

補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料

## 補足説明資料目次

1. 入力津波の評価
  - 1.1 潮位観測記録の評価
  - 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方
  - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起
  - 1.4 管路解析のモデル
  - 1.5 入力津波の不確かさの考慮
  - 1.6 遡上解析のモデル
  - 1.7 入力津波の流路縮小工による水位低減効果の考慮
  - 1.8 海域活断層上昇側最大ケースの津波
  
2. 津波防護対象設備
  - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置
  - 2.2 タービン建物（Sクラスの設備を設置するエリア）及び取水槽循環水ポンプエリアにおけるSクラス設備に対する浸水影響
  
3. 取水性に関する考慮事項
  - 3.1 砂移動による影響確認
  - 3.2 原子炉補機海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機海水ポンプの強度評価
  - 3.3 除じん機の取水性への影響
  - 3.4 循環水ポンプ停止手順
  - 3.5 循環水ポンプ渦防止板の取水性への影響
  
4. 漂流物に関する考慮事項
  - 4.1 設計に用いる遡上波の流速
  - 4.2 漂流物による影響確認
  - 4.3 燃料等輸送船の係留索の耐力
  - 4.4 燃料等輸送船の喫水と津波高さの関係
  - 4.5 漂流物による衝突荷重
  - 4.6 荷揚場作業に係る車両・資機材の漂流物評価
  - 4.7 防波壁通路防波扉の運用対応

5. 浸水防護施設の設計における補足説明
  - 5.1 耐津波設計における現場確認プロセス
  - 5.2 津波監視設備の設備構成及び電源構成
  - 5.3 津波による溢水に対して浸水対策を実施する範囲の考え方
  - 5.4 循環水ポンプ出口弁及び復水器水室出口弁の津波に対する健全性
  - 5.5 屋外タンク等からの溢水評価
  - 5.6 除じん系ポンプ他移設に関する影響評価
  - 5.7 タービン補器海水ポンプ出口弁の地震起因による溢水に対する健全性

## 1. 入力津波の評価

### 1.1 潮位観測記録の評価

#### (1) はじめに

入力津波による水位変動に用いる潮位条件には、図 1.1-1 に示す発電所構内（輪谷湾）における潮位観測記録より求めた朔望平均潮位を使用している。朔望平均満潮位は、2015年1月から2019年12月の潮位観測記録に基づき設定し、朔望平均干潮位は、1995年9月から1996年8月の潮位観測記録に基づき設定している。図 1.1-2 に入力津波による水位変動に用いる潮位を示す。ここでは、観測記録の抽出期間及び観測地点の妥当性を確認するため、発電所構内（輪谷湾）における約 24 カ年の潮位観測記録及び最寄りの気象庁潮位観測地点「境」（敷地から東約 23km 地点）における 5 カ年の潮位観測記録について分析を行った。

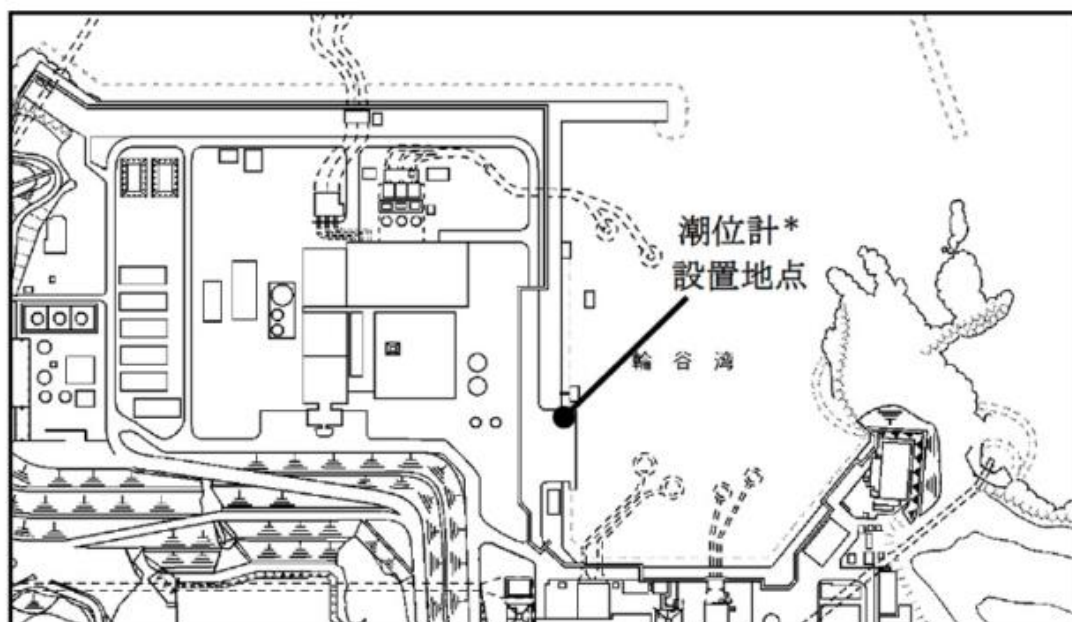
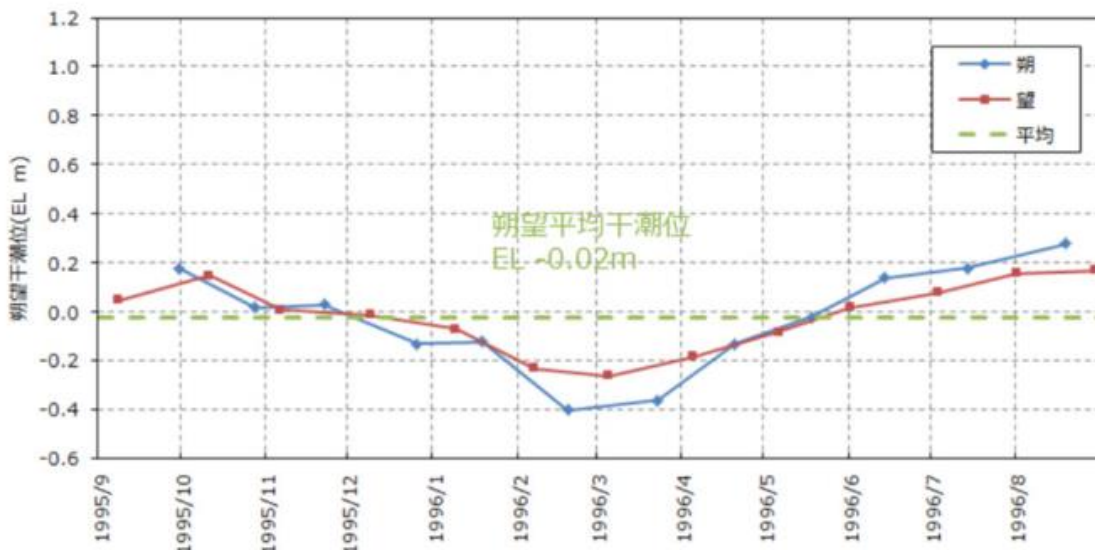


図 1.1-1 発電所構内（輪谷湾）の潮位計\*設置地点

（注記\*：敷地における津波監視機能を有する設備には該当しない，自主設備）



朔望満潮位（期間：2015年1月から2019年12月）



朔望干潮位（期間：1995年9月から1996年8月）

図 1.1-2 入力津波による水位変動に用いる潮位

(2) 観測記録の抽出期間の影響について

入力津波による水位変動に用いる潮位観測記録に対して、1995年9月から2019年12月までの約24カ年の潮位観測記録のデータ分析を行った。分析結果を表1.1-1に示す。

朔望平均満潮位及び潮位のばらつきは、当初は発電所構内（輪谷湾）における1カ年（1995.9～1996.8）の潮位観測記録に基づき設定していたが、図1.1-3に示す約24カ年の潮位観測記録のとおり、潮位は近年緩やかな上昇傾向

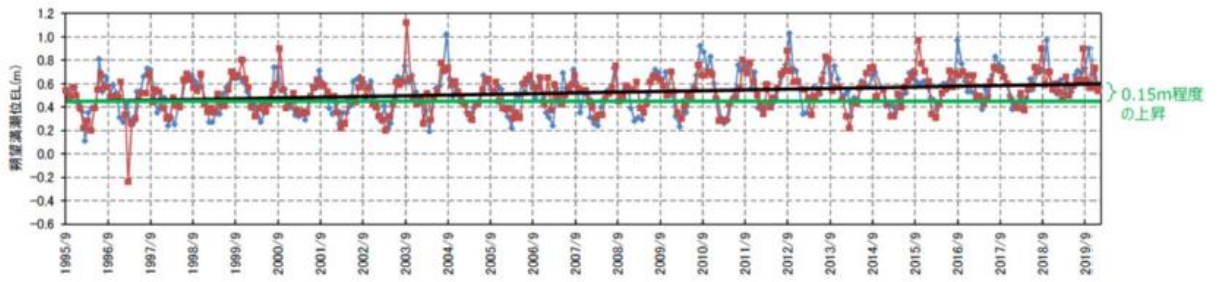
(0.15m 程度) が認められることから、近年 5 ヶ年 (2015.1~2019.12) の潮位観測記録に基づき、朔望平均満潮位を EL 0.58m、潮位のばらつきを 0.14m と設定する。

朔望平均干潮位及び潮位のばらつきは、図 1.1-3 に示す発電所構内(輪谷湾)における約 24 ヶ年の潮位観測記録のとおり、潮位は近年緩やかな上昇傾向 (0.15m 程度) が認められるため、朔望平均満潮位と同様に近年 5 ヶ年 (2015.1~2019.12) の潮位観測記録に基づき設定していたが、保守的な評価となるよう朔望平均干潮位が最低となる 1995 年 9 月から 1996 年 8 月までの 1 ヶ年の潮位観測記録に基づき、当初のとおり朔望平均干潮位を EL-0.02m、潮位のばらつきを 0.17m と設定する。

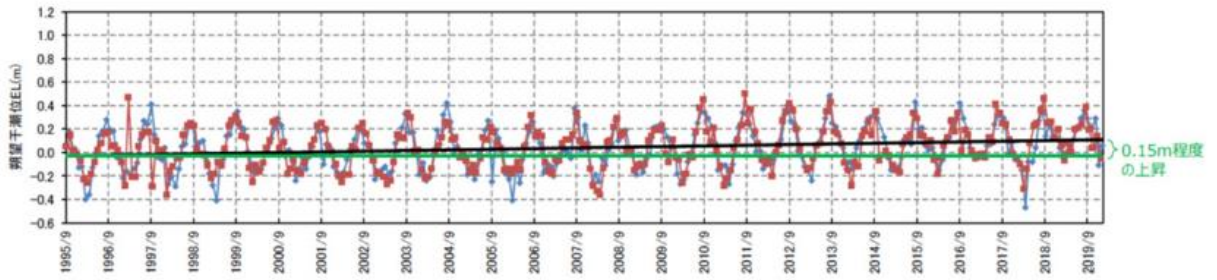
潮位観測記録を 1995 年 9 月から 1996 年 8 月の 1 ヶ年として朔望平均干潮位を設定することの妥当性を確認するため、潮位観測記録について分析を行った。図 1.1-4 に発電所構内 (輪谷湾) における 24 ヶ年の朔望平均干潮位の年平均を示す。この図より、24 ヶ年の朔望平均干潮位の最低水位は、1995 年 9 月から 1996 年 8 月の 1 ヶ年における値の EL-0.02m である。また、2002 年 1 月から 2002 年 12 月の 1 ヶ年及び 2006 年 1 月から 2006 年 12 月の 1 ヶ年においても、同様に EL-0.02m である。以上のことから、保守的な評価となるよう、当初のとおり 1995 年 9 月から 1996 年 8 月までの 1 ヶ年の潮位観測記録に基づき、朔望平均干潮位を EL-0.02m と設定する。

表 1.1-1 朔望潮位に関する分析結果

	朔望満潮位 (m)			朔望干潮位 (m)		
	5 ヶ年	1 ヶ年	約 24 ヶ年	5 ヶ年	1 ヶ年	約 24 ヶ年
平均値	EL 0.58	EL 0.46	EL 0.52	EL 0.09	EL-0.02	EL 0.04
標準偏差	0.14	0.16	0.16	0.17	0.17	0.18



朔望満潮位



朔望干潮位

図 1.1-3 約 24 カ年（1995 年 9 月～2019 年 12 月）の潮位変化

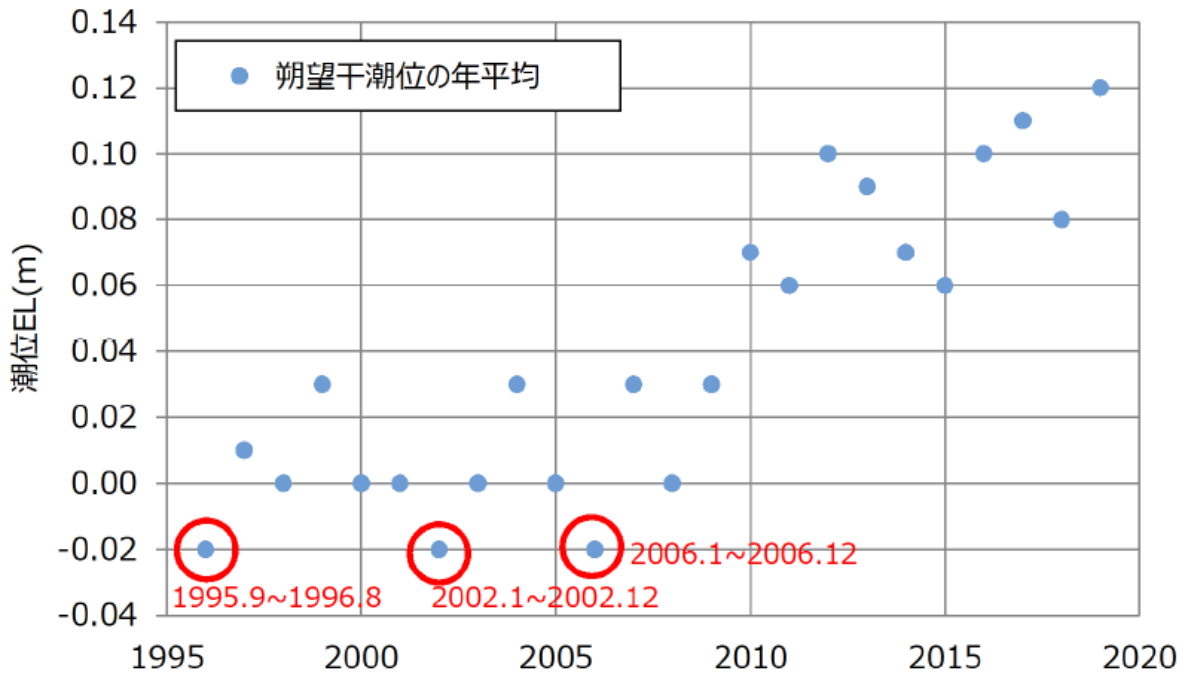


図 1.1-4 約 24 カ年の朔望干潮位の年平均

(3) 島根原子力発電所潮位観測記録と気象庁観測記録との比較について

島根原子力発電所の潮位観測に用いている発電所構内（輪谷湾）と最寄りの気象庁潮位観測地点「境」（敷地から東約 23km 地点）の潮位観測記録を比較した。

気象庁潮位観測地点「境」の位置を図 1.1-5 に示す。

発電所構内（輪谷湾）と気象庁潮位観測地点「境」の記録を比較するため、両地点の潮位月報から、朔望平均満潮位・干潮位の値を整理した。発電所構内（輪谷湾）と気象庁潮位観測地点「境」の 2015 年 1 月から 2019 年 12 月までの 5 ヶ年の朔望満潮位・干潮位の推移を図 1.1-6 に、朔望平均満潮位・干潮位を表 1.1-2 に示す。

検討結果から、発電所構内（輪谷湾）と気象庁潮位観測地点「境」の波形には大きな差がなく、発電所構内（輪谷湾）と気象庁潮位観測地点「境」の朔望平均満潮位の差が 5cm 程度、朔望平均干潮位の差が 4cm 程度であり、朔望満潮位及び朔望干潮位には大きな差がないことを確認した。

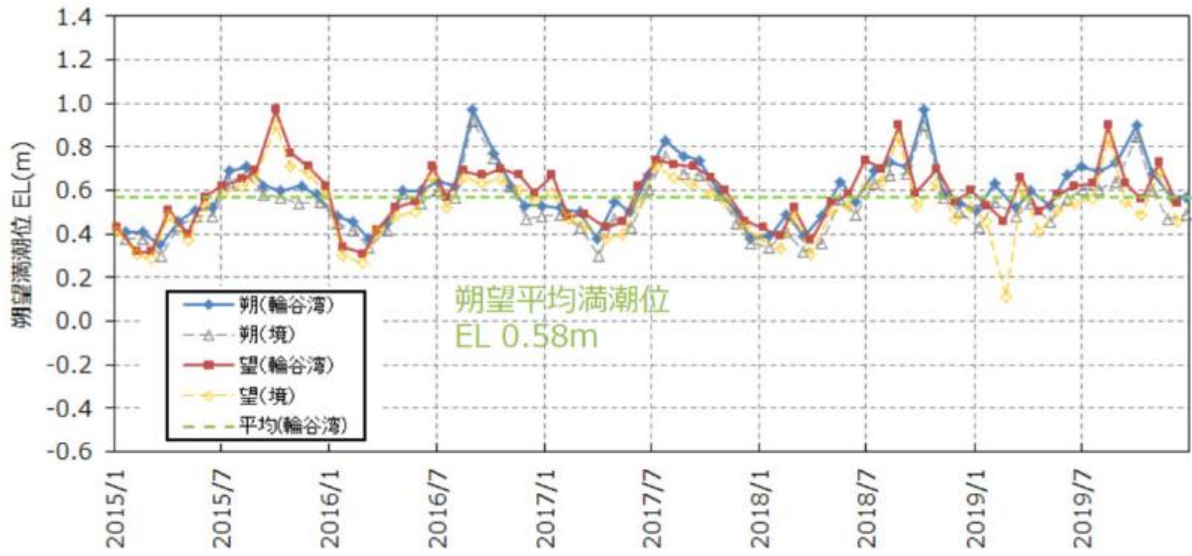
気象庁によって気象庁潮位観測地点「境」の観測基準面標高が、1997 年以降に 4.4cm 見直されている（発電所構内（輪谷湾）の観測開始は 1995 年 9 月以降であるため、期間の近い 1997 年以降を参照した。）。この観測基準面の標高の見直しは、国土地理院による「2000 年度平均成果」等の反映によるものであり、その見直し分 4.4cm は、発電所構内（輪谷湾）と気象庁潮位観測地点「境」の朔望平均潮位の標準偏差に比較し小さく、また、朔望平均潮位の差とほぼ同程度（発電所構内（輪谷湾）と気象庁潮位観測地点「境」の差が小さくなる傾向）である。気象庁潮位観測地点「境」における基準面の履歴を表 1.1-3 に示す。

なお、島根原子力発電所で観測している発電所構内（輪谷湾）の潮位は、発電所の運用管理上、敷地・施設に対する相対的な関係の確認を目的としたものであり、地殻変動による沈降は、運用管理上問題となる不等沈下を伴うものではないことから、気象庁潮位観測地点「境」のような見直しは行っていない。

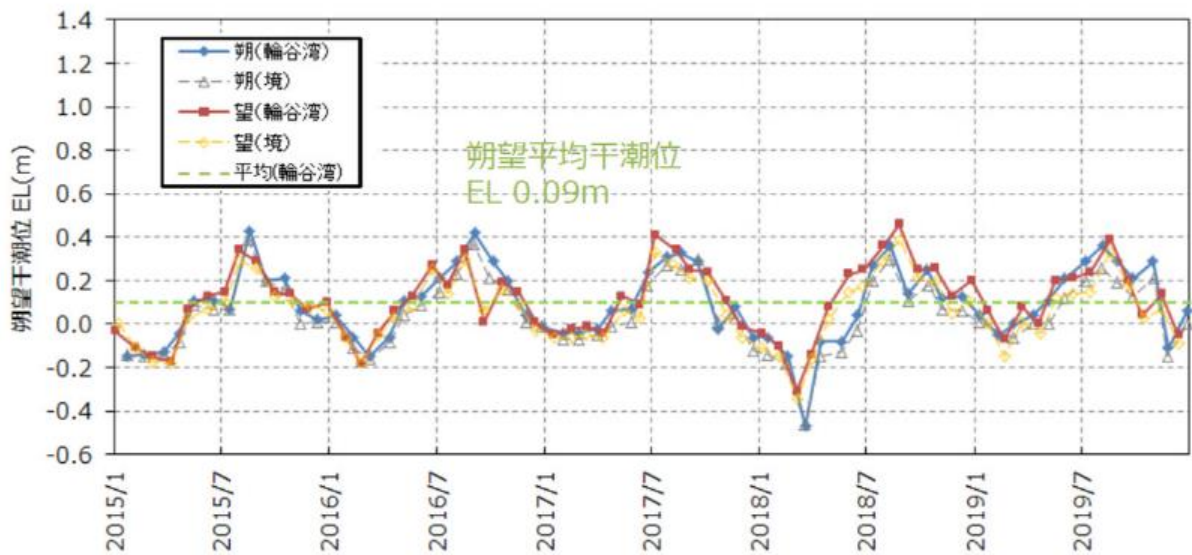


図 1.1-5 気象庁潮位観測地点「境」の位置





朔望満潮位



朔望干潮位

図 1.1-6 5 ヶ年 (2015 年 1 月～2019 年 12 月) の潮位比較

表 1.1-2 朔望平均潮位の比較

	地点	期間	平均値 (m)	標準偏差 (m)
朔望満潮位	輪谷湾	5 ヲ年(2015.1~2019.12)	EL 0.58	0.14
	境	5 ヲ年(2015.1~2019.12)	EL 0.53	0.14
朔望干潮位	輪谷湾	5 ヲ年(2015.1~2019.12)	EL 0.09	0.17
	境	5 ヲ年(2015.1~2019.12)	EL 0.05	0.15

表 1.1-3 気象庁潮位観測地点「境」における基準面の履歴\*

期間	球分体の高さ (センチ)		観測基準面の標高 (センチ)	備考
	観測基準面 (DL) 上	標高上		
1978.05.01-	329.9	214.2	-115.7	検潮所移設
1983-	329.9	210.7	-119.2	
1987-	329.9	212.0	-117.9	
1988-	329.9	212.3	-117.6	
1990-	329.9	209.2	-120.7	
1997-	329.9	209.9	-120.0	
2003-	329.9	214.0	-115.9	基本水準点成果の2000年度平均成果への改定
2004-	329.9	215.0	-114.9	
2008-	329.9	214.9	-115.0	
2012-	329.9	215.2	-114.7	
2015-	329.9	215.8	-114.1	
2016-	329.9	214.3	-115.6	

注記\* : 気象庁ホームページで公開されている潮位観測地点「境」の「基準面の履歴」に一部修正

## 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方

### (1) 遡上・浸水域の評価の考え方

遡上・浸水域の評価にあたっては、遡上解析を実施して、遡上波の回り込みを含め敷地への遡上の可能性を検討する必要がある。

遡上・浸水域の評価においては、遡上・浸水域が広めの評価（安全側の評価）となるよう、以下のとおり、基準地震動  $S_s$  及び基準津波による影響の有無を検討し、影響要因として設定したうえで、遡上解析を実施する。

#### a. 基準地震動 $S_s$ 及び基準津波による被害想定 of 考慮

基準地震動  $S_s$  及び基準津波に伴う地形変化、標高変化による影響の有無について以下のとおり検討を行った。これらの検討を行った後に、「1.2(6) 津波評価条件」に結果を示す。

##### (a) 敷地周辺斜面の崩壊に関する検討【1.2(2)】

防波壁両端部の地山については、基準地震動  $S_s$  及び基準津波による斜面崩壊の有無を検討し、斜面崩壊が想定される場合には、入力津波を設定する際の影響要因として設定する。

防波壁両端部の地山以外の敷地周辺斜面については、基準地震動  $S_s$  による斜面崩壊を想定した場合の入力津波への影響の有無を検討し、入力津波の設定に影響を与える場合には、影響要因として設定する。

##### (b) 敷地の地盤変状に関する検討【1.2(3)】

敷地の地盤変状については、基準地震動  $S_s$  による地盤変状を想定した場合の入力津波への影響の有無を検討し、入力津波の設定に影響を与える場合には、影響要因として設定する。

##### (c) 防波堤損傷に関する検討【1.2(4)】

防波堤の損傷については、基準地震動  $S_s$  による防波堤の損傷を想定した場合の入力津波への影響の有無を検討し、入力津波の設定に影響を与える場合には、影響要因として設定する。

##### (d) 津波による洗堀に関する検討【1.2(5)】

基準津波による遡上域の洗堀の有無を検討し、遡上域の洗堀が想定される場合には、入力津波を設定する際の影響要因として設定する。

#### b. 遡上解析のモデルについて

基準津波による敷地周辺の遡上・浸水域の評価における遡上解析モデルについて、計算領域は、対馬海峡付近から間宮海峡付近に至る東西方向約 1300km、南北方向約 2100km を設定した。

また、計算格子間隔については、敷地に近づくにしたがって最大 800m から最小 6.25m まで徐々に細かい格子サイズを用い、津波の挙動が精度よく計算

できるよう適切に設定した。敷地近傍及び敷地については、海底・海岸地形、敷地の構造物等の規模や形状を考慮し、格子サイズ 6.25m でモデル化している。

(a) 敷地及び敷地周辺の地形及び標高

敷地近傍及び敷地については、海域では一般財団法人日本水路協会（2008～2011）、深浅測量等による地形データを使用し、陸域では、国土地理院（2013）等による地形データ等を用いた。また、取水路・放水路等の諸元及び敷地標高については、発電所の竣工図等を用いた。

(b) 伝播経路上の人工構造物

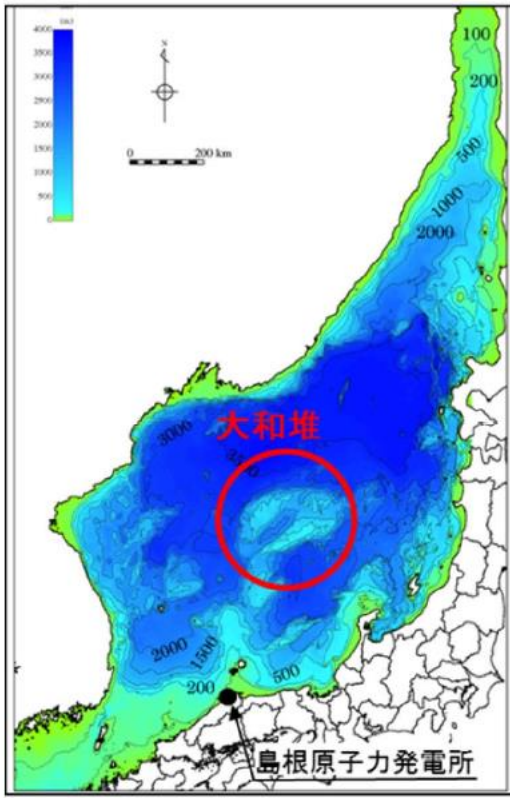
既設の構造物については、発電所の竣工図等で調査し、将来設置される計画がある人工構造物については、計画図等により調査した。

竣工図等による調査において確認した人工構造物は、現場のウォークダウンにより竣工図と相違ないことを確認した。また、竣工図等に反映されていない人工構造物は、遡上解析に影響する変更がないことを確認した。

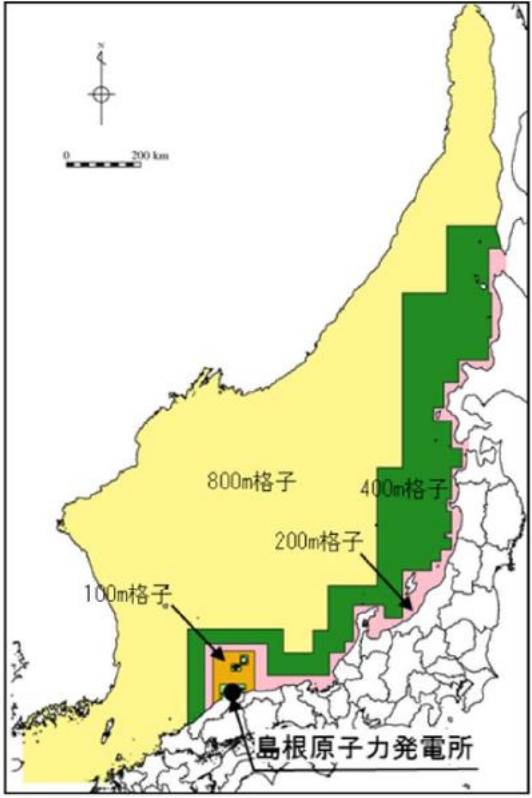
(c) 遡上解析における解析モデルの作成

上記(b)において実施した調査結果を踏まえ、遡上解析に影響を及ぼす人工構造物を考慮し、遡上・伝播経路の状態に応じてモデルを作成した。

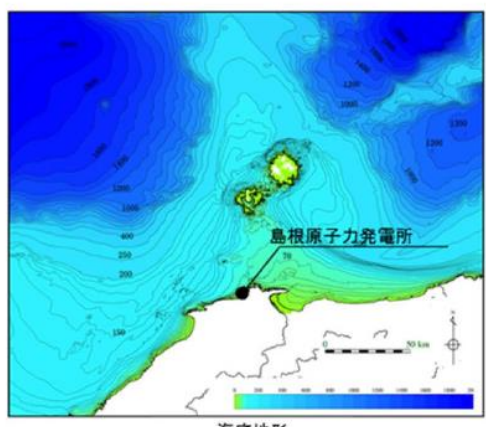
図 1.2-1 に遡上解析モデルにおける計算格子分割を示す。



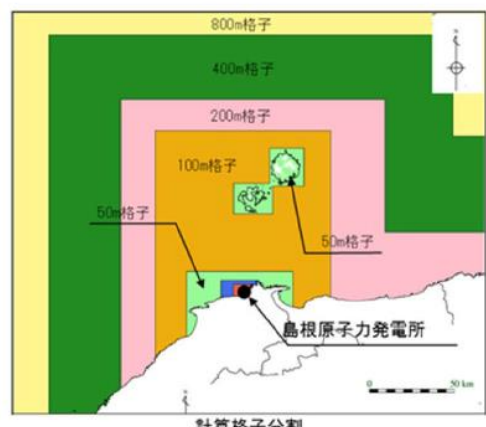
海底地形



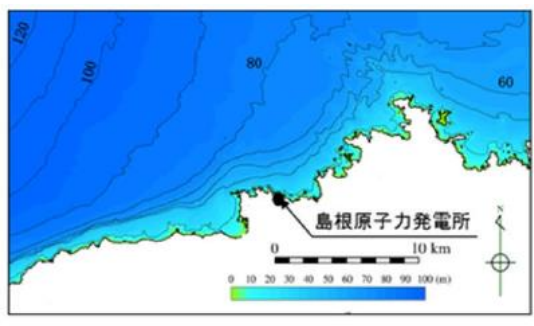
計算格子分割



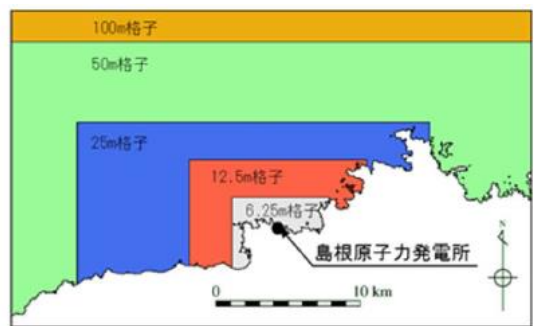
海底地形



計算格子分割



海底地形



計算格子分割

図 1.2-1 遡上解析モデルにおける水深と計算格子分割

(2) 敷地周辺斜面の崩壊に関する検討

検討にあたっては、防波壁（東端部）及び防波壁（西端部）は双方とも地山斜面（岩盤）に擦り付き、これらの地山が津波の敷地への地上部からの到達に対して障壁となっていることから、地山の耐震、耐津波設計上の位置付けも整理したうえで、基準地震動及び基準津波に対する健全性の確保について確認する。

a. 津波遡上高の分布を踏まえた津波防護上の地山範囲の特定について

敷地は EL 15.0m の防波壁に取り囲まれており、その両端部は地山に擦り付き、その地山は津波防護上の障壁となっている（図 1.2-2）。

津波防護上の地山範囲は、設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建物が敷地 EL 8.5m 盤にあることを踏まえ、水位上昇側の基準津波の中で、防波壁（東端部）付近及び防波壁（西端部）付近において水位 EL 8.5m 以上が広範囲に分布する基準津波 1（防波堤有り及び無し）の最大水位上昇量分布を基に検討する。水位上昇側の基準津波である基準津波 1（防波堤有り及び無し）、基準津波 2（防波堤有り）及び基準津波 5（防波堤無し）の最大水位上昇量分布図を図 1.2-3 に示す。

設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建物が敷地 EL 8.5m 盤にあることを踏まえ、防波壁（東端部）及び防波壁（西端部）における敷地への遡上の可能性のある水位 EL 8.5m 以上の最大水位上昇量分布を図 1.2-4 に示す。基準津波 1（防波堤有り及び無し）の最大水位上昇量分布を踏まえ、津波防護上の地山範囲を図 1.2-5 に示すとおり特定した。

津波防護上の地山範囲における地形断面図を図 1.2-6 に示す。

防波壁（東端部）の地山は、南東側の標高が高く、幅が広がっている。A-A' 断面（高さ：26m、幅：63m）は、B-B' 断面（高さ：44m、幅：145m）及び C-C' 断面（高さ：69m、幅：396m）と比較して標高が低く、幅が狭いことから、津波防護の観点で最も厳しい断面と考え、津波防護を担保する地山斜面の検討対象は A-A' 断面付近の範囲とする。津波防護を担保する地山斜面の検討対象（A-A' 断面付近）は、防波壁等に影響するおそれのある周辺斜面（赤枠）におおむね対応する。

防波壁（西端部）の地山は、幅が広く、南西側の標高が高い。D-D' 断面（高さ：27m、幅：139m）は、E-E' 断面（高さ：56m、幅：208m）及び F-F' 断面（高さ：77m、幅：185m）と比較して標高が低く、幅が狭いことから、津波防護の観点で最も厳しい断面と考え、津波防護を担保する地山斜面の検討対象は D-D' 断面付近の範囲とする。津波防護を担保する地山斜面の検討対象（D-D' 断面付近）は、防波壁等に影響するおそれのある斜面（赤枠）におおむね対応する。D-D' 断面の西方の岬部分は、津波の敷地への到達に対して直接的な障壁となっていないことから、津波防護を担保する地山斜面

の検討対象外とし，岬の東側付根の入り江以東を検討対象とする。なお，この断面は，表層の一部を厚さ約 2m 撤去する方針を示しているため，撤去する範囲を考慮し，以降の検討を実施する。

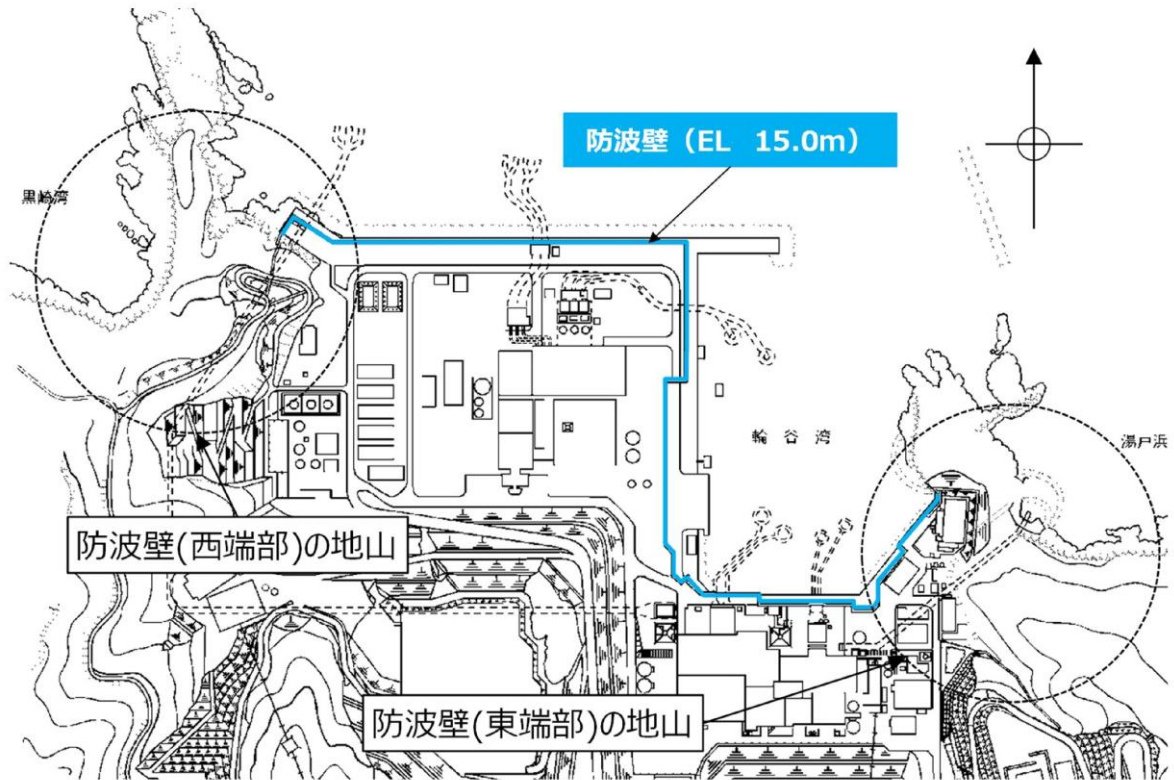


図 1.2-2 地山位置図

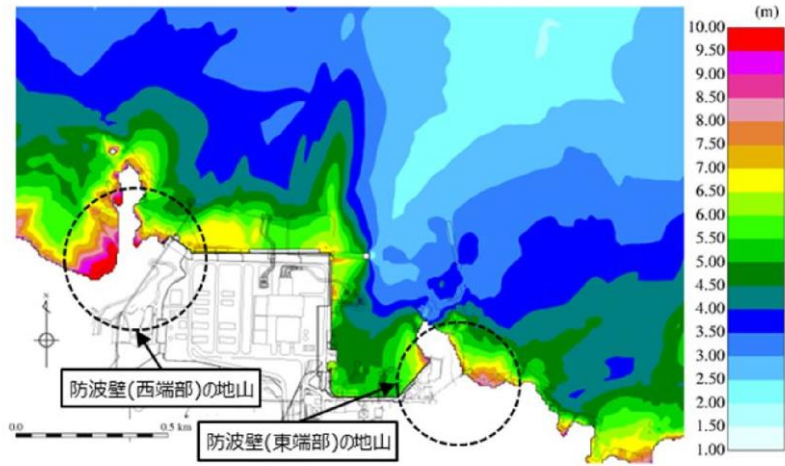


図 1.2-3(1) 最大水位上昇量分布図（基準津波 1：防波堤有り）

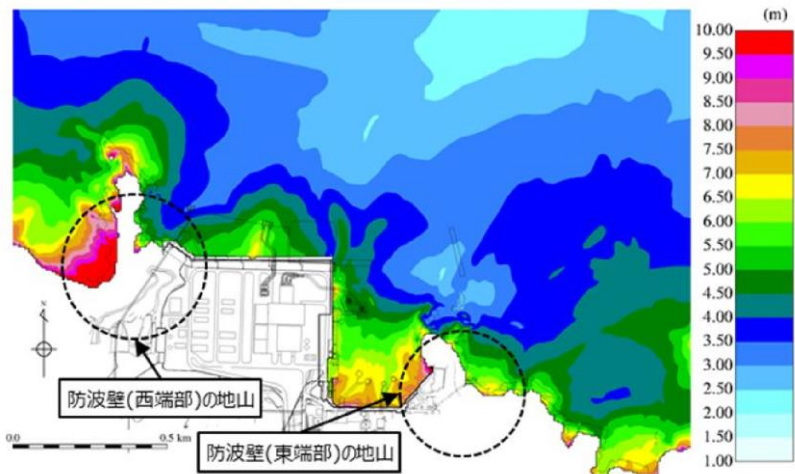


図 1.2-3(2) 最大水位上昇量分布図（基準津波 1：防波堤無し）

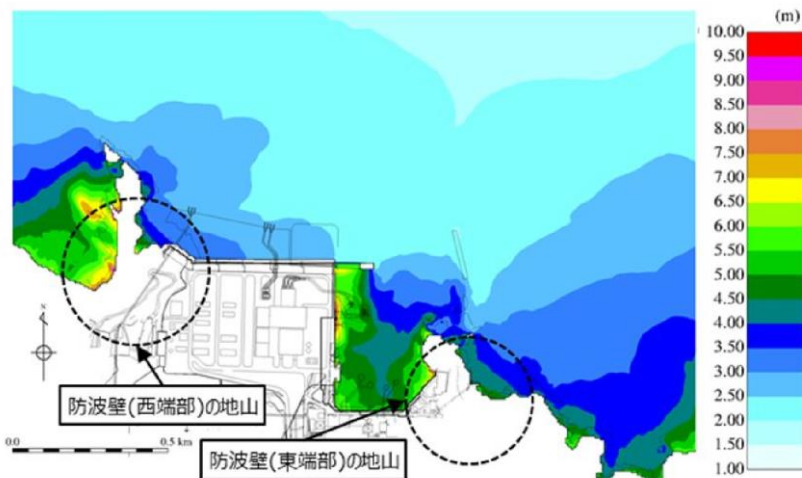


図 1.2-3(3) 最大水位上昇量分布図（基準津波 2：防波堤有り）



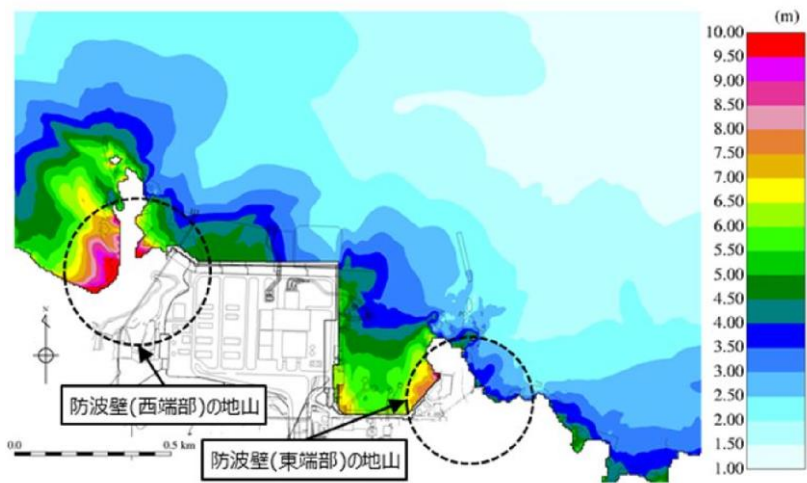


図 1.2-3(4) 最大水位上昇量分布図（基準津波 5：防波堤無し）

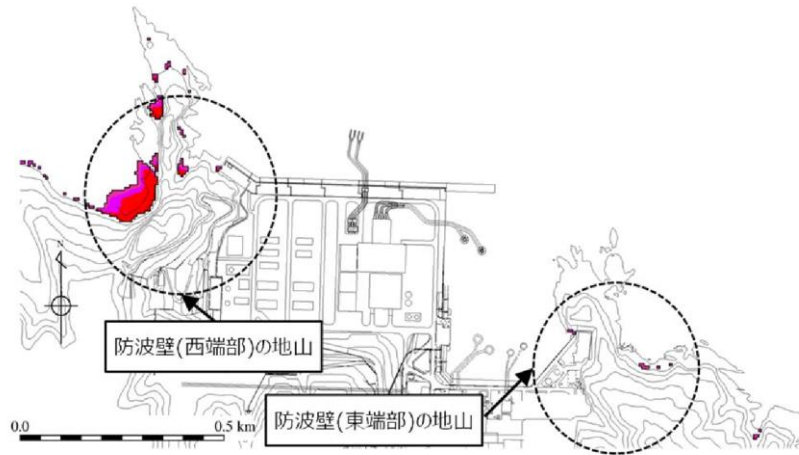


図 1.2-4(1) 最大水位上昇量分布図（基準津波 1：防波堤有り）  
 (EL 8.5m 以上表示)

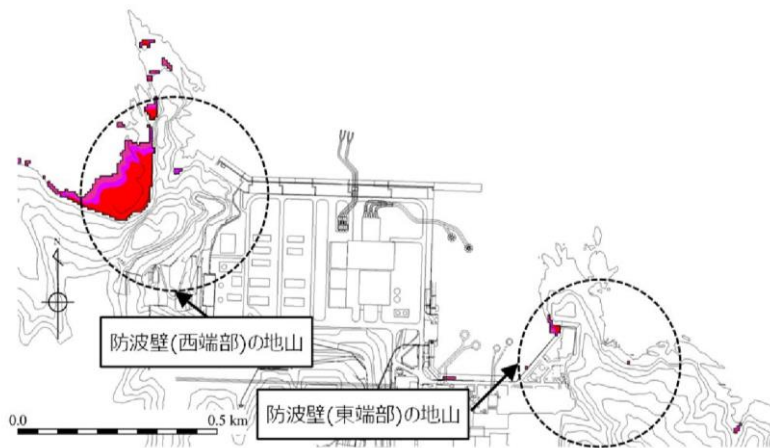


図 1.2-4(2) 最大水位上昇量分布図（基準津波 1：防波堤無し）  
 (EL 8.5m 以上表示)

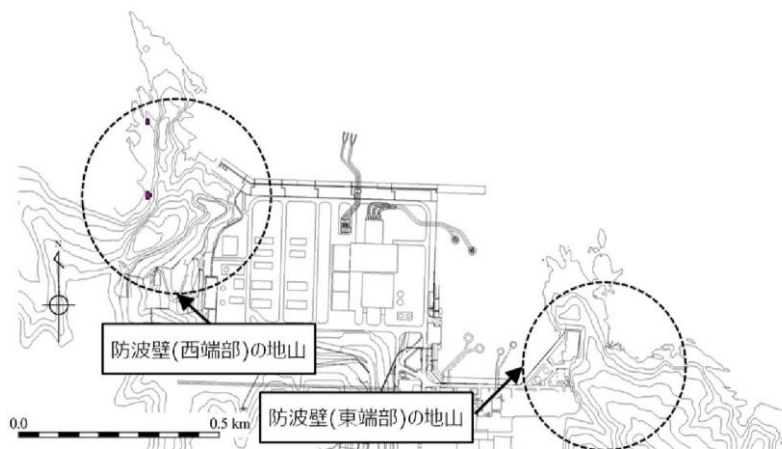


図 1.2-4(3) 最大水位上昇量分布図（基準津波 2：防波堤有り）  
 (EL 8.5m 以上表示)

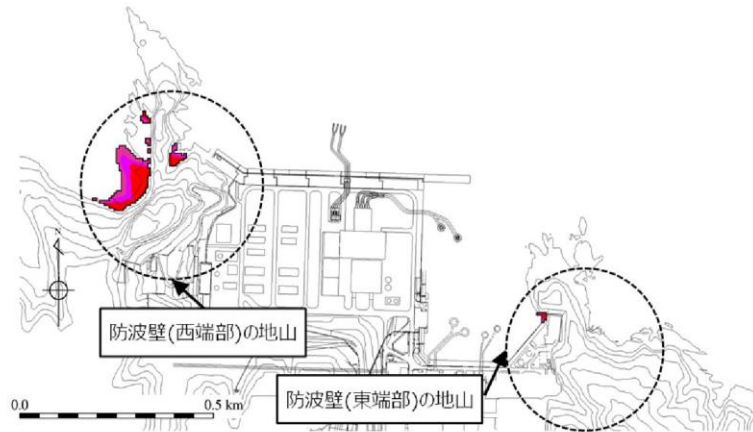
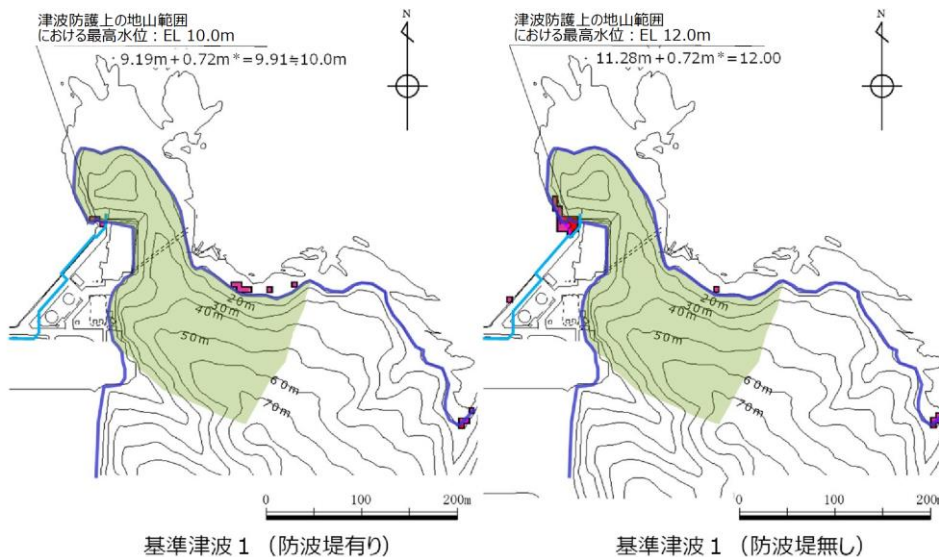
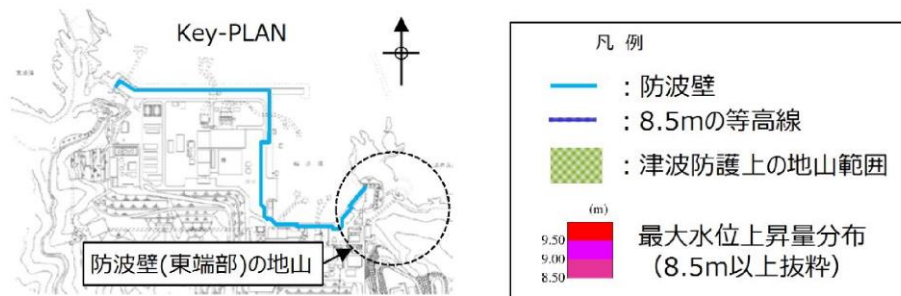
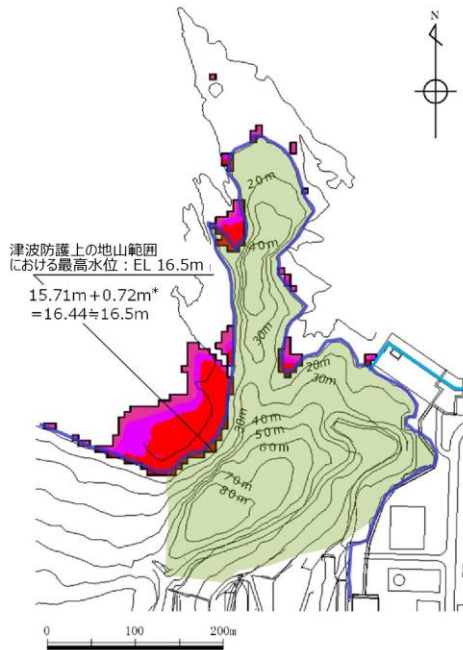
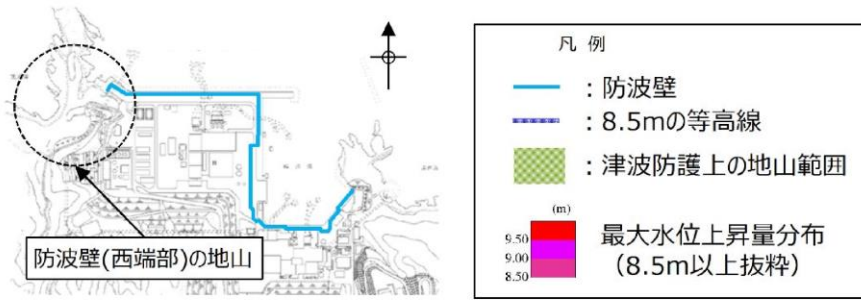


図 1.2-4(4) 最大水位上昇量分布図 (基準津波 5 : 防波堤無し)  
(EL 8.5m 以上表示)

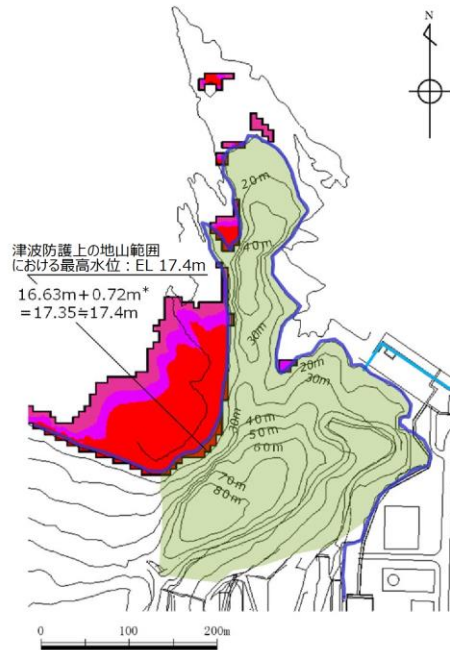


注記\* : 朔望平均満潮位+0.58m, 潮位のばらつき 0.14m を併せて+0.72m を考慮

図 1.2-5(1) 防波壁 (東端部) の地山 : 基準津波 1  
(左 防波堤有り, 右 防波堤無し)



基準津波 1 (防波堤有り)

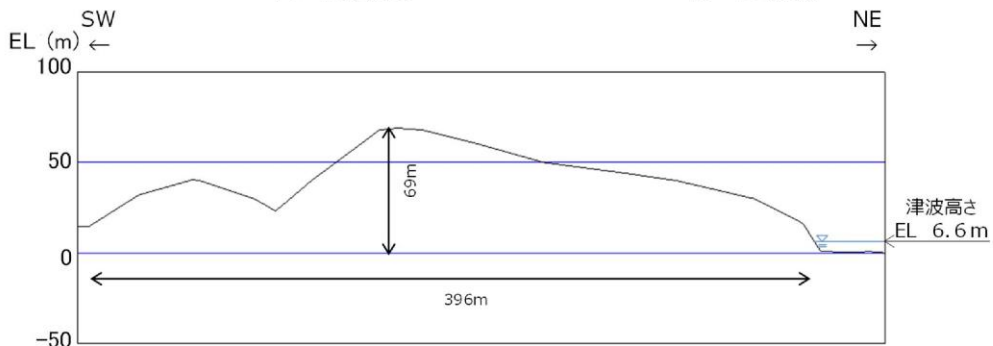
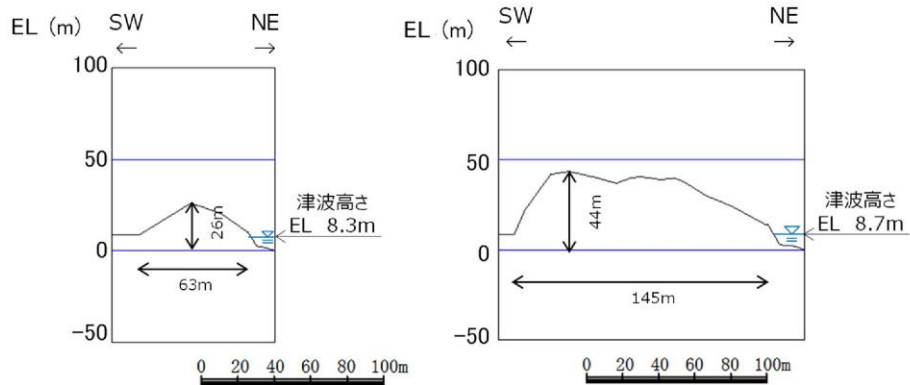
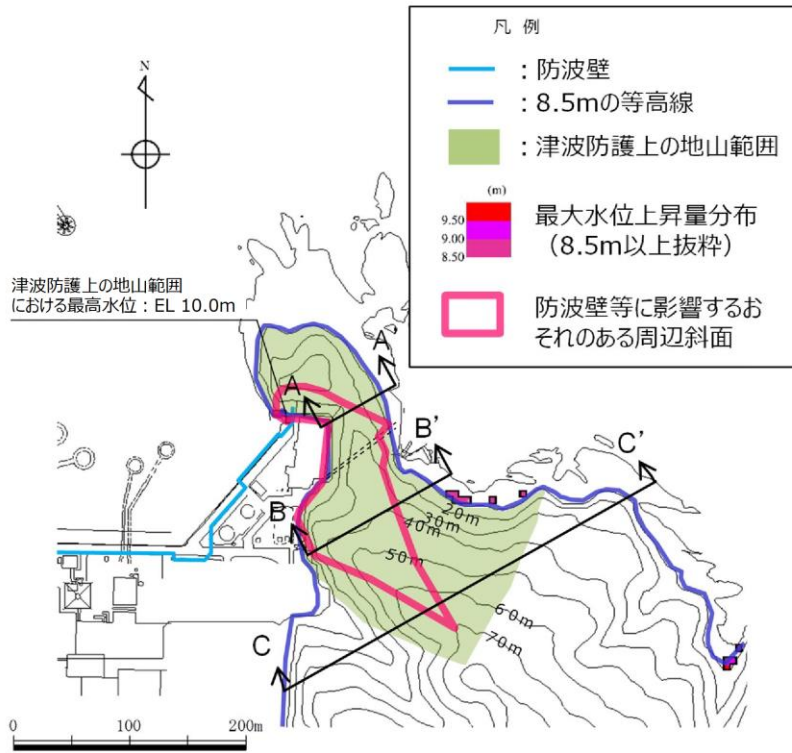


基準津波 1 (防波堤無し)

注記\* : 朔望平均満潮位+0.58m, 潮位のばらつき 0.14m を併せて+0.72m を考慮

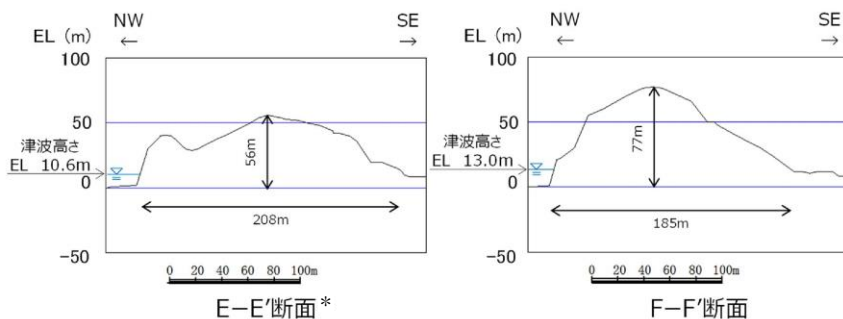
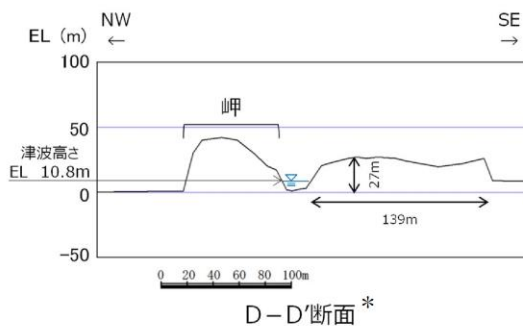
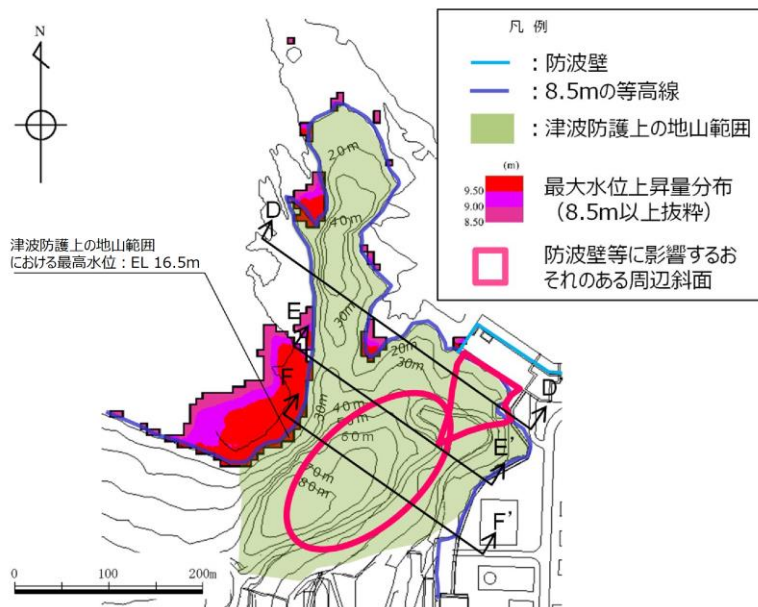
図 1.2-5(2) 防波壁 (西端部) の地山 : 基準津波 1

(左 防波堤有り, 右 防波堤無し)



C-C'断面

図 1.2-6(1) 防波壁（東端部）の地形断面図



注記\*：地形形状は、礫質土・粘性土を切り取る前の形状

図 1.2-6(2) 防波壁（西端部）の地形断面図

b. 地山の地質構造，防波壁擦り付け部の構造・仕様

津波防護上の地山の地質構造について述べるとともに，防波壁端部の擦り付け部の構造及び防波壁の仕様について，以下に示す。

(a) 敷地内の地質・地質構造

島根原子力発電所の敷地内の地質図を図 1.2-7 に示す。敷地内の地質は，新第三紀中新世の堆積岩類からなる成相寺層と貫入岩類及びそれらを覆う第四系の崖錐堆積物等から構成される。敷地に分布する成相寺層は，下位より下部頁岩部層，火砕岩部層，上部頁岩部層の 3 つの部層に区分される。

防波壁（東端部）の地山においては、主として凝灰岩、凝灰角礫岩よりなる「火砕岩部層」及び黒色頁岩よりなる「上部頁岩部層」が分布し、安山岩の貫入が認められる。防波壁（西端部）の地山においては、「火砕岩部層」が分布する。

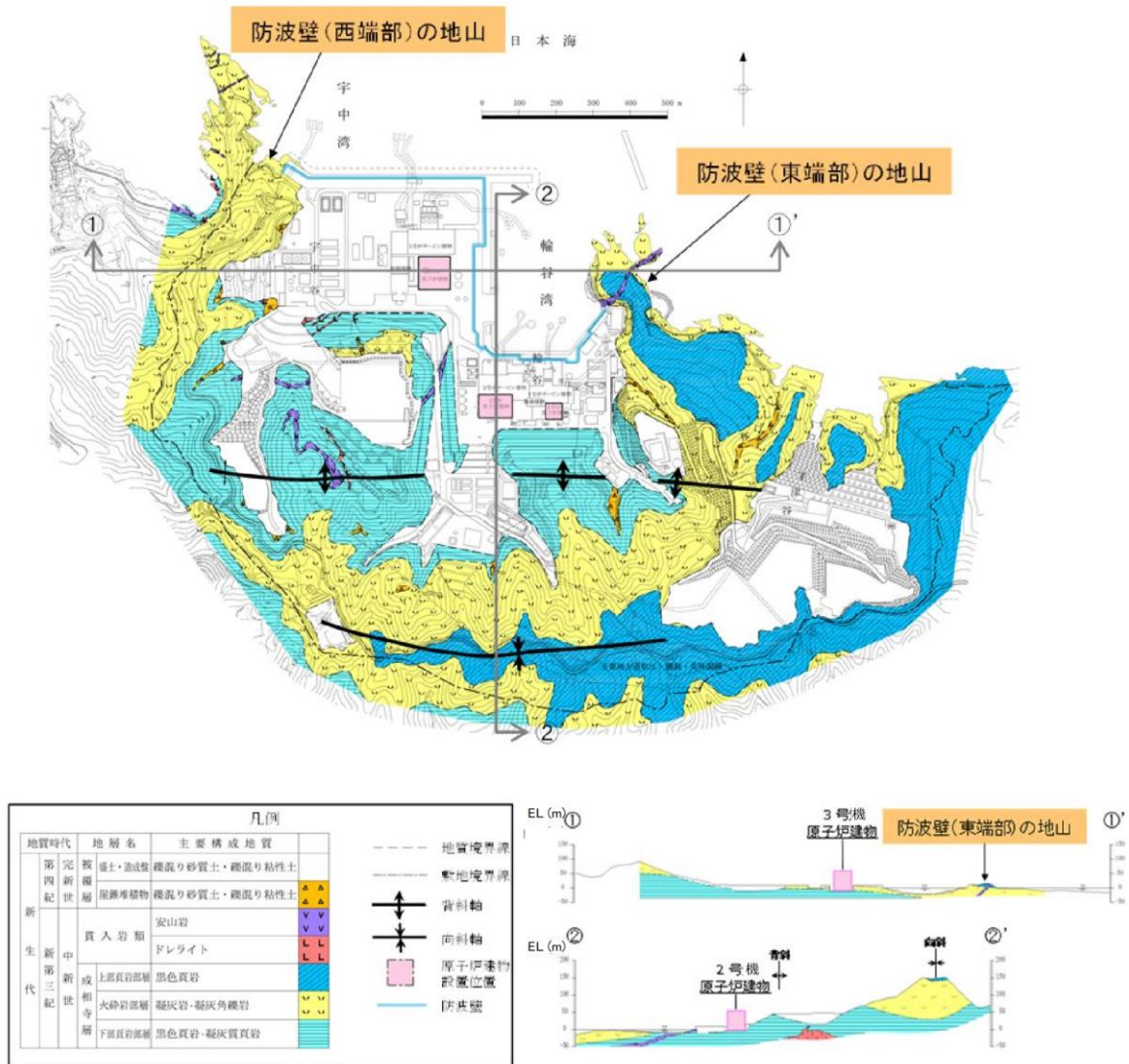


図 1.2-7 島根原子力発電所敷地内地質図

(b) 防波壁端部の擦り付け部の構造及び防波壁の仕様

防波壁（東端部）及び防波壁（西端部）の擦り付け部の構造図及び状況写真を図 1.2-8～図 1.2-13 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）東端部（a-a 断面）については、地震及び津波による沈下やずれを生じさせないため、岩盤を露出させ、H 鋼（H-350×350×12×19）を 1m 間隔で打設し、重力擁壁を堅硬な地山に直接設置する設計とした。

また、防波壁の前面及び背面において、露出した岩盤を保護する目的でコンクリートで被覆した。

防波壁（波返重力擁壁）西端部（b－b断面）については、東端部同様、地震及び津波による沈下やずれを生じさせないため、岩盤を露出させ、H鋼（H-350×350×12×19）を1m間隔で打設し、重力擁壁を堅硬な地山に直接設置する設計とした。また、防波壁の前面及び背面において、露出した岩盤を保護する目的でコンクリートで被覆した。

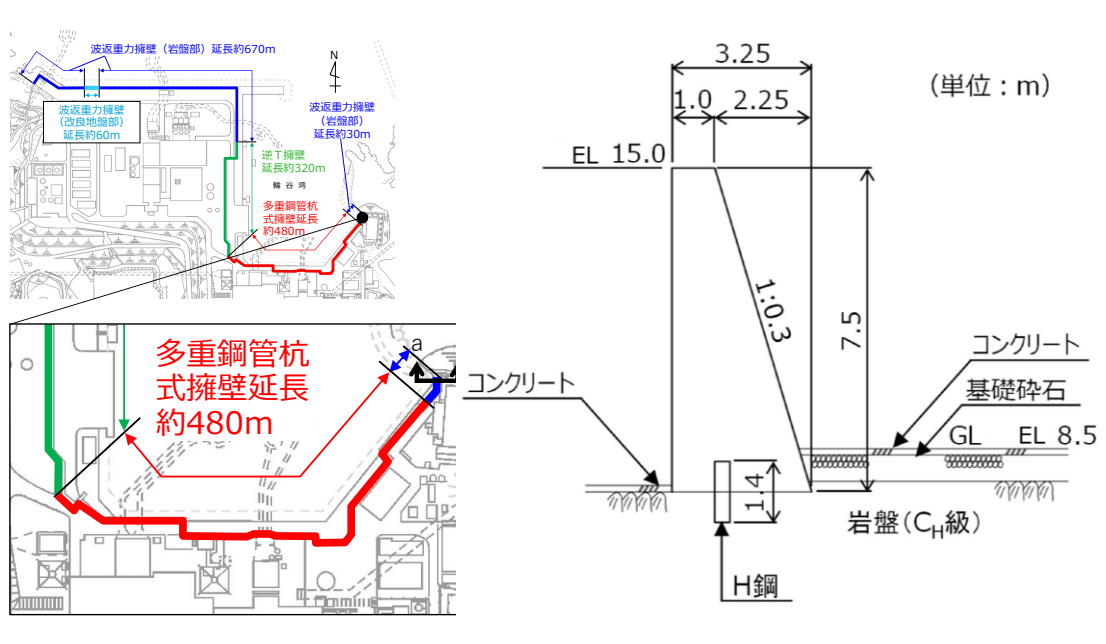


図 1.2-8 防波壁（波返重力擁壁）東端部（a－a断面）断面図

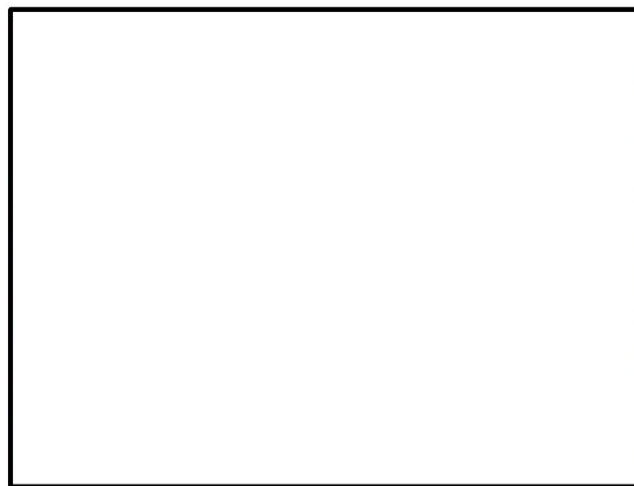


図 1.2-9 防波壁東端部 状況写真





図 1.2-10 防波壁東端部 岩盤露出状況

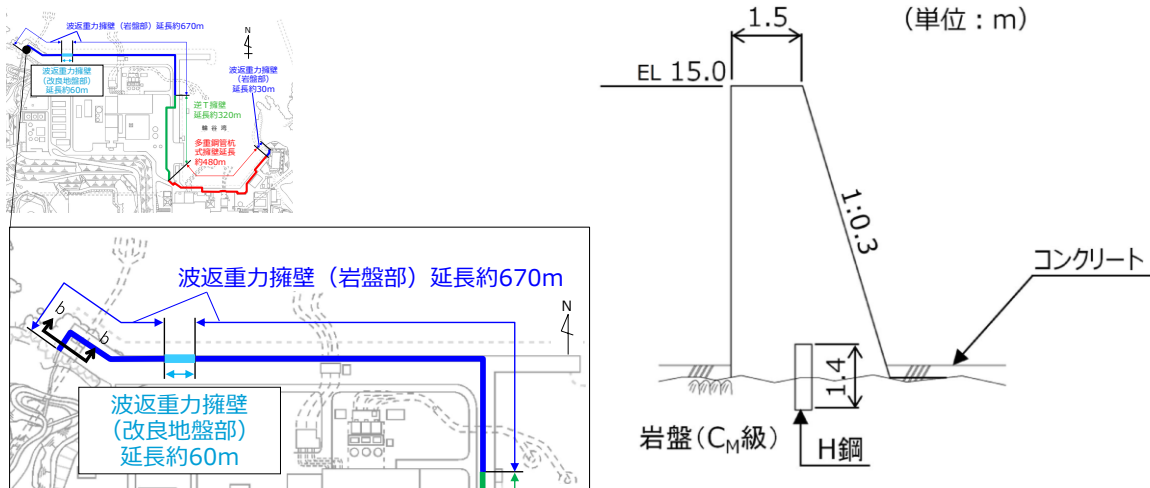


図 1.2-11 防波壁（波返重力擁壁）西端部（b - b 断面） 断面図

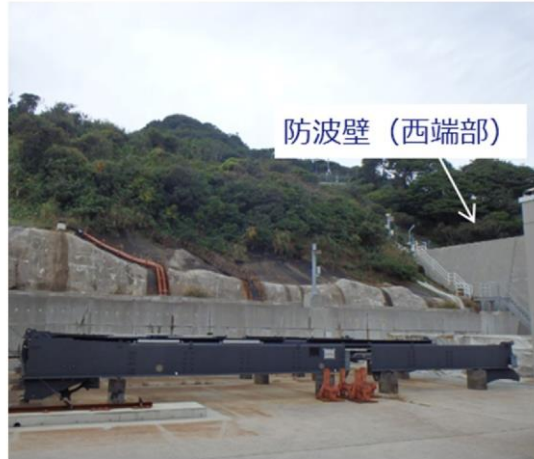


図 1.2-12 防波壁西端部 状況写真

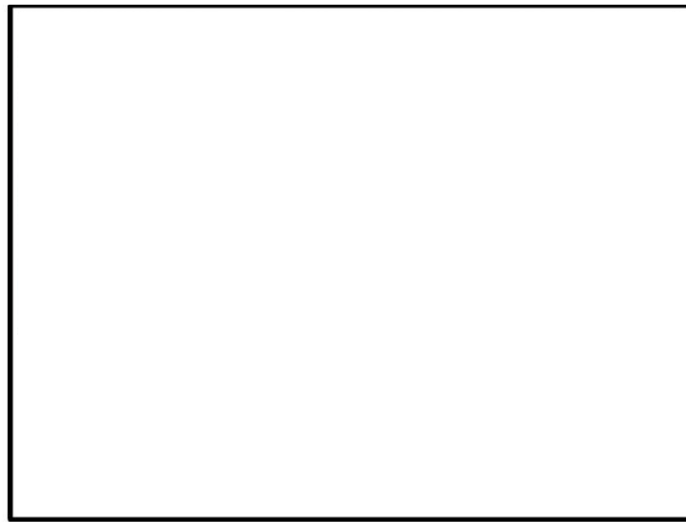


図 1.2-13 防波壁西端部 岩盤露出状況

c. 地山の耐震，耐津波設計上の位置付け

防波壁両端部の地山について，耐震，耐津波設計上の位置付けを表 1.2-1 に整理した。これを踏まえ，以下の検討を行う。

- ・ 検討 1：津波防護施設と同等の機能を有する斜面において，基準地震動  $S_s$  による地山のすべり安定性評価を行い，基準地震動に対する健全性を確保していることを説明する。
- ・ 検討 2：津波防護施設同等の機能を有する斜面において，波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性の確認及び基準津波による地山の安定性評価を行い，基準津波に対する健全性を確保していることを説明する。

このほかに、当該地山については、防波壁の支持地盤としての地山及び防波壁の周辺斜面としての役割もあるため、耐震、耐津波設計上の位置付けを整理した。

表 1.2-1 防波壁両端部の地山の耐震、耐津波設計上の位置付け

設計上の役割	耐震設計上の位置付け	耐津波設計上の位置付け
①津波防護を担保する地山斜面 (6条)	・津波防護施設と同等の機能を有する地山斜面は、基準地震動による地震力に対して、要求される津波防護機能を保持できるようにする。【検討1】	・津波防護施設と同等の機能を有する地山斜面は、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、入力津波に対する津波防護機能が保持できるようにする。【検討2】
②防波壁の支持地盤としての地山 (4条)	・防波壁と地山との擦り付け部は、液状化及び揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮しても、施設の安全機能が損なわれるおそれがないようにする。 ⇒「(2) b. (b) 防波壁端部の擦り付け部の構造及び防波壁の仕様」に示すとおり、堅硬な岩盤に支持されていることから、液状化及び揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状は発生しない。	・防波壁と地山との擦り付け部は、構造不連続による相対変位、ずれ等が構造健全性、安定性、止水性や水密性に影響を及ぼさないようにする。 ⇒「(2) b. (b) 防波壁端部の擦り付け部の構造及び防波壁の仕様」に示すとおり、岩盤を露出させ、H鋼を打設し、重力擁壁を堅硬な岩盤に直接設置していることから、構造不連続による相対変位、ずれ等は発生しない。
③防波壁の周辺斜面 (5条)	・防波壁の周辺斜面（「(2) a. 津波遡上高の分布を踏まえた津波防護上の地山範囲の特定について」参照）は、想定される地震動の地震力により崩壊し、当該施設の安全機能が重大な影響を受けないようにする。	—

d. 基準地震動に対する健全性確保

周辺斜面については、基準地震動  $S_s$  に対して斜面の崩壊のおそれがないことを確認している。

e. 基準津波に対する健全性確保

検討 2 の基準津波に対する健全性確保として、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性の確認及び基準津波による地山の安定性評価を行った。

(a) 波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性の確認

津波防護上の地山は、図 1.2-14 及び図 1.2-15 に示すとおり岩盤から構成され一部はコンクリートに覆われていることから、波力による侵食及び洗掘による地形変化は生じない。



図 1.2-14 防波壁（東端部）地山状況



図 1.2-15 防波壁（西端部）地山状況

(b) 基準津波に対する地山の安定性評価

基準津波に対する地山の安定性評価は、地山を津波防護施設と考え、直立の構造物に作用する力を保守的に津波波力として設定し、地山のせん断抵抗力と比較することで、基準津波に対する健全性を確認する。

津波波力を算出するにあたり、防波壁（東端部）は擦り付け部で水位が最大となる基準津波 1（防波堤無し）、防波壁（西端部）は擦り付け部で水位が最大となる基準津波 1（防波堤有り）を対象とする。

防波壁擦り付け部付近の地山における津波高さは、防波壁（東端部）については図 1.2-16(1)右に示す EL 12.0m、防波壁（西端部）については図 1.2-16(1)左に示す EL 10.7m と設定した。

地山のせん断面は、防波壁の擦り付け部から断面長さが最小となる位置を設定した。防波壁（東端部）については図 1.2-16(1)右に示す地山の EL 8.5m 位置における最小幅である約 95m、防波壁（西端部）については図 1.2-16(1)左に示す地山の EL 8.5m 位置における最小幅である約 80m と設定した。

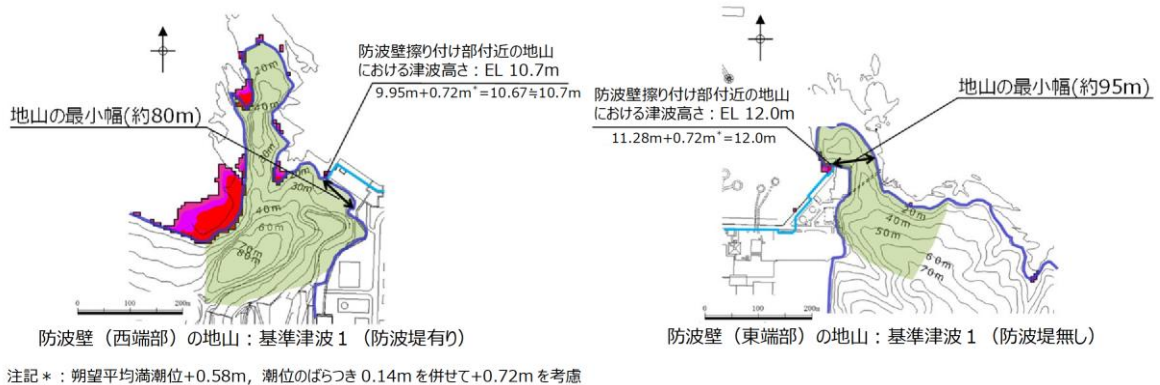
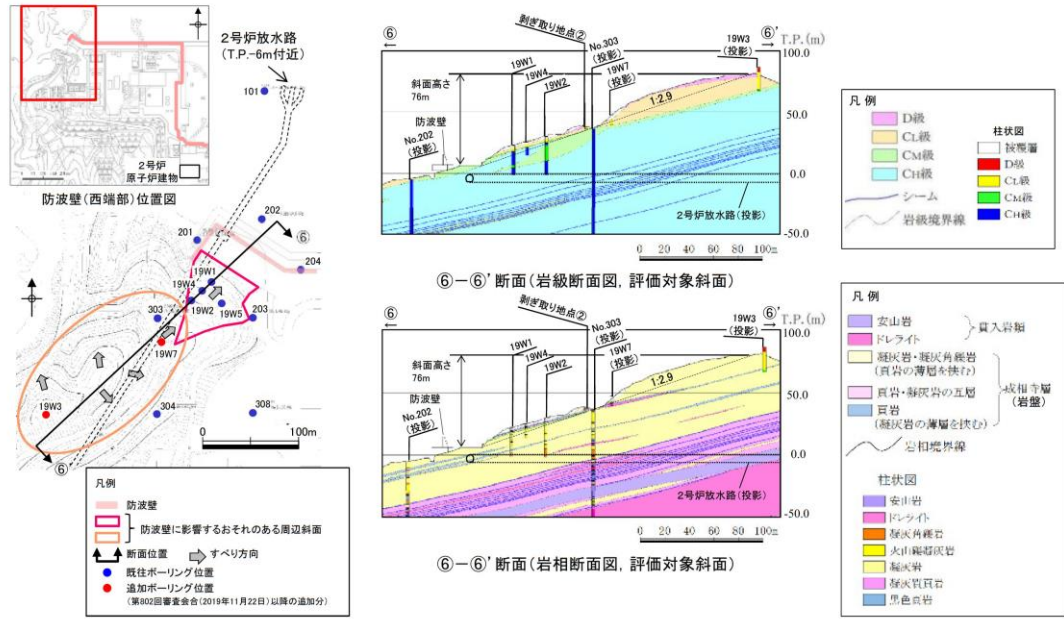


図 1.2-16(1) 津波高さ及び地山のせん断面検討位置

3. 評価対象斜面の選定

防波壁(西端部)の斜面



3. 評価対象斜面の選定

防波壁(東端部)の斜面

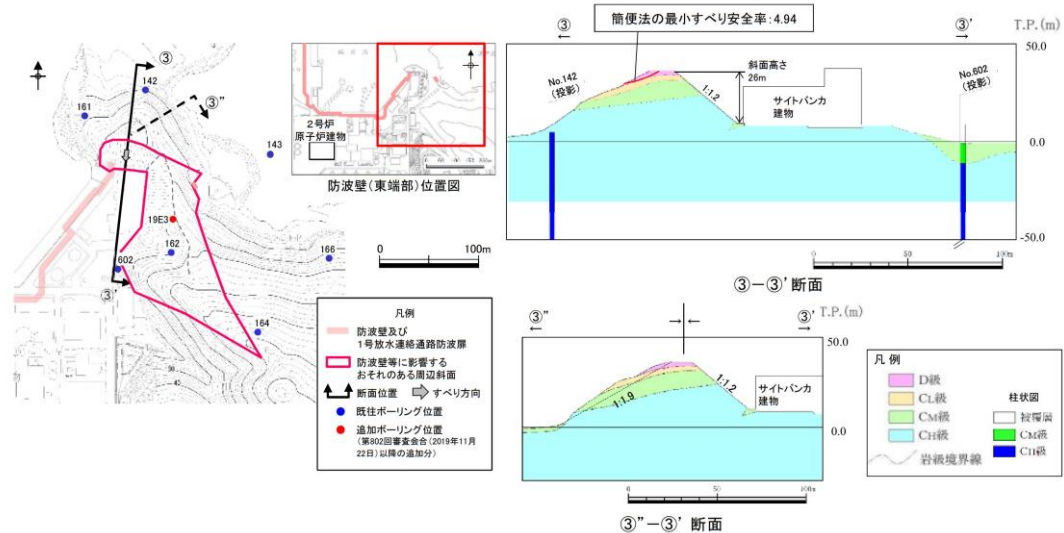


図 1.2-16(2) 津波高さ及び地山のせん断面検討位置(岩級図)

基準津波の波力は、「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）」に示される谷本式に基づき、波力を算定する。

谷本式は式 2-1，式 2-2 と示される。ここでは、地山に作用する波力を等変分布荷重とし、これを式 2-3 と表す。

$$\eta^* = 3.0 a_I \quad \text{式 2-1}$$

$$P_1 = 2.2 \rho_0 g a_I \quad \text{式 2-2}$$

$$P = P_1 \times \eta^* \times (1/2) \quad \text{式 2-3}$$

ここで、

$\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ

$a_I$  : 入射津波の静水面上の高さ（振幅）

$\rho_0 g$  : 海水の単位体積重量（10.1kN/m<sup>3</sup>）

$P_1$  : 静水面における波圧強度

$P$  : 地山に作用する波力

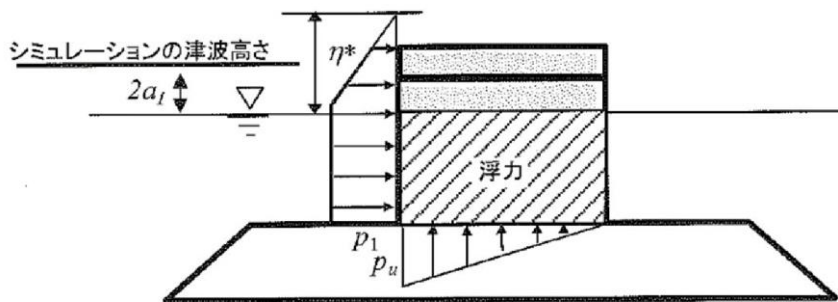


図 1.2-17 地山に作用する波力等の分布図

基準津波による波力の計算を以下に示す。計算に用いた津波高さを表 1.2-2 に示す。

● 防波壁

$$\eta^* = 3.0 a_I = 3.0 \times 6.5 \text{m} = 19.5 \text{m}$$

$$P_1 = 2.2 \rho_0 g a_I = 2.2 \times 10.1 \text{kN/m}^3 \times 6.5 \text{m} = 144.43 \text{kN/m}^2 \approx 145 \text{kN/m}^2$$

$$P = P_1 \times \eta^* \times (1/2) = 145 \text{kN/m}^2 \times 19.5 \text{m} \times (1/2) = 1,501.5 \text{kN/m} \approx 1,502 \text{kN/m}$$

地山のせん断強度は、防波壁端部の地山の大部分を構成する C<sub>H</sub>級岩盤を対象にブロックせん断試験より求めた値（地山のせん断強度：1,140kN/m<sup>2</sup>）を設定した。（図 1.2-16(2)岩級図参照）

地山のせん断抵抗力は下記計算で算出される。

● 防波壁（東端部）の地山のせん断抵抗力

$$1,140 \text{kN/m}^2 \text{（地山のせん断強度）} \times 95 \text{m \text{（地山の最小幅）} = 108,300 \text{kN/m}$$

● 防波壁（西端部）の地山のせん断抵抗力

$1,140\text{kN/m}^2$ （地山のせん断強度） $\times 80\text{m}$ （地山の最小幅） $=91,200\text{kN/m}$

算出した結果を表 1.2-2 に示す。地山に作用する波力は、防波壁で  $1,502\text{kN/m}$  となった。また、地山のせん断抵抗力は防波壁（東端部）で  $108,300\text{kN/m}$ 、防波壁（西端部）で  $91,200\text{kN/m}$  となり、地山のせん断抵抗力は波力と比較して十分に大きいため（図 1.2-18）、基準津波に対する健全性を確認した。

表 1.2-2 防波壁擦り付け部付近の地山に作用する波力及び地山のせん断抵抗力

	シミュレーションによる津波高さ* ( $2a_1$ )	振幅 ( $a_1$ )	地山に作用する波力	地山のせん断抵抗力
防波壁（東端部）	13m[12.64m]	6.5m	1,502kN/m	108,300kN/m
防波壁（西端部）				91,200kN/m

注記\*：防波壁擦り付け部付近の地山における最高水位 12.0m に、参照する裕度 0.64m を考慮し、安全側に設定

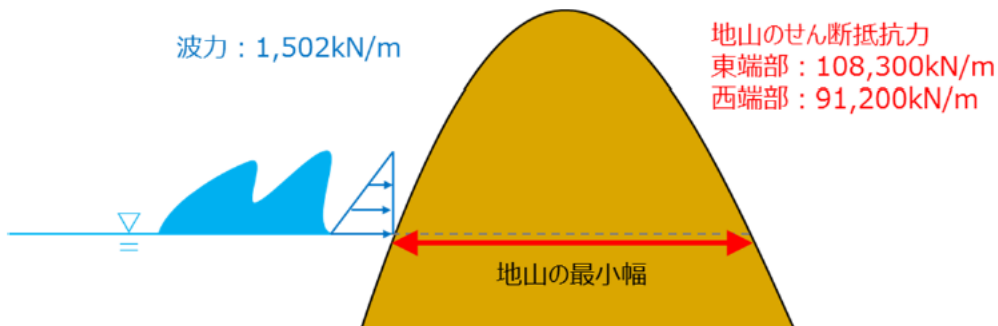


図 1.2-18 波力と地山のせん断抵抗力の比較計算に関するイメージ

f. まとめ

防波壁両端部の津波防護上の障壁となっている地山に対して、基準地震動及び基準津波に対する健全性を確保していることを確認した。

以上のことから、防波壁両端部の地山斜面の崩壊は、入力津波を設定する際の影響要因として設定しない。

g. 敷地周辺斜面の崩壊に関する検討

防波壁両端部の地山以外に、入力津波の設定に影響する地形変化を生じさせる敷地周辺斜面として、地滑り地形が判読されている地山の斜面崩壊についても検討する。

検討にあたっては、地滑り土塊が海側に突入する可能性が考えられる「敷地北西方の地滑り地形 (Ls23)」、「⑤北西の地滑り地形 (Ls24)」、「地滑り地形⑤ (Ls25)」の斜面を対象にする。(図 1.2-19, 図 1.2-20 参照)

敷地周辺の地形のうち、地滑り Ls23, Ls24 及び Ls25 の地滑り地形の概略の土塊量を表 1.2-3 に示す。

地滑りの土塊量は Ls25 の地滑りが大きいことから、Ls25 の地滑りを対象に検討する。検討にあたっては、Ls25 の近くに Ls24 が位置することから、これらの地滑りが同時崩壊することを仮定し、安全側に Ls24+Ls25 の地滑りが崩壊した後の地形を対象に津波評価を実施する。

地滑りが崩壊した後の地形については、津波評価の陸上地滑りの検討で実施した二層流モデルを用いて決定する。

地滑り発生前後の地形断面図を図 1.2-21 に示す。

検討ケースの評価水位を表 1.2-4 に、検討ケースの最大水位上昇量分布図又は最大水位下降量分布図を図 1.2-22 に示す。

津波解析の結果、斜面崩壊させた場合、水位上昇側の施設護岸又は防波壁の水位は、どのケースについても基本ケースと同じもしくは基本ケースの方が大きい。一方、水位下降側の 2 号機取水口の水位については、一部、基準津波 3 で斜面崩壊有りの方が水位が低下しているが、この差は僅か(-0.03m)であり、大半は、基本ケースの方が斜面崩壊有りのケースに対して水位が低下している。

以上より、地震による地形変化(斜面崩壊)は入力津波を設定する際の影響要因として考慮しない。



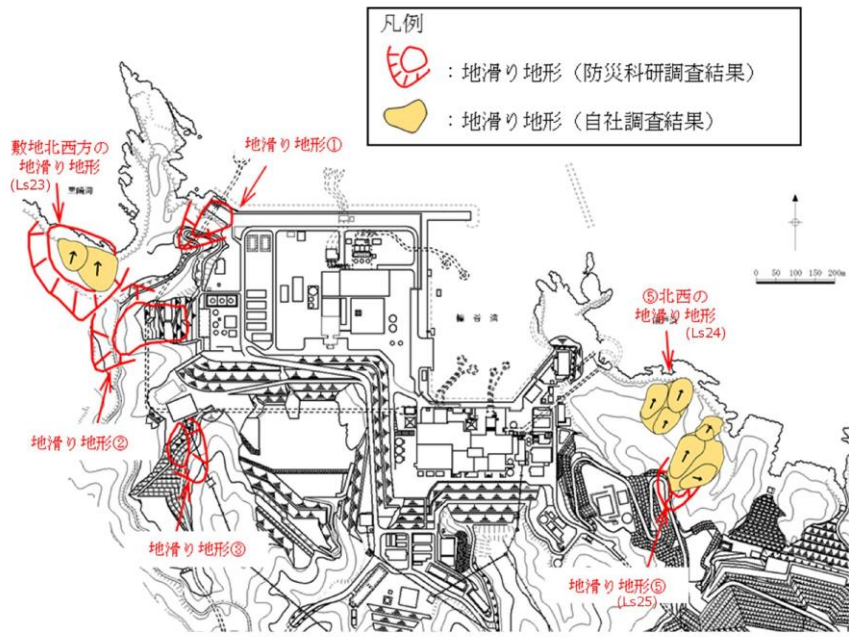


図 1.2-19 敷地周辺地滑り位置図

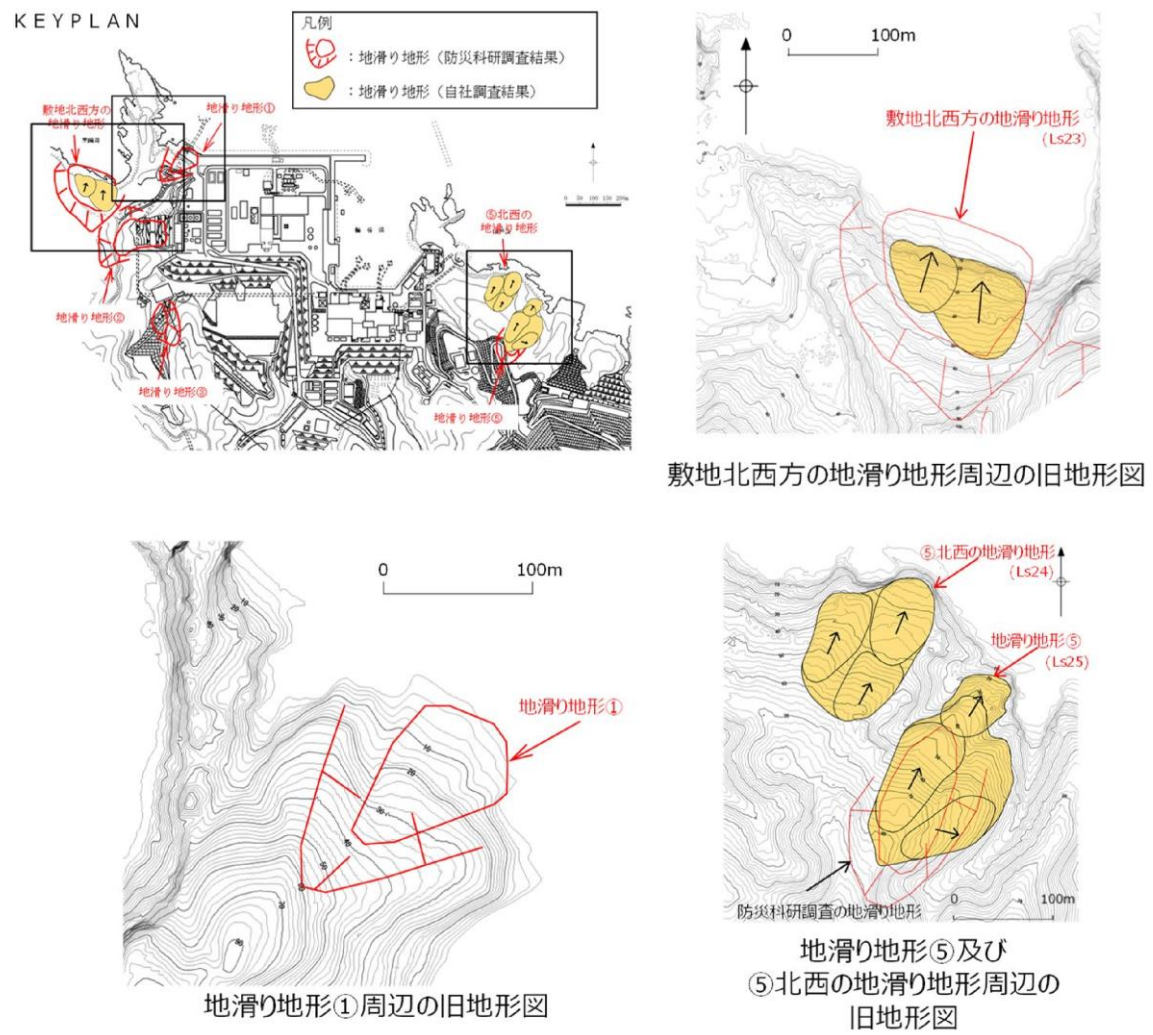


図 1.2-20 敷地周辺地滑り拡大図

表 1.2-3 敷地周辺地滑りの規模の比較

地すべり	長さ L(m)	幅 b(m)	厚さ t(m)	土塊量 Vs(m <sup>3</sup> )
Ls23	125	170	25	531,250
Ls24	172	80	16	220,160
Ls25	265	140	20	742,000

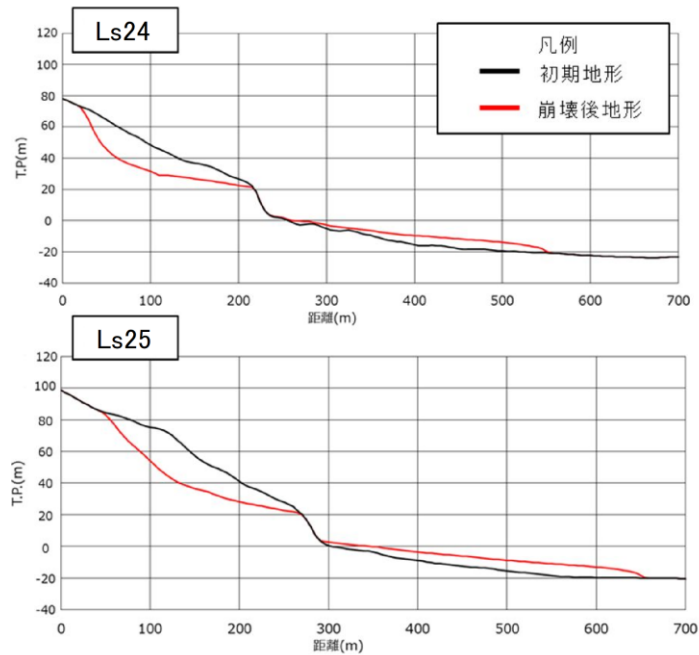
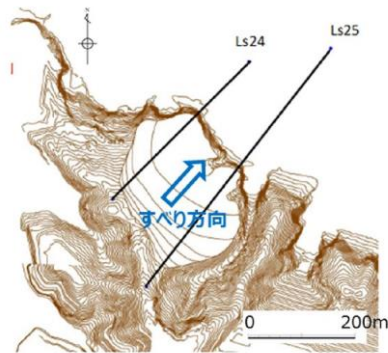


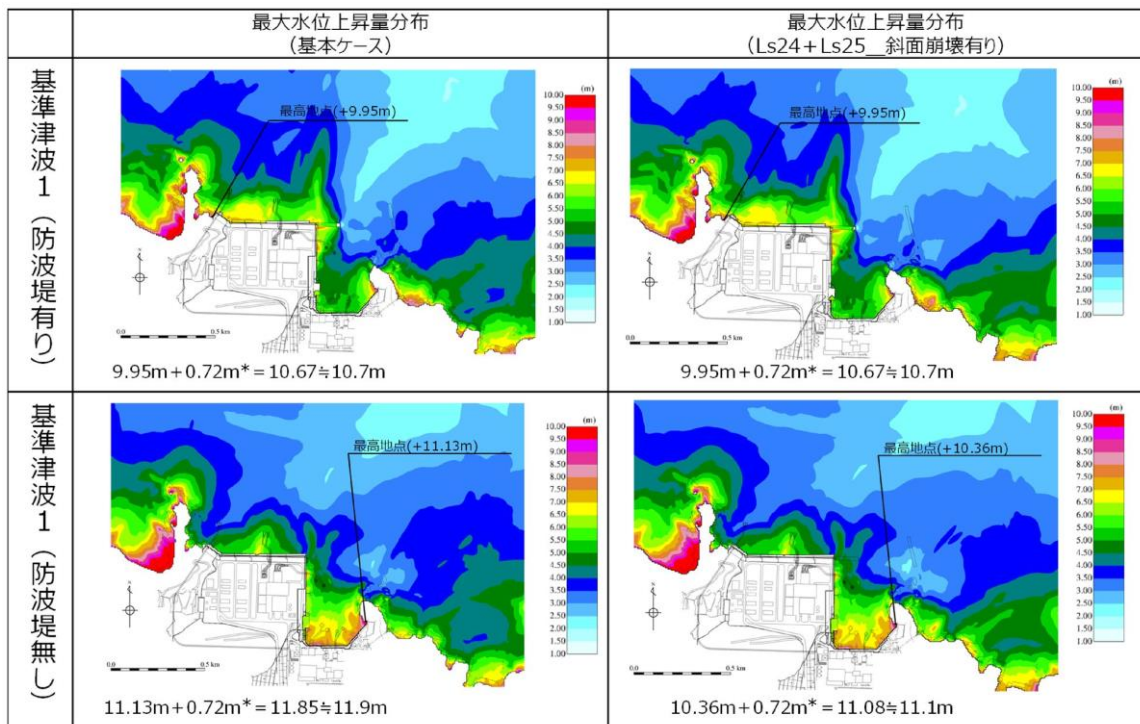
図 1.2-21 Ls24・Ls25 の断面図

表 1.2-4 斜面崩壊 (Ls24+Ls25) の有無による水位比較

	【水位上昇側】施設護岸又は防波壁*1			【水位下降側】2号機取水口 (東)*2		
	基本ケース (A)	斜面崩壊有り (B)	差異 (B-A)	基本ケース (A)	斜面崩壊有り (B)	差異 (B-A)
基準津波 1 (防波堤有り)	+10.7m (+10.67m)	+10.7m (+10.67m)	0.0m (0.00m)	-5.2m (-5.13m)	-5.0m (-4.98m)	+0.2m (+0.15m)
基準津波 1 (防波堤無し)	+11.9m (+11.85m)	+11.1m (+11.08m)	-0.8m (-0.77m)	-6.1m (-6.01m)	-5.8m (-5.79m)	+0.3m (+0.22m)
基準津波 2 (防波堤有り)	+9.0m (+8.93m)	+8.9m (+8.89m)	-0.1m (-0.04m)			
基準津波 3 (防波堤有り)				-4.7m (-4.63m)	-4.7m (-4.66m)	0m (-0.03m)
基準津波 4 (防波堤有り)				-4.1m (-4.04m)	-4.1m (-4.04m)	0m (0.00m)
基準津波 4 (防波堤無し)				-4.3m (-4.25m)	-4.3m (-4.24m)	0m (+0.01m)
基準津波 5 (防波堤無し)	+11.5m (+11.45m)	+11.3m (+11.29m)	-0.2m (-0.16m)			
基準津波 6 (防波堤無し)				-6.1m (-6.08m)	-6.0m (-5.99m)	+0.1m (+0.09m)

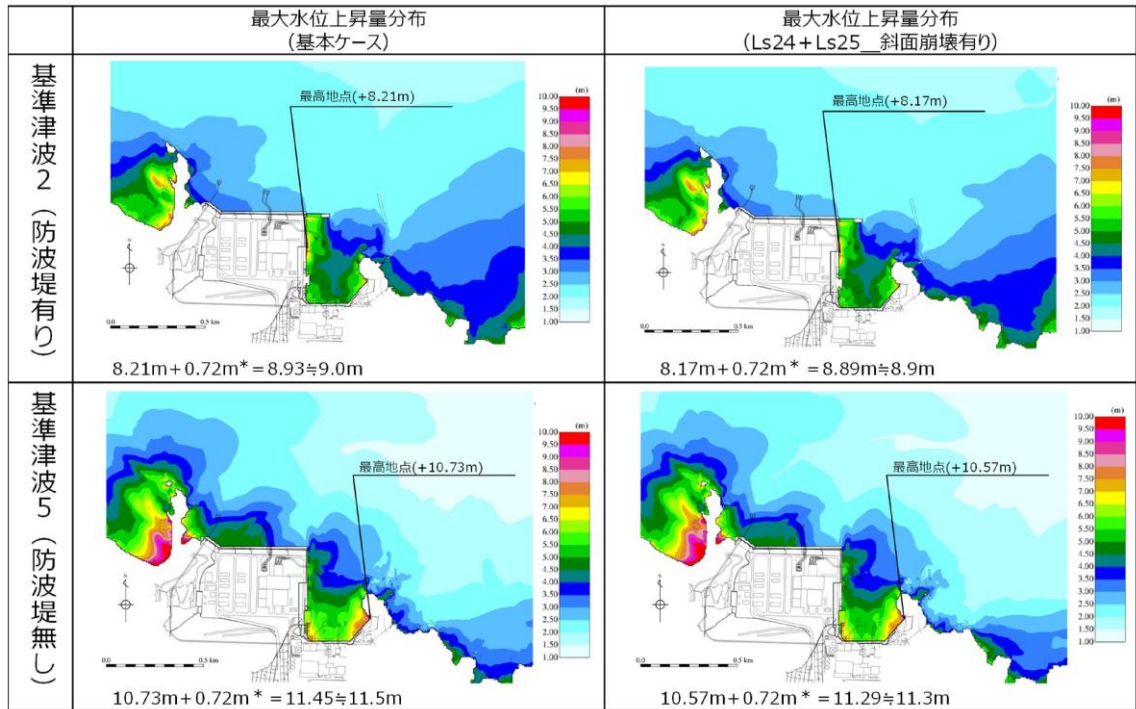
注記\*1: 朔望平均満潮位+0.58m, 潮位のばらつき0.14mを併せて+0.72mを考慮

\*2: 朔望平均干潮位-0.02m, 潮位のばらつき0.17mを併せて-0.19mを考慮



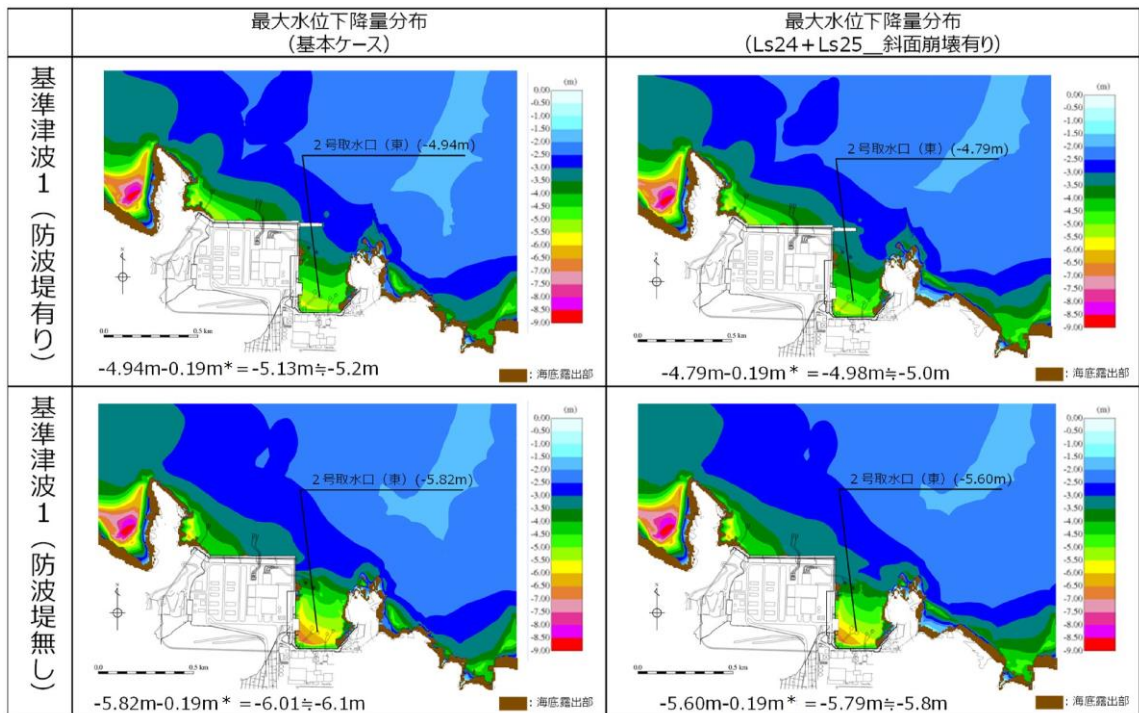
注記\*: 朔望平均満潮位+0.58m, 潮位のばらつき0.14mを併せて+0.72mを考慮

図 1.2-22(1) 斜面崩壊 (Ls24+Ls25) の有無による最大水位上昇量分布の比較 (基準津波 1 (防波堤有り) 及び基準津波 1 (防波堤無し))



注記\*：朔望平均満潮位+0.58m，潮位のばらつき0.14mを併せて+0.72mを考慮

図 1.2-22(2) 斜面崩壊 (Ls24+Ls25) の有無による最大水位上昇量分布の比較 (基準津波2 (防波堤有り) 及び基準津波5 (防波堤無し))



注記\*：朔望平均干潮位-0.02m，潮位のばらつき0.17mを併せて-0.19mを考慮

図 1.2-22(3) 斜面崩壊 (Ls24+Ls25) の有無による最大水位下降量分布の比較 (基準津波1 (防波堤有り) 及び基準津波1 (防波堤無し))

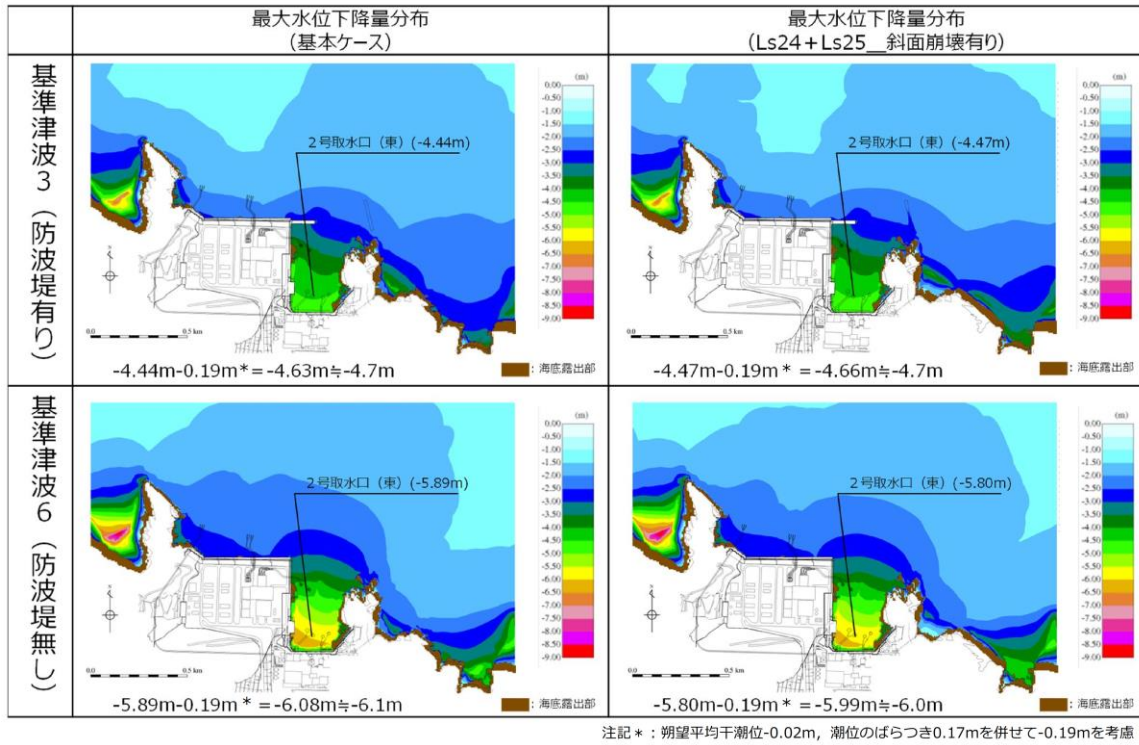


図 1.2-22(4) 斜面崩壊 (Ls24+Ls25) の有無による最大水位下降量分布の比較  
(基準津波3 (防波堤有り) 及び基準津波6 (防波堤無し))

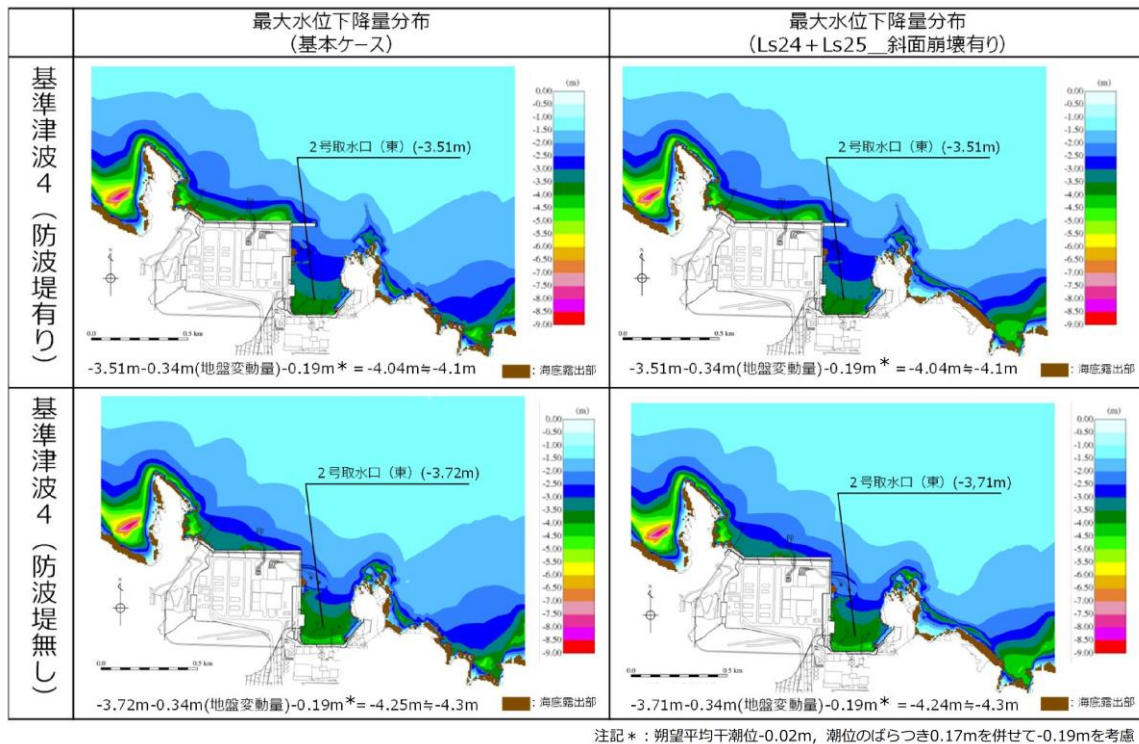


図 1.2-22(5) 斜面崩壊 (Ls24+Ls25) の有無による最大水位下降量分布の比較  
(基準津波4 (防波堤有り) 及び基準津波4 (防波堤無し))

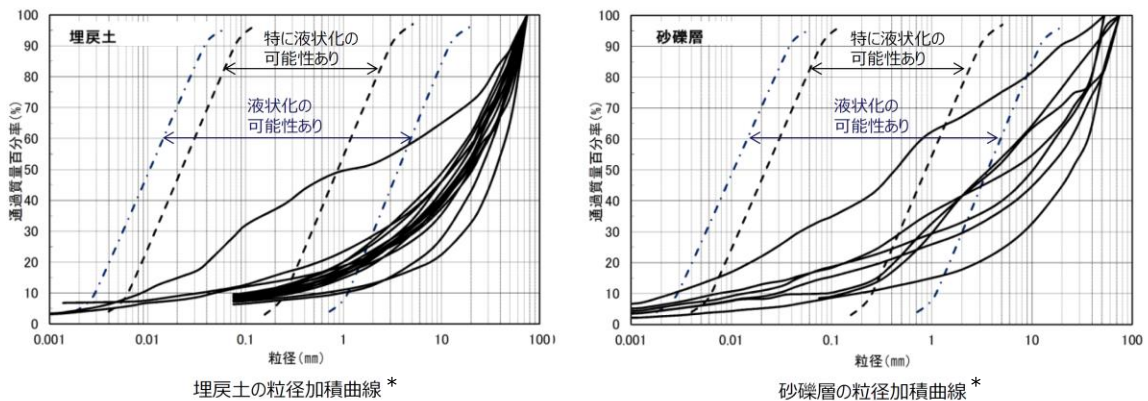
(3) 敷地の地盤変状に関する検討

防波壁は、堅固な岩盤（一部、改良地盤）に支持されていることから、地震に伴う沈下は発生しない。一方、防波壁前面に存在する埋戻土及び砂礫層は、地震時の液状化による沈下及び揺すり込みによる沈下が発生する可能性があるため、防波壁前面の沈下量算定の対象層とする。

埋戻土及び砂礫層の土質区分を図 1.2-23 に示す。埋戻土は、粒径 10mm 以上の礫が主体であるが、粒径 2mm 未満の砂も含む土層である。砂礫層は、50%粒径が 10mm 以下、かつ 10%粒径が 1mm 以下であり、細粒分含有率が 35%以下の土層である。

また、護岸に使用している埋戻土（粘性土）については液状化評価対象層ではないが、入力津波の設定における影響要因の検討の際には安全側に沈下量算定の対象層とする。

津波解析にあたっては、沈下量を算定し、地形モデルに反映する。なお、沈下量は、液状化及び揺すり込みに伴う沈下並びに液状化に伴う側方流動による沈下に分けて算出し、これらを合わせて設定する。



注記\*：港湾の施設の技術上の基準・同解説（上巻）（（社）日本港湾協会，H19）の「粒度による液状化判定」に粒径加積曲線を追記

地層名	50%粒径 (平均) (mm)	10%粒径 (平均) (mm)	細粒分含有率 (平均) (%)
埋戻土	16.5	-	-
砂礫層	9.1	0.0651	15.6

図 1.2-23 埋戻土及び砂礫層の土質区分

a. 液状化及び揺すり込みに伴う沈下

(a) 検討概要

敷地の地質は、新第三紀中新世の堆積岩類からなる成相寺層及び貫入岩類、並びにそれらを覆う被覆層から構成される。成相寺層は海成層で、下位より下部頁岩部層、火砕岩部層及び上部頁岩部層に区分される。被覆層は、

崖錐・海底堆積物及び盛土からなる。崖錐・海底堆積物は主に礫混じり砂質土及び礫混じり粘性土からなる。敷地の被覆層である盛土は、埋戻土と埋戻土（粘性土）に分類している。敷地の被覆層である崖錐・海底堆積物は、砂礫層として分類している。

液状化及び揺すり込みに伴う沈下量は、図 1.2-24 に示す流れに従って、地質断面図により算定した。相対密度は、図 1.2-25 のとおり、港湾基準に基づき、マイヤホフにより提案された N 値と相対密度の関係式を用いて算出する。

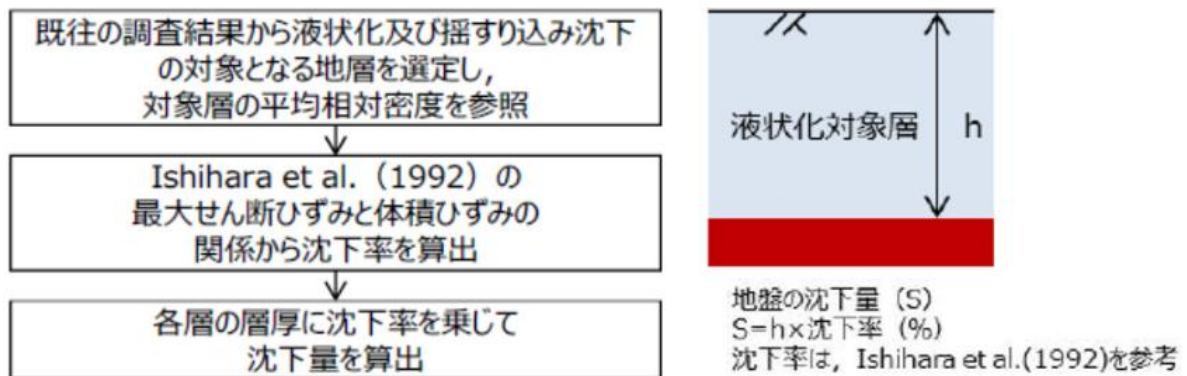


図 1.2-24 液状化及び揺すり込みに伴う沈下量の算定フロー

$$Dr = 21 \cdot \left( \frac{100 \cdot N}{\sigma'_{v0} + 70} \right)^{0.5}$$

Dr: 相対密度 (%)  
 N: 標準貫入試験値  
 $\sigma'_{v0}$ : 標準貫入試験値を測定した深度における有効土被り圧 (=  $\gamma \times h$ ) (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma$ : 単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 h: 標準貫入試験値を測定した深度

図 1.2-25 マイヤホフにより提案された N 値と相対密度の関係式

(b) 評価対象層の選定及び相対密度の設定

沈下量算定の対象層としては、埋戻土、埋戻土（粘性土）及び砂礫層を選定した。なお、埋戻土（粘性土）は、粘性土のため液状化しないが、安全側に埋戻土に置き換えて沈下量を算出する。砂礫層は、粒径加積曲線が埋戻土と同様な傾向を示すことから、埋戻土に置き換えて沈下量を算出する。埋戻土、埋戻土（粘性土）及び砂礫層の分布を図 1.2-26 に示す。沈下率は、Ishihara et al. (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。相対密度は、図 1.2-27 に示す位置において調査を実施し、図 1.2-28 に示すとおり平均で 71.3% となり、ばらつきを考慮すると 54.1% となる。

Ishihara et al. (1992) の関係については、細粒分及び粗粒分が少なく粒径が比較的揃った液状化し易いきれいな砂による沈下率を示しており、埋戻土と比較すると沈下率が大きくなると判断できるため、埋戻土の沈下率を Ishihara et al. (1992) の関係より算定することにより保守的な評価を実施する。

沈下率は図 1.2-29 に示すとおり、安全側に地震時の最大せん断ひずみを考慮せず、相対密度の平均値 71.3%をもとに 2.5%となるが、ばらつきを考慮し算出した相対密度 54.1%をもとに、安全側に 3.5%と評価する。

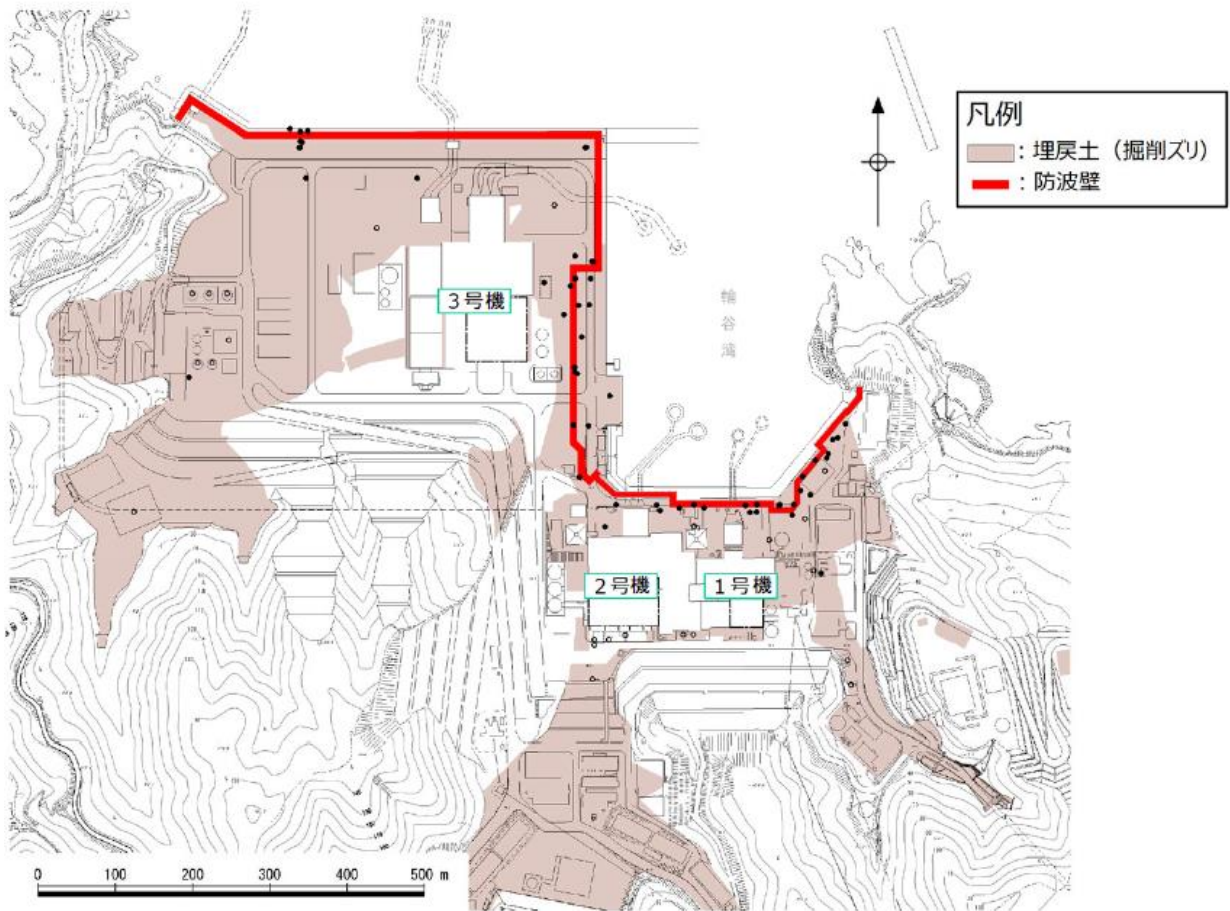


図 1.2-26(1) 埋戻土分布図



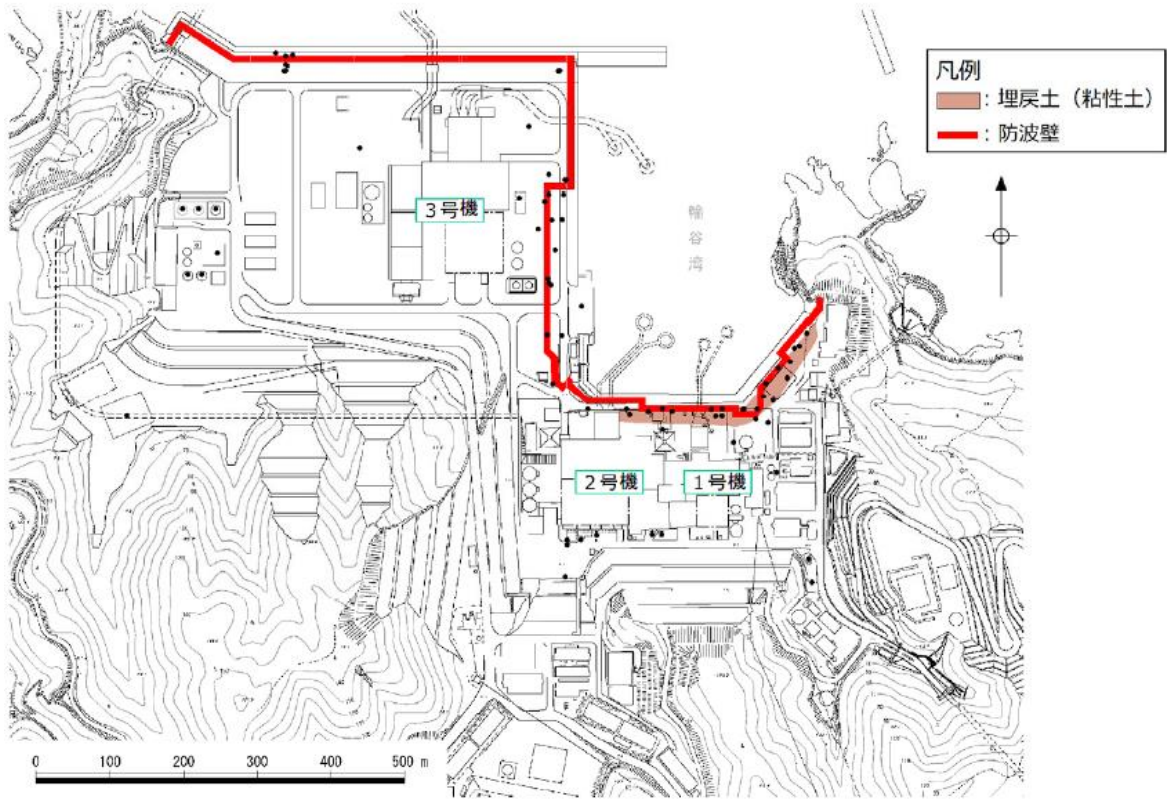


图 1.2-26(2) 埋戻土（粘性土）分布图

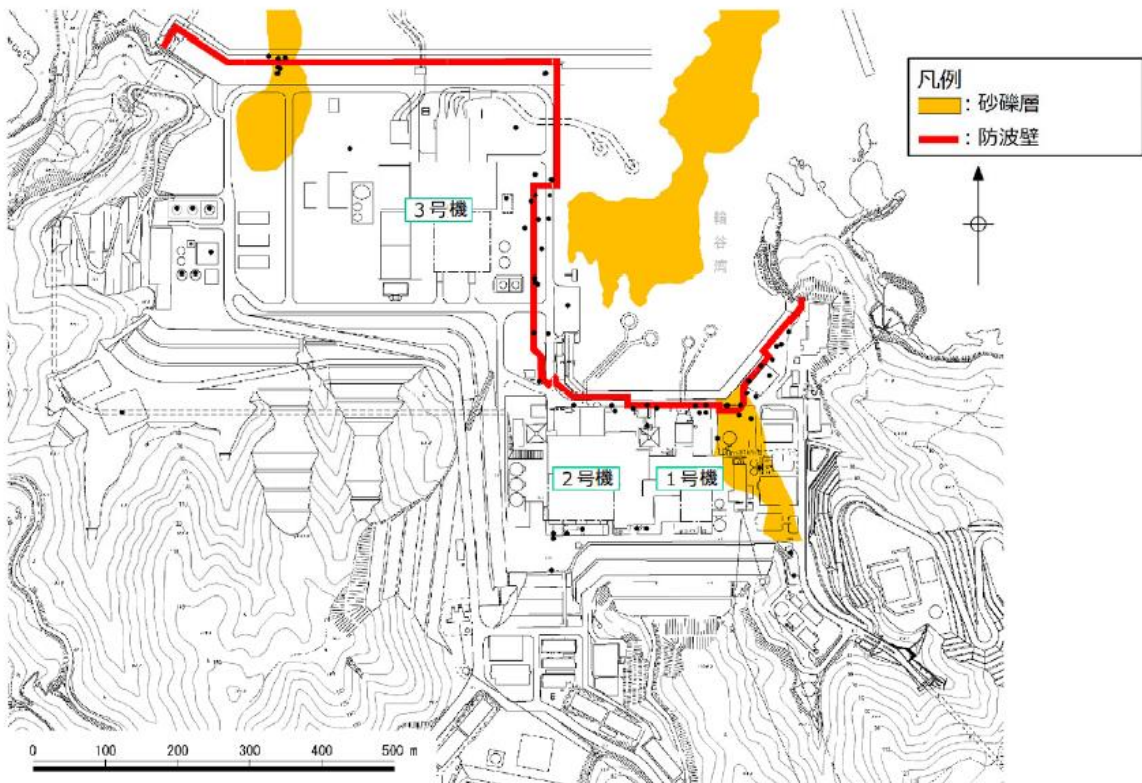


图 1.2-26(3) 砂礫層分布图

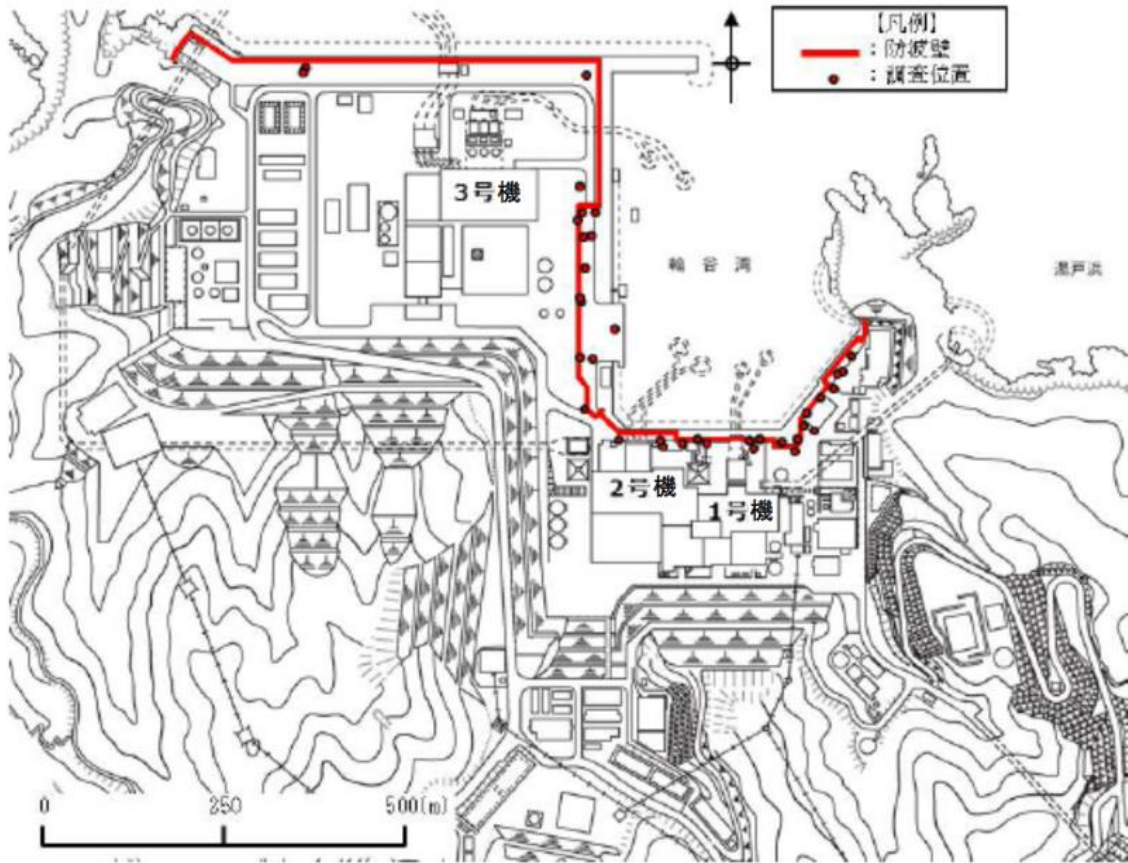
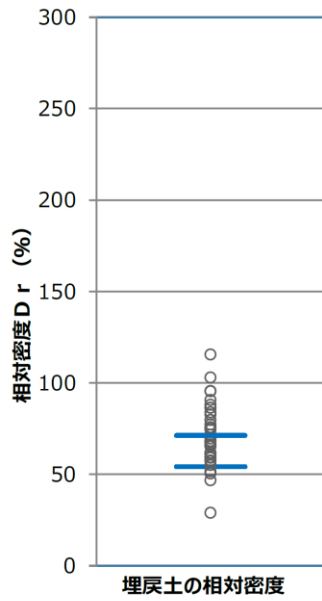


図 1.2-27 相対密度の調査位置



	相対密度 $D_r$ (%)	
	平均	平均- $1\sigma$
埋戻土	71.3	54.1

図 1.2-28 埋戻土の相対密度

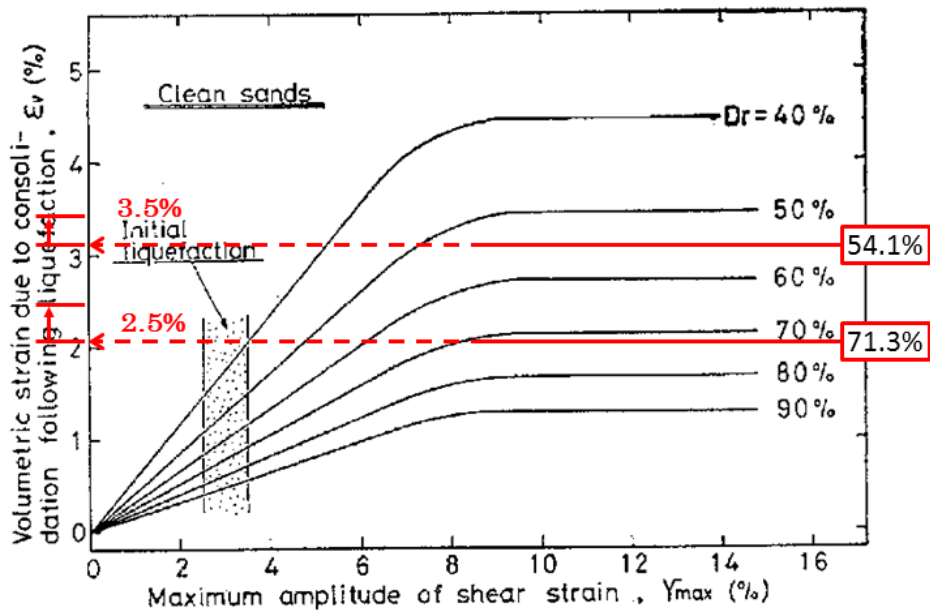


図 1.2-29 Ishihara et al. (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した沈下率

(c) 沈下量

防波壁前面の沈下量は、防波壁前面に沈下量算定の対象層が存在する3号機東側エリア及び1, 2号機北側エリアの地質断面図に基づき算定した。沈下量算定の対象層である埋戻土、埋戻土(粘性土)及び砂礫層の分布図に基づき設定した防波壁前面における沈下考慮範囲を図1.2-30に、沈下量算定の対象層が防波壁前面に分布する3号機東側エリア及び1, 2号機北側エリアの地質断面図を図1.2-31に示す。

図1.2-31に示すとおり、3号機東側エリアには、沈下量算定の対象層である埋戻土がEL 8.5mからEL-9.6mに存在する。1, 2号機北側エリアには、沈下量算定の対象層がEL 8.5mからEL-14.1mに存在する。なお、1, 2号機北側エリアの防波壁前面の砂礫層地盤改良範囲を考慮した液状化層厚は、地盤改良部において17.1m、施設護岸部において14.4mとなる。

1, 2号機北側エリアの断面図を図1.2-32に示す。1, 2号機北側エリアに存在する砂礫層は地盤改良(①地盤改良部)されているが、防波壁前面において一部地盤改良されていない範囲(②施設護岸部)があるため、沈下量を算定する層厚を算定した。その結果、1, 2号機北側エリアにおける防波壁前面の沈下量を算定する層厚は地盤改良部において17.1m、施設護岸部において14.4mとなり、3号機東側エリアにおける層厚18.1mを上回らないことを確認した。

以上より、層厚が最大となるようEL 8.5mからEL-9.6mを考慮し、沈下量を算定するための層厚は18.1mとした。

沈下量は、上記層厚及びIshihara et al. (1992)の關係を用いて相対密度の平均値にばらつきを考慮して安全側に設定した沈下率3.5%より0.65m\*を安全側に考慮する。

注記\* : 層厚18.1m×沈下率3.5%≒沈下量0.65m

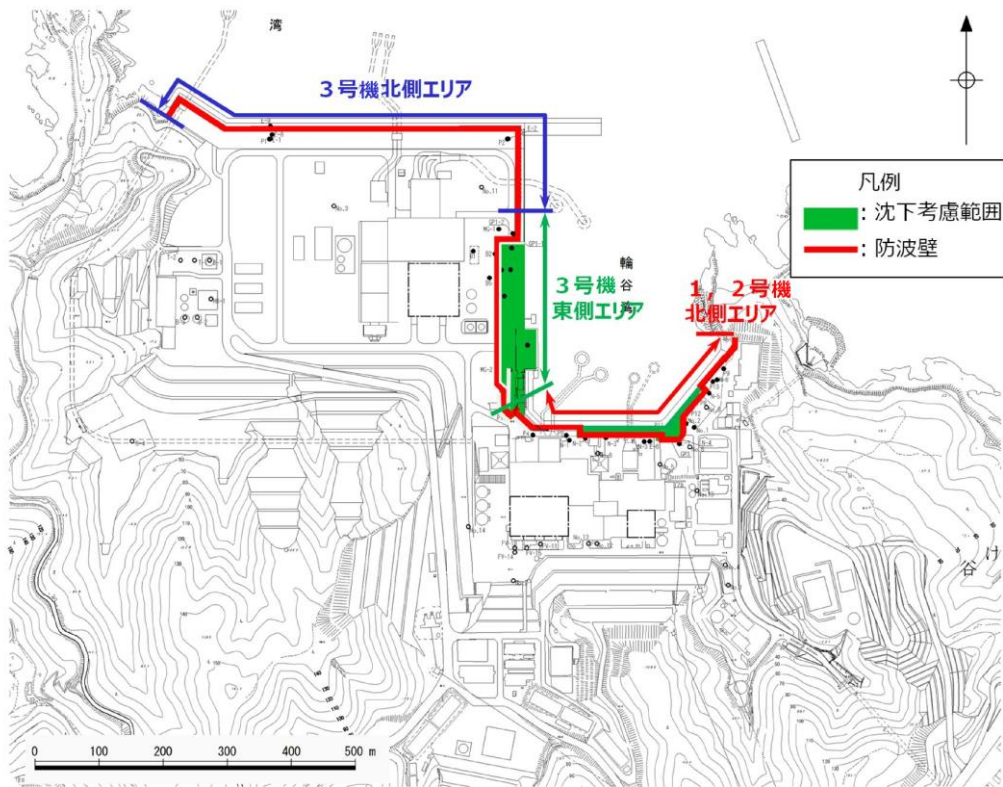


図 1.2-30 防波壁前面における沈下考慮範囲（平面図）

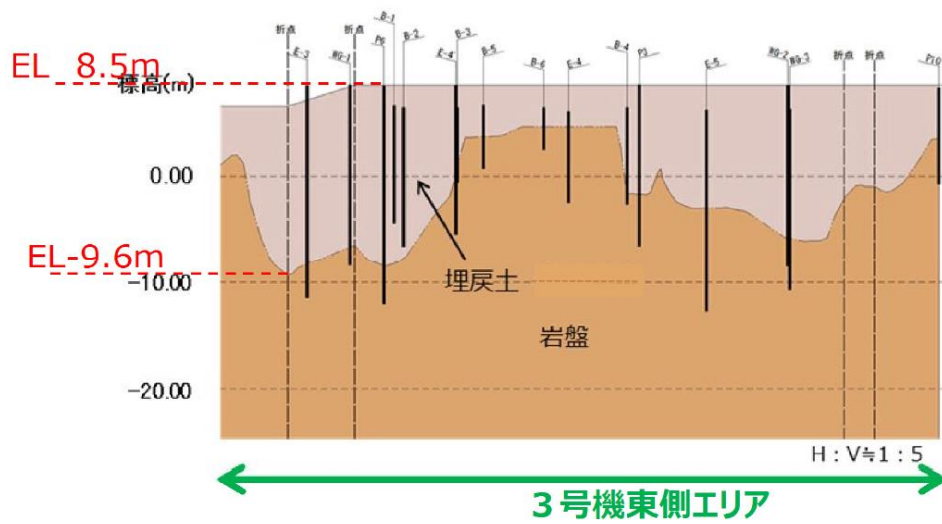


図 1.2-31(1) 地質断面図（3号機東側エリア）

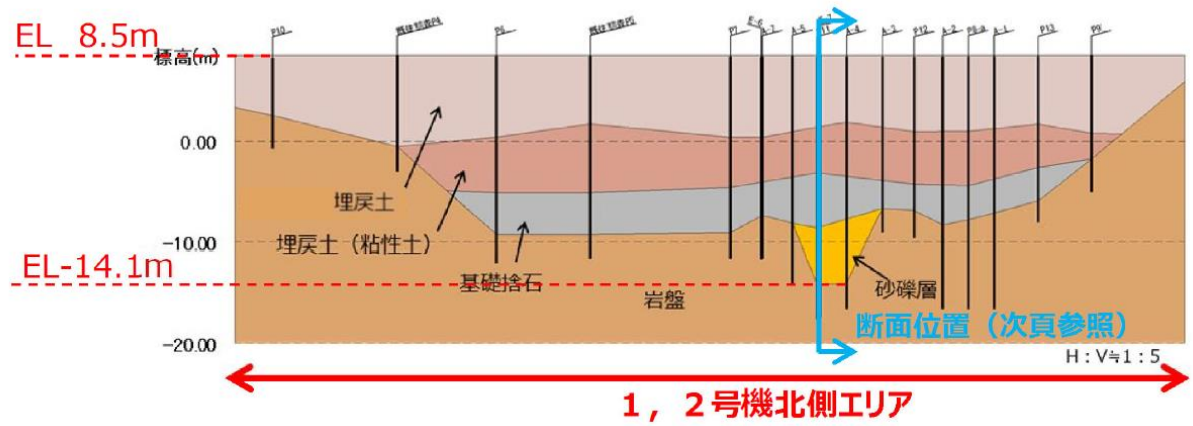


図 1.2-31(2) 地質断面図 (1, 2号機北側エリア)

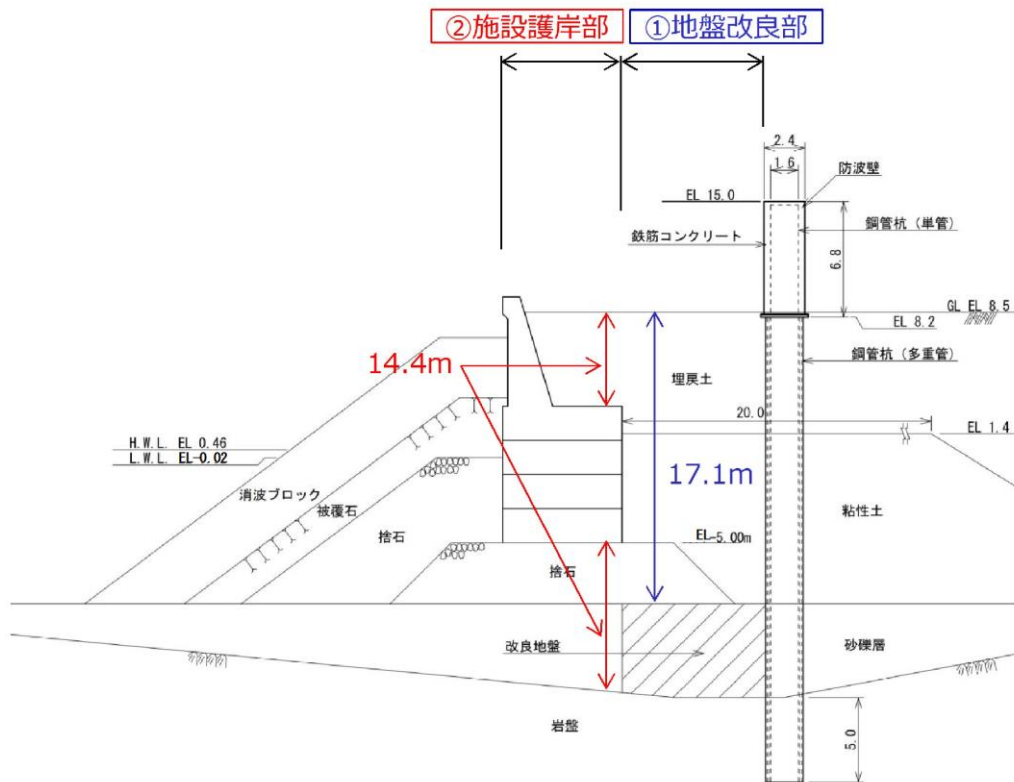


図 1.2-32 断面図 (1, 2号機北側エリア)

b. 液状化に伴う側方流動による沈下

(a) 評価方針

地震時の地盤の液状化に伴う側方流動が想定されることから、二次元有効応力解析（解析コード「FLIP Ver. 7.1.9」）により側方流動による沈下量を算定する。評価を行う解析断面は、図 1.2-33 に示す 3号機東側エリア及び1, 2号機北側エリアそれぞれにおいて、沈下量算定の対象層である埋戻土、埋戻土（粘性土）及び砂礫層の分布図に基づき設定した防波壁前面における沈下考慮範囲が比較的広い断面を対象として、有効応力解析を実施する。

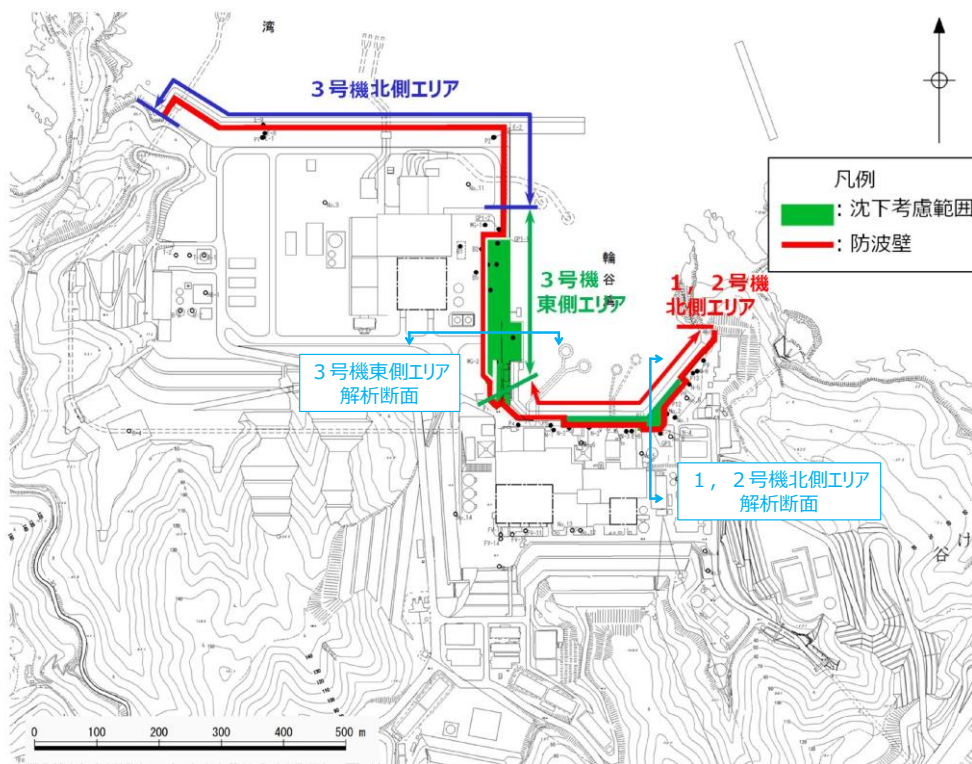


図 1.2-33 解析断面位置図

(b) 解析条件

3号機東側断面及び1, 2号機北側断面の解析モデル図を図 1.2-34 に示す。地盤は、地質区分に基づき平面ひずみ要素でモデル化し、防波壁は、線形はり要素でモデル化した。

地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い、3号機東側断面については防波壁より陸側：EL 8.5m，防波壁より海側：EL 0.58m，1, 2号機北側断面においては防波壁より陸側：EL 5.5m，防波壁より海側：EL 0.58m と設定している。

入力地震動は、表 1.2-5 に示す基準地震動  $S_s$  全波及びこれらに位相反転を考慮した地震動を加えた全 12 波とする。基準地震動を、一次元波動論によって解析モデル下端位置で評価した波形を用いた。

液状化の評価対象として取り扱う埋戻土及び砂礫層の有効応力解析に用いる液状化パラメータは、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。

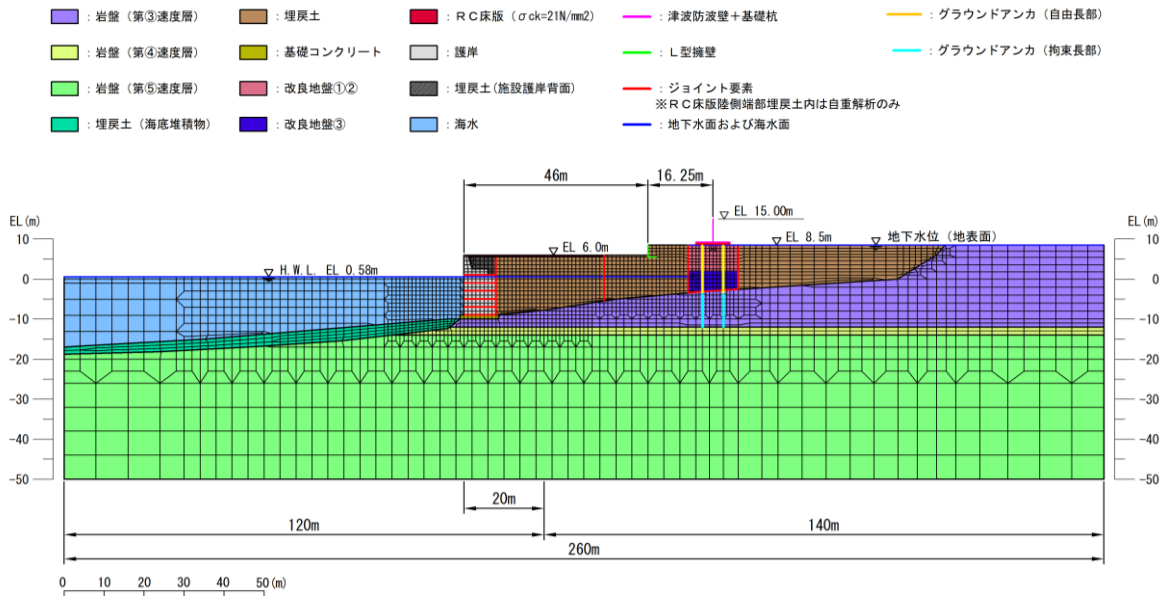


図 1.2-34(1) 解析モデル図 (3号機東側断面)

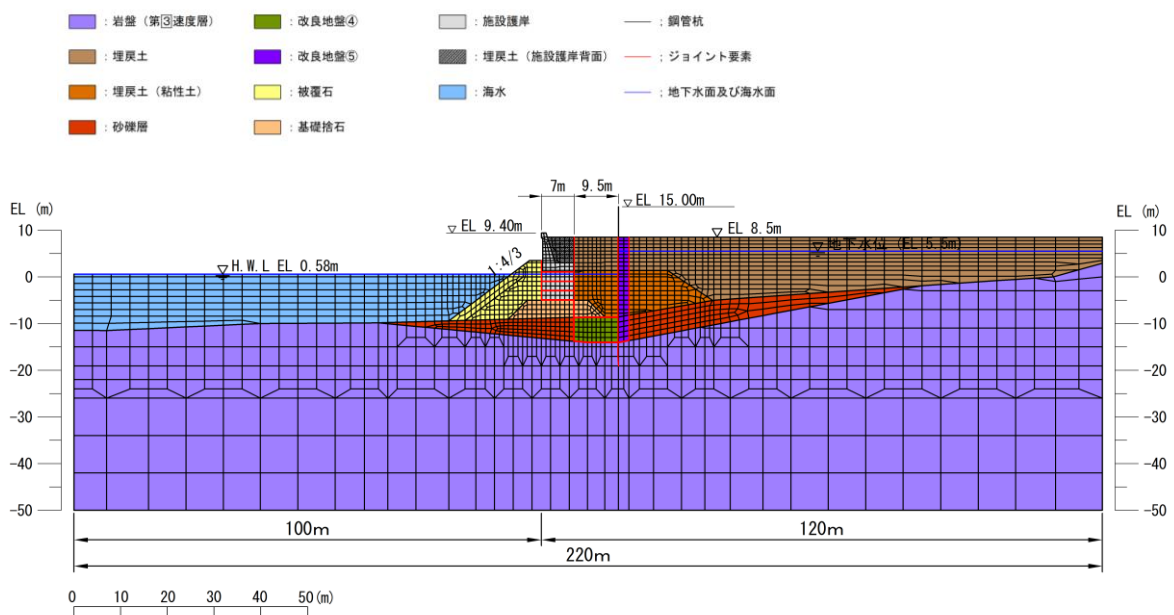
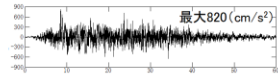
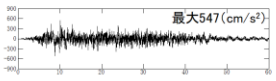
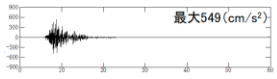
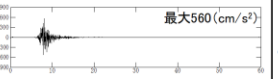
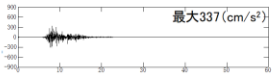


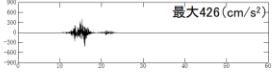
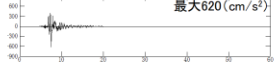

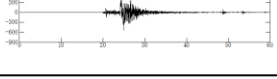
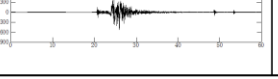
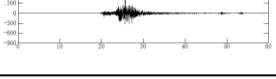


図 1.2-34(2) 解析モデル図 (1, 2号機北側断面)



表 1.2-5 基準地震動の加速度時刻歴波形

基準地震動		水平方向 (NS成分)	水平方向 (EW成分)	鉛直方向
S s - D	敷地ごとに震源を特定して策定する地震動による基準地震動 〔応答スペクトル手法による基準地震動〕			
S s - F 1	敷地ごとに震源を特定して策定する地震動による基準地震動 〔断層モデル手法による基準地震動〕 〔穴道断層による地震の中越中地震の短周期レベルの不確かさ破綻地点5〕			
S s - F 2	敷地ごとに震源を特定して策定する地震動による基準地震動 〔断層モデル手法による基準地震動〕 〔穴道断層による地震の中越中地震の短周期レベルの不確かさ破綻地点6〕			
S s - N 1	震源を特定せず策定する地震動による基準地震動 〔2004年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET港町) の検討結果に保守性を考慮した地震動〕			
S s - N 2	震源を特定せず策定する地震動による基準地震動 〔2000年鳥取県西部地震の質祥ダム (監査廊) の観測記録〕			

注: 表中のグラフは各基準地震動の加速度時刻歴波形 [縦軸: 加速度, 横軸: 時間 (s)]

(c) 評価結果

3号機東側断面における基準地震動（12波）による地表面鉛直残留変形量の一覧を表 1.2-6 に、最大ケースである基準地震動  $S_s - D$ （+，-）による3号機東側の残留変形量を図 1.2-35 に示す。なお、残留変形量（鉛直，水平）評価範囲は、防波壁（逆T擁壁）の改良地盤前面の埋戻土から、護岸端部までとした。

EL 8.5m 盤の改良地盤近傍において最大 0.30m の沈下が生じているが、その範囲は局所的で海岸線から離れている。一方、EL 6.0m 盤から EL 8.5m 盤の埋戻土の各節点における沈下量を節点数で割った平均沈下量の最大値は 0.01m である。

なお、解析条件については、設置変更許可段階からの変更点等をまとめ、参考資料 3 に示す。

表 1.2-6 基準地震動による地表面鉛直残留変形量（3号機東側断面）

地震動		地表面鉛直残留変形量(m)*	
		平均	最大
$S_s - D$	(++)	0.00	-0.25
	(-+)	0.00	-0.27
	(+-)	-0.01	-0.30
	(--)	-0.01	-0.29
$S_s - F1$ (EW)	(++)	-0.01	-0.18
$S_s - F2$ (EW)	(++)	-0.01	-0.20
$S_s - N1$	(++)	-0.01	-0.21
	(-+)	-0.01	-0.21
$S_s - N2$ (NS)	(++)	-0.01	-0.17
	(-+)	-0.01	-0.21
$S_s - N2$ (EW)	(++)	-0.01	-0.20
	(-+)	-0.01	-0.22

注記\*：プラス側が上昇，マイナス側が下降を示す。

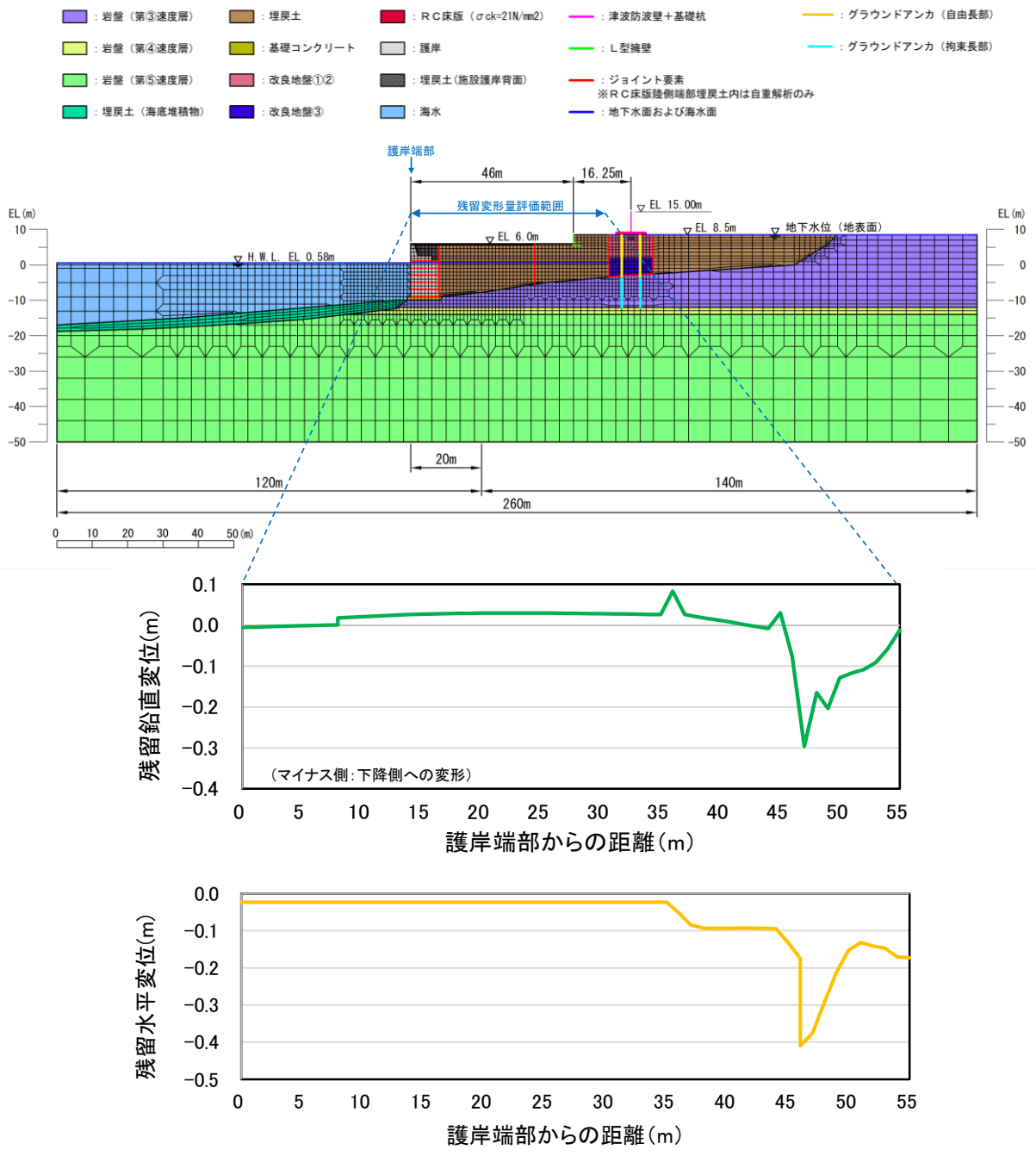


図 1.2-35 基準地震動の  $S_s-D (+, -)$  による地表面残留変形量 (3号機東側断面)

1, 2号機北側断面における基準地震動（12波）による地表面鉛直残留変形量の一覧を表 1.2-7 に、最大ケースである基準地震動  $S_s-D$ （+, -）による1, 2号機東側の残留変形量を図 1.2-36 に示す。なお、残留変形量（鉛直, 水平）評価範囲は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面の埋戻土から、護岸端部までとした。

防波壁から海側では、防波壁前面の EL 8.5m 盤において局所的に最大 11m 程度の沈下が生じている。

1, 2号機北側断面では防波壁（多重鋼管杭式擁壁）付近において局所的に大きな変位が生じている。この要因としては、1, 2号機北側断面では剛性差が大きい埋戻土と防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が接しており、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）付近における埋戻土のひずみが大きくなり、せん断弾性係数が低下したことで局所的に大きな変位が生じたものと考えられる。

表 1.2-7 基準地震動による地表面鉛直残留変形量（1, 2号機北側断面）

地震動		地表面鉛直残留変形量 (m)*	
		平均	最大
$S_s-D$	(++)	-1.84	-8.69
	(-+)	-1.76	-8.74
	(+-)	-2.10	-10.77
	(--)	-1.90	-8.72
$S_s-F1$ (EW)	(++)	-0.19	-0.97
$S_s-F2$ (EW)	(++)	-0.21	-0.55
$S_s-N1$	(++)	-0.36	-1.03
	(-+)	-0.30	-0.74
$S_s-N2$ (NS)	(++)	-0.57	-3.34
	(-+)	-0.31	-2.04
$S_s-N2$ (EW)	(++)	-0.53	-2.63
	(-+)	-0.55	-3.16

注記\*：プラス側が上昇，マイナス側が下降を示す。

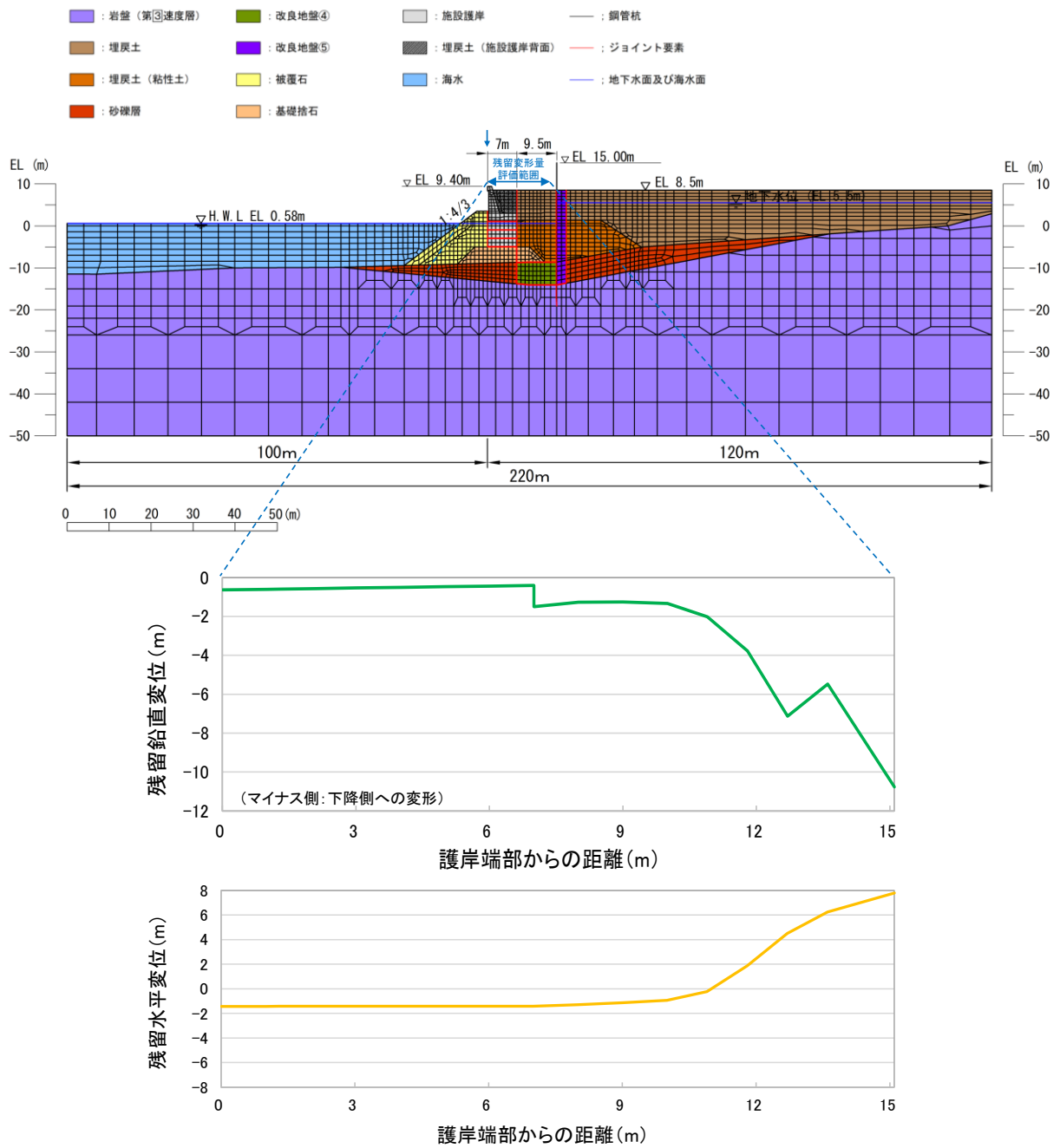


図 1.2-36 基準地震動の  $S_s-D (+, -)$  による地表面残留変形量 (1, 2号機北側断面)

c. 津波解析における沈下量の設定

津波解析における沈下は、沈下考慮範囲を対象とする(図 1.2-37)。また、荷揚場は一部岩着し、沈下しない範囲もあるが、本検討では、安全側に荷揚場全体が沈下する前提で検討を行い、護岸のパラペットについてもモデル化を行わないこととする。なお、防波壁周辺については、地盤改良を実施していることから、沈下しないこととする。

液状化及び揺すり込みに伴う沈下量は、a. に示すとおり 3号機東側エリアの埋戻土の層厚(18.1m)及び沈下率(3.5%)から求まる0.65mを採用し、沈下考慮範囲が比較的広い同エリアにおける側方流動による平均沈下量の最大値の0.01mを加え、整数に切り上げた1mを沈下考慮範囲における沈下量として一律に設定し、津波解析を実施する。

また、1, 2号機北側エリアについては、側方流動により局所的に10mを超える大きな沈下が確認されたこと及び施設護岸等の有無が津波解析に影響を与える可能性があることから、上記の沈下量1mの設定に加え、保守的に防波壁前面の施設護岸等がない場合を想定し、同エリアが海底面と同じ高さまで沈下した場合についても津波解析を実施する。

津波解析における沈下量の設定の一覧を表 1.2-8 に示す。

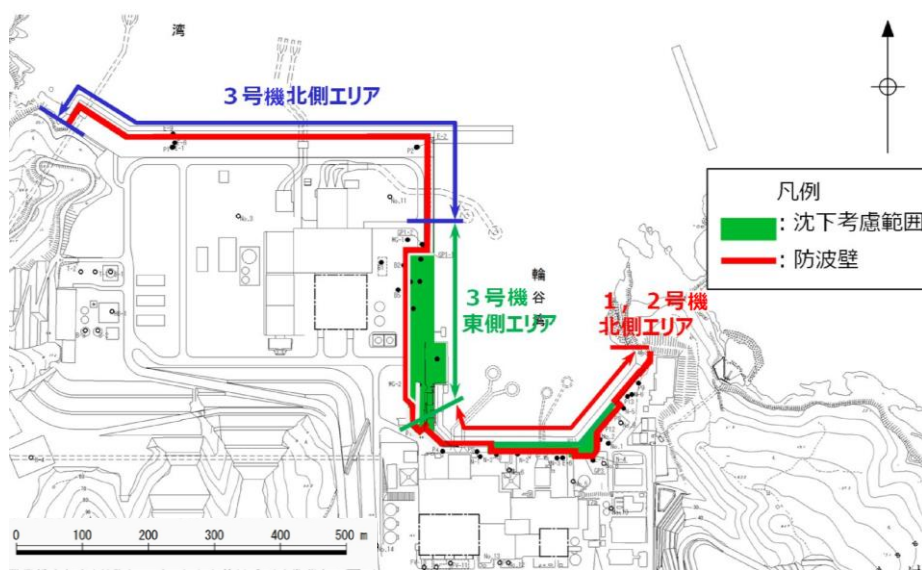


図 1.2-37 津波評価において沈下を考慮する範囲

表 1.2-8 津波解析における沈下量の設定

ケース	3号機東側エリア	1, 2号北エリア
(a)	1m 沈下	1m 沈下
(b)	1m 沈下	海底面まで沈下

d. 地盤変状を考慮した津波解析

(a) 沈下量を一律 1m とした場合の解析結果

a. ～c. を踏まえ、沈下量を沈下考慮範囲で一律 1m と設定し、津波解析を実施した。

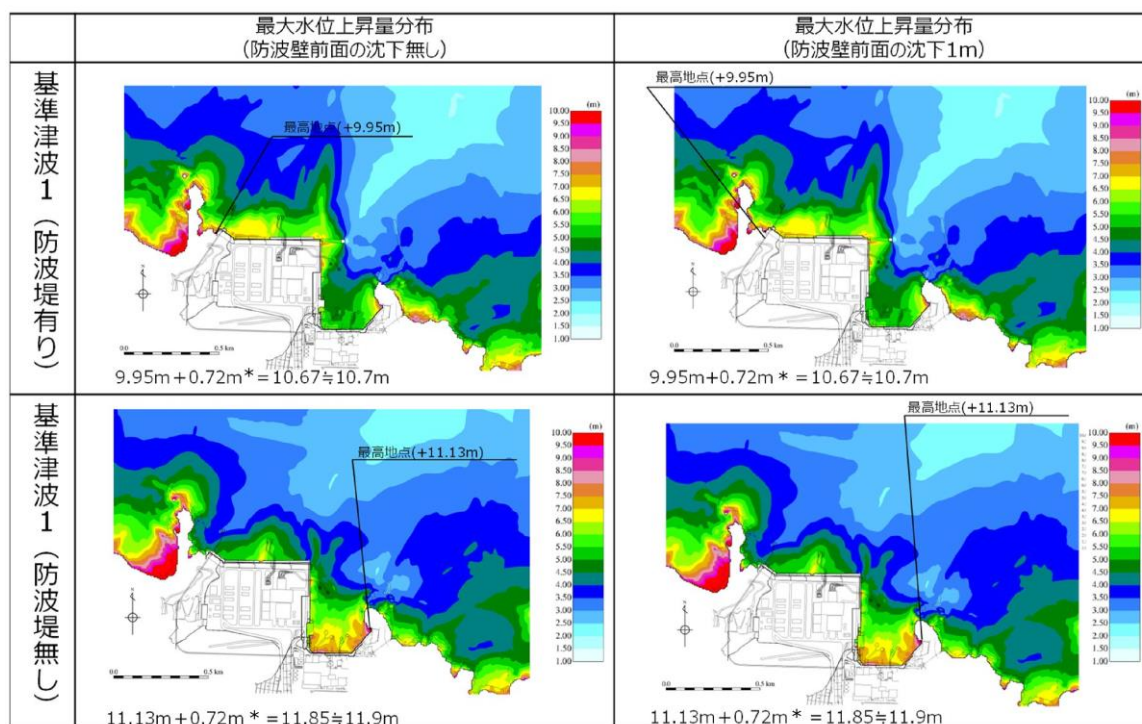
基準津波 1 ～ 6 のケースを対象に基本ケース及び 1m 沈下させたケースを比較し、その差異を表 1.2-9 に示す。また、最大水位上昇量分布及び最大水位下降量分布を図 1.2-38 に示す。

津波解析の結果、1m 沈下させた場合、水位上昇側の施設護岸又は防波壁の水位は、どのケースについても基本ケースと同じもしくは基本ケースの方が大きい。また、水位下降側の 2 号機取水口の水位については全ケースで同じ水位となった。

表 1.2-9 基本ケースと地盤変状（1m 沈下）を考慮したケースの水位比較

	【水位上昇側】施設護岸又は防波壁*1			【水位下降側】2号機取水口（東）*2		
	基本ケース (沈下無し)(A)	沈下有り1m (B)	差異 (B-A)	基本ケース (沈下無し)(A)	沈下有り1m (B)	差異 (B-A)
基準津波 1 (防波堤有り)	+10.7m (+10.67m)	+10.7m (+10.67m)	0.0m (0.00m)	-5.2m (-5.13m)	-5.2m (-5.13m)	0.0m (0.00m)
基準津波 1 (防波堤無し)	+11.9m (+11.85m)	+11.9m (+11.85m)	0.0m (0.00m)	-6.1m (-6.01m)	-6.1m (-6.01m)	0.0m (0.00m)
基準津波 2 (防波堤有り)	+9.0m (+8.93m)	+9.0m (+8.92m)	0.0m (-0.01m)			
基準津波 3 (防波堤有り)				-4.7m (-4.63m)	-4.7m (-4.63m)	0.0m (0.00m)
基準津波 4 (防波堤有り)				-4.1m (-4.04m)	-4.1m (-4.04m)	0.0m (0.00m)
基準津波 4 (防波堤無し)				-4.3m (-4.25m)	-4.3m (-4.25m)	0.0m (0.00m)
基準津波 5 (防波堤無し)	11.5m (+11.45m)	11.5m (+11.45m)	0.0m (0.00m)			
基準津波 6 (防波堤無し)				-6.1m (-6.08m)	-6.1m (-6.08m)	0.0m (0.00m)

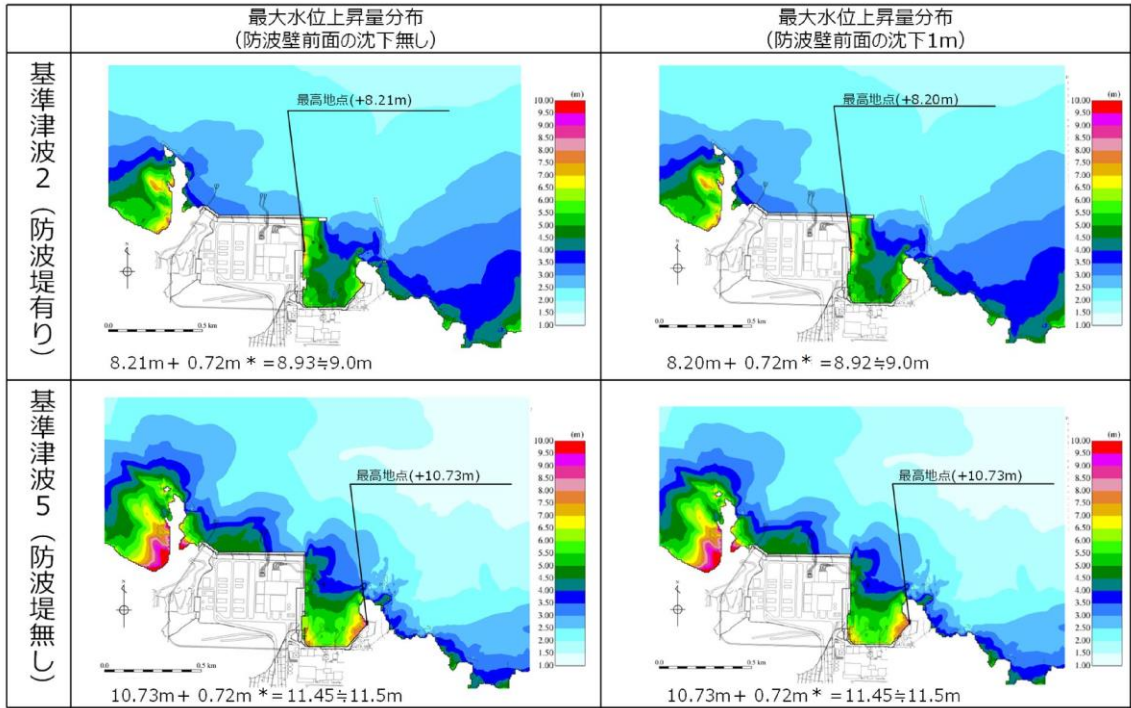
注記\*1：朔望平均満潮位+0.58m，潮位のばらつき0.14mを併せて+0.72mを考慮 \*2：朔望平均干潮位-0.02m，潮位のばらつき0.17mを併せて-0.19mを考慮



注記\*：朔望平均満潮位+0.58m，潮位のばらつき0.14mを併せて+0.72mを考慮

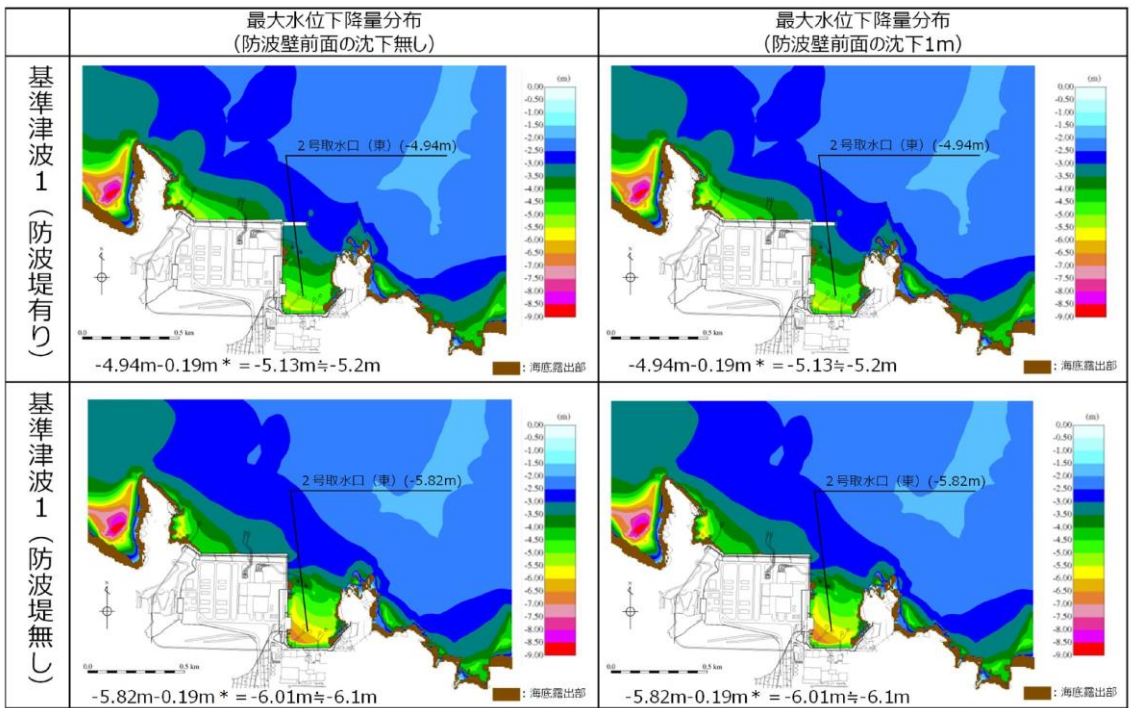
図 1.2-38(1) 地盤変状の有無による最大水位上昇量分布の比較  
(基準津波 1 (防波堤有り) 及び基準津波 1 (防波堤無し))





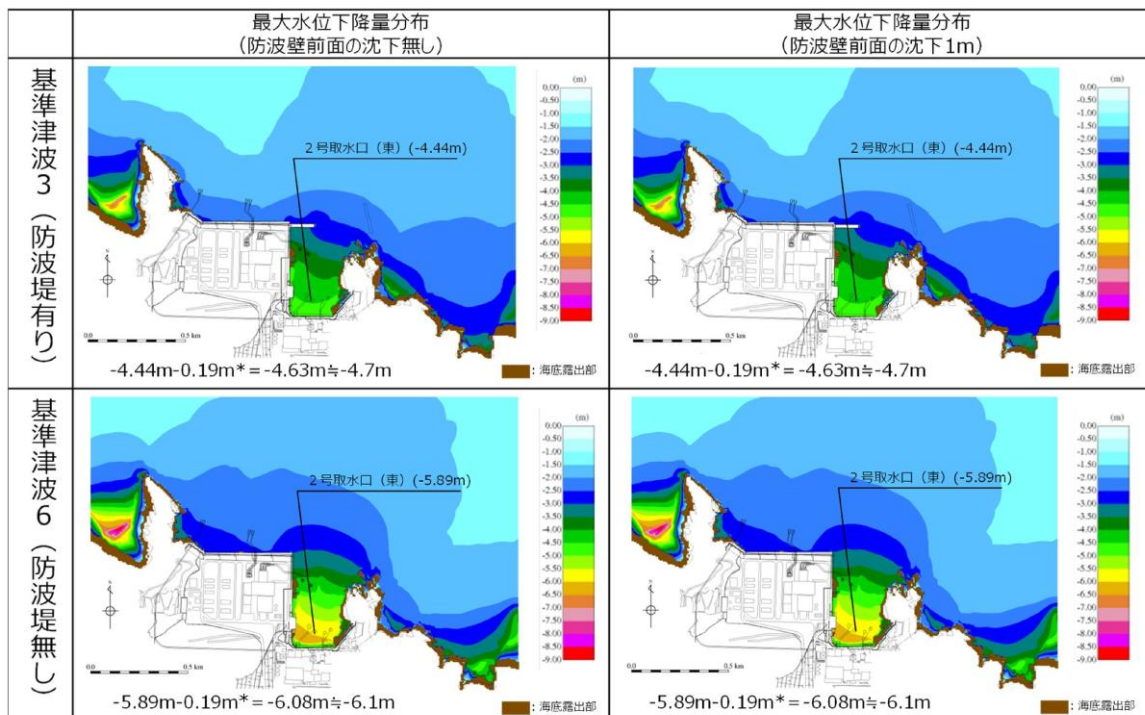
注記\* : 朔望平均満潮位+0.58m, 潮位のばらつき0.14mを併せて+0.72mを考慮

図 1.2-38(2) 地盤変状の有無による最大水位上昇量分布の比較  
(基準津波2 (防波堤有り) 及び基準津波5 (防波堤無し))



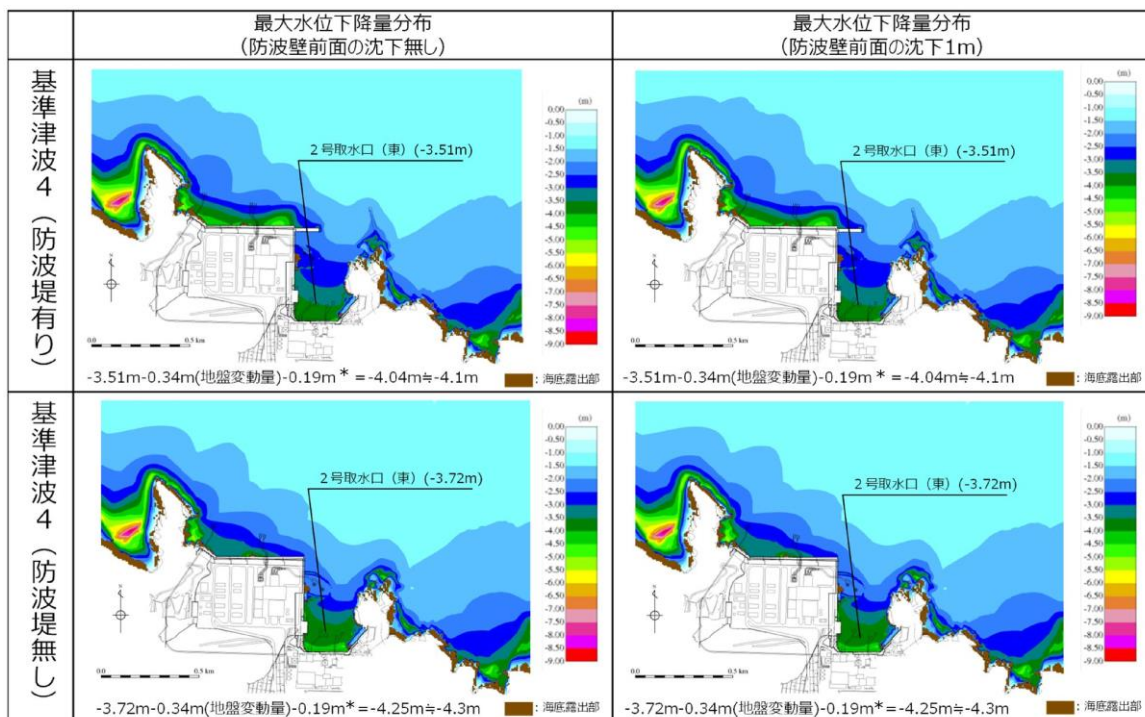
注記\* : 朔望平均干潮位-0.02m, 潮位のばらつき0.17mを併せて-0.19mを考慮

図 1.2-38(3) 地盤変状の有無による最大水位下降量分布の比較  
(基準津波1 (防波堤有り) 及び基準津波1 (防波堤無し))



注記\* : 朔望平均干潮位-0.02m, 潮位のばらつき0.17mを併せて-0.19mを考慮

図 1.2-38(4) 地盤変状の有無による最大水位下降量分布の比較  
(基準津波3 (防波堤有り) 及び基準津波6 (防波堤無し))



注記\* : 朔望平均干潮位-0.02m, 潮位のばらつき0.17mを併せて-0.19mを考慮

図 1.2-38(5) 地盤変状の有無による最大水位下降量分布の比較  
(基準津波4 (防波堤有り) 及び基準津波4 (防波堤無し))

(b) 1, 2号機北側エリアを海底面まで沈下させた津波解析

1, 2号機北側エリアは海底面まで沈下すると仮定して沈下量を設定し, 3号機東側エリアは沈下量を1mとした場合の津波解析を実施した。防波壁前面を海底面まで沈下させた場合の断面図のイメージを図1.2-39に示す。

基準津波1～6のケースを対象に基本ケース及び海底面まで沈下させたケースを比較し, その差異を表1.2-10に示す。また, 最大水位上昇量分布及び最大水位下降量分布を図1.2-40に示す。

津波解析の結果, 海底面まで沈下させた場合, 水位上昇側の施設護岸又は防波壁の水位は, 基準津波2でのみ沈下ありのケースが基本ケースを上回っているが, この差(0.16m)は小さく, その最高水位は基準津波1及び基準津波5よりも低い。また, 水位下降側の2号機取水口の水位については, どのケースについても基本ケースと同じもしくは基本ケースの方が低い。

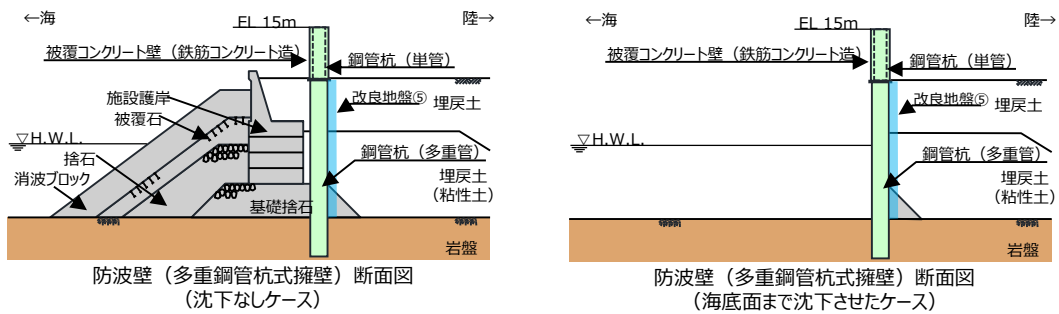


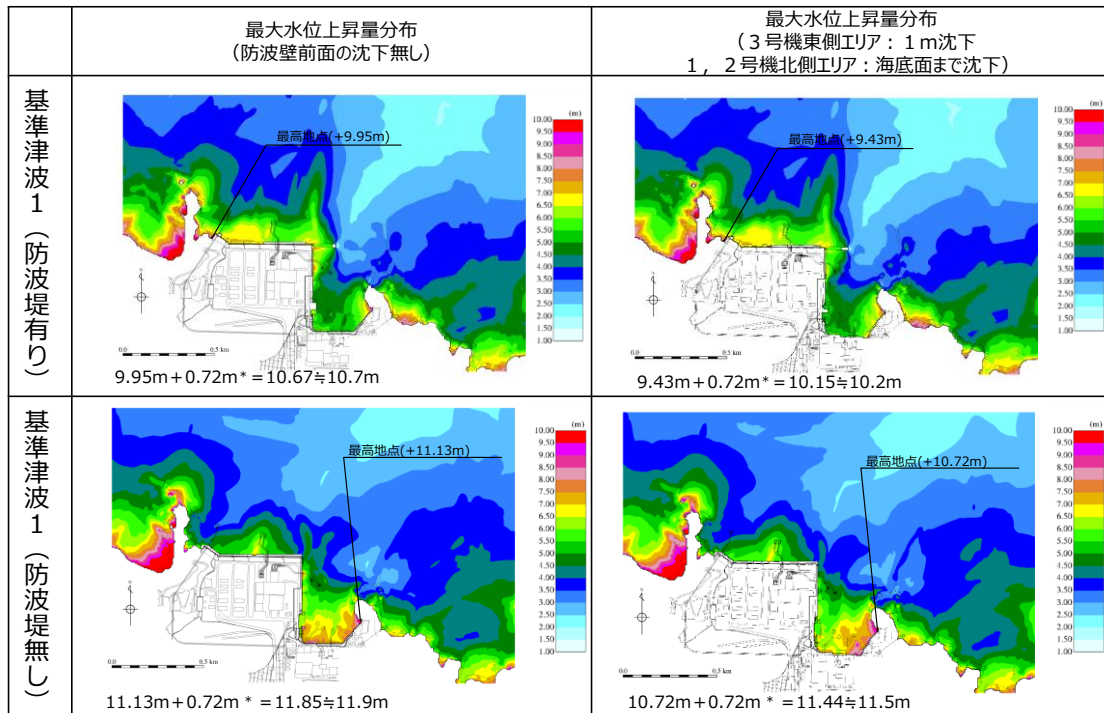
図1.2-39 防波壁前面を海底面まで沈下させた場合の断面図のイメージ図

表 1.2-10 基本ケースと地盤変状（海底面まで沈下）を考慮したケースの水位比較

	【水位上昇側】施設護岸又は防波壁*1			【水位下降側】2号機取水口（東）*2		
	基本ケース （沈下無し）(A)	沈下有り（海 底面まで）(B)	差異（B-A）	基本ケース （沈下無し）(A)	沈下有り（海 底面まで）(B)	差異（B-A）
基準津波 1（防波堤有り）	+10.7m (+10.67m)	+10.2m (+10.15m)	-0.6m (-0.52m)	-5.2m (-5.13m)	-5.1m (-5.02m)	+0.2m (+0.11m)
基準津波 1（防波堤無し）	+11.9m (+11.85m)	+11.5m (+11.44m)	-0.5m (-0.41m)	-6.1m (-6.01m)	-6.0m (-5.96m)	+0.1m (+0.05m)
基準津波 2（防波堤有り）	+9.0m (+8.93m)	+9.1m (+9.09m)	+0.2m (+0.16m)			
基準津波 3（防波堤有り）				-4.7m (-4.63m)	-4.7m (-4.63m)	0.0m (0.00m)
基準津波 4（防波堤有り）				-4.1m (-4.04m)	-4.0m (-3.98m)	+0.1m (+0.06m)
基準津波 4（防波堤無し）				-4.3m (-4.25m)	-4.2m (-4.20m)	+0.1m (+0.05m)
基準津波 5（防波堤無し）	11.5m (+11.45m)	+11.5m (+11.43m)	-0.1m (-0.02m)			
基準津波 6（防波堤無し）				-6.1m (-6.08m)	-6.1m (-6.05m)	+0.1m (+0.03m)

注記\*1：朔望平均満潮位+0.58m，潮位のばらつき0.14mを併せて+0.72mを考慮

\*2：朔望平均干潮位-0.02m，潮位のばらつき0.17mを併せて-0.19mを考慮



注記\*：朔望平均満潮位+0.58m，潮位のばらつき0.14mを併せて+0.72mを考慮

図 1.2-40(1) 地盤変状の有無による最大水位上昇量分布の比較  
(基準津波 1（防波堤有り）及び基準津波 1（防波堤無し）)

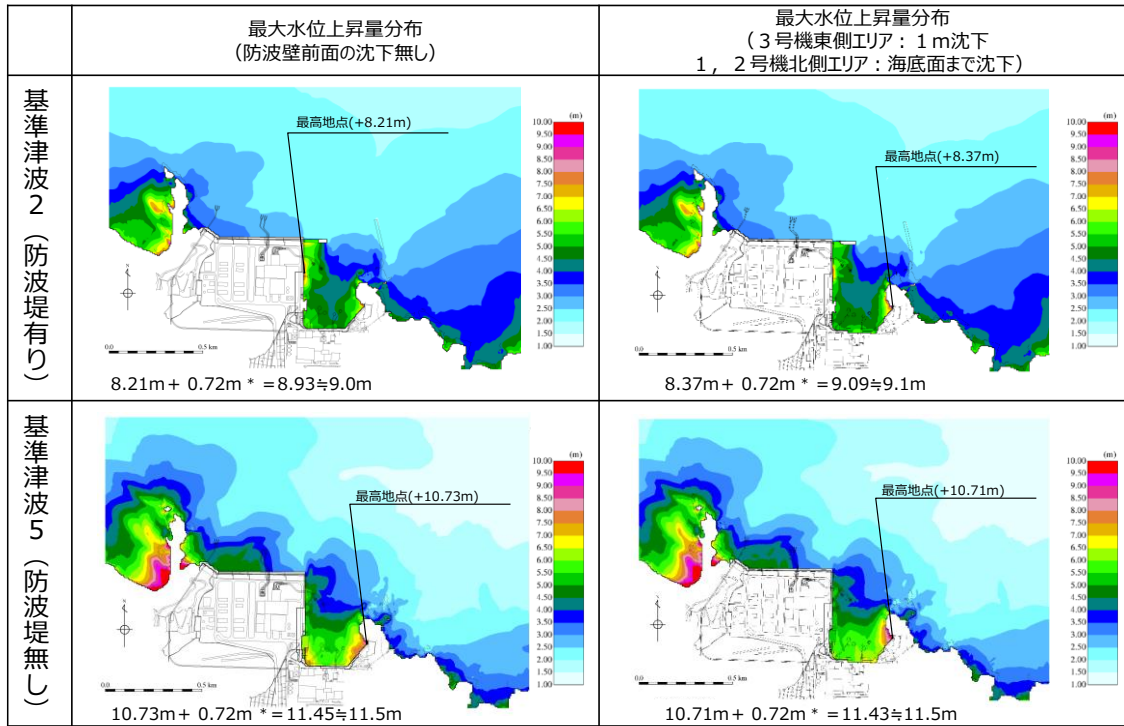


図 1.2-40(2) 地盤変状の有無による最大水位上昇量分布の比較  
(基準津波2 (防波堤有り) 及び基準津波5 (防波堤無し))

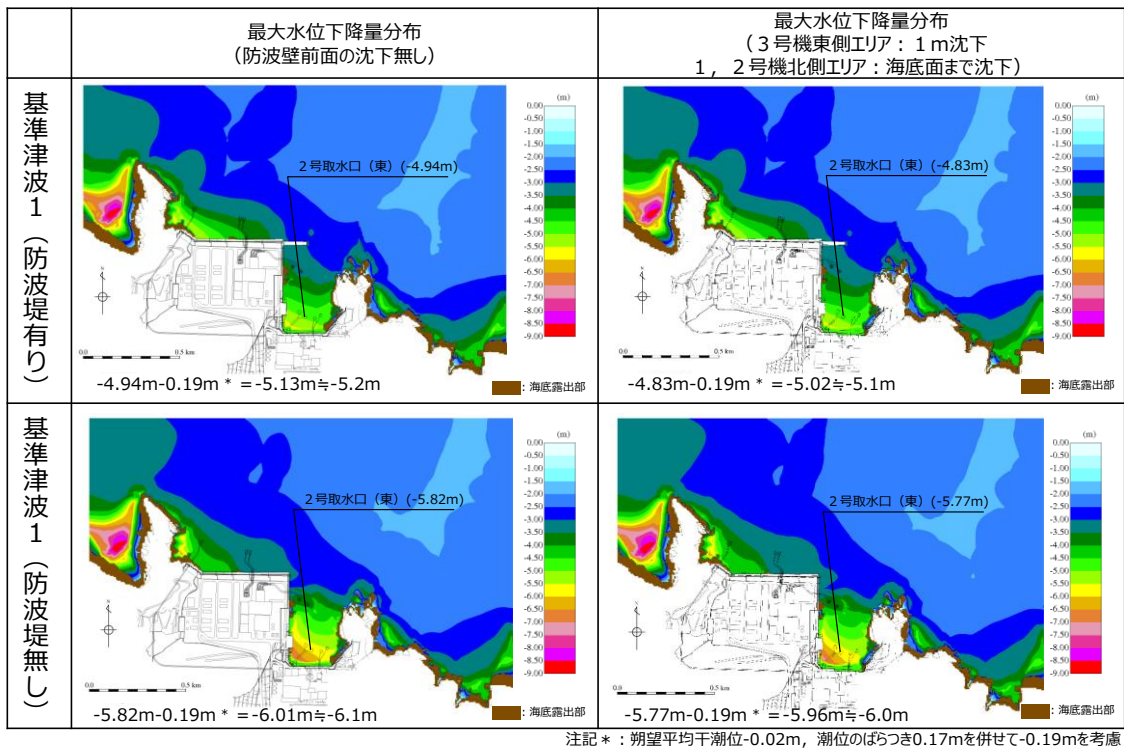
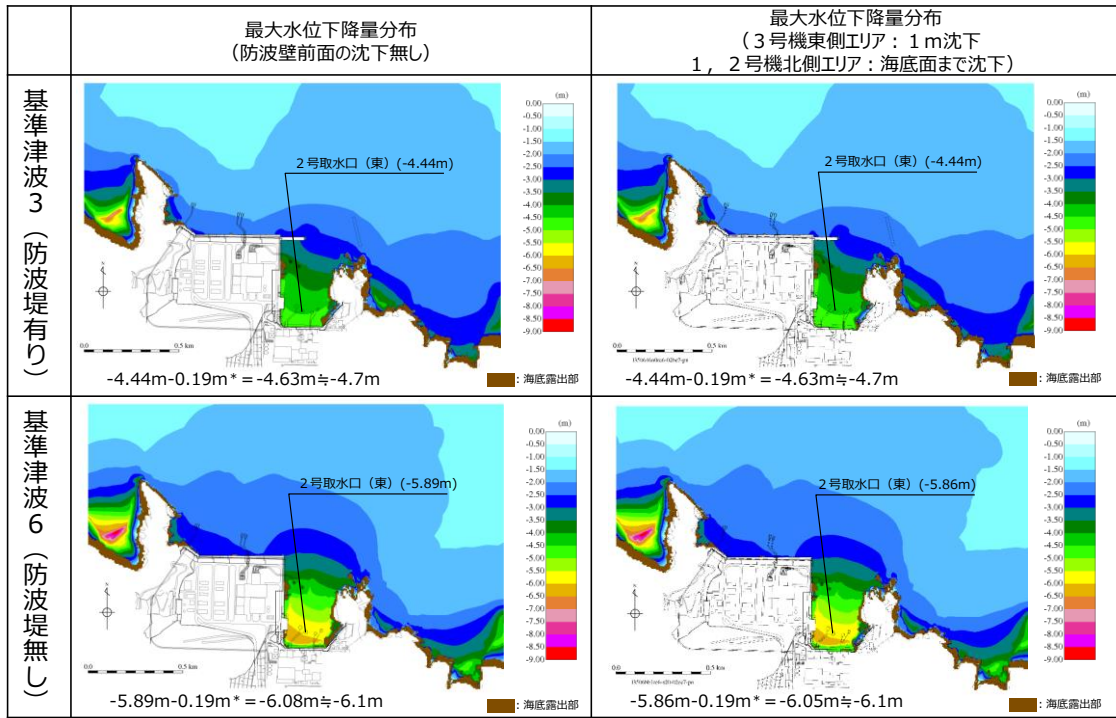
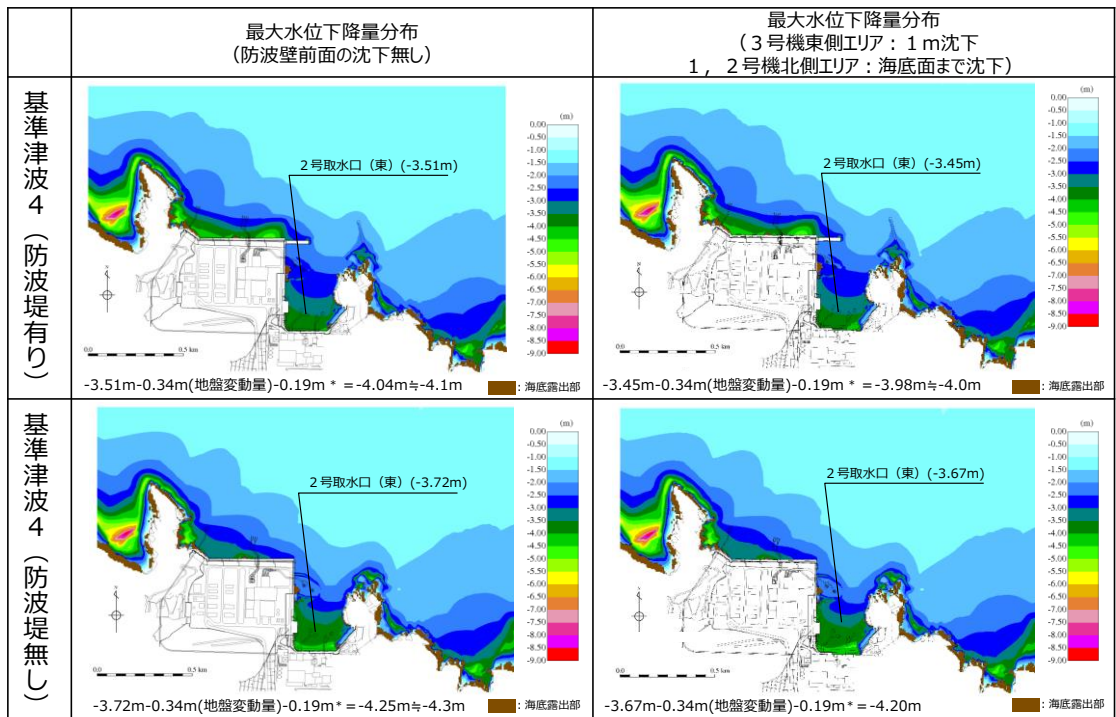


図 1.2-40(3) 地盤変状の有無による最大水位下降量分布の比較  
(基準津波1 (防波堤有り) 及び基準津波1 (防波堤無し))



注記\*: 朔望平均干潮位-0.02m, 潮位のばらつき0.17mを併せて-0.19mを考慮

図 1.2-40(4) 地盤変状の有無による最大水位下降量分布の比較  
(基準津波3 (防波堤有り) 及び基準津波6 (防波堤無し))



注記\*: 朔望平均干潮位-0.02m, 潮位のばらつき0.17mを併せて-0.19mを考慮

図 1.2-40(5) 地盤変状の有無による最大水位下降量分布の比較  
(基準津波4 (防波堤有り) 及び基準津波4 (防波堤無し))

e. まとめ

基準地震動  $S_s$  による地盤変状として、防波壁前面が一律で 1m 沈下する場合と 1, 2 号機北側エリアが海底面まで沈下する場合について津波解析を実施し、評価地点における最高水位、最低水位ともに防波壁前面が一律で 1m 沈下する場合の方が大きくなることを確認した。また、これらの場合においても入力津波の設定に影響がないことを確認した。

以上より、地震による地形変化（地盤変状）は、入力津波を設定する際の影響要因として考慮しない。

(4) 防波堤損傷に関する検討

島根原子力発電所では、輪谷湾に防波堤及び東防波堤を設置しており、これら防波堤は、敷地周辺の地震により損傷する可能性は否定できないことから、防波堤の状態による入力津波への影響の有無を検討する。検討にあたっては、津波高さ  
と津波高さ以外に区分して、実施する。

a. 検討結果

(a) 津波高さ

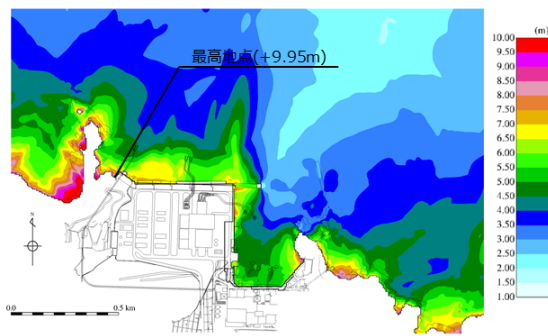
基準津波策定の際に、防波堤の有無により津波高さに有意な差を与えることを確認した。(表 1.2-11, 図 1.2-41)

(b) 津波高さ以外(流況等)

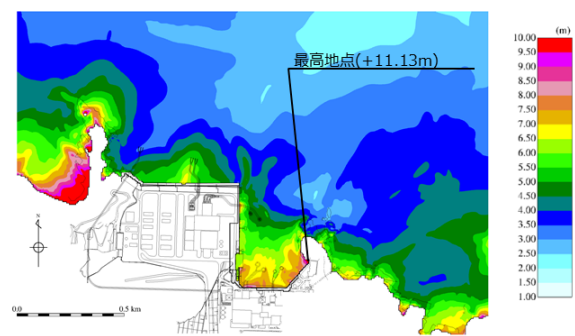
発電所沖合については、防波堤の有無により流況の変化が認められない。(図 1.2-42) また、港湾内及び港湾外については、防波堤の有無により流況の変化が認められる。(図 1.2-43)

表 1.2-11 防波堤の有無による最大水位上昇量の比較

検討対象 基準津波	防波堤	最大水位上昇量(m)
		施設護岸又は防波壁
基準津波 1	有り	+10.0 (+9.95m)
	無し	+11.2 (+11.13m)



最大水位上昇量分布図  
(防波堤有り最大ケース:基準津波1)



最大水位上昇量分布図  
(防波堤無し最大ケース:基準津波1)

図 1.2-41 防波堤の有無による最大水位上昇量分布の比較



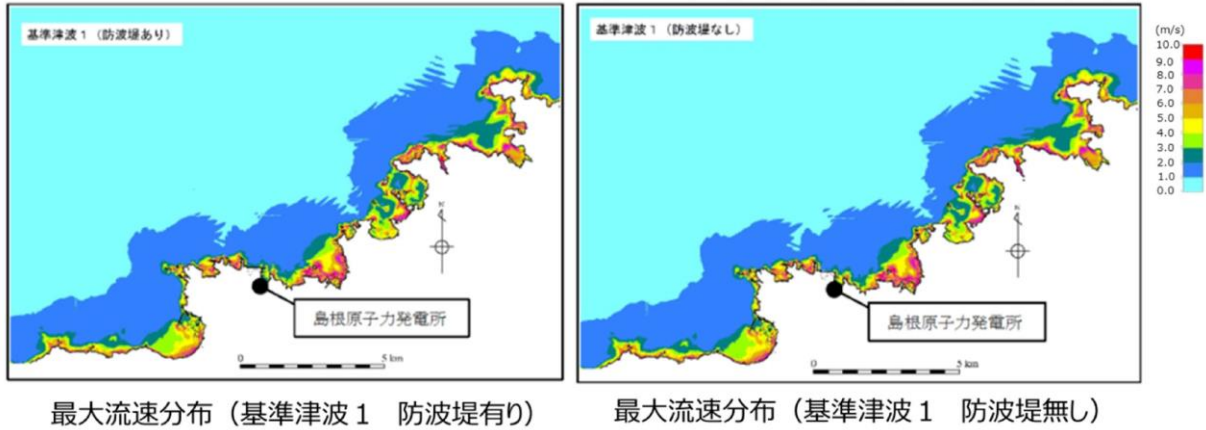


図 1.2-42 発電所沖合の流況

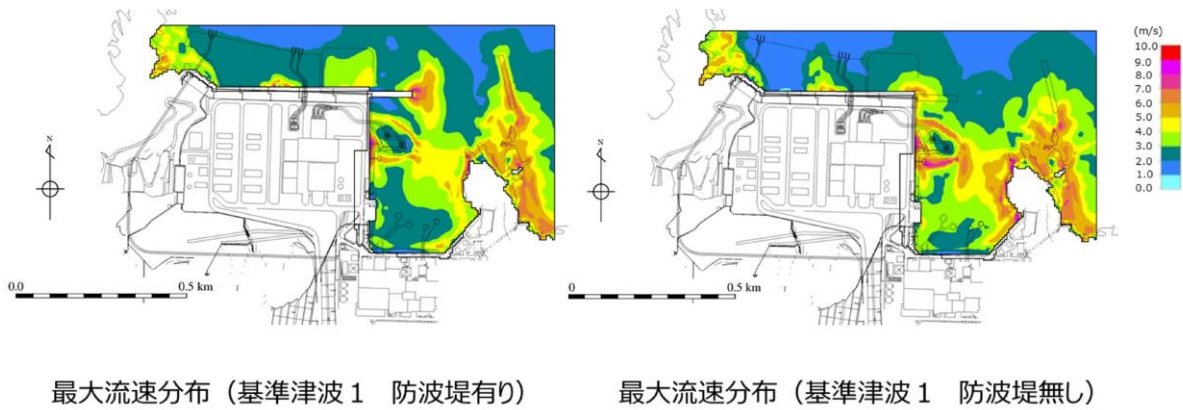


図 1.2-43 港湾内及び港湾外の流況

(5) 津波による洗掘に関する検討

遡上域となる荷揚場はアスファルト又はコンクリートで地表面を舗装されている。文献\*によるとアスファルト部で 8m/s の流速に対して洗掘の耐性があるとされている。遡上域の範囲（最大浸水深分布）を評価するため、地震による荷揚場周辺の沈下及び初期潮位を考慮した津波解析を実施した。検討にあたっては、荷揚場付近の浸水範囲が広い基準津波1（防波堤無し）を対象とした。図 1.2-44 に荷揚場における最大浸水深分布図，図 1.2-45 に最大流速分布図，図 1.2-46 に流速が最大（11.9m/s）となった地点における浸水深・流速時刻歴波形を示す。図 1.2-46 より，アスファルト部で耐性があるとされる 8m/s の流速を越える時間は限定的であるが，図 1.2-45 に示す 8m/s の流速を越える地点付近についてはコンクリート舗装等の対策工を行うことから洗掘は生じない。

注記\*：津波防災地域づくりに係る技術検討報告書，津波防災地域づくりに係る技術検討会，p.33，2012

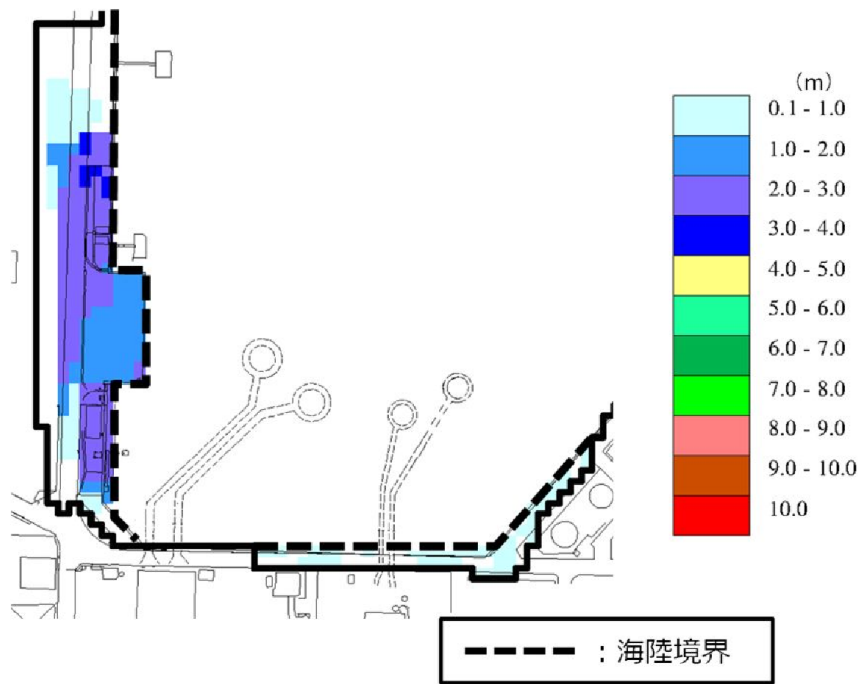


图 1.2-44 最大浸水深分布图 (基準津波 1 (防波堤無し))

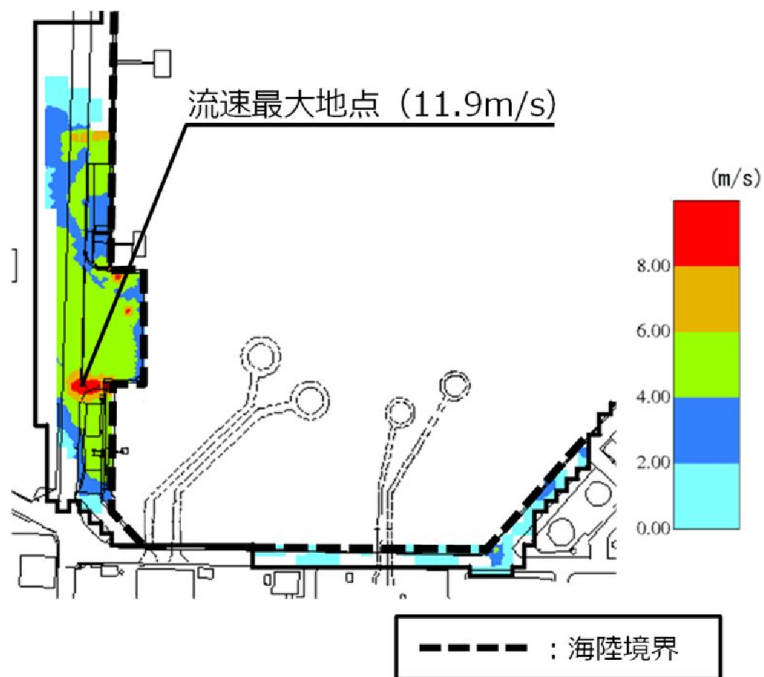


图 1.2-45 最大流速分布图 (基準津波 1 (防波堤無し))

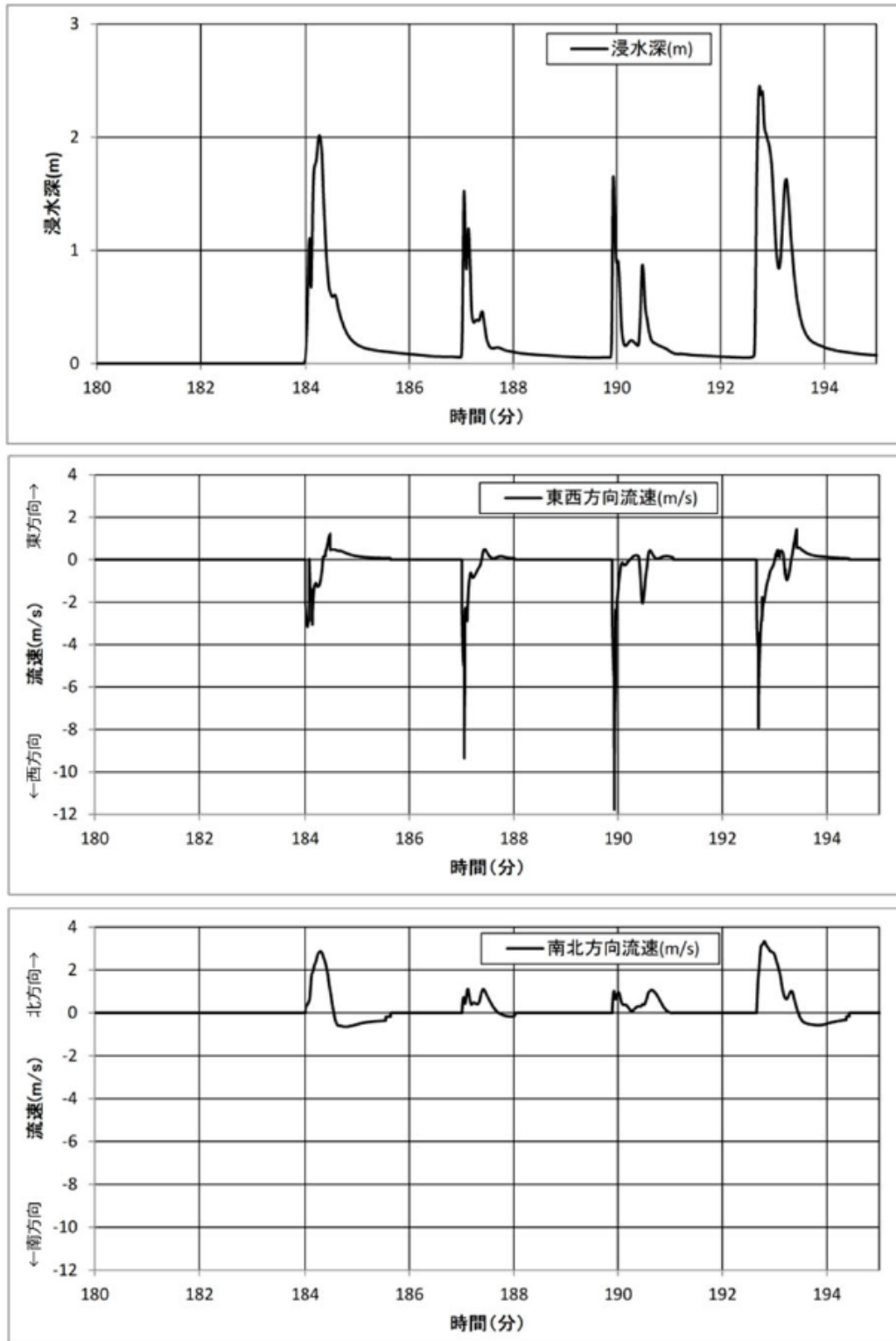


図 1.2-46 流速最大地点における浸水深・流速時刻歴波形

(6) 津波評価条件

基準地震動  $S_s$  及び基準津波に伴う地形変化及び標高変化による影響の有無に関する検討結果の一覧を表 1.2-12 に示す。

表 1.2-12 基準地震動  $S_s$  及び基準津波による影響検討結果

影響要因	検討結果
斜面崩壊	<ul style="list-style-type: none"><li>防波壁両端部の斜面については、基準地震動 <math>S_s</math> 及び基準津波に対する健全性を確保していることを確認したことから、<u>影響要因として考慮しない</u>。</li><li>防波壁両端部の地山以外の斜面については、地滑り地形が判読されている地山の斜面崩壊を考慮した津波解析の結果、斜面崩壊の有無による津波高さの差異が十分小さいことから、<u>影響要因として考慮しない</u>。</li></ul>
地盤変状	<ul style="list-style-type: none"><li>防波壁前面に存在する埋戻土については、地震時の液状化による地盤沈下を考慮した津波解析の結果、地盤沈下の有無による津波高さの差異が十分小さいことから、<u>影響要因として考慮しない</u>。</li></ul>
防波堤損傷	<ul style="list-style-type: none"><li>津波高さについては、防波堤の有無によって有意な差異があることから、<u>影響要因として考慮する</u>。</li><li>津波高さ以外については、発電所沖合は防波堤の有無による流況の変化が認められないことから<u>影響要因として考慮しない</u>。一方、港湾内及び港湾外は防波堤の有無による流況の変化が認められることから、<u>影響要因として考慮する</u>。</li></ul>
洗堀	<ul style="list-style-type: none"><li>基準津波による遡上域の洗堀が生じないようにコンクリート舗装等の対策工を行うことから、<u>影響要因として考慮しない</u>。</li></ul>

以上の結果を踏まえ、入力津波設定において考慮する地形の条件は以下のとおり。

- 防波堤損傷に関する検討の結果、津波高さについては、防波堤の有無による差異が認められることから、影響要因として考慮する。また、津波高さ以外については、発電所沖合は防波堤の有無による最大流速分布に差異が認められないことから影響要因として考慮しない。一方、港湾内及び港湾外は最大流速分布に差異が認められることから、影響要因として考慮する。

(参考資料 1) 防波堤の位置付け・モデル化

(1) 防波堤の位置付け

島根原子力発電所では、輪谷湾に防波堤及び東防波堤を設置している（図 1-1）。これら防波堤は、敷地周辺の地震により損傷する可能性は否定できないことから、津波影響軽減施設とせず、自主設備とする。基準津波 5、6 は自主設備である防波堤の有無が基準津波の選定に影響が有ることから選定した。

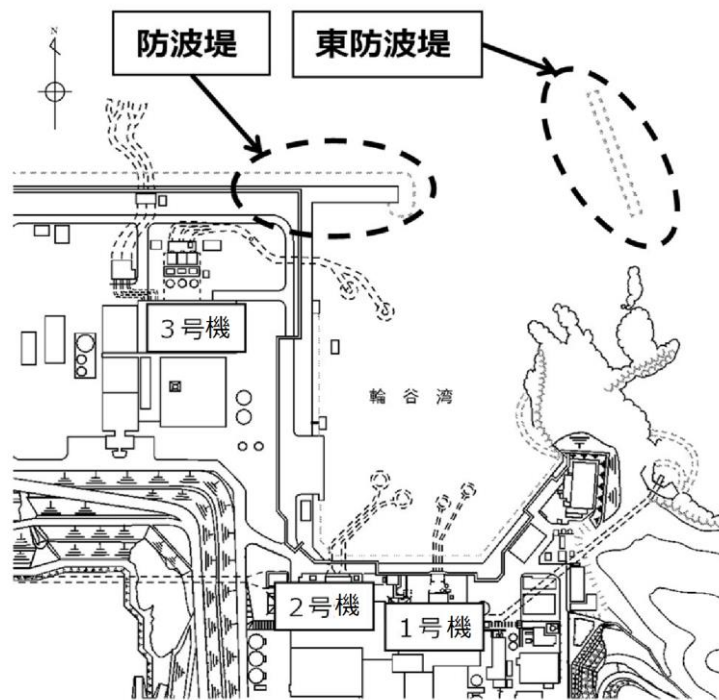


図 1-1 防波堤位置

(2) 防波堤のモデル化

防波堤の有無によるモデル化については、防波堤有り条件では、防波堤ケーソン、捨石マウンドをモデル化しており、防波堤無し条件では、防波堤ケーソン、捨石マウンドを全て取り除いた状態で実施している（図 1-2）。なお、消波ブロック\*は、透過性を有するため、防波堤有り条件においては、安全側の評価となるよう消波ブロックをモデル化しないものとしている。

また、消波ブロックをモデル化した場合の津波への影響を検討するため、東防波堤の EL 4.9m～EL 1.8m 区間の消波ブロックをモデル化し、消波ブロックの透過率を施工実績より算出し 50%と設定し、防波堤有り条件のうち、施設護岸又は防波壁で最大水位上昇量を示した基準津波 1 を対象に実施した。

その結果、消波ブロックをモデル化した場合、消波ブロックをモデル化しない場合と比較し、津波の敷地への影響は小さいことから、消波ブロックをモデル化

しない津波解析は安全側の評価となることを確認した。水位の影響については、表 1-1 及び図 1-3 に示す。また、流向・流速の影響については、図 1-4 に示す。

注記\*：一般に消波ブロックは短周期の波浪に対する軽減効果を持つとされており、土木学会（2016）においても構造物（消波ブロック）が無いものとして取り扱うことが多いと記載されている。

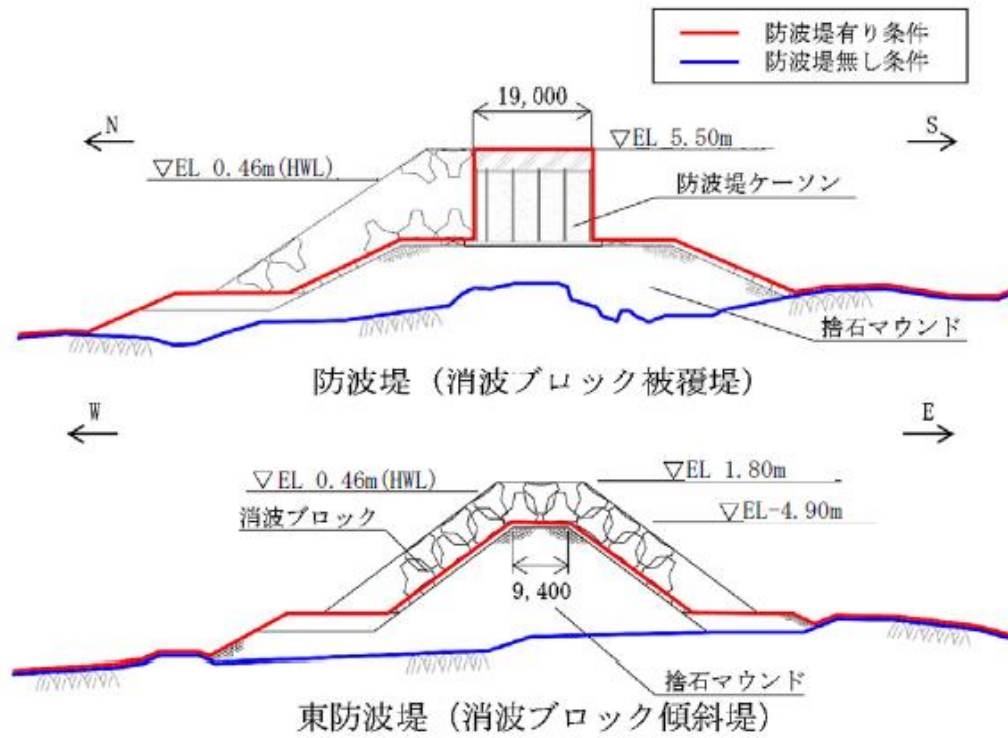
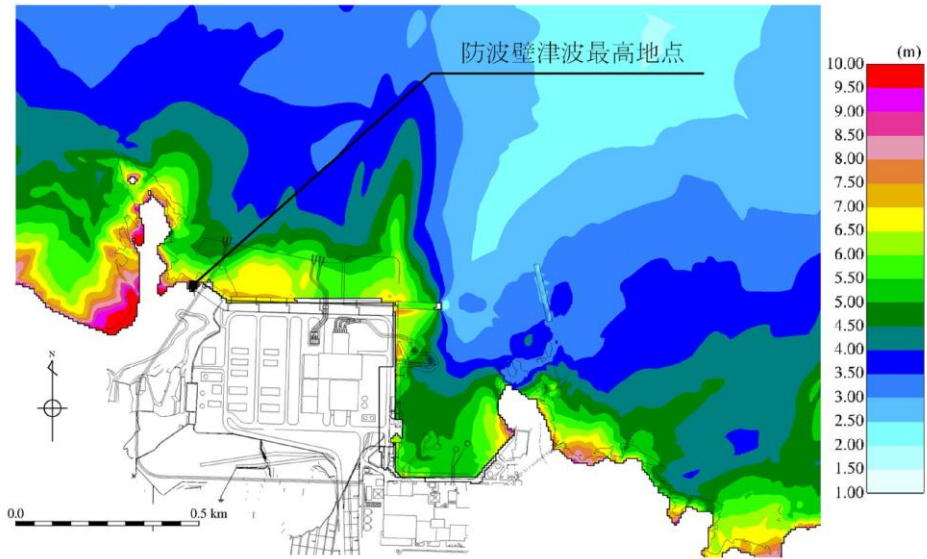


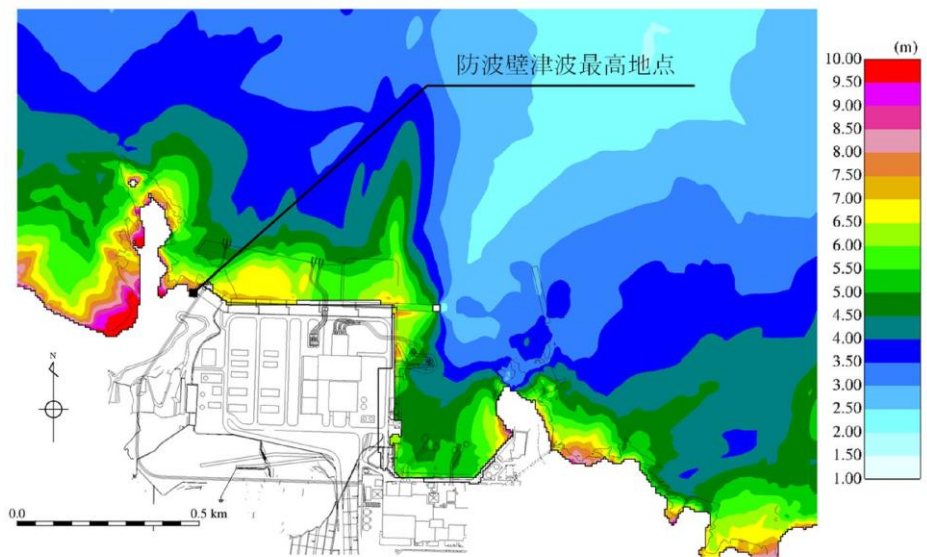
図 1-2 防波堤断面図

表 1-1 消波ブロックのモデル化検討結果

基準津波	消波ブロックのモデル化	評価水位 (EL m)		
		上昇側 施設護岸又は 防波壁	下降側	
			2号機 取水口 (東)	2号機 取水口 (西)
基準津波 1 (防波堤有り)	消波ブロックを モデル化	+10.4	-4.8	-4.8
	消波ブロックを モデル化しない	+10.5	-5.0	-5.0

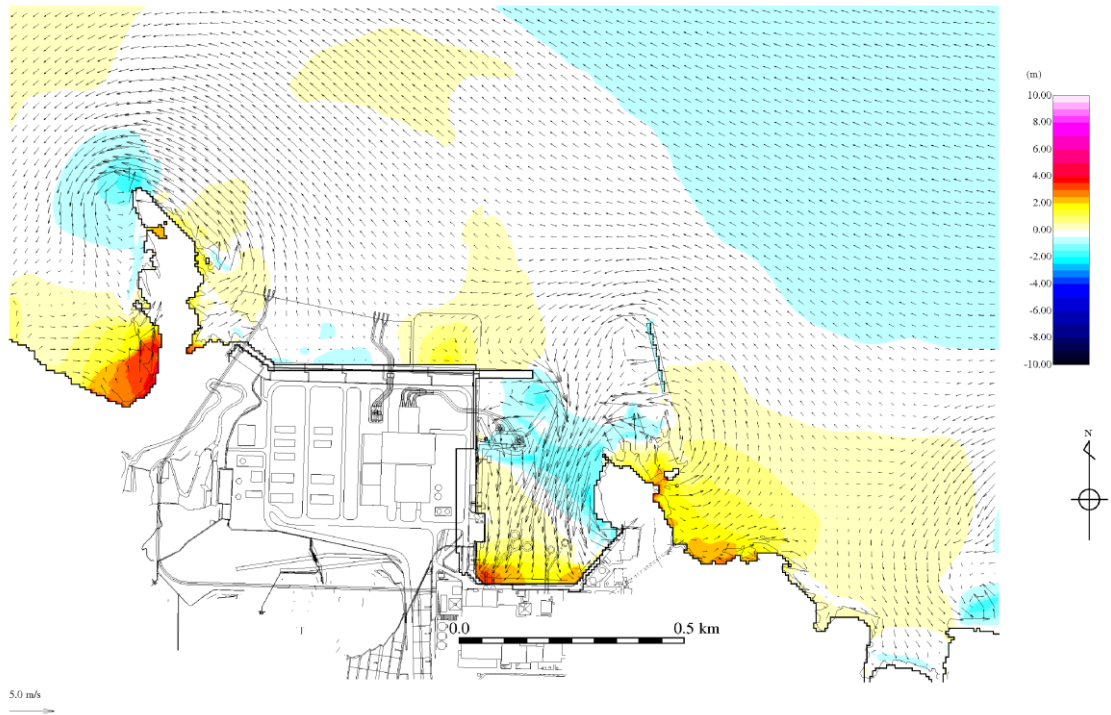


最大水位上昇量分布図  
(消波ブロックをモデル化)

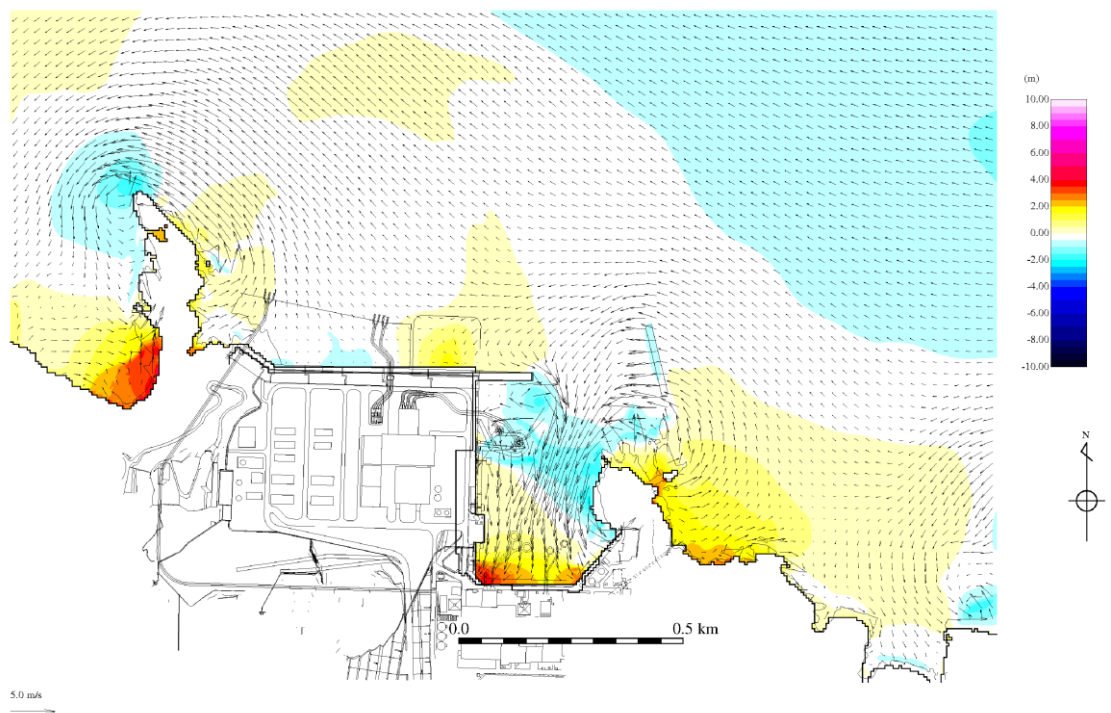


最大水位上昇量分布図  
(消波ブロックをモデル化しない: 基準津波1)

図 1-3 最大水位上昇量分布図比較



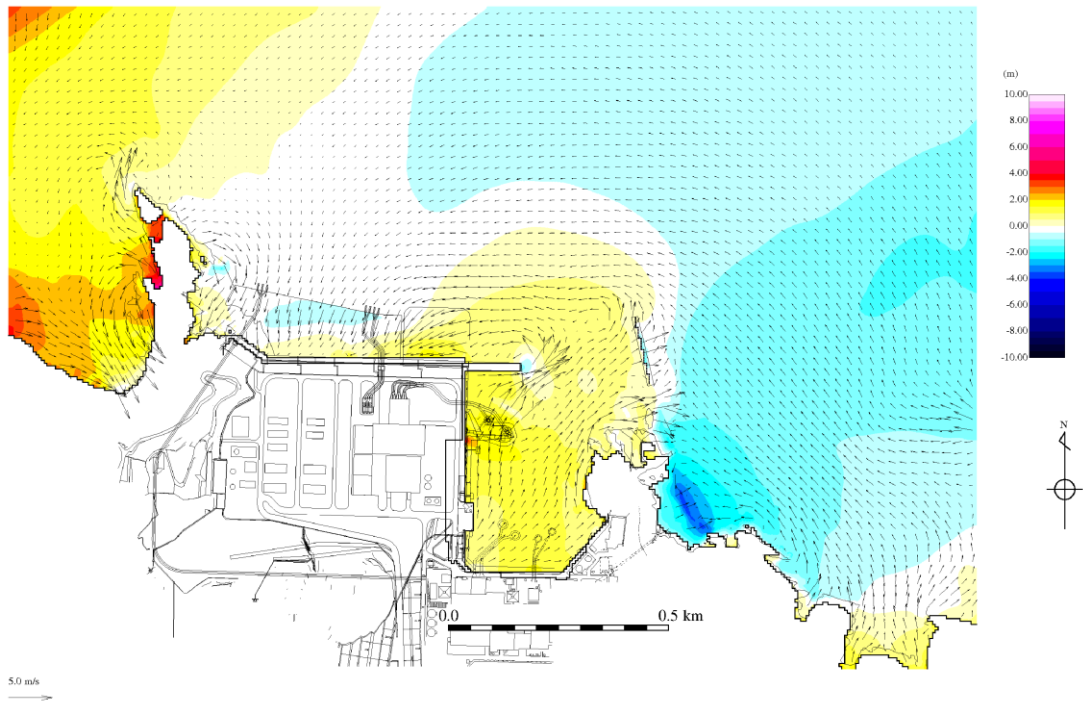
地震発生後 190 分（消波ブロックをモデル化）



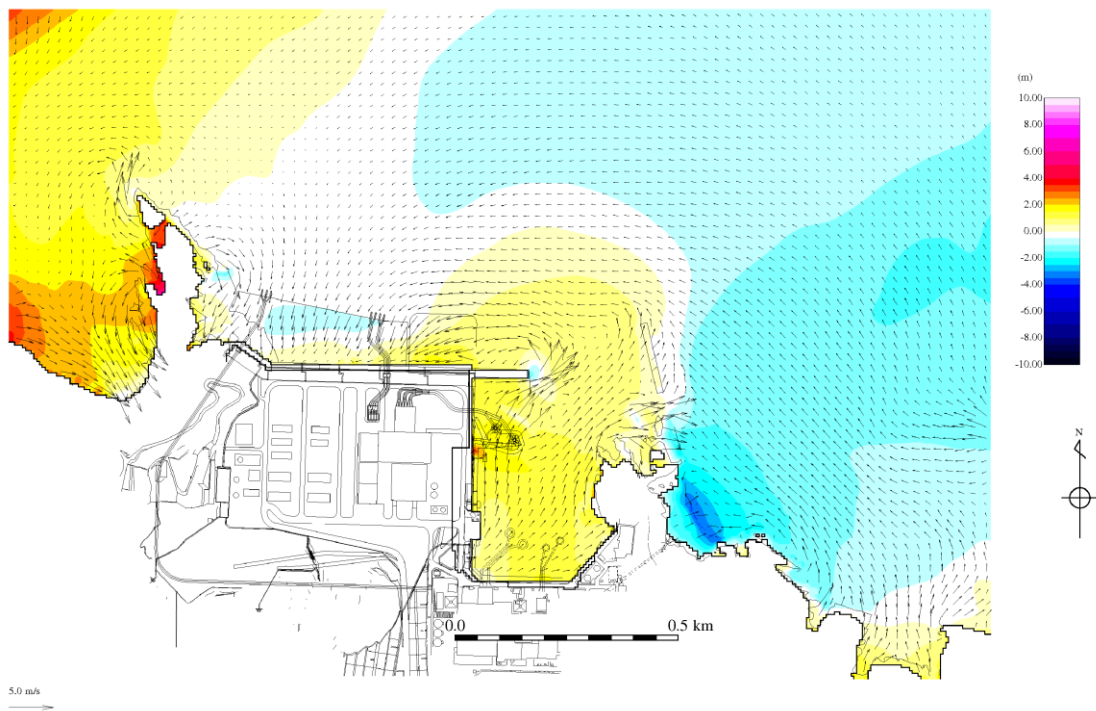
地震発生後 190 分（消波ブロックをモデル化しない）

図 1-4(1) 流向・流速分布図比較



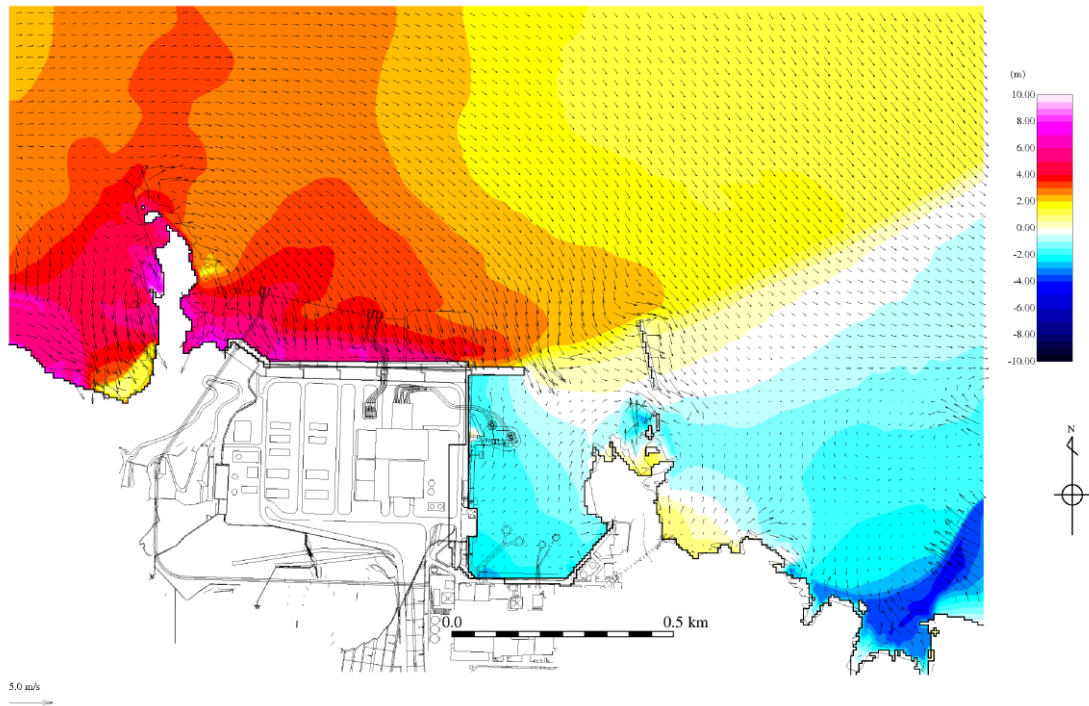


地震発生後 191 分（消波ブロックをモデル化）

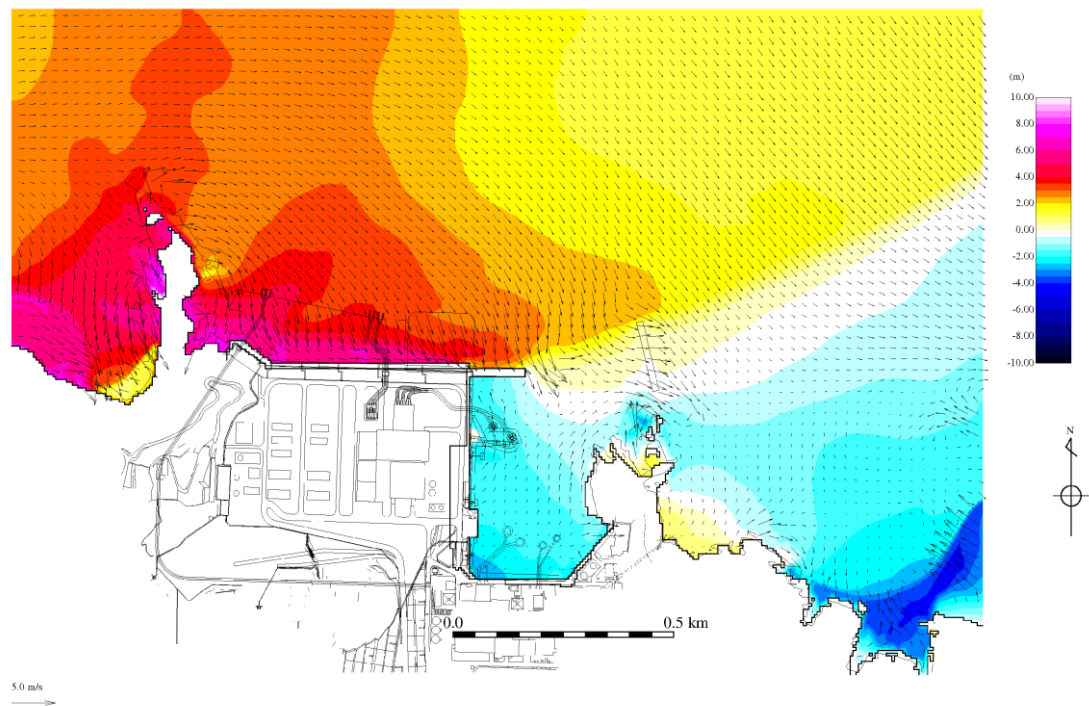


地震発生後 191 分（消波ブロックをモデル化しない）

図 1-4(2) 流向・流速分布図比較

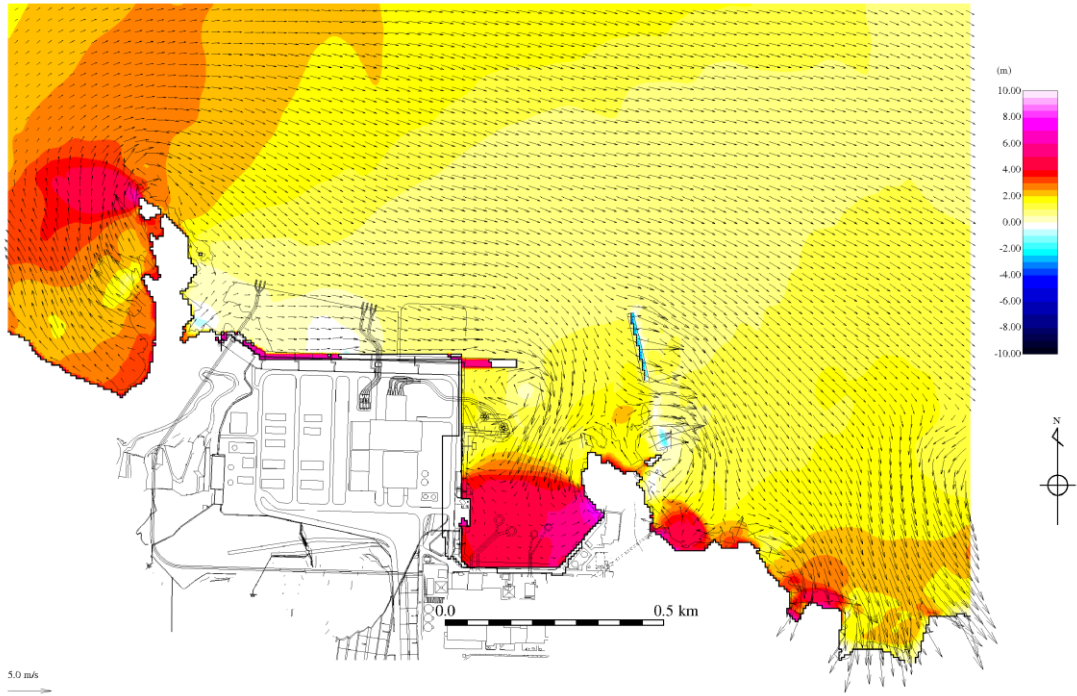


地震発生後 192 分（消波ブロックをモデル化）

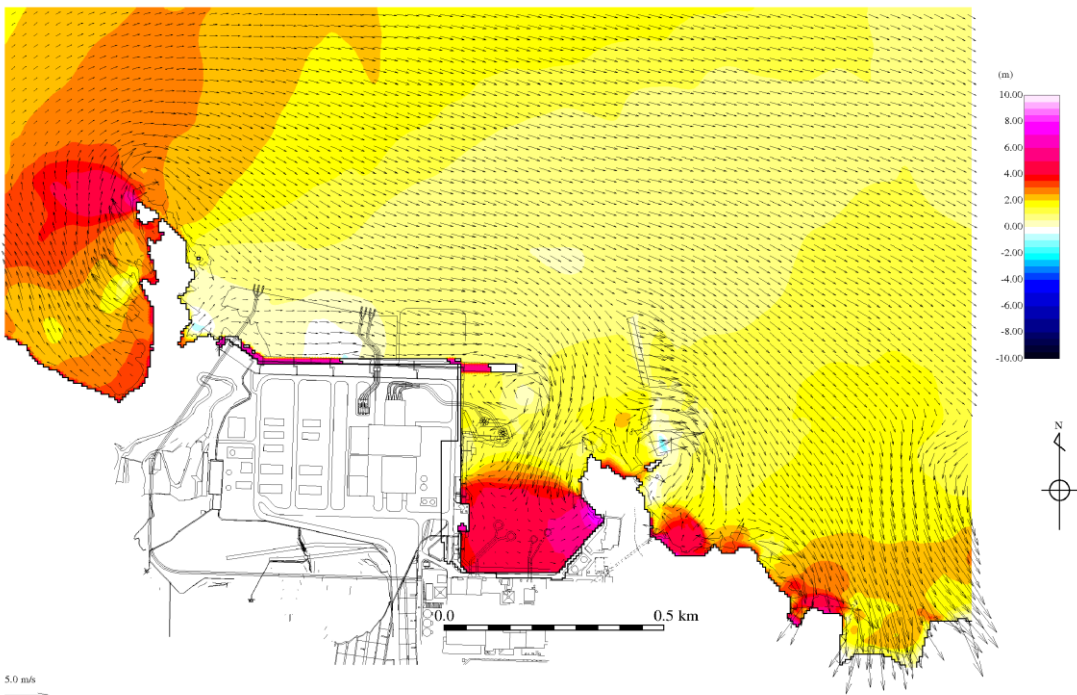


地震発生後 192 分（消波ブロックをモデル化しない）

図 1-4(3) 流向・流速分布図比較



地震発生後 193 分（消波ブロックをモデル化）



地震発生後 193 分（消波ブロックをモデル化しない）

図 1-4(4) 流向・流速分布図比較

(参考資料 2) 防波壁より海側へ新規設置する構造物による入力津波の設定への影響

(1) 概要

設計の進捗に伴い、詳細設計段階において防波壁より海側へ構造物を新規設置することとした。対象構造物としては、防波壁通路防波扉（荷揚場南）及び防波壁通路防波扉（3号東）の前面に設置する漂流物対策工並びに荷揚護岸近傍へ設置する漂流防止装置（基礎を含む）がある。

これらの防波壁より海側へ新規設置する構造物が入力津波の設定へ与える影響について確認する。

(2) 防波壁より海側へ新規設置する構造物による入力津波の設定への影響

a. 対象構造物の概要

対象構造物としては、防波壁通路防波扉（荷揚場南）及び防波壁通路防波扉（3号東）の前面に設置する漂流物対策工並びに荷揚護岸近傍へ設置する漂流防止装置（基礎を含む）がある。平面位置を図 2-1 に示す。

防波壁通路防波扉（荷揚場南）の漂流物対策工の概要を図 2-2 に示す。設置地表面 EL 8.5m より上部として、幅 13.9m、奥行き 5.6m の支柱と支柱間の鋼製扉からなる。

防波壁通路防波扉（3号東）の漂流物対策工の概要を図 2-3 に示す。設置地表面 EL 8.5m より上部として、幅 19.5m、奥行き 7.9m の支柱と支柱間の鋼製扉からなる。

漂流防止装置の概要を図 2-4 に示す。設置付近の地表面 EL 6.0m より上部として、外径 2.2m の鋼管杭とその上部の係船柱からなる。

b. 評価条件

水位上昇側の基準津波の解析結果と漂流物対策工及び漂流防止装置の位置関係の比較から、入力津波高さへの影響を検討する。

評価対象とする波源は、水位上昇側の基準津波となる基準津波 1（防波堤有り）、基準津波 1（防波堤無し）、基準津波 2 及び基準津波 5 とした。

なお、津波解析において漂流物対策工及び漂流防止装置はモデル化していない。

c. 評価結果

水位上昇側の基準津波における最大水位上昇量分布図と漂流物対策工及び漂流防止装置の位置関係を図 2-5 に示す。なお、施設護岸又は防波壁におけ

る入力津波高さは、図 2-5 (右上) の基準津波 1 (防波堤無し) における最高水位地点における水位を一律の入力津波高さとして設定している。

防波壁通路防波扉 (荷揚場南) 及び防波壁通路防波扉 (3号東) の漂流物対策工に関しては、いずれの基準津波も到達しないことを確認した。

漂流防止装置の北側に関しては、いずれの基準津波も到達しないことを確認した。

漂流防止装置の南側に関しては、基礎 (鋼管杭) の一部が浸水するものの、その最大浸水深は 0.10m 以下と小さいこと及び入力津波高さは設置位置から離れた湾奥で設定されていることから、入力津波への与える影響はないと判断した。

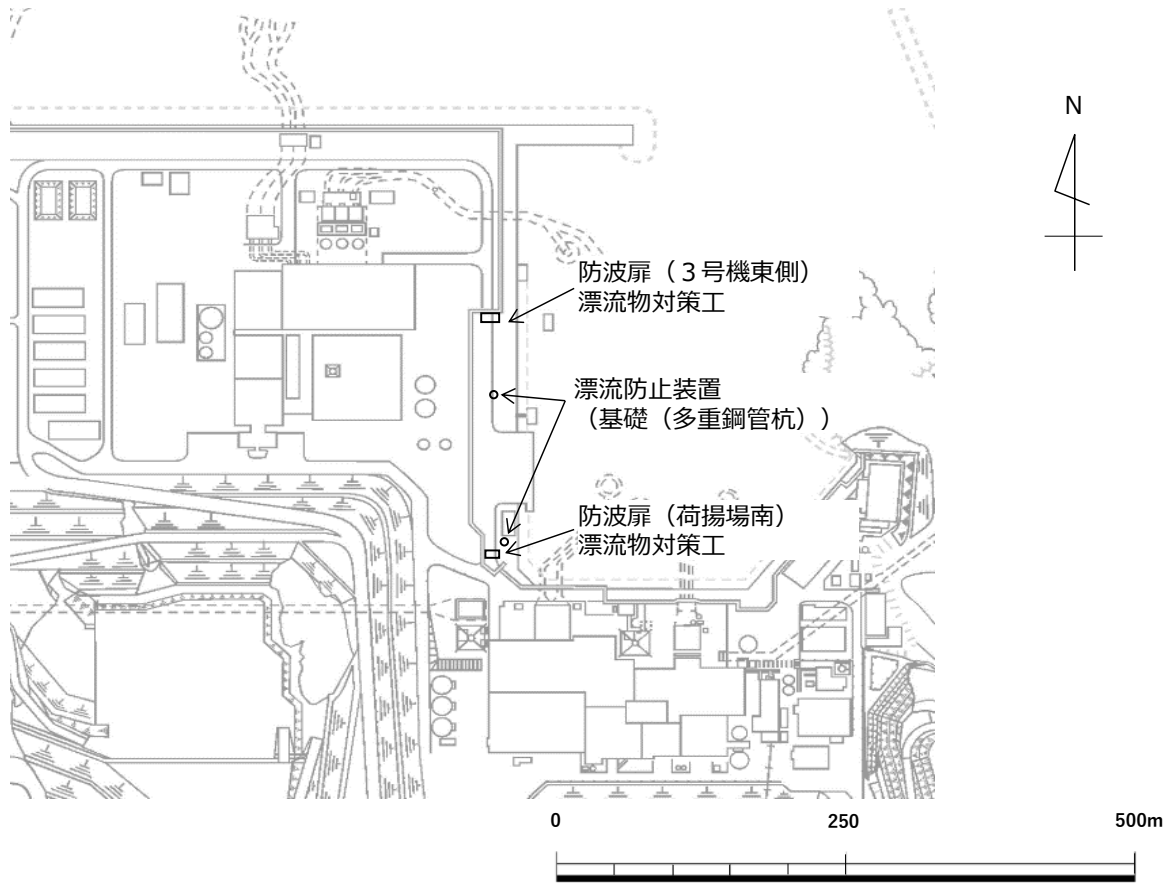


図 2-1 防波壁より海側へ新規設置する構造物の平面位置図

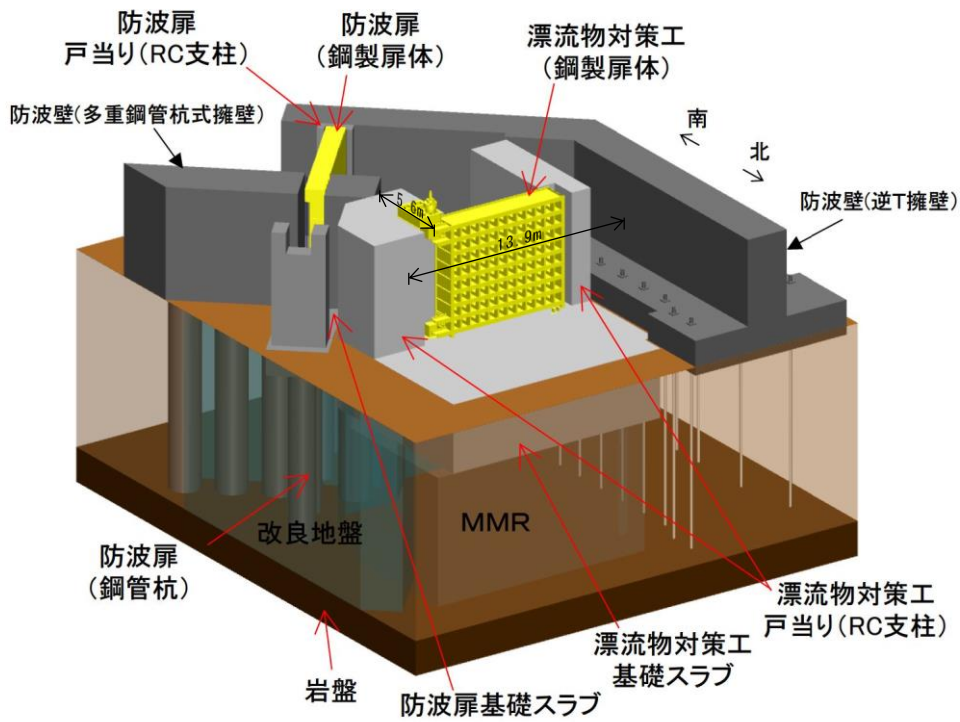


図 2-2 防波壁通路防波扉（荷揚場南）の漂流物対策工の概要図

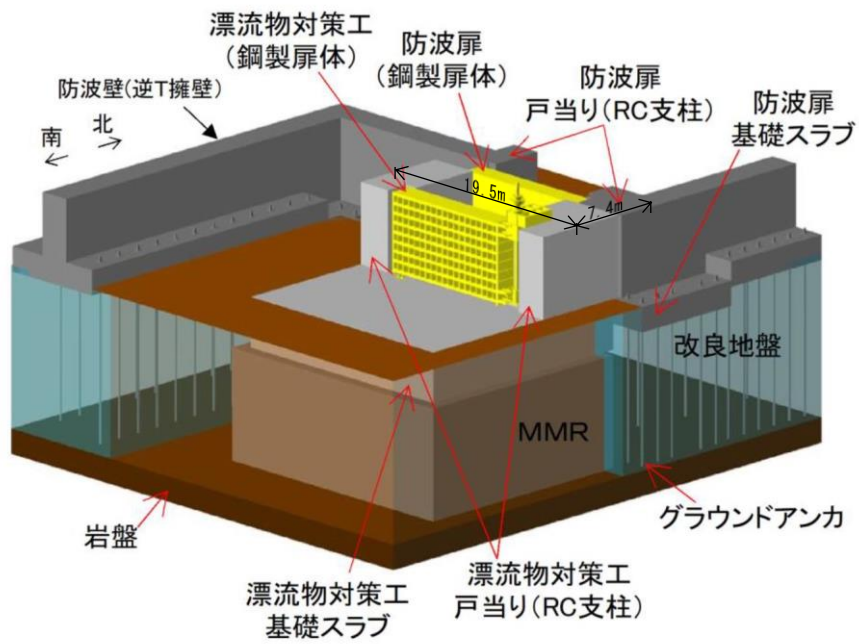
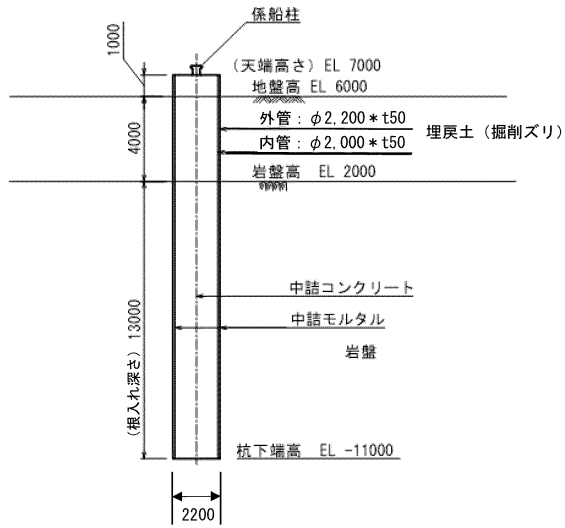
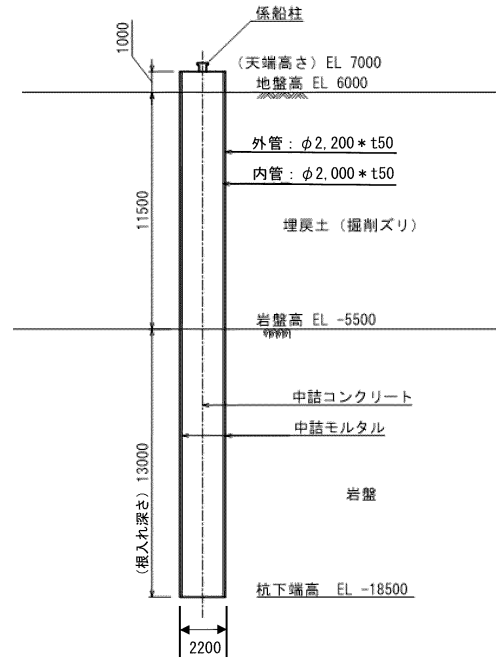


図 2-3 防波壁通路防波扉（3号東）の漂流物対策工の概要図



(北側)



(南側)

(単位：mm)

図 2-4 漂流防止装置の概要図

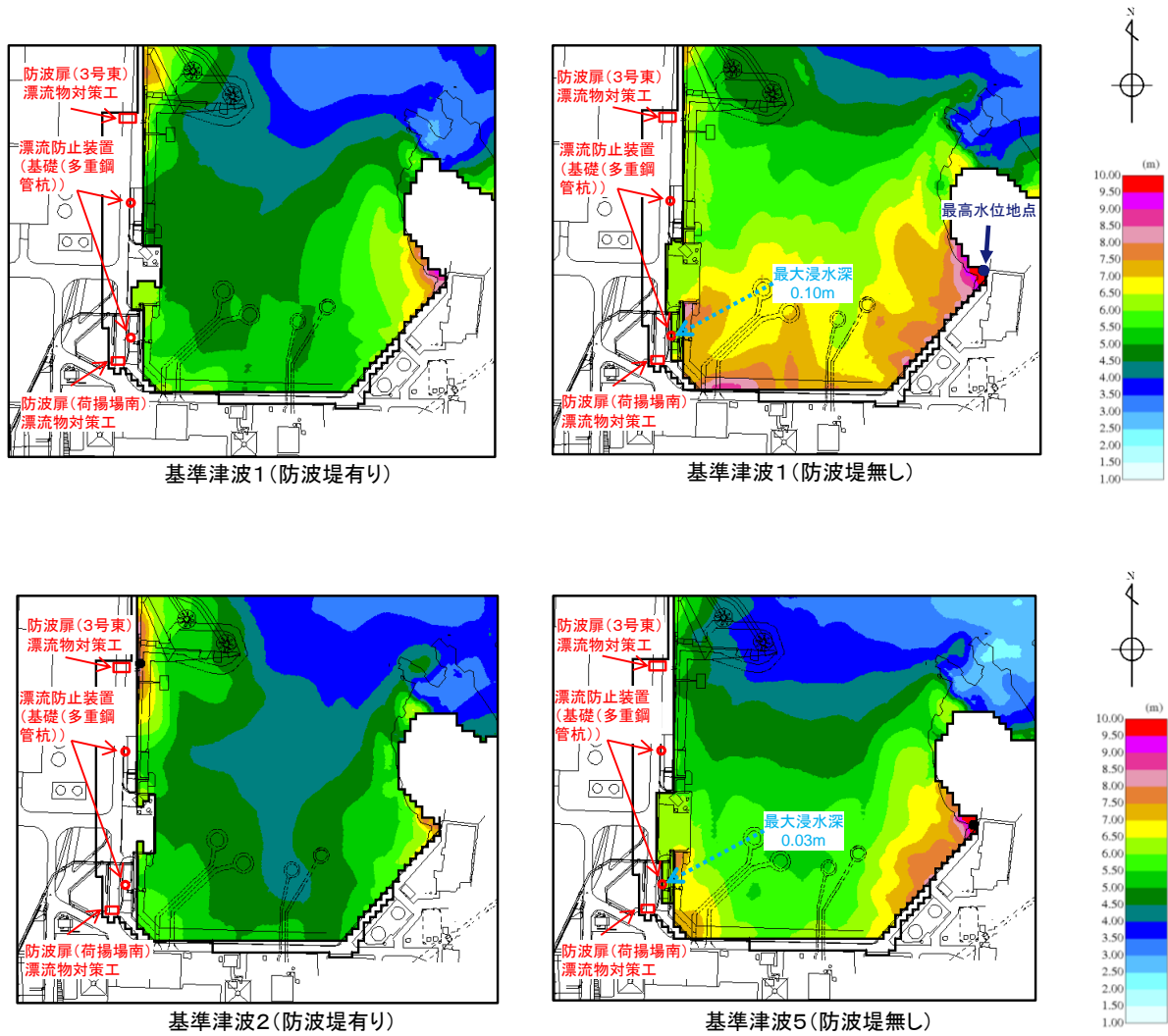


図 2-5 水位上昇側の基準津波における輪谷湾内の最大水位上昇量分布図 (全時刻)



(3) まとめ

防波壁より海側へ新規設置する構造物が入力津波の設定へ与える影響について、新設する構造物位置と基準津波の評価結果を比較したところ、入力津波の設定へ与える影響はないことを確認した。

以上より、防波壁より海側へ新規設置する構造物は、入力津波を設定する際の影響要因として考慮しない。

(参考資料 3) 3号機東側における液状化に伴う側方流動による沈下量の妥当性

(1) 目的

3号機東側における地震時の液状化に伴う側方流動による沈下量については、設置変更許可段階では、標準断面において文献に基づく液状化対象層の地盤物性等を用いた地震応答解析により算定していた。

本検討では、詳細設計段階における設計進捗を踏まえた地盤物性、解析モデルを用いた地震応答解析を実施し、設置許可段階において算定した沈下量の妥当性を確認する。

(2) 検討条件

a. 検討断面の位置

設置変更許可時においては、1, 2号機北側エリアと3号機東側エリアを比較し、以下の二つの観点から3号機東側エリアの沈下による遡上の影響が大きいと判断し、検討断面の選定を行っていた。

- ① 1, 2号機北側エリアと比較して埋戻土（掘削ズリ）の分布が広範囲かつ層厚が厚いこと
- ② 1, 2号機北側エリアと比較して基準津波遡上範囲が広いこと

上記を踏まえ本検討では、詳細設計段階において、1, 2号機北側エリアは別に検討断面を選定したことから、3号機東側エリア内において、設置変更許可時と同様の観点で検討断面の選定を行った。また、沈下考慮範囲における岩盤の傾斜を断面選定の観点へ追加し検討した。

- ①埋戻土（掘削ズリ）の分布が広範囲かつ層厚が厚いこと
- ②基準津波遡上範囲が広いこと
- ③沈下考慮範囲（防波壁前面の改良地盤より海側）における岩盤の傾斜が急であること

3号機東側エリアにおける液状化考慮範囲と岩盤深さを図3-1に示す。また、基準津波による津波遡上範囲を図3-2に示す。3号機東側エリアにおける液状化考慮範囲は荷揚場が最も広く、津波遡上範囲は荷揚場及びその周辺であることから、荷揚場において詳細設計段階の検討断面を設定する。

埋戻土の層厚の観点から、設置変更許可時と詳細設計段階の検討断面の比較を行う。防波壁の改良地盤前面の埋戻土の層厚を図3-3に示す。設置変更許可時及び詳細設計段階の検討断面ともに、改良地盤前面の埋戻土の層厚は約12mである。

沈下考慮範囲における岩盤の傾斜の観点から、設置変更許可時と詳細設計段階の検討断面の比較を行う。沈下考慮範囲（防波壁前面の改良地盤より海側）における岩盤の傾斜を図 3-3 に示す。設置変更許可時の検討断面は、沈下考慮範囲 35m に対し高低差 1.4m であり、約 4%の傾斜である。一方、詳細設計段階の検討断面は、沈下考慮範囲 55m に対し高低差 6.5m であり、約 12%の傾斜である。

以上のことから、観点①②③を踏まえた検討結果として、詳細設計段階の検討断面により 3 号機東側における液状化に伴う側方流動の検討を行う。

なお、防波壁（逆 T 擁壁）の評価対象断面の選定にて、設置変更許可時の検討断面を①-①断面、本詳細設計段階の検討断面を⑥-⑥断面として比較検討を行い、岩盤上面の深さ、改良地盤の幅、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合及び地表面最大加速度が同等であることを評価している。（浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料「1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定」参照）

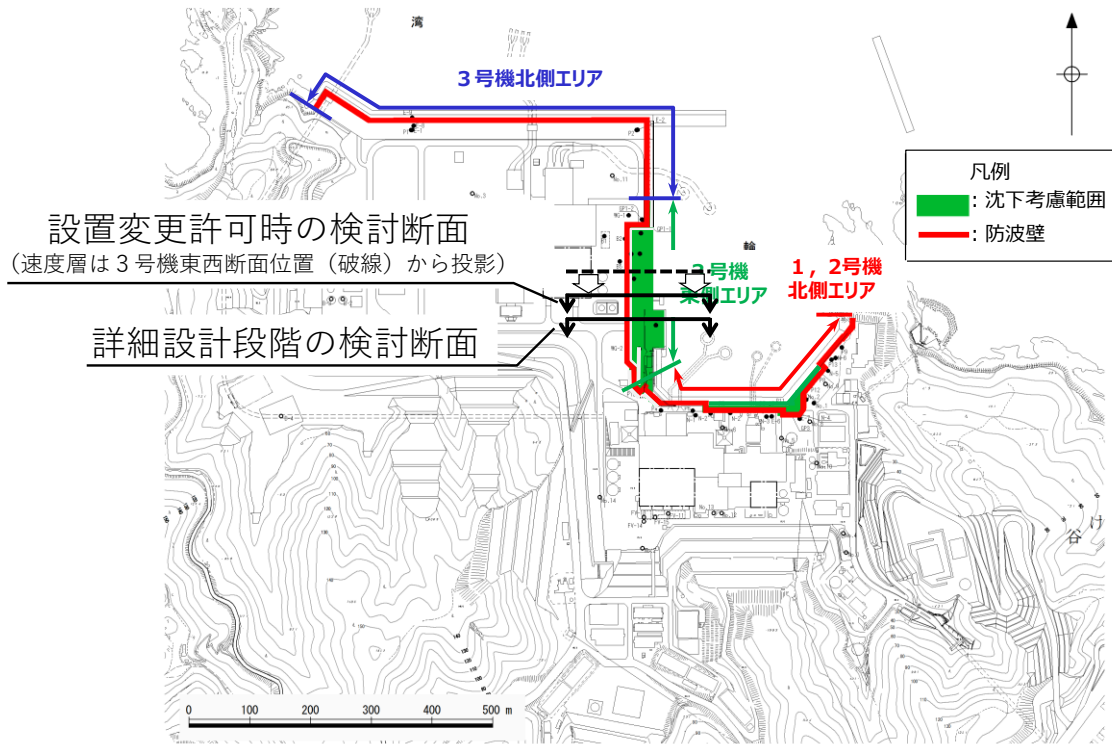


図 3-1(1) 沈下考慮範囲平面図

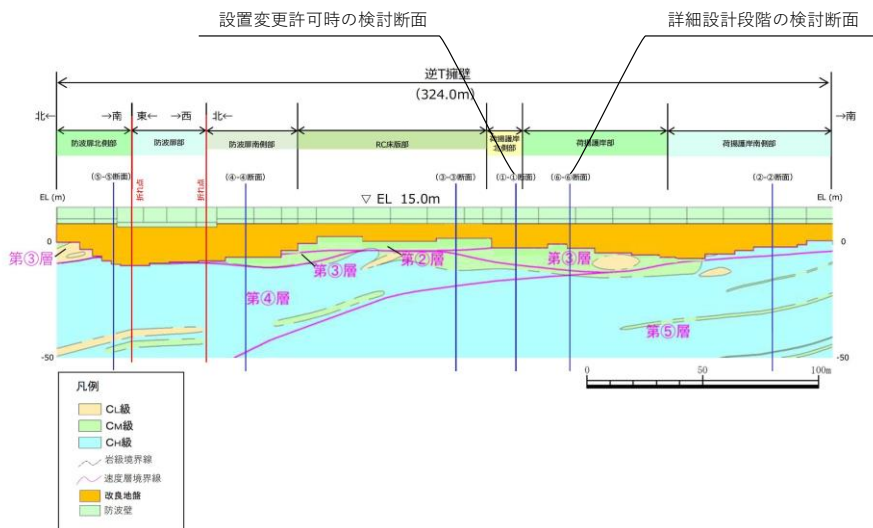


図 3-1(2) 逆 T 擁壁縦断における岩盤深さ

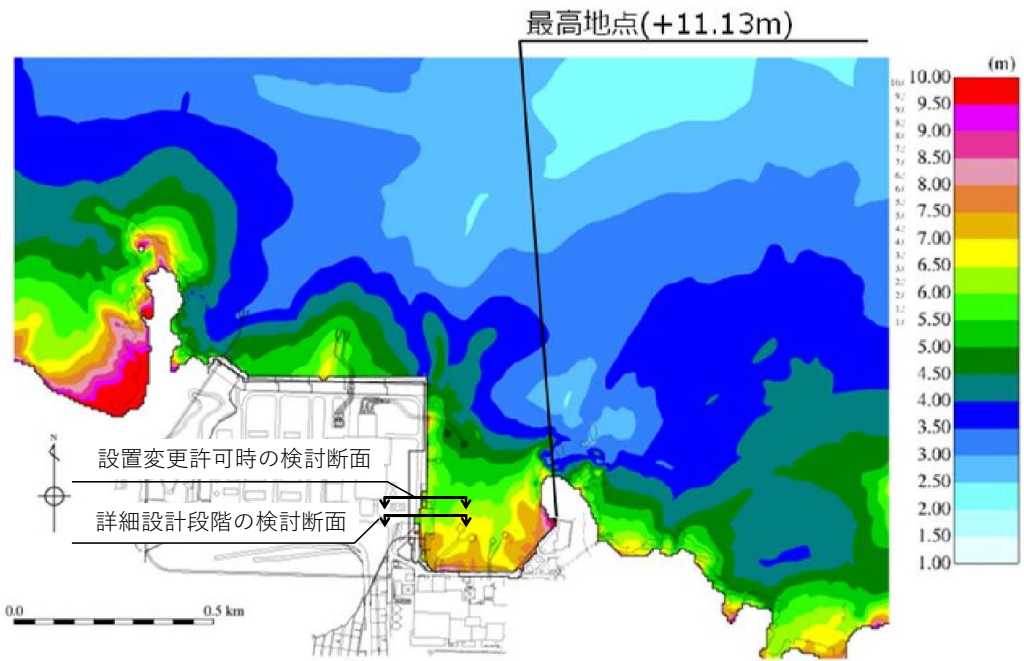
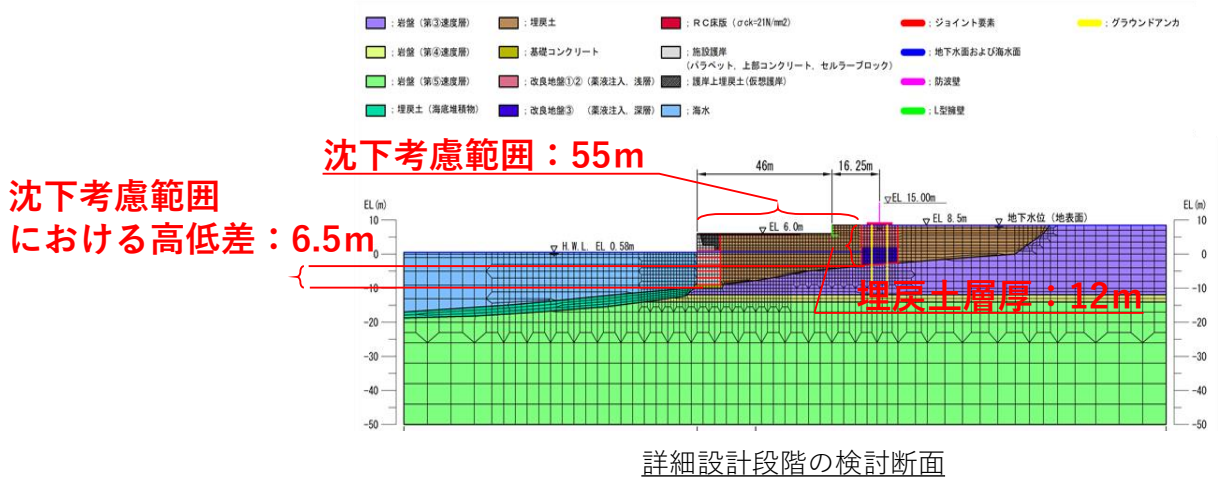
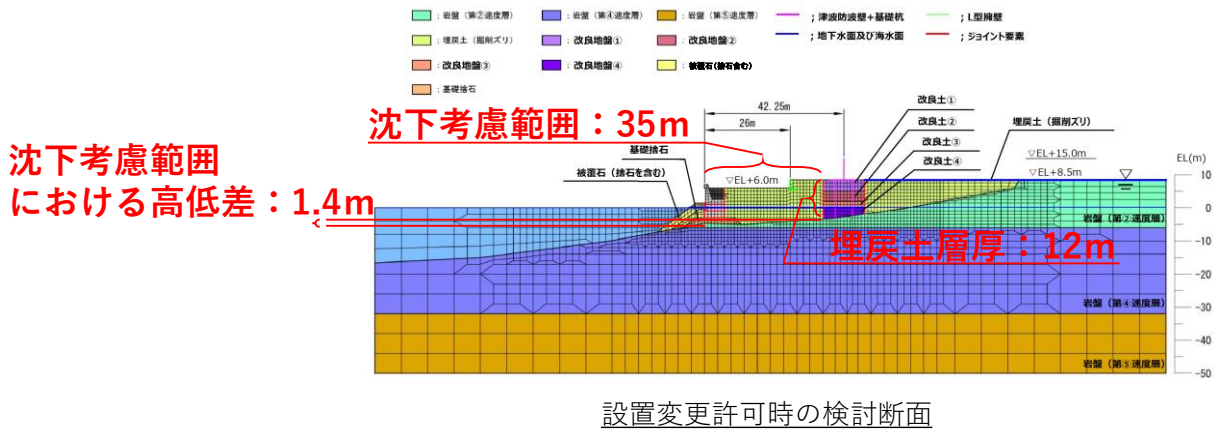


図 3-2 基準津波 1（防波堤無し，防波壁前面の沈下 1m）による津波遡上範囲



説明時期	沈下考慮範囲	沈下考慮範囲における高低差	岩盤傾斜（沈下考慮範囲/高低差）
設置変更許可時	35m	1.4m	4%
詳細設計段階	55m	6.5m	12%

図 3-3 沈下考慮範囲（防波壁前面の改良地盤より海側）における埋戻土の層厚及び岩盤の傾斜（解析モデル図）

b. 解析用物性値

設置変更許可時と詳細設計段階の解析用物性値を示す。

地下水位の比較を表 3-1 に示す。詳細設計段階において、沈下考慮範囲にあたる防波壁より海側において設置変更許可時より高い地下水位を設定している。

埋戻土の解析用物性値の比較を表 3-2 に示す。埋戻土の解析用物性値は、液状化特性については液状化強度曲線が変わらないよう液状化パラメータを設定しており大きな差異はない、一方基準せん断弾性係数については設置変更許可時に比較し詳細設計段階では試験結果に基づく高い剛性を用いており、変形が抑えられる傾向と考えられる。

改良地盤の解析用物性値の比較を表 3-3 に示す。沈下考慮範囲は、改良地盤より海側から護岸端部までの範囲であることから、改良地盤の物性値の差異による影響は軽微であると考えられる。なお、改良地盤位置における防波壁（逆 T 擁壁）の構造の差異として、設置変更許可時には鋼管杭が考慮されていたが、詳細設計段階には鋼管杭は考慮せずグラウンドアンカを考慮している。

表 3-1 地下水位の比較

説明時期	設計用地下水位
設置変更許可時	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.14m
詳細設計段階	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

注記\*：地表面がEL 8.5mよりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

表 3-2 埋戻土の解析用物性値の比較

(工事計画に係る補足説明資料(安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の下における健全性に関する説明書)より抜粋)

	埋戻土の解析用物性値		設定方法		
	本資料 (設置許可審査 と同じ)	IV-2-1-3「地盤の 支持性能に係る 基本方針」	本資料 (設置許可審査と同じ)	IV-2-1-3「地盤の支持性能に 係る基本方針」	
物理特性	密度 $\rho$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.11 <sup>*1</sup>	物理試験		
	間隙率 $n$	0.45	慣用値 <sup>*2</sup>		
変形特性	基準せん断弾性係数 $G_{ms}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	76,570	154,800	港湾技研資料 <sup>*2</sup> に基づき、N値(原位置試験)と基準せん断弾性係数 $G_{ms}$ との関係式から設定 動的三軸試験結果によりせん断弾性係数 $G_m$ と平均有効拘束圧 $\sigma'_m$ の関係式を求め、港湾技研資料 <sup>*2</sup> の算定式に基づき基準せん断弾性係数 $G_{ms}$ を設定	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma'_{ms}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	98		慣用値 <sup>*2</sup>	
	ポアソン比 $\nu$	0.33		慣用値 <sup>*2</sup>	
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.24	0.095	港湾技研資料 <sup>*2</sup> で用いられている $h_{max}=0.24$ を採用 動的三軸試験結果に概ね整合するようにH-Dモデルにより設定	
強度特性	粘着力 $C'$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	0		慣用値 <sup>*2</sup>	
	内部摩擦角 $\phi_p$ (°)	39.35	40.17	港湾技研資料 <sup>*2</sup> に基づき、N値と有効上載圧により相対密度 $D_r$ を求め、内部摩擦角 $\phi$ と相対密度 $D_r$ との関係から設定	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28	28	港湾技研資料 <sup>*2</sup> に基づき、簡易設定法により決定される液状化強度を用いて設定 変形特性の変更に伴い、設置許可で設定した液状化強度曲線と合うよう $w1$ 、 $p2$ 、 $c1$ を調整	
	液状化パラメータ	S1	0.005		0.005
		w1	6.27		4.080
		p1	0.5		0.5
		p2	0.925		0.990
c1	2.96	2.006			

注記\*1：地下水位以深の埋戻土は、常時応力解析時に水の単位体積重量 $9.8\text{kN}/\text{m}^3$ を差し引いた水中重量を用いる。

\*2：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPIにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法  
(港湾技研資料No.869, 1997年6月)



表 3-3 改良地盤の解析用物性値の比較

対象施設		改良地盤（表層）の解析用物性値		設定方法
		設置許可時	IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」改良地盤①②（薬液注入）	IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」改良地盤①②（薬液注入）
物理特性	密度 $\rho$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.00	2.11	室内配合試験の物理試験を踏まえ、原地盤である埋戻土の密度を設定
	間隙率 $n$	0.45	0.45	室内配合試験の物理試験を踏まえ、原地盤である埋戻土の間隙率を設定
変形特性	動せん断弾性係数*1 $G_{ms}$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	404600	765800	設計S波速度、密度に基づき設定 設計S波速度は、室内配合試験及び既往文献を踏まえて設定
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ms}'$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	98	98	慣用値*2
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33	慣用値*2
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.24	0.095	室内配合試験の繰返し三軸試験を踏まえ、原地盤である埋戻土の $h_{max}$ を設定
強度特性	粘着力 $c'$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	628	628	室内配合試験の三軸圧縮試験を踏まえ、設置変更許可申請に記載された粘着力を設定
	内部摩擦角 $\phi'$	38.00	38.00	室内配合試験の三軸圧縮試験を踏まえ、設置変更許可申請に記載された内部摩擦角を設定

注記\*1：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

\*2：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法（港湾技研資料No. 869，平成9年6月）

### (3) 検討結果

上記解析モデルによる地震応答解析（基準地震動 S s - D）の結果，設置変更許可時における平均沈下量 0.33m に対し，0.01m となった。これは，埋戻土の剛性の差異による影響と評価した。

以上のことから，詳細設計段階における精緻なモデルによる沈下量（0.01m）が設置変更許可時において算定した沈下量（0.33m）を下回ることから，設置変更許可時に設定した沈下量は妥当と判断する。

なお，沈下量は液状化による沈下量と揺すり込みによる沈下量 0.65m を足し，1m と設定している。

### 1.3 港湾内の局所的な海面の励起

基準津波による発電所周辺における最大水位上昇量分布を図 1.3-1 に、時刻歴波形の評価地点を図 1.3-2 に示す。また、津波の伝播経路を考慮し、①湾口と②湾中央、②湾中央と③湾奥西、②湾中央と④湾奥東及び②湾中央と⑤2号機取水口における基準津波 1 の水位をそれぞれ重ね合わせた水位時刻歴波形を図 1.3-3 に示す。

図 1.3-1 より、湾の内外ともに水深が浅くなる沿岸部及び隅角部において、その付近での最大水位上昇量を示す傾向にあり、湾の内外で最大水位上昇量分布の傾向に大きな差異はない。港湾の固有周期が 3 分程度（図 1.3-4 参照）であり、時刻歴波形から読み取れる湾中央での基準津波の周期が 3 分程度であることから、港湾内の海面の固有振動による励起の発生の可能性も含め確認を行った。なお、図 1.3-3 に示すとおり、防波堤の有無による傾向に差がないことから、以降の考察は防波堤有り条件のケースに関して実施する。

図 1.3-3 より、①港口→②湾中央の波形については、上昇側のピーク値が伝播先で最大 1.8m 程度（②湾中央:3.61m-①港口:1.80m）、大きくなる傾向が確認できる。

②湾中央→③湾奥西の波形については、上昇側のピーク値が伝播先で最大 2.5m 程度（③湾奥西:4.32m-②湾中央:1.82m）、大きくなる傾向が確認できる。

②湾中央→④湾奥東の波形については、上昇側のピーク値が伝播先で最大 4.9m 程度（④湾奥東:6.92m-②湾中央:2.01m）、大きくなる傾向が確認できる。上昇が著しい時間帯としては、188 分、191 分、193 分頃であり、いずれも上昇側のみピーク値の増加が顕著である。

次に取水口位置における確認を行う。②湾中央→⑤2号機取水口（東及び西）の波形については、上昇側のピーク値が伝播先で最大 1.8m 程度（⑤2号機取水口:3.65m-②湾中央:1.82m）、大きくなる傾向が確認できる。この水位変動の傾向は、湾奥西（最大 2.5m）、湾奥東（最大 4.9m）に比較し小さい。

湾奥西及び取水口位置の水位変動については、水深が浅くなることによる増幅の影響及び湾の固有周期と湾中央での基準津波の周期が近いことから海面の固有振動による励起の影響と推察される。

湾奥東の水位変動については、上記の湾奥西及び取水口位置における影響に加えて、水位変動は上昇側のみピーク値の増加が顕著に認められることから、隅角部における反射の影響による水位変動が支配的であると推察される。

以上のことから、湾の伝播先で水位のピーク値が大きくなる傾向は、伝播先の水深が浅くなることによる増幅の影響及び海面の固有振動による励起の影響と推察される。また、一部地点（湾奥東）においては、上昇側のみピーク値の増加が顕著に認められることから、上記影響に加えて、隅角部における反射の影響が支

配的であると考えられる。伝搬先の水深が浅くなることによる水位の増幅、海面の固有振動による励起及び隅角部における反射の影響は、津波数値シミュレーションにおいて適切に再現されている。

なお、湾奥東の地点のように、ピーク値の増加が顕著に認められる地点があることから、入力津波の設定にあたっては、保守的な評価となるよう当該地点における最大の水位を一律に評価地点（施設護岸又は防波壁）の入力津波高さとして設定している。

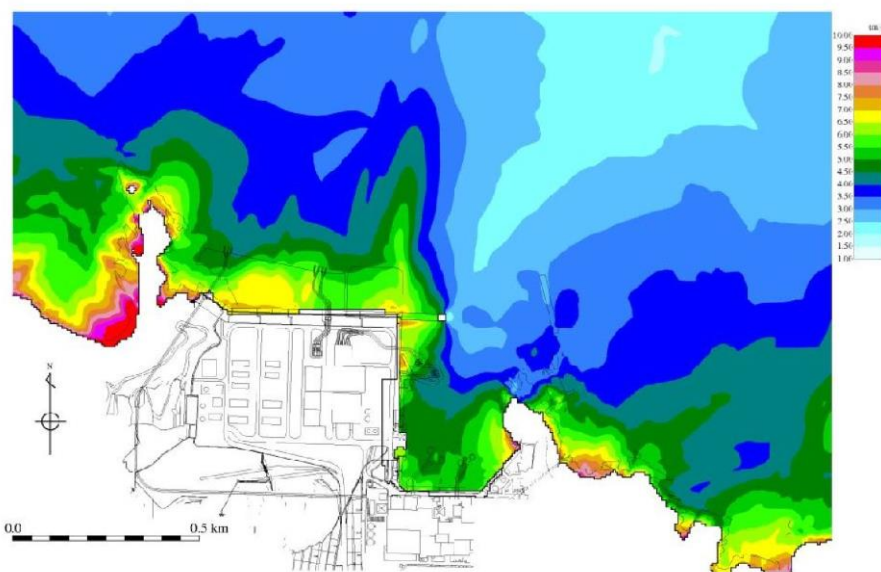


図 1.3-1-1 最大水位上昇量分布（基準津波 1（防波堤有り））

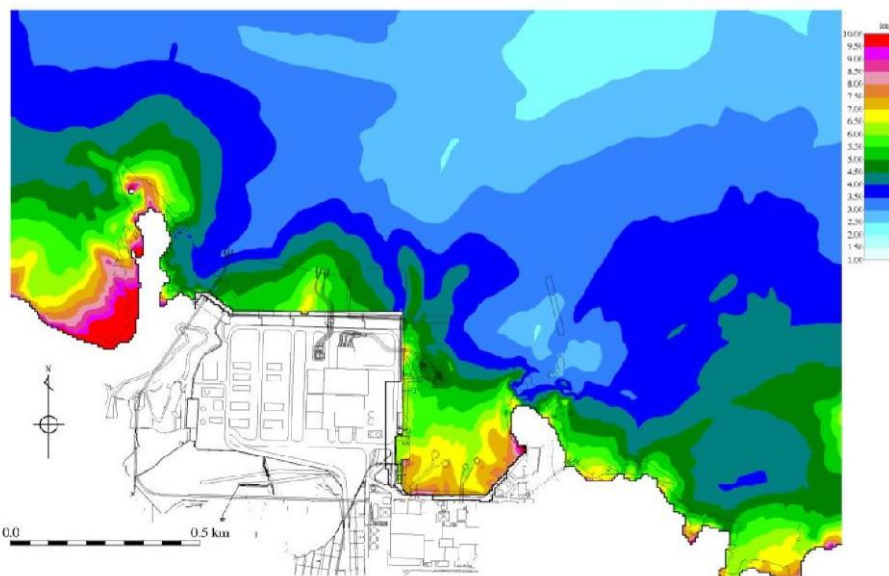


図 1.3-1-2 最大水位上昇量分布（基準津波 1（防波堤無し））

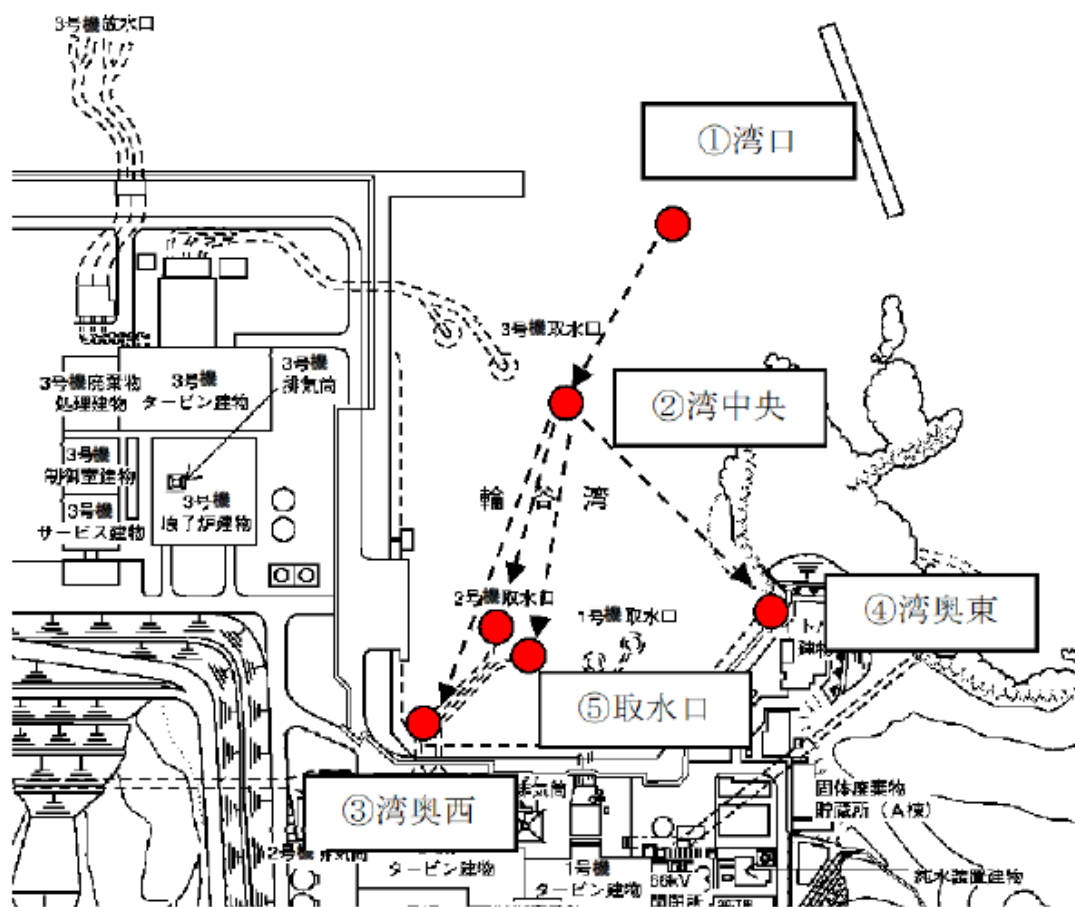


図 1.3-2 評価地点

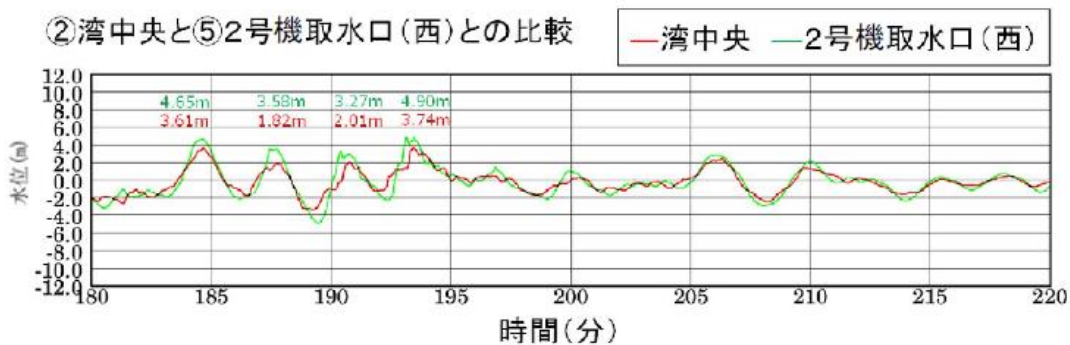
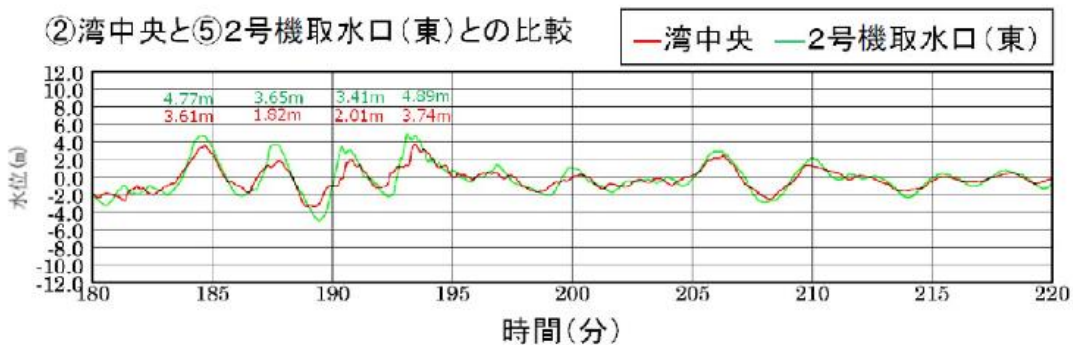
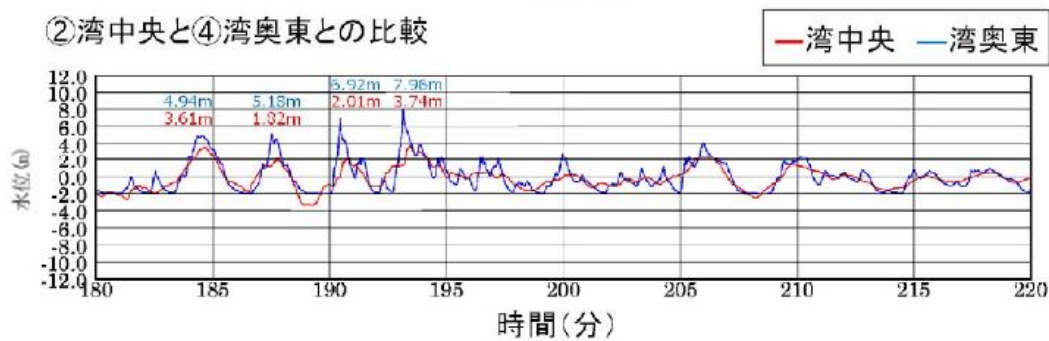
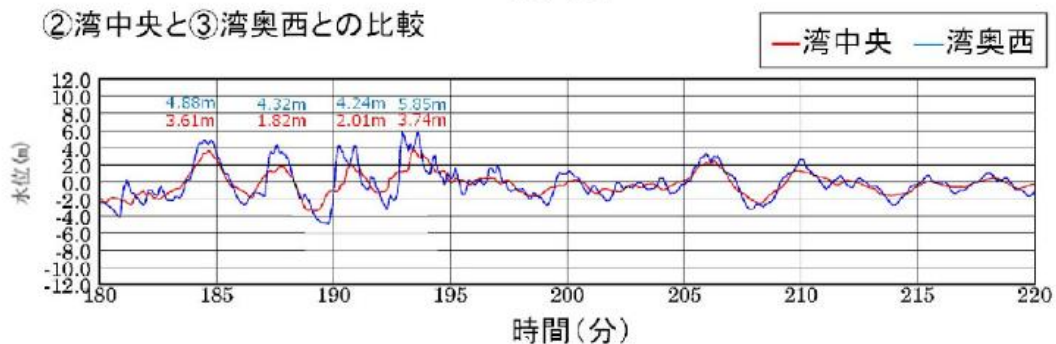
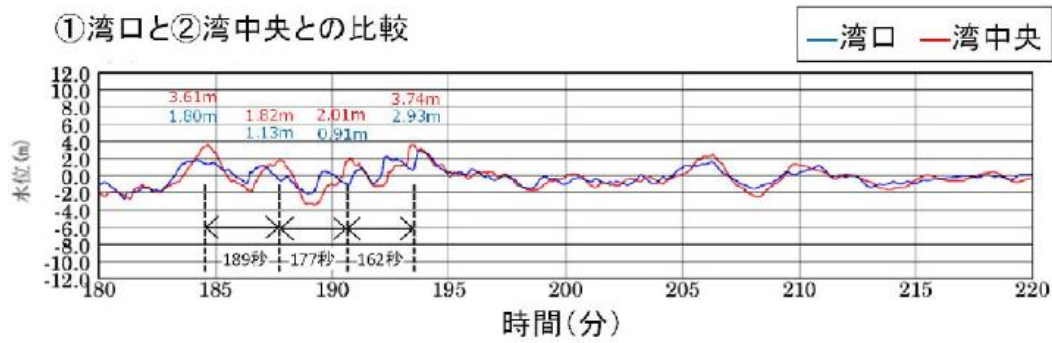


図 1.3-3-1 基準津波 1 (防波堤有り) の水位の時刻歴波形 (輪谷湾)

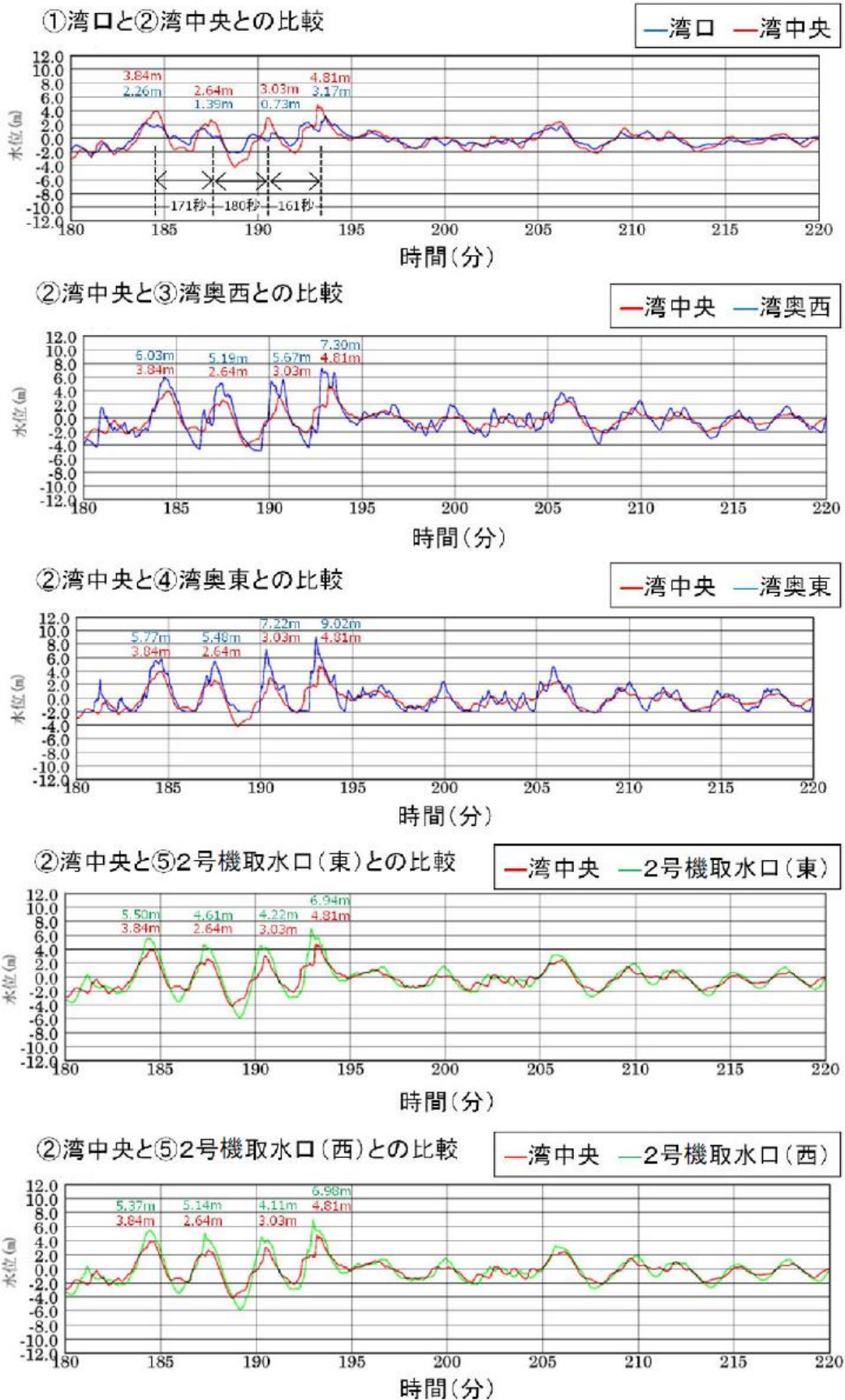


図 1.3-3-2 基準津波 1 (防波堤無し) の水位の時刻歴波形 (輪谷湾)

計算格子サイズの妥当性に係る検討

・「湾口～湾中央部」及び「湾奥」について、土木学会による計算格子サイズの目安を満足しており、輪谷湾内の計算格子サイズは妥当であると考えられる。

妥当性確認結果

区分	土木学会による 計算格子サイズの目安		輪谷湾内 の計算格 子サイズ
	考え方	値	
湾口～ 湾中央部	Lvの1/40 程度	55.9m	6.25m
湾奥	Loの1/100 以下	15.8m	6.25m

妥当性確認に要するパラメーター一覧

	値	算定根拠
湾の奥行	a(m) 456.25	解析上の輪谷湾の奥行き の長さ
湾内平均水深	h(m) 14	解析上の輪谷湾の平均水深
固有周期 <sup>*</sup>	T(s) 156	$T = \frac{4a}{(2m-1)\sqrt{gh}}$
湾口幅	b(m) 325.00	解析上の輪谷湾口の幅
湾口補正係数	$\gamma$ 1.297	$\gamma = \left\{ 1 + \frac{2b}{\pi a} \left( 0.9228 - \ln \frac{\pi b}{4a} \right) \right\}^{1/2}$
湾口補正した固 有周期	T'(s) 202	T'=T $\gamma$
湾口水深	h'(m) 25	解析上の輪谷湾口付近の平 均水深
湾内平均波長	Lv(m) 2,236	$L_v = T' \left( \frac{gh'}{2} \right)^{1/2}$
湾中央部より奥 の平均波長	Lo(m) 1,581	$L_0 = T' \left( \frac{gh}{4} \right)^{1/2}$

注記\*：基本周期としm=1とする。

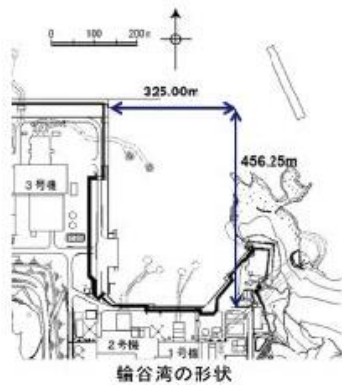


図 1.3-4 港湾の固有周期

## 1.4 管路解析のモデル

### (1) はじめに

海洋から取水路及び放水路を経て各評価地点までの水路の水理特性を考慮した管路解析を実施した。解析は、基準津波 1～6（水位上昇側：基準津波 1, 2, 4, 5, 水位下降側：基準津波 1, 3, 4, 6）を入力波形として実施した。

### (2) 管路解析に基づく評価

管路解析を行う上での不確かさの考慮として、表 1.4-1 に示す各項目についてパラメータスタディを実施し、入力津波の選定及び津波水位への影響を確認した。

管路解析の解析条件を表 1.4-2 に、貝付着を考慮する範囲を図 1.4-1 に示す。取水路及び放水路の構造図を図 1.4-2 に示す。また、基礎方程式等の数値計算手法は、「原子力発電所の津波評価技術 2016（土木学会原子力土木委員会津波評価部会，2016）」に基づき次頁以降に示すとおりとする。

取・放水経路は開水路区間と管路区間が混在するため、微小区間に分割した水路の各部分が、開水路状態か管路状態かを逐次判定し、管路区間はその上下流端の開水路区間の水位（自由水面の水位）を境界条件として流量計算を行い、開水路区間は、開水路の次元不定流の式により流量・水位を計算する。また、水槽及び立坑部は、水面面積を鉛直方向に積算した水位－容積関係を用いて、水槽及び立坑部に接続する水路の流量合計値から水位を算定する。なお、解析には基準津波の評価において使用した解析モデルを用いた。

解析モデルについて、管路は管路延長・管路勾配・管径を考慮したモデル化とし、各管路モデルで摩擦による損失を考慮する。摩擦損失以外の損失は次頁以降の解析モデルに示す各節点において考慮する。また、水槽及び立坑部は、水槽及び立坑部の面積を鉛直方向の分布に応じて考慮し、次頁以降の解析モデル図に示す池としてモデル化を行い、池モデル内においては、保守的に損失水頭は生じないこととする。管路解析モデルを図 1.4-3 に示す。

管路解析は、取・放水口における水位の時刻歴波形を入力条件、取・放水槽におけるポンプ取・放水量（号機毎にポンプ運転時・停止時の取・放水量を設定）を境界条件として実施する。

表 1.4-3、表 1.4-4 及び図 1.4-4～図 1.4-10 に管路解析モデルに用いた各損失を示す。また、表 1.4-5 に各取・放水施設の損失水頭表の整理結果を示す。

水位上昇側の評価結果を表 1.4-6 に、水位下降側の評価結果を表 1.4-7 に示す。また、日本海東縁部に想定される地震による津波の各評価地点の最大の時刻歴波形をそれぞれ図 1.4-11 及び図 1.4-12 に、海域活断層から想定される



地震による津波の各評価地点の最大の時刻歴波形をそれぞれ図 1.4-13 及び図 1.4-14 に示す。

表 1.4-1 条件設定

	計算条件
1	貝付着の有無
2	循環水ポンプ稼働の有無

表 1.4-2 管路解析における解析条件

項目	解析条件
計算領域	【取水施設】 1, 2号機 取水口 ~ 取水管 ~ 取水槽 3号機 取水口 ~ 取水路 ~ 取水槽 【放水施設】 放水口 ~ 放水路 ~ 放水槽
計算時間間隔	0.01秒
取水槽側境界条件 (ポンプ取水量)	1号機 循環水ポンプ停止時: $1.0\text{m}^3/\text{s}^{*1}$ 2号機 循環水ポンプ運転時: $59\text{m}^3/\text{s}$ , 循環水ポンプ停止時: $2.3\text{m}^3/\text{s}$ 3号機 循環水ポンプ運転時: $95\text{m}^3/\text{s}^{*2}$ , 循環水ポンプ停止時: $3\text{m}^3/\text{s}$
摩擦損失係数 (マニングの粗度係数)	【取水施設】 (貝付着なし) $1 \cdot 2$ 号機取水口 $^{*3}$ , $1 \cdot 2$ 号機取水管 $^{*3}$ : $0.014\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ 3号機取水口 $^{*4}$ , 3号機取水路 $^{*4}$ , $1 \sim 3$ 号機取水槽 $^{*4}$ : $0.015\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ (貝付着あり) $1 \cdot 2$ 号機取水口 $^{*3}$ , $1 \cdot 2$ 号機取水管 $^{*3}$ , 3号機取水口 $^{*4}$ , 3号機取水路 $^{*4}$ , $1 \sim 3$ 号機取水槽 $^{*4}$ : $0.02 \text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ 【放水施設】 (貝付着なし) $1 \sim 3$ 号機放水口 $^{*4}$ , $1 \sim 3$ 号機放水路 $^{*4}$ , $1 \sim 3$ 号機放水槽 $^{*4}$ : $0.015\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ (貝付着あり) $1 \sim 3$ 号機放水口 $^{*4}$ , $1 \sim 3$ 号機放水路 $^{*4}$ , $1 \sim 3$ 号機放水槽 $^{*4}$ : $0.02 \text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$
貝の付着代	点検結果を踏まえ5cmを考慮
局所損失係数	電力土木技術協会(1995): 火力・原子力発電所土木構造物の設計-増補改訂版- 千秋信一(1967): 発電水力演習 土木学会(1999): 水理公式集[平成11年版]による
想定する潮位条件	水位上昇側: 朔望平均満潮位EL 0.58mに潮位のばらつき0.14mを考慮 水位下降側: 朔望平均干潮位EL-0.02mに潮位のばらつき0.17mを考慮
地盤変動条件	海域活断層から想定される地震による津波については, 0.34mの隆起を考慮 日本海東縁部に想定される地震による津波については, 津波が起きる前の海域活断層による地殻変動量として0.34mの隆起を考慮
計算時間	日本海東縁部に想定される地震による津波は地震発生後6時間まで 海域活断層から想定される地震による津波は地震発生後3時間まで

注記\*1: 1号機取水槽に津波防護施設である流路縮小工を設置することにより, 循環水ポンプの運転に必要な通水量が確保できないことから, 循環水ポンプの運転は行わない。

\*2: 燃料装荷前であり, 原子炉を運転するものではないが, メンテナンス等により循環水ポンプを運転する可能性がある。

\*3: 鋼製

\*4: コンクリート製

### 【開水路】

- ・運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

- ・連続式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

### 【管路】

- ・運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA \left( \frac{n^2 |v| v}{R^{4/3}} + \frac{1}{\Delta x} f \frac{|v| v}{2g} \right) = 0$$

- ・連続式

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$t$  : 時間,  $Q$  : 流量,  $v$  : 流速,  $x$  : 管底に沿った座標,  $A$  : 流水断面積

$H$  : 压力水頭+位置水頭 (管路の場合), 位置水頭 (開水路の場合)

$z$  : 管底高,  $g$  : 重力加速度,  $n$  : マニングの粗度係数,  $R$  : 径深

$\Delta x$  : 水路の流れ方向の長さ,  $f$  : 局所損失係数

### 【水槽及び立坑部】

- ・連続式

$$A_p \frac{dH_p}{dt} = Q_s$$

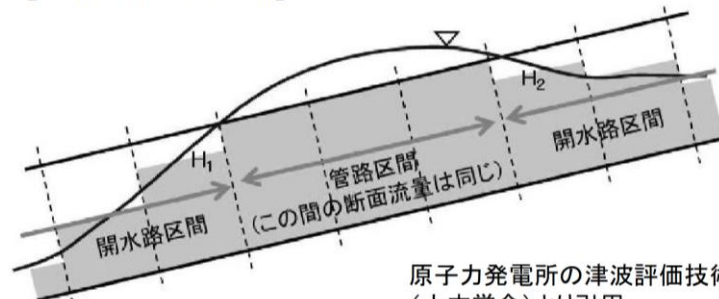
ここに  $A_p$  : 水槽の平面積 (水位 の関数となる)

$H_p$  : 水槽水位

$Q_s$  : 水槽へ流入する流量 の総和

$t$  : 時間

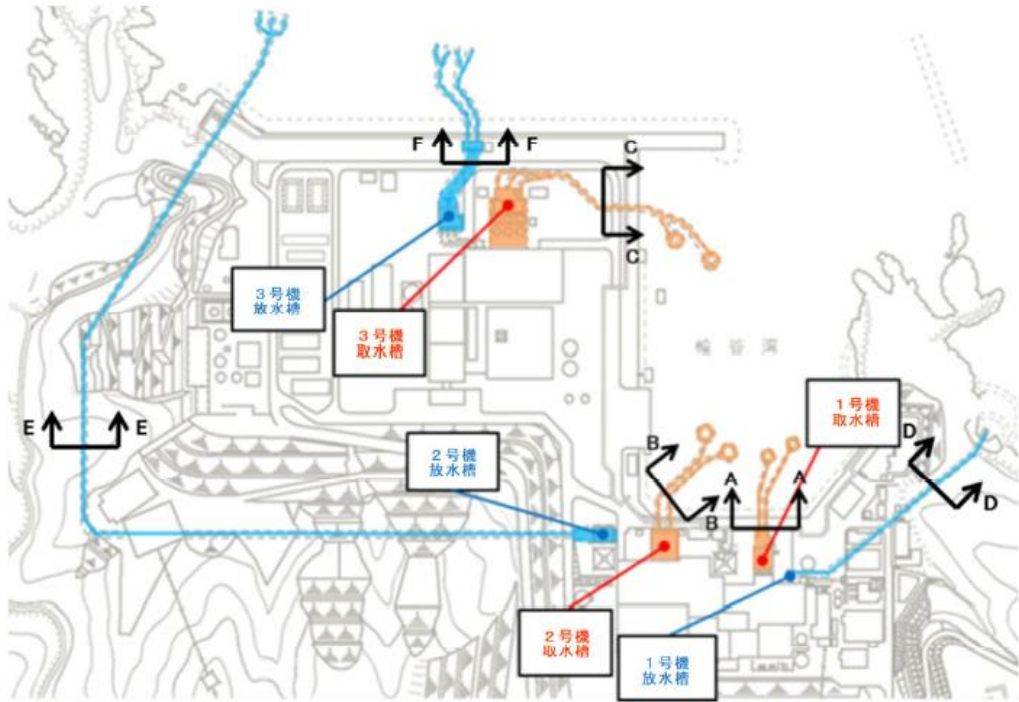
### 【開水路・管路の区別】



原子力発電所の津波評価技術 2016  
(土木学会)より引用

注 : 基礎方程式

管路解析では, 非定常の開水路及び管路流の連続式・運動方程式を用いた。



	1号機	2号機	3号機
取水設備	<p>A-A 断面</p>	<p>B-B 断面</p>	<p>C-C 断面</p>
放水設備	<p>D-D 断面</p>	<p>E-E 断面</p>	<p>F-F 断面</p>

— 貝付着考慮範圍

图 1.4-1 貝付着考慮範圍

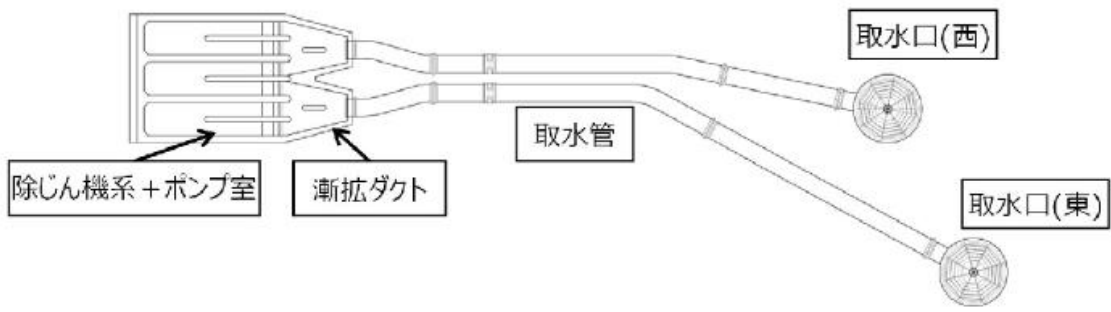


図 1.4-2-1 1号機取水施設平面図

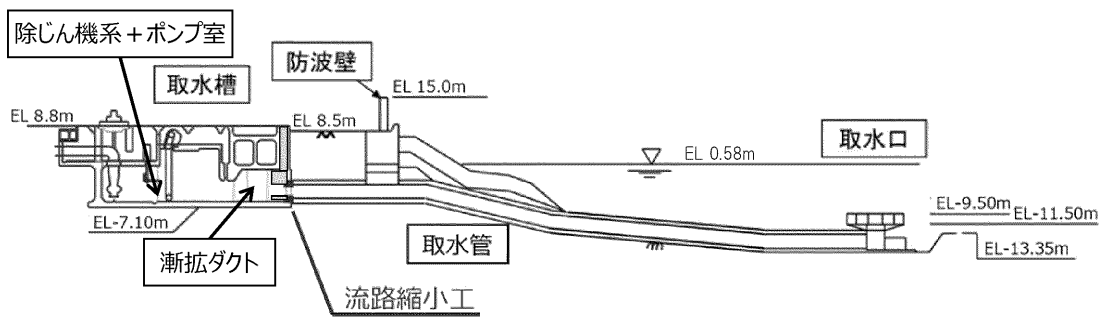


図 1.4-2-2 1号機取水施設断面図

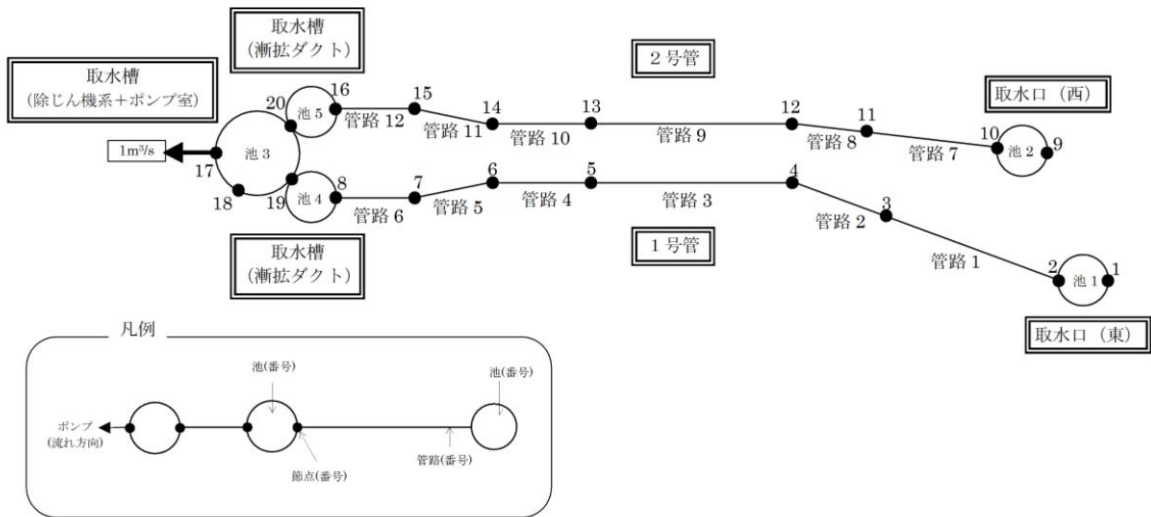


図 1.4-3-1 1号機取水施設の管路解析モデル図

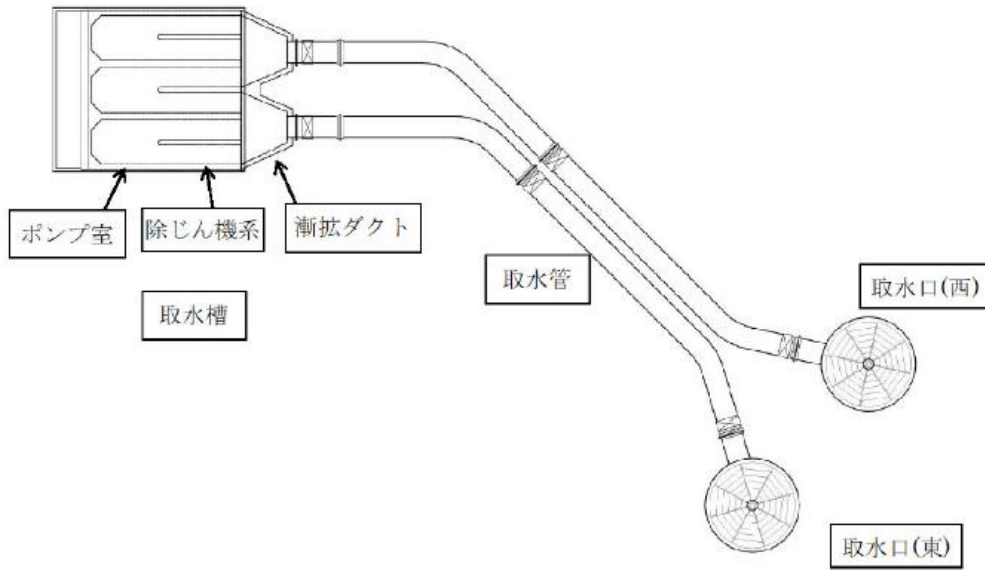


図 1.4-2-3 2号機取水施設平面図

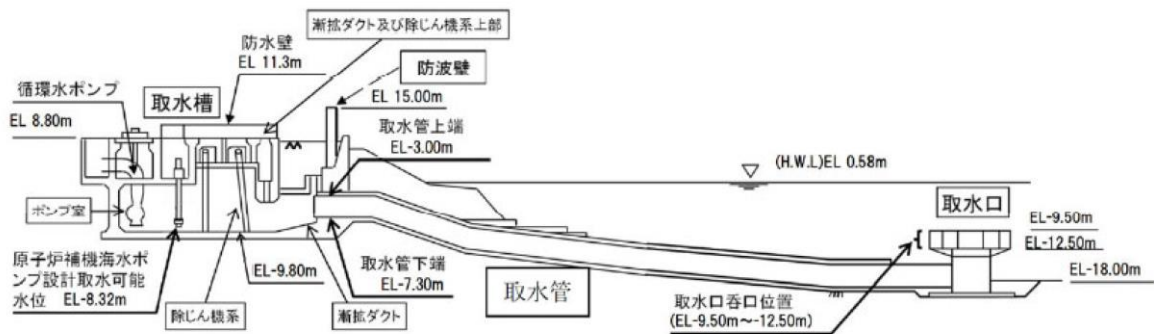


図 1.4-2-4 2号機取水施設断面図

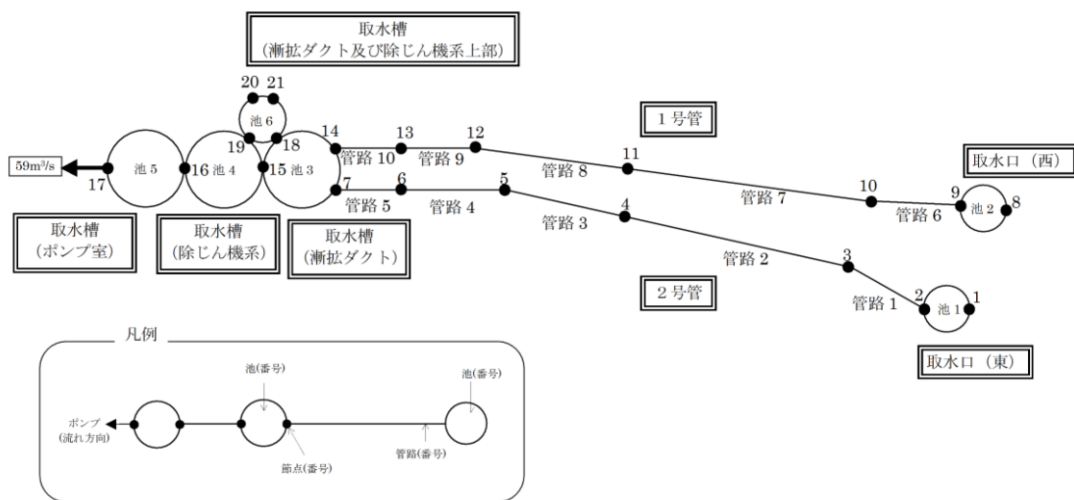


図 1.4-3-2 2号機取水施設の管路解析モデル図

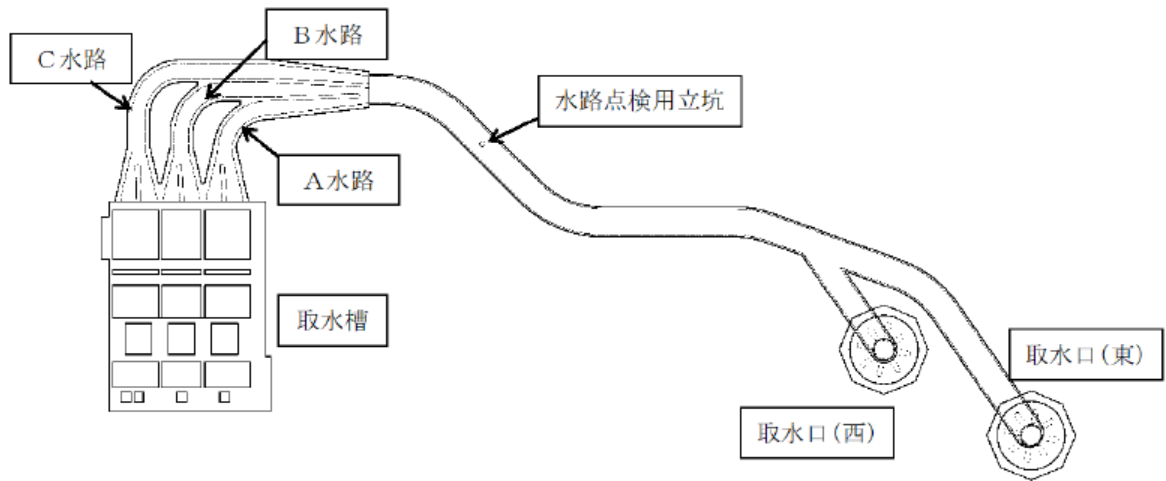


図 1.4-2-5 3号機取水施設平面図

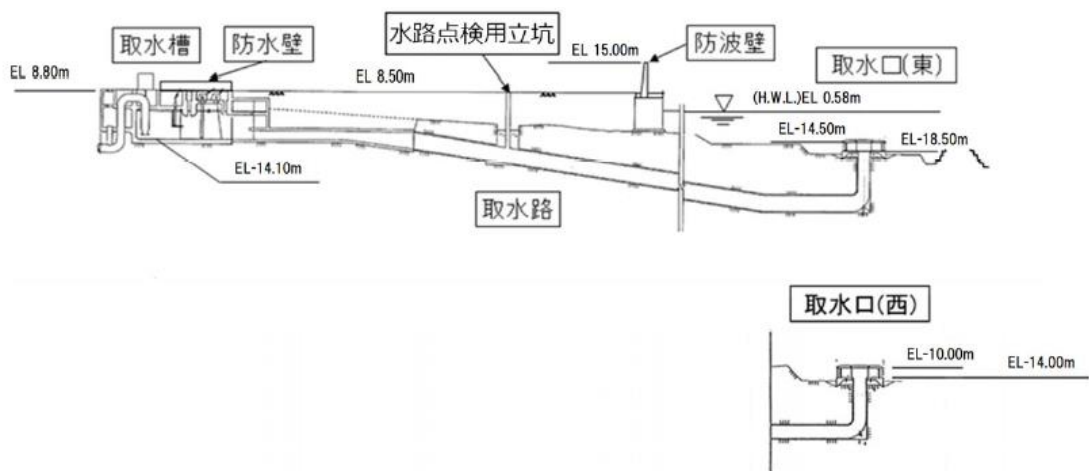


図 1.4-2-6 3号機取水施設断面図

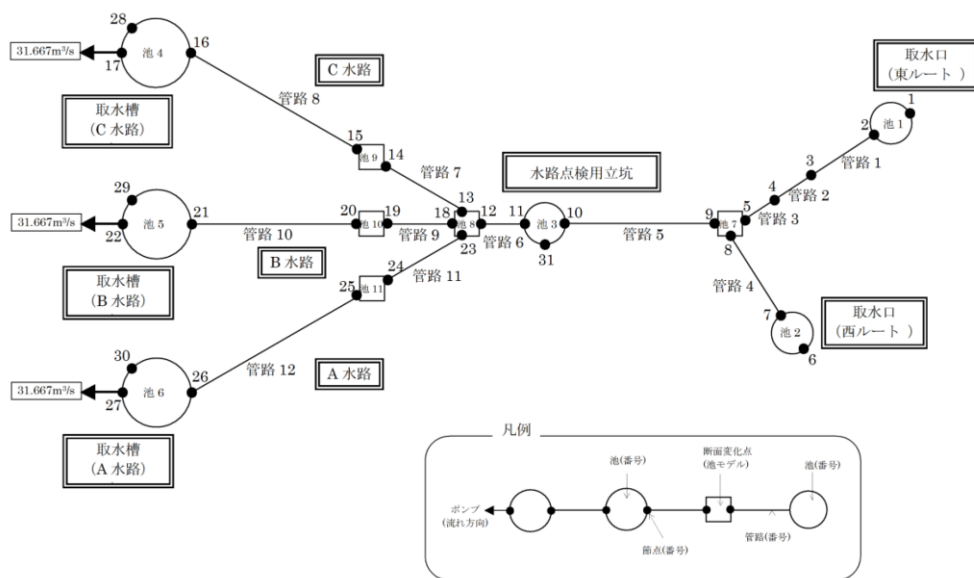


図 1.4-3-3 3号機取水施設の管路解析モデル図

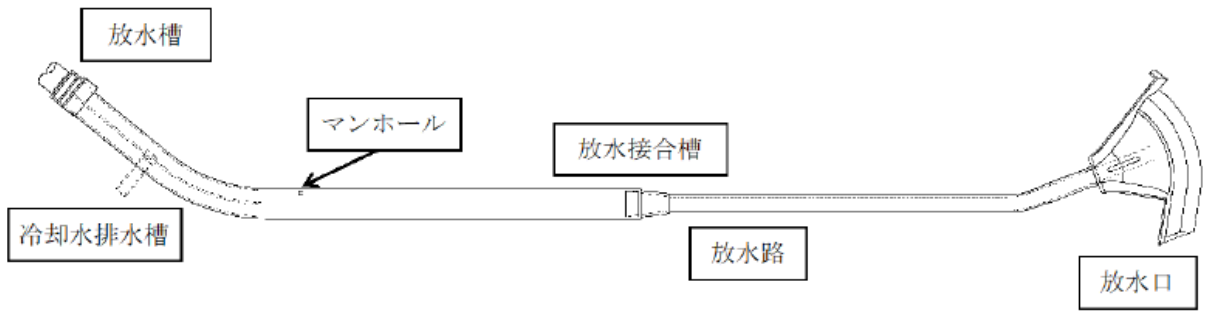


図 1.4-2-7 1号機放水施設平面図

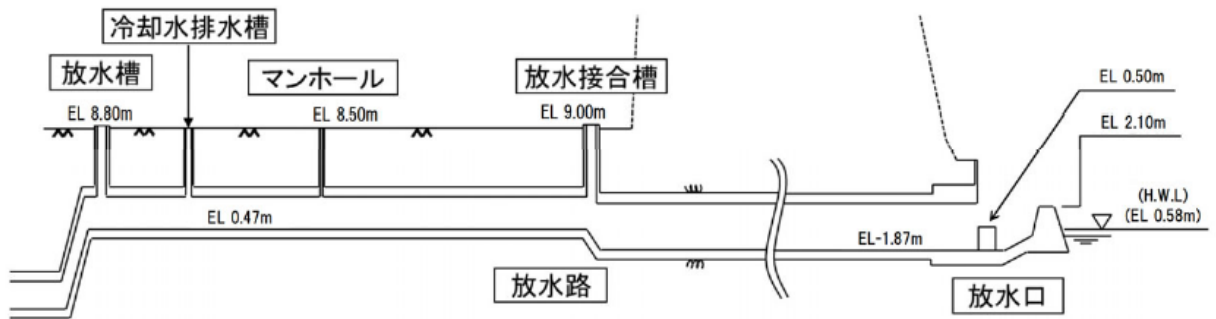


図 1.4-2-8 1号機放水施設断面図

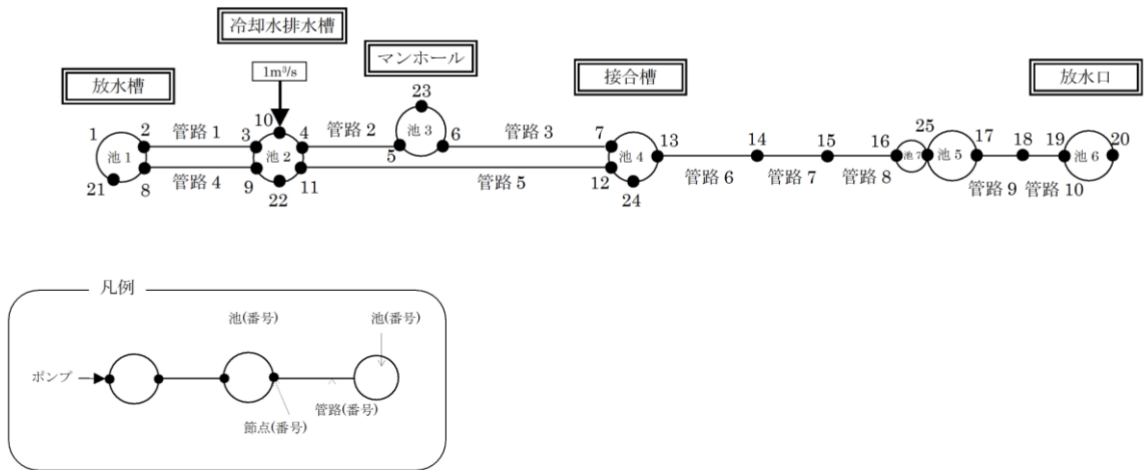


図 1.4-3-4 1号機放水施設の管路解析モデル図



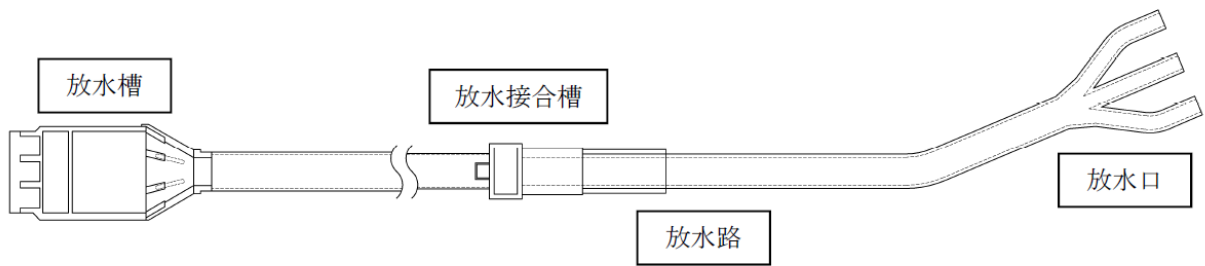


図 1.4-2-9 2号機放水施設平面図

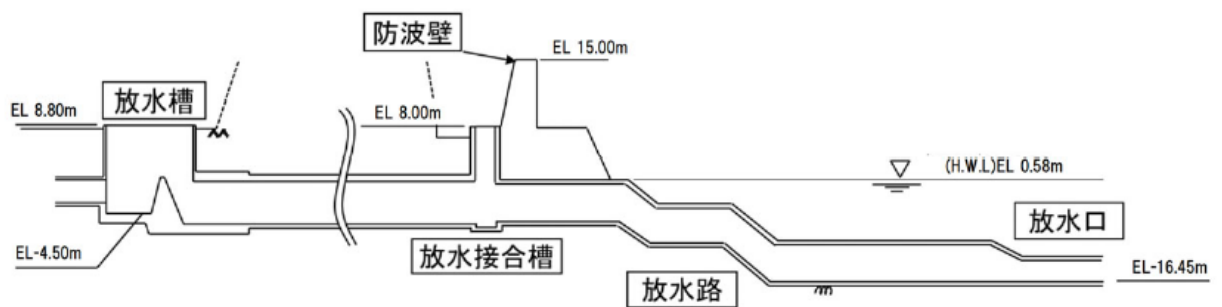


図 1.4-2-10 2号機放水施設断面図

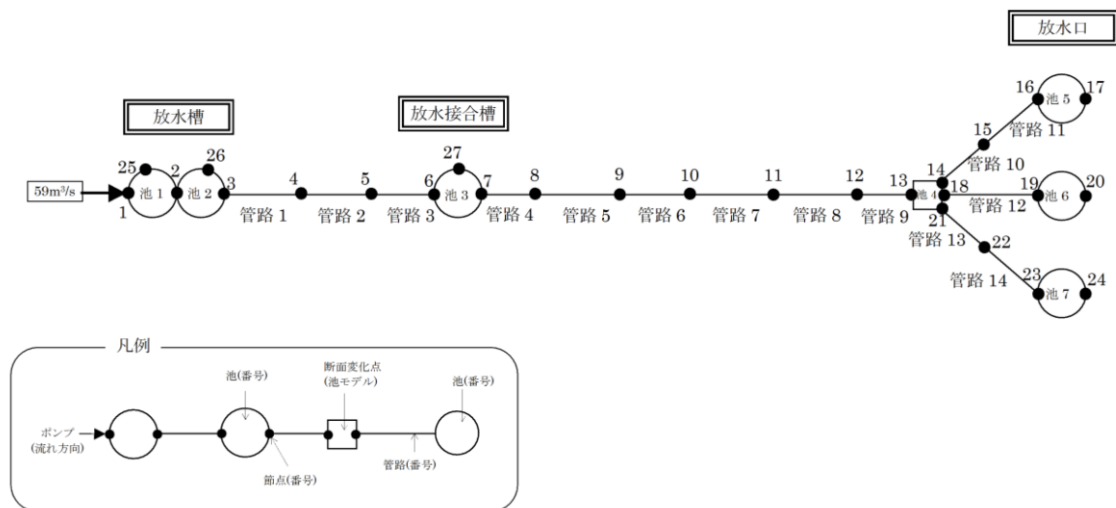


図 1.4-3-5 2号機放水施設の管路解析モデル図

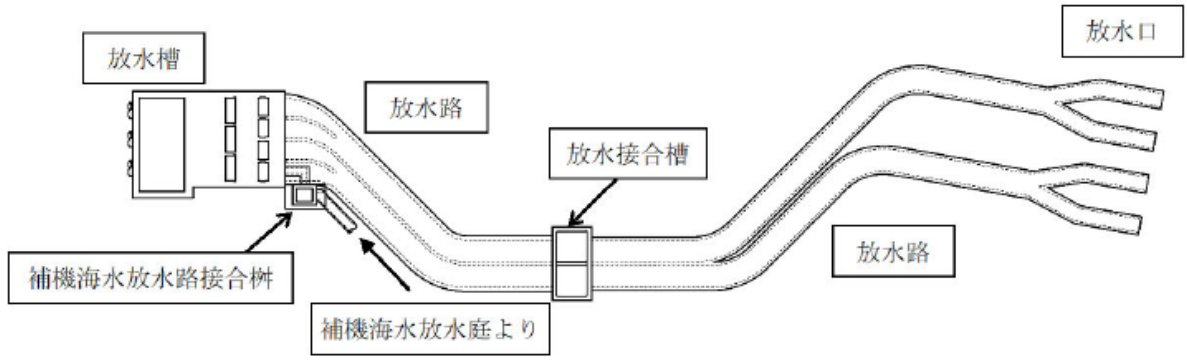


図 1.4-2-11 3号機放水施設平面図

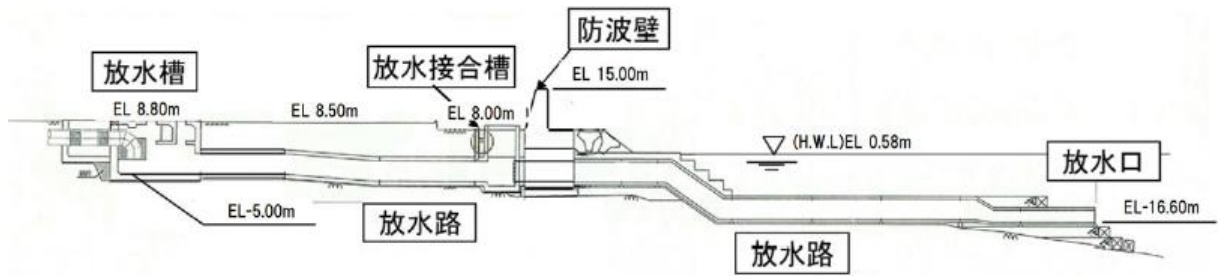


図 1.4-2-12 3号機放水施設断面図

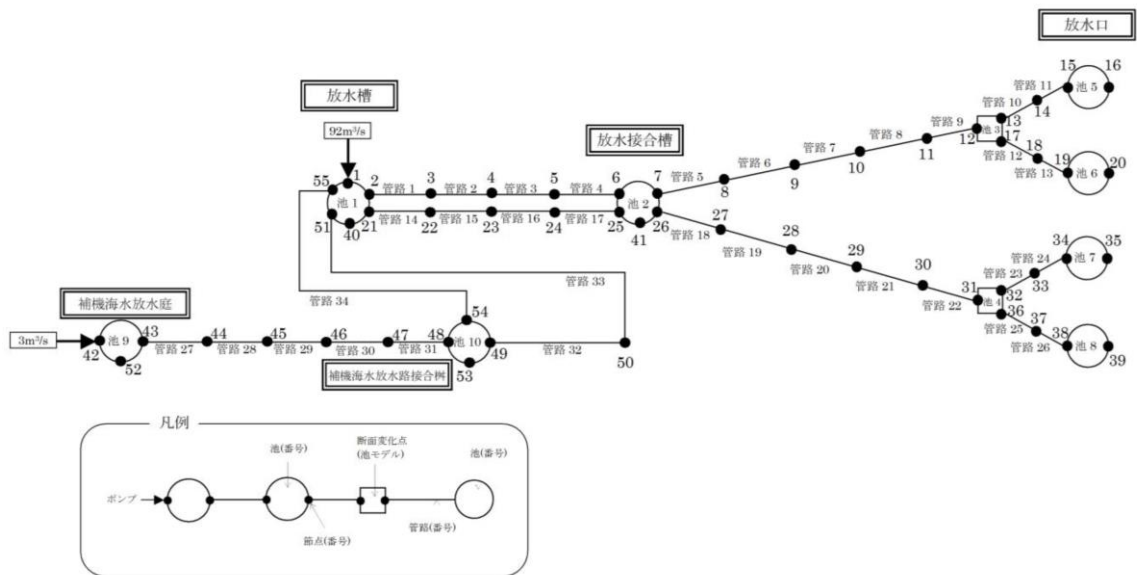


図 1.4-3-6 3号機放水施設の管路解析モデル図

表 1.4-3-1 損失水頭算定公式

	公式	係数	根拠
①流入損失	$h_e = f_e \frac{V^2}{2g}$	$f_e$ : 流入損失係数 $V$ : 管内流速(m/s)	土木学会水理公式集 (2018年版) p.507【図 1.4-4 参 照】
②流出損失	$h_o = f_o \frac{V^2}{2g}$	$f_o$ : 流出損失係数 $V$ : 管内流速(m/s)	土木学会水理公式集 (2018年版) p.507
③摩擦損失	$h_f = n^2 V^2 \frac{L}{R^{4/3}}$	$V$ : 平均流速(m/s) $L$ : 水路の長さ(m) $R$ : 水路の径深(m) $n$ : 粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)	火力原子力発電所 土木構造物の設計 p.829
④急拡損失	$h_{se} = f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left\{ 1 - \left( \frac{A_1}{A_2} \right) \right\}^2$	$f_{se}$ : 急拡損失係数 $V_1$ : 急拡前の平均流速(m/s) $A_1$ : 急拡前の管断面積(m <sup>2</sup> ) $A_2$ : 急拡後の管断面積(m <sup>2</sup> )	火力原子力発電所 土木構造物の設計 p.829
⑤急縮損失	$h_{sc} = f_{sc} \frac{V_2^2}{2g}$	$f_{sc}$ : 急縮損失係数 $V_2$ : 急縮後の平均流速(m/s)	火力原子力発電所 土木構造物の設計 p.829-830【表 1.4- 4 参照】
⑥漸拡損失	$h_{ge} = f_{ge} \cdot f_{se} \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left\{ 1 - \left( \frac{A_1}{A_2} \right) \right\}^2$	$f_{ge}$ : 漸拡損失係数 $V_1$ : 漸拡前の平均流速(m/s) $A_1$ : 漸拡前の管断面積(m <sup>2</sup> ) $A_2$ : 漸拡後の管断面積(m <sup>2</sup> )	火力原子力発電所 土木構造物の設計 p.830【図 1.4-5 参 照】
⑦漸縮損失	$h_{gc} = f_{gc} \frac{V_2^2}{2g}$	$f_{gc}$ : 漸縮損失係数 $V_2$ : 漸縮後の平均流速(m/s)	発電水力演習 p.84 【図 1.4-6 参照】
⑧屈折損失	$h_{be} = f_{be} \frac{V^2}{2g}$ $f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\alpha}{2}$ $+ 2.05 \sin^4 \frac{\alpha}{2}$	$f_{be}$ : 屈折損失係数 $V$ : 管内平均流速(m/s) $\alpha$ : 屈折角(°)	発電水力演習 p.88 【図 1.4-7 参照】

表 1.4-3-2 損失水頭算定公式

	公式	係数	根拠
⑨ 曲がり 損失	$h_b = f_{b1} \cdot f_{b2} \frac{V^2}{2g}$ $f_{b1} = 0.131 + 0.1632 \times (D/\rho)^{7/2}$ $f_{b2} = (\theta/90)^{1/2}$	<p><math>V</math> :管内平均流速(m/s)</p> <p><math>f_{b1}</math> : 曲がりの曲率半径 <math>\rho</math> と管径 <math>D</math> との比によって決まる損失係数</p> <p><math>f_{b2}</math> : 任意の曲がり中心角 <math>\theta</math> の場合の損失と中心角 <math>90^\circ</math> の場合の損失との比</p>	<p>発電水力演習 p.86-87</p> <p>【図 1.4-8 参照】</p>
⑩ ピヤー による損失	$\Delta h_p' = \left\{ \frac{1}{C^2} \left( \frac{b_1}{b_2} \right)^2 - 1 \right\} \frac{V_1^2}{2g}$	<p><math>V_1</math> :ピヤー上流側の流速(m/s)</p> <p><math>C</math> :ピヤーの水平断面形状による係数</p> <p><math>b_1</math> :ピヤー直前の水路幅(m)</p> <p><math>b_2</math> :水路幅からピヤー幅の総計を控除した幅(m)</p>	<p>発電水力演習 p.92-93</p> <p>【図 1.4-9 参照】</p>
⑪ 分流に よる損失	$H_\alpha - H_\gamma = f_{d,\gamma} \times \frac{V_\alpha^2}{2g}$ $H_\alpha - H_\beta = f_{d,\beta} \times \frac{V_\alpha^2}{2g}$	<p><math>H_\alpha, H_\gamma</math> :分流前後の本管動水位 (位置水頭と圧力水頭の和) (m)</p> <p><math>H_\beta</math> :支管動水位(m)</p> <p><math>V_\alpha</math> :分流前の本管内流速(m/s)</p> <p><math>f_{d,\gamma}, f_{d,\beta}</math> :分流損失係数</p>	<p>土木学会水理 公式集 (2018 年版)</p> <p>p.509</p> <p>【図 1.4-10 参照】</p>
⑫ 合流に よる損失	$H_\alpha - H_\gamma = f_{c,\alpha} \times \frac{V_\gamma^2}{2g}$ $H_\beta - H_\gamma = f_{c,\beta} \times \frac{V_\gamma^2}{2g}$	<p><math>H_\alpha, H_\gamma</math> :合流前後の本管動水位(m)</p> <p><math>H_\beta</math> :支管動水位(m)</p> <p><math>V_\gamma</math> :合流後の本管内流速(m/s)</p> <p><math>f_{c,\alpha}, f_{c,\beta}</math> :合流損失係数</p>	<p>土木学会水理 公式集 (2018 年版)</p> <p>p.510</p> <p>【図 1.4-10 参照】</p>
⑬ 分岐に よる損失	$h_B = f_B \times \frac{V_0^2}{2g}$	<p><math>V_0</math> :分流前の水圧管内の平均流速(m/s)</p> <p><math>f_B</math> :分岐による損失係数 (Y分岐 : 0.75、三分岐 : 0.69)</p>	<p>発電水力演習 p.120-123</p>

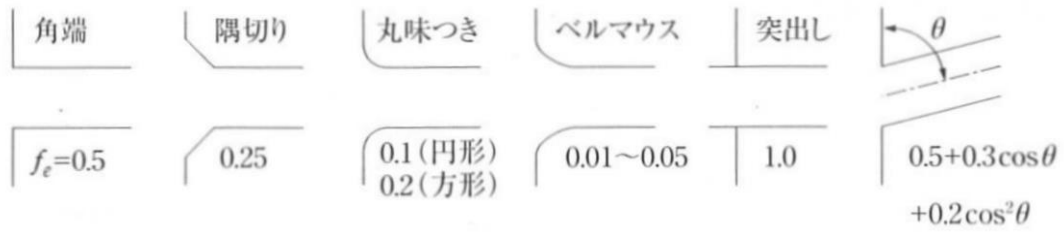


図 1.4-4 入口形状と損失係数（土木学会水理公式集（2018年版）p. 507）

表 1.4-4 急縮損失係数（火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 830）

$D_2 / D_1$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$f_{sc}$	0.50	0.50	0.49	0.49	0.46	0.43	0.38	0.29	0.18	0.07	0

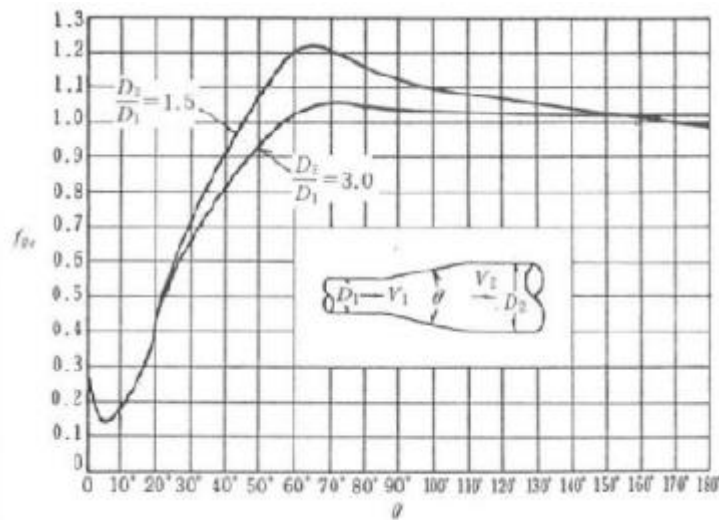


図 1.4-5 漸拡損失係数（火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 830）

注：本施設では，円形断面管と矩形断面管の漸拡に上記の図による値を適用する。  
 矩形断面管の場合，矩形断面と同様の断面積を持つ円管を仮定して，管径  $D_1$ ,  $D_2$  を算出した。

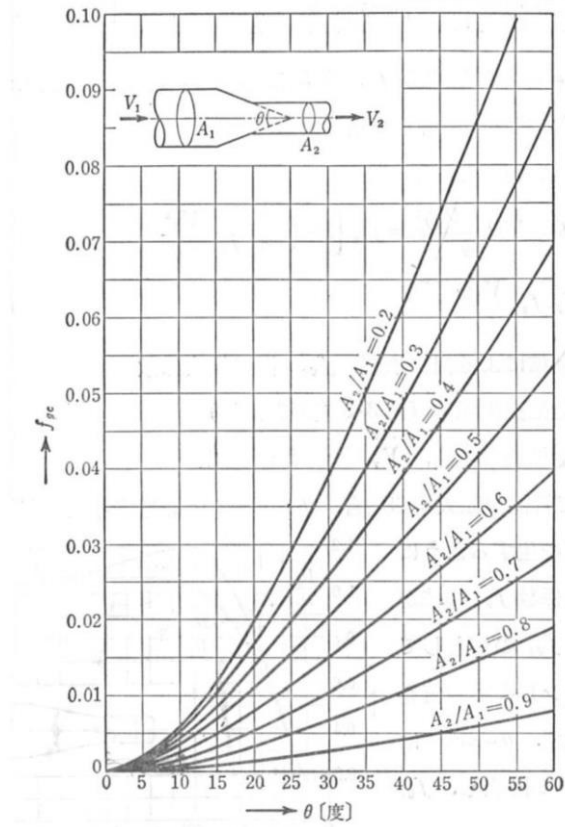


図 1.4-6 漸縮損失係数 (発電水力演習 p. 84)

$A_1, A_2$  : 漸縮前後の管断面積( $m^2$ ),  $V_1, V_2$  : 漸縮前後の平均流速( $m/s$ ),  $\theta$  : 漸縮部の開き ( $^\circ$ )

注 : 本施設では, 円形断面管と矩形断面管の漸縮に上記の図による値を適用する。

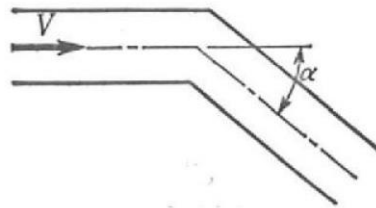


図 1.4-7 屈折角 (発電水力演習 p. 88)

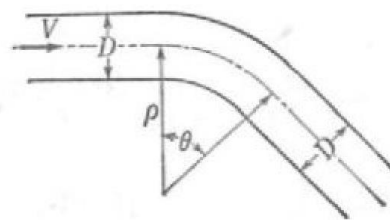


図 1.4-8 曲がり, 曲率半径 (発電水力演習 p. 87)

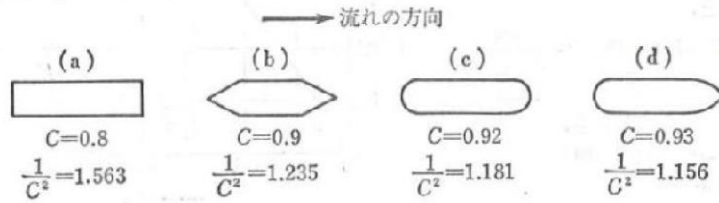


図 1.4-9 ビヤの形状による係数  $C$  の値 (発電水力演習 p. 92)

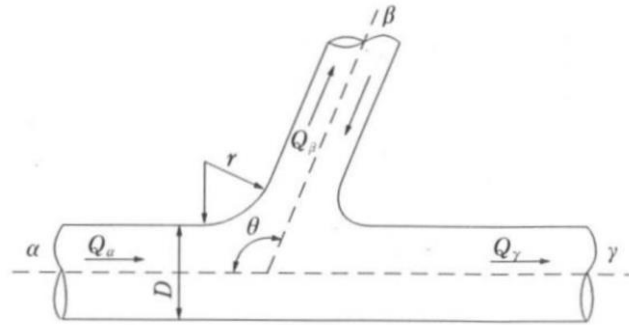


図 1.4-10 分・合流管 (土木学会水理公式集 (2018 年版) p. 509)

(a) 分流による損失係数

$$f_{d,\gamma} = 0.58q_\beta^2 - 0.26q_\beta + 0.03$$

$$f_{d,\beta} = 0.95(1-q_\beta)^2 + q_\beta^2 \left( 1.3 \cot \frac{\theta}{2} - 0.3 + \frac{0.4-0.1\varphi}{\varphi^2} \right) \cdot \left( 1 - 0.9\sqrt{\frac{\rho}{\varphi}} \right) + 0.4q_\beta(1-q_\beta) \left( 1 + \frac{1}{\varphi} \right) \cot \frac{\theta}{2}$$

ここに,  $f_{d,\gamma}, f_{d,\beta}$ : 分流損失係数,  $\theta$ : 本管と支管の交角,  $\varphi$ : 本管断面積に対する支管断面積の比,  $\rho = r/D$ : 支管と本管の接続部面取り半径  $r$  の本管直径に対する比,  $q_\beta = Q_\beta/Q_\alpha$ : 分流前の本管流量  $Q_\alpha$  に対する支管流量  $Q_\beta$  の比

(b) 合流による損失係数

$$f_{c,\alpha} = -q_\beta^2 \left\{ 2.59 + (1.62 - \sqrt{\rho}) \left( \frac{\cos \theta}{\varphi} - 1 \right) - 0.62\varphi \right\} - q_\beta(1.94 - \varphi) + 0.03$$

$$f_{c,\beta} = -q_\beta^2 \left\{ (1.2 - \sqrt{\rho}) \left( \frac{\cos \theta}{\varphi} - 1 \right) + 0.8 \left( 1 - \frac{1}{\varphi^2} \right) - (1 - \varphi) \frac{\cos \theta}{\varphi} \right\} - (1 + q_\beta) \{ 0.92 + q_\beta(2.92 - \varphi) \}$$

ここに,  $f_{c,\alpha}, f_{c,\beta}$ : 合流損失係数,  $\theta$ : 本管と支管の交角,  $\varphi$ : 本管断面積に対する支管断面積の比,  $\rho = r/D$ : 支管と本管の接続部面取り半径  $r$  の本管直径に対する比,  $q_\beta = Q_\beta/Q_\gamma$ : 合流後の本管流量  $Q_\gamma$  に対する支管流量  $Q_\beta$  の比

表 1.4-5-1 1号機取水施設の損失水頭表

(貝付着無し, 循環水ポンプ停止時)

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )		損失水頭 (m)		モデル化	
			1号管	2号管	1号管	2号管	1号管	2号管		
取水口	0.500	流入	F	0.500	0.500	75.398	75.398	0.000	0.000	節点2,10
		急縮	F	0.480	0.480	12.566	12.566	0.000	0.000	節点2,10
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.014	0.014	12.566	12.566	0.000	0.000	節点2,10
			長さ(m)	2.600	2.600					
			径深(m)	1.000	1.000					
		屈折	F	0.986	0.986	12.566	12.566	0.000	0.000	節点2,10
		急縮	F	0.140	0.140	8.814	8.814	0.000	0.000	節点2,10
取水管	0.500	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.014	0.014	8.814	8.814	0.000	0.000	管路1~6 管路7~12
			長さ(m)	127.075	102.915					
			径深(m)	0.838	0.838					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.135	0.135	8.814	8.814	0.000	0.000	節点3,11
			F <sub>b2</sub>	0.279	0.319					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.135	0.135	8.814	8.814	0.000	0.000	節点4,12
			F <sub>b2</sub>	0.571	0.366					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.135	0.135	8.814	8.814	0.000	0.000	節点5,13
			F <sub>b2</sub>	0.412	0.379					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.135	0.135	8.814	8.814	0.000	0.000	節点6,14
			F <sub>b2</sub>	0.413	0.413					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.135	0.135	8.814	8.814	0.000	0.000	節点7,15
			F <sub>b2</sub>	0.413	0.413					
		急縮	F	0.289	0.289	4.337	4.337	0.000	0.000	節点8,16
急拡	F	0.808	0.808	4.337	4.337	0.001	0.001	節点8,16		
取水槽	0.500	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	50.000	50.000	0.000	0.000	節点8,16
			長さ(m)	6.000	6.000					
			径深(m)	1.785	1.785					
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	50.000	50.000	0.000	0.000	節点8,16
			長さ(m)	1.700	1.700					
			径深(m)	1.716	1.716					
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	31.250	31.250	0.000	0.000	節点8,16
			長さ(m)	1.000	1.000					
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	33.333	33.333	0.000	0.000	節点8,16
			長さ(m)	2.000	2.000					
			径深(m)	0.820	0.820					
		ピヤール	ピアの水平断面形状による係数	0.920	0.920	45.455	45.455	0.000	0.000	節点8,16
			ピア直前の水路幅(m)	6.859	6.859					
			K路幅からピア幅の総計を控除した幅(m)	6.059	6.059					
		漸拡	F <sub>ge</sub>	0.270	0.270	42.920	42.920	0.000	0.000	節点8,16
			F <sub>se</sub>	0.089	0.089					
		漸縮	F	0.020	0.020	42.557	42.557	0.000	0.000	節点8,16
		急縮	F	0.100	0.100	32.237	32.237	0.000	0.000	節点8,16
		漸拡	F <sub>ge</sub>	0.200	0.200	32.237	32.237	0.000	0.000	節点8,16
			F <sub>se</sub>	0.003	0.003					
流出	F	1.000	1.000	34.185	34.185	0.000	0.000	節点8,16		
合計							0.001	0.001		



表 1.4-5-2 2号機取水施設の損失水頭表

(貝付着無し、循環水ポンプ運転時)

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )		損失水頭 (m) *		モデル化	
			1号管	2号管	1号管	2号管	1号管	2号管		
取水口	29.500	流入	F	0.500	0.500	160.221	160.221	0.001	0.001	節点2,9
		急縮	F	0.440	0.440	50.265	50.265	0.008	0.008	節点2,9
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.014	0.014	50.265	50.265	0.000	0.000	節点2,9
			長さ(m)	5.350	5.350					
			径深(m)	2.000	2.000					
		屈折	F	0.986	0.986	50.265	50.265	0.017	0.017	節点2,9
		急縮	F	0.410	0.410	14.522	14.522	0.086	0.086	節点2,9
取水管	29.500	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.014	0.014	14.522	14.522	0.100	0.096	管路1~5 管路6~10
			長さ(m)	136.358	130.657					
			径深(m)	1.075	1.075					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.134	0.134	14.522	14.522	0.017	0.016	節点3,10
			F <sub>b2</sub>	0.603	0.565					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.133	0.133	14.522	14.522	0.004	0.004	節点3,10
			F <sub>b2</sub>	0.156	0.156					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.133	0.133	14.522	14.522	0.006	0.006	節点4,11
			F <sub>b2</sub>	0.228	0.228					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.134	0.134	14.522	14.522	0.020	0.020	節点5,12
			F <sub>b2</sub>	0.707	0.707					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.133	0.133	14.522	14.522	0.010	0.010	節点5,12
			F <sub>b2</sub>	0.367	0.359					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.133	0.133	14.522	14.522	0.013	0.013	節点6,13
			F <sub>b2</sub>	0.460	0.453					
急拡	F	0.395	0.395	14.522	14.522	0.083	0.083	節点7,14		
取水槽	29.500	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	55.037	55.037	0.000	0.000	節点7,14
			長さ(m)	8.000	8.000					
			径深(m)	1.941	1.941					
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	81.044	81.044	0.000	0.000	節点7,14
			長さ(m)	1.000	1.000					
			径深(m)	2.093	2.093					
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	65.265	65.265	0.000	0.000	節点7,14
			長さ(m)	3.500	3.500					
			径深(m)	1.139	1.139					
		ピヤー	ピアの水平断面形状による係数	0.900	0.900	51.304	51.304	0.026	0.026	節点7,14
			ピア直前の水路幅(m)	7.933	7.933					
			水路幅からピア幅の総計を控除した幅(m)	5.533	5.533					
		漸拡	F <sub>ge</sub>	0.670	0.670	39.060	39.060	0.007	0.007	節点7,14
			F <sub>se</sub>	0.338	0.338					
		急縮	F	0.040	0.040	82.991	82.991	0.000	0.000	節点7,14
漸縮	F	0.001	0.001	79.170	79.170	0.000	0.000	節点7,14		
急縮	F	0.060	0.060	65.250	65.250	0.001	0.001	節点7,14		
流出	F	1.000	1.000	65.250	65.250	0.010	0.010	節点7,14		
合計							0.409	0.404		

注記\* : 小数点以下4桁目を四捨五入で表示

表 1.4-5-3 3号機取水施設の損失水頭表  
(貝付着無し, 循環水ポンプ運転時)

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )		損失水頭 (m)*		モデル化		
			東ルート	西ルート	東ルート	西ルート	東ルート	西ルート			
取水口	47.500	流入	F	0.500	0.500	251.327	251.327	0.001	0.001	節点2.7	
			急縮	F	0.490	0.490	23.758	23.758	0.100	0.100	節点2.7
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.015						
			長さ(m)	25.65	23.106	23.758	23.758	0.015	0.014	節点2.7	
			径深(m)	1.375	1.375						
		曲がり	Fb1	0.294	0.294	23.758	23.758	0.060	0.060	節点2.7	
			Fb2	1.000	1.000						
漸拡	Fge	1.200	1.200	23.758	23.758	0.062	0.029	節点2.7			
	Fse	0.254	0.117								
取水トンネル	47.500	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.015						
			長さ(m)	90.429	38.509	47.902	36.125	0.008	0.008	管路1~3 管路4	
			径深(m)	1.929	1.675						
		曲がり	Fb1	0.132	—	47.902	—	0.004	—	節点3	
			Fb2	0.624	—						
		曲がり	Fb1	0.132	—	47.902	—	0.002	—	節点3	
			Fb2	0.291	—						
曲がり	Fb1	0.132	—	47.902	—	0.001	—	節点4			
	Fb2	0.127	—								
合流点	95.000	合流	F	0.057	0.274	47.902	47.902	0.011	0.055	節点5.8	
小計								0.264	0.267		
小計(東ルートと西ルートの平均値)									0.266		
合流点 ~ 水路点検 用立坑	95.000	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015							
			長さ(m)	106.336		47.902		0.039	管路5		
			径深(m)	1.929							
		曲がり	Fb1	0.132		47.902		0.012	節点9		
Fb2	0.471										
水路点検 用立坑 ~ 接合水路	95.000	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015							
			長さ(m)	38.954		47.902		0.014	管路6		
			径深(m)	1.929							
		曲がり	Fb1	0.132		47.902		0.019	節点12		
Fb2	0.707										
小計								0.103			

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数			断面積 (m <sup>2</sup> )			損失水頭 (m)*			モデル化	
			C水路	B水路	A水路	C水路	B水路	A水路	C水路	B水路	A水路		
接合水路	31.667	急縮	F	0.005	0.005	0.005	47.902	47.902	47.902	0.001	0.001	0.001	節点13,18,23
			粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.015	0.015							
		摩擦	長さ(m)	30.000	30.000	30.000	17.248	15.719	16.519	0.022	0.035	0.027	管路7,9,11
			径深(m)	1.009	0.832	0.938							
			F	0.000	—	—	17.140	—	—	0.000	—	—	節点13
		漸縮	Fge	—	0.180	0.180	—	16.998	16.998	—	0.000	0.000	節点18,23
			Fse	—	0.003	0.003							
急縮	F	—	0.110	0.110	—	13.336	13.336	—	0.032	0.032	節点18,23		
	Fge	—	0.200	0.200	—	12.252	14.421	—	0.006	0.001	節点18,23		
漸縮	Fse	—	0.081	0.025									
	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.015	0.015									
3連 ボックス 水路	31.667	摩擦	長さ(m)	55.790	37.790	19.790	17.140	17.140	17.140	0.038	0.026	0.013	管路8,10,12
			径深(m)	1.097	1.097	1.097							
			Fb1	0.134	0.134	0.134	17.140	17.140	17.140	0.023	0.023	0.023	節点15,20,25
		曲がり	Fb2	1.000	1.000	1.000							
			粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.015	0.015							
		摩擦	長さ(m)	1.200	1.200	1.200	18.454	18.454	18.454	0.001	0.001	0.001	節点16,21,26
			径深(m)	1.107	1.107	1.107							
漸縮	Fge	0.350	0.350	0.350	17.140	17.140	17.140	0.001	0.001	0.001	節点16,21,26		
	Fse	0.020	0.020	0.020									
急縮	F	0.396	0.396	0.396	19.988	19.988	19.988	0.051	0.051	0.051	節点16,21,26		
	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.015	0.015									
摩擦	長さ(m)	2.580	2.580	2.580	59.975	59.975	59.975	0.000	0.000	0.000	節点16,21,26		
	径深(m)	1.815	1.815	1.815									
漸縮	Fge	0.450	0.450	0.450	53.967	53.967	53.967	0.000	0.000	0.000	節点16,21,26		
	Fse	0.041	0.041	0.041									
急縮	F	0.100	0.100	0.100	51.733	51.733	51.733	0.002	0.002	0.002	節点16,21,26		
	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.015	0.015									
摩擦	長さ(m)	11.020	11.020	11.020	70.370	70.370	70.370	0.000	0.000	0.000	節点16,21,26		
	径深(m)	1.324	1.324	1.324									
漸縮	Fge	0.400	0.400	0.400	51.733	51.733	51.733	0.002	0.002	0.002	節点16,21,26		
	Fse	0.281	0.281	0.281									
流出	31.667	F	1.000	1.000	1.000	109.998	109.998	109.998	0.004	0.004	0.004	節点16,21,26	
			0.145	0.184	0.158								
小計								0.514	0.553	0.527			
合計													

注記\* : 小数点以下4桁目を四捨五入で表示

表 1.4-5-4 1号機放水施設の損失水頭表

(貝付着無し, 循環水ポンプ停止時)

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )		損失水頭 (m)*		モデル化	
			北ルート	南ルート	北ルート	南ルート	北ルート	南ルート		
放水槽	0.000	流入	F	0.100	0.100	0.000	0.000	0.000	0.000	節点2.8
		漸縮	F	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	節点2.8
一般部(矩形)	0.000	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	管路1.4
			長さ(m)	27.800	27.800					
			径深(m)	0.000	0.000					
冷却水排水槽	0.000	急拡	F	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	節点3.9
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	0.000	0.000	0.000	0.000	節点4.11
			長さ(m)	2.800	2.800					
	径深(m)		0.000	0.000						
	0.500	急縮	F	0.049	0.049	0.696	0.696	0.001	0.001	節点4.11
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	—	0.696	—	0.044	—	管路2
長さ(m)			43.833	—						
径深(m)	0.197		—							
0.500	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	—	0.015	—	0.696	—	0.143	管路5	
		長さ(m)	—	141.646						
		径深(m)	—	0.197						
曲がり	F <sub>b1</sub>	0.131	0.131	0.696	0.696	0.002	0.002	節点5.12		
	F <sub>b2</sub>	0.658	0.658							
マンホール	0.500	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	—	0.696	—	0.001	—	節点6
			長さ(m)	1.200	—					
			径深(m)	0.197	—					
一般部(矩形)	0.500	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	—	0.696	—	0.095	—	管路3
			長さ(m)	93.823	—					
			径深(m)	0.197	—					
接合槽	0.500	急拡	F	0.032	0.032	0.696	0.696	0.001	0.001	節点7.12
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	—	3.077	—	0.000	節点13	
			長さ(m)	4.000	—					
			径深(m)	0.824	—					
		漸拡	F <sub>se</sub>	0.840	—	1.695	—	0.012	節点13	
		急縮	F <sub>se</sub>	0.808	—	16.397	—	0.000	節点13	
		漸縮	F	0.002	—	9.212	—	0.000	節点13	
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	—	11.765	—	0.000	節点13	
			長さ(m)	9.000	—					
			径深(m)	1.294	—					
		一般部(馬蹄管)	1.000	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	—	9.212	—	0.000
長さ(m)	102.171				—					
径深(m)	1.168				—					
曲がり	F <sub>b1</sub>			0.131	—	9.212	—	0.000	節点14	
	F <sub>b2</sub>			0.484	—					
摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)			0.015	—	9.212	—	0.000	管路7	
	長さ(m)			17.829	—					
	径深(m)			1.168	—					
放水口	1.000	漸拡	F <sub>se</sub>	0.159	—	9.212	—	0.000	節点15	
			F <sub>se</sub>	0.071	—					
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	—	10.526	—	0.000	管路8	
			長さ(m)	6.061	—					
			径深(m)	1.211	—					
		堰	上流水深(m)	0.461	—	1.812	—	0.019	節点25	
			下流水深(m)	0.442	—					
			堰幅(m)	4.100	—					
			流量係数	1.550	—					
		係数γ	2.600	—						
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	—	20.000	—	0.000	管路9.10	
			長さ(m)	17.065	—					
			径深(m)	1.272	—					
		ビヤ	ピアの水平断面形状による係数	0.920	—	19.163	—	0.000	節点17	
			ピア直前の水路幅(m)	6.700	—					
		水路幅からピア幅の総計を控除した幅(m)	5.500	—						
		急拡	F	0.647	—	3.754	—	0.002	節点17	
漸拡	F <sub>se</sub>	1.207	—	19.163	—	0.000	節点17			
	F <sub>se</sub>	0.153	—							
合計						0.177	0.180			

注記\* : 小数点以下4桁目を四捨五入で表示

表 1.4-5-5 2号機放水施設の損失水頭表

(貝付着無し, 循環水ポンプ運転時)

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )	損失水頭 (m)*	モデル化	
放水路(漸縮部) 17.6m×6.0m →6.0m×6.0m	59.000	流入	F	0.500	103.850	0.008	節点3	
		漸縮	F	0.080	35.500	0.011	節点3	
		ピヤー	ピアの水平断面形状による係数		0.920	89.187	0.011	節点3
			ピア直前の水路幅(m)		15.097			
			水路幅からピア幅の総計を控除した幅(m)		13.497			
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)		0.015	52.915	0.001	節点3
長さ(m)			10.800					
径深(m)			1.926					
放水路(漸縮部) 6.0m×6.0m →馬蹄	59.000	漸縮	F	0.000	30.575	0.000	節点3	
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)		0.015	32.851	0.002	節点3
			長さ(m)		3.900			
径深(m)			1.538					
放水路(一般部) 馬蹄	59.000	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)		0.015	30.575	0.567	管路1~3
			長さ(m)		1183.727			
			径深(m)		1.521			
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.131	30.575	0.025	節点4	
			F <sub>b2</sub>	1.000				
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.131	30.575	0.015	節点5	
F <sub>b2</sub>	0.606							
放水接合槽	59.000	急拡	F	0.428	30.575	0.081	節点6	
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)		0.015	88.400	0.000	節点6
			長さ(m)		5.000			
径深(m)			3.194					
放水路(一般部) 5.8m×5.8m	59.000	急縮	F	0.369	33.140	0.060	節点7	
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)		0.015	33.140	0.050	管路4~9
			長さ(m)		121.807			
			径深(m)		1.504			
		屈折	F	0.067	33.140	0.011	節点8	
		屈折	F	0.067	33.140	0.011	節点9	
		屈折	F	0.067	33.140	0.011	節点10	
		屈折	F	0.067	33.140	0.011	節点11	
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.136	33.140	0.011	節点12	
			F <sub>b2</sub>	0.506				
放水路(分岐部)	59.000	急縮	F	0.089	25.821	0.024	節点13	
		分岐	F	0.690	33.140	0.112	節点13	
小計						1.022		

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数			断面積(m <sup>2</sup> )			損失水頭(m)*			モデル化			
			東側	中央	西側	東側	中央	西側	東側	中央	西側				
放水路(先端部) φ2.9m(円形)	19.667	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ・s)			0.015	0.015	0.015	6.605	6.605	6.605	0.092	0.084	0.092	管路10,11 管路12 管路13,14
			長さ(m)			30.157	27.450	30.157							
			径深(m)			0.725	0.725	0.725							
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.170	—	0.170	6.605	—	6.605	0.044	—	0.044	節点15,22		
			F <sub>b2</sub>	0.577	—	0.577									
		流出	F	1.000	1.000	1.000	6.605	6.605	6.605	0.452	0.452	0.452	節点16,19,23		
小計								0.588	0.536	0.588					
小計(両側と中央の平均)										0.562					
合計										1.584					

注記\*: 小数点以下4桁目を四捨五入で表示

表 1.4-5-6 3号機放水施設の損失水頭表  
(貝付着無し, 循環水ポンプ運転時)

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )		損失水頭 (m)*		モデル化	
			西側	東側	西側	東側	西側	東側		
放水路(漸縮部) (西)8.439m×5.2m (東)8.5m×5.2m →5.2m×5.2m	47.500	流入	F	0.500	0.500	42.883	43.200	0.031	0.031	節点2,21
		漸縮	F	0.004	0.004	26.540	26.540	0.001	0.001	節点2,21
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.138	0.169	32.781	32.872	0.010	0.012	節点2,21
			F <sub>b2</sub>	0.657	0.677					
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	32.781	32.872	0.006	0.005	節点2,21
			長さ(m)	16.256	15.795					
			径深(m)	1.283	1.285					
急拡	F	0.016	0.017	28.644	27.261	0.002	0.003	節点2,21		
放水路(一般部) 5.2m×5.2m	47.500	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	26.540	26.540	0.029	0.028	管路1~4 管路14~17
			長さ(m)	59.430	58.073					
			径深(m)	1.352	1.352					
		屈折	F	0.001	0.001	26.540	26.540	0.000	0.000	節点3,22
			F	0.001	0.001	26.540	26.540	0.000	0.000	節点4,23
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.155	0.136	26.540	26.540	0.018	0.016	節点5,24
			F <sub>b2</sub>	0.707	0.707					
急縮	F	0.348	0.348	26.540	26.540	0.057	0.057	節点6,25		
放水路(一般部) 5.2m×5.2m	47.500	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	64.658	64.658	0.000	0.000	節点6,25
			長さ(m)	7.300	7.300					
			径深(m)	2.633	2.633					
放水路(一般部) 5.2m×5.2m	47.500	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	26.540	26.540	0.056	0.056	節点7,26
			長さ(m)	125.034	116.283					
			径深(m)	1.352	1.352					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.136	0.136	26.540	26.540	0.016	0.016	節点8,27
			F <sub>b2</sub>	0.707	0.707					
		屈折	F	0.093	0.093	26.540	26.540	0.015	0.015	節点9,28
			F	0.093	0.093	26.540	26.540	0.015	0.015	節点10,29
曲がり	F <sub>b1</sub>	0.136	0.136	26.540	26.540	0.017	0.017	節点11,30		
	F <sub>b2</sub>	0.782	0.782							
放水路(分岐部)	47.500	急縮	F	0.091	0.091	20.612	20.612	0.025	0.025	節点12,31
		分岐	F	0.750	0.750	26.540	26.540	0.123	0.123	節点12,31
放水路(先端部) φ3.2m(円形)	23.750	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.015	8.042	8.042	0.082	0.082	管路10,11 管路12,13 管路23,24 管路25,26
			長さ(m)	31.103	31.103					
			径深(m)	0.800	0.800					
		曲がり	F <sub>b1</sub>	0.134	0.134	8.042	8.042	0.027	0.027	節点14,18 節点33,37
			F <sub>b2</sub>	0.453	0.453					
流出	F	1.000	1.000	8.042	8.042	0.445	0.445	節点15,19 節点34,38		
合計							1.035	1.030		

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )	損失水頭 (m)	モデル化
補機海水放水路 連絡ダクト1 1.7m×1.7m	3.000	流入	F	0.500	5.190	0.009	節点43
		漸縮	F	0.001	2.810	0.000	節点43
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	3.645	0.003	節点43
			長さ(m)	7.000			
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	2.810	0.106	管路27~31
			長さ(m)	140.273			
		径深(m)	0.444				
		屈折	F	0.067	2.810	0.004	節点44
		屈折	F	0.380	2.810	0.022	節点45
		屈折	F	0.183	2.810	0.011	節点46
屈折	F	0.183	2.810	0.011	節点47		
流出	F	1.000	2.810	0.058	節点48		
補機海水放水路 接合部	3.000	摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	13.548	0.000	節点48
			長さ(m)	2.000			
			径深(m)	1.126			
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	18.064	0.000	節点48
長さ(m)	1.500						
径深(m)	1.386						
屈折	F	0.986	15.464	0.002	節点48		
補機海水放水路 連絡ダクト2 φ800mm	3.000	流入	F	0.500	0.503	0.907	節点54
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.010	0.503	0.061	管路34
			長さ(m)	2.000			
			径深(m)	0.200			
流出	F	1.000	0.503	1.815	節点55		
合計						3.009	

場所	流量 (m <sup>3</sup> /s)	種類	係数		断面積 (m <sup>2</sup> )	損失水頭 (m)*	モデル化
補機海水放水路 連絡ダクト3 1.0m×1.0m	3.000	流入	F	0.500	0.920	0.271	節点49
		摩擦	粗度係数(m <sup>-1/3</sup> ·s)	0.015	0.920	0.148	管路32,33
			長さ(m)	10.346			
			径深(m)	0.261			
		屈折	F	0.002	0.920	0.001	節点49
		屈折	F	0.002	0.920	0.001	節点50
		屈折	F	0.986	0.920	0.535	節点50
		屈折	F	0.002	0.920	0.001	節点50
屈折	F	0.002	0.920	0.001	節点51		
流出	F	1.000	0.920	0.543	節点51		
合計						1.501	

注記\*: 小数点以下4桁目を四捨五入で表示

表 1.4-6-1 水位上昇側の評価結果（取水施設）

波源		防波堤 有無	貝付着 有無	ポンプ 運転 状況	入力津波高さ EL (m) *1			
					1号機 取水槽*2	2号機 取水槽	3号機 取水槽	3号機 取水路点検口
日本海東縁部	基準津波 1	有り	有り	運転	—	+6.5	+5.1	+4.2
				停止	+6.2	+8.8	+6.9	+6.0
			無し	運転	—	+7.2	+6.0	+4.7
				停止	+6.4	+9.3	+7.1	+6.4[+6.31]
		無し	有り	運転	—	+8.0	+5.5	+4.2
				停止	+6.7	+10.1	+7.5	+6.2
			無し	運転	—	+9.1	+6.5	+4.9
				停止	<u>+7.0</u>	<u>+10.6</u>	<u>+7.8</u>	<u>+6.4[+6.32]</u>
	基準津波 2	有り	有り	運転	—	+6.4	+5.5	+4.5
				停止	+5.9	+8.4	+7.1	+6.1
			無し	運転	—	+7.0	+6.3	+4.8
				停止	+6.0	+9.1	+7.3	+6.1
	基準津波 5	無し	有り	運転	—	+7.1	+5.0	+3.9
				停止	+6.4	+9.7	+7.1	+5.6
			無し	運転	—	+8.6	+6.0	+4.2
停止				+6.7	+10.4	+7.6	+6.0	
海域活断層	基準津波 4	有り	有り	運転	—	+2.0	+1.7	+1.5
				停止	+2.6	+2.8	+3.5	+2.6
			無し	運転	—	+2.4	+1.9	+1.6
				停止	+2.7[+2.64]	+2.9	<u>+3.7</u>	<u>+2.7</u>
		無し	有り	運転	—	+2.1	+1.4	+1.3
				停止	+2.5	+4.6	+3.4	+2.4
	海域活断層 上昇側最大 となるケー ス	有り	有り	運転	—	+1.6	+1.5	+1.3
				停止	+2.4	+2.4	+3.4	+2.4
			無し	運転	—	+1.8	+1.7	+1.4
				停止	+2.5	+2.4	+3.6	+2.5
		無し	有り	運転	—	+1.9	+1.2	+1.1
				停止	+2.5	+4.2	+3.3	+2.3
無し	無し	運転	—	+2.5	+1.6	+1.2		
		停止	+2.6	+4.5	+3.4	+2.4		

注記\*1：下線を引いた箇所が日本海東縁部及び海域活断層それぞれの最大ケース

\*2：1号機取水槽は流路縮小工を設置して評価している。

表 1.4-6-2 水位上昇側の評価結果（放水施設）

波源	防波堤有無	貝付着有無	ポンプ 運転 状況	入力津波高さ EL (m) *								
				1号機 放水槽	1号機 冷却水 排水槽	1号機 マンホ ール	1号機 放水接 合槽	2号機 放水槽	2号機 放水接合 槽	3号機 放水槽	3号機 放水接 合槽	
日本海東縁部	基準津波1	有り	有り	運転	—	—	—	—	+7.0	+5.9	+6.9	+6.2
			有り	停止	+4.3	+4.5	+4.2	+3.4	+7.2	+5.6	+6.5	+5.8
		無し	有り	運転	—	—	—	—	+7.0	+5.9	+6.9	+6.2
			有り	停止	<u>+4.8</u>	<u>+4.7</u>	<u>+4.8</u>	<u>+3.5</u>	<u>+7.9</u>	+5.7	+6.8	+6.2
		無し	有り	運転	—	—	—	—	+6.4	+6.0	+6.5	+5.8
			有り	停止	+4.4	+4.2	+3.9	+3.4	+7.1	<u>+6.1</u> [+6.04]	+6.4	+5.9
	基準津波2	有り	有り	運転	—	—	—	—	+6.3	+4.2	+4.5	+4.4
			有り	停止	+3.3	+3.3	+3.2	+3.0	+5.3	+3.7	+5.0	+4.7
		無し	有り	運転	—	—	—	—	+6.3	+4.0	+4.5	+4.2
			有り	停止	+3.4	+3.4	+3.3	+3.2	+5.5	+3.9	+5.0	+4.5
		無し	有り	運転	—	—	—	—	+5.8	+4.5	+6.5	+5.9
			有り	停止	+2.7	+2.7	+2.5	+2.3	+4.8	+5.1	+7.0	+6.3
	基準津波5	無し	有り	運転	—	—	—	—	+5.9	+4.1	+6.8	+6.3
			有り	停止	+2.8	+2.8	+2.5	+2.4	+5.5	+4.6	<u>+7.3</u>	<u>+6.5</u>
		無し	有り	運転	—	—	—	—	+4.1	<u>+2.8</u> [+2.80]	+3.1	+2.9
			有り	停止	+1.9	+1.8	<u>+1.8</u> [+1.73]	+1.8	+3.2	+2.5	+3.1	+3.2
		無し	有り	運転	—	—	—	—	+3.5	+2.7	+2.8	+2.6
			有り	停止	+1.9	<u>+1.9</u> [+1.83]	<u>+1.8</u> [+1.76]	+1.8	+3.7	+2.4	<u>+3.3</u> [+3.27]	<u>+3.5</u>
海域活断層	基準津波4	有り	有り	運転	—	—	—	—	<u>+4.2</u>	<u>+2.8</u> [+2.79]	+3.1	+2.9
			有り	停止	+2.0	<u>+1.9</u> [+1.82]	<u>+1.8</u> [+1.79]	+1.8	+3.3	+1.8	+2.8	+2.5
		無し	有り	運転	—	—	—	—	+3.5	+2.6	+2.8	+2.6
			有り	停止	<u>+2.1</u>	<u>+1.9</u> [+1.88]	<u>+1.8</u> [+1.80]	<u>+1.9</u>	+3.7	+1.8	<u>+3.3</u> [+3.26]	+2.8
		有り	有り	運転	—	—	—	—	+4.0	+2.7	+3.0	+2.7
			有り	停止	+1.8	+1.7	+1.6	+1.6	+2.7	+2.1	+2.6	+2.7
	海域活断層上昇側最大ケース	有り	有り	運転	—	—	—	—	+3.3	+2.5	+2.7	+2.5
			有り	停止	+1.8	+1.7	+1.7	+1.6	+3.0	+2.1	+2.8	+2.9
		無し	有り	運転	—	—	—	—	+4.0	+2.7	+3.0	+2.7
			有り	停止	+1.8	+1.7	+1.7	+1.7	+2.9	+1.6	+2.8	+2.4
		無し	有り	運転	—	—	—	—	+3.4	+2.5	+2.7	+2.5
			有り	停止	+1.8	+1.7	+1.7	+1.7	+3.1	+1.6	+3.1	+2.5

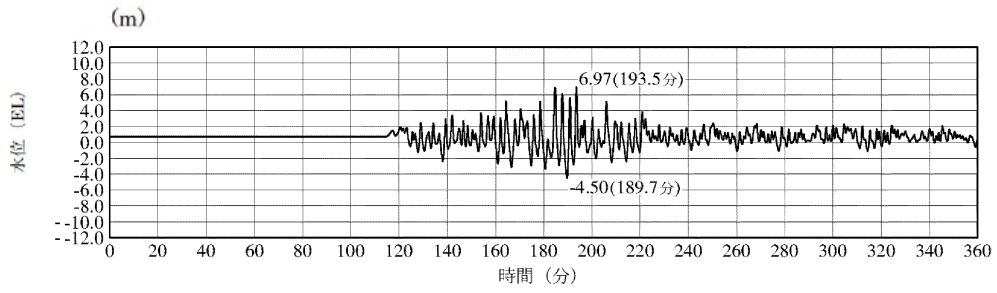
注記\*：下線を引いた箇所が日本海東縁部及び海域活断層それぞれの最大ケース

表 1.4-7 水位下降側の評価結果（2号機取水施設）

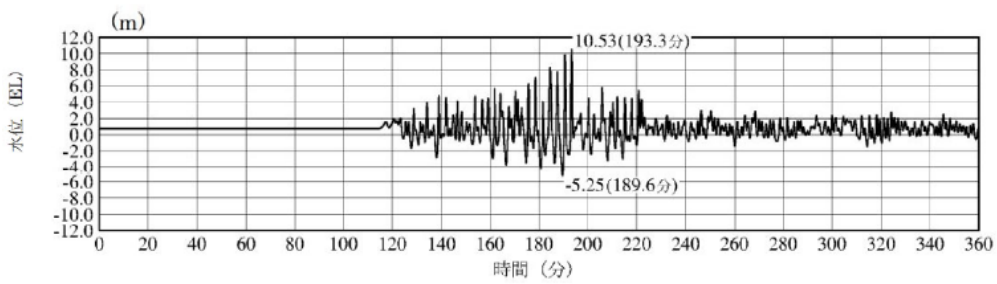
波源		防波堤 有無	貝付着 有無	ポンプ 運転 状況	入力津波高さ EL (m) *
					2号機 取水槽
日本海東縁部	基準津波 1	有り	有り	運転	-6.8
				停止	-5.8
			無し	運転	-6.5
		停止		-5.8	
		無し	有り	運転	-8.2
				停止	-5.9
	無し		運転	-8.0	
		停止	-5.9		
	基準津波 3	有り	有り	運転	-6.5
				停止	-5.6
			無し	運転	-6.5
				停止	-5.7
	基準津波 6	無し	有り	運転	<u>-8.4</u>
				停止	-6.0
			無し	運転	-8.3
停止				-6.1	
海域活断層	基準津波 4	有り	有り	運転	-6.1
				停止	-4.8
			無し	運転	-6.1
		停止		-5.0	
		無し	有り	運転	-6.4
				停止	-5.0
	無し		運転	<u>-6.5</u>	
		停止	-5.1		
	海域活断層 上昇側で 最大となる ケース	有り	有り	運転	-5.1
				停止	-4.4
			無し	運転	-5.2
		停止		-4.5	
		無し	有り	運転	-5.5
				停止	-4.6
	無し		運転	-5.6	
停止		-4.7			

注記\*：下線を引いた箇所が日本海東縁部及び海域活断層それぞれの最大ケース

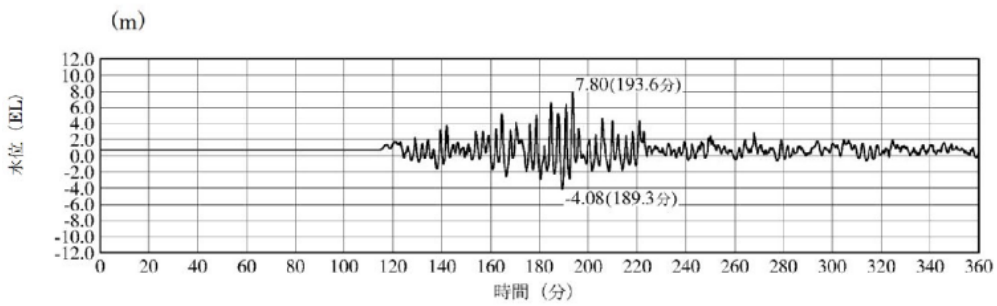




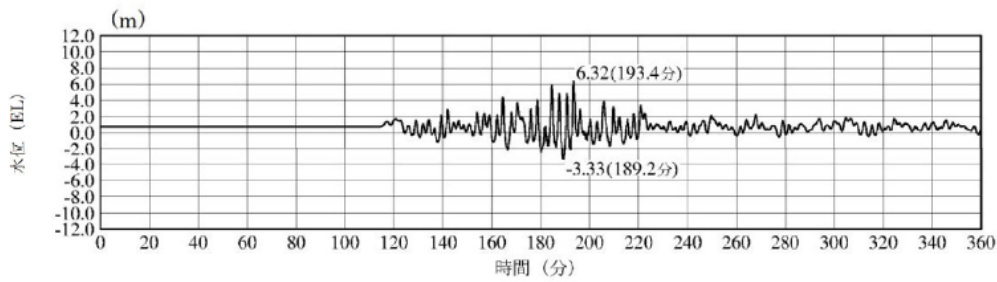
1号機取水槽最大ケース



2号機取水槽最大ケース

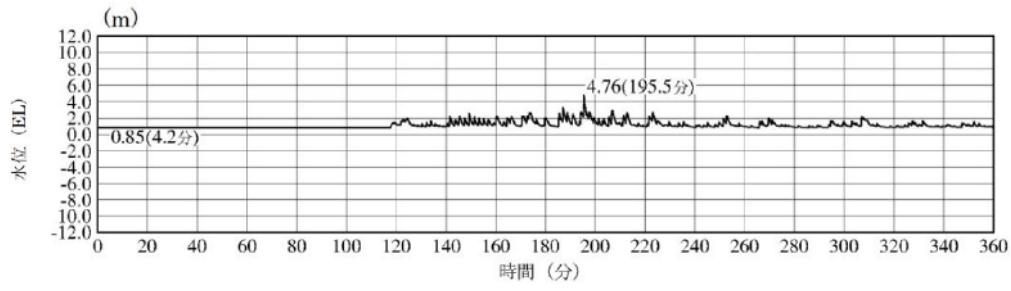


3号機取水槽最大ケース

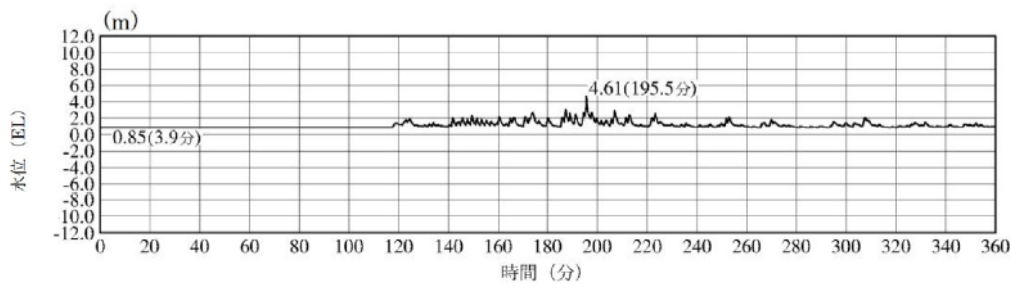


3号機取水路点検口最大ケース

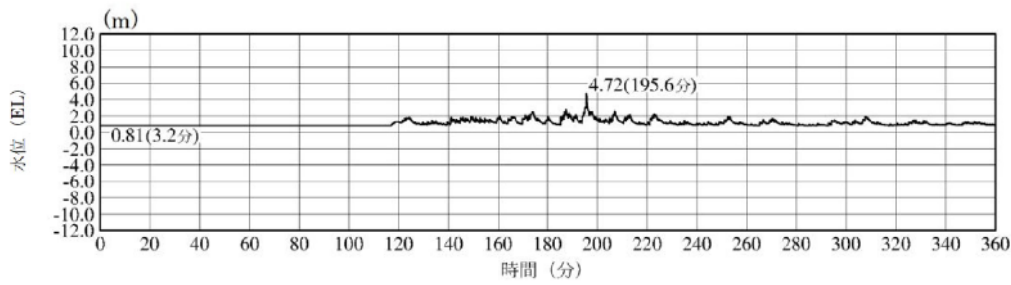
図 1.4-11-1 水位上昇側の時刻歴波形 日本海東縁部



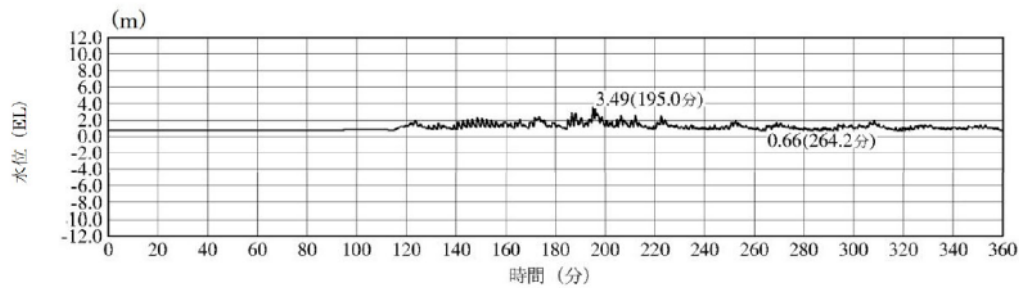
1号機放水槽最大ケース



1号機冷却水排水槽最大ケース

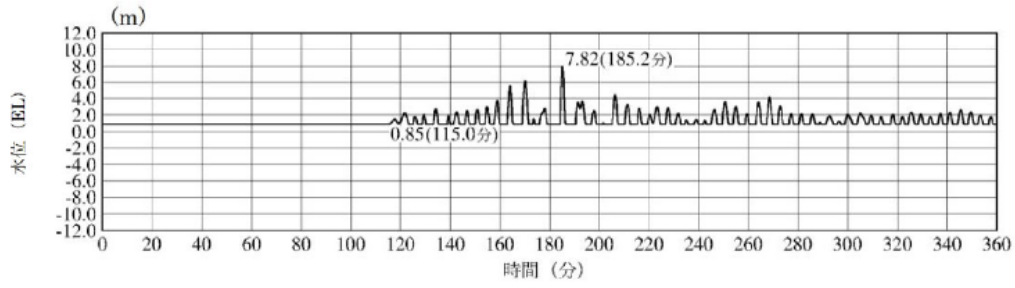


1号機マンホール最大ケース

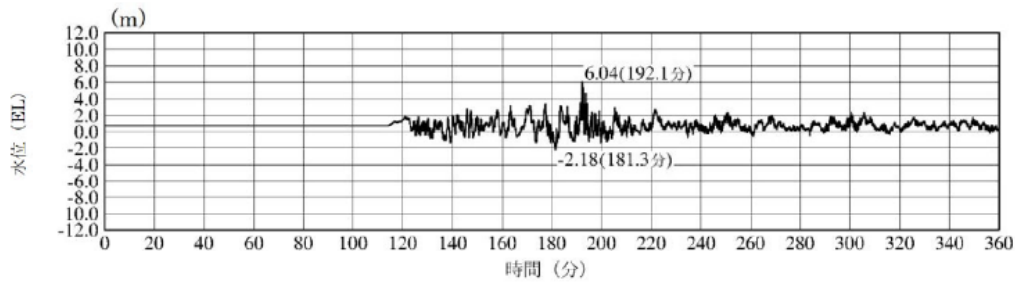


1号機放水接合槽最大ケース

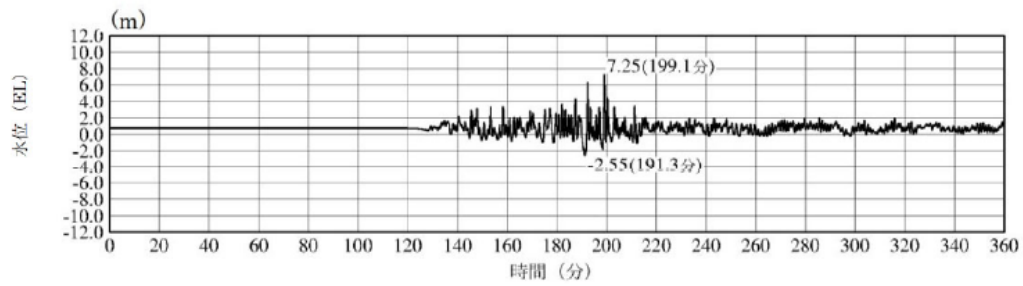
図 1.4-11-2 水位上昇側の時刻歴波形 日本海東縁部



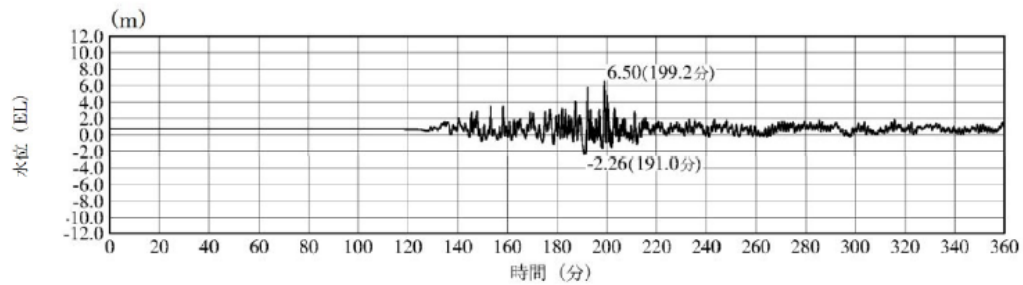
2号機放水槽最大ケース



2号機放水接合槽最大ケース

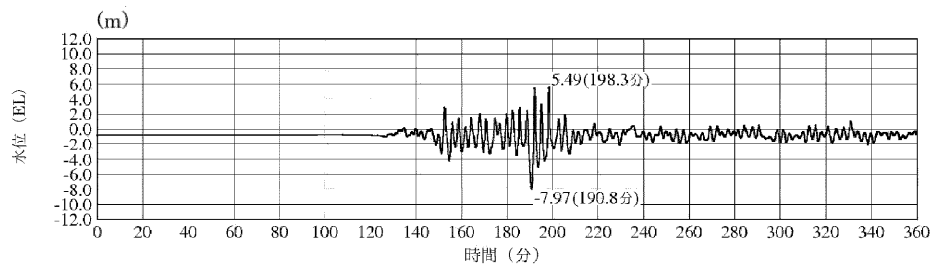


3号機放水槽最大ケース



3号機放水接合槽最大ケース

図 1.4-11-3 水位上昇側の時刻歴波形 日本海東縁部

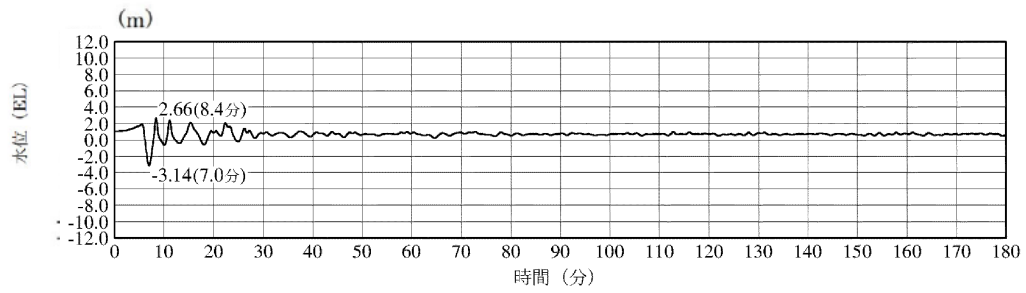


最大水位下降量-7.97m—地盤変動量 0.34m⇔EL-8.4m

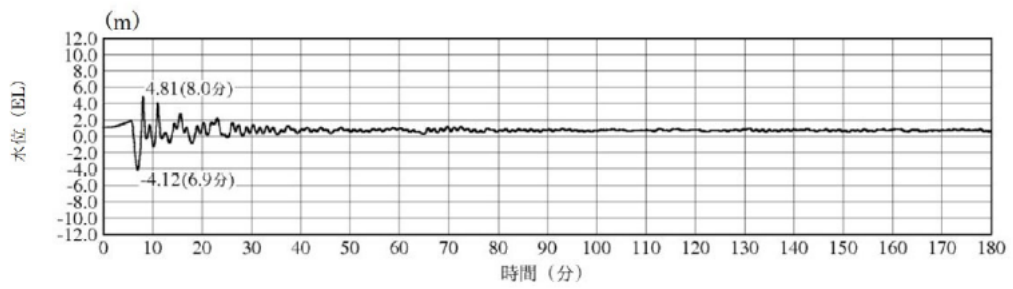
2号機取水槽 (入力津波 6 防波堤無し), 下降側 ポンプ運転時

2号機取水槽最大ケース

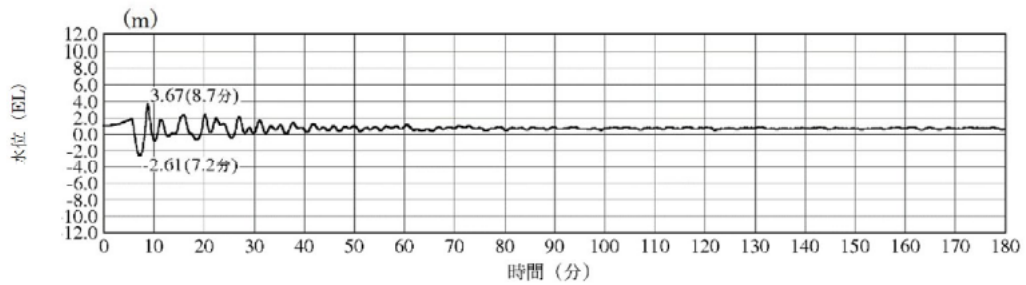
図 1.4-12 水位下降側の時刻歴波形 日本海東縁部



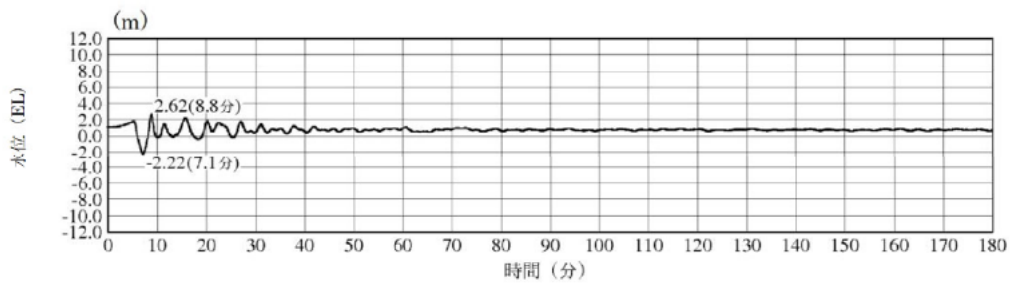
1号機取水槽最大ケース



2号機取水槽最大ケース

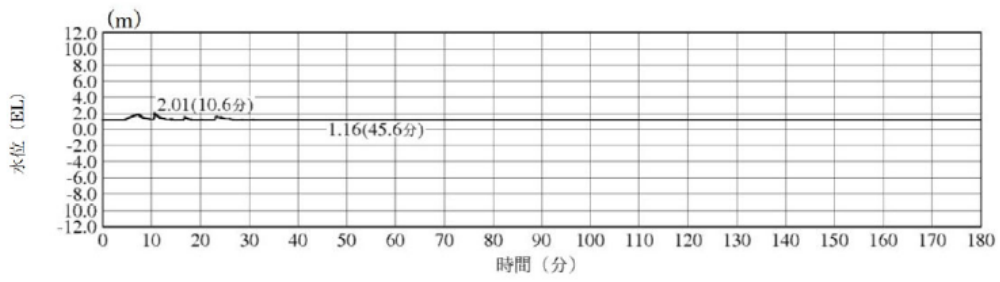


3号機取水槽最大ケース

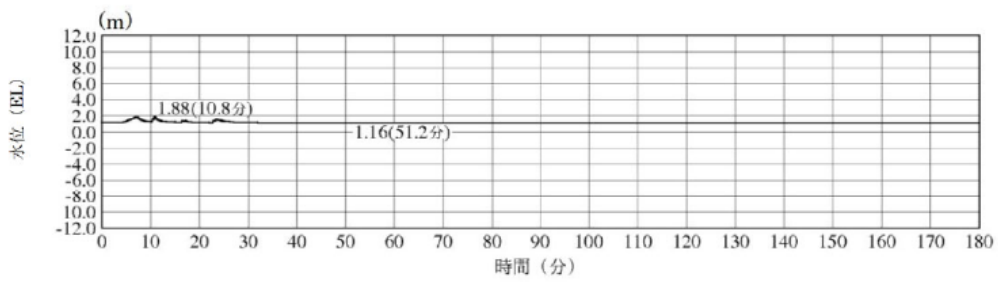


3号機取水路点検口最大ケース

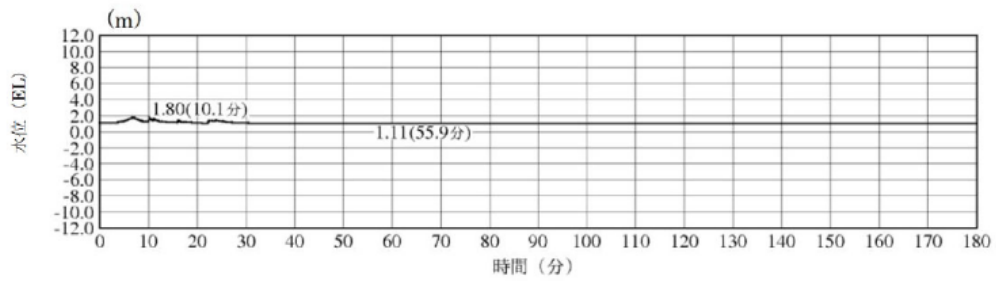
図 1.4-13-1 水位上昇側の時刻歴波形 海域活断層



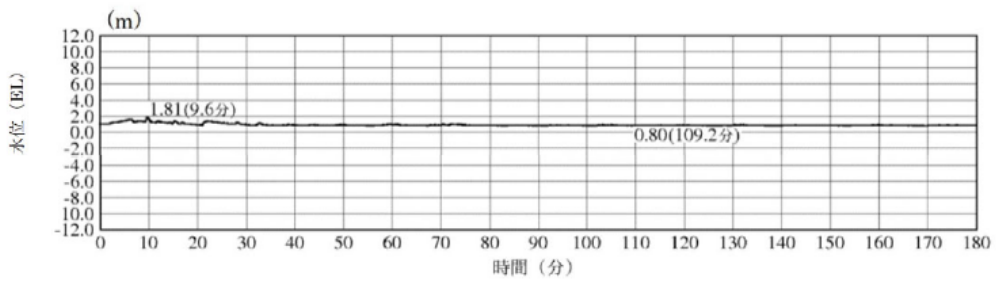
1号機放水槽最大ケース



1号機冷却水排水槽最大ケース

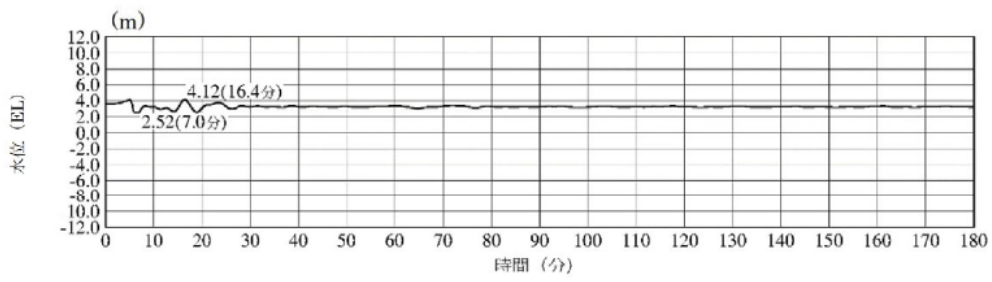


1号機マンホール最大ケース

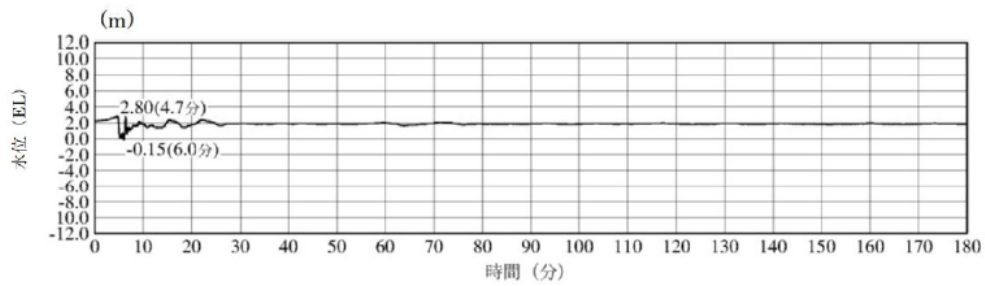


1号機放水接合槽最大ケース

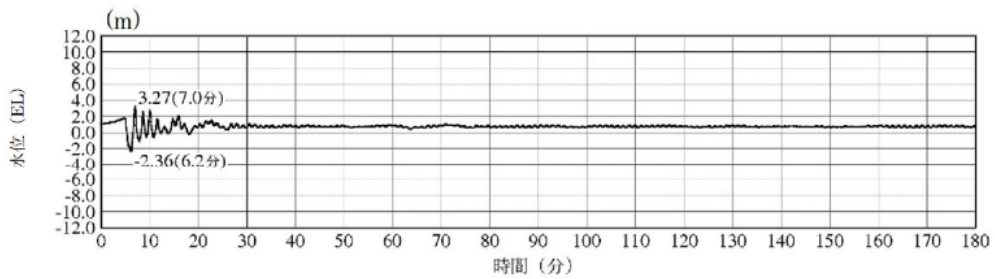
図 1.4-13-2 水位上昇側の時刻歴波形 海域活断層



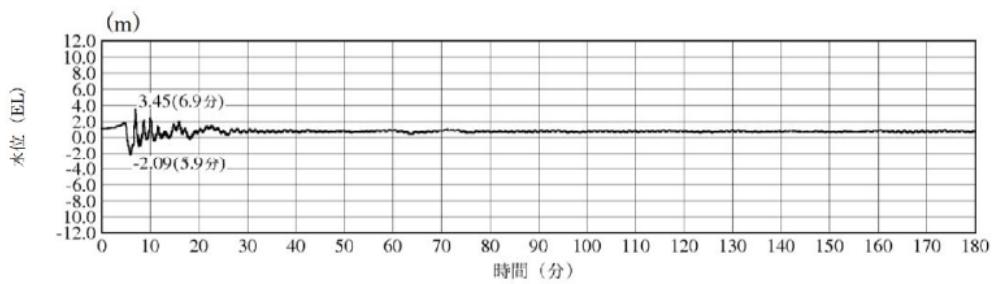
2号機放水槽最大ケース



2号機放水接合槽最大ケース

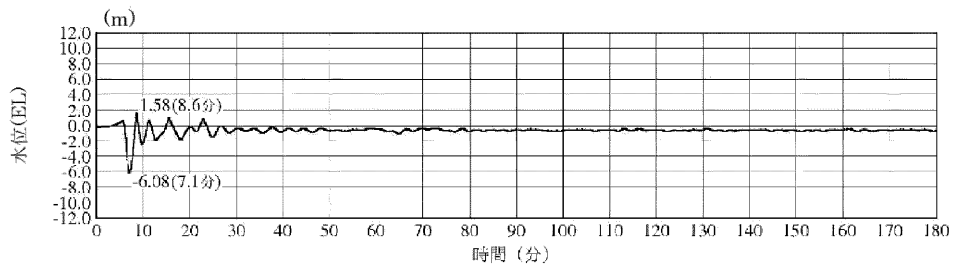


3号機放水槽最大ケース



3号機放水接合槽最大ケース

図 1.4-13-3 水位上昇側の時刻歴波形 海域活断層



最大水位下降量-6.08m—地盤変動量 0.34m $\rightleftharpoons$ EL-6.5m  
 2号機取水槽（入力津波4 防波堤無し），下降側 ポンプ運転時  
 2号機取水槽最大ケース

図 1.4-14 水位下降側の時刻歴波形 海域活断層



(3) 2号機取水施設の評価位置における入力津波高さについて

日本海東縁部を波源とする基準津波6による水路内最低水位 (EL 8.31m) は、非常用海水冷却系の海水ポンプの取水可能水位に対して余裕がないことから、大津波警報発令時には循環水ポンプを停止する運用に見直すが、参考としてポンプ運転状態での地殻変動による取水への影響を検討する。2号機取水施設断面図を図1.4-15に示す。

入力津波の設定における水位下降側の水路内水位は、管路解析結果から地殻変動(隆起)分の水位を引き下げ、設定している。解析条件を表1.4-8に示す。この解析における取水槽及び取水管端部下端の水位は図1.4-16のとおり。

地殻変動量(隆起0.34m)分を考慮した場合、取水管端部下端における水位はEL-7.57mとなり、貝付着を考慮した取水管端部下端高さ(EL-7.25m)を下回る値となったが、取水槽における水位はEL-8.31mとなり、許容津波高さ(EL-8.32m)を下回らない。

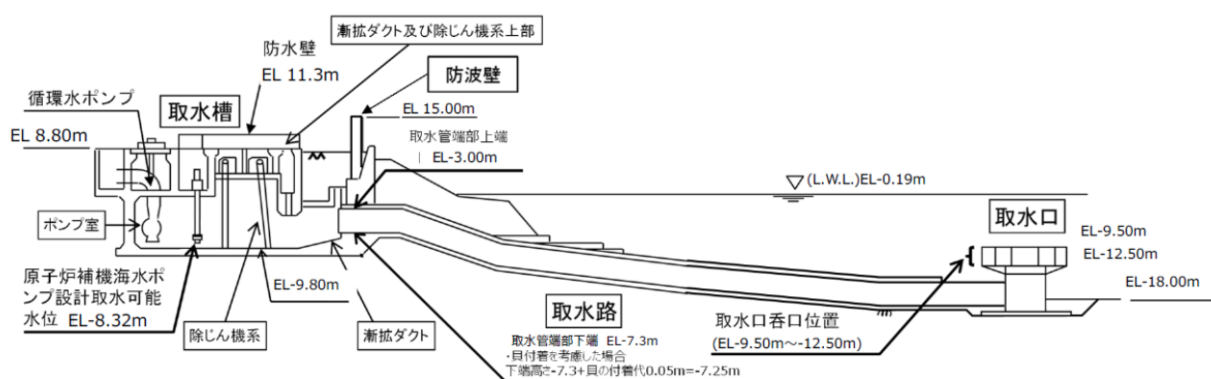
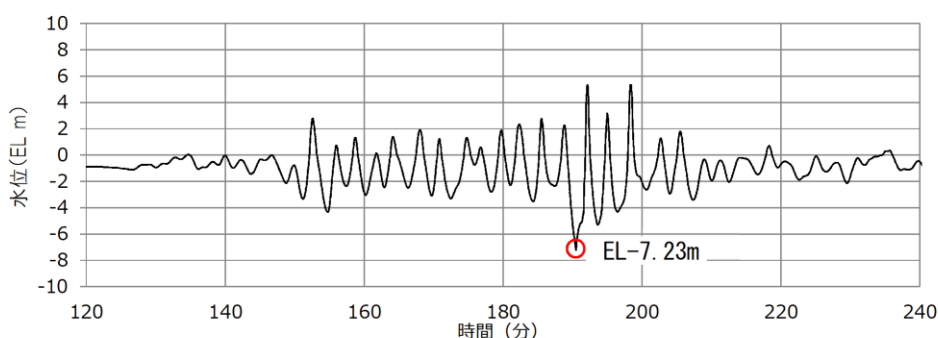


図 1.4-15 2号機取水施設断面図

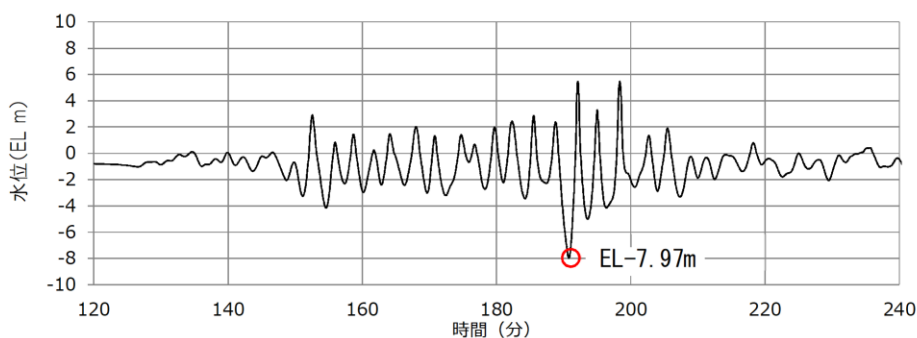
表 1.4-8 管路解析結果から隆起分の水位を引き下げ、  
入力津波を設定する際の解析条件

波源	基準津波6
地形変化	防波堤無し
潮位変動	-0.19m
地殻変動	隆起0.34m
貝付着	有り, 5cm
循環水ポンプ状態	運転



最大水位下降量 EL-7.23m-地殻変動量 0.34m=EL-7.57m<貝付着を考慮した取水管下端高さ EL-7.25m

2号機取水管端部（東）（循環水ポンプ運転時）



最大水位下降量 EL-7.97m-地殻変動量 0.34m=EL-8.31m>許容高さ EL-8.32m

2号機取水槽（循環水ポンプ運転時）

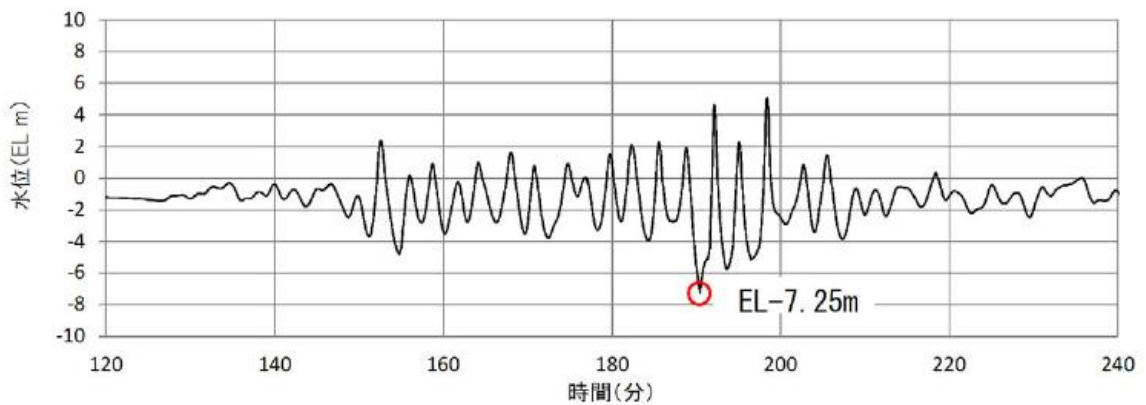
図 1.4-16 管路解析結果から隆起分の水位を引き下げる場合の  
取水槽及び取水管端部における水位の時刻歴波形

取水管端部下端において、評価水位が取水管端部下端高さを下回ることから、地殻変動の影響を詳細に確認するため、初期条件として地殻変動量を考慮した管路解析を実施した。解析条件を表 1.4-9 に示す。この解析における取水槽及び取水管端部下端の水位は図 1.4-17 のとおり。

地殻変動量（隆起 0.34m）を初期条件として考慮した場合、取水管端部における水位は EL-7.25m となり、貝付着を考慮した取水管端部下端高さと同じ高さ（EL-7.25m）となった。また、取水槽における水位は EL-8.27m となり、許容津波高さ（EL-8.32m）を下回らないことを確認した。

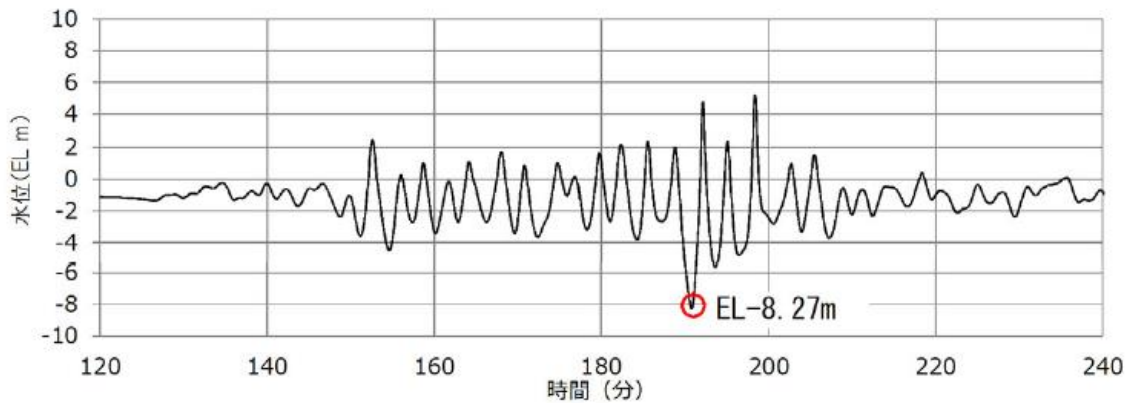
表 1.4-9 初期条件として地盤変動量を考慮し、  
入力津波を設定する際の解析条件

波源	基準津波6
地形変化	防波堤無し
潮位変動	-0.19m
地殻変動	初期条件として 隆起0.34m考慮
貝付着	有り, 5cm
循環水ポンプ状態	運転



EL-7.25m=貝付着を考慮した取水管下端高さ EL-7.25m

2号機取水管端部(東)(循環水ポンプ運転時)



EL-8.27m(初期条件として地殻変動を考慮) > EL-8.32m

2号機取水槽(循環水ポンプ運転時)

図 1.4-17 初期条件として地殻変動量を考慮した場合の  
取水槽及び取水管端部における水位の時刻歴波形

## 1.5 入力津波の不確かさの考慮

### (1) 考慮の程度の妥当性についての検討の方針

浸水防護施設の設計においては、入力津波が有する数値計算上の不確かさを考慮する。入力津波が有する数値計算上の不確かさについては、各施設・設備の設置位置で算定された津波高さを安全側に評価することで考慮している。

今回、考慮の程度の妥当性について、数値計算上の不確かさの要因である、「敷地の地形及び敷地周辺の人工構造物等のパラメータによる影響」（遡上解析におけるパラメータによる影響及び管路解析におけるパラメータによる影響）（以下「パラメータによる影響」という。）を考慮した数値計算上のばらつきについてパラメータスタディを実施し、入力津波への影響評価結果を比較することで確認をする。

### (2) 検討の対象

検討の対象設備を表 1.5-1 に示す。

表 1.5-1 検討の対象設備

設定位置	設備名称		設備分類	対象
施設護岸又は防波壁	防波壁		津波防護施設	○
	防波壁通路防波扉			○
	屋外排水路逆止弁		浸水防止設備	○
1号機取水槽	取水槽	流路縮小工（1号機）	津波防護施設	○
2号機取水槽		防水壁	浸水防止設備	○
		水密扉		○
		床ドレン逆止弁		○
		貫通部止水処置		○
		隔離弁、 ポンプ及び配管		○
	取水槽水位計	津波監視設備	○	
2号機放水槽	タービン建物他	隔離弁、配管	浸水防止設備	○
	放水槽	貫通部止水処置		○

### (3) 入力津波高さが有する数値計算上の不確かさについて

#### a. 入力津波高さに影響を与え得る要因

##### (a) 朔望平均潮位

水位上昇側に対しては朔望平均満潮位 EL 0.46m、水位下降側に対しては朔望平均干潮位 EL-0.02m を遡上解析により求めた津波水位に加えることで考慮し、基準津波の水位を算出している。

(b) 入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動

入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動として、水位上昇側の基準津波である基準津波 1, 2 及び 5 に対しては、起因となる波源が敷地から十分に離れており、敷地への地殻変動による影響は十分小さいため、地殻変動量を考慮しない。水位下降側の基準津波である基準津波 1, 3, 4 及び 6 に対しては、安全側の評価になるように地殻変動量 0.34m の隆起を考慮する。地殻変動量については遡上解析又は管路解析により求めた津波水位に加えることで考慮し、基準津波の水位を算出している。

(c) 宍道断層から想定される地震により生じる地殻変動

宍道断層から想定される地震により生じる地殻変動については、地殻変動量が 0.02m 以下の沈降であり、敷地への地殻変動による影響は十分小さいため、地殻変動量を考慮しない。

(d) 潮位のばらつき及び近年の上昇量

水位上昇側に対しては+0.14m、水位下降側に対しては-0.17m を潮位のばらつきとして考慮する。潮位のばらつきについては遡上解析により求めた津波水位に加えることで考慮している。また、朔望平均満潮位に対しては、「1.1 (2) 観測記録の抽出期間の影響について」で示している 1 ヶ年 (1995.9~1996.8) の朔望平均満潮位 EL 0.46m と近年 5 ヶ年 (2015.1~2019.12) の朔望平均満潮位 EL 0.58m との差である+0.12m を潮位の近年の上昇量として考慮する。

(e) パラメータによる影響

入力津波高さに影響を与える、数値計算上の不確かさの要因である、「パラメータによる影響」としては、以下のものを考慮する。

<遡上解析におけるパラメータによる影響>

- ・地震による斜面崩壊・地盤変状・防波堤損傷
- ・津波による洗掘

<管路解析におけるパラメータによる影響>

- ・貝付着の有無
- ・ポンプ稼働の有無

管路解析におけるパラメータによる影響については、上記のパラメータのうち影響を与え得るパラメータを管路毎に設定し、影響を考慮する。

b. 数値計算上の不確かさの考慮の程度

パラメータによる影響を考慮した各施設・設備の設置位置における入力津波高さの算定式は以下の式で表される。

$$\text{入力津波高さ} = \text{①} + \text{②} + \text{③}$$

- ①：基準津波
  - ・朔望平均潮位
  - ・入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動
  - ・宍道断層から想定される地震により生じる地殻変動

②：潮位のばらつき及び近年の上昇量

③：パラメータによる影響

表 1.5-2 及び表 1.5-3 に各施設・設備の設置位置における流入，遡上に伴う入力津波高さ，潮位のばらつき及び数値計算上の不確かさの要因である「パラメータによる影響」の考え方を示す。また，パラメータによる影響の入力津波高さに対する考慮の程度についても表 1.5-2 及び表 1.5-3 に示す。

表 1.5-2 各施設・設備の設置位置におけるパラメータによる影響の考慮の程度  
(水位上昇側)

設置位置	浸水防護施設	設備分類	入力津波高さ (水位上昇側)	パラメータに よる影響の 考慮の程度	パラメータによる影響で 考慮した条件
施設護岸 又は 防波壁	防波壁	津波防護 施設		1.18m	・防波堤の有無
	防波壁通路防波扉	浸水防止 設備			
1号機 取水槽	1号機取水槽 流路縮小工	津波防護 施設		0.78m	
2号機 取水槽	取水 槽	防水壁		3.35m	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波堤の有無</li> <li>・具付着の有無</li> <li>・ポンプ稼働の有無</li> </ul>
		水密扉			
		床ドレン逆 止弁			
		貫通部止水 処置			
		隔離弁, ポンプ及び 配管			
		取水槽水位計	津波監視 設備		
2号機 放水槽	タービン 建物他	隔離弁, 配管		0.90m	
	放水槽	貫通部 止水処置			

注記\*1: 朔望平均潮位並びに入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動及び宍道断層から想定される地震により生じる地殻変動を遡上解析により求めた津波水位に加えることで津波高さを算定している。

\*2: 朔望平均潮位, 潮位のばらつき並びに入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動及び宍道断層から想定される地震により生じる地殻変動を遡上解析又は管路解析により求めた津波水位に加えることで津波高さを算定している。

表 1.5-3 各施設・設備の設置位置におけるパラメータによる影響の考慮の程度  
(水位下降側)

設置位置	浸水防護施設		設備分類	入力津波高さ (水位下降側)	パラメータによる影響の考慮の程度	パラメータによる影響で考慮した条件
2号機 取水槽	取水槽	防水壁	浸水防止 設備		-0.34m	<ul style="list-style-type: none"> <li>・防波堤の有無</li> <li>・貝付着の有無</li> <li>・ポンプ稼働の有無</li> </ul>
		水密扉				
床ドレン 逆止弁						
貫通部止 水処置						
隔離弁、 ポンプ及 び配管						
取水槽水位計		津波監視 設備				

注記\*：朔望平均潮位，潮位のばらつき並びに入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動及び宍道断層から想定される地震により生じる地殻変動を遡上解析又は管路解析により求めた津波水位に加えることで津波高さを算定している。

c. 数値計算上の不確かさに与える影響

(a) 遡上解析におけるパラメータによる影響

基準津波 1 から 6 について斜面崩壊・地盤変状・防波堤損傷の有無を考慮し，パラメータスタディを実施した結果を表 1.5-4 にまとめる。これらの結果から入力津波の設定にあたり考慮する地形変化は以下のものとする。

イ. 地震による斜面崩壊・地盤変状・防波堤損傷

遡上解析の結果，表 1.5-4 より水位上昇側及び下降側において，斜面崩壊・地盤変状の有無による津波高さの差異が小さいことから，影響要因として考慮しない。

津波高さについて，基準津波の設定の際に防波堤の有無により津波高さに差異があったことから，防波堤の有無を影響要因として考慮する。



津波高さ以外については、防波堤の有無は発電所沖合の流況には有意な影響を与えないものと考えられることから影響要因として考慮しない。一方、港湾内及び港湾外の流況に対しては有意な影響を与えるものと考えられるため、影響要因として考慮する。

表 1.5-4 遡上解析結果

	防波堤	【水位上昇側】			【水位下降側】		
		施設護岸又は防波壁 EL (m)			2号機取水口 EL (m)		
		基本ケース	斜面崩壊	1m沈下	基本ケース	斜面崩壊	1m沈下
基準津波 1	有り	10.7 [10.67]	10.7 [10.67]	10.7 [10.67]	-5.2 [-5.13]	-5.0	-5.2 [-5.13]
基準津波 1	無し	11.9 [11.85]	11.1	11.9 [11.85]	-6.1 [-6.01]	-5.8	-6.1 [-6.01]
基準津波 2	有り	9.0 [8.93]	8.9	9.0 [8.92]			
基準津波 3	有り				-4.7 [-4.63]	-4.7 [-4.66]	-4.7 [-4.63]
基準津波 4	有り				-4.1 [-4.04]	-4.1 [-4.04]	-4.1 [-4.04]
基準津波 4	無し				-4.3 [-4.25]	-4.3 [-4.24]	-4.3 [-4.25]
基準津波 5	無し	11.5 [11.45]	11.3	11.5 [11.45]			
基準津波 6	無し				-6.1 [-6.08]	-6.0	-6.1 [-6.08]

ロ. 津波による洗掘

遡上域となる荷揚場はアスファルト又はコンクリートで地表面を舗装するため、洗掘による地形の変化については考慮しない。

(b) 管路解析におけるパラメータによる影響

管路解析の入力波形としては基準津波 1, 2, 4, 5 及び海域活断層上昇側最大ケースを上昇側の評価に用い、基準津波 1, 3, 4 及び 6 を水位下降側の評価に用いた。

イ. 取水路の管路解析にて考慮する条件による影響

取水路から取水槽及び放水槽から放水口に至る経路においては、「(a) 遡上解析におけるパラメータによる影響」にて考慮した防波堤の有無をはじめ、貝付着の有無及びポンプ稼働の有無による影響をうけることから、これらを管路解析の条件として考慮する。取水路及び放水路の管路解析にて考慮する条件による影響評価結果のうち上昇側最高水位、下降側最低水位一覧を表 1.5-5 及び表 1.5-6 に示す。

なお、点検時の津波評価への影響については、一部の水路に角落しを設置し、一時的に取水槽の容積は減少するが、流入量も低減されることから、影響は軽微である。

表 1.5-5 管路解析結果（水位上昇側）

波源		防波堤 有無	貝付着 有無	循環水 ポンプ 運転状況	入力津波高さ EL(m) <sup>*1</sup>		
					1号機 取水槽 <sup>*2</sup>	2号機 取水槽	2号機 放水槽
日本海東縁部	基準津波 1	有り	有り	運転	—	6.5	7.0
				停止	6.2	8.8	7.2
		無し	無し	運転	—	7.2	7.0
				停止	6.4	9.3	<u>7.9</u>
		無し	有り	運転	—	8.0	6.4
				停止	6.7	10.1	7.1
	無し	無し	運転	—	9.1	6.2	
			停止	<u>7.0</u>	<u>10.6</u>	7.8	
	基準津波 2	有り	有り	運転	—	6.4	6.3
				停止	5.9	8.4	5.3
			無し	運転	—	7.0	6.3
				停止	6.0	9.1	5.5
	基準津波 5	無し	有り	運転	—	7.1	5.8
				停止	6.4	9.7	4.8
無し			運転	—	8.6	5.9	
			停止	6.7	10.4	5.5	
海域活断層	基準津波 4	有り	有り	運転	—	2.0	4.1
				停止	2.6	2.8	3.2
		無し	無し	運転	—	2.4	3.5
				停止	2.7[2.64]	2.9	3.7
		無し	有り	運転	—	2.1	<u>4.2</u>
				停止	2.5	4.6	3.3
	無し	無し	運転	—	2.9	3.5	
			停止	<u>2.7[2.66]</u>	<u>4.9</u>	3.7	
	海域活断層 上昇側最大と なるケース	有り	有り	運転	—	1.6	4.0
				停止	2.4	2.4	2.7
			無し	運転	—	1.8	3.3
				停止	2.5	2.4	3.0
		無し	有り	運転	—	1.9	4.0
				停止	2.5	4.2	2.9
無し	無し	運転	—	2.5	3.4		
		停止	2.6	4.5	3.1		

注記\*1：下線部を引いた箇所が日本海東縁部及び海域活断層それぞれの最大ケース

\*2：1号機取水槽は流路縮小工を設置することにより、循環水ポンプに必要な通水量が確保できないことから運転は行わない。

表 1.5-6 管路解析結果（水位下降側）

波源		防波堤 有無	貝付着 有無	循環水 ポンプ 運転状況	入力津波高さ EL(m) <sup>*1</sup>
					2号機取水槽
日本海東縁部	基準津波 1	有り	有り	運転	-6.8
				停止	-5.8
		無し	無し	運転	-6.5
				停止	-5.8
		無し	有り	運転	-8.2
				停止	-5.9
	無し	無し	運転	-8.0	
			停止	-5.9	
	基準津波 3	有り	有り	運転	-6.5
				停止	-5.6
		無し	無し	運転	-6.5
				停止	-5.7
	基準津波 6	無し	有り	運転	<u>-8.31</u> <sup>*2</sup>
				停止	-6.0
無し		無し	運転	-8.3	
			停止	-6.1	
海域活断層	基準津波 4	有り	有り	運転	-6.1
				停止	-4.8
		無し	無し	運転	-6.1
				停止	-5.0
		無し	有り	運転	-6.4
				停止	-5.0
	無し	無し	運転	<u>-6.5</u>	
			停止	-5.1	
	海域活断層 上昇側最大 となるケース	有り	有り	運転	-5.1
				停止	-4.4
		無し	無し	運転	-5.2
				停止	-4.5
		無し	有り	運転	-5.5
				停止	-4.6
無し	無し	運転	-5.6		
		停止	-4.7		

注記\*1：下線部を引いた箇所が日本海東縁部及び海域活断層それぞれの最大ケース

\*2：2号機取水槽における水路内最低水位は、循環水ポンプ運転状態の EL-8.4m(EL-8.31m)であるが、非常用海水冷却系の海水ポンプの取水可能な水位（許容津波高さ）EL-8.32mに対して余裕がないことから、大津波警報発令時には循環水ポンプを停止する運用とするため、水位下降側の入力津波高さとして、ポンプ停止時を評価値とする。

(c) 数値計算上の不確かさに与える影響のまとめ

「(a) 遡上解析におけるパラメータによる影響」及び「(b) 管路解析におけるパラメータによる影響」の結果を踏まえ設定した各施設・設備の設置位置における設計又は評価に用いる入力津波高さを表 1.5-7 に示す。

表 1.5-7 各施設・設備の設置位置における設計又は評価に用いる入力津波高さ

区分	設定位置	入力津波高さ EL(m)
水位上昇側* <sup>1</sup>	施設護岸又は防波壁	11.9
	1号機取水槽	7.0
	2号機取水槽	10.6
	2号機放水槽	7.9
水位下降側* <sup>2</sup>	2号機取水槽	-6.5

注記\*1: 朔望平均満潮位 0.46m 並びに潮位のばらつき及び近年の上昇量 0.26m を遡上解析により求めた津波水位に加えることで入力津波高さを算定している。

\*2: 朔望平均干潮位-0.02m, 潮位のばらつき 0.17m 及び入力津波の波源としている地震により生じる地殻変動である 0.34m の沈降を遡上解析又は管路解析により求めた津波水位に加えることで入力津波高さを算定している。

## 1.6 遡上解析のモデル

遡上解析に用いる数値計算モデルについては、平面二次元モデルを用いており、基礎方程式は非線形長波（浅水理論）に基づく。基礎方程式及び計算条件を図 1.6-1 及び表 1.6-1 に示す。なお、解析には基準津波の評価において使用した数値計算モデルを用いた。

計算領域については、対馬海峡付近から間宮海峡付近に至る東西方向約 1300km、南北方向約 2100km を設定した。

計算格子間隔については、敷地に近づくにしたがって最大 800m から最小 6.25m まで徐々に細かい格子サイズを用い、津波の挙動が精度よく計算できるよう適切に設定した。敷地近傍及び敷地については、海底・海岸地形、敷地の構造物等の規模や形状を考慮し、格子サイズ 6.25m でモデル化している。なお、独立行政法人原子力安全基盤機構(2014)及び国土交通省水管理・国土保全局海岸室他(2012)によると「最小計算格子間隔は 10m 程度より小さくすることを目安とする」との記載があることから、格子サイズ 6.25m は妥当である。

地形のモデル化にあたっては、最新の地形データを用いることとし、海域では一般財団法人 日本水路協会(2008～2011)、深淺測量等による地形データを用い、陸域では、国土地理院 (2013) 等による地形データ等を用いた (表 1.6-2)。また、取水路・放水路等の諸元及び敷地標高については、発電所の竣工図等を用いた。なお、敷地は防波壁に囲まれており、防波壁に囲まれた敷地への津波の遡上はない。

遡上解析に用いた計算領域とその水深及び計算格子分割を図 1.6-2 に示し、津波水位評価地点の位置を図 1.6-3 に示す。防波堤については、水位がその天端を超える場合に本間公式 (1940) を用いた。計算方法について、図 1.6-4 に示す。

津波伝播計算の初期条件となる海底面の鉛直変位については、Mansinha and Smylie (1971) の方法によって計算した。

遡上解析のフロー及び地盤変動量の考慮について図 1.6-5 に示す。図 1.6-5 に示すとおり、地殻変動も地形に反映して遡上解析を実施している。なお、潮位は遡上解析により得られた水位変動量に考慮する。

上記を用いた遡上解析手法及び数値解析プログラムについては、土木学会(2016)に基づき、既往津波である 1983 年日本海中部地震津波及び 1993 年北海道南西沖地震津波の再現性を確認し、津波の痕跡高と遡上解析による津波高との比から求める幾何平均  $K$  及び幾何標準偏差  $\kappa$  が、再現性の指標である  $0.95 < K < 1.05$ ,  $\kappa < 1.45$  を満足していることから妥当なものと判断した (図 1.6-6, 図 1.6-7)。

$$\frac{\partial(\eta - \zeta)}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{MN}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{gn^2}{D^{7/3}} M \sqrt{M^2 + N^2} = 0$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{N^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{gn^2}{D^{7/3}} N \sqrt{M^2 + N^2} = 0$$

t : 時間	x, y : 平面座標
$\eta$ : 静水面から鉛直方向にとった水位変動量	
$\zeta$ : 海底の鉛直変位	
M : x方向の線流量	N : y方向の線流量
D : 全水深 (D=h+ $\eta$ )	h : 静水深
n : マニングの粗度係数	g : 重力加速度

図 1.6-1 基礎方程式

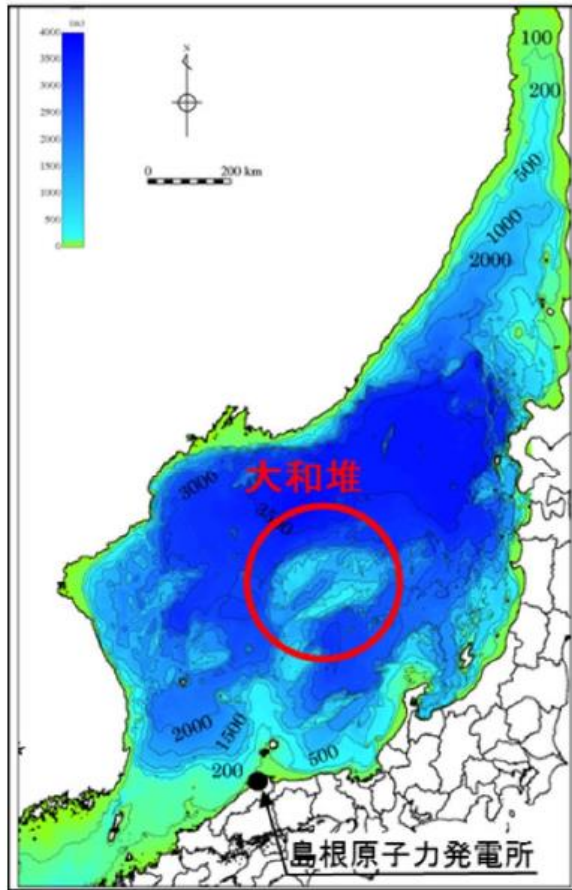
表 1.6-1 計算条件

項目	計算条件
計算領域	対馬海峡付近から間宮海峡付近に至る東西方向約 1,300km, 南北方向約 2,100km
計算時間間隔	0.05 秒
基礎方程式	非線形長波
計算スキーム	空間差分はスタッガード格子, 時間差分はリーブ・フログク法を用いた。
沖合境界条件	開境界部分は自由透過, 領域結合部は, 水位と流速を接続
陸岸境界条件	静水面より上昇する津波に対しては完全反射条件, または小谷ほか(1998)の遡上条件とする。静水面より下降する津波に対しては小谷ほか(1998)の移動境界条件を用いて海底露出を考慮する。
初期条件	地震断層モデルを用いて Mansinha and Smylie(1971)の方法により計算される海底地盤変位が瞬時に生じるように設定
海底摩擦	マニングの粗度係数 0.03 m <sup>-1/3</sup> s
水平渦動粘性係数	0m <sup>2</sup> /s
計算潮位	数値シミュレーションにより得られた水位変動量に考慮する。
地盤変動条件	「初期条件」において設定した海底地盤変位による地盤変動量を考慮する。
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 日本海東縁部 : 地震発生後 6 時間まで</li> <li>・ 海域活断層 : 地震発生後 3 時間まで</li> </ul>

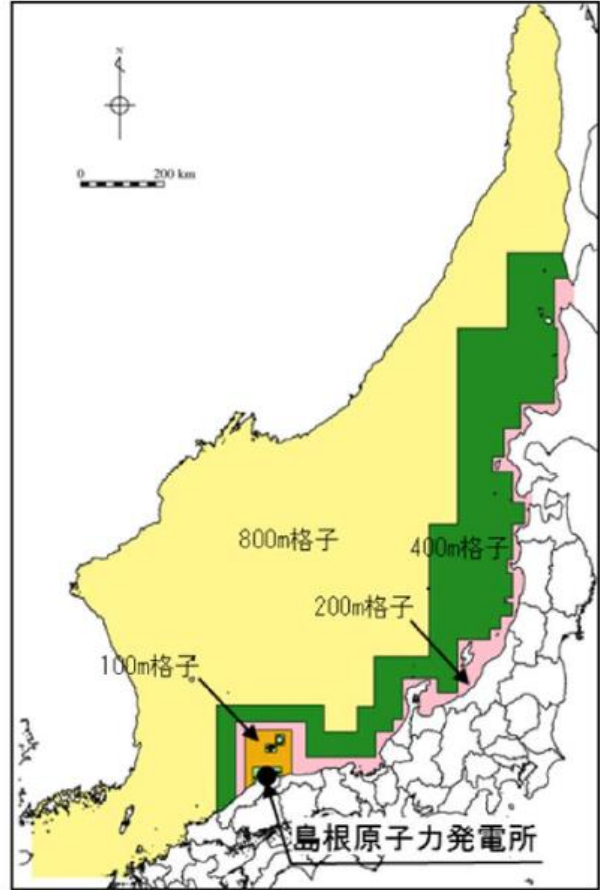
表 1.6-2 地形データ

区分	名称	名称	作成者	作成年	備考
海域	M7000シリーズ	M7009 北海道西部	日本水路協会	2008	日本近海の水深データ作成に使用
		M7010 秋田沖		2008	
		M7011 佐渡		2011	
		M7012 若狭湾		2008	
		M7013 隠岐		2008	
		M7014 対馬海峡		2009	
		M7015 北海道北部		2008	
		M7024 九州西岸海域		2009	
	数値地図50mメッシュ	数値地図50mメッシュ(標高)日本-I	国土地理院	1994	日本沿岸の海岸線地形の作成に使用
		数値地図50mメッシュ(標高)日本-II	国土地理院	1997	
		数値地図50mメッシュ(標高)日本-III	国土地理院	1997	
		数値地図25000(行政界・海岸線)	国土地理院	2006	
	その他	JTOPO30	日本水路協会	2011	日本近海の水深データ作成に使用
		J-EGG500	日本海洋データセンター	2002	日本近海の水深データ作成に使用
		GEBCO30	IOC and IHO	2010	日本近海以外の水深データ作成に使用
深淺測量等		中国電力㈱	1998～2015	深淺測量(1998年)の水深データに、以下の工事を反映した。 ・防波堤工事(2007年) ・3号橋護岸工事(2010年) ・3号橋取水口堰設置工事(2015年)	
陸域	5mメッシュ標高、10mメッシュ標高	国土地理院	2014	敷地周辺適上領域範囲の陸地標高作成に使用	



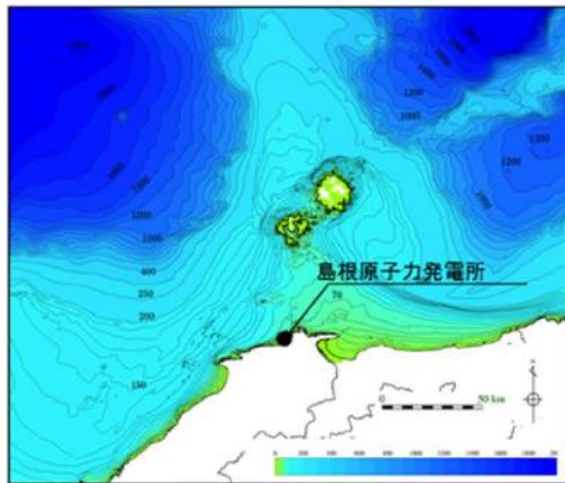


海底地形

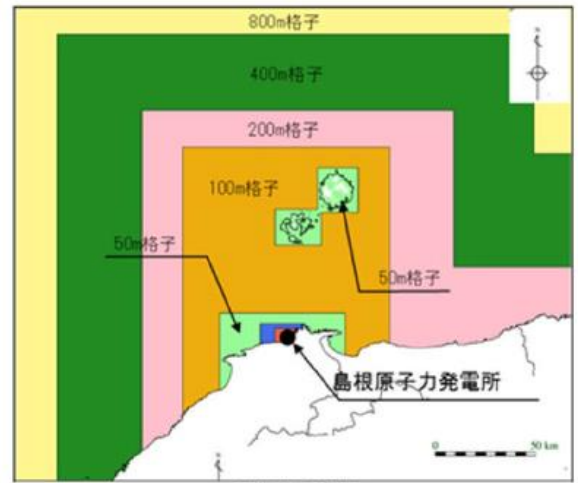


計算格子分割

図 1.6-2-1 水深と計算格子分割 (計算領域全体)



海底地形



計算格子分割

図 1.6-2-2 水深と計算格子分割 (隠岐諸島～島根半島)

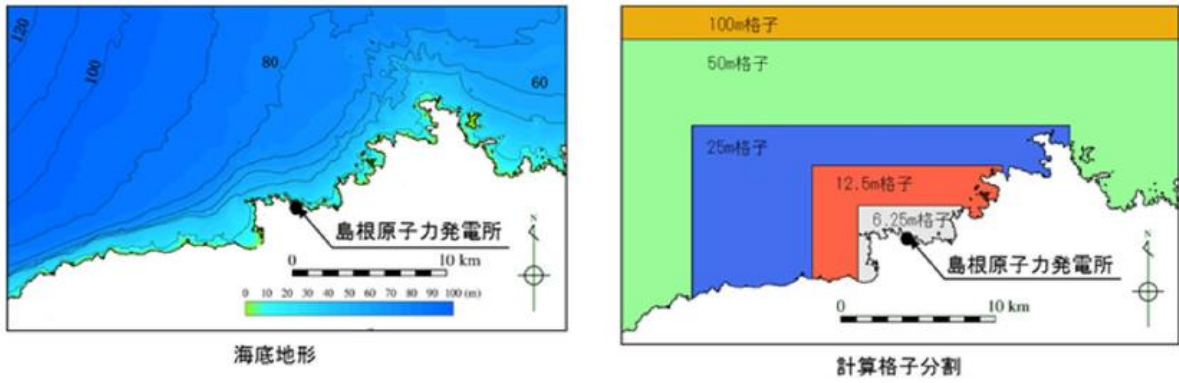


図 1.6-2-3 水深と計算格子分割（島根原子力発電所周辺）

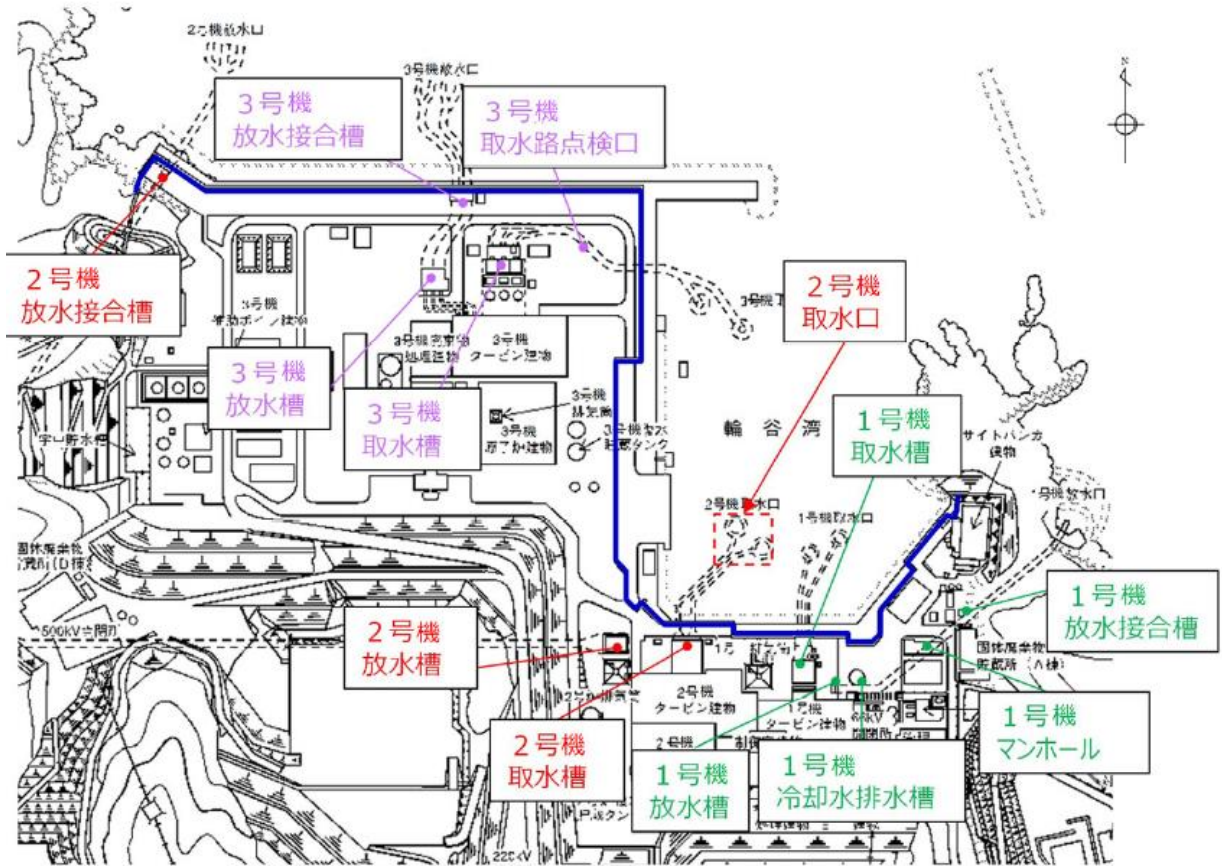


図 1.6-3 津波水位評価地点

・本間公式（本間（1940））

防波堤については、水位がその天端を超える場合に本間公式を用いて越流量を計算する。天端高を基準とした堤前後の水深を  $h_1$ ,  $h_2$  ( $h_1 > h_2$ ) としたとき、越流量  $q$  は下記のとおりである。

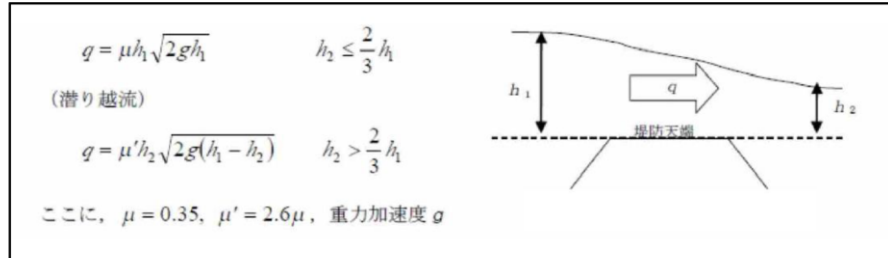


図 1.6-4 本間公式

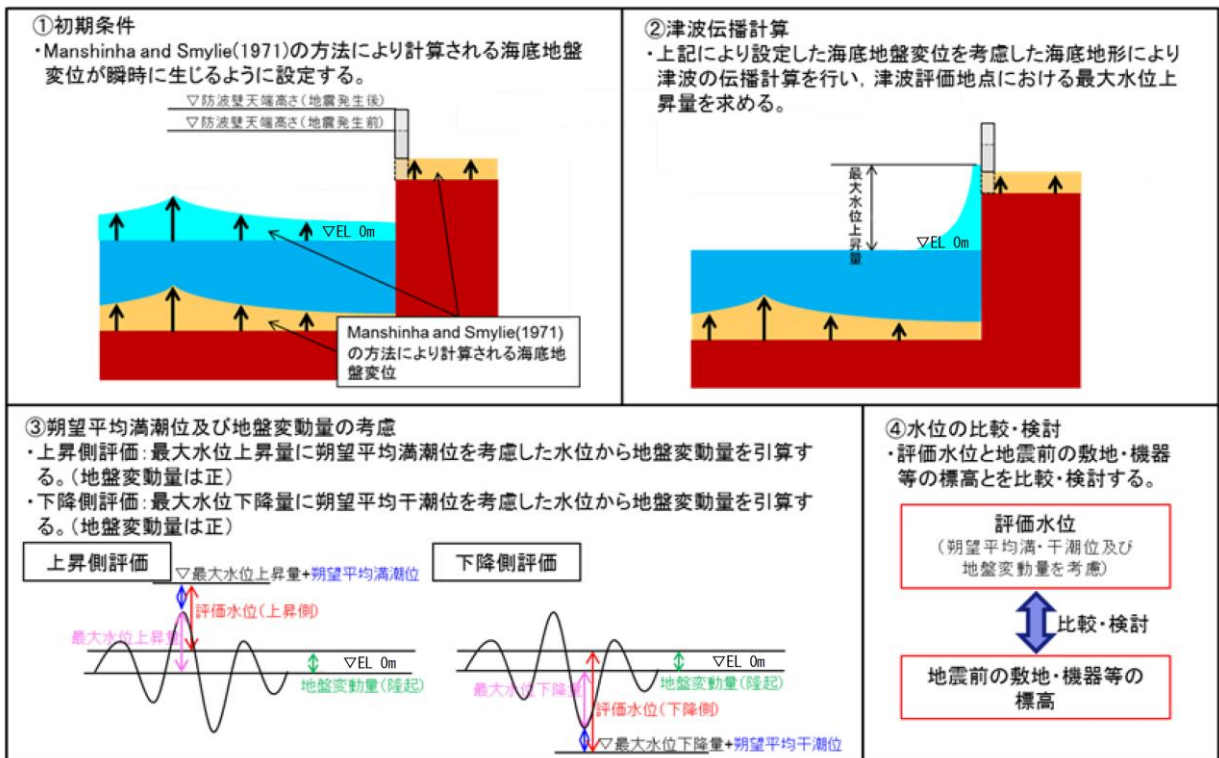


図 1.6-5-1 地盤変動量の概念図（水位上昇側）

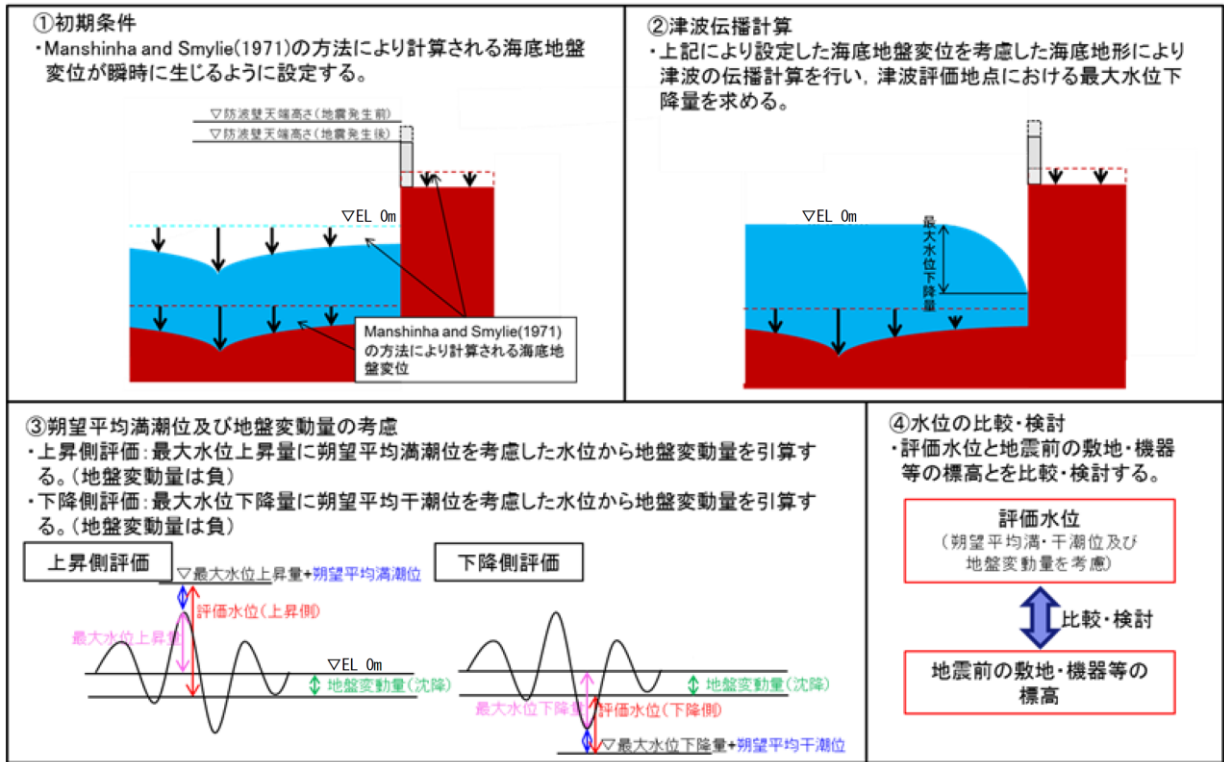


図 1.6-5-2 地盤変動量の概念図 (水位下降側)

1993年  
北海道南西沖地震津波

→ 断層上盤のすべりベクトル

津波モデル	番号	Mw	L (km)	W (km)	D (m)	d (km)	$\theta$ (°)	$\delta$ (°)	$\lambda$ (°)
高橋ほか (1995) DCRC-26	①	7.84	90	25	5.71	10	188	35	80
	②		26	25	4.00	5	175	60	105
	③		30.5	15	12.00	5	150	60	105

1983年  
日本海中部地震津波

→ 断層上盤のすべりベクトル

津波モデル	番号	Mw	L (km)	W (km)	D (m)	d (km)	$\theta$ (°)	$\delta$ (°)	$\lambda$ (°)
相田(1984) Model-10	①	7.74	60	30	3.05	3	355	25	80
	②		40	30	7.60	2	22	40	90

図 1.6-6 既往津波の断層モデル

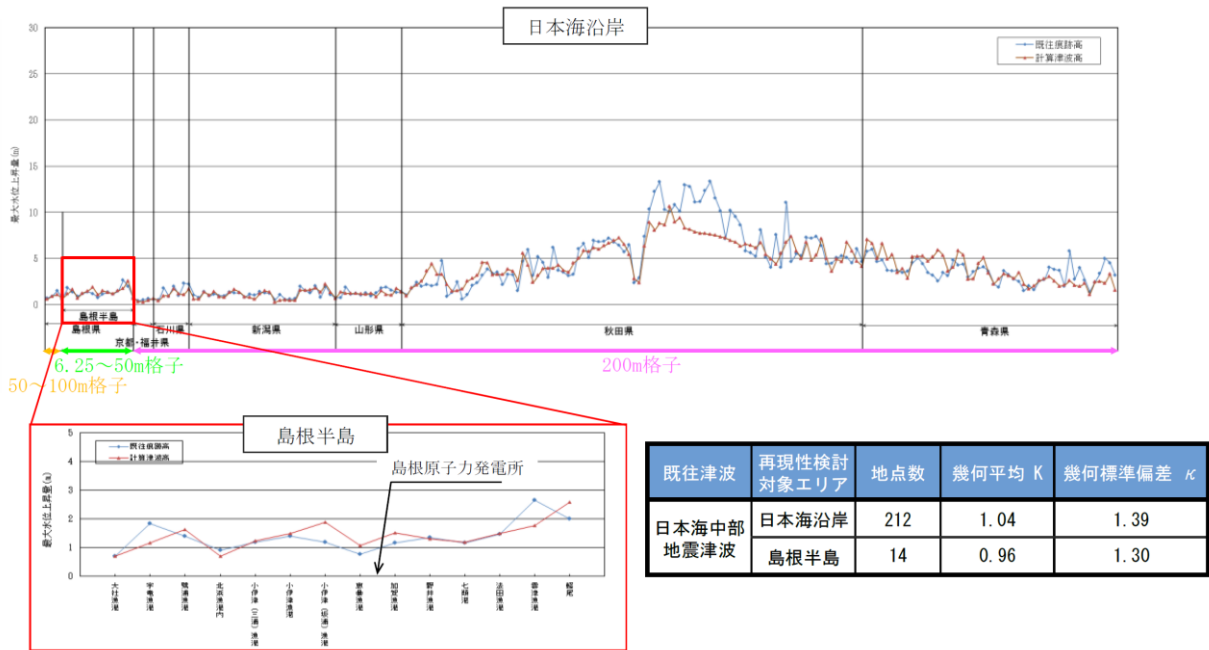


図 1.6-7-1 既往津波の再現性（日本海中部地震津波）

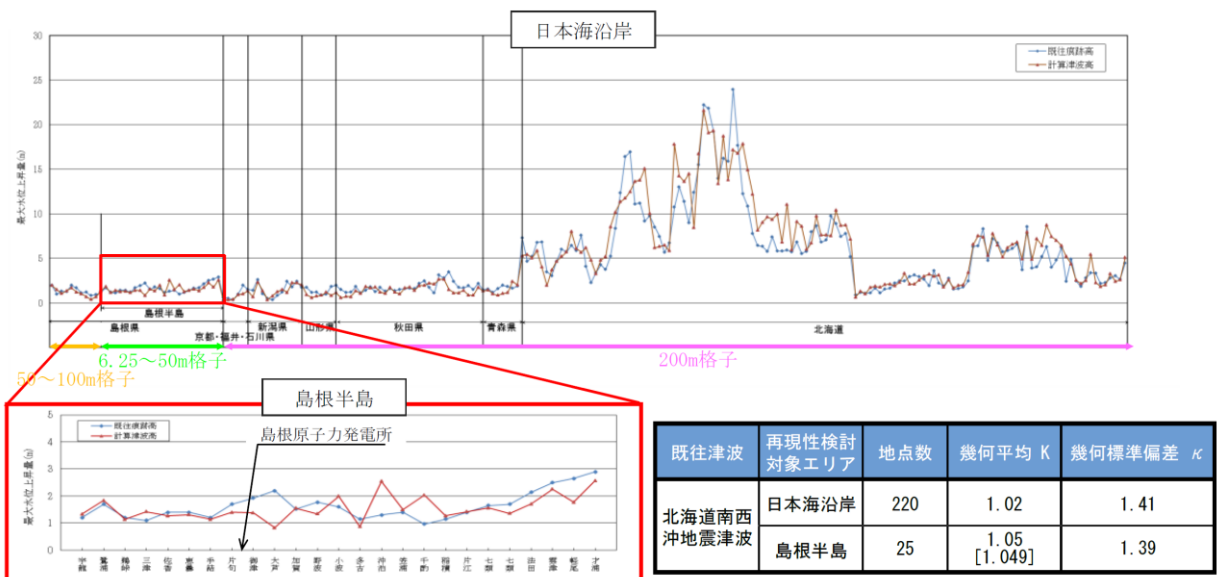


図 1.6-7-2 既往津波の再現性（北海道南西沖地震津波）

## 1.7 入力津波の流路縮小工による水位低減効果の考慮

### (1) 流路縮小工による水位低減効果に関する検討の方針

1号機取水管端部に設置する流路縮小工について、設置前後の管路解析結果を比較することにより、その水位低減効果を確認する。1号機取水口、取水管及び取水槽の平面図、断面図及び管路解析モデルについては、「1.4 管路解析のモデル」に示す。

### (2) 計算条件

管路解析の計算条件については、「1.4 管路解析のモデル」に示す。流路縮小工は、1号機取水槽と取水管の境界において、急縮・急拡損失として考慮する。なお、検討対象は基準津波1，2，4及び5とする。

### (3) 計算結果

流路縮小工設置前後の1号機取水槽における入力津波高さを比較した結果を表1.7-1に示す。この結果より、流路縮小工設置による効果として、入力津波高さが平均で約0.9m低減すること、また、最高水位EL 7.0mに外郭防護の裕度評価において参照する高さである0.64mを考慮しても、1号機取水槽の天端高さであるEL 8.80mを越えないことを確認した。

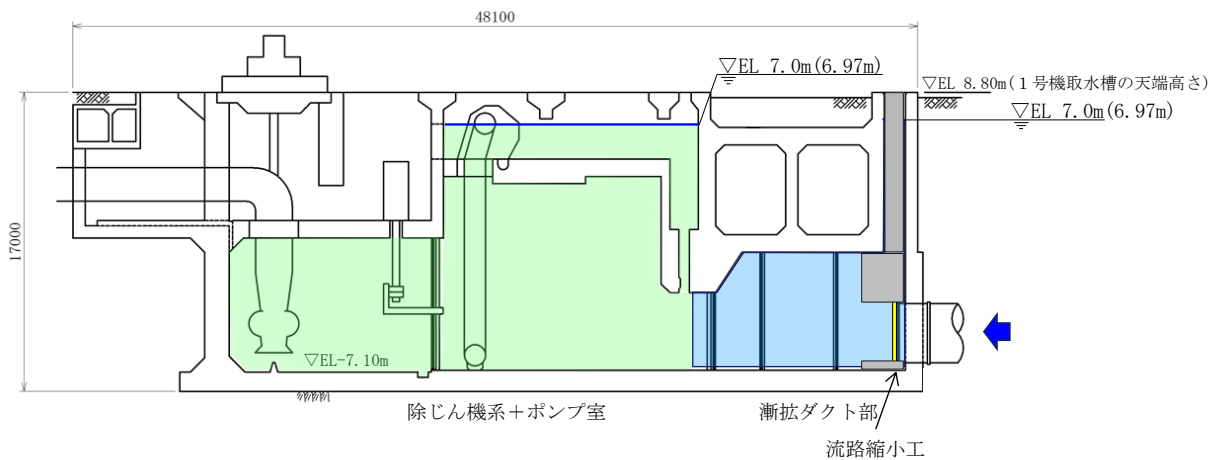
1号機取水槽の浸水範囲を図1.7-1に、最大水位上昇量を示したケースの時刻歴波形を図1.7-2に示す。なお、流路縮小工設置前の取水槽の時刻歴波形を図1.7-3に示す。

表 1.7-1 基準津波による取水槽水位の結果

波源		防波堤 有無	貝付着 有無	循環水ポンプ 運転状況*1	入力津波高さ EL (m)	
					1号機取水槽	
					流路縮小工設置後*2	(参考) 流路縮小工設置前
日本海 東縁部	基準津波 1	有り	有り	停止	6.2	7.2
			無し	停止	6.4	7.7
		無し	有り	停止	6.7	8.2
			無し	停止	<u>7.0</u>	9.2
	基準津波 2	有り	有り	停止	5.9	6.8
			無し	停止	6.0	7.3
	基準津波 5	無し	有り	停止	6.4	7.6
			無し	停止	6.7	8.1
海域活 断層	基準津波 4	有り	有り	停止	2.6	3.0
			無し	停止	2.7[2.64]	3.0
		無し	有り	停止	2.5	3.4
			無し	停止	<u>2.7[2.66]</u>	3.8
	海域活断層 上昇側最大と なるケース	有り	有り	停止	2.4	2.6
			無し	停止	2.5	2.6
		無し	有り	停止	2.5	3.2
			無し	停止	2.6	3.5

注記\*1：1号機取水槽は流路縮小工を設置することにより、循環水ポンプに必要な通水量が確保できないことから運転は行わない。

\*2：下線を引いた箇所が日本海東縁部及び海域活断層それぞれの最大ケース



注：漸拡ダクト部、除じん機系+ポンプ室の最高水位（括弧内の数値は小数第二位まで記載）を図に示す。（基準津波1，防波堤無し，貝付着無し）

図 1.7-1 1号機取水槽流路縮小工による浸水範囲

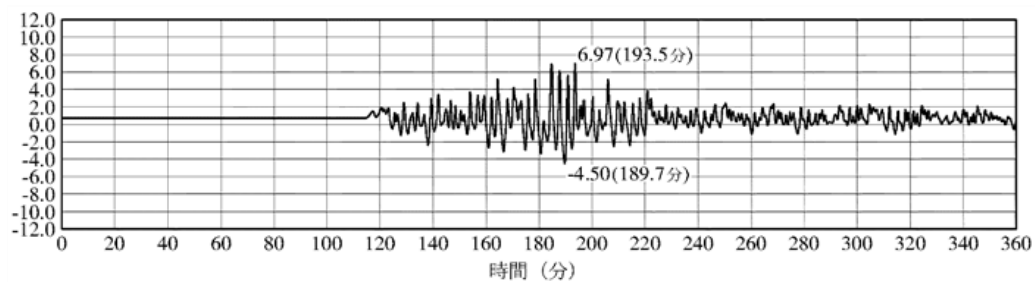


図 1.7-2 流路縮小工設置後の 1 号機取水槽における時刻歴波形  
(基準津波 1, 防波堤無し, 貝付着無し)

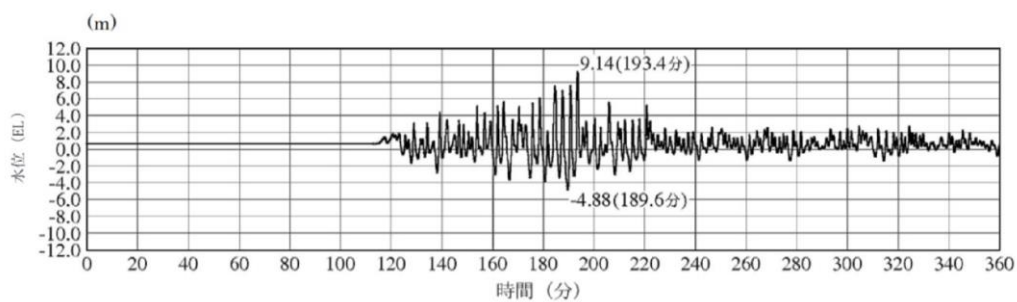


図 1.7-3 流路縮小工設置前の 1 号機取水槽における時刻歴波形  
(基準津波 1, 防波堤無し, 貝付着無し)



(参考資料 1)

1号機取水槽に設置する流路縮小工に関する水理模型実験について

(1) 概要

1号機取水槽に設置する流路縮小工について、生じる損失水頭は電力土木技術協会（1995）<sup>(1)</sup>，作用する流水圧は日本港湾協会（2018）<sup>(2)</sup>に基づいて設定している。

損失水頭の算定に用いる損失係数及び流水圧の算定で用いる抗力係数の設定値の妥当性を、水理模型実験により確認する。

模型実験イメージ図を図 1-1 に、流路縮小工の構造概要図を図 1-2 に、損失水頭及び流水圧の算定式を表 1-1 に示す。

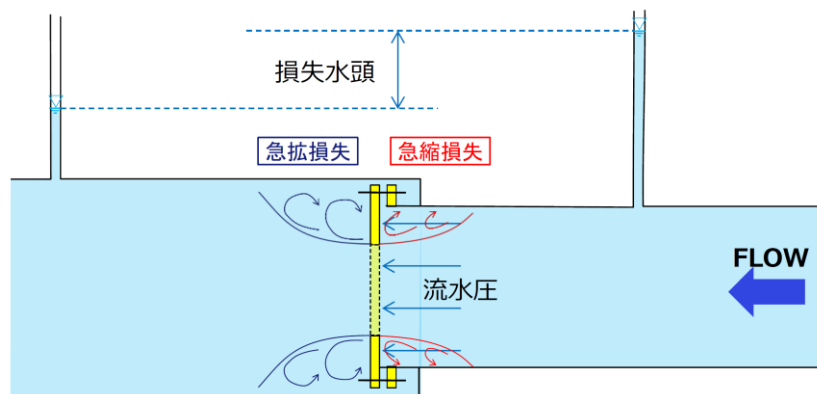


図 1-1 模型実験イメージ図

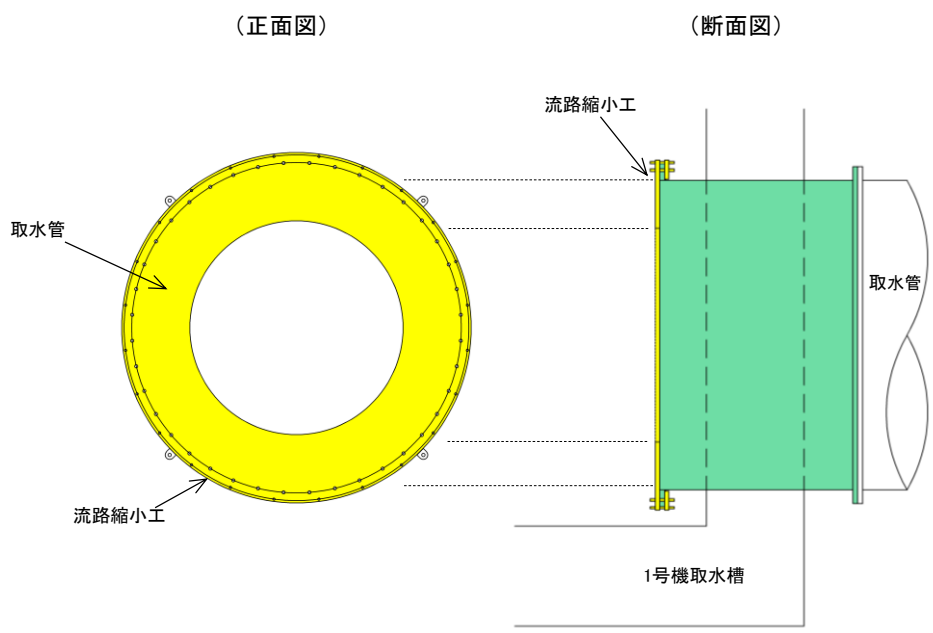


図 1-2 流路縮小工の構造概要図

表 1-1 損失水頭及び流水圧の算定式

項目	算定式*
損失水頭	$h=f\frac{v^2}{2g}$ h: 損失水頭 (m), <u>f</u> : 損失係数, v: 流速 (m/s), g: 重力加速度 (m/s <sup>2</sup> )
流水圧	$F_d=\frac{1}{2}C_D\rho_0AU^2$ F <sub>d</sub> : 物体に作用する流れ方向の抗力 (kN), <u>C<sub>D</sub></u> : 抗力係数, ρ <sub>0</sub> : 水の密度 (t/m <sup>3</sup> ), A: 流れの方向の物体の投影面積 (m <sup>2</sup> ), U: 流速 (m/s)

注記\*: 下線部が妥当性を確認するパラメータ

(2) 実験条件

津波による最大水位上昇時は満管状態の流れになることから、実験においても満管状態の流れを想定する。

また、模型実験の相似則はフルード則を適用し、実験縮尺（幾何縮尺）は 1/10 程度とする。

実験条件の概要を表 1-2 に、実機とフルード則より設定した模型値を表 1-3 に示す。

表 1-2 実験条件の概要

実験条件	内 容
計測項目	・ 損失水頭 ・ 流水圧
流れ状態	管路流れ (満管状態の流れ)
流路縮小工開口率	50%
相似則	フルード則
実験縮尺	1/10 程度

表 1-3 実機とフルード則より設定した模型値

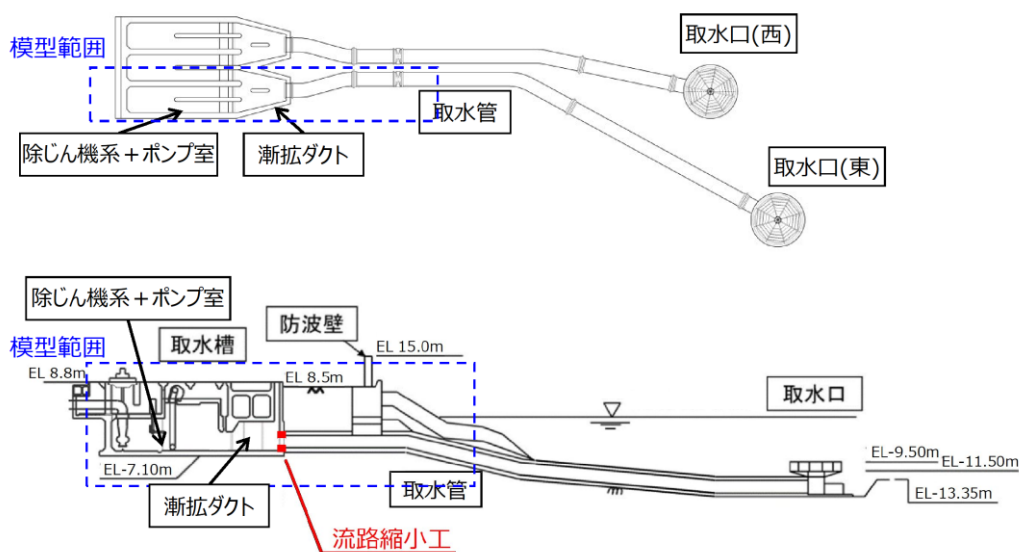
	実機	模型	備考
流量 (m <sup>3</sup> /s)	43.0	0.136	フルード則より $Q_m = Q_p / 10^{5/2} = Q_p / 316$ $Q_m$ : 模型の流量, $Q_p$ : 実機の流量
取水管口径 (m)	3.35	0.336	
流路縮小工口径 (m)	2.35	0.240	

(3) 実験模型

a. 模型範囲

模型により再現する範囲は、流路縮小工を含む 1 号機取水管 (東側) 約 40m 程度と 1 号機取水槽 (東側半分) とする。

1 号機取水槽の模型範囲を図 1-3 に示す。



注：1 号機取水施設の漸拡ダクト部充填コンクリートは、模型へ考慮していない。

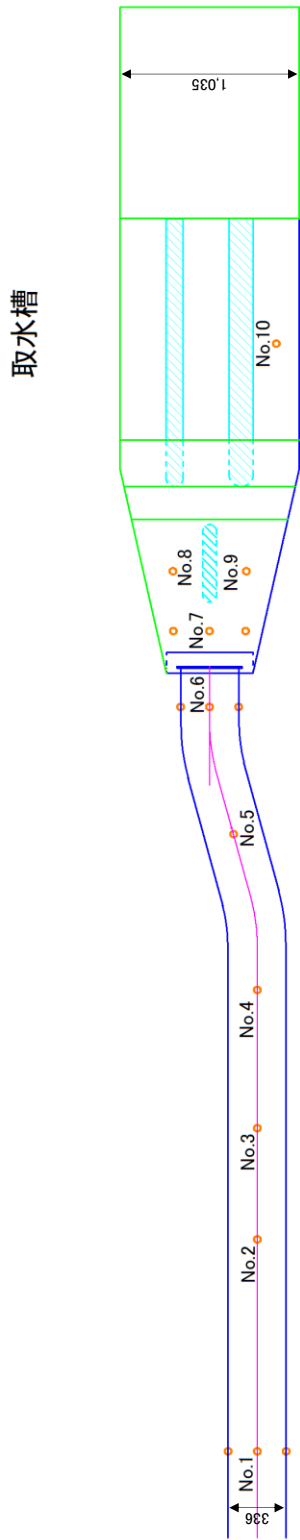
図 1-3 1 号機取水槽の模型範囲

b. 模型仕様

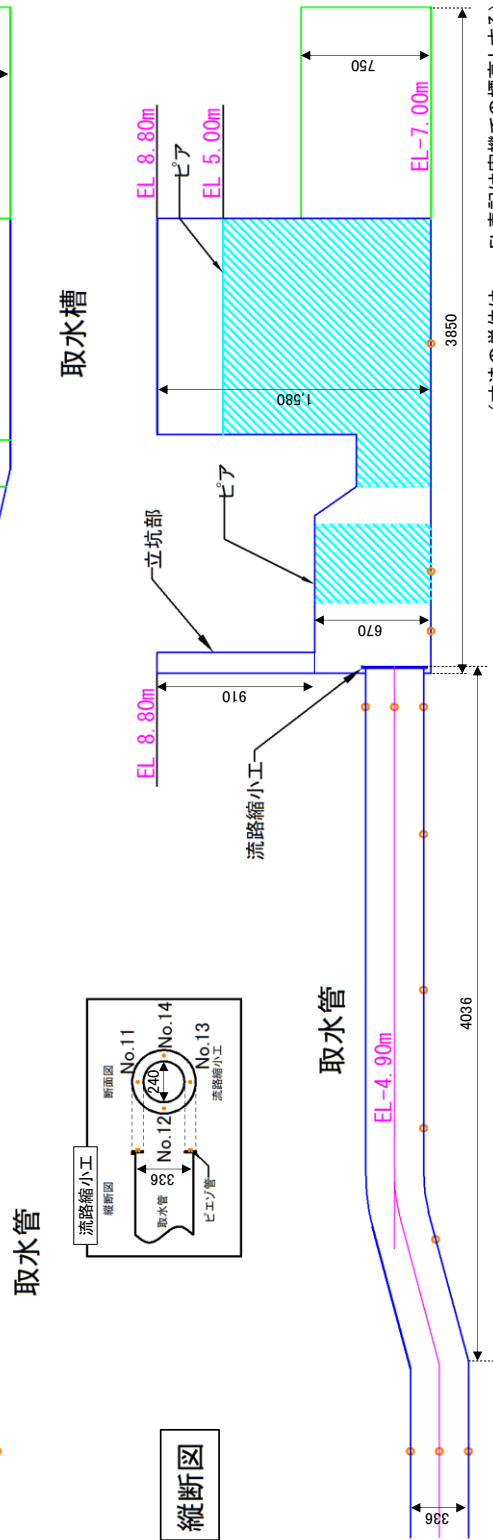
実験模型は、取水管長を約 4m、取水槽部を約 1.6m×約 1.0m×約 3.9m の大きさとする。また、模型内の 14 点 (No. 1~No. 14) において、水位及び圧力をマンメーターにより計測する。

実験模型の構造概要図を図 1-4 に、実験模型の写真を図 1-5 に示す。

平面図



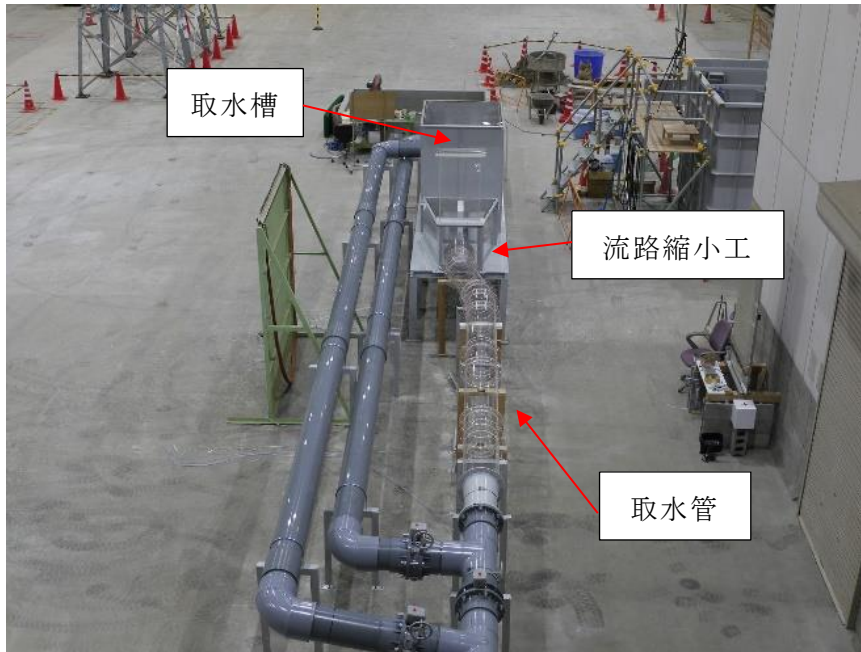
縦断面図



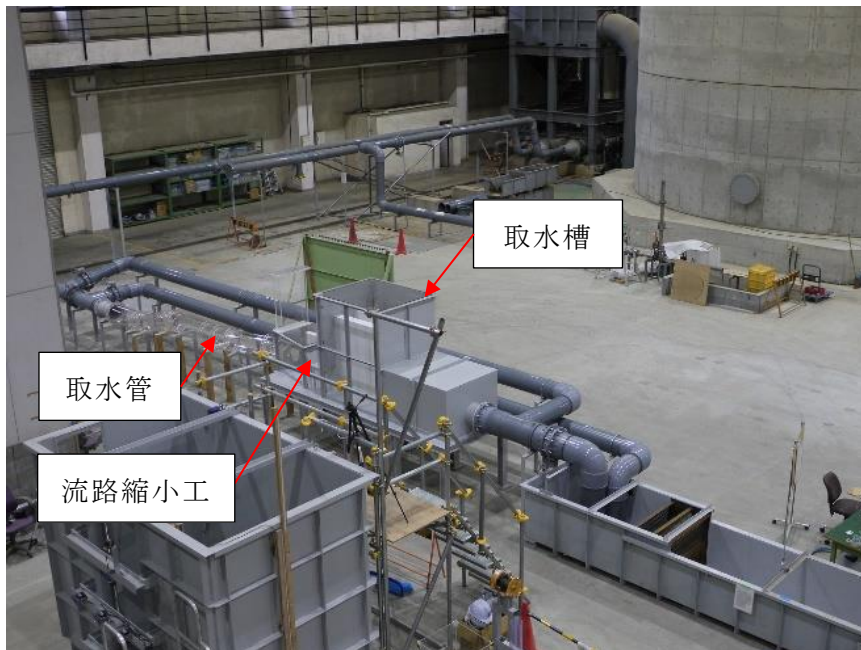
(寸法の単位はmm, EL表記は実機での標高とする)

- 線【床・側面(片方)・天板(立坑部付近以外)】は鉄製とする。
- 線はアクリル製とする。
- 線(ピア)は木製とする。

図 1-4 実験模型の構造概要図

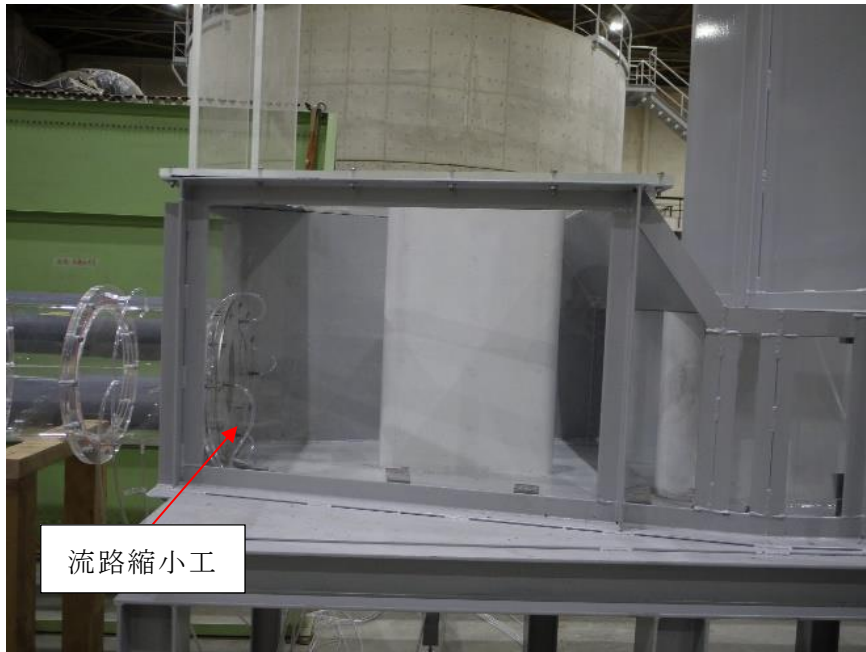


取水管～取水槽（上流より）



取水管～取水槽（下流より）

図 1-5-1 実験模型写真

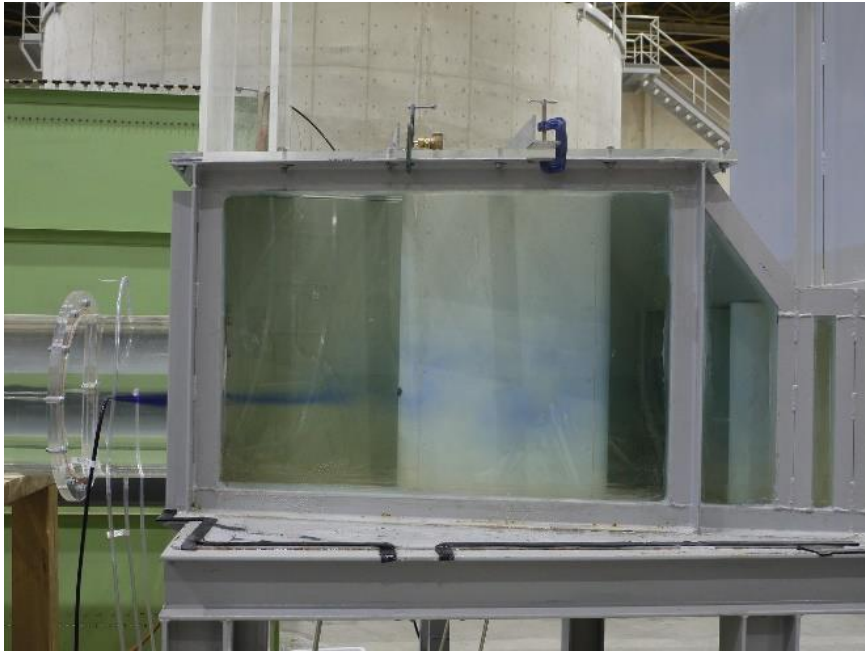


流路縮小工設置位置付近



取水槽

図 1-5-2 実験模型写真



流路縮小工設置位置付近（通水時）



取水槽（通水時）

注：ウォータールーにより流況を可視化

図 1-5-3 実験模型写真

(4) 水理模型実験の結果

実験結果より、流路縮小板上流 (No. 6) と流路縮小板下流 (No. 7) の全水頭の差から求まる損失水頭は 9.9m であることから、流路縮小工設置箇所の損失係数は 2.15 となった。

また、流路縮小板の 4 箇所 (No. 11~No. 14) における流水圧の最大値は  $6.0\text{kN/m}^2$  であることから、流路縮小板の抗力係数は 0.51 となった。

各測点における水頭の分布図を図 1-6 に、流路縮小板における流水圧を図 1-7 に示す。

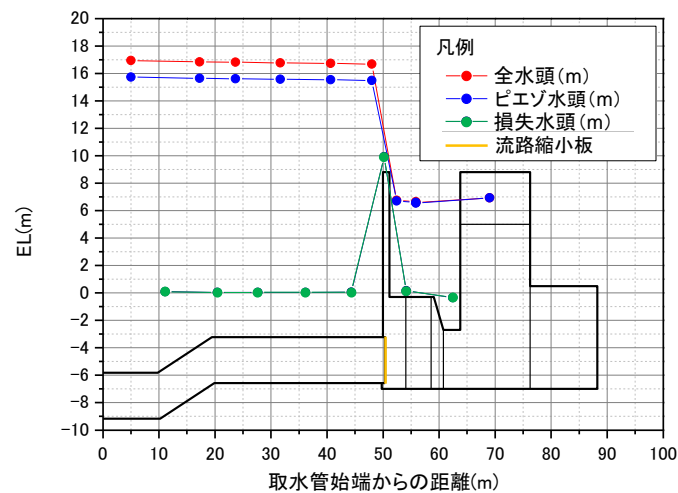
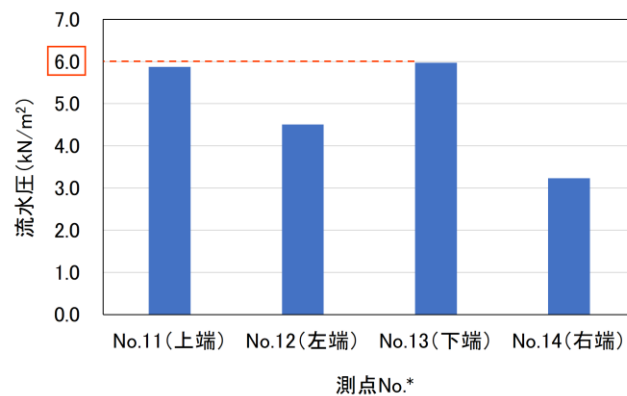


図 1-6 実験模型における水頭分布図



注記\*：括弧内は下流側から見た位置を示す。

図 1-7 流路縮小板における流水圧



(5) 設定値の妥当性

管路解析の算定に用いる損失係数及び流水圧の算定で用いる抗力係数について、実験結果と比較し、その妥当性を以下のとおり検討した。比較結果を表 1-4 に示す。

a. 損失係数

流路縮小工設置箇所の損失係数は、急縮・急拡の損失係数として 1.04 を設定値としている。一方、実験結果に基づく算定値は 2.15 であることから、設定値よりも大きい。この値は、円管内オリフィス（開口率 50%）の損失係数<sup>(3), (4)</sup>である約 2.1 とほぼ同値となることから、実験では円管内オリフィス相当の損失係数が算定されたと考える。

以上のことから、急縮・急拡の損失係数である設定値は、実験結果に基づく算定値よりも小さく、保守的な値であることを確認した。

b. 抗力係数

流路縮小板の抗力係数は、日本港湾協会（2018）で示される抗力係数の標準値のうち、最大値である平板（縦横比=∞）の抗力係数の 2.01 を設定値としている。一方、実験結果に基づく算定値は 0.51 であることから、設定値よりも小さい。流路縮小板は中空円形であり、流れに対する抗力が平板（縦横比=∞）よりも小さいことから、設定値よりも小さい抗力係数が算定されたと考える。

以上のことから、平板（縦横比=∞）の抗力係数である設定値は、実験結果に基づく算定値よりも大きく、保守的な値であることを確認した。

表 1-4 損失係数及び抗力係数の比較

	設定値	実験結果に基づく算定値
損失係数	1.04	2.15
抗力係数	2.01	0.51

(6) 参考文献

- (1) （一社）電力土木技術協会（1995）：火力・原子力発電所土木構造物の設計—増補改訂版—
- (2) （公社）日本港湾協会（2018）：港湾の施設の技術上の基準・同解説
- (3) 立花規良・小池哲（1997）：管オリフィスを通る流れと損失，福井大学工学部研究報告，45 巻，2 号，p. 339-355
- (4) 長谷川猛虎・平井英二（1957）：粘性流体のオリフィス流量計における差圧とレイノルズ数の関係について，21 巻，10 号，p. 660-665

## 1.8 海域活断層上昇側最大ケースの津波

各施設・設備の設計又は評価において、津波が到達する場合は、津波荷重と余震荷重の重畳の要否を検討する必要があるが、海域活断層を波源とする水位上昇側の基準津波が策定されていないことから、海域活断層上昇側最大ケースの津波についても、入力津波に設定する。

日本海東縁部に想定される地震による津波では、波源が敷地から 600km 以上離れており、波源の活動に伴う余震については敷地への影響が明らかに小さいことから、津波が到達する場合でも、余震荷重との組み合わせは考慮しない。一方、海域活断層から想定される地震による津波については、波源が敷地近傍であることから、津波が到達する場合に津波荷重と余震荷重との組み合わせを考慮する。

海域活断層上昇側最大ケースの津波については、津波防護施設、浸水防止設備等の設計において、津波の到達有無を評価した上で、津波荷重と余震荷重の組合せの要否を判断するために設定した。

また、海域活断層から想定される地震による津波（海域活断層上昇側最大ケース及び基準津波 4）に対して、全ての評価位置において津波の最大水位を確認した。確認の結果を表 1.8-1 に示す。

確認の結果、施設護岸又は防波壁においては海域活断層上昇側最大ケースの津波が最大水位を示し、それ以外の評価位置においては基準津波 4 が最大水位を示した。

表 1.8-1 海域活断層から想定される地震による評価結果

因子	設定位置	潮位変動		地震による 地殻変動	管路状態		設定位置における評価水位 (EL m)				
		朔望平均 潮位(m)	潮位のは らつき(m)		貝付着	ポンプ 状態	海域活断層上昇側 最大ケース	防波堤有り	防波堤無し	基準津波 4	
遡上域 最高水位	施設護岸又は防波壁				管路解析 対象外			+4.2	+2.9	+3.8	+3.4
	1号機取水槽				無し	停止		+2.5	+2.6	+2.7[+2.66]	+2.7[+2.70]
	2号機取水槽				無し	停止		+2.4	+4.5	+2.9	+4.9
	3号機取水槽				無し	停止		+3.6	+3.4	+3.7	+3.4
	3号機取水路点検口				無し	停止		+2.5	+2.4	+2.7	+2.5
	1号機放水槽				無し	停止		+1.8	+1.8	+1.9	+2.1
	1号機冷却水排水槽				無し	停止		+1.7	+1.7	+1.9[+1.83]	+1.9[+1.88]
	1号機マンホール				無し	停止		+1.7	+1.7	+1.8[+1.76]	+1.8[+1.80]
	1号機放水接合槽				無し	停止		+1.6	+1.7	+1.8	+1.9
	2号機放水槽				有り	運転		+4.0	+4.0	+4.1	+4.2
水路内 最高水位	2号機放水接合槽				有り	運転		+2.7	+2.7	+2.8[+2.80]	+2.8[+2.79]
	3号機放水槽				無し	停止		+2.8	+3.1	+3.3[+3.27]	+3.3[+3.26]
	3号機放水接合槽				無し	停止		+2.9	+2.5	+3.5	+2.8
	2号機取水口	EL-0.02	EL-0.17	隆起 0.34m を考慮	管路解析 対象外			-3.4	-3.6	-4.1	-4.3
	2号機取水槽				無し	運転		-5.2	-5.6	-6.1	-6.5