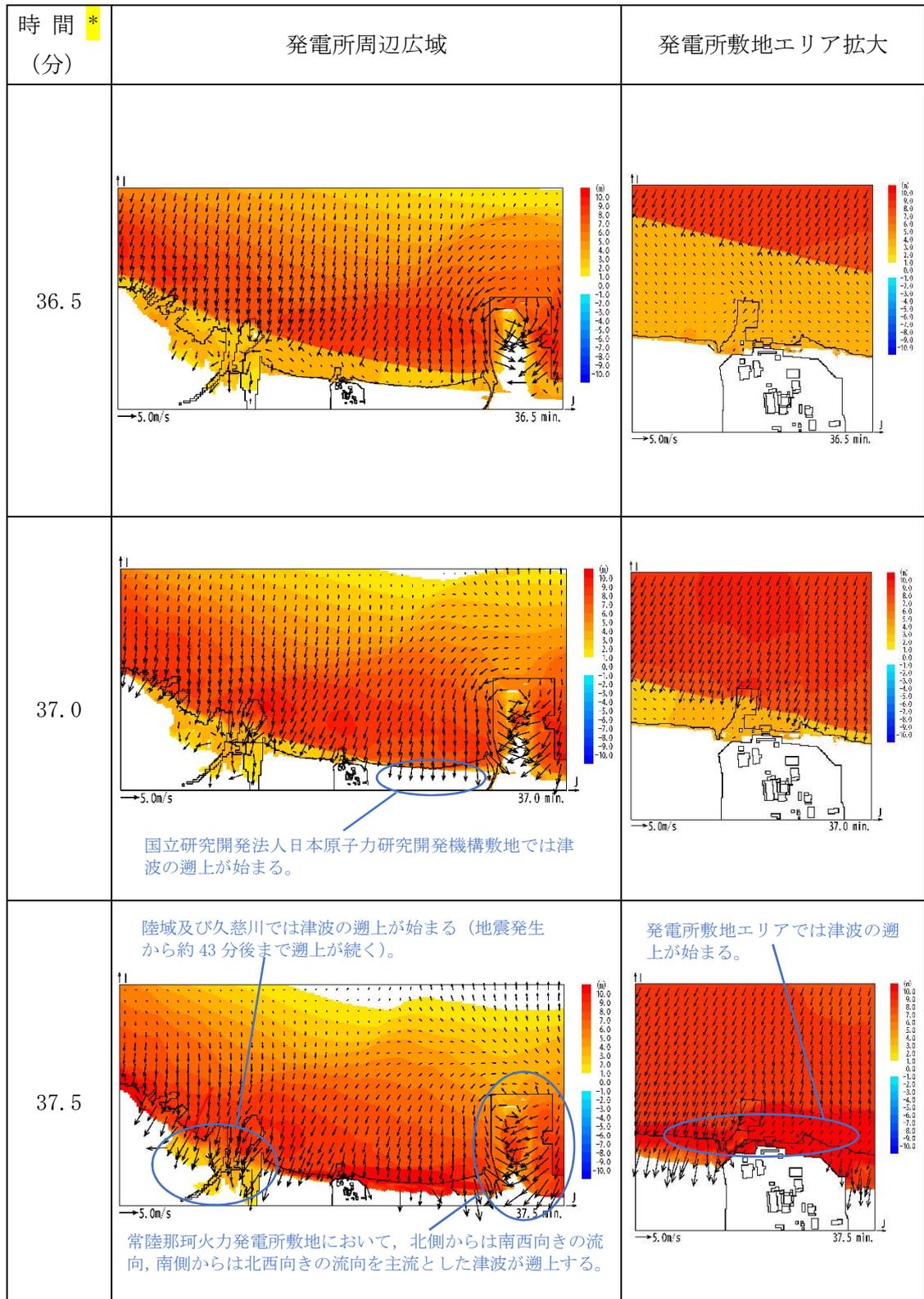


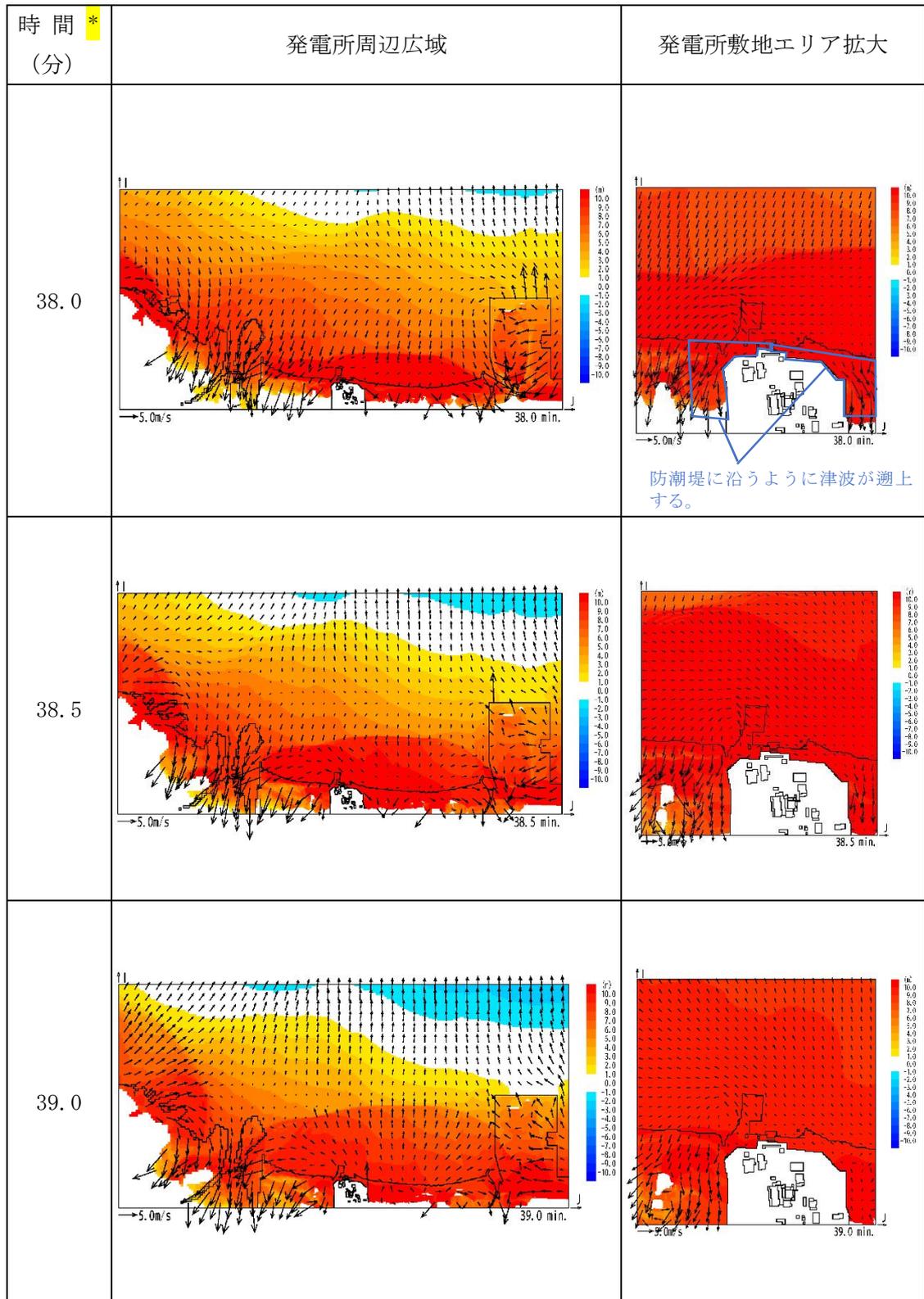
*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図3 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル
(防波堤なしの場合) (2/11)



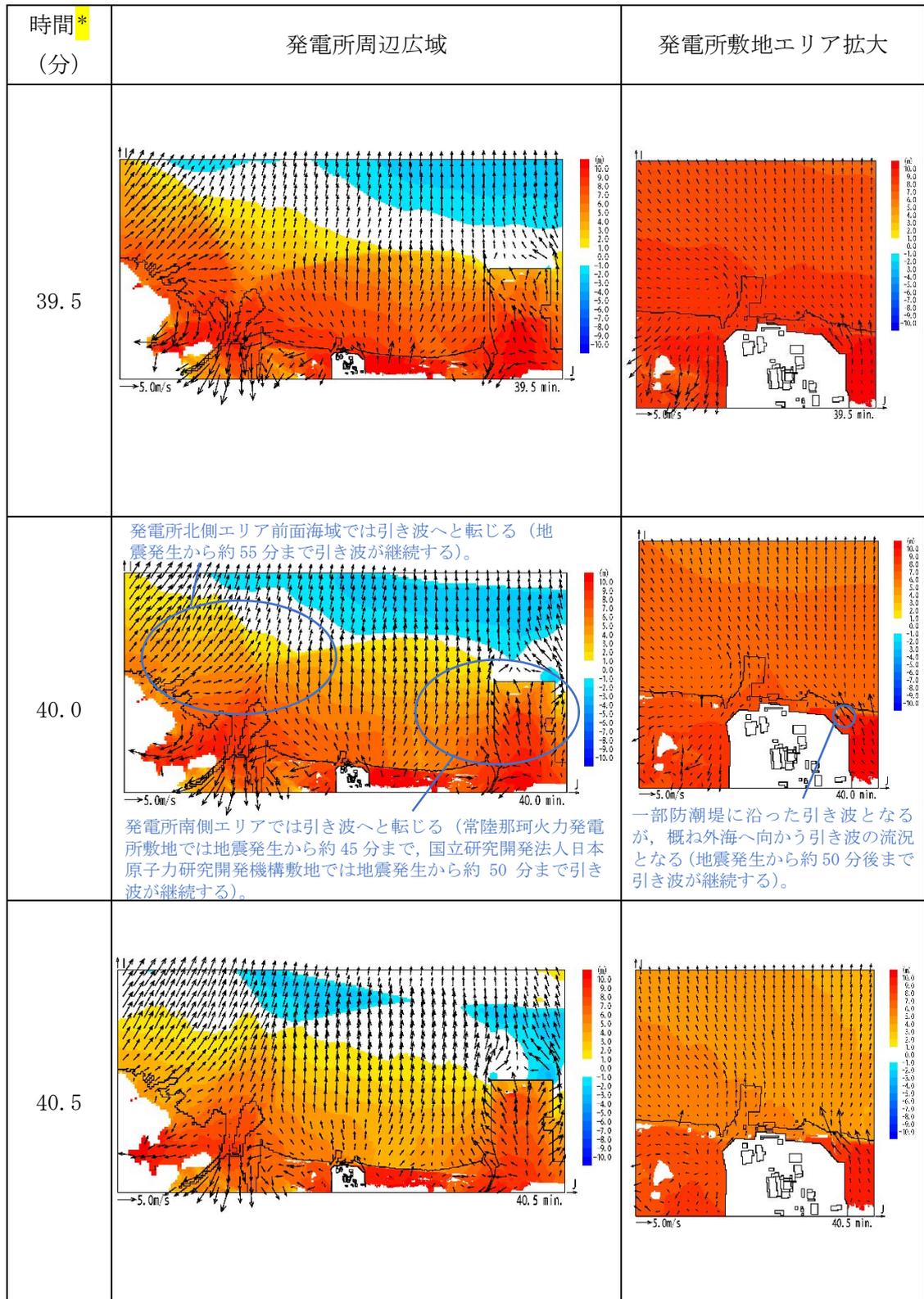
*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図3 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル
(防波堤なしの場合) (3/11)



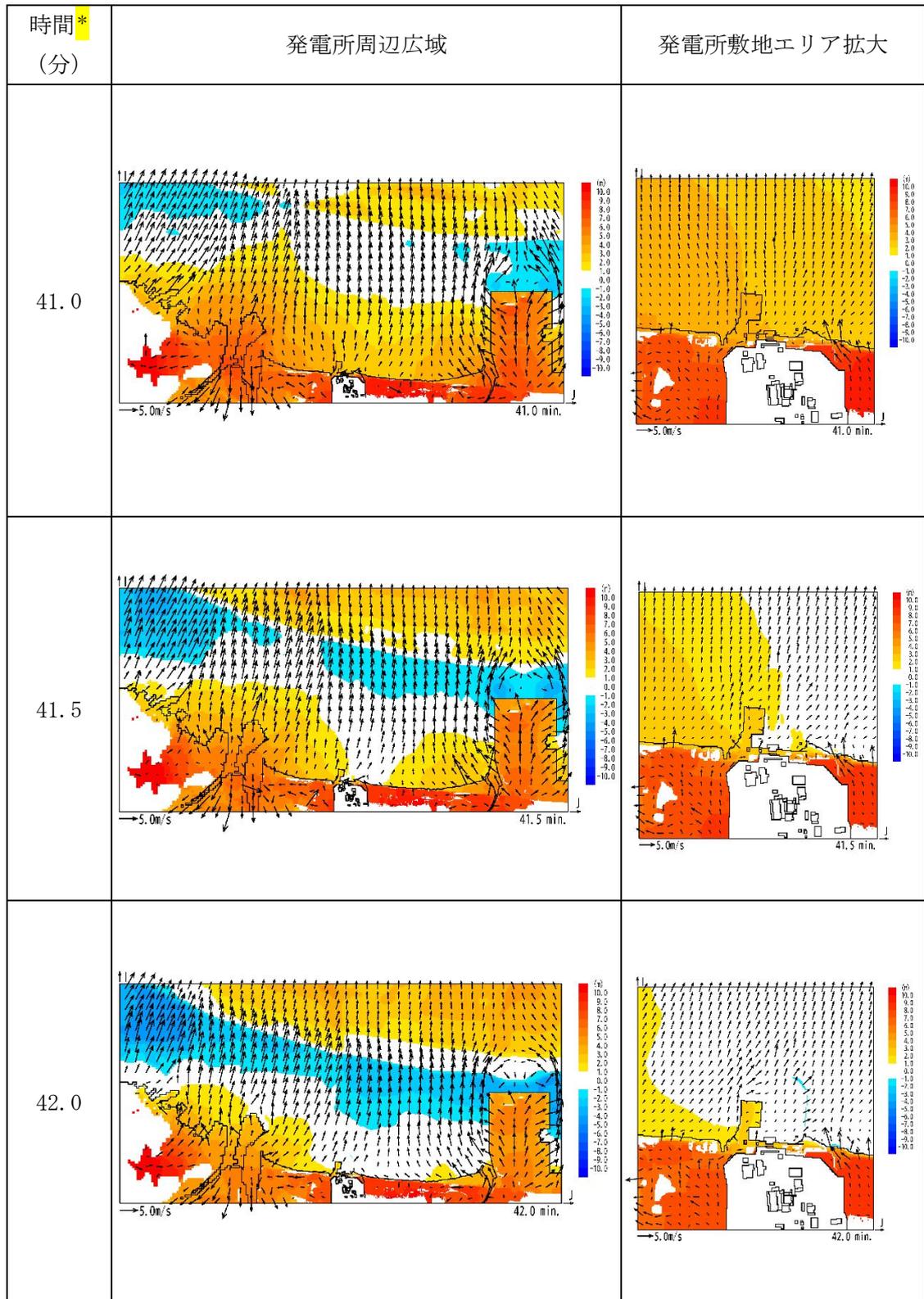
* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図3 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル
(防波堤なしの場合) (4/11)



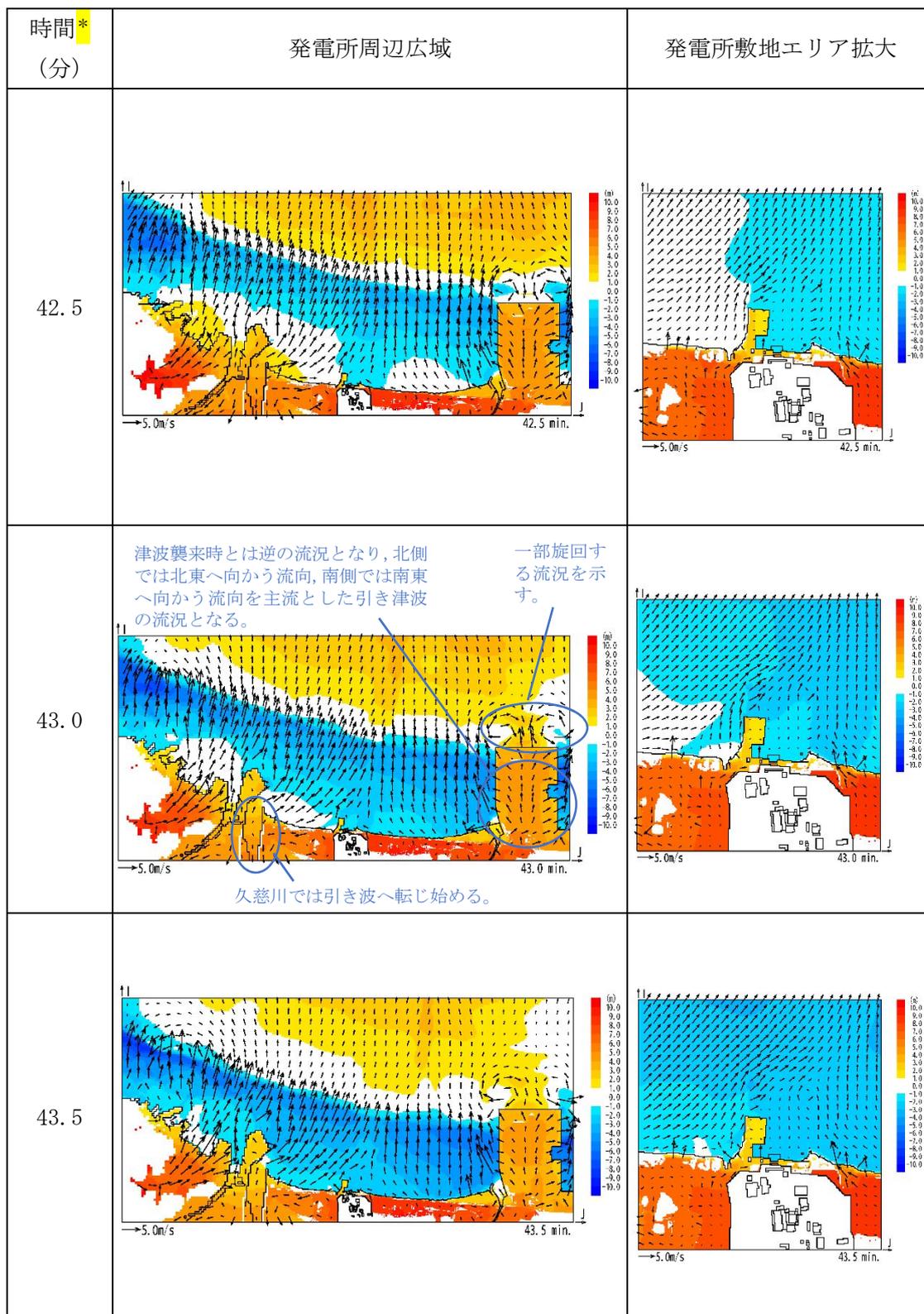
*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図3 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル
(防波堤なしの場合) (5/11)



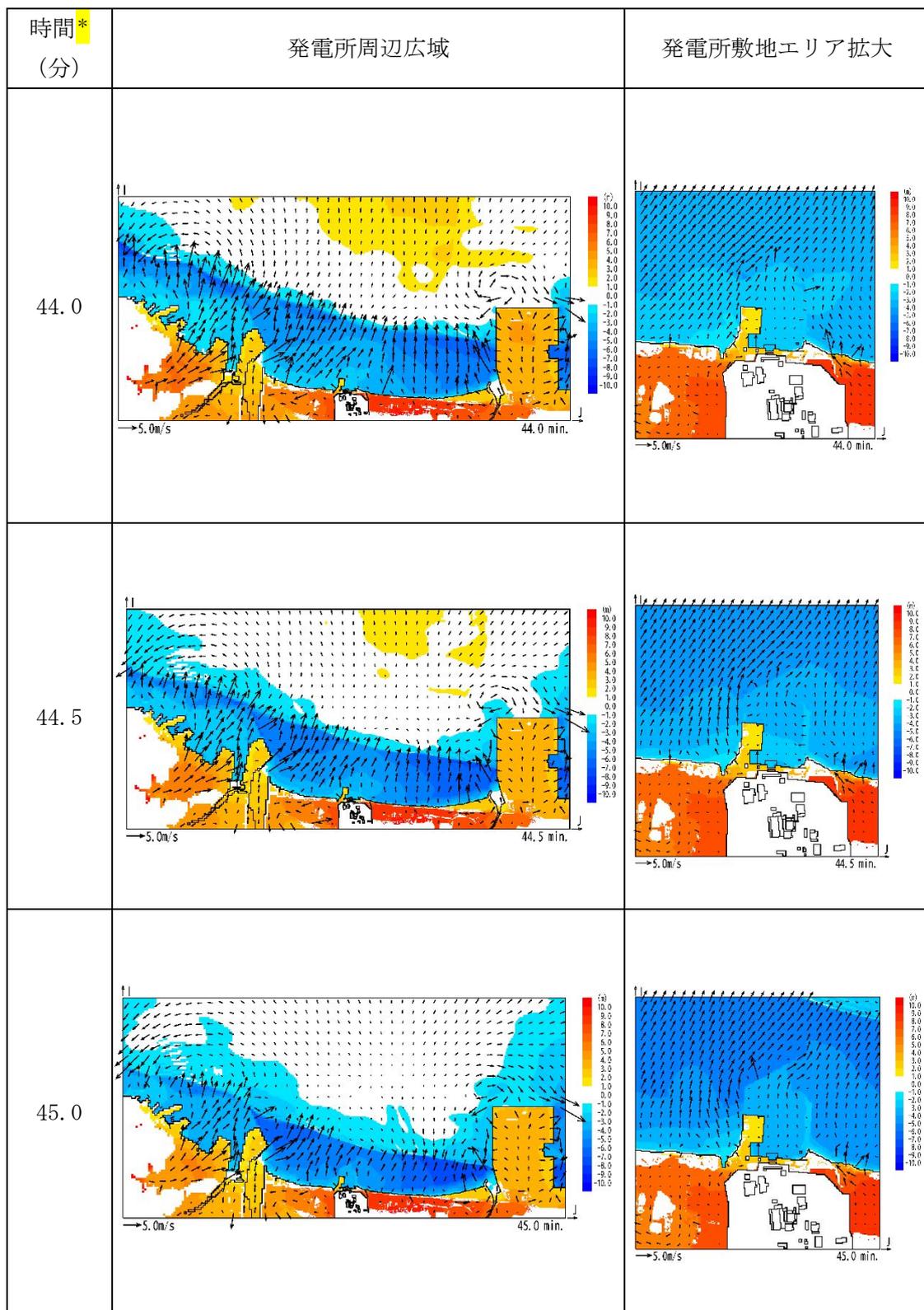
* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図3 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル
(防波堤なしの場合) (6/11)



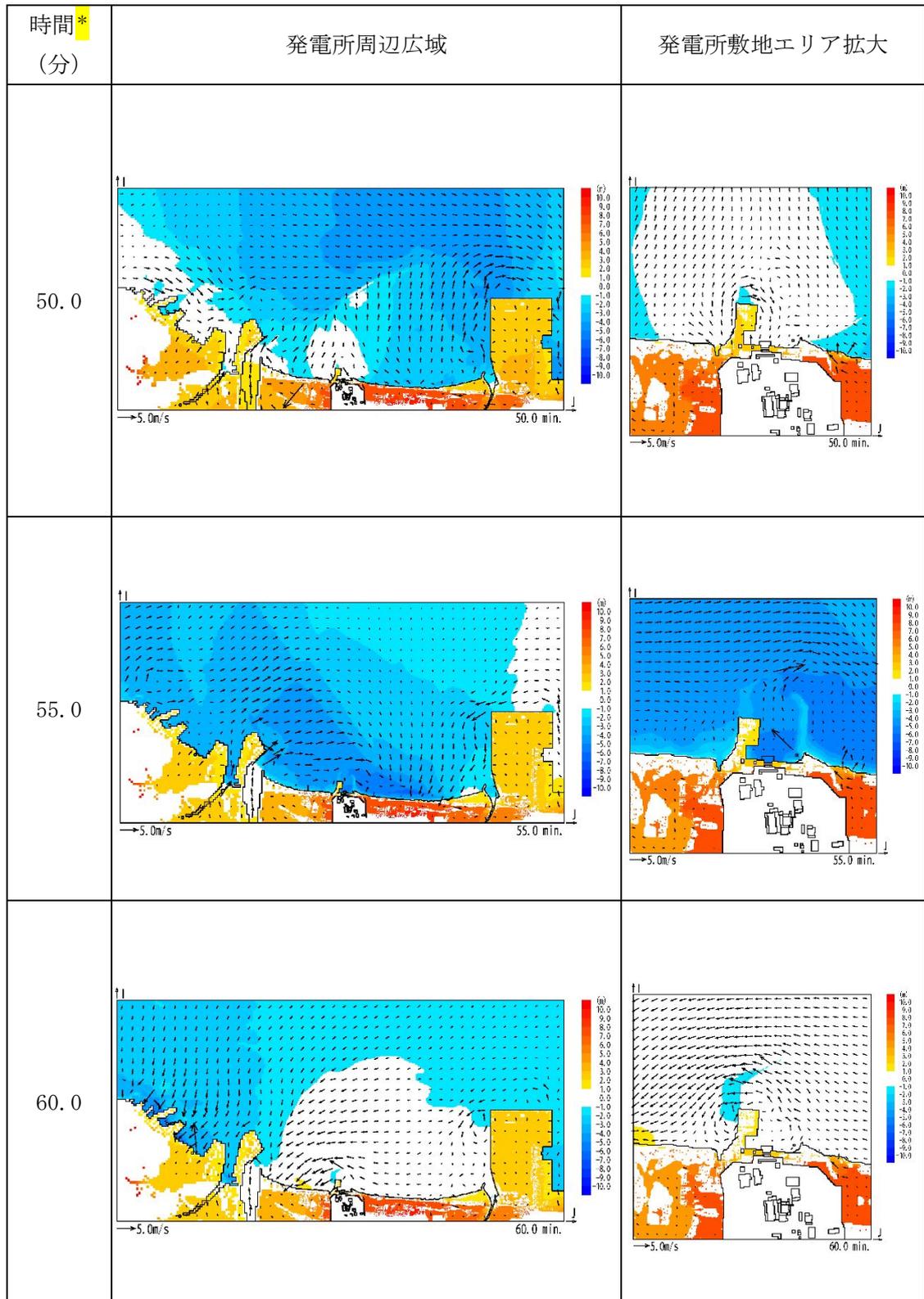
* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図3 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル
(防波堤なしの場合) (7/11)



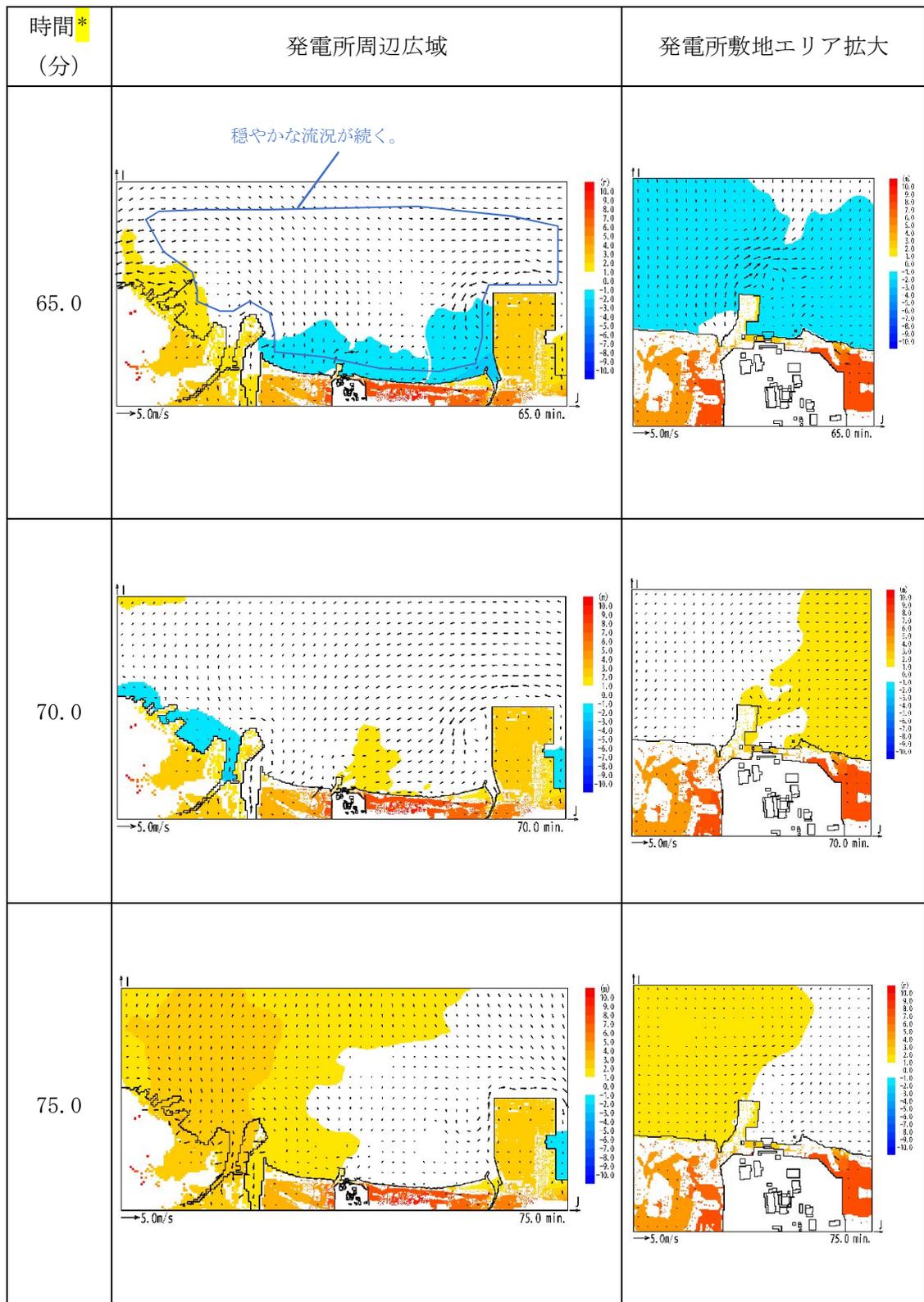
* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図3 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル
(防波堤なしの場合) (8/11)



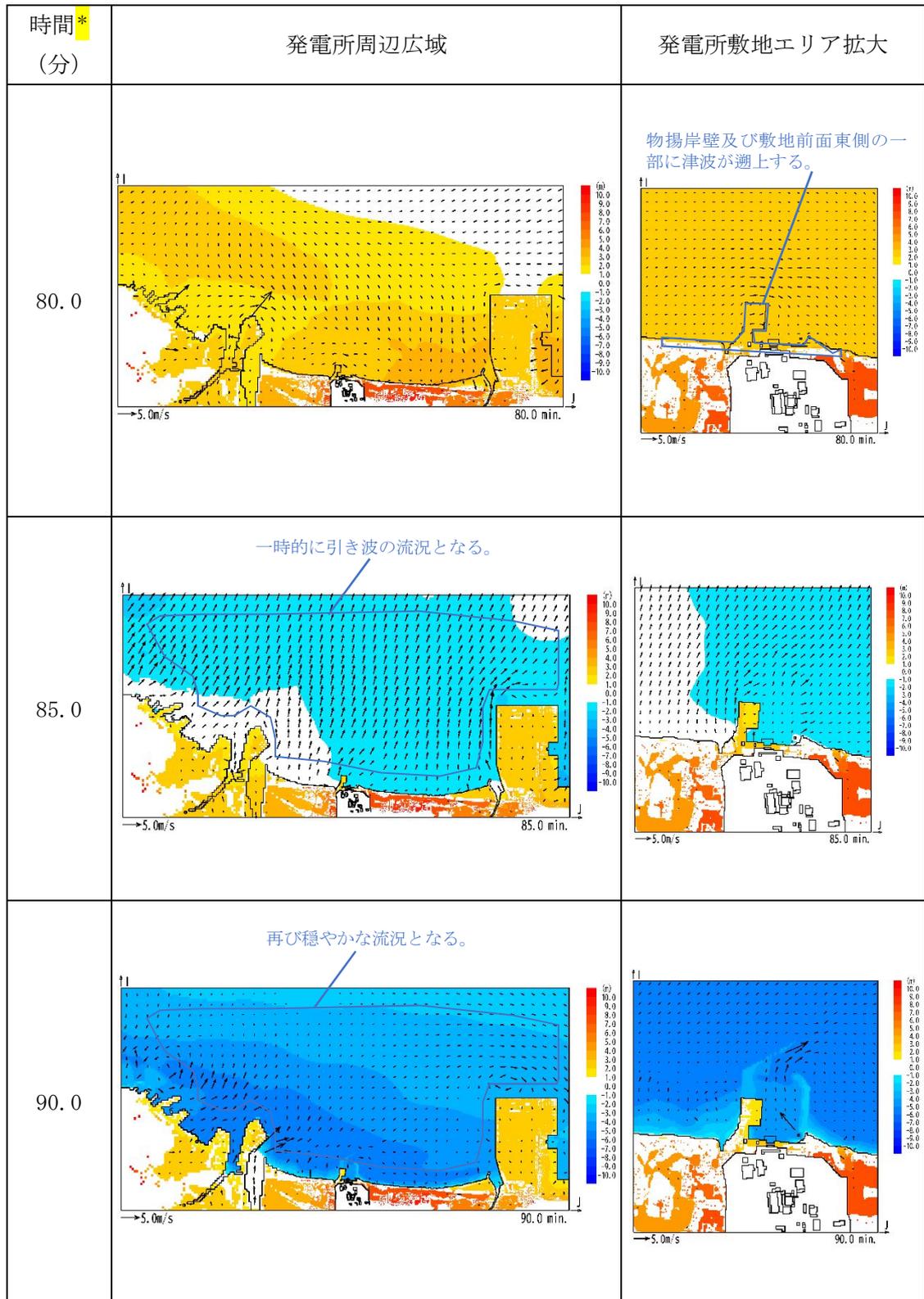
*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図3 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル
(防波堤なしの場合) (9/11)



* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図3 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル
(防波堤なしの場合) (10/11)



*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図3 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル
(防波堤なしの場合) (11/11)

2.2 漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性評価

「2.1(2) 津波流況の考察」に示した結果から、以下のとおり時間分類毎に漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性について評価を実施した。

(1) 津波襲来時（地震発生後 約34分～約40分）

発電所敷地エリアについては、津波襲来時の流況から、取水口以北の漂流物は敷地前面東側から敷地側面北側へ防潮堤に沿うように移動し、取水口以南の漂流物は敷地前面東側から敷地側面南側へ防潮堤に沿うように移動すると考えられる。

発電所北側エリアについては、津波襲来時の流況から、当該エリアの漂流物は北西方向へ移動すると考えられ、発電所敷地エリアでは引き波へと転じる時間においても当該エリアの漂流物は津波の遡上方向である北西へ移動すると考えられる。

発電所南側エリアのうち常陸那珂火力発電所敷地については、津波襲来時の流況から、常陸那珂火力発電所の敷地における漂流物のうち北側に存在するものは南方向へ移動し、南側にあるものは北方向へ移動すると考えられる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地については、津波襲来時の流況から、国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地に存在する施設・設備は津波の遡上方向である西へ移動すると考えられる。しかしながら、発電所南側エリアの一部については東海第二発電所の敷地に隣接していることから、漂流物が取水口、津波防護施設である防潮堤の敷地前面東側及び敷地側面南側へ向かうことを否定できない。

以上より、漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性について以下のとおり整理した。

a. 取水口への到達可能性評価

発電所敷地エリアについては漂流物が取水口へ向かう可能性があるものと評価した。

発電所南側エリアについては漂流物が取水口へ向かう可能性があるものと評価した。

発電所北側エリアにおける漂流物は陸域側または久慈川上流へ移動すると考えられることから、取水口へ向かわないと評価した。

b. 津波防護施設等への到達可能性評価

発電所敷地エリアについては漂流物が津波防護施設である防潮堤の敷地前面東側、敷地側面北側及び敷地側面南側へ向かう可能性があるため、津波防護施設等へ向かう可能性があるものと評価した。なお、漂流物の衝突力が大きいと考えられる津波襲来時の流況として、敷地前面東側においては防潮堤の軸直交方向に津波が襲来し、敷地側面北側及び敷地側面南側においては防潮堤に沿うように軸方向に津波が襲来することから、漂流物の衝突による影響が大きくなるのは敷地前面東側であると考えられる。

発電所南側エリアについては漂流物が津波防護施設である防潮堤の敷地前面東側及び敷地側面南側へ向かう可能性があるため、津波防護施設等へ向かう可能性があるものと評価した。

発電所北側エリアについては漂流物が津波の遡上方向である北西へ移動すると考えられることから津波防護施設等へ向かわないと評価した。

(2) 引き波時（地震発生後 約 40 分～約 50 分）

発電所敷地エリアについては、引き波時の流況から、漂流物が津波襲来時に敷地側面北側及び敷地側面南側へ移動した後に外海方向へ移動すると考えられるが、津波襲来時に敷地前面東側に漂流物が留まった場合、引き波時において漂流物が取水口又は貯留堰へ向かうことを否定できない。

発電所北側エリアについては、引き波時の流況から、漂流物が外海方向へ移動すると考えられる。

発電所南側エリアのうち常陸那珂火力発電所敷地については、引き波時の流況から、漂流物が外海へ移動すると考えられる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地については、引き波時の流況から、漂流物が外海へ移動すると考えられる。

以上より、漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性について以下のとおり整理した。

a. 取水口への到達可能性評価

発電所敷地エリアについては漂流物が取水口へ向かう可能性がある。

その他のエリアにおける漂流物は継続的に外海方向へ移動すると考えられることから、取水口へ向かわないと評価した。

b. 津波防護施設等への到達可能性評価

発電所敷地エリアについては、津波襲来時に防潮堤の敷地側面北側及び敷地側面南側へ到達した漂流物が、引き波時に津波防護施設である貯留堰へ向かう可能性があるため、津波防護施設等へ向かう可能性があるものと評価した。

その他のエリアにおける漂流物は継続的に外海方向へ移動すると考えられることから津波防護施設等へ向かわないと評価した。

(3) 収束時（地震発生後 約 50 分～約 90 分）

発電所敷地エリアについては、収束時の流況から、発電所敷地前面の漂流物は一時的に外海へ移動すると考えられるが、比較的穏やかな流況が継続することから、漂流物は大きな移動を伴わないと考えられる。

発電所北側エリアについては、収束時の流況から、当該エリアの漂流物は一時的に外海へ移動すると考えられるが、比較的穏やかな流況が継続することから、漂流物は大きな移動を伴わないと考えられる。

発電所南側エリアについては、収束時の流況から、当該エリアの漂流物は一時的に外海へ移動すると考えられるが、比較的穏やかな流況が継続することから、漂流物は大きな移動を伴わないと考えられる。

以上より、漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性について以下のとおり整理した。

a. 取水口への到達可能性評価

各エリアにおける漂流物は大きな移動を伴わないと考えられることから、取水口へ向かわないと評価した。

b. 津波防護施設等への到達可能性評価

各エリアにおける漂流物は大きな移動を伴わないと考えられることから、津波防護施設等へは向かわないと評価した。

(参考 5) 地震による防波堤への影響評価について

1. 防波堤の施設概要

東海第二発電所の防波堤は、傾斜堤、ケーソン堤及び物揚岸壁からなる。傾斜堤は捨石や消波ブロック類からなり、上端には上部工を設置し道路として使用している。ケーソン堤は傾斜堤の先端部に 2 函ずつ設置されている。また、物揚岸壁は北側の防波堤にあり、港内側は控え杭式鋼管矢板の岸壁からなる。平面図及び構造断面図を図 1～図 8 に、東海港深浅図を図 9 に示す。

評価を行う断面は、構造形式の異なる傾斜堤、ケーソン堤、物揚岸壁の 3 断面を選定した。傾斜堤の評価位置は、水深が深い北防波堤先端付近とし、また、大型船舶の緊急離岸のための航路も考慮し、航路幅が最も狭隘となる断面①-①を選定した。ケーソン堤の評価断面は、同様に緊急離岸航路を考慮し南防波堤ケーソン堤断面②-②とした。

物揚岸壁の評価断面は、構造や水深が一様なため、大型船舶が接岸する中央位置の断面③-③とした。

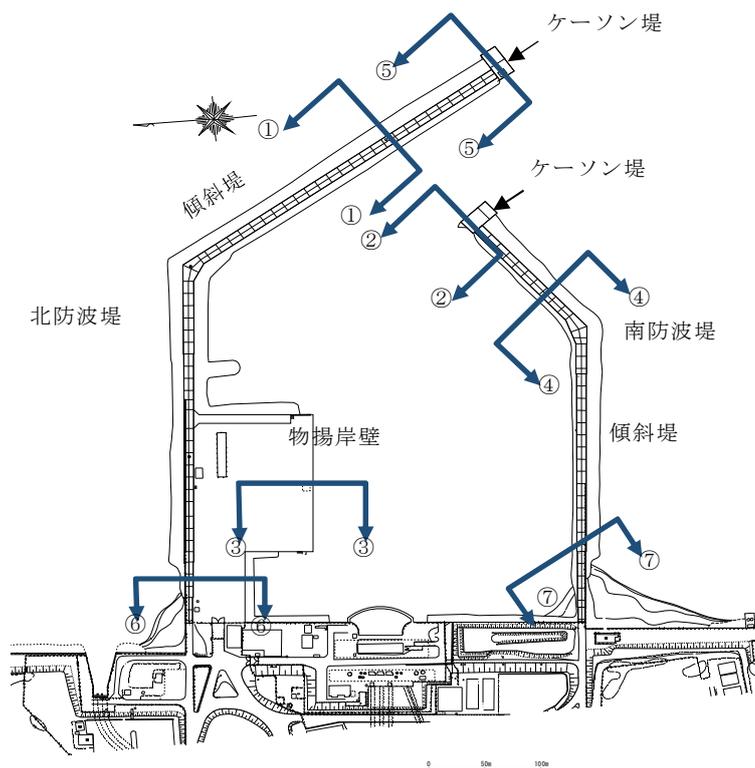


図 1 港湾施設平面図

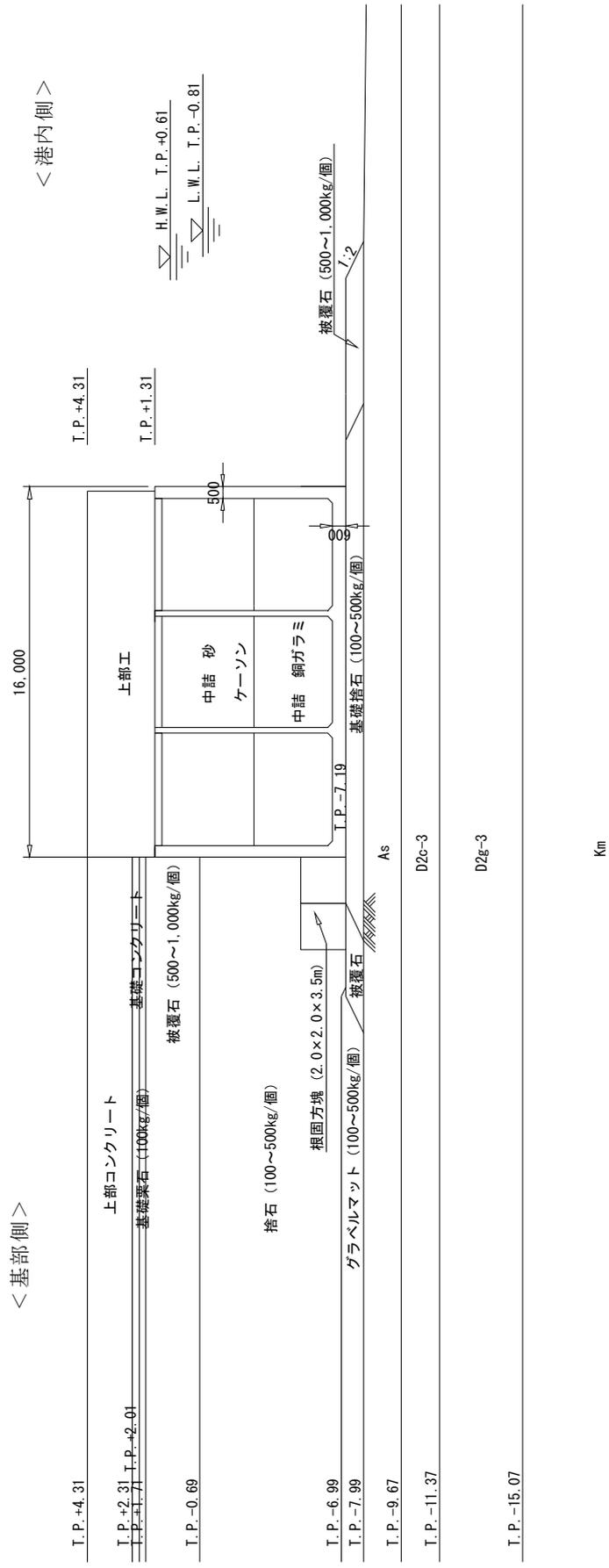


図 3 南側防波堤ケーソン堤断面 (②-②)

< 港外側 >

< 港内側 >

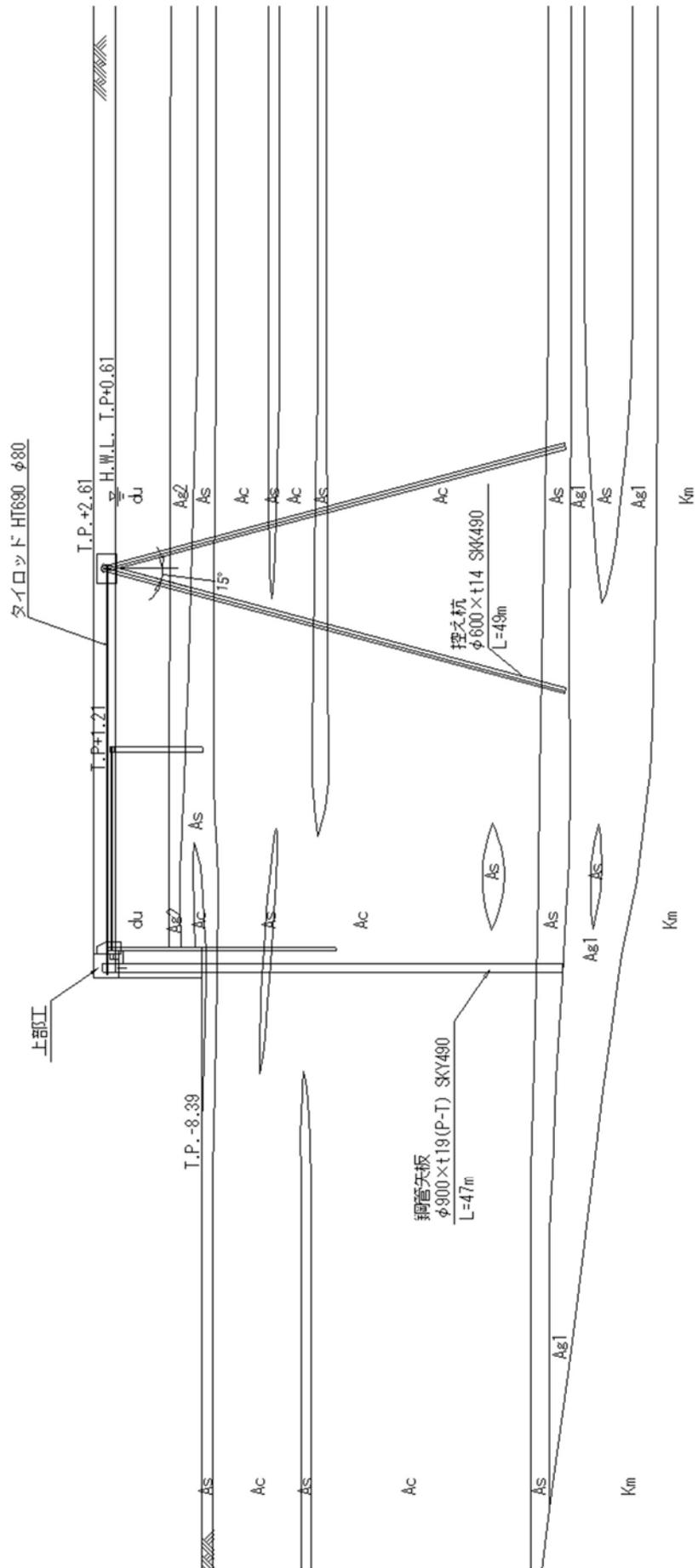
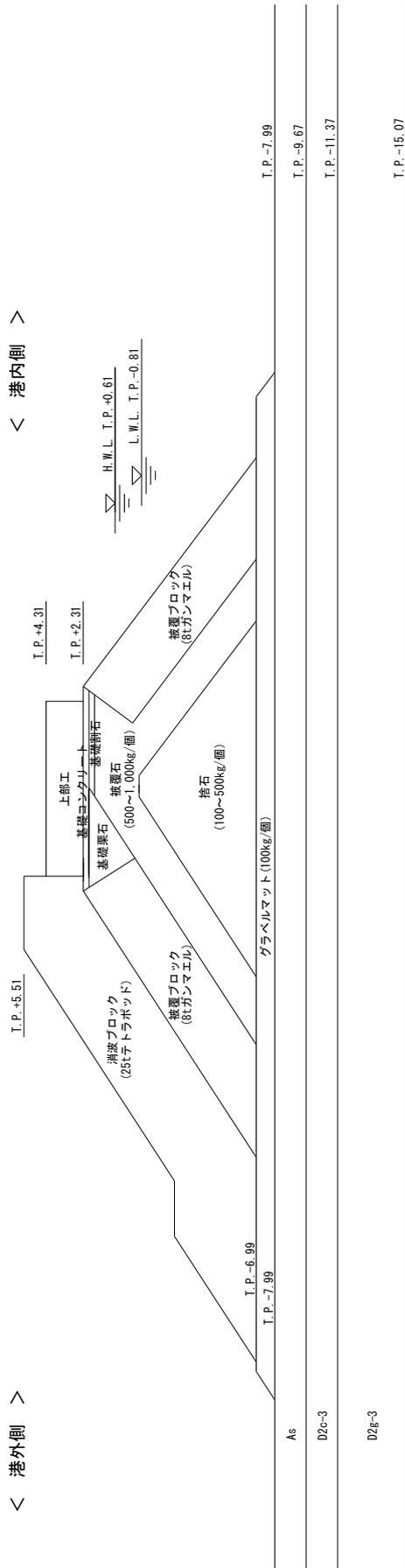


図 4 物揚岸壁断面 (③-③)



5 図 南側防波堤傾斜堤断面 (④-④)

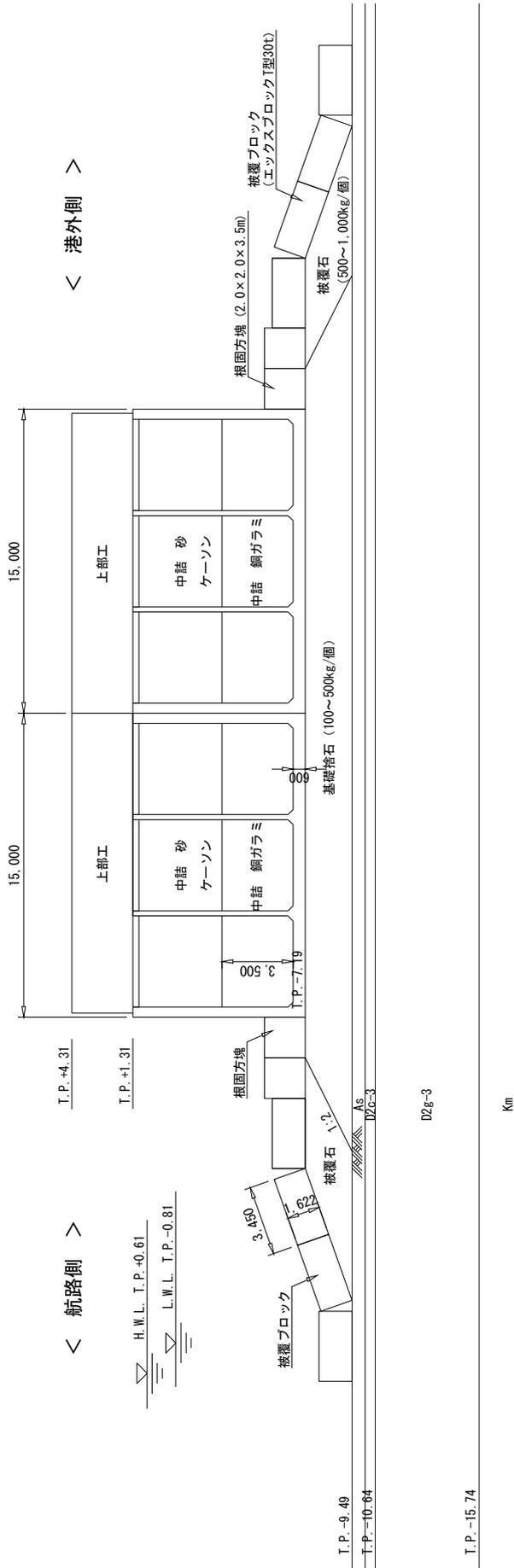


図 6 北側防波堤ケーソン堤断面 (⑤-⑤)

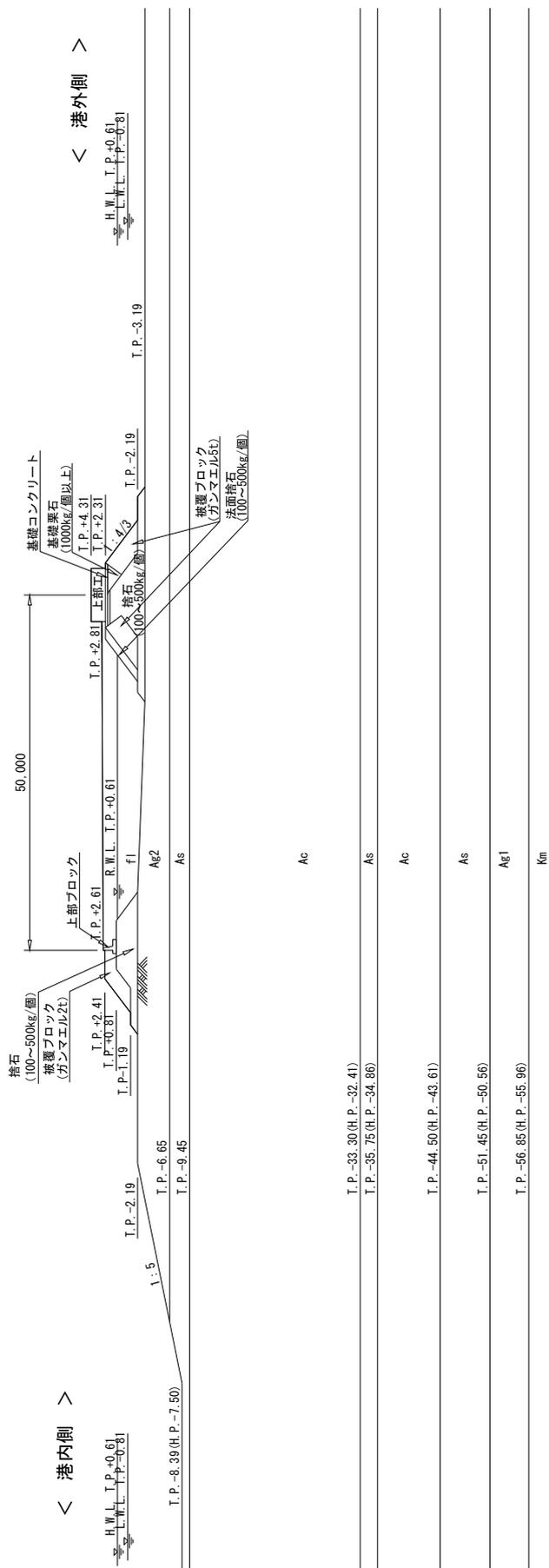


図 7 物揚岸壁進入路断面 (⑥-⑥)

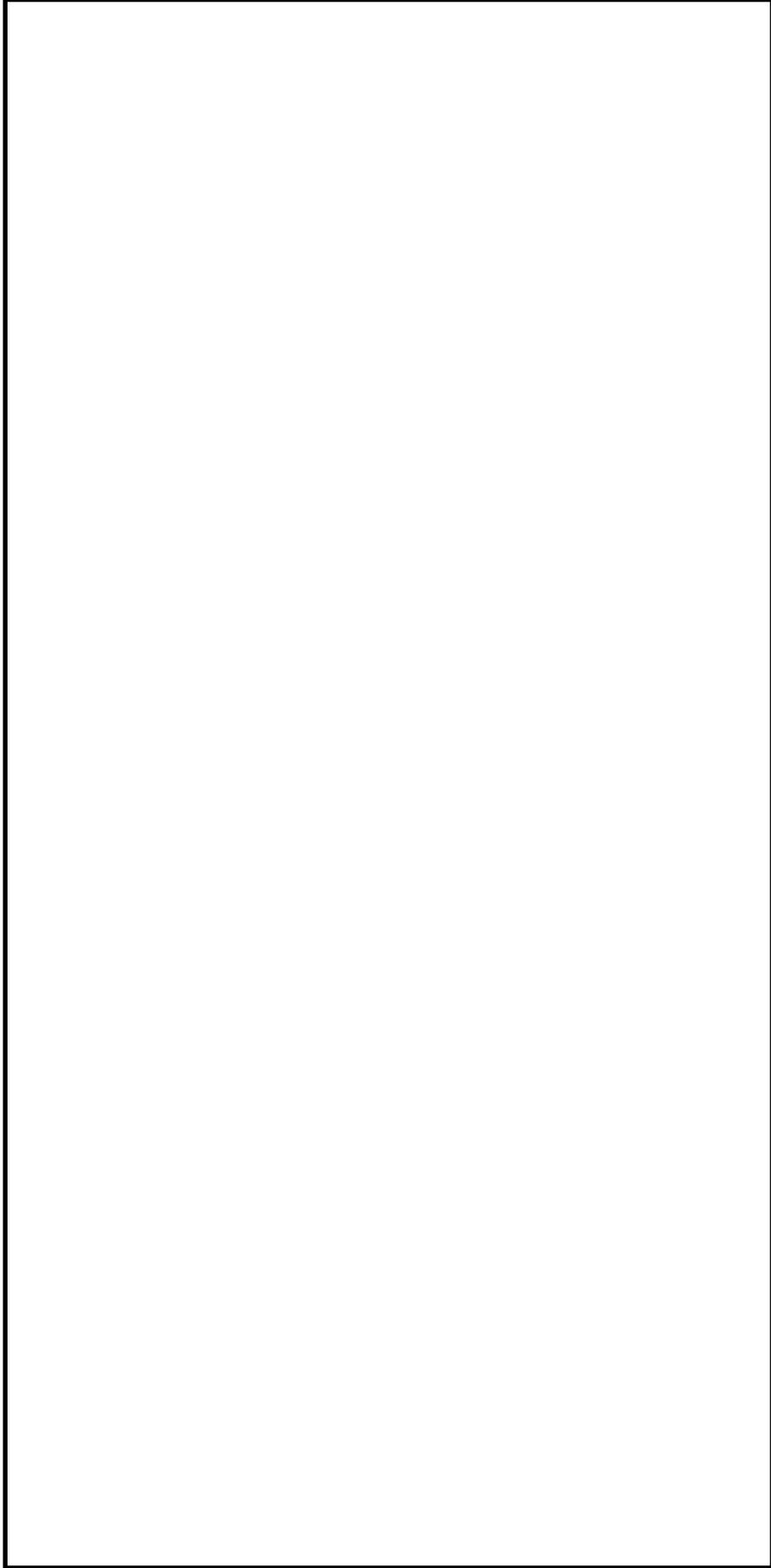


图 8 南防波堤陸側断面 (⑦-⑦)

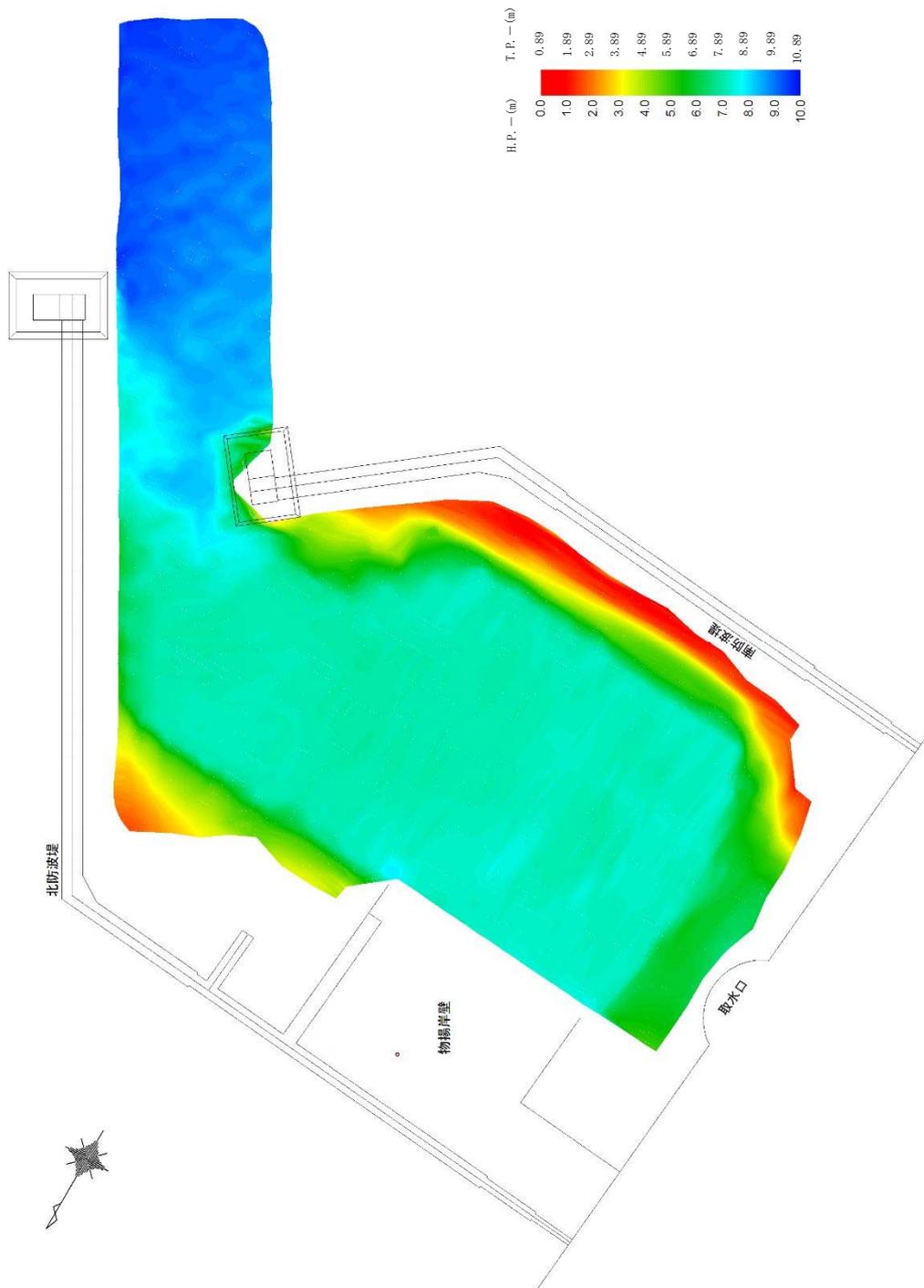


図9 東海港深浅図（2016年12月12日測量）

2. 防波堤の漂流物化に係る検討方針

基準地震動 S_0 及び基準津波により損傷した防波堤が漂流物化した場合、取水施設である取水口及びSA用海水ピット取水塔の取水機能並びに貯留堰の海水貯留機能に波及的影響を及ぼすこととなる。

このため、防波堤の基準地震動 S_0 及び基準津波による耐性を確認するとともに、防波堤を構成する部材の漂流物化の可能性、取水施設への到着の有無について評価を行う。

その結果、取水施設への到達が否定できない場合、漂流物化した防波堤の構成部材に対して、取水施設に期待される機能への影響を確認する。

防波堤の漂流物化に伴う波及的影響検討対象施設と想定される損傷モードについて表1に、防波堤の漂流物化に係る波及的影響検討対象施設図を図10に、波及的影響検討フローを図11に示す。

なお、物揚岸壁については、対策を施すことで基準地震動 S_0 及び基準津波に対して健全性を確保し、漂流物化しない設計とする。

表1 波及的影響検討対象施設と損傷モード一覧表

波及的影響検討対象施設	損傷モード
取水口	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物による閉塞 漂流物の堆積による取水量の減少
貯留堰	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物の衝突による損傷 漂流物の堆積による貯留容量の減少
SA用海水ピット取水塔	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物の衝突による損傷 漂流物による閉塞 漂流物の堆積による取水量の減少

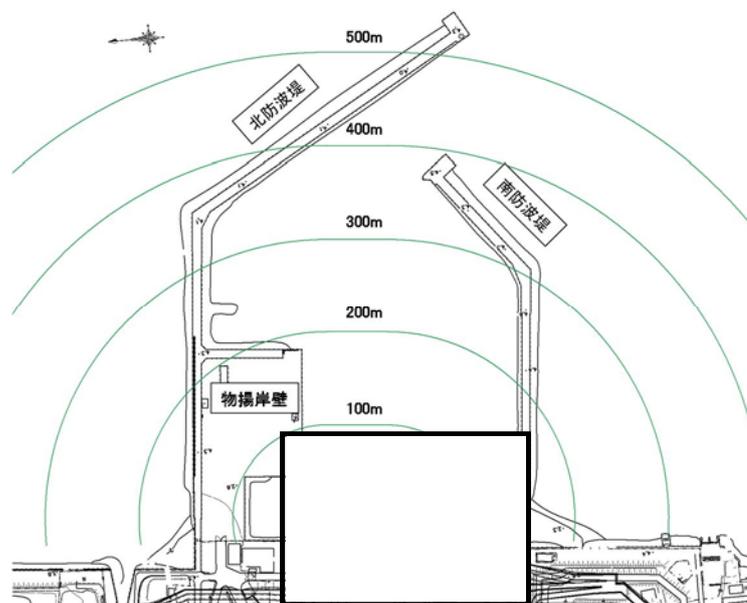


図10 波及的影響検討対象施設図

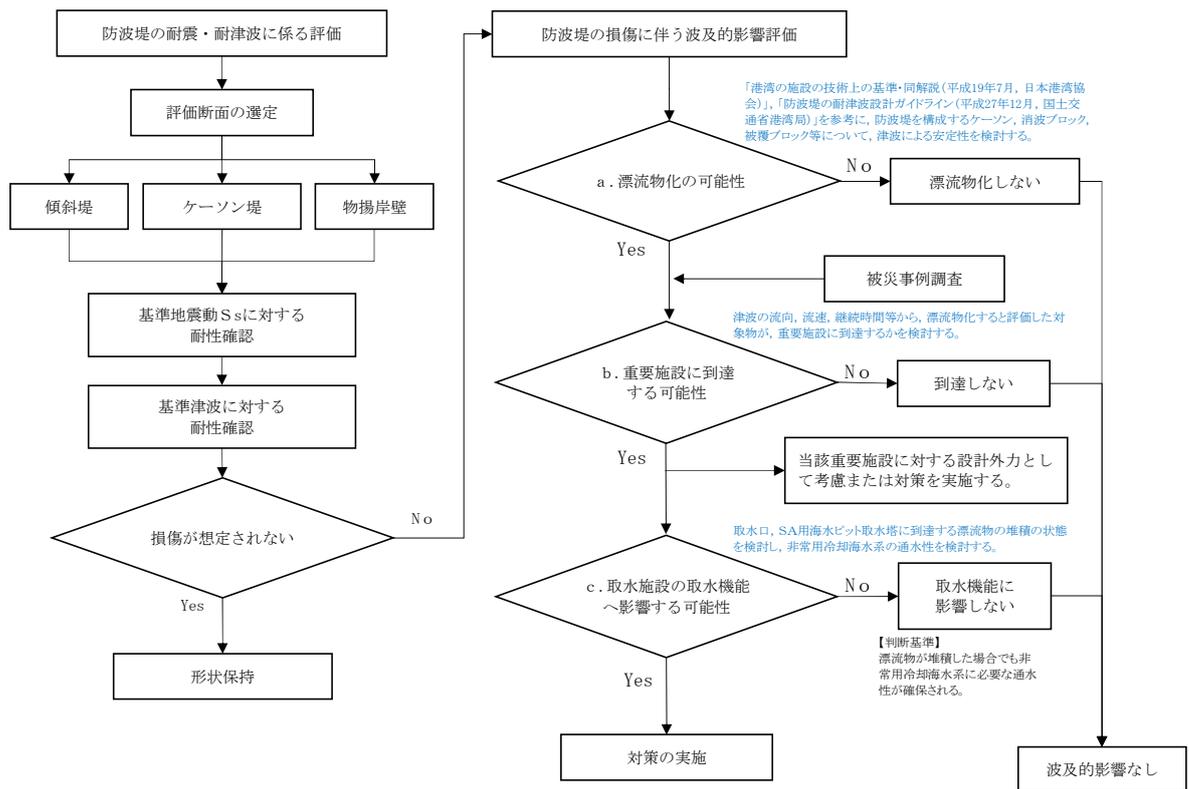


図 11 防波堤の漂流物化による波及的影響検討フロー

3. 地震時評価

3.1 有効応力解析による評価

(1) 解析方法

防波堤の基礎地盤には、液状化検討対象層が分布しているため、地震後の状態を確認する上で、二次元有効応力解析（FLIP Ver. 7.3.0_2）を用いた地震応答解析を行う。

1) 構造部材

ケーソン及び上部工は、剛体として挙動するため線形弾性体としてモデル化する。

傾斜堤を構成する捨石、被覆石等の石材はマルチスプリング要素でモデル化し、傾斜堤の基礎部ではない消波ブロックは節点荷重でモデル化する。

物揚岸壁の鋼管矢板、鋼管杭は、バイリニア型の非線形はり要素でモデル化し、タイロッドは、引張り方向に抵抗し、圧縮方向には抵抗しないバイリニア型の非線形バネ要素とする。

2) 地盤

地盤の動的変形特性には、Hardin-Drnevich モデルを適用したマルチスプリング要素により、割線せん断剛性比と履歴減衰率のせん断ひずみ依存性を考慮する。

3) 減衰定数

減衰特性は、数値計算の安定のための Rayleigh 減衰と、地盤の履歴減衰を考慮する。

(2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下の通り設定する。

1) 荷重

地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

a. 常時荷重

常時荷重として、構造物及び海水の自重を考慮する。

物揚岸壁については、「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、上載荷重（15 kN/m²）を考慮する。

b. 地震荷重

地震荷重として、基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 2 に示す。

表 2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	a + b

(3) 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価した地震波を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 12 に示す。

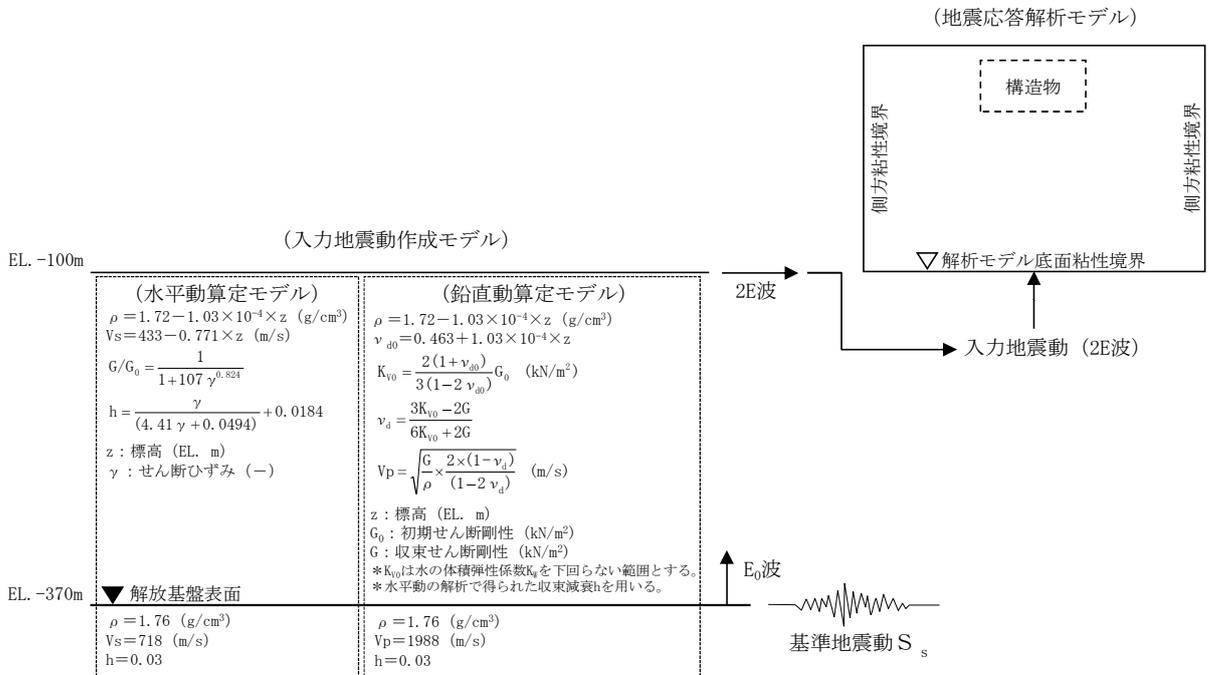


図 12 入力地震動算定の概念図

(4) 解析モデル

地震応答解析モデルを図 13 及び図 14 に示す。

1) 解析領域

解析領域は、側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう、構造物と側方境界及び底面境界との距離が十分長くなるよう広く設定する。

2) 境界条件

解析領域の側面及び底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設ける。

3) 構造物のモデル化

構造物のコンクリート部材は線形平面要素、鋼部材は非線形はり要素又は非線形バネ要素でモデル化する。また、傾斜堤の石材はマルチスプリング要素、消波ブロックは節点荷重でモデル化する。

4) 地盤のモデル化

地盤は、地質区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

5) ジョイント要素

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより、構造物と地盤の剥離及びすべりを考慮する。

6) 水位条件

海面の水位は、基準津波時の水位評価に用いた朔望平均干潮位 L. W. L. T. P. -0.81 m とする。

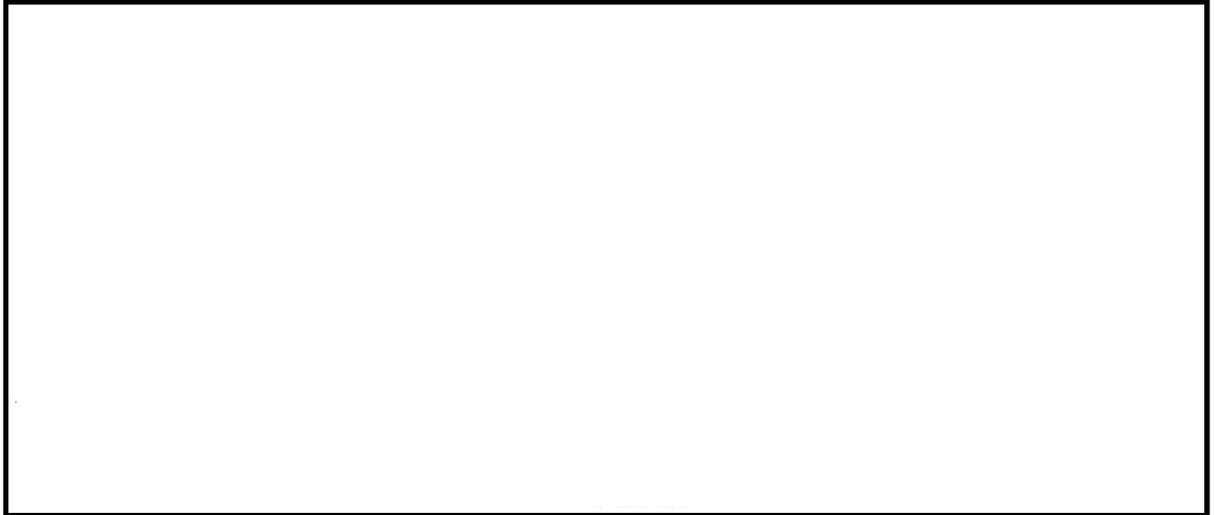


図 13 地震応答解析モデル（傾斜堤，ケーソン堤断面）



図 14 地震応答解析モデル（物揚岸壁断面）

(5) 使用材料及び材料の物性値

1) 構造物の物性値

使用材料を表 3 に、材料の物性値を表 4 に示す。

表 3 使用材料

材料	部位	諸元
コンクリート	上部工	設計基準強度 24.0 N/mm ²
	基礎	設計基準強度 18.0 N/mm ²
	ケーソン (気中)	設計基準強度 24.0 N/mm ²
	ケーソン (海中)	設計基準強度 24.0 N/mm ²
鋼材	鋼管矢板, 控え工鋼管杭	SKY490, SKK490
	タイロッド	HT690

表 4 材料の物性値

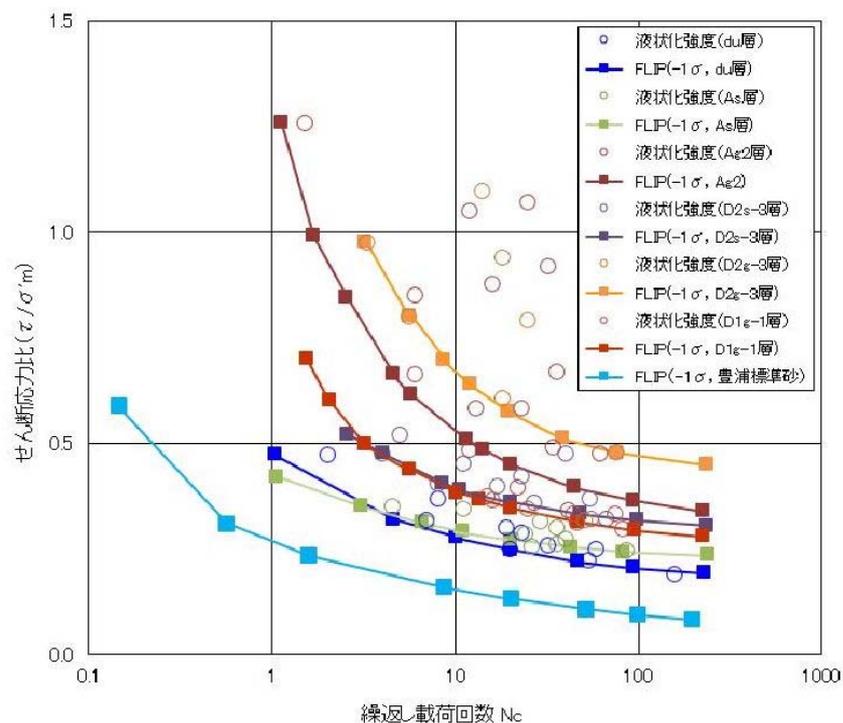
材料	部位	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	上部工	24.0	25	0.2
	基礎	22.6	22	0.2
	ケーソン (気中)	21.8	25	0.2
	ケーソン (海中)	21.8	25	0.2
	根固方塊	22.6	22	0.2
鋼材	鋼管矢板, 控え工鋼管杭	77.0	200	0.3
	タイロッド	—	200	—

2) 地盤の物性値

本検討においては、液状化検討対象層である全ての砂層、礫層に対し豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定し、地盤面を大きく沈下させる条件にて評価する。

豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される淡黄色の天然の珪砂であり、敷地には存在しないものであるが、丸みのある粒から成り、粒度が揃い、ほぼ均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化検討対象層を強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価に適用する。豊浦標準砂の液状化強度試験データに基づき -1σ を考慮したFLIPによる液状化強度特性(強制的な液状化の仮定に用いる液状化強度特性)を図15及び図16に示す。また、図15に示した敷地内の各土質の液状化強度特性は、試験結果に基づき -1σ を考慮した液状化強度特性(原地盤に基づく液状化強度特性)である。なお、 σ は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

豊浦標準砂の液状化強度特性は、原地盤の液状化強度特性の全てを包含しており、極めて液状化しやすい液状化特性を有していることから、豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定した有効応力解析は、強制的に液状化させることを仮定した影響評価となる。



凡例中の σ は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

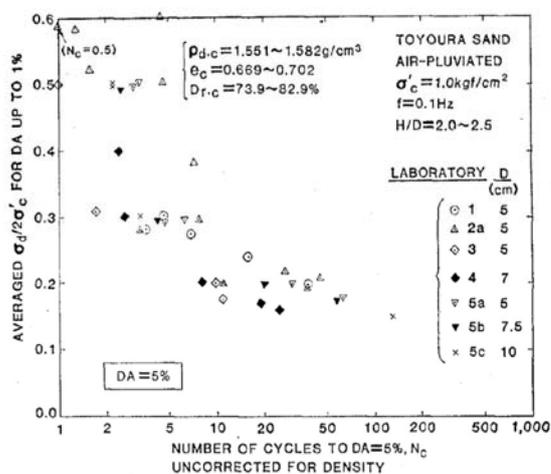
図15 東海第二発電所の原地盤に基づく液状化強度試験データとその全てを包含するFLIPの液状化強度特性 (-1σ , 豊浦標準砂)

■豊浦標準砂^{*1}に基づく液状化強度特性の仮定

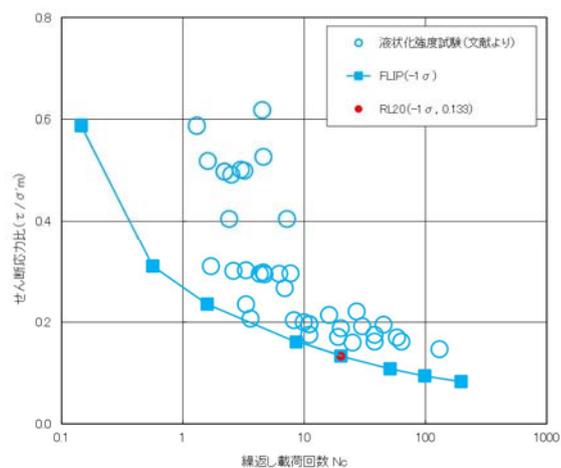
文献^{*2}から引用した相対密度 73.9～82.9 %の豊浦標準砂の液状化強度試験データに対し、それらを全て包含する FLIP の液状化特性を設定する。

注記 * 1 : 豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される天然の珪砂であり、敷地には存在しないものである。豊浦標準砂は、淡黄色の丸みのある粒から成り、粒度が揃い均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化強度特性に関する研究等における実験などで多く用いられている。

* 2 : CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM [Soils and Foundations, JSSMFE. 26-3. (1986)]



豊浦標準砂の液状化強度試験データ
(文献^{*2}からの引用)



FLIPによる液状化強度特性
(-1 σ , 豊浦標準砂)

凡例中の σ は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

豊浦標準砂の液状化パラメータ

	液状化パラメータ									
	間隙比 e	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} [kN/m ²]	基準初期 せん断剛性 G_{ma} [kN/m ²]	最大履歴減衰率 h_{max}	ϕ_p [度]	S_1	W_1	P_1	P_2	C_1
豊浦標準砂	0.702	12.6	18,975	0.287	28.0	0.005	5.06	0.57	0.80	1.44

図 16 豊浦標準砂の液状化強度試験データ及びFLIPによる豊浦標準砂の液状化強度特性 (-1 σ)

3) ジョイント要素

構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることを基本とし、境界部での剥離及びすべりを考慮する。ジョイント要素の特性は法線方向、接線方向に分けて設定する。D 2 g—3 線方向では、構造物と地盤の境界部のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。静止摩擦力 τf は Mohr-Coulomb 式により規定する。

4) 荷重の入力方法

a. 常時荷重

常時荷重である自重は、鉄筋コンクリートや鋼管矢板等の単位体積重量を踏まえ、構造物の断面の大きさに応じて算定する。

b. 地震荷重

地震荷重は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_0 を、一次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価した地震波を用いて算定する。

(6) 評価結果

現状のケーソン堤，傾斜堤，物揚岸壁に対する評価結果を示す。

1) ケーソン堤

ケーソン堤は基準地震動 S_s 後に多少傾斜し，水平残留変位量は \square 追而 \square cm，鉛直残留変位量は \square 追而 \square cmである。

したがって，基準地震動 S_s 後，津波襲来前のケーソン堤の状態としては，ほぼ当初の位置，高さを確保しているものと判断される。残留変位図を図 17，過剰間隙水圧比分布図を図 18 に示す。



図 17 残留変位図（ケーソン堤）



図 18 過剰間隙水圧比分布図（ケーソン堤）

2) 傾斜堤

傾斜堤の基準地震動 S_s による水平残留変位量は $\boxed{\text{追而}}$ cm, 鉛直残留変位量は堤外側で $\boxed{\text{追而}}$ cmである。

したがって, 基準地震動 S_s 後, 津波襲来前の傾斜堤の状態としては, ほぼ当初の位置に存在するものの, 傾斜堤天端高さとしては $\boxed{\text{追而}}$ m低い状態にあると判断される。残留変位図を図 19, 過剰間隙水圧比分布図を図 20 に示す。



図 19 残留変位図 (傾斜堤)



図 20 過剰間隙水圧比分布図 (傾斜堤)

3.2 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）

地震時評価として、過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）の算定を実施した。排水沈下量の算定は、ケーソン堤及び傾斜堤断面に対して行った。

排水沈下量の算定においては、液状化検討対象層である全ての砂層、礫層に対し豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定する。排水沈下率は、Ishihara ほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から設定した。排水沈下量の計算に用いる豊浦標準砂の相対密度は、豊浦標準砂の液状化強度試験に用いられた供試体の相対密度が 73.9 %～82.9 %であったことから、沈下量の算定上保守的に 70 %とし、沈下率の設定においても解析結果の最大せん断ひずみによらず、安全側に体積ひずみ（沈下率）の最大値を採用した。排水沈下量の算定フローを図 22 に、相対密度より設定した沈下率を図 23 に示す。

排水沈下量の検討結果を表 5 に示す。

ケーソン堤の排水沈下量は最大 0.112m、傾斜堤の排水沈下量は最大 0.097m となった。

表 5 排水沈下量

	ケーソン堤	傾斜堤
最大排水沈下量(m)	0.112	0.097

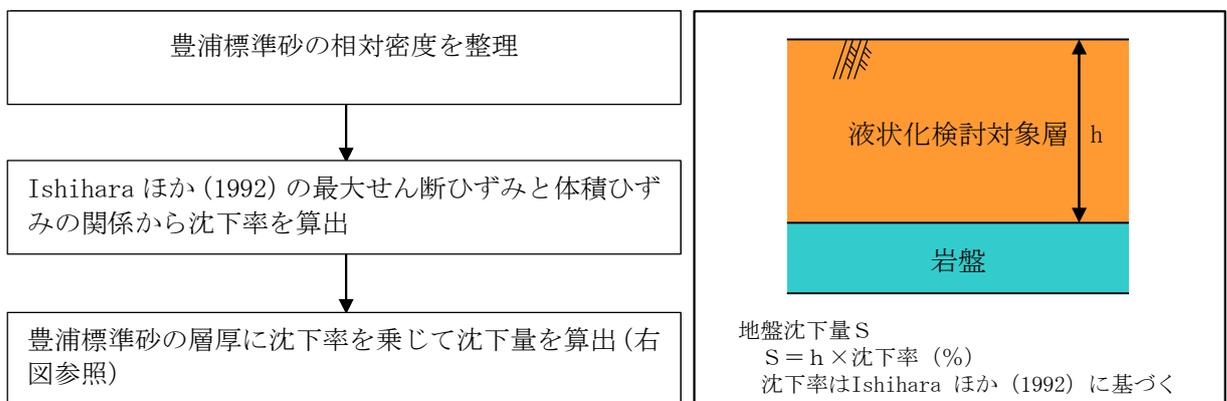


図 22 排水沈下量の算定フロー

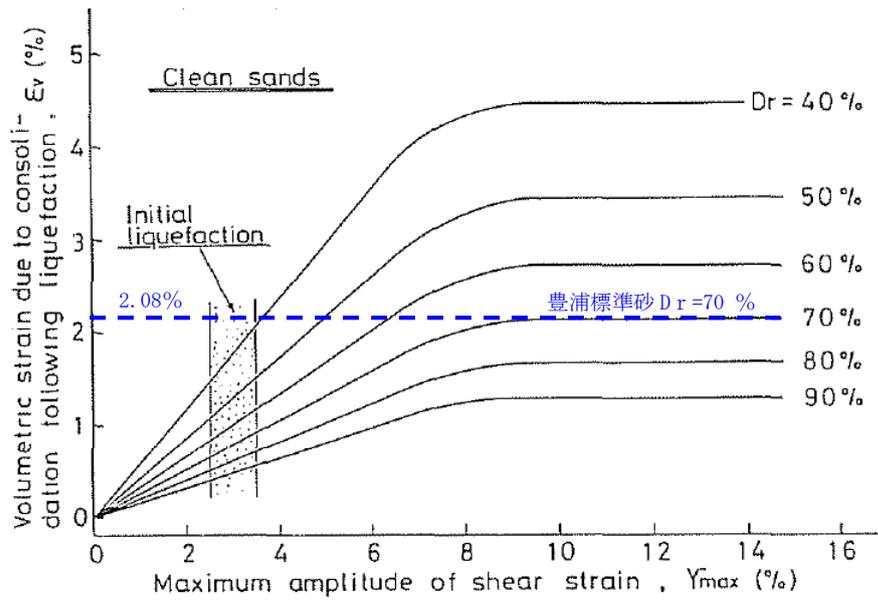


図23 Ishiharaほか（1992）の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した豊浦標準砂の沈下率

3.3 地震時沈下量の整理

地震時に発生する最大の沈下量として、有効応力解析から算定した残留沈下量及び Ishihara ほか (1992) の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ (沈下率) の関係から算定した排水沈下量の合計を表 6 に示す。

ケーソン堤及び傾斜堤における沈下量の合計は、それぞれ [追而] m 及び [追而] m となり、防波堤が 1 m 程度沈下する結果が得られた。

津波シミュレーションでは、防波堤の沈下が及ぼす影響を確認することを目的とし、防波堤がある場合と無い場合のケースに加え、防波堤が沈下した場合のケースを実施する。本検討結果を踏まえ、その津波シミュレーションにおいて考慮する防波堤の沈下量は 1 m とする。

表6 有効応力解析から算定した残留沈下量及びIshiharaほか (1992) の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ (沈下率) の関係から算定した排水沈下量

	ケーソン堤 最大沈下量 (m)	傾斜堤 最大沈下量 (m)
有効応力解析から算定した残留沈下量	[追而]	[追而]
Ishihara ほか (1992) から算定した排水沈下量	0.112	0.097
合計	[追而]	[追而]
津波シミュレーションにおいて考慮する防波堤の沈下量	1 m	

3.4 基準地震動 S_s による防波堤への影響評価のまとめ

基準地震動 S_s が防波堤に及ぼす影響としては、主に傾斜堤の沈下であるが、地震後の残留変位量の評価結果から、大規模な損傷には至らないと考えられる。したがって、基準地震動 S_s 後に航路への影響はないものと考えられる。また、物揚岸壁においては、対策工を実施する方針とすることにより、物揚岸壁の健全性を維持することから、基準地震動 S_s による大型船舶の緊急離岸に関しては、影響はないものと判断される。

4. 津波時評価

(1) 評価方法

津波に対する防波堤の安定性を評価するにあたっては、防波堤を構成する各部材の重量や形状に対して、津波の水位や流速、波圧データに基づき評価を行う。

1) 傾斜堤（被覆材及びブロック類）

傾斜堤の被覆材やブロック類の安定性検討としては、「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*1を用いて評価する。この式は米国の海岸工学研究センターが潮流による洗掘を防止するための捨石質量として示したものであり、水の流れに対する被覆材の安定質量を求めるものである。

注記 *1:「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 : 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)
- y : イスバッシュ(Isbash)の定数
(埋込まれた石は 1.20, 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(°)

なお、上式に用いるイスバッシュ係数は、各検討状態において設定するものとし、基準津波襲来時においては、マウンド被覆材が露出した状態として 0.86 とする。また、基準津波襲来後の状態においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、イスバッシュ係数は 1.20 と設定する。

2) ケーソン堤

ケーソン堤については、「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）」の滑動，転倒^{*2}に基づく安定性の評価並びにイスバッシュ式による漂流物化の評価を行う。なお，津波波力は、「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成27年12月）」の式^{*3}を用いる。

注記 *2：「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）」の滑動，転倒照査式

注記 *3：「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成27年12月）」の津波波力算定式

○堤体の滑動照査式

$$f_d(W_d - P_{B_d} - P_{U_d}) \geq \gamma_a P_{H_d}$$

f ：壁体底面と基礎との摩擦係数

W ：堤体の重量（kN/m）

P_B ：浮力（kN/m）

P_U ：津波の揚圧力（kN/m）

P_H ：津波の水平波力（kN/m）

γ_a ：構造解析係数

○堤体の転倒照査式

$$a_1 W_d - a_2 P_{B_d} - a_3 P_{U_d} \geq \gamma_a a_4 P_{H_d}$$

W ：堤体の重量（kN/m）

P_B ：浮力（kN/m）

P_U ：津波の揚圧力（kN/m）

P_H ：津波の水平波力（kN/m）

$a_1 \sim a_4$ ：各作用のアーム長（m）

γ_a ：構造解析係数

○津波波力算定式

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 3.0\rho_0ga_I$$

$$p_u = p_1$$

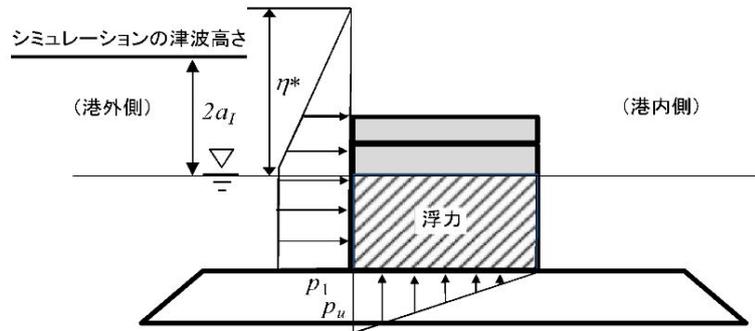
η^* : 静水面上の波圧作用高さ (m)

a_I : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)

ρ_0g : 海水の単位体積重量(kN/m³)

p_1 : 静水面における波圧強度 (kN/m²)

p_u : 直立壁前面下端における揚圧力 (kN/m²)



(2) 傾斜堤の津波時安定性

1) 基準津波襲来時（1波目）での限界流速

イスバッシュ式を適用する防波堤マウンドの被覆材等の種類とその重量及び算定した限界流速について表7に示す。なお、基準津波襲来時においては、マウンド被覆材が露出した状態としてイスバッシュ係数は、0.86とする。

表7 被覆材等の安定性に係る限界流速（1）

部位	規格	限界流速 (イスバッシュ式より算定)
ケーソン	5000 t/基 (防波堤堤頭部)	16.3 m/s
上部工	600 t/基 (傾斜堤部)	12.0 m/s
被覆ブロック	32 t 根固め方塊ブロック	7.2 m/s
	30 t 被覆ブロック	5.5 m/s
	8 t ガンマエル	2.5 m/s
	5 t ガンマエル	2.3 m/s
	2 t ガンマエル	2.0 m/s
消波ブロック	16 t テトラポット	2.8 m/s
	25 t テトラポット	3.7 m/s
石類	基礎割石 100 kg/個以下	1.1 m/s
	基礎栗石 1000 kg/個	1.9 m/s
	被覆石 500~1000 kg/個	1.7 m/s
	グラベルマット等 100~500 kg/個	1.3 m/s

2) 基準津波襲来後（2波目以降）の限界流速

イスバッシュ式を適用する防波堤マウンドの被覆材等の種類

その重量及び算定した限界流速について表8に示す。なお、基準津波襲来後の状態においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、イスバッシュ係数は、1.20とする。

表8 被覆材等の安定性に係る限界流速（2）

部位	規格	限界流速 (イスバッシュ式より算定)
ケーソン	5000 t/基 (防波堤堤頭部)	22.7 m/s
上部工	600 t/基 (傾斜堤部)	16.8 m/s
被覆ブロック	32 t 根固め方塊ブロック	10.1 m/s
	30 t 被覆ブロック	10.0 m/s
	8 t ガンマエル	8.0 m/s
	5 t ガンマエル	7.4 m/s
	2 t ガンマエル	6.4 m/s
消波ブロック	16 t テトラポット	8.9 m/s
	25 t テトラポット	9.6 m/s
石類	基礎割石 100 kg/個以下	3.6 m/s
	基礎栗石 1000 kg/個	6.2 m/s
	被覆石 500~1000 kg/個	5.5 m/s
	グラベルマット等 100~500 kg/個	4.1 m/s

3) 敷地前面海域の流速

基準津波に対して、防波堤がある場合とない場合及び耐震評価結果から保守的に防波堤を1 m沈下させた場合の3つのケースで津波シミュレーションを実施し流速を確認した。その結果、防波堤範囲における最大流速は、防波堤がある場合の約7.0 m/sであることから、基準津波襲来時（1波目）においては、30 t被覆ブロック以下の重量の被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化する。一方、基準津波襲来後（2波目以降）においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、限界流速が増加するため、2 t被覆ブロック以下の重量のマウンドの被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化するものとする。

敷地前面海域における最大流速分布図を図 24～図 26、漂流物化の可能性があるマウンドの被覆材について表 9 及び図 27 に示す。

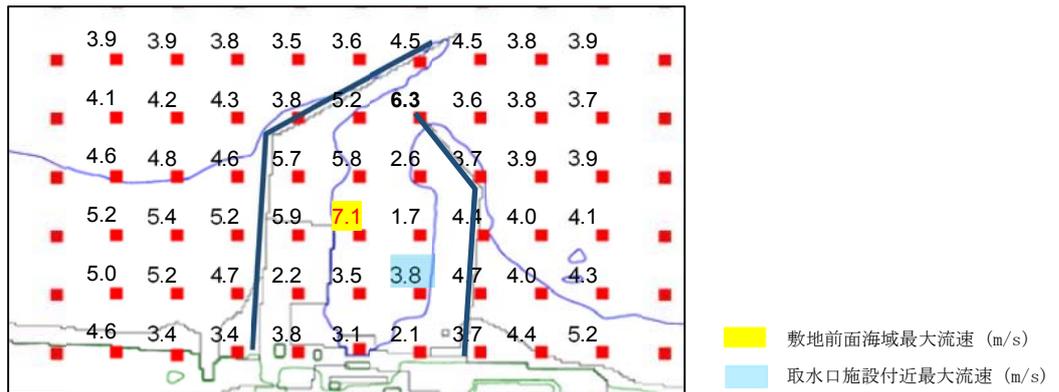


図 24 前面海域における最大流速分布図 (防波堤あり)

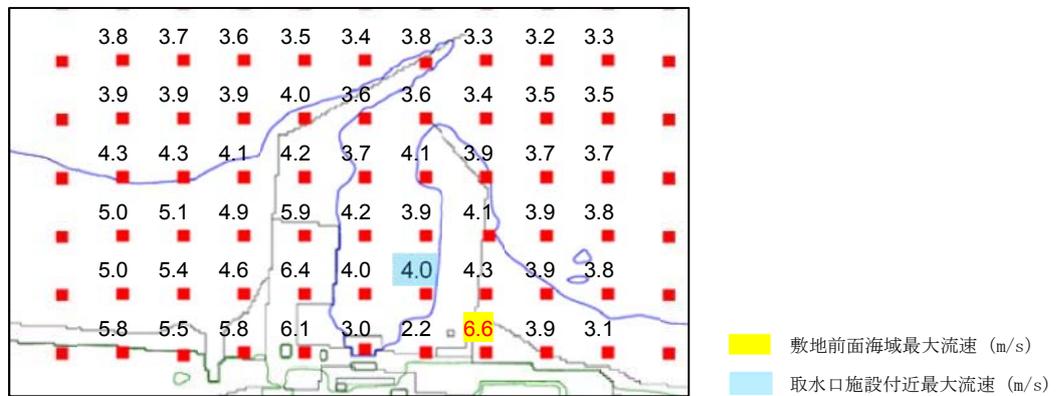


図 25 前面海域における最大流速分布図 (防波堤なし)

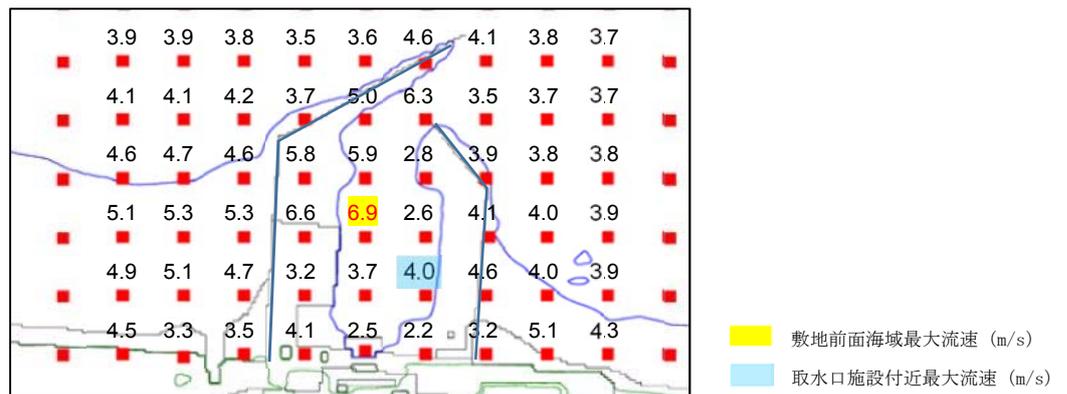


図 26 前面海域における最大流速分布図 (防波堤 1m 沈下)

表 9 漂流物化の可能性があるマウンドの被覆材

部位	規格
被覆ブロック	2 t ガンマエル (北, 南側防波堤等の一部範囲)
石類	基礎割石 100 kg/個以下
	基礎栗石 1000 kg/個
	被覆石 500~1000 kg/個
	グラベルマット等 100~500 kg/個

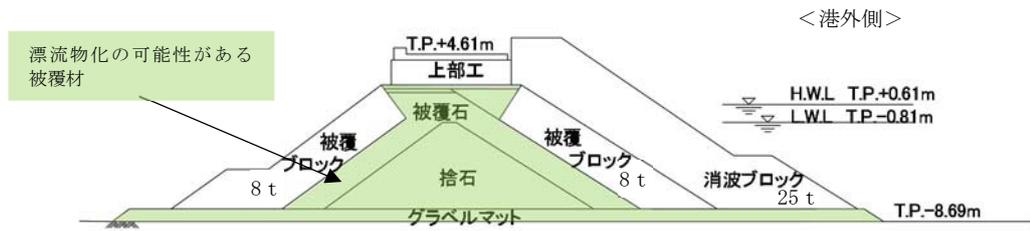


図 27 漂流物化の可能性がある範囲図 (二次元有効応力解析断面)

(3) ケーソン堤の津波時安定性

ケーソン堤における基準津波時の津波波力を「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成 27 年 12 月）」の式を用いて算定し，「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，ケーソン堤の滑動，転倒照査を行った。

ケーソン堤位置の最大津波高さは，南防波堤で T.P. +13 m 程度であり，滑動，転倒照査の結果，安定性は確保されない結果となった。ケーソン堤照査図を図 28 に示す。

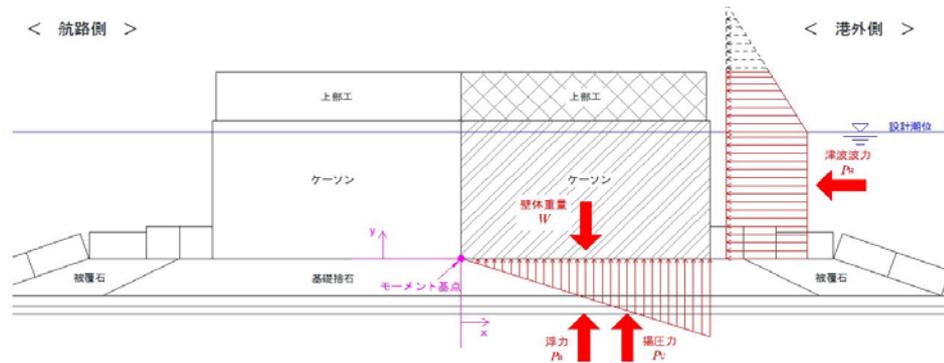


図 28 ケーソン堤照査図

また，イスバッシュ式による安定性の評価は，表 7 及び表 8 に示す通り，限界流速が最大流速を上回ることから，ケーソンは漂流物化しないものと判断される。

(4) 防波堤漂流物の重要施設への到達の可能性評価

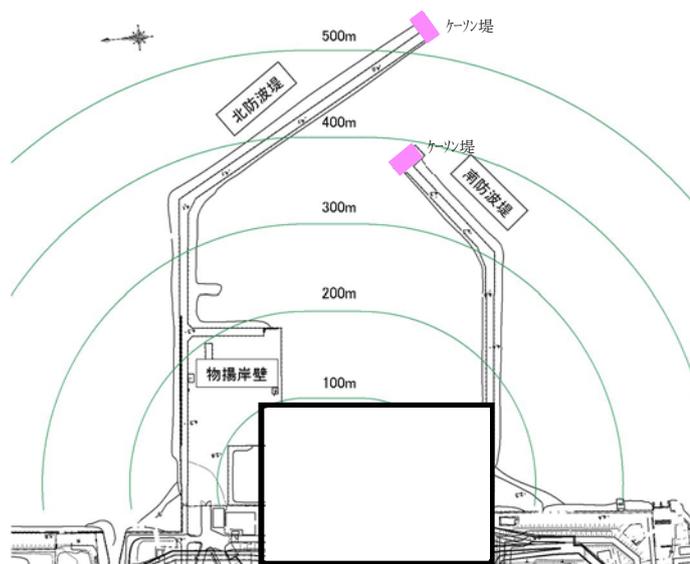
1) 傾斜堤

傾斜堤においては、基準津波襲来後（2 波目以降）に、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、限界流速が増加するため、2 t 被覆ブロック以下の重量のマウンドの被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化するものと考えられる。しかし、取水施設付近での最大流速は概ね 4 m/s 程度であり限界流速を下回ることから、マウンドの被覆材が漂流物化したとしても、これらの施設へ到達する可能性は低いと考えられるが、保守的に漂流物化する可能性があるものとして取り扱う。

2) ケーソン堤

海域の沖合に 4 函設置されているケーソン堤は、取水施設から直線距離にして 350 m～550 m 程度の離隔距離がある。ケーソン堤に関する既往の津波被災事例*2 を調査した結果、津波による強い流れによって防波堤のマウンドが大きく洗掘及び流出し、かつ津波による強い水平力が原因でケーソン堤が転倒し、場合によっては回転しながらの移動が推定されるとされている。また、津波によるケーソン堤の移動距離は、最大 150 m 程度の事例（東北地方太平洋沖地震、田老漁港、1000 t 級ケーソン）が報告されている。

東海第二発電所のケーソン堤は、5000 t 級の重量構造物であり、取水施設まで十分な離隔距離があること及びイスバッシュ式による評価では限界流速が最大津波流速を上回っているため、漂流物として取水施設までの到達を考慮しない。第 29 図に取水設備からの離隔距離図を示す。



第 29 図 取水設備からの離隔距離図

注記 *2: 水産総合研究センター 震災復興に向けた活動報告集 1, 平成 24 年 3 月, 東日本大震災による漁港施設の地震・津波被害に関する調査報告 (第 1 報), 独立行政法人 水産総合研究センター

3) 物揚岸壁

物揚岸壁は、耐震性を確保する対策工及び岸壁背後地の洗掘防止対策工を実施することから、物揚岸壁構造部材ならびに背後地の土砂の漂流物化はないものとする。

(5) 取水施設における取水機能の成立性

1) 取水口

取水口周りの概念図を図 30 に示す。

取水口の呑口は 8 口あり、幅 42.8 m、高さ 10.35 m (1 口当たりの内部寸法は幅 4.1 m、高さ 8.35 m) である。また、呑口下端高さは T.P. -6.04 m、呑口前面海底面高さは T.P. -6.89 m であり、取水口前面 (カーテンウォール外側) には、天端高さ T.P. -4.9 m の貯留堰を設置する。

仮にマウンドの被覆材が漂流物化し、取水口周りに到達したとしても貯留堰やカーテンウォールの鋼管杭等の存在、呑口前面海底面高さ (T.P. -6.89 m) と呑口下端高さ (T.P. -6.04 m) に約 85 cm の段差があることから、漂流物が取水口前面又は固定バースクリーンへ到達し難いことは明らかであるが、保守的にマウンドの被覆材が漂流物化し、取水口前面に堆積した場合の取水機能を検討する。

マウンドの被覆材が貯留堰から固定式バースクリーンまで堆積したと仮定し、マウンドの被覆材 (100 kg/個の捨石程度) の透水係数を 10^2 cm/s^3 として算出される通水量は約 $14 \text{ m}^3/\text{s}^4$ となる。ここで、マウンドの被覆材の石材は砂利より間隙が大きく、透水性は高いと考えられるが、保守側に砂利相当の透水係数を用いた。

また、非常用ポンプ 7 台の必要取水量は、 $1.2 \text{ m}^3/\text{s}^5$ であり、被覆材の堆積を仮定した場合の通水量が上回ることから、取水機能が失われることはない。

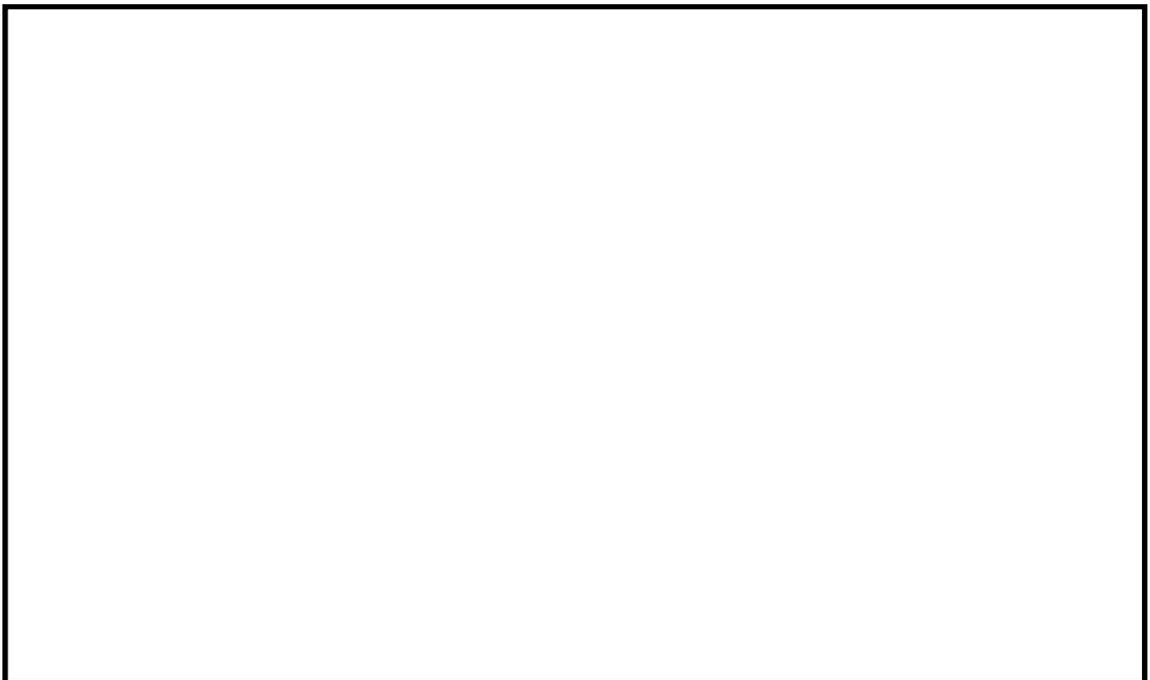


図 30 取水口周りの概念図

注記 *3 : マウンドの被覆材の透水係数 : 「水理公式集 (土木学会) P375 表 1.1」より

表 1.1 透水係数の概略値と決定法¹⁾

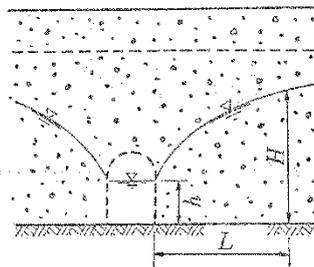
k (cm/s)	10 ²	1.0	10 ⁻²	10 ⁻⁴	10 ⁻⁶	10 ⁻⁸
土砂の種類	きれいな砂利		きれいな砂 きれいな砂利 まじりの砂	細砂、シルト、 砂とシルトの混合砂		難透水性土 粘 土
決定法	揚水試験法、定水位法、実験公式			変水位法		

注記 *4: 捨石の堆積箇所における通水量: 「水理公式集 (土木学会) P383 表 1.5」より

・集水暗きよの取水量公式

$$Q = \frac{k(H^2 - h^2) \cdot l}{L}$$

【解説】本式は準一様流の仮定より得られ、Dupuit-Forchheimerの式と呼ばれている。



*左式は水路両面からの流入量のため、算出は 1/2 倍とする。

・捨石の透水係数 $k=1 \times 10^2$ cm/s

・静水面=L.W.L.=T.P. -0.81 m

*常時を想定、水位が低い方が保守側

・水路床高=T.P. -6.89 m

・ $H=(T.P. -0.81 \text{ m}) - (T.P. -6.89 \text{ m})=6.08 \text{ m}$

・ $h=(T.P. -5.66 \text{ m}) - (T.P. -6.89 \text{ m})=1.23 \text{ m}$

・ $\phi=32.8 \text{ m}$

水路幅 (スクリーン室幅 4.1 m × 8 箇所)

・ $L=42.33 \text{ m}$

流路長 (貯留堰〜スクリーンの距離)

$$Q = \frac{k \times (H^2 - h^2) \times \ell}{L} \times \frac{1}{2} = \frac{1 \times 10^2 \times 10^{-2} \times (6.08^2 - 1.23^2) \times 32.8}{42.33} \times \frac{1}{2} = 13.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

注記 *5: 非常用ポンプ必要取水量:

ポンプ名称	定格流量 (m ³ /h)	運転台数 (台)	取水量合計	
			(m ³ /h)	(m ³ /min)
残留熱除去系海水ポンプ	886	4	3,544	59.07
非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ	273	2	546	9.10
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ	233	1	233	3.88
合計			4,323	72.05

必要取水量: 72.05 m³/min = 1.2 m³/s

2) 貯留堰

貯留堰は、取水口の前面に設置されており、50 t の漂流物の衝突荷重を考慮した設計としている。仮に最大重量の漂流物である 2 t 被覆ブロックが衝突したとしても、損壊はしない。また、マウンドの被覆材が漂流物化し、貯留堰を越えて貯留堰内に流入する可能性は低いと考えられるものの、保守的に貯留堰内に到達したものと仮定し、引き波時の貯留機能を検討する。

被覆材が貯留堰からスクリーンまでの約 40 m 範囲を埋めつくしたとしても、スクリーン内部の貯留量が約 517 m³ (図 32) であり、引き波時間約 3 分間の非常用ポンプ必要取水量約 220 m³ (≒72.05 m³/min×3 min) を確保することが出来る。

貯留堰の有効容量平面図を図 31 に、有効容量縦断面図を図 32 に、貯留堰前面の引き波の継続時間を図 33 に示す。

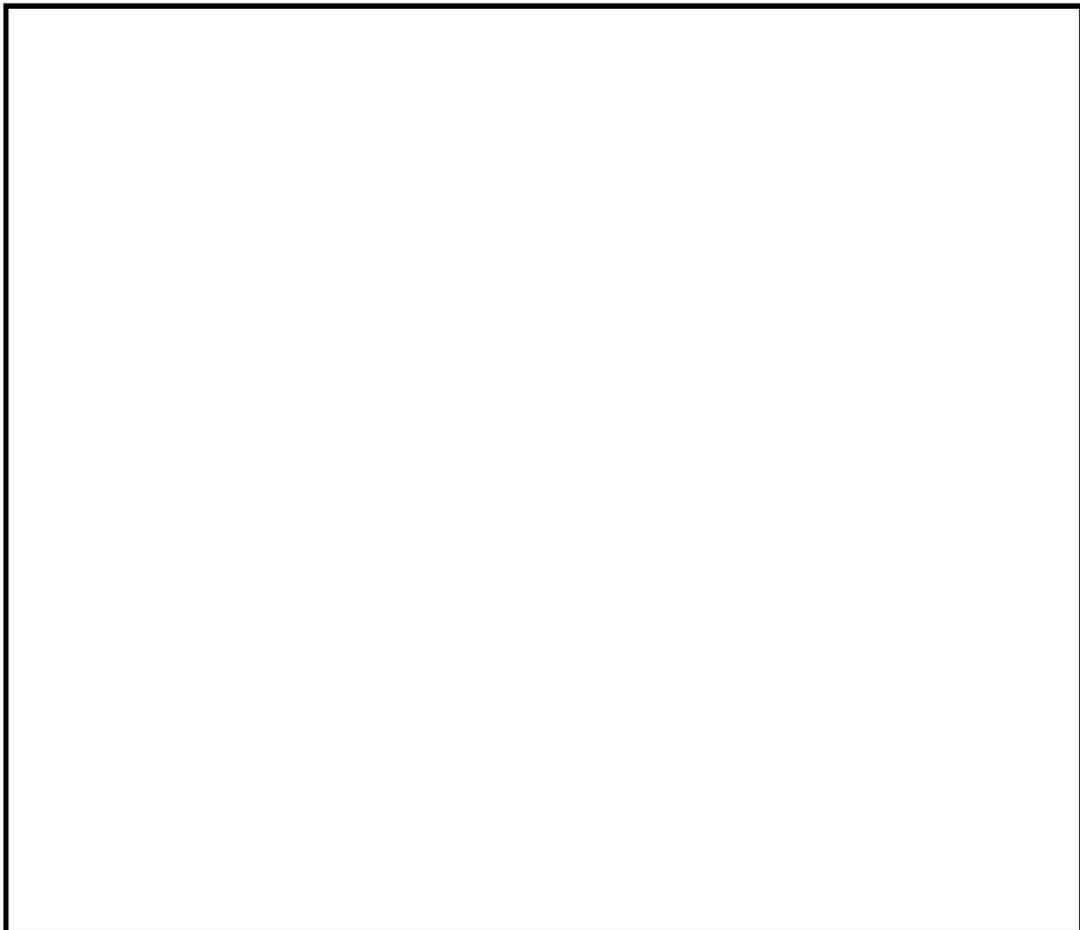


図 31 有効容量平面図



図 32 有効容量縦断面図

注記 *6 : スロッシングによる溢水量 :

「貯留堰の設置位置及び天端高さの決定の考え方」から引用

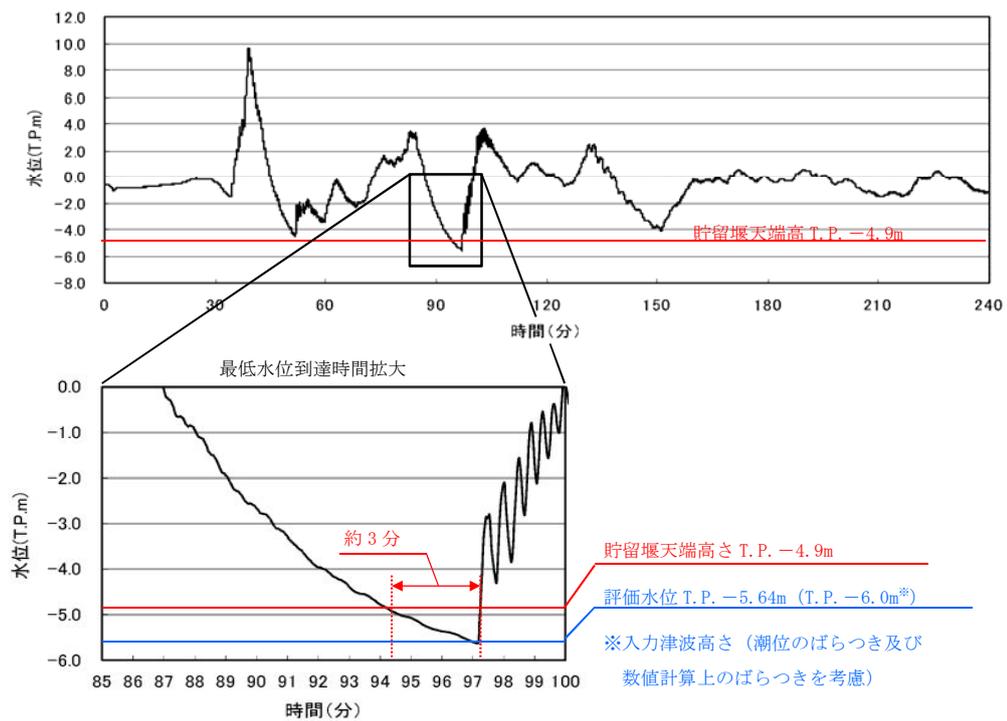


図 33 引き波の継続時間

3) SA用海水ピット取水塔

SA用海水ピット取水塔の平面図を図 34、断面図を図 35 に示す。SA用海水ピット取水塔は、海底面からRC構造の立坑が1 m程度突出した構造であり、立坑内には鋼製の通水管を設置している。

当該取水塔は、50 tの漂流物の衝突荷重を考慮した設計としている。仮に最大重量の漂流物である2 t被覆ブロックが衝突したとしても、損壊しない。

水塔上面には、漂流物の流入防止として取水塔の側壁上部に沿って円周上に約60 cm間隔で設置する幅約30 cm、高さ約30 cmの支柱の上部に約30 cm角の格子状の鋼材により開口を設けた蓋を設置するため、漂流物化した防波堤のマウンド被覆材のうち、100 kg/個（形状：立方体1辺 約32 cm～35 cm）のものに対して、進入を防止出来る。

また、立坑内に設置する通水管の取水部は、ピット底部から約12 m上方に、複数個設置し、その開口は下向きとすることでピット上部の格子蓋を通過した漂流物の直接的な侵入及び堆積物の進入を抑止している。

更に、漂流物化するマウンド被覆材が、SA用海水ピット取水塔周辺を覆いつくしたとして、SA用海水ピットの取水機能を検討する。

漂流物化したマウンドの被覆材が、SA用海水ピット取水塔を中心に円形に堆積したと仮定し、マウンドの被覆材（100 kg/個の捨石程度）の透水係数を 10^2 cm/s^{*5} として算出される通水量は約 $1.5 \text{ m}^3/\text{s}^{*7}$ となる。ここで、マウンドの被覆材の石材は砂利より間隙が大きく、透水性は高いと考えられるが、保守側に砂利相当の透水係数を用いた。また、SA用海水ピット取水塔の必要取水量は $0.75 \text{ m}^3/\text{s}^{*8}$ であり、マウンドの被覆材の堆積を仮定した場合の通水量が上回ることから、取水機能が失われることはない。SA用海水ピット取水塔部の漂流物堆積イメージ図を図 36 に示す。

注記 *7: 捨石の堆積箇所における通水量: 「水理公式集 (土木学会) P378 表 1.3」より

・通常井戸の取水量公式

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10} (R/r_0)}$$

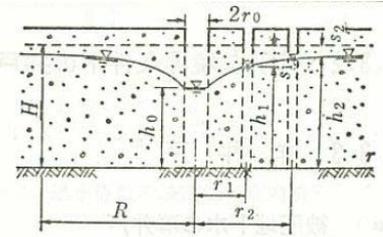
平衡式(揚水試験)

$$Q = \frac{\pi k (h_2^2 - h_1^2)}{2.3 \log_{10} (r_2/r_1)}$$

あるいは

$$k = \frac{0.733 Q \log_{10} (r_2/r_1)}{(h_1 + h_2) (s_1 - s_2)}$$

〔解説〕本表A欄の解説を参照のこと。井底だけから流入する観測井を $r \geq 0.6H$ の範囲に設ける場合には、観測井底を不透水層から $H/2$ の高さの位置に設け、その水位を用いてもよい⁵⁾。



- ・漂流物の透水係数 $k=1 \times 10^2$ cm/s ※捨石の透水係数
- ・原地下水位=T.P. -0.81 m
 - *水位が L.W.L, 漂流物が L.W.L の高さまで堆積した状態を想定
- ・水路床高=T.P. -2.20 m ※SA用海水ピット取水塔の天端高さ
- ・ $H=$ (T.P. -0.81 m) - (T.P. -2.20 m) = 1.39 m
- ・ $h_0=$ (T.P. -2.20 m) - (T.P. -2.20 m) = 0.00 m
- ・堆積範囲の半径 $R=129$ m
 - *マウンドの被覆材が SA 用海水ピット取水塔を中心に円形に堆積した状態を想定
- ・取水口の半径 $r_0=2.85$ m (防護蓋の支柱の内側の半径)

$$Q = \frac{\pi \times k \times (H^2 - h_0^2)}{2.3 \times \log_{10} (R/r_0)} = \frac{\pi \times 1 \times 10^2 \times 10^{-2} \times (1.39^2 - 0^2)}{2.3 \times \log_{10} (129/2.85)} = 1.593 \text{ m}^3/\text{s}$$

注記 *8: SA用海水ピット取水塔の必要取水量: 2,680 m³/h=0.75 m³/s



図 34 SA用海水ピット取水塔の平面図



図 35 S A用海水ピット取水塔の断面図 (案)



図 36 S A用海水ピット取水塔部漂流物堆積イメージ図

(6) 津波による防波堤損壊の影響評価のまとめ

基準津波が防波堤に及ぼす影響としては、防波堤のマウンドの被覆材の漂流物化が考えられるが、取水施設周辺の流速が小さいことから取水施設へ到達する可能性は低いものと考えられる。

防波堤損壊により漂流物化したマウンドの被覆材が取水施設に到達したとしても、各取水施設は漂流物の衝突に対して十分な耐力を確保している。また、仮にマウンドの被覆材が取水施設の周辺に堆積したとしても、マウンドの被覆材の透水性能が高いことから、取水施設は取水機能を満足する。したがって、防波堤損壊により取水施設が取水機能を失うことはないものと判断する。

漂流物による各取水施設への影響評価結果を以下に示す。

- ・取水口において、堆積したマウンド被覆材の通水量約 $14 \text{ m}^3/\text{s}$ が、非常用ポンプ7台の必要取水量 $1.2 \text{ m}^3/\text{s}$ を上回るため、取水口の取水機能を満足する。
- ・貯留堰において、貯留堰からスクリーンまでの範囲をマウンド被覆材が埋めつくしたとしても、スクリーン内部の貯留量約 517 m^3 により、引き波時間約3分間の非常用ポンプ必要取水量約 220 m^3 を確保しており、引き波時の取水機能を満足する。
- ・SA用海水ピット取水塔において、堆積したマウンド被覆材の通水量約 $1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ が、SA用海水ピット取水塔の必要取水量 $0.75 \text{ m}^3/\text{s}$ を上回るため、SA用海水ピット取水塔の取水機能を満足する。なお、SA用海水ピット取水塔内に堆積する砂については、定期的な点検を実施し、必要に応じて排砂することとする。

(参考6) 燃料等輸送船の係留索の耐力について

1. 概 要

燃料等輸送船（以下、「輸送船」という。）は、津波警報等発表時は、原則として緊急退避するが、極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し、津波の流向及び物揚岸壁（以下、「岸壁」という。）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。

なお、岸壁については、基準地震動 S_s に対して、必要な対策工を実施し、当初の位置及び高さを確保すること（参考5参照）、また、津波に対して、緊急退避可能時間（本文 図4.2-16参照）を考慮すると、基準津波及び早く到達する敷地周辺の海域活断層を波源とした津波の到達（表2）までに輸送船は退避可能であることから、本係留索の耐力評価に影響を及ぼさない。

2. 評 価

(1) 輸送船, 係留索, 係留柱

輸送船, 係留索, 係留柱の仕様を表1に, 配置を図1に示す。

表1 輸送船, 係留索, 係留柱の仕様

項 目	仕 様	
輸送船	総トン数	約5,000 t
	載貨重量トン	約3,000 t
	喫水	約5 m
	全長	100.0 m (垂線間長: 94.4 m)
	型幅	16.5 m
	形状	(図1参照)
係留索	直径	60 mm (ノミナル値)
	素材種別	Polyethylene Rope Grade 1
	破断荷重	279 kN (≒28.5 tonf)
	係船機ブレーキ力	28.5 tonf×0.7≒20.0 tonf
係留柱	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	35.0 tonf

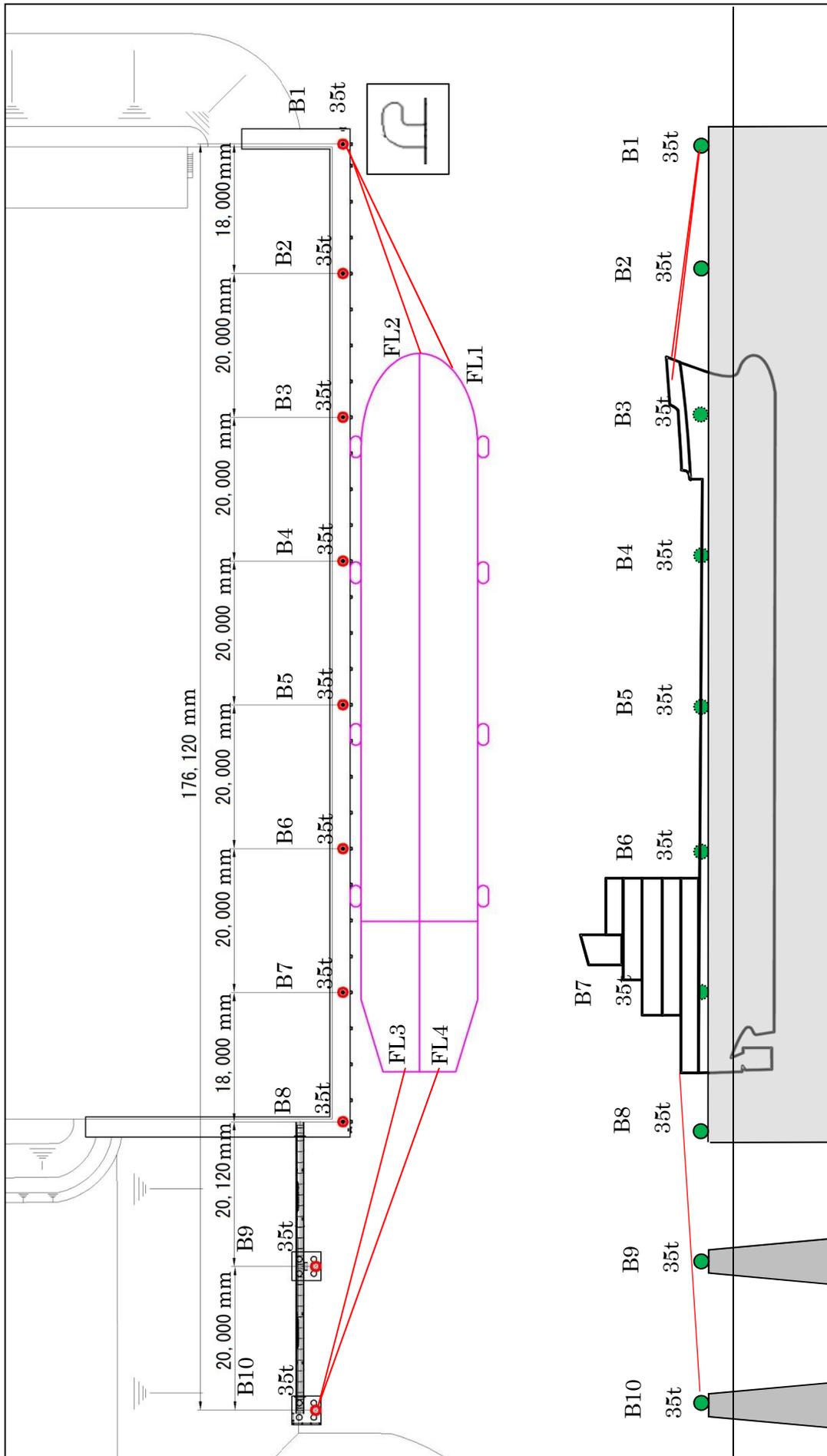


図1 輸送船，係留索，係留柱の配置

※接岸時には通常6本以上で係留する。本評価においては，保守的に鋼船規則上の最低本数（4本）を仮定

(2) 津波条件（流向，水位，流速）

津波警報等発表時は，原則として緊急退避するが，極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し，早く襲来する可能性がある図2に示す敷地周辺の海域活断層を波源とした津波の中から，評価対象津波を選定する。

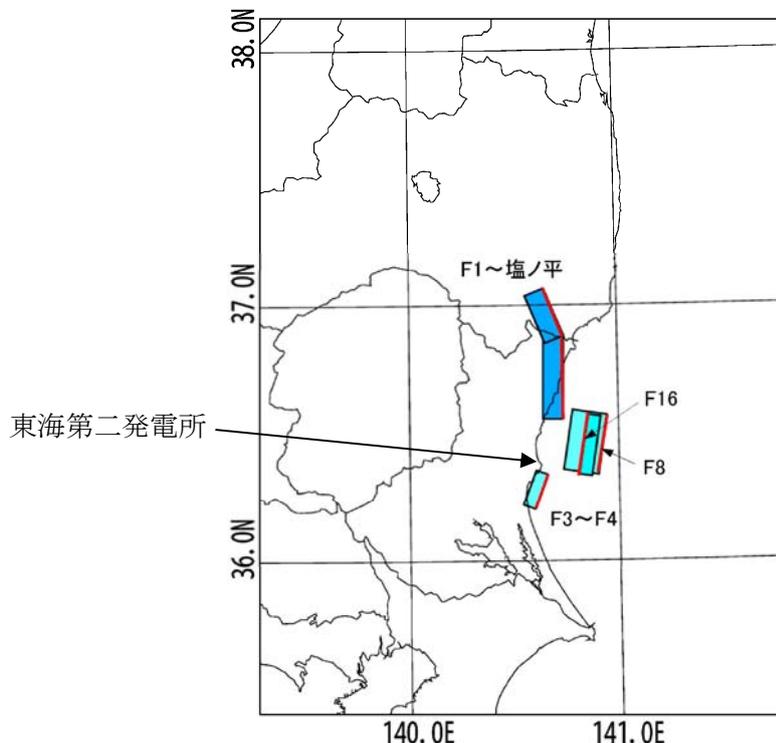


図2 海域活断層の位置

表2に，取水口前面位置における各海域活断層の津波高さとの到達時間の関係を示す。表2に示すとおり，F8及びF16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，早く到達するが，F8及びF16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大きいF16を波源とした津波を選定した。

表2 各海域活断層の津波高さとの到達時間の関係（取水口前面）

海域活断層名	最高水位 (T.P. m)	到達時刻 (分)
F1～塩ノ平	+1.7	32
F3～F4	+1.2	43
F8	+1.9	24
F16	+2.0	25

評価対象津波の流向は，図3に例示する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。

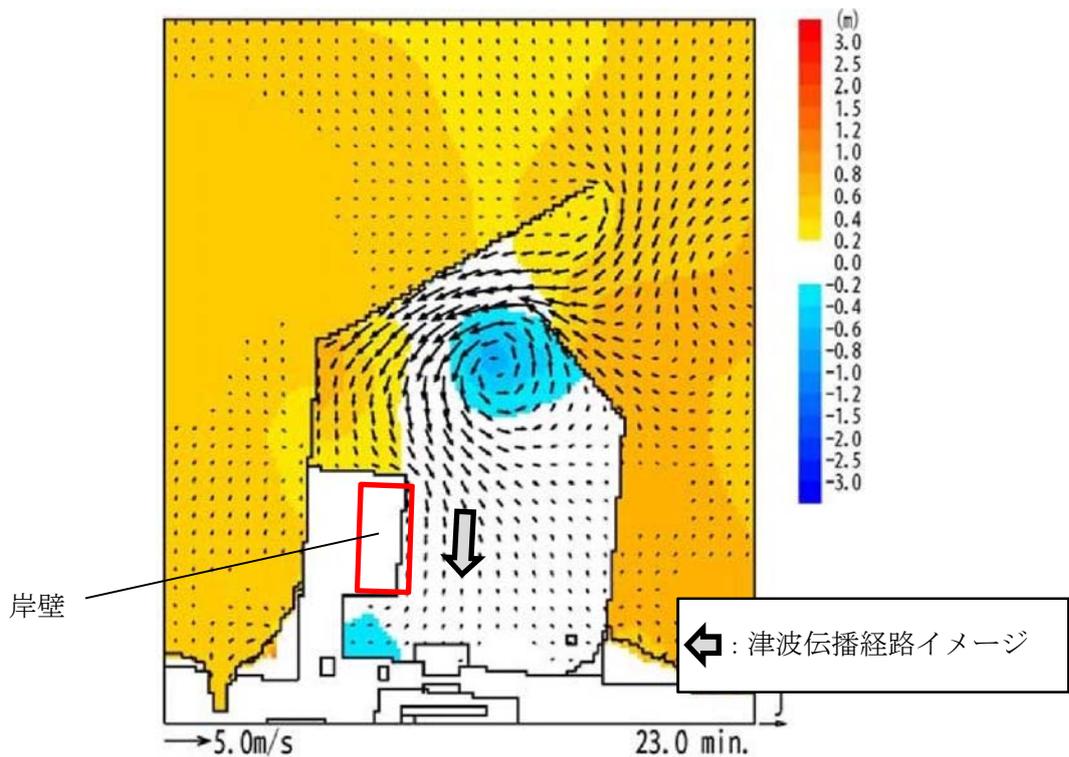


図3 評価対象津波の流向

評価対象津波の岸壁位置における水位及び接線方向成分の流速を図4に示す。図4に示すとおり評価対象津波は地震発生後約17分で第一波の最高点到達後、引き波が発生し、地震発生後約26分の第二波で最高津波高さT.P. +1.9 mに達する。流速は地震発生後約23分に最大1.9 m/sに達する。

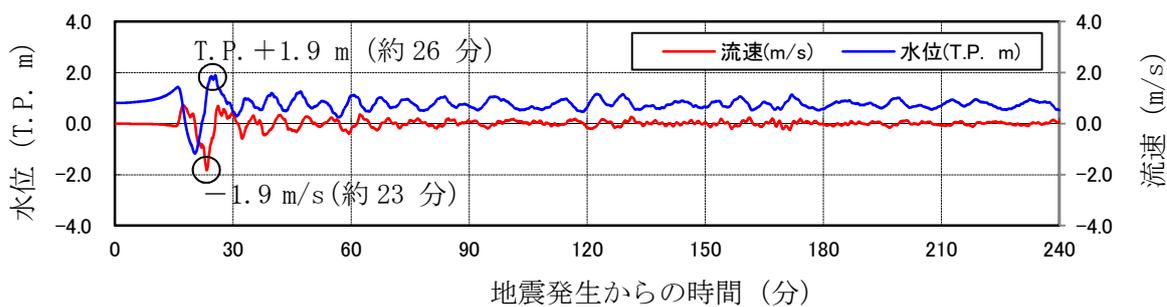


図4 評価対象津波の水位及び流速（岸壁）

緊急退避可能時間（本文 図4.2-16参照）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、最大流速1.9 m/sで生じる流圧力に対する係留力を評価する。また、係留力の評価に当たっては、図4に示す押し波高さT.P. +1.9 m（朔望平均満潮位（T.P. +0.61 m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2 m沈下）考慮済み）に上昇側潮位のばらつき（+0.18 m）を考慮した最高水位T.P. +2.1 mで評価する。

(3) 係留力

係留力の計算方法を表3に、計算結果を表4、図5及び図6に示す。

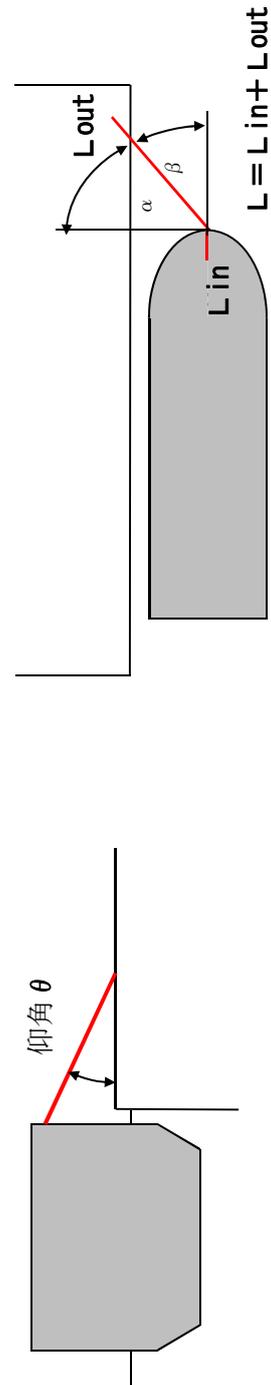
表3 係留力の計算方法

<p>【各索の係留力計算式】</p> $R = T \times \left(\frac{\cos^2 \beta \times \cos^2 \theta}{L} \right) \times \left(\frac{L_c}{\cos \beta_c \times \cos \beta_c} \right)$	
<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 (前方係留力または後方係留力) </p>	

(出典：係留設備に関する指針 OCIMF刊行)

表4 係留力 (図1) の計算結果

フェア リーダー	係留索	係留柱	係留索長さ		係留角		索張力 T (tonf)	係留力 前後 (tonf)	Bitt Performance				
			船外 (m)		θ (deg)	β (deg)			Bitt Load (tonf)	合計 (tonf)	係留柱強度 (tonf)		
FL1	Line1	B1	36.1		11.3	23.4	17.9	-16.14	17.93	35.00	35		
FL2	Line2	B1	31.8		12.8	17.9	-16.17	17.06					
							-32.31						
FL3	Line3	B10	49.1		7.9	-14.3	17.6	16.94	17.64	35.00	35		
FL4	Line4	B10	50.4		7.7	-19.4	15.46	17.36					
							32.40						
								前後 (+) 計					
								32.40					
								前後 (-) 計					
								-32.31					



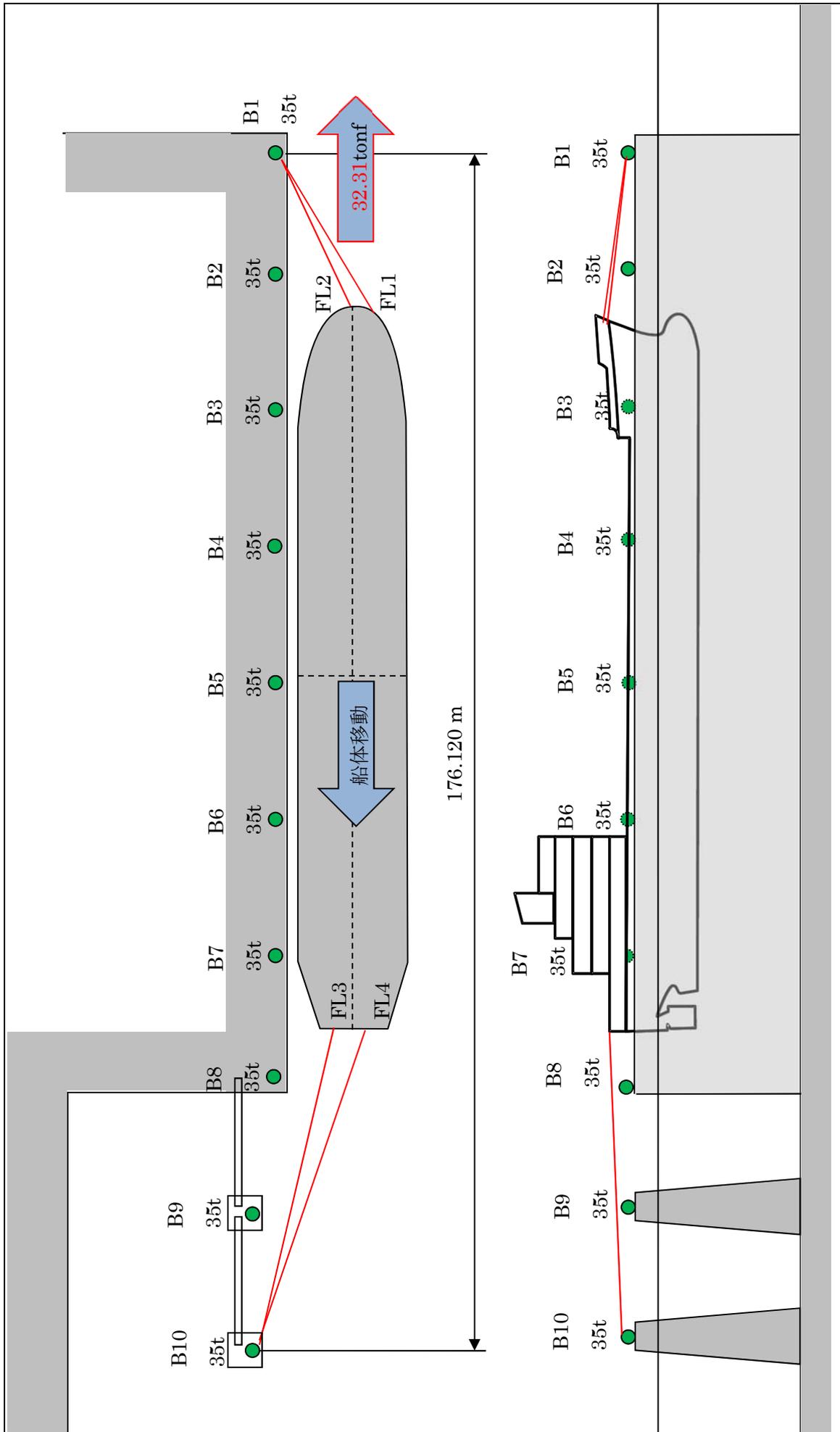


図5 船尾方向への移動に対する船首方向係留力

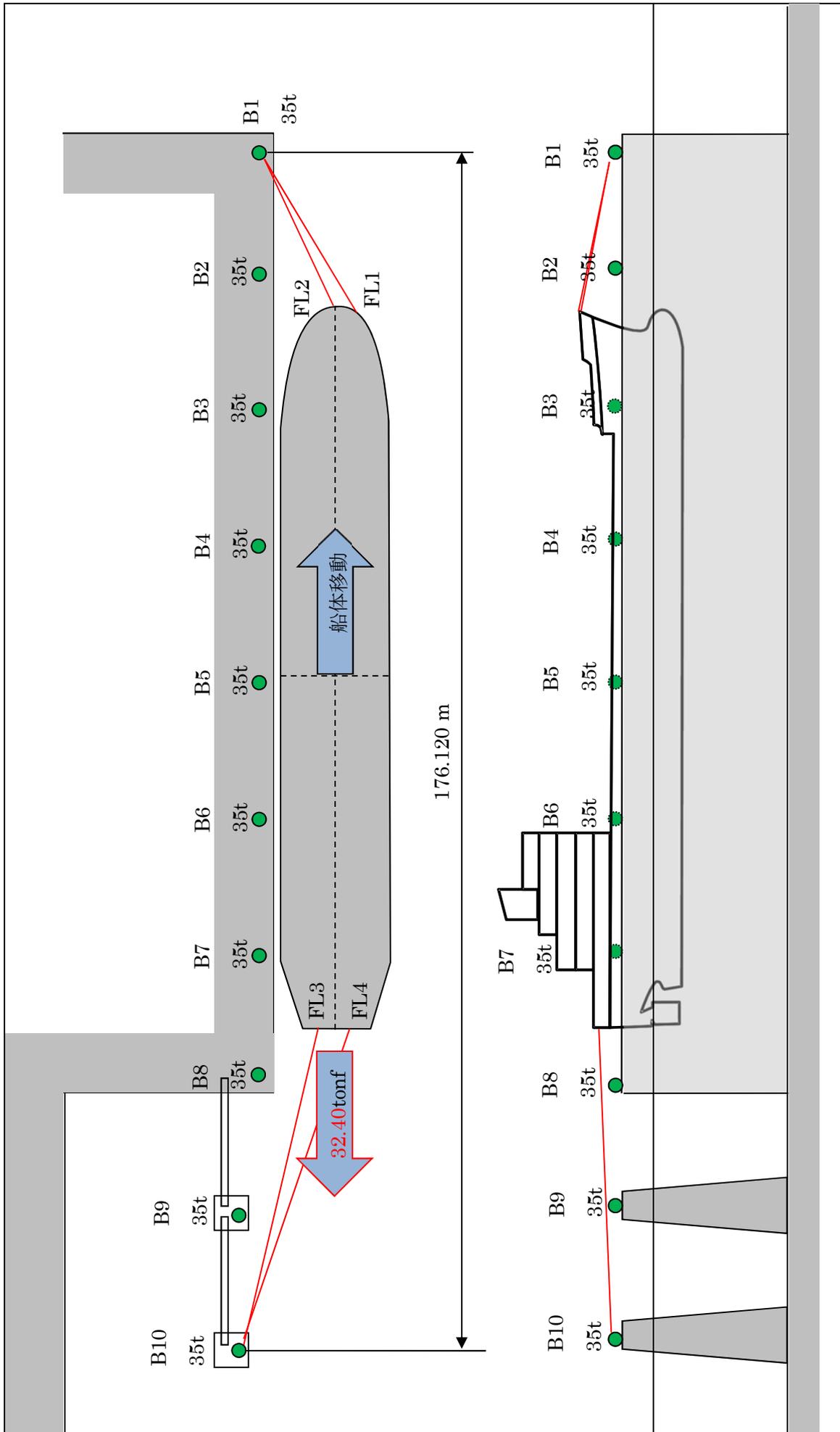


図6 船首方向への移動に対する船尾方向係留力

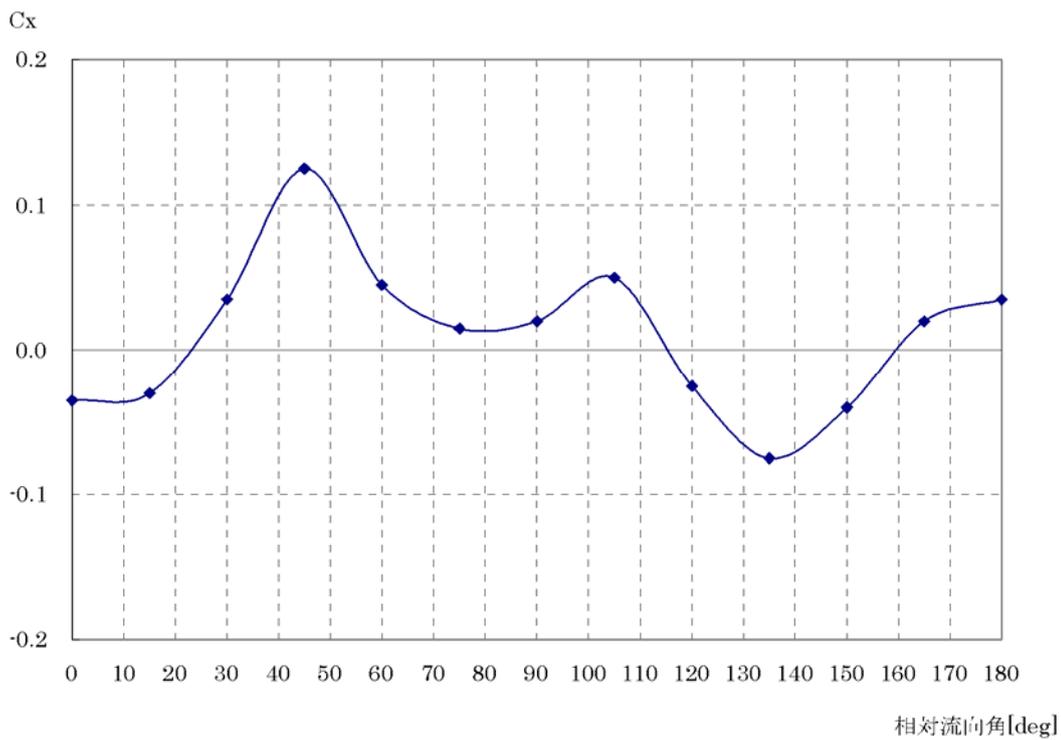
(4) 流圧力

流圧力の計算方法を表5に示す。計算結果について、前項で求めた係留力と比較した結果を図7に示す。

表5 流圧力の計算方法

<p>【流圧力計算式】</p> $F_{xc} = \frac{1}{2} \times C_{xc} \times V_c^2 \times L_{pp} \times d \times \rho_c$	<p>F_{xc} : 縦方向流圧力 [kgf]</p> <p>C_{xc} : 縦方向流圧力係数</p> <p>V_c : 流速 [m/s]</p> <p>L_{pp} : 垂線間長 [m]</p> <p>d : 喫水 [m]</p> <p>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]

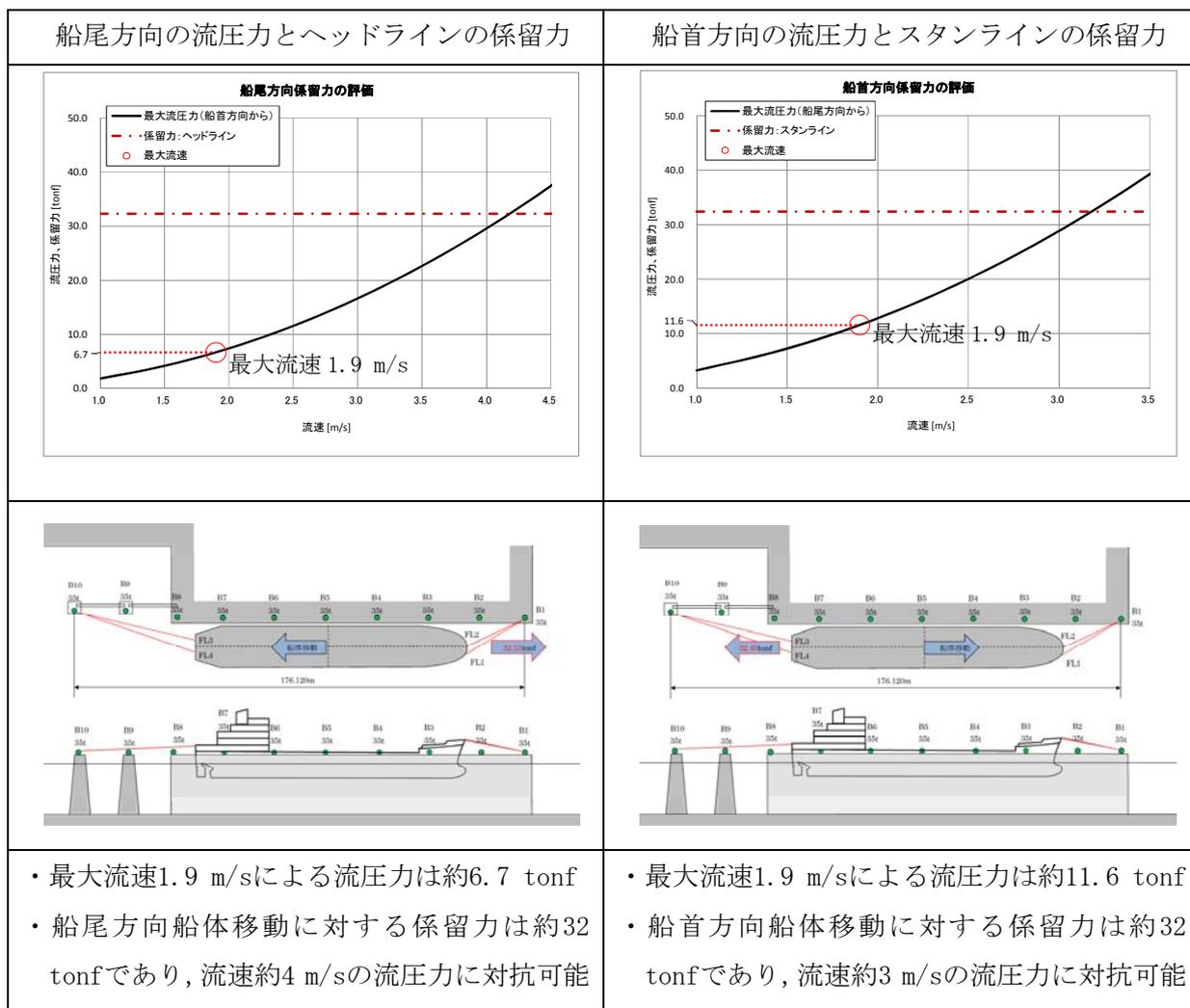


図7 流圧力と係留力比較

3. 結 論

評価対象津波（最大流速1.9 m/s：図4参照）による流圧力に対し、係留力（約32 tonf）が上回ることを確認した。

従って、早い津波に対し、輸送船が係留によって対応すると仮定した場合においても、係留力により岸壁に留まり続けることができる。

(参考7) 燃料等輸送船の喫水と津波高さとの関係について

1. 概 要

燃料等輸送船（以下、「輸送船」という。）は、津波警報等発表時は、原則として緊急退避するが、極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し、押し波により輸送船が物揚岸壁（以下、「岸壁」という。）に乗り上げることはないこと、また引き波により座礁及び転覆するおそれのないことを確認する。

2. 評 価

津波警報等発表時は、原則として緊急退避するが、極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し、早く襲来する可能性がある図1に示す敷地周辺の海域活断層を波源とした津波の中から、評価対象津波を選定する。

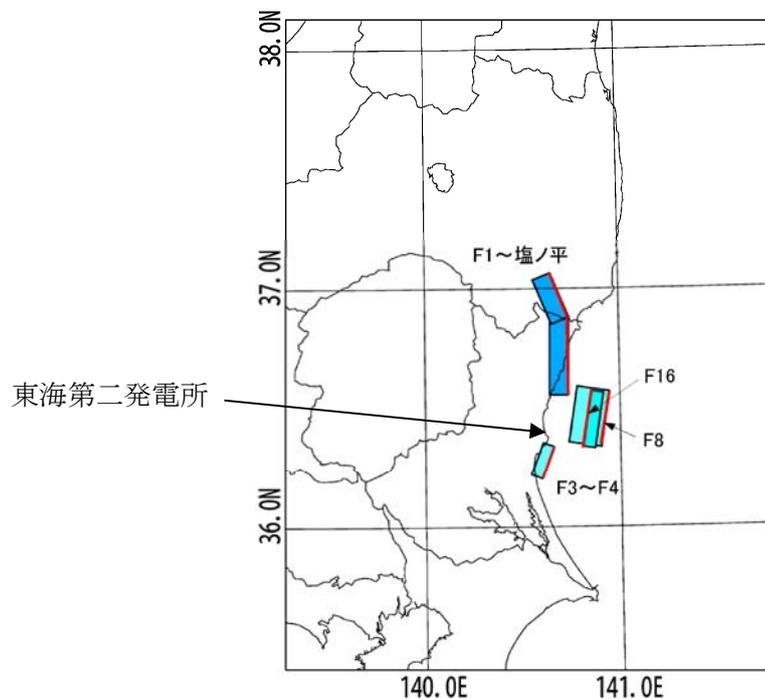


図1 検討用海域活断層の位置

表2に、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、F8及びF16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、早く到達するが、F8及びF16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もっとも高く、また最低水位がもっとも低いF16を波源とした津波を選定した。

表2 各海域活断層の津波高さと到達時間の関係（取水口前面）

海域活断層名	押し波		引き波	
	最高水位 (T.P. m)	到達時刻 (分)	最低水位 (T.P. m)	到達時刻 (分)
F1～塩ノ平	+1.7	32	-1.3	43
F3～F4	+1.2	43	-0.8	183
F8	+1.9	24	-1.4	19
F16	+2.0	25	-2.6	21

(1) 津波高さ

a. 押し波

図2に、最高水位を示した評価対象津波の波形を示す。図2に示すとおり地震発生後約17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26分の第二波で最高津波高さ（T.P. +1.90 m（朔望平均満潮位（T.P. +0.61 m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2 m沈下）考慮済み））に達している。

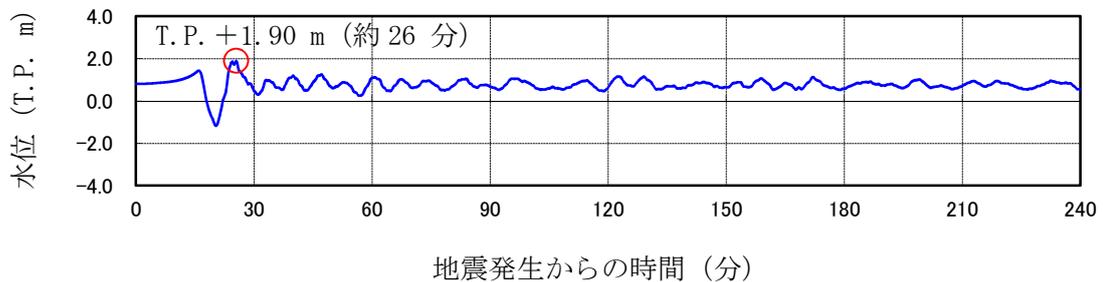


図2 評価対象津波の波形（最高水位を示したケース，岸壁）

b. 引き波

図3に、最低水位を示した評価対象津波の波形を示す。図3に示すとおり地震発生後約17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22分に最低津波高さ（T.P. -2.53 m（朔望平均干潮位（T.P. -0.81 m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2 m沈下）考慮済み））に達している。

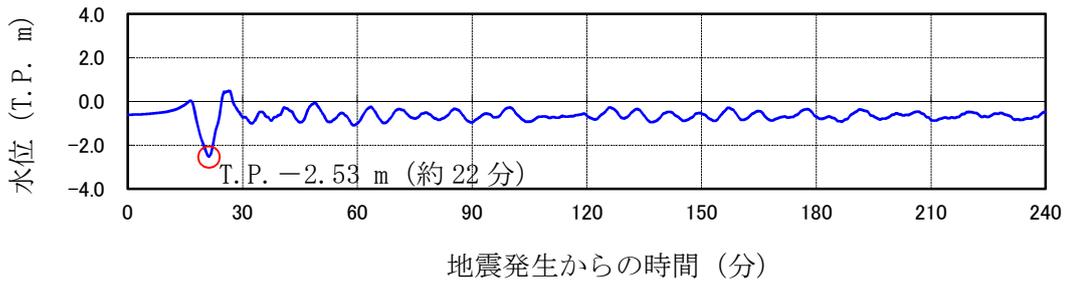


図3 評価対象津波の波形（最低水位を示したケース，岸壁）

(2) 押し波（岸壁乗上げ評価）

押し波高さと喫水の関係を図4に示す。図4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。

・押し波高さ	T.P. +1.90 m
・上昇側潮位のばらつき	+0.18 m
(計)	T.P. +2.08 m

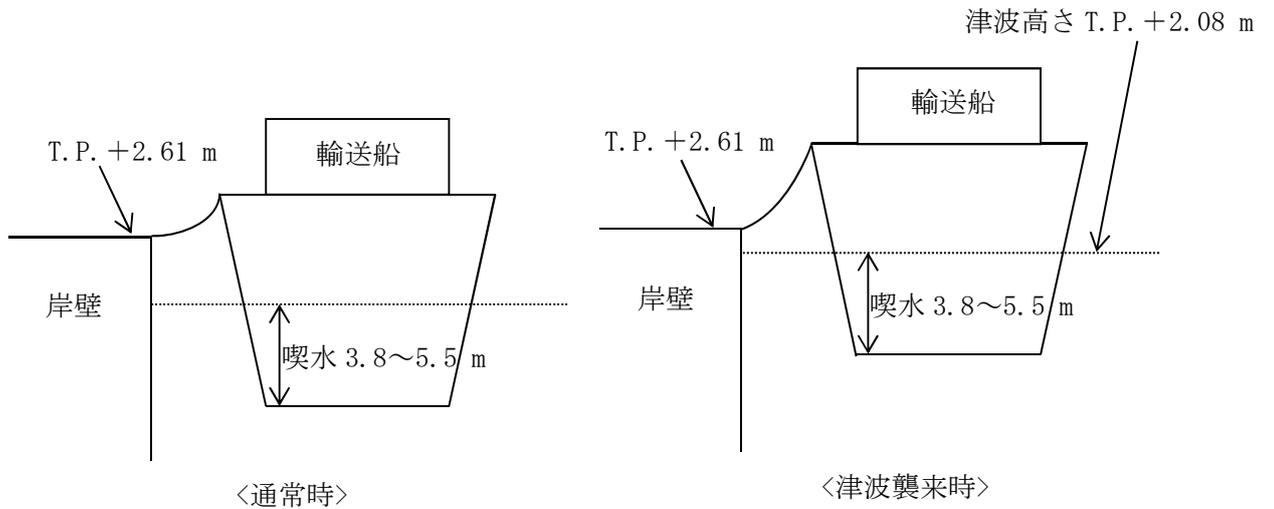


図4 押し波高さと喫水の関係

(備考)

- ・津波の原因となる地震による地殻変動 (+0.05 m) は岸壁が高くなる方向に寄与するため，保守的に考慮していない。
- ・押し波高さ (T.P. +1.90 m) は，朔望平均満潮位 (T.P. +0.61 m) 及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動 (0.2 m沈下) を考慮している。
- ・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3.8 m以上（実績）である。

(3) 引き波（着底評価）

引き波高さとの関係を図5に示す。図5に示すとおり、輸送船は引き波の最低高さ時には一時的に着底し得るが、この場合も以下の理由により座礁及び転覆することはなく漂流物とならない。

- ・仮に一時的な着底があったとしても、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座礁する可能性はない。
- ・輸送船の重量及び扁平的な断面形状より、着底後の引き波による流圧力、又は水位回復時の押し波による流圧力に対して転覆の可能性はない。なお、転覆に関わる評価を別紙に示す。

・引き波高さ	T.P. -2.53 m
・下降側潮位のばらつき	-0.16 m
(計)	T.P. -2.69 m

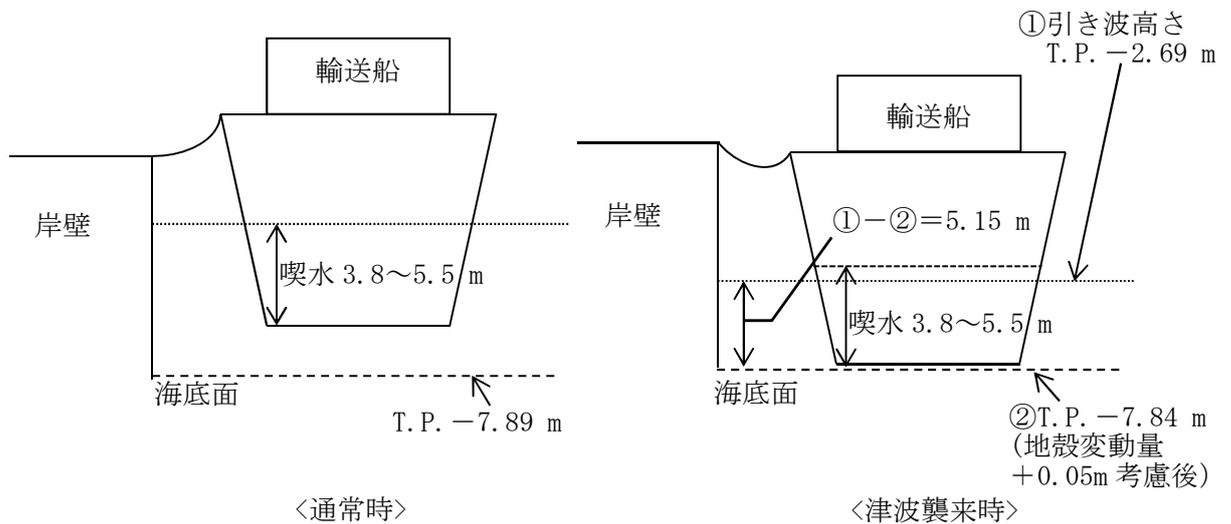


図5 引き波高さと喫水の関係

(備考)

- ・津波の原因となる地震による地殻変動 (+0.05 m) を考慮した。
- ・引き波高さ (T.P. -2.53 m) は、朔望平均干潮位 (T.P. -0.81 m) 及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動 (0.2 m沈下) を考慮している。

3. 結 論

朔望平均満潮位、干潮位等の保守的な条件を考慮し、極めて短時間に津波が襲来する場合を仮定しても、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、引き波により一時的に着底したとしても、座礁及び転覆せず漂流物とならないことを確認した。

(別紙) 燃料等輸送船の着底時の転覆の可能性について

1. 概 要

燃料等輸送船（以下、「輸送船」という。）の物揚岸壁における停泊中及び港湾内で緊急退避中に引き波により着底することを想定し、その際の転覆の可能性について評価する。

2. 評価条件

(1) 輸送船の仕様・形状

輸送船の仕様を表1に、外形図を図1及び図2に示す。

表1 輸送船の仕様

項 目	仕 様
満載排水量	約 7,000 t (空荷状態：約 4,000 t)
載貨重量トン	約 3,000 t
喫水	約 5 m
全長	100.0 m (垂線間長：94.4 m)
型幅	16.5 m

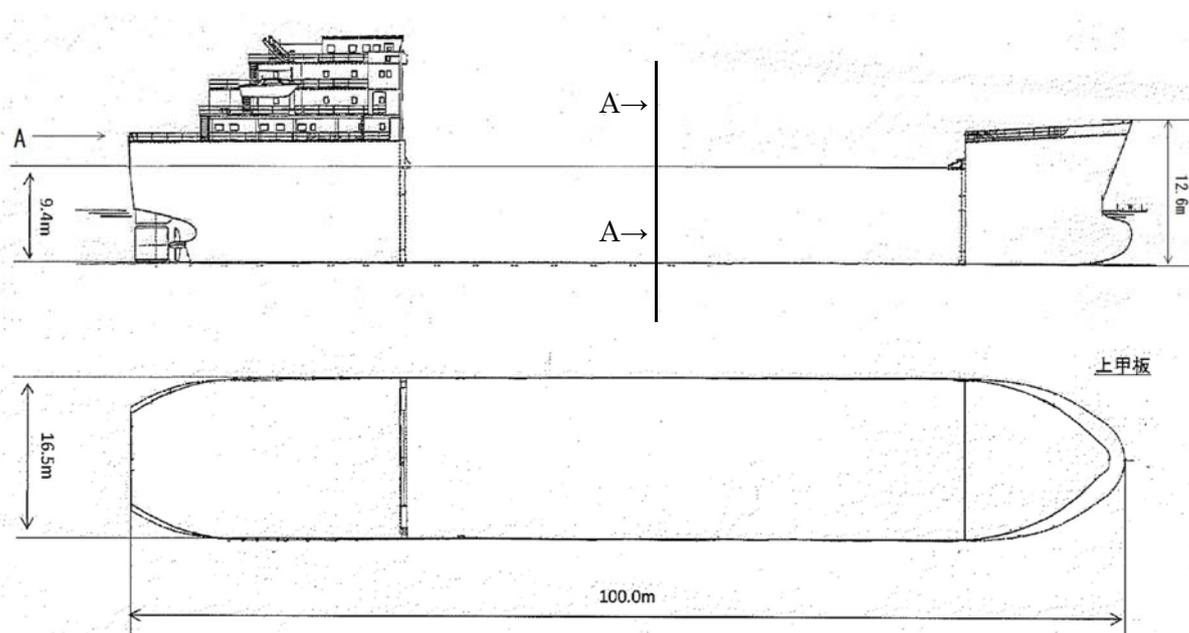


図1 輸送船外形図

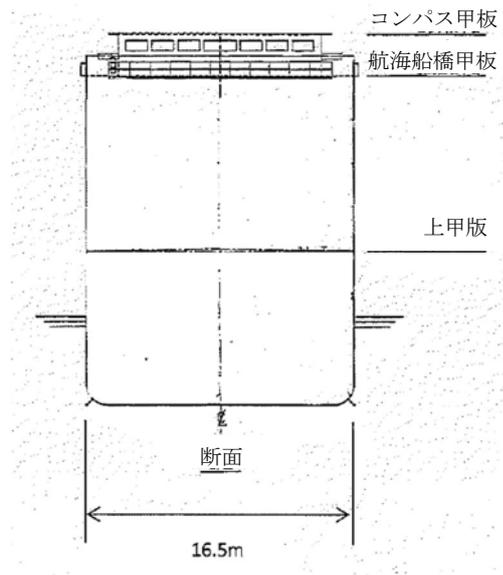


図2 輸送船外形図 (A矢視)

(2) 転覆モード

一般の船舶の場合、丸型やV型の船底を有しているものがあるが、輸送船は図2に示すとおり、断面形状が扁平であり船底が平底型である。このため、引き波により着底した場合にも傾くことなく安定していると考えられるが、ここでは保守的に、図3に示すように輸送船が津波を受けた際に船底の端部が海底に引っ掛かり、船底端部周りに回転する状況を想定し、転覆可能性の評価を行うものとする。

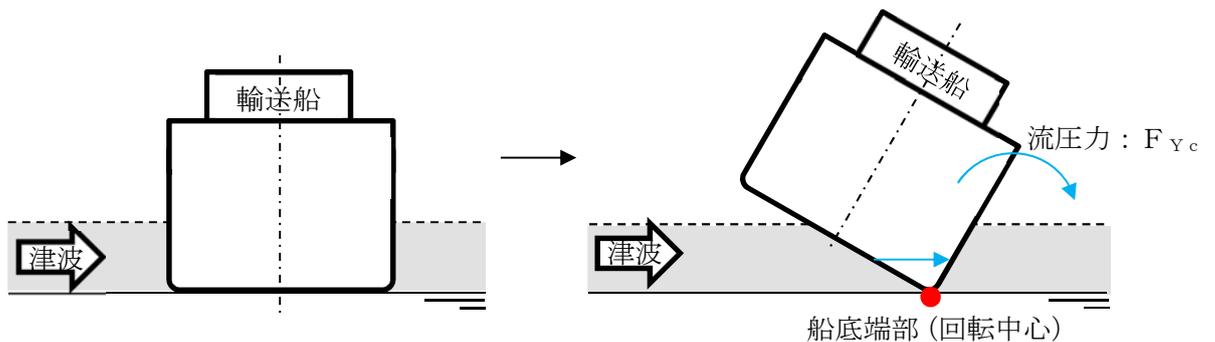


図3 想定転覆モード

3. 転覆評価

図3の想定転覆モードにおいて輸送船に働く力とモーメントを図4に示す。

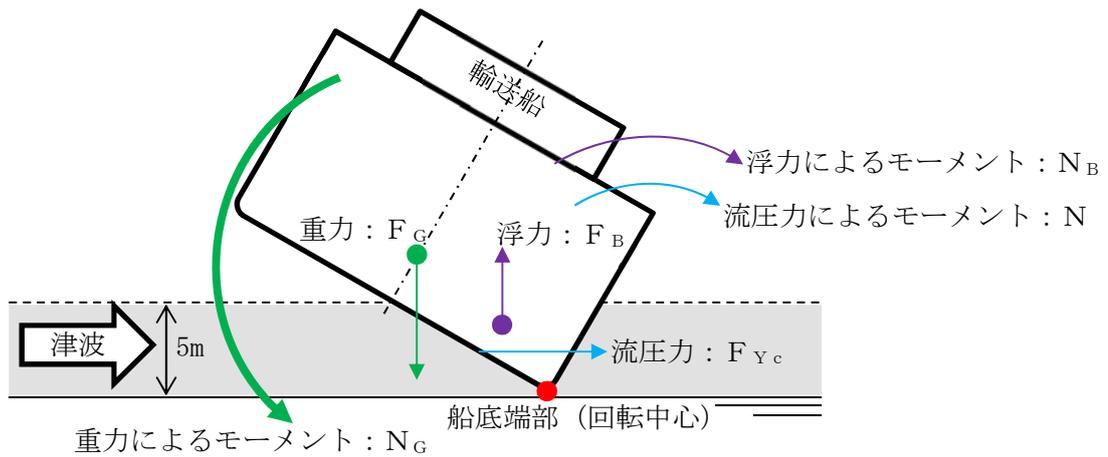


図4 輸送船に働く力とモーメント

津波を受けると流圧力 F_{Yc} によるモーメント N が発生し、船底端部を中心に輸送船を回転させる。また、浮力 F_B によるモーメント N_B も流圧力によるモーメント N と同じ方向に発生する。一方、重力 F_G によるモーメント N_G がこれらのモーメントと逆方向に発生し輸送船の傾きを戻す。この際、流圧力及び浮力によるモーメントにより傾きが増大し、重心位置が回転中心の鉛直線を超え場合には転覆する。

重心位置が回転中心の鉛直線上にあるときの傾きは約 48° であるため、ここでは傾きを 24° と仮定し、流圧力によるモーメント N と浮力によるモーメント N_B の和と重力によるモーメント N_G とのモーメントの釣り合いから転覆しないことを確認する。

重力によるモーメント N_G は次式のとおりとなる。

$$\begin{aligned} N_G &= F_G \times X \text{ (GR)} \\ &= 4,000 \times 4.5 \\ &= 18,000 \text{ [tonf}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

N_G : 重力によるモーメント [tonf·m]

F_G : 輸送船 (空荷状態) の重量 [tonf] (=4,000)

$X \text{ (GR)}$: 重心と回転中心の水平方向距離 [m] (≈ 4.5)

次に流圧力によるモーメント N は次式にて計算できる。

$$\begin{aligned} N &= F_{Yc} \times W \div 2 \\ &= F_{Yc} \times d \div 2 \end{aligned}$$

N : 流圧力によるモーメント [tonf·m]

F_{Yc} : 流圧力 [tonf]

W : 水位 [m]

d : 喫水 [m] (=5)

ここで、流圧力は受圧面積が最大のときに最も大きくなり、かつ、流圧力によるモーメントは流圧力の作用点と回転中心との距離が最大のときに最も大きくなるため、本評価における水位は喫水と同等とした。

また、横方向の流圧力 F_{Yc} を表2に示す方法で計算する。

表2 横方向流圧力の計算方法

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

(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

このとき、流速は図5に示す最低水位を示した早く襲来する津波の最大流速2.0 m/sを適用し、横方向流圧力係数を図6より10と仮定する。

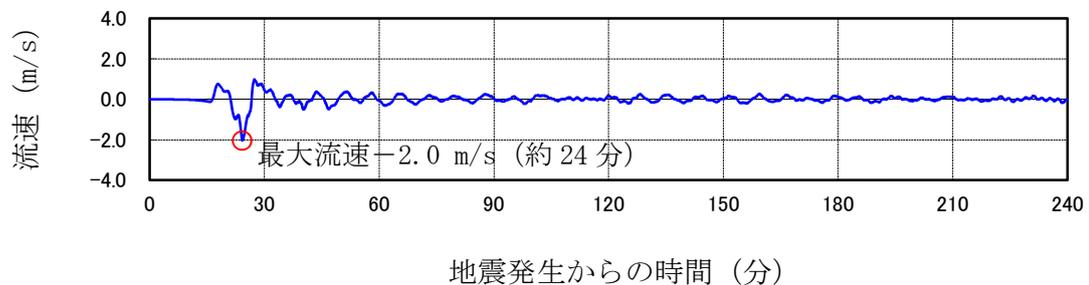
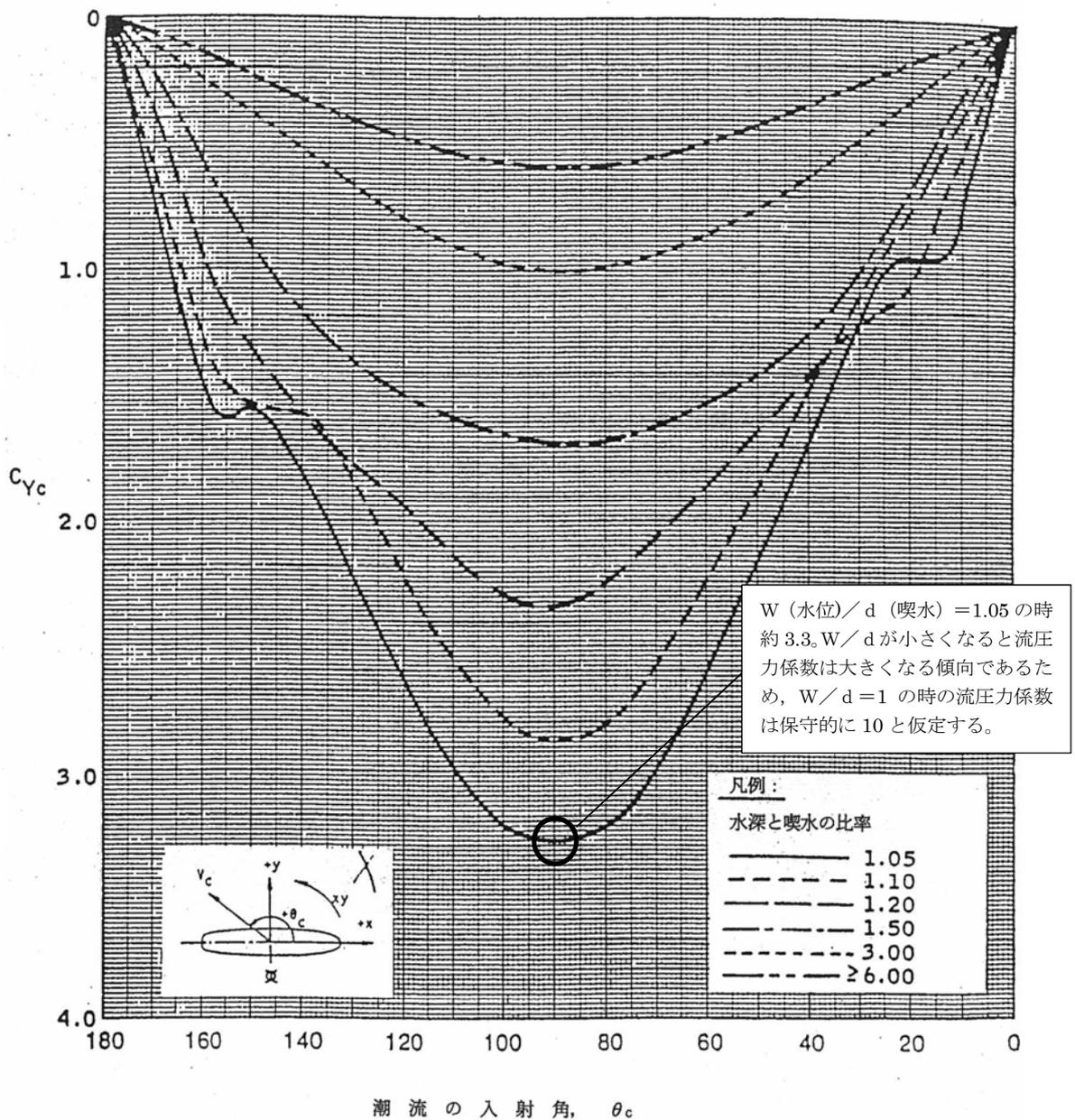


図5 早く襲来する津波の流速（最低水位を示したケース，岸壁）



(出典: VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

図6 横方向流圧力係数

表2により F_{Yc} は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 F_{Yc} &= 1 \div 2 \times 10 \times 104.5 \times 2.0^2 \times 94.4 \times 5 \\
 &= 986,480 \text{ [kgf]} \\
 &\approx 1,000 \text{ [tonf]}
 \end{aligned}$$

したがって, 流圧力によるモーメント N は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 N &= F_{Yc} \times d \div 2 \\
 &= 1,000 \times 5 \div 2 \\
 &= 2,500 \text{ [tonf} \cdot \text{m]}
 \end{aligned}$$

最後に浮力によるモーメント N_B は次式にて評価する。

$$\begin{aligned} N_B &= F_{Br} \times X \text{ (BR)} \\ &= 1,700 \times 3.0 \\ &= 5,100 \text{ [tonf}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

N_B : 浮力によるモーメント [tonf·m]

F_{Br} : 傾いた際の輸送船の浮力 [tonf] ($\approx 1,700$)

$X \text{ (BR)}$: 浮心と回転中心の水平方向距離 [m] (≈ 3.0)

以上の結果をまとめると、以下に示すとおり重力によるモーメント N_G は流圧力によるモーメントと浮力によるモーメントの和より大きくなるため、輸送船は転覆することはない。

$$\begin{aligned} N + N_B &= 2,500 + 5,100 \\ &= 7,600 \text{ [tonf}\cdot\text{m]} < N_G (=18,000) \text{ [tonf}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

4. 結 論

輸送船は着底後に津波による流圧力を受けてもその形状から通常の状態であれば転覆することはない、また、保守的に船底の一部が固定されるような状態を想定した場合であっても転覆しないことを確認した。

(参考8) 防潮堤設置ルート変更による漂流物評価に必要な数値シミュレーション結果への影響について

1. はじめに

敷地北側の防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）について設置ルートの変更を行ったことから、数値シミュレーションの結果に影響を及ぼす可能性がある。このため、防潮堤の設置ルート変更を反映したモデルによる数値シミュレーションを実施し、漂流物評価に必要な数値シミュレーション結果への影響を確認した。以下に影響確認結果を示す。

2. 漂流物評価に必要な数値シミュレーション結果への影響について

(1) 遡上解析

a. 基準津波による遡上域

防潮堤の設置ルート変更を反映したモデルによる遡上解析を実施し、防潮堤の設置ルート変更による遡上域への影響確認を実施した。防潮堤の設置ルート変更前後における基準津波による遡上域を図1に示す。影響確認の結果、遡上域に大きな差異が無いことから防潮堤の設置ルート変更による遡上域への影響はないことを確認した。

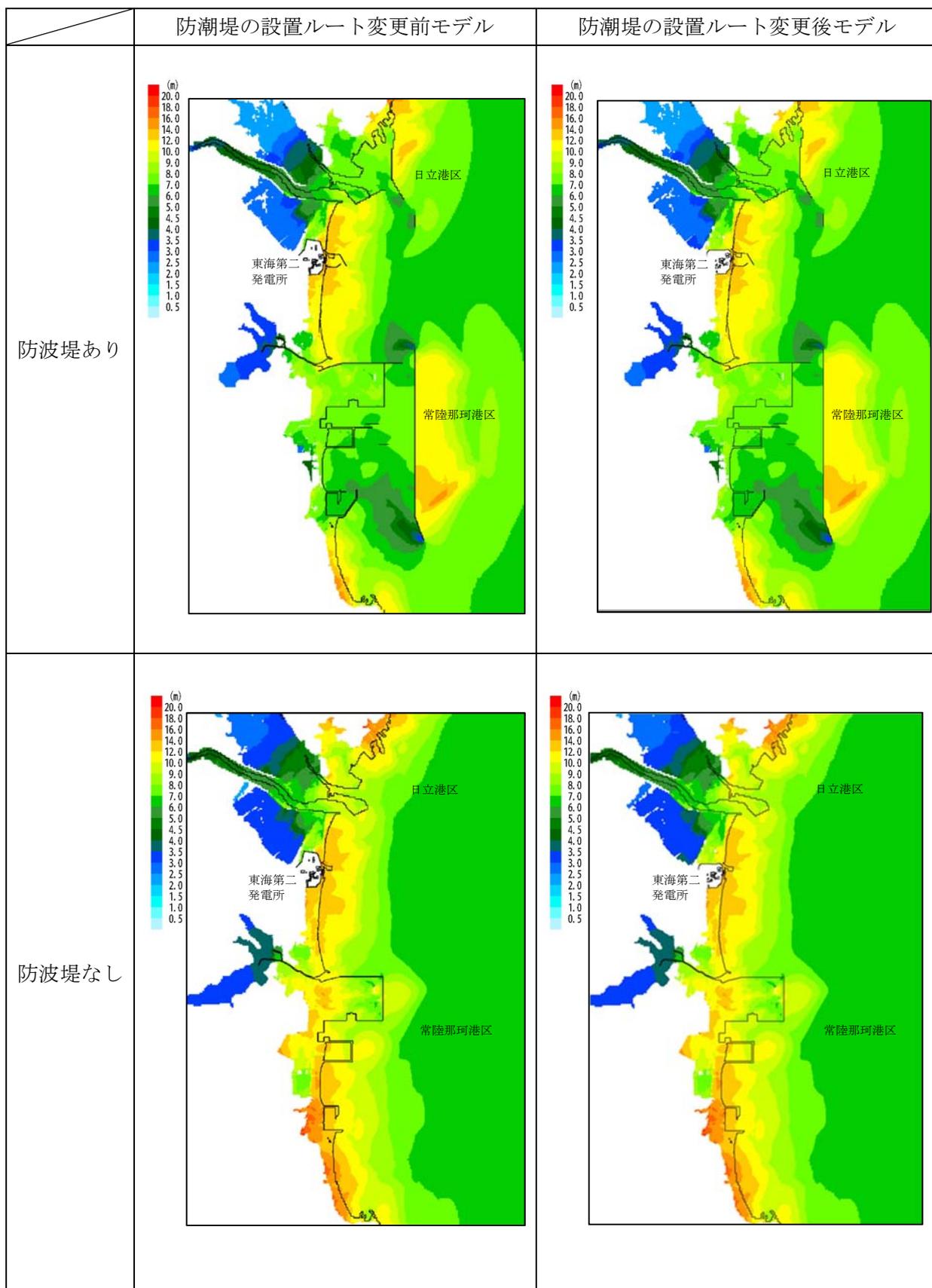


図1 防潮堤の設置ルート変更前後における基準津波による遡上域

(2) 漂流物軌跡解析

防潮堤の設置ルート変更を反映したモデルによる軌跡解析を実施し、防潮堤の設置ルート変更による評価点の挙動への影響確認を実施した。防潮堤の設置ルート変更前後における基準津波による軌跡解析結果を図 2 に示す。影響確認の結果、各評価点の挙動に大きな差異が無いことから防潮堤の設置ルート変更による評価点の挙動への影響はないことを確認した。

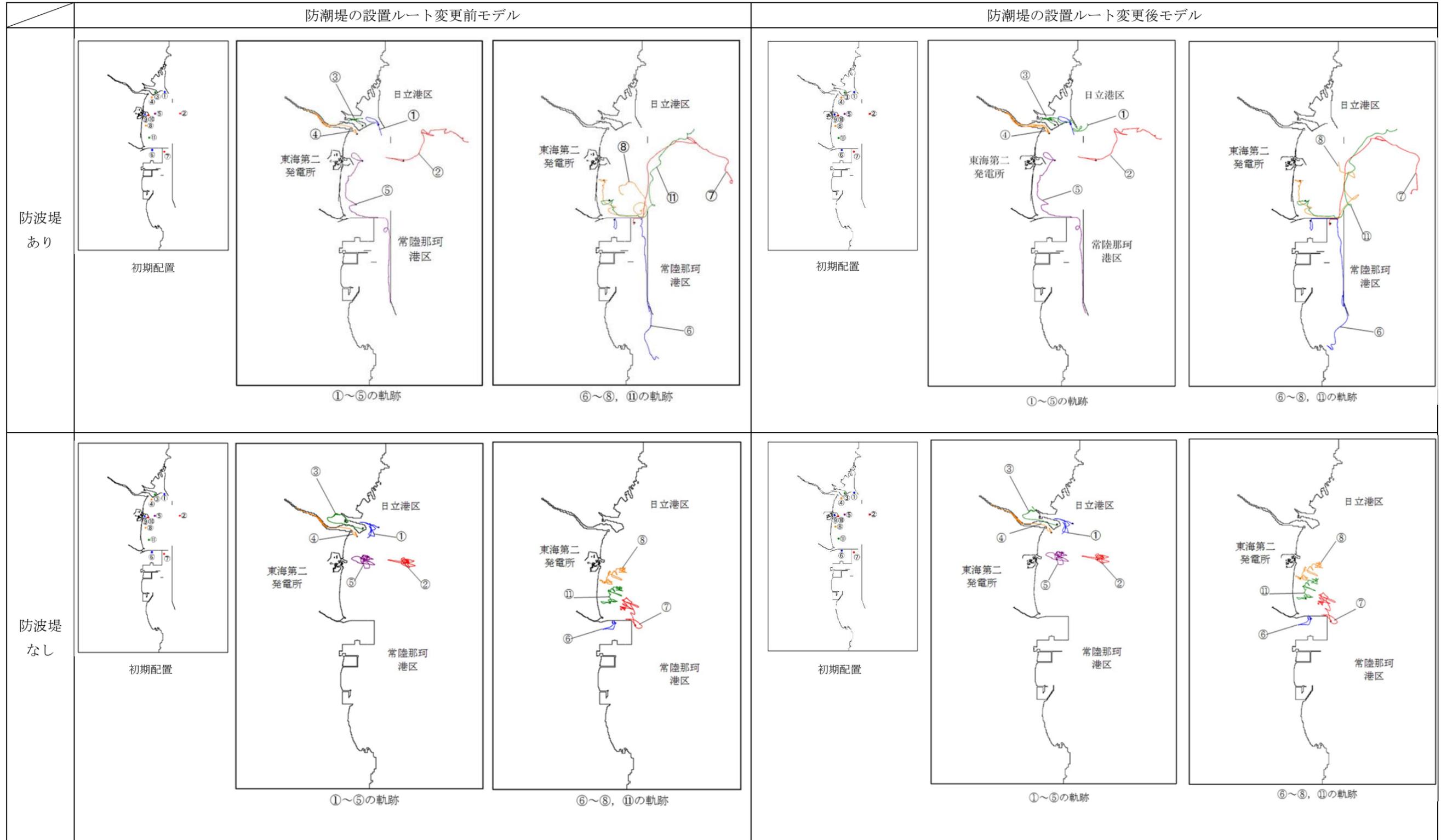


図 2 防潮堤の設置ルート変更前後における基準津波による漂流物軌跡解析結果

5.6 浸水量評価について

(1) 基本方針

本資料は、浸水想定範囲の評価結果より、重要な安全機能を有する設備である非常用海水ポンプの設置されている海水ポンプ室に津波の直接の流入経路となる海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁があること、循環水ポンプ室に取水ピット空気抜き配管逆止弁があり、海水ポンプ室に隣接していることから、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と循環水ポンプ室を設定し評価を行う。また、重大事故等対処施設は、緊急用海水ポンプ室に緊急用海水ポンプグラウンド逆止弁を設置しているため浸水想定範囲を設定し評価を行う。

V-1-1-2-2-3「入力津波による浸水防護対象設備への影響評価」のうち、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）に係る評価を実施している。

(2) 漏水量評価の方法

浸水想定範囲は、海水ポンプ室の海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁と循環水ポンプ室に取水ピット空気抜き配管逆止弁があることから海水ポンプ室、循環水ポンプ室を選定している。また、重大事故等対処施設は、緊急用海水ポンプ室に緊急用海水ポンプグラウンド逆止弁を設置しているため浸水想定範囲を設定している。図 5.6-1 に海水ポンプグラウンドドレン排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画，図 5.6-2 に取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画，図 5.6-3 に緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画を示す。

海水ポンプ室に設置している海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁（図 5.6-1）と緊急用海水ポンプ室の緊急用海水ポンプグラウンドドレン逆止弁（図 5.6-3）については、浸水量評価を実施しており、以下の方法により評価している。

循環水ポンプ室の取水ピット空気抜き配管（図 5.6-2）については、海水ポンプ室と既設の分離壁が存在していることから、循環水ポンプ室に流入した津波が海水ポンプ室に流入することはない。

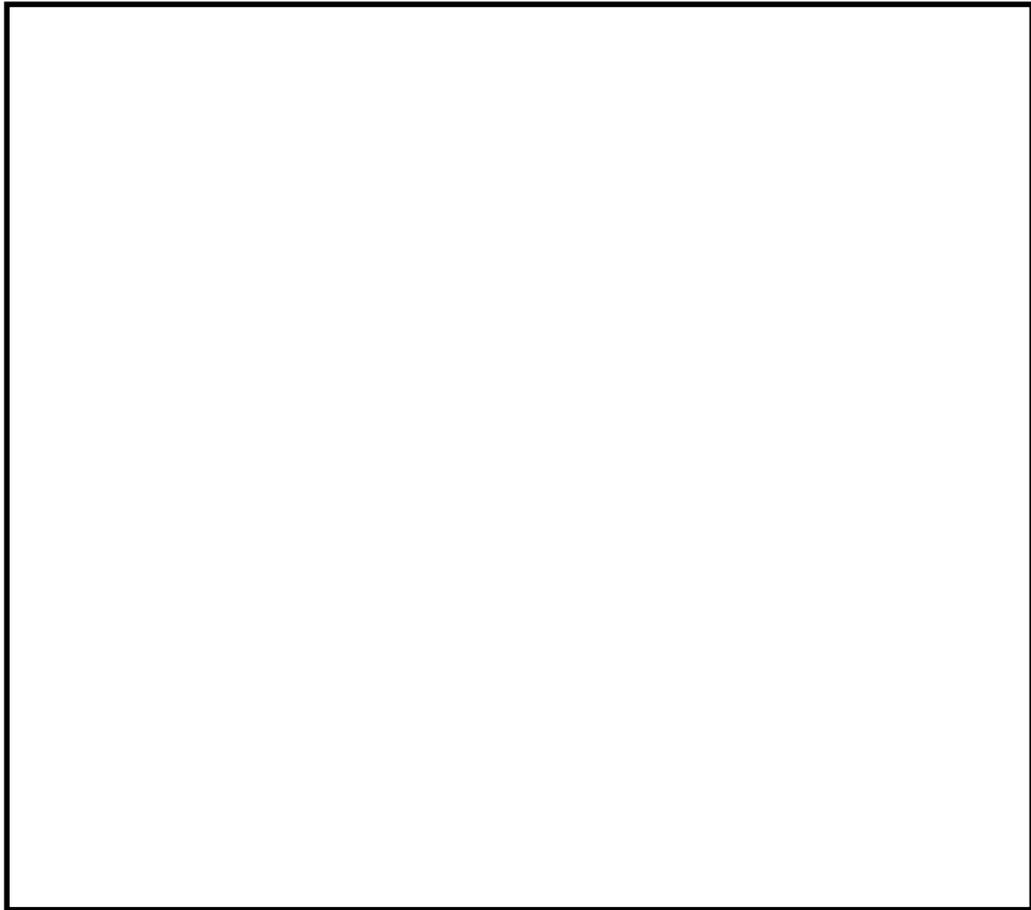


図5.6-1 海水ポンプグランドドレン排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画

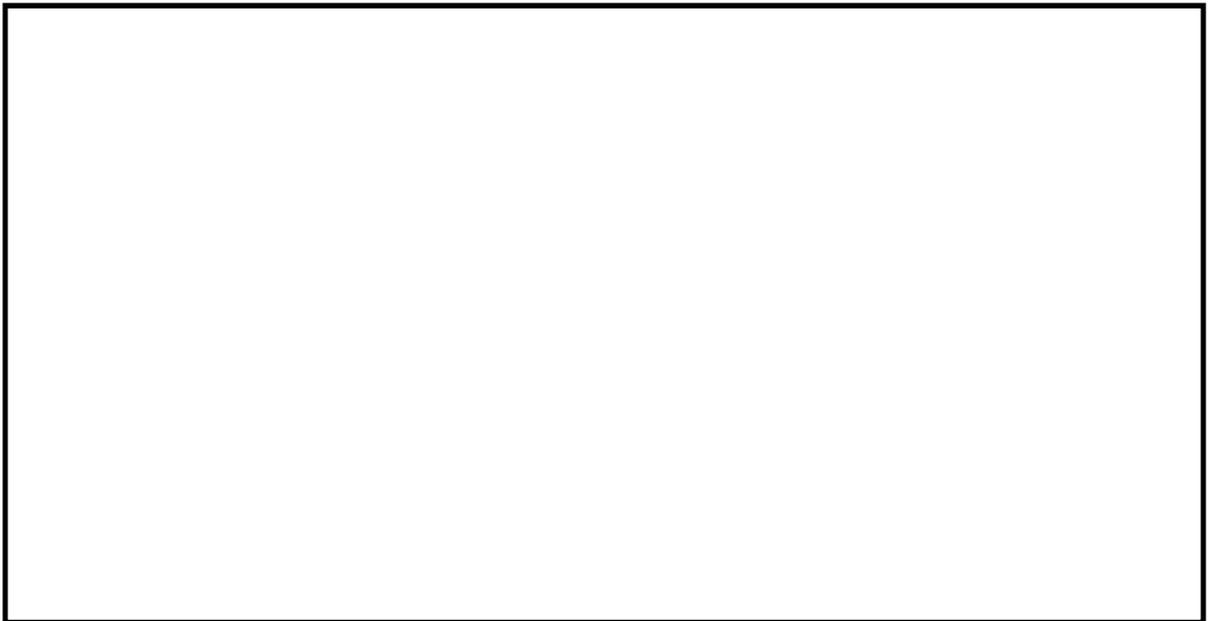


図 5.6-2 取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画

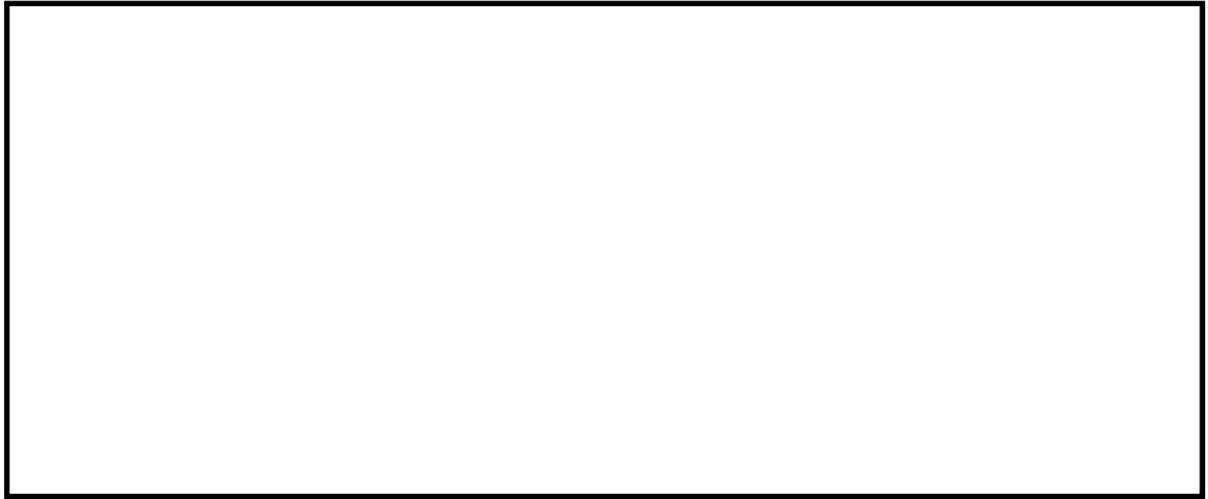


図 5.6-3 緊急用海水ポンプグラウンド dren 排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画

a. 漏水量評価の時間

各設備の設置高さ、海水ポンプピット及び緊急用海水ポンプピットの時刻歴波形から、各設備の設置高さを上回る時間を漏水量評価時間として設定する。

b. 機能喪失高さ

海水ポンプエリアが浸水した場合に、海水ポンプの機能への影響を及ぼす可能性のある設備の設置高さのうち、最も設置高さの低い設備を機能喪失高さとして設置し、海水ポンプの機能喪失の有無を評価する。

c. 漏水発生高さ

津波による漏水発生高さは、グラウンドドレン排出配管のポンプ接続部下端高さを漏水発生高さとする。

d. 漏水量評価の算出

a 項にて求めた浸水量時間を用いて、以下の式にて漏水量を算出する。

【漏水量算定式】

$$Q = \int (A \times \sqrt{2g(H_a - H_b)}) dt$$

ここで、Q : 漏水量 (m³)

A : 漏水部面積 (π/4 × (グラウンドドレン排出配管内径)²)

g : 重力加速度 (9.80665m/s²)

H_a : 評価用津波高さ (T.P. +m)

H_b : 漏水発生高さ (設備の設置高さ)

(3) 漏水量評価

a. 海水ポンプ室の海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁

① 漏水量評価の時間

海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の時刻歴波形は、取水ピットの時刻歴波形より時間を算出する。図 5.6-4 に取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形を示す。

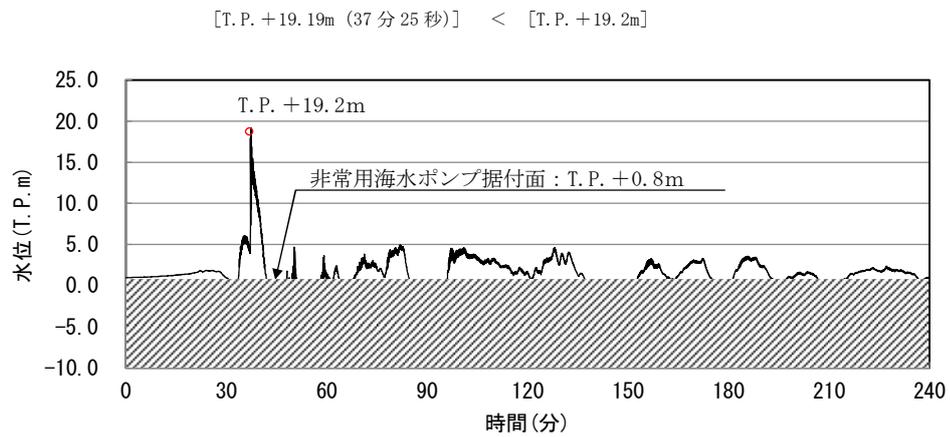


図 5.6-4 取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形

②機能喪失高さの設定及び漏水発生高さ

機能喪失高さの最も低い非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプのモータ下端高さ T.P. +2.2m を設定する。図 5.6-5 に非常用海水ポンプの電源関係高さ位置図を示す。

また、漏水を発生させる高さは、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプのグラント dren 排出配管ポンプ接続部下端の高さ T.P. +1.64m と設定する。図 5.6-6 に海水ポンプグラント dren 排出口位置図を示す。

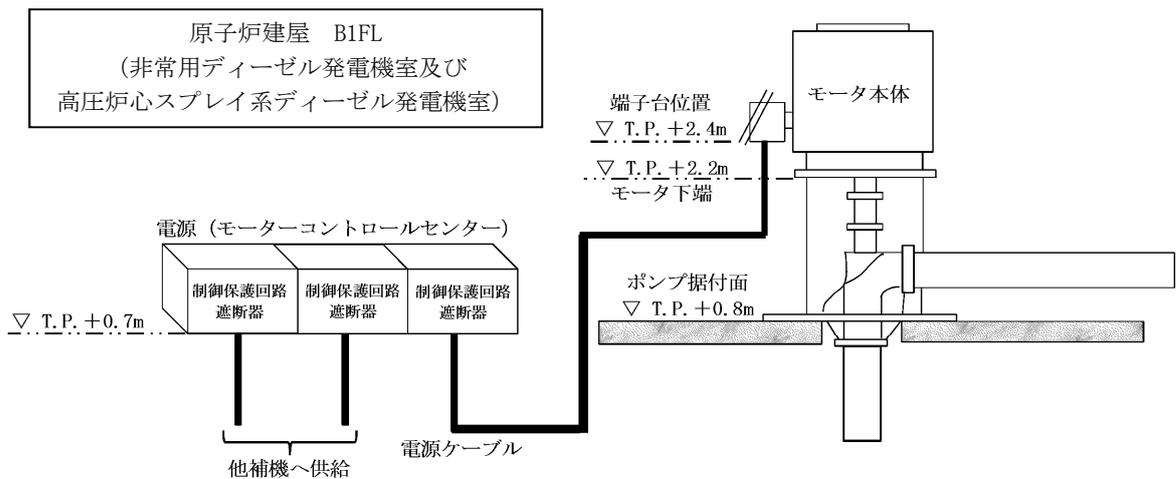


図 5.6-5 非常用海水ポンプの電源関係高さ位置図

<海水ポンプグラント配管仕様>

外径	34.0mm
厚さ	3.4mm
材料	SUS316L

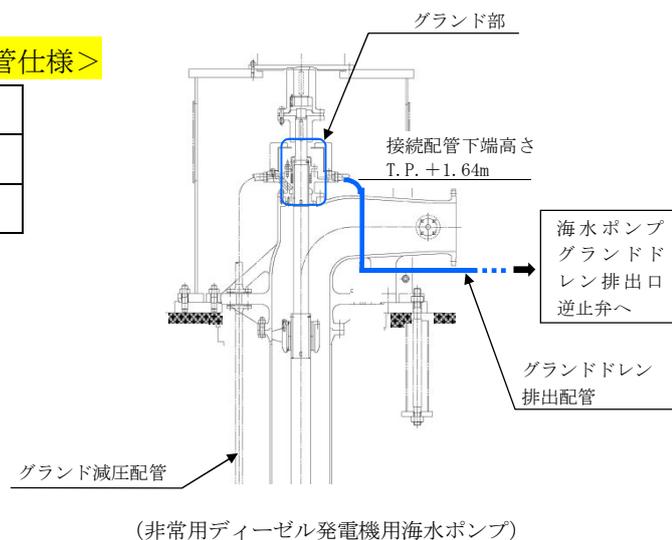


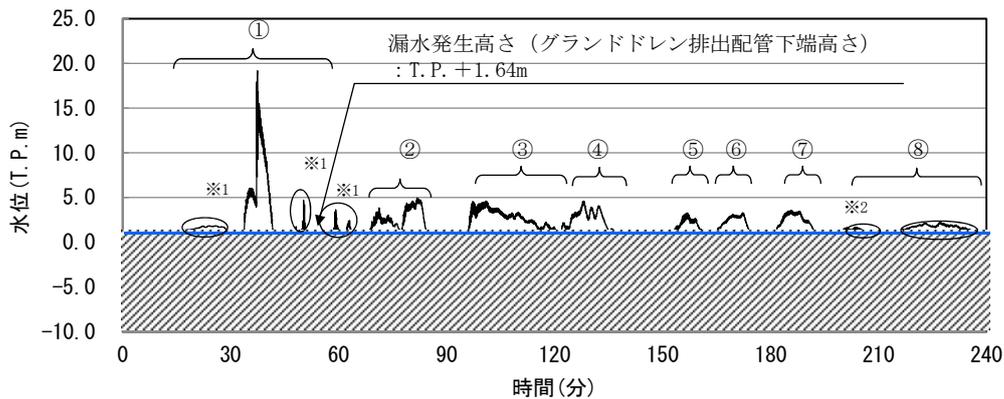
図 5.6-6 海水ポンプグラント dren 接続配管位置図

③漏水量の評価

漏水量の算定式を用いて評価した結果を以下に示す。

<津波高さの整理>

算出した津波データからグラウンドドレン排出配管ポンプ接続部下端の高さ 1.64m 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、6 パターンに類型化した上で、漏水量の算出に当たっては、各パターンの津波高さ及び継続時間を保守的に設定した上で、正弦波として評価する。図 5.6-7 に取水ピットにおける入力津波の時刻歴波形及び類型化、図 5.6-8 に時刻歴波形の正弦波モデル例を示す。



注：漏水発生高さ T.P. +1.64m を超える津波水位について、時刻歴波形中の番号 (①～⑧) により整理した。

※1, 2: T.P. +1.64m を僅かに超える津波水位であり、当該部の津波継続時間については、※1 は下表に示す津波①の「時刻歴波形に基づく津波高さ及び継続時間」の継続時間 17.0 分に、※2 は津波⑧の「時刻歴波形に基づく津波高さ及び継続時間」の継続時間 14.5 分にそれぞれ含めている。

津波	時刻歴波形に基づく津波高さ及び継続時間		保守的に設定した評価用津波高さ及び継続時間		類型化パターン
	解析津波高さ (T.P. m)	継続時間 (分)	評価津波高さ (T.P. m)	継続時間 (分)	
①	+19.2	17.00	+20.0	18.0	a
②	+4.99	13.93	+6.0	15.0	b
③	+4.61	21.50	+5.0	23.0	c
④	+4.64	12.08	+5.0	13.0	d
⑤	+3.31	6.12	+4.0	10.0	e
⑥	+3.31	7.82	+4.0	10.0	
⑦	+3.59	9.80	+4.0	10.0	
⑧	+2.38	14.50	+3.0	16.0	f
合計	—	102.75	—	115.0	—

図 5.6-7 取水ピットにおける入力津波の時刻歴波形及び類型化

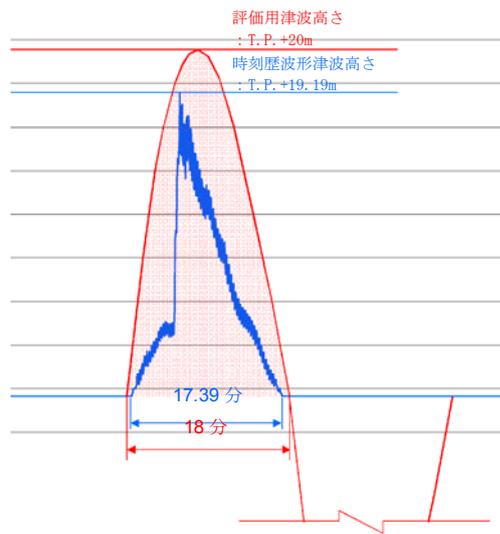


図5.6-8 時刻歴波形の正弦波モデル例
 (津波① (類型化 a) の場合)

<浸水量評価>

図 5.6-7 において 6 パターンに類型化した保守的な津波高さ及び継続時間に基づき、各海水ポンプ室（北側及び南側）それぞれの非常用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の動作不良を想定した場合の漏水量を評価した。

評価の結果、漏水量は、海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁 1 台当たり 11.4m^3 となり、浸水高さは、海水ポンプ室（北側）で T.P. $+1.12\text{m}$ 及び海水ポンプ室（南側）で T.P. $+0.92\text{m}$ であり、機能喪失高さの低い非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高压炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプのモータ下端高さ T.P. $+2.2\text{m}$ に対して、 1m 以上の裕度があることが分かった。

以上より、海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の動作不良を想定した漏水の発生によっても、非常用海水ポンプの安全機能を阻害することはない。

表 5.6-1 に海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁作動不良時の漏水量評価結果を示す。

表5.6-1 海水ポンプグラウンドドレン排出口
逆止弁作動不良時の漏水量評価結果

項 目		海水ポンプ室 (北側)	海水ポンプ室 (南側)	
①評価津波高さ及び 継続時間	右記 参照	類型化パターン毎の評価用 津波高さ及び継続時間		
		類型化 パターン	評価用津波高さ (T.P.m)	継続時間 (分)
		a	+20.0	18.0
		b	+6.0	15.0
		c	+5.0	23.0
		d	+5.0	13.0
		e	+4.0	30.0
		f	+3.0	16.0
	合計	—	115.0	
②漏水量	m ³	11.4	11.4	
③有効区画面積 ^{*1}	m ²	36.5	94.6	
④浸水深さ (②/③)	m	0.32	0.12	
⑤浸水高さ (④+T.P.+0.8m ^{*2})	T.P.+m	1.12	0.92	
⑥機能喪失高さ ^{*3}	T.P.+m	2.2		
⑦裕度 (⑥-⑤)	m	1.08	1.28	
⑧評価結果	—	○	○	

【漏水量算定式】

$$Q = \int (A \times \sqrt{2g(H_a - H_b)}) dt$$

ここで、Q : 漏水量 (m³)

A : 漏水部面積 (5.81×10⁻⁴m²)

[$\pi/4 \times (0.0272\text{m (グラウンドドレン排出配管内径)})^2$]

g : 重力加速度 (9.80665m/s²)

H_a : 評価用津波高さ (T.P.+m)

H_b : 漏水発生高さ (T.P.+1.64m)

【評価結果判定】

- : 非常用海水ポンプの安全機能は喪失しない
- × : 非常用海水ポンプの安全機能が喪失する

【注釈】

- ※1 : 有効区画面積 = 海水ポンプ室区画面積 - 控除面積 (ポンプ・配管基礎面積, 配管ルート投影面積)
- ※2 : 非常用海水ポンプ室床版標高
- ※3 : 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプのモータ下端高さ
非常用海水ポンプ室床版標高(T.P.+0.8m)からの許容浸水深さは1.4m

b. 緊急用海水ポンプ室のグラウンド dren 排出口の逆止弁

①漏水量評価の時間

緊急用海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の時刻歴波形は、取水ピットの時刻歴波形より時間を算出する。図 5.6-9 に緊急用海水ポンプピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形を示す。

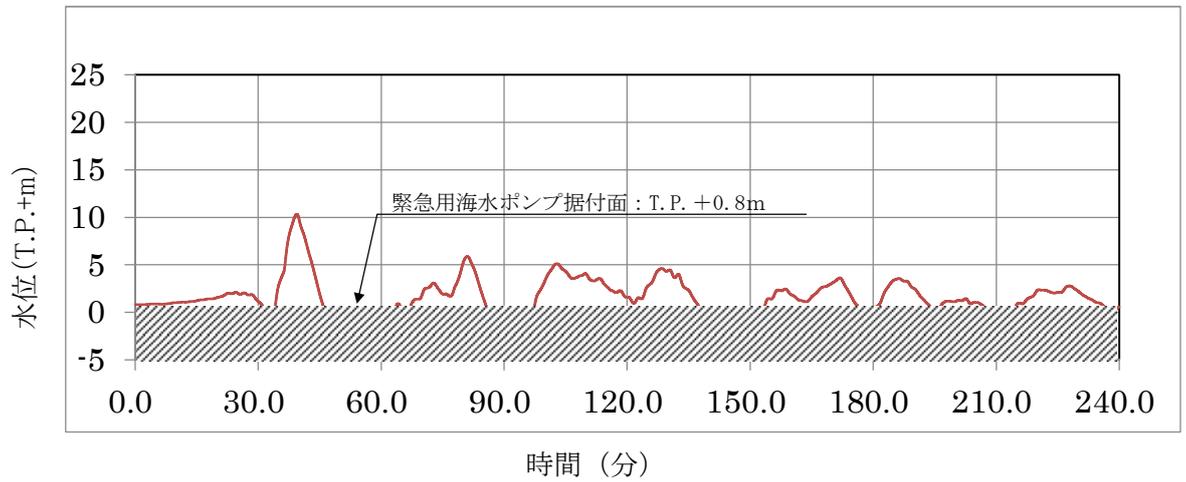


図 5.6-9 緊急用海水ポンプピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形

②機能喪失高さの設定及び漏水発生高さ

機能喪失高さの最も低いモータ下端高さ T.P. +2.7m を設定する。

また、漏水を発生させる高さは、緊急用海水ポンプのグラントドレン排出配管ポンプ接続部下端の高さ T.P. +2.04m と設定する。図 5.6-10 に緊急用海水ポンプの電源関係位置図，図 5.6-11 に緊急用海水ポンプグラントドレン接続配管概念図を示す。

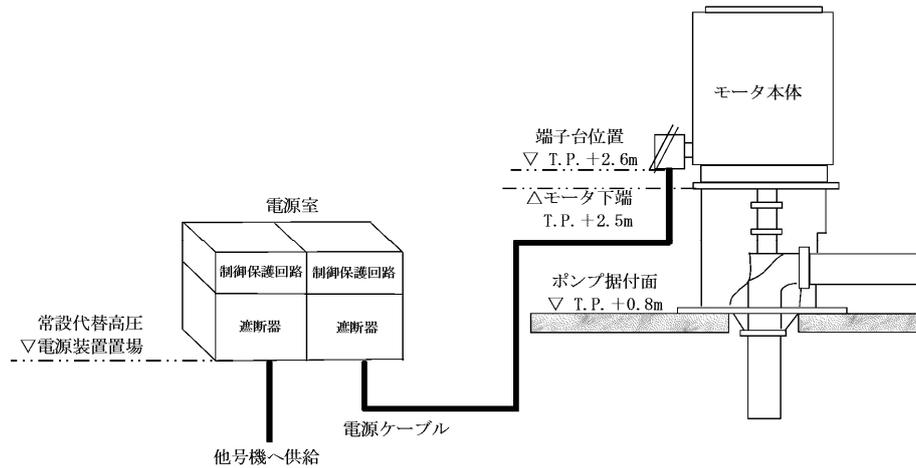


図 5.6-10 緊急用海水ポンプの電源関係位置図

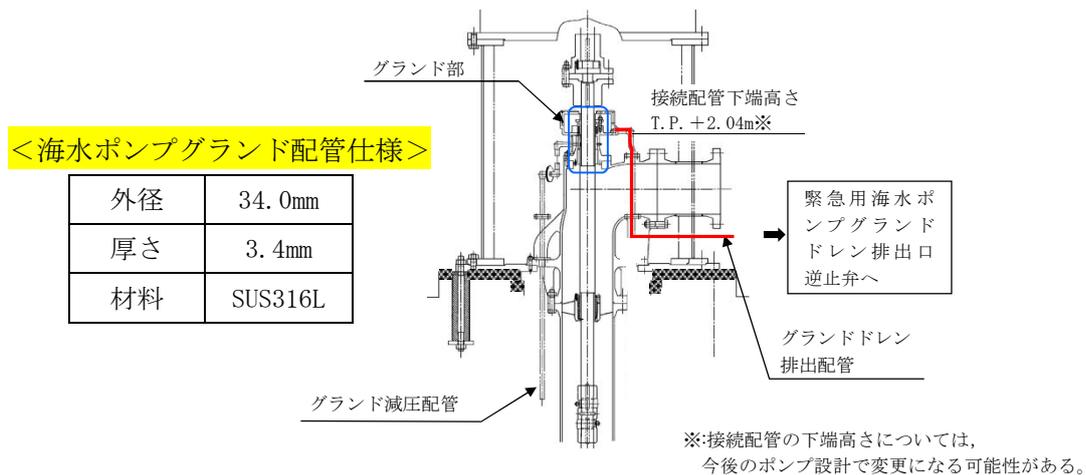
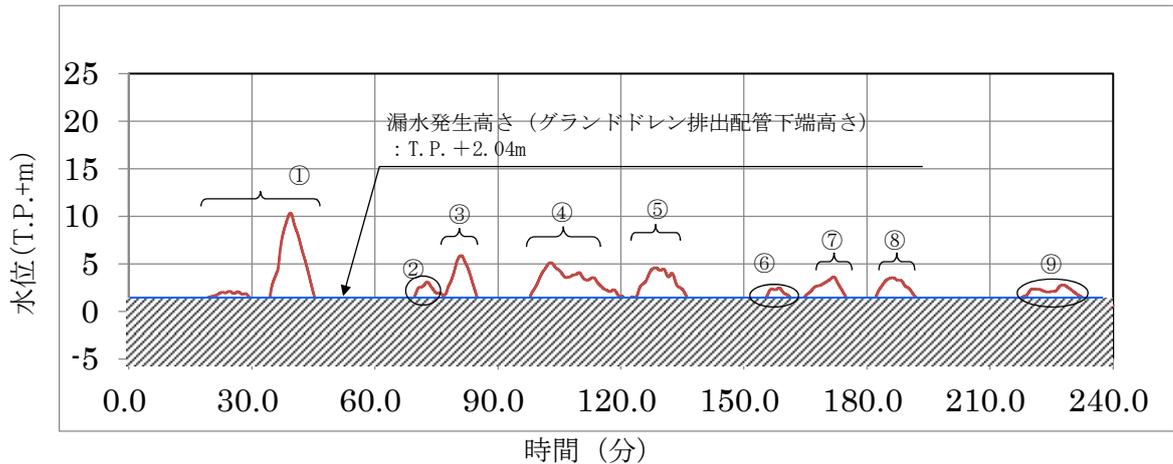


図 5.6-11 緊急用海水ポンプグラントドレン接続配管概念図

緊急用海水ポンプグランド dren 排出口からの漏水量評価に当たっては、漏水の発生高さは、ポンプに接続するグランド dren 排出配管の高さの T.P. +2.04m とし、入力津波の時刻歴波形から、T.P. +2.04m を超える継続時間において漏水が発生するものとする。T.P. +2.04m 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、4 パターンに類型化した上で、漏水量の算出に当たっては、各パターンの津波高さ及び継続時間を保守的に設定した上で、正弦波として評価する。

図 5.6-12 に緊急用海水ポンプピットにおける入力津波の時刻歴波形を示す。



注：漏水発生高さ T.P. +2.04m を超える津波水位について、時刻歴波形中の番号 (①～⑩) により整理した。

※1：T.P. +2.04m を僅かに超える津波水位であり、当該部の津波継続時間については、下表に示す津波①の「時刻歴波形に基づく津波高さ及び継続時間」の継続時間 11.75 分に含めた。

津波	時刻歴波形に基づく津波高さ及び継続時間		保守的に設定した評価用津波高さ及び継続時間		類型化パターン
	解析津波高さ (T.P. m)	継続時間 (分)	評価津波高さ (T.P. m)	継続時間 (分)	
①	+10.34	11.75	+11.0	12.0	a
②	+3.09	4.56	+4.0	5.0	b
③	+5.88	7.03	+6.0	8.0	c
④	+5.14	20.6	+6.0	21.0	d
⑤	+4.61	11.2	+5.0	12.0	e
⑥	+2.48	3.47	+4.0	9.0	f
⑦	+3.64	8.07	+4.0	9.0	
⑧	+3.57	8.28	+4.0	9.0	
⑨	+2.79	11.0	+3.0	11.0	g
合計	—	85.96	—	96.0	—

図 5.6-12 緊急用海水ポンプピットにおける入力津波の時刻歴波形及び類型化

③浸水量の評価

図 5.6-12 において 4 パターンに類型化した保守的な津波高さ及び継続時間に基づき、緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の動作不良（開固着）を想定した場合の漏水量を評価した。

評価の結果、漏水量は 7.78m^3 となり、緊急用海水ポンプのモータ設置エリア床面の浸水高さは、T.P. +0.91m であり、機能喪失高さのモータ下端高さ T.P. +2.7m に対して、1m 以上の余裕があることが分かった。

以上より、緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の動作不良（開固着）を想定した漏水の発生によっても、緊急用海水ポンプの機能に影響はない。

表5.6-2 緊急用海水ポンプグラントドレン排出口
逆止弁作動不良時の漏水量評価結果

項 目		緊急用海水ポンプピット		
① 評価津波高さ及び 継続時間	右記 参照	類型化パターン毎の評価用 津波高さ及び継続時間		
		類型化 パターン	評価用津波高さ (T. P. m)	継続時間 (分)
		a	+11.0	12.0
		b	+4.0	5.0
		c	+6.0	8.0
		d	+6.0	21.0
		e	+5.0	12.0
		f	+4.0	27.0
		g	+4.0	11.0
		合計	—	96
② 漏水量	m ³	7.78		
③ 有効区画面積 ^{※1}	m ²	71.7		
④ 浸水深さ (②/③)	m	0.11		
⑤ 浸水高さ (④+T. P. +0.8m ^{※2})	T. P. +m	0.91		
⑥ 機能喪失高さ ^{※3}	T. P. +m	2.5		
⑦ 裕度 (⑥-⑤)	m	1.59		
評価結果	—	○		

【漏水量算定式】

$$Q = \int (A \times \sqrt{2g(H_a - H_b)}) dt$$

ここで、Q : 漏水量 (m³)

A : 漏水部面積 (5.81×10⁻⁴m²)

[$\pi/4 \times (0.0272\text{m (グラントドレン排出配管内径)})^2$]

g : 重力加速度 (9.80665m/s²)

H_a : 評価用津波高さ (T. P. +m)

H_b : 漏水発生高さ (T. P. +2.04m)

【評価結果判定】

○ : 緊急用海水ポンプは機能喪失しない

× : 緊急用海水ポンプは機能喪失する

【注釈】

※1 : 有効区画面積 = 緊急用海水ポンプピット面積 - 控除面積 (ポンプ・配管基礎面積, 配管ルート投影面積)

※2 : 緊急用海水ポンプのモータ設置エリア床版標高

※3 : 緊急用海水ポンプのモータ下端高さ

緊急用海水ポンプのモータ設置エリア床版標高(T. P. +0.8m)からの許容浸水深さは1.9m

(4) 取水ピット空気抜き配管の浸水量評価

循環水ポンプ室内の取水ピット空気抜き配管に設置する逆止弁のフロート開固着による動作不良を仮定し、津波の直接の流入経路になった場合を想定し、循環水ポンプ室を浸水想定範囲とする。

循環水系配管の伸縮継手の破損箇所からの溢水及び津波の流入を合算した水量約 515m³ に対して、循環水ポンプ室の貯留できる容量は約 645m³ であり、循環水ポンプ室内に貯留することが可能なため、隣接する海水ポンプ室への流入はなく、浸水防護重点化範囲への影響はない。更に、取水ピット空気抜き配管逆止弁の固着を 1 台想定し、漏水量（約 43m³）を考慮したとしても約 558m³ 程度であり、循環水ポンプ室内に貯留できる。取水ピット空気抜き配管の漏水量評価を以下に示す。

<取水ピット空気抜き配管の漏水量評価>

取水ピット空気抜き配管の漏水量評価は以下のとおり。

◆配管仕様：

外径	60.5mm
厚さ	3.9mm
材料	SUS316

◆評価する津波高さ、継続時間

海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁と同じ T.P. +1.64m からの漏えい発生高さ

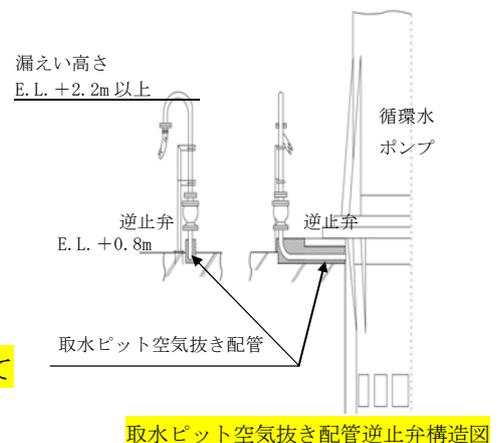
類型化パターン	評価用津波高さ (T.P. m)	継続時間 (分)
a	+20.0	18.0
b	+6.0	15.0
c	+5.0	23.0
d	+5.0	13.0
e	+4.0	30.0
f	+3.0	16.0
合計	—	115.0

◆漏えい発生高さ

実際の取水ピット空気抜き配管からの漏えい高さは T.P.+2.2m 以上であるが、ここでは保守的に海水ポンプグランドドレン配管の漏水高さ T.P.+1.64m からの漏水量として評価した。

◆漏水量

評価の結果約 42.5m³ であり約 43m³ として評価した。



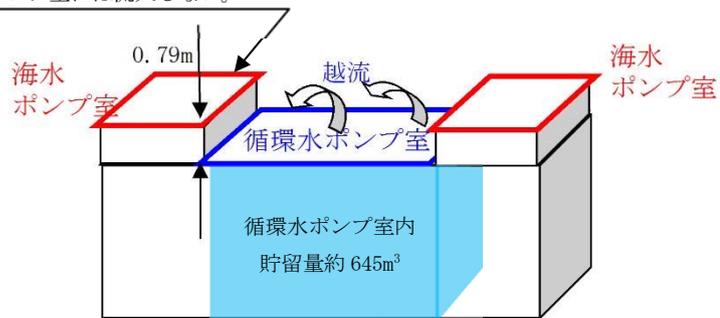
また、循環水ポンプ室内から溢れる場合を想定しても、既設の分離壁が存在していることから、循環水ポンプ室に流入した津波が海水ポンプ室に流入することはなく、海水ポンプ室の壁高さが0.79m高いことから壁を越流し流入することはない。なお、分離壁の配管貫通部はコンクリートにより充填されているため浸水ルートにはならない。

分離壁を貫通している配管は、破断等により浸水経路にならないよう耐震性を確保する設計とする。図 5.6-13 に取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画、図 5.6-14 に海水ポンプ室（防水区画）の壁高さの概要を示す。



図 5.6-13 取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画

海水ポンプ室の壁高さは循環水ポンプ室壁高さよりも0.79m高いため海水ポンプ室には流入しない。



(概要図)

図 5.6-14 海水ポンプ室（防水区画）の壁高さの概要