構造であり、津波波力を受けにくいため、滑動しない。	II
18	第1号機及び第2,3号機 カーテンウォール (上部コンクリート)	コンクリート	約17t/m	【判断基準：b】 扉等の開口部が地震又は津波波力により破損して施設内部に津波が流入し、内部を構成する部材が設備本体から分離して漂流物となる。一方、設備本体については鋼材の比重から漂流物とはならない。	コンクリート比重 【2.34】	発電所敷地内	【判断基準：f】 発電所の港湾内の最大流速9.3m/sに対して、当該設備の安定流速は10.4m/sであることから、滑動しない。	II
19	屋外キュービクル	鋼材	1t未満	【判断基準：b】 扉等の開口部が地震又は津波波力により破損して施設内部に津波が流入し、内部を構成する部材が設備本体から分離して漂流物となる。一方、設備本体については鋼材の比重から漂流物とはならない。	《設備本体》 鋼材比重 【7.85】	発電所敷地内	主材料が同じ（鋼材）である車両（車両系重機及び燃料等輸送車両）で代表させ、滑動することを考慮する。	Step2 (滑動)
20	屋外中継盤	鋼材	1t未満					
21	海上レターダ－中継盤	鋼材	1t未満					
22	海側設備分電盤	鋼材	1t未満	《設備本体以外》 漂流することを考慮		発電所敷地内	-	Step2 (漂流)
23	電氣中継盤	鋼材	約5t					

注記 *1：判断基準（Noの場合）及び評価については図4.2-14を参照。

*2：鋼材、コンクリート及びPCの比重は道路橋示方書・同解説より設定。

表 4.2-6(4) 発電所構内における人工構造物（調査分類A）の評価結果（Step1）

No.	名称	主材料	重量	Step1（漂流する可能性）			評価 ^{*1}	
				漂流		滑動		
				検討結果 ^{*1}	比重 ^{*2}			設置場所
24	角落し	PC	約7t	【判断基準：b】 当該設備の比重と海水の比重を比較した結果、漂流物とはならない。 ^{*3}	PC比重 【2.49】	発電所敷地内	同種設備であるカーテンウォールのPC板で代表させ、滑動することを考慮する。	Step2 (滑動)
25	第3号機放水口モニタリング架台	鋼材	—		鋼材比重 【7.85】	発電所敷地内	主材料が同じ（鋼材）である車両（車両系重機及び（燃料等輸送車両））で代表させ、滑動することを考慮する。	Step2 (滑動)
26	海上レーダー支柱	コンクリート	—		コンクリート比重 【2.34】	発電所敷地内	【判断基準：e】 細長い円筒形の構造であり、津波波力を受けにくいため、滑動しない。	II
27	鋼製ゲート	鋼材	—		鋼材比重 【7.85】	発電所敷地内	【判断基準：e】 格子状の構造であり、津波波力を受けにくいため、滑動しない。	II
28	警備用カメラ支柱	鋼材	—		鋼材比重 【7.85】	発電所敷地内	【判断基準：e】 細長い円筒形の構造であり、津波波力を受けにくいため、滑動しない。	II
29	排水路フラップゲート巡視路	鋼材	—		鋼材比重 【7.85】	発電所敷地内	【判断基準：e】 細長い円筒形で格子状に設置されており、津波波力を受けにくいため、滑動しない。	II

注記 *1：判断基準（Noの場合）及び評価については図 4.2-14 を参照。

*2：鋼材、コンクリート及びPCの比重は道路橋示方書・同解説より設定。

*3：海上レーダー支柱、警備用カメラ支柱及び排水路フラップゲート巡視路は、内空を有する構造であるため、津波波力によって破損して地面又は本体設備から離れた後、浮遊する可能性があるが、破損した部分からすぐに海水が流入し、浮遊できる時間はごくわずかであることから、海水の比重と比較し、漂流物とはならないと評価している。

表 4.2-6(5) 発電所構内における人工構造物（調査分類A）の評価結果（Step1）

No.	名称	主材料	重量	Step1（漂流する可能性）			評価 ^{*1}	
				漂流		滑動		
				検討結果 ^{*1}	比重 ^{*2}	設置場所		検討結果 ^{*1}
30	ページング支柱	鋼材	—	【判断基準：b】 当該設備の比重と海水の比重を比較した結果、漂流物とはならない。 ^{*3}	発電所敷地内	【判断基準：e】 細長い円筒形の構造であり、津波波力を受けにくいため、滑動しない。	II	
31	照明支柱	鋼材	—		発電所敷地内	【判断基準：e】 細長い円筒形の構造であり、津波波力を受けにくいため、滑動しない。	II	
32	立入制限区域柵	鋼材	—		発電所敷地内	【判断基準：e】 格子状の構造であり、津波波力を受けにくいいため、滑動しない。	II	
33	マンホール	鋼材	—		発電所敷地内	【判断基準：e】 地面上に設置されており、津波波力を受けにくいことから、滑動しない。	II	
34	グレーチング	鋼材	—		発電所敷地内	【判断基準：e】 格子状の構造であり、津波波力を受けにくいいため、滑動しない。	II	
35	バッチャープラント（コンクリート製造設備）	鋼材	—		【判断基準：a】 バッチャープラント、工事中用仮設物及び建物は、仮設物であり、安全対策工完了時までに撤去する予定であることから、漂流物とはならない。	発電所敷地内	【判断基準：a】 バッチャープラント、工事中用仮設物及び建物は、仮設物であり、安全対策工完了時までに撤去する予定であることから、滑動しない（漂流物とはならない）。	II
36	工事中用仮設物及び建物	—	—	発電所敷地内		II		

注記 *1：判断基準（Noの場合）及び評価については図 4.2-14 を参照。

*2：鋼材の比重は道路橋示方書・同解説より設定。

*3：ページング支柱及び照明支柱は、内空を有する構造であるため、津波波力によって破損して地面又は本体設備から離れた後、浮遊する可能性があるが、破損した部分からすぐに海水が流入し、浮遊できる時間はごくわずかであることから、海水の比重と比較し、漂流物とはならないと評価している。

表 4.2-6(6) 発電所構内における人工構造物 (調査分類A) の評価結果 (Step1)

No.	名称	主材料	重量	Step1 (漂流する可能性)			評価*1	
				漂流		滑動		
				検討結果*1	比重*2			設置場所
37	防波堤 (ケーソン)	コンクリート	約 3,000t	【判断基準：b】 当該設備の比重と海水の比重を比較した結果、漂流物とはならない。	コンクリート比重 【2.34】	発電所敷地内	【判断基準：f】 発電所の港湾内の最大流速は 9.3m/s に対して、当該設備の安定流速は 15.7m/s であることから、滑動しない。	II
38	防波堤 (上部コンクリート)	コンクリート	約 100t/m		コンクリート比重 【2.34】	発電所敷地内	【判断基準：f】 発電所の港湾内の最大流速は 9.3m/s に対して、当該設備の安定流速は 13.1m/s であることから、滑動しない。	II
39	防波堤 (消波ブロック)	コンクリート	30t		コンクリート比重 【2.34】	発電所敷地内	発電所の港湾内の最大流速は 9.3m/s に対して、当該設備の安定流速は 5.2~7.3m/s であることから、滑動する。	Step2 (滑動)
40	防波堤 (被覆石)	石	500kg/個以上		石材比重 【2.29】	発電所敷地内	発電所の港湾内の最大流速は 9.3m/s に対して、当該設備の安定流速は 3.6m/s であることから、滑動する。	Step2 (滑動)
41	防波堤 (捨石)	石	5~100kg/個		石材比重 【2.29】	発電所敷地内	発電所の港湾内の最大流速は 9.3m/s に対して、当該設備の安定流速は 1.6~2.7m/s であることから、滑動する。	Step2 (滑動)

注記 *1：判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4.2-14 を参照。

*2：コンクリートの比重は道路橋示方書・同解説より設定、石材の比重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (2007)」より設定。

表 4.2-6(7) 発電所構内における人工構造物 (調査分類A) の評価結果 (Step2~3)

No.	名称	主材料	重量	Step1 の結果	Step2 (到達する可能性) *	Step3 (閉塞する可能性) *	評価*
2	東防波堤灯台	RC	約 30 t	3.11 地震に伴う津波の事例では、4 階建ての RC 造の建物が約 70m 移動したとの報告があることから、滑動することを考慮する。	【判断基準：i】 開口部上端から天井までに空気の層を考慮しているが、地面の段差等によって滑動中に傾いたり、港湾内に沈む過程でこの空気の層は失われ、主材料であるコンクリートの比重になることを考えられる。 主材料であるコンクリートの比重を用いた安定流速 (9.4~10.2m/s) は港湾内の最大流速 9.3m/s よりも大きくなるため、港湾内に沈んだ後には滑動しないことから、第 2 号機取水口前面には到達しない。	-	III
3	第 3 号機放水路サンプリング建屋	RC (RC 造)	-				
4	第 2 号機放水口モニタ建屋	RC (RC 造)	-				
5	第 2 号機炉放流管真空ポンプ室	RC (RC 造)	-				
6	第 1 号機放水路サンプリング室 (排水路試料採取室)	RC (RC 造)	-				
7	第 1 号機放水口モニタ建屋	RC (RC 造)	-				
8	港湾作業管理詰所	鋼材 (鉄骨造) 石膏ボード	-	壁材等 (石膏ボード) 等ががれき化して漂流する。	到達を考慮する。	【判断基準：j】 想定しているがれき (壁材等) は軽量物であり、水面に浮遊することから取水口を閉塞することはない。	IV
9	オイルフェンセス格納倉庫	鋼材 (鉄骨造) 石膏ボード	-				
10	屋外電動機等点検建屋	鋼材 (鉄骨造) 石膏ボード	-				
12	車両	鋼材	約 0.7~2.15t	内空を含めた当該設備の比重と海水の比重の関係から、漂流する。	到達を考慮する。	【判断基準：j】 車両の中で最も形状の大きい使用済燃料輸送車両 (全長：約 15.2m, 全幅：約 3m) が取水口前面に到達したとしても、取水口の取水面積の方が十分大きいことから、取水口を閉塞することはない。	IV
			約 2.7~41.2t				
			約 9.7~34t				

注記 * : 判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4.2-14 を参照。

表 4.2-6(8) 発電所構内における人工構造物 (調査分類A) の評価結果 (Step2~3)

No.	名称	主材料	重量	Step1 の結果	Step2 (到達する可能性) *	Step3 (閉塞する可能性) *	評価*
16	第1号機及び第2, 3号機 カーテンウォール (PC板)	PC	約8t	当該設備の安定流速6.2m/sと発電所の港湾内の最大流速9.3m/sを比較した結果、滑動する。	当該設備と取水口前面の離隔は約40mであるのに対して、安定流速が港湾内の最大流速を超える時間から算出される滑動距離は約450mであることから、到達を考慮する。	【判断基準：j】 PC板の形状に対して、取水口の取水面積の方が十分大きいことから、取水口を閉塞することはない。	IV
19	屋外キュービクル	鋼材	—	《施設本体》 主材料が同じ(鋼材)である車両(車両系重機及び(燃料等輸送車両)で代表させ、滑動することを考慮する。	《施設本体》 車両(車両系重機及び(燃料等輸送車両)と同様に到達を考慮する。	《施設本体》 【判断基準：j】 当該設備本体の形状(2.3m×4.7m×1.3m)に対して、取水口の取水面積の方が十分大きいことから、取水口を閉塞することはない。	IV
20	屋外中継盤	鋼材	—				
21	海上レーダー中継盤	鋼材	—				
22	海側設備分電盤	鋼材	—	《施設本体以外》 内部を構成する部材が設備本体から分離して漂流物となる。	《施設本体以外》 到達を考慮する。	《施設本体以外》 【判断基準：j】 想定しているがれき(内部を構成する部材)は、軽量物であり、水面に浮遊することから、取水口を閉塞することはない。	
23	電気中継盤	鋼材	—				
24	角落し	PC	—	同種設備であるカーテンウォールのPC板で代表させ、滑動することを考慮する。	カーテンウォールのPC板と同様に到達を考慮する。	【判断基準：j】 角落しの形状(15m×4.94m×0.3m)に対して、取水口の取水面積の方が十分大きいことから、取水口を閉塞することはない。	IV

注記 *：判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4.2-14 を参照。

表 4.2-6(9) 発電所構内における人工構造物（調査分類A）の評価結果（Step2～3）

No.	名称	主材料	重量	Step1の結果	Step2（到達する可能性）*	Step3（閉塞する可能性）*	評価*
25	第3号機放水口モニタリング架台	鋼材	—	主材料が同じ（鋼材）である車両（車両系重機及び（燃料等輸送車両）で代表させ、滑動することを考慮する。	車両（車両系重機及び（燃料等輸送車両）と同様に到達を考慮する。	【判断基準：j】 第3号機放水口モニタリング架台の形状（2.5m×1.2m×2.5m）に対して、取水口の取水面積の方が十分大きいことから、取水口を閉塞することはない。	IV
39	防波堤（消波ブロック）	コンクリート	30t	各設備の安定流速と発電所の港湾内の最大流速 9.3m/s を比較した結果、滑動する。	【判断基準：i】 各設備は滑動するもの、取水口は発電所港湾内に比べ、約4m高い位置にあることから、到達しない。	—	III
40	防波堤（被覆石）	石材	500kg/個以上				
41	防波堤（捨石）	石材	5～100kg/個				

注記 *：判断基準（No.の場合）及び評価については図 4.2-14 を参照。

②漁港・集落・海岸線の人工構造物の調査結果（調査分類B）

調査分類Bの調査範囲を図4.2-26に示す。

調査分類Bについては、現地確認のほかに、机上調査として東北地方太平洋沖地震発生前及び発生後の国土地理院の地形図により、漁港・集落として寺間地区、竹浦地区、桐ヶ崎地区、石浜地区、女川地区、小乗浜地区、高白浜地区、横浦地区、大石原浜地区、野々浜地区、飯子浜地区、塚浜地区及び小屋取地区が存在することを確認した。また、女川町のホームページ、国土地理院の地理院地図（Web）、海上保安庁海洋情報部の沿岸海域環境保全情報（Ceis Net）等についても調査を行った。



図4.2-26 漁港・集落・海岸線の人工構造物（調査分類B）の調査範囲

これらの調査の結果、調査分類Bで確認された施設・設備を表4.2-7及び図4.2-27に示す。また、これらの施設・設備の主な諸元を表4.2-8に示す。

表 4.2-7 漁港・集落・海岸線における人工構造物（調査分類B）の調査結果

No.	名 称	小屋取	塚浜	飯子浜	野々浜	大石原浜	横浦	高白浜	小乗浜	女川	石浜	桐ヶ崎	竹浦	寺間
1	車両	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2	コンテナ・ユニットハウス	—	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
3	油槽所（軽油・重油タンク）	—	—	—	—	—	—	—	①	—	—	—	—	—
4	漁具	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
5	工事用資機材	—	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
6	排水処理施設	—	—	—	—	—	—	—	—	①	—	—	—	—
7	家屋	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
8	ガソリンスタンド	—	—	—	—	①	—	—	—	—	—	—	—	—
9	商業施設	—	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	—	—
10	工業施設（魚市場・水産加工施設等）	—	—	—	—	—	—	—	○	○	—	—	—	—
11	宿泊施設	—	—	—	①	—	—	—	—	①	—	—	—	—
12	砕石プラント	—	—	—	—	—	—	—	①	—	—	—	—	—
13	病院	—	—	—	—	—	—	—	—	①	—	—	—	—
14	学校	—	—	—	—	—	—	—	—	②	—	—	—	—
15	駅舎	—	—	—	—	—	—	—	—	①	—	—	—	—
16	その他公共施設	—	—	—	—	—	—	—	—	○	—	—	—	—
17	けい留施設・防波堤・護岸	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
18	物場クレーン	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
19	配電柱・街灯・信号機	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
20	通信用鉄塔	①	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	灯台・航路標識	—	○	○	○	—	○	—	—	○	○	○	—	○

○：机上調査・現地調査により設置が確認されたもの
 (○の中の数値は確認できた数量を示す)

—：机上調査・現地調査により設置が確認されなかったもの








<p>写真なし</p>		<p>No.2 コンテナ・ユニットハウス (横浦地区：コンテナ)</p>	
<p>No.1 車両</p>		<p>No.2 コンテナ・ユニットハウス (石浜地区：コンテナ)</p>	<p>No.3 油槽所 (軽油・重油タンク) (小乗浜地区)</p>
		<p>No.6 排水処理施設 (女川地区)</p>	<p>写真なし</p>
<p>No.4 漁具 (桐ヶ崎地区)</p>	<p>No.5 工事用資機材 (女川地区)</p>		<p>No.7 家屋</p>
	<p>No.9 商業施設 (女川地区)</p>	<p>No.10 工業施設 (魚市場・水産加工施設等) (小乗浜地区：かき加工場)</p>	
<p>No.8 ガソリンスタンド (大石原浜地区)</p>	<p>No.11 宿泊施設 (女川地区)</p>	<p>図 4.2-27(1) 漁港・集落・海岸線における人工構造物 (調査分類B)</p>	

図 4.2-27(2) 漁港・集落・海岸線における人工構造物 (調査分類B)

表 4.2-8(1) 漁港・集落・海岸線における人工構造物（調査分類B）の主な諸元

No.	名称	形状等*	主材料	重量	数量
1	車両	—	鋼材	—	多数
2	コンテナ・ユニットハウス	—	鋼材等	約 30t	多数
3	油槽所（軽油・重油タンク）	容量 200k1	鋼材	22t 以下	1
4	漁具	—	—	—	多数
5	工事用資機材	—	—	—	多数
6	排水処理施設	延床面積：約 550m ²	RC (RC 造)	—	1
7	家屋	—	—	—	多数
8	ガソリンスタンド	敷地面積：約 500m ²	RC (RC 造)	—	1
9	商業施設	—	RC, 鋼材を想定	—	多数
10	工業施設（魚市場・水産加工施設等）	—	RC, 鋼材を想定	—	多数
11	宿泊施設	約 18m ² /棟	RC, 鋼材を想定	約 7t/棟	2
12	砕石プラント	—	鋼材	—	1
13	病院	—	RC, 鋼材 (RC 造, 一部鉄骨造)	—	1
14	学校	敷地面積：約 5,500m ²	RC (RC 造)	—	2
15	駅舎	—	鋼材 (鉄骨造)	—	1
16	その他公共施設（町役場を想定）	—	鋼材, RC (鉄骨造, RC 造)	—	多数

注記 *：最大規模の形状を記載

表 4.2-8(2) 漁港・集落・海岸線における人工構造物（調査分類B）の主な諸元

No.	名称	形状等*	主材料	重量	数量
17	けい留施設・防波堤・護岸	—	コンクリート, 鋼材	—	多数
18	物揚クレーン	—	鋼材	—	多数
19	配電柱・街灯・信号機	—	鋼材, コンクリート	約 1.6t/基	多数
20	通信用鉄塔	—	鋼材	—	1
21	灯台・航路標識	—	RC, 鋼材	約 60t/基	多数

注記 *：最大規模の形状を記載

調査分類Bから抽出されたものについて、図 4.2-14 に示す漂流物の選定・影響確認フローに従って、漂流する可能性 (Step1)、到達する可能性 (Step2) 及び閉塞する可能性 (Step3) の検討を行い、取水性への影響を評価した。

車両 (No. 1) については、地震又は津波波力を受けた後も車内の内空は保持されるため、漂流物となり、取水口前面に到達することを想定する。ただし、調査分類Aの車両の最大形状である使用済燃料輸送車両 (全長：約 15.2m, 全幅：約 3m) と同等の車両を想定したとしても、取水口の取水面積の方が十分大きいことから、取水口を閉塞することはないと評価した。

コンテナ・ユニットハウス (No. 2) については、地震又は津波波力を受けた後も内空は保持されるため、漂流物となり、取水口前面に到達することを想定する。ただし、想定するコンテナの形状 (12.2m×2.5m×2.9m) に対して、取水口の取水面積の方が十分大きいことから、取水口を閉塞することはないと評価した。

油槽所 (軽油・重油タンク) (No. 3) については、地震又は津波波力を受けた後も内空は保持されるため、漂流物となり、取水口前面に到達することを想定する。なお、女川湾と類似した地形を有する気仙沼市の漂流物の特徴を踏まえ、女川地区で抽出されたものの最大規模 (200k1) を考慮する。ただし、タンク形状は円形であるのに対して、取水口は平面状となっていることから、タンクが取水口を完全に閉塞することはないと評価した。

漁具 (No. 4) 及び工事事資機材 (No. 5) については、地震又は津波波力によって、当該設備は損傷すると考えられ、損傷で生じた木片、廃プラスチック類等のがれきが漂流物となり、取水口前面に到達することを想定する。ただし、想定しているがれき (木片、廃プラスチック類等) は、軽量物であり、水面に浮遊することから取水口を閉塞することはないと評価した。一方、コンクリート及び鋼材を主材料とするものについては、それぞれの比重と海水の比重を比較した結果、漂流物とはならないと評価した。

排水処理施設 (No. 6) については、扉や窓等の開口部が地震又は津波波力により破損して気密性が喪失し、施設内部に津波が流入すると考えられる。このことを踏まえ、施設本体については主材料であるコンクリートの比重 (2.34) と海水の比重 (1.03) を比較した結果、当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。また、東北地方太平洋沖地震に伴う津波の事例では、4階建てのRC造の建物が約70m移動したとの報告があるが、当該施設は女川地区にあり、発電所までの距離は十分離れていることから、漂流物とはならないと評価した。一方、地震又は津波波力により施設本体から分離したものががれき化して漂流物となり、取水口前面に到達することを想定する可能性があるが、想定しているがれきは、軽量物であり、水面に浮遊することから取水口を閉塞することはないと評価した。

家屋 (No. 7) については、東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の特徴を踏まえ、地震又は津波波力によって、当該設備は損傷すると考えられるため、建物の形状を維持したまま漂流物となることはないと評価した。また、損傷で生じたコンクリート及び鋼材を主材料とするものについては、それぞれの比重 (2.34, 7.85) と海水の

比重 (1.03) を比較した結果、漂流物とはならないと評価した。一方、木片、壁材等についてはがれき化して漂流物となり、取水口前面に到達することを想定する可能性があるが、想定しているがれき (木片、廃プラスチック類等) は、軽量物であり、水面に浮遊することから取水口を閉塞することはないと評価した。

ガソリンスタンド (No. 8)、商業施設 (No. 9)、工業施設 (魚市場、水産加工施設等) (No. 10)、宿泊施設 (No. 11)、砕石プラント (No. 12)、病院 (No. 13)、学校 (No. 14)、駅舎 (No. 15) 及びその他公共施設 (No. 16) については、扉や窓等の開口部が地震又は津波波力により破損して気密性が喪失し、施設内部に津波が流入すると考えられる。このことを踏まえ、施設本体については主材料であるコンクリートの比重 (2.34) 又は鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果、当該設備の比重の方が大きいことから漂流物とはならないと評価した。また、東北地方太平洋沖地震に伴う津波の事例では、4階建てのRC造の建物が約70m移動したとの報告があるが、当該施設から発電所までの距離は十分離れていることから、漂流物とはならないと評価した。また、鉄骨造の建物は津波波力により壁材等が施設本体から分離して漂流物となったことが報告されていることを踏まえ、壁材等が漂流し、取水口前面に到達することを想定する可能性があるが、想定しているがれきは、軽量物であり、水面に浮遊することから取水口を閉塞することはないと評価した。

けい留施設・防波堤・護岸 (No. 17)、物揚クレーン (No. 18)、配電柱・街灯・信号機 (No. 19)、通信用鉄塔 (No. 20) 及び灯台・航路標識 (No. 21) については、当該施設の比重 (コンクリート : 2.34、鋼材 : 7.85) と海水の比重を比較した結果、漂流物とはならないと評価した。

以上のことから、調査分類Bとして抽出されたものについては、いずれも取水性への影響はないことを確認した。

調査分類Bの各施設・設備の評価結果を表4.2-9に示す。

表 4.2-9 (1) 漁港・集落・海岸線における人工構造物 (調査分類B) の評価結果

No.	名称	主材料	重量	Step1 (漂流する可能性) 検討結果*		Step2 (到達する可能性)*	Step3 (閉塞する可能性)*	評価*
				比重				
1	車両	鋼材	—	—	地震又は津波波力を受けた後も内空は保持されるため、漂流物となることを想定する。		【判断基準：j】 調査分類Aの車両で最も形状の大きい使用済燃料輸送車両 (全長：約15.2m, 全幅：約3m) と同等を想定したとしても、取水口の取水面積の方が十分大きいことから、取水口を閉塞することはない。	IV
2	コンテナ・ ユニットハウス	鋼材等	約30t	—	到達を考慮する。		【判断基準：j】 想定するコンテナの形状 (12.2m×2.5m×2.9m) に対して、取水口の取水面積の方が十分大きいことから、取水口を閉塞することはない。	IV
3	油槽所 (軽油・重油タンク)	鋼材	22t 以下 (容量 約200kl)	—	内地震又は津波波力を受けた後も内空は保持されるため、漂流物となることを想定する。 なお、類似地形からの検討結果から最大規模を考慮する。		【判断基準：j】 タンク形状は円形であるのに対して、取水口は平面状となっていることから、タンクが取水口を完全に閉塞することはない。	IV
4	漁具	—	—		【判断基準：b】 地震又は津波波力によって、当該設備は損傷すると考えられ、損傷で生じた木片、廃プラスチック類等のがれきが漂流物となる。 一方、コンクリート及び鋼材を主材料とするものについては、それぞれの比重と海水の比重を比較した結果、漂流物とはならない。		【判断基準：j】 想定しているがれき (木片、廃プラスチック類等) は、軽量物であり、水面に浮遊することから取水口を閉塞することはない。	IV
5	工事用資機材	RC	—	コンクリート比重 【2.34】 鋼材比重 【7.85】	木片、廃プラスチック類等のがれきについて、到達を考慮する。			

注記 *：判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4.2-14 を参照。

表 4.2-9 (2) 漁港・集落・海岸線における人工構造物（調査分類B）の評価結果

No.	名称	主材料	重量	Step1 (漂流する可能性) 検討結果*		Step2 (到達する可能性)*	Step3 (閉塞する可能性)*	評価*
				比重	《施設本体》 コンクリート比重 【2.34】			
6	排水処理施設	RC (RC造)	延床面積 約 550m ²	【判断基準：b, c】 扉や窓等の開口部が地震又は津波 波力により破損して気密性が喪失 し、施設内部に津波が流入する。こ のことで踏まえ、施設本体につい ては主材料の比重から漂流物とは ならない。 一方、地震又は津波波力により施 設本体から分離したものががれき 化して漂流物となる。	《施設本体以外》 漂流することを考慮	—	—	I
7	家屋	—	—	【判断基準：b】 地震又は津波波力によって、当該 設備は損傷すると考えられるた め、建物の形状を維持したまま漂 流物となることはない。 ただし、損傷で生じたコンクリー ト及び鋼材を主材料とするものに ついては、それぞれの比重と海水 の比重を比較した結果、漂流物と はならないが、木片、壁材等につ てはがれき化して漂流物となる。	コンクリート比重 【2.34】 鋼材比重 【7.85】	木片、壁材等のが れきについて、到 達を考慮する。	【判断基準：j】 想定しているがれき（木片、壁材 等）は、軽量物であり、水面に浮 遊することから取水口を閉塞する ことはない。	IV

注記 *：判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4.2-14 を参照。

表 4.2-9 (3) 漁港・集落・海岸線における人工構造物 (調査分類B) の評価結果

No.	名称	主材料	重量	Step1 (漂流する可能性)		Step2 (到達する可能性)*	Step3 (閉塞する可能性)*	評価*
				検討結果*	比重			
8	ガソリンスタンド	RC	敷地面積 約 500m ²					
9	商業施設	RC, 鋼材を想定 (RC造, 鉄骨造)						
10	工業施設 (魚市場・ 水産加工施設等)	RC, 鋼材を想定 (RC造, 鉄骨造)						
11	宿泊施設	RC, 鋼材を想定 (RC造, 鉄骨造)	約 7t/棟					
12	砕石プラント	鋼材						
13	病院	RC, 鋼材 (RC造, 一部鉄骨造)						
14	学校	RC (RC造)	敷地面積 約 5,500m ²					
15	駅舎	鋼材 (鉄骨造)						
16	その他公共施設 (町役場を想定)	RC, 鋼材 (RC造, 一部鉄骨造)						

注記 * : 判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4.2-14 を参照。

表 4.2-9(4) 漁港・集落・海岸線における人工構造物 (調査分類B) の評価結果

No.	名称	主材料	重量	Step1 (漂流する可能性) 検討結果*		Step2 (到達する可能性)*	Step3 (閉塞する可能性)*	評価
				比重	コンクリート比重 【2.34】 鋼材比重 【7.85】			
17	けい留施設・防波堤・ 護岸	コンクリート 鋼材	—	【判断基準：b】 当該施設の比重と海水の比重 を比較した結果、漂流物とは ならない。	コンクリート比重 【2.34】 鋼材比重 【7.85】	—	—	I
18	物揚クレーン	鋼材	—		鋼材比重 【7.85】			
19	配電柱・街灯・信号機	鋼材 コンクリート	約 1.6t/基		コンクリート比重 【2.34】 鋼材比重 【7.85】			
20	通信用鉄塔	鋼材	—		鋼材比重 【7.85】			
21	灯台・航路標識	RC, 鋼材	約 60t/基		コンクリート比重 【2.34】 鋼材比重 【7.85】			
					鋼材比重 【7.85】			

注記 *：判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4.2-14 を参照。

③海上に設置された人工構造物の抽出（調査分類C）

調査分類Cの調査範囲を図4.2-28に示す。

調査分類Cについては、聞き取り調査のほかに、机上調査として、女川町のホームページ、農林水産省のホームページ、国土交通省のホームページ、海上保安庁海洋情報部の沿岸海域環境保全情報（Ceis Net）等により、調査対象範囲内の係留漁船及び養殖漁業施設並びに発電所港湾関係設備（標識ブイ等）等を調査した。

■ 調査分類C（沖合側（東側）の範囲については海上設置物の設置状況を考慮して設定）

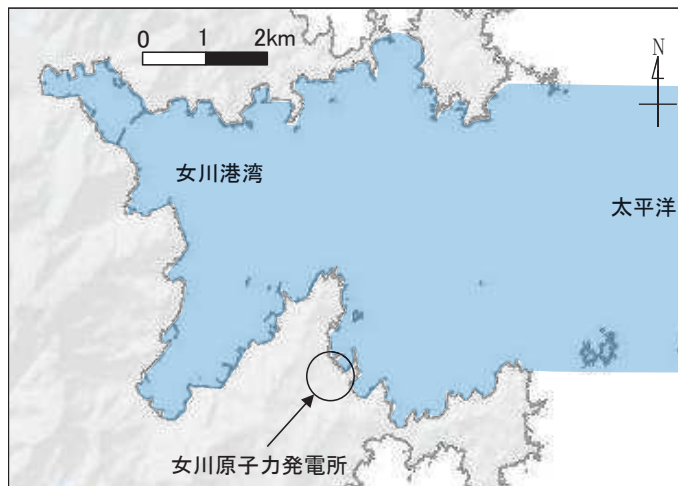


図4.2-28 海上設置物（調査分類C）の調査範囲

調査分類Cで確認された施設・設備を表4.2-10及び図4.2-29に示す。また、これらの施設・設備の主な諸元を表4.2-11に示す。

なお、発電所から最も近い漁港である小屋取漁港及び養殖漁業施設について、写真4.2-2と写真4.2-3に示す。

表4.2-10 海上設置物（調査分類C）の抽出結果

分類	No.	名 称
女川発電所港湾関係	1	漁業権消滅範囲標識ブイ
	2	航路標識ブイ
	3	海水温度観測用浮標
	4	海水温度観測鉄塔
係留漁船	5	係留漁船（発電所敷地前面海域， 発電所敷地前面海域以外）
	6	係留大型漁船（女川港のみ）
養殖漁業施設	7	養殖筏
その他	8	標識ブイ

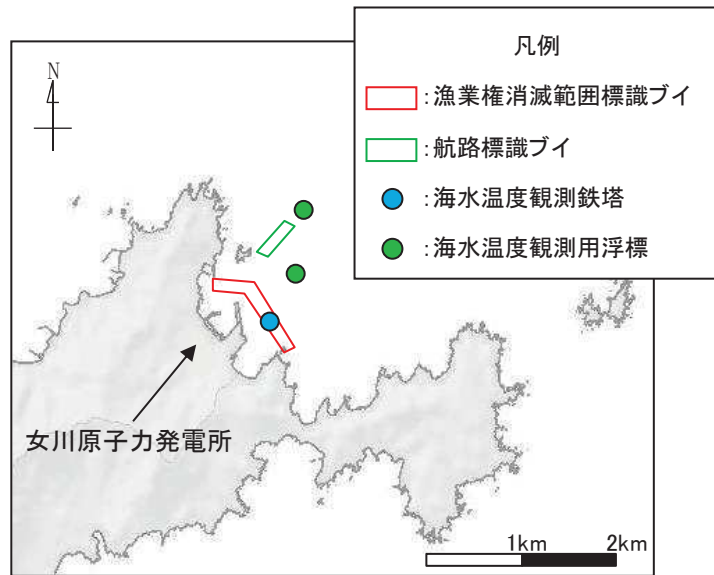


図 4. 2-29(1) 海上設置物（調査分類C：発電所前面海域）の配置概要図

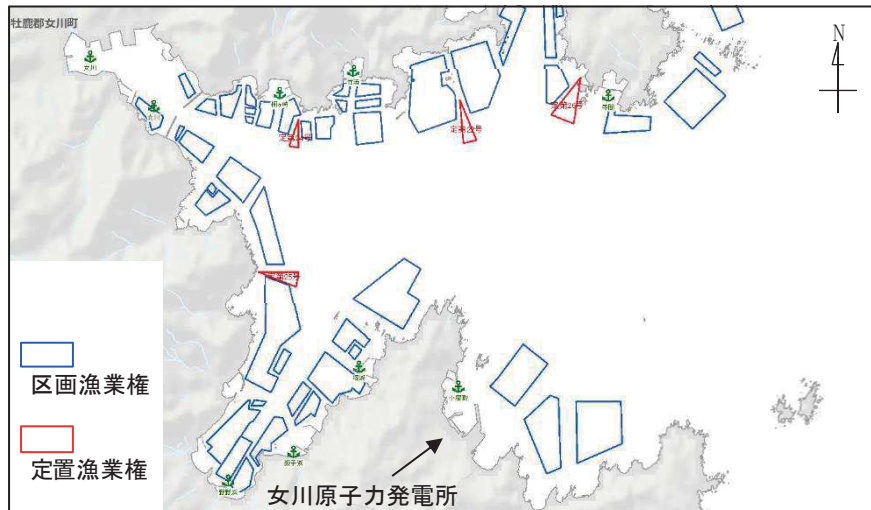


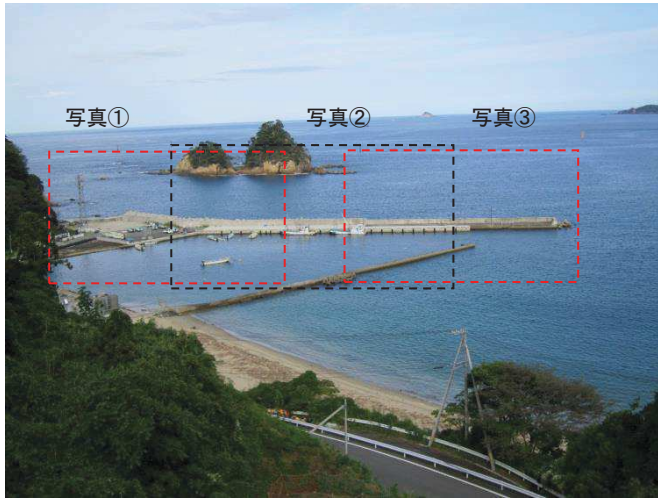
図 4. 2-29(2) 海上設置物（調査分類C）の配置概要図

表 4.2-11 海上設置物（調査分類C）の主な諸元

分類	No.	名称	形状*	主材料	重量	数量
女川発電所港湾関係	1	漁業権消滅範囲標識ブイ	φ0.76m（球体）	FRP	1t 未満	5
	2	航路標識ブイ	33.56m×φ0.914m	鋼材	5t 未満	4
	3	海水温度観測用浮標	26.63m×φ0.914m	鋼材	5t 未満	1
	4	海水温度観測鉄塔	約22m×11m×11m	鋼材	—	1
係留漁船	5	係留漁船	—	FRP	発電所敷地前面海域 ：約5t（総トン数） 発電所敷地前面海域以外 ：約19t（総トン数）	多数
	6	係留大型漁船 （女川港のみ）	—	鋼材	約3,000t （重量トン数）	—
養殖漁業施設	7	養殖筏	—	フoportrop 木材	1t 未満	多数
その他	8	標識ブイ	—	FRP （想定）	—	多数

注記 *：最大規模の形状を記載

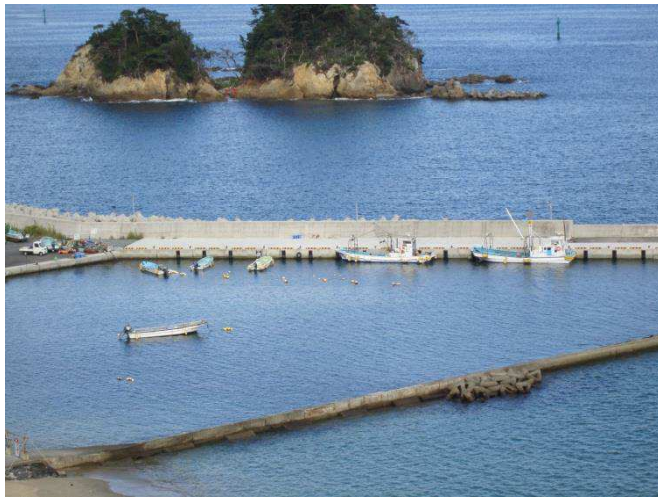
【小屋取地区港湾部全景】



【写真①】



【写真②】



【写真③】



写真 4. 2-2 小屋取漁港

①ホヤ養殖施設（1）



②ホヤ養殖施設（2）



③小型定置網（1）



④小型定置網（2）



⑤大型定置網（1）



⑥大型定置網（2）



写真 4. 2-3 養殖漁業施設概要写真

調査分類Cから抽出されたものについて、図 4.2-14 に示す漂流物の選定・影響確認フローに従って、漂流する可能性 (Step1)、到達する可能性 (Step2) 及び閉塞する可能性 (Step3) の検討を行い、取水性への影響を評価した。

漁業権消滅範囲標識ブイ (No. 1) については、アンカー等で係留されているが、津波の波力によりアンカー等が破断・破損するおそれがあることから、漂流物となり、取水口前面に到達することを想定する。ただし、想定する漂流物はFRPを主材料とするものであり、水面に浮遊することから、取水口を閉塞することはないと評価した。

航路標識ブイ (No. 2) 及び海水温度観測用浮標 (No. 3) については、アンカー等で係留されているが、津波の波力によりアンカー等が破断・破損し、浮標部の気密性も喪失する。そのため、設備本体については主材料である鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果、漂流物とはならないと評価した。一方、上部の軽量物が漂流物となり、取水口前面に到達することを想定する。ただし、想定する漂流物は軽量物であり、水面に浮遊することから、取水口を閉塞することはないと評価した。

海水温度観測鉄塔 (No. 4) については、津波の波力により部分的に破損するおそれがあるが、主材料である鋼材の比重 (7.85) と海水の比重 (1.03) を比較した結果、漂流物とはならないと評価した。

係留漁船 (No. 5) については、係留索により係留されているが、津波波力により係留索が破損することで、漂流物となり、取水口前面に到達することを想定する。なお、航行中の漁船も係留漁船と同様に漂流物となり、取水口前面に到達することを想定する。これらの係留漁船のうち最大規模は約 19t (総トン数) であり、その形状は「漁港・漁場の施設の設計参考図書 (水産庁, 2015 年版)」から、喫水深約 2m, 船体長さ約 20m, 幅約 5m であるに対して、取水口の取水面積 (7.8m×4m, 6 口) は十分大きいことから、取水口を閉塞することはないと評価した (図 4.2-30)。

係留大型漁船 (No. 6) については、女川港にのみ確認されており、女川港を船籍港としている最大規模の船舶は約 499t (総トン数) の漁船であるが、女川港の岸壁は約 3,000 重量トン級であることから、今後寄港して係留する可能性のある最大の船舶として、約 3,000 重量トンの大型船舶を想定する。この係留大型船舶は、係留索により係留されているが、津波波力により係留索が破損することで、漂流物となることを想定する。到達する可能性に関しては、東北地方太平洋沖地震に伴う津波の漂流物の特徴から、大型船舶が津波の襲来により被災するパターンとしては、①押し波による陸上への乗り上げ、②引き波による水位低下に伴う転覆・座礁・沈没することが考えられる。そのため、基準津波の第一波の寄せ波によって陸上へ乗り上げるおそれがあり、発電所には到達しない。また、陸上へ乗り上げなかった場合については、引き波による水位低下に伴い転覆・座礁・沈没するおそれがあるため、発電所には到達しない。仮に女川港湾内に漂流したとしても女川港には湾口防波堤があり、港外へ漂流しにくい構造となっていること、港外へ漂流したとしても、基準津波の流向の特徴から、女川港から沖側への流れは西から東に向かう流れが卓越していることから、発電所には到達しない。以上のことから、係留大型漁船については、漂流したとしても発電所には到達しないと評価した。

養殖筏 (No. 7) 及び標識ブイ (No. 8) については、アンカー等で係留されているが、津波の波力によりアンカー等が破断・破損するおそれがあることから、当該設備が損傷して木片等のがれきが漂流物となり、取水口前面に到達することを想定する。ただし、想定する漂流物は軽量物であり、水面に浮遊することから、取水口を閉塞することはないと評価した。

以上のことから、調査分類Cとして抽出されたものについては、いずれも取水性への影響はないことを確認した。

調査分類Cの各施設・設備の評価結果を表 4.2-12 に示す。

なお、取水口の側方は改良地盤及びコンクリート置換工が配置されており、改良地盤及びコンクリート置換工は基準地震動 S_s に対する健全性を確認することから、土砂が大規模に流出することはない。漂流物の影響と合わせても取水口を閉塞することはない。

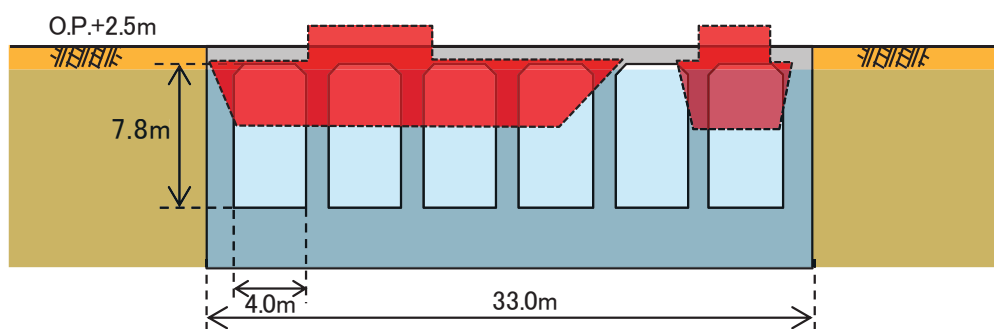


図 4.2-30 取水口前面形状と係留漁船の関係

表 4.2-12(1) 海上設置物 (調査分類C) の評価結果

No.	名称	主材料	重量	Step1 (漂流する可能性) 検討結果*		Step2 (到達する可能性)*	Step3 (閉塞する可能性)*	評価*
				比重	比重			
1	漁業権消滅範囲標識 ブイ	FRP	1t 未満	アンカー等で係留されているが、津波波力によりアンカー等が破断・破損おそれがあることから、漂流物となる。	—	到達を考慮する。	【判断基準：j】 想定しているがれき (FRP材) は、軽量物であり、水面に浮遊することから取水口を閉塞することはない。	IV
2	航路標識ブイ	鋼材	5t 未満	【判断基準：b】 アンカー等で係留されているが、津波波力によりアンカー等が破断・破損し、浮標部の気密性も喪失する。このことを踏まえ、設備本体については主材料の比重と海水の比重を比較した結果、漂流物とはならない。一方、上部の軽量物が漂流物となる可能性がある。	《設備本体》 鋼材比重 【7.85】	—	—	I
3	海水温度観測用浮標	鋼材	5t 未満	【判断基準：b】 津波波力により部分的に損傷するおそれがあるが、鋼材を主材料とした重量物であるため、漂流物とならない。	上部材 漂流することを 考慮 を考慮	上部材について、到達を考慮する。	【判断基準：j】 想定しているがれきは、軽量物であり、水面に浮遊することから取水口を閉塞することはない。	IV
4	海水温度観測鉄塔	鋼材	—	【判断基準：b】 津波波力により部分的に損傷するおそれがあるが、鋼材を主材料とした重量物であるため、漂流物とならない。	鋼材比重 【7.85】	—	—	I
7	養殖筏	フクロ ブ・木材	1t 未満	アンカー等で係留されているが、津波波力によりアンカー等が破断・破損おそれがあり、当該設備が損傷して木片等のがれきが漂流物となる。	—	木片等のがれきについて、到達を考慮する。	【判断基準：j】 想定しているがれき (木片等) は、軽量物であり、水面に浮遊することから取水口を閉塞することはない。	IV
8	標識ブイ	FRP (想定)	—		—			

注記 * : 判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4.2-14 を参照。

表 4. 2-12(2) 海上設置物 (調査分類C) の評価結果

No.	名称	主材料	重量	Step1 (漂流する可能性) *	Step2 (到達する可能性) *	Step3 (閉塞する可能性) *	評価*
5	係留漁船	FRP	発電所敷地前面海域 : 約 5t (総トン数) 発電所敷地前面海域以外 : 約 19t (総トン数)	係留索により係留されているが、津波波力により係留索が破損すること、漂流物となる可能性がある。	到達を考慮する。 (航行中の漁船についても到達を考慮する。)	【判断基準：j】 漁船の最大規模は約 19t (総トン数) であり、喫水深約 2m、船体長さ約 20m、幅約 5m であるのに対して、取水口の取水面積は十分に大きいことから、取水口を閉塞する可能性はない。	IV
6	係留大型漁船	鋼材	約 3,000t (重量トン数) 女川港を船籍港としている最大規模の船舶は約 499t (総トン数) の漁船であるが、女川港の岸壁は約 3,000 重量トン級であることから、今後寄港して係留する可能性のある最大の船舶として、約 3,000 重量トンの大型船舶を想定する。	係留索により係留されているが、津波波力により係留索が破損すること、漂流物となる可能性がある。	【判断基準：h】 3. 11 地震に伴う津波の漂流物の特徴から、大型船舶が津波の襲来により被災するパターンとしては、①押し波による陸上への乗り上げ、②引き波による水位低下に伴う転覆・座礁・沈没することが考えられる。そのため、津波の第一波の寄せ波によって陸上へ乗り上げるおそれがあるが、発電所には到達しない。また、陸上へ乗り上げなかった場合については、引き波による水位低下に伴い転覆・座礁・沈没するおそれがあるが、発電所には到達しない。 仮に女川港湾内に漂流したとしても女川港には湾口防波堤があり、港外へ漂流しにくい構造となっていること、港外へ漂流したとしても、津波の流向の特徴から、女川港から沖側への流れは西から東に向かう流れが卓越していることから、発電所には到達しない。 以上のことから、係留大型漁船については、取水口前面には到達しない。	—	III

注記 * : 判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4. 2-14 を参照。

④船舶の調査結果（調査分類D）

④－1 船舶（定期航路船舶等）

発電所周辺 5km 圏内及び沖合約 12km に定期船舶の航路が存在する。

該当する定期航路船舶を表 4.2-13 に示し、調査分類Dの範囲及び運航航路を図 4.2-31 に示す。

なお、東北地方太平洋沖地震に伴う津波では、「きたかみ」は仙台港に停泊中であつたものの、緊急出港して被災を免れている。「いしかり」は東京湾で内覧中であつたため被災を免れている。「きそ」は津波後に緊急輸送（「きたかみ」も同様）を行っていることから、被災はしていないと判断される。「しまなぎ」「べガ」「アルティア」は、沖出し避難を行い、被災を免れている。避難海域は以前から指定していた出島の南沖合い（水深 40m）のポイントで漂泊し、被災を免れている。

また、女川湾を航行中の大型船舶についても評価を行った。

表 4.2-13 定期航路船舶一覧

No.	所属船名	航路	総トン数	運航会社
1	べガ	①女川～金華山	19	潮プランニング
2	アルティア		19	
3	しまなぎ	②女川～出島・江ノ島	62	シーパル女川汽船
4	いしかり	③仙台～苫小牧	15,762	太平洋フェリー
5	きそ		15,795	
6	きたかみ		13,694	

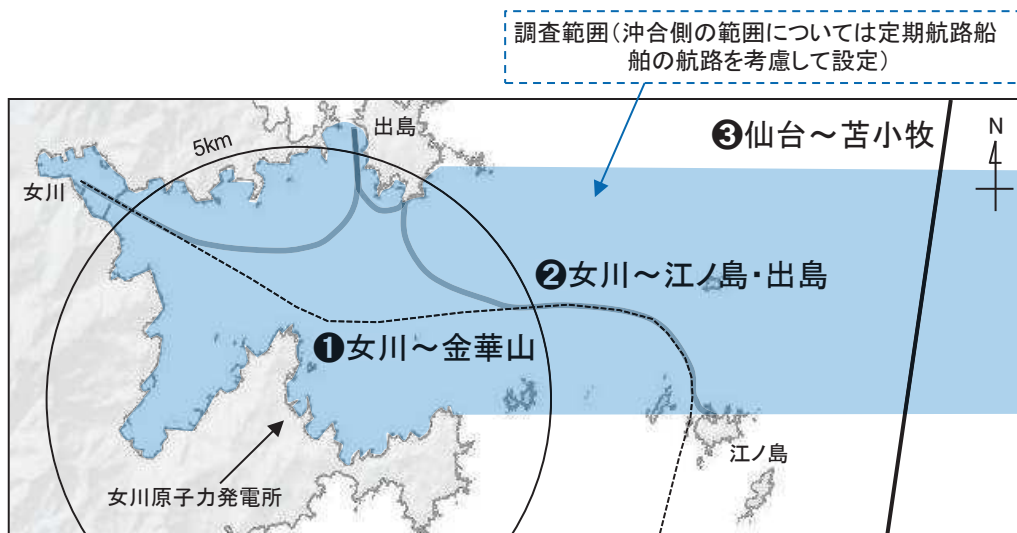


図 4.2-31 調査範囲及び運航航路

調査分類Dから抽出されたものについて、図 4.2-14 に示す漂流物の選定・影響確認フローに従って、漂流する可能性 (Step1)、到達する可能性 (Step2) 及び閉塞する可能性 (Step3) の検討を行い、取水性への影響を評価した。

定期航路船舶 (ベガ, アルティア, しまなぎ, いしかり, きそ, きたかみ) (No. 1~6) については、各運行会社への聞き取り調査の結果、常時津波警報等の情報収集を可能とする無線・電話等を搭載しており、津波警報発令時等には、退避措置が明確であり、安全な海域に速やかに退避する予定であることを確認した。よって、これら定期船舶は漂流物とはならない。

航行中の大型船舶については、女川港を船籍港としていないが、一時的に女川港に寄港する可能性のある船舶として、貨物船や復興工事関係の船舶が考えられることから、貨物船及び復興工事関連の船舶について、女川港の入港実績を聞き取り調査を行った。その結果、最大 750t (総トン数) の貨物船が 2018 年 7 月に入港した実績を確認した。ただし、女川港の岸壁は約 3,000 重量トン級であることから、今後寄港する可能性のある最大の船舶は、約 3,000 重量トンの大型船舶であることが想定される。以上を踏まえ、航行中の大型船舶については、この約 3,000 重量トンの大型船舶を想定し、検討を行った。

通常時、発電所よりも西側の港から出港した船舶 (大型船舶を含む) は、海上衝突予防法により船舶は右側通行が義務付けられていることを踏まえると、多くの船舶が発電所に近い南側 (発電所からの離隔は約 2km) を通って太平洋側へ航行することが想定され、女川から金華山の定期航路船舶の航路と同様のルートで航行すると考えられる (図 4.2-32)。なお、この南側のルートよりも更に南側では、大名計礁付近で水深が浅くなっていることや、寄磯崎と二股島の間で早崎水道により流れが速くなっていることから、船舶の航行にはあまり適していないことを確認した (図 4.2-32)。

また、津波警報時においては、津波による被害を避けるために沖合へ退避する船舶が極めて多くなると考えられ、発電所前面海域では一時的に大型船舶を含めた船舶が密集することが懸念される。その際、発電所に最も近いルートは通常時のルートと同様 (発電所からの離隔は約 2km) であると考えられる。仮に、この発電所に近いルートを航行していたとしても、航行中であれば、津波襲来前に沖合への退避が十分可能であることから、航行中においても漂流物とはならない。

さらに、航行中に故障により操船ができなくなる可能性もあるが、総トン数 20 トン以上の大型船舶については、国土交通省による検査 (定期検査, 中間検査, 臨時検査及び臨時航行検査) が義務付けられていることから、航行中に故障等により操船できなくなることは考えにくい。

以上のことから、約 3,000 重量トンの大型船舶が発電所の前面を航行中であつたとしても、漂流物とはならないと考えられる。ただし、漂流する可能性については、完全に否定することは困難であるため、到達する可能性についても検討も踏まえて評価した。

到達する可能性については、発電所前面海域を航行中の船舶を対象に、津波警報時

の退避ルート及びその南側のルート上での流向、流速から評価するため、水粒子の動きを把握する方向として有効な軌跡解析を実施した。

まず、津波警報時の退避ルート上を想定した場合、軌跡解析の初期位置として、5つの位置（航路1～5）を設定（図4.2-32）するとともに、さらに南側の発電所に近いルートを想定（図4.2-33）し、大名計礁の南側及び早崎水道付近の2地点（航路6～7）を設定した。また、解析時間は流速の影響がほとんどなくなる地震発生から24時間とした。

その結果、津波警報時の退避ルートを想定した場合、いずれの点でも第一波の寄せ波と引き波でほぼ東西方向に移動し、その後の流速が遅くなった状況では、西側（航路4,5）では大貝崎の影響を受けながら女川湾内をゆっくりと移動し、東側（航路1,2）では早崎水道の影響を受けて沖合へ移動する特徴がある。一方、航路3では、両者の影響をそれほど受けず、発電所前面海域をゆっくりと移動する特徴があることを確認した。ルート上の5点がいずれも第一波で東西方向に移動する特徴は、退避ルートが津波の襲来方向と同じであることが要因である。また、その後の流速が遅くなってからは、周辺地形の影響を受けて、おおよそ3パターンの特徴があるが、発電所に漂流するような特徴がないことを確認した（図4.2-34、図4.2-35、図4.2-37）。

また、南側（発電所に近い側）のルートを想定した場合、2点（航路6,7）ともに、津波警報時の退避ルートの航路1～5と同様に津波の第一波で東西方向に移動する。その後、航路6は周辺地形の影響をあまり受けずに女川湾内を漂い、航路7は早崎水道に近いことからその影響を強く受けて沖合へ移動する特徴を確認した。ただし、発電所に漂流するような流れの特徴は確認されなかった（図4.2-36、図4.2-38）。

以上のことから、調査分類Dのうち定期航路船舶等として抽出されたものについては、いずれも取水性への影響はないことを確認した。

調査分類Dのうち定期航路船舶等の評価結果を表4.2-14に示す。

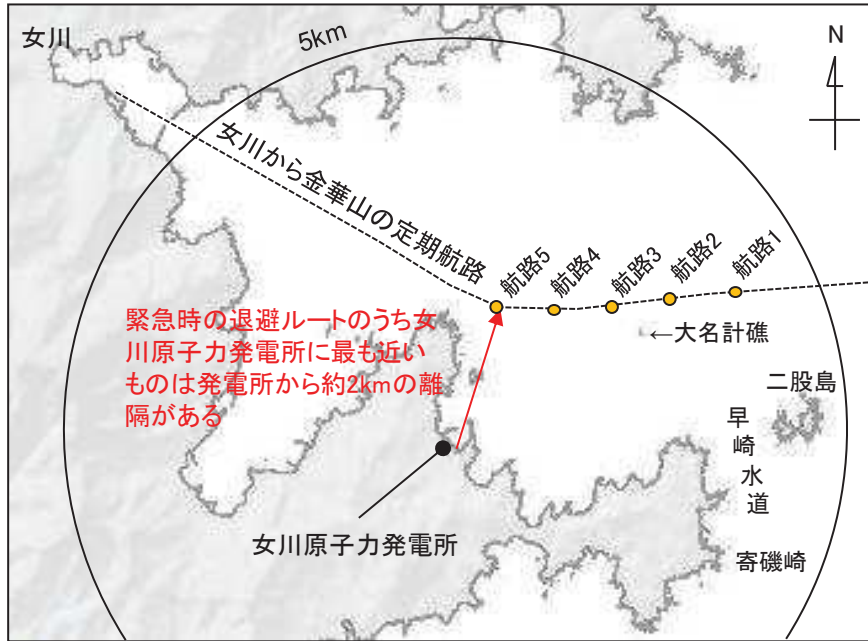


図 4. 2-32 津波警報時に想定される退避ルート及び軌跡解析の初期位置

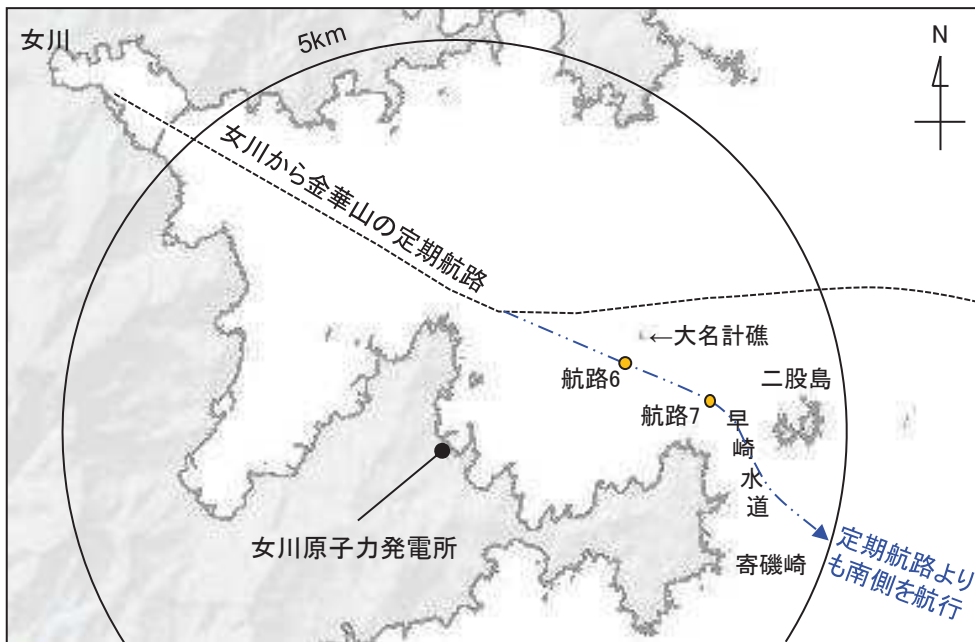


図 4. 2-33 想定される発電所側の退避ルート及び軌跡解析の初期位置

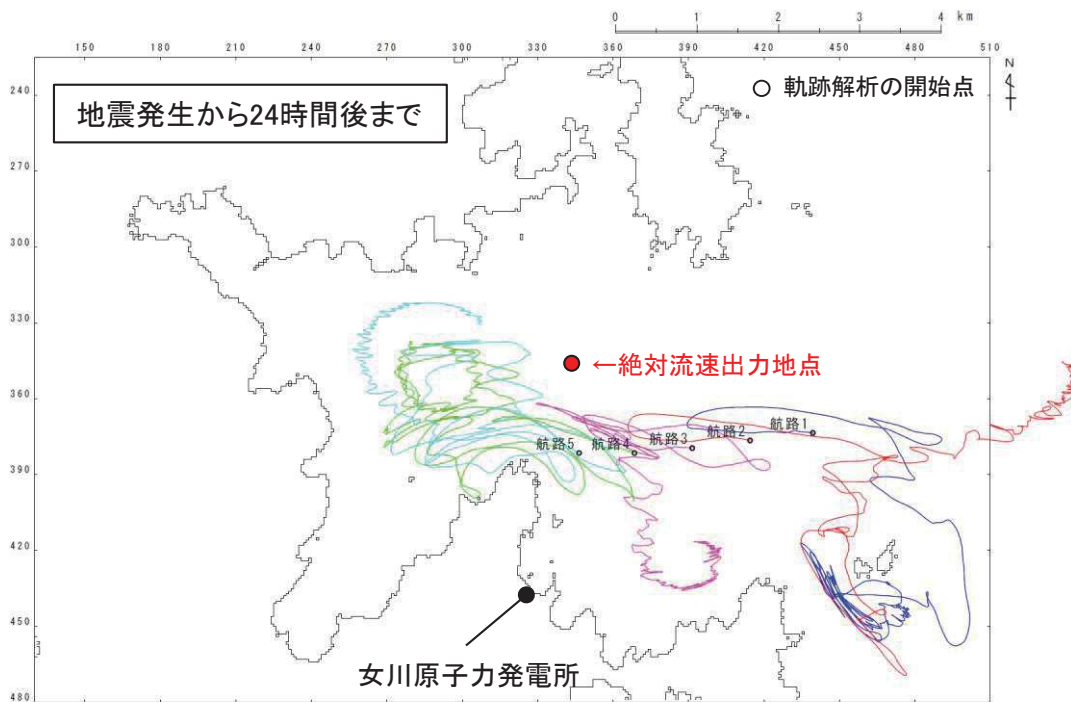
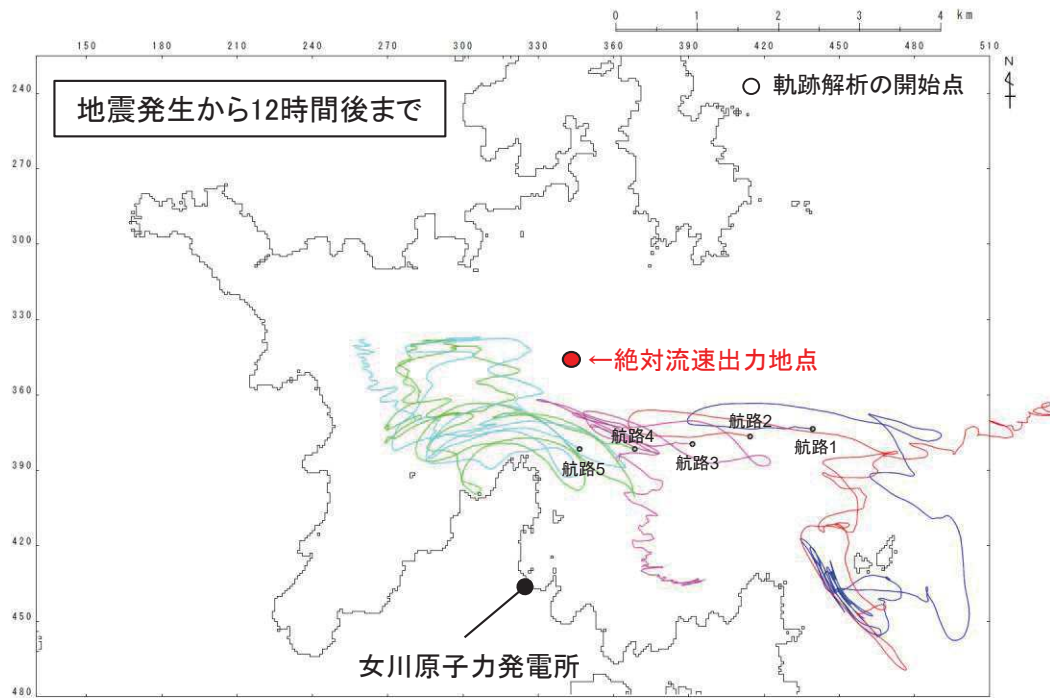


図 4. 2-34 津波警報時に想定される退避ルート上からの軌跡解析結果
(上昇側基準津波)

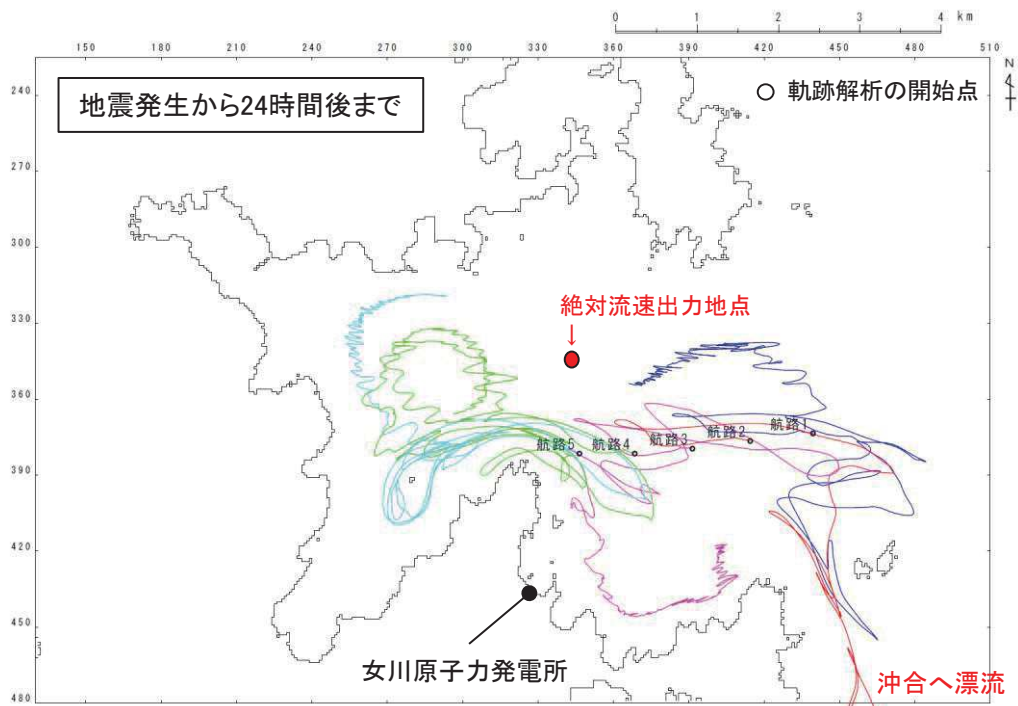
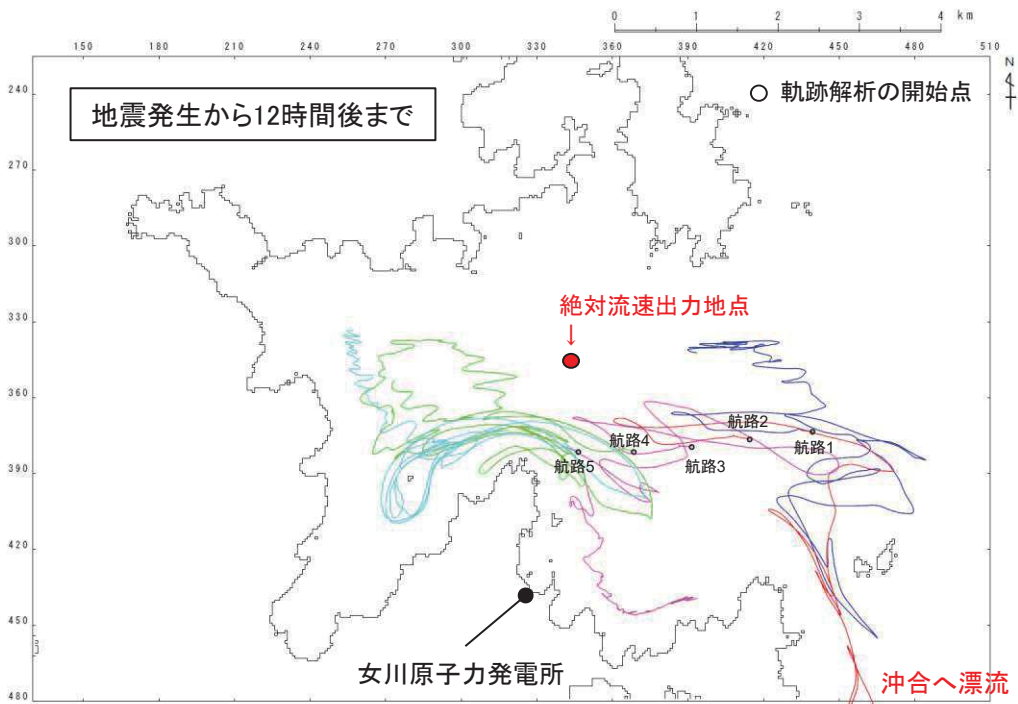


図 4. 2-35 津波警報時に想定される退避ルート上からの軌跡解析結果
(下降側基準津波)

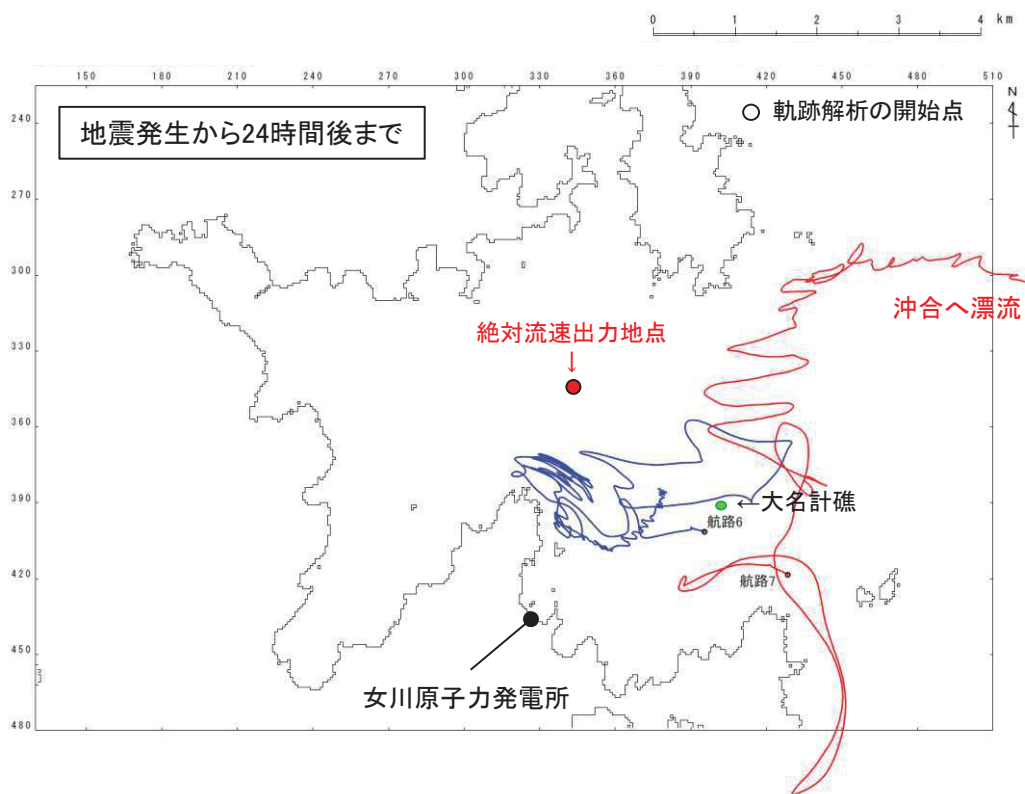
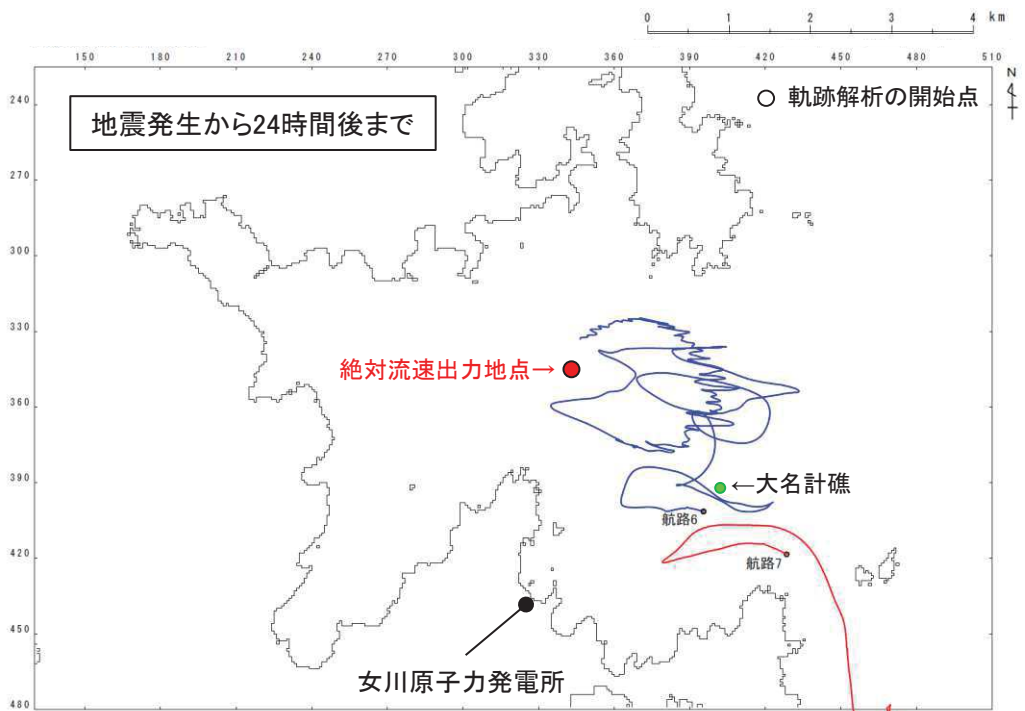


図 4.2-36 南側の退避ルート上からの軌跡解析結果（南側ルート）
（上：上昇側基準津波，下：下降側基準津波）

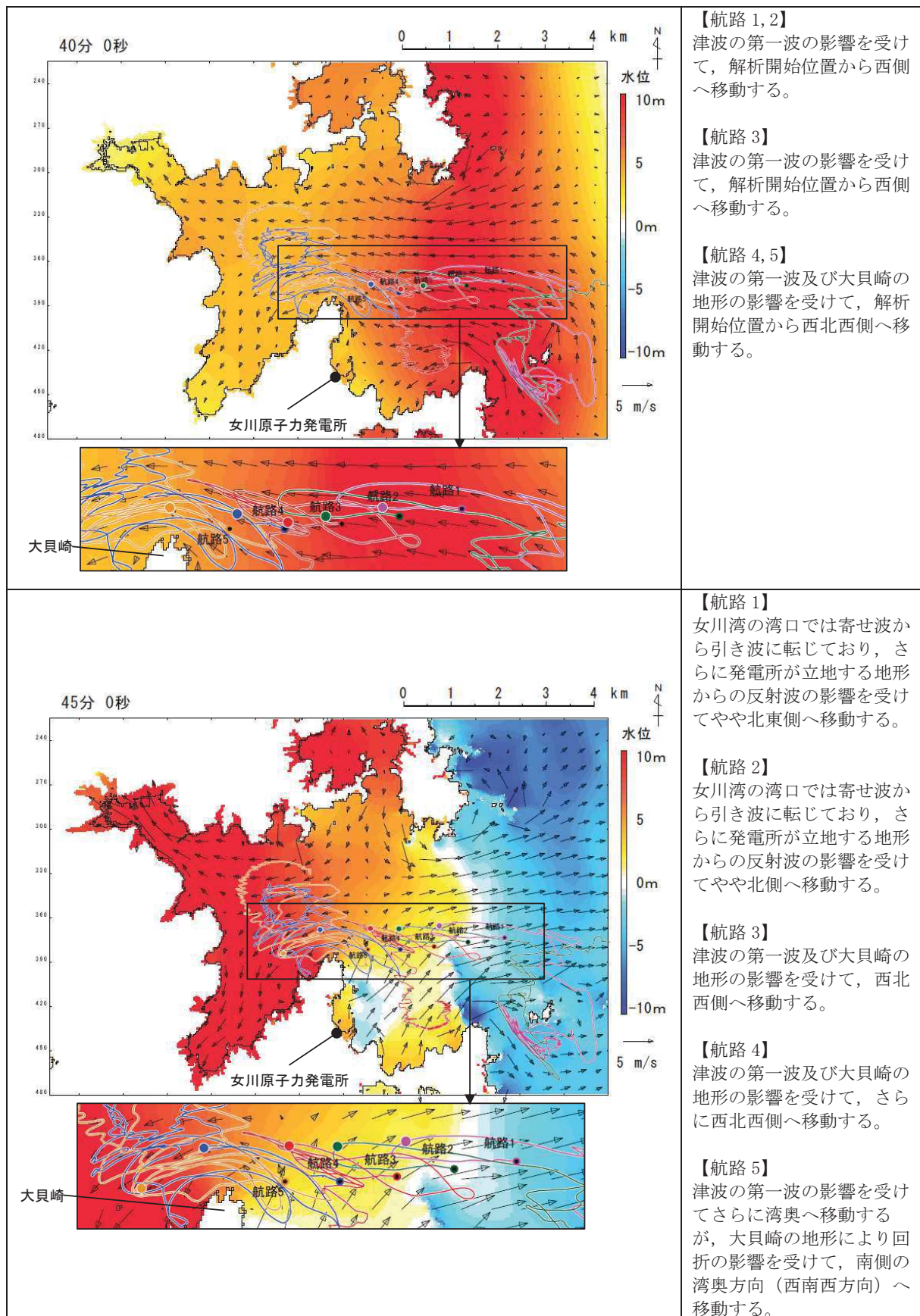


図 4.2-37(1) 津波警報時に想定される退避ルート上からの軌跡解析結果の詳細
(上昇側基準津波)

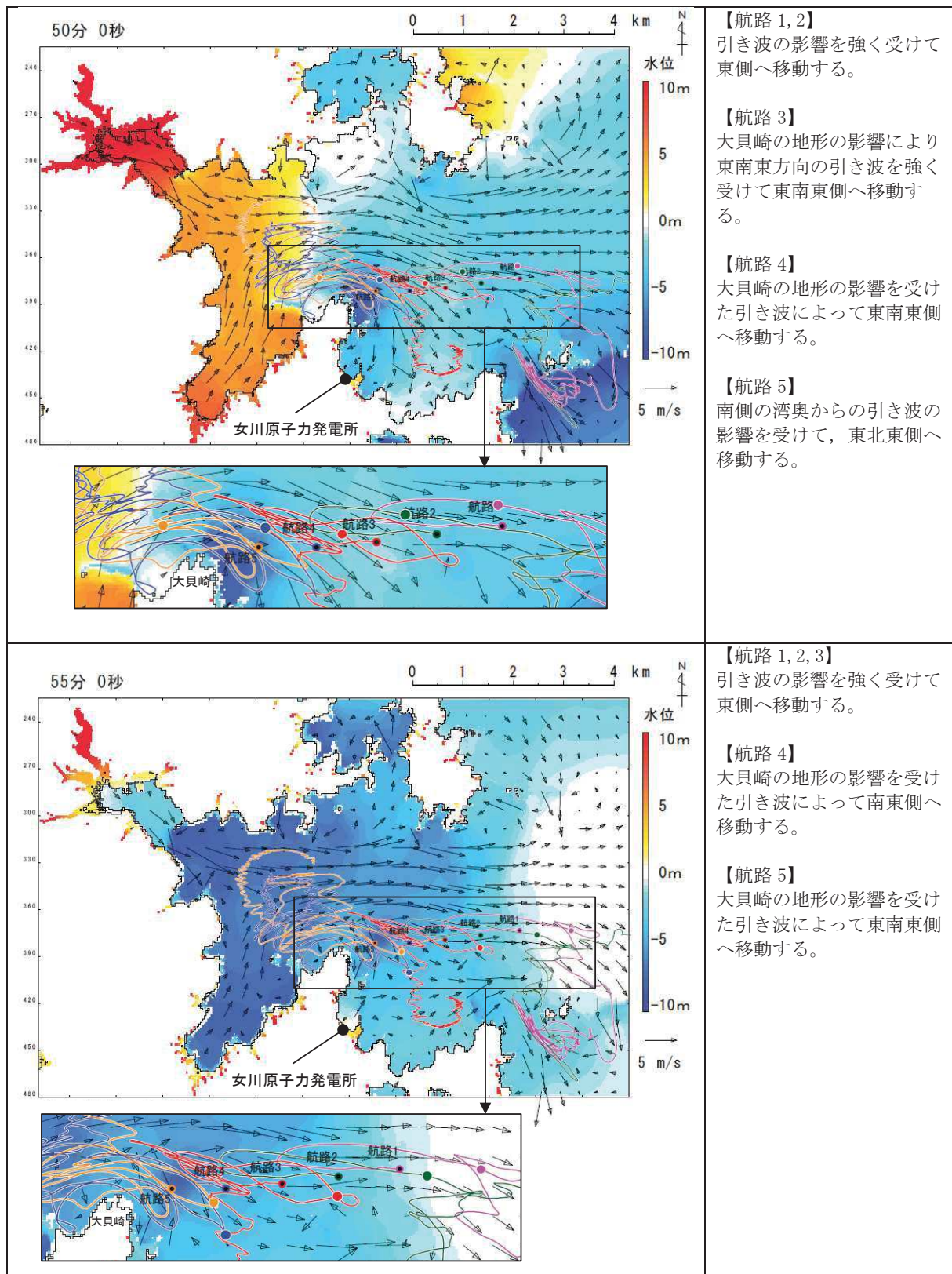


図 4.2-37(2) 津波警報時に想定される退避ルート上からの軌跡解析結果の詳細
(上昇側基準津波)

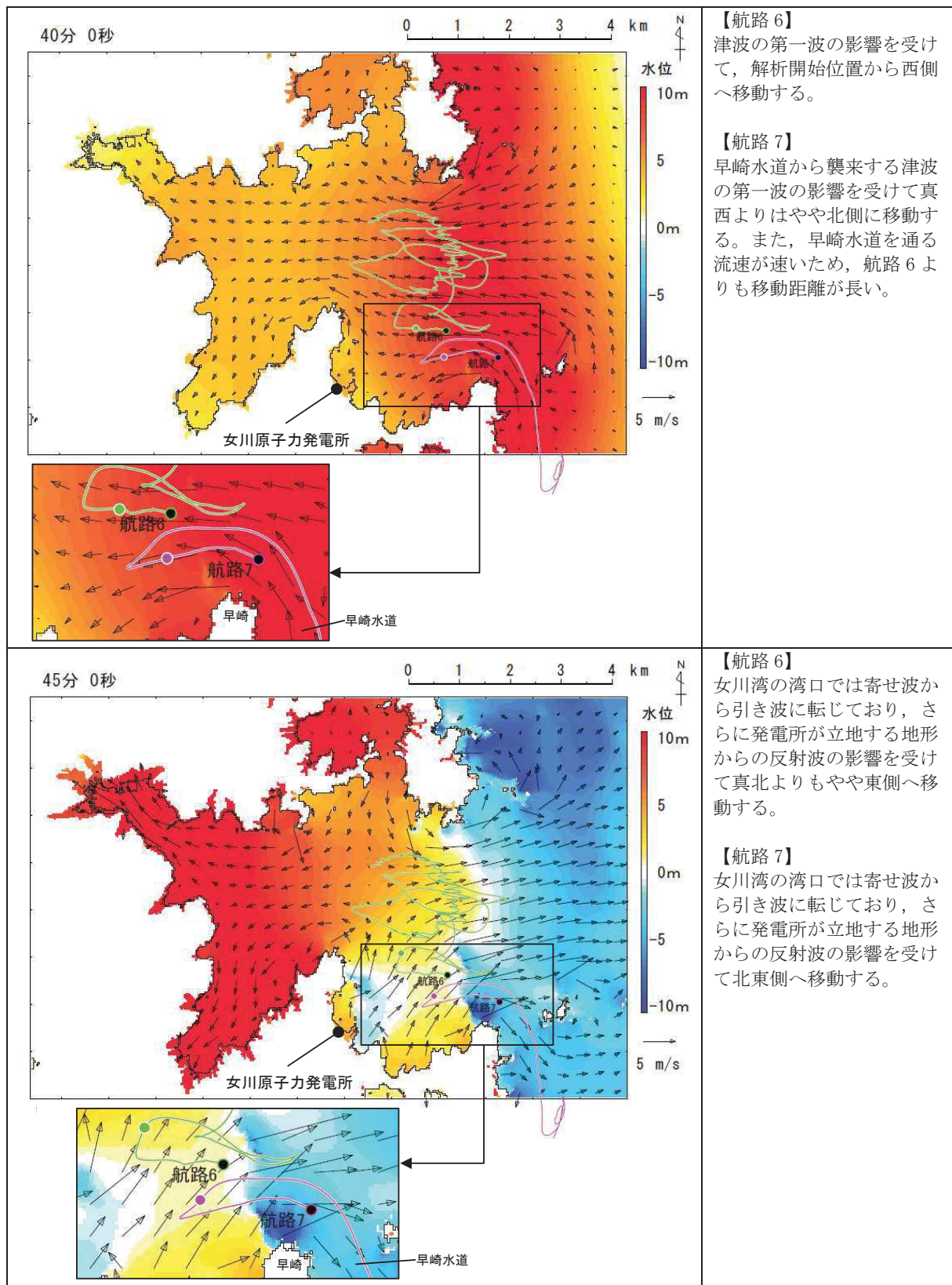


図 4. 2-38(1) 南側の退避ルート上からの軌跡解析結果の詳細 (上昇側基準津波)

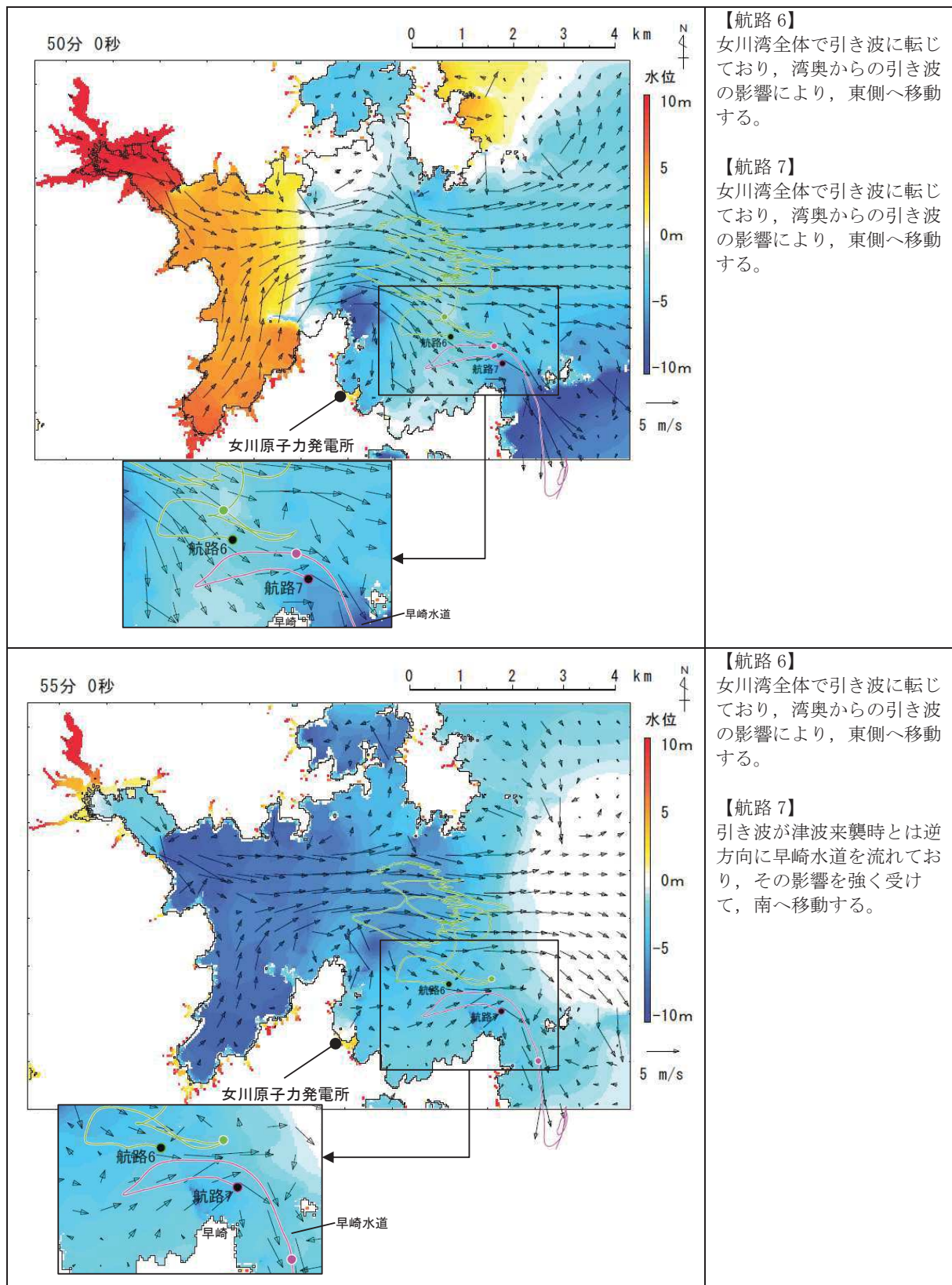


図 4. 2-38 (2) 南側の退避ルート上からの軌跡解析結果の詳細 (上昇側基準津波)

表 4.2-14(1) 定期航路船舶等 (調査分類D) の評価結果

No.	名称		主材料	重量 (総トン数)	Step1 (漂流する可能性) *	Step2 (到達する可能性) *	Step3 (閉塞する可能性) *	評価*
1	ベガ	女川～金華山 (潮プランニング)	鋼材	19	<p>【判断基準：d】 津波警報等の情報収集を可能とする無 線・電話等を搭載しており、津波警報発 令時等の退避措置が明確であり、安全な 海域に速やかに退避する予定であるこ とを確認した。よって、これら定期船舶 は漂流物とはならない。 また、定期航路船舶は、東北地方太平洋 沖地震に伴う津波時には、沖合いへの退 避等を行い、津波による被災を免れてい ることを確認した。</p>	-	-	I
2	アルティア		鋼材	19				
3	しまなぎ	女川～出島・江ノ島 (シーパル女川汽船)	鋼材	62				
4	いしかり	仙台～苫小牧 (太平洋フェリー)	鋼材	15,762				
5	きそ		鋼材	15,795				
6	きたかみ		鋼材	13,694				

注記 * : 判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4.2-14 を参照。

表 4. 2-14(2) 定期航路船舶等 (調査分類D) の評価結果

No.	名称	主材料	重量	Step1 (漂流する可能性) *	Step2 (到達する可能性) *	Step3 (閉塞する可能性) *	評価*
7	大型漁船 (航行中)	鋼材	約 3,000t (重量トン数) 女川港を船籍港としている 最大規模の船舶は約 499t (総トン数) の漁船である が、女川港の岸壁は約 3,000 重量トン級であることか ら、今後寄港して係留する 可能性のある最大の船舶と して、約 3,000 重量トンの 大型船舶を想定する。	発電所との離隔が最短で約 2km の沖合 を航行している状況を想定するが、航 行中であれば、津波襲来前に沖合への 退避が十分可能である。さらに、総ト ン数 20 トン以上の大型船舶について は、国土交通省による検査 (定期検 査、中間検査、臨時検査及び臨時航行 検査) が義務付けられており、故障等 により操船できなくなるとは考えにく いことから、漂流する可能性は低いと 考えられる。 ただし、漂流する可能性を完全に否定 することはできないため、Step2 (到 達する可能性) の検討も踏まえて評価 する。	【判断基準：h】 通常の退避ルート上からの軌跡解析を 行い、発電所に漂流するような特徴的 な流れがないことを確認した。 また、発電所に近いルートを航行する ことを想定し、同様の軌跡解析を行っ たが、発電所に漂流するような特徴的 な流れがないことを確認した。 以上から、発電所に到達しない。	—	III

注記 * : 判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4. 2-14 を参照。

④-2 船舶（燃料等輸送船）

発電所敷地内の港湾施設として荷揚岸壁があり，燃料等輸送船が停泊する。図 4.2-39 に燃料等輸送船の入港から出港までの主な輸送に係る工程を示す。

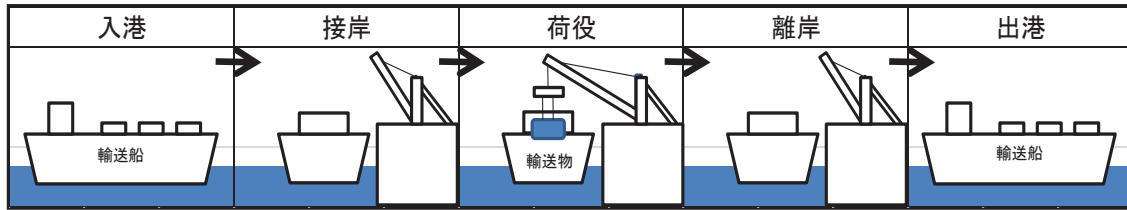


図4.2-39 燃料等輸送船の主な輸送に係る工程

燃料等輸送船は，港湾施設に停泊中に大津波警報，津波警報又は津波注意報（以下「津波警報等」という。）発令時には，原則として緊急退避を行うこととしており，東北地方太平洋沖地震以降に，図4.2-40に示す緊急退避フローを取り込んだマニュアルを整備している。

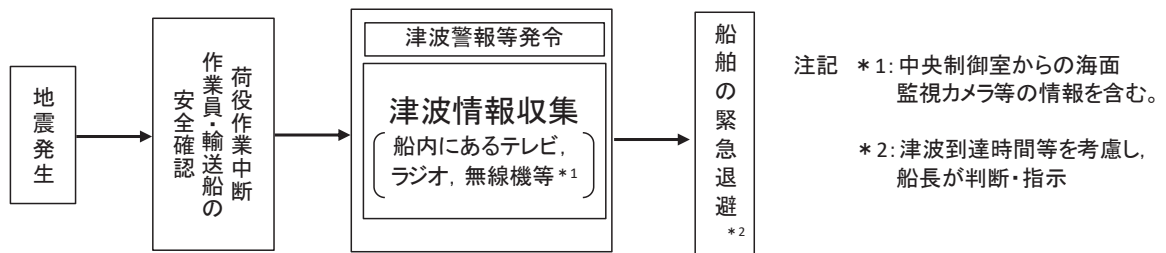


図4.2-40 船舶の緊急退避フロー図

また，燃料等輸送船の緊急退避についての当社と船会社の対応分担は図4.2-41のとおりであり，これら一連の対応を行うため，当社は，当社と船会社並びに荷役作業会社との連絡体制を整備するとともに，輸送ごとに地震・津波発生時の対応を定め，緊急退避訓練を実施している。

燃料等輸送船の緊急退避は船会社が実施するため，当社は輸送契約を締結している船会社に対して，緊急対応の措置の状況を監査や訓練報告書等により確認することで，緊急退避の実効性を確認している。

輸送物の緊急退避については，契約時に荷役作業会社に対して退避措置を徹底するとともに，女川原子力発電所敷地内における緊急退避訓練の実施状況によりその実効性を確認する。

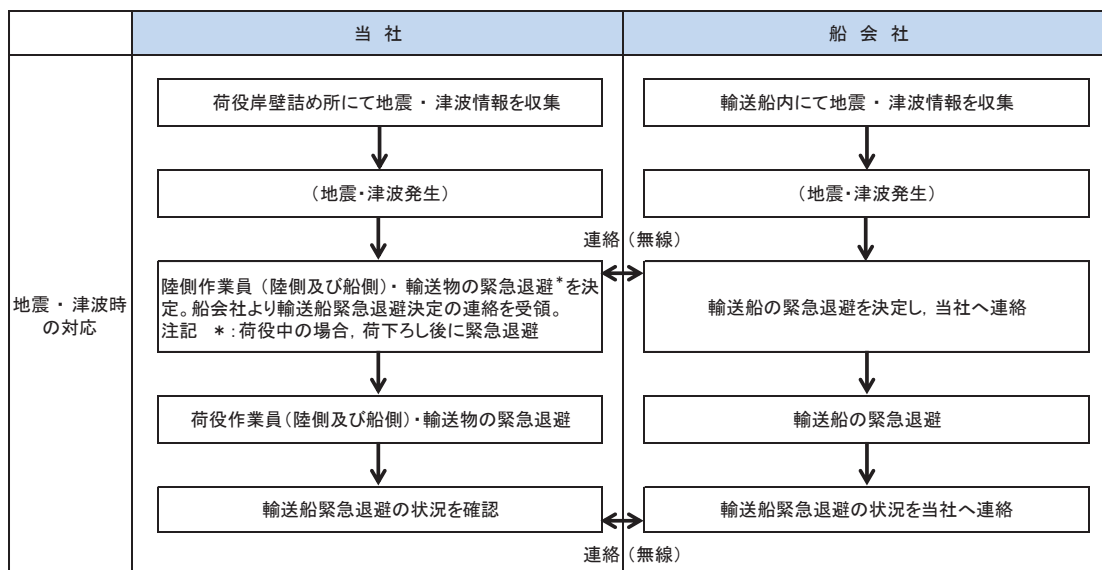


図4.2-41 輸送船緊急退避時の当社と船会社の運用の関係性

輸送船と輸送物の干渉がない「荷役」以外の工程が、輸送工程の大部分を占めており、津波警報等が発令された場合は、数分で緊急退避が可能である。

輸送船と輸送物が干渉しうる「荷役」工程は、これよりも退避までに時間を要するが、輸送工程の中で極めて短時間であること、さらに緊急離岸が可能となる時間(係留索解らん完了)は地震発生後、約13分であり、基準津波到達までに緊急退避が可能であることから、輸送船は漂流物とはならない。図4.2-42に津波襲来時の輸送船の緊急退避時間を、図4.2-43に基準津波の波形を示す。

また、基準津波以外の「津波地震による津波」及び「海洋プレート内地震による津波」は、いずれも波源位置が日本海溝近傍であり、津波の到達時間が基準津波よりも遅いため、緊急退避が可能である。

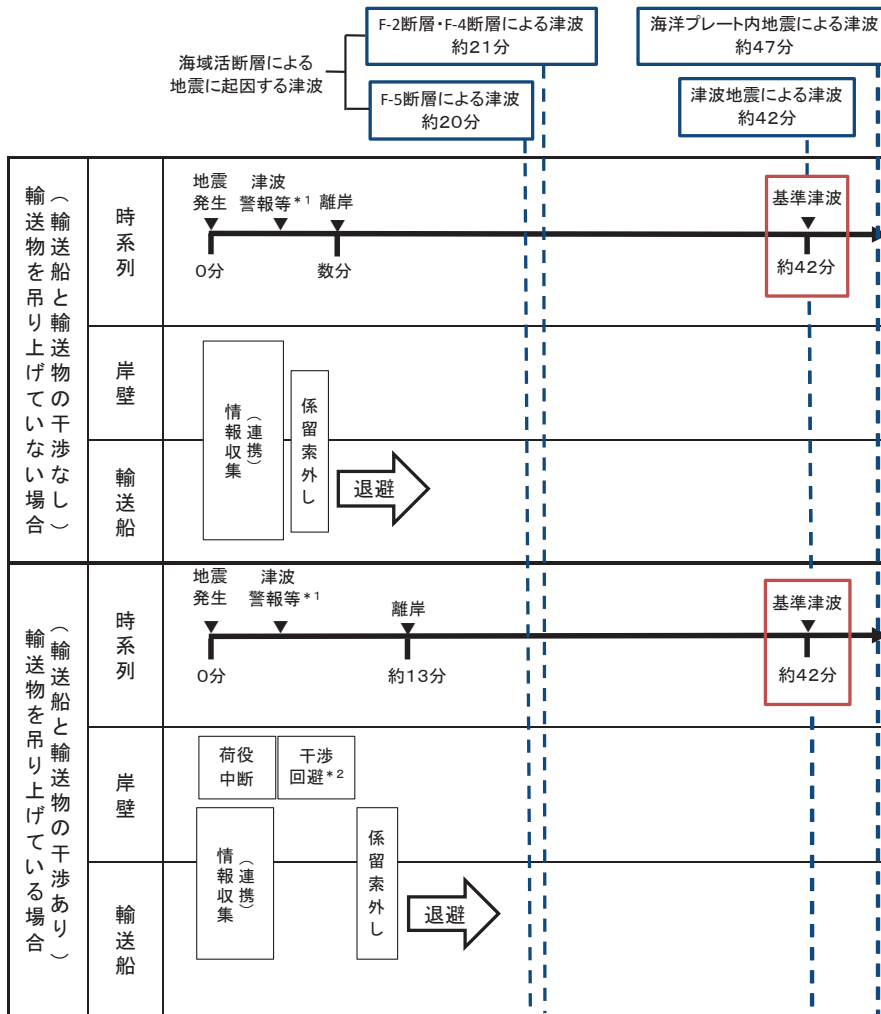
さらに、基準津波より到達が早い津波は、海域活断層(「F-5断層」及び「F-2断層・F-4断層」)による地震に起因する津波があるが、これらについても津波の到達時間と緊急離岸までの時間の関係から緊急退避が可能である。

以上より、想定される全ての津波に対し、燃料等輸送船は緊急退避が可能である。

また、緊急退避ができない不測の事態を考え、輸送船が岸壁に係留されている状態で、基準津波より到達が早い海域活断層による地震に起因する津波を受けた場合においても、以下の理由から輸送船は航行不能とならず、漂流物とはならないことを確認している。

- ・津波の流圧力に対する係留索の耐力評価より、輸送船は係留力により岸壁に留まることができる(詳細については参考3)。
- ・輸送船の喫水と津波高さの関係より、輸送船は岸壁に乗り上げることはなく、また着底・座礁しない(詳細については参考4)。
- ・岸壁に接触しても防げん材を有しており、かつ法令(危険物船舶運送及び貯蔵規則)に基づく二重船殻構造等十分な船体強度を有している。

調査分類Dのうち燃料等輸送船の評価結果を表 4. 2-16 に示す。



注記 *1: 地震発生3分後(気象庁HPに記載の発表目標時間)に津波警報が発令する
 *2: (燃料輸送の場合)輸送物が船倉へ荷下ろし中の場合も、原則として、輸送物を巻上げて陸側に移動する
 (LLW輸送の場合)輸送物が陸側へ荷下ろし中の場合も、原則として、輸送物を巻上げて船側に移動する

図4. 2-42 津波襲来と緊急退避時間 (輸送船)

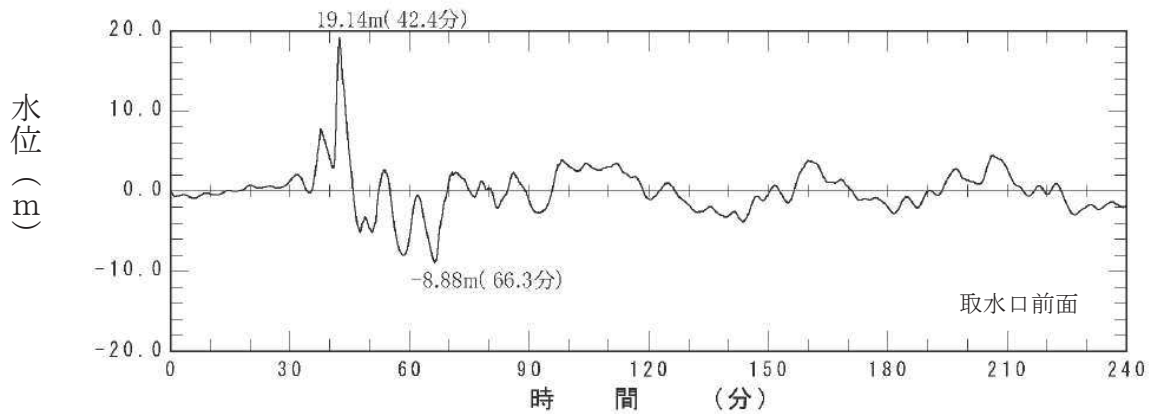


図4. 2-43 基準津波 (水位上昇側) の水位時刻歴波形 (取水口前面)

また、津波警報等が発令された場合は、陸側にある輸送物は原則として、輸送車両とともに、当社敷地内の津波が到達しない場所へ退避する。輸送物には、使用済燃料（以下「燃料」という。）と低レベル放射性廃棄物（以下「LLW」という。）があり、図4.2-44に津波襲来時の陸側にある輸送物の退避の考え方を示す。

輸送車両の退避の考え方については、退避ルートが、基準地震動 S_s に対する耐震性が確保されていないことを踏まえ、発電所震度5弱以上*の地震時においては、退避ルートは健全でないと判断し、輸送車両の退避は行わない。

注記 *：発電所の震度情報については、原子力発電所に保安確認用の地震計を設置していることから、速やかに情報を入手することが可能である。女川原子力発電所では、震度5弱以上の地震で地震後のパトロールを実施しており、過去最大規模の東北地方太平洋沖地震（震度6弱）でも、車両の通行に支障をきたすような道路の段差等は発生していないことを確認しているが、保守的に震度5弱を退避ルートの健全性の判断基準とした。

発電所震度5弱未満の地震時においては、退避ルート上に配置される誘導員が、地震発生後速やかに、車両の通行の支障となり得る10cmを超える段差等が発生していないことを確認し、車両の通行可否について判断する。誘導員は車両の通行可否を、岸壁の作業責任者へ携帯する通信連絡設備により報告する。また、輸送車両についても、運転者が表4.2-15のとおり車両の状態確認を実施し、走行の可否について作業責任者に報告する。なお、女川原子力発電所において、東北地方太平洋沖地震（震度6弱）の際、輸送車両について走行に支障をきたす異常はなかったことを確認している。

燃料輸送車両は、地震等により退避ルートが健全でないと判断した場合の他、輸送物の吊り上げ作業中に津波警報又は大津波警報が発令された場合は、基準津波より早い津波（寄せ波高さ0.P.+3.05m）が燃料輸送車両発進とほぼ同時刻に到達し、岸壁高さ（0.P.+3.5m）を超えることはないが退避ルートの一部（0.P.+2.5m）が浸水する可能性があること及び退避ルートの途中で津波防護施設が隣接していることを踏まえ、輸送物及び燃料輸送車両は退避しない。津波注意報が発令された場合は、津波の高さ予想は1m以下であり、退避ルートを浸水することはないことから、輸送車両は退避が可能である。

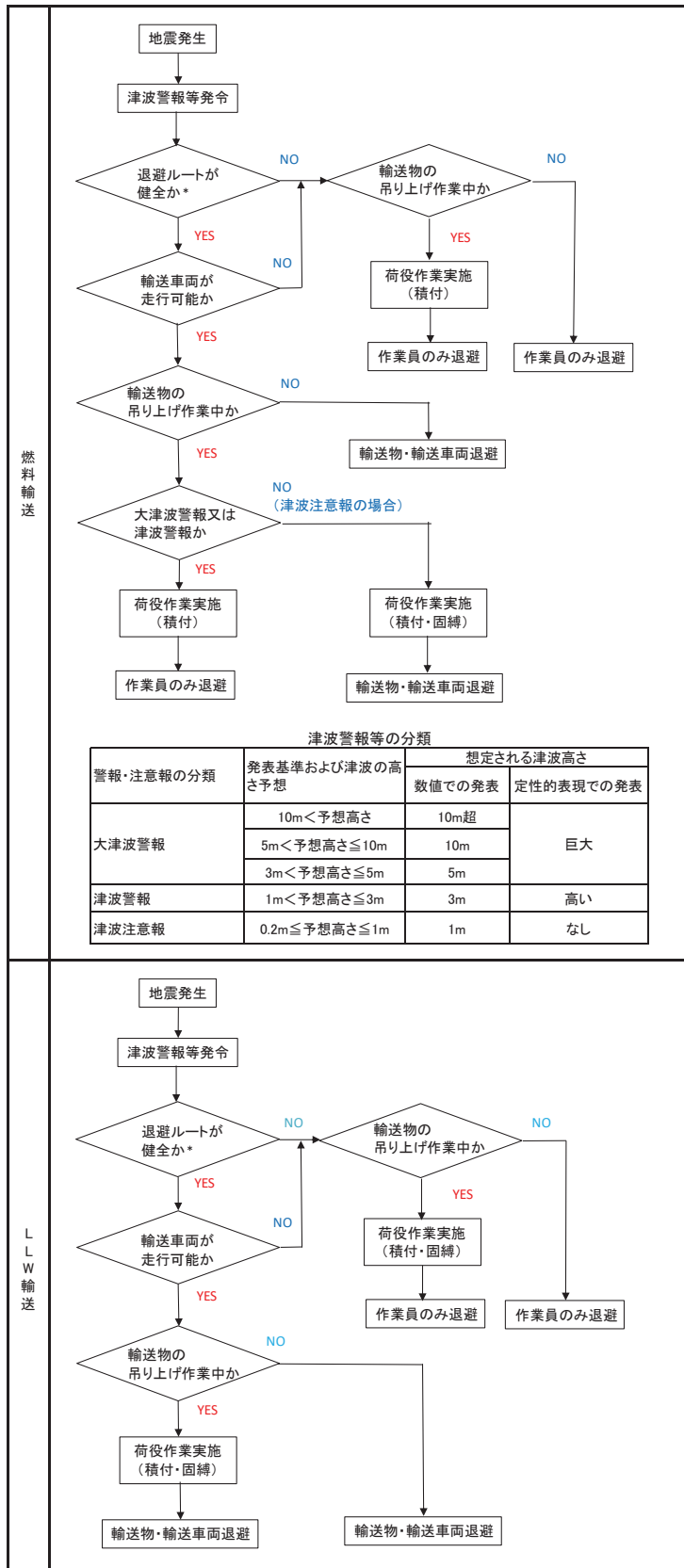
LLW輸送車両は、輸送物の吊り上げ作業中でも約15分でLLW輸送車両の退避が完了することから、基準津波より到達が早い津波が到達するまでに退避時間に余裕があるため、退避ルートが健全であれば退避が可能である。

図4.2-45に津波襲来時の輸送車両等の緊急退避時間を示す。

退避できない場合でも、燃料の輸送容器（約80t：空状態）及び輸送車両（約34.0t）は、重量物であり、津波を受けても、漂流物とはならない（輸送容器の浮力は24.9t、輸送車両の浮力は25.7t）。

LLW輸送車両は漂流物とはならないが、最も浮力が大きくなるLLW輸送容器の空容器を2個積載した場合、車両総重量（約12t）に対し、浮力（約20t）の方が大きい。また、廃棄体を収納したLLW輸送容器をLLW輸送車両へ積載した場合に

においても、車両総重量に対し浮力の方が大きくなることがある。このため、作業員のみが退避する場合は、LLW輸送容器をLLW輸送車両に固縛し、浮力を上回るようなウェイトを積載する対策を実施することで、漂流物とはしない方針とする。評価の詳細について、参考5に示す。

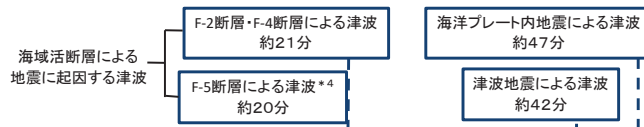


注記 * : 退避ルートが健全でないと判定する基準
 発電所震度5弱以上の場合または発電所震度5弱未満において道路に10cmを超える段差等を確認した場合

図 4.2-44 陸側にある輸送物の退避の考え方

表 4. 2-15 地震時の輸送車両の確認項目

確認箇所	確認内容
車両全般	<ul style="list-style-type: none"> ・ 構造部の損傷・亀裂・変形 ・ 油漏れ
走行装置	<ul style="list-style-type: none"> ・ タイヤのパンクの有無
原動機	<ul style="list-style-type: none"> ・ エンジンが始動するか
制動装置	<ul style="list-style-type: none"> ・ 空気圧力の確認 ・ ブレーキペダルの踏みしろの確認



燃料輸送	吊り上げていない場合	時系列	地震発生 0分 津波警報等*1 退避開始 輸送車両退避完了 約15分 基準津波 約42分
	輸送車両	情報(連携)収集 → 退避	
燃料輸送	吊り上げている場合	時系列	地震発生 0分 津波警報等*1 退避開始 約16分 作業員退避開始 約21分 輸送車両退避開始 約33分 輸送車両退避完了 約33分 基準津波 約42分
	輸送車両のみ	情報(連携)収集 → 輸送物積付・固縛*2 → 退避	
LLW輸送	吊り上げていない場合	時系列	地震発生 0分 津波警報等*1 退避開始 約8分 輸送車両退避完了 約8分 基準津波 約42分
	輸送車両	情報(連携)収集 → 退避	
LLW輸送	吊り上げている場合	時系列	地震発生 0分 津波警報等*1 退避開始 約10分 輸送車両退避完了 約15分 基準津波 約42分
	輸送車両	情報(連携)収集 → 輸送物積付・固縛*2 → 退避	
退避ルート		[Blank box for evacuation route]	

- 注記 *1:地震発生後の3分後(気象庁HPIに記載の発表目標時間)に津波警報等が発令する
 *2:(燃料輸送の場合)吊り上げ作業実施中は、原則として、輸送物を巻上げて陸側に移動し積付・固縛する(作業時間18分)
 (LLW輸送の場合)吊り上げ作業実施中は、原則として、輸送物を巻上げて船側に移動し積付・固縛する(作業時間7分)
 *3:F-2断層・F-4断層による津波が退避ルート(OP+2.5m)に到達する前に、作業員は輸送物の積付(作業時間13分)を行い退避する
 *4:F-5断層による津波は退避ルート(OP+2.5m)を超えることはない

図 4.2-45 津波襲来と緊急退避時間(輸送車両等)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

表 4.2-16 燃料等輸送船（調査分類D）の評価結果

No.	名称	主材料	重量	Step1 (漂流する可能性) *	Step2 (到達する可能性) *	Step3 (閉塞する可能性) *	評価*
1	燃料等輸送船	鋼材	約 3,000t (重量トン数)	<p>【判断基準：d】 津波警報等報発令時には、原則として緊急退避を行うため漂流物とはならない。緊急退避にあたっては、当社と船会社並びに荷役作業会社との連絡体制を整備するとともに、輸送ごとに地震・津波発生時の対応を定め緊急退避訓練を実施している。また、当社は輸送契約を締結している船会社に対して、緊急対応の措置の状況を監査や訓練報告書により確認することと、緊急退避の実効性を確認している。</p>	—	—	I

注記 *：判断基準（No の場合）及び評価については図 4.2-14 を参照。

④-3 船舶（作業船、貨物船等）

発電所港湾には、あらかじめ許可を受けた船舶のみが入港できる運用としており、発電所港湾に入港する船は、主に燃料等輸送船である。

燃料等輸送船以外に入港する可能性がある作業船、貨物船等としては、重油運搬船、浚渫関連作業船、港湾設備保守点検作業船、海洋環境監視調査船及び工事事資機材運搬作業船が挙げられる。

重油運搬船については、1号機補助ボイラー設備用として屋外に設置されていた重油タンクへの供給として約1000tの重油運搬船が入港していたが、東北地方太平洋沖地震に伴う津波の被害（漂流物化）により重油タンクは撤去したため、重油運搬船は今後入港する予定はない。

また、浚渫関連作業船については、3号機の建設時に海底面を掘り下げたため一度浚渫を実施しているものの、発電所港湾は砂が堆積するような位置に立地していないため、第3号機の建設時以降は浚渫作業を実施したことはない。今後も浚渫関連作業船が入港する予定はない。

港湾設備保守点検作業船については、女川専用港湾の防波堤やカーテンウォール、防舷材、岸壁の点検のための総トン数20t未満の船舶で、1年に1度（それぞれ数日程度入港）程度入港する。

海洋環境監視調査船については、温排水の環境への影響を確認するための総トン数20t未満の船舶で、1年に1度（それぞれ数日程度入港）程度入港する。

工事事資機材運搬作業船については、現在は計画されていないものの、将来発生する改良工事により資機材の運搬するために入港する可能性のある船舶であり、発電所港湾設備は約3000t級の船舶が入港可能であることから、この最大クラスの船舶が入港する可能性がある。

以上のことから、燃料等輸送船以外に入港する可能性がある船舶としては、工事事資機材運搬作業船（約3000t）を想定する。なお、船舶が大きくなるほど、係留設備も増えて退避時の離岸に時間を要すること、また、大型の船舶では離岸の際に曳船による旋回するため、退避するまでに時間を要することから、最大クラスの約3000t級を評価代表船舶に選定した。

工事事資機材運搬作業船（約3000t）の退避に関しては、重量トン数が同じである燃料等輸送船と同様であると考えられる（図4.2-46）。そのため、基準津波及び基準津波よりも到達が早い津波に対して十分に退避可能であり、津波時に退避する運用とする。

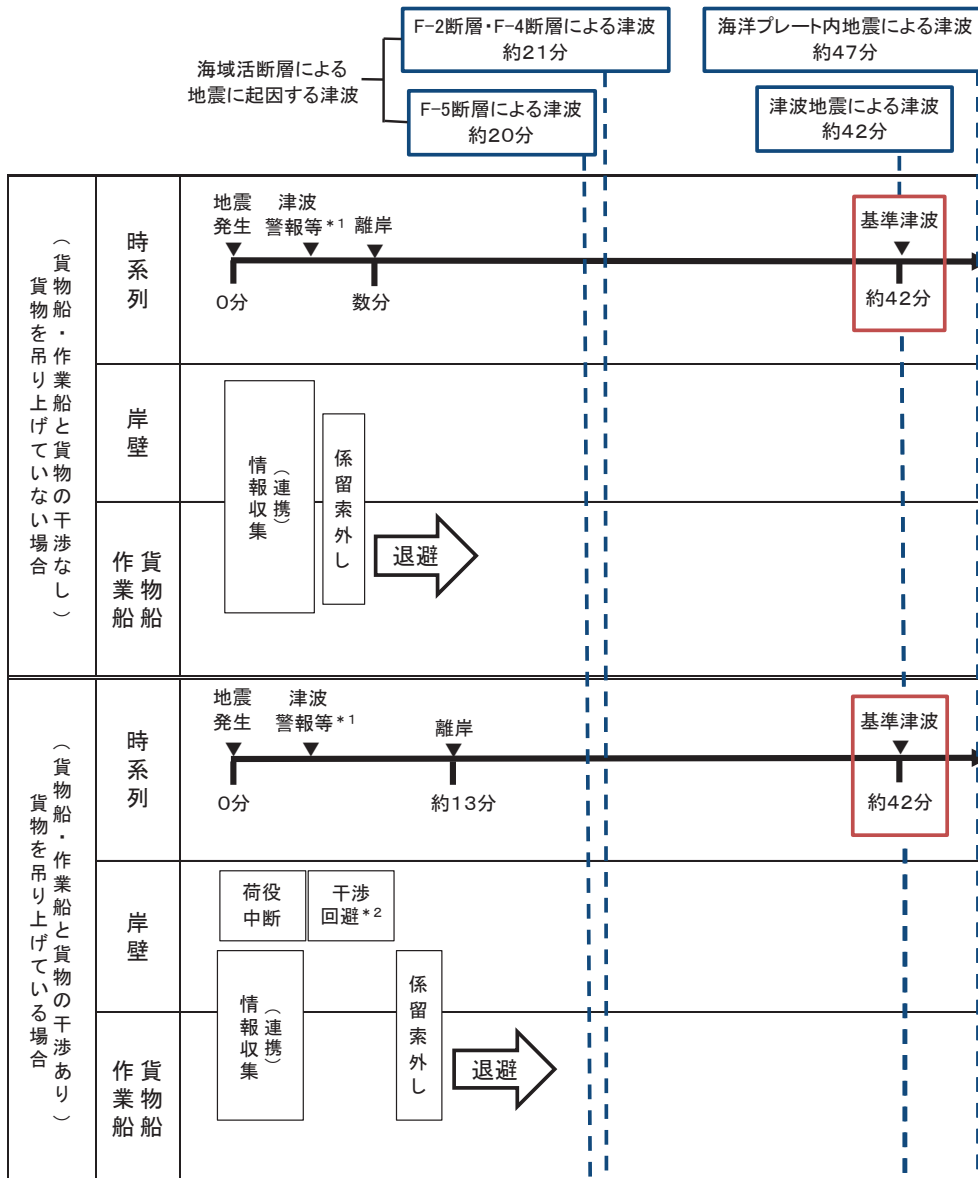
また、発電所港湾内で作業する船舶の退避にあたっては、図4.2-47に示すとおり港口付近は約160mの幅で、最も大きいと想定している燃料輸送船でも幅は16.5m（参考3）であるため、船舶の大きさと比較すると十分に広いことから、複数船舶が同時に退避することは可能である。なお、船舶退避の実効性を高める観点から、燃料等の輸送作業とその他港湾内作業は同時期に実施しない運用とする。

発電所港湾内のうち、2号機及び3号機取水口前面の2、3号機カーテンウォール内には特に船舶が入ることは想定していないが、この範囲は、2、3号機カーテンウ

ウォールが障害物となることで、船舶を用いての退避が困難となり、船舶をカーテンウォール内に残置して人員のみ発電所敷地（陸域）に避難する可能性がある。その場合、当該船舶が2号機取水口に到達する可能性があるとともに、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可能性があるため、衝突影響の観点も鑑みたりスク低減として、2、3号機カーテンウォール内での作業にあたっては、剛性が比較的小さく貯留堰に有意な影響を与える漂流物とならないゴムボート以外は入港禁止とする運用とする（図 4.2-47 参照）。

以上のことから、2、3号機カーテンウォール内での作業に用いるゴムボート以外の船舶は津波時に退避するため、港湾内を漂う漂流物になることはない。一方、2、3号機カーテンウォール内での作業に用いるゴムボートについては、2号機取水口に到達する可能性があるため、検討対象漂流物として整理する。

調査分類Dのうち作業船、貨物船等の評価結果を表 4.2-17 に示す。



注記 *1: 地震発生の3分後(気象庁HPに記載の発表目標時間)に津波警報が発令する
 *2: 貨物が陸側へ荷下ろし中の場合も、原則として、貨物を巻上げて船側に移動する

図 4.2-46 津波襲来と緊急退避時間 (作業船, 貨物船等)

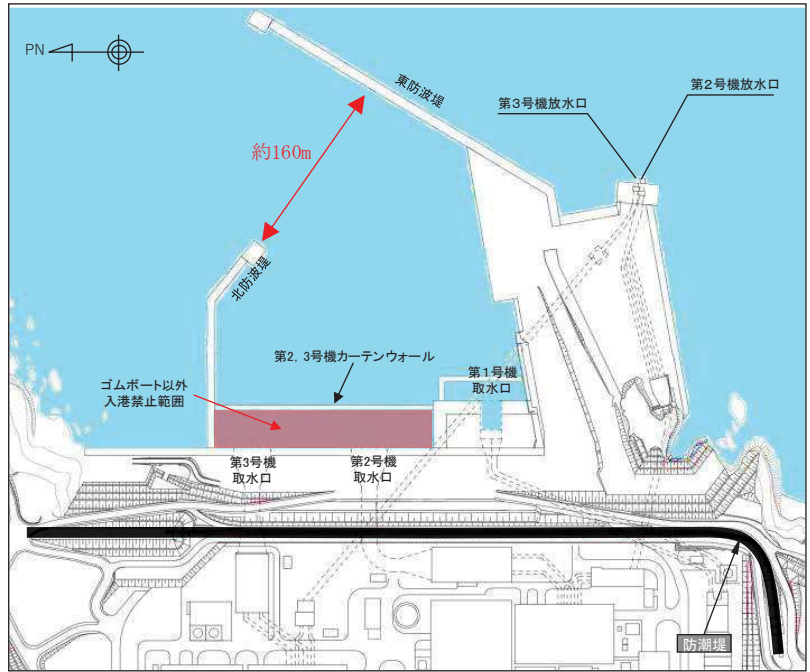


図 4.2-47 発電所港湾内のうちゴムボート以外の入港を禁止する範囲

表 4.2-17 作業船, 貨物船等 (調査分類D) の評価結果

No.	名称	主材料	重量	Step1 (漂流する可能性) *	Step2 (到達する可能性) *	Step3 (閉塞する可能性) *	評価*
1	作業船 (ゴムボート以外), 貨物船	鋼材	約 3,000t (重量トン数) 発電所港湾の岸壁は約 3,000 重量トン級であることから, 入港する可能性のある最大の 船舶として, 約 3,000 重量ト ンの船舶を想定する。	【判断基準: d】 津波警報等発令時には, 原則として緊急 退避を行うため漂流物とはならない。 なお, 緊急退避にあたっては, 当社と船 会社並びに荷役作業会社との連絡体制 を整備するとともに, 輸送ごとに地震・ 津波発生時の対応を保安規定に定めて 管理することとしている。	—	—	I
2	作業船 (ゴムボート)	ゴム	1t 未満	2・3号機カーテンウォールが障害物と なり, 沖合いへの退避が困難であるた め, 漂流を考慮する。	到達を考慮する。	【判断基準: j】 調査分類Cの係留小 型船舶 (約 19t: 総 トン数) と同等を想 定したとしても, 取 水口の取水面積の方 が十分大きいことか ら, 取水口を閉塞す ることはない。	IV

注記 * : 判断基準 (No の場合) 及び評価については図 4.2-14 を参照

4.2.4 漂流物に対する取水性への影響評価

発電所周辺を含め、基準津波により漂流物となる可能性がある施設・設備について、漂流（滑動を含む）する可能性、取水口前面に到達する可能性及び取水口前面が閉塞する可能性についてそれぞれ検討を行い、原子炉補機冷却海水系及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水系の取水性確保に影響を及ぼさないことを確認した。

さらに、非常用系取水設備である取水口は、循環水ポンプの取水路を兼ねており、全体流量に対する海水ポンプ流量の比（約2%）から、漂流物により通水面積の約98%が閉塞されない限り、取水機能が失われることはないため、複数の漂流物が同時に漂着しないことを確認する必要がある。確認した結果を以下に示す。

津波は流向を有していることから、漂流物がすべて取水口前面に到達する可能性は低いと考える。万が一、漂流物のすべてが取水口前面に集約された場合を想定しても、漂流物が隙間なく整列することは考えにくい。また、漂流物の形状から取水口に密着することは考えにくく、取水口を完全に閉塞させることはないと考えられるため、非常用海水ポンプの取水は可能である。

また、これらの漂流物が設置されている場所は女川地区をはじめとする広範囲に分散されているため、漂流物が同時に取水口前面に到達することはないと考える。万が一、漂流物のすべてが取水口前面に集約された場合を想定しても、漂流物が隙間なく整列することは考えにくい。また、漂流物の形状から取水口に密着することは考えにくく、取水口を完全に閉塞させることはないと考えられるため、非常用海水ポンプの取水は可能である。

なお、東北地方太平洋沖地震に伴う津波の実績を踏まえ、津波襲来後には必要に応じて漂流物を撤去する方針であることから、非常用海水ポンプの取水は可能である。

(参考1) 津波漂流物の調査要領について

1. はじめに

「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則（平成25年7月8日施行）」の第五条において、基準津波に対して設計基準対象施設が安全機能を損なわれるおそれがないことが求められており、同解釈の別記3において、基準津波による水位変動に伴う漂流物に対して取水口及び取水路の通水性が確保できる設計であることが要求されている。

本書は、同要求に対する適合性を示すにあたり実施した「基準津波により漂流物となる可能性がある施設・設備等」の調査の、調査要領を示すものである。

2. 調査要領

(1) 調査範囲

発電所周辺地形及び基準津波の流向・流速を確認し、以下の特徴を把握した。

【発電所周辺地形の把握】

- ✓ 発電所はリアス海岸の特徴を有する女川湾の湾口部に位置し、発電所よりも西側の湾の奥側には複数の漁港や女川町等の市街地が形成されている。

【基準津波の流向・流速の把握】

- ✓ 女川湾に襲来した津波は、引き波に転じた後、津波襲来方向と逆方向に流れており、東西方向の流れが支配的である。
- ✓ また、その逆方向の流れの一部は、周辺地形の影響を受けて女川原子力発電所へ向かう流れもある。
- ✓ 軌跡解析の結果、女川湾内の海岸線にある施設・設備は湾内を漂流する可能性がある。

これらの特徴を踏まえ、検討対象施設・設備の調査範囲については、図1のとおり発電所よりも西側の湾の奥側も含めた女川湾全体とする。なお、沖合側（東側）については、海上設置物の設置状況及び定期航路船舶の航路を考慮して設定する。

また、発電所敷地内については、防潮堤の海側となる防潮堤区画外（津波遡上域）とする。発電所敷地内の調査範囲を図2に示す。

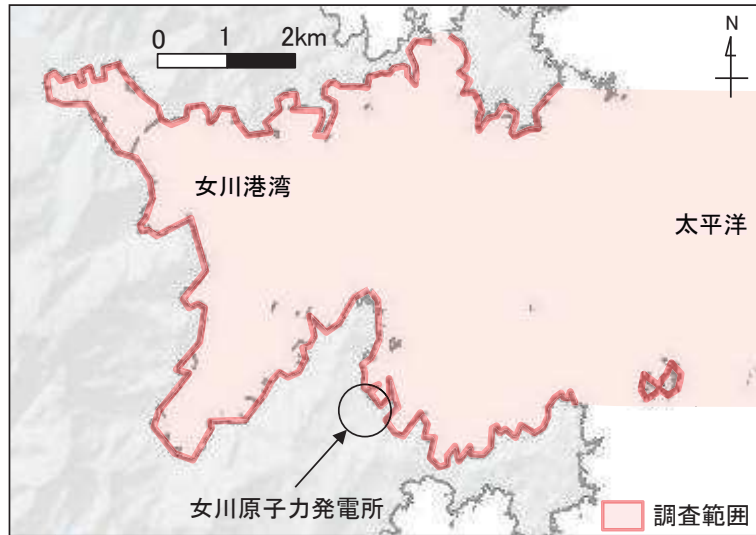


図1 漂流物調査範囲
 (沖合側(東側)の範囲は、海上設置物の設置状況及び
 定期航路船舶の航路を考慮して設定)

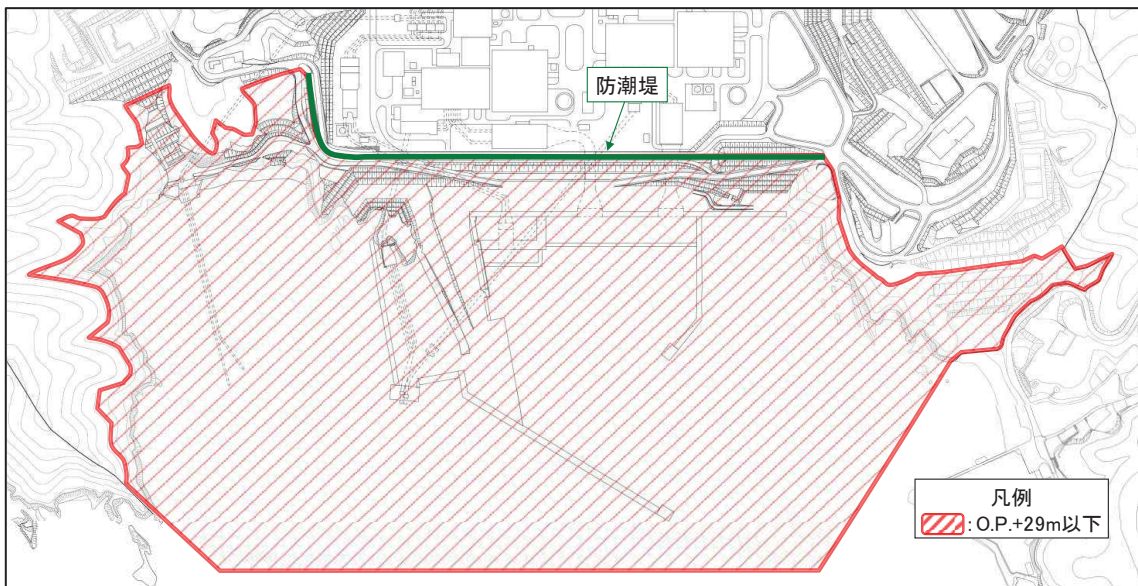


図2 発電所敷地内の調査範囲

(2) 調査方法

漂流物となる可能性のある施設・設備の配置特性を踏まえ、調査分類を4つに区分して調査を実施する。また、東北地方太平洋沖地震に伴う津波により発電所に漂流してきたものや発電所敷地内で漂流したもの、調査範囲とした女川湾と類似した地形を有する気仙沼市と南三陸町の漂流物についても調査対象とした。

これらの分類ごとの調査対象、調査方法を表1に示す。

表1 「漂流物となる可能性がある施設・設備等」の調査方法

調査分類		調査方法		記録項目	
分類	対象例	方法	概要		
A	【敷地内：陸域】 発電所敷地内における人工構造物	港湾施設 建屋 等	机上調査	プラント配置図等の資料を調査し、調査範囲内にある建屋、機器類等を抽出	名称，設置レベル，形状等
			現場調査	現場を調査し，対象設備を抽出	
B	【敷地外：陸・海域】 漁港・集落・海岸線の人工構造物	港湾施設 商・工業施設 家屋 等	机上調査	女川町のHP，国土地理院20万分の1地勢図（国土地理院電子国土Web等の空中写真等も参照），海上保安庁海洋情報部の沿岸海域環境保全情報（Ceis Net）等を調査し，調査範囲内にある集落及び施設を抽出	名称，形状，材料，重量等
			現場調査	現場を調査し，対象設備を抽出	
C	【敷地外：陸・海域】 海上設置物	係留漁船 養殖漁業施設 その他・発電所港湾施設	聞き取り調査	漁協及び自治体関係者への聞き取り調査並びに漁協，自治体管理資料，海上保安庁海洋情報部の沿岸海域環境保全情報（Ceis Net）等の調査により対象を抽出	名称，設置場所，形状等
			机上調査		
D	【敷地外：陸・海域】 船舶	燃料等輸送船 定期航路船舶	聞き取り調査	漁協及び自治体関係者への聞き取り調査並びに漁協，自治体管理資料，海上保安庁海洋情報部の沿岸海域環境保全情報（Ceis Net）等の調査により対象を抽出	名称，重量，経路等
			机上調査		

(3) 記録方法

調査結果記録は，表 1 の記録項目の内容について記録する。

(参考2) 津波の流況を踏まえた防波堤の取水口到達可能性評価について

1. はじめに

津波の流況を踏まえた漂流物の取水口到達可能性については、「4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性」にて評価している。このうち、防波堤については、津波影響軽減施設としての設計は行っていないことも踏まえ、地震や津波波力、津波時の越流による洗堀により横転・滑落等が生じる可能性が考えられること、損傷した状態で津波による流圧力を受けることにより、漂流・滑動が生じる可能性を検討し、取水口への到達可能性について評価した。

2. 防波堤の被災メカニズム

(1) 防波堤構造

防波堤の構造として、防波堤と取水口の配置を図1に、東防波堤堤頭部のケーソン堤の構造を表1、図2に、消波ブロック被覆堤の構造を表2、図3に示す。

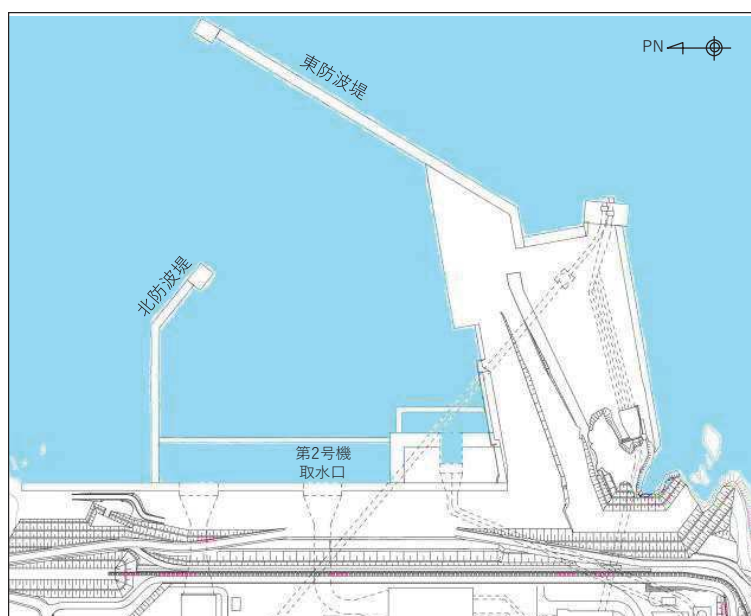
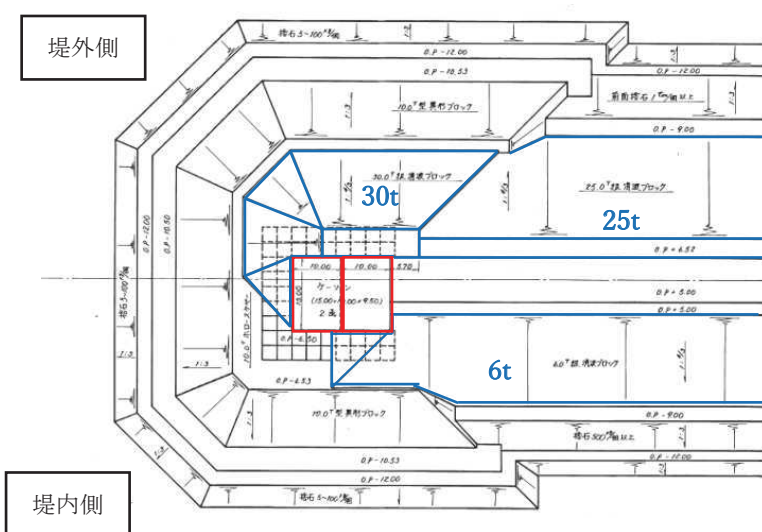


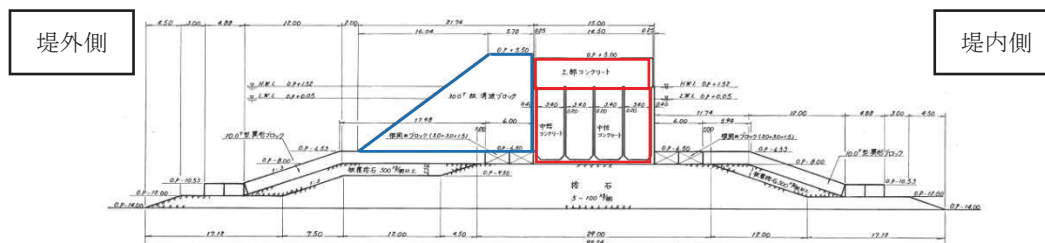
図1 防波堤と取水口の配置

表1 ケーソン堤構造

構造物	仕様
ケーソン (直立部)	北防波堤, 東防波堤 各2函 15m(B) × 10m(L) × 9.5m(H) : 3,000t 以上/函
上部コンクリート	14.5m(B) × 3.5m(H) : 約 100t/m
消波ブロック	堤外側 : 25t, 30t (東防波堤), 15t (北防波堤) 堤内側 : 6t (東・北防波堤)
被覆石	500kg/個以上
捨石 (基礎マウンド)	5~100kg/個



(a) 東防波堤堤頭部平面図

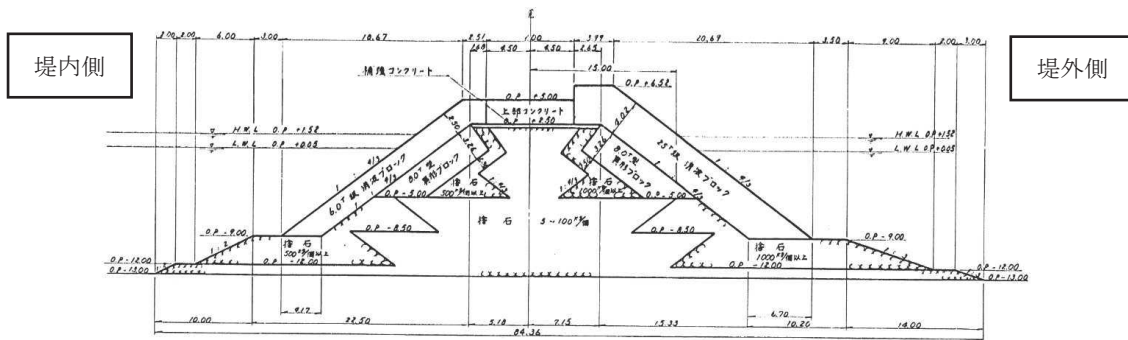


(b) 東防波堤堤頭部断面図

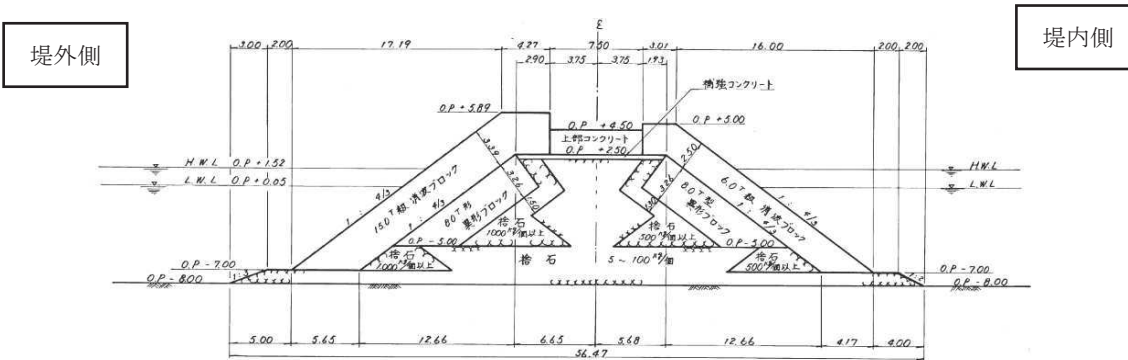
図2 ケーソン堤構造

表2 消波ブロック被覆堤構造

構造物	仕様
上部コンクリート	東防波堤：9.0m (B) × 2.5m (H)：約 50t/m 北防波堤：7.5m (B) × 2.0m (H)：約 30t/m
消波ブロック	堤外側：25t (東防波堤), 15t (北防波堤) 堤内側：6t (東防波堤), 4t, 6t, 8t (北防波堤)
捨石 (基礎マウンド)	5~100kg/個



(a) 東防波堤標準断面図



(b) 北防波堤標準断面図

図3 消波ブロック被覆堤構造

(2) ケーソン堤の被災事例

東北地方太平洋沖地震及び津波によるケーソン堤被災の主な原因について、国土交通省港湾局（2015）¹⁾は、津波の波力による直立部の滑動、越流による港内側の基礎マウンドや海底地盤の洗掘による支持力の喪失、あるいはこれらの複合的な作用によるものとしている。

東北地方整備局港湾空港部（2011）²⁾では、数値シミュレーションに基づき津波波力を算出して断面照査を実施し、被災パターンを表3の4つに分類している。なお、下迫（2013）³⁾は、津波波力型について、「津波そのものの大きさよりも、防波堤の前面と背面の水位差がどれだけ大きくなるかが重要であり、防波堤法線に対して直角に近い角度の場合に水位差が大きくなりやすく被災を受けやすい。逆に言えば、非常に大きな津波でも、開口部等から港内にも津波が侵入し、水位差が大きくなる場合には、防波堤は移動しない。」としている。

表3 津波波力による防波堤の被災パターン²⁾

	分類	被災の概要	主な被災施設	被災状況
防波堤	越流洗掘型	内外水位差等による津波力だけでは、ケーソンの安定性に影響を与えるに至らないが、津波の流れや越流に伴う渦等の影響でケーソン背面(港内側)のマウンドまたは地盤面が洗掘を受け、最終的に堤体の支持力不足によりケーソンが滑動、滑落したもの	八戸港八太郎防波堤(中央部)	
	津波波力型	内外水位差等による直接的な津波力により、ケーソンが不安定となり滑動、転倒、支持力破壊が生じたもの	八戸港八太郎防波堤(ハ本部) 釜石港湾口防波堤(北) 大船渡港湾口防波堤 相馬港沖防波堤	
	堤頭部洗掘型	堤頭部周辺の流れにより、基礎マウンドが洗掘を受け、ケーソンの滑落が生じたもの	宮古港竜神崎防波堤 宮古港藤原防波堤 八戸港中央防波堤 八戸港第二中央防波堤	
	引波水位差型	第一波の押波時の津波力や越流に伴う洗掘だけでは、不安定までには至らないが、引波時における内外水位差により、ケーソンが不安定となり滑動、転倒、支持力破壊が生じたもの	女川港防波堤	

(3) 消波ブロック被覆堤の被災事例

東北地方太平洋沖地震の地震及び津波による消波ブロック被覆堤の被災実績として、港湾技術研究所（2015）⁴⁾は図4、5に示す上部コンクリート、消波ブロックの倒壊や飛散が見られたとしている。

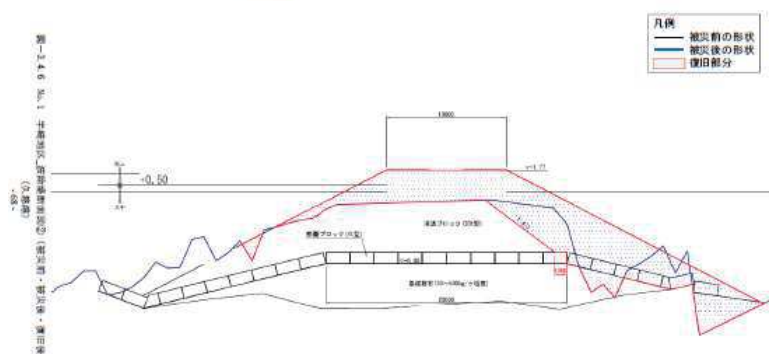
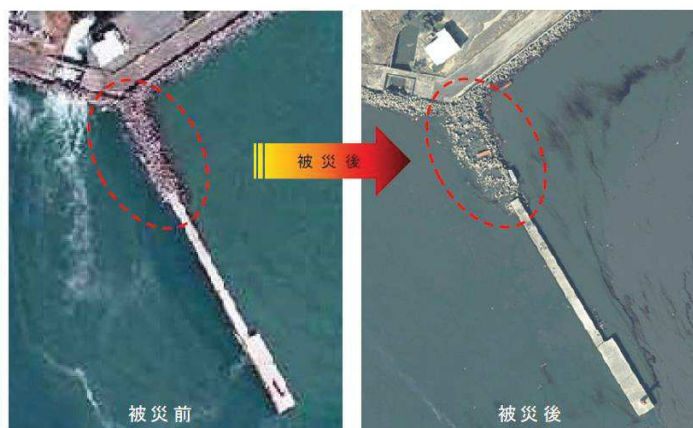


図4 久慈港半崎地区波除堤⁴⁾



外港地区 北防波堤
 (平成23年2月16日、3月12日撮影⑦)
 消波ブロック 飛散 (100m)

図5 仙台塩釜港 仙台港区 外港地区 北防波堤⁴⁾

(4) 水位上昇側基準津波時の流況

水位上昇側の基準津波の2号機取水口前面における水位を図6に、防波堤周辺の水位・流速・流向並びに海底地形変化を図7～10に示す。

水位上昇側の基準津波は第一波が到達する地震発生後約35分～42分にかけて急激に上昇し、約42分～50分にかけて急激に下降することから、防波堤の被災については、地震発生後35分～50分について評価する。

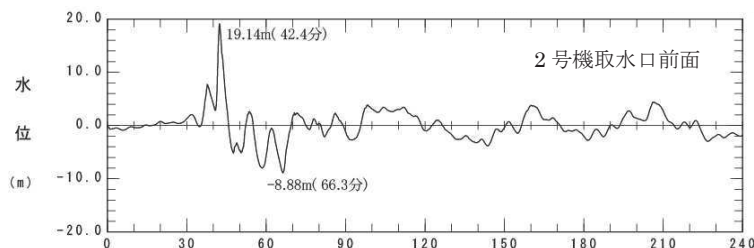


図6 基準津波（上昇側）による2号機取水口前面の水位変化

a. 水位上昇時の水位・流速・流向

基準津波は、外洋に面する東防波堤に対して直角方向に襲来するのではなく、港内に回り込みながら襲来することから、防波堤内外の水位差は小さく、かつ明瞭な水位差が発生する時間は地震発生後36分～37分の1分程度と短い。

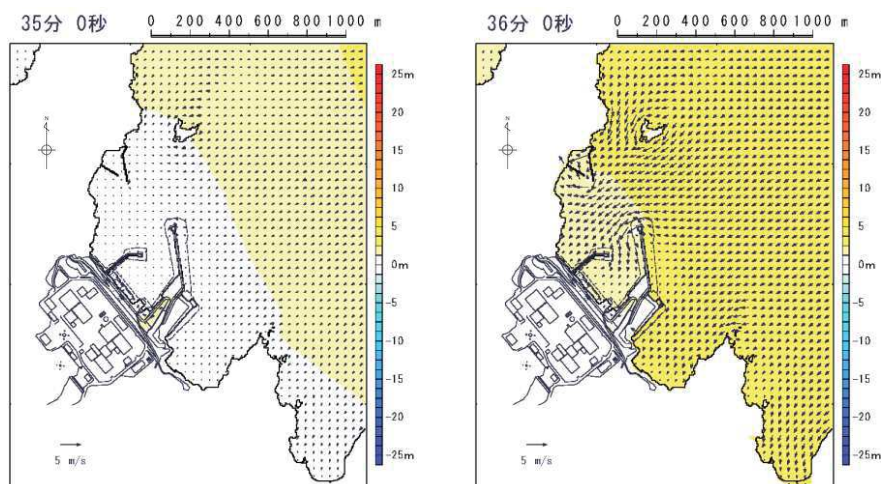


図7(a) 基準津波（上昇側）による水位上昇時の水位・流速・流向
(地震発生後35分～42分のうち35分～36分)

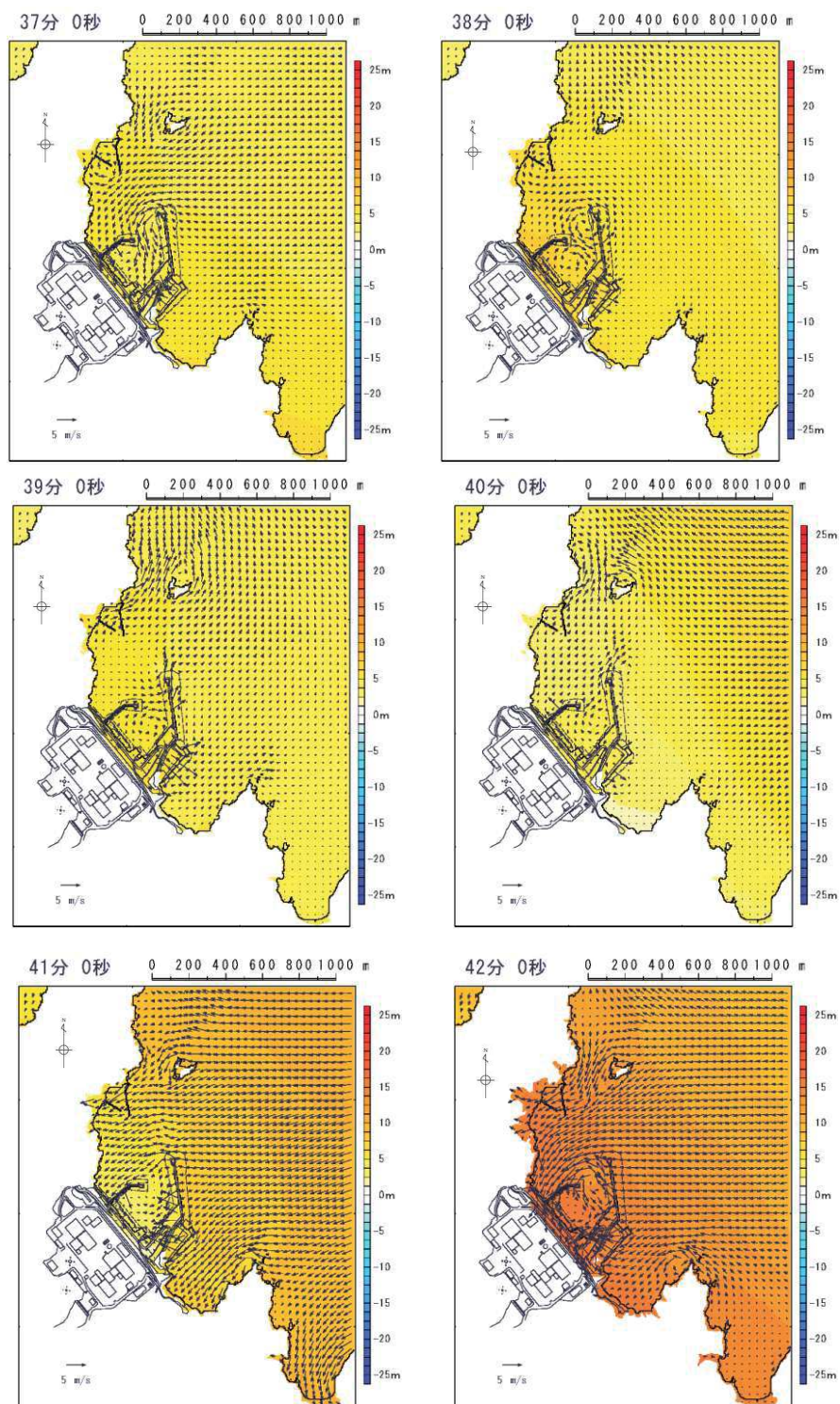


図7 (b) 基準津波（上昇側）による水位上昇時の水位・流速・流向
（地震発生後35分～42分のうち37分～42分）

b. 水位上昇時の海底地形変化

基準津波が港内に防波堤堤頭部を回り込みながら進行する際に、防波堤堤頭部のケーソン堤付近の海底地盤が局所的に洗掘される。

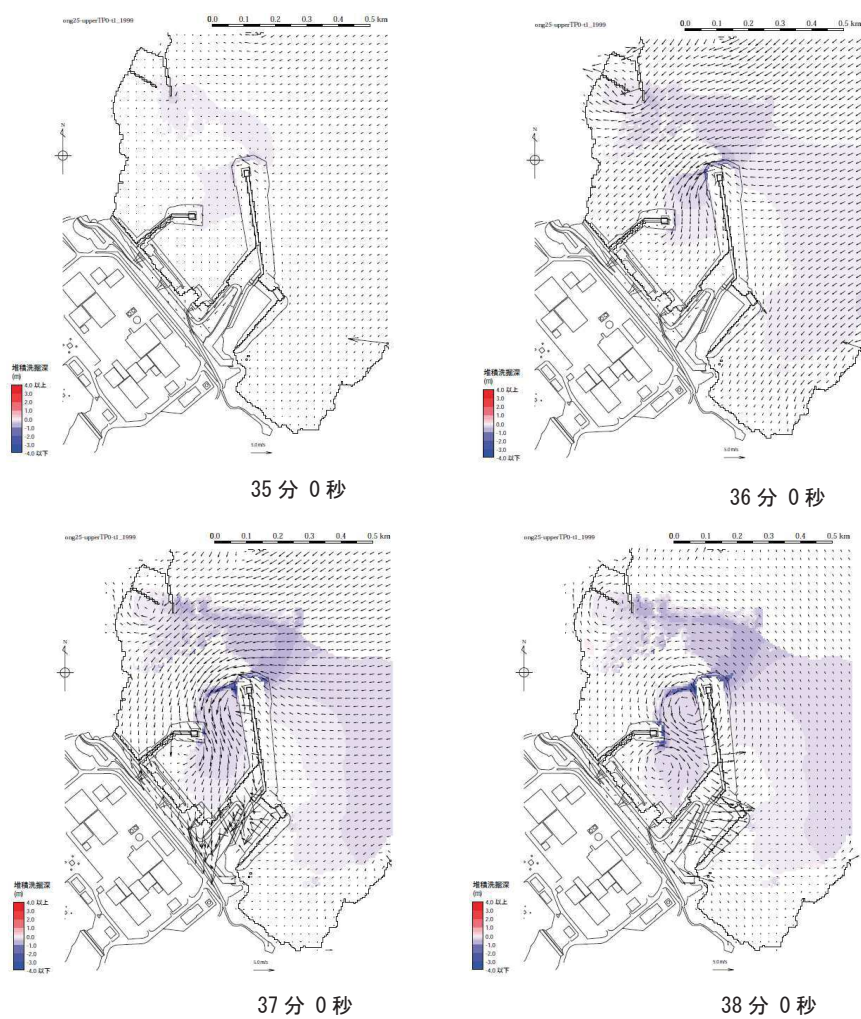
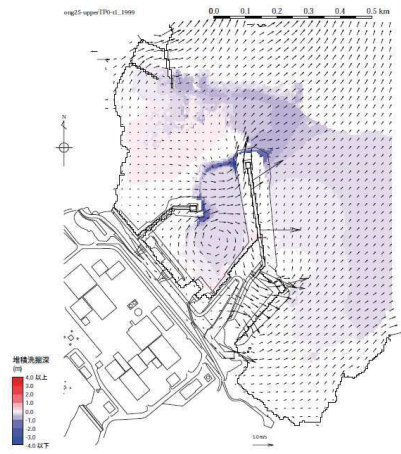
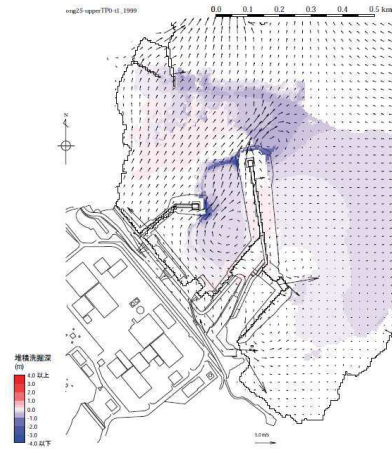


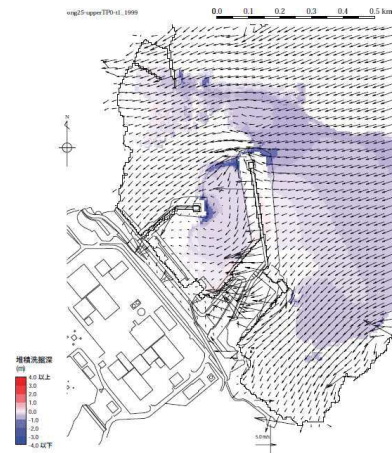
図8(a) 基準津波(上昇側)による水位上昇時の海底地形変化
(地震発生後35分~42分のうち35分~38分)



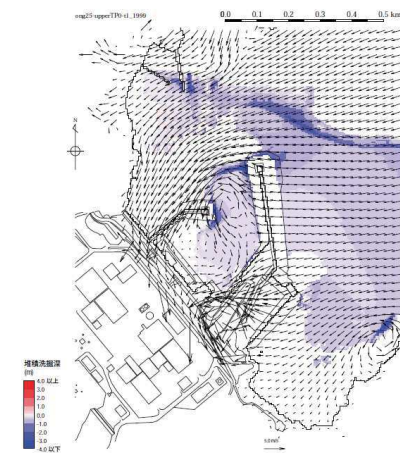
39分0秒



40分0秒



41分0秒



42分0秒

図8(b) 基準津波(上昇側)による水位上昇時の海底地形変化
(地震発生後35分~42分のうち39分~42分)

c. 水位下降時の水位・流速・流向

水位低下に伴い防波堤に並行して沖側へ向かう流れが起こり、防波堤堤頭部付近で大きな流速が発生する。

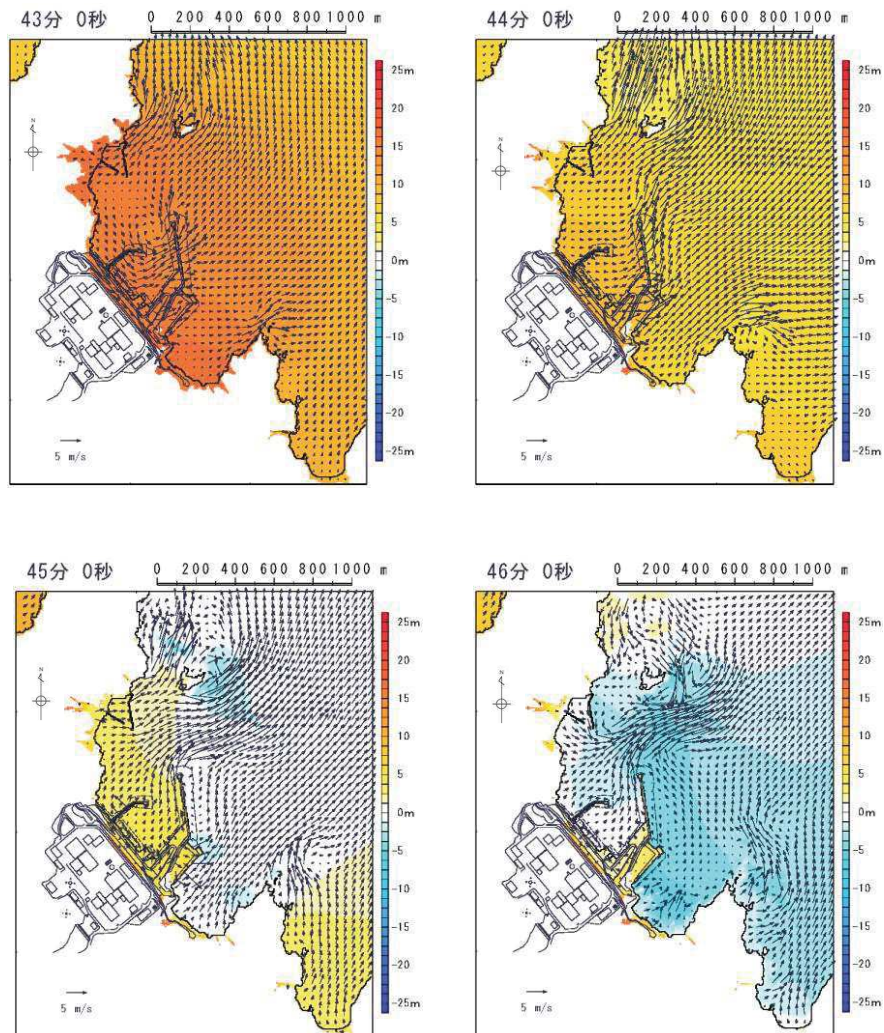


図9(a) 基準津波（上昇側）による水位下降時の水位・流速・流向
(地震発生後43分～50分のうち43分～46分)

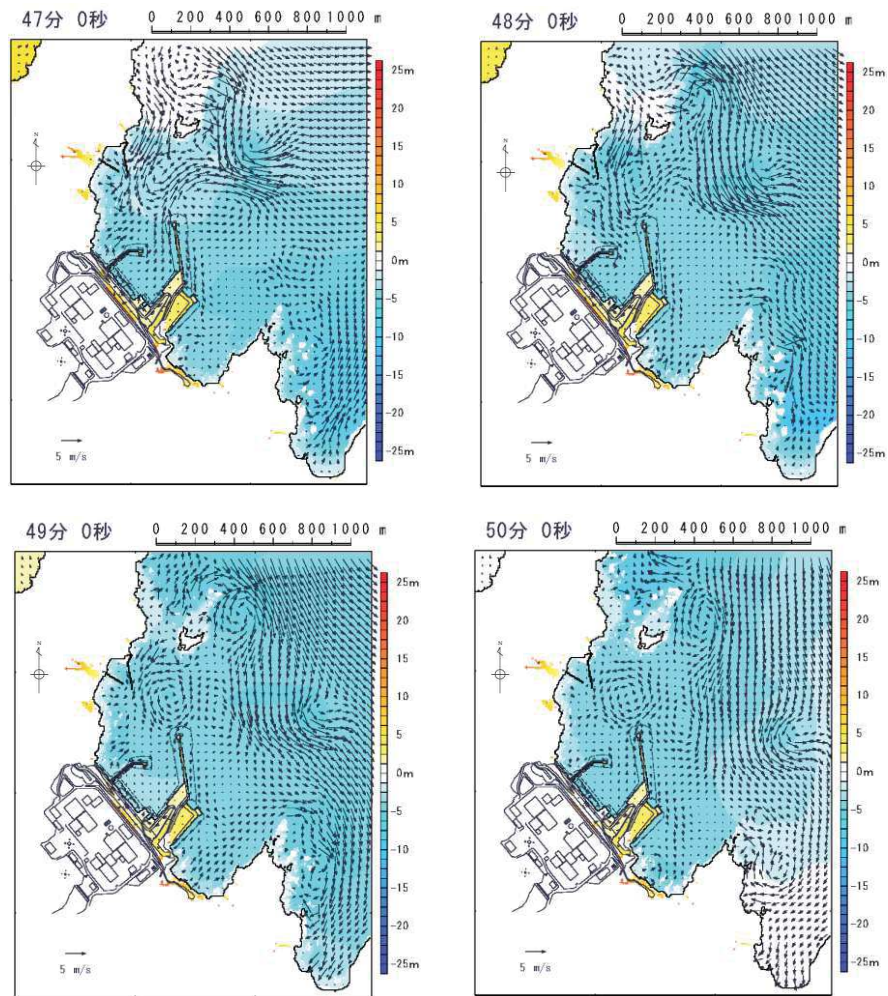


図9 (b) 基準津波（上昇側）による水位下降時の水位・流速・流向
（地震発生後43分～50分のうち47分～50分）

d. 水位下降時の海底地形変化

引き波により港内中央部，捨石傾斜堤周辺及び沖合いの海底地盤の洗掘は進行するが，防波堤堤頭部付近の洗掘の進行は見られない。

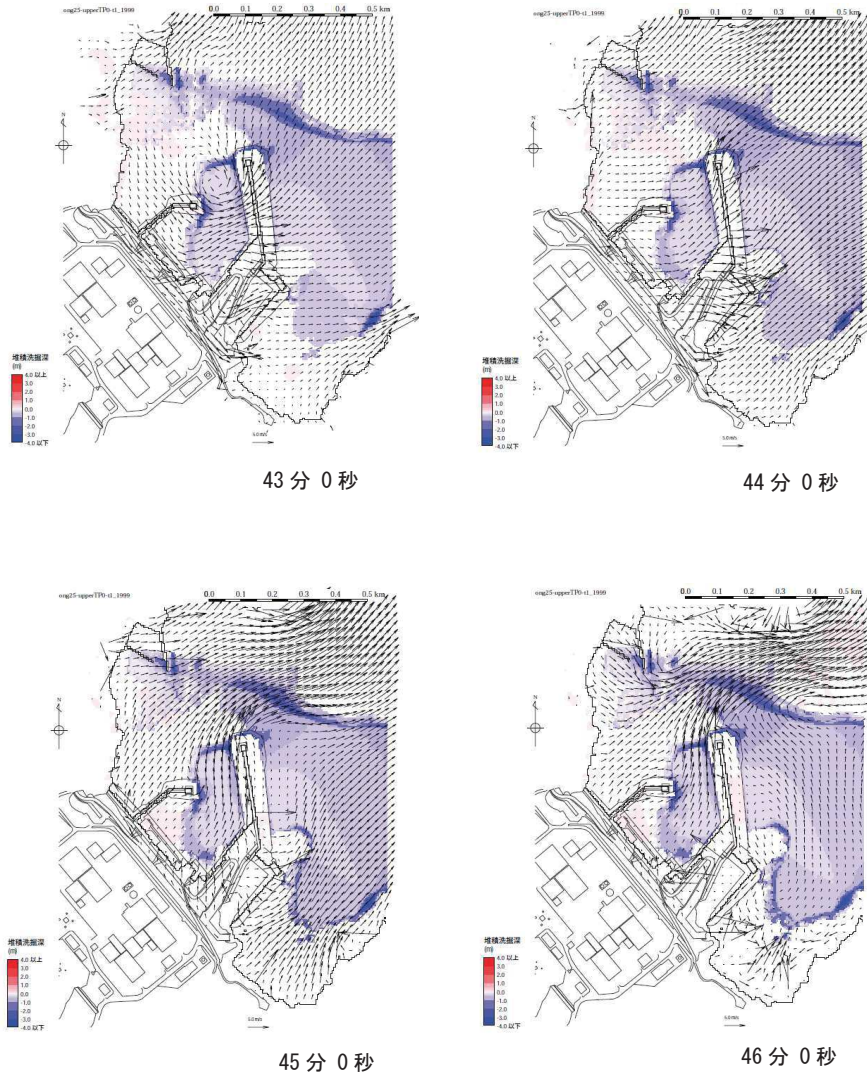
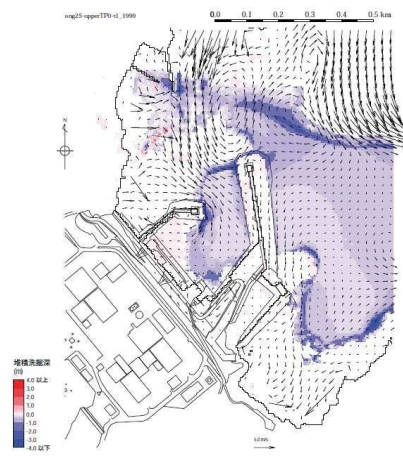


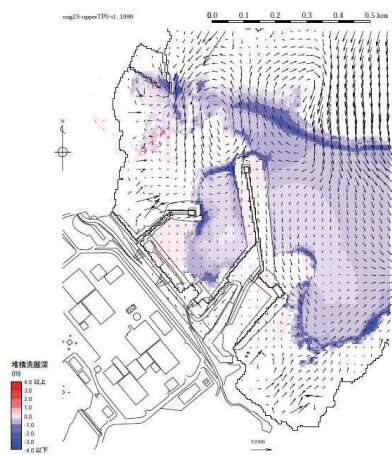
図 10(a) 基準津波（上昇側）による水位下降時の海底地形変化
(地震発生後 43 分～50 分のうち 43 分～46 分)



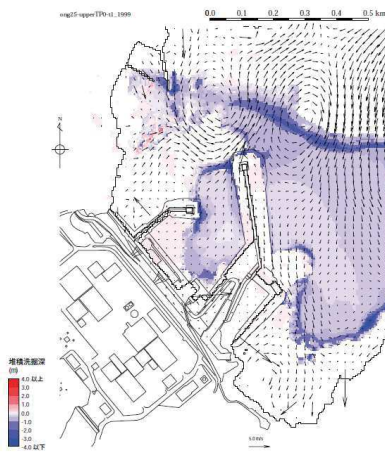
47分0秒



48分0秒



49分0秒



50分0秒

図10(b) 基準津波(上昇側)による水位下降時の海底地形変化
(地震発生後43分~50分のうち47分~50分)

(5) 防波堤の被災形状の検討結果

東北地方太平洋沖地震及び津波による被災状況等に関する知見，基準津波襲来時の流況及び防波堤の構造的特徴を踏まえた想定される被災形状を表4に示す。

表4 防波堤の被災形状の想定

構造物	仕様	想定される被災形状	根拠
ケーソン (直立部)	北防波堤，東防波堤各2 函：15m(B)×10m(L)× 9.5m(H)：3,000t以上/函	基礎マウンドからの転倒・滑動(堤頭部洗掘型)	<ul style="list-style-type: none"> 防波堤内外の水位差は小さく，有意な水位差が発生する時間は短い。 水位上昇時，防波堤堤頭部周辺の基礎マウンド部の洗掘が想定される。
上部コンクリート	東防波堤：9.0m(B)× 2.5m(H)：約50t/m 北防波堤：7.5m(B)× 2.0m(H)：約30t/m	飛散	<ul style="list-style-type: none"> 東北地方太平洋沖地震及び津波で被災実績あり。
消波ブロック	堤内側：6t(東防波堤)， 4t，6t，8t(北防波堤)	飛散	<ul style="list-style-type: none"> 東北地方太平洋沖地震及び津波で被災を受けた防波堤同様の被災が想定される。
被覆石	500kg/個以上	飛散	<ul style="list-style-type: none"> 東北地方太平洋沖地震及び津波で被災を受けた防波堤同様の被災が想定される。
捨石(基礎マウンド)	5～100kg/個	飛散	<ul style="list-style-type: none"> 東北地方太平洋沖地震及び津波で被災を受けた防波堤同様の被災が想定される。

3. 防波堤の取水口到達可能性評価について

(1) 防波堤の取水口到達可能性

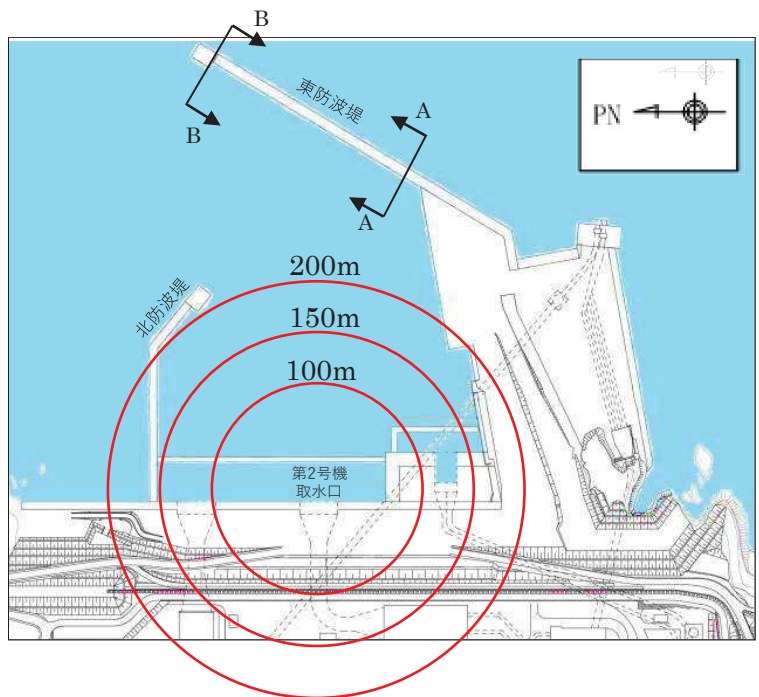
図 11 より，防波堤堤頭部と 2 号機取水口との間には約 200m の離隔があるが，基礎マウンドから横転・滑落等により損傷した防波堤ケーソンが漂流・滑動することにより取水口に到達する可能性を検討した。

漂流に対する検討結果（表 5）より，防波堤のケーソン，上部コンクリート，消波ブロック，被覆石及び捨石の比重は海水の比重より大きいことから，漂流して取水口に到達することはない。

また，滑動に対する検討結果（表 6）より，防波堤のケーソン及び上部コンクリートの安定流速（対象物が水の流れによって動かない最大流速）は発電所の港湾内の最大流速 9.3m/s（図 7）よりも大きいことから，滑動して取水口に到達することはない。一方，防波堤の消波ブロック，被覆石及び捨石の安定流速は発電所の港湾内の最大流速 9.3m/s よりも小さいことから，滑動するものの，2 号機取水口は港湾内よりも約 4 m 高い位置にある（図 12）ことから，滑動して 2 号機取水口に到達することはない。

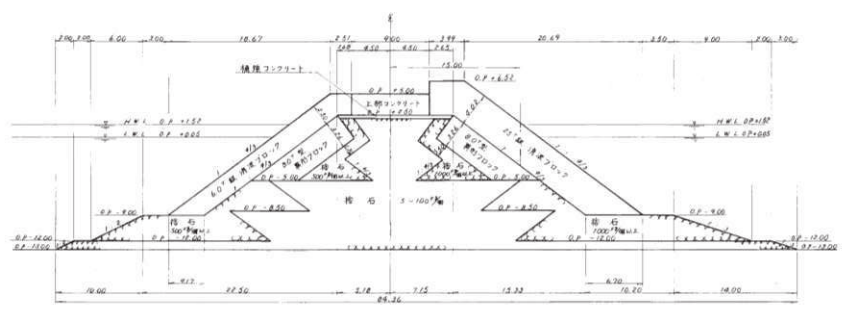
なお，滑動すると評価した消波ブロック，被覆石及び捨石のうち，最も軽量の捨石は上部工，消波ブロック及び被覆石の背面や下部に設置されていること，図 8, 10 の捨石よりも軽量の砂を対象とした海底地形変化においても取水口は閉塞していないことから，捨石により取水口が閉塞することはない。

また，捨石の次に軽量の被覆石は安定流速である 3.6m/s 以上で滑動するため，滑動開始流速を 3m/s とした軌跡解析（図 13）により，被覆石及び被覆石よりも重い消波ブロックの滑動の方向を検討した。その結果，滑動によって防波堤近傍に留まるか沖側へ滑動する傾向を示したことから，2 号機取水口側へ滑動する可能性が低いことを確認した。



(a) 防波堤と取水口の離隔

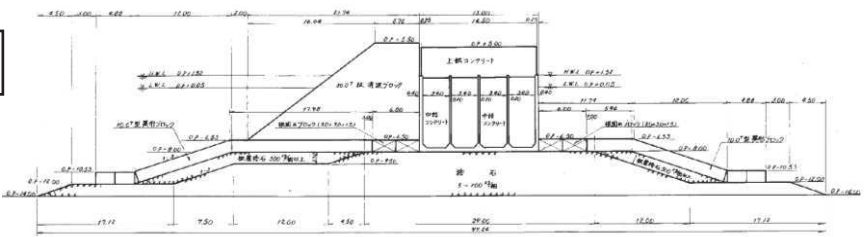
堤内側



堤外側

(b) 東防波堤 (A-A 断面) *

堤外側



堤内側

(c) 東防波堤ケーソン (B-B 断面) *

図 11 防波堤と取水口の離隔及び防波堤の構造

注記 * : H.W.L, L.W.L は 1号機建設時のものである。

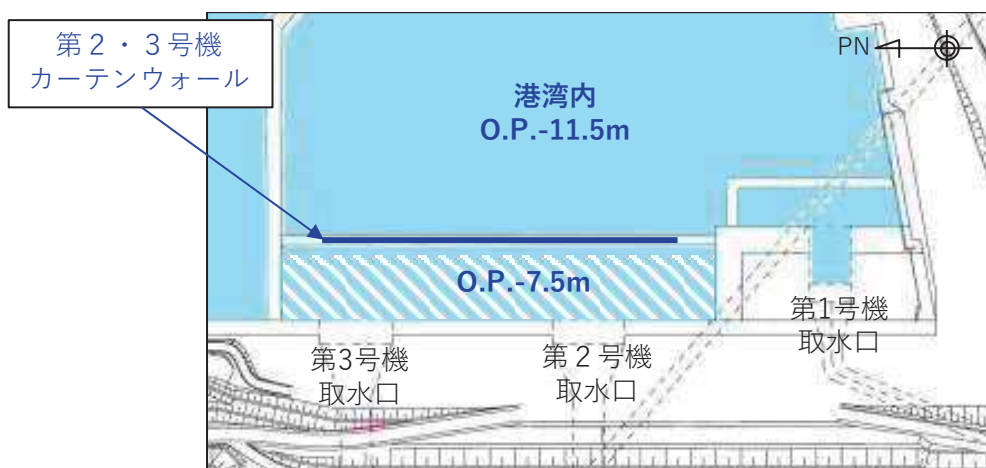


図 12 取水口前面と港湾内の高低差

表 5 漂流に対する検討結果

対象構造物	主材料	重量	比重*	検討結果
ケーソン	コンクリート	約 3,000t	2.34	海水の比重より大きいことから、漂流して取水口に到達することはない。
上部コンクリート	コンクリート	約 100t/m	2.34	
消波ブロック	コンクリート	30t	2.34	
被覆石	石	500kg/個以上	2.29	
捨石	石	5~100kg/個	2.29	

注記 *：コンクリートの比重は道路橋示方書・同解説より設定，石材の比重は港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007）より設定。

(2) 防波堤構造物の安定流速

「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁵⁾の流れに対する被覆材の所要質量の評価手法に基づき、防波堤のケーソン、上部コンクリート、消波ブロック、被覆石及び捨石の安定流速を算定すると下表の結果となる。

なお、同手法は石を別の石の上に乗せた状態における流圧力と摩擦力のつり合い式及び流圧力と重力によるモーメントのつり合い式から導出されている。津波により損傷した防波堤は同手法の想定状態と類似していると考えられ、本手法を適用できる。

港湾の施設の技術上の基準・同解説（抜粋）

1. 7. 3 流れに対する被覆石及びブロックの所要質量

(1) 一般

水の流れに対するマウンドの捨石等の被覆材の所要質量は、一般的に、適切な水理模型実験又は次式によって算定することができる。式中において、記号 γ はその添字に関する部分係数であり、添字 k 及び d はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$M_d = \frac{\pi \rho_r U_d^6}{48 g^3 (\gamma_d)^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3} \quad (1. 7. 18)$$

ここに、

- M : 捨石等の安定質量 (t)
- ρ_r : 捨石等の密度 (t/m^3)
- U : 捨石等の上面における水の流れの速度 (m/s)
- g : 重力加速度 (m/s^2)
- γ : イスパッシュ(Isbash)の定数(埋め込まれた石にあつては 1.20,露出した石にあつては 0.86)
- S_r : 捨石等の水に対する比重
- θ : 本路床の軸方向の斜面の勾配 ($^\circ$)

表6 滑動に対する検討結果（安定流速の算定）

対象構造物	密度 (t/m^3)	質量 (t)	イスパッシュ の 定数	水に対する 比重	斜面の 勾配 ($^\circ$)	安定流速 (m/s)
ケーソン	2.34	3,000	0.86	2.27	0	15.7
上部コンクリート	2.34	1,000	0.86	2.27	0	13.1
消波ブロック	2.34	4~30	0.86	2.27	0	5.2~7.3
被覆石	2.29	0.5	0.86	2.22	0	3.6
捨石	2.29	0.005~0.1	0.86	2.22	0	1.6~2.7

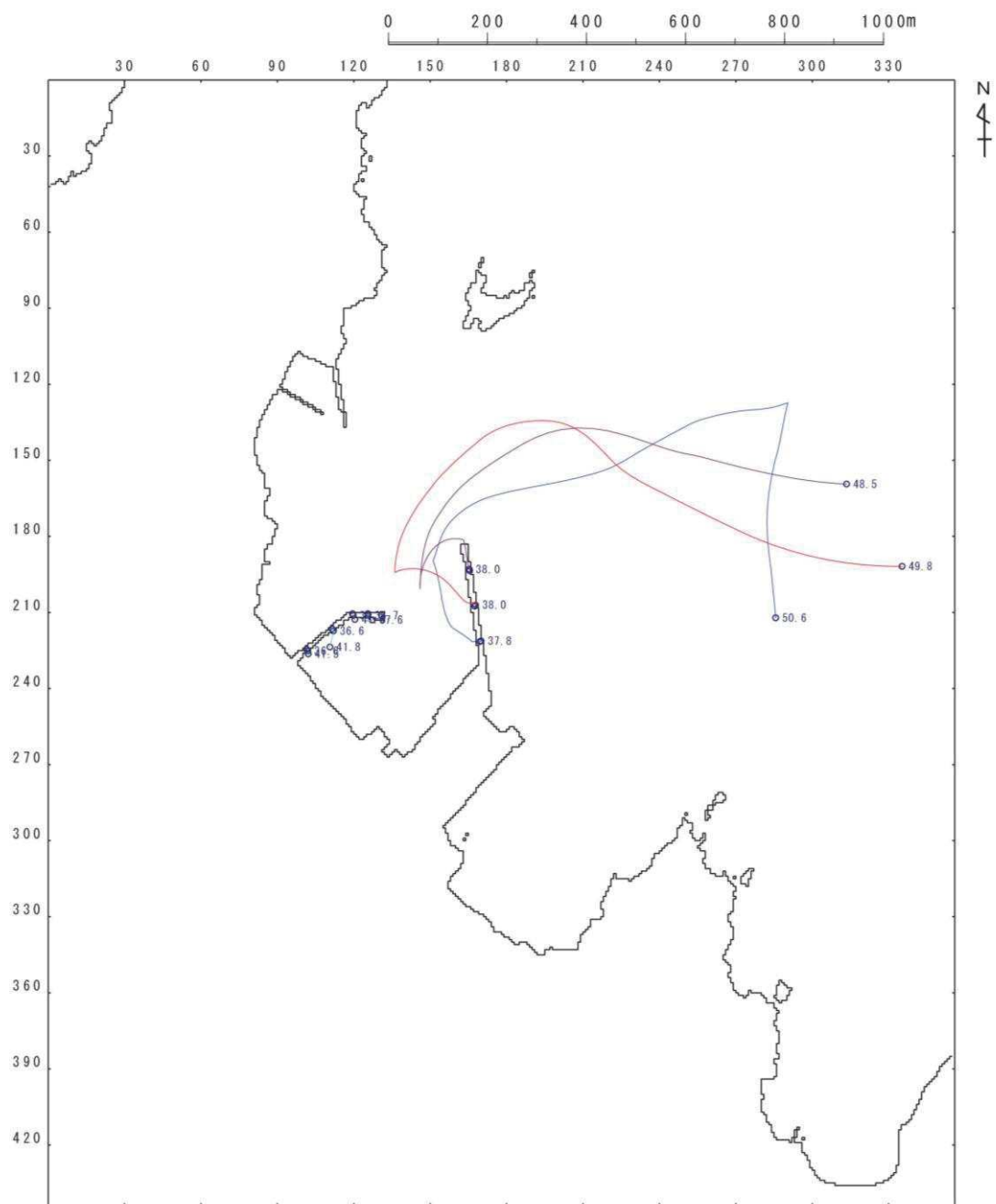


图 13 軌跡解析

(基準津波，上昇側，被覆石漂流開始流速 3m/s，地震発生後 0 分～240 分)

【参考文献】

- 1) 国土交通省港湾局：防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂），2015.
- 2) 国土交通省 東北地方整備局 港湾空港部：第 3 回 東北港湾における津波・震災対策技術検討委員会，資料-3，pp. 2，2011.
- 3) 下迫健一郎：東北地方太平洋沖地震津波による防波堤の被災，ながれ第 32 巻，pp. 27-32，2013.
- 4) 港湾空港技術研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による港湾施設等被害報告，港湾技術研究所資料，No. 1291，2015.
- 5) （社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（下巻），pp. 561，2007.

(参考3) 燃料等輸送船の係留索の耐力について

1. はじめに

燃料等輸送船（以下、「輸送船」という。）は、想定される全ての津波に対し、津波の到達時間と緊急離岸までの時間の関係から、緊急退避が可能である。

ここでは、輸送船の緊急退避ができない不測の事態を考慮する。輸送船が岸壁に係留されている状態で、基準津波より到達が早い海域活断層による地震に起因する津波を受けた場合を想定し、津波流向及び岸壁と取水口の位置関係を踏まえ、係留索の耐力について評価を実施する。

係留索については、船舶の大きさから一定の算式によって計算される数値（艀装数）に応じた仕様（強度、本数）を有するものを備えることが、日本海事協会（NK）の鋼船規則において定められている。

今回、輸送船が備えている係留索の係留力、及び流圧力について、石油会社国際海事評議会 OCIMF（Oil Companies International Marine Forum）の手法を用いて算出し、耐力評価を行う。

2. 評価

(1) 輸送船、係留索、係船柱

輸送船、係留索、係船柱の仕様を表1に、配置を図1に示す。

表1 輸送船、係留索、係船柱の仕様

項 目		仕 様
輸送船	総トン数	約5,000t
	載貨重量トン	約3,000t
	喫水	約5m
	全長	100.0m（垂線間長：94.4m）
	型幅	16.5m
	形状	（図1参照）
係留索	直径	60mm（ノミナル値）
	素材種別	Polyethylene Rope Grade 1
	破断荷重	279kN（≒28.5tonf）
	係船機ブレーキ力	28.5tonf×0.7≒20.0tonf
係船柱	形状	（図1参照）
	ビット数、位置	（図1参照）
	係留状態	（図1参照）
	強度	（図1参照）

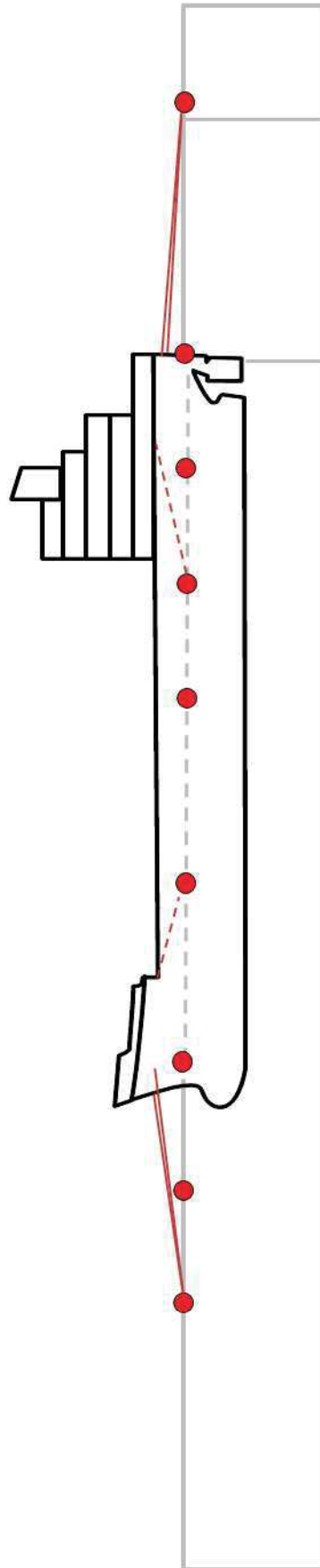
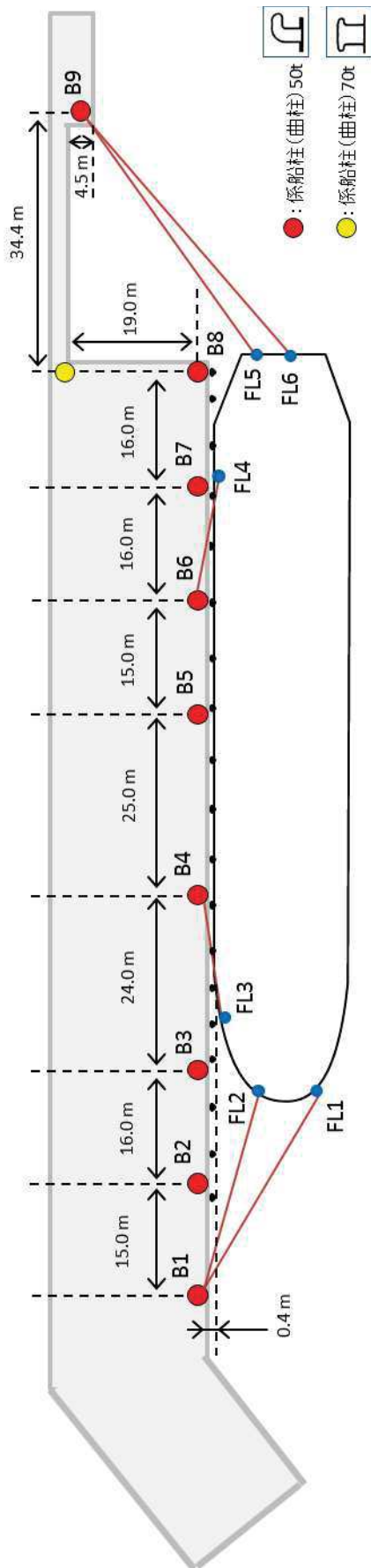


図1 輸送船, 係留索, 係船柱の配置

(2) 津波条件 (波形, 流向, 流速)

評価対象の津波として、基準津波より到達が早い海域活断層による地震に起因する津波を想定する。図2に、敷地周辺海域の海域活断層分布を示すが、敷地からの距離や津波の向きを考慮し、「F-2断層・F-4断層」「F-5断層」「F-6～F-9断層」による津波の中から、評価対象津波を選定する。

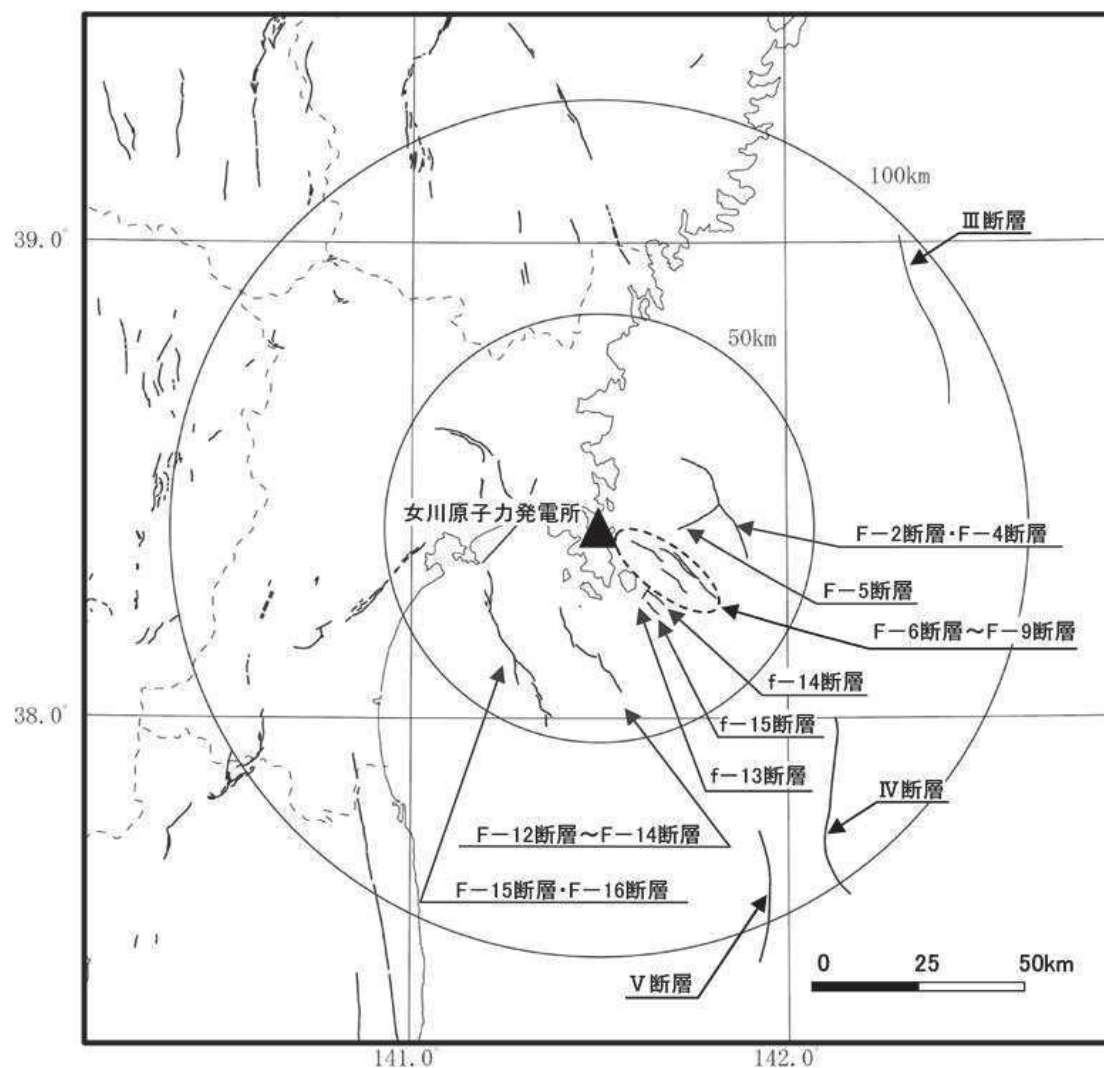


図2 敷地周辺海域の海域活断層分布

表2に、2号機取水口前面位置における各海域活断層の津波高さと到達時間の関係を示す。表2に示すとおり、いずれの津波においても、緊急退避時間との関係から、輸送船は津波到達前に退避可能であると考えられるものの、より保守的に考え、今回評価対象となる津波を抽出する。

F-5断層を波源とした津波は他の海域活断層を波源とした津波に比べて、最も早く到達するが、F-2断層・F-4断層を波源とした津波の到達時刻はほぼ同様であるため、ここでは保守的に最高水位が最も高く、また最低水位が最も低いF-2断層・F-4断層を波源とした津波を選定した。

表2 海域活断層と津波高さ・到達時間の関係

海域活断層名	寄せ波		引き波	
	最高水位 (O.P. m)	到達時間 (分)	最低水位 (O.P. m)	到達時間 (分)
F-2断層・F-4断層	2.28	21	-0.83	18
F-5断層	0.94	20	0.46	17
F-6断層～F-9断層	1.21	88	0.05	110

評価対象津波の流向は、図3に示すとおり岸壁に対する接線方向の成分が支配的となる。これに対して、輸送船は岸壁と平行して接岸されることから、評価は輸送船の船首及び船尾方向それぞれの流圧力に対する係留索の耐力について実施する。

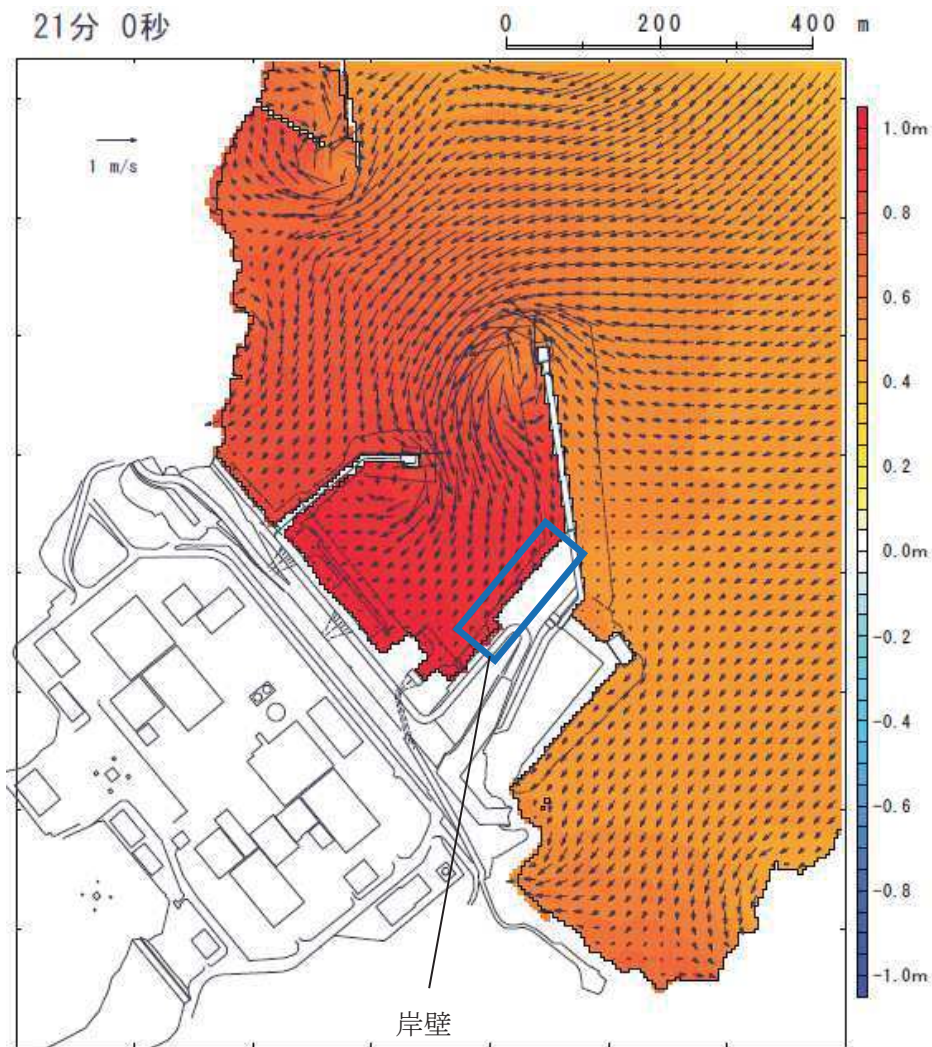


図3 評価対象津波の流向

評価対象津波の岸壁位置における水位及び流速を図4、図5に示す。

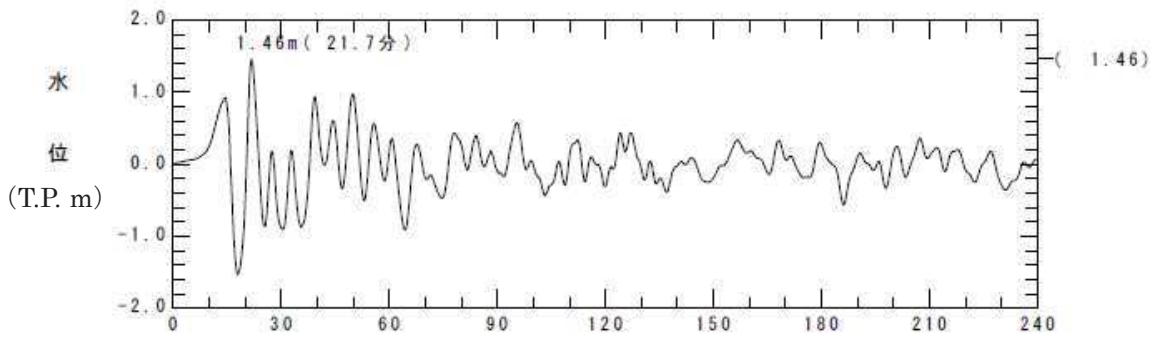


図4 評価対象津波の岸壁位置における水位

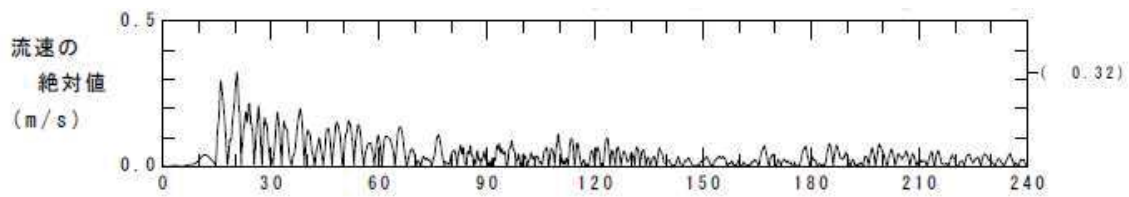


図5 評価対象津波の岸壁位置における流速

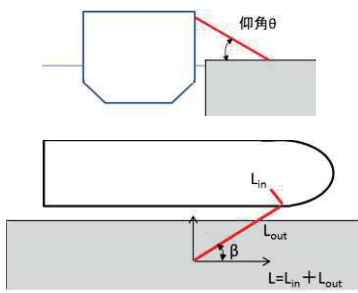
図4に示すとおり、評価対象津波は地震発生後約14分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約21分の第二波で最高津波高さ（O.P.+3.05m（朔望平均満潮位（O.P.+1.43m）及び潮位のばらつき（+0.16m）考慮済み）に到達する。流速は図5に示すとおり、地震発生後約20分に最大0.32m/sに達する。

緊急退避可能時間を考慮すると、輸送船は最大流速到達前に退避可能であるものの、今回は係留による対応を仮定し、より保守的に考え、流速0.5m/sで生じる流圧力に対する係留力を評価する。

(3) 係留力

係留力の計算方法を表 3 に、計算結果を表 4、図 6 及び図 7 に示す。

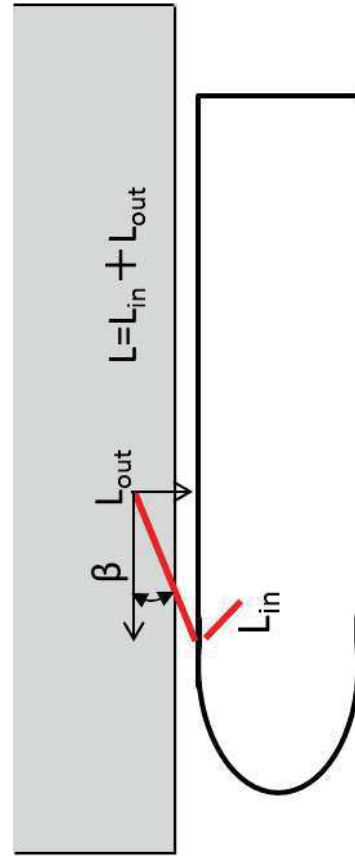
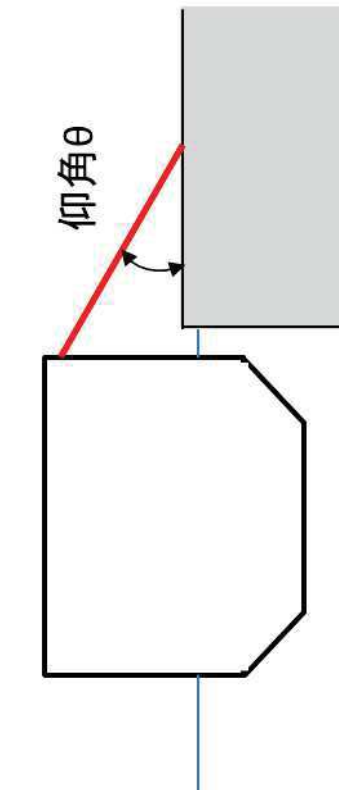
表 3 係留力の計算方法

<p>【各索の係留力計算式】</p> $R_x = T \times \left(\frac{\cos^2 \beta \times \cos^2 \theta}{L} \right) \times \left(\frac{L_c}{\cos \beta_c \times \cos \theta_c} \right)$	
<p> R_x : 前後係留力 [tonf] (前方は添字 f, 後方は添字 a) T : 係留索 1 本に掛けることができる最大張力 [tonf] β : 係留索水平角 (岸壁平行線となす角度) [deg] θ : 係留索の仰角 [deg] L : 係留索の長さ (船外+船内) [m] β_c : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の係留索水平角 (岸壁平行線となす角度) [deg] θ_c : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の仰角 [deg] L_c : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の長さ (船外+船内) [m] ※係留索の機能別グループ (前方係留力又は後方係留力) </p>	

(出典：係留設備に関する指針 OCIMF刊行)

表 4 係留力の計算結果

フェアリーダ	係船索	係船柱	係船索長さ[m]		係留角[deg]		索張力 T [ton-f]	係留力 前後 [ton-f]	Bitt Performance [ton-f]		
			船外		θ	β			Bitt Load	合計	係船柱強度
FL1	Line1	B1	35.6		27.4	-23.6	20	-16.28	20.00	34.46	50
FL2	Line2	B1	33.2		55.6	-8.8	20	-8.16	14.46		
								-24.43			
FL3	Line3	B4	15.0		79.4	5.9	20	3.65	20.00	20.00	50
								3.65			
FL4	Line4	B6	28.5		76.0	-3.4	20	-4.84	20.00	20.00	50
								-4.84			
FL5	Line5	B9	39.6		16.9	33.9	20	15.89	20.00	39.73	50
FL6	Line6	B9	42.2		14.1	39.0	20	13.67	19.73		
								29.56			
								前後(+)計			
								33.21			
								前後(-)計			
								-29.27			



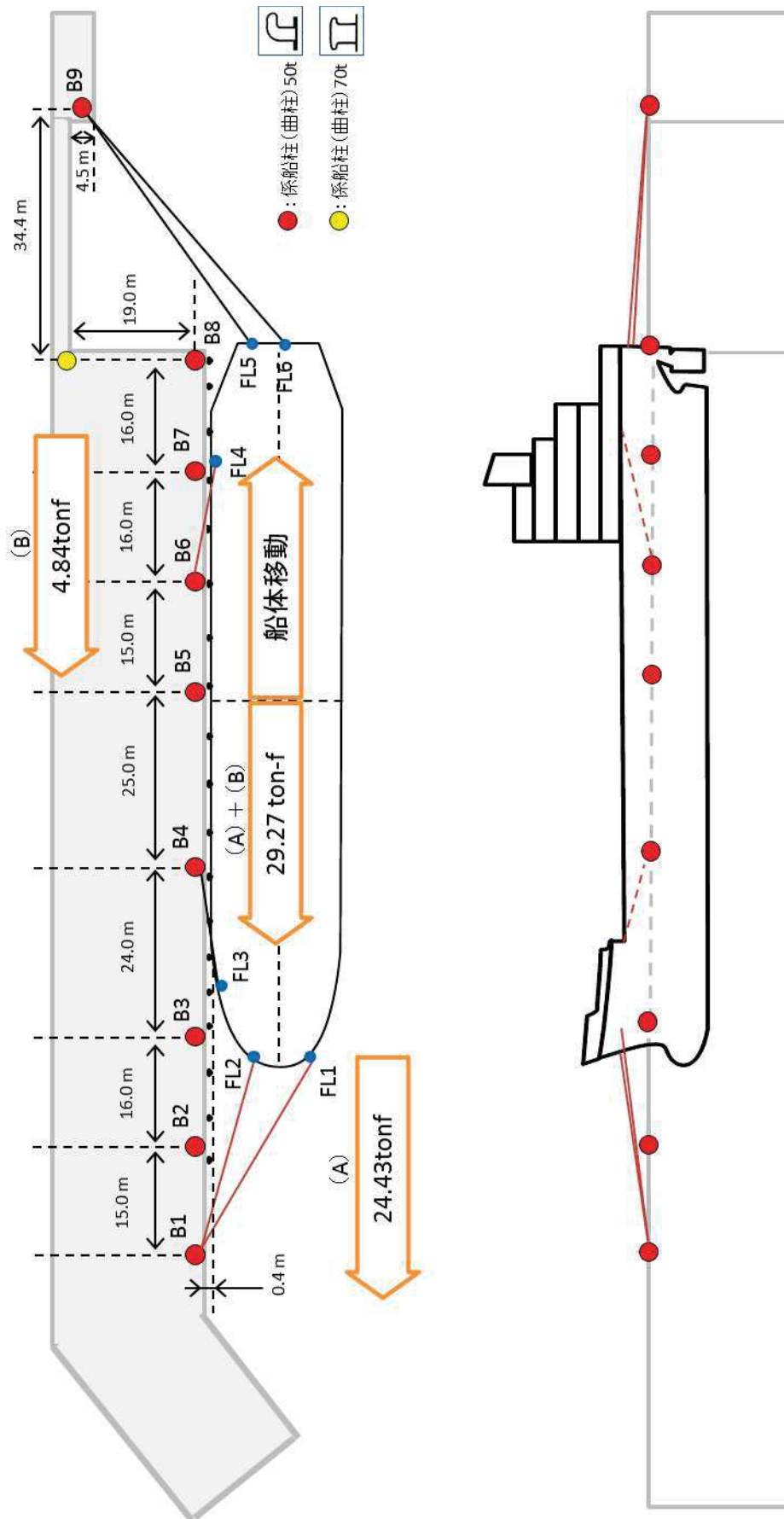


図6 船尾方向への移動に対する船首方向係留力

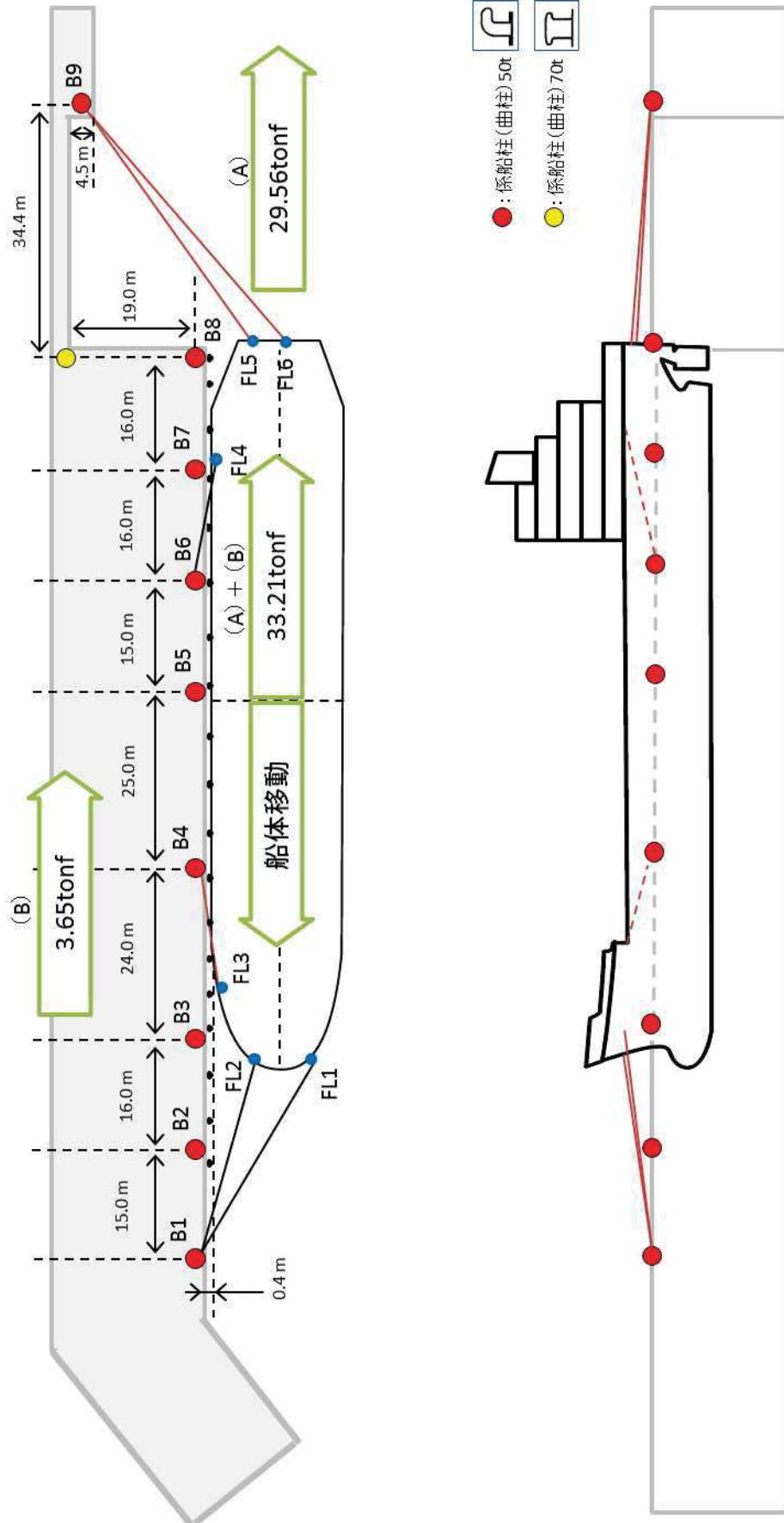


図7 船尾方向への移動に対する船尾方向係留力

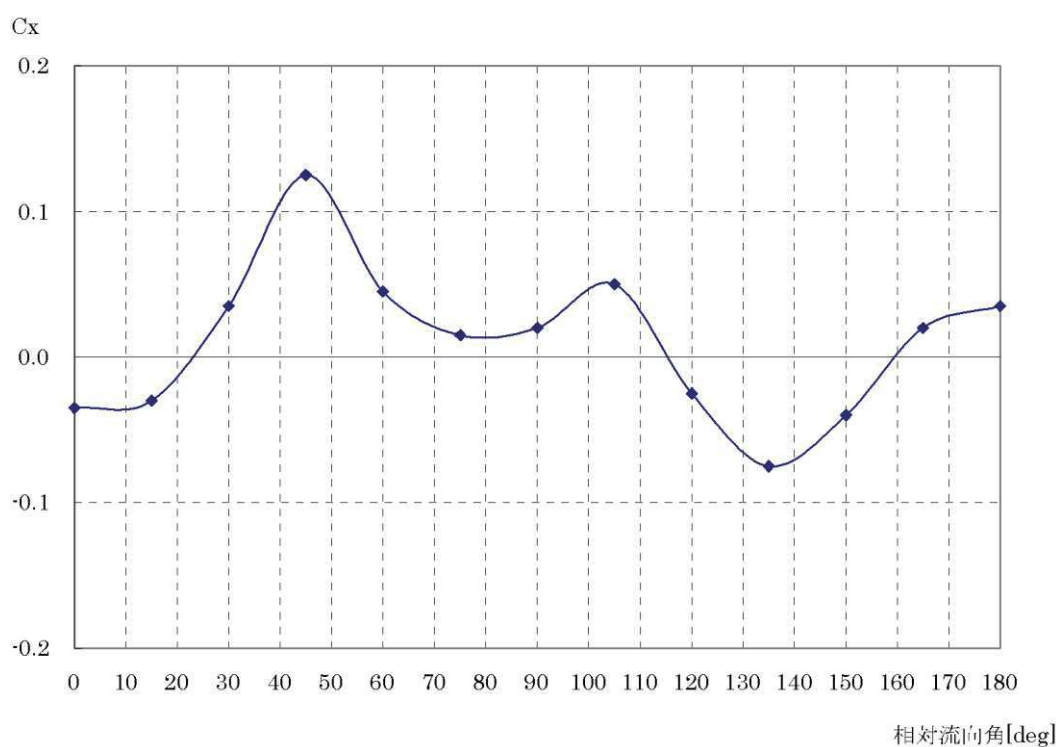
(4) 流圧力

流圧力の計算方法を表5に示す。計算結果について、2. (3) で求めた係留力と比較した結果を図8に示す。

表5 流圧力の計算方法

<p>【流圧力計算式】</p> $F_{Xc} = \frac{1}{2} \times C_{Xc} \times \rho_c \times V_c^2 \times L_{PP} \times d$	<p> F_{Xc} : 縦方向流圧力 [kgf] C_{Xc} : 縦方向流圧力係数 V_c : 流速 [m/s] L_{PP} : 垂線間長 [m] d : 喫水 [m] ρ_c : 水密度 [kg・sec²/m⁴] (=104.5kg・sec²/m⁴) </p>
--	---

(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)



(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

縦方向流圧力係数 [Cx]

(参考4) 燃料等輸送船の喫水と津波高さの関係について

1. はじめに

燃料等輸送船（以下、「輸送船」という。）は、想定される全ての津波に対し、津波の到達時間と緊急離岸までの時間の関係から、緊急退避が可能である。

ここでは、輸送船の緊急退避ができない不測の事態を考慮する。輸送船が岸壁に係留されている状態で、基準津波より到達が早い海域活断層による地震に起因する津波を受けた場合を想定し、寄せ波により輸送船が岸壁に乗り上げることはないこと、引き波に対して座礁、転覆するおそれのないことを確認する。

2. 確認条件

評価対象の津波として、基準津波より到達が早い海域活断層による地震に起因する津波を想定する。図1に、敷地周辺海域の海域活断層分布を示すが、敷地からの距離や津波の向きを考慮し、「F-2断層・F-4断層」「F-5断層」「F-6～F-9断層」による津波の中から、評価対象津波を選定する。

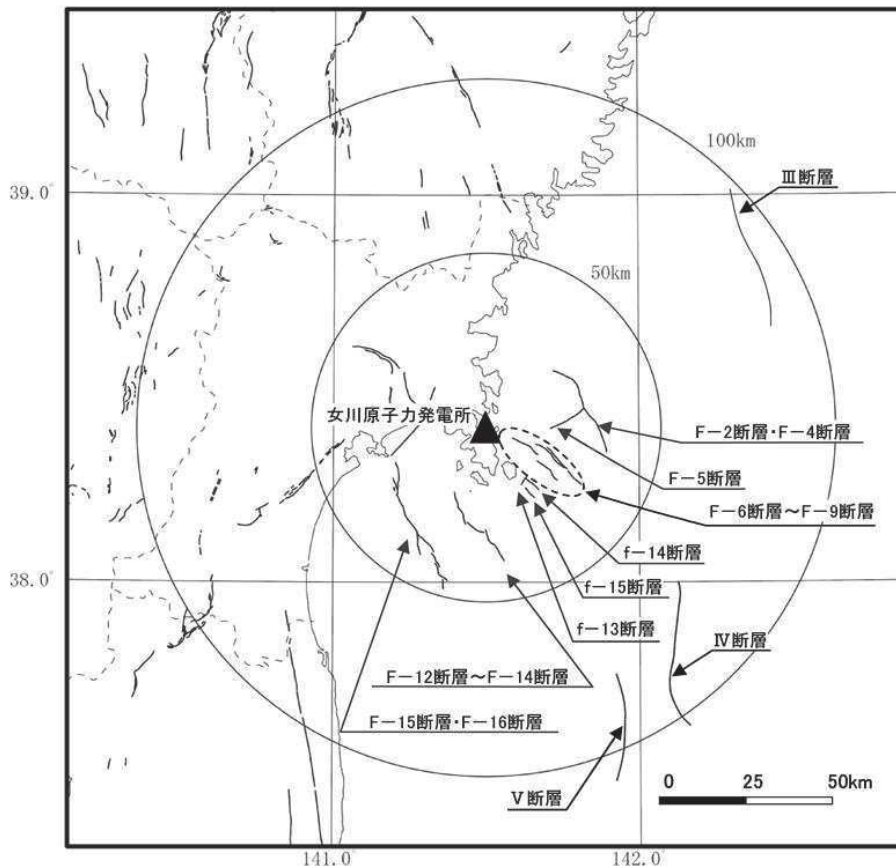


図1 敷地周辺海域の海域活断層分布

表1に、2号機取水口前面位置における各海域活断層の津波高さ・到達時間の関係を示す。表1に示すとおり、いずれの津波においても、緊急時間との関係から、輸送船は津波到達前に退避可能であると考えられるものの、より保守的に考え、今回評価対象となる津波を抽出する。

F-5断層を波源とした津波は他の海域活断層を波源とした津波に比べて、最も早く到達するが、F-2断層・F-4断層を波源とした津波の到達時刻はほぼ同様であるため、ここでは保守的に最高水位が最も高く、また最低水位が最も低いF-2断層・F-4断層を波源とした津波を選定した。

表1 海域活断層と津波高さ・到達時間の関係

海域活断層名	寄せ波		引き波	
	最高水位 (O.P. m)	到達時間 (分)	最低水位 (O.P. m)	到達時間 (分)
F-2断層・F-4断層	2.28	21	-0.83	18
F-5断層	0.94	20	0.46	17
F-6断層～F-9断層	1.21	88	0.05	110

図2に、評価対象津波の岸壁位置における波形を示す。図2に示すとおり地震発生後、約14分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約18分に最低津波高さ（O.P. -1.77 m（朔望平均干潮位（O.P. -0.14m）及び潮位のばらつき（-0.10m）考慮済み））に達する。また、地震発生後約21分で最高津波高さ（O.P. +3.05m（朔望平均満潮位（O.P. +1.43m）及び潮位のばらつき（+0.16m）考慮済み））に達する。

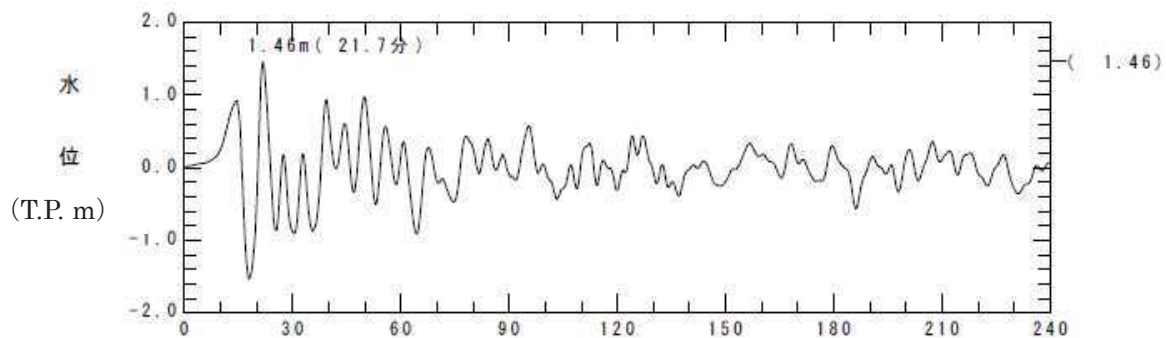


図2 評価対象津波の岸壁位置における水位

3. 確認結果

(1) 寄せ波による輸送船の岸壁への乗り上げ評価

寄せ波高さと喫水の関係を図3に示す。図3に示すとおり、輸送船は岸壁に乗り上げることはないことを確認した。

① 寄せ波高さ (O.P.)		② 津波襲来時岸壁高さ (O.P.)	
・ 寄せ波水位	+1.46m	・ 岸壁高さ (通常時)	+3.50m
・ 朔望平均満潮位	+1.43m		
・ 潮位のばらつき	+0.16m		
<hr/>		<hr/>	
(計)	+3.05m	(計)	+3.50m

➡ ① - ② = -0.45m < 喫水 (4~5m)

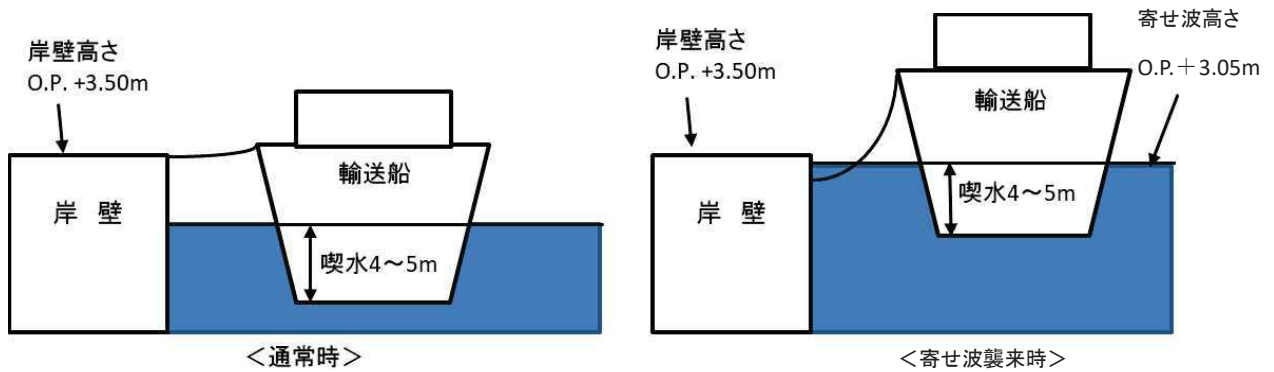


図3 寄せ波高さと喫水の関係

(備考)

- ・ 津波の原因となる地震による地盤隆起 (+0.02m) は、岸壁が高くなる方向に寄与するため、保守的に考え考慮しないこととした。
- ・ なお、輸送船の喫水は、積荷、バラスト水等で変動するが、積荷なしでも過去の実績により、およそ4m以上である。

(2) 引き波による輸送船の着底・座礁評価

引き波高さとの関係を図4に示す。図4に示すとおり、引き波発生時において、輸送船は着底・座礁しない。

なお、仮に一時的な着底があったとしても、直ちに漂流するというものではなく、輸送船は二重船殻構造等、十分な船体強度を有しており、水位回復後に退避が可能であり、漂流物とはならない。

① 引き波高さ (O.P.)		② 津波襲来時岸壁高さ (O.P.)	
・ 引き波水位	-1.53m	・ 岸壁近傍の海底深さ	-7.19m
・ 朔望平均干潮位	-0.14m	・ 地盤隆起量	+0.02m
・ 潮位のばらつき	-0.10m		
-----		-----	
(計)	-1.77m	(計)	-7.17m

➡ ①-②=5.40m > 喫水 (4~5m)

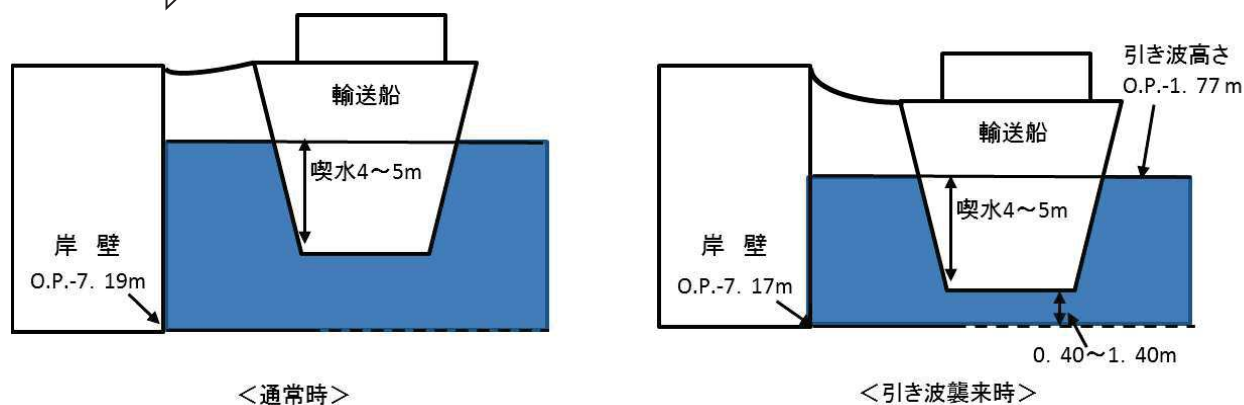


図4 引き波高さと喫水の関係

(備考)

- ・ 津波の原因となる地震による地盤隆起 (+0.02m) を考慮した。

4. 結論

朔望平均満潮位・干潮位等の保守的な条件を考慮し、輸送船が岸壁に係留されている状態で、基準津波より到達が早い海域活断層による地震に起因する津波を受けた場合を仮定しても、輸送船は、津波高さと喫水高さの関係から岸壁に乗り上げることはなく、また引き波発生時においても着底・座礁せず、漂流物とはならないことを確認した。

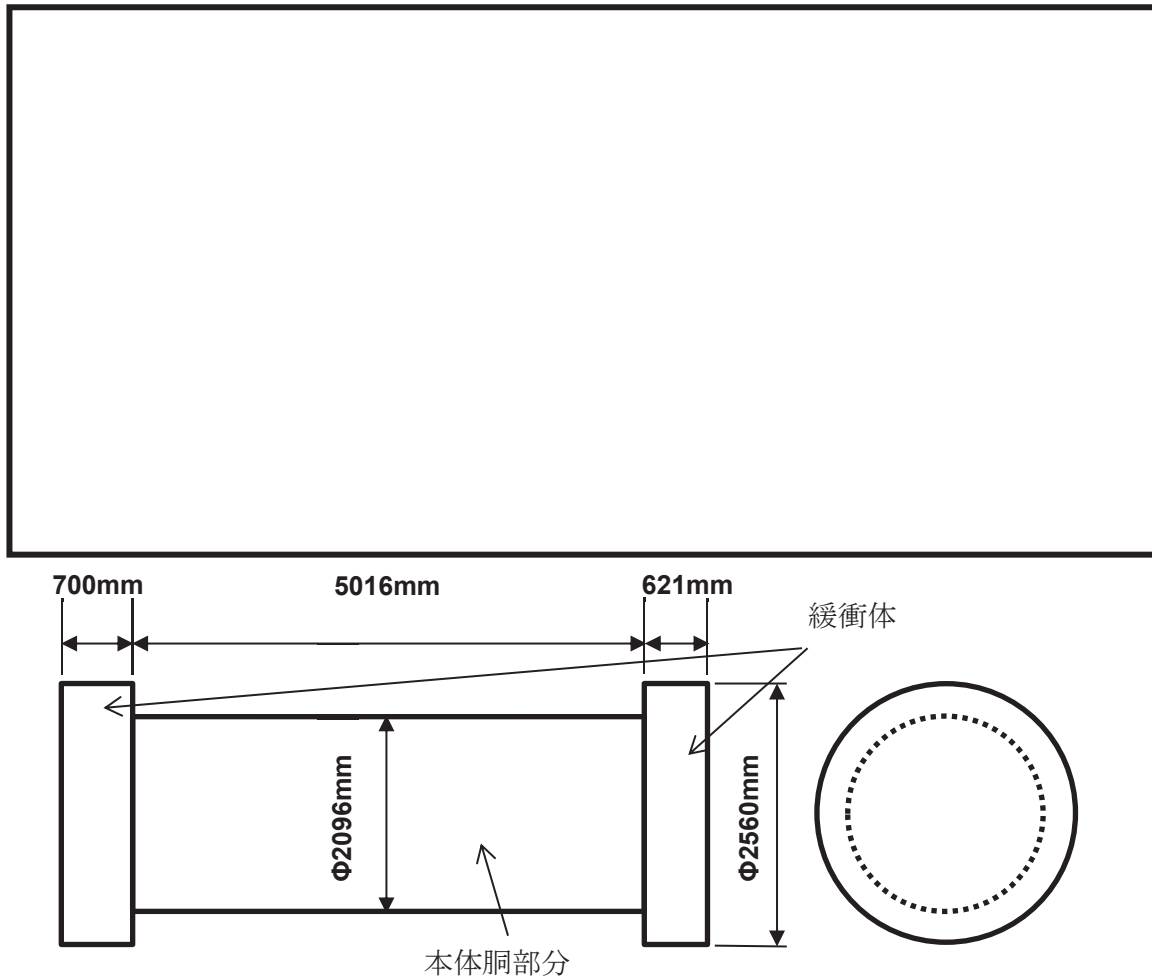
(参考5) 輸送物及び輸送車両の漂流物評価について

燃料等輸送船による輸送時の、陸側にある輸送物及び輸送車両の漂流物評価について以下のとおり示す。

1. 燃料輸送

(1) 使用済燃料輸送容器

女川原子力発電所において使用する使用済燃料輸送容器のうち最も小さい容器であるNF T-22B型を評価対象とし、図1のように寸法を設定した。表1に輸送容器総重量を示す。



- ・ 本体胴部分の外径については、保守的にフィンの外径値を使用している。
- ・ 緩衝体については中央に穴が開いた形状をしているが、保守的に円柱とする。
- ・ 架台 (10.0t 以下) については体積に含まない。

図1 体積計算に用いた使用済燃料輸送容器の模式図¹⁾

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表1 輸送容器総重量¹⁾

輸送容器各部名称	重量 (t)
A. 本体	72.0 以下
B. 蓋	3.5 以下
C. バスケット	5.8 以下
D. 緩衝体	
①上部緩衝体 (近接防止金網を含む)	3.6 以下
②下部緩衝体 (近接防止金網を含む)	3.2 以下
輸送容器総重量 (A+B+C+D)	88.0 以下

a. 評価結果

(a) 重量

表1 輸送容器総重量 (88 t) より, 保守的に 80 t と設定。

(b) 体積

$$\frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot H = \frac{\pi}{4} \cdot (2.560)^2 \cdot (0.700) + \frac{\pi}{4} \cdot (2.096)^2 \cdot (5.016) + \frac{\pi}{4} \cdot (2.560)^2 \cdot (0.621) = 24.107 [\text{m}^3]$$

(c) 浮力

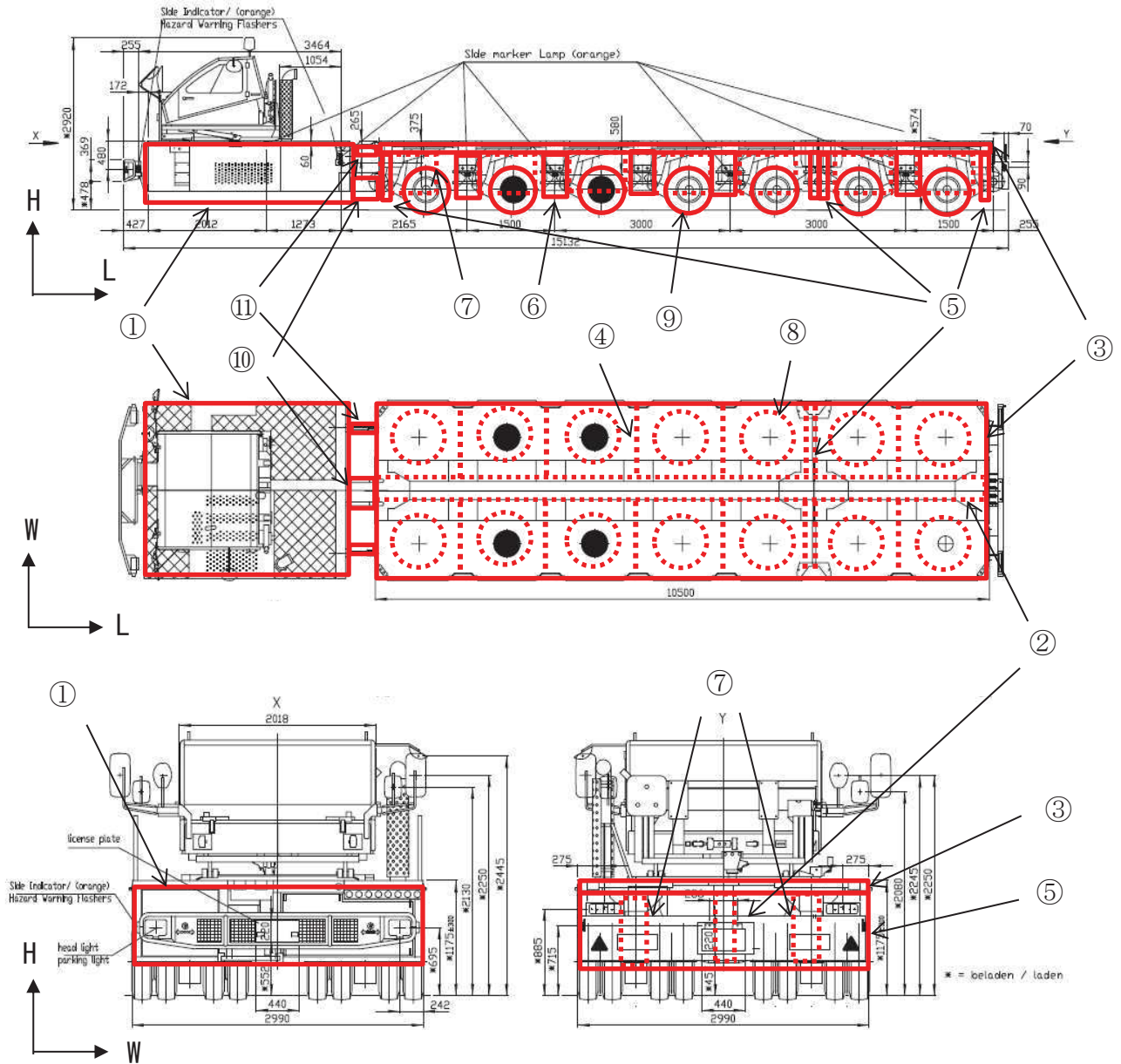
$$24.107 \times 1.03^* = 24.9 [\text{t}] \text{ (小数点第2位以下切り上げ)}$$

注記 * : 海水の比重を 1.03 t/m³ とした。

(a) 重量 > (c) 浮力より, 使用済燃料輸送容器は, 漂流物とはならない。

(2) 使用済燃料輸送車両

使用済燃料輸送容器の輸送に使用する多軸自走車（200t 積載）を評価対象とする。体積については、図2のように使用済燃料輸送車両を構成する部材の体積を求め、これらの積算により算出した。



①パワーパック，②メインフレーム，③シャーシ（天板），④シャーシ（小梁），⑤シャーシ（前後板），⑥シャーシ（横板），⑦アーム，⑧ターンテーブル，⑨タイヤ，⑩連結部（下部），⑪連結部（上部）

- ・①については、冷却孔があるため気密性はないが、保守的に直方体とする。
- ・⑦については部材が連結した複雑な形状のため、保守的に直方体とする。
- ・キャビンについては、窓を開ける運用とし、気密性がないため体積には加えない。

図2 体積計算に用いた使用済燃料輸送車両の模式図

a. 評価結果

(a) 重量

車両重量 (34.0 t*)

注記 * : 実際に運用する車両の車検証の値を使用。

(b) 体積

No.	部 材 名	L [mm]	W [mm]	H [mm]	個数	体積[m ³]	備 考
①	パワーパック	3450	2990	908	1	9.367	
②	メインフレーム	11500	310	794	1	2.831	
③	シャーシ (天板)	11500	2990	50	1	1.720	
④	シャーシ (小梁)	15	1495	844	10	0.190	
⑤	シャーシ (前後板)	15	2990	844	4	0.152	
⑥	シャーシ (横板)	300	15	844	10	0.038	
⑦	アーム	1150	300	800	14	3.864	
⑧	ターンテーブル	φ 1140	φ 1140	70	14	1.001	
⑨	タイヤ	φ 770	215	φ 770	56	5.607	
⑩	連結部 (下部)	500	550	330	1	0.091	
⑪	連結部 (上部)	500	60	60	2	0.004	
合 計						24.865	

(c) 浮力

$24.865 \times 1.03^* = 25.7$ [t] (小数点第2位以下切り上げ)

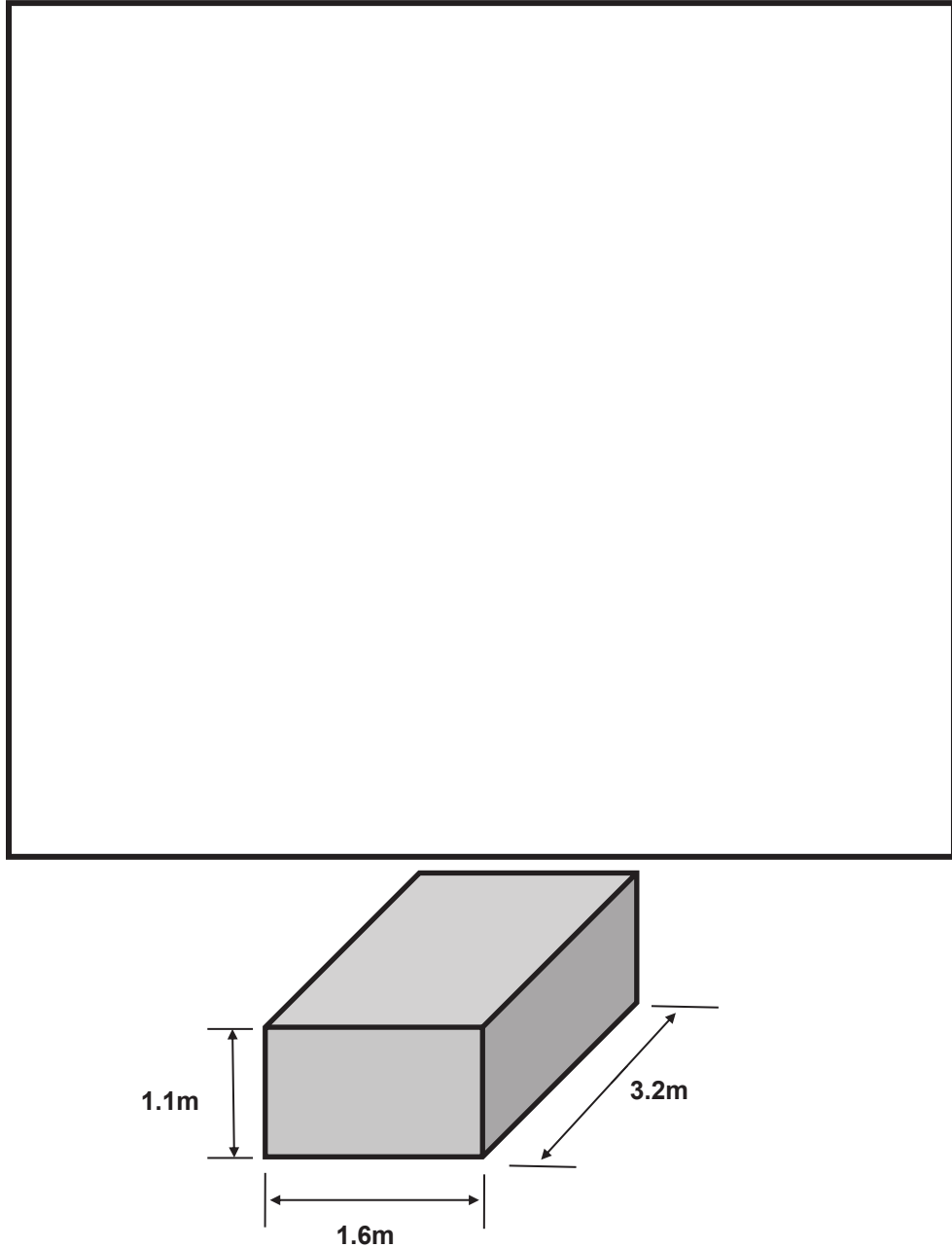
注記 * : 海水の比重を 1.03 t/m³ とした。

(a) 重量 > (c) 浮力より, 使用済燃料輸送車両は, 漂流物とはならない。

2. LLW輸送

(1) LLW輸送容器

LLW輸送に使用するLLW-2型輸送容器を評価対象とし、図3のように寸法を設定した。表2に輸送容器重量を示す。



- ・ 上部隅金具，下部隅金具を含めた最大寸法を使用する。

図3 体積計算に用いたLLW輸送容器の模式図²⁾

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表2 LLW輸送容器重量及び寸法²⁾

型式	LLW-2型
主要寸法	(長さ) 約 3.2m (幅) 約 1.6m (高さ) 約 1.1m
輸送容器重量	(タイプI) 1,190kg 以下 (タイプII) 1,200kg 以下

a. 評価結果

(a) 重量

表2 輸送容器重量より、保守的に1.1 tと設定。

(b) 体積

$$3.2 \times 1.6 \times 1.1 = 5.632[\text{m}^3]$$

(c) 浮力

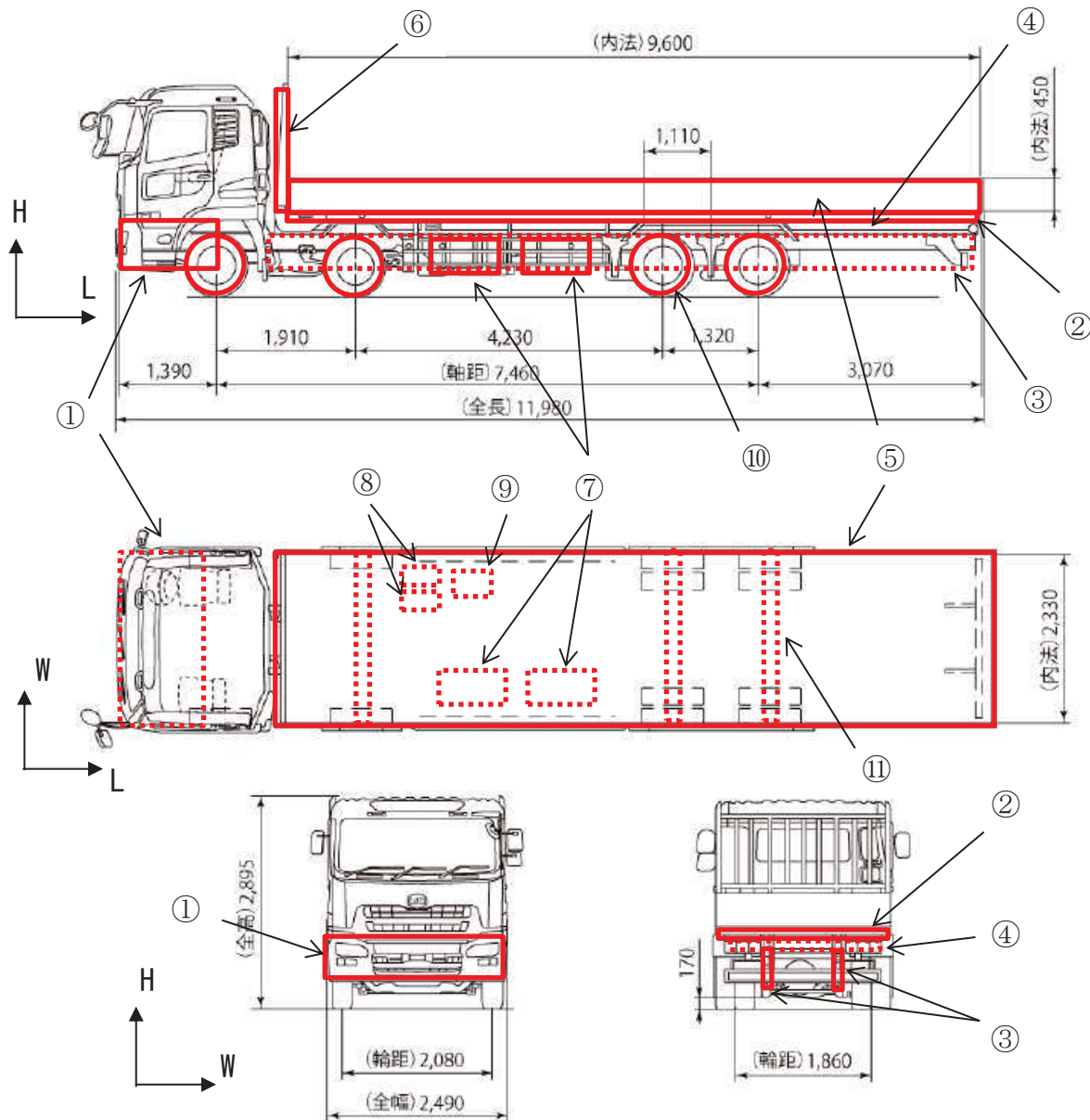
$$5.632 \times 1.03^* = 5.9[\text{t}] \text{ (小数点第2位以下切り上げ)}$$

注記 * : 海水の比重を1.03 t/m³とした。

(a) 重量 < (c) 浮力より、LLW輸送容器については、重量よりも水没時に作用する浮力が大きい。

(2) LLW輸送車両

LLW輸送容器の輸送に使用するトラック（15t 積載）を評価対象とする。体積については、図4のようにLLW輸送車両を構成する部材の体積を求め、これらの積算により算出した。



- ①エンジン部，②シャーシ（上部），③シャーシ（下部），④シャーシ（連結部），⑤架台（横），⑥架台（縦），⑦タンク1，⑧タンク2，⑨バッテリー，⑩タイヤ，⑪車軸

- ・部材寸法の測定については、図面からの引用の他、実測値を使用している。
- ・キャビンについては、窓を開ける運用とし、気密性がないため体積には加えない。

図4 体積計算に用いたLLW輸送車両の模式図

a. 評価結果

(a) 重量

車両重量 (9.7 t*)

注記 * : 実際に運用する車両の車検証の値を使用。

(b) 体積

No.	部 材 名	L [mm]	W [mm]	H [mm]	個数	体積[m ³]	備 考
①	エンジン部	1390	2490	800	1	2.769	
②	シャーシ (上部)	9800	2530	9	1	0.224	
③	シャーシ (下部)	9600	480	6	2	0.056	板状で模擬
④	シャーシ (連結部)	210	2490	8	29	0.122	板状で模擬
⑤	架台 (横)	10010	3150	40	1	1.262	板状で模擬
⑥	架台 (縦)	100	2490	1740	1	0.434	
⑦	タンク 1	1250	650	420	2	0.683	
⑧	タンク 2	650	φ 300	φ 300	2	0.092	
⑨	バッテリー	600	500	300	1	0.090	
⑩	タイヤ	φ 845	247	φ 845	13	1.801	
⑪	車軸	φ 150	2490	φ 150	4	0.176	
合 計						7.709	

(c) 浮力

$7.709 \times 1.03^* = 8.0$ [t] (小数点第2位以下切り上げ)

注記 * : 海水の比重を 1.03 t/m^3 とした。

(a) 重量 > (c) 浮力より, LLW輸送車両は, 漂流物とはならない。

(3) LLW輸送の今後の運用について

LLW輸送車両は漂流物とはならないが, 最も浮力が大きくなるLLW輸送容器の空容器を2個積載した場合, 車両総重量(約12t)に対し, 浮力(約20t)の方が大きい。また, 廃棄体を収納したLLW輸送容器をLLW輸送車両へ積載した場合においても, 車両総重量に対し浮力の方が大きくなることがある*1。

このため, 作業員のみが退避する場合は, LLW輸送容器をLLW輸送車両に固縛し, 浮力を上回るようウェイトを積載する対策*2を実施することで, 漂流物とはしない方針とする。

なお, LLW輸送車両へのLLW輸送容器の固縛については, LLW輸送車両の固縛装置により行う(図5参照)。また, 固縛装置については, 図6~8に示す構造となっており, 固縛装置は車両固縛部等によりLLW輸送車両に固縛し, LLW輸送容器は固縛装置のツイストロックで固縛装置に固縛する。

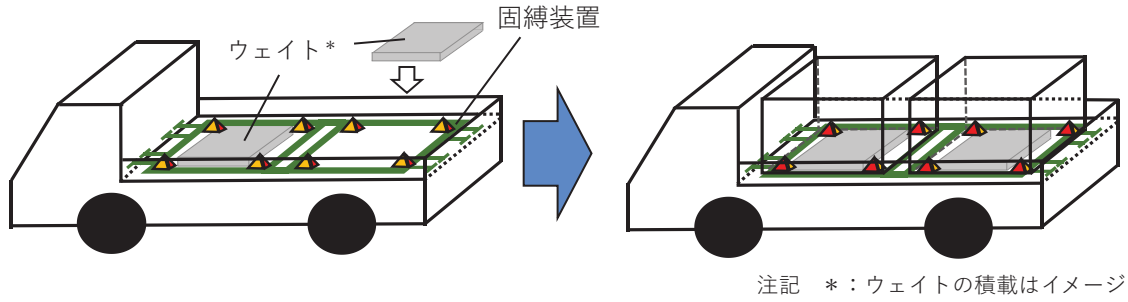


図5 LLW輸送容器等の積載・固縛方法

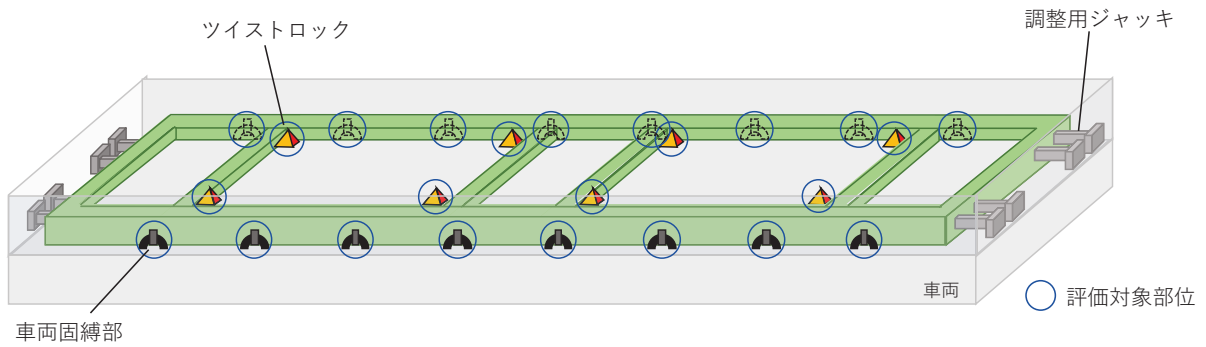


図6 固縛装置の概略図並びに評価対象部位

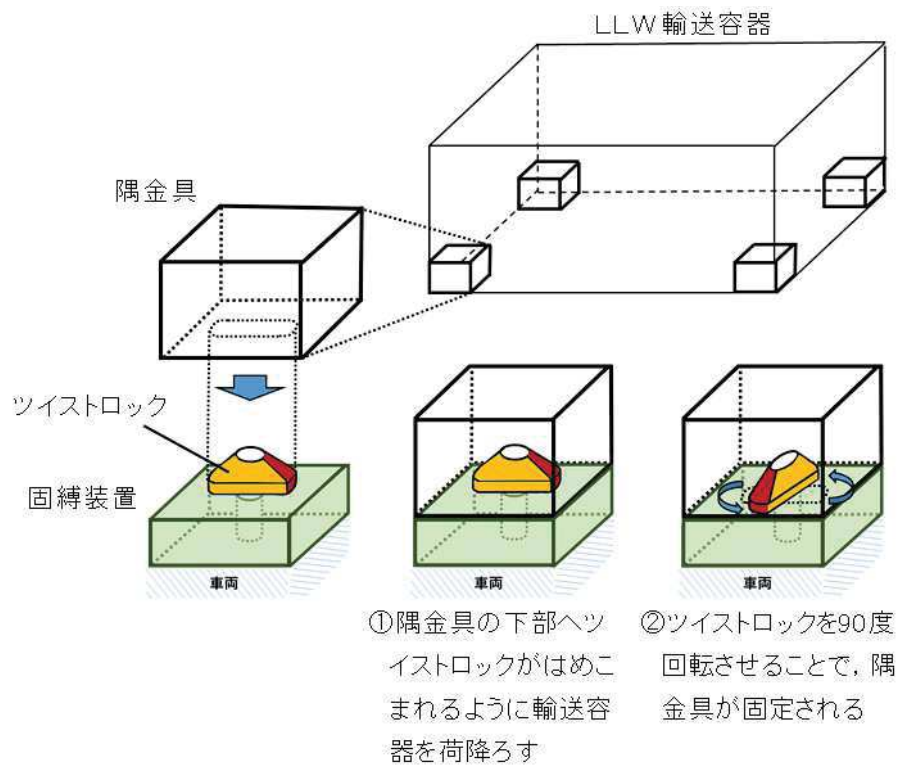


図7 固縛装置（ツイストロック）の概略図



図8 固縛装置（車両固縛部）の概略図

また、LLW輸送車両の固縛装置については、国土交通省「放射性物質の自動車運搬に係る積載方法の安全性に関する技術基準の適用指針」において、前後方向2G、左右方向1G、上下方向2Gの加速度が同時に作用する場合に発生する力に耐えうる強度を有することが要求されており、この条件に適合させ、十分な余裕を有した設計となっている。

これに対して、浮力によって発生する引張荷重は、上記指針の適合性確認で評価に用いる引張荷重の1/5程度であり、十分に余裕がある。

さらに、基準地震動 S_s 発生時に、LLW輸送車両の走行地点で想定される最大応答加速度が、加振試験により転倒しないこと及び固縛機能を維持できることを確認した加振台の最大加速度以下であることを確認した（図9、表3参照）。

以上より、固縛装置については十分な強度を有していることから、基準地震動 S_s 及び浮力によって固縛機能が損なわれることはないと考えられる。

注記 *1: LLW輸送容器へ収納する廃棄体の重量を、過去に搬出した廃棄体重量(最小)より約4.6tとした場合、車両総重量(約16t)に対し、浮力(約20t)の方が大きい。

*2: あらかじめ浮力を上回るようウェイトを積載したLLW輸送車両を使用する。



図9 加振試験時のLLW輸送車両

表3 加振試験による評価結果

($\times 9.8\text{m/s}^2$)

	加振方向	
	水平	鉛直
走行地点での S_s による 最大応答加速度*1	1.39	0.80
加振台の最大加速度*2	2.17	1.38
転倒評価結果	○	
固縛機能評価結果*3	○	

注記 *1：地震応答解析により求めた地表面の最大応答加速度。

*2：加振試験により計測された加振台の最大加速度。

*3：加振試験後の外観点検等により固縛装置（ウェイト含む。）
が健全であることを確認した。

参考文献

- 1) N F T-22B型 核燃料輸送物設計承認書，平成24年1月，原燃輸送株式会社
- 2) LLW-2型輸送容器取扱説明書，平成24年4月，原燃輸送株式会社

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、浸水防止設備及び津波監視設備のうち、漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備については、各施設・設備の設置位置を踏まえて、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。

津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備の平面位置図を図4.3-1に、漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備の選定フローを図4.3-2に、選定結果を表4.3-1に、選定された施設・設備の設置概念図を図4.3-3に示す。

なお、防潮堤よりも海側に設置してものの、地中に設置しているため、漂流物による衝突荷重を考慮しないこととしている屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置概念図は参考1に示す。

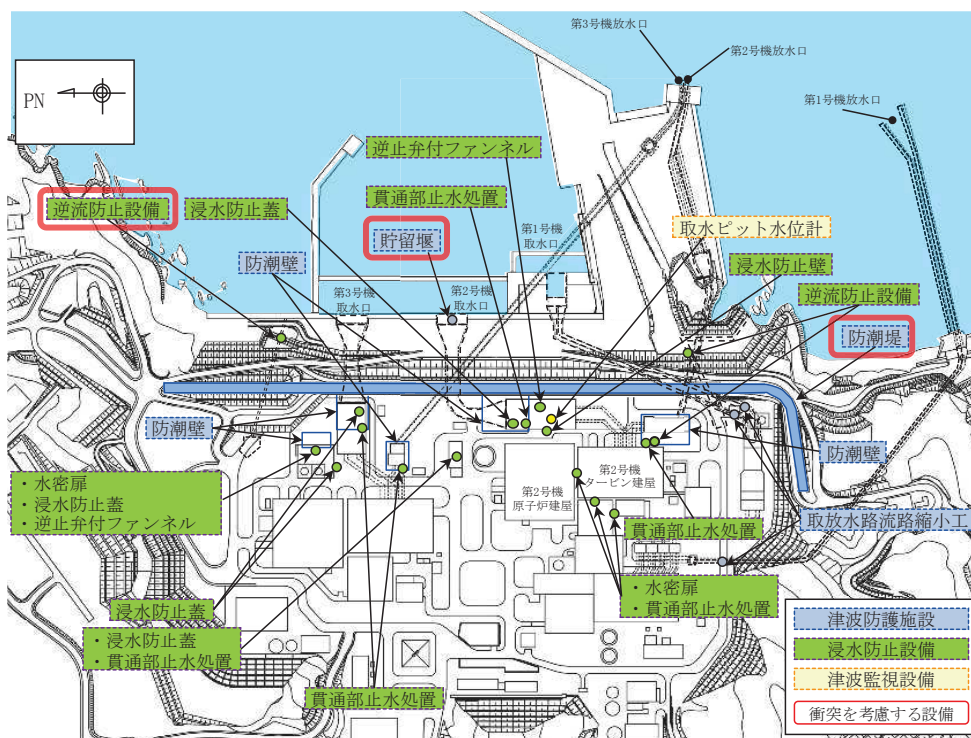


図 4.3-1 漂流物による衝突荷重を考慮する津波防護施設

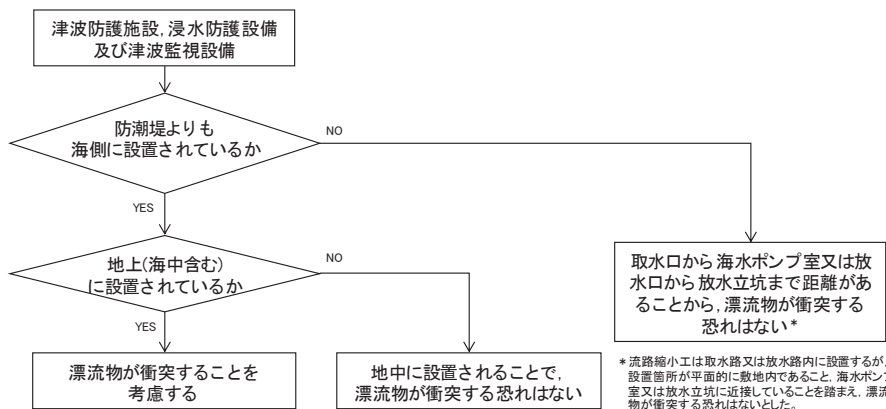


図 4.3-2 漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備の選定フロー

表 4.3-1 漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備の選定結果

施設・設備		防潮堤よりも海側に設置されているか	地上(海中含む)に設置されているか	評価 (衝突荷重の考慮)	
津波防護施設	防潮堤	—	地上 (露出部下端標高 O.P.+17.0m)	考慮する	
	防潮壁	敷地側	—*	考慮しない	
	流路縮小工	敷地側	—*	考慮しない	
	貯留堰	海側	海中 (天端標高 O.P.-6.3m)	考慮する	
浸水防止設備	逆流防止設備	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)	海側	地上 (下端標高 O.P.+5.7m)	考慮する
		屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側)	海側	地中	考慮しない
		補機冷却海水系放水路逆流防止設備	敷地側	—*	考慮しない
	浸水防止蓋	敷地側	—*	考慮しない	
	水密扉	敷地側	—*	考慮しない	
	貫通部止水処置	敷地側	—*	考慮しない	
津波監視設備	取水ピット水位計	敷地側	—*	考慮しない	

注記 * : 防潮堤よりも敷地側に設置されており、漂流物は衝突しないため、評価不要。

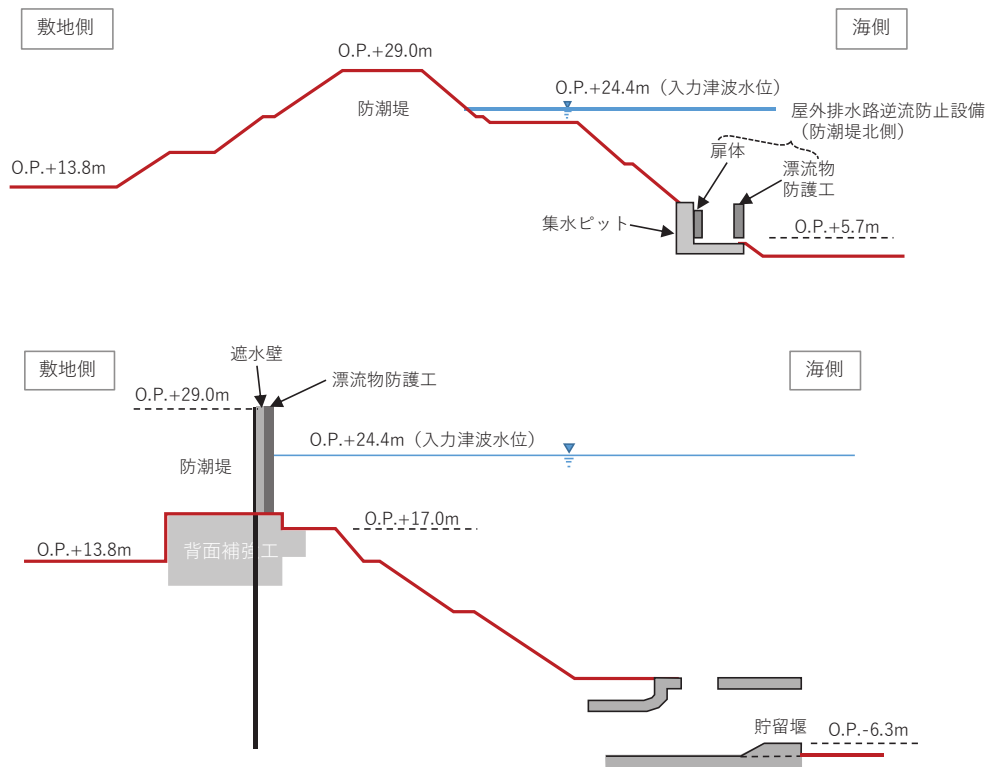


図 4.3-3 漂流物による衝突荷重を考慮する施設・設備の設置概念図

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4.3-4及び図4.3-5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4.3-6、図4.3-7及び図4.3-8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4.3-8）。

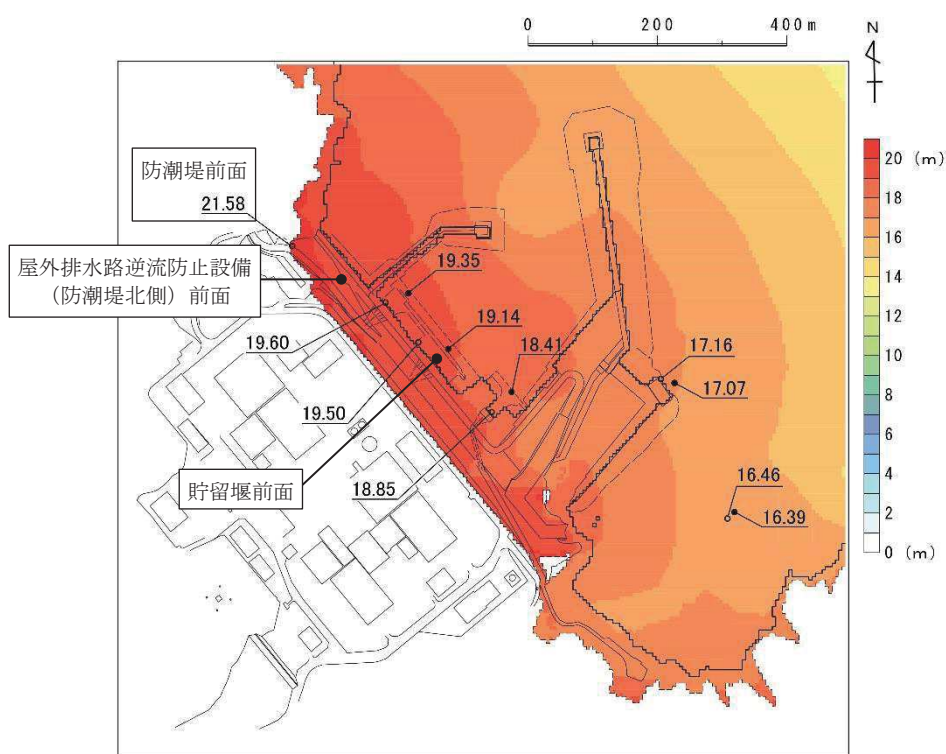


図4.3-4 基準津波による最大水位上昇量分布
(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし，全時刻)

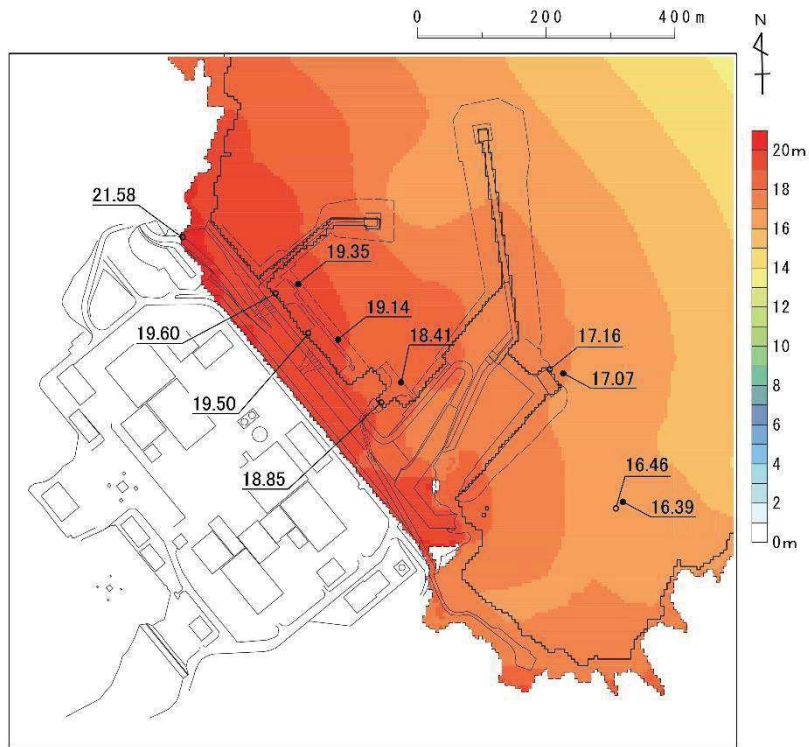


図 4.3-5 基準津波による最大水位上昇量分布

(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）)

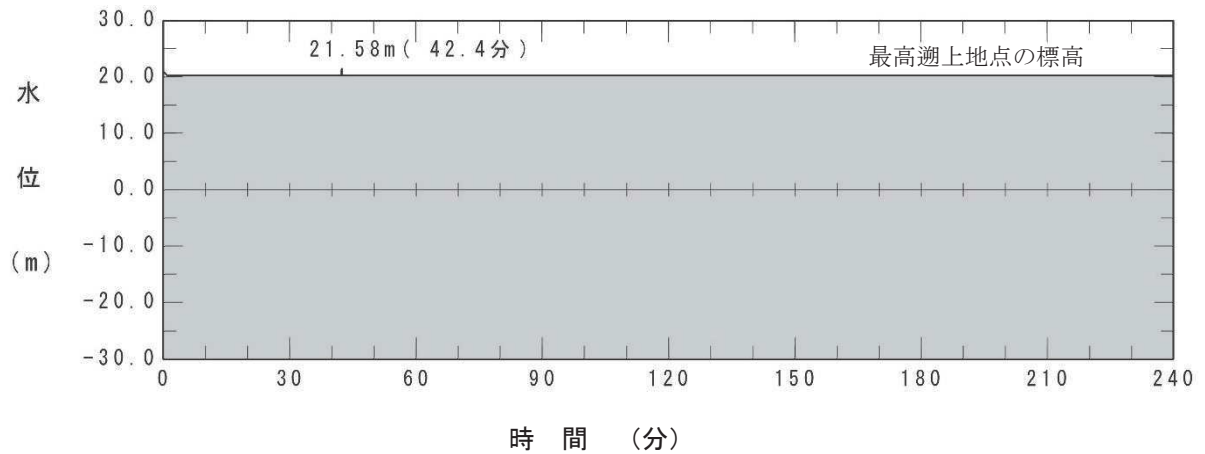


図 4.3-6 防潮堤前面の水位時刻歴

(防波堤あり，基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

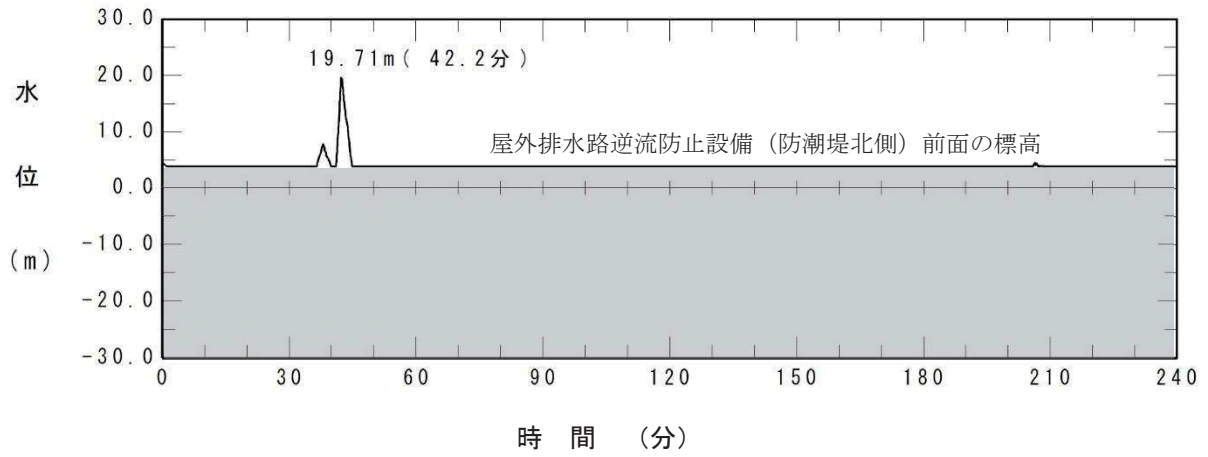


図 4.3-7 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 前面の水位時刻歴
(防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

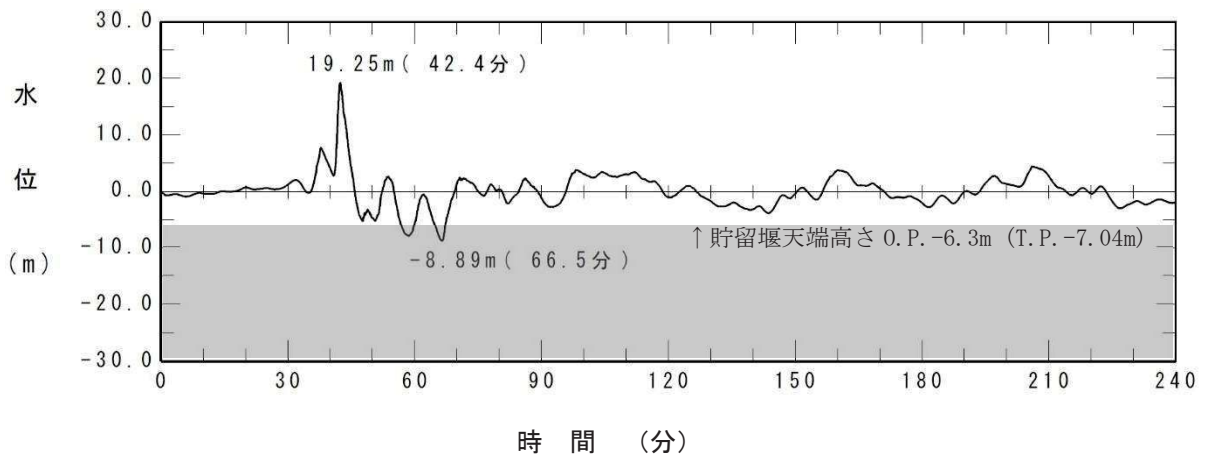


図 4.3-8 貯留堰 (取水口) 前面の水位時刻歴
(防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

次に、敷地前面域での流速の特徴について把握する。

図 4.3-9 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 4.3-10 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 4.3-11 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 4.3-10 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 4.3-12 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 4.3-13 及び 図 4.3-14）。

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 4.3-15）。

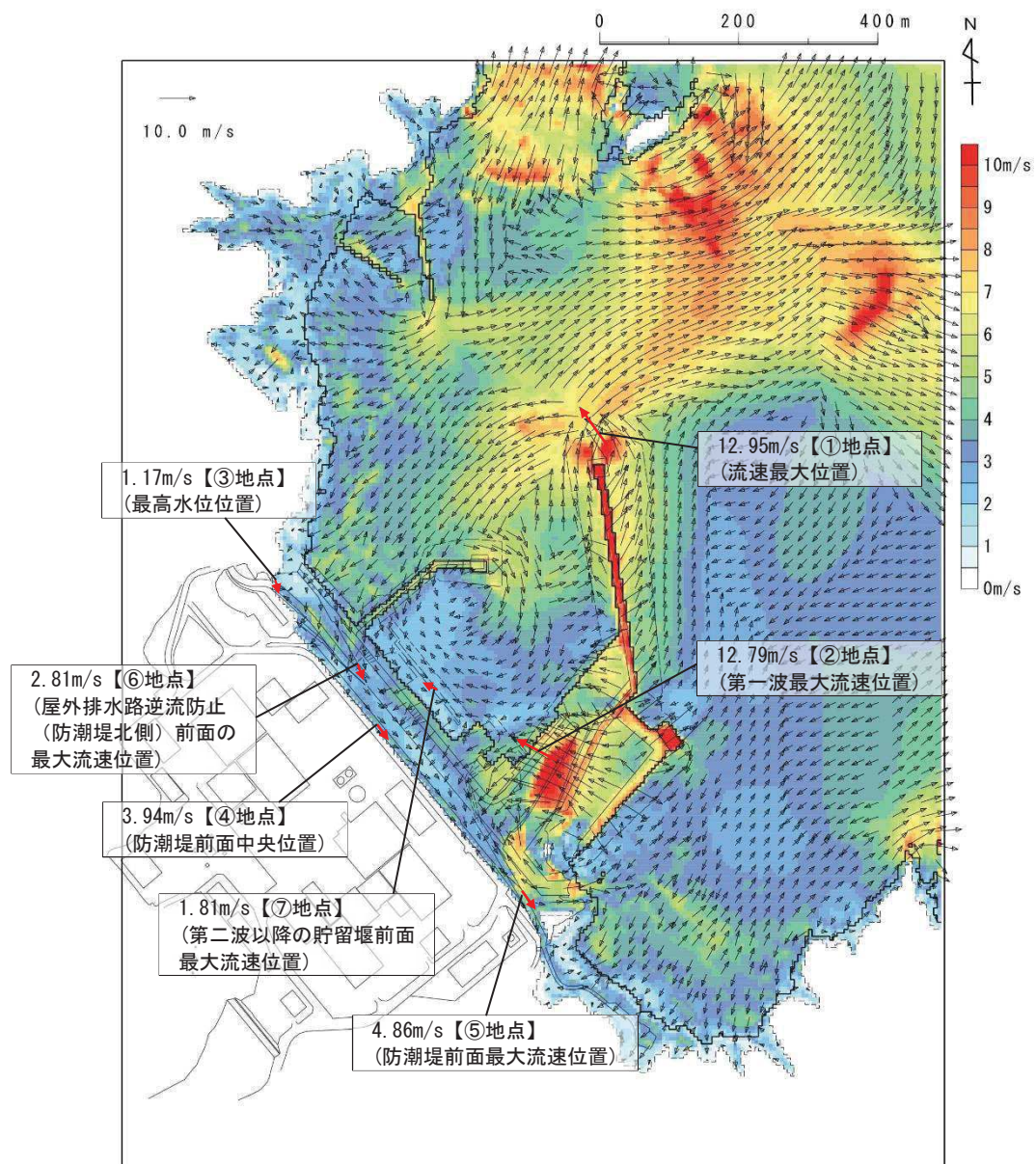


図 4.3-9(1) 基準津波における最大流速分布図

(防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし, 全時刻)

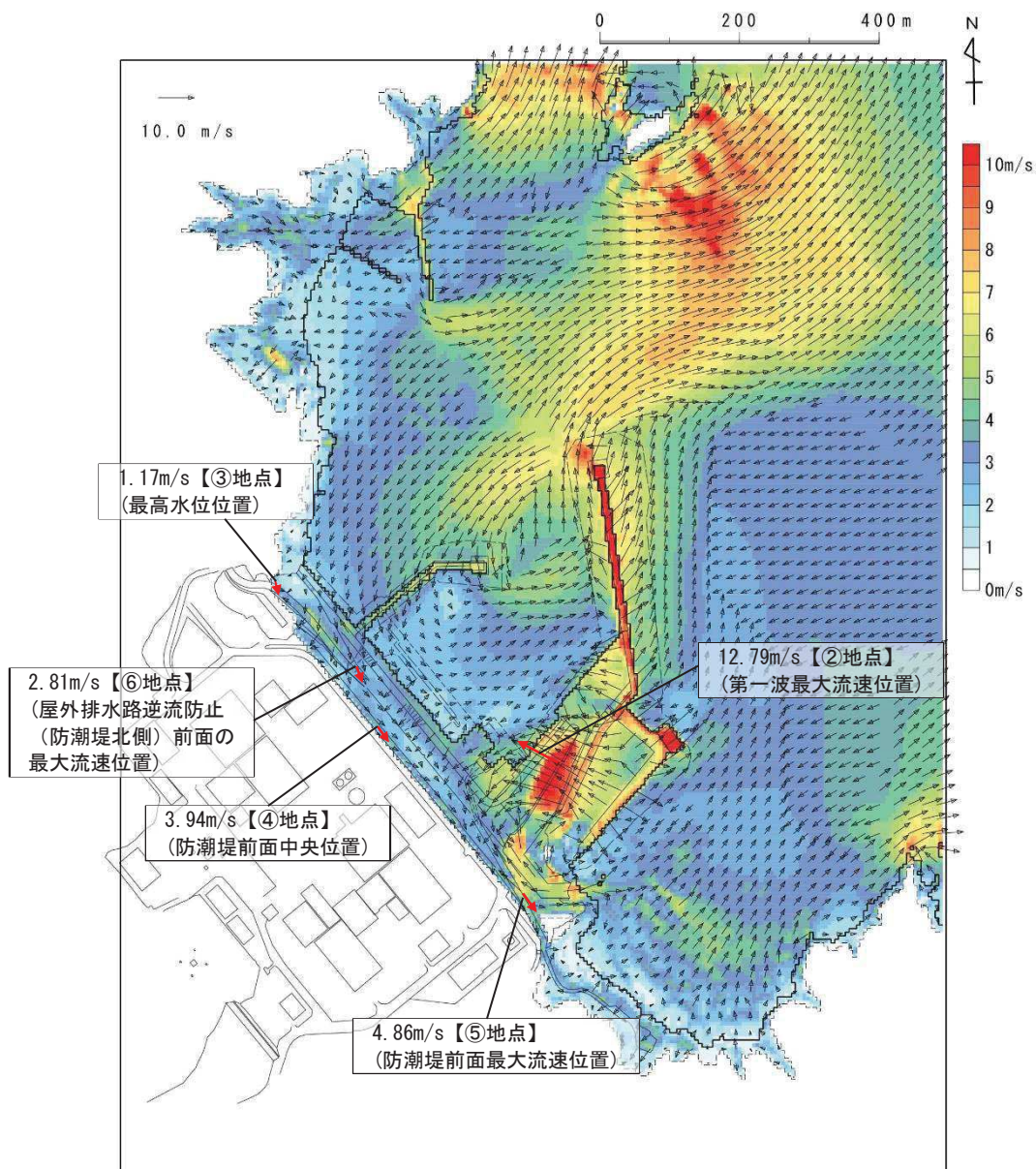


図 4.3-9(2) 基準津波における最大流速分布図

(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)

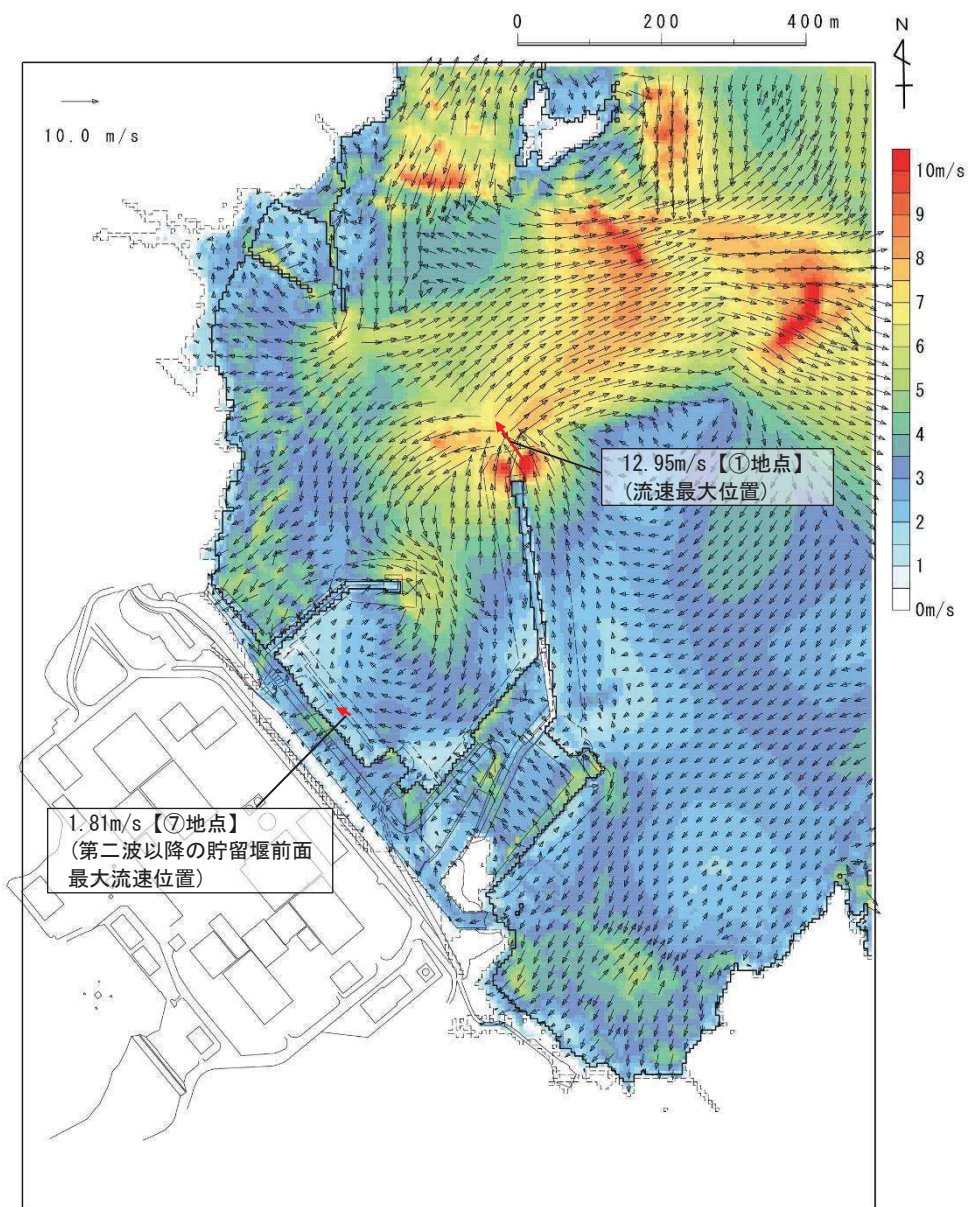


図 4.3-9(3) 基準津波における最大流速分布図

(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)

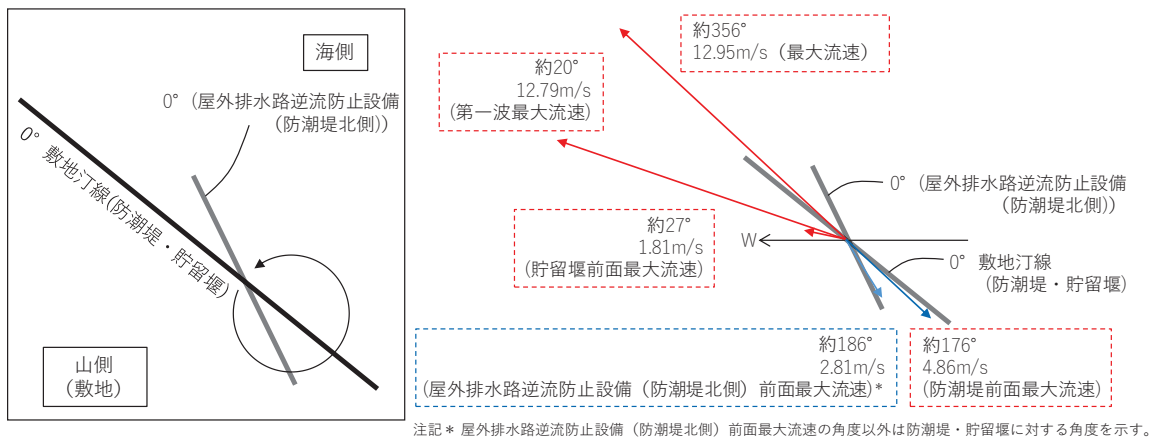


図 4.3-10 防潮堤・屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)・貯留堰に対する流向の角度

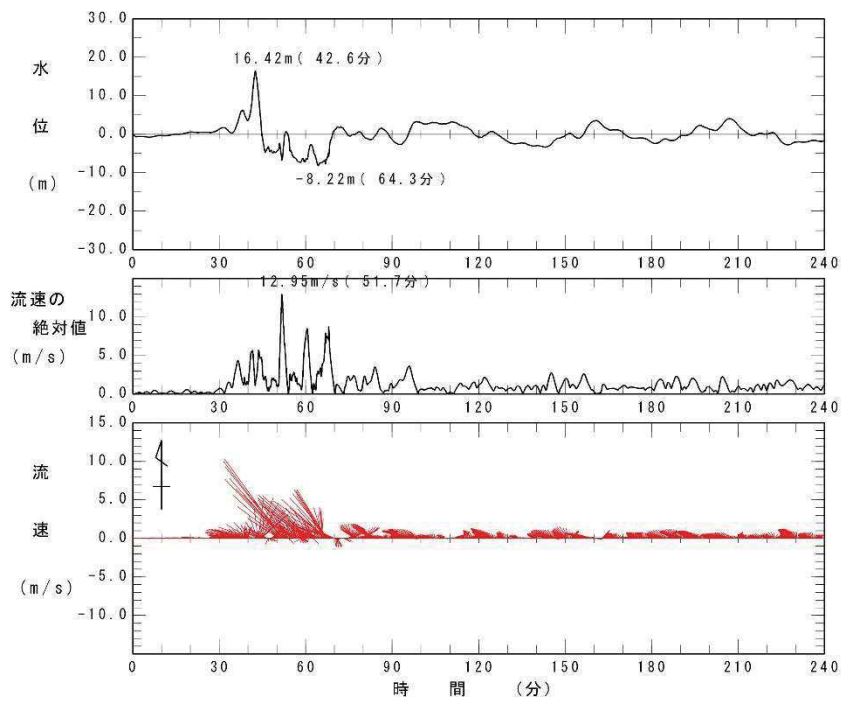


図 4.3-11 全時刻での最大流速位置の流速とベクトルの時刻歴データ (①地点, 防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

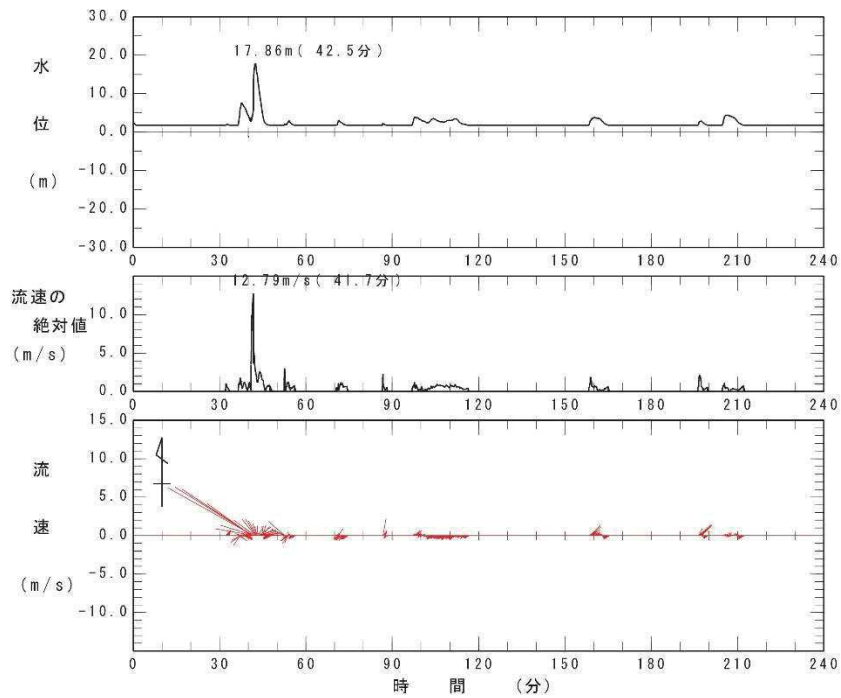


図 4.3-12 第一波での最大流速位置の流速とベクトルの時刻歴データ
 (②地点, 防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし)

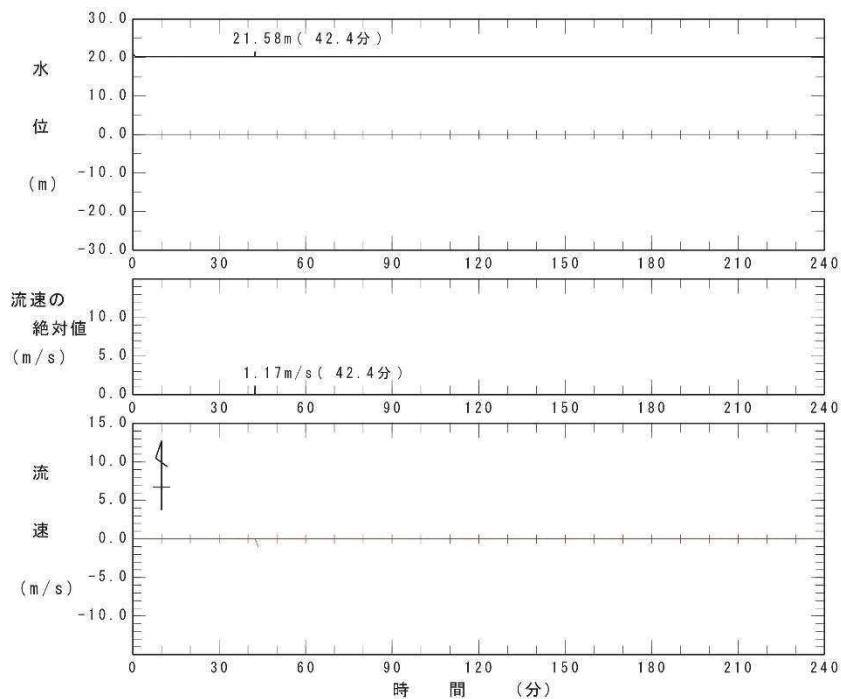


図 4.3-13(1) 防潮堤前面 (最高水位) 位置での流速とベクトルの時刻歴データ
 (③地点, 防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし, 全時刻)

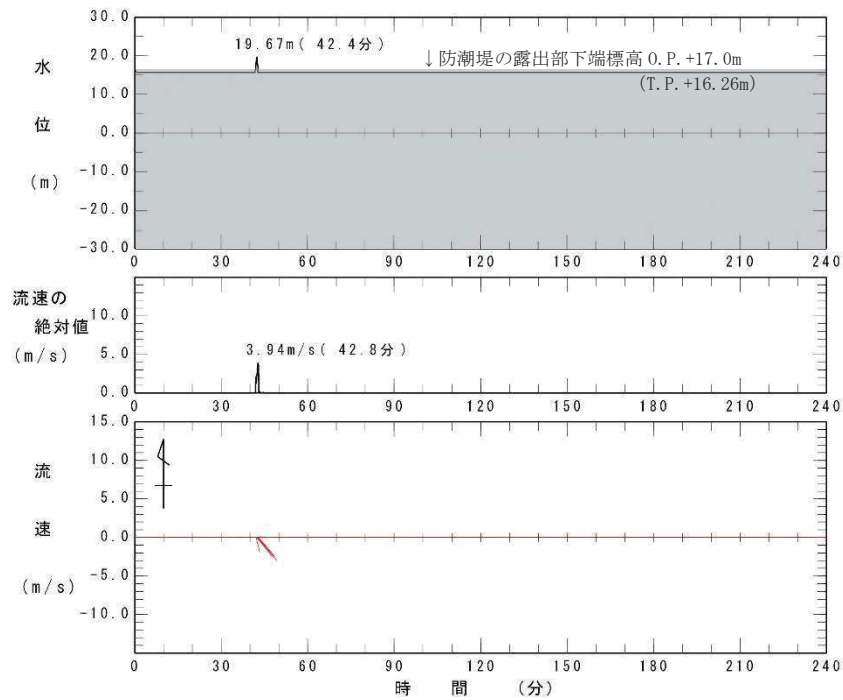


図 4.3-13(2) 防潮堤前面（中央位置）位置での流速とベクトルの時刻歴データ
 (④地点, 防波堤あり, 基準地震動S_sによる地盤沈下なし, 全時刻)

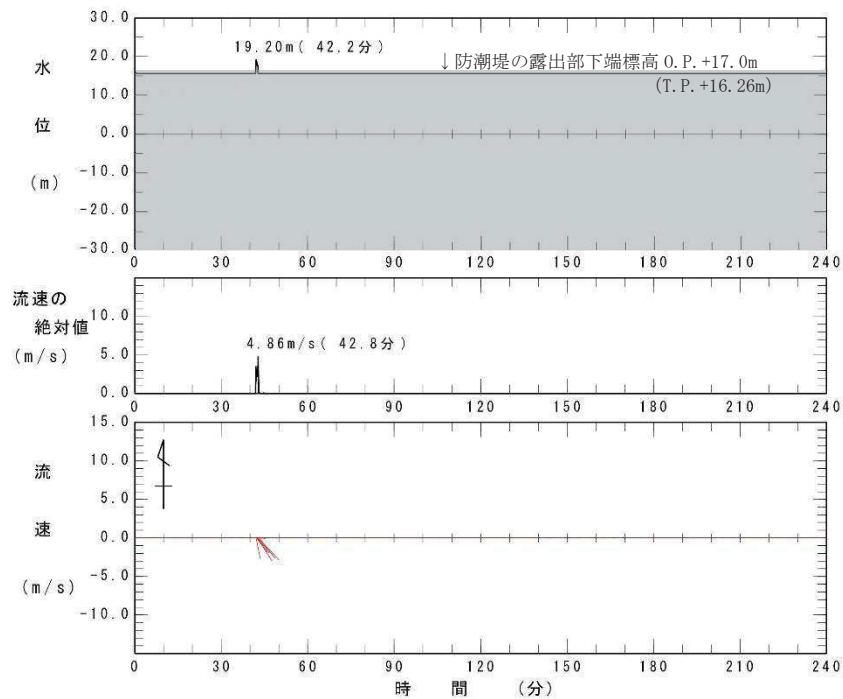


図 4.3-13(3) 防潮堤前面（最大流速）位置での流速とベクトルの時刻歴データ
 (⑤地点, 防波堤あり, 基準地震動S_sによる地盤沈下なし, 全時刻)

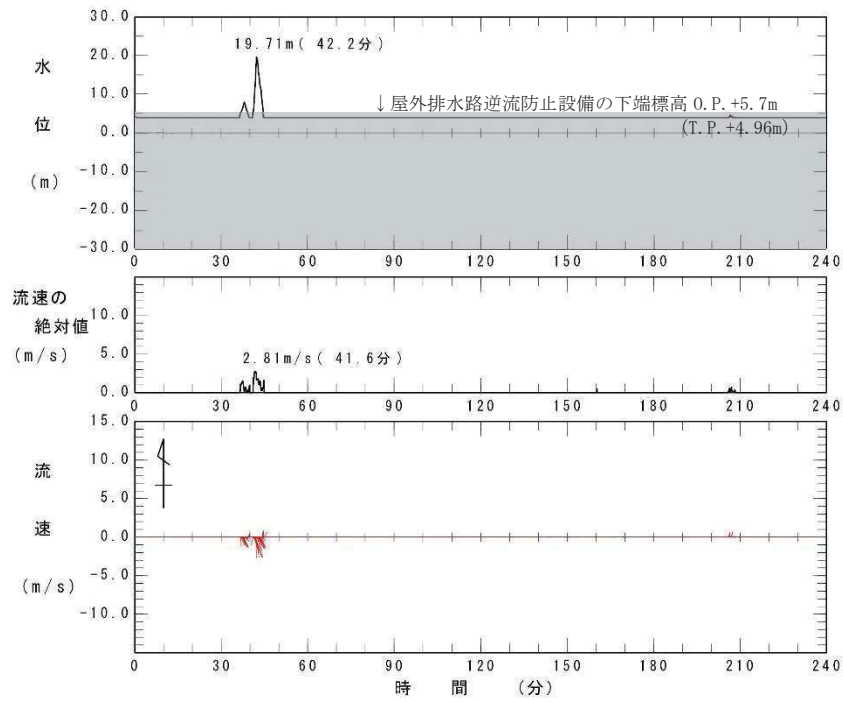


図 4.3-14 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）前面位置での
流速とベクトルの時刻歴データ

(⑥地点, 防波堤あり, 基準地震動 S_s による地盤沈下なし, 全時刻)

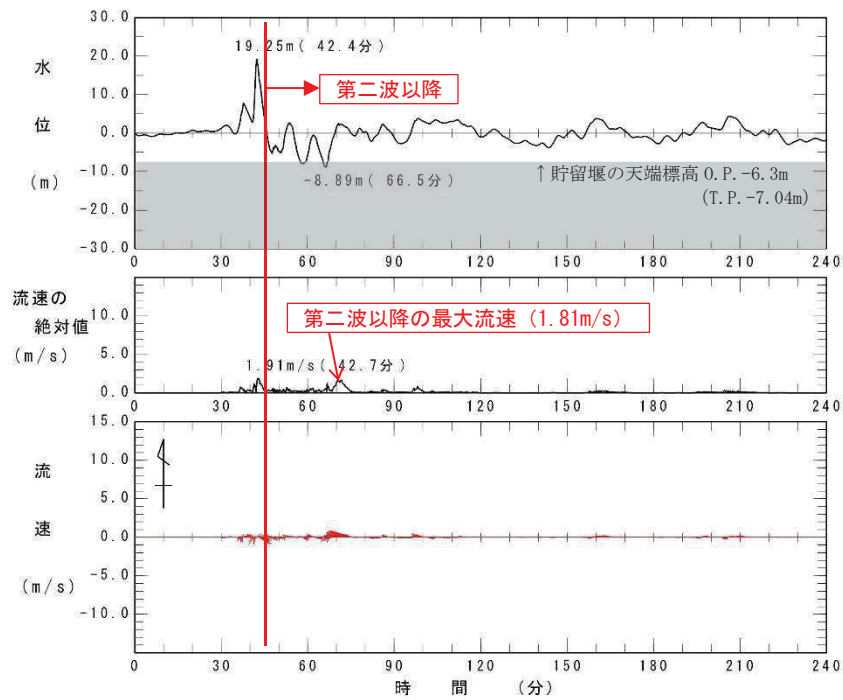


図 4.3-15 貯留堰前面位置での流速とベクトルの時刻歴データ

(⑦地点, 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

漂流物による衝突荷重は、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、「4.2 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対象に初期配置の区分を行った。

敷地内に初期配置されているものは、津波の第一波により漂流するため、衝突荷重への影響が大きいと判断し、「直近陸域」と設定した。この「直近陸域」は防潮堤から約500mの範囲内にあるため、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰も含めた500mの海域内の漂流物も津波の第一波により漂流して衝突荷重に大きな影響を及ぼすと考え、この範囲内の海域を「直近海域」として設定した。また、「直近海域」よりも沖側を「前面海域」として設定した。

初期配置の区分を図4.3-16に、「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4.3-2に示す。

表4.3-2に示した取水口前面に到達する可能性がある漂流物を基に、基準津波の特性、漂流形態（浮遊、滑動）、漂流物の初期配置区分、衝突を考慮する施設の設置標高を観点として、防潮堤、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）及び貯留堰の衝突荷重として考慮する漂流物の選定を行った。衝突荷重として考慮する漂流物の選定フローを図4.3-17に示す。

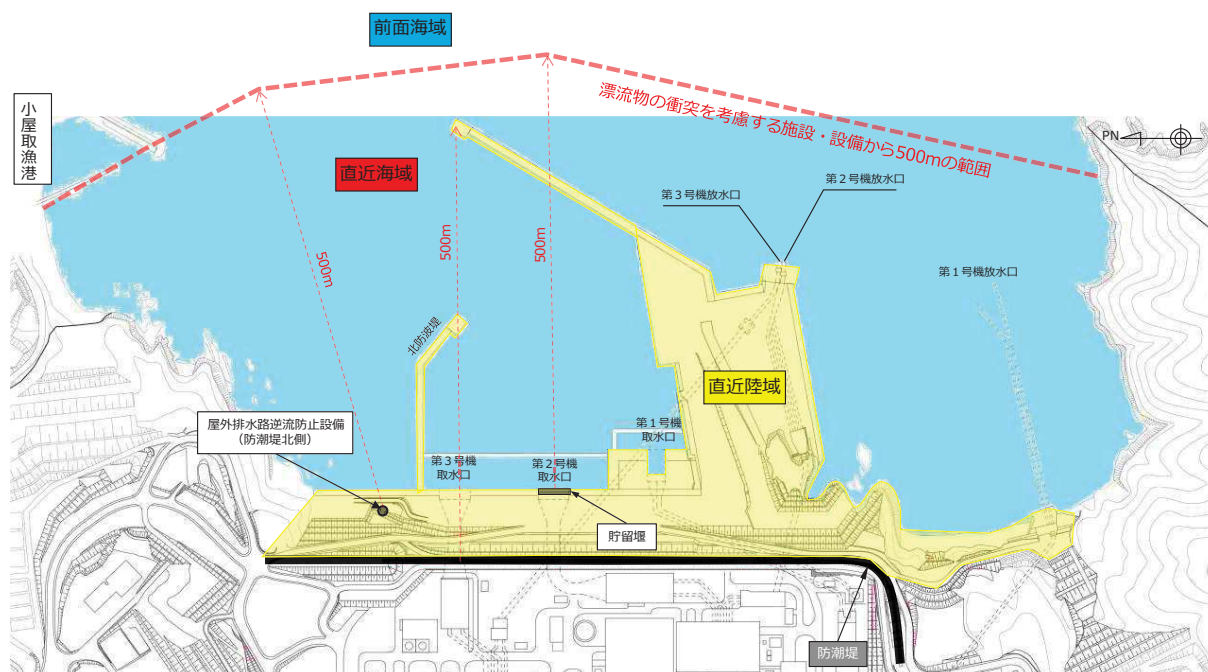


図4.3-16 「直近陸域」、「直近海域」及び「前面海域」の区分

表4.3-2 取水口前面に到達する可能性があると評価した漂流物

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	初期配置区分*
敷地内	陸域	角落し	約7t	滑動	直近陸域
		第3号機モニタリング架台	—	滑動	直近陸域
		車両系重機・燃料等輸送車	2.7~41.2t	滑動	直近陸域
		PC板 (カーテンウォール)	約8t	滑動	直近陸域
		キュービクル類	約5t	滑動	直近陸域
		がれき	—	浮遊	直近陸域
		巡視点検用車両	2.15t	浮遊	直近陸域
		ゴムボート	1t未満	浮遊	直近海域
		小型漁船	総トン数：約5t (排水トン数：約15t)	浮遊	直近海域
		がれき	—	浮遊	前面海域
敷地外	小屋取地区	がれき	—	浮遊	前面海域
		車両	—	浮遊	前面海域
		がれき	—	浮遊	前面海域
		漁船	総トン数：約19t (排水トン数：約57t)	浮遊	前面海域
敷地外	小屋取地区以外 (女川等)	がれき	—	浮遊	前面海域
		車両	—	浮遊	前面海域
		コンテナ・ユニットハウス	約30t	浮遊	前面海域
		タンク	22t以下* (約200k1)	浮遊	前面海域

注記 *1：「直近陸域」及び「直近海域」は、衝突を考慮する施設・設備から距離が500m以内、「前面海域」は500m以遠である。
 *2：敷地外のタンクの重量は、発電所の軽油タンク（撤去済み：330k1）の重量が約22tであることを踏まえ、保守的にこれと同等として22tを考慮する。

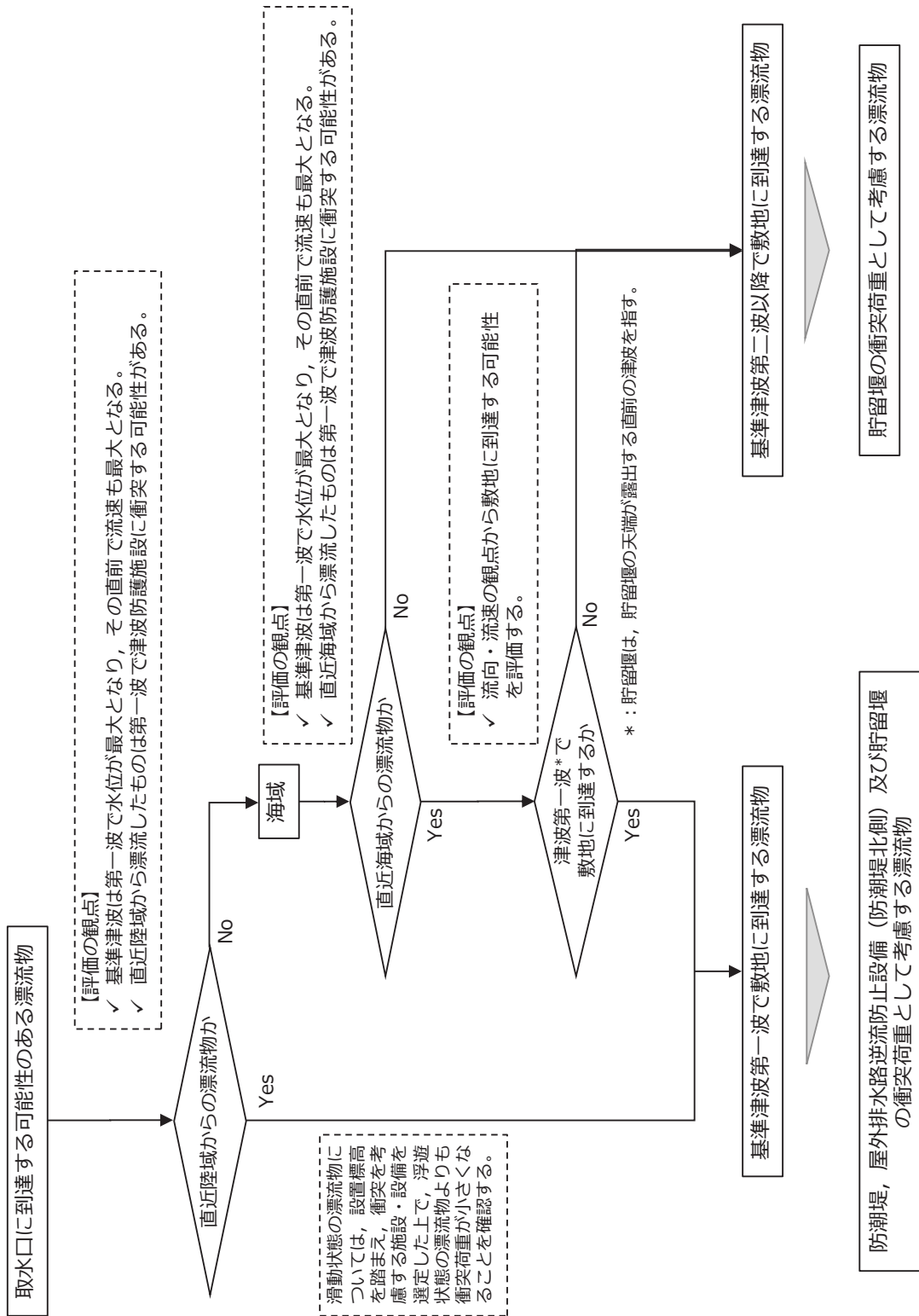


図 4.3-17 衝突荷重として考慮する漂流物の選定フロー

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、図 4.3-13(2)、図 4.3-13(3)及び図 4.3-14 に示すように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、第二波以降では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、「直近陸域」及び「直近海域」に配置された漂流物を衝突する可能性のある漂流物として選定した。

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 4.3-8 及び図 4.3-15 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、露出した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ものとして「直近陸域」及び「直近海域」に配置された漂流物及び第二波以降に敷地に到達するものとして「前面海域」に配置された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した。

また、図 4.3-17 のフローに従い、「直近海域」に区分される小屋取漁港の小型漁船（総トン数 約 5t）について、第一波で到達する可能性の検討を行った。

図 4.3-18 に示すように「直近海域」は漁業権消滅区域に概ね包絡される範囲であるが、小屋取漁港の港口付近では漁業権消滅区域よりも沖側に「直近海域」が設定されている。また、津波襲来時に、小屋取漁港から沖合へ退避する小型漁船が一時的に「直近海域」を航行することが想定され、この範囲を航行中もしくは、航行不能となった小型漁船が、第一波で到達する可能性がある。そのため、これらの小型漁船が到達する可能性の検討として、水粒子の動きを把握する方向として有効な軌跡解析を実施し、流向・流速の観点から評価を行った。なお、解析時間は、第一波での到達する可能性の検討であることを踏まえ、地震発生から 70 分とした。軌跡解析の初期位置を図 4.3-19 に示す。

流向・流速の観点から行った軌跡解析の結果を図 4.3-20 及び図 4.3-21 に示す。これら結果から、いずれの初期位置からも発電所の敷地に到達するような特徴は確認されず、多くは発電所から離れる方向に移動する特徴が確認された。

以上のことから、小屋取漁港の小型漁船（総トン数 約 5t）は「直近海域」に区分されるものの、第一波及び貯留堰が露出する直前において敷地に到達する可能性はないため、「直近海域」から防潮堤、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可能性のある漂流物として選定していない。

衝突荷重として考慮する漂流物の選定結果を表 4.3-3 に示す。

また、各漂流物の重量の大小関係から、荷重算定に用いる代表漂流物を選定した。その結果、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、「直近陸域」の巡視点検用車両（2.15t）を衝突荷重を考慮する。また、貯留堰については、「直近陸域」の巡視点検用車両（2.15t）及び「前面海域」の漁船（総トン数 約 19t（排水トン

数 約 57t)) を考慮する。なお、滑動状態の漂流物は、「4.2 漂流物による影響確認について」のとおり漂流前の設置レベルが主に O.P. +2.5~4.0m であることから、衝突を考慮する施設・設備としては O.P. +4.0m 以下に設置されている貯留堰のみである。そのため、貯留堰に滑動状態で衝突するものとして、最大重量である敷地内の車両系重機 (41.2t) を考慮する。

防潮堤、屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 及び貯留堰の衝突荷重として考慮する巡視点検用車両 (2.15t) については、2019 年 9 月時点で発電所の入構許可証を発行している約 2600 台の車両から、最も重量のある巡視点検用の車両として選定したものであるため、今後これよりも重い巡視点検用の車両が入構してくる可能性は低いと考えられるが、念のため 2.15t 以上の巡視点検用車両については入構しないよう保安規定に定めることとする。

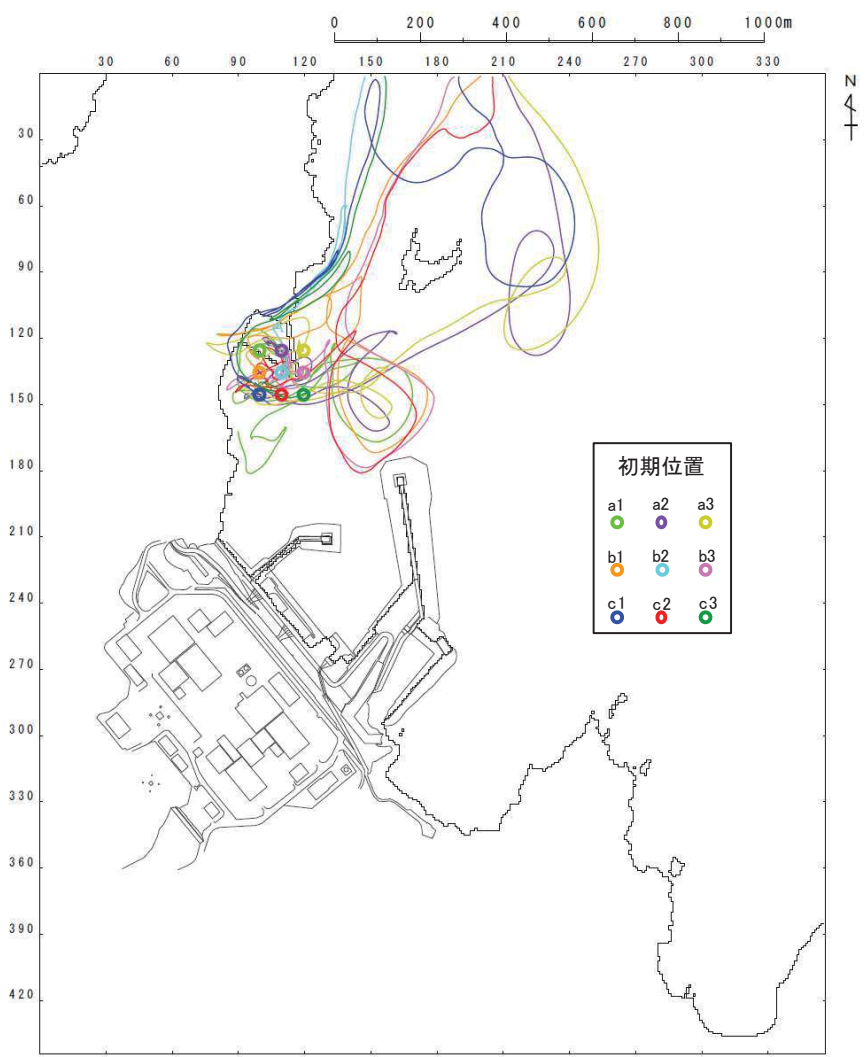
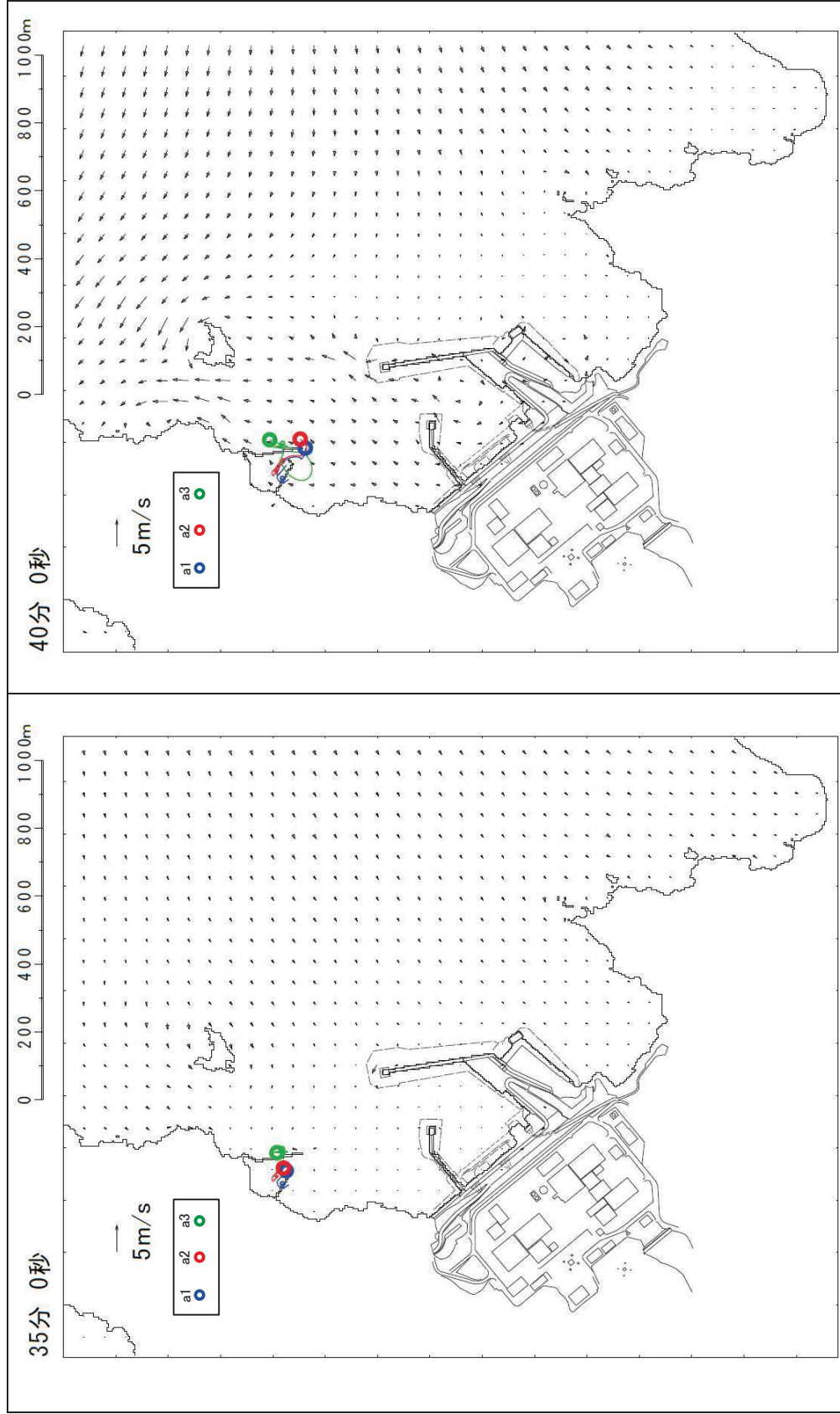


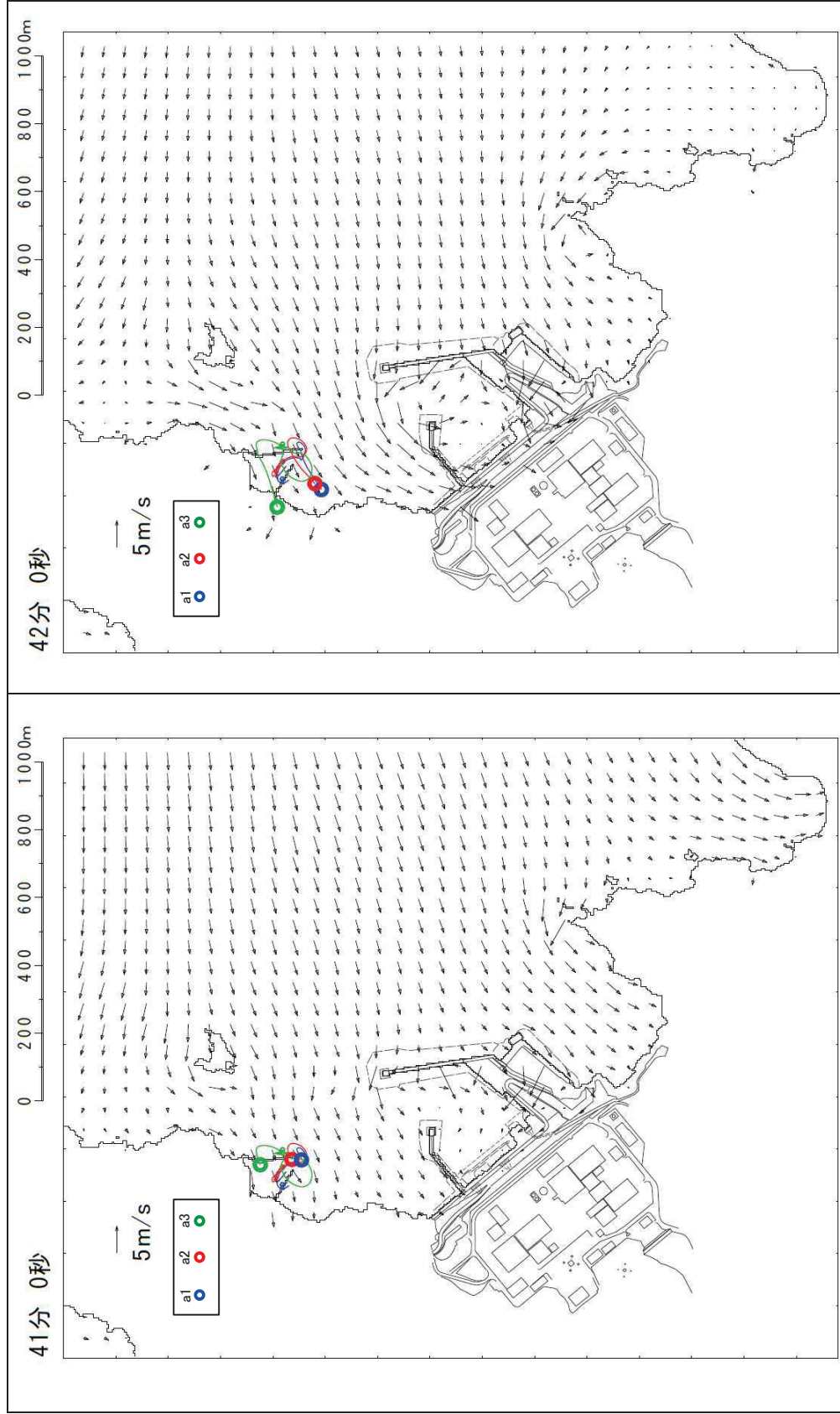
図4.3-20 「直近海域」内における軌跡解析結果（地震発生から70分後まで）



【a1, a2, a3】津波第一波襲来前であり，ほとんど移動しない。

【a1, a2, a3】ほとんど移動しない。

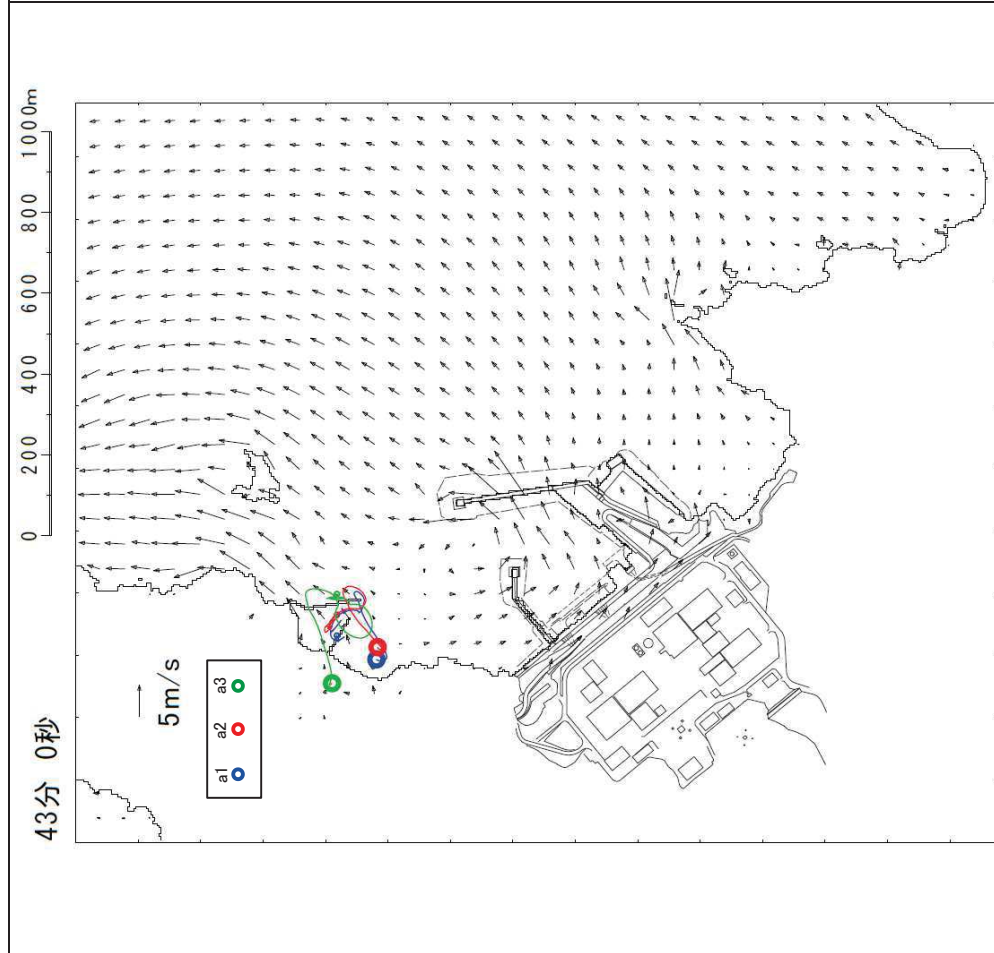
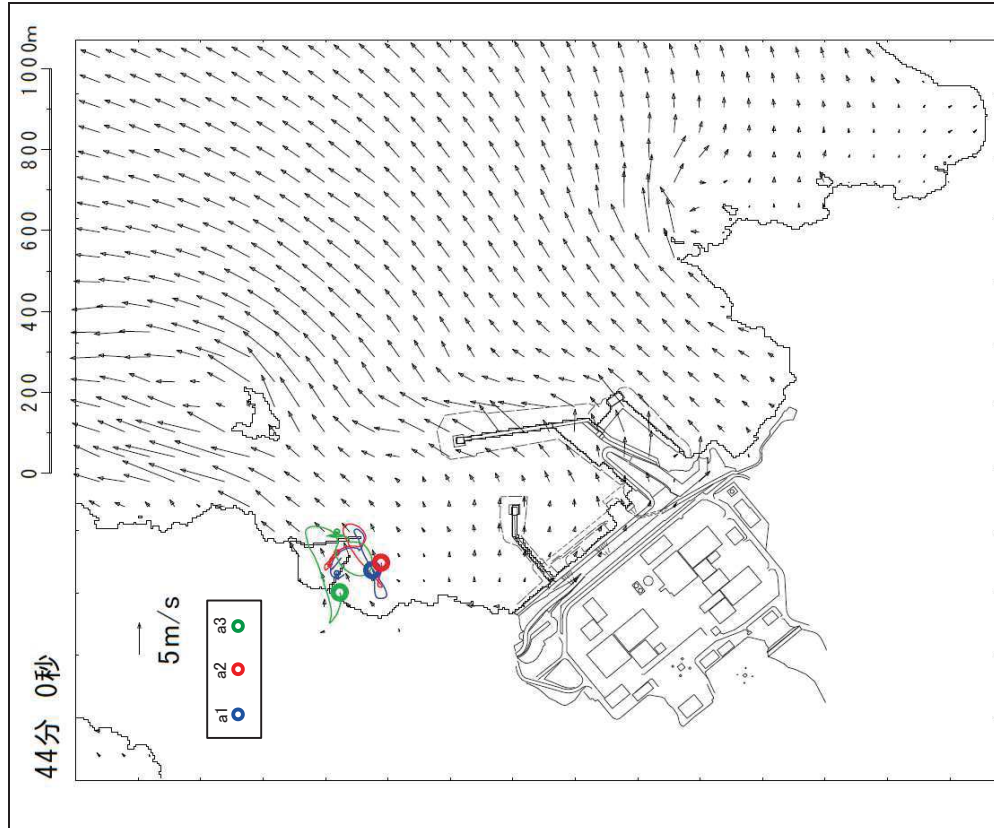
図 4.3-21 (1) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細 (35分後及び40分後)



【a1, a2, a3】ほとんど移動しない

【a1, a2, a3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直前）であり、小屋取漁港近傍で南西方向に移動する。

図 4. 3-21 (2) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細（41 分後及び 42 分後）



【a1, a2, a3】津波第一波の引き波の影響を受けるが、小屋取漁港近傍でわずかに移動するのみである。

【a1, a2, a3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直後）であり、引き波の影響を受け、北東方向へ移動し始める。

図 4.3-21 (3) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細（43分後及び44分後）

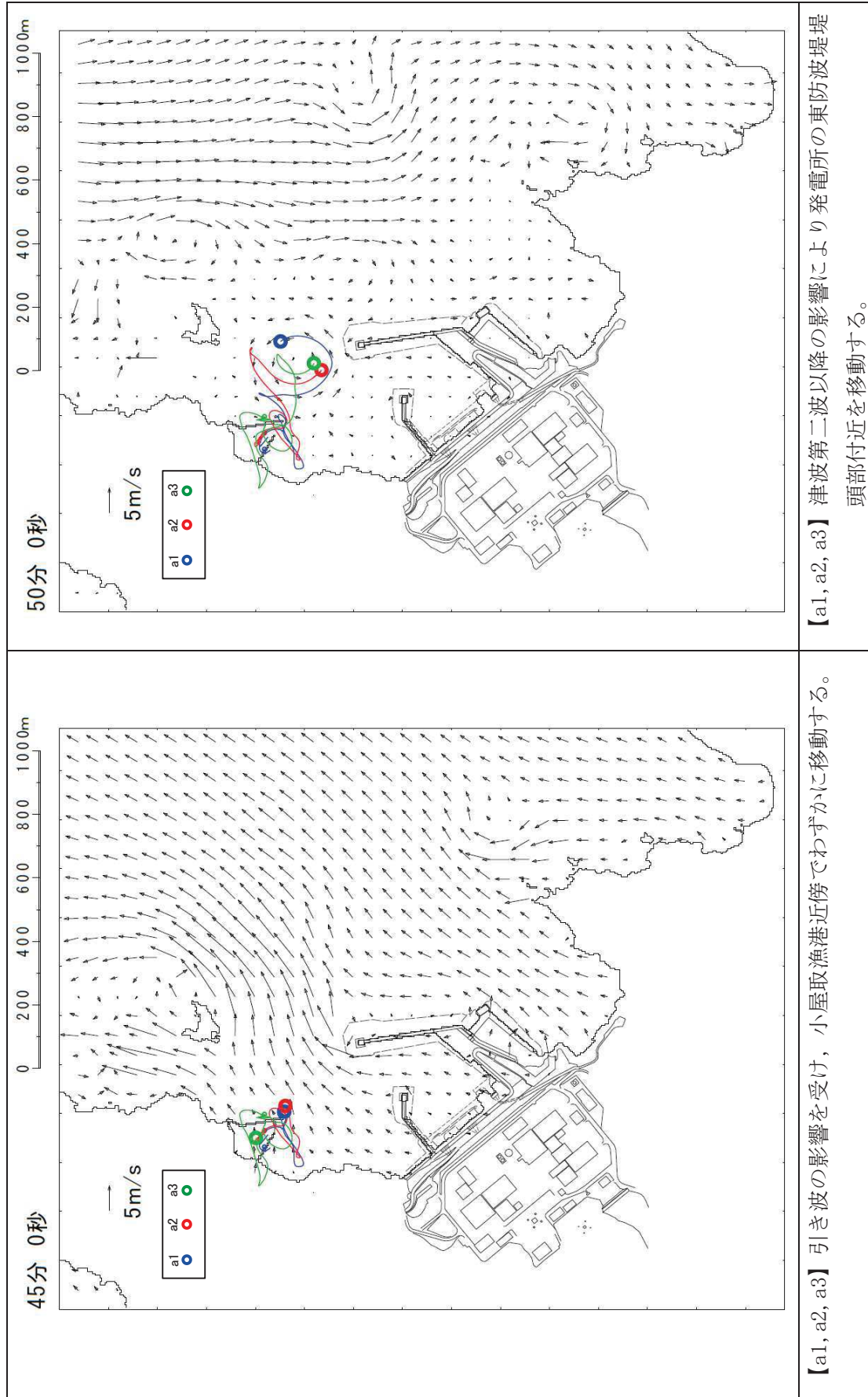


図 4. 3-21 (4) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細 (45 分後及び 50 分後)

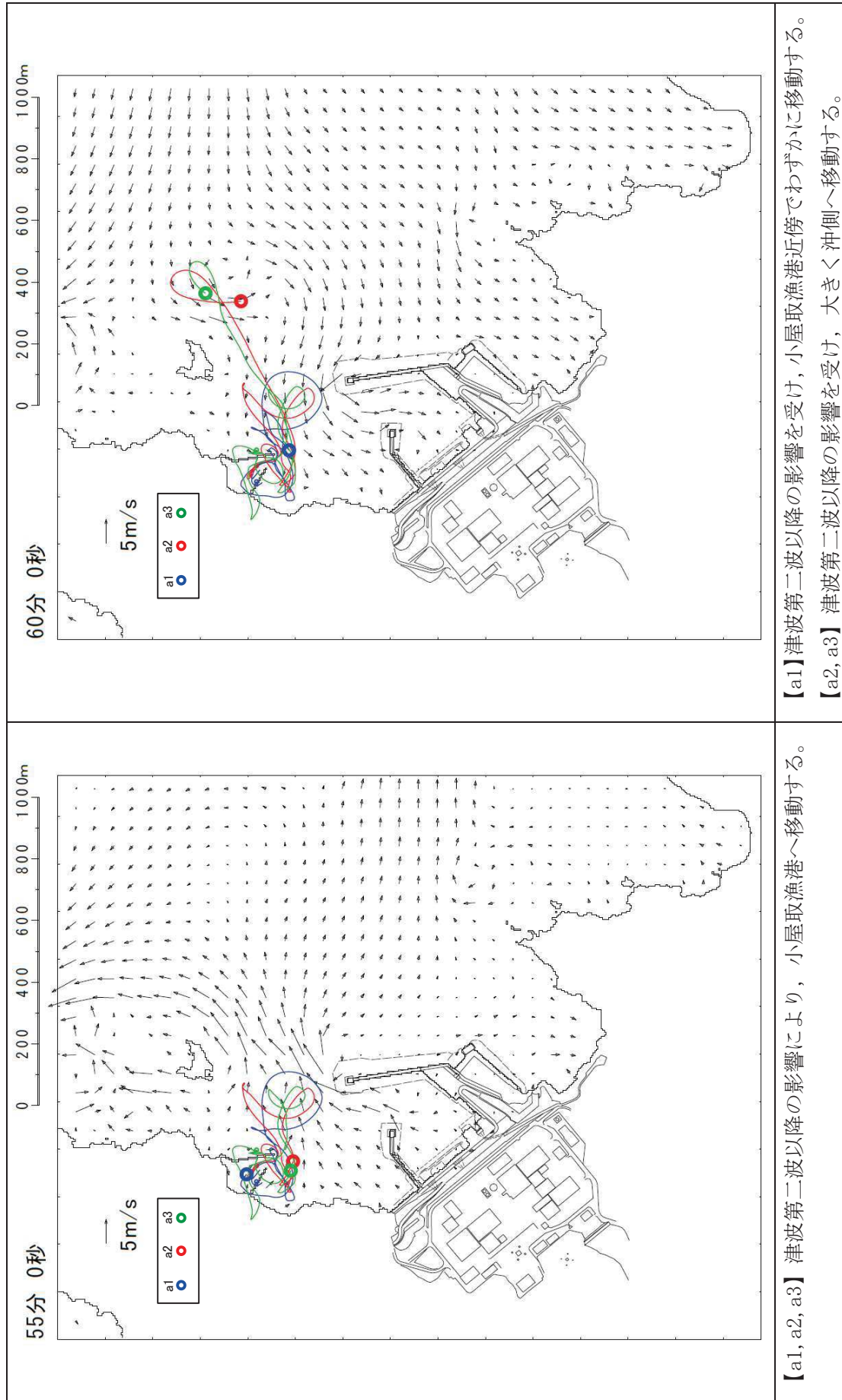


図 4.3-21 (5) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細 (55 分後及び 60 分後)

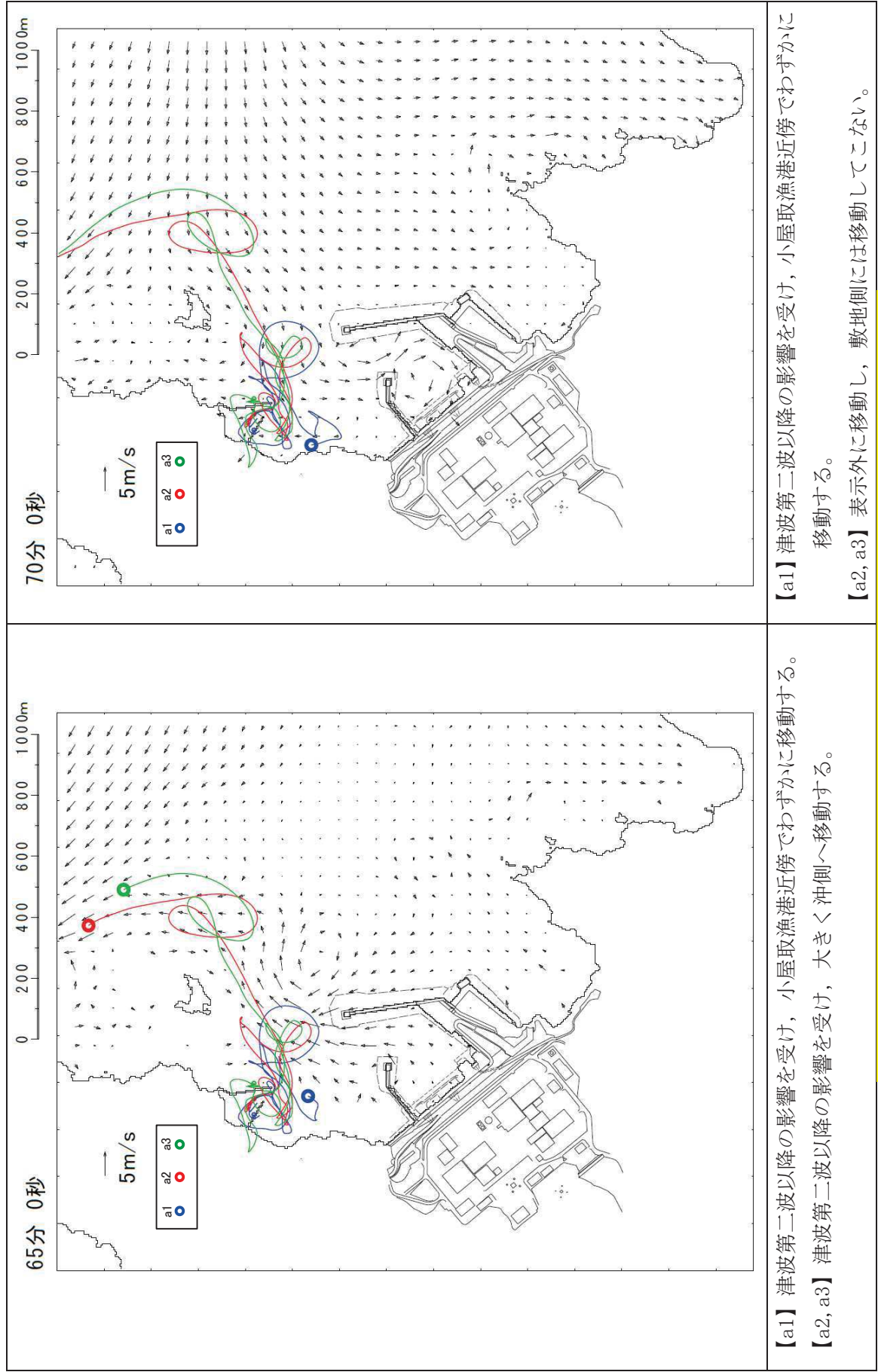
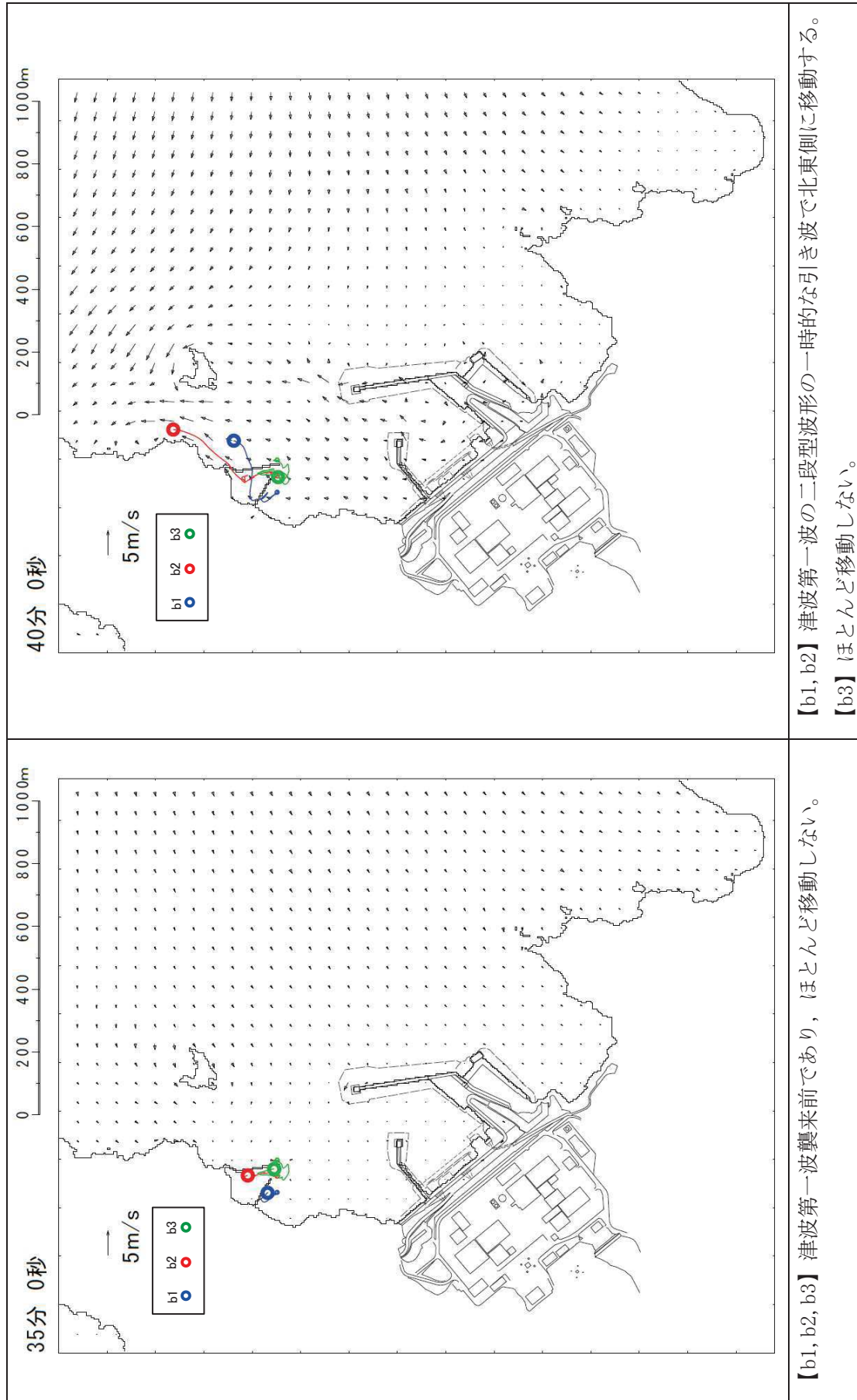


図 4. 3-21 (6) 「直近海域」 内における軌跡解析結果の詳細 (65 分後及び 70 分後)

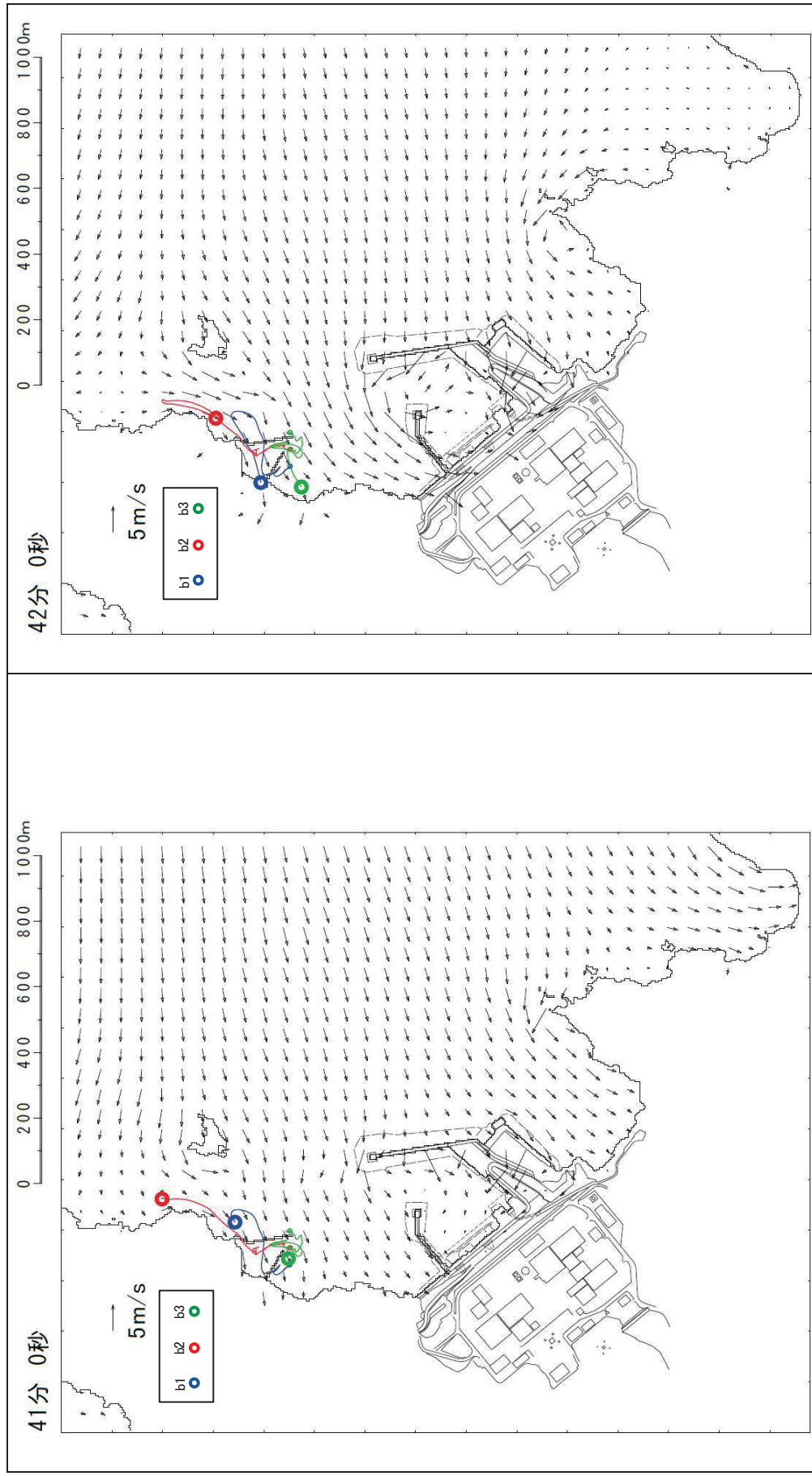


【b1, b2, b3】津波第一波襲来前であり，ほとんど移動しない。

【b1, b2】津波第一波の二段型波形の一時的な引き波で北東側に移動する。

【b3】ほとんど移動しない。

図 4. 3-21 (7) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細 (35 分後及び 40 分後)



【b1, b2】津波第一波の二段型波形の寄せ波により南西方向に移動し始める。
 【b3】ほとんど移動しない。

【b1, b2, b3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直前）であり、
 小屋取漁港近傍で南西方向に移動する。

図 4. 3-21 (8) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細（41 分後及び 42 分後）

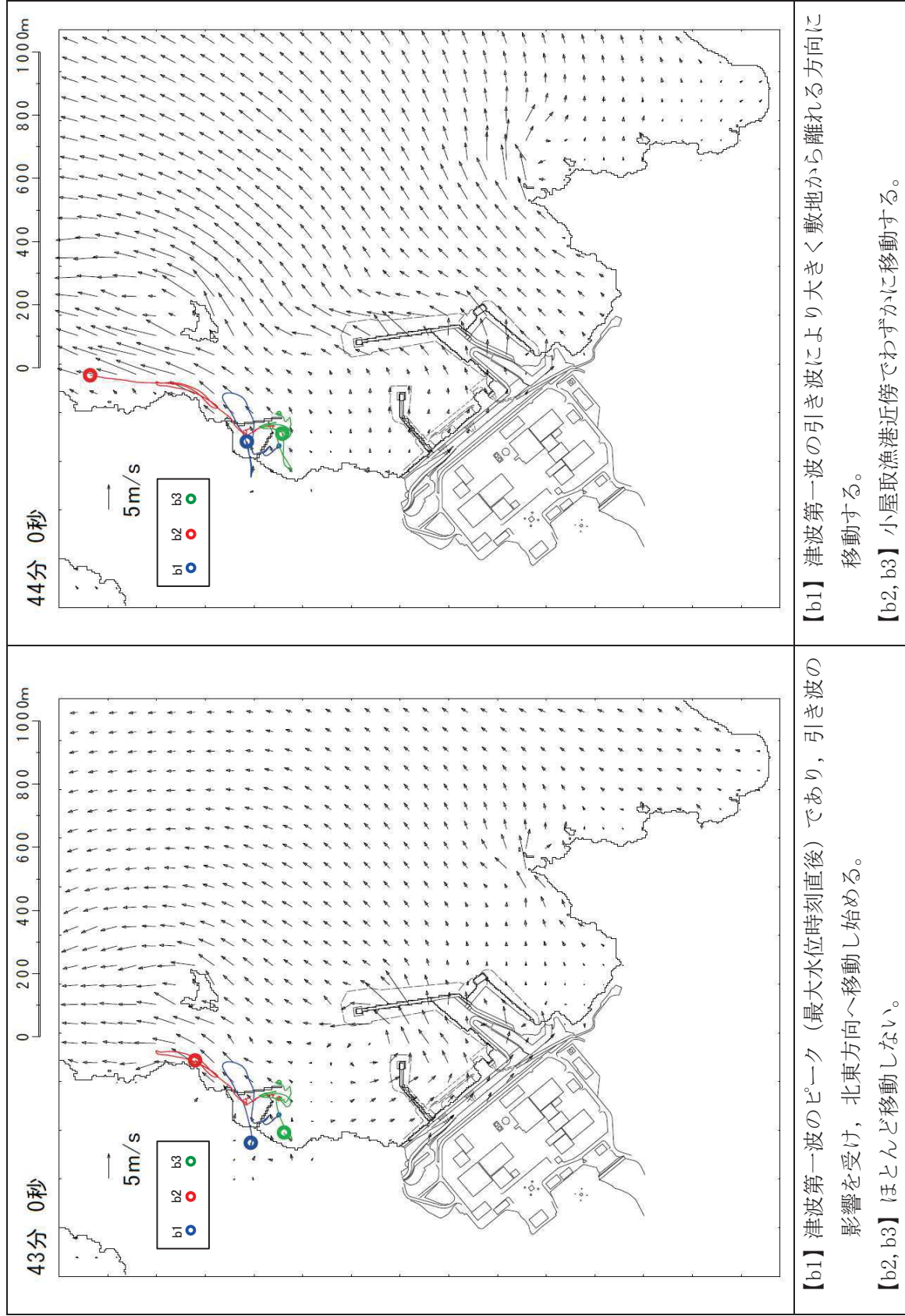
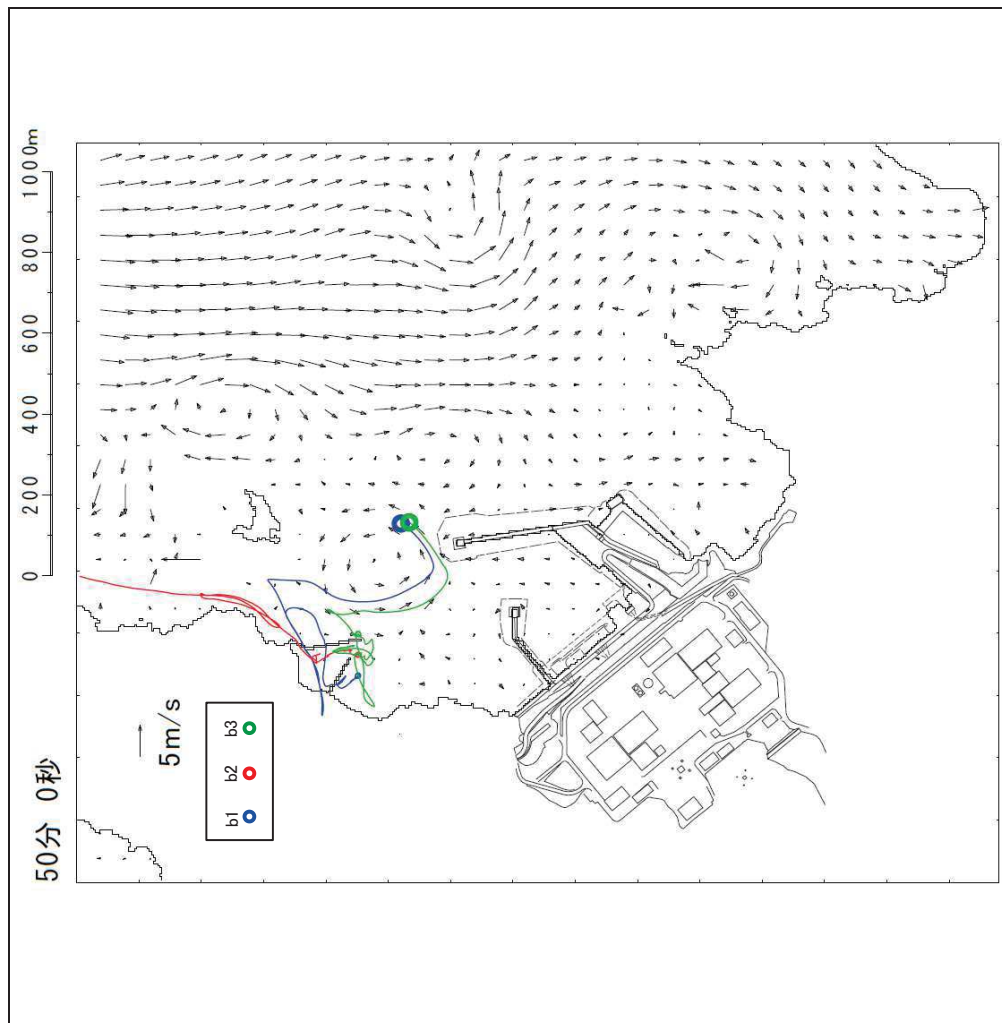
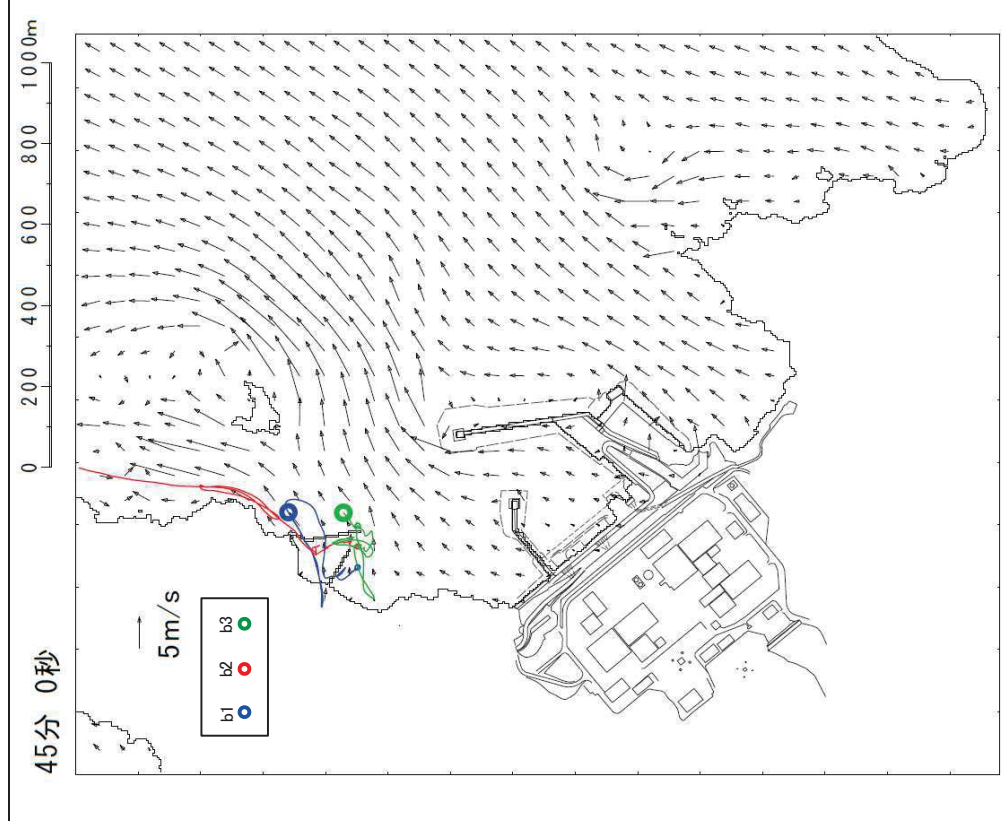


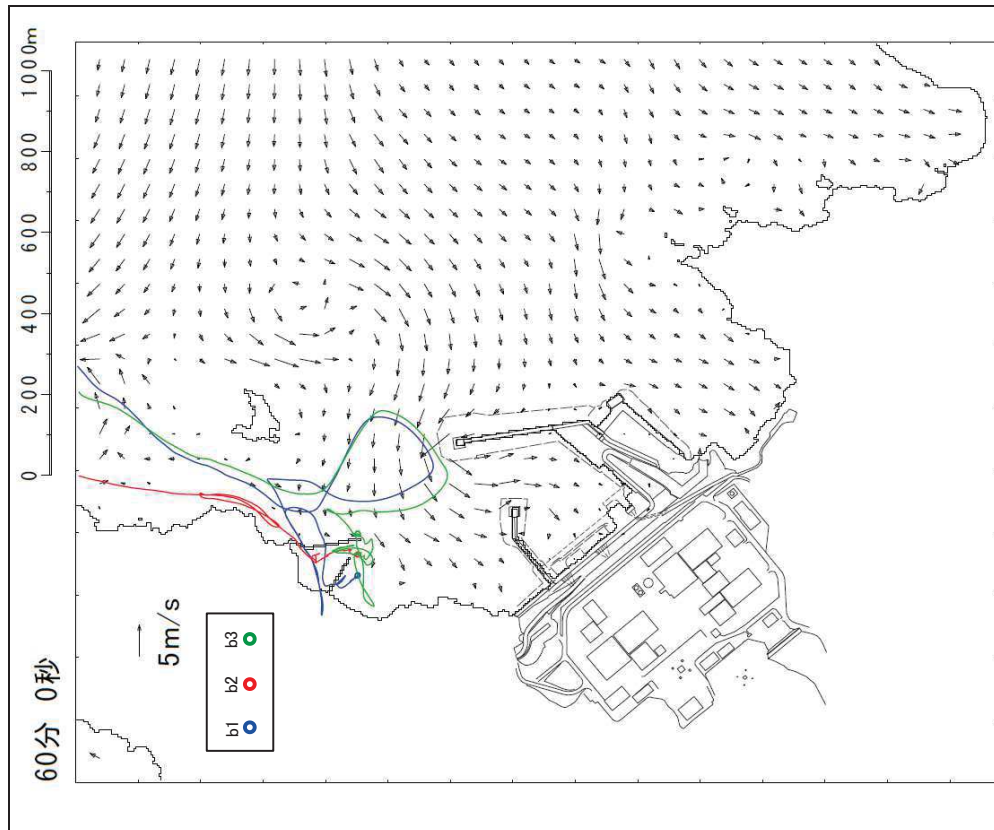
図 4. 3-21 (9) 「直近海域」 内における軌跡解析結果の詳細（43 分後及び 44 分後）



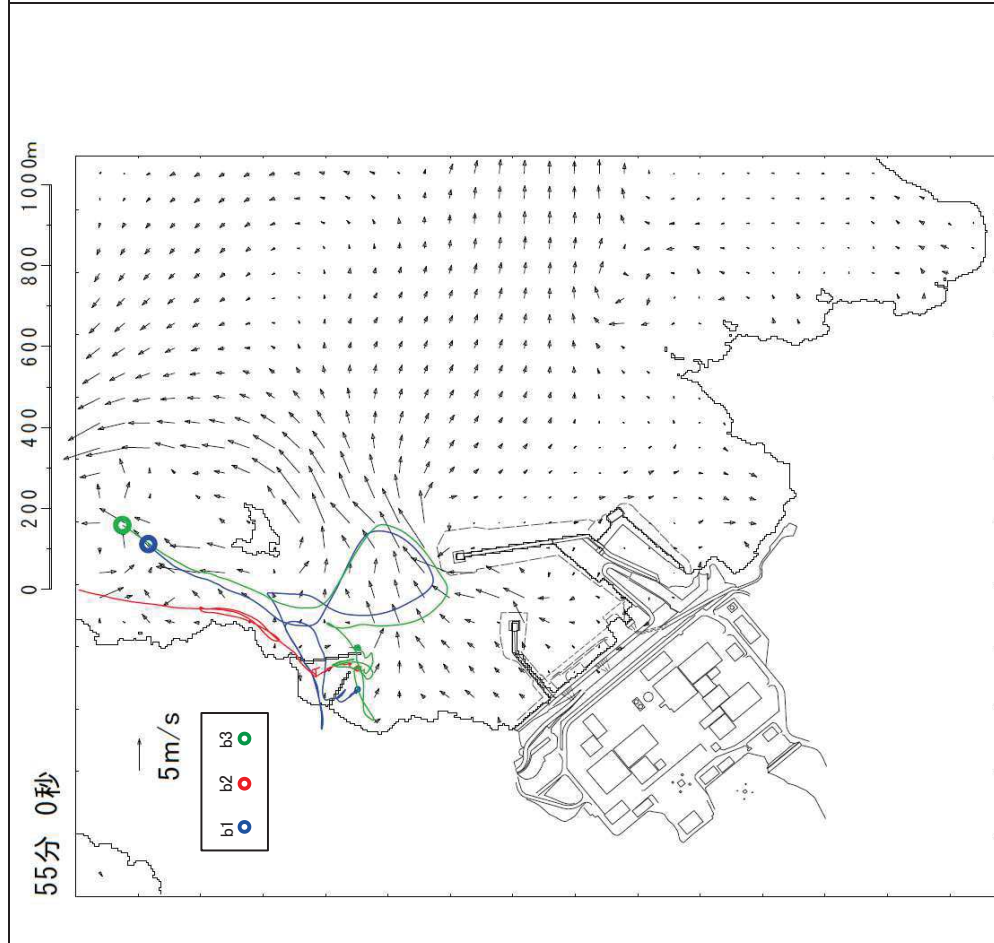
【b1】表示外に移動し，敷地側には移動してこない。
 【b2, b3】引き波により北東方向へ移動する。

【b1】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。
 【b2, b3】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤頭部付近を移動する。

図 4.3-21(10) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細（45分後及び50分後）



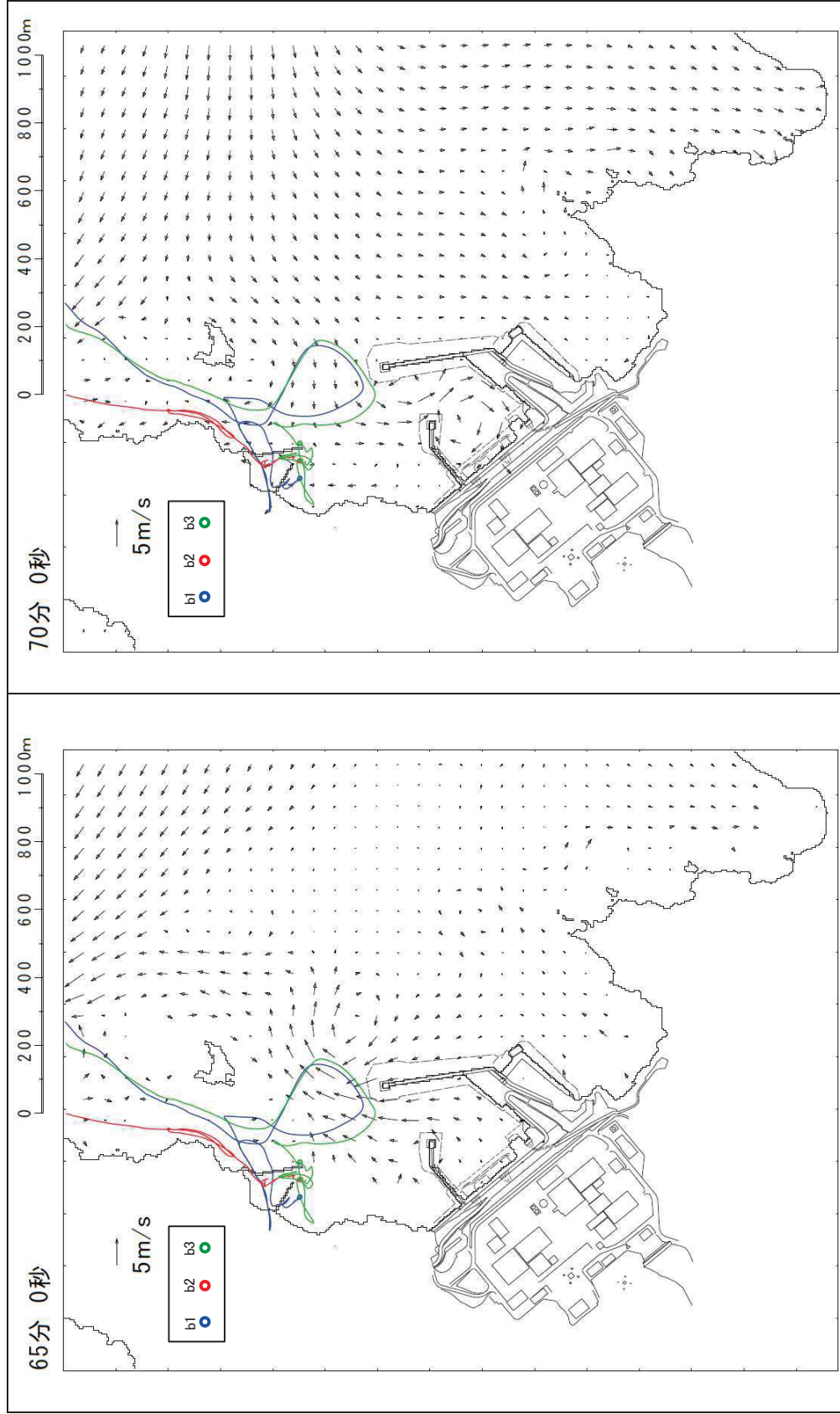
【b1, b2, b3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。



【b1】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

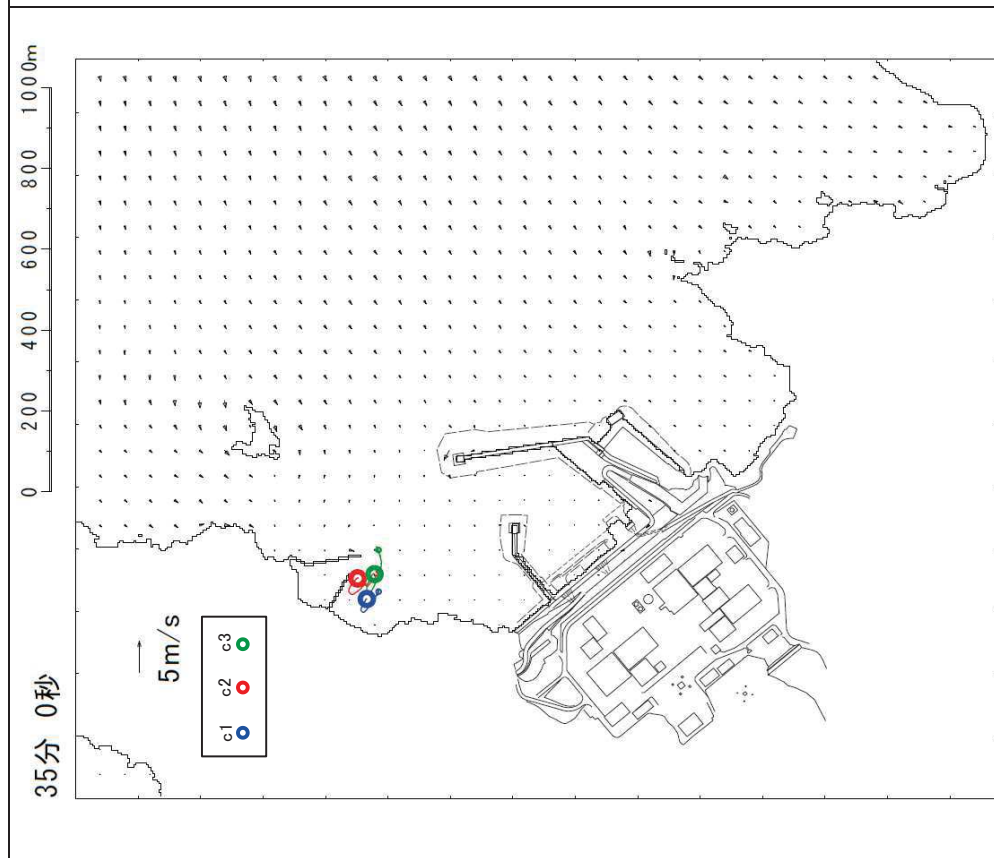
【b2, b3】津波第二波以降の影響により敷地から離れる方向に移動する。

図 4.3-21(11) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細（55分後及び60分後）

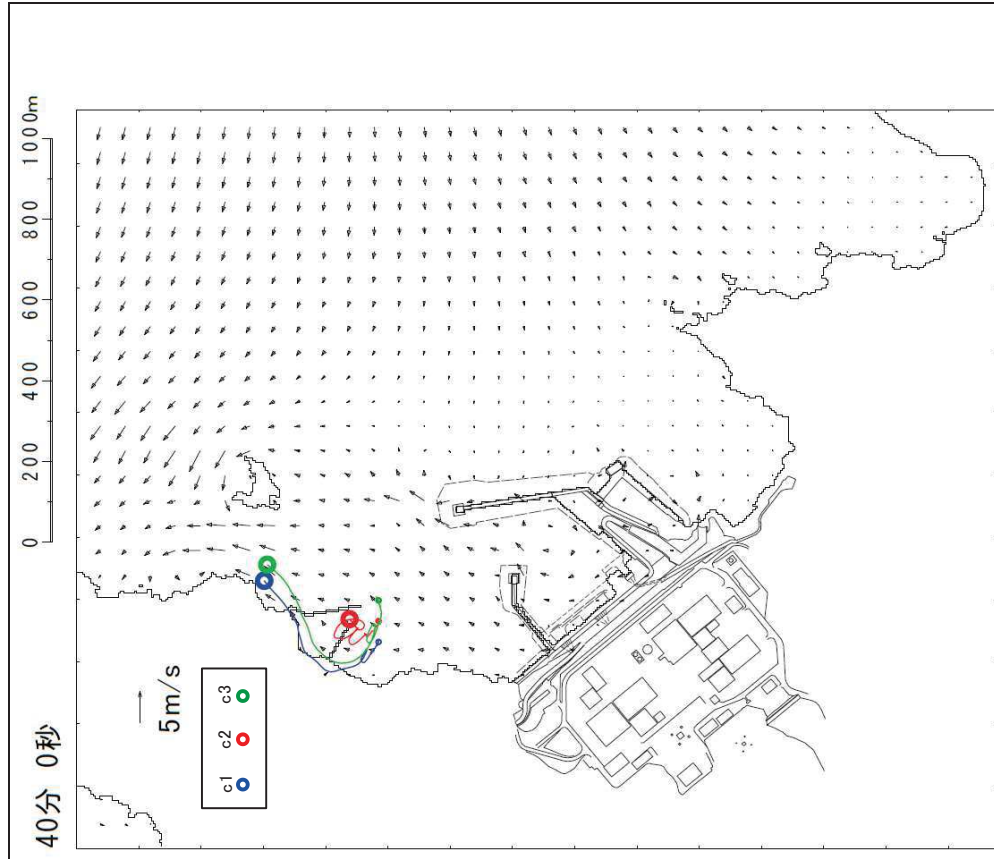


【b1, b2, b3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

図 4.3-21(12) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細（65分後及び70分後）



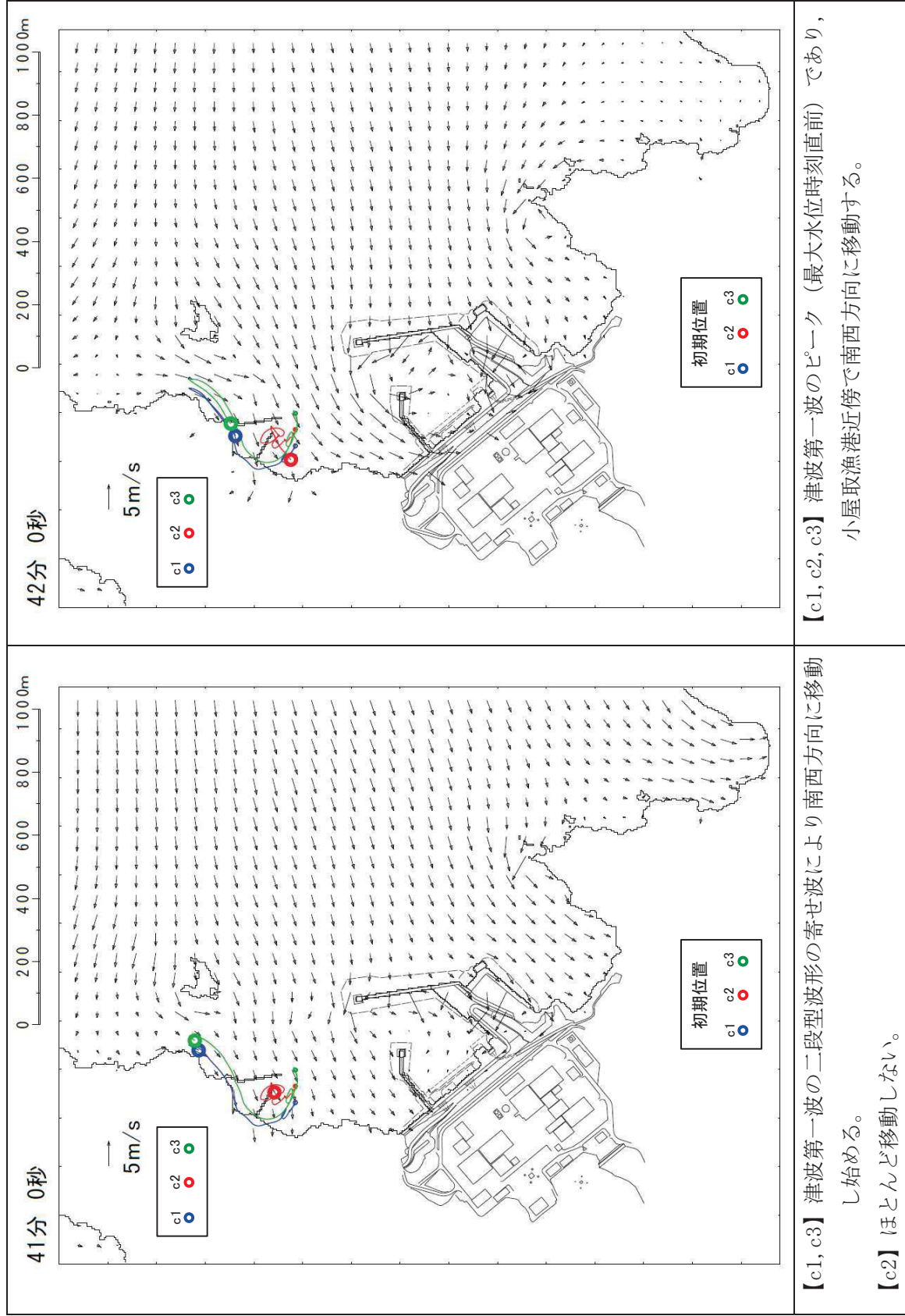
【c1, c2, c3】津波第一波襲来前であり，ほとんど移動しない。



【c1, c3】津波第一波の二段型波形の一時的な引き波で北東側に移動する。

【c2】ほとんど移動しない。

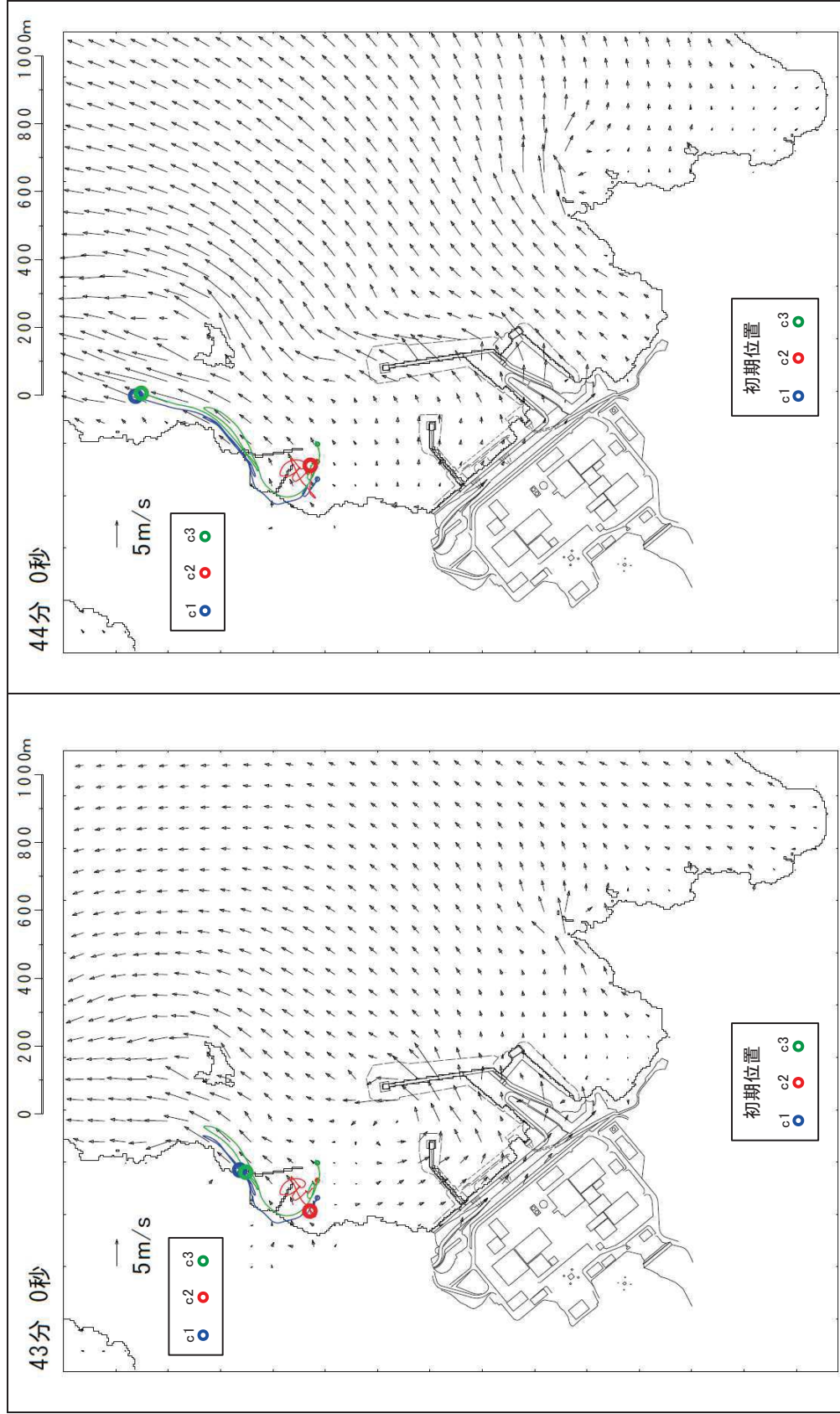
図 4.3-21(13) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細（35分後及び40分後）



【c1, c2, c3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直前）であり、小屋取漁港近傍で南西方向に移動する。

【c1, c3】津波第一波の二段型波形の寄せ波により南西方向に移動し始める。
 【c2】ほとんど移動しない。

図 4.3-21(14) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細（41分後及び42分後）



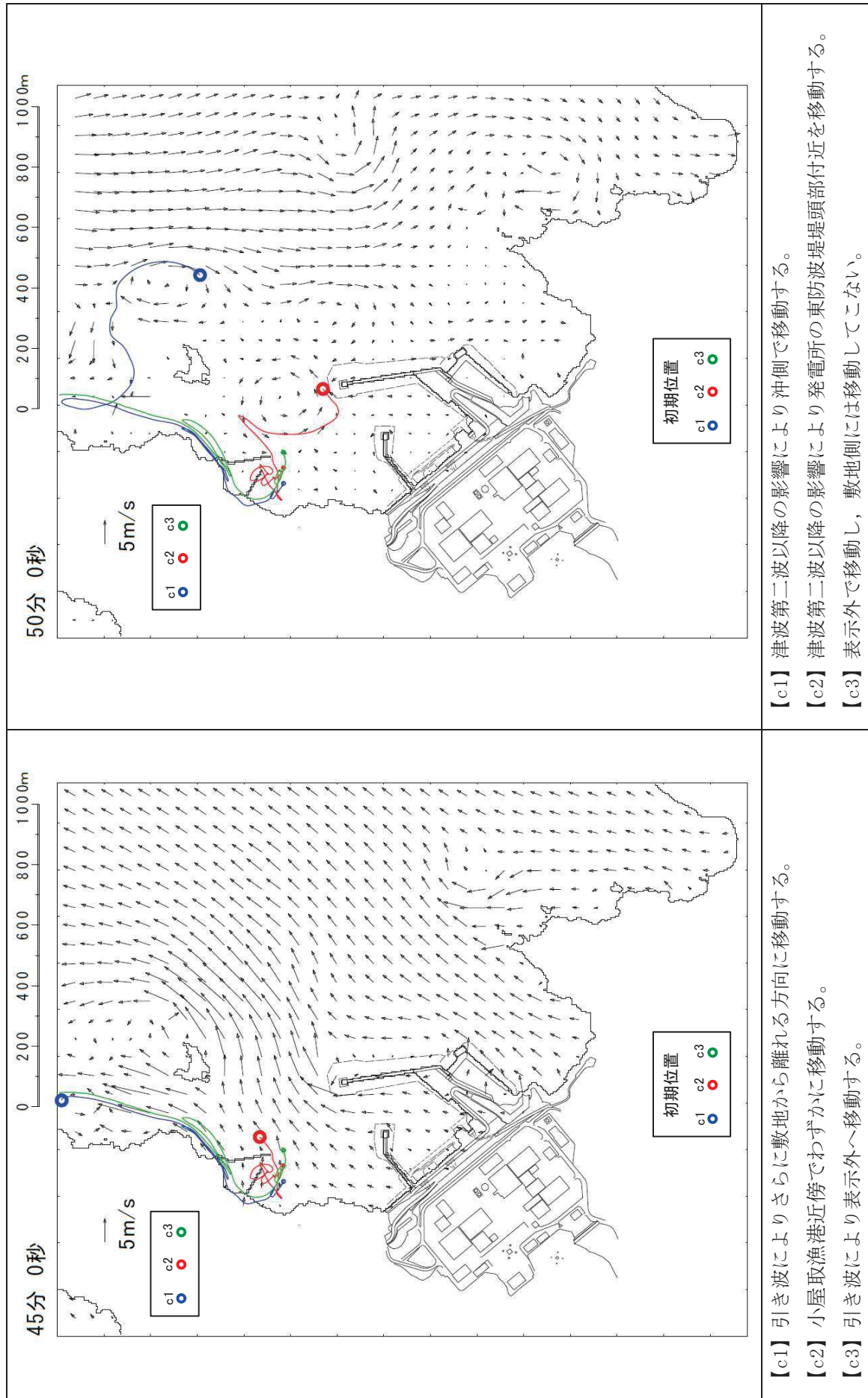
【c1, c3】津波第一波の引き波により大きく敷地から離れる方向に移動する。

【c2】ほとんど移動しない。

【c1, c3】津波第一波のピーク（最大水位時刻直後）であり，小屋取漁港近傍でわずかに移動する。

【c2】ほとんど移動しない。

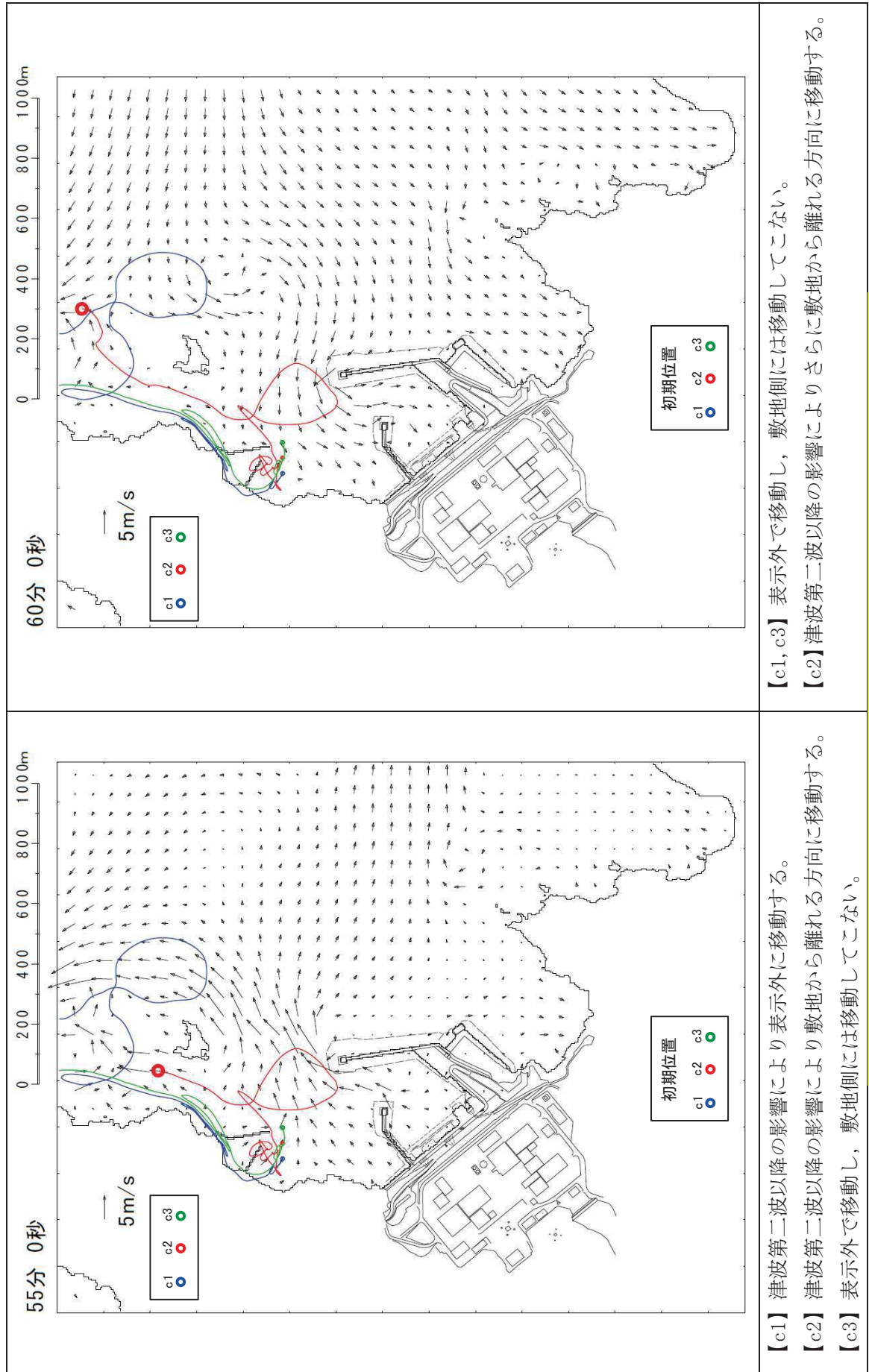
図 4.3-21(15) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細（43分後及び44分後）



【c1】引き波によりさらに敷地から離れる方向に移動する。
【c2】小屋取漁港近傍でわずかに移動する。
【c3】引き波により表示外へ移動する。

【c1】津波第二波以降の影響により沖側で移動する。
【c2】津波第二波以降の影響により発電所の東防波堤頭部付近を移動する。
【c3】表示外で移動し、敷地側には移動してこない。

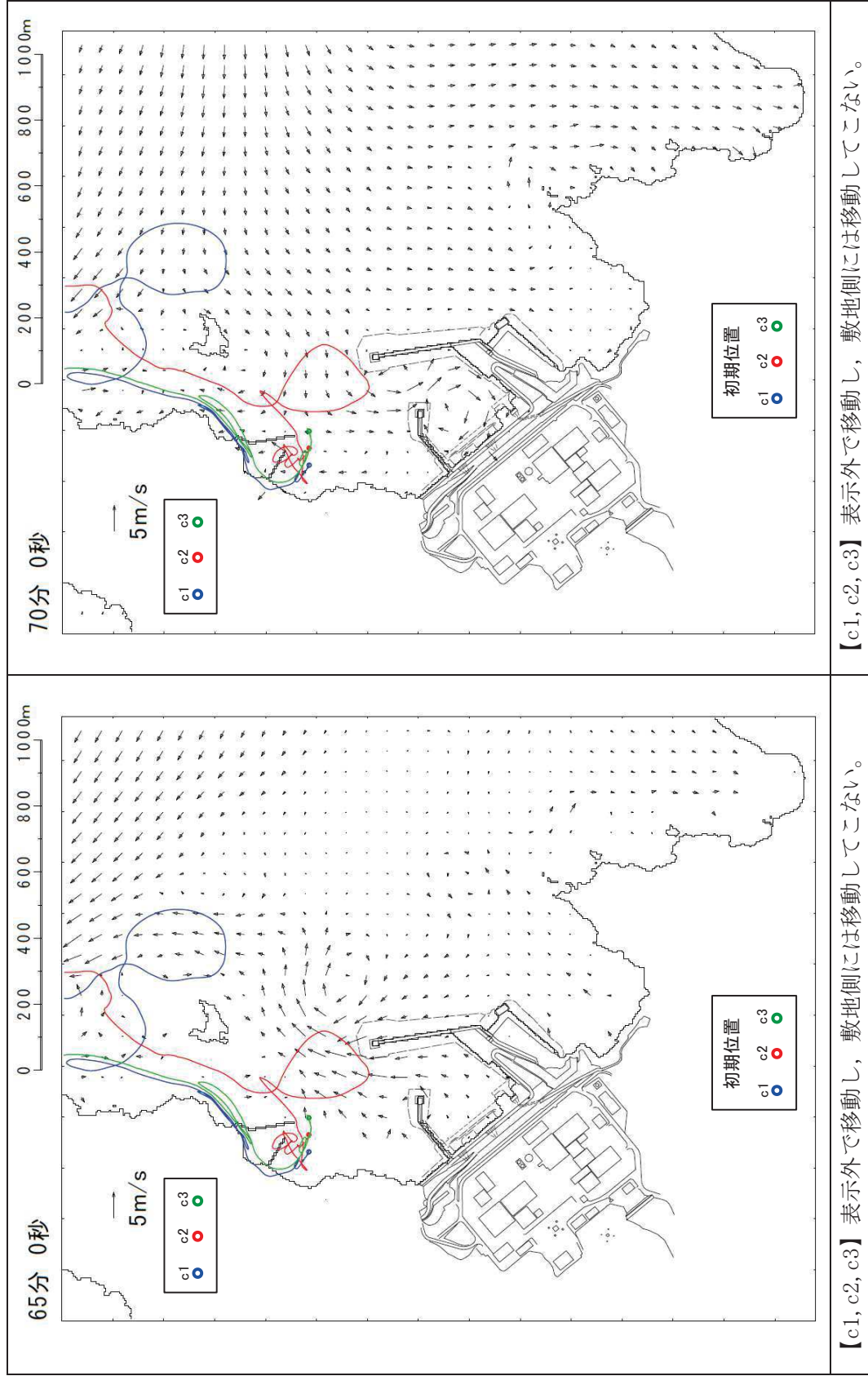
図 4.3-21(16) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細(45分後及び50分後)



【c1, c3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。
 【c2】津波第二波以降の影響によりさらに敷地から離れる方向に移動する。

【c1】津波第二波以降の影響により表示外に移動する。
 【c2】津波第二波以降の影響により敷地から離れる方向に移動する。
 【c3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

図 4. 3-21 (17) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細 (55 分後及び 60 分後)



【c1, c2, c3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。
 【c1, c2, c3】表示外で移動し，敷地側には移動してこない。

図 4.3-21(18) 「直近海域」内における軌跡解析結果の詳細（65分後及び70分後）

表4.3-3 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	取水口への到達形態	初期配置区分	漂流物が到達するタイミング	衝突荷重を考慮する施設・設備	
敷地内	角落し	約7t	滑動	直近陸域	第一波で到達	貯留堰*4	
	第3号機モニタリング架台	—*1	滑動	直近陸域	第一波で到達		
	車両系重機・燃料等輸送車	2.7～41.2t	滑動	直近陸域	第一波で到達		
	PC板 (カーテンウォール)	約8t	滑動	直近陸域	第一波で到達		
	キュービクル類	約5t	滑動	直近陸域	第一波で到達		
	がれき	—*2	浮遊	直近陸域	第一波で到達		
	海域	巡視点検用車両	2.15t	浮遊	直近陸域	第一波で到達	防潮堤 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 貯留堰
	海域	ゴムボート	1t未満	浮遊	直近海域	第一波で到達	
	敷地外	小取地区	総トン数：約5t (排水トン数：約15t)	浮遊	直近海域	第二波以降で到達*6	貯留堰
		陸域	がれき	—*2	浮遊	第二波以降で到達	
がれき			—*2	浮遊	第二波以降で到達		
車両			—*3	浮遊	第二波以降で到達		
がれき			—*2	浮遊	第二波以降で到達		
海域	総トン数：約19t (排水トン数：約57t)	浮遊	浮遊	前面海域	第二波以降で到達		
小取地区以外 (女川等)	がれき	—*2	浮遊	前面海域	第二波以降で到達		
	車両	—*3	浮遊	前面海域	第二波以降で到達		
	コンテナ・ユニットハウス	約30t	浮遊	前面海域	第二波以降で到達		
	タンク	22t以下*5 (約200kl)	浮遊	前面海域	第二波以降で到達		

注記 *1：第3号機モニタリング架台はその形状から燃料等輸送車の41.2tよりも軽いと評価。

*2：がれきは、3.11地震に伴う津波で漂流したものがれきを踏まえ、巡視点検用車両の2.15tよりも軽いと評価。

*3：敷地外の車両は、漁船の57tよりも軽いと評価。

*4：滑動状態で衝突することを踏まえ、対象漂流物と衝突荷重を考慮する施設・設備の設置レベルから設定。

*5：敷地外のタンクの重量は、発電所の軽油タンク (撤去済み：330kl) の重量が約22tであることを踏まえ、保守的にこれと同等として22tを考慮。

*6：図4.3-20及び図4.3-21のとおり、流向・流速の観点から第一波 (貯留堰に対しては天端が露出する直前の津波) で到達する可能性はないと評価。

4.3.4 浮遊状態の漂流物による衝突荷重の算定方法

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 4.3-4 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

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	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。 $F_m / (\gamma D^2 L) = 1.6 C_{MA} \{v_{A0} / (gD)^{0.5}\}^{1.2} (\sigma_y / \gamma L)^{0.4}$ 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	「実験に基づく推定式」 ・見かけの質量係数に関する水路実験 (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 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, 被衝突体の直前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パラメータを適切に定める必要がある。
②	池野・田中 (2003)	流木	円柱以外にも角柱, 球の形状をした木材による漂流荷重を提案している。 $F_H / (gM) = S \cdot C_{MA} \cdot \{V_H / (g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})\}^{2.5}$ 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	「実験に基づく推定式」 (縮尺1/100 の模型実験) 漂流物の形状: 円柱, 角柱, 球 漂流物重量: 0.588N~29.792N 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。
③	道路橋示方書 (2002)	流木等	橋 (橋脚) に自動車, 流木あるいは船舶等による漂流荷重を定めている。 $P = 0.1WU$ P : 衝突力, W : 流送物の重量, U : 表面流速	新規基準に基づき審査において適用された実績がある。 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。
④	FEMA 2 nd (2012) (FEMA : FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY)	流木 コンテナ	$F_i = 1.3 u_{max} \sqrt{k m_d (1 + c)}$ F_i : 衝突力, c : 付加質量係数, u_{max} : 漂流物を運ぶ流体の最大流速, m_d : 漂流物の質量, k : 漂流物の有効軸剛性	「運動方程式に基づく衝突力方程式」 非減衰系の振動方程式に基づいており, 衝突体及び被衝突体の両方とも完全弾性体で, 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軸剛性を適切に定める必要がある。 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記載がある。
⑤	水谷ほか (2005)	コンテナ	漂流するコンテナの漂流荷重を提案している。 $F_m = 2\rho_w \eta_m B_c V_x^2 + \left(\frac{WV_x}{gdt} \right), \quad V_x = C_x = 2\sqrt{g\eta_m}$ 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	「実験に基づく推定式」 (縮尺1/75 の模型実験) 使用コンテナ: 長さ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 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。

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

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> $F = \gamma_p x^{\frac{2}{3}} \left(\frac{m}{4} \right)^{\frac{3}{5}} v^{\frac{6}{5}}, x = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi k_1 + k_2}, k = \frac{(1-v^2)}{\pi E}, \tilde{m} = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}$ <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, v: 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>

② 漂流物による衝突荷重算定式の適用について

「①規格・基準類及び既往の研究論文の整理」で示した論文に対して、「4.3.3 衝突荷重として考慮する漂流物の選定」において区分した、漂流物の初期配置（「直近陸域」、「直近海域」及び「前面海域」）及び適用流速の観点も加えた結果を表 4.3-5 に示す。

表 4.3-5 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。
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。

また、「4.3.3 衝突荷重として考慮する漂流物の選定」及び表 4.3-5 から、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. 巡視点検用車両（以下「車両」という。）

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。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。

「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. 漁船（以下「船舶」という。）

「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 滑動状態の漂流物による衝突荷重の算定方法

海底又は陸上を滑動するものの衝突荷重算定式に関する知見は比較的少ないが、「FEMA (2019) *²」によれば、漂流物の衝突に関して「ASCE (2016) *³」に従うよう記載されており、「ASCE (2016) *³」の中で、流速 4m/s の条件下で 2270kg の石材・コンクリート殻が海底を滑動する際の衝突荷重が例示されている。

この例示を参考に、滑動状態で衝突を考慮するもののうち、最も重量の大きい車両系重機 (41.2t) を対象に荷重を算定する。

なお、取水口付近の敷地陸域 (O.P.+2.5m) を滑動する漂流物が引き波により海側に滑動した場合、**図 4.3-22** のように発電所港湾内に落下することが考えられるが、貯留堰は取水口の内側に設置されていることから、落下によって貯留堰に衝突することはない。

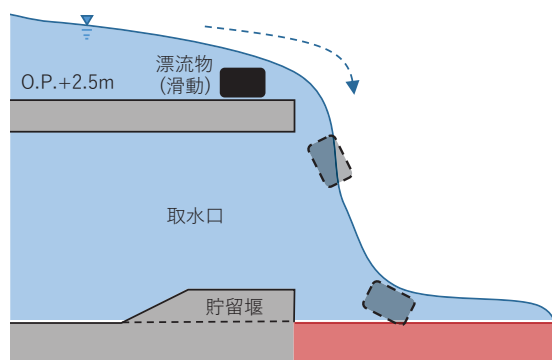


図 4.3-22 取水口付近の敷地陸域から滑動して発電所港湾内に落下する概念図

4.3.6 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。

4.3.7 漂流物による衝突荷重の算定

衝突荷重として考慮する浮遊状態の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、船舶は道路橋示方書式、車両は「FEMA (2012) *1」を適用して衝突荷重を算定した。また、車両の衝突荷重算定時に用いる「FEMA (2012) *1」の付加質量係数 C は保守的に最大値の $C=1$ を適用し、車両の軸剛性は、軽自動車 (2.04×10^6 N/m)、セダン型乗用車 (2.4×10^6 N/m) 及び大型乗用車 (2.8×10^6 N/m) から最大となる大型乗用車軸剛性 (2.8×10^6 N/m) を用いるものとする。なお、軽自動車の 2.04×10^6 N/m は「高島ら (2015)」の実験により求められた3段階の軸剛性のうち、最も軸剛性が大きい3次剛性であり、セダン型乗用車の 2.4×10^6 N/m 及び大型乗用車の 2.8×10^6 N/m は、「高島ら (2015)」の衝突実験を「甲斐田・木原 (2017)」が再整理した $9.0 \times 10^5 \sim 2.4 \times 10^6$ N/m 及び $1.3 \times 10^6 \sim 2.8 \times 10^6$ N/m のそれぞれ最大値で、軽自動車の3次剛性 2.04×10^6 N/m よりも大きい値である。

また、滑動状態で衝突を考慮する車両系重機 (41.2t) は、「ASCE (2016) *3」の例示を参考に、衝突荷重を算定した。

表 4.3-6 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 4.3-7 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、漂流物による最大衝突荷重は、防潮堤、屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 及び貯留堰のいずれにおいても 1855kN であるため、設計用衝突荷重としては保守的に 2000kN とする。なお、設置変更許可時において漂流物の最大重量として選定した船舶 (57t) を、防潮堤及び屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) の衝突荷重として考慮したとしても、設計用衝突荷重 2000kN に包絡されることを確認した。

表4.3-6 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)	設計用衝突荷重 (kN)
車両	2.15	「FEMA (2012)」	13	1855	2000
【参考】船舶	57	道路橋示方書	13	727	

表4.3-7 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)	設計用衝突 荷重(kN)
船舶	57	道路橋示方書	13	727	2000
車両	2.15	「FEMA (2012)」	13	1855	
車両系重機 ^{*1}	41.2	「ASCE (2016)」	13	624 ^{*2}	

注記 *1：滑動状態で衝突することを考慮する漂流物。

*2：「ASCE (2016) ^{*3}」の例示は以下のとおり。

$$F_i = 36 \times I_{TSU} = 36 \times 1.25 = 45 \text{ kN}$$

F_i ：設計衝突力 (kN)

I_{TSU} ：重要度係数 (1.25)

流速：4 (m/s)

重量：2270 (kg)

上記の例示を踏まえ、流速13m/s、重量41.2tを考慮すると以下のとおり。

$$F_i = 36 \times 1.25 \times (13/4) \times (41200/2270)^{0.5} = 624 \text{ kN}$$

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

(参考1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置概念図について

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）については、防潮堤よりも海側に位置しているが、地中（岩盤内）に設置されることから、漂流物は衝突しないと評価している。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の位置を図1に、断面図を図2に示す。

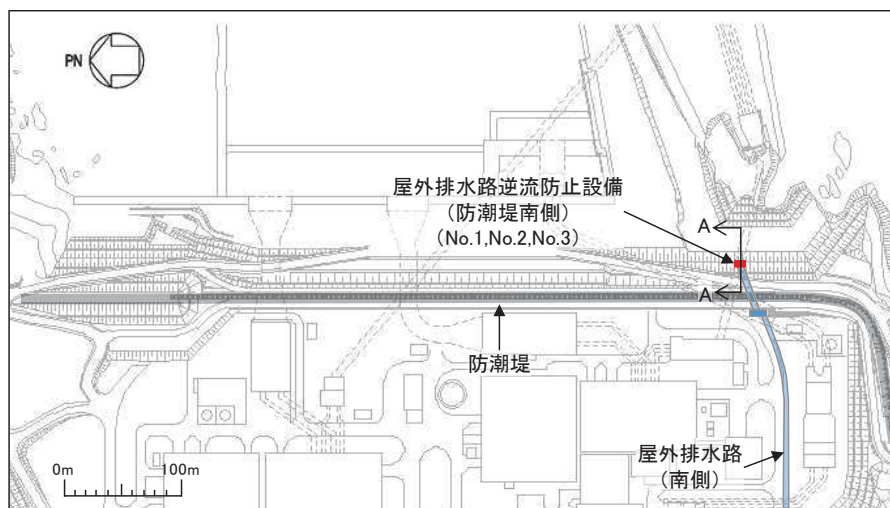


図1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の位置図

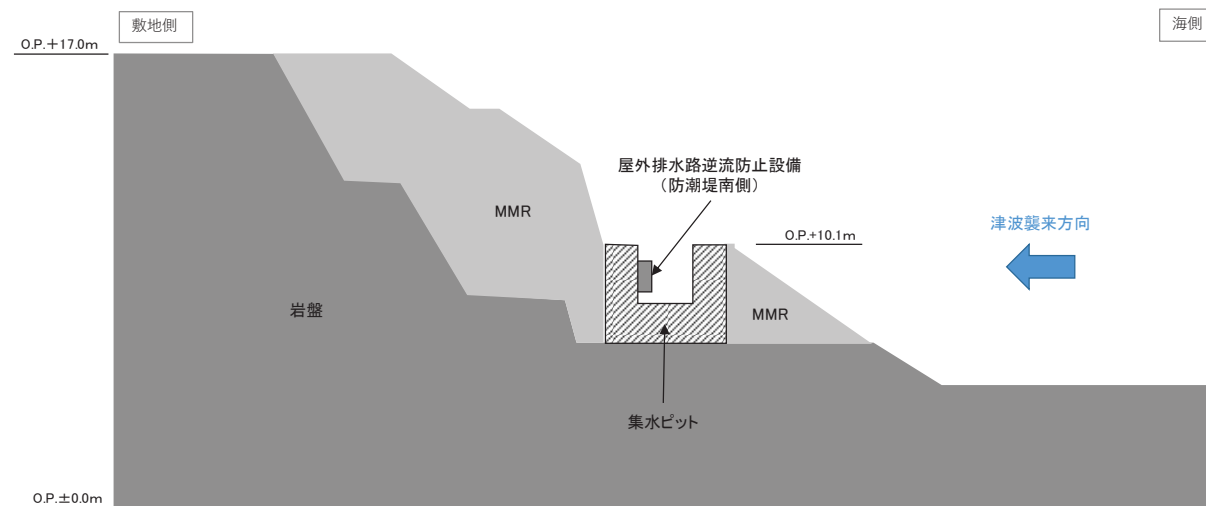


図2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面図（A-A断面）

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。その状況について模式的に示したものを図 5-1 に示す。

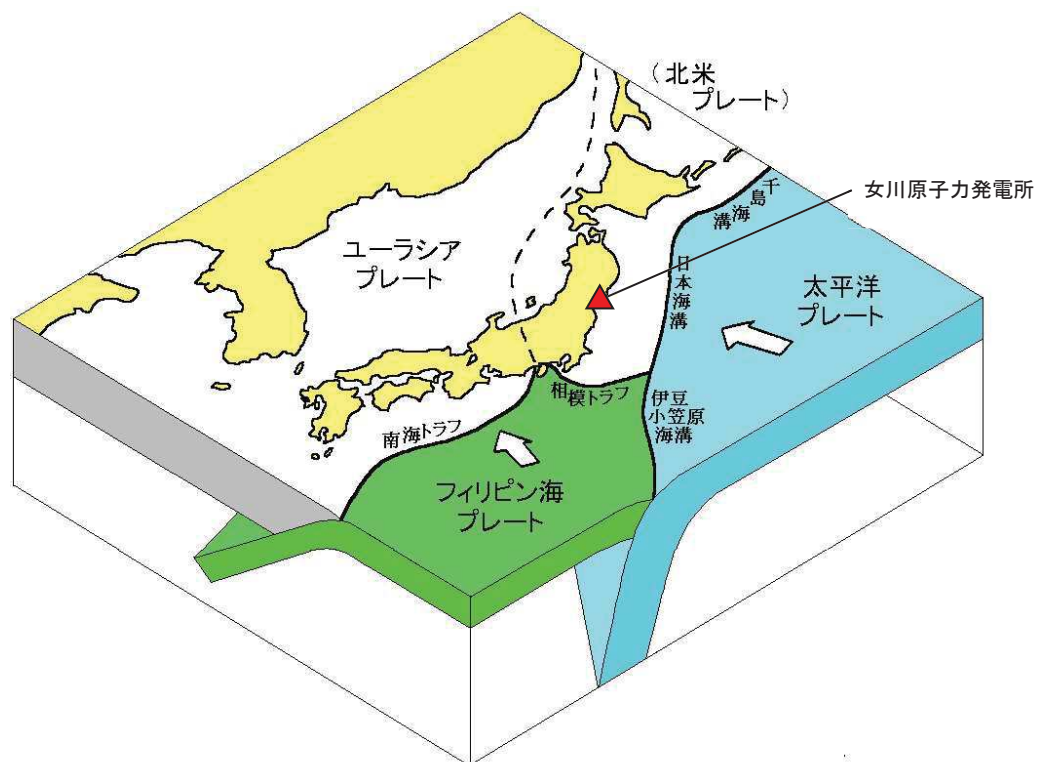


図 5-1 敷地周辺におけるプレートの沈み込み
(防災科学技術研究所 HP に一部加筆)

(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津波波源モデル（モーメントマグニチュード Mw9.04）を設定する。津波波源モデルを図 5-2 に示す。

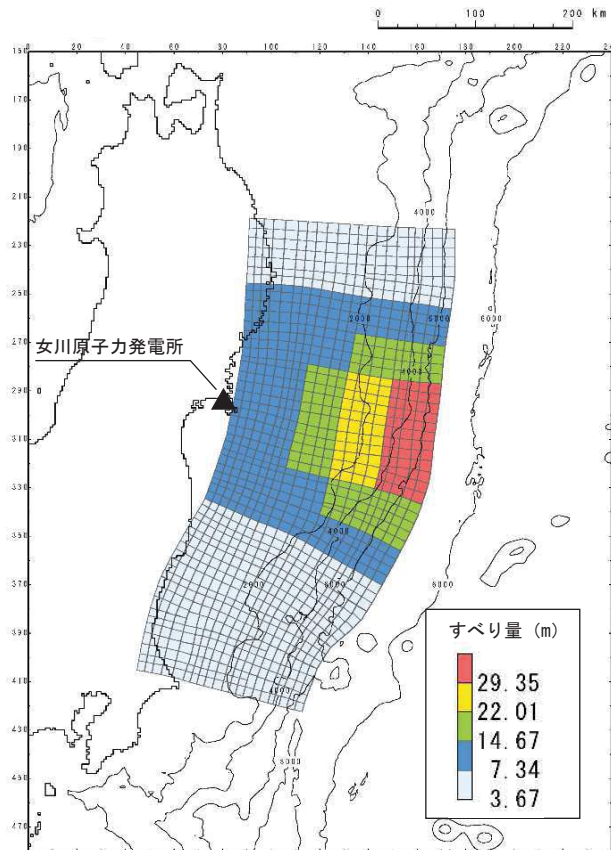


図 5-2 津波波源モデル

(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(図 5-3)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 5-4 に示す。

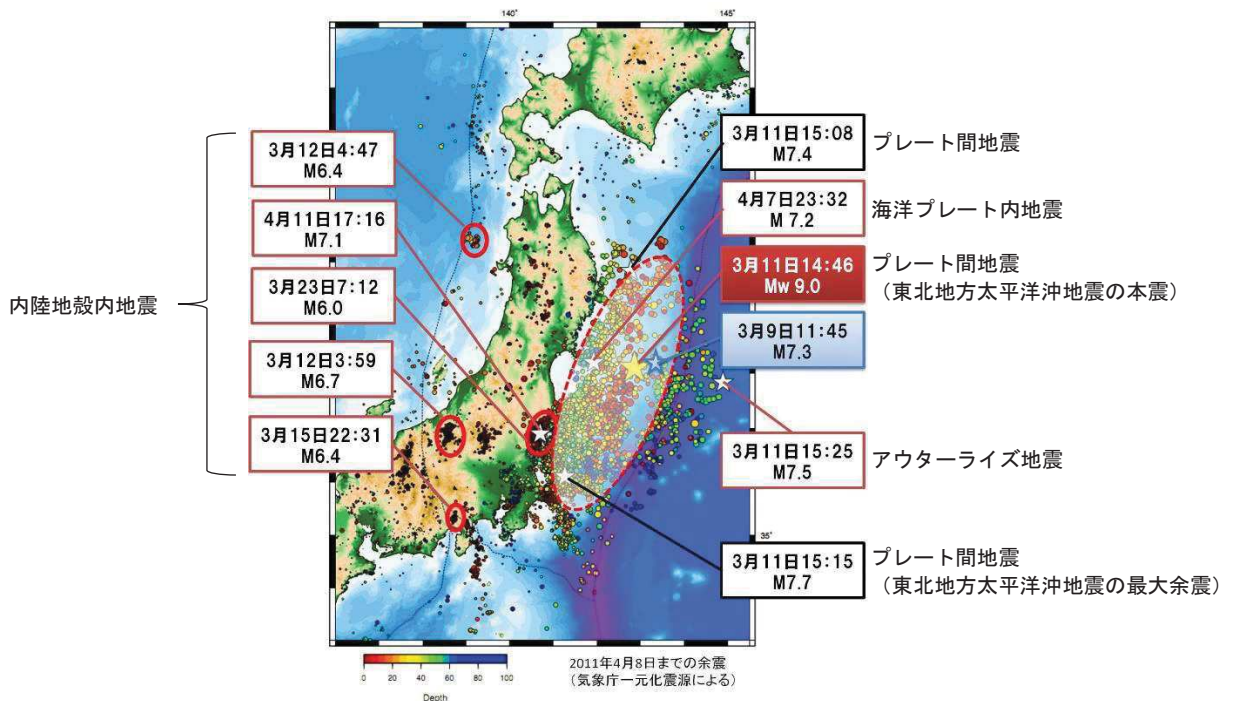


図 5-3 東北地方太平洋沖地震の余震・誘発地震の発生状況
(東京大学地震研究所 HP に地震発生様式を加筆)

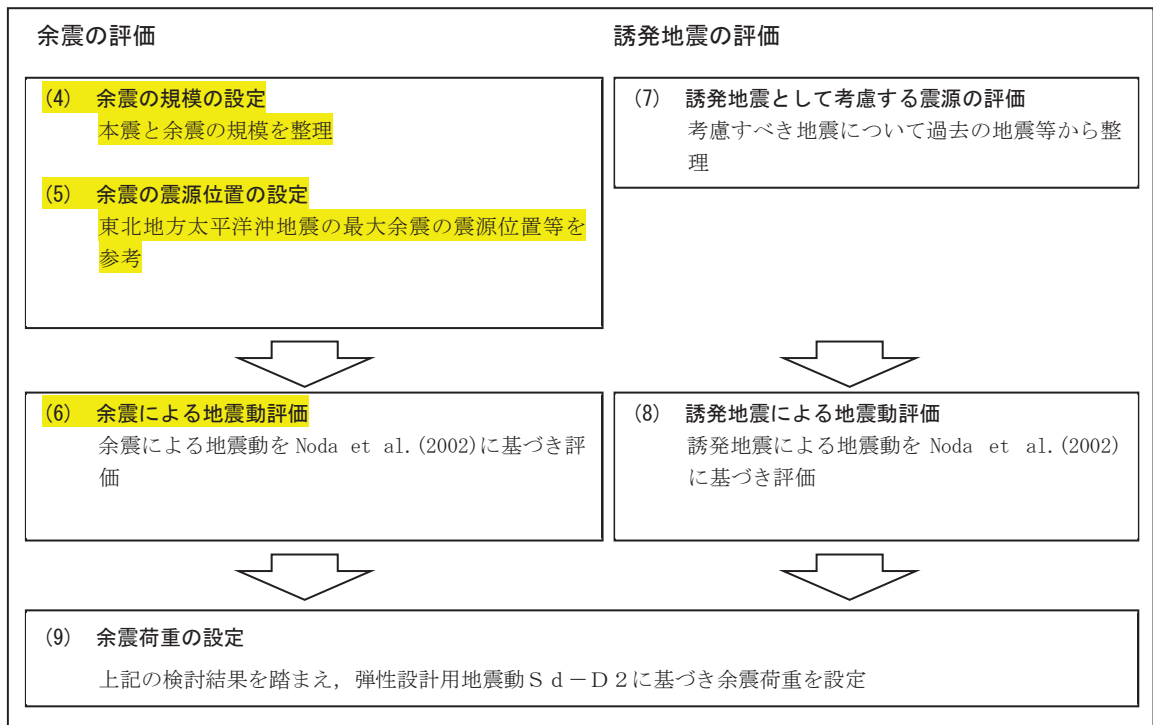


図 5-4 余震荷重の検討フロー

(4) 余震の規模の設定

余震の規模は、過去の地震データにおける本震の規模と最大余震の規模の関係を整理することにより想定する。検討対象とした地震は、津波荷重と組み合わせる余震荷重を評価するという観点から、地震調査研究推進本部（2016）の地震データによる気象庁マグニチュード M7.0 以上の本震とし、かつ、基準津波の波源の活動に伴い発生する津波の最大水位変化を生起する時間帯が地震発生から約 42 分後（図 5-5）であることを考慮し、本震と最大余震との時間間隔が 12 時間以内の地震とする。表 5-1 に、対象とした地震の諸元を示す。また、検討対象とした地震の震央分布を図 5-6 に示す。

地震調査研究推進本部（2016）の地震データを整理し、本震の規模 M_0 と最大余震の規模 M_1 の関係から、本震と余震の規模の差 D_1 を求めると、図 5-7 のとおり、 $D_1 = M_0 - M_1 = 1.4$ として評価できる。余震の規模を想定する際は、データ数が少ないことから、保守的に標準偏差を考慮し $D_1 = 0.9$ として余震の規模を想定する。従って、余震の規模は $M_w 9.0 - 0.9$ より $M 8.1$ ($M_w = M$ とする。) と設定する。

(5) 余震の震源位置の設定

2011年東北地方太平洋沖型地震（以下、「3.11型地震」という。）の基準津波の波源域と基準地震動 S_s の震源域はほぼ同一である。その領域における3.11地震のM7.0以上の余震は、岩手県沖(M7.4, $X_{eq}=195\text{km}$)、三陸沖(M7.5, $X_{eq}=290\text{km}$)、最大余震の茨城県沖(M7.6, $X_{eq}=258\text{km}$)が発生している。岩手県沖及び茨城県沖の余震の地震発生様式は基準津波と同じプレート間地震、三陸沖の余震は日本海溝の東側で発生したアウターライズ地震である。これら波源、震源等の位置関係を図5-8に示す。

一般に規模の大きなプレート間地震は、過去に発生した規模の大きなプレート間地震の震源域で繰り返し発生する。また、3.11地震の強震動生成域も過去に発生した規模の大きなプレート間地震の発生位置と対応していることが指摘されている〔例えば入倉(2012)〕。従って、基準津波の波源が活動した場合の規模の大きな余震の発生位置は3.11地震における岩手県沖や茨城県沖等の例と類似すると考えられるが、これら余震位置と敷地との距離を踏まえ、また、M8.1の余震の震源域の拡がりを考慮し、保守的に3.11型地震の敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)とその南側に位置するSMGA4の中間に設定する(図5-8)。

(6) 余震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動を評価する。余震の規模は「(4)余震の規模の設定」のとおりM8.1とし、震源位置は「(5)余震の震源位置の設定」のとおり、3.11型地震の敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)とその南側に位置するSMGA4の中間とする。設定した余震の地震諸元を表5-2に示す。

なお、3.11型地震では、敷地に対して敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)の影響が最も大きく、ほぼ全体の地震動レベルを決定している。

上記に基づき、基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動評価をNoda et al. (2002)により行う。評価結果を図5-9に示す。

同図より、評価結果は、弾性設計用地震動 S_d-D2 を下回ることが確認される。

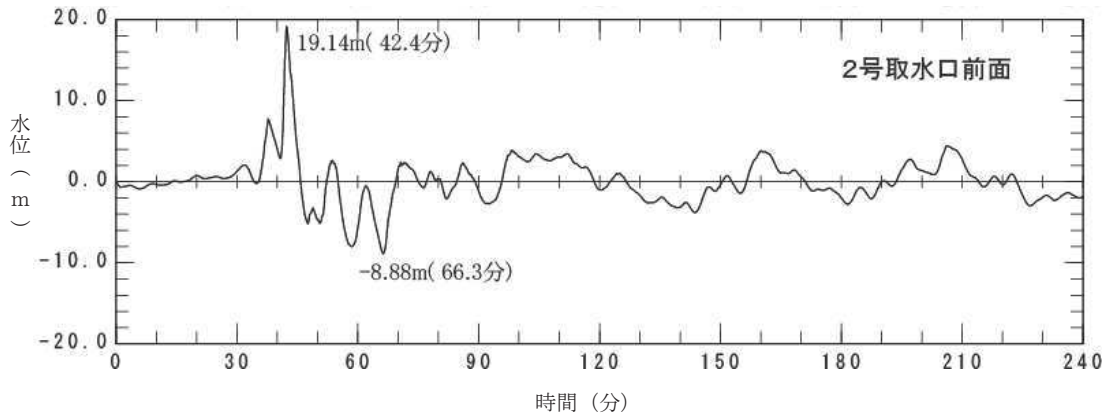


図 5-5 基準津波の 2 号炉取水口前面位置における時刻歴波形

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	
			規模 M0 (気象庁マグニチュード M)	規模 M1 (気象庁マグニチュード M)	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

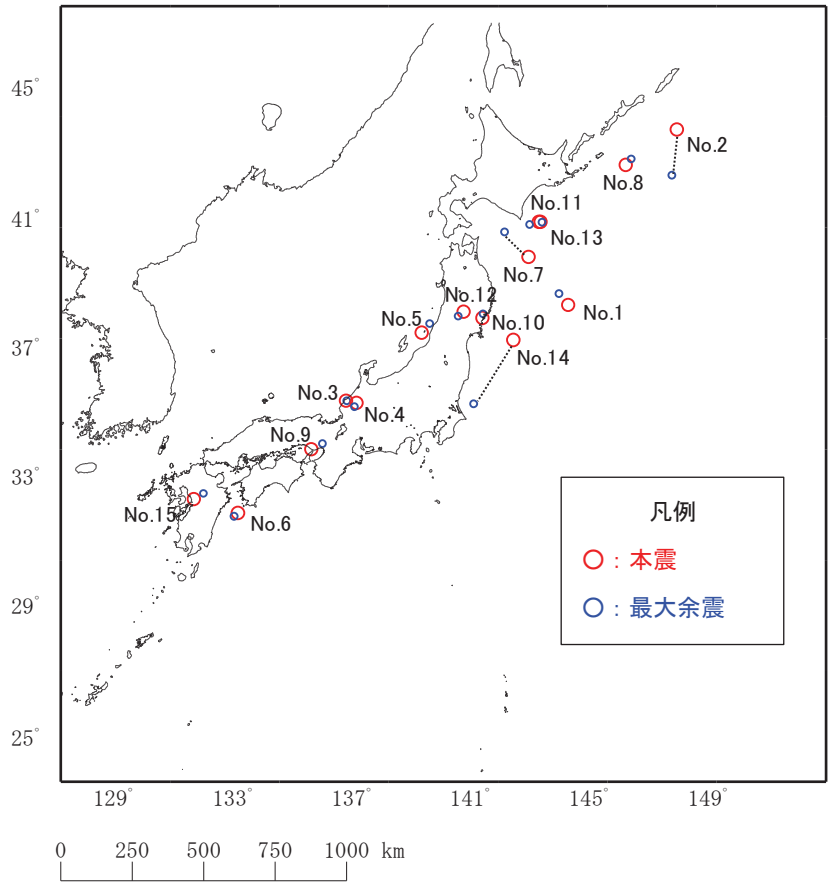


図 5-6 余震の規模の評価に用いた地震の震央分布

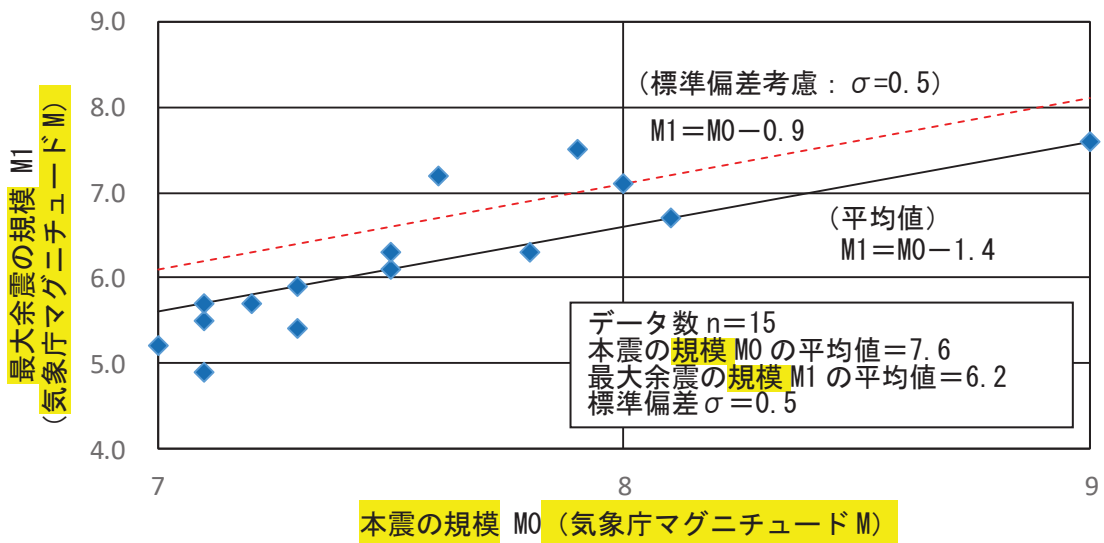


図 5-7 本震と最大余震の関係 ($M_7.0$ 以上)

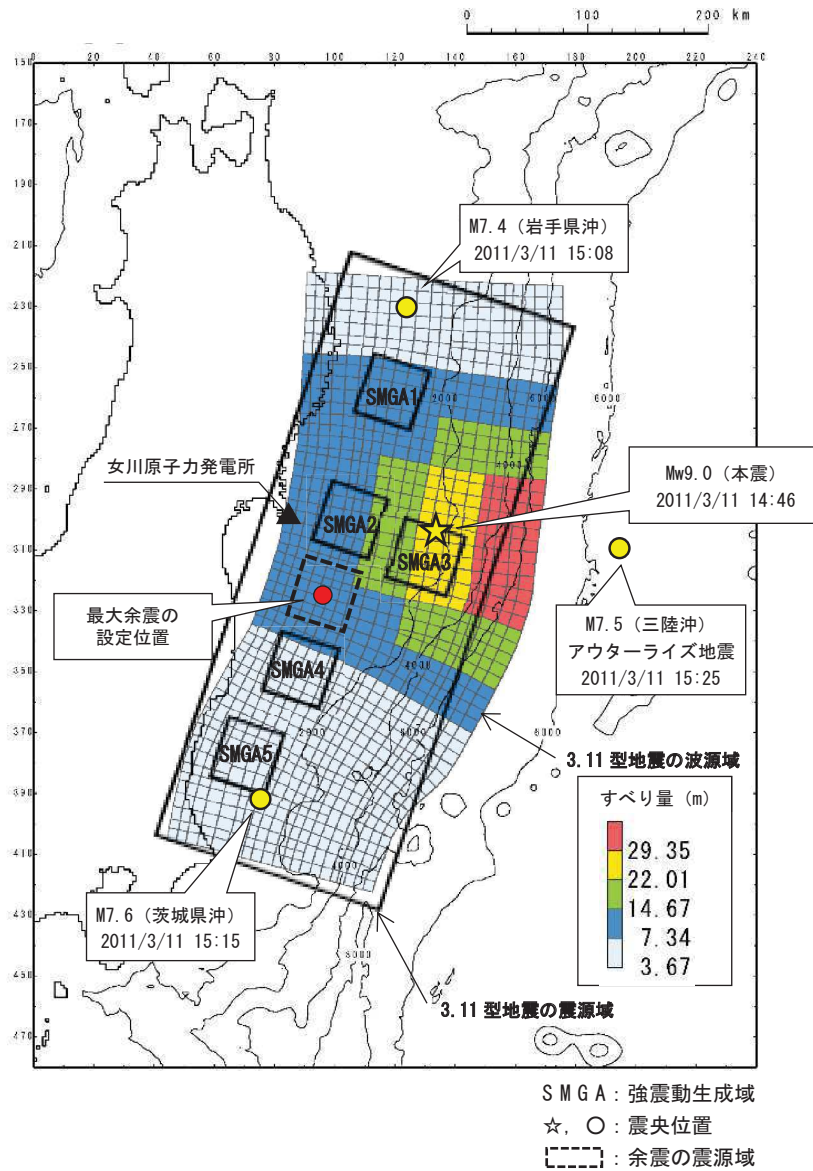


図 5-8 3.11 型地震の波源域と震源域及び余震の発生位置

表 5-2 設定した余震の震源諸元

項目	設定値
本震の規模 (Mw)	9.0
余震の規模 (M)	8.1
等価震源距離 [Xeq] (km)	99

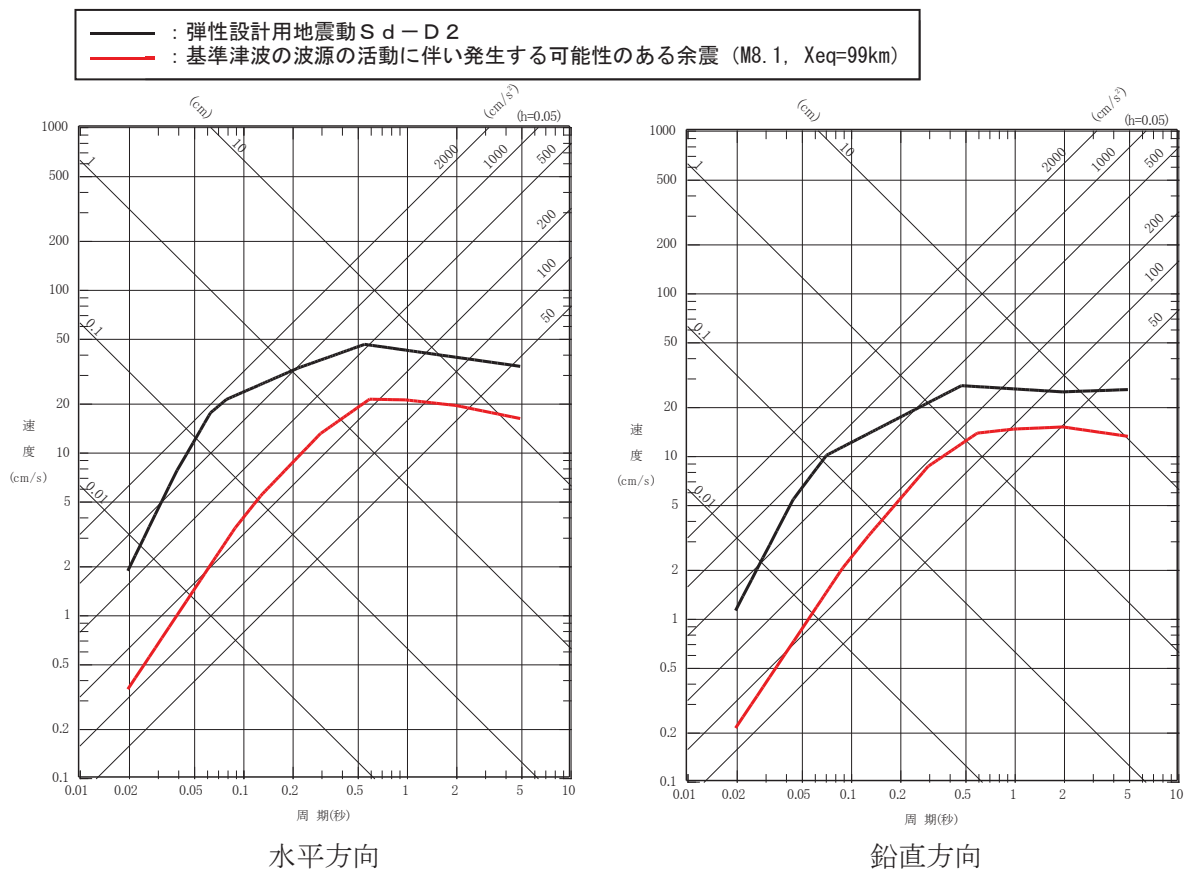


図 5-9 設定した余震と弾性設計用地震動 S d - D 2 との比較

(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、「(3) 検討方針」のとおり、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の規模、発生位置を検討する。図 5-3 に示された 3.11 地震の発生による誘発地震のうち、本震発生からもっと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 5-5 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 5-10 及び表 5-3 に示す。地震動評価は Noda et al. (2002) により行う。その際、基準地震動策定における内陸地殻内地震の評価と同様、保守的に内陸地殻内地震の補正係数(低減係数)は考慮しない。

なお、地震動評価の諸元は設置変更許可申請内容に基づき設定しているが、念のため、規模の小さな短い活断層の地震規模を入倉(2007)等に基づき M7.0 に仮定した場合の影響検討(敷地に最も近い f-13 断層で代表)も併せて示す。

評価結果を図 5-11 に示す。同図より、評価結果は弾性設計用地震動 S_{d-D2} を下回る事が確認される。

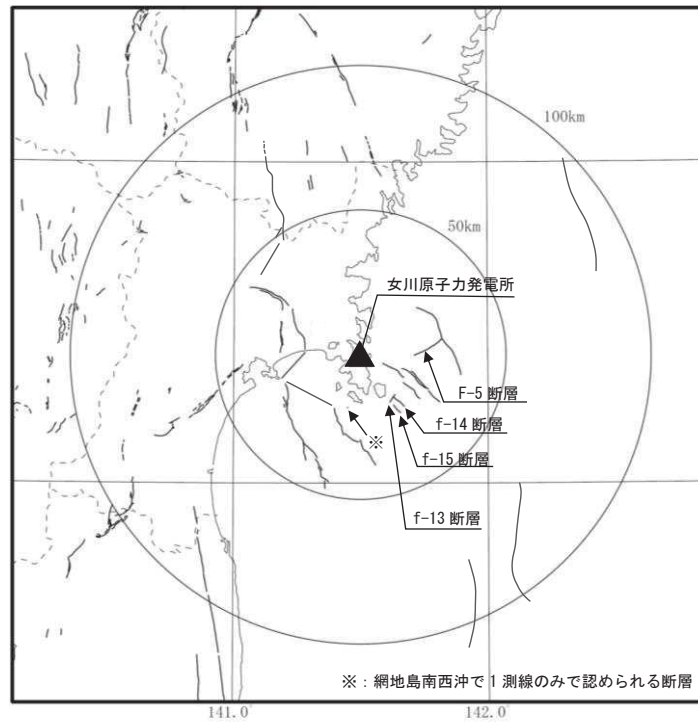


図 5-10 誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布

表 5-3 設定した誘発地震の諸元

断層名	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

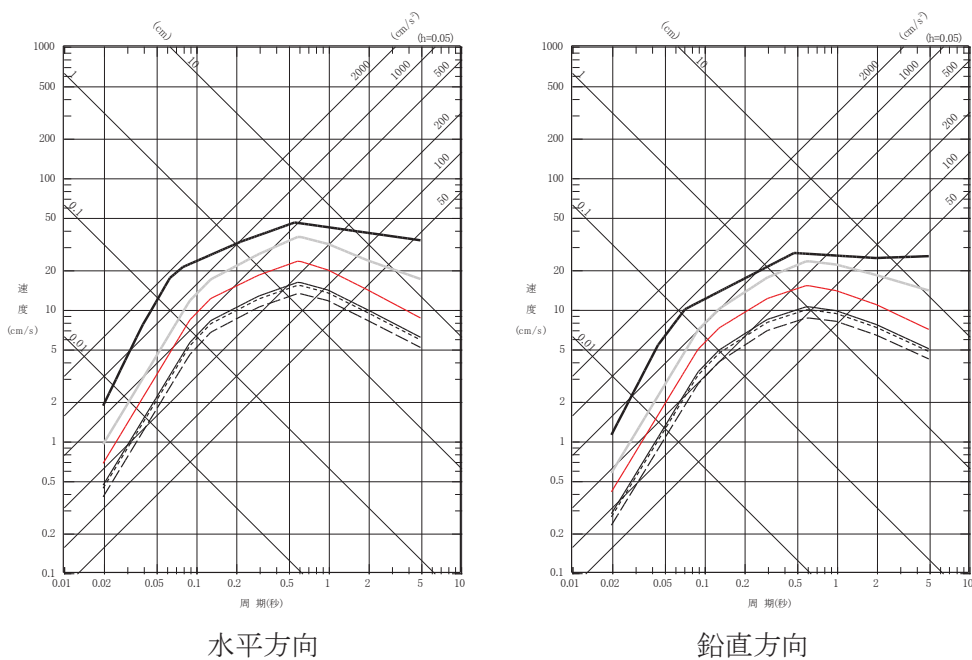
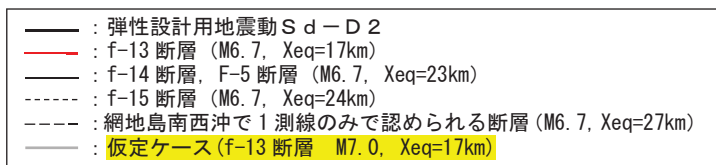


図 5-11 規模の小さな短い活断層による地震と弾性設計用地震動 S d - D 2 との比較

(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 S d - D 2 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 S s と津波

基準地震動 S s として選定している震源は図 5-12 に示す 3.11 型地震及び 2011 年 4 月 7 日宮城県沖型地震（以下、「4.7 型地震」という。）である。これらの震源については、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、「(1) 基準地震動 S s の震源と津波の波源が同一の場合」と「(2) 基準地震動 S s の震源と津波の波源が異なる場合」とに分けて詳細を検討した結果を示す。

(1) 基準地震動 S s の震源と津波の波源が同一の場合

3.11 型地震、4.7 型地震に伴う地震動及び津波の水位変動量が敷地に到達する時間は図 5-13 に示すとおりである。

3.11 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、同時帯における津波の水位変動量は概ね 0m である。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 S s 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、4.7 型地震に伴う津波については、地震の発生機構（沈み込んだ海洋プレート内地震、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。

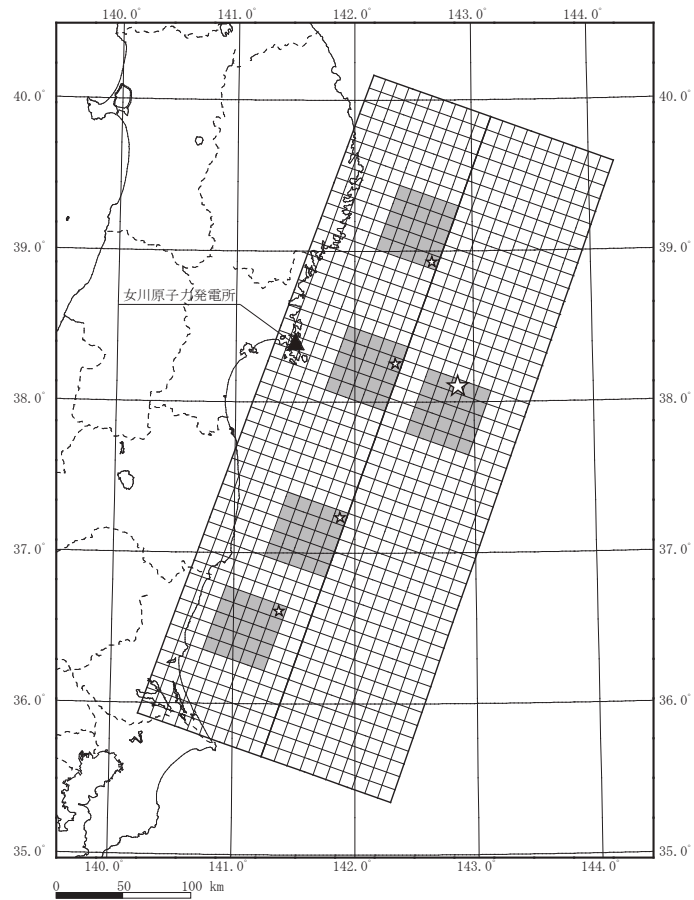
(2) 基準地震動 S s の震源と津波の波源が異なる場合

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、津波地震と海洋プレート内地震（アウターライズ地震）がある（図 5-14）。

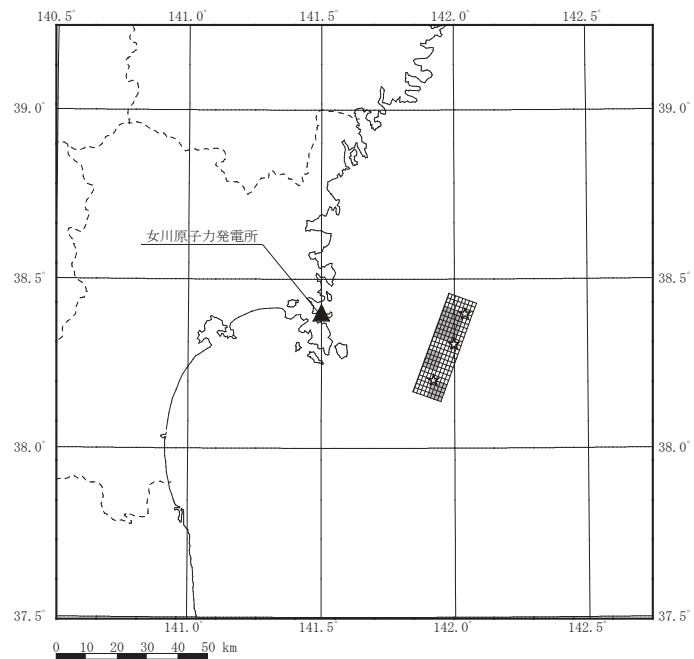
津波地震の波源は 3.11 型地震に含まれるため、基準地震動 S s による地震動が敷地に到達する 2 分以内に、津波が敷地に到達することはない。

また、海洋プレート内地震（アウターライズ地震）の津波波源位置は、3.11 型地震よりも沖合（日本海溝の東側）に位置することから、仮に 3.11 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 S s 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 S s 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。

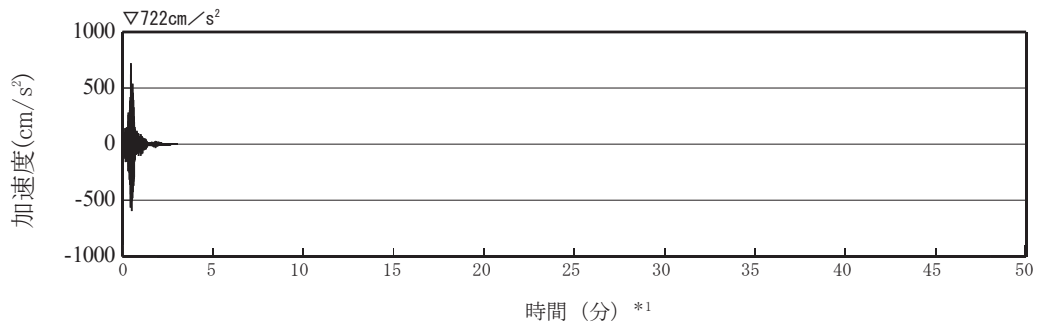


2011年東北地方太平洋沖型地震（基本ケース）

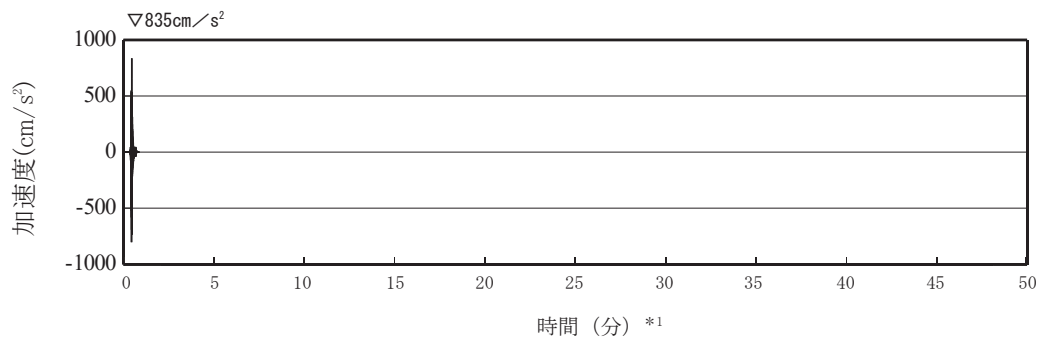


2011年4月7日宮城県沖型地震（基本ケース）

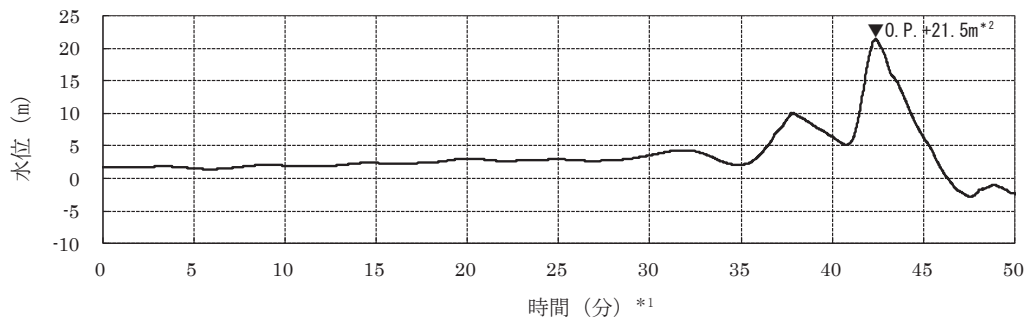
図 5-12 基準地震動の震源分布



2011年東北地方太平洋沖型地震による地震動（基準地震動S_s-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S_s-F3，水平方向）



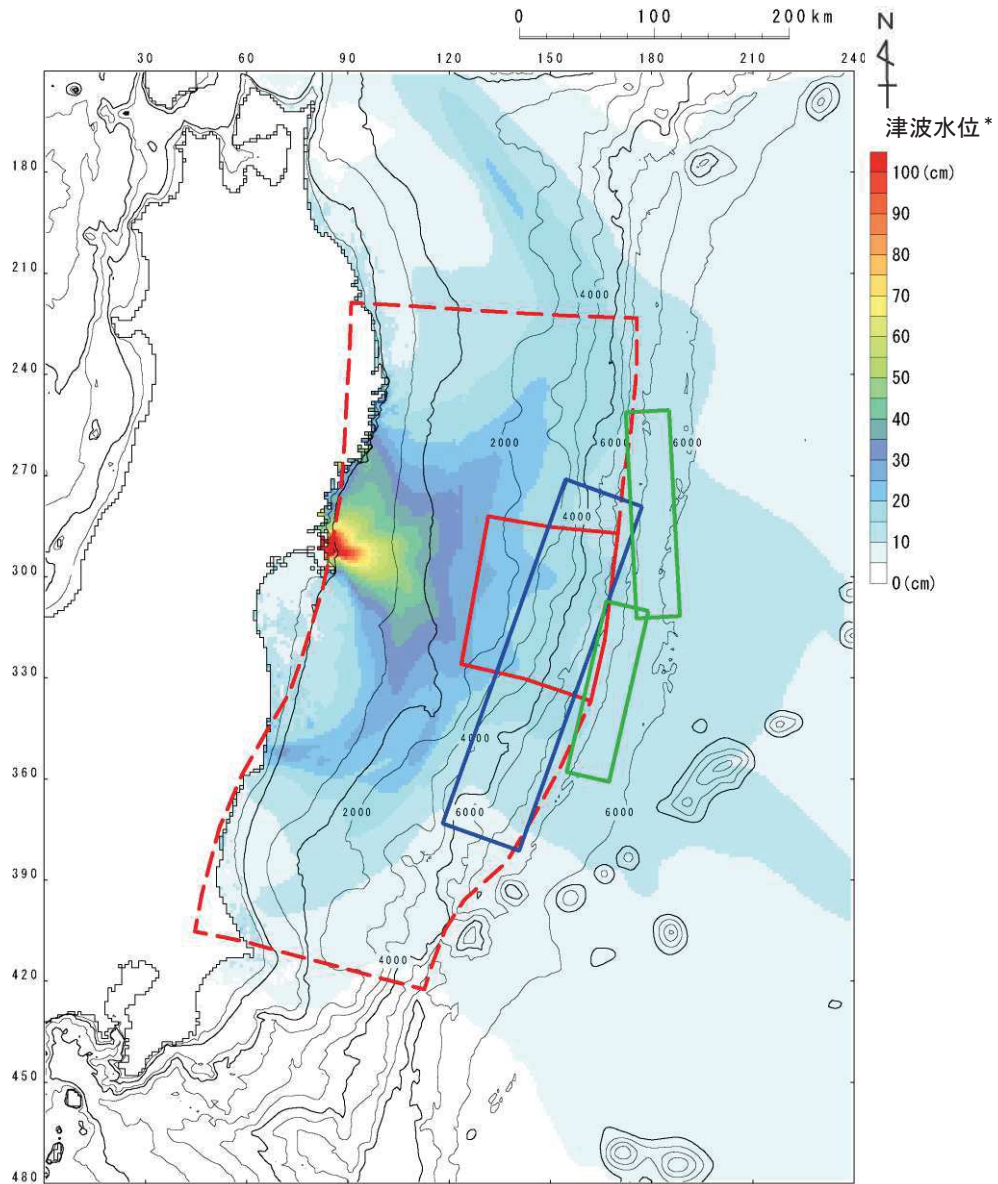
2011年東北地方太平洋沖型地震による津波（2号炉取水口前面における水位時刻歴波形）

*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 5-13 地震動と津波の敷地への到達時間の比較

- : 2011年東北地方太平洋沖型地震
- : 津波地震
- : 海洋プレート内地震 (アウターライズ地震)



* : 発電所を津波波源 (半径 2 km 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 5-14 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：地震の基礎知識とその観測，
<https://www.hinet.bosai.go.jp/about_earthquake/>
- 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
- 東京大学地震研究所：地震・火山情報，2011年3月 東北地方太平洋沖地震，
<http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/TOPICS_OLD/outreach/eqvolc/201103_tohoku/>
- 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.
- 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
- 入倉 孝次郎 (2012)：海溝型巨大地震の強震動予測のための震源モデルの構築，第40回地盤震動
シンポジウム
- 入倉 孝次郎 (2007)：原子力発電所の耐震設計のための基準地震動，日本地震工学会第5号

余震の規模の設定のための本震と余震の規模の関係について

本震と最大余震の規模の差については、本震の規模に依存しないことが知られている〔古本(2005)〕。例えば宇津(1957)では、日本で発生した地震について、本震、最大余震の規模の差と本震の規模の関係を図1のとおり示し、両者の関係は低いことを指摘している。

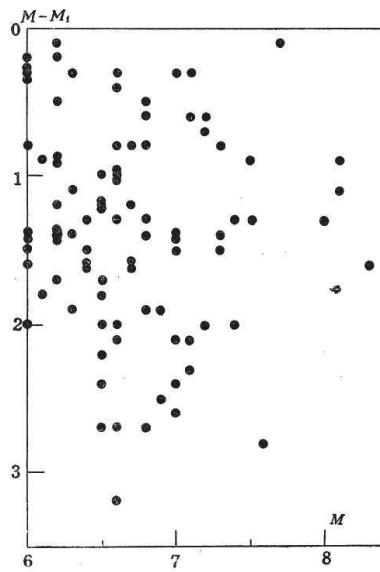
したがって、本震の規模を M_0 、最大余震の規模を M_1 、両者の差を D_1 とすれば、 D_1 は本震の規模に依存しない定数になることから、最大余震の規模 M_1 は下記の1次式で表現できる。

$$M_1 = M_0 - D_1$$

最大余震の規模 M_1 の評価式は、上式を当てはめた回帰分析により D_1 を求めることで得られる(図2)。このように、最大余震の規模 M_1 の評価式は、地震学的知見を踏まえた上で定式化した。

ここからは、データの少ない気象庁マグニチュード $M_8.0$ 以上の地震も含めて1次式で回帰することの妥当性について、海外の巨大地震データで補って検討した。検討に用いた地震は、図2のデータのうち本震及び最大余震のモーメントマグニチュード M_w が得られている地震と、海外の巨大地震のうち本震発生と最大余震の発生間隔が概ね12時間以内の地震である。これら地震の諸元を表1に、また、本震の規模と最大余震の規模の関係を図3に示す。同図から、本震の規模が $M_8.0$ 以上の地震についても、最大余震の規模は概ね1次式で表現できる関係にあることがわかる。

以上のことから、最大余震の規模の評価に際して、地震学的知見に基づいて1次式を用いることが妥当であることを確認した。さらに、最大余震の規模は、標準偏差を考慮することで保守的な設定となるよう配慮している。その上で、余震荷重としては最大余震の応答スペクトルを上回る弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を考慮している。



横軸：本震の規模
縦軸：本震，最大余震の規模の差

Fig. 3. Relation between magnitude of main-shock M and magnitude of the largest aftershock M_1

図1 本震，最大余震の規模の差と本震の規模の関係 [宇津（1957）に一部加筆]

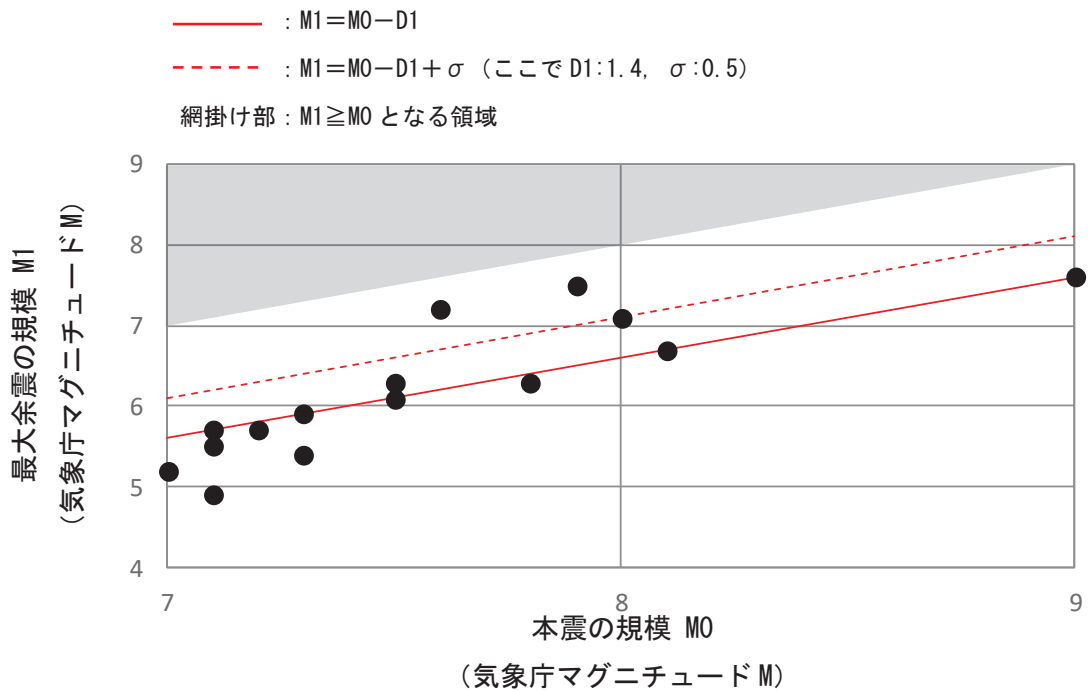
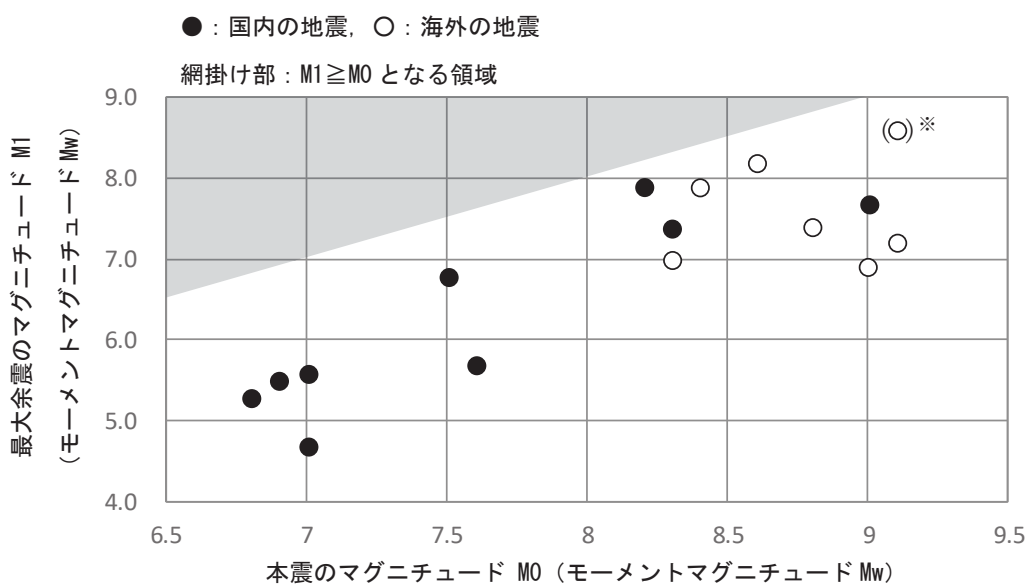


図2 本検討における本震の規模と最大余震の規模の関係

表 1 過去の地震における本震と最大余震の関係

No.	発生日月日	震源	本震	最大余震	
			規模 M0 (モーメントマグニ チュード Mw)	規模 M1 (モーメントマグニ チュード Mw)	本震との 時間間隔
1	1952/11/ 4	off the east coast of the Kamchatka Peninsula, Russia	9.0	6.9	0.2 日
2	1964/ 6/16	新潟地震	7.6	5.7	0.0 日
3	1968/ 4/ 1	日向灘地震	7.5	6.8	0.3 日
4	1968/ 5/16	十勝沖地震	8.2	7.9	0.4 日
5	2003/ 5/26	宮城県沖	7.0	4.7	0.3 日
6	2003/ 9/26	十勝沖地震	8.3	7.4	0.0 日
7	2004/12/26	off the west coast of northern Sumatra	9.1	7.2	0.1 日
8	2007/ 9/12	southern Sumatra, Indonesia	8.4	7.9	0.5 日
9	2008/ 6/14	岩手・宮城内陸地震	6.9	5.5	0.0 日
10	2008/ 9/11	十勝沖	6.8	5.3	0.0 日
11	2010/ 2/27	offshore Bio-Bio, Chile	8.8	7.4	0.1 日
12	2011/ 3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.7	0.0 日
13	2012/ 4/11	off the west coast of northern Sumatra	8.6	8.2	0.1 日
14	2015/ 9/16	48km W of Illapel, Chile	8.3	7.0	0.0 日
15	2016/ 4/16	熊本地震	7.0	5.6	0.1 日

検討に用いる地震は、図 2 のデータのうち、本震及び最大余震の Mw が得られている地震と、海外の巨大地震のうち、本震発生と最大余震の発生間隔が概ね 12 時間以内の地震である。Mw は、気象庁、アメリカ地質調査所、防災科学技術研究所が公表している値を参照している。



※ : 2004 年スマトラ島沖地震 (Mw9.1) の震源域付近では 2005 年に Mw8.6, 2007 年に Mw8.4, 2012 年に Mw8.6 の地震が発生しているが、Mw9 クラスの巨大地震の影響は長期間にわたると予想されることから、これらの地震も余震として扱うことが考えられる。また、Mw9 クラスの地震に対するデータは少ないことから、本震発生からの経過時間の制約 (12 時間以内) を外し、最も規模の大きい Mw8.6 の地震 (表 1 の No. 13) を 2004 年スマトラ島沖地震 (Mw9.1) の最大余震とした場合を参考で示した。

図 3 国内外の本震の規模と最大余震の規模の関係

〔参考文献〕

- 古本 宗充 (2005) : 本震と最大余震のマグニチュード差と地殻熱流量, 地震第2輯, 第58巻, 3号, pp. 221-224
- 宇津 徳治 (1957) : 地震のマグニチュードと余震の起こりかた, 地震第2輯, 第10巻, 1号, pp. 35-45

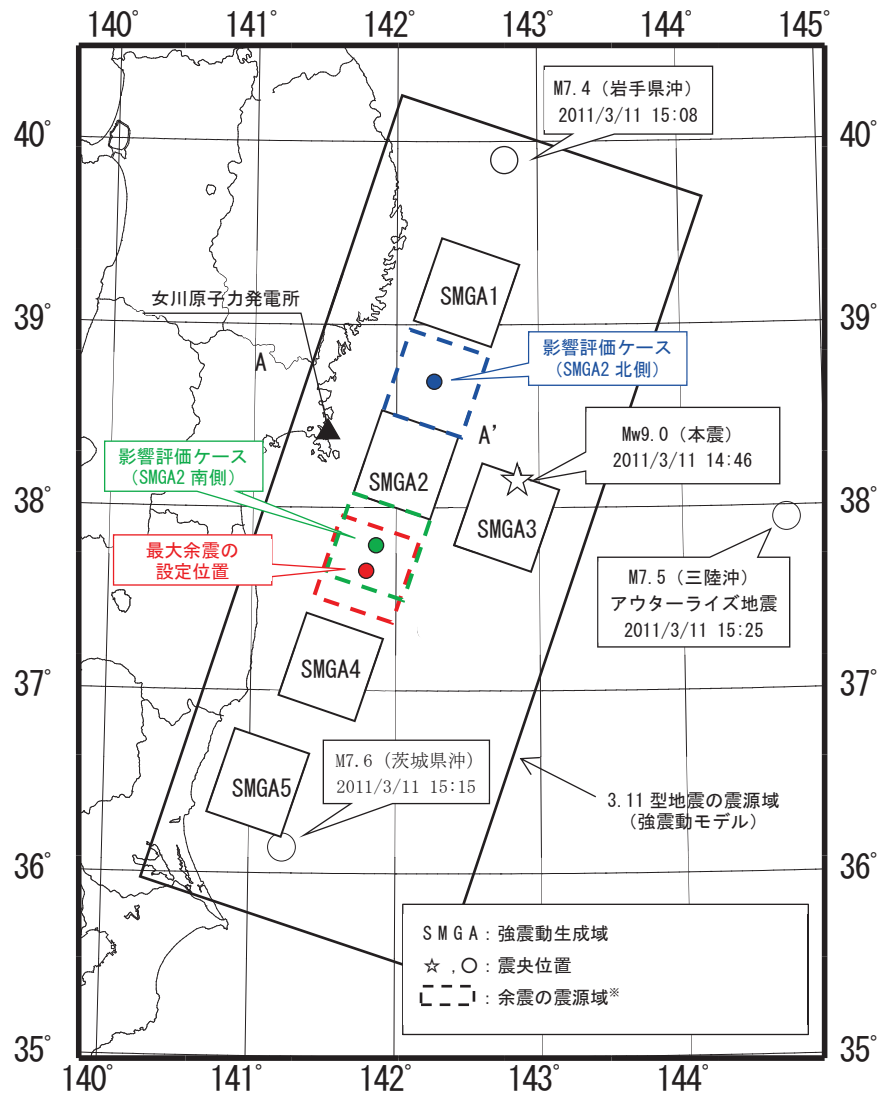
余震の設定位置についての補足検討

余震の設定位置は、3.11型地震に基づく基準津波に伴い発生する余震として、M8.1の余震の震源域の拡がり を考慮し、3.11型地震の敷地前面に位置する強震動生成域(SMGA2)とその南側に位置する SMGA4 の中間に設定した (等価震源距離 $X_{eq}=99\text{km}$)。

この設定位置は、3.11地震の地震発生後12時間以内に発生した気象庁マグニチュードM7.0以上の余震の中で最も敷地に近い位置で発生した岩手県沖の地震の震源(M7.4, $X_{eq}=195\text{km}$)等に比較し保守的な設定である(図1)。

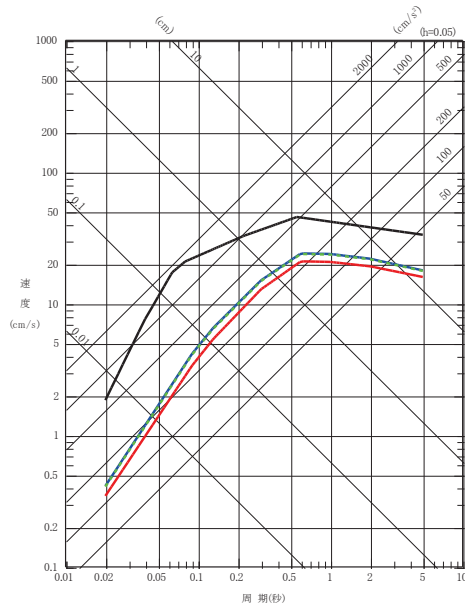
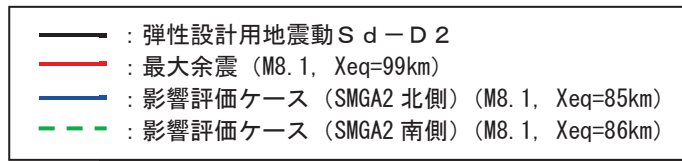
念のための影響評価として、余震の設定位置をより敷地に近付けたケースとして、SMGA2の北側及び南側に接した位置($X_{eq}=85\text{km}$, 86km)に仮定した場合について確認した。

評価結果を図3に示す。評価結果は、弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を下回る。

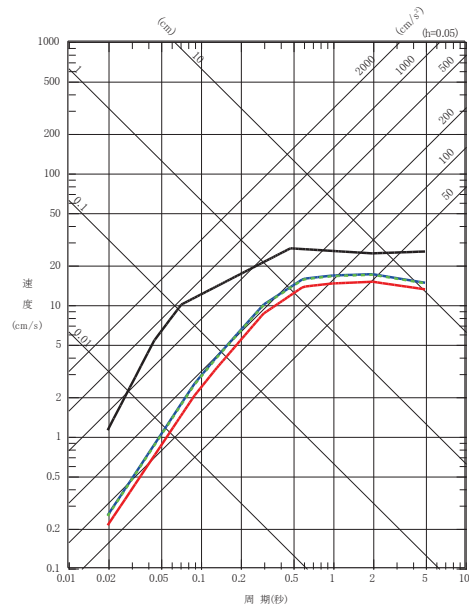


※: 3.11 型地震の SMGA 1 つの地震規模は M8.1, 面積は 2500km² (50km×50km)。余震の規模 M8.1 から, 余震の震源域の面積は 2500km² とした。

図 1 余震の設定位置



水平方向



鉛直方向

図3 設定した余震と弾性設計用地震動 S d - D 2 との比較

[参考文献]

- Igarashi, T., Matsuzawa, T., Umino, N. and Hasegawa, A. (2001) : Spatial distribution of focal mechanisms for interplate and intraplate earthquakes associated with the subducting Pacific plate beneath the northeastern Japan arc : A triple-planed deep seismic zone. J. Geophys. Res., 106, 2177-2191.

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。

各施設の配置図を図5.4-1に示す。また、各施設に用いる津波波圧の適用算定式選定フローを図5.4-2に、選定結果を表5.4-1に示す。

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。

*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

*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)

*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)

*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)

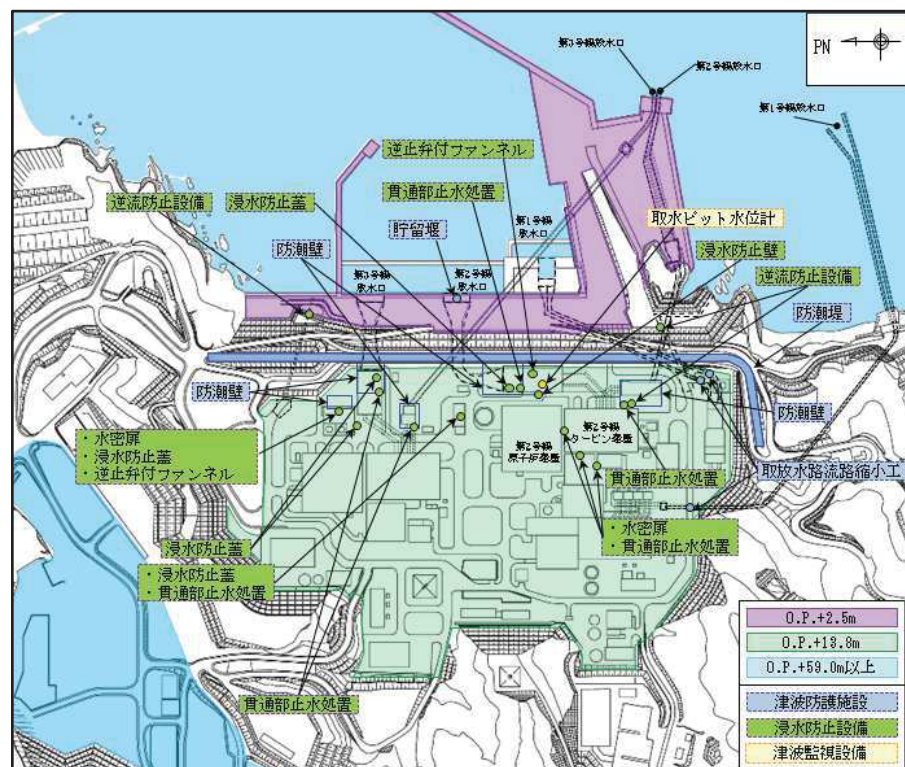


図 5.4-1 評価対象施設の配置図

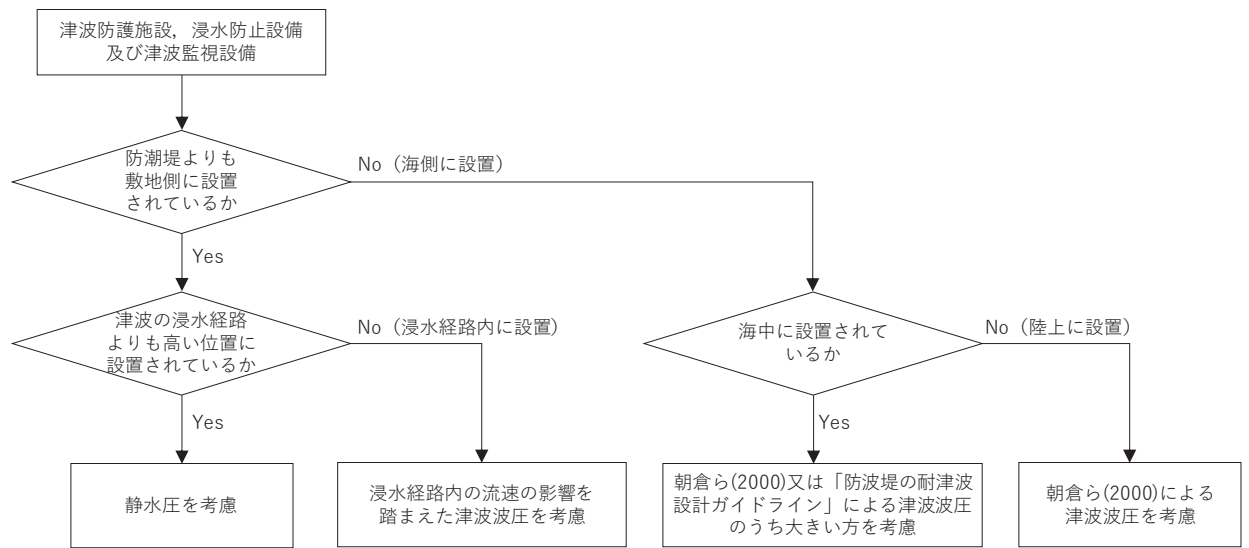


図 5.4-2 津波波圧の適用算定式選定フロー

表 5.4-1 津波波圧の適用算定式の選定結果

施設名称		設置位置	設置箇所 (設置高さ)	適用算定式
津波 防護 施設	防潮堤	海側	陸上	朝倉ら(2000)
	防潮壁	敷地側	経路より上方	静水圧
	取放水路流路縮小工	敷地側	経路内	「港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007 年版」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)
	貯留堰	海側	海中	朝倉ら(2000)又は「防波堤の耐津波設計ガイドライン」
浸水 防止 設備	屋外排水路逆流防止設備	海側	陸上	朝倉ら(2000)
	補機冷却海水系放水路 逆流防止設備	敷地側	経路より上方	静水圧
	水密扉	敷地側	経路より上方	静水圧
	浸水防止蓋	敷地側	経路より上方	静水圧*
	浸水防止壁	敷地側	経路より上方	静水圧
	逆止弁付きファンネル	敷地側	経路より上方	静水圧*
	貫通部止水処置	敷地側	経路より上方	静水圧
津波 監視 設備	取水ピット水位計	敷地側	経路より上方	静水圧*

* : 鉛直上向き方向に津波が作用する施設については, 突き上げ津波荷重を考慮する。

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。

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

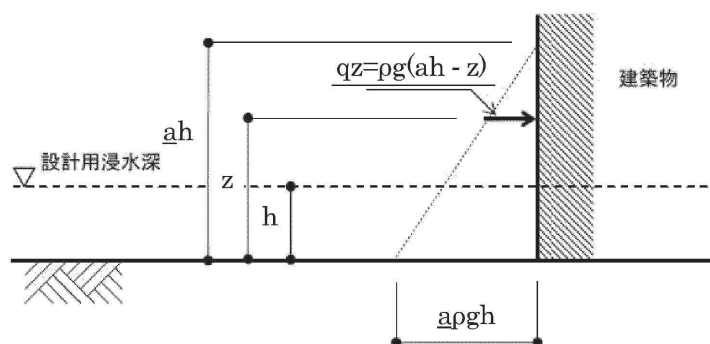
q_z : 構造設計用の進行方向の津波波圧 (kN/m²)

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）

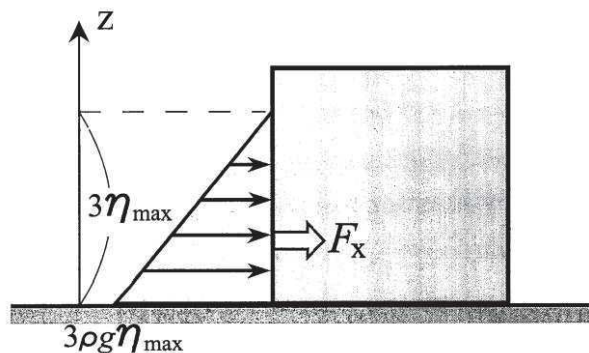
文献 b. に基づく。ただし、津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や、海岸等から 500m 以上離れている場合において、水深係数は 3 以下にできるとしている。

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。

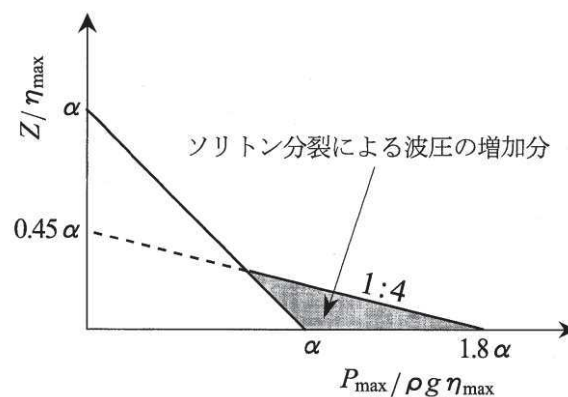
その結果，非分裂波の場合，フルード数が 1.5 以上では構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率） α は最大で 3.0 となることが示されている。

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

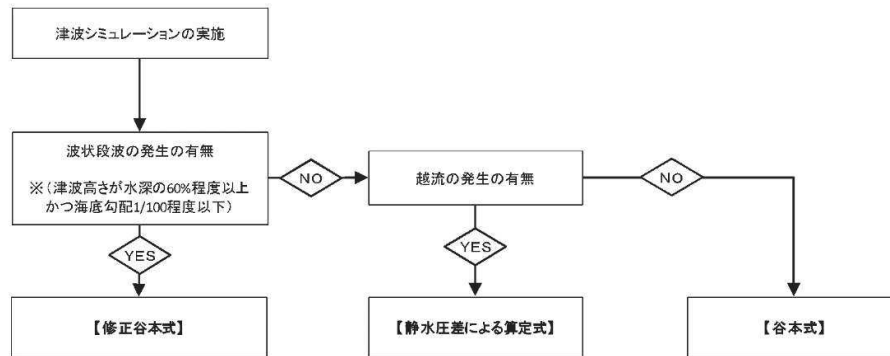


「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会」より

図 5.4.1-3 分裂波における無次元最大波圧分布

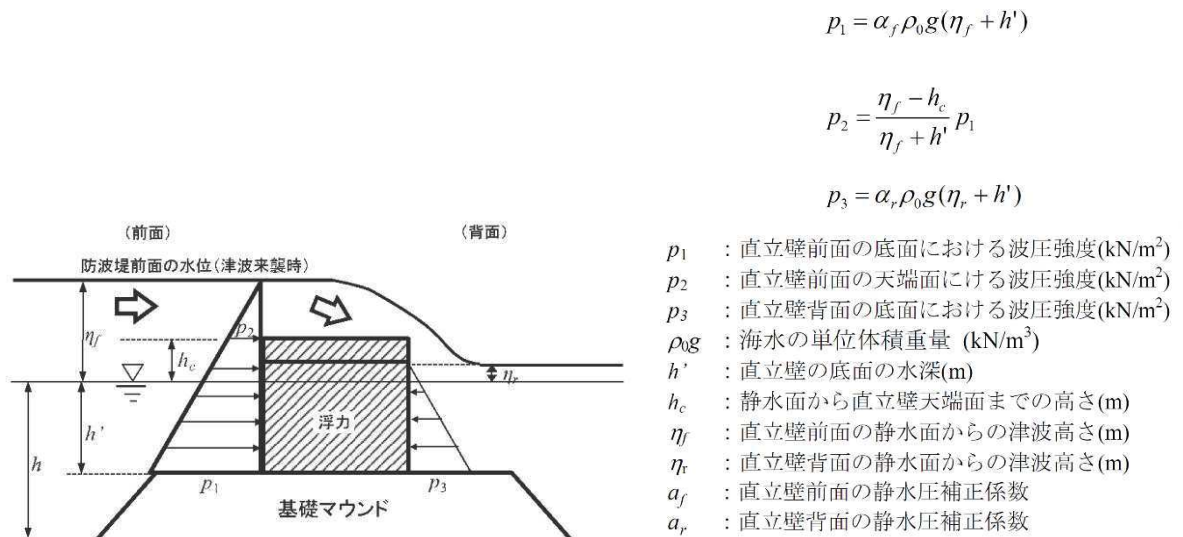
e. 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

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。

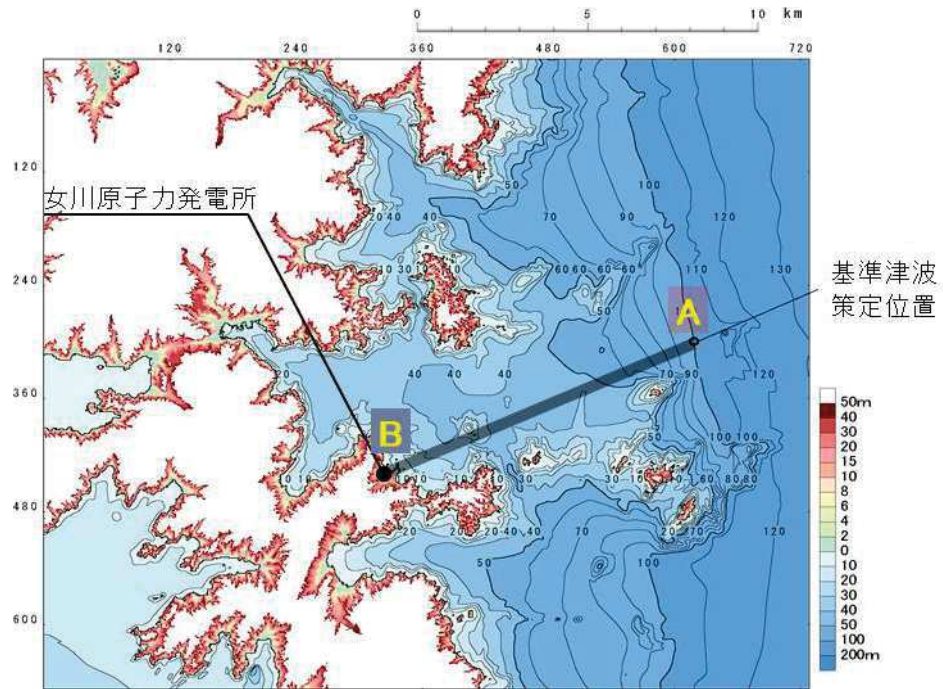


図5.4.2.1-1 女川原子力発電所 周辺海底地形図

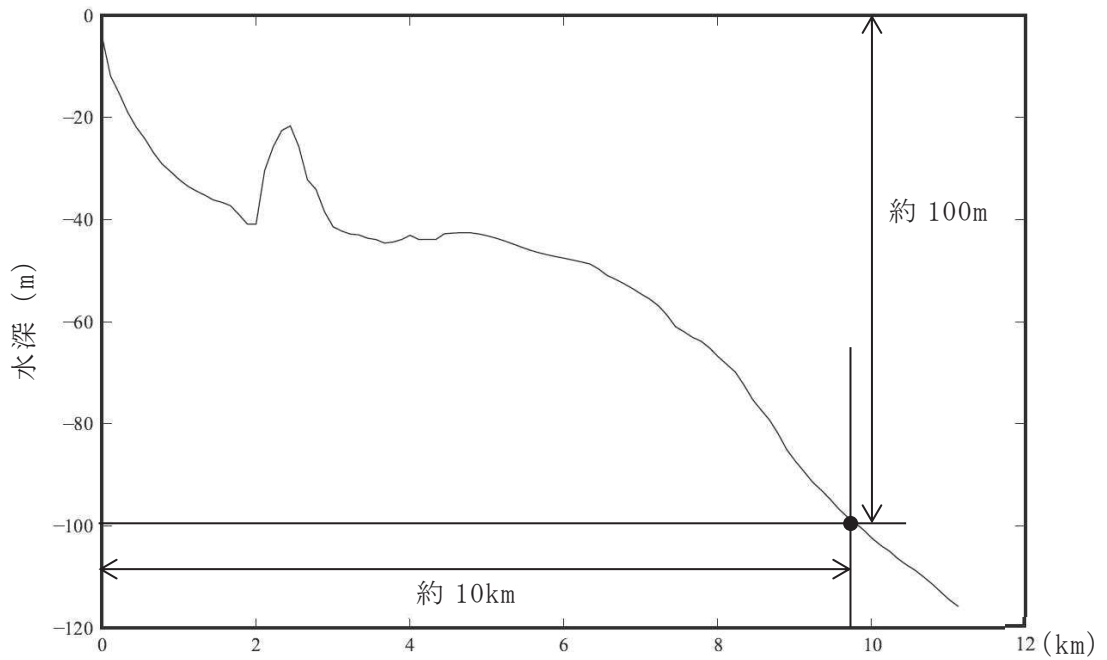


図 5.4.2.1-2 海底地形図 (A-B 縦断)

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。

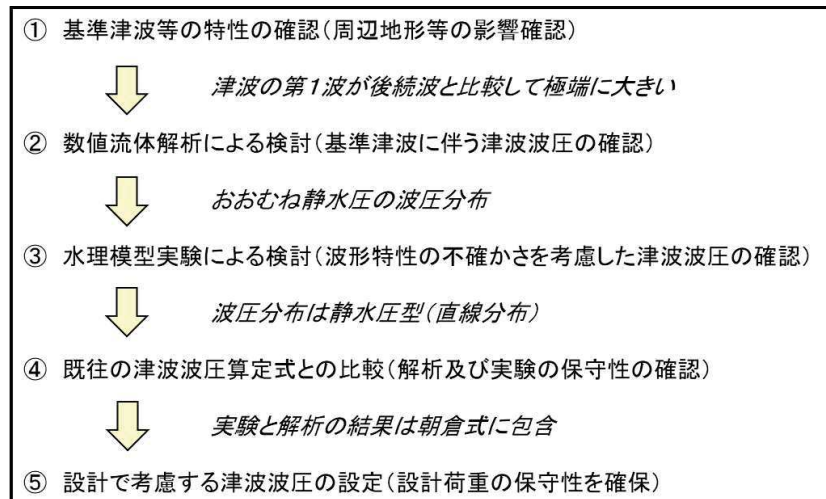


図 5.4.2.2-3 検討概要

(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。

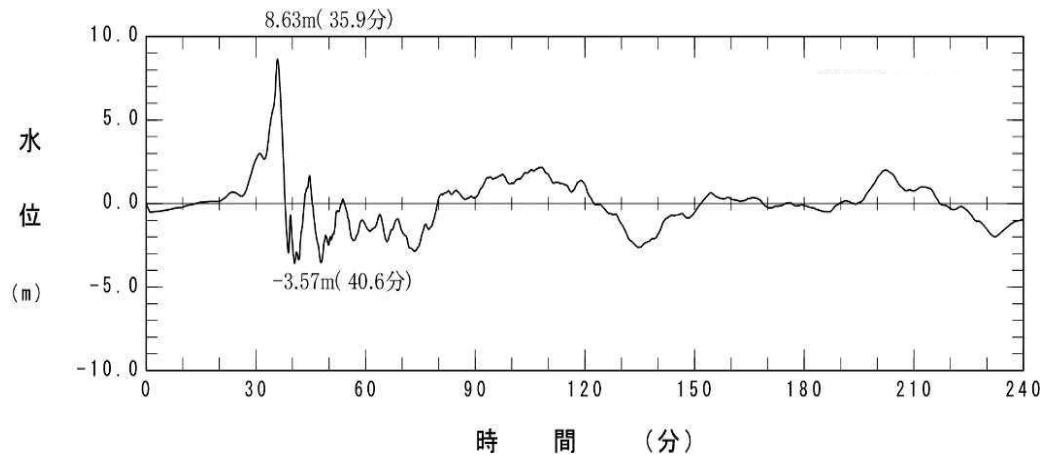
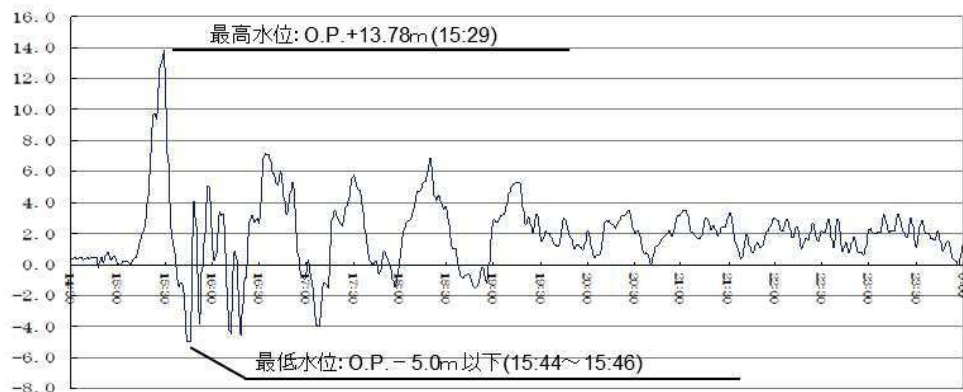
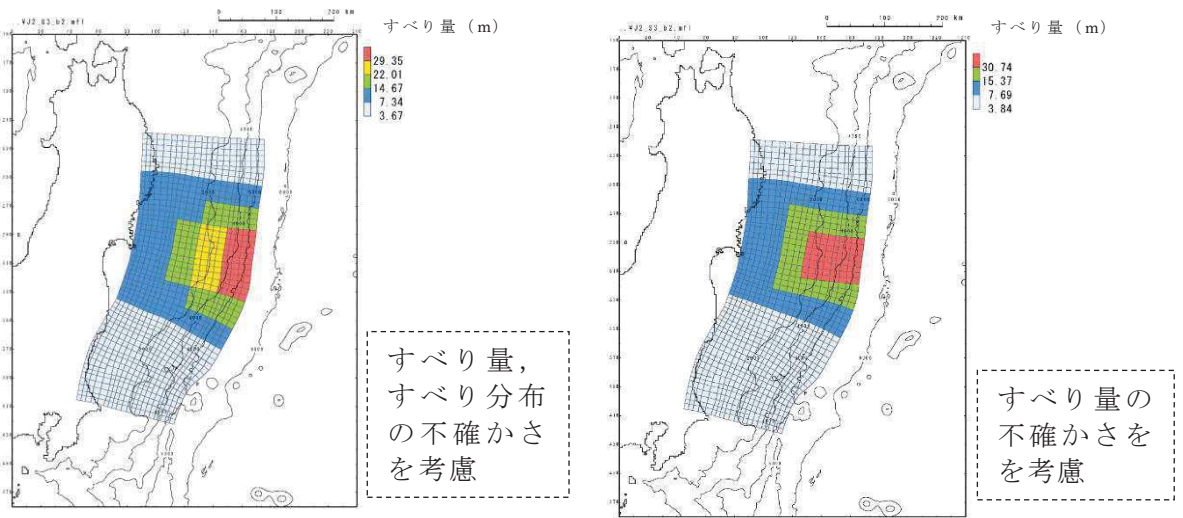


図 5.4.2.2-4 基準津波の時刻歴波形（水位上昇側）



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）

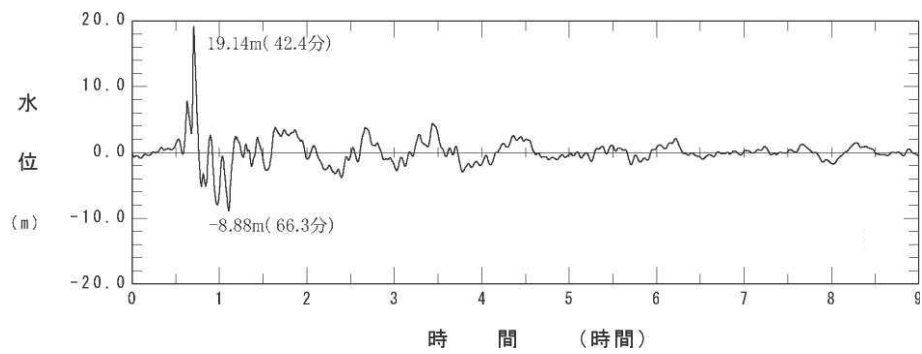


図 5.4.2.2-7 基準津波（水位上昇側）の第2号機取水口前面における水位時刻歴波形

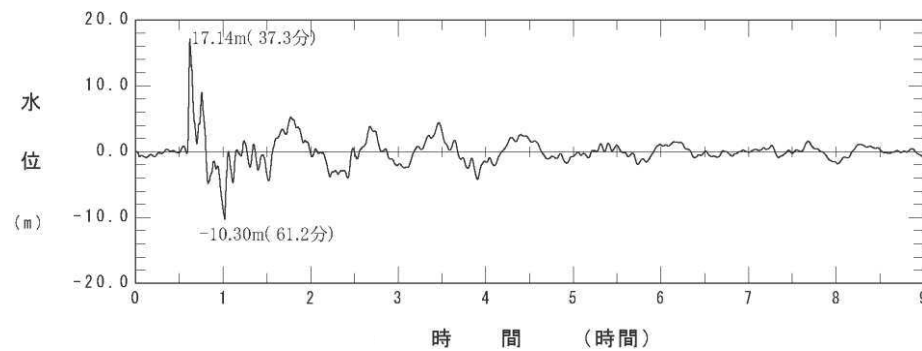


図 5.4.2.2-8 基準津波（水位下降側）の第2号機取水口前面における水位時刻歴波形

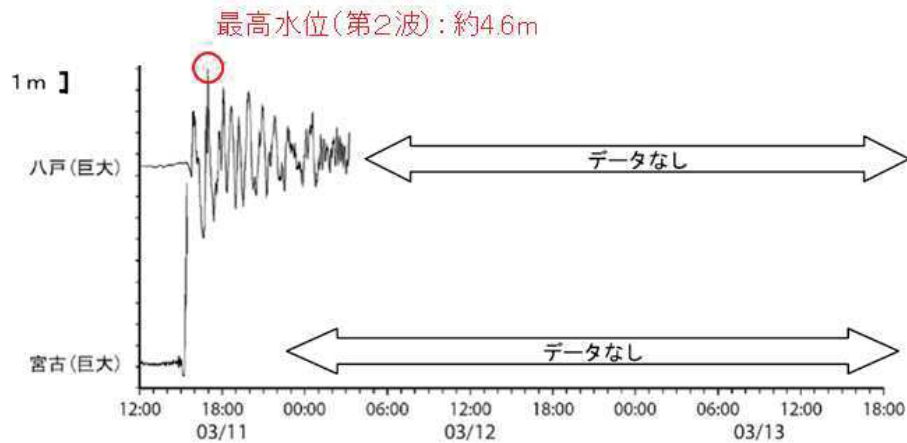


図 5.4.2.2-9 東北地方太平洋沖地震における八戸港の津波観測記録
(気象庁(2011)を一部加筆)

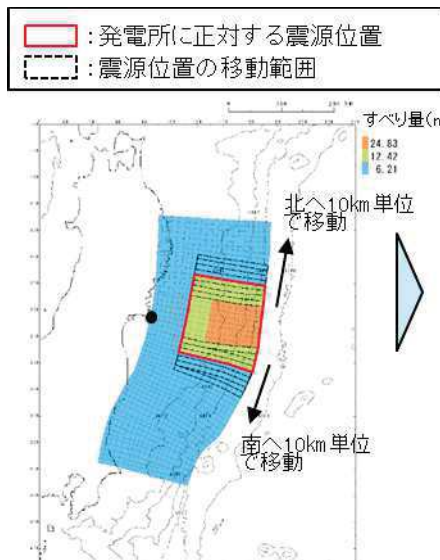


図 5.4.2.2-10 宮城県沖の破壊特性を考慮した特性化モデル
(東北地方太平洋沖型の地震)

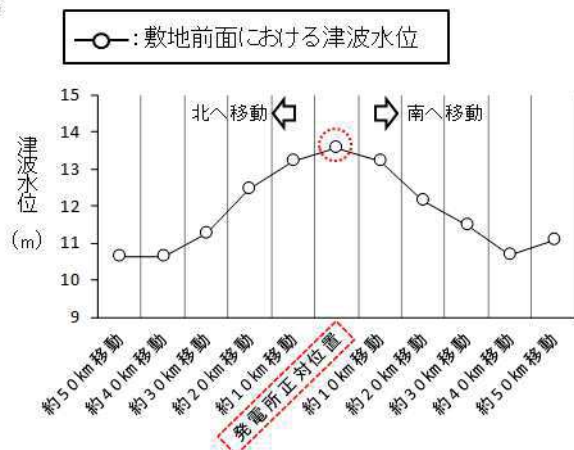


図 5.4.2.2-11 震源位置と津波水位の関係

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。

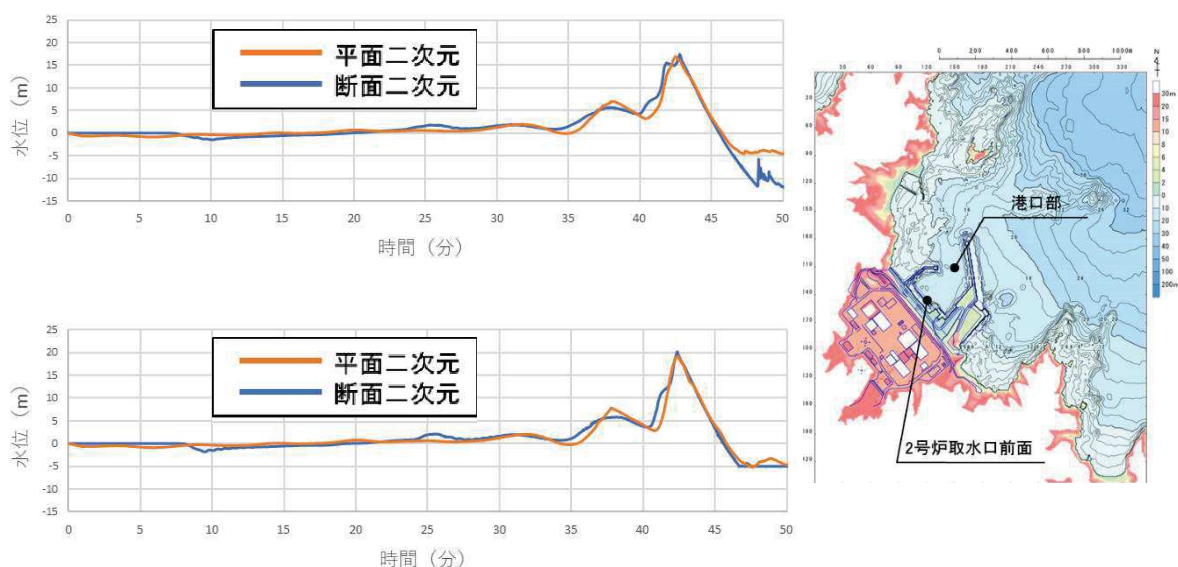


図 5.4.2.2-12 水位時刻歴波形の比較（上段：港口部，下段：第2号機取水口前面）

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。

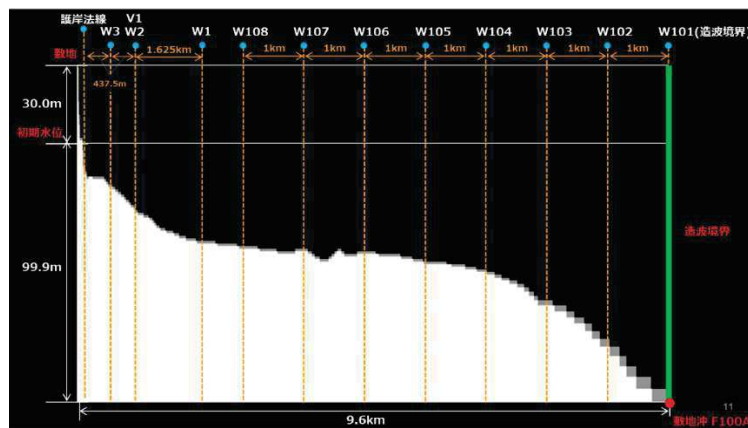
以上を踏まえて、津波の第1波を検討対象として津波防護施設に作用する津波波圧の検討を行うこととし、数値流体解析（断面二次元津波シミュレーション解析）による検討と併せて、波形特性（周期、波高）の不確かさも考慮した水理模型実験による検討を補完的に行う。

(3) 数値流体解析による検討

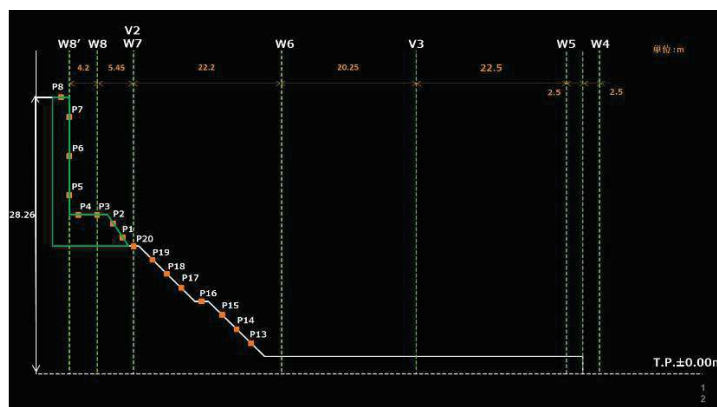
a. 解析条件

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。解析コードの概要については，補足説明資料「補足-900-1 計算機プログラム（解析コード）の概要に係る補足説明資料」に示す。

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。

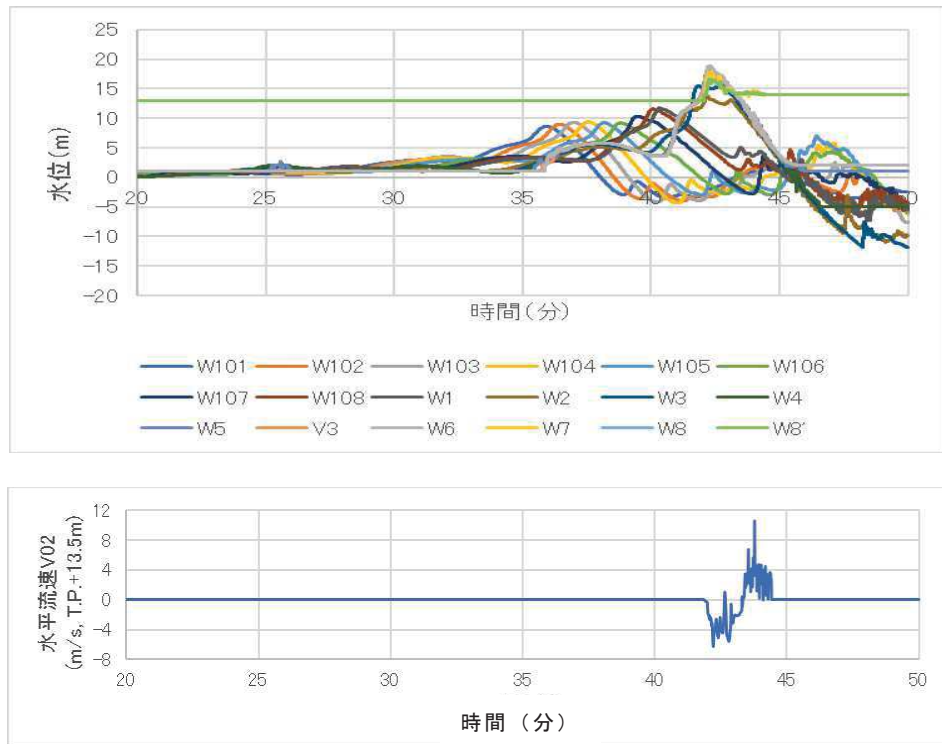


図 5.4.2.2-14 水位・流速の時系列波形（通過波解析）

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。

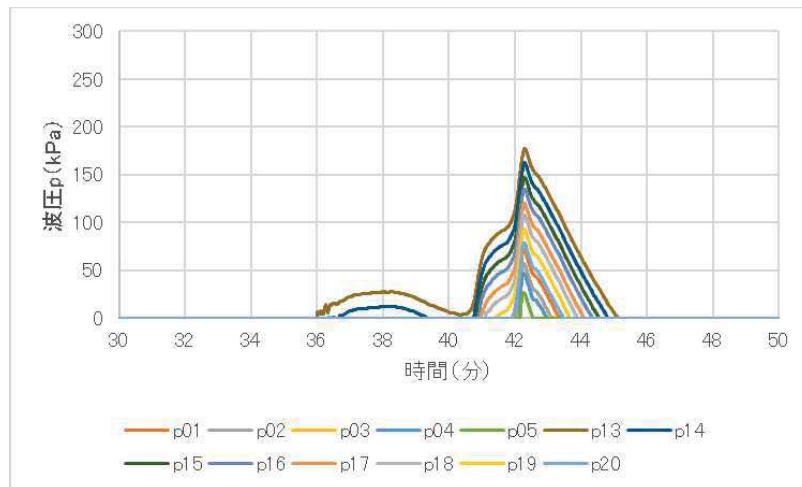


図5.4.2.2-15 波圧の時系列波形

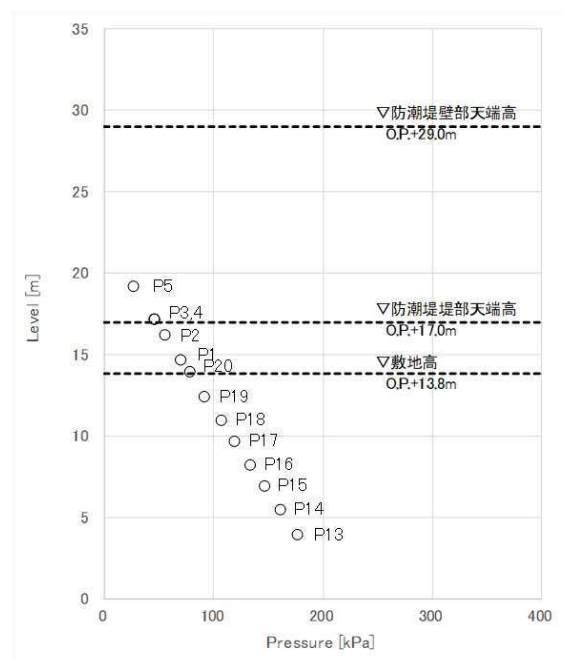


図 5.4.2.2-16 最大波圧分布

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。

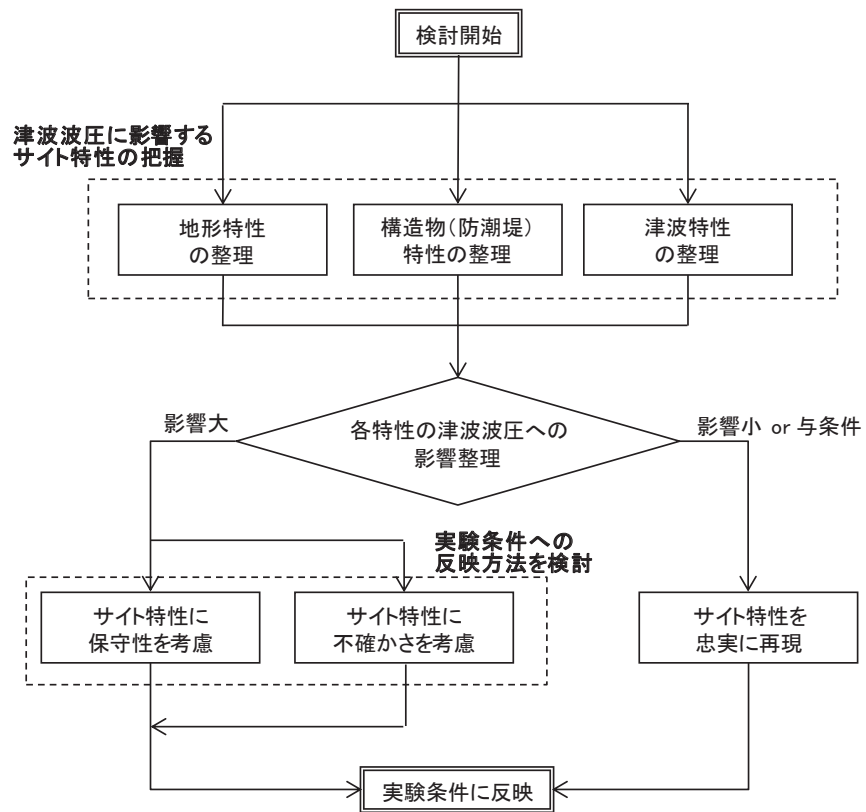


図 5.4.2.2-17 水理模型実験の条件設定フロー

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

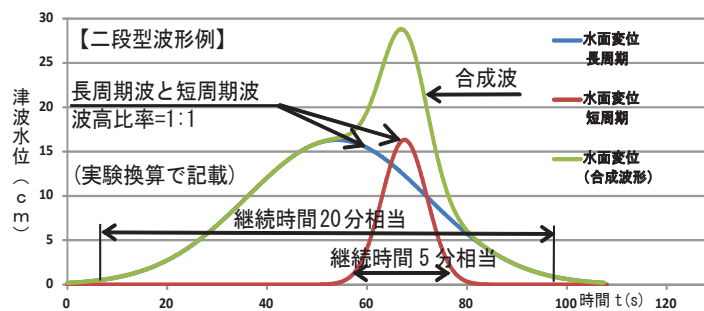


図5.4.2.2-18 波形の概要

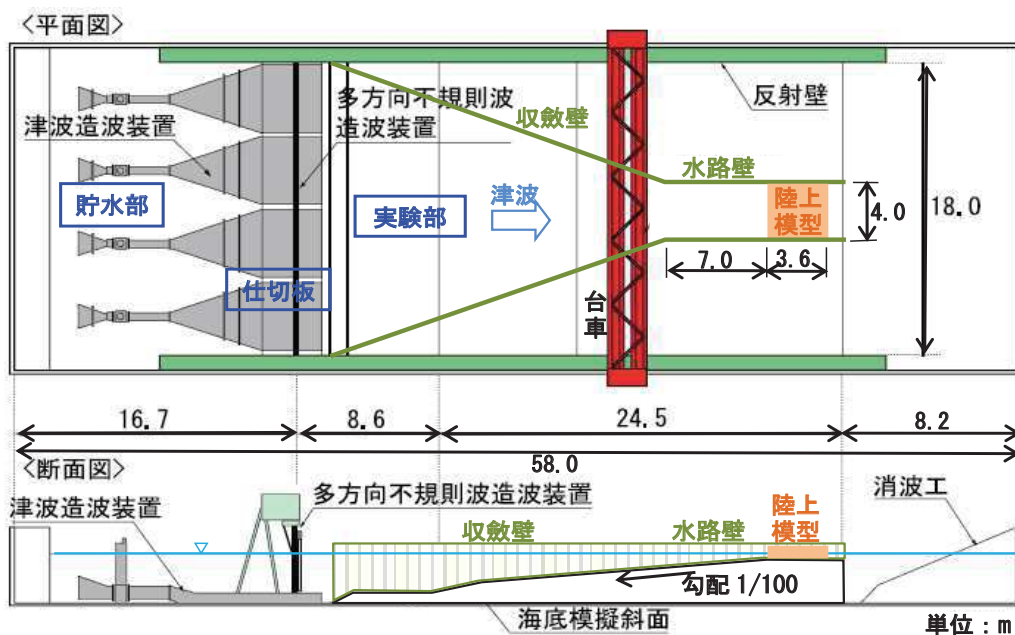
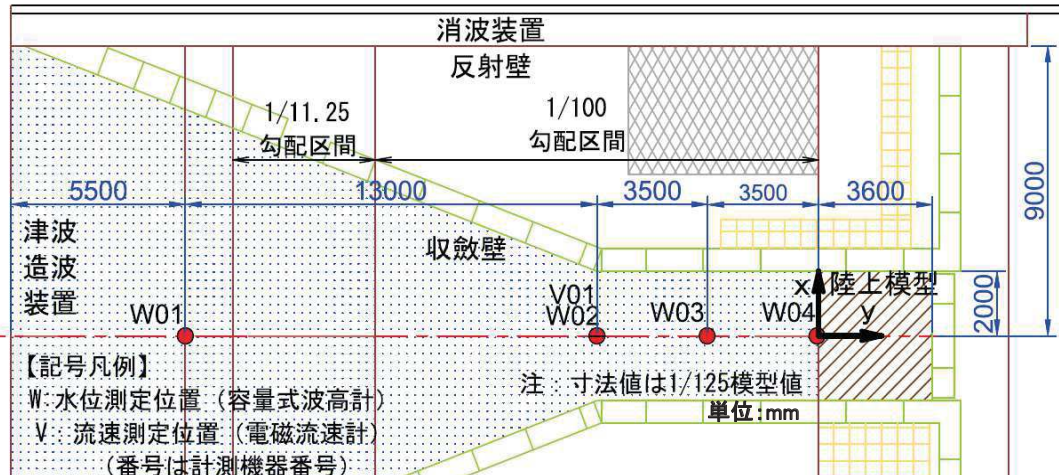
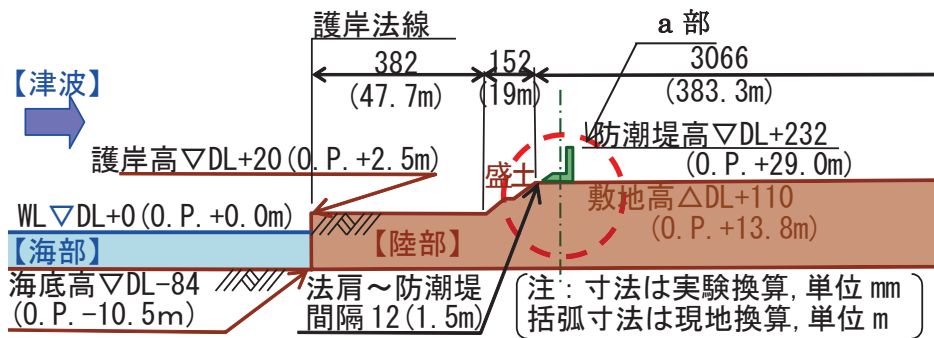


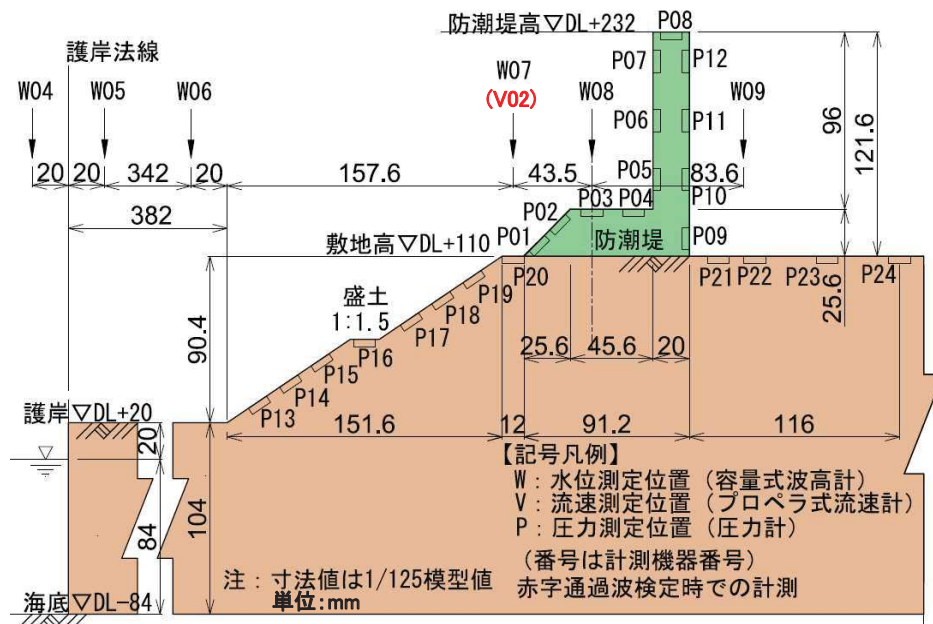
図5.4.2.2-19 実験装置概要図



(海部)



(陸部)



(陸部詳細 (a部拡大))

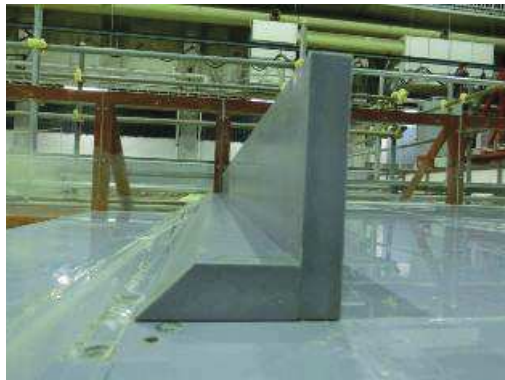
図5.4.2.2-20 実験模型概要図



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)

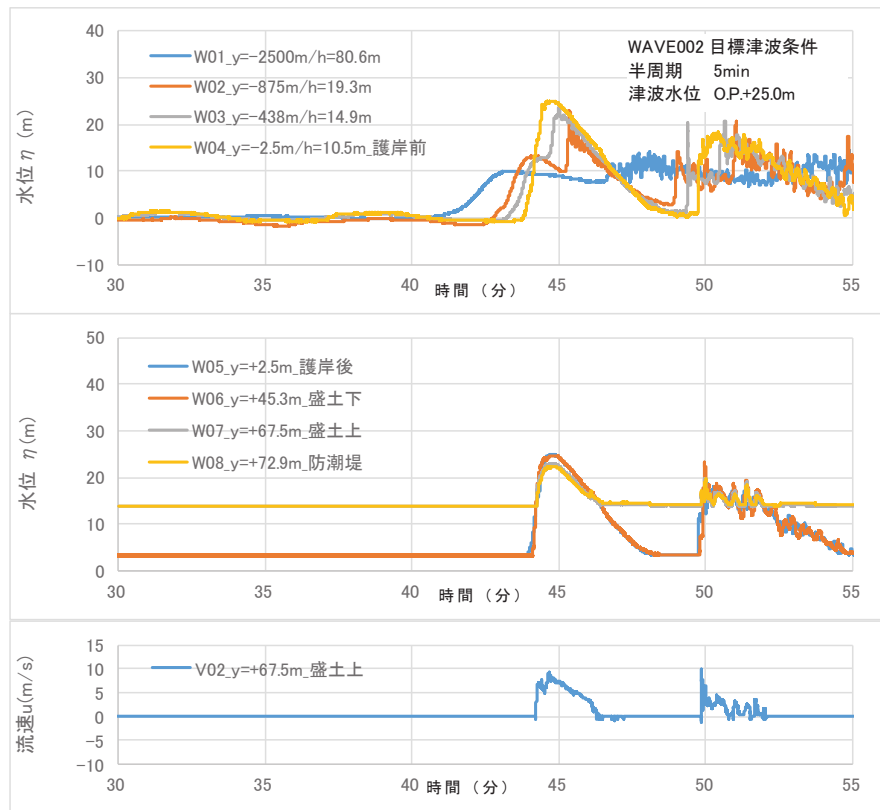
写真5.4.2.2-1 実験装置

b. 通過波実験

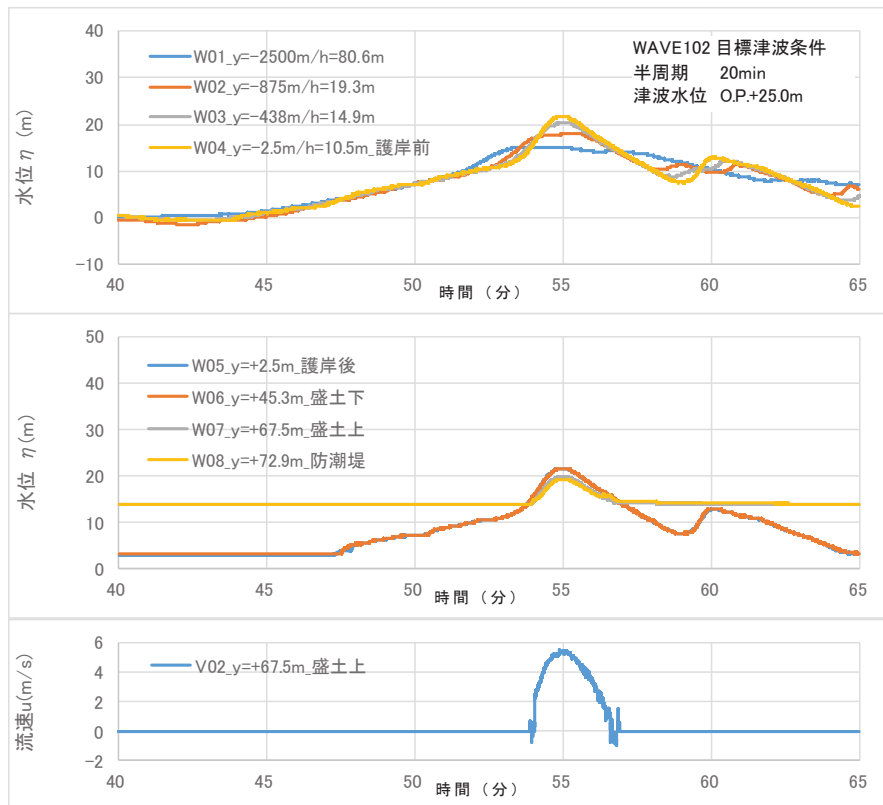
構造物がない状態での津波状況把握を目的に、防潮堤がないモデルで通過波実験を行い、水位・流速・フルード数の確認を行った。波形の一例を図5.4.2.2-21に示す。

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	+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	半周期 5分	+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	+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	半周期 20分	+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）

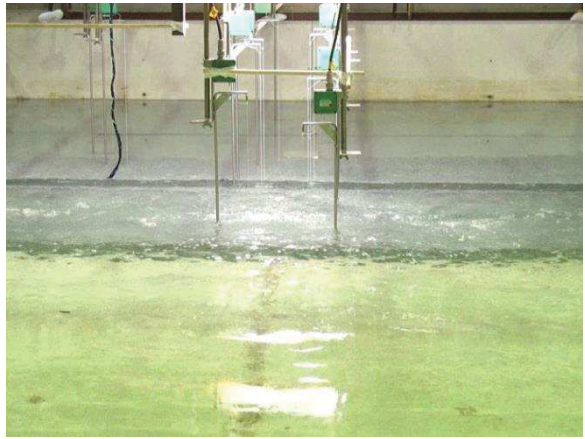
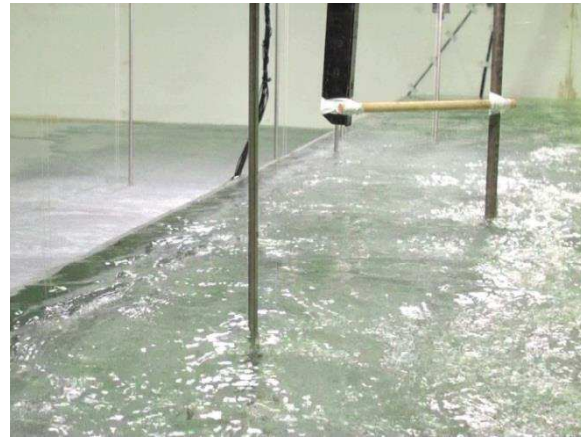

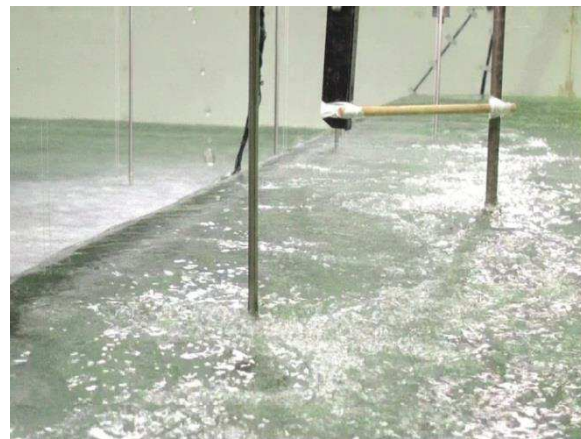


<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE004：O.P.+32.5m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE004：O.P.+32.5m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE005：O.P.+35.0m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE005：O.P.+35.0m，半周期5分，単峰型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE006：O.P.+37.5m，半周期5分，単峰型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE006：O.P.+37.5m，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



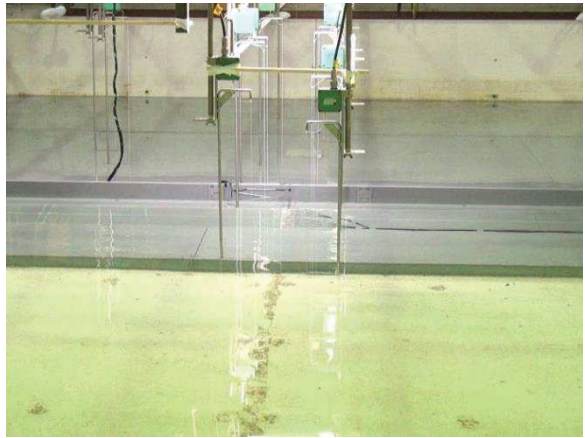
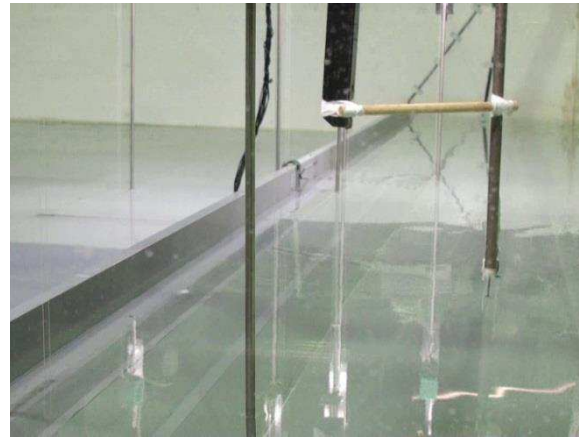
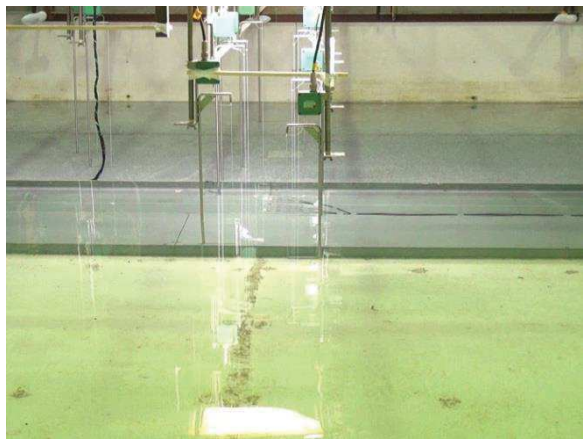
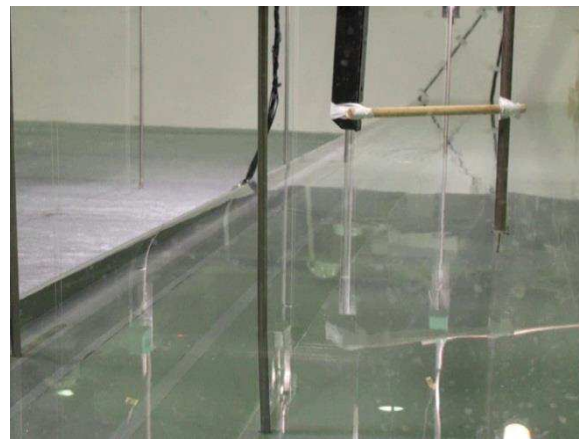
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE101：O.P. +17.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE101：O.P. +17.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE102：O.P. +25.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE102：O.P. +25.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE103：O.P. +36.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤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

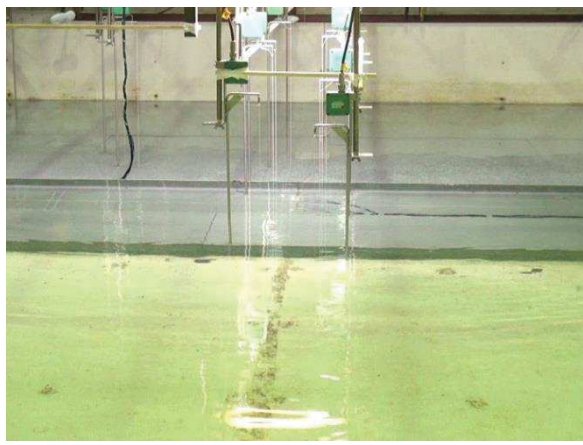
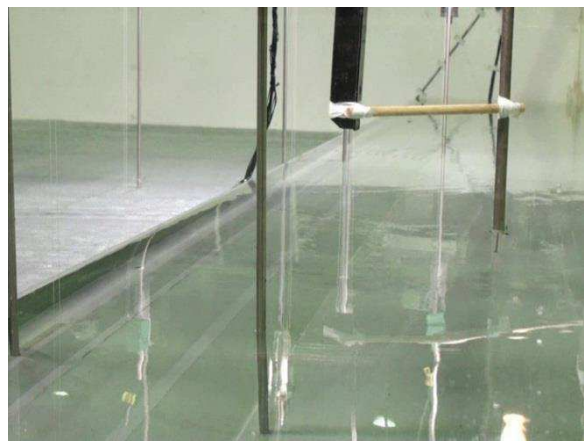
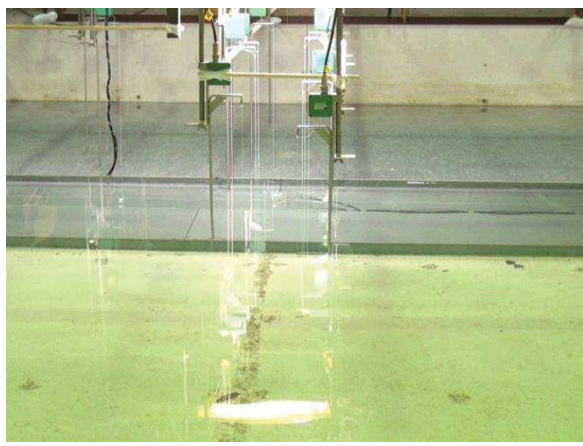
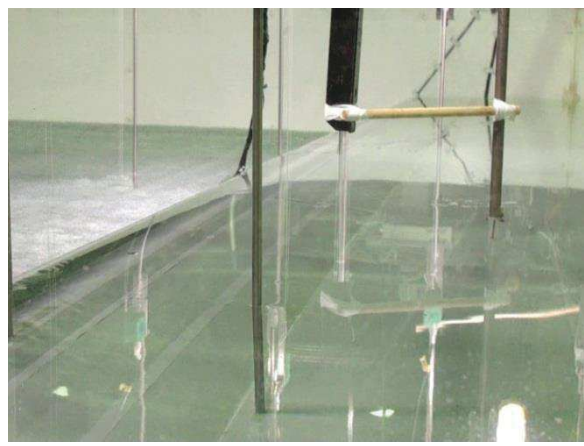

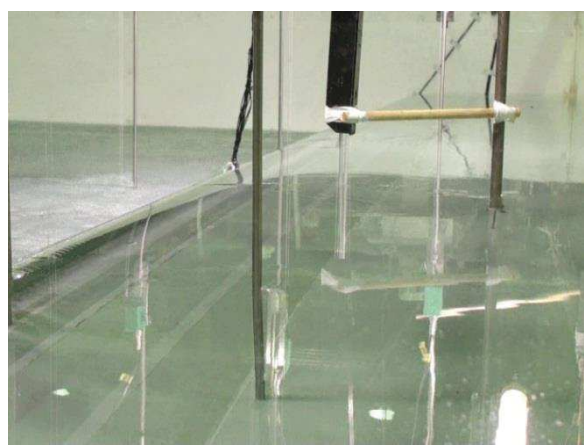
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE104：O.P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE104：O.P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE105：O.P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤側方 WAVE105：O.P. +35.0m, 半周期 20 分, 二段型</p>
	
<p>防潮堤津波荷重実験：防潮堤前方 WAVE106：O.P. +37.5m, 半周期 20 分, 二段型</p>	<p>防潮堤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

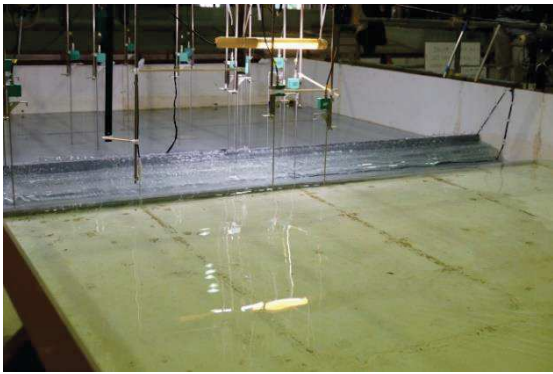







<p style="text-align: center;">全景 WAVE004 : O. P. +32.5m, 半周期 5 分, 单峰型</p> 	<p style="text-align: center;">近景 WAVE004 : O. P. +32.5m, 半周期 5 分, 单峰型</p> 
<p style="text-align: center;">全景 WAVE104 : O. P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型</p> 	<p style="text-align: center;">近景 WAVE104 : O. P. +32.5m, 半周期 20 分, 二段型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

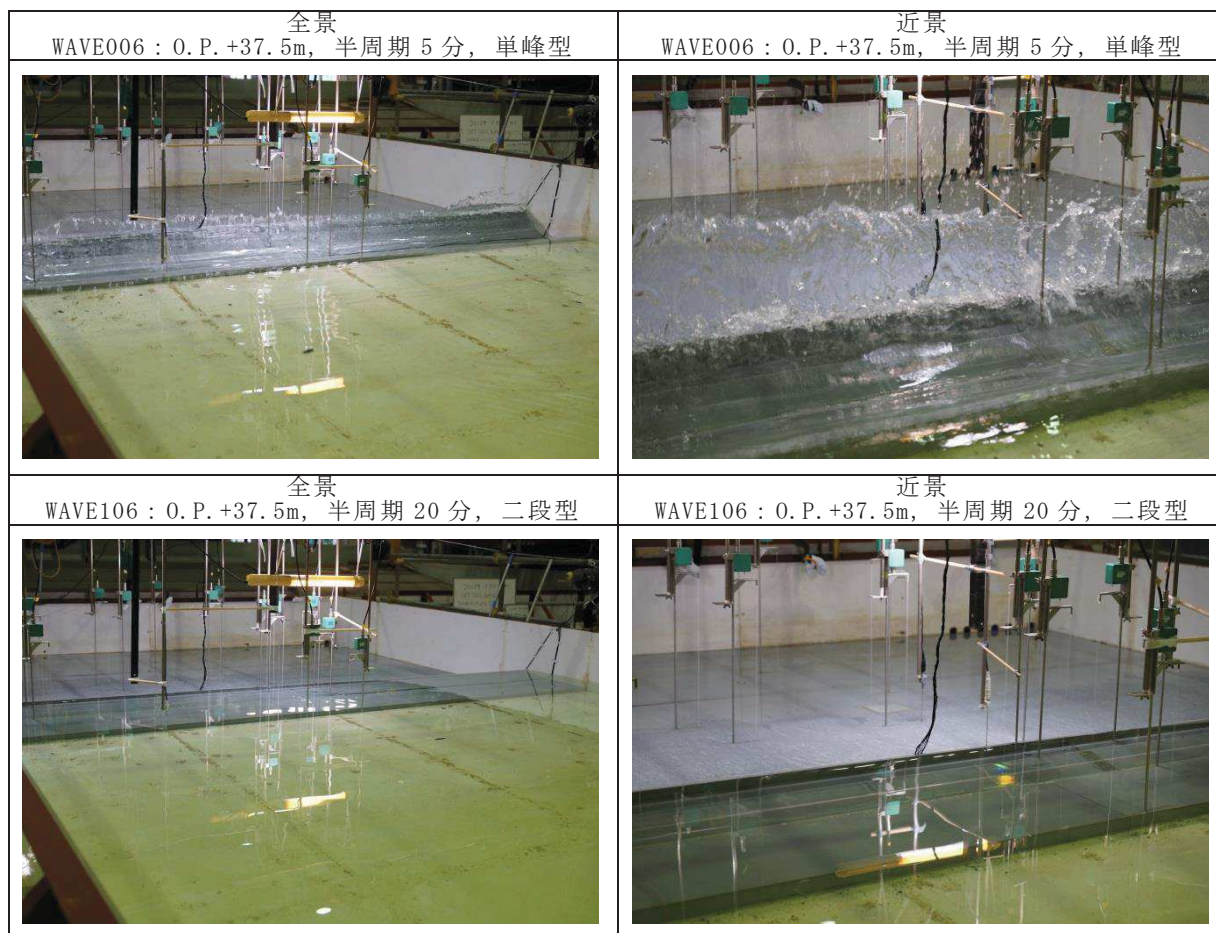
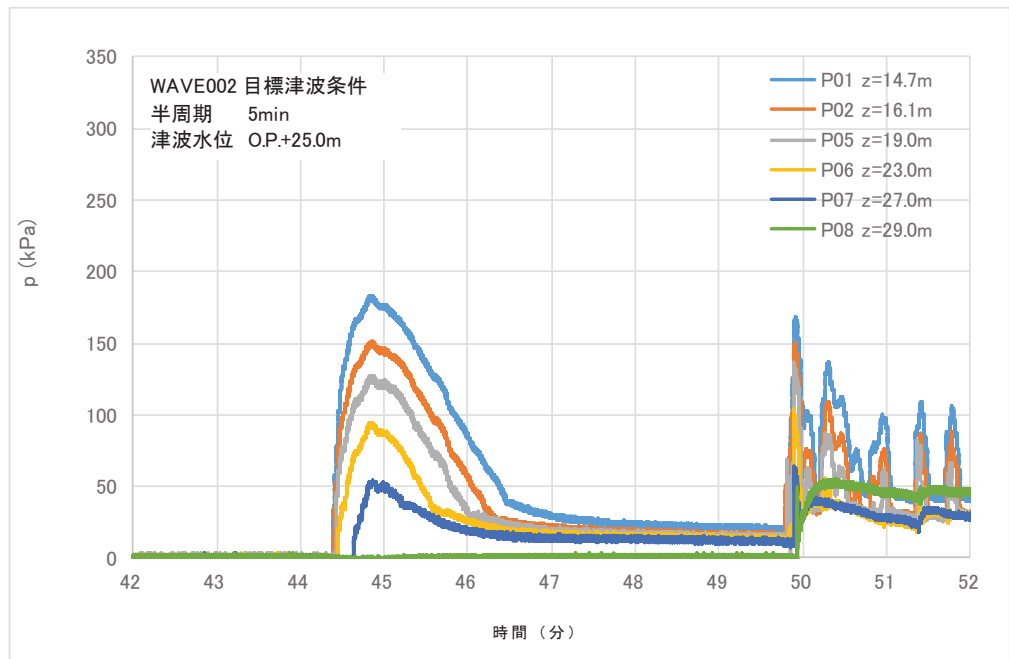
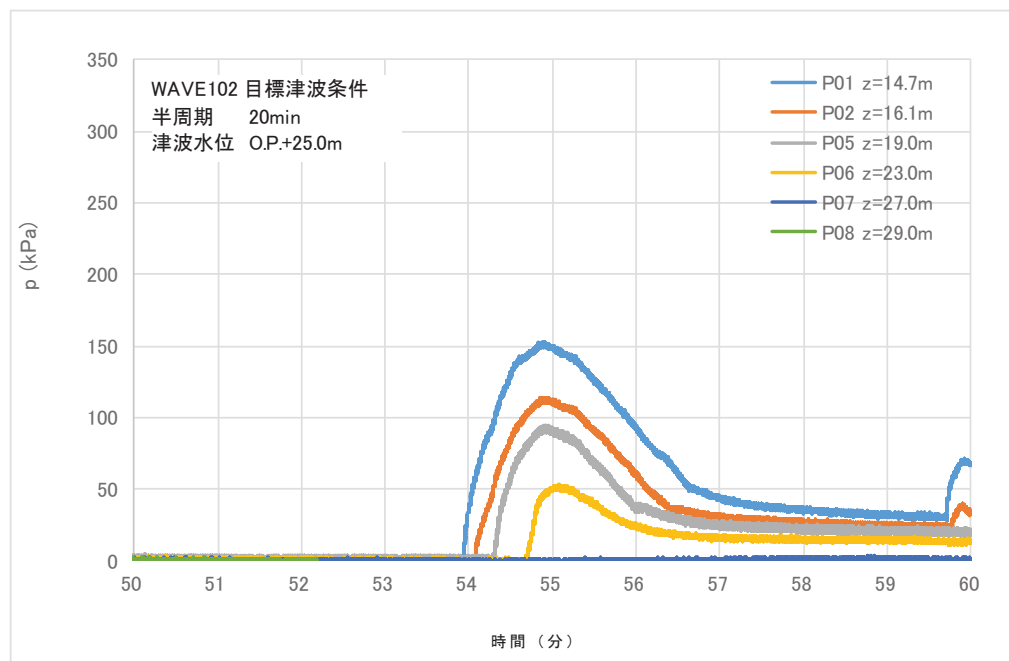


写真5.4.2.2-2(6) 実験状況 (津波荷重実験)

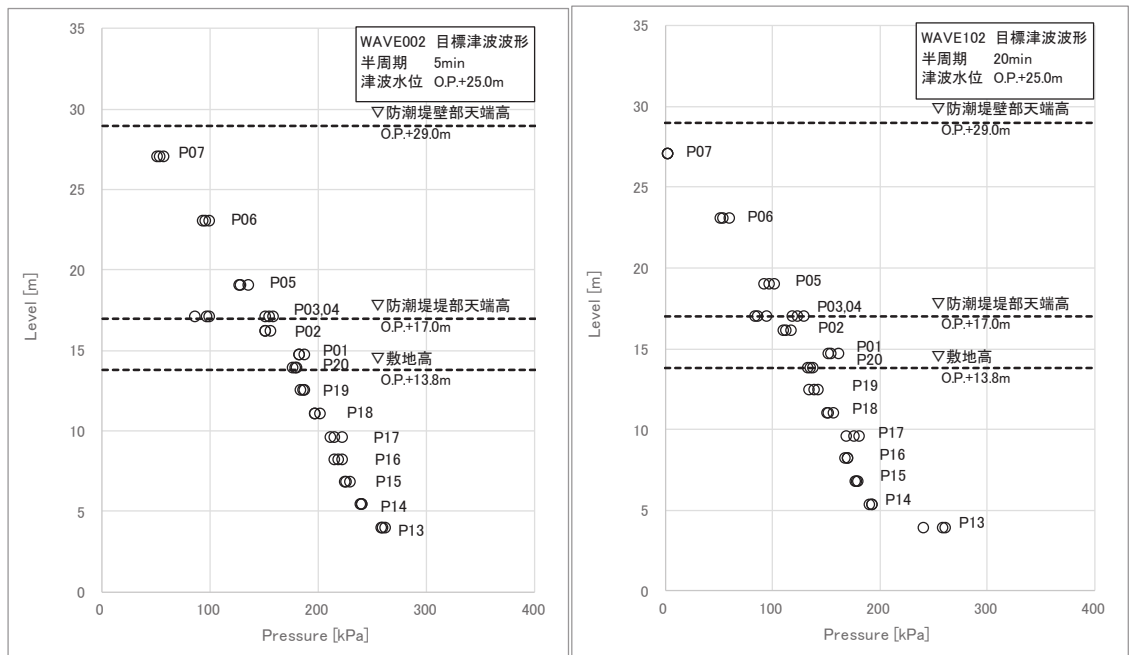


(単峰型：半周期 5 分)

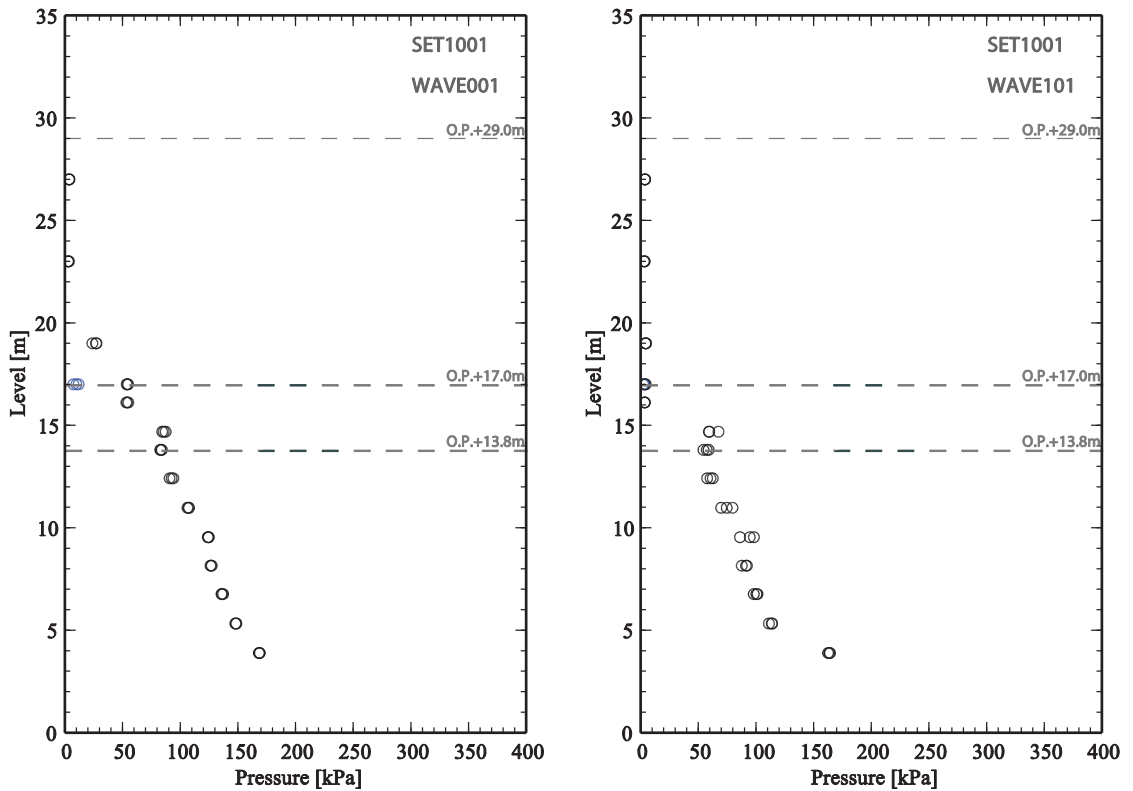


(二段型：半周期 20 分)

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）

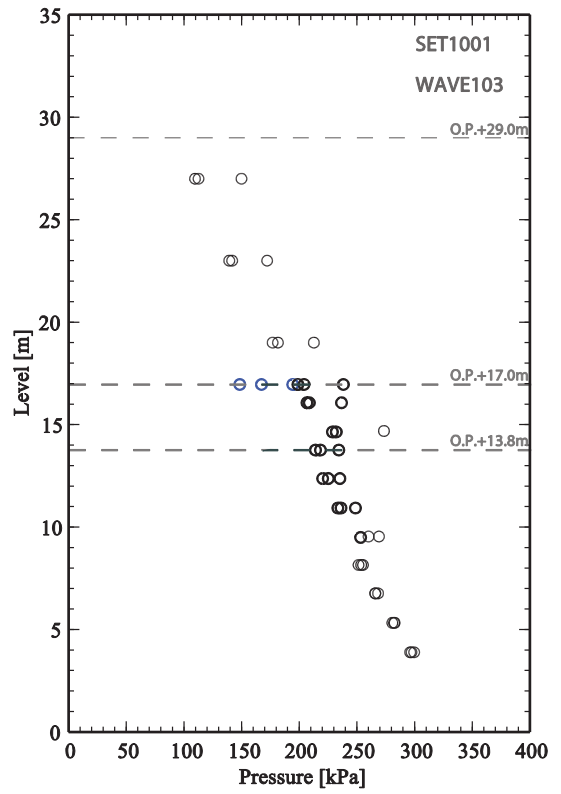
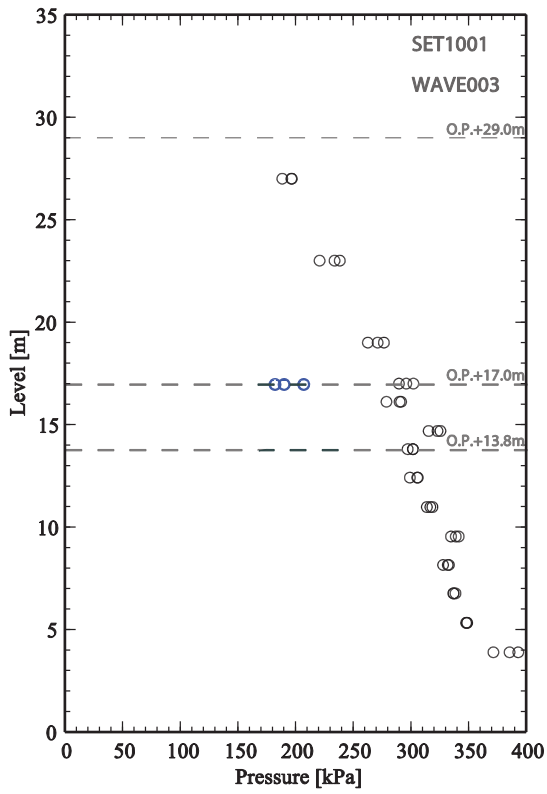


(目標津波水位O. P. +25.0m)

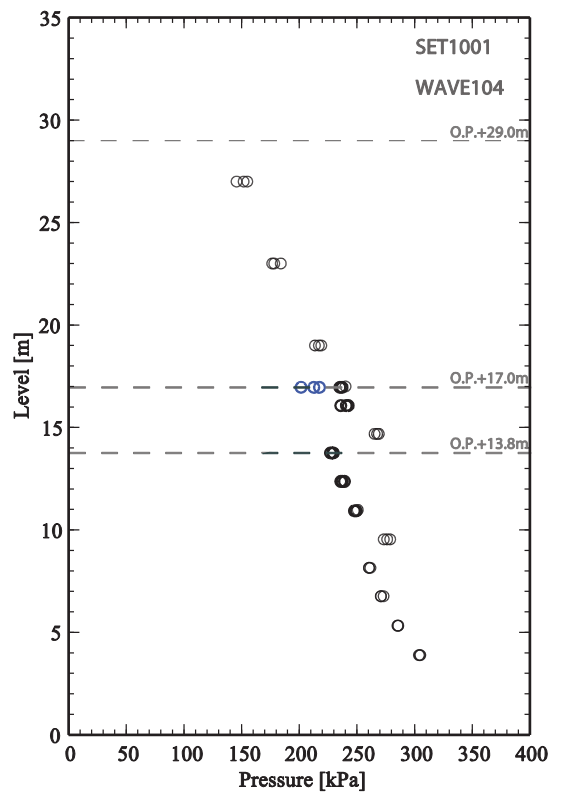
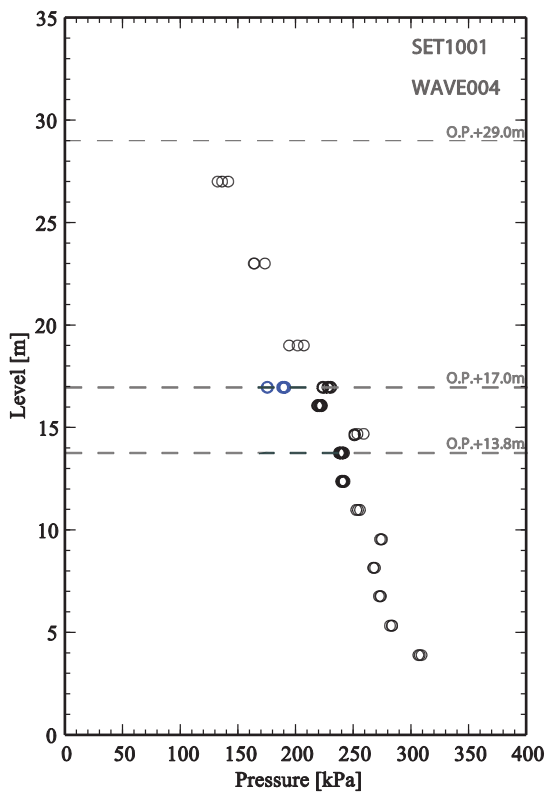


(目標津波水位O. P. +17.0m)

図5.4.2.2-23(1) 最大波圧分布 (左図：単峰型，右図：二段型)

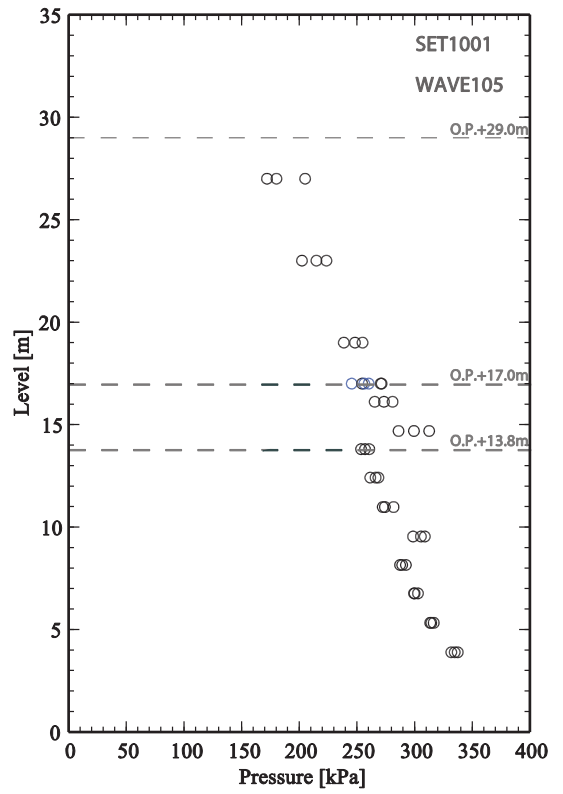
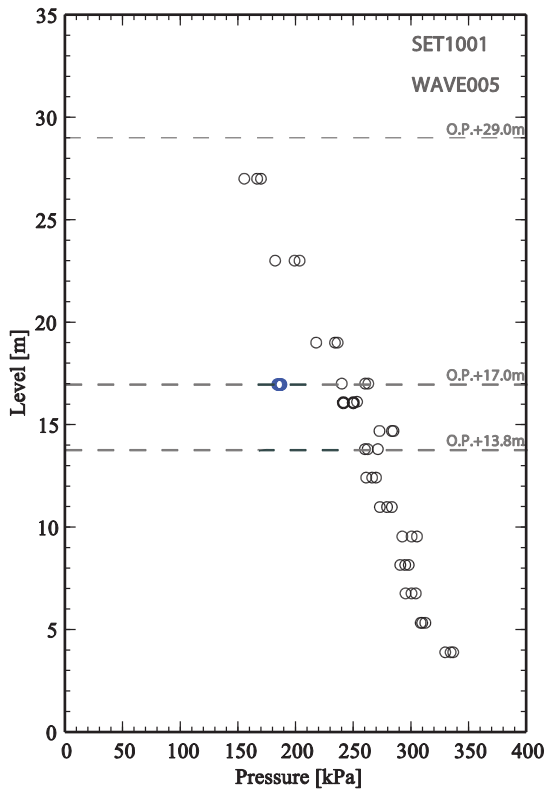


(目標津波水位 O. P. +36.0m)

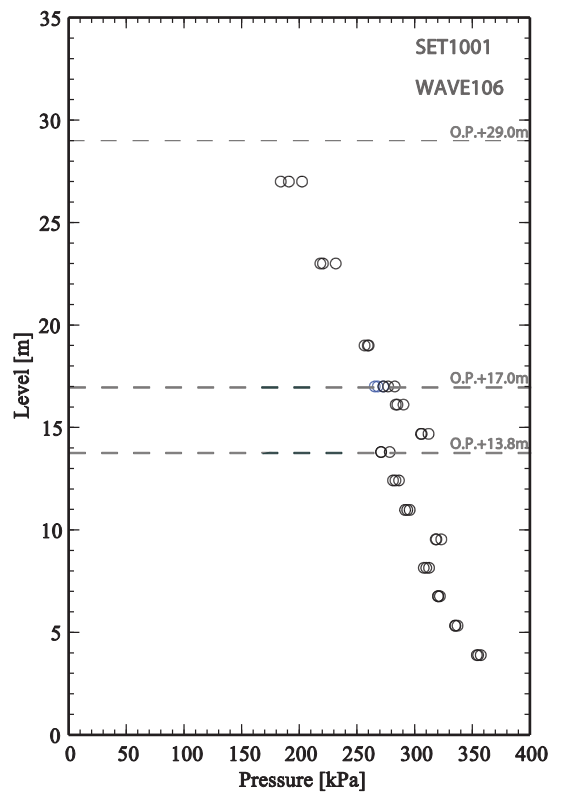
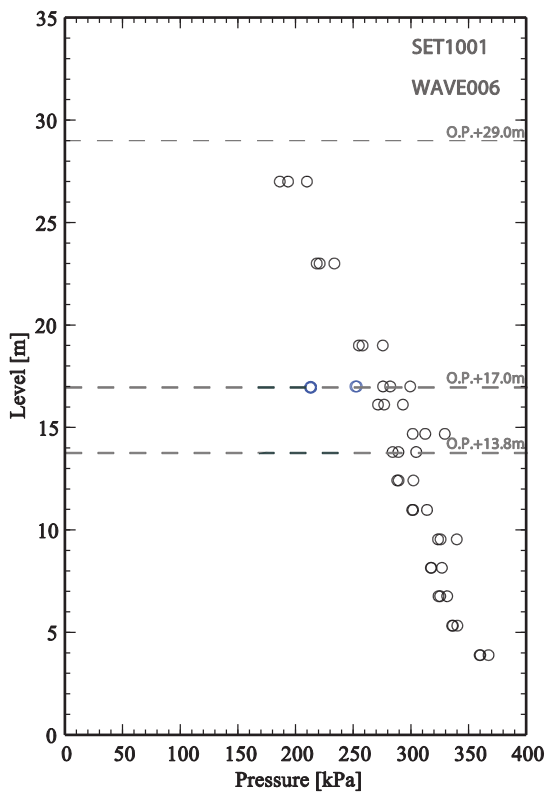


(目標津波水位 O. P. +32.5m)

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。

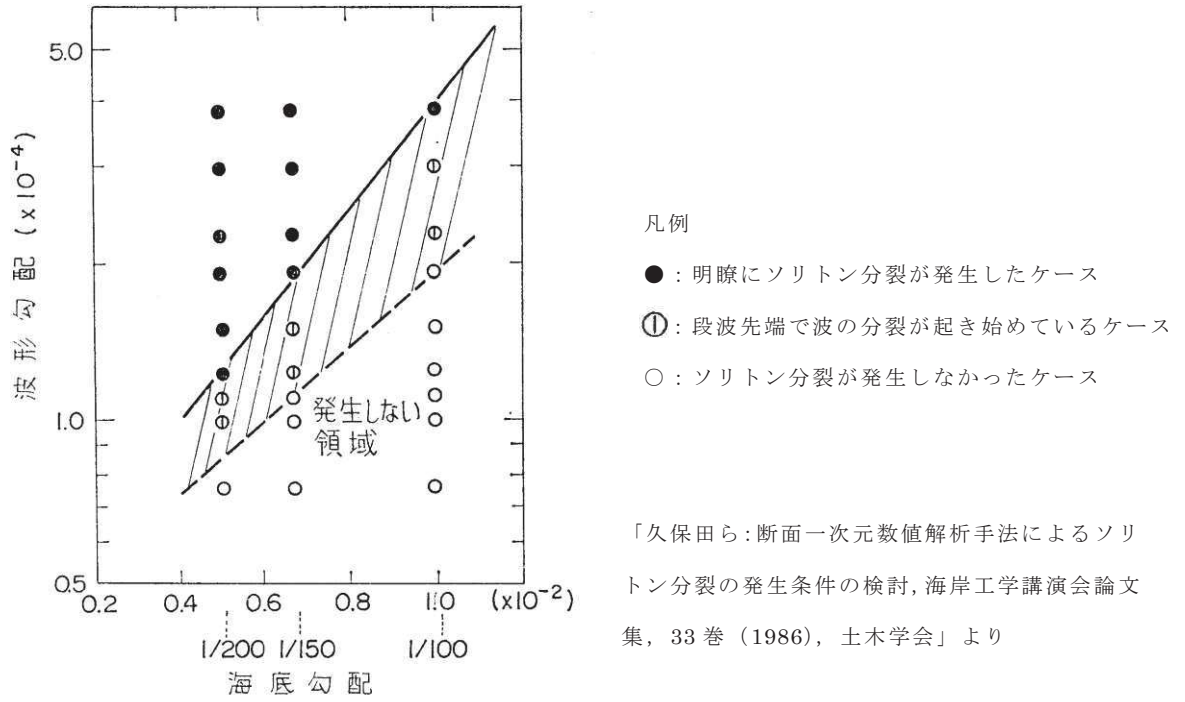


図 5.4.2.2-24 ソリトン分裂の発生条件の結果整理図

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	O. 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	O. 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) (O. P. +17.0m ~ O. 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。

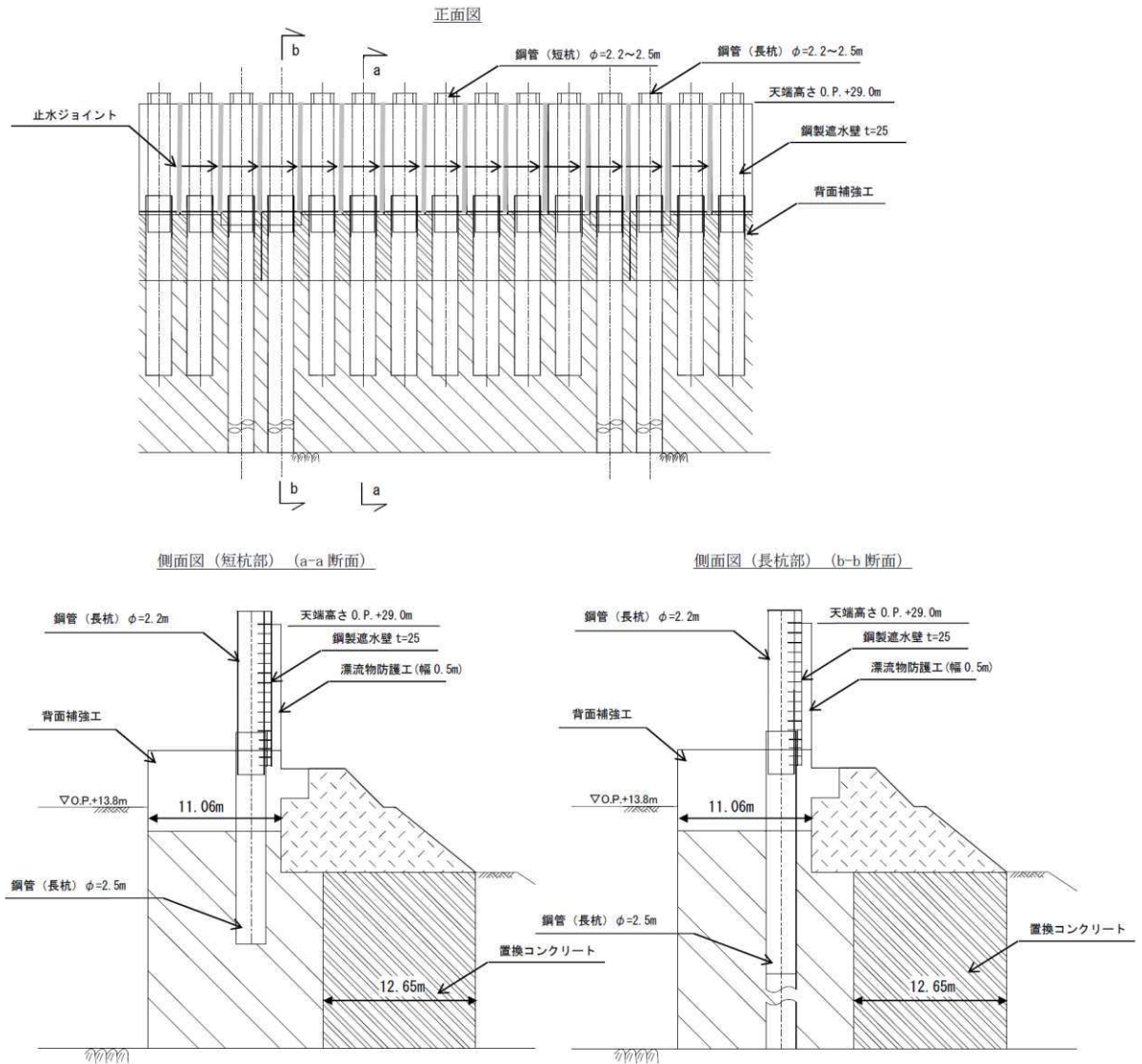
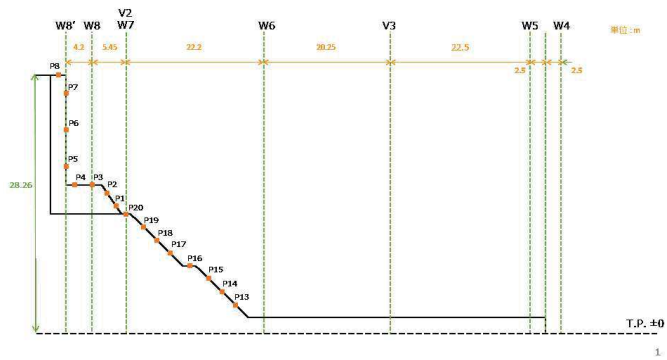
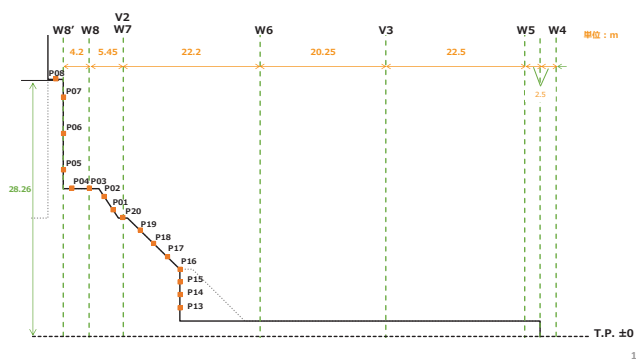


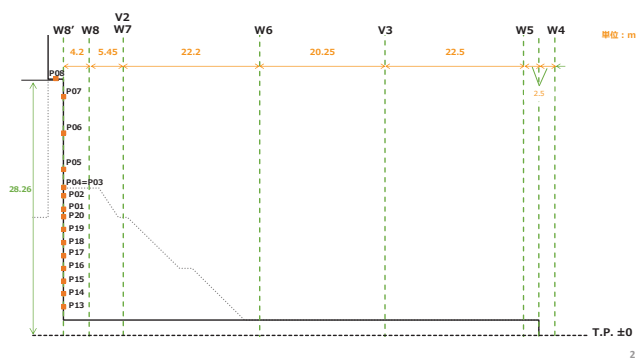
図5.4.2.2-25 防潮堤の構造概要：鋼管式鉛直壁（一般部）



(ケース 1 : 海側法面あり)

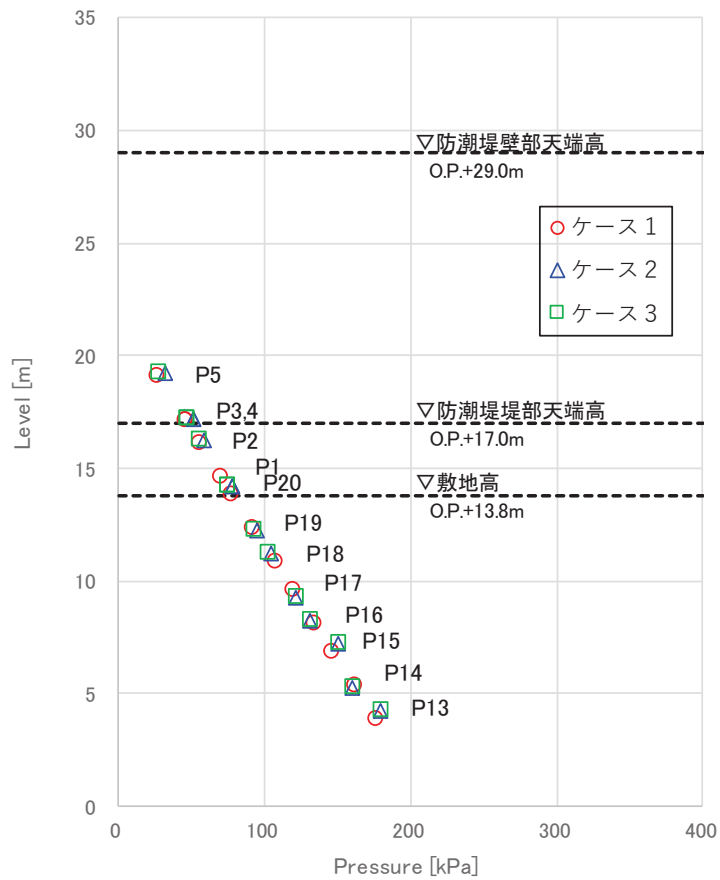


(ケース 2 : 海側盛土なし)



(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

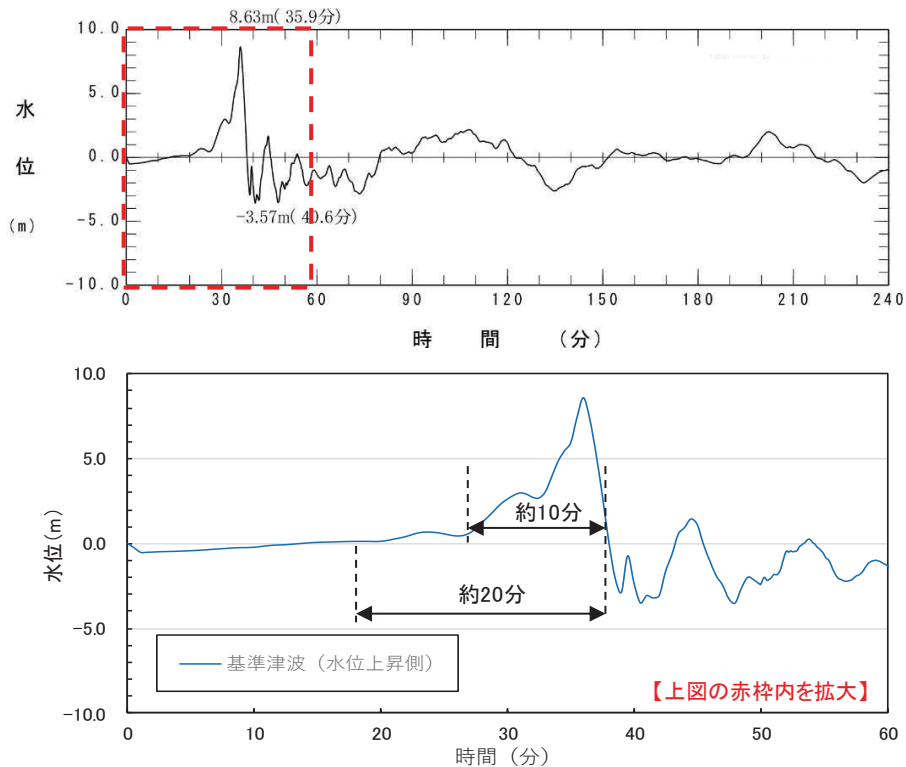


図5.4.2.2-28 基準津波 (水位上昇側) の時刻歴波形

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）。

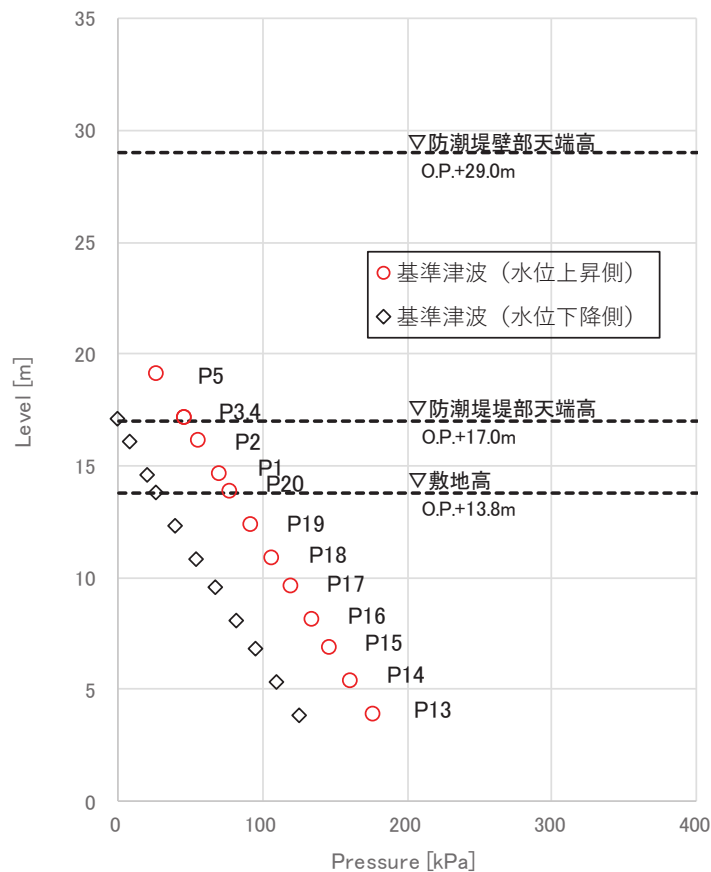
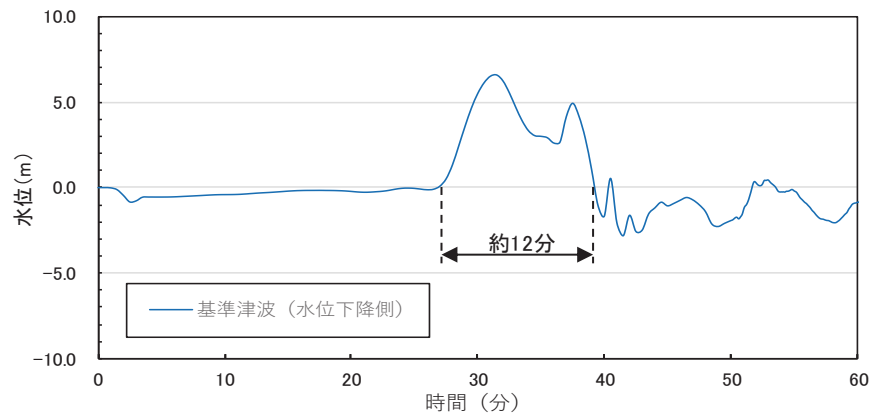
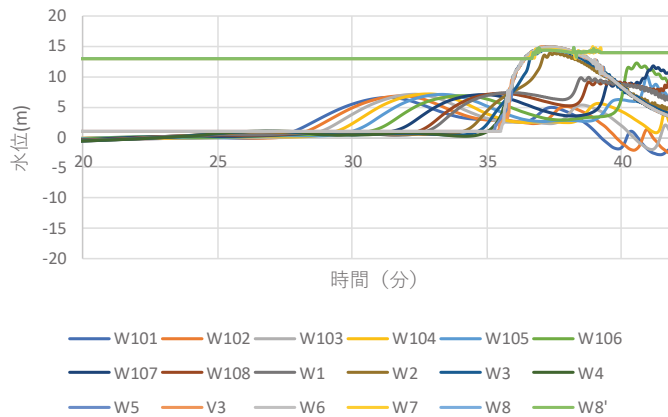


図5.4.2.2-29 最大波圧分布



(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。

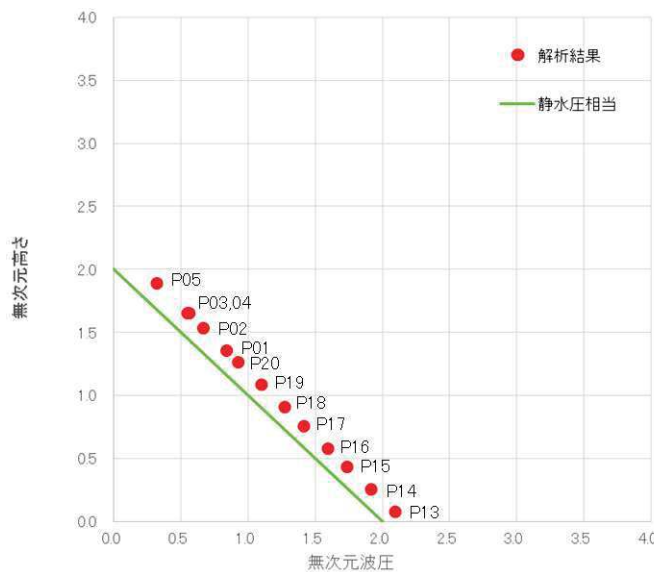
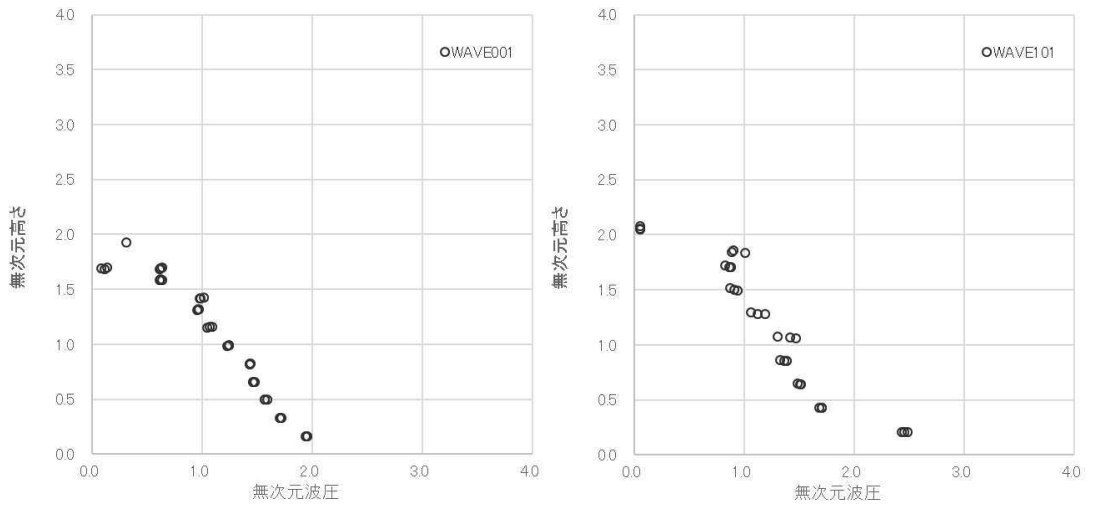
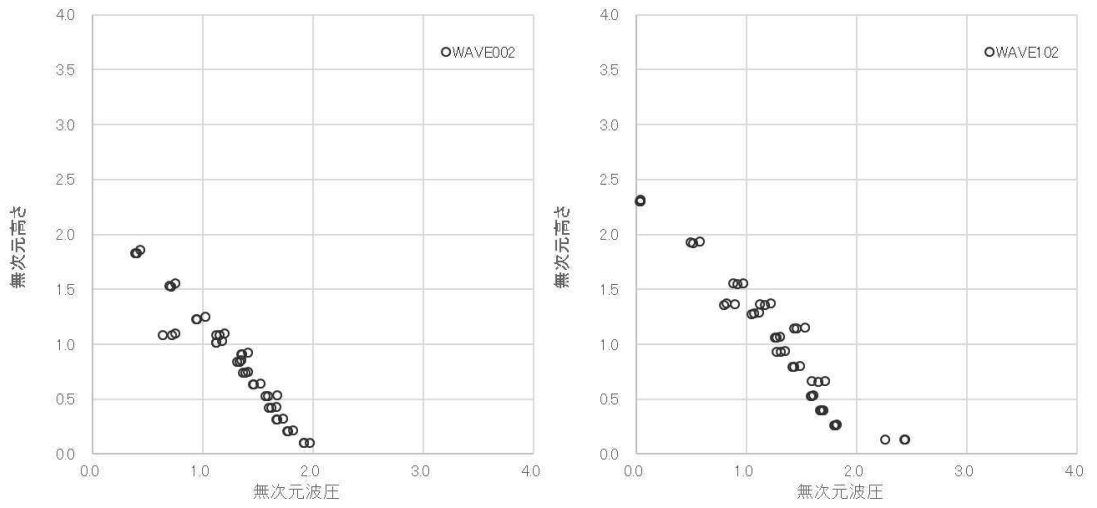


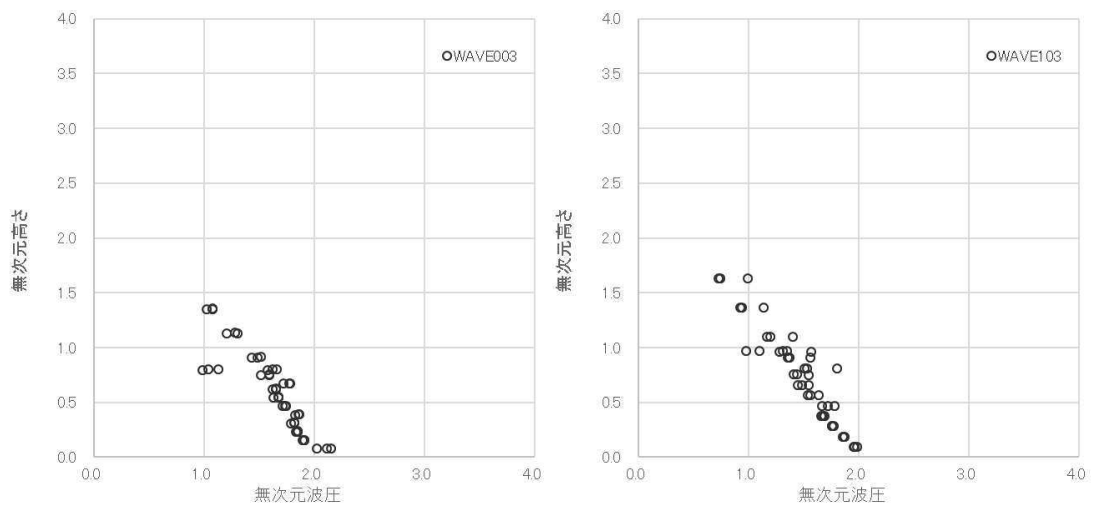
図 5.4.2.2-31 無次元波圧分布（数値流体解析：水深係数 $\alpha = 2.19$ ）



(目標津波水位0.P. +17.0m)

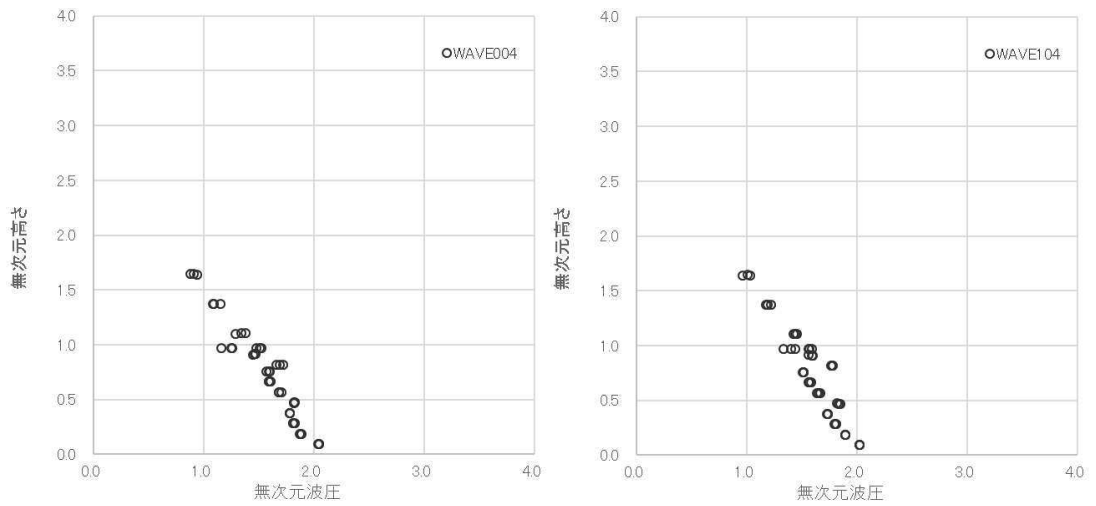


(目標津波水位0.P. +25.0m)

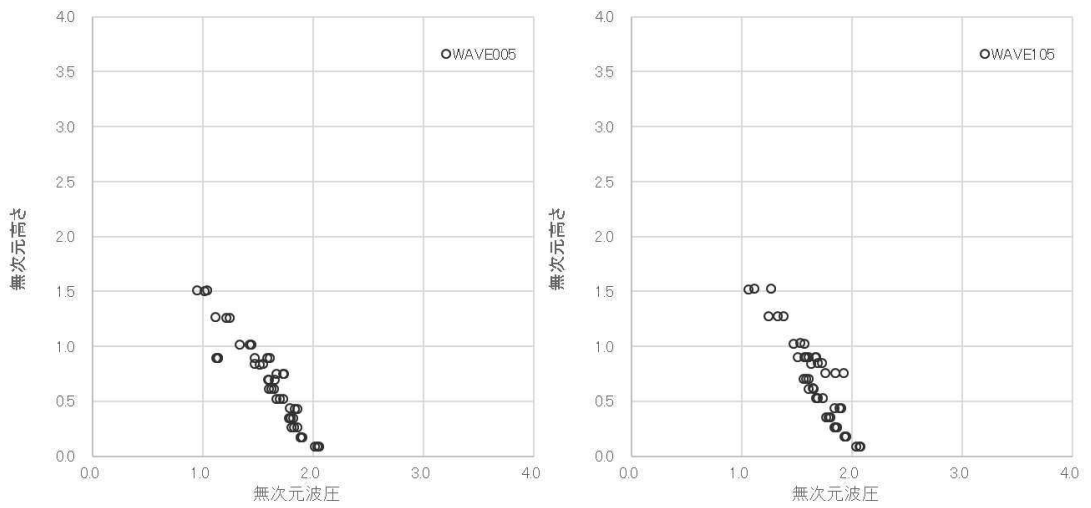


(目標津波水位0.P. +36.0m)

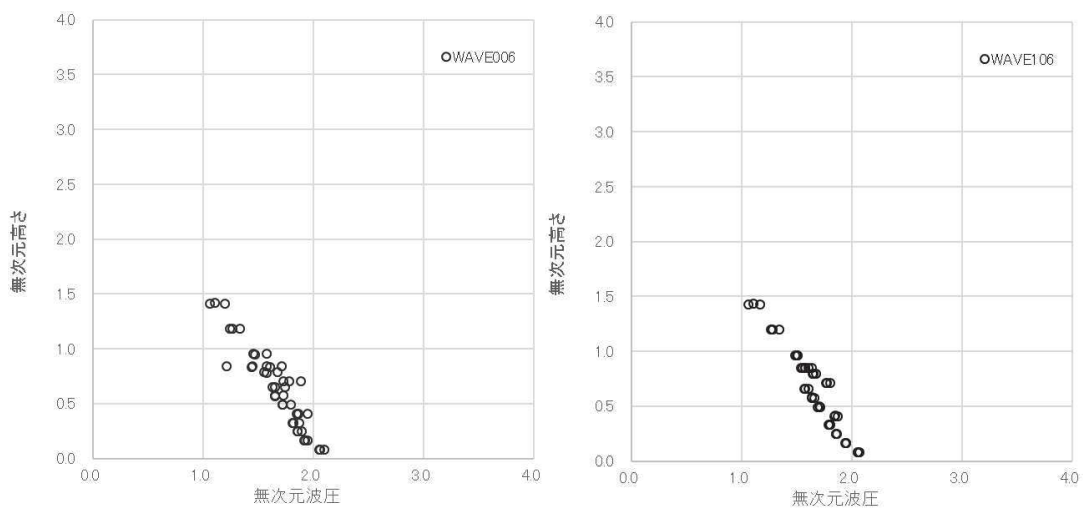
図5.4.2.2-32(1) 最大波圧分布 (水理模型実験) (左図: 単峰型, 右図: 二段型)



(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

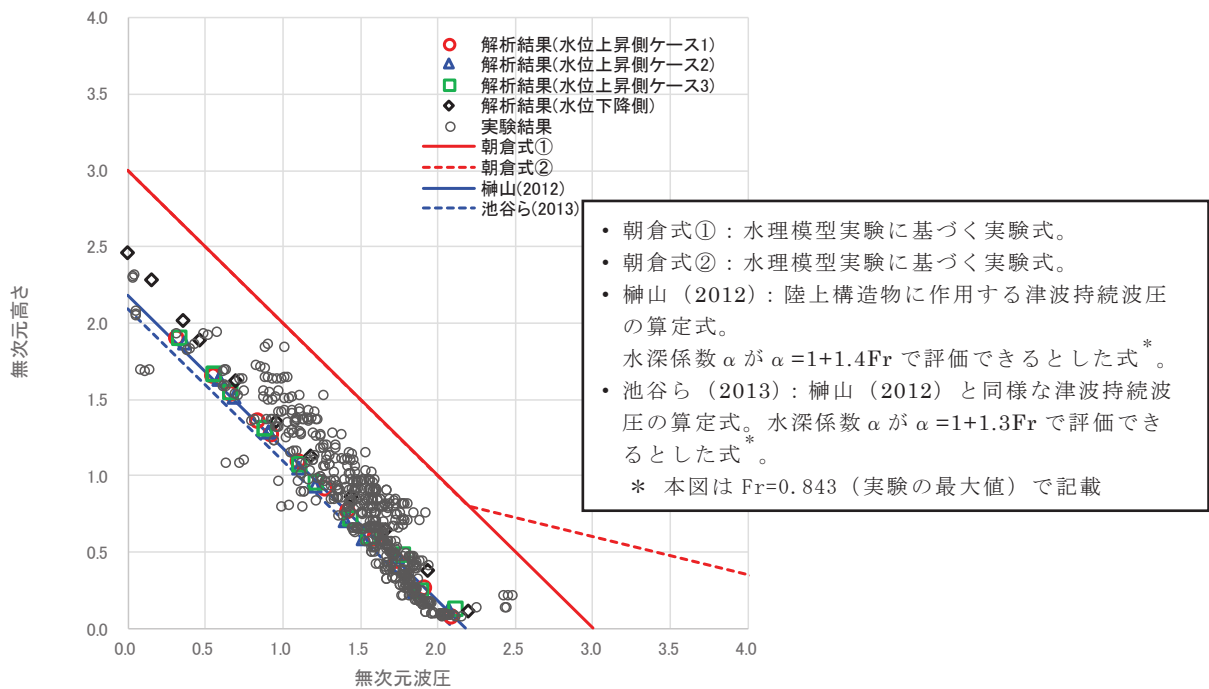


図 5.4.2.2-33 既往の津波波圧算定式との比較（無次元最大津波波圧分布）

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。

また、沖合から防潮堤前面の間における津波の水面勾配について整理を行

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

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

表 5.4.2.3-1 津波波圧の確認結果

確認方法	確認結果
数値流体解析	<ul style="list-style-type: none"> ✓ 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に含ま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に含ま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。

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

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

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

ここで、

p : 津波波圧 (kN/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)

注記 * : kN = t · m/s² であり、kN/m² = t/m³ · m/s² · m となる。

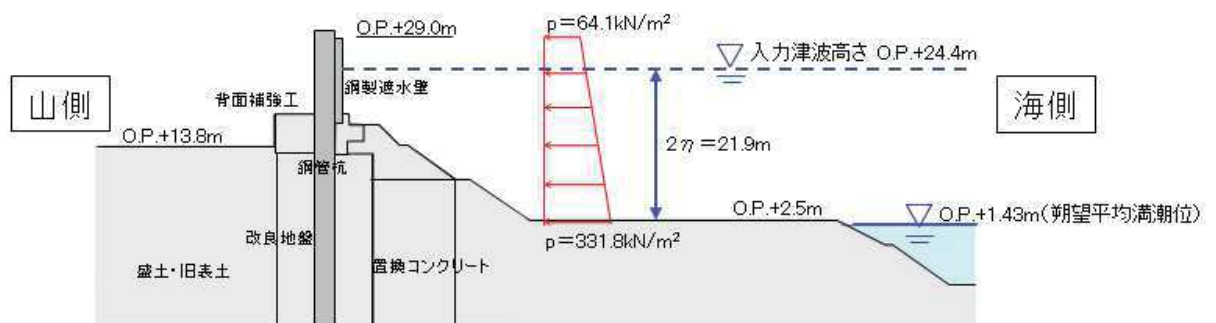


図5.4.2.3-1 津波波圧設定の考え方（防潮堤（鋼管式鉛直式）の断面図）

5.4.3 貯留堰に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

(1) はじめに

貯留堰の構造図を図 5.4.3-1 に示す。

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

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

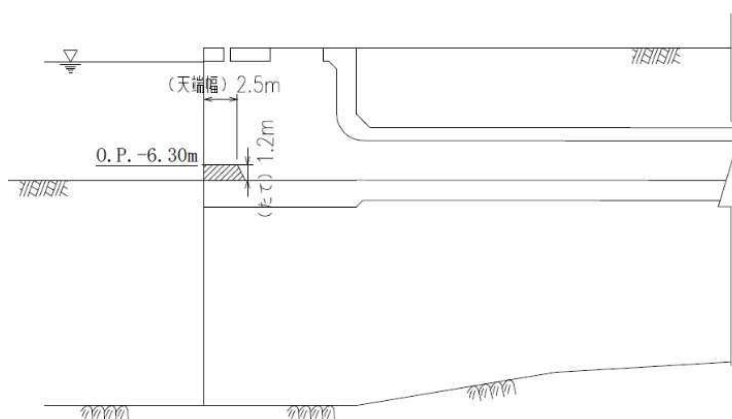


図 5.4.3-1 貯留堰構造図

(2) 越流直前の津波波力の設定方針

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

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

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

津波波圧は、「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」の考え方に従って、津波高さの3倍の高さまで静水压荷重を考慮する。津波波圧の作用イメージ図を図 5.4.3-4 に示す。

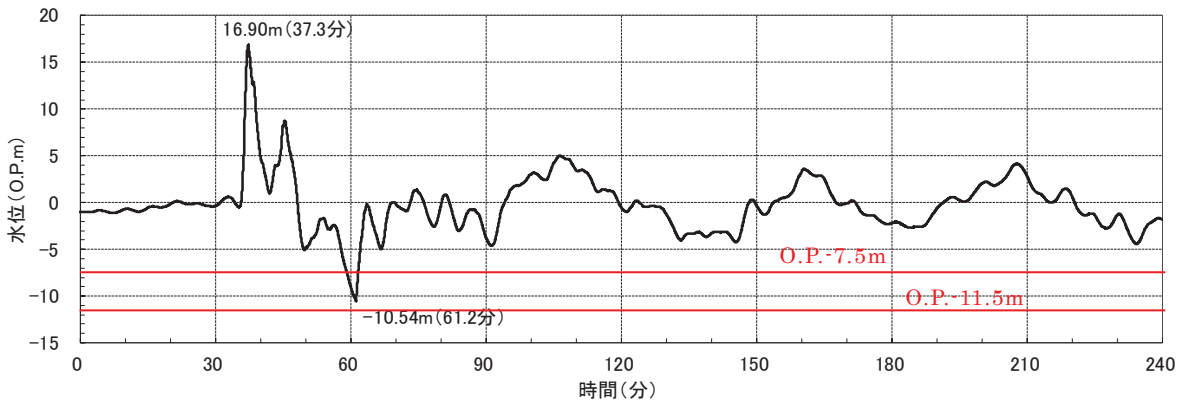


図 5.4.3-2 貯留堰前面における基準津波（下降側）の水位時刻歴波形

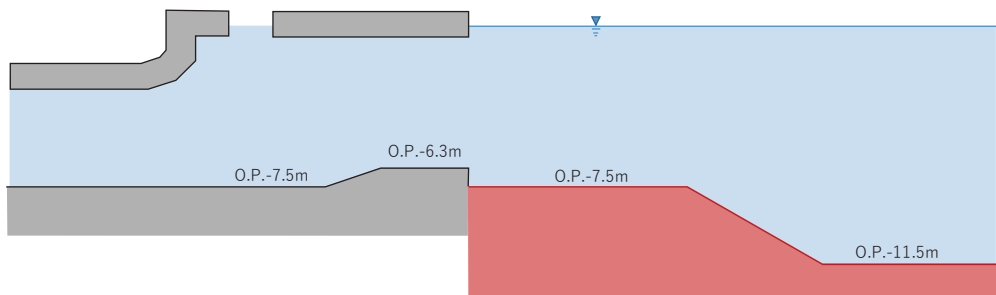


図 5.4.3-3 貯留堰前面の海域（港湾内）を含めた断面のイメージ図

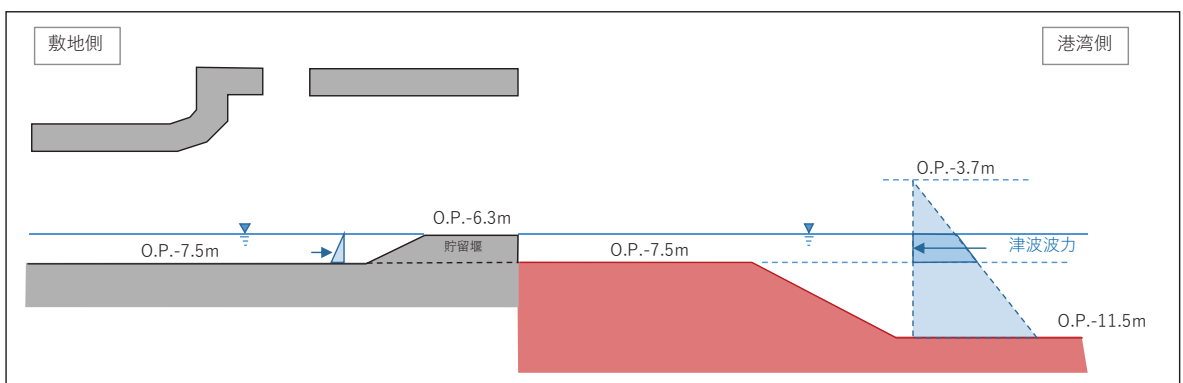


図 5.4.3-4 津波波圧の作用イメージ図（越流直前）

(3) 越流時の津波波力の設定方針

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

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

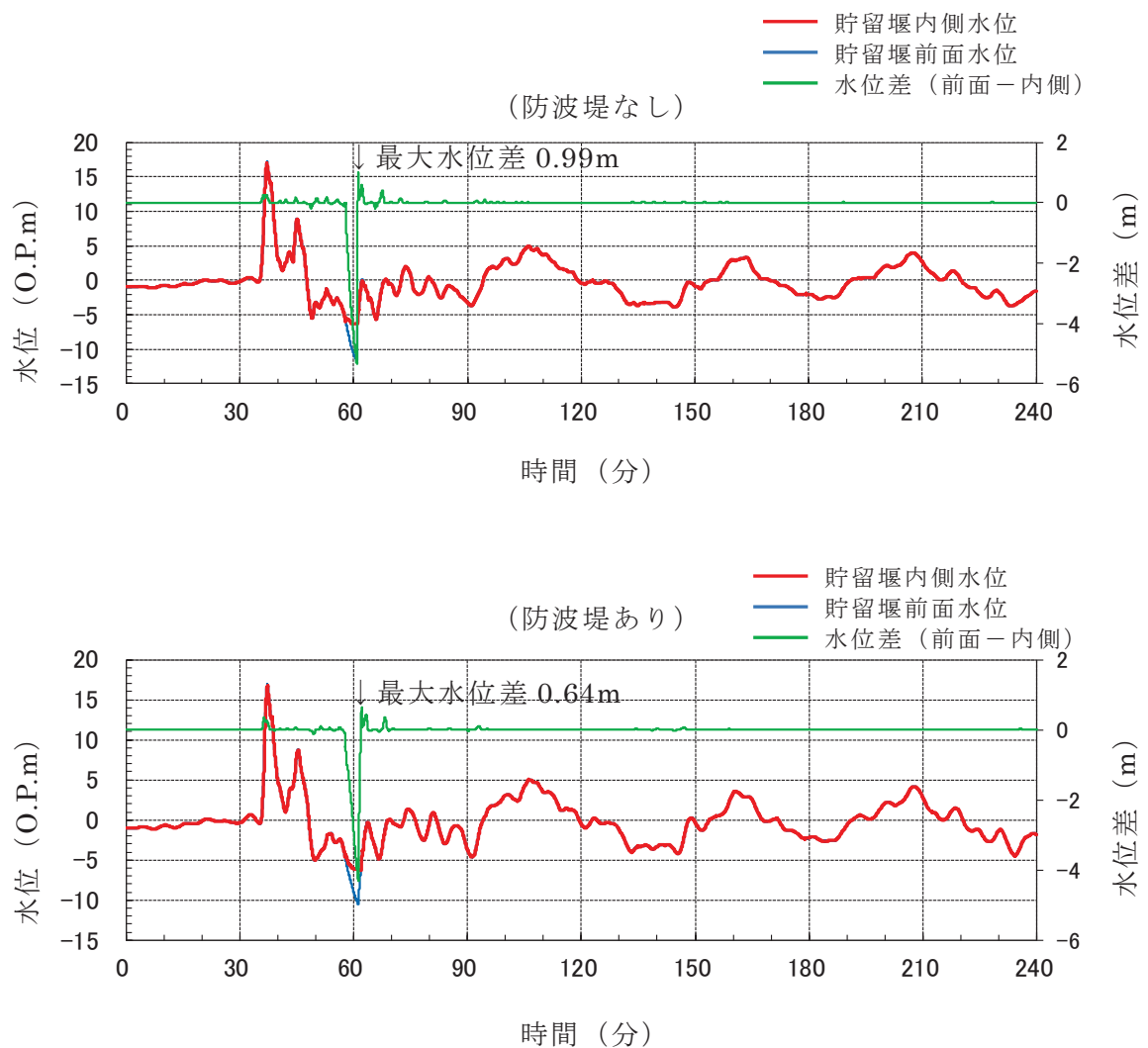


図 5.4.3-5 貯留堰前面と内側の津波水位及び水位差時刻歴水位波形

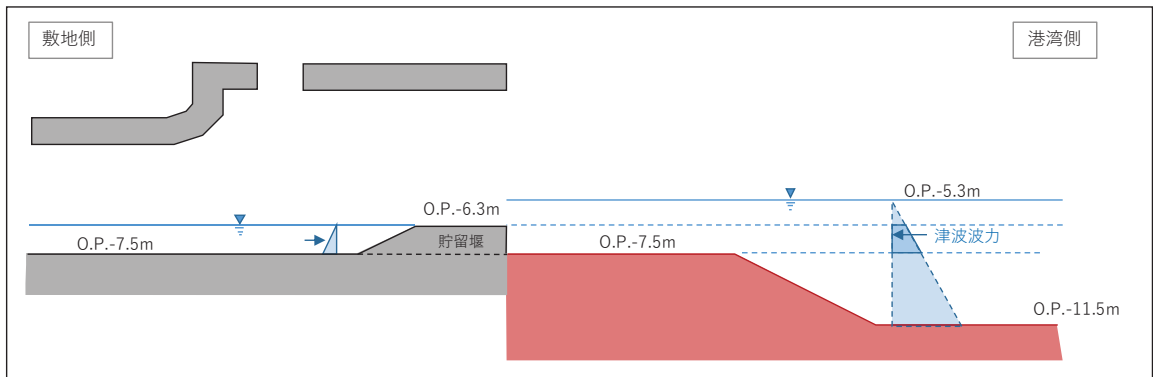


図 5.4.3-6 津波波圧の作用イメージ図（越流時）

(4) まとめ

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

5.4.4 取放水路流路縮小工に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

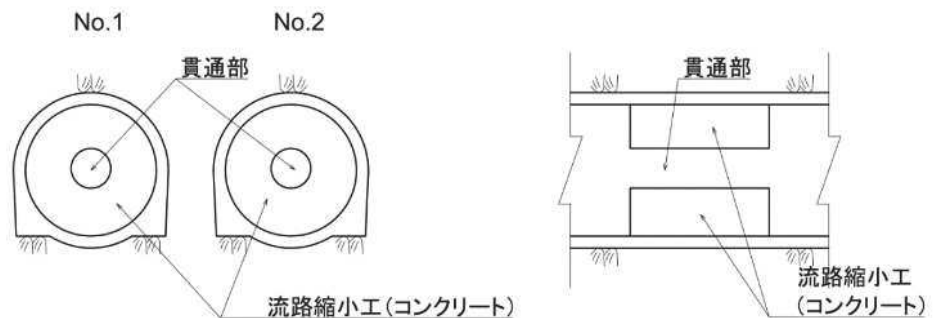
(1) はじめに

取放水路流路縮小工の構造図を図 5.4.4-1 に示す。

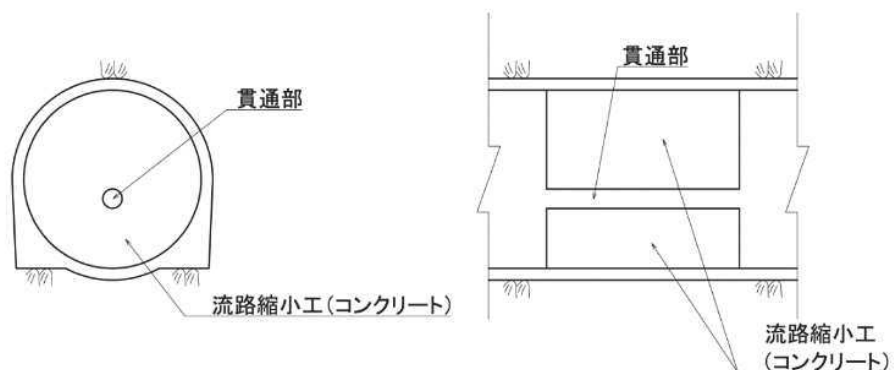
取放水路流路縮小工は、第 1 号機取水路及び第 1 号機放水路内に設置するコンクリートに貫通部を設けた構造物であり、常時は構造物に部分的に水圧が作用し、津波時には構造物全面に水圧が作用する。

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

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



(取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路))



(取放水路流路縮小工 (第 1 号機放水路))

図 5.4.4-1 取放水路流路縮小工の構造図

(2) 取放水路流路縮小工に対する津波波圧の設定方針

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

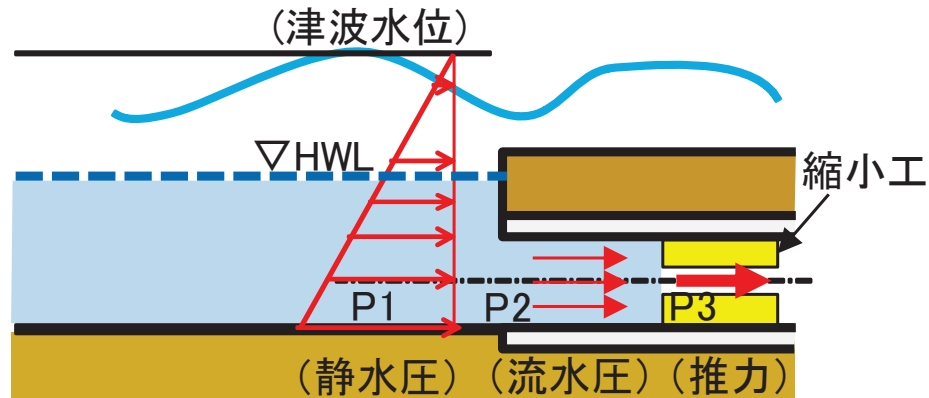


図 5.4.4-2 津波時の荷重作用イメージ

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

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

F_D : 物体に作用する流れの方向の抗力 (kN)

C_D : 抗力係数 (保守的に最大値 2.01 とする)

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。

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

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

P : 流水の摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 (kN/m³)

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

砕波の発生有無に関する検討について

1. 概要

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

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

2. 判断基準

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

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

3. 検討結果

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

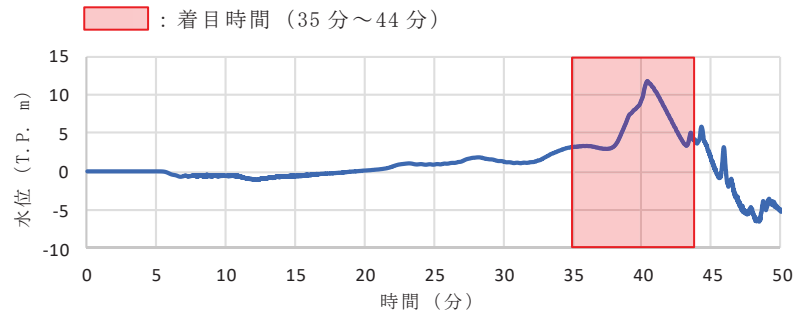
着目した各ケースにおける最大水面勾配を表1-1に、沖合及び敷地前面の水位時刻歴波形を図1-1に、水位の空間分布と最大水面勾配を図1-2～図1-4に示す。

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

表 1-1 最大水面勾配の確認結果

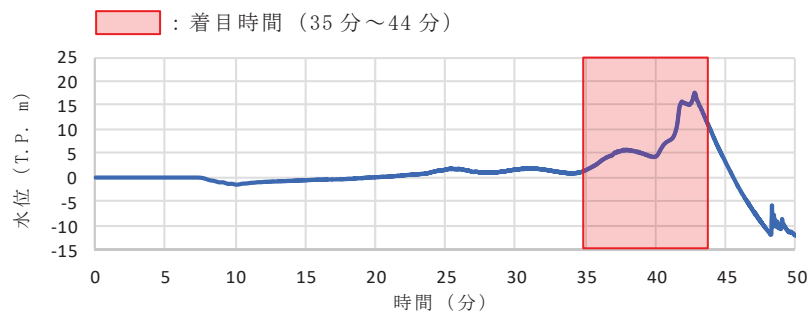
津波	敷地法面の形状	最大水面勾配*
基準津波 (水位上昇側)	海側法面あり：基本地形 (図 5.4.2.2-26 のケース 1)	15.3°
	海側盛土なし (図 5.4.2.2-26 のケース 2)	10.6°
	海側法面なし (図 5.4.2.2-26 のケース 3)	10.6°

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



沖合（防潮堤から約 2 km 地点）

（図 5.4.2.2-13 W 1 地点）



敷地前面（防潮堤から約 0.5 km 地点）

（図 5.4.2.2-13 W 3 地点）

図 1-1 沖合及び敷地前面の水位時刻歴波形
(基準津波 (水位上昇側))

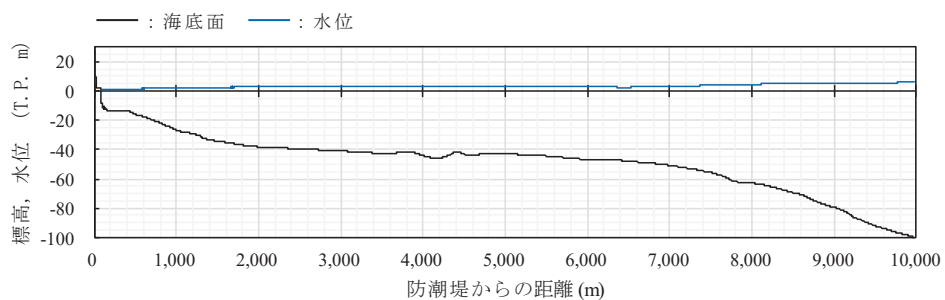


図 1-2-1 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，35 分）

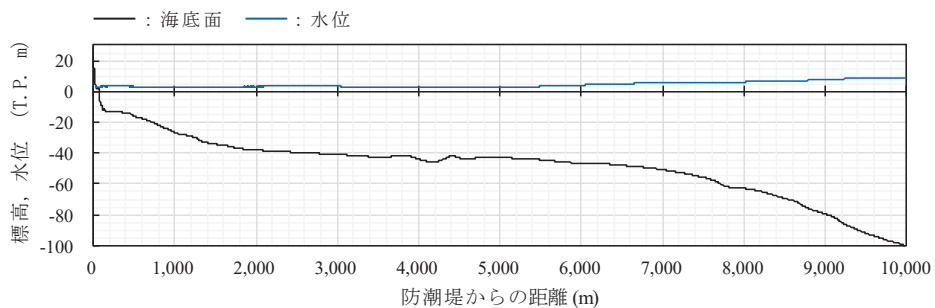


図 1-2-2(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，36 分）

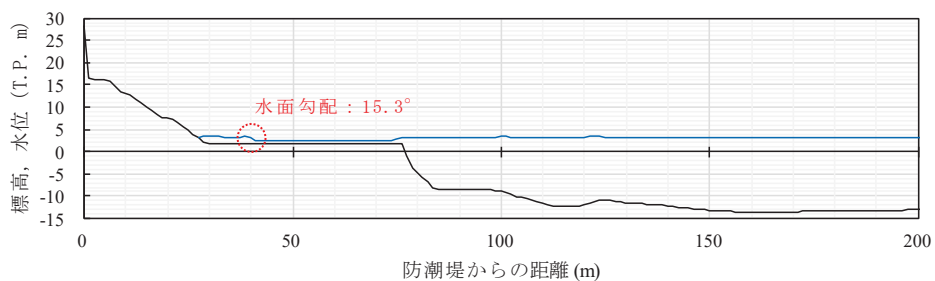


図 1-2-2(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，36 分 [0-200m 拡大]）

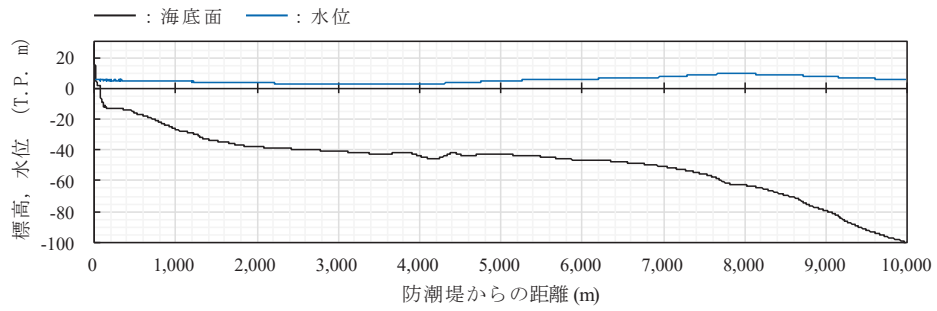


図 1-2-3 (1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，37 分）

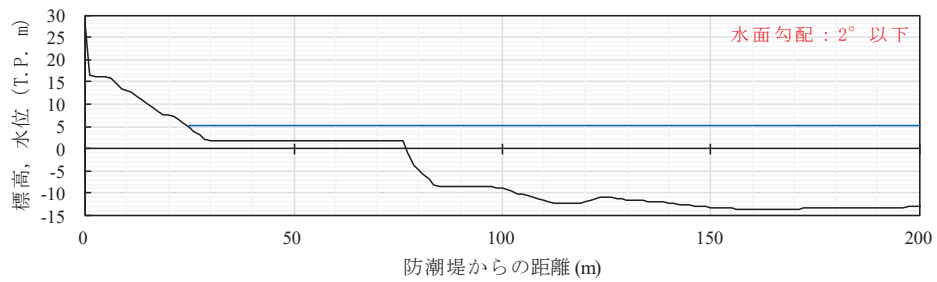


図 1-2-3 (2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，37 分 [0-200m 拡大]）

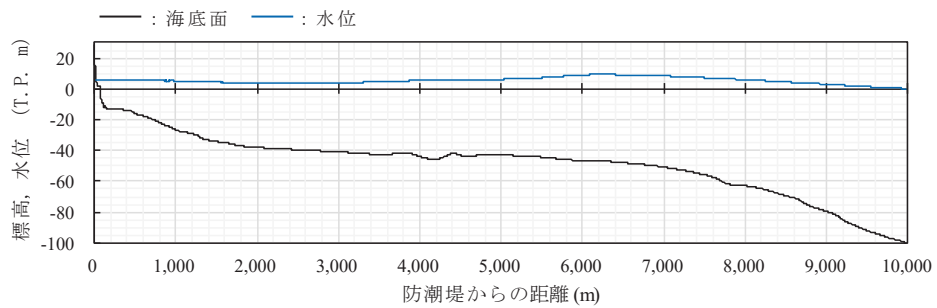


図 1-2-4 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，38 分）

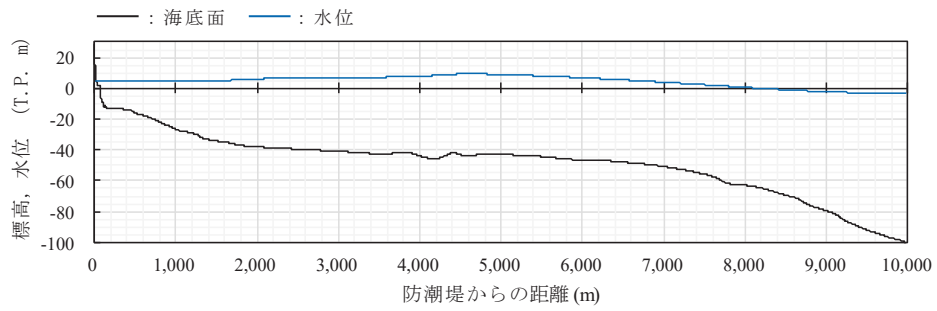


図 1-2-5 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，39 分）

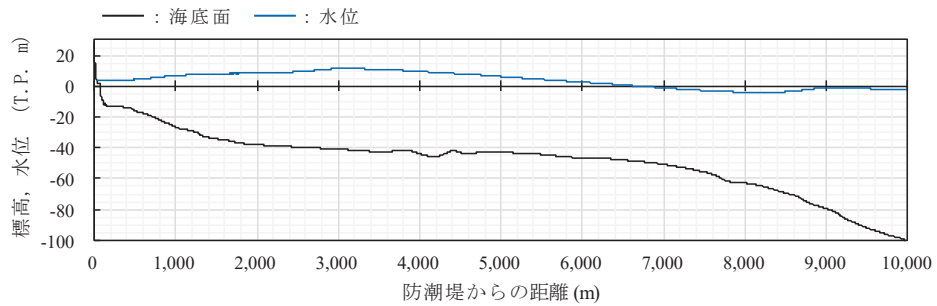


図 1-2-6 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，40 分）

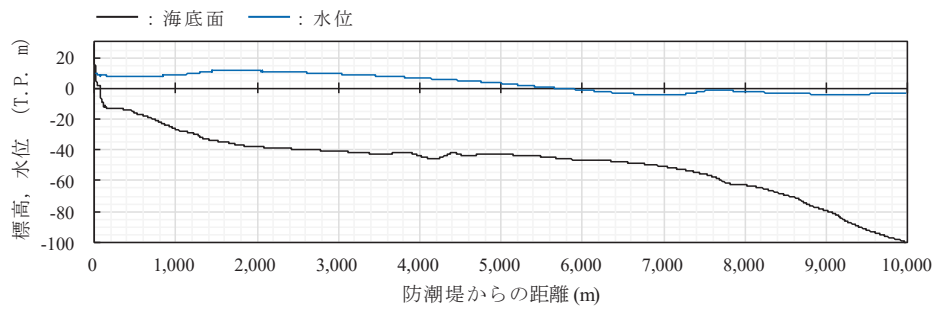


図 1-2-7(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，41 分）

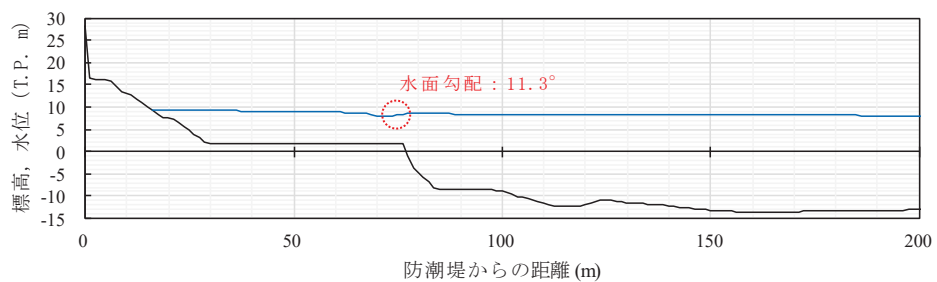


図 1-2-7(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，41 分 [0-200m 拡大]）

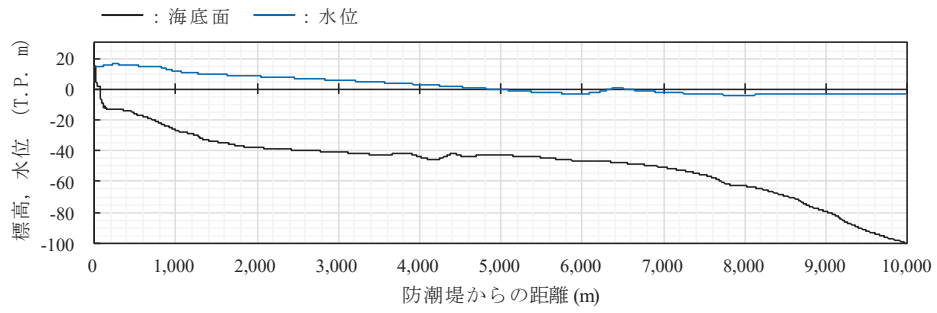


図 1-2-8(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，42分）

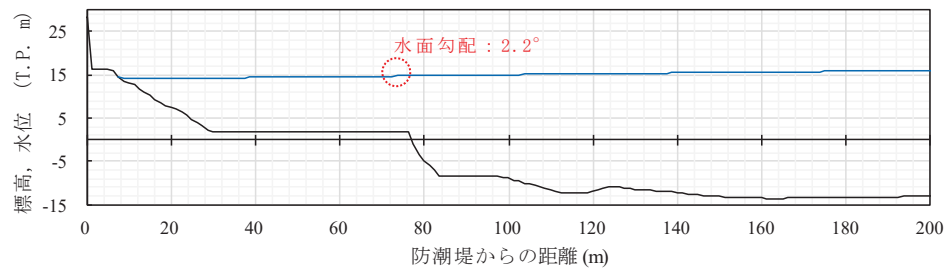


図 1-2-8(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，42分 [0-200m 拡大]）

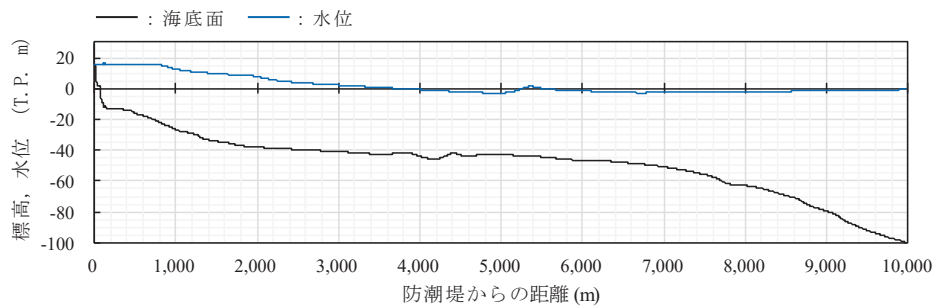


図 1-2-9 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，43分）

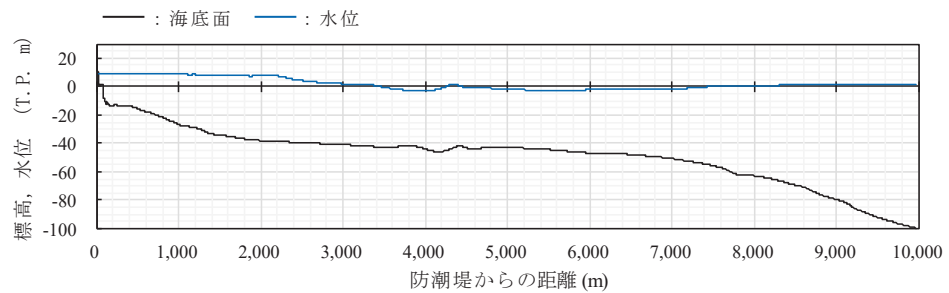


図 1-2-10 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面あり，44分）

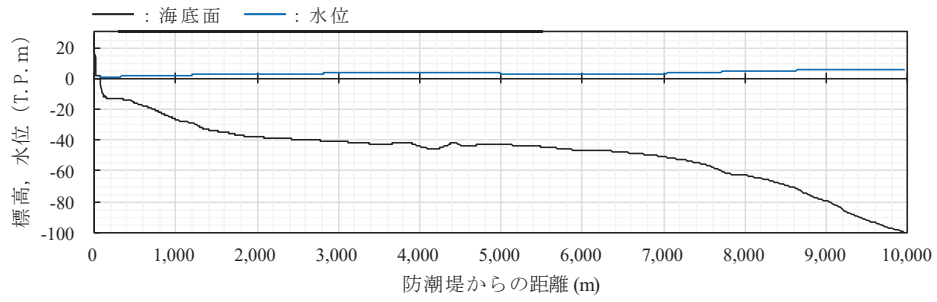


図 1-3-1 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，35 分）

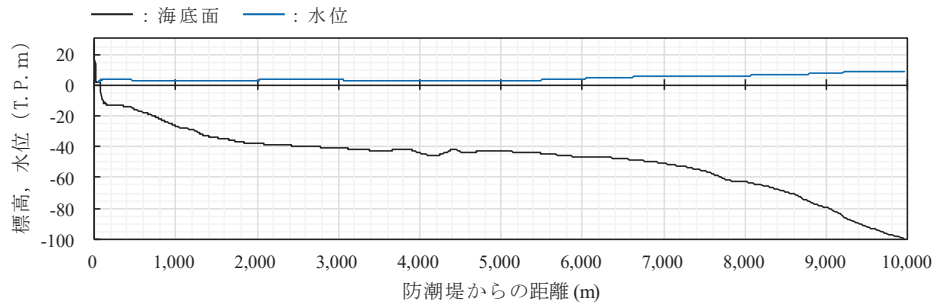


図 1-3-2(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，36 分）

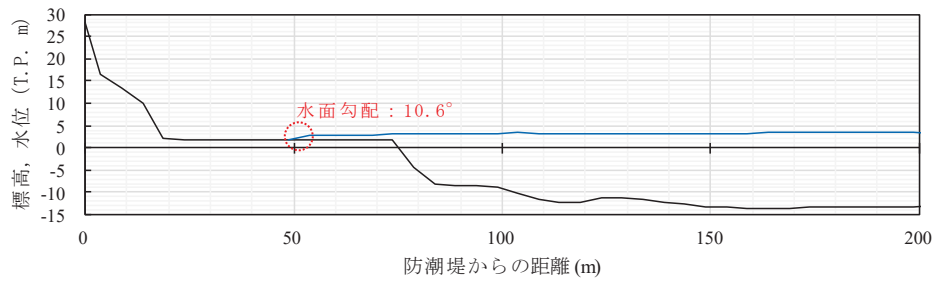


図 1-3-2(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，36 分 [0-200m 拡大]）

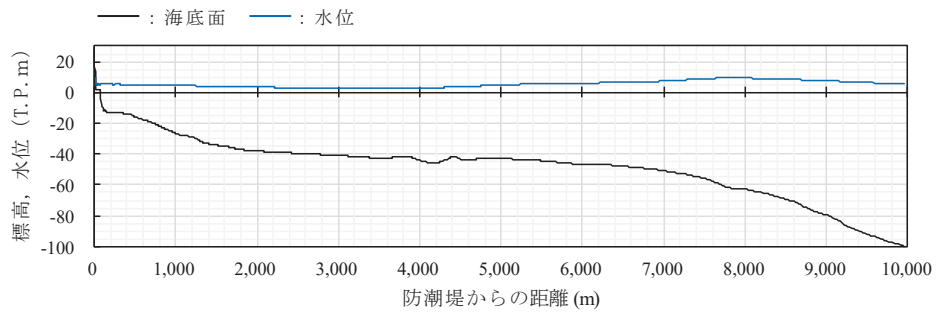


図 1-3-3(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，37分）

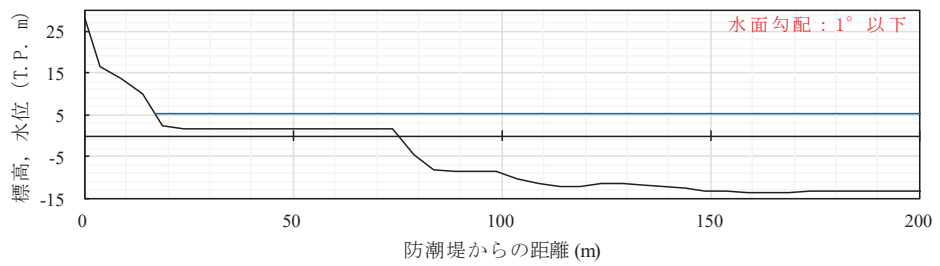


図 1-3-3(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，37分 [0-200m 拡大]）

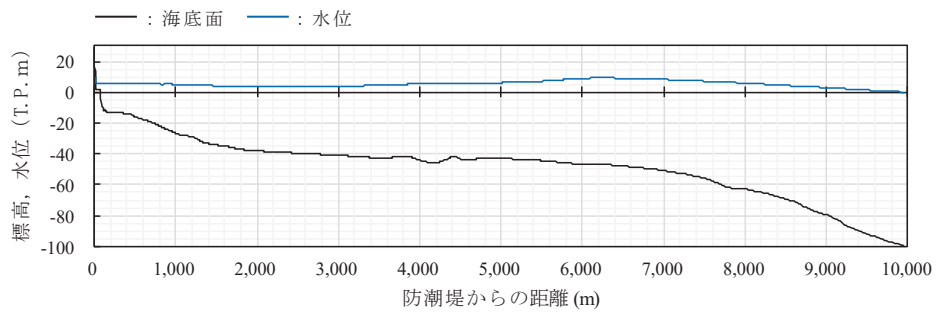


図 1-3-4 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，38分）

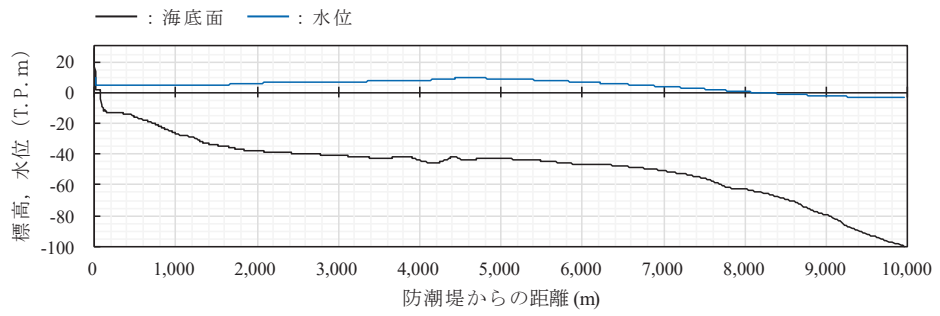


図 1-3-5 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，39 分）

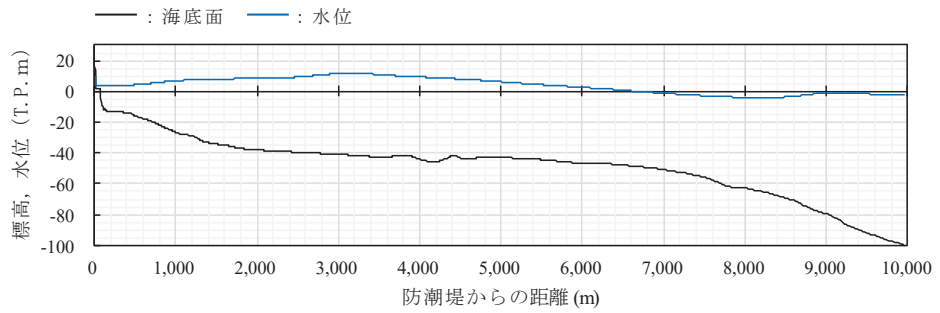


図 1-3-6 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，40 分）

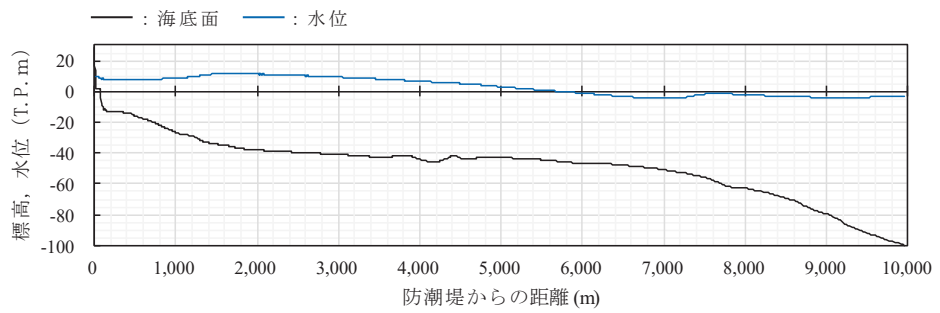


図 1-3-7 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，41 分）

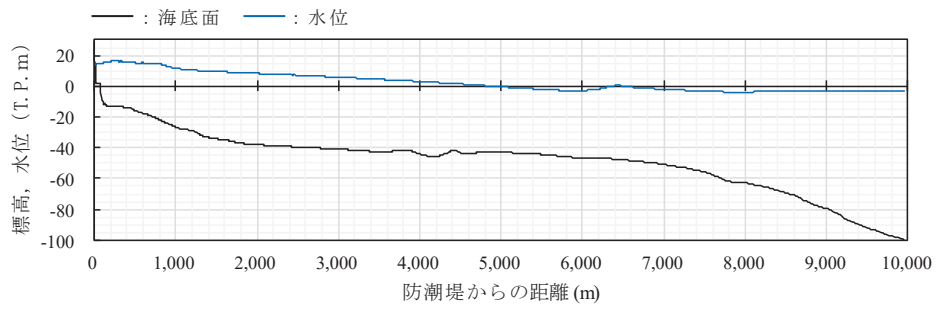


図 1-3-8(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，42分）

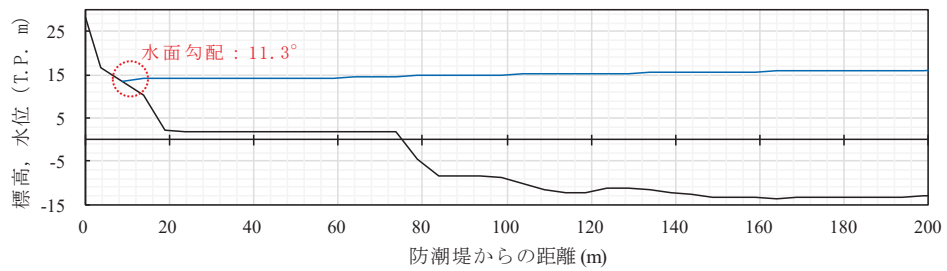


図 1-3-8(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，42分 [0-200m 拡大]）

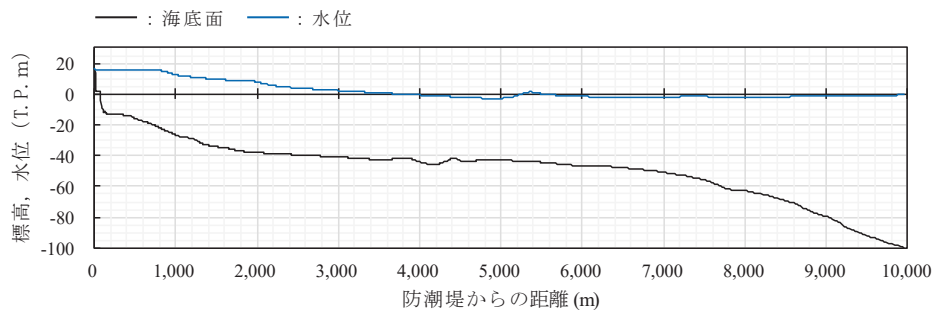


図 1-3-9 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，43分）

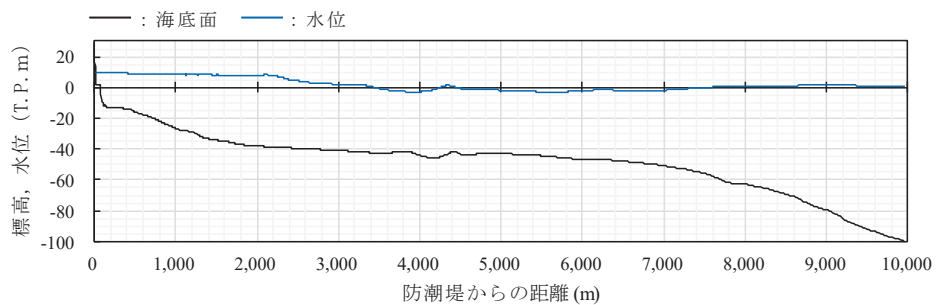


図 1-3-10 水位の空間分布と最大水面勾配（海側盛土なし，44分）

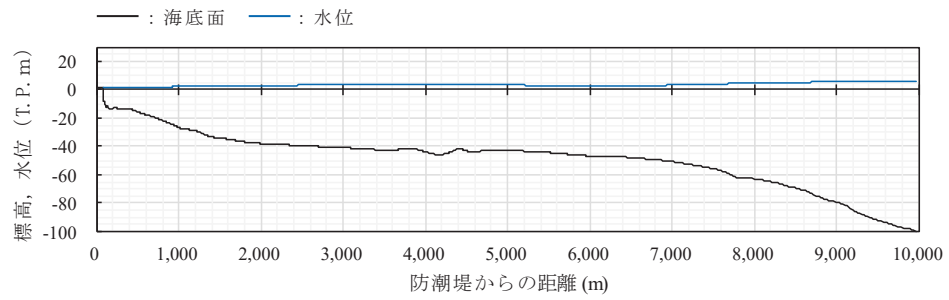


図 1-4-1 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，35 分）

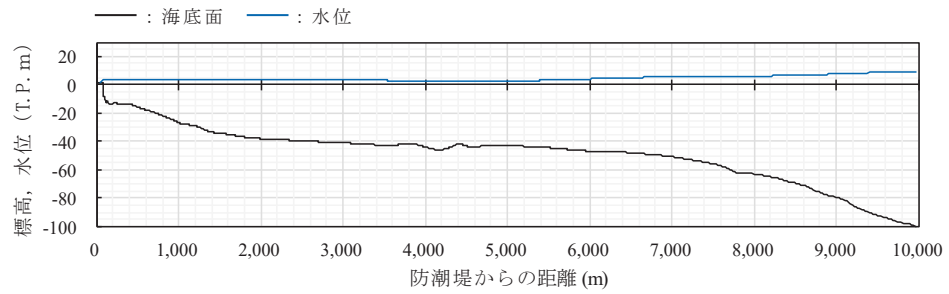


図 1-4-2(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，36 分）

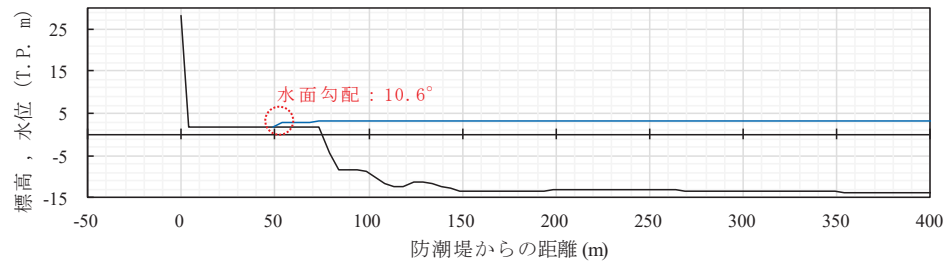


図 1-4-2(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，36 分 [0-200m 拡大]）

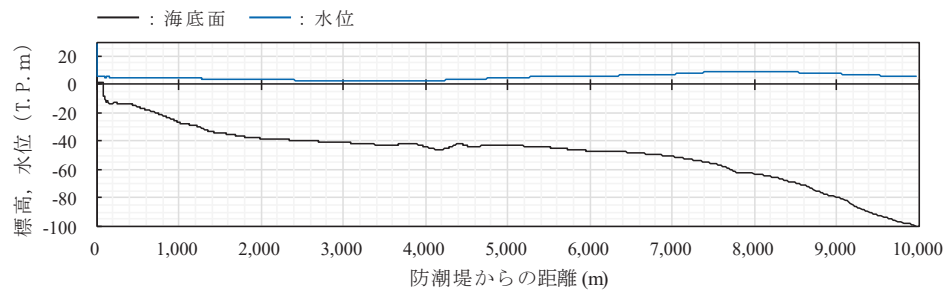


図 1-4-3(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，37分）

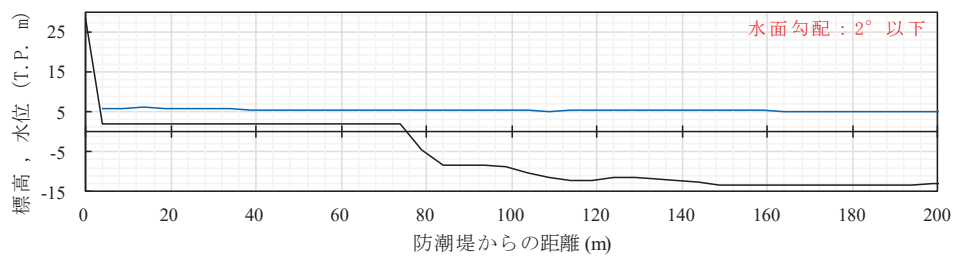


図 1-4-3(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，37分 [0-200m 拡大]）

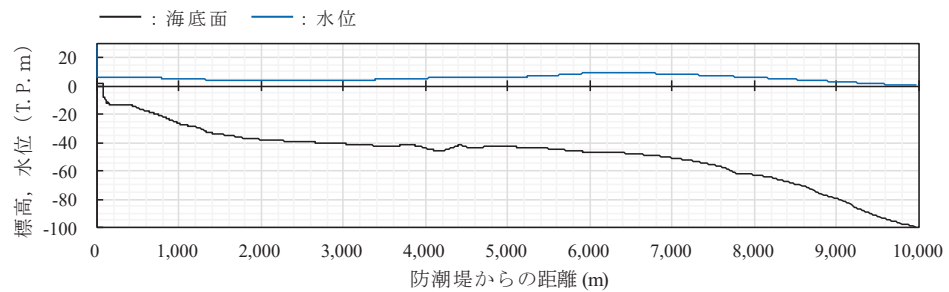


図 1-4-4 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，38分）

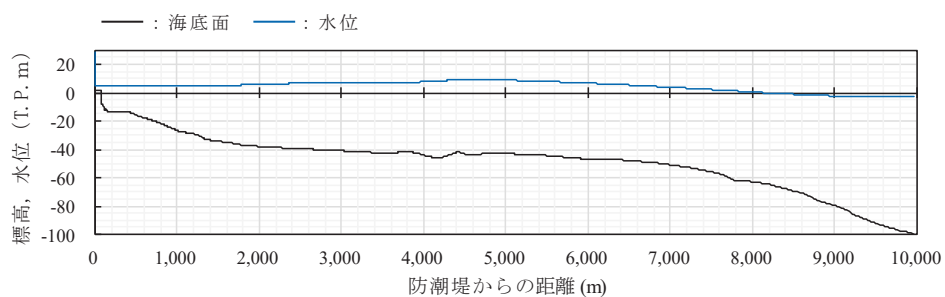


図 1-4-5 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，39 分）

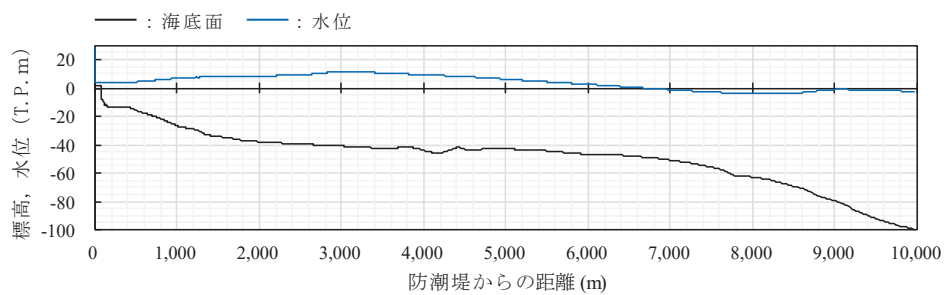


図 1-4-6 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，40 分）

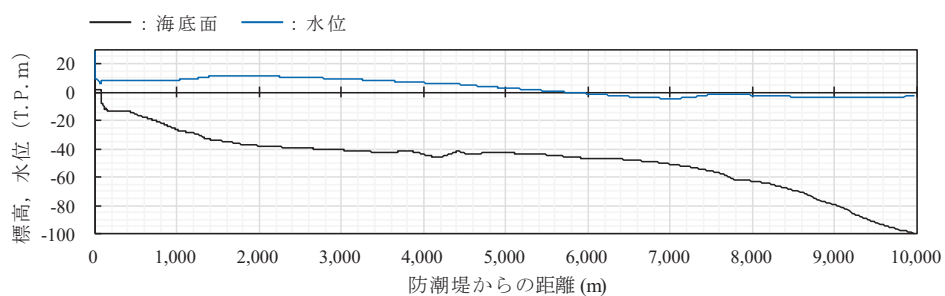


図 1-4-7(1) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，41 分）

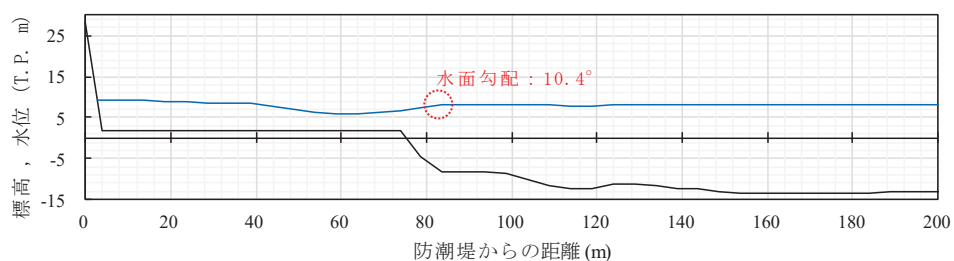


図 1-4-7(2) 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，41 分 [0-200m 拡大]）

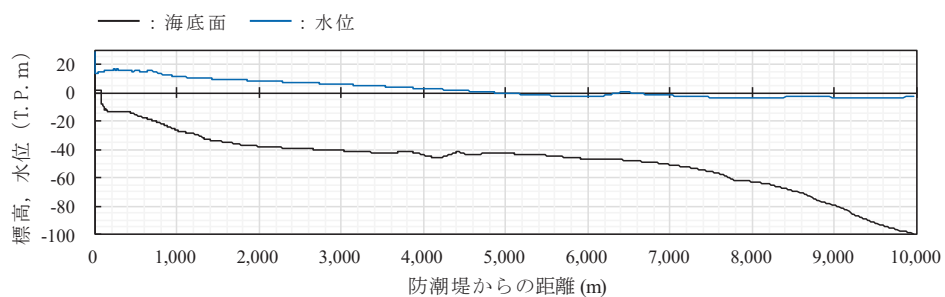


図 1-4-8 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，42 分）

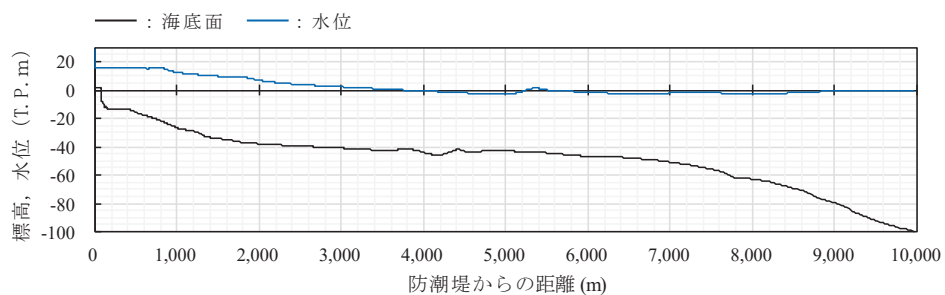


図 1-4-9 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，43 分）

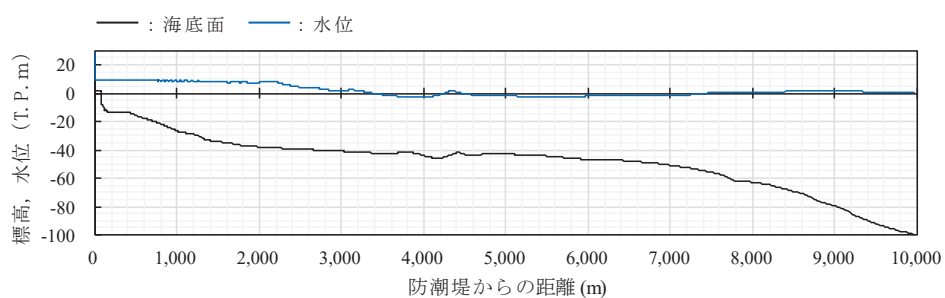


図 1-4-10 水位の空間分布と最大水面勾配（海側法面なし，44 分）

朝倉式適用にあたっての設計用浸水深の考え方について

1. 概要

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

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

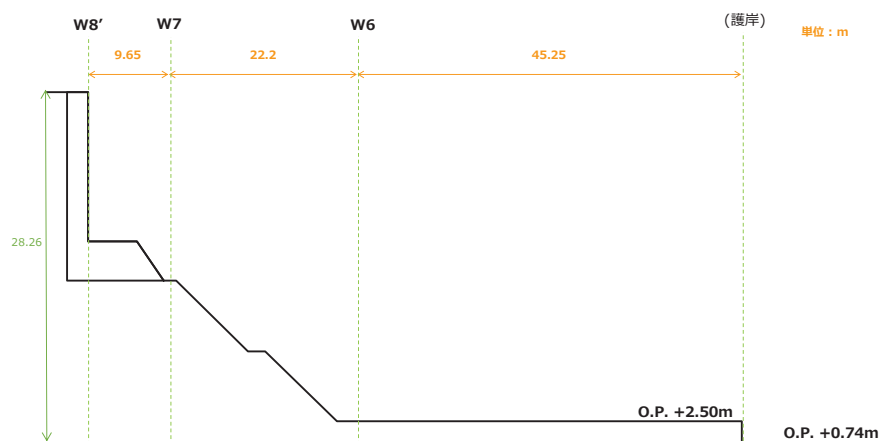
2. 検討結果

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

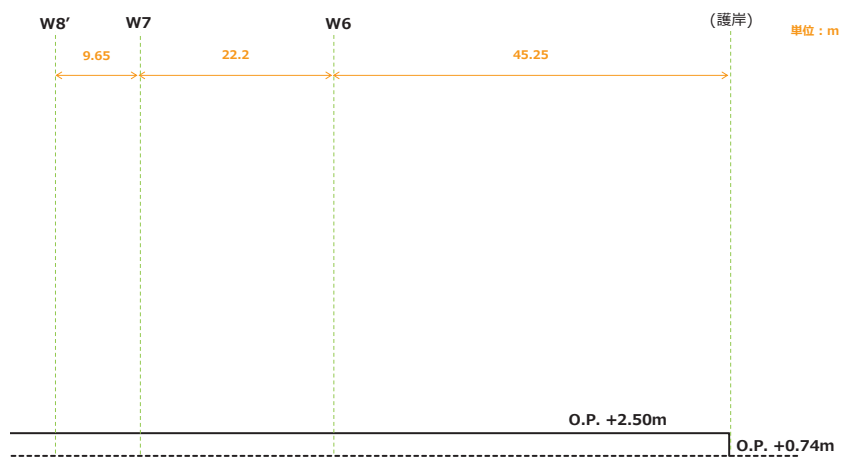
防潮堤及び敷地海側法面あり形状による最大浸水深の 1/2 水深と防潮堤及び敷地海側法面なし形状による最大浸水深（通過波相当の浸水深）の比較を表 2-1 に、各形状の時刻歴波形の比較を図 2-2 に示す。

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

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



(ケース 1 : 防潮堤及び敷地海側法面あり)



(ケース 2 : 防潮堤及び敷地海側法面なし)

図 2-1 敷地形状，水位及び時刻歴波形の比較地点

表 2-1 最大浸水深の比較

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

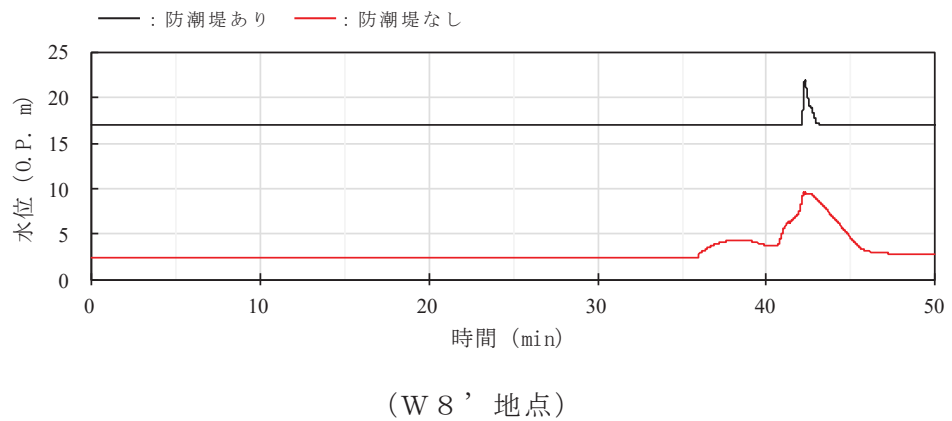
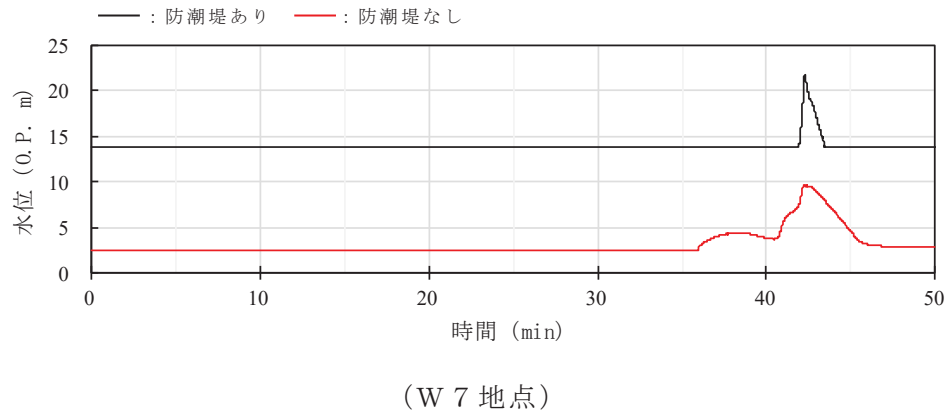
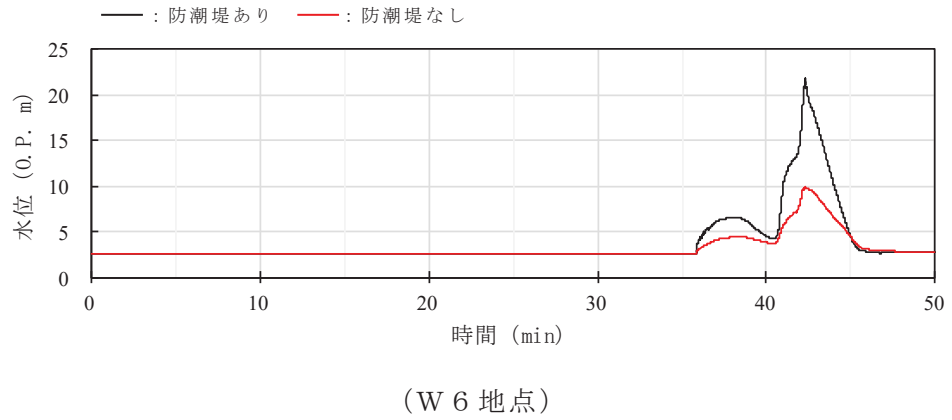


図 2-2 時刻歴波形の比較

海水に浮遊砂が混入した場合の津波波圧への影響について

1. 概要

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

2. 浮遊砂濃度を考慮した場合の海水密度の算定

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

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

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

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

表 3-1 高橋ほか（1999）の検証事例

検証箇所 (検証津波)	文献	計算使用 砂粒径	計算格子 間隔	浮遊砂濃度 上限値	浮遊砂濃度上限値に関する評価
気仙沼湾 (1960年チリ津波)	玉田ほか (2009)	0.001～ 1mm	25m, 5m	1%, 5%	・計算格子間隔5mの場合、浮遊砂濃度上限値5%は実績値より浸食深を過大に評価
八戸港 (1960年チリ津波)	藤田ほか (2010)	0.26mm	10.3m	1%, 2%, 5%	・浮遊砂濃度上限値5%は過大に評価 ・浮遊砂濃度上限値1%, 2%の場合の再現性が良好
宮古湾 (3.11地震津波)	近藤ほか (2012)	0.08mm	10m	1%	・土砂移動の全体的な傾向は良く一致 ・防波堤堤頭部の最大洗掘深や断面地形も定量的に概ね良く一致
気仙沼湾 (3.11地震津波)	森下・ 高橋(2014)	0.3mm	10m	1% 可変*	・砂移動評価に影響を及ぼす因子として、無次元掃流力、流砂量式係数、飽和浮遊砂濃度の3つを抽出 ・上記3つの因子を同時に変えたモデルにより、再現性が向上する可能性を示唆 ・飽和浮遊砂濃度については、摩擦速度の関数とすることで再現性の向上に繋がることを示唆

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

表 3-2 海水密度の算定結果

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

3. 津波波圧への影響検討

(1) 海水密度 1.05g/cm³ を考慮した場合の数値流体解析による検討

基準津波（水位上昇側）を対象に数値流体解析を実施し、海水密度 1.05g/cm³ を考慮した場合の津波波圧の確認を行った。海水密度の上昇を考慮した場合の最大波圧分布を図 3-1 に、海水密度の上昇を考慮した場合の水深係数確認結果を表 3-3 に示す。

海水密度 1.05g/cm³ とした場合の最大波圧分布は、海水密度 1.03g/cm³ の最大波圧分布と有意な差は無く、水深係数として整理した場合の増分も 1%以下となっている。

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

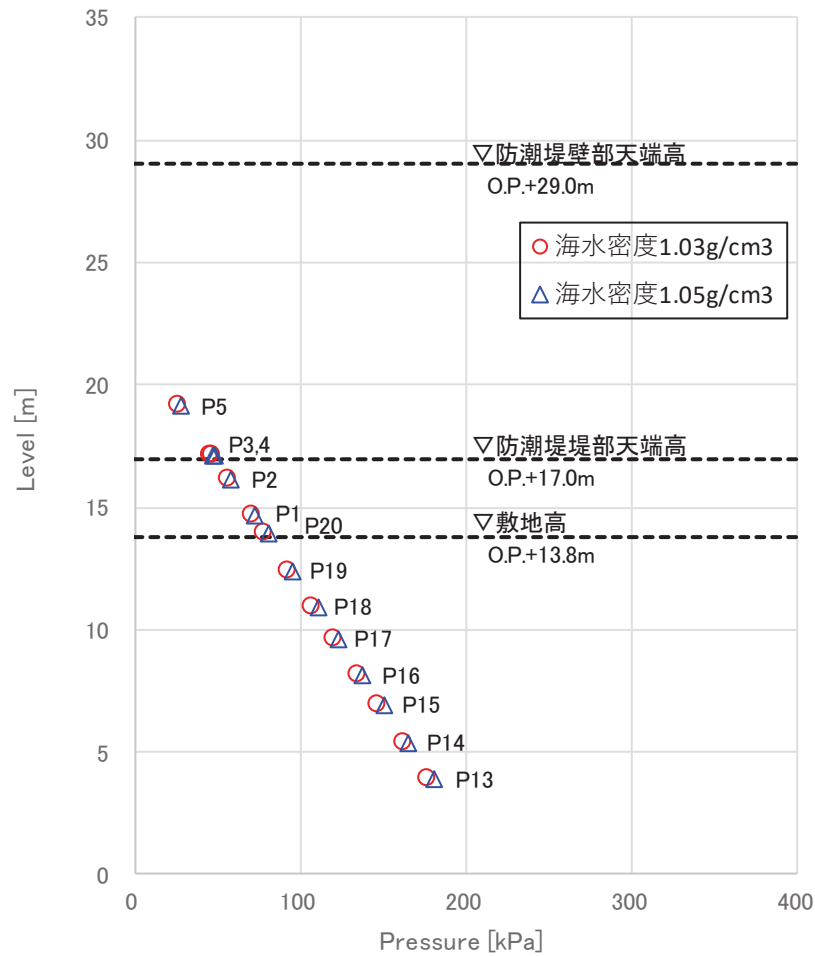


図 3-1 海水密度の上昇を考慮した場合の最大波圧分布

表 3-3 海水密度の上昇を考慮した場合の水深係数確認結果

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

(2) 海水密度 1.03g/cm³ を考慮した検討結果に対する余裕の考察

海水密度 1.03g/cm³ を考慮して数値流体解析及び水理模型実験を行い、水深係数として整理した結果は、「表 5.4.2.2-7 水深係数一覧 (水理模型実験)」及び「図 5.4.2.2-33 既往の津波波圧算定式との比較 (無次元最大津波波圧分布)」に示している。

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

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

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

4. まとめ

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

取放水路流路縮小工の設計に用いる推力の保守性について

1. 概要

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

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

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

表 4-1 各取放水路流路縮小工貫通部の最大流速及び設計に用いる流速の関係

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

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

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

2. 貝付着の有無（粗度係数，径深の違い）が流速に及ぼす影響について

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

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

（マニング式）

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

ここで， v ：貫通部内流速（m/s）

n ：粗度係数（ $m^{-1/3}s$ ）

R ：径深 = $(D/4)$ （m）

D ：貫通部内径（m）

I ：動水勾配

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

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

3. 設計に用いる推力の保守性について

(1) 推力の算定について

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

（推力の算定式）

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

ここで、P：流水の摩擦による推力（kN）

L：貫通部長さ＝取水路 3.5（m），放水路 5.0（m）

f：流水の摩擦抵抗係数＝ $8 g n^2 / (D/4)^{1/3}$ （tf/m³）

g：重力加速度＝9.80665（m/s²）

n：粗度係数（m^{-1/3}s）

D：貫通部内径（m）

Q：流量＝v × A（m³/s）

v：貫通部内流速（m/s）

A：貫通部内断面積（m²）

(2) 設計に用いる推力の保守性について

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

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

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

表 4-3 (1) 貝付着ありの場合と設計に用いる推力の比較

(取放水路流路縮小工 (第 1 号機取水路))

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

* : 貝の付着代 10 cm

表 4-3 (2) 貝付着ありの場合と設計に用いる推力の比較

(取放水路流路縮小工 (第 1 号機放水路))

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

* : 貝の付着代 10 cm

5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価

5.5.1 概要

非常用取水設備内に貯留される水量（以下「貯留量」という。）に対して、スロッシングによる溢水量が貯留量へ与える影響を評価する。具体的には、余震（弾性設計用地震動 S d - 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° の曲がり部を有することから、スロッシングの挙動は曲がり部前後で異なるものと考えられる。また、スロッシングによる貯留水の水位変動は水路長が長いほど小さくなることを踏まえ、安全側の評価の観点から、検討項目 1（貯留量が確保されることの確認）の解析範囲は取水口から曲がり部までの区間のうち取水口側の延長約 40m 範囲とし、検討項目 2（非常用海水ポンプの取水可能水位を下回らないことの確認）の解析範囲は曲がり部から海水ポンプ室までの区間のうち海水ポンプ室側の延長約 60m 範囲とする。なお、解析範囲を実形状よりも短く設定することにより、安全側の評価になることの確認結果の詳細は、「(参考 1) 解析範囲の妥当性について」に示す。

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

*：原子炉補機冷却系海水ポンプ：4 台、高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ：1 台
非常用海水ポンプの詳細位置及び取水量を図 5.5-4 に示す。貯留量（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。

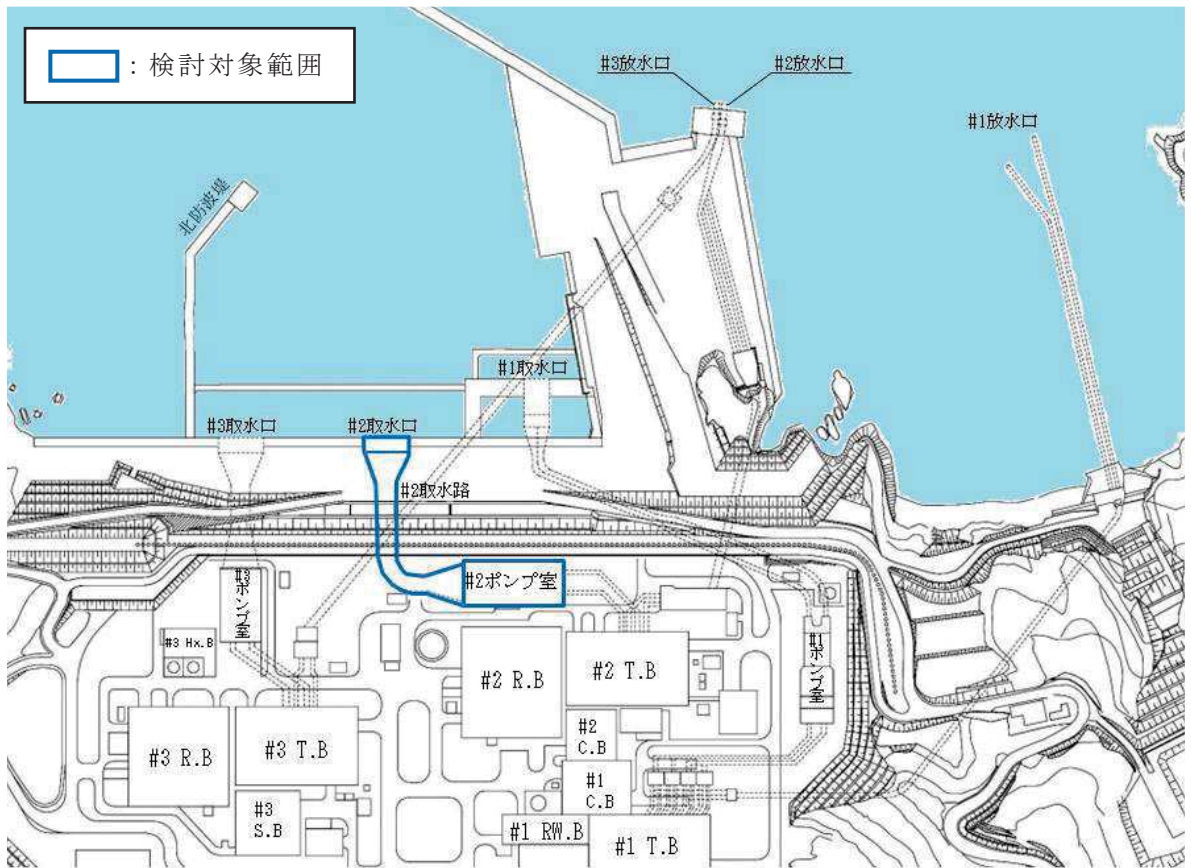


図 5.5-1 (1) 非常用取水設備 (平面図)



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。

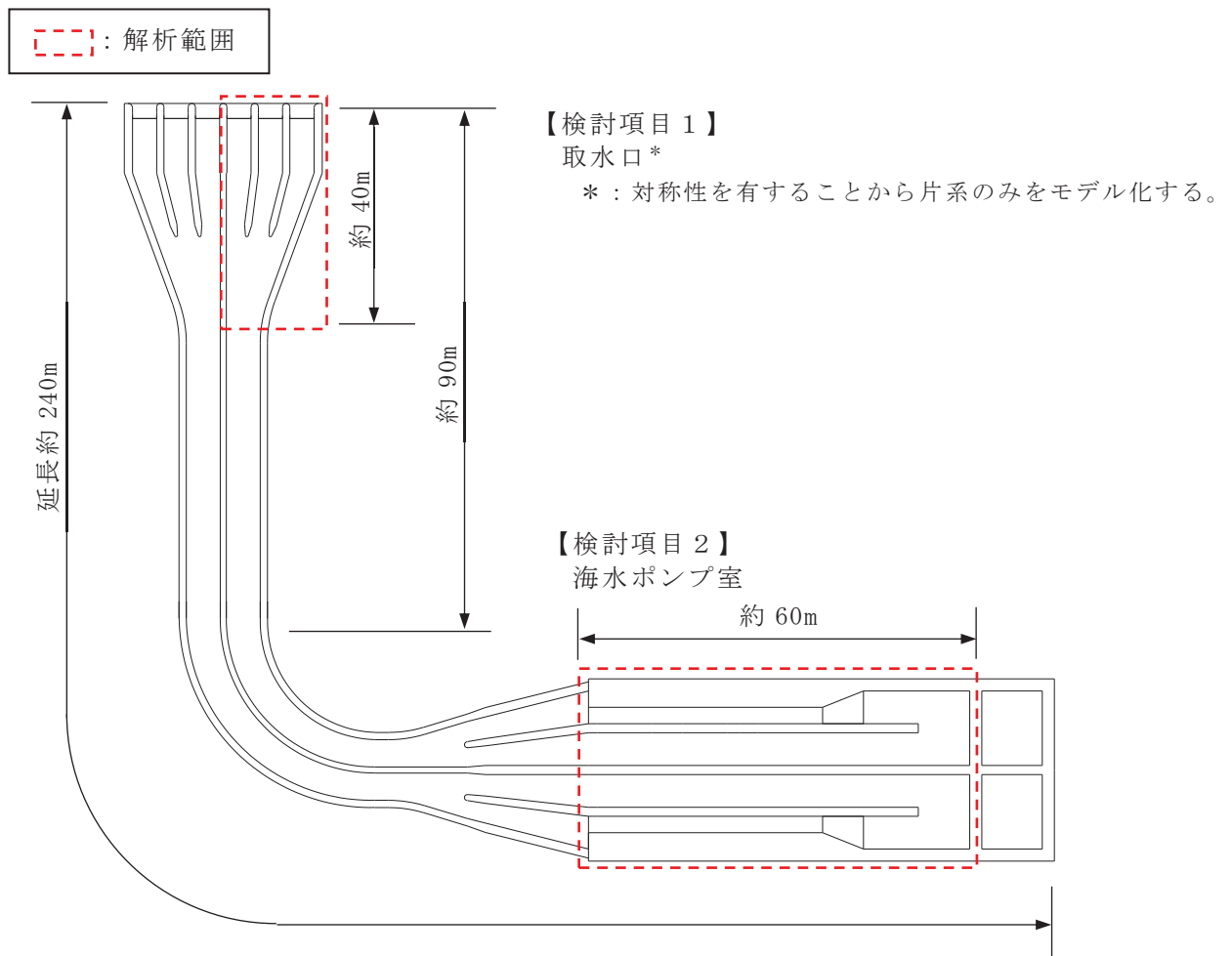


図 5.5-2 各検討項目の解析範囲

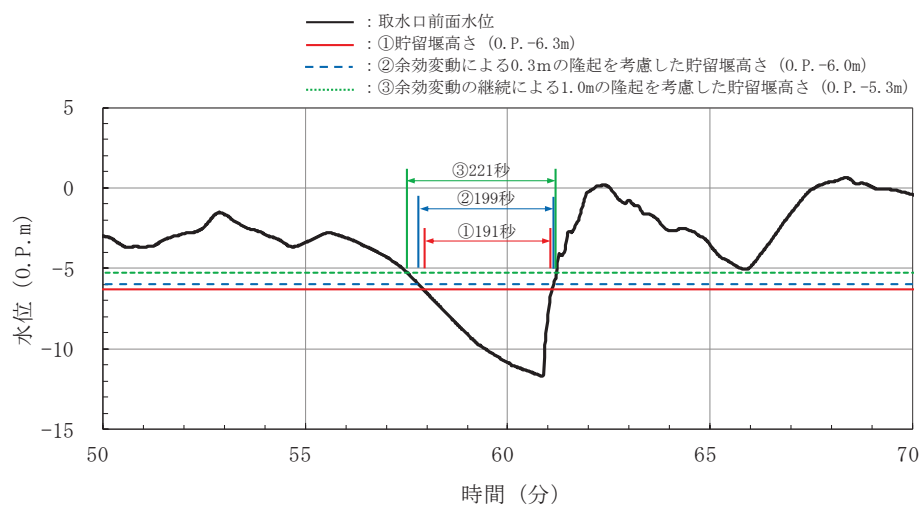
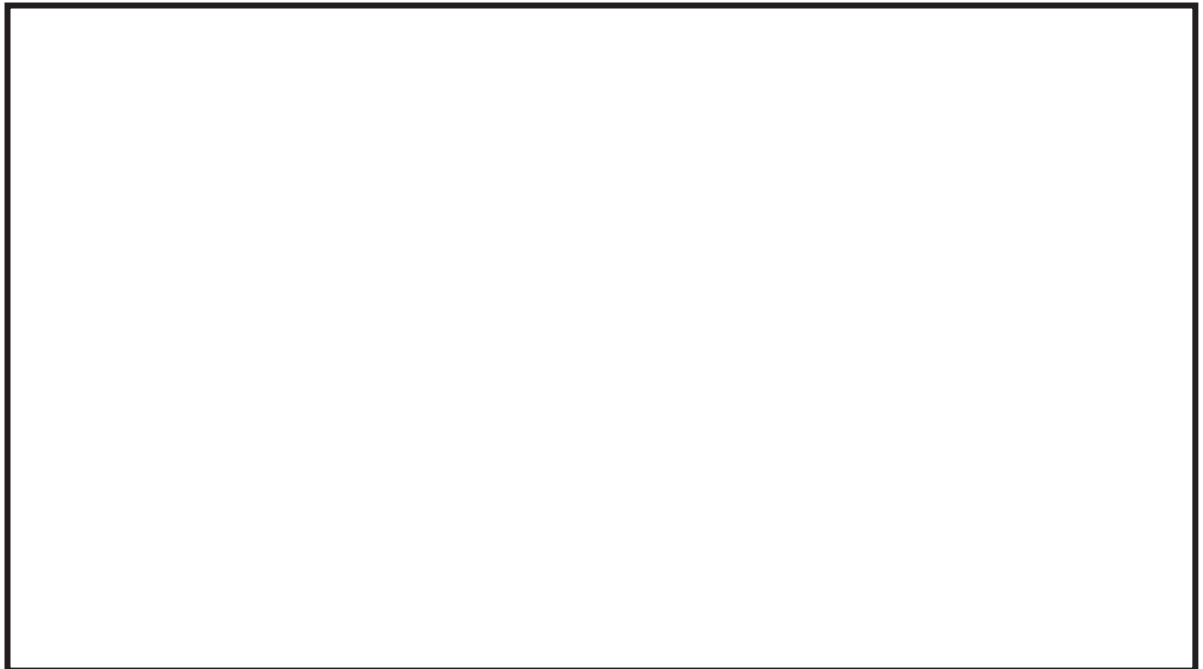


図 5.5-3 引き波の継続時間約 4 分の考え方



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。

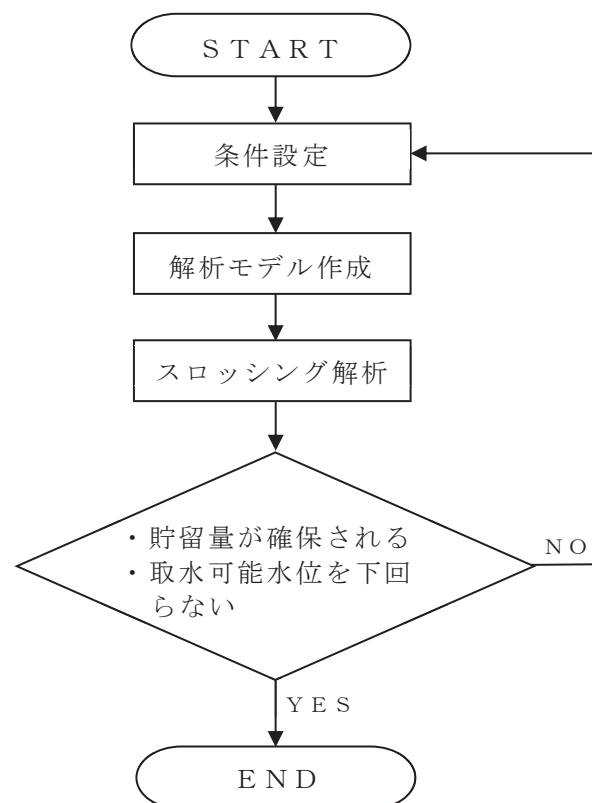


図 5.5-5 スロッシング検討フロー

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 $S_d - D2$ を基に、検討対象構造物の地盤条件を適切に考慮したうえで、1次元波動論によりスロッシング解析モデル底面位置（**構造物底版上面**）で評価したものをを用いる。入力地震動の概念図を図 5.5-6 に示す。

解放基盤表面から地震応答解析モデル底面位置までの地震動の引き戻し及び引き上げ解析は、1次元地震応答解析（SHAKE）により行うものとする。

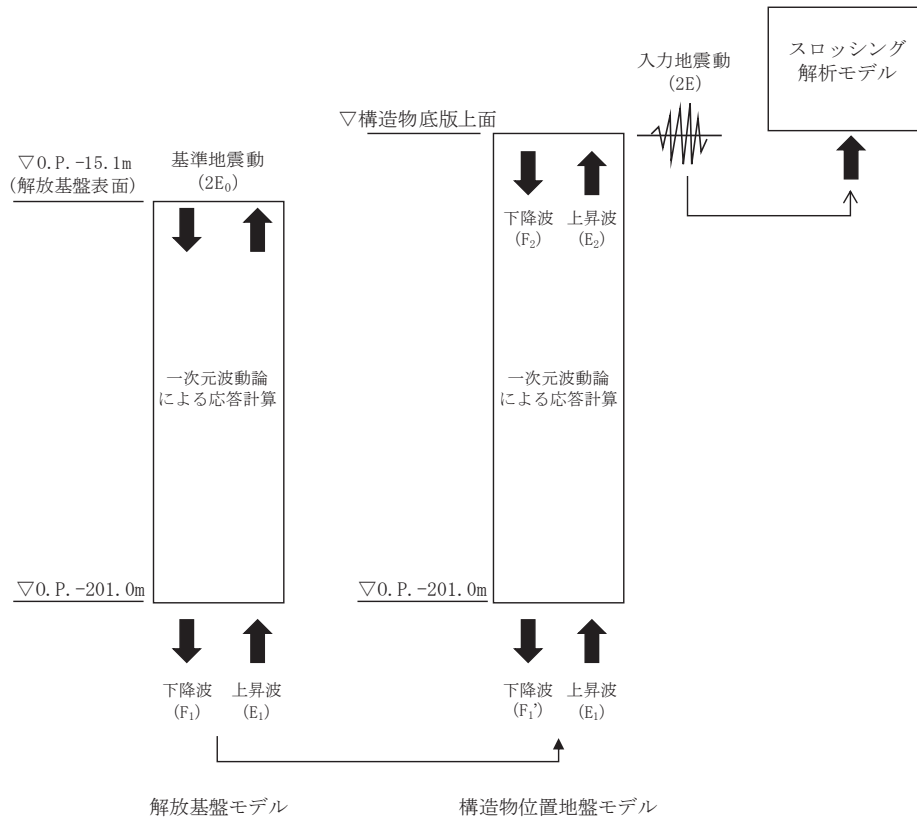


図 5.5-6 入力地震動の概念図

(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。

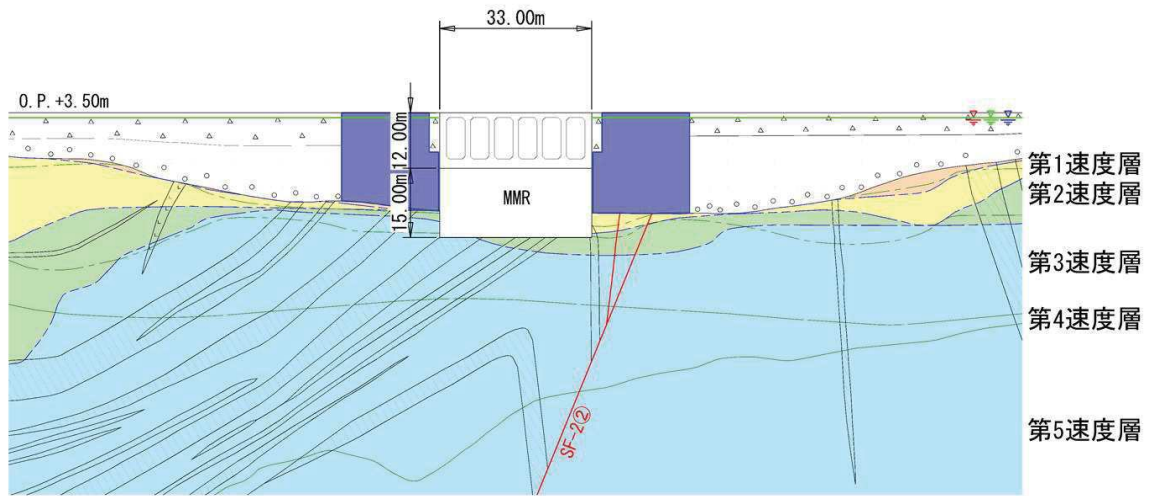


図 5.5-7(1) 地質断面図 (取水口)

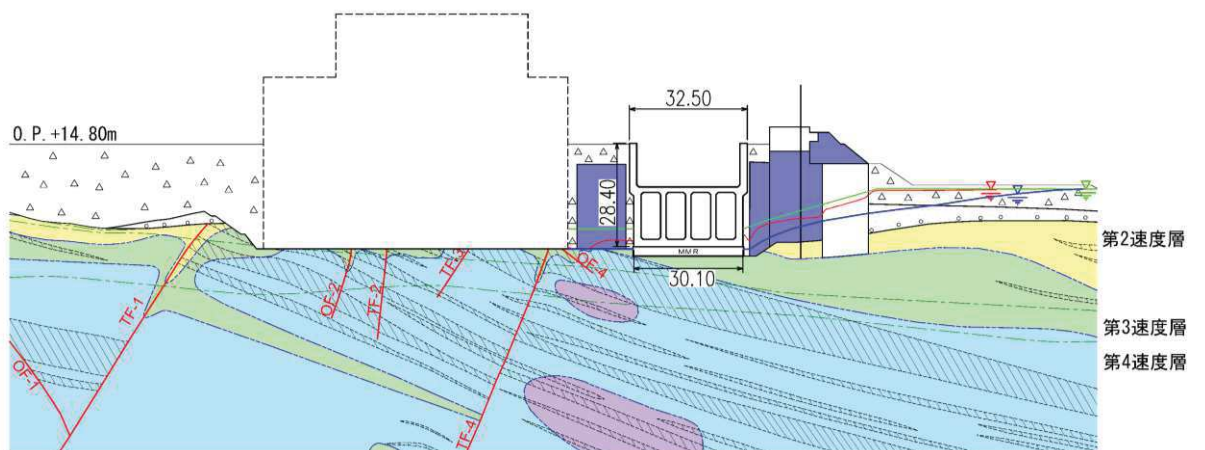
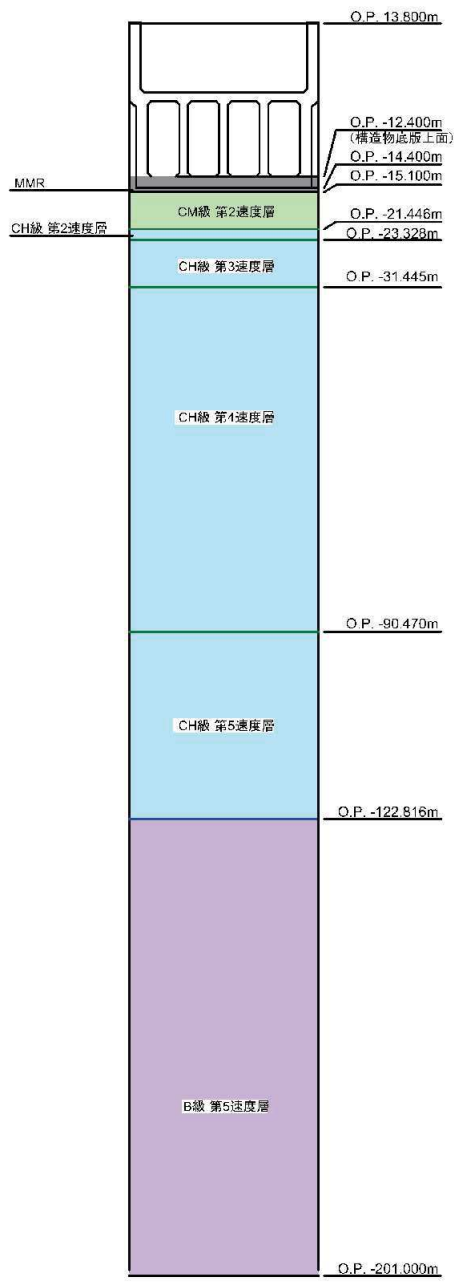
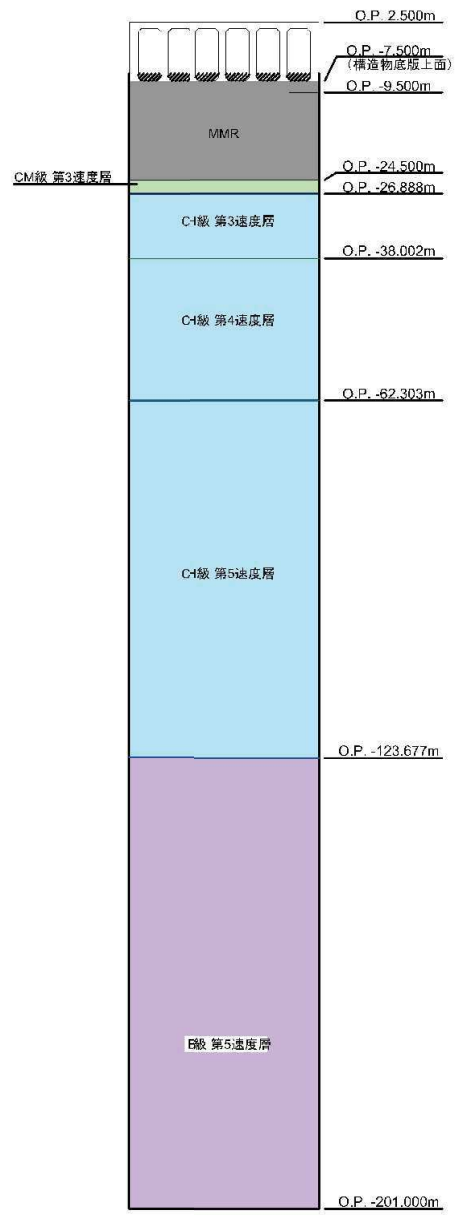


図 5.5-7(2) 地質断面図 (海水ポンプ室)



取水口



海水ポンプ室

図 5.5-8 地震応答解析モデル図

(3) 地盤物性値

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

(4) 地震動の選定

a. 地震動の選定概要

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

*：容器構造設計指針・同解説（日本建築学会）

b. 地震動の選定に用いる地盤物性

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

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

表 5.5-1 地震動の選定において考慮する地盤物性検討ケース

解析ケース	地盤物性
	C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G _d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値
ケース②	平均値 + 1 σ
ケース③	平均値 - 1 σ

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)

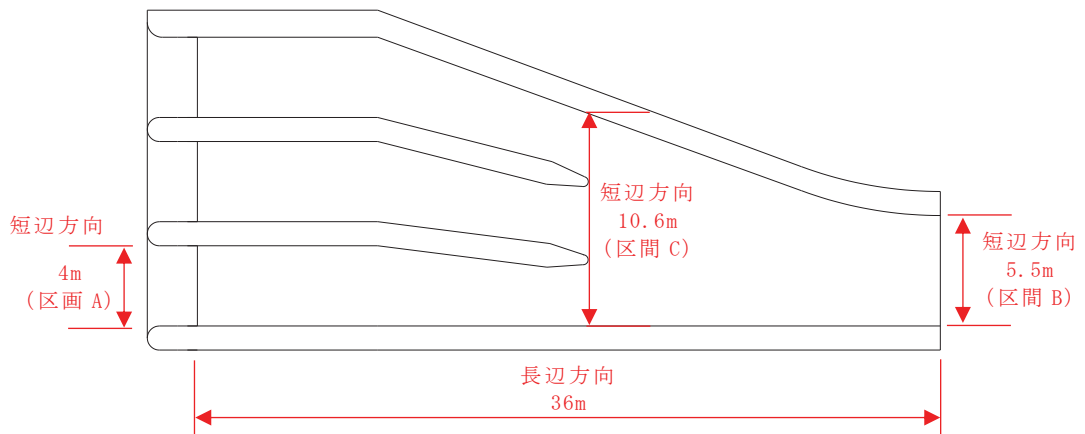


図 5.5-9 (1) 1次固有周期の算出にあたっての取水口形状の考え方

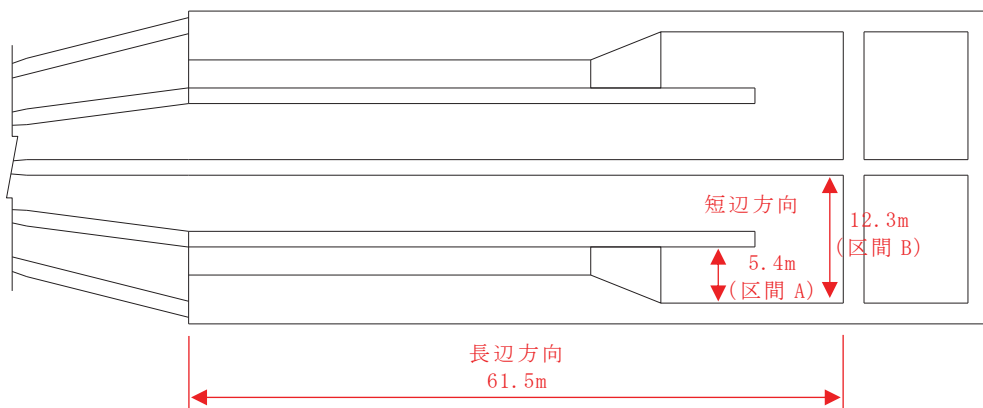


図 5.5-9 (2) 1次固有周期の算出にあたっての海水ポンプ室形状の考え方

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	-7.5	-7.5
水深	h	m	1.2	1.2	1.2	1.2
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	3.3715	1.0048
固有円振動数	ω	1/s	0.301	2.394	1.836	1.002
固有周期	Ts	s	20.89	2.62	3.42	6.27

表 5.5-2 (2) 海水ポンプ室の 1 次固有周期算定結果

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

d. 地震動の選定

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

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

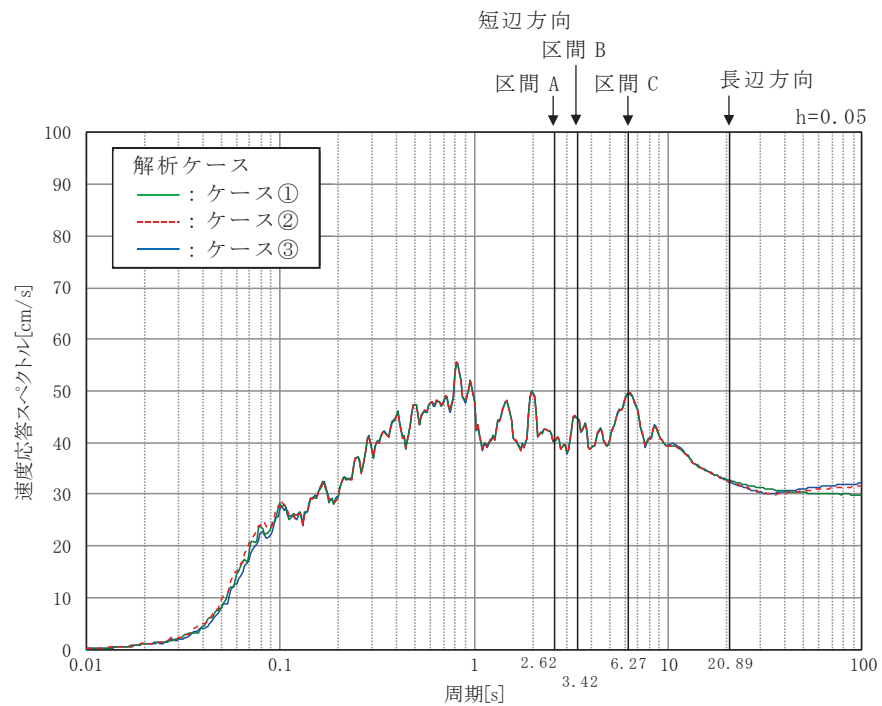


図 5.5-10 (1) 取水口の速度応答スペクトル (水平方向)

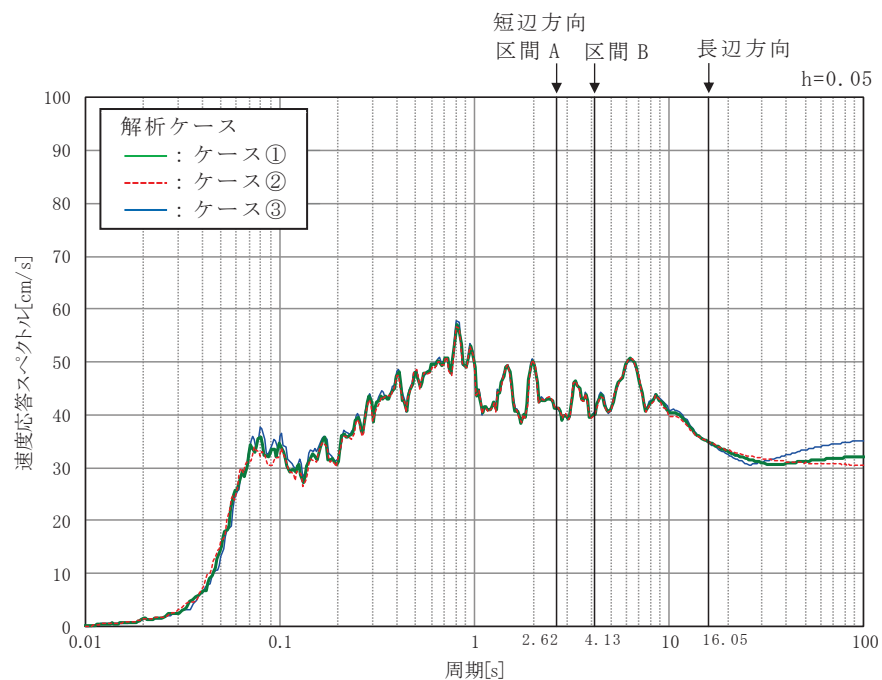
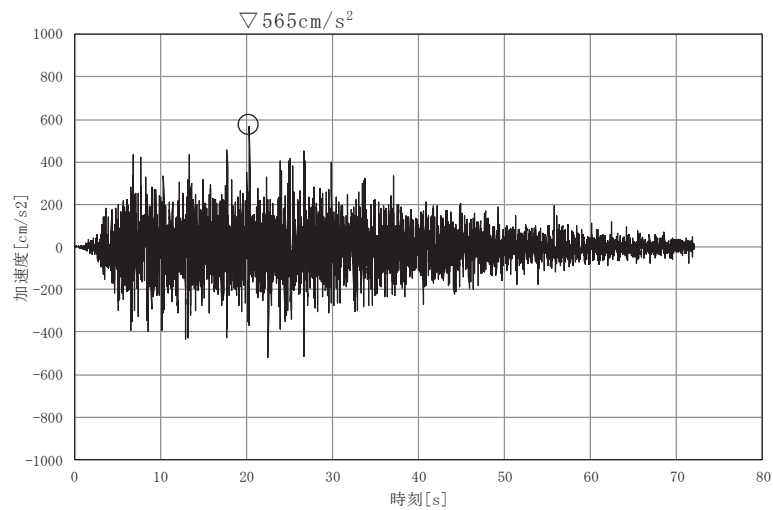


図 5.5-10 (2) 海水ポンプ室の速度応答スペクトル (水平方向)

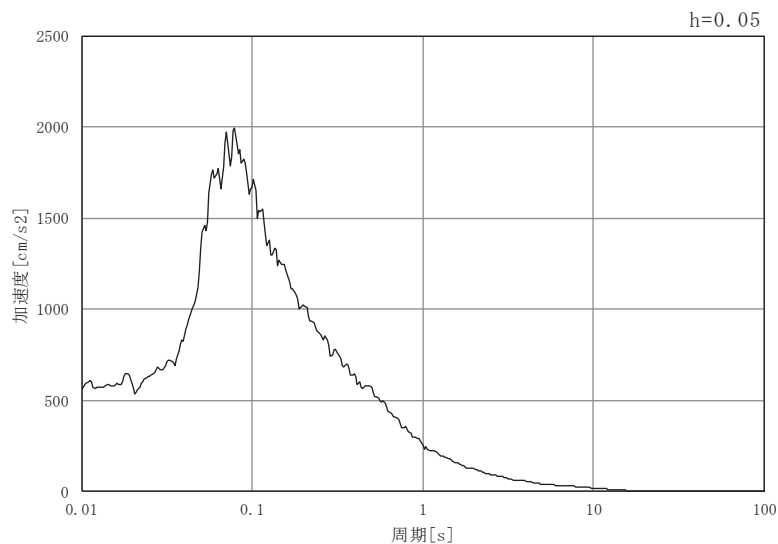
e. 入力地震動

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。

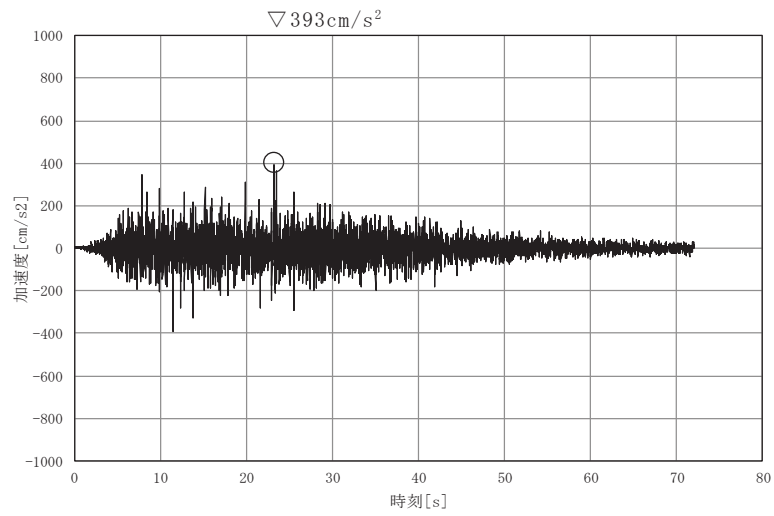


(a) 加速度時刻歴波形

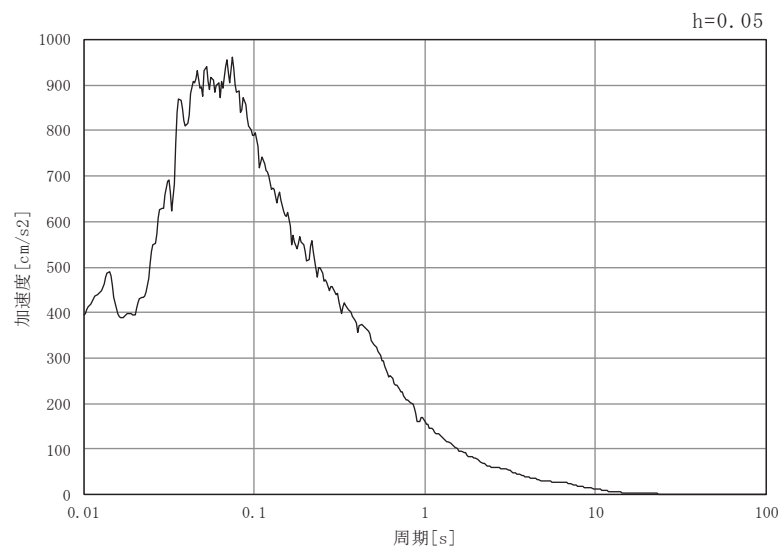


(b) 加速度応答スペクトル

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）

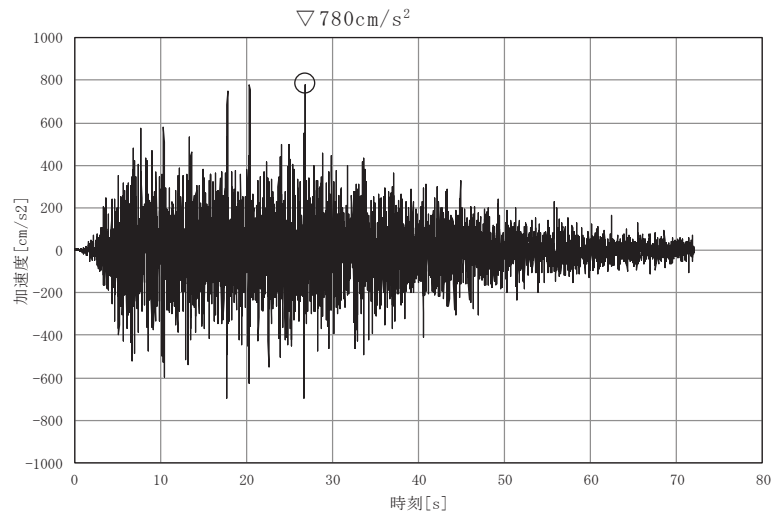


(a) 加速度時刻歴波形

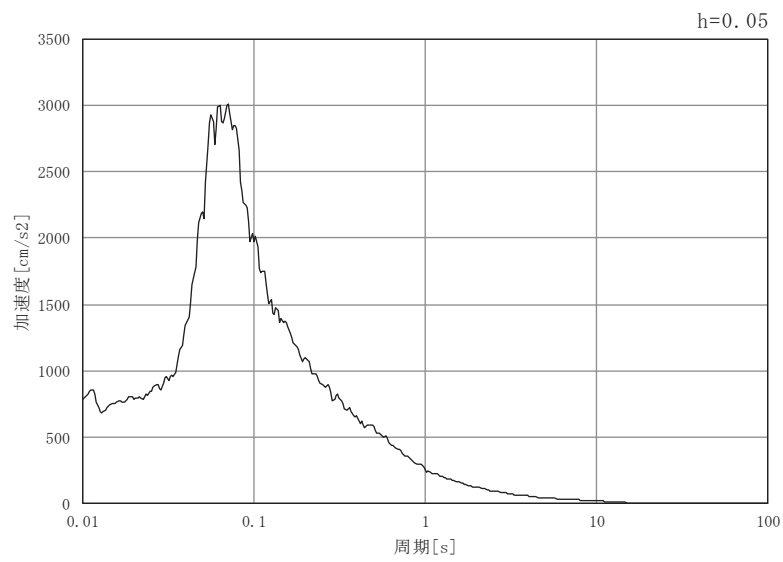


(b) 加速度応答スペクトル

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)

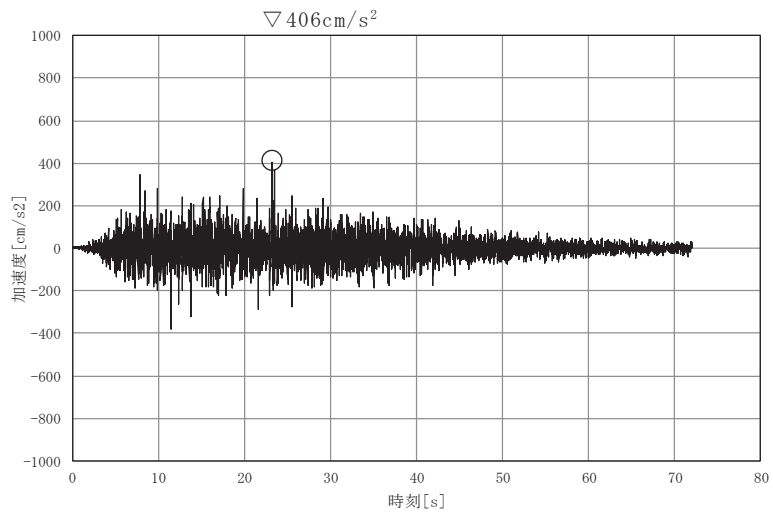


(a) 加速度時刻歴波形

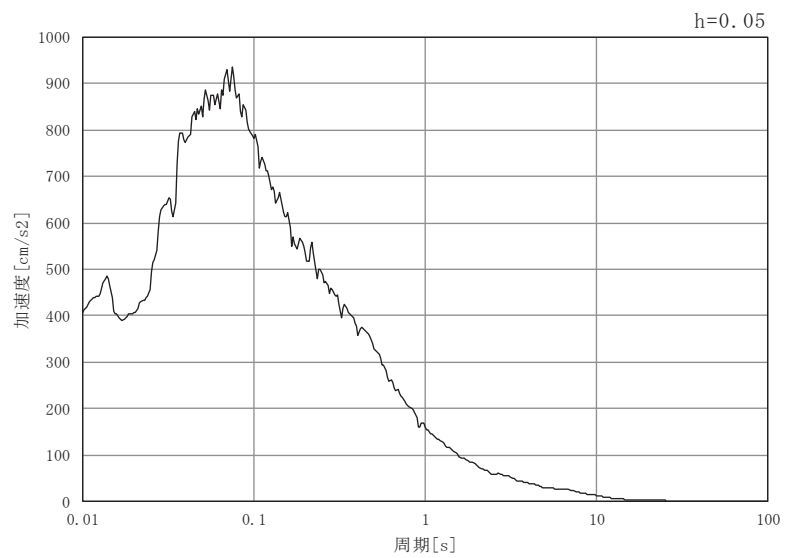


(b) 加速度応答スペクトル

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。解析コードの概要については、補足説明資料「補足-900-1 計算機プログラム (解析コード) の概要に係る補足説明資料」に示す。

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

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

表 5.5-5 (1) 解析条件 (共通)

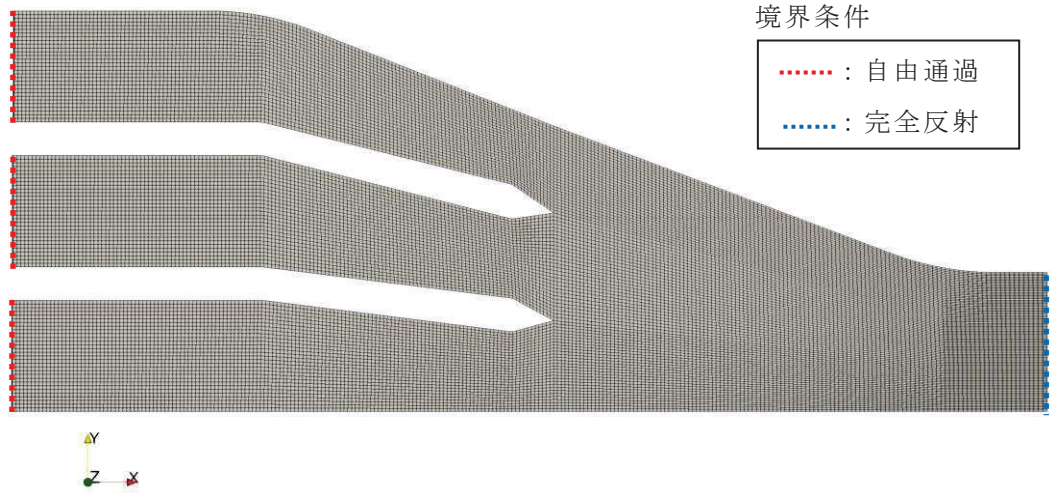
項目	内容
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> OpenFOAM (Version6) オープンソースの流体解析ソフトウェアであり、実験結果等との比較を行い、スロッシング現象を精度よく計算できることが確認されている。
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> 5 分間 (300 秒間) (引き波継続時間約 4 分を保守的に考慮) 地震動による加振 (余震継続時間 72.03 秒) 終了後も解析を継続する。
その他	<ul style="list-style-type: none"> 海水密度: 1.03g/cm³

表 5.5-5 (2) 解析条件 (検討項目 1)

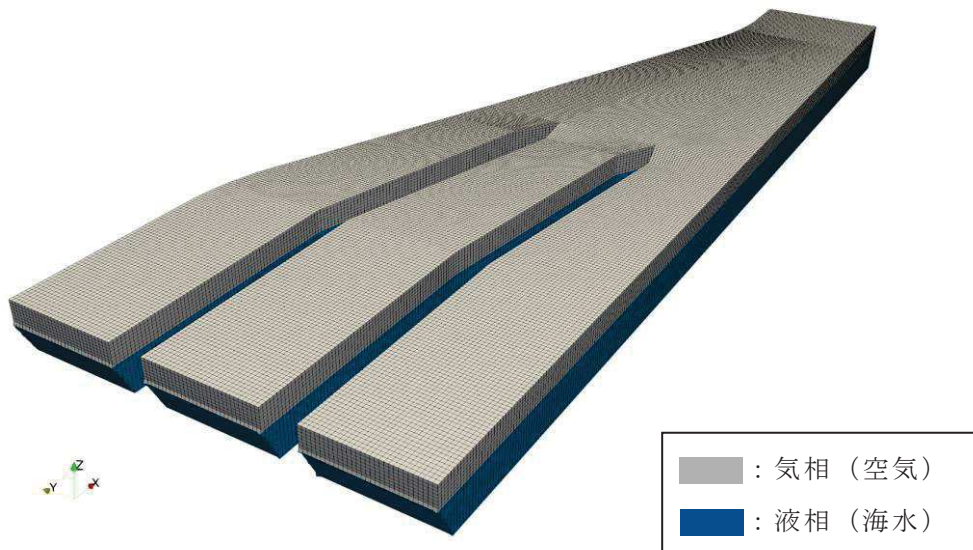
項目	内容
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> 取水口から曲がり部までの区間 (延長約 90m) のうち取水口側の延長約 40m 範囲 (図 5.5-12 (1))。 取水口は対称性を有することから、2 系統のうち 1 系統のみをモデル化する (図 5.5-12 (1))。 格子サイズ: 水平 14cm×鉛直 10cm
境界条件	<ul style="list-style-type: none"> 海側のモデル境界: 貯留堰からの溢水量を算定するため自由通過させる (図 5.5-12 (1))。 海水ポンプ室側のモデル境界: スロッシングによる溢水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

←海側

海水ポンプ室側→



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図

図 5.5-12 (1) 取水口の解析モデル

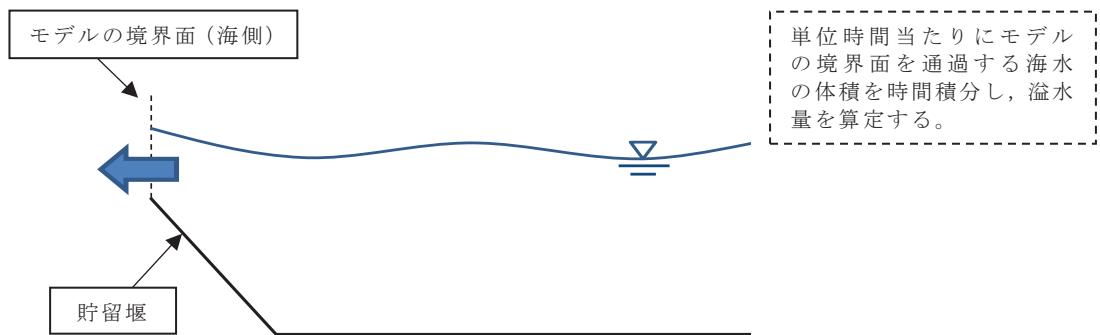


図 5.5-12 (2) 溢水量の算定方法

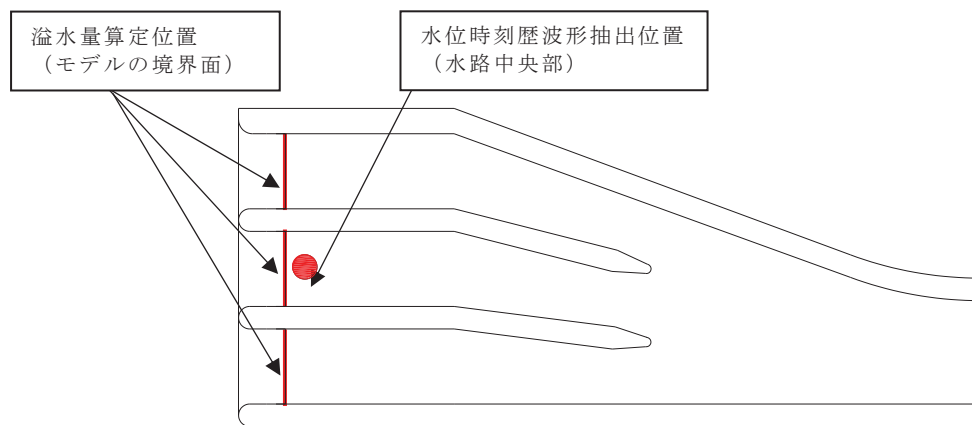
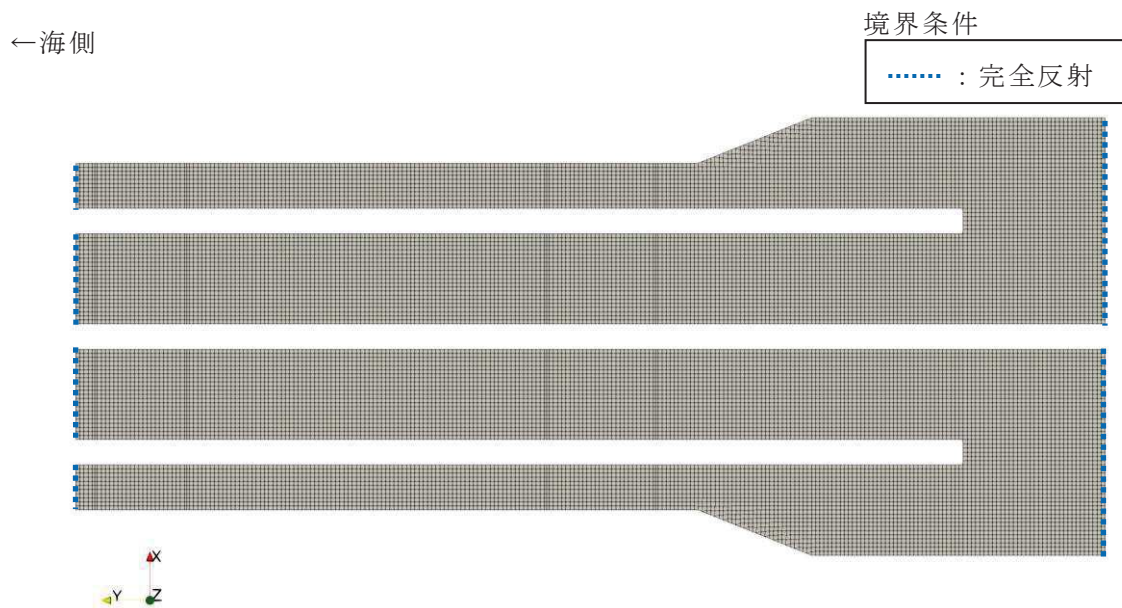


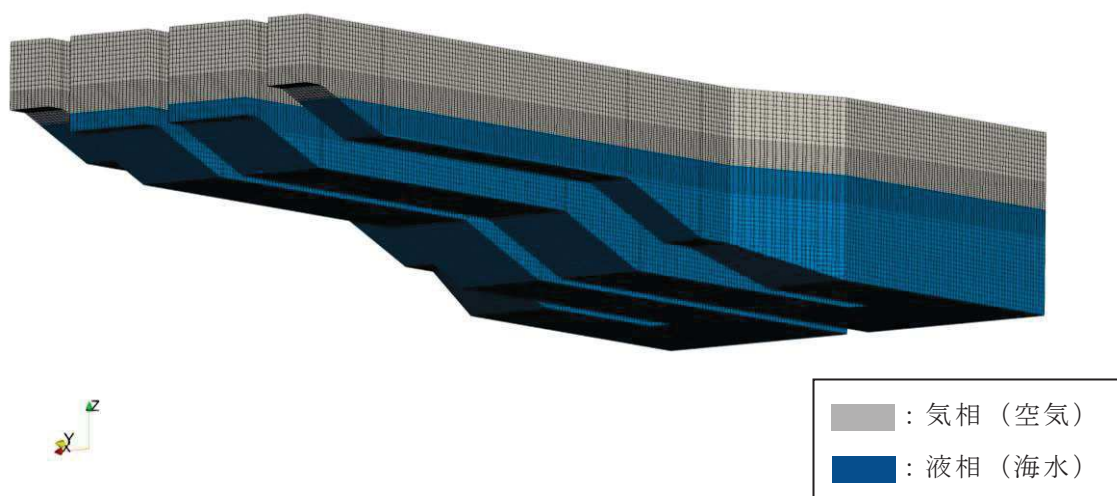
図 5.5-12 (3) 水位時刻歴波形抽出位置

表 5.5-5 (2) 解析条件 (検討項目 2)

項目	内容
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> 海水ポンプ室 (延長約 60m 範囲) (図 5.5-13 (1))。 格子サイズ: 水平 25cm×鉛直 25cm を基本とし, 水面付近は水平 25cm×鉛直 10cm とする。
境界条件	<ul style="list-style-type: none"> モデル境界 (両側): スロッシングによる貯留水の水面変化を安全側に評価するため完全反射条件とする (図 5.5-13 (1))。 底面及び壁面の摩擦: 溢水量を安全側の評価するためスリップ条件 (摩擦は考慮しない) とする。
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> 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)
水位抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> 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とする (図 5.5-13 (2))。



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図

図 5.5-13 (1) 海水ポンプ室の解析モデル

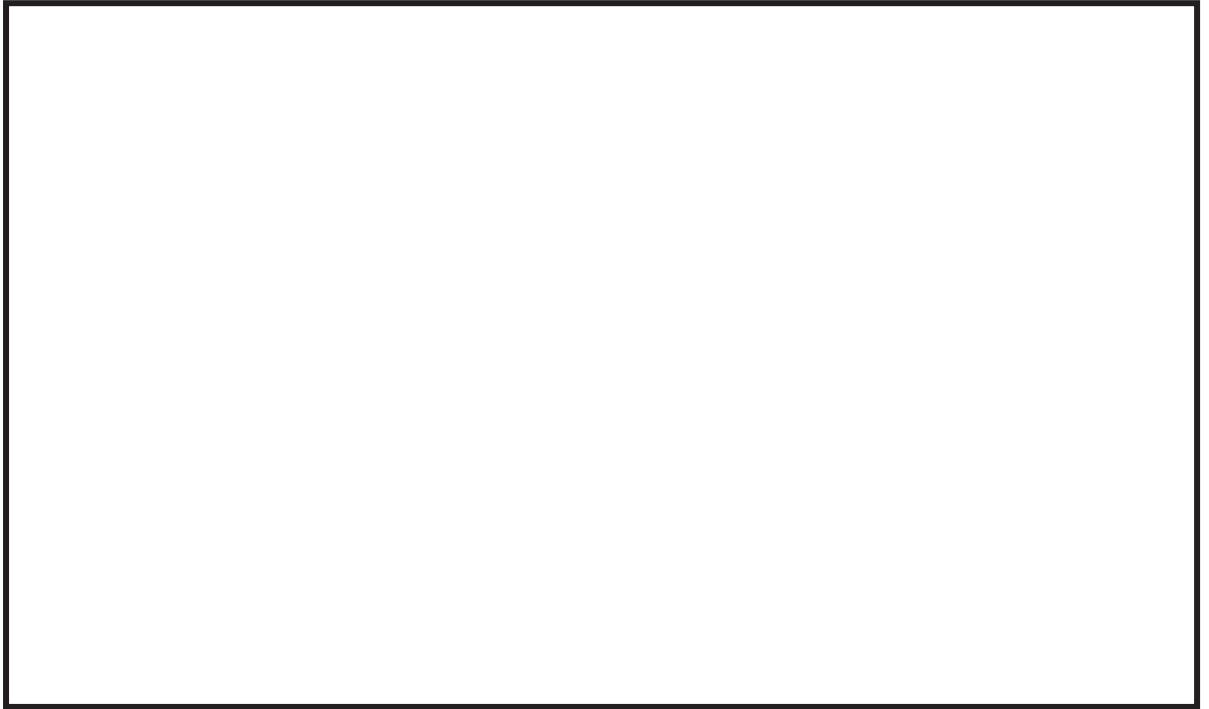


図 5.5-13 (2) 海水ポンプ室の水位時刻歴波形抽出位置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.5.6 解析結果

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

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

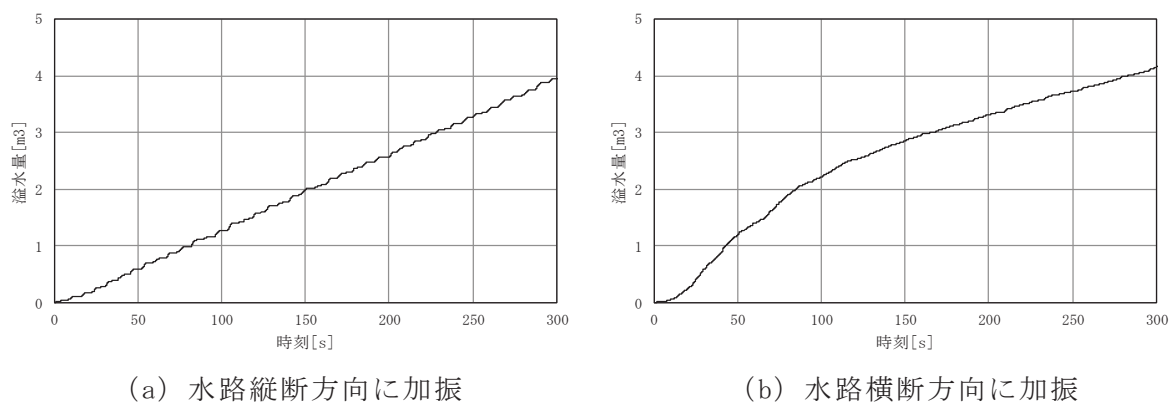


図 5.5-14 溢水量の時間変化

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

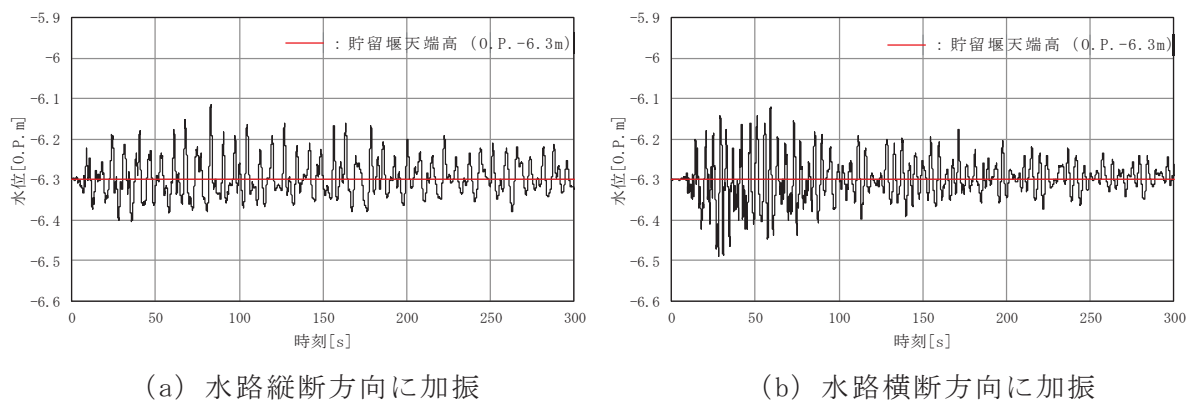
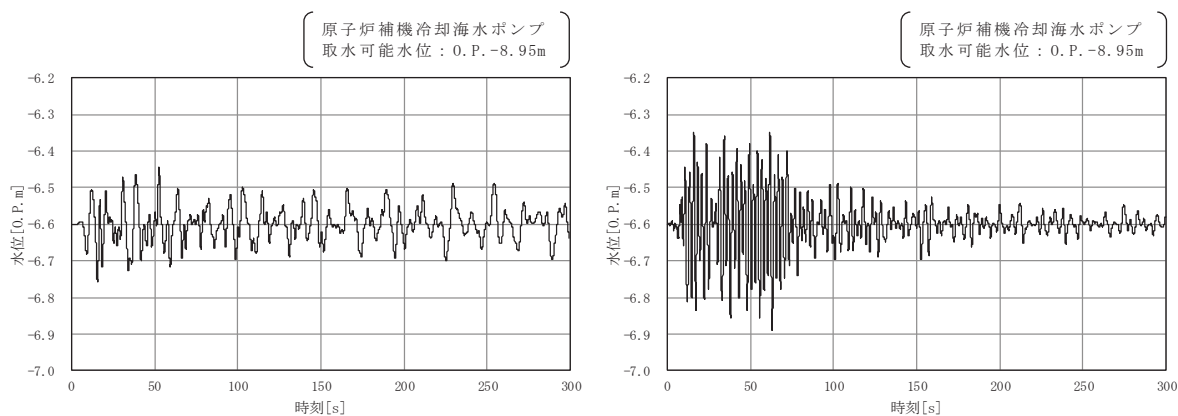


図 5.5-15 貯留堰端部から 0.5m 離れた位置の水位時刻歴

- (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 : O. P. -6.6m)

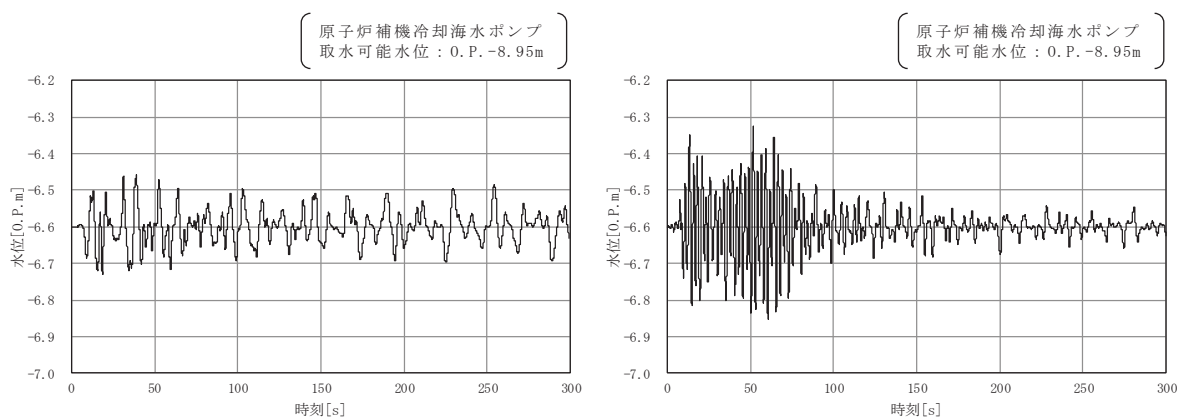
原子炉補機冷却海水ポンプ位置 (A~D) 及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ位置における水位時刻歴を図 5.5-16 に, 非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位を表 5.5-7 に示す。また, スロッシング時のスナップショットを「(参考 2) スロッシング時のスナップショット」に示す。



(a) 水路縦断方向に加振

(b) 水路横断方向に加振

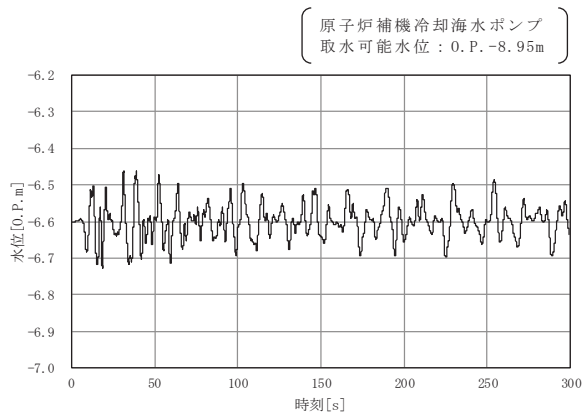
図 5.5-16 (1) 原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置における水位時刻歴



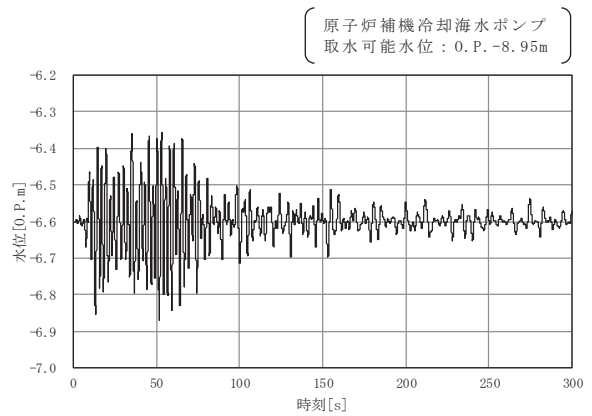
(a) 水路縦断方向に加振

(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

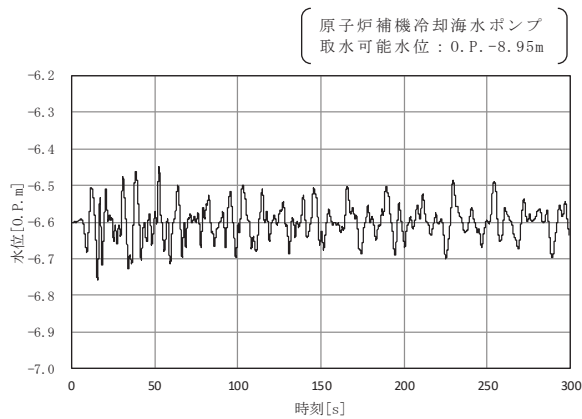


(a) 水路縦断方向に加振

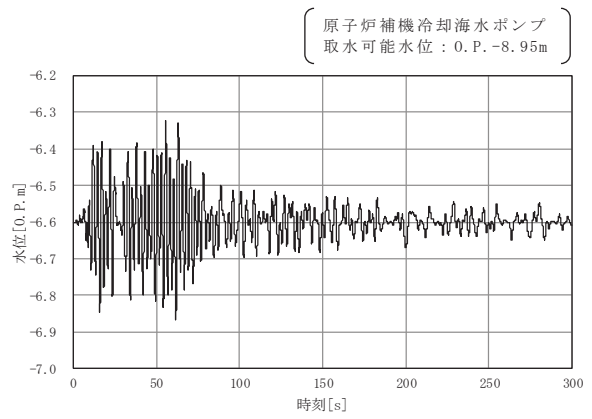


(b) 水路横断方向に加振

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

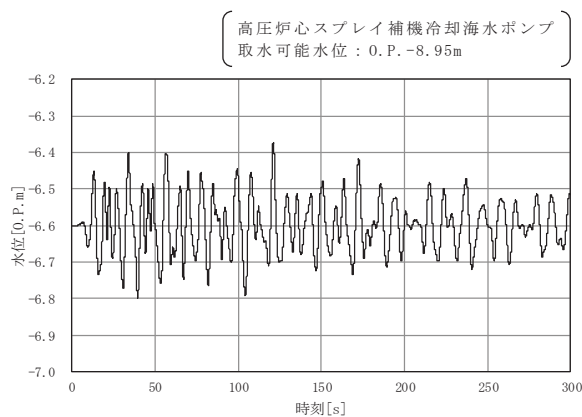


(a) 水路縦断方向に加振

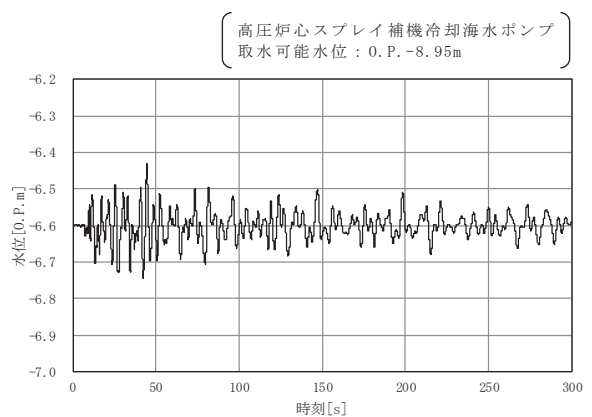


(b) 水路横断方向に加振

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。

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

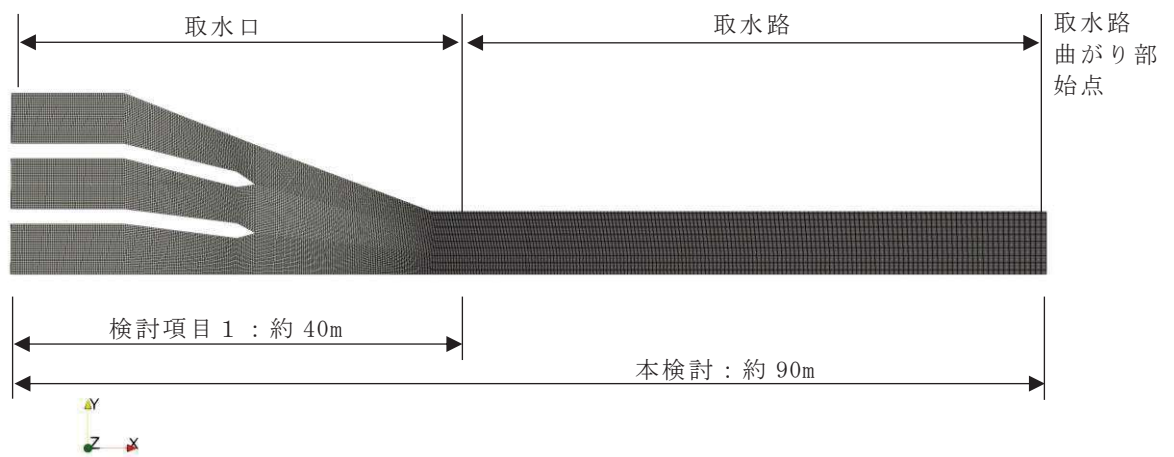
$$\cdot \text{高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプの最低水位} = \text{O.P. -6.80m} \Rightarrow \underline{\text{O.P. -6.8m}}$$

(参考1) 解析範囲の妥当性について

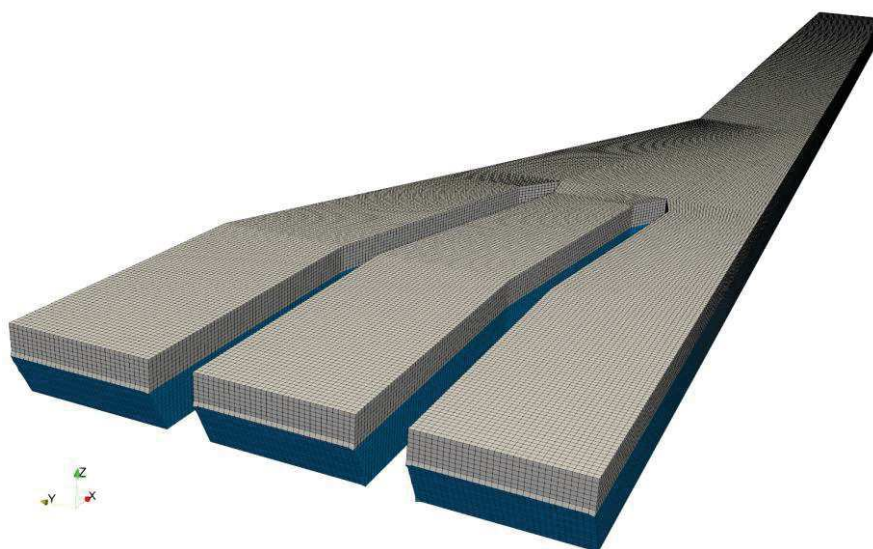
1. 概要

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

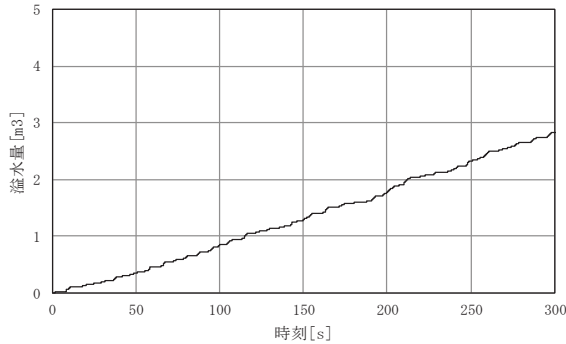
図1 本検討の解析モデル（取水口～取水路）

2. 解析結果

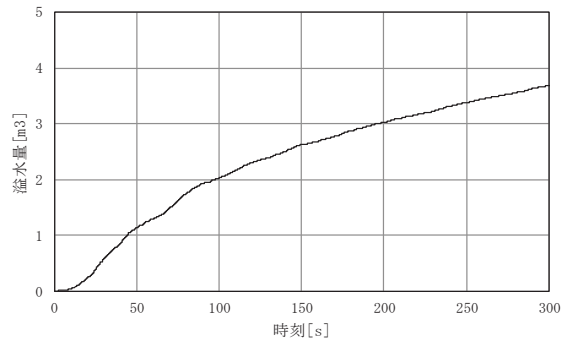
(1) 溢水量

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。

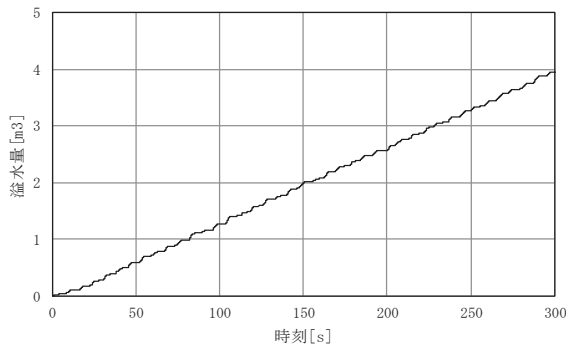


(a) 水路縦断方向に加振

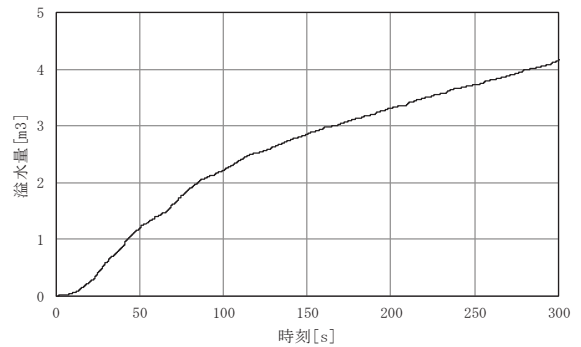


(b) 水路横断方向に加振

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)

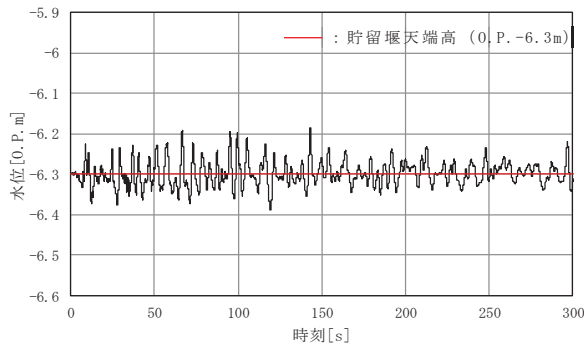
表1 スロッシングによる5分間の溢水量

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

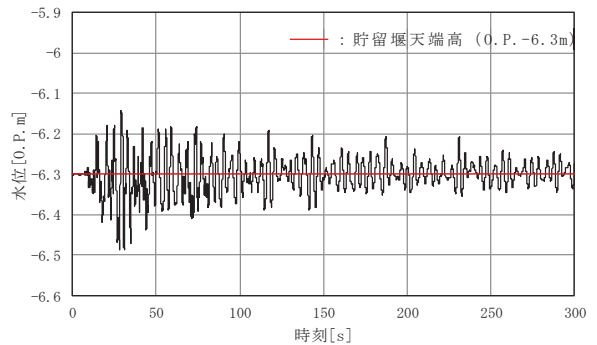
(2) 水位変動量（水位変動幅）

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。



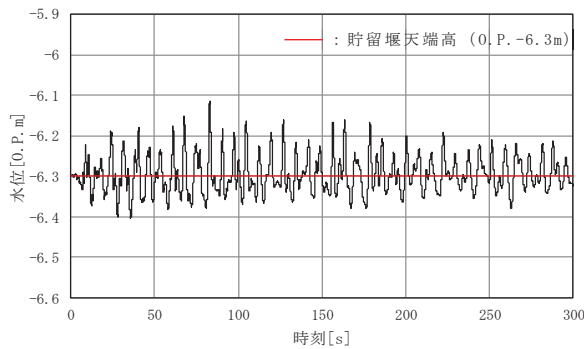
(a) 水路縦断方向に加振



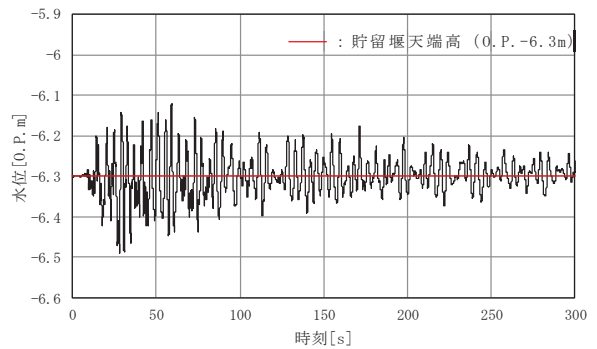
(b) 水路横断方向に加振

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。

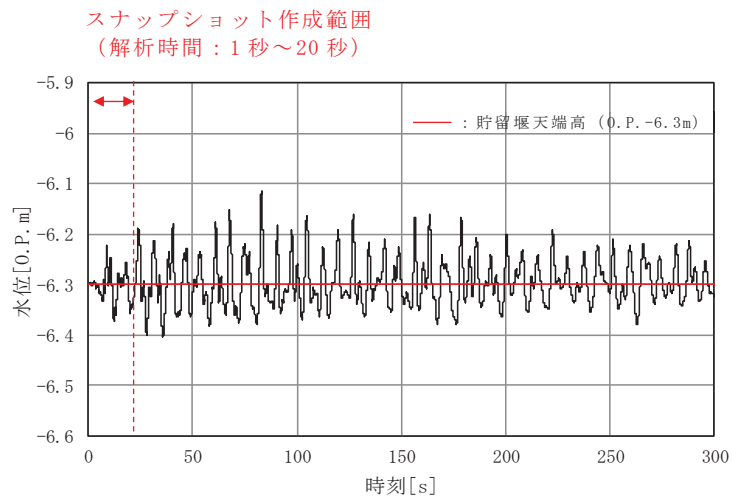


図 1.1-1 スナップショットの作成範囲
(貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴,
水路縦断方向に加振, 解析時間: 0 秒~300 秒)

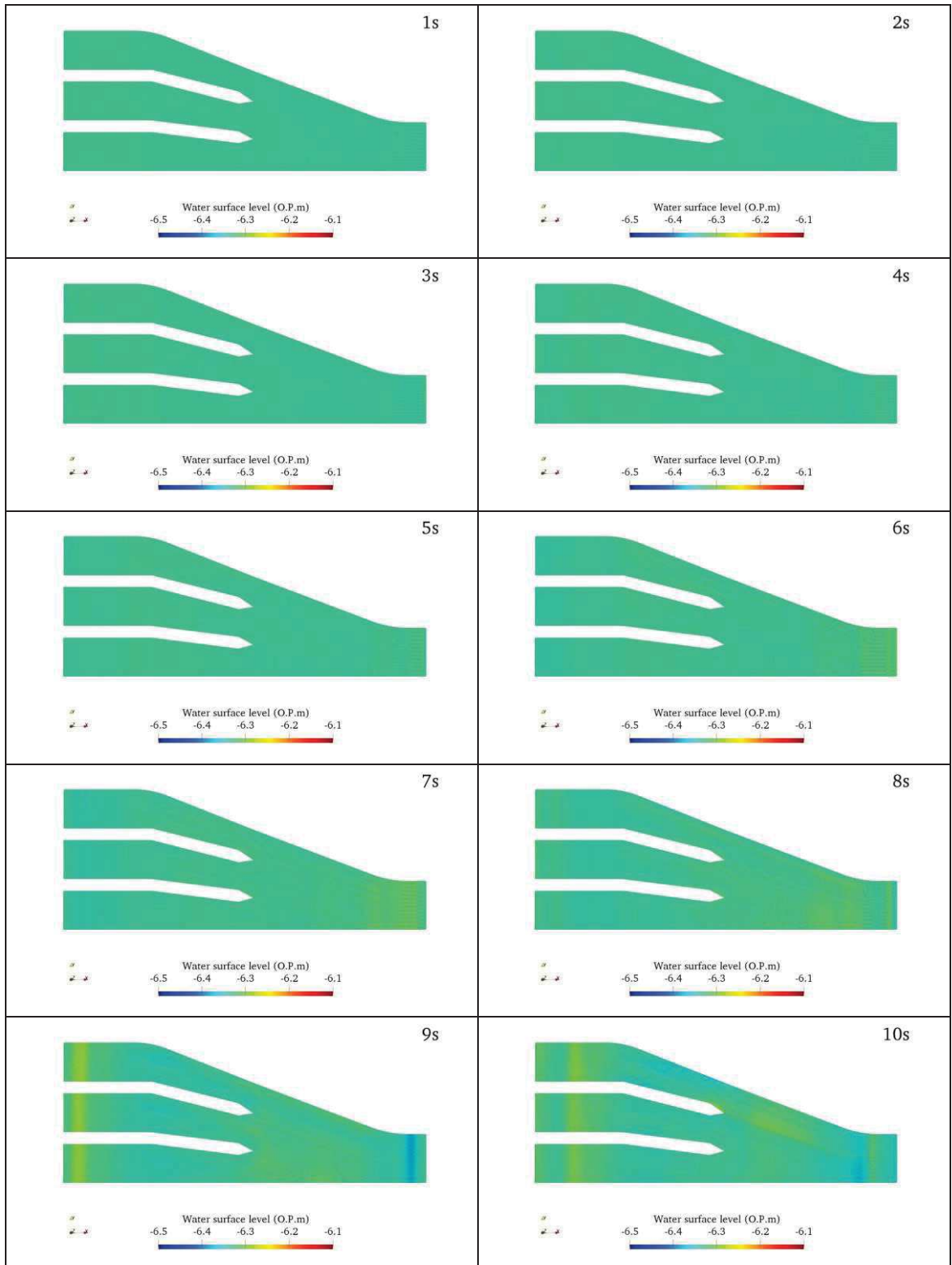


図 1.1-2 (1) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 1 秒~10 秒)

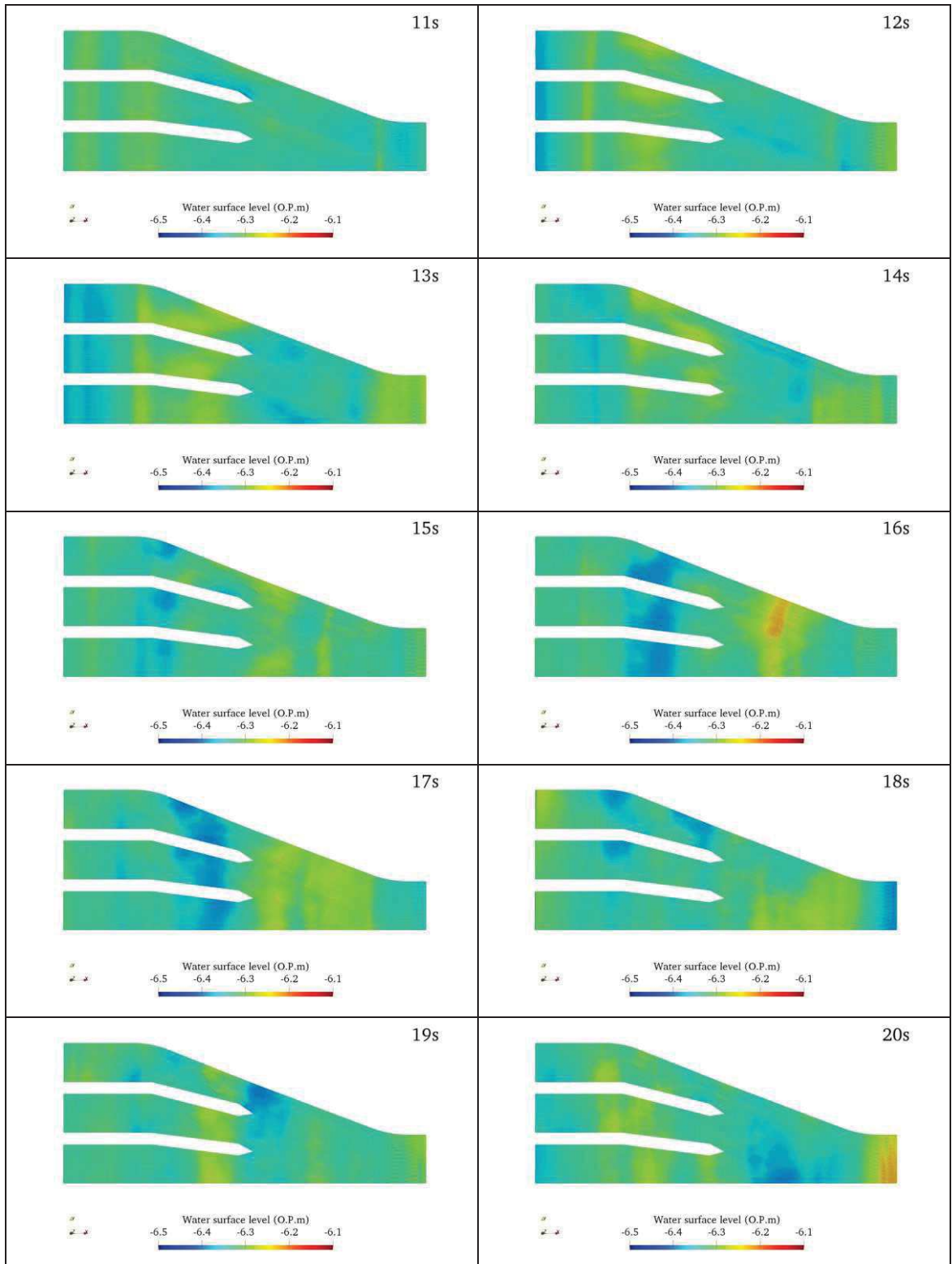


図 1.1-2 (2) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 11 秒～20 秒)

(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。

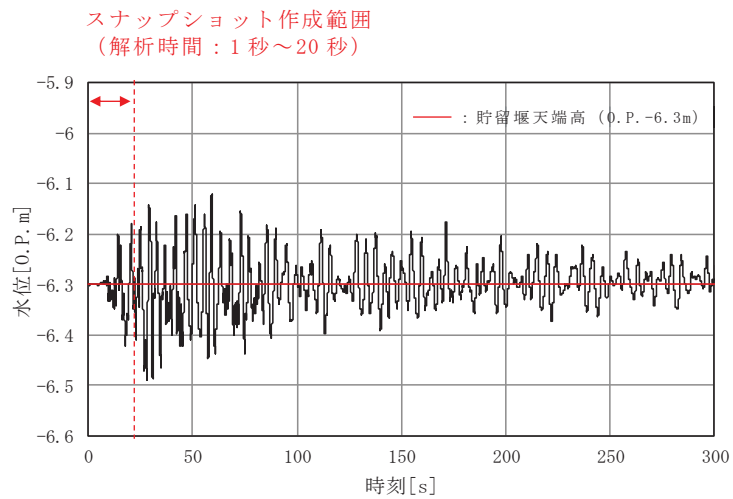


図 1.2-1 スナップショットの作成範囲
(貯留堰端部から 0.5m 離れた位置における水位時刻歴，
水路横断方向に加振，解析時間：0 秒～300 秒)

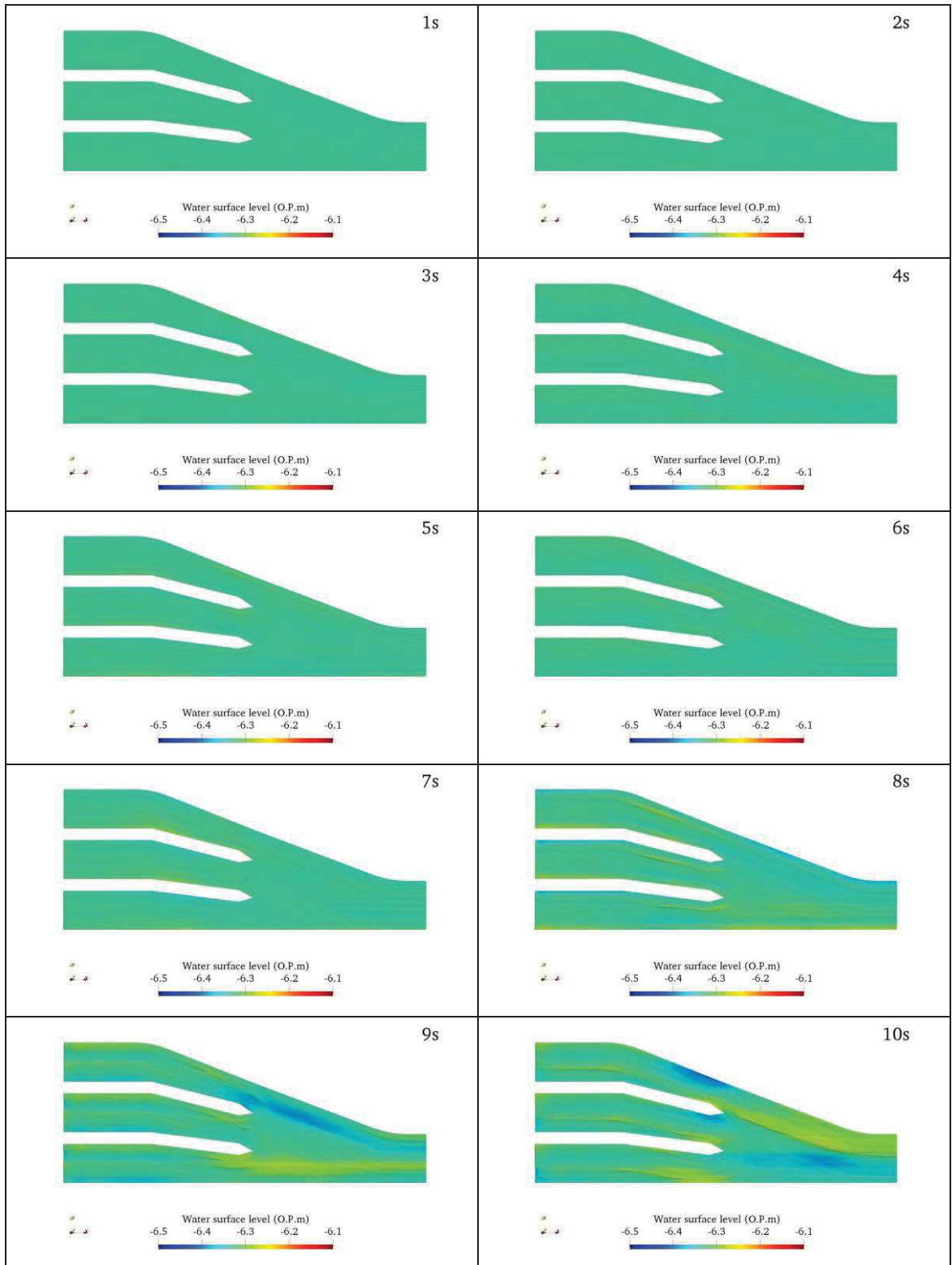


図 1.2-2 (1) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 1 秒~10 秒)

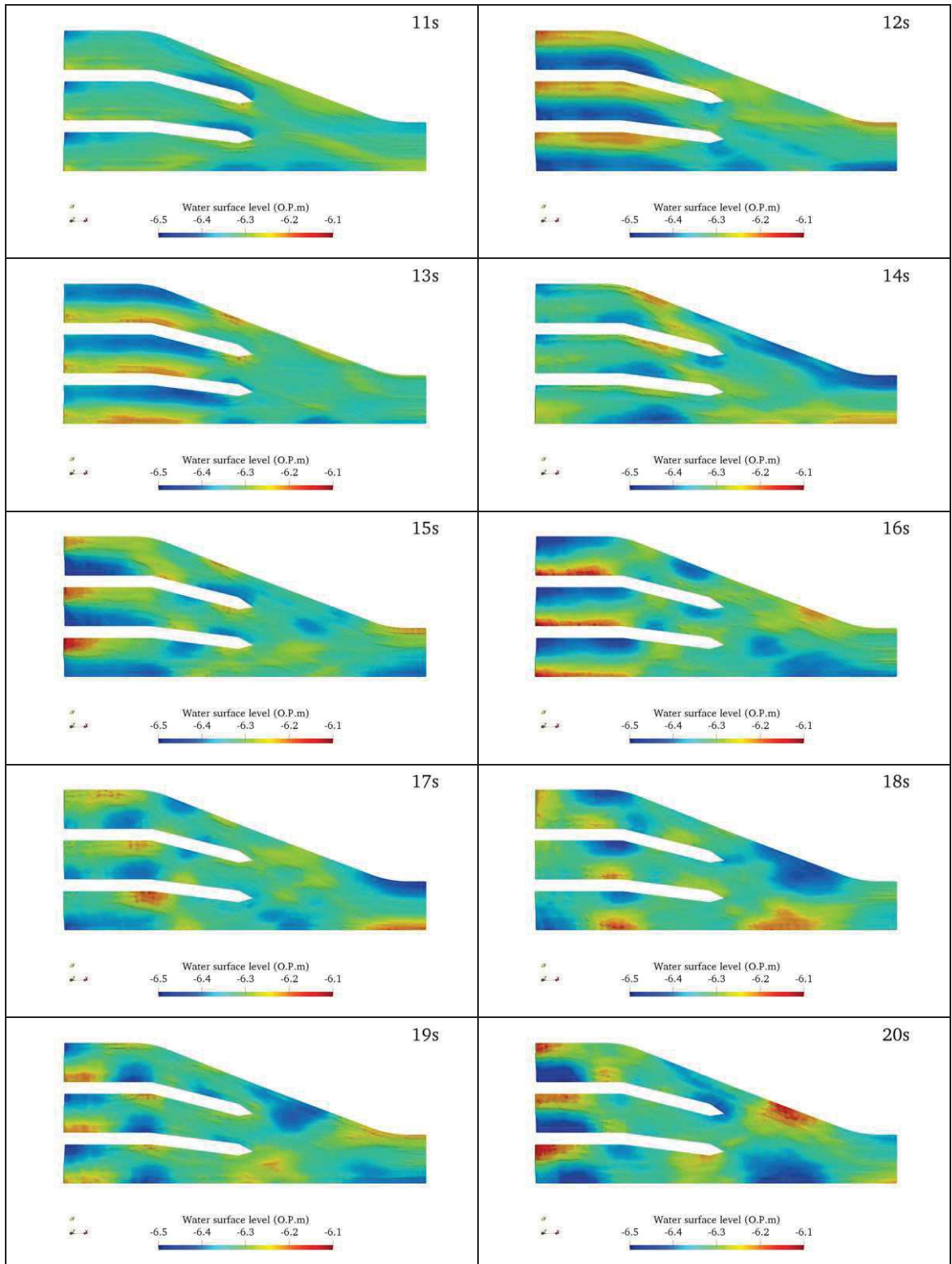


図 1.2-2 (2) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 11 秒~20 秒)

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。

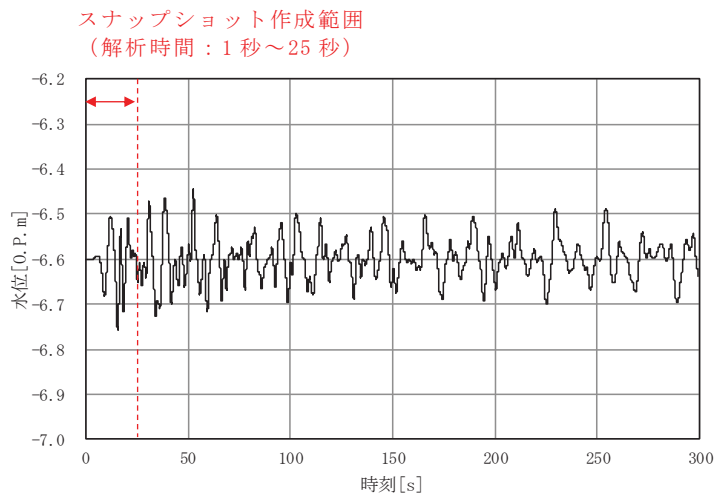


図 2.1-1 スナップショットの作成範囲
(原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置における水位時刻歴,
水路縦断方向に加振, 解析時間: 0 秒~300 秒)

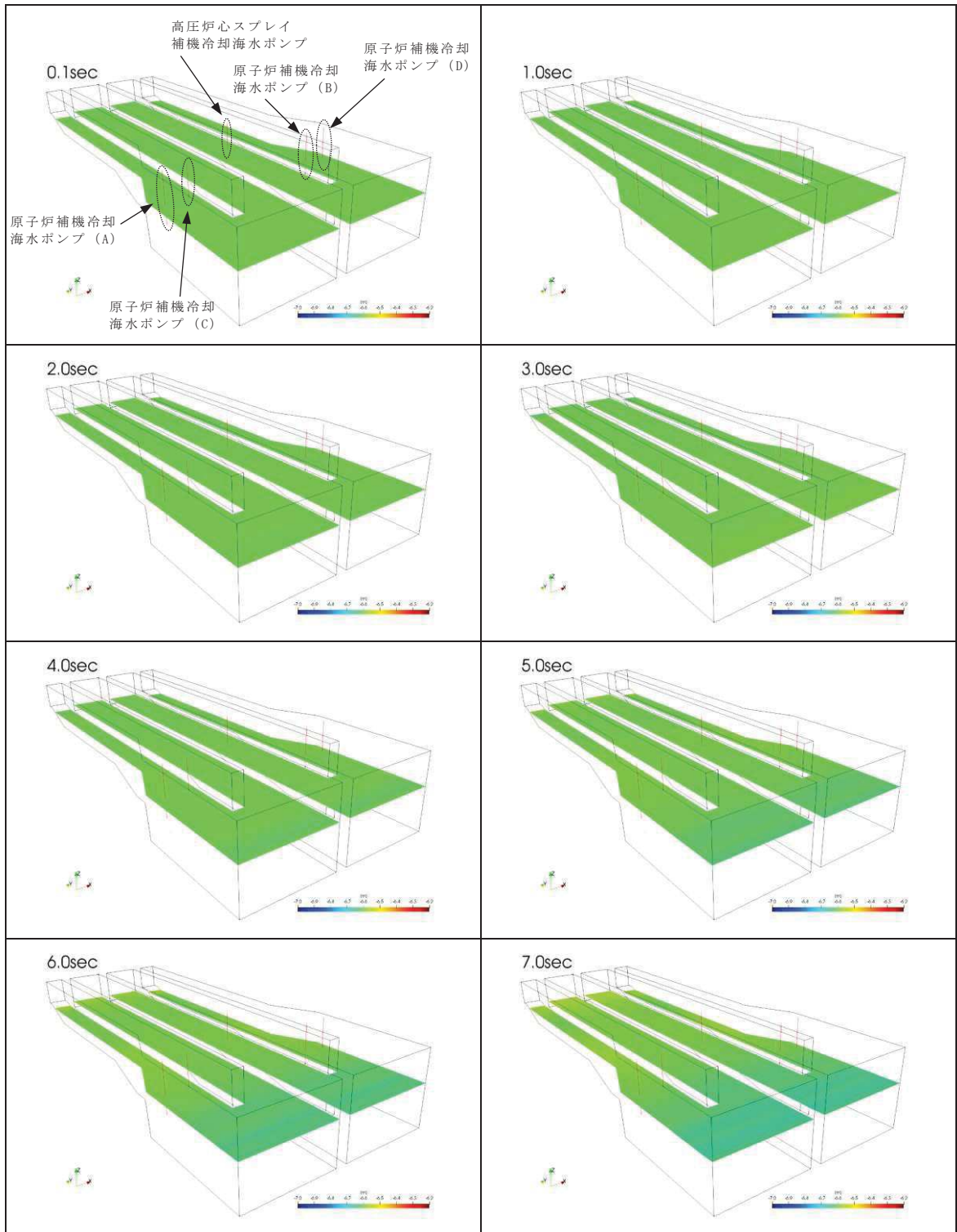


図 2.1-2 (1) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 1 秒~7 秒)

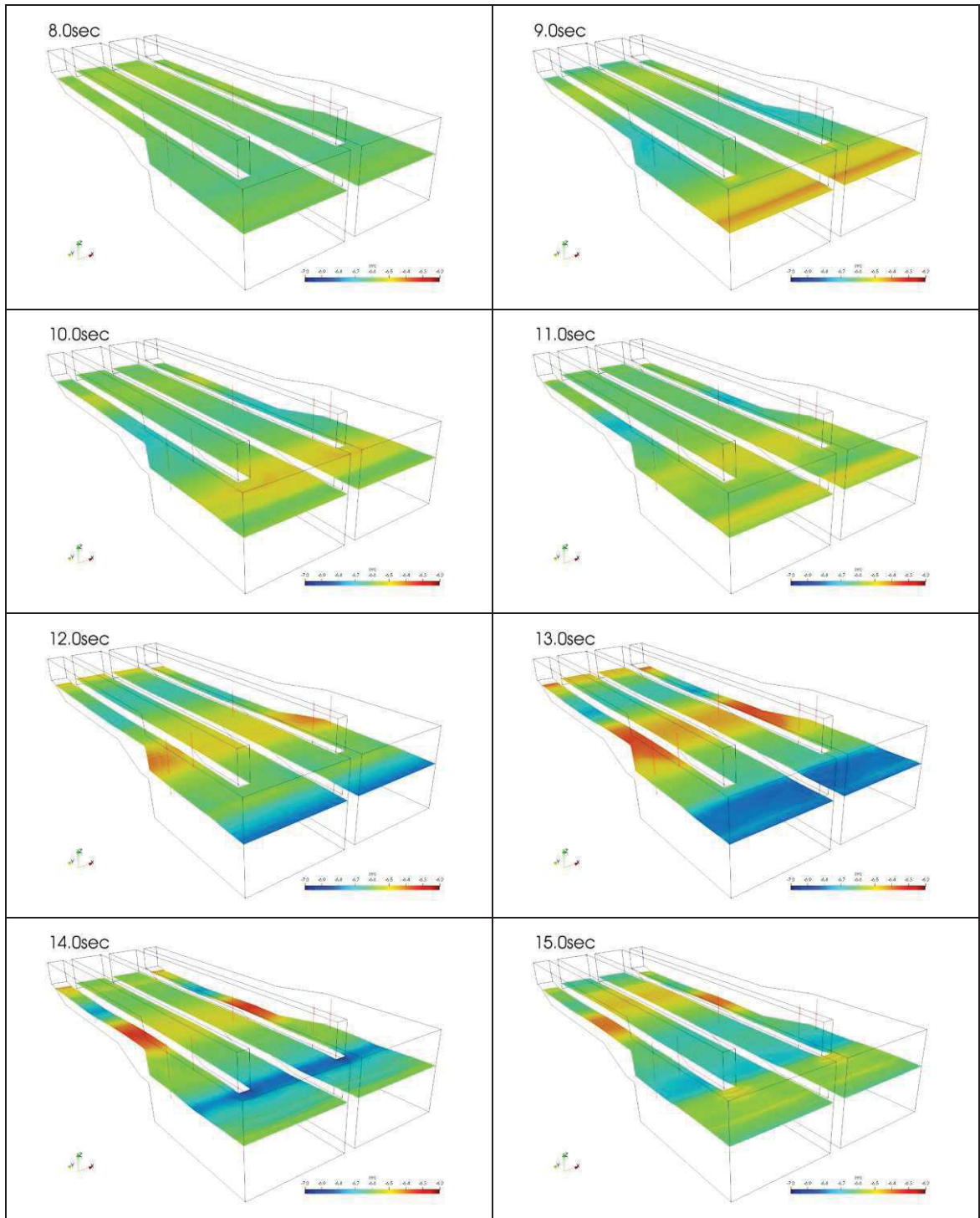


図 2.1-2 (2) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 8 秒～15 秒)

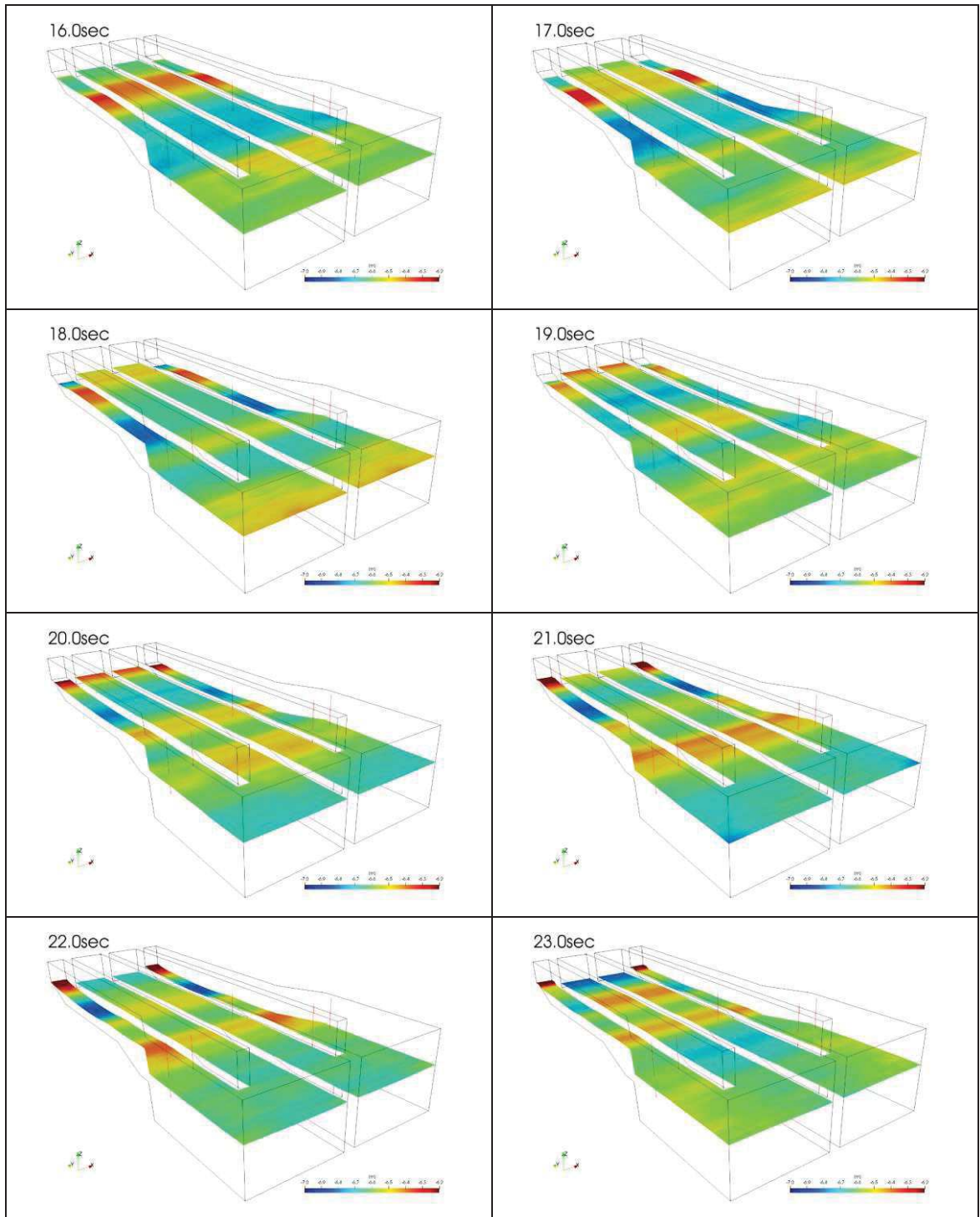


図 2.1-2 (3) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 16 秒~23 秒)

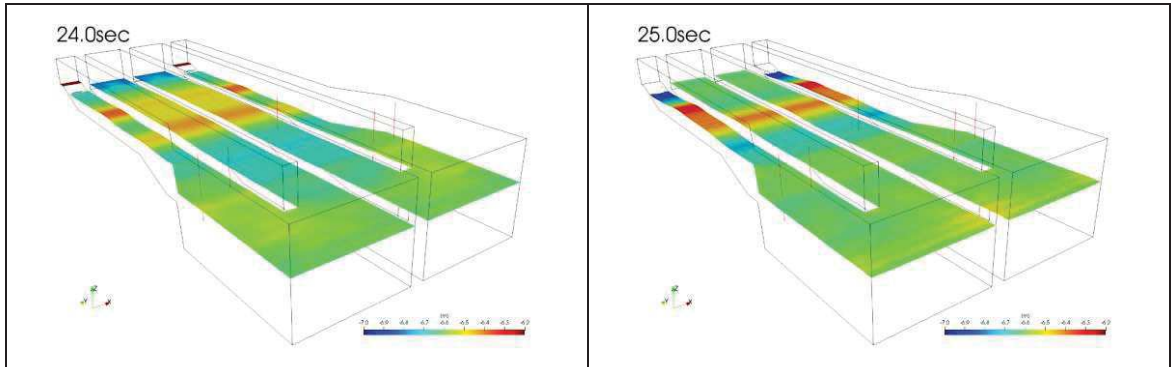


図 2.1-2 (4) スナップショット (水路縦断方向に加振, 解析時間 24 秒~25 秒)

(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。

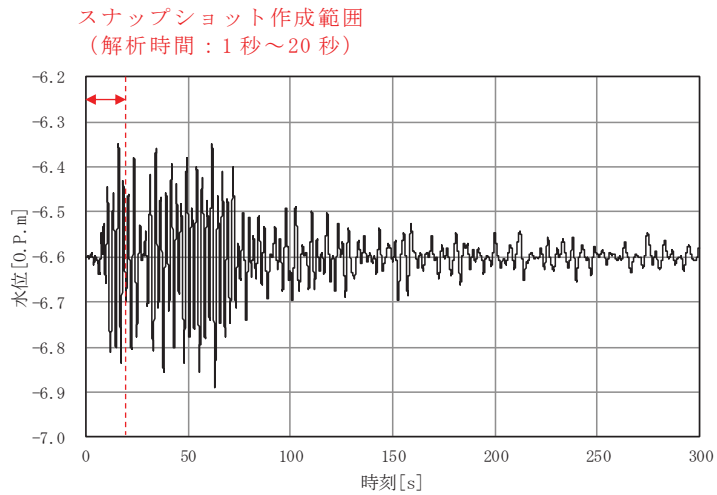


図 2.2-1 スナップショットの作成範囲
(原子炉補機冷却海水ポンプ (A) 位置における水位時刻歴,
水路横断方向に加振, 解析時間: 0 秒~300 秒)

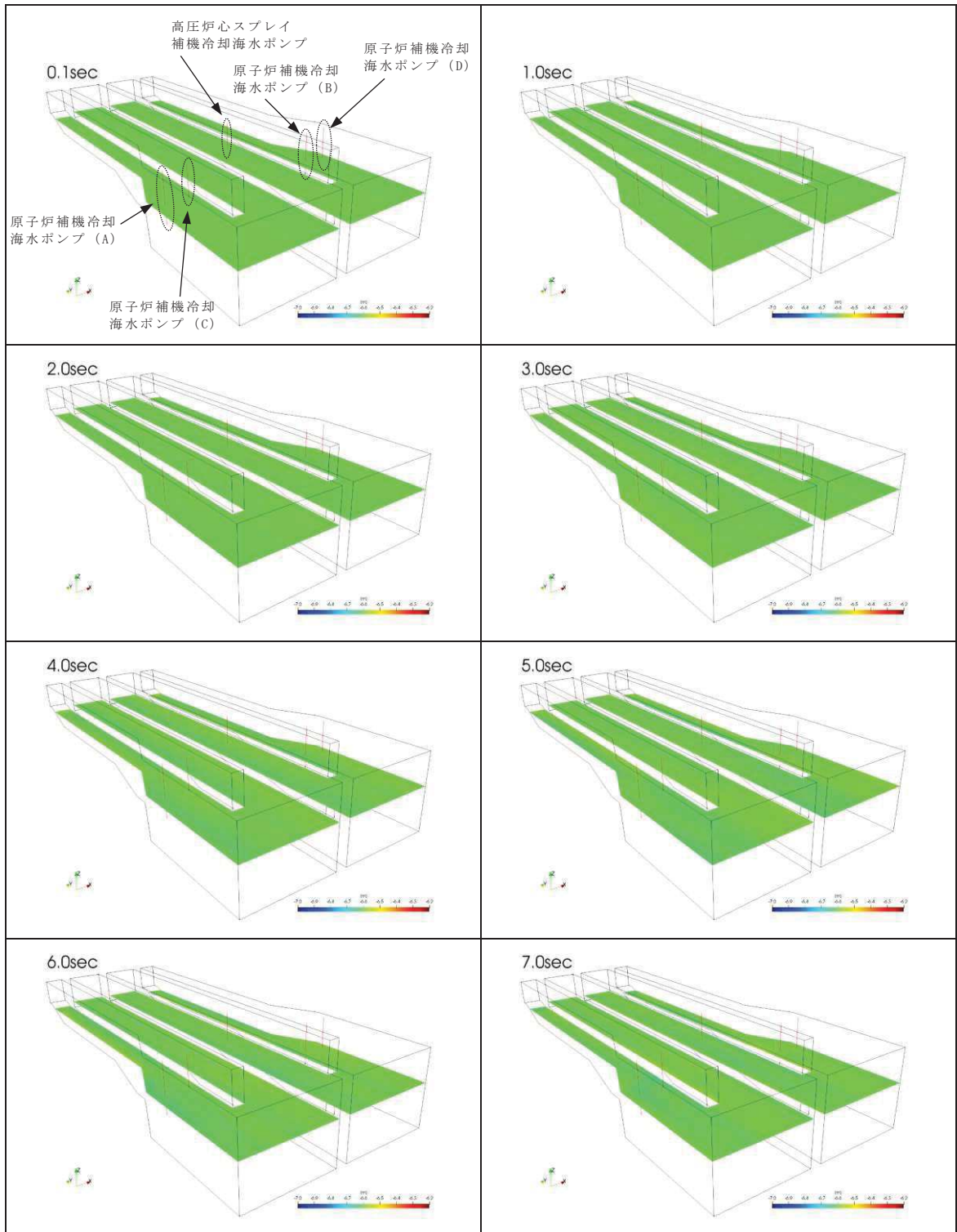


図 2.2-2 (1) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 1 秒~7 秒)

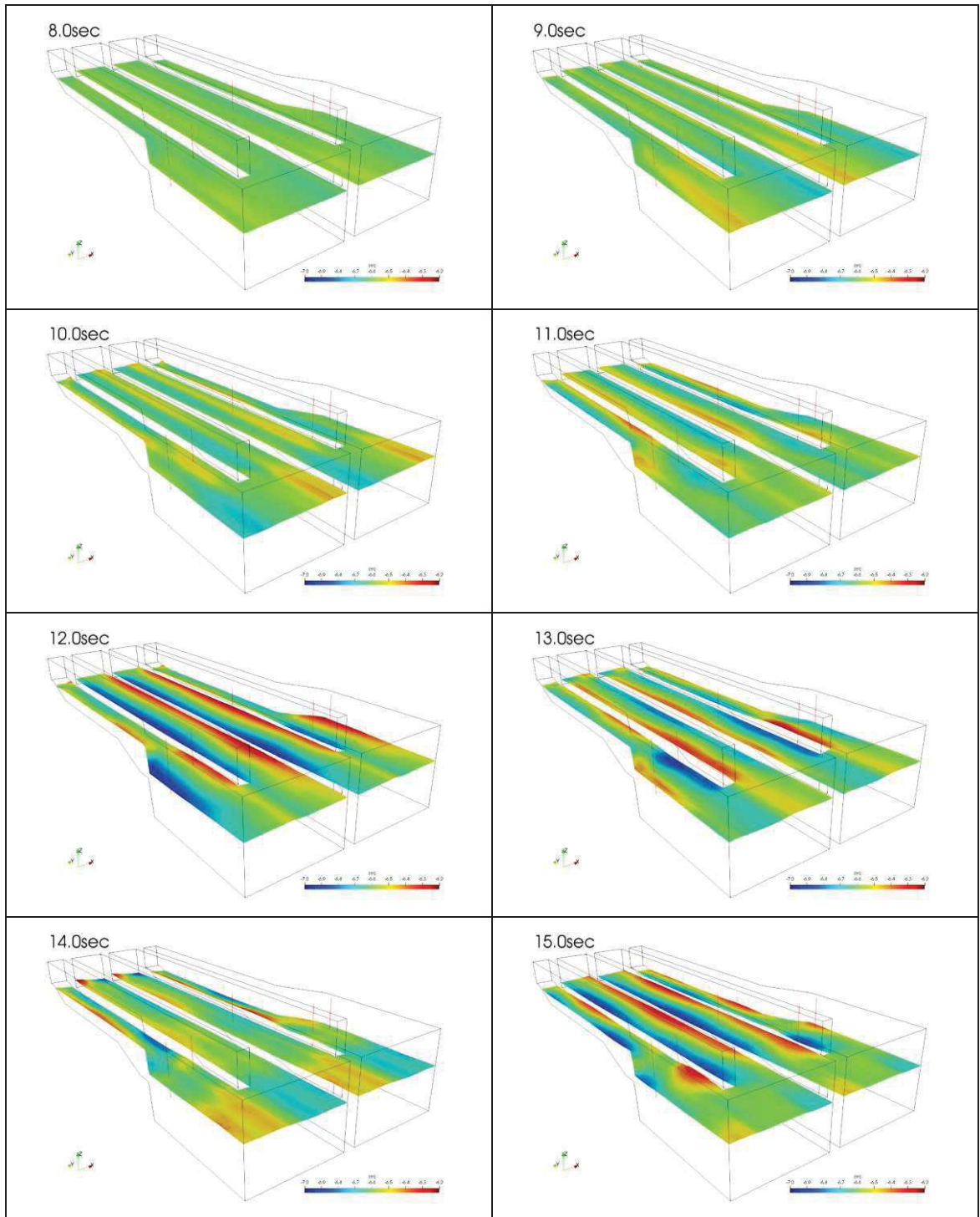


図 2.2-2 (2) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 8 秒～15 秒)

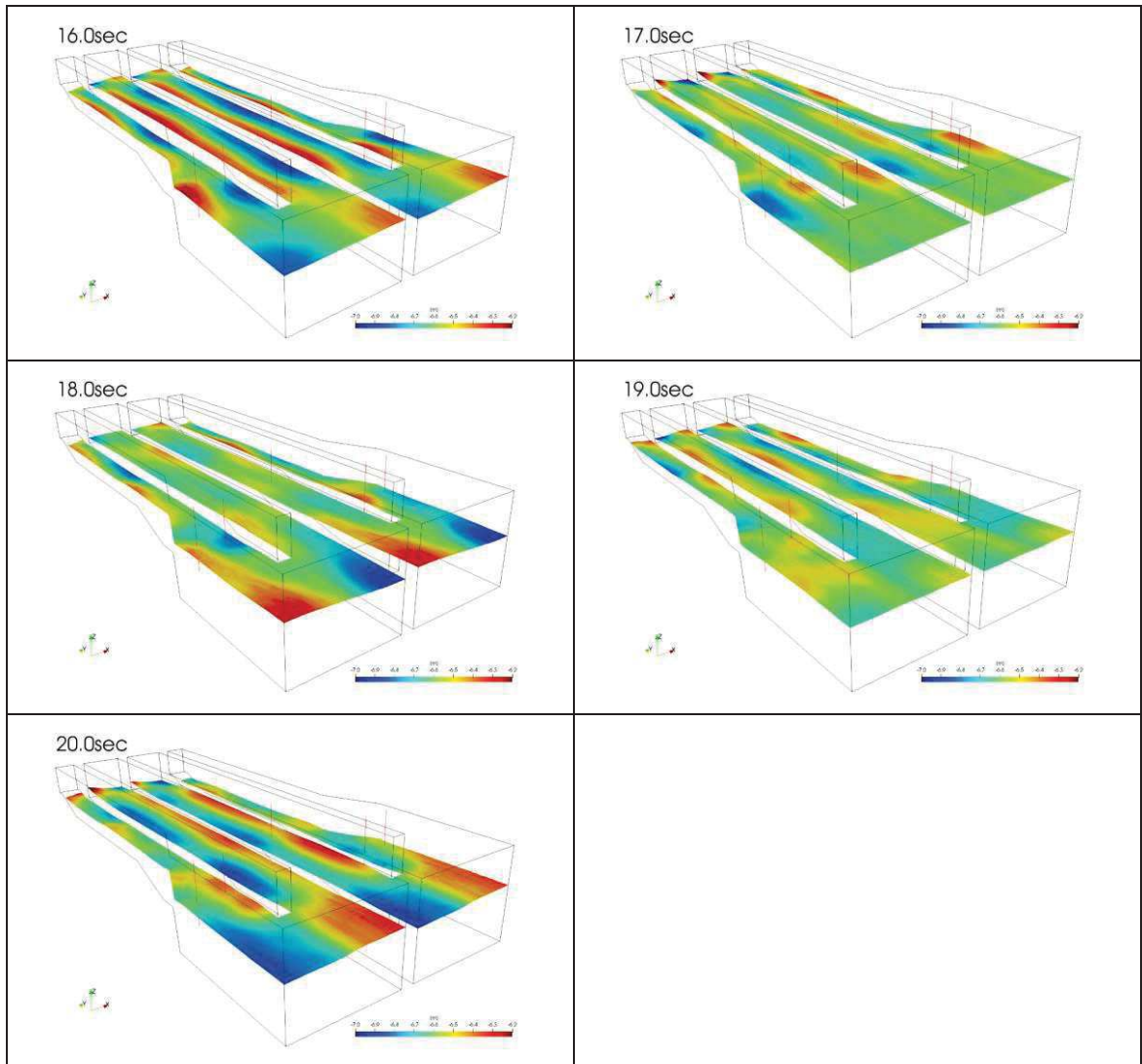


図 2.2-2 (3) スナップショット (水路横断方向に加振, 解析時間 16 秒~20 秒)

(参考3) 水平2方向同時加振による影響評価

1. 概要

「5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価」では、水平成分に方向を持たない余震（弾性設計用地震動Sd-D2）を入力地震動として、取水口及び海水ポンプ室のそれぞれのモデルに対して、横断方向に加振した場合と縦断方向に加振した場合の2ケースのスロッシング解析を実施し、貯留堰からの溢水量が非常用海水ポンプの運転可能時間に及ぼす影響（検討項目1）及び各非常用海水ポンプの取水可能水位に対するスロッシングによる最低水位を評価した（検討項目2）。

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

2. 検討結果

2.1 検討項目 1

貯留量 (4300m³) から水平 2 方向同時加振による溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が、入力津波による引き波の継続時間 (約 4 分) に対して十分に余裕があることを確認する。

2 方向同時加振による 5 分間の溢水量は 9m³ であり (表 2-1)、スロッシングによる溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約 20 分となる。よって、2 方向同時加振による溢水を考慮しても、入力津波の引き波により貯留堰天端高さ (O.P. - 6.3m) を下回る時間の約 4 分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認した。

表 2-1 2 方向同時加振による 5 分間の溢水量

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

・スロッシングによる 5 分間の溢水量 = 8.2m³ ⇒ 9m³

・溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間

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

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

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

2.2 検討項目 2

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

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

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

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

*：初期水位（O.P. -6.6m）からの変動幅

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

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

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

*：初期水位（O.P. -6.6m）からの変動幅

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

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

1. 弾性設計用地震動 S d - D 2 の時刻波形について

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

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

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

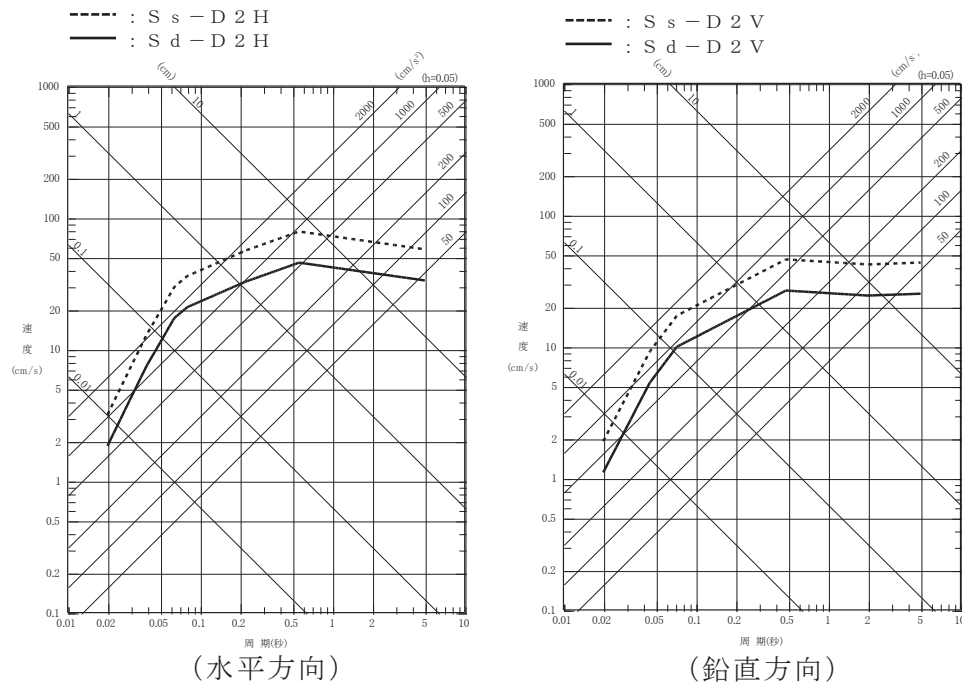


図 1-1 基準地震動 S s - D 2 の設計用応答スペクトル及び弾性設計用地震動 S d - D 2 の応答スペクトル

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

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

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

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

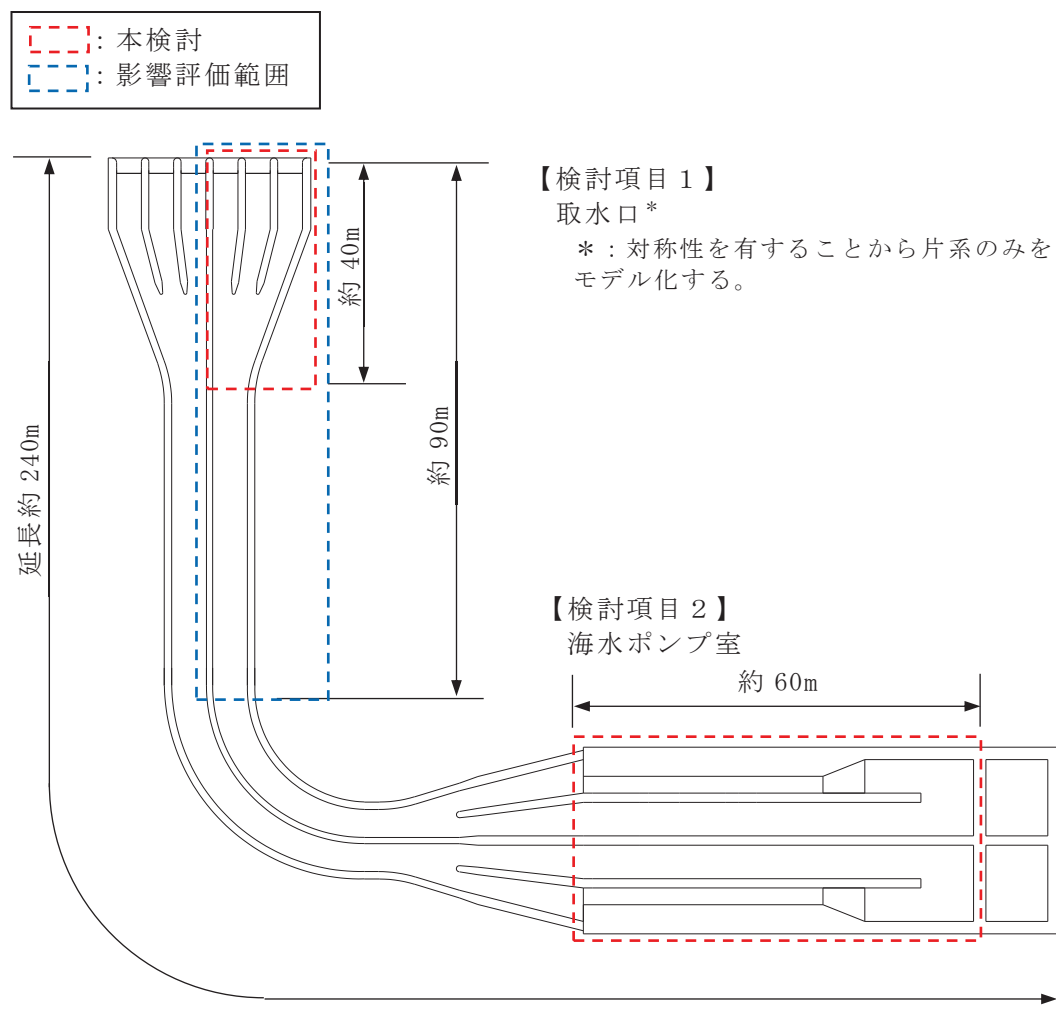


図 2-1 各検討項目の解析範囲

(本文：図 5.5-2 一部加筆)

表 2-1 評価値と許容値の関係
(スロッシングによる 5 分間の溢水量)

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

※：貯水量 (4,300m³) - 循環水ポンプの 5 分間の取水量 (1,662m³) - 非常用海水ポンプの 5 分間の取水量 (654.5m³) = 1,983.5m³

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

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

*1：初期水位 = O.P. -6.6m

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

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

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

*1：初期水位 = O.P. -6.6m

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

5.7 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について

5.7.1 衝突荷重

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

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

F_i : 衝突力

c : 付加質量係数

u_{max} : 漂流物を運ぶ流体の最大流速

m_d : 漂流物の質量

k : 漂流物の有効軸剛性

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

表 5.7-1 浸水防護施設の設計に用いる津波のパラメータ

設備分類	設備名称	津波のパラメータ	
		津波高さ (O.P. (m))	流速 (m/s)
浸水防護施設	防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	+24.4	13.0 ^{*1}
	防潮堤 (盛土堤防)	+24.4	13.0 ^{*1}
	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側)	+24.4	13.0 ^{*1}
	貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), (No. 6)	-6.3 ^{*2} -5.3 ^{*3}	13.0 ^{*1}

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

*2: 重畳時において、衝突荷重を考慮しない場合の津波高さ

*3: 重畳時において、衝突荷重を考慮する場合の津波高さ

5.7.2 風荷重

(1) 建築基準法に基づく設定

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

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

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

P_k : 風荷重 (kN)

C_f : 風力係数

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

C_{pe} : 外圧係数

C_{pi} : 内圧係数

A_k : 受風面積 (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

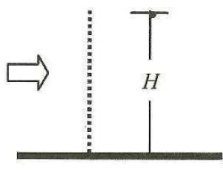
入力項目	入力値	根拠	出典
設計基準風速 V_0 (m/s)	30	石巻市及び女川町における基準風速（（二）から（九）までに掲げる地方以外の地方）	建設省告示第 1454 号
ガスト影響係数 G_f	1.0	津波と風荷重の継続時間がともに短く、同時に発生する確率が低いことを踏まえ 1.0 とする。	建設省告示第 1454 号
建築物の高さ H (m)	6.2	地表面（O.P. +13.8m）からの防潮壁（O.P. +20.0m）の高さ	—
地表面の粗度区分による係数 α	0.20	第一第2項の表に示す地表面粗度区分Ⅲにおける地表面の粗度区分による係数	建設省告示第 1454 号
地表面の粗度区分による係数 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 の数値の間接値については、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 1.1 0	0 2.0 0	0 1.9 2.2
45 0.8 0.8	45 0.8 0.7	45 1.8 0.1	45 2.3 2.3
90 0.6 0.5	90 0.9 0.5	90 0 0.1	90 2.2 1.9
135 -1.7 0.6	135 -2.3 0.6		135 -1.9 -0.6
180 -2.3 0	180 -2.5 0		180 -2.0 0.3
			225 -1.4 -1.4

$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y	$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y	$\theta(^{\circ})$ C_X C_Y
0 2.0 1.1	0 2.1 0	0 2.6 0
45 2.3 1.1	45 2.1 0.6	45 2.0 0.8
90 1.8 0.8	90 ± 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。なお、津波による荷重と積雪荷重については、積雪荷重の継続時間が長いため組み合わせを考慮し、施設の形状、配置により適切に組み合わせる。組み合わせる積雪荷重としては、女川原子力発電所は多雪区域ではないため、建築基準法には他の荷重との組合せは定められていない。ただし、発電用原子炉施設の重要性を鑑み、建築基準法の多雪区域における地震荷重と積雪荷重の組合せの考え方を適用することから、係数 0.35 を考慮する。

また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/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

5.9 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，「道路橋示方書（平成14年3月）」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	引張強度 (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
設計基準強度 $f'_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	1.71	6
設計基準強度 $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$	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	390
	許容引張応力度 (せん断補強筋)	206	309	390
SD490	許容引張応力度	290	435	490
	許容引張応力度 (せん断補強筋)	200	300	490

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
	許容せん断応力度	105	157
SM570	許容引張応力度	255	382
	許容せん断応力度	145	217

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	260

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
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		降伏強度			
		短期許容 応力度 (N/mm ²)	割増し 係数*	短期許容 応力度 (N/mm ²)	降伏強度 (引張強度) (N/mm ²)	せん断 強度 (N/mm ²)	
コンク リート	許容曲げ圧縮応力度	—	—	—	2.40	—	<ul style="list-style-type: none"> ・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	—	—	—	—	—	
	許容支圧応力度	—	—	—	—	—	
	許容曲げ圧縮応力度	11	1.5	16.5	1.71	—	
	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	許容支圧応力度	9	1.5	13.5	—	—	<ul style="list-style-type: none"> ・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 [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) ・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) ・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14年3月) ・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・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) ・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)
	許容引張応力度	290	1.5	435	490	—	
	許容引張応力度 (せん断補強筋)	200	1.5	300	—	—	
	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	—	—	
	許容引張応力度	196	1.5	294	345	—	
	許容引張応力度 (せん断補強筋)	196	1.5	294	—	—	
	許容引張応力度	255	1.5	382	450	—	
	許容せん断応力度	145	1.5	217	—	260	
	許容引張応力度	210	—	—	355	—	
	許容せん断応力度	120	—	—	—	200	
鋼材	許容引張応力度	210	—	—	355	—	<ul style="list-style-type: none"> ・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) ・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) ・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) ・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) ・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	120	—	—	—	200	
	許容引張応力度	185	—	—	315	—	
	許容せん断応力度	105	—	—	—	180	
	許容引張応力度	185	1.5	277	—	—	
	許容せん断応力度	105	1.5	157	—	—	
	許容引張応力度	140	—	—	235	—	
	許容せん断応力度	80	—	—	—	135	
	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。

5.13 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について

(1) 規格・基準の適用性について

規格・基準の適用性について，表 5.13-1 に示す。

なお，表の記載ルールは以下のとおりである。

・「審査ガイド記載有無」については，以下のとおり，分類を行う。

△：審査ガイドに記載がある規格・基準であり，年度が異なるもの

－：審査ガイドに記載のない規格・基準

表 5.13-1(1) 規格・基準の適用性について(1/3)

	規格・基準名	審査ガイド 記載有無	対象設備	適用性
1	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・ 同解説 ((社)日本道路協会, 平成 14 年 3 月)	—	<ul style="list-style-type: none"> 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) 	橋, 高架の道路などの技術基準として国土交通省から通知され, 高速自動車国道, 一般国道等の鋼構造物に設計に用いられる基準であり, 適用性があると判断している。
2	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・ 同解説 ((社)日本道路協会, 平成 24 年 3 月)	—	<ul style="list-style-type: none"> 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) 	同上
3	道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造 編)・同解説 ((社)日本道路協会, 平成 24 年 3 月)	△	<ul style="list-style-type: none"> 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) 	審査ガイドに記載の基準の改訂版であり, 適用性があると判断している。

表 5.13-1(2) 規格・基準の適用性について(2/3)

	規格・基準名	審査ガイド 記載有無	対象設備	適用性
4	道路橋支承便覧((社)日本道路協会, 平成16年4月)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・ 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) 	橋梁の支承の設計基準として、 高速自動車国道、一般国道等で 多数の採用実績があり、一部に 同種構造を有する防潮壁の設 計に適用性があると判断して いる。
5	ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説 編・設備計画マニュアル編)((社)ダ ム・堰施設技術協会,平成28年3月)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・ 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) 	先行プラントにおいて採用実 績のある規格であり、適用性が あると判断している。

表 5.13-1(3) 規格・基準の適用性について (3/3)

	規格・基準名	審査ガイド 記載有無	対象設備	適用性
6	<p>土地改良事業計画設計基準 設計 [ダム] ム] 技術書 [コンクリートダム編] (農林水産省, 平成 15 年 4 月)</p>	—	<ul style="list-style-type: none"> 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) 	<p>国営土地改良事業に伴うダムの設計に関する技術基準として農林水産省から通知される基準である。水路の閉塞工の設計方法が規定されており, 同種構造の取放水路流路縮小工に適用性があると判断している。</p>
7	<p>水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社)水門鉄管協会, 平成 31 年)</p>	—	<ul style="list-style-type: none"> 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) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No.1), (No.2) 	<p>先行プラントにおいて採用実績のある規格であり, 適用性があると判断している。</p>
8	<p>各種合成構造設計指針・同解説 ((社)日本建築学会, 平成 22 年)</p>	—	<ul style="list-style-type: none"> 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) 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (No.1), (No.2) 	<p>先行プラントにおいて採用実績のある規格であり, 適用性があると判断している。</p>

【その他，審査ガイドに記載のある規格・基準】

・耐津波設計に係る工認審査ガイド

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

・耐震設計に係る工認審査ガイド

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

5.14 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について

(1) 基本方針

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

(2) 選定対象施設

選定を行う浸水防護施設を以下に示す。

a. 津波防護施設

(a) 防潮堤

- イ. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）
- ロ. 防潮堤（盛土堤防）

(b) 防潮壁

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

(c) 取放水路流路縮小工

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

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

b. 浸水防止設備

(a) 逆流防止設備

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

(b) 水密扉

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

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

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

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

(f) 貫通部水処置

イ. 貫通部止水処置 (第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部)

ロ. 貫通部止水処置 (第2号機放水立坑防潮壁横断部)

ハ. 貫通部止水処置 (第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部)

ニ. 貫通部止水処置 (第3号機放水立坑防潮壁横断部)

ホ. 貫通部止水処置 (第2号機原子炉建屋)

ヘ. 貫通部止水処置 (第2号機制御建屋)

ト. 貫通部止水処置 (第2号機軽油タンクエリア)

c. 津波監視設備

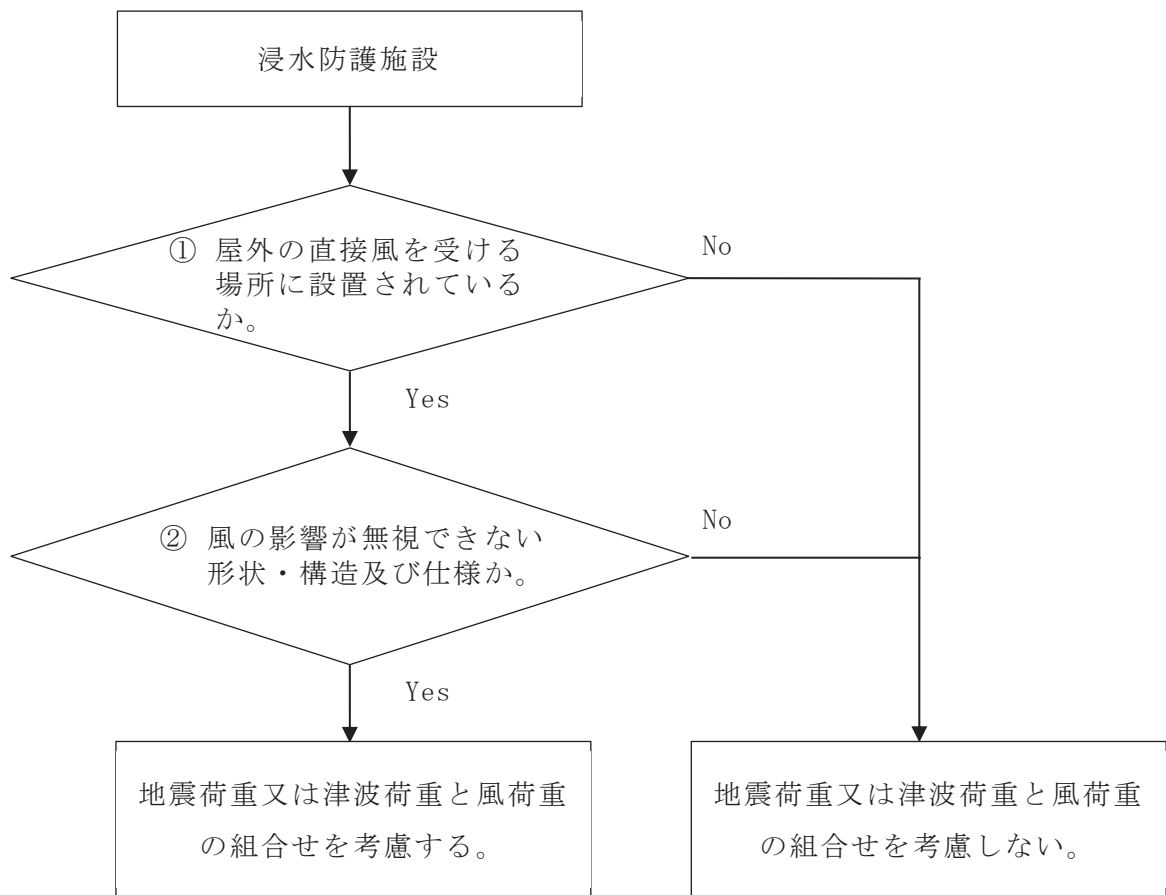
(a) 津波監視カメラ

(b) 取水ピット水位計

(3) 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定

a. 風荷重を組み合わせる施設の選定方法

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



以下に示す項目に該当する場合は除外（風荷重との組合せは考慮しない。）する。

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

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

b. 風荷重を組み合わせる施設の選定結果

風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果を表 5.14-1 に示す。

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (1/8)

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

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

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (2/8)

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

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

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (3/8)

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

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

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (4/8)

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

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

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (5/8)

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

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

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (6/8)

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

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

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (7/8)

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

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

表 5.14-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (8/8)

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

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

(4) 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定

a. 積雪荷重を組み合わせる施設の選定方法

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

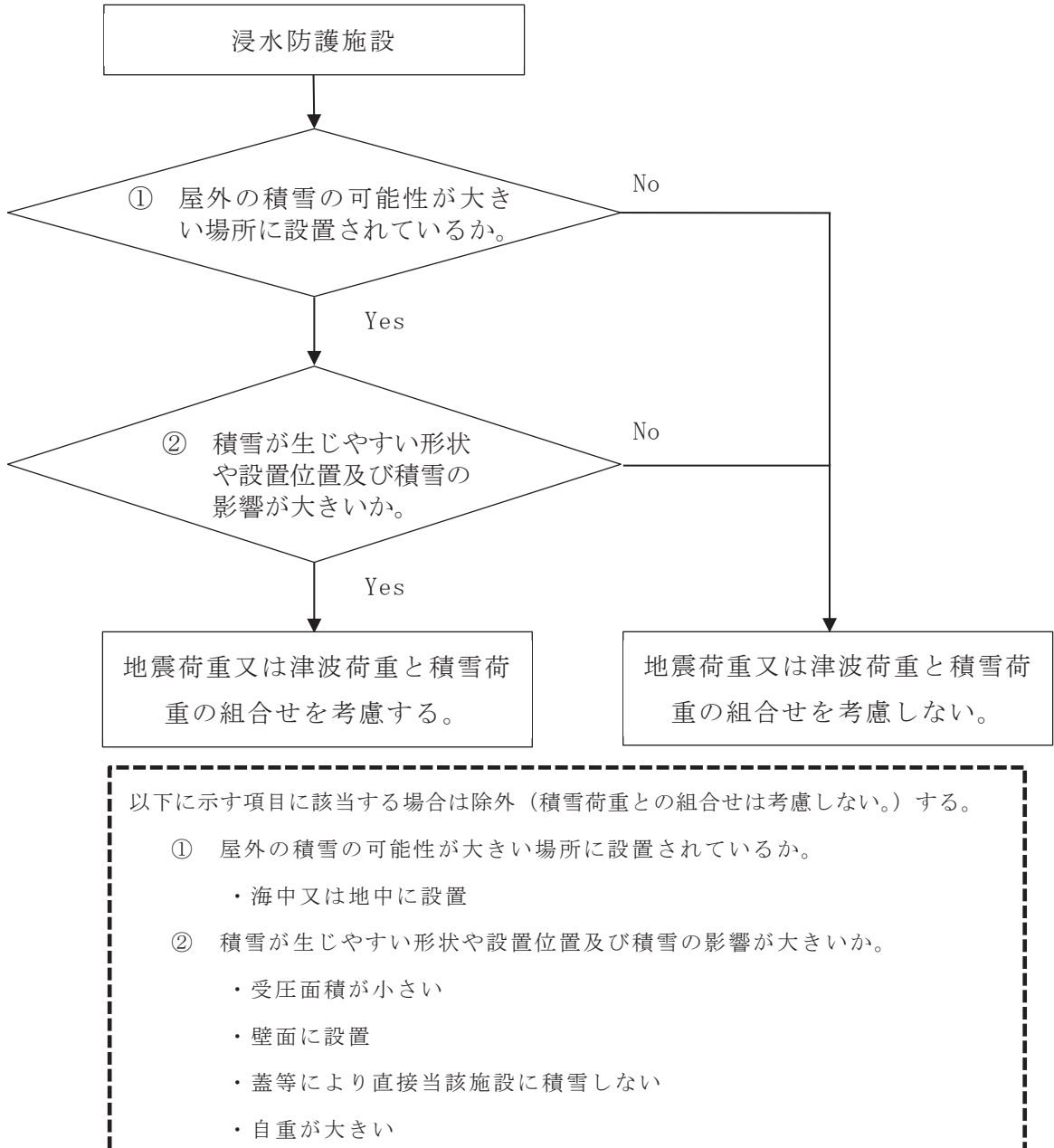


図 5.14-2 地震荷重又は津波荷重と積雪荷重の組合せを考慮する施設の選定フロー

b. 積雪荷重を組み合わせる施設の選定結果

積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果を表 5.14-2 に示す。

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (1/10)

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

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

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (2/10)

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

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

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (3/10)

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

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

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (4/10)

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

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

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (5/10)

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

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

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (6/10)

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

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

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (7/10)

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

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

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (8/10)

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

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

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (9/10)

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

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

表 5.14-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (10/10)

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

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

5.15 浸水量評価について

(1) 基本方針

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

(2) 浸水想定範囲の選定

a. 浸水想定範囲及び漏水を想定する設備

浸水想定範囲は、逆止弁付ファンネルを設置している海水ポンプ室とした。

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

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

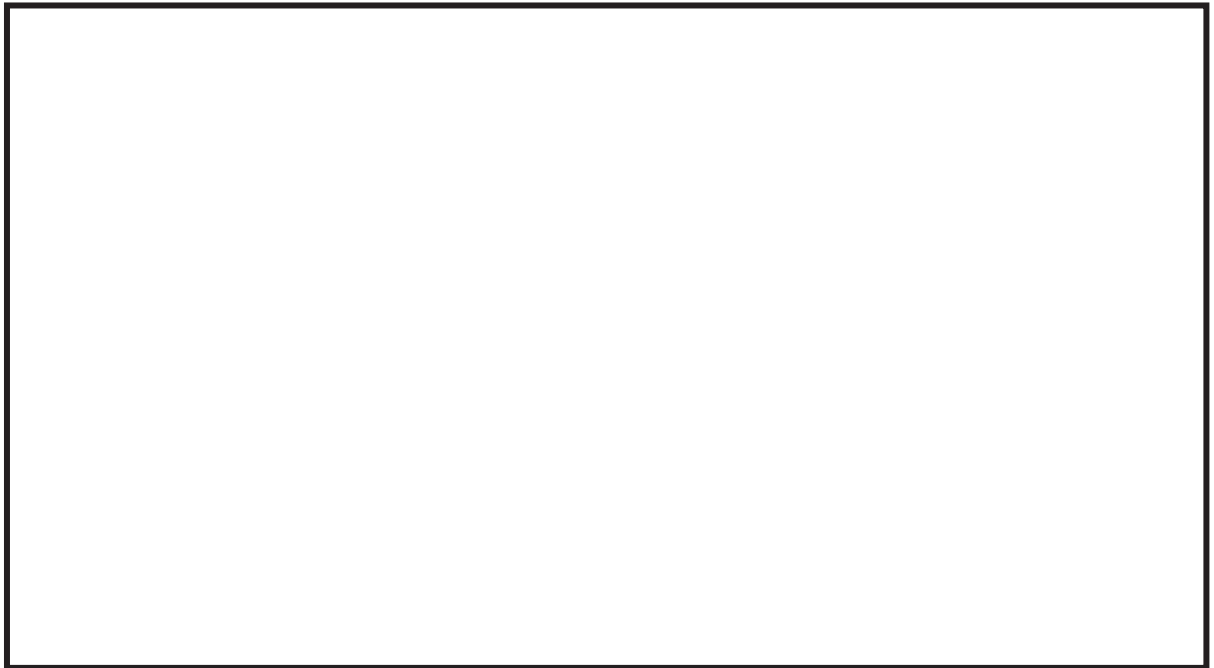


図 5.15-1 逆止弁付ファンネル配置図及び浸水想定範囲と防水区画

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(3) 浸水量評価における漏水量算出方法

a. 漏水継続時間

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

b. 機能喪失高さ

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

c. 漏水発生高さ

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

d. 最大漏えい量

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

表 5.15-1 逆止弁付ファンネル絵漏えい試験結果

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

e. 漏水量の算定

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

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

(4) 浸水量評価

a. 漏水量算出に用いる基準津波の時刻歴波形

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

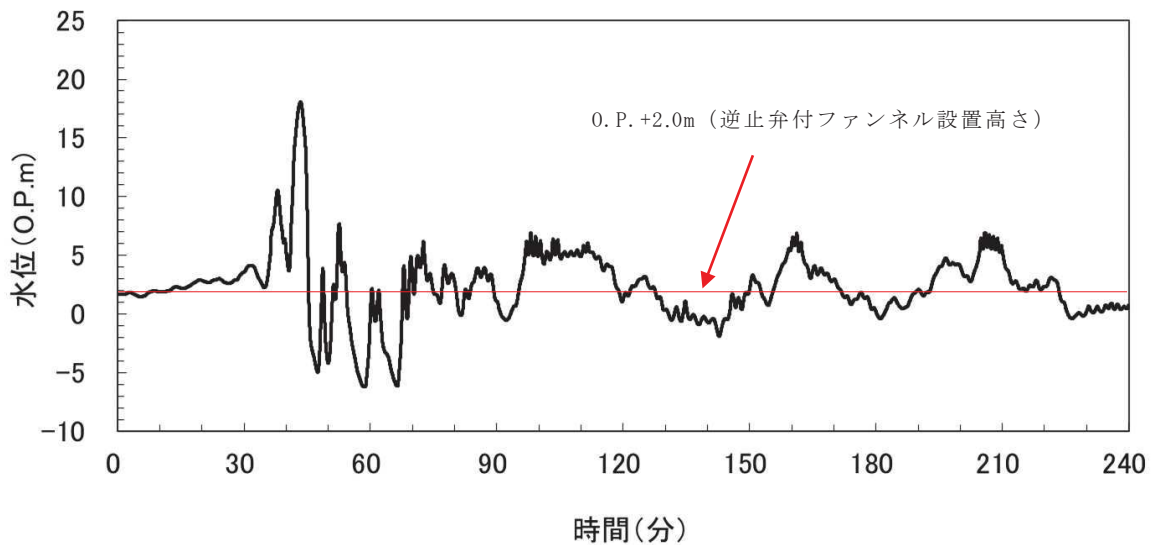


図 5.15-2 第 2 号機海水ポンプ室水位と逆止弁付ファンネル設置高さ

b. 機能喪失高さ及び漏水発生高さの設定

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

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

また、漏水発生高さは、逆止弁付ファンネルの設置の高さである 0. P. +2.0m に設定する。

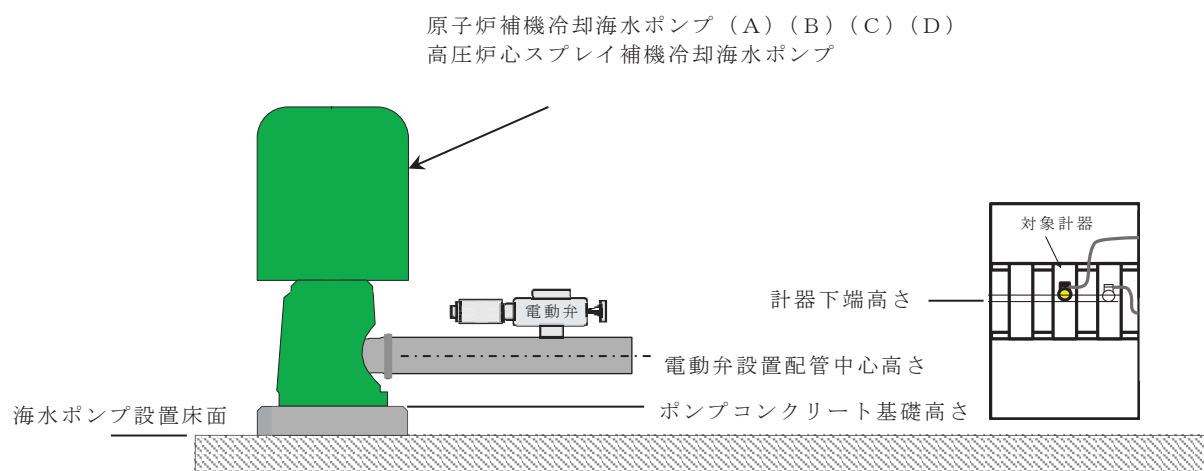


図 5.15-3 第 2 号機海水ポンプ関連設備の位置関係図

表 5.15-2 (1) 機能喪失高さ一覧

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

* 最大水上高さ (0.055m) を差し引いた値

表 5.15-2 (2) 機能喪失高さ一覧

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

* 最大水上高さ(0.055m)を差し引いた値

表 5.15-2 (3) 機能喪失高さ一覧

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

* 最大水上高さ(0.055m)を差し引いた値

c. 浸水量評価結果

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

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

表 5.15-3 海水ポンプ室の浸水量評価結果

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

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

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

(5) 逆止弁付ファンネルの動作不良（異物噛み込み）を考慮した影響評価

a. 浸水量評価における漏水量算出方法

(a) 評価対象区画の選定

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

(b) 漏水継続時間

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

(c) 機能喪失高さ（実力高さ）の設定

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

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

(d) 漏水発生高さ

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

(e) 漏水量の算定式

(a)にて求めた漏水継続時間を用いて、以下の式にて漏水量を算出する。

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

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

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

【漏水量算出式】

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

ここで、 Q ：漏水量（ m^3 ）

A ：漏水部面積（異物噛み込みによる開口面積）

g ：重力加速度（ $9.80665m/s^2$ ）

h ：水頭（ m ）（評価用津波高さ（O.P.m）－漏水発生高さ（O.P.m））

C ：損失係数

t ：漏水発生時間（秒）

b. 浸水量評価

(a) 漏水量算出に用いる基準津波の時刻歴波形

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

(b) 機能喪失高さ及び漏水発生高さの設定

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

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

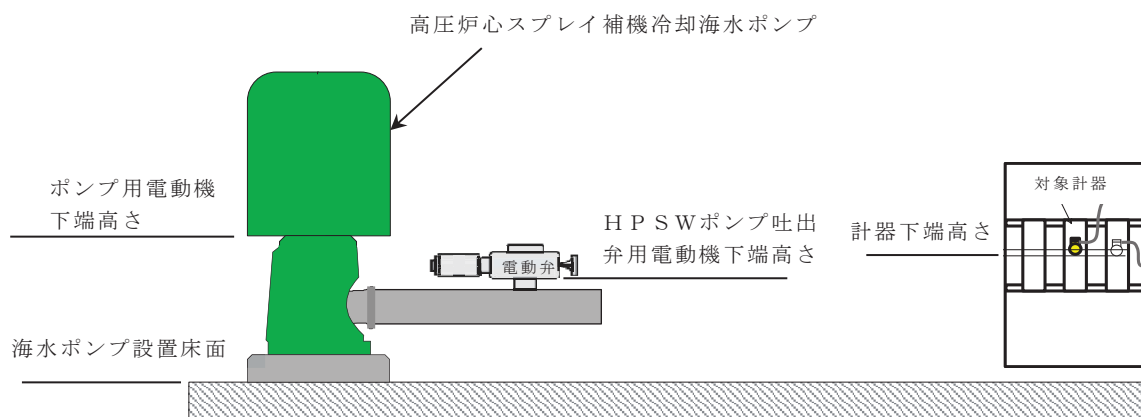


図 5.15-4 第2号機海水ポンプ関連設備の位置関係図(実力高さ)

表 5.15-4 機能喪失高さ一覧(実力高さ)

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

* 最大水上高さ(0.055m)を差し引いた値

(c) 浸水量評価結果

イ. 溢水継続時間及び津波高さ

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

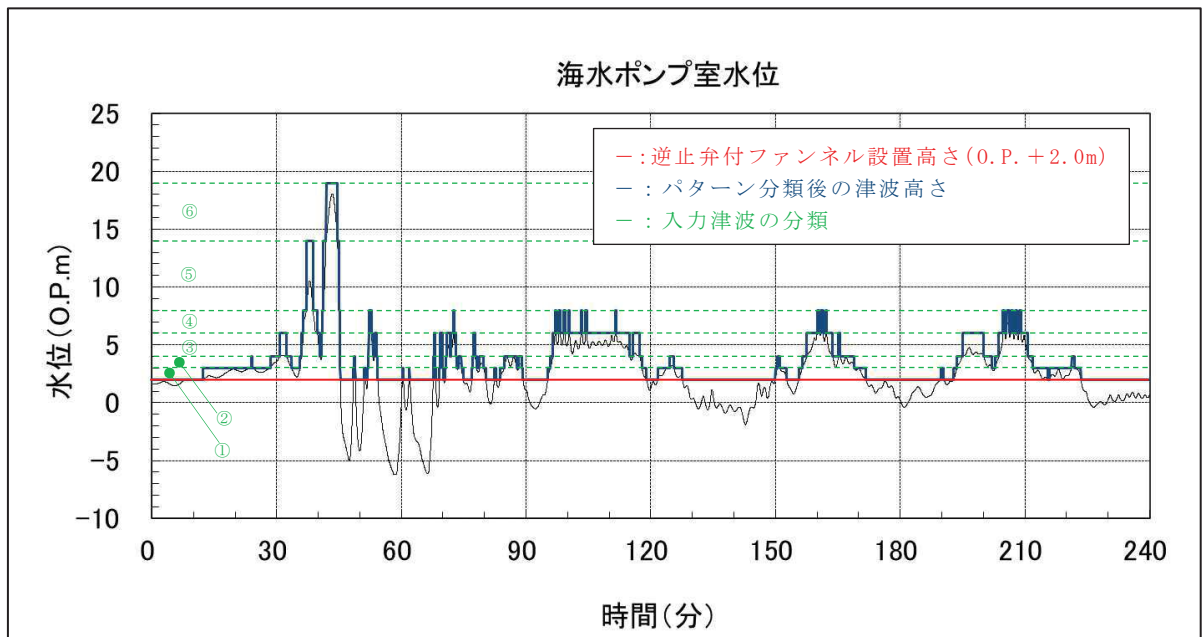


図 5.15-5 第2号機海水ポンプ室における上昇側の入力津波の時刻歴波形の分類図

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

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

ロ. 溢水量及び溢水高さ

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

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

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

表 5.15-6 逆止弁付ファンネル動作不良（異物噛み込み）時の浸水量評価

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

【漏水量算出式】

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

ここで、Q：漏水量 (m³)

A：漏水部面積（異物噛み込みによる開口面積）

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

g：重力加速度 (9.80665m/s²)

h：水頭 (m)

C：損失係数（保守的に1とする。）

t：漏水発生時間 (秒)

r：ファンネル開口部半径 (mm)

開口高さ（異物サイズ）：0.5 (mm)

c. 逆止弁付ファンネルの異物混入への配慮について

- (a) 逆止弁付ファンネルは、通常時全閉状態であり、津波襲来前から閉止状態を維持する設計としていることから、ファンネルの下側から湧き上がる津波に対して直接シート面が接することはないため、津波襲来に伴い流入してくる異物に対して噛み込みしづらい構造である。
- (b) 海水ポンプ室側から流入する雨水等の排水に対しては、逆止弁付ファンネルの上流側に異物混入防止の網を設置することで、ファンネルシート部への異物の噛み込みが発生し難い設計としている（図 5.15-5）。

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

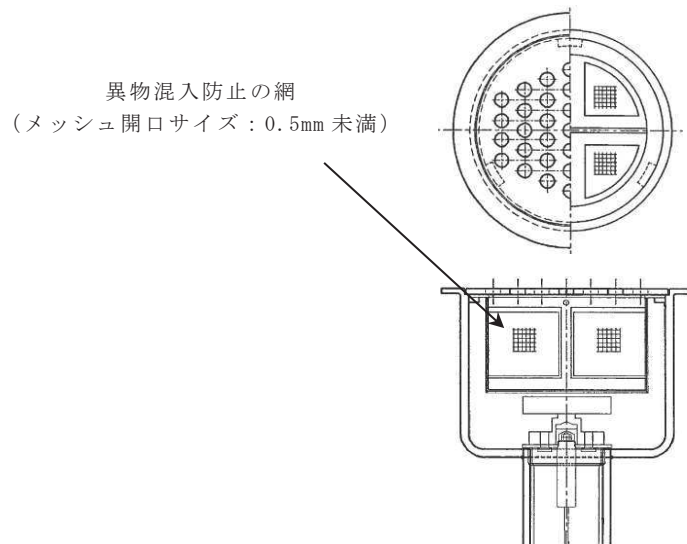


図 5.15-5 逆止弁付ファンネル異物混入防止概要図