

本資料のうち、枠囲みの内容は営業秘密又は防護上の観点から公開できません。

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	補足-60-1 改 30
提出年月日	平成 30 年 4 月 27 日

## 東海第二発電所

### 工事計画に係る説明資料

(V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書)

平成 30 年 4 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改0	H30.2.5	<ul style="list-style-type: none"> <li>・新規制定</li> <li>・「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を新規作成し、追加</li> </ul>
改1	H30.2.7	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」を新規作成し、追加</li> </ul>
改2	H30.2.8	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改0の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改3	H30.2.9	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改1に、「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を新規作成し、追加（「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」は、変更なし）</li> </ul>
改4	H30.2.13	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改3の内、「1.1 潮位観測記録の考え方について」及び「1.3 港湾内の局所的な海面の励起について」を改定（「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」は、変更なし）</li> </ul>
改5	H30.2.13	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」及び「5.17 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について」を新規作成し、追加</li> </ul>
改6	H30.2.15	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」及び「5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について」を新規作成し、追加</li> </ul>
改7	H30.2.19	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改6に、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について」を新規作成し、追加（「5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」及び「5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について」は、変更なし）</li> </ul>
改8	H30.2.19	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」及び「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」を新規作成し、追加</li> </ul>
改9	H30.2.22	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改8の「5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」を改定（「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」は、変更なし）</li> </ul>
改10	H30.2.23	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改2の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改11	H30.2.27	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」及び「5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」を新規作成し、追加</li> </ul>
改12	H30.3.1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・「1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について」、「1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて」、「4.2 漂流物による影響確認について」、「5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」及び「5.6 浸水量評価について」を新規作成し、追加</li> <li>・改4の内、「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を改定</li> </ul>
改13	H30.3.6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改12の内、「1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討」を改定</li> </ul>
改14	H30.3.6	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改5の内、「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」のうち、「5.11.5 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁」を新規作成）</li> <li>・改9の内、「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」を改定</li> </ul>

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 15	H30. 3. 9	<ul style="list-style-type: none"> <li>資料番号を「補足-60」→「補足-60-1」に変更（改定番号は継続）</li> <li>改 7 の内、「5. 7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について」を改定</li> <li>改 10 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 16	H30. 3. 12	<ul style="list-style-type: none"> <li>改 14 の内、「5. 14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」を改定</li> </ul>
改 17	H30. 3. 22	<ul style="list-style-type: none"> <li>改 15 の内、「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 18	H30. 3. 30	<ul style="list-style-type: none"> <li>「1. 5 入力津波のパラメータスタディの考慮について」、「3. 1 砂移動による影響確認について」、「6. 5. 1 防潮扉の設計に関する補足説明」及び「放水路ゲートに関する補足説明」を新規作成し追加</li> <li>改 17 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 19	H30. 4. 3	<ul style="list-style-type: none"> <li>改 18 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 20	H30. 4. 4	<ul style="list-style-type: none"> <li>改 11 の内「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定</li> <li>「5. 10 浸水防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて」を新規作成し追加</li> </ul>
改 21	H30. 4. 6	<ul style="list-style-type: none"> <li>改 11 の内「5. 4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」を改定</li> <li>改 16 の内「5. 14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」を改定（「5. 14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」のうち「5. 14. 2 鋼製防護壁シール材について」を新規作成）</li> </ul>
改 22	H30. 4. 6	<ul style="list-style-type: none"> <li>「6. 9. 2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について」を新規作成し追加</li> </ul>
改 23	H30. 4. 10	<ul style="list-style-type: none"> <li>改 18 の「6. 5. 1 防潮扉の設計に関する補足説明」及び「6. 6. 1 放水路ゲートに関する補足説明」を改訂</li> <li>改 21 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 24	H30. 4. 11	<ul style="list-style-type: none"> <li>改 5 の内、「5. 11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5. 11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」のうち、「5. 11. 4 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）」を改定）</li> <li>改 14 の内、「5. 11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5. 11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」のうち、「5. 11. 5 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁」を改定）</li> <li>改 20 の内、「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定</li> <li>「5. 15 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について」を新規作成し追加</li> <li>「6. 2. 1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明」を新規作成し追加</li> <li>「6. 3. 1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明」を新規作成し追加</li> <li>「6. 4. 1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明」を新規作成し追加</li> <li>「6. 8. 1 貯留堰の設計に関する補足説明」を新規作成し追加</li> </ul>
改 25	H30. 4. 12	<ul style="list-style-type: none"> <li>改 23 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>
改 26	H30. 4. 13	<ul style="list-style-type: none"> <li>改 12 の内、「4. 2 漂流物による影響確認について」及び「5. 6 浸水量評価について」を改定</li> </ul>
改 27	H30. 4. 18	<ul style="list-style-type: none"> <li>改 25 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定</li> </ul>

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 28	H30. 4. 19	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 5 の内, 「5. 11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定 (「5. 11. 7 防潮扉」を改定)</li> <li>・改 24 の内, 「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定</li> <li>・改 21 の内, 「5. 4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」</li> <li>・「5. 13 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について」を新規作成し, 追加</li> <li>・「5. 18 津波に対する止水性能を有する施設の評価について」を新規作成し, 追加</li> <li>・「6. 5. 1 防潮扉の設計に関する補足説明」(土木) を新規作成し, 追加</li> <li>・「6. 8. 2 貯留堰取付護岸に関する補足説明」を新規作成し, 追加</li> </ul>
改 29	H30. 4. 19	<ul style="list-style-type: none"> <li>・改 18 の内, 「1. 5 入力津波のパラメータスタディの考慮について」を改定</li> </ul>
改 30	H30. 4. 27	<ul style="list-style-type: none"> <li>・H30. 4. 23 時点での最新版一式として, 改 29 (H30. 4. 19) までの最新版をとりまとめ, 一式版を作成</li> </ul>

下線は、今回提出資料を示す。

## 目 次

[ ]内は、当該箇所を提出  
(最新)したときの改訂を示  
す。

1. 入力津波の評価
  - 1.1 潮位観測記録の考え方について[改 4 H30. 2. 13]
  - 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について[改 12 H30. 3. 1]
  - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について[改 4 H30. 2. 13]
  - 1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて[改 12 H30. 3. 1]
  - 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について[改 29 H30. 4. 19]
  - 1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討[改 13 H30. 3. 6]
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について
3. 取水性に関する考慮事項
  - 3.1 砂移動による影響確認について[改 18 H30. 3. 30]
  - 3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について
  - 3.3 電源喪失による除塵装置の機能喪失に伴う取水性の影響について
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について[改 28 H30. 4. 19]
  - 4.2 漂流物による影響確認について[改 26 H30. 4. 13]
  - 4.3 漂流物衝突力について
5. 設計における考慮事項
  - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について[改 7 H30. 2. 19]
  - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて[改 12 H30. 3. 1]
  - 5.3 強度計算に用いた規格・基準について
  - 5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について[改 28 H30. 4. 19]
  - 5.5 津波防護施設のアンカーの設計に用いる規格・基準類の適用性について
  - 5.6 浸水量評価について[改 26 H30. 4. 13]
  - 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について[改 15 H30. 3. 9]
  - 5.8 浸水防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
  - 5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について[改 9 H30. 2. 22]
  - 5.10 浸水防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて[改 20 H30. 4. 4]
  - 5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について
    - 5.11.1 概要[改 5 H30. 2. 13]
    - 5.11.2 防潮堤（鋼製防護壁）[改 5 H30. 2. 13]
    - 5.11.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）[改 5 H30. 2. 13]
    - 5.11.4 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））[改 24 H30. 4. 11]
    - 5.11.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）[改 24 H30. 4. 11]
    - 5.11.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸[改 5 H30. 2. 13]
    - 5.11.7 防潮扉[改 28 H30. 4. 19]

- 5.11.8 構内排水路逆流防止設備[改 5 H30. 2. 13]
  - 5.12 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について
  - 5.13 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について[改 28 H30. 4. 19]
  - 5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について
    - 5.14.1 防潮堤止水ジョイント部材について[改 16 H30. 3. 19]
    - 5.14.2 鋼製防護壁シール材について[改 21 H30. 4. 6]
  - 5.15 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について[改 24 H30. 4. 11]
  - 5.16 地殻変動後の基準津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
  - 5.17 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について[改 5 H30. 2. 13]
  - 5.18 津波に対する止水性能を有する施設の評価について[改 28 H30. 4. 19]
  - 5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について[改 7 H30. 2. 19]
6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.1 鋼製防護壁に関する補足説明
    - 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明
    - 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明
    - 6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 27 H30. 4. 18]
  - 6.2 鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
    - 6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
      - 6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明資料[改 24 H30. 4. 11]
      - 6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料
    - 6.2.2 フラップゲートに関する補足説明
  - 6.3 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する補足説明
    - 6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明
      - 6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]
      - 6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度計算書に関する補足説明
  - 6.4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
    - 6.4.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
      - 6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]
      - 6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明
  - 6.5 防潮扉に関する補足説明
    - 6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明[改 23 H30. 4. 10] [改 28 H30. 4. 19]（土木）
  - 6.6 放水路ゲートに関する補足説明
    - 6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明[改 23 H30. 4. 10]
  - 6.7 構内排水路逆流防止設備に関する補足説明
    - 6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明
  - 6.8 貯留堰に関する補足説明
    - 6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明
      - 6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]

[ ]内は、当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明

6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明[改 28 H30.4.19]

6.9 浸水防護設備に関する補足説明

6.9.1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁の設計に関する補足説明

6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について[改 22 H30.4.6]

6.9.3 津波荷重(突き上げ)の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について

6.10 津波監視設備に関する補足説明

6.10.1 津波監視カメラの設計に関する補足説明

6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明

6.10.3 加振試験の条件について

6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について

6.11 耐震計算における材料物性値のばらつきの影響に関する補足説明

6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明

6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明

[ ]内は, 当該箇所を提出  
(最新)したときの改訂を示  
す。

## 1.1 潮位観測記録の考え方について

### 1.1.1 潮位のばらつきに関する評価

#### (1) 潮位観測記録の検討

基準津波の策定において使用した朔望平均潮位は、(財)日本気象協会が発行した「茨城港日立港区」の潮位表(2004年～2009年)に基づいている。第1-1-1表に基準津波の策定で使用した朔望平均潮位を示す。

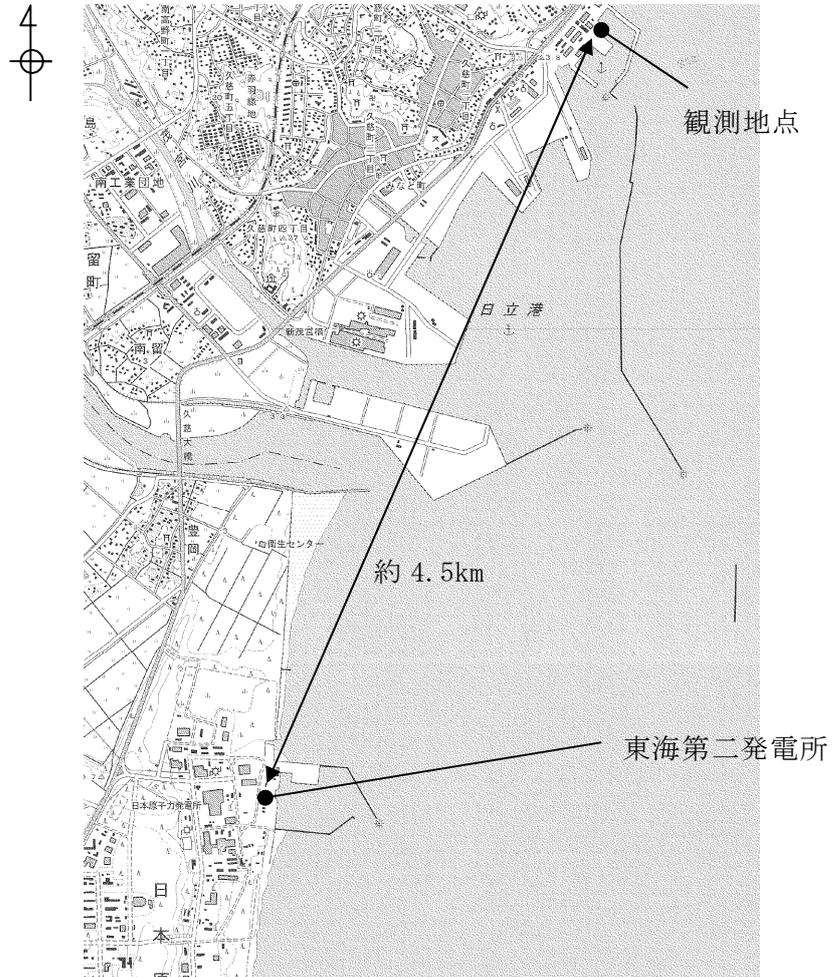
第1-1-1表 基準津波の策定で使用した朔望平均潮位

	基準津波の策定で使用した朔望平均潮位
朔望平均満潮位	T. P. +0.61m
朔望平均干潮位	T. P. -0.81m

設定した潮位のばらつき等を把握するために、基準津波の策定で使用した朔望平均潮位のもとになっている観測地点「茨城港日立港区」の潮位観測記録(国土交通省関東地方整備局鹿島港湾・空港整備局より受領)を用いて、評価を実施した。

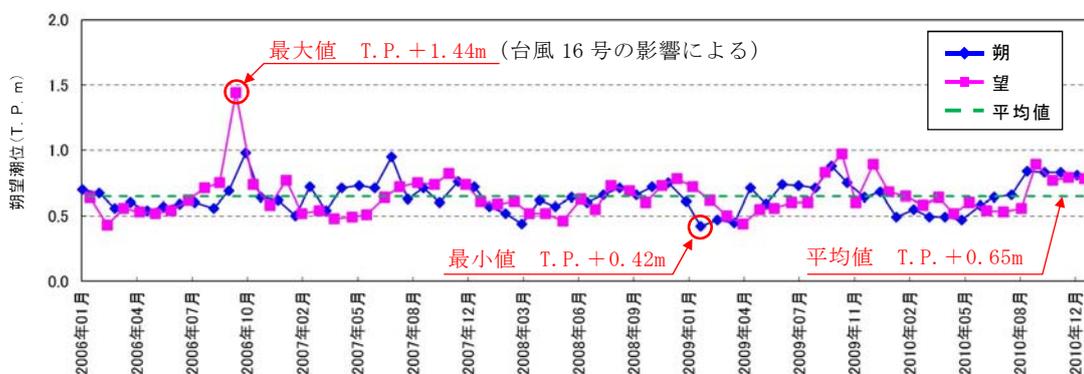
観測地点「茨城港日立港区」は、東海第二発電所から北方に約4.5km離れており、発電所との間に潮位に影響を及ぼす地形、人工構造物等はなく、発電所と同様に鹿島灘に面した海に設置されている。第1-1-1図に観測地点の位置を示す。

評価の結果、潮位観測期間(2006年1月～2010年12月)における朔望平均潮位の標準偏差は、満潮位において0.14m、干潮位において0.16mとなった。第1-1-2図に各月の朔望平均潮位の推移、第1-1-2表に潮位観測記録に基づく朔望平均潮位に関するデータ分析結果を示す。

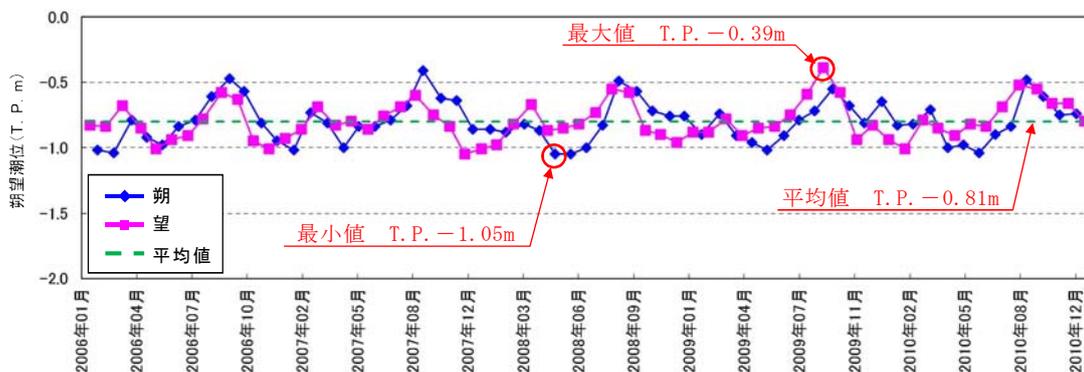


第1-1-1図 観測地点の位置

### 満潮位



### 干潮位



第1-1-2図 各月の朔望平均潮位の推移

第1-1-2表 潮位観測記録に基づく朔望平均潮位に関するデータ分析

	満潮位 <sup>※</sup>	干潮位 <sup>※</sup>
最大値	T. P. +1.44m	T. P. -0.39m
平均値	T. P. +0.65m	T. P. -0.81m
最小値	T. P. +0.42m	T. P. -1.05m
標準偏差	0.14m	0.16m

※ 潮位観測期間は2006年1月～2010年12月

(2) 潮位のばらつきの考慮について

朔望平均潮位について、基準津波の策定で使用した朔望平均潮位と潮位観測記録を比較したところ、基準津波の策定で使用した朔望平均潮位に比べ、潮位観測記録の方が満潮位で0.04m高く、干潮位では差がないことが分かった。この潮位差自体は有意なものではないが、保守的な設定になるよう潮位の差分を基準津波の策定で使用した朔望平均満潮位及び朔望平均干潮位に考慮することとした。第1-1-3表に基準津波の策定で使用した朔望平均潮位と潮位観測記録の朔望平均潮位の比較を示す。

以上より、入力津波の設定に当たっては、朔望平均潮位の標準偏差及び基準津波の策定で使用した朔望平均潮位と潮位観測記録の朔望平均潮位との差分について考慮して、安全側に設定する。

水位上昇側については、基準津波の策定で使用した朔望平均満潮位 T.P. +0.61m に対して、潮位観測記録との差分+0.04m 及び満潮位の標準偏差0.14m の合計である+0.18m を水位変動の評価における上昇側潮位のばらつきとして考慮する。

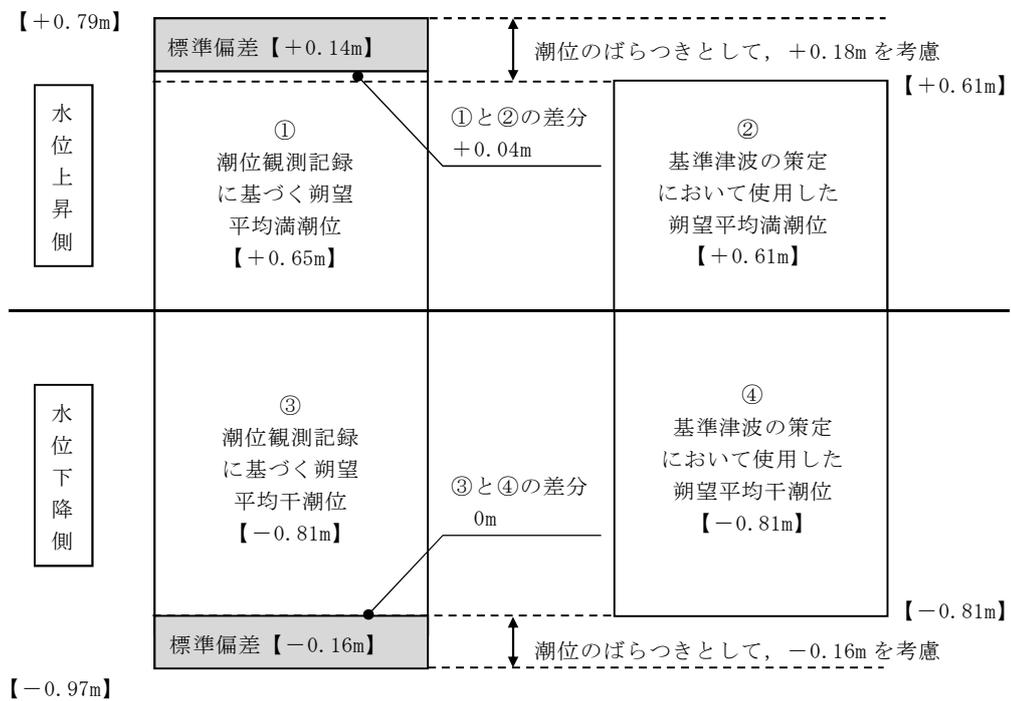
水位下降側については、基準津波の策定で使用した朔望平均干潮位 T.P. -0.81m に対して、観測記録との差分はないため-0.16m を水位変動の評価における下降側潮位のばらつきとして考慮する。

第1-1-3図に潮位のばらつきに対する考慮方法を示す。

第1-1-3表 朔望平均潮位の比較

朔望平均潮位	基準津波の策定で 使用した潮位 ①	潮位観測記録 に基づく潮位※ ②	差 ③ (②-①)
満潮位	T. P. +0.61m	T. P. +0.65m	+0.04m
干潮位	T. P. -0.81m	T. P. -0.81m	0.00m

※ 潮位観測期間は2006年1月～2010年12月



第1-1-3図 潮位のばらつきに対する考慮方法

### 1.1.2 観測期間の妥当性の検討について

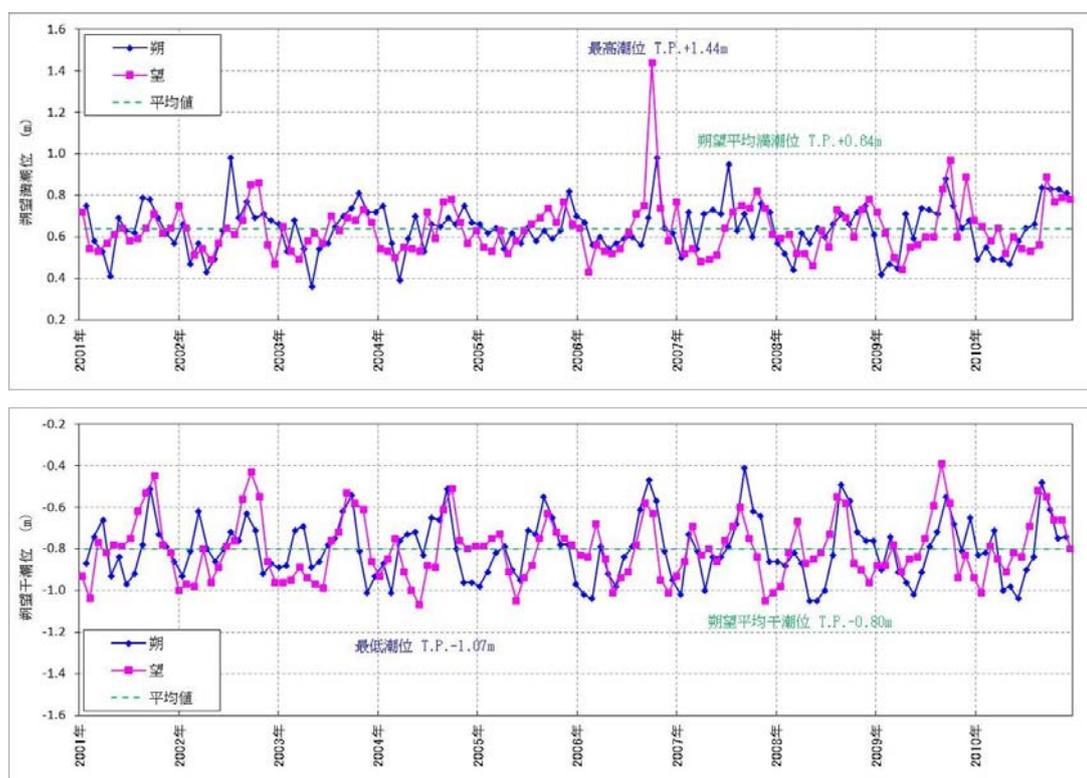
基準津波の策定で使用した潮位は、茨城港日立港区における2004年～2009年の潮位データであるが、観測期間の妥当性を確認するため、10カ年の朔望潮位データについて分析を行い、影響の有無を確認した。

茨城港日立港区における2006年1月～2010年12月の5カ年の朔望潮位データに対して、2001年1月～2010年12月の10カ年の朔望潮位データの分析を行った。朔望潮位に関する分析結果を第1.1-4表に示す。

第1-1-4表から5カ年及び10カ年の朔望満潮位、朔望干潮位及びそれらの標準偏差について、いずれも同程度であることを確認した。また、第1-1-4図に10カ年（2001年1月～2010年12月）の潮位変化を示す。

第 1-1-4 表 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 ヲ年	10 ヲ年	5 ヲ年	10 ヲ年
平均値	T.P. +0.65	T.P. +0.64	T.P. -0.81	T.P. -0.80
標準偏差	0.14	0.13	0.16	0.15



第 1-1-4 図 10 ヲ年 (2001 年 1 月～2010 年 12 月) の潮位変化

(上：朔望満潮位，下：朔望干潮位)

### 1.1.3 茨城港日立港区の潮位データの扱いについて

基準津波の策定で使用した潮位は、茨城港日立港区における 2004 年～2009 年の潮位データである。2011 年以降の潮位データについては公表されていない。

そのため、発電所の近接観測地点であり、観測が継続している銚子漁港と小名浜の各地点の 2006 年 1 月～2010 年 12 月、2012 年 1 月～2016 年 12 月における朔望平均満干潮位、年平均潮位、年最高潮位及び最高潮位及び至近約 40 年（1971 年～2010 年）及び至近約 45 年（1971 年～2016 年（2011 年を除く））における最高潮位の超過発生確率を用いて、2011 年以降の日立港区の潮位の傾向を推定した。観測地点位置図を第 1-1-5 図に、各地点の朔望平均満干潮位を第 1-1-5 表に、各地点の年平均潮位の推移を第 1-1-6 図に、各地点の年最高潮位の推移を第 1-1-7 図、各地点の最高潮位の超過発生確率の推移を第 1-1-8 図に示す。

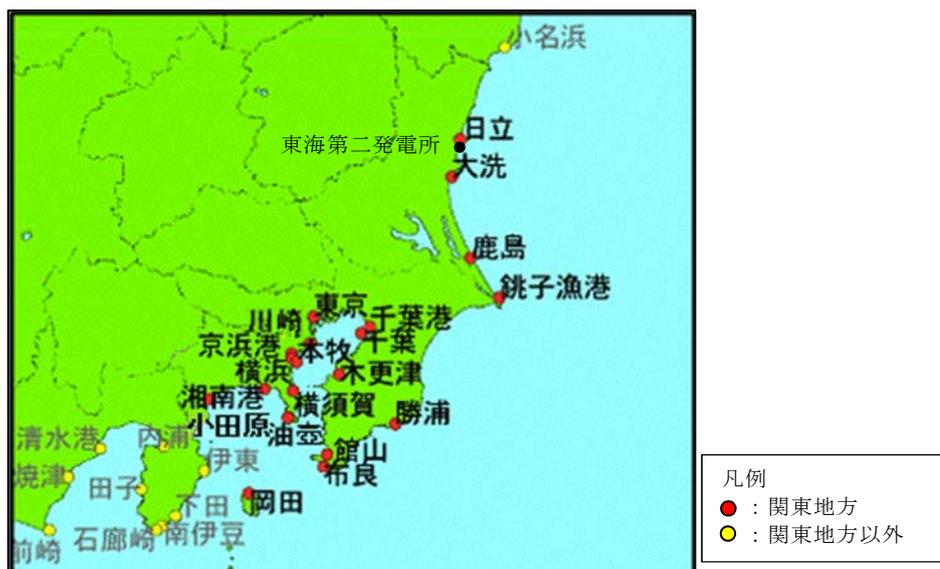
第 1-1-5 表より、銚子漁港と小名浜の朔望平均満干潮位について、2006 年～2010 年と 2012 年～2016 年の値を比較したところ、2006 年～2010 年に対し 2012 年～2016 年の方が、朔望平均満干潮位の差が小さくなる傾向を示している。よって、2011 年以降の茨城港日立港区の朔望平均満干潮位についても同様の傾向となることが想定される。また、第 1-1-6 図及び第 1-1-7 図より、2006 年～2010 年における日立港区、銚子漁港及び小名浜の年平均潮位及び年最高潮位を比較したところ、日立港区は銚子漁港及び小名浜と概ね同様の傾向を示している。

さらに、第 1-1-8 図より、至近約 40 年（1971 年～2010 年）における日立港区、銚子漁港及び小名浜の最高潮位の超過発生確率を比較しても、日立港区の曲線は銚子漁港及び小名浜と概ね同様の傾向を示している。また、2011 年以降のデータを含む至近約 45 年（1971 年～2016 年（2011 年を除く））と 2011 年以前のデータである至近 40 年（1971 年～2010 年）における銚子漁港と小名浜の最高潮位の超過発生確率を比較すると、曲線は概ね同様の傾向を示すとともに、2011 年以前のデータによる超過発生確率に比べて、2011 年以降のデータを含んだ超過発生確率に有意な差はない。

以上より、2011年以降の日立港区の潮位は2010年以前の潮位と同様の傾向で推移し、また顕著な高潮は生じていないことが推測される。

次に、日立港区と東海第二発電所の月平均潮位を比較した。日立港区と東海第二発電所の潮位変動量の比較を第1-1-9図に示す。なお、東海第二発電所潮位データについては、検潮小屋のフロア高さを基準高さに用いているため、日立港区（2007年1月）の潮位値を基準値としている。日立港区と東海第二発電所の潮位データがともに得られている2007年から2009年の月平均潮位を比較したところ、日立港区と東海第二発電所は概ね同様の傾向を示している。したがって、日立港区の潮位には東海第二発電所における潮位変動の情報が反映されていることが推察される。

以上のことから、2010年以前の茨城港日立港区の潮位データを基準津波の策定で使用することは妥当と判断した。



※大洗, 鹿島の実測潮位については示されていない。

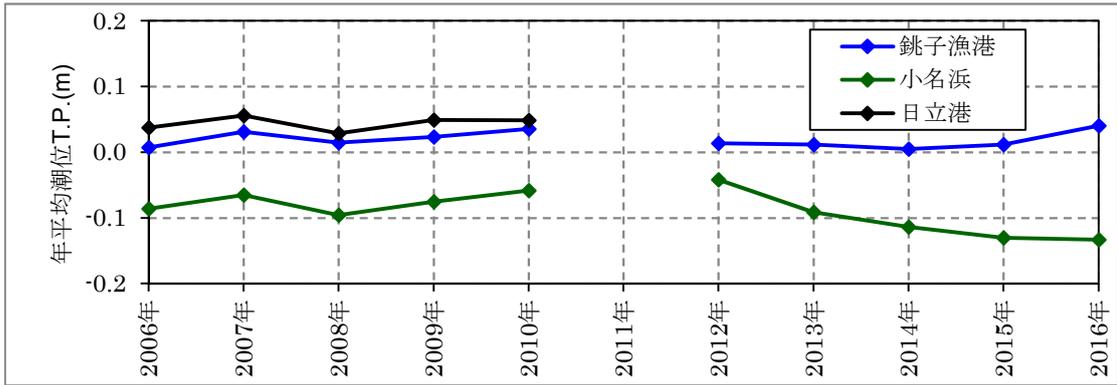
気象庁(2017)に加筆

第 1-1-5 図 観測地点位置図

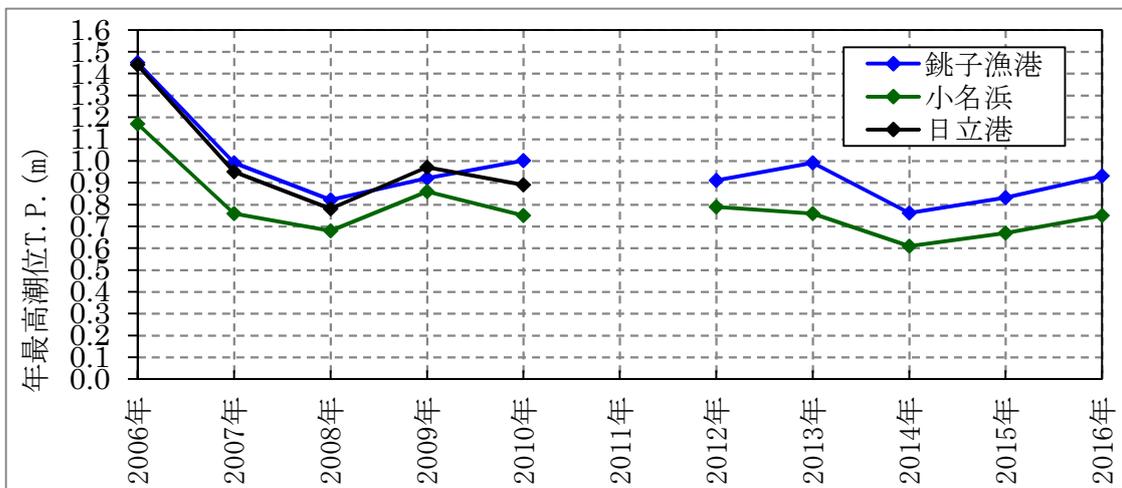
第 1-1-5 表 各地点の朔望平均満干潮位

		銚子漁港		小名浜		日立港区
		2006~2010年	2012~2016年	2006~2010年	2012~2016年	2006~2010年
朔望満潮位	平均	0.65	0.62	0.54	0.49	0.65
	標準偏差	0.13	0.11	0.13	0.11	0.14
朔望干潮位	平均	-0.88	-0.82	-0.92	-0.88	-0.80
	標準偏差	0.14	0.13	0.15	0.13	0.15

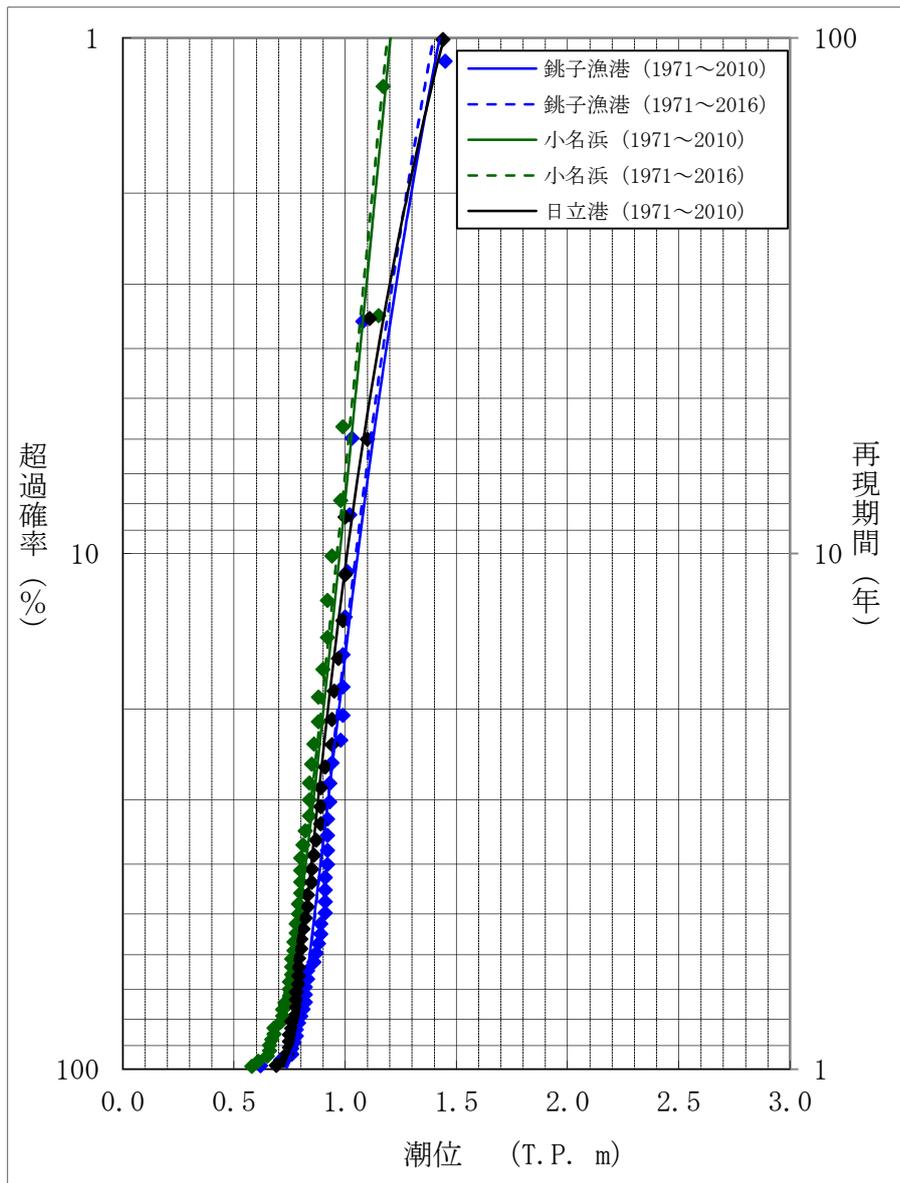
単位 : T.P. m



第 1-1-6 図 各地点の年平均潮位の推移

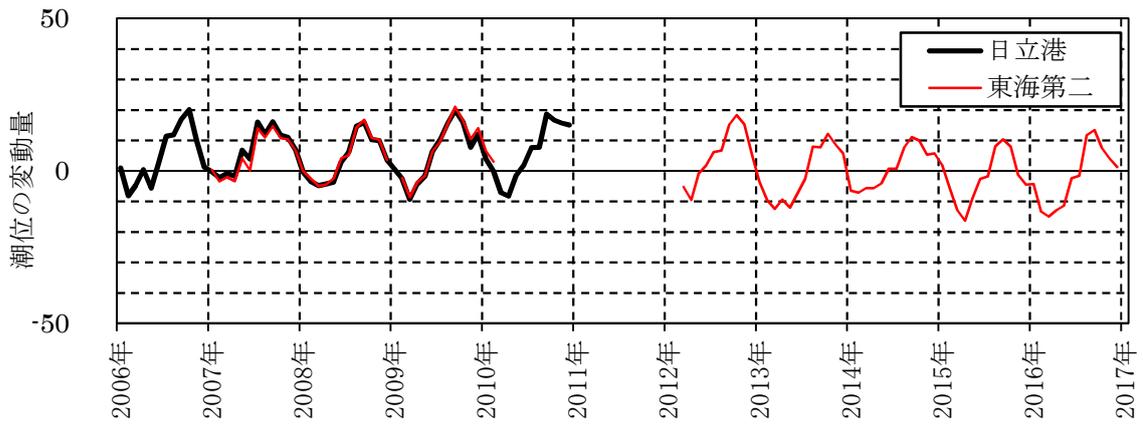


第 1-1-7 図 各地点の年最高潮位の推移



※2011年のデータを除く

第 1-1-8 図 各地点の超過発生確率



※東海第二発電所の潮位データは、検潮小屋のフロア高さを基準高さに用いているため、日立港区（2007年1月）の潮位値を基準値としている。  
また、2009年1月、2010年3月から2012年2月の潮位データは欠測。

第 1-1-9 図 日立港区と東海第二発電所における月平均潮位の変動量の比較

## 1.2 遡上・浸水域の考え方について

### (1) 遡上・浸水域の評価の考え方

遡上・浸水域の評価（以下「数値シミュレーション」という。）に当たっては、遡上解析を実施し、遡上波の敷地への到達（回り込みによるものを含む。）の可能性を検討する必要があることから、安全側の評価となるよう、以下の条件を考慮して数値シミュレーションを実施する。

#### a. 地震に起因する地形変化等の影響の考慮

基準地震動 $S_s$ に伴う地形変化及び標高変化が生じる可能性があり、遡上・浸水域に影響を及ぼす可能性があるため、基準地震動 $S_s$ による地盤変状の有無を数値シミュレーションの条件として考慮する。また、基準地震動 $S_s$ による人工構造物の形状変化として、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港の防波堤の形状変化の有無が遡上・浸水域に影響を及ぼす可能性があるため、数値シミュレーションの条件として考慮する。なお、取水構造物（取水路及び取水ピット）、放水路（防潮堤廻り）、SA用海水ピット取水塔、海水引込み管、SA用海水ピット、緊急用海水取水管及び緊急用海水ポンプピットについては、岩盤により支持されていることから、基準地震動 $S_s$ に伴う形状変化は考慮しない。

地震による地殻変動が遡上・浸水域に影響を及ぼす可能性があるため、基準津波の波源である茨城県沖から房総沖におけるプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動及び広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動を数値シミュレーションの条件として考慮する。

#### b. 初期潮位への考慮

遡上解析の初期潮位として、朔望平均満潮位並びに上記a.に示す茨城県沖から房総沖におけるプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動及び広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動を考慮する。なお、潮位のばらつきについては、数値シミュレーションにより求めた津波水位に加えることで考慮する。

### (2) 地震に起因する変状による地形変化等の考え方について

#### a. 基準地震動 $S_s$ に伴う地形変化及び標高変化の考え方について

基準地震動 $S_s$ に伴う地形変化及び標高変化については、敷地内のすべての砂層及び礫層に対して強制的な液状化を仮定し、地盤面を大きく沈下させた条件として、敷地北側が1.0mの沈下、敷地東側が1.5mの沈下、敷地南側及び西側が0.5mの沈下した状態を考慮する。「(参考1)敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」に詳細を示す。

#### b. 基準地震動 $S_s$ に伴う人工構造物の形状変化の考え方について

基準地震動 $S_s$ による人工構造物の形状変化については、地震による防波堤の損壊を想定し、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港の防波堤がある場合とない場合について、数値シミュレーションを実施する。

#### c. 地震による地殻変動の考え方について

地震による地殻変動については、基準津波の波源である茨城県沖から房総沖における

プレート間に想定される地震による広域的な地殻変動量及び広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量を以下のとおり考慮する。

茨城県沖から房総沖におけるプレート間に想定される地震による広域的な地殻変動量については、0.31mの陸域の沈降を想定する。

2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動については、地震により沈降が生じたが、その後、地殻の沈降は回復傾向となっている。この状況を考慮して、広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量として、0.2mの沈降を想定する。

「(参考2) 広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量について」に広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量の詳細を示す。

### (3) 数値シミュレーションにおける解析モデルについて

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は、遡上解析に影響を及ぼす斜面や道路、取水口、放水口等の地形とその標高及び伝播経路上の人工構造物の設置状況を考慮し、遡上域の格子サイズ(敷地内:5~10m, 敷地周辺:5~80m)に合わせた形状にモデル化する。数値シミュレーションにおける解析モデルの詳細については、「1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて」に示す。

#### a. 敷地及び敷地周辺の地形及び標高

敷地沿岸域及び海底地形は、茨城県による津波解析用データ、一般財団法人日本水路協会による沿岸の海の基本図等を使用する。また、取水口、放水口等の諸元及び敷地標高については、発電所の竣工図等のほか、当社が計測を実施した敷地平面図及び東海水深図を使用する。

#### b. 伝播経路上の人工構造物

既設の人工構造物については、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既設の人工構造物は、社員による現場ウォークダウンにより竣工図等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、数値シミュレーションに影響する変更がないことを確認した。

伝播経路上の人工構造物の調査の詳細については、「5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」に示す。

#### c. 数値シミュレーション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、数値シミュレーション上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。モデルの作成に当たっては、伝播経路上の人工構造物の内、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港の防波堤の他、防潮堤の外側に設置している海水電解装置建屋及び燃料輸送本部について考慮した。

なお、敷地内については、貯留堰の存在及び放水路ゲートの閉止を考慮してモデル化する。敷地外については、久慈川及び新川からの回り込みの有無を適切に評価するため、敷

地北側，西側及び南側並びに久慈川流域及び新川流域の標高を考慮してモデル化する。  
図 1.2-1 に数値シミュレーションにおける解析モデル図を示す。

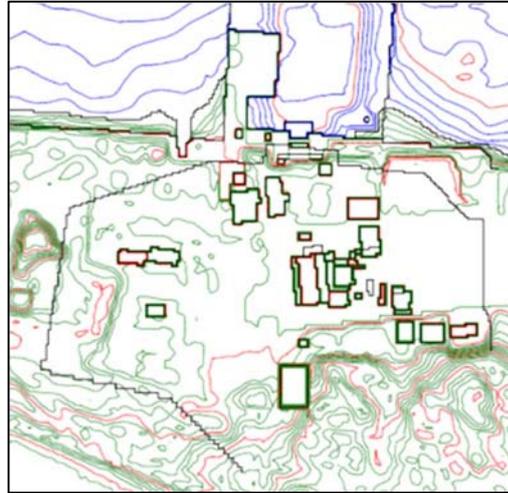


図 1.2-1 数値シミュレーションにおける解析モデル

#### (4) 数値シミュレーション結果

数値シミュレーションの結果として、図 1.2-2 に最大水位上昇量分布を示す。

津波は、敷地の大部分に遡上するが、津波防護施設の設置により津波防護対象設備（非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画の設置された敷地には遡上しない結果となった。また、津波は久慈川及び新川流域に沿って遡上するが、津波防護対象設備（非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画が設置された敷地への流入はなく河川からの回り込みによる遡上・浸水域への影響はない。

以下に、基準地震動  $S_3$  に伴う地形変化及び標高変化及び基準地震動  $S_3$  による人工構造物の形状変化が遡上・浸水域へ与える影響を示す。

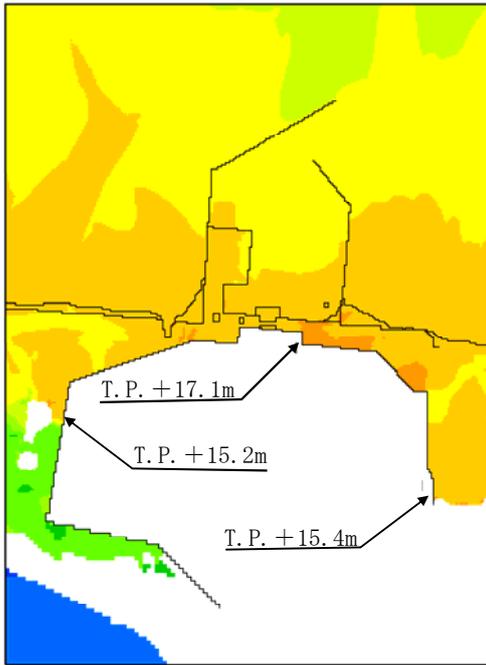
##### a. 基準地震動 $S_3$ に伴う地形変化及び標高変化の影響について

基準地震動  $S_3$  に伴う地形変化及び標高変化の影響として、基準地震動  $S_3$  によって地盤面を大きく沈下させた場合とさせない場合（以下「地盤変状あり」及び「地盤変状なし」という。）の影響を示す。図 2.1-2 から、地盤変状なしの場合に比べて、地盤変状ありの場合において、敷地北西部でわずかに遡上・浸水域が広がっているものの、全体的には大きな差はない結果となっている。また、敷地側面北側及び敷地前面東側の最大水位上昇量は、地盤変状なしより地盤変状ありの場合の方が大きくなる傾向となっている。敷地側面南側の最大水位上昇量においては、地盤変状なしより地盤変状ありの場合の方が大きくなる傾向となっている。

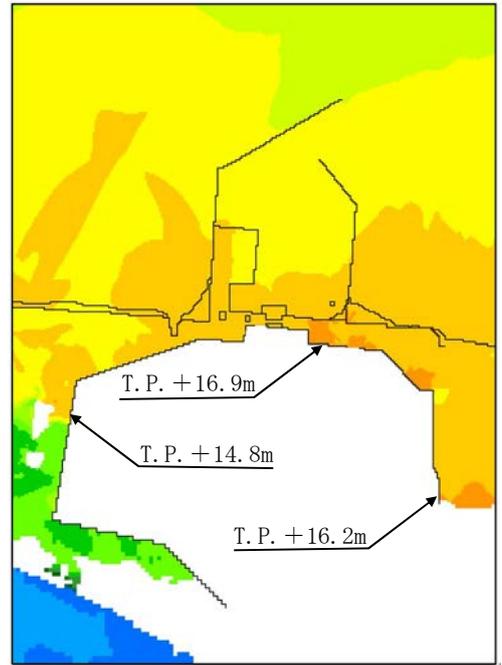
##### b. 基準地震動 $S_3$ に伴う人工構造物の形状変化の影響について

基準地震動  $S_3$  に伴う人工構造物の形状変化の影響として、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港の防波堤がある場合とない場合（以下「防波堤あり」及び「防波堤なし」という。）の影響を示す。図 2.1-2 から、防波堤ありと防波堤なしの場合において、遡上・浸水域のほとんど差がない結果となっている。また、地盤変状ありの場合の敷地前面東側の最大水位上昇量の最大値が防波堤なしより防波堤ありの方が大きくなっているが、全体的な分布の傾向として、防波堤ありより防波堤なしの方が最大水位上昇量が大きくなる傾向となっている。

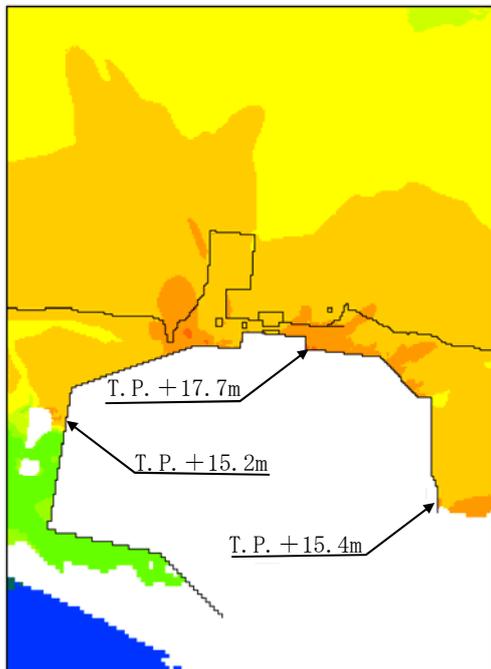
なお、敷地内の防波堤については、基準地震動  $S_3$  が作用した時の沈下の状況を考慮し、敷地内の防波堤の高さが 1m 低い状態を想定して、防潮堤前面の津波高さへの影響を確認した。防潮堤前面における津波水位は、防波堤がない場合における津波水位を上回らない結果となった。防波堤の沈下については「(参考 3) 地震による防波堤への影響評価について」、敷地内の防波堤の高さが 1m 低い状態での津波高さへの影響については「(参考 4) 防波堤の高さが 1m 低い状態での津波高さへの影響について」に詳細を示す。



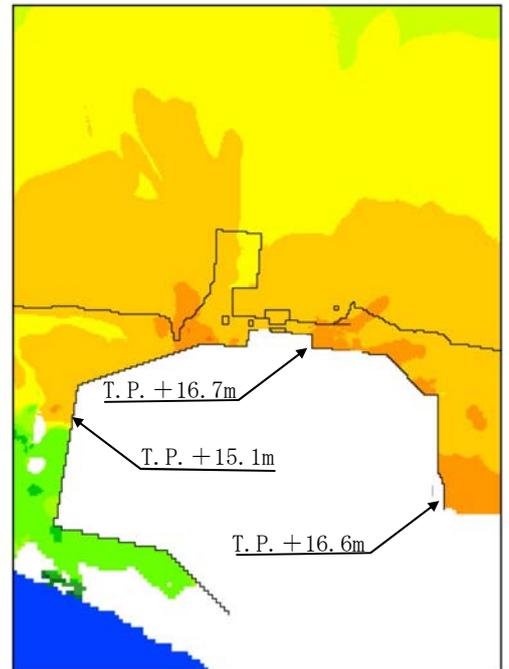
〔 防波堤あり  
地盤変状なし 〕



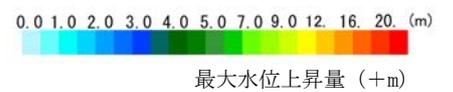
〔 防波堤あり  
地盤変状あり 〕



〔 防波堤なし  
地盤変状なし 〕



〔 防波堤なし  
地盤変状あり 〕



最大水位上昇量 (+m)

図 1.2-2 基準津波による遡上解析結果（最大水位上昇量分布）

(参考1) 敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について

## 1. 検討方針

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイドに基づき、地震に起因する変状による地形、河川流路の変化に対して、敷地への遡上経路に及ぼす影響を検討する。

防潮堤外側の地盤においては、地震に起因する変状による地形の変化を確認するために、有効応力解析に基づき沈下量を算定し、基準津波による敷地周辺の遡上及び浸水域の評価（以下「数値シミュレーション」という。）への影響を確認する。

沈下量の検討では、地下水位を地表面に設定した有効応力解析モデルを用いて地震による残留沈下量を求め、Ishiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係を用いて地震後の過剰間隙水圧の消散に伴う排水沈下量を算定する。有効応力解析には、有効応力解析コード「FLIP (Finite element analysis of Liquefaction Program) Ver. 7.3.0\_2」を用いる。検討範囲を図1に示す。

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

豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される淡黄色の天然の珪砂であり、敷地には存在しないものであるが、丸みのある粒から成り、粒度が揃い、ほぼ均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化検討対象層を強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価に適用する。豊浦標準砂の液状化強度試験データに基づき $-1\sigma$ を考慮したFLIPによる液状化強度特性（強制的な液状化の仮定に用いる液状化強度特性）を図2及び図3に示す。また、図2に示した敷地内の各土質の液状化強度特性は、試験結果に基づき $-1\sigma$ を考慮した液状化強度特性（原地盤に基づく液状化強度特性）である。なお、 $\sigma$ は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

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

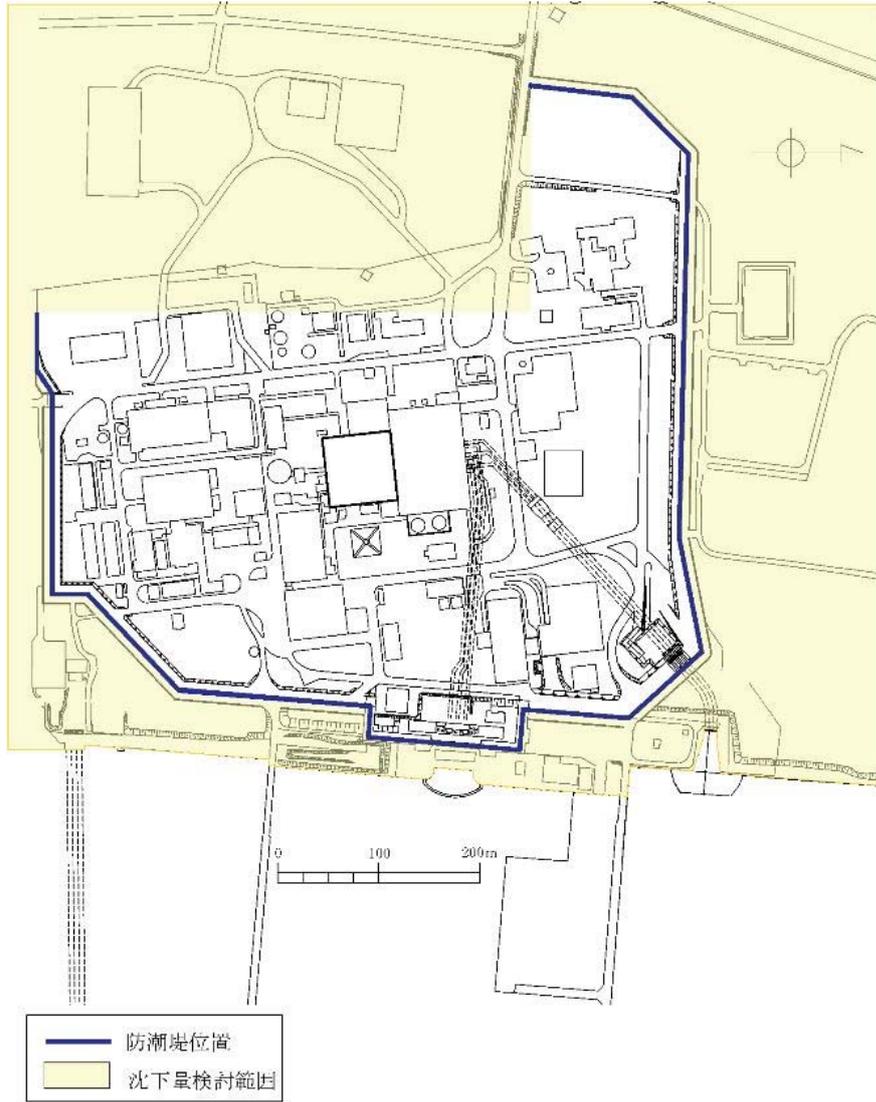
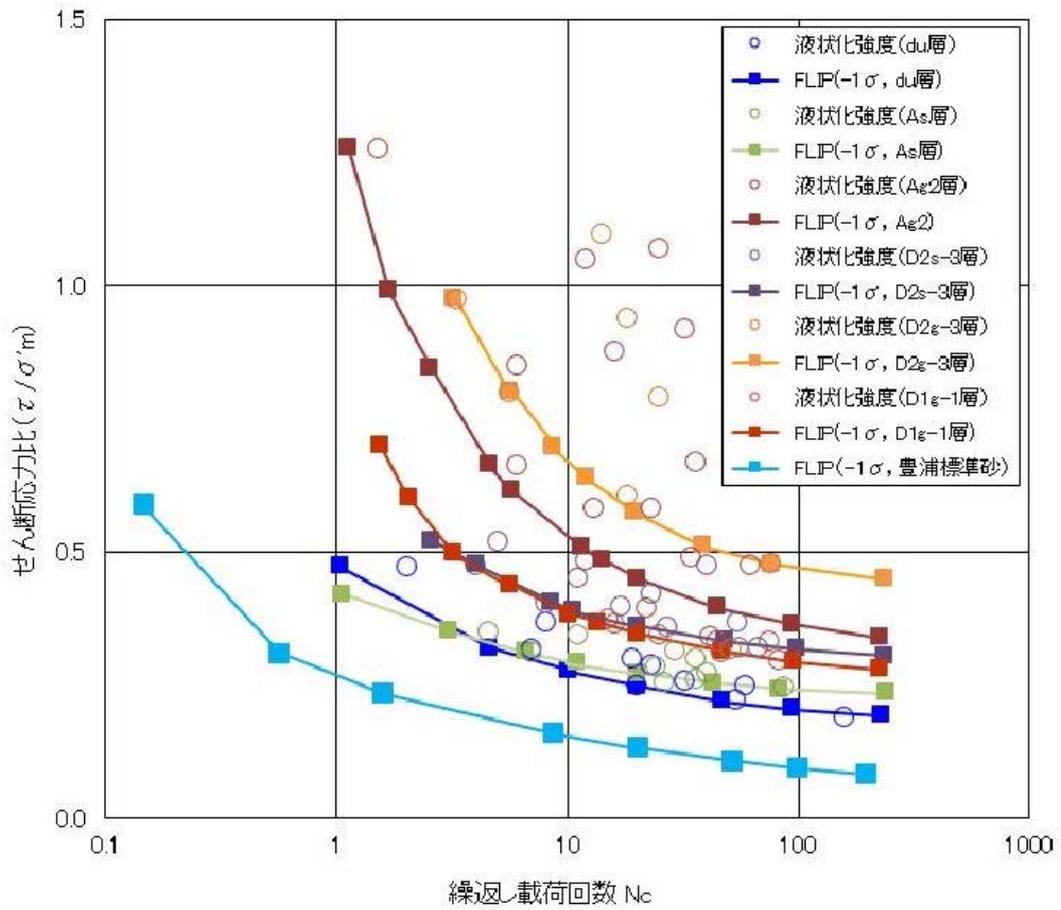


図1 沈下量検討範囲



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

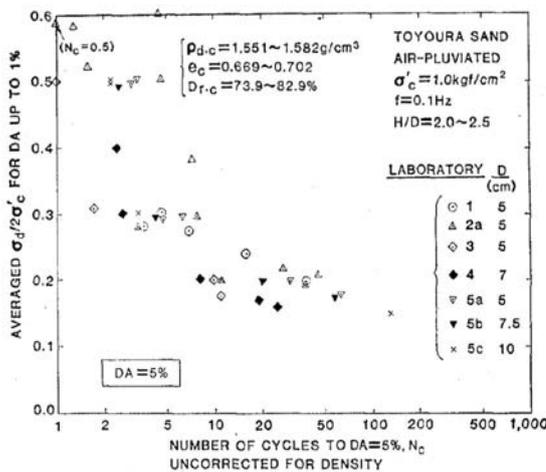
図2 東海第二発電所の原地盤に基づく液状化強度試験データとその全てを包含するFLIPの液状化強度特性 (-1 $\sigma$ , 豊浦標準砂)

■豊浦標準砂<sup>\*1</sup>に基づく液状化強度特性の仮定

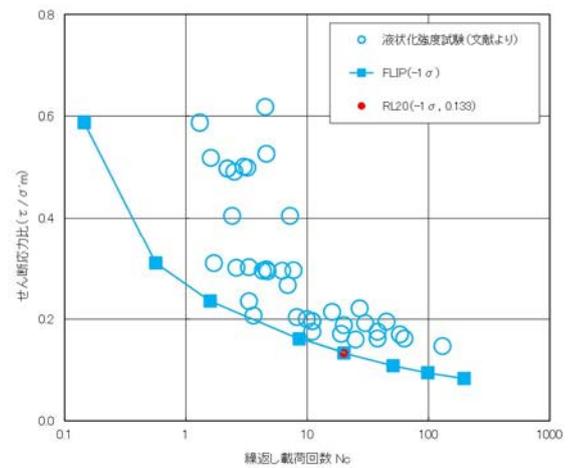
文献<sup>\*2</sup>から引用した相対密度73.9~82.9%の豊浦標準砂の液状化強度試験データに対し、それらを全て包含するFLIPの液状化特性を設定する。

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

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



豊浦標準砂の液状化強度試験データ  
(文献<sup>\*2</sup>からの引用)



FLIPによる液状化強度特性  
(-1σ, 豊浦標準砂)

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

豊浦標準砂の液状化パラメータ

	液状化パラメータ									
	間隙比 e	基準平均有効 主応力σ'ma [kN/m <sup>2</sup> ]	基準初期 せん断剛性Gma [kN/m <sup>2</sup> ]	最大履歴減衰率 hmax	φ <sub>p</sub> [度]	S <sub>1</sub>	W <sub>1</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>
豊浦標準砂	0.702	12.6	18,975	0.287	28.0	0.005	5.06	0.57	0.80	1.44

図3 豊浦標準砂の液状化強度試験データ及びFLIPによる豊浦標準砂の液状化強度特性(-1σ)

## 2. 検討内容

### (1) 有効応力解析による残留沈下量

防潮堤前面の地盤の沈下量を二次元有効応力解析により算定した。解析モデルは構造物を線形梁要素，地盤をマルチスプリング要素でモデル化した。解析において，地下水位は保守的に地表面に設定し，地震動は基準地震動  $S_s-D1$  を用いた。また，全ての液状化検討対象層に対して，豊浦標準砂の液状化強度特性 ( $-1\sigma$ ) により強制的な液状化を仮定した。

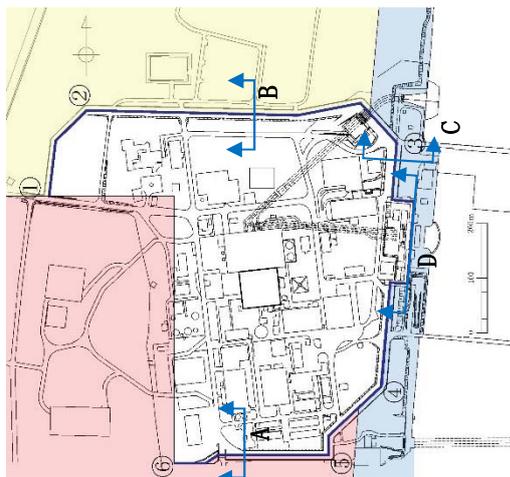
検討断面は，敷地南側の第四紀層が薄い範囲の代表地点としてA断面，敷地北側の第四紀層が厚く堆積した範囲の代表として過圧密粘土層 (Ac層) が最も薄い地点のB断面，敷地東側の海岸より約100 m以内の範囲の地点としてC断面及びD断面を選定した。平面図，地質断面図及び解析断面位置を図4に示し，A～D断面の解析モデルを図5に示す。

有効応力解析による残留沈下量の検討結果を表1に示す。

有効応力解析による地表面の残留沈下量の最大は，敷地南側では0.049 m，敷地北側では0.021 m，敷地東側では0.210 mとなった。

表1 有効応力解析による残留沈下量

	敷地南側 (A断面)	敷地北側 (B断面)	敷地東側 (C, D断面)
最大残留沈下量 (m)	0.049	0.021	0.210



地質構成表

地質時代	記号	説明
第四紀	Q1	砂
	Q2	砂礫
第三紀	A1	粘土
	A2	砂
白垩紀	K1	砂礫
	K2	シルト
白垩紀	D2c-3	砂
	D2g-3	砂礫
白垩紀	D2c-2	シルト
	D2g-2	砂礫
白垩紀	D1c-1	砂礫
	Kn	砂質泥岩

□ : 液状化検討対象層  
(豊浦標準砂と仮定)

敷地南側  
敷地東側  
敷地北側  
地質断面位置

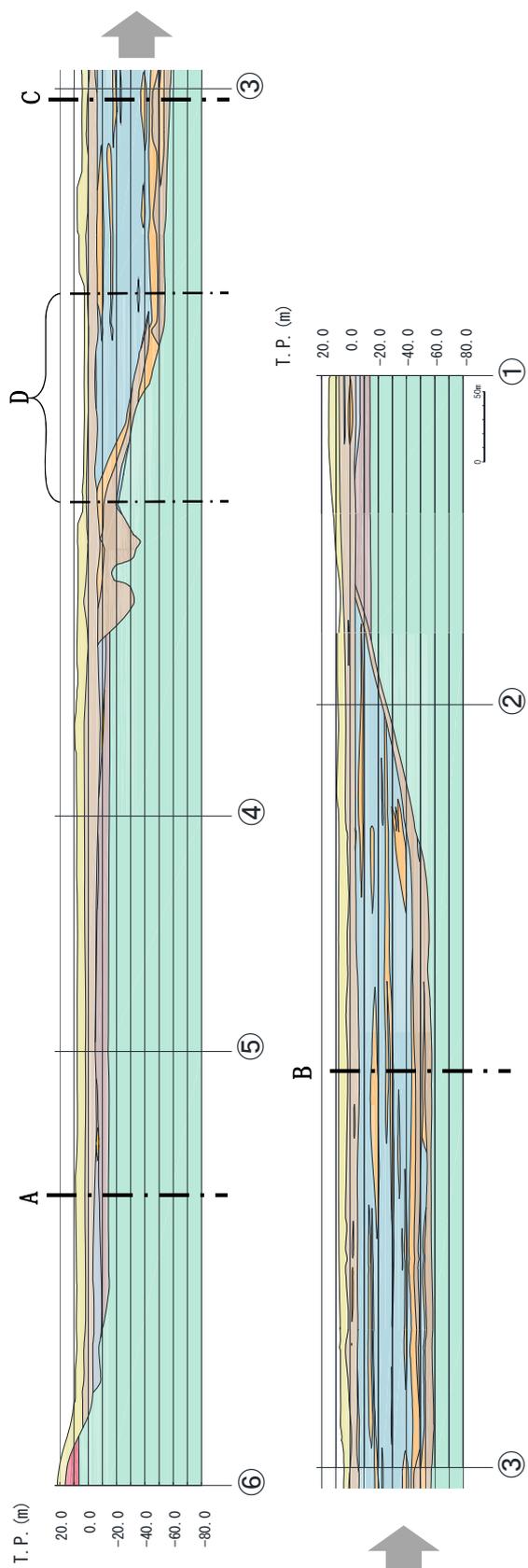


図4 平面図，地質断面図及び解析断面位置

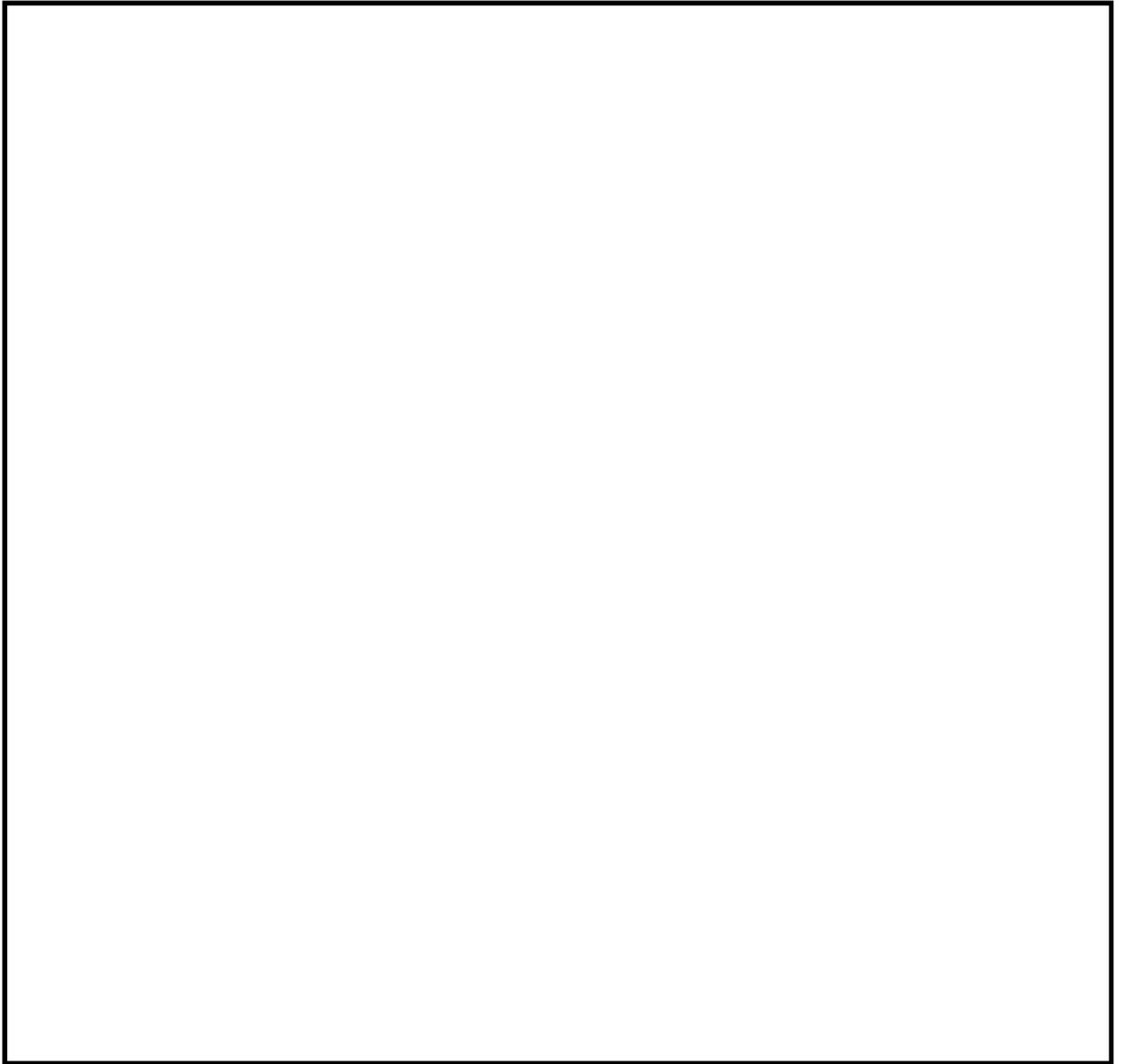


図5 解析モデル図

(2) 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）

排水沈下量の算定は、有効応力解析を実施した地点で行った。

排水沈下率は、Ishiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から設定した。排水沈下量の計算に用いる豊浦標準砂の相対密度は、豊浦標準砂の液状化強度試験に用いられた供試体の相対密度が73.9 %～82.9 %であったことから、沈下量の算定上保守的に70 %とし、沈下率の設定においても解析結果の最大せん断ひずみによらず、安全側に体積ひずみ（沈下率）の最大値を採用した。排水沈下量の算定フローを図6に、相対密度より設定した沈下率を図7に示す。

排水沈下量の検討結果を表2に示す。

敷地南側の排水沈下量は最大0.362 m、敷地北側の排水沈下量は最大0.715 m、敷地東側の排水沈下量は最大0.708 mとなった。

表2 排水沈下量

	敷地南側	敷地北側	敷地東側
最大排水沈下量 (m)	0.362	0.715	0.708

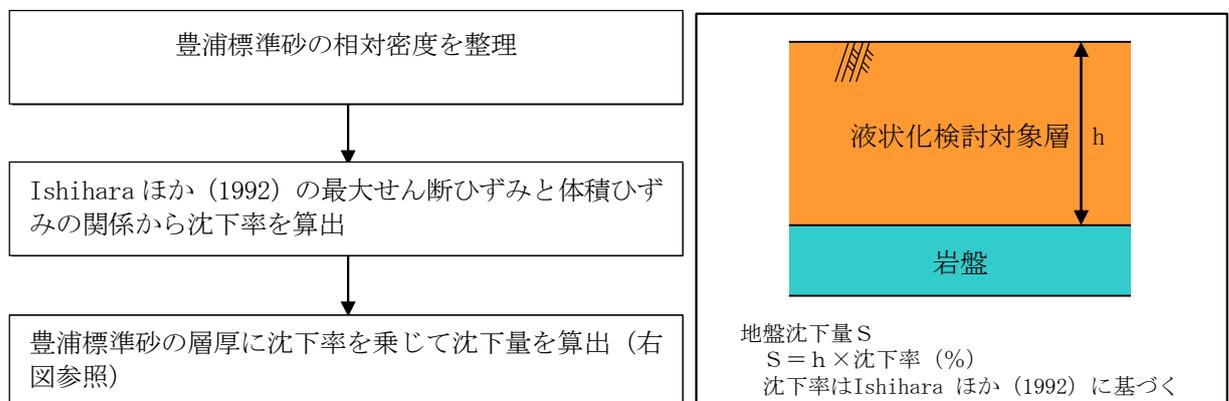


図6 排水沈下量の算定フロー

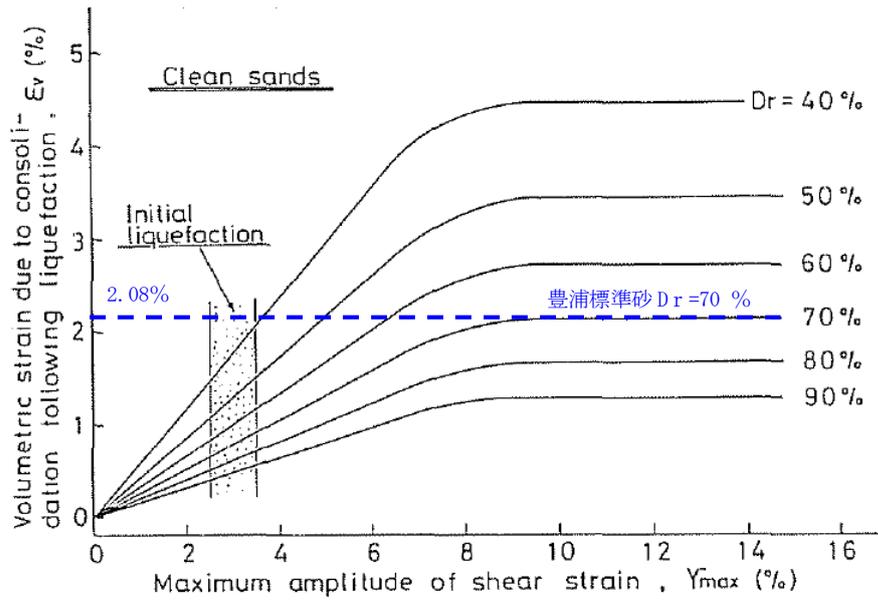


図7 Ishiharaほか (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した豊浦標準砂の沈下率

### 3. 検討結果

有効応力解析から算定した残留沈下量及びIshiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から算定した排水沈下量の合計を表3に示す。

敷地南側では合計沈下量が0.411 mとなったことから、数値シミュレーションにおいて想定する津波遡上経路の沈下量（以下「想定沈下量」という。）は保守的に0.5 mとする。敷地北側では合計沈下量が0.736 mとなったことから、想定沈下量は保守的に1.0 mとする。敷地東側では合計沈下量が0.918 mとなったことから、想定沈下量を1.5 mとする。

以上の検討結果に基づき、数値シミュレーションで考慮する地震に起因する変状による地形の変化は、図8に示すとおり設定する。

表3 有効応力解析から算定した残留沈下量及びIshiharaほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から算定した排水沈下量

	敷地南側	敷地北側	敷地東側
	最大沈下量 (m)	最大沈下量 (m)	最大沈下量 (m)
有効応力解析から算定した残留沈下量	0.049	0.021	0.210
Ishihara ほか（1992）から算定した排水沈下量	0.362	0.715	0.708
合計	0.411	0.736	0.918
数値シミュレーションにおいて想定する津波遡上経路の沈下量	0.5	1.0	1.5

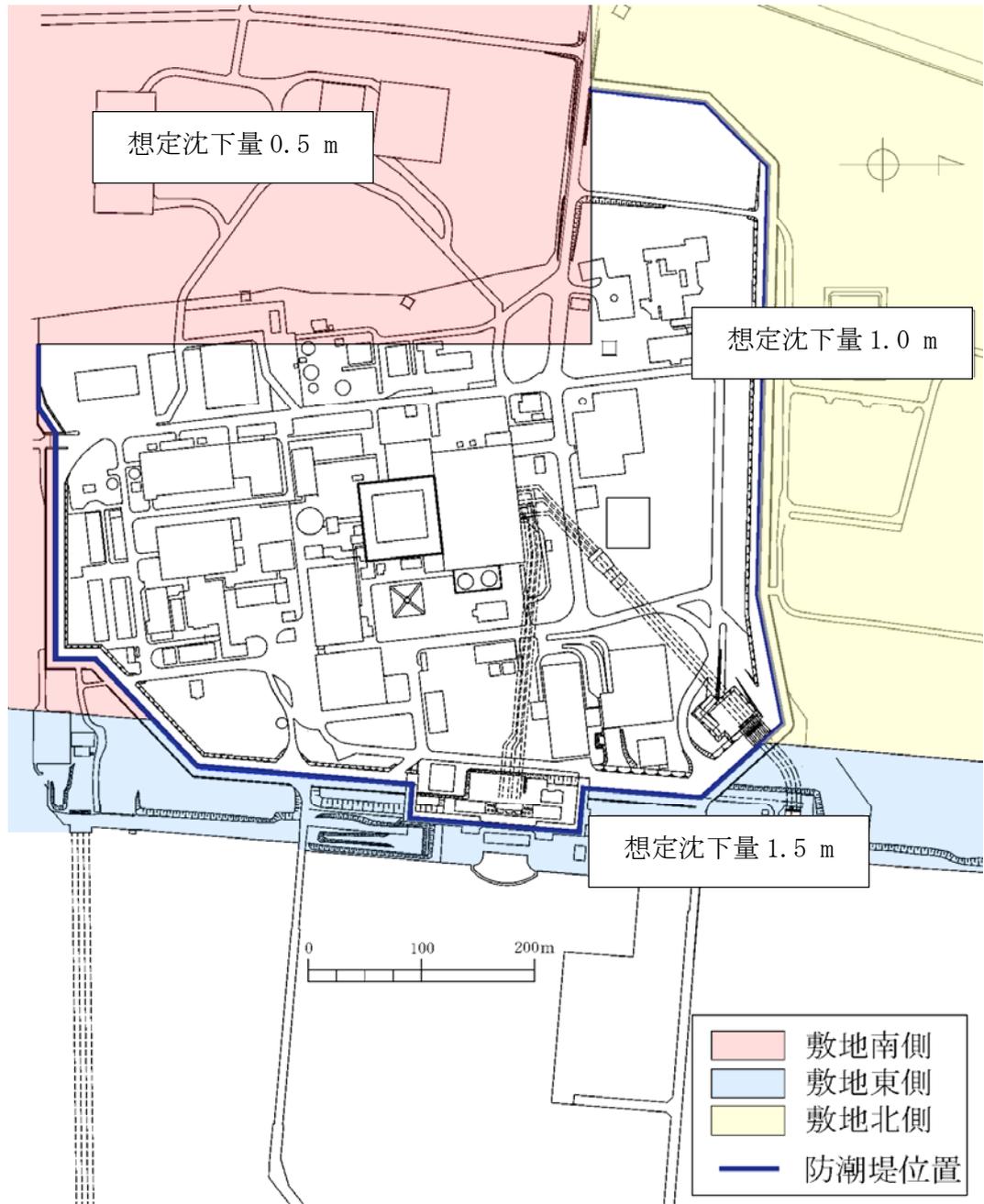


図8 想定沈下量評価結果

(参考2) 広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量について

広域的な余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量については、以下に示すとおり0.2mの沈降と設定する。

2011年東北地方太平洋沖地震後に、発電所敷地内にある基準点を対象にGPS測量し、地震前と比較した結果、敷地全体が約0.2m沈降していた。さらに、国土地理院(2017)による2011年東北地方太平洋沖地震(2011年3月)から6年後(2017年6月)までの地殻変動を参照すると、2011年東北地方太平洋沖地震前後では約0.3m程度沈降している。その後、2011年東北地方太平洋沖地震に伴い生じた地殻の沈降は回復傾向にあり、2017年時点において発電所周辺(日立)で約0.2m程度の沈降となっている。これらを考慮し、余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量として沈降量0.2mとする。表1に東海第二発電所周辺の電子基準点の高さ変動量、図1に2011年東北地方太平洋沖地震前から6年後までの地殻変動量分布、図2に2010年1月～2017年6月における電子基準点(日立)の高さ変動を示す。

なお、耐津波設計の評価に用いる入力津波の設定に当たっては、水位上昇側及び下降側それぞれに対して地殻変動量を安全側に考慮するため、上昇側の水位変動に対しては、余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動(0.2mの沈降)を考慮する。下降側の水位変動に対しては、2011年東北地方太平洋沖地震の地殻変動量が回復傾向にあることを踏まえ、安全側の評価となるように余効変動を含む2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(0.2mの沈降)は考慮しない。

表1 東海第二発電所周辺の電子基準点の高さ変動量

観測局名	所在地	高さの変動量 [cm]								
		本震前後(※1)	本震翌日から1年後までの累積(※2)	本震1年後から2年後までの累積(※2)	本震2年後から3年後までの累積(※2)	本震3年後から4年後までの累積(※2)	本震4年後から5年後までの累積(※2)	本震5年後から6年後までの累積(※2)	本震翌日から6年間の累積(※3)	本震前から6年間の累積(※4)
日立	茨城県日立市金沢町	-31	4	2	2	1	1	2	12	-19

国土地理院(2017)

(※1) 2011年3月10日と2011年3月12日の比較

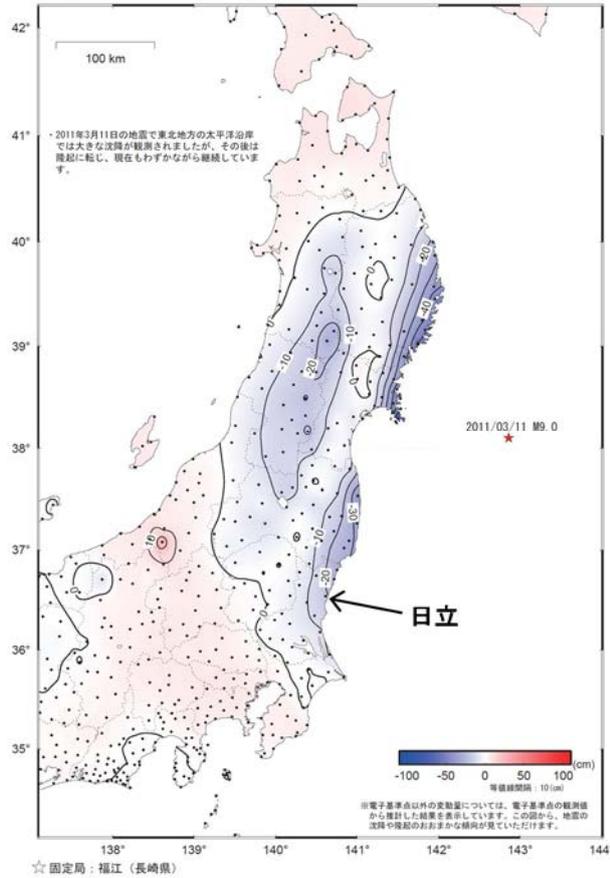
(※2) 「本震翌日、1、2、3、4年後から1、2、3、4、5年後までの累積」は、2011年、2012年、2013年、2014年、2015年3月と2012年、2013年、2014年、2015年、2016年3月をそれぞれ比較したもの、「本震5年後から6年後までの累積」は2016年2月と2017年2月を比較したもの

(※3) 2011年3月12日と2017年2月の比較

(※4) 2011年2月と2017年2月の比較

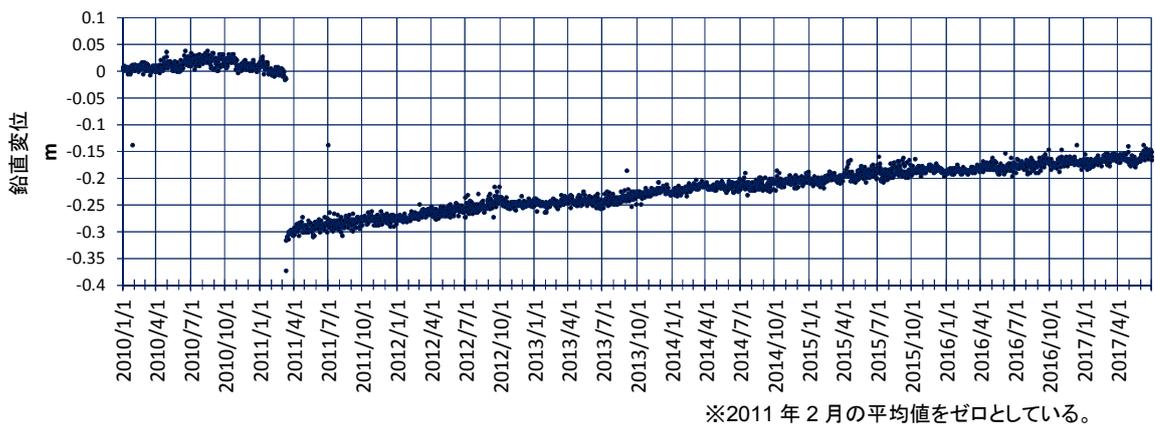
東北地方太平洋沖地震 (M9.0) 前後の地殻変動 (上下) — 本震前から6年間の累積—

基準期間 : 2011/02/01 — 2011/02/15 [F3: 最終解]  
 比較期間 : 2017/02/01 — 2017/02/11 [F3: 最終解]



国土地理院 (2017) に加筆

図1 2011年東北地方太平洋沖地震前から6年後までの地殻変動量分布



※2011年2月の平均値をゼロとしている。

国土地理院 (2017)

図2 2010年1月～2017年6月における電子基準点 (日立) の鉛直変動

(参考 3) 地震による防波堤への影響評価について

### 1. 防波堤の施設概要

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

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

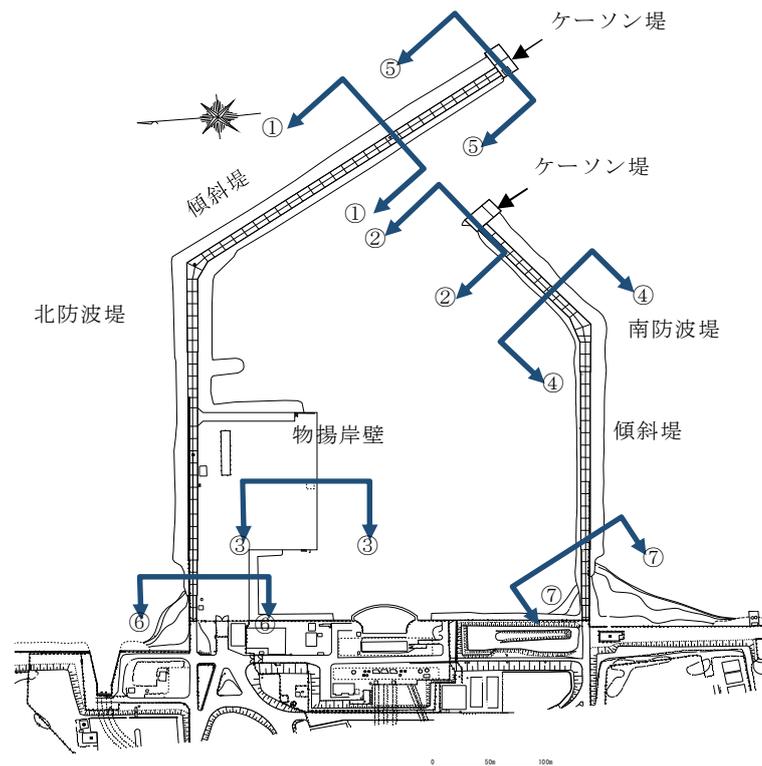


図 1 港湾施設平面図

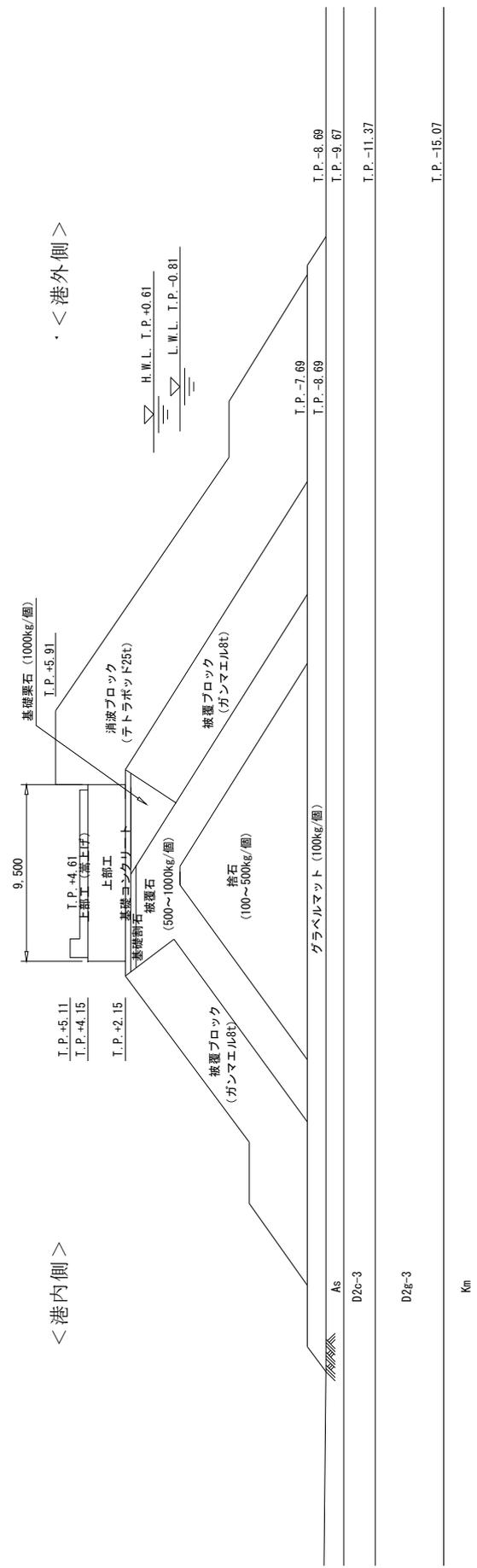


図 2 北側防波堤傾斜堤断面 (①-①)

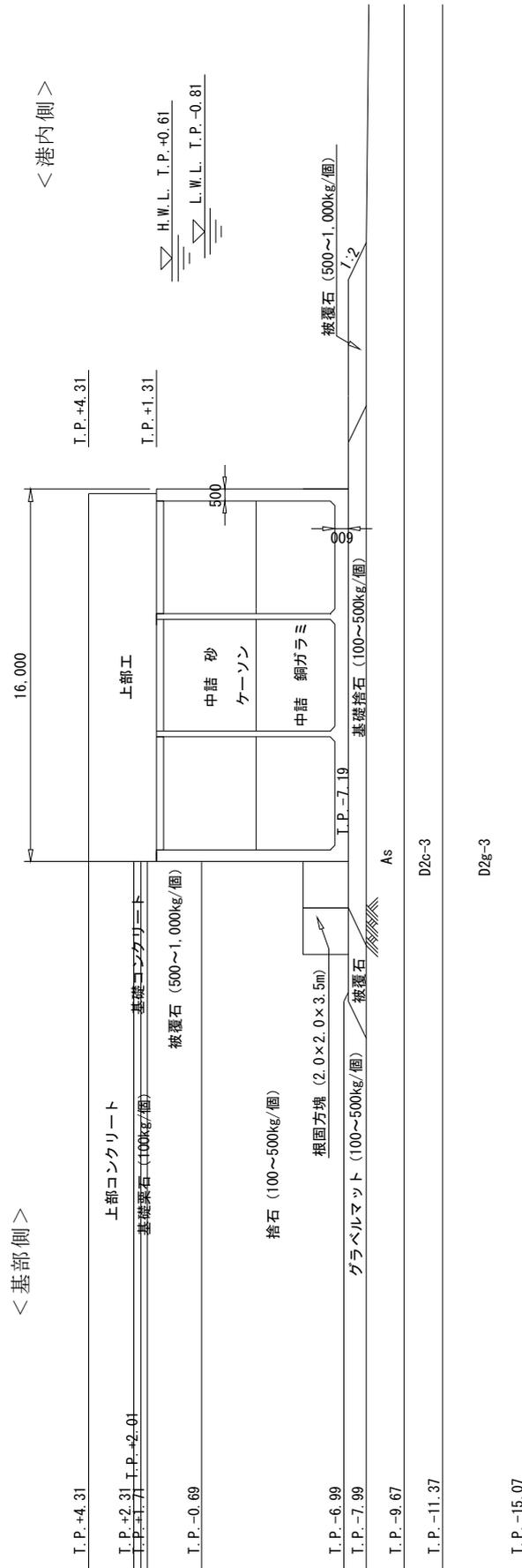


図 3 南側防波堤ケーソン堤断面 (②-②)

< 港外側 >

< 港内側 >

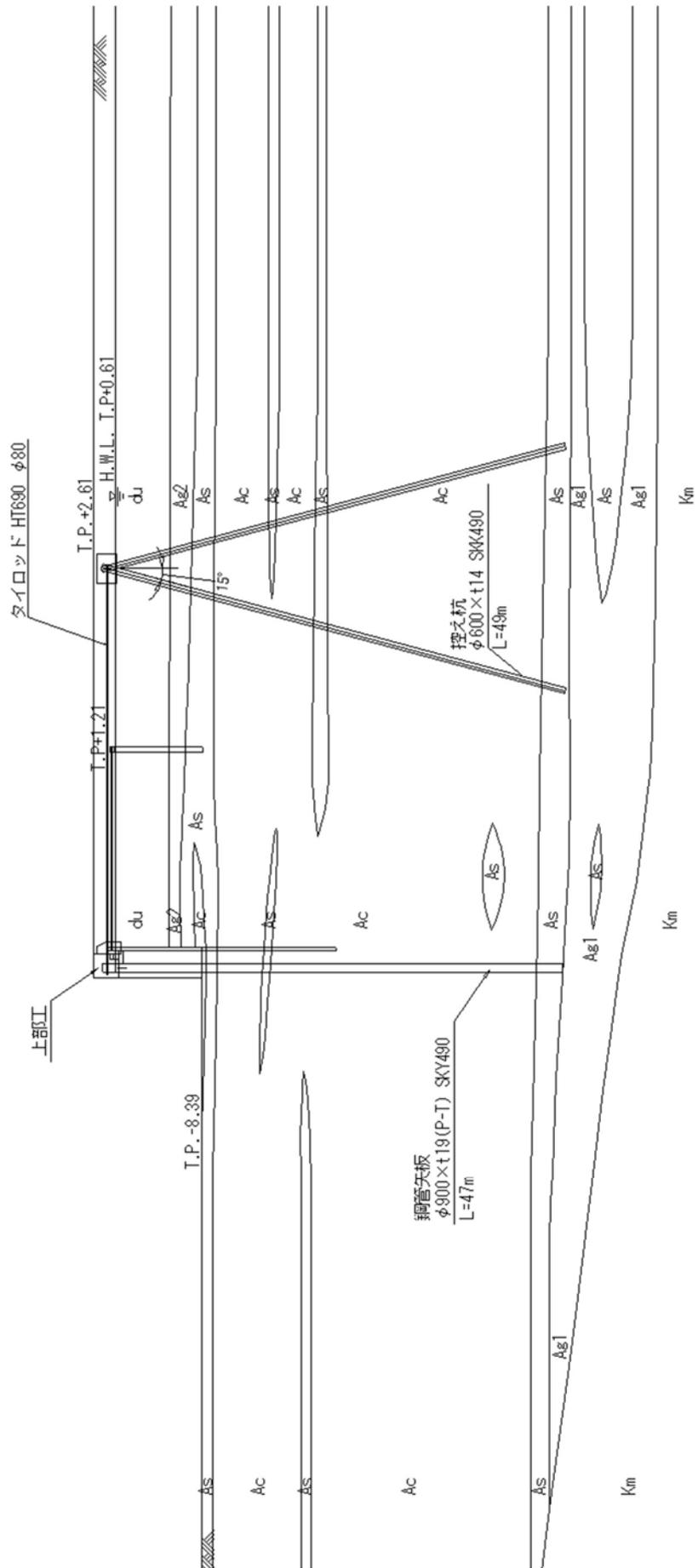


図 4 物揚岸壁断面 (③-③)

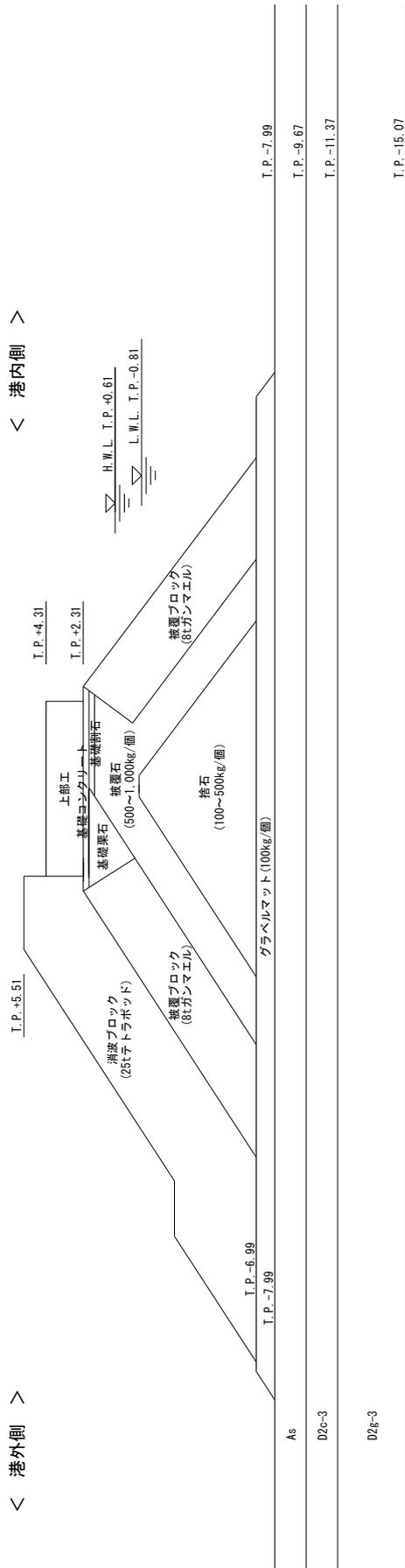


図5 南側防波堤傾斜堤断面 (④-④)

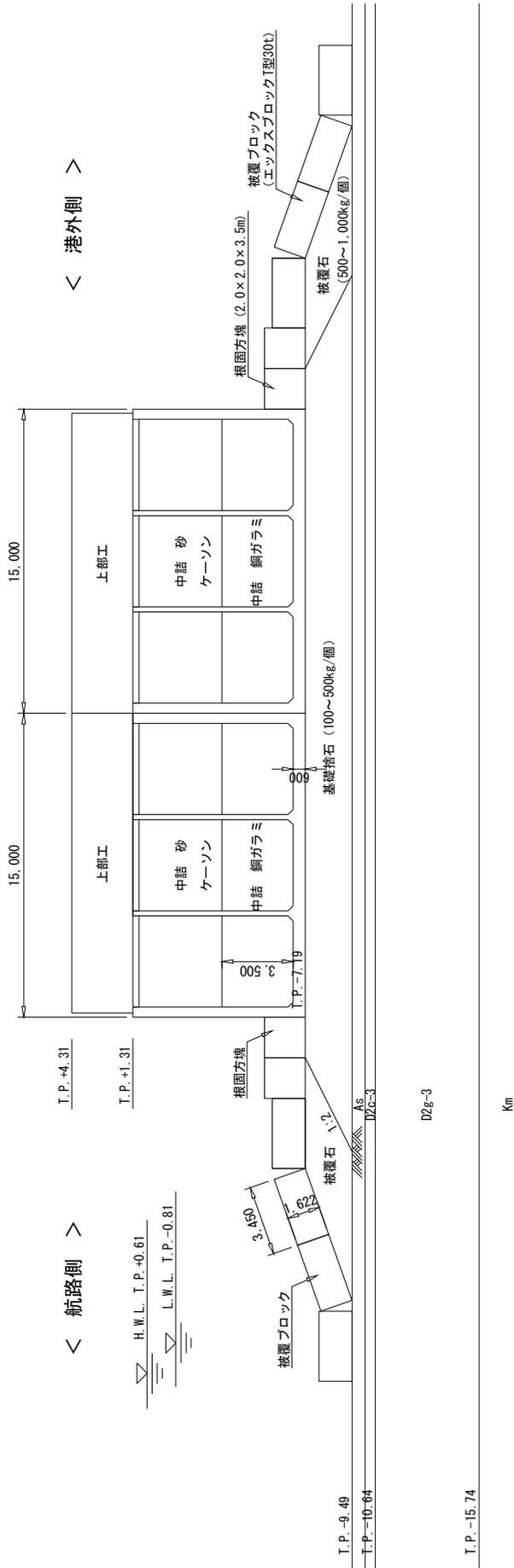


図 6 北側防波堤ケーンソン堤断面 (⑤-⑤)

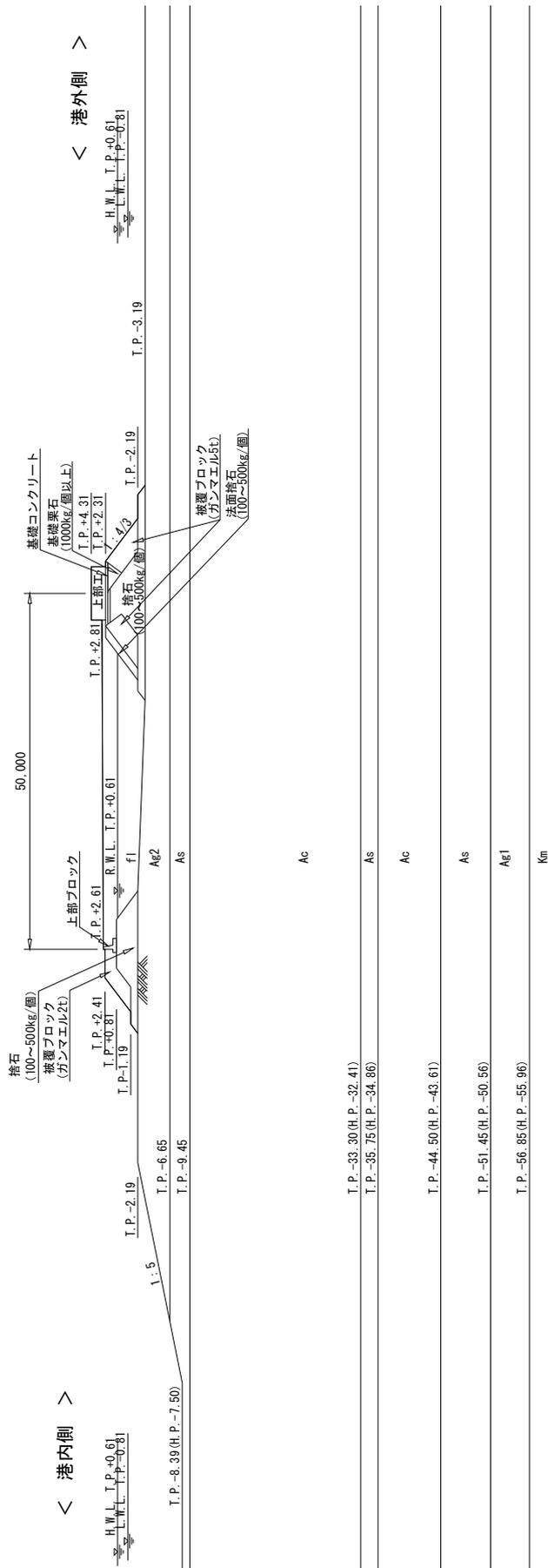
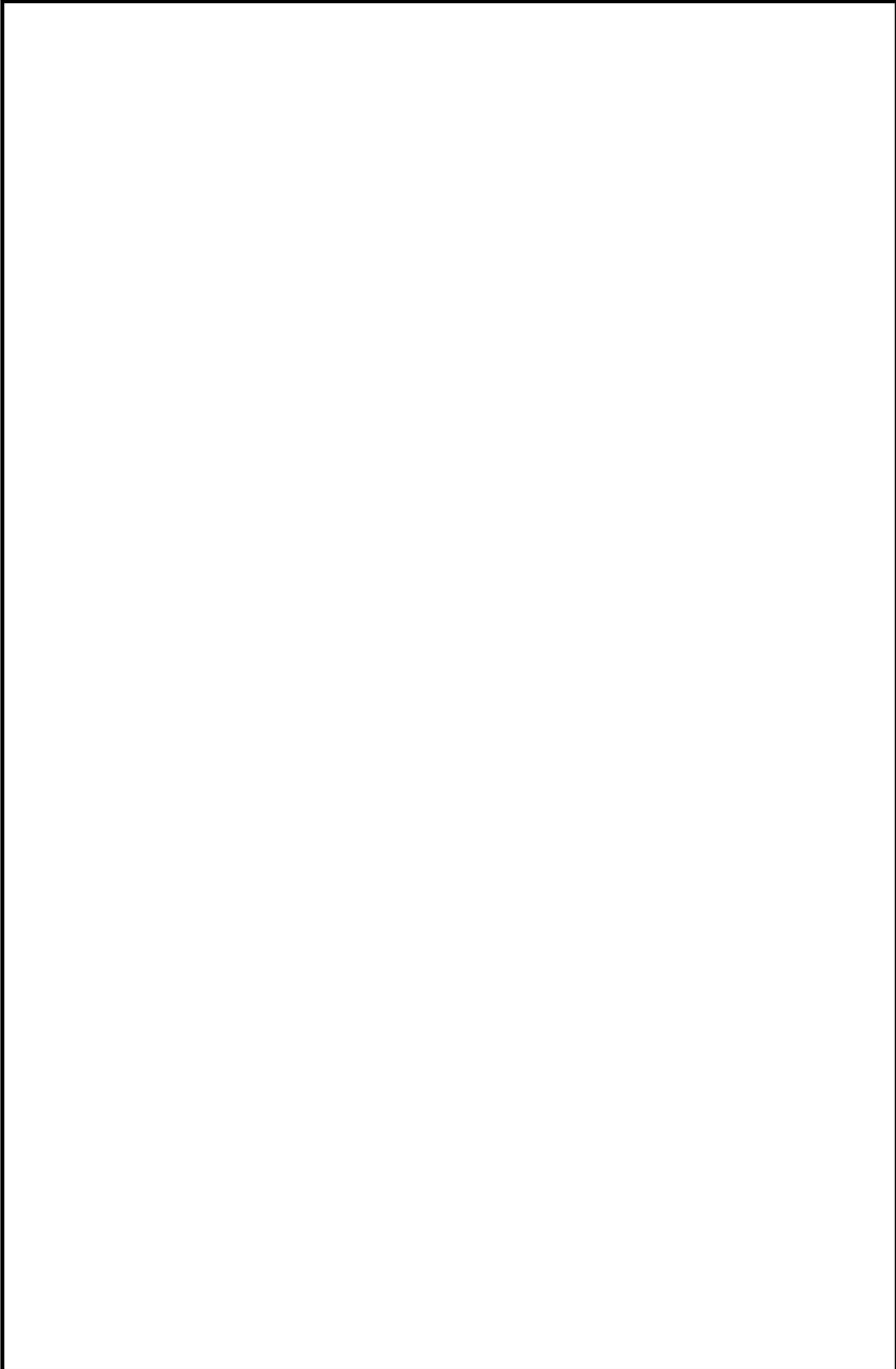


図 7 物揚岸壁進入路断面 (⑥-⑥)



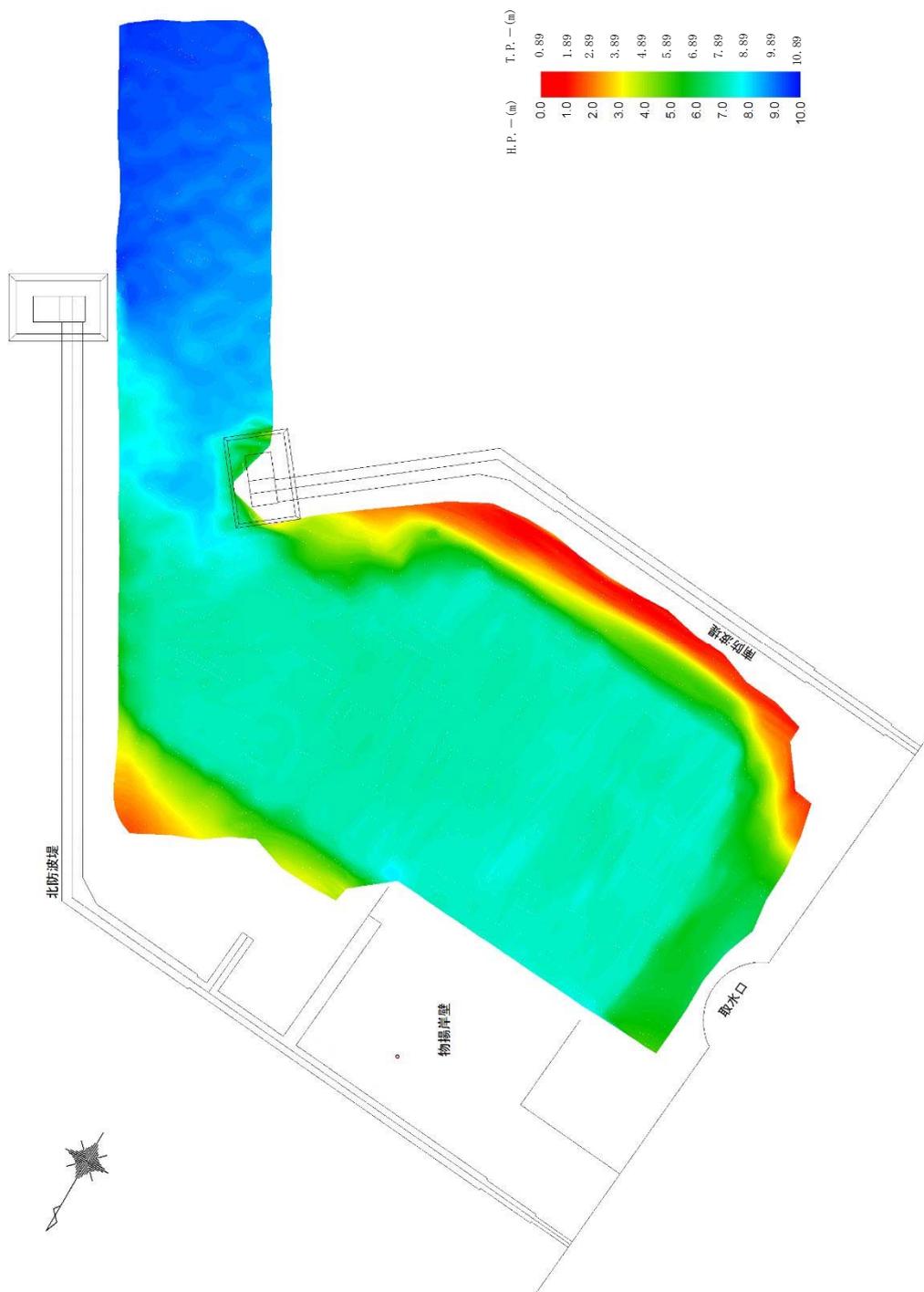


図9 東海港深浅図 (2016年12月12日測量)

## 2. 地震時評価

### 2.1 有効応力解析による評価

#### (1) 解析方法

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

#### 1) 構造部材

ケーソン及び上部工は、剛体として挙動するため線形弾性体としてモデル化する。

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

#### 2) 地盤

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

#### 3) 減衰定数

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

#### (2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下の通り設定する。

#### 1) 荷重

地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

##### a. 常時荷重

常時荷重として、構造物及び海水の自重を考慮する。

物揚岸壁については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」に準じて、上載荷重（15 kN/m<sup>2</sup>）を考慮する。

##### b. 地震荷重

地震荷重として、基準地震動  $S_s$  による地震力を考慮する。

#### 2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 1 に示す。

表 1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	a + b

(3) 入力地震動

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

入力地震動算定の概念図を図 10 に示す。

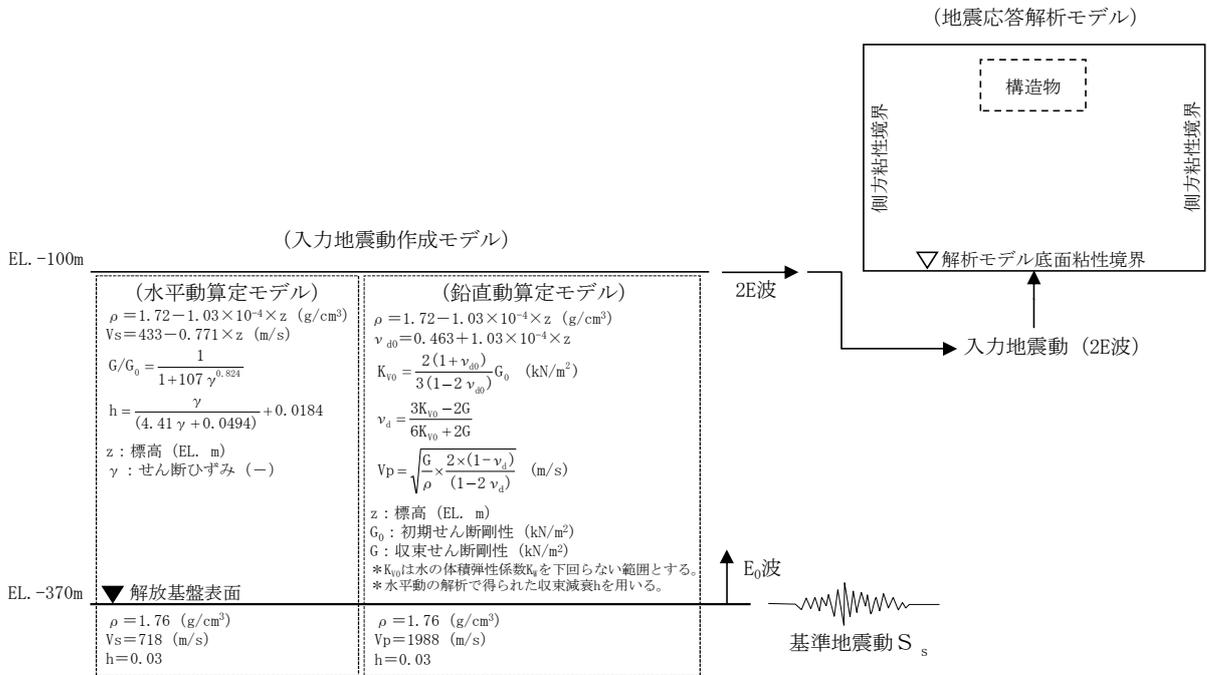


図 10 入力地震動算定の概念図

(4) 解析モデル

地震応答解析モデルを図 11 に示す。

1) 解析領域

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

2) 境界条件

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

3) 構造物のモデル化

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

4) 地盤のモデル化

地盤は、地質区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

5) ジョイント要素

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

6) 水位条件

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



図 11 地震応答解析モデル（傾斜堤，ケーソン堤断面）

(5) 使用材料及び材料の物性値

1) 構造物の物性値

使用材料を表 2 に、材料の物性値を表 3 に示す。

表 2 使用材料

材料	部位	諸元
コンクリート	上部工	設計基準強度 24.0 N/mm <sup>2</sup>
	基礎	設計基準強度 18.0 N/mm <sup>2</sup>
	ケーソン (気中)	設計基準強度 24.0 N/mm <sup>2</sup>
	ケーソン (海中)	設計基準強度 24.0 N/mm <sup>2</sup>

表 3 材料の物性値

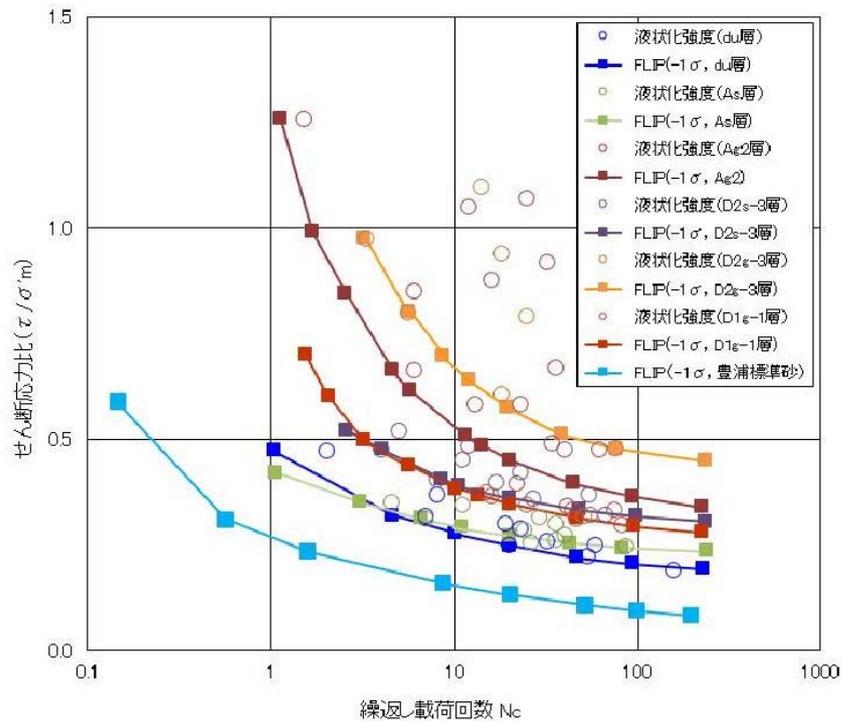
材料	部位	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	上部工	24.0	25	0.2
	基礎	22.6	22	0.2
	ケーソン (気中)	21.8	25	0.2
	ケーソン (海中)	21.8	25	0.2
	根固方塊	22.6	22	0.2

## 2) 地盤の物性値

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

豊浦標準砂は、山口県豊浦で産出される淡黄色の天然の珪砂であり、敷地には存在しないものであるが、丸みのある粒から成り、粒度が揃い、ほぼ均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから、液状化検討対象層を強制的に液状化させることを仮定した場合の影響評価に適用する。豊浦標準砂の液状化強度試験データに基づき $-1\sigma$ を考慮したFLIPによる液状化強度特性(強制的な液状化の仮定に用いる液状化強度特性)を図12及び図13に示す。また、図12に示した敷地内の各土質の液状化強度特性は、試験結果に基づき $-1\sigma$ を考慮した液状化強度特性(原地盤に基づく液状化強度特性)である。なお、 $\sigma$ は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

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



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

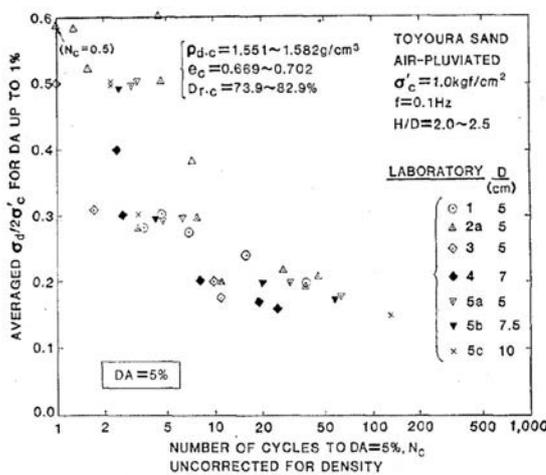
図12 東海第二発電所の原地盤に基づく液状化強度試験データとその全てを包含するFLIPの液状化強度特性 ( $-1\sigma$ , 豊浦標準砂)

■ 豊浦標準砂<sup>\*1</sup>に基づく液状化強度特性の仮定

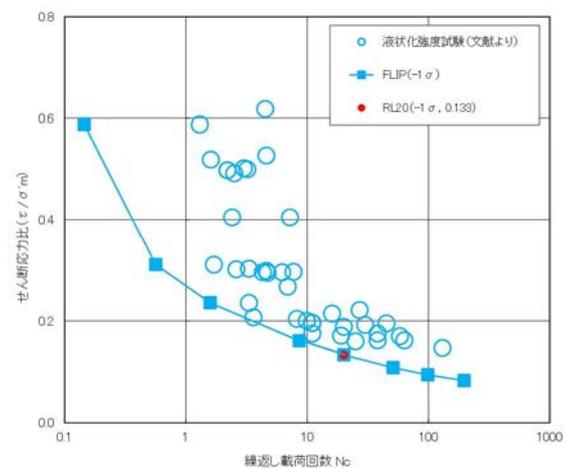
文献<sup>\*2</sup>から引用した相対密度 73.9～82.9 %の豊浦標準砂の液状化強度試験データに対し、それらを全て包含する FLIP の液状化特性を設定する。

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

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



豊浦標準砂の液状化強度試験データ  
(文献<sup>\*2</sup>からの引用)



FLIPによる液状化強度特性  
(-1σ, 豊浦標準砂)

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

豊浦標準砂の液状化パラメータ

	液状化パラメータ									
	間隙比 e	基準平均有効 主応力σ'ma [kN/m <sup>2</sup> ]	基準初期 せん断剛性Gma [kN/m <sup>2</sup> ]	最大履歴減衰率 hmax	φ <sub>p</sub> [度]	S <sub>1</sub>	W <sub>1</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>
豊浦標準砂	0.702	12.6	18,975	0.287	28.0	0.005	5.06	0.57	0.80	1.44

図 13 豊浦標準砂の液状化強度試験データ及びFLIPによる豊浦標準砂の液状化強度特性 (-1σ)

### 3) ジョイント要素

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

### 4) 荷重の入力方法

#### a. 常時荷重

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

#### b. 地震荷重

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

(6) 評価結果

現状のケーソン堤，傾斜堤に対する評価結果を示す。

1) ケーソン堤

残留変位図を図 14，過剰間隙水圧比分布図を図 15 に示す。



図 14 残留変位図（ケーソン堤）



図 15 過剰間隙水圧比分布図（ケーソン堤）

2) 傾斜堤

残留変位図を図 16, 過剰間隙水圧比分布図を図 17 に示す。



図 16 残留変位図 (傾斜堤)



図 17 過剰間隙水圧比分布図 (傾斜堤)

## 2.2 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）

地震時評価として、過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）の算定を実施した。排水沈下量の算定は、有効応力解析を実施した地点で行った。

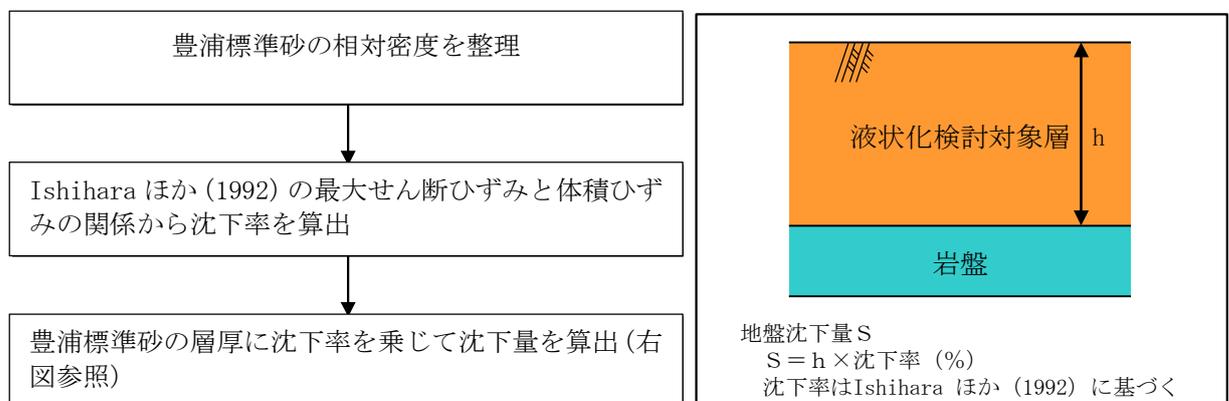
排水沈下量の算定においては、液状化検討対象層である全ての砂層、礫層に対し豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定する。排水沈下率は、Ishihara ほか（1992）の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ（沈下率）の関係から設定した。排水沈下量の計算に用いる豊浦標準砂の相対密度は、豊浦標準砂の液状化強度試験に用いられた供試体の相対密度が 73.9 %～82.9 %であったことから、沈下量の算定上保守的に 70 %とし、沈下率の設定においても解析結果の最大せん断ひずみによらず、安全側に体積ひずみ（沈下率）の最大値を採用した。排水沈下量の算定フローを図 18 に、相対密度より設定した沈下率を図 19 に示す。

排水沈下量の検討結果を表 4 に示す。

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

表 4 排水沈下量

	ケーソン堤	傾斜堤
最大排水沈下量(m)	0.112	0.097



第 18 図 排水沈下量の算定フロー

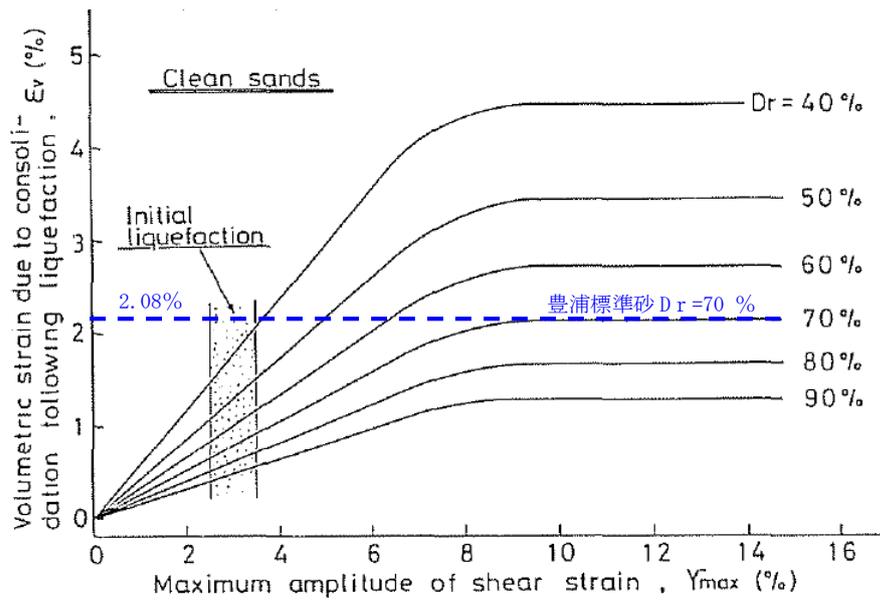


図19 Ishiharaほか (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した豊浦標準砂の沈下率

### 2.3 地震時沈下量の整理

地震時に発生する最大の沈下量として、有効応力解析から算定した残留沈下量及び Ishihara ほか (1992) の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ (沈下率) の関係から算定した排水沈下量の合計を表 5 に示す。

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

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

表5 有効応力解析から算定した残留沈下量及びIshiharaほか (1992) の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ (沈下率) の関係から算定した排水沈下量

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

(参考4) 防波堤の高さが1m低い状態での津波高さへの影響について

防潮堤前面における入力津波の設定に当たり、防波堤の有無による影響に加えて、その中間状態として防波堤が地震により状態変化した場合の影響評価を実施した。防波堤の沈下量評価結果を踏まえ、防波堤の高さを1m沈下させた場合を想定して津波シミュレーションを実施した。地震による防波堤の状態変化を考慮した防潮堤前面における上昇側水位への影響評価結果を図1に示す。防潮堤前面における水位を評価した結果、防波堤がない場合における評価値を上回らないことを確認した。

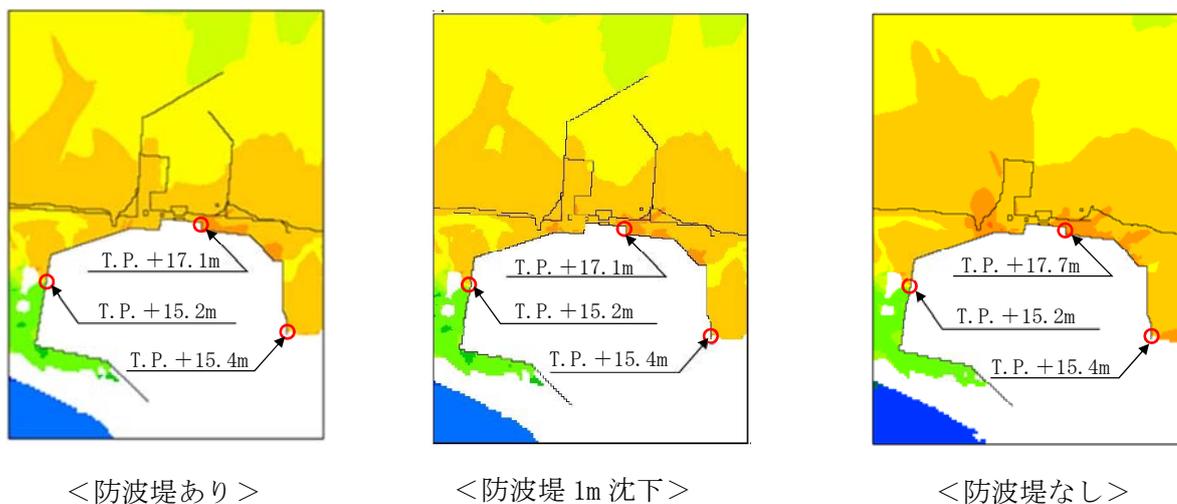


図1 防波堤の1m沈下を考慮した場合の評価結果

### 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について

第 1-3-1 図に基準津波（上昇側）による敷地周辺の最大水位上昇量分布，第 1-3-2 図に港湾内の時刻歴波形の地点別比較を示す。

第 1-3-1 図に示すとおり，港湾の内外において，最大水位上昇量や傾向に大きな差異はなく，文献(1)より求めた港湾の固有周期(4 分程度)と基準津波の周期(30 分程度)が大きく異なることから，港湾内の局所的な海面の励起は生じていないと推測される。

第 1-3-2 図は，津波の伝播経路を考え，①港口→②泊地中央，②泊地中央→④港奥北，②泊地中央→③取水口前面，②泊地中央→⑤港奥南の水位の時刻歴波形をそれぞれ重ね合わせて示している。

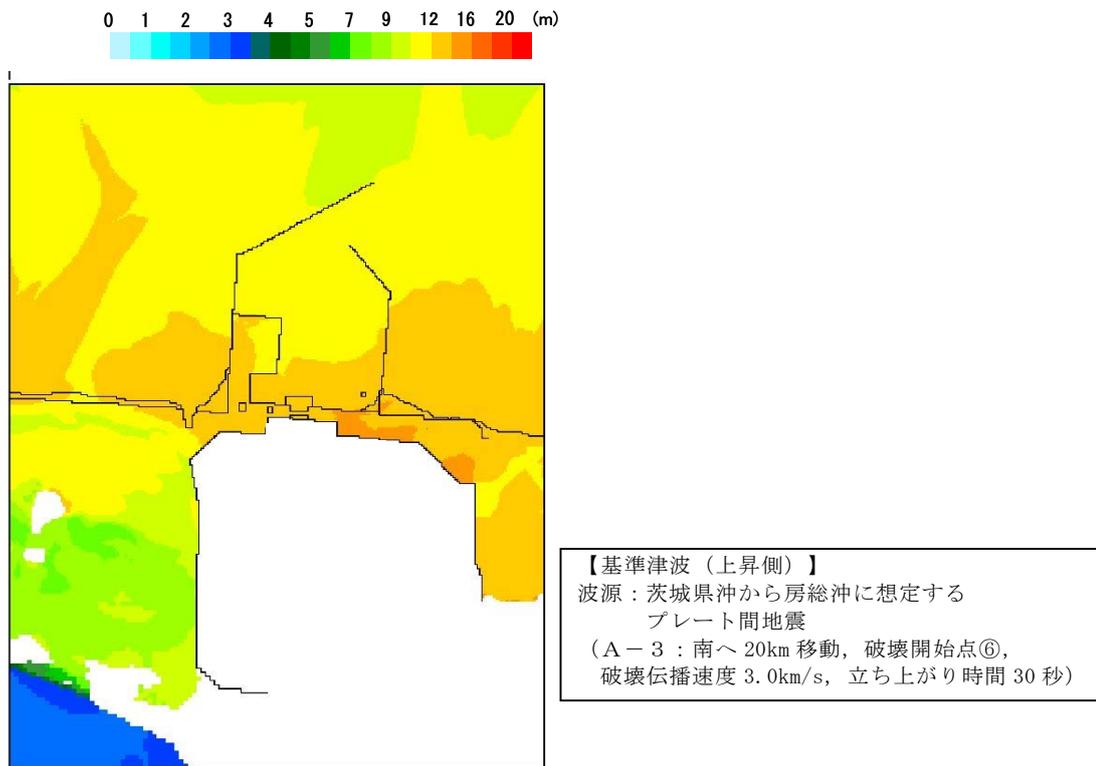
第 1-3-2 図より，40 分付近の第 1 ピークは，第 1-3-1 図の最大水位上昇量分布からも分かるように，敷地に津波が遡上し，港湾外からの越流も含まれているため，②泊地中央よりも③取水口前面・④港奥北・⑤港奥南で大きくなっている。

第 1 ピーク以降において，①港口→②泊地中央の波形はあまり変わらないのに対し，②泊地中央→④港奥北・⑤港奥南では上昇側のピーク値が伝播先の奥側で大きくなっている傾向が確認できる。上昇が著しいのは 100 分付近の第 3 ピークで②泊地中央のピーク値に対して④港奥北で 0.6m 程度，⑤港奥南で 0.7m 程度の増幅となっている。これら時間帯の直前の引き波が最も大きいピークであることから，大きな引き波の後に押し寄せる押し波によって増幅傾向が増大していると推察される。

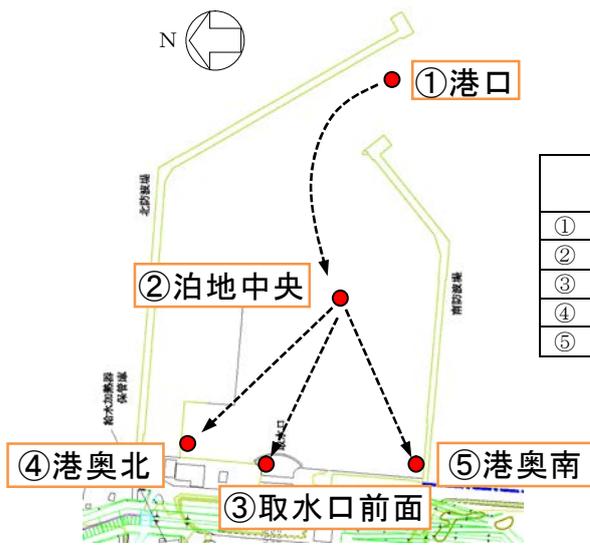
一方，第 2，第 4 の上昇側ピークについては増幅があまり大きくない。特に，③取水口前面では第 3 ピークが 0.3m 程度の増幅で最大となっている。

以上から，④港奥北と⑤港奥南では，隅角部であることや水深が浅いことから，局所的に海面の振動が増幅されているものの，津波による港湾内の局所的な海面の固有振動による励起は生じていないと考えられる。

※参考<sup>(1)</sup>水理公式集－昭和 60 年版－，土木学会，p. 563-564，1985

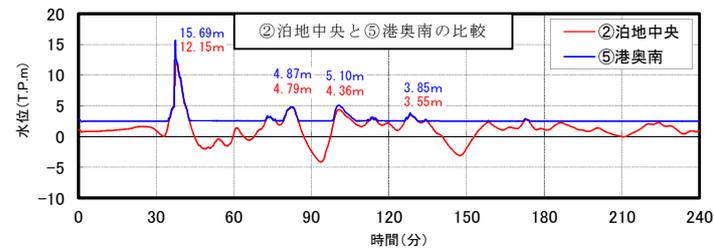
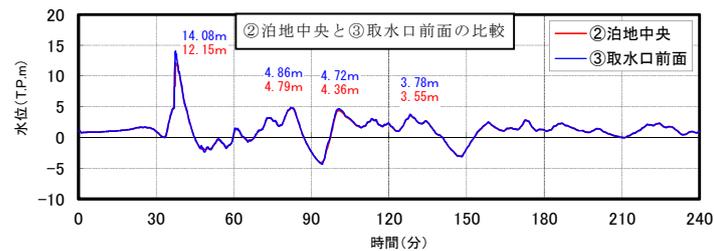
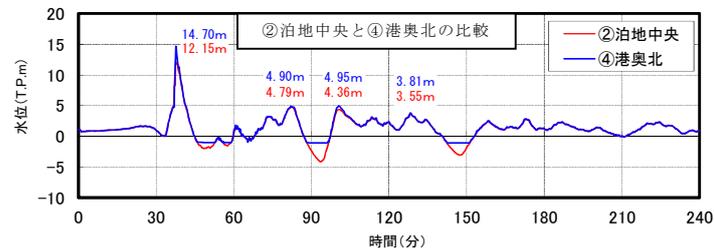
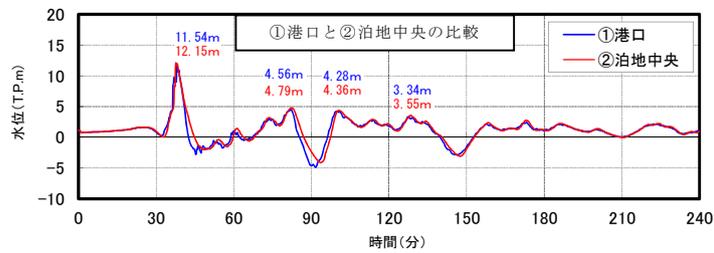


第1-3-1図 基準津波（上昇側）による敷地周辺における最大水位上昇量分布



各地点のピーク水位 (T.P. +m)

地点	第1ピーク	第2ピーク	第3ピーク	第4ピーク
① 港口	11.54	4.56	4.28	3.34
② 泊地中央	12.15	4.79	4.36	3.55
③ 取水口前面	14.08	4.86	4.72	3.78
④ 港奥北	14.70	4.90	4.95	3.81
⑤ 港奥南	15.69	4.87	5.10	3.85



第1-3-2 図 港湾内における時刻歴波形の地点別比較

#### 1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて

津波に伴う水位変動の評価は、非線形長波理論に基づき、差分スキームとしてスタッガード格子、リーブ・フロッグ法を採用した平面二次元モデルによる津波シミュレーションプログラムを採用している。

津波シミュレーションに用いる解析モデルについては、基準津波で使用した解析モデルを用いており、敷地周辺（計算格子間隔80m～5m）の領域は陸上遡上境界条件、それ以外の領域は完全反射条件としている。

津波シミュレーションの概略及び詳細の計算条件及び計算格子を表1.4-1と図1.4-1、図1.4-2に示す。地形のモデル化にあたっては、陸上地形は、茨城県による津波解析用地形データ（平成19年3月）及び敷地の観測データを用い、海底地形は、（財）日本水路協会 海岸情報研究センター発行の海底地形デジタルデータ、最新のマルチビーム測深で得られた高精度・高密度のデータ等を用いた（表1.4-2）。

また、重要な安全機能を有する施設の設置された敷地（T.P. +8m）に基準津波による遡上波を到達、流入させないため、津波防護施設として設置する防潮堤をモデルに反映するとともに、防潮堤前面を津波水位（上昇側）の出力位置とした。取水路内の水位変動に伴う非常用海水ポンプの取水性を評価することから、取水口前面を津波水位（下降側）の出力位置とした。津波シミュレーションによる津波水位評価点の位置を図1.4-3に示す。

表1.4-1 津波シミュレーションの概略及び詳細計算手法

項目	条件		備考
解析領域	北海道から千葉房総付近までの太平洋 (南北約1,300km, 東西約800km)		
メッシュ構成	沖合4,320m→2,160m→720m→沿岸域240m→発電所周辺80m→40m→ 20m→10m→5m		長谷川他 (1987)
基礎方程式	非線形長波理論		後藤・小川 (1982) の方法
計算スキーム	スタッガード格子, リープ・フロッグ法		後藤・小川 (1982) の方法
初期変動量	Mansinha and Smylie (1971) の方法		
境界条件	沖合：後藤・小川 (1982) の自由透過の条件 陸域：敷地周辺 (計算格子間隔80m~5m) の領域は小谷他 (1998) の陸上遡上境界条件 それ以外は完全反射条件		
越流条件	防波堤：本間公式 (1940) 護岸：相田公式 (1977)		
海底摩擦係数	マニングの粗度係数 ( $n=0.03m^{-1/3}s$ )		
水平渦動粘性係数	考慮していない ( $K_h=0$ )		
計算時間間隔	$\Delta t=0.05$ 秒		C. F. L. 条件を満たすように設定
計算時間	津波発生後240分間		十分な計算時間となるように設定
潮位条件*	概略パラメータスタディ	T. P. +0.22m	茨城港常陸那珂港区 (茨城港日立港区) の潮位表 (平成16年~平成21年) を用いて設定
	詳細パラメータスタディ	T. P. +0.81m (上昇側)	
		T. P. -0.61m (下降側)	

※2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量を考慮

表1.4-2 地形データ

項目	データ
陸上地形	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波解析用地形データ：茨城県 (2007)</li> <li>敷地平面図：日本原子力発電 (株) (2007)</li> </ul>
海底地形	<ul style="list-style-type: none"> <li>JTOP030：(財) 日本水路協会 (2006)</li> <li>沿岸の海の基本図デジタルデータ：(財) 日本水路協会 (2002)</li> <li>津波解析用地形データ：茨城県 (2007)</li> <li>東海水深図：日本原子力発電 (株) (2007)</li> </ul>

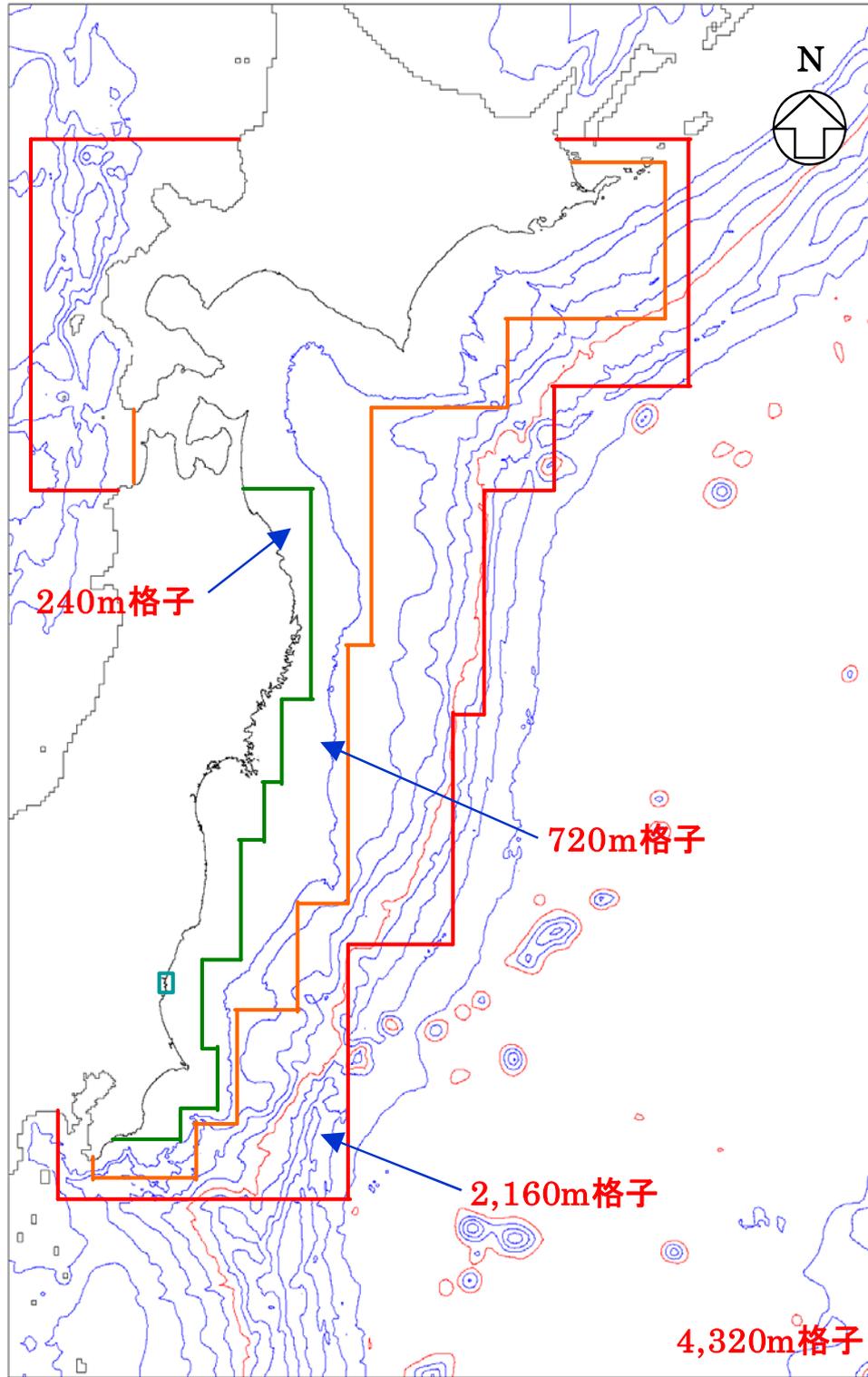


図1.4-1 計算格子（沖合～沿岸域）

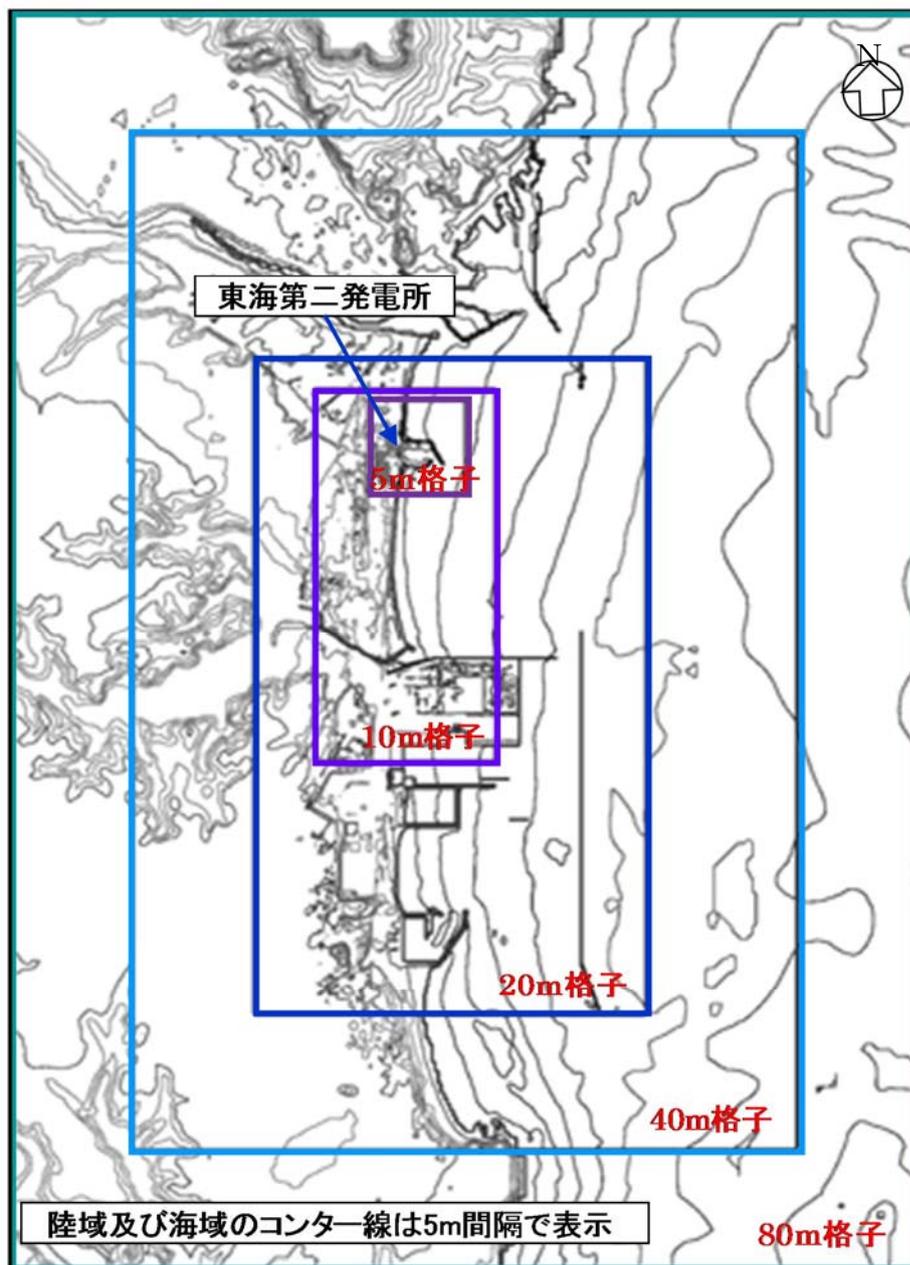


図1.4-2 計算格子（発電所周辺）

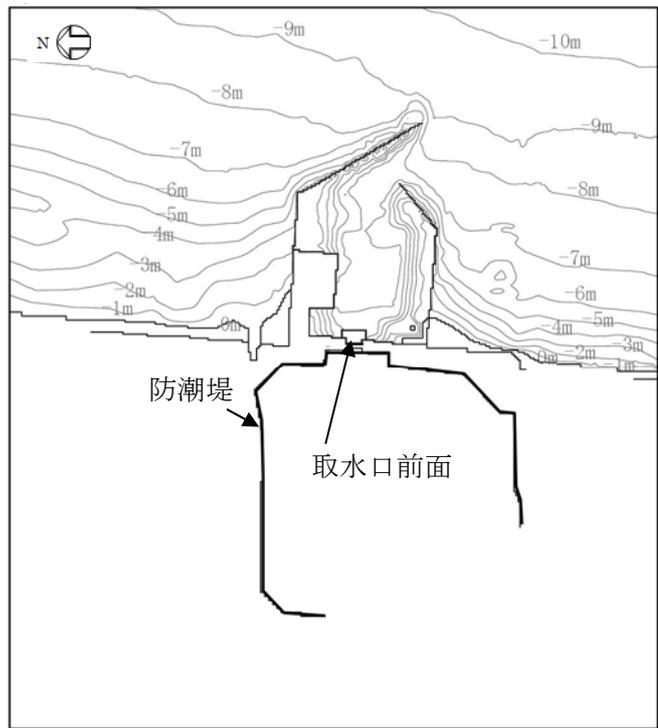


图1.4-3 出力位置

1.4-5

## 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について

### (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、入力津波高さに影響を与えうる条件についてパラメータスタディを実施し、入力津波高さが有するパラメータによる影響を考慮する。入力津波高さが有するパラメータによる影響については、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。

入力津波高さに影響を与えうる要因のうち、パラメータスタディの実施対象である「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）」の入力津波高さに対する考慮の程度の妥当性については、各評価点における基本ケースによる水位と最も水位が高くなったケースによる水位を比較することで確認する。

### (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

津波対策設備		設備分類	対象	備考
防潮堤及び防潮扉		津波防護 施設	○	
放水路ゲート			○	
構内排水路逆流防止設備			○	
取水路	取水路点検用開口部浸水 防止蓋	浸水防止 設備	○	
海水ポンプ室	海水ポンプグランドドレ ン排出口逆止弁		○	
	取水ピット空気抜き配管 逆止弁		○	
放水路	放水路ゲート点検用開口 部浸水防止蓋		○	
SA用海水ピット	SA用海水ピット開口部 浸水防止蓋		○	
緊急用海水ポンプ室	緊急用海水ポンプピット 点検用開口部浸水防止蓋		○	
	緊急用海水ポンプグランド ドレン排出口逆止弁		○	
	緊急用海水ポンプ室床ド レン排出口逆止弁		○	
防潮堤, 防潮扉	貫通部止水処置		○	
取水ピット水位計			津波監視 設備	○
潮位計		○		

(3) 入力津波高さが有するパラメータによる影響について

a. 入力津波高さに影響を与えうる要因

(a) 朔望平均潮位

水位上昇側に対しては朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 水位下降側に対しては朔望平均干潮位 T.P. -0.81m をそれぞれ初期潮位として考慮し, 基準津波の水位を算出している。

(b) 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動

水位上昇側に対しては2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量である0.2mの沈降(余効変動含む。)を考慮して基準津波の水位を算出している。

水位下降側に対しては安全側の評価となるよう, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量である0.2mの沈降(余効変動含む。)を考慮していない。

(c) 入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動

入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動として, 水位上昇側に対しては茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震に想定される広域的な地殻変動量である0.31mの沈降を考慮して基準津波の水位を算出している。

水位下降側に対しては安全側の評価となるよう, 茨城県沖から房総沖に想定するプレート間地震に想定される広域的な地殻変動量である0.31mの沈降を考慮していない。

(d) 潮位のばらつき

水位上昇側の潮位のばらつき+0.18mについては遡上解析により求めた上昇側の津波水位に加えることで考慮している。

水位下降側の潮位のばらつき-0.16mについては遡上解析により求めた下降側の津波水位に加えることで考慮している。

(e) 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

入力津波高さが有す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として, 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>

- ・基準地震動 $S_s$ に伴う地形変化及び標高変化の影響
- ・基準地震動 $S_s$ に伴う人工構造物の形状変化の影響

<管路解析におけるパラメータによる影響>

- ・スクリーンによる損失の有無による影響
- ・貝付着の有無による影響
- ・海水ポンプの運転状態による影響

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うるパラメータを管路毎に設定し, 影響を考慮する。

(f) その他の影響

その他の影響として、以下のものを考慮する。

<防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分>

・防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分を入力津波高さに考慮する。具体的には、防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を比較し、防潮堤設置ルート変更後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位が防潮堤設置ルート変更前における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を下回る場合は、その差分を防潮堤設置ルート変更後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位に加え入力津波高さを設定する。

<下降側水位の初期潮位に考慮していた地殻変動量（沈降）の差し引き>

・取水ピットにおける下降側水位の入力津波高さの設定にあたり初期潮位に考慮していた「2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量」について、安全側の評価となるように、パラメータによる影響を考慮して設定した設定水位から地殻変動量（沈降）分の値を差し引いて入力津波高さを設定する。

b. 入力津波高さが有するパラメータによる影響の考慮の程度

潮位のばらつき、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及びその他の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。

$$\text{入力津波高さ} = \text{①} + \text{②} + \text{③} + \text{④}$$

① 基準津波

- ・朔望平均潮位
- ・2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動
- ・入力津波の波源モデルに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

③ 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

④ その他の影響

表 1.5-2 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と、潮位のばらつき、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及びその他の影響の考え方を示す。

また、「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。）の入力津波高さに対する考慮の程度について表 1.5-2 に示す。

さらに、各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対するパラメータによる影響及びその他の影響の一覧を表 1.5-3 に示す。

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対するパラメータによる影響の考慮の程度について (1/6)

津波対策設備（津波防護施設）	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
防潮堤及び防潮扉	<p style="text-align: center;">敷地側面北側</p>	+0.3m
	<p style="text-align: center;">敷地前面東側</p>	+0.6m
	<p style="text-align: center;">敷地側面南側</p>	+1.2m
放水路ゲート		+3.81m

\*1：朔望平均満潮位，2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ

\*2：潮位のぼらつき+0.18mを考慮して設定した入力津波高さ

\*3：防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

\*4：遡上解析により求めた津波水位に潮位のぼらつき+0.18mを加えることで考慮している。

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対する  
パラメータによる影響の考慮の程度について (2/6)

津波対策設備 (津波防護施設)	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
構内排水路逆流防止設備	<p>敷地側面北側</p>	+0.3m
	<p>敷地前面東側</p>	+0.6m

- \*1: 朔望平均満潮位, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ
- \*2: 潮位のばらつき+0.18mを考慮して設定した津波高さ
- \*3: 防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対する  
パラメータによる影響の考慮の程度について (3/6)

津波対策設備 (浸水防止設備)		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
取水路	取水路点検用開口部 浸水防止蓋		+3.16m
海水ポンプ室	海水ポンプグランドドレン 排出口逆止弁 取水ピット空気抜き 配管逆止弁		
放水路	放水路ゲート点検用開口部 浸水防止蓋		+3.81m
SA用海水ピット	SA用海水ピット開口部 浸水防止蓋		+2.91m
緊急用海水ポンプ室	緊急用海水ポンプピット 点検用開口部浸水防止蓋 緊急用海水ポンプ グランドドレン排出口逆止弁 緊急用海水ポンプ室床ドレン 排出口逆止弁		+3.17m

- \*1: 朔望平均満潮位, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ
- \*2: 遡上解析により求めた津波水位に潮位のばらつき+0.18mを加えることで考慮している。
- \*3: 防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対する  
 パラメータによる影響の考慮の程度について (4/6)

津波対策設備 (浸水防止設備)		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
防潮堤, 防潮扉	貫通部止水処置	<p>敷地側面北側</p>	+0.3m
		<p>敷地前面東側</p>	+0.6m

\*1: 朔望平均満潮位, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ

\*2: 潮位のばらつき+0.18mを考慮して設定した津波高さ

\*3: 防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対するパラメータによる影響の考慮の程度について (5/6)

津波対策設備 (津波監視設備)	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
取水ピット水位計	<p>▽ T.P. +19.2m その他の影響*3 0m ▽ T.P. +19.2m パラメータによる影響 +3.16m ▽ T.P. +16.04m 基準津波の水位*1に潮位のばらつきを考慮*2</p>	+3.16m
潮位計	<p>▽ T.P. +17.9m その他の影響*3 0m ▽ T.P. +17.9m*4 潮位のばらつき +0.18m ▽ T.P. +17.7m パラメータによる影響 +0.6m ▽ T.P. +17.1m 基準津波の水位*1 敷地前面東側</p>	+0.6m

- \*1: 朔望平均満潮位, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ
- \*2: 遡上解析により求めた津波水位に潮位のばらつき+0.18mを加えることで考慮している。
- \*3: 防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分
- \*4: 潮位のばらつき+0.18mを考慮して設定した津波高さ

表 1.5-2 各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対するパラメータによる影響の考慮の程度について (6/6)

非常用海水ポンプの取水性評価	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
取水ピット位置	<p>基準津波の水位*1に潮位のばらつきを考慮*2 ▽ T.P. -4.95m パラメータによる影響 -0.15m ▽ T.P. -5.1m その他の影響*3 -0.2m ▽ T.P. -5.3m</p>	-0.15m

- \*1: 朔望平均満潮位, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量及び入力津波の波源モデルに想定される地震により生じる地殻変動量を考慮し設定した津波高さ
- \*2: 遡上解析により求めた津波水位に潮位のばらつき-0.16mを加えることで考慮している。
- \*3: 初期潮位に考慮していた「2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量」について、安全側の評価となるように地殻変動量(沈降)分の値を差し引く。

表 1.5-3 各施設・設備の設計・評価に用いる入力津波高さに対するパラメータによる影響及びその他の影響の一覧

区分	設定位置	入力津波高さ	その他の影響		設定水位	パラメータによる影響		基本ケースの水位
			その他の影響の考慮の程度	考慮した事項		パラメータによる影響の考慮の程度	考慮した条件	
上昇側水位	防潮堤前面（敷地側面北側）	T.P. +15.4m <sup>*1</sup>	+3.2m	防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分 <sup>*5</sup>	T.P. +12.2m <sup>*1</sup>	+0.3m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +11.7m
	防潮堤前面（敷地前面東側）	T.P. +17.9m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +17.9m <sup>*1</sup>	+0.6m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +17.1m
	防潮堤前面（敷地側面南側）	T.P. +16.8m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +16.8m <sup>*1</sup>	+1.2m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +15.4m
	取水ピット	T.P. +19.2m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +19.2m <sup>*1</sup>	+3.16m	・防波堤の有無 ・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. +16.04m
	放水路ゲート設置箇所	T.P. +27.4m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +27.4m <sup>*1</sup>	+3.81m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. +23.59m
	S A用海水ピット	T.P. +8.9m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +8.9m <sup>*1</sup>	+2.91m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無	T.P. +5.99m
	緊急用海水ポンプピット	T.P. +9.3m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +9.3m <sup>*1</sup>	+3.17m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無	T.P. +6.13m
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地前面東側）の入力津波高さを使用している。）	T.P. +17.9m <sup>*1</sup>	0m	—	T.P. +17.9m <sup>*1</sup>	+0.6m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +17.1m
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地側面北側）の入力津波高さを使用している。）	T.P. +15.4m <sup>*1</sup>	+3.2m	防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分 <sup>*5</sup>	T.P. +12.2m <sup>*1</sup>	+0.3m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +11.7m
下降側水位	取水ピット <sup>*2</sup>	T.P. -5.3m <sup>*4</sup>	-0.2m	下降側の評価に当たって安全側の考慮となるように、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2mを差し引く。	T.P. -5.1m <sup>*3</sup>	-0.15m	・防波堤の有無 ・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. -4.95m

\*1 朔望平均満潮位T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m, 津波波源モデルの活動による地殻変動量（沈降）0.31m及び潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

\*2 取水口前面に貯留堰を設置するため、引き波時における非常用海水ポンプの取水性については貯留堰天端高さ及び貯留堰の有効容量に依存し、防潮堤設置ルートには依存しないことから、取水ピットにおける下降側水位については防潮堤設置ルート変更前のモデルによる管路解析結果をもとに設定した入力津波を示す。

\*3 朔望平均干潮位T.P. -0.81m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び潮位のばらつき-0.16mを考慮している。

\*4 下降側の評価に当たって安全側の考慮となるように、初期潮位に考慮していた「2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量」地殻変動量（沈降）0.2mを差し引く。

\*5 防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を比較し、防潮堤設置ルート変更後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位が防潮堤設置ルート変更前における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を下回る場合は、その差分を防潮堤設置ルート変更後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位に加え入力津波高さを設定する。

c. パラメータによる影響が入力津波高さに与える影響

(a) 遡上解析におけるパラメータによる影響

イ. 基準地震動  $S_s$  に伴う地形変化及び標高変化の影響

「1.2 遡上・浸水域の考え方について」に示したとおり、基準地震動  $S_s$  に伴う地形変化及び標高変化として、地盤面を大きく沈下させた条件である敷地北側における 1.0m の沈下、敷地東側における 1.5m の沈下、敷地南側及び西側における 0.5m の沈下状態を考慮する。基準地震動  $S_s$  によって地盤面を大きく沈下させた場合とさせない場合（以下、「地盤変状あり」及び「地盤変状なし」という。）の防潮堤前面における遡上解析結果（上昇側最高水位）一覧を表 1.5-4 に、防潮堤前面における水位の評価結果を図 1.5-1 にそれぞれ示す。なお、表 1.5-4 及び図 1.5-1 は防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる解析結果又は評価結果を示している。

また、パラメータによる影響を考慮するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 1 の条件である「地盤変状なし、防波堤あり」を基本ケースとした。

評価の結果、地盤変状なしの場合に比べ、地盤変状ありの場合において、敷地北西部でわずかに遡上・浸水域が広がっているものの、全体的には大きな差異はない結果であった。また、敷地側面北側及び敷地前面東側の水位は、地盤変状ありの場合に比べ、地盤変状なしの場合の方が高くなる傾向となっている。敷地側面南側の水位については、地盤変状なしの場合に比べ、地盤変状ありの場合の方が高くなる傾向となっている。

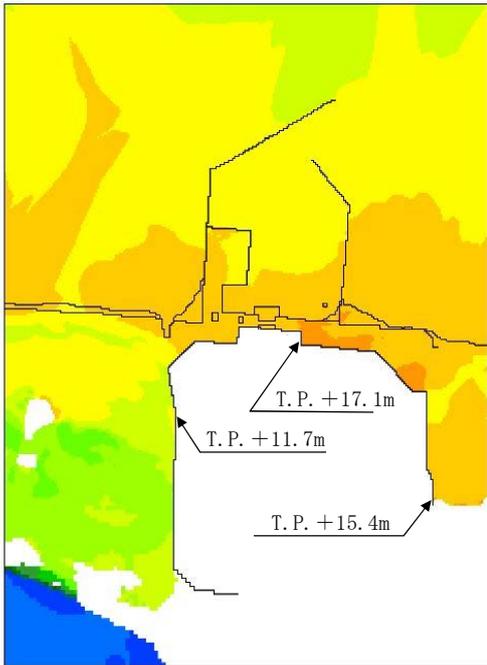
なお、津波の流入経路を有する敷地前面東側における水位を確認した結果、地盤変状ありの場合に比べ、地盤変状なしの場合において水位が高くなる傾向であったことから、取水路、放水路、SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析条件としては地盤変状なしの場合とした。

表 1.5-4 防潮堤前面における遡上解析結果（上昇側最高水位）一覧

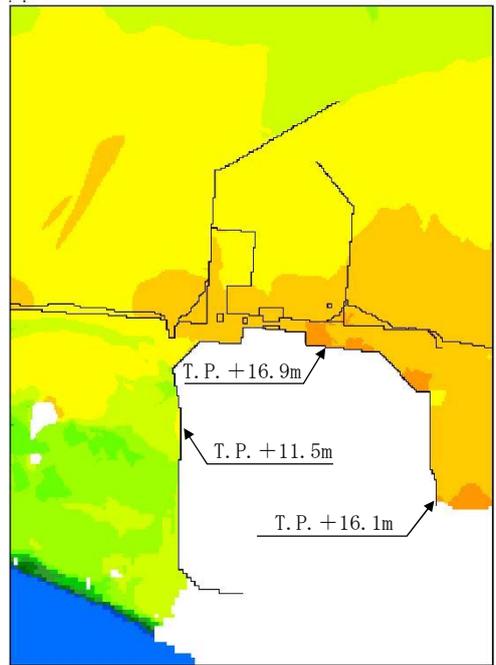
解析 ケース	パラメータ		防潮堤前面水位 (T. P. m)			
	地盤変状	防波堤	敷地側面北側	敷地前面東側	敷地側面南側	
1*	なし	あり	+11.7	+17.1	+15.4	
2	なし	なし	+12.0	+17.7	+15.4	
3	あり	あり	+11.5	+16.9	+16.1	
4	あり	なし	+11.8	+16.6	+16.6	

\* : パラメータによる影響の考慮における基本ケース

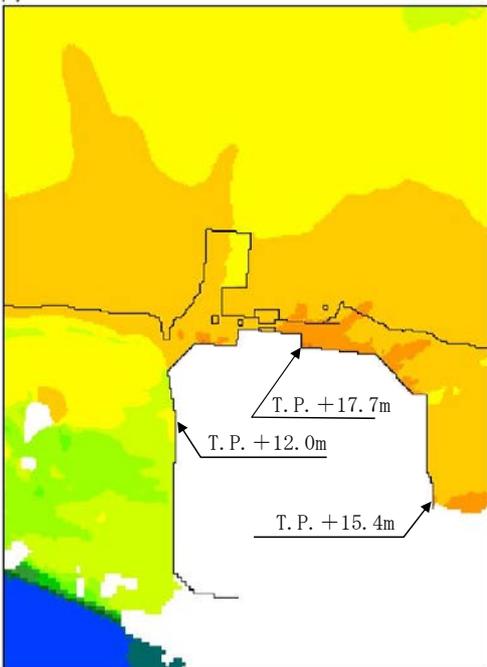
■ : 評価点毎の最高水位



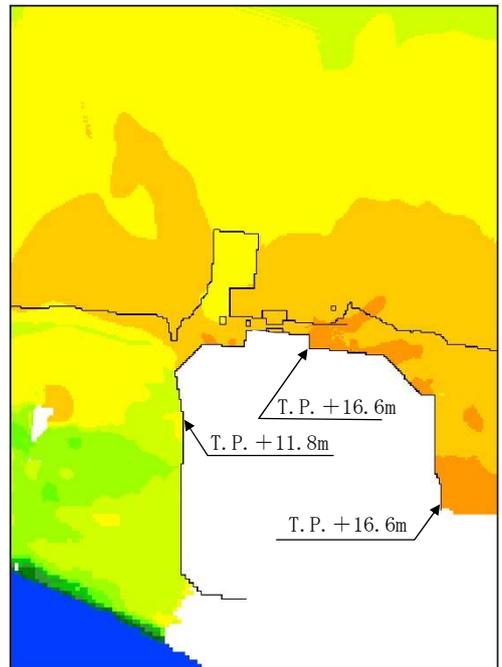
〔 防波堤あり  
地盤変状なし 〕



〔 防波堤あり  
地盤変状あり 〕



〔 防波堤なし  
地盤変状なし 〕



〔 防波堤なし  
地盤変状あり 〕

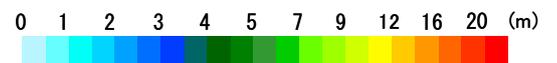


図 1.5-1 防潮堤前面における上昇側水位の評価結果

ロ. 基準地震動 $S_s$ に伴う人工構造物の形状変化の影響

「1.2 遡上・浸水域の考え方について」に示したとおり、基準地震動 $S_s$ による人工構造物の形状変化として、敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤がある場合とない場合を考慮する。敷地内の防波堤並びに茨城港日立港区及び茨城港常陸那珂港区の防波堤がある場合とない場合（以下、「防波堤あり」及び「防波堤なし」という。）の防潮堤前面における遡上解析結果（上昇側最高水位）一覧を表 1.5-4 に、防潮堤前面における水位の評価結果を図 1.5-1 にそれぞれ示す。

また、パラメータによる影響を考慮するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 1 の条件である「地盤変状なし、防波堤あり」を基本ケースとした。

評価の結果、防波堤ありの場合及び防波堤なしの場合において、遡上・浸水域については大きな差異はない結果であった。また、地盤変状ありの場合の敷地前面東側の水位の最高値が防波堤なしの場合に比べ、防波堤ありの場合の方が大きくなっているが、全体的な分布の傾向として、防波堤ありの場合に比べ、防波堤なしの場合において水位が高くなる傾向となっている。

「イ. 基準地震動 $S_s$ に伴う地形変化及び標高変化の影響」及び「ロ. 基準地震動 $S_s$ に伴う人工構造物の形状変化の影響」に示した影響評価結果から、基本ケースの水位（敷地側面北側：T.P. +11.7m、敷地前面東側：T.P. +17.1m、敷地側面南側：T.P. +15.4m）と評価点毎の最高水位（敷地側面北側：T.P. +12.0m、敷地前面東側：T.P. +17.7m、敷地側面南側：T.P. +16.6m）との差異を遡上解析におけるパラメータによる影響として考慮することとし、敷地側面北側におけるパラメータによる影響を+0.3m、敷地前面東側におけるパラメータによる影響を+0.6m、敷地側面南側におけるパラメータによる影響を+1.2m とした。防潮堤前面の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮の詳細を表 1.5-5 に示す。

表 1.5-5 防潮堤前面の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮

区分	設定位置	設定水位	潮位のばらつき	評価点毎の最高水位	パラメータによる影響		基本ケースの水位	初期潮位に考慮		
					パラメータによる影響の考慮の程度	考慮した条件		入力津波モデルに想定される地震により生じる地殻変動	2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動	朔望平均潮位
上昇側水位	防潮堤前面（敷地側面北側）	T.P. +12.2m <sup>*3</sup>	考慮する。 （+0.18m）	T.P. +12.0m <sup>*2</sup>	+0.3m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +11.7m <sup>*1</sup>	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.31m）	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.2m）	考慮する。 （朔望平均満潮位 T.P. +0.61m）
	防潮堤前面（敷地前面東側）	T.P. +17.9m <sup>*3</sup>	考慮する。 （+0.18m）	T.P. +17.7m <sup>*2</sup>	+0.6m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +17.1m <sup>*1</sup>	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.31m）	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.2m）	考慮する。 （朔望平均満潮位 T.P. +0.61m）
	防潮堤前面（敷地側面南側）	T.P. +16.8m <sup>*3</sup>	考慮する。 （+0.18m）	T.P. +16.6m <sup>*2</sup>	+1.2m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +15.4m <sup>*1</sup>	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.31m）	考慮する。 （地殻変動量（沈降）0.2m）	考慮する。 （朔望平均満潮位 T.P. +0.61m）

\*1 朔望平均満潮位T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m, 津波波源モデルの活動による地殻変動量（沈降）0.31mを考慮している。

\*2 \*1に加えてパラメータによる影響を考慮している。

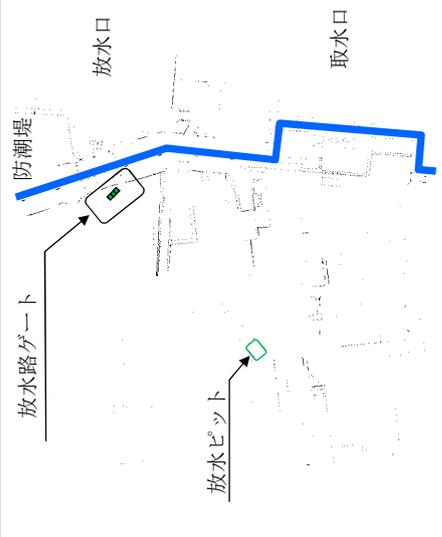
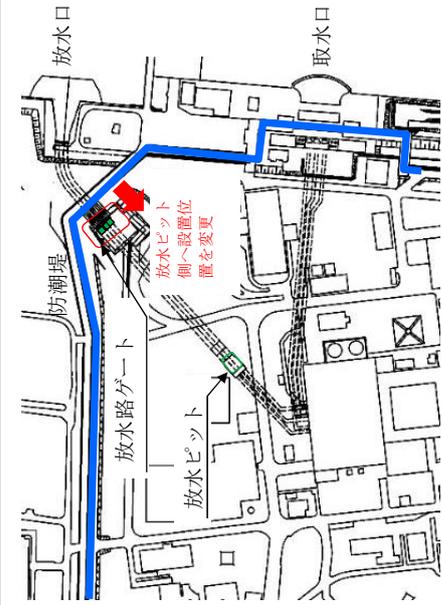
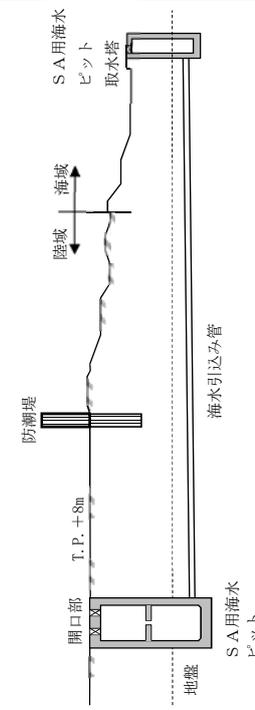
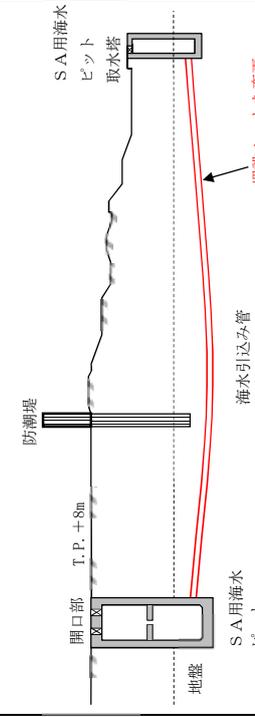
\*3 \*2に加えて潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

- (b) 防潮堤設置ルート変更に伴う各管路解析のパラメータによる影響評価結果の取扱い  
防潮堤設置ルート変更前のモデルによるパラメータによる影響評価結果を適用可能な管路解析と、防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによりパラメータによる影響を評価する必要がある管路解析とを以下のとおり整理した。

取水路の管路解析結果については防潮堤設置ルート変更前のモデルによりパラメータによる影響を評価した。その根拠として、取水路管路解析の入力波である取水口前面における水位に差異がなく、取水路及び取水ピットの構造に変更を伴わず、防潮堤設置ルート変更に伴う取水路の管路解析結果への影響確認の結果、影響のないことを確認した。防潮堤設置ルート変更に伴う取水路の管路解析結果への影響評価の詳細については「(c)イ. 取水路の管路解析（上昇側水位）にて考慮する条件による影響」に示す。

放水路、S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットにおける管路解析については防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによりパラメータによる影響を評価した。その理由としては、防潮堤設置ルート変更に伴い放水路ゲートの設置位置及びS A用海水ピット取水塔からS A用海水ピットへ接続する海水引込み管の埋設ルートに変更が生じたためである。防潮堤設置ルート変更に伴う放水路ゲート及び海水引込み管の設置位置等の変更事項を表 1.5-6 に示す。

表 1.5-6 防潮堤設置ルート変更に伴う放水路ゲート及び海水引込み管の設置位置等の変更事項

<p>施設・設備</p> <p>放水路ゲート</p>	<p>既往の設置位置等</p> 	<p>防潮堤設置ルート変更に伴う設置位置等</p> 	<p>設置位置等の変更事項</p> <p>敷地北側防潮堤設置ルートの変更に伴う放水路ゲート設置位置の変更</p>
<p>海水引込み管</p>			<p>鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の岩着支持杭との干渉回避に伴う海水引込み管の埋設ルートの変更</p>

上記を踏まえ、防潮堤設置ルート変更に伴う各管路解析のパラメータによる影響評価結果の取扱いを表 1.5-7 に示す。

表 1.5-7 防潮堤設置ルート変更に伴う各管路解析のパラメータによる影響評価結果の取扱い

防潮堤設置ルート変更前のモデルによるパラメータによる影響評価結果を適用可能な管路解析	防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによりパラメータによる影響を評価する必要がある管路解析
○取水路の管路解析	○放水路の管路解析 ○S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析

(c) 管路解析におけるパラメータによる影響

イ. 取水路の管路解析（上昇側水位）にて考慮する条件による影響

取水路及び取水ピットの構造を図 1.5-2 に示す。取水路から取水ピット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、スクリーンによる損失の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態による影響を受けることから、これらを管路解析の条件として考慮する。取水路の管路解析条件を表 1.5-8 に示す。取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一覧を表 1.5-9 に示す。

また、パラメータによる影響を確認するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 2 の条件である「防波堤あり、スクリーンによる損失あり、貝付着あり、非常用海水ポンプの運転あり（常用 0 台、非常用 5 台）」を基本ケースとした。

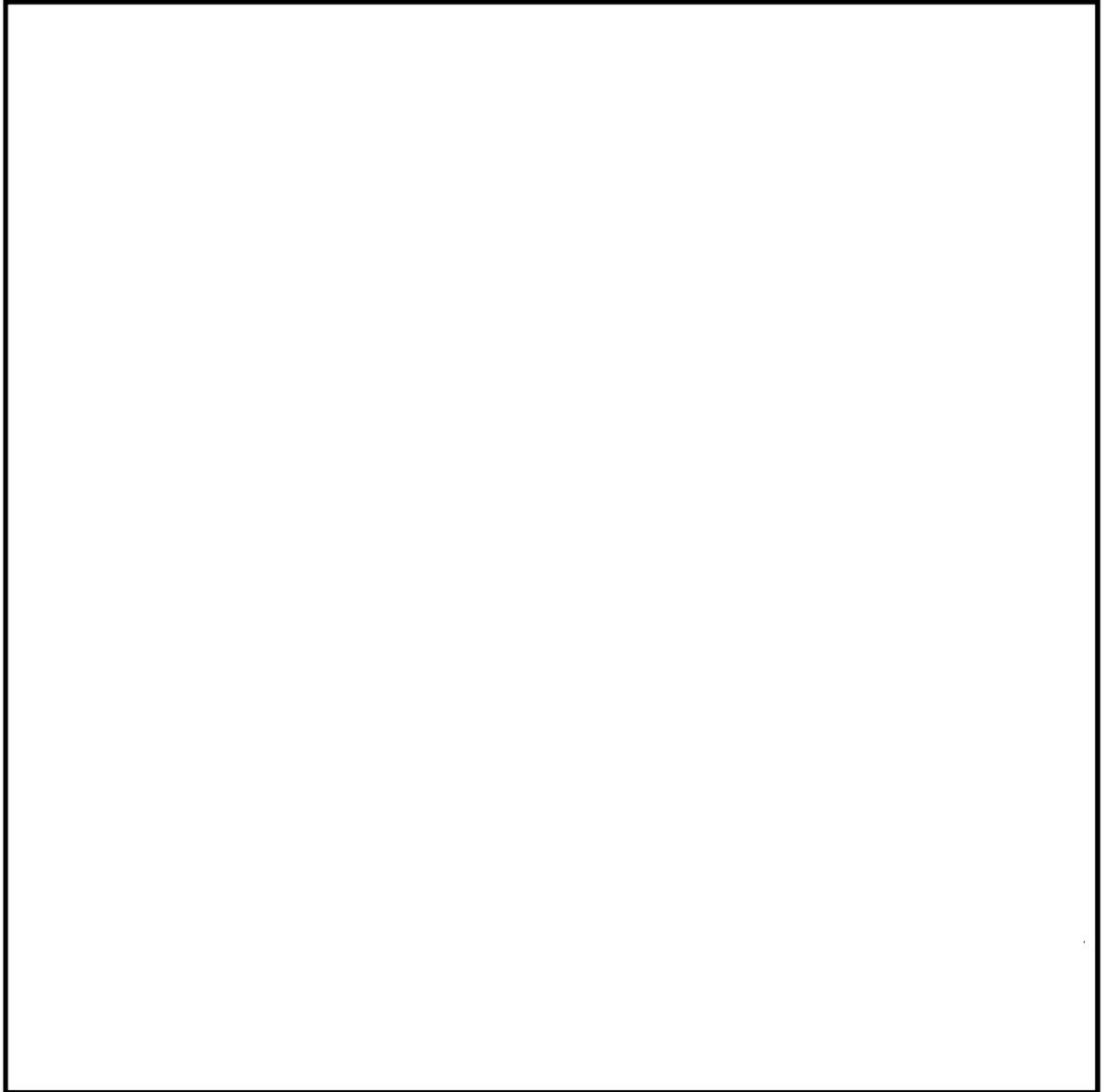


図 1.5-2 取水路及び取水ピットの構造

表1.5-8 取水路の管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	取水口～取水路～取水ピット(非常用海水ポンプ, 常用海水ポンプ)
計算時間間隔 Δt	0.01 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 ※1
境界条件	<p>○流量あり ケース1：計 4320.8(m<sup>3</sup>/hr)                      循環水ポンプ：74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台                      残留熱除去系海水ポンプ：885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×4 台                      非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台                      高圧炉心スプレィ系ディーゼル発電機用海水ポンプ：232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台                      補機冷却用系海水ポンプ：2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台                      (津波襲来時の状態として, 常用海水ポンプ全台停止かつ非常用海水ポンプの運転状態を想定。(原子炉トリップ+ (所内電源喪失又は原子炉水位低下) の状態))</p> <p>○流量あり ケース2：計 9996.8(m<sup>3</sup>/hr)                      循環水ポンプ：74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台                      残留熱除去系海水ポンプ：885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×4 台                      非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台                      高圧炉心スプレィ系ディーゼル発電機用海水ポンプ：232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台                      補機冷却用系海水ポンプ：2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台                      (ケース1の状態から, 燃料プール冷却等のため ASW ポンプを追加起動した状態を想定)</p> <p>○流量あり ケース3：計 2549.4(m<sup>3</sup>/hr)                      循環水ポンプ：74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台                      残留熱除去系海水ポンプ：885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台                      非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台                      高圧炉心スプレィ系ディーゼル発電機用海水ポンプ：232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台                      補機冷却用系海水ポンプ：2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台                      (津波襲来時の状態として, 常用海水ポンプ全台停止かつ非常用海水ポンプの運転状態を想定)</p> <p>○流量なし：計 0(m<sup>3</sup>/hr)</p>
摩擦損失係数	マンシング粗度係数 n=0.020(貝代あり)m <sup>-1/3</sup> ・s n=0.015(貝代なし)m <sup>-1/3</sup> ・s
貝の付着代	貝代なし, 貝代あり 10cm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—補強改訂版—, 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
入射条件	防波堤ありケース 上昇側, 下降側 / 防波堤なしケース 上昇側, 下降側
地盤変動条件	上昇側：3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) Mw8.7 の地殻変動量 潮位のばらつき(σ = +0.18m) 下降側：3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) 潮位のばらつき(σ = -0.16m)
潮位条件	上昇側：朔望平均満潮位(T.P. +0.61m) 下降側：朔望平均干潮位(T.P. -0.81m)
計算時間	4 時間(津波計算と同時間)

※1 基礎方程式

<開水路>

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

b) 連続式 
$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

<管路>

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

b) 連続式 
$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに, 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 : 圧力水頭+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 : マンシングの粗度係数 R : 径深  
 Δx : 管路の流れ方向の長さ f : 局所損失係数

<水槽および立坑部>

$$A_P \frac{dH_P}{dt} = Q_S$$

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

(イ) 防波堤の有無による影響

表 1.5-9 に示す上昇側最高水位の評価結果から、スクリーンによる損失の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、防波堤ありの場合に比べ、防波堤なしの場合の方が水位が高くなった。

(ロ) スクリーンによる損失の有無による影響

表 1.5-9 に示す上昇側最高水位の評価結果から、防波堤の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、スクリーンによる損失ありの場合に比べ、スクリーンによる損失なしの場合の方が水位が高くなった。

(ハ) 貝付着の有無による影響

表 1.5-9 に示す上昇側最高水位の評価結果から、防波堤の有無、スクリーンによる損失の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、貝付着がある場合とない場合においてその差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

(ニ) 海水ポンプの運転状態による影響

表 1.5-9 に示す上昇側最高水位の評価結果から、防波堤の有無、スクリーンによる損失の有無及び貝付着の有無によらず、海水ポンプの運転状態の違いによる差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

以上に示した影響評価結果から、上昇側最高水位である T.P. +19.19m (解析ケース 21) をもとに、取水ピットにおける上昇側の入力津波を T.P. +19.2m とする。基本ケースの水位である T.P. +16.04m と上昇側最高水位をもとに設定した入力津波 T.P. +19.2m との差異を取水路管路解析におけるパラメータによる影響として考慮することとし、取水路管路解析におけるパラメータによる影響を +3.16m とした。

表 1.5-9 取水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（1/4）

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位 (T. P. m)							
	防波堤	スクリー ン損失	貝付着	海水ポンプの 運転状態	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水ポンプ (南側)	循環水ポンプ (中央)	循環水ポンプ (北側)			
1	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：0台	+15.79	+15.79	+15.95	+16.04	+15.95			
2*	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	+15.79	+15.79	+15.95	+16.04	+15.95			
3	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	+15.79	+15.79	+15.94	+16.04	+15.94			
4	あり	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	+15.79	+15.79	+15.94	+16.04	+15.94			
5	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：0台	+16.91	+16.91	+16.74	+16.56	+16.74			
6	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	+16.91	+16.91	+16.74	+16.57	+16.74			
7	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	+16.91	+16.91	+16.74	+16.57	+16.74			
8	あり	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	+16.90	+16.90	+16.73	+16.57	+16.73			

\*：パラメータによる影響の考慮における基本ケース

■：解析ケース毎の最高水位

表 1.5-9 取水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（2/4）

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位 (T. P. m)					
	防波堤	スクリー ン損失	貝付着	海水ポンプの 運転状態	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水ポンプ (南側)	循環水ポンプ (中央)	循環水ポンプ (北側)	
9	あり	あり	なし	常用：0台 非常用：0台	+15.68	+15.68	+15.97	+16.09	+15.97	
10	あり	あり	なし	常用：0台 非常用：5台	+15.68	+15.68	+15.97	+16.09	+15.97	
11	あり	あり	なし	常用：0台 非常用：7台	+15.68	+15.68	+15.97	+16.09	+15.97	
12	あり	あり	なし	常用：2台 非常用：7台	+15.67	+15.67	+15.96	+16.09	+15.96	
13	あり	なし	なし	常用：0台 非常用：0台	+17.10	+17.10	+16.56	+16.46	+16.56	
14	あり	なし	なし	常用：0台 非常用：5台	+17.09	+17.09	+16.56	+16.46	+16.56	
15	あり	なし	なし	常用：0台 非常用：7台	+17.09	+17.09	+16.56	+16.46	+16.56	
16	あり	なし	なし	常用：2台 非常用：7台	+17.09	+17.09	+16.56	+16.47	+16.56	

■：解析ケース毎の最高水位

表 1.5-9 取水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（3/4）

解析ケース	パラメータ					取水ピット水位 (T. P. m)						
	防波堤	スクリーン損失	貝付着	海水ポンプの運転状態	非常用海水ポンプ (南側)	非常用海水ポンプ (北側)	循環水ポンプ (南側)	循環水ポンプ (中央)	循環水ポンプ (北側)			
17	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：0台	+16.61	+16.61	+16.39	+16.56	+16.39			+16.39
18	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	+16.61	+16.61	+16.39	+16.56	+16.39			+16.39
19	なし	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	+16.61	+16.61	+16.39	+16.56	+16.39			+16.39
20	なし	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	+16.60	+16.60	+16.38	+16.55	+16.38			+16.38
21	なし	なし	あり	常用：0台 非常用：0台	+19.19	+19.19	+18.35	+17.87	+18.35			+18.35
22	なし	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	+19.18	+19.18	+18.35	+17.87	+18.35			+18.35
23	なし	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	+19.18	+19.18	+18.35	+17.87	+18.35			+18.35
24	なし	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	+19.18	+19.18	+18.35	+17.87	+18.35			+18.35

■：解析ケース毎の最高水位

■：上昇側最高水位

表 1.5-9 取水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（4/4）

解析ケース	パラメータ					取水ピット水位 (T. P. m)					
	防波堤	スクリーン損失	貝付着	海水ポンプの運転状態	非常用海水ポンプ (南側)	非常用海水ポンプ (北側)	循環水ポンプ (南側)	循環水ポンプ (中央)	循環水ポンプ (北側)		
25	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：0台	+16.67	+16.67	+16.40	+16.49	+16.40		
26	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：5台	+16.66	+16.66	+16.39	+16.49	+16.39		
27	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：7台	+16.66	+16.66	+16.39	+16.49	+16.39		
28	なし	あり	なし	常用：2台 非常用：7台	+16.65	+16.65	+16.39	+16.49	+16.39		
29	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：0台	+19.17	+19.17	+18.38	+17.88	+18.38		
30	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：5台	+19.17	+19.17	+18.38	+17.88	+18.38		
31	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：7台	+19.17	+19.16	+18.38	+17.88	+18.38		
32	なし	なし	なし	常用：2台 非常用：7台	+19.16	+19.16	+18.38	+17.88	+18.38		

■：解析ケース毎の最高水位

なお、防潮堤設置ルート変更の前後において、取水路管路解析の入力波である取水口前面における水位に差異がなく、取水路及び取水ピットの構造に変更を伴わず、防潮堤設置ルート変更に伴う取水路の管路解析結果への影響確認として、防潮堤設置ルート変更前のモデルによる管路解析において最も高い水位となった解析条件（防波堤なし、スクリーンによる損失なし、貝付着あり、非常用海水ポンプの運転なし）と同様の条件にて防潮堤設置ルートを変更したモデルにより管路解析を実施し、影響評価の結果、影響のないことを確認したことから、表 1.5-9 には防潮堤設置ルート変更前の管路解析結果を示している。防潮堤設置ルート変更に伴う取水路の管路解析結果への影響確認結果を以下に示す。

防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水口前面における遡上解析の評価結果は図 1.5-3 に示すとおりである。取水口前面の上昇側最高水位は T.P. +14.7m であった。

防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を図 1.5-4 に示す。図 1.5-4 に示すとおり、遡上解析の評価結果から、取水口前面の上昇側最高水位は T.P. +14.7m であった。防潮堤設置ルート変更前のモデルによる評価結果と比べて有意な差異はなく、ほぼ同等の評価結果であった。

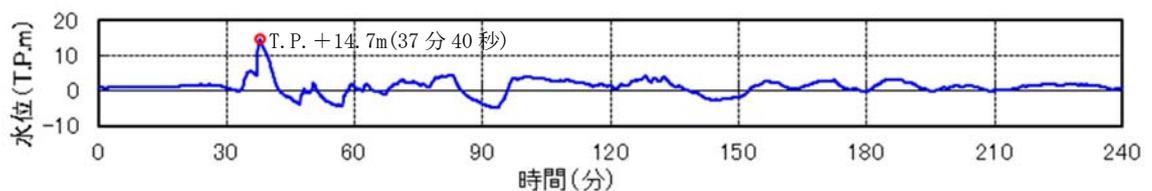


図 1.5-3 防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水口前面における遡上解析の評価結果（防波堤なし）

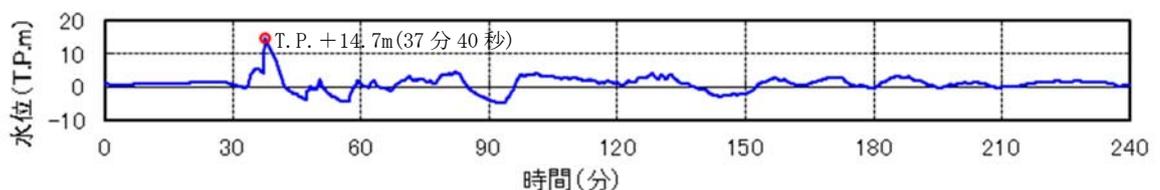


図 1.5-4 防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる取水口前面における遡上解析の評価結果（防波堤なし）

さらに、管路解析による取水ピットにおける評価結果への影響確認を実施した。防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水ピットにおける管路解析の評価結果は図 1.5-5 に示すとおりである。取水ピットにおける上昇側最高水位は T.P. +19.19m であった。

防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を図 1.5-6 に示す。図 1.5-6 に示すとおり、管路解析の評価結果から、取水ピットの上昇側最高水位は T.P. +19.19m であった。防潮堤設置ルート変更前のモデルによる評価結果と比べて有意な差異はなく、ほぼ同等の評価結果であった。

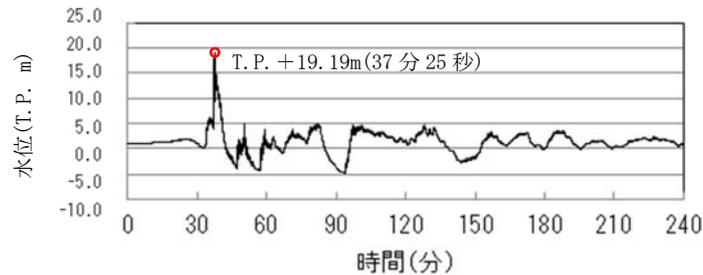


図 1.5-5 防潮堤設置ルート変更前のモデルによる取水ピットにおける管路解析の評価結果  
(防波堤なし、スクリーンによる損失なし、貝付着あり、非常用海水ポンプの運転なし)

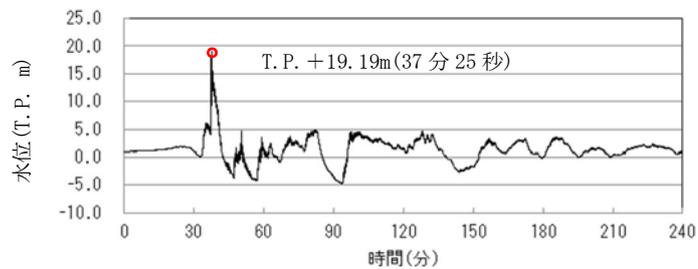


図 1.5-6 防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる取水ピットにおける管路解析の評価結果  
(防波堤なし、スクリーンによる損失なし、貝付着あり、非常用海水ポンプの運転なし)

また、取水ピットにおける上昇側水位の入力津波については、防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる管路解析結果（防波堤なし、スクリーンによる損失なし、貝付着あり、非常用海水ポンプの運転なしの解析条件）をもとに設定した。

ロ. 取水路の管路解析（下降側水位）にて考慮する条件による影響

取水路及び取水ピットの構造を図 1.5-2 に示す。取水路から取水ピット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、スクリーンによる損失の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態による影響を受けることから、これらを管路解析の条件として考慮する。取水路の管路解析条件を表 1.5-8 に示す。取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下降側最低水位一覧を表 1.5-10 に示す。

また、パラメータによる影響を確認するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 2 の条件である「防波堤あり、スクリーンによる損失あり、貝付着あり、非常用海水ポンプの運転あり（常用 0 台、非常用 5 台）」を基本ケースとした。

(イ) 防波堤の有無による影響

表 1.5-10 に示す下降側最低水位の評価結果から、スクリーンによる損失の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、防波堤ありの場合に比べ、防波堤なしの場合の方が水位が低くなる傾向にあるが、その差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

(ロ) スクリーンによる損失の有無による影響

表 1.5-10 に示す下降側最低水位の評価結果から、防波堤の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、スクリーンによる損失ありの場合に比べ、スクリーンによる損失なしの場合の方が低くなる傾向にあるが、その差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

(ハ) 貝付着の有無による影響

表 1.5-10 に示す下降側最低水位の評価結果から、防波堤の有無、スクリーンによる損失の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、貝付着がある場合とない場合においてその差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

(ニ) 海水ポンプの運転状態による影響

表 1.5-10 に示す下降側最低水位の評価結果から、防波堤の有無、スクリーンによる損失の有無及び貝付着の有無によらず、海水ポンプの運転状態の違いによる差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

以上に示した影響評価結果から、下降側最低水位である T.P. -5.04m（解析ケース 31 及び解析ケース 32）をもとに、取水ピットにおける下降側の設定水位を T.P. -5.1m とする。基本ケースの水位である T.P. -4.95m と下降側最低水位をもとに設定した入力津波 T.P. -5.1m との差異を取水路管路解析におけるパラメータによる影響として考慮することとし、取水路管路解析におけるパラメータによる影響を -0.15m とした。

表 1.5-10 取水路の管路解析結果（下降側最低水位）一覧（1/4）

解析ケース	パラメータ				取水ピット水位(T.P.m)				
	防波堤	スクリーン損失	貝付着	海水ポンプの運転状態	非常用海水ポンプ(南側)	非常用海水ポンプ(北側)	循環水ポンプ(南側)	循環水ポンプ(中央)	循環水ポンプ(北側)
1	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：0台	-4.94	-4.94	-4.94	-4.94	-4.94
2*2	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	-4.95	-4.95	-4.94	-4.94	-4.94
3	あり	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
4	あり	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96
5	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：0台	-4.97	-4.97	-4.98	-4.98	-4.98
6	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	-4.97	-4.97	-4.98	-4.98	-4.98
7	あり	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	-4.97	-4.97	-4.98	-4.98	-4.98
8	あり	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	-4.97	-4.97	-4.99	-4.98	-4.99

\*1：下降側水位については非常用海水ポンプ位置における水位を対象に評価を実施

\*2：パラメータによる影響の考慮における基本ケース

■：解析ケース毎の最低水位

表 1.5-10 取水路の管路解析結果（下降側最低水位）一覧（2/4）

解析ケース	パラメータ				取水ピット水位(T.P.m)				
	防波堤	スクリーン損失	貝付着	海水ポンプの運転状態	非常用海水ポンプ(南側)	非常用海水ポンプ(北側)	循環水ポンプ(南側)	循環水ポンプ(中央)	循環水ポンプ(北側)
9	あり	あり	なし	常用:0台 非常用:0台	-4.94	-4.94	-4.94	-4.94	-4.94
10	あり	あり	なし	常用:0台 非常用:5台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
11	あり	あり	なし	常用:0台 非常用:7台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
12	あり	あり	なし	常用:2台 非常用:7台	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96
13	あり	なし	なし	常用:0台 非常用:0台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
14	あり	なし	なし	常用:0台 非常用:5台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
15	あり	なし	なし	常用:0台 非常用:7台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
16	あり	なし	なし	常用:2台 非常用:7台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95

\* : 下降側水位については非常用海水ポンプ位置における水位を対象に評価を実施

■ : 解析ケース毎の最低水位

表 1.5-10 取水路の管路解析結果 (下降側最低水位) 一覧 (3/4)

解析 ケース	パラメータ				取水ピット水位(T.P.m)				
	防波堤	スクリーン 損失	貝付着	海水ポンプの 運転状態	非常用海水 ポンプ (南側)	非常用海水 ポンプ (北側)	循環水 ポンプ (南側)	循環水 ポンプ (中央)	循環水 ポンプ (北側)
17	なし	あり	あり	常用: 0 台 非常用: 0 台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95
18	なし	あり	あり	常用: 0 台 非常用: 5 台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.96	-4.95
19	なし	あり	あり	常用: 0 台 非常用: 7 台	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96
20	なし	あり	あり	常用: 2 台 非常用: 7 台	-4.97	-4.97	-4.97	-4.98	-4.97
21	なし	なし	あり	常用: 0 台 非常用: 0 台	-5.02	-5.02	-5.02	-5.05	-5.02
22	なし	なし	あり	常用: 0 台 非常用: 5 台	-5.03	-5.03	-5.03	-5.05	-5.03
23	なし	なし	あり	常用: 0 台 非常用: 7 台	-5.03	-5.03	-5.03	-5.05	-5.03
24	なし	なし	あり	常用: 2 台 非常用: 7 台	-5.03	-5.03	-5.03	-5.06	-5.03

\* : 下降側水位については非常用海水ポンプ位置における水位を対象に評価を実施

■ : 解析ケース毎の最低水位

表 1.5-10 取水路の管路解析結果（下降側最低水位）一覧（4/4）

解析ケース	パラメータ				取水ピット水位(T.P.m)					
	防波堤	スクリーン損失	貝付着	海水ポンプの運転状態	非常用海水ポンプ(南側)	非常用海水ポンプ(北側)	循環水ポンプ(南側)	循環水ポンプ(中央)	循環水ポンプ(北側)	
25	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：0台	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	
26	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：5台	-4.96	-4.95	-4.95	-4.95	-4.95	
27	なし	あり	なし	常用：0台 非常用：7台	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	-4.96	
28	なし	あり	なし	常用：2台 非常用：7台	-4.97	-4.97	-4.97	-4.98	-4.97	
29	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：0台	-5.03	-5.03	-5.02	-5.05	-5.02	
30	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：5台	-5.03	-5.03	-5.02	-5.06	-5.02	
31	なし	なし	なし	常用：0台 非常用：7台	-5.04	-5.04	-5.02	-5.06	-5.02	
32	なし	なし	なし	常用：2台 非常用：7台	-5.04	-5.04	-5.03	-5.07	-5.03	

\*：下降側水位については非常用海水ポンプ位置における水位を対象に評価を実施

■：解析ケース毎の最低水位

■：下降側最低水位

なお、防潮堤設置ルート変更の前後において、防潮堤前面の敷地前面東側における水位に差異がなく、取水路及び取水ピットの構造に変更を伴わないことから、表 1.5-8 に示した取水路の管路解析結果については上昇側水位と同様に防潮堤設置ルート変更前の管路解析結果を示している。

また、取水口前面に貯留堰を設置するため、引き波時における非常用海水ポンプの取水性については貯留堰天端高さ及び貯留堰の有効容量に依存し、防潮堤設置ルートには依存しないことから、取水ピットにおける下降側水位については防潮堤設置ルート変更前のモデルによる管路解析結果をもとに入力津波を設定した。

追而

ハ. 放水路の管路解析にて考慮する条件による影響

放水路の構造を図 1.5-7 に示す。放水路から放水路ゲート設置箇所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、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態による影響を受けることから、これらを管路解析の条件として考慮する。放水路の管路解析条件を表 1.5-11 に示す。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を表 1.5-12 に示す。なお、表 1.5-12 は防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を示している。

また、パラメータによる影響を考慮するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 13 の条件である「防波堤あり、貝付着あり、非常用海水ポンプの運転あり（常用 0 台、非常用 5 台）、C 水路放水」を基本ケースとした。

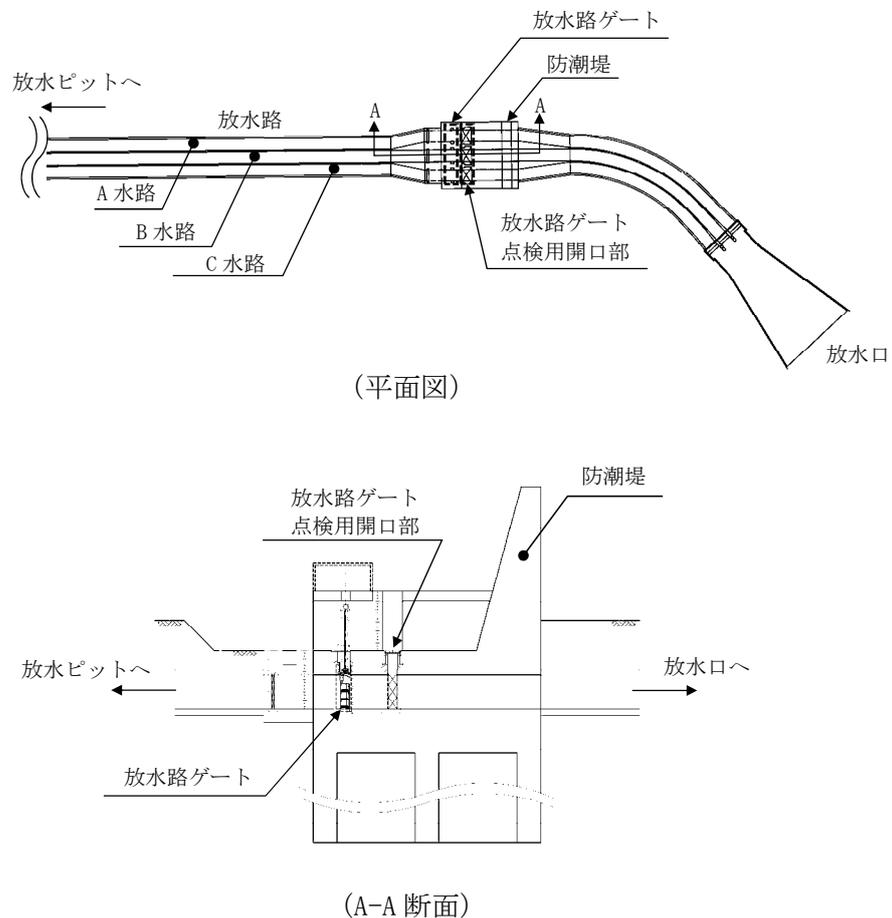


図 1.5-7 放水路の構造

表 1.5-11 放水路の管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	ゲート部～放水路～放水口(非常用海水ポンプ)
計算時間間隔 Δt	0.001 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 ※1
境界条件	<p>○流量あり ケース 1 B水路, C水路: 計 4320.8(m<sup>3</sup>/hr)</p> <p>循環水ポンプ: 74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台</p> <p>残留熱除去系海水ポンプ: 885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×4 台</p> <p>非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ: 272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台</p> <p>高圧炉心スプレー系ディーゼル発電機用海水ポンプ: 232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台</p> <p>補機冷却用系海水ポンプ: 2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台</p> <p>(津波襲来時の状態として, 常用海水ポンプ全台停止かつ非常用海水ポンプの運転状態を想定。(原子炉トリップ+(所内電源喪失又は原子炉水位低下)の状態))</p> <p>○流量あり ケース 2 B水路, C水路: 計 9996.8(m<sup>3</sup>/hr)</p> <p>循環水ポンプ: 74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台</p> <p>残留熱除去系海水ポンプ: 885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×4 台</p> <p>非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ: 272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台</p> <p>高圧炉心スプレー系ディーゼル発電機用海水ポンプ: 232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台</p> <p>補機冷却用系海水ポンプ: 2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台</p> <p>(ケース 1 の状態から, 燃料プール冷却等のため ASW ポンプを追加起動した状態を想定)</p> <p>○流量あり ケース 3 B水路, C水路: 計 2549.4(m<sup>3</sup>/hr)</p> <p>循環水ポンプ: 74220(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台</p> <p>残留熱除去系海水ポンプ: 885.7(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台</p> <p>非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ: 272.6(m<sup>3</sup>/hr/台)×2 台</p> <p>高圧炉心スプレー系ディーゼル発電機用海水ポンプ: 232.8(m<sup>3</sup>/hr/台)×1 台</p> <p>補機冷却用系海水ポンプ: 2838(m<sup>3</sup>/hr/台)×0 台</p> <p>(津波襲来時の状態として, 常用海水ポンプ全台停止かつ非常用海水ポンプの運転状態を想定)</p> <p>○流量なし: 計 0(m<sup>3</sup>/hr)</p>
摩擦損失係数	マニング粗度係数 n=0.020(貝代あり)m <sup>-1/3</sup> ・s
貝の付着代	貝代なし, 貝代あり 10cm 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-補強改訂版-, 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
入射条件	防波堤ありケース 上昇側 防波堤なしケース 上昇側
地盤変動条件	3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) Mw8.7 の地殻変動量 潮位のばらつき(σ = +0.18m)
潮位条件	朔望平均満潮位(T.P. +0.61m)
計算時間	4 時間(津波計算と同時間)

※1 基礎方程式

<開水路>

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

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

<管路>

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

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに, 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 : 圧力水頭+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

Δx : 管路の流れ方向の長さ f : 局所損失係数

<水槽および立坑部>

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

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

(イ) 防波堤の有無による影響

表 1.5-12 に示す上昇側最高水位の評価結果から、スクリーンによる損失の有無、貝付着の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、防波堤なしの場合に比べ、防波堤ありの場合の方が水位が高くなる傾向にあった。

(ロ) 貝付着の有無による影響

表 1.5-12 に示す上昇側最高水位の評価結果から、防波堤の有無及び海水ポンプの運転状態によらず、B水路では貝付着なしの場合に比べ、貝付着ありの場合における水位が高くなる傾向にあった。

また、A水路及びC水路では、防波堤がある場合においては貝付着がある場合の水位が高くなり、防波堤がない場合においては貝付着がない場合の水位が高くなる傾向にあった。

(ハ) 海水ポンプの運転状態による影響

① ポンプの運転台数による影響

表 1.5-12 に示す上昇側最高水位の評価結果から、貝付着の有無及び放水する水路によらず、防波堤がない場合に比べ、防波堤がある場合において、海水ポンプの運転台数が増えるにつれて水位が高くなる傾向にあった。

また、防波堤がない場合における海水ポンプの運転状態による影響を比較した結果、その差異は非常に小さく、有意な差異とはならなかった。

② 放水する水路による影響

表 1.5-12 に示す上昇側最高水位の評価結果から、貝付着の有無及び海水ポンプの運転台数によらず、防波堤がある場合においては放水する水路における水位が高くなる傾向にあった。

また、防波堤がない場合における放水する水路による影響を比較した結果、常用海水ポンプ 2 台及び非常用海水ポンプ 7 台運転を想定した解析ケースを除き、放水する水路によらず C 水路における水位が高くなる傾向にあった。常用海水ポンプ 2 台及び非常用海水ポンプ 7 台運転を想定した解析ケースでは、それぞれ放水する水路における水位が高くなる傾向にあった。

以上を示した影響評価結果から、上昇側最高水位である T.P. +27.30m (解析ケース 7) をもとに、放水路ゲート設置箇所における上昇側の入力津波を T.P. +27.4m とする。基本ケースの水位である T.P. +23.59m と上昇側最高水位をもとに設定した入力津波 T.P. +27.4m との差異を放水路管路解析におけるパラメータによる影響として考慮することとし、放水路管路解析におけるパラメータによる影響を +3.81m とした。

表 1.5-12 放水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（1/2）

解析ケース	パラメータ				放水路ゲート設置箇所水位(T.P.m)		
	防波堤	貝付着	海水ポンプの運転状態		A水路 (北側)	B水路 (東側)	C水路 (南側)
			ポンプ運転台数	放水する水路			
1	あり	あり	常用：0台 非常用：0台	—	+23.56	+22.72	+22.15
2	なし	あり	常用：0台 非常用：0台	—	+19.32	+19.29	+17.71
3	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	B水路	+23.56	+25.42	+22.15
4	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	B水路	+19.32	+19.24	+17.71
5	あり	あり	常用：0台 非常用：7台	C水路	+23.56	+22.72	+24.67
6	なし	あり	常用：0台 非常用：7台	C水路	+19.32	+19.29	+18.56
7	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	B水路	+23.56	+27.30	+22.15
8	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	B水路	+19.32	+20.98	+17.71
9	あり	あり	常用：2台 非常用：7台	C水路	+23.56	+22.72	+26.80
10	なし	あり	常用：2台 非常用：7台	C水路	+19.32	+19.29	+20.66
11	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	B水路	+23.56	+24.35	+22.15
12	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	B水路	+19.32	+19.31	+17.71
13*	あり	あり	常用：0台 非常用：5台	C水路	+23.56	+22.72	+23.59
14	なし	あり	常用：0台 非常用：5台	C水路	+19.32	+19.29	+17.82

\*：パラメータによる影響の考慮における基本ケース

■：解析ケース毎の最高水位

■：上昇側最高水位

表 1.5-12 放水路の管路解析結果（上昇側最高水位）一覧（2/2）

解析ケース	パラメータ			放水路ゲート設置箇所水位(T.P.m)			
	防波堤	貝付着	海水ポンプの運転状態		A水路 (北側)	B水路 (東側)	C水路 (南側)
			ポンプ運転台数	放水する水路			
15	あり	なし	常用：0台 非常用：0台	—	+21.68	+21.15	+20.99
16	なし	なし	常用：0台 非常用：0台	—	+19.51	+17.97	+19.43
17	あり	なし	常用：0台 非常用：7台	B水路	+21.68	+23.37	+20.99
18	なし	なし	常用：0台 非常用：7台	B水路	+19.51	+17.85	+19.43
19	あり	なし	常用：0台 非常用：7台	C水路	+21.68	+21.15	+22.67
20	なし	なし	常用：0台 非常用：7台	C水路	+19.51	+17.97	+19.94
21	あり	なし	常用：2台 非常用：7台	B水路	+21.68	+25.63	+20.99
22	なし	なし	常用：2台 非常用：7台	B水路	+19.51	+19.28	+19.43
23	あり	なし	常用：2台 非常用：7台	C水路	+21.68	+21.15	+24.87
24	なし	なし	常用：2台 非常用：7台	C水路	+19.51	+17.97	+19.96
25	あり	なし	常用：0台 非常用：5台	B水路	+21.68	+22.36	+20.99
26	なし	なし	常用：0台 非常用：5台	B水路	+19.51	+17.97	+19.43
27	あり	なし	常用：0台 非常用：5台	C水路	+21.68	+21.15	+21.87
28	なし	なし	常用：0台 非常用：5台	C水路	+19.51	+17.97	+19.77

■：解析ケース毎の最高水位

## 二. SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析にて考慮する条件による影響

SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの構造を図 1.5-8 に示す。SA用海水ピット取水塔から緊急用海水ポンプピット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、貝付着の有無による影響を受けることから、これらを管路解析の条件として考慮する。SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析条件を表 1.5-13 に示す。SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析にて考慮する条件による影響評価結果を表 1.5-14 に示す。なお、表 1.5-14 は防潮堤設置ルート変更を反映したモデルによる評価結果を示している。

また、パラメータによる影響を考慮するに当たり、現地形状態を考慮し、解析ケース 1 の条件である「防波堤あり、貝付着あり」を基本ケースとした。

### (イ) 防波堤の有無による影響

表 1.5-14 に示す上昇側最高水位の評価結果から、貝付着の有無によらず、防波堤ありの場合に比べ、防波堤なしの場合の方が水位が高くなった。

### (ロ) 貝付着の有無による影響

表 1.5-14 に示す上昇側最高水位の評価結果から、防波堤の有無によらず、貝付着ありの場合に比べ、貝付着なしの場合の方が水位が高くなった。

以上に示した影響評価結果から、SA用海水ピットについては上昇側最高水位である T.P. +8.80m (解析ケース 4) をもとに、上昇側の入力津波を T.P. +8.9m とする。緊急用海水ポンプピットについては上昇側最高水位である T.P. +9.21m (解析ケース 4) をもとに、上昇側の入力津波を T.P. +9.3m とする。基本ケースの水位 (SA用海水ピット: T.P. +5.99m, 緊急用海水ポンプピット: T.P. +6.13m) と上昇側最高水位をもとに設定した入力津波 (SA用海水ピット: T.P. +8.9m, 緊急用海水ポンプピット: T.P. +9.3m) との差異を SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析におけるパラメータによる影響として考慮することとし、SA用海水ピットでは+2.91m、緊急用海水ポンプピットでは+3.17m をそれぞれパラメータによる影響とした。

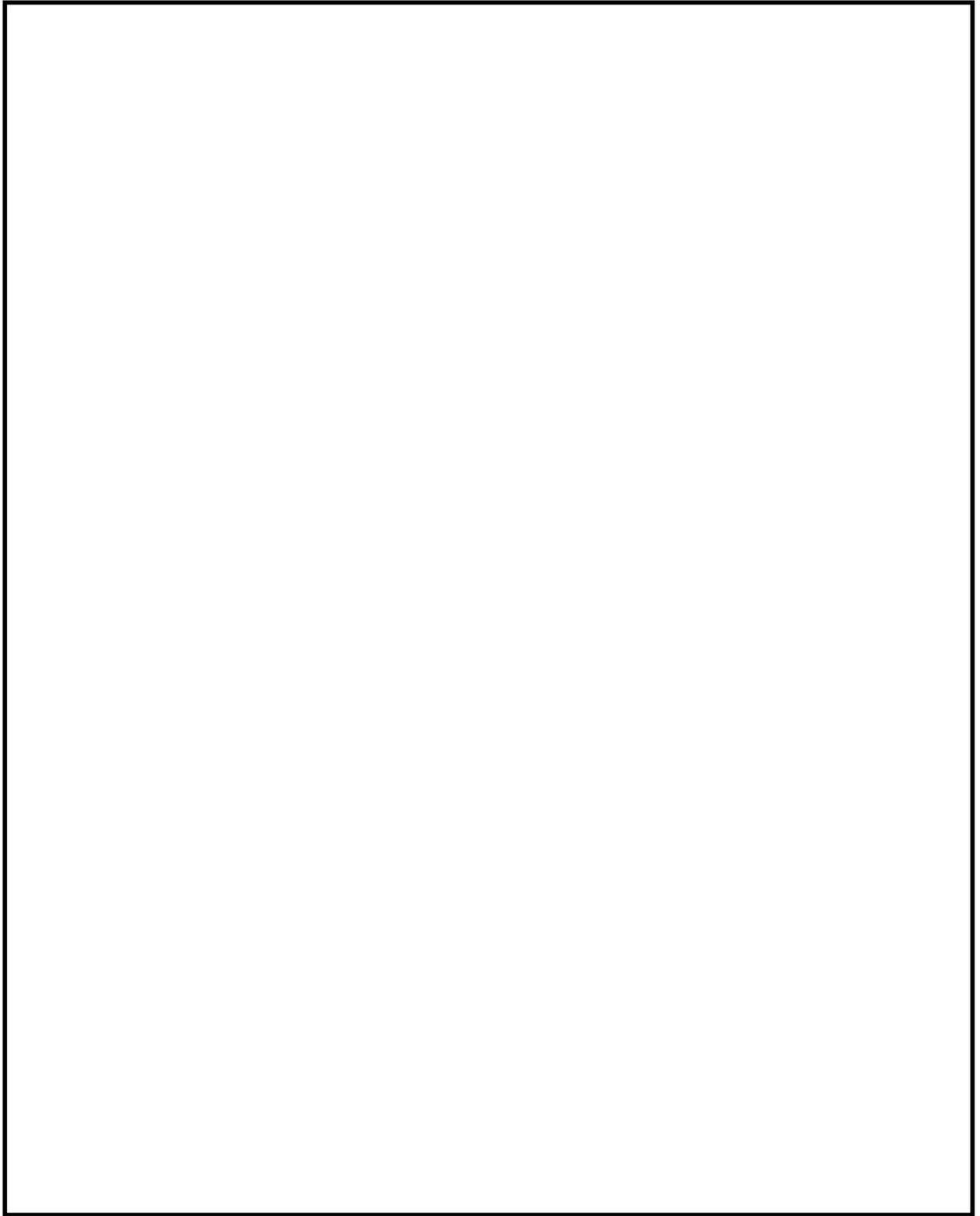


図 1.5-8 SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの構造

表 1.5-13 S A用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析条件

項目	解析条件
計算領域	S A用海水ピット取水塔～S A用海水ピット～緊急用海水ポンプピット
計算時間間隔 $\Delta t$	0.01 秒
基礎方程式	非定常開水路流及び管路流の連続式・運動方程式 ※1
境界条件	○流量なし：計 0(m <sup>3</sup> /hr)
摩擦損失係数	マンニング粗度係数 $n=0.020$ (貝代あり)m <sup>-1/3</sup> ・s $n=0.015$ (貝代なし)m <sup>-1/3</sup> ・s
貝の付着代	貝代なし， 貝代あり 10cm 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－補強改訂版－， 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
入射条件	防波堤ありケース 上昇側 <span style="background-color: yellow;">■</span> 防波堤なしケース 上昇側
地盤変動条件	上昇側：3.11 地震の地殻変動量(0.2m 沈下を考慮) Mw8.7 の地殻変動量 潮位のばらつき ( $\sigma = +0.18m$ )
潮位条件	上昇側：朔望平均満潮位(T. P. +0.61m)
計算時間	4 時間(津波計算と同時間)

※1 基礎方程式

<開水路>

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

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

<管路>

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

$$b) \text{連続式} \quad \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ここに、 $t$  : 時間  $Q$  : 流量  $v$  : 流速  $x$  : 管底に沿った座標  
 $A$  : 流水断面積  $H$  : 圧力水頭+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  
 $\Delta x$  : 管路の流れ方向の長さ  $f$  : 局所損失係数

<水槽および立坑部>

$$A_P \frac{dH_P}{dt} = Q_S$$

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

表 1.5-14 SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析結果（上昇側最高水位）一覧

解析 ケース	パラメータ		各ピットの水位(T.P.m)		緊急用海水 ポンプピット
	防波堤	貝付着	SA用海水ピット		
1*	あり	あり	+5.99	+6.13	
2	なし	あり	+6.37	+6.45	
3	あり	なし	+8.31	+8.71	
4	なし	なし	+8.80	+9.21	

\*：パラメータによる影響の考慮における基本ケース

■：上昇側最高水位

「イ. 取水路の管路解析（上昇側水位）にて考慮する条件による影響」、「ロ. 取水路の管路解析（下降側水位）にて考慮する条件による影響」、「ハ. 放水路の管路解析にて考慮する条件による影響」及び「ニ. SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットの管路解析にて考慮する条件による影響」に示した影響評価結果をもとに、各経路の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮の程度を整理した。各経路の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮の詳細を表 1.5-15 に示す。

表 1.5-15 各経路の設定位置における設定水位に対するパラメータによる影響の考慮

区分	設定位置	設定水位	パラメータによる影響		基本ケースの水位	遡上解析により求めた津波水位に加えることで考慮	初期潮位に考慮			
			パラメータによる影響の考慮の程度	考慮した条件			潮位のばらつき	入力津波モデルに想定される地震により生じる地殻変動	2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動	朔望平均潮位
上昇側水位	取水ピット	T.P. +19.2m <sup>*2</sup>	+3.16m	<ul style="list-style-type: none"> <li>防波堤の有無</li> <li>スクリーンによる損失の有無</li> <li>貝付着の有無</li> <li>海水ポンプの運転状態</li> </ul>	T.P. +16.04m <sup>*1</sup>	考慮する。 (+0.18m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.31m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	
	放水路ゲート設置箇所	T.P. +27.4m <sup>*2</sup>	+3.81m	<ul style="list-style-type: none"> <li>防波堤の有無</li> <li>貝付着の有無</li> <li>海水ポンプの運転状態</li> </ul>	T.P. +23.59m <sup>*1</sup>	考慮する。 (+0.18m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.31m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	
	SA用海水ピット	T.P. +8.9m <sup>*2</sup>	+2.91m	<ul style="list-style-type: none"> <li>防波堤の有無</li> <li>貝付着の有無</li> </ul>	T.P. +5.99m <sup>*1</sup>	考慮する。 (+0.18m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.31m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	
	緊急用海水ポンプピット	T.P. +9.3m <sup>*2</sup>	+3.17m	<ul style="list-style-type: none"> <li>防波堤の有無</li> <li>貝付着の有無</li> </ul>	T.P. +6.13m <sup>*1</sup>	考慮する。 (+0.18m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.31m)	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均満潮位 T.P. +0.61m)	
下降側水位	取水ピット	T.P. -5.1m <sup>*2</sup>	-0.15m	<ul style="list-style-type: none"> <li>防波堤の有無</li> <li>スクリーンによる損失の有無</li> <li>貝付着の有無</li> <li>海水ポンプの運転状態</li> </ul>	T.P. -4.95m <sup>*1</sup>	考慮する。 (-0.16m)	考慮しない。	考慮する。 (地殻変動量(沈降)0.2m)	考慮する。 (朔望平均干潮位 T.P. -0.81m)	

\*1 朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m, 津波波源モデルの活動による地殻変動量(沈降)0.31m及び潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

\*2 \*1に加えてパラメータによる影響を考慮している。

(d) パラメータによる影響が入力津波高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」の検討結果を踏まえ、取水ピットにおける下降側水位を除き、防潮堤設置ルート変更を反映したモデルにおけるパラメータによる影響評価結果により設定した設定水位一覧を表 1.5-16 に示す。また、防潮堤前面における最高水位を示す時刻歴波形を図 1.5-9 に、各経路からの津波の時刻歴波形を図 1.5-10 にそれぞれ示す。

表 1.5-16 防潮堤設置ルート変更を反映したモデルにおける数値シミュレーション結果により設定した設定水位一覧表

区分	設定位置	設定水位	パラメータによる影響		基本ケースの水位
			パラメータによる影響の考慮の程度	考慮した条件	
上昇側水位	防潮堤前面（敷地側面北側）	T.P. +12.0m <sup>*1</sup> (T.P. +12.2m) <sup>*2</sup>	+0.3m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +11.7m
	防潮堤前面（敷地前面東側）	T.P. +17.7m <sup>*1</sup> (T.P. +17.9m) <sup>*2</sup>	+0.6m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +17.1m
	防潮堤前面（敷地側面南側）	T.P. +16.6m <sup>*1</sup> (T.P. +16.8m) <sup>*2</sup>	+1.2m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +15.4m
	取水ピット	(T.P. +19.2m) <sup>*3</sup>	+3.16m	・防波堤の有無 ・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. +16.04m
	放水路ゲート設置箇所	(T.P. +27.4m) <sup>*3</sup>	+3.81m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. +23.59m
	S A用海水ピット	(T.P. +8.9m) <sup>*3</sup>	+2.91m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無	T.P. +5.99m
	緊急用海水ポンプピット	(T.P. +9.3m) <sup>*3</sup>	+3.17m	・防波堤の有無 ・貝付着の有無	T.P. +6.13m
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地前面東側）の 入力津波高さを使用している。）	T.P. +17.7m <sup>*1</sup> (T.P. +17.9m) <sup>*2</sup>	+0.6m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +17.1m
	構内排水路逆流防止設備 （防潮堤前面（敷地側面北側）の 入力津波高さを使用している。）	T.P. +12.0m <sup>*1</sup> (T.P. +12.2m) <sup>*2</sup>	+0.3m	・地盤変状の有無 ・防波堤の有無	T.P. +11.7m
下降側水位	取水ピット <sup>*4</sup>	T.P. -5.1m <sup>*5</sup>	-0.15m	・防波堤の有無 ・スクリーンによる損失の有無 ・貝付着の有無 ・海水ポンプの運転状態	T.P. -4.95m

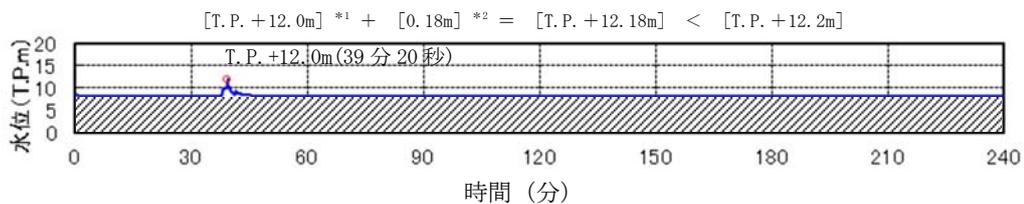
\*1 朔望平均満潮位T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び津波波源モデルの活動による地殻変動量（沈降）0.31mを考慮している。

\*2 \*1に加えて潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

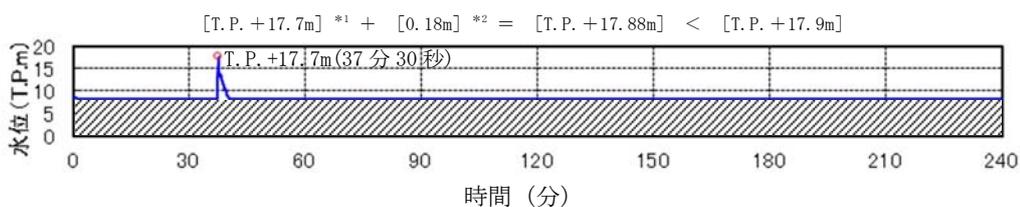
\*3 朔望平均満潮位T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m, 津波波源モデルの活動による地殻変動量（沈降）0.31m及び潮位のばらつき+0.18mを考慮している。

\*4 取水口前面に貯留堰を設置するため、引き波時における非常用海水ポンプの取水性については貯留堰天端高さ及び貯留堰の有効容量に依存し、防潮堤設置ルートには依存しないことから、取水ピットにおける下降側水位については防潮堤設置ルート変更前のモデルによる管路解析結果をもとに設定した入力津波を示す。

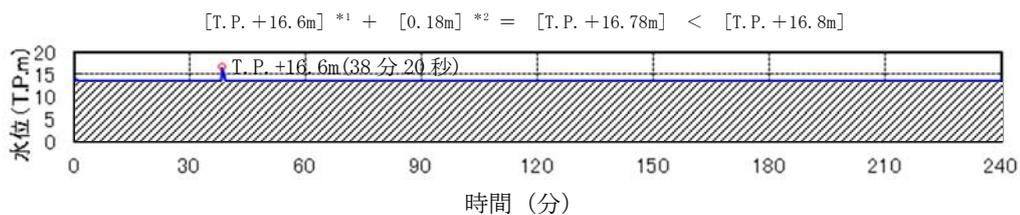
\*5 朔望平均干潮位T.P. -0.81m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び潮位のばらつき-0.16mを考慮している。



(防潮堤前面評価点 敷地側面北側)



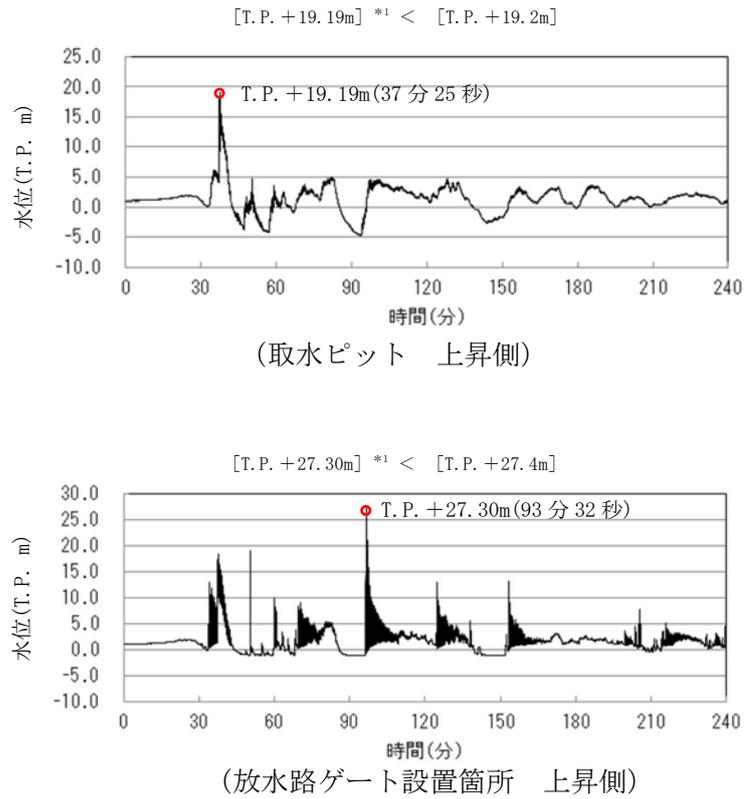
(防潮堤前面評価点 敷地前面東側)



(防潮堤前面評価点 敷地側面南側)

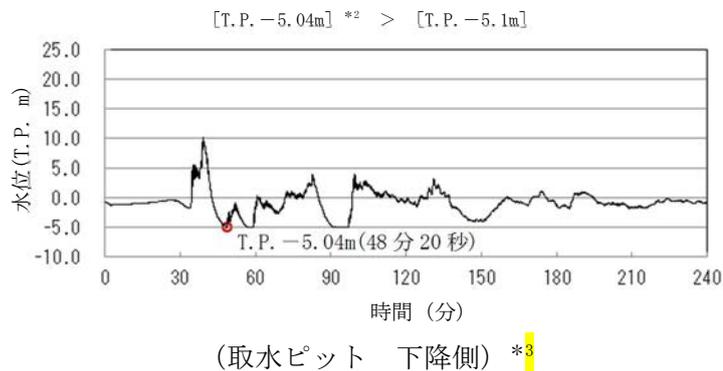
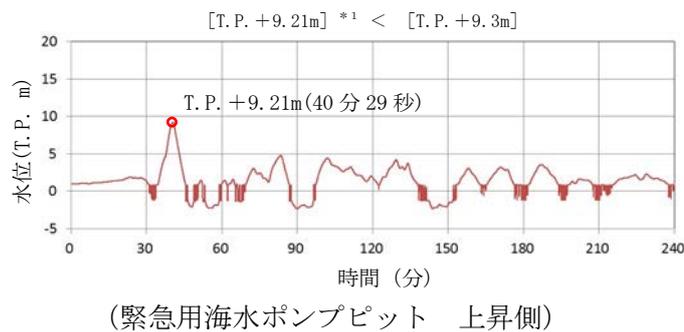
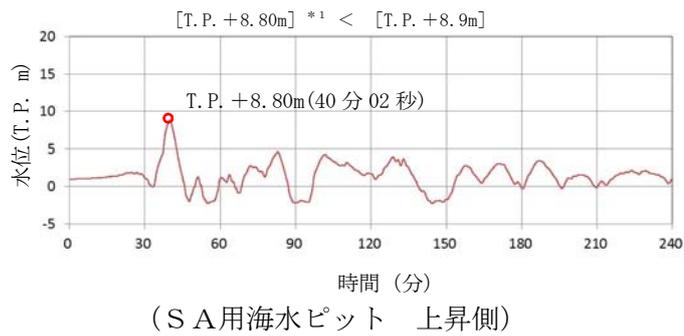
- \*1 朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m及び津波波源モデルの活動による地殻変動量(沈降)0.31mを考慮している。
- \*2 潮位のばらつきを示す。

図 1.5-9 防潮堤前面における最高水位を示す時刻歴波形



\*1 朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m, 津波波源モデルの活動による地殻変動量 (沈降) 0.31m 及び潮位のばらつき +0.18m を考慮している。

図 1.5-10 各経路からの津波の時刻歴波形 (1/2)



- \*1 朔望平均満潮位 T.P. +0.61m, 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m, 津波波源モデルの活動による地殻変動量 (沈降) 0.31m 及び潮位のばらつき +0.18m を考慮している。
- \*2 朔望平均干潮位 -0.81m, 2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m 及び潮位のばらつき -0.16m を考慮している。
- \*<sup>3</sup> 取水口前面に貯留堰を設置するため, 引き波時における非常用海水ポンプの取水性については貯留堰天端高さ及び貯留堰の有効容量に依存し, 防潮堤設置ルートには依存しないことから, 取水ピットにおける下降側水位については防潮堤設置ルート変更前のモデルによる管路解析結果をもとに設定した入力津波を示す。

図 1.5-10 各経路からの津波の時刻歴波形 (2/2)

(e) その他の影響

その他の影響として、防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分及び下降側水位の初期潮位に考慮していた地殻変動量（沈降）の差し引きを考慮する。以下に詳細を示す。

イ．防潮堤設置ルート変更前後における遡上解析結果又は管路解析結果の差分

防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を比較し、防潮堤設置ルート変更後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位が防潮堤設置ルート変更前における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位を下回る場合は、その差分を防潮堤設置ルート変更後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位に加え入力津波高さを設定することで考慮する。防潮堤設置ルート変更前後における設定水位一覧及びその他の影響を考慮した入力津波一覧表を表 1.5-17 に示す。表 1.5-17 に示した水位から、防潮堤前面（敷地側面北側）におけるその他の影響を+3.2m とした。

表 1.5-17 防潮堤設置ルート変更前後における設定水位一覧及びその他の影響を考慮した入力津波一覧

区分	設定位置	入力津波高さ	設定水位		その他の影響 <sup>*4</sup>
			防潮堤設置ルート変更前	防潮堤設置ルート変更後	
上昇側水位	防潮堤前面 (敷地側面北側)	T.P. +15.2m <sup>*1</sup> (T.P. +15.4m) <sup>*2</sup>	T.P. +15.2m <sup>*1</sup> (T.P. +15.4m) <sup>*2</sup>	T.P. +12.0m <sup>*1</sup> (T.P. +12.2m) <sup>*2</sup>	+3.2m
	防潮堤前面 (敷地前面東側)	T.P. +17.7m <sup>*1</sup> (T.P. +17.9m) <sup>*2</sup>	T.P. +17.7m <sup>*1</sup> (T.P. +17.9m) <sup>*2</sup>	T.P. +17.7m <sup>*1</sup> (T.P. +17.9m) <sup>*2</sup>	0m
	防潮堤前面 (敷地側面南側)	T.P. +16.6m <sup>*1</sup> (T.P. +16.8m) <sup>*2</sup>	T.P. +16.6m <sup>*1</sup> (T.P. +16.8m) <sup>*2</sup>	T.P. +16.6m <sup>*1</sup> (T.P. +16.8m) <sup>*2</sup>	0m
	取水ピット	(T.P. +19.2m) <sup>*3</sup>	(T.P. +19.2m) <sup>*3</sup>	(T.P. +19.2m) <sup>*3</sup>	0m
	放水路ゲート 設置箇所	(T.P. +27.4m) <sup>*3</sup>	(T.P. +19.1m) <sup>*3</sup>	(T.P. +27.4m) <sup>*3</sup>	0m
	S A用海水ピット	(T.P. +8.9m) <sup>*3</sup>	(T.P. +8.9m) <sup>*3</sup>	(T.P. +8.9m) <sup>*3</sup>	0m
	緊急用海水ポンプ ピット	(T.P. +9.3m) <sup>*3</sup>	(T.P. +9.3m) <sup>*3</sup>	(T.P. +9.3m) <sup>*3</sup>	0m
	構内排水路 逆流防止設備 (防潮堤前面(敷地前面東側)の入力津波高さを使用している。)	T.P. +17.7m <sup>*1</sup> (T.P. +17.9m) <sup>*2</sup>	T.P. +17.7m <sup>*1</sup> (T.P. +17.9m) <sup>*2</sup>	T.P. +17.7m <sup>*1</sup> (T.P. +17.9m) <sup>*2</sup>	0m
構内排水路 逆流防止設備 (防潮堤前面(敷地側面北側)の入力津波高さを使用している。)	T.P. +15.2m <sup>*1</sup> (T.P. +15.4m) <sup>*2</sup>	T.P. +15.2m <sup>*1</sup> (T.P. +15.4m) <sup>*2</sup>	T.P. +12.0m <sup>*1</sup> (T.P. +12.2m) <sup>*2</sup>	+3.2m	

- \*1 朔望平均満潮位T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m及び津波波源モデルの活動による地殻変動量(沈降)0.31mを考慮している。
- \*2 \*1に加えて潮位のばらつき+0.18mを考慮している。
- \*3 朔望平均満潮位T.P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量(沈降)0.2m, 津波波源モデルの活動による地殻変動量(沈降)0.31m及び潮位のばらつき+0.18mを考慮している。
- \*4 防潮堤設置ルート変更前後における各施設・設備の設置位置で算定された入力津波高さを比較し、防潮堤設置ルート変更後における各施設・設備の設置位置で算定された入力津波高さが防潮堤設置ルート変更前における各施設・設備の設置位置で算定された入力津波高さを下回る場合は、その差分を防潮堤設置ルート変更後における各施設・設備の設置位置で算定された設定水位に加え入力津波高さを設定する。

ロ. 下降側水位の初期潮位に考慮していた地殻変動量（沈降）の差し引き

下降側水位の初期潮位に考慮していた地殻変動量（沈降）については、安全側の考慮となるように、取水ピットにて設定した下降側の設定水位に対し、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2mを差し引き入力津波高さを設定することで考慮する。取水ピットにおける下降側入力津波の設定に考慮するその他の影響を表1.5-18に示す。表1.5-18に示した水位から、取水ピットにおける下降側入力津波の設定に考慮するその他の影響を-0.2mとした。

表 1.5-18 取水ピットにおける下降側入力津波の設定に考慮するその他の影響

区分	設定位置	入力津波高さ	設定水位	その他の影響*4
下降側水位	取水ピット*1	T.P. -5.3m*3	T.P. -5.1m*2	-0.2m

\*1 取水口前面に貯留堰を設置するため、引き波時における非常用海水ポンプの取水性については貯留堰天端高さ及び貯留堰の有効容量に依存し、防潮堤設置ルートには依存しないことから、取水ピットにおける下降側水位については防潮堤設置ルート変更前のモデルによる管路解析結果をもとに設定した入力津波を示す。

\*2 朔望平均干潮位T.P. -0.81m、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2m及び潮位のばらつき-0.16mを考慮している。

\*3 下降側の評価に当たって安全側の考慮となるように、\*2から2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2mを差し引いたものである。

\*4 下降側水位の初期潮位に考慮していた地殻変動量（沈降）について、安全側の考慮となるように、取水ピットにて設定した下降側の設定水位に対し、2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量（沈降）0.2mを差し引き入力津波高さを設定する。

(f) 入力津波高さに対するパラメータによる影響のまとめ

「(a) 遡上解析におけるパラメータによる影響」, 「(b) 管路解析におけるパラメータによる影響」及び「(d) その他の影響」の検討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一覧を表 1.5-19 に示す。

表 1.5-19 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一覧表

区分	設定位置	入力津波高さ
上昇側水位	防潮堤前面 (敷地側面北側)	T. P. +15.2m <sup>*1</sup> (T. P. +15.4m) <sup>*2</sup>
	防潮堤前面 (敷地前面東側)	T. P. +17.7m <sup>*1</sup> (T. P. +17.9m) <sup>*2</sup>
	防潮堤前面 (敷地側面南側)	T. P. +16.6m <sup>*1</sup> (T. P. +16.8m) <sup>*2</sup>
	取水ピット	(T. P. +19.2m) <sup>*3</sup>
	放水路ゲート設置箇所	(T. P. +27.4m) <sup>*3</sup>
	S A用海水ピット	(T. P. +8.9m) <sup>*3</sup>
	緊急用海水ポンプピット	(T. P. +9.3m) <sup>*3</sup>
	構内排水路逆流防止設備 (防潮堤前面 (敷地前面東側) の入力津波高さを使用している。)	T. P. +17.7m <sup>*1</sup> (T. P. +17.9m) <sup>*2</sup>
構内排水路逆流防止設備 (防潮堤前面 (敷地側面北側) の入力津波高さを使用している。)	T. P. +15.2m <sup>*1</sup> (T. P. +15.4m) <sup>*2</sup>	
下降側水位	取水ピット <sup>*4</sup>	T. P. -5.1m <sup>*5</sup> (T. P. -5.3m) <sup>*6</sup>

- \*1 朔望平均満潮位T. P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m及び津波波源モデルの活動による地殻変動量 (沈降) 0.31mを考慮している。
- \*2 \*1に加えて潮位のばらつき+0.18mを考慮している。
- \*3 朔望平均満潮位T. P. +0.61m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m, 津波波源モデルの活動による地殻変動量 (沈降) 0.31m及び潮位のばらつき+0.18mを考慮している。
- \*4 取水口前面に貯留堰を設置するため, 引き波時における非常用海水ポンプの取水性については貯留堰天端高さ及び貯留堰の有効容量に依存し, 防潮堤設置ルートには依存しないことから, 取水ピットにおける下降側水位については防潮堤設置ルート変更前のモデルによる管路解析結果をもとに設定した入力津波を示す。
- \*5 朔望平均干潮位T. P. -0.81m, 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2m及び潮位のばらつき-0.16mを考慮している。
- \*6 下降側の評価に当たって安全側の考慮となるように, \*5 から 2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量 (沈降) 0.2mを差し引いたものである。

## 1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討

### 1.6.1 はじめに

東海第二発電所の緊急用海水系は、SA用海水ピット取水塔からSA用海水ピットを経て、緊急用海水ポンプピットに至る。図1.6-1に緊急用海水系の平面図及び断面図、図1.6-2に緊急用海水系の管路解析モデルを示す。

本解析では外海、SA用海水ピット取水塔、SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットを池でモデル化し、管路モデルや節点で結んでいる。損失水頭のうち管路内の摩擦は各管路モデルで、それ以外の損失は各節点で表現するようにモデル化した。表1.6-1～表1.6-3及び図1.6-3～図1.6-5に解析に用いた各損失を示す。なお、解析には解析コード「SURGE」を使用した。

### 1.6.2 SA用海水ピットの構造に関わる管路解析モデルへの影響検討

図1.6-1に示すとおり、海側からの管路はSA用海水ピット位置で直交方向に角度を変え、また緊急用海水ポンプピットには漸移的に角度を変えながら接続している。解析においては、SA用海水ピットの形状についてモデル化するとともにSA用海水ピットに海水が流入することに伴い発生する渦や流向変化等による損失水頭についても考慮し、SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピット位置の水位への影響を確認することとし、解析方針を以下に示す。

### 1.6.3 解析方針

海水の流入に伴い発生する渦や流向変化等による損失を考慮した解析については、以下のとおりとした。

- ① 渦や流向変化等に伴う影響については、管路の「曲り」または「屈折」による損失水頭として設定する。

- ② 解析モデルの形状自体は現行モデルから変更せず，S A用海水ピットの上流側と下流側の節点（図 1.6-2 の節点 4 及び節点 6）に設定している損失水頭（流出もしくは流入）に，曲りまたは屈折の損失相当の損失水頭（※：補足）を上乗せする。
- ③ さらに感度分析として，上乗せする損失水頭を 2.0 倍した場合と 0.5 倍した場合を追加で実施する。よって，実施ケースは，以下の 6 ケースとする。
- ④ 曲りによる損失を追加の場合：損失水頭 1.0，2.0，0.5 倍の 3 ケース  
屈折による損失を追加の場合：損失水頭 1.0，2.0，0.5 倍の 3 ケース

計 6 ケース

ここで、「順流・貝代なし」の条件における S A海水ピット内に「曲り」及び「屈折」損失（それぞれ係数 1.0 倍の場合）を考慮した損失計算書を表 1.6-4 及び表 1.6-5 に示す。

**【(※)：補足】**

- 1) 「曲り」損失に用いる曲率半径を S A用海水ピットの半径 (=5m) と仮定する。
- 2) S A用海水ピット取水塔～S A用海水ピット間と S A用海水ピット～緊急用海水ポンプピット間では流量が異なるため，損失水頭算定には，S A用海水ピット上下流 2 箇所それぞれの流量から算定した損失水頭の 1/2 を設定した。

#### 1.6.4 解析結果

緊急用海水系の管路解析の解析ケース及び解析結果を表 1.6-6, 図 1.6-6 及び図 1.6-7 に示す。

表 1.6-6 及び図 1.6-6 に示すとおり, SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットについて「曲り」または「屈折」による損失を追加したモデルの最高水位は, 現行モデルの最高水位に比べて低くなっており, 「曲り」又は「屈折」による損失水頭の倍率を大きくするほど最高水位は低くなる傾向が認められる。さらに, 図 1.6-7 に示すとおり, 「曲り」または「屈折」による損失の影響による水位の増幅傾向は認められない。

以上のことから, SA用海水ピットに海水が流入することに伴い発生する渦や流向変化等による損失水頭について考慮する必要はない。

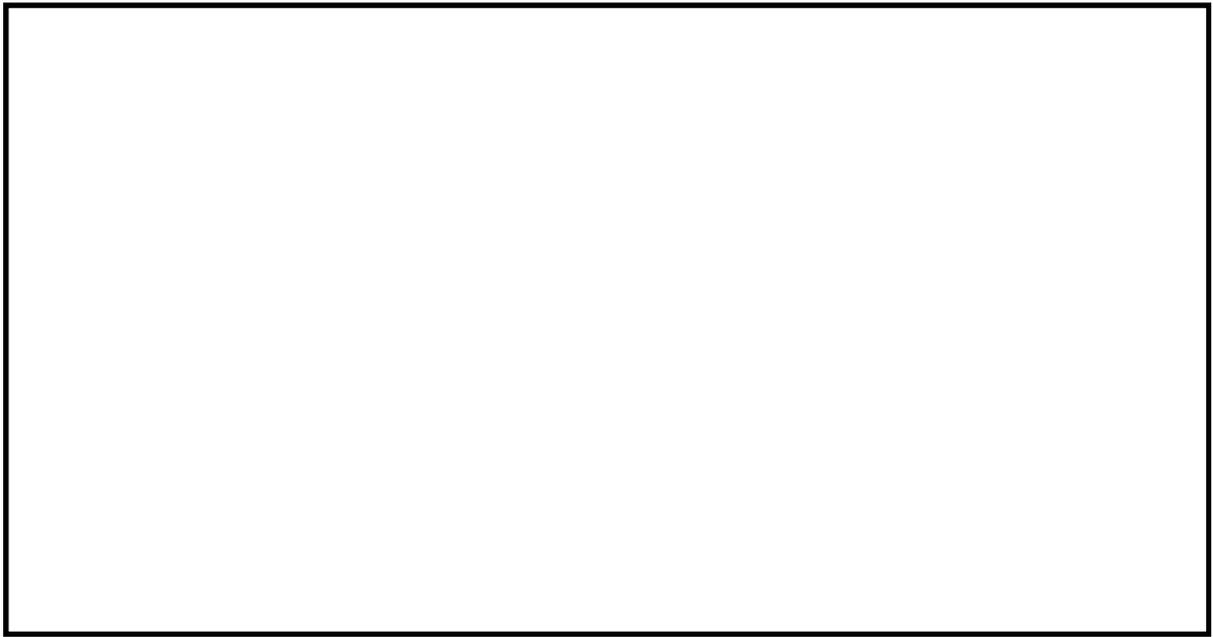


図 1.6-1(1) 緊急用海水系の平面図

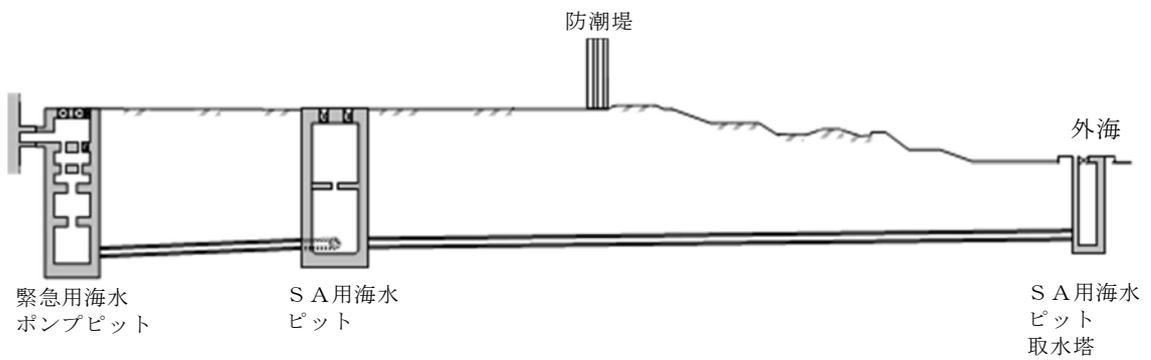
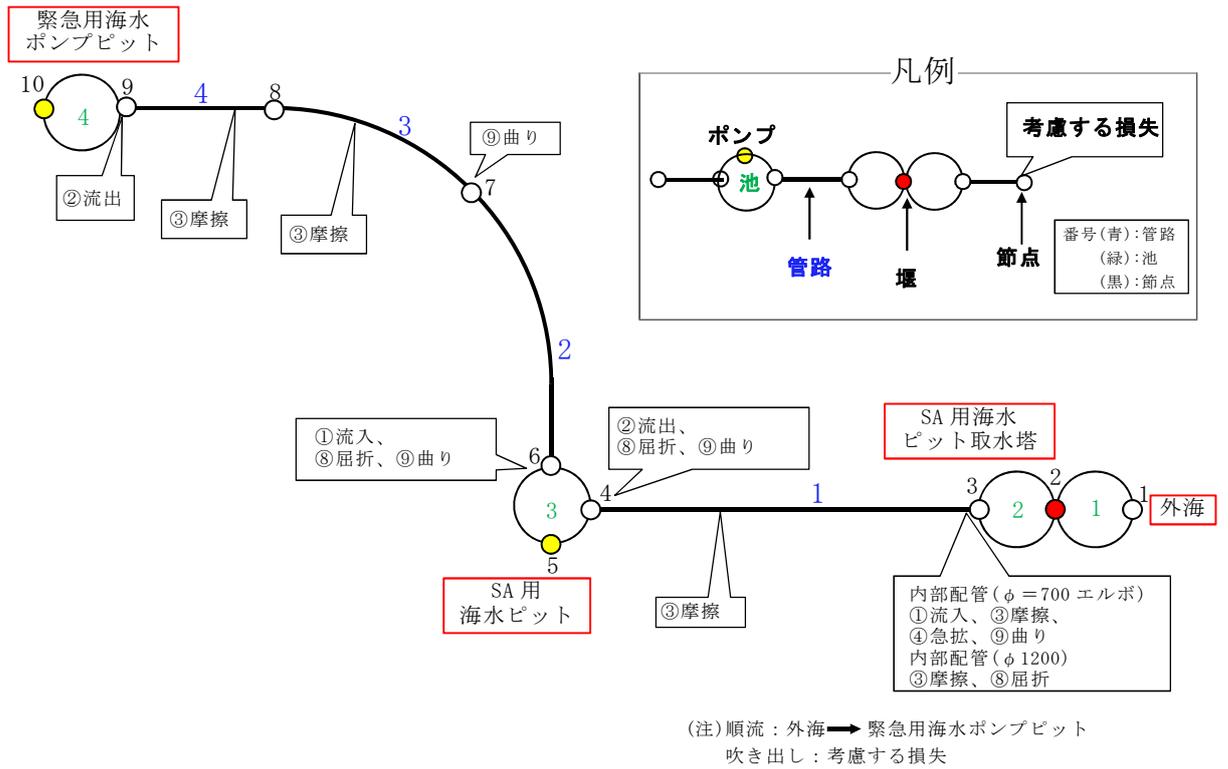


図 1.6-1(2) 緊急用海水系の断面図

(S A用海水ピット取水塔～S A用海水ピット～緊急用海水ポンプピット)



管路長さ一覧

管路 No.	管路長さ	管路 No.	管路長さ
1	157.557m	2	76.904m
3	58.111m	4	35.908m

図 1.6-2 緊急用海水系の管路解析モデル

表 1.6-1 損失水頭算定公式

	公式	係数	根拠
①流入損失	$h_e = f_e \frac{V^2}{2g}$	$h_e$ : 流入による損失水頭 (m) [第 3-3 図 角端] $f_e$ : 流入損失係数 (0.03) $V$ : 管内流速 (m/s)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 374-375
②流出損失	$h_o = f_o \frac{V^2}{2g}$	$h_o$ : 流出による損失水頭 (m) $V$ : 管内流速 (m/s) $f_o$ : 流出損失係数 (1.0)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 375
③摩擦損失	$h_f = n^2 \cdot V^2 \frac{L}{R^{4/3}}$	$V$ : 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 ( $m^{-1/3} \cdot s$ ) [第 3-2 表]	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 788, p. 829
④急拡損失	$h_{se} = f_{se} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$	$f_{se}$ : 急拡損失係数 $A_1$ : 急拡前の管断面積 ( $m^2$ ) $A_2$ : 急拡後の管断面積 ( $m^2$ )	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 829
⑤急縮損失	$h_{sc} = f_{sc} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$	$f_{sc}$ : 急縮損失係数 (管路断面積による値[第 3-3 表]) $V_2$ : 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
⑥漸拡損失	$h_{ge} = f_{ge} \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g}$	$f_{ge}$ : 漸拡損失係数 (管路断面積による値[第 3-4 図]) $V_1$ : 漸拡前の平均流速 (m/s) $A_1$ : 漸拡前の管断面積 ( $m^2$ ) $A_2$ : 漸拡後の管断面積 ( $m^2$ )	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 830
⑦漸縮損失	$h_{gc} = f_{gc} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$	$f_{gc}$ : 漸縮損失係数 (管路断面積による値[第 3-5 図]) $V_2$ : 漸縮後の平均流速 (m/s)	火力原子力発電所土 木構造物の設計 p. 830-831
⑧屈折損失	$h_{be} = f_{be} \frac{V^2}{2g}$ $f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$	$h_{be}$ : 合流前後の本管動水位 (m) $V$ : 管内平均流速 (m/s) $f_{be}$ : 屈折損失係数 $\theta$ : 屈折角	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 376-377
⑨曲り損失	$h_b = f_{b1} f_{b2} \frac{V^2}{2g}$	$f_{b1}$ : 曲りの曲率半径 $\rho$ と管径 $D$ と の比より決まる損失係数 $f_{b2}$ : 任意の曲り中心角 $\theta$ , 中心角 $90^\circ$ の場合の損失比 $V$ : 管内平均流速 (m/s)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 376

※引用文献を以下に示す。

- ・ 土木学会 (1999) : 土木学会水理公式集 (平成 11 年版)
- ・ 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

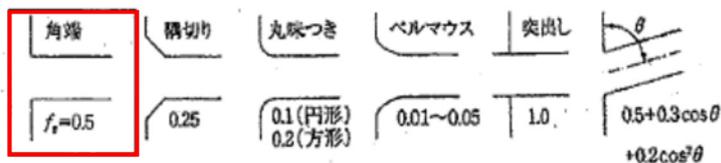


図 1.6-3 入口形状と損失係数  
(土木学会水理公式集(平成 11 年版) p. 375)

表 1.6-2 貝等の付着代と粗度係数

(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 788 より抜粋)

	貝付着なし	貝付着あり
貝付着厚	0 [cm]	10 [cm]
粗度係数	0.015 [ $m^{-1/3} \cdot s$ ]	0.020 [ $m^{-1/3} \cdot s$ ]

表 1.6-3 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

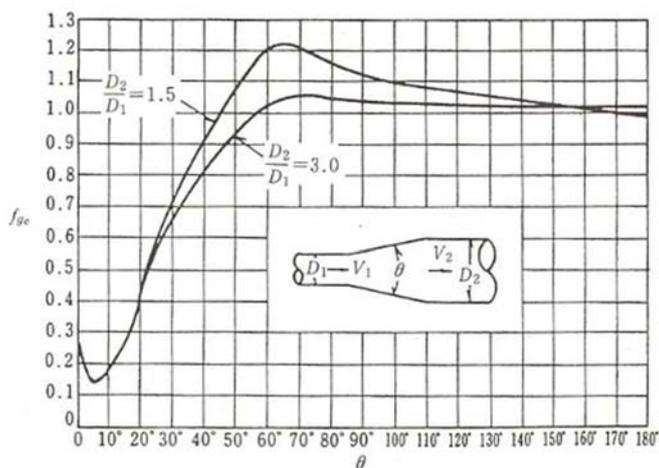


図 1.6-4 漸拡損失係数(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 830)

$D_1, D_2$ : 漸拡前後の管径(m),  $V_1, V_2$ : 漸拡前後の平均流速(m/s),  $\theta$ : 漸拡部の開き  
(※本施設では矩形断面管の漸拡に上記の図による値を適用する。矩形断面と同様の断面積を持つ円管を仮定して、半径  $D_1, D_2$  を算出した。)

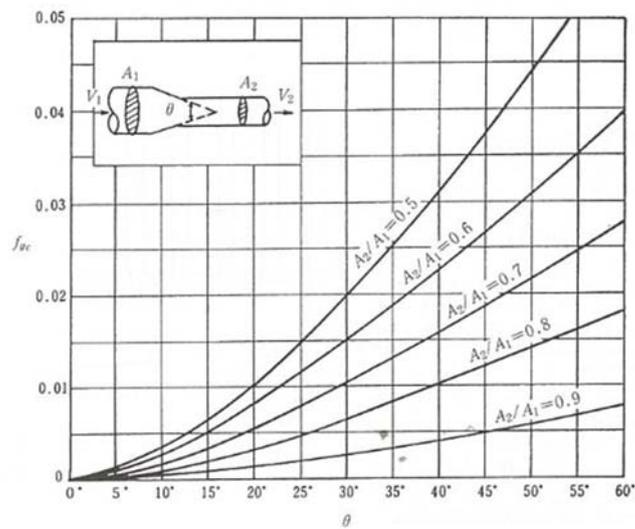


図 1.6-5 漸縮損失係数(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 831)

$D_1, D_2$  : 漸縮前後の管径(m),  $V_1, V_2$  : 漸縮前後の平均流速(m/s),  $\theta$  : 漸縮部の開き  
 (※本施設では矩形断面管の漸縮に上記の図による値を適用する。矩形断面と同様の断面積を持つ円管を仮定して、半径  $D_1, D_2$  を算出した。)

表 1.6-4 損失水頭計算書

(順流・貝代なし，SA用海水ピット内に曲り損失を考慮した場合)

場所	流量 ( $m^3/s$ )	種類	係数		断面積 ( $m^2$ )	損失水頭 (m)	モデル化
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ700エルボ)	0.234	流入	F	0.500	0.385	0.00900	節点3
		摩擦	粗度係数 ( $m^{-1/3} \cdot s$ )	0.015	0.385	0.00100	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.175			
		曲り	$F_{b1}$	0.286	0.385	0.00500	節点3
			$F_{b2}$	1.000			
急拡	F	0.435	0.385	0.00800	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 ( $m^{-1/3} \cdot s$ )	0.015	1.131	0.00500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.300			
		屈折	F	0.986	1.131	0.01900	節点3
管路1(φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 ( $m^{-1/3} \cdot s$ )	0.015	1.131	0.06800	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.300			
SA用海水ピット	0.701	流出	F	1.000	1.131	0.02000	節点4
		曲り	$F_{b1}$	0.132	1.131 <sup>(注)</sup>	0.00100	節点4
			$F_{b2}$	1.000			
	0.234	曲り	$F_{b1}$	0.132	1.131 <sup>(注)</sup>	0.00010	節点6
			$F_{b2}$	1.000			
		流入	F	0.500	1.131	0.00100	節点6
管路2,3,4(φ1200)	0.234	摩擦	粗度係数 ( $m^{-1/3} \cdot s$ )	0.015	1.131	0.00800	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.300			
		曲り	$F_{b1}$	0.131	1.131	0.00030	節点7
			$F_{b2}$	0.931			
緊急用海水ポンプピット	0.234	流出	F	1.000	1.131	0.00200	節点9
合計						0.14740	

(注) 現行モデルからの追加分

- ・渦や流向変化等に伴う影響を管路の「曲り損失」として仮定
- ・上下流2箇所それぞれの流量から算定した「曲り損失水頭」の1/2を設定した値

表 1.6-5 損失水頭計算書

(順流・貝代なし，SA用海水ピット内に屈折損失を考慮した場合)

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
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ700エルボ)	0.234	流入	F	0.500	0.385	0.00900	節点3
		摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.385	0.00100	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.175			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.286	0.385	0.00500	節点3
			F <sub>b2</sub>	1.000			
急拡	F	0.435	0.385	0.00800	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.300			
		屈折	F	0.986	1.131	0.01900	節点3
管路1(φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.06800	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.300			
SA用海水ピット	0.701	流出	F	1.000	1.131	0.02000	節点4
		屈折	F	0.986	1.131	0.01000	節点4
	0.234	屈折	F	0.986	1.131	0.00100	節点6
		流入	F	0.500	1.131	0.00100	節点6
管路2,3,4(φ1200)	0.234	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00800	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.300			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.131	1.131	0.00030	節点7
			F <sub>b2</sub>	0.931			
緊急用海水ポンプピット	0.234	流出	F	1.000	1.131	0.00200	節点9
合計						0.15730	

(注) 現行モデルからの追加分

- ・渦や流向変化等に伴う影響を管路の「屈折損失」として仮定
- ・上下流2箇所それぞれの流量から算定した「屈折損失水頭」の1/2を設定した値

表 1.6-6 解析ケース及び水位一覧

解析 ケース	損失項目	損失水頭 倍率	S A用 海水ピット		緊急用 海水ポンプピット	
			最高水位 (T.P.m)	最低水位 (T.P.m) (参考)	最高水位 (T.P.m)	最低水位 (T.P.m) (参考)
①	追加なし (現行モデル)	—	8.89	-2.30	9.29	-2.30
②-1	曲り	0.5	8.88	-2.29	9.28	-2.30
②-2		1.0	8.87	-2.29	9.27	-2.29
②-3		2.0	8.85	-2.28	9.24	-2.29
③-1	屈折	0.5	8.82	-2.28	9.21	-2.29
③-2		1.0	8.75	-2.26	9.13	-2.28
③-3		2.0	8.62	-2.21	8.97	-2.26

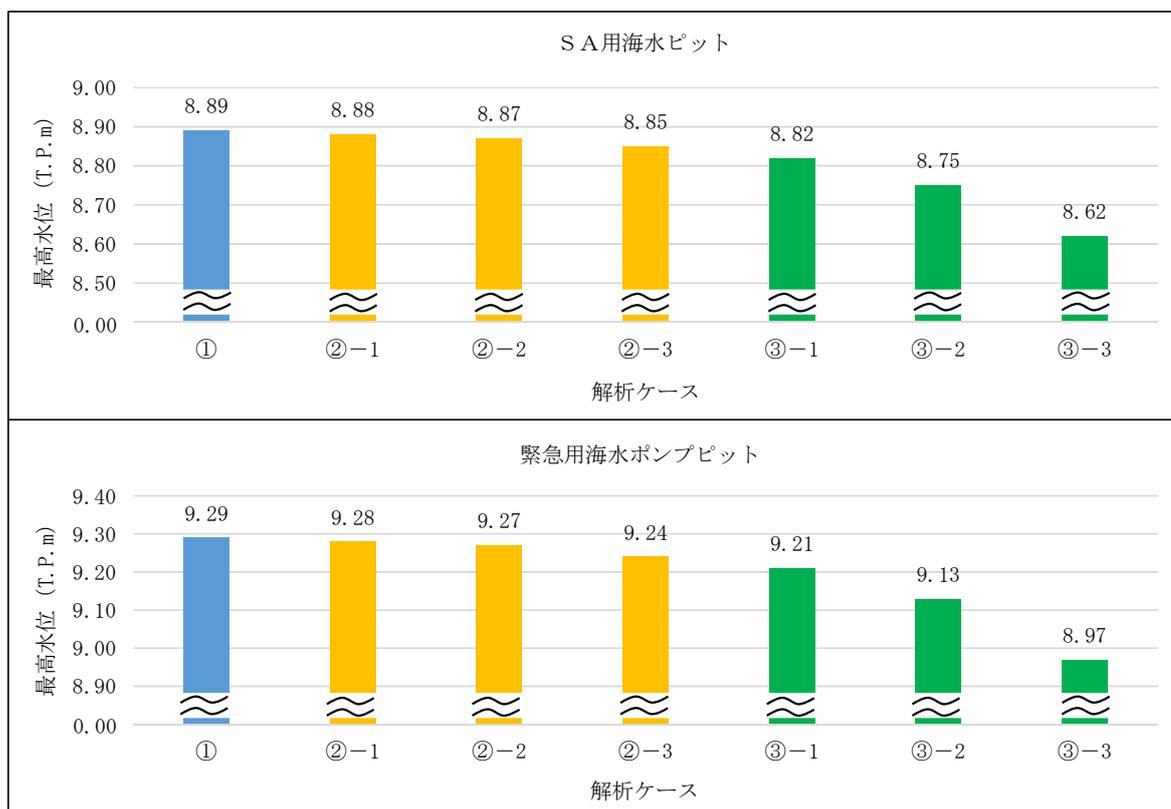


図 1.6-6 S A用海水ピットと緊急用海水ポンプピットの最高水位

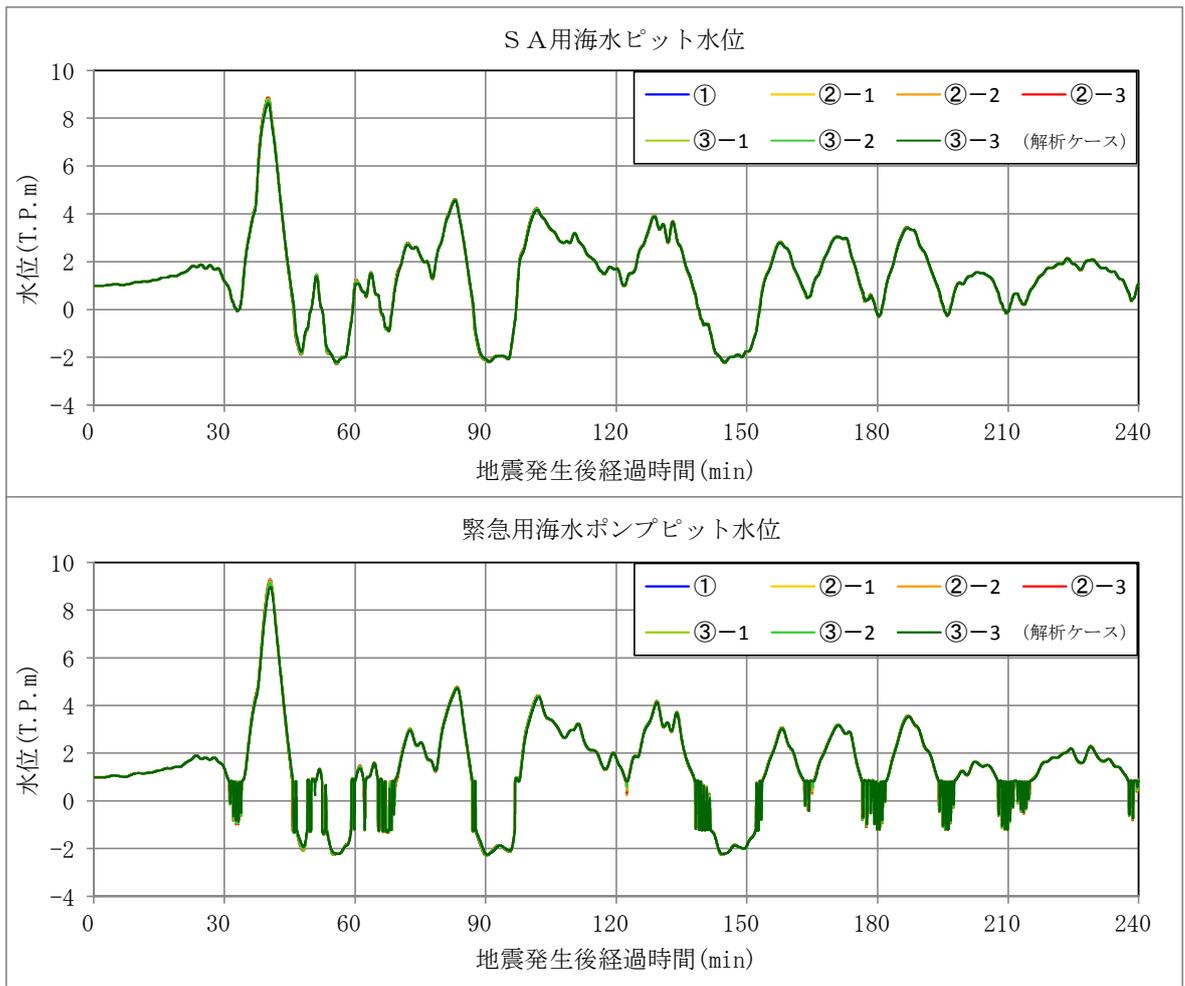


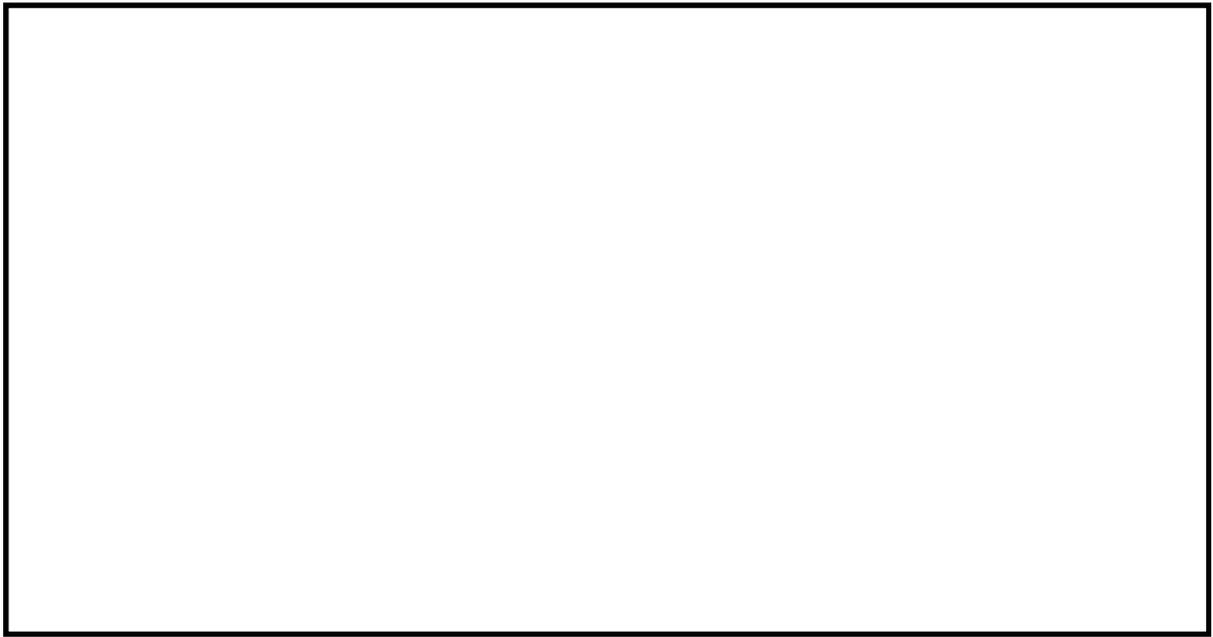
図 1.6-7 SA用海水ピットと緊急用海水ポンプピットの水位の時刻歴波形

(参考：ご説明済資料（耐津波設計方針 5条 添付5）)

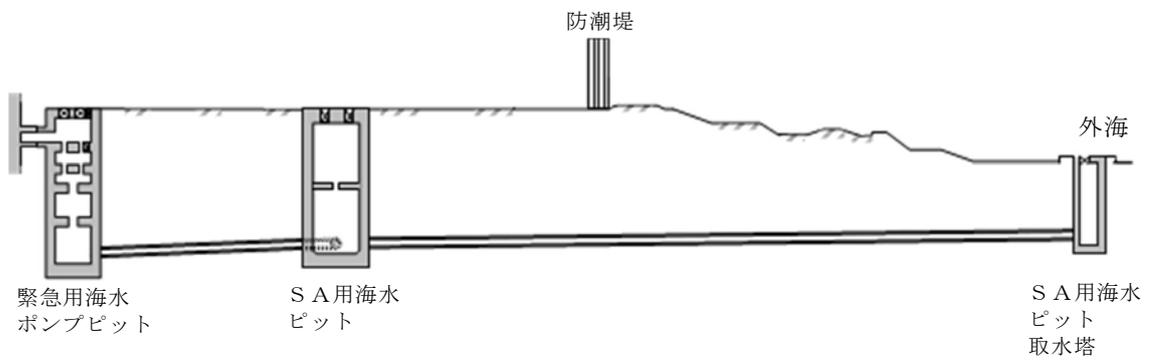
### 3. SA用海水ピット取水塔～SA用海水ピット～緊急用海水ポンプピット

東海第二発電所の緊急用海水系は、SA用海水ピット取水塔からSA用海水ピットを経て、緊急用海水ポンプピットに至る。第3-1図に緊急用海水系の平面図及び断面図、第3-2図に緊急用海水系の管路解析モデルを示す。

本解析では外海、SA用海水ピット取水塔、SA用海水ピット及び緊急用海水ポンプピットを池でモデル化し、管路モデルや節点で結んでいる。損失水頭のうち管路内の摩擦は各管路モデルで、それ以外の損失は各節点で表現するようにモデル化した。第3-1表～第3-3表及び第3-3図～第3-5図に解析に用いた各損失を示す。第3-4表、第3-5表に計算毎の具体的な損失水頭を整理した。なお、解析には解析コード「SURGE」を使用した。

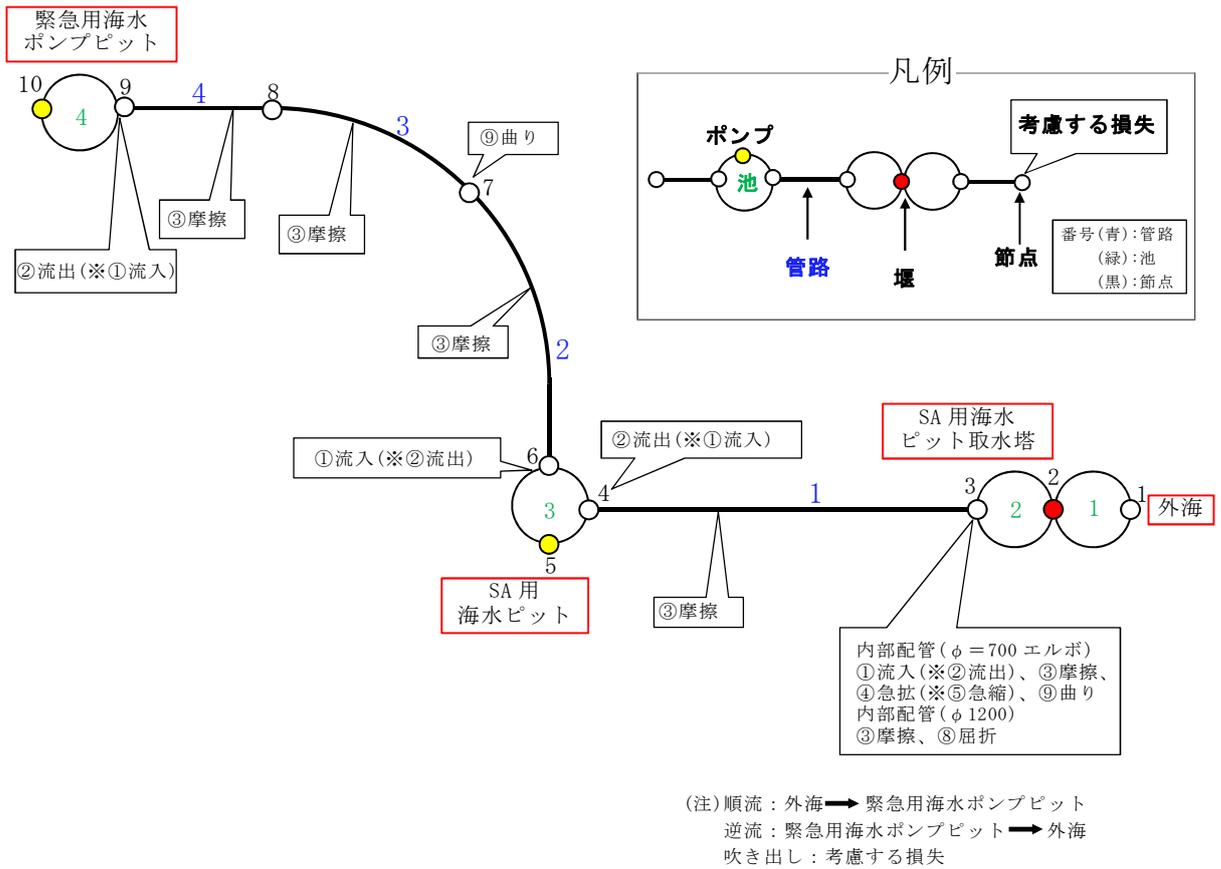


第 3-1 図(1) 緊急用海水系の平面図



第 3-1 図(2) 緊急用海水系の断面図

(S A用海水ピット取水塔～S A用海水ピット～緊急用海水ポンプピット)



管路長さ一覧

管路 No.	管路長さ	管路 No.	管路長さ
1	157.557m	2	76.904m
3	58.111m	4	35.908m

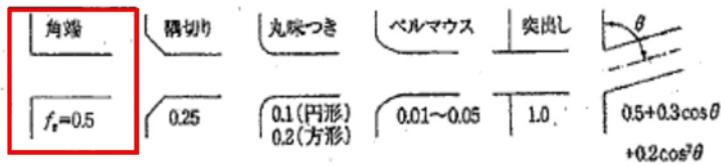
第3-2図 緊急用海水系の管路解析モデル

第 3-1 表 損失水頭算定公式

	公式	係数	根拠
①流入損失	$h_e = f_e \frac{V^2}{2g}$	$h_e$ : 流入による損失水頭 (m) [第 3-3 図 角端] $f_e$ : 流入損失係数 (0.03) $V$ : 管内流速 (m/s)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 374-375
②流出損失	$h_o = f_o \frac{V^2}{2g}$	$h_o$ : 流出による損失水頭 (m) $V$ : 管内流速 (m/s) $f_o$ : 流出損失係数 (1.0)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 375
③摩擦損失	$h_f = n^2 \cdot V^2 \frac{L}{R^{4/3}}$	$V$ : 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 ( $m^{-1/3} \cdot s$ ) [第 3-2 表]	火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 788, p. 829
④急拡損失	$h_{se} = f_{se} \cdot \frac{V_1^2}{2g}$ $f_{se} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$	$f_{se}$ : 急拡損失係数 $A_1$ : 急拡前の管断面積 ( $m^2$ ) $A_2$ : 急拡後の管断面積 ( $m^2$ )	火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 829
⑤急縮損失	$h_{sc} = f_{sc} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$	$f_{sc}$ : 急縮損失係数 (管路断面積による値[第 3-3 表]) $V_2$ : 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
⑥漸拡損失	$h_{ge} = f_{ge} \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g}$	$f_{ge}$ : 漸拡損失係数 (管路断面積による値[第 3-4 図]) $V_1$ : 漸拡前の平均流速 (m/s) $A_1$ : 漸拡前の管断面積 ( $m^2$ ) $A_2$ : 漸拡後の管断面積 ( $m^2$ )	火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 830
⑦漸縮損失	$h_{gc} = f_{gc} \cdot \frac{V_2^2}{2g}$	$f_{gc}$ : 漸縮損失係数 (管路断面積による値[第 3-5 図]) $V_2$ : 漸縮後の平均流速 (m/s)	火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 830-831
⑧屈折損失	$h_{be} = f_{be} \frac{V^2}{2g}$ $f_{be} = 0.946 \sin^2 \frac{\theta}{2} + 2.05 \sin^4 \frac{\theta}{2}$	$h_{be}$ : 合流前後の本管動水位 (m) $V$ : 管内平均流速 (m/s) $f_{be}$ : 屈折損失係数 $\theta$ : 屈折角	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 376-377
⑨曲り損失	$h_b = f_{b1} f_{b2} \frac{V^2}{2g}$	$f_{b1}$ : 曲りの曲率半径 $\rho$ と管径 $D$ との比より決まる損失係数 $f_{b2}$ : 任意の曲り中心角 $\theta$ , 中心角 $90^\circ$ の場合の損失比 $V$ : 管内平均流速 (m/s)	土木学会水理公式集 (平成 11 年版) p. 376

※引用文献を以下に示す。

- ・ 土木学会 (1999) : 土木学会水理公式集 (平成 11 年版)
- ・ 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



第 3-3 図 入口形状と損失係数  
(土木学会水理公式集(平成 11 年版) p. 375)

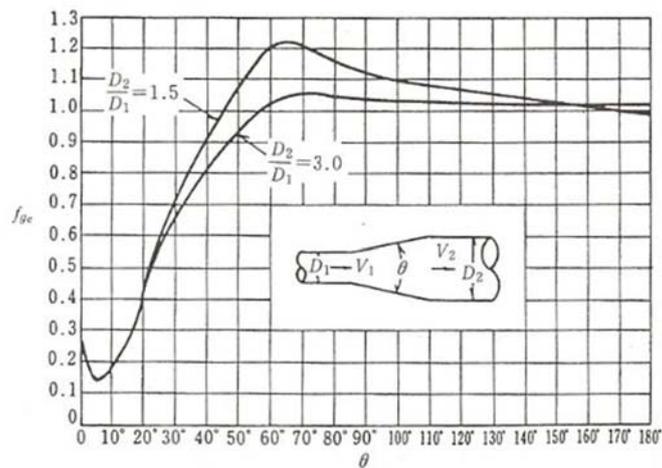
第 3-2 表 貝等の付着代と粗度係数

(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 788 より抜粋)

	貝付着なし	貝付着あり
貝付着厚	0 [cm]	10 [cm]
粗度係数	0.015 [ $m^{-1/3} \cdot s$ ]	0.020 [ $m^{-1/3} \cdot s$ ]

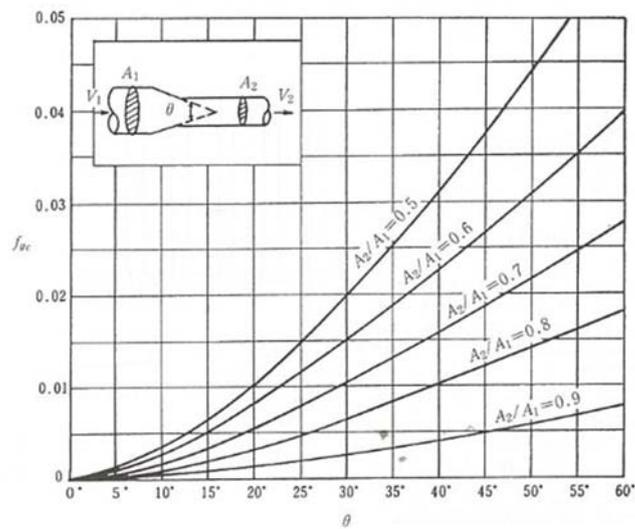
第 3-3 表 急縮損失係数(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 830)

$D_2/D_1$	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



第 3-4 図 漸拡損失係数(火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 830)

$D_1, D_2$ : 漸拡前後の管径(m),  $V_1, V_2$ : 漸拡前後の平均流速(m/s),  $\theta$ : 漸拡部の開き  
(※本施設では矩形断面管の漸拡に上記の図による値を適用する。矩形断面と同様の断面積を持つ円管を仮定して、半径  $D_1, D_2$  を算出した。)



第 3-5 図 漸縮損失係数 (火力原子力発電所土木構造物の設計 p. 831)

$D_1, D_2$  : 漸縮前後の管径 (m),  $V_1, V_2$  : 漸縮前後の平均流速 (m/s),  $\theta$  : 漸縮部の開き  
 (※本施設では矩形断面管の漸縮に上記の図による値を適用する。矩形断面と同様の断面積を持つ円管を仮定して、半径  $D_1, D_2$  を算出した。)

第 3-4 表(1) 緊急用海水系の損失水頭表 (貝付着なし, 順流)

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
SA用海水ピット取水塔 (内部配管 φ700エルボ)	0.234	流入	F	0.500	0.385	0.00900	節点3
		摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.385	0.00100	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.175			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.286	0.385	0.00500	節点3
			F <sub>b2</sub>	1.000			
急拡	F	0.435	0.385	0.00800	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管 φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.300			
		屈折	F	0.986	1.131	0.01900	節点3
管路1(φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.06800	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.300			
SA用海水ピット	0.701	流出	F	1.000	1.131	0.02000	節点4
	0.234	流入	F	0.500	1.131	0.00100	節点6
管路2,3,4(φ1200)	0.234	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00800	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.300			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.131	1.131	0.00030	節点7
			F <sub>b2</sub>	0.931			
緊急用海水ポンプピット	0.234	流出	F	1.000	1.131	0.00200	節点9
合計						0.14630	

第 3-4 表(2) 緊急用海水系の損失水頭表 (貝付着なし, 逆流)

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
			F				
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ700エルボ)	0.234	流出	F	1.000	0.385	0.01900	節点3
		摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	0.385	0.00100	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.175			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.286	0.385	0.00500	節点3
F <sub>b2</sub>	1.000						
急縮	F	0.389	0.385	0.00700	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.300			
		屈折	F	0.986	1.131	0.01900	節点3
管路1(φ1200)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.06800	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.300			
SA用海水ピット	0.701	流入	F	0.500	1.131	0.01000	節点4
	0.234	流出	F	1.000	1.131	0.00200	節点6
管路2,3,4(φ1200)	0.234	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.015	1.131	0.00800	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.300			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.131	1.131	0.00030	節点7
			F <sub>b2</sub>	0.931			
緊急用海水ポンプピット	0.234	流入	F	0.500	1.131	0.00100	節点9
合計						0.14530	

第 3-5 表(1) 緊急用海水系の損失水頭表（貝付着あり，順流）

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
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ500エルボ)	0.234	流入	F	0.500	0.196	0.03600	節点3
		摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.196	0.01000	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.125			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.179	0.196	0.01300	節点3
			F <sub>b2</sub>	1.000			
急拡	F	0.563	0.196	0.04100	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ1000)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.785	0.02500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.250			
		屈折	F	0.986	0.785	0.04000	節点3
管路1(φ1000)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.785	0.31900	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.250			
SA用海水ピット	0.701	流出	F	1.000	0.785	0.04100	節点4
	0.234	流入	F	0.500	0.785	0.00200	節点6
管路2,3,4(φ1000)	0.234	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.785	0.03900	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.250			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.131	0.785	0.00100	節点7
			F <sub>b2</sub>	0.931			
緊急用海水ポンプピット	0.234	流出	F	1.000	0.785	0.00500	節点9
合計						0.57200	

第 3-5 表(2) 緊急用海水系の損失水頭表 (貝付着あり, 逆流)

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
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ500エルボ)	0.234	流出	F	1.000	0.196	0.07300	節点3
		摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.196	0.01000	節点3
			長さ(m)	1.117			
			径深(m)	0.125			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.179	0.196	0.01300	節点3
			F <sub>b2</sub>	1.000			
急縮	F	0.430	0.196	0.03100	節点3		
SA用海水ピット取水塔 (内部配管φ1000)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.785	0.02500	節点3
			長さ(m)	12.205			
			径深(m)	0.250			
		屈折	F	0.986	0.785	0.04000	節点3
管路1(φ1000)	0.701	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.785	0.31900	管路1
			長さ(m)	157.557			
			径深(m)	0.250			
SA用海水ピット	0.701	流入	F	0.500	0.785	0.02000	節点4
	0.234	流出	F	1.000	0.785	0.00500	節点6
管路2,3,4(φ1000)	0.234	摩擦	粗度係数 (m <sup>-1/3</sup> ・s)	0.020	0.785	0.03900	管路2,3,4
			長さ(m)	170.923			
			径深(m)	0.250			
		曲り	F <sub>b1</sub>	0.131	0.785	0.00100	節点7
			F <sub>b2</sub>	0.931			
緊急用海水ポンプピット	0.234	流入	F	0.500	0.785	0.00200	節点9
合計						0.57800	

### 3. 取水性に関する考慮事項

#### 3.1 砂移動による影響評価について

(1) 基準津波による砂移動評価について  
追而

(2) 砂混入時の施設への影響について

##### a. 砂混入時の非常用海水ポンプ取水機能維持の確認

基準津波による浮遊砂については、除塵装置で除去することが困難であることから、非常用海水ポンプそのものが運転時の砂の混入に対して、軸固着することなく機能保持できる設計であることを以下のとおり確認した。

非常用海水ポンプの軸受には、異物混入による軸受の損傷を防止するため、異物逃し溝（最小約3.7mm）が設けられている。このため、非常用海水ポンプの取水時に浮遊砂の一部がポンプ軸受に混入したとしても、異物の逃し溝から排出される構造となっている。図3.1.2-1に残留熱除去系海水系ポンプの軸受配置図、図3.1.2-2に非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプの軸受配置図を示す。

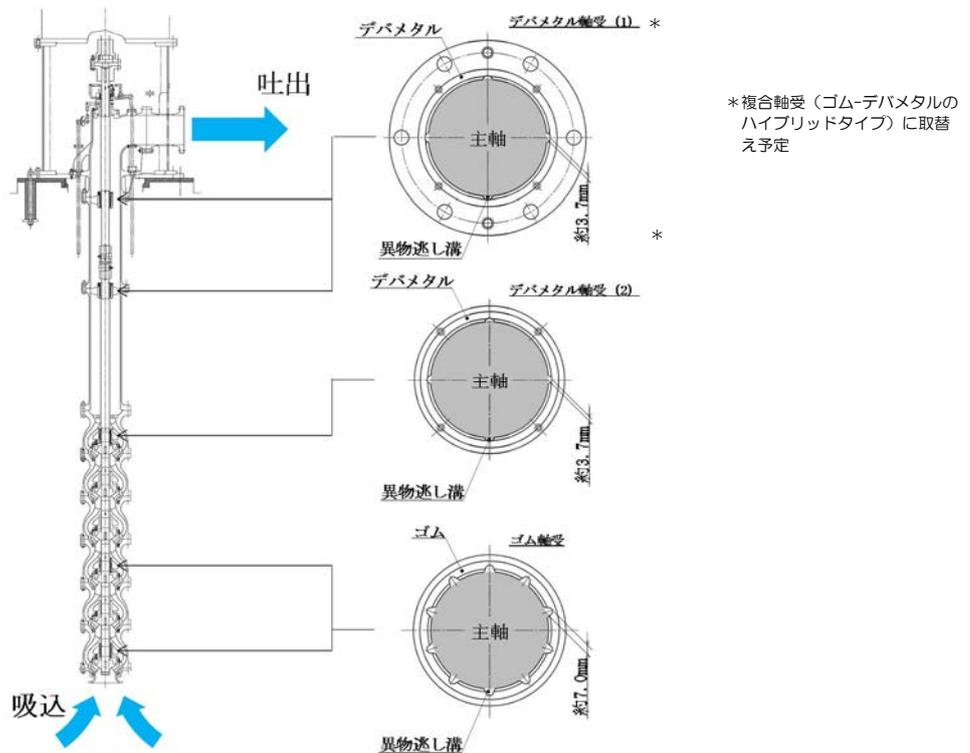


図 3.1.2-1 残留熱除去系海水系ポンプ軸受配置図

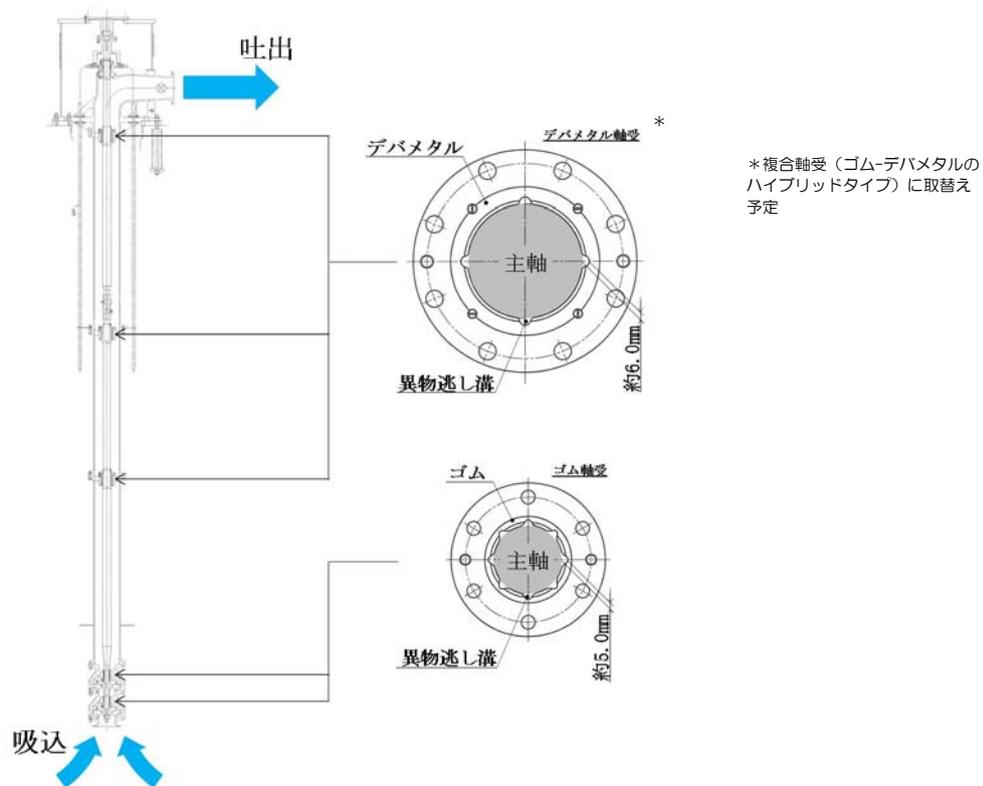


図 3. 1. 2-2 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系  
ディーゼル発電機用海水ポンプ軸受配置図

これに対して、発電所前面の海域を含む周辺の砂の平均粒径は約 0.15mm で、数ミリ以上の粒子はごくわずかであり、そもそも粒径数ミリの砂は浮遊し難いものであることを踏まえると、大きな粒径の砂はほとんど混入しないと考えられる。このため、非常用海水ポンプは、砂の混入に対して軸固着することなく取水機能は維持できる。

また、砂の混入による軸受摩耗の評価として、非常用海水ポンプの軸受を模擬した供試材を用いた軸受摩耗試験を実施し、ゴム軸受及び複合軸受に十分な浮遊砂耐性があることを確認した。

b. 混入した浮遊砂に対する取水性確保

非常用海水ポンプによる取水とともに海水系に混入する微小な浮遊砂は、ポンプ出口の海水ストレーナを通過した後、海水系の各機器に供給され、最終的に放水ピットから放水される。

海水系の各機器の最小流路幅は、残留熱除去系海水系ポンプから供給される低圧炉心スプレイ系ポンプメカニカルシール冷却器及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプから供給される高圧炉心スプレイ系ポンプメカニカルシール冷却器の約 4.8 mm であり、発電所前面の海域を含む周辺の砂の平均粒径である約 0.15mm に対して十分大きい。このため、海水系の各機器の閉塞の可能性はないものと考えられ、海水ポンプの取水機能は維持できる。

図 3. 1. 2-3～図 3. 1. 2-5 に非常用海水ポンプの概略系統図、表 3. 1. 2-1～表 3. 1. 2-3 に

非常用海水系の各機器の最小流路幅を示す。

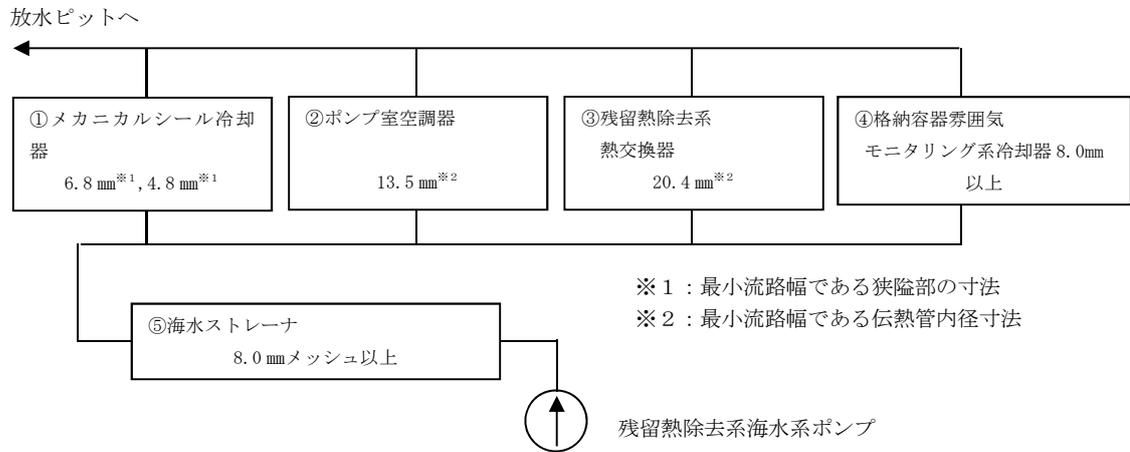


図 3. 1. 2-3 非常用海水ポンプの概略系統図（残留熱除去系のうち海水ライン）

表 3. 1. 2-1 非常用海水系の各機器の最小流路幅（残留熱除去系のうち海水ライン）

海水供給機器		最小流路幅 (mm)	砂粒径 (mm)
①メカニカルシール冷却器	残留熱除去系ポンプ メカニカルシール冷却器	6.8	約 0.15
	低圧炉心スプレイ系ポンプ メカニカルシール冷却器	4.8	
②ポンプ室空調器	残留熱除去系ポンプ室空調器	13.5	
	低圧炉心スプレイ系ポンプ室空調器	13.5	
	原子炉隔離時冷却系ポンプ室空調器	13.5	
③残留熱除去系熱交換器	残留熱除去系熱交換器	20.4	
④格納容器雰囲気モニタリング系冷却器	格納容器雰囲気モニタリング系冷却器	8.0mm 以上	
⑤海水ストレーナ	残留熱除去系海水系ストレーナ	8.0mm メッシュ以上	

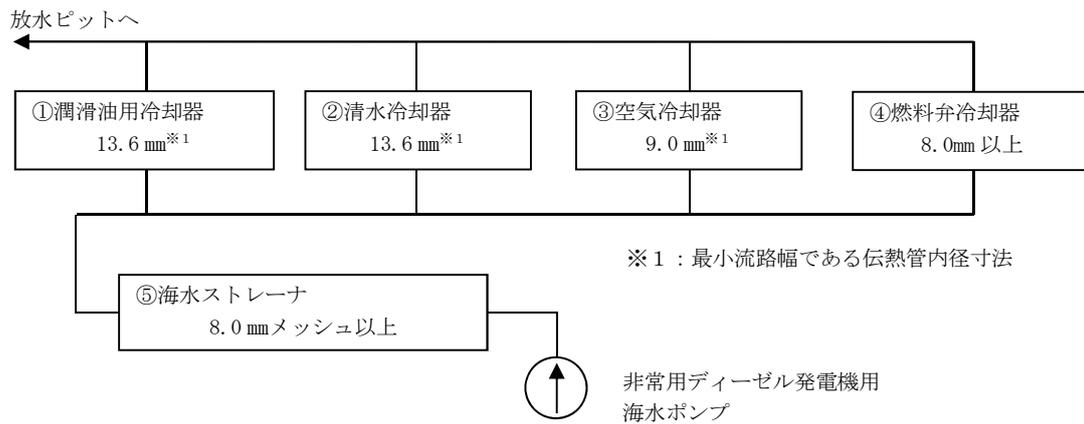


図 3. 1. 2-4 非常用海水ポンプの概略系統図（非常用ディーゼル発電機のうち海水ライン）

表 3. 1. 2-2 非常用海水系の各機器の最小流路幅（非常用ディーゼル発電機のうち海水ライン）

海水供給機器	最小流路幅 (mm)	砂粒径 (mm)
①非常用ディーゼル発電機用潤滑油用冷却器	13.6	約 0.15
②非常用ディーゼル発電機用清水冷却器	13.6	
③非常用ディーゼル発電機用空気冷却器	8.0mm 以上	
④非常用ディーゼル発電機燃料弁冷却器	13.6	
⑤非常用ディーゼル発電機用海水ストレーナ	8.0mm メッシュ 以上	

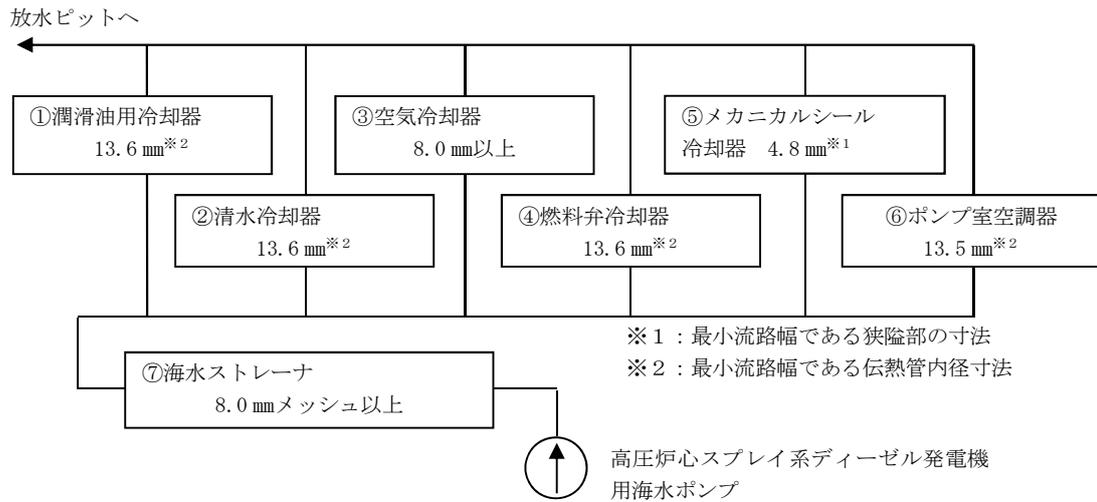


図 3.1.2-5 非常用海水ポンプの概略系統図  
(高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機のうち海水ライン)

表 3.1.2-3 非常用海水系の各機器の最小流路幅  
(高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機のうち海水ライン)

海水供給機器	最小流路幅 (mm)	砂粒径 (mm)
①高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機 潤滑油用冷却器	13.6	約 0.15
②高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用 清水冷却器	13.6	
③高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用 空気冷却器	8.0mm 以上	
④高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用 燃料弁冷却器	13.6	
⑤高圧炉心スプレイ系ポンプ メカニカルシール冷却器	4.8	
⑥高圧炉心スプレイ系ポンプ室空調器	13.5	
⑦高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用 海水ストレーナ	8.0mm メッシュ 以上	

c. 非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性について

(a) 非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性について

東海第二発電所の非常用海水ポンプは、海水取水時に海水中に含まれる浮遊砂を吸い込み、軸受隙間に入り込む可能性を考慮し、砂が混入してもこれを排出することで機能維持可能な設計としている（図 3.1.2-6）。また、これまでの運転実績から、浮遊砂混入によるトラブルは発生していない。

しかしながら、津波発生時は、津波により海底の砂が巻き上げられ、通常よりも浮遊砂環境が厳しくなる可能性があることから、既設のデバメタル軸受については、浮遊砂に対する耐性の高い複合軸受に取り替える計画とし、試験装置を用い、高濃度の浮遊砂濃度を模擬した試験を実施し、非常用海水ポンプ軸受の耐性を評価した。

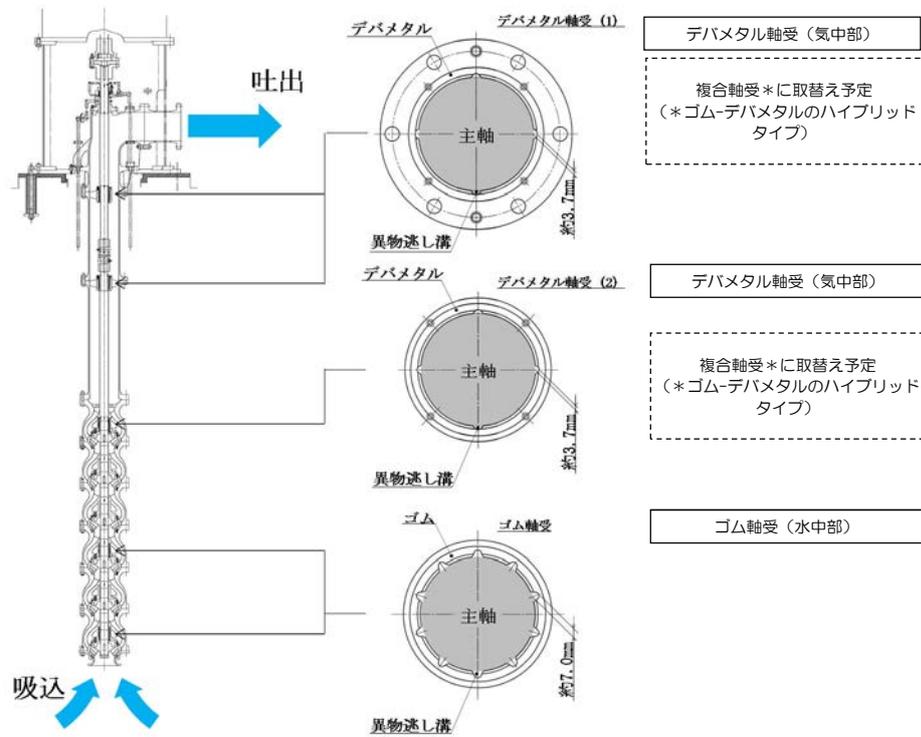


図 3.1.2-6 非常用海水ポンプ断面図，軸受図

(b) 軸受摩耗試験

試験装置に、軸受供試材を取り付けて一定時間運転し、運転前後の供試材寸法測定により摩耗量を求めた。試験溶液の砂濃度は、通常運転時模擬濃度 0.02[wt%]及び高濃度 3[wt%]を設定し、試験時間を通して、連続的にこの濃度の溶液が軸受に供給される試験系統とした。

試験装置の概略構成図を図 3.1.2-7 に示す。

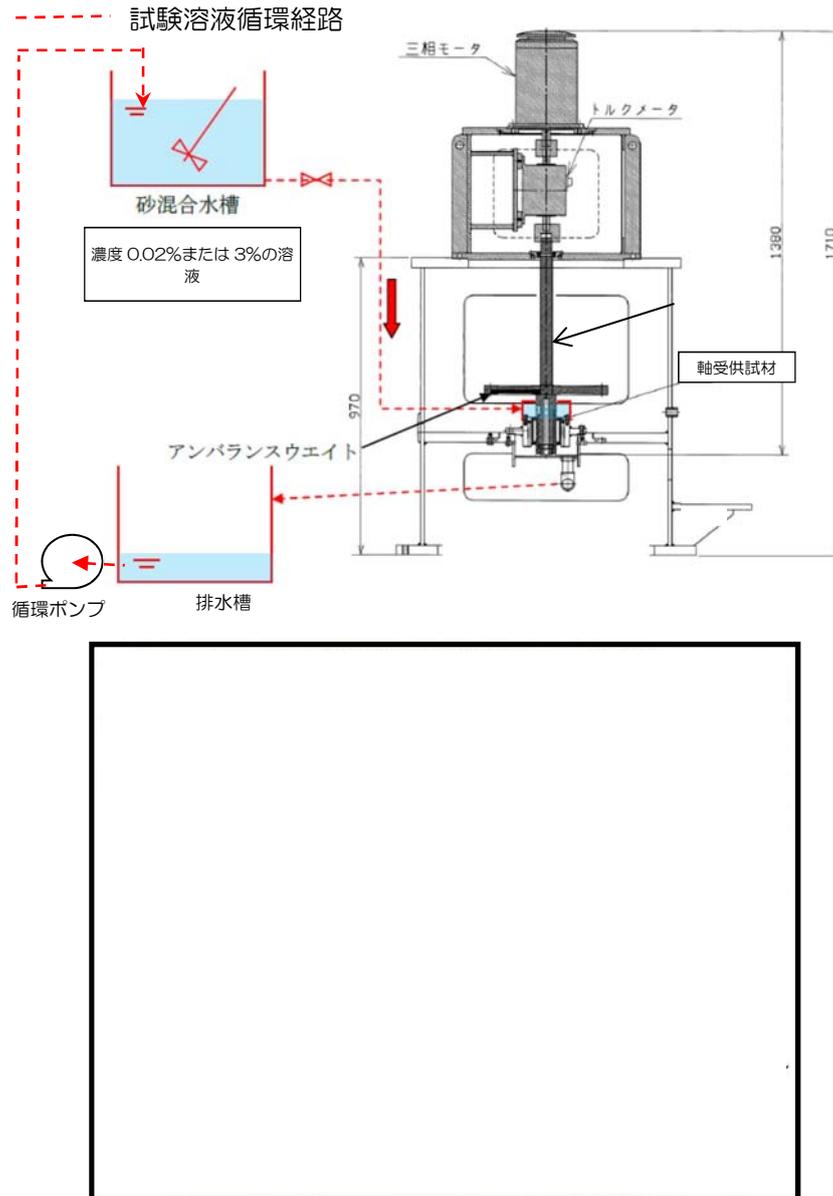


図 3.1.2-7 試験装置概略図

軸受供試材は、既設のゴム軸受（水中部）と、複合軸受（デバメタル軸受（気中部）から取替を計画している軸受※）の供試材を用いた。

表 3.1.2-4 に、軸受摩耗試験条件を示す。

※以下のとおり東海第二発電所と類似環境で運用される同型式の海水ポンプに採用実績がある。また、良好な運転実績（軸受に起因する不具合なし）がある。

- A原子力発電所 a 号炉
- A原子力発電所 b 号炉
- B原子力発電所 a 号炉
- B原子力発電所 b 号炉
- B原子力発電所 c 号炉
- B原子力発電所 d 号炉
- C原子力発電所 a 号炉

表3.1.2-4 軸受摩耗試験条件

項目	試験条件
回転数 [m/s]	試験装置：5(実機：9.4 <sup>*1</sup> )
面圧 [kPa]	3.7 <sup>*2</sup>
砂粒径 [mm]	0.15
軸受供試材材料	ゴム，複合型
試験時間[hr]	5

\*1：試験時摩耗量に9.4/5を乗じて実機周速に補正

\*2：回転体アンバランスによる実機の振れ回りを再現した荷重

軸受摩耗試験結果から，寿命評価式（①式）を用いて比摩耗量  $K_1$  を算出した結果を以下に示す。

$$T_1 = \frac{\sigma}{PVK_1} \dots \textcircled{1}$$

（機械工学便覧参照）

- $K_1$  : 比摩耗量[mm<sup>2</sup>/kgf]
- $\sigma$  : 摩耗量[mm]
- $P$  : 軸受面圧[kgf/mm<sup>2</sup>]
- $V$  : 周速[mm/s]
- $T_1$  : 摩耗量  $\sigma$  に至るまでの時間[s]

【ゴム軸受】

- 0.02[wt%]濃度時の比摩耗量  $K_1 (\omega_0)$        $2.74 \times 10^{-7}$ [mm<sup>2</sup>/kgf]
- 3[wt%]濃度時の比摩耗量  $K_1 (\omega)$            $4.65 \times 10^{-6}$ [mm<sup>2</sup>/kgf]

【複合軸受】

- 0.02[wt%]濃度時の比摩耗量  $K_1 (\omega_0)$        $9.41 \times 10^{-7}$ [mm<sup>2</sup>/kgf]
- 3[wt%]濃度時の比摩耗量  $K_1 (\omega)$            $5.76 \times 10^{-6}$ [mm<sup>2</sup>/kgf]

$K_1 \omega_0$ : 0.02[wt%]における比摩耗量

$K_1 \omega$  :3 [wt%]における比摩耗量

(c) 軸受寿命評価 (0.02[wt%], 3[wt%])

試験時、基準津波時の浮遊砂濃度 (評価点) が未知であったことから、通常時を模擬した浮遊砂濃度 0.02[wt%]と、基準津波時に予想される高濃度を包絡すると予想される濃度 3[wt%]で摩耗量を実測し、比摩耗量及び軸受寿命を算出した結果を表 3.1.2-5 に示す。

表3.1.2-5 比摩耗量と軸受寿命(0.02[wt%], 3[wt%])

0.02wt%試験実測値							
軸受/濃度	摩耗量(平均)	面圧[kgf/mm2]	周速[mm/s]	比摩耗量	許容隙間	軸受寿命(sec)	軸受寿命(hr)
ゴム軸受/ 0.02%	0.0171	0.00037	9400	2.73145E-07	1.012	1065263.158	295.9064327
複合軸受/ 0.02%	0.0589	0.00037	9400	9.40834E-07	1.012	309269.9491	85.90831919
3wt%試験実測値							
軸受/濃度	摩耗量(平均)	面圧[kgf/mm2]	周速[mm/s]	比摩耗量	許容隙間	軸受寿命(sec)	軸受寿命(hr)
ゴム軸受/ 3%	0.5814	0.00037	9400	4.64347E-06	1.012	62662.5387	17.40626075
複合軸受/ 3%	0.7201	0.00037	9400	5.75123E-06	1.012	50592.9732	14.05360367

摩耗量 (平均) : 軸受試験前と試験後の寸法差の平均

面圧 : 実機を模擬した面圧

周速 : 実機周速

比摩耗量 : ①式にて算出

許容隙間 : 設計許容隙間

軸受寿命 : 初期隙間が許容隙間に至るまでの時間

(d) 軸受寿命評価(0.48[wt%])

基準津波時の砂移動解析結果から、非常用系海水ポンプ室近傍の浮遊砂濃度は、0.18[vol%]との結果が得られたことから、砂の密度 2.72[g/cm<sup>3</sup>]を乗じて重量濃度 0.48[wt%]に換算した上で、比摩耗量の式(②)を参考に、0.02 [wt%] と 3 [wt%] の試験結果から、浮遊砂濃度 0.48[wt%]における比摩耗量を算出した。

なお、比摩耗量の式(②)は公開文献「立軸ポンプセラミックス軸受に関する研究」\*から引用している。この公開文献では、200~3000ppmのスラリー濃度の軸受摩耗量を測定しており、比摩耗量とスラリー濃度との間には相関関係があると結論づけられており、この知見を参考とした。

$$\frac{\omega}{\omega_0} = \left[ \frac{C_\omega}{C_0} \right]^{0.9} \dots \textcircled{2}$$

\*出典：立軸ポンプセラミックス軸受に関する研究，湧川ほか（日本機械学会論文集（B編）53巻491号（昭62-7）、pp.2094~2098

②式を参考とし、0.02[wt%]の比摩耗量と3[wt%]の比摩耗量の2点間が線形近似できると評価し、以下の式にて0.48[wt%]におけるゴム軸受と複合軸受の比摩耗量を算出した。

【ゴム軸受】



【複合軸受】



③及び④を元に寿命評価した結果，隙間許容値に至るまでの運転時間は，表 3. 1. 2-6 のとおり，ゴム軸受で約 49 時間，複合軸受で約 27 時間と評価した。

表3. 1. 2-6 比摩耗量と軸受寿命 (0. 48wt%)

0.48wt%(評価濃度)における寿命評価							
軸受/濃度	摩耗量(平均)	面圧[kgf/mm <sup>2</sup> ]	周速[mm/s <sup>2</sup> ]	比摩耗量	許容隙間	軸受寿命(sec)	軸受寿命(hr)
ゴム軸受/ 0.48	—	0.00037	9400	1.64748E-06	1.012	176616.1197	49.06003324
複合軸受/ 0.48	—	0.00037	9400	2.9662E-06	1.012	98095.94829	27.24887453

浮遊砂濃度と比摩耗量との相関関係を図 3. 1. 2-8 及び図 3. 1. 2-9 に示す。

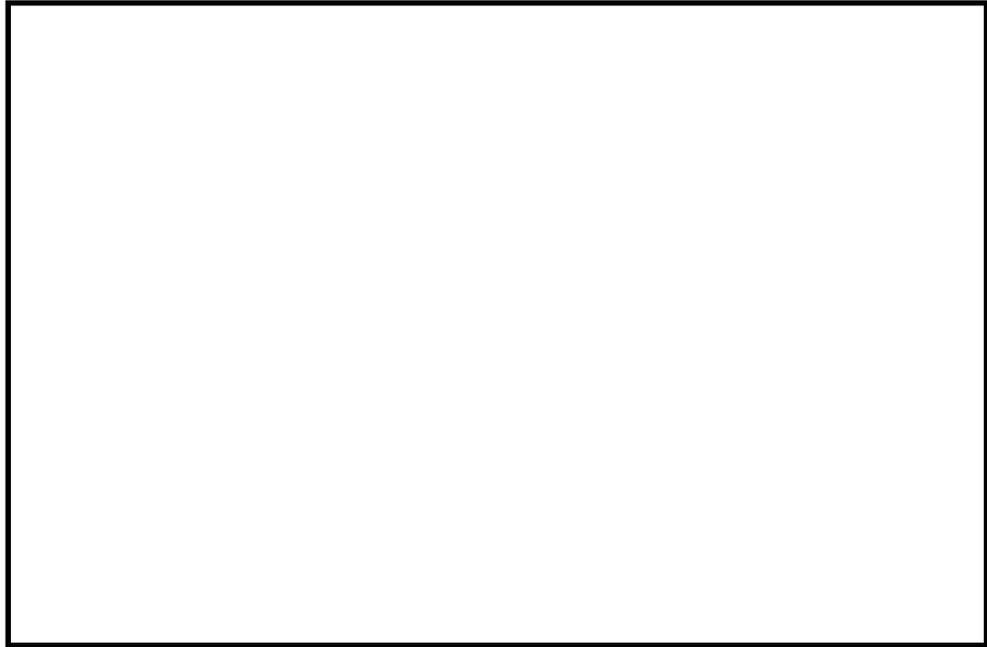


図3.1.2-8 浮遊砂濃度と比摩耗量との相関図（ゴム軸受）

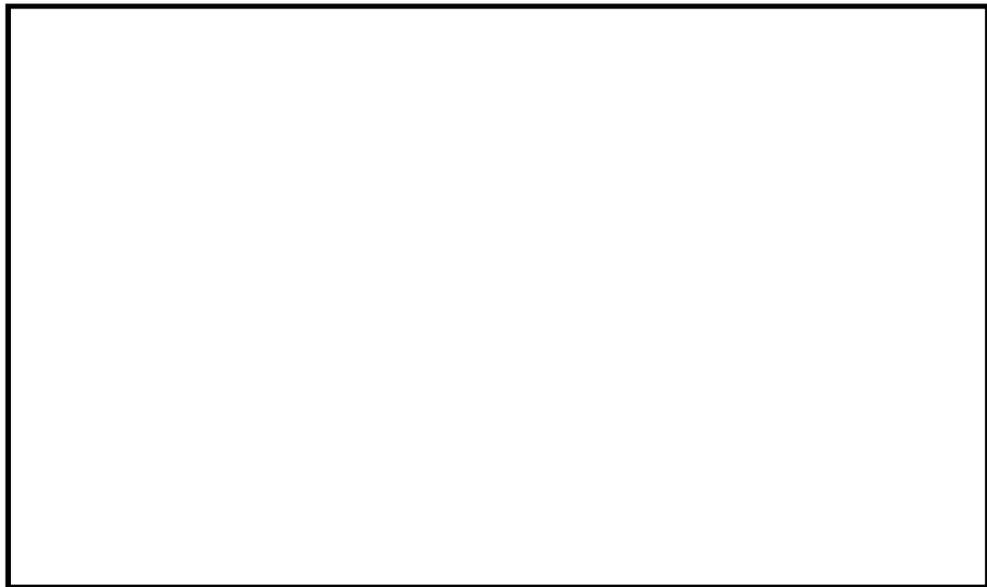


図3.1.2-9 浮遊砂濃度と比摩耗量との相関図（複合軸受）

(e) 浮遊砂濃度のピーク時間の評価

基準津波時の砂移動計算結果から得られた砂濃度の時刻歴グラフを図 3.1.2-10 に、取水口及び取水構造物（取水路及び取水ピット）の配置を図 3.1.2-11 に示す。また、砂移動計算の諸条件を表 3.1.2-6 に、その他の解析条件を表 3.1.2-7 に示す。

非常用海水ポンプが設置される全水路の計算結果から、最も高い砂濃度を示す E 水路のケースを想定しても、基準津波時の浮遊砂濃度のピークは数分で収束し、軸受摩耗試験で設定したような連続 5 時間の高濃度の状態は認められない。

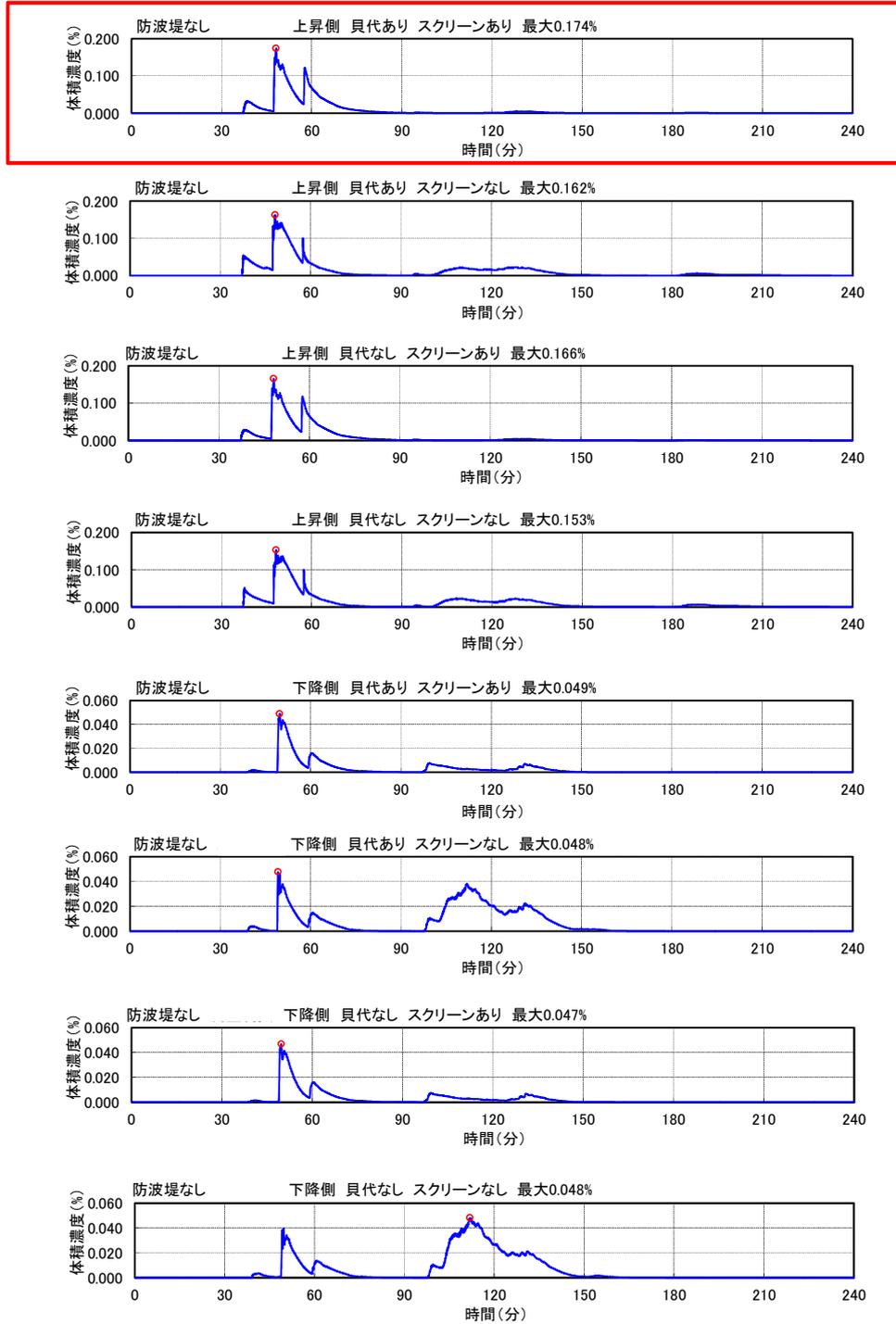


図3.1.2-10 浮遊砂濃度時刻歴グラフ  
(E水路水位上昇時(防波堤なし, 貝代考慮, スクリーンあり))

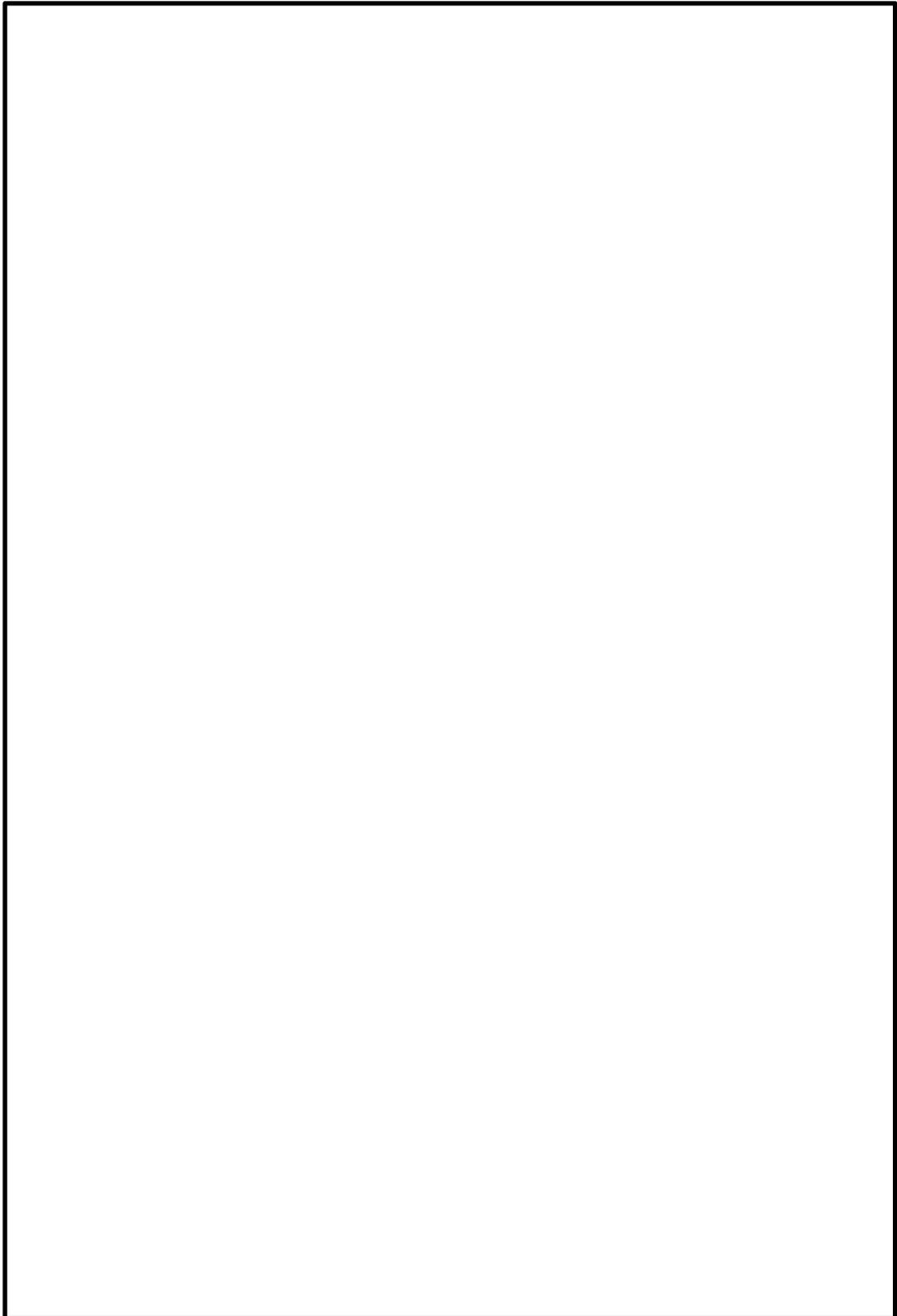


図3.1.2-11 取水口及び取水構造物（取水路及び取水ピット）配置図

表3.1.2-6 砂移動計算の諸条件

	設定値	備考
砂移動モデル	高橋ほか(1999)によるモデル	
マニングの粗度係数	0.03[m <sup>-1/3</sup> ・s]	土木学会(2002)より
浮遊砂体積濃度 上限値	1, 3, 5[vol%] うち, 1[vol%]が最もよく砂移動を再現している と確認できたことから, 上限濃度1%時の 解析結果を採用	
砂の粒径	0.15[mm]	底質調査より設定
砂粒の密度	2.72[g/cm <sup>3</sup> ]	底質調査より設定

表3.1.2-7 その他の解析条件

項目	評価条件
海水取水流量[m <sup>3</sup> /hr]	2549.4*
その他の考慮事項	防波堤の有無, スクリーンの有無, 貝代の有無

\* 非常用海水ポンプ全台運転, 循環水ポンプ及び補機冷却系海水ポンプ停止時の流量

(e) 総合評価

東海第二発電所の非常用海水ポンプの軸受は、基準津波時に海水中に含まれる浮遊砂（中央粒径 0.15mm）が混入しても、砂排出溝（約 3.7mm～7.0mm）によりこれを排出することで機能維持可能である。

また、基準津波に伴い巻き上げられた浮遊砂が軸受に巻き込まれたとしても、ポンプピット近傍が高濃度の浮遊砂の状態にある時間は数分で収束することから、試験結果から得られた運転可能時間で十分包絡でき、非常用海水ポンプの軸受は機能維持可能である。

#### 4.1 設計に用いる遡上波の流速について

津波防護施設への漂流物荷重は、構造物に対する漂流物の流速に依存するため、防潮堤及び貯留堰についての流速を整理した。

遡上波の流速は、基準津波による平面2次元津波シミュレーション結果の値を用いる。

##### 4.1.1 防潮堤

###### (1) 基準津波時

基準津波時の流速は平面2次元津波シミュレーション（防波堤無しモデル）で最も大きくなる。防波堤無しモデルでの基準津波時における防潮堤前面海域での評価点及び最大流速一覧を図4.1-1及び表4.1-1に示す。最大流速の内、全方向最大流速は、各評価点において $V_x$ 及び $V_y$ の流速時刻歴から全方向での流速が最大となる時刻のものを抽出して求めた。表中にその時の $V_x$ 及び $V_y$ もあわせて記載した。

同様に、防潮堤近傍での評価点を図4.1-2に示す。そのうち、各評価点での各方向での最大流速ベクトルを図示したものを図4.1-3、防潮堤に向かう法線方向を図示したものを図4.1-4に示す。また、各評価点における各方向での最大流速一覧を表4.1-2に示す。最大流速の内、全方向最大流速は、各評価点において $V_x$ 及び $V_y$ の流速時刻歴から全方向での流速が最大となる時刻のものを抽出して求めた。表中にその時の $V_x$ 及び $V_y$ もあわせて記載した。

防潮堤前面海域では流速に大きな傾向の違いは見られず、防潮堤近傍のF-1地点で最大の流速が確認できる。

防潮堤近傍では、防潮堤北側で防潮堤のない方向へ流れて行くNo.08-a（防潮堤北東側）で最大流速となっている。

以上の結果から、防潮堤に対する法線方向を含む全ての方向の流速ベクトルの中での最大流速は防潮堤近傍のNo.08-a地点（防潮堤北東側）で10.71 m/sとなる。

防潮堤近傍の最大流速発生地点の流速時刻歴及び波高時刻歴を図4.1-5に示す。

防潮堤の設計に用いる遡上波の流速は、漂流物荷重の大きさは構造物に対して法線方向の流速による影響が大きいため、本来は法線方向の速度値に着目するが、ここでは保守的に全ての方向の流速ベクトルを含めた中での最大流速の数値を切り上げた11.0 m/sとする。すなわち、この設計用の流速は、防潮堤近傍における基準津波時の法線方向最大流速である7.08 m/sを5割増した数値を切り上げたものである。

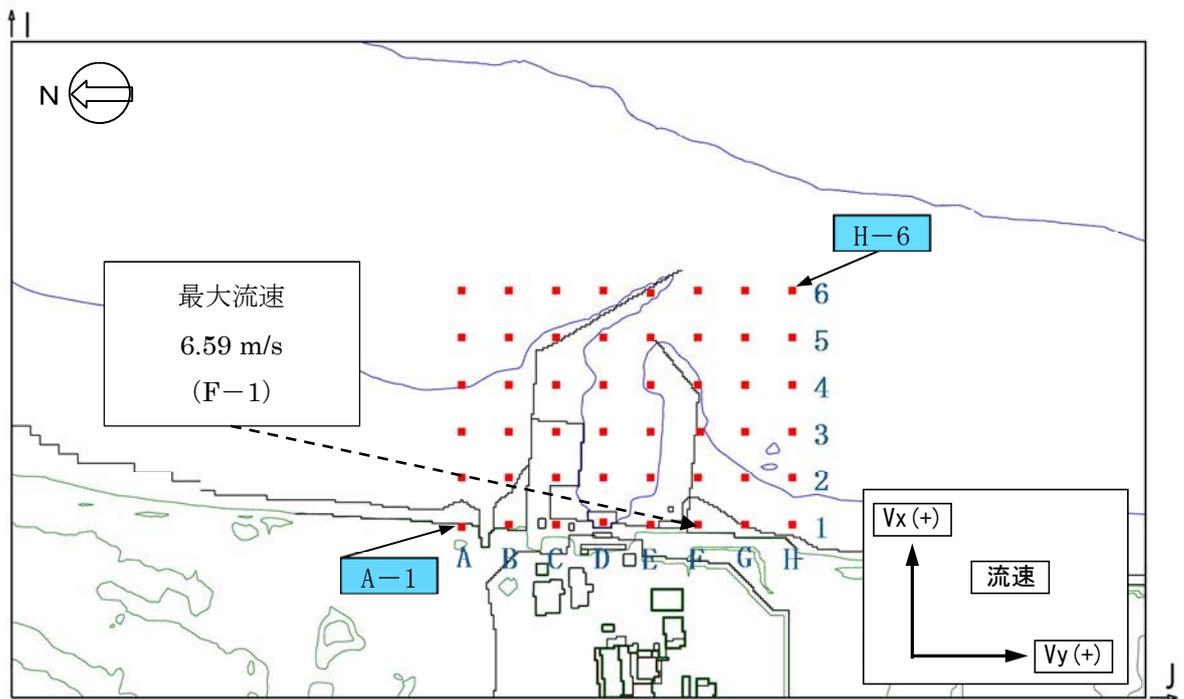


図 4.1-1 防潮堤前面海域での評価点

表 4.1-1 防潮堤前面海域での各方向での最大流速一覧

評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	全方向最大流速 (m/s)		
			V x	V y	全方向 ( $\sqrt{V_x^2+V_y^2}$ )
A-1	-5.53	-2.05	-5.53	-0.42	5.55
A-2	-5.32	2.90	-5.32	-0.99	5.41
A-3	-4.85	-2.18	-4.85	-1.57	5.10
A-4	-4.61	3.55	-4.61	-3.55	5.82
A-5	-3.58	-3.01	-3.58	-2.28	4.24
A-6	-3.39	-2.99	-3.39	-1.55	3.72
B-1	-5.68	-2.09	-5.68	1.32	5.83
B-2	-4.56	-2.09	-4.56	-0.15	4.56
B-3	-4.60	-2.26	-4.60	-1.71	4.90
B-4	-4.75	-2.31	-4.74	-2.01	5.15
B-5	-4.22	-3.56	-4.22	-3.07	5.21
B-6	-3.27	-3.19	2.69	2.65	3.78
C-1	-6.00	-3.34	-6.00	-1.01	6.08
C-2	-6.21	2.22	-6.21	-1.58	6.41
C-3	-5.85	-2.73	-5.85	-0.63	5.88
C-4	-3.91	4.05	1.91	3.82	4.27
C-5	-4.25	-4.81	-4.25	-4.43	6.14
C-6	-3.14	3.27	2.25	3.27	3.97
D-1	-2.80	-1.95	-2.80	-1.08	3.00
D-2	-3.90	-1.48	-3.90	-1.06	4.04
D-3	-4.57	1.42	-4.57	0.51	4.60
D-4	-5.03	-2.57	-4.97	-0.61	5.00
D-5	-3.47	-4.20	-1.27	-4.20	4.39
D-6	-3.29	-2.75	-3.29	-1.96	3.83
E-1	-2.23	2.06	-2.01	1.83	2.72
E-2	-3.82	-1.96	-3.82	-1.03	3.96
E-3	-3.84	-1.93	-3.84	-0.75	3.92
E-4	-4.00	-3.70	-4.00	-0.97	4.11
E-5	-3.36	-5.82	-1.07	-5.82	5.91
E-6	-4.26	-3.79	-4.26	0.50	4.29
F-1	-6.36	1.95	-6.36	-1.72	6.59
F-2	-3.88	4.75	2.01	4.75	5.15
F-3	-4.83	-1.86	-4.83	-0.27	4.84
F-4	-3.86	-2.62	-3.86	-0.75	3.93
F-5	-3.31	-2.75	-3.31	-0.71	3.38
F-6	-3.19	2.68	-3.19	-0.82	3.30
G-1	-3.62	-2.24	-3.62	-1.33	3.86
G-2	-5.30	-2.02	-5.30	-1.90	5.63
G-3	-3.91	-1.79	-3.91	-0.38	3.92
G-4	-3.62	-1.61	-3.62	-0.63	3.67
G-5	-3.41	-2.04	-3.40	-0.62	3.46
G-6	-3.15	2.62	-3.07	-1.05	3.24
H-1	-3.47	-1.91	-3.47	-0.94	3.60
H-2	-3.90	-1.91	-3.90	-0.43	3.92
H-3	-3.77	-1.84	-3.77	-0.56	3.81
H-4	-3.60	-1.54	-3.60	-0.54	3.64
H-5	-3.42	-1.78	-3.42	-0.58	3.47
H-6	-3.20	2.30	-3.16	-0.67	3.23

□ : 防潮堤前面海域における各方向での最大流速

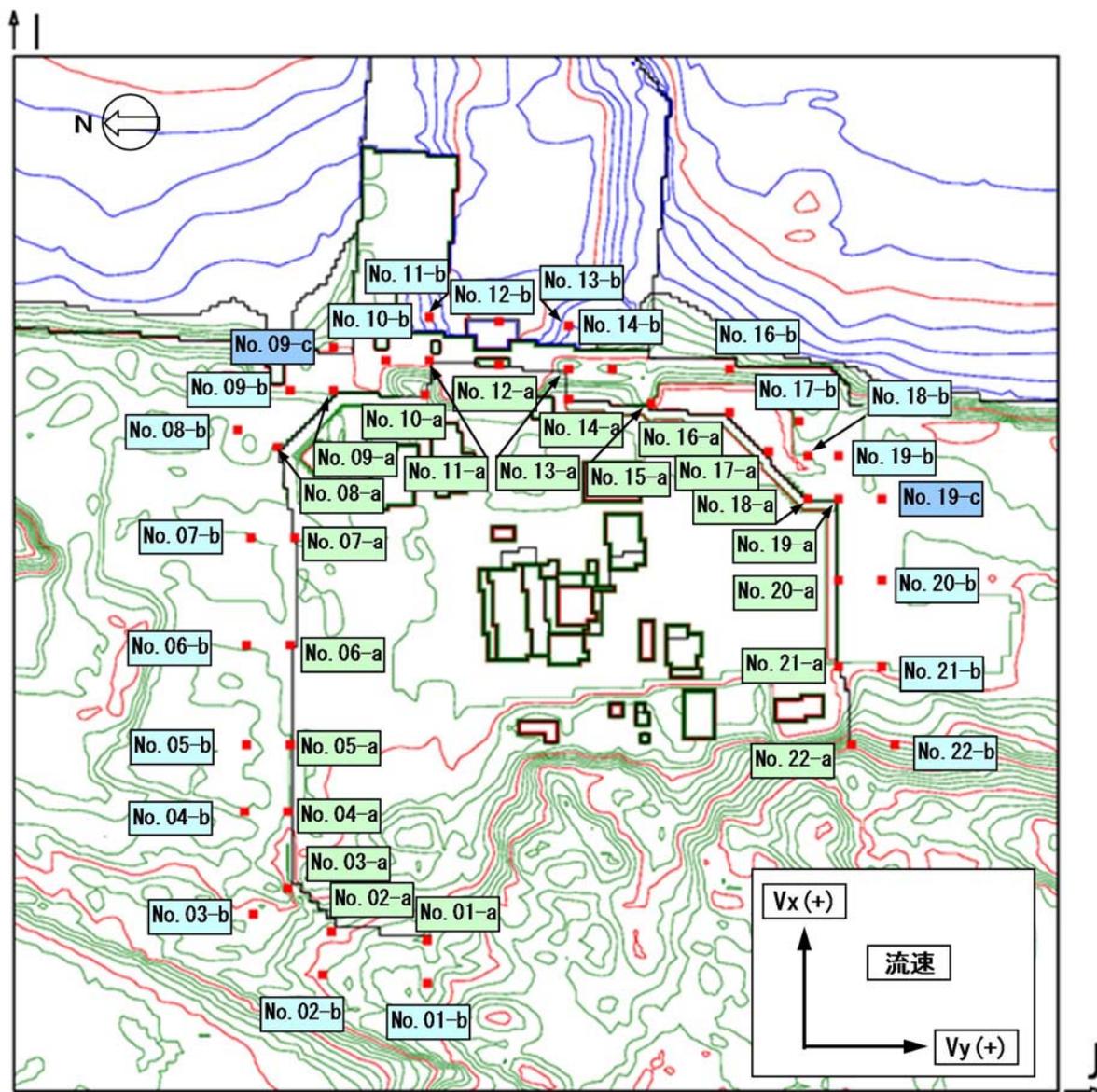


図 4.1-2 防潮堤近傍での評価点

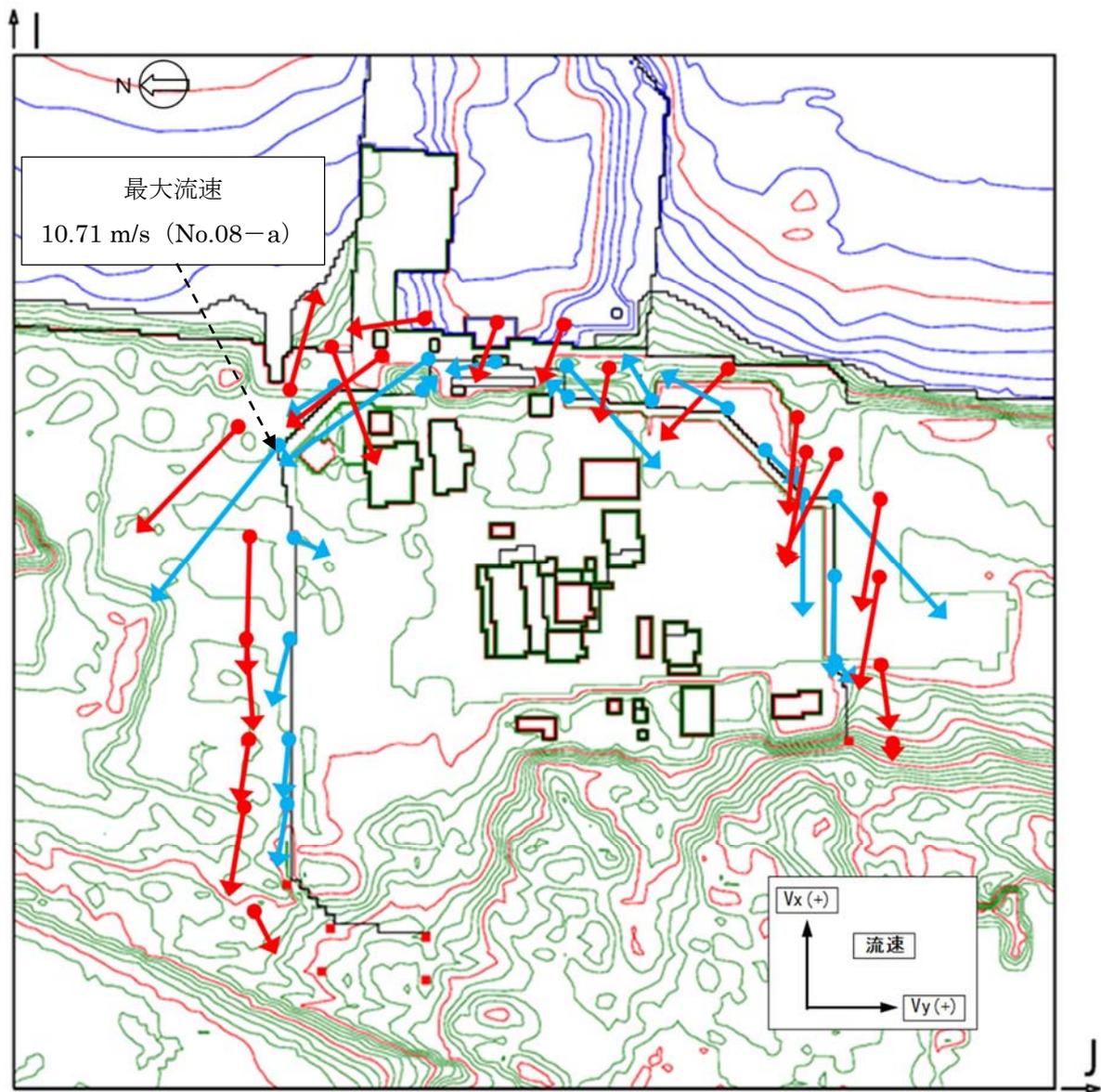


図 4.1-3 各評価点での最大流速

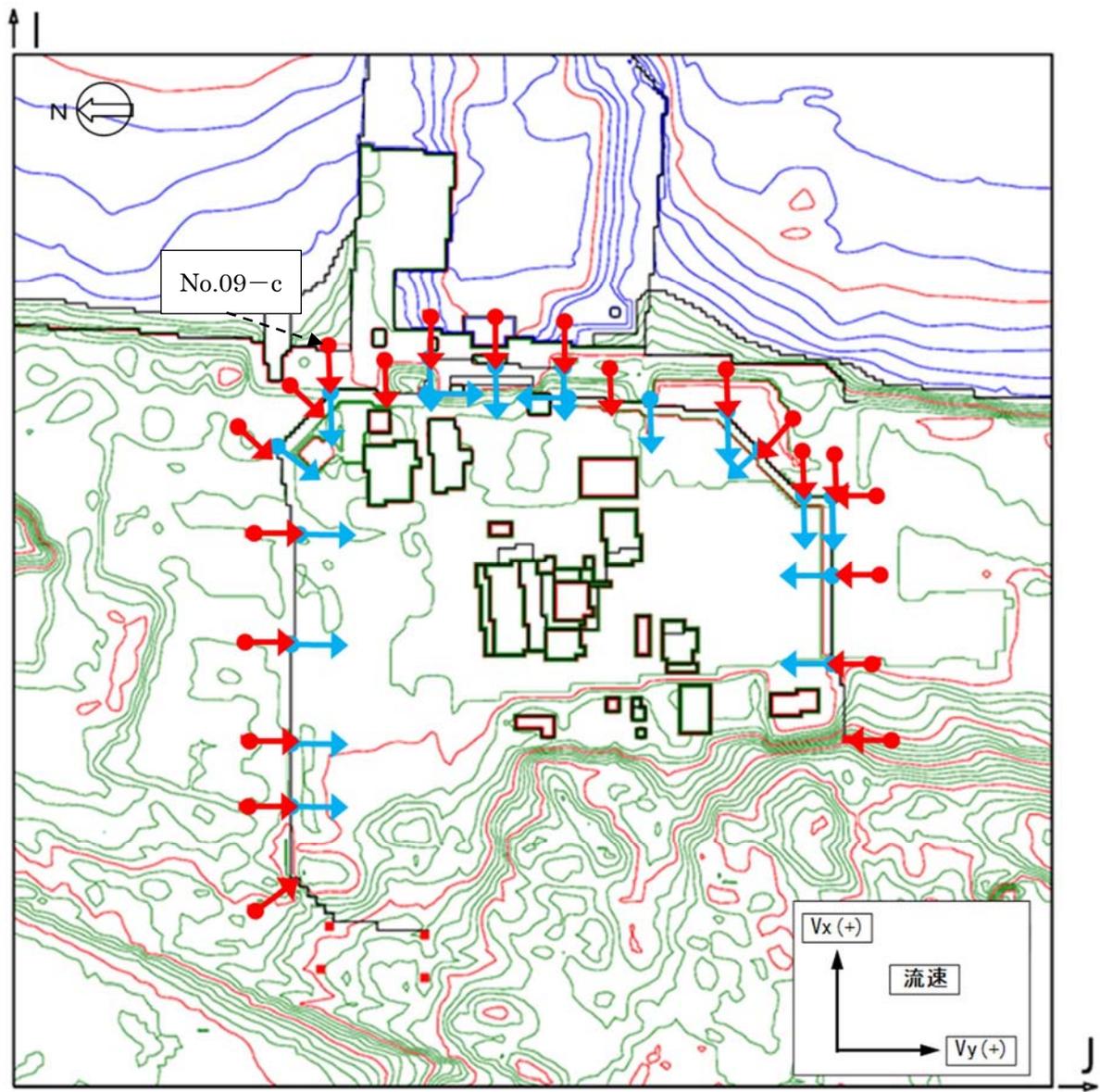


図 4.1-4 各評価点での法線方向

表 4.1-2 防潮堤近傍での各方向での最大流速一覧

評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	法線方向最大流速 (m/s)	全方向最大流速 (m/s)		
				V x	V y	全方向 ( $\sqrt{V_x^2+V_y^2}$ )
No. 01-a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 02-a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 03-a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 04-a	-3.57	0.64	0.25	-3.57	-0.44	3.60
No. 05-a	-3.16	0.59	0.59	-3.16	-0.22	3.16
No. 06-a	-3.69	-1.03	0.60	-3.69	-1.03	3.83
No. 07-a	1.62	1.73	1.73	-0.69	1.73	1.86
No. 08-a	-8.91	-5.95	5.72	-8.91	-5.95	10.71
No. 09-a	1.91	-2.67	-1.63	-1.63	-2.53	3.01
No. 10-a	0.85	0.76	0.76	0.85	0.76	1.14
No. 11-a	-5.90	-6.78	-5.90	-5.90	-6.78	8.99
No. 12-a	0.76	-1.98	-0.34	-0.34	-1.98	2.01
No. 13-a	-5.77	4.05	-5.77	-5.77	4.05	7.05
No. 14-a	1.17	-1.16	-1.16	1.17	-0.41	1.24
No. 15-a	2.78	-2.05	-0.75	2.53	-1.27	2.84
No. 16-a	2.16	-3.17	-1.93	1.93	-2.84	3.43
No. 17-a	-2.52	1.86	1.52	-1.99	1.86	2.73
No. 18-a	-6.91	0.90	-6.91	-6.91	-0.07	6.91
No. 19-a	-6.98	5.12	-6.98	-6.98	5.12	8.65
No. 20-a	-5.67	-0.41	-0.41	-5.67	-0.07	5.67
No. 21-a	-1.29	0.94	-0.59	-1.29	0.94	1.60
No. 22-a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	法線方向最大流速 (m/s)	全方向最大流速 (m/s)		
				V x	V y	全方向 ( $\sqrt{V_x^2+V_y^2}$ )
No. 01-b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 02-b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 03-b	-2.20	1.28	1.28	-2.20	0.97	2.40
No. 04-b	-5.26	-0.94	0.87	-5.26	-0.60	5.30
No. 05-b	-3.74	-0.73	0.51	-3.74	-0.46	3.76
No. 06-b	-5.09	0.98	0.98	-5.09	0.38	5.11
No. 07-b	-8.34	0.61	0.61	-8.34	-0.08	8.34
No. 08-b	-6.32	-4.47	1.41	-6.32	-4.47	7.74
No. 09-b	5.71	2.25	5.30	5.71	1.30	5.85
No. 09-c	-7.08	1.89	-7.08	-7.08	1.89	7.33
No. 10-b	-4.37	-4.16	-4.37	-4.37	-4.16	6.03
No. 11-b	-2.03	-3.53	-2.03	-0.80	-3.53	3.62
No. 12-b	-3.62	-2.00	-3.62	-3.62	-0.95	3.75
No. 13-b	-3.65	1.50	-3.65	-3.65	-0.82	3.74
No. 14-b	-3.46	-1.60	-3.46	-3.46	-0.41	3.49
No. 16-b	-4.36	-2.86	-4.36	-4.36	-2.86	5.21
No. 17-b	-5.72	0.99	4.51	-5.72	-0.39	5.73
No. 18-b	-6.70	-2.41	-6.70	-6.70	-0.95	6.77
No. 19-b	-6.14	-3.19	-6.14	-6.14	-2.47	6.62
No. 19-c	-6.70	3.44	-1.59	-6.70	-0.90	6.76
No. 20-b	-6.68	-1.11	-1.11	-6.68	-0.89	6.74
No. 21-b	-3.71	1.03	-0.82	-3.71	0.31	3.72
No. 22-b	-0.83	0.31	-0.29	-0.83	-0.06	0.84

□ : 防潮堤近傍における各方向での最大流速

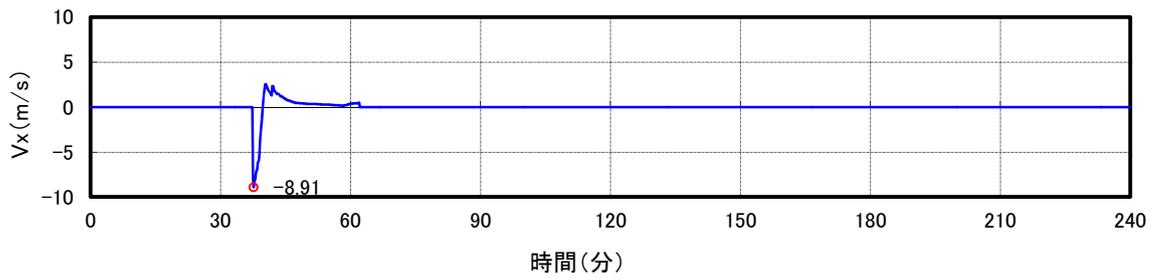


図 4.1-5 (1) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 ( $V_x$  方向)

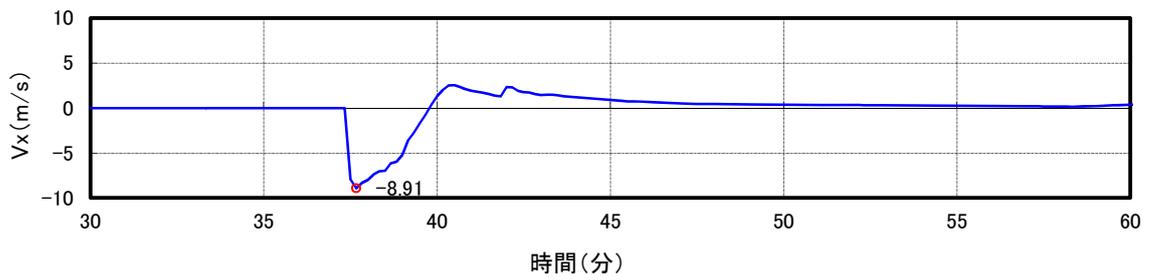


図 4.1-5 (2) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

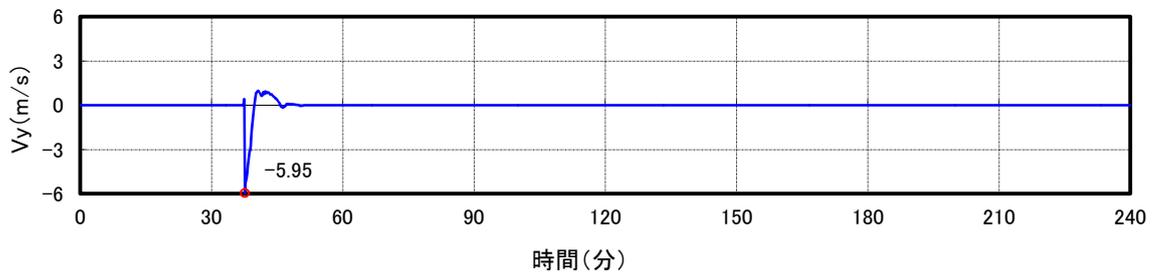


図 4.1-5 (3) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 ( $V_y$  方向)

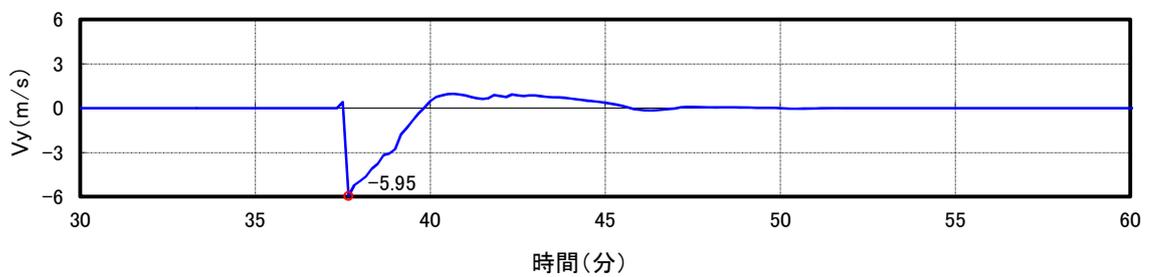


図 4.1-5 (4) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

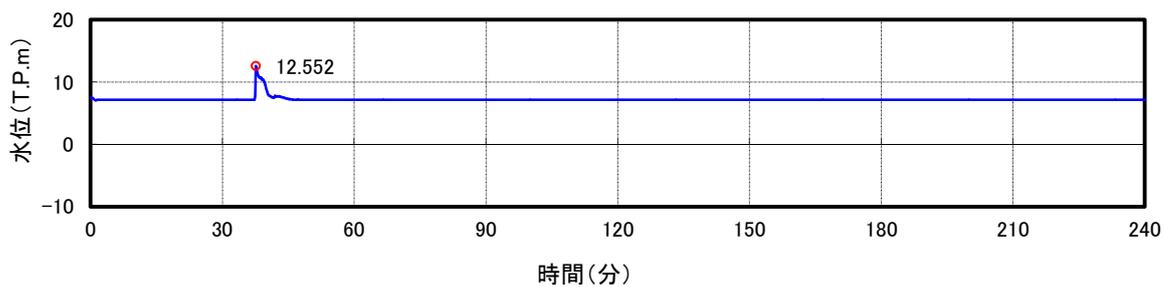


図 4.1-5 (5) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴

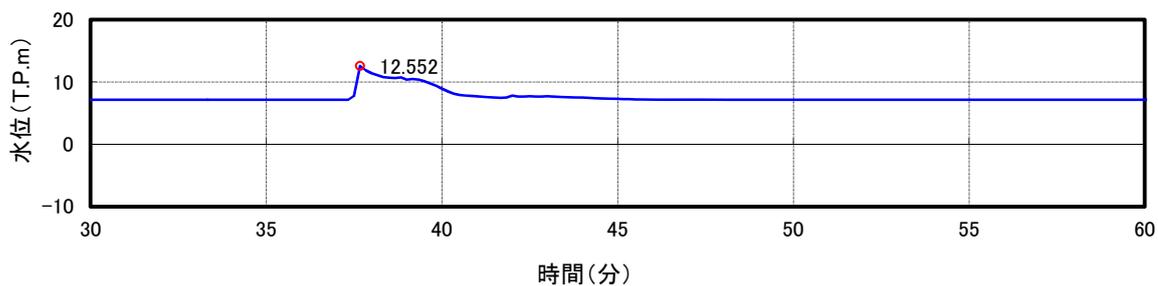


図 4.1-5 (6) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴 (拡大図)

(2) T.P. +24.0 m 津波時

平面2次元津波シミュレーション結果に基づく T.P. +24.0 m 津波時における防潮堤前面海域での評価点及び最大流速一覧を図 4.1-6 及び表 4.1-3 に示す。最大流速の内、全方向最大流速は、各評価点において  $V_x$  及び  $V_y$  の流速時刻歴から全方向での流速が最大となる時刻のものを抽出して求めた。表中にその時の  $V_x$  及び  $V_y$  もあわせて記載した。

同様に、防潮堤近傍での評価点を図 4.1-7 に示す。そのうち、各評価点での各方向での最大流速ベクトルを図示したものを図 4.1-8、防潮堤に向かう法線方向を図示したものを図 4.1-9 に示す。また、各評価点における各方向での最大流速一覧を表 4.1-4 に示す。最大流速の内、全方向最大流速は、各評価点において  $V_x$  及び  $V_y$  の流速時刻歴から全方向での流速が最大となる時刻のものを抽出して求めた。表中にその時の  $V_x$  及び  $V_y$  もあわせて記載した。

防潮堤前面海域では流速に大きな傾向の違いは見られず、E-5 地点で最大の流速が確認できる。

防潮堤近傍では、防潮堤北側で防潮堤のない方向へ流れて行く No.08-a (防潮堤北東側) で最大流速となっている。

以上の結果から、防潮堤に対する法線方向を含む全ての方向の流速ベクトルの中での最大流速は防潮堤近傍の No.8-a 地点 (防潮堤北東側) で 14.23 m/s となる。

図 4.1-10 に防潮堤前面の最大流速発生地点の流速時刻歴及び波高時刻歴を示す。

防潮堤の設計に用いる遡上波の流速は、漂流物荷重の大きさは構造物に対して法線方向の流速による影響が大きいため、本来は法線方向の速度値に着目するが、ここでは保守的に全ての方向の流速ベクトルを含めた中の最大流速の数値を切り上げた 15.0 m/s とする。すなわち、この設計用の流速は T.P. +24.0 m 津波時の法線方向最大流速である 9.98 m/s を 5 割増しした数値を切り上げたものであり、基準津波時の法線方向最大流速である 7.08 m/s を 10 割増しした数値を切り上げたものである。

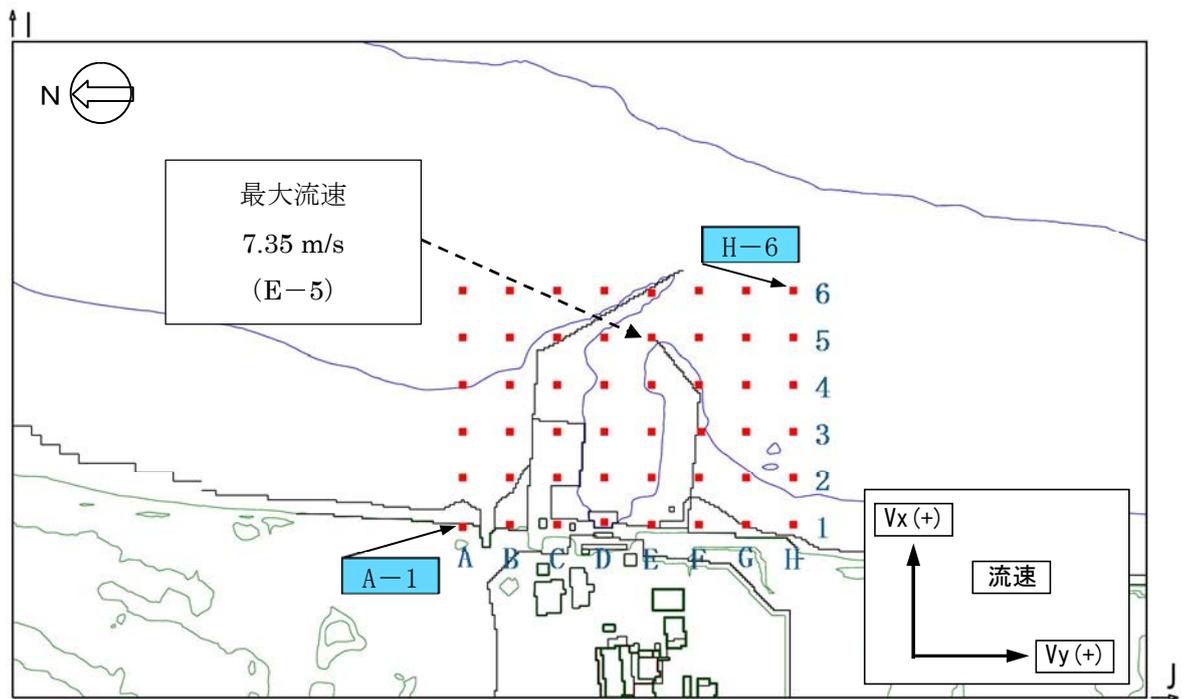


図 4.1-6 防潮堤前面海域での評価点

表 4.1-3 防潮堤前面海域での各方向での最大流速一覧

評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	全方向最大流速 (m/s)		
			V x	V y	全方向 ( $\sqrt{V_x^2+V_y^2}$ )
A-1	-6.69	-1.42	-6.69	-0.08	0.00
A-2	-6.70	3.17	-6.70	-1.23	0.00
A-3	-5.93	-2.97	-5.93	-1.93	6.23
A-4	-5.03	-4.94	-4.35	-4.94	6.58
A-5	-4.46	-3.82	-4.46	-1.91	4.85
A-6	-4.22	-3.82	-4.22	-1.86	4.61
B-1	-6.47	-2.11	-6.47	0.62	6.50
B-2	-5.29	-3.19	-5.29	1.26	5.43
B-3	-5.16	-3.45	-5.16	-2.38	5.68
B-4	-4.71	-2.68	-4.66	-2.06	5.10
B-5	-4.45	-4.63	-2.81	-4.63	5.42
B-6	-4.19	-4.18	-1.93	-4.18	4.61
C-1	-4.69	-3.10	4.69	-3.10	5.62
C-2	-6.85	3.92	-6.85	-2.42	7.27
C-3	-6.37	-2.84	-6.37	-2.84	6.97
C-4	-4.40	6.08	1.60	6.08	6.28
C-5	-4.38	-5.24	-0.62	-5.24	5.27
C-6	-3.94	-4.13	-3.94	-1.96	4.40
D-1	-4.11	-2.53	-4.11	-1.24	4.30
D-2	-4.80	-2.27	-4.80	-1.42	5.00
D-3	-6.90	-1.68	-6.90	-0.03	6.90
D-4	-6.32	-2.68	-6.32	-1.66	6.53
D-5	-4.14	-5.53	-1.65	-5.53	5.77
D-6	-4.03	-3.87	-4.02	-1.83	4.42
E-1	-3.57	2.71	-3.57	-0.63	3.63
E-2	-4.99	-5.69	0.81	-5.69	5.75
E-3	-4.72	-2.12	-4.72	-1.21	4.87
E-4	-4.84	-5.60	1.27	-5.60	5.75
E-5	-4.13	-7.35	-0.12	-7.35	7.35
E-6	-5.00	-5.08	2.46	4.56	5.18
F-1	-6.80	2.39	-6.80	-2.37	7.20
F-2	-4.99	4.37	-4.99	-2.12	5.42
F-3	-4.86	-2.05	-4.86	2.05	5.27
F-4	-4.97	-3.48	-4.97	2.14	5.41
F-5	-4.75	-3.31	-4.75	1.47	4.98
F-6	-4.66	3.40	-4.66	1.13	4.80
G-1	-5.22	-2.38	-5.22	-1.94	5.57
G-2	-5.38	-2.90	-5.38	2.15	5.79
G-3	-5.26	-2.46	-5.26	0.47	5.28
G-4	-4.42	-2.51	-4.42	-1.33	4.61
G-5	-4.15	-2.36	-4.13	-1.72	4.47
G-6	-3.98	3.84	-3.97	-1.72	4.33
H-1	-4.49	-3.08	-4.49	-1.36	4.69
H-2	-4.68	-2.63	-4.68	-1.44	4.89
H-3	-4.97	-2.14	-4.97	-0.01	4.97
H-4	-4.37	-2.70	-4.37	-1.21	4.54
H-5	-4.21	-2.32	-4.21	-1.45	4.46
H-6	-3.99	2.99	-3.99	-1.50	4.26

□ : 防潮堤前面海域における各方向での最大流速

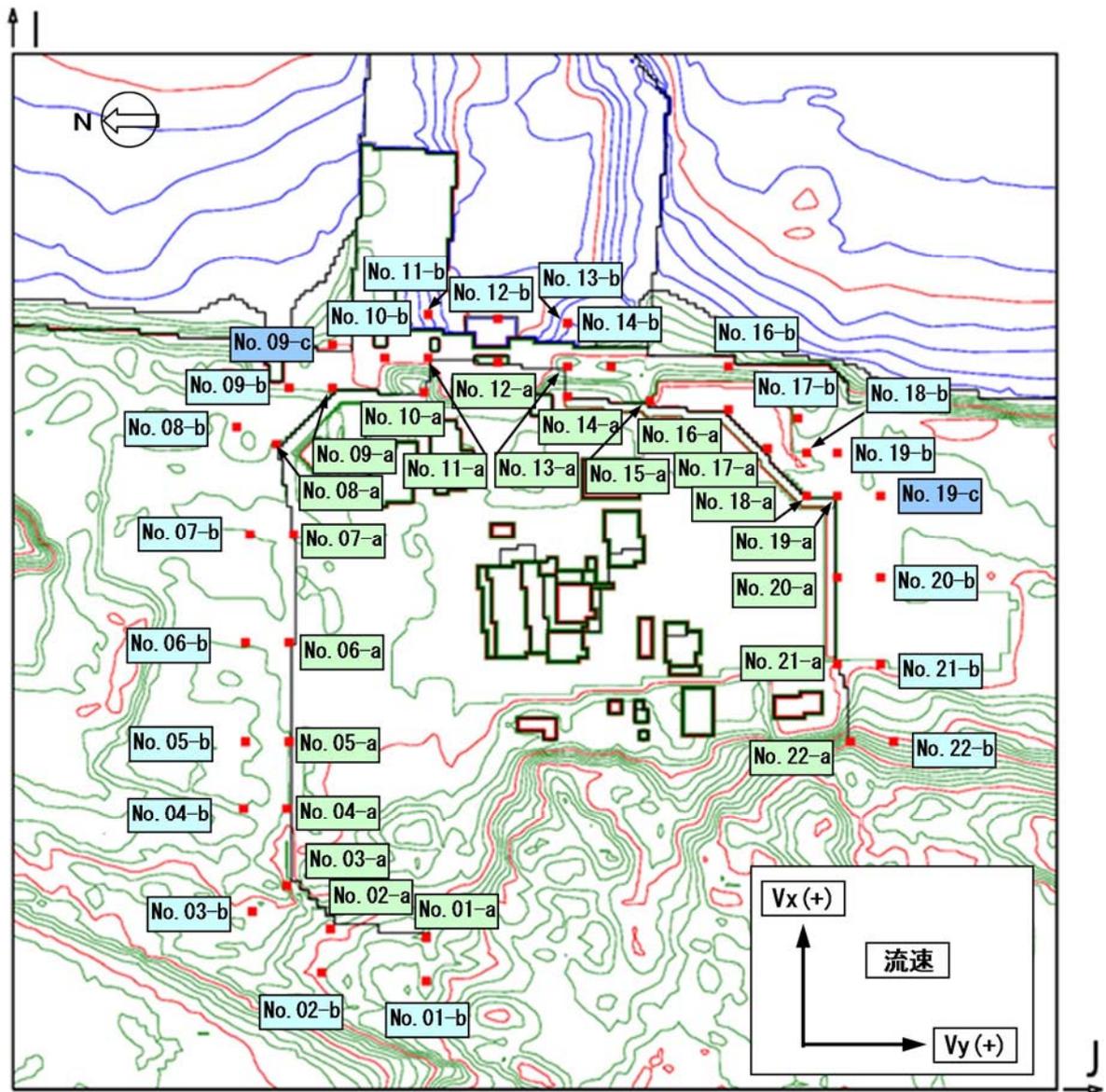


図 4.1-7 防潮堤近傍での評価点

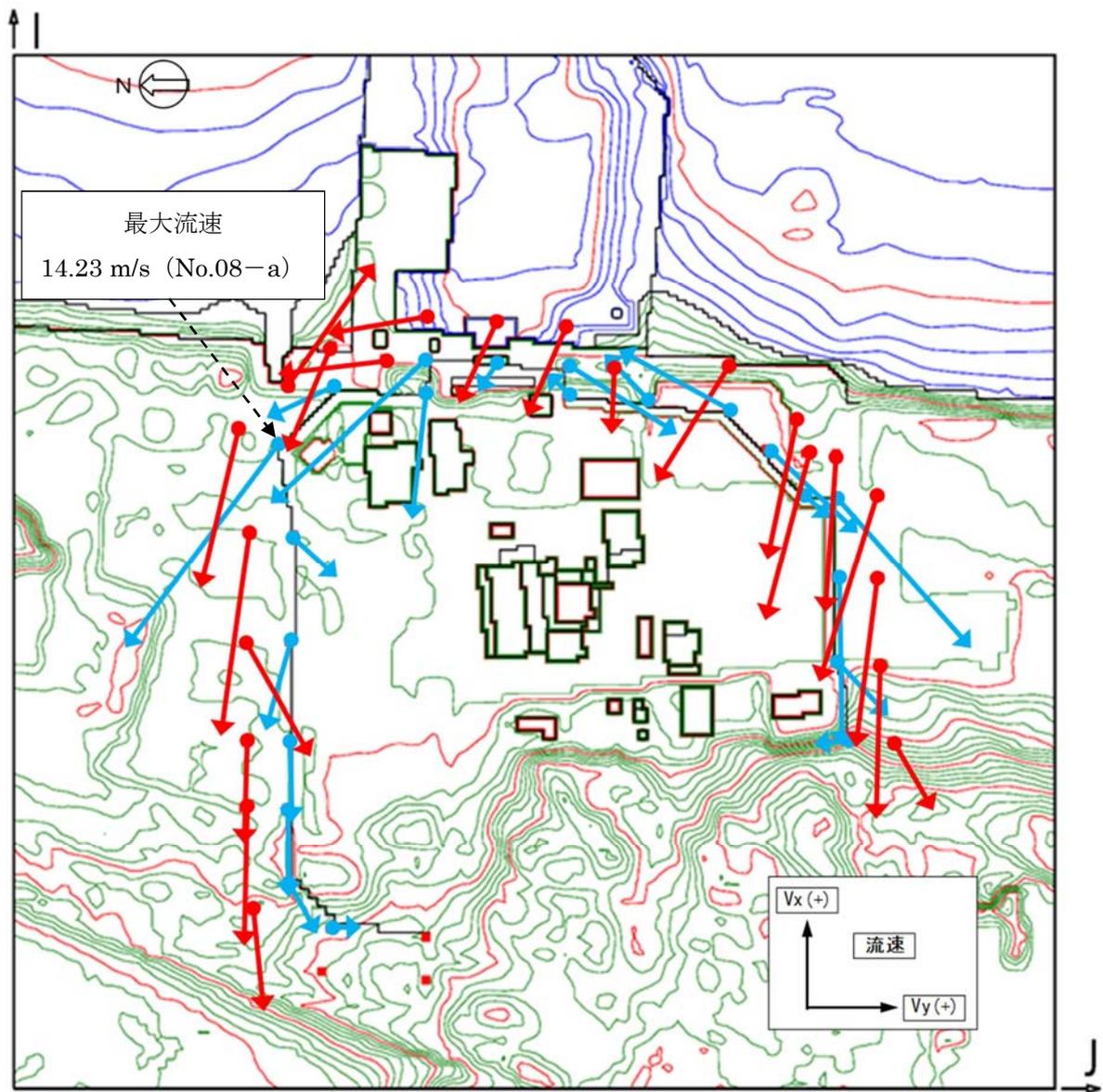


図 4.1-8 各評価点での最大流速

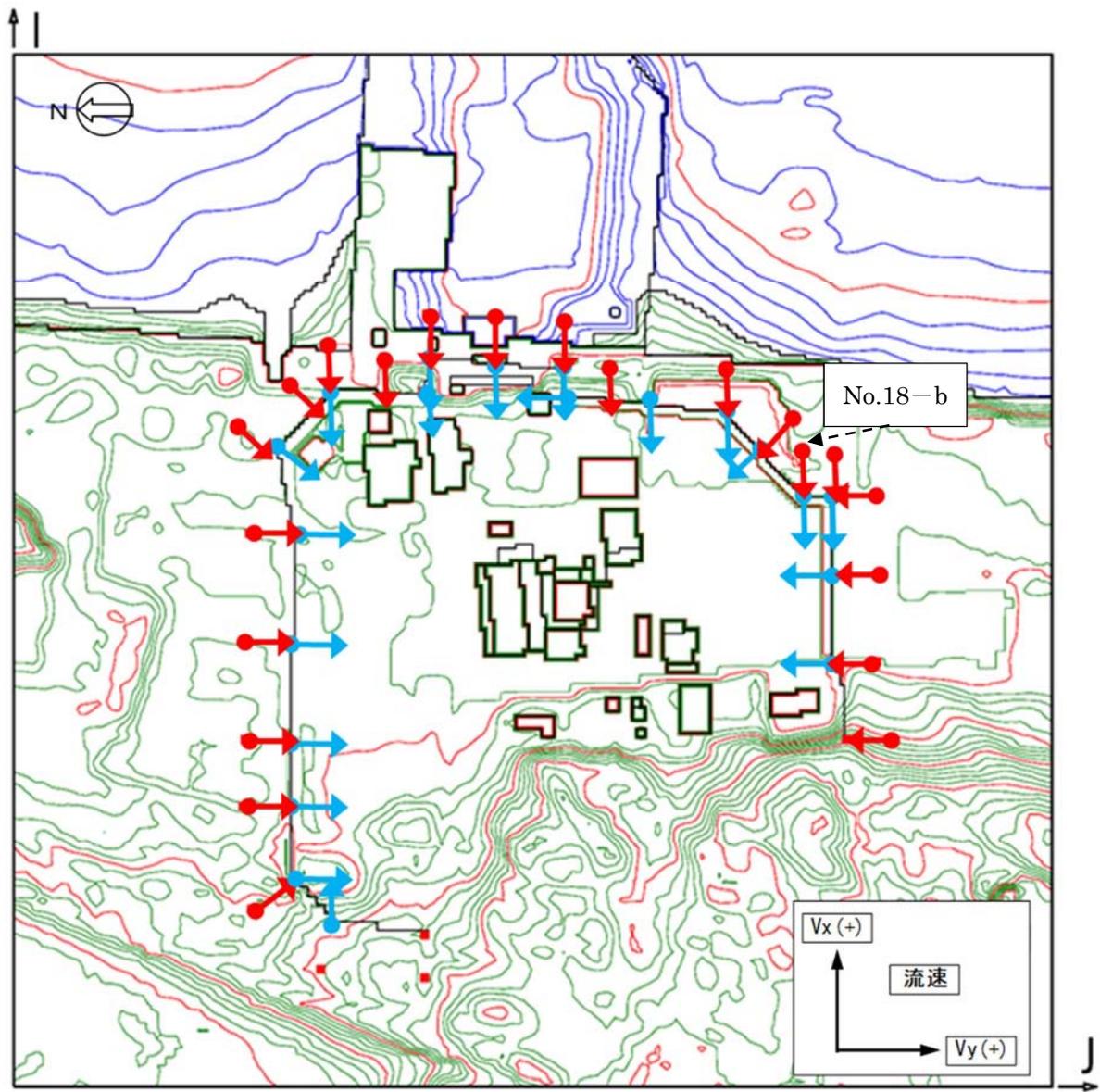


図 4.1-9 各評価点での法線方向

表 4.1-4 防潮堤近傍での各方向での最大流速一覧

評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	法線方向最大流速 (m/s)	全方向最大流速 (m/s)		
				V x	V y	全方向 ( $\sqrt{V_x^2+V_y^2}$ )
No. 01-a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 02-a	0.38	-1.71	0.38	-0.09	1.41	1.41
No. 03-a	-2.80	1.57	1.57	-2.80	1.57	3.21
No. 04-a	-5.04	-0.65	0.19	-5.04	-0.37	5.06
No. 05-a	-4.77	-0.50	0.10	-4.77	-0.14	4.78
No. 06-a	-5.05	-1.18	0.16	-5.05	-1.18	5.19
No. 07-a	-2.25	2.28	2.28	-2.25	2.28	3.20
No. 08-a	-11.78	-7.98	2.70	-11.78	-7.98	14.23
No. 09-a	5.00	-3.51	-2.02	-1.64	-3.51	3.87
No. 10-a	-7.04	2.05	-7.04	-7.04	-0.71	7.07
No. 11-a	-8.41	-8.10	-8.41	-8.41	-8.10	11.68
No. 12-a	-1.45	-1.79	-1.45	-1.45	-0.99	1.76
No. 13-a	-4.10	5.47	-4.10	-3.86	5.47	6.69
No. 14-a	1.42	-1.20	-1.20	1.42	-1.20	1.86
No. 15-a	3.08	-3.20	-0.35	3.08	-0.24	3.09
No. 16-a	3.32	-4.76	-2.23	3.32	-4.76	5.80
No. 17-a	-5.02	4.67	0.33	-5.02	4.67	6.85
No. 18-a	-1.21	1.30	-1.21	-1.21	1.30	1.77
No. 19-a	9.88	7.21	-8.90	-8.90	7.21	11.46
No. 20-a	-9.81	-0.36	-0.36	-9.81	0.13	9.81
No. 21-a	-2.90	2.54	-1.22	-2.90	2.54	3.85
No. 22-a	-1.89	-1.61	-1.61	-0.15	0.26	0.30

評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	法線方向最大流速 (m/s)	全方向最大流速 (m/s)		
				V x	V y	全方向 ( $\sqrt{V_x^2+V_y^2}$ )
No. 01-b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 02-b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 03-b	-6.04	1.99	1.99	-6.04	0.53	6.06
No. 04-b	-7.98	-1.01	0.17	-7.98	-0.11	7.98
No. 05-b	-6.02	0.99	0.99	-6.02	-0.28	6.03
No. 06-b	-7.07	2.92	2.92	-6.55	2.92	7.17
No. 07-b	-11.75	1.64	1.64	-11.75	-1.16	11.81
No. 08-b	-9.29	-4.36	5.12	-9.29	-1.69	9.44
No. 09-b	6.84	3.79	1.88	6.53	3.79	7.55
No. 09-c	-7.16	-2.26	-7.16	-7.16	0.45	7.18
No. 10-b	-5.78	-4.72	-5.78	-5.78	-1.86	6.08
No. 11-b	-1.20	-4.17	-1.20	-1.20	-4.16	4.33
No. 12-b	-4.79	-2.55	-4.79	-4.79	-1.49	5.01
No. 13-b	-5.43	3.48	-5.43	-5.43	-1.65	5.67
No. 14-b	-3.82	-1.57	-3.82	-3.82	-0.15	3.82
No. 16-b	-6.92	-3.13	-6.92	-6.92	-3.13	7.60
No. 17-b	-8.16	-2.56	6.77	-8.16	-1.04	8.22
No. 18-b	-9.98	-2.95	-9.98	-9.98	-1.72	10.13
No. 19-b	-9.20	-3.72	-9.20	-9.20	-0.51	9.22
No. 19-c	-10.96	4.84	-2.53	-10.96	-2.53	11.25
No. 20-b	-9.72	-1.50	-1.50	-9.72	-1.12	9.78
No. 21-b	-8.98	1.57	-1.16	-8.98	-0.28	8.98
No. 22-b	-4.04	1.83	-0.57	-4.04	1.83	4.43

□ : 防潮堤近傍における各方向での最大流速

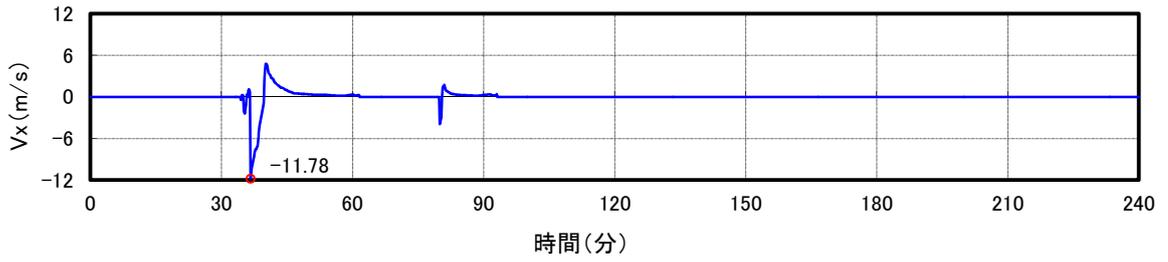


図 4.1-10 (1) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (Vx 方向)

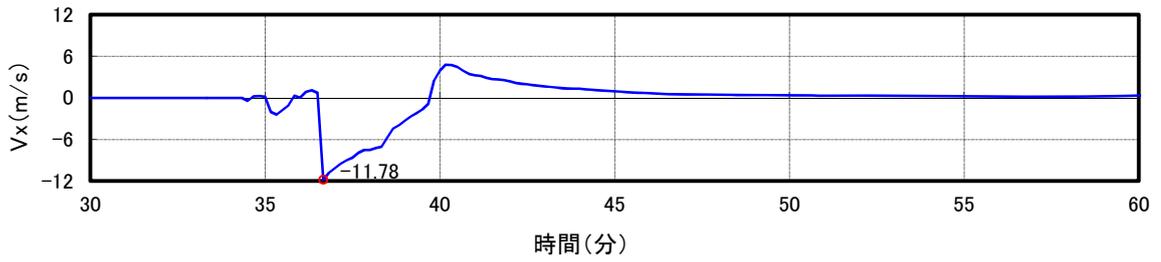


図 4.1-10 (2) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

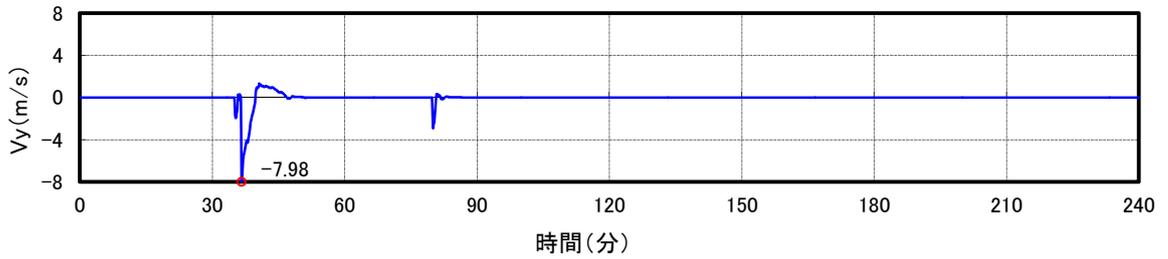


図 4.1-10 (3) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (Vy 方向)

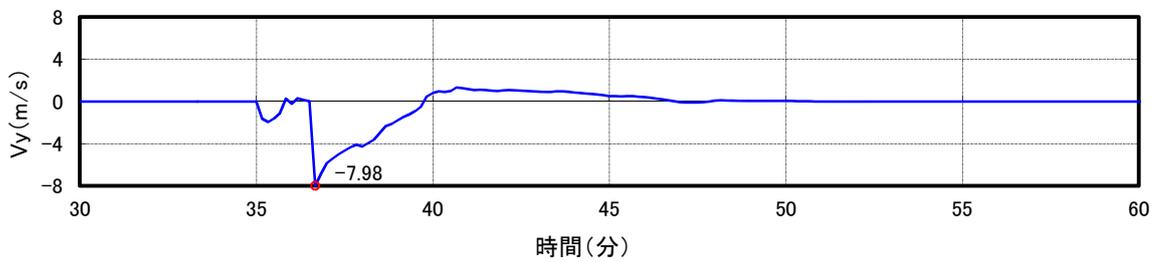


図 4.1-10 (4) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

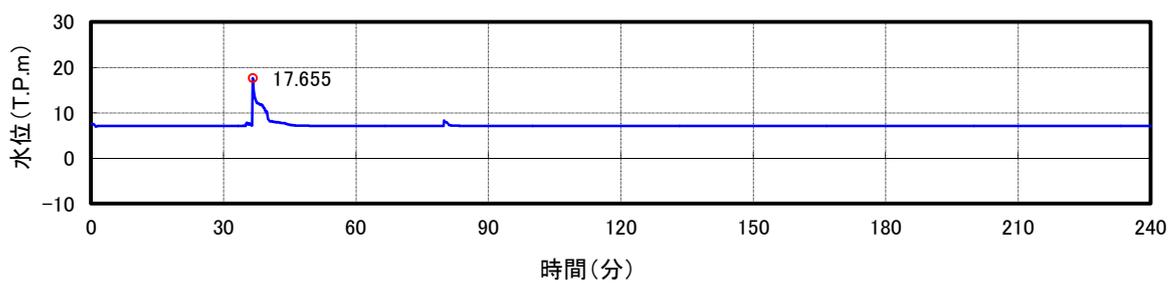


図 4.1-10 (5) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴

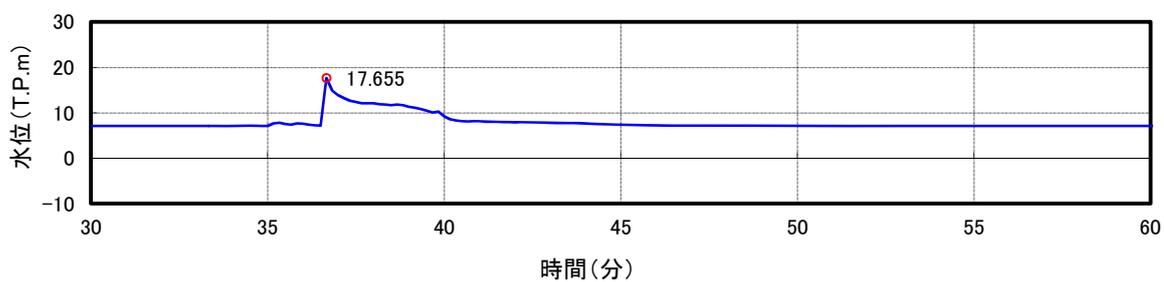


図 4.1-10 (6) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴 (拡大図)

#### 4.1.2 貯留堰

平面2次元津波シミュレーション結果に基づく貯留堰近傍での評価点及び法線方向の最大流速を図4.1-11及び表4.1-5に示す。

貯留堰法線方向の最大流速は上昇側F4地点で3.86 m/sとなる。

また、貯留堰における流速は概ね下降側に比べ上昇側の波の際に流速が大きくなることを読み取れる。

貯留堰の設計に用いる遡上波の流速については、法線方向最大流速から数値を切り上げた5.0 m/sとする。貯留堰近傍の法線方向最大流速発生地点の流速時刻歴及び波高時刻歴を図4.1-12に示す。

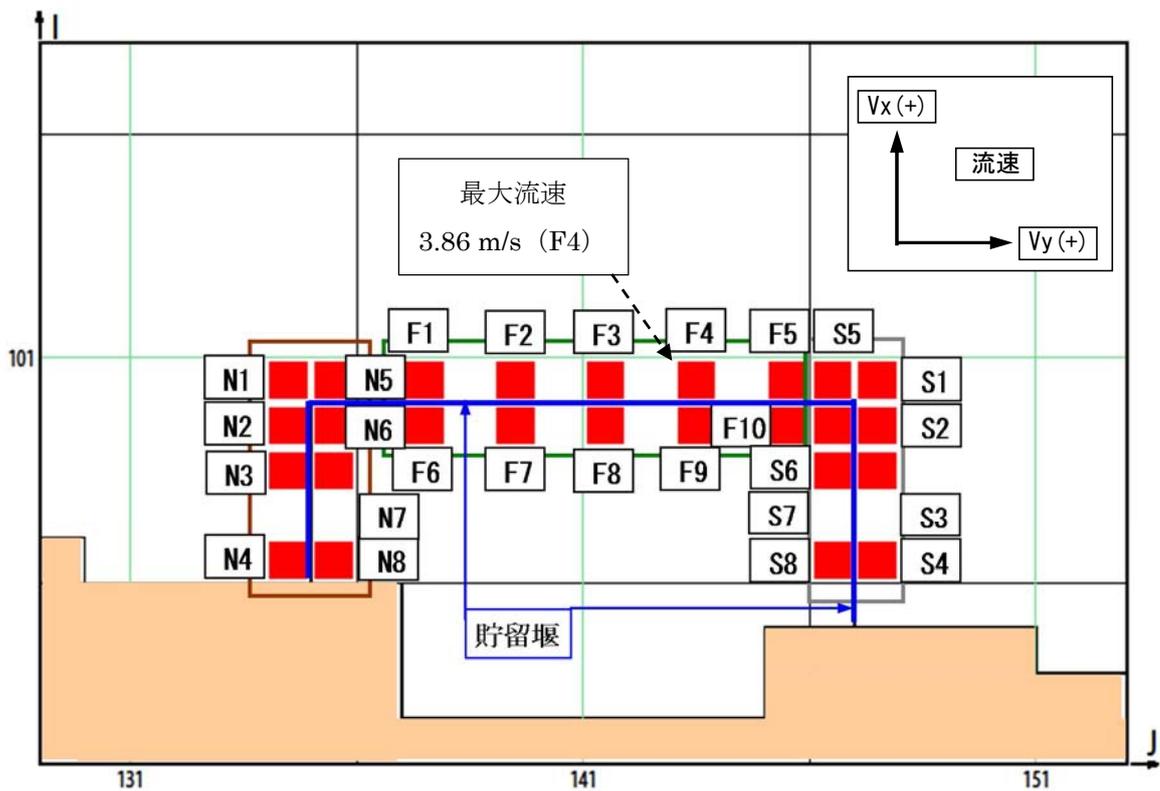


図 4.1-11 貯留堰近傍の評価点

表 4.1-5 (1) 貯留堰近傍での法線方向最大流速（下降側）

Vx方向		Vy方向	
評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)
F1	-1.01	N1	0.66
F2	-0.94	N2	0.71
F3	-1.04	N3	0.78
F4	-1.18	N4	0.56
F5	-1.27	N6	-1.41
F6	0.48	N7	-1.39
F7	0.28	N8	-1.21
F8	0.23	S1	-0.89
F9	0.31	S2	-0.83
F10	0.37	S3	-0.79
N1	-1.54	S4	-0.97
N5	-1.15	S6	0.65
N6	0.37	S7	0.66
S1	-1.47	S8	0.62
S5	-1.29		
S6	0.34		

表 4.1-5 (2) 貯留堰近傍での法線方向最大流速（上昇側）

Vx方向		Vy方向	
評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)
F1	-3.60	N1	0.72
F2	-3.71	N2	0.73
F3	-3.78	N3	0.76
F4	-3.86	N4	0.85
F5	-3.78	N6	-2.59
F6	0.42	N7	-2.63
F7	0.33	N8	-2.53
F8	0.37	S1	-1.77
F9	0.48	S2	-1.78
F10	0.51	S3	-1.81
N1	-3.37	S4	-1.84
N5	-3.42	S6	0.97
N6	0.34	S7	0.98
S1	-3.80	S8	1.04
S5	-3.77		
S6	0.43		

: 貯留堰近傍における法線方向最大流速

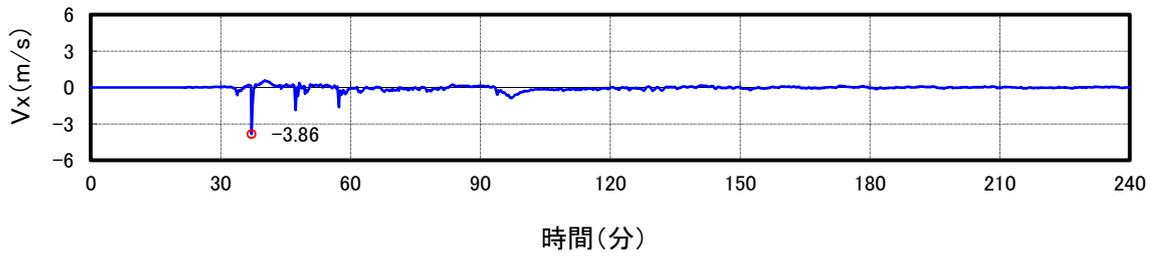


図 4.1-12 (1) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点 (F4) の流速時刻歴

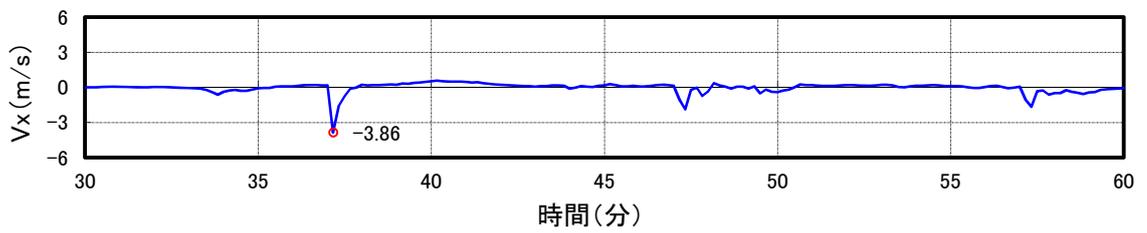


図 4.1-12 (2) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点 (F4) の流速時刻歴 (拡大図)

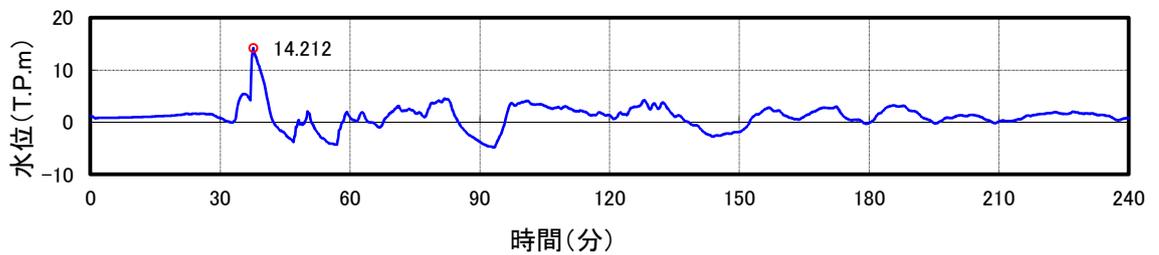


図 4.1-12 (3) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点 (F4) の波高時刻歴

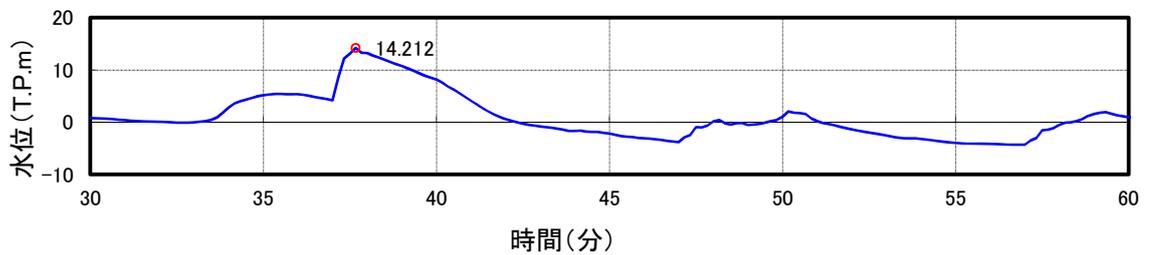


図 4.1-12 (4) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点 (F4) の波高時刻歴 (拡大図)

#### 4.1.3 漂流物荷重算定に用いる流速について

文献<sup>※1</sup>によれば、津波による漂流物の漂流流速は、津波の表面流速（津波流速）よりも小さいとされている（図 4.1-13）。文献<sup>※2, 3</sup>によれば、漂流物の衝突直前の漂流流速  $v$  (m/s) と水の表面流速  $U$  (m/s) の比率  $\alpha$  について、漂流流速  $v$  は表面流速（津波流速）  $U$  に対して 0~60 % に低下するとされている。文献<sup>※3</sup>で述べられている比重 0.6 の漂流物の場合の表面流速に対する漂流流速  $v$  の比率  $\alpha$  の確率分布を図 4.1-14 に示す。図 4.1-14 の通り、 $\alpha = v/U = 0.1$  (10 % 程度) 以下において相対頻度が最も高いことを示している。

以上の知見はあるが、津波防護施設の設計のための漂流物荷重算定に用いる漂流流速  $v$  は  $\alpha = v/U = 1.0$  (100 %) となるように設定する。

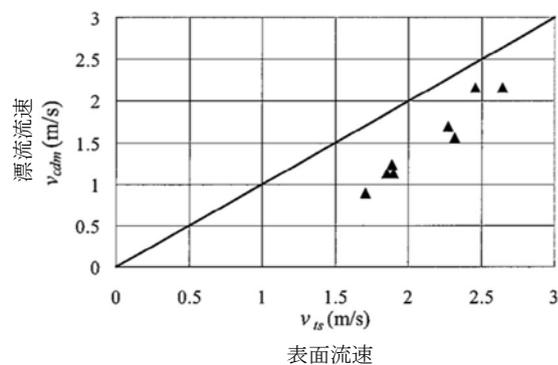
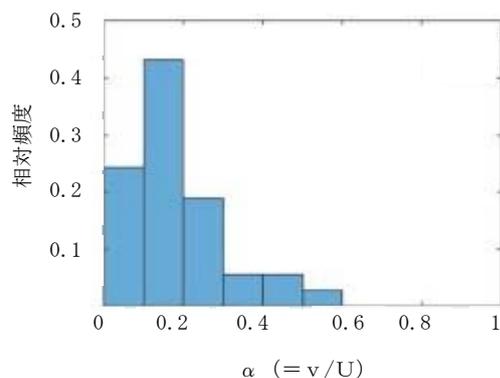


図 4.1-13 表面流速と漂流流速の関係



甲斐田ほか (2016) より  
(比重 0.6)

図 4.1-14 表面流速に対する漂流流速の比率  $\alpha$  ( $= v/U$ ) の確率分布

- ※1：遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験，海岸工学論文集，第 54 巻（2007）（有川ら）
- ※2：原子力発電所における津波漂流物の影響評価技術－現状調査とその適用に関する考察－研究報告：o16010，電力中央研究所報告（2017）
- ※3：陸上遡上津波中の漂流物挙動に関する研究，土木学会論文集 B2（海岸工学）（2016）（甲斐田ら）

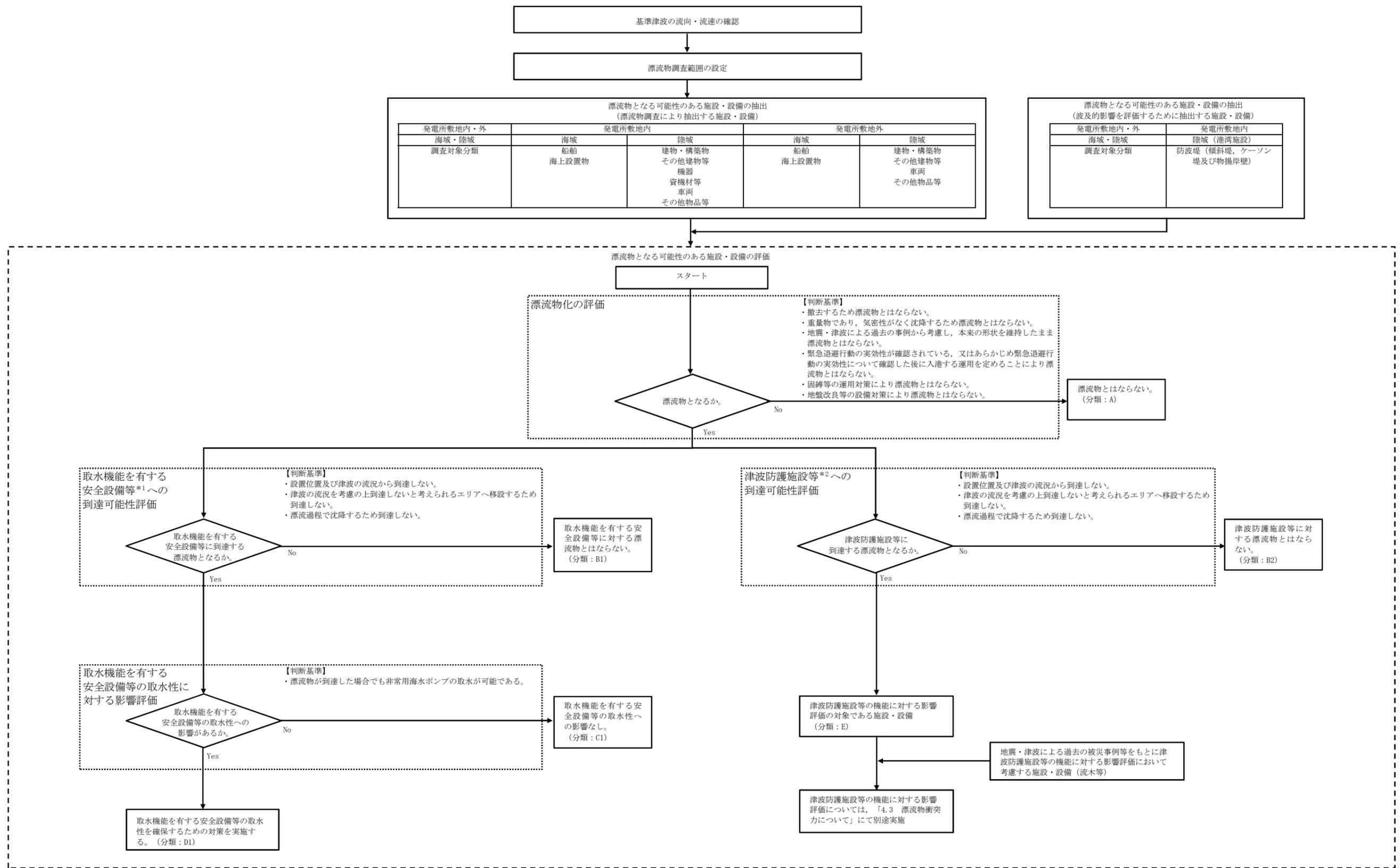
#### 4.2 漂流物による影響確認について

基準津波の遡上解析結果によると、津波は取水口付近の敷地を含め、T.P. +3 mの敷地に遡上する。基準地震動 $S_s$ による地盤面の沈下や潮位のばらつき（+0.18 m）を考慮した場合、取水口が設置されているT.P. +3 mの敷地前面東側の防潮堤外側の敷地における浸水深は約15 mと想定される。この結果に基づき、基準津波により漂流物となる可能性がある施設・設備が、取水機能を有する安全設備等の取水性及び津波防護施設等の機能に影響を及ぼさないことを漂流物評価フローに基づき確認した。図4.2-1に漂流物評価フローを示す。

なお、人工構造物<sup>\*1</sup>の位置、形状等に変更が生じた場合又は隣接事業所において工事・作業等により設置されうる仮設物等について従来からの設置状況に変更が生じた場合は、取水機能を有する安全設備等の取水性又は津波防護施設等の機能に影響を及ぼす可能性がある。このため、施設・設備等の人工構造物については設置状況を定期的（1[回/年]以上）に確認するとともに、隣接事業所における工事・作業等において設置されうる仮設物については設置状況に変更が生じる可能性がある場合に適時情報入手することにより設置状況を確認する。設置状況の確認結果により必要に応じて図4.2-1の漂流物評価フローに基づき、漂流物調査及び評価を実施する方針とする。また、発電所の施設・設備の改造や追加設置<sup>\*2</sup>を行う場合においても、その都度、取水機能を有する安全設備等の取水性又は津波防護施設等の機能への影響評価を行う。これら調査・評価の実施について、保安規定に定めて管理する。

\*1：港湾施設，河川堤防，海岸線の防波堤，防潮堤等，海上設置物，津波遡上域の建物・構築物，敷地前面海域における通過船舶等

\*2：「核原料物質，核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律」第43条の3の9（工事の計画の認可）及び第43条の3の10（工事の計画の届出）に基づき申請する工事のうち，「改造の工事」又は「修理であつて性能又は強度に影響を及ぼす工事」を含む。



\*1：海水取水機能を有する非常用海水ポンプ，非常用海水配管等を示す。  
 \*2：津波防護施設，浸水防止設備及び津波監視設備を示す。

図 4.2-1 漂流物評価フロー  
4.2-2

(1) 基準津波の流速及び流向の確認

日本海溝沿いのプレート間地震による基準津波は、東海第二発電所の東方より襲来し、地震発生約 35 分後に敷地前面に到達する。地震発生約 37 分後には敷地へ遡上し、地震発生約 40 分後に引き波となる。

図 4.2-2 に基準津波の波源モデルと基準津波の策定位置、図 4.2-3 に基準津波による防潮堤前面における上昇側水位の評価結果（防波堤なしの場合）、図 4.2-4 に発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトルを示す。

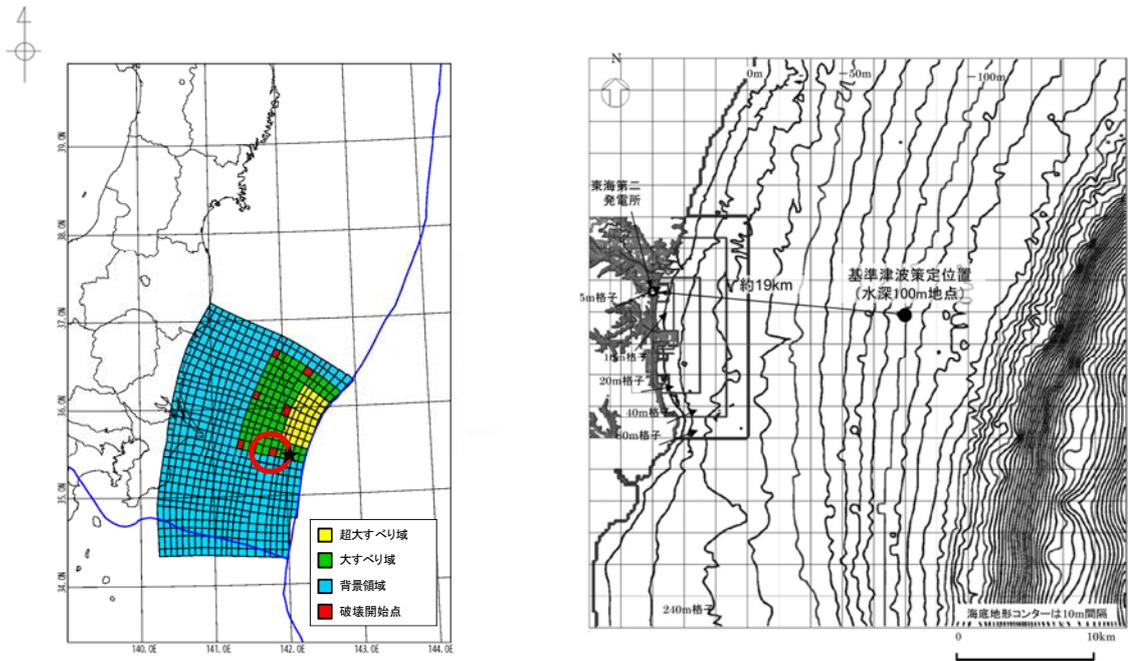
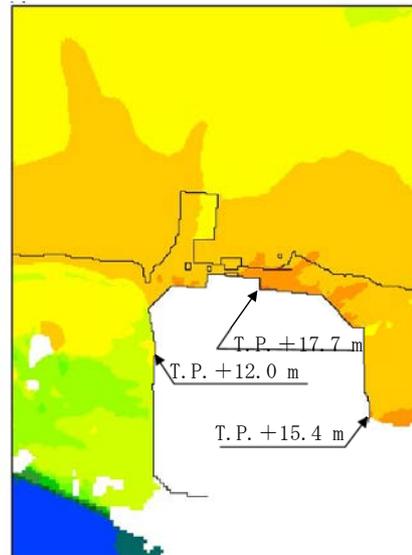
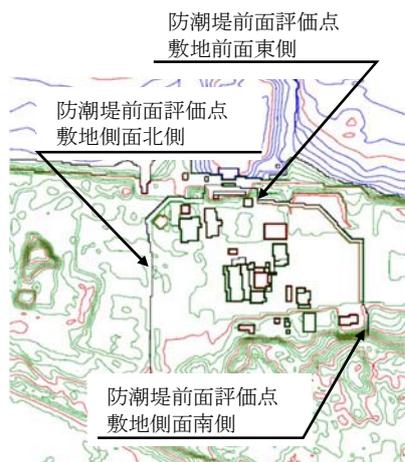
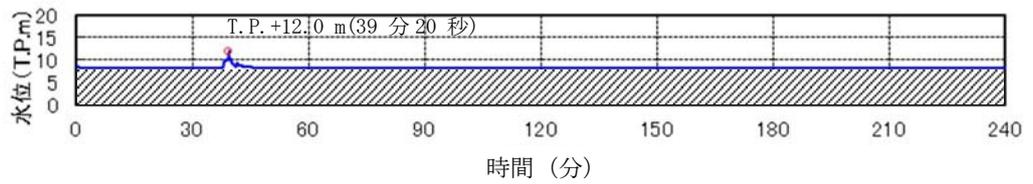


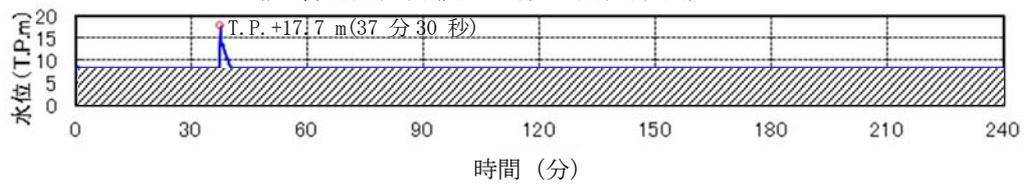
図 4.2-2 基準津波の波源モデルと基準津波の策定位置



(防潮堤前面評価点 敷地側面北側)



(防潮堤前面評価点 敷地前面東側)



(防潮堤前面評価点 敷地側面南側)

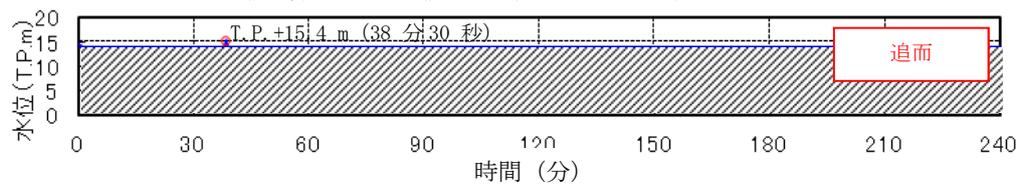
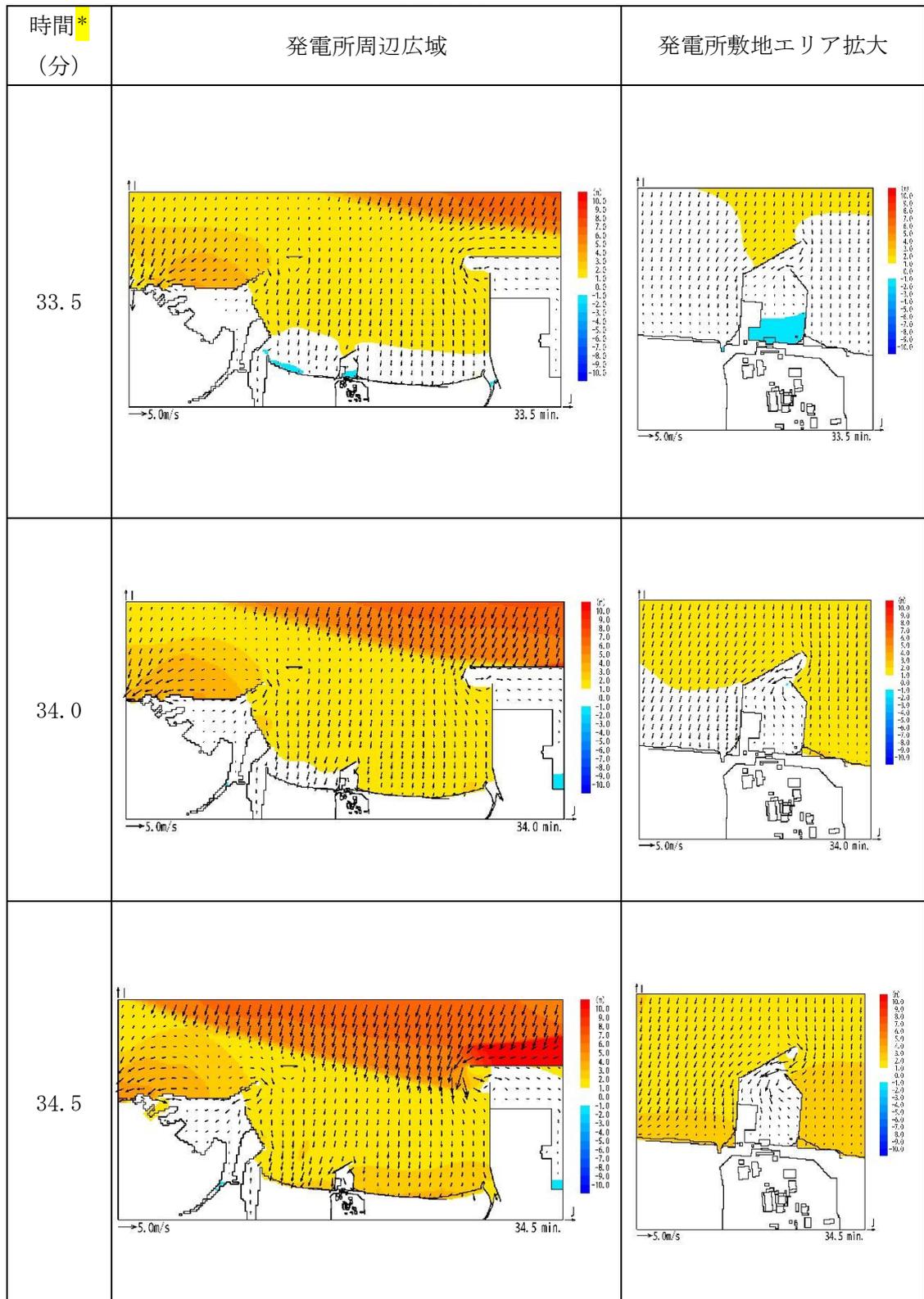


図4.2-3 基準津波による防潮堤前面における上昇側水位の評価結果 (防波堤なしの場合)

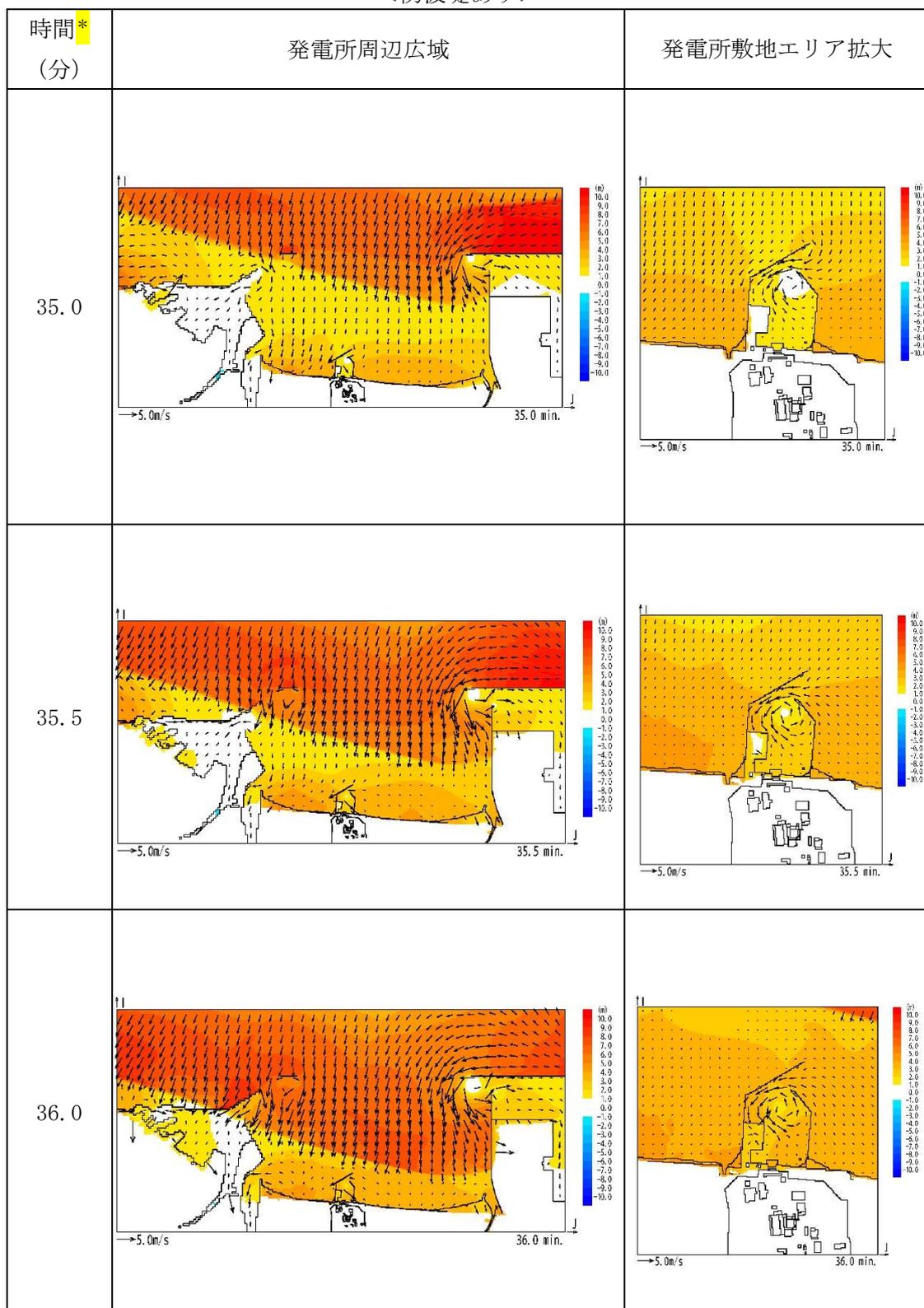
<防波堤あり>



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (1/12)

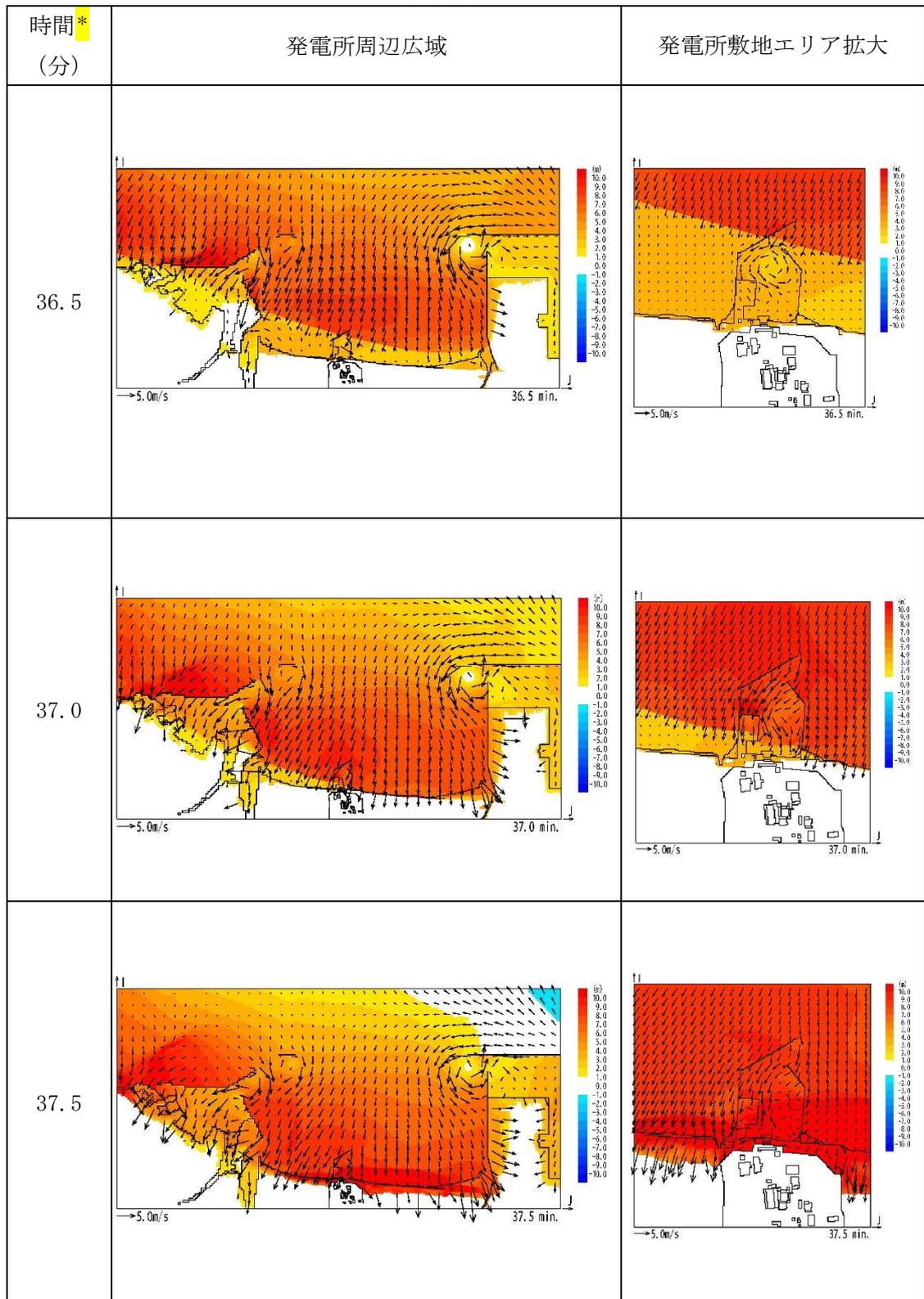
<防波堤あり>



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (2/12)

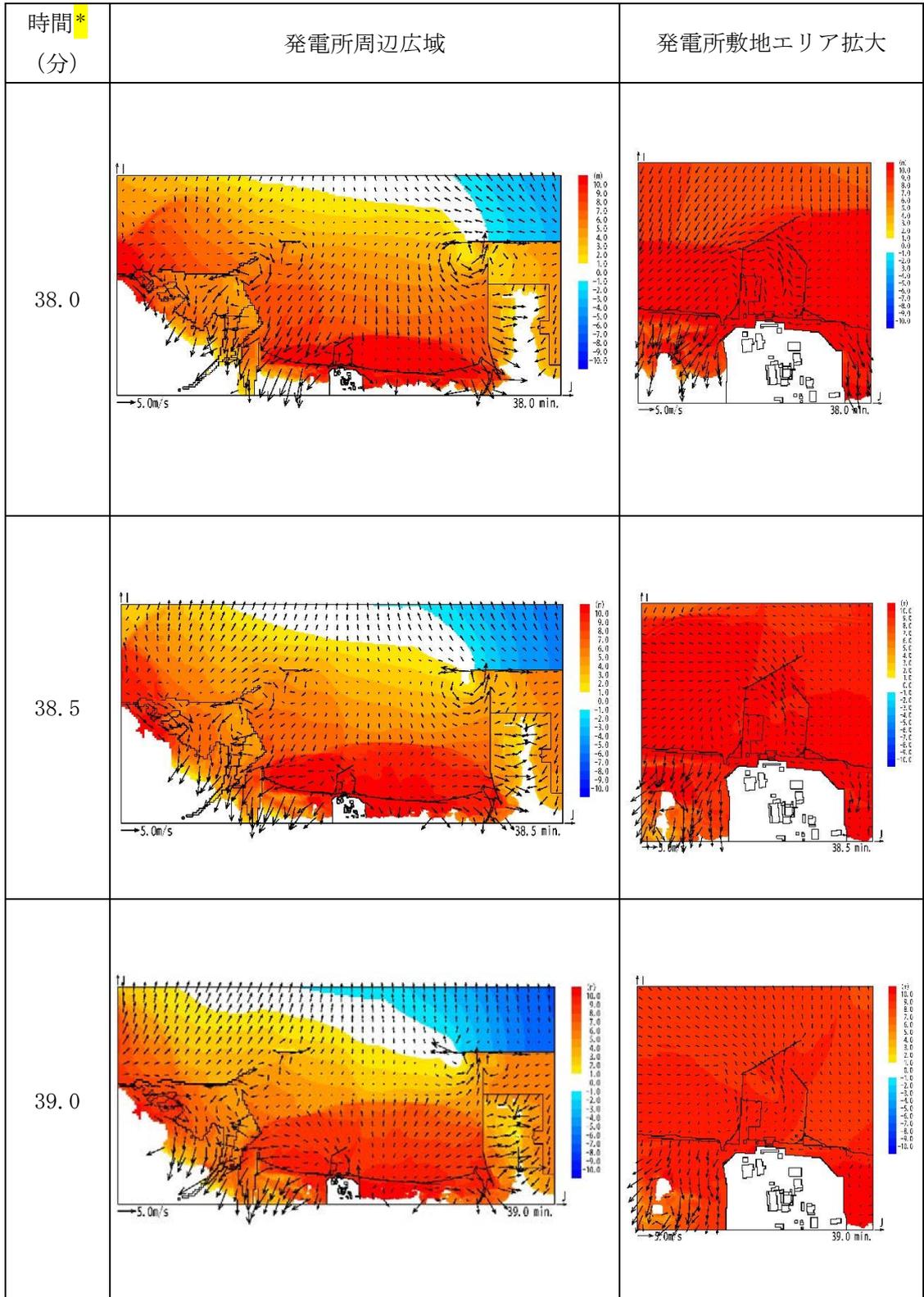
<防波堤あり>



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (3/12)

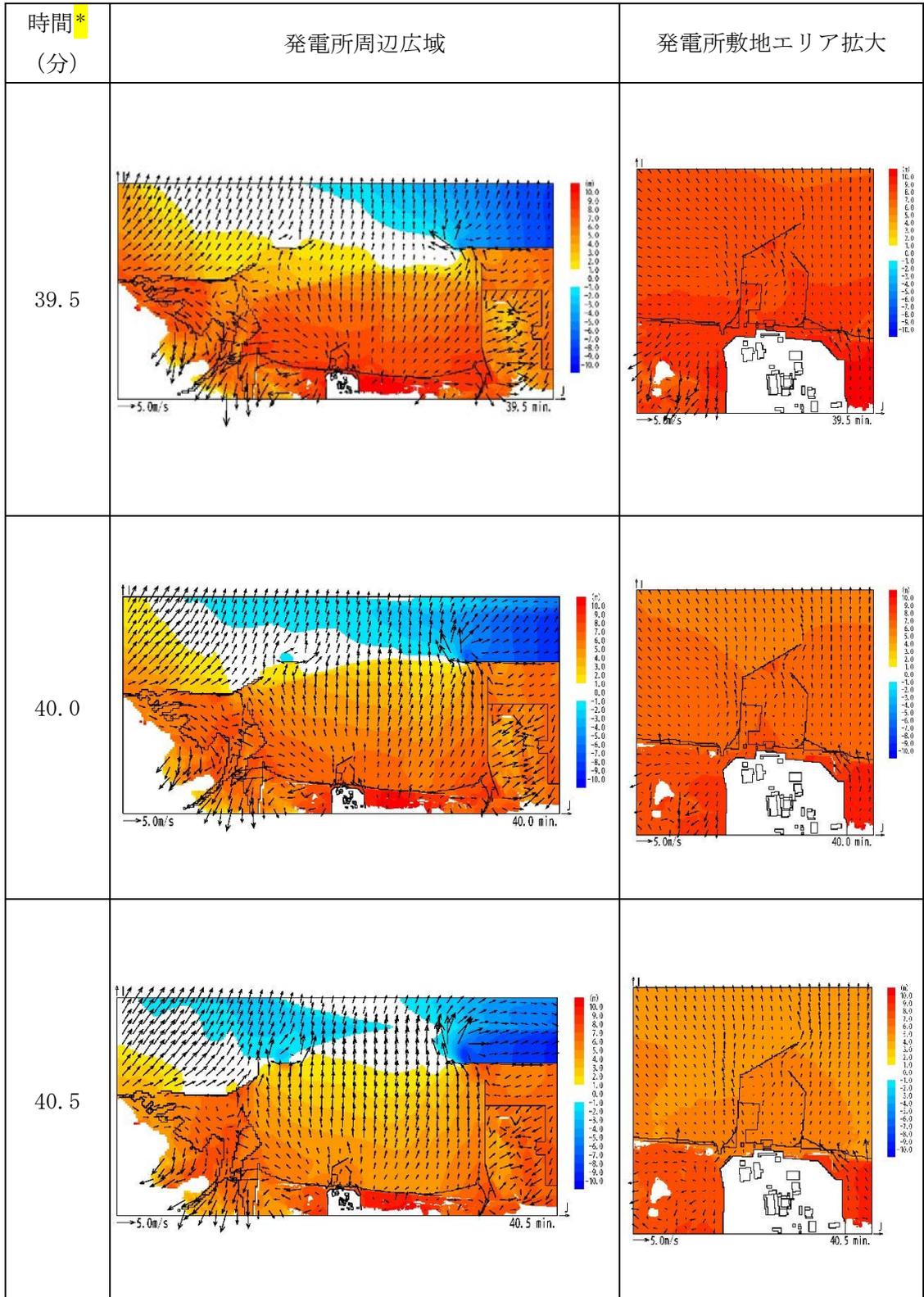
<防波堤あり>



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (4/12)

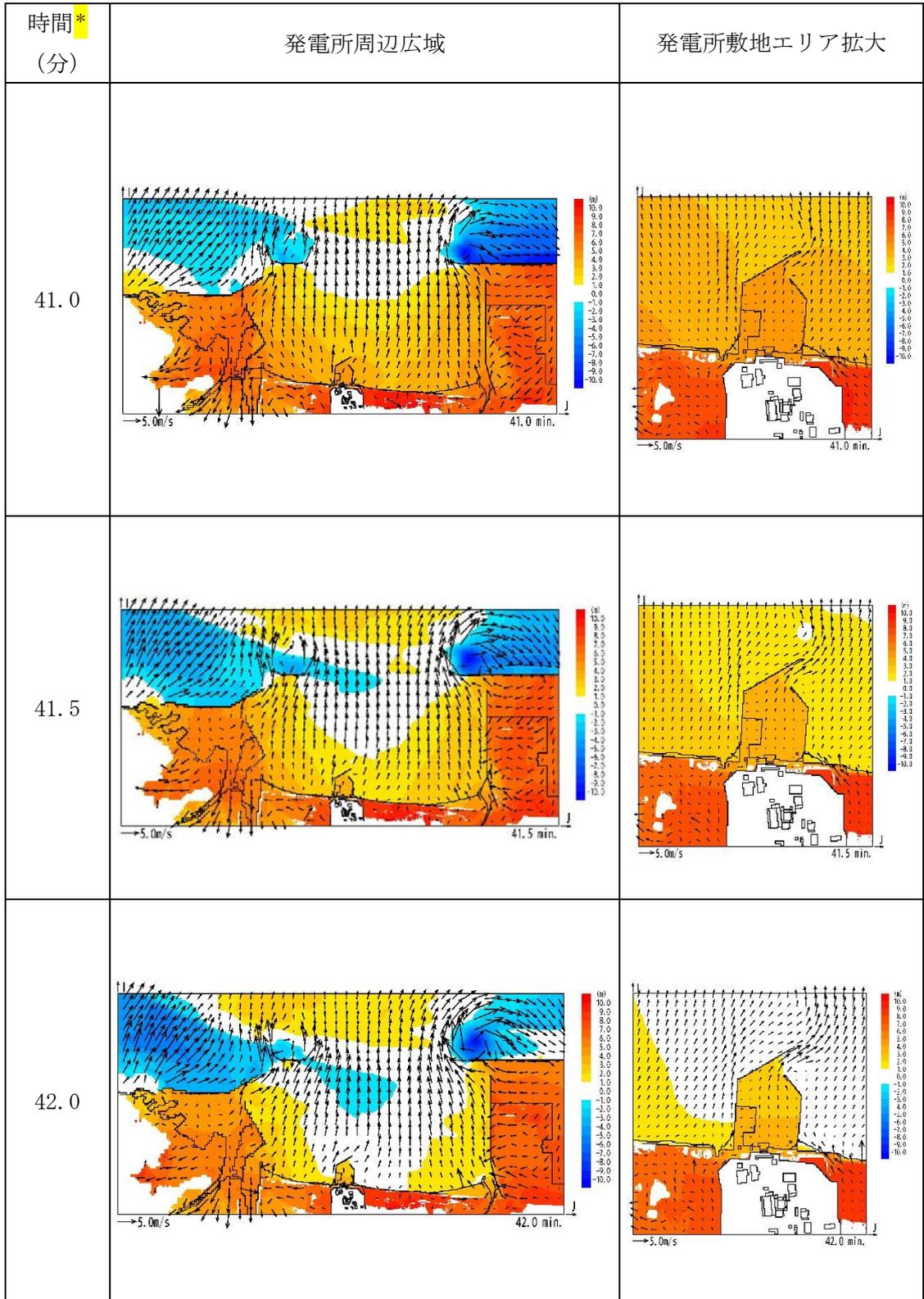
<防波堤あり>



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (5/12)

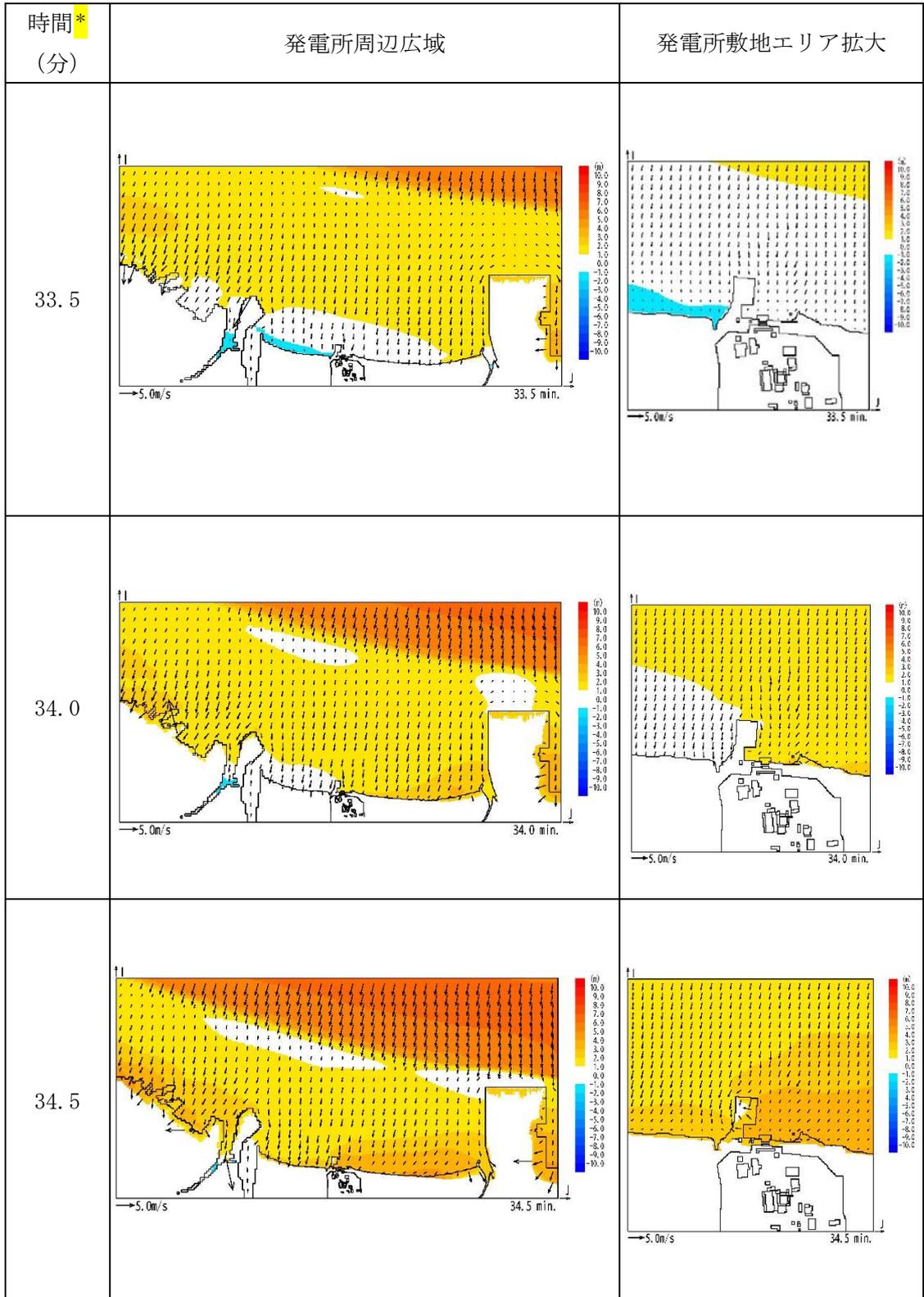
<防波堤あり>



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (6/12)

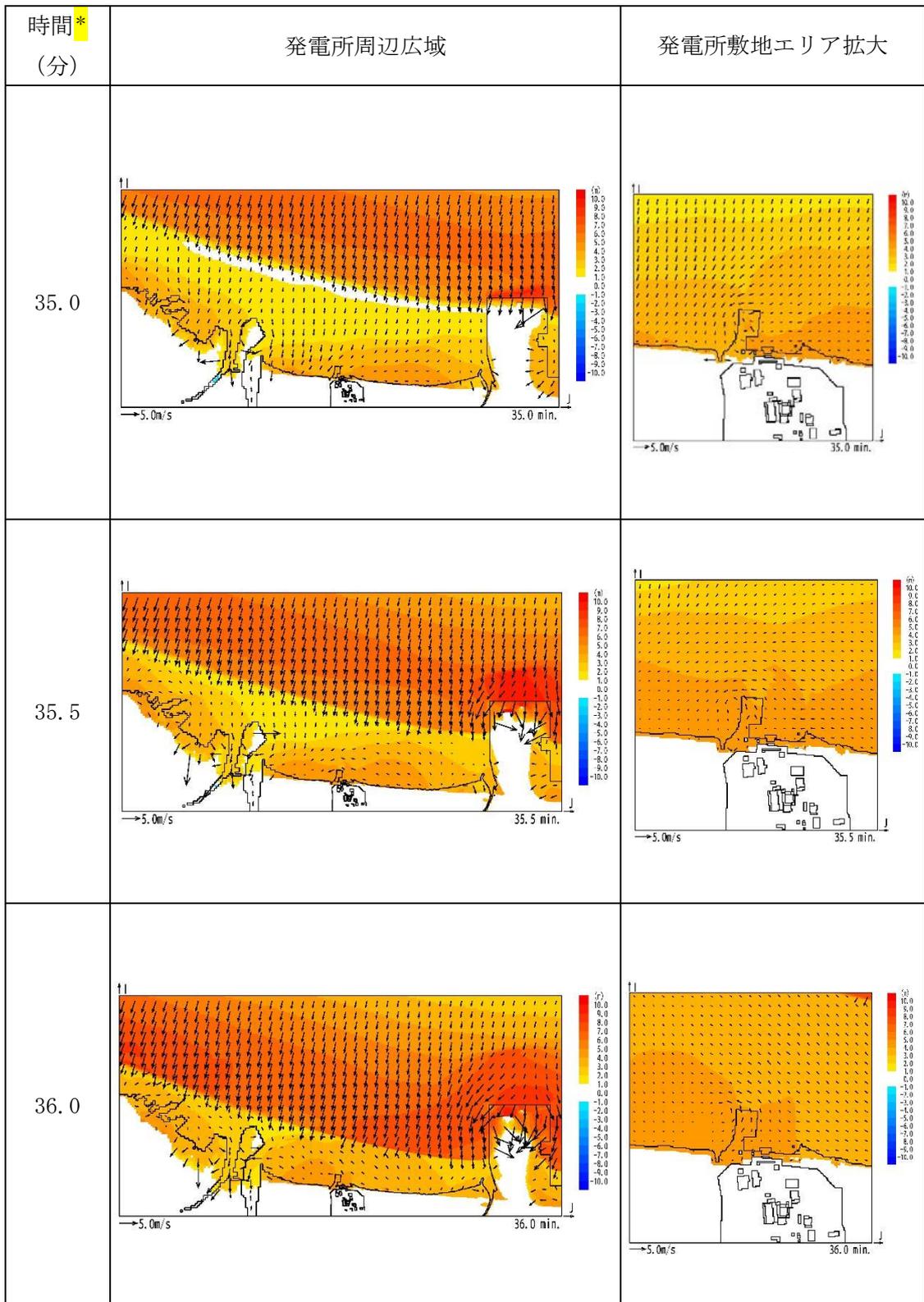
<防波堤なし>



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (7/12)

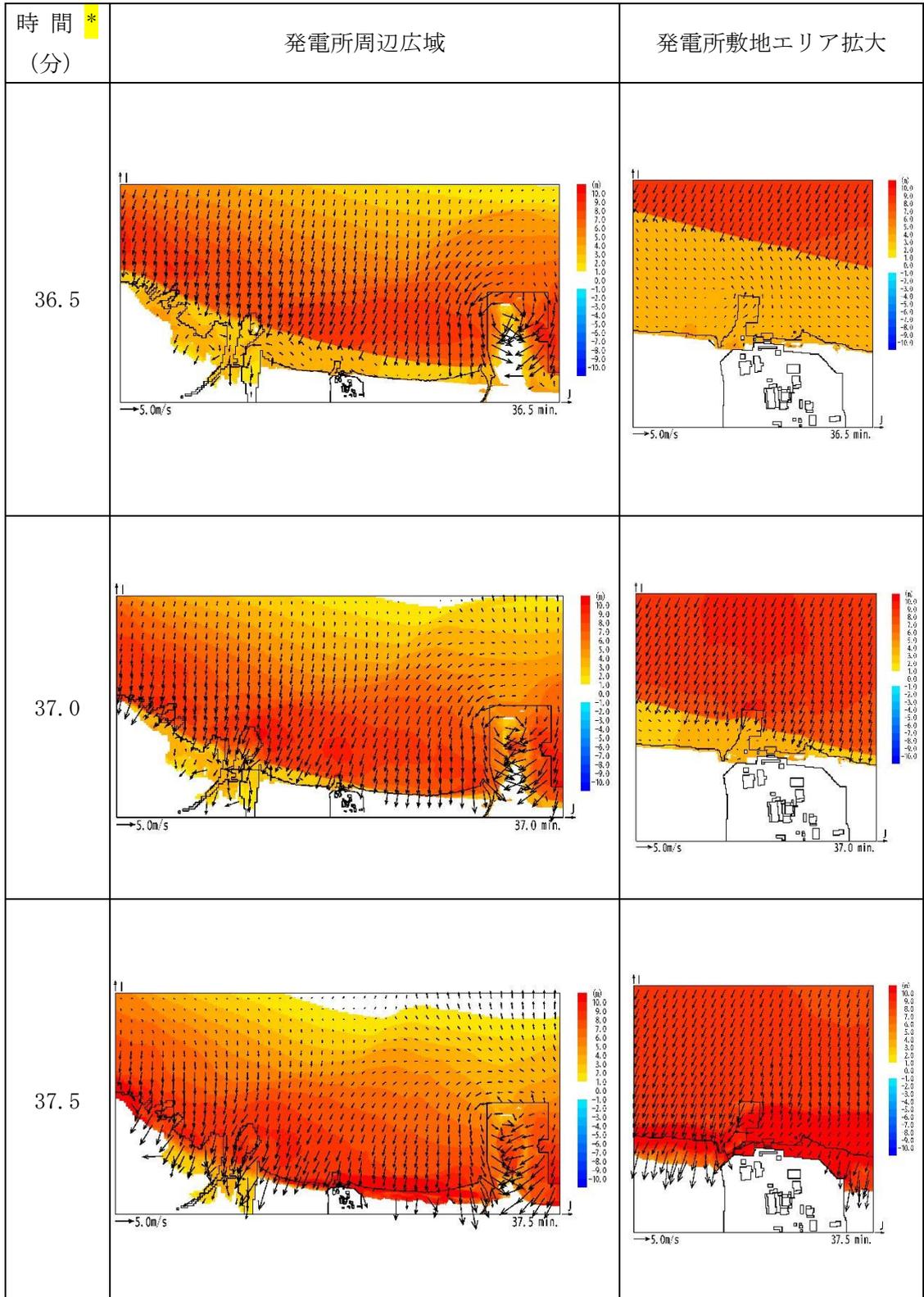
<防波堤なし>



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (8/12)

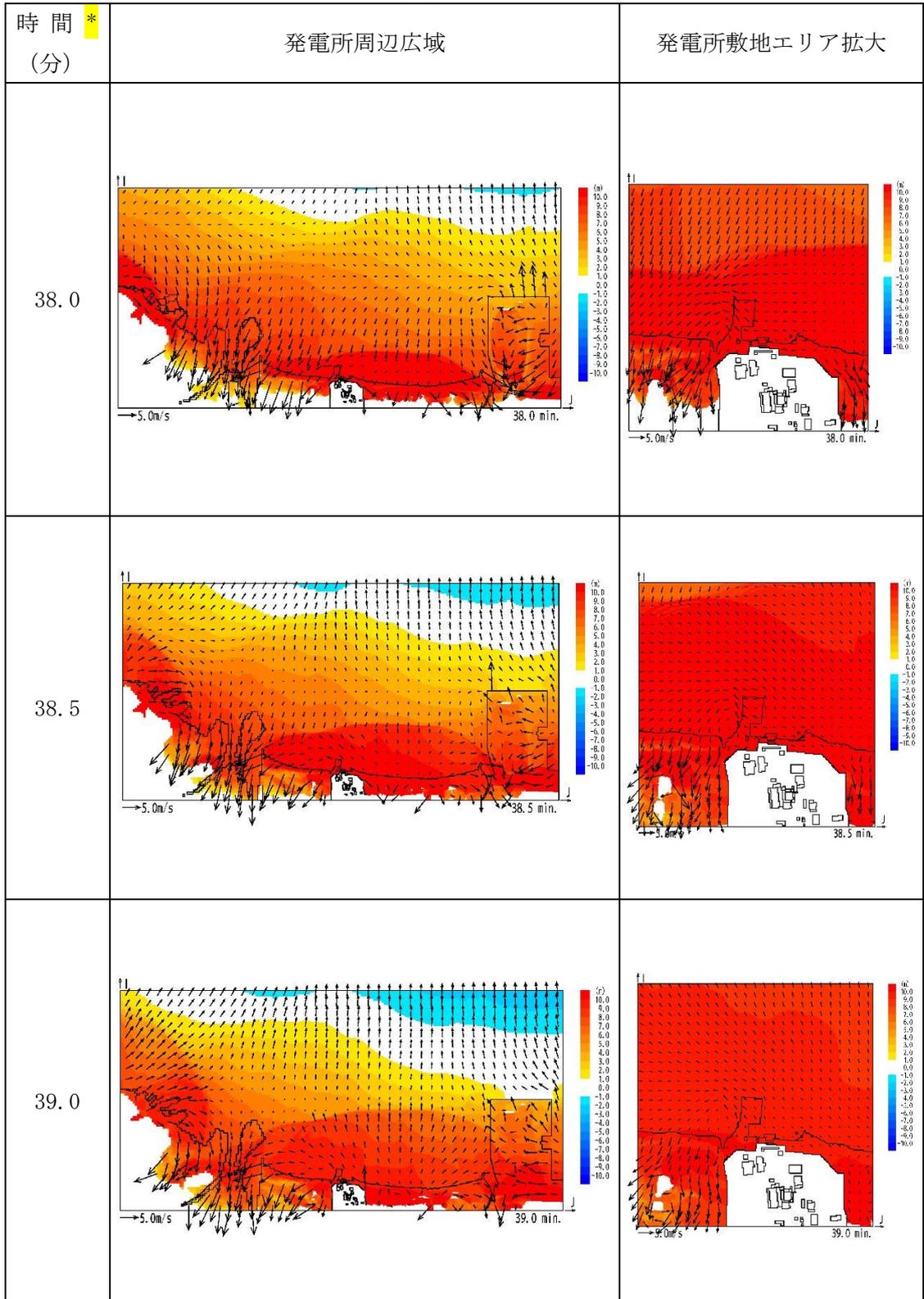
<防波堤なし>



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (9/12)

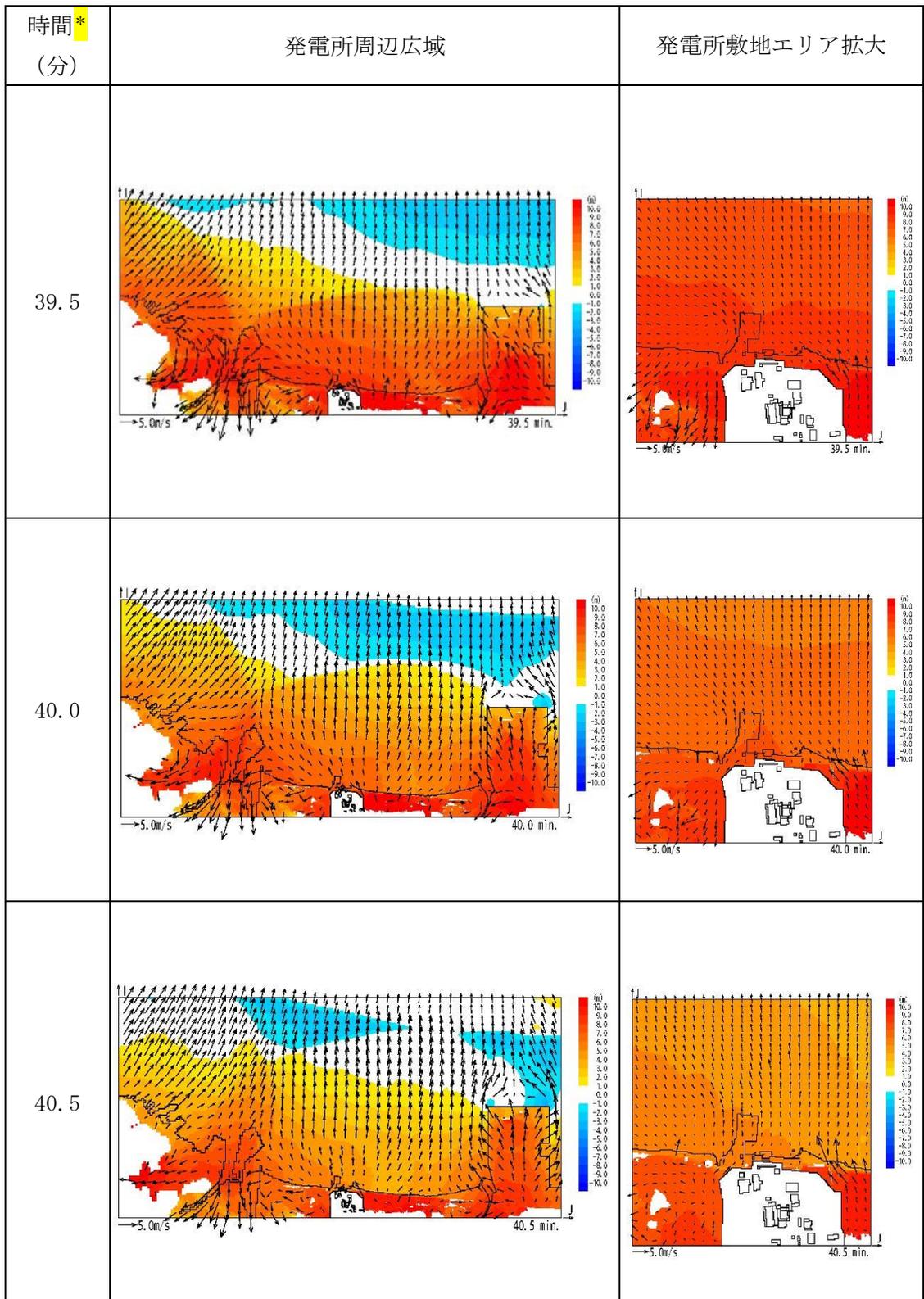
<防波堤なし>



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (10/12)

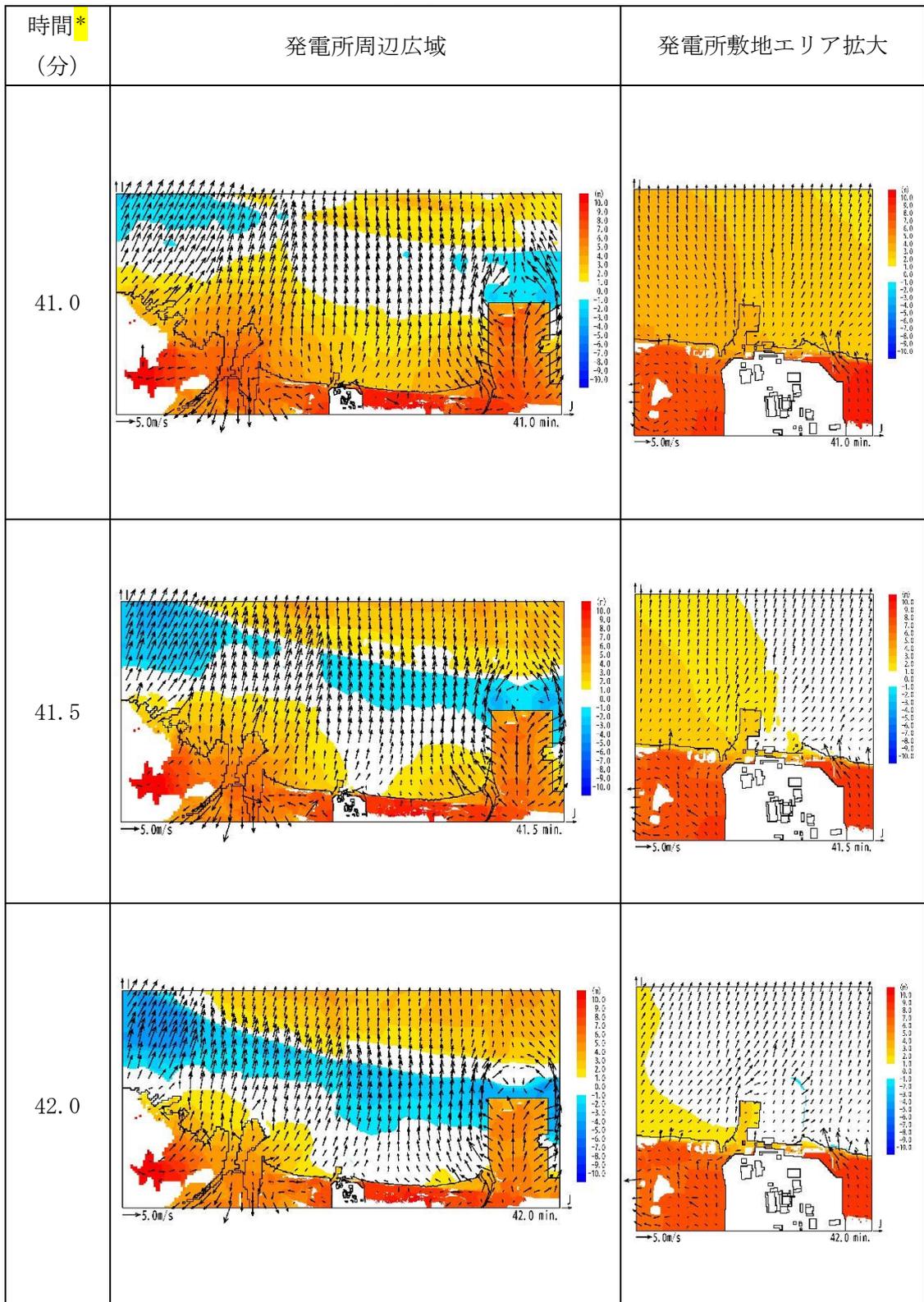
<防波堤なし>



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (11/12)

<防波堤なし>

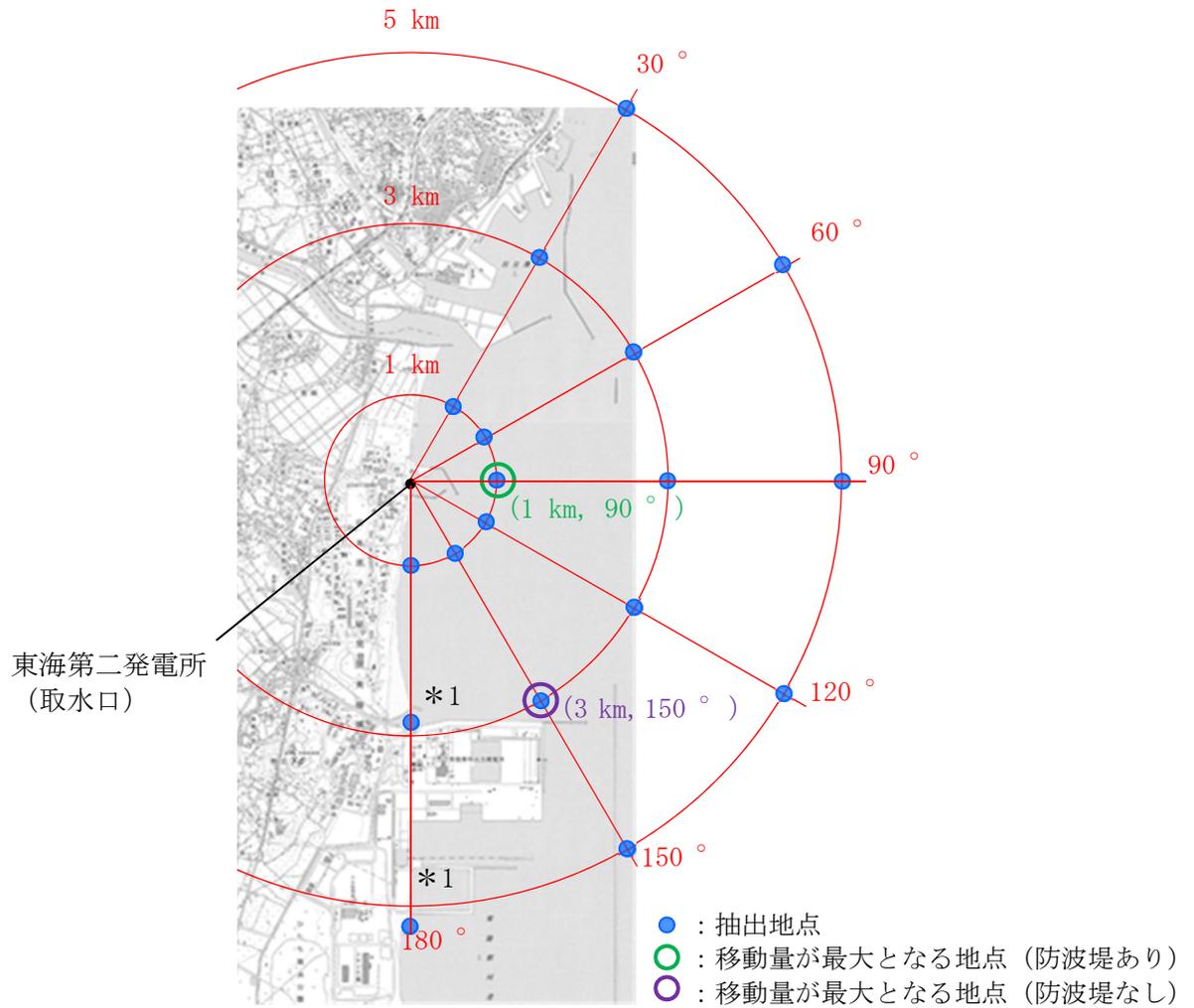


\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.2-4 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル (12/12)

(2) 漂流物調査範囲の設定

漂流物調査範囲選定のため、基準津波における沿岸域の水位、流向及び流速の時系列データを抽出した。データの抽出地点を図 4.2-5 に示す。



\*1 (3 km, 180°)及び(5 km, 180°)の地点については、陸域となるため、海域となるように調整した。

図 4.2-5 水位、流向、流速の抽出地点

漂流物調査の範囲は、漂流物が東海第二発電所へ到達する可能性のある距離とする。このため、津波の流向及び流速を考慮し、基準津波による漂流物の移動量を算出し、調査範囲を設定する。

漂流物調査範囲の設定にあたり、図 4.2-5 に示すデータの抽出地点において考慮する流向の範囲を図 4.2-6 に示す。津波の流向が発電所へ向かっている方向の時に、漂流物が発電所に接近すると考え、流向が発電所へ向かっているときの最大流速と継続時間より、漂流物の移動量を算出する。具体的には、取水口より北側の抽出地点では、東から西へ方向かつ北から南へ方向の流向を抽出し、取水口より南側の抽出地点では、東から西へ方向かつ南から北へ方向の流向を抽出し評価する。なお、図 4.2-6 に示すとおり、90°方向については、東から西へ向かう方向の流向を抽出する。

また，人工構造物の影響として，防波堤の有無を考慮して漂流物の移動量を評価する。

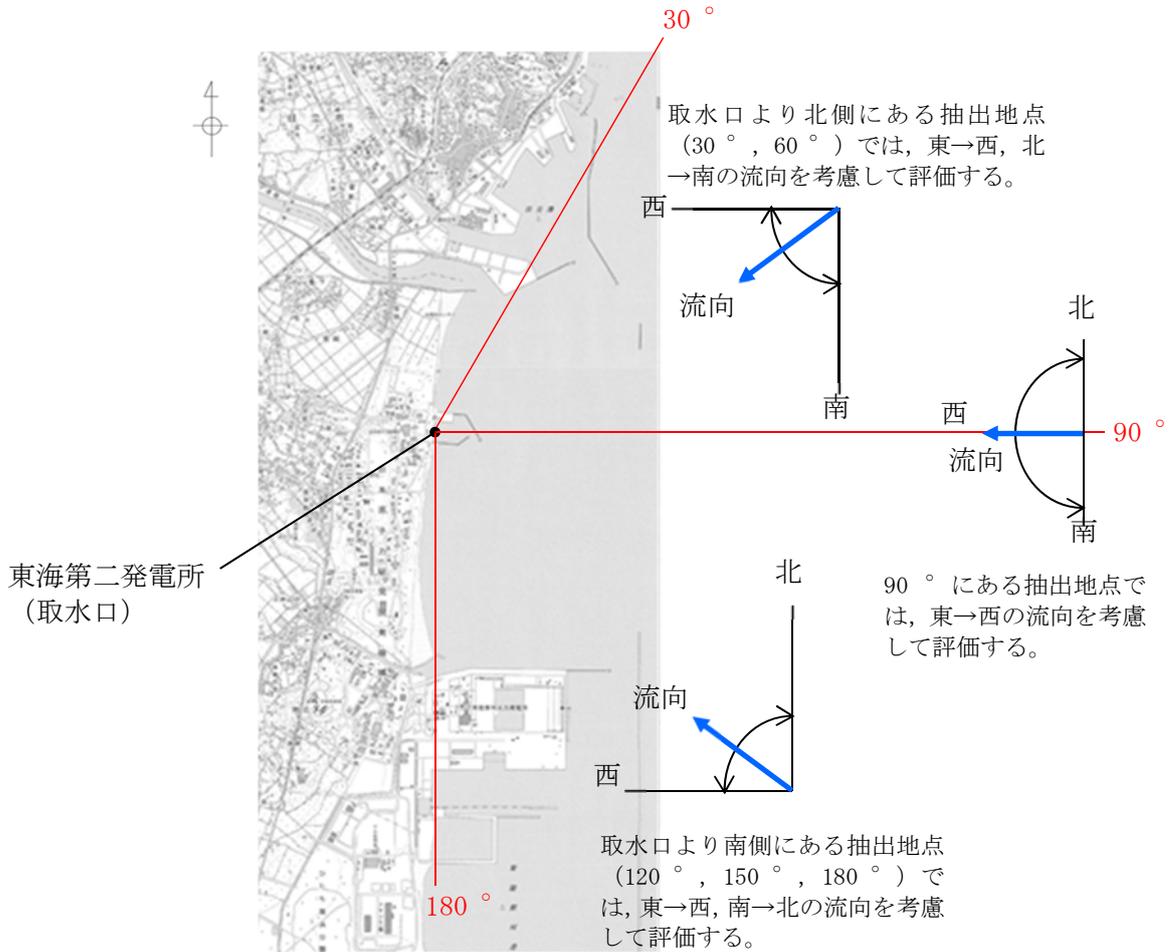


図 4.2-6 時系列データの抽出地点において考慮する流向の範囲

漂流物の移動量の算出に当たっては，発電所へ向かう流向が継続している間にも流速は刻々と変化しているが，保守的に最大流速が継続しているものとして，最大流速と継続時間の積によって移動量を算出する。

$$\text{移動量} = \text{継続時間} \times \text{最大流速}$$

以上の条件において，各抽出地点の漂流物の移動量を評価した結果の詳細を（参考1）に示す。評価の結果，防波堤がある場合では，抽出地点（1 km，90°）における移動量 3572 m（≒3.6 km）が最大となり，防波堤がない場合では，抽出地点（3 km，150°）における移動量 3089 m（≒3.1 km）が最大となった。漂流物の移動量が最大となった抽出地点を図 4.2-5 に示す。各抽出地点における漂流物の移動量を評価した結果を表 4.2-1 及び表 4.2-2 に示す。

表 4.2-1 各抽出地点における漂流物の移動量（防波堤ありの場合）

追而

抽出地点	30 °	60 °	90 °	120 °	150 °	180 °
1 km	206 m	510 m	3572 m	1275 m	2099 m	2278 m
3 km	170 m	1131 m	1772 m	22 m	1014 m	1512 m
5 km	429 m	572 m	1575 m	644 m	610 m	1422 m

表 4.2-2 各抽出地点における漂流物の移動量（防波堤なしの場合）

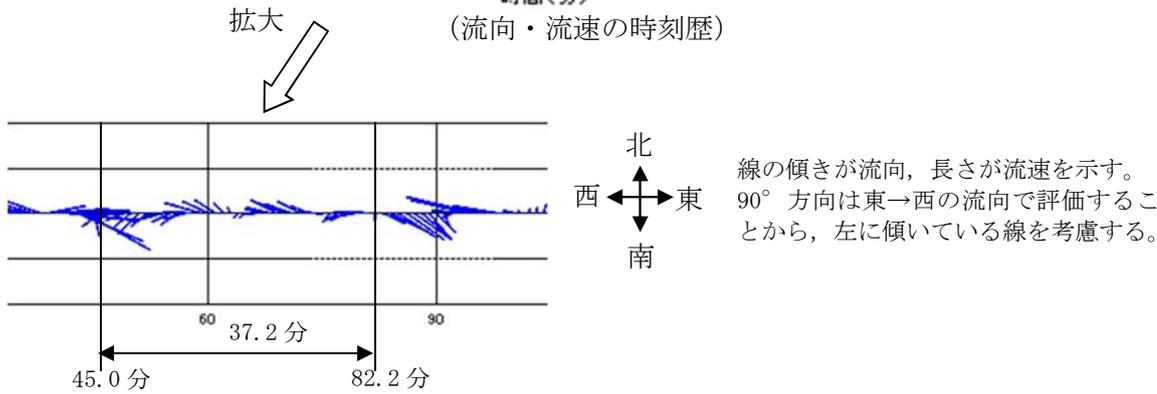
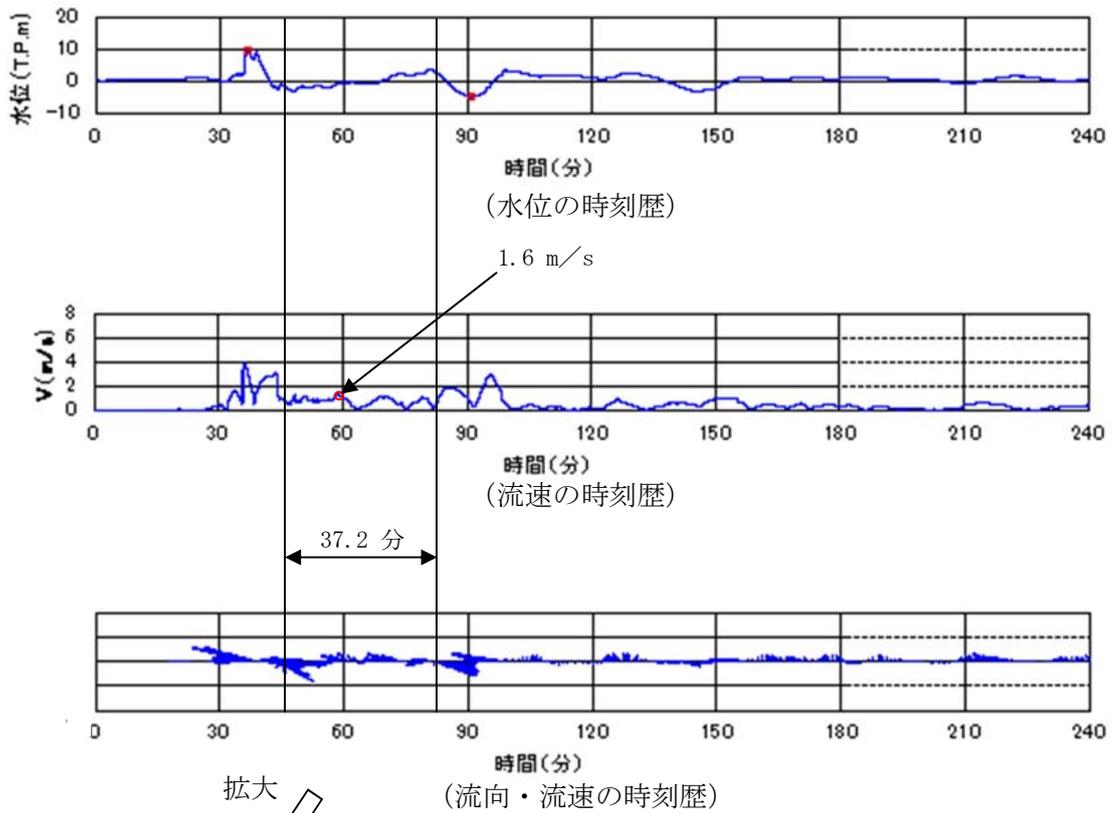
追而

抽出地点	30 °	60 °	90 °	120 °	150 °	180 °
1 km	461 m	792 m	1449 m	1268 m	1155 m	1710 m
3 km	445 m	857 m	1772 m	1556 m	3089 m	10 m
5 km	1232 m	1063 m	1575 m	1575 m	1470 m	1617 m

以上より、漂流物の移動量が3.6 kmとなることから、保守的に取水口から半径5 kmの範囲を漂流物調査の範囲として設定する。

また、漂流物が発生する箇所は津波が遡上する範囲となることから、陸域については、遡上域を包絡する範囲で調査を実施した。

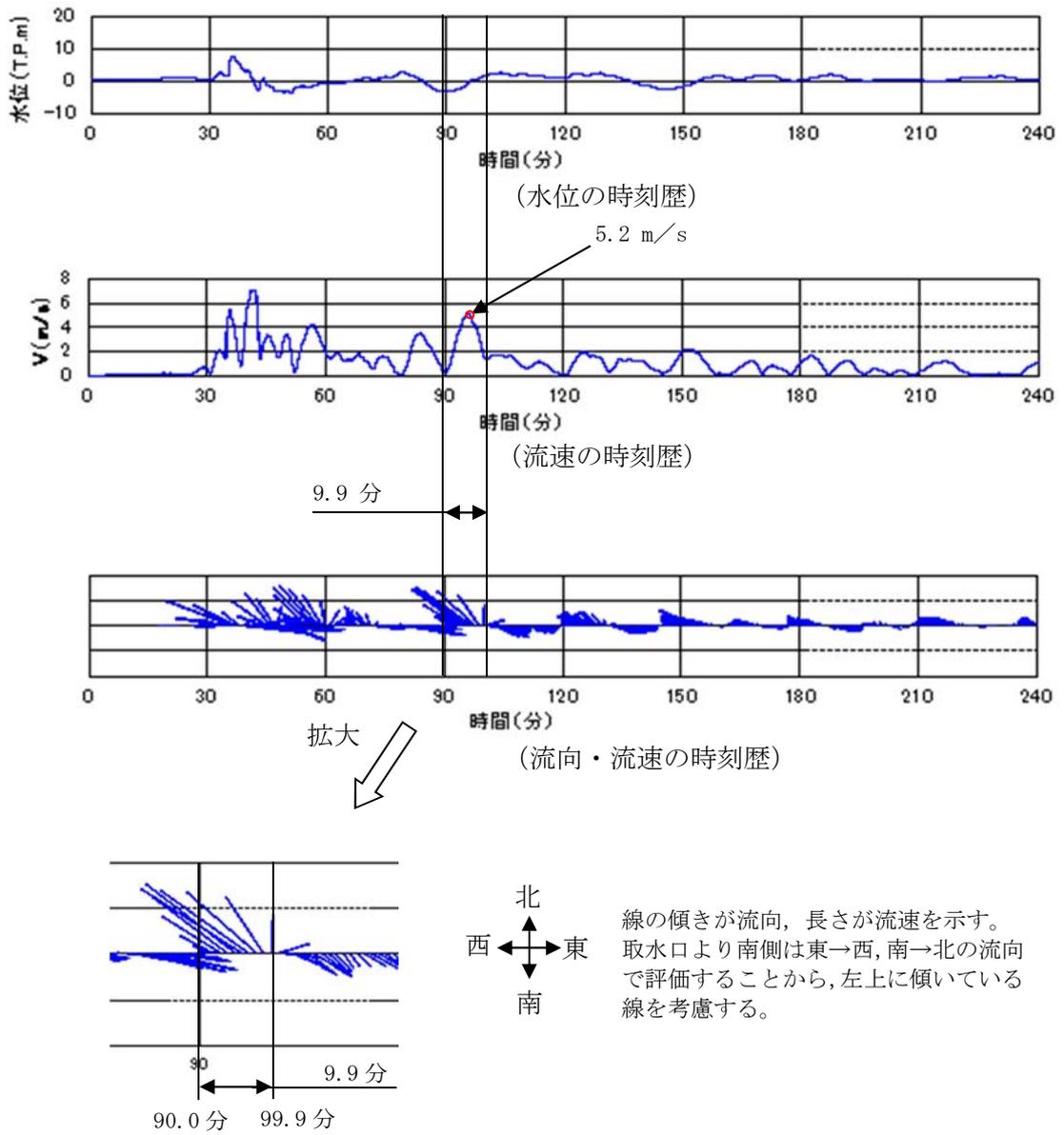
図 4.2-7 に抽出地点（1 km, 90 °）（防波堤あり）における水位、流向、流速と漂流物の移動量の算出の考え方、図 4.2-8 に抽出地点（3 km, 150 °）（防波堤なし）における水位、流向、流速と漂流物の移動量の算出の考え方、図 4.2-9 に基準津波による発電所周辺の遡上範囲及び漂流物の調査範囲を示す。また、防潮堤の設置ルート変更による遡上域への影響確認を実施した。影響確認結果の詳細を（参考 8）に示す。



(継続時間)	×	(最大流速)	=	(移動量)	⇒	漂流物調査範囲 半径 5km
37.2 分		1.6 m/s × 60		3572 m		
				→ 3.6 km		

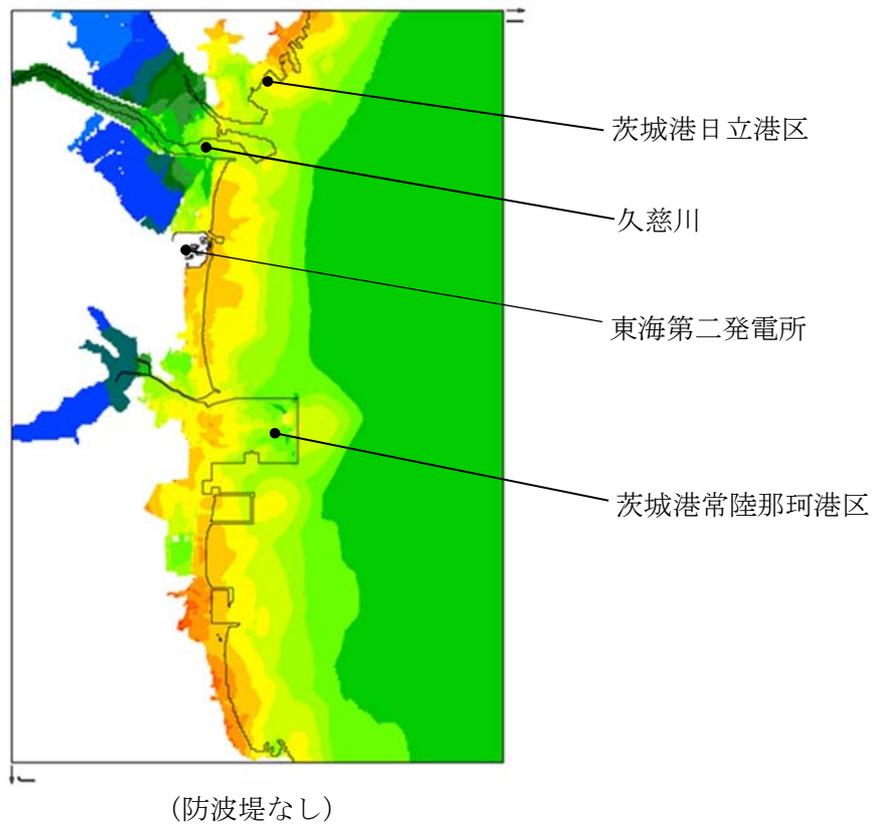
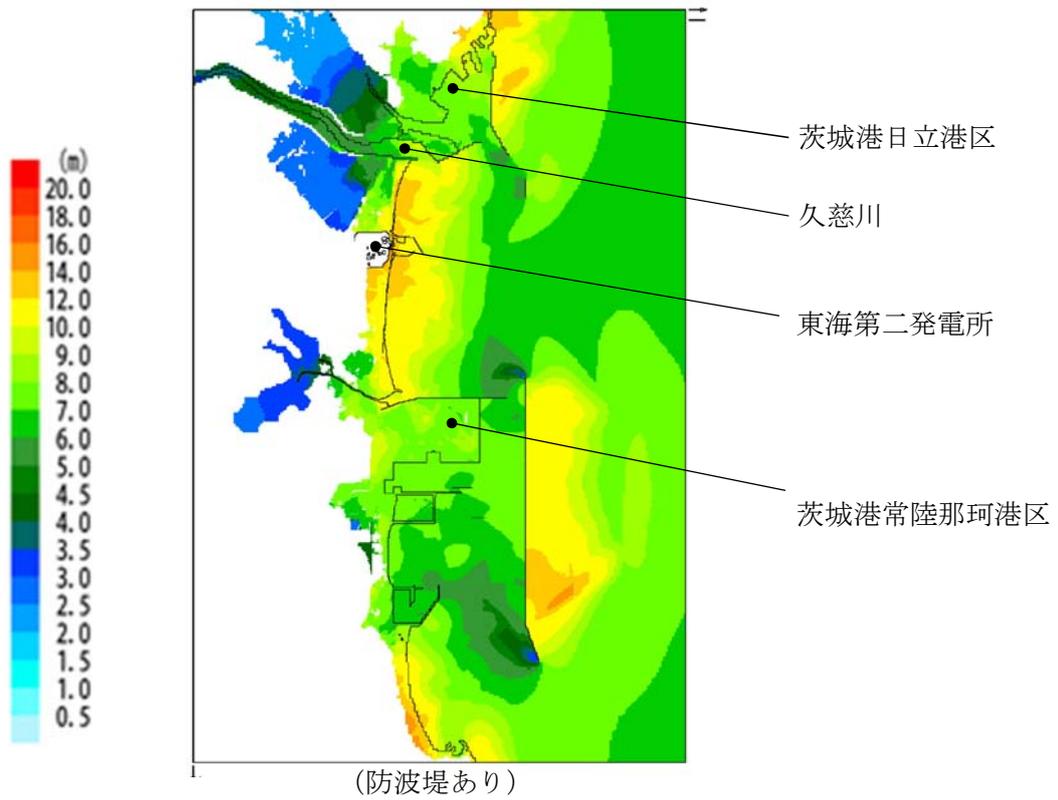
図 4.2-7 抽出地点 (1 km, 90°) (防波堤あり) における水位，流向，流速と漂流物の移動量の算出の考え方

追而



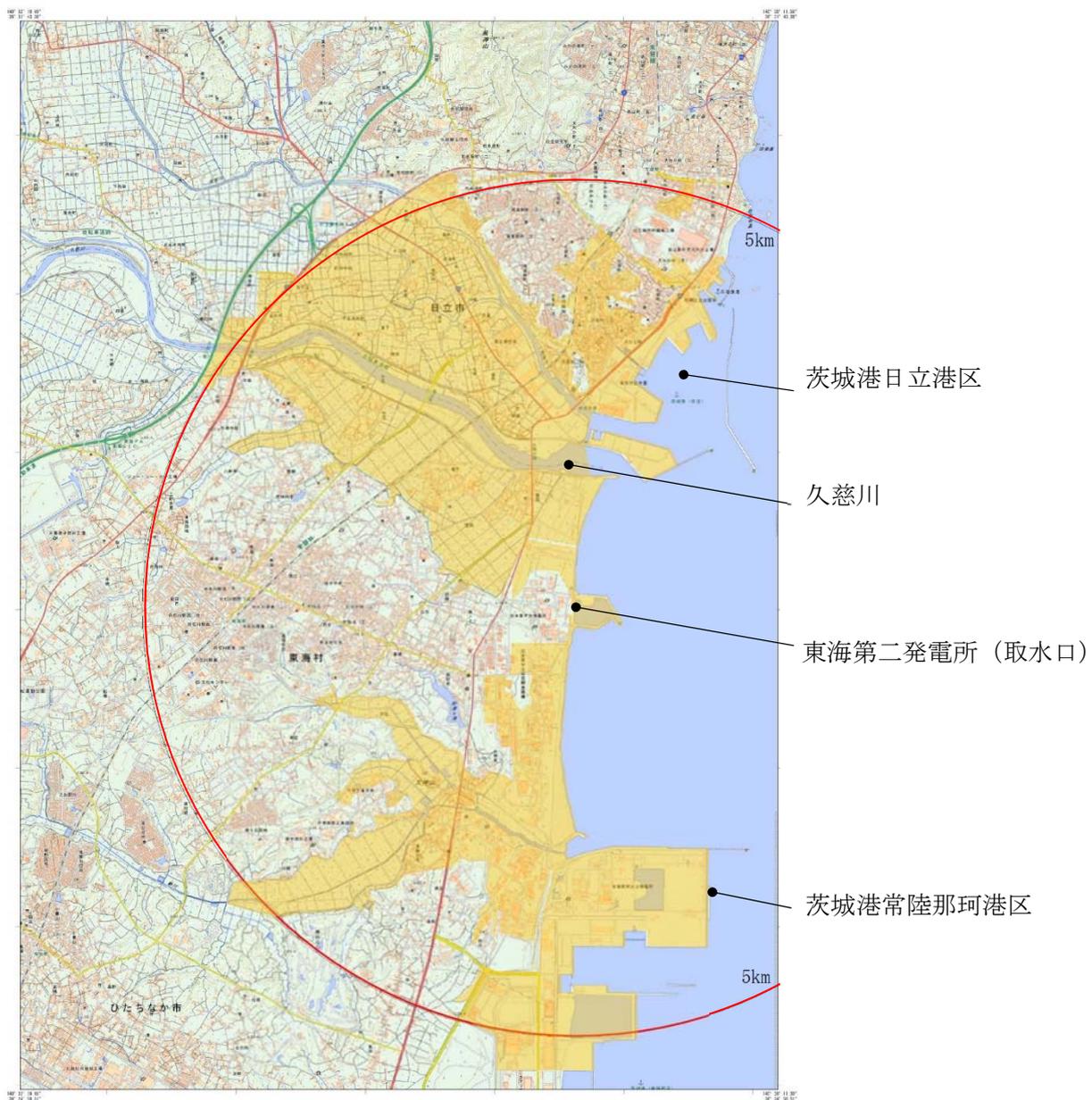
(継続時間)	×	(最大流速)	=	(移動量)
9.9 分	×	5.2 m/s × 60	=	3089 m → 3.1 km

図 4.2-8 抽出地点 (3 km, 150°) (防波堤なし) における  
水位，流向，流速と漂流物の移動量の算出の考え方



[発電所周辺の遡上範囲]

図 4.2-9 基準津波による発電所周辺の遡上範囲及び漂流物の調査範囲 (1/2)



■ : 調査範囲（遡上解析結果を参考に、実際の調査にあたって広めに設定した範囲）

[漂流物の調査範囲]

図 4.2-9 基準津波による発電所周辺の  
遡上範囲及び漂流物の調査範囲 (2/2)

(3) 漂流物となる可能性のある施設・設備の抽出

上記(2)で設定した調査範囲に基づき、発電所敷地内及び発電所敷地外に存在する施設・設備について、設計図書、ウォークダウン及び関係者への聞き取りにより調査した。調査方法の詳細を(参考2)に示す。以下に発電所敷地内(防潮堤外側)と発電所敷地外で区分けして整理した調査結果を示す。

a. 発電所敷地内における漂流物調査結果

発電所敷地内については、防潮堤の外側を対象に調査を実施した。漂流物となる可能性のある施設・設備として抽出されたものを以下に示す。

海域の船舶としては、東海港の物揚岸壁に接岸する使用済燃料輸送船及び低レベル放射性廃棄物運搬船(以下、「燃料等輸送船」という。)、港湾内における浚渫作業を実施する浚渫船、その他貨物船等が抽出された。

海域の設備類等としては、東海発電所の取水口の箇所にある東海発電所取水鋼管標識ブイ(以下、「標識ブイ」という。)が抽出された。

陸域の建物類等としては、基礎に据え付けられているものとして、鉄筋コンクリート造建物の検潮室、海水電解装置建屋、物揚場倉庫等、鉄骨造建物のメンテナンスセンター、輸送本部建屋、輸送本部倉庫等が抽出された。その他の建物として、仮設ハウス、再利用物品置き場テントが抽出された。

陸域の設備類等としては、ジブクレーン、除塵装置、海水電解装置等の機器、クレーン荷重試験用ウェイト、角落し、工事用資材等の資機材の他、フェンス、空調室外機、車両、防砂林等が抽出された。

図4.2-10及び表4.2-3に発電所敷地内における漂流物調査結果を示す。

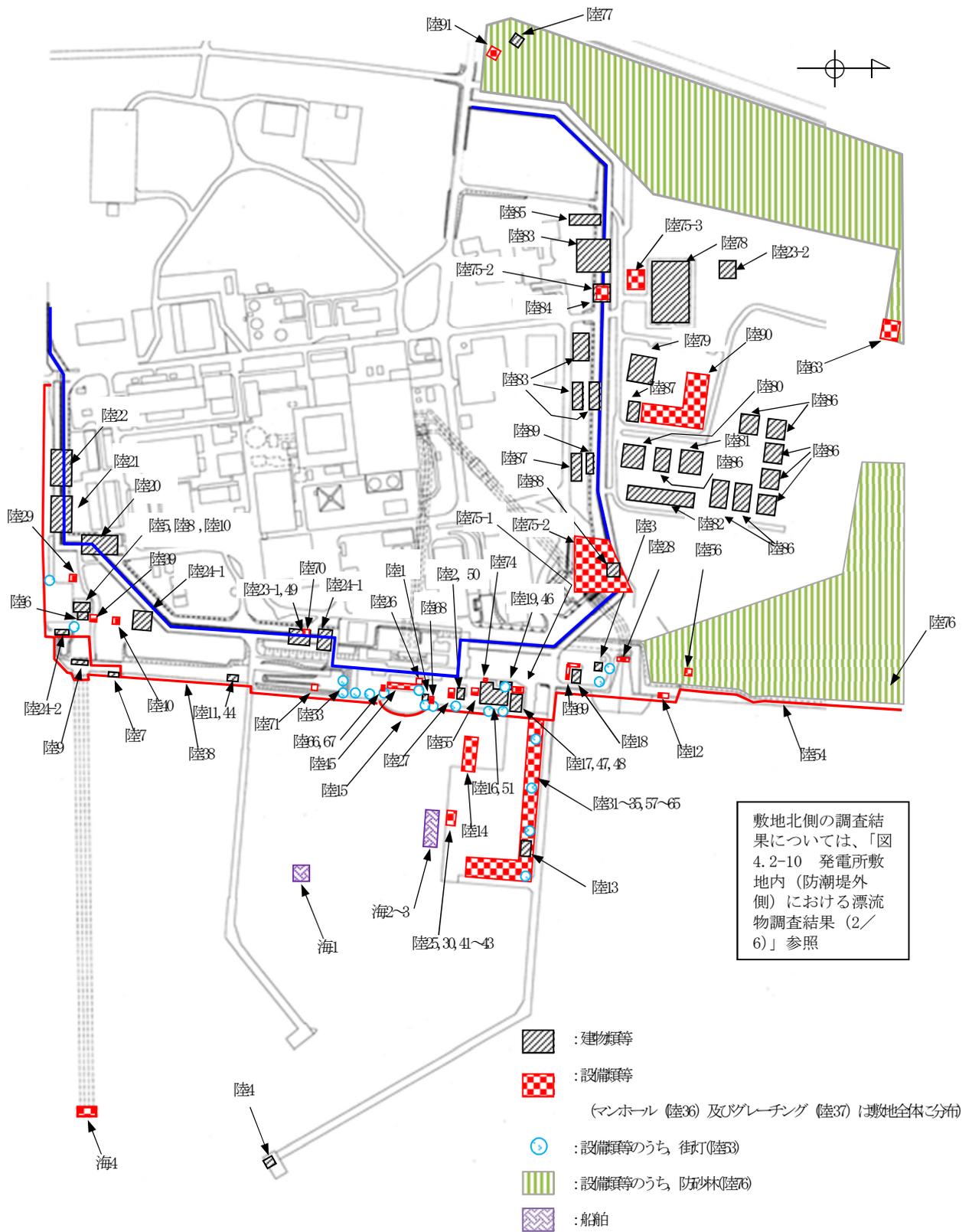


図 4.2-10 発電所敷地内（防潮堤外側）における漂流物調査結果（1/6）

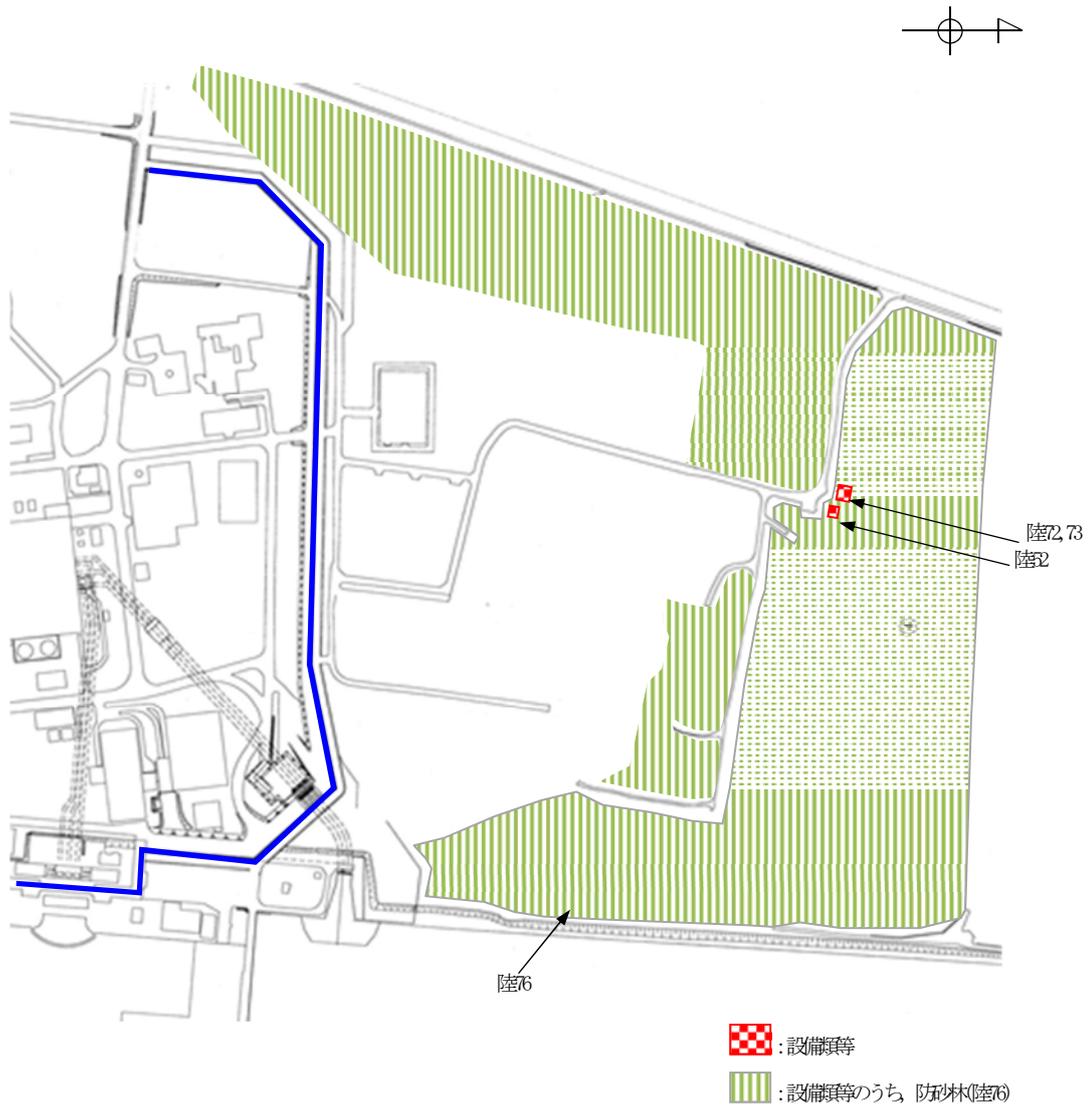


図 4.2-10 発電所敷地内（防潮堤外側）における漂流物調査結果（2/6）

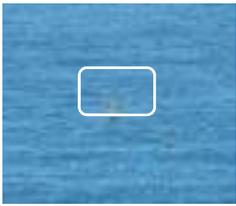
			
海 4 標識ブイ			
			
陸 1 検潮小屋	陸 2 海水電解装置建屋	陸 3 放水口モニター小屋	陸 4 北防波堤灯台
			
陸 5 復水冷却用水路スクリーン室	陸 6 塩素処理室	陸 7 放水口放射能測定機器上屋	陸 8 ロータリースクリーン室
			
陸 9 主ゲート	陸 10 次亜塩素酸ソーダ注入室	陸 11 合併処理浄化槽設備	陸 12 海上レーダー
			
陸 13 物揚場倉庫	陸 14 栈橋	陸 15 カーテンウォール	陸 16 メンテナンスセンター
			
陸 17 輸送本部建屋	陸 18 輸送本部倉庫	陸 19 	陸 20 工作建屋

図 4.2-10 発電所敷地内（防潮堤外側）における漂流物調査結果（3/6）

			
陸 21 資材 3号倉庫	陸 22 資材 1号倉庫	陸 23 仮設ハウス	陸 24 再利用物品置場テント
			
陸 25 ジブクレーン	陸 26 除塵装置制御盤	陸 27 海水電解装置	陸 28 放水口サンプルポンプ
			
陸 29 放射性液体廃棄物希釈水ポンプ	陸 30 ジブクレーン受電箱	陸 31 クレーン荷重試験用ウェイト	陸 32 クレーン荷重試験用吊具
			
陸 33 使用済燃料輸送容器用専用吊具	陸 34 角落とし	陸 35 トレンチ蓋	陸 36 マンホール
			
陸 37 グレーチング	陸 38	陸 39 水路変圧器函	陸 40 放水口モニター
			
陸 41 ジブクレーンケーブル収納箱	陸 42 ホース収納箱	陸 43 ページング・電話ボックス	陸 44 合併処理浄化槽電源盤

図 4.2-10 発電所敷地内（防潮堤外側）における漂流物調査結果（4/6）

			
陸 45 除塵装置	陸 46  空調室外機	陸 47 輸送本部建屋空調室外機	陸 48 輸送本部建屋空調室外機
			
陸 49 仮設ハウス空調室外機	陸 50 海水電解装置建屋空調室外機	陸 51 メンテナンスセンター空調室外機	陸 52 ミラー
			
陸 53 街灯	陸 54 鉄製防護柵	陸 55 自動販売機	陸 56 標識
			
陸 57 潜水用防護柵	陸 58 オイルフェンス巻取機	陸 59 使用済燃料輸送用区画器具保管箱	陸 60 オイルフェンス
			
陸 61 工事用資材	陸 62 工事用資材	陸 63 工事用資材	陸 64 工事用資材
			
陸 65 資材	陸 66 塵芥廃棄用コンテナ	陸 67 塵芥入れかご	陸 68 次亜塩素酸ソーダ注入装置 (仮設)

図 4.2-10 発電所敷地内 (防潮堤外側) における漂流物調査結果 (5/6)

			
陸 69 使用済燃料輸送関連機材	陸 70 工事用資材	陸 71 敷鉄板	陸 72 コンテナ
			
陸 73 パレット	陸 74 手洗いシンク	陸 75 普通車・大型車	陸 76 防砂林
陸 77 モニタ小屋	陸 78 	陸 79 	陸 80 
			
陸 81 	陸 82 	陸 83 事務所	陸 84 車庫
写真なし			
陸 85 校正室	陸 86 大型テント	陸 87 倉庫	陸 88 一般焼却炉
写真なし			
陸 89 作業場	陸 90 足場・工具類	陸 91 鉄塔	

図 4.2-10 発電所敷地内（防潮堤外側）における漂流物調査結果（6/6）

表 4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (1/16)

<海域>

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	重量 (最も大きなものを記載)	評価	分類*
海1	船舶	浚渫船	敷地内 港湾エリア	1	航行/停泊	—	約500 t	<ul style="list-style-type: none"> <li>あらかじめ、緊急回避の実効性について確認した後、入港する運用とすることから、漂流物とはならない。</li> </ul>	A
海2	船舶	燃料等輸送船	敷地内 港湾エリア	9	航行/停泊	—	約5,000 t (総トン数)	<ul style="list-style-type: none"> <li>緊急回避行動の実効性が確認されていることから、漂流物とはならない。</li> </ul>	
海3	船舶	貨物船	敷地内 港湾エリア	91	航行/停泊	—	約3,000 t (総トン数)	<ul style="list-style-type: none"> <li>あらかじめ、緊急回避の実効性について確認した後、入港する運用とすることから、漂流物とはならない。</li> </ul>	

発電所敷地内分調査実施日：2016年9月8日  
2016年9月9日  
2017年8月4日

表 4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (2/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	重量 (最も大きなものを記載)	評価	分類*
海4	設備類等	標識ブイ	敷地内 港湾エリア	一式	固定あり	-	-	<p><b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・波力によりチェーンが破損し、漂流する可能性があるが、取水口を完全に閉塞することはしないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。</li> </ul> <p><b>津波防護施設等の機能</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・波力によりチェーンが破損し漂流した場合、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。</li> </ul>	<p>C1</p> <p>F</p>

表 4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (3/16)

< 陸域 >

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸1	建物類等	検潮小屋	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	2.9 m×2.9 m× 2.3 m	-	< 本体 > ・地震又は津波の波 力により部分的に 損壊するおそれが あるが、建物の形状 を維持したまま漂 流物となることは ないと考えられる。	< 本体 > A
陸2	建物類等	海水電解装置建屋	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	8 m×11 m×3.7 m	-	< がれき類 > <b>取水機能を有する 安全設備等の取水性</b> ・コンクリート片等 の がれき が 取 水 口 へ 到 達 す る お そ れ が ある が、取 水 口 を 完 全 に 閉 塞 さ せ る こ と は な い た め、非 常 用 海 水 ポンプ の 取 水 性 に 影 響 は な い。	E
陸3	建物類等	放水モニター小屋	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	4 m×5 m×3 m	-		
陸4	建物類等	北防波堤灯台	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	Φ3 m×9 m	-		
陸5	建物類等	復水冷却用水路 スクリーン室	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	-	-		
陸6	建物類等	塩素処理室	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	10 m×13 m×10 m	-	< がれき類 > <b>津波防護施設等の 機能</b> ・コンクリート片等 の がれき が 漂 流 し た 場 合 に、津波防護 施 設 等 に 対 す る 漂 流 物 と な る こ と を 否 定 で き な い た め、 津波防護施設等の 機 能 に 対 す る 影 響 評 価 に 考 慮 す る。	
陸7	建物類等	放水口放射能 測定機器上屋	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	3 m×5 m×3 m	-		
陸8	建物類等	ロータリースクリーン室	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	13 m×21 m×11 m	-		
陸9	建物類等	主ゲート	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	4 m×18 m×10 m	-		
陸10	建物類等	次亜塩素酸ソーダ注入室	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	-	-		
陸11	建物類等	合併処理浄化槽設備	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	10 m×15 m×10 m	-		
陸12	建物類等	海上レーダー	敷地内 発電所構内	1	設置	鋼製支柱	-	-		
陸13	建物類等	物揚場倉庫	敷地内	1	設置	コンクリート製ブロック	7 m×12 m×3 m	-		
陸14	建物類等	栈橋	敷地内 港湾エリア	1	設置	鋼製コンクリート造	1.2 m×40 m×4 m	-		

表 4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (4/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸15	建物類等	カーテンウォール	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造 (鋼材支柱)	-	-	<p><b>取水機能を有する安全設備等の 取水性</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>取水口前面にコンクリート部材等が堆積するが、取水口を完全に閉塞させることはないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。</li> </ul> <p><b>津波防護施設等の機能</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート部材等が漂流した場合に、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に影響を考慮する。</li> </ul>	C1  E
陸16	建物類等	メンテナンスセンター	敷地内	1	設置	鉄骨造	34 m×19 m×11 m	-	<p>&lt;本体&gt;</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波の波力により部分的に損壊するおそれがあるが、建物の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。</li> </ul>	<本体> A
陸17	建物類等	輸送本部建屋	敷地内	1	設置	鉄骨造	22 m×13 m×7 m	-	<p>&lt;外装板等&gt;</p> <p><b>取水機能を有する安全設備等の 取水性</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>外装板等が取水口へ到達するおそれがあるが、取水口を完全に閉塞させることはないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。</li> </ul>	<外装板等> C1
陸18	建物類等	輸送本部倉庫	敷地内	1	設置	鉄骨造	12 m×8 m×4 m	-	<p><b>津波防護施設等の機能</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>外装板等が漂流した場合に、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。</li> </ul>	E

表4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (5/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸19									<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b>	B1
陸20	建物類等	工作建屋	敷地内	1	設置	鉄骨造	-	-	防潮流堤の設置前に、撤去又は津波の流況を考慮して取水口へ到達しないと考えられるエリアへ移設するため、非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。	
陸21	建物類等	資材3号倉庫	敷地内	1	設置	鉄骨造	-	-		
陸22	建物類等	資材1号倉庫	敷地内	1	設置	鉄骨造	-	-		
陸23-1	建物類等	仮設ハウス	敷地内	1	固定なし	-	-	-	<b>津波防護施設等の機能</b> 防潮流堤の設置前に、撤去又は津波の流況を考慮して津波防護施設等へ到達しないと考えられるエリアへ移設するため、津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。	B2

表 4. 2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (6/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸 23-2	建物類等	仮設ハウス	敷地内	1	固定あり	—	—	—	<p>&lt;本体&gt;</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波の波力により部分的に損壊するおそれがあるが、建物の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。</li> </ul> <p>&lt;構成部材等&gt;</p> <p><b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波の波力による損壊により生じた構成部材等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与えない。</li> </ul> <p><b>津波防護施設等の機能</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波の波力による損壊により生じた構成部材等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与えない。</li> </ul>	<p>&lt;本体&gt; A</p> <p>&lt;構成部材等&gt; B1</p> <p>B2</p>

表4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (7/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸24 -1	建物類等	再利用物品置場テント	発電所構内	2	固定あり	-	-	-	<p><b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>防潮堤の設置前に、撤去又は津波の流況を考慮して取水口へ到達しないと考えられるエリアへ移設するため、非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。</li> </ul> <p><b>津波防護施設等の機能</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>防潮堤の設置前に、撤去又は津波の流況を考慮して津波防護施設等へ到達しないと考えられるエリアへ移設するため、津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。</li> </ul>	B1
陸24 -2	建物類等	再利用物品置場テント	発電所構内	1	固定あり	-	-	-	<p>&lt;本体&gt;</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波の波力により部分的に損壊するおそれがあるが、建物の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。</li> </ul> <p>&lt;構成部材等&gt;</p> <p><b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>構成部材等が取水口へ到達するおそれがあるが、取水口を完全に閉塞させることはないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。</li> </ul> <p><b>津波防護施設等の機能</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>構成部材等が漂流した場合に、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。</li> </ul>	<p>&lt;本体&gt; A</p> <p>&lt;構成部材等&gt; C1</p> <p>E</p>

表4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (8/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造(形状)/材質	寸法	重量	評価	分類*
陸25	設備類等	ジブクレーン	敷地内 港湾エリア	1	設置	鋼製	—	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波の波力により損壊するおそれがあるが、重量物であり、気密性もなく沈降することから漂流物とはならない。</li> </ul>	A
陸26	設備類等	除塵装置制御盤	敷地内 発電所構内	1	設置	直方体	0.6 m×0.8 m×1.5 m	—		
陸27	設備類等	海水電解装置	敷地内	一式	設置	鋼製	11 m×9.5 m×2 m	—		
陸28	設備類等	放水ロサンブルポンプ	敷地内	3	設置	—	—	—		
陸29	設備類等	放射性液体廃棄物希釈水ポンプ	敷地内	2	設置	円柱/鋼製	Φ1 m×2.5 m	—		
陸30	設備類等	ジブクレーン受電箱	敷地内 港湾エリア	1	設置	直方体/鋼製	0.4 m×1.2 m×2.2 m	—		
陸31	設備類等	クレーン荷重試験用ウェイト	敷地内 港湾エリア	130	固定なし	直方体/コンクリート	1.5 m×0.8 m×3.5 m	—		
陸32	設備類等	クレーン荷重試験用吊具	敷地内 港湾エリア	1	固定なし	直方体/鋼製	6 m×6 m×1.5 m	—		
陸33	設備類等	使用済燃料輸送容器専用吊具	敷地内 港湾エリア	1	固定なし	—	3 m×5 m×4 m	—		
陸34	設備類等	角落とし	敷地内 港湾エリア	30	固定なし	直方体/コンクリート	1 m×7 m×0.3 m	—		
陸35	設備類等	トレンチ蓋	敷地内 港湾エリア	17	固定なし	直方体/コンクリート	1 m×7 m×0.3 m	—		
陸36	設備類等	マンホール	敷地内	一式	固定なし	—	—	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>重量物であり、気密性もなく沈降することから漂流物とはならない。</li> </ul>	A
陸37	設備類等	グレーチング	敷地内	一式	固定なし	—	—	—		

表 4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (9/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸38	設備類等								<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流して取水口へ到達するおそれがあるが、取水口を完全に閉塞させることはないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。  <b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流した場合に、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。	C1
陸39	設備類等	水路変圧器函	敷地内	1	設置	直方	2 m×1.5 m×2 m	—		
陸40	設備類等	放水口モニター	敷地内	1	設置	円柱／銅製	Φ0.5 m×1.5 m	—		
陸41	設備類等	ジブクレーン ケーブル収納箱	敷地内 港湾エリア	1	設置	直方体	0.6 m×0.6 m×0.6 m	—		
陸42	設備類等	ホース収納箱	敷地内 港湾エリア	1	設置	直方体	0.2 m×0.8 m×1.4 m	—		
陸43	設備類等	ペーシング・ 電話ボックス	敷地内 港湾エリア	1	設置	直方体	0.2 m×0.5 m×0.5 m	—		
陸44	設備類等	合併処理浄化槽電源盤	敷地内	1	設置	直方体	1 m×1 m×2.5 m	—		
陸45	設備類等	除塵装置	敷地内	一式	設置	銅製	2 m×4.1 m×3.8 m	—	・「[5]取水スクリーンの破損による通水性への影響」にて評価を実施。	

表 4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (10/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸46	設備類等	空調室外機							<p><b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流して取水口へ到達するおそれがあるが、取水口を完全に閉塞させることにはないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。</li> </ul> <p><b>津波防護施設等の機能</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流した場合に、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。</li> </ul>	C1
陸47	設備類等	輸送本部建屋空調室外機	敷地内	2	固定あり	直方体	0.5 m×0.8 m×2 m	—		
陸48	設備類等	輸送本部建屋空調室外機	敷地内	1	固定あり	直方体	0.3 m×0.8 m×1.5 m	—		
陸49	設備類等	仮設ハウス空調室外機	敷地内	3	固定あり	直方体	0.8 m×0.3 m×0.6 m	—		
陸50	設備類等	海水電解装置建屋空調室外機	敷地内	1	固定あり	直方体	1.2 m×1 m×2 m	—		
陸51	設備類等	メンテナンスセンター空調室外機	敷地内	1	固定あり	直方体	0.8 m×0.3 m×0.6 m	—		
陸52	設備類等	ミラー	敷地内	1	固定あり	—	高さ2 m	—		
陸53	設備類等	街灯	敷地内 港湾エリア	一式	固定あり	—	—	—		
陸54	設備類等	欽製防護柵	敷地内	1	固定あり	—	—	—		
陸55	設備類等	自動販売機	敷地内	2	固定あり	直方体	2 m×0.8 m×2 m	—		
陸56	設備類等	標識	敷地内	1	固定あり	—	—	—		
陸57	設備類等	潜水用防護柵	敷地内	1	固定なし	鋼製	2.5 m×3.5 m×1 m	—		

表 4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (11/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸58	設備類等	オイルフェンス巻取機	敷地内 港湾エリア	1	固定なし	—	6 m×7 m×6 m	—	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流して取水口へ到達するおそれがあるが、取水口を完全に閉塞させることはなないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。  <b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流した場合に、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。	C1
陸59	設備類等	使用済燃料輸送用 区画器具保管箱	敷地内 港湾エリア	1	固定なし	直方体	1.2 m×2.5 m×1.6 m	—		
陸60	設備類等	オイルフェンス	敷地内	一式	固定なし	—	5 m×5 m×0.3 m	—		
陸61	設備類等	工食用資材	敷地内 港湾エリア	一式	固定なし	鋼製架台	3 m×5 m×0.5 m	—		
陸62	設備類等	工食用資材	敷地内 港湾エリア	3	固定なし	鋼材等	Φ0.8 m×8 m	—		
陸63	設備類等	工食用資材	敷地内 港湾エリア	一式	固定なし	鋼材等	6 m×6 m×1.5 m	—		
陸64	設備類等	工食用資材	敷地内 港湾エリア	5	固定なし	鋼製	5 m×7 m×6 m	—		
陸65	設備類等	資材	敷地内 港湾エリア	1	固定なし	直方体	1 m×3 m×3 m	—		
陸66	設備類等	塵芥廃棄用コンテナ	敷地内	2	固定なし	直方体	3 m×1.5 m×1.5 m	—		
陸67	設備類等	塵芥入れかご	敷地内	1	固定なし	直方体	1 m×1 m×1 m	—		
陸68	設備類等	次亜塩素酸ソーダ 注入装置 (仮設)	敷地内	一式	固定なし	—	3 m×3 m×2 m	—		
陸69	設備類等	使用済燃料輸送関連機材	敷地内	1	固定なし	直方体	1.5 m×6 m×1 m	—		
陸70	設備類等	工食用資材	敷地内	一式	固定なし	—	—	—		
陸71	設備類等	敷鉄板	敷地内	35	固定なし	直方体	1 m×8 m×0.1 m	—		

表4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (12/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸72	設備類等	コンテナ	敷地内	1	固定なし	直方体	2 m×4 m×1 m	—	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流して取水口へ到達するおそれがあるが、取水口を完全に閉塞させることはなないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。	C1
陸73	設備類等	パレット	敷地内	6	固定なし	直方体	1.2 m×1.2 m×0.2 m	—		
陸74	設備類等	手洗いシンク	敷地内	1	固定なし	—	0.6 m×2 m×1 m	—	<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流した場合に、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。	E
陸75-1	設備類等	普通車・大型車	敷地内	2	駐車	—	—	—	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流して取水口へ到達するおそれがあるが、取水口を完全に閉塞させることはなないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。	C1
陸75-2	設備類等	普通車・大型車	敷地内	約310	駐車	—	—	—		
陸75-2	設備類等	普通車・大型車	敷地内	約310	駐車	—	—	—	・当該エリアについては、防潮堤の設置前に駐車不可となるため、漂流物とはならない。	A

表4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (13/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸75-3	設備類等	普通車	敷地内	約50	駐車	-	-	-	<p><b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・津波の波力により滑動し漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与えない漂流物とはならない。</li> </ul> <p><b>津波防護施設等の機能</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・津波の波力により滑動し漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。</li> </ul>	<p>B1</p> <p>B2</p>
陸76	設備類等	防砂林	敷地内	-	-	-	-	-	<p><b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・津波の波力により倒木し、漂流するおそれがあるが、防砂林の分布及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与えない漂流物とはならない。</li> </ul> <p><b>津波防護施設等の機能</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・津波の波力により倒木し、漂流するおそれがあるが、防砂林の分布及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。</li> </ul>	<p>B1</p> <p>B2</p>

表4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸77	建物類等	モニタ小屋	敷地内	1	設置	鉄筋コンクリート造	-	-	<本体> ・地震又は津波の波力により部分的に損壊するおそれがあるが、建物の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。	<本体> A
陸78	建物類等								<がれき類> <b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じたコンクリート片等のがれき、外装板等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。	<がれき類> B1
陸79	建物類等								<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じたコンクリート片等のがれき、外装板等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。	B2
陸80	建物類等									
陸81	建物類等									
陸82	建物類等									
陸83	建物類等	事務所	敷地内	1	設置	鉄骨造	-	-	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・防潮堤の設置前に、撤去又は津波の流況を考慮して取水口へ到達しないと考えられるエリアへ移設するため、非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。	B1
陸84	建物類等	車庫	敷地内	1	設置	鉄骨造	-	-		
陸85	建物類等	校正室	敷地内	1	設置	鉄骨造	-	-	<b>津波防護施設等の機能</b> ・防潮堤の設置前に、撤去又は津波の流況を考慮して津波防護施設等へ到達しないと考えられるエリアへ移設するため、津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。	B2

表 4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (15/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸86	建物類等	大型テント	敷地内	1	固定あり	—	—	—	<本体> ・地震又は津波の波力により部分的に損壊するおそれがあるが、建物の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。 <構成部材等> <b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じた構成部材等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。 <b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じた構成部材等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。	<本体> A <構成部材等> B1
陸87	建物類等	倉庫	敷地内	1	固定あり	—	—	—	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じた構成部材等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。	B1
陸88	建物類等	一般焼却炉	敷地内	1	設置	—	—	—	<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じた構成部材等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。	B2
陸89	建物類等	作業場	敷地内	1	固定あり	—	—	—	<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じた構成部材等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。	B2

表 4.2-3 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地内分 (16/16)

番号	分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
陸90	設備類等	足場・工具類	敷地内	一式	固定なし	—	—	—	<本体> ・地震又は津波の波力により部分的に損壊するおそれがあるが、建物の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。 <構成部材等類> <b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じた構成部材等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与えない。	<本体> A <構成部材等類> B1
陸91	設備類等	鉄塔	敷地内	1	設置	—	—	—	<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じた構成部材等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。	B2

\*：図 4.2-1 に示す分類 (取水機能を有する安全設備等の取水性に対する影響評価)

分類 A：漂流物とはならない。

分類 B1：取水機能を有する安全設備等に対する漂流物とはならない。

分類 C1：取水機能を有する安全設備等への影響なし。

分類 D1：取水機能を有する安全設備等の取水性を確保するための対策を実施する。

\*：図 4.2-1 に示す分類 (津波防護施設等の機能に対する影響評価)

分類 A：漂流物とはならない。

分類 B2：津波防護施設等に対する漂流物とはならない。

分類 E：津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する施設・設備。

b. 発電所敷地外における漂流物調査結果

発電所敷地外には、民家、商業施設、倉庫等の他、国立研究開発法人日本原子力研究開発機構、日立LNG基地、モータプール、常陸那珂火力発電所、工場等の施設があり、これらを含めて調査した結果を以下に示す。

また、発電所から北方約4 kmの位置に久慈漁港があるため、漁船が発電所付近で操業することを考慮して調査を実施した結果を以下に示す。

発電所敷地外の調査範囲には、民家の家屋、商業施設、学校、工場等の建物類等が点在しており、これらを抽出した。また、鉄塔、電柱、車両等を抽出した。

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構では、建物、構築物、資機材、車両、防砂林等が抽出された。

茨城港日立港区の日立LNG基地では、建物、構築物、資機材、車両等が抽出された。

茨城港日立港区のモータプールでは、建物、自動販売機等が抽出された。

茨城港日立港区の工場では、建物、車両等が抽出された。

茨城港日立港区では、船舶が抽出された。

茨城港常陸那珂港区の常陸那珂火力発電所では、建物、構築物、資機材、車両等が抽出された。

茨城港常陸那珂港区の常陸那珂火力発電所以外の箇所については、建物、構築物、車両等が抽出された。

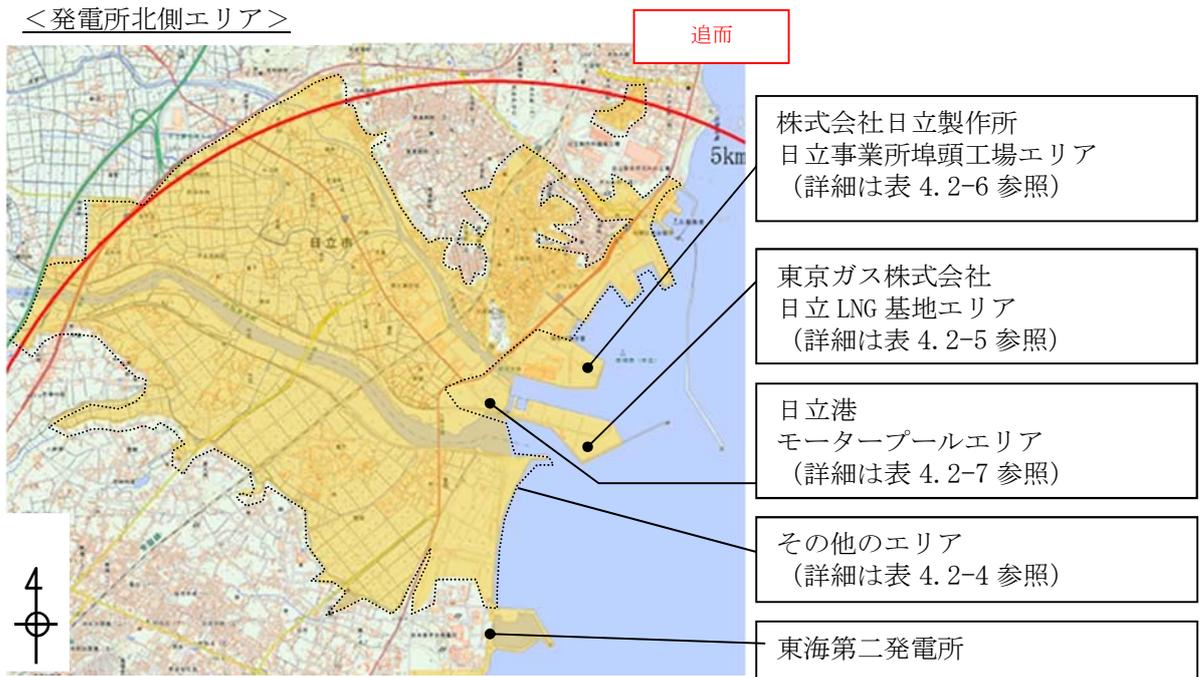
茨城港常陸那珂港区では、船舶が抽出された。

図4.2-11に発電所敷地外における漂流物調査のエリアを示す。また、表4.2-4～表4.2-11に発電所敷地外における漂流物調査結果を示す。



図 4.2-11 発電所敷地外における漂流物調査のエリア図 (1/2)

< 発電所北側エリア >



< 発電所南側エリア >

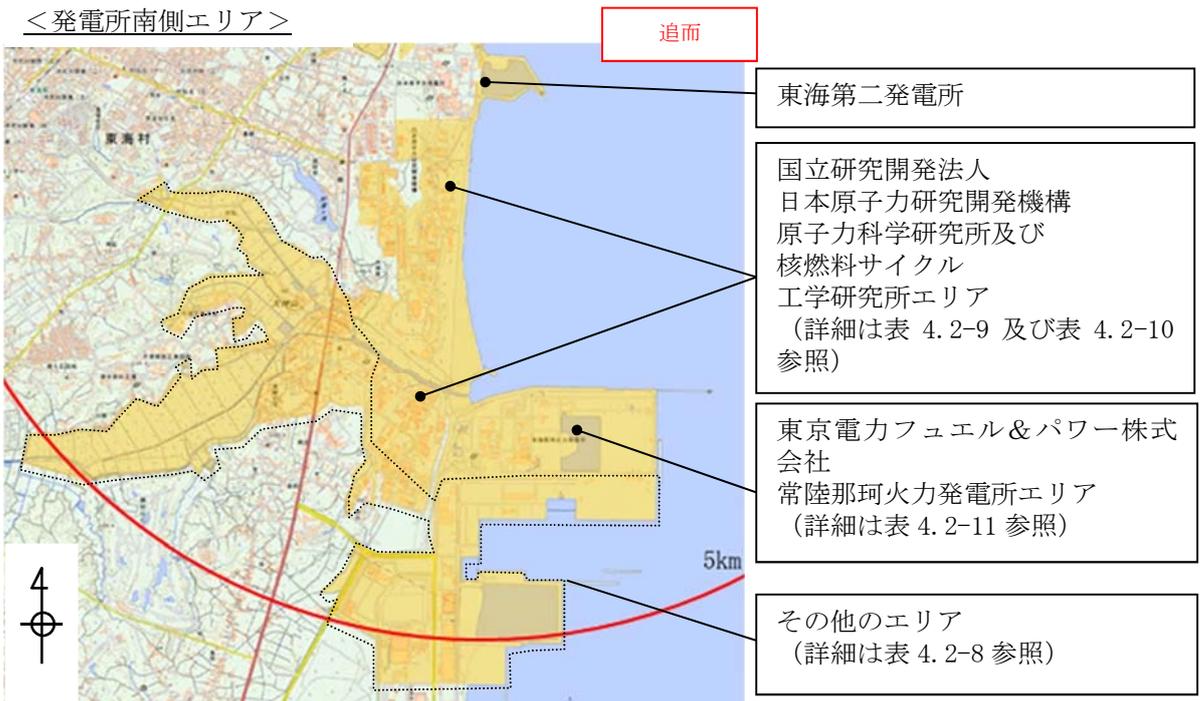


図 4.2-11 発電所敷地外における漂流物調査のエリア図 (2/2)

表 4. 2-4 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地外分（発電所北側エリア）（その他）（1/4）

< 海域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	重量 （最も大きなものを記載）	評価	分類*
船舶	漁船	敷地外	35	航行／停泊	—	5t未満	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・漁船が発電所付近で操業することを考慮すると、津波襲来時に漂流して取水口へ到達するおそれがあるが、可能性はあるが、取水口を完全に閉塞することは無いため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。 <b>津波防護施設等の機能</b> ・漁船が発電所付近で操業することを考慮すると、津波襲来時に漂流して津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。	C1                       E
船舶	漁船	敷地外	7	航行／停泊	—	5～20t	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・津波により漂流する可能性があるが、状況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。 <b>津波防護施設等の機能</b> ・津波により漂流する可能性があるが、状況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。	B1                       B2

表 4. 2-4 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地外分（発電所北側エリア）（その他）（2/4）

<陸域>

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
建物類等	衛生センター	敷地外	一式	設置	—	—	—	<p>&lt;本体&gt;</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波の波力により部分的に損壊するおそれがあるが、建物の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。</li> </ul> <p>&lt;がれき類&gt;</p> <p><b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波の波力による損壊により生じたコンクリート片等のがれき、木片、外装板等が漂流する可能性はあるが、設置位置及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与えない。</li> </ul> <p><b>津波防護施設等の機能</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>地震又は津波の波力による損壊により生じたコンクリート片等のがれき、木片、外装板等が漂流する可能性はあるが、設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与えない。</li> </ul>	<p>&lt;本体&gt;</p> <p>A</p> <p>&lt;がれき類&gt;</p> <p>B1</p> <p>B2</p>

発電所敷地外分（発電所北側エリア）（その他）調査実施日：2016年11月10日  
 2016年11月11日  
 2017年3月13日

表 4. 2-4 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地外分（発電所北側エリア）（その他）（3/4）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
建物類等	工場	敷地外	一式	設置	-	-	-	<本体> ・地震又は津波の波力により部分的に損壊するおそれがあるが、建物の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。	<本体> A
建物類等	学校	敷地外	一式	設置	-	-	-	<がれき類> <b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じたコンクリート片等のがれき、木片、外装板等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。	<がれき類> B1
建物類等	鉄塔	敷地外	一式	設置	-	-	-	<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じたコンクリート片等のがれき、木片、外装板等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。	B2
建物類等	家屋	敷地外	一式	設置	-	-	-	<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じたコンクリート片等のがれき、木片、外装板等が漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。	B2
設備類等	柵	敷地外	一式	固定あり	-	-	-	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力により損壊し漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。	B1
設備類等	石油タンク	敷地外	一式	設置	-	-	-	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力により損壊し漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。	B1
設備類等	電柱、街灯	敷地外	一式	固定あり	-	-	-	<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力により損壊し漂流する可能性があるが、設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の健全性、非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。	B2
設備類等	墓石、記念碑	敷地外	一式	固定あり	-	-	-	・地震又は津波の波力により損壊するおそれがあるが、重量物であり、気密性もなく沈降すると考えられることから漂流物とはならない。	A

表 4.2-4 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地外分（発電所北側エリア）（その他）（4/4）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等	普通車，大型車	敷地外	約 3500	駐車	—	—	—	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・津波の波力により滑動し漂流する可能性があるが，設置位置及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与えない。 <b>津波防護施設等の機能</b> ・津波の波力により滑動し漂流する可能性があるが，設置位置及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与えない。	B1  B2
設備類等	防砂林	敷地内	—	—	—	—	—	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・津波の波力により倒木し，漂流するおそれがあるが，防砂林の分布及び流況を考慮すると非常用海水ポンプの取水性に影響を与えない。 <b>津波防護施設等の機能</b> ・津波の波力により倒木し，漂流するおそれがあるが，防砂林の分布及び流況を考慮すると津波防護施設等の機能に影響を与えない。	B1  B2

\*：図 4.2-1 に示す分類（取水機能を有する安全設備等の取水性に対する影響評価）  
 分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B1：取水機能を有する安全設備等に対する漂流物とはならない。  
 分類 C1：取水機能を有する安全設備等の取水性への影響なし。  
 分類 D1：取水機能を有する安全設備等の取水性を確保するための対策を実施する。

\*：図 4.2-1 に示す分類（津波防護施設等の機能に対する影響評価）  
 分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B2：津波防護施設等に対する漂流物とはならない。  
 分類 E：津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する施設・設備。

表 4.2-5 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所北側エリア）（東京ガス株式会社日立 LNG 基地）(1/4)

< 海域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	重量 （最も大きなもの を記載）	評価	分類*
船舶								
設備類等								

発電所敷地外分（発電所北側エリア）  
（東京ガス株式会社日立 LNG 基地） 調査実施日：2017年3月14日

表 4.2-5 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所北側エリア）（東京ガス株式会社日立 LNG 基地）(2/4)

< 陸域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
建物類等									

表 4.2-5 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所北側エリア）（東京ガス株式会社日立 LNG 基地） (3/4)

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
建物類等									
建物類等									
建物類等									

表 4.2-5 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所北側エリア）（東京ガス株式会社日立 LNG 基地）(4/4)

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等									
設備類等									
設備類等	資機材								

\*：図 4.2-1 に示す分類（取水機能を有する安全設備等の取水性に対する影響評価）

- 分類 A：漂流物とはならない。
- 分類 B1：取水機能を有する安全設備等に対する漂流物とはならない。
- 分類 C1：取水機能を有する安全設備等の取水性への影響なし。
- 分類 D1：取水機能を有する安全設備等の取水性を確保するための対策を実施する。

\*：図 4.2-1 に示す分類（津波防護施設等の機能に対する影響評価）

- 分類 A：漂流物とはならない。
- 分類 B2：津波防護施設等に対する漂流物とはならない。
- 分類 E：津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する施設・設備。

表 4.2-6 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所北側エリア）（日立GEニュークリア・エナジー株式会社日立事業所埠頭工場）(1/3)

< 海域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	重量 （最も大きな ものを記載）	評価	分類
船舶								

表 4.2-6 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所北側エリア）（日立GEニュークリア・エナジー株式会社日立事業所埠頭工場）(2/3)

< 陸域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
建物類等									

表 4.2-6 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所北側エリア）（日立GEニュークリア・エナジー株式会社日立事業所埠頭工場）（3/3）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
建物類等									
建物類等									
建物類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等	自動販売機								
設備類等	電柱								
設備類等	大型車・普通車								

\*：図 4.2-1 に示す分類（取水機能を有する安全設備等の取水性に対する影響評価）

分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B1：取水機能を有する安全設備等に対する漂流物とはならない。  
 分類 C1：取水機能を有する安全設備等の取水性への影響なし。  
 分類 D1：取水機能を有する安全設備等の取水性を確保するための対策を実施する。

\*：図 4.2-1 に示す分類（津波防護施設等の機能に対する影響評価）

分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B2：津波防護施設等に対する漂流物とはならない。  
 分類 E：津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する施設・設備。

表 4.2-7 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所北側エリア）（茨城港日立港区モータープール）

< 海域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	重量 （最も大きなものを記載）	評価	分類*
船舶								

< 陸域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
建物類等									
設備類等	自動販売機								
設備類等	街灯								
設備類等									
設備類等									

\*：図 4.2-1 に示す分類（取水機能を有する安全設備等の取水機能に対する影響評価）  
 分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B1：取水機能を有する安全設備等に対する漂流物とはならない。  
 分類 C1：取水機能を有する安全設備等の取水性への影響なし。  
 分類 D1：取水機能を有する安全設備等の取水性を確保するための対策を実施する。

\*：図 4.2-1 に示す分類（津波防護施設等の機能に対する影響評価）  
 分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B2：津波防護施設等に対する漂流物とはならない。  
 分類 E：津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する施設・設備。

発電所敷地外分（発電所北側エリア）  
 （茨城港日立港区モータープール）調査実施日：2017年2月28日

表 4. 2-8 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地外分（発電所南側エリア）（その他）（1/2）

< 海域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	重量 (最も大きなものを記載)	評価	分類*
船舶								
船舶								

< 陸域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等	鉄塔	敷地外	一式	設置	-	-	-	< 本体 > ・地震又は津波の波力により部分的に損壊するおそれがあるが、建物の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。	< 本体 > A
建物類等	倉庫	敷地外	一式	設置	-	-	-	< ぐれき類 > <b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じたコンクリート片等のがれき、木片、外装板等が漂流し取水口へ到達するおそれがあるが、取水口を完全に閉塞させることはないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。	< ぐれき類 > C1
建物類等	工場	敷地外	一式	設置	-	-	-		
建物類等	下水処理場	敷地外	一式	設置	-	-	-		
建物類等	家屋	敷地外	一式	設置	-	-	-		
建物類等	大型商業施設	敷地外	一式	設置	-	-	-		
建物類等	事務所建屋	敷地外	一式	設置	-	-	-	<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力による損壊により生じたコンクリート片等のがれき、木片、外装板等が漂流した場合に、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。	E
設備類等	ジブクレーン	敷地外	2	設置	-	-	-	・地震又は津波の波力により損壊するおそれがあるが、重量物であり、気密性もなかく沈降すると考えられることから漂流物とはならない。	A
設備類等	門型クレーン	敷地外	4	設置	-	-	-		

発電所敷地外分（発電所南側エリア）（その他）調査実施日：2016年11月10日

：2016年11月11日

：2017年4月26日

表 4. 2-8 漂流物検討対象選定結果一覧表 発電所敷地外分（発電所南側エリア）（その他）（2/2）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等	コンテナ	敷地外	約350	固定なし	-	-	-	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流して取水口へ到達するおそれがあるが、取水口を完全に閉塞させることはないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。	C1
設備類等	電柱、街灯	敷地外	一式	固定あり	-	-	-	<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流した場合に、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。	E
設備類等	倉庫	敷地外	一式	固定あり	-	-	-	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・津波の波力により滑動し、漂流するおそれがあるが、漂流過程で沈降すると考えられることから、非常用海水ポンプの取水性に影響を与える漂流物とはならない。	B1
設備類等	普通車、大型車	敷地外	約3500	駐車	-	-	-	<b>津波防護施設等の機能</b> ・津波の波力により滑動し、漂流するおそれがあるが、漂流過程で沈降すると考えられることから、津波防護施設等の機能に影響を与える漂流物とはならない。	B2
設備類等	建設重機	敷地外	一式	駐車	-	-	-		
設備類等	トレーラー	敷地外	約200	固定なし	-	-	-		

\*：図 4. 2-1 に示す分類（**取水機能を有する安全設備等の取水性に対する影響評価**）  
 分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B1：取水機能を有する安全設備等に対する漂流物とはならない。  
 分類 C1：取水機能を有する安全設備等の取水性への影響なし。  
 分類 D1：取水機能を有する安全設備等の取水性を確保するための対策を実施する。

\*：図 4. 2-1 に示す分類（**津波防護施設等の機能に対する影響評価**）  
 分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B2：津波防護施設等に対する漂流物とはならない。  
 分類 E：津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する施設・設備。

表 4.2-9 漂流物検討対象選定結果一覧表  
 発電所敷地外分（発電所南側エリア）（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（原子力科学研究所））（1/5）  
 <陸域>

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
建物類等									
建物類等	自転車置場								

発電所敷地外分（発電所南側エリア）  
 （国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（原子力科学研究所）） 調査実施日：2017年3月1日

表 4.2-9 漂流物検討対象選定結果一覧表  
 発電所敷地外分（発電所南側エリア）（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（原子力科学研究所））（2/5）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
建物類等	ブレハブ	敷地外	5	固定あり	-	-	-	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流して取水口へ到達するおそれがあるが、取水口を完全に閉塞させることはないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。	CI
建物類等	大型テント	敷地外	5	固定あり	-	-			
建物類等	仮設ハウス	敷地外	6	固定あり	-	-			
建物類等	倉庫	敷地外	11	固定あり	-	-	-	<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流した場合に、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。	E
設備類等	タンク	敷地外	25	設置	-	-			
設備類等	蒸発器	敷地外	2	設置	-	-	-	・地震又は津波の波力により損壊するおそれがあるが、重量物であり、気密性もなく沈降すると考えられることから漂流物とはならない。	A
設備類等	制御盤・電源盤類	敷地外	10	設置	-	-			
設備類等	屋外恒設蒸気系配管	敷地外	一式	設置	-	-			
設備類等	ポンプ類	敷地外	一式	設置	-	-	-	<b>取水機能を有する安全設備等の取水性</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流して取水口へ到達するおそれがあるが、取水口を完全に閉塞させることはないため、非常用海水ポンプの取水性に影響はない。	CI
設備類等									
設備類等	ポンプ類	敷地外	一式	設置	-	-	-	<b>津波防護施設等の機能</b> ・地震又は津波の波力により損壊若しくは滑動し、漂流した場合に、津波防護施設等に対する漂流物となることを否定できないため、津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する。	E

表 4.2-9 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所南側エリア）（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（原子力科学研究所）） (3/5)

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									

表 4.2-9 漂流物検討対象選定結果一覧表  
 発電所敷地外分（発電所南側エリア）（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（原子力科学研究所））（4/5）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等	街灯								
設備類等									
設備類等	自動販売機								
設備類等									
設備類等									
設備類等	資機材								
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等	消火器入り保管箱								
設備類等									
設備類等	自転車								

表 4.2-9 漂流物検討対象選定結果一覧表  
 発電所敷地外分（発電所南側エリア）（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（原子力科学研究所）（5/5））

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等	植生								
設備類等	防砂林								
設備類等	マンホール								
設備類等	普通車・大型車								

\*：図 4.2-1 に示す分類（取水機能を有する安全設備等の取水性に対する影響評価）

- 分類 A：漂流物とはならない。
- 分類 B：取水機能を有する安全設備等に対する漂流物とはならない。
- 分類 C：取水機能を有する安全設備等の取水性への影響なし。
- 分類 D：取水機能を有する安全設備等の取水性を確保するための対策を実施する。

\*：図 4.2-1 に示す分類（津波防護施設等の機能に対する影響評価）

- 分類 A：漂流物とはならない。
- 分類 B：津波防護施設等に対する漂流物とはならない。
- 分類 E：津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する施設・設備。

表 4.2-10 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所南側エリア）（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（核燃料サイクル工学研究所））（1/3）

<陸域>

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等	車庫								
建物類等									
建物類等									
設備類等									
設備類等									

発電所敷地外分（発電所南側エリア）  
（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（核燃料サイクル工学研究所）） 調査実施日：2017年3月1日

表 4.2-10 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所南側エリア）（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（核燃料サイクル工学研究所））(2/3)

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造(形状) / 材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									

表 4.2-10 漂流物検討対象選定結果一覧表  
 発電所敷地外分（発電所南側エリア）（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（核燃料サイクル工学研究所））（3/3）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等	防砂林								
設備類等	普通車								
設備類等									

\*：図 4.2-1 に示す分類（取水機能等を有する安全設備等の取水性に対する影響評価）  
 分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B2：津波防護施設等に対する漂流物とはならない。  
 分類 E：津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する施設・設備。

\*：図 4.2-1 に示す分類（取水機能等を有する安全設備等の取水性に対する影響評価）  
 分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B1：取水機能を有する安全設備等に対する漂流物とはならない。  
 分類 C1：取水機能を有する安全設備等の取水性への影響なし。  
 分類 D1：取水機能を有する安全設備等の取水性を確保するための対策を実施する。

表 4.2-11 漂流物検討対象選定結果一覧表  
 発電所敷地外分（発電所南側エリア）（東京電力フェユエル&パワ－株式会社常陸那珂火力発電所）（1/5）  
 <陸域>

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等	車庫								
建物類等									
建物類等									
建物類等									
建物類等									

発電所敷地外分（発電所南側エリア）  
 （東京電力フェユエル&パワ－株式会社常陸那珂火力発電所） 調査実施日：2017年4月26日

表 4.2-11 漂流物検討対象選定結果一覧表

発電所敷地外分（発電所南側エリア）（東京電力フェニックス&パワースタッフ常陸那珂火力発電所）（2/5）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									

表 4.2-11 漂流物検討対象選定結果一覧表  
 発電所敷地外分（発電所南側エリア）（東京電力フェユエル&パワ－株式会社常陸那珂火力発電所）（3/5）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									

表 4.2-11 漂流物検討対象選定結果一覧表  
 発電所敷地外分（発電所南側エリア）（東京電力フェユエル&パワ－株式会社常陸那珂火力発電所）（4/5）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等									
設備類等									
設備類等									

表 4.2-11 漂流物検討対象選定結果一覧表  
 発電所敷地外分（発電所南側エリア）（東京電力フェユエル&パワ―株式会社常陸那珂火力発電所）（5/5）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	評価	分類*
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等									
設備類等	普通車・大型車								
設備類等									

\*：図 4.2-1 に示す分類（津波防護施設等の機能に対する影響評価）  
 分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B2：津波防護施設等に対する漂流物とはならない。  
 分類 E：津波防護施設等の機能に対する影響評価に考慮する施設・設備。

\*：図 4.2-1 に示す分類（取水機能を有する安全設備等の取水性に対する影響評価）  
 分類 A：漂流物とはならない。  
 分類 B1：取水機能を有する安全設備等に対する漂流物とはならない。  
 分類 C1：取水機能を有する安全設備等の取水性への影響なし。  
 分類 D1：取水機能を有する安全設備等の取水性を確保するための対策を実施する。

また、「a. 発電所敷地内における漂流物調査結果」及び「b. 発電所敷地外における漂流物調査結果」にて抽出した施設・設備の他に、地震・津波により漂流物化した場合における波及的影響を評価する必要がある施設・設備を抽出した。抽出結果を「c. 波及的影響を評価する対象の施設・設備の抽出結果」に示す。

c. 波及的影響を評価する対象の施設・設備の抽出結果

波及的影響を評価する対象の施設・設備として、東海第二発電所の防波堤を抽出した。地震・津波により防波堤が漂流物化した場合に、取水施設である取水口及びS A用海水ピット取水塔の取水機能並びに貯留堰の海水貯留機能に波及的影響を及ぼすおそれがあることから、地震・津波による防波堤の波及的影響を「(4) 漂流物検討対象の選定」にて評価する。

(4) 漂流物検討対象の選定

(3)の漂流物となる可能性のある施設・設備の抽出結果に基づき、取水機能を有する安全設備等の取水性に対する影響及び津波防護施設等の機能に対する影響について評価を実施した。なお、漂流物となる可能性のある施設・設備の評価のうち「漂流物となるか」の評価において、漂流物とはならないと評価するもの(分類:A)、「取水機能を有する安全設備等に到達する漂流物となるか」の評価において取水機能を有する安全設備等に対する漂流物とはならないと評価するもの(分類:B1)及び「津波防護施設等に到達する漂流物となるか」の評価において津波防護施設等に対する漂流物とはならないと評価するもの(分類:B2)については図4.2-12に示す通り判断基準を整理した。

漂流物とはならないと評価するもの(分類:A)

- ・撤去するため漂流物とはならない。
- ・重量物であり、気密性がなく沈降するため漂流物とはならない。
- ・施設・設備が本来の形状を維持したまま滑動し漂流を続ける事例は確認されていないため、本来の形状を維持したまま漂流物とはならない。<sup>\*1</sup>  
(損壊により生じたがれき等については別途評価)
- ・退避可能であるため漂流物とはならない。<sup>\*2</sup>

取水機能を有する安全設備等に対する漂流物とはならないと評価するもの(分類:B1)  
津波防護施設等に対する漂流物とはならないと評価するもの(分類:B2)

- ・設置位置及び津波の流況から到達しない。<sup>\*3</sup>
- ・津波の流況を考慮の上到達しないと考えられるエリアへ移設するため到達しない。
- ・漂流過程で沈降するため到達しない。<sup>\*4</sup>

- \*1 過去の被災事例をもとに評価
- \*2 退避の実効性を確認することにより評価
- \*3 施設・設備の設置位置及び津波の流況により評価
- \*4 参考文献等をもとに評価

図4.2-12 漂流物評価における分類:A、分類:B1及び分類B2の判断基準

a. 発電所敷地内

発電所敷地内の評価結果について、以下に示す。また、表 4.2-3 に評価結果の一覧を示す。

(a) 建物類等

検潮室、海水電解装置建屋、物揚場倉庫、メンテナンスセンター、輸送本部建屋、輸送本部倉庫等の鉄筋コンクリート造及び鉄骨造の建屋については、基礎に固定された建物である。これらの建物が地震又は波力により部分的に損壊するおそれがあるが、過去の被災事例を考慮すると、本来の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。過去の被災事例として、東北地方太平洋沖地震時の被害状況を整理し、東海第二発電所における地震・津波による被害想定を実施した。東北地方太平洋沖地震時の被害状況を踏まえた東海第二発電所の地震・津波による被害想定の詳細を（参考3）に示す。鉄筋コンクリート造建物のコンクリート壁は地震又は波力により損壊するおそれがあり、損壊により生じたコンクリート片等のがれきが漂流物となる可能性がある。鉄骨造建物の外装板は波力により破損する可能性がある、破損した外装板及び建屋内の軽量な物品等が漂流物となる可能性がある。評価の結果、がれき、外装板及び軽量な物品等が漂流した場合、取水口及び津波防護施設等へ向かう可能性を否定できないため、非常用海水ポンプの取水性に与える影響及び津波防護施設等の機能に与える影響について評価した。非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果については「c. 非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果」に示す。

なお、調査にて抽出された仮設ハウス、再利用物品置場テント等については、防潮堤の設置前に移設又は撤去することから、漂流物とはならない。

(b) 設備類等

ジブクレーン、海水電解装置等の機器については、支持構造物により基礎に固定されている。これらの設備が地震又は波力により、損壊するおそれがあるが、重量物であり、気密性もなく沈降すると考えられることから漂流物とはならない。

クレーン荷重試験用ウェイト、角落し等については重量物であることから漂流物とはならない。

フェンス、空調室外機、車両等の比較的軽量なものは、漂流物となる可能性がある。評価の結果、フェンス、空調室外機、車両等の比較的軽量なものが漂流した場合、取水口及び津波防護施設等へ向かう可能性を否定できないため、非常用海水ポンプの取水性に与える影響及び津波防護施設等の機能に与える影響について評価した。非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果については「c. 非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果」に示す。

防砂林については、津波により倒木して漂流物となる可能性があるが、津波の流況を踏まえた漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性評価の結果から、設置位置及び津波の流況を考慮すると取水口へは向かわないと考えられることから、取水機能を有する安全設備及び津波防護施設等に対する漂流物とはならない。津波の流況を踏まえた漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性評価結果の詳細を（参考4）

に示す。

なお、除塵装置については、「d. 取水スクリーンの破損による通水性への影響」において、評価する。

発電所敷地前面の沖合にある標識ブイは、津波の波力によりチェーンが破損し、漂流する可能性があるため、漂流するものとして評価した。評価の結果、標識ブイが漂流した場合、取水口及び津波防護施設等へ向かう可能性を否定できないため、非常用海水ポンプの取水性に与える影響及び津波防護施設等の機能に与える影響について評価した。非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果については「c. 非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果」に示す。

また、港湾施設である防波堤は、防波堤のマウンドの被覆材の漂流物化が考えられるが、マウンドの被覆材が取水設備の周辺に堆積したとしても取水設備が取水機能を失うことはない。地震後の防波堤の津波による影響評価の詳細を（参考5）に示す。

(c) 船舶（燃料等輸送船）

発電所敷地内には港湾施設として物揚岸壁があり、燃料等輸送船が停泊する。図 4.2-13 に燃料等輸送船の入港から出港までの主な輸送行程を示す。

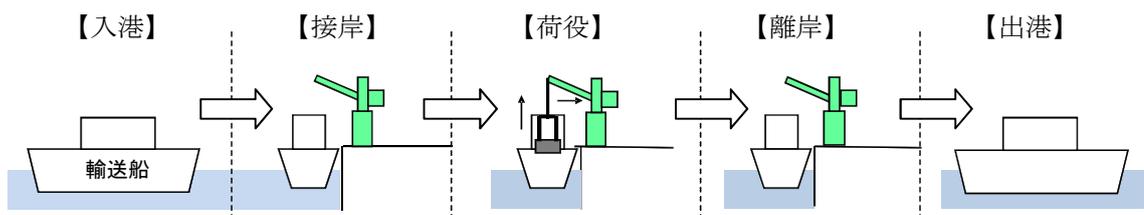
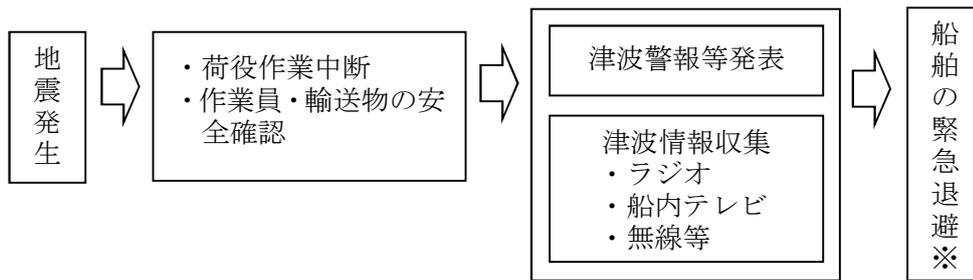


図 4.2-13 燃料等輸送船の主な輸送行程

燃料等輸送船は、港湾施設に停泊中に大津波警報、津波警報又は津波注意報（以下、「津波警報等」という。）発表時には、緊急退避を行うこととしており、2011年東北地方太平洋沖地震を踏まえ、輸送に先立ち、図 4.2-14 に示す緊急退避フローを取り込んだマニュアルを整備している。

また、燃料等輸送船の緊急退避についての当社と船会社の対応分担は図 4.2-15 に示すとおりであり、これら一連の対応を行うため、当社は、当社と船会社間の連絡体制を整備するとともに、地震・津波発生時のマニュアルを整備し、緊急退避訓練を実施している。燃料等輸送船の緊急退避は船会社が実施するため、当社は、緊急対応の措置の状況を、監査や訓練報告書等により確認している。



※津波到達時間等を考慮し船長が判断・指示

図 4.2-14 燃料等輸送船の緊急退避フロー

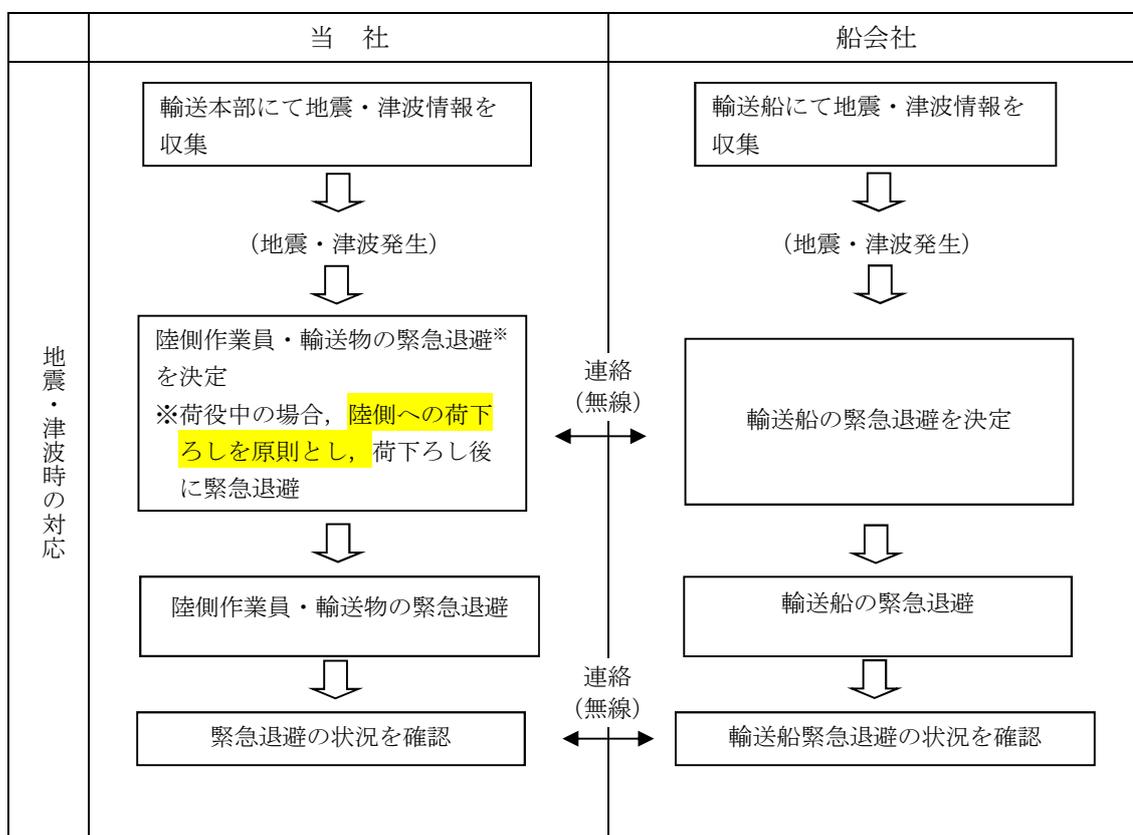


図 4.2-15 燃料等輸送船の緊急退避時の当社と船会社の運用の対応分担

燃料等輸送船と輸送物の干渉がない「荷役」以外の行程は、輸送行程の大部分を占めており、緊急退避訓練の実績から津波警報等発表から数分で緊急退避が可能である。燃料等輸送船と輸送物が干渉しうる「荷役」行程は、これよりも退避までに時間を要するが、輸送行程の中で極めて短時間であること、また、電源喪失時にも物揚岸壁クレーンを使用可能とし、緊急退避ができるように、物揚岸壁クレーンには非常用電源を用意していること、さらに緊急離岸が可能となるまでの時間(係留索解らん完了)は、緊急退避訓練の実績から地震発生後約 13 分であり、基準津波の到達時間である約 37 分までに緊急退避が可能である。また、夜間は東海港に停泊せず沖合に停泊する運用としてい

る。このため、燃料等輸送船は漂流物とはならない。図 4.2-16 に津波襲来時の緊急退避可能時間を示す。

なお、数分で津波が襲来する場合を想定すると、「荷役」行程では、離岸のための荷下ろし作業中となることもあり得るが、以下の理由から燃料等輸送船は航行不能になるとは考えられず、燃料等輸送船は漂流物とはならない。

- ・物揚岸壁に係留されており、津波高さとの関係から物揚岸壁を越えず留まる。
- ・物揚岸壁に接触しても防げん材を有しており、かつ、法令（危険物船舶運送及び貯蔵規則）に基づく二重船殻構造等十分な船体強度を有している。

（参考 6）に燃料等輸送船の係留索の耐力の評価結果の詳細、（参考 7）に燃料等輸送船の喫水と津波高さとの関係の詳細を示す。

また、陸側にある輸送物（使用済燃料輸送容器）は原則として、輸送車両とともに、津波到達前までに当社敷地内の津波が到達しない場所へ退避（図 4.2-16 参照）するが、万一津波を受けても重量物（約  t：空状態）であることから、漂流物とはならない。なお、退避ルートは、基準地震動  $S_s$  発生後も車両等が通行できるように形状を維持する設計とすることから、輸送車両の退避に支障を及ぼさない。

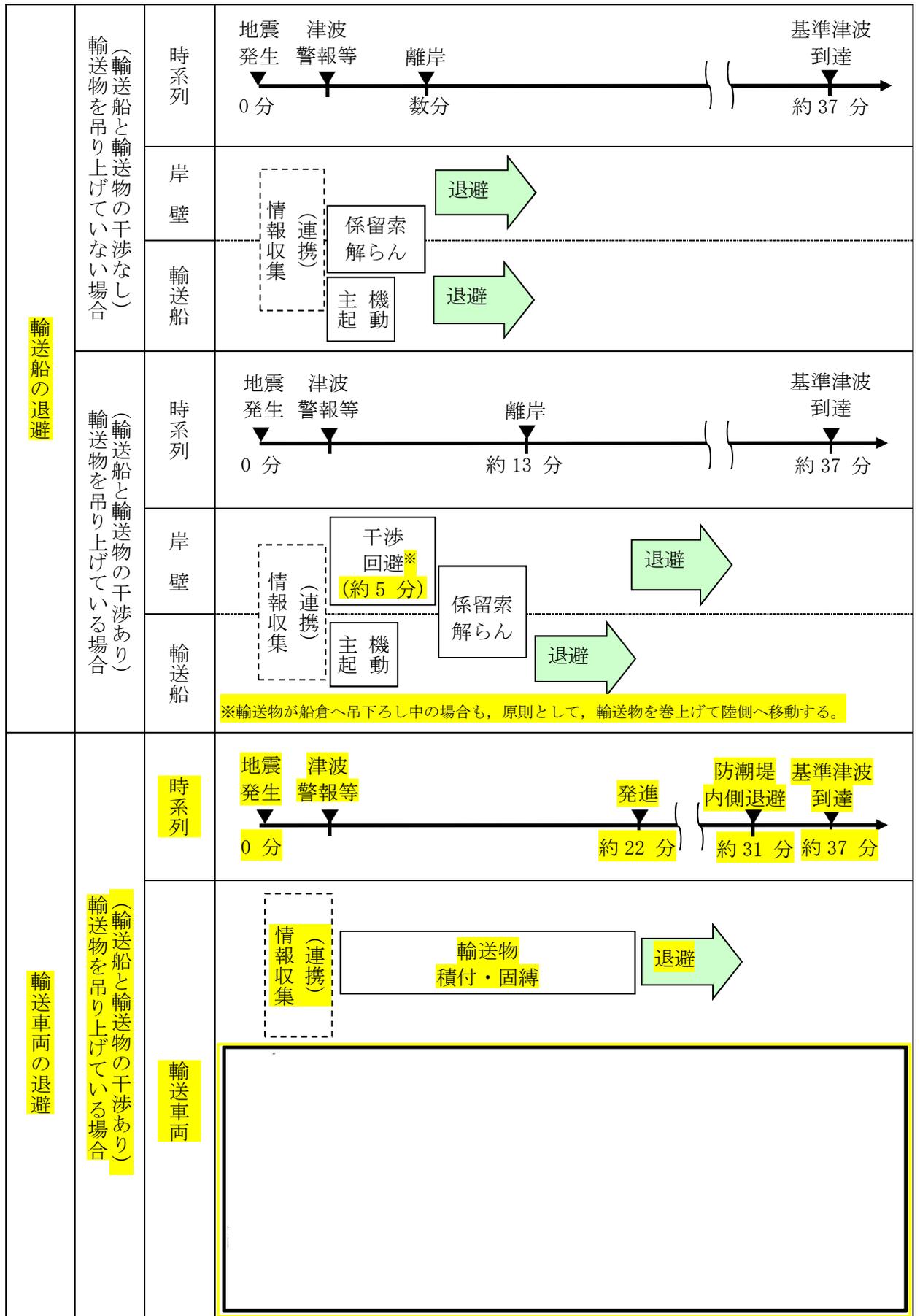


図 4.2-16 津波襲来時の緊急退避可能時間

(d) 船舶（浚渫船，貨物船等）

発電所港湾内には、燃料等輸送船のほか、浚渫作業のための浚渫船、設備・資機材の搬出入のための貨物船等が不定期に入港する。これらの浚渫船、貨物船等については入港する前に、地震・津波発生時の緊急対応の体制及び手順が整備され、基準津波が到達するまでに緊急退避が可能なこと又は津波防護施設への影響がないことを当社が確認する。また、当社と船会社との連絡体制を確立することにより、緊急退避の実効性があることを確認する。

b. 発電所敷地外

発電所敷地外の評価結果について、以下に示す。なお、発電所敷地外については発電所北側エリア及び発電所南側エリアに分けて評価を実施する。発電所北側エリアにおける評価結果の一覧を表 4.2-4～表 4.2-7 に、発電所南側エリアにおける評価結果の一覧を表 4.2-8～表 4.2-11 にそれぞれ示す。

(a) 発電所北側エリア

イ. 建物類等

鉄筋コンクリート造及び鉄骨造の建屋及び構築物については、基礎に固定された建物である。これらの建物が地震又は波力により部分的に損壊するおそれがあるが、過去の被災事例を考慮すると、本来の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。過去の被災事例として、東北地方太平洋沖地震時の被害状況を整理し、東海第二発電所における地震・津波による被害想定を実施した。東北地方太平洋沖地震時の被害状況を踏まえた東海第二発電所の地震・津波による被害想定の詳細を（参考 3）に示す。鉄筋コンクリート造建物のコンクリート壁は地震又は波力により損壊するおそれがあり、損壊により生じたコンクリート片等ののがれきが漂流物となる可能性がある。鉄骨造建物の外装板は波力により破損する可能性がある。破損した外装板及び建屋内の軽量な物品等が漂流物となる可能性がある。家屋、倉庫等は、波力により破損する可能性がある。破損した部材及び建屋内の軽量な物品等が漂流物となる可能性がある。上記の施設・設備が漂流物となった場合においても、津波の流況を踏まえた漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性評価の結果に示す通り、設置位置及び津波の流況から津波防護施設等及び取水口へは向かわないと考えられることから、津波防護施設等及び取水機能を有する安全設備に対する漂流物とはならないと評価した。津波の流況を踏まえた漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性評価結果の詳細を（参考 4）に示す。

ロ. 設備類等

株式会社日立製作所日立事業所埠頭工場の揚重設備等の機器については支持構造物により基礎に固定されている。これらの設備が地震又は波力により、損壊するおそれがあるが、重量物であり、気密性もなく沈降すると考えられることから漂流物とはならない。

日立港区モータープールのコンクリート資材等については重量物であることから漂流物とはならない。

東京ガス株式会社日立 LNG 基地、株式会社日立製作所日立事業所埠頭工場の貯

蔵容器等の機器は、支持構造物により基礎に固定されているが、地震又は波力により、損壊若しくは滑動して漂流物となる可能性がある。その他の設備類等についても、多くのものが漂流物となり海域に流出する可能性があると考えられる。上記の施設・設備が漂流物となった場合においても、津波の流況を踏まえた漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性評価の結果に示す通り、設置位置及び津波の流況から津波防護施設等及び取水口へは向かわないと考えられることから、津波防護施設等及び取水機能を有する安全設備に対する漂流物とはならないと評価した。津波の流況を踏まえた漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性評価結果の詳細を（参考4）に示す。

#### ハ. 船舶（漁船，定期船）

発電所敷地の北方約4 kmに漁港があり、5 t未満（総トン数）の漁船については、発電所近郊の海上で操業することを考慮し、保守的に津波襲来時に漂流する可能性があるものとして評価した。評価の結果、漁船が津波により航行不能になり漂流するとした場合、取水口及び津波防護施設等に向かう可能性は否定できないため、非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に与える影響について評価した。非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能への評価結果については「c. 非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果」に示す。

また、発電所周辺を定期的に航行する定期船としては、発電所敷地北方約2.5 kmに位置する茨城港日立港区に寄港する船舶がある。これらの船舶が停泊しているときに津波警報等が発表された場合には、荷役及び作業を中止した上で、緊急退避又は係留避泊する運用としていることから、漂流物とはならない。

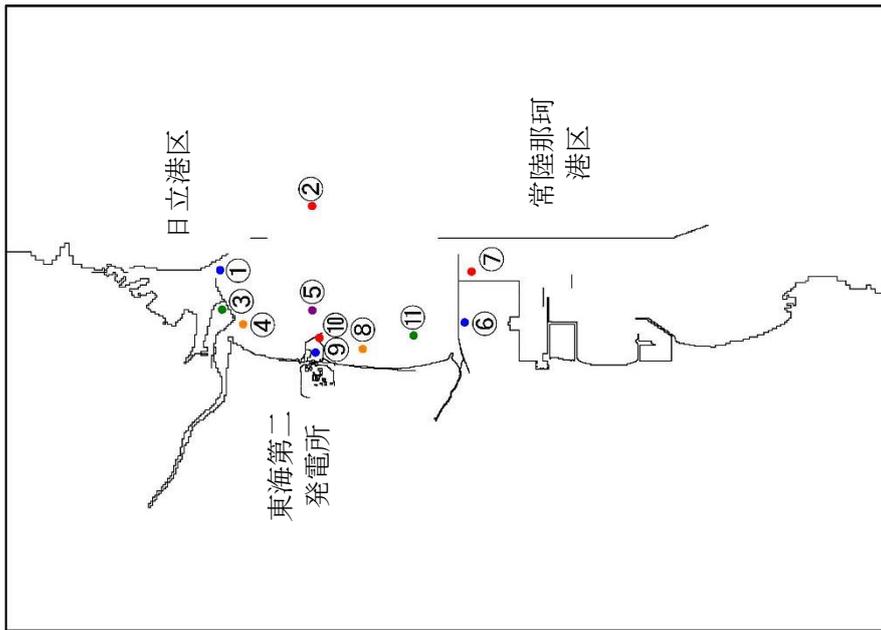
#### ニ. 津波の流向について

図4.2-17に発電所敷地周辺に漂流物を想定した軌跡解析を実施した結果を示す。発電所北側エリアのうち日立港区周辺の評価点（初期配置①，③）及び久慈川河口周辺の評価点（初期配置④）については、防波堤ありケースと防波堤なしケースにおいて大きな挙動の違いは確認されなかった。日立港区周辺の評価点（初期配置①，③）は初期地点の近辺にて漂流を続ける挙動を示しており、久慈川河口周辺の評価点（初期配置④）は久慈川へ遡上する挙動が確認された。発電所前面海域の評価点（初期配置⑤）及び遠洋海域の評価点（初期配置②）については防波堤なしケースに比べて防波堤ありケースの解析において漂流範囲が広がる傾向が確認された。漂流範囲が広がる傾向にあった防波堤ありケースでは、発電所前面海域の評価点（初期配置⑤）については南方向へ移動する挙動が確認され、遠洋海域の評価点（初期配置②）については外海方向へ移動する挙動が確認された。以上より、軌跡解析の結果からも発電所北側エリアで発生する漂流物は発電所へ接近してこないと考えられる。

また、防潮堤の設置ルート変更による評価点の挙動への影響確認を実施した。影響確認結果の詳細を（参考8）に示す。

なお、解析は水粒子の軌跡のシミュレーションであり、漂流物の挙動と水粒子の軌跡が完全に一致するものではないが、水粒子の軌跡は漂流物の挙動と比較して敏感であり、漂流物の発電所への影響を評価するうえで重要な流向（漂流物の移動方向）

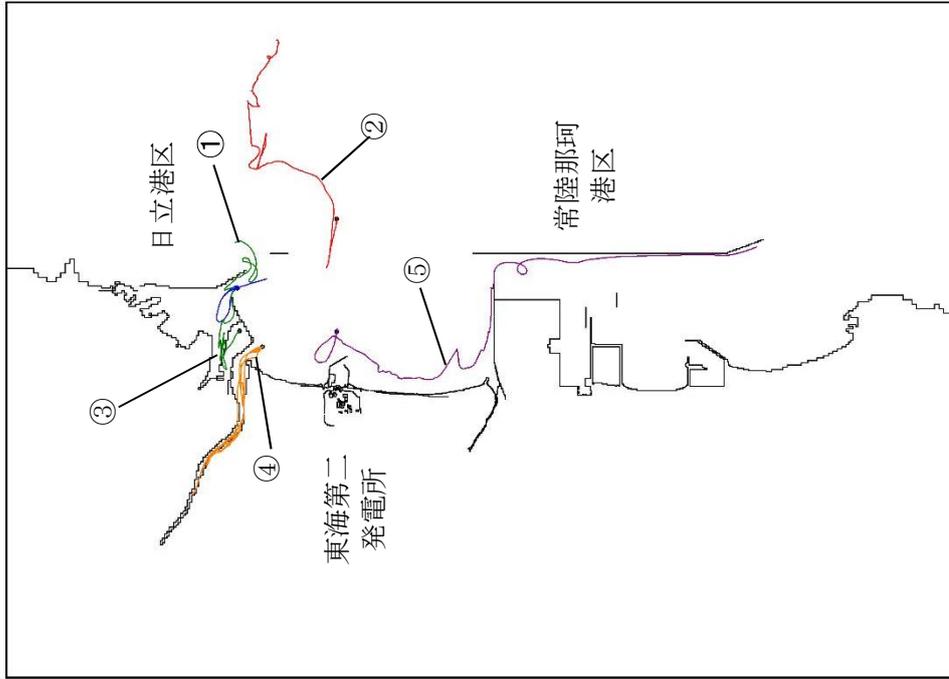
については、十分に把握できると考えられる。また、水粒子の軌跡は押し波、引き波を交互に受けてある一定の範囲内を移動する挙動又は発電所へ接近してこない傾向を示していることから、漂流物に作用する慣性力を考慮したとしても、漂流物が発電所に影響を及ぼすような挙動を示すおそれはない。



漂流物軌跡解析の初期配置図

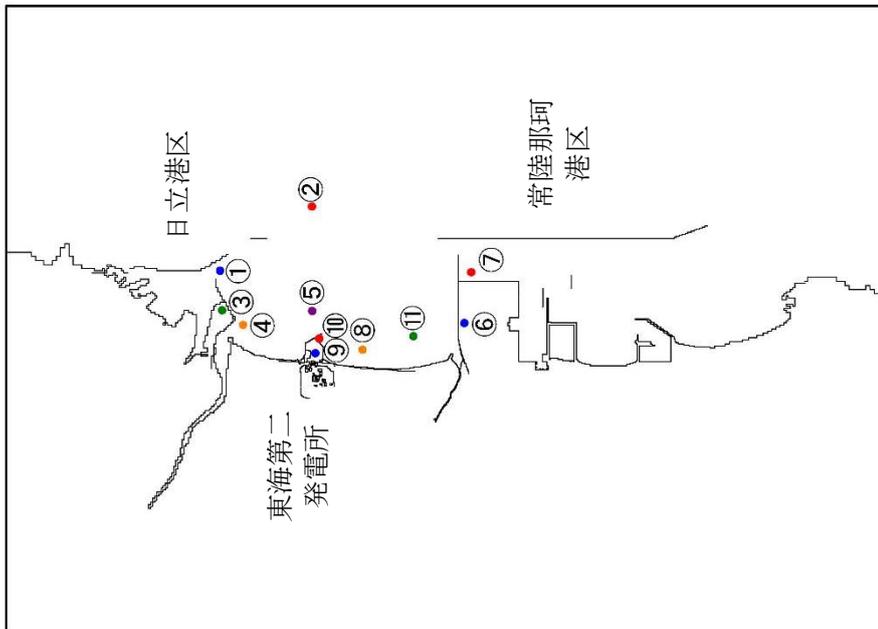
解析条件

- ・漂流物移動開始：浸水深 10 cm
- ・解析時間：地震発生から 240 分



①～⑤の軌跡  
(防波堤あり)

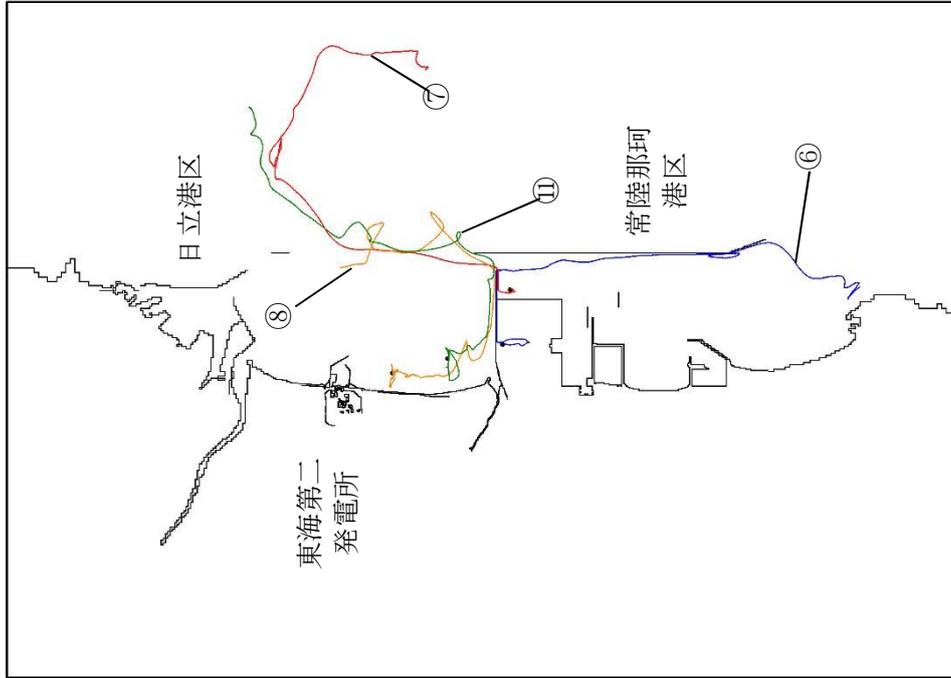
図 4. 2-17 漂流物の軌跡解析結果 (1/4)



漂流物軌跡解析の初期配置図

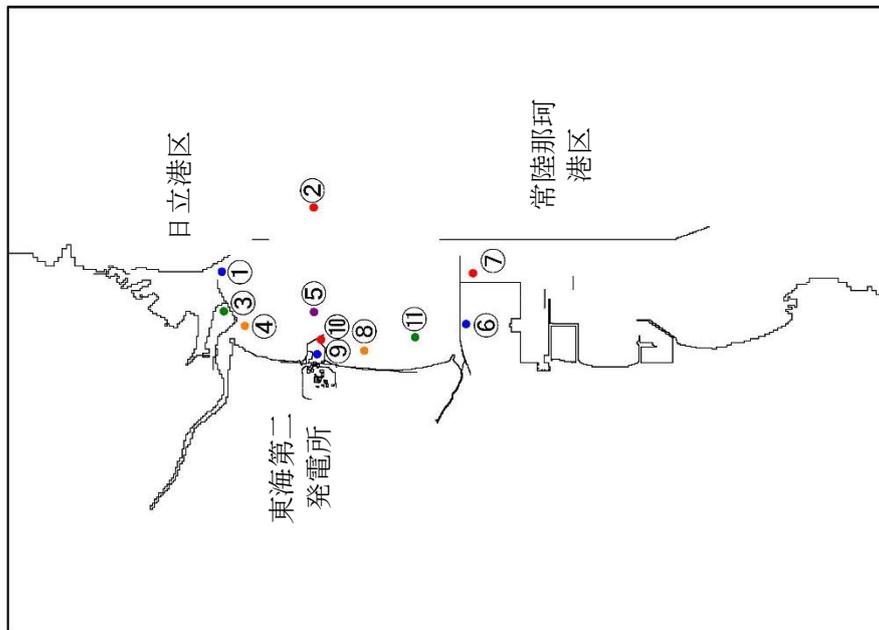
解析条件

- ・漂流物移動開始：浸水深 10 cm
- ・解析時間：地震発生から 240 分



⑥～⑧, ⑪の軌跡  
(防波堤あり)

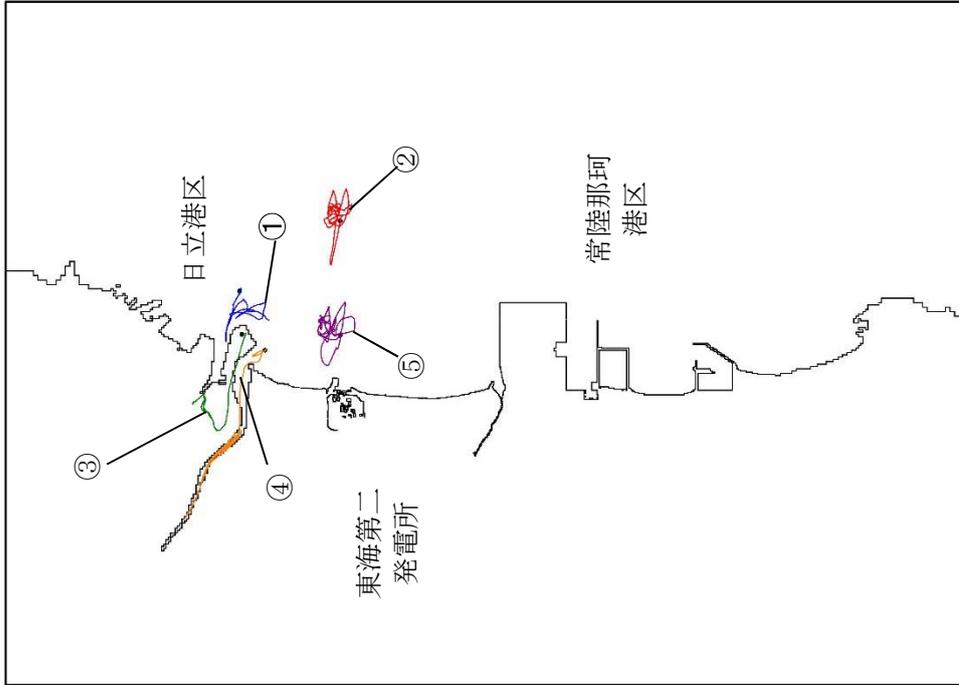
図 4.2-17 漂流物の軌跡解析結果 (2/4)



漂流物軌跡解析の初期配置図

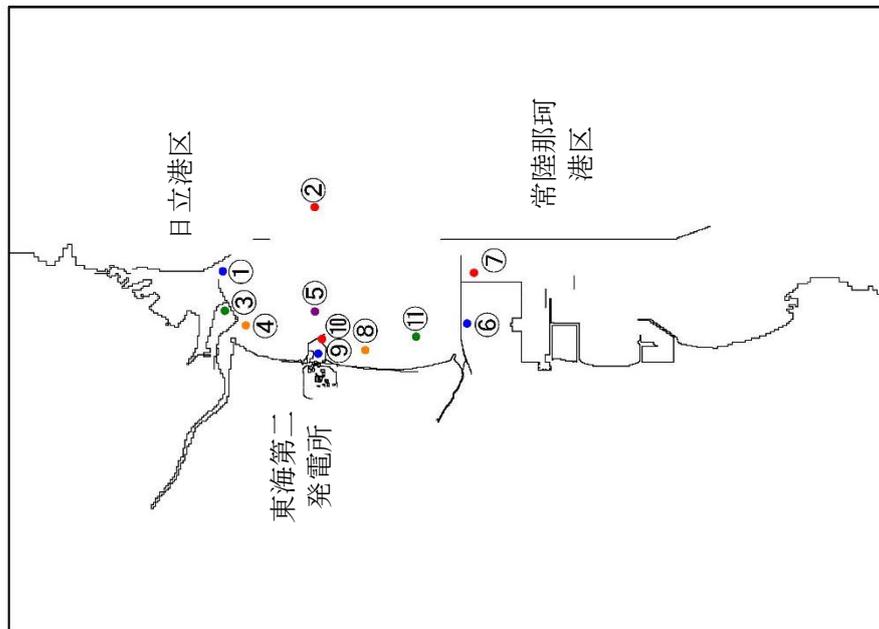
解析条件

- 漂流物移動開始：浸水深 10 cm
- 解析時間：地震発生から 240 分



①～⑤の軌跡  
(防波堤なし)

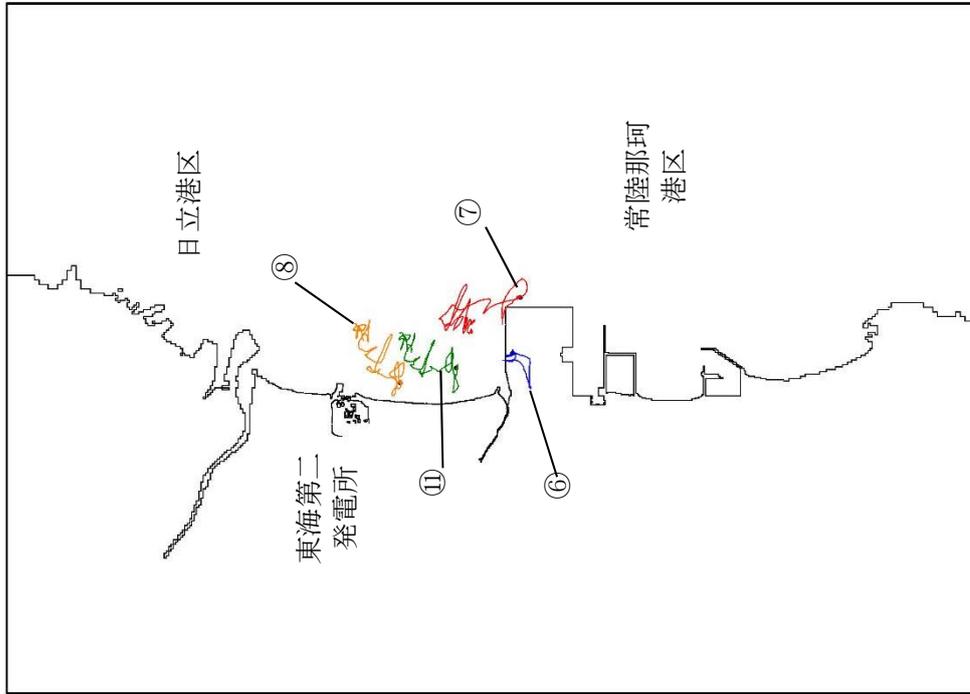
図 4.2-17 漂流物の軌跡解析結果 (3/4)



漂流物軌跡解析の初期配置図

解析条件

- ・漂流物移動開始：浸水深 10 cm
- ・解析時間：地震発生から 240 分



⑥～⑧、⑪の軌跡  
(防波堤なし)

図 4.2-17 漂流物の軌跡解析結果 (4/4)

(b) 発電所南側エリア

イ. 建物類等

鉄筋コンクリート造及び鉄骨造の建屋及び構築物については、基礎に固定された建物である。これらの建物が地震又は波力により部分的に損壊するおそれがあるが、過去の被災事例を考慮すると、本来の形状を維持したまま漂流物となることはないと考えられる。過去の被災事例として、東北地方太平洋沖地震時の被害状況を整理し、東海第二発電所における地震・津波による被害想定を実施した。東北地方太平洋沖地震時の被害状況を踏まえた東海第二発電所の地震・津波による被害想定の詳細を(参考3)に示す。鉄筋コンクリート造建物のコンクリート壁は地震又は波力により損壊するおそれがあり、損壊により生じたコンクリート片等のがれきが漂流物となる可能性がある。また、鉄骨造建物の外装板は波力により破損する可能性があり、破損した外装板及び建屋内の軽量の物品等が漂流物となる可能性がある。家屋、倉庫等は、波力により破損する可能性があり、破損した部材及び建屋内の軽量の物品等が漂流物となる可能性がある。評価の結果、がれき、外装版及び軽量の物品等が漂流した場合、取水口及び津波防護施設等へ向かう可能性を否定できないため、非常用海水ポンプの取水性に与える影響及び津波防護施設等の機能に与える影響について評価した。非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果については「c. 非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果」に示す。

ロ. 設備類等

東京電力フュエル&パワー株式会社常陸那珂火力発電所の揚重設備等の機器については支持構造物により基礎に固定されている。これらの設備が地震又は波力により、損壊するおそれがあるが、重量物であり、気密性もなく沈降すると考えられることから漂流物とはならない。

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構のコンクリート資材等については重量物であることから漂流物とはならない。

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構、東京電力フュエル&パワー株式会社常陸那珂火力発電所の貯蔵容器等の機器は支持構造物により基礎に固定されているが、地震又は波力により、損壊若しくは滑動して漂流物となる可能性がある。また、各調査エリアに存在する街灯等の比較的軽量なものは、漂流物となる可能性がある。評価の結果、貯蔵容器、街灯等の比較的軽量なものが漂流した場合、取水口及び津波防護施設等へ向かう可能性を否定できないため、非常用海水ポンプの取水性に与える影響及び津波防護施設等の機能に与える影響について評価した。非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果については「c. 非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果」に示す。

車両については漂流物となる可能性があるが、漂流の過程で沈降すると考えられることから、津波防護施設等及び取水機能を有する安全設備に対する漂流物とはならない。

防砂林については、津波により倒木して漂流物となる可能性がある。評価の結果、

防砂林が漂流した場合、取水口及び津波防護施設等へ向かう可能性を否定できないため、非常用海水ポンプの取水性に与える影響及び津波防護施設等の機能に与える影響について評価した。非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果については「c. 非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果」に示す。

#### ハ. 船舶（定期船）

発電所周辺を定期的に航行する定期船としては、発電所敷地南方約 3 kmに位置する常陸那珂火力発電所に寄港する船舶がある。船舶が停泊しているときに津波警報等が発表された場合には、荷役及び作業を中止した上で、緊急退避又は係留避泊する運用としていることから、漂流物とはならない。

#### ニ. 津波の流向について

図 4.2-17 に発電所敷地周辺に漂流物を想定した軌跡解析を実施した結果を示す。発電所南側エリアの評価点については、防波堤なしケースに比べて防波堤ありケースの解析において漂流範囲が広がる傾向が確認された。漂流範囲が広がる傾向にあった防波堤ありケースでは、発電所南側エリアの北部の評価点（初期配置⑧）については発電所南側エリアの北部の前面海域を漂流する挙動が確認された。発電所南側エリアの北部の他の評価点（初期配置⑩）及び常陸那珂火力発電所敷地前面海域の評価点（初期配置⑦）については北上しながら外海方向へ移動する挙動が確認された。常陸那珂火力発電所敷地の評価点（初期配置⑥）については外海方向へ移動した後南方向へ移動する挙動が確認された。

以上より、軌跡解析の結果では発電所南側エリアで発生する漂流物が発電所へ接近してくる挙動は確認されなかった。

また、防潮堤の設置ルート変更による評価点の挙動への影響確認を実施した。影響確認結果の詳細を（参考 8）に示す。

なお、解析は水粒子の軌跡のシミュレーションであり、漂流物の挙動と水粒子の軌跡が完全に一致するものではないが、水粒子の軌跡は漂流物の挙動と比較して敏感であり、漂流物の発電所への影響を評価するうえで重要な流向（漂流物の移動方向）については、十分に把握できると考えられる。また、水粒子の軌跡は押し波、引き波を交互に受けてある一定の範囲内を移動する挙動又は発電所へ接近してこない傾向を示していることから、漂流物に作用する慣性力を考慮したとしても、漂流物が発電所に影響を及ぼすような挙動を示すおそれはない。

c. 非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に対する評価結果

(a) 評価結果の整理

「a. 発電所敷地内における漂流物調査結果」及び「b. 発電所敷地外における漂流物調査結果」において、津波襲来時に取水機能を有する安全設備等、津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が否定できない施設・設備として、発電所敷地内においては標識ブイ、建物の部分的な損壊によって生じるおそれのあるがれきや外装板及び構成部材等、車両、資機材等の軽量な物品が抽出され、発電所敷地外においては発電所北側の船舶、発電所南側の建物や設備の部分的な損壊によって生じるおそれのあるがれきや外装板及び構成部材等、貯蔵容器、資機材等の軽量な物品、防砂林が抽出された。発電所敷地内評価結果のうち取水機能を有する安全設備等、津波防護施設等へ向かう可能性が否定できない施設・設備と評価した対象物一覧を表 4.2-12 に、発電所敷地外評価結果のうち取水機能を有する安全設備等、津波防護施設等へ向かう可能性が否定できない施設・設備と評価した対象物一覧を表 4.2-13 にそれぞれ示す。

なお、発電所敷地外のうち発電所南側エリアの施設・設備が漂流物となった場合、軌跡解析の結果から取水機能を有する安全設備等、津波防護施設等へ向かうことは考え難いが、保守的に取水機能を有する安全設備等、津波防護施設等へ向かうことが否定できない施設・設備として評価した。

表 4.2-12 取水機能を有する安全設備等，津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が  
否定できない施設・設備（発電所敷地内）（1/5）

< 海域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	重量 （最も大きなものを記載）	備考	到達可能性評価*	
								取水機能を有する安全設備等	津波防護施設等
設備類等	標識ブイ	敷地内 港湾エリア	一式	固定あり	-	-		○	○

< 陸域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する安全設備等	津波防護施設等
建物類等	検潮小屋	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	2.9 m×2.9 m×2.3 m	-		○	○
建物類等	海水電解装置建屋	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	8 m×11 m×3.7 m	-		○	○
建物類等	放水口モニター小屋	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	4 m×5 m×3 m	-		○	○
建物類等	北防波堤灯台	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	Φ3 m×9 m	-		○	○
建物類等	復水冷却用水路 スクリーン室	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	-	-		○	○
建物類等	塩素処理室	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	10 m×13 m×10 m	-		○	○
建物類等	放水口放射能 測定機器上屋	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	3 m×5 m×3 m	-		○	○
建物類等	ロータリースクリーン室	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	13 m×21 m×11 m	-		○	○
建物類等	主ゲート	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	4 m×18 m×10 m	-		○	○
建物類等	次亜塩素酸ソーダ注入室	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	-	-		○	○

\*：「○」は到達することを否定できないことを示す。

表 4.2-12 取水機能を有する安全設備等，津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が  
否定できない施設・設備（発電所敷地内）（2/5）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する安全設備等	津波防護施設等
建物類等	合併処理浄化槽設備	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造	10 m×15 m×10 m	—		○	○
建物類等	海上レーダー	敷地内 発電所構内	1	設置	鋼製支柱	—	—	がれき類のみ	○	○
建物類等	物揚場倉庫	敷地内	1	設置	コンクリート製ブロック	7 m×12 m×3 m	—		○	○
建物類等	栈橋	敷地内 港湾エリア	1	設置	鋼製コンクリート造	1.2 m×40 m×4 m	—		○	○
建物類等	カーテンウォール	敷地内	1	設置	鉄筋 コンクリート造 （鋼材支柱）	—	—		○	○
建物類等	メンテナンスセンター	敷地内	1	設置	鉄骨造	34 m×19 m×11 m	—		○	○
建物類等	輸送本部建屋	敷地内	1	設置	鉄骨造	22 m×13 m×7 m	—	外装板等のみ	○	○
建物類等	輸送本部倉庫	敷地内	1	設置	鉄骨造	12 m×8 m×4 m	—		○	○
建物類等	再利用物品置場テント	発電所構内	1	固定あり	—	—	—	構成部材等のみ	○	○
設備類等	水路変圧器函	敷地内	1	設置	直方	2 m×1.5 m×2 m	—		○	○
設備類等	放水ロモニター	敷地内	1	設置	円柱／鋼製	Φ0.5 m×1.5 m	—		○	○
設備類等	ジブクレーン ケーブル収納箱	敷地内 港湾エリア	1	設置	直方体	0.6 m×0.6 m×0.6 m	—		○	○
設備類等	ホース収納箱	敷地内 港湾エリア	1	設置	直方体	0.2 m×0.8 m×1.4 m	—		○	○
設備類等	ペーキング・ 電話ボックス	敷地内 港湾エリア	1	設置	直方体	0.2 m×0.5 m×0.5 m	—		○	○

\*：「○」は到達することを否定できないことを示す。

表 4.2-12 取水機能を有する安全設備等，津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が

否定できない施設・設備（発電所敷地内）（3/5）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する安全設備等	津波防護施設等
設備類等	合併処理浄化槽電源盤	敷地内	1	設置	直方体	1 m×1 m×2.5 m	—		○	○
設備類等	空調室外機									
設備類等	輸送本部建屋空調室外機	敷地内	2	固定あり	直方体	0.5 m×0.8 m×2 m	—		○	○
設備類等	輸送本部建屋空調室外機	敷地内	1	固定あり	直方体	0.3 m×0.8 m×1.5 m	—		○	○
設備類等	仮設ハウス空調室外機	敷地内	3	固定あり	直方体	0.8 m×0.3 m×0.6 m	—		○	○
設備類等	海水電解装置建屋空調室外機	敷地内	1	固定あり	直方体	1.2 m×1 m×2 m	—		○	○
設備類等	メンテナンスセンター空調室外機	敷地内	1	固定あり	直方体	0.8 m×0.3 m×0.6 m	—		○	○
設備類等	ミラー	敷地内	1	固定あり	—	高さ2 m	—		○	○
設備類等	街灯	敷地内 港湾エリア	一式	固定あり	—	—	—		○	○
設備類等	鉄製防護柵	敷地内	1	固定あり	—	—	—		○	○
設備類等	自動販売機	敷地内	2	固定あり	直方体	2 m×0.8 m×2 m	—		○	○
設備類等	標識	敷地内	1	固定あり	—	—	—		○	○
設備類等	潜水用防護柵	敷地内	1	固定なし	鋼製	2.5 m×3.5 m×1 m	—		○	○
設備類等	オイルプエンス巻取機	敷地内 港湾エリア	1	固定なし	—	6 m×7 m×6 m	—		○	○
設備類等	使用済燃料輸送用区画器具保管箱	敷地内 港湾エリア	1	固定なし	直方体	1.2 m×2.5 m×1.6 m	—		○	○

\*：「○」は到達することを否定できないことを示す。

表 4.2-12 取水機能を有する安全設備等，津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が

否定できない施設・設備（発電所敷地内）（4/5）

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する安全設備等	津波防護施設等
設備類等	オイルフェンス	敷地内	一式	固定なし	—	5 m×5 m×0.3 m	—		○	○
設備類等	工事用資材	敷地内 港湾エリア	一式	固定なし	鋼製架台	3 m×5 m×0.5 m	—		○	○
設備類等	工事用資材	敷地内 港湾エリア	3	固定なし	鋼材等	Φ0.8 m×8 m	—		○	○
設備類等	工事用資材	敷地内 港湾エリア	一式	固定なし	鋼材等	6 m×6 m×1.5 m	—		○	○
設備類等	工事用資材	敷地内 港湾エリア	5	固定なし	鋼製	5 m×7 m×6 m	—		○	○
設備類等	資材	敷地内 港湾エリア	1	固定なし	直方体	1 m×3 m×3 m	—		○	○
設備類等	塵芥廃棄用コンテナ	敷地内	2	固定なし	直方体	3 m×1.5 m×1.5 m	—		○	○
設備類等	塵芥入れかご	敷地内	1	固定なし	直方体	1 m×1 m×1 m	—		○	○
設備類等	次亜塩素酸ソーダ 注入装置（仮設）	敷地内	一式	固定なし	—	3 m×3 m×2 m	—		○	○
設備類等	使用済燃料輸送関連機材	敷地内	1	固定なし	直方体	1.5 m×6 m×1 m	—		○	○
設備類等	工事用資材	敷地内	一式	固定なし	—	—	—		○	○
設備類等	敷鉄板	敷地内	35	固定なし	直方体	1 m×8 m×0.1 m	—		○	○
設備類等	コンテナ	敷地内	1	固定なし	直方体	2 m×4 m×1 m	—		○	○
設備類等	パレット	敷地内	6	固定なし	直方体	1.2 m×1.2 m×0.2 m	—		○	○
設備類等	手洗いシンク	敷地内	1	固定なし	—	0.6 m×2 m×1 m	—		○	○

\*：「○」は到達することを否定できないことを示す。

表 4.2-12 取水機能を有する安全設備等, 津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が

否定できない施設・設備 (発電所敷地内) (5/5)

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する安全設備等	津波防護施設等
設備類等	普通車	敷地内	2	駐車	-	-	-		○	○

\*: 「○」は到達することを否定できないことを示す。

表 4.2-13 取水機能を有する安全設備等, 津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が  
否定できない施設・設備 (発電所敷地外) (1/8)

< 発電所北側エリア (その他) 海域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	重量 (最も大きなものを記載)	備考	到達可能性評価*	
								取水機能を有する 安全設備等	津波防護施設等
船舶	漁船	敷地外	35	航行/停泊	—	5 t (総トン数) 15 t (排水トン数)	総トン数5 tを3 倍した15 tを排 水トン数として 設定する。	○	○

\*:「○」は到達することを否定できない  
ことを示す。

表 4.2-13 取水機能を有する安全設備等，津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が  
否定できない施設・設備（発電所敷地外）（2/8）  
＜発電所南側エリア（その他） 陸域＞

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する安全設備等	津波防護施設等
設備類等	鉄塔	敷地外	一式	設置	-	-	-		○	○
建物類等	倉庫	敷地外	一式	設置	-	-	-		○	○
建物類等	工場	敷地外	一式	設置	-	-	-		○	○
建物類等	下水処理場	敷地外	一式	設置	-	-	-	がれき類のみ	○	○
建物類等	家屋	敷地外	一式	設置	-	-	-		○	○
建物類等	大型商業施設	敷地外	一式	設置	-	-	-		○	○
建物類等	事務所建屋	敷地外	一式	設置	-	-	-		○	○
設備類等	コンテナ	敷地外	約350	固定なし	-	-	-		○	○
設備類等	電柱，街灯	敷地外	一式	固定あり	-	-	-		○	○
設備類等	倉庫	敷地外	一式	固定あり	-	-	-		○	○

\*：「○」は到達することを否定できないことを示す。

表 4. 2-13 取水機能を有する安全設備等, 津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が

否定できない施設・設備（発電所敷地外）(3/8)  
 < 発電所南側エリア（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（原子力科学研究所） 陸域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する 安全設備等	津波防護施設等
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等	街灯									
設備類等										
設備類等	自動販売機									
設備類等										
設備類等										
設備類等										

\*：「○」は到達することを否定できないことを示す。

表 4.2-13 取水機能を有する安全設備等, 津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が

否定できない施設・設備（発電所敷地外）(4/8)  
 < 発電所南側エリア（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（原子力科学研究所） 陸域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する安全設備等	津波防護施設等
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等	消火器入り保管箱									
設備類等										
設備類等	自転車									
設備類等	植生									
設備類等	防砂林									

\*：「○」は到達することを否定できないことを示す。

表 4. 2-13 取水機能を有する安全設備等, 津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が

否定できない施設・設備（発電所敷地外）(5/8)  
 < 発電所南側エリア（国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（核燃料サイクル工学研究所） 陸域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造（形状）／材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する 安全設備等	津波防護施設等
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等	車庫									
建物類等										
建物類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										

\*：「○」は到達することを否定できないことを示す。

表 4.2-13 取水機能を有する安全設備等, 津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が  
否定できない施設・設備 (発電所敷地外) (6/8)

＜発電所南側エリア (国立研究開発法人日本原子力研究開発機構 (核燃料サイクル工学研究所)) 陸域＞

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する 安全設備等	津波防護施設等
設備類等	防砂林									

\*: 「○」は到達することを否定できないことを示す。

表 4.2-13 取水機能を有する安全設備等, 津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が

否定できない施設・設備（発電所敷地外）（7/8）

< 発電所南側エリア（東京電力フュエル&パワー株式会社常陸那珂火力発電所） 陸域 >

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する安全設備等	津波防護施設等
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等	車庫									
建物類等										
建物類等										
建物類等										
建物類等										
設備類等										

\*：「○」は到達することを否定できないことを示す。

表 4.2-13 取水機能を有する安全設備等, 津波防護施設等に対する漂流物となる可能性が  
否定できない施設・設備 (発電所敷地外) (8/8)

＜発電所南側エリア (東京電力フュエル&パワー株式会社常陸那珂火力発電所) 陸域＞

分類	名称	場所	数量	状態	主要構造 (形状) / 材質	寸法	重量	備考	到達可能性評価*	
									取水機能を有する安全設備等	津波防護施設等
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										
設備類等										

\*: 「○」は到達することを否定できないことを示す。

(b) 漂流物による影響を考慮した取水性評価

表4.2-12及び表4.2-13に示す施設・設備に対して、非常用海水ポンプの取水性に及ぼす影響について評価した。具体的には、漂流物による取水口の閉塞を想定した取水性及び漂流物の貯留堰内での堆積を想定した非常用海水ポンプの取水性について評価を実施した。以下に評価結果を示す。

イ. 漂流物による取水口の閉塞を想定した取水性評価

漂流物が取水口へ到達した場合に取水口を閉塞させ、取水性に影響を及ぼすおそれがあることから、漂流物による取水口の閉塞を想定した取水性評価を実施した。取水口上部の標高はT.P. +3.31 mであるのに対し、基準津波による取水口前面における水位はT.P. 約+14 mであることから、漂流した場合、取水口へ向かう可能性が否定できない表4.2-14及び表4.2-15に示す施設・設備のうち発電所敷地内の海域における施設・設備及び発電所敷地外における施設・設備については、津波襲来時においては取水口の上部を通過し、取水口の上部を通過後は発電所敷地内の施設・設備も同様に、敷地前面東側から敷地側面北側又は敷地側面南側へ防潮堤に沿うように移動するものと考えられる。また、引き波時には外海方向へ移動するものと考えられることから取水口前面へは向かわないと考えられるが、ここでは保守的に表4.2-14及び表4.2-15に示す施設・設備が取水口前面に到達するものとして扱い、通水性に与える影響について評価した。

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

実際に漂流物が取水口前面に堆積した場合における通水性に与える影響は、取水口を閉塞させるおそれのある面積に依存して大きくなることから、通水性に対する主要な影響因子は表4.2-14及び表4.2-15から発電所敷地内のメンテナンスセンターの外装板であると考えられる。表4.2-16にメンテナンスセンターの主要諸元を示す。

表4.2-16 メンテナンスセンターの主要諸元

対象	主要構造	寸法	棟数
メンテナンスセンター	鉄骨造	長さ約 34 m×幅約 19 m×高さ約 11 m	1

「(4) a. (a) 建物類等」にて示したとおり、メンテナンスセンターについては外装板が波力により破損する可能性がある。破損した外装板が漂流した場合に、壁一面分の面積を有したまま取水口へ到達することは考え難いが、保守的に壁一面分の面積を有したまま取水口へ到達した場合を想定して取水性評価を実施した。図4.2-18に取水口構造及び外装板による閉塞想定図、表4.2-17に外装板の取水口前面への到達を想定した取水性評価結果を示す。表4.2-17に示すとおり想定閉塞面

積に対して，取水口呑口面積が大きいため取水口を完全に閉塞させることはなく，非常用海水ポンプの取水は可能である。

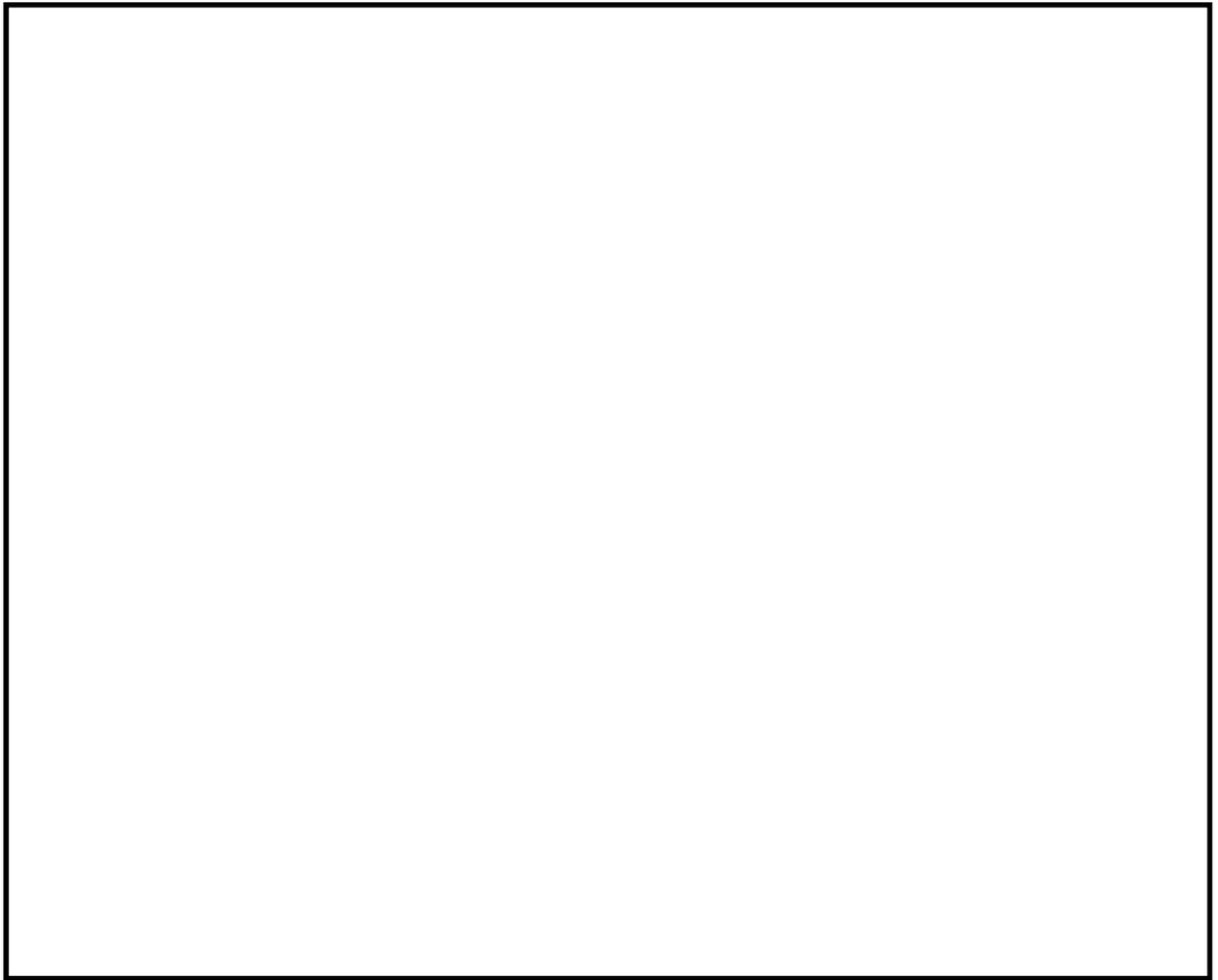


図 4.2-18 取水口構造及び外装板による閉塞想定図

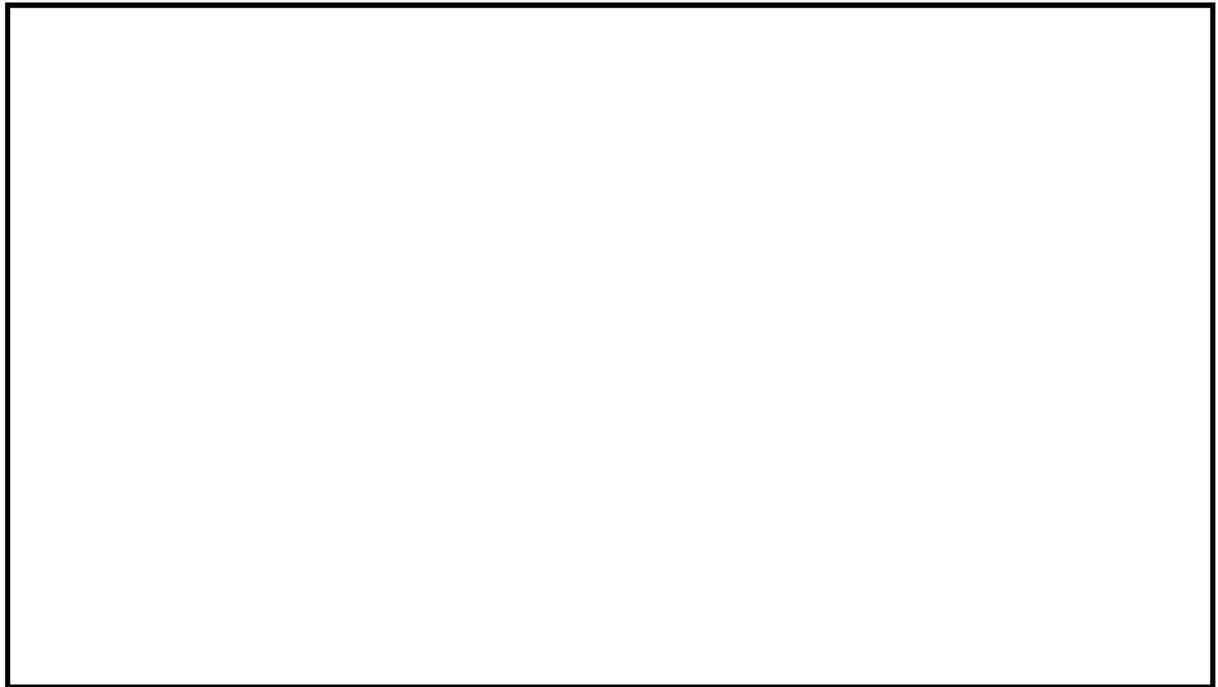
表 4.2-17 外装板の取水口前面への到達を想定した取水性評価

対象	想定閉塞面積 (m <sup>2</sup> )	取水口呑口面積 (m <sup>2</sup> )	取水の可否
メンテナンスセンター 外装板	約 234 <sup>※1</sup>	約 <input type="text"/> <sup>※2</sup>	可

※1：表 4.2-16 に示す寸法をもとに、外装板を長さ 34 m、高さ 11 m の長方形として扱い、外装板に閉塞されうる取水口呑口面積を算出

※2：図 4.2-18 に示す内部寸法から、1 口当たりの有効面積を幅  m、高さ  m の長方形の面積とし、8 口分の面積として算出

次に地震又は津波の波力によりカーテンウォールが倒壊した場合の取水性評価結果について示す。カーテンウォールが地震又は津波により倒壊した場合は、取水口前面に堆積し、取水性に影響を及ぼす可能性があることから取水性評価を実施した。カーテンウォールの構造を図 4.2-18 に示す。カーテンウォールについては、基準地震動  $S_s$  による耐震性を確認していないことから、漂流物に対する捕捉効果は期待しない。表 4.2-18 にカーテンウォールが倒壊し、取水口前面に堆積した場合における取水性評価結果を示す。表 4.2-18 に示すとおり想定閉塞面積に対して、取水口呑口面積が大きいため取水口を完全に閉塞させることはなく、非常用海水ポンプの取水は可能である。



A - A断面図

図 4.2-18 カーテンウォール構造図

表 4.2-18 カーテンウォールの倒壊を想定した取水性評価

対象	想定閉塞面積 (m <sup>2</sup> )	取水口呑口面積 (m <sup>2</sup> )	取水の可否
カーテンウォール	164 <sup>※1</sup>	約 <input type="text"/> <sup>※2</sup>	可

※1：想定閉塞高さについては保守的にカーテンウォールの高さ 5 m、想定閉塞幅については、取水口前面に到達しうる最大の幅として取水口呑口の幅である 42.8 m とし、長方形の面積として算出

※2：図 4.2-18 に示す内部寸法から、1 口当たりの有効面積を幅  m、高さ  m の長方形の面積とし、8 口分の面積として算出

ロ. 漂流物の貯留堰内での堆積を想定した非常用海水ポンプの取水性評価

漂流物の取水口前面又は固定バースクリーンへの到達可能性について再整理すると、「(4) b. (a) ニ. 津波の流向について」及び「(4) b. (b) ニ. 津波の流向について」にて示した軌跡解析結果及び津波の流況から漂流物はそもそも東海第二発電所へ到達し難く、仮に取水口周辺に到達した場合においても貯留堰やカーテンウォールの鋼管杭等の存在、海底 (T.P. 約-6.9 m) と取水口呑口下端 (T.P. -6.04 m) との高低差等を考慮すると、漂流物が取水口前面又は固定バースクリーンへ到達し難いことは明らかである。しかしながら、万が一漂流物が取水口周辺まで漂流し、かつ上記の障害をくぐり抜けて貯留堰内に堆積した場合に、貯留堰の有効容量が低減し、引き波時における非常用海水ポンプの継続運転に影響を及ぼす可能性があることから、漂流物の貯留堰内での堆積を想定した引き波時における非常用海水ポンプの取水性評価を実施した。貯留堰の有効容量及び堆積物により想定する低減範囲を図 4.2-19 に示す。仮に取水口前面に漂流物が堆積した場合においても、堆積物による低減を想定した場合の有効容量は表 4.2-19 に示すとおり約 517 m<sup>3</sup> であり、非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約 7 分である。引き波継続時間は図 4.2-20 に示すとおり約 3 分であることから、取水口前面への漂流物の堆積を想定した場合においても非常用海水ポンプの取水性への影響はない。

表 4.2-19 貯留堰内への漂流物の堆積を想定した  
非常用海水ポンプの取水性評価

項目	評価結果
①有効貯留面積	1008.6 m <sup>2</sup> ※ <sup>1</sup>
②有効水深	0.76 m ※ <sup>2</sup>
③スロッシングによる溢水量	249 m <sup>3</sup>
④有効容量 (①×②-③)	約 517 m <sup>3</sup>
⑤低減容量を差し引いた有効貯留容量における非常用海水ポンプの運転継続可能時間	約 7 分 ※ <sup>3</sup>

※1：取水ピット内構造物及び海水ポンプの面積を控除した図 4.2-19 に示す面積とした。

※2：貯留堰天端高さと同系海水系ポンプの取水可能水位の差から算出

※3：非常用海水ポンプ取水量を 4,323 m<sup>3</sup>/h として算出

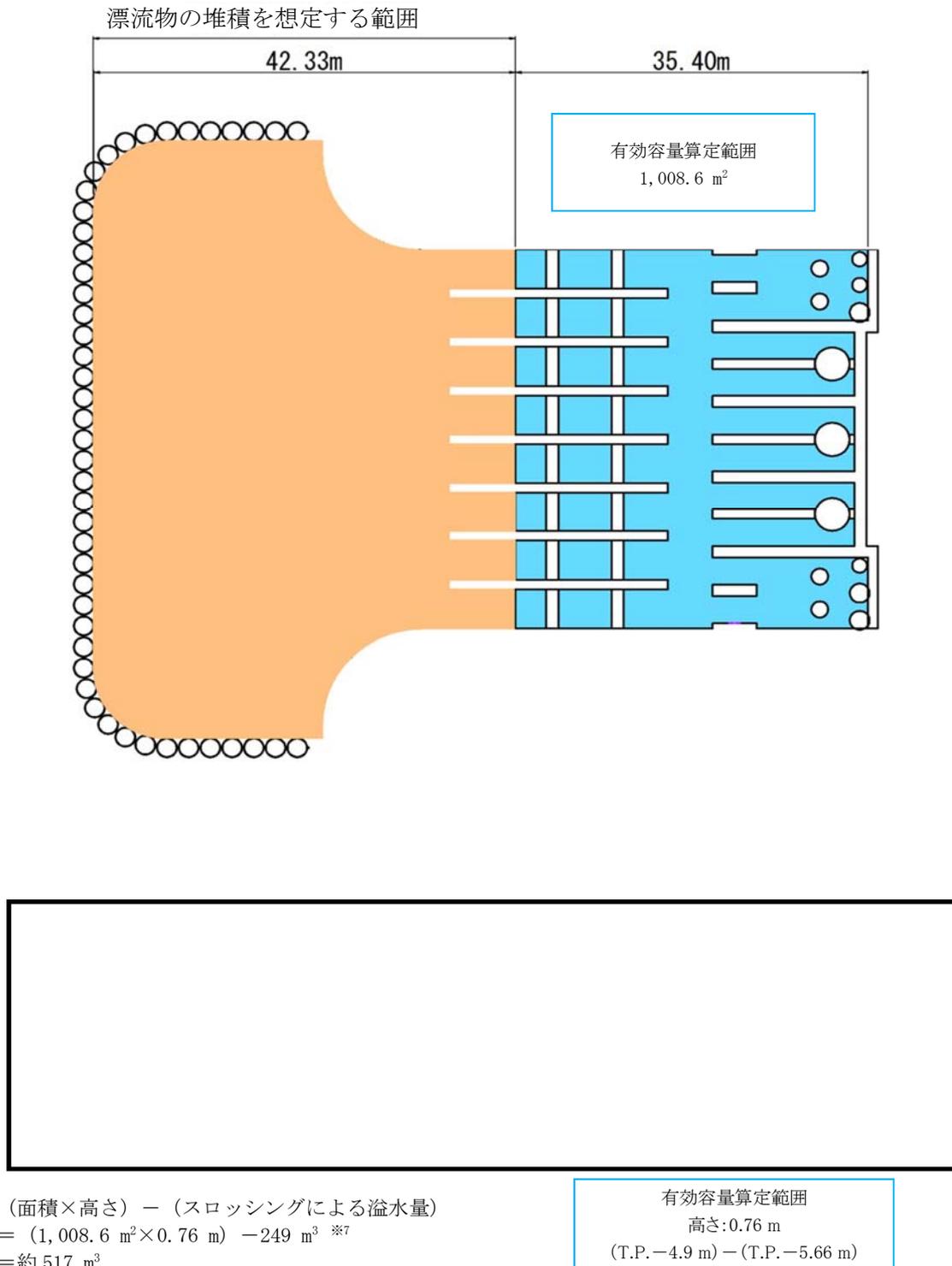


図 4.2-19 貯留堰の有効容量及び堆積物により想定する低減範囲

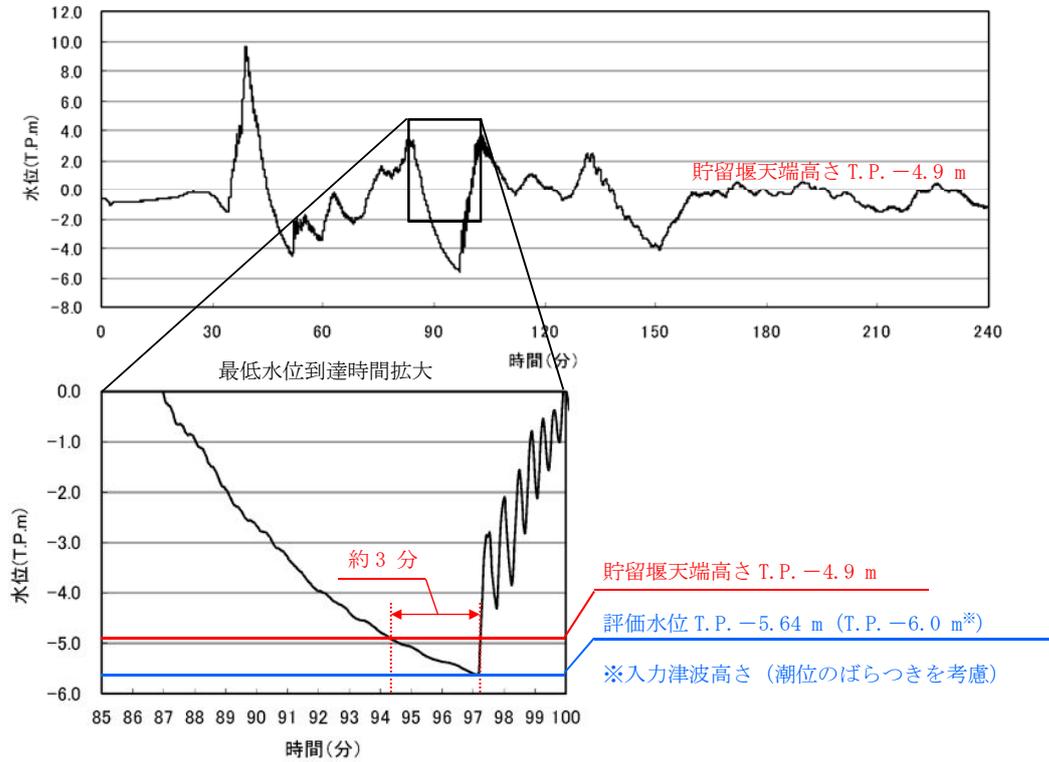


図 4.2-20 引き波の継続時間

「イ. 漂流物による取水口の閉塞を想定した取水性評価」及び「ロ. 漂流物の貯留堰内での堆積を想定した非常用海水ポンプの取水性評価」の評価結果から、漂流物による取水性への影響はないものと考えられる。また、地震発生後長期間においてがれきや流木等が取水口付近に到達する可能性があるが、大津波警報発表時は循環水ポンプが停止しており、比較的取水量が少ない非常用海水ポンプのみの運転状態であることから、万が一がれきや流木等が取水口付近に到達した場合においても、漂流物が引き寄せられ取水口を完全に閉塞させることはないと考えられる。しかしながら、漂流物による取水性への影響がないことを確認するため、津波・構内監視カメラにより取水口前面における漂流物の堆積状況を監視し、取水ピット水位計により取水ピット内の水位が取水可能な水位であることを監視することとする。さらに、必要な場合には取水口前面の堆積物の除去を行うこととする。上記に示す津波に対する長期的な対応については運用を定めることとする。

(c) 漂流物による影響を考慮した津波防護施設等の機能に対する影響評価

表4.2-12及び表4.2-13に示す施設・設備が津波防護施設等へ到達した場合に、津波防護施設等の機能に及ぼす影響について評価する。表4.2-12及び表4.2-13に示す施設・設備が発電所敷地付近にて漂流した場合、津波防護施設等のうち敷地を取り囲む形で設置する防潮堤又は防潮扉が影響を受ける可能性が最も高いと考えられることから、防潮堤又は防潮扉を代表として衝突を考慮する対象漂流物を設定する。「(3) 漂流物となる可能性のある施設・設備の抽出」における抽出結果から、防潮堤又は防潮扉の設置に伴い撤去又は移設する施設・設備を除き、建物類等の倒壊範囲に防潮堤又は防潮扉は設置されないため、遡上した津波により万が一敷地の建物類等が転倒した場合においても建物類等の転倒により防潮堤又は防潮扉に衝突するおそれはない。また、(参考4)の漂流物の到達可能性評価結果に示すとおり、漂流物の衝突力が大きいと考えられる津波襲来時は敷地前面東側においては防潮堤又は防潮扉の概ね軸直交方向に津波が襲来し、敷地側面北側及び敷地側面南側においては防潮堤又は防潮扉に沿うように概ね軸方向に津波が襲来することから、津波の流向を考慮すると漂流物の衝突による影響が大きくなるのは敷地前面東側であると考えられ、敷地側面北側及び敷地側面南側において仮に漂流物が衝突した場合を想定しても、衝突による影響は比較的小さいと考えられる。以上より、衝突による影響が大きいと考えられる発電所敷地内における敷地前面東側の陸域及び敷地前面海域に存在する施設・設備のうち衝突を考慮する必要のある対象物に対し、対象物毎に適切な算定式に基づき漂流物衝突荷重を算定する。漂流物の衝突を考慮する必要のある津波防護施設等は、津波防護施設等の機能に対する影響を及ぼさないように、衝突荷重に対して機能が十分保持できるよう設計する。津波防護施設等の機能に対する影響評価の詳細については「4.3 漂流物衝突力について」に示す。

d. 取水スクリーンの破損による通水性への影響

海水中の塵芥を除去するために設置されている除塵装置（固定バースクリーン、回転レイキ付バースクリーン及びトラベリングスクリーン）については、異物の混入を防止する効果が期待できるが、津波時に破損して、それ自体が漂流物となる可能性がある。この場合には、破損・分離し漂流物となった構成部材等が取水路を閉塞させることより、取水路の通水性に影響を与えることが考えられるため、その可能性について確認した。

その結果、除塵装置は、基準津波により破損して漂流物になることはなく、非常用海水ポンプの取水性に影響を及ぼすものではないことを確認した。以下に除塵装置に構造を示すとともに、確認内容、確認結果を示す。

(a) 構造

除塵装置は、取水する海水中の塵芥を除去するために、取水口から取水ピットに至る取水路の経路 8 区画に対して設置されており、取水口から固定バースクリーン、回転レイキ付バースクリーン、トラベリングスクリーンの順に設置されている。図 4.2-20 に除塵装置の配置図、図 4.2-21 に除塵装置の概略構造図を示す。

固定バースクリーンは、鋼材を溶接により格子状に接合した固定バー枠構造であり、取水路 1 区画当たり 4 分割された固定バー枠からなる。固定バー枠の上端及び下端は取水路に支持され、中間部分は中間受桁により支持される。

回転レイキ付バースクリーン及びトラベリングスクリーンは、それぞれ多数のバスケット（バー枠又は網枠）がキャリングチェーンにより接合された構造であり、キャリングチェーンは上部の駆動機構により回転する。下部スプロケットは取水路、上部スプロケットは駆動装置に支持される。

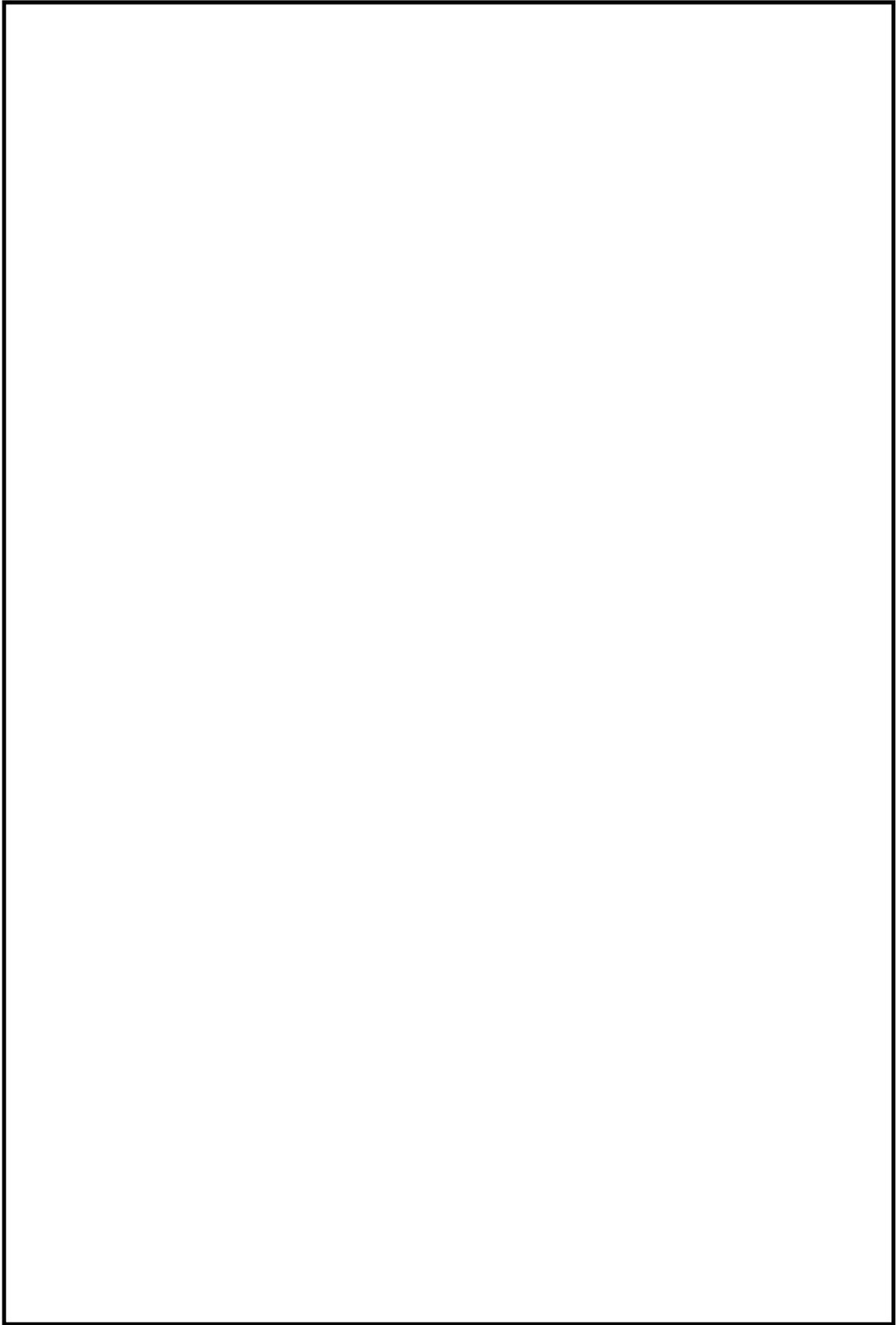
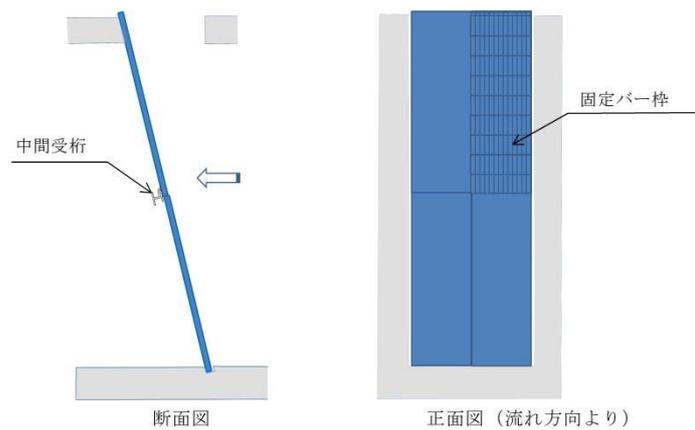
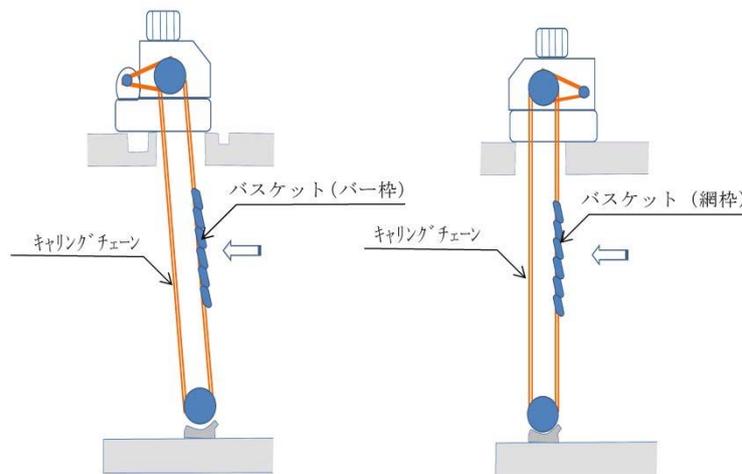


图 4.2-20 除塵装置配置图



(固定バースクリーン)



(回転レイキ付バースクリーン)

(トラベリングスクリーン)

図 4.2-21 除塵装置概略構造

(b) 評価内容

イ. 評価条件

- ・取水路内の津波流速は、取水路の管路解析により得られた取水口前面の流速である  $1.5 \text{ m/s}$  を適用する。
- ・取水路内流速  $1.5 \text{ m/s}$  において、除塵装置に生じる水位差（損失水頭）が設計水位差内に収まっていることを確認する。
- ・除塵装置に生じる水位差が設計水位差を超える場合には、構造部材の強度評価を実施する。

ロ. 評価結果

固定バースクリーンについては、設計水位差内であったが、回転レイキ付バースクリーン及びトラベリングスクリーンについては、設計水位差以上であった。

このため、回転レイキ付バースクリーン及びトラベリングスクリーンに対して、基準津波により生じる水位差によって発生する荷重又は応力を評価した。その結果、各

スクリーンの許容値以下であることを確認した。

以上の確認結果より、いずれの除塵装置においても基準津波によって破損することとはなく漂流物にならないため、取水性に影響を及ぼすものではないことを確認した。表 4.2-20 に除塵装置の取水性影響評価結果を示す。

表 4.2-20 流速 1.5 m/s 時の除塵装置の取水性影響確認結果

設備	部材	設計水位差	流速 1.5m/s 時の水位差	基準津波による水位差の際の発生値/許容値	判定
①固定バースクリーン	バースクリーン	0.5 m	0.2 m	—	○
	中間受桁	0.5 m	0.2 m	—	○
②回転レイキ付バースクリーン	キャリングチェーン	1.5 m	1.5 m	124 kN / 156 kN (張力/許容張力)	○
	バスケット(バー枠)	1.5 m	1.5 m	84 N/mm <sup>2</sup> / 156 N/mm <sup>2</sup> (発生応力/許容応力)	○
③トラベリングスクリーン	キャリングチェーン	1.5 m	2.0 m	138 kN / 156 kN (張力/許容張力)	○
	バスケット(網枠)	1.5 m	2.0 m	149 N/mm <sup>2</sup> / 156 N/mm <sup>2</sup> (発生応力/許容応力)	○

(参考 1) 漂流物の移動量算出の考え方について

漂流物調査の範囲は、漂流物が東海第二発電所へ到達する可能性がある距離から、東海第二発電所から半径約 5 km を範囲として設定している。漂流物が到達する可能性がある距離として、津波の流向及び流速とその継続時間から漂流物の移動量を算出している。漂流物の移動量算出の考え方の詳細について、以下に示す。

漂流物の移動量は、東海第二発電所周辺の海域の 18 箇所の抽出地点での流向及び流速より求める。図 1 に水位、流向及び流速の抽出地点を示す。

津波の流向が発電所の方向へ向かっている時に、漂流物が発電所に接近すると考え、取水口より北側の抽出地点では東から西への方向かつ北から南への方向の流向を抽出し、取水口より南側の抽出地点では東から西への方向かつ南から北への方向の流向を抽出して評価する。また、90° 方向については、東から西へ向かう方向の流向を抽出して評価する。図 2 に、各抽出地点において考慮する流向の範囲を示す。

流速については、発電所へ向かう流向が継続している間にも流速は刻々と変化しているが、保守的に最大流速が継続しているものと仮定する。

以上より、抽出された流向の継続時間と最大流速の積により漂流物の移動量を算出する。

各抽出地点における各々の抽出された流向について、同様に漂流物の移動量を算出し、最大となった値をその抽出地点の漂流物の移動量とする。

抽出地点 (1 km, 90°) (防波堤あり) においては、8 箇所で東から西へ向かう流向となる。これらの抽出された流向のうち、継続時間 37.2 分、最大流速 1.6 m/s の時に移動量が最大となり、移動量は 3.6 km (3572 m) となる。図 3 に抽出地点 (1 km, 90°) (防波堤あり) における漂流物の移動量の算出の考え方を示す。

抽出地点 (3 km, 150°) (防波堤なし) においては、11 箇所で東から西かつ南から北へ向かう流向となる。これらの抽出された流向のうち、継続時間 9.9 分、最大流速 5.2 m/s の時に移動量が最大となり、移動量は 3.1 km (3089 m) となる。図 4 に抽出地点 (3 km, 150°) (防波堤なし) における漂流物の移動量の算出の考え方を示す。

他の抽出地点においても同様に漂流物の移動量を算出する。表 1 に、各抽出地点における漂流物の移動量の算出結果を示す。

また、図 5-1 から図 16-3 に各抽出地点における水位、流速及び流向の時刻歴を示す。

表 1 各抽出地点における漂流物の移動量  
(防波堤ありの場合)

抽出地点	30 °	60 °	90 °	120 °	150 °	180 °
1 km	206 m	510 m	3572 m	1275 m	2099 m	2278 m
3 km	170 m	1131 m	1772 m	22 m	1014 m	1512 m
5 km	429 m	572 m	1575 m	644 m	610 m	1422 m

(防波堤なしの場合)

抽出地点	30 °	60 °	90 °	120 °	150 °	180 °
1 km	461 m	792 m	1449 m	1268 m	1155 m	1710 m
3 km	445 m	857 m	1772 m	1556 m	3089 m	10 m
5 km	1232 m	1063 m	1575 m	1575 m	1470 m	1617 m

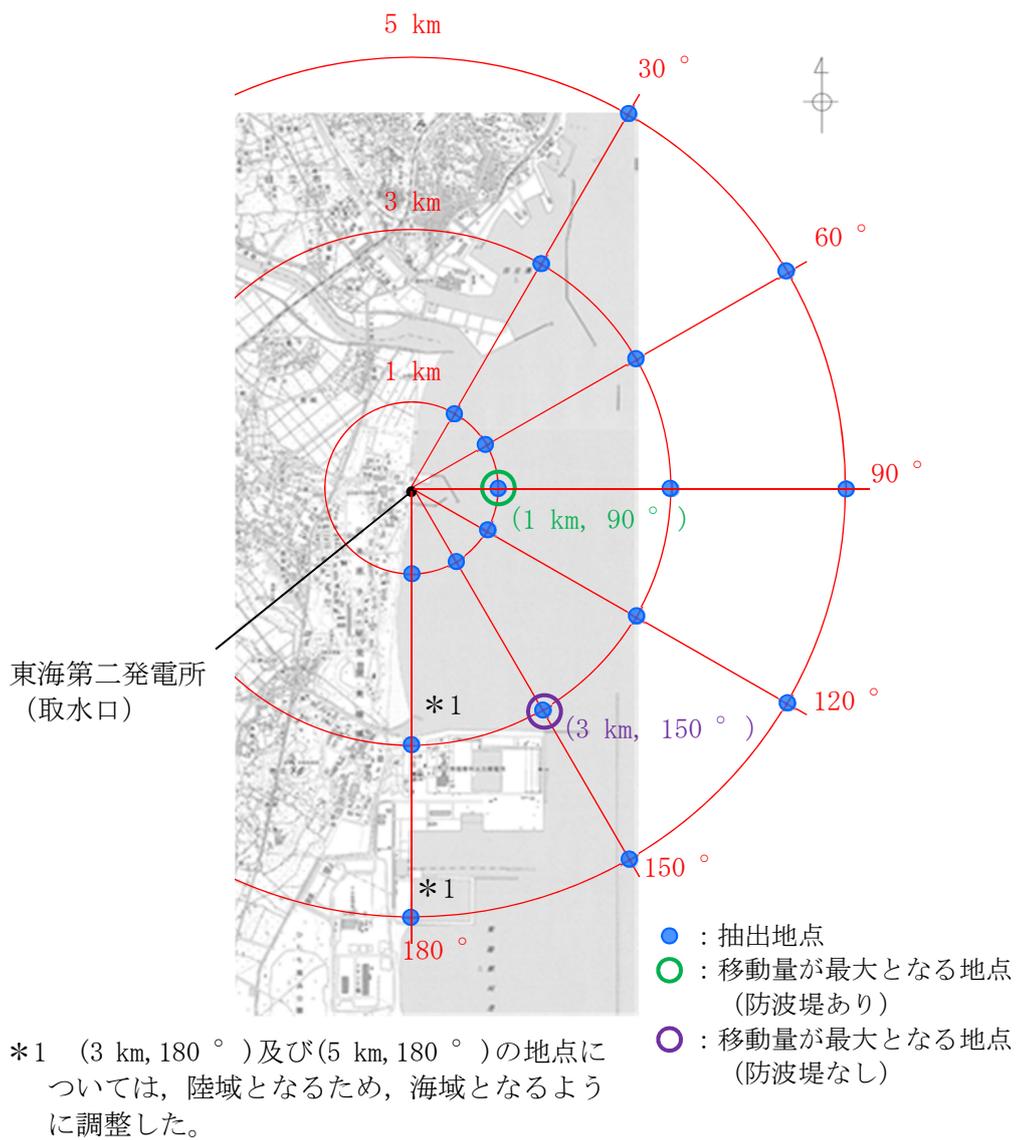


図1 水位、流向、流速の抽出地点

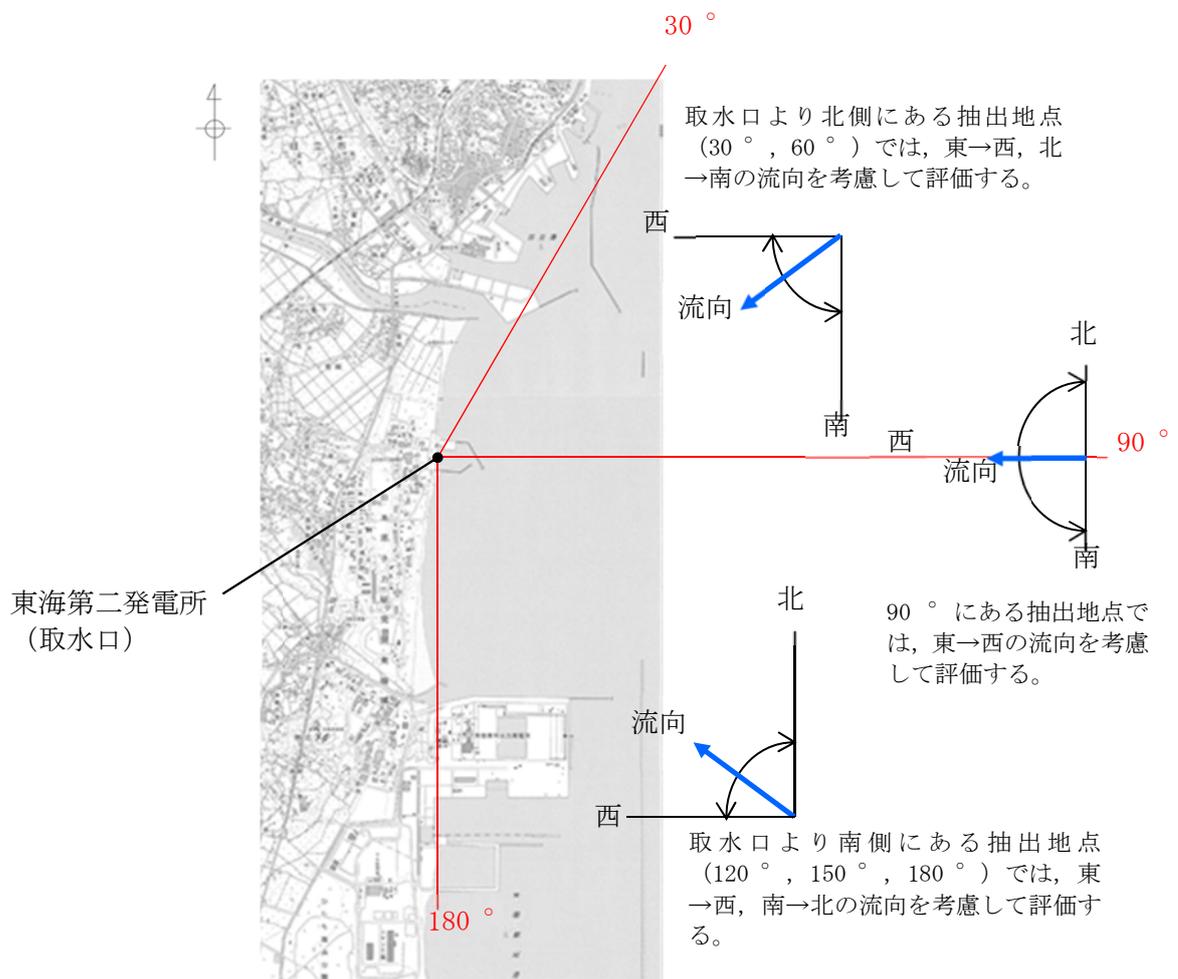
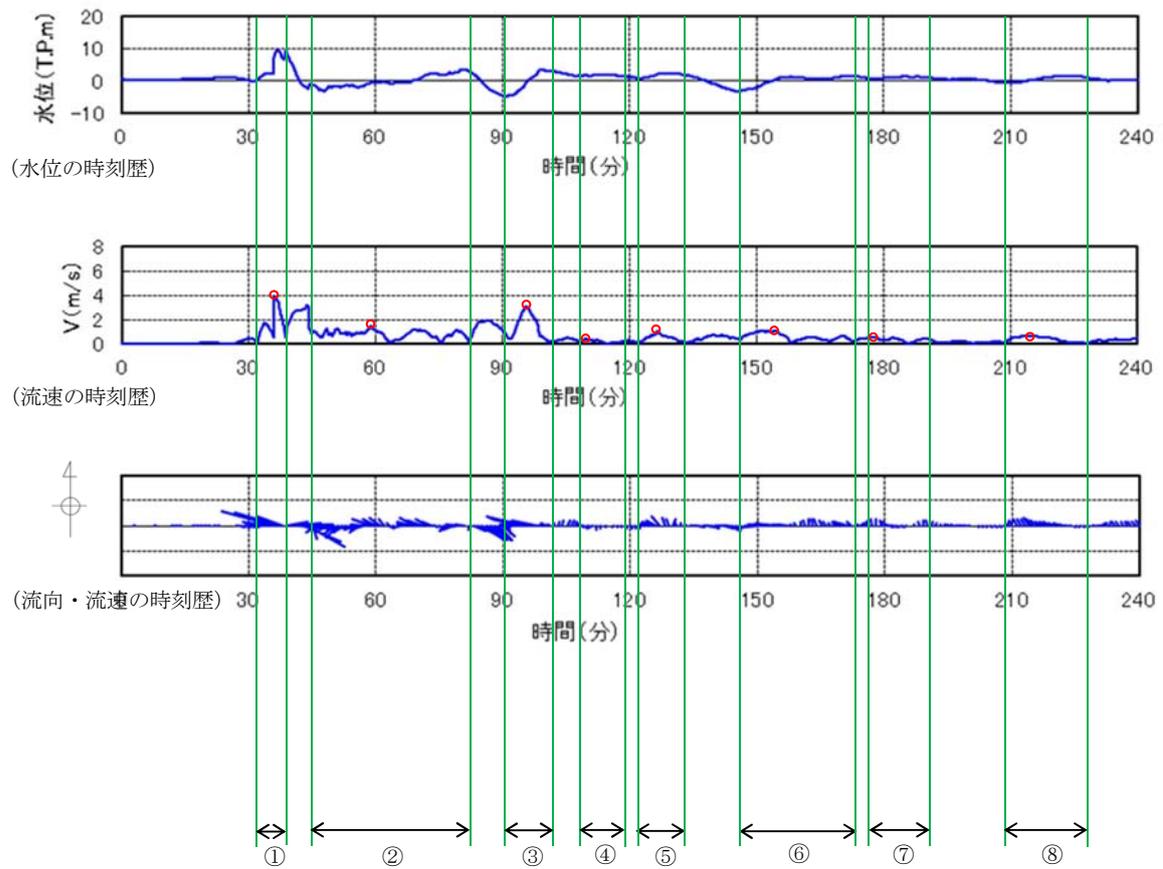
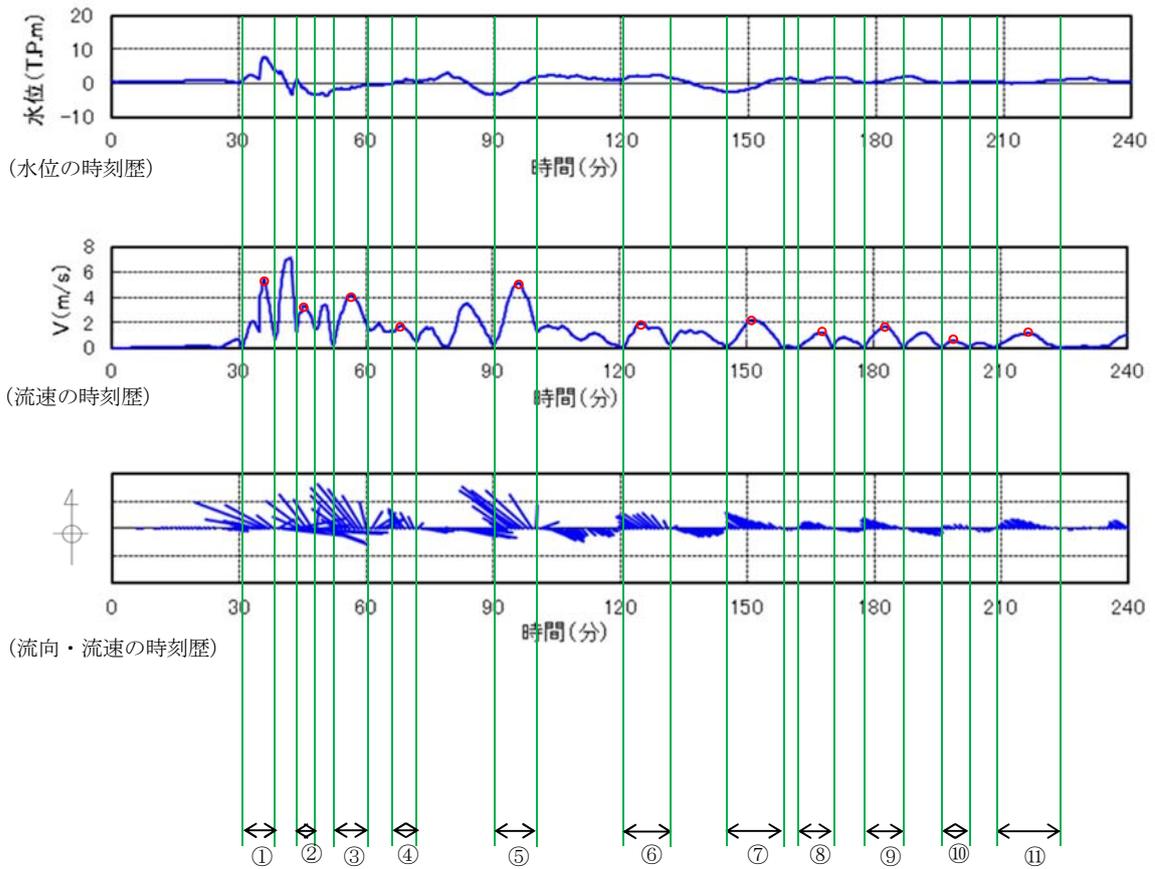


図2 時系列データの抽出地点において考慮する流向の範囲



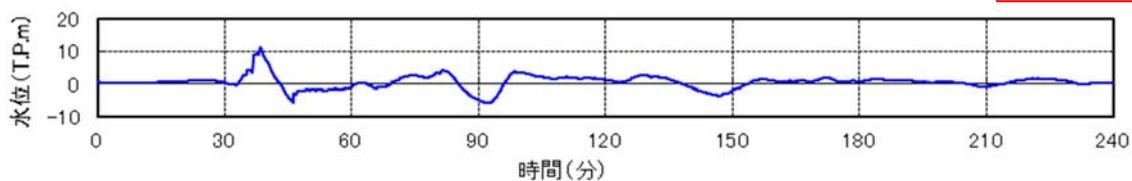
	(継続時間)	×	(最大流速)	=	(移動量)
①	6.9 [分]	×	4.0 [m/s] × 60	=	1656 [m] → 1.7 [km]
②	<u>37.2 [分]</u>	×	<u>1.6 [m/s] × 60</u>	=	<u>3572 [m] → 3.6 [km]</u>
③	10.8 [分]	×	3.1 [m/s] × 60	=	2009 [m] → 2.1 [km]
④	10.9 [分]	×	0.5 [m/s] × 60	=	327 [m] → 0.4 [km]
⑤	11.1 [分]	×	1.1 [m/s] × 60	=	733 [m] → 0.8 [km]
⑥	26.9 [分]	×	1.1 [m/s] × 60	=	1776 [m] → 1.8 [km]
⑦	14.5 [分]	×	0.6 [m/s] × 60	=	522 [m] → 0.6 [km]
⑧	19.1 [分]	×	0.8 [m/s] × 60	=	917 [m] → 1.0 [km]

図3 抽出地点 (1 km, 90°) (防波堤あり) における漂流物の移動量の算出の考え方

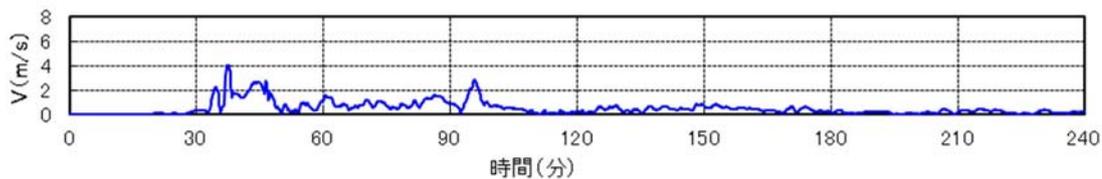


	(継続時間)	×	(最大流速)	=	(移動量)
①	7.9 [分]	×	5.5 [m/s] × 60	=	2607 [m] → 2.7 [km]
②	4.5 [分]	×	3.4 [m/s] × 60	=	918 [m] → 1.0 [km]
③	8.3 [分]	×	4.3 [m/s] × 60	=	2142 [m] → 2.2 [km]
④	5.7 [分]	×	1.8 [m/s] × 60	=	616 [m] → 0.7 [km]
⑤	<u>9.9 [分]</u>	×	<u>5.2 [m/s] × 60</u>	=	<u>3089 [m] → 3.1 [km]</u>
⑥	10.5 [分]	×	2.0 [m/s] × 60	=	1260 [m] → 1.3 [km]
⑦	13.4 [分]	×	2.2 [m/s] × 60	=	1769 [m] → 1.8 [km]
⑧	8.8 [分]	×	1.3 [m/s] × 60	=	687 [m] → 0.7 [km]
⑨	9.5 [分]	×	1.7 [m/s] × 60	=	969 [m] → 1.0 [km]
⑩	6.1 [分]	×	0.7 [m/s] × 60	=	257 [m] → 0.3 [km]
⑪	15.6 [分]	×	1.2 [m/s] × 60	=	1124 [m] → 1.2 [km]

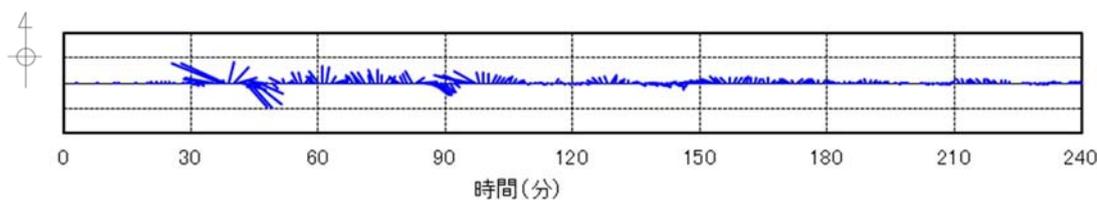
図4 抽出地点 (3 km, 150°) (防波堤なし) における漂流物の移動量の算出の考え方



(水位の時刻歴)

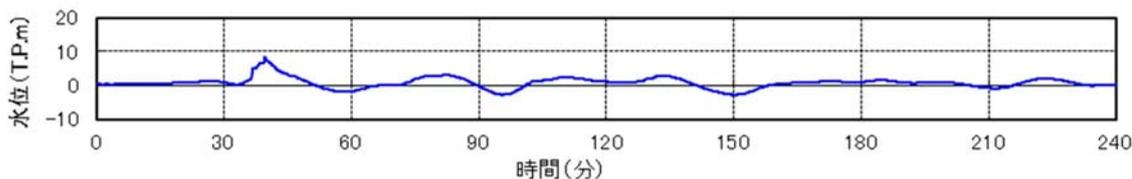


(流速の時刻歴)

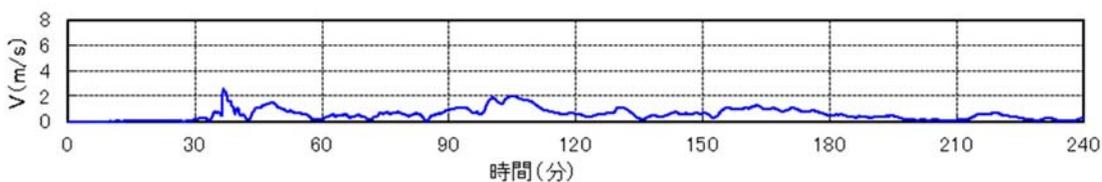


(流向・流速の時刻歴)

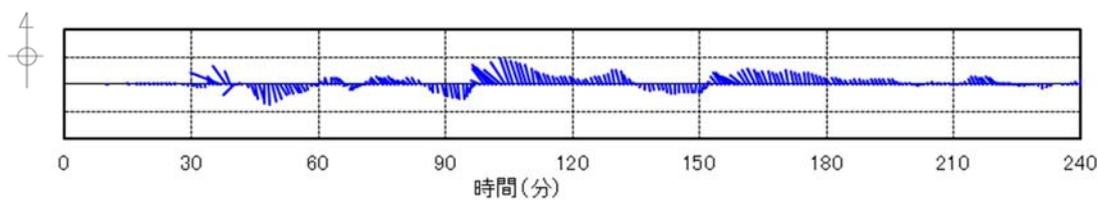
図 5-1 抽出地点 (1 km, 30 ° ) (防波堤あり)  
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)



(流速の時刻歴)



(流向・流速の時刻歴)

図 5-2 抽出地点 (3 km, 30 ° ) (防波堤あり)  
の水位, 流速及び流向

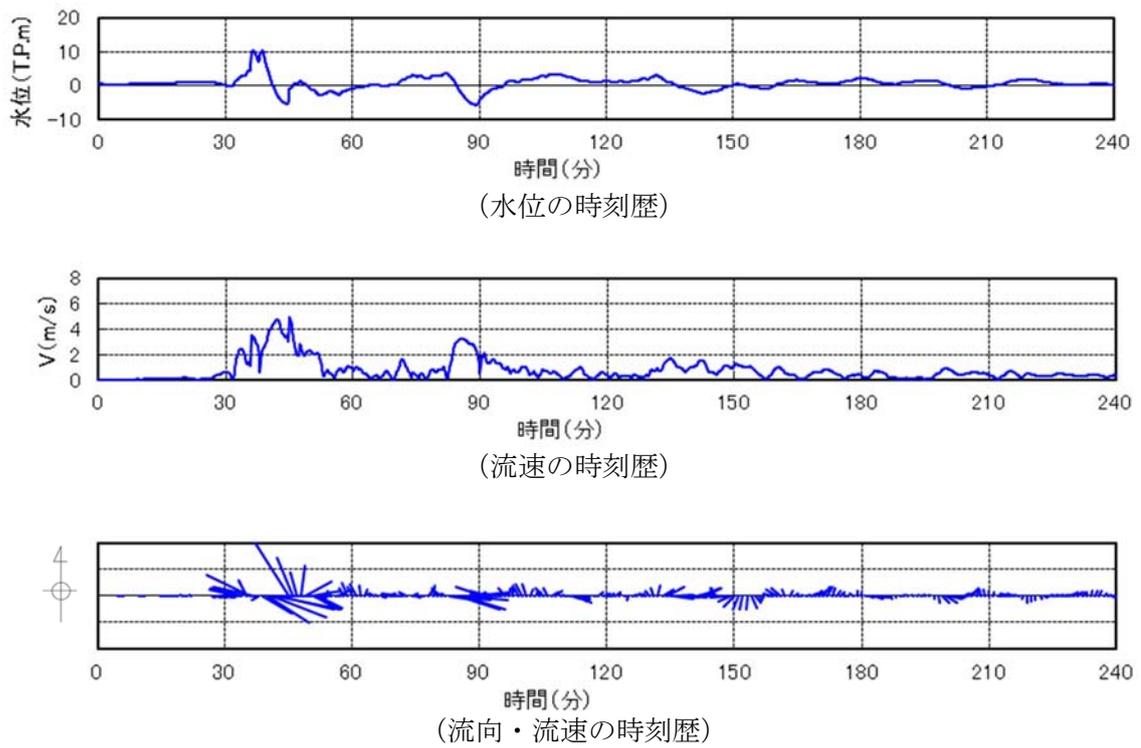


図 5-3 抽出地点 (5 km, 30 ° ) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向

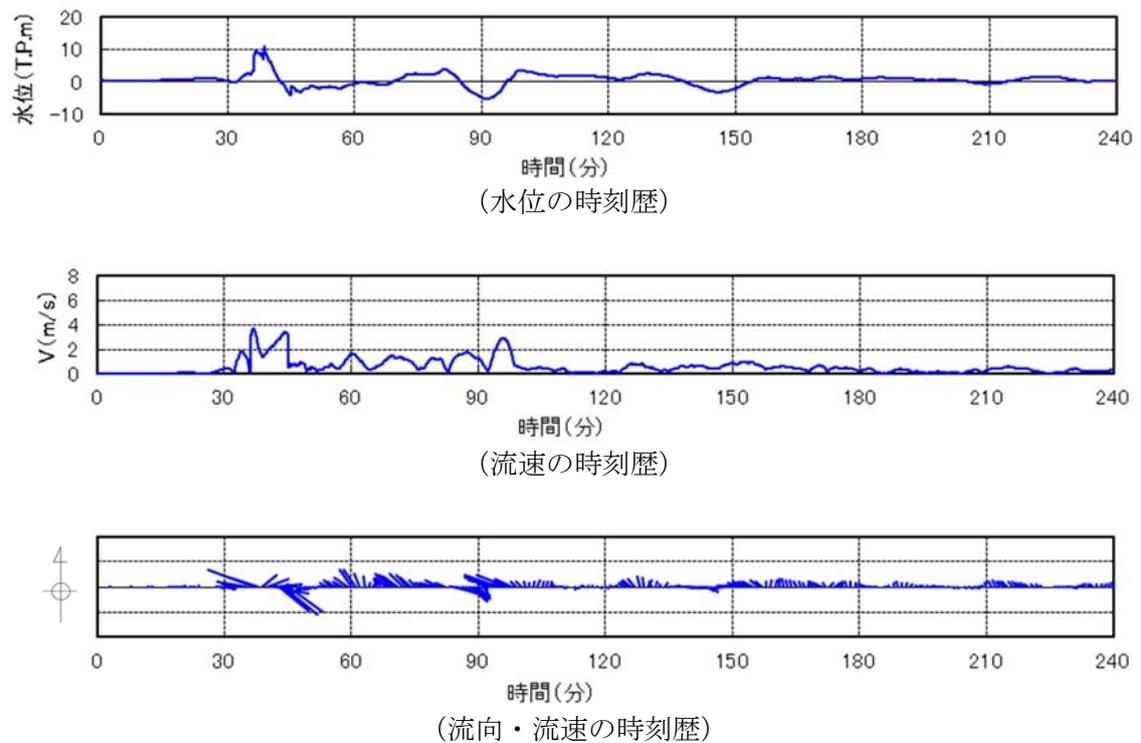
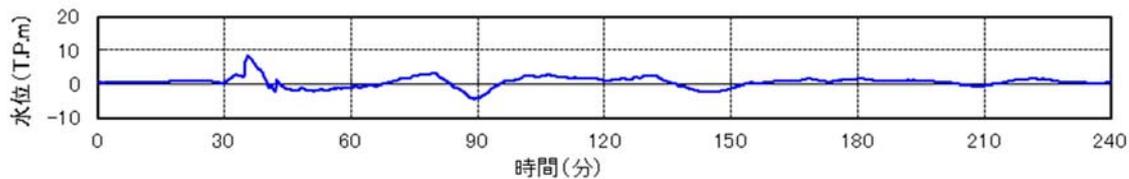
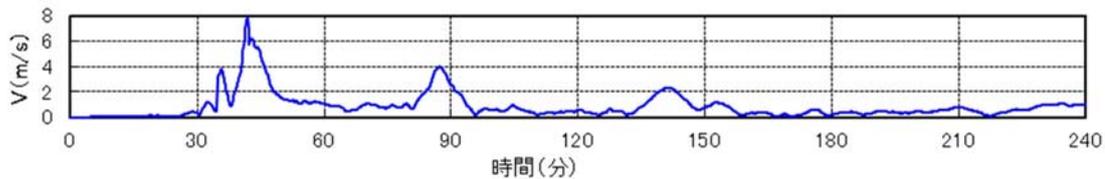


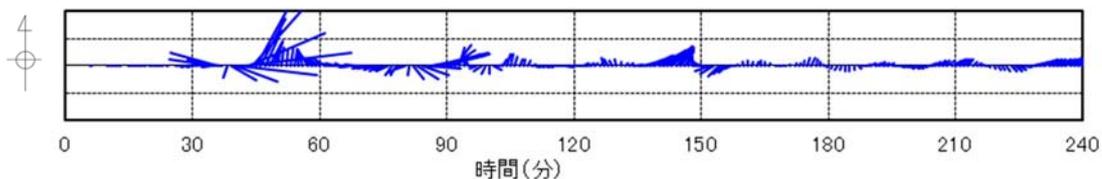
図 6-1 抽出地点 (1 km, 60 ° ) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

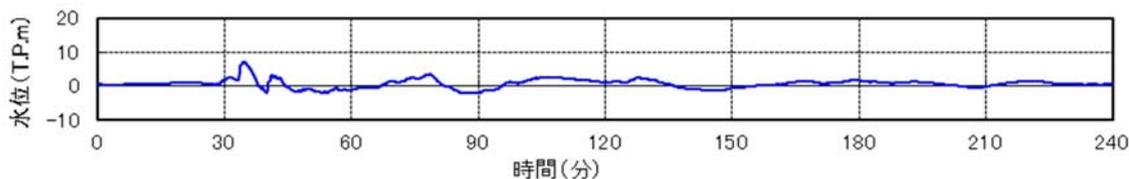


(流速の時刻歴)

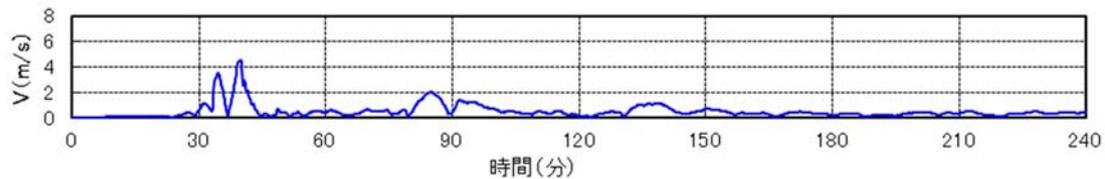


(流向・流速の時刻歴)

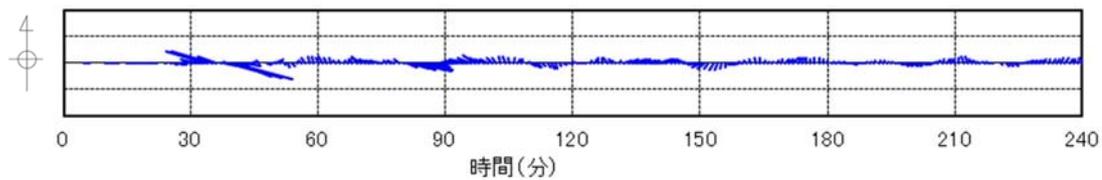
図 6-2 抽出地点 (3 km, 60 ° ) (防波堤あり)  
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

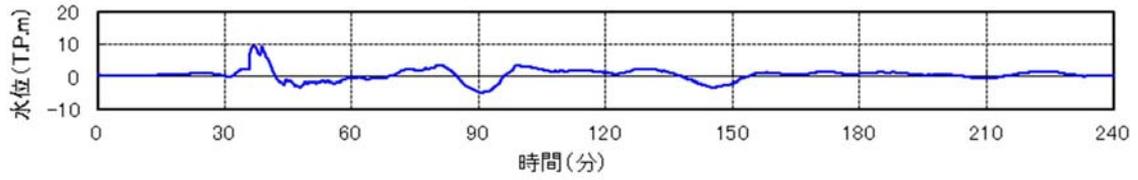


(流速の時刻歴)

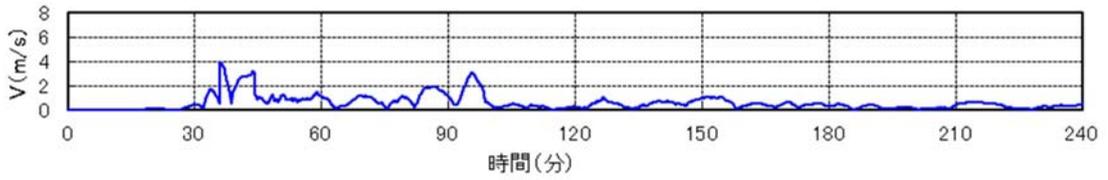


(流向・流速の時刻歴)

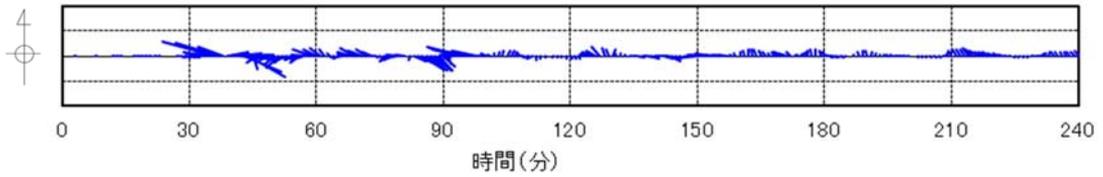
図 6-3 抽出地点 (5 km, 60 ° ) (防波堤あり)  
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)

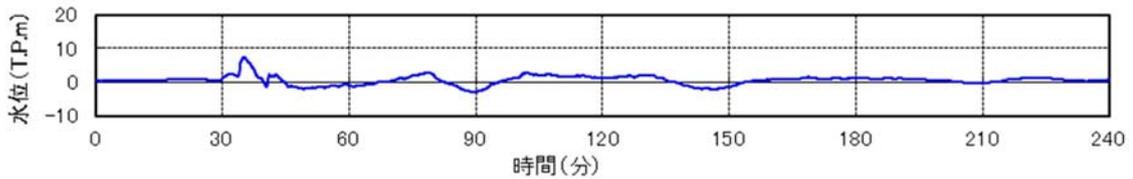


(流速の時刻歴)

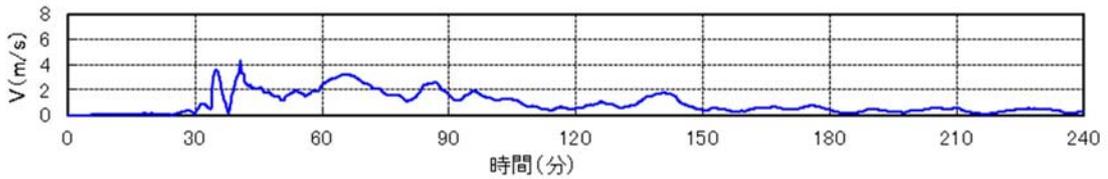


(流向・流速の時刻歴)

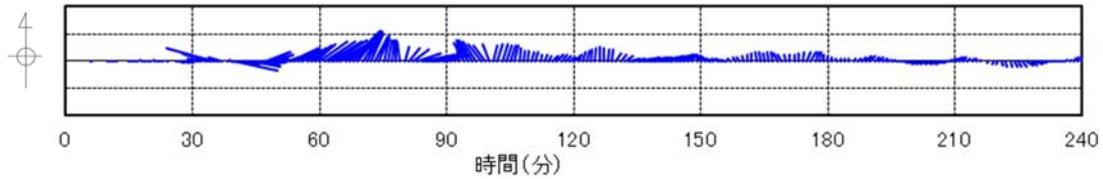
図 7-1 抽出地点 (1 km, 90 ° ) (防波堤あり)  
の水位, 流速及び流向



(水位の時刻歴)



(流速の時刻歴)



(流向・流速の時刻歴)

図 7-2 抽出地点 (3 km, 90 ° ) (防波堤あり)  
の水位, 流速及び流向

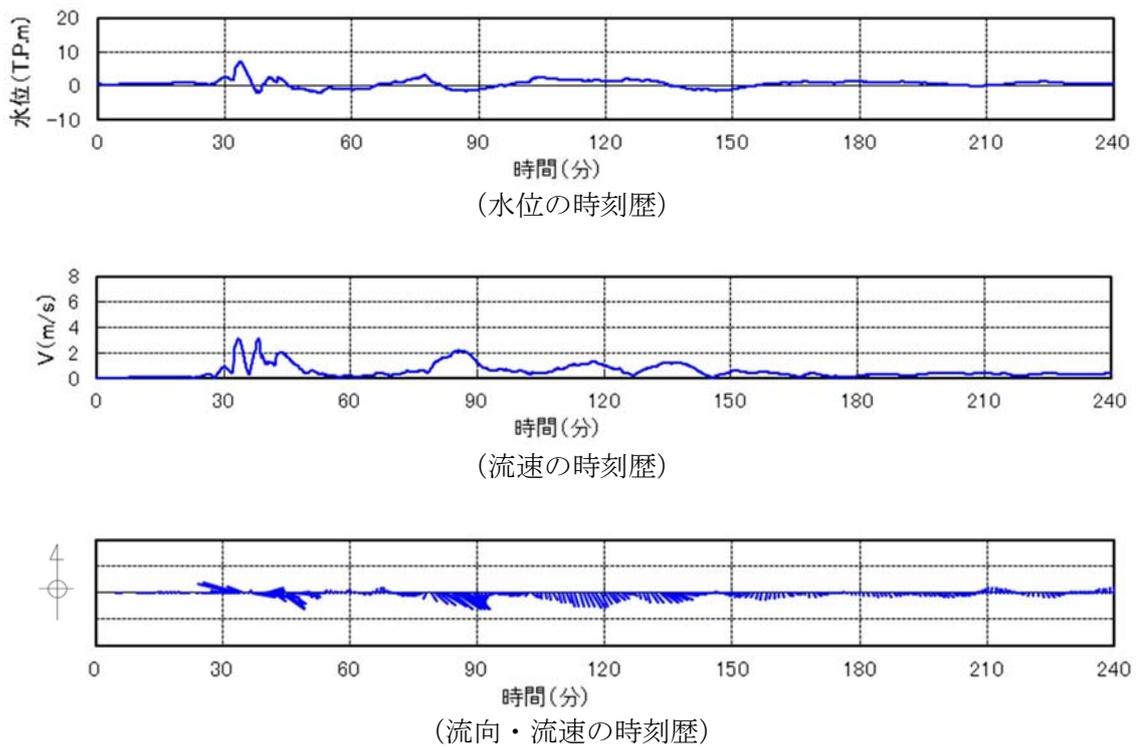


図 7-3 抽出地点 (5 km, 90 ° ) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向

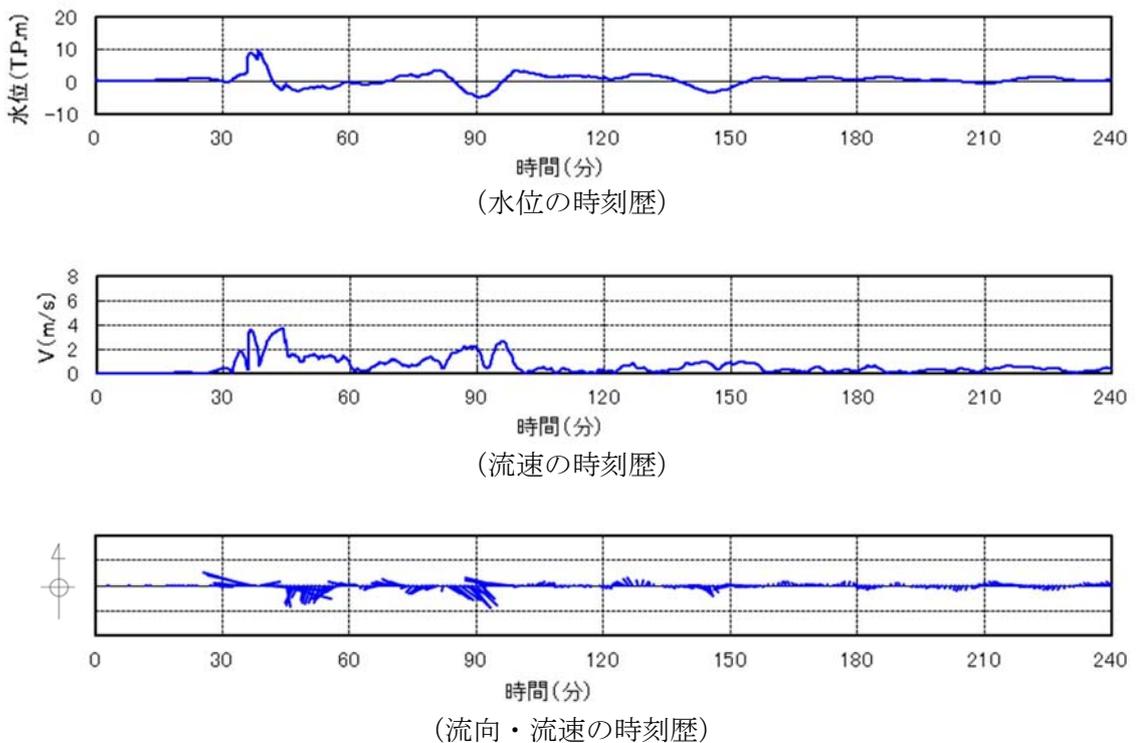


図 8-1 抽出地点 (1 km, 120 ° ) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向

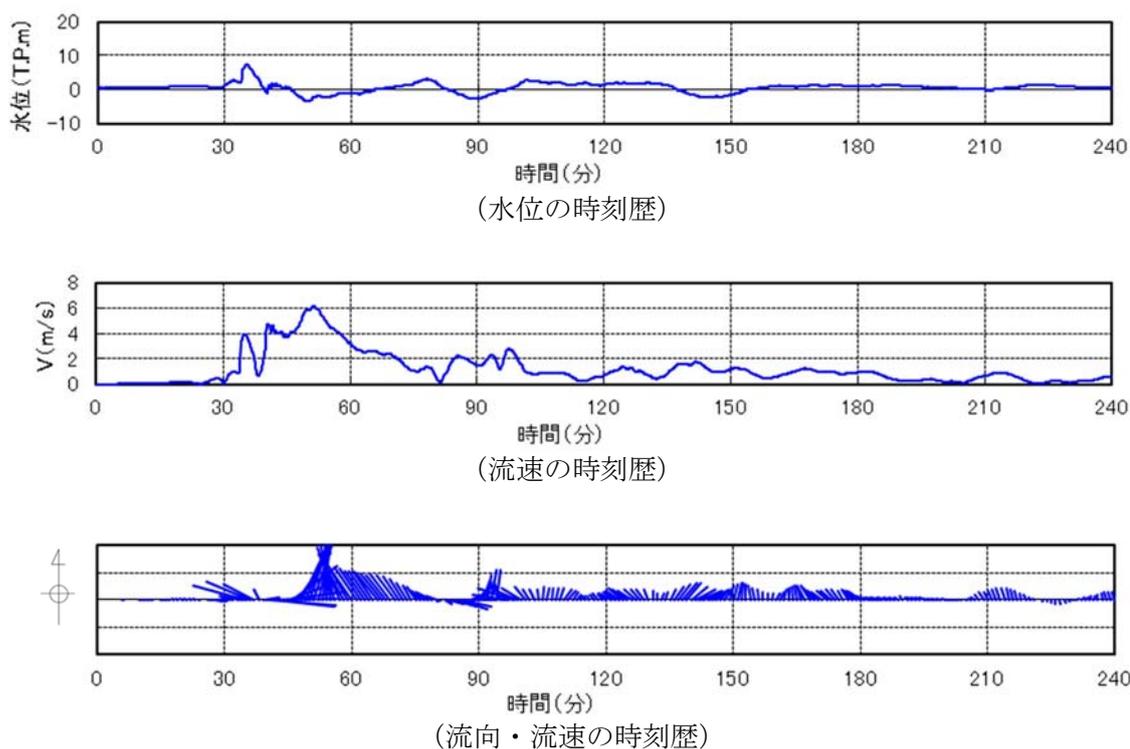


図 8-2 抽出地点 (3 km, 120 ° ) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向

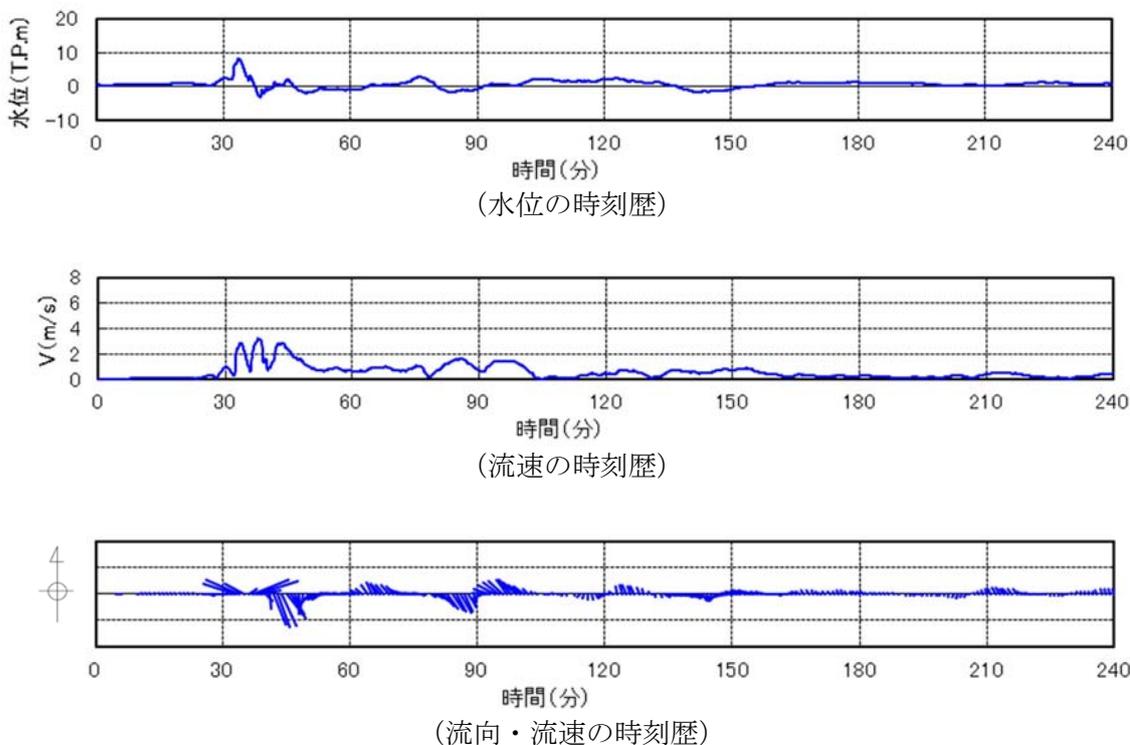


図 8-3 抽出地点 (5 km, 120 ° ) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向

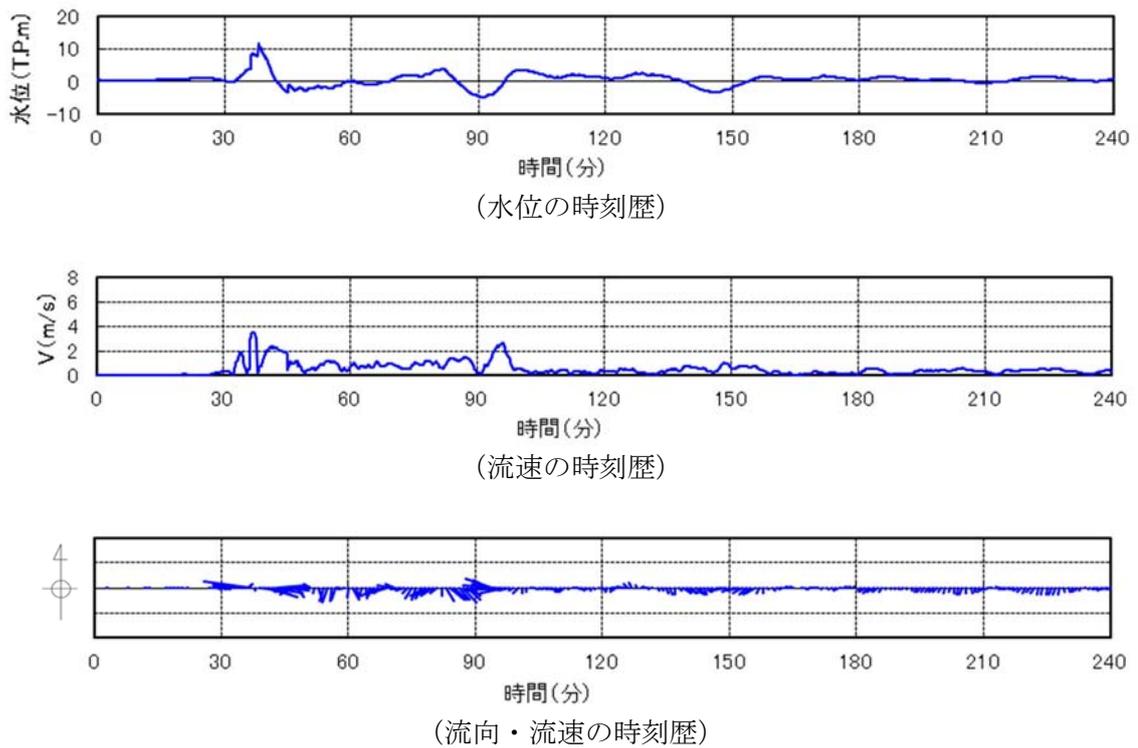


図 9-1 抽出地点 (1 km, 150 ° ) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向

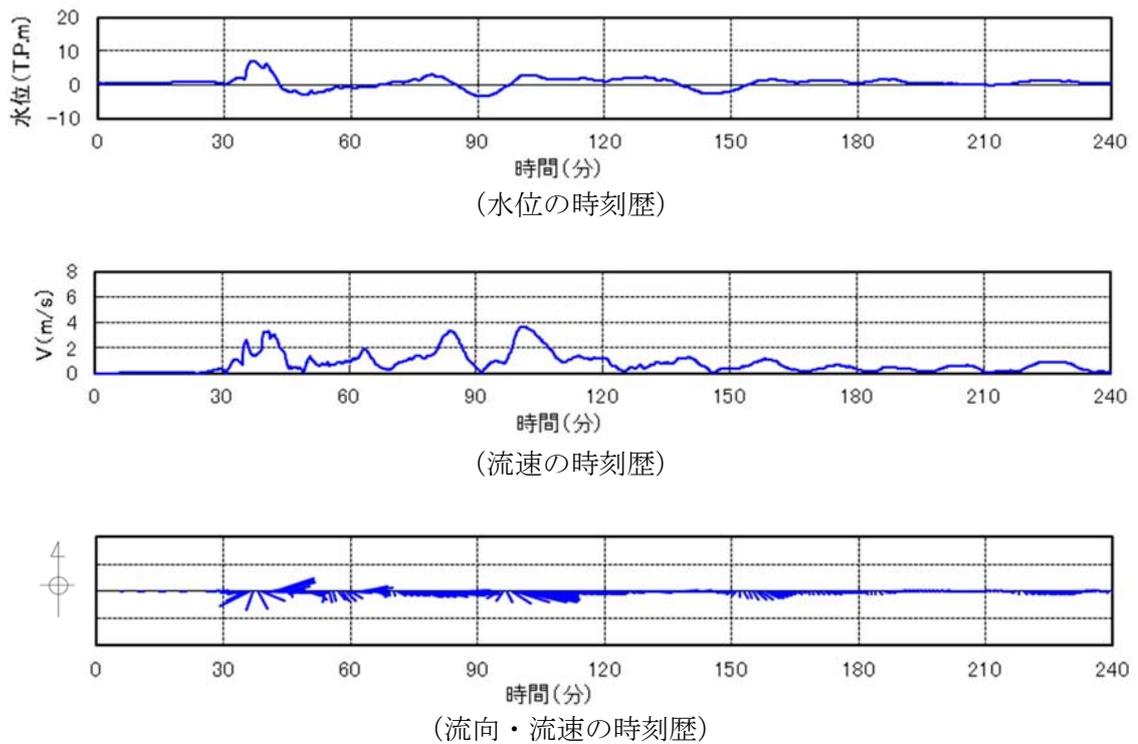


図 9-2 抽出地点 (3 km, 150 ° ) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向

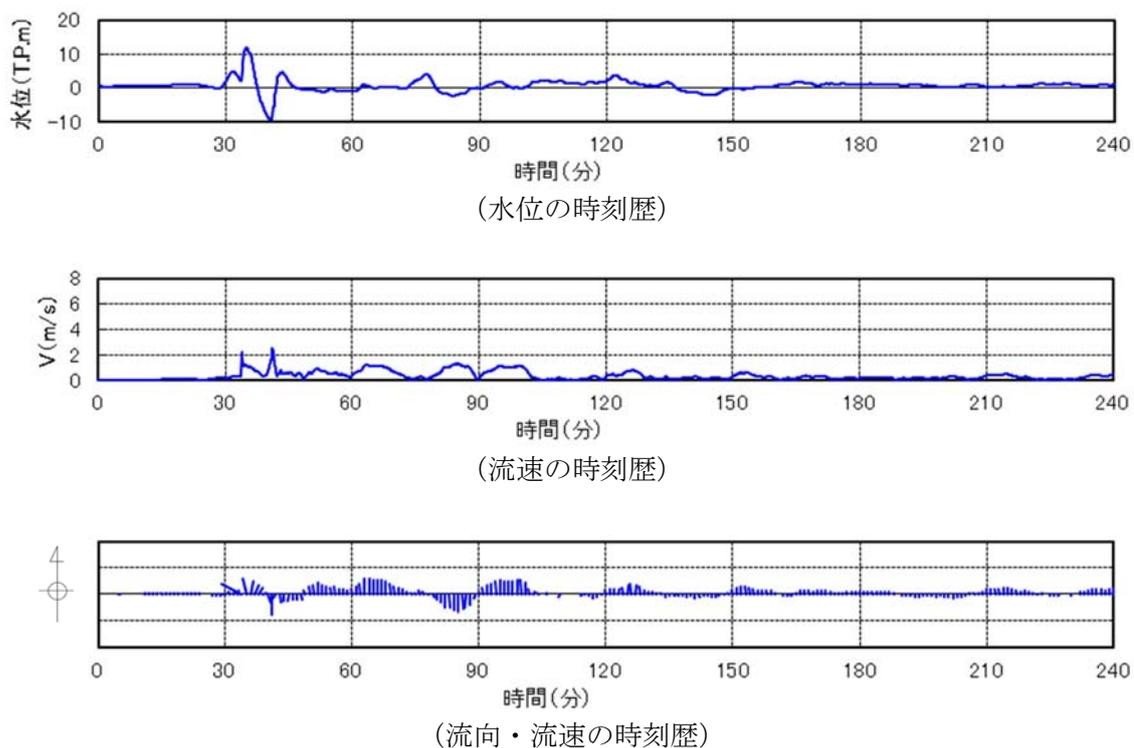


図 9-3 抽出地点 (5 km, 150 ° ) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向

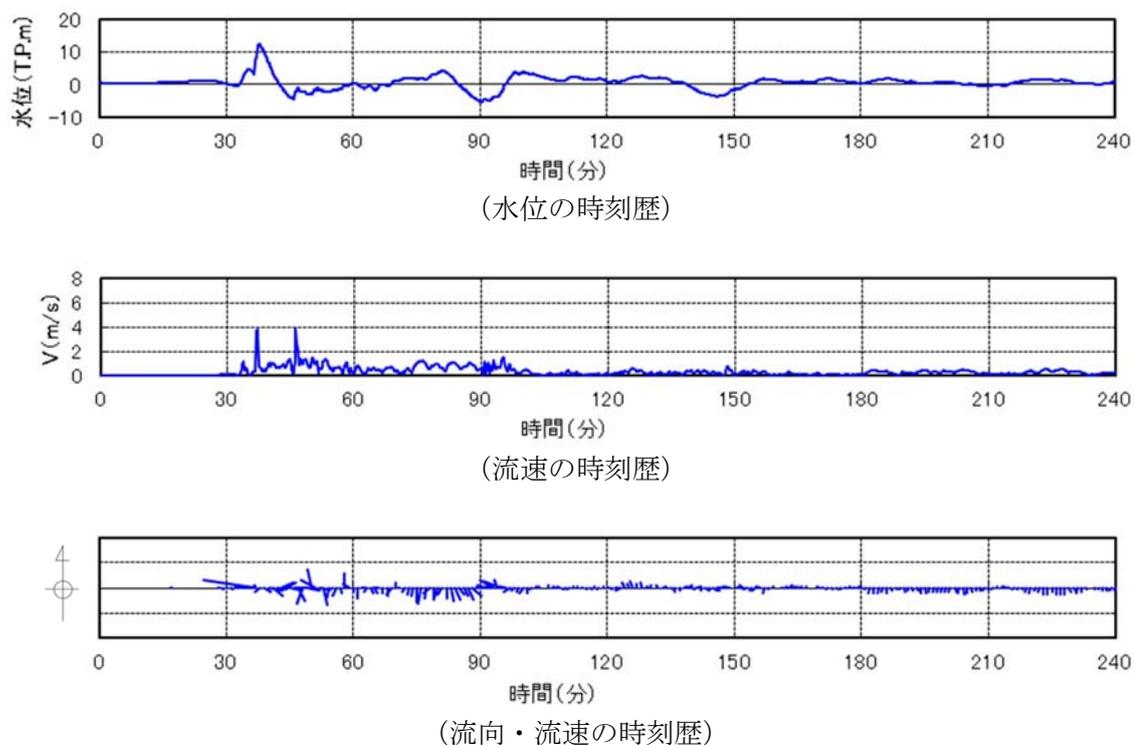


図 10-1 抽出地点 (1 km, 180 ° ) (防波堤あり) の水位, 流速及び流向

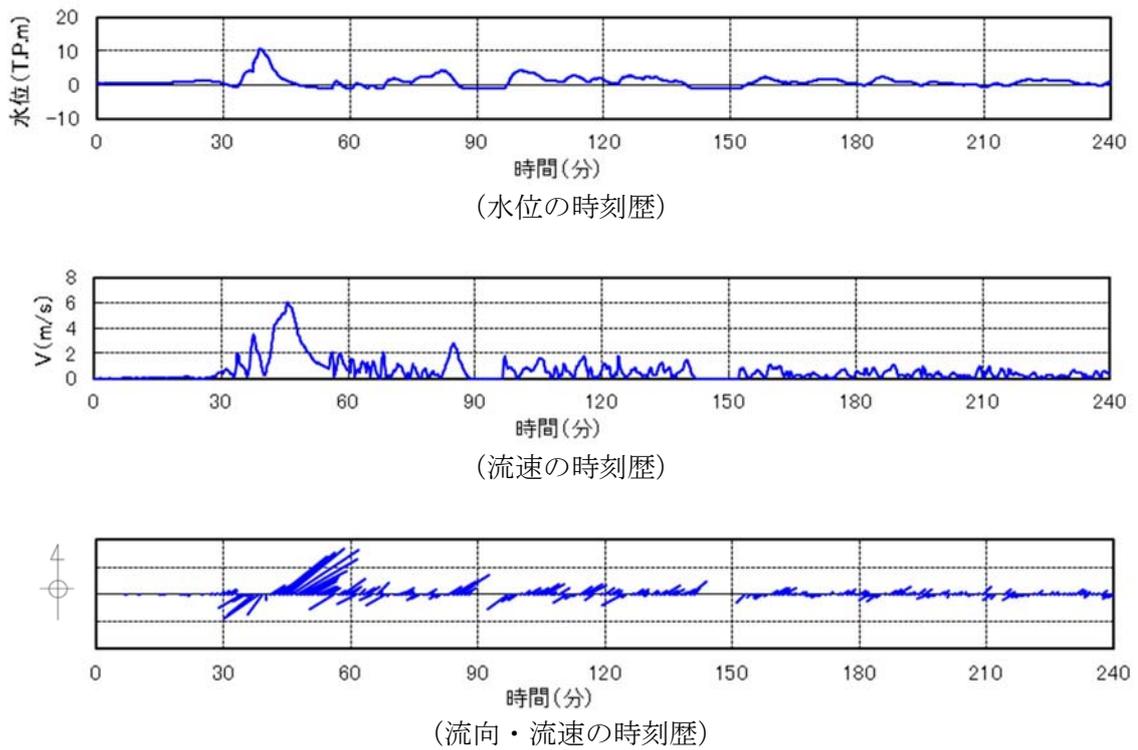


図 10-2 抽出地点 (3 km, 180 ° ) (防波堤あり)  
の水位, 流速及び流向

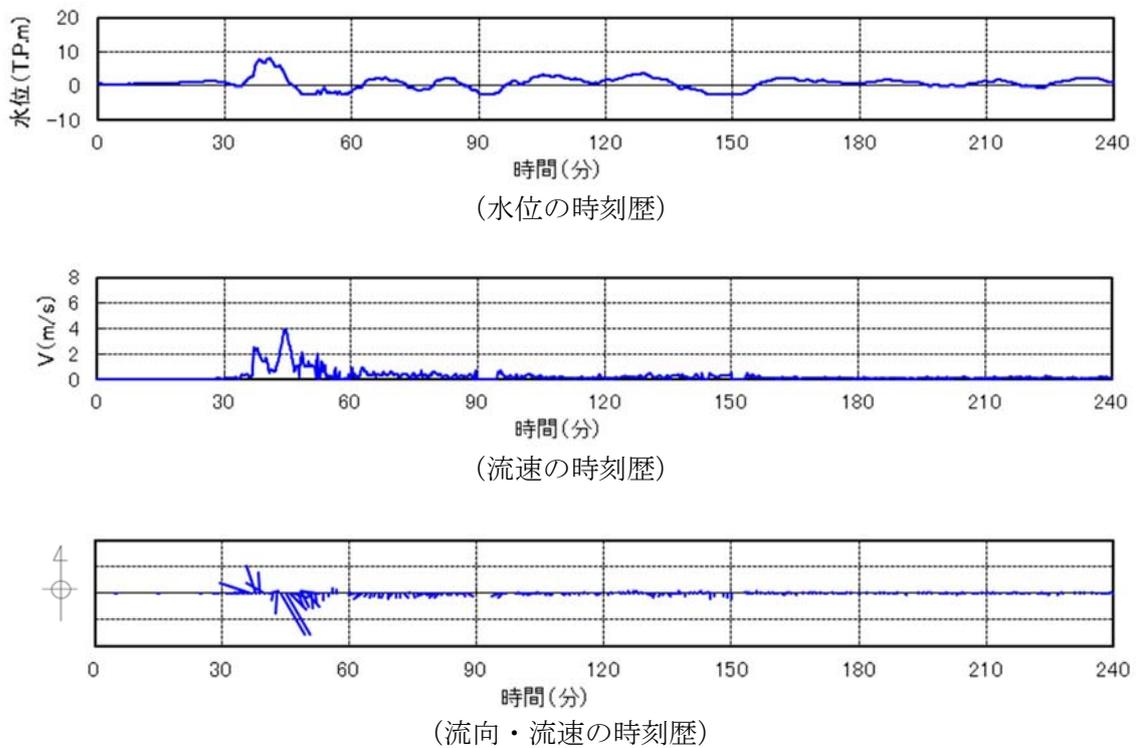


図 10-3 抽出地点 (5 km, 180 ° ) (防波堤あり)  
の水位, 流速及び流向

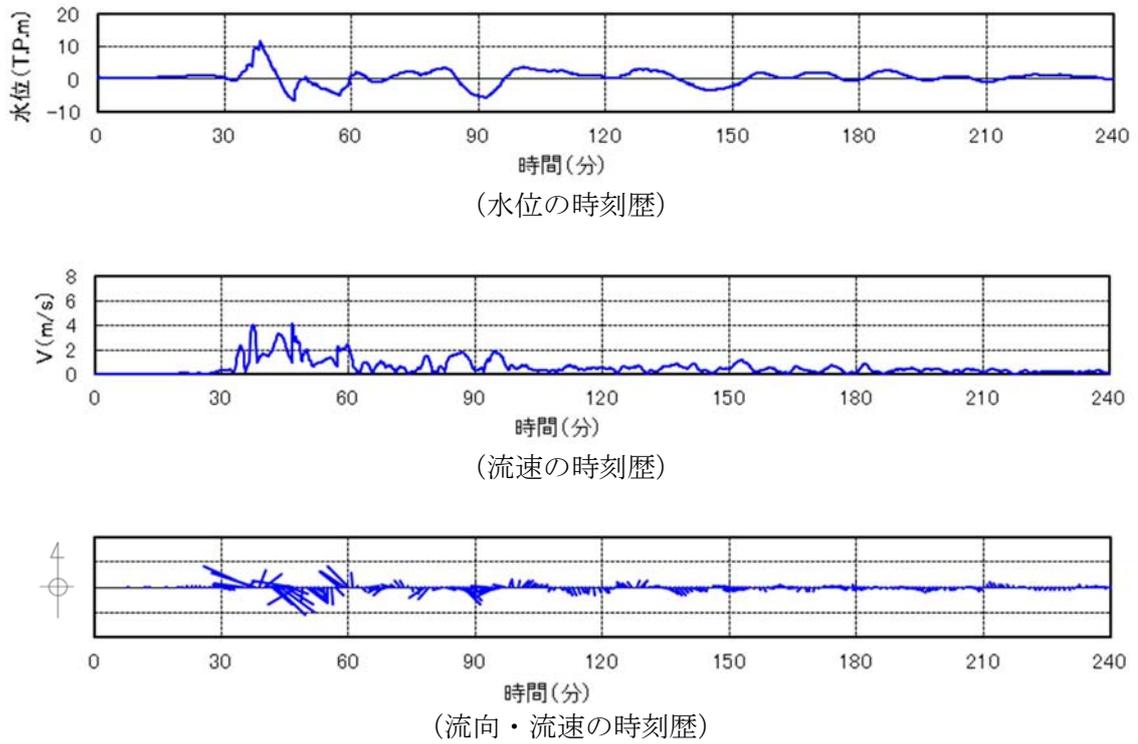


図 11-1 抽出地点 (1 km, 30 ° ) (防波堤なし)  
の水位, 流速及び流向

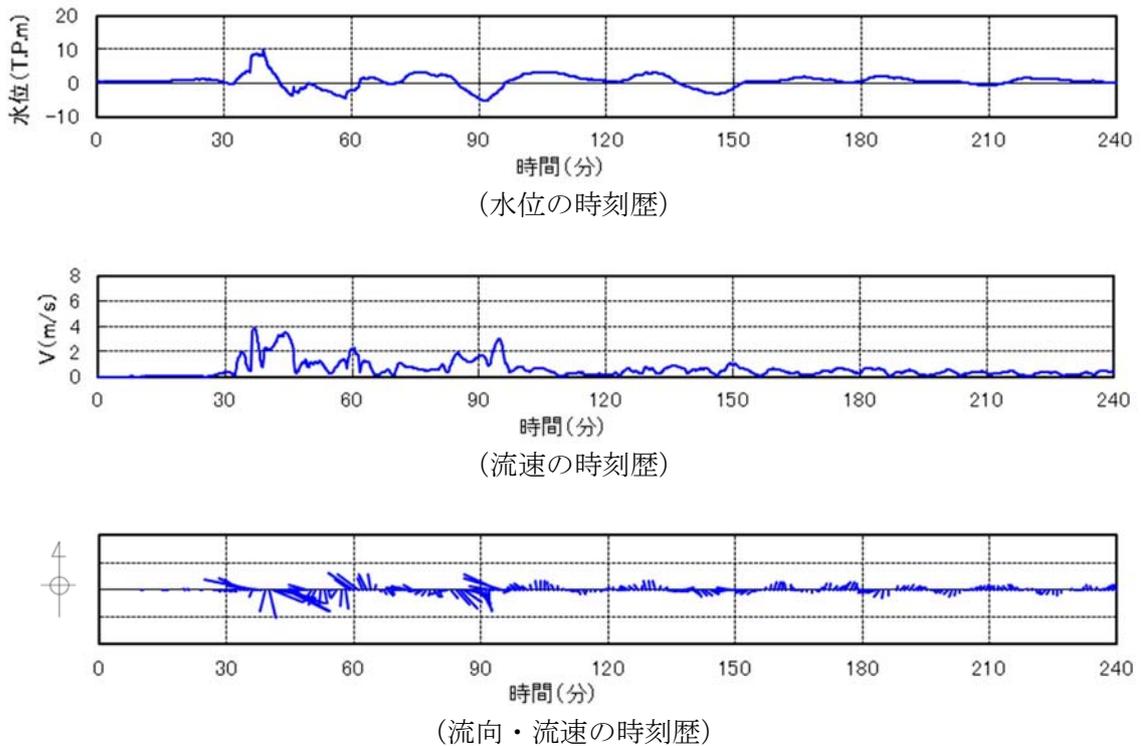


図 11-2 抽出地点 (3 km, 30 ° ) (防波堤なし)  
の水位, 流速及び流向

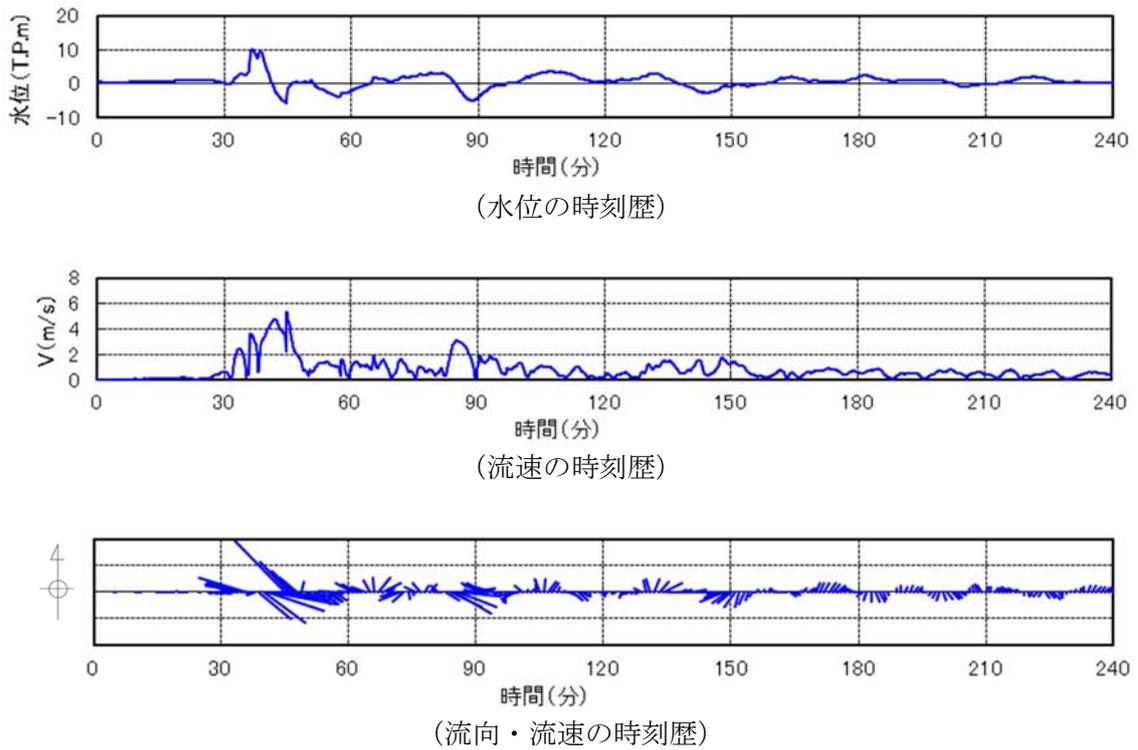


図 11-3 抽出地点 (5 km, 30 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

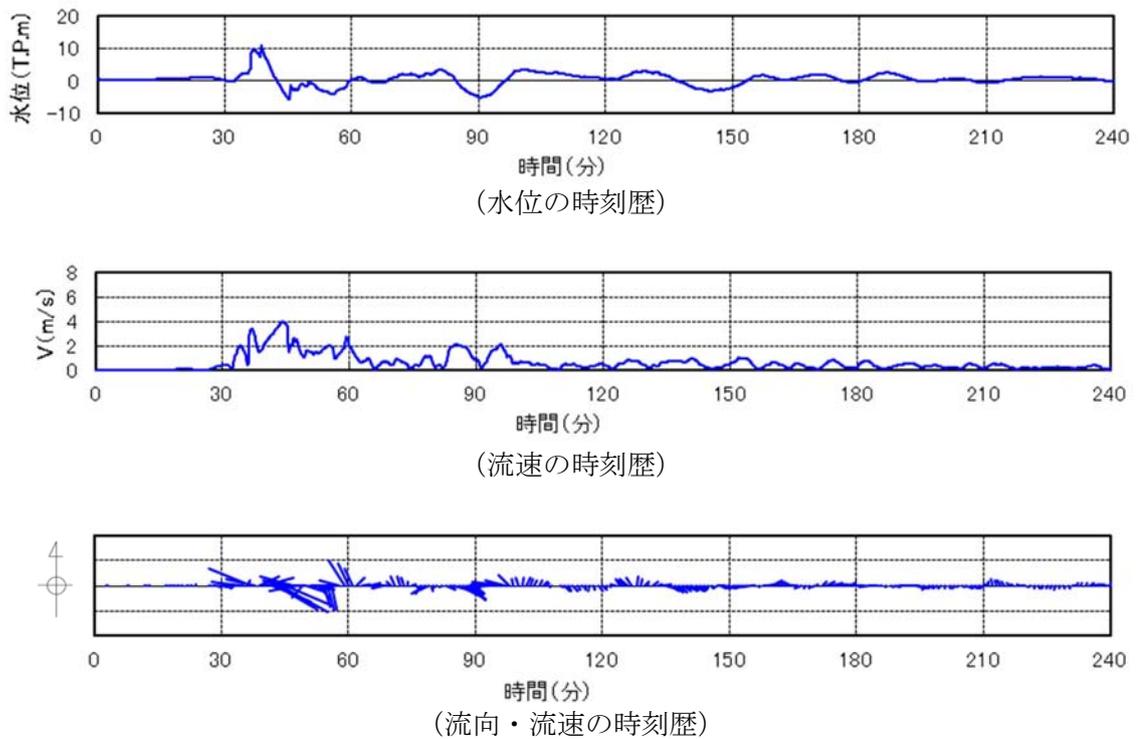


図 12-1 抽出地点 (1 km, 60 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

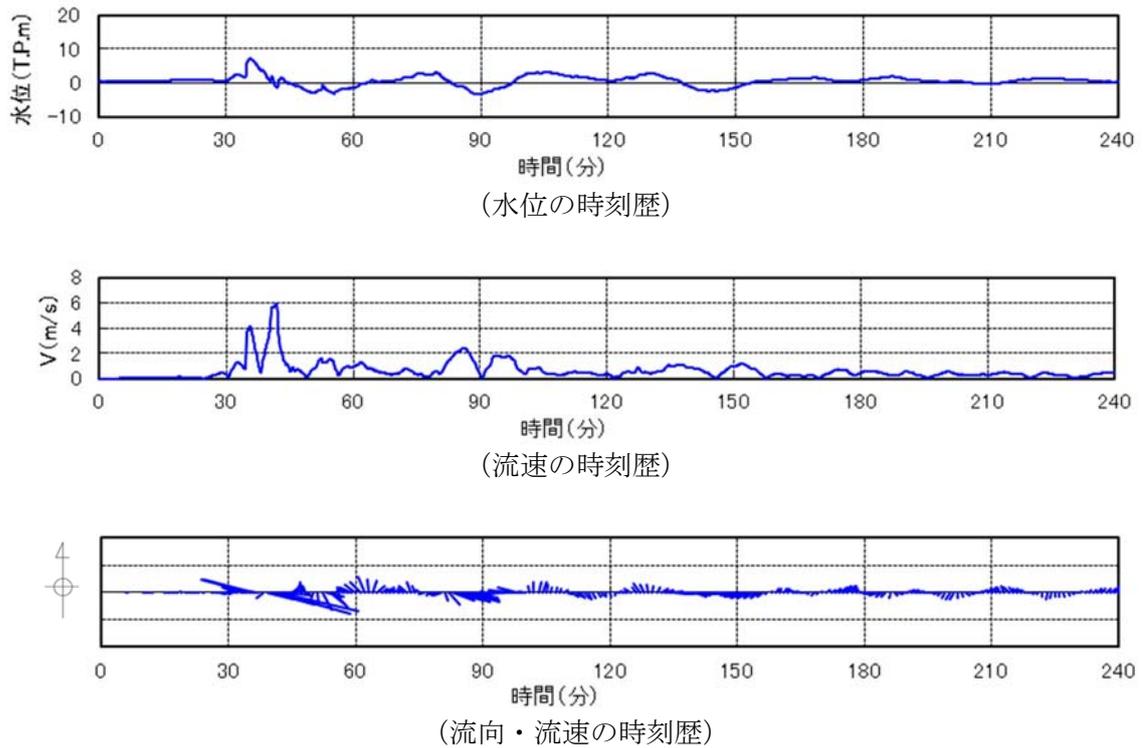


図 12-2 抽出地点 (3 km, 60 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

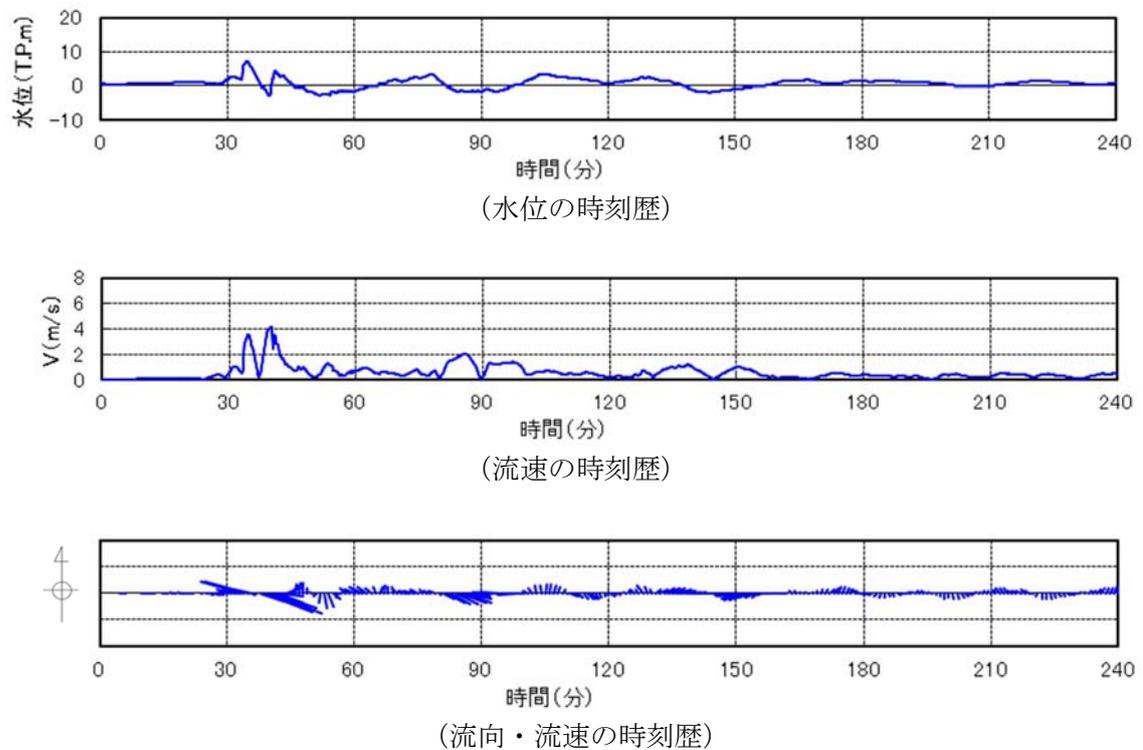


図 12-3 抽出地点 (5 km, 60 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

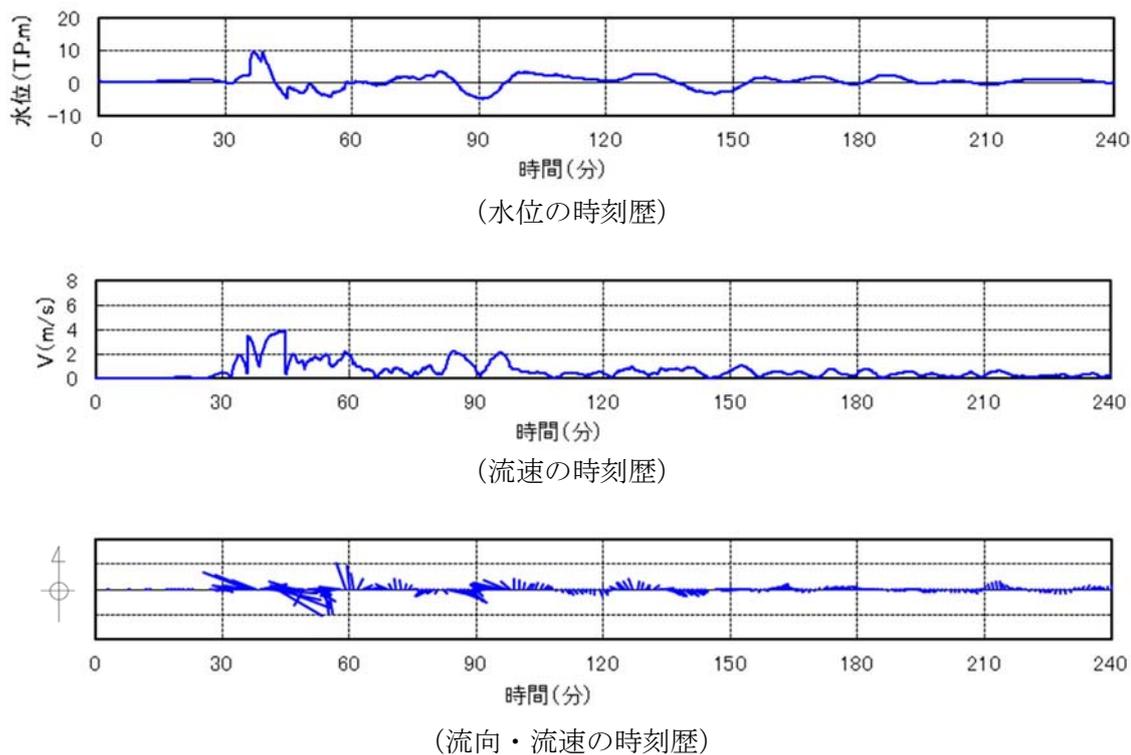


図 13-1 抽出地点 (1 km, 90 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

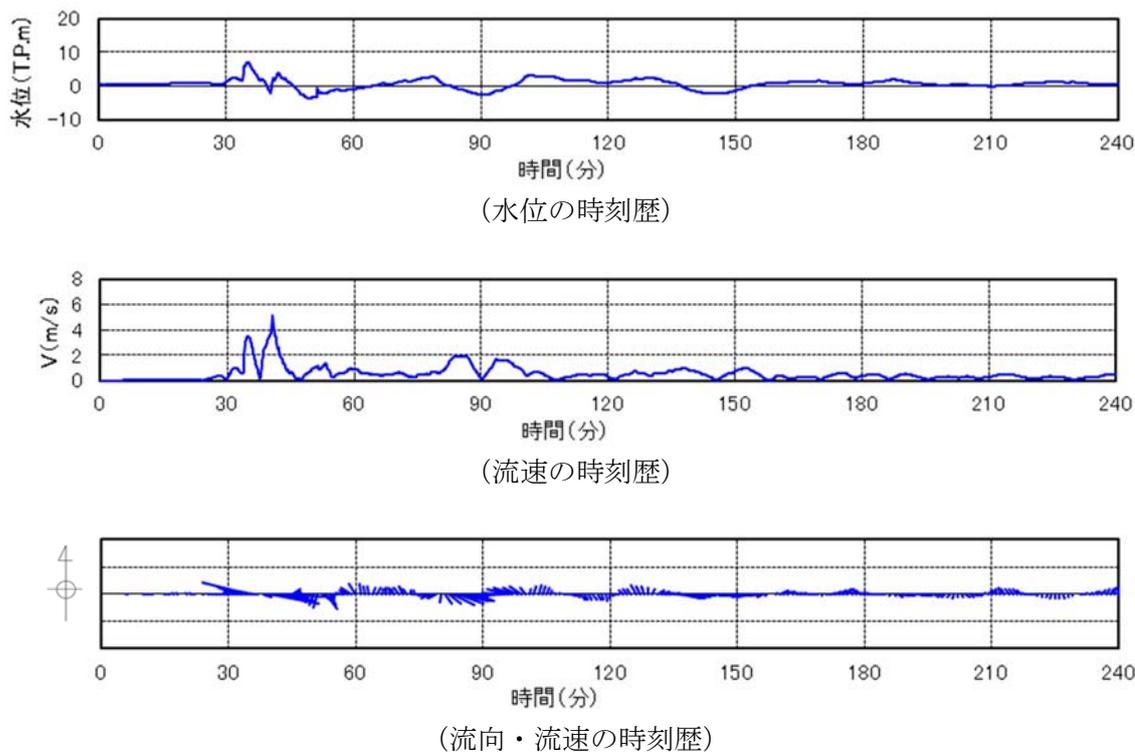


図 13-2 抽出地点 (3 km, 90 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

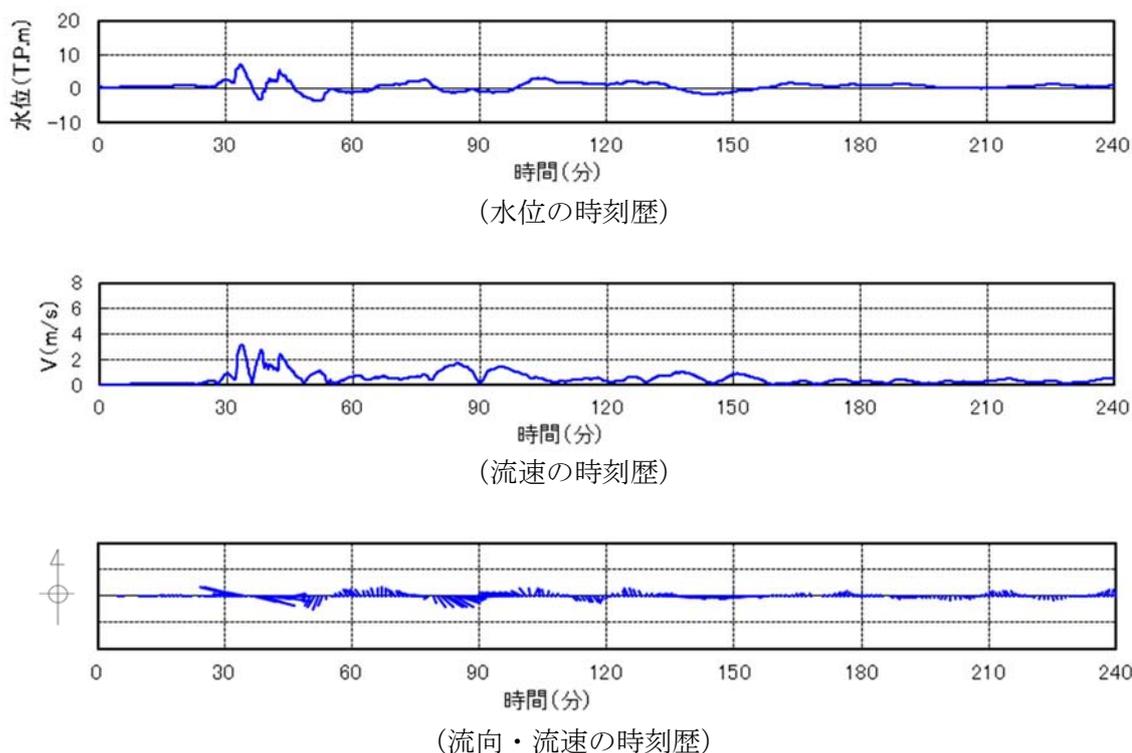


図 13-3 抽出地点 (5 km, 90 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

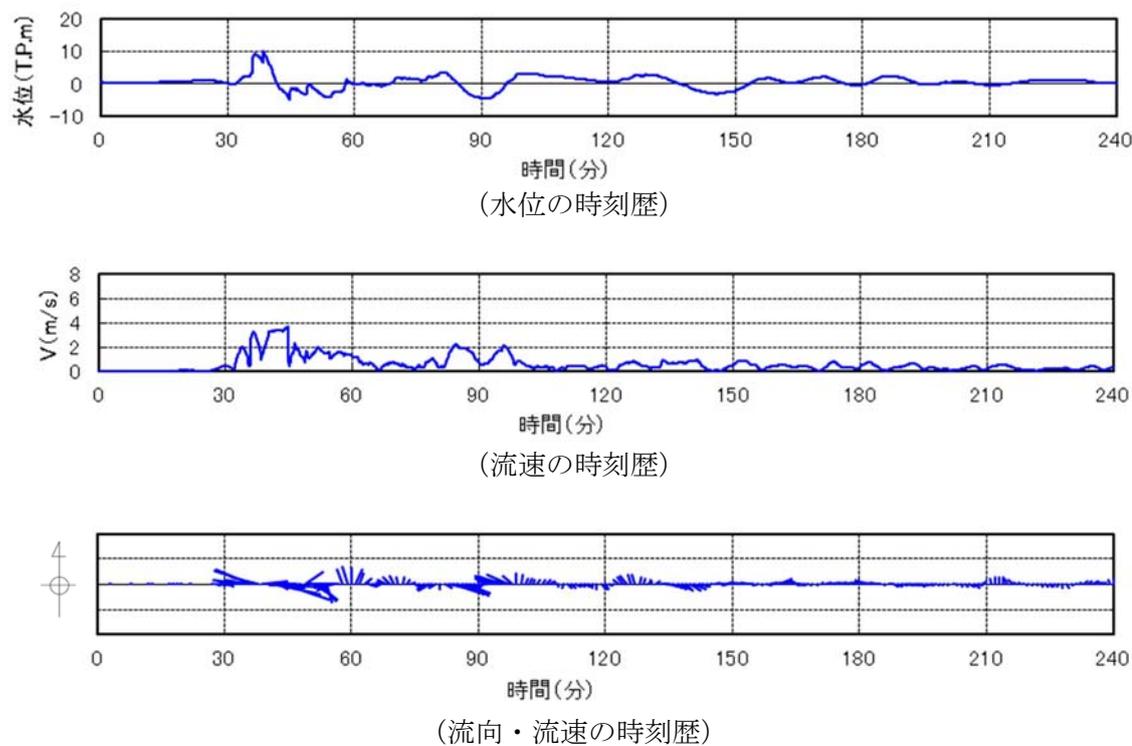


図 14-1 抽出地点 (1 km, 120 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

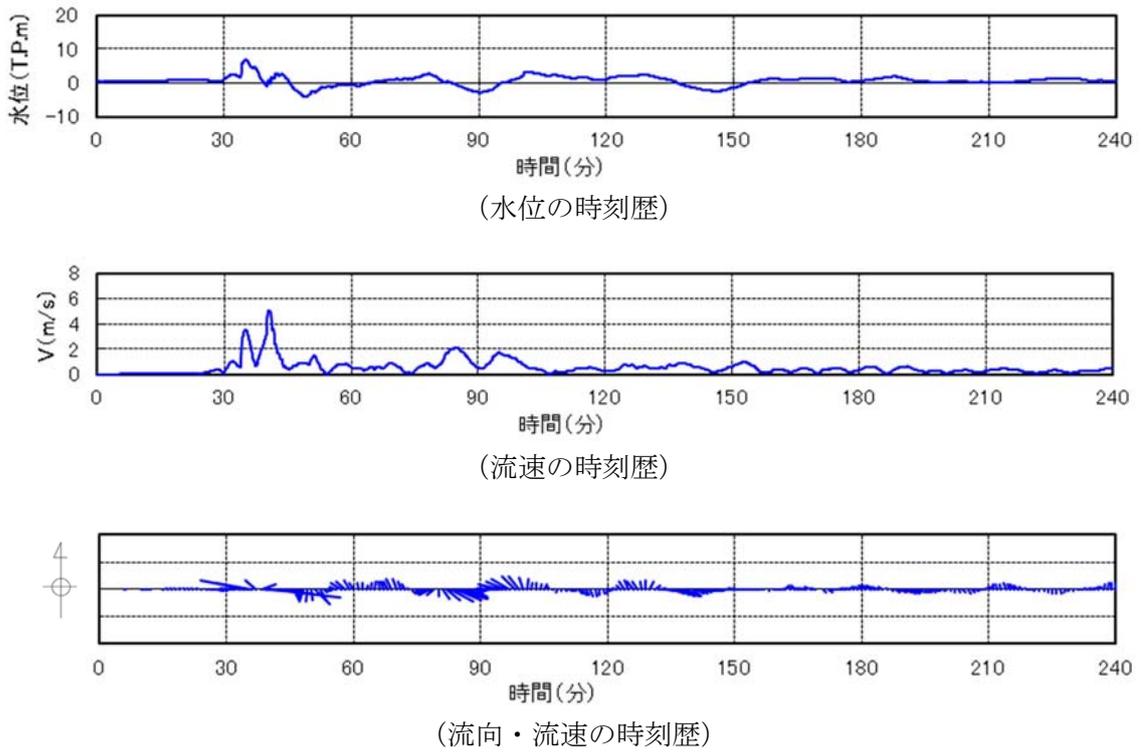


図 14-2 抽出地点 (3 km, 120 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

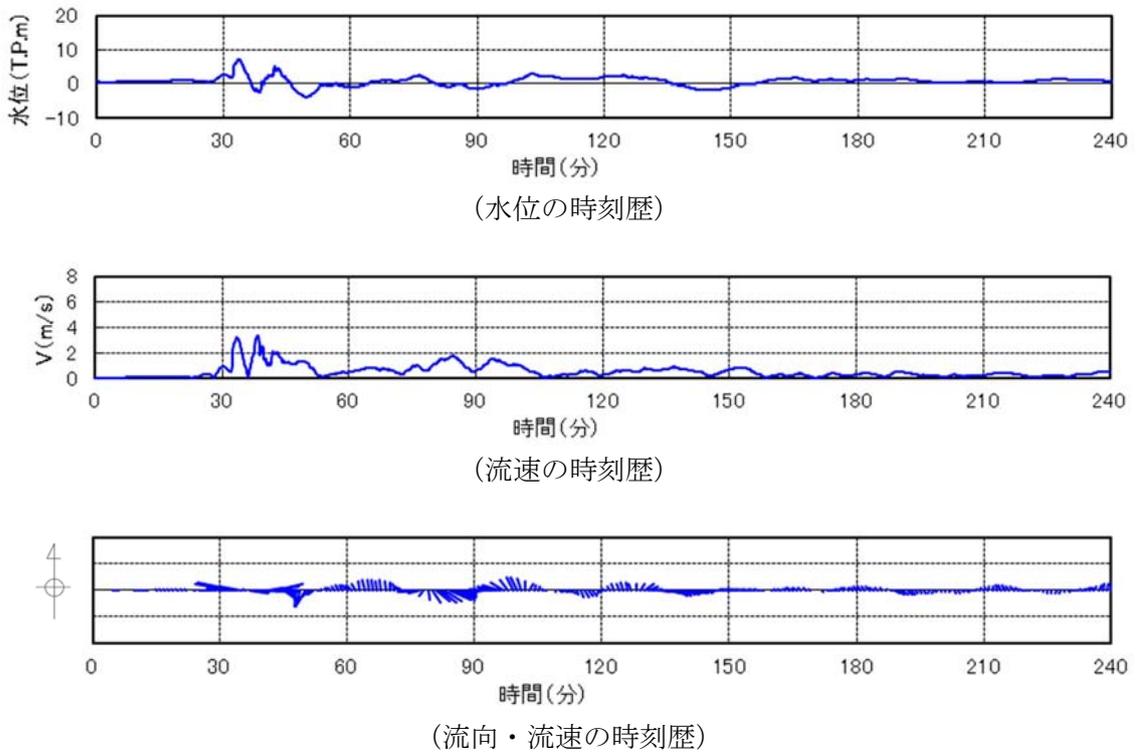


図 14-3 抽出地点 (5 km, 120 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

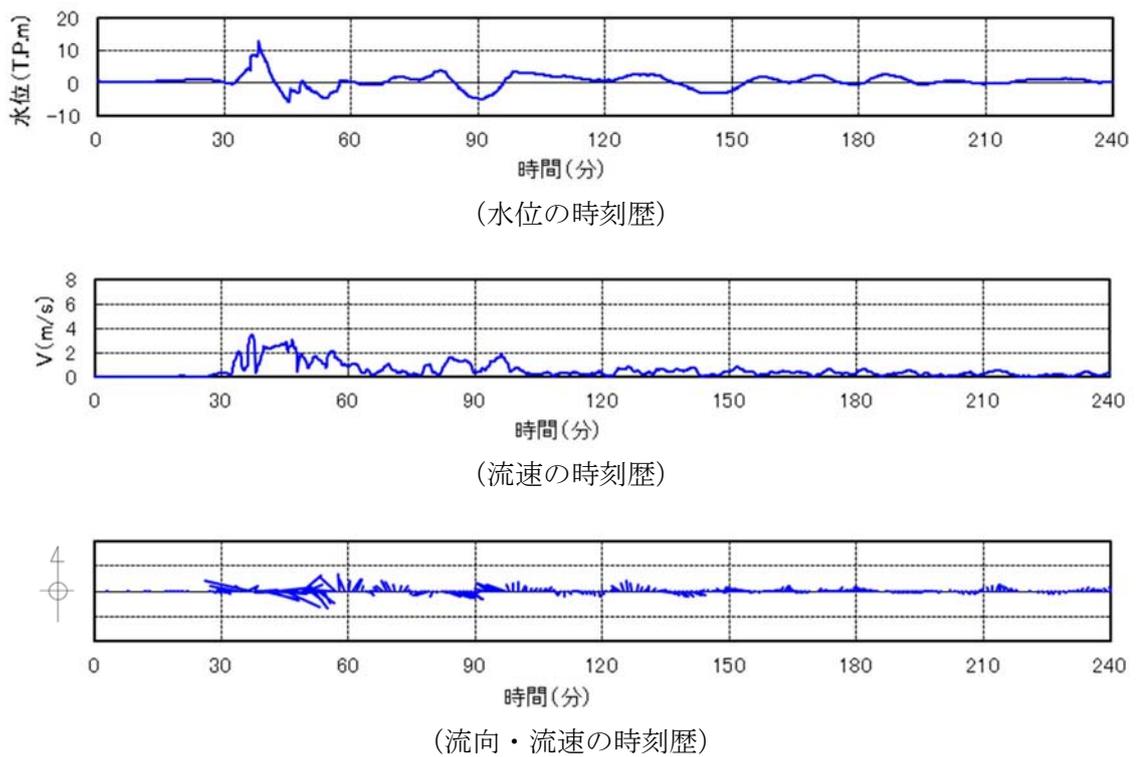


図 15-1 抽出地点 (1 km, 150 ° ) (防波堤なし)  
の水位, 流速及び流向

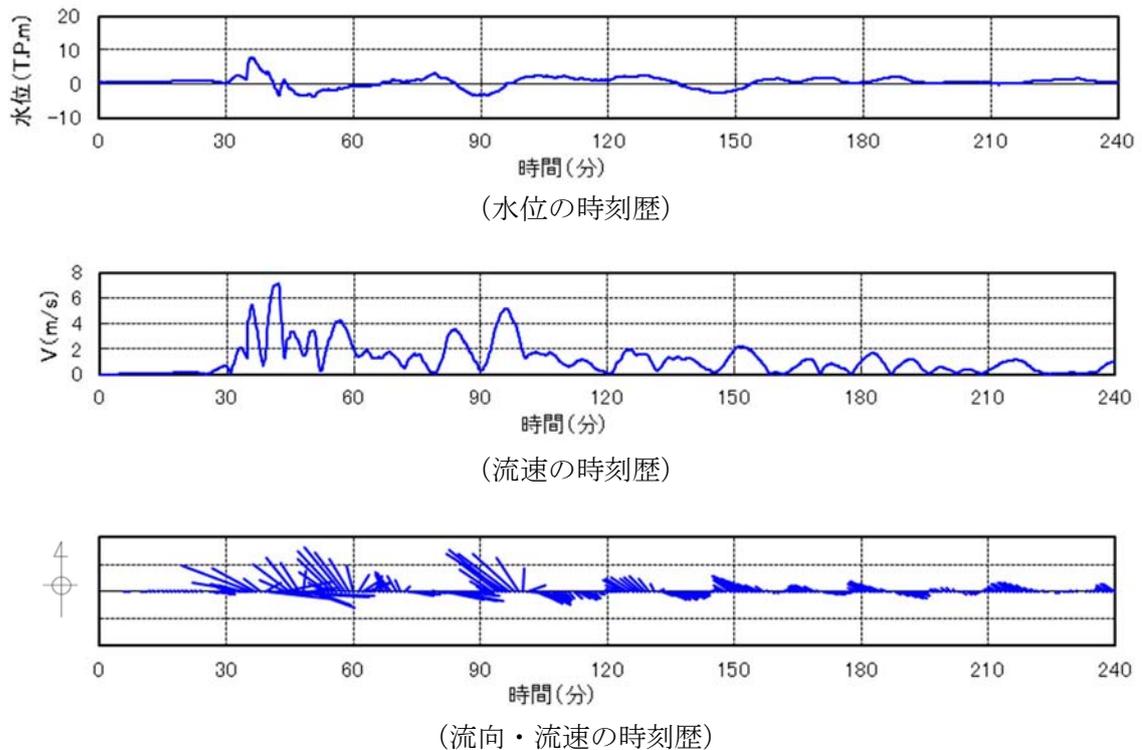


図 15-2 抽出地点 (3 km, 150 ° ) (防波堤なし)  
の水位, 流速及び流向

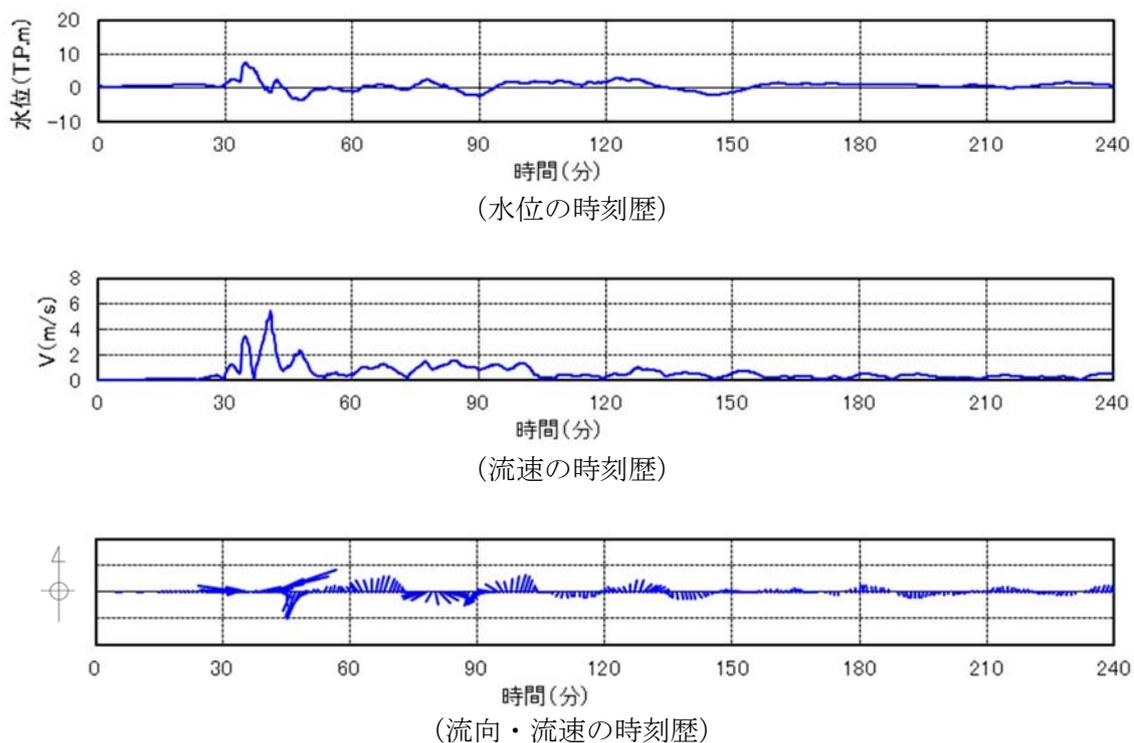


図 15-3 抽出地点 (5 km, 150 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

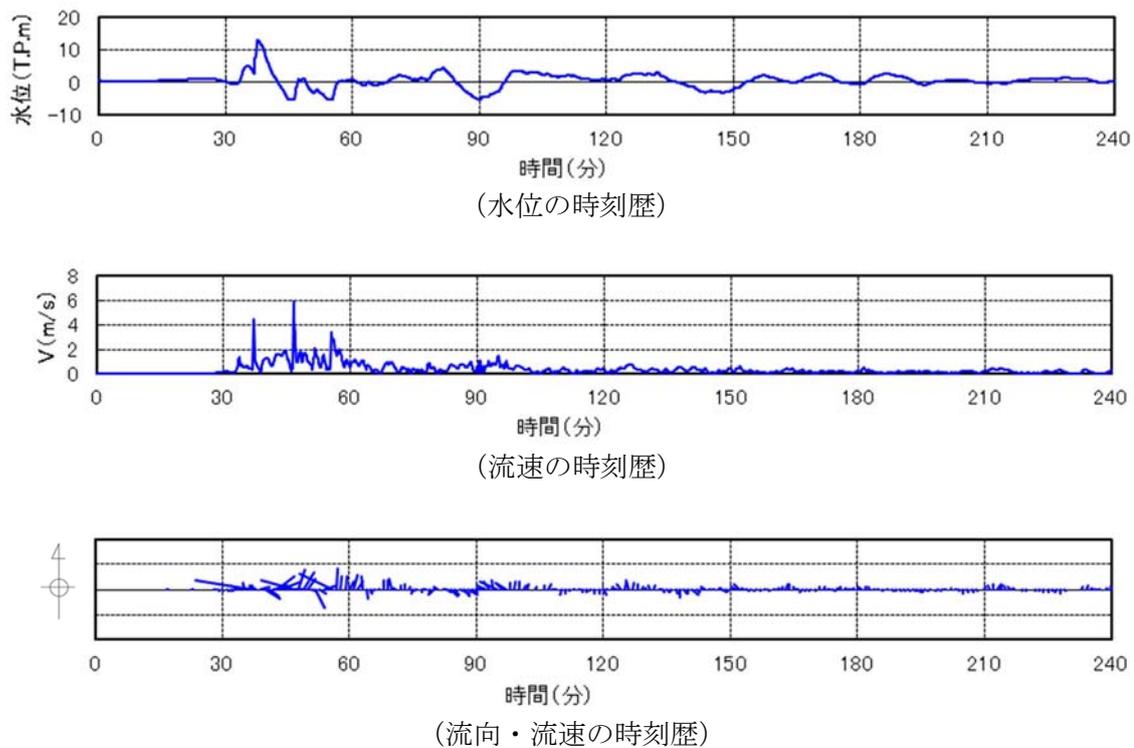


図 16-1 抽出地点 (1 km, 180 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

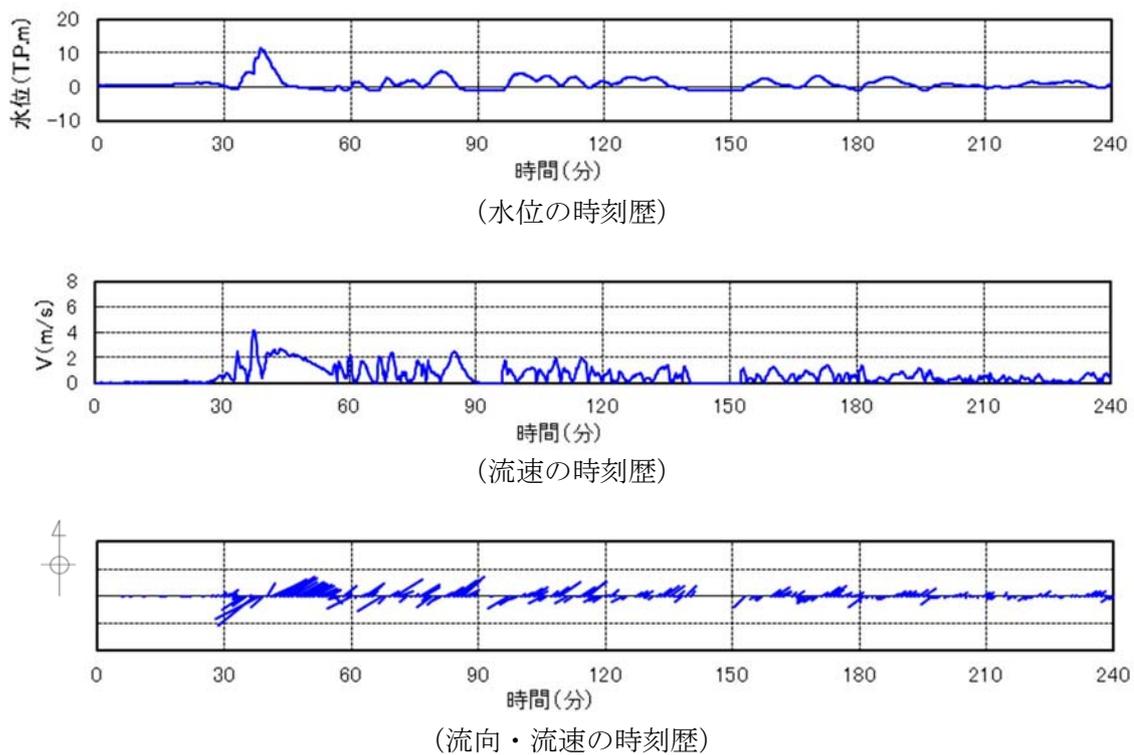


図 16-2 抽出地点 (3 km, 180 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

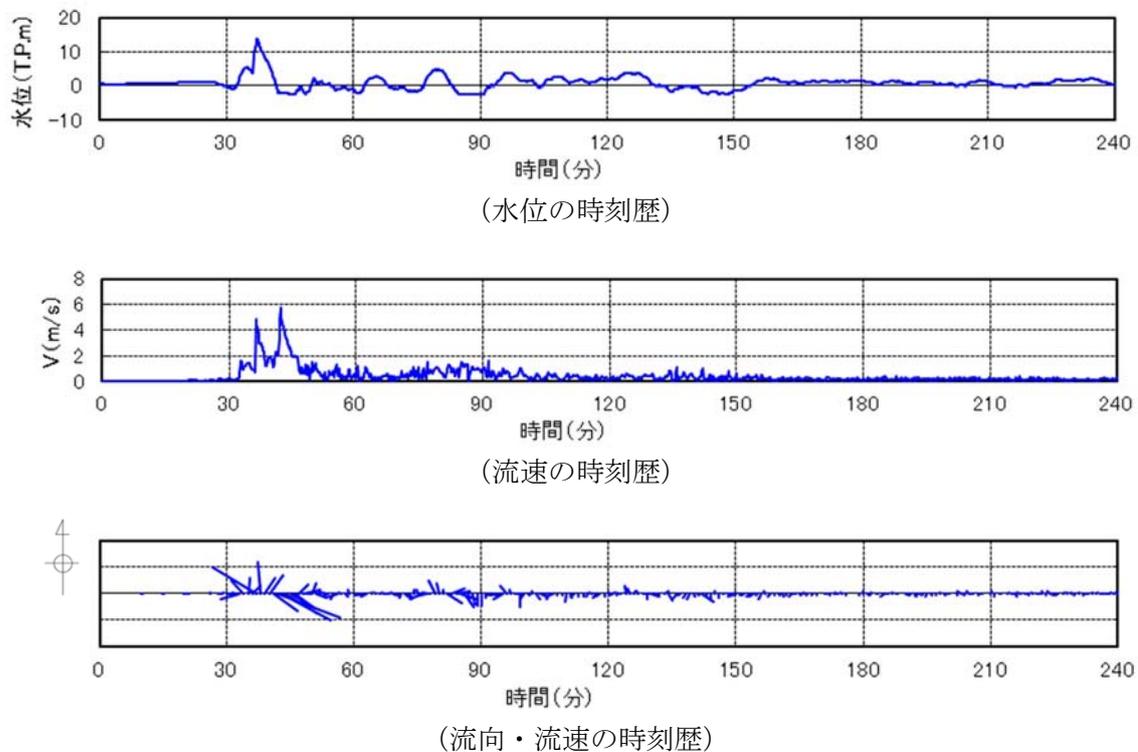


図 16-3 抽出地点 (5 km, 180 ° ) (防波堤なし) の水位, 流速及び流向

(参考2) 津波漂流物の調査要領について

1. はじめに

東海第二発電所において基準津波による水位変動に伴う漂流物に対して取水口及び取水路の通水性が確保できる設計であることが要求されている。

このため、同要求に対して適合性を確認する「基準津波により漂流物となる可能性がある施設・設備等」の調査要領を示す。

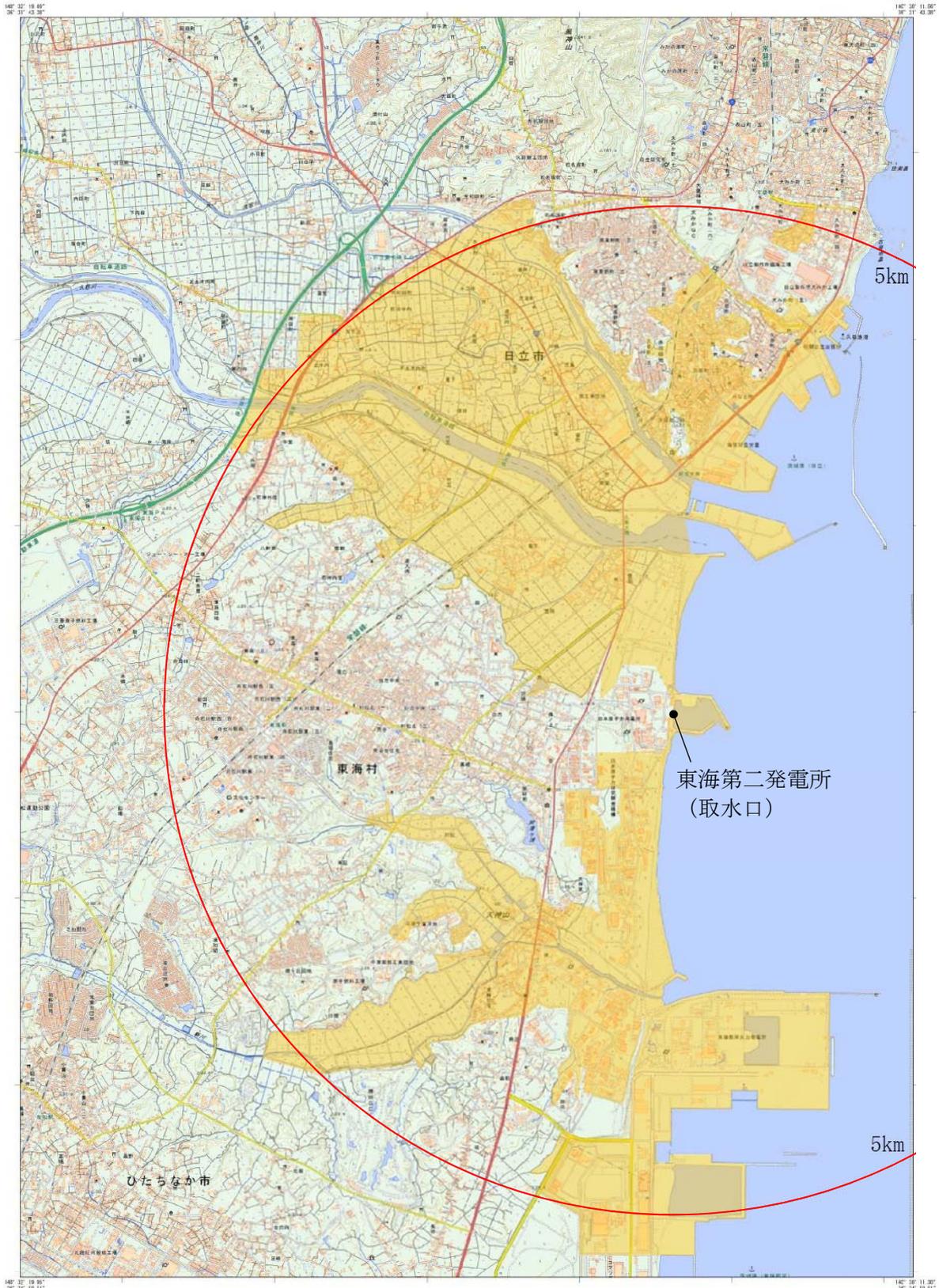
2. 調査要領

(1) 調査範囲

調査範囲は、基準津波の流向、流速及び継続時間より、東海第二発電所の取水口から半径5 km内の海域及び陸域とする。なお、陸域については、標高、地形を考慮し、基準津波の遡上域を包絡した範囲とする。調査範囲を図1に示す。

(2) 調査方法

調査は上記の調査範囲を発電所敷地内・敷地外又は陸域・海域に区別し、4つに分類して実施する。分類ごとの調査対象及び調査方法を表1に示す。



■ : 調査範囲 (基準津波の遡上域を包絡した範囲)

図1 漂流物調査範囲概要

表1 「漂流物の可能性がある施設・設備等」の調査方法の概要

調査範囲		調査対象	調査方法	
発電所敷地内・敷地外	海域・陸域	分類	方法	概要
発電所敷地内	海域	・船舶	資料調査	資料を調査し、船舶を抽出する。
		・海上設置物	資料調査	設備図書等を調査し、海上設置物を抽出する。
			現場調査	現場を調査し、海上設置物を抽出する。
	陸域	・建物・構築物 ・その他建物等 ・機器 ・車両	資料調査	設備図書等を調査し、建物・構築物、その他建物等、機器、車両を抽出する。
			現場調査	現場を調査し、建物・構築物、その他建物等、機器、車両を抽出する。
		・資機材等 ・その他物品等	現場調査	現場を調査し、資機材等、その他物品等を抽出する。
発電所敷地外	海域	・船舶	資料調査	資料を調査し、船舶を抽出する。
			聞き取り調査	関係者からの聞き取り調査を実施し、船舶を抽出する。
		・海上設置物	資料調査	地図等の資料により、集落、工業地域、対象の有無等を確認する。
			現場調査	現場を調査し、海上設置物を抽出する。
			聞き取り調査	関係者からの聞き取り調査を実施し、海上設置物を抽出する。
	陸域	・建物・構築物 ・その他建物等 ・車両 ・その他物品等	資料調査	地図等の資料により、集落、工業地域、対象の有無等を確認する。
			現場調査	現場を調査し、建物・構築物、その他建物等、車両、その他物品等を抽出する。
			聞き取り調査	関係者からの聞き取り調査を実施し、建物・構築物、その他建物等、車両、その他物品等を抽出する。

(3) 調査の実施

調査の実施方法については、「2. (2) 調査方法」で示した調査対象及び調査方法について、表2に示すように考え方、手順、記録項目等を具体化し、調査を実施する。

表2 調査の実施方法 (1/2)

調査範囲	調査対象			調査方法																											
	分類	具体的な考え方	例	調査内容	記録項目																										
発電所敷地内	海域	船舶	東海港の港湾内に業務により来航する船舶	<ul style="list-style-type: none"> <li>燃料等輸送船</li> <li>貨物</li> </ul>	「東海港・港湾施設使用願／許可書」により、船舶を抽出し、記録する。	名称、仕様（寸法、総トン数、喫水）																									
		設備類等	海上設置物	海上に設置された機器、施設等	<ul style="list-style-type: none"> <li>標識ブイ</li> <li>浮棧橋</li> </ul>	設備図書等により、機器、施設等を抽出し、記録する。現場のウォークダウンにより、機器・施設等を抽出し、記録する。	名称、仕様（寸法、質量、材質）、数量、設置場所																								
	建物類等	建物・構築物	土地に定着している建築物等	<ul style="list-style-type: none"> <li>建屋</li> <li>棧橋</li> </ul>	設備図書等により、建物・構築物等を抽出し、記録する。現場のウォークダウンにより、建物・構築物等を抽出し、記録する。	名称、仕様（寸法、構造）、設置場所																									
		その他建物等	土地に定着していない建物等	<ul style="list-style-type: none"> <li>倉庫(物置タイプ)</li> <li>仮設ハウス</li> </ul>			陸域	設備類等	機器	基礎等に据付けられた機器(発電用設備に関わるもの)	<ul style="list-style-type: none"> <li>タンク</li> <li>ポンプ</li> <li>配管、弁</li> <li>分電盤、制御盤等</li> </ul>	設備図書等により、機器を抽出し、記録する。現場のウォークダウンにより、機器を抽出し、記録する。	名称、仕様（寸法、質量、材質、構造(形状))、数量、設置場所	資機材等	発電用設備に関わる機器等の工事、点検等に使用される常設又は仮置きされた資機材、物品等仮設の機器	<ul style="list-style-type: none"> <li>点検用機材</li> <li>仮設タンク</li> <li>足場材</li> <li>コンクリートハッチ等</li> <li>予備品、貯蔵品</li> </ul>	現場のウォークダウンにより、資機材等を抽出し、記録する。	名称、仕様（寸法、質量、材質、構造(形状))、数量、設置場所	車両	発電所敷地内に定常的に駐車される車両	<ul style="list-style-type: none"> <li>車庫、駐車場等の車両</li> </ul>	設備図書等により、調査範囲内にある車庫、駐車場等を確認する。現場のウォークダウンにより、車両を抽出し、記録する。	車両の種類、数量、駐車場所	その他物品等	発電用設備に関わる機器、物品、資機材以外の常設又は仮置きされた物品、機器等、その他の人工構造物、植生	<ul style="list-style-type: none"> <li>自動販売機</li> <li>街灯</li> <li>柵</li> <li>防砂林</li> </ul>	現場のウォークダウンにより、その他物品等を抽出し、記録する。	名称、仕様（寸法、構造(形状))、設置状況、数量、設置場所	その他		
	陸域	設備類等	機器	基礎等に据付けられた機器(発電用設備に関わるもの)	<ul style="list-style-type: none"> <li>タンク</li> <li>ポンプ</li> <li>配管、弁</li> <li>分電盤、制御盤等</li> </ul>	設備図書等により、機器を抽出し、記録する。現場のウォークダウンにより、機器を抽出し、記録する。			名称、仕様（寸法、質量、材質、構造(形状))、数量、設置場所																						
			資機材等	発電用設備に関わる機器等の工事、点検等に使用される常設又は仮置きされた資機材、物品等仮設の機器	<ul style="list-style-type: none"> <li>点検用機材</li> <li>仮設タンク</li> <li>足場材</li> <li>コンクリートハッチ等</li> <li>予備品、貯蔵品</li> </ul>	現場のウォークダウンにより、資機材等を抽出し、記録する。		名称、仕様（寸法、質量、材質、構造(形状))、数量、設置場所																							
		車両	発電所敷地内に定常的に駐車される車両	<ul style="list-style-type: none"> <li>車庫、駐車場等の車両</li> </ul>	設備図書等により、調査範囲内にある車庫、駐車場等を確認する。現場のウォークダウンにより、車両を抽出し、記録する。	車両の種類、数量、駐車場所																									
		その他物品等	発電用設備に関わる機器、物品、資機材以外の常設又は仮置きされた物品、機器等、その他の人工構造物、植生	<ul style="list-style-type: none"> <li>自動販売機</li> <li>街灯</li> <li>柵</li> <li>防砂林</li> </ul>	現場のウォークダウンにより、その他物品等を抽出し、記録する。	名称、仕様（寸法、構造(形状))、設置状況、数量、設置場所																									
		その他																													

表2 調査の実施方法 (2/2)

調査範囲		調査対象			調査方法	
		分類	具体的な考え方	例	調査内容	記録項目
発電所敷地外	海域	船舶	—	調査範囲内を航行する船舶等  ・貨物船 ・漁船	資料により、船舶を抽出し、記録する。 関係者からの聞き取りにより、船舶を抽出し、記録する。(関係者から開示された資料の確認を含む。)	名称, 仕様 (寸法, 総トン数, 喫水)
		設備類等	海上設置物	海上に設置された機器, 施設等  ・標識ブイ ・浮棧橋 ・定置網	地図等*の資料により, 集落, 工業地帯, 対象の有無等を確認する。 現場のウォークダウンにより, 海上設置物を抽出し, 記録する。	名称, 数量, 設置場所
	陸域	建物類等	建物・構築物	土地に定着している建築物等  ・家屋 ・公共施設, 大型商業施設等 ・棧橋	地図等*の資料により, 集落, 工業地帯, 対象の有無等を確認する。 現場のウォークダウンにより, 建物・構築物等を抽出し, 記録する。	名称, 数量, 設置場所
			その他建物等	土地に定着していない建物等  ・倉庫 (物置タイプ) ・仮設ハウス		
	陸域	設備類等	車両	施設に定常的に駐車される多数の車両  ・乗用車, 大型車等車両	地図等*の資料より調査範囲内に多数の車両が駐車する可能性のある施設を確認する。 現場のウォークダウンにより, 車両を抽出し, 記録する。	車両の種類, 数量, 駐車場所
			その他物品等	車両以外の人工構造物 植生  ・設備, 機器類 ・出荷待ち製品 ・自動販売機 ・街灯 ・柵 ・防砂林	地図等*の資料により, 集落, 工業地帯, 対象の有無等を確認する。 現場のウォークダウンにより, その他物品等を抽出し, 記録する。	名称, 数量, 設置状況, 設置場所

\* 国土地理院発行の地図, インターネット地図・空中写真等

### 3. 人工構造物等の状況を考慮した継続的な調査方針

人工構造物<sup>\*1</sup>の位置、形状等に変化が生じた場合又は隣接事業所において工事・作業等により設置されうる仮設物等について従来からの設置状況に変更が生じた場合には、漂流物調査結果に影響を及ぼす可能性がある。

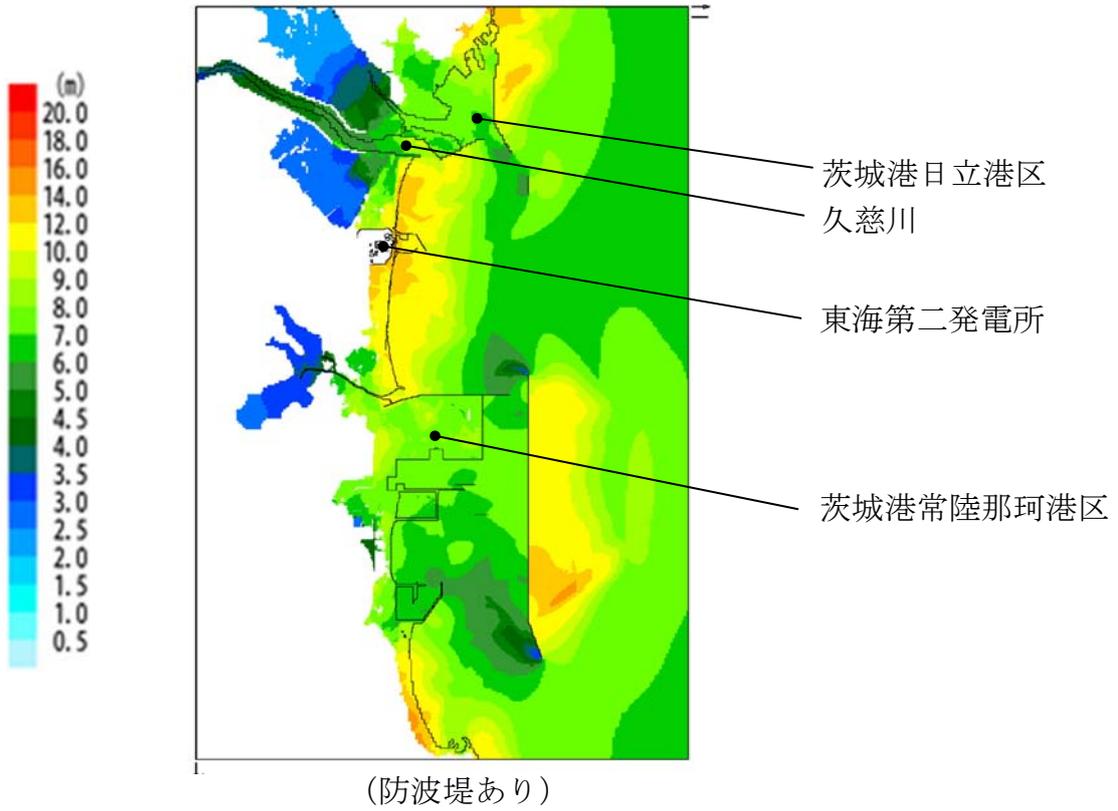
このため、人工構造物については自治体、地域の連絡会・協定等の情報を活用し、定期的（1[回/年]以上）に状況<sup>\*2</sup>を確認するとともに、隣接事業所において工事・作業等により設置されうる仮設物等については設置状況に変更が生じる可能性がある場合に適時情報入手できるよう文書の取り交わしにより情報共有手段を構築し、仮設物の設置状況を確認する。設置状況の確認結果により必要に応じて「2. 調査要領」に示した要領にて漂流物調査を実施する方針とする。また、発電所の施設・設備の改造や追加設置<sup>\*3</sup>を行う場合においても、その都度、津波防護施設等の健全性又は取水機能を有する安全設備等の取水性への影響評価を行う。これら調査・評価方針については、保安規定において規定化し管理する。なお、隣接事業所における仮設物等の設置状況の確認に関する具体的な運用手順として、津波防護施設等の健全性、取水機能を有する安全設備等の取水性に対する既往の漂流物評価に影響を及ぼす可能性のある仮設物の設置状況の変更が確認される場合には、必要な情報を入手できるよう運用手順を定める方針である。

\*1：港湾施設，河川堤防，海岸線の防波堤，防潮堤等，海上設置物，津波遡上域の建物・構築物，敷地前面海域における通過船舶等

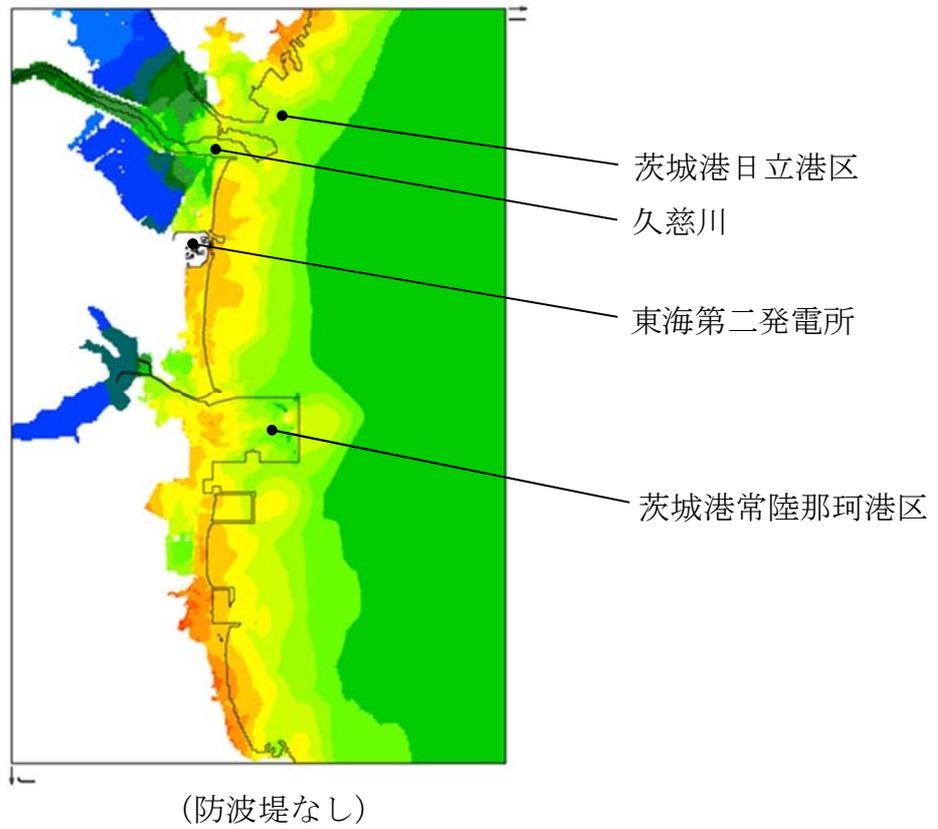
\*2：既往の調査結果に含まれる民家，電柱，マンホールの増加等評価に影響しないものは除く。

\*3：「核原料物質，核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律」第43条の3の9（工事の計画の認可）及び第43条の3の10（工事の計画の届出）に基づき申請する工事のうち，「改造の工事」又は「修理であって性能又は強度に影響を及ぼす工事」を含む。

(参考)



(防波堤あり)



(防波堤なし)

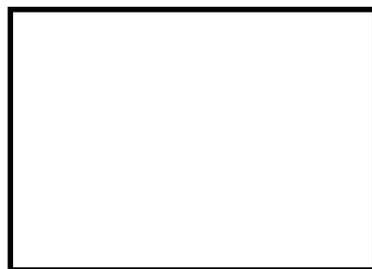
参考図 東海第二発電所周辺の遡上範囲図

(参考 3) 東北地方太平洋沖地震時の被害状況を踏まえた東海第二発電所の地震・津波による被害想定について

基準津波に伴う取水口付近の漂流物に対する取水性評価の実施に当たり、2011年東北地方太平洋沖地震時（以下、「3.11地震時」という。）の地震・津波による被害状況を踏まえ、地震・津波による東海第二発電所の被害想定を整理した。以下に3.11地震時における東海第二発電所及び甚大な被害を受けた東北地方の被害状況を示す。

### 1. 3.11地震時の東海第二発電所における被害状況

3.11地震時の地震・津波による建屋等の被害状況を図1に示す。3.11地震時の地震・津波により、津波遡上域の建屋本体の滑動などは確認されていないが、鉄骨造建屋である輸送本部建屋の外装材の破損やメンテナンスセンターのシャッターの変形、自動販売機の転倒が確認されている。



①輸送本部建屋（S造）津波による外装材破損



②メンテナンスセンター（S造）シャッター変形



③メンテナンスセンター（S造）自動販売機転倒



建屋等配置

図1 3.11地震時の地震・津波による建屋等の被害状況

### 2. 3.11地震時の東北地方における建築物の被害状況

3.11地震時の地震・津波による被害の大きかった東北地方の被災状況について整理した。

3.11地震時の東北地方における鉄筋コンクリート建築物の被害状況を表1に示す。「2011年東日本大震災に対する国土技術政策総合研究所の取り組み－緊急対応及び復旧・復興への技術支援に関する活動記録－」（以下、「復興への技術支援に関する活動記録」という。）によると、鉄筋コンクリート造の建築物については、所在地によっては浸水深が15mを超えるような規模の津波の襲来を受けた建築物も存在し、壁面や窓等の損傷が確認されたが、このような大きな規模の津波の襲来時においても建築物全体が滑動し、漂流するような事例は確認されていない。

表1 3.11地震時の東北地方における建築物の被害状況  
(鉄筋コンクリート造建築物の例)

		
<p>宮城県南三陸町 鉄筋コンクリート造 津波浸水深：15.4m</p> <p>【被害状況】 構造的な被害は発生していない。参考資料*1</p>	<p>宮城県仙台市 鉄筋コンクリート造 津波浸水深：5.0m (建築物内部)</p> <p>【被害状況】 建築物全体ではなく外壁のみ破壊していた。参考資料*1</p>	<p>公営集合住宅（所在地不明） 鉄筋コンクリート造 津波浸水深：7.5m</p> <p>【被害状況】 漂流物の衝突による2階壁面の損傷が確認されたものの、構造的な大きな損傷は確認されなかった。参考資料*1</p>

参考資料\*1 「復興への技術支援に関する活動記録」による。

「復興への技術支援に関する活動記録」によると、鉄骨造建築物については浸水深によらず外装板が波力により破損し、漂流した事例が確認された。津波の襲来により早期に外装板が破損し大きな波力を受けなかったと推測される建築物については残存していたが、外装板が破損する前に大きな波力を受けたと推測されるものについては崩壊、転倒したのも確認されている。

「復興への技術支援に関する活動記録」によると、木造建築物については最大浸水深が2m程度以下の規模の地域ではほぼ残存していたが、最大浸水深が4mを超える規模の地域では流失する可能性が高かった。

また、3.11地震時において東北地方の中でも特に被害の大きかった例として南三陸町における建築物の被害事例について確認した。南三陸町における建築物の被害事例を第2表に示す。南三陸町の被害事例のように浸水深が十数メートルを超えるような大規模の津波が襲来した場合、「東北地方太平洋沖地震 宮城県南三陸町被災状況速報」によると、鉄筋コンクリート造の建築物については柱、梁の損壊が確認された。

「東日本大震災における鉄骨造建物の津波被害について」によると、鉄骨造の建築物については波力により外装板のほとんどが脱落流失していることが確認された。

表2 3.11 地震時の南三陸町における建築物の被害事例

	
<p>構造：鉄筋コンクリート造 規模：3階建て (詳細寸法記載なし)</p> <p>【被害状況】 柱、梁の損壊が確認された。 <small>参考資料*2</small></p>	<p>構造：鉄骨造 規模：3階建て 縦11.4m×横8.8m×高さ10.9m</p> <p>【被害状況】 外装板のほとんどが脱落流失していることが確認された。 <small>参考資料*3</small></p>

参考資料\*2 「東北地方太平洋沖地震 宮城県南三陸町被災状況速報」による。

参考資料\*3 「東日本大震災における鉄骨造建物の津波被害について」による。

3. 3.11 地震時の被害状況を踏まえた発電所敷地内及び発電所敷地外における施設・設備の被害想定

3.11 地震時の被害状況を踏まえ、地震・津波による発電所敷地内及び発電所敷地外の施設・設備の被害想定を実施した。発電所敷地内の建屋等については、3.11 地震時において地震・津波による被害が特に大きかった南三陸町の被害事例のうち東海第二発電所の建屋等と構造及び規模が類似する建築物の被害事例を参考として被害想定を実施した。建屋等に作用する波圧は浸水深に依存して大きくなることから、東海第二発電所の建屋等の被害想定の実施に当たり、漂流物調査により抽出された建物類のうち、防潮堤前面における津波水位が最も高くなる敷地前面東側に存在し、かつ最も高さのある鉄筋コンクリート造及び鉄骨造の建屋等として表3に示す建築物を代表とした。

表3 東海第二発電所の建屋等の代表例

建築物名称	ロータリースクリーン室	メンテナンスセンター
外観		
建屋等の諸元	構造：鉄筋コンクリート造 規模：縦 21m×横 13m×高さ 11m	構造：鉄骨造 規模：縦 34m×横 19m×高さ 11m

建屋等の津波による被害に影響する波圧は浸水深に依存して大きくなるため、高さの近い建築物の津波による被害は類似性があるものと考えられる。表3に示す東海第二発電所の建屋等を対象として、表2に示す南三陸町の建築物の被害状況を参考に被害想定を実施した。

鉄筋コンクリート造の建屋等については、南三陸町における建築物の被害状況を考慮すると、表2の被害事例のように地震又は波力により部分的に損壊するおそれがあるが、建築物が本来の形状を維持したまま滑動若しくは転倒し漂流する被害には至っていないことから、東海第二発電所の建屋等が本来の形状を維持したまま滑動若しくは転倒し漂流することはないと考えられる。また、万が一滑動若しくは転倒が起こった場合においても建屋等は重量物であるため漂流しないと考えられる。地震又は津波の波力により部分的な損壊が起こる可能性があり、損壊により生じたがれき等については漂流する可能性がある。

鉄骨造の建屋等については、南三陸町における建築物の被害状況を考慮すると、表2の被害事例のように波力により外装板が破損するおそれがあるが、建築物が本来の形状を維持したまま滑動若しくは転倒し漂流する被害には至っていないことから、東海第二発電所の建屋等が本来の形状を維持したまま滑動若しくは転倒し漂流することはないと考えられる。また、万が一滑動若しくは転倒が起こった場合においても建屋等は重量物であるため漂流しないと考えられる。地震又は津波の波力により部分的な損壊が起こる可能性があり、損壊により生じた外装板等については漂流する可能性がある。

木造の家屋等については滑動が起こることは考え難く、万が一滑動が起こった場合においても滑動した家屋等は津波の波力により本来の形状を維持せず損壊すると考えられる。損壊により生じた木片、その他構成部材等については漂流する可能性がある。

また、自動販売機などの比較的軽量の物品については津波により漂流する可能性がある。

地震・津波により施設・設備が損壊し漂流した場合、津波防護施設等の健全性に影響を及ぼす可能性があることから、工事計画における3.11地震時の被害状況を踏まえた東海第二発電所の地震・津波による被害想定については、東海第二発電所の遡上域を含めた流況について詳細に考察した上で、確認及び検討結果を拡充する。

#### 参考資料

- \*1 ISSN 1346-7301 国総研研究報告 第52号 平成25年1月国土技術政策総合研究所研究報告  
2011年東日本大震災に対する国土技術政策総合研究所の取り組み－緊急対応及び復旧・  
復興への技術支援に関する活動記録－, 188-190頁
- \*2 東北地方太平洋沖地震 宮城県南三陸町被災状況速報, (株) エイト日本技術開発,  
20110405, 5-6頁
- \*3 広島工業大学紀要研究編第46巻(2012) 221-230 報告 東日本大震災における鉄骨造建物の  
津波被害について 玉井 宏章・小川 勝彦 ON DAMAGED STEEL BUILDINGS DUE TO  
TAUNAMI AFTER GREAT TOUHOKU EARTHQUAKE Hiroyuki TAMAI and Katsuhiko OGAWA, 226-  
227頁

(参考4) 津波の流況を踏まえた漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性評価について

## 1. はじめに

「4.2 漂流物による影響確認について」における評価のひとつとして、基準津波に伴う漂流物が非常用海水ポンプの取水性及び津波防護施設等の機能に及ぼす影響を確認するために、漂流物となる可能性のある施設・設備を「図4.2-1 漂流物評価フロー」に基づき評価している。

漂流物評価フローにおいて示される「取水機能を有する安全設備等、津波防護施設等」に対する漂流物となる可能性」の具体的な考え方について、以下に示す。

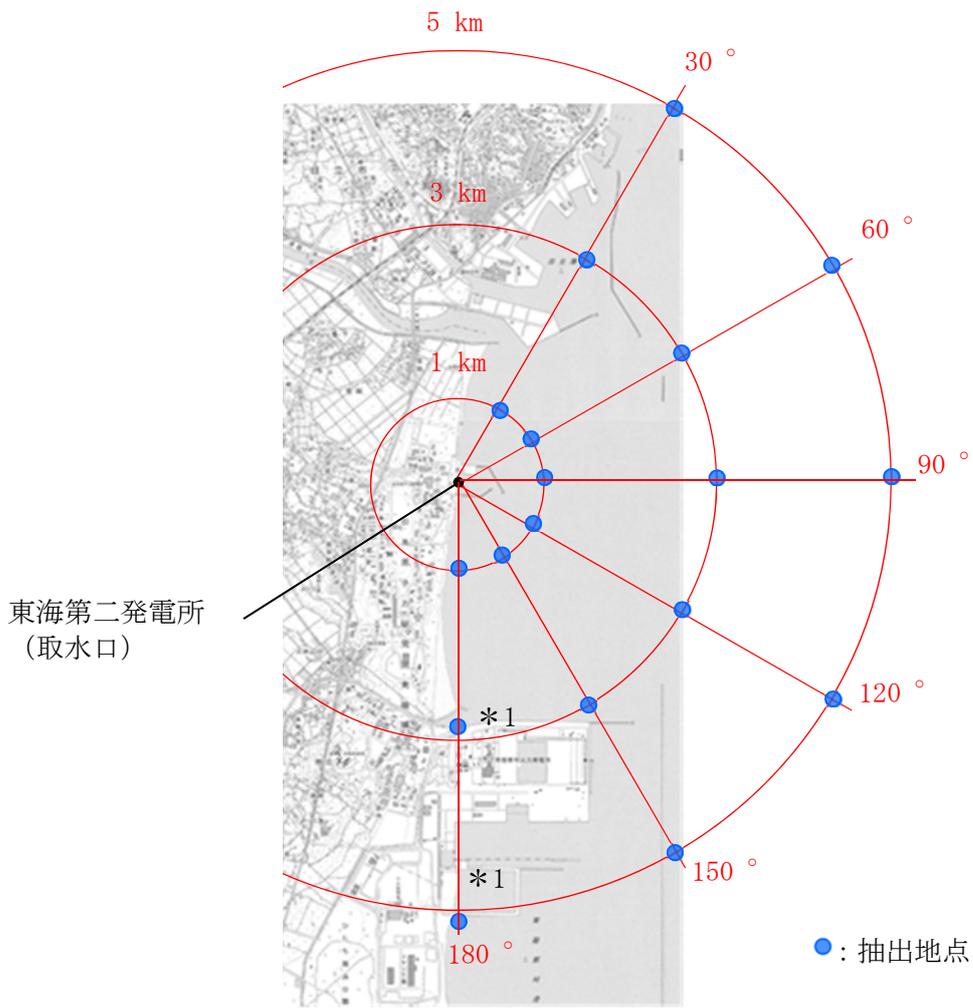
## 2. 「取水機能を有する安全設備等、津波防護施設等」に対する漂流物となる可能性」について

津波防護施設等、取水機能を有する安全設備等に対する漂流物となる可能性について、津波の流況を踏まえて、東海第二発電所の取水口及び津波防護施設等に対する漂流物の動向を確認することにより評価する。

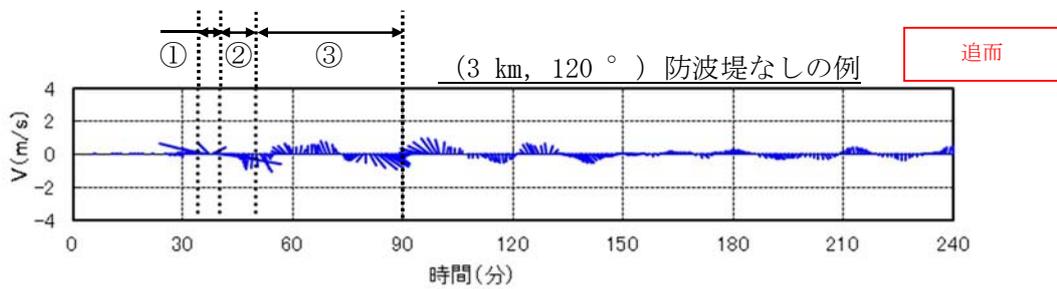
### 2.1 津波流況の考察

#### (1) 流況考察時間の分類

東海第二発電所敷地内及び敷地外における津波襲来時の流況について整理した。津波流向の時刻歴を確認した結果、津波が襲来する時間帯（以下、流況の評価においては「津波襲来時」という。）である地震発生後約34分～約40分及び引き波の時間帯（以下、流況の評価においては「引き波時」という。）である地震発生後約40分～約50分に大きな速度を有する一定方向の流向が継続しており、引き波後は継続的でない流向を示す傾向にあった。漂流物の動向に影響を与える流況としては、大きな速度を有する継続的な一定方向の流向が支配的であると考えられるが、ここでは保守的に引き波後の流況についても把握することを目的とし、津波による流況が収束しつつある時間帯（以下、流況の評価においては「収束時」という。）である地震発生後約50分～約90分についても整理した。図1に流況考察時間の分類を示す。



\*1 (3 km, 180°)及び(5 km, 180°)の地点については、陸域となるため、海域となるように調整した。



流況考察時間の分類

- ①津波襲来時 (地震発生後 約 34 分～約 40 分)
- ②引き波時 (地震発生後 約 40 分～約 50 分)
- ③収束時 (地震発生後 約 50 分～約 90 分)

図 1 流況考察時間の分類

## (2) 津波流況の考察

図2に発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル（防波堤ありの場合）を示す。また、防波堤ありの場合における流況の考察の詳細を以下に示す。

### a. 防波堤あり

#### (a) 津波襲来時（地震発生後 約34分～約40分）

##### イ. 発電所敷地エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約35分後に敷地前面に到達する。地震発生から約37分後には敷地への遡上が始まり、図2(4/11)の地震発生から38分後における発電所敷地エリア拡大図のように、取水口以北では防潮堤の敷地前面東側から敷地側面北側に沿うように遡上し、取水口以南では防潮堤の敷地前面東側から敷地側面南側に沿うように遡上する。地震発生から約40分後には引き波となる。

##### ロ. 発電所北側エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約35分後に発電所北側エリア前面の海域に到達する。地震発生から約37分後には北西向きの流向を主流として発電所北側エリアの陸域及び久慈川へ遡上し、図2(5/11)の地震発生から40分後における発電所周辺広域図のように、発電所敷地エリアでは引き波へと転じる。地震発生から約40分後においても、発電所北側エリアの陸域及び久慈川では津波の遡上が続く（地震発生から約43分後まで遡上が継続する）。

##### ハ. 発電所南側エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約34分後に発電所南側エリア前面の海域に到達する。前面海域に到達した津波は常陸那珂港区沖防波堤の影響により、常陸那珂火力発電所敷地へは直接遡上せず、沖防波堤の北側に回り込む。地震発生から約36分後には常陸那珂港区沖防波堤の北側に回り込んだ津波が常陸那珂火力発電所敷地の北側から遡上を始める。図2(3/11)の地震発生から37.5分後における発電所周辺広域図のように、常陸那珂火力発電所敷地の北側からは南向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上し、常陸那珂火力発電所敷地の南側からは北向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上するが、地震発生から約40分後には引き波となる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地では地震発生から約37分後に西向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上するが、地震発生から約39分後には引き波となる。

#### (b) 引き波時（地震発生後 約40分～約50分）

##### イ. 発電所敷地エリア

地震発生から約40分後に引き波へと転じ、敷地前面東側から外海へ向かう流況となる。引き波時は津波襲来時のように防潮堤に沿うような流況は示さず、図2(5/11)の地震発生から40分後における発電所敷地エリア拡大図のように、敷地前面東側の一部を除き、直接外海へ向かう流況となっている。また、図2(7/11)の地震発生から43分後における発電所敷地エリア拡大図のように、防波堤の間隔が狭いため、引き波方向に大きな流速が出ていることが確認される。引き波の流況は地震発生

から約 50 分後まで継続する。

ロ. 発電所北側エリア

地震発生から約 40 分後以降においても久慈川及び久慈川周辺陸域については遡上を続けるが、地震発生から約 43 分後には引き波へ転じ始め、陸域から外海へ向かう流向を主流とした流況となる。この流況は地震発生から約 50 分後以降も継続する。なお、防波堤より敷地側の海域では比較的穏やかな流況となる（防波堤より敷地側の海域では穏やかな流況が地震発生から 90 分後まで続く）。また、図 2（6/11）の地震発生から 41.5 分後における発電所周辺広域図のように、日立港区沖防波堤の北側又は南側に回り込みながら波が引いていく流況となる。さらに、図 2（8/11）の地震発生から 45 分後における発電所周辺広域図のように、日立港区東防波堤及び南防波堤の間隔が狭いため、引き波方向に大きな流速が出ていることが確認される。発電所北側エリアの前面海域については地震発生から約 40 分後には引き波へと転じ、外海へ向かう流況となる。この流況は地震発生から約 43 分後まで継続する。

ハ. 発電所南側エリア

発電所南側エリアの常陸那珂火力発電所敷地では、地震発生約 40 分後から約 45 分後にかけて引き波となる。図 2（6/11）の地震発生から 42 分後における発電所周辺広域図のように、常陸那珂港区沖防波堤の北側に回り込みながら波が引いていく流況を示し、図 2（7/11）の地震発生から 43 分後における発電所周辺広域図のように、旋回する流況が確認される。旋回する流況は地震発生後約 55 分まで継続する。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地前面海域では地震発生約 40 分後から約 50 分後にかけて引き波となり、外海へ向う流向を主流とした流況となる。

(c) 収束時（地震発生後 約 50 分～約 90 分）

イ. 発電所敷地エリア

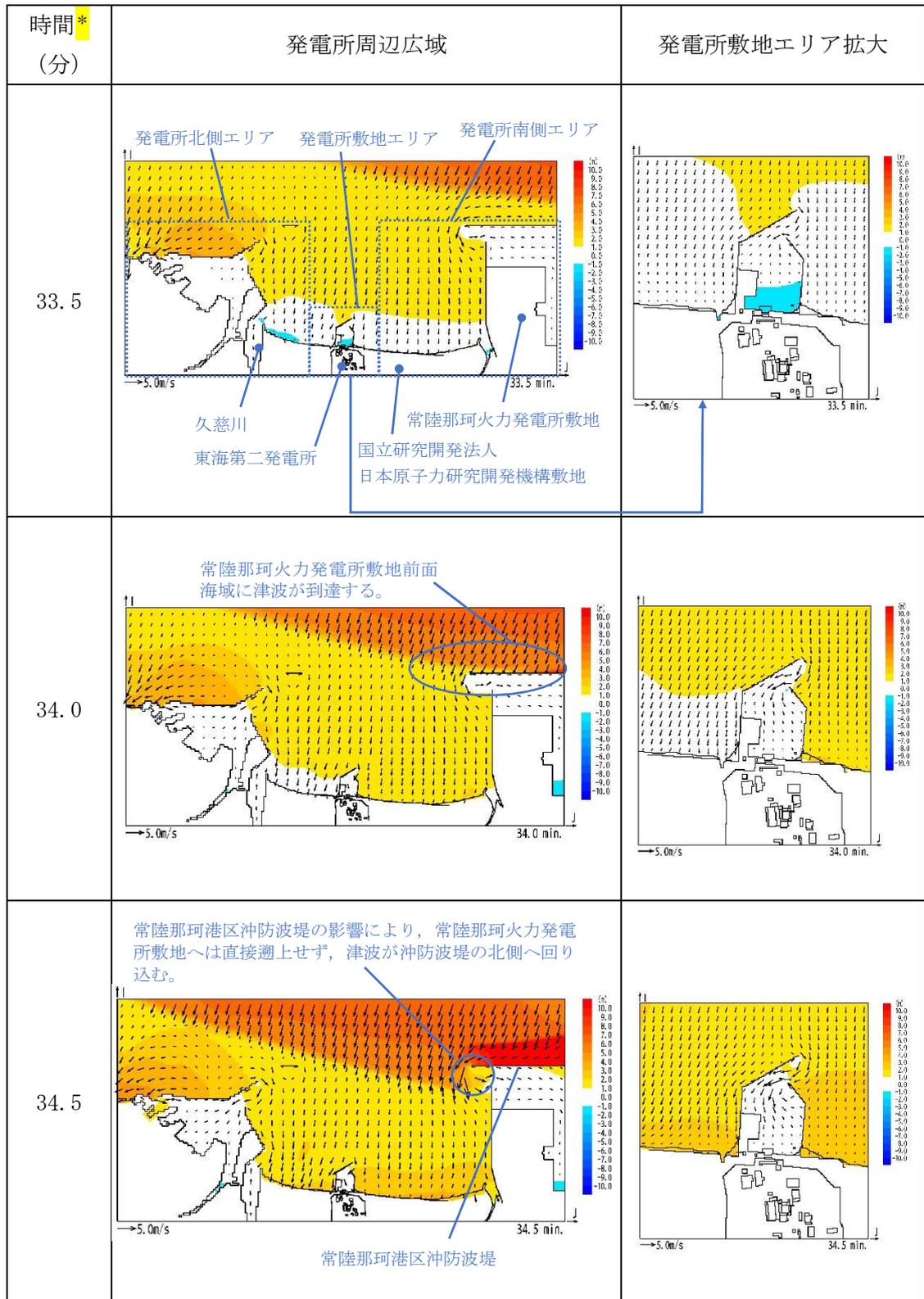
敷地前面海域において、図 2（9/11）の地震発生から 55 分後における発電所周辺広域図のように、旋回する流況が確認される（旋回する流況は地震発生後約 75 分まで継続する）。また、図 2（9/11）の地震発生から 60 分後における発電所敷地エリア拡大図のように、東海港の防波堤付近にて旋回する流況となるが、継続的な流況とはならない。地震発生約 65 分後から約 75 分後にかけては一部旋回する流況となるものの、穏やかな流況が継続する。図 2（11/11）の地震発生から 80 分後における発電所敷地エリア拡大図のように、地震発生から約 80 分後に西向きの流向で津波が襲来し、物揚岸壁及び敷地前面東側の一部に津波が遡上するが、この流況が継続することはなく、地震発生から約 85 分後には引き波へと転じ、地震発生から約 90 分後には一部で引き波及び旋回する流況が確認されるものの比較的穏やかな流況となる。

ロ. 発電所北側エリア

地震発生から約 55 分後までは陸域から外海へ向かう流向を主流とした流況が継続する。地震発生約 65 分後から約 80 分後にかけては穏やかな流況が継続する。地震発生約 85 分後から約 90 分後では引き波となり、外海へ向う流向を主流とした流況となる。

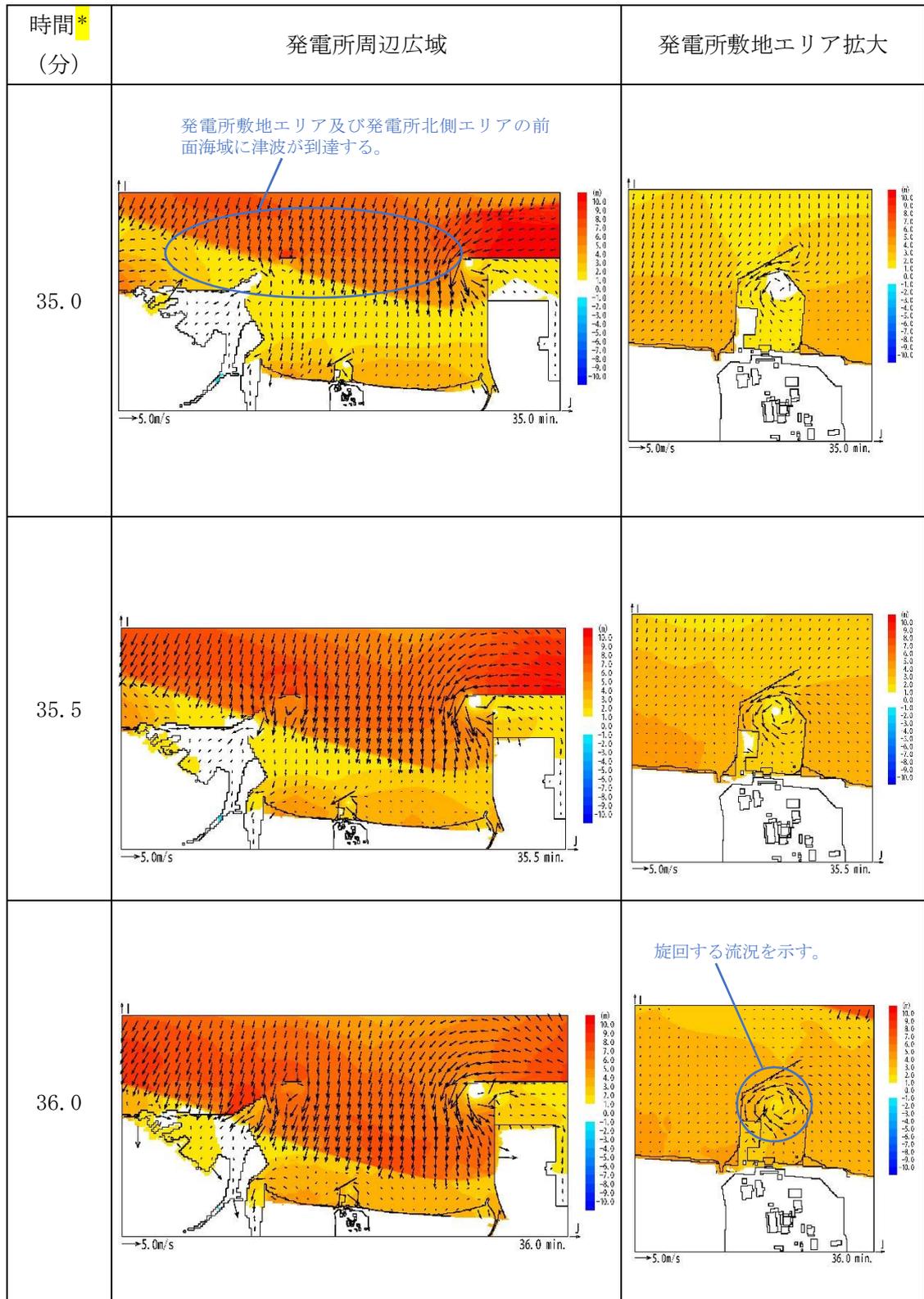
#### ハ. 発電所南側エリア

地震発生約 60 分後から約 80 分後にかけては穏やかな流況が継続する。地震発生から約 85 分後に引き波へと転じ、地震発生から約 90 分後には再び穏やかな流況となる。



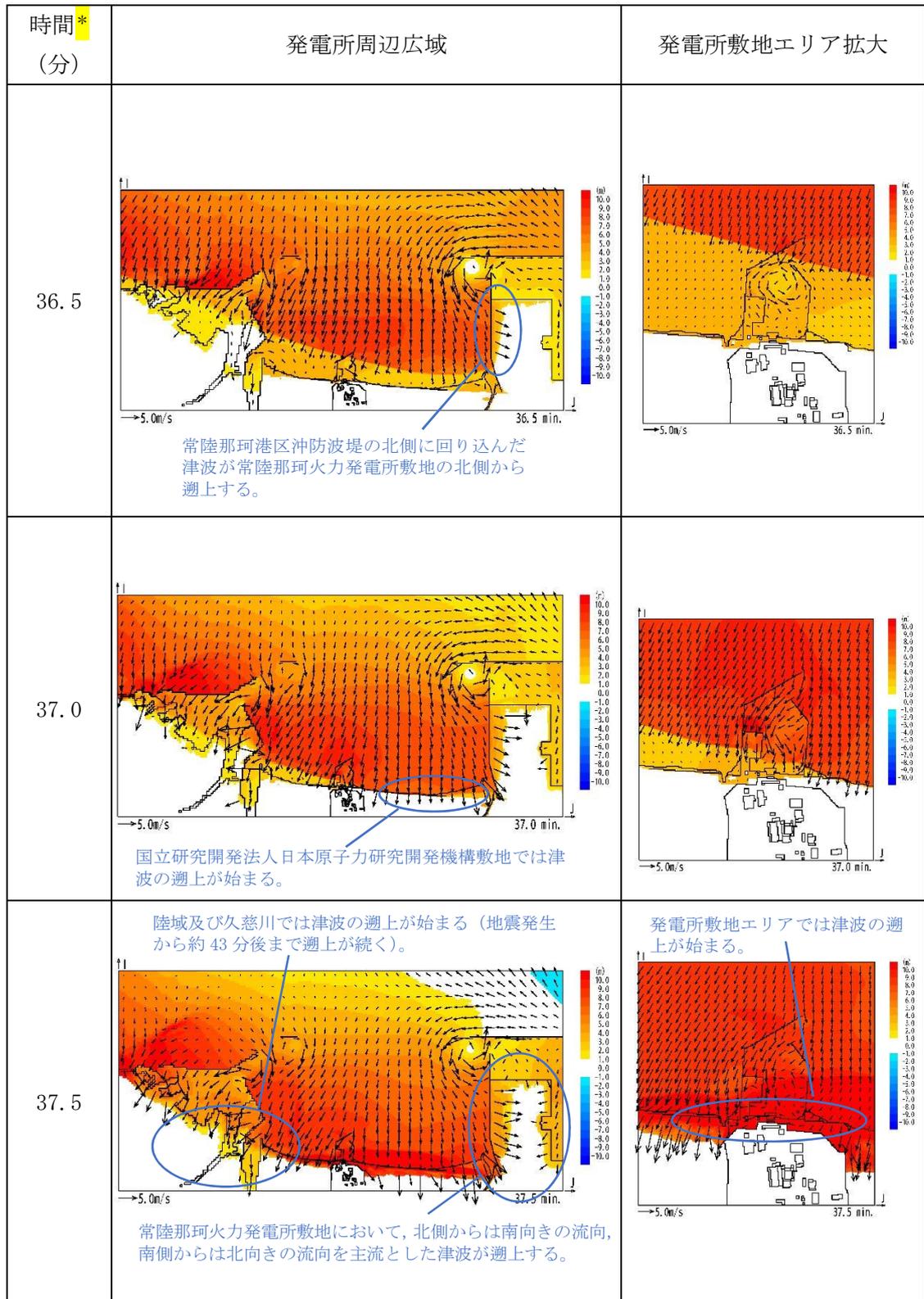
\*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図2 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル  
(防波堤ありの場合) (1/11)



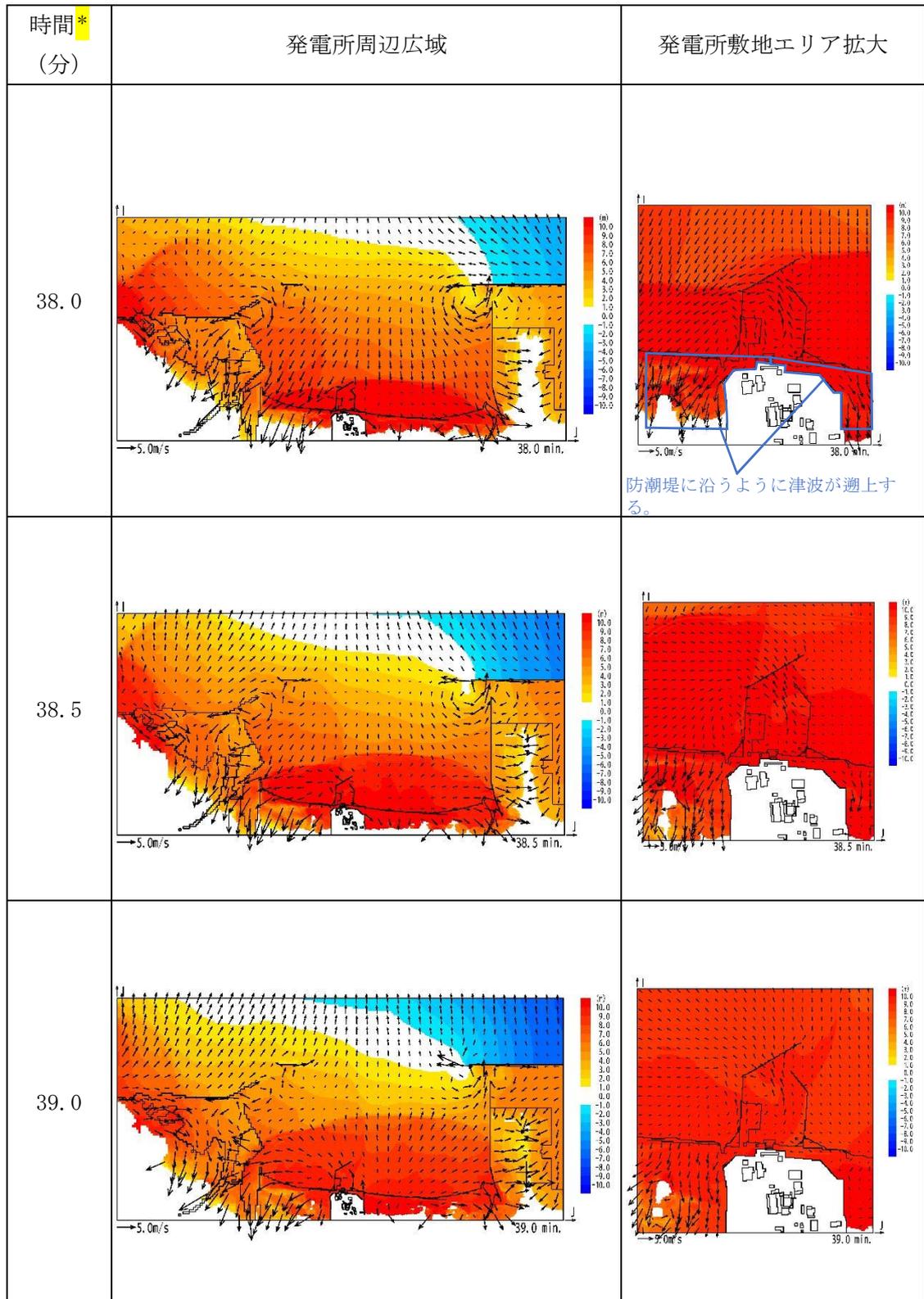
\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

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



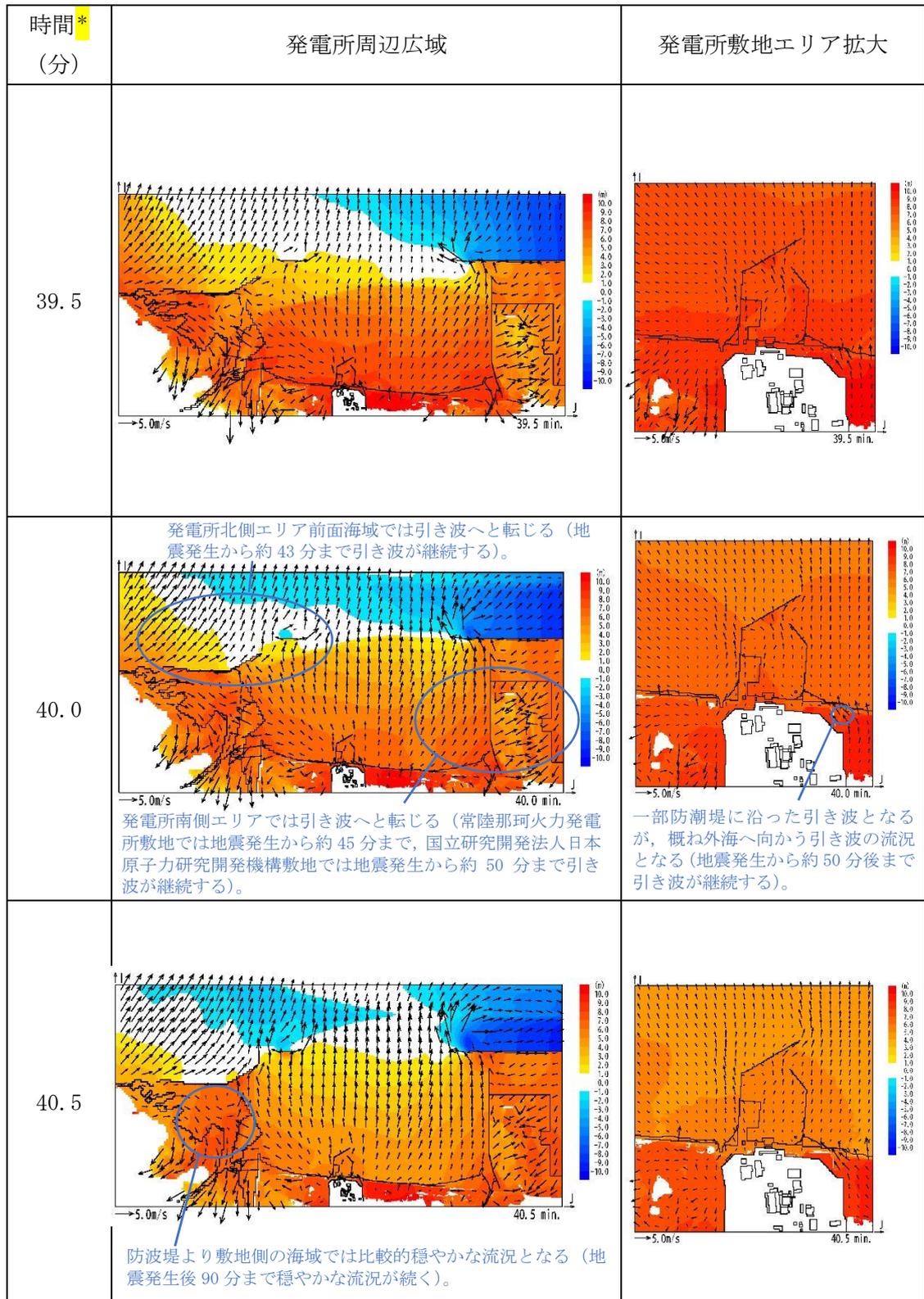
\*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

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



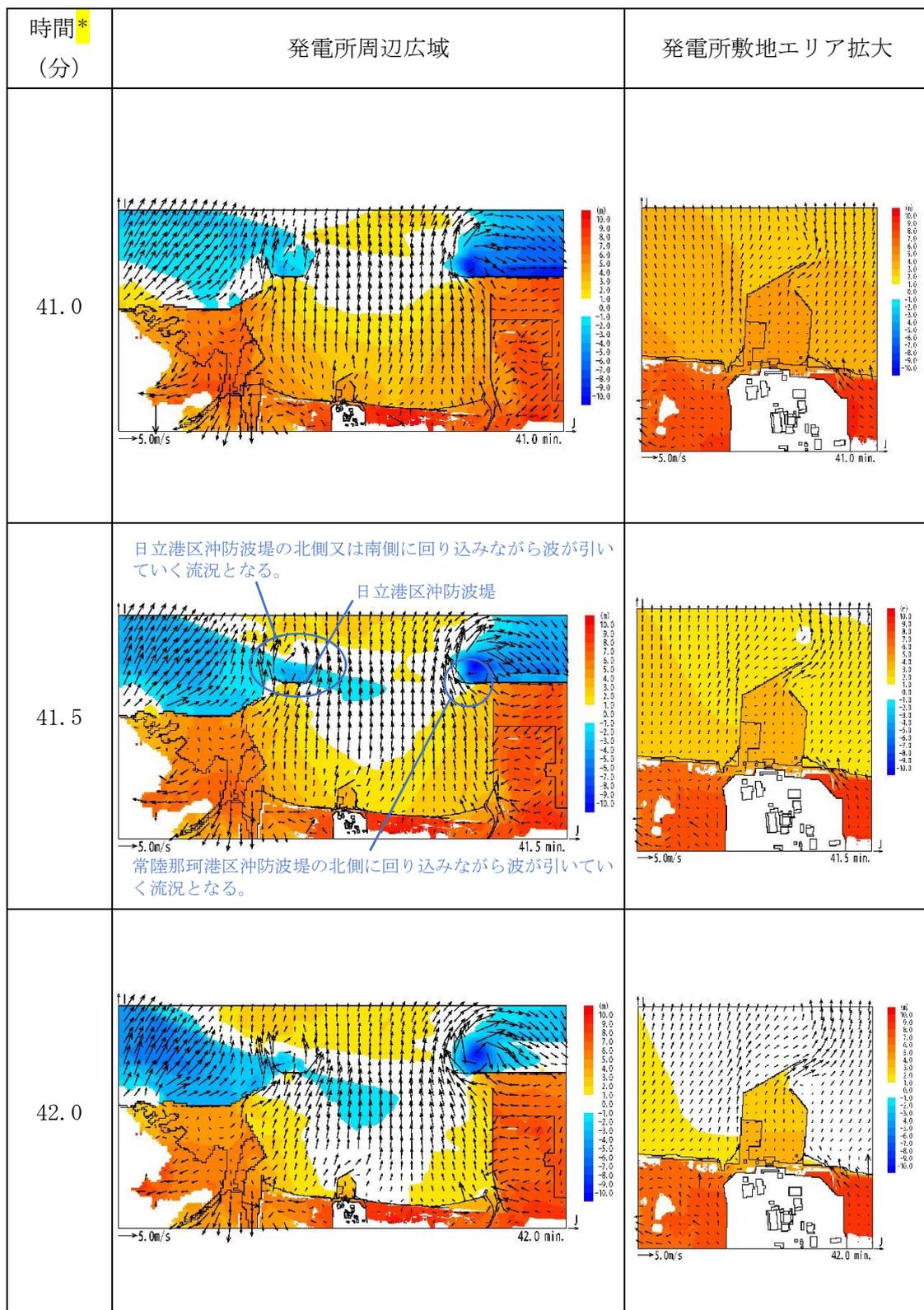
\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図2 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル  
(防波堤ありの場合) (4/11)



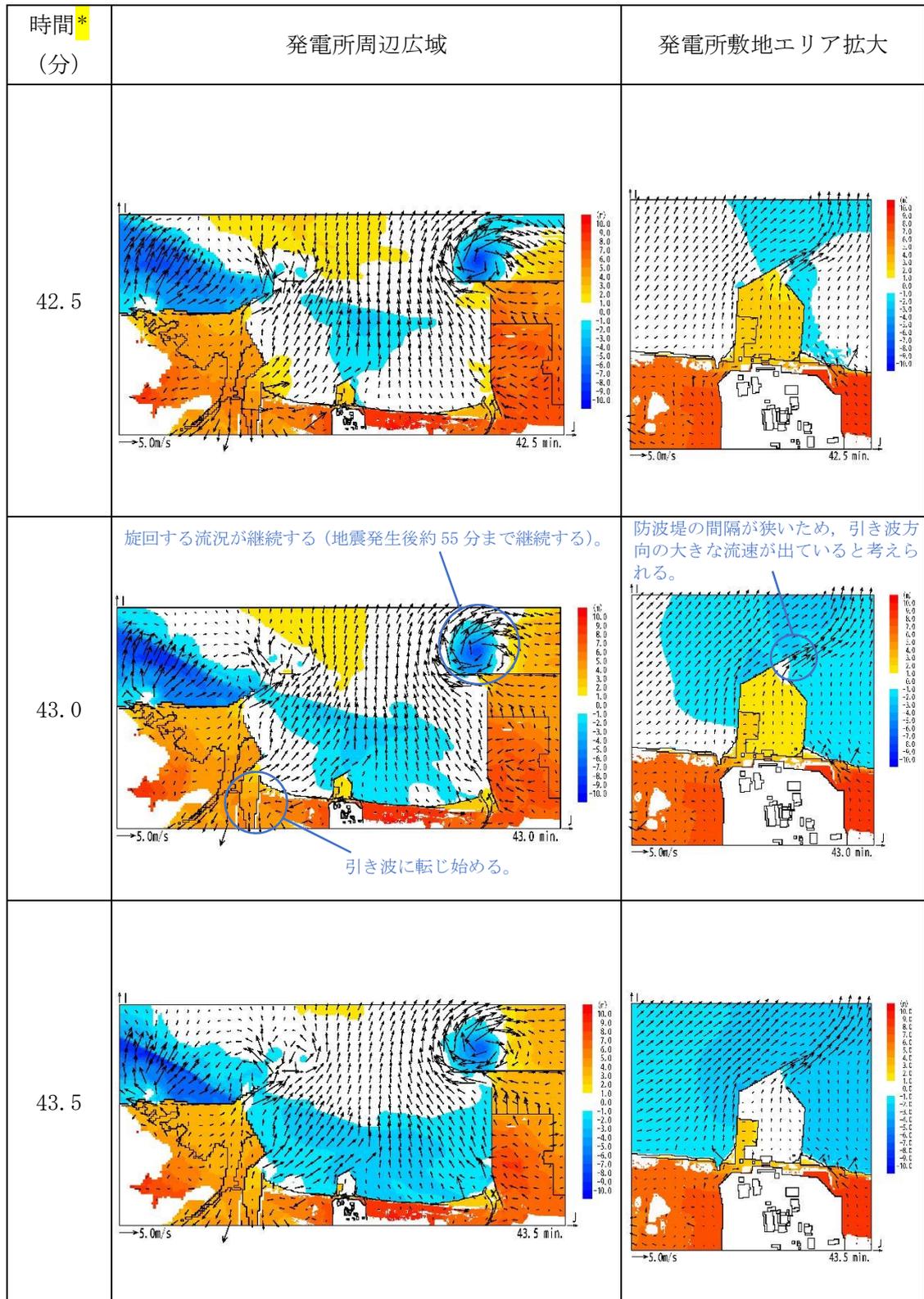
\*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図2 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル  
(防波堤ありの場合) (5/11)



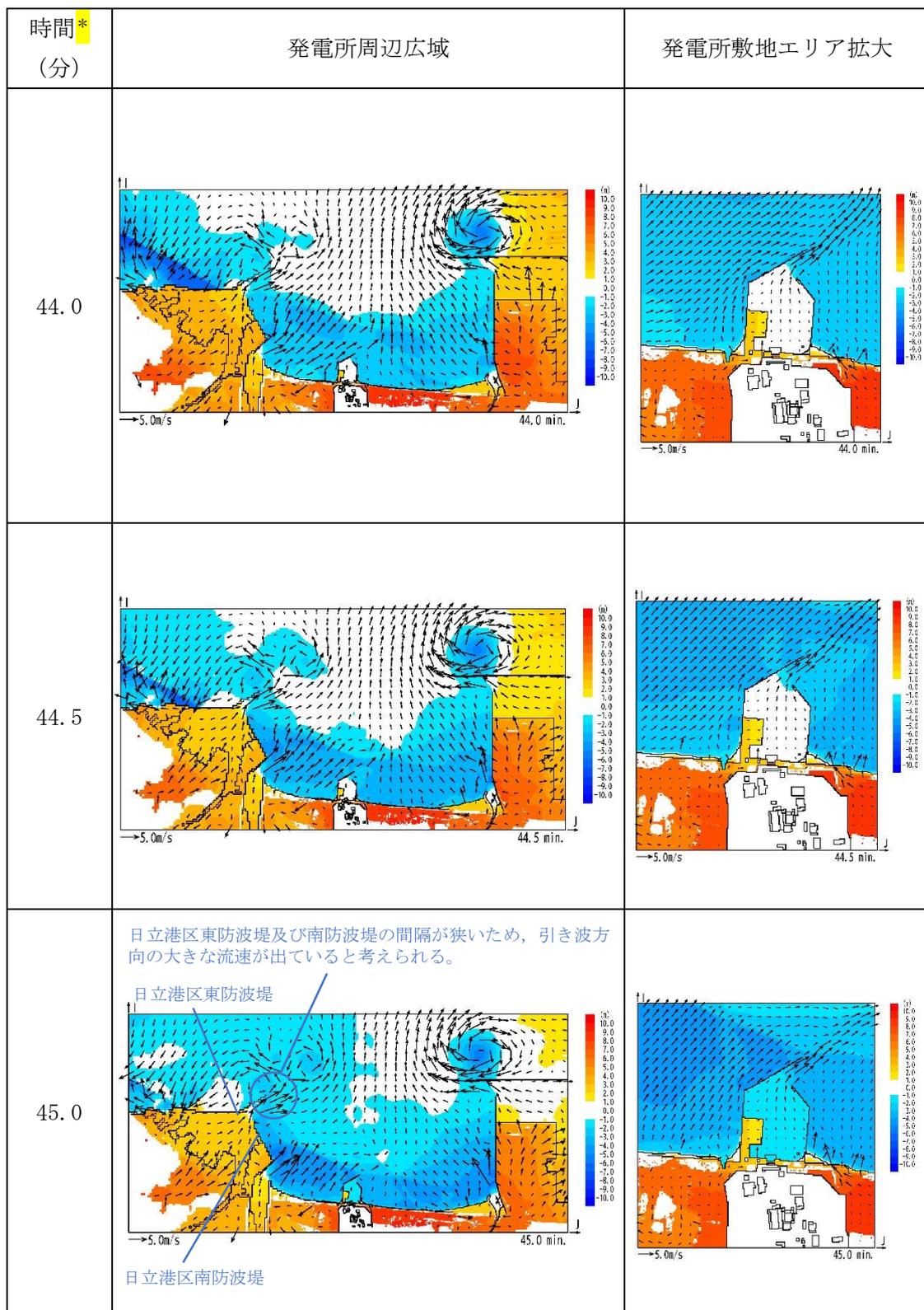
\*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図2 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル  
(防波堤ありの場合) (6/11)



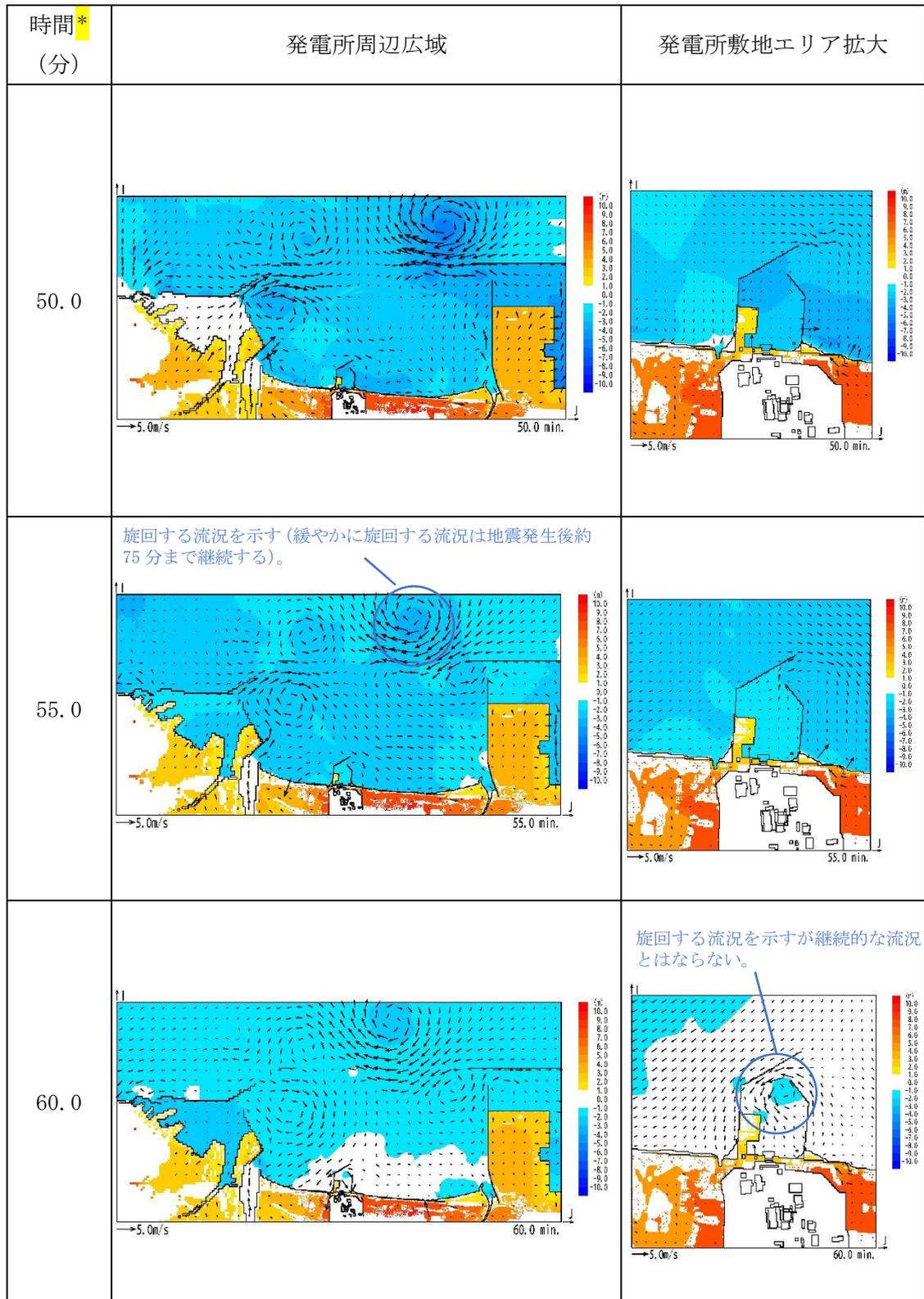
\*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図2 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル  
(防波堤ありの場合) (7/11)



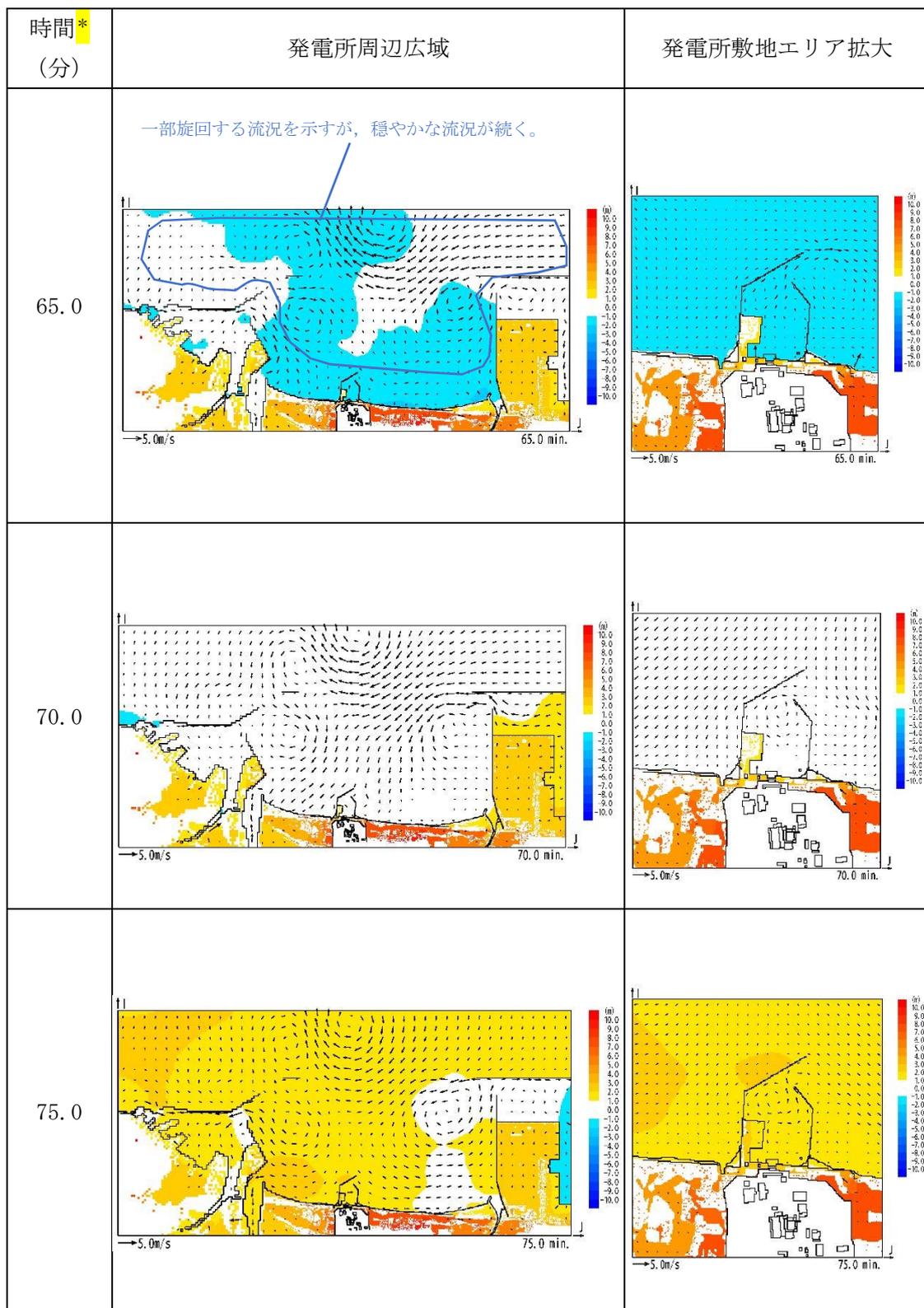
\*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

図2 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル  
(防波堤ありの場合) (8/11)



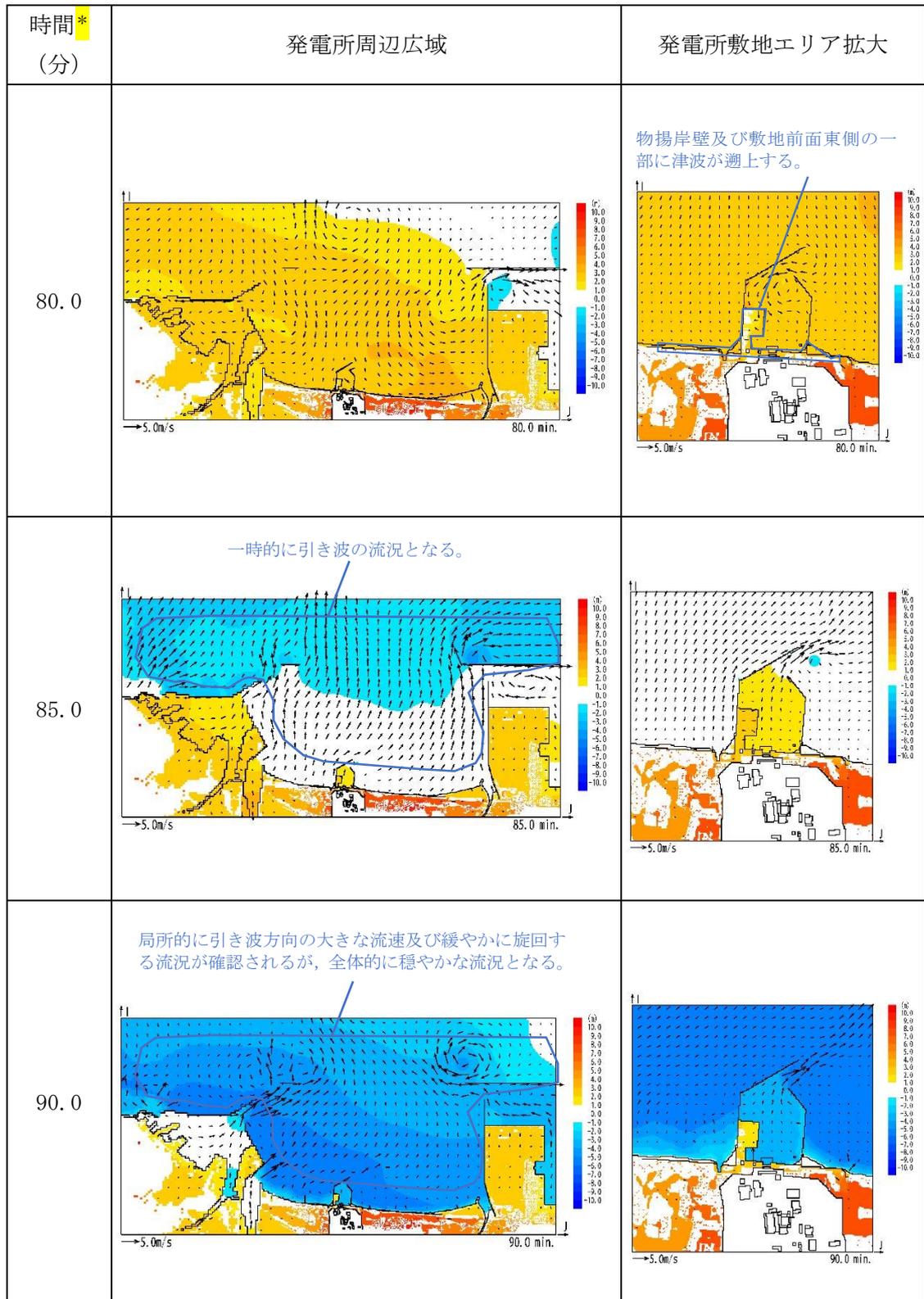
\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図2 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル  
(防波堤ありの場合) (9/11)



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図2 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル  
(防波堤ありの場合) (10/11)



\*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

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

図3に発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル（防波堤なしの場合）を示す。また、防波堤なしの場合における流況の考察の詳細を以下に示す。

b. 防波堤なし

(a) 津波襲来時（地震発生後 約34分～約40分）

イ. 発電所敷地エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約35分後に敷地前面に到達する。地震発生から約37分後には敷地への遡上が始まり、図3(4/11)の地震発生から38分後における発電所敷地エリア拡大図のように、取水口以北では防潮堤の敷地前面東側から敷地側面北側に沿うように遡上し、取水口以南では防潮堤の敷地前面東側から敷地側面南側に沿うように遡上する。地震発生から約40分後には引き波となる。

ロ. 発電所敷地エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約35分後に発電所北側エリア前面の海域に到達する。地震発生から約37分後には北西向きの流向を主流として発電所北側エリアの陸域及び久慈川へ遡上し、図3(5/11)の地震発生から40分後における発電所周辺広域図のように、発電所敷地エリアでは引き波へと転じる地震発生から約40分後においても、発電所北側エリアの陸域及び久慈川では津波の遡上が続く（地震発生から約43分後まで遡上が継続する）。

ハ. 発電所南側エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約34分後に発電所南側エリア前面の海域に到達する。地震発生から約35分後には北西向きの流向を主流として常陸那珂火力発電所敷地へ遡上し始め、図3(3/11)の地震発生から37.5分後における発電所周辺広域図のように、常陸那珂火力発電所敷地の北側からは南西向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上し、常陸那珂火力発電所敷地の南側からは北西向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上するが、地震発生から約40分後には引き波となる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地では地震発生から約37分後に西向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上するが、地震発生から約39分後には引き波となる。

(b) 引き波時（地震発生後 約40分～約50分）

イ. 発電所敷地エリア

地震発生から約40分後に引き波へと転じ、敷地前面東側から外海へ向かう流況となる。引き波時は津波襲来時のように防潮堤に沿うような流況は示さず、図3(5/11)の地震発生から40分後における発電所敷地エリア拡大図のように、敷地前面東側の一部を除き、直接外海へ向かう流況となっている。この流況は地震発生から約50分後まで継続する。

ロ. 発電所敷地エリア

地震発生から約40分後以降においても久慈川及び久慈川周辺陸域については遡上を続けるが、地震発生から約43分後には引き波へ転じ始め、陸域から外海へ向かう流向を主流とした流況となる。この流況は地震発生から約50分後以降も継続する。

発電所北側エリアの前面海域については地震発生から約 40 分後には引き波へと転じ、外海へ向かう流況となる。この流況は地震発生から約 50 分後以降も継続する（地震発生から約 55 分後まで引き波が継続する）。

ハ. 発電所南側エリア

発電所南側エリアの常陸那珂火力発電所敷地では、地震発生約 40 分後から約 45 分後にかけて引き波となり、図 3（7/11）及び図 3（8/11）の発電所周辺広域図のように、地震発生から約 42 分後から約 45 分後にかけて常陸那珂火力発電所敷地前面海域にて旋回する流況となるものの、概ね遡上時とは逆の流向を主流とした流況となる。地震発生から約 50 分後には常陸那珂火力発電所敷地前面海域にて南向きの流向を主流とした流況となる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地前面海域では地震発生約 40 分後から約 50 分後にかけて引き波となり、外海へ向う流向を主流とした流況となる。

(c) 収束時（地震発生後 約 50 分～約 90 分）

イ. 発電所敷地エリア

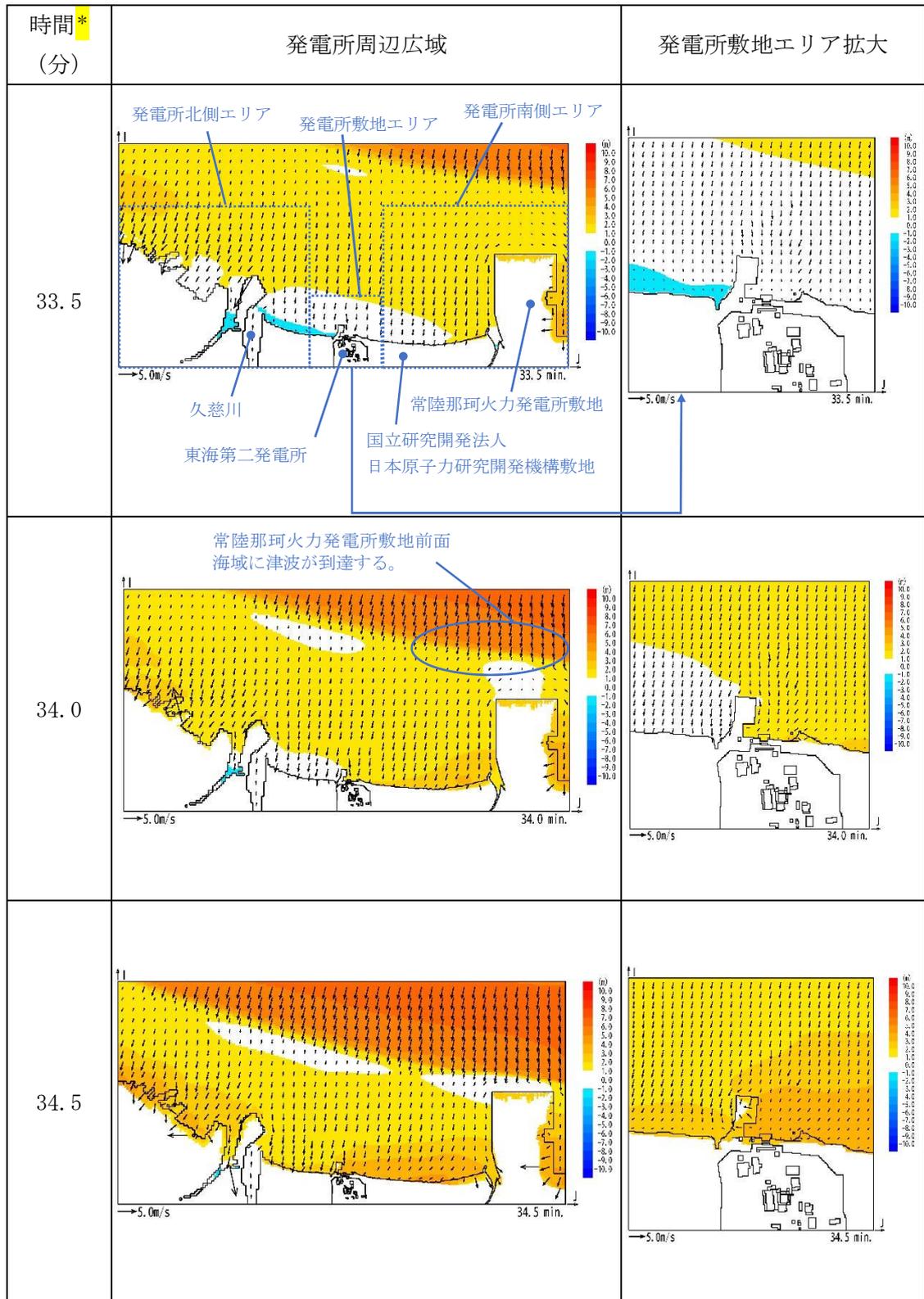
敷地前面海域において、地震発生から約 55 分後には南向きの流況となり、地震発生から約 65 分後には北向きの流況となるが、いずれも継続的な流況とはならず、地震発生約 65 分後から約 75 分後にかけては穏やかな流況が継続する。図 3（11/11）の地震発生から 80 分後における発電所敷地エリア拡大図のように、地震発生から約 80 分後に西向きの流向で津波が襲来し、物揚岸壁及び敷地前面東側の一部に津波が遡上するが、この流況が継続することなく、地震発生から約 85 分後には引き波へと転じ、地震発生から約 90 分後には一部で引き津波が継続するものの比較的穏やかな流況となる。

ロ. 発電所敷地エリア

地震発生から約 55 分後までは陸域から外海へ向かう流向を主流とした流況が継続する。地震発生から約 60 分後には北西へ向かう流向を主流とした流況となるが、継続的な流況とはならず、地震発生約 65 分後から約 80 分後にかけては穏やかな流況が継続する。地震発生約 85 分後から約 90 分後では引き波となり、外海へ向う流向を主流とした流況となる。

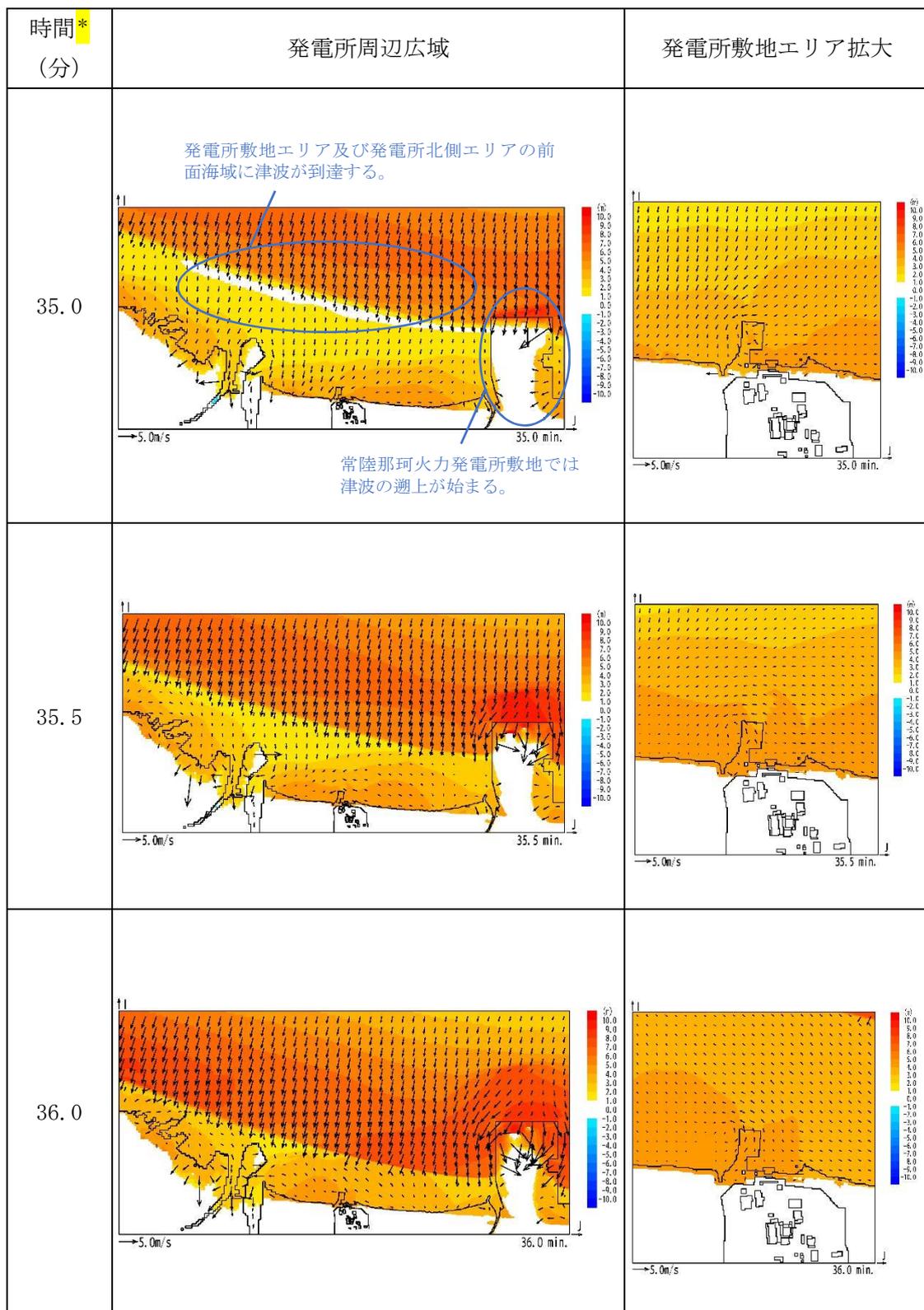
ハ. 発電所南側エリア

地震発生から約 55 分後にて西向きの流向を主流とした流況となるが、継続的な流況とはならず、地震発生約 60 分後から約 80 分後にかけては穏やかな流況が継続する。地震発生から約 85 分後に引き波へと転じ、地震発生から約 90 分後には再び穏やかな流況となる。



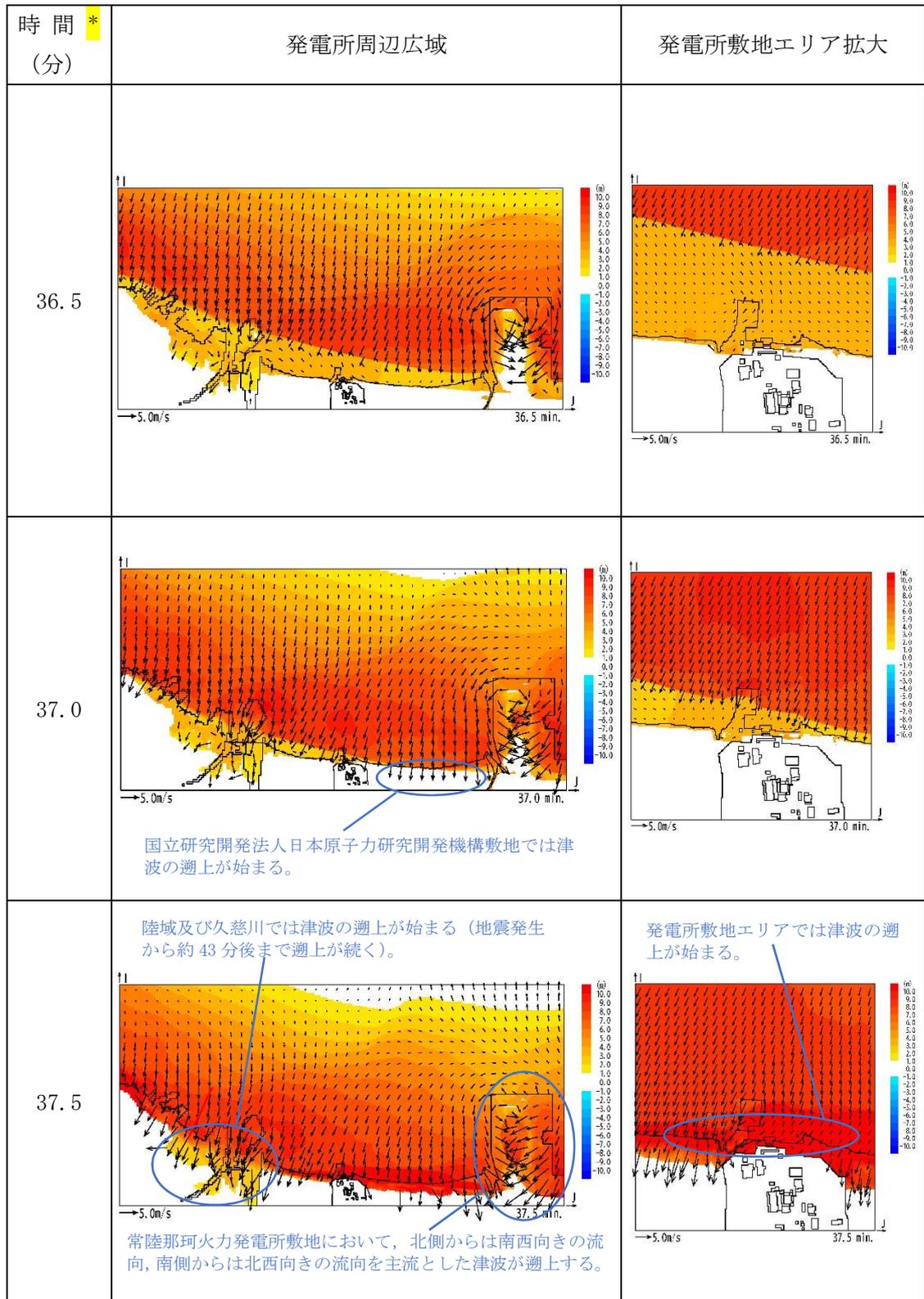
\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図3 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル  
(防波堤なしの場合) (1/11)



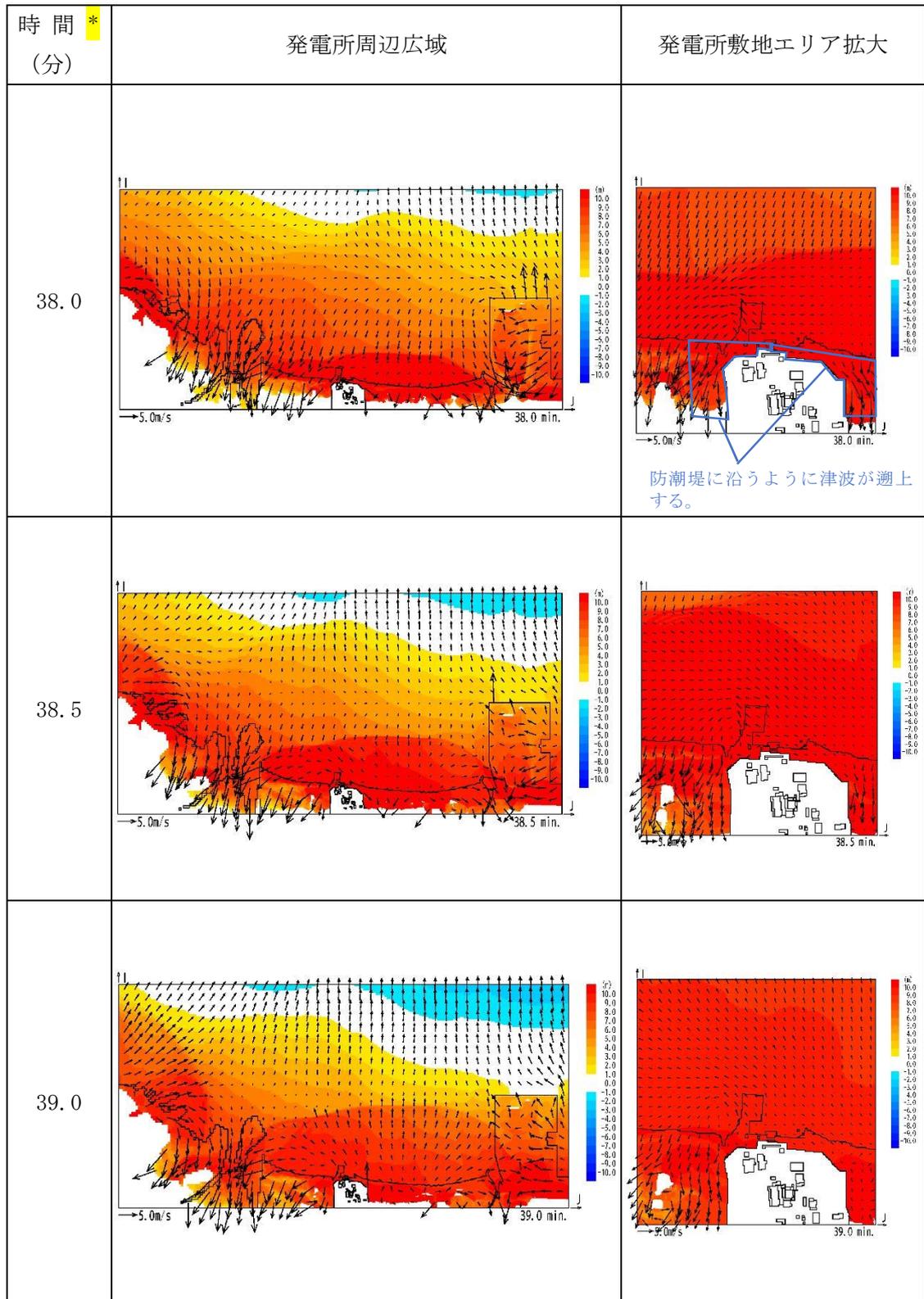
\*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

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



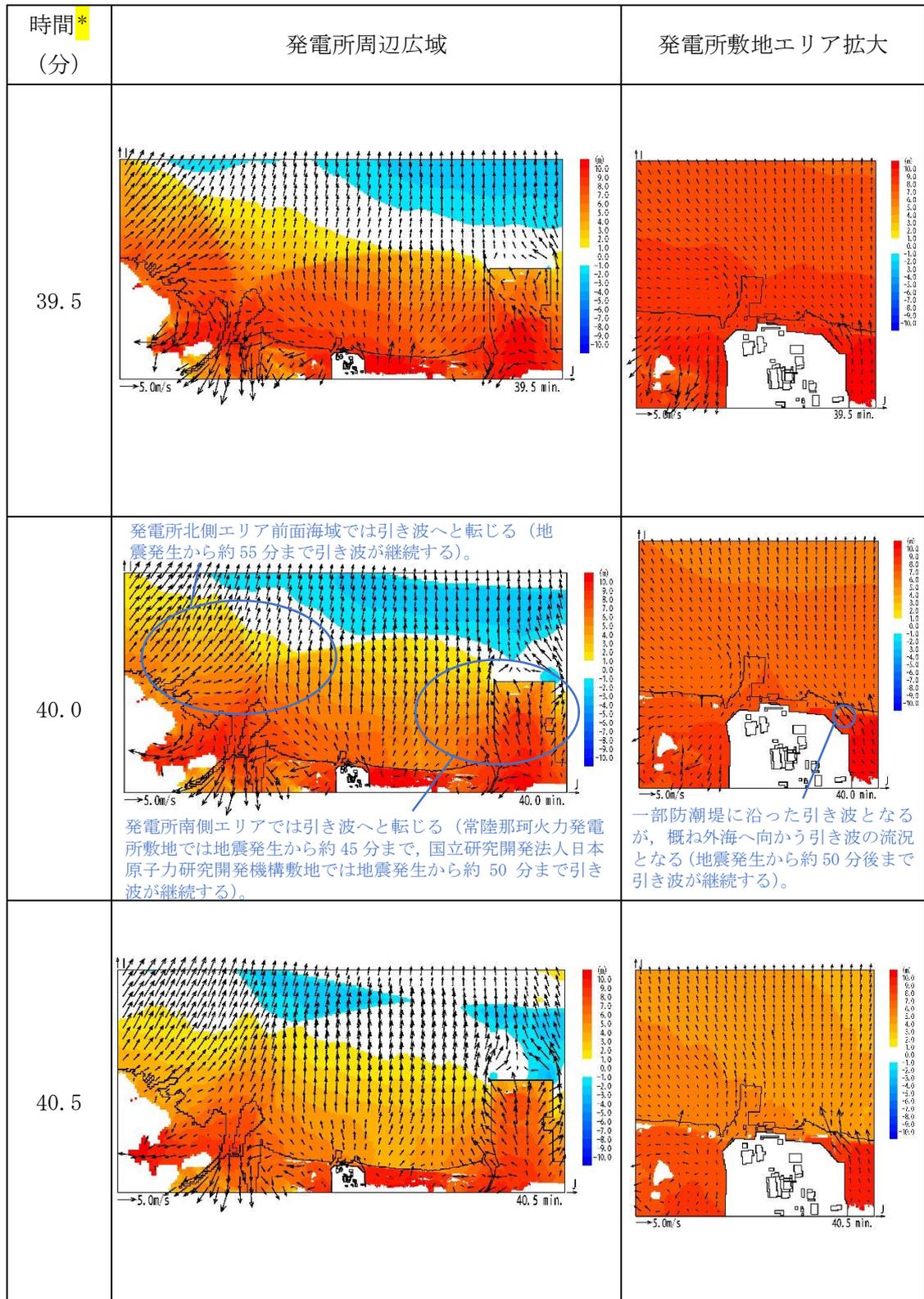
\*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

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



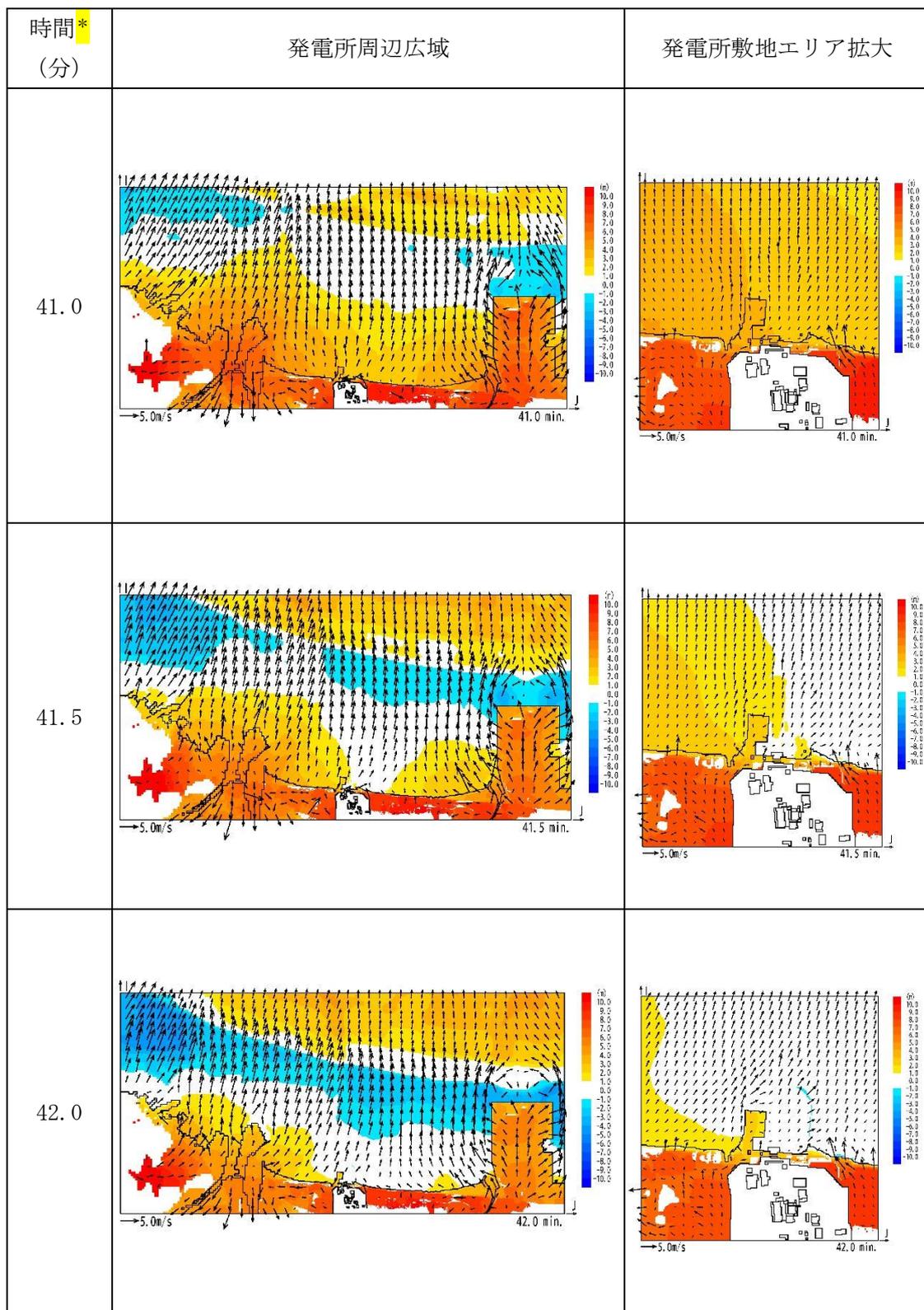
\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

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



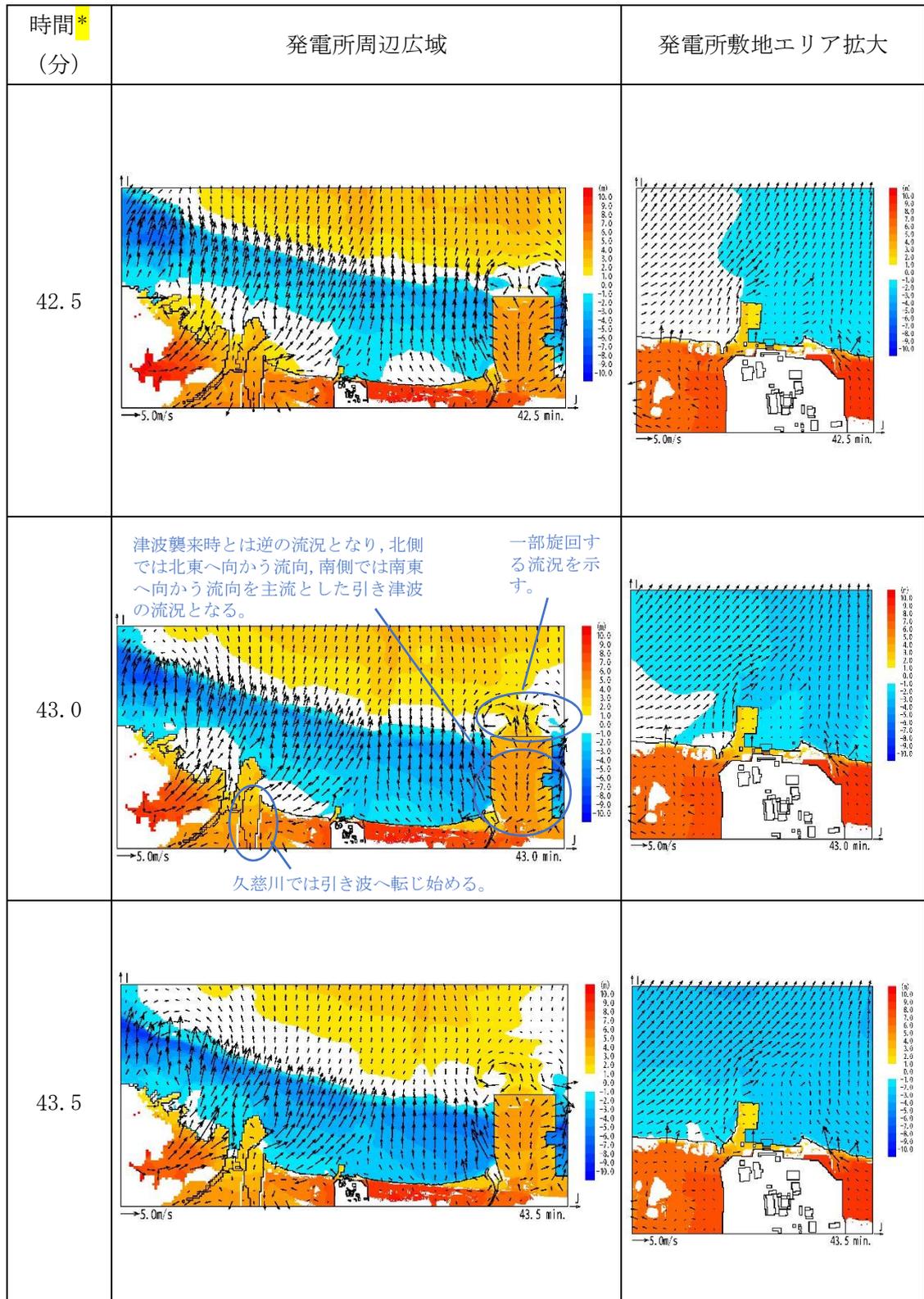
\*：津波の原因となる地震発生後の経過時間

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



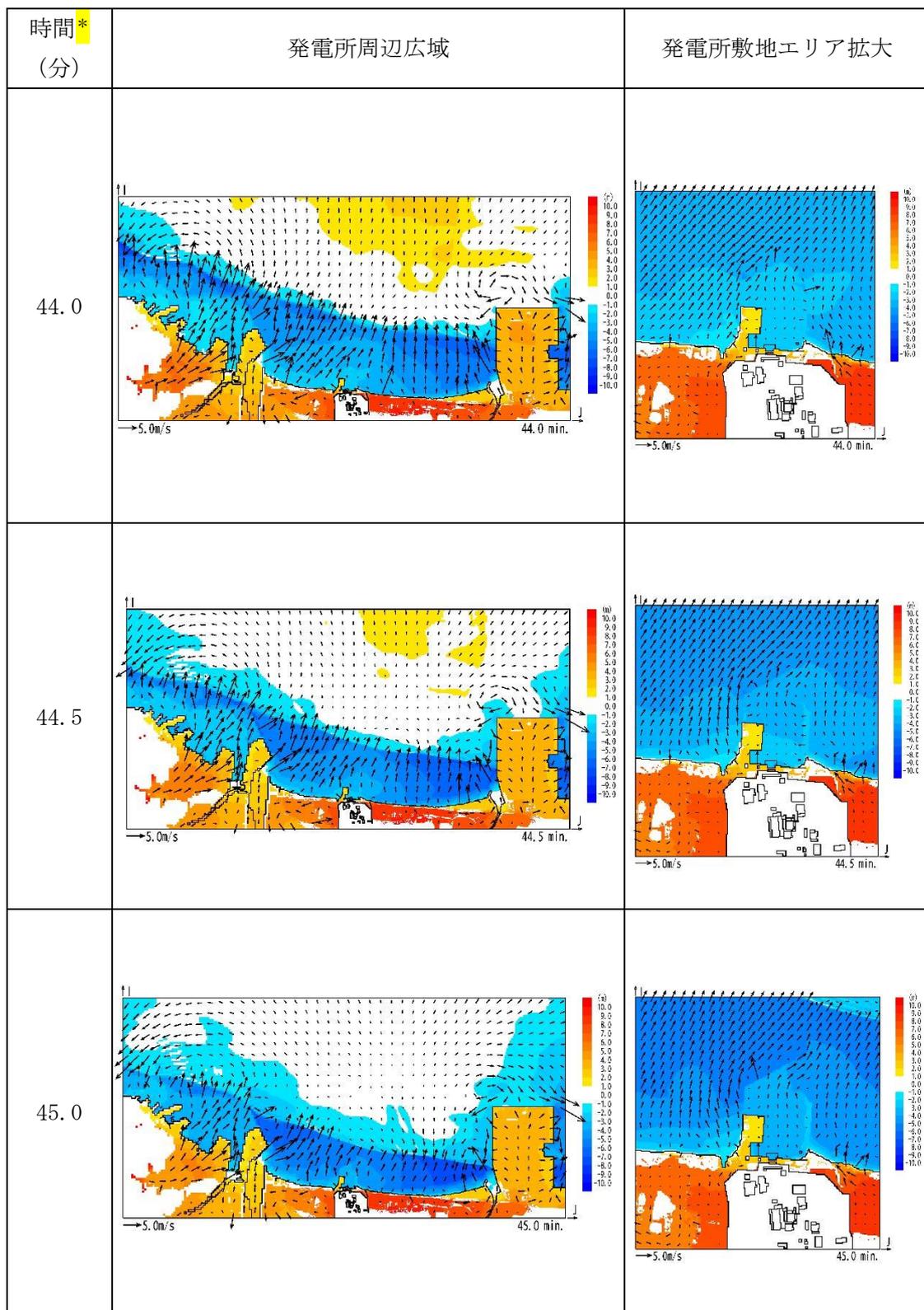
\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

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



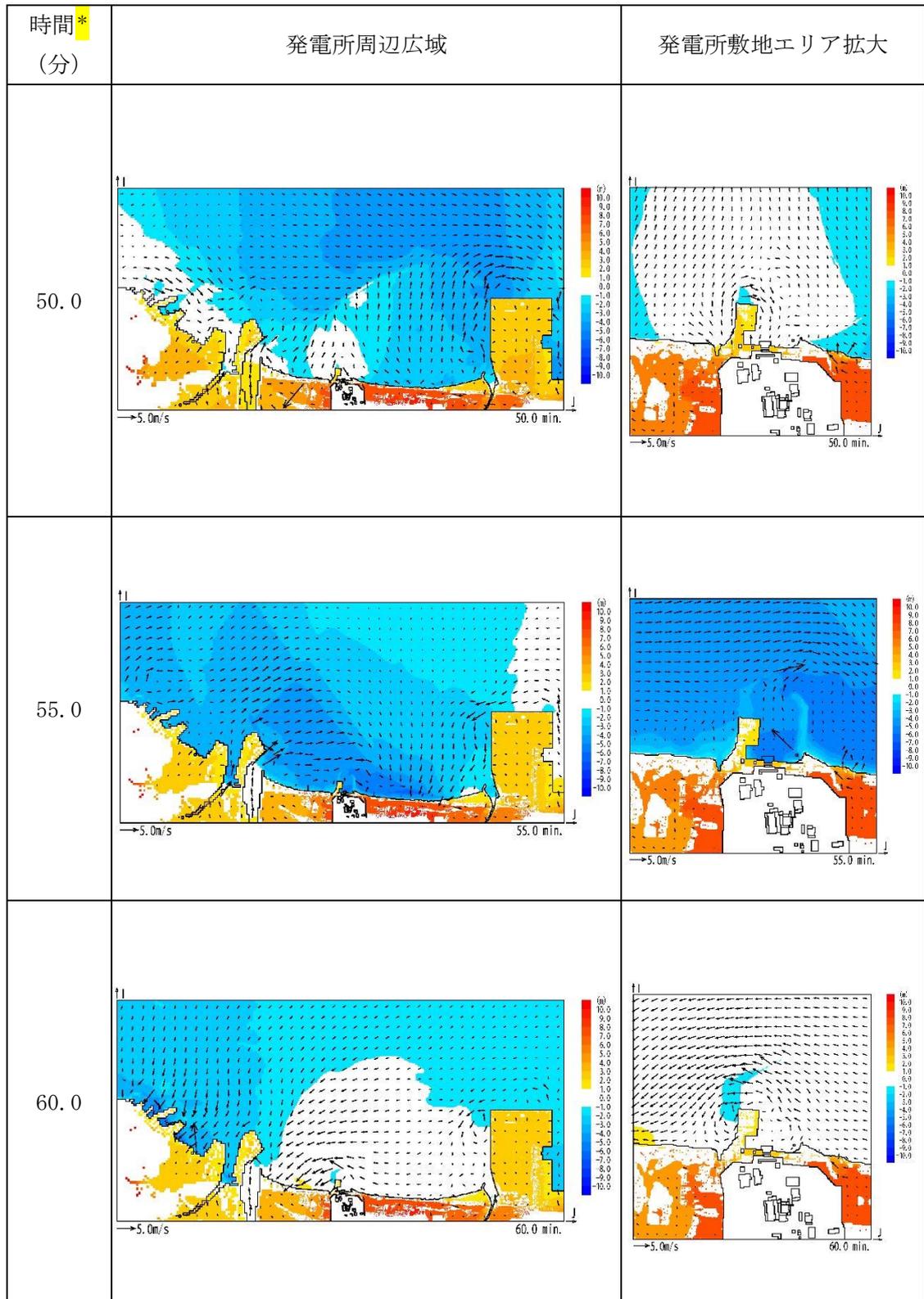
\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

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



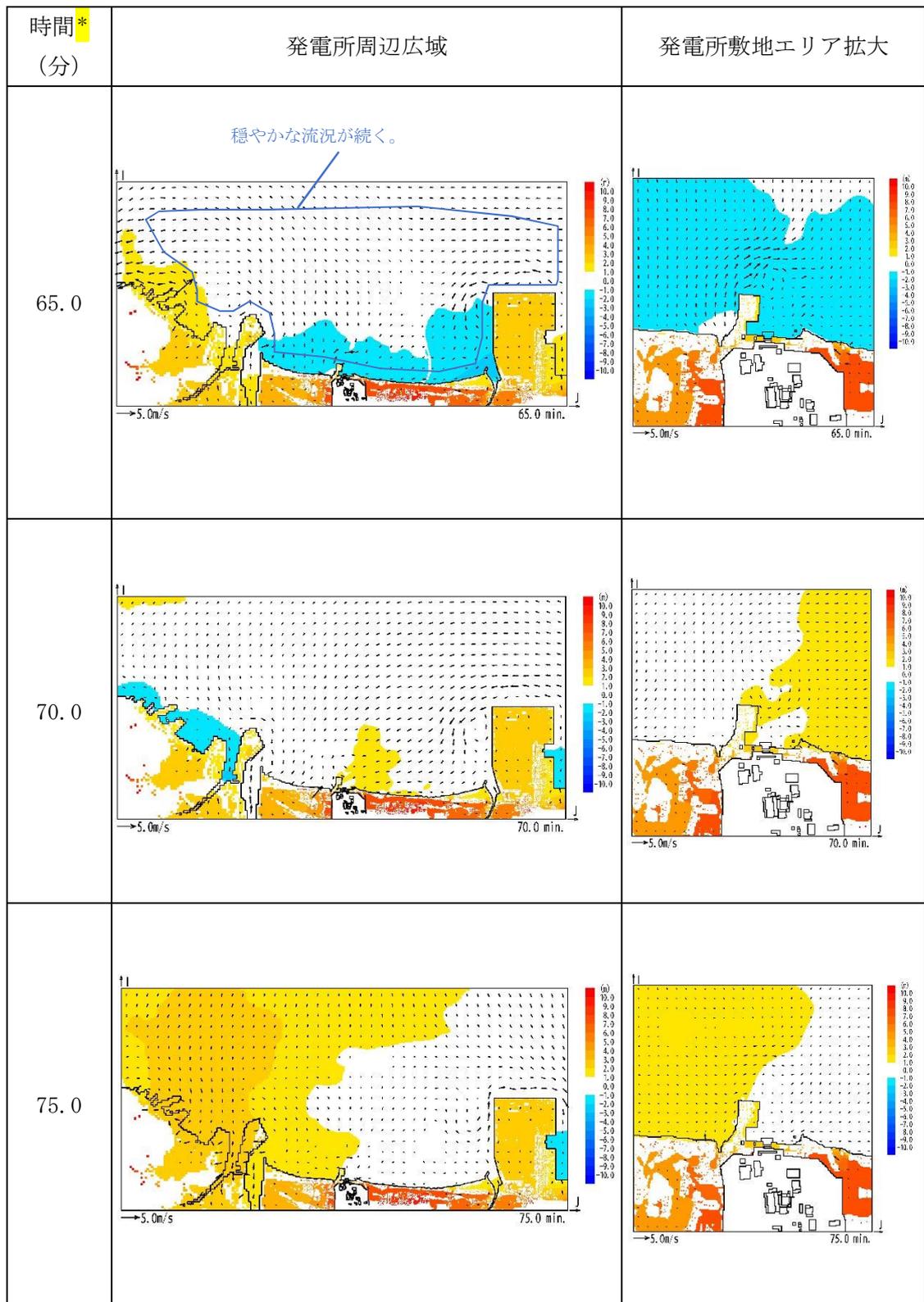
\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

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



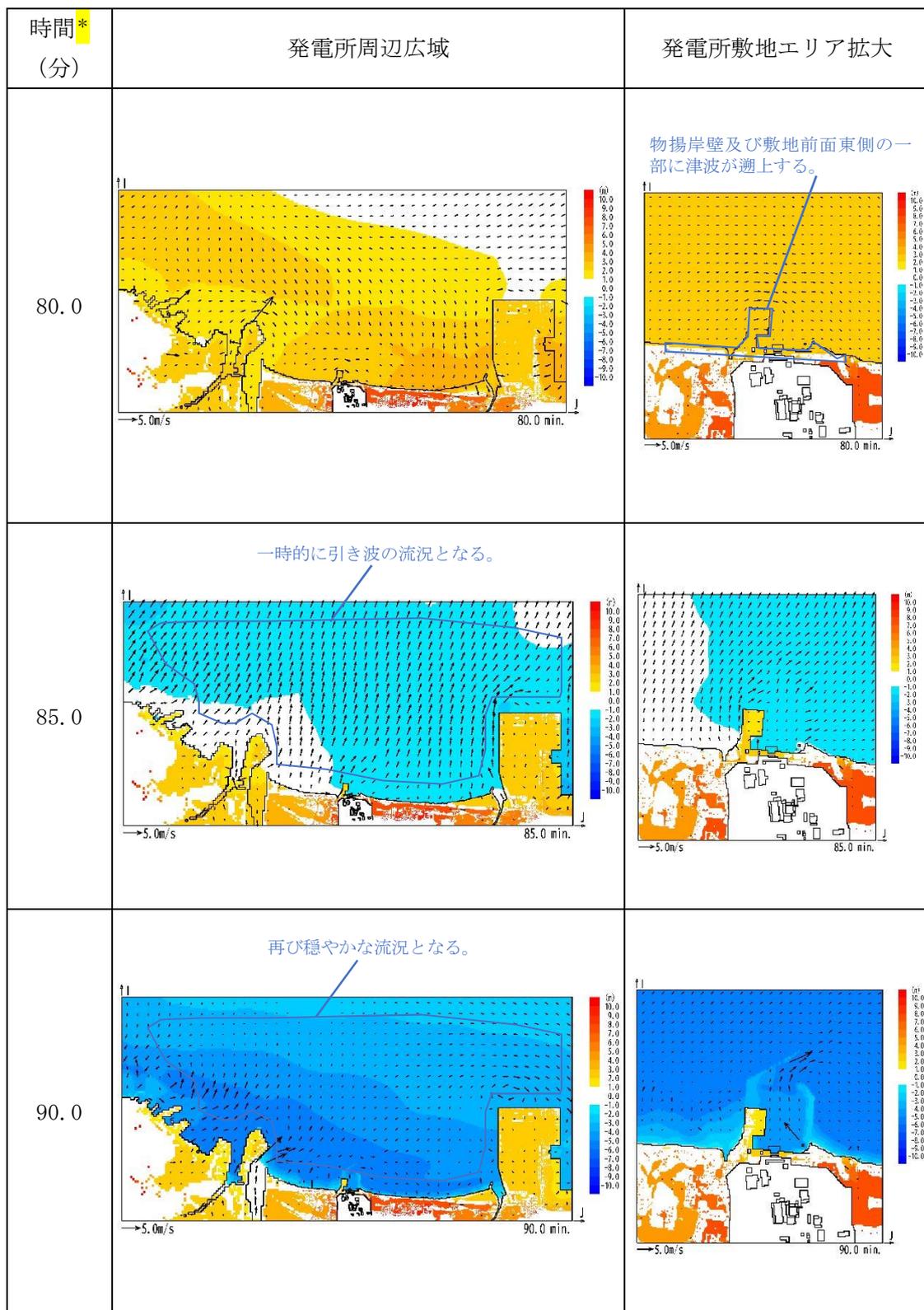
\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

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



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

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



\* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

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

## 2.2 漂流物の取水口及び津波防護施設等への到達可能性評価

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

### (1) 津波襲来時（地震発生後 約34分～約40分）

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

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

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

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

#### a. 取水口への到達可能性評価

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

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

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

#### b. 津波防護施設等への到達可能性評価

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

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

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

(2) 引き波時（地震発生後 約 40 分～約 50 分）

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

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

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

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

a. 取水口への到達可能性評価

発電所敷地エリアについては漂流物が取水口へ向かう可能性がある。

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

b. 津波防護施設等への到達可能性評価

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

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

(3) 収束時（地震発生後 約 50 分～約 90 分）

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

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

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

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

a. 取水口への到達可能性評価

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

b. 津波防護施設等への到達可能性評価

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

(参考 5) 地震による防波堤への影響評価について

### 1. 防波堤の施設概要

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

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

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

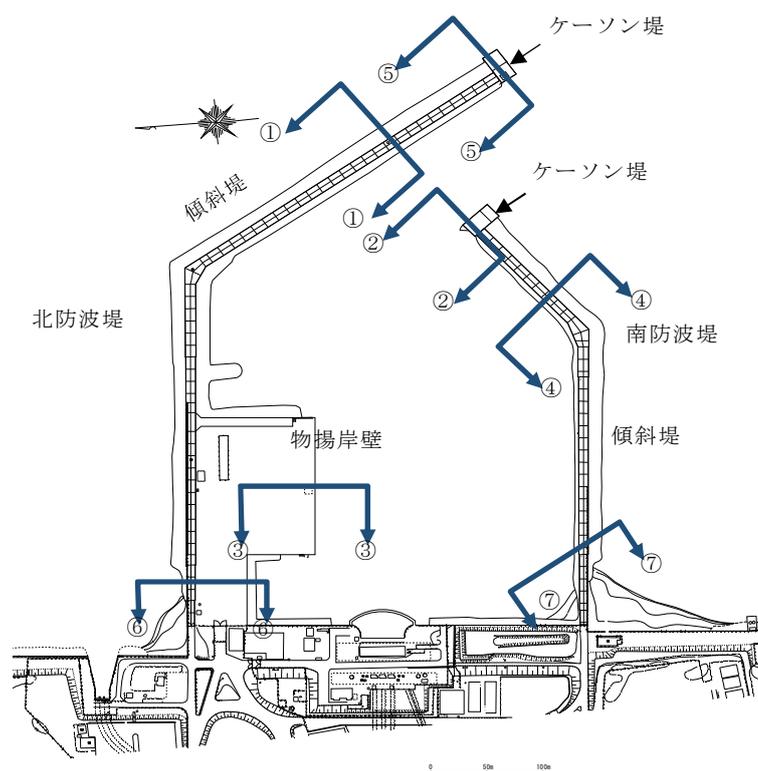


図 1 港湾施設平面図

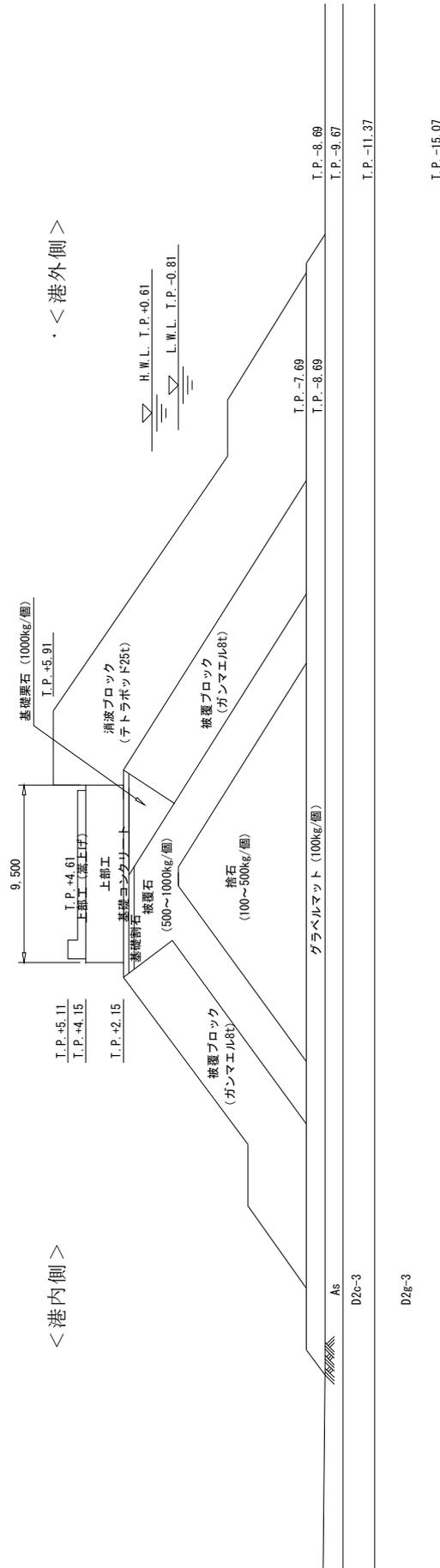


図 2 北側防波堤傾斜堤断面 (①-①)

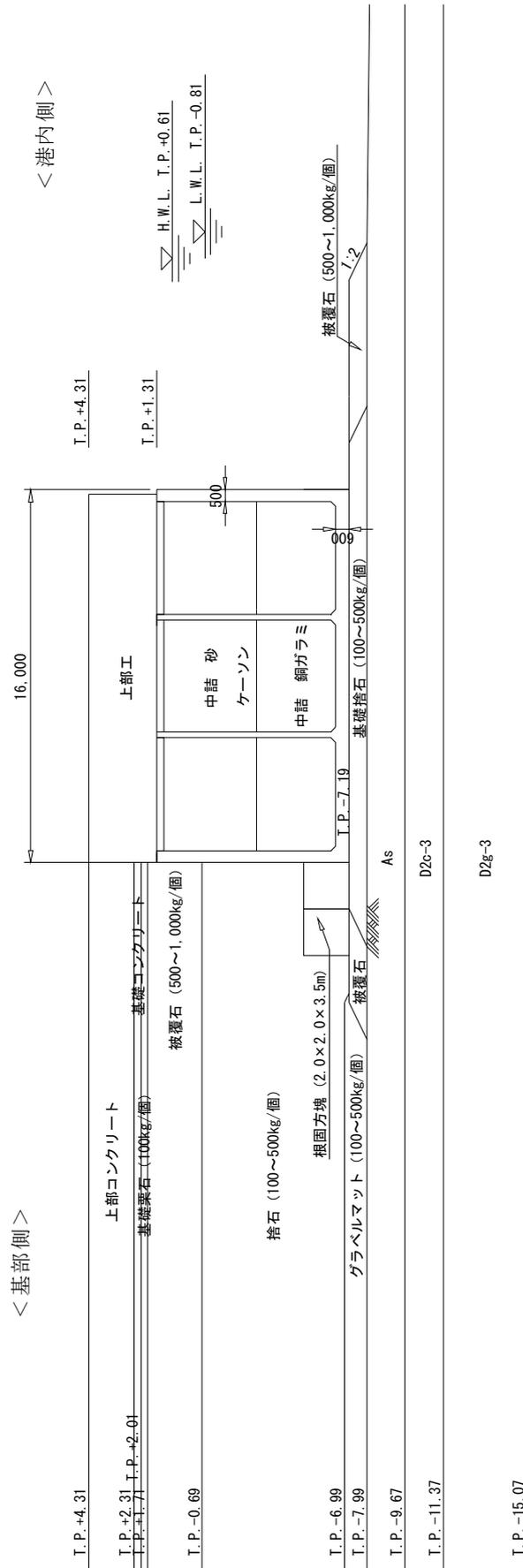


図 3 南側防波堤ケーンソン堤断面 (②-②)

< 港外側 >

< 港内側 >

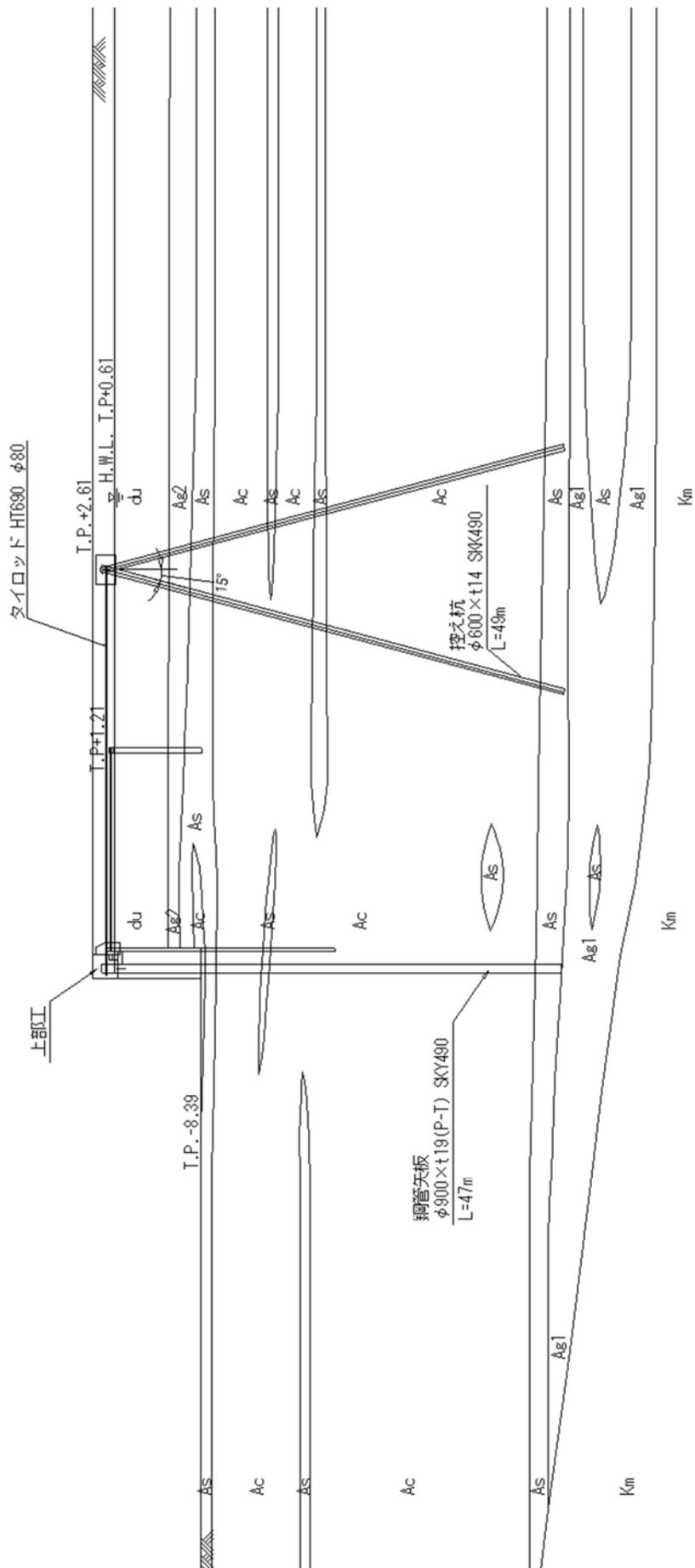
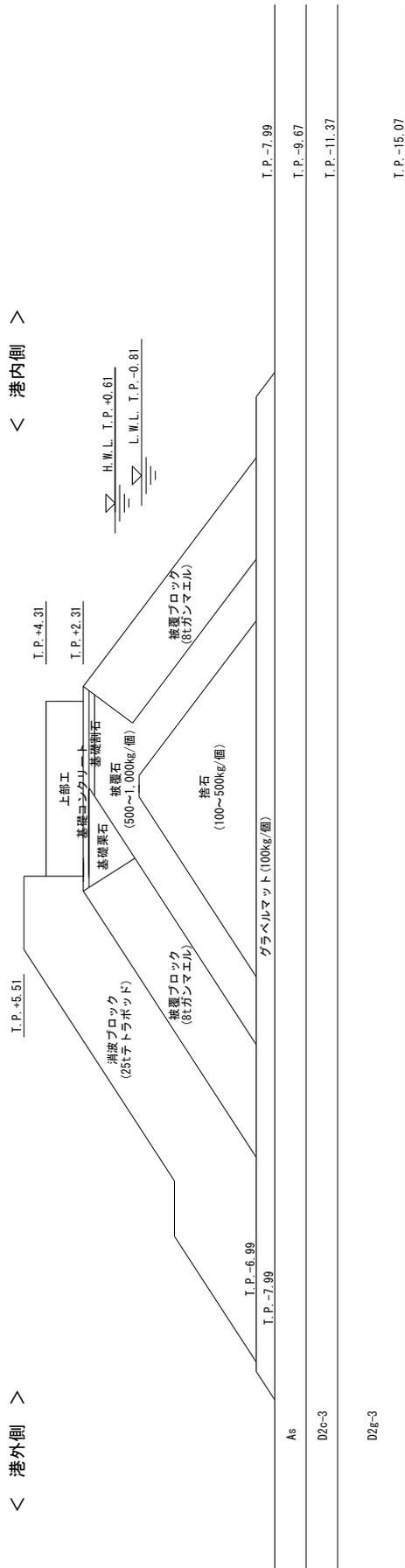


図 4 物揚岸壁断面 (③-③)



5 図 南側防波堤傾斜堤断面 (④-④)

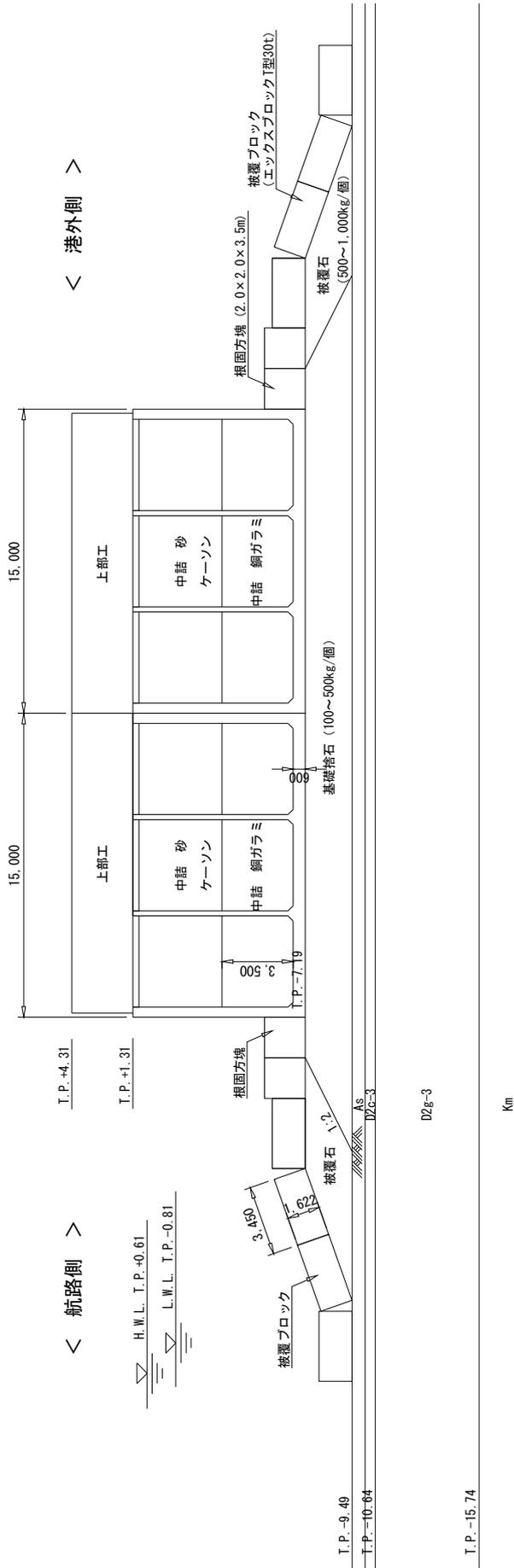


図 6 北側防波堤ケーソン堤断面 (⑤-⑤)

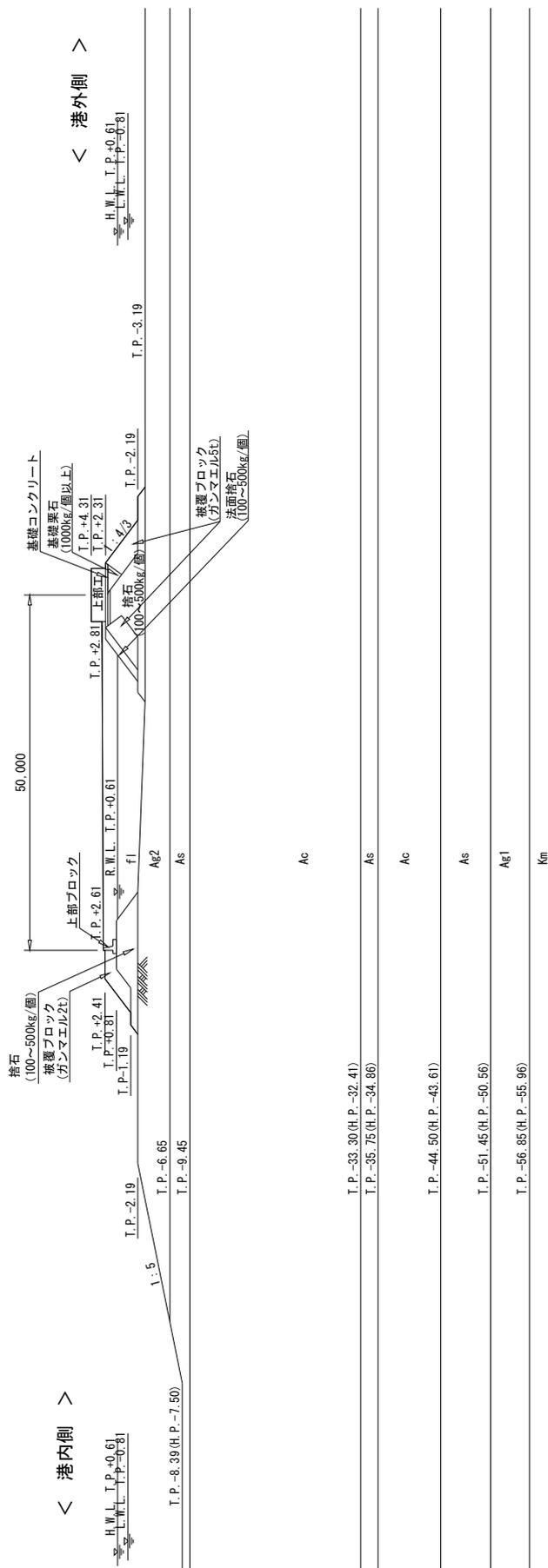


図 7 物揚岸壁進入路断面 (⑥-⑥)

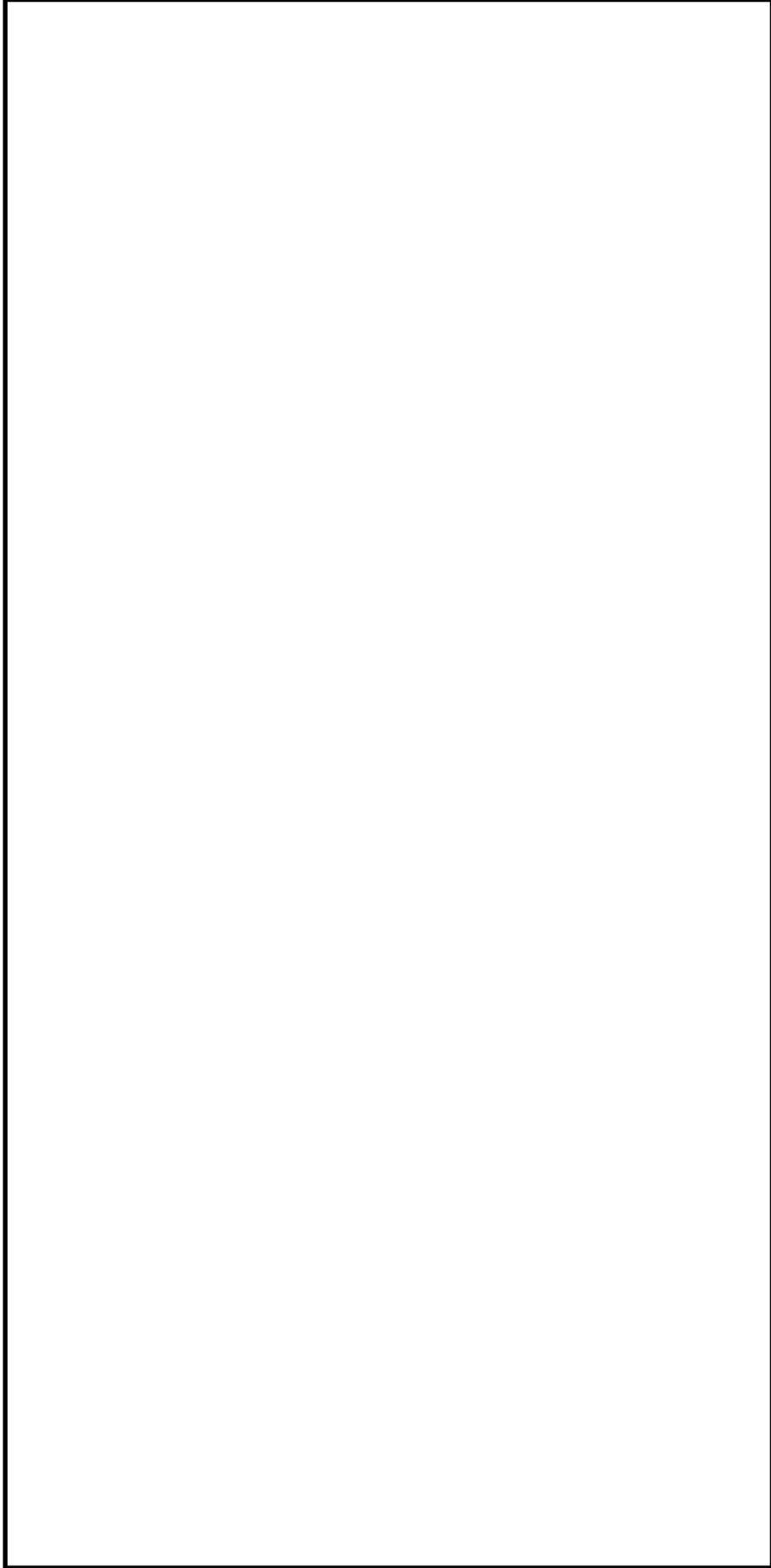


图 8 南防波堤陸側断面 (⑦-⑦)

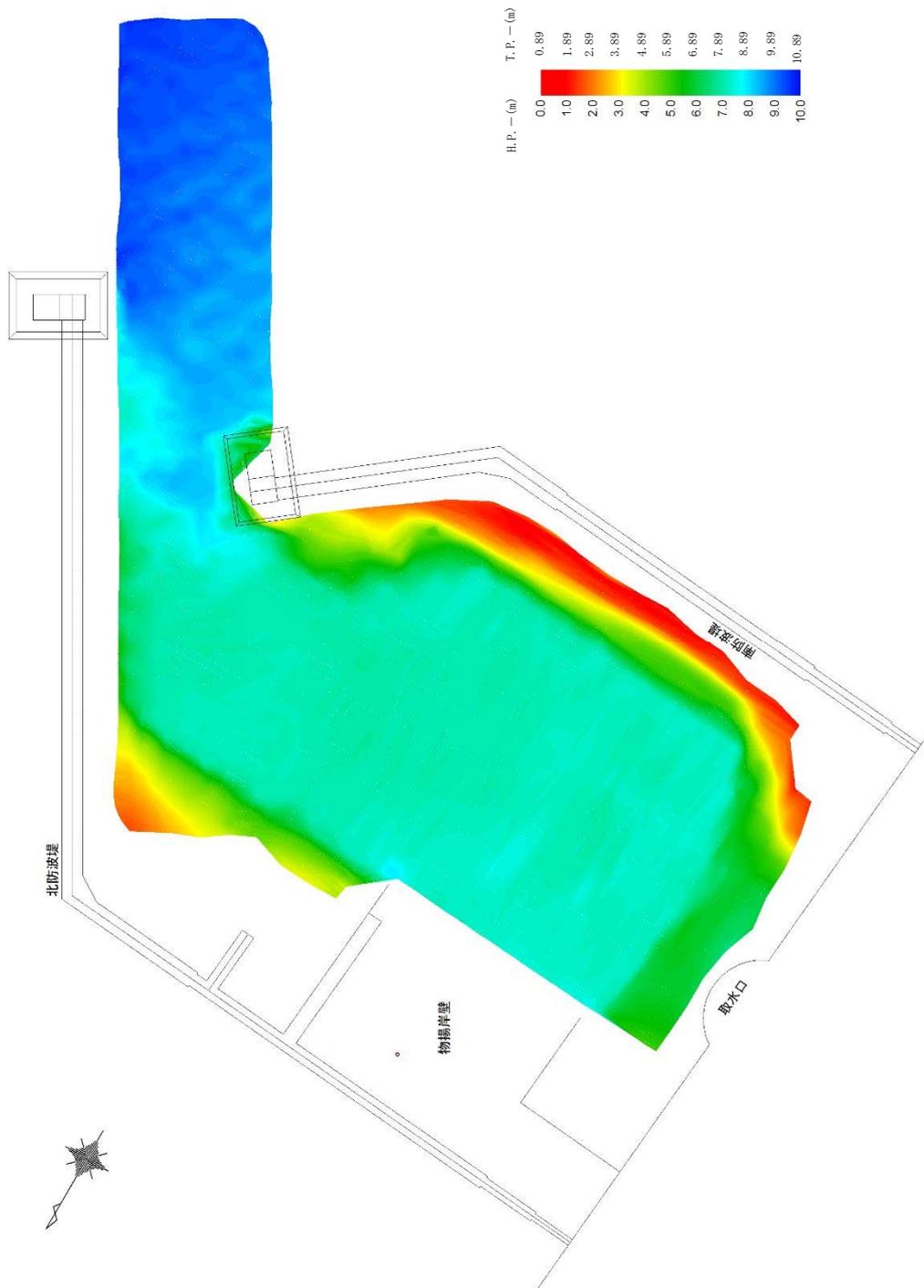


図9 東海港深浅図 (2016年12月12日測量)

## 2. 防波堤の漂流物化に係る検討方針

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

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

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

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

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

表1 波及的影響検討対象施設と損傷モード一覧表

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

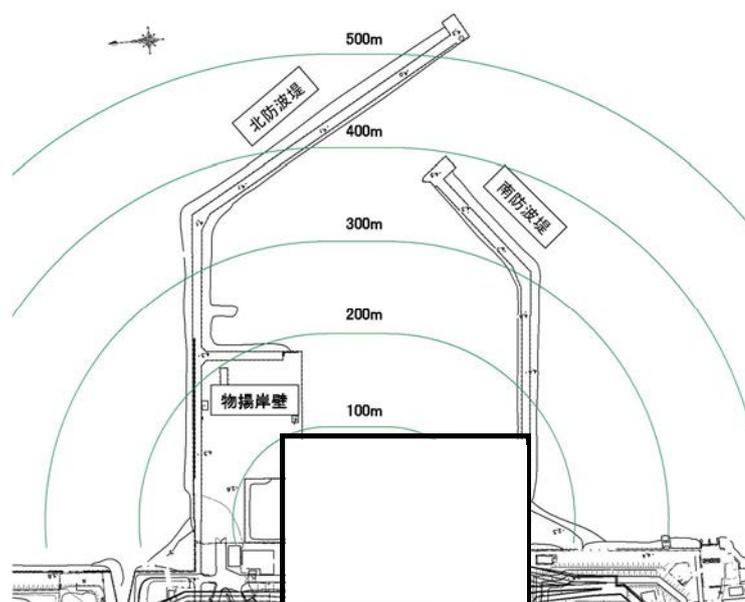


図10 波及的影響検討対象施設図

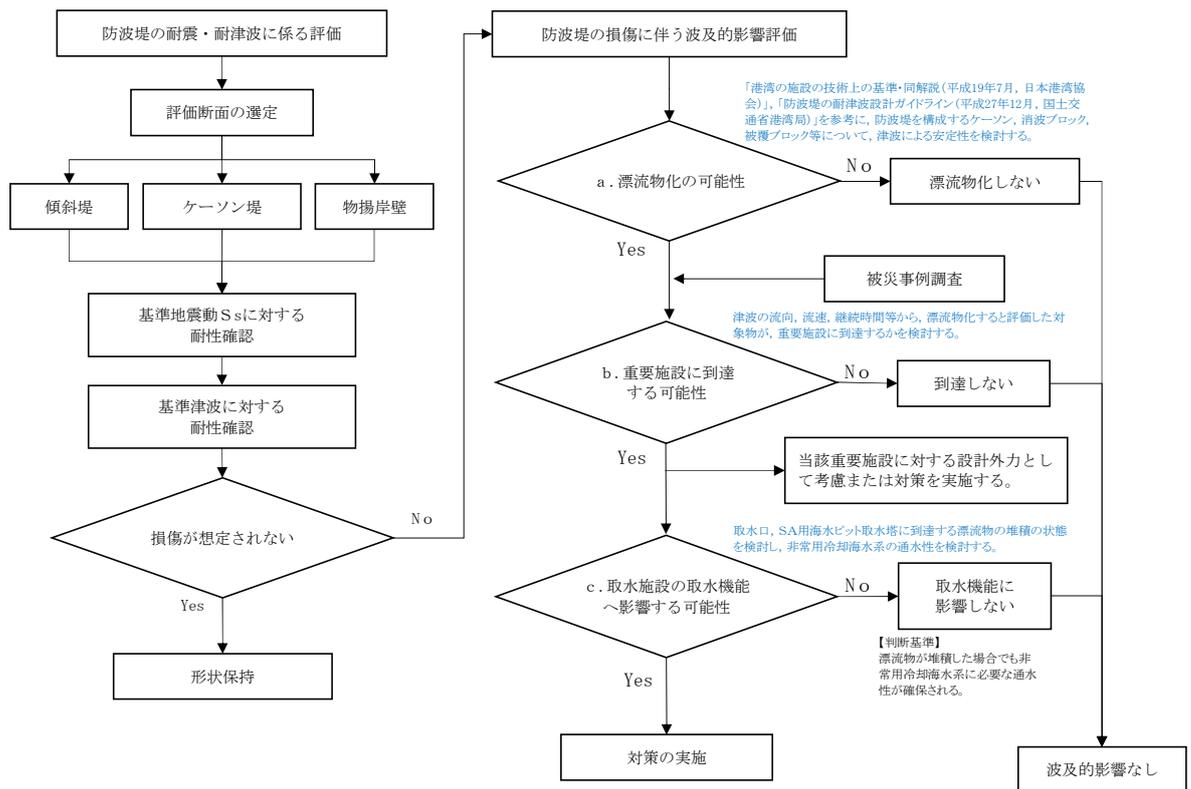


図 11 防波堤の漂流物化による波及的影響検討フロー

### 3. 地震時評価

#### 3.1 有効応力解析による評価

##### (1) 解析方法

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

##### 1) 構造部材

ケーソン及び上部工は、剛体として挙動するため線形弾性体としてモデル化する。

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

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

##### 2) 地盤

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

##### 3) 減衰定数

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

##### (2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、以下の通り設定する。

##### 1) 荷重

地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

##### a. 常時荷重

常時荷重として、構造物及び海水の自重を考慮する。

物揚岸壁については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会、平成 19 年 7 月）」に準じて、上載荷重（15 kN/m<sup>2</sup>）を考慮する。

##### b. 地震荷重

地震荷重として、基準地震動  $S_s$  による地震力を考慮する。

##### 2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 2 に示す。

表 2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	a + b

(3) 入力地震動

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

入力地震動算定の概念図を図 12 に示す。

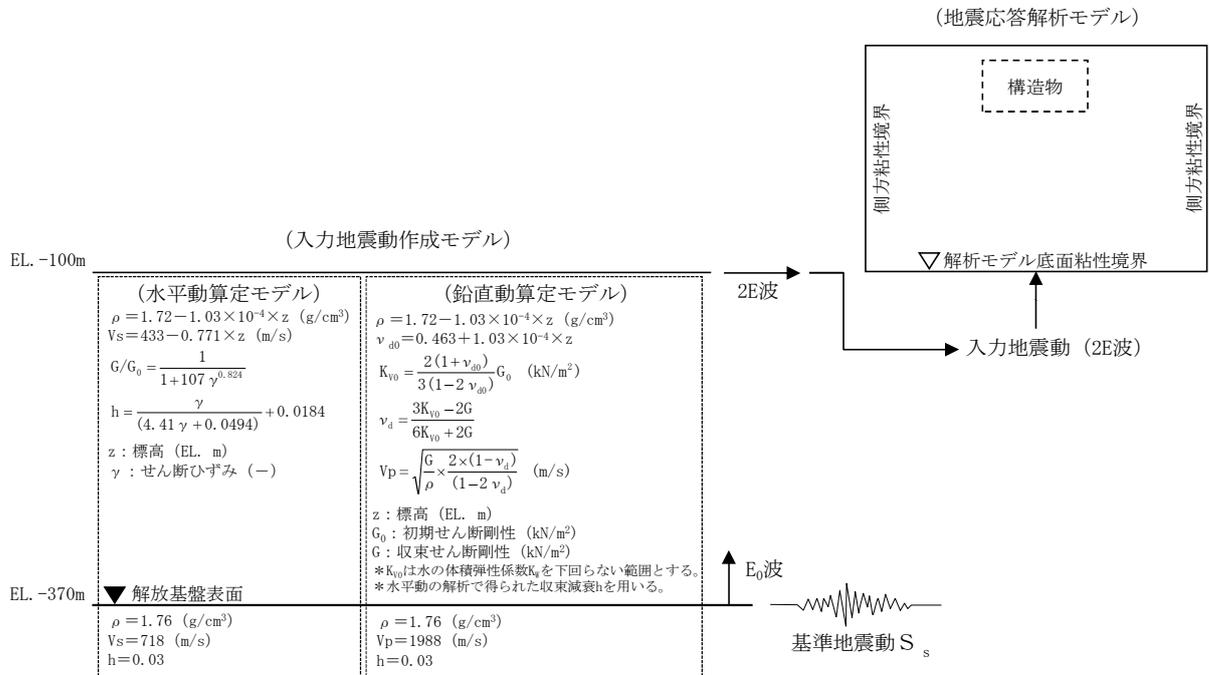


図 12 入力地震動算定の概念図

(4) 解析モデル

地震応答解析モデルを図 13 及び図 14 に示す。

1) 解析領域

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

2) 境界条件

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

3) 構造物のモデル化

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

4) 地盤のモデル化

地盤は、地質区分に基づき、平面ひずみ要素でモデル化する。

5) ジョイント要素

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

6) 水位条件

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



図 13 地震応答解析モデル（傾斜堤，ケーソン堤断面）



図 14 地震応答解析モデル（物揚岸壁断面）

(5) 使用材料及び材料の物性値

1) 構造物の物性値

使用材料を表 3 に、材料の物性値を表 4 に示す。

表 3 使用材料

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

表 4 材料の物性値

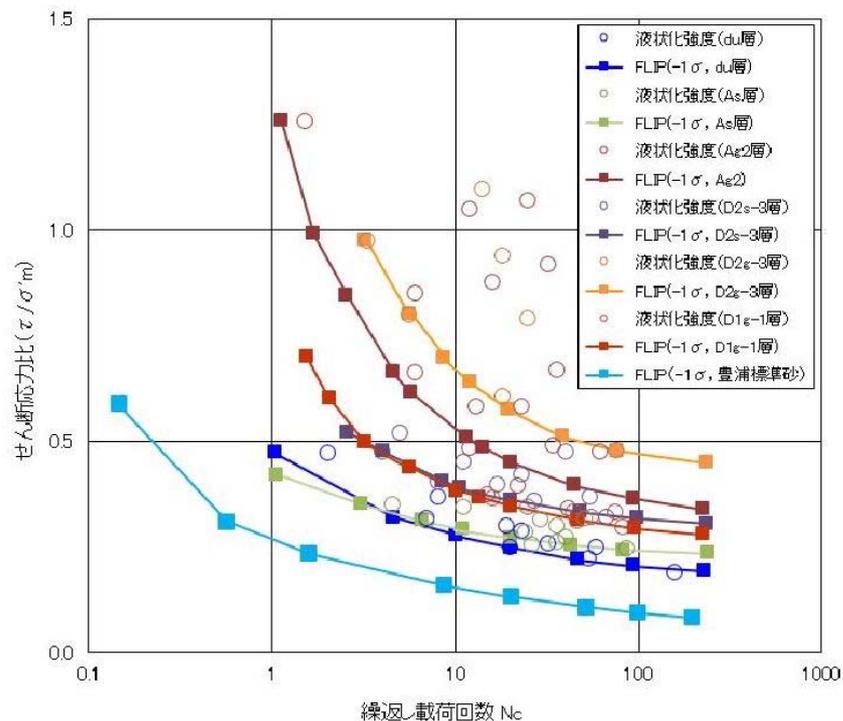
材料	部位	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	上部工	24.0	25	0.2
	基礎	22.6	22	0.2
	ケーソン (気中)	21.8	25	0.2
	ケーソン (海中)	21.8	25	0.2
	根固方塊	22.6	22	0.2
鋼材	鋼管矢板, 控え工鋼管杭	77.0	200	0.3
	タイロッド	—	200	—

## 2) 地盤の物性値

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

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

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



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

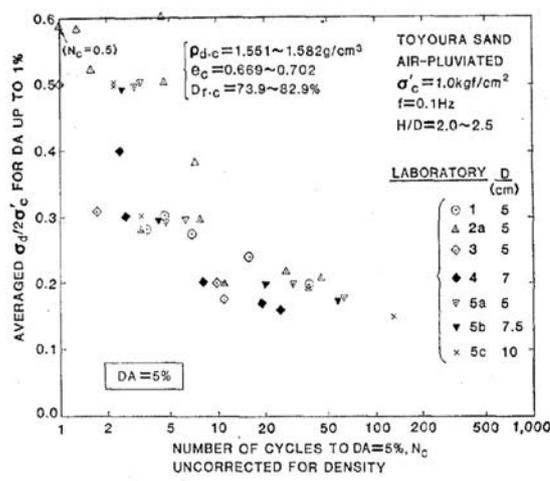
図15 東海第二発電所の原地盤に基づく液状化強度試験データとその全てを包含するFLIPの液状化強度特性 ( $-1\sigma$ , 豊浦標準砂)

■豊浦標準砂<sup>\*1</sup>に基づく液状化強度特性の仮定

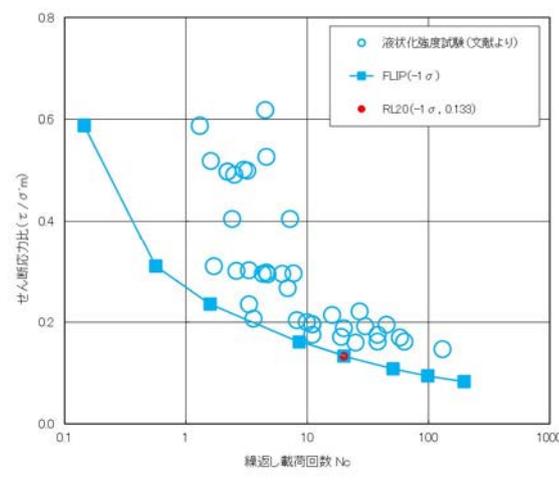
文献<sup>\*2</sup>から引用した相対密度 73.9~82.9 %の豊浦標準砂の液状化強度試験データに対し、それらを全て包含する FLIP の液状化特性を設定する。

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

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



豊浦標準砂の液状化強度試験データ  
(文献<sup>\*2</sup>からの引用)



FLIPによる液状化強度特性  
(-1 $\sigma$ , 豊浦標準砂)

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

豊浦標準砂の液状化パラメータ

	液状化パラメータ									
	間隙比 e	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ma}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	基準初期 せん断剛性G <sub>ma</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	最大履歴減衰率 h <sub>max</sub>	$\phi_p$ [度]	S <sub>1</sub>	W <sub>1</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	C <sub>1</sub>
豊浦標準砂	0.702	12.6	18,975	0.287	28.0	0.005	5.06	0.57	0.80	1.44

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

### 3) ジョイント要素

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

### 4) 荷重の入力方法

#### a. 常時荷重

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

#### b. 地震荷重

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

(6) 評価結果

現状のケーソン堤，傾斜堤，物揚岸壁に対する評価結果を示す。

1) ケーソン堤

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

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



図 17 残留変位図（ケーソン堤）



図 18 過剰間隙水圧比分布図（ケーソン堤）

2) 傾斜堤

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

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



図 19 残留変位図 (傾斜堤)



図 20 過剰間隙水圧比分布図 (傾斜堤)

3) 物揚岸壁

a. 物揚岸壁の耐震・耐津波裕度向上策の方針

物揚岸壁においては、タイロッド及び控え杭の耐力を考慮せず、それらの代替耐力裕度向上策として、前面鋼管矢板背面の地盤改良を実施する。地盤改良により、前面鋼管矢板に発生する応力を終局限界に基づく許容限界以内に収め、基準地震動  $S_s$  後においても、物揚岸壁が健全な状態を維持する設計とする。

具体的には、前面鋼管矢板による自立式岸壁及び地盤改良体をモデル化した 2 次元有効応力解析を実施し、物揚岸壁の耐震健全性を確認する。

また、津波時の越流による前面鋼管矢板背後地盤の洗掘防止のため、表層改良等を実施する方針とする。物揚岸壁の耐震・耐津波裕度向上策の概要を図 21 に示す。

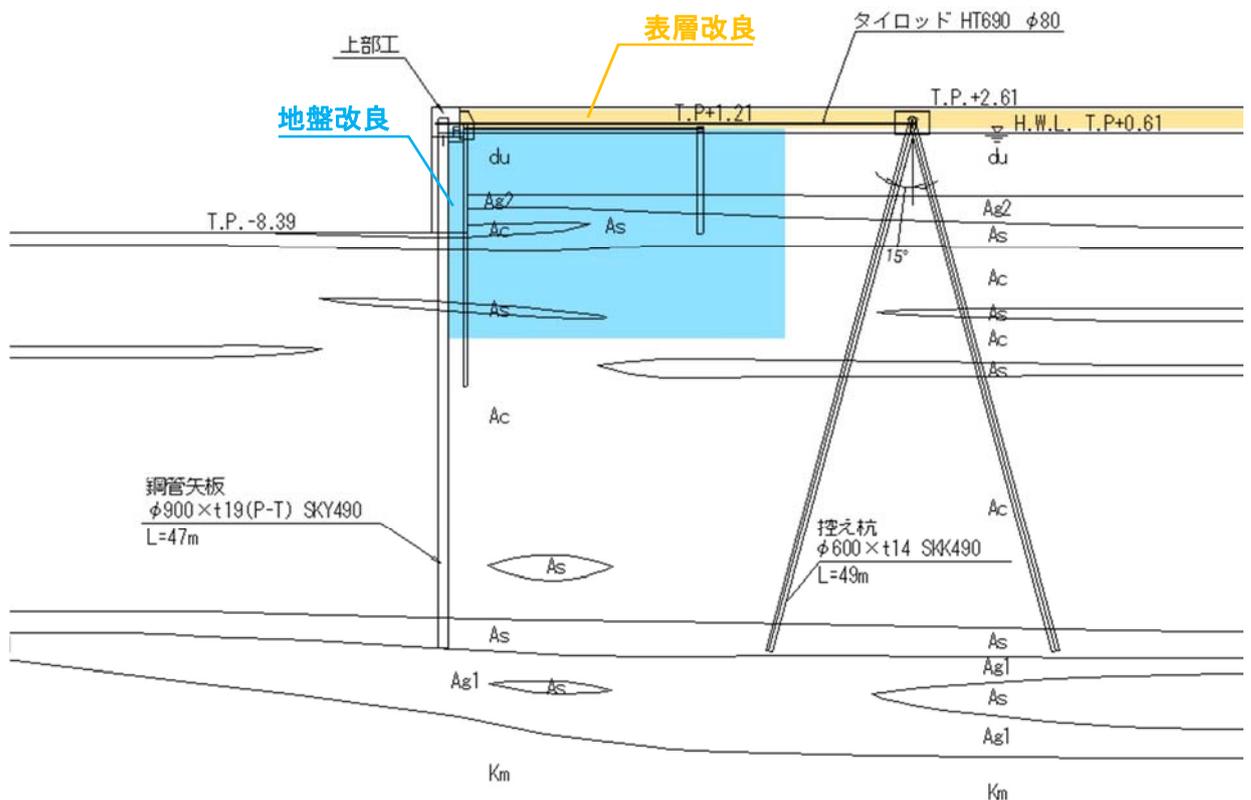


図 21 物揚岸壁の耐震・耐津波裕度向上策の概要

b. 物揚岸壁の評価結果

追而

### 3.2 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（排水沈下量）

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

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

排水沈下量の検討結果を表 5 に示す。

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

表 5 排水沈下量

	ケーソン堤	傾斜堤
最大排水沈下量(m)	0.112	0.097

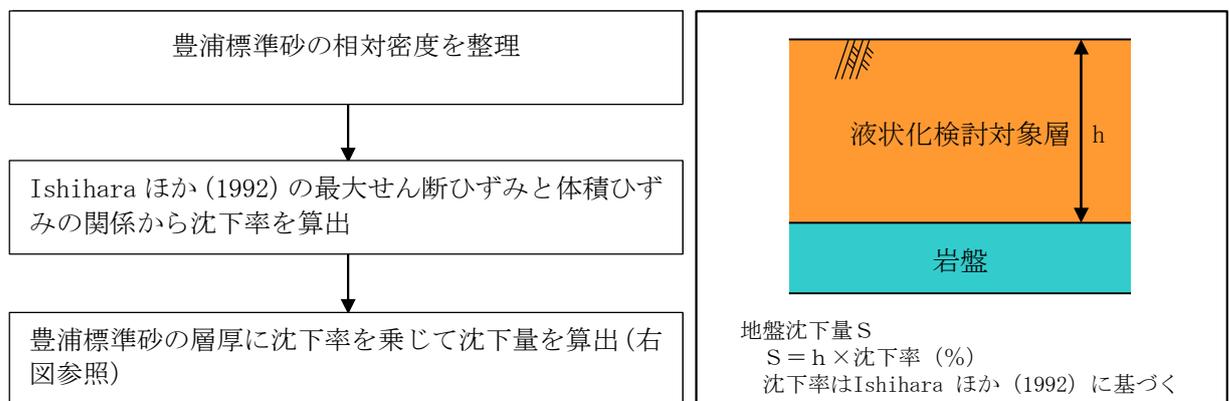


図 22 排水沈下量の算定フロー

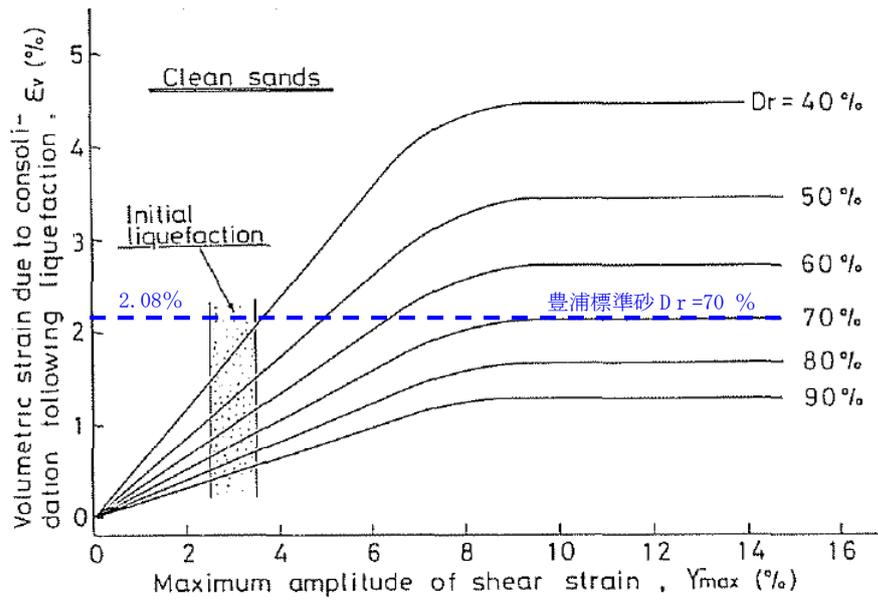


図23 Ishiharaほか（1992）の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した豊浦標準砂の沈下率

### 3.3 地震時沈下量の整理

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

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

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

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

	ケーソン堤 最大沈下量 (m)	傾斜堤 最大沈下量 (m)
有効応力解析から算定した残留沈下量	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">追而</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">追而</span>
Ishihara ほか (1992) から算定した排水沈下量	0.112	0.097
合計	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">追而</span>	<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">追而</span>
津波シミュレーションにおいて考慮する防波堤の沈下量	1 m	

### 3.4 基準地震動 $S_s$ による防波堤への影響評価のまとめ

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

#### 4. 津波時評価

##### (1) 評価方法

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

##### 1) 傾斜堤（被覆材及びブロック類）

傾斜堤の被覆材やブロック類の安定性検討としては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」に準じて、イスバッシュ式\*1を用いて評価する。この式は米国の海岸工学研究センターが潮流による洗掘を防止するための捨石質量として示したものであり、水の流れに対する被覆材の安定質量を求めるものである。

注記 \*1：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」のイスバッシュ式

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

- M : 捨石等の安定質量(t)  
 $\rho_r$  : 捨石等の密度( $t/m^3$ )  
U : 捨石等の上面における水の流れの速度(m/s)  
g : 重力加速度( $m/s^2$ )  
y : イスバッシュ(Isbash)の定数  
(埋込まれた石は1.20, 露出した石は0.86)  
S<sub>r</sub> : 捨石等の水に対する比重  
 $\theta$  : 水路床の軸方向の斜面の勾配(°)

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

## 2) ケーソン堤

ケーソン堤については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」の滑動，転倒<sup>\*2</sup>に基づく安定性の評価並びにイスバッシュ式による漂流物化の評価を行う。なお，津波波力は、「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成27年12月）」の式<sup>\*3</sup>を用いる。

注記 \*2：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」の滑動，転倒照査式

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

### ○堤体の滑動照査式

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

$f$ ：壁体底面と基礎との摩擦係数

$W$ ：堤体の重量（kN/m）

$P_B$ ：浮力（kN/m）

$P_U$ ：津波の揚圧力（kN/m）

$P_H$ ：津波の水平波力（kN/m）

$\gamma_a$ ：構造解析係数

### ○堤体の転倒照査式

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

$W$ ：堤体の重量（kN/m）

$P_B$ ：浮力（kN/m）

$P_U$ ：津波の揚圧力（kN/m）

$P_H$ ：津波の水平波力（kN/m）

$a_1 \sim a_4$ ：各作用のアーム長（m）

$\gamma_a$ ：構造解析係数

○津波波力算定式

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 3.0\rho_0ga_I$$

$$p_u = p_1$$

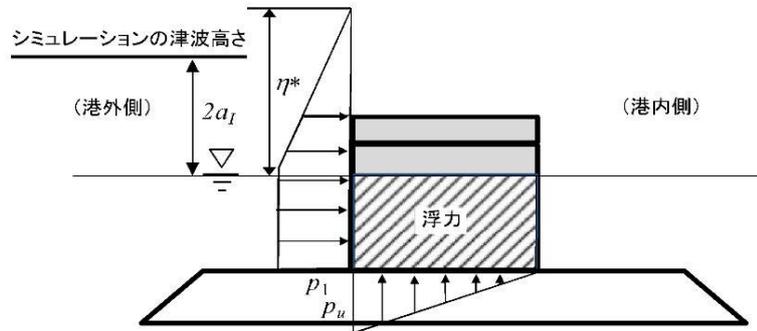
$\eta^*$  : 静水面上の波圧作用高さ (m)

$a_I$  : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)

$\rho_0g$  : 海水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$p_1$  : 静水面における波圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$p_u$  : 直立壁前面下端における揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)



(2) 傾斜堤の津波時安定性

1) 基準津波襲来時（1波目）での限界流速

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

表7 被覆材等の安定性に係る限界流速（1）

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

2) 基準津波襲来後（2波目以降）の限界流速

イスバッシュ式を適用する防波堤マウンドの被覆材等の種類

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

表8 被覆材等の安定性に係る限界流速（2）

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

### 3) 敷地前面海域の流速

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

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

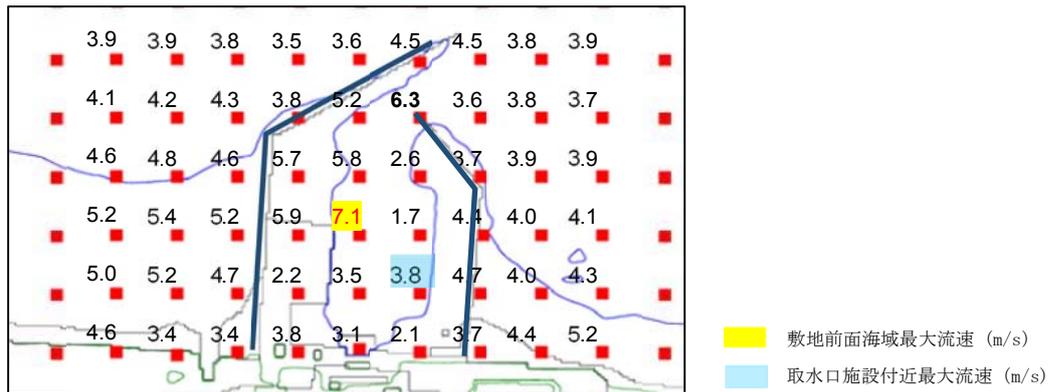


図 24 前面海域における最大流速分布図 (防波堤あり)

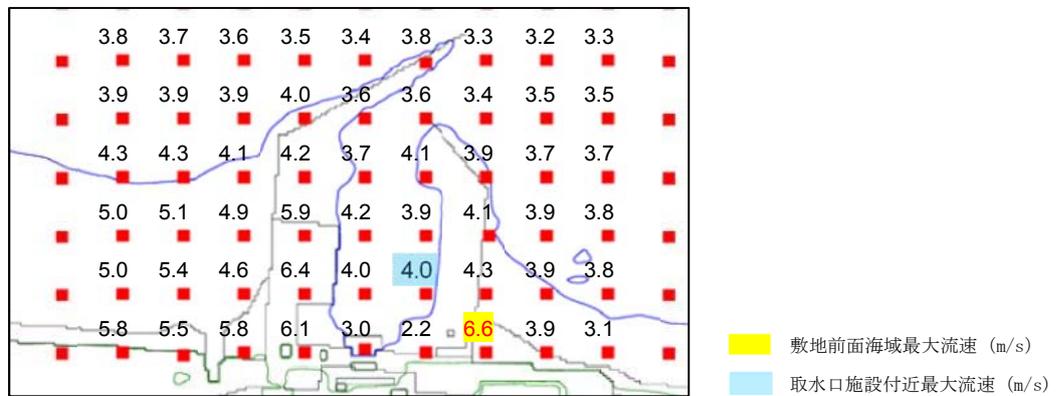


図 25 前面海域における最大流速分布図 (防波堤なし)

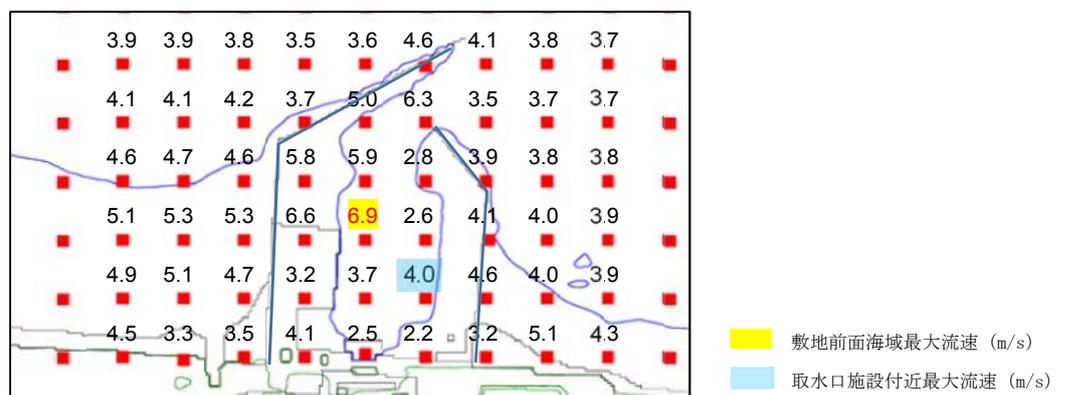


図 26 前面海域における最大流速分布図 (防波堤 1m 沈下)

表 9 漂流物化の可能性があるマウンドの被覆材

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

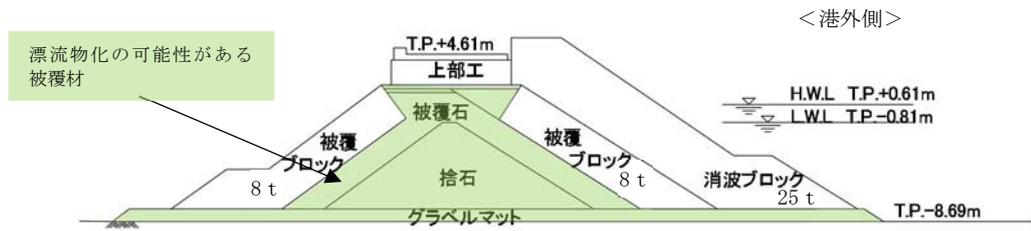


図 27 漂流物化の可能性がある範囲図 (二次元有効応力解析断面)

(3) ケーソン堤の津波時安定性

ケーソン堤における基準津波時の津波波力を「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成 27 年 12 月）」の式を用いて算定し，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」に準じて，ケーソン堤の滑動，転倒照査を行った。

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

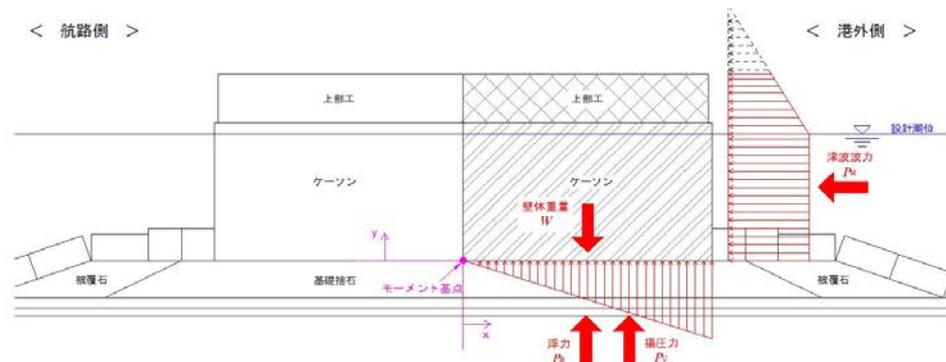


図 28 ケーソン堤照査図

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

(4) 防波堤漂流物の重要施設への到達の可能性評価

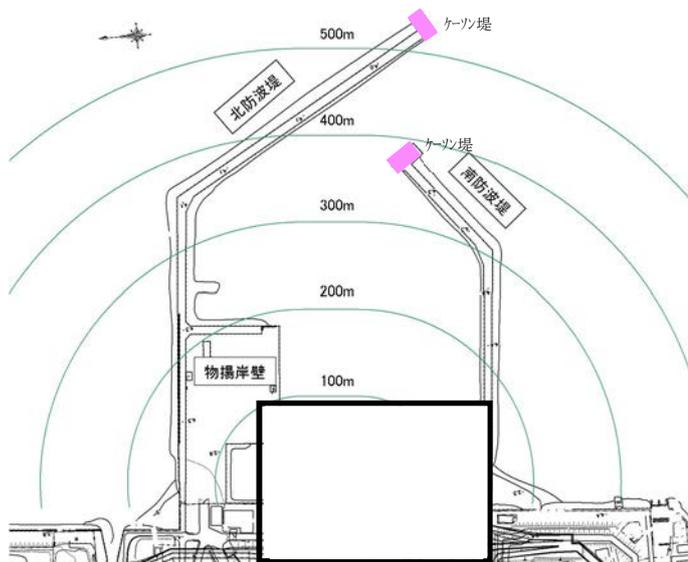
1) 傾斜堤

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

2) ケーソン堤

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

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



第 29 図 取水設備からの離隔距離図

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

3) 物揚岸壁

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

(5) 取水施設における取水機能の成立性

1) 取水口

取水口周りの概念図を図 30 に示す。

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

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

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

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

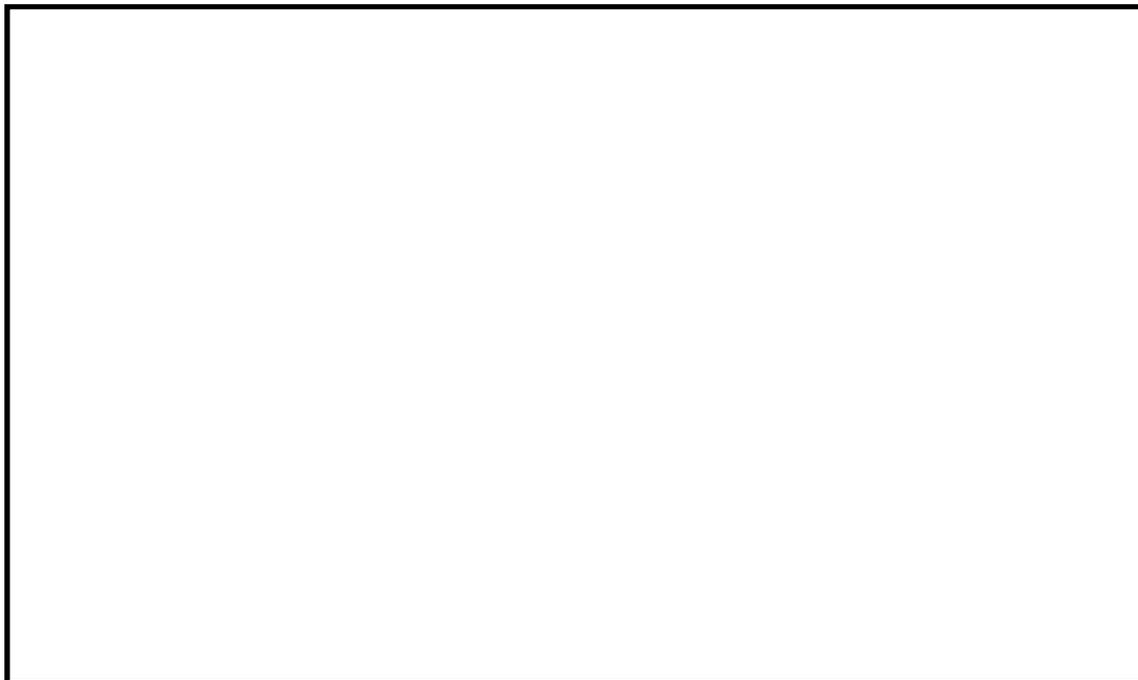


図 30 取水口周りの概念図

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

表 1.1 透水係数の概略値と決定法<sup>1)</sup>

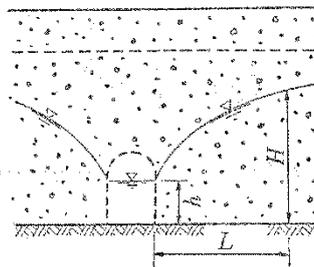
k (cm/s)	10 <sup>2</sup>	1.0	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-8</sup>
土砂の種類	きれいな砂利		きれいな砂 きれいな砂利 まじりの砂	細砂、シルト、 砂とシルトの混合砂		難透水性土 粘 土
決定法	揚水試験法、定水位法、実験公式			変水位法		

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

・集水暗きよの取水量公式

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

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



\*左式は水路両面からの流入量のため、算出は 1/2 倍とする。

・捨石の透水係数  $k=1 \times 10^2$  cm/s

・静水面=L.W.L.=T.P. -0.81 m

\*常時を想定、水位が低い方が保守側

・水路床高=T.P. -6.89 m

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

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

・ $\phi=32.8 \text{ m}$

水路幅 (スクリーン室幅 4.1 m × 8 箇所)

・ $L=42.33 \text{ m}$

流路長 (貯留堰〜スクリーンの距離)

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

注記 \*5 : 非常用ポンプ必要取水量 :

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

必要取水量 : 72.05 m<sup>3</sup>/min = 1.2 m<sup>3</sup>/s

## 2) 貯留堰

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

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

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

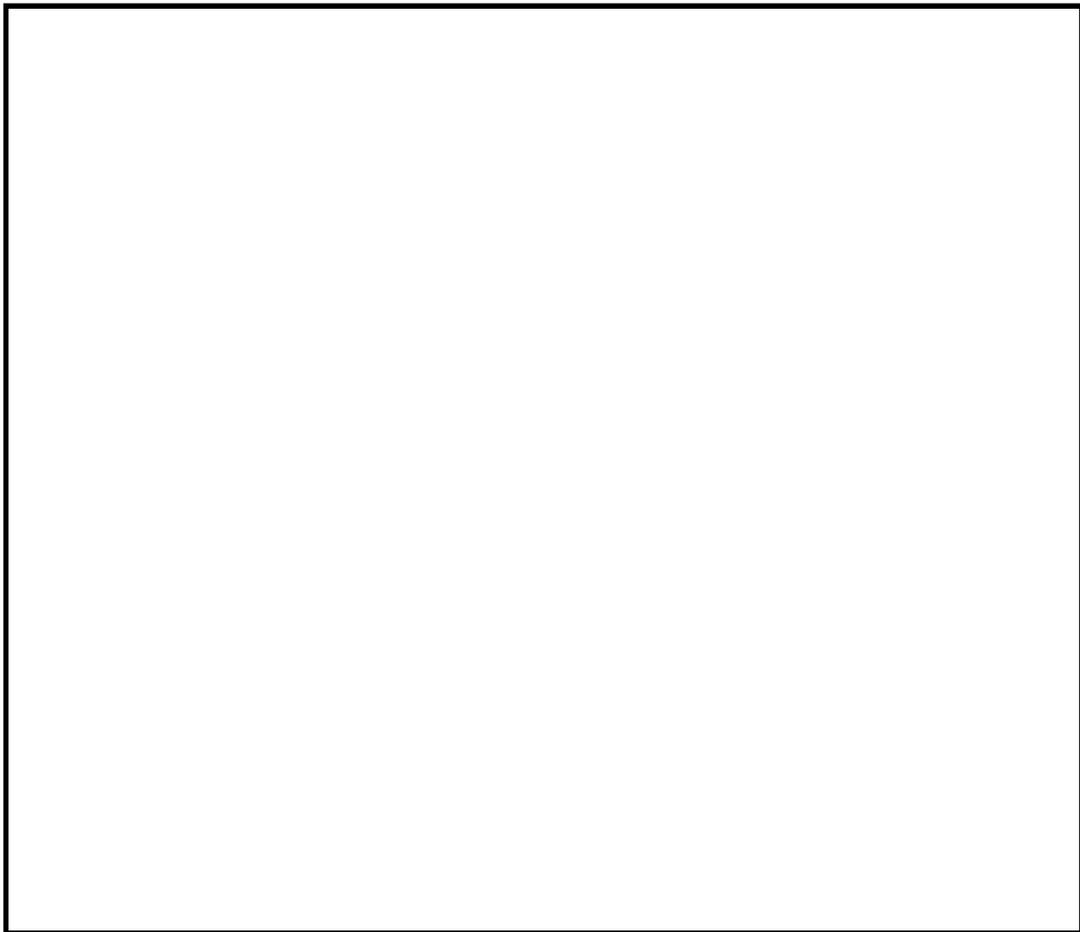


図 31 有効容量平面図

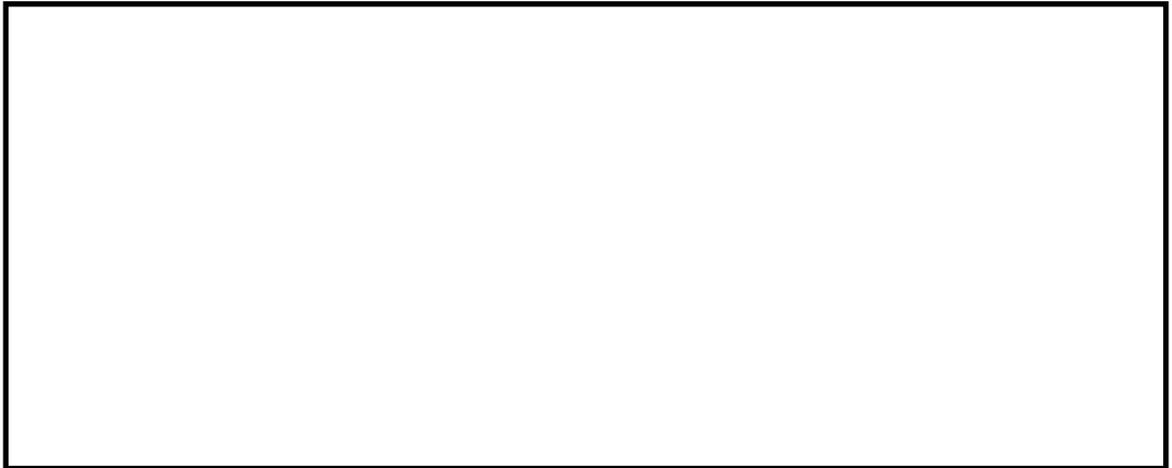


図 32 有効容量縦断面図

注記 \*6 : スロッシングによる溢水量 :

「貯留堰の設置位置及び天端高さの決定の考え方」から引用

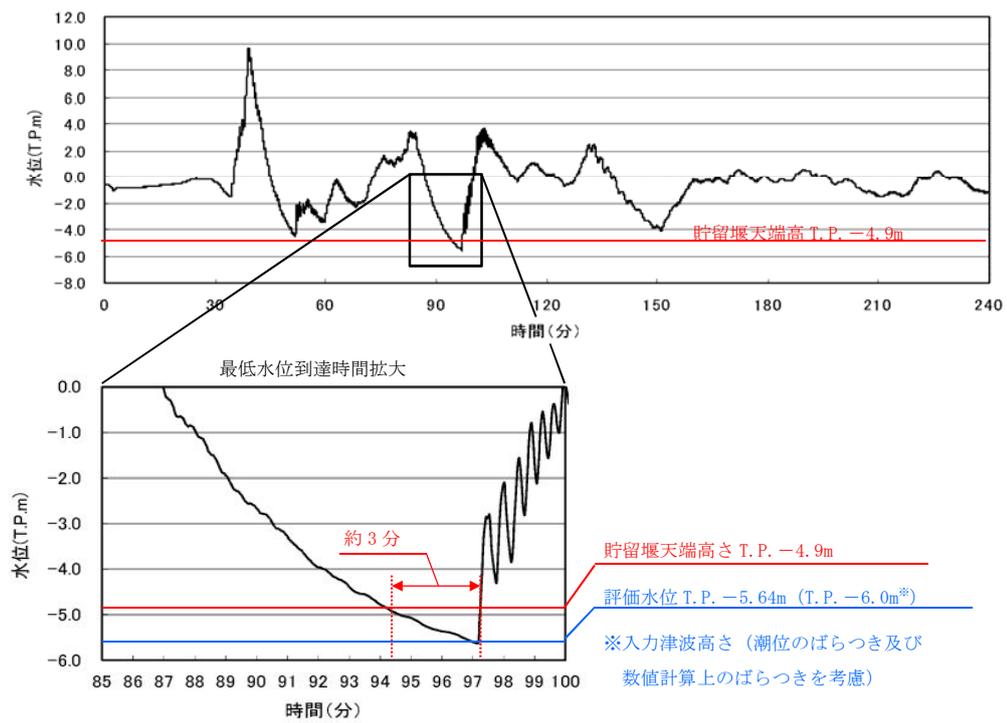


図 33 引き波の継続時間

### 3) SA用海水ピット取水塔

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

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

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

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

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

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

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

・通常井戸の取水量公式

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

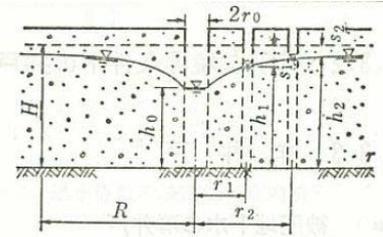
平衡式(揚水試験)

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

あるいは

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

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



完全貫入井戸

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

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

注記 \*8: SA用海水ピット取水塔の必要取水量:  $2,680 \text{ m}^3/\text{h} = 0.75 \text{ m}^3/\text{s}$



図 34 SA用海水ピット取水塔の平面図



図 35 S A用海水ピット取水塔の断面図 (案)

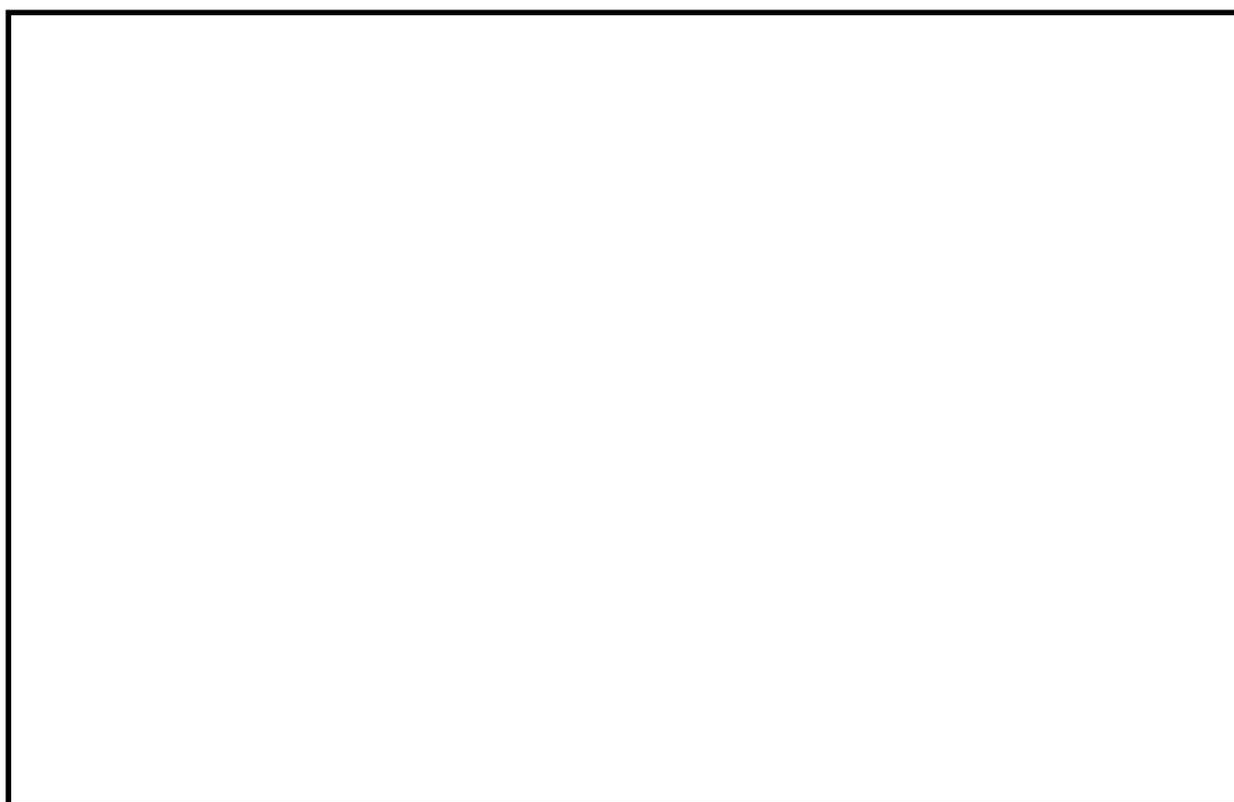


図 36 S A用海水ピット取水塔部漂流物堆積イメージ図

(6) 津波による防波堤損壊の影響評価のまとめ

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

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

漂流物による各取水施設への影響評価結果を以下に示す。

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

(参考6) 燃料等輸送船の係留索の耐力について

## 1. 概 要

燃料等輸送船（以下、「輸送船」という。）は、津波警報等発表時は、原則として緊急退避するが、極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し、津波の流向及び物揚岸壁（以下、「岸壁」という。）と取水口の位置関係を踏まえ、係留索の耐力について評価を実施する。

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

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

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

## 2. 評 価

### (1) 輸送船, 係留索, 係留柱

輸送船, 係留索, 係留柱の仕様を表1に, 配置を図1に示す。

表1 輸送船, 係留索, 係留柱の仕様

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

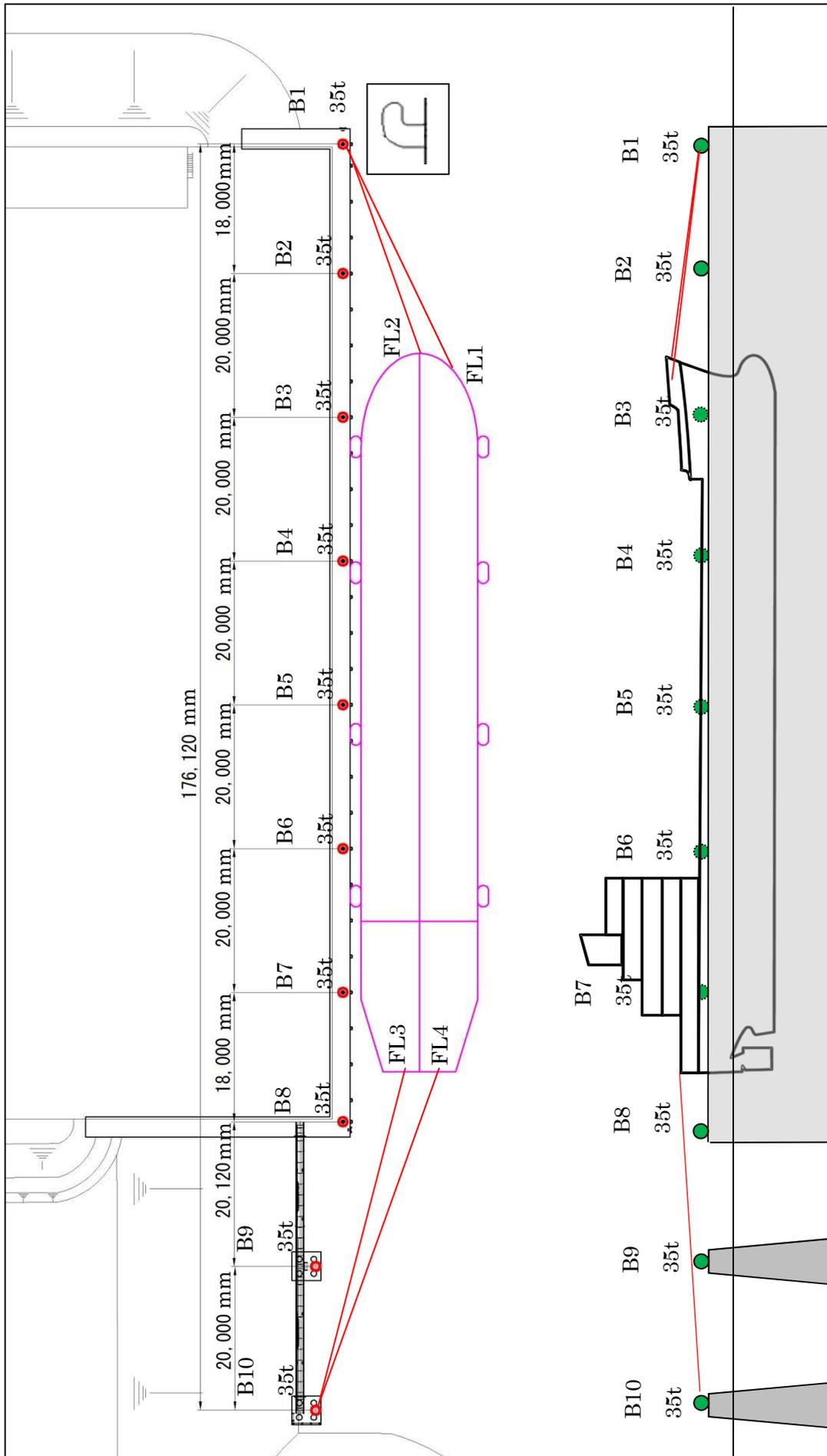


図1 輸送船，係留索，係留柱の配置

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

(2) 津波条件（流向，水位，流速）

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

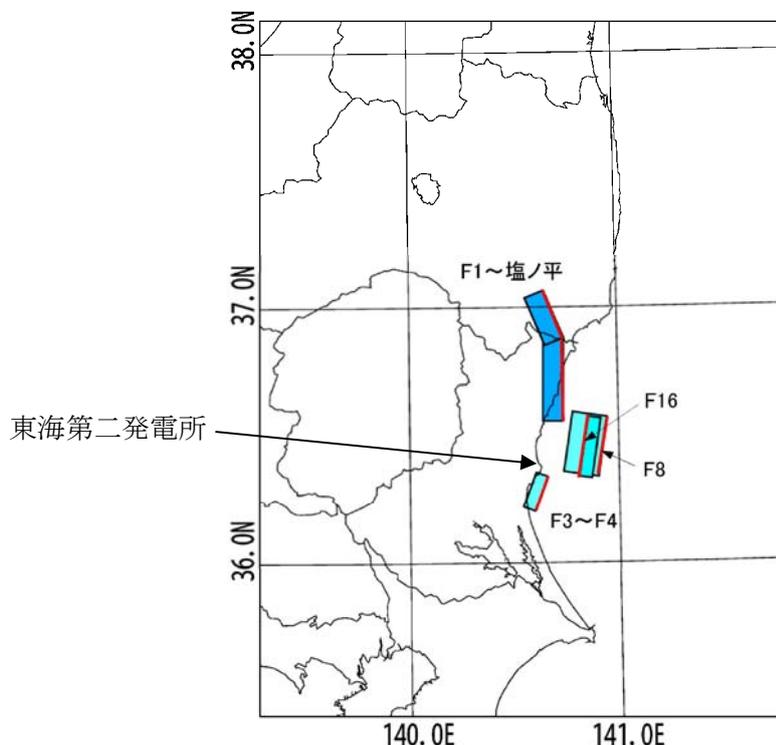


図2 海域活断層の位置

表2に，取水口前面位置における各海域活断層の津波高さとの到達時間の関係を示す。表2に示すとおり，F8及びF16を波源とした津波は他の海域活断層を波源とした津波に比べて，早く到達するが，F8及びF16を波源とした津波の到達時刻はほぼ同様であるため，ここでは保守的に最高水位が最も大きいF16を波源とした津波を選定した。

表2 各海域活断層の津波高さとの到達時間の関係（取水口前面）

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

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

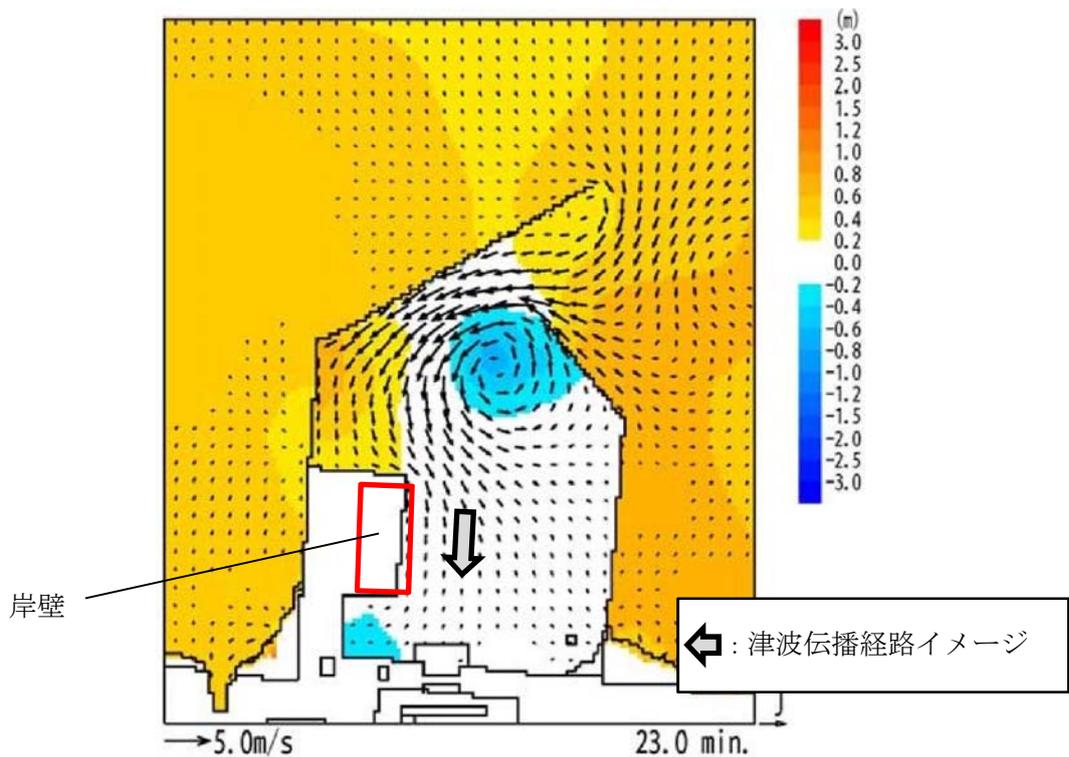


図3 評価対象津波の流向

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

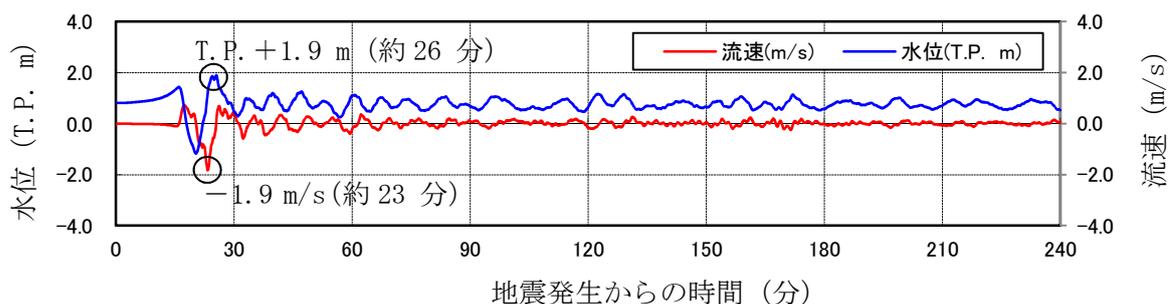


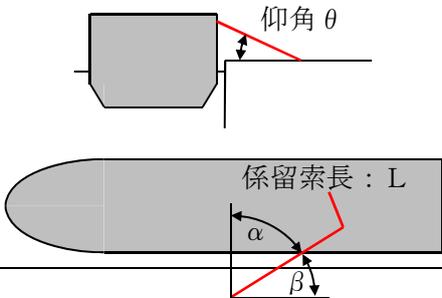
図4 評価対象津波の水位及び流速（岸壁）

緊急退避可能時間（本文 図4.2-16参照）を考慮すると、輸送船は最大流速到達前に退避可能であるものの、今回は係留による対応を仮定し、最大流速1.9 m/sで生じる流圧力に対する係留力を評価する。また、係留力の評価に当たっては、図4に示す押し波高さT.P. +1.9 m（朔望平均満潮位（T.P. +0.61 m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2 m沈下）考慮済み）に上昇側潮位のばらつき（+0.18 m）を考慮した最高水位T.P. +2.1 mで評価する。

(3) 係留力

係留力の計算方法を表3に、計算結果を表4、図5及び図6に示す。

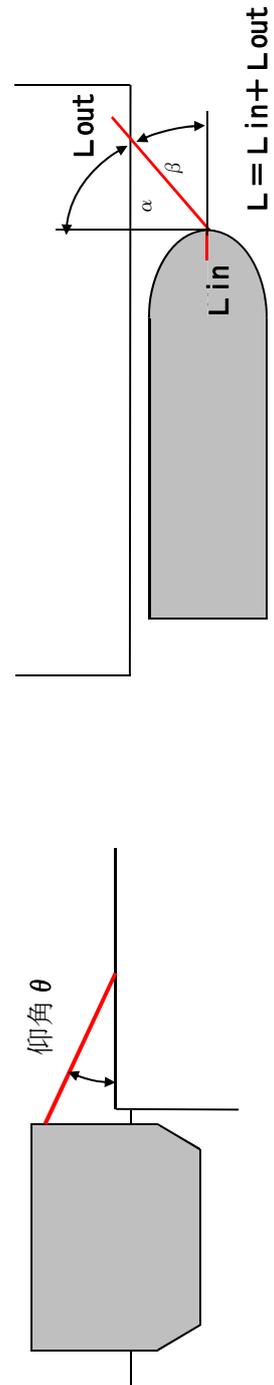
表3 係留力の計算方法

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

(出典：係留設備に関する指針 OCIMF刊行)

表4 係留力 (図1) の計算結果

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



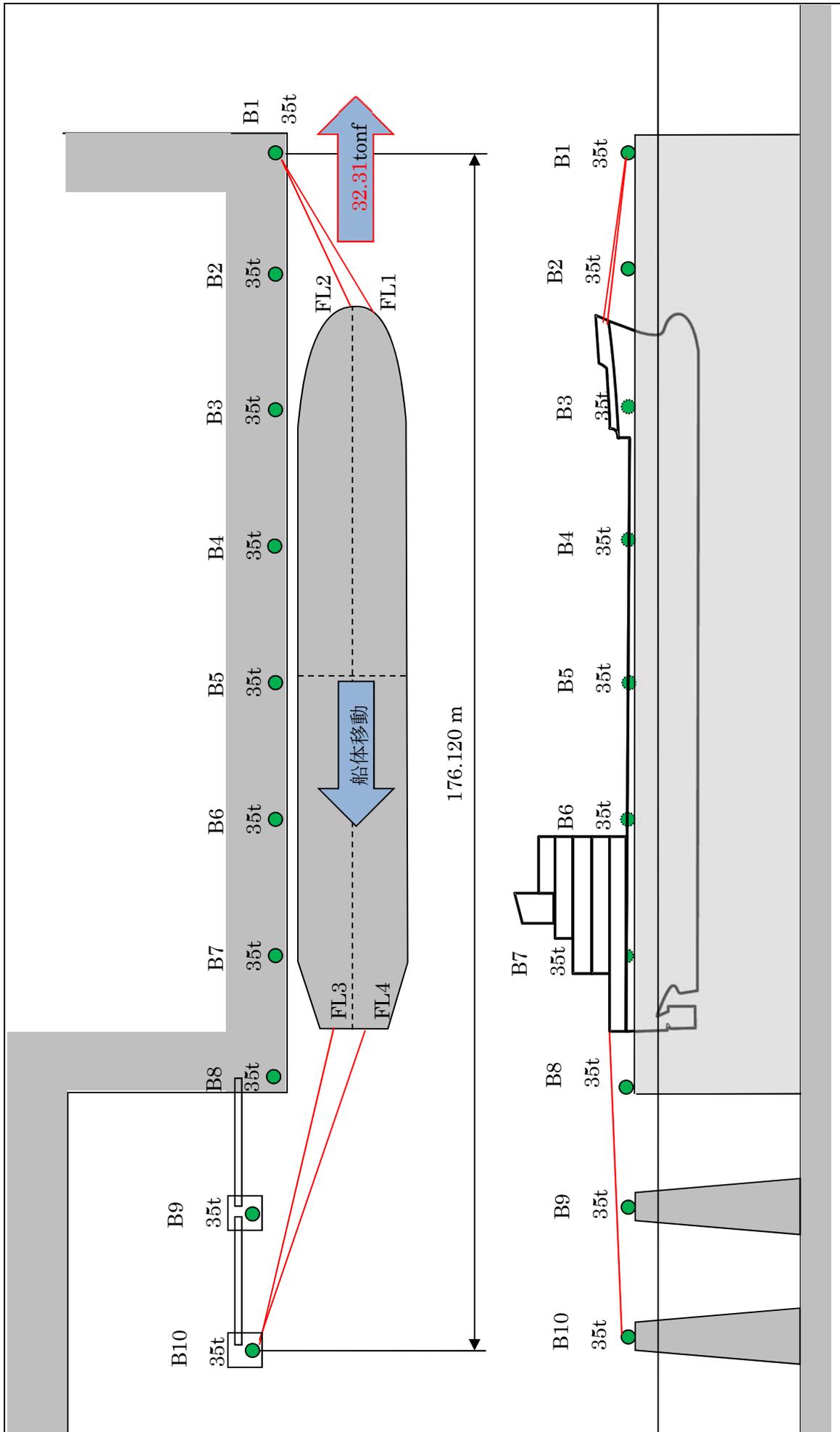


図5 船尾方向への移動に対する船首方向係留力

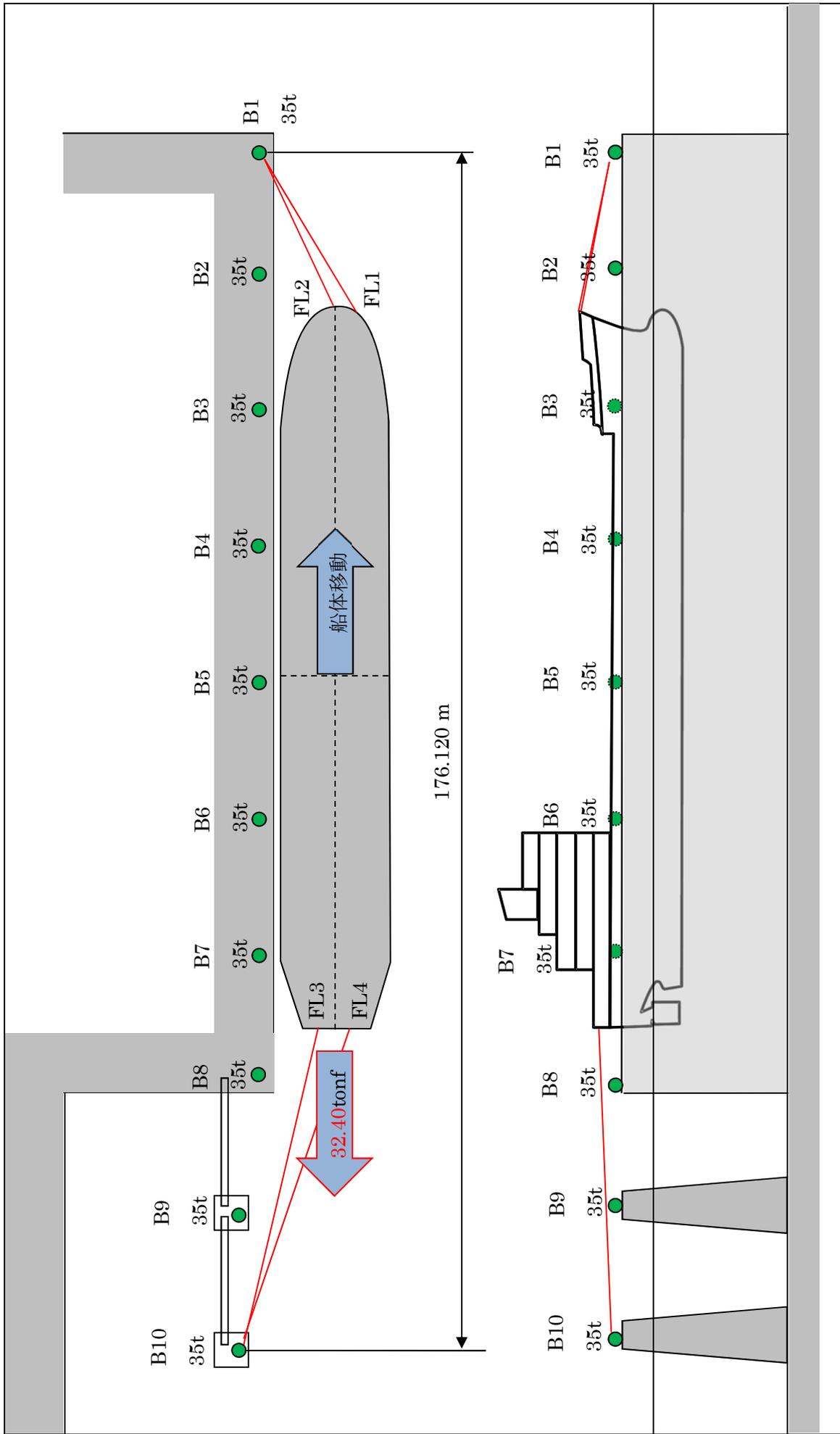


図6 船首方向への移動に対する船尾方向係留力

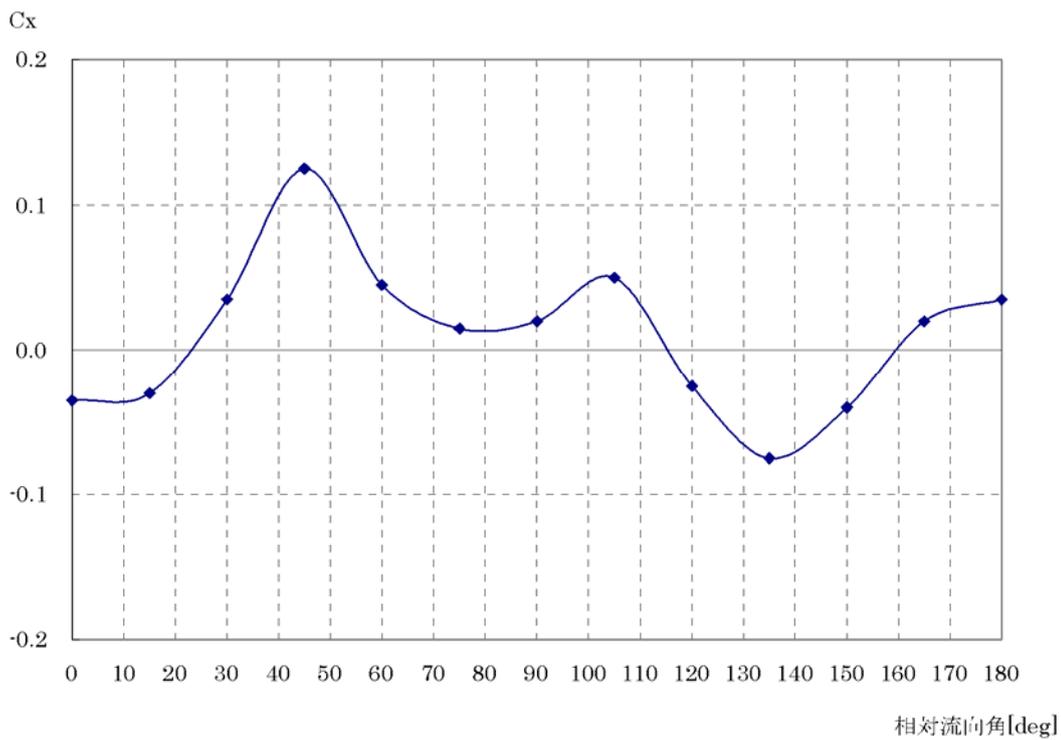
(4) 流圧力

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

表5 流圧力の計算方法

<p><b>【流圧力計算式】</b></p> $F_{xc} = \frac{1}{2} \times C_{xc} \times V_c^2 \times L_{pp} \times d \times \rho_c$	<p><math>F_{xc}</math> : 縦方向流圧力 [kgf]  <math>C_{xc}</math> : 縦方向流圧力係数  <math>V_c</math> : 流速 [m/s]  <math>L_{pp}</math> : 垂線間長 [m]  <math>d</math> : 喫水 [m]  <math>\rho_c</math> : 水密度 [kg・sec<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>]                  (=104.5kg・sec<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>)</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)



(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

縦方向流圧力係数 [Cx]

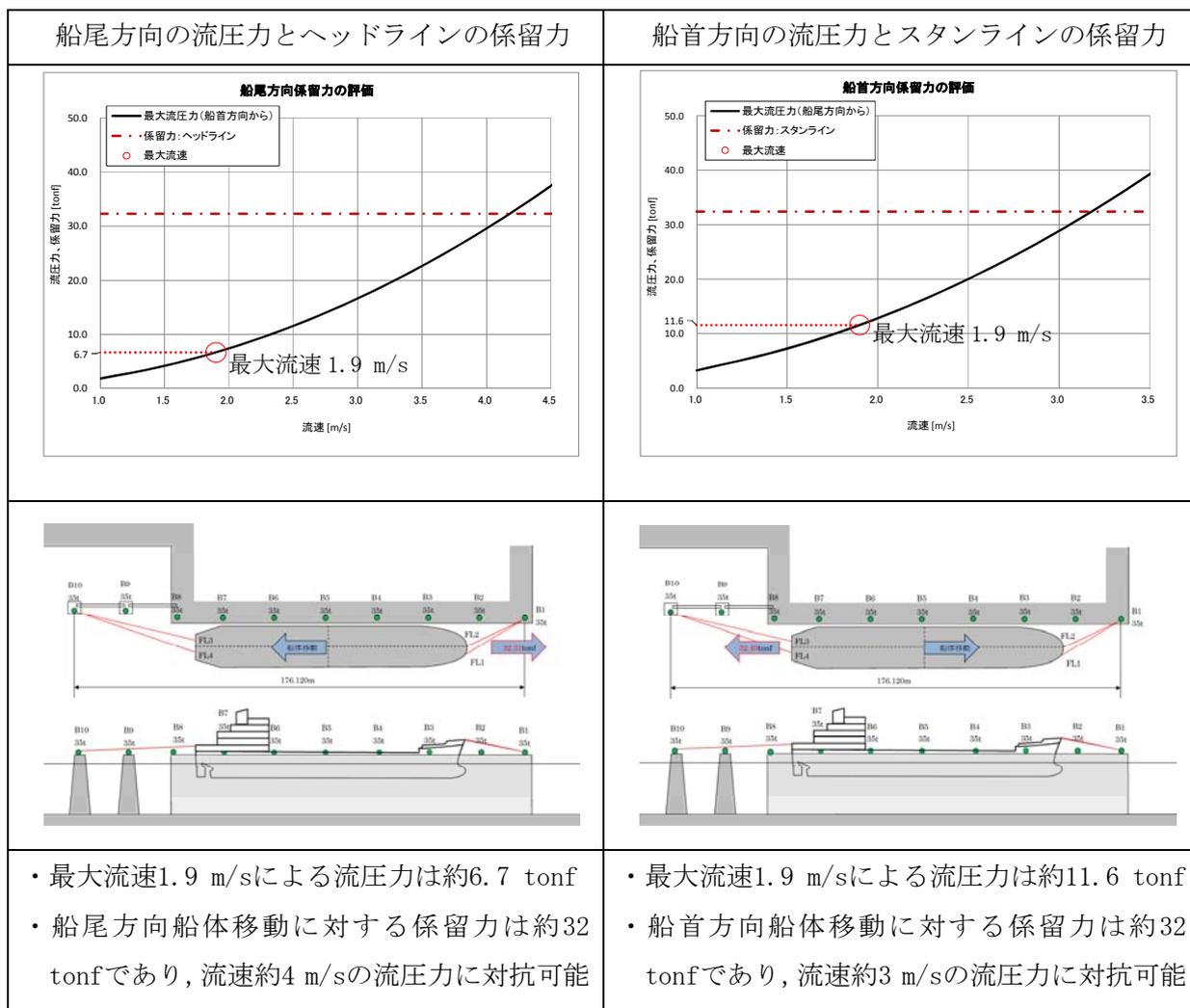


図7 流圧力と係留力比較

### 3. 結 論

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

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

(参考7) 燃料等輸送船の喫水と津波高さとの関係について

## 1. 概 要

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

## 2. 評 価

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

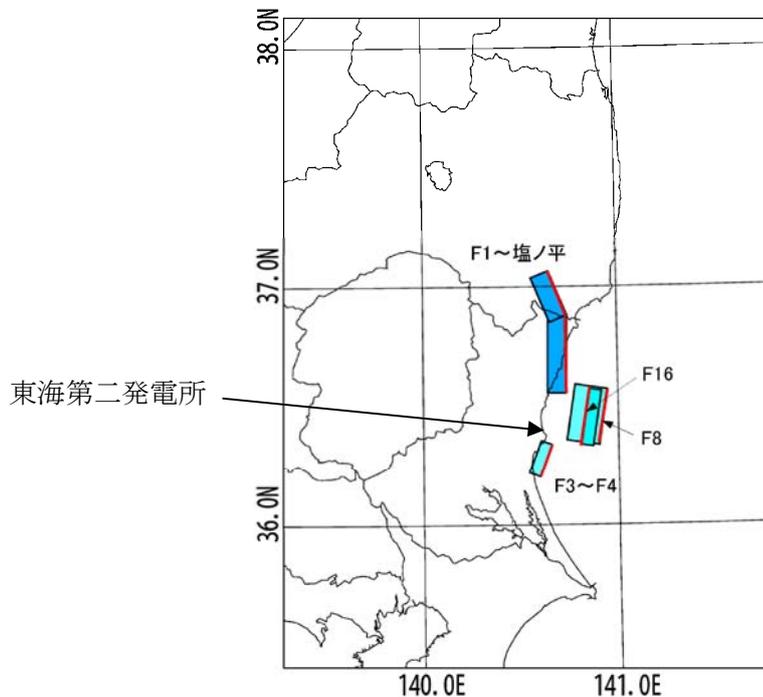


図1 検討用海域活断層の位置

表2に、取水口前面位置における各海域活断層の津波高さと到達時間の関係を示す。表2に示すとおり、F8及びF16を波源とした津波は他の海域活断層を波源とした津波に比べて、早く到達するが、F8及びF16を波源とした津波の到達時刻はほぼ同様であるため、ここでは保守的に最高水位がもっとも高く、また最低水位がもっとも低いF16を波源とした津波を選定した。

表2 各海域活断層の津波高さと到達時間の関係（取水口前面）

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

(1) 津波高さ

a. 押し波

図2に、最高水位を示した評価対象津波の波形を示す。図2に示すとおり地震発生後約17分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約26分の第二波で最高津波高さ（T.P. +1.90 m（朔望平均満潮位（T.P. +0.61 m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2 m沈下）考慮済み））に達している。

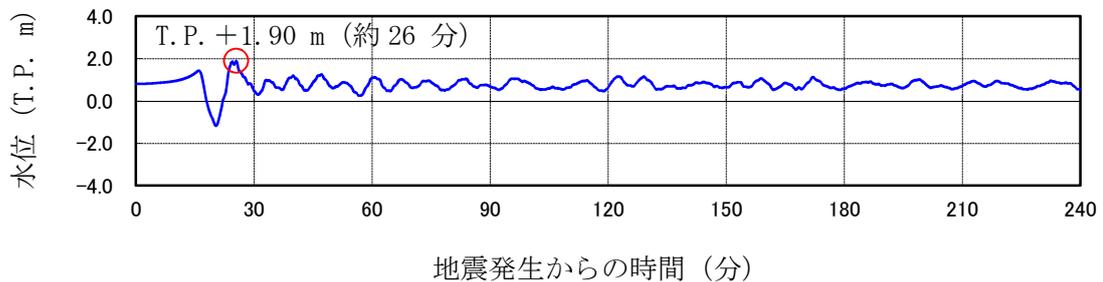


図2 評価対象津波の波形（最高水位を示したケース，岸壁）

b. 引き波

図3に、最低水位を示した評価対象津波の波形を示す。図3に示すとおり地震発生後約17分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約22分に最低津波高さ（T.P. -2.53 m（朔望平均干潮位（T.P. -0.81 m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2 m沈下）考慮済み））に達している。

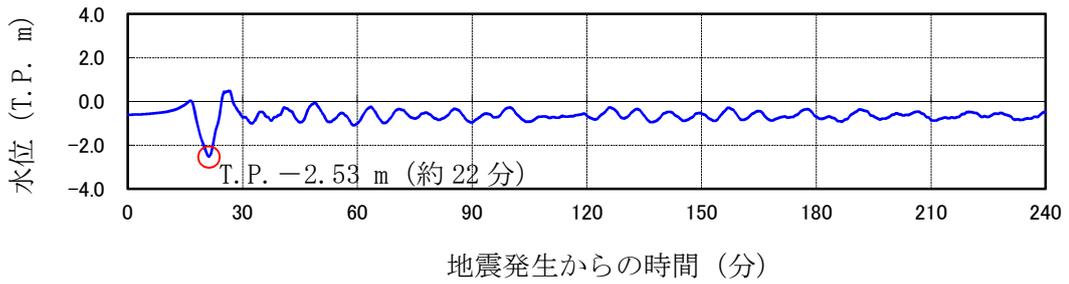


図3 評価対象津波の波形（最低水位を示したケース，岸壁）

(2) 押し波（岸壁乗上げ評価）

押し波高さと喫水の関係を図4に示す。図4に示すとおり，輸送船は岸壁に乗り上げることはないことを確認した。

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

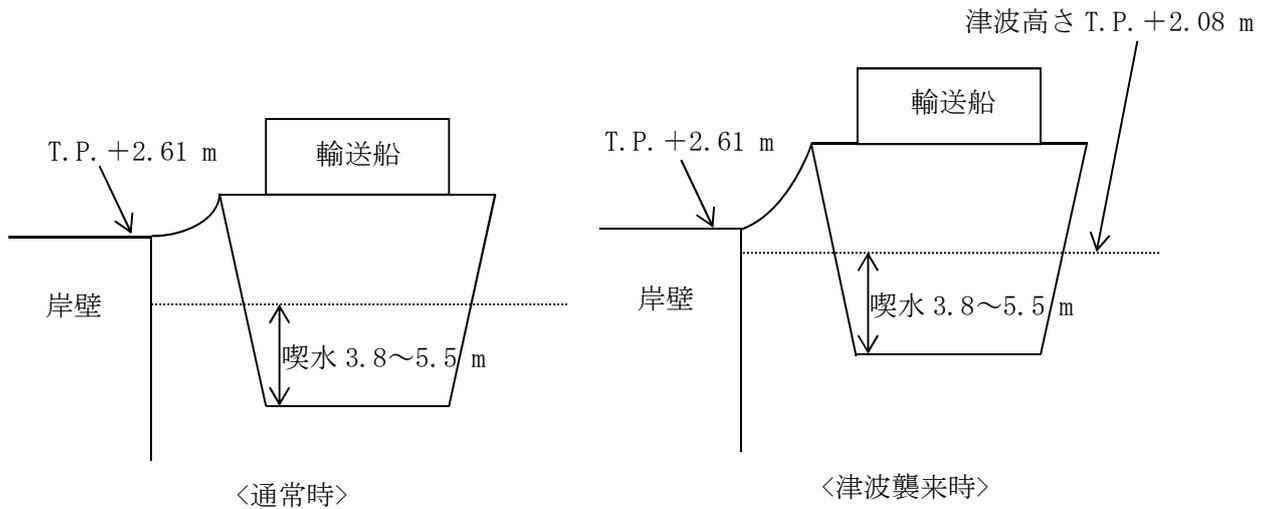


図4 押し波高さと喫水の関係

(備考)

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

(3) 引き波（着底評価）

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

- ・仮に一時的な着底があったとしても、輸送船は二重船殻構造等、十分な船体強度を有しており、水位回復後に退避が可能であり座礁する可能性はない。
- ・輸送船の重量及び扁平的な断面形状より、着底後の引き波による流圧力、又は水位回復時の押し波による流圧力に対して転覆の可能性はない。なお、転覆に関わる評価を別紙に示す。

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

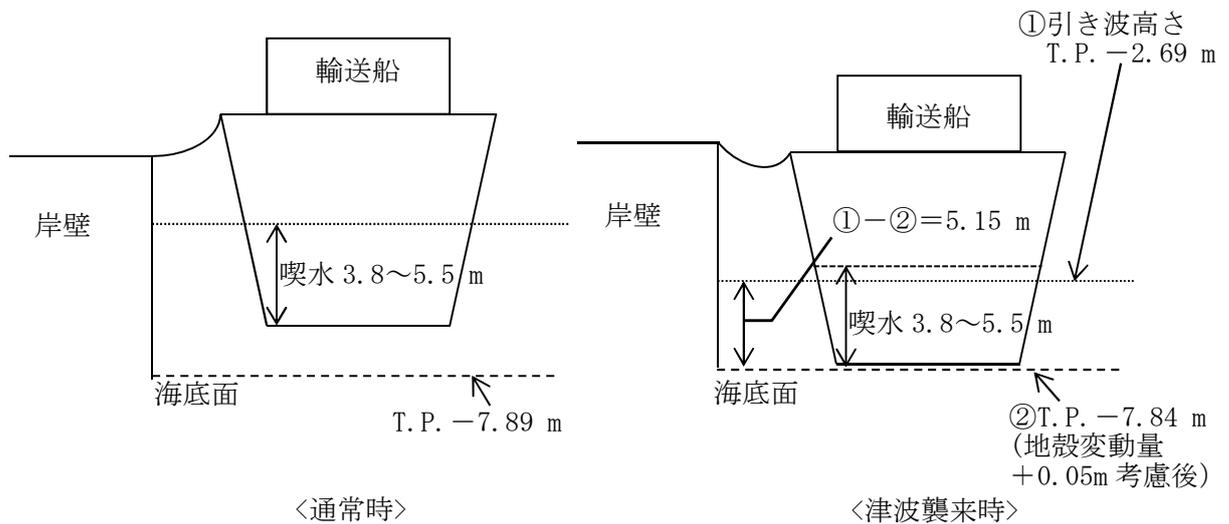


図5 引き波高さと喫水の関係

(備考)

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

3. 結 論

朔望平均満潮位、干潮位等の保守的な条件を考慮し、極めて短時間に津波が襲来する場合を仮定しても、輸送船は、津波高さと喫水高さの関係から岸壁に乗り上げることはなく、また、引き波により一時的に着底したとしても、座礁及び転覆せず漂流物とならないことを確認した。

(別紙) 燃料等輸送船の着底時の転覆の可能性について

## 1. 概要

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

## 2. 評価条件

### (1) 輸送船の仕様・形状

輸送船の仕様を表1に、外形図を図1及び図2に示す。

表1 輸送船の仕様

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

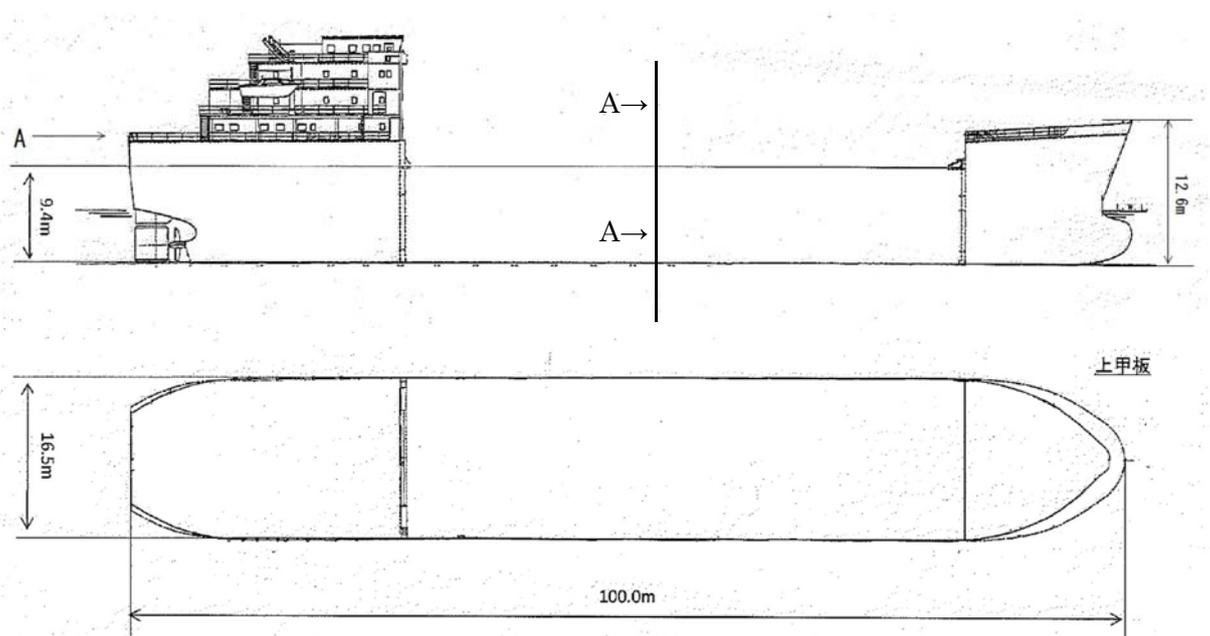


図1 輸送船外形図

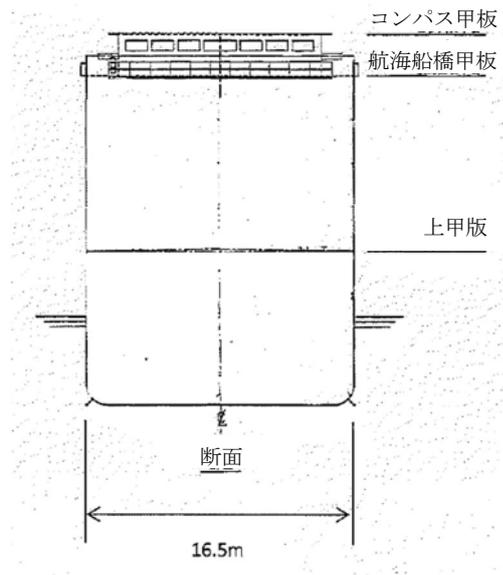


図2 輸送船外形図 (A矢視)

(2) 転覆モード

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

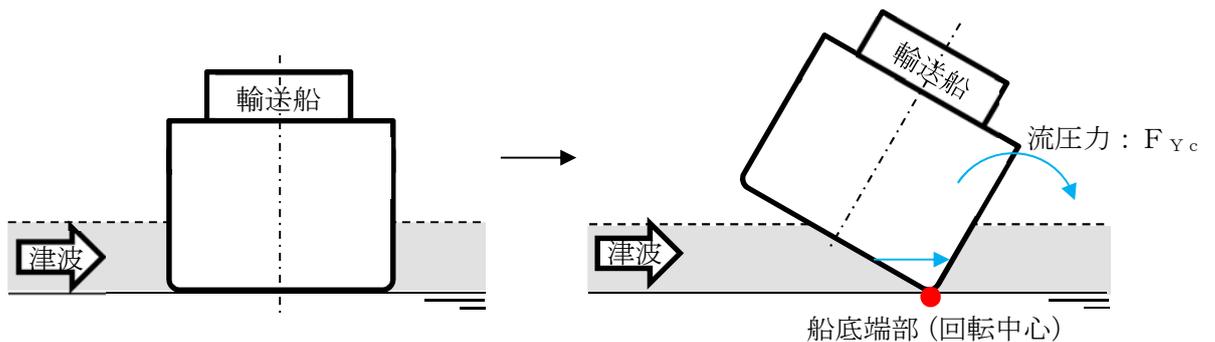


図3 想定転覆モード

3. 転覆評価

図3の想定転覆モードにおいて輸送船に働く力とモーメントを図4に示す。

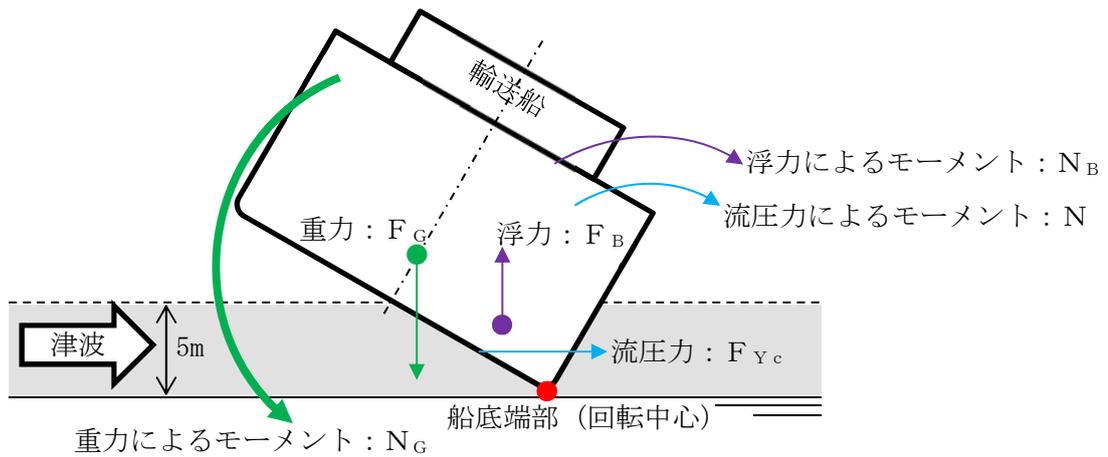


図4 輸送船に働く力とモーメント

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

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

重力によるモーメント $N_G$ は次式のとおりとなる。

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

$N_G$  : 重力によるモーメント [tonf·m]

$F_G$  : 輸送船 (空荷状態) の重量 [tonf] (=4,000)

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

次に流圧力によるモーメント $N$ は次式にて計算できる。

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

$N$  : 流圧力によるモーメント [tonf·m]

$F_{Yc}$  : 流圧力 [tonf]

$W$  : 水位 [m]

$d$  : 喫水 [m] (=5)

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

また、横方向の流圧力  $F_{Yc}$  を表2に示す方法で計算する。

表2 横方向流圧力の計算方法

<p>【流圧力計算式】</p> $F_{Yc} = \frac{1}{2} \times C_{Yc} \times \rho_C \times V_C^2 \times L_{PP} \times d$	<p><math>F_{Yc}</math> : 横方向流圧力 [kgf]</p> <p><math>C_{Yc}</math> : 横方向流圧力係数</p> <p><math>V_C</math> : 流速 [m/s]</p> <p><math>L_{PP}</math> : 垂線間長 [m]</p> <p><math>d</math> : 喫水 [m]</p> <p><math>\rho_C</math> : 水密度 [kgf・sec<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>] (=104.5 kgf・sec<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>)</p>
--------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

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

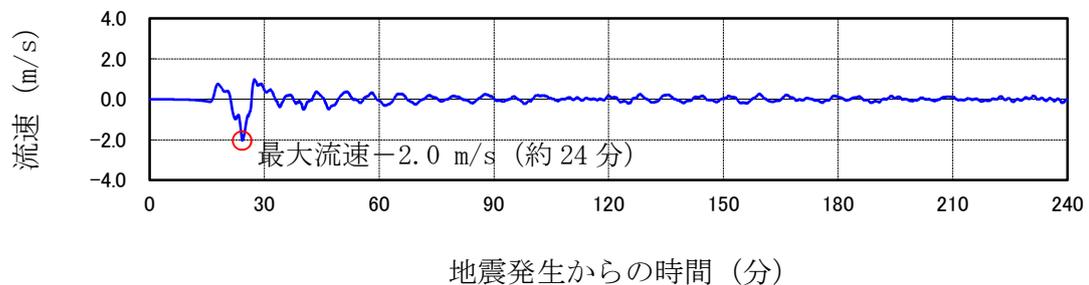
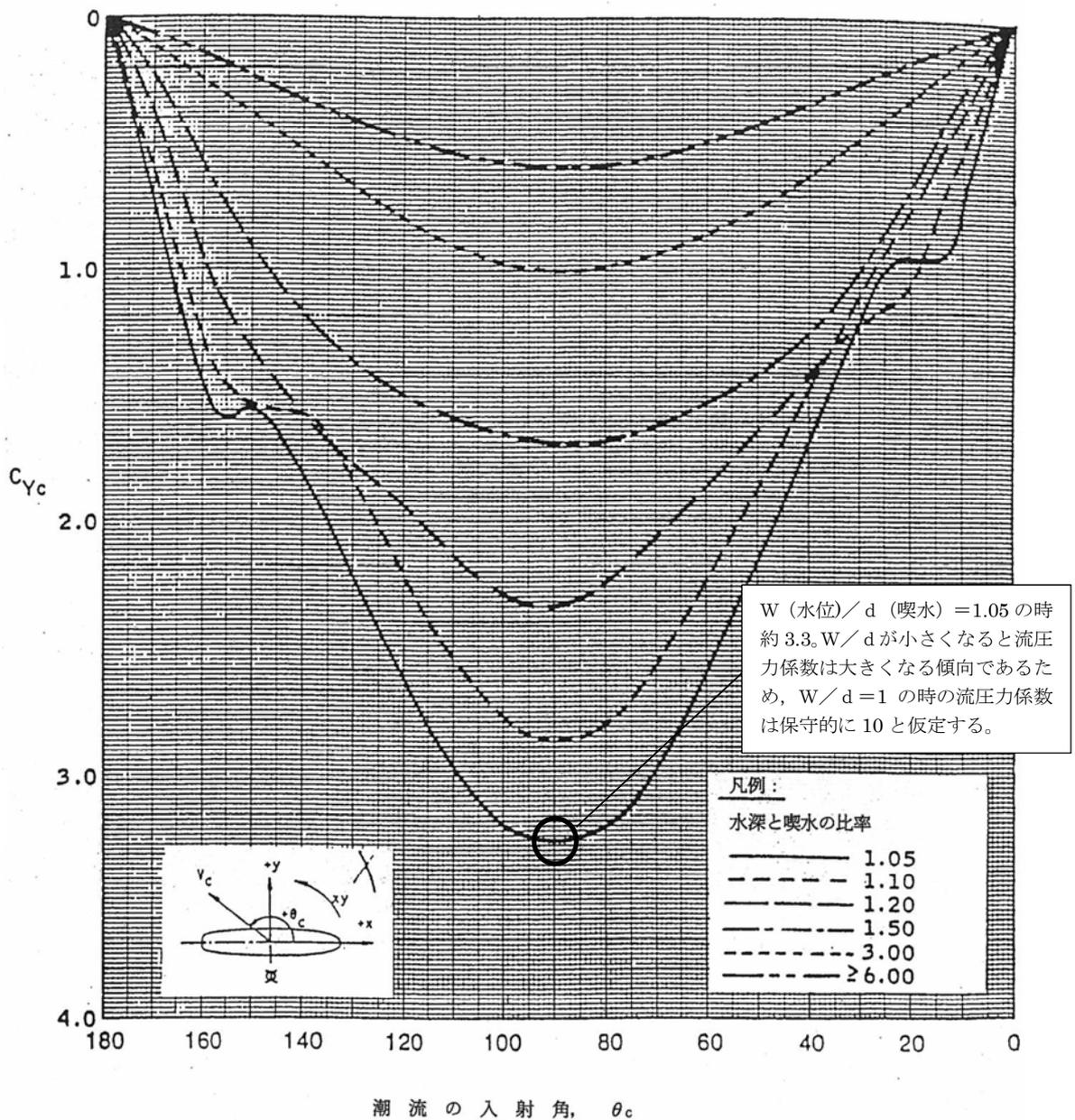


図5 早く襲来する津波の流速（最低水位を示したケース，岸壁）



(出典: VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

図6 横方向流圧力係数

表2により  $F_{Yc}$  は以下のとおりとなる。

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

したがって, 流圧力によるモーメント  $N$  は以下のとおりとなる。

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

最後に浮力によるモーメント $N_B$ は次式にて評価する。

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

$N_B$  : 浮力によるモーメント [tonf·m]

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

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

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

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

#### 4. 結 論

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

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

1. はじめに

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

2. 漂流物評価に必要な数値シミュレーション結果への影響について

(1) 遡上解析

a. 基準津波による遡上域

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

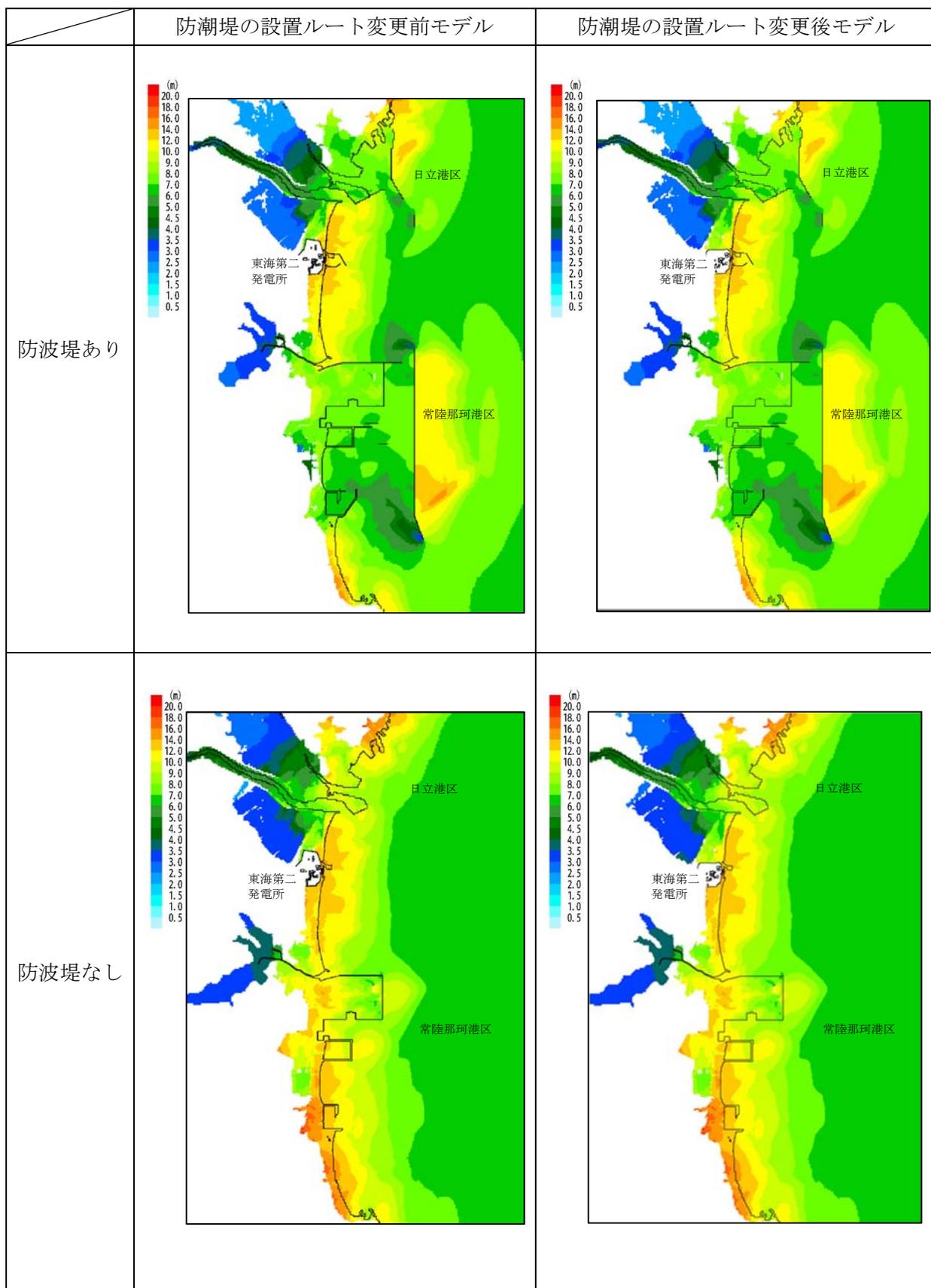


図1 防潮堤の設置ルート変更前後における基準津波による遡上域

(2) 漂流物軌跡解析

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

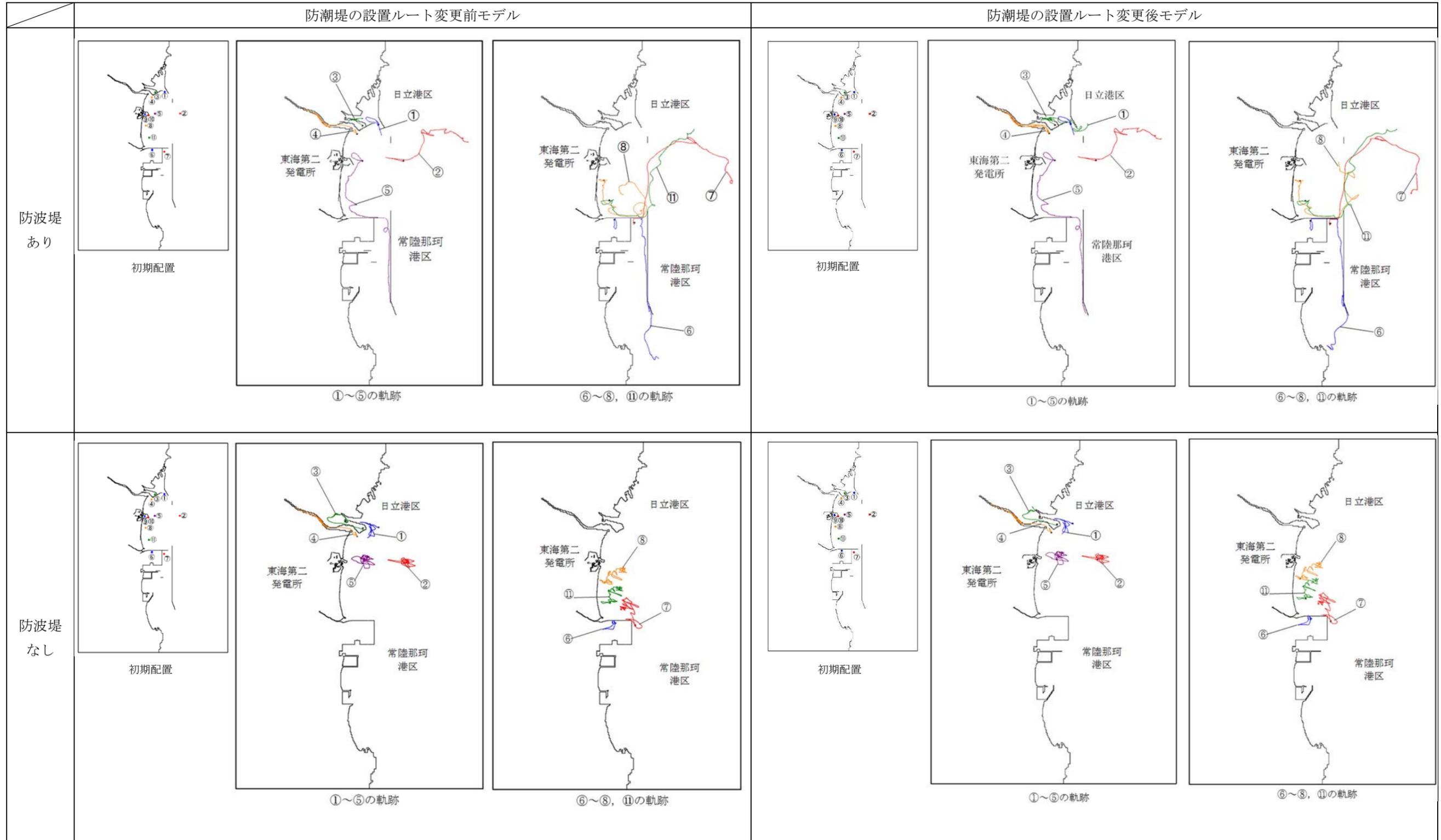


図 2 防潮堤の設置ルート変更前後における基準津波による漂流物軌跡解析結果

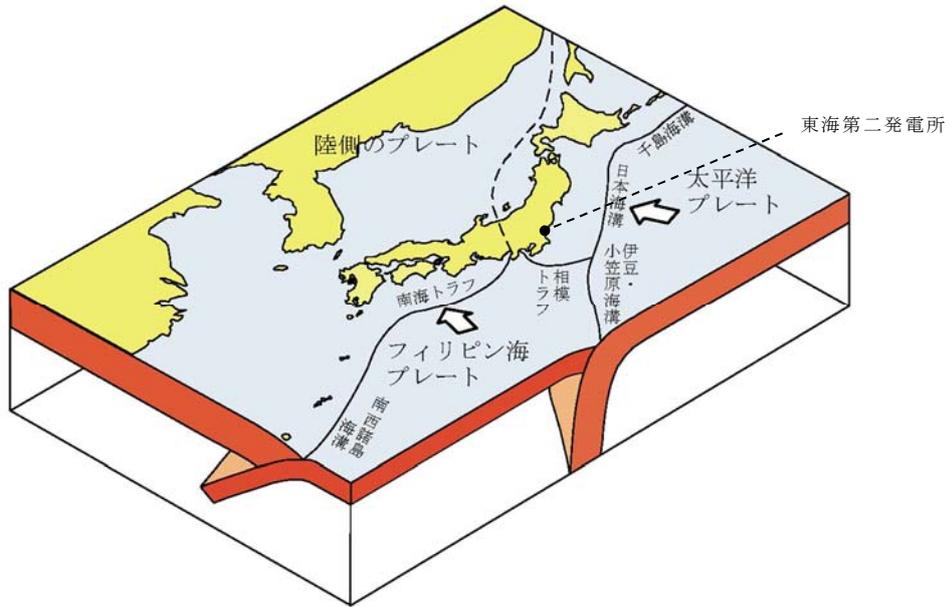
## 5. 設計における考慮事項

### 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について

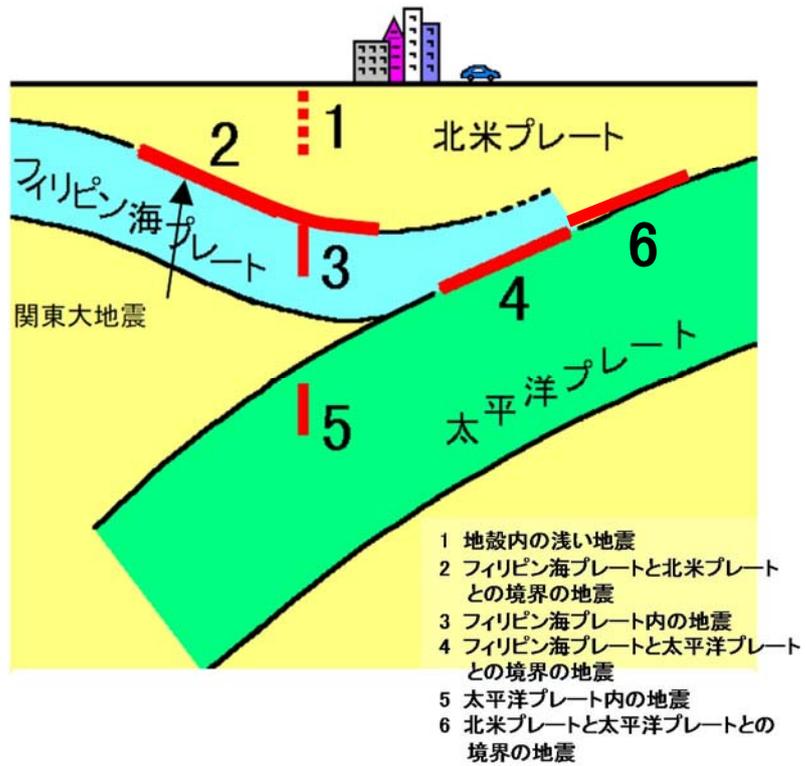
#### 5.1.1 基準津波と余震

##### (1) 敷地周辺のプレートテクトニクス

敷地周辺は、陸のプレート、太平洋プレート、フィリピン海プレートの3つのプレートが接触する場所であり、その状況について模式的に示したものを図5-1に示す。関東地方においては南方からフィリピン海プレートが沈み込み、そのフィリピン海プレートは敷地のほぼ直下まで及んでいる（図5-2）。

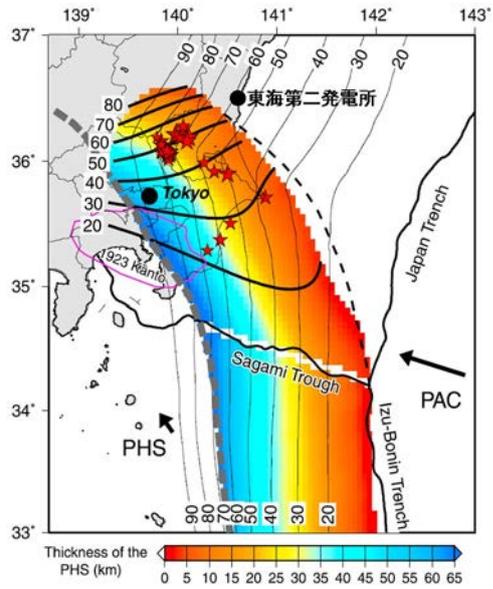


(防災科学技術研究所 HP に一部加筆)



(中央防災会議 HP に一部加筆)

図 5-1 敷地周辺におけるプレートの沈み込み



図中のカラーコンターはフィリピン海プレートの厚さを示している。

(Uchida et al. (2010)に一部加筆)

図 5-2 フィリピン海プレートの沈み込み

(2) 基準津波の波源

津波波源は、日本海溝におけるプレート間地震に起因する波源として設定し、その規模は Mw8.7 である。津波波源モデルを図 5-3 に示す。

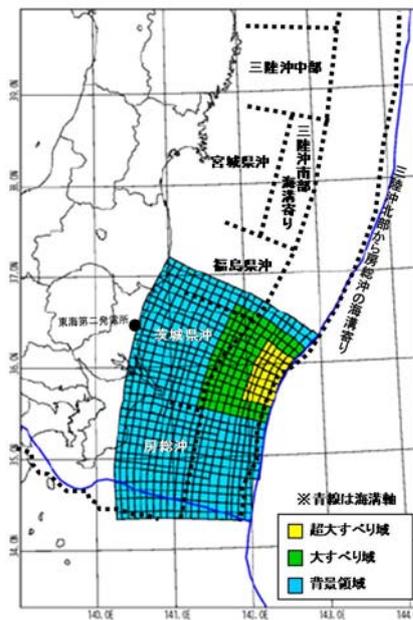


図 5-3 津波波源モデル

(3) 検討方針

東海第二発電所周辺のプレートテクトニクス背景や基準津波と同じ地震発生様式（プレート間地震）である 2011 年東北地方太平洋沖地震の余震発生状況（図 5-4）を踏まえ、基準津波の波源の活動（本震）に伴い発生する可能性のある余震を設定し、耐津波設計において津波荷重と組み合わせる適切な余震荷重を設定する。

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

余震荷重の検討フローを図 5-5 に示す。

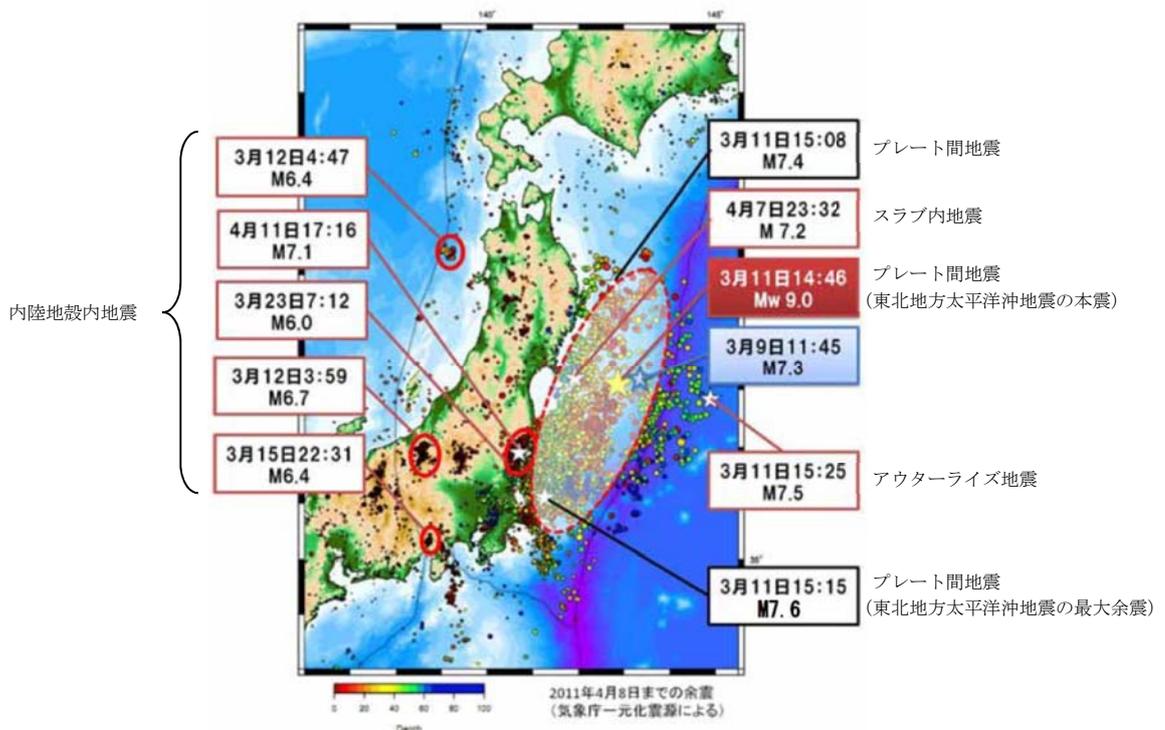


図 5-4 東北地方太平洋沖地震の余震・誘発地震の発生状況

(東京大学地震研究所 HP に地震発生様式を加筆)

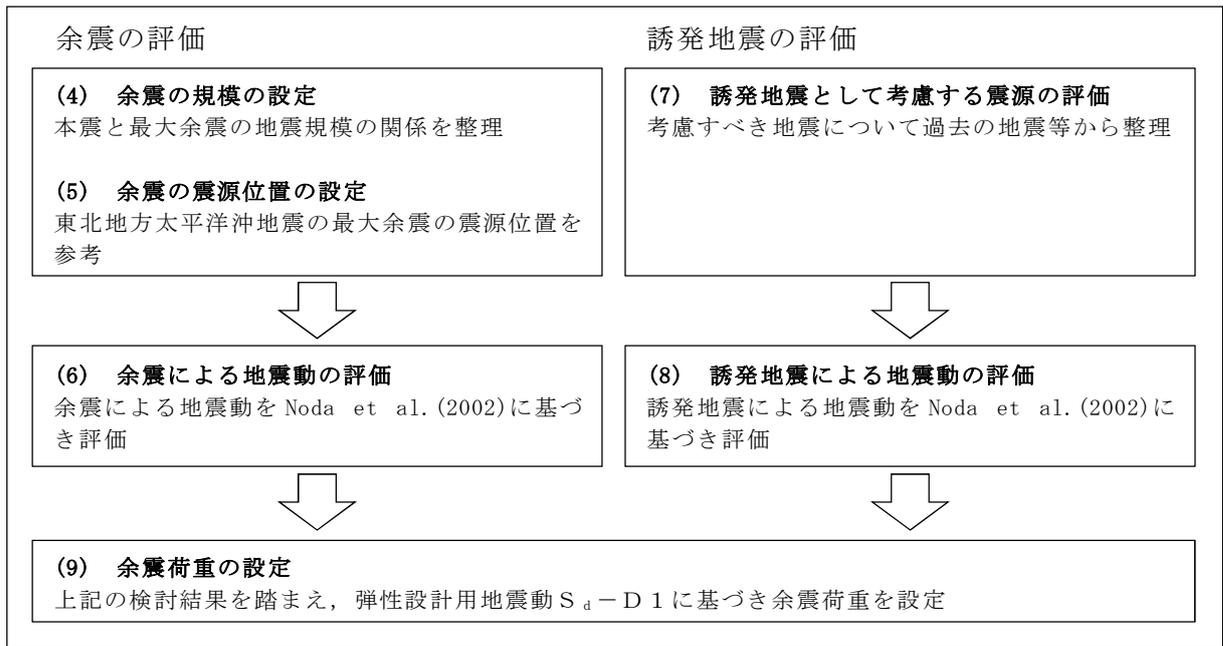


図 5-5 検討フロー

#### (4) 余震の規模の設定

余震の規模は、過去の地震データにおける本震規模と最大余震の規模の関係を整理することにより想定する。検討対象とした地震は、津波荷重と組み合わせる余震荷重を評価するという観点から、地震調査研究推進本部（2016）の地震データによる本震のマグニチュード M7.0 以上とし、かつ、基準津波の波源の活動に伴い発生する津波の最大水位変化を生起する時間帯が地震発生から約 40 分後（図 5-6）であることを考慮し、本震と最大余震との時間間隔が 12 時間以内の地震とする。表 5-1 に、対象とした地震の諸元を示す。また、検討対象とした地震の震央分布を図 5-7 に示す。

地震調査研究推進本部（2016）の地震データを整理し、本震のマグニチュード  $M_0$  と最大余震のマグニチュード  $M_1$  の関係から本震と余震のマグニチュードの差  $D1$  を求めると、図 5-8 の通り、 $D1=M_0-M_1=1.4$  として評価できる。余震の規模を想定する際は、データ数が少ないことから、保守的に標準偏差を考慮

し  $D1=0.9$  として余震の規模を想定する。従って、余震の地震規模は  $Mw8.7-0.9$  より  $M7.8$  ( $Mw=M$  とする。) と設定する。

#### (5) 余震の震源位置の設定

基準津波 ( $Mw8.7$ ) の波源と基準地震動  $S_s$  の一つとして設定した 2011 年東北地方太平洋沖型地震 ( $Mw9.0$ ) の震源は茨城県沖で重なっており、その重なっている領域において 2011 年東北地方太平洋沖地震 ( $Mw9.0$ ) の最大余震 ( $M7.6$ ) が発生している。この最大余震の地震発生様式は基準津波と同じプレート間地震である。これら波源、震源等の位置関係を図 5-9 に示す。

一般に規模の大きなプレート間地震は、過去に発生した規模の大きなプレート間地震の震源域で繰り返し発生する。また、2011 年東北地方太平洋沖地震の強震動生成域も過去に発生した規模の大きなプレート間地震の発生位置と対応していることが指摘されている (例えば入倉 (2012))。従って、基準津波の波源が活動した場合の強震動生成域や規模の大きな余震の発生位置は 2011 年東北地方太平洋沖地震における茨城県沖の例と類似すると考えられる。以上のことから、基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震は 2011 年東北地方太平洋沖地震 ( $Mw9.0$ ) の最大余震 ( $M7.6$ ) の震源位置に設定する (図 5-9)。

なお、茨城県沖南部から房総沖にかけては図 5-2 で示したとおり、陸のプレートと太平洋プレートの上にフィリピン海プレートが潜り込んでおり、Uchida et al. (2009) によれば、この領域ではプレート間結合度が低いことが示されている。従って、図 5-9 に示したフィリピン海プレートの北東端より南側において規模の大きな地震は発生しにくいと考えられる。

#### (6) 余震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動を評価する。余震の地震規模は「(4) 余震の規模の設定」のとおり  $M7.8$ 、震源位置は

「(5) 余震の震源位置の設定」のとおり 2011 年東北地方太平洋沖地震の最大余震発生位置とする。設定した余震の地震諸元を表 5-2 に示す。

上記に基づき、基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動評価を Noda et al. (2002)により行う。評価結果を図 5-10 に示す。

同図より、評価結果は、弾性設計用地震動  $S_d-D1$  を下回ることが確認される。

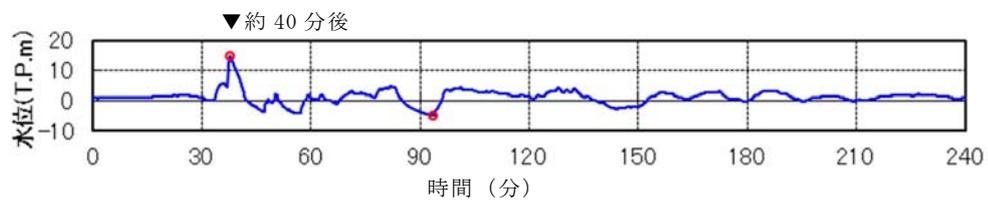


図 5-6 基準津波の取水口前面位置における時刻歴波形

表 5-1 過去の地震における本震と最大余震の関係

No	発生年月日	震源	最大余震		
			本震 マグニチュード M0	マグニチュード M1	本震との 時間間隔
1	1933/3/3	昭和三陸地震	8.1	6.7	0.125 日
2	1937/2/21	択捉島南東沖の地震	7.6	7.2	0 日 <sup>※1</sup>
3	1948/6/28	福井地震	7.1	5.5	0.004 日
4	1961/8/19	北美濃地震	7.0	5.2	0.1 日
5	1964/6/16	新潟地震	7.5	6.1	0.011 日
6	1968/4/1	日向灘地震	7.5	6.3	0.3 日
7	1968/5/16	十勝沖地震	7.9	7.5	0.4 日
8	1969/8/12	北海道東方沖の地震	7.8	6.3	0.3 日
9	1995/1/17	兵庫県南部地震	7.3	5.4	0.003 日
10	2003/5/26	宮城県沖	7.1	4.9	0.26 日
11	2003/9/26	十勝沖地震	8.0	7.1	0.05 日
12	2008/6/14	岩手・宮城内陸地震	7.2	5.7	0.025 日
13	2008/9/11	十勝沖	7.1	5.7	0.008 日
14	2011/3/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.6 <sup>※2</sup>	0.02 日
15	2016/4/16	熊本地震	7.3	5.9	0.1 日

※1： 24 時間以内であるが半日以内か不明

※2： 気象庁による最新の震源情報を参照

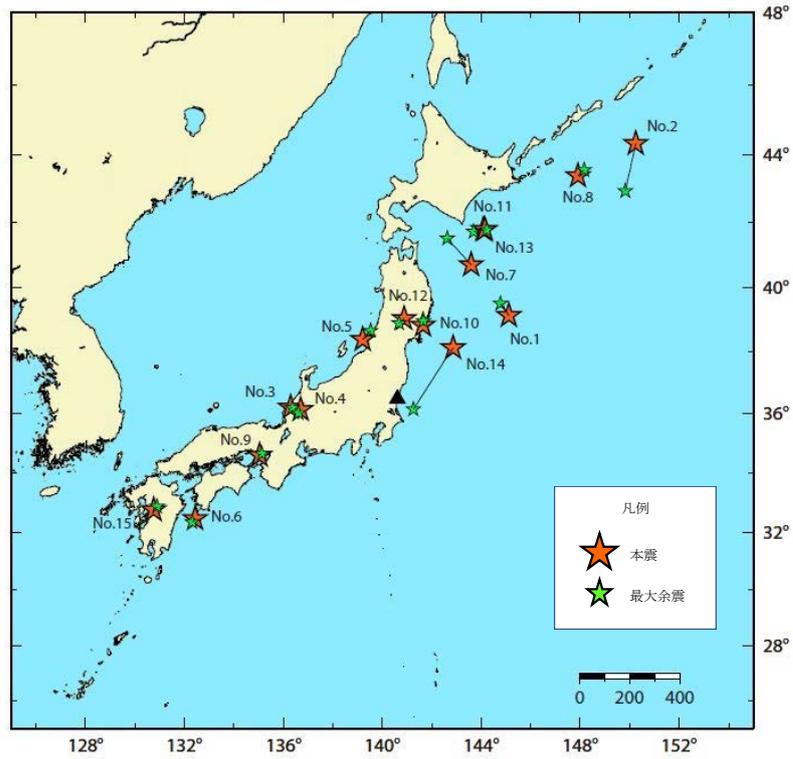


図 5-7 余震の地震規模の評価に用いた地震の震央分布

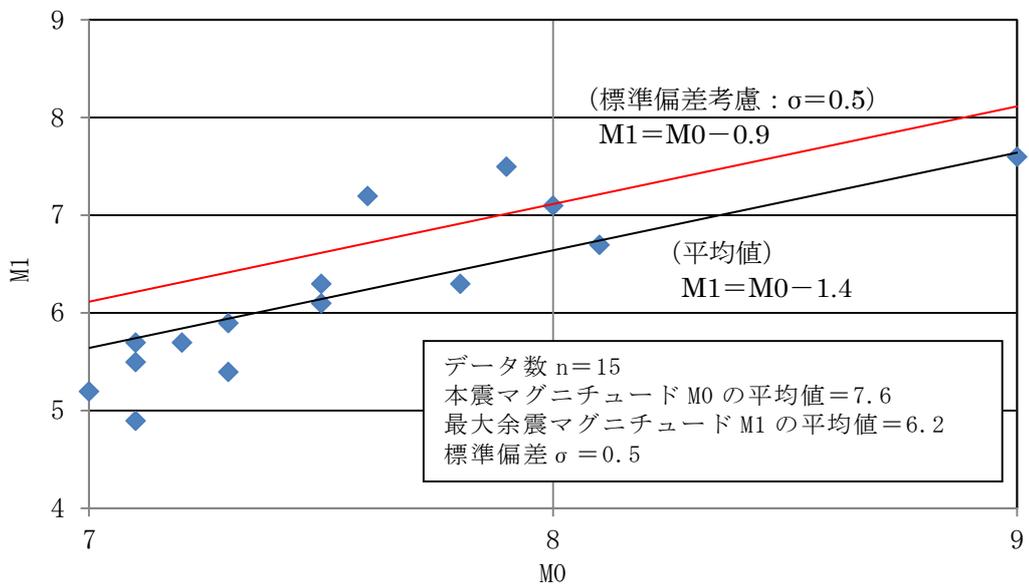


図 5-8 本震と最大余震の関係 ( $M_7.0$  以上)

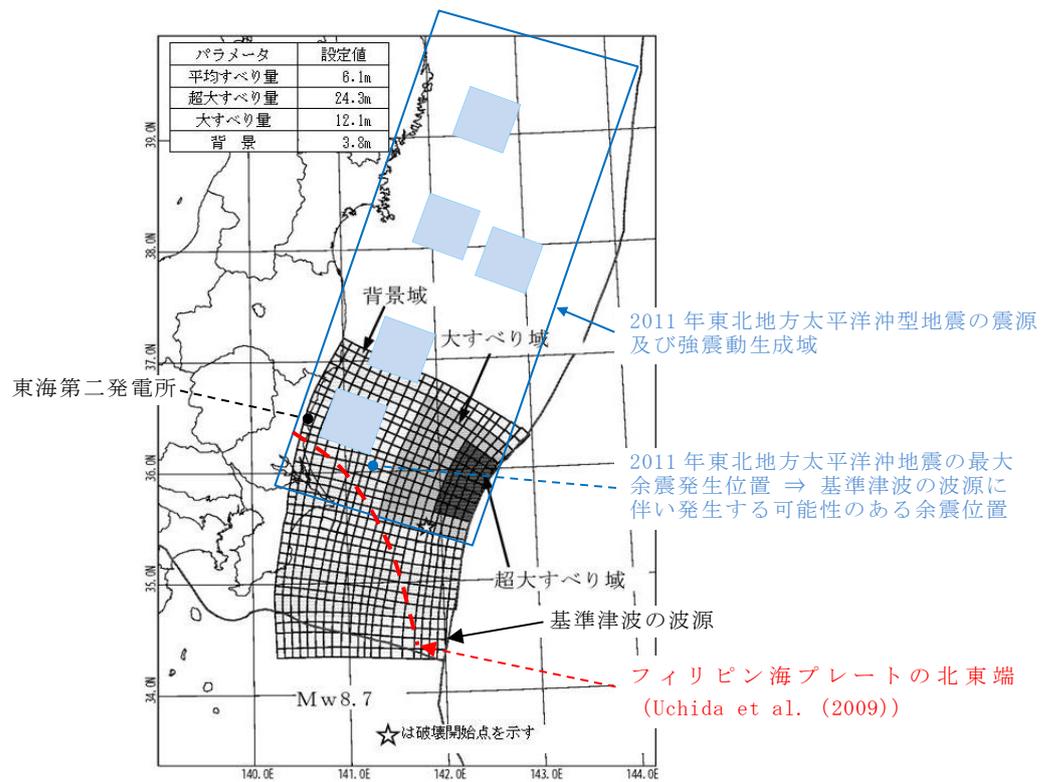
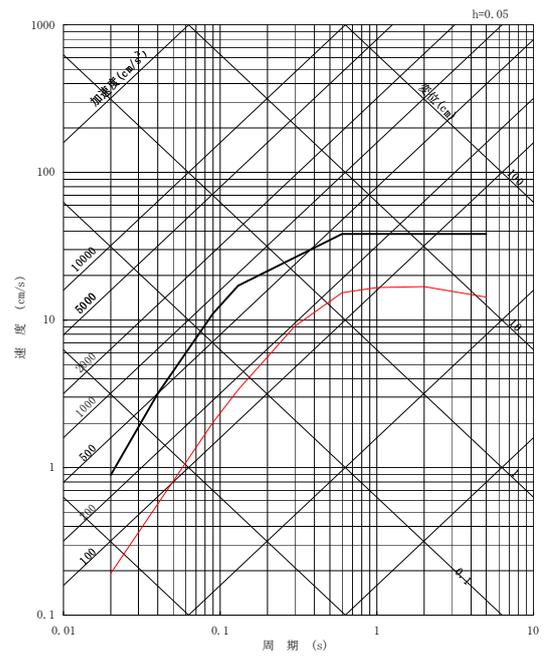
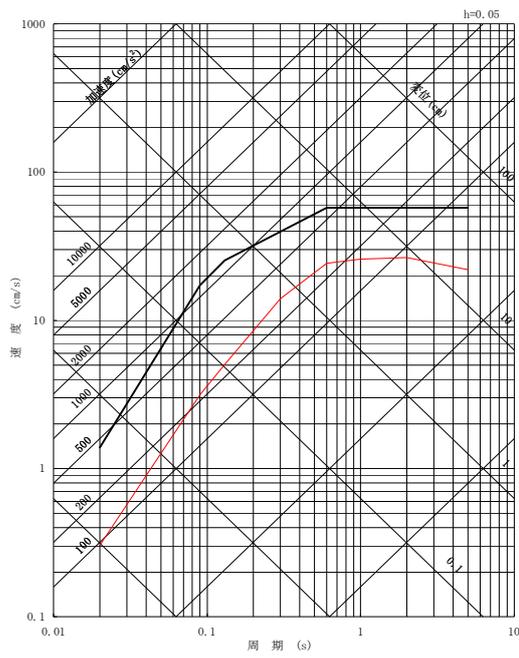


図 5-9 基準津波の波源と 2011 年東北地方太平洋沖型地震の震源及び最大余震発生位置

表 5-2 設定した余震の震源諸元

項目	設定値
本震の地震規模 (Mw)	8.7
余震の地震規模 (M)	7.8
等価震源距離 (km)	86



- 基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震 M7.8  $X_{eq}=86\text{km}$
- 弾性設計用地震動  $S_d - D 1$

図 5-10 設定した余震と弾性設計用地震動  $S_d - D 1$  との比較

(左：水平動，右：鉛直動)

(7) 誘発地震として考慮する震源の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震として考慮する震源を評価する。

評価に際しては、「(3) 検討方針」のとおり、基準津波と同じ地震発生様式である 2011 年東北地方太平洋沖地震の事例を参考に地震規模、発生位置を検討する。図 5-4 に示された 2011 年東北地方太平洋沖地震の発生による誘発地震のうち、本震発生からもっとも早く発生した誘発地震は 3 月 12 日長野県北部の地震 (M6.7) であり、本震発生から 13 時間後である。

一方、東海第二発電所の基準津波の到達時間は図 5-6 に示すとおり、地震発生から約 40 分後である。

このことから、基準津波の到達時間帯において規模の大きな誘発地震が発生する可能性は低いと考えられる。

しかしながら、規模の小さな誘発地震は 2011 年東北地方太平洋沖地震発生直後から発生していることを踏まえ、基準地震動の評価において検討用地震の候補として考慮していた規模の小さな短い活断層による地震を保守的に考慮する。

(8) 誘発地震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震による地震動を評価する。誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布及び地震諸元をそれぞれ図 5-11 及び表 5-3 に示す。地震動評価は Noda et al. (2002) により行う。その際、基準地震動策定における内陸地殻内地震の評価と同様、福島県と茨城県の県境付近で発生した地震の観測記録による補正係数を考慮する。観測記録による補正係数を図 5-12 に、評価結果を図 5-13 に示す。

同図より、評価結果は、弾性設計用地震動  $S_d - D 1$  を下回ることが確認される。

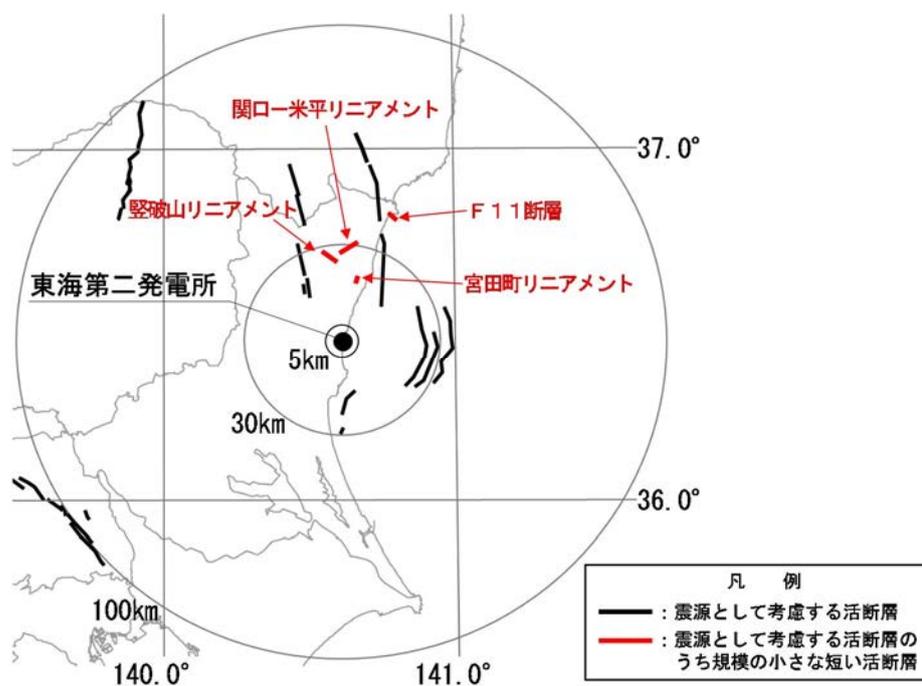


図 5-11 誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布

表 5-3 設定した誘発地震の諸元

地震名	地震規模M	等価震源距離 (km)
宮田町リニアメント	6.8	21
関口-米平リニアメント	6.8	27
堅破山リニアメント	6.8	25
F 1 1 断層	6.8	38

- ・ 短い活断層の地震規模は M6.8 として評価
- ・ 福島県と茨城県の県境付近で発生した地震の観測記録による補正係数を考慮

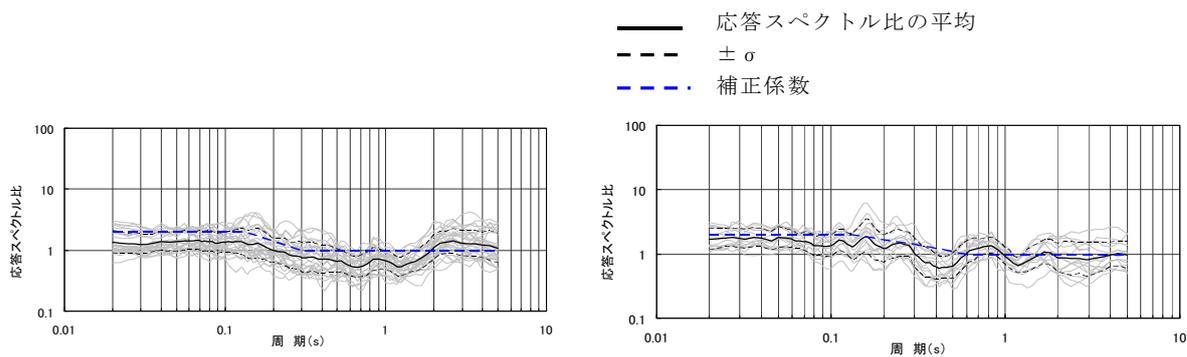


図 5-12 観測記録による補正係数 (左：水平動, 右：鉛直動)

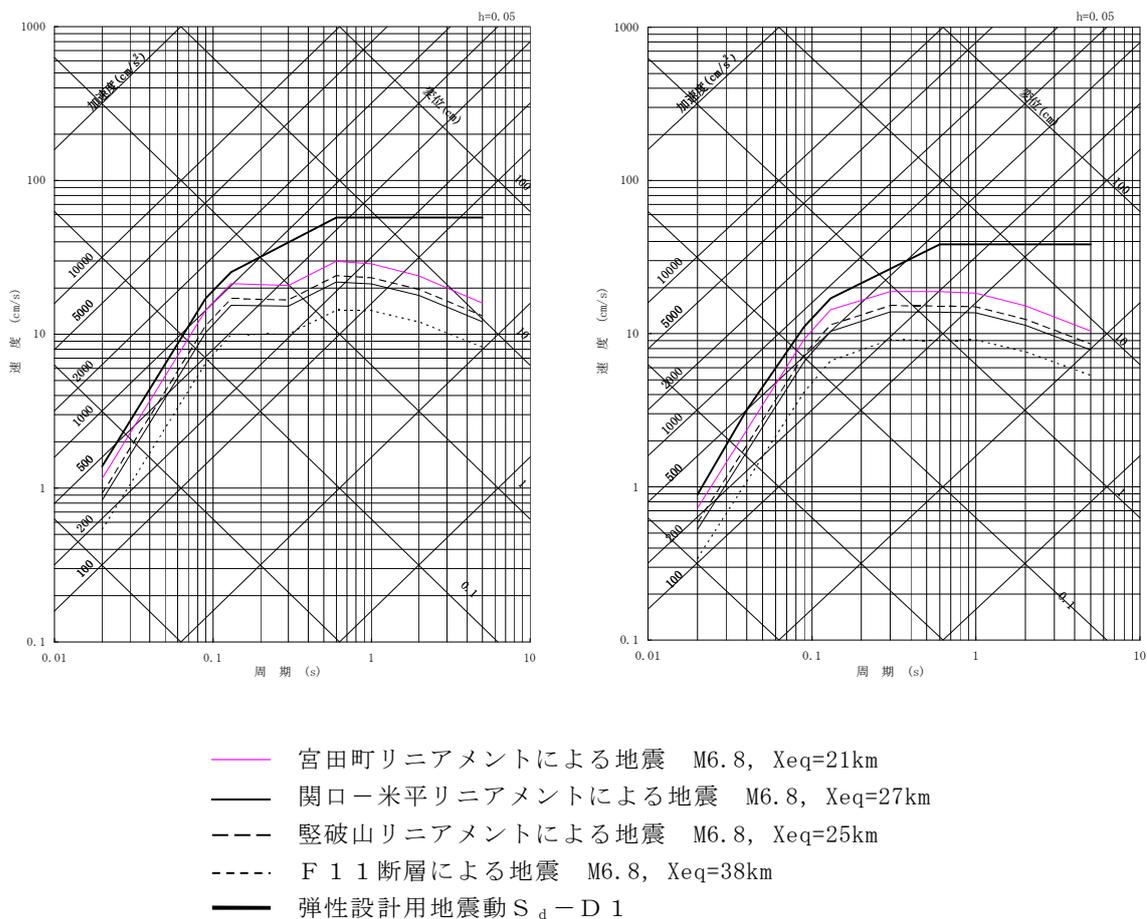


図 5-13 規模の小さな短い活断層による地震と弾性設計用地震動  $S_d-D1$  との比較  
(左：水平動, 右：鉛直動)

(9) 余震荷重の設定

以上の検討結果から，弾性設計用地震動  $S_d - D1$  を津波荷重に組み合わせる余震荷重として考慮する。

5.1.2 基準地震動  $S_s$  と津波

基準地震動  $S_s$  として選定している震源は図 5-14 に示す 2011 年東北地方太平洋沖型地震及び F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の同時活動による地震（以下，「F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震」という。）である。これらの震源については，地震波と津波の伝播速度が異なることを考慮すると，両者の組合せを考慮する必要はないと考えられる。以下，「(1) 基準地震動  $S_s$  の震源と津波の波源が同一の場合」と「(2) 基準地震動  $S_s$  の震源と津波の波源が異なる場合」とに分けて詳細を検討した結果を示す。

(1) 基準地震動  $S_s$  の震源と津波の波源が同一の場合

2011 年東北地方太平洋沖型地震及び F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震に伴う地震動及び津波の水位変動量が敷地に到達する時間は図 5-15 に示す通りである。

2011 年東北地方太平洋沖型地震では地震発生後 5 分以内，F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震では地震発生後 2 分以内に敷地内に地震動が到達するのに対し，同時間帯において敷地における津波の水位変動量はどちらも概ね 0m である。そのため，両者が同時に敷地に到達することはないことから，基準地震動  $S_s$  による地震力と津波荷重の組合せを考慮する必要はない。

(2) 基準地震動  $S_s$  の震源と津波の波源が異なる場合

F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震に伴い，津波を起こす地震が誘発される可能性は低いと考えられるが，仮に誘発地震の発生を考慮

した場合においても，地震動が敷地に到達する 2 分以内に，F 1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震以外の活動に伴う津波が敷地に到達することはない。

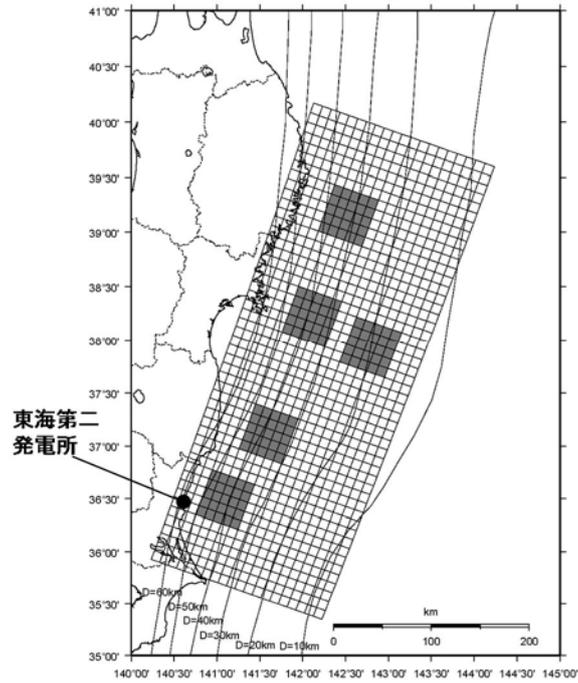
また，2011 年東北地方太平洋沖型地震に伴う誘発地震の発生を考慮した場合においても，地震動が敷地に到達する 5 分以内に，2011 年東北地方太平洋沖型地震以外の活動に伴う津波が敷地に到達することはない。

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

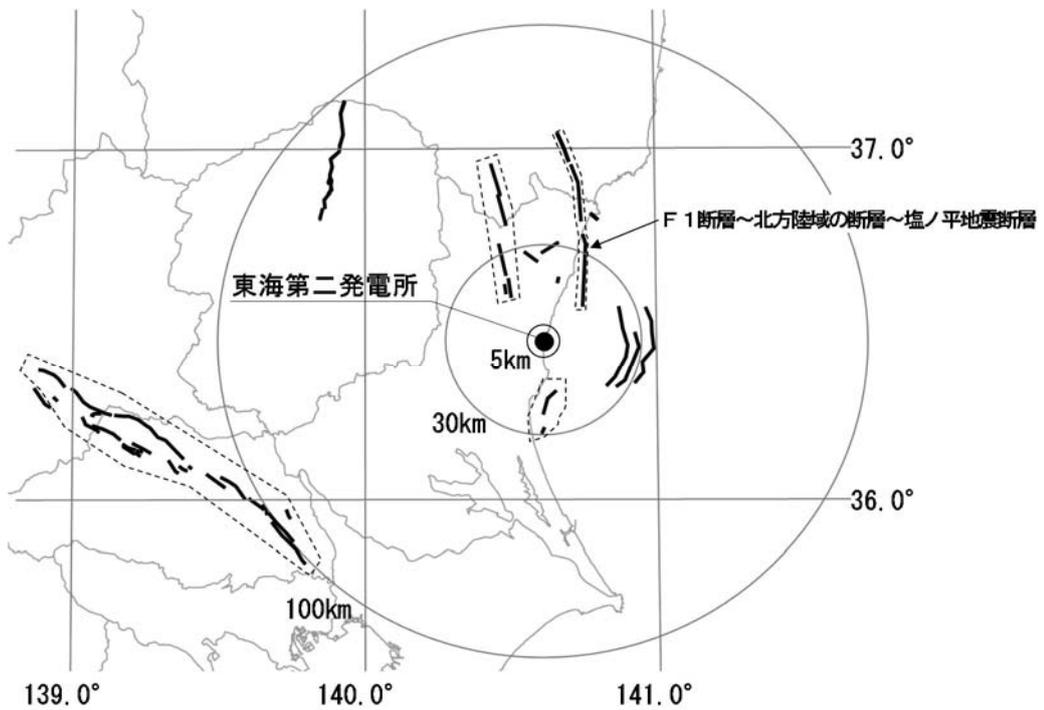
### 5.1.3 引用文献

- (1) 日本地震工学会（2014）：東日本大震災合同調査報告，共通編 1，地震・地震動
- (2) 地震調査研究推進本部（2016）：大地震後の地震活動の見通しに関する情報のあり方，平成 28 年 8 月 19 日
- (3) 入倉孝次郎（2012）：海溝型巨大地震の強震動予測のための震源モデルの構築，第 40 回地盤震動シンポジウム
- (4) Naoki Uchida, Junichi Nakajima, Akira Hasegawa, Toru Matsuzawa  
(2009) : What controls interplate coupling?: Evidence for abrupt change in coupling across a border between two overlying plates in the NE Japan subduction zone, Earth and Planetary Science Letters 283, 111-121
- (5) Shizuo Noda, Kazuhiko Yashiro, Katsuya Takahashi, Masayuki Takemura, Susumu Ohno, Masanobu Tohdo, Takahide Watanabe (2002) : RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES, OECD. NEA

Workshop on the Relations between Seismological Data and Seismic  
Engineering Analysis, Oct. 16-18, Istanbul

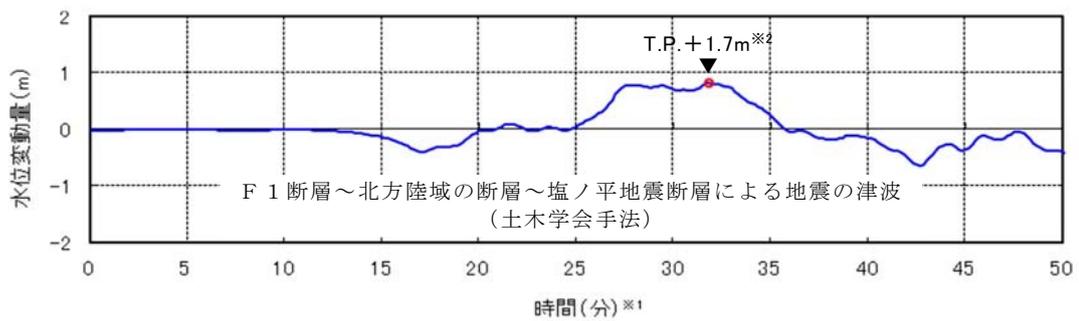
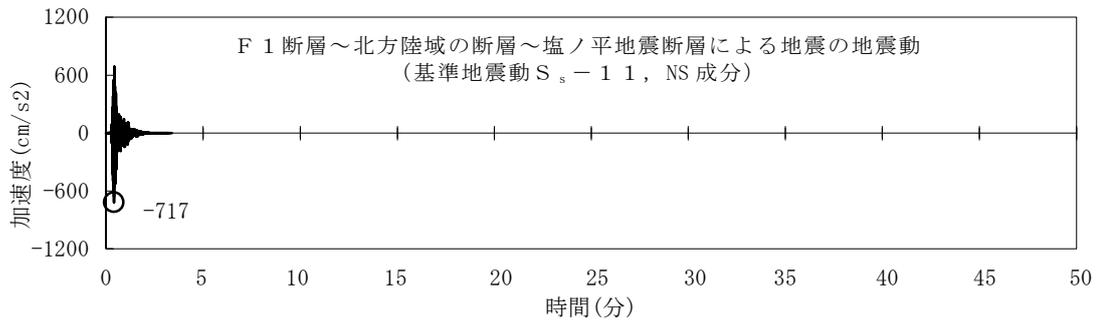
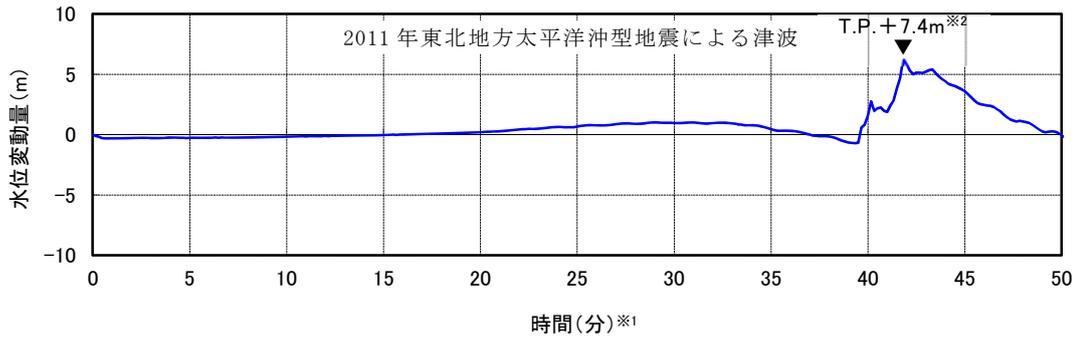
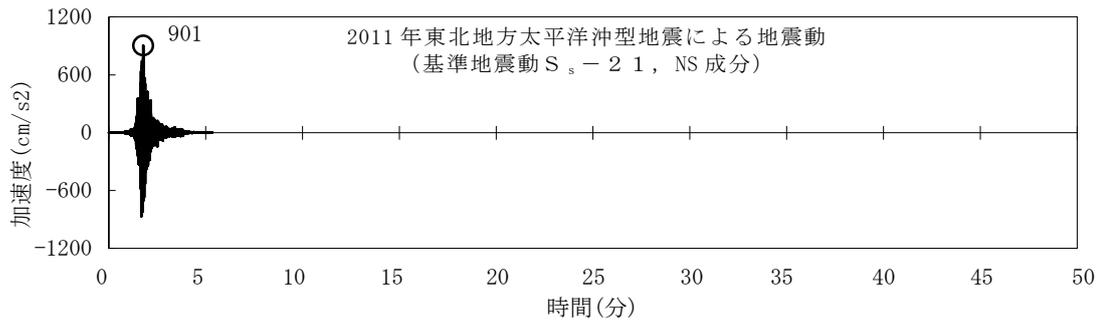


2011年東北地方太平洋沖型地震



F 1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層による地震

図 5-14 基準地震動の震源分布



※1：時間 0 秒は地震の発生時刻を示す

※2：朔望平均満潮位+2011年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量+津波予測解析による地殻変動量を考慮

図 5-15 地震動と津波の敷地への到達時間の比較

## 余震の規模の設定のための本震と余震の規模の関係について

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

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

$$M_1 = M_0 - D_1$$

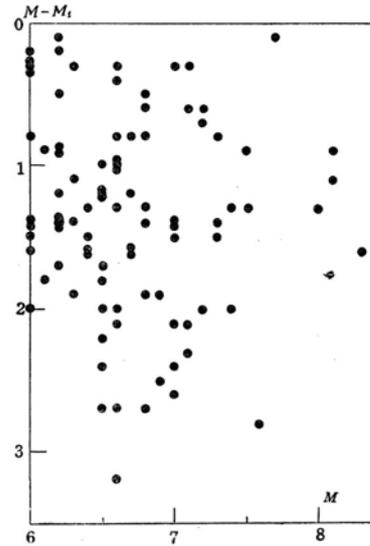
最大余震規模の評価式は、上式を当てはめた回帰分析により  $D_1$  を求めることで得られる（図2）。このように、最大余震規模の評価式は、地震学的知見を踏まえた上で定式化した。

ここからは、データの少ないマグニチュード8以上の地震も含めて1次式で回帰することの妥当性について、海外の巨大地震データで補って検討した。検討に用いた地震は図2のデータのうち、本震及び最大余震のモーメントマグニチュードが得られている地震と、海外の巨大地震のうち、本震発生と最大余震の発生間隔が概ね12時間以内の地震である。これら地震の諸元を表1に、また本震規模と最大余震規模の関係を図3に示す。同図から、本震規模がマグニチュード8以上の地震に対しても最大余震規模評価に際して1次式を適用できることがわかる。

以上のことから、最大余震規模の評価に際して、地震学的知見に基づいて1次式を用いることが妥当であることを確認した。さらに、最大余震の規模は標準偏差を考慮することで保守的な設定となるよう配慮している。その上で、余震荷重としては最大余震の応答スペクトルを上回る弾性設計用地震動  $S_d - D_1$  を考慮している。

引用文献

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



横軸：本震の規模  
縦軸：本震と最大余震の規模の差

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

図1 本震規模と最大余震規模の差と本震規模の関係（宇津（1957）に一部加筆）

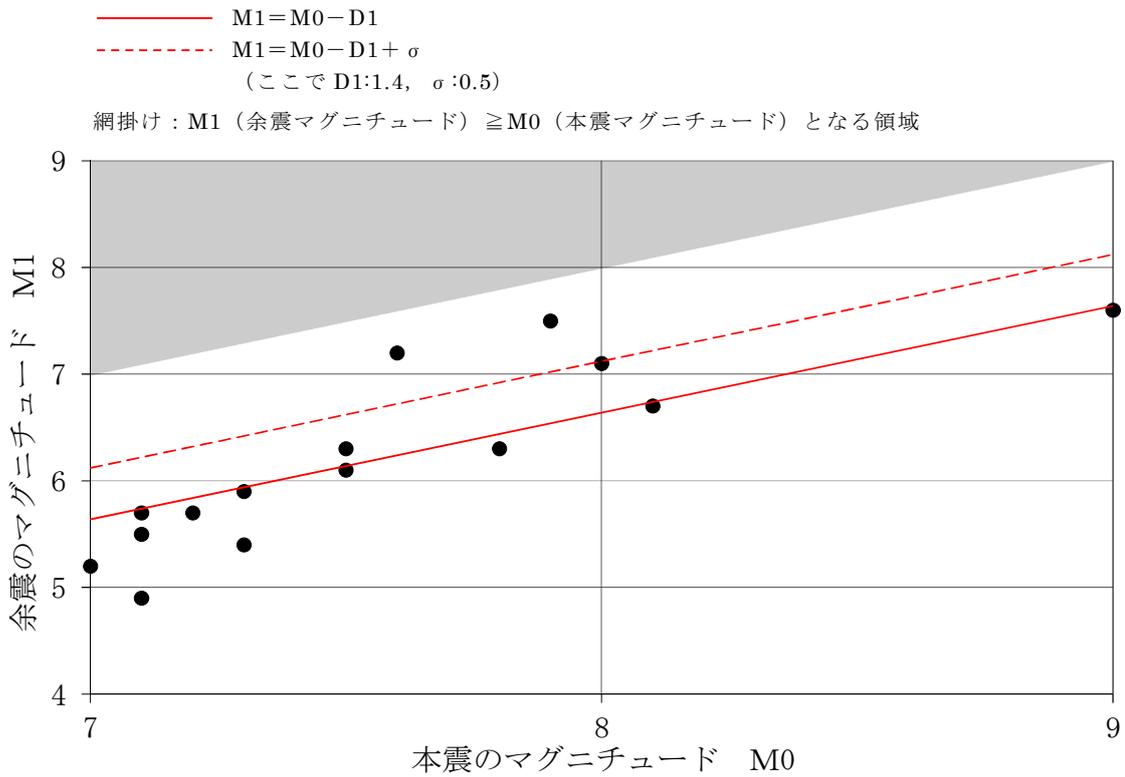
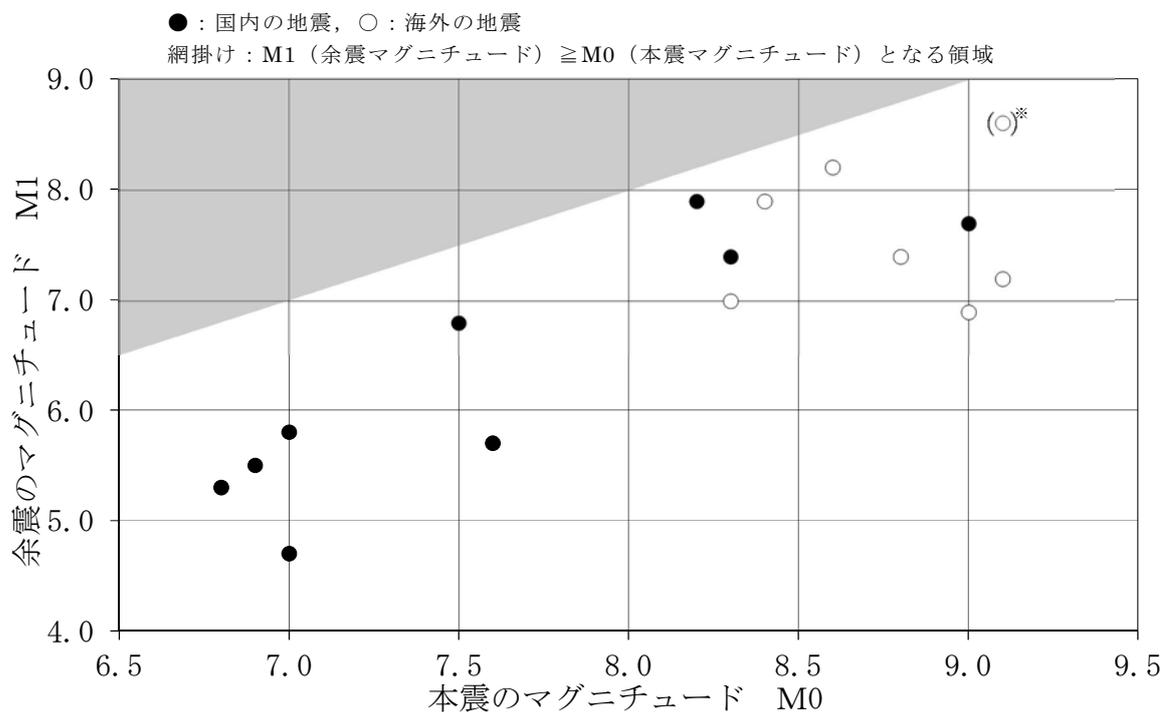


図2 本検討における本震規模と最大余震規模の関係

表 1 過去の地震における本震と最大余震の関係 (Mw)

No	発生日年月日	震源	本震	最大余震	
			マグニチュード M0	マグニチュード M1	本震との 時間間隔
1	1952/11/04	off the east coast of the Kamchatka Peninsula, Russia	9.0	6.9	0.2 日
2	1964/06/16	新潟地震	7.6	5.7	0.0 日
3	1968/04/01	日向灘地震	7.5	6.8	0.3 日
4	1968/05/16	十勝沖地震	8.2	7.9	0.4 日
5	2003/05/26	宮城県沖	7.0	4.7	0.3 日
6	2003/09/26	十勝沖地震	8.3	7.4	0.1 日
7	2004/12/26	off the west coast of northern Sumatra	9.1	7.2	0.1 日
8	2007/09/12	southern Sumatra, Indonesia	8.4	7.9	0.5 日
9	2008/06/14	岩手・宮城内陸地震	6.9	5.5	0.0 日
10	2008/09/11	十勝沖	6.8	5.3	0.0 日
11	2010/02/27	offshore Bio-Bio, Chile	8.8	7.4	0.1 日
12	2011/03/11	東北地方太平洋沖地震	9.0	7.7	0.0 日
13	2012/04/11	off the west coast of northern Sumatra	8.6	8.2	0.1 日
14	2015/09/16	48km W of Illapel, Chile	8.3	7.0	0.0 日
15	2016/04/16	熊本地震	7.0	5.8	0.1 日

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



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

図 3 国内外の本震規模と最大余震規模の関係 (Mw)

## 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて

耐津波設計を行うに当たって必要となる現場確認について、遡上解析に必要となる敷地モデル作成に関する現場確認プロセスと、耐津波設計の入力条件等（配置、寸法等）の現場確認プロセスの2つに分けて以下に示す。

### (1) 津波遡上計算に関する敷地モデルの作成プロセスについて

#### a. 基準要求

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

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

#### b. 敷地モデル作成プロセス

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

##### (a) 敷地及び敷地周辺の地形とその標高のモデル化

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

##### (b) 津波伝播経路上の人工構造物の調査

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

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

##### i) 図面等による調査

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

ii) 現場調査

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

(c) 敷地モデルの作成

上記 (b) で実施した調査結果を踏まえ、敷地モデルの作成を実施した。

(d) 敷地モデルの管理

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

c. 現場調査の品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品質記録として管理する。

d. 今後の対応

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

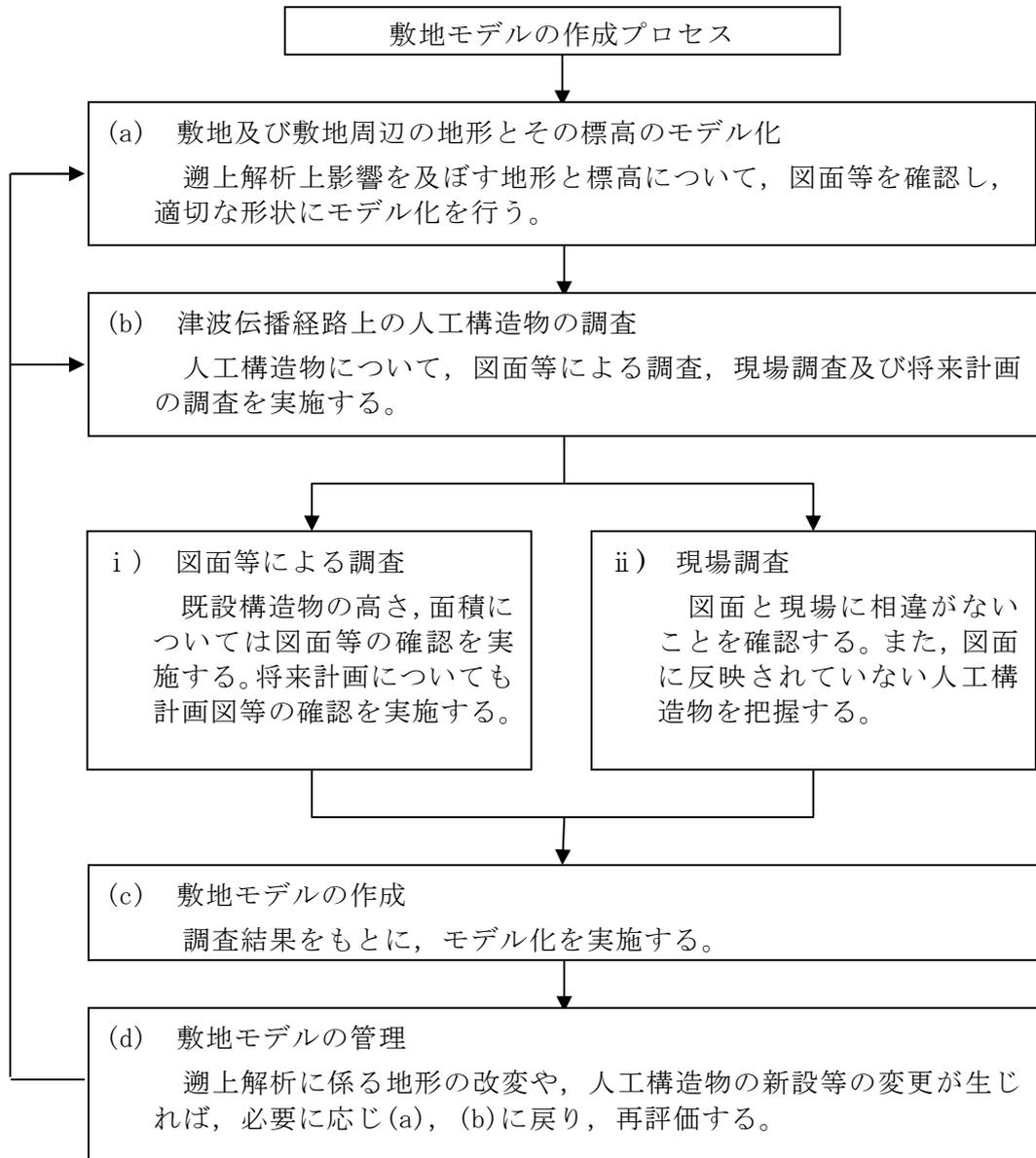


図 5.2-1 敷地モデル作成に関する現場確認プロセスフロー図

## (2) 耐津波設計に関する入力条件等現場確認プロセス

### a. 基準要求

設置許可基準規則第5条（津波による損傷の防止）において、設計基準対象施設は、その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないことを要求している。また、解釈の別記3及び「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」において、敷地への浸水の可能性のある経路の特定、バイパス経路からの流入経路の特定、取水・放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界における浸水の可能性のある経路の特定、浸水防護重点化範囲への浸水の可能性のある経路の特定及び漂流物の検討を行うことを規定している。

また、設置許可基準規則第40条（津波による損傷の防止）においては、重大事故等対処施設は、基準津波に対して重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないことを要求しており、解釈は第5条に準じるとしている。

### b. 入力条件等現場確認プロセス

上記要求事項を満足するために、図5.2-2に示すフローに従って耐津波設計において必要となる入力条件等の確認を行った。次の(a)～(h)にプロセスの具体的内容を示す。なお、本資料において、設計基準対象施設の津波防護対象設備と重大事故等対処施設の津波防護対象設備を併せて、「津波防護対象設備」とする。

#### (a) 津波防護対象設備について

設置許可基準規則第5条及び第40条において、設計基準対象施設の安全機能及び重大事故等対処施設の重大事故等に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないことを要求している。このため、津波防護対象設備を設定し、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画以外に、津波防護対象設備が設置されていないことを確認する。

#### (b) 外郭防護1（地上部からの流入）について

津波防護対象設備を内包する建屋及び区画は、基準津波による遡上波が到達しない十分高い場所に設置する、又は、津波防護施設、浸水防止設備を設置することで流入を防止することが要求されている。このため、各施設・設備が設置されている敷地高さ及び必要な浸水対策の現場状況を確認する。

#### (c) 外郭防護1（取水路・放水路等からの流入）について

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

#### (d) 外郭防護2について

取水、放水設備の構造上の特徴等を考慮して、取水、放水施設や地下部等における漏水の可能性の検討及び浸水想定範囲の境界において、浸水の可能性のある経路、浸水口（扉、開口部、貫通口等）を特定することを要求している。このた

め、漏水の可能性のある経路及び浸水想定範囲内の津波防護対象設備の安全機能もしくは重大事故等に対処するために必要な機能に影響を与える閾値（機能喪失高さ）並びに必要な浸水対策の現場状況を確認する。

(e) 内郭防護について

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

(f) 漂流物について

基準津波に伴う取水口付近の漂流物については、遡上解析結果における取水口付近を含む敷地前面及び遡上域の押し波及び引き波の方向、速度の変化の分析した上で、漂流物の可能性を検討することを要求している。このため、遡上解析を踏まえた上で漂流物調査を網羅的に行い、取水性に影響を与えないことを確認する。なお、漂流物調査の詳細な要領については、「4.2 漂流物による影響確認について」に示す。

i) 図面等による調査

上記の調査対象となる施設・設備等については図面等を用いて確認を実施する。

ii) 現場調査

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

(g) 耐津波設計の成立性の確認

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

(h) 入力条件等の管理

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

c. 品質保証上の取り扱い

現場確認手順及び確認結果の記録について、品質記録として管理する。

d. 今後の対応

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

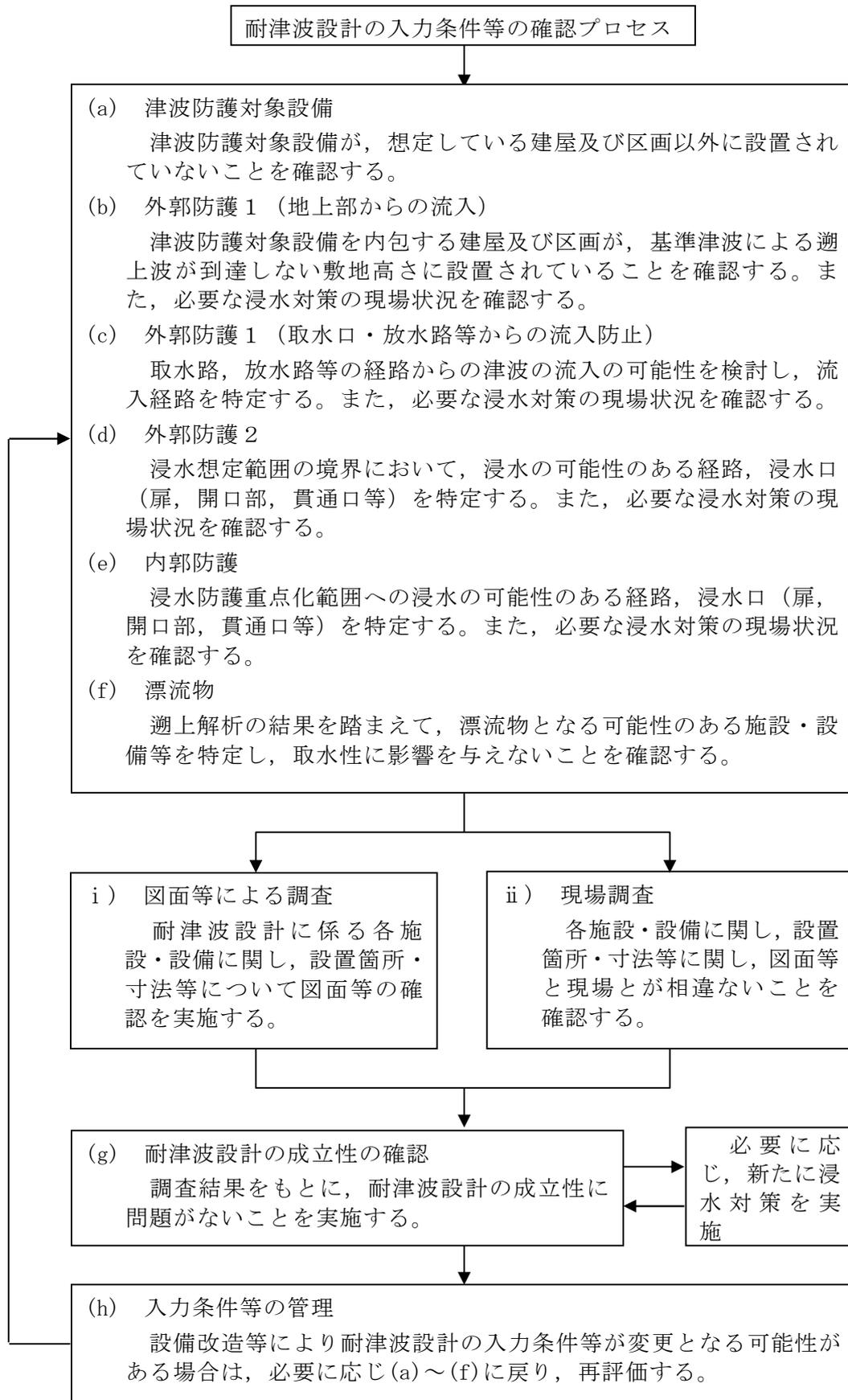


図 5.2-2 耐津波設計の入力条件等の現場確認プロセスフロー図

#### 5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について

津波防護施設等の津波波圧は、陸上構造物に対しては朝倉ら(2000)他<sup>\*1,2</sup>で示される算定式を、海中構造物に対しては「防波堤の耐津波設計ガイドライン」<sup>\*3</sup>で示される算定式を参考に求むる。

算定式を適用するにあたっては、東海第二発電所における遡上津波の特徴を把握する必要があることから基準津波を対象とした水理模型実験を実施し、さらにその検証のための断面2次元津波シミュレーション解析を行った。断面2次元津波シミュレーション解析では、防潮堤と海岸線との離隔距離が津波波圧に与える影響や津波遡上高さ等が異なる津波が防潮堤に与える影響についても検討した。

各構造物の適用算定式を表1に示す。

表1 各構造物の適用算定式

構造物名	津波波圧の算定に用いた規格・基準類
防潮堤（鋼製防護壁，鉄筋コンクリート防潮壁，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	*1：朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会 *2：港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成25年10月）
防潮扉	
構内排水路逆流防止設備	
貯留堰	*3：防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成27年12月一部改訂）

#### 5.4.1 津波荷重の算定式

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

##### (1) 津波波圧算定式に関する文献の記載

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

水理実験及び解析を実施した結果，従来の評価手法でフルード数が 1 以下になることが確認できれば，水深係数は 3 を適用できるとしている。

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

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

$$q_z = \rho g (a h - z)$$

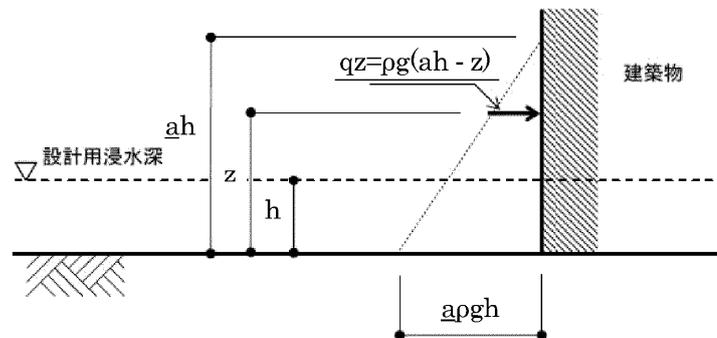
$q_z$ ：構造設計用の進行方向の津波波圧（ $\text{kN/m}^2$ ）

$h$ ：設計用浸水深（ $\text{m}$ ）

$z$ ：当該部分の地盤面からの高さ（ $0 \leq z \leq a h$ ）（ $\text{m}$ ）

$a$ ：水深係数

$\rho g$ ：海水の単位体積重量（ $\text{kN/m}^3$ ）



「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた

津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（平成 23 年）」より

図 1-1 津波波圧算定の概念

- c. 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月）

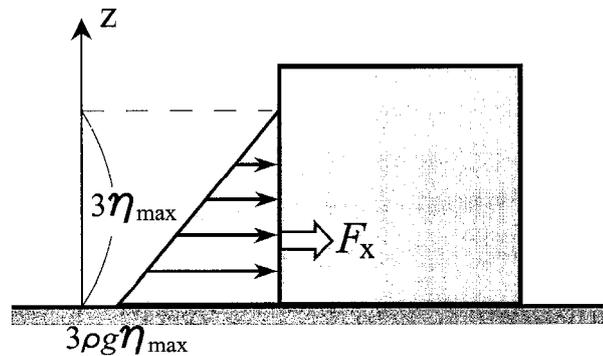
文献 a. に基づく。ただし，津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や，海岸等から 500 m 以上離れている場合において，水深係数は 3 以下にできるとしている。

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

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

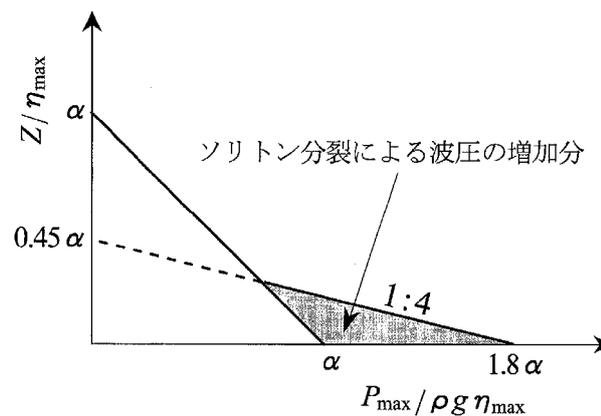
その結果，非分裂波の場合「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会」によれば，構造物前面に作用する波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率） $\alpha$ は，最大で3程度以下であることが示されている。

非分裂波における津波最大波圧分布を図1-2に，分裂波における無次元最大波圧分布を図1-3に示す。ソリトン分裂波の場合は図1-3に示されるように，構造物底面標高における非分裂波の $\alpha$ に対し， $1.8\alpha$ となるとしている。ただし，図1-2及び図1-3に示される波圧分布は，同時刻で発生したものではない。



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

図1-2 非分裂波における津波最大波圧分布

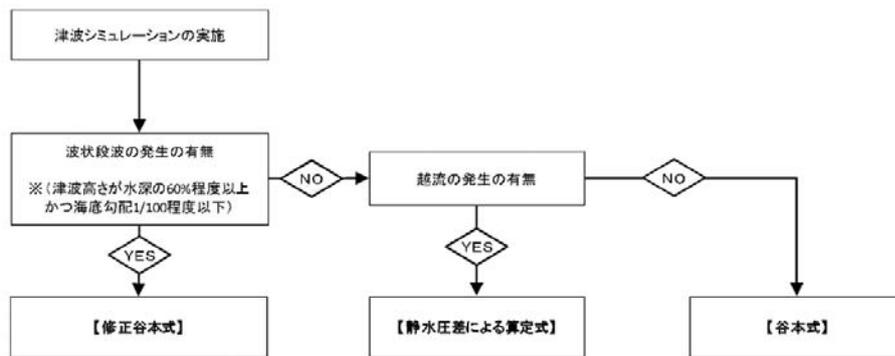


「朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第47巻，土木学会」より

図1-3 分裂波における無次元最大波圧分布

e. 防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

防波堤の津波波圧の適用の考え方として、ソリトン分裂波が発生する場合は修正谷本式を、ソリトン分裂波が発生せず津波が防波堤を越流する場合は静水圧差による算定式を、ソリトン分裂波が発生せず越流しない場合は谷本式を用いることとしている。防波堤に対する津波荷重算定手順を図 1-4 に、越流する場合の静水圧差による算定式を図 1-5 に示す。



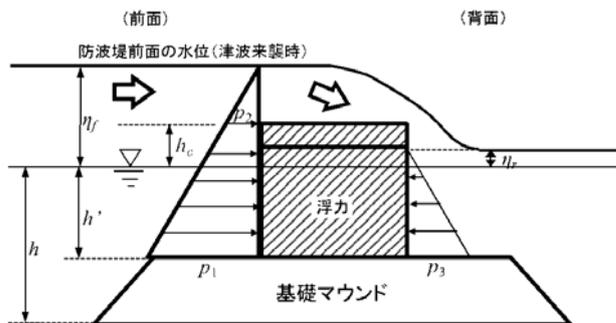
「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 1-4 防波堤に対する津波荷重算定手順

$$p_1 = \alpha_f \rho_0 g (\eta_f + h')$$

$$p_2 = \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} p_1$$

$$p_3 = \alpha_r \rho_0 g (\eta_r + h')$$



- $p_1$  : 直立壁前面の底面における波圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- $p_2$  : 直立壁前面の天端面にける波圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- $p_3$  : 直立壁背面の底面における波圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- $\rho_0 g$  : 海水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h'$  : 直立壁の底面の水深(m)
- $h_c$  : 静水面から直立壁天端面までの高さ(m)
- $\eta_f$  : 直立壁前面の静水面からの津波高さ(m)
- $\eta_r$  : 直立壁背面の静水面からの津波高さ(m)
- $\alpha_f$  : 直立壁前面の静水圧補正係数
- $\alpha_r$  : 直立壁背面の静水圧補正係数

「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）」より

図 1-5 越流する場合の静水圧差による算定式

## 5.4.2 陸上構造物に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

### (1) 分裂波発生に関する検討

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

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

東海第二発電所前面の海底地形は約1/200勾配で遠浅であり、入射津波高さと水深の関係についても入射津波高さが水深の30%以上であることから、両方の条件に合致する。そこで、沖合におけるソリトン分裂波及び碎波の発生の有無や陸上へ遡上する過程での減衰の状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無を定量的に確認するため、東海第二発電所のサイト特性を考慮した水理模型実験を行い、防潮堤が受ける波圧分布等を測定した。海底地形断面位置図及び海底地形断面図を図2-1、津波高さと水深の関係を表2-1に示す。

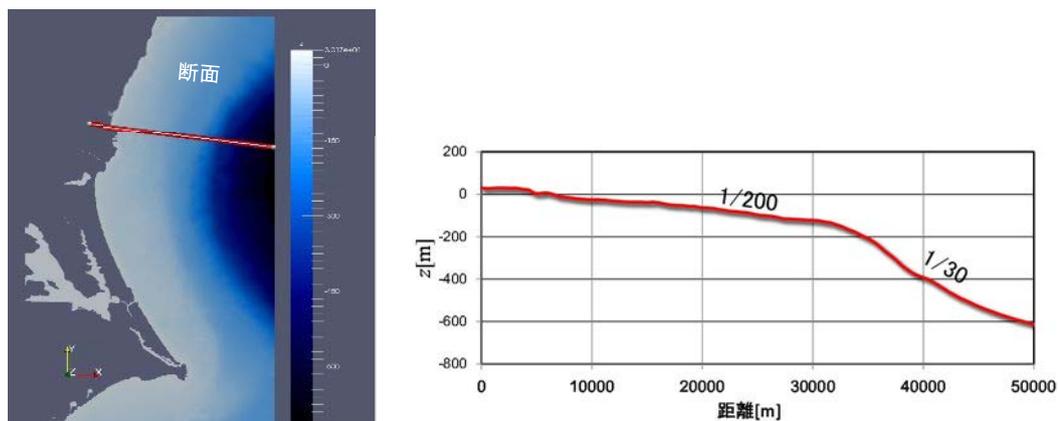


図2-1 海底地形断面位置図及び海底地形断面図

表2-1 津波高さと水深の関係

地点	(1) 水深	(2) 入射津波高さ*	(2) / (1)
東海第二発電所前面	7.5 m	4.7 m	62 %

\* 津波数値解析による津波高さの1/2を入射津波高さと定義（防潮堤の耐津波ガイドライン）

## (2) 水理模型実験

### a. 目的

基準津波の策定に用いた波源は、2011年東北地方太平洋沖地震で得られた知見を踏まえて設定した波源のすべり領域を拡大することや、すべり量の割増しを行うなどの保守的な設定を複数加えたものである。

水理模型実験は、ソリトン分裂波が生じない沖合5.0 kmにおける津波波形を入力し、ソリトン分裂波や砕波の発生の有無及び陸上へ遡上する過程での減衰状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無並びにフルード数の把握を目的に実施した。

### b. 検討断面

東海第二発電所前面の海底地形は概ね一様の地形となっていることから、本実験では、津波水位が最大となる地点を基に、津波の伝播特性を踏まえ、等深線図に直交する断面を選定した。検討断面位置図を図2-2に示す。

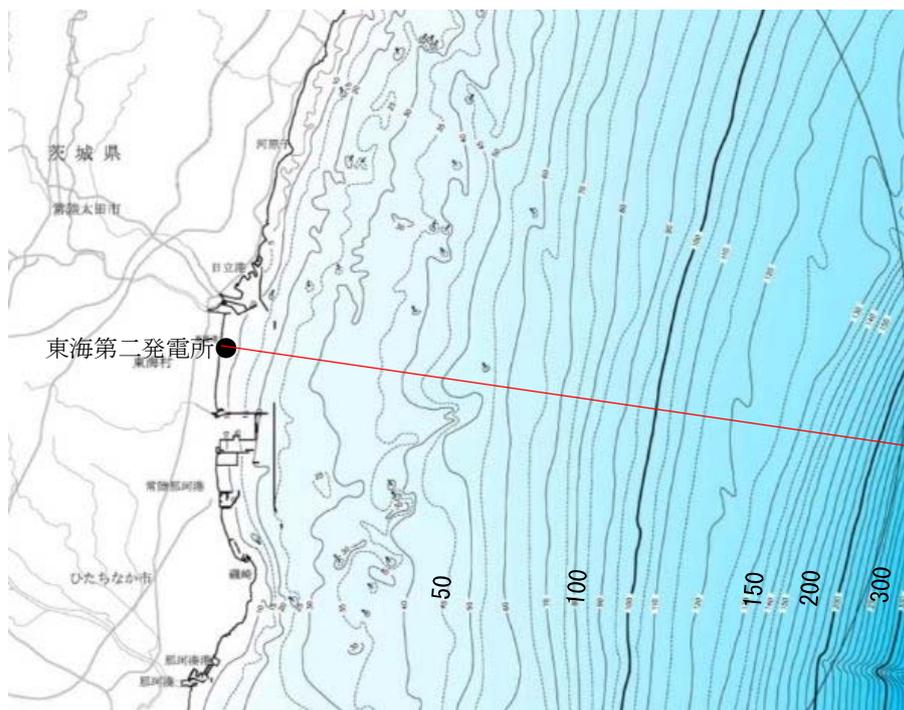
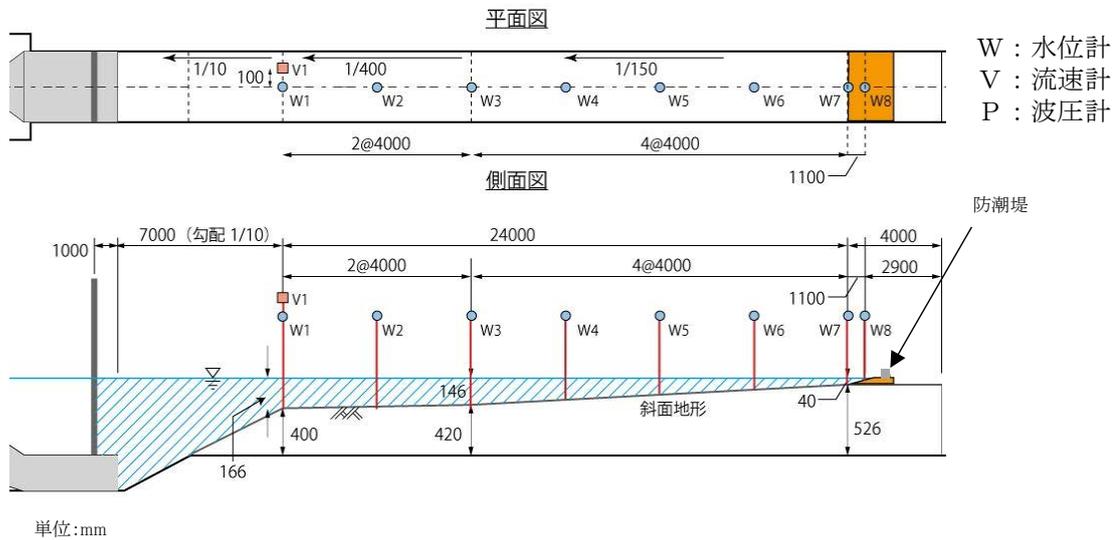


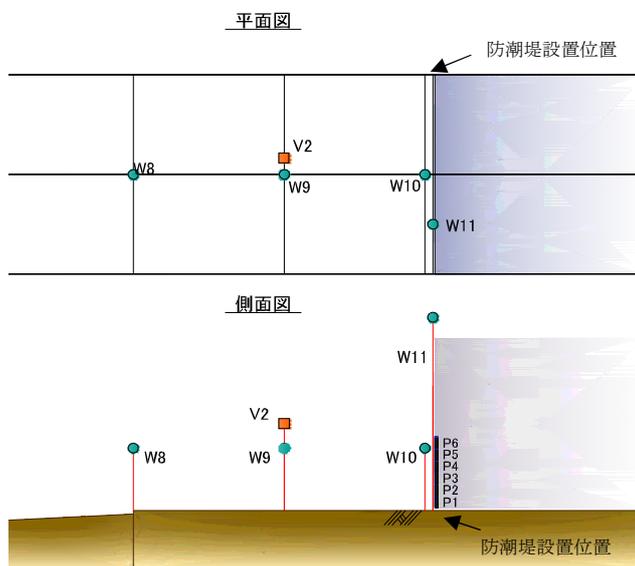
図2-2 検討断面位置図

c. 実験条件

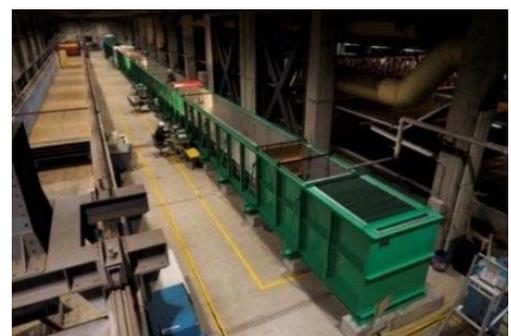
断面2次元実験施設の水路は、長さ60 m×幅1.2 m（貯水部は1.8 m）×高さ1.5 mとし、沖合5 kmから陸側の範囲を再現するために実験縮尺（幾何縮尺）は $\lambda = 1/200$ とした。実験の概要を図2-3に示す。



(a) 計測位置図



(b) 防潮堤位置拡大図



(c) 実験施設写真

図2-3 実験の概要

#### d. 入射津波の造波

水理模型実験における再現範囲の最沖地点はソリトン分裂波が発生しない沖合 5.0 km の位置とし、基準津波の波源モデルを用いた数値解析から求めた同地点における津波波形を入力した。また、この津波波形を防潮堤位置で平面 2 次元津波シミュレーション解析結果と同様の高さになるよう振幅を調整した。沖合 5 km 地点における入射津波の造波波形図を図 2-4 に示す。

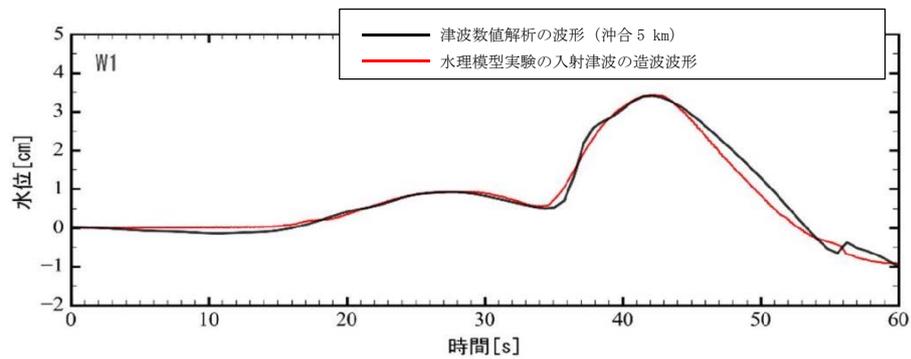


図 2-4 沖合 5 km 地点における入射津波の造波波形図

#### e. 水理模型実験の結果

##### (a) 水理模型実験におけるソリトン分裂波の確認

平面 2 次元津波シミュレーション解析に即した津波波形を造波し、水理模型実験を行った。水理模型実験における時刻歴図を図 2-5 に示す。その結果、目視観察と波高計による計測により、沖合約 220 m 地点 (W7) においてソリトン分裂波が生じることを確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。なお、W10 及び W11 で確認できる波形は、津波の進行波と反射波が合わさった瞬間の波形であり、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。

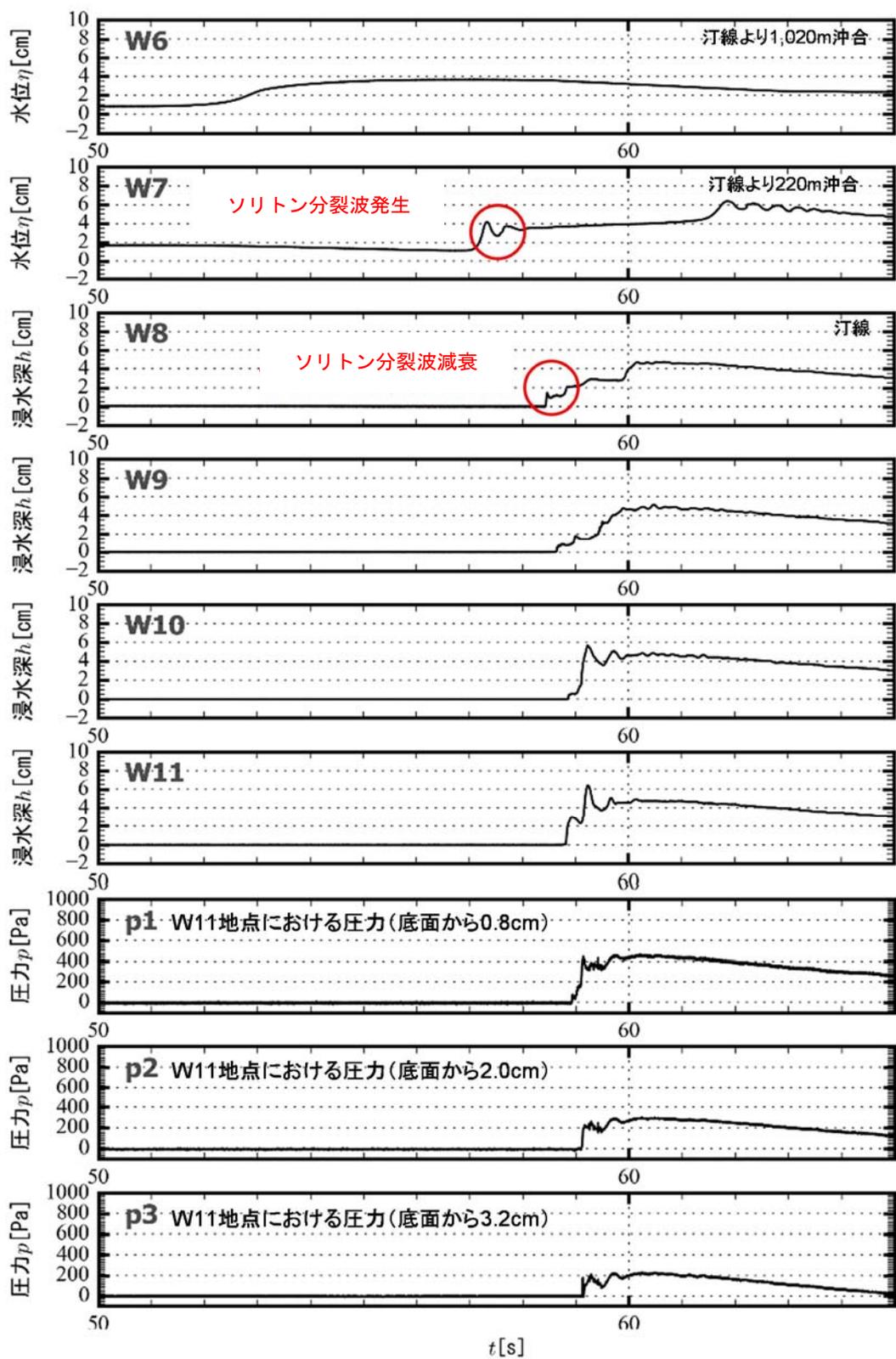


図 2-5 水理模型実験における時刻歴図

(b) フルード数

防潮堤がないモデルで防潮堤位置の最大浸水深を計測し、同時刻における流速からフルード数を算定した。

その結果、通過波のフルード数は平均で 0.8 ( $< 1.0$ ) であったことから、水深係数 3 で津波波圧分布を評価し、防潮堤の設計に適用できることを確認した。通過波検定結果表を表 2-2 に、持続波領域における最大浸水深、流速及びフルード数の時系列図を図 2-6 に示す。

表 2-2 通過波検定結果表

	フルード数 (最大浸水深時)
1 回目	0.9
2 回目	0.9
3 回目	0.6
4 回目	0.8
5 回目	0.7
6 回目	0.9
平均値	0.8

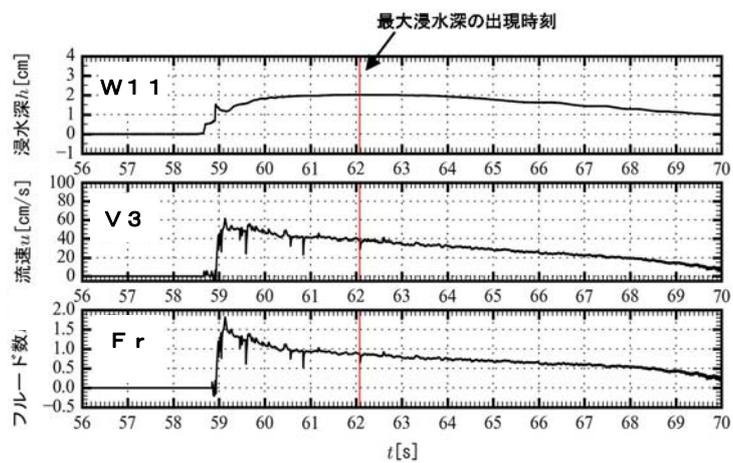


図 2-6 持続波領域における最大浸水深、流速及びフルード数の時系列図

(c) 防潮堤壁面におけるソリトン分裂波の最大津波波圧

防潮堤壁面における津波波圧計測結果を通過波の最大浸水深で除して無次元化した結果を以下に示す。

東海第二発電所前面海域の地形を模擬した水理模型実験で計測した防潮堤壁面の最大津波波圧は、構造物前面に作用する波圧分布を規定する水深係数 $\alpha$ を3で評価したときの非分裂波の場合における無次元最大波圧分布の実験式（以下、「朝倉式①」という。）及び、ソリトン分裂波を伴い構造物の下方1/3について非分裂波の $\alpha$ を1.8倍した無次元最大波圧分布の実験式（以下、「朝倉式②」という。）よりも小さくなった。

また、実験により得られた波圧分布においては、朝倉式②のような波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった（朝倉式①の方が津波波圧分布の再現性がよいことを確認した。）。水理模型実験において、ソリトン分裂波及び碎波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。既往の津波波圧算定式との比較を図2-7に示す。

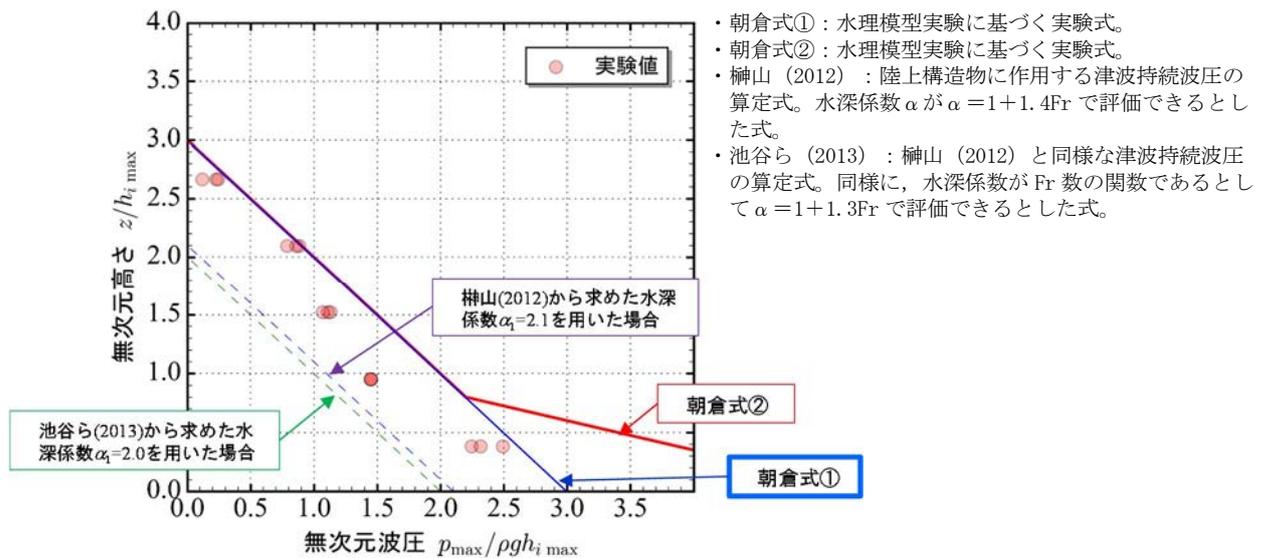


図2-7 既往の津波波圧算定式との比較  
(無次元最大津波波圧分布図)

(3) 水理模型実験結果の検証（再現性検討）

水理模型実験結果について、断面2次元津波シミュレーション解析を実施し、防潮堤位置での津波波圧算定式が朝倉式①で妥当であることを検証した。断面2次元津波シミュレーション解析は、分散波理論に基づいた解析手法でありソリトン分裂波を表現可能な数値波動水路 CADMAS-SURF/2D (Ver. 5.1) を用いた。

a. 水理模型実験結果の再現性

水理模型実験でモデル化した区間と同じ区間を解析領域としてモデル化した。解析モデル図を図2-8に示す。また、入射波は水理模型実験の入力波形に合わせて作成した。

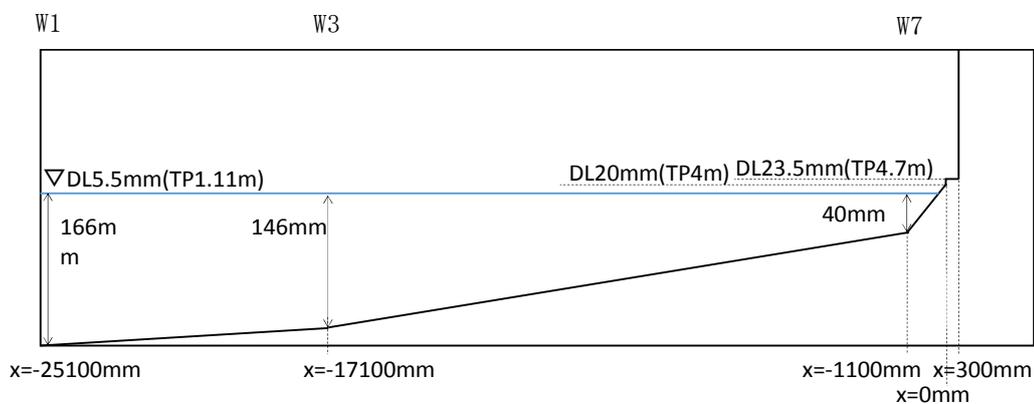


図2-8 解析モデル図

断面2次元津波シミュレーション解析結果を図2-9に示す。水理模型実験結果と同様、沖合約220 m地点（W7）においてソリトン分裂波を確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。なお、W10及びW11で確認できる波形は、津波の進行波と反射波が合わさった瞬間の波形であり、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。

防潮堤壁面に作用する津波波圧は実験値とほぼ同等のものとなり、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、朝倉式②のような波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった。

断面2次元津波シミュレーション解析においても、ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

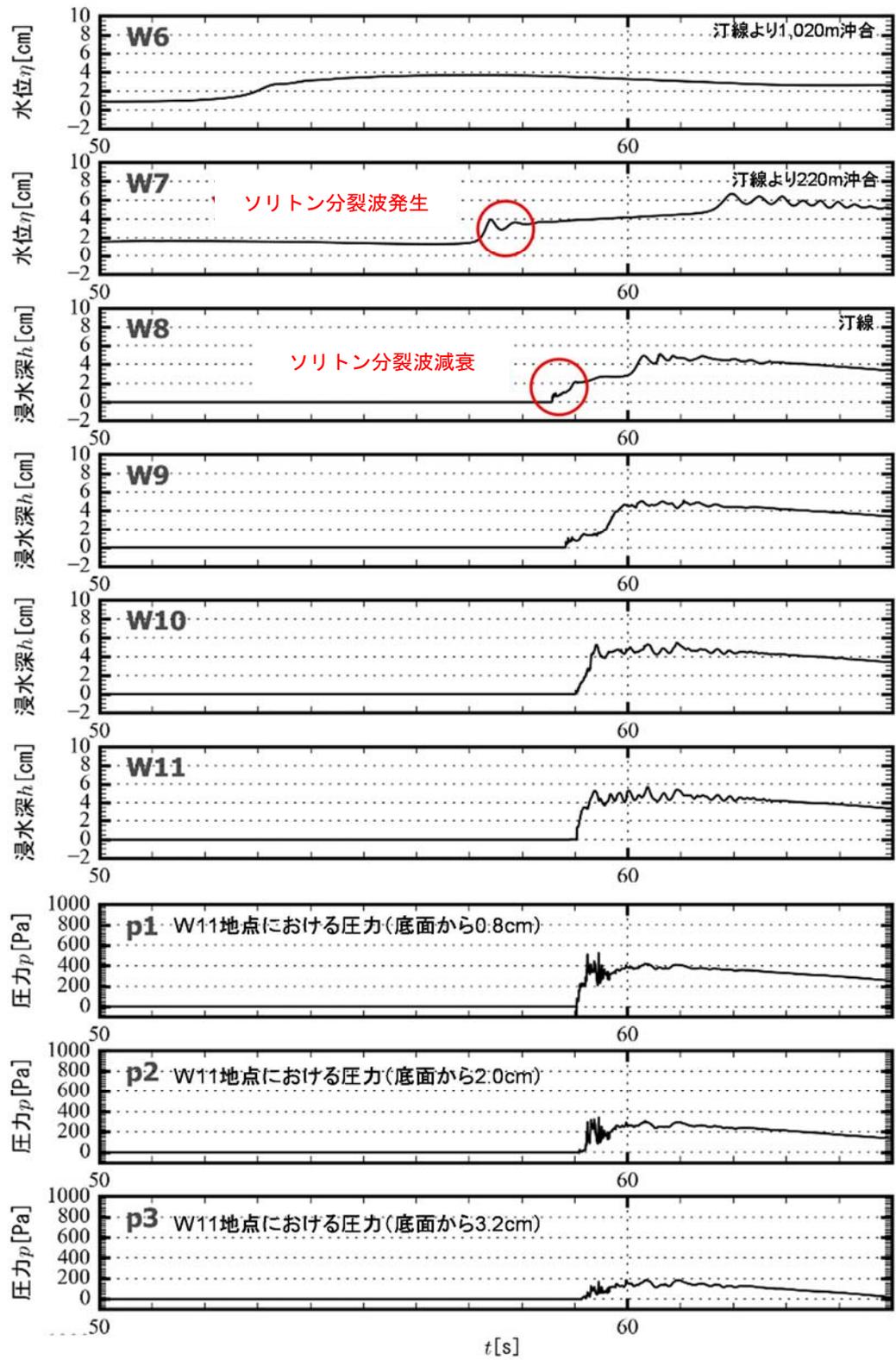


図 2-9 (1) 断面 2 次元津波シミュレーション解析結果 (時刻歴図)

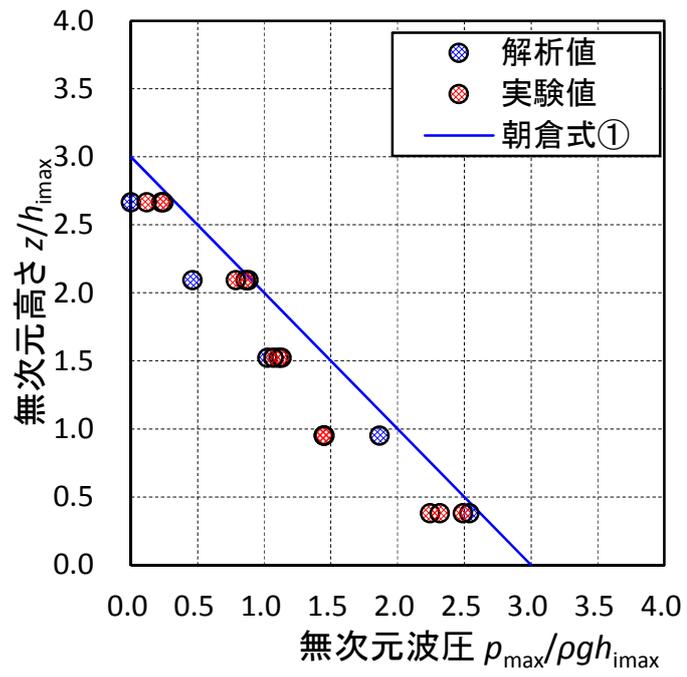


図 2-9 (2) 断面 2 次元津波シミュレーション解析結果 (最大波圧分布図)

b. 防潮堤と海岸線との離隔距離の違いが津波波圧に与える影響検討

防潮堤の設置位置は、海岸線から最も近いところで約 30 m であるが、遡上津波水位が最も高くなる防潮堤と海岸線との離隔距離は、約 60 m 地点である。そこで、防潮堤全域にわたって離隔距離の違いが津波波圧に与える影響を確認するため、離隔距離を 30 m, 45 m, 60 m, 75 m と変化させた検討を実施した。なお、入力波形は基準津波を用いて実施した。

その結果、防潮堤と海岸線との離隔距離が津波波圧に与える影響は認められず、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。海岸線からの離隔距離別の防潮堤壁面における最大波圧分布図を図 2-10 に示す。

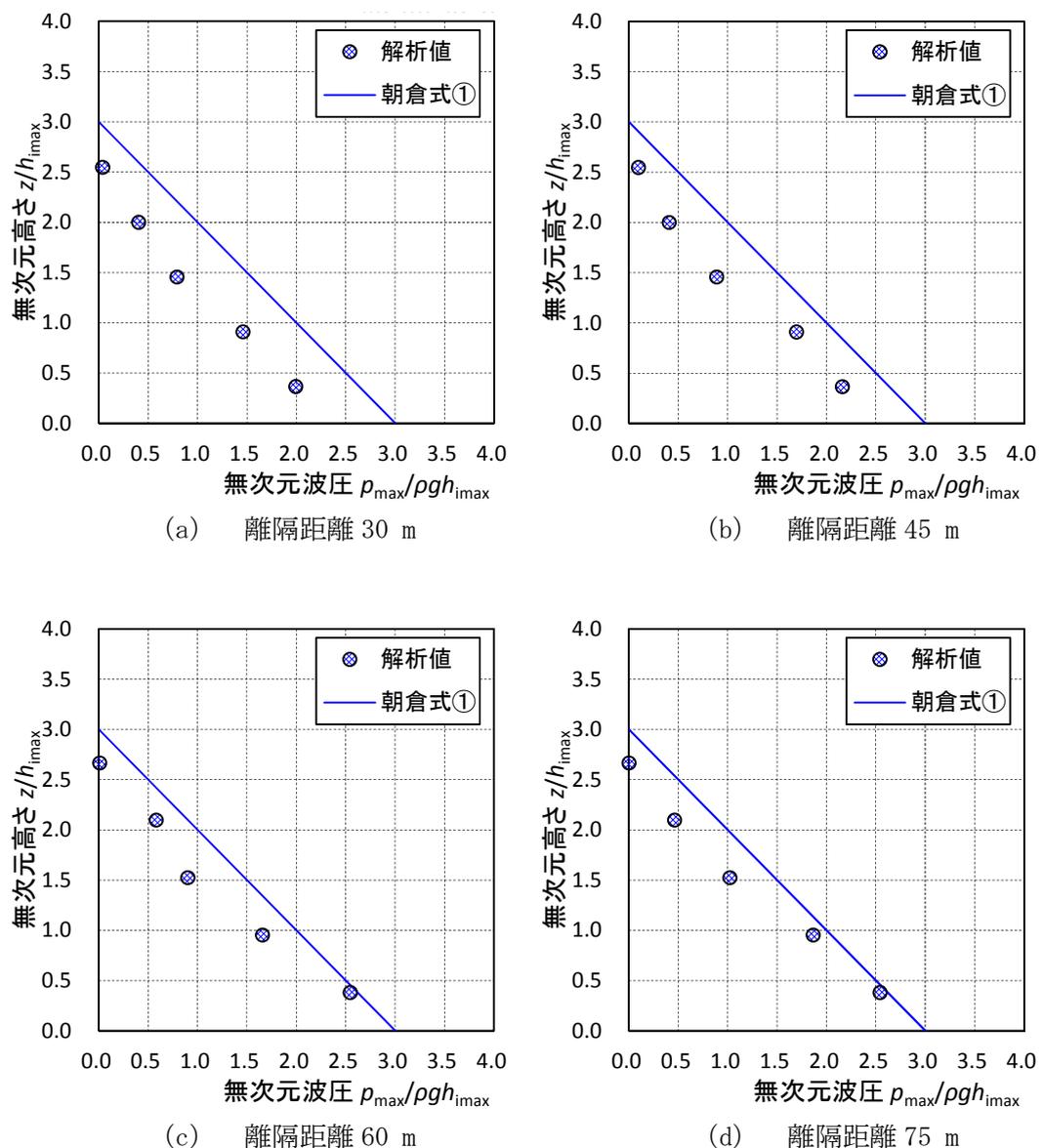


図 2-10 防潮堤壁面における最大波圧分布図

c. 津波遡上高さが異なる津波が防潮堤に与える影響について

基準津波の決定にあたっては、津波シミュレーション解析において、断層の破壊開始点位置や破壊伝播速度等をパラメータスタディした中で、防潮堤位置での津波遡上高さが最も高くなる波を抽出している。ここでは、防潮堤位置での津波遡上高さが大きい沖合 5 km 地点における上位 10 波の沖合波形を用いて、防潮堤壁面の津波波圧を確認した。

防潮堤位置における遡上高さ上位 10 波の特性を表 2-3 に、水位上昇時間の定義図を図 2-11 に、破壊開始点位置図を図 2-12 に示す。

表 2-3 防潮堤位置の遡上高さ上位 10 波の特性

ケース*1	津波遡上高さ (T.P. (m))	水位上昇時間 [min]	周期 [min]	破壊伝播速度*2 [km/s]	破壊 開始点	立ち上り時間*3 [s]
1	17.2	1.5	6.0	3.0	⑥	30.0
2	17.0	1.5	6.0	2.5	⑥	30.0
3	16.8	1.5	6.0	3.0	⑥	60.0
4	16.2	1.7	6.8	2.0	⑥	30.0
5	16.1	1.5	6.0	3.0	④	30.0
6	15.9	1.7	6.8	3.0	③	30.0
7	15.8	1.7	6.8	3.0	⑤	30.0
8	15.6	1.7	6.8	2.5	④	30.0
9	15.5	1.8	7.2	1.5	⑥	30.0
10	15.5	1.7	6.8	3.0	①	30.0

注記 \*1: 「津波波源選定モデル」の数値計算におけるケース名である。

\*2: 破壊開始点から断層破壊が進行する速度である。

\*3: 断層のある点において破壊開始から終了するまでの時間である。

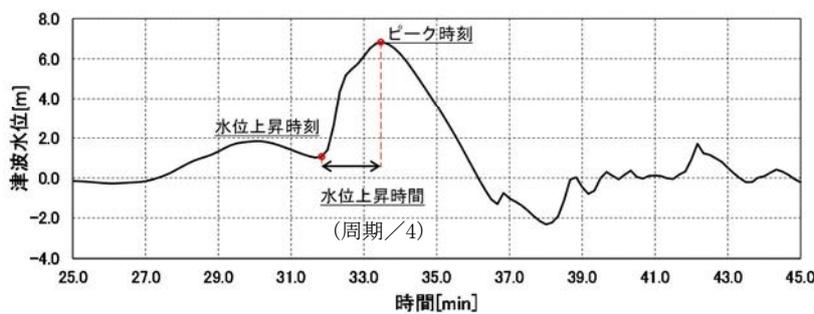


図 2-11 水位上昇時間の定義図

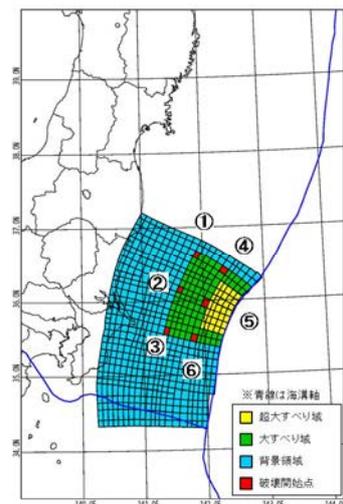


図 2-12 破壊開始点位置図

断面 2 次元津波シミュレーション解析による最大波圧分布図を図 2-13 に示す。最大津波遡上高さであるケース 1 の基準津波時を含め、いずれのケースにおいても、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、波圧分布は朝倉式①と整合する結果となった。

また、横軸を海底勾配、縦軸を波形勾配としたソリトン分裂の発生条件の結果整理図を図 2-14 に示す。縦軸の波形勾配は、波高の波長に対する比であり、波形勾配を D と表記すると、次式\*で表される。

$$D = \frac{H}{L} \quad (-) \quad (1)$$

$$T = \frac{L}{c} \quad (s) \quad (2)$$

$$c = \sqrt{g h} \quad (m) \quad (3)$$

注記 \* : 「水理公式集 (平成 11 年版), 土木学会」より

ここで、

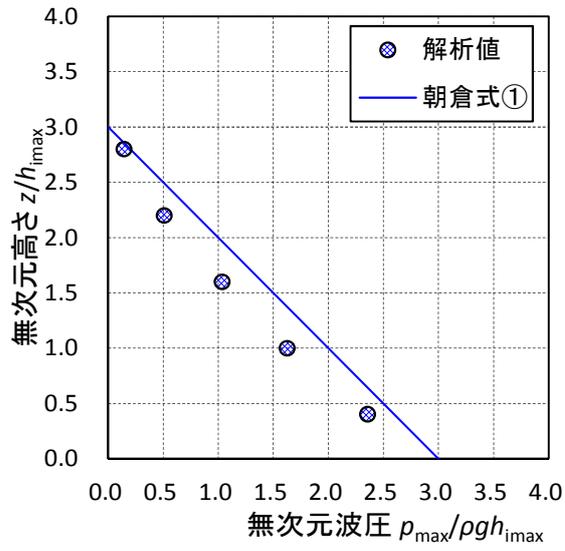
H (m) : 波高, L (m) : 波長, g (m/s<sup>2</sup>) : 重力加速度, h (m) : 水深, T (s) : 周期である。

したがって、式 (1) ~ (3) より、

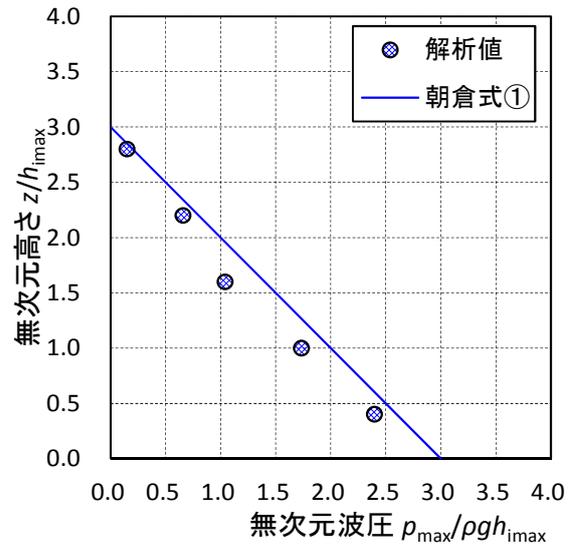
$$D = \frac{H}{\sqrt{g h \cdot T}} \quad (-)$$

と、波形勾配は表されることから、図 2-14 から波高を一定としたとき、周期が短いほど波形勾配は大きくなりソリトン分裂波は発生しやすいことが分かる。

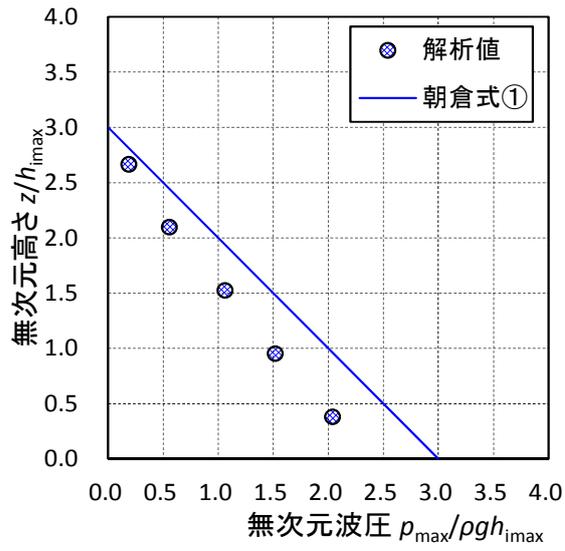
以上のことから、防潮堤位置の遡上高さ上位 10 波において、最大津波遡上高さを与え、かつソリトン分裂波が発生しやすい短周期であるケース 1 (基準津波) を平面 2 次元津波シミュレーション解析、水理模型実験及び断面 2 次元津波シミュレーション解析に用いて、防潮堤に対する津波波圧の評価を行うことは、適切であることを確認した。



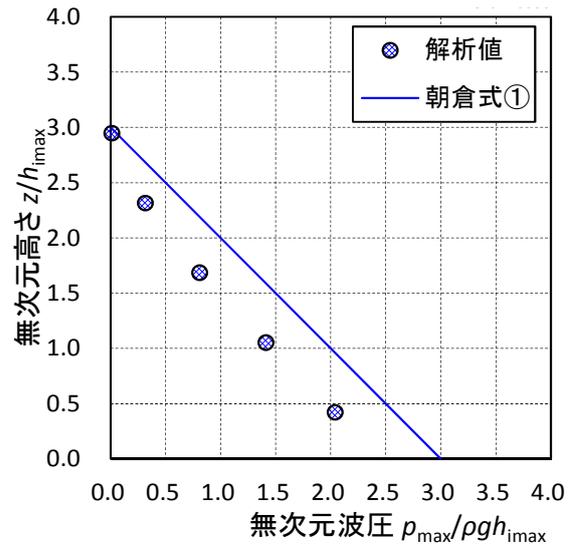
(a) ケース 1



(b) ケース 2

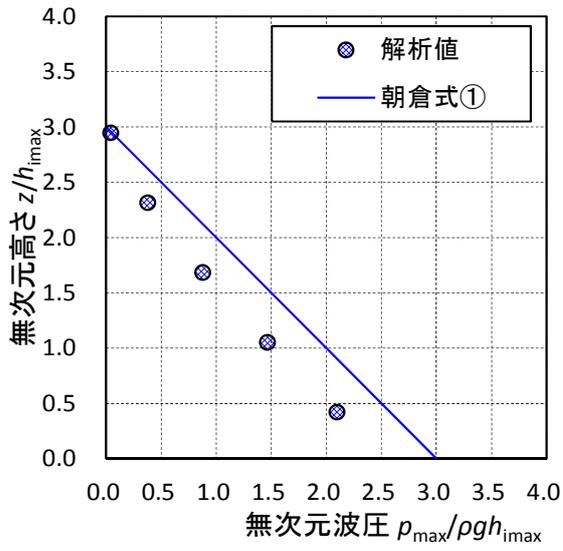


(c) ケース 3

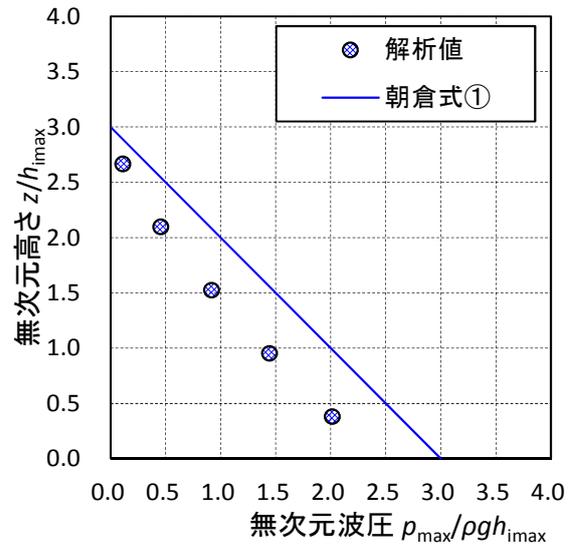


(d) ケース 4

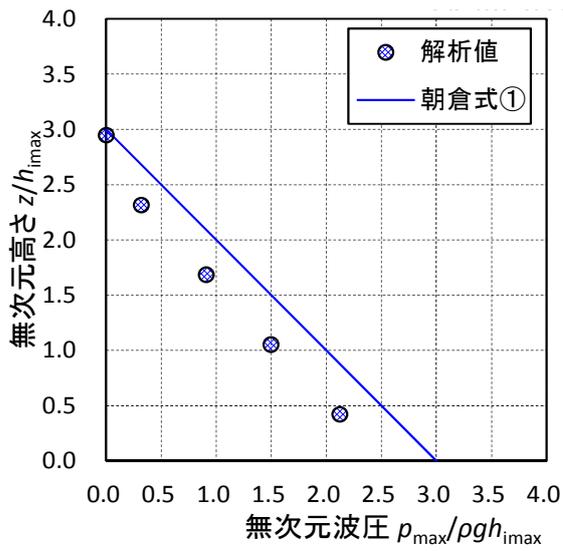
図 2-13 (1) 最大波圧分布図



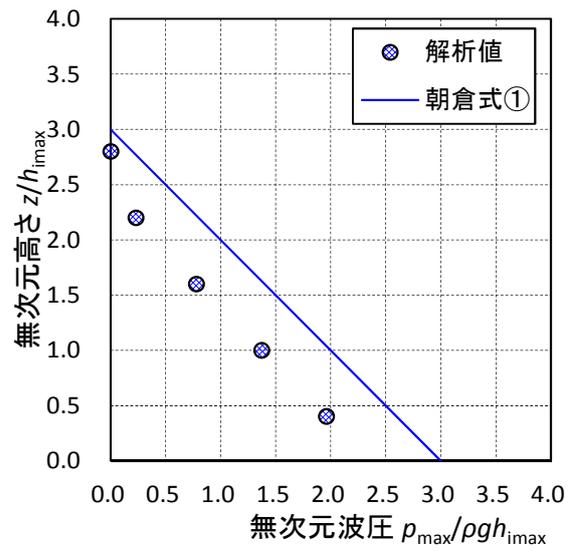
(e) ケース 5



(f) ケース 6

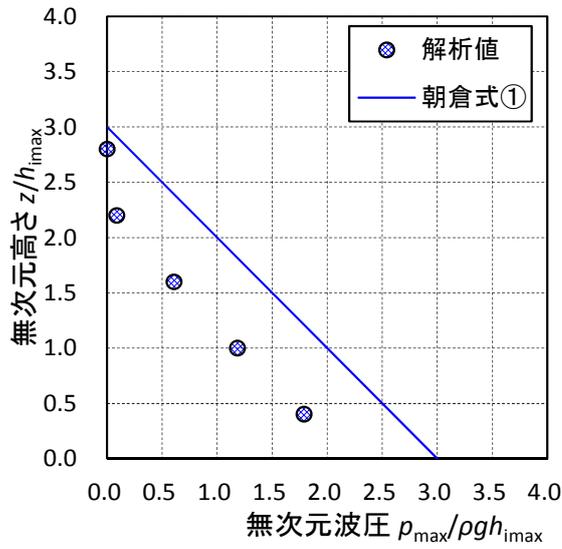


(g) ケース 7

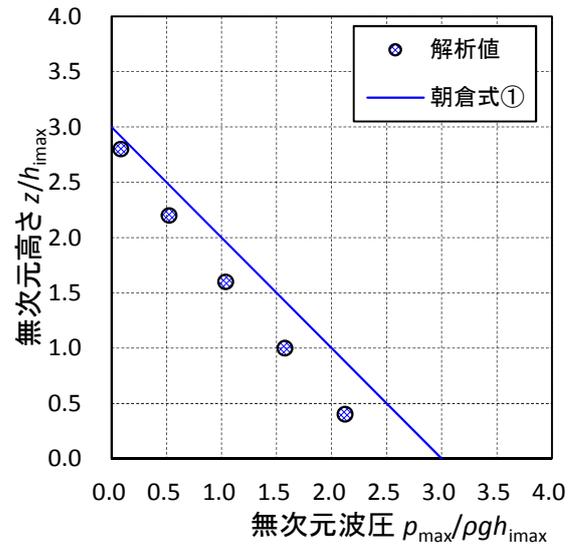


(h) ケース 8

図 2-13 (2) 最大波圧分布図

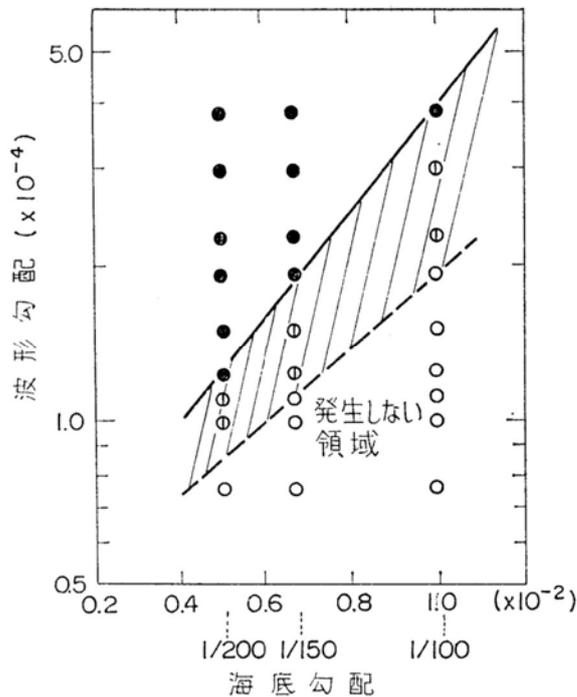


(i) ケース 9



(j) ケース 10

図 2-13 (3) 最大波圧分布図



凡例

- : 明瞭にソリトン分裂が発生したケース
- ⊗ : 段波先端で波の分裂が起き始めているケース
- : ソリトン分裂が発生しなかったケース

「久保田ら：断面一次元数値解析手法によるソリトン分裂の発生条件の検討，海岸工学講演会論文集，33 巻（1986），土木学会」より

図 2-14 ソリトン分裂の発生条件の結果整理図

#### (4) 適用算定式

水理模型実験結果から、東海第二発電所の敷地前面においては、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波が減衰することを確認した。また、伝播する津波による防潮堤壁面の津波波圧は、持続波による津波波圧式（朝倉式①，朝倉式②）から求められる津波波圧よりも小さく、朝倉式①での再現性が最もよいことを確認した。また、フルード数は1.0を下回ることを確認した。ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

断面2次元津波シミュレーション解析を用いた水理模型実験の結果検証においても、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰することを確認した。防潮堤壁面における津波波圧は、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、朝倉式①と整合する結果となった。ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。防潮堤と海岸線との離隔距離を変えたケースにおいても同様に、防潮堤壁面の津波波圧は朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。

これら水理模型実験結果及び分散波理論に基づく断面2次元津波シミュレーション解析結果のいずれにおいても、防潮堤壁面での最大波圧は朝倉式①による波圧を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合し、ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。防潮堤壁面における最大波圧分布を図2-15に示す。

以上のことから、陸上構造物に対する設計用津波波圧の算定においては、朝倉式①により算定することとする。

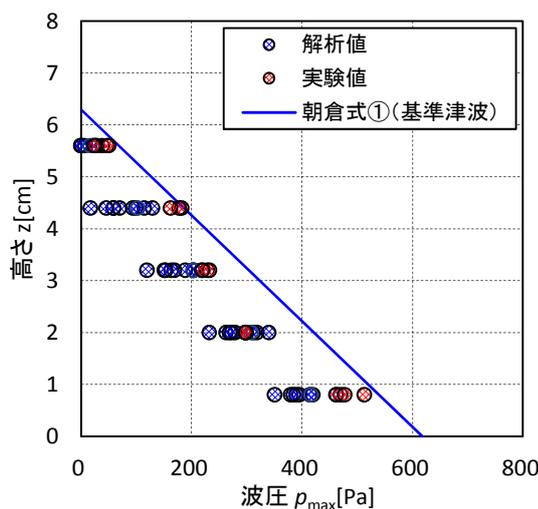


図 2-15 防潮堤壁面における最大波圧分布

(5)  $\eta$  (設計浸水深) の検討

a. 防潮堤東側に関する検討

津波荷重の作用イメージ図を図 2-16 及び図 2-17 に、検討ポイントを図 2-18 に示す。朝倉式①に用いる  $\eta$  (設計浸水深) について、「平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物有り) で得られた各構造物前面における最大津波水位標高と地盤標高の差分を 1/2 倍した値」と「平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物無しのフラット地形) で得られた浸水深」とを比較した。なお、図 2-18 で示される T.P. +3.0 m ラインから内陸側は T.P. +3.0 m よりも地盤標高が高い。すなわち、敷地内陸部に向かうに従い、地盤標高が高くなっていくことから、平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物無しのフラット地形) モデルの地盤標高 (T.P. +3.0 m) と乖離が生じるため、両者の浸水深に関する比較を行うことは妥当ではない。

したがって、両者の浸水深を適切に比較できるよう、平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物無しのフラット地形) モデルの地盤標高 (T.P. +3.0 m) と実際の地盤標高がおおむね同様であり、津波波圧の影響が大きい防潮堤東側前面において最大津波水位標高を示す範囲を含む領域に着目して検討を行う。設計浸水深の比較を表 2-4 に、最大波圧分布の比較を図 2-19 に示す。ただし、図 2-19 に示される最大波圧分布は、同時刻で発生したものではない。

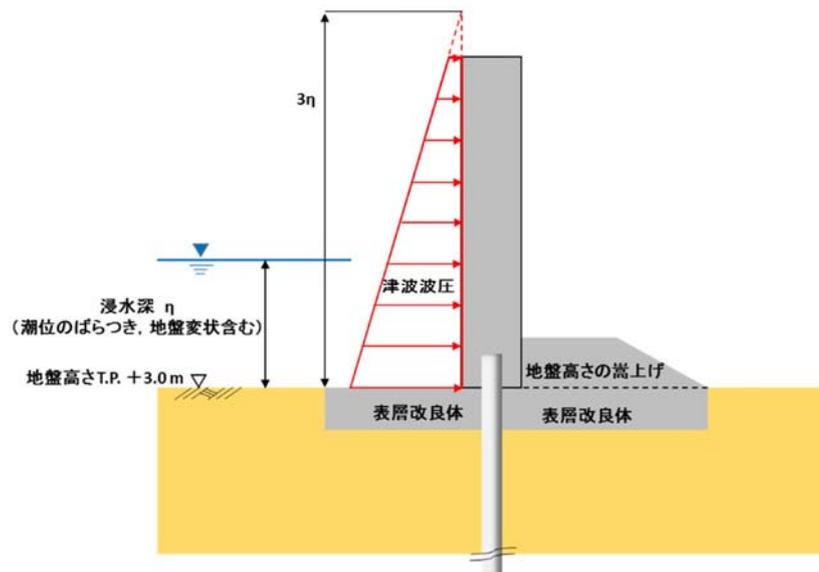


図 2-16 津波荷重の作用イメージ図

( $\eta$  (設計浸水深)を平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物無し of フラット地形) による浸水深とした場合)

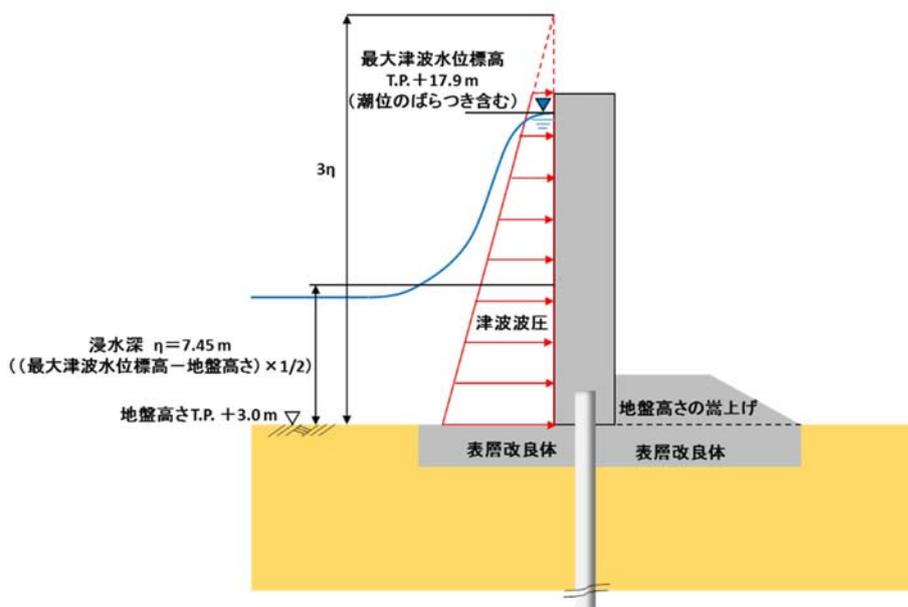


図 2-17 津波荷重の作用イメージ図

( $\eta$  (設計浸水深)を平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物有り) による各構造物前面の最大津波水位標高と地盤標高の差分の 1/2 倍とした場合)

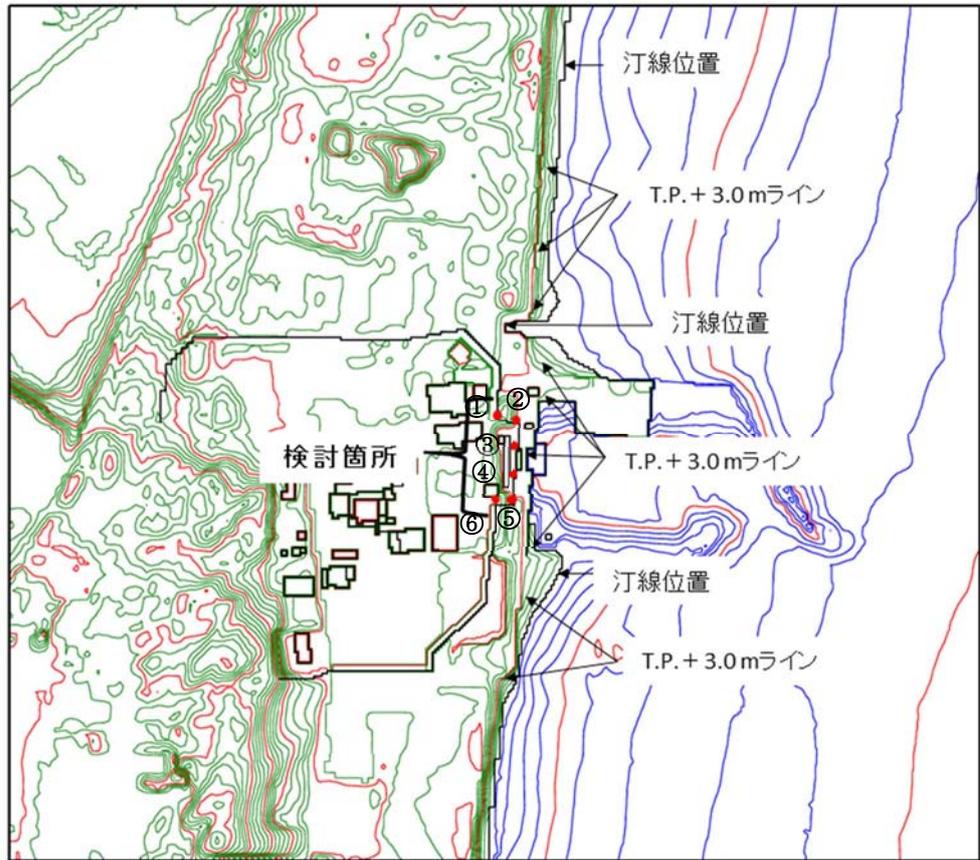


図 2-18 検討ポイント

表 2-4 設計浸水深の比較

番号	平面 2 次元津波シミュレーション解析で得られた浸水深 <sup>*1</sup> (m)		最大津波水位標高 <sup>*2</sup> と地盤 標高の差の 1/2 倍 (m)
①	6.89	<	7.45
②	6.71	<	
③	6.35	<	
④	6.74	<	
⑤	6.96	<	
⑥	6.87	<	

注記 \*1: 平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物無しフラット地形) において、フラット地形モデルの地盤標高を T.P.+3.0 m とした場合の計算結果である。

\*2: 平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物有り) による防潮堤前面での最大津波水位標高である。

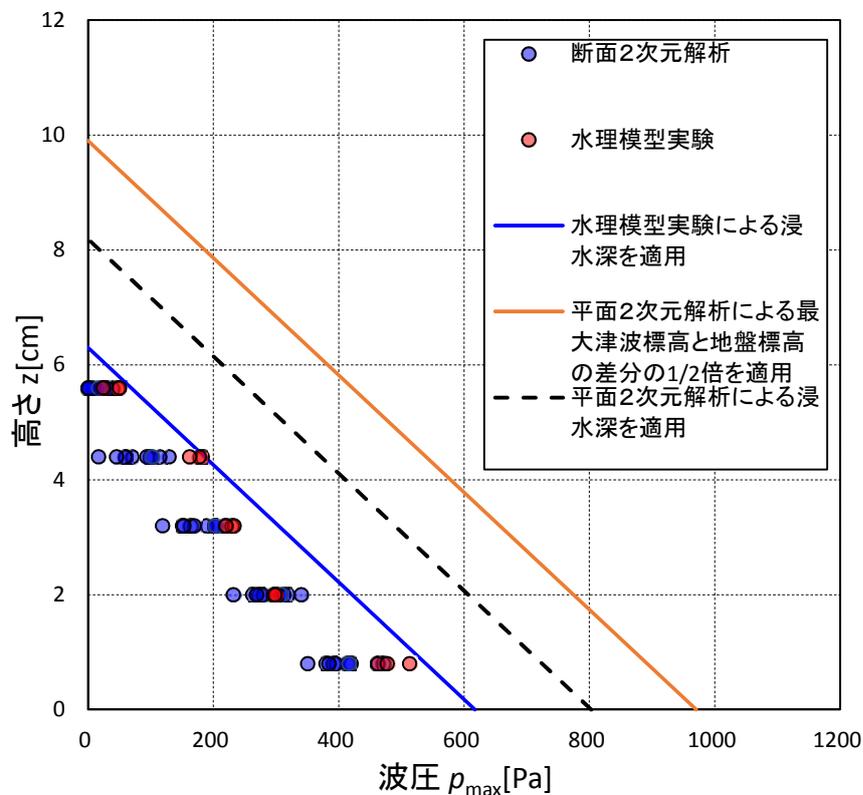


図 2-19 最大波圧分布の比較

地盤のフラットモデル標高 (T.P. +3.0 m) と実際の地盤標高がおおむね同様であり、津波波圧の影響が大きい防潮堤東側前面において最大津波遡上高さ示す範囲を含む領域に着目して検討を行った結果、各構造物前面における最大津波水位標高と地盤標高の差分の1/2倍として求めた浸水深は、平面2次元津波シミュレーション解析で得られた浸水深に比べて大きな値となることが確認されたことから、朝倉式①で求まる津波波圧についても同様のことが言える。

また、図 2-19 から、各構造物前面における最大津波水位標高と地盤標高の差分の1/2倍を浸水深として求めた最大波圧分布は、平面2次元津波シミュレーション解析から得られた浸水深及び水理模型実験により確認した浸水深から求めた最大波圧分布よりも保守的であることが確認できる。

b. 防潮堤北側及び南側に関する検討

(a) 流れ方向

各時刻における津波の流れ方向を図 2-20 に示す。なお、各時刻は、津波の原因となる地震発生後の経過時間である。この図から、防潮堤東側では、津波の進行波は防潮堤直角方向に卓越するのに対し、防潮堤北側及び南側では、防潮堤に沿う方向に卓越することが分かる。

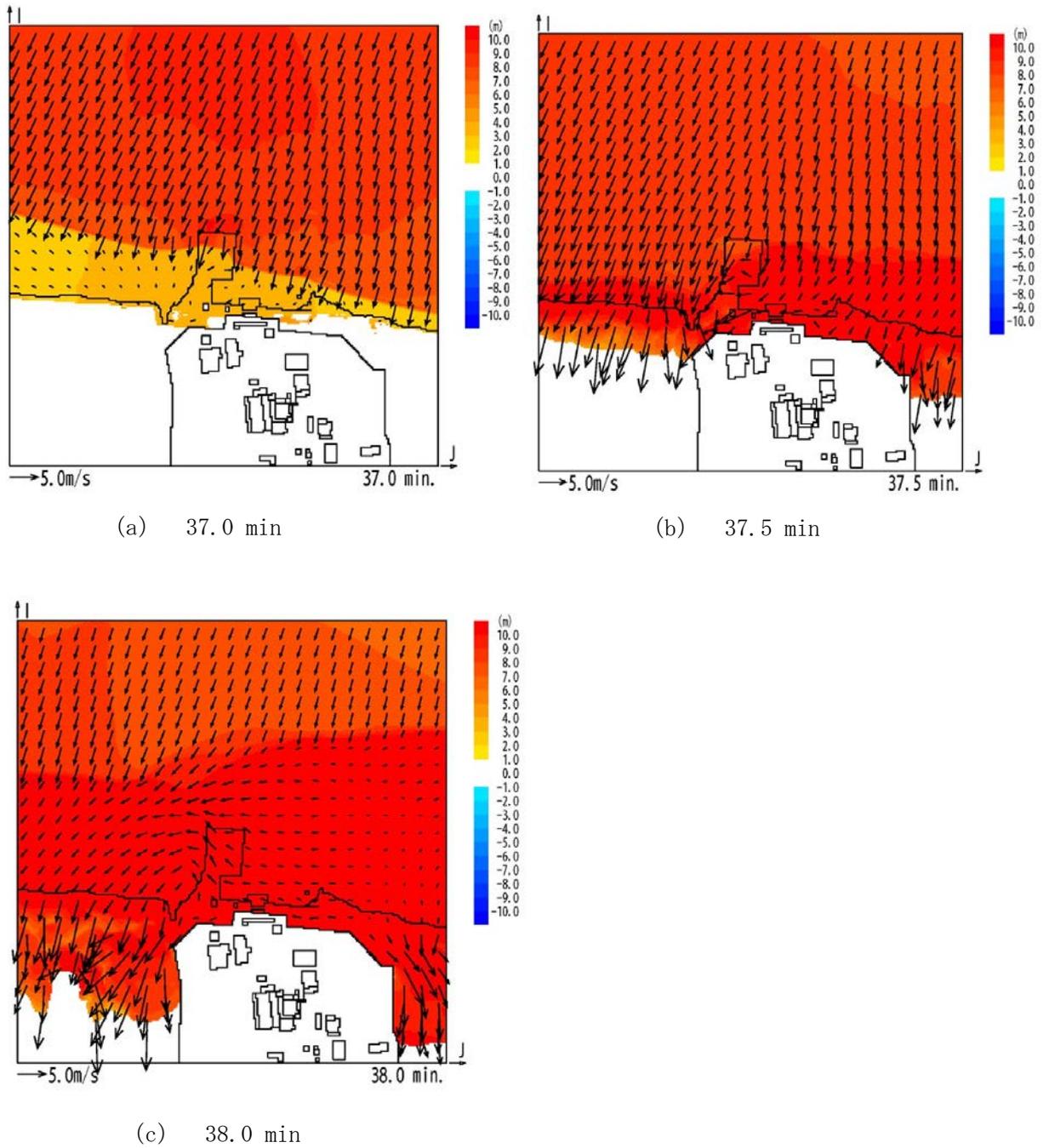


図 2-20 津波の流れ方向

(b) 津波に伴う圧力

図 2-20 より，防潮堤北側及び南側においては，津波の流れ方向は，防潮堤に沿う方向に卓越していることから，これらの領域で作用する津波に伴う圧力は，朝倉式①で算定される津波波圧ではなく，静水圧に近くなるものと考えられる。したがって，防潮堤北側及び南側については，各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の  $1/2$  倍を  $\eta$ （設計浸水深）として朝倉式①から算出される最大津波波圧と最大静水圧を比較することによって，前者の保守性を確認する。

陸上構造物位置図を図 2-21 に，陸上構造物の基準津波に対する最大津波波圧算定結果を表 2-5 に，最大遡上津波高さに対する静水圧算定結果及び防潮堤天端まで津波水位が達したと仮定して求めた静水圧算定結果（参考）を表 2-6 に示す。

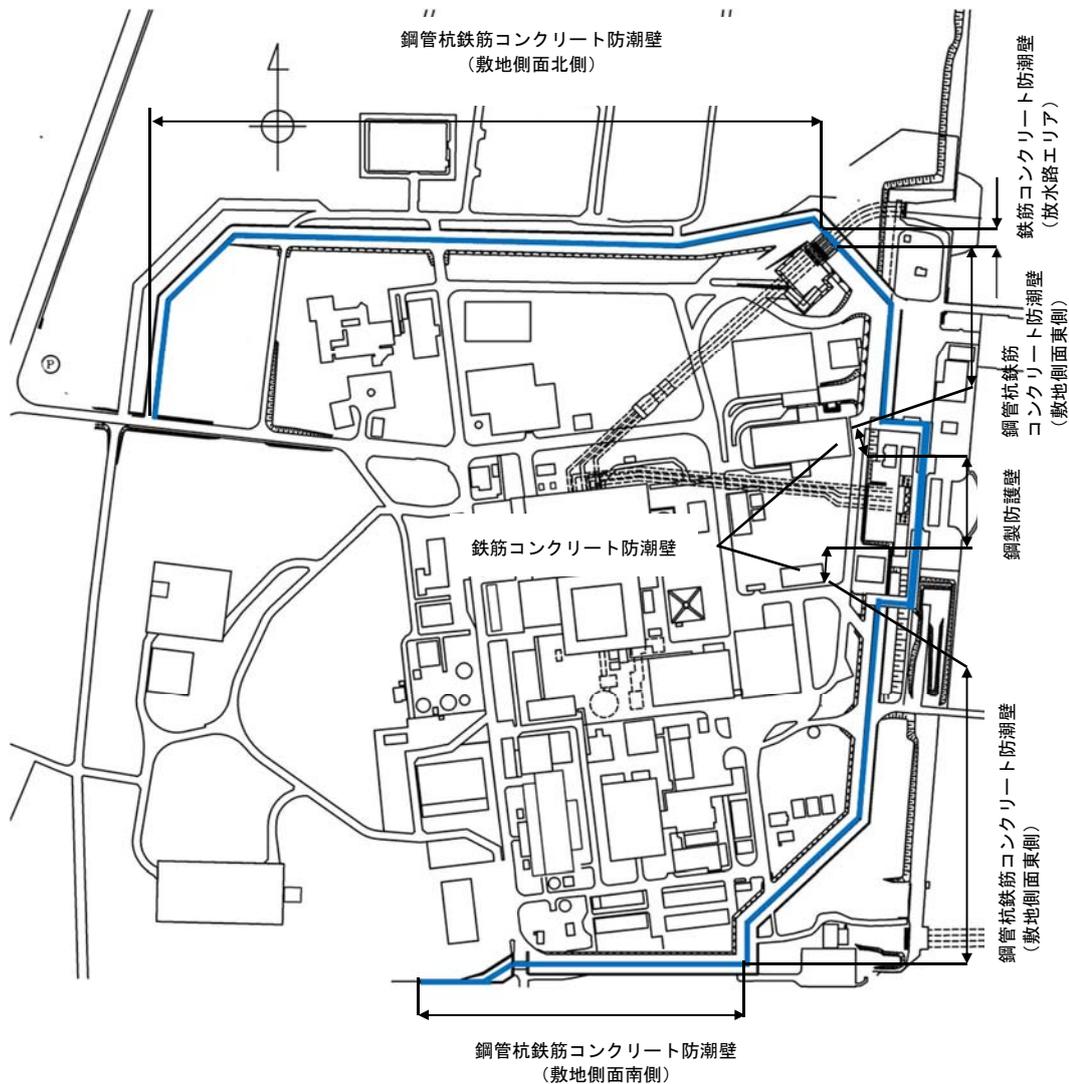


図 2-21 陸上構造物位置図

表 2-5 陸上構造物の基準津波に対する津波波圧算定結果

構造物名		入力津波高さ (T.P. (m))	地盤標高 (T.P. (m))	設計浸水深 $\eta$ (m)	最大津波波圧*1 $p_{1max}$ (kN/m <sup>2</sup> )
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	敷地側面南側	16.8	8.0	4.40	133.3
	敷地側面北側	15.4	8.0	3.70	112.1

表 2-6 陸上構造物の最大津波遡上高さに対する静水圧算定結果  
及び津波水位が防潮堤天端と仮定した場合の静水圧算定結果（参考）

構造物名		入力津波高さ (T.P. (m))	地盤標高 (T.P. (m))	最大浸水深 h (m)	最大静水圧*2 $p_{2max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	最大静水圧 (津波水位が防潮堤天端と仮定) $p_{3max}$ (kN/m <sup>2</sup> )
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	敷地側面南側	16.8	8.0	8.8	88.9	101.0
	敷地側面北側	15.4	8.0	7.4	74.7	101.0

注記 \*1：津波波圧算定式は次式により算出する。

$$p_{1max} = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、

$\alpha$ ：水深係数 ( $\alpha = 3$ )

$\rho$ ：海水密度 ( $\rho = 1.03 \text{ t/m}^3$ )

$g$ ：重力加速度 ( $g = 9.80665 \text{ m/s}^2$ )

である。

注記 \*2：最大静水圧は次式により算出する。

$$p_{2max} = \rho \cdot g \cdot h \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、

$\rho$ ：海水密度 ( $\rho = 1.03 \text{ t/m}^3$ )

$g$ ：重力加速度 ( $g = 9.80665 \text{ m/s}^2$ )

である。

表 2-5 及び表 2-6 より、各構造物に対して、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の  $1/2$  倍を  $\eta$ （設計浸水深）として朝倉式①から算出される最大津波波圧は、最大津波遡上高さから求められる最大静水圧及び津波水位が防潮堤天端まで達したと仮定し、参考として求めた最大静水圧よりも十分に大きいことを確認した。

したがって、防潮堤北側及び南側についても、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の  $1/2$  倍を  $\eta$ （設計浸水深）として算定する朝倉式①を適用することによって、保守的に津波波圧を評価することができる。

#### (7) まとめ

陸上構造物に対する津波波圧算定式の適用に関する検討を行った。その結果、陸上構造物に対する津波波圧は、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の  $1/2$  倍を  $\eta$ （設計浸水深）として朝倉式①により算定することによって、保守的な津波波圧算定の設定となることが確認された。

したがって、陸上構造物に対する津波波圧は、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の  $1/2$  倍を  $\eta$ （設計浸水深）として、朝倉式①により算定する。

### 5.4.3 海中構造物に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

#### (1) 貯留堰

津波又は溢水への配慮が必要な施設のうち海中構造物として、貯留堰が挙げられる。貯留堰の鳥瞰図を図3-1に、断面図を図3-2に示す。

貯留堰は、鋼管矢板を連結した構造であり、引き波時に海底面から突出した鋼管矢板頂部(T.P. -4.9 m)において海水を貯留する。

このため、貯留堰に有意な津波波力が作用するのは、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後、押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省港湾局)」(平成27年12月一部改訂)によると、津波が構造物を越流する場合の津波荷重の算定については、若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合は、それより水位の低い越流直前の状態の方が高い波力となる可能性があるため、両者を比較して適切に設定する。

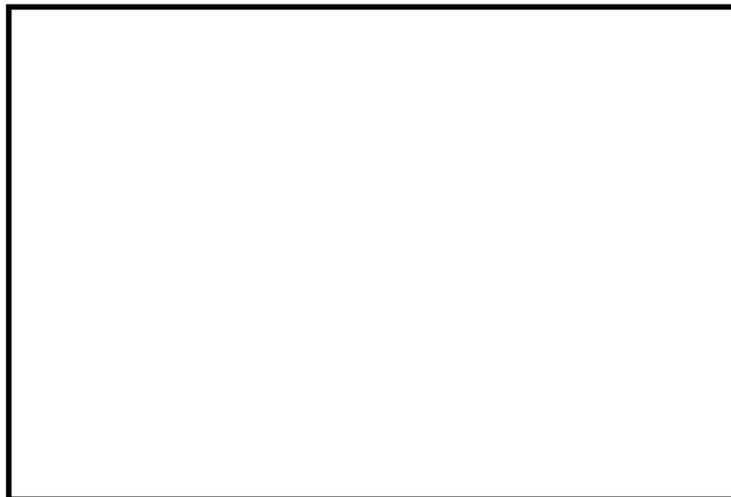


図3-1 貯留堰鳥瞰図



図3-2 貯留堰断面図

(2) 津波波圧算定式の検討

a. 越流直前の津波波圧の設定方針

貯留堰周りにおける引き波水位の時刻歴図を図 3-3 に示す。

貯留堰前面の水位は若干残るものの保守的に海底面が露出したと仮定し、その後の押し波を遡上波と考え津波波圧を設定する。

具体的には、津波高さは貯留堰に作用する津波波圧が保守的になるように貯留堰前面の海底面（設計用海底面標高 T.P. -7.39 m）まで水位が低下した後に到達する津波を考慮することとし、貯留堰に津波が越流する直前の状態として貯留堰天端（T.P. -4.9 m）までを想定する。

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

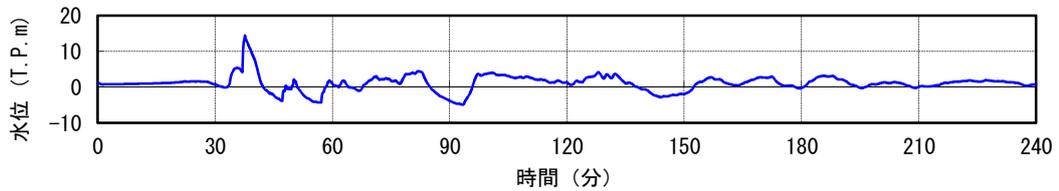


図 3-3 貯留堰周りにおける引き波水位の時刻歴図

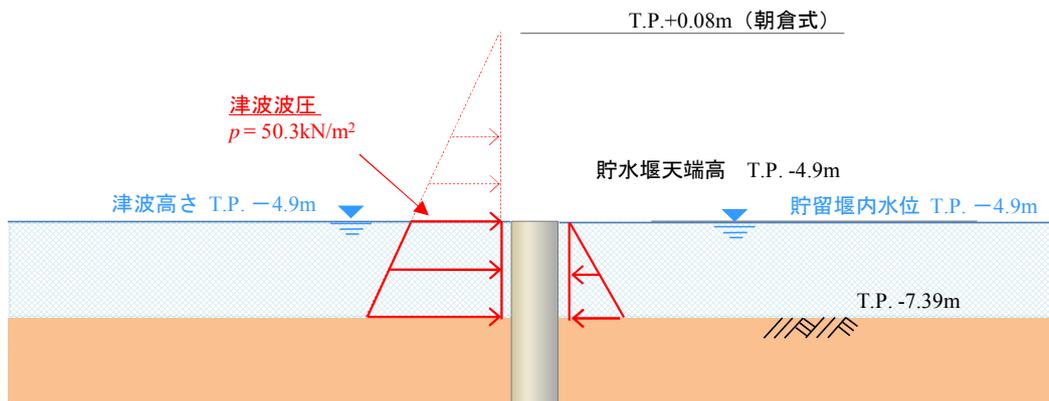


図 3-4 津波波圧の作用イメージ図

b. 越流時の津波波圧の設定方針

引き波後に到達する津波が貯留堰を越流する際、貯留堰の内外での水位差はつきにくい  
が、保守的に引き波水位とその後の押し波水位の差が最も大きくなるものを選定し、津波  
波圧を算定した。

津波高さとしては貯留堰天端からの越流を考慮して、「防波堤の耐津波設計ガイドライン  
(国土交通省港湾局)」(平成 27 年 12 月一部改訂)による静水圧差による算定式を参考に  
設定する。

貯留堰の内外の水位差が最大となる時刻歴水位波形図を図 3-5 に、津波波圧の作用イメ  
ージ図を図 3-6 に示す。

設計に用いる津波高さは、貯留堰天端高以下となった後の最大水位差となる時刻の水位  
標高 (T.P. +3.7 m) に潮位のばらつき (+0.18 m) を考慮し、T.P. +3.9 m とする。

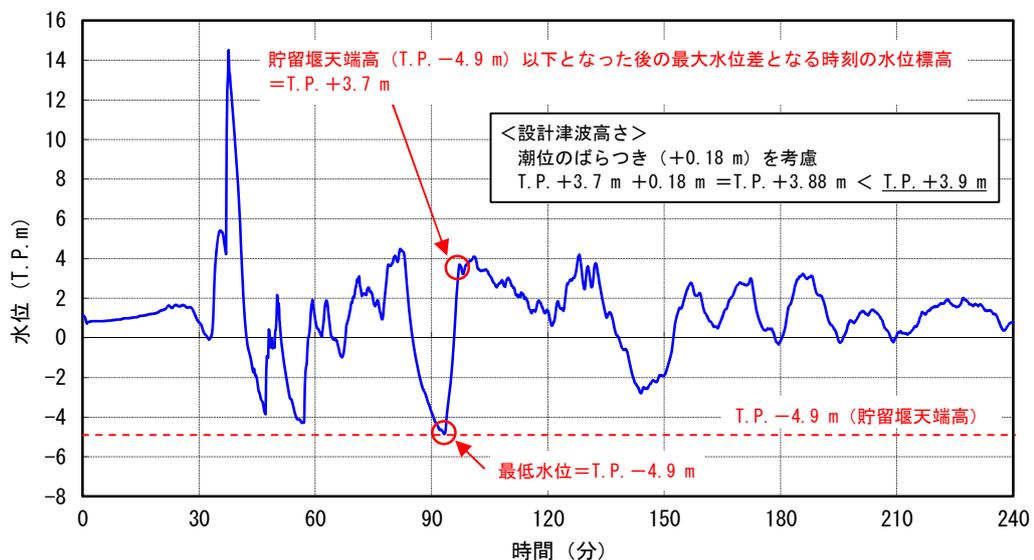


図 3-5 貯留堰の内外の水位差が最大となる時刻を含む時刻歴水位波形図

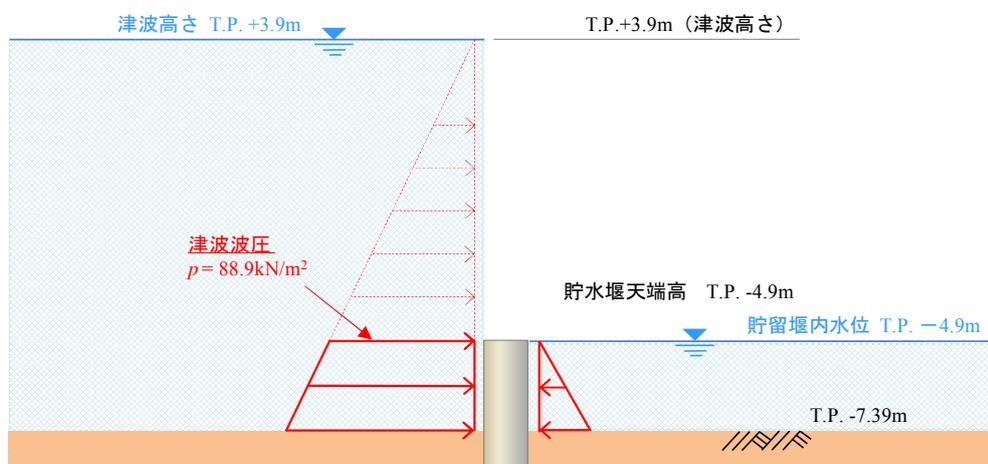


図 3-6 津波波圧の作用イメージ図

(3) まとめ

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



## 5.6 浸水量評価について

### (1) 基本方針

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

V-1-1-2-2-3「入力津波による浸水防護対象設備への影響評価」のうち、漏水による重要な安全機能及び重大事故等に対処するために必要な機能への影響防止（外郭防護）に係る評価を実施している。

### (2) 漏水量評価の方法

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

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

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

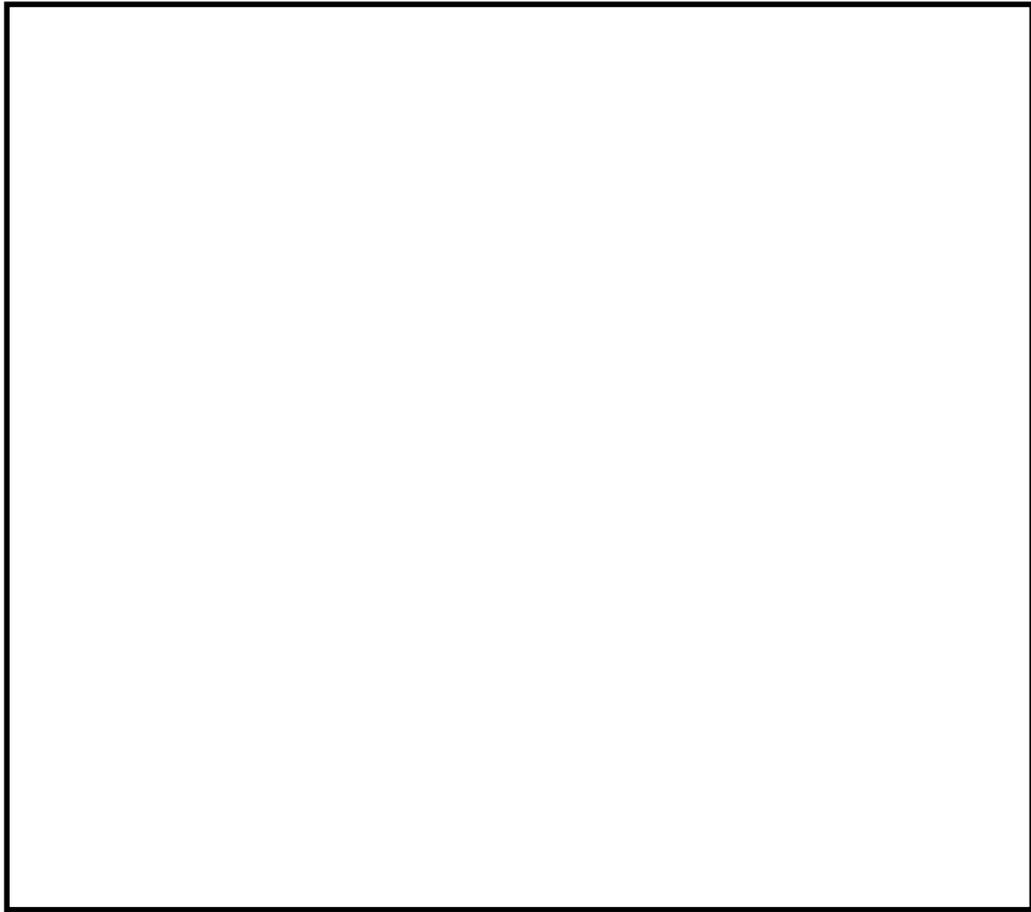


図5.6-1 海水ポンプグランドドレン排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画

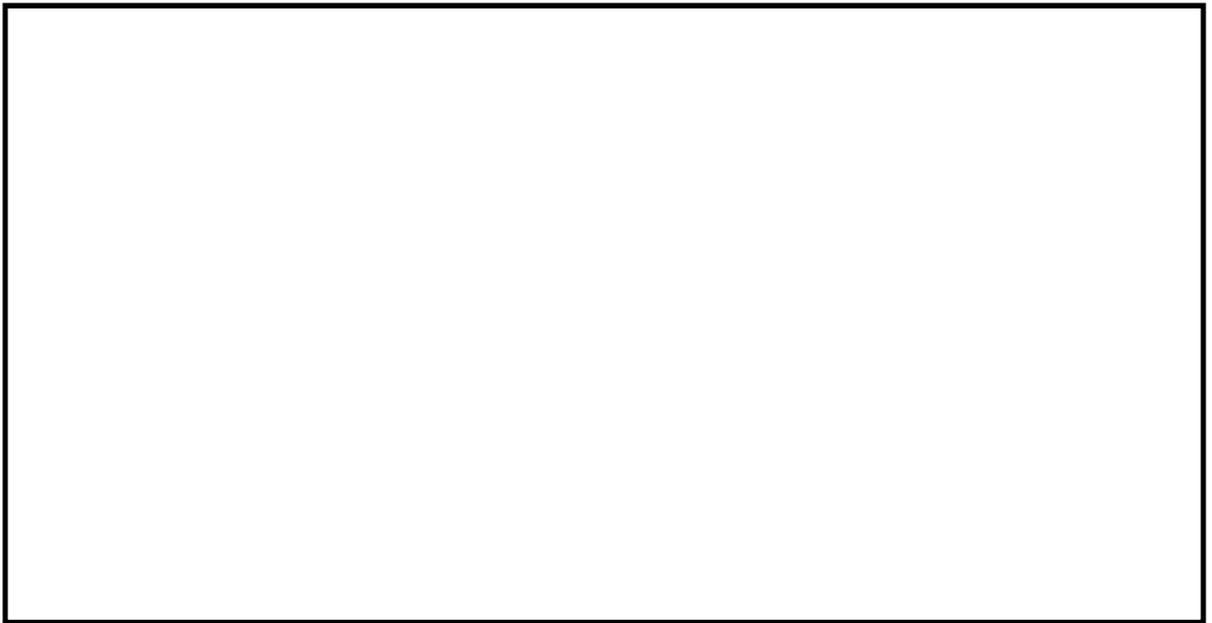


図 5.6-2 取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画

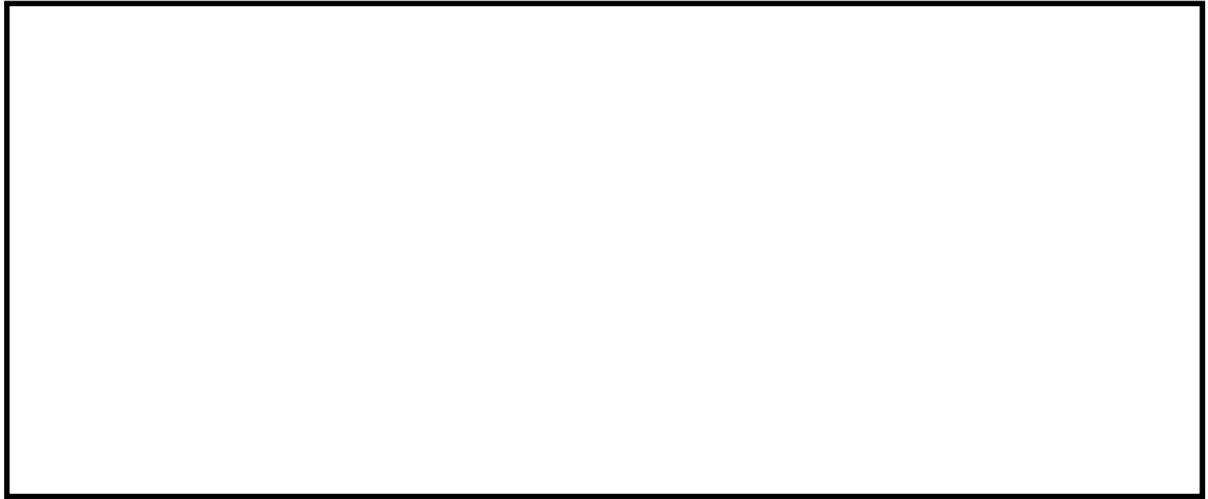


図 5.6-3 緊急用海水ポンプグラウンド dren 排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画

a. 漏水量評価の時間

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

b. 機能喪失高さ

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

c. 漏水発生高さ

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

d. 漏水量評価の算出

a 項にて求めた浸水量時間を用いて、以下の式にて漏水量を算出する。

【漏水量算定式】

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

ここで、Q : 漏水量 (m<sup>3</sup>)

A : 漏水部面積 (π/4 × (グラウンドドレン排出配管内径)<sup>2</sup>)

g : 重力加速度 (9.80665m/s<sup>2</sup>)

Ha : 評価用津波高さ (T.P. +m)

Hb : 漏水発生高さ (設備の設置高さ)

(3) 漏水量評価

a. 海水ポンプ室の海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁

① 漏水量評価の時間

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

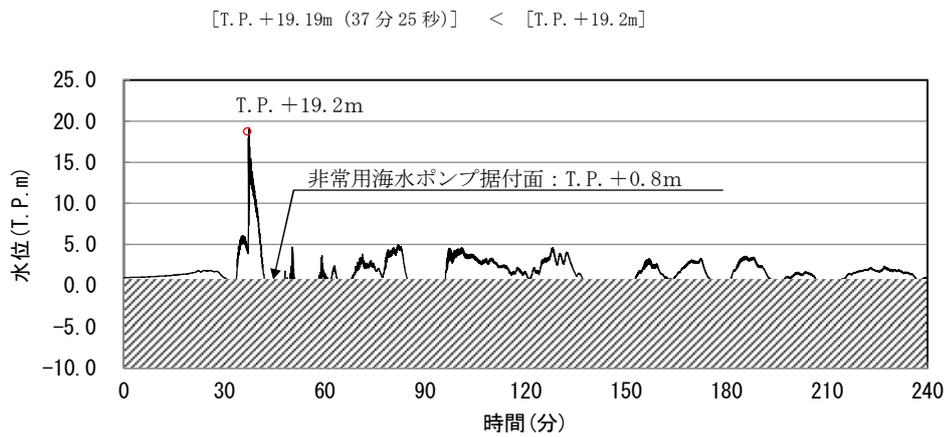


図 5.6-4 取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形

②機能喪失高さの設定及び漏水発生高さ

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

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

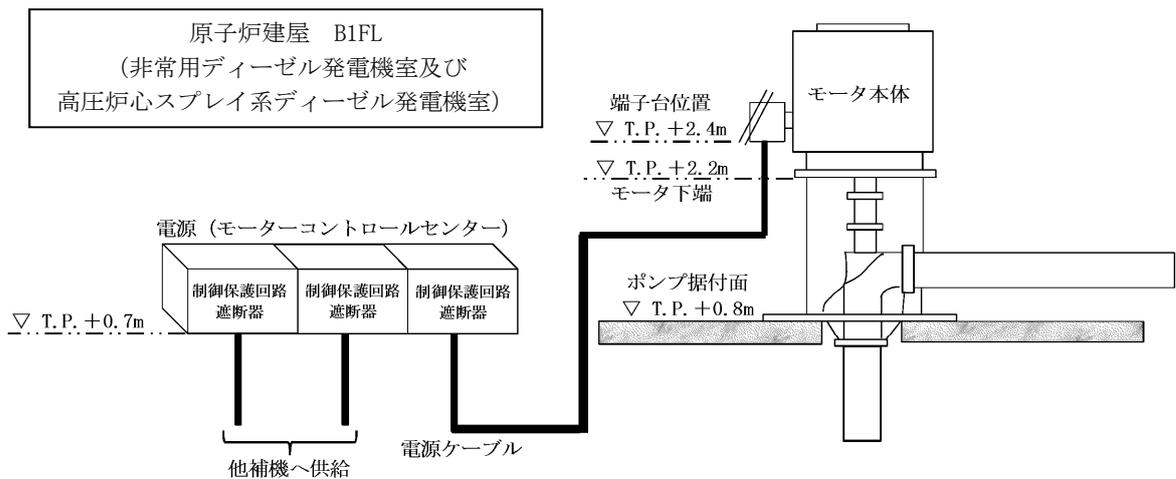


図 5.6-5 非常用海水ポンプの電源関係高さ位置図

<海水ポンプグラント配管仕様>

外径	34.0mm
厚さ	3.4mm
材料	SUS316L

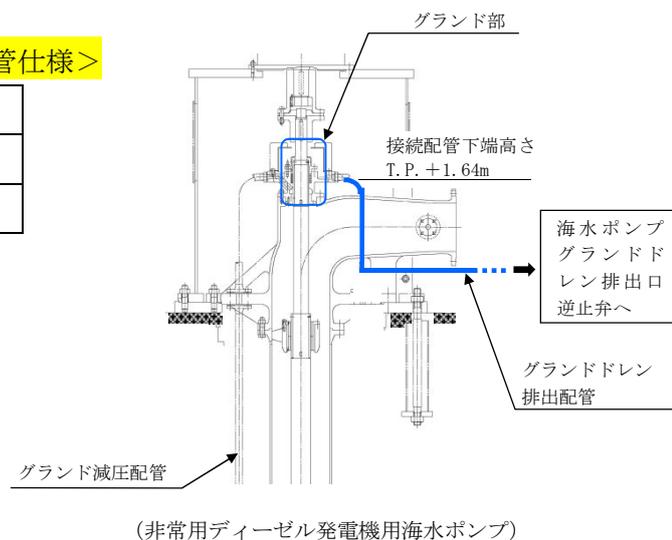


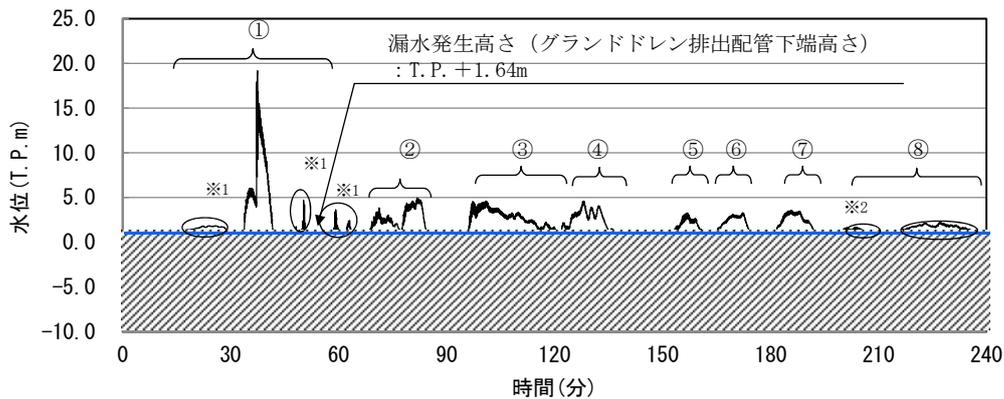
図 5.6-6 海水ポンプグラント dren 接続配管位置図

### ③漏水量の評価

漏水量の算定式を用いて評価した結果を以下に示す。

#### <津波高さの整理>

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



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

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

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

図 5.6-7 取水ピットにおける入力津波の時刻歴波形及び類型化

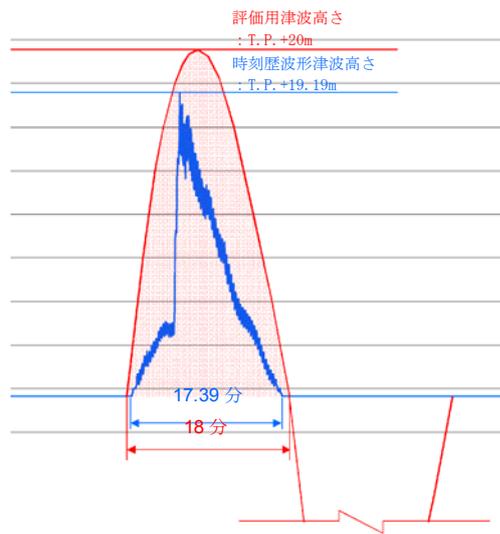


図5.6-8 時刻歴波形の正弦波モデル例  
 (津波① (類型化 a) の場合)

<浸水量評価>

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

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

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

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

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

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

【漏水量算定式】

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

ここで、Q : 漏水量 (m<sup>3</sup>)

A : 漏水部面積 (5.81×10<sup>-4</sup>m<sup>2</sup>)

[π/4×(0.0272m (グラウンドドレン排出配管内径))<sup>2</sup>]

g : 重力加速度 (9.80665m/s<sup>2</sup>)

H<sub>a</sub> : 評価用津波高さ (T.P.+m)

H<sub>b</sub> : 漏水発生高さ (T.P.+1.64m)

【評価結果判定】

○ : 非常用海水ポンプの安全機能は喪失しない

× : 非常用海水ポンプの安全機能が喪失する

【注釈】

※1 : 有効区画面積=海水ポンプ室区画面積-控除面積 (ポンプ・配管基礎面積, 配管ルート投影面積)

※2 : 非常用海水ポンプ室床版標高

※3 : 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプのモータ下端高さ

非常用海水ポンプ室床版標高(T.P.+0.8m)からの許容浸水深さは1.4m

b. 緊急用海水ポンプ室のグラウンド dren 排出口の逆止弁

①漏水量評価の時間

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



図 5.6-9 緊急用海水ポンプピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形

②機能喪失高さの設定及び漏水発生高さ

機能喪失高さの最も低いモータ下端高さ T.P. +2.7m を設定する。

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

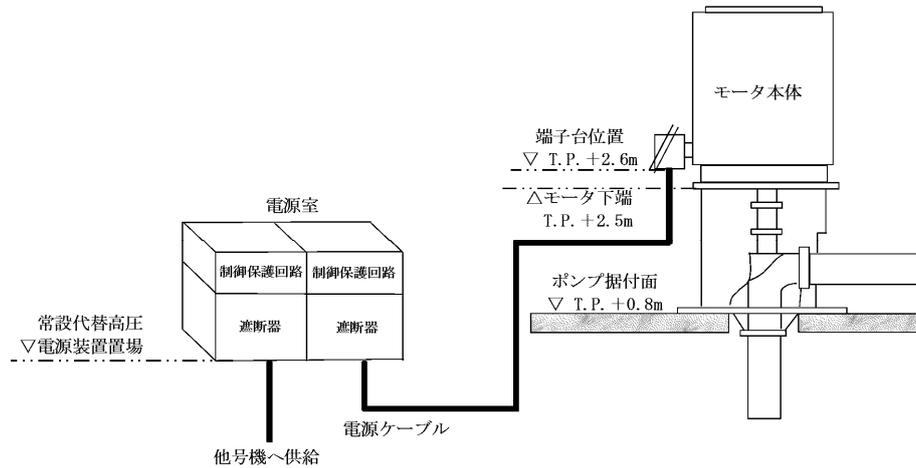


図 5.6-10 緊急用海水ポンプの電源関係位置図

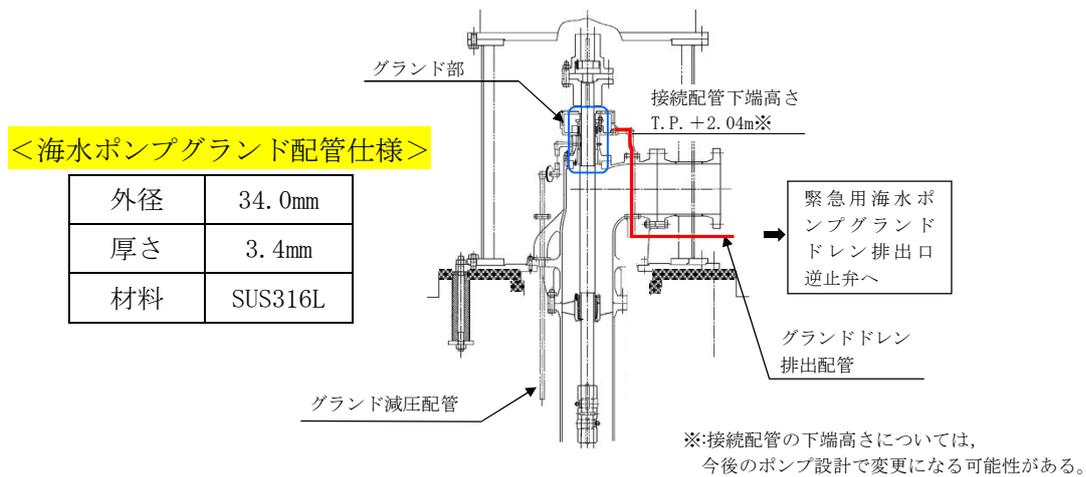
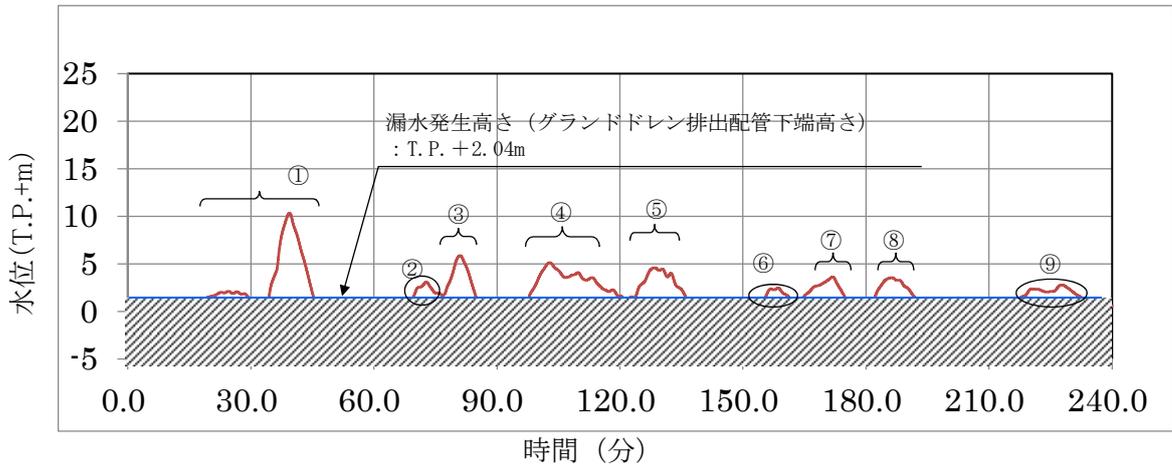


図 5.6-11 緊急用海水ポンプグラントドレン接続配管概念図

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

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



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

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

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

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

### ③浸水量の評価

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

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

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

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

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

【漏水量算定式】

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

ここで、Q : 漏水量 (m<sup>3</sup>)

A : 漏水部面積 (5.81×10<sup>-4</sup>m<sup>2</sup>)

[π/4×(0.0272m (グラントドレン排出配管内径))<sup>2</sup>]

g : 重力加速度 (9.80665m/s<sup>2</sup>)

Ha : 評価用津波高さ (T. P. +m)

Hb : 漏水発生高さ (T. P. +2.04m)

【評価結果判定】

○ : 緊急用海水ポンプは機能喪失しない

× : 緊急用海水ポンプは機能喪失する

【注釈】

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

※2 : 緊急用海水ポンプのモータ設置エリア床版標高

※3 : 緊急用海水ポンプのモータ下端高さ

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

(4) 取水ピット空気抜き配管の浸水量評価

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

循環水系配管の伸縮継手の破損箇所からの溢水及び津波の流入を合算した水量約 515m<sup>3</sup> に対して、循環水ポンプ室の貯留できる容量は約 645m<sup>3</sup> であり、循環水ポンプ室内に貯留することが可能なため、隣接する海水ポンプ室への流入はなく、浸水防護重点化範囲への影響はない。更に、取水ピット空気抜き配管逆止弁の固着を 1 台想定し、漏水量（約 43m<sup>3</sup>）を考慮したとしても約 558m<sup>3</sup> 程度であり、循環水ポンプ室内に貯留できる。取水ピット空気抜き配管の漏水量評価を以下に示す。

<取水ピット空気抜き配管の漏水量評価>

取水ピット空気抜き配管の漏水量評価は以下のとおり。

◆配管仕様：

外径	60.5mm
厚さ	3.9mm
材料	SUS316

◆評価する津波高さ、継続時間

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

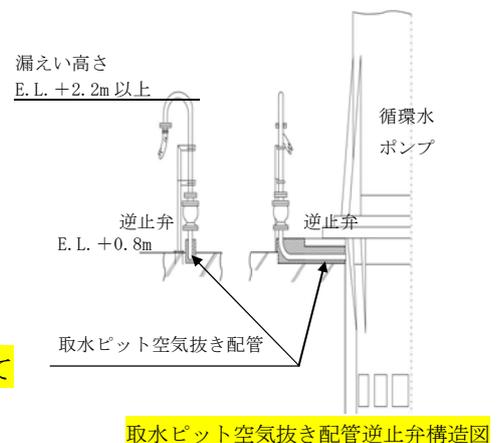
類型化パターン	評価用津波高さ (T.P. m)	継続時間 (分)
a	+20.0	18.0
b	+6.0	15.0
c	+5.0	23.0
d	+5.0	13.0
e	+4.0	30.0
f	+3.0	16.0
合計	—	115.0

◆漏えい発生高さ

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

◆漏水量

評価の結果約 42.5m<sup>3</sup> であり約 43m<sup>3</sup> として評価した。



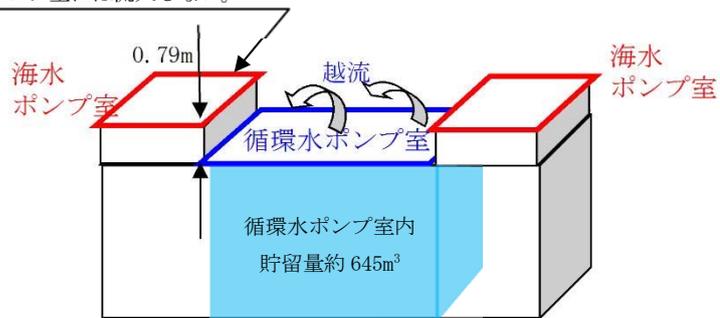
また、循環水ポンプ室内から溢れる場合を想定しても、既設の分離壁が存在していることから、循環水ポンプ室に流入した津波が海水ポンプ室に流入することはなく、海水ポンプ室の壁高さが0.79m高いことから壁を越流し流入することはない。なお、分離壁の配管貫通部はコンクリートにより充填されているため浸水ルートにはならない。

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



図 5.6-13 取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画

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



(概要図)

図 5.6-14 海水ポンプ室（防水区画）の壁高さの概要

## 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について

### (1) 基本方針

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

### (2) 選定対象施設

選定を行う浸水防護施設を以下に示す。

#### a. 津波防護施設

- ・防潮堤（鋼製防護壁）
- ・防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）
- ・防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））
- ・防潮壁（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）
- ・防潮扉
- ・放水路ゲート
- ・構内排水路逆流防止設備
- ・貯留堰

#### b. 浸水防止設備

- ・取水路点検用開口部浸水防止蓋
- ・海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁
- ・取水ピット空気抜き配管逆止弁
- ・海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋
- ・SA用海水ピット開口部浸水防止蓋
- ・緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋
- ・緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋
- ・緊急用開始ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋
- ・緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁
- ・緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁
- ・放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋
- ・格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ
- ・常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ
- ・常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ
- ・常設代替高圧電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉
- ・原子炉建屋原子炉棟水密扉

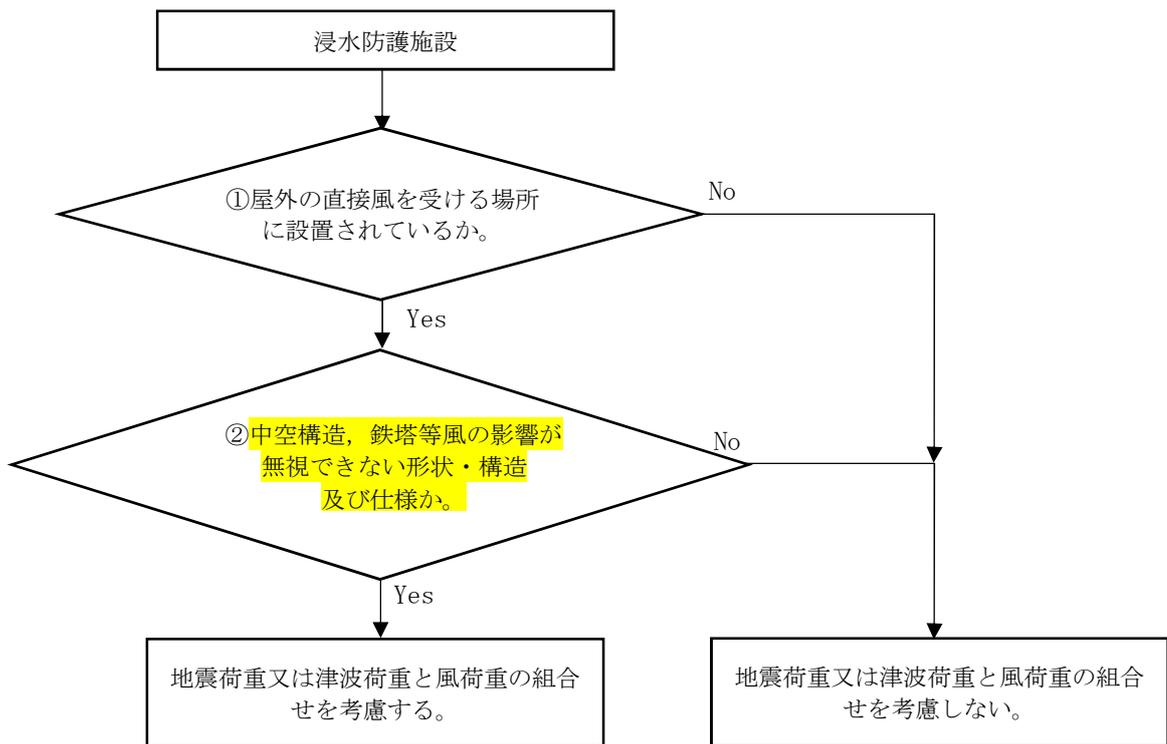
- ・原子炉建屋付属棟東側水密扉
- ・原子炉建屋付属棟西側水密扉
- ・原子炉建屋付属棟南側水密扉
- ・原子炉建屋付属棟北側水密扉 1
- ・原子炉建屋付属棟北側水密扉 2
- ・貫通部止水処置

c. 津波監視設備

- ・津波・構内監視カメラ
- ・取水ピット水位計
- ・潮位計

(3) 風荷重を組合せる施設の選定方法

屋外の直接風を受ける場所に設置されている浸水防止施設のうち、風荷重の影響が無視できない構造や形状として、中空構造物や鉄塔のように寸法に対して比較的軽量かつ長大な構造物を選定する。図 5.7-1 に選定フローを示す。



以下に示す項目に該当する場合は除外（風荷重との組合せは考慮しない。）する。

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

図 5.7-1 地震荷重又は津波荷重と風荷重の組合せを考慮する施設の選定フロー

- (4) 風荷重を組合せる施設の選定結果  
 風荷重を組合せる施設の選定結果を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (1/4)

施設・設備	①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか	②風の影響が無視できない構造、形状及び仕様か	風荷重の組合せ		備考
防潮堤	鋼製防護壁	○	○	考慮する	敷地周辺の地上部に設置 ただし、津波荷重作用時には、津波により 風荷重の受圧面が存在しないため、考慮し ない。
	鉄筋コンクリート 防潮壁	○	○	考慮する	
	鉄筋コンクリート 防潮壁(放水路エリ ア)	○	○	考慮する	
	鋼管杭鉄筋コンク リート防潮壁	○	○	考慮する	
津波防護施設	防潮扉	○		考慮する	敷地前面東側の防潮堤(鉄筋コンクリート 防潮壁)及び敷地側面南側の防潮堤(鋼管 杭鉄筋コンクリート防潮壁)に設置 ただし、津波荷重作用時には、津波により 風荷重の受圧面が存在しないため、考慮し ない。
	放水路ゲート	○	○	考慮する	防潮堤直下の放水路上に設置 ただし、津波荷重作用時には、津波により 風荷重の受圧面が存在しないため、考慮し ない。
	構内排水路逆流防止設備	○	×	考慮しない	防潮堤の地下部の集水枠の中に設置する ため、風荷重の影響を無視できる。
	貯留堰	×	—	考慮しない	水中に設置するため、直接風を受ける場所 にない。

○：該当する (Yes)      ×：該当しない (No)

表 5.7-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (2/4)

施設・設備	①屋外の直接風を受けるか 場所に設置されているか	②風の影響が無視できない 構造、形状及び仕様か	風荷重の組合せ	備考
浸水防止設備	取水路点検用開口部浸水防止蓋	○	×	取水路の床面に設置するため、風荷重の影響を無視できる。
	海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁	×	—	海水ポンプ室の床面の排出口に埋め込むように設置するため、直接風を受ける場所がない。
	取水ピット空気抜き配管逆止弁	○	×	循環水ポンプ室内の取水ピット空気抜き配管に設置 受圧面積が小さいため、風荷重の影響を無視できる。
	海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋	○	×	海水ポンプ室の壁面に設置 受圧面積が小さいため、風荷重の影響を無視できる。
	SA用海水ピット開口部浸水防止蓋	○	×	SA用海水ピットの上面の開口部に設置し、鋼製カバーにより屋外と隔離されているため、風荷重の影響を無視できる。
	緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	×	—	地下部にある緊急用海水ポンプ室内に設置しているため、直接風を受ける場所がない。
	緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋	○	×	緊急用海水ポンプピットの上版に設置しているため、風荷重の影響を無視できる。
	緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋	○	×	緊急用海水ポンプピットの上版に設置しているため、風荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes)      ×：該当しない (No)

表 5.7-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (3/4)

施設・設備	①屋外の直接風を受けるか 場所に設置されているか	②風の影響が無視できない 構造, 形状及び仕様か	風荷重の組合せ	備 考
浸水防止設備	緊急用海水ポンプグラウンド レン排出口逆止弁	×	—	地下部にある緊急用海水ポンプ室内に設置しているため, 直接風を受ける場所になり。
	緊急用海水ポンプ室床ドレン 排出口逆止弁	×	—	地下部にある緊急用海水ポンプ室内に設置しているため, 直接風を受ける場所になり。
	放水路ゲート点検用開口部浸 水防止蓋	○	×	防潮堤直下の放水路上に設置するため, 風荷重の影響を無視できる。
	格納容器圧力逃がし装置格納 槽点検用水密ハッチ	○	×	格納容器圧力逃がし装置格納槽の上版に設置しているため, 風荷重の影響を無視できる。
	常設低圧代替注水系格納槽点 検用水密ハッチ	○	×	常設低圧代替注水系格納槽の上版に設置しているため, 風荷重の影響を無視できる。
	常設低圧代替注水系可搬型ポ ンプ用水密ハッチ	○	×	常設低圧代替注水系格納槽の上版に設置しているため, 直接風を受ける場所になり。
	常設代替高圧電源装置用カル バート原子炉建屋側水密扉	×	—	常設代替高圧電源装置用カルバートの立坑内に設置しているため, 直接風を受ける場所にならない。

○ : 該当する (Yes)      × : 該当しない (No)

表 5.7-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (3/4)

施設・設備	①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか	②風の影響が無視できない構造, 形状及び仕様か	風荷重の組合せ	備考
原子炉建屋原子炉棟水密扉	○	○	考慮する	原子炉建屋の外壁に設置
原子炉建屋付属棟東側水密扉	○	○	考慮する	原子炉建屋の外壁に設置
原子炉建屋付属棟西側水密扉	○	○	考慮する	原子炉建屋の外壁に設置
原子炉建屋付属棟南側水密扉	○	○	考慮する	原子炉建屋の外壁に設置
原子炉建屋付属棟北側水密扉 <sub>1</sub>	○	○	考慮する	原子炉建屋の外壁に設置
原子炉建屋付属棟北側水密扉 <sub>2</sub>	○	○	考慮する	原子炉建屋の外壁に設置
貫通部止水処置	○	×	考慮しない	受圧面積が小さいため, 風荷重の影響を無視できる。

○ : 該当する (Yes)      × : 該当しない (No)

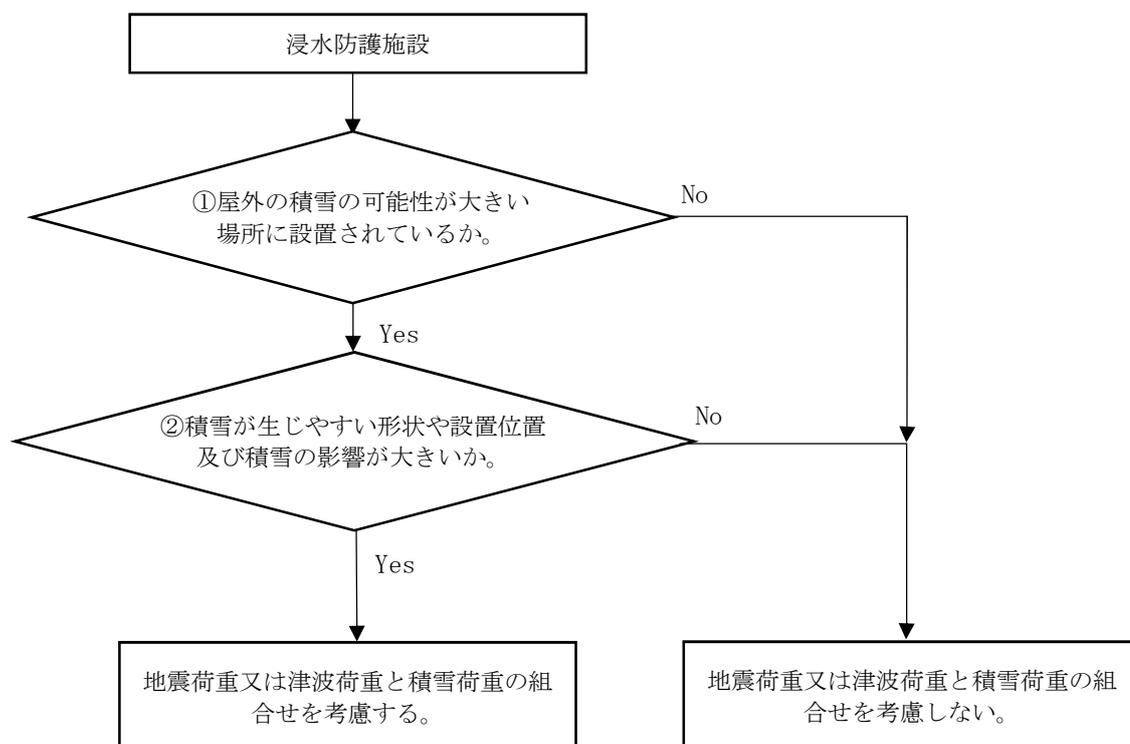
表 5.7-1 風荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (4/4)

施設・設備	①屋外の直接風を受ける場所に設置されているか	②風の影響が無視できない構造、形状及び仕様か	風荷重の組合せ	備 考
津波・構内監視カメラ	○	○	考慮する	原子炉建屋屋上及び防潮堤の天端に設置
津波監視設備 取水ビット水位計	○	×	考慮しない	取水路の上版の貫通口内に設置し、上部閉止板により屋外と隔離されているため、風荷重の影響を無視できる。
潮位計	×	—	考慮しない	取水路内の壁面に設置するため、直接風を受ける場所がない。

○：該当する (Yes)      ×：該当しない (No)

(5) 積雪荷重を組合せる施設の選定方法

屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されている浸水防護施設のうち、積雪が生じやすい形状や設置位置に設置されている施設を選定の対象とする。図 5.7-2 に選定フローを示す。



以下に示す項目に該当する場合は除外（積雪荷重との組合せは考慮しない。）する。

- ①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか。
  - ・海中又は地中に設置
- ②積雪が起こりやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか。
  - ・受圧面積が小さい
  - ・壁面に設置
  - ・蓋等により直接当該施設に積雪しない

図 5.7-2 地震荷重又は津波荷重と積雪荷重の組合せを考慮する施設の選定フロー

(6) 積雪荷重を組合せる施設の選定結果

積雪荷重を組合せる施設の選定結果を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (1/4)

施設・設備	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか		②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか		積雪荷重の組合せ	備考
	○	○	○	○		
防潮堤	鋼製防護壁	○		○	考慮する	敷地周辺の地上部に設置
	鉄筋コンクリート防潮壁	○		○	考慮する	
	鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)	○		○	考慮する	
	鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁	○		○	考慮する	
津波防護施設	防潮扉	○		○	考慮する	敷地前面東側の防潮堤 (鉄筋コンクリート防潮壁) 及び敷地側面南側の防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁) に設置
	放水路ゲート	○		○	考慮する	防潮堤直下の放水路上に設置
	構内排水路逆流防止設備	○		×	考慮しない	防潮堤の地下部の集水桁の壁面に設置し、受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
	貯留堰	×		—	考慮しない	水中に設置するため、積雪する場所にない。

○：該当する (Yes)      ×：該当しない (No)

表 5.7-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (2/4)

施設・設備	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備考
浸水防止設備	取水路点検用開口部浸水防止蓋	○	考慮する	取水路の床面に設置
	海水ポンプグラウンドドレン排水出口逆止弁	○	考慮しない	海水ポンプ室内の床面に設置 受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
	取水ピット空気抜き配管逆止弁	○	考慮しない	循環水ポンプ室内の床面に設置 受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
	海水ポンプ室ケーブール点検口浸水防止蓋	○	考慮しない	海水ポンプ室の壁面に設置 受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
	S A用ピット開口部浸水防止蓋	○	考慮しない	S A用海水ピットの上面の開口部に設置し、鋼製カバーにより屋外と隔離されているため、積雪荷重の影響を無視できる。
	緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	×	—	緊急用海水ポンプ室内に設置しているため、積雪する場所になり。
	緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋	○	○	緊急用海水ポンプピットの上版に設置
	緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋	○	○	緊急用海水ポンプピットの上版に設置

○：該当する (Yes)      ×：該当しない (No)

表 5.7-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (3/4)

施設・設備	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備考
浸水防止設備	緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	×	考慮しない	緊急用海水ポンプ室内に設置しているため、積雪する場所がない。
	緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁	×	考慮しない	緊急用海水ポンプ室内に設置しているため、積雪する場所がない。
	放水路ゲート点検用開口部 浸水防止蓋	○	考慮する	防潮堤直下の放水路上に設置
	格納容器圧力逃がし装置格納格納槽点検用水密ハッチ	○	考慮する	格納容器圧力逃がし装置格納槽の上版に設置
	常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ	○	考慮する	常設低圧代替注水系格納槽の上版に設置
	常設低圧代替注水系可搬型ポンプ用水密ハッチ	○	考慮する	常設低圧代替注水系格納槽の上版に設置
	常設代替高圧電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉	×	考慮しない	常設代替高圧電源装置用カルバートの立坑内に設置しているため、積雪する場所がない。

○：該当する (Yes)      ×：該当しない (No)

表 5.7-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (3/4)

施設・設備	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備考
原子炉建屋原子炉棟水密扉	○	×	考慮しない	原子炉建屋外壁に設置受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
原子炉建屋付属棟東側水密扉	○	×	考慮しない	原子炉建屋外壁に設置受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
原子炉建屋付属棟西側水密扉	○	×	考慮しない	原子炉建屋外壁に設置受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
原子炉建屋付属棟南側水密扉	○	×	考慮しない	原子炉建屋外壁に設置受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
原子炉建屋付属棟北側水密扉 1	○	×	考慮しない	原子炉建屋外壁に設置受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
原子炉建屋付属棟北側水密扉 2	○	×	考慮しない	原子炉建屋外壁に設置受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。
貫通部止水処置	○	×	考慮しない	壁面に設置している又は受圧面積が小さく積雪しにくい形状のため、積雪荷重の影響を無視できる。

○：該当する (Yes)      ×：該当しない (No)

表 5.7-2 積雪荷重を考慮する浸水防護施設の選定結果 (4/4)

施設・設備	①屋外の積雪の可能性が大きい場所に設置されているか	②積雪が生じやすい形状や設置位置及び積雪の影響が大きいか	積雪荷重の組合せ	備考
津波・構内監視カメラ	○	○	考慮する	原子炉建屋屋上及び防潮堤の天端に設置
取水ビット水位計	○	×	考慮しない	取水路の上版の貫通口内に設置し、上部閉止板により屋外と隔離されているため、積雪荷重の影響を無視できる。
潮位計	×	—	考慮しない	取水路内の壁面に設置するため、積雪する場所がない。

○：該当する (Yes)      ×：該当しない (No)

## 5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について

### 5.9.1 概要

本資料は、V-2-1「耐震設計の基本方針」のうちV-2-1-1「耐震設計の基本方針」及びV-1-1-2-2「耐津波設計の基本方針」に基づき、浸水防護施設の評価を実施するに当たり、対象施設を設置する地盤の物理特性、強度特性、変形特性等の地盤物性値設定及び支持性能評価で用いる地盤諸元の基本的な考え方を示したものである。

### 5.9.2 基本方針

浸水防護施設の評価において、対象施設を設置する地盤の物理特性、強度特性、変形特性等の解析用物性値については、各種試験に基づき設定する。また、全応力解析及び有効応力解析等に用いる解析用物性値をそれぞれ設定する。

対象設備を設置する地盤の地震時における支持性能評価については、地震力により地盤に作用する接地圧が地盤の極限支持力に対し許容限界以下であることを確認する。

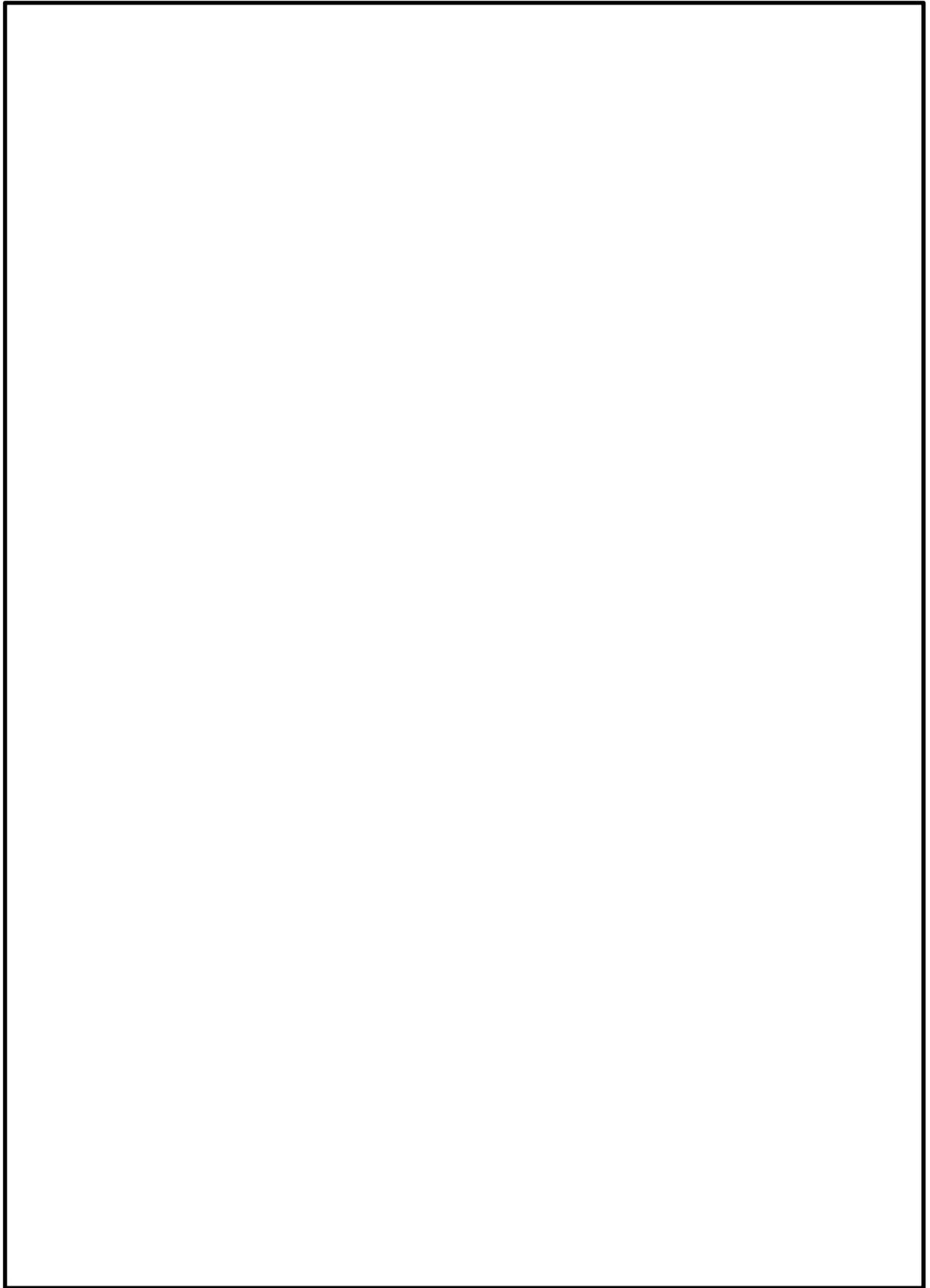
極限支持力は、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 24 年 3 月）（以下「道路橋示方書」という。）の支持力算定式等に基づき、対象施設の支持岩盤の室内試験結果（せん断強度）を用いて設定する。

杭基礎構造を有する浸水防護施設について、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合がある。

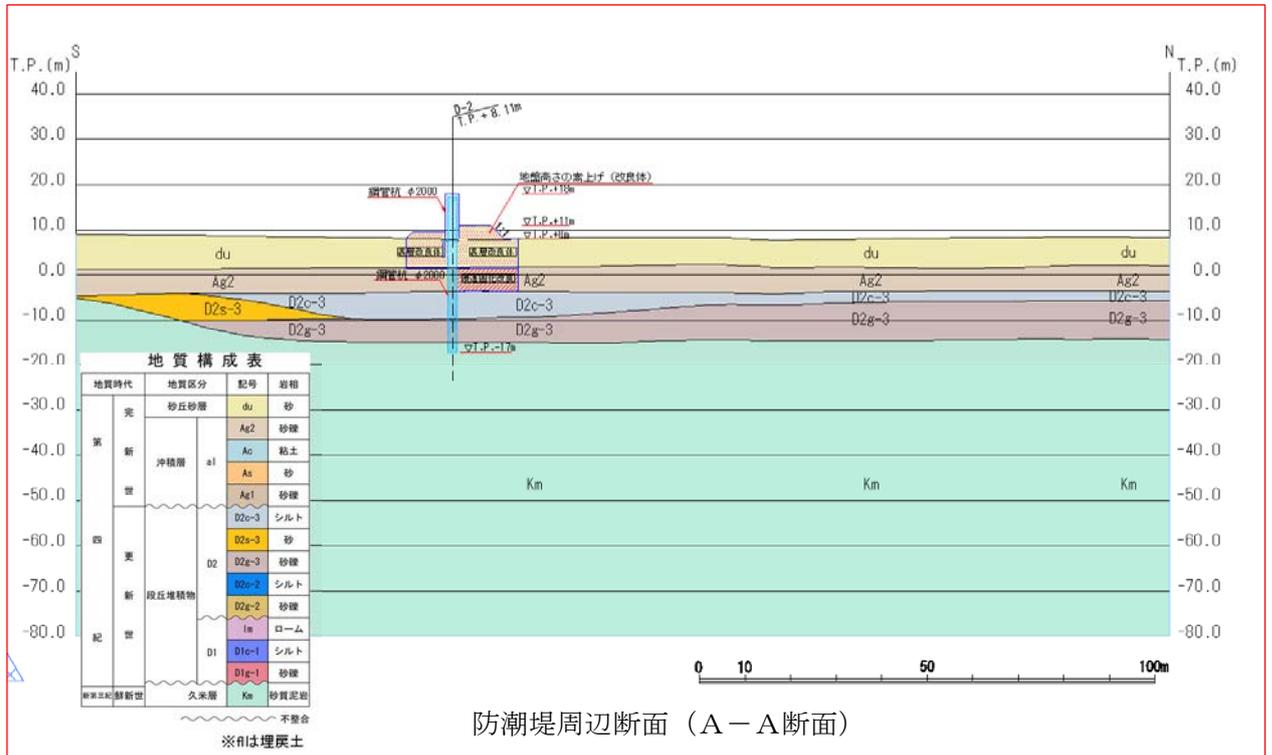
### 5.9.3 評価対象施設周辺の地質

#### 5.9.3.1 評価対象施設周辺の地質

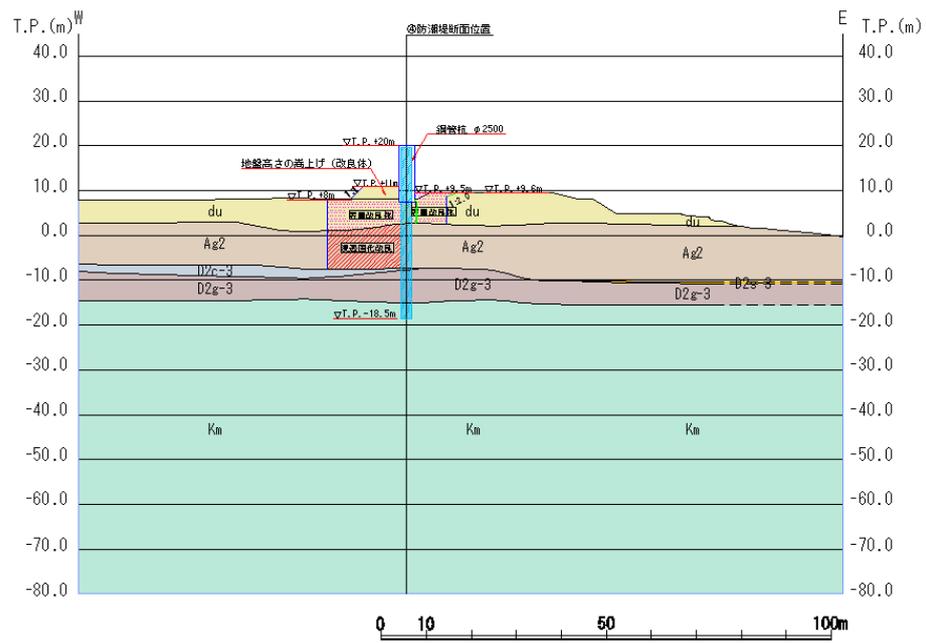
主要な評価対象施設及び地質断面の位置を第 3-1 図に示す。地質断面図は第 3-1 図に示すボーリングデータを基に作成している。地質断面図を第 3-2 図に示す。



第3-1図 主要な評価対象施設及び地質断面位置図

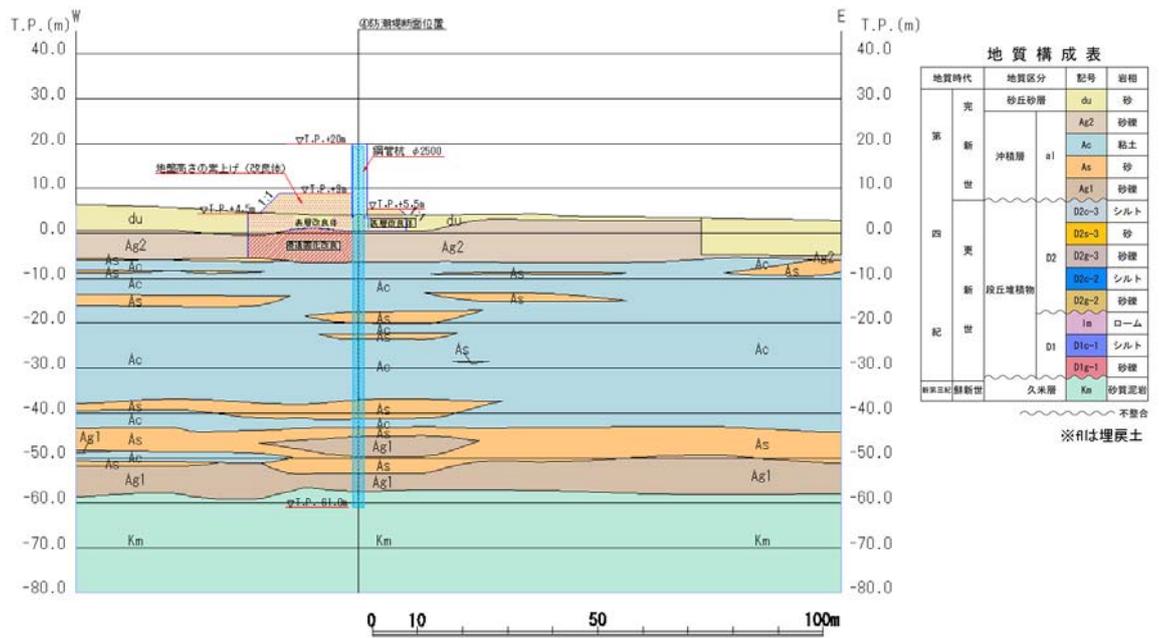


防潮堤周辺断面 (A-A断面)

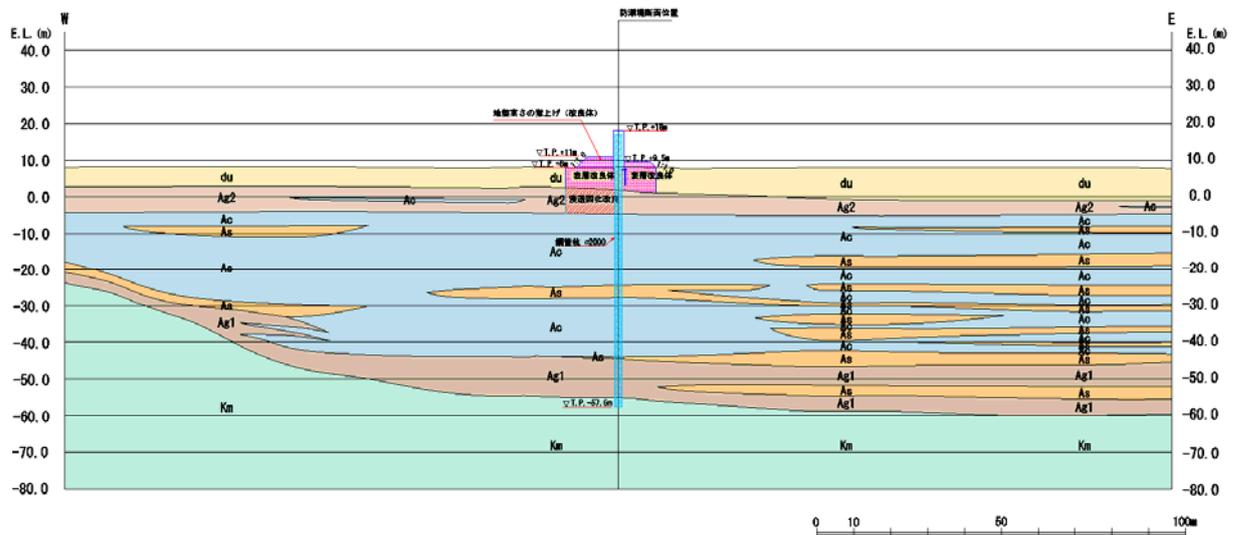


防潮堤周辺断面 (B-B断面)

第3-2図 (1) 主要な評価対象施設及び地質断面位置図 (1/3)

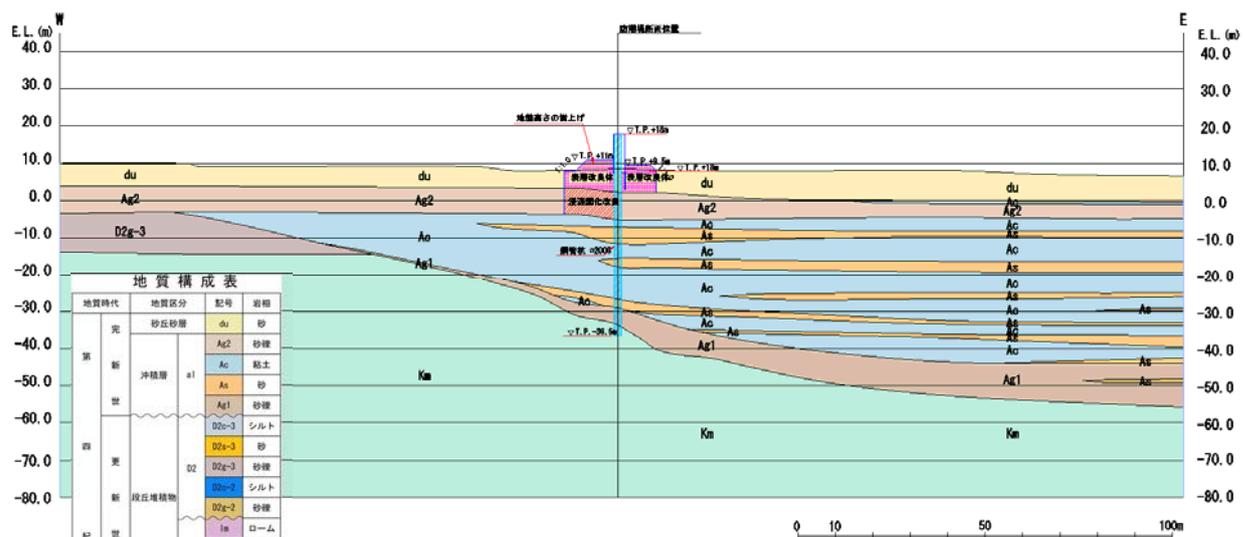


防潮堤周辺断面（C-C断面）

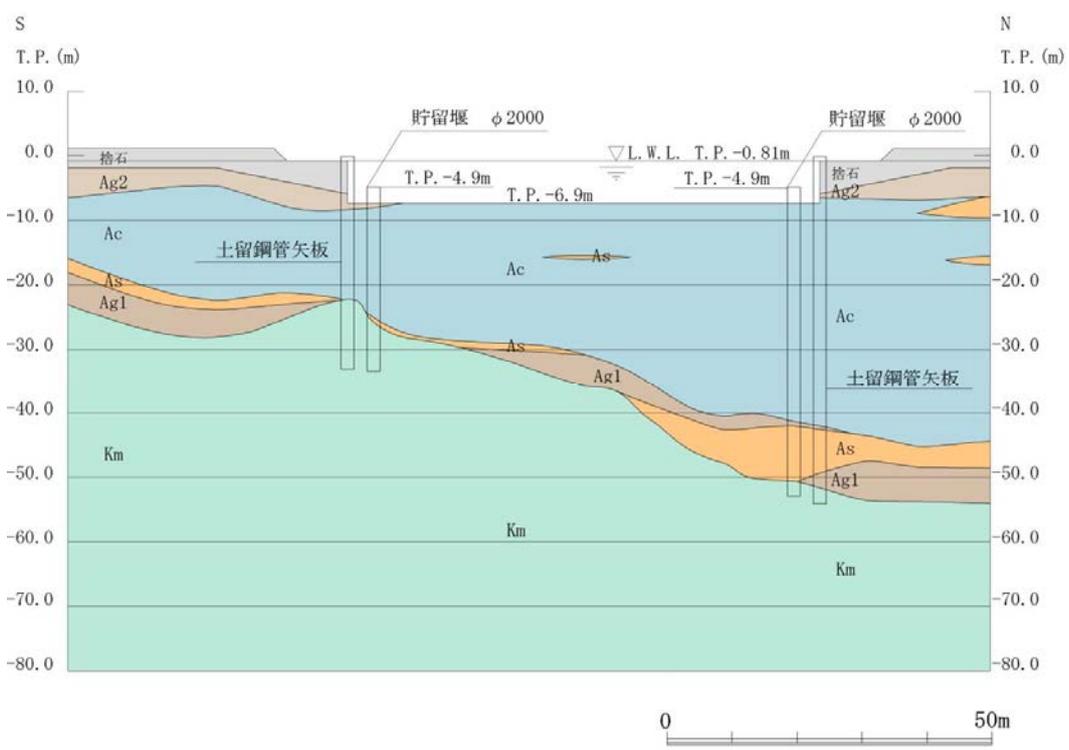


防潮堤周辺断面（D-D断面）

第3-2図(2) 主要な評価対象施設及び地質断面位置図(2/3)



防潮堤周辺断面 (E-E断面)



貯留堰周辺断面 (F-F断面)

第3-2図 (3) 主要な評価対象施設及び地質断面位置図 (3/3)

### 5.9.3.2 評価対象施設周辺の地質状況整理結果

評価対象施設周辺の地質状況を整理した結果を第3-1表に示す。これらの地質に対し、第3-1図に示すような広範囲における調査結果に基づき解析用物性値を設定した。

表 3-1 表 評価対象施設周辺の地質分布一覧

	津波防護施設										各解析用物性値の記載項及び設定概要		
	防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防護壁)	防潮堤 (鉄筋コンクリート防護壁)	防潮堤 (鋼製防護壁)	防潮堤 (鋼製防護壁)	防潮堤 (鋼製防護壁(放水路エリア))	構内排水路 逆流防止設備	防潮扉	貯留堰	貯留堰取付護岸	5.9.4.1 設置許可申請書に記載された解析用物性値	5.9.4.2 設置許可申請書に記載されていない解析用物性値	5.9.4.3 その他の解析用物性値	
砂丘砂層	du	○	○	○	○	○	○	○	○			-	
	Ag2	○	○	○	○	○	○	○	○			-	
沖積層	Ac	○	○	○	○	○	-	○	○			-	
	As	○	○	○	○	○	-	○	○			-	
D2	Ag1	○	○	○	○	○	-	○	○			-	
	D2c-3	○	○	○	○	-	○	-	-			-	
段丘堆積物	D2s-3	○	○	○	(○)*1	-	○	-	-			-	
	D2g-3	○	○	○	○	-	○	-	-			-	
D1	lm	-	-	-	-	-	-	-	-			-	
	D1c-1	-	-	-	-	-	-	-	-			-	
久米層	D1g-1	-	-	-	-	-	-	-	-			-	
	km	○	○	○	○	○	○	○	○			-	
埋戻土	f 1	-	-	-	-	-	-	-	-			-	
強制的な液状化を仮定する場合に適用													
豊浦標準砂												文献情報に基づき設定	
人工岩盤	-	-	-	-	-	-	-	-	-			原位置試験, 室内試験, 文献情報に基づき設定	
地盤改良体	○	-	-	-	-	○	○	○	○			文献情報に基づき設定	
捨石	-	○	-	-	-	-	-	-	-			文献情報に基づき設定	

注記 \*1: 施設直下及び直近には分布していないが, 地質断面図内に現れる地層

#### 5.9.4 地盤の解析用物性値

##### 5.9.4.1 設置許可申請書に記載された解析用物性値

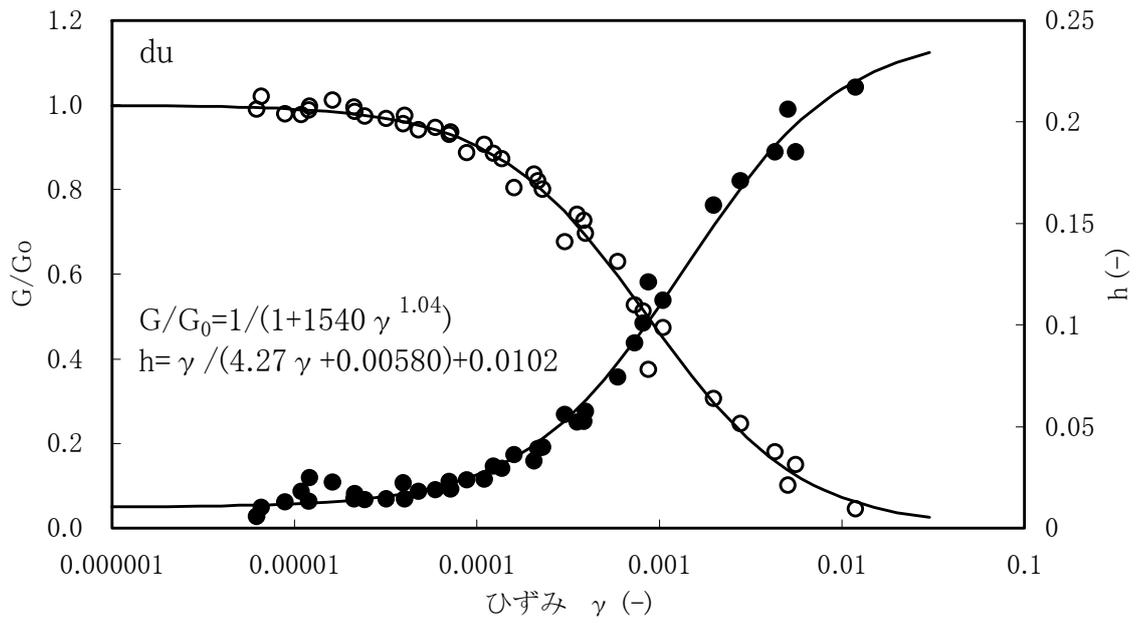
全応力解析に用いる解析用物性値として、設置変更許可申請書に記載された解析用物性値を第4-1表及び第4-1図～第4-10図に、設定根拠を第4-2表に示す。設置許可申請書に記載している解析用物性値については、原位置試験及び室内試験から得られた各種物性値を基に設定した。

第4-1表 設置変更許可申請書に記載されている解析用物性値

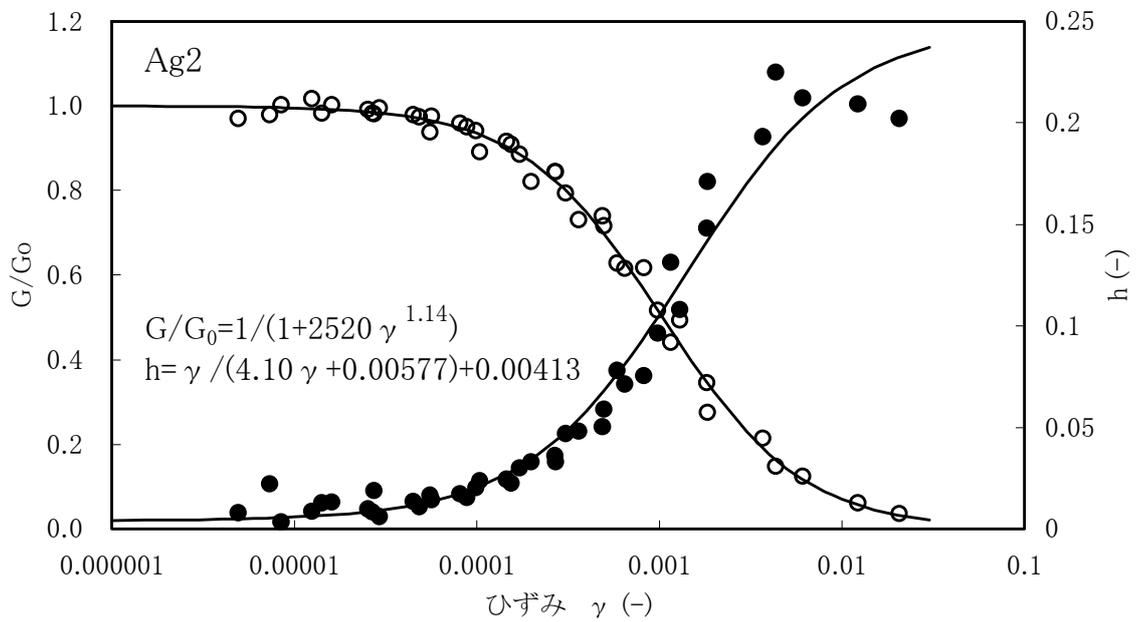
項目	第四系										新第三系		
	f1層	du層	Ag2層	Ac層	As層	Ag1層	D2c-3層	D2s-3層	D2g-3層	1m層	D1c-1層	D1g-1層	Km層
物理特性	密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> ) (*1)	1.82	1.89	—	—	—	1.77	1.92	2.15	1.43	1.77	1.89	—
	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	1.98	2.01	1.65	1.74	2.01	—	—	—	1.47	—	2.01	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> ・Z
静的変形特性	初期せん断弾性係数 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> ) (*1)	4.00+199・σc'	10.5+142・σc'	11.4	21.1+14.8・σc'	10.5+142・σc'	32.3+5.46・σc'	16.0+48.3・σc'	83.4+160・σc'	7.26+19.6・σc'	32.3+5.46・σc'	10.5+142・σc'	221-2.23・Z
	動的変形特性	動ポアソン比 $\nu_d$ (*1)	80.3	—	—	—	129	249	538	24.8	139	287	—
せん断弾性のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	減衰定数 h~γ	0.385	0.286	—	—	—	0.488	0.465	0.462	0.494	0.487	0.382	—
	ピーク強度 $C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.493	0.491	0.486	0.484	0.483	—	—	—	—	—	0.474	0.463+1.03×10 <sup>-4</sup> ・Z
強度特性	せん断弾性係数のひずみ依存性のパラメータ $G/G_0 \sim \gamma$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	ピーク強度 $C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	1+1540γ <sup>1.04</sup>	1+2520γ <sup>1.14</sup>	1+269γ <sup>0.909</sup>	1+422γ <sup>0.951</sup>	1+1730γ <sup>1.11</sup>	1+269γ <sup>0.862</sup>	1+1100γ <sup>0.991</sup>	1+237γ <sup>0.732</sup>	1+222γ <sup>0.975</sup>	1+269γ <sup>0.862</sup>	1+2520γ <sup>1.14</sup>	1+107γ <sup>0.821</sup>
備考	減衰定数 h~γ	0.27γ <sup>2.00830</sup> -0.0102	0.19γ <sup>2.00577</sup> -0.0113	0.16γ <sup>2.01037</sup> -0.0222	0.19γ <sup>2.01227</sup> -0.0144	0.23γ <sup>2.01027</sup> -0.0291	0.16γ <sup>2.01049</sup> -0.0206	0.18γ <sup>2.00269</sup> -0.0182	0.29γ <sup>2.00553</sup> -0.0233	0.21γ <sup>2.02517</sup> -0.0121	0.16γ <sup>2.00959</sup> -0.0208	0.19γ <sup>2.00577</sup> -0.0113	0.41γ <sup>2.00897</sup> -0.0184
	ピーク強度 $C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.491P +0.200	1.12P +0.670	0.242P+0.090	1.42P+0.464	1.40P+0.620	0.274P+0.180	0.462P+0.230	0.770P+0.594	0.338P+0.050	0.274P+0.180	1.40P+0.620	備考参照
備考	残留強度 $\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.500P +0.195	1.00P +0.577	0.220P+0.059	1.43P+0.430	1.20P+0.548	0.170P+0.141	0.310P+0.213	0.788P+0.582	0.250P+0.036	0.170P+0.141	1.20P+0.548	備考参照
	備考	<p>新第三系の強度特性は右図より設定する。</p> <p> <math>\sigma_t = 0.141 - 0.00114 \cdot Z</math>  <math>\tau_R = 0.364 - 0.00168 \cdot Z</math>  <math>C_{COU} = 0.837 - 0.00346 \cdot Z</math>  <math>\phi = 0^\circ</math>                      Z: 標高[m], 表示(m)                 </p>											

注記 \*1: 上段は地下水位面以浅、下段は地下水位面以深に対する値を示す。

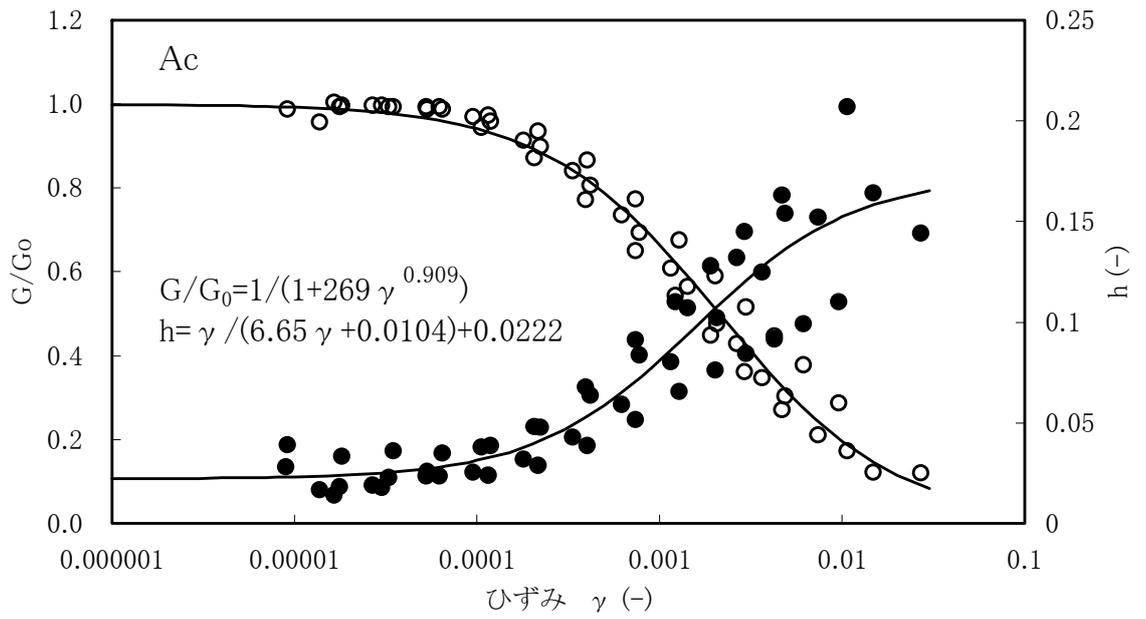
P (N/mm<sup>2</sup>): 圧密圧力  
 G/G<sub>0</sub> (-): 剛性低下率  
 h (-): 減衰定数  
 $\rho_{sat}$  (g/cm<sup>3</sup>): 飽和密度  
 $\nu_s$  (m/s): せん断波速度  
 $\gamma$  (-): せん断ひずみ



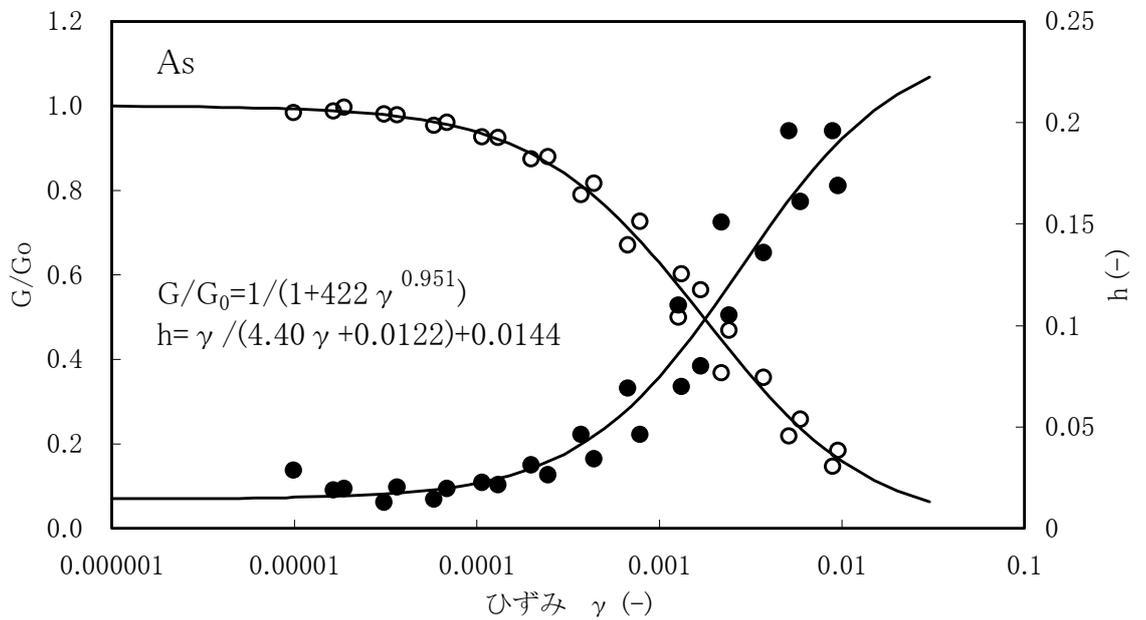
第4-1図 du層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性



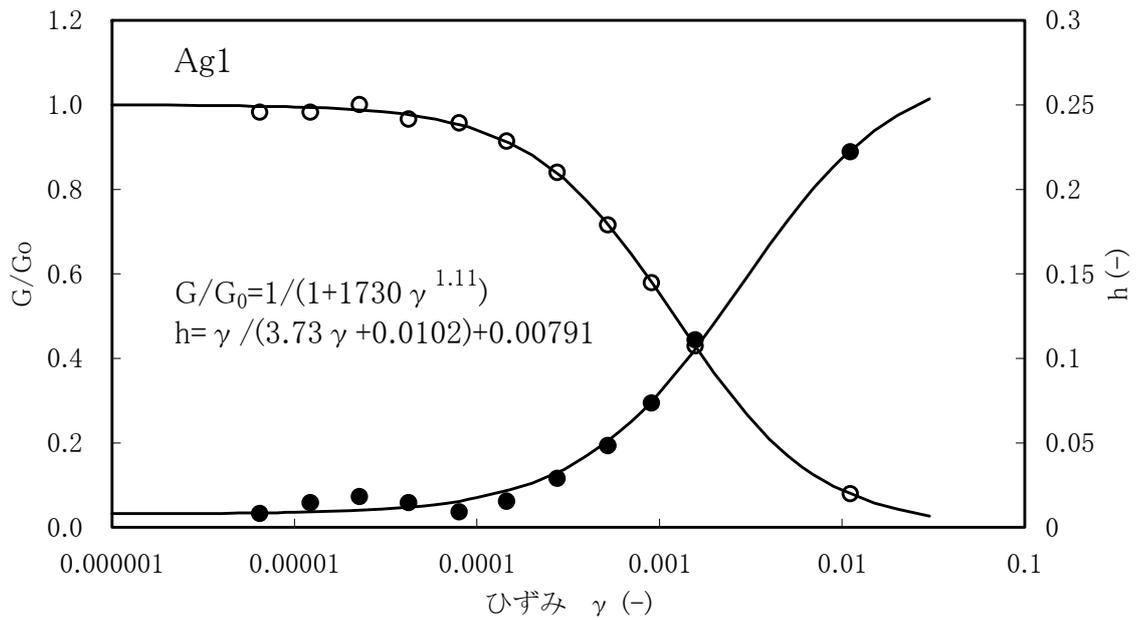
第4-2図 Ag2層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性



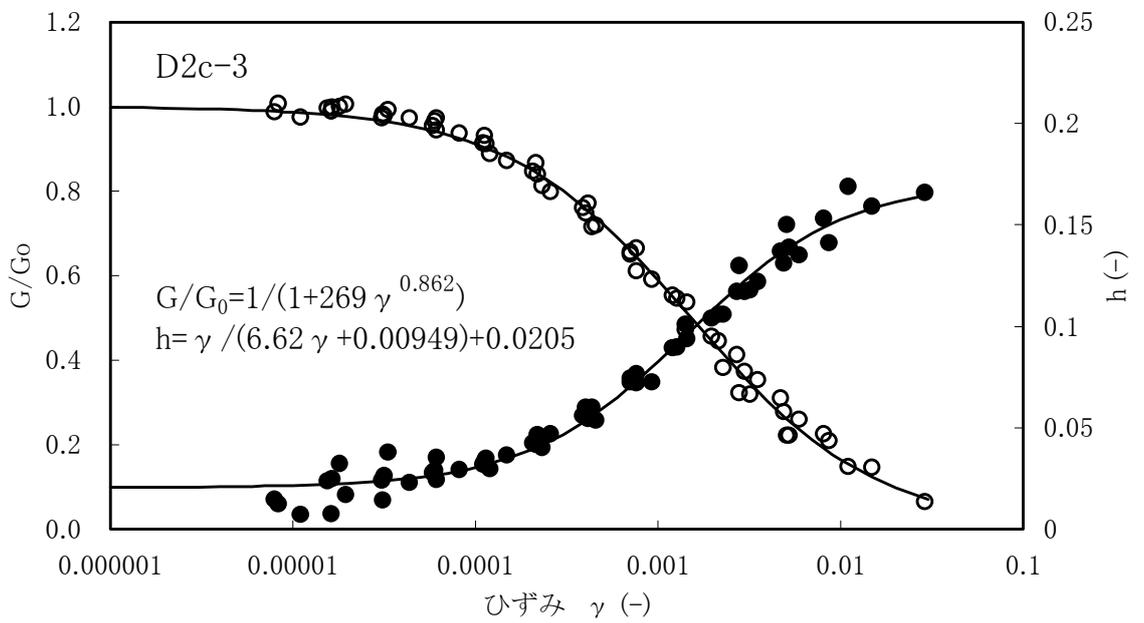
第4-3図 Ac層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性



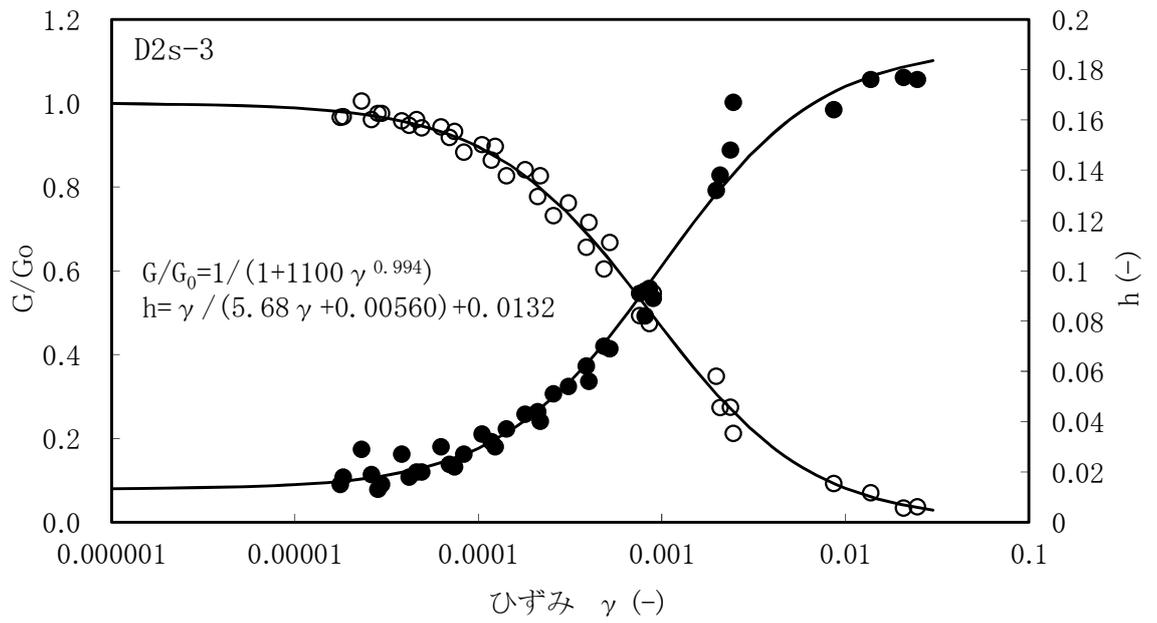
第4-4図 As層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性



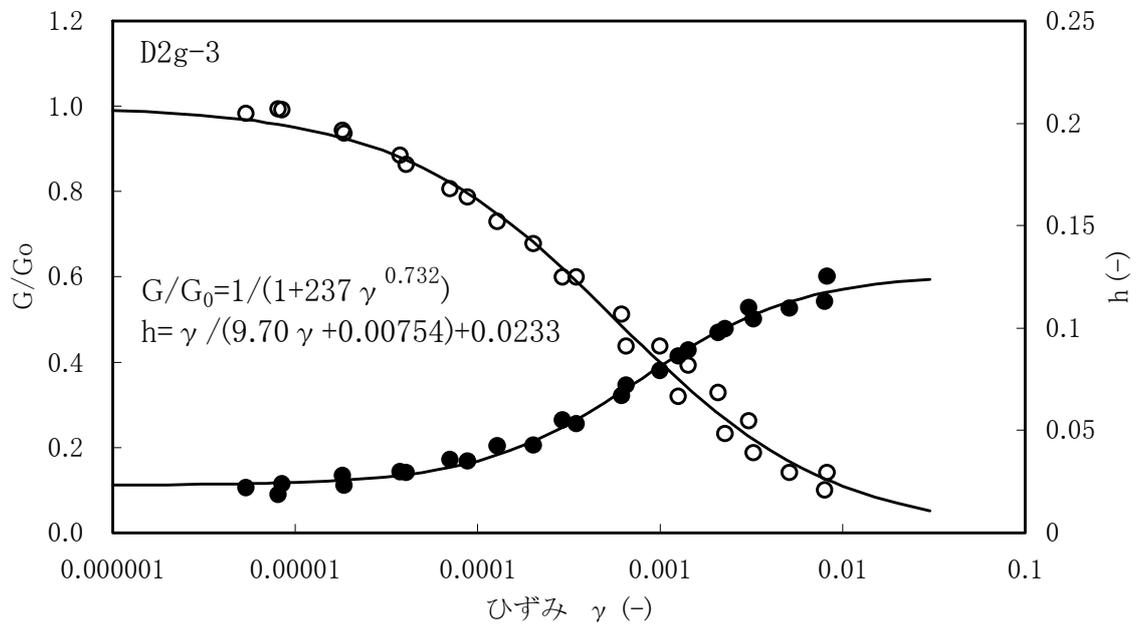
第4-5図 Ag1層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性



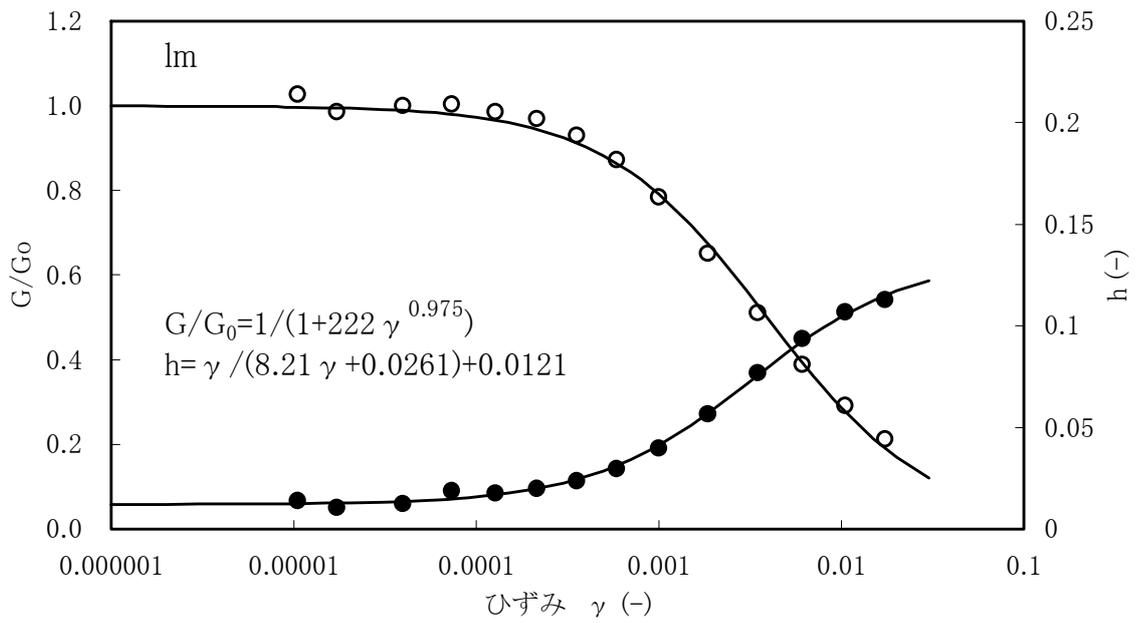
第4-6図 D2c-3層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性



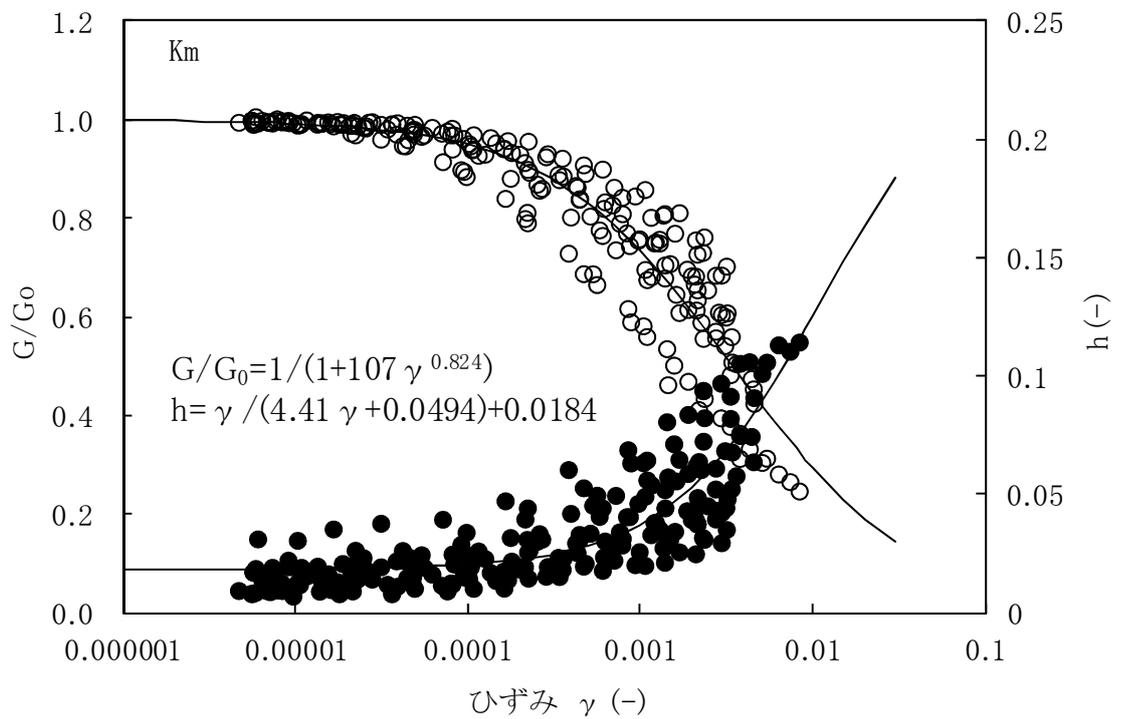
第4-7図 D2s-3層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性



第4-8図 D2g-3層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性



第4-9図 1m層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性



第4-10図 Km層の動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性

第4-2表 解析用物性値の設定根拠

項目	第四系											新第三系	
	埋戻土	du層	Ag2層	Ac層	As層	Ag1層	D2c-3層	D2s-3層	D2g-3層	1m層	D1c-1層	D1g-1層	Km層
密度	f1層	室内物理試験	同じ洪積粘性土であるD2c-3層で代用	強度特性等と併せてAg2層で代用	室内物理試験								
		三軸圧縮試験	三軸圧縮試験	三軸圧縮試験									
静弾性係数	f1層	PS検層と密度より算出	PS検層と密度より算出	PS検層と密度より算出									
		PS検層より算出	PS検層より算出	PS検層より算出									
せん断剛性	f1層	PS検層と密度より算出	PS検層と密度より算出	PS検層と密度より算出									
		PS検層より算出	PS検層より算出	PS検層より算出									
動ポアソン比	f1層	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験									
		繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験									
せん断剛性のひずみ依存性	f1層	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験									
		繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験									
減衰定数	f1層	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験									
		繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験									
強度特性	f1層	三軸圧縮試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験								
		三軸圧縮試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験	繰返し三軸試験								

#### 5.9.4.2 設置許可申請書に記載されていない解析用物性値

追而

#### 5.9.4.3 その他の解析用物性値

その他の解析用物性値として、人工岩盤及び地盤改良体（セメント改良）の解析用物性値を第4-3表～第4-4表に、その設定根拠を第4-5表～第4-6表に示す。人工岩盤については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」等に基づき、第4-3表の通り解析用物性値を設定する。

地盤改良体（セメント改良）については、既設改良体又は既設改良体を模擬した再構成試料による試験結果及び文献（地盤工学への物理探査技術の適用と事例（社団法人地盤工学会，2001年），わかりやすい土木技術ジェットグラウト工法（鹿島出版会 柴崎他，1983年））等を参考に第4-4表の通り解析用物性値を設定する。

なお、上記物性値とは別に、施設設置位置にて地盤改良試験施工を実施した上で、その供試体を用いた試験により当該施設設置位置の物性値を設定する場合がある。

捨石の解析用物性値（追而）

第4-3表 人工岩盤の解析用物性値

	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
人工岩盤 (新設) (f'ck = 18 N/mm <sup>2</sup> )	23.0	0.20	9170*1	0.05	22.0
人工岩盤 (既設) (f'ck = 13.7 N/mm <sup>2</sup> )	23.0	0.20	7830*1	0.05	18.8

注記 \*1: 人工岩盤のせん断剛性は以下の式から算出する。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

(E: ヤング係数,  $\nu$ : ポアソン比)

第4-4表 地盤改良体 (セメント改良) の解析用物性値

項目		地盤改良体 (セメント改良)	
		一軸圧縮強度 (≤ 8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)	一軸圧縮強度 (> 8.5N/mm <sup>2</sup> の場合)
物理特性	密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	改良対象の原地盤の平均密度 × 1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	581	2159
	静ポアソン比 $\nu_s$	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) $q_u$ : 一軸圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	
	動ポアソン比 $\nu_d$	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)
強度特性	粘着力 $C$ (N/mm <sup>2</sup> )	$C = q_u / 2$ $q_u$ : 一軸圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
	ピーク強度 $C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1.44 P + 1.76$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )	$1.60 P + 7.80$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )
	残留強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1.44 P + 0.808$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )	$1.60 P + 2.05$ $P$ : 圧密圧力 (N/mm <sup>2</sup> )

第4-5表 人工岩盤の解析用物性値の設定根拠

	単位体積重量	ポアソン比	せん断剛性	減衰定数	ヤング係数
人工岩盤（新設） ( $f'_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ )	慣用値*1	慣用値*1	ヤング係数と ポアソン比 より算出	慣用値	慣用値*1
人工岩盤（既設） ( $f'_{ck} = 13.7 \text{ N/mm}^2$ )	慣用値*2	慣用値*2	ヤング係数と ポアソン比 より算出	慣用値	慣用値*2

注記 \*1：コンクリート標準示方書 構造性能照査編（（社）土木学会，2002）

\*2：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005）

第4-6表 地盤改良体（セメント改良）の解析用物性値の設定根拠

項目		設定根拠
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	既設改良体のコアによる密度試験に基づき係数（ $\times 1.1$ ）を設定
静的変形特性	静弾性係数 ( $\text{N/mm}^2$ )	既設改良体を模擬した再構成試料による一軸圧縮試験に基づき設定
	静ポアソン比 $\nu_s$	文献*1より設定
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	文献*2より「一軸圧縮強度 $q_u$ ～せん断波速度 $V_s$ 」の関係式を引用し設定
	動ポアソン比 $\nu_d$	既設改良体のPS検層に基づき設定
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	既設改良体を模擬した再構成試料による動的変形試験に基づき、H-Dモデルにて設定
	減衰定数 $h \sim \gamma$	既設改良体を模擬した再構成試料による動的変形試験に基づき、H-Dモデルにて設定
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	一軸圧縮強度 $q_u$ と粘着力 $C$ の関係に基づき設定
	ピーク強度 $C_u (\text{N/mm}^2)$	既設改良体を模擬した再構成試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定
	残留強度 $\tau_0 (\text{N/mm}^2)$	

注記 \*1：建築基礎のための地盤改良設計指針案（（社）日本建築学会，2006）

\*2：地盤工学への物理探査技術の適用と事例（（社）地盤工学会，2001），  
わかりやすい土木技術 ジェットグラウト工法（鹿島出版社 柴崎他，1983）

捨石の解析用物性値の設定根拠（追而）

### 5.9.5 極限支持力

極限支持力は、道路橋示方書の支持力算定式等に基づき、対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

#### 5.9.5.1 直接基礎の支持力算定式

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

##### ・極限支持力算定式（直接基礎）

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

$q_d$  : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$c$  : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

$\gamma_2$  : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量  
(kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

$\alpha, \beta$  : 基礎底面の形状係数

$B$  : 基礎幅 (m)

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 支持力係数

#### 5.9.5.2 杭基礎の支持力算定式

道路橋示方書による杭基礎における各工法の支持力算定式を以下に示す。豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合がある。

##### ・極限支持力算定式（杭基礎[中掘り工法]）

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 杭先端面積 (m<sup>2</sup>)

$U$  : 杭の周長 (m)

$L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

- ・極限支持力算定式（杭基礎[打込み工法]）

$$R_u = P_u + U \sum L_i f_i$$

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$P_u$  : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A_t$  : 鋼管杭の先端純断面積 (m<sup>2</sup>)

$A_i$  : 鋼管杭の先端閉塞面積 (m<sup>2</sup>)

$A$  : 鋼管杭の先端面積 (m<sup>2</sup>)

$U$  : 杭の周長 (m)

$L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

### 5.9.5.3 地中連続壁基礎の支持力算定式

道路橋示方書による地中連続壁基礎における支持力算定式を以下に示す。

- ・極限支持力算定式（地中連続壁基礎）

$$R_u = q_d A$$

$R_u$  : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

$q_d$  : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 基礎の底面積（内部土は含まない） (m<sup>2</sup>)

## 5.9.6 地盤の速度構造

### 5.9.6.1 入力地震動策定に用いる地下構造モデル

入力地震動の策定に用いる地下構造モデルについては、**浸水防護施設**の地層構成に基づき、解放基盤表面（EL. -370 m）から解析モデル入力位置までをモデル化する。地下構造モデルの概要を第6-1表に示す。

第6-1表 入力地震動の策定に用いる地下構造モデル

地層	新第三系 (Km層)	基盤
標高	解析モデル入力位置 ~ EL. -370 m	EL. -370 m以深
P波速度 $V_p$ (m/s)	$V_p = V_s \sqrt{\frac{2(1-\nu_d)}{1-2\nu_d}}$	1988 (z=-370m)
S波速度 $V_s$ (m/s)	$V_s = 433 - 0.771 \cdot z$ z : 標高 (m)	718 (z=-370m)
動ポアソン比 $\nu_d$	$\nu_d = 0.463 + 1.03 \times 10^{-4} \cdot z$ z : 標高 (m)	0.425 (z=-370m)
密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho = 1.72 - 1.03 \times 10^{-4} \cdot z$ z : 標高 (m)	1.76 (z=-370m)
せん断剛性の ひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$\frac{1}{1 + 107 \gamma^{0.824}}$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	—
減衰定数 $h \sim \gamma$	$\frac{\gamma}{(4.41 \gamma + 0.0494)} + 0.0184$ $\gamma$ : せん断ひずみ (-)	0.03

5.9.6.2 地震応答解析に用いる地盤の解析モデル

「5.9.3 評価対象施設周辺の地質 第3-1図」に示すボーリング孔を利用して実施したPS 陰層の結果に基づく地層ごとのせん断波速度 $V_s$ 及び粗密波速度 $V_p$ を第6-2表に示す。

地震応答解析に用いる地盤の解析モデルの作成に当たっては、「5.9.3.1 評価対象施設周辺の地質」において作成した地質図を基に、地盤の速度構造を適切に反映できる深度までモデル化する。

第6-2表 PS 陰層結果

地層			平均値		平均有効主応力依存式 $V_s = A \times (\sigma'_m)^{0.25}$
			$V_s$ (m/s)	$V_p$ (m/s)	係数A
第四系	du層	不飽和	210	482	82.8598
		飽和		1850	82.2410
	Ag2層	不飽和	240	446	71.5266
		飽和		1801	78.7716
	Ac層	飽和	$163-1.54 \cdot z$	$1240-1.93 \cdot z$	58.0616
	As層	飽和	$211-1.19 \cdot z$	$1360-1.78 \cdot z$	65.1014
	Ag1層	飽和	350	1950	82.6980
	D2c-3層	飽和	270	1770	78.1556
	D2s-3層	飽和	360	1400	104.4247
	D2g-3層	飽和	500	1879	136.1685
	lm層	不飽和	130	1160	40.9503
	D1c-1層	飽和	280	1730	—
	D1g-1層	不飽和	390	903	110.6364
飽和		1757		107.0330	
新第三系	Km層	飽和	$433-0.771 \cdot z$	$1650-0.910 \cdot z$	—

$z$  : 標高 (m)

$\sigma'_m$  : 平均有効主応力 (kN/m<sup>2</sup>)

A : 最小二乗法の回帰係数



## 5.10 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて

### 5.10.1 概要

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

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

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

### 5.10.2 津波荷重と余震荷重の組合せについて

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

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

### 5.10.3 津波荷重と漂流物荷重の組合せについて

津波荷重と漂流物荷重の組合せについては，実際に施設に作用する荷重としては，津波による最大荷重と漂流物による最大荷重が同時に作用する可能性は小さいものの，保守的な評価を行う観点から，津波による最大荷重（最大波高時における波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における漂流物荷重）の組合せを考慮することとしている。

津波シミュレーション結果においても，防潮堤前面における最大波高時の流速は，0.3 m/s 程度である。また，最大流速時における水位は最高水位と比較して十分に小さく，防潮堤前面で T.P. +8.1 m 程度である。

このことから，津波による最大荷重（最大波高時における波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における漂流物荷重）の組合せの考慮は十分保守的な設定であり，さらに漂流物荷重の設定において，最大流速に 4 割程度の余裕を考慮した値を用いていることから，十分な余裕を有しているといえる。

### 5.10.4 津波荷重，余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて

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

5.10.2 で示すように，津波荷重と余震荷重の組合せにおいては，最大荷重が同時に作

用する可能性は小さいことから、津波により浸水している状態で余震が発生することを想定し、津波荷重は入力津波による浸水深さに応じた静水圧とする。なお、津波により浸水している状態においては、5.10.3 で示すように、最大流速による漂流物荷重は作用する可能性が小さいと考えられるが、十分な余裕を有した設定とするために、これを考慮する。

表 5.10-1 に荷重の組合せの考え方を示す。津波防護施設である防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に作用する荷重の組合せによる水平力のイメージ図を、図 5.10-1～図 5.10-3 に示す。なお、荷重の比較に当たっては、線上構造であり、海側から作用する津波荷重及び漂流物荷重に対して構造上厳しくなることを踏まえ、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁を対象とする。

表 5.10-1 荷重の組合せの考え方

組合せ	津波荷重	余震荷重	漂流物荷重	備考
津波荷重 +余震荷重	波力 (最大波高)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	—	最大荷重どうしの組合せ (図 5.10-1)
津波荷重 +漂流物荷重	波力 (最大波高)	—	漂流物荷重 (最大流速)	最大荷重どうしの組合せ (図 5.10-2)
津波荷重 +余震荷重 +漂流物荷重	静水圧 (最大浸水深さ)	慣性力+動水圧 (最大加速度)	漂流物荷重 (最大流速)	津波により浸水している状態での余震を想定 (図 5.10-3)

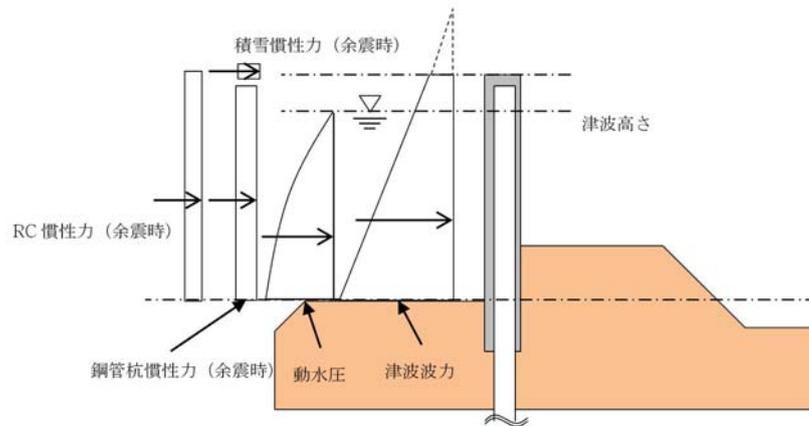


図 5.10-1 津波荷重+余震荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図  
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)

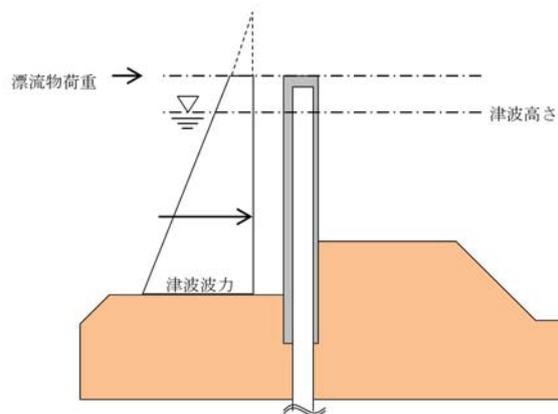


図 5.10-2 津波荷重+漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図  
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)

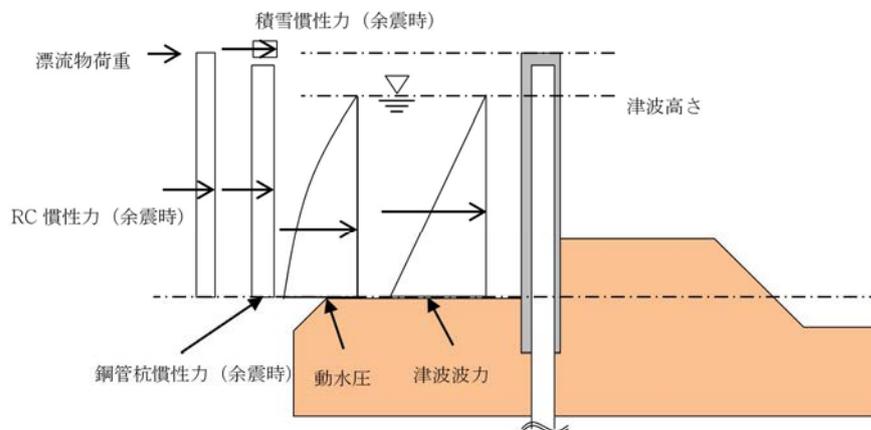


図 5.10-3 津波荷重+余震荷重+漂流物荷重による構造物に作用する水平力のイメージ図  
(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)

5.10.5 津波荷重，余震荷重及び漂流物荷重の組合せの取り扱いについて

表 5.10-2 に鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に作用する水平力の比較を示す。津波荷重，余震荷重及び漂流物荷重を組み合わせた荷重は，津波荷重（最大荷重）と余震荷重（最大荷重）を組み合わせた荷重又は津波荷重（最大荷重）と漂流物荷重（最大荷重）を組み合わせた荷重に包絡されることを確認する。

表 5.10-2 水平力の比較（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）

組合せ	荷重の種類	水平力	漂流物荷重
津波荷重 +余震荷重	(津波波力) + (慣性力, 動水圧)	$\overline{\text{追而}}$ kN/m	—
津波荷重 +漂流物荷重	(津波波力) + (漂流物荷重)	$\overline{\text{追而}}$ kN/m	$\overline{\text{追而}}$ kN
津波荷重 +余震荷重 +漂流物荷重	(静水圧) + (慣性力, 動水圧) + (漂流物荷重)	$\overline{\text{追而}}$ kN/m	$\overline{\text{追而}}$ kN

## 5.11 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について

### 5.11.1 概要

津波防護施設の評価対象断面は、各構造物の構造及び地質の特徴を踏まえ選定している。本資料においては、各構造物の評価対象断面の選定における考え方を整理することで、評価対象断面の妥当性について説明する。

第 5.11.1-1表に各構造物の断面選定結果一覧を示す。

第 5.11.1-1表 各構造物の断面選定結果一覧

構造物	選定断面	選定理由
防潮堤（鋼製防護壁）	A-A	縦断方向断面のうち、鋼製防護壁中心位置の断面
	B-B	横断方向断面のうち、北側地中連続壁中心位置の断面
	C-C	横断方向断面のうち、南側地中連続壁中心位置の断面
防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）	E-E	防潮壁縦断方向断面のうち、第四紀層が厚い断面
	F-F	防潮壁横断方向断面のうち、第四紀層が厚い断面
	G-G	防潮壁横断方向断面のうち、第四紀層が厚い断面 （防潮扉の検討断面）
	H-H	防潮壁縦断方向断面のうち、第四紀層が厚い断面 （防潮扉の検討断面）
防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））	①-①	防潮壁横断方向断面のうち、躯体中心位置の断面
	②-②	防潮壁縦断方向断面のうち、防潮壁中心位置の断面
	③-③	防潮壁縦断方向断面のうち、放水路ゲート位置の断面
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	（追而）	（追而）
貯留堰	EW-1	第四紀層が厚い断面（護岸接続部及び貯留堰取付護岸の検討断面）
	EW-2	第四紀層が厚い断面（貯留堰本体の検討断面）
	NS-1	第四紀層が厚い断面（護岸接続部の検討断面）
防潮扉	A-A	防潮扉横断方向断面のうち、躯体中心位置の断面
	B-B	防潮扉縦断方向断面のうち、扉体位置の断面
構内排水路逆流防止設備（集水枡）	I-2	津波の影響が大きく、かつ地盤の変位量が大きくなる過圧密粘土層が最も厚く堆積する断面

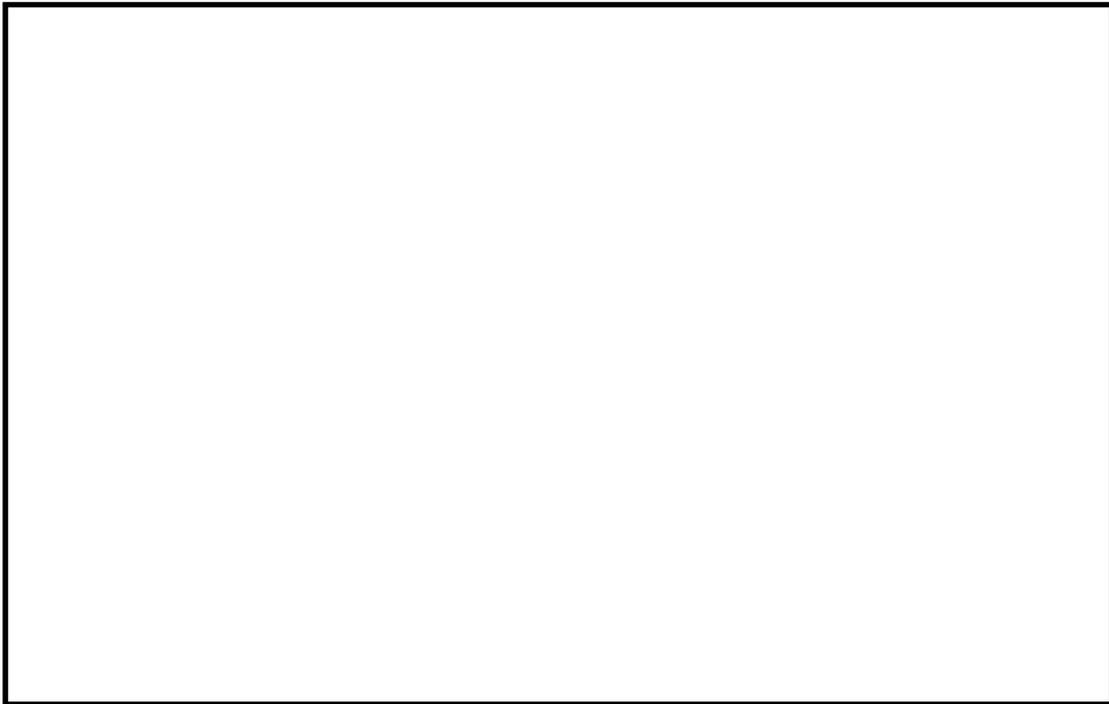


### 5.11.2 防潮堤（鋼製防護壁）

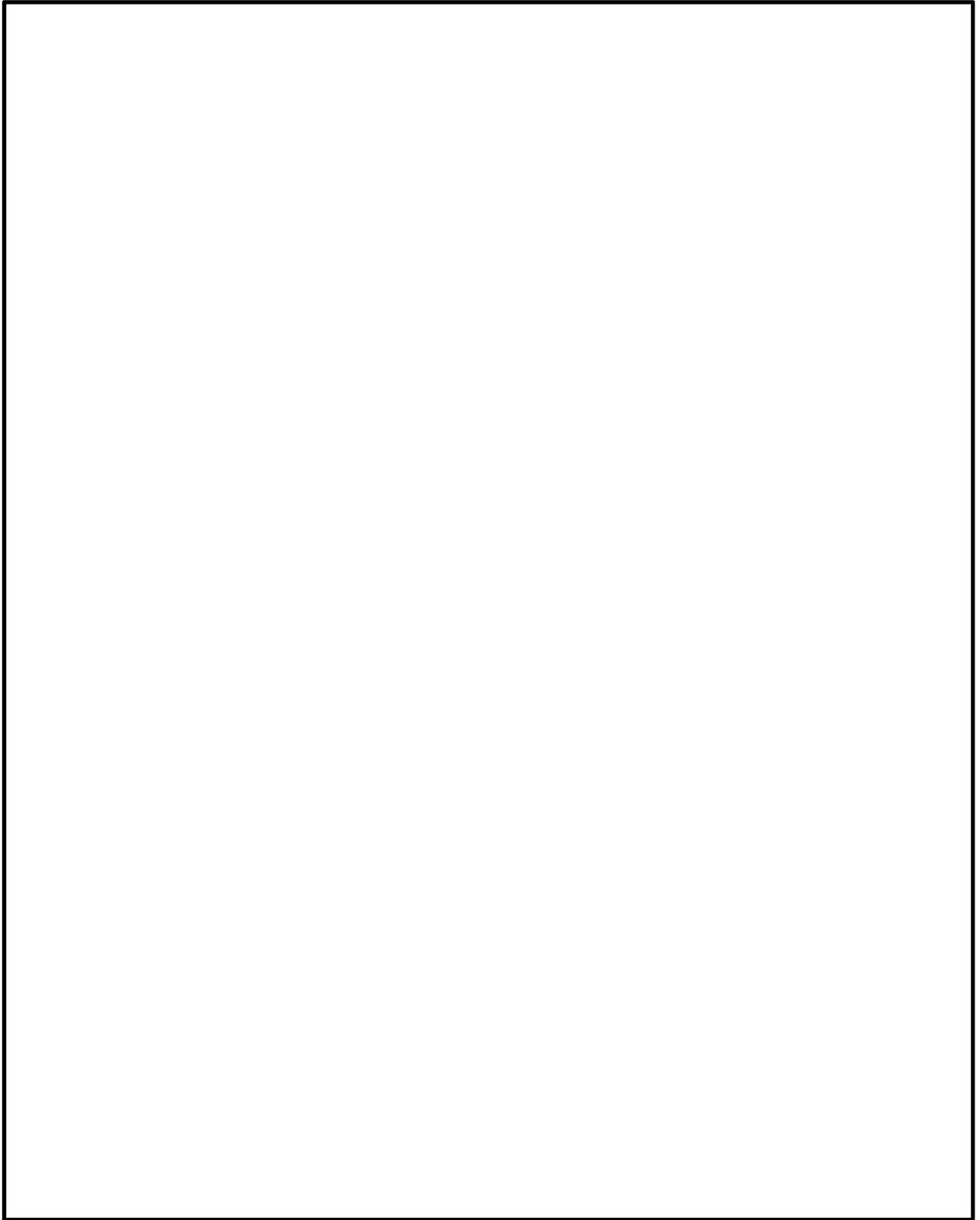
鋼製防護壁の平面配置図を第 5.11.2-1 図に，構造図を第 5.11.2-2 図に，断面図を第 5.11.2-3 図に示す。

鋼製防護壁は，幅約 81 m，高さ約 17 m，奥行約 5 m の鋼製の構造物であり，幅約 50 m の取水構造物を横断し，取水構造物の側方の地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

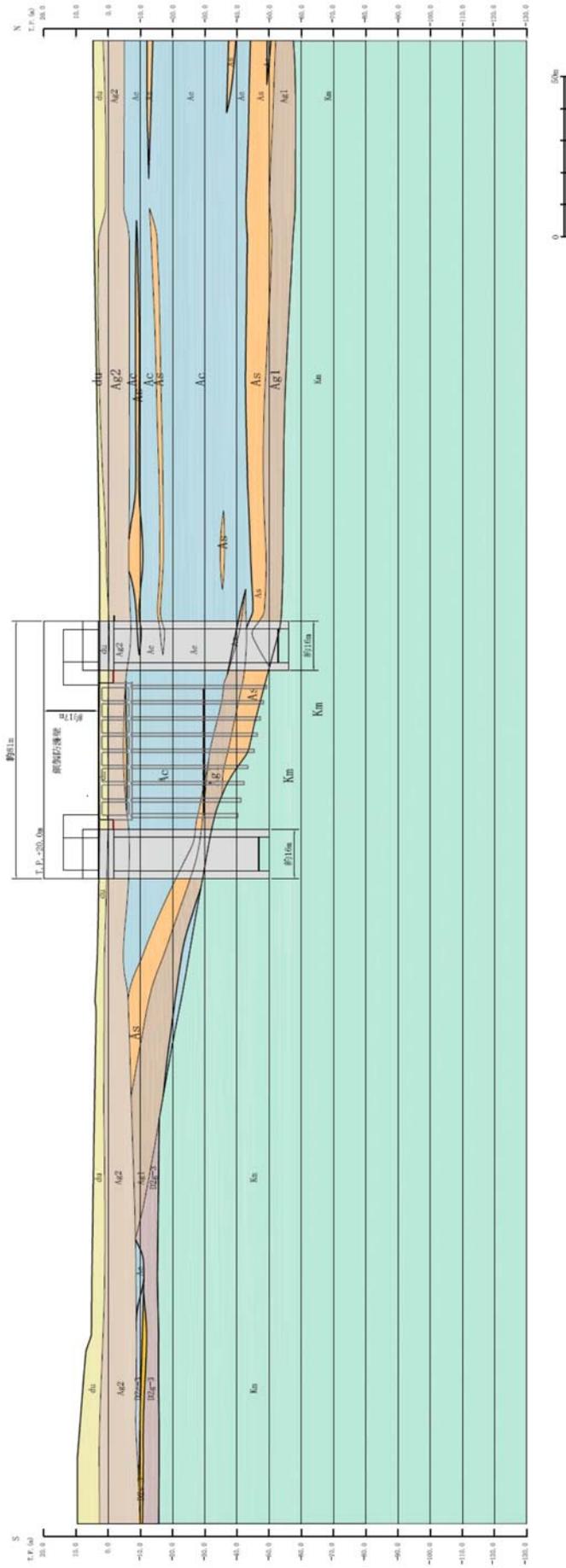
鋼製防護壁（上部工）と地中連続壁基礎（下部工）は，鋼製防護壁アンカーによって剛結合し一体構造とする。



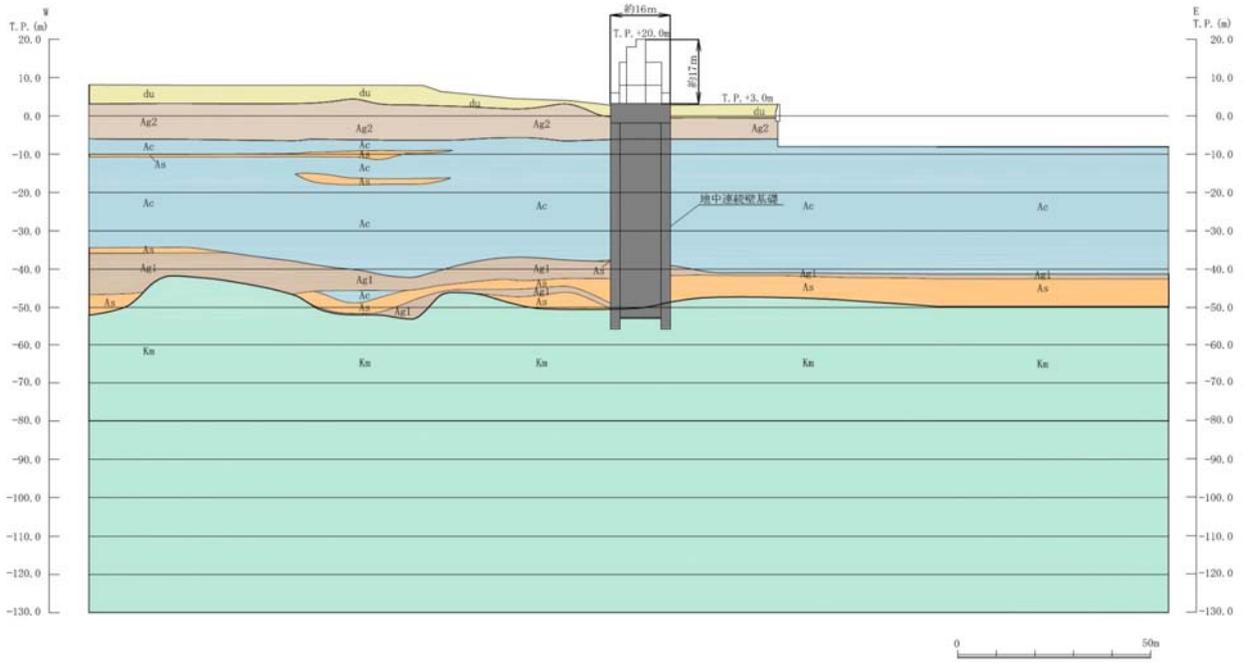
第 5.11.2-1 図 鋼製防護壁平面配置図



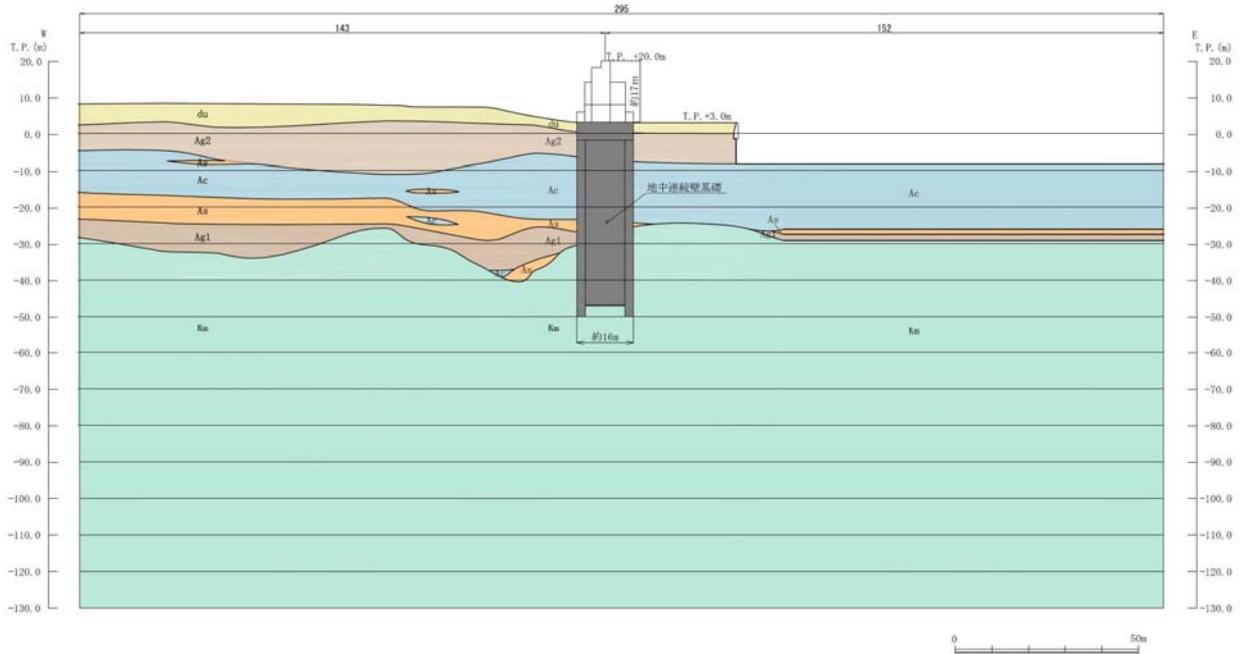
第 5.11.2-2 図 鋼製防護壁構造図



第 5.11.2-3 図 (1) 鋼製防護壁断面図 (A-A 断面)



第 5.11.2-3 図 (2) 鋼製防護壁断面図 (B-B 断面)



第 5.11.2-3 図 (3) 鋼製防護壁断面図 (C-C 断面)

(1) 評価候補断面の整理

評価候補断面の特徴を第 5.11.2-1 表に示す。

鋼製防護壁の地中連続壁基礎は、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。鋼製防護壁周辺の地質は、岩盤上面が南側から北側に傾斜し、その上部に第四紀層が堆積しているため、第四紀層は北側で厚く分布している。

A-A断面は縦断方向の断面であり、上部工に対しては相対的に断面係数が大きい強軸断面方向となる。

B-B断面は北側基礎を通る横断方向断面、C-C断面は南側基礎を通る横断方向断面であり、北側の断面であるB-B断面はC-C断面と比較して第四紀層が厚い。また、北側の断面であるB-B断面はC-C断面と比較して地中連続壁基礎の下端深度が大きい。

第 5.11.2-1 表 鋼製防護壁評価候補断面の特徴

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
A-A	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鋼製防護壁の強軸断面方向である。</li> <li>・ 上部工の断面係数が大きいいため、地中連続壁基礎に対する拘束効果が大きい。</li> <li>・ 南北の地中連続壁基礎の下端深度が異なる。</li> </ul>	<p>岩盤上面が南側から北側へ傾斜し、その上部に第四紀層が堆積している。</p>	—
B-B	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鋼製防護壁の弱軸断面方向である。</li> <li>・ 南側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が深い。</li> </ul>	<p>第四紀層がC-C断面よりも厚い。</p>	—
C-C	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 鋼製防護壁の弱軸断面方向である。</li> <li>・ 北側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が浅い。</li> </ul>	<p>第四紀層がB-B断面よりも薄い。</p>	—

(2) 評価対象断面の選定

鋼製防護壁の上部工は、相対的に断面係数が大きい縦断方向が強軸断面方向となる。

一方、地中連続壁基礎は取水構造物を挟んで南側北側それぞれに設置されており、平面形状が正方形で、明確な弱軸断面方向は存在しない。また、北側と南側で下端深度及び地盤条件が異なる。

鋼製防護壁の耐震評価においては、構造物の構造及び地質の特徴を踏まえ、北側及び南側それぞれの地中連続壁基礎の地震応答を算定し、それに基づく上部工の評価を行うことから、縦断方向 1 断面（A－A断面）及び南北基礎の横断方向（堤軸に対して直交する方向）2 断面（B－B断面，C－C断面）の全てを評価対象断面とする。

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を第 5.11.2-2 表に示す。

第 5.11.2-2 表 鋼製防護壁評価対象断面の選定結果

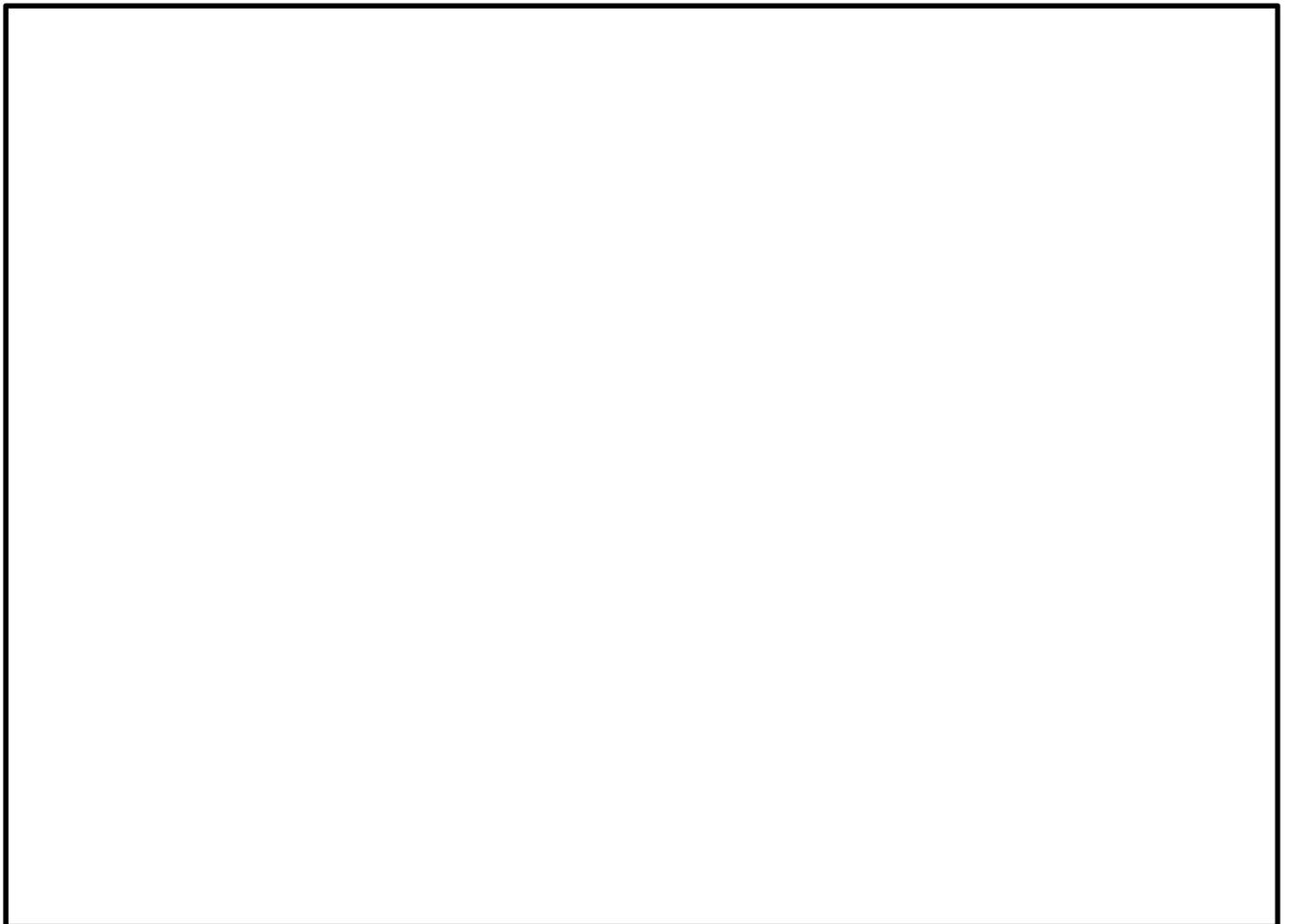
断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
A-A	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製防護壁の強軸断面方向である。</li> <li>上部工の断面係数が大きいいため、地中連続壁基礎に対する拘束効果が大さい。</li> <li>南北の地中連続壁基礎の下端深度が異なる。</li> </ul>	<p>岩盤上面が南側から北側へ傾斜し、その上部に第四紀層が堆積している。</p>	—	○	<p>縦断面方向の評価対象断面として選定する。</p>
B-B	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製防護壁の弱軸断面方向である。</li> <li>南側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が深い。</li> </ul>	<p>第四紀層がC-C断面よりも厚い。</p>	—	○	<p>北側横断面方向の評価対象断面として選定する。</p>
C-C	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製防護壁の弱軸断面方向である。</li> <li>北側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が浅い。</li> </ul>	<p>第四紀層がB-B断面よりも薄い。</p>	—	○	<p>南側横断面方向の評価対象断面として選定する。</p>

### 5.11.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）

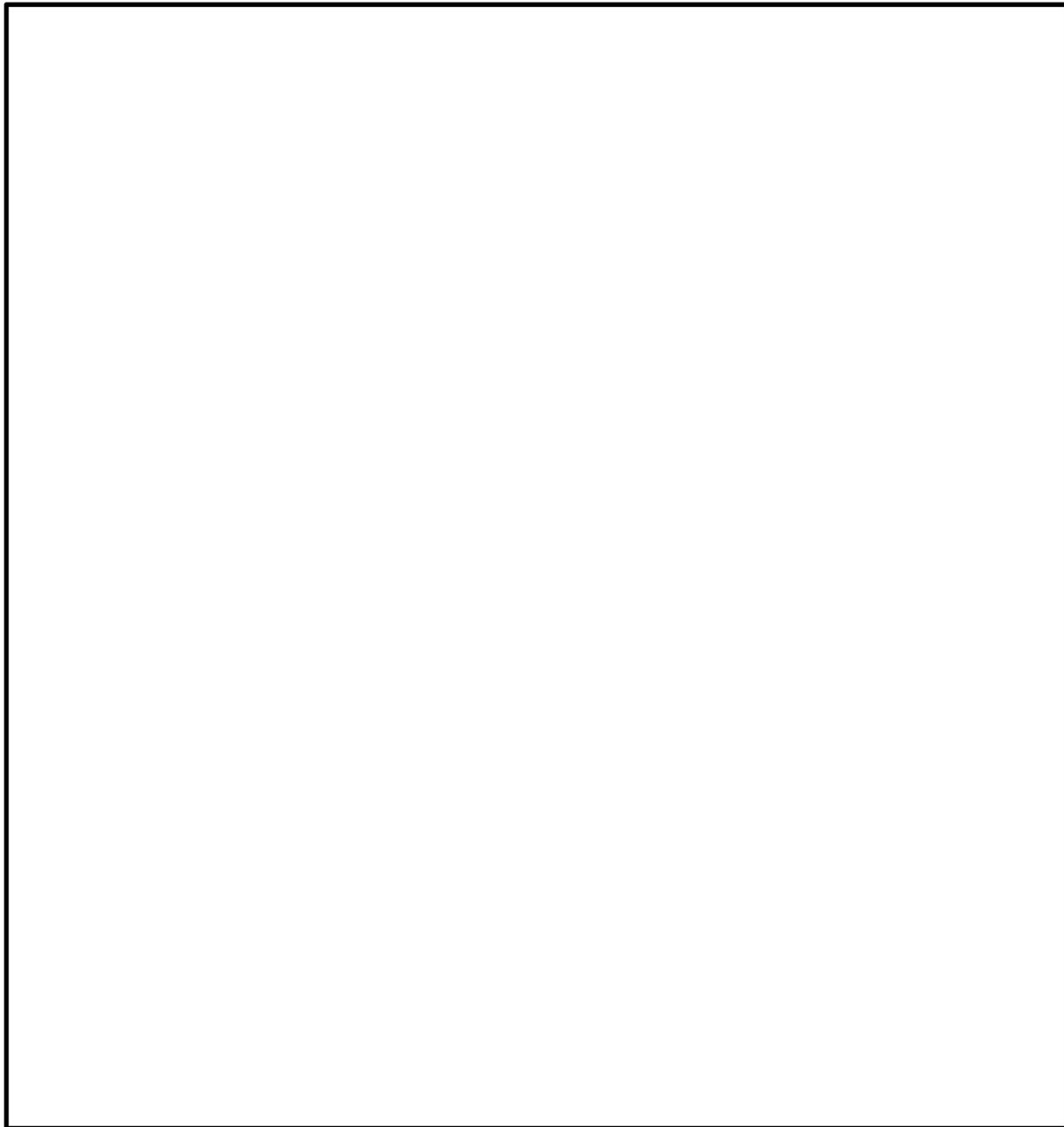
鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図を第 5.11.3-1 図に，構造図を第 5.11.3-2 図に，断面図を第 5.11.3-3 図に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁は，1 ブロックの縦断方向長さ 11 m～20 m 程度，天端高 T.P. +20 m，奥行約 10 m の鉄筋コンクリート造の構造物であり，ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は，地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

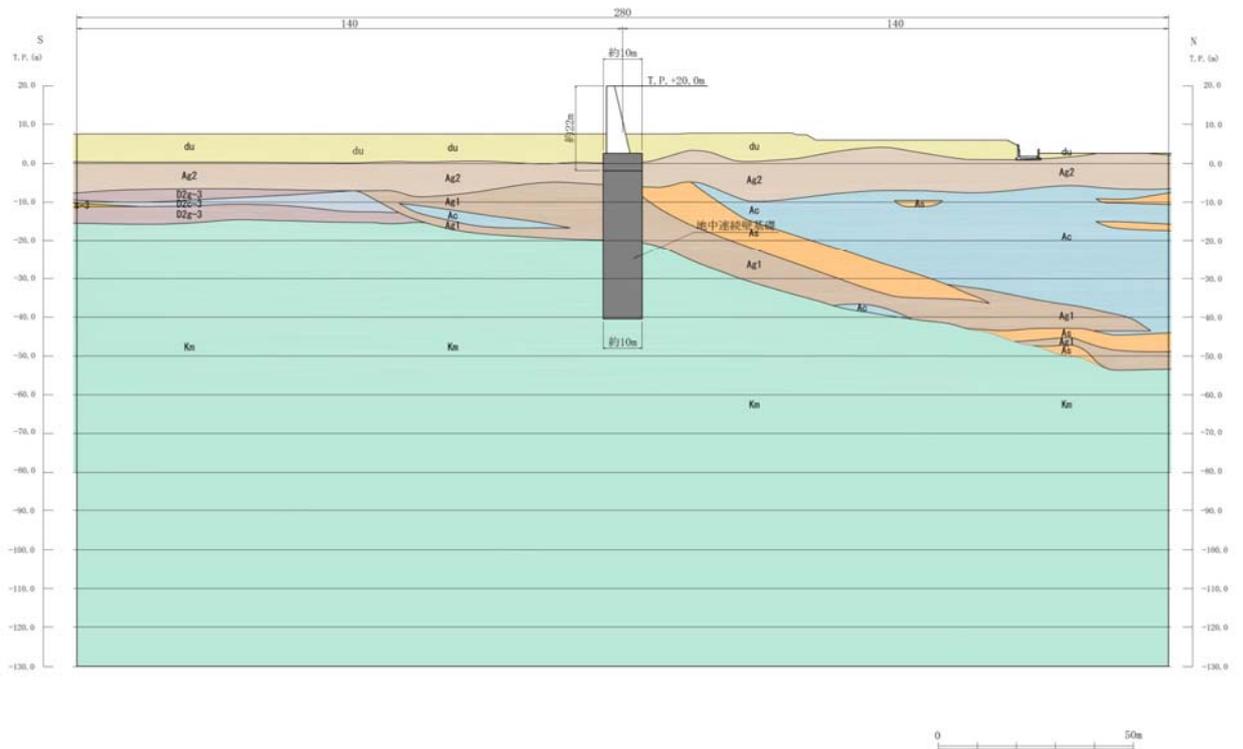
鉄筋コンクリート防潮壁（上部工）のたて壁と地中連続壁基礎（下部工）とは，鉄筋コンクリートフーチングを介して一体構造とする。また，北側の鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉を設置する。



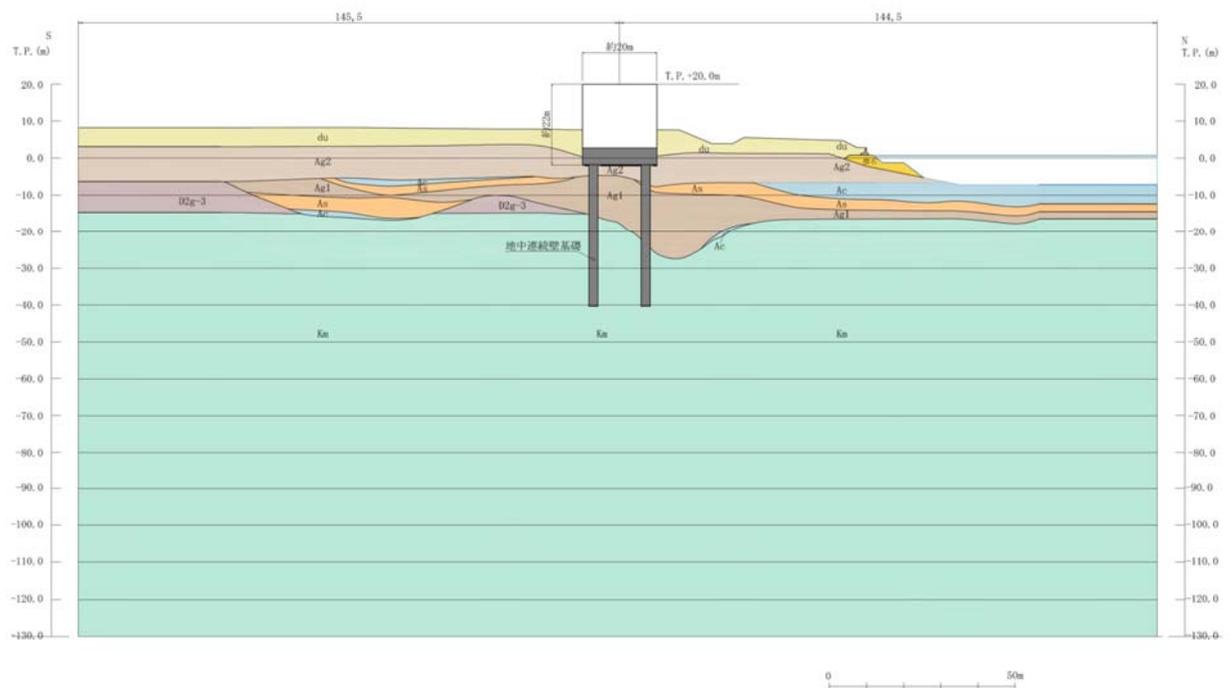
第 5.11.3-1 図 鉄筋コンクリート防潮壁平面配置図



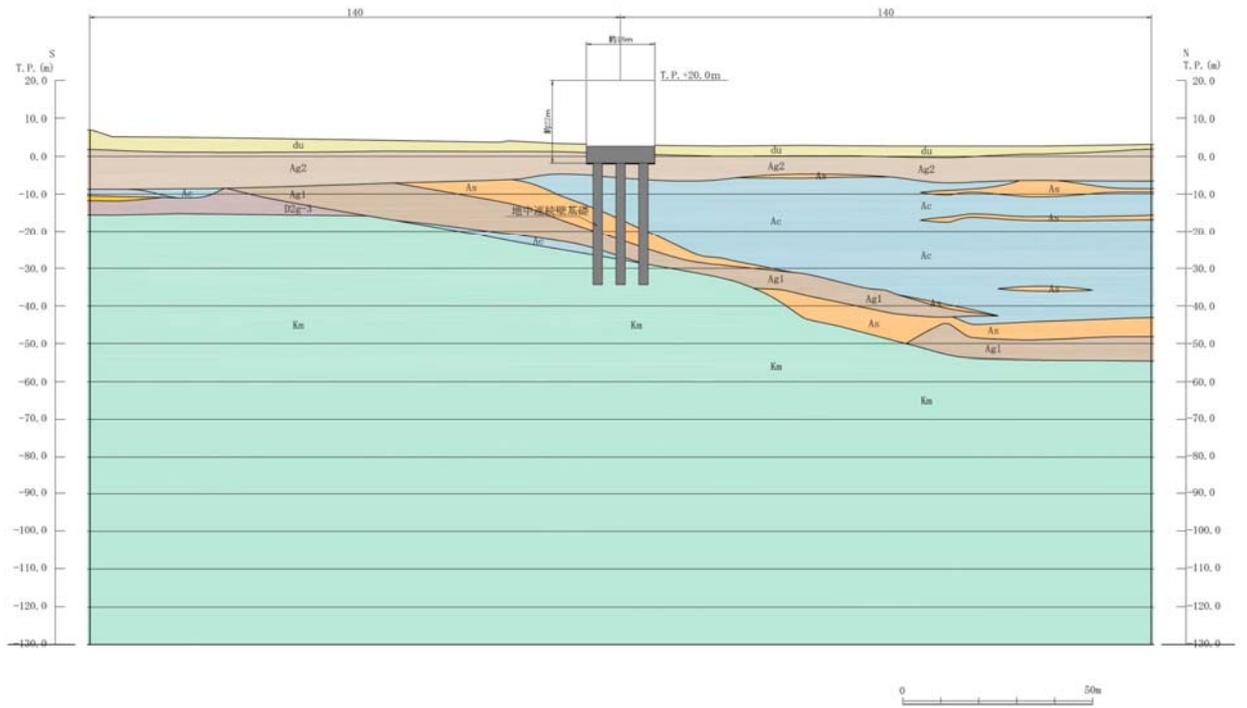
第 5.11.3-2 図 鉄筋コンクリート防潮壁構造図



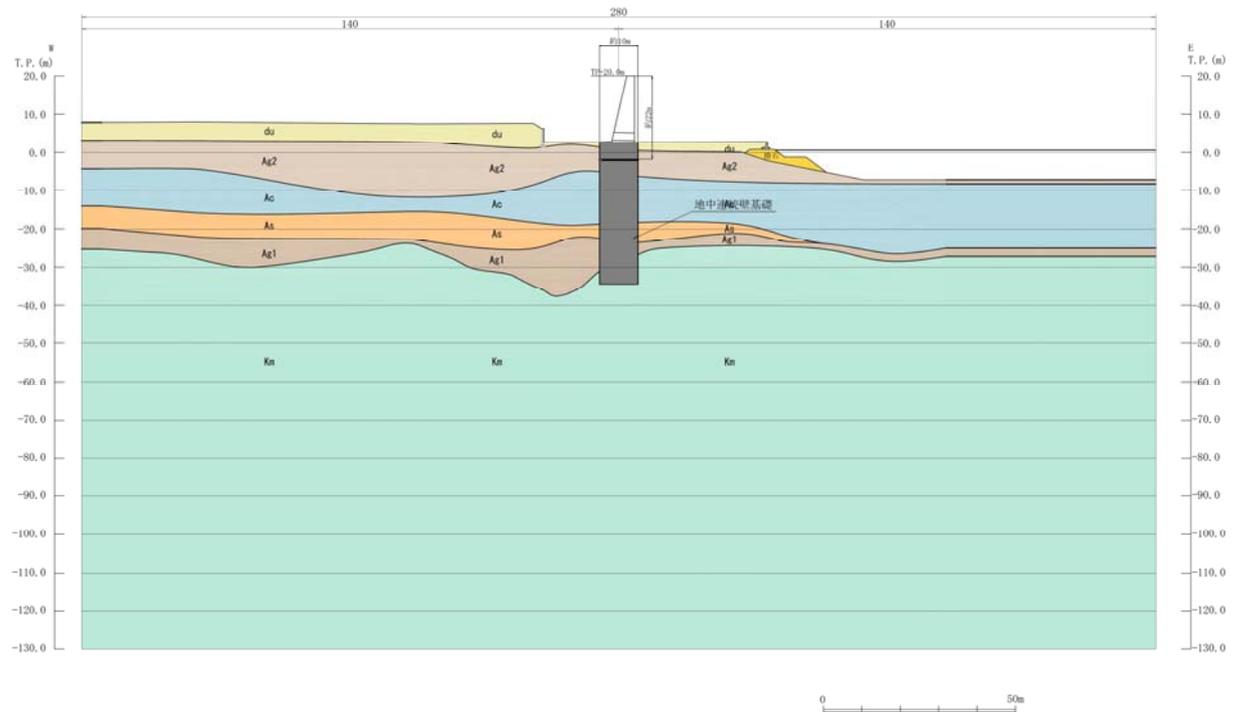
第 5.11.3-3 図 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁断面図(A-A断面)



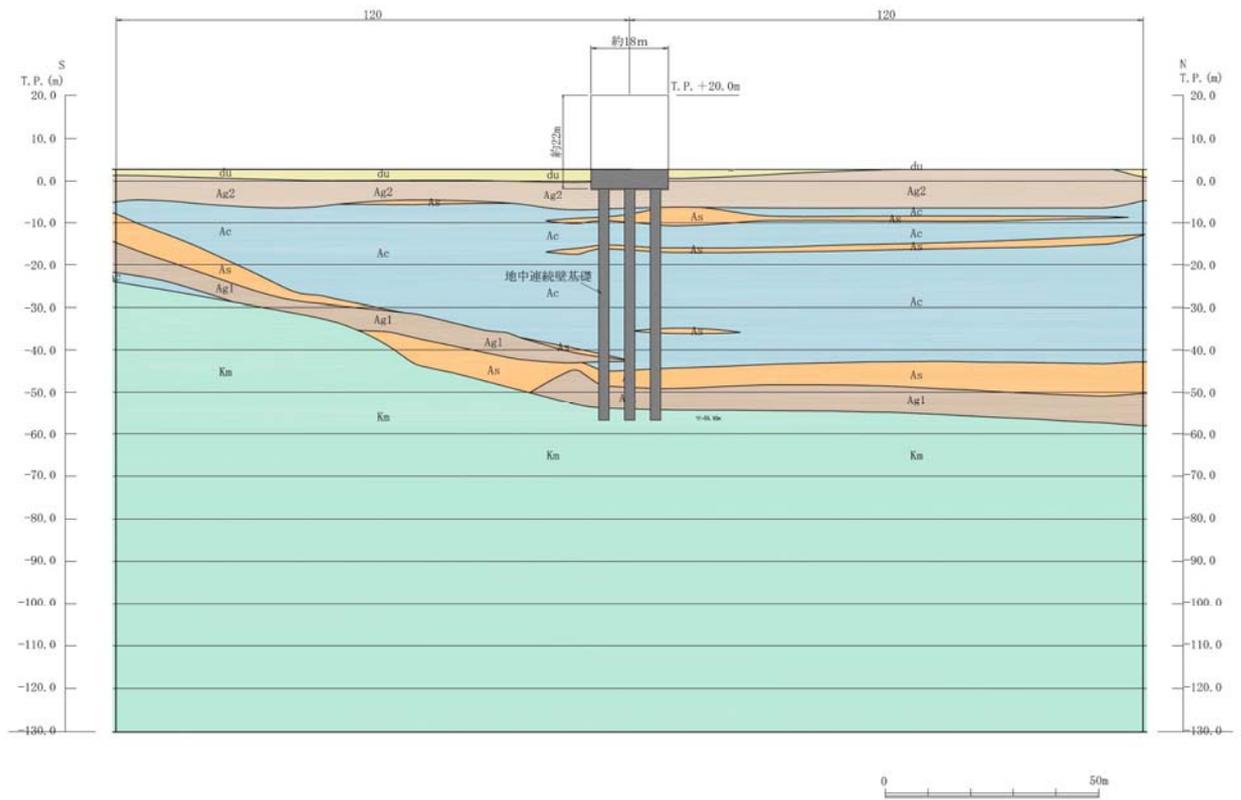
第 5.11.3-3 図 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁断面図(B-B断面)



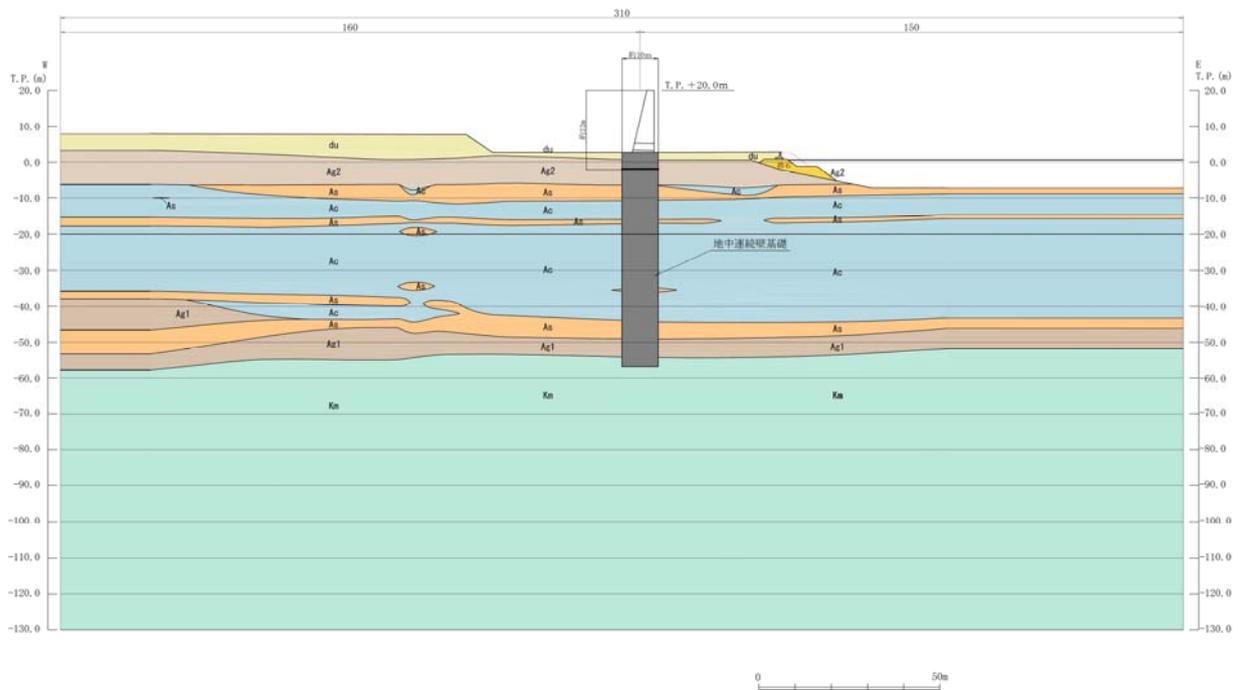
第 5.11.3-3 図 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁断面図(C-C断面)



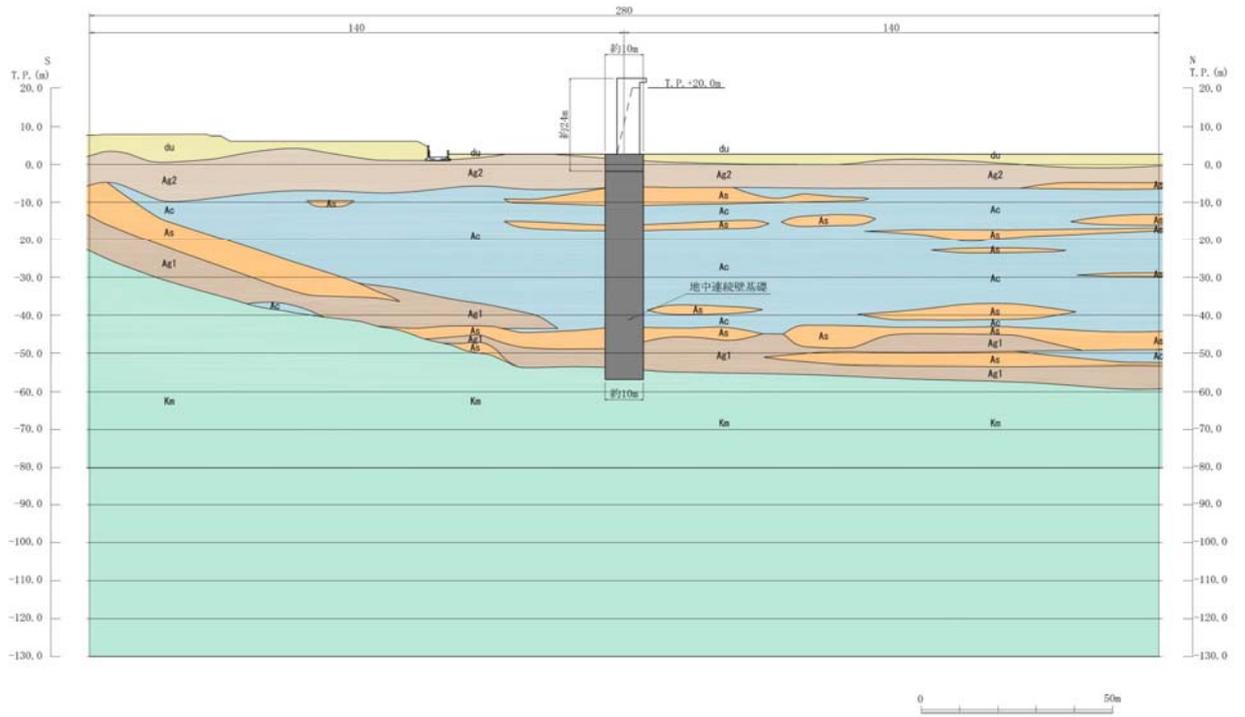
第 5.11.3-3 図 (4) 鉄筋コンクリート防潮壁断面図(D-D断面)



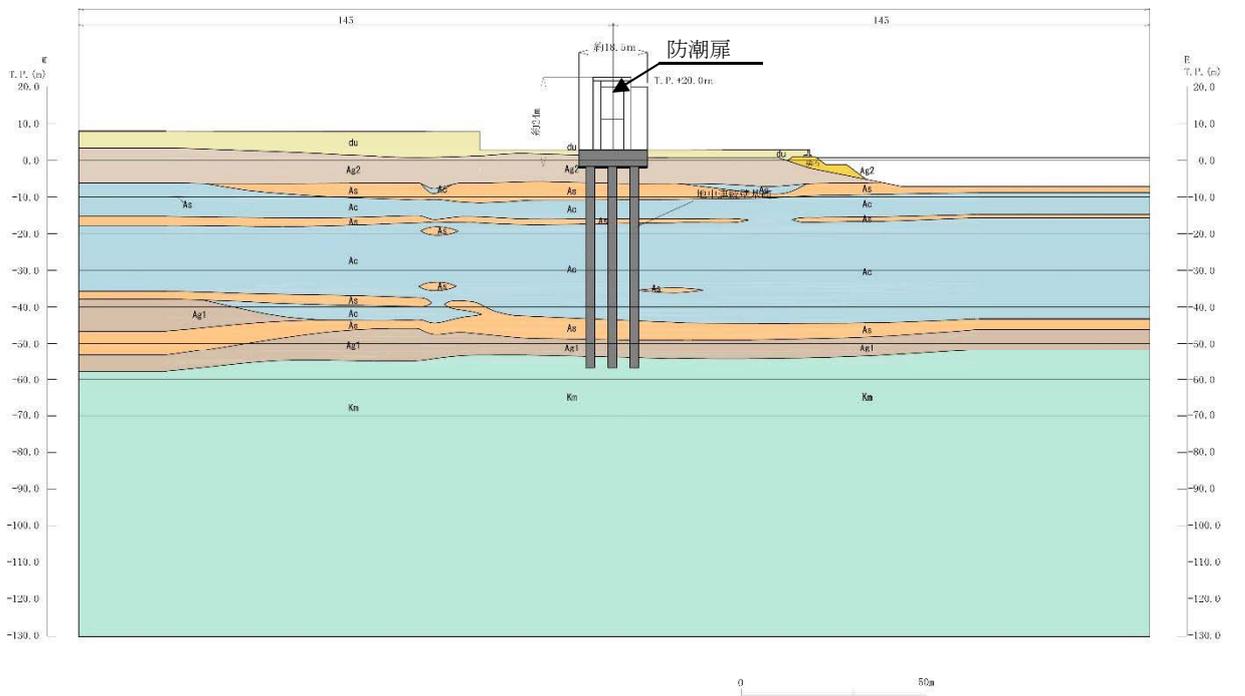
第 5.11.3-3 図 (5) 鉄筋コンクリート防潮壁断面図(E-E断面)



第 5.11.3-3 図 (6) 鉄筋コンクリート防潮壁断面図(F-F断面)



第 5.11.3-3 図 (7) 鉄筋コンクリート防潮壁断面図(G-G断面)



第 5.11.3-3 図 (8) 鉄筋コンクリート防潮壁断面図(H-H断面)

(1) 評価候補断面の整理

鉄筋コンクリート防潮壁の地中連続壁基礎（下部工）は、岩盤に直接設置する。鉄筋コンクリート防潮壁周辺の地質は、岩盤上面が南側から北側に傾斜し、その上部に第四紀層が堆積しているため、第四紀層は北側で厚く分布している。岩盤上面の分布は、南側の東西方向では起伏があり、北側の東西方向では概ね水平成層である。

従って、取水構造物の南側及び北側それぞれについて、防潮堤の法線方向が汀線方向、汀線直交方向となる範囲毎に評価候補断面を設定する。

評価候補断面の特徴を第 5.11.3-1 表に示す。

A-A断面～D-D断面は南側の、E-E断面～H-H断面は北側の断面である。

鉄筋コンクリート防潮壁の縦断方向（堤軸方向）の断面（B-B断面、C-C断面、E-E断面、H-H断面）は、上部工の観点からは、加振方向と平行に躯体が連続して配置されるため強軸断面方向となる。横断方向（堤軸直交方向）の断面（A-A断面、D-D断面、F-F断面、G-G断面）は、同様に上部工の観点からは、加振方向と平行に配置される躯体奥行が有限長であることから、弱軸断面方向となる。一方、地中連続壁基礎は、縦断方向が加振方向と平行に配置される部材の断面係数が小さいことから弱軸断面方向となる。

A-A断面（B-B断面）位置の地表面高さはT.P.約+7.7 mであることに対して、その他の断面位置の地表面高さはT.P.約+3.7 mであり、A-A断面（B-B断面）位置においては、地表に突出する上部工高さが他の断面位置と比較して低い。

なお、G-G断面、H-H断面には防潮扉を設置する。

第 5.11.3-1 表 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価候補断面の特徴 (南側)

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
A-A	上部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い。 (第四紀層が薄い。)	—
B-B	下部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い。 (第四紀層が薄い。)	—
C-C	下部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い。 (第四紀層が薄い。)	—
D-D	上部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い。 (第四紀層が薄い。)	—

第 5.11.3-1 表 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価候補断面の特徴 (北側)

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
E-E	下部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が低い。 (第四紀層が厚い。)	—
F-F	上部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が低い。 (第四紀層が厚い。)	—
G-G	上部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が低い。 (第四紀層が厚い。)	防潮扉
H-H	下部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が低い。 (第四紀層が厚い。)	防潮扉

(2) 評価対象断面の選定

鉄筋コンクリート防潮壁は、上部工と下部工の弱軸断面方向が異なることから、堤軸方向と堤軸直交方向の断面を組合せて選定する。

岩盤上面は南側から北側に傾斜し、第四紀層が南側より北側に厚く堆積しているため、北側の地中連続壁基礎の相対変位は南側より北側が大きくなると考えられる。

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面は、構造物の構造及び地質の特徴を踏まえ、北側の断面であるE-E断面、F-F断面、G-G断面、H-H断面を選定する。

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を第 5.11.3-2 表に示す。

ただし、機器・配管系への加速度応答算出の観点から、C-C断面、D-D断面について地震応答解析を実施する。

第5.11.3-2表 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面の選定結果(南側)

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
A-A	上部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い。 (第四紀層が薄い。)	—	—	北側断面位置と比較して第四紀層が薄く、比較的耐震余裕が見込めることから評価対象断面としない。
B-B	下部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い。 (第四紀層が薄い。)	—	—	北側断面位置と比較して第四紀層が薄く、比較的耐震余裕が見込めることから評価対象断面としない。
C-C	下部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い。 (第四紀層が薄い。)	—	—	北側断面位置と比較して第四紀層が薄く、比較的耐震余裕が見込めることから評価対象断面としない。
D-D	上部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い。 (第四紀層が薄い。)	—	—	北側断面位置と比較して第四紀層が薄く、比較的耐震余裕が見込めることから評価対象断面としない。

第5.11.3-2表 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面の選定結果(北側)

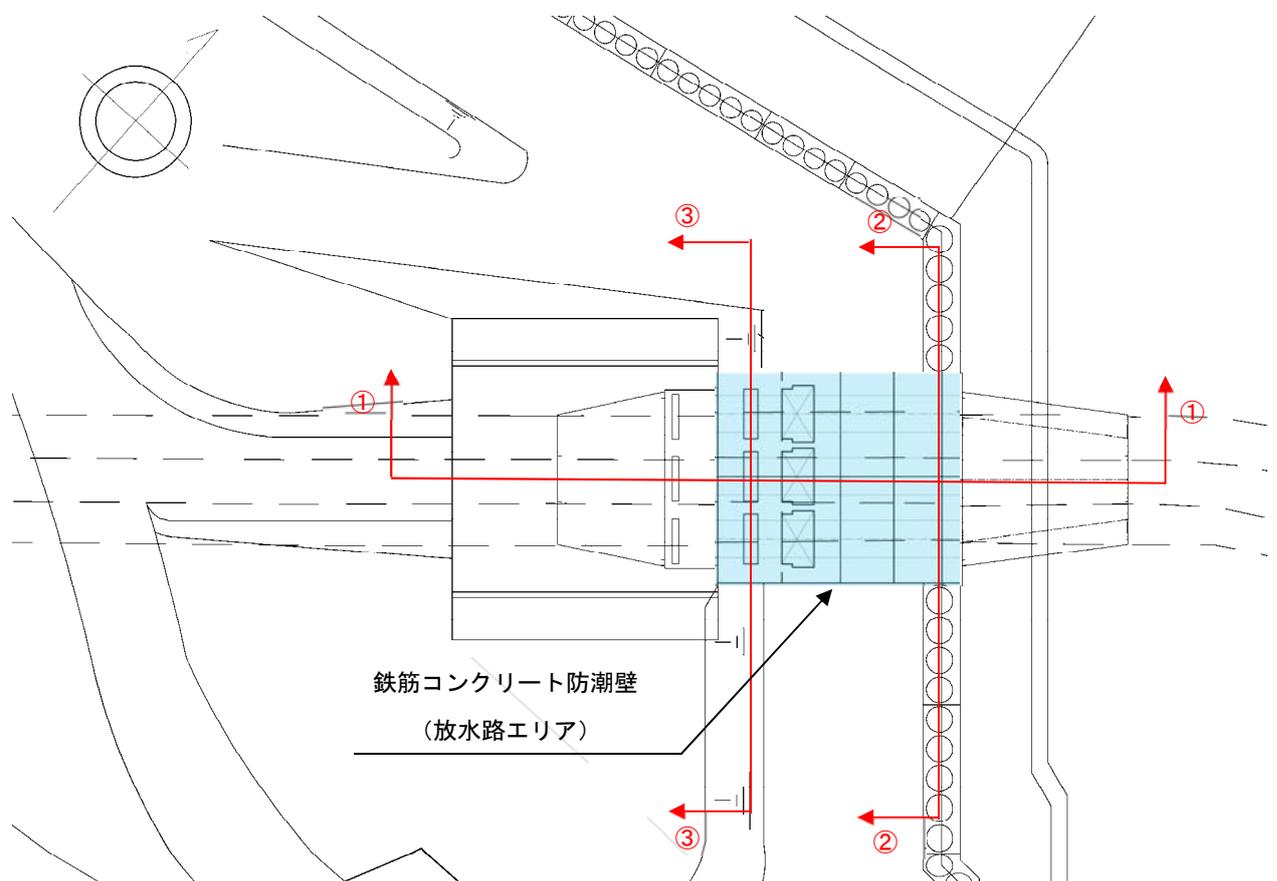
断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
E-E	下部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が低い。 (第四紀層が厚い。)	—	○	南側断面位置と比較して第四紀層が厚く、耐震評価上厳しいと考えられるため評価対象断面に選定する。
F-F	上部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が低い。 (第四紀層が厚い。)	—	○	南側断面位置と比較して第四紀層が厚く、耐震評価上厳しいと考えられるため評価対象断面に選定する。
G-G	上部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が低い。 (第四紀層が厚い。)	防潮扉	○	南側断面位置と比較して第四紀層が厚く、耐震評価上厳しいと考えられるため評価対象断面に選定する。
H-H	下部工の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が低い。 (第四紀層が厚い。)	防潮扉	○	南側断面位置と比較して第四紀層が厚く、耐震評価上厳しいと考えられるため評価対象断面に選定する。

#### 5.11.4 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））

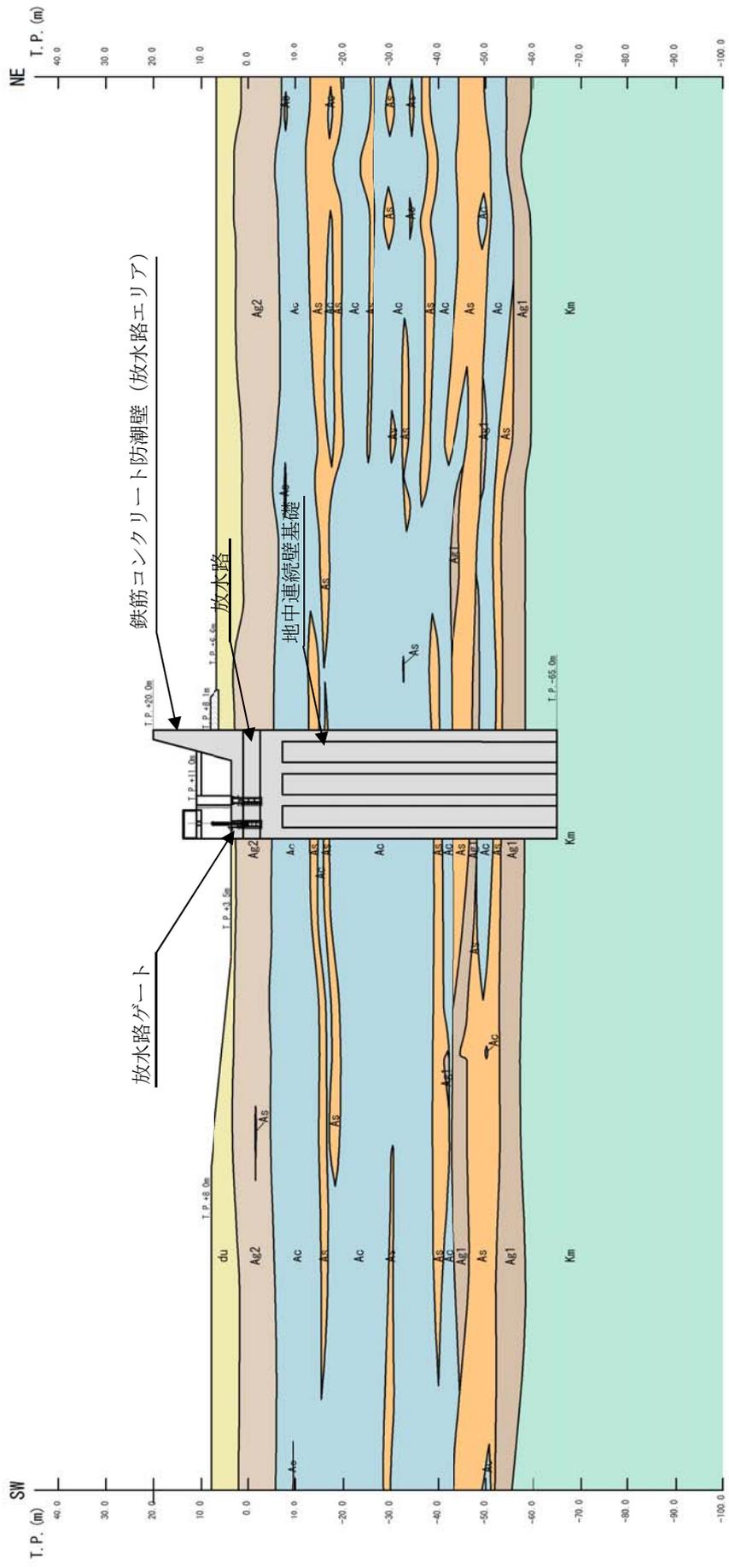
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図を第 5.11.4-1 図に、断面図を第 5.11.4-2 図～第 5.11.4-4 図に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は上部厚さ 2 m，下部厚さ 6.5 m，構造物全体の平面寸法は防潮壁横断方向約 23 m，防潮壁縦断方向約 20 m であり，地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。地中連続壁基礎は，壁厚 2.4 m の鉄筋コンクリートで隔壁及び側壁を構築し，T.P. 約 -60 m 以深に分布する岩盤に壁厚以上根入れする。

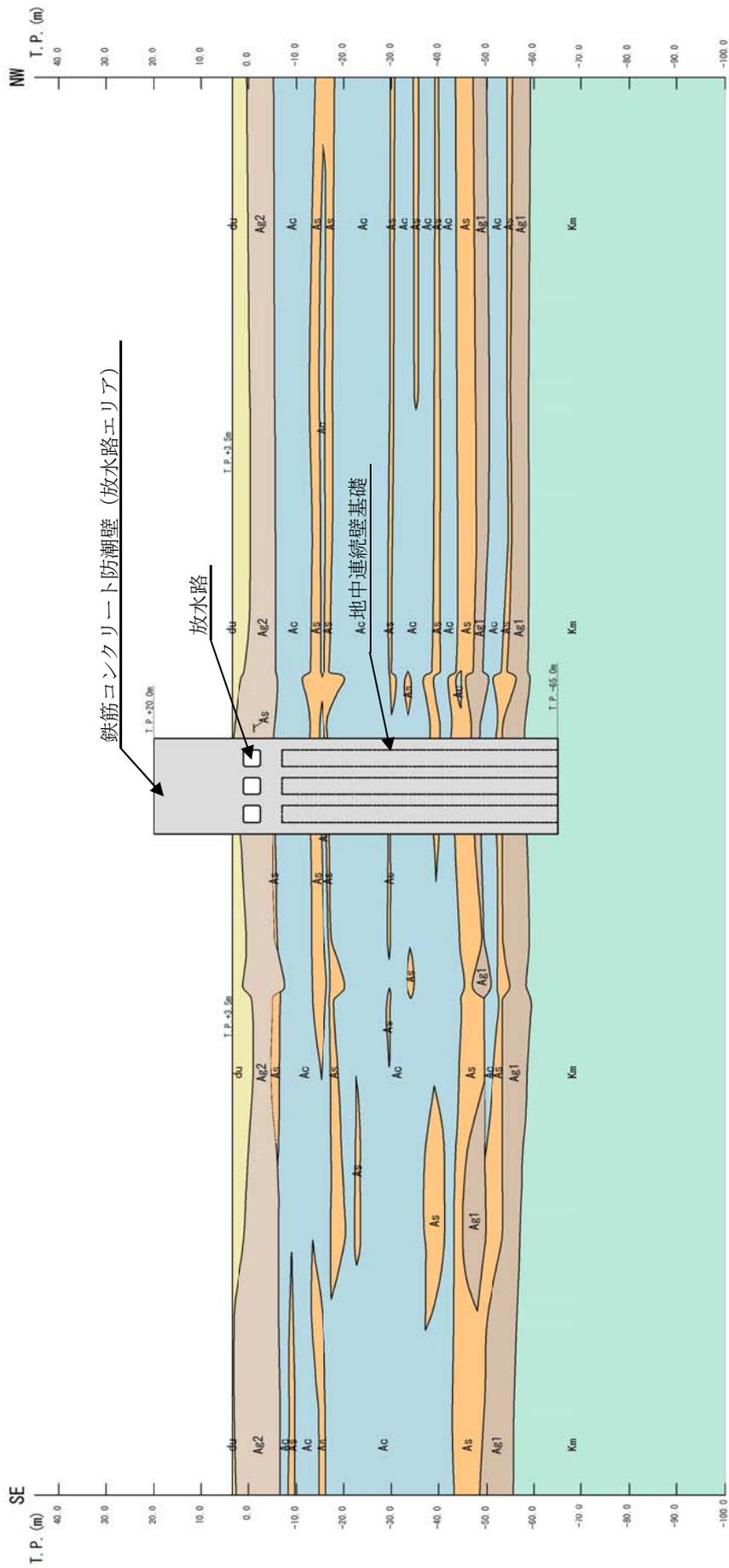
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，防潮壁，放水路，放水路ゲート及び地中連続壁基礎で構成され，防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎は鉄筋コンクリートで一体化した構造とする。



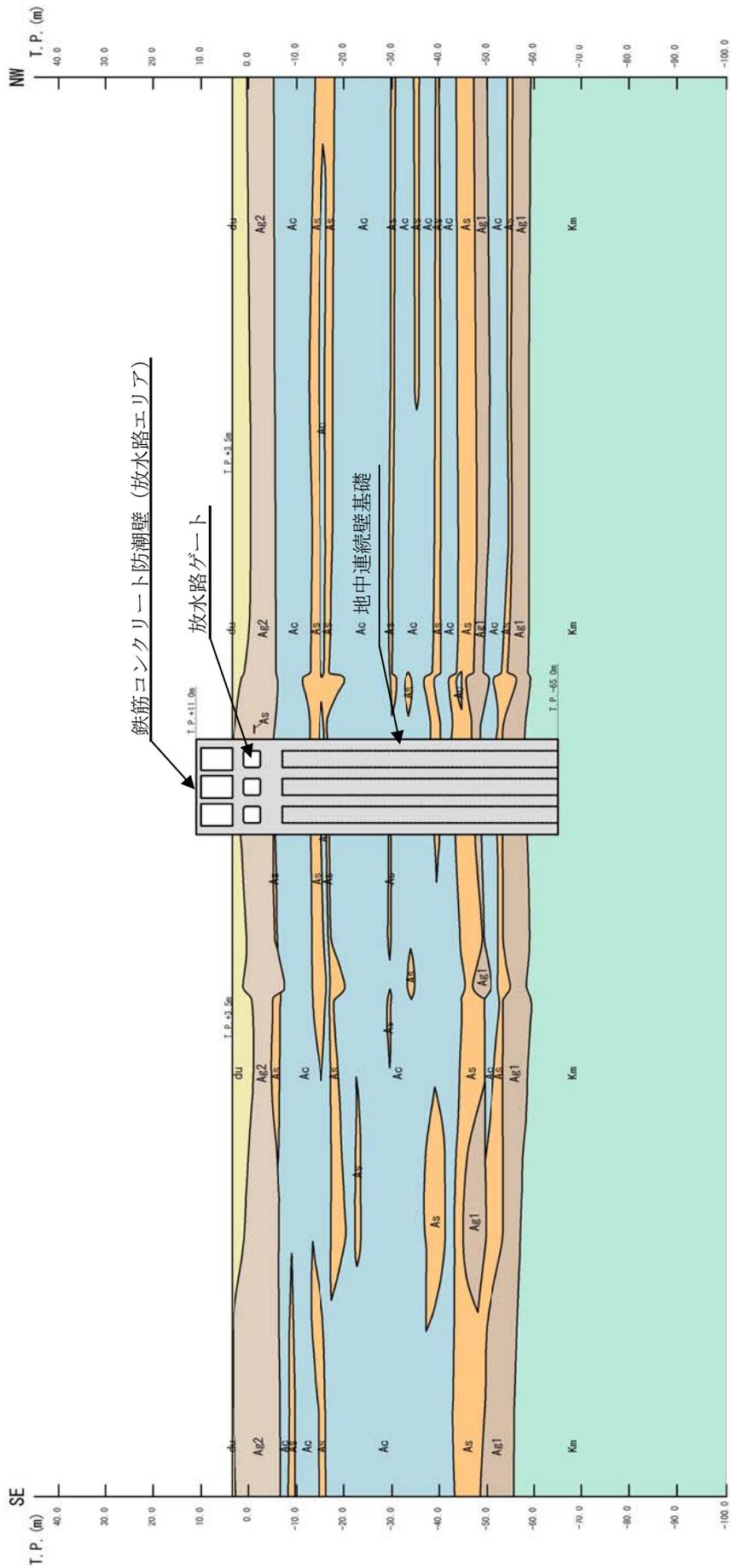
第 5.11.4-1 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図



第5.11.4-2 図 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の断面図 (防潮壁横断方向：①-①断面)



第 5.11.4-3 図 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の断面図 (防潮壁縦断方向：②-②断面, 防潮壁部)



第 5.11.4-4 図 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の断面図 (防潮壁縦断方向：③-③断面, ゲート部)

(1) 評価候補断面の特徴

評価候補断面の特徴を第 5.11.4-1 表に示す。

第 5.11.4-1 表 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における評価候補断面の特徴

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
①-①	・防潮壁横断方向断面である。	岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。	・放水路ゲート
②-②	・防潮壁縦断方向断面である。 ・防潮壁が位置する。	岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。	—
③-③	・防潮壁縦断方向断面である。 ・放水路ゲートが位置する。	岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。	・放水路ゲート

①-①断面は、防潮壁横断方向断面である。防潮壁の弱軸断面方向であるものの、放水路の強軸断面方向であり、地中連続壁基礎については強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でない。

②-②断面は、防潮壁位置における防潮壁縦断方向断面である。防潮壁の強軸断面方向であるものの、放水路の弱軸断面方向であり、地中連続壁基礎については強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でない。

③-③断面は、放水路ゲート位置における防潮壁縦断方向断面である。放水路の弱軸断面方向であるものの、地中連続壁基礎については強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でない。

(2) 評価対象断面の選定

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の解析モデルは、上部工である防潮壁及び放水路は加振方向に対し、面外荷重を受ける部材を軸線位置で線形はり要素としてモデル化し、面内荷重を受ける部材を線形平面要素としてモデル化する。また、地中連続壁基礎は、水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし、水平断面中心位置で線形はり要素としてモデル化する。これらの要素を組合せた解析モデルは、部位によって強軸断面方向と弱軸断面方向が異なるかあるいは明確でないため、防潮壁横断方向及び防潮壁縦断方向の両方向断面を評価対象断面とする。

防潮壁横断方向については、断面位置によって形状や質量が大きく変化しないため、代表断面として①-①断面を設定する。一方、防潮壁縦断方向については防潮壁位置の断面と放水路ゲート位置の断面で上部工の形状が異なるため、防潮壁位置の断面（②-②断面）、及び放水路ゲート位置の断面（③-③断面）の2断面を評価対象断面として選定する。

なお、各断面の解析モデルは、単位奥行き幅に換算した物性を用いる。

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を第 5.11.4-2 表に示す。

第 5.11.4-2 表 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における評価対象断面の選定結果

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価対象断面	選定結果
①-①	<ul style="list-style-type: none"> <li>防潮壁横断方向断面である。</li> </ul>	<p>岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>放水路ゲート</li> </ul>	○	防潮壁横断方向の代表断面として選定する。
②-②	<ul style="list-style-type: none"> <li>防潮壁縦断方向断面である。</li> <li>防潮壁が位置する。</li> </ul>	<p>岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。</p>	—	○	防潮壁縦断方向断面のうち、防潮壁位置の断面として選定する。
③-③	<ul style="list-style-type: none"> <li>防潮壁縦断方向断面である。</li> <li>放水路ゲートが位置する。</li> </ul>	<p>岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>放水路ゲート</li> </ul>	○	防潮壁縦断方向断面のうち、放水路ゲート位置の断面として選定する。



### 5.11.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図を図 5.11.5-1 に、正面図及び断面図を図 5.11.5-2 及び図 5.11.5-3 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、延長約 1.5 km、直径 2.0 m 及び 2.5 m の複数の鋼管杭を鉄筋コンクリートで巻き立てた鉄筋コンクリート造の防潮壁を 1 つのブロックとした構造物であり、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、岩盤は南側から北側に傾斜しており、北東部で深くなっている。鋼管杭径は津波波力に応じて、海に面する東側で直径 2.5 m とし、それ以外の北側と南側で直径 2.0 m とする。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の縦断方向は、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため強軸断面方向となる。一方、横断方向は、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、弱軸断面方向となる。

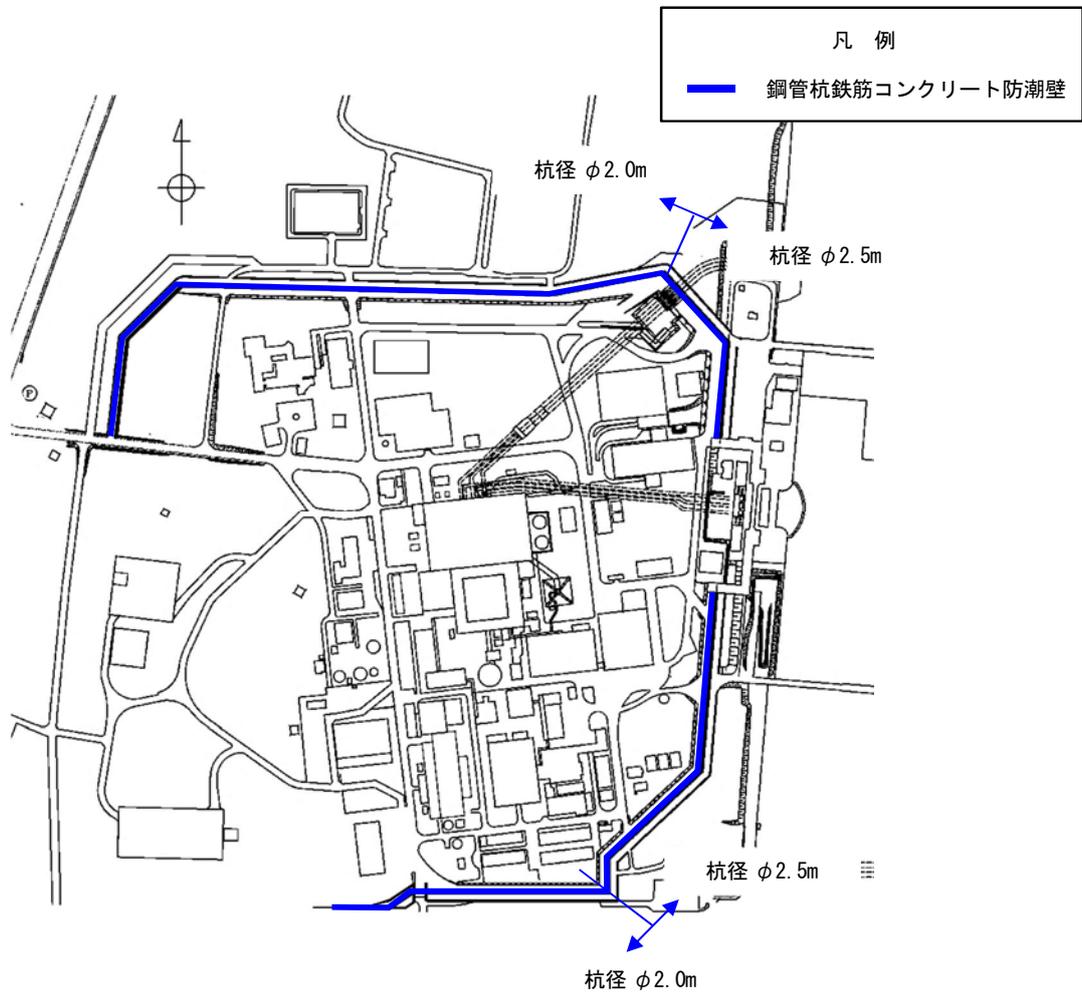


図 5.11.5-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図

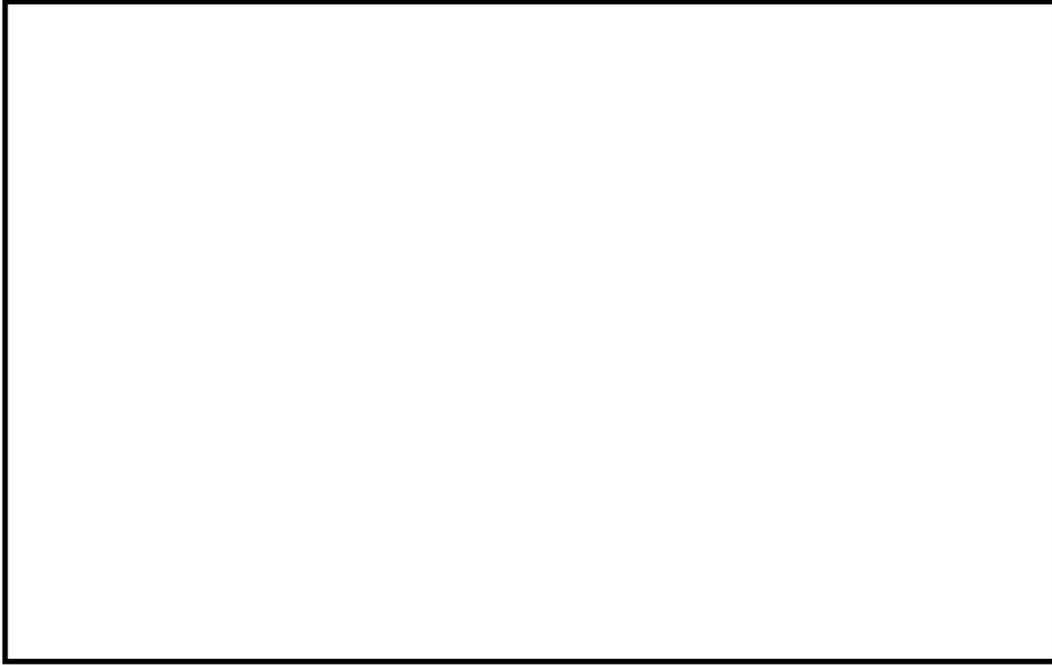


図 5.11.5-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 正面図及び断面図  
(鋼管杭  $\phi$  2500 標準断面)

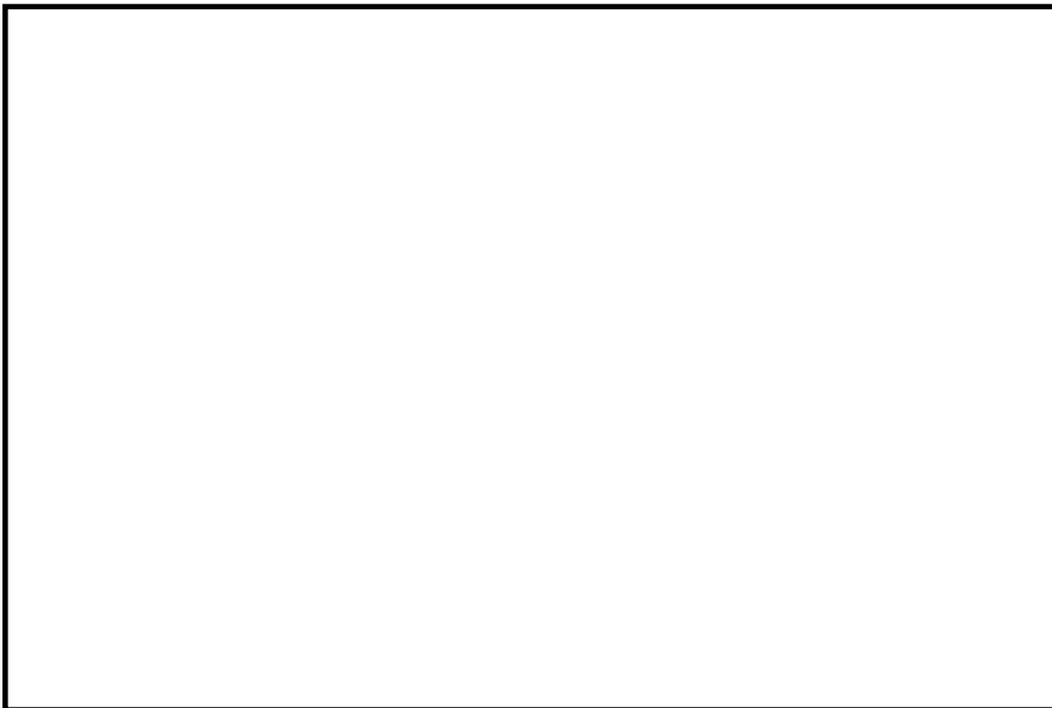


図 5.11.5-3 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 正面図及び断面図  
(鋼管杭  $\phi$  2000 標準断面)

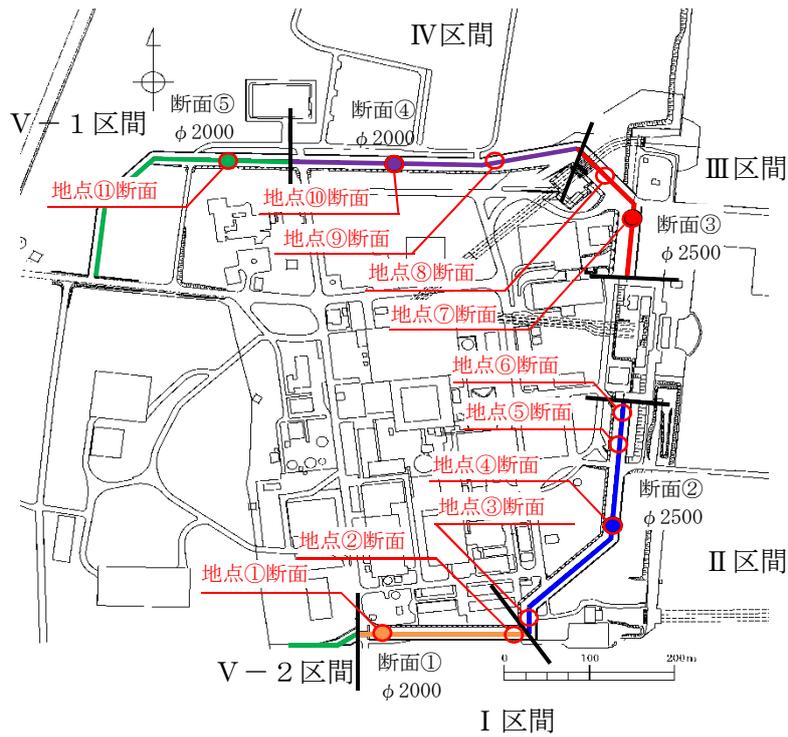
(1) 区間の特徴

防潮堤設置区間は、第四紀層の厚さと津波高さに応じて、大きく 5 区間に分類することができる。第四紀層が比較的薄く、津波高さの低い I 区間、第四紀層が比較的薄く、津波高さが高い II 区間、第四紀層が厚く、津波高さの高い III 区間、第四紀層が厚く、津波高さが比較的低い IV 区間及び岩盤上面が傾斜する V 区間に分類できる。鋼管杭径は津波高さに応じて、津波高さが低いところはφ2000、津波高さが高いところはφ2500とした。

区間の特徴を表 5.11.5-1 に、評価候補断面の平面配置図を図 5.11.5-4 に、評価候補断面の地質縦断図を図 5.11.5-5 に示す。各区間での地盤条件や津波の影響を考慮し、図 5.11.5-4 や図 5.11.5-5 のように評価候補断面を選定し、評価対象断面の検討を実施する。

表 5.11.5-1 区間の特徴

区間	鋼管杭径 (mm)	津波高さ	周辺地質
I 区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。
II 区間	φ 2500	比較的津波高さが高い。	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。
III 区間	φ 2500	比較的津波高さが高い。	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。
IV 区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。
V 区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	岩盤上面が傾斜しており、40 m 程度の標高差が存在する。



凡例	区間	鋼管杭径 (mm)	第四紀層の層厚(岩盤上面標高)
—	I 区間	φ 2000	一定の厚さで薄い(高い)。
—	II 区間	φ 2500	一定の厚さで薄い(高い)。
—	III 区間	φ 2500	一定の厚さで厚い(低い)。
—	IV 区間	φ 2000	一定の厚さで厚い(低い)。
—	V 区間	φ 2000	一定ではない(傾斜)。

図 5.11.5-4 評価候補断面の平面配置図

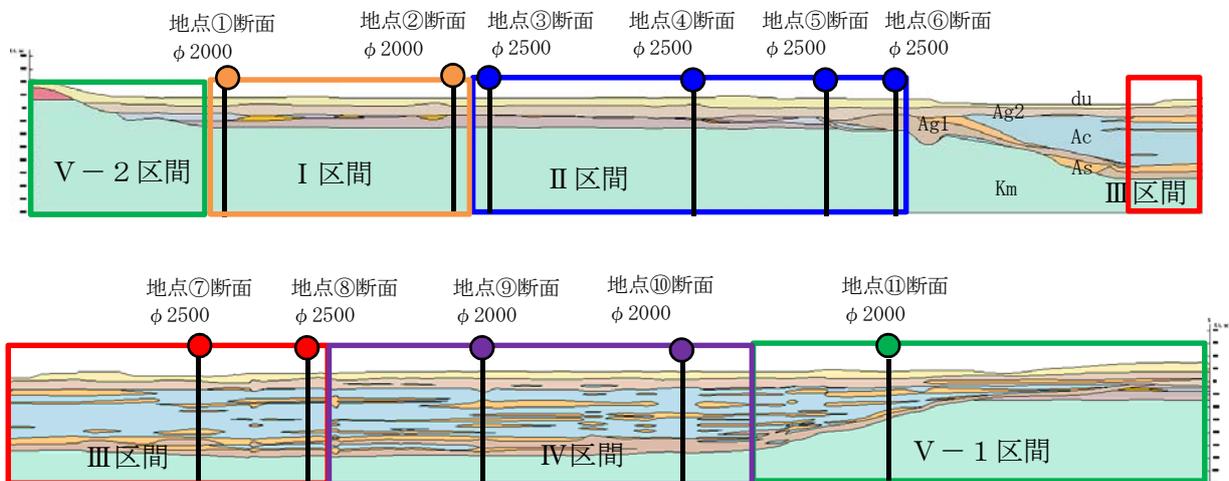


図 5.11.5-5 評価候補断面の地質縦断図

(2) 評価対象断面の選定

評価対象断面の選定は、下部構造と上部構造、それぞれに対して実施した。

a. 下部構造に対する断面選定

下部構造に対しては、鋼管杭に影響を与える杭先端を基準とした相対変位、せん断ひずみ及び鋼管杭に作用する曲げモーメントに着目し、各区間において評価対象断面を選定する。

(a) I 区間

I 区間は敷地南側に位置し、基準津波高さが T.P. +16.8 m と想定されている箇所である。この区間は、第四紀層が薄く、岩盤上面標高が比較的高く、T.P. -15.0 m 付近に分布する。第四紀層は概ね水平成層をなしているが、洪積粘性土である D2c-3 層が Ag2 層と D2g-3 層間に分布する。評価候補断面としては、D2c-3 層が最も厚くなる地点①断面と D2c-3 層が存在しない地点②断面を対象とし、1次元地震応答解析を実施した。

I 区間の評価対象断面選定結果を表 5.11.5-2 に、I 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.11.5-6、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.11.5-7、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.11.5-8 に示す。図 5.11.5-8 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、津波による防潮壁全面地盤の洗掘やボイリングを防止するため、du 層はセメント改良を行う設計としている。耐震評価における鋼管杭への影響を考えると、du 層は地盤改良対象層となり、原地盤よりも変位が抑えられることから、Ag2 層上部の変位に着目した。

I 区間においては、地点①断面の Ag2 層上部の変位が地点②断面よりも大きい、最大せん断ひずみは地点②断面の方が地点①断面よりも大きくなった。そこで、地点①断面の地表面最大変位発生時刻及び地点②断面の最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を用いて、鋼管杭に作用する曲げモーメントを、「水道施設耐震工法指針・解説（社）日本水道協会、1979 年版）に記載されている以下の構造力学計算により算出した。表 5.11.5-2 に最大曲げモーメントを示す。

$$M_i = \left( \sum_{j=1}^i R_{j-1} \right) \cdot (Y_{i-1} - Y_i) + M_{i-1}$$

ただし、 $Y_0 = M_0 = 0$

$$R_i = K_{Hi} \cdot (D_i - H)$$

$$H = \left( \sum_{i=1}^n K_{Hi} \cdot D_i \right) / \left( \sum_{i=1}^n K_{Hi} \right)$$

ここで、 $M_i$  : 節点 i の曲げモーメント

$R_i$  : 節点 i の反力

$Y_i$  : 節点 i の座標（地表面を 0 とした深さ）

$K_{Hi}$  : 節点 i の地盤の水平バネ

$D_i$  : 節点 i の変位 (1 次元地震応答解析による相対変位)

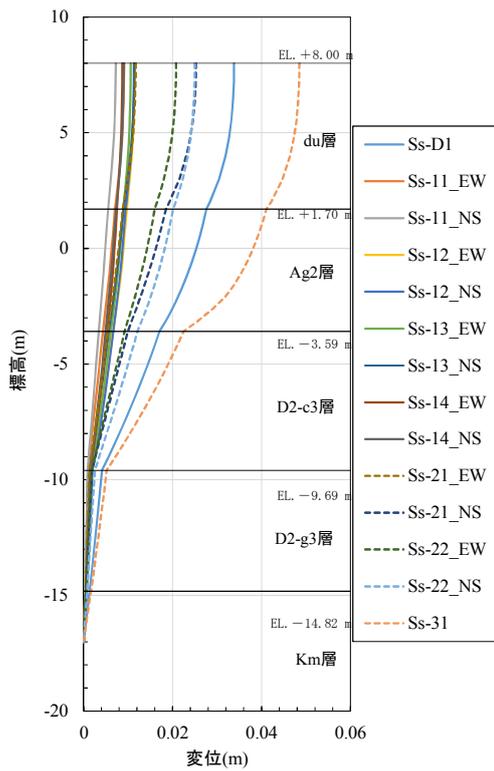
$H$  : 杭先端の水平変位

I 区間においては、表 5.11.5-2 に示すように、地点①断面の A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが地点②断面よりも大きいことから、地点①断面を評価対象断面に選定する。

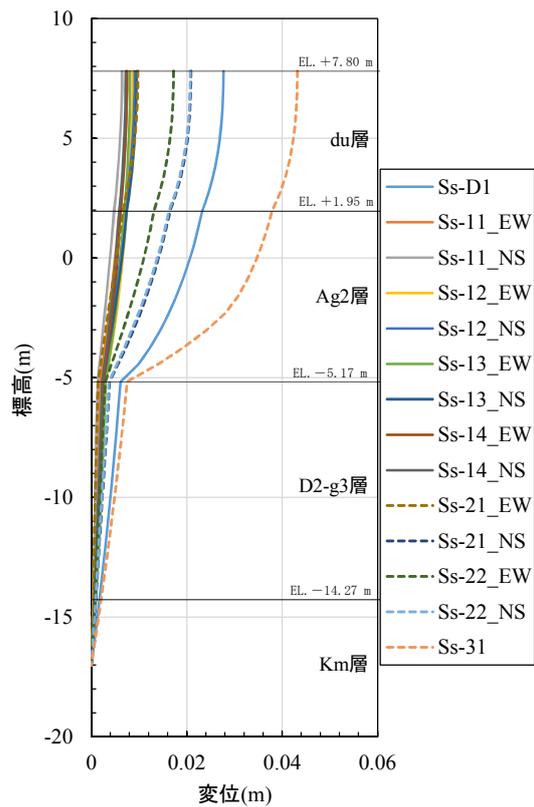
表 5.11.5-2 I 区間の評価対象断面選定結果

	A g 2 層上部の変位 (m)	最大せん断ひずみ (%)	最大曲げモーメント (kN・m)	評価断面	選定結果
地点①断面	0.041 ( $S_s-31$ )	0.72 ( $S_s-31$ )	地表面最大変位 発生時刻 $9.80 \times 10^5$	○	A g 2 層上部の変位及び最大曲げモーメントが大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面①]
地点②断面	0.037 ( $S_s-31$ )	0.89 ( $S_s-31$ )	最大せん断ひずみ 発生時刻 $8.94 \times 10^5$	—	地点①断面に比べて、A g 2 層上部の変位及び最大曲げモーメントが小さいため、評価対象断面に選定しない。

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

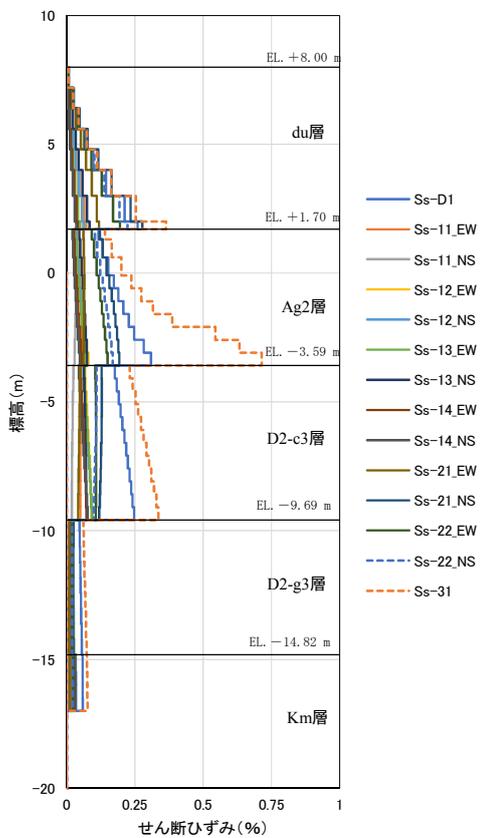


地点①断面

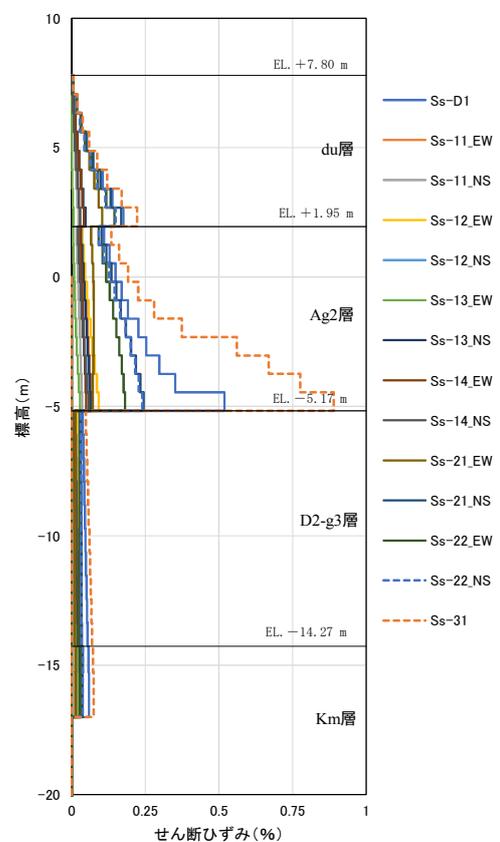


地点②断面

図 5.11.5-6 I 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

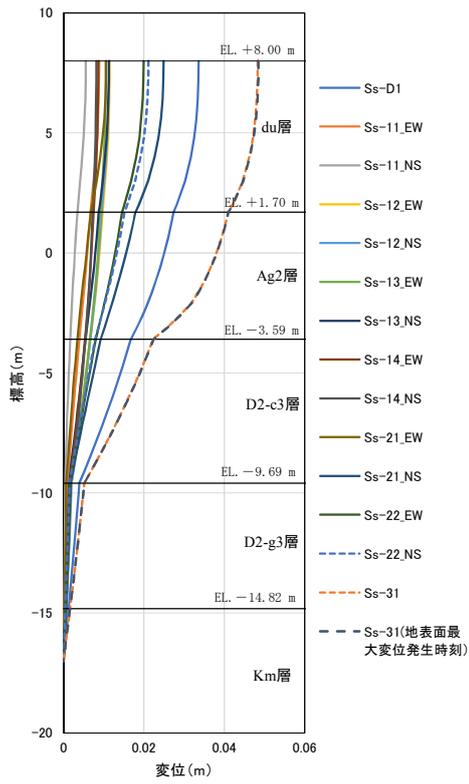


地点①断面

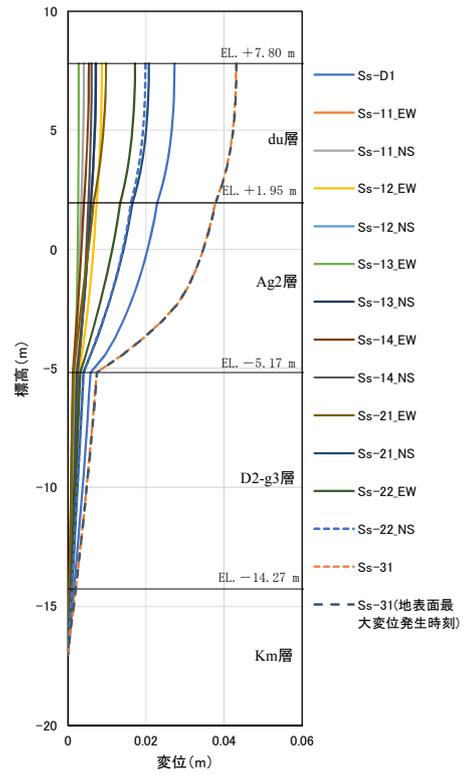


地点②断面

図 5.11.5-7 I 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の最大せん断ひずみ分布



地点①断面



地点②断面

図 5. 11. 5-8 I 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

(b) II 区間

II 区間は汀線沿いの敷地南側に位置し、基準津波高さが T.P. +17.9 m と想定されている箇所である。この区間は I 区間と同様に第四紀層が薄く、岩盤上面標高が比較的高いが、ポンプ室南側では北側に向けて岩盤が傾斜している。評価候補断面としては、D2c-3 層が分布しない地点③断面、D2c-3 層が僅かに分布する地点④断面、D2c-3 層が区間内で最も厚く堆積する地点⑤断面、Ag1 層が最も厚く堆積する地点⑥断面を対象として、1次元地震応答解析を実施した。

II 区間の評価対象断面選定結果を表 5.11.5-3 に、II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.11.5-9、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.11.5-10、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.11.5-11 に示す。図 5.11.5-11 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

II 区間においては、Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが最も大きい地点④断面を評価対象断面に選定する。

表 5.11.5-3 II 区間の評価対象断面選定結果

	Ag2 層上部の変位 (m)	最大せん断ひずみ (%)	評価断面	選定結果
地点③断面	0.036 ( $S_s-31$ )	0.86 ( $S_s-31$ )	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点④断面	0.056 ( $S_s-31$ )	2.53 ( $S_s-31$ )	○	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面②]
地点⑤断面	0.050 ( $S_s-31$ )	0.87 ( $S_s-31$ )	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点⑥断面	0.037 ( $S_s-31$ )	0.70 ( $S_s-31$ )	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

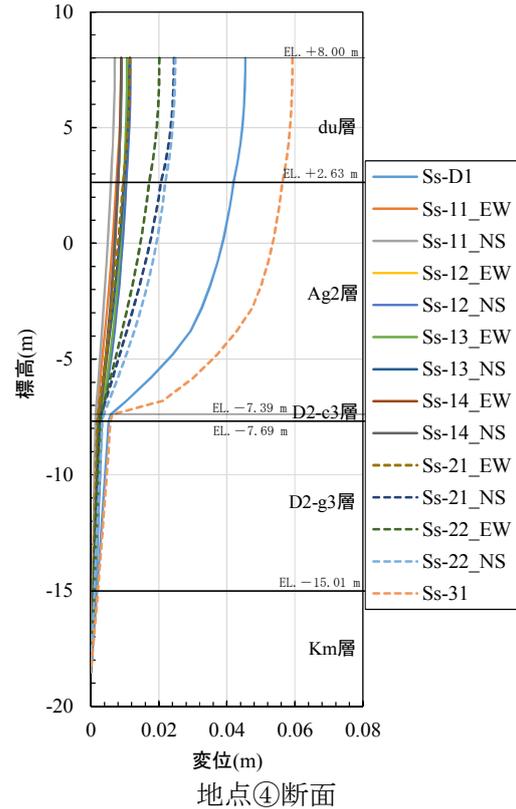
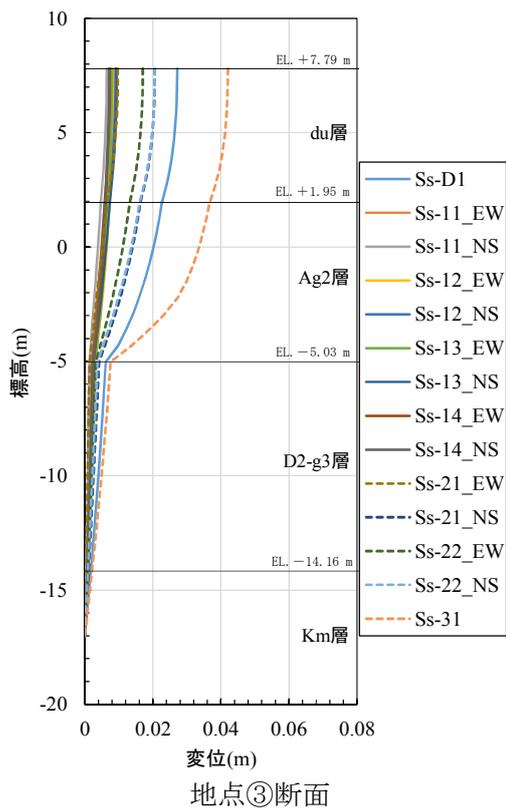


図 5.11.5-9 (1) II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

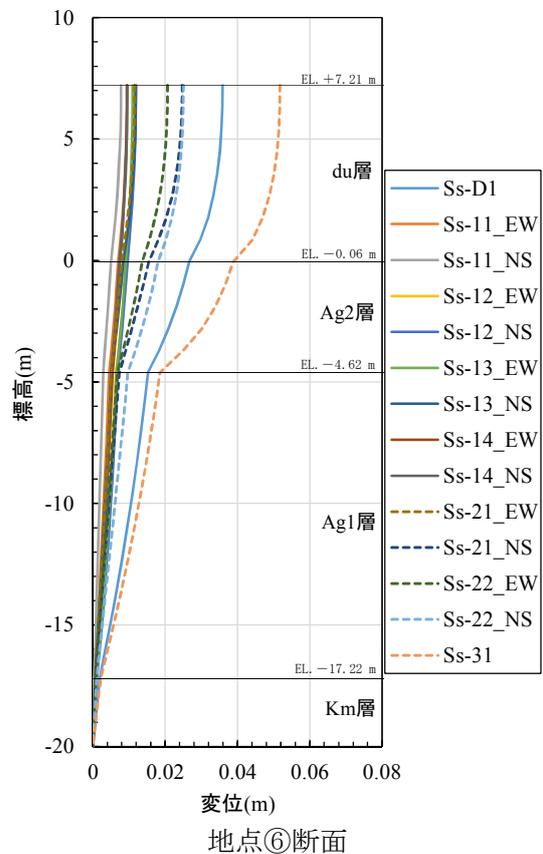
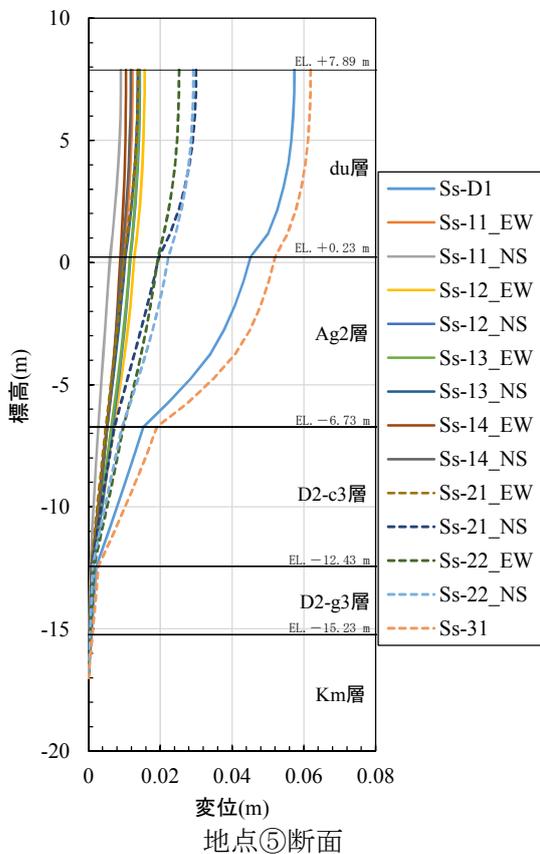
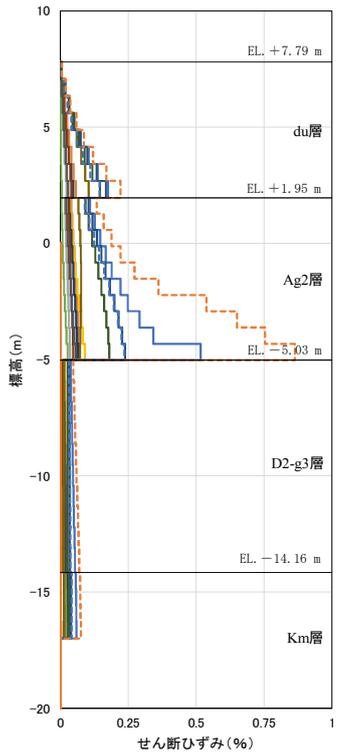
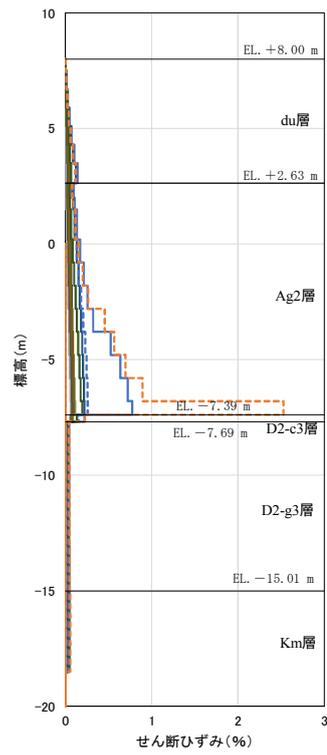


図 5.11.5-9 (2) II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

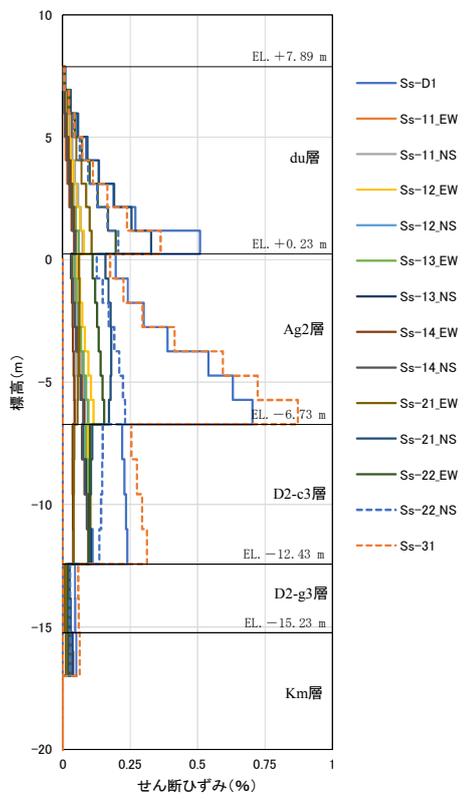


地点③断面

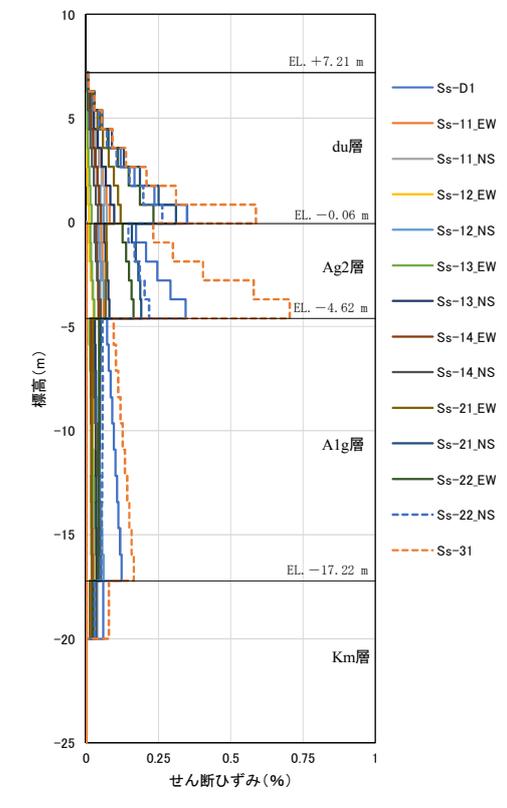


地点④断面

図 5. 11. 5-10 (1) II 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

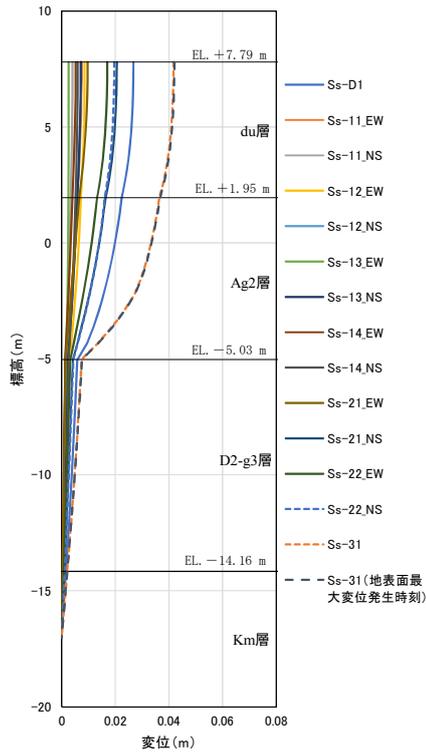


地点⑤断面

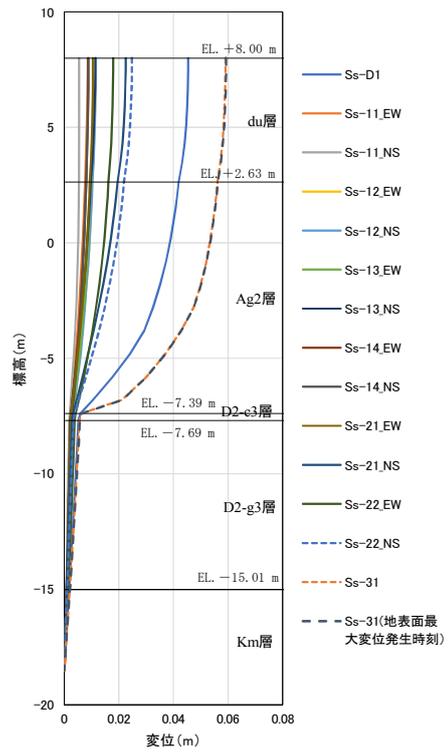


地点⑥断面

図 5. 11. 5-10 (2) II 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

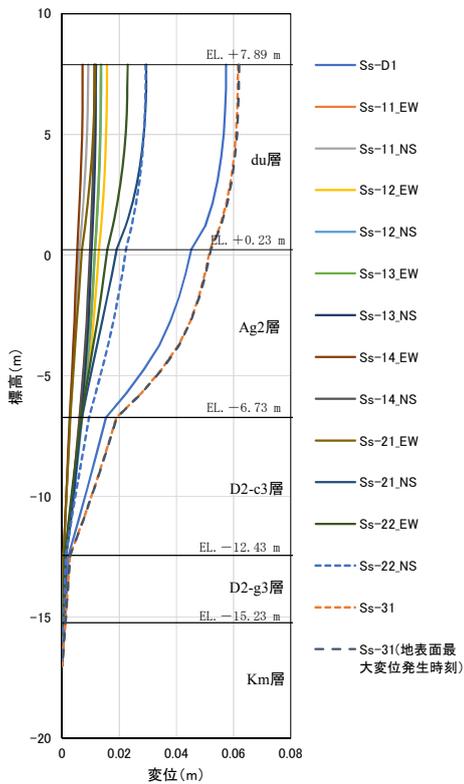


地点③断面

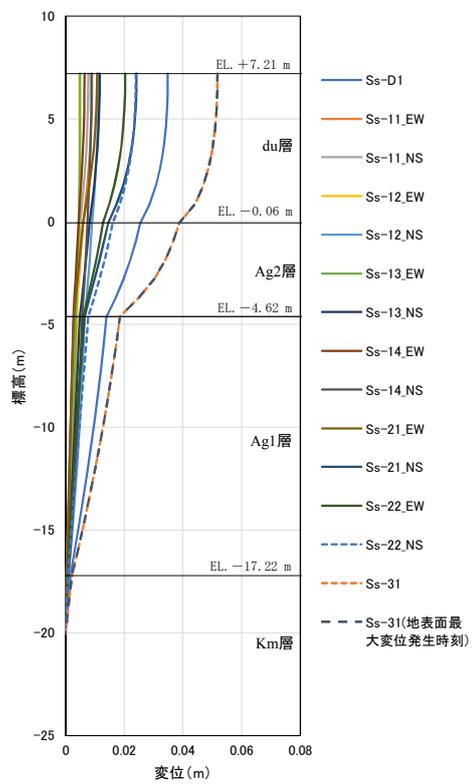


地点④断面

図 5.11.5-11 (1) II区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布



地点⑤断面



地点⑥断面

図 5.11.5-11 (2) II区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

(c) III区間

III区間は、汀線沿いの敷地北側に位置し、基準津波高さがT.P. +17.9 mと想定される箇所である。この区間は、第四紀層が厚く堆積する箇所であり、岩盤がT.P. -50.0 mからT.P. -60.0 m以深に分布する箇所である。評価候補断面としては、液状化検討対象層となるAs層及びAg1層が厚く堆積する地点⑦断面、過圧密粘土層であるAc層が最も厚く堆積する地点⑧断面を対象として、1次元地震応答解析を実施した。

III区間の評価対象断面選定結果を表5.11.5-4に、III区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図5.11.5-12、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.11.5-13、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図5.11.5-14に示す。図5.11.5-14には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

II区間およびIII区間はいずれも基準津波高さがT.P. +17.9 mの区間であるが、II区間の地盤高さがT.P. +8.0 mに対して、III区間はT.P. +4.0~6.7 mであり、最も津波高さが大きい区間である。

表5.11.5-5に、構造成立性検討で実施した地点⑦断面の曲げ照査結果の安全率を示す。表5.11.5-5に示すように、地震時よりもT.P. +24.0 m津波時のほうが鋼管杭の曲げ照査における安全率が小さくなる。津波波圧は、地点⑧断面と地点⑦断面の地盤高さの違いにより、津波波圧が地点⑧断面よりも地点⑦断面のほうが大きくなる。よって、III区間においては、地点⑦断面を評価対象断面とする。地点⑦断面は、液状化検討対象層となるAs層及びAg1層が厚く堆積する断面でもある。

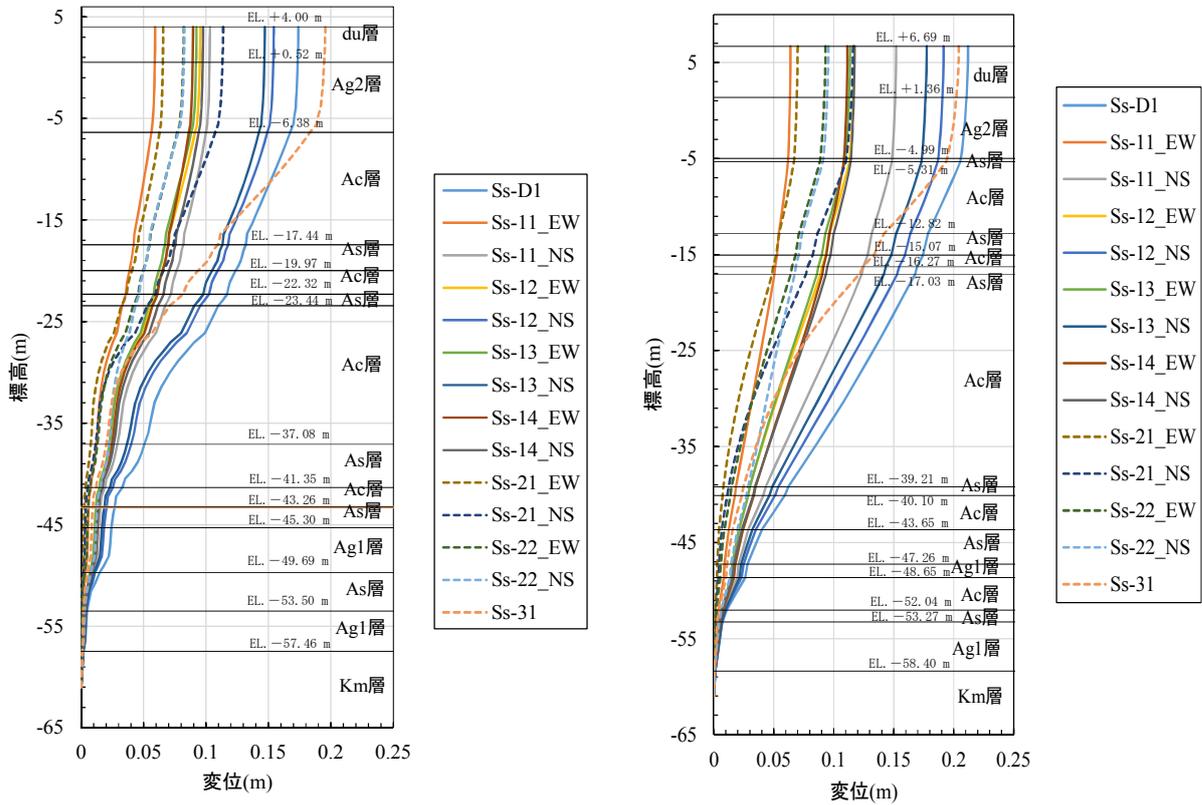
表5.11.5-4 III区間の評価対象断面選定結果

	A g 2 層上部 の変位 (m)	最大せん断 ひずみ (%)	地盤高さ (津波波圧)	評価 断面	選定結果
地点⑦断面	0.194 (S <sub>s</sub> -31)	0.78 (S <sub>s</sub> -31)	T.P. +4.0 m (303.03 kN/m <sup>2</sup> )	○	地震の影響よりも津波の影響が大きく、地点⑧断面よりも津波波圧が大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面③]
地点⑧断面	0.210 (S <sub>s</sub> -D1)	0.76 (S <sub>s</sub> -31)	T.P. +6.7 m (262.12 kN/m <sup>2</sup> )	-	地点⑦断面と比較して、津波波圧が小さいため評価対象断面としない。

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

表 5.11.5-5 地点⑦断面の鋼管杭の曲げ照査結果の安全率（構造成立性検討時）

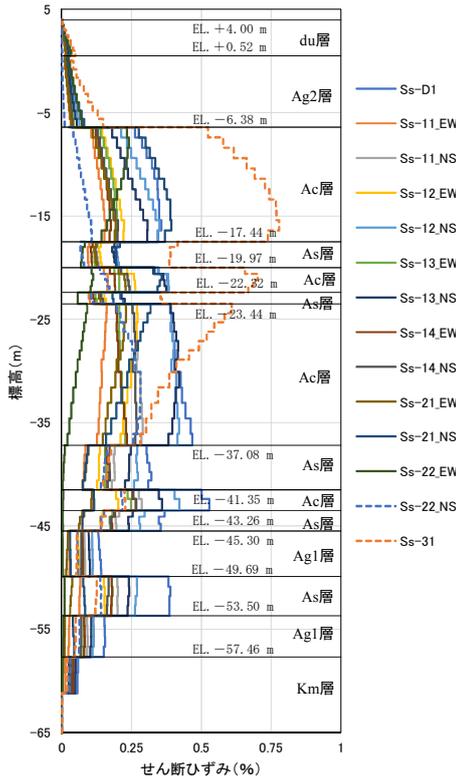
検討ケース	安全率
地震時（ $S_s - D1$ ）	1.46
基準津波時	1.95
T. P. +24 m 津波時	1.17



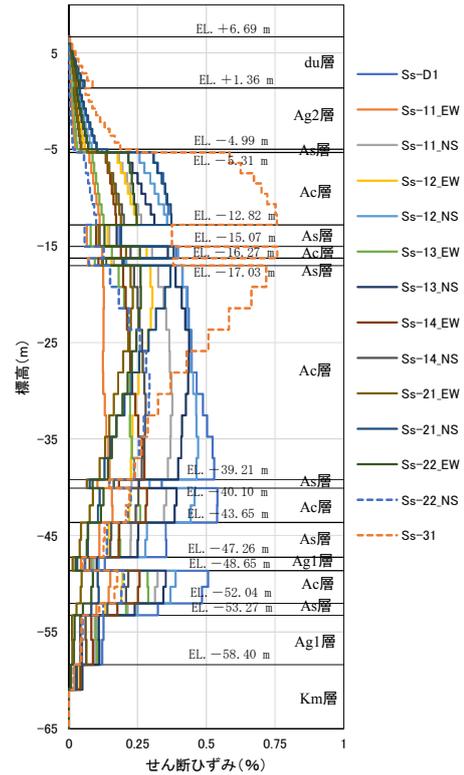
地点⑦断面

地点⑧断面

図 5.11.5-12 III 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

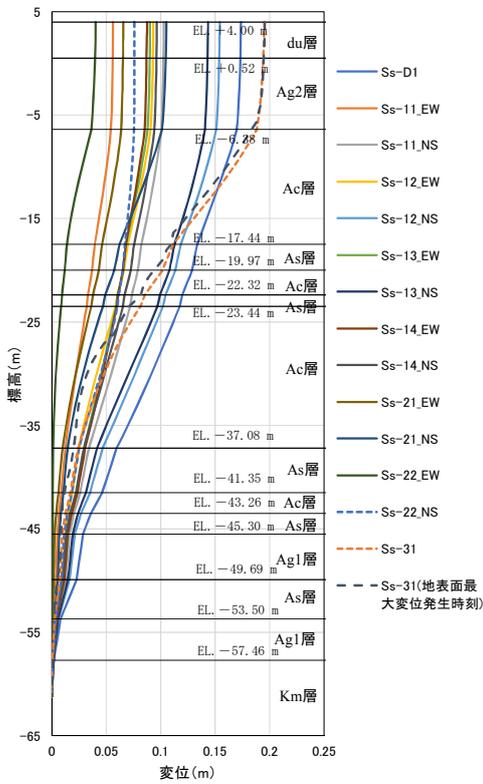


地点⑦断面

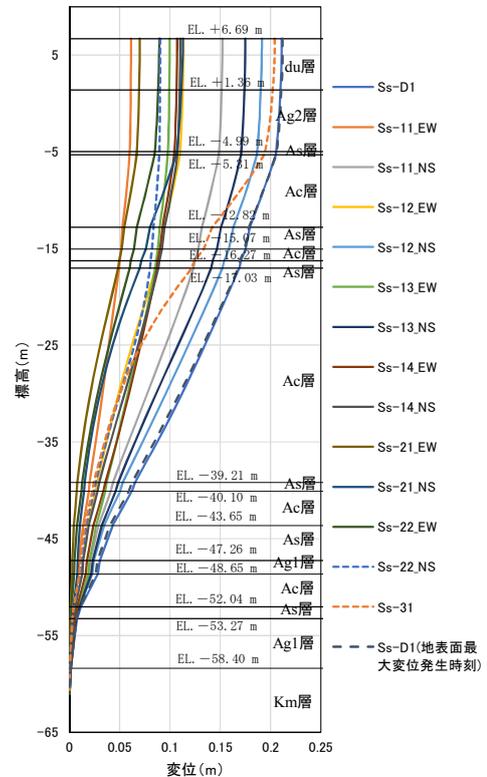


地点⑧断面

図 5.11.5-13 III区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布



地点⑦断面



地点⑧断面

図 5.11.5-14 III区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

(d) IV区間

IV区間は、敷地北側に位置し、基準津波高さが T.P. +15.4 m と想定される箇所である。この区間は、III区間と同様に第四紀層が厚く堆積する箇所であり、岩盤も T.P. -50.0 m から T.P. -60.0 m 以深に分布する箇所である。評価候補断面としては、液状化検討対象層となる A s 層が最も厚く堆積する地点⑨断面、過圧密粘土層である A c 層が最も厚く堆積する地点⑩断面を対象として、1次元地震応答解析を実施した。

IV区間における A s 層及び A c 層の層厚分布を図 5.11.5-15 に、評価対象断面選定結果を表 5.11.5-6 に、IV区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.11.5-16、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.11.5-17、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.11.5-18 に示す。図 5.11.5-18 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

IV区間においては、A g 2 層上部の変位は地点⑨断面より地点⑩断面が大きい、最大せん断ひずみは地点⑨断面の方が地点⑩断面よりも大きい。そこで、I区間と同様に、地点⑨断面の最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布及び地点⑩断面の地表面最大変位発生時刻を用いて、鋼管杭に作用する曲げモーメントを算出し、最大曲げモーメントを表 5.11.5-6 に示す。表 5.11.5-6 に示すように、地点⑩断面の A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが地点⑨断面よりも大きいことから、地点⑩断面を評価対象断面に選定する。

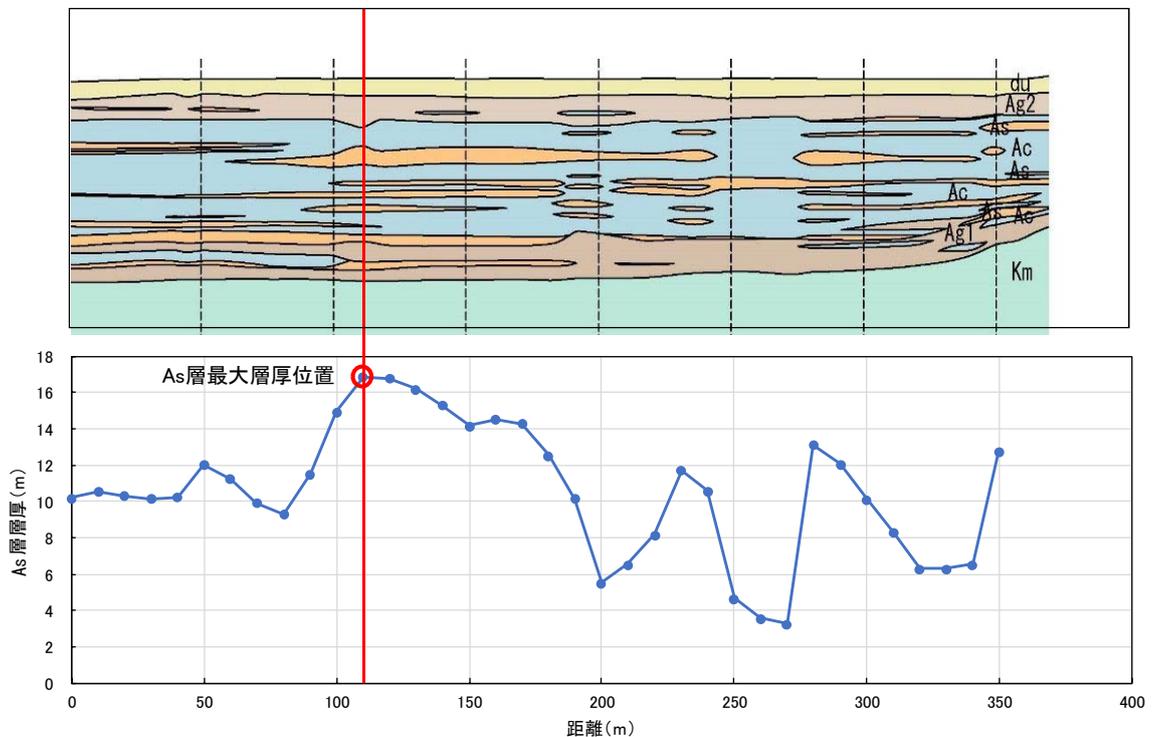


図 5.11.5-15 (1) IV区間における A s 層の層厚分布

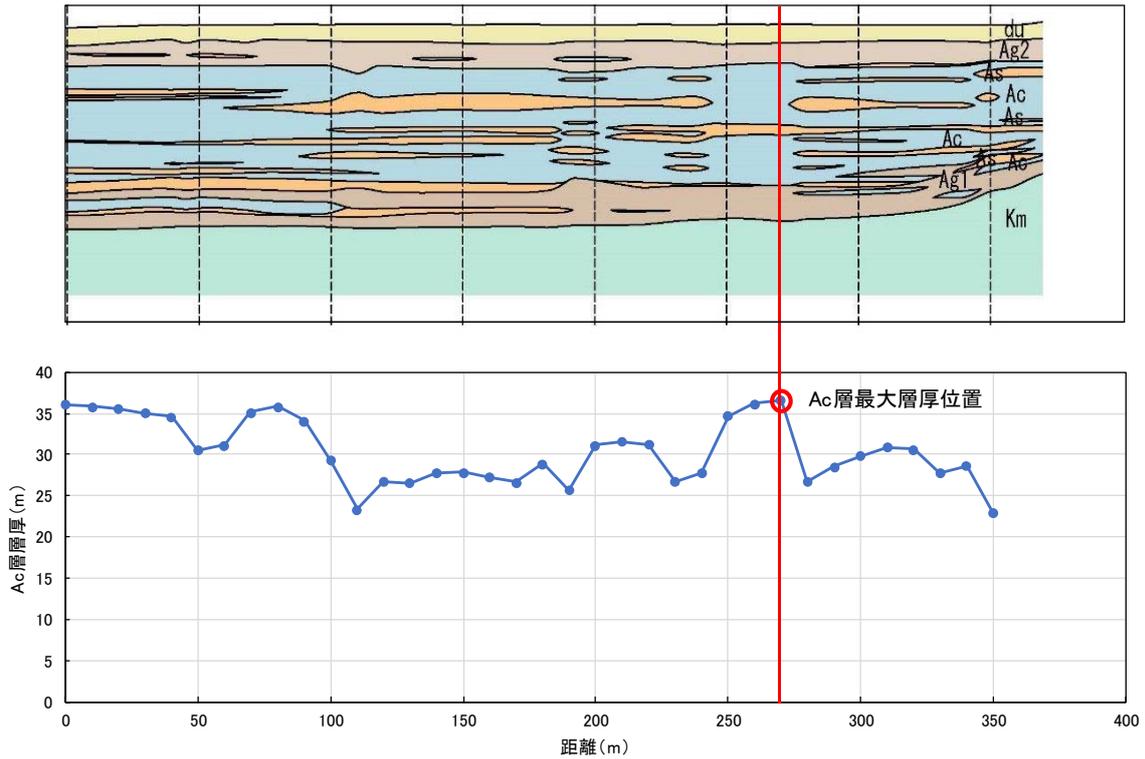
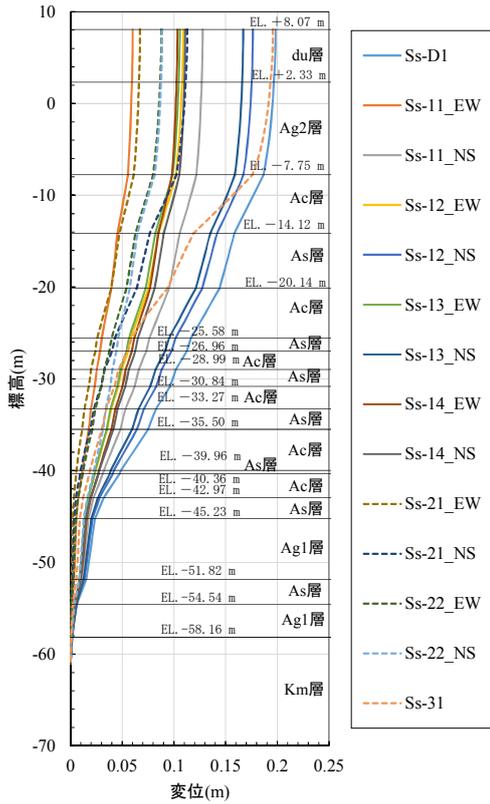


図 5.11.5-15 (2) IV区間におけるAc層の層厚分布

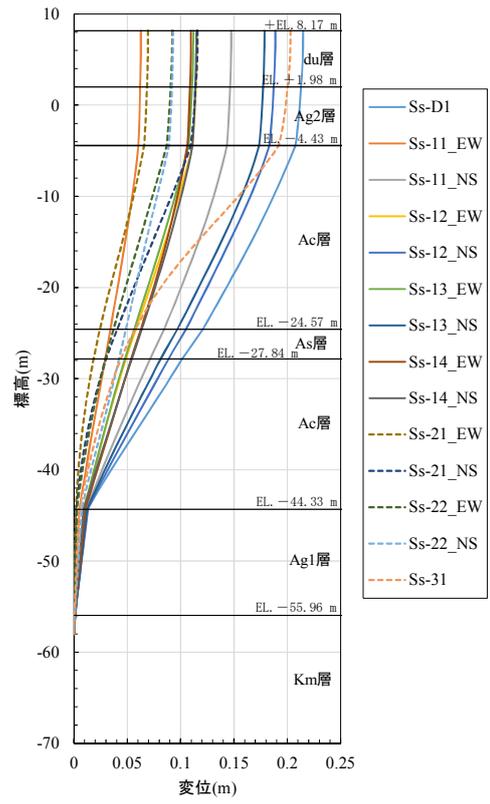
表 5.11.5-6 IV区間の評価対象断面選定結果

	Ag2層上部の変位 (m)	最大せん断ひずみ (%)	最大曲げモーメント (kN・m)	評価断面	選定結果
地点⑨断面	0.196 (S <sub>s</sub> -D1)	0.93 (S <sub>s</sub> -31)	最大せん断ひずみ 発生時刻 2.11×10 <sup>7</sup>	—	Ag2層上部の変位及び最大曲げモーメントが地点⑩断面と比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点⑩断面	0.212 (S <sub>s</sub> -D1)	0.78 (S <sub>s</sub> -31)	地表面最大変位 発生時刻 2.78×10 <sup>7</sup>	○	Ag2層上部の変位及び最大曲げモーメントが大きいため評価対象断面に選定する。 [断面④]

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

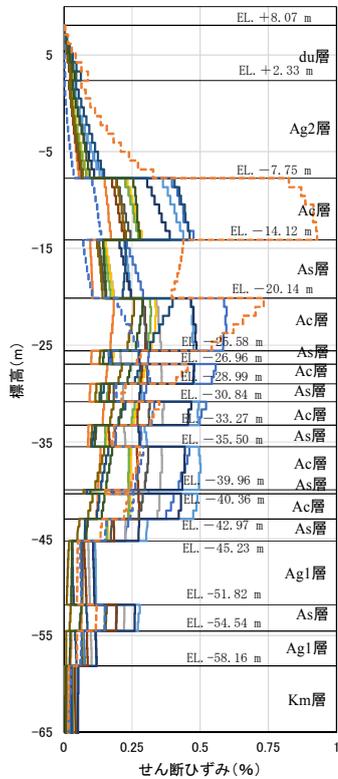


地点⑨断面

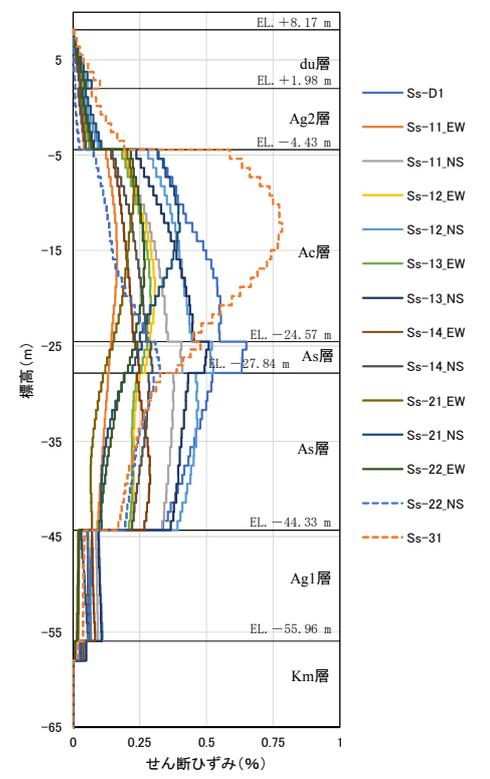


地点⑩断面

図 5. 11. 5-16 IV区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布



地点⑨断面



地点⑩断面

図 5. 11. 5-17 IV区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

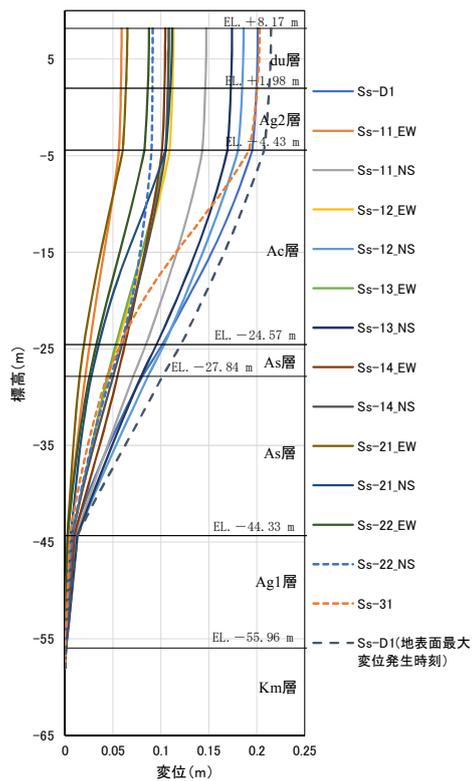
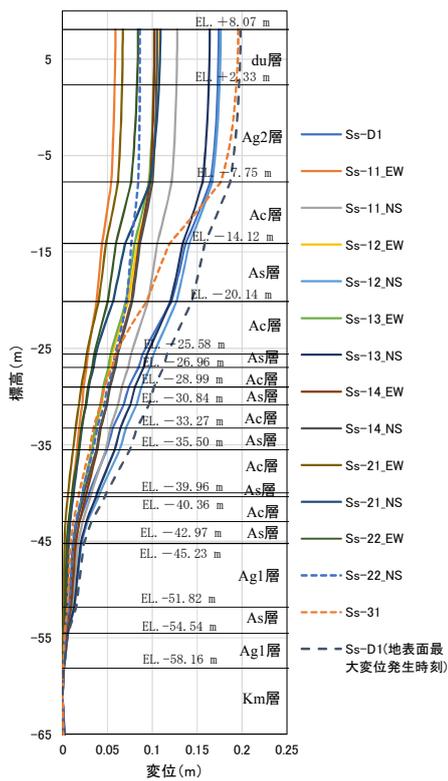


図 5. 11. 5-18 IV区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

(e) V区間

V区間は、敷地北西側と南西側に位置し、津波高さが T.P. +16.8 m (敷地南西側) または 15.4 m (敷地北西側) と想定される箇所である。北西側の V-1 区間は防潮壁が岩盤上面標高の等高線に対して斜めに横断しており、防潮壁の縦断方向断面及び横断方向断面に岩盤の傾斜が存在する。南西側の V-2 区間は、防潮壁が岩盤上面標高の等高線に対して垂直に横断しており、縦断方向断面のみに岩盤の傾斜が現れる。

第四紀層の厚さは、V-1 区間の方が厚く、防潮堤の下部構造である鋼管杭に発生する地震時の応力が大きくなることが予想されるため、V区間の検討はV-1区間を対象とする。

V区間においては、図 5.11.5-19 に示すように縦断方向及び横断方向とも岩盤上面標高の等高線が密になっており、岩盤の傾斜による影響が大きい地点①断面を評価対象断面として選定する。

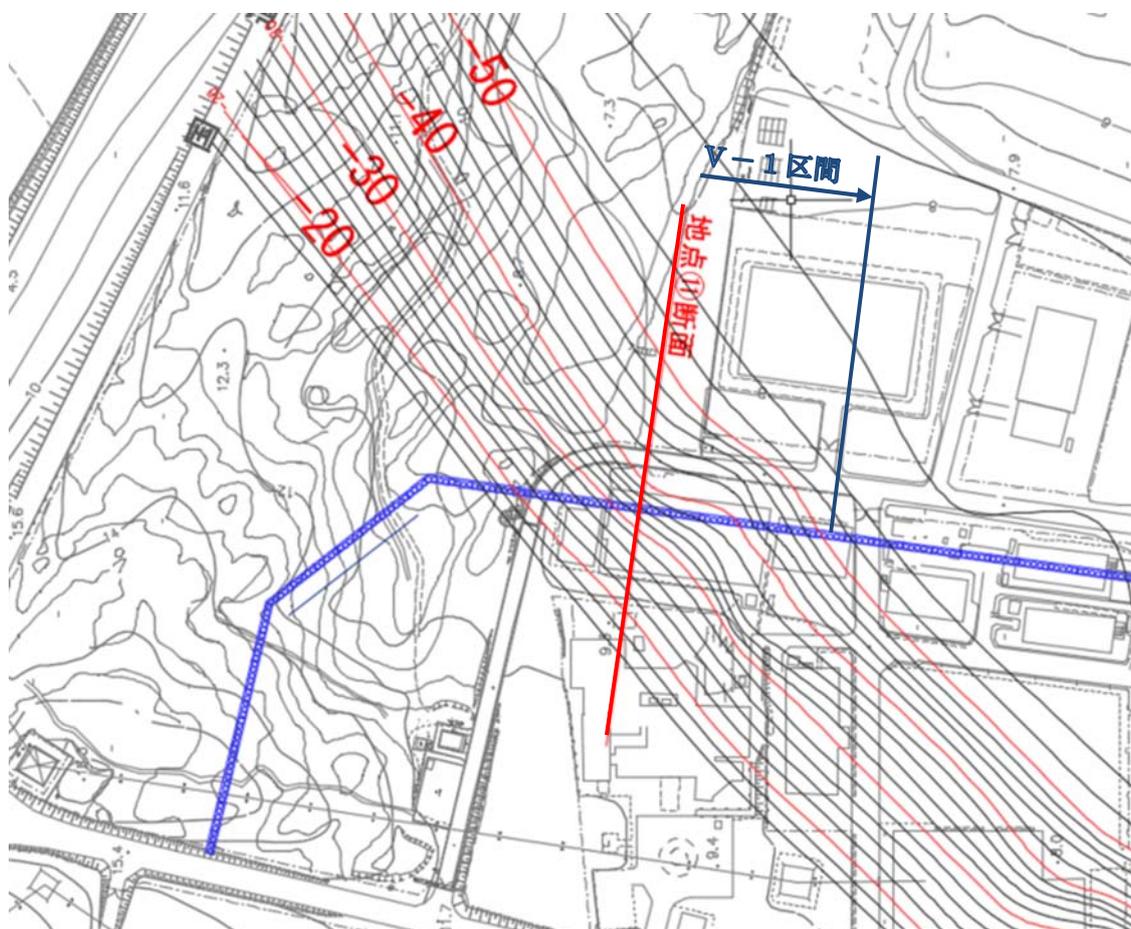


図 5.11.5-19 地点①断面における岩盤標高

b. 上部構造に対する断面選定

上部構造に関しては、構造別に鋼管杭径φ2000 区間（Ⅰ区間、Ⅳ区間、Ⅴ区間）、鋼管杭径φ2500 区間（Ⅱ区間、Ⅲ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。

上部構造の設計においては、地震および津波の重畳時の評価が支配的であることから、各断面における慣性力と波圧の合計値を算定し、合計値が一番大きい断面を評価対象断面とする。上部構造の断面選定に用いる慣性力としては各断面で実施した 1 次元地震応答解析結果における地表面最大加速度を用いた。表 5.11.5-7 および表 5.11.5-8 に各断面における慣性力を、表 5.11.5-9 および 5.11.5-10 に各断面における T.P. +24.0 m 津波時の津波波圧を、表 5.11.5-11 および表 5.11.5-12 に評価対象断面の選定結果を示す。鋼管杭径φ2000 区間では地点①断面を、鋼管杭径φ2500 区間では地点⑦断面を上部構造の評価対象断面と選定する。

表 5.11.5-7 鋼管杭径φ2000 区間における慣性力

区間	地点	地表面最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	水平震度	躯体自重 (kN/m <sup>2</sup> )	慣性力 (kN/m <sup>2</sup> )
Ⅰ	①	823.9 (S <sub>s</sub> -2 1 N S)	0.840	40.1	33.68
	②	746.8 (S <sub>s</sub> -3 1)	0.762	40.1	30.56
Ⅳ	⑨	458.4 (S <sub>s</sub> -3 1)	0.467	40.1	18.73
	⑩	457.3 (S <sub>s</sub> -3 1)	0.466	40.1	18.69
Ⅴ	⑪	451.0 (S <sub>s</sub> -3 1)	0.460	40.1	18.45

躯体自重 1 m<sup>2</sup>あたり：

(幅 3.0 m×長さ 11.5 m-直径 2.0 m×2.0 m×3.14/4×5 本)

×24.5 kN/m<sup>3</sup> /長さ 11.5 m=40.1 kN/m<sup>2</sup>

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

表 5. 11. 5-8 鋼管杭径 φ2500 区間における慣性力

区間	地点	地表面最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	水平震度	躯体自重 (kN/m <sup>2</sup> )	慣性力 (kN/m <sup>2</sup> )
II	③	755.2 (S <sub>s</sub> -3 1)	0.770	42.8	32.96
	④	750.1 (S <sub>s</sub> -2 1 NS)	0.765	42.8	32.74
	⑤	771.6 (S <sub>s</sub> -2 1 NS)	0.787	42.8	33.68
	⑥	815.7 (S <sub>s</sub> -3 1)	0.832	42.8	35.61
III	⑦	538.9 (S <sub>s</sub> -3 1)	0.550	42.8	23.54
	⑧	488.5 (S <sub>s</sub> -3 1)	0.498	42.8	21.31

躯体自重 1 m<sup>2</sup>あたり：

$$\begin{aligned} & (\text{幅 } 3.5 \text{ m} \times \text{長さ } 14.0 \text{ m} - \text{直径 } 2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 3.14 / 4 \times 5 \text{ 本}) \times 24.5 \text{ kN/m}^3 \\ & \quad / \text{長さ } 14.0 \text{ m} = 42.8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

表 5. 11. 5-9 鋼管杭径 φ2000 区間における津波波圧の比較 (T.P. +24.0 m 津波時)

区間	地点	地盤高さ	津波高さ	浸水深 (m)	津波波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
I	①	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	②	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
IV	⑨	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑩	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
V	⑪	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42

表 5. 11. 5-10 鋼管杭径 φ2500 区間における津波波圧の比較 (T.P. +24.0 m 津波時)

区間	地点	地盤高さ	津波高さ	浸水深 (m)	津波波圧 (kN/m <sup>2</sup> )
II	③	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	④	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑤	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑥	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
III	⑦	T.P. +4.0 m	T.P. +24.0 m	10.00	303.03
	⑧	T.P. +6.7 m	T.P. +24.0 m	8.65	262.12

表 5.11.5-11 鋼管杭径 φ2000 区間における評価対象断面選定結果

区間	地点	慣性力 (kN/m <sup>2</sup> )	津波波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	慣性力+ 津波波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	評価断面	選定結果
I	①	33.68	242.42	276.10	○	重畳時における作用荷重が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面①]
	②	30.56	242.42	272.98		
IV	⑨	18.73	242.42	261.15		
	⑩	18.69	242.42	261.11		
V	⑪	18.45	242.42	260.87		

表 5.11.5-12 鋼管杭径 φ2500 区間における評価対象断面選定結果

区間	地点	慣性力 (kN/m <sup>2</sup> )	津波波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	慣性力+ 津波波圧 (kN/m <sup>2</sup> )	評価断面	選定結果
II	③	32.96	242.42	275.38		
	④	32.74	242.42	275.16		
	⑤	33.68	242.42	276.10		
	⑥	35.61	242.42	278.03		
III	⑦	23.54	303.03	326.57	○	重畳時における作用荷重が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面③]
	⑧	21.31	262.12	283.43		

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5.11.5-11 表に、選定した評価対象断面図を図 5.11.5-21 図に示す。

なお、防潮堤の頂部に設置される津波・構内監視カメラの設計のための加速度応答の観点としては、以下の理由により南側断面（断面①）、東南断面（汀線沿い南側、断面②）、東北断面（汀線沿い北側、断面③）を対象断面とする。

断面①：防潮壁高さが T.P. +18 m の個所で第四紀層が薄く堆積する個所。

断面②：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層は薄い個所。

断面③：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層が厚く堆積する個所。

北西側（斜面部）については、防潮壁高さ及び第四紀層の厚さが断面①と同様であるため、断面①を参照することで確認する。

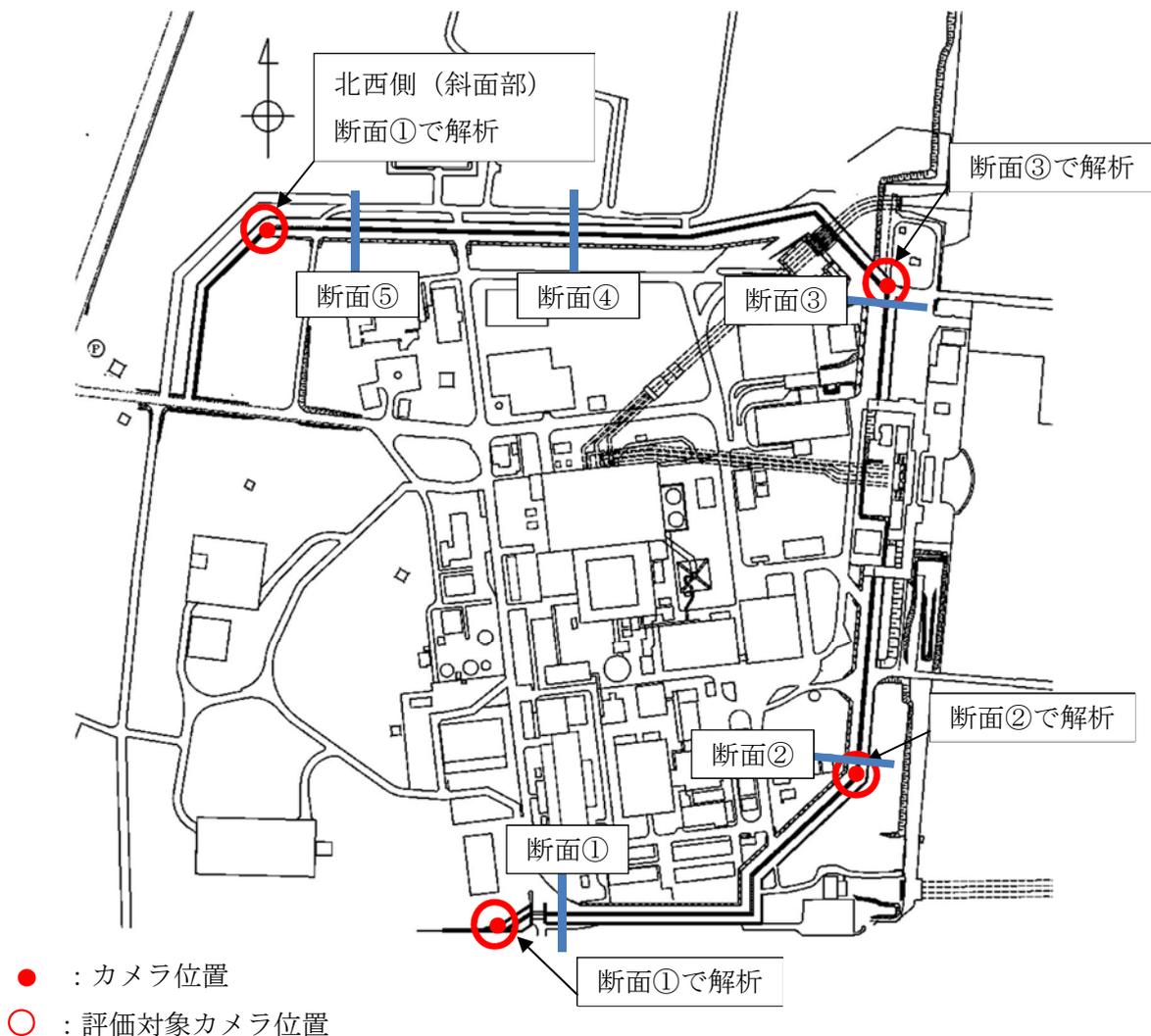


図 5.11.5-20 津波・構内監視カメラ位置図及び選定断面位置

表 5.11.5-11 評価対象断面の選定結果

断面	区間	鋼管杭径 (mm)	津波高さ	周辺地質	間接支持 する設備	評価断面	選定結果
断面①	I 区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：I 区間は、A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが大きい断面を選定する。 上部構造：鋼管杭径 φ 2000 の区間で重畳時の作用荷重が最も大きい断面を選定する。
断面②	II 区間	φ 2500	比較的津波高さが高い。	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：II 区間は、A g 2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが見えやすい断面を選定する。
断面③	III 区間	φ 2500	比較的津波高さが高い。	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：III 区間は、津波波圧が大きい断面を選定する。 上部構造：鋼管杭径 φ 2500 の区間で重畳時の作用荷重が最も大きい断面を選定する。
断面④	IV 区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	—	○	下部構造：IV 区間は、A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが大きい断面を選定する。
断面⑤	V 区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	岩盤上面が傾斜しており、40m 程度の標高差が存在する。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：V 区間は、第四紀層が厚く岩盤の傾斜が大きい断面を選定する。

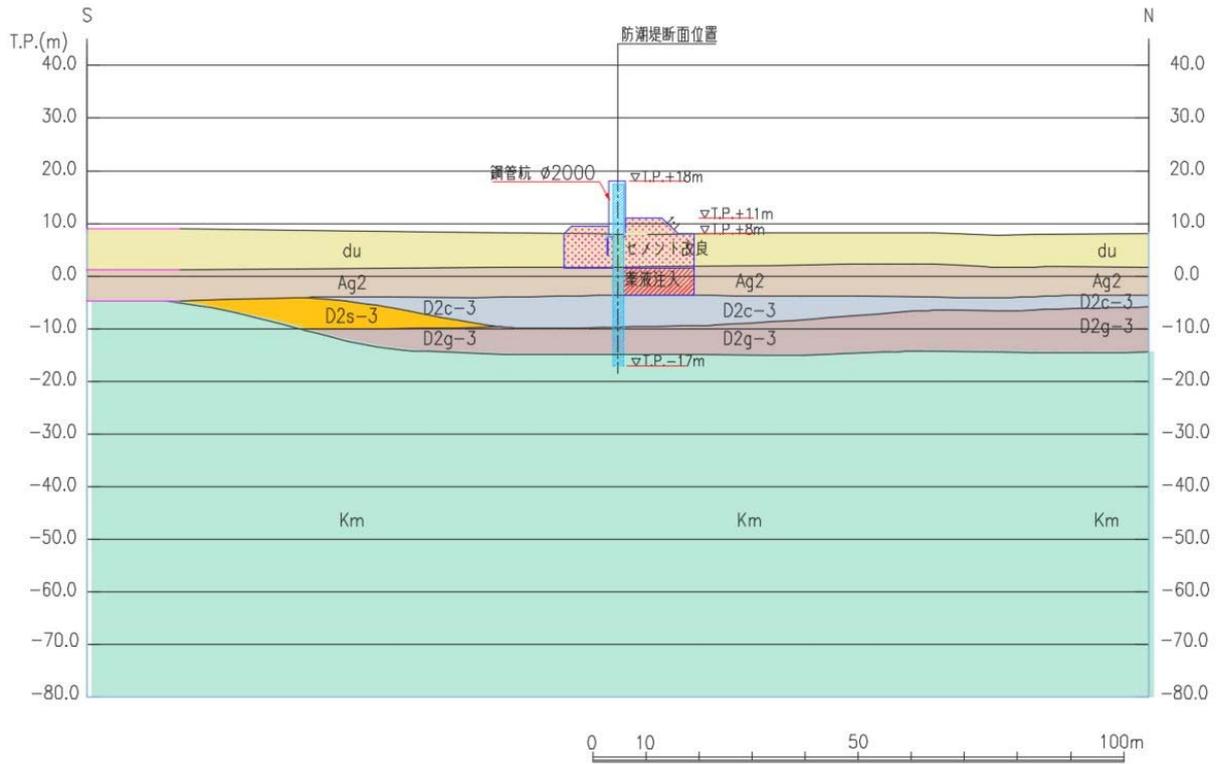


図 5. 11. 5-21 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面①)

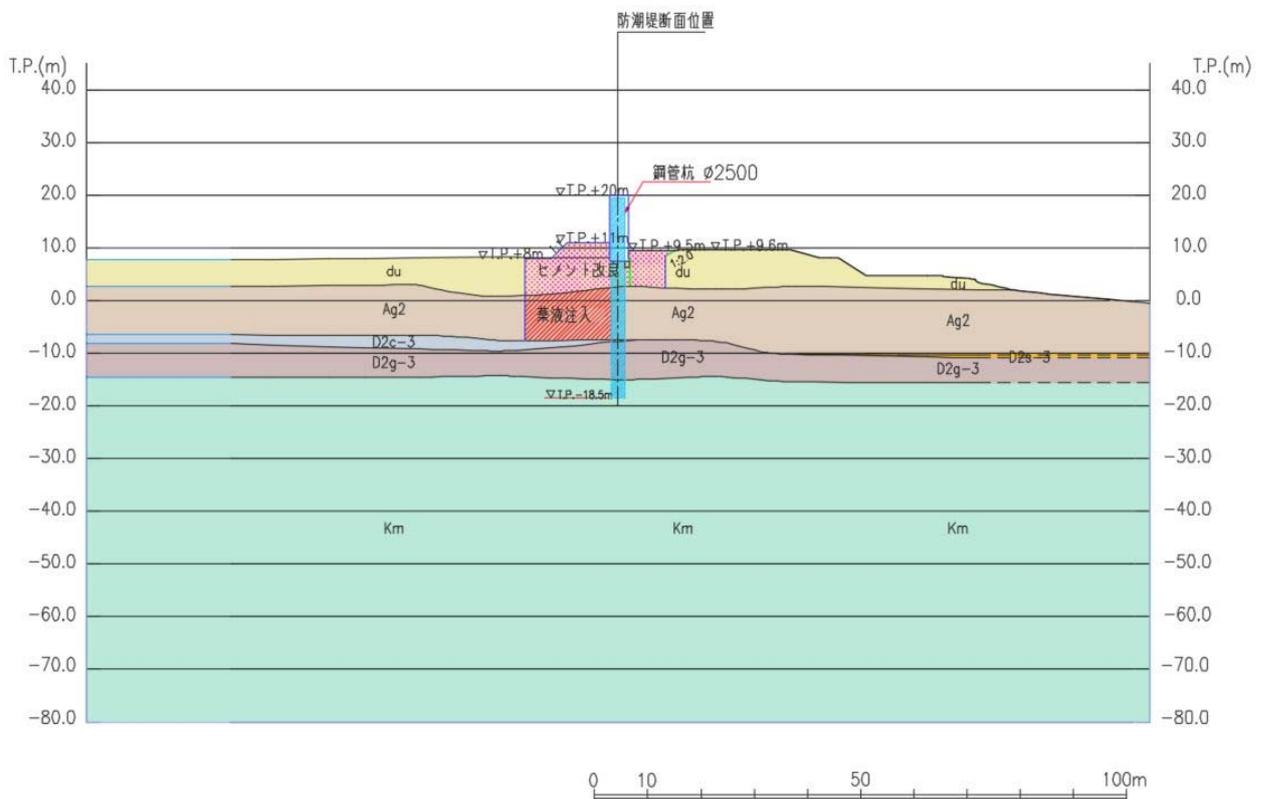


図 5. 11. 5-21 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面②)

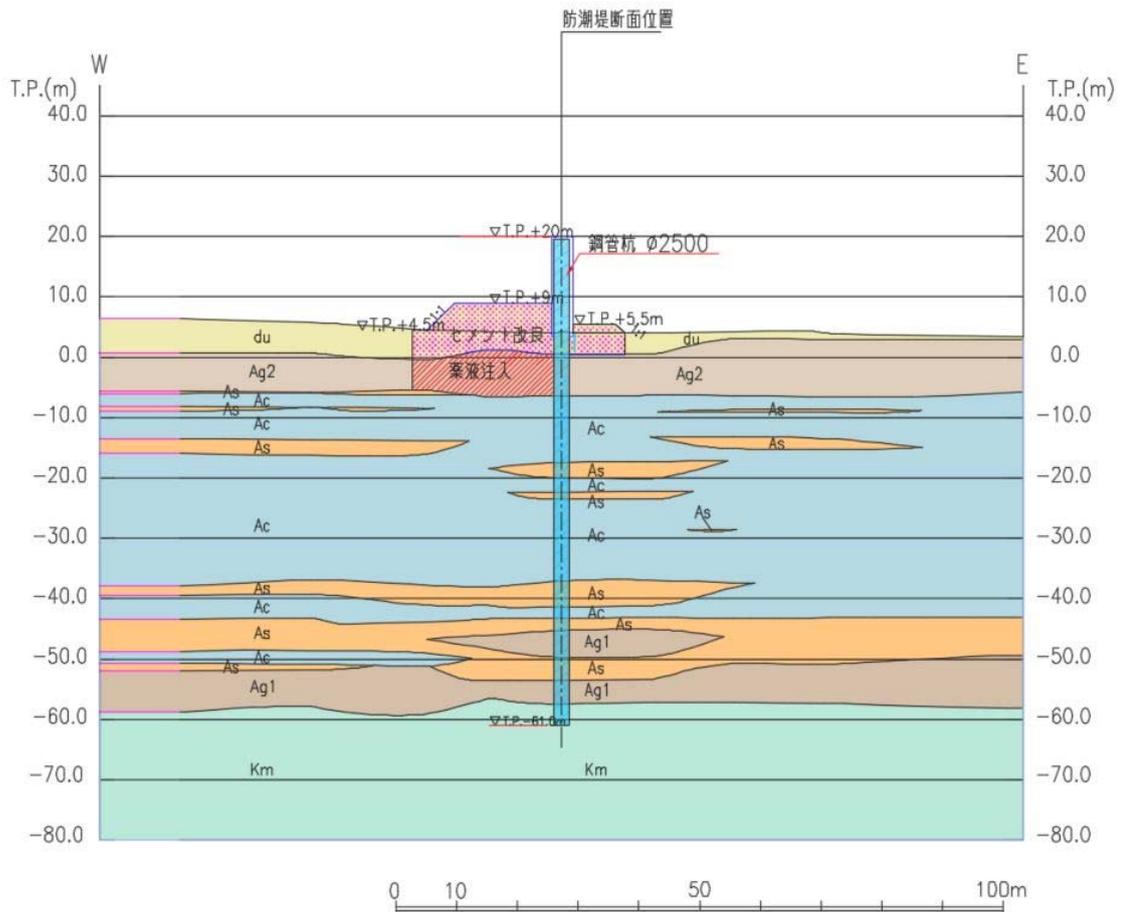


図 5. 11. 5—21 (3) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面③)

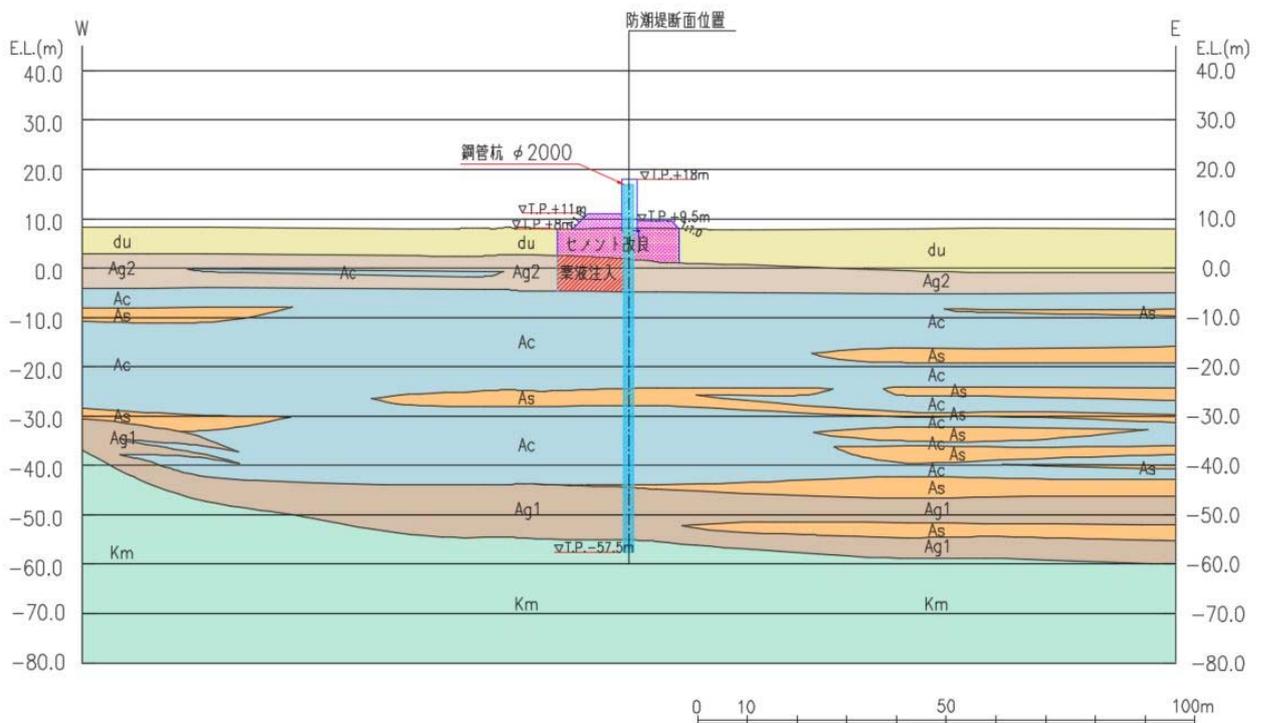


図 5. 11. 5—21 (4) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面④)

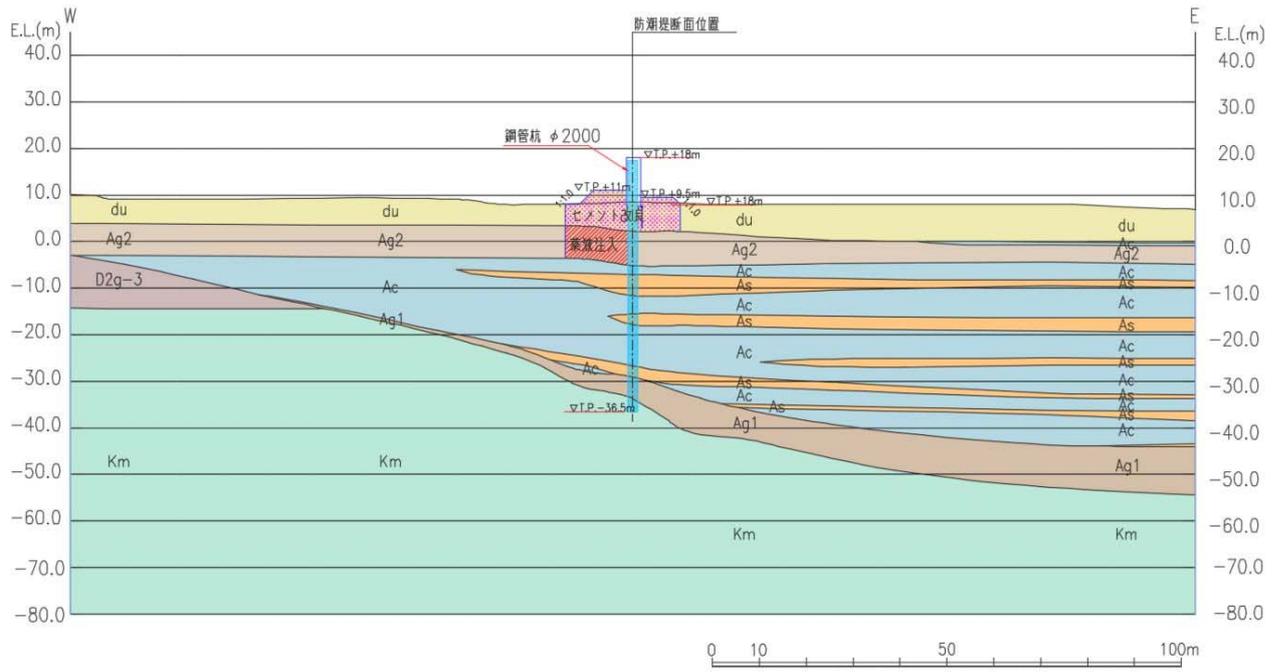
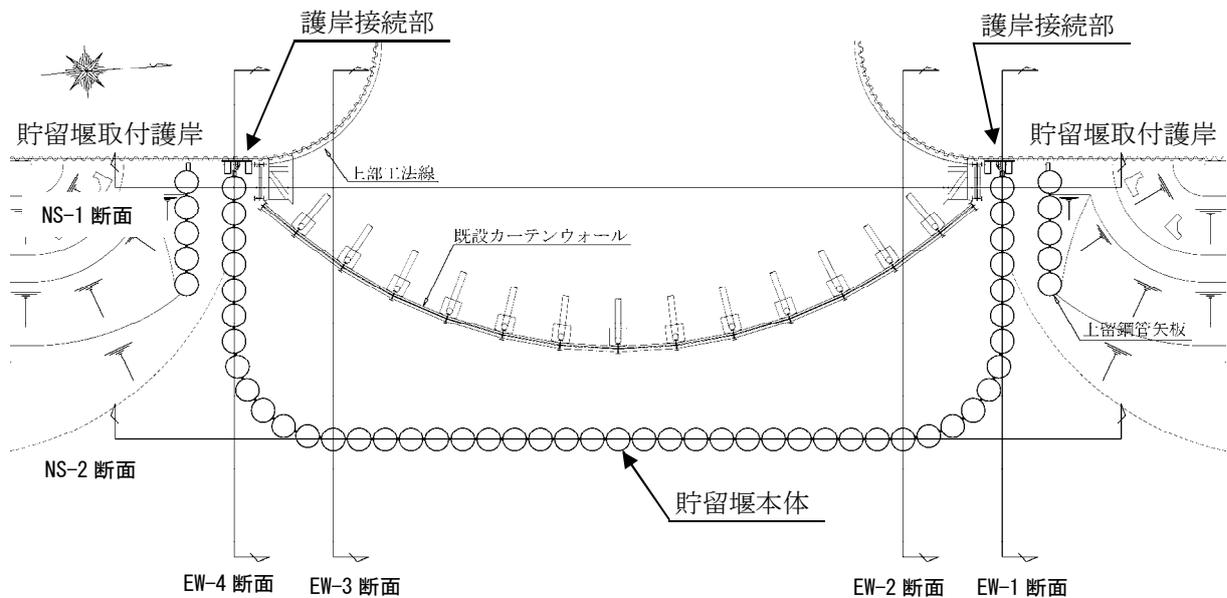


図 5. 11. 5-21 (5) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面⑤)

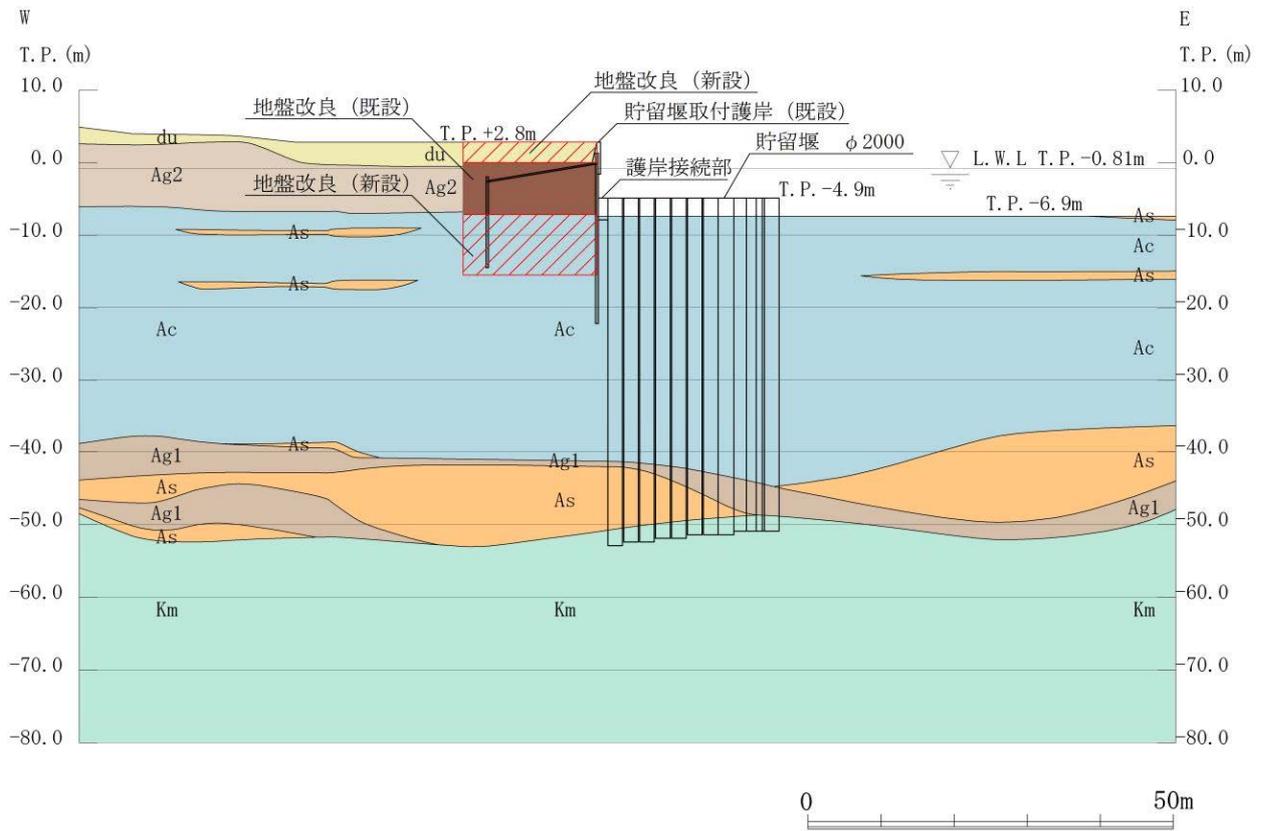
### 5.11.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸

貯留堰及び貯留堰取付護岸の平面配置図を第 5.11.6-1 図に、断面図を第 5.11.6-2 図に示す。貯留堰は、その機能及び目的から貯留堰本体及び護岸接続部に区分され、このうち貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、護岸接続部は止水ゴム、防護材及びこれらを取り付けるための鋼材より構成される。既設構造物である貯留堰取付護岸は、貯留堰の間接支持構造物であり、前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成される。

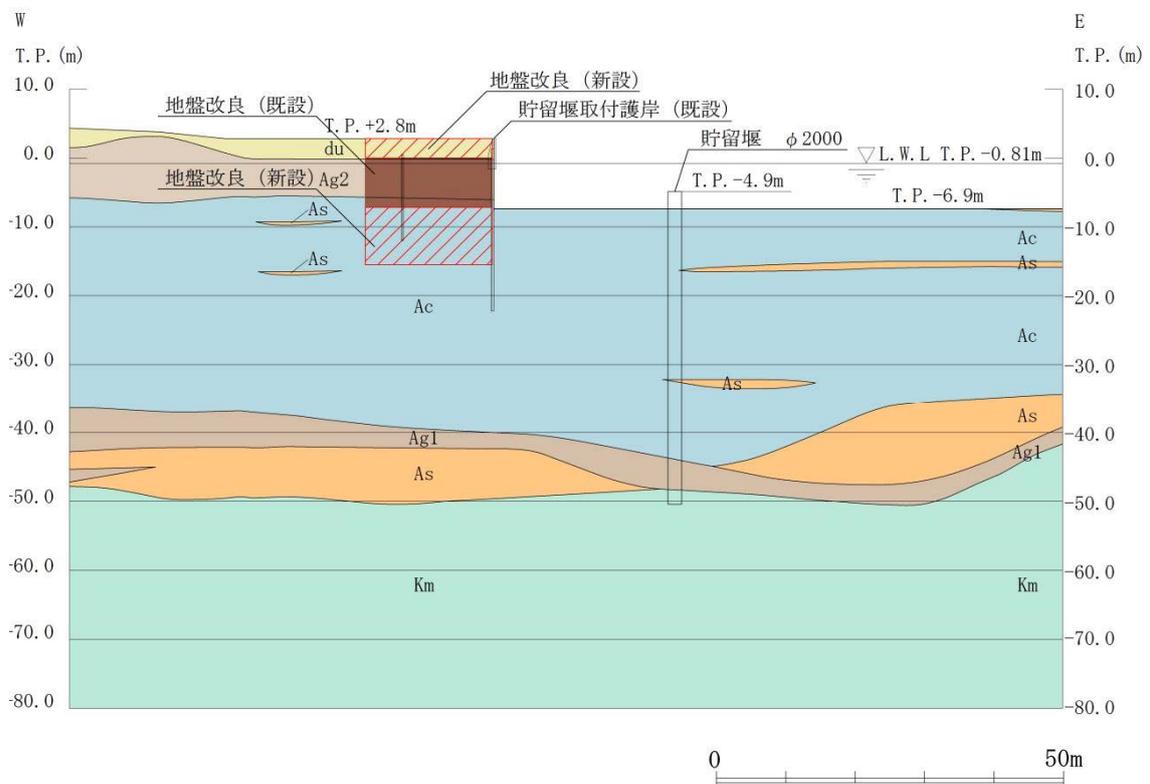
貯留堰は、鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成し、鋼管矢板の下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保する。鋼管矢板の天端は、非常用海水ポンプの取水性を確保するため、海底地盤レベル約 T.P. -6.9 m に対して天端高さを T.P. -4.9 m としており、約 2 m の堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約 65 m × 約 24 m である。



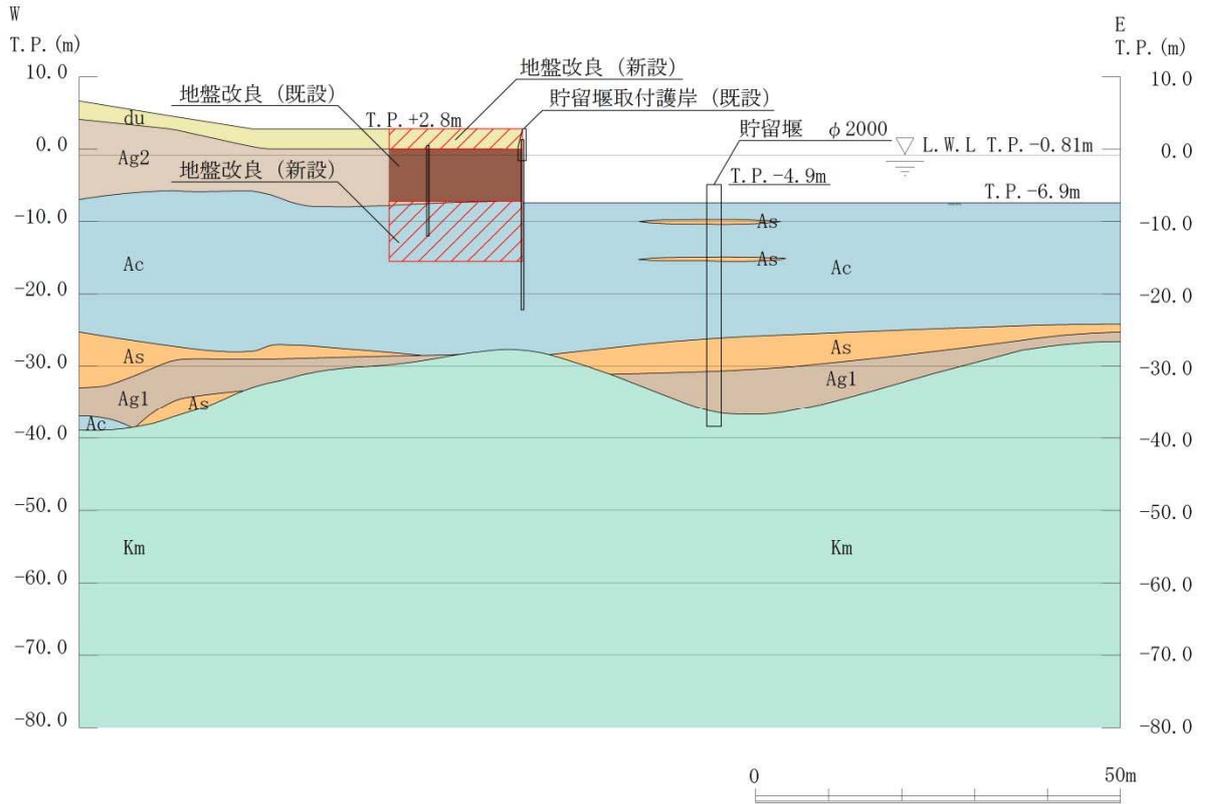
第 5.11.6-1 図 貯留堰及び貯留堰取付護岸の平面配置図



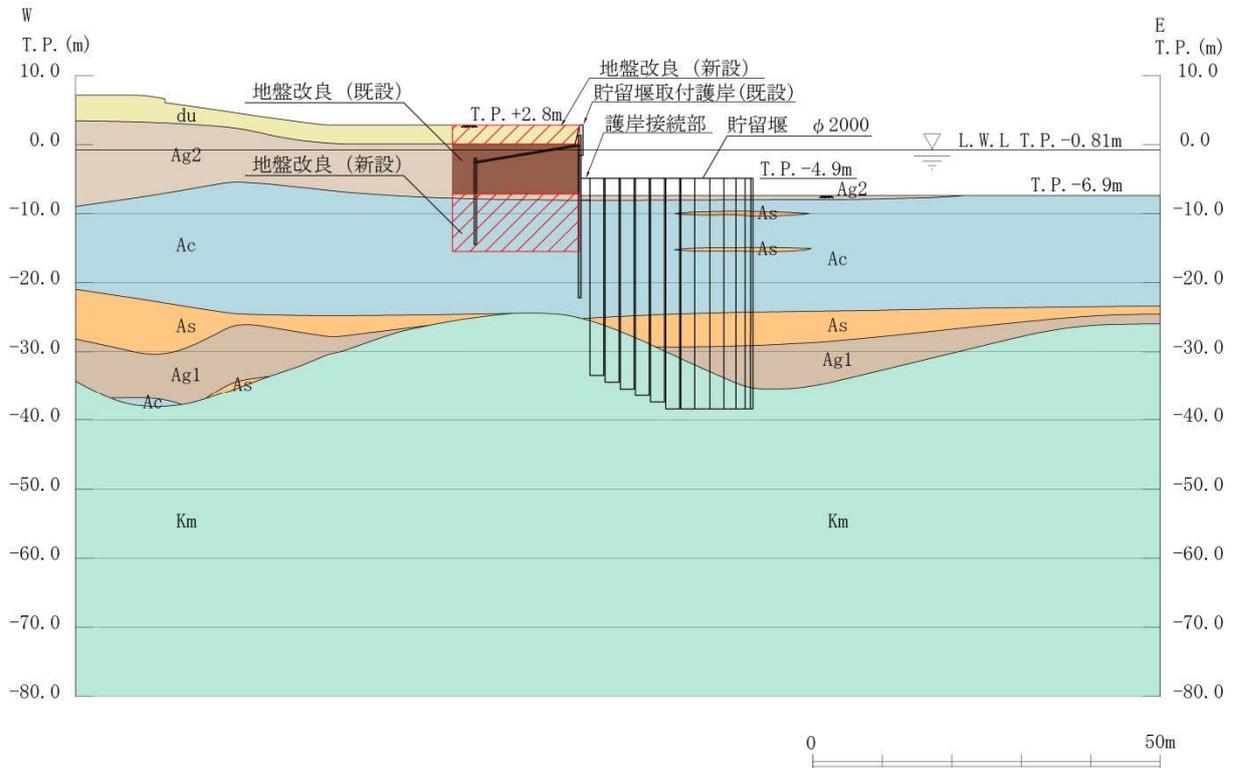
第 5.11.6-2 図 (1) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-1)



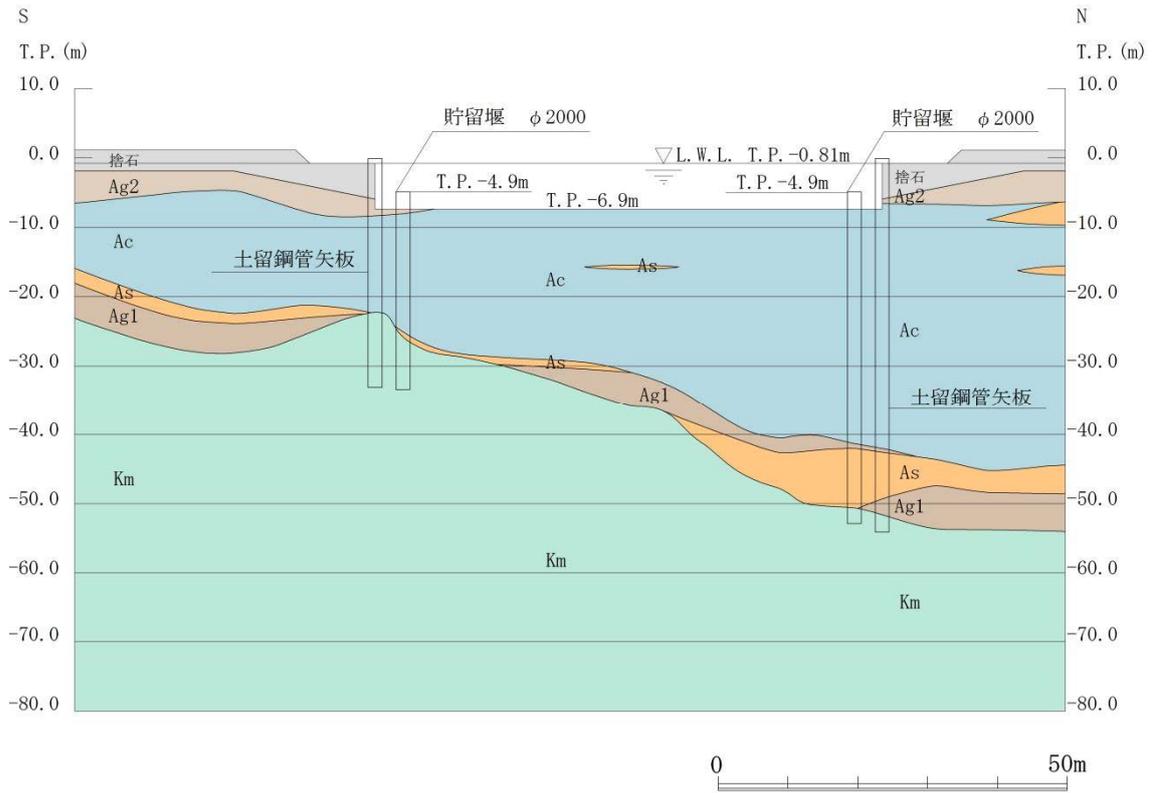
第 5.11.6-2 図 (2) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-2)



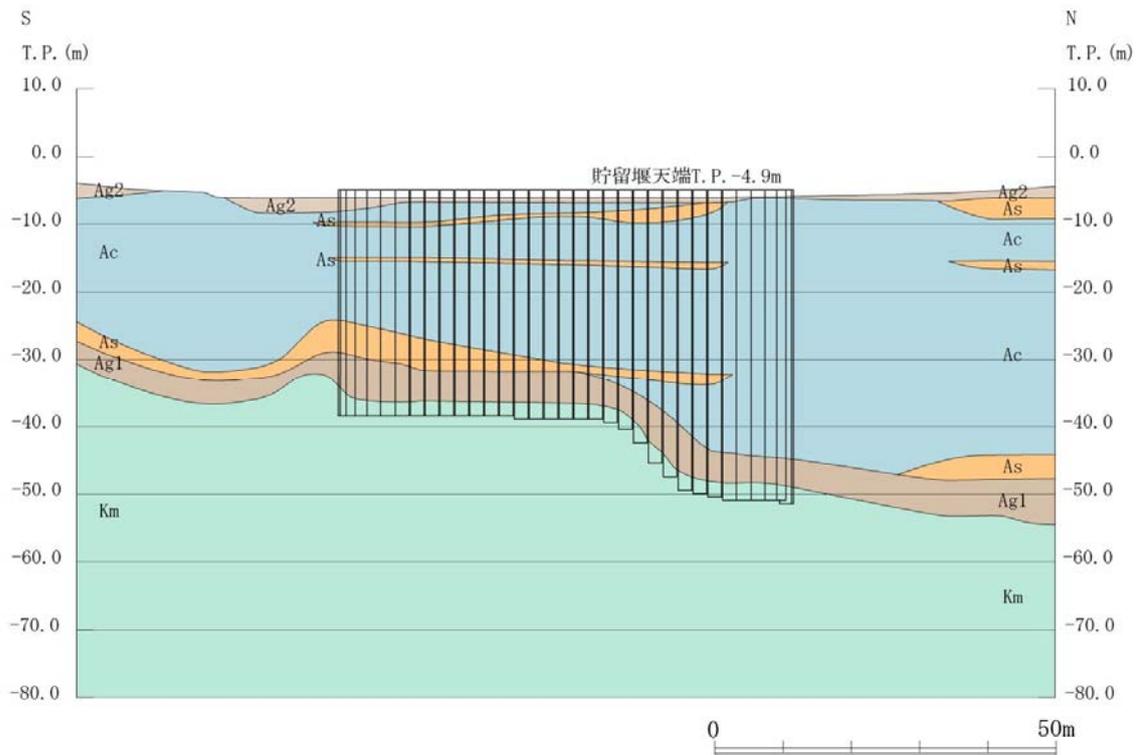
第 5. 11. 6-2 図 (3) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-3)



第 5. 11. 6-2 図 (4) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-4)



第 5. 11. 6-2 図 (5) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (NS-1)



第 5. 11. 6-2 図 (6) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (NS-2)

(1) 評価候補断面の特徴

評価候補断面の特徴を第 5. 11. 6-1 表に示す。

第 5. 11. 6-1 表 貯留堰及び貯留堰取付護岸 評価候補断面の特徴

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
EW-1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 東西方向（北側端部）</li> <li>・ 強軸断面方向（縦断方向）</li> <li>・ 護岸接続部を通る断面</li> </ul>	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—
EW-2	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 東西方向</li> <li>・ 弱軸断面方向（横断方向）</li> </ul>	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—
EW-3	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 東西方向</li> <li>・ 弱軸断面方向（横断方向）</li> </ul>	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—
EW-4	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 東西方向（南側端部）</li> <li>・ 強軸断面方向（縦断方向）</li> <li>・ 護岸接続部を通る断面</li> </ul>	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—
NS-1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 南北方向（西側端部）</li> <li>・ 弱軸断面方向（横断方向）</li> <li>・ 護岸接続部を通る断面</li> </ul>	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—
NS-2	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 南北方向（東側端部）</li> <li>・ 強軸断面方向（縦断方向）</li> </ul>	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—

(2) 評価対象断面の選定

貯留堰縦断方向は、加振方向に対して、鋼管が縦列に連結された鋼管矢板の構造断面性能により抵抗することから、強軸断面方向となる。一方、横断方向は、加振方向に隣接する鋼管矢板がないことから、弱軸断面方向となる。したがって、貯留堰の評価対象断面の選定では、弱軸断面方向の断面を選定する。

また、貯留堰及び貯留堰取付護岸の耐震評価においては、地中の鋼管矢板の周辺に分布する第四紀層の影響が大きいと考えられるため、第四紀層が厚い（岩盤上面標高が低い）断面を選定する。

さらに、護岸接続部及び貯留堰取付護岸の検討を行うことを目的とし、護岸接続部を通る断面についても選定する。

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を第 5.11.6-2 表に示す。

第 5.11.6-2 表 貯留堰及び貯留堰取付護岸 評価対象断面の選定結果

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
EW-1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 東西方向（北側端部）</li> <li>・ 強軸断面方向（縦断方向）</li> <li>・ 護岸接続部を通る断面</li> </ul>	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—	○	護岸接続部及び貯留堰取付護岸の検討断面として選定する。
EW-2	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 東西方向</li> <li>・ 弱軸断面方向（横断方向）</li> </ul>	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—	○	貯留堰本体の検討断面として選定する。
EW-3	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 東西方向</li> <li>・ 弱軸断面方向（横断方向）</li> </ul>	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—	—	EW-2 と比較して第四紀層が薄いため評価対象断面としない。
EW-4	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 東西方向（南側端部）</li> <li>・ 強軸断面方向（縦断方向）</li> <li>・ 護岸接続部を通る断面</li> </ul>	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—	—	EW-1 と比較して第四紀層が薄いため評価対象断面としない。
NS-1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 南北方向（西側端部）</li> <li>・ 弱軸断面方向（横断方向）</li> <li>・ 護岸接続部を通る断面</li> </ul>	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—	○	護岸接続部の検討断面として選定する。
NS-2	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 南北方向（東側端部）</li> <li>・ 強軸断面方向（縦断方向）</li> </ul>	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—	—	強軸断面方向のため評価対象断面としない。

### 5.11.7 防潮扉 2

防潮扉 2 の扉体は、鋼製の桁及びスキムプレートを組合せた構造であり、戸当りを介して鉄筋コンクリート防潮壁の躯体に設置する。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

鉄筋コンクリート防潮壁は、鉄筋コンクリート造の構造物であり、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁とのジョイント部に止水ジョイント部材を設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と鋼管杭基礎は、鉄筋コンクリート製のフーチングを介した一体構造とする。

なお、敷地東側の鉄筋コンクリート防潮壁区間内に設置する防潮扉 1 の評価対象断面の選定については、「5.11.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）」に記載する。

土層構成に関して、防潮扉 2 の位置が鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の評価対象断面①の位置と近接していること、防潮扉 2 の位置の岩盤上面標高 T.P.  $-9.8 \sim 12.3$  m に対して、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の評価対象断面①の岩盤上面標高が T.P.  $-14.6$  m と低くなっており、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の評価対象断面①のほうが安全側であることを考慮して、土層構成は鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の評価対象断面①と同じものを使用する。

防潮扉および鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤評価対象断面位置図を図 5.11.7-1、防潮扉 2 断面位置図を図 5.11.7-2、構造図を図 5.11.7-3 に示す。

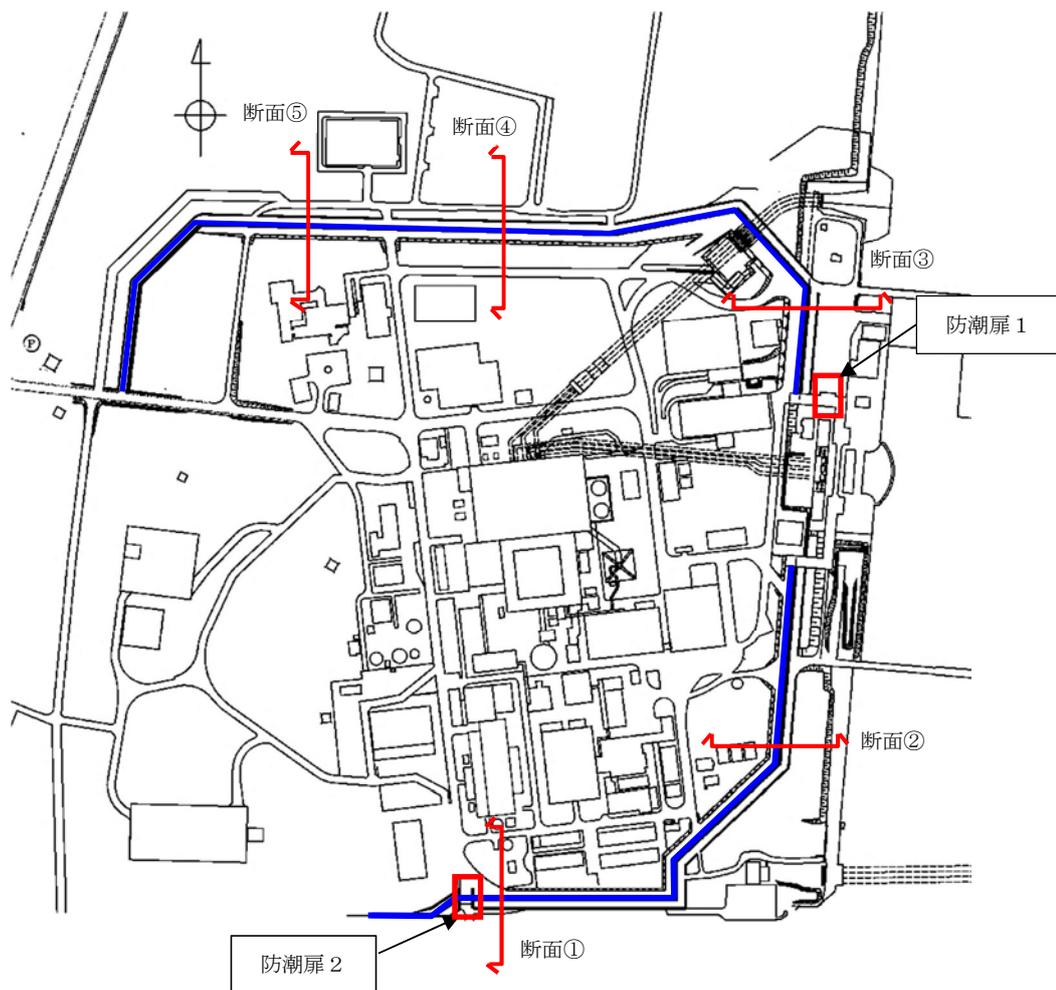


図 5.11.7-1 防潮扉および鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤評価対象断面位置図

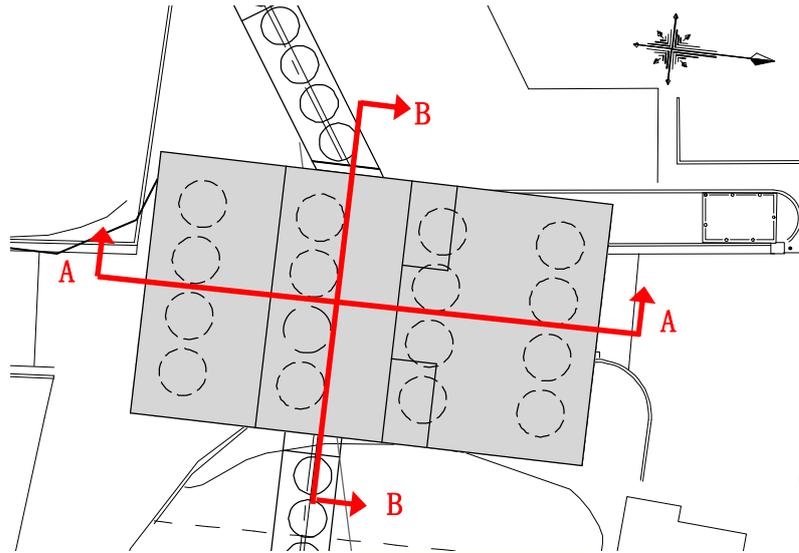


図 5.11.7-2 防潮扉 2 断面位置図

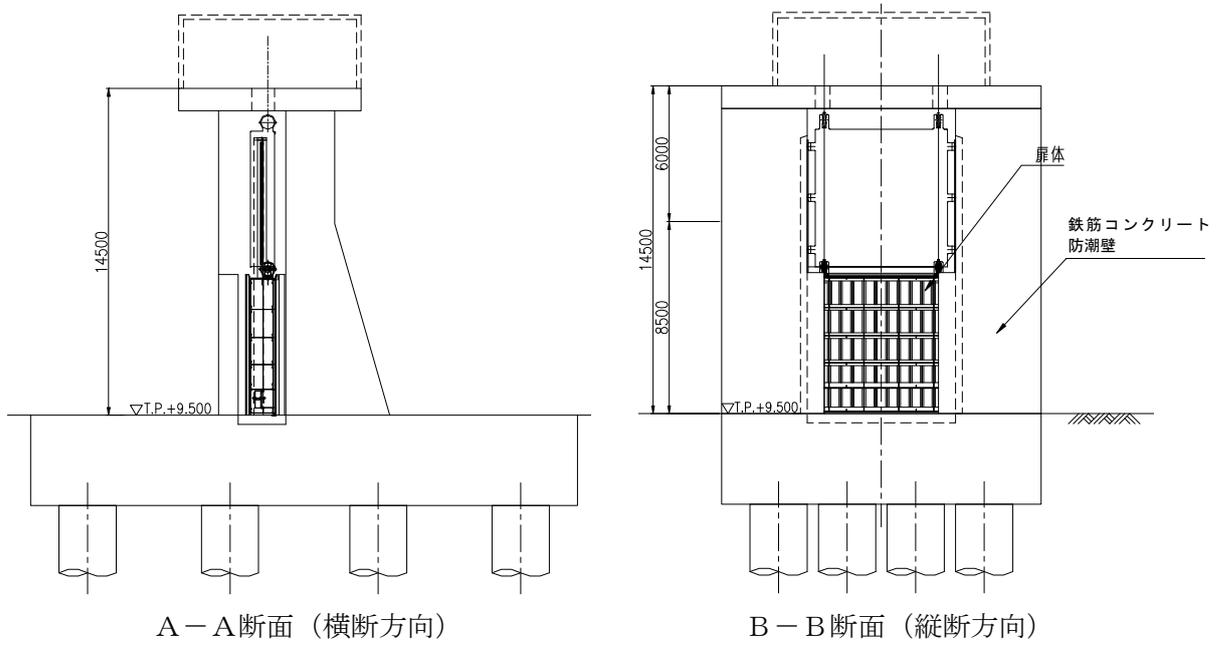


図 5.11.7-3 構造図

(1) 評価対象断面の特徴

評価候補断面の特徴を表 5. 11. 7-1 に示す。

表 5. 11. 7-1 評価候補断面の特徴

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
A-A	・防潮扉 2 の横断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体
B-B	・防潮扉 2 の縦断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体

A-A断面は、全断面で防潮堤高さが同一であり、断面位置による差異がなく、構造物の対称性を考え評価対象断面は構造物中心位置の断面とする。

B-B断面は、横断方向に躯体形状が変化することから、評価対象断面は最も躯体高さが高くなる扉体位置の断面とする。

(2) 評価対象断面の選定

防潮扉 2 は横断方向と縦断方向で構造が異なるため、その両方向を評価対象断面として選定する。

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 11. 7-2 に、選定した評価対象断面の位置を図 5. 11. 7-4 に、評価対象断面図を図 5. 11. 7-5 及び図 5. 11. 7-6 に示す。

表 5. 11. 7-2 評価対象断面の選定結果

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
A-A	・防潮扉 2 の横断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体	○	横断方向の代表断面として選定する。
B-B	・防潮扉 2 の縦断方向断面である。	第四紀層が薄い（岩盤上面標高が高い）。	扉体	○	縦断方向の代表断面として選定する。

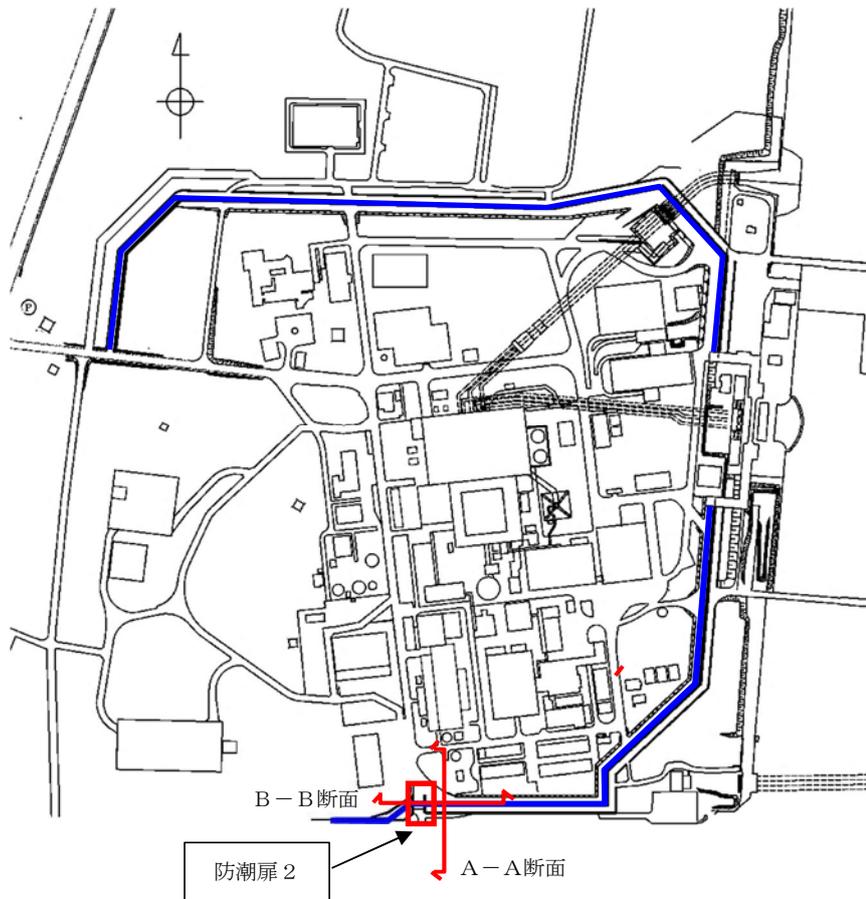


图 5.11.7-4 防潮扉 2 評価対象断面位置図



图 5.11.7-5 評価対象断面図 (A-A)

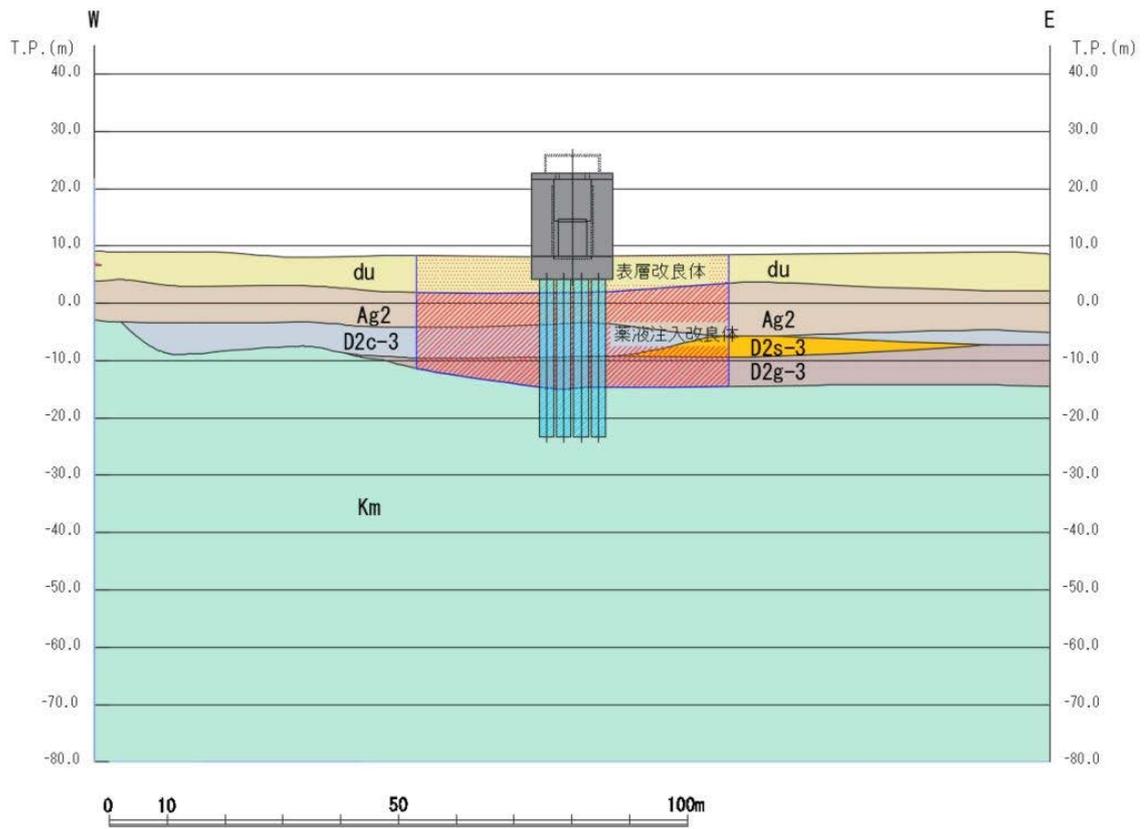


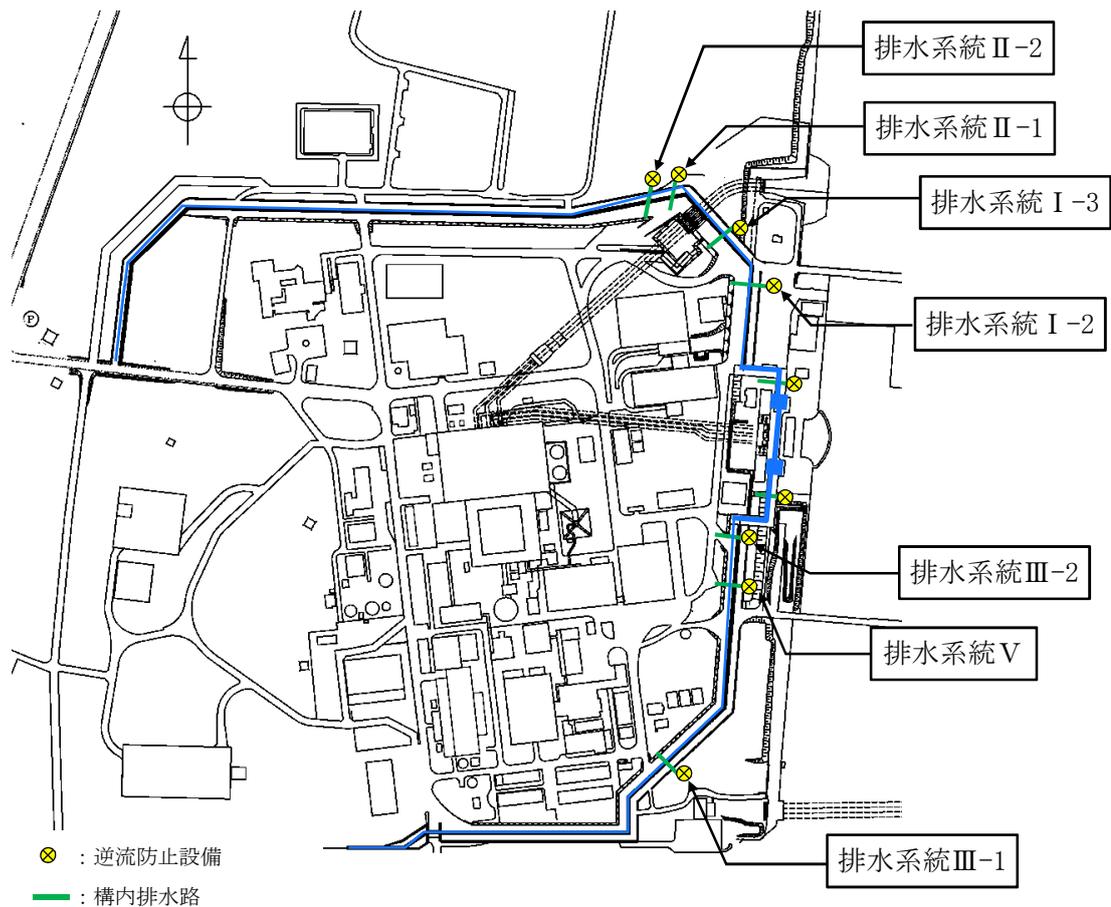
図 5.11.7-6 評価対象断面図 (B-B)



### 5.11.8 構内排水路逆流防止設備

構内排水路逆流防止設備の平面図を第 5.11.8-1 図に示す。

構内排水路逆流防止設備は、防潮堤の杭間を通る鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側・出口側の鉄筋コンクリート製の集水桝及び出口側の集水桝に設置される鋼製のフラップゲートから構成される構造物である。集水桝は、底版と 4 面の壁からなる箱型の構造物であり、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。



第 5.11.8-1 図 構内排水路逆流防止設備の平面図

(1) 評価候補断面の特徴

構内排水路逆流防止設備は、防潮堤の評価候補断面の特徴において設定した 5 区間のうち、Ⅱ区間とⅢ区間の範囲に設置される。Ⅱ区間は比較的津波高さが高く第四紀層が薄い区間であり、Ⅲ区間は比較的津波高さが高く第四紀層が厚く堆積している区間である。

構内排水路逆流防止設備（集水柵）評価候補断面の特徴を第 5.11.8-1 表に示す。

第 5.11.8-1 表 構内排水路逆流防止設備（集水柵）評価候補断面の特徴

断面 (排水 系統)	区間*	津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備
I-2	区間Ⅲ	比較的津波高さが 高い。	T.P. +4.0 m	第四紀層が厚く堆積 し、岩盤上面標高が 低い。	フラップ ゲート
I-3	区間Ⅲ	比較的津波高さが 高い。	T.P. +4.0 m	第四紀層が厚く堆積 し、岩盤上面標高が 低い。	フラップ ゲート
Ⅱ-1	区間Ⅲ	比較的津波高さが 高い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が厚く堆積 し、岩盤上面標高が 低い。	フラップ ゲート
Ⅱ-2	区間Ⅲ	比較的津波高さが 高い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が厚く堆積 し、岩盤上面標高が 低い。	フラップ ゲート
Ⅲ-1	区間Ⅱ	比較的津波高さが 低い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が薄く堆積 し、岩盤上面標高が 高い。	フラップ ゲート
Ⅲ-2	区間Ⅱ	比較的津波高さが 低い。	T.P. +7.7 m	第四紀層が薄く堆積 し、岩盤上面標高が 高い。	フラップ ゲート
V	区間Ⅱ	比較的津波高さが 低い。	T.P. +7.7 m	第四紀層が薄く堆積 し、岩盤上面標高が 高い。	フラップ ゲート

注記 \*：「5.11.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」の第 5.11.5-3 図 評価候補断面の平面図において設定した区間

(2) 評価対象断面の選定

構内排水路逆流防止設備の評価対象断面は、津波波力による影響が大きい断面を選定する。第 5.11.8-1 表に示す排水系統のうち、排水系統 I-2 及び I-3 は津波高さの高い区間Ⅲに位置し、集水桝の設置地盤標高が他の排水系統に比べて低いため、津波波力が大きくなる。また、排水系統 I-2 のほうが排水系統 I-3 よりもより海側に面しているため、波力による影響が大きいと考えられる。よって、排水系統 I-2 を評価対象断面とする。

排水系統 I-2 周辺の地盤は岩盤上面標高が低く、過圧密粘土層である A c 層が厚く堆積しており、集水桝及び排水管を支持する杭体に発生する地震時の応力が大きくなると考えられる。

(3) 評価対象断面の選定

評価対象断面の選定結果を第 5.11.8-2 表に、選定した評価対象断面図を第 5.11.8-2 図に示す。

第 5.11.8-2 表 (1) 評価対象断面の選定結果 (1/2)

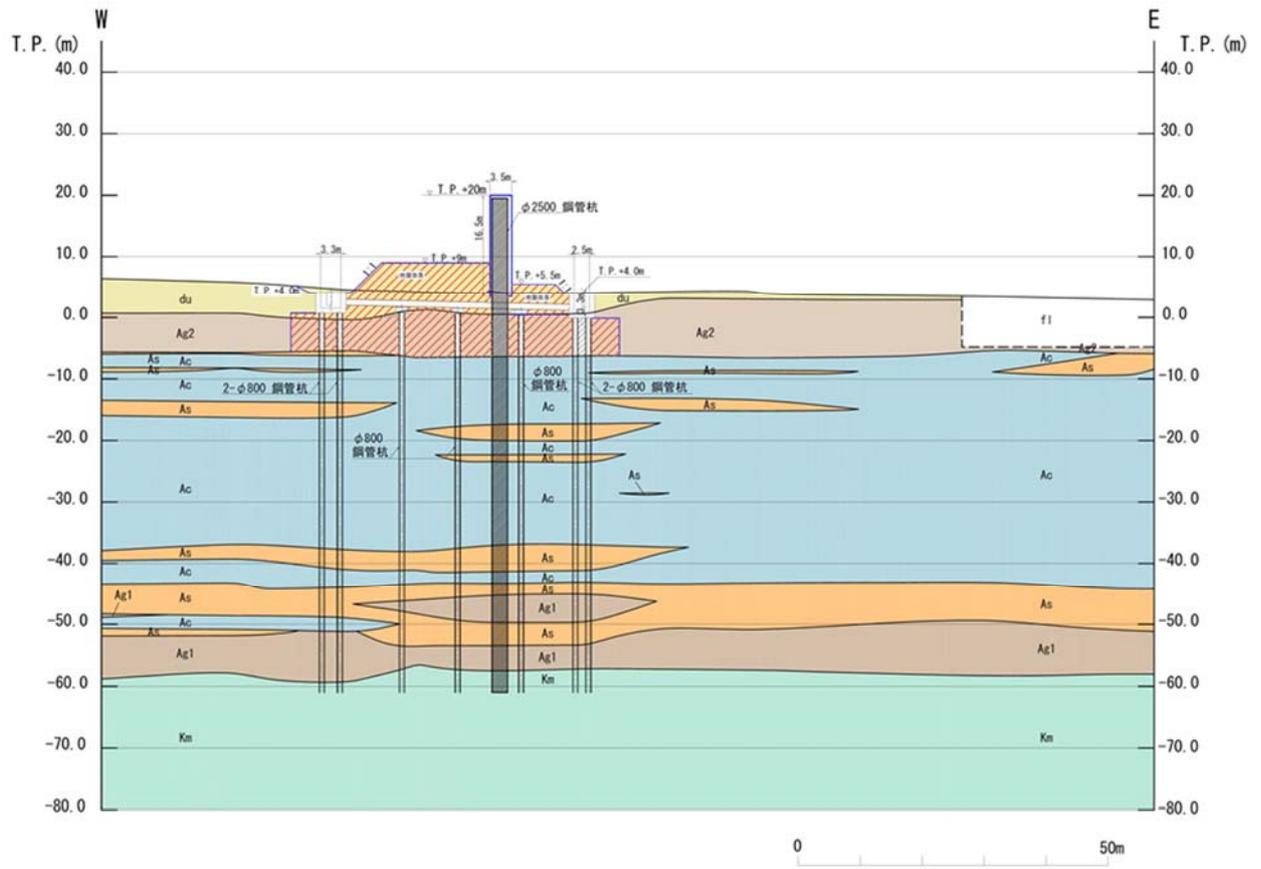
断面 (排水 系統)	区間*	津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価断面	選定結果
I-2	区間Ⅲ	比較的津波高さが 高い。	T.P. +4.0 m	第四紀層が厚く堆積 し、岩盤上面標高が 低い。	フラップ ゲート	○	津波波力が大きく、I-3 よりも 海側に面し津波の影響を大きく 受けること、杭体に発生する地 震時の応力が大きいと考えられ ることから評価対象断面として 選定する。
I-3	区間Ⅲ	比較的津波高さが 高い。	T.P. +4.0 m	第四紀層が厚く堆積 し、岩盤上面標高が 低い。	フラップ ゲート	—	I-2 と同等の津波波力である が、I-2 よりも陸側に位置する ため、評価対象断面としない。
II-1	区間Ⅲ	比較的津波高さが 高い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が厚く堆積 し、岩盤上面標高が 低い。	フラップ ゲート	—	I-2 に比べて設置地盤標高が高 く津波波力が小さいため、評価 対象断面としない。
II-2	区間Ⅲ	比較的津波高さが 高い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が厚く堆積 し、岩盤上面標高が 低い。	フラップ ゲート	—	I-2 に比べて設置地盤標高が高 く津波波力が小さいため、評価 対象断面としない。

注記 \* : 「5.11.5 防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)」の第 5.11.5-3 図 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

第 5.11.8-2 表 (2) 評価対象断面の選定結果 (2/2)

断面 (排水 系統)	区間*	津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	今回工認 評価断面	選定結果
III-1	区間 II	比較的津波高さが 低い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が薄く堆積 し、岩盤上面標高が 高い。	フラップ ゲート	—	区間 III に比べて津波波力が小さ く、また岩盤上面標高が高く杭 体に生じる応力が区間 III に比べ て小さいため、評価対象断面と しない。
III-2	区間 II	比較的津波高さが 低い。	T.P. +7.7 m	第四紀層が薄く堆積 し、岩盤上面標高が 高い。	フラップ ゲート	—	区間 III に比べて津波波力が小さ く、また岩盤上面標高が高く杭 体に生じる応力が区間 III に比べ て小さいため、評価対象断面と しない。
V	区間 II	比較的津波高さが 低い。	T.P. +7.7 m	第四紀層が薄く堆積 し、岩盤上面標高が 高い。	フラップ ゲート	—	区間 III に比べて津波波力が小さ く、また岩盤上面標高が高く杭 体に生じる応力が区間 III に比べ て小さいため、評価対象断面と しない。

注記 \* : 「5.11.5 防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁) 」の第 5.11.5-3 図 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間



第 5. 11. 8-2 図 構内排水路逆流防止設備の断面図 (排水系統 I-2)

## 5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価

### 5.12.1 概要

貯留堰内の貯水に対して、スロッシングによる溢水量が貯留堰貯水量へ与える影響を評価する。具体的には、余震（ $S_d-D1$ ）によるスロッシングによって発生する貯留堰からの溢水量を算定し、貯留堰の有効容量から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの取水可能時間が、引き波の継続時間（水位が貯留堰天端を下回る時間約 3 分）に対して余裕があることを確認する。また、非常用海水ポンプ\*位置での水位の時刻歴を確認し、非常用海水ポンプの取水可能限界水位を下回っていないことを確認する。

貯留堰鳥瞰図を図 5.12-1 に、貯留堰の平面図及び断面図を図 5.12-2 に示す。また、引き波の継続時間約 3 分の考え方を図 5.12-3 に示す。

※ 残留熱除去系海水系ポンプ：4 機，非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：2 機，  
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ：1 機  
詳細位置を図 5.12-4 に示す。



図 5.12-1 貯留堰鳥瞰図

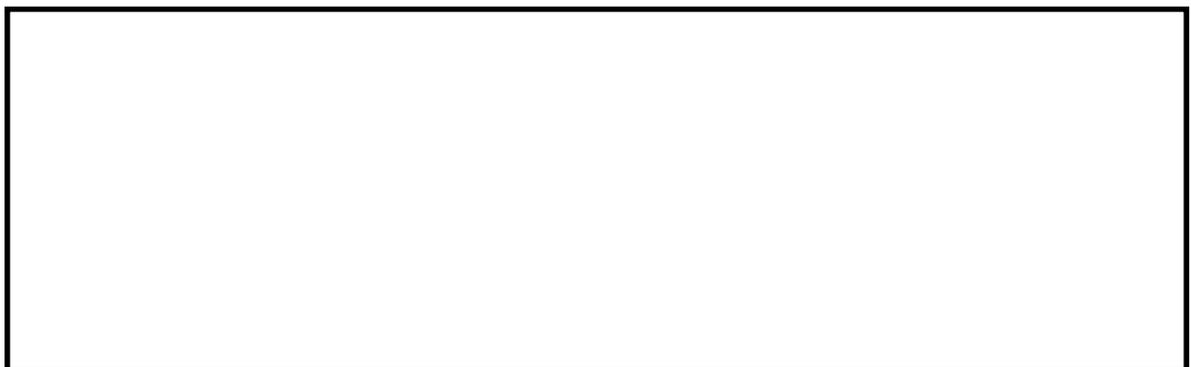


図 5.12-2 貯留堰断面図

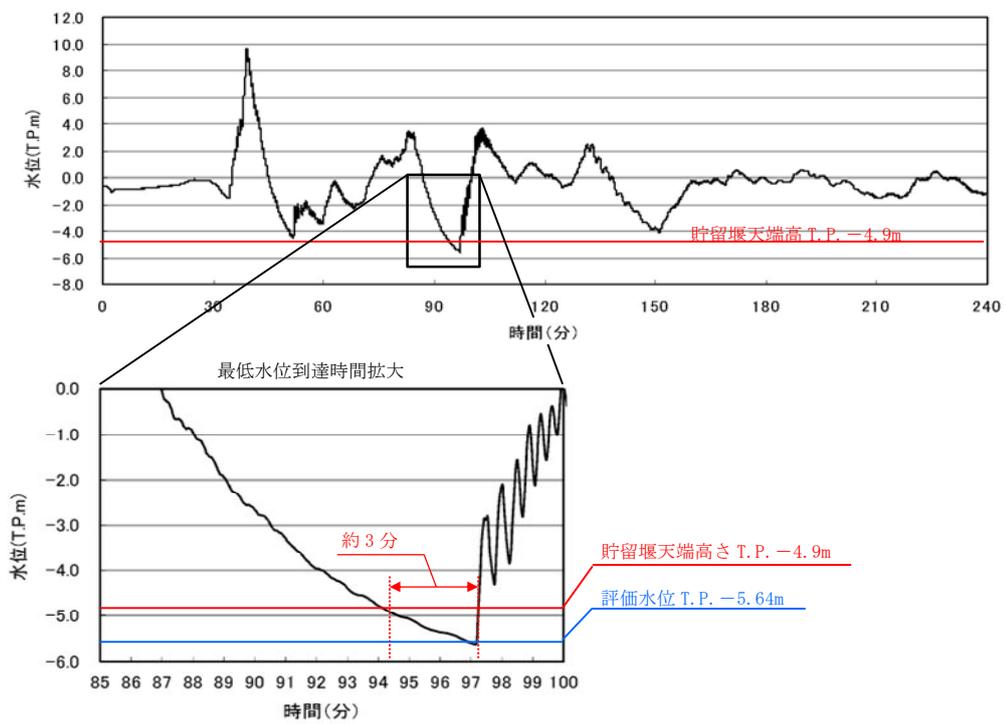


図 5.12-3 引き波の継続時間（約 3 分）の考え方

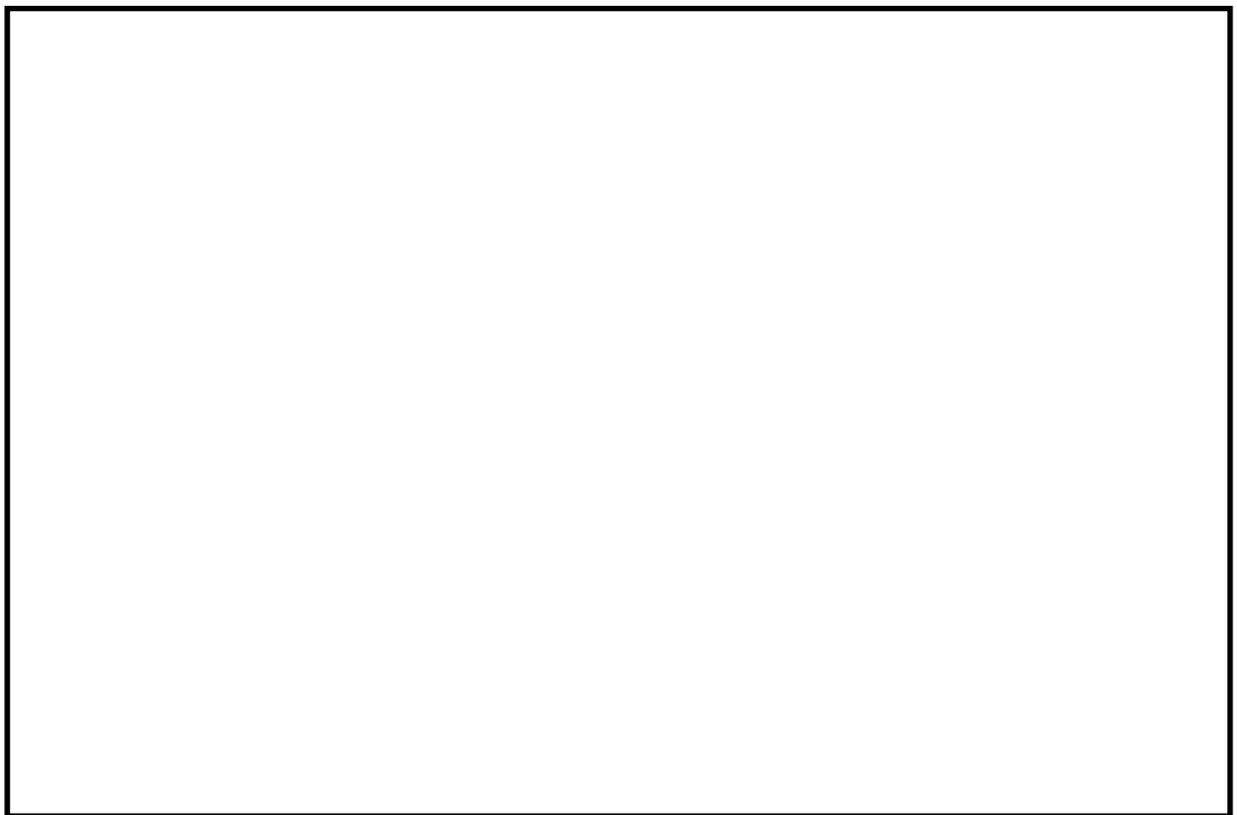


図 5.12-4 非常用海水ポンプ詳細位置図

### 5.12.2 検討方針

#### (1) 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認)

引き波によって水位が貯留堰天端を下回る時間(約3分)と余震( $S_d-D1$ )との重畳を考慮したスロッシング解析によりに溢水量を算出し、その溢水量を考慮しても貯留量が確保されていることを確認する。

溢水量の算定においては、水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して保守的な結果を得るため、5分間(300秒間)のスロッシングによる溢水量を算定するものとする。

#### (2) 検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認)

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の水位時刻歴波形を算出し、余震継続時間内における貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位(T.P. -5.7 m)を下回っていないことを確認する。スロッシング解析時間は、検討項目1と同様に5分間とする。

スロッシング検討フローを図5.12-5に示す。

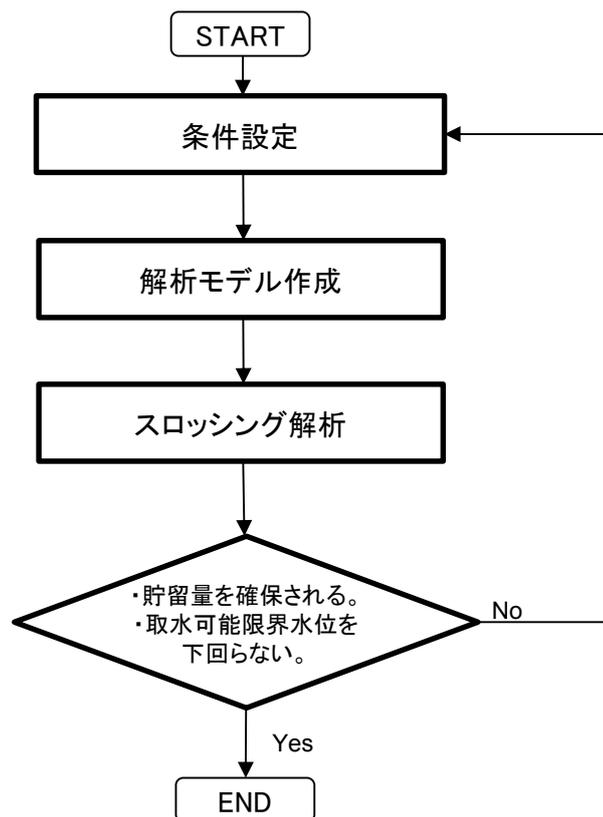


図 5.12-5 スロッシング検討フロー

### 5.12.3 入力地震動

#### (1) 地震動の引き上げ手法

地震動は、解放基盤 T.P. -370 m からスロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）までの引き上げを行う。

解放基盤 T.P. -370 m から地震応答解析モデル底面位置（T.P. -100 m）までの地震動引き上げは、1次元地震応答解析（SHAKE）により行うものとし、地震応答解析モデル底面位置からスロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）までの第四紀層を含む範囲の地震動引き上げについては、1次元地震応答解析（FLIP）により行うものとする。

#### (2) 地震動の引き上げ位置

余震時のスロッシング解析は貯留堰からの溢水量を評価することが主目的なので、地震動の引き上げ位置は、貯留堰の設置位置で解析モデル下端まで引上げた地震動を使用する。

貯留堰の設置位置の地層構成は、長周期側成分が卓越する地層構成として、岩盤上面深度が深く、第四紀層が厚くなる地点を選定する。地震動の引き上げに用いる地層構成の選定に用いた地層断面位置図及び地層断面図をそれぞれ図 5.12-6 及び図 5.12-7 に示す。また、それぞれの図に地層構成抽出地点を合わせて示す。選定した地層構成抽出地点の地震応答解析モデル図を図 5.12-8 に示す。

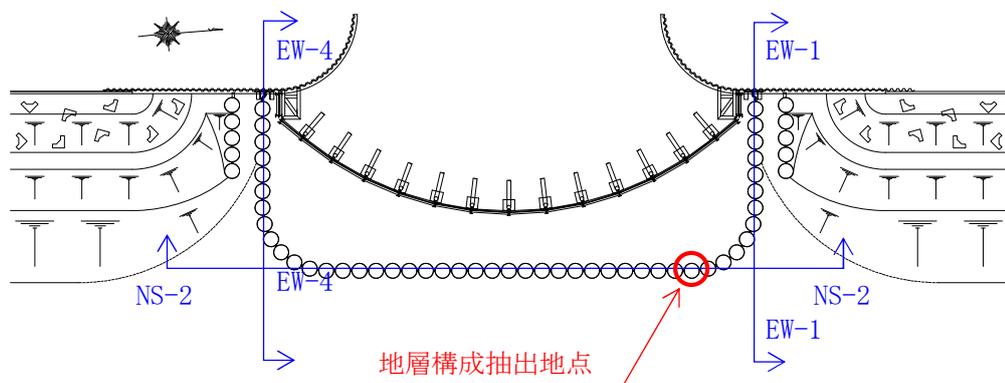


図 5.12-6 地震動の選定に用いる地層断面位置図

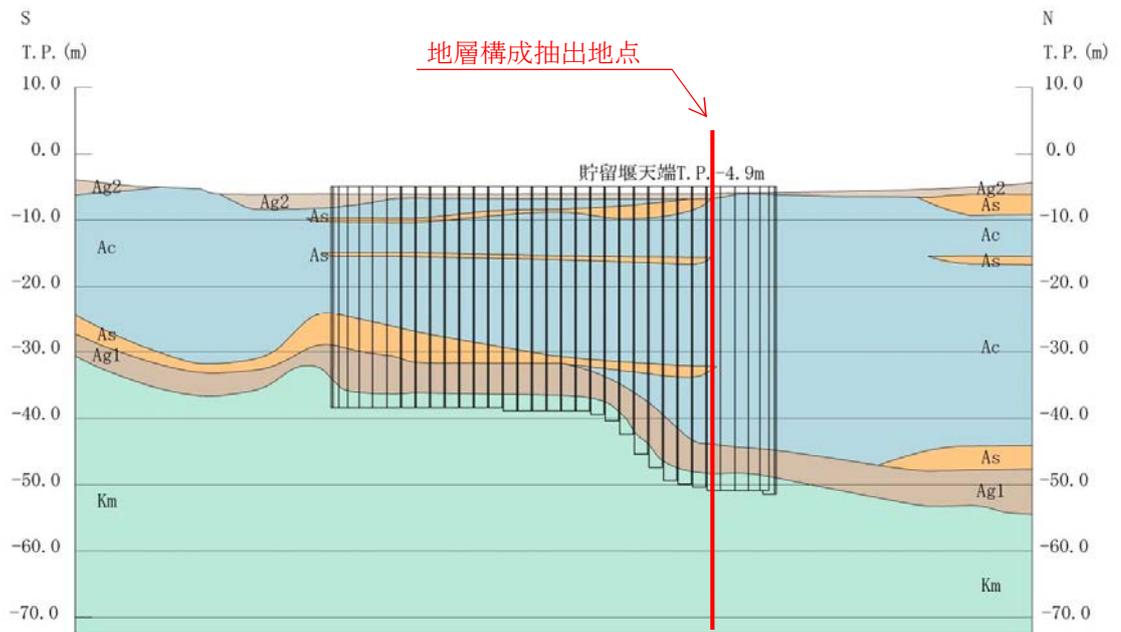


图 5.12-7 (1) 地層断面图 (NS-2)

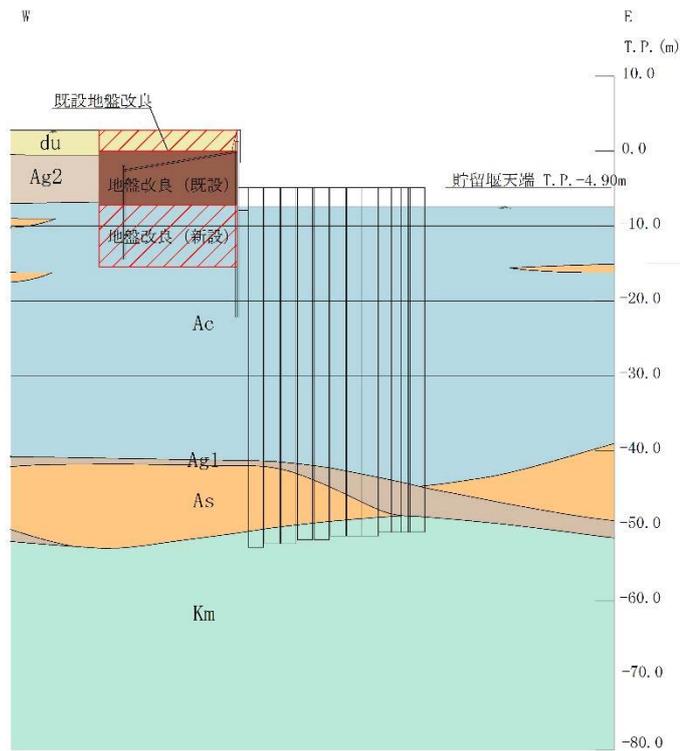


图 5.12-7 (2) 地層断面图 (EW-1)

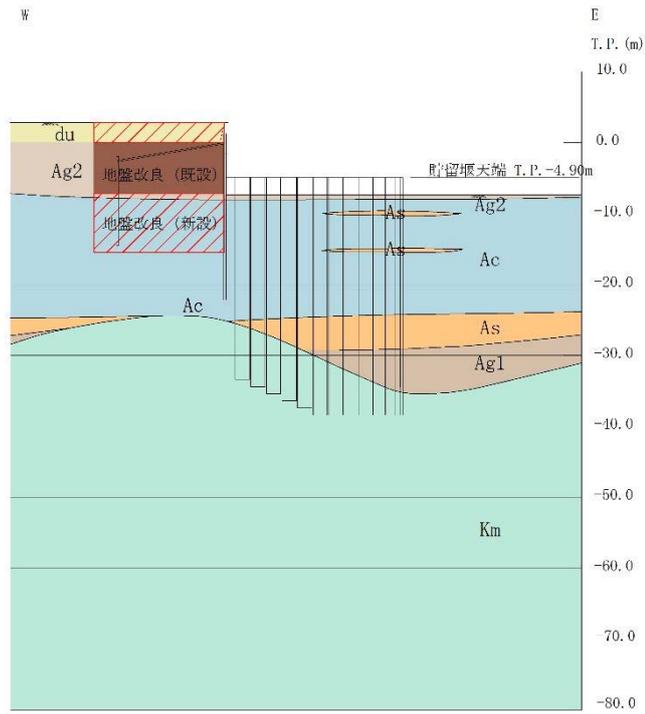


図 5.12-7 (3) 地層断面図 (EW-4)

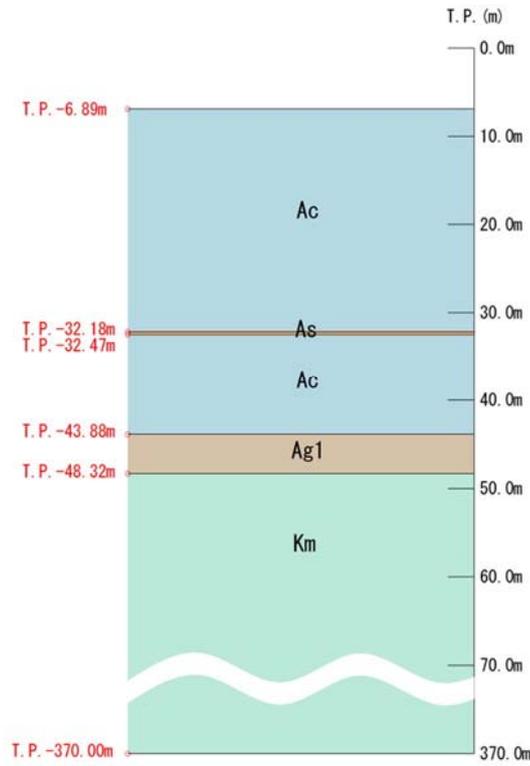


図 5.12-8 地震応答解析モデル図 (地層構成抽出地点)

(2) 地盤物性値

検討に用いる地盤の物性値を表 5.12-1 に示す。

表 5.12-1 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>3</sup>	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ( ) は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ( ) は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	$\phi_p$	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	$S_1$	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	$W_1$	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	$P_1$	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	$P_2$	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	$C_1$	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 5.12-1 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤					捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系	
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km	
物理特性	密度 ( ) は地下水位以浅	$\rho$	g/cm <sup>2</sup>	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	$\nu_{CD}$	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 ( ) は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 ( ) は地下水位以浅	$G_{ma}$	kN/m <sup>2</sup>	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	$C_{CD}$	N/mm <sup>2</sup>	0.025	0.026	0.042	0.026		$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	$\phi_{CD}$	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$	35

z : 標高 (m)

表 5.12-1 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP(m) Z	適用深度 TP(m)	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	静ポアソン比 $\nu_{CD}$	粘着力 C <sub>D</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi_{CD}$ (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G <sub>0a</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	基準体積 弾性係数 K <sub>0a</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	基準平均有効 主応力 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	拘束圧 依存係数 m <sub>6</sub> , m <sub>k</sub>	最大履歴 減衰率 h <sub>max</sub> (-)	動ポアソン比 $\nu^d$	縦密波 速度V <sub>p</sub> (m/s)	1000*V <sub>p</sub>
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

(3) 地震動の選定

(a) 地震動の選定概要

スロッシング解析に用いる地震動の選定は、 $S_d-D1$ に対して地盤物性のばらつきを考慮したものとする。また、スロッシング波高は入力する地震動の速度応答スペクトルと比例する<sup>\*</sup>。このため、スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトルを比較し、貯留堰水面の1次固有周期を考慮した地震動の選定を行う。

※ 容器構造設計指針・同解説（日本建築学会）より

(b) 地震動の選定に用いる地盤物性

地震動の選定において考慮する地盤物性は表 5.12-2 に示す6ケースとする。

表 5.12-2 地震動の選定において考慮する地盤物性検討ケース

ケース番号	①	②	③	④	⑤	⑥
ケース名称	$V_s$ 平均値 (液状化パラメータ適用)	$V_s + 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	$V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	豊浦標準砂	$V_s$ 平均値 (非液状化)	$V_s + 1\sigma$ (非液状化)
地盤物性の考え方	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 $\sigma$ )した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 $\sigma$ )した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 $\sigma$ )した非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

(c) 水面の1次固有周期の算出

加振方向、水槽形状を考慮した3ケースについて、水面の1次固有周期を算出する。算出には以下の式\*を用いる。検討に用いた3ケースの水槽形状の考え方を図5.12-9に、1次固有周期算定結果を表5.12-3に示す。

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

ここに、

$T_s$  : 1次固有周期

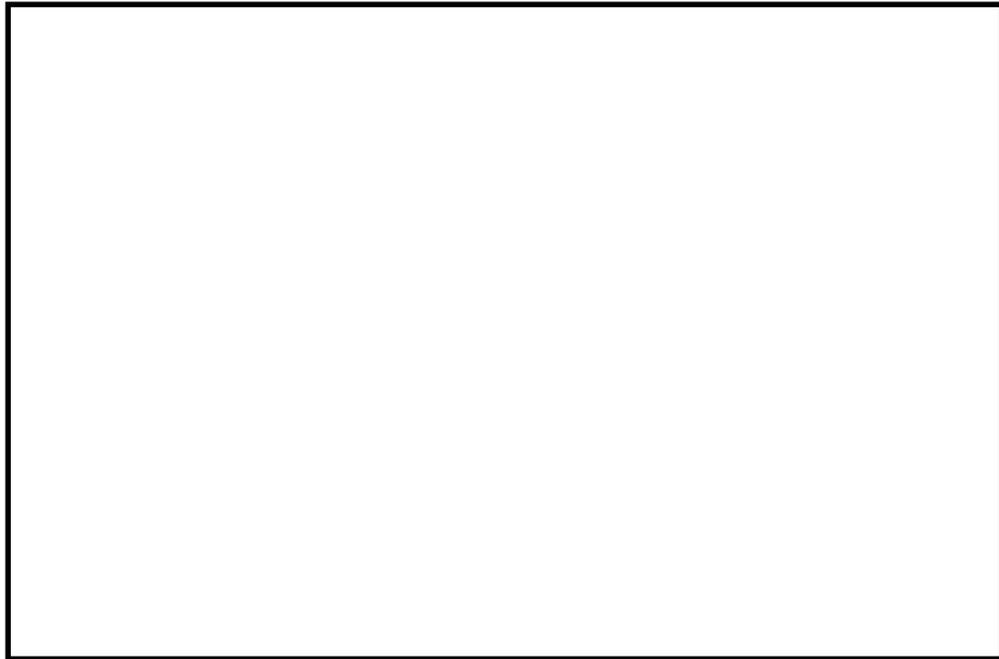
$\omega$  : 1次固有円振動数

$g$  : 重力加速度

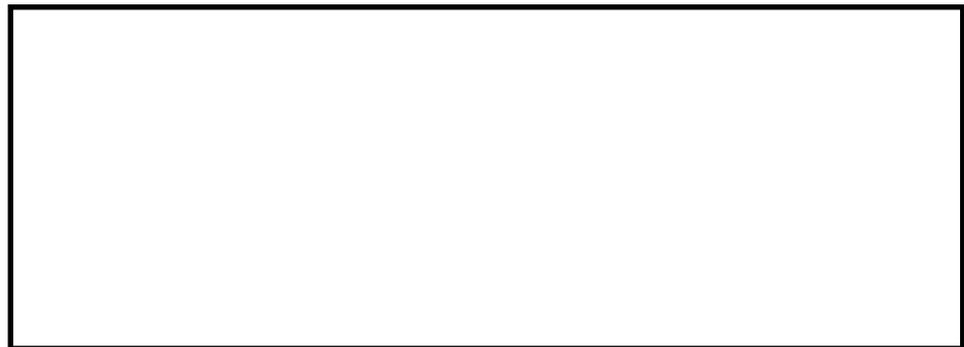
$l$  : 水槽の幅の半分 (貝代 10 cm 考慮)

$h$  : 水深

※ 容器構造設計指針・同解説 (日本建築学会) より



(a) 平面図



(b) 断面図

図 5.12-9 水槽形状の考え方

表 5.12-3 1次固有周期算定結果

項目	記号	単位	ケースA	ケースB	ケースC	数式
水槽の幅	$2l$	m	77.53	62.46	7.25	
	$l$	m	38.77	31.23	3.63	
貯留堰天端		T.P.m	-4.90	-4.90	-4.90	
底面		T.P.m	-6.89	-6.89	-7.75	
水深	$h$	m	1.99	1.99	2.85	
重力加速度	$g$	$m/s^2$	9.80665	9.80665	9.80665	
固有円振動数の2乗	$\omega^2$	1/s	0.0324	0.0499	3.6201	$(5/2)^{0.5} * g / l * \tanh((5/2)^{0.5} * h / l)$
固有円振動数	$\omega$	1/s	0.180	0.223	1.903	$(\omega^2)^{0.5}$
固有周期	$T_s$	s	34.91	28.14	3.30	$\text{round}(2\pi/\omega, 2)$

(d) 地震動の選定

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトル（水平方向）を図 5.12-10 に示す。貯留堰水面の 1 次固有周期を考慮し、⑤  $V_s$  平均値（非液状化）をスロッシング解析に用いる入力地震動として選定する。

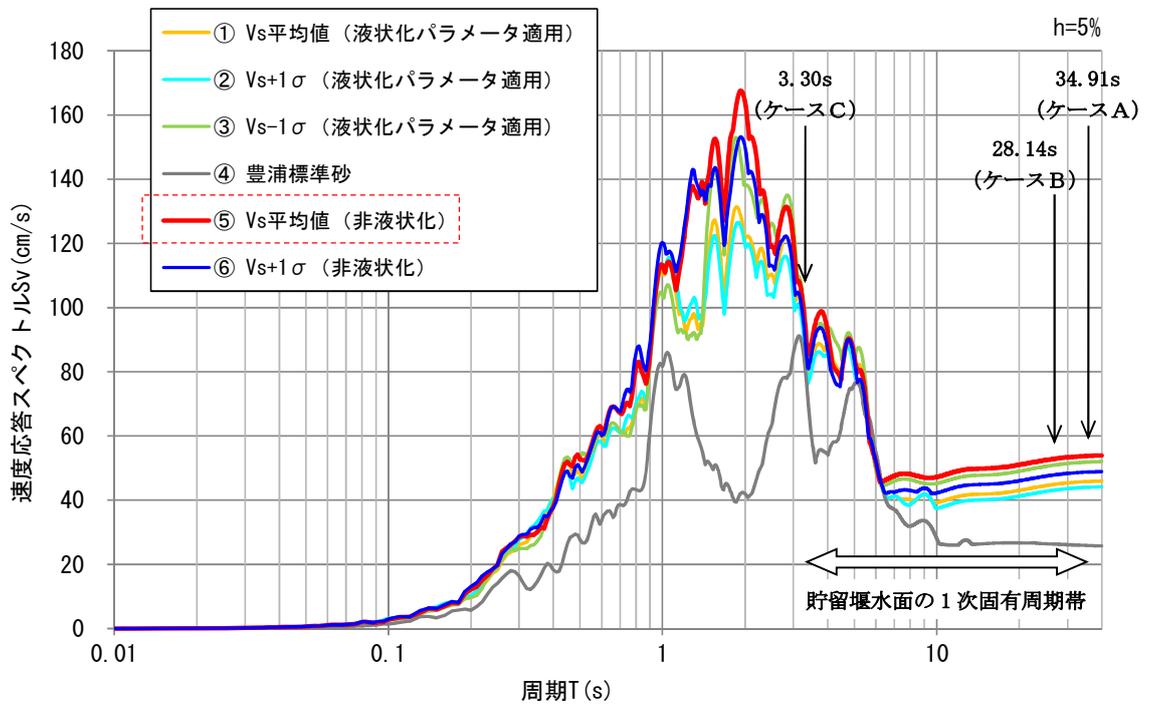


図 5.12-10 (1) 速度応答スペクトル（水平方向）

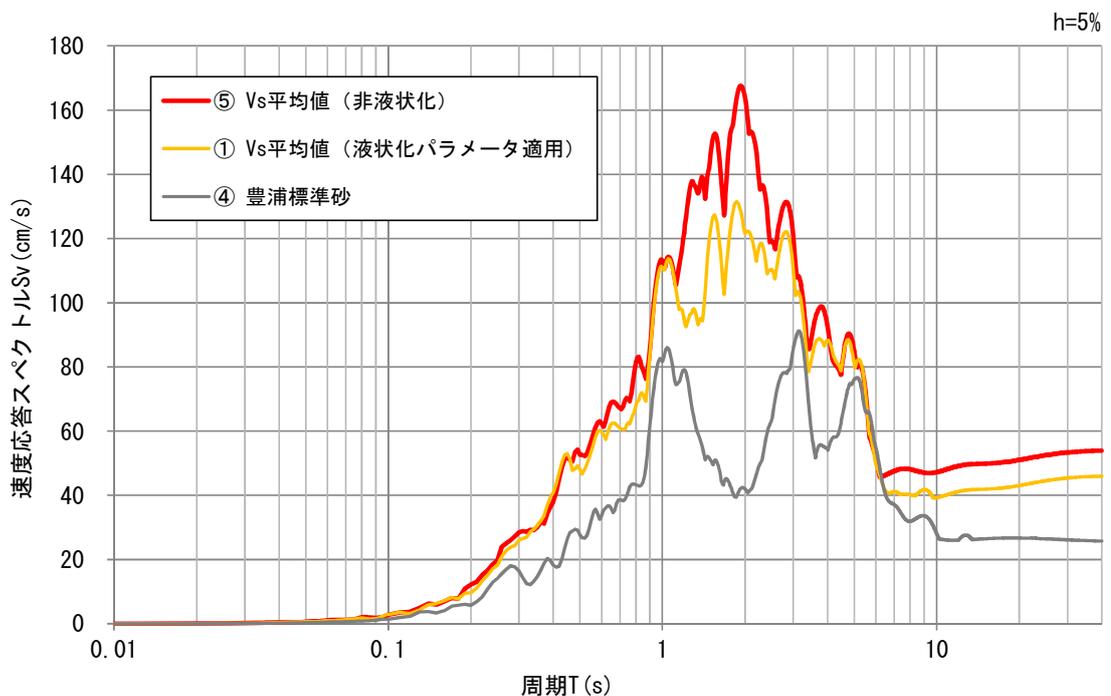
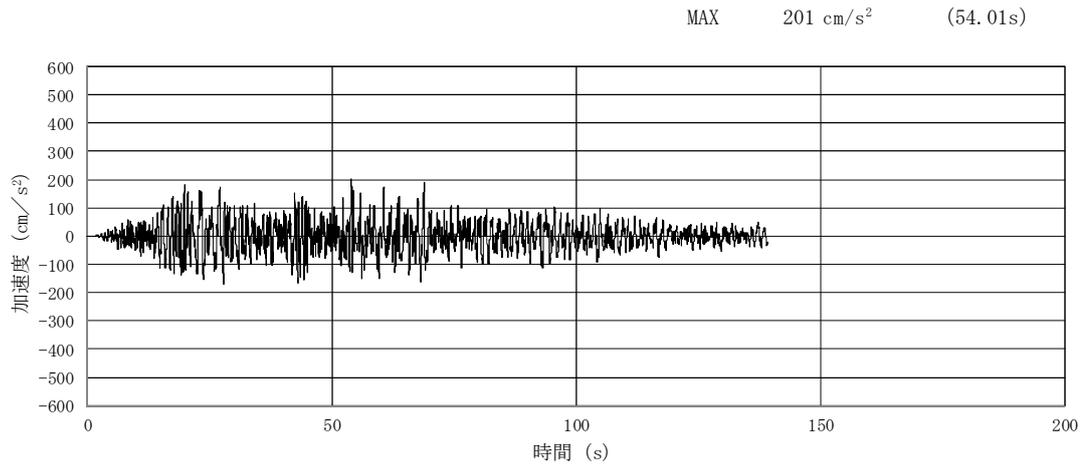


図 5.12-10 (2) 速度応答スペクトル（水平方向）【抜粋】

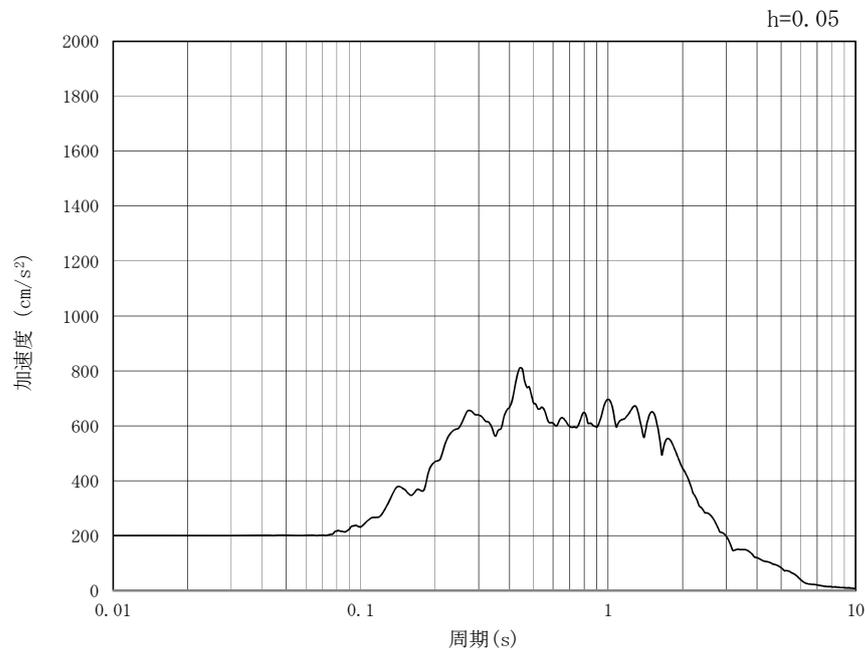
(d) 入力地震動

計画海底面 T.P. -6.89 m における  $S_d-D1$  ( $V_s$  平均値 (非液状化)) の加速度時刻歴 (水平方向及び鉛直方向) を図 5.12-11 示す。

$S_d-D1$  の水平成分は方向を持たないため、護岸法線直角 (東西) 方向に加振した場合と護岸法線平行 (南北) 方向に加振した場合の 2 ケースに対してスロッシング解析を実施する。



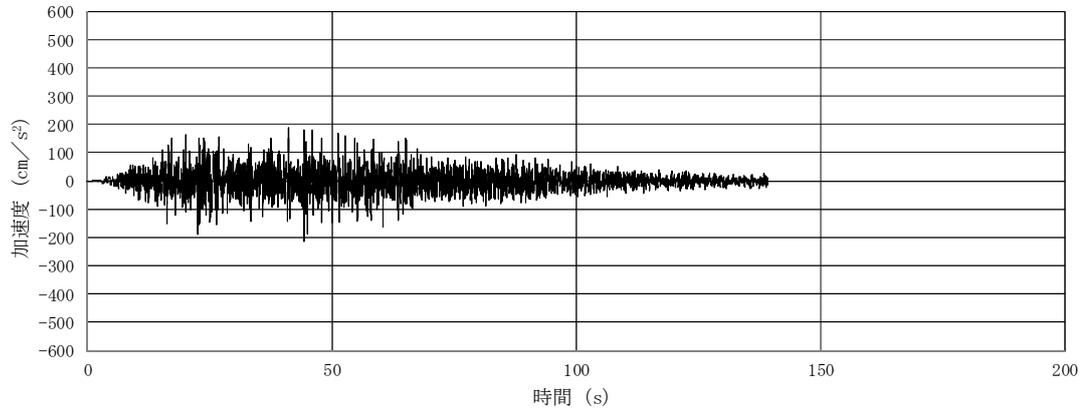
(a) 加速度時刻歴波形



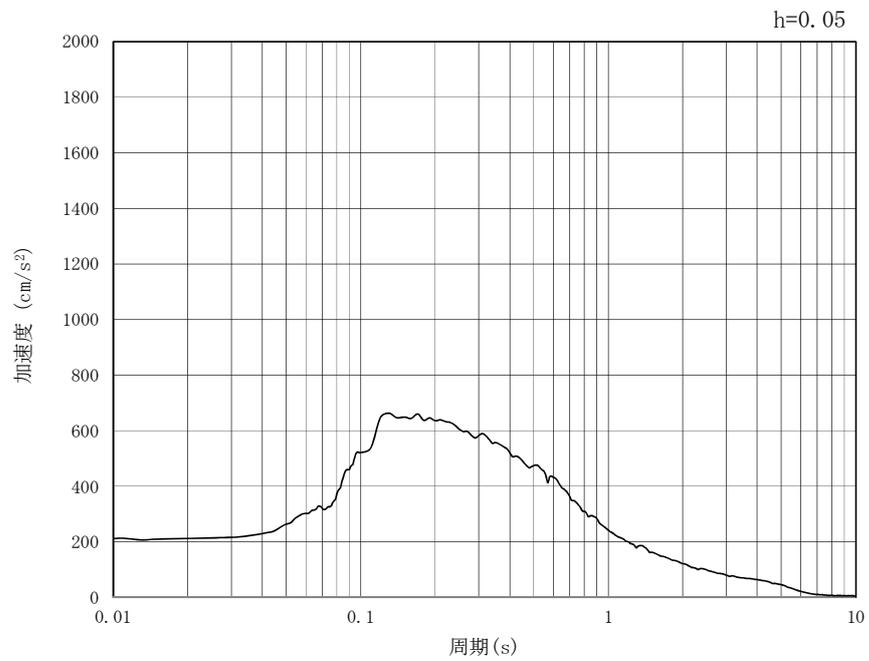
(b) 加速度応答スペクトル

図 5.12-11 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向)  
( $S_d-D1$ ,  $V_s$  平均値 (非液状化))

MAX 212 cm/s<sup>2</sup> (44.3s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.12-11 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)  
(S<sub>d</sub>-D1, V<sub>s</sub> 平均値 (非液化化))

#### 5.12.4 検討ケースの選定

##### (1) 初期水位

スロッシング解析の初期水位は、貯留堰天端高である T.P. -4.9 m に加え、引き波が継続する間も非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位についても初期水位として検討するものとする。考慮する非常用海水ポンプによる取水時間は、引き波の継続時間を保守的に考慮した 5 分間とする。

5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位は以下のとおり。解析に用いる初期水位を表 5.12-4 に示す。

$$\begin{aligned} \text{5 分間の水位低下量} &= (\text{非常用海水ポンプ取水能力} \times 5 \text{ 分}) / \text{有効貯水面積} \\ &= (72.05 \text{ m}^3/\text{min} \times 5 \text{ min}) / 3,129.16 \text{ m}^2 \\ &= 0.115 \text{ m} \end{aligned}$$

5 分間非常用海水ポンプによる

$$\begin{aligned} \text{取水が行われた場合の水位} &= \text{貯留堰天端高} - \text{5 分間の水位低下量} \\ &= \text{T.P. -4.9 m} - 0.115 \text{ m} \\ &= \text{T.P. -5.015 m} \rightarrow \underline{\text{T.P. -5.1 m}} \end{aligned}$$

表 5.12-4 初期水位

	初期水位	備考
ケース 1	T.P. -4.9 m	貯留堰天端高
ケース 2	T.P. -5.1 m	5 分間非常用海水ポンプによる 取水が行われた場合の水位

##### (2) 有効容量

検討に用いる貯留堰の有効容量と運転継続可能時間の関係を表 5.12-5 に示す。

表 5.12-5 有効容量と運転継続可能時間

有効容量	2,378 m <sup>3</sup>
運転継続可能時間	33 分

### 5.12.5 解析条件

スロッシング解析は、オープンソースの有限体積法(Finite Volume Method) (以下「FVM」という)解析コード OpenFOAM を用いた三次元解析を実施する。

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

モデル化範囲及び解析条件を表 5.12-6 に示す。また、水位時刻歴波形の抽出位置(①~③)を図 5.12-12 に、スロッシング解析モデルを図 5.12-13 に示す。

表 5.12-6 モデル化範囲及び解析条件

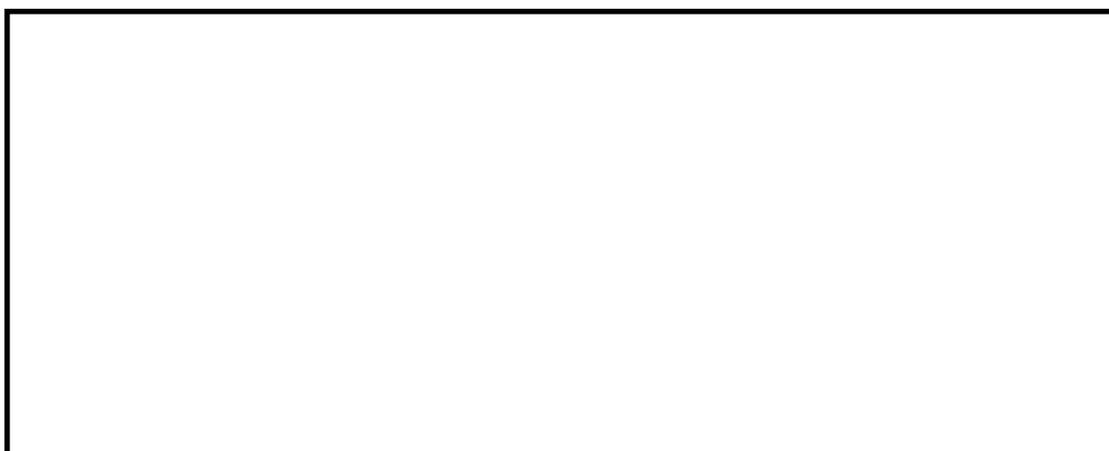
モデル化範囲	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 貯留堰からポンプ室まで</li> </ul>
溢水量	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 取水口前面に設置する貯留堰天端高さ(T.P. -4.9 m)以上に上昇し、貯留堰より外側に溢れた水を溢水量として計算。</li> </ul>
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>● T.P. -4.9 m (貯留堰天端高)</li> <li>● T.P. -5.1 m (5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位)</li> </ul>
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 5 分間 (300 秒間) (引き波を継続時間約 3 分を保守的に考慮)</li> <li>● 地震動による加振(余震継続時間 139.28 秒)終了後も解析を継続する。</li> </ul>
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> <li>● OpenFOAM (v1706)</li> <li>● オープンソースの流体解析ソフトウェアであり、実験結果等との比較を行い、スロッシング現象を精度よく計算できることが確認されている。</li> </ul>
水位抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 非常用海水ポンプ部での水位変動を確認するために、非常用海水ポンプ(残留熱除去系海水ポンプ)位置である①~④の 4 点を水位抽出位置とする。</li> <li>● 貯留堰天端を超える様子を確認するために、貯留堰東端、北端及び南端の代表点として⑤~⑦の 3 点(各壁の中央部)を水位抽出位置とする。</li> </ul>
その他	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 貯留堰内部の構造物(カーテンウォールやその支柱、スクリーンなど)は溢水量を保守的に考慮するため、モデル化しない。</li> <li>● 格子サイズは <math>D_x = 25\text{cm}</math>, <math>D_y = 25\text{cm}</math>, <math>D_z = 20\text{cm}</math> を基本とする。</li> <li>● 貯留堰鋼管矢板(<math>\phi 2,000</math>)は、モデル簡略化のため貯留堰内側の壁面形状を直線(隅角部は曲線)としてモデル化する。</li> </ul>



図 5.12-12 水位時刻歴波形抽出位置



(a) 平面



(b) 東西方向断面



(c) 南北方向断面

図 5.12-13 解析モデル (OpenFOAM)

#### 5.12.6 解析結果 (追而)

(1) 初期水位=T.P. -4.9 m (貯留堰天端)

(a) 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認)

スロッシングによる 5 分間 (300 秒) の溢水量を算定する。

(b) 検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認)

スロッシングにより変動する, 非常用海水ポンプ位置における水位を抽出する。

(2) 初期水位=T.P. -5.1 m (引き波時 5 分間非常用海水ポンプ取水後の水位)

(a) 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認)

スロッシングによる 5 分間 (300 秒) の溢水量を算定する。

(b) 検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認)

スロッシングにより変動する, 非常用海水ポンプ位置における水位を抽出する。

#### 5.12.7 検討結果まとめ (追而)

(1) 貯留量の確保について (溢水量の評価)

スロッシングによる 5 分間 (300 秒) の溢水量を算定し, 非常用海水ポンプが引き波継続時間中に運転可能となる必要貯留量を満足することを確認する。

(2) 取水可能限界水位を下回らないことの確認について

スロッシングにより低下する水位が非常用海水ポンプ位置においてポンプ取水可能限界水位を上回っていることを確認する。

## 5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について

### 5.14.1 防潮堤止水ジョイント部材について

#### 5.14.1.1 概要及び評価方針

##### (1) 概要

防潮堤は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水ジョイント部材を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。これを踏まえ、止水ジョイント部材を評価対象とし、止水ジョイント部材が地震時および津波時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。止水ジョイント部材は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位の大きさに応じて、ゴムジョイントとシートジョイントを使い分ける。長期的な耐候性に関して、ゴムジョイント及びシートジョイントの耐候性試験により確認する。止水ジョイント部材の拡大図を図5.14.1.1-1に、止水ジョイント部の詳細図を図5.14.1.1-2に示す。ゴムジョイントとシートジョイントの使用位置は解析結果に応じて決定する。

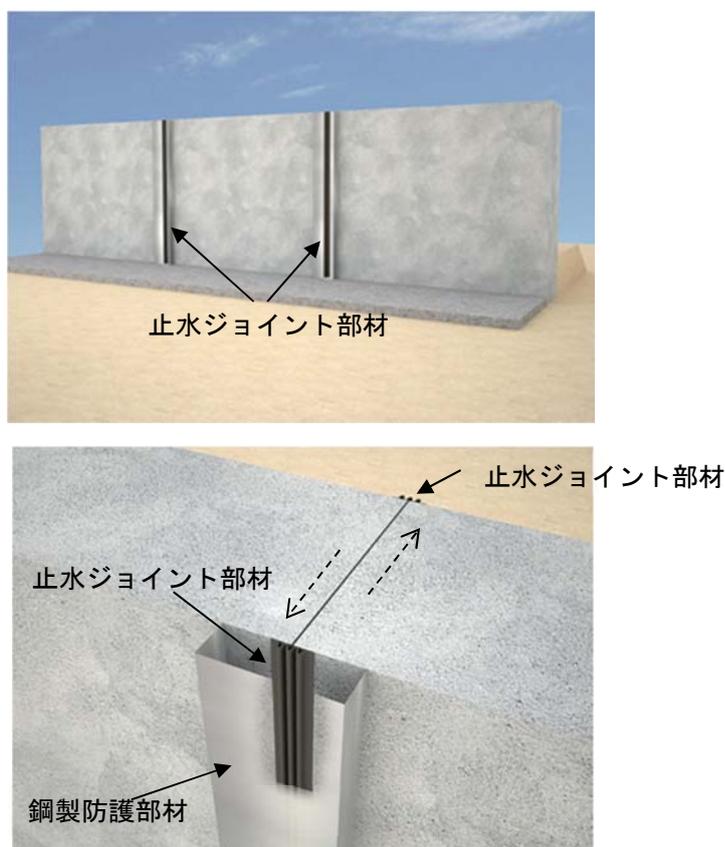
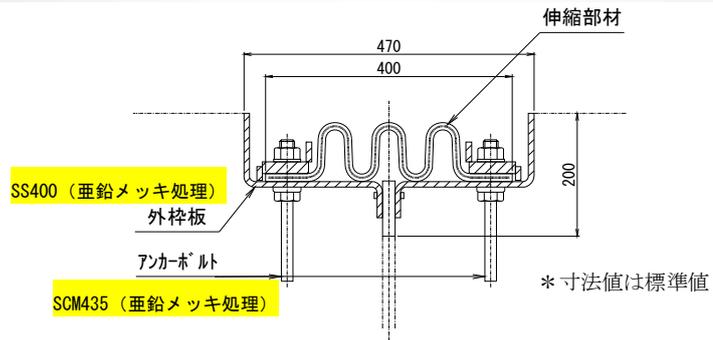
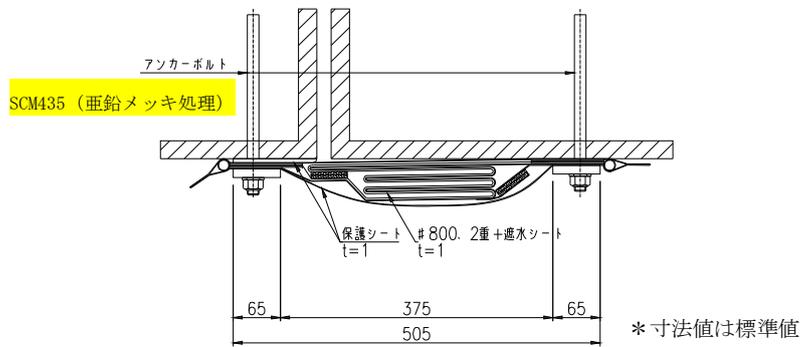


図 5.14.1.1-1 止水ジョイント部材 拡大図



止水ジョイント部材 (ゴムジョイント)



止水ジョイント部材 (シートジョイント)

図 5. 14. 1. 1-2 止水ジョイント部材詳細図

(2) 評価方針

止水ジョイント部材の評価方針として、地震時及び津波時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを確認する。評価フローを図 5.14.1.1-3 に示す。

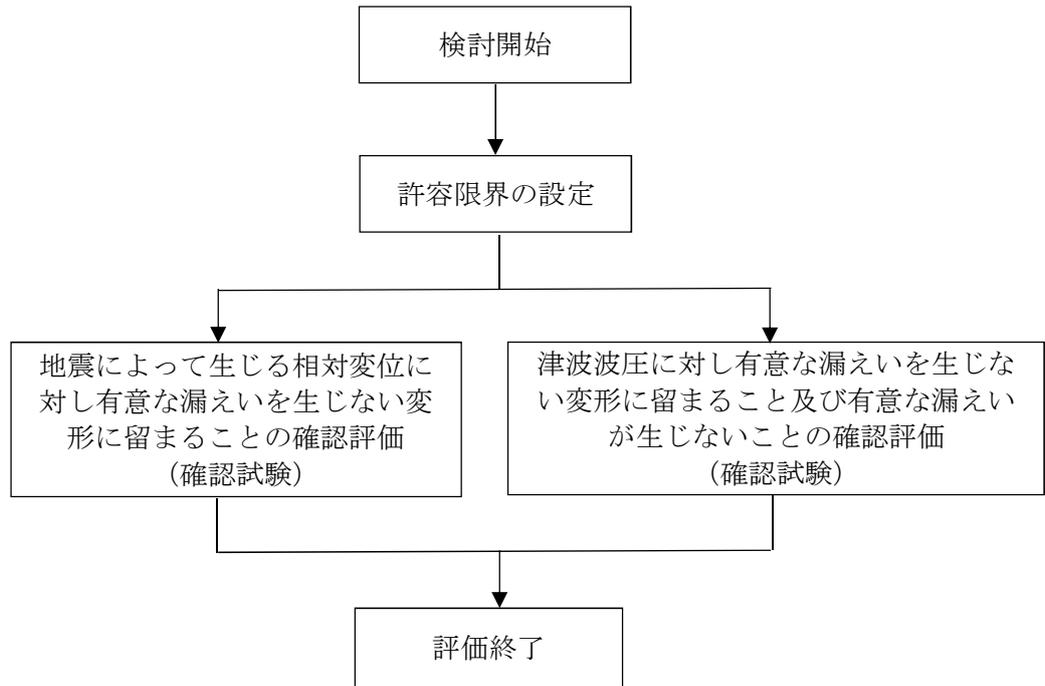


図 5.14.1.1-3 止水ジョイント部材の評価フロー

(3) 許容限界の設定

止水ジョイント部材の変位量の許容限界は、ゴムジョイントとシートジョイントでは構造上の違いがあるため、それぞれについて許容限界を定める。表 5.14.1.1-1 に止水ジョイント部材の変位量の許容限界を示す。

構造上の境界部及び構造物間に生じる変位としては、相対変位及び残留変位が考えられる。止水ジョイント部材は、そのどちらの変位に対しても有意な漏えいが生じない変形に留まる必要があるため、解析結果による相対変位及び残留変位を確認し、両方の変位が 200 mm 以内の場合はゴムジョイントを、いずれかの変位が 200 mm を超える場合はシートジョイントを使用する。

表 5.14.1.1-1 止水ジョイント部材の変位量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	伸び：200 mm，せん断：200 mm
	シートジョイント	相対変位：2 m

(4) 確認試験

止水ジョイント部材の試験目的および機能要求と試験について、図 5.14.1.1-4 に示す。ゴムジョイント及びシートジョイントについて、それぞれの構造特性及び機能要求を踏まえ、表 5.14.1.1-2 に示す項目の試験を実施することとし、これにより許容限界を満足することを確認する。

試験目的	ゴムジョイント		シートジョイント	
	地震時	津波時+余震時	地震時	津波時+余震時
地震によって生じる相対変位に対し、ゴムの変形によって有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認。			地震によって生じる相対変位に対し、シートが展開し、その余長によって有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認。	
津波時の相対変位と波力に対して、ゴムの変形によって有意な漏えいを生じないことを確認。	— 〔地震時は津波時の試験で代表〕	引張試験 〔津波水圧を負荷すると同時に地震時の変位量を模擬〕	引張試験 (繰返し載荷試験，継続載荷試験)	— 〔津波時は地震時の試験で代表〕
有意な漏えいを生じないことの確認	— 〔地震時は要求されないため対象外〕	耐圧試験	— 〔地震時は要求されないため対象外〕	耐圧試験

図 5.14.1.1-4 止水ジョイント部材の機能要求と試験

表 5.14.1.1-2 確認試験一覧

評価項目		試験項目
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	引張・耐圧試験
	シートジョイント	引張試験 (繰返し载荷試験, 継続载荷試験) 耐圧試験 耐候性試験

a. 試験条件の設定

(a) 津波波圧に応じた試験水圧

津波波圧は、津波の最大遡上高さとして設置地盤高さの差の1/2を浸水深とし朝倉式から算定する。

イ. 基準津波時

津波の最大遡上高さ : T.P. + 17.9 m

設置地盤高さ : T.P. + 4.0 m

$$(17.9 - 4.0) \times 1/2 \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 210.6 \text{ kPa} = 0.21 \text{ MPa}$$

保守的に 0.26 MPa とする。

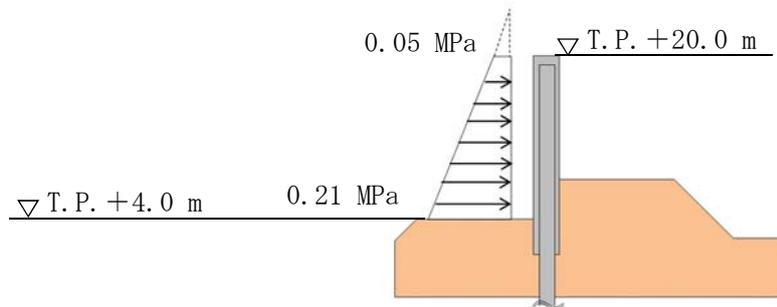


図 5.14.1.1-5 基準津波時の最大波圧

ロ. T.P. +24.0 m 津波時

津波の最大遡上高さ : T.P. +24.0 m

設置地盤高さ : T.P. + 4.0 m

$$(24.0 - 4.0) \times 1/2 \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 303.0 \text{ kPa} = 0.30 \text{ MPa}$$

保守的に 0.55 MPa とする。

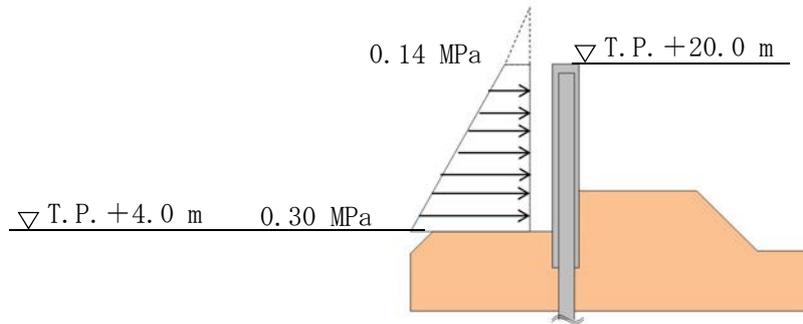


図 5.14.1.1-6 T.P. +24.0 m 津波時の最大波圧

(b) ゴムジョイントの試験時変位量

ゴムジョイントの試験時変位量は設計負荷範囲を超える値として、表 5.14.1.1-3 に示す 3 ケースを考慮する。図 5.14.1.1-7 に、伸びとせん断の複合変位の設計負荷範囲を示す。

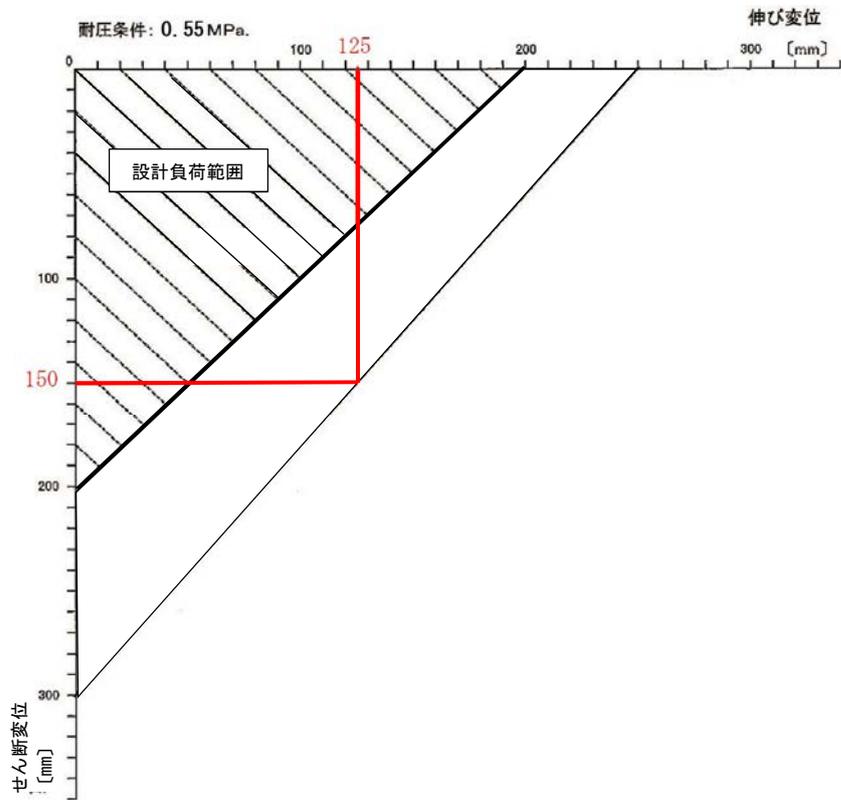


図 5.14.1.1-7 ゴムジョイントの設計負荷範囲

表 5.14.1.1-3 ゴムジョイントの試験時変位量

	変位量
①	伸び 250mm
②	せん断 300mm
③	伸び 125mm, せん断 150mm

(c) シートジョイントの引張荷重

シートジョイントを取付けた際のたわみ形状を図 5.14.1.1-8 のように考えて、その際に作用する張力を求める。シートジョイントに作用する張力(T)は、以下の式を用いて求められる。

$$T_s = \frac{W \cdot a}{2 \cdot \delta_{\max}} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot \delta_{\max}^2} \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$T_s$  : シートに発生する張力 (N)

$a$  : シート固定間隔 ( $A_1$ ) の 1/2 ( m )

$$a = 0.5 \times A_1$$

$$\delta_{\max} : \delta_{\max} = C \left( \cosh \frac{A_1}{2C} - 1 \right) \quad L = 2C \cdot \sinh \frac{A_1}{2C}$$

シート長  $L = 2.5$  m とすると、 $C = 0.845$ ,  $\delta_{\max} = 0.66$  m

$W$  : シートに作用する荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

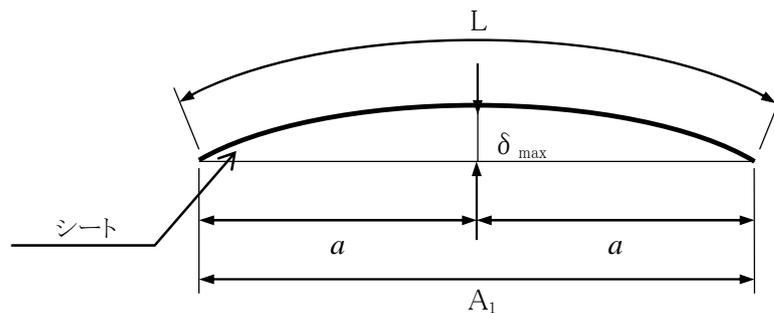


図 5.14.1.1-8 たわみ形状図

シートジョイントに作用する引張力が最大となるのは、防潮壁天端部のシートジョイントの開きが許容限界変位量の 2 m になった時である。その時のシートジョイントに作用する荷重は図 5.14.1.1-6 より 0.14 MPa となるが、保守的に 0.15 MPa ( $150\text{kN/m}^2$ ) としてシートジョイントの引張力を計算すると以下ようになる。

(1)式に  $a = 0.5 \times 2.0$  m,  $W = 150\text{kN/m}^2$ , を代入し、計算を行う。

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{150.00 \times 1.00}{2 \times 0.66} \times \sqrt{1.00^2 + 4 \times 0.66^2} \\ &= 188.18 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

よって、シートジョイントの引張試験時の引張荷重は、188.18 kN/m (56.45 kN/30cm) とする。

## 5.14.1.2 性能確認試験

### (1) ゴムジョイント

#### a. ゴムジョイントの引張・耐圧試験

##### (a) 目的

ゴムジョイントの取付け状態を模擬した試験機によって、ゴムに伸び・せん断変形を加えることにより、津波+余震時の相対変位に対して、ゴム本体及び取付け部が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。さらに、試験機によって津波の波圧を上回る荷重を作用させることにより、ゴム本体及び取付け部が有意な漏えいを生じない性能を保持することを確認する。

##### (b) 試験条件

試験条件として表 5.14.1.2-1 に示す変位置量、水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし、試験では保守的に 1 時間とした。ボルト径や設置間隔 (M24@100mm) は、実際に設置する状態を模擬している。加圧時間中及び加圧時間経過後、ゴムジョイントからの有意な漏えいが生じないことを確認する。

表 5.14.1.2-1 ゴムジョイントの試験条件

試験 No,	変位置量	水圧	必要耐圧保持時間
①	伸び 250mm	0.26Mpa	10 分以上
②	せん断 300mm	0.26Mpa	10 分以上
③	伸び 125mm せん断 150mm	0.26Mpa	10 分以上
④	伸び 250mm	0.55Mpa	10 分以上
⑤	せん断 300mm	0.55Mpa	10 分以上
⑥	伸び 125mm せん断 150mm	0.55Mpa	10 分以上

参考：基準津波時波圧 0.21 MPa, T.P. +24.0 m 津波時波圧 0.30 MPa

\*加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって 1 時間とした。

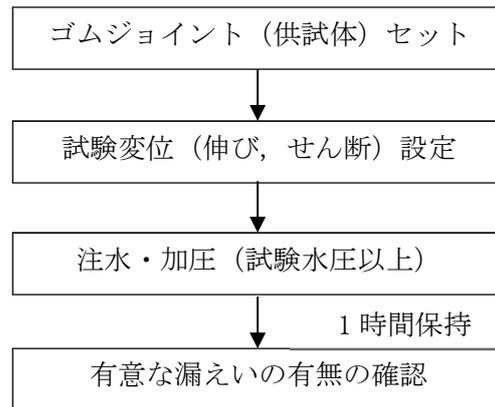


図 5.14.1.2-1 性能確認試験フロー

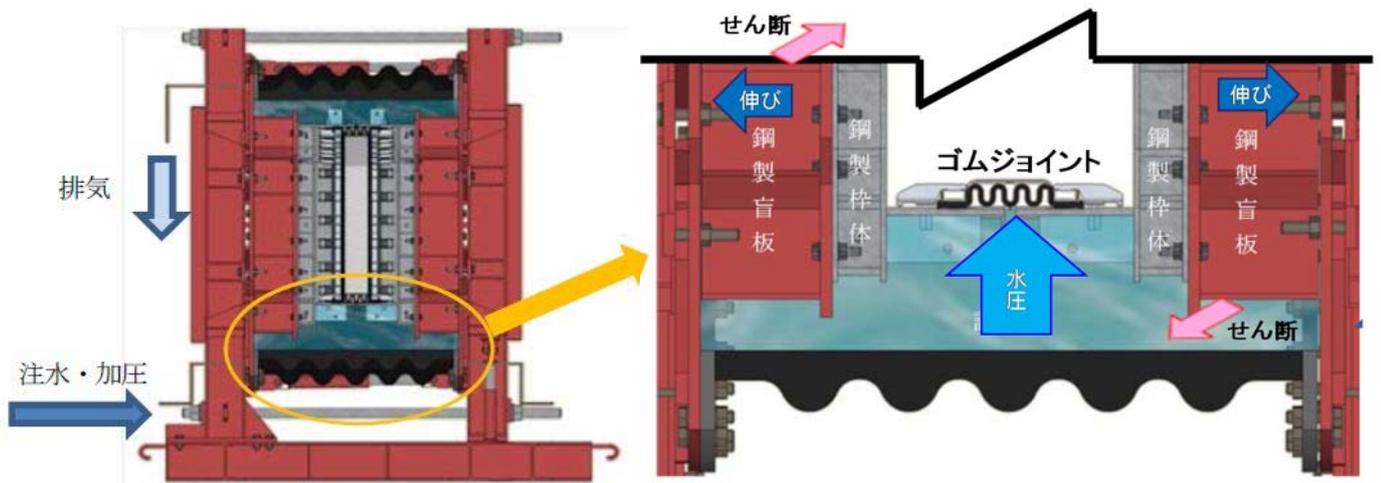
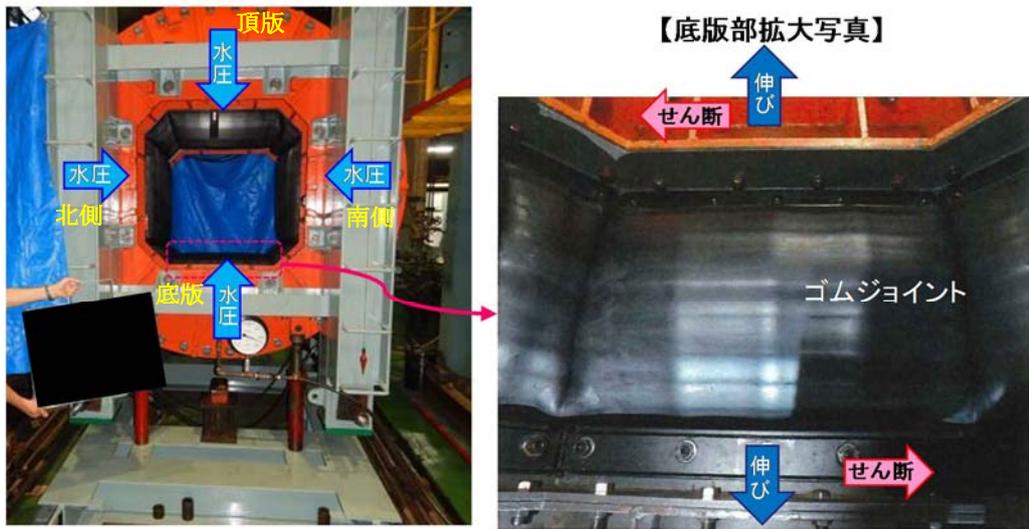


図 5.14.1.2-2 耐圧試験概念図



試験状況(全景)

試験状況(伸び250mm加圧時)

図 5.14.1.2-3 耐圧試験状況

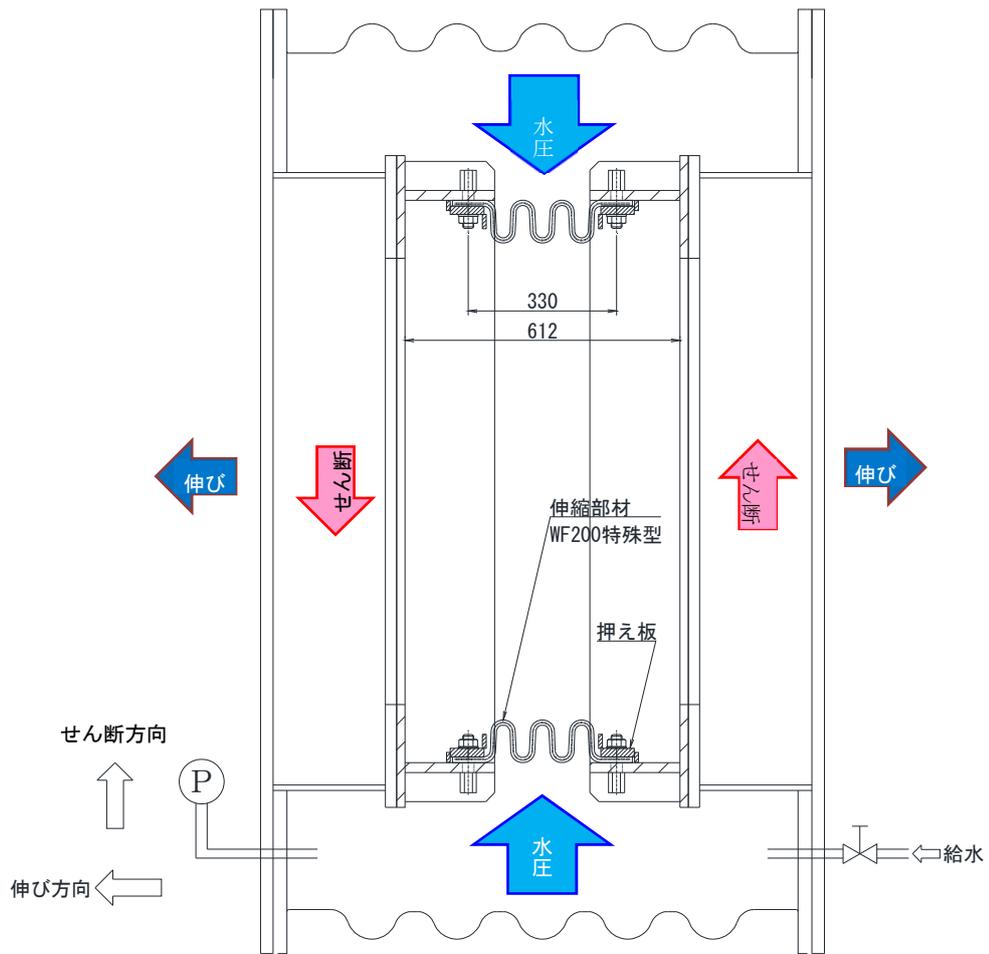


図 5.14.1.2-4 外水圧試験機概要図

(c) 試験状況写真

イ. 設置状況確認 (水圧 0 MPa, 伸び 0 mm, せん断 0 mm)



図 5.14.1.2-5 全体状況

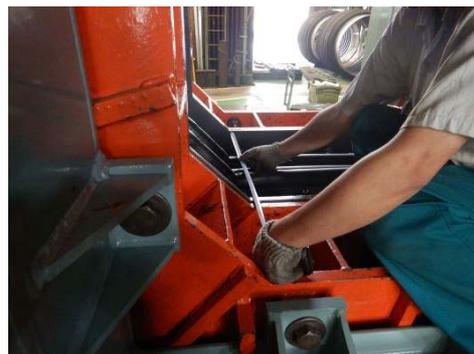


底版



側壁：北側

図 5.14.1.2-6 ゴムジョイント設置状況 (ボルト M24@100mm にて固定)



桁間距離計測状況



桁間距離 (初期値) : 612 mm

図 5.14.1.2-7 ゴムジョイント設置時 桁間距離計測 (底版：北側)



ボルトピッチ計測状況



ボルトピッチ（初期値）：330 mm

図 5.14.1.2-8 ゴムジョイント設置時 ボルトピッチ計測（底版：南側）



枠間距離計測状況

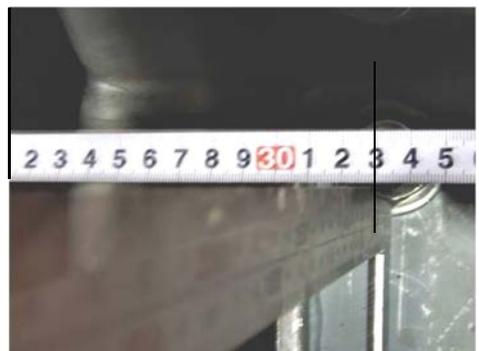


枠間距離（初期値）：612 mm

図 5.14.1.2-9 ゴムジョイント設置時 枠間距離計測（底版：北側）



ボルトピッチ計測状況



ボルトピッチ（初期値）：330 mm

図 5.14.1.2-10 ゴムジョイント設置時 ボルトピッチ計測（底版：北側）



枠-ボルト間距離計測状況



枠-ボルト間距離（初期値）：141 mm

図 5.14.1.2-11 ゴムジョイント設置時 枠-ボルト間計測

ロ. 試験 No. ④（水圧 0.55 MPa, 伸び 250 mm, せん断 0 mm, 保持時間:1 時間）



枠間距離計測状況



枠間距離：初期値 612 mm + 伸び 250 mm = 862 mm

図 5.14.1.2-12 試験 No. ④ 枠間距離計測（底版：南側）



枠間距離計測状況



枠間距離：初期値 612 mm + 伸び 252 mm = 864 mm

図 5.14.1.2-13 試験 No. ④ 枠間距離計測（底版：北側）

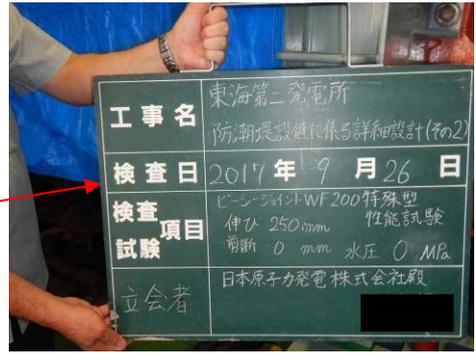


図 5.14.1.2-14 試験 No. ④ 全体状況 (加圧前)



図 5.14.1.2-15 試験 No. ④ 加圧状況 (0.55 MPa 加圧開始)



底版



側壁：南側

図 5.14.1.2-16 試験 No. ④ 加圧状況 (0.55 MPa)



図 5.14.1.2-17 試験 No. ④ 全体状況 (0.55 MPa, 1 時間保持後)



底版 (漏えいなし)



側壁 (漏えいなし)

図 5.14.1.2-18 試験 No. ④ 漏えい確認 (0.55 MPa, 1 時間保持後)

ハ. 試験 No. ⑤ (水圧 0.55 MPa, 伸び 0 mm, せん断 300 mm, 保持時間:1 時間)

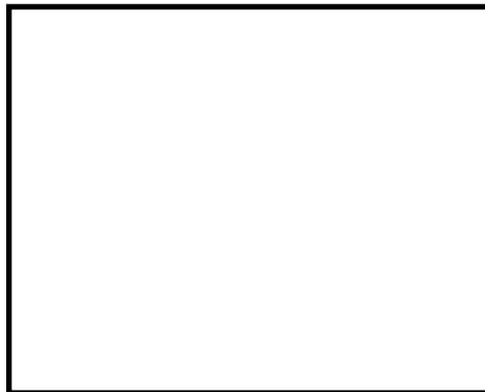


枠間距離計測 (底版)



枠間距離 : 639 mm

図 5.14.1.2-19 試験 No. ⑤ 枠間距離計測 (加圧前)



せん断変位計測状況 (底版)



せん断変位 : 301mm

図 5.14.1.2-20 試験 No. ⑤ せん断変位計測 (加圧前)



図 5.14.1.2-21 試験 No. ⑤ 全体状況 (加圧前)



図 5.14.1.2-22 試験 No. ⑤ 全体状況 (0.55 MPa)



図 5.14.1.2-23 試験 No. ⑤ 加圧状況 (0.55 MPa)



図 5.14.1.2-24 試験 No. ⑤ 加圧完了 (0.55 MPa, 1 時間保持)



底版・側壁（漏えいなし）

図 5.14.1.2-25 試験 No. ⑤ 漏えい確認 (0.55 MPa, 1 時間保持)

二. 試験 No. ⑥ (水圧 0.55 MPa, 伸び 125 mm, せん断 150 mm, 保持時間:1 時間)



枠間距離計測状況

枠間距離：初期値 612 mm + 伸び 138 mm = 750 mm

図 5.14.1.2-26 試験 No. ⑥ 枠間距離計測 (底版：南側)



せん断変位計測状況

せん断変位：154 mm

図 5.14.1.2-27 試験 No. ⑥ せん断変位計測 (底版：南側)



図 5.14.1.2-28 試験 No. ⑥ 全体状況（加圧前）

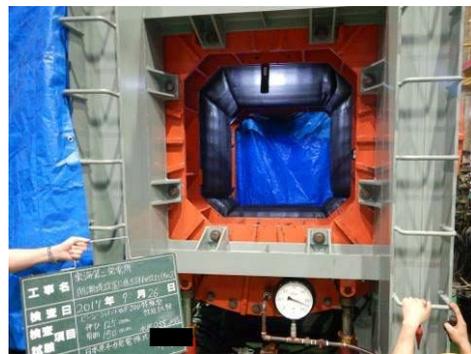


図 5.14.1.2-29 試験 No. ⑥ 全体状況（0.55MPa 加圧開始）



側壁：北側

底版

図 5.14.1.2-30 試験 No. ⑥ 加圧状況



図 5.14.1.2-31 試験 No. ⑥ 加圧状況 (0.55MPa)



図 5.14.1.2-32 試験 No. ⑥ 加圧完了 (0.55MPa, 1 時間保持)



頂版 (漏えいなし)

図 5.14.1.2-33 試験 No. ⑥ 漏えい確認 (0.55MPa, 1 時間保持)



底版・側壁（漏えいなし）

図 5.14.1.2-34 試験 No. ⑥ 漏えい確認（0.55MPa, 1時間保持）

(d) 試験結果

所定の変位を与えた上で、津波荷重を上回る水圧（0.26 MPa, 0.55 MPa）を10分以上（加圧時間 1時間）加圧後、漏えいの有無を確認した結果、全てのケースにおいて、漏えいがないことを確認した。

表 5.14.1.2-2 ゴムジョイントの試験結果

試験 No,	変位量	水圧	耐圧保持時間	漏えい	判定
①	伸び 250mm	0.26 MPa	10 分以上	無	OK
②	せん断 300mm	0.26 MPa	10 分以上	無	OK
③	伸び 125mm, せん断 150mm	0.26 MPa	10 分以上	無	OK
④	伸び 250mm	0.55 MPa	10 分以上	無	OK
⑤	せん断 300mm	0.55 MPa	10 分以上	無	OK
⑥	伸び 125mm, せん断 150mm	0.55 MPa	10 分以上	無	OK

参考：基準津波時波圧 0.21 MPa, T.P. +24.0 m 津波時波圧 0.30 MPa

\*加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって1時間とした。

b. ゴムジョイントの耐候性試験

ゴムジョイントの材料であるクロロプレンゴムは、耐候性の指標として伸び性能の初期値からの残存率を試験にて確認することで、耐候性能を確認する。

加熱温度 70℃、100℃、120℃の3種類でゴムの伸び残存率と加熱時間の関係を測定した熱老化試験の結果を図5.14.1.2-35に示す。

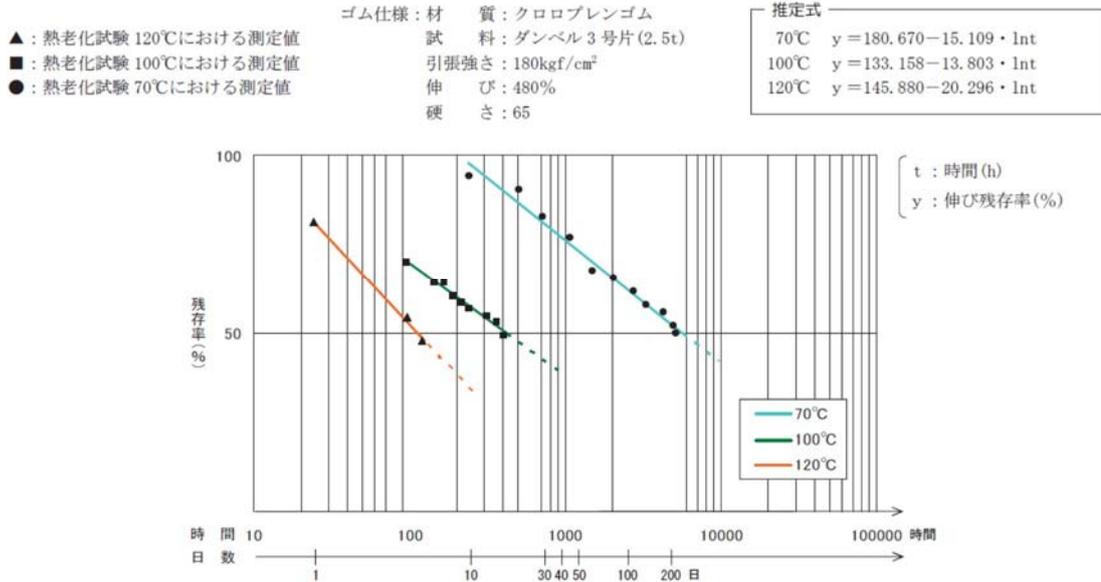


図5.14.1.2-35 ゴム材料の熱老化試験結果

熱老化試験結果をもとに、残存率が90%、80%、70%、60%、50%となる日数と温度の関係をグラフ化したものを図5.14.1.2-36に示す。

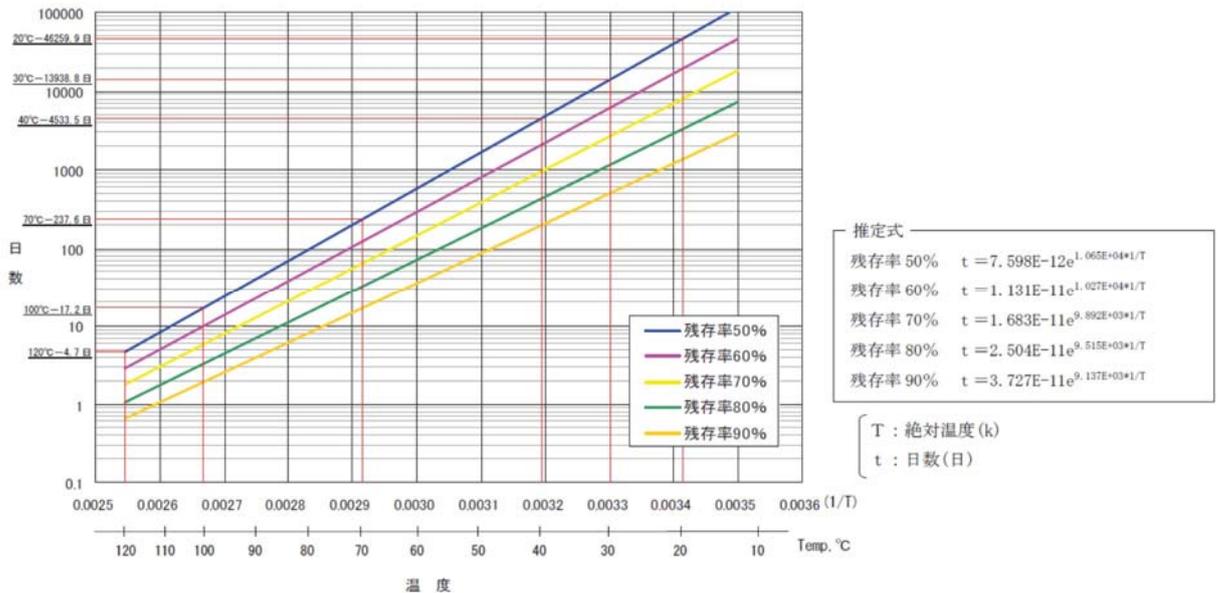


図5.14.1.2-36 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係

図 5.14.1.2-36 から、20℃、30℃、40℃における残存率と日数の関係を読み取り、  
 図 5.14.1.2-37 に示す。図 5.14.1.2-37 にプロットしてあるイ、ロ、ハ、ニのデータ  
 は実際に設置されていたゴムジョイントの伸び残存率の試験結果で、下記にその製品の  
 使用条件及び経過年数を示す。

- イ：屋外使用（秋田県）12年経過、ロ：屋外使用（北海道）12.5年経過
- ハ：埋設使用（岐阜県）13年経過、ニ：埋設使用（埼玉県）19年経過

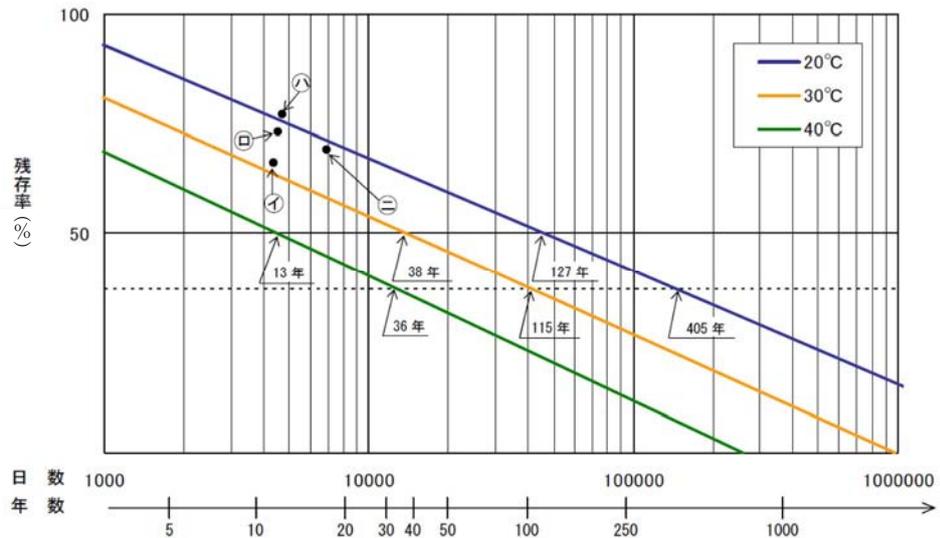


図 5.14.1.2-37 ゴムジョイントの耐候年数推定結果

露出部使用環境の平均気温を 30℃としても、初期伸び率の残存率 50 %を確保できる  
 耐用年数は 38 年と推定できる。

(2) シートジョイント

a. シートジョイントの引張試験

(a) シートジョイントの構造概要

シートジョイントは、下図のとおり多重構造となっており、それぞれの部材により求められる機能が異なっている。

下図①④の遮光シート（塩ビシート）は、内部にある遮水シート（塩ビシート）と土木シート（ ×2重）を紫外線による劣化から保護する部材である。②の遮水シート（塩ビシート）は有意な漏えいを生じさせない性能を保持し、③の土木シートは、津波波力に対抗する強度を担保する部材である。

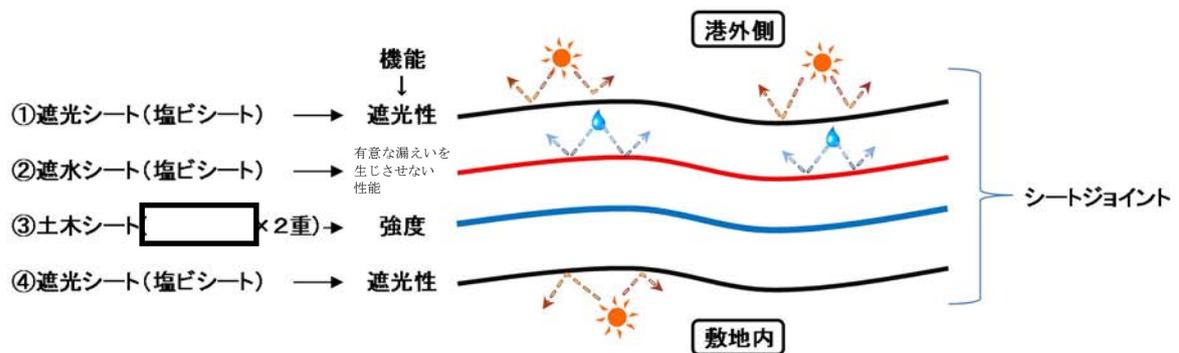


図 5.14.1.2-38 シートジョイント模式図

(b) 目的

シートジョイントの取付け部について、現地の取付け状況を模した試験体を作成し、津波時に想定されるシートの最大張力を、繰返しまたは継続的に作用させることで津波によって繰返し荷重を受ける状態を模擬し、シートジョイント本体及び取付け部が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

(c) 試験条件

シートジョイントの引張試験は繰返し载荷試験及び継続载荷試験を実施する。引張荷重は津波時に想定される最大張力 188.18 kN/m より、試験時の試験体寸法 30 cm を考慮し、56.45 kN/30cm とする。

繰返し载荷試験は、シートジョイントに発生する最大張力を繰り返し（10 回）载荷した時に有意な漏えいを生じない変形に留まることを 3 試験体について確認する。続いて、繰返し载荷試験を行った試験体を用いて継続载荷試験を実施する。継続载荷試験は、シートに発生する最大張力を 10 分間継続して载荷した時に有意な漏えいを生じない変形に留まることを 3 試験体について確認する。

ボルト径や設置間隔（M16@100 mm）は実際に設置する状態を模擬している。シートジョイントの引張試験条件を表 5.14.1.2-3 に、試験体図を図 5.14.1.2-39 に示す。

表 5.14.1.2-3 シートジョイントの引張試験条件

試験 No,	引張荷重	载荷条件
①	56.45 kN/30cm	10 回
②	56.45 kN/30cm	10 回後, 10 分継続

試験体 : シートジョイント

つかみ幅 : 30 cm

つかみ間隔 : 30 cm

引張速度（破断強度試験） : 200 mm/min

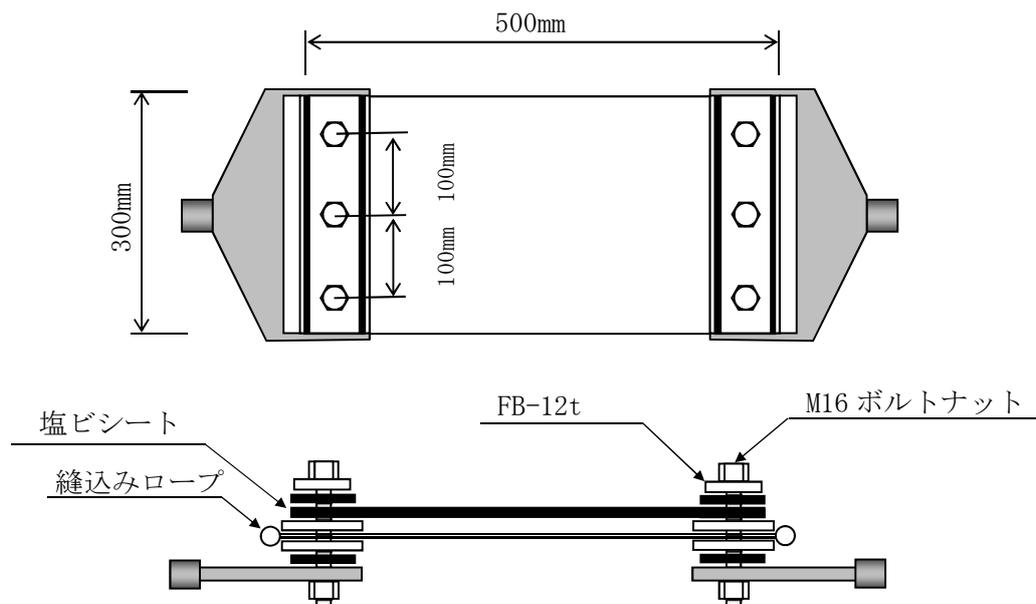


図 5.14.1.2-39 シートジョイント試験体図

(c) 試験状況写真



図 5.14.1.2-40 試験状況

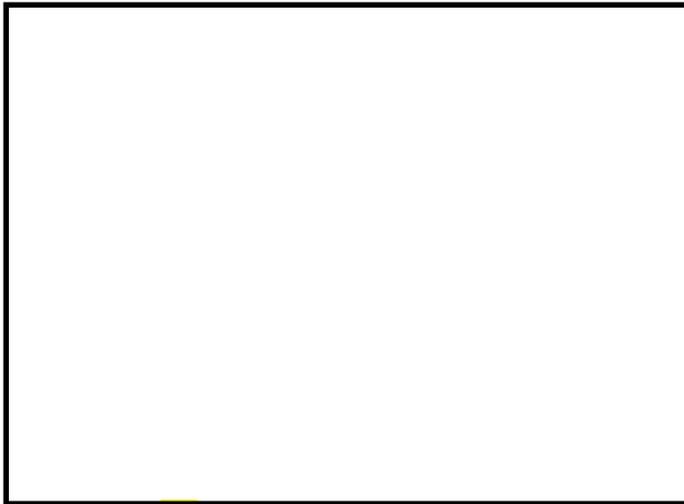


図 5.14.1.2-41 試験後供試体



変形なし

図 5.14.1.2-42 試験後供試体

(d) 試験結果

シートに発生する最大張力を繰り返し（10回）載荷した後，さらにシートに発生する最大張力を10分間継続載荷し，有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認した。

表 5.14.1.2-4 シートジョイント強度試験結果

試験 No.	引張荷重	載荷条件	変形	判定
①	56.45kN/30cm	10回	無	OK
②	56.45kN/30cm	10回後，10分継続	無	OK

b. シートジョイントの耐圧試験

(a) 目的

試験機を用いて、シートジョイントに対して津波時に想定される水圧を負荷することにより、津波時におけるシートジョイントの状況を模擬し、シートジョイントに有意な漏えいが生じないことを確認する。

(b) 試験条件

水圧 0.26 MPa 及び 0.55 MPa を負荷し、加圧中及び 10 分以上加圧した後、有意な漏えいが生じないことを確認する。加圧時間は保守的に 1 時間とした。

直径 300mm の筒状に縫製したシート（遮水シートを内側、土木シートを外側）を円筒状鋼管に取り付け、両端部を固定した状態で、鋼管と遮水シートの間に水圧を与える。試験体の概要を図 5.14.1.2-43 に示す。

実験では水圧を 2 つのステップに分けて与える。各ステップで 10 分以上（加圧時間 1 時間）水圧を保持して有意な漏えいが生じないことを確認する。

【圧カステップ】

・ステップ① 水圧 0.26 MPa

水圧 0.26 MPa を負荷し、10 分以上（加圧時間 1 時間）保持し有意な漏えいが生じないことを確認する。

・ステップ② 水圧 0.55 MPa

水圧 0.55 MPa を負荷し、10 分以上（加圧時間 1 時間）保持し有意な漏えいが生じないことを確認する。

表 5.14.1.2-5 シートジョイントの耐圧試験条件

試験 No,	水圧	必要耐圧保持時間
①	0.26 MPa	10 分以上
②	0.55 MPa	10 分以上

\*加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって 1 時間とした。



図 5.14.1.2-43 シートジョイントの耐圧試験概念図（側面）



図 5.14.1.2-44 耐圧試験機及び供試体（側面）

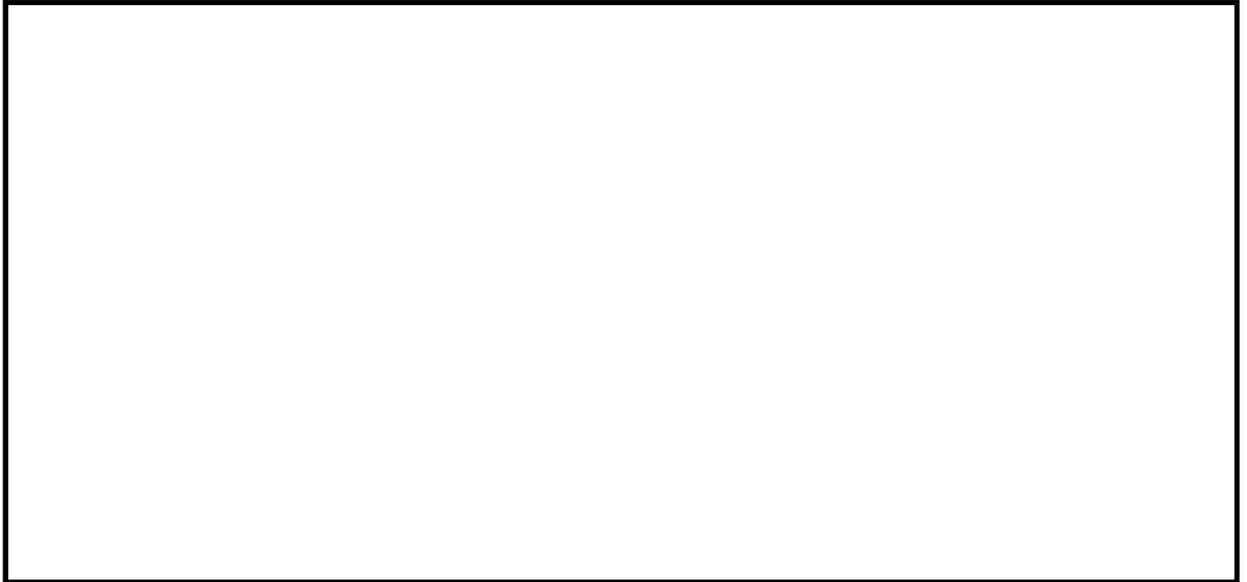


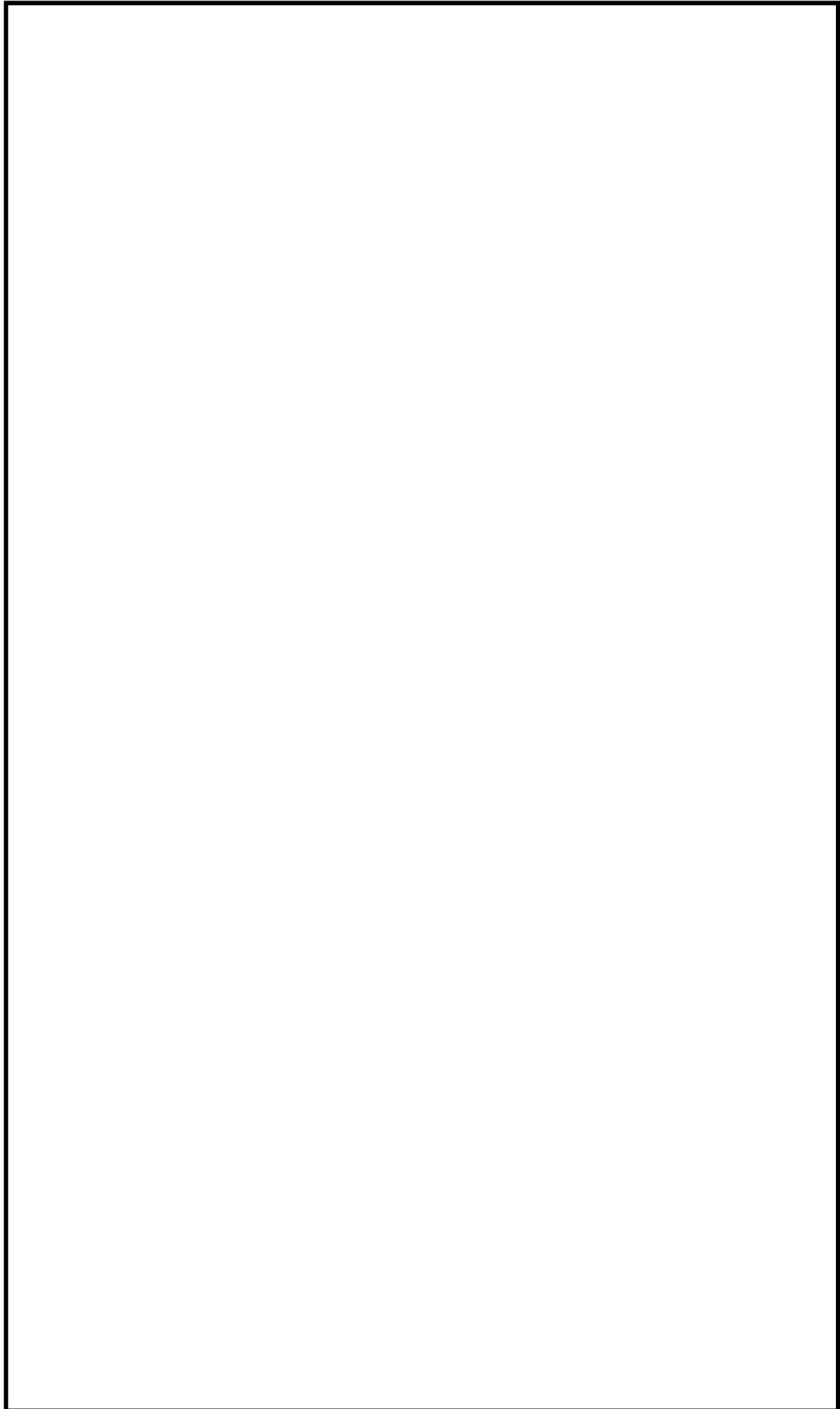
図 5.14.1.2-45 シートジョイントの耐圧試験概念図及び供試体（断面）

(c) 試験状況写真



漏えいなし

図 5.14.1.2-46 シートジョイントの耐圧試験状況 (0.26 MPa, 1 時間保持後)



漏えいなし

図 5.14.1.2-47 シートジョイントの耐圧試験状況 (0.55 MPa, 1 時間保持後)

(d) 試験結果

0.26 MPa 及び 0.55 MPa の水圧を負荷し、10 分以上（加圧時間 1 時間）加圧した結果、全てのケースにおいて、シートジョイントから漏えいが生じないことを確認した。

表 5.14.1.2-6 シートジョイントの耐圧試験結果

試験 No,	水圧	耐圧保持時間	漏えい	判定
①	0.26MPa	10 分以上	無	OK
②	0.55MPa	10 分以上	無	OK

\*加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって1時間とした。

(e) シートジョイントの取付け部の耐圧性

シートジョイントの取付け部から有意な漏えいを生じさせないためには、押さえプレートの締め付け面圧が外水圧よりも大きいことが必要である。耐圧性の確認は、押さえプレートの締め付け面圧が外水圧 0.55MPa 以上であることを確認する。

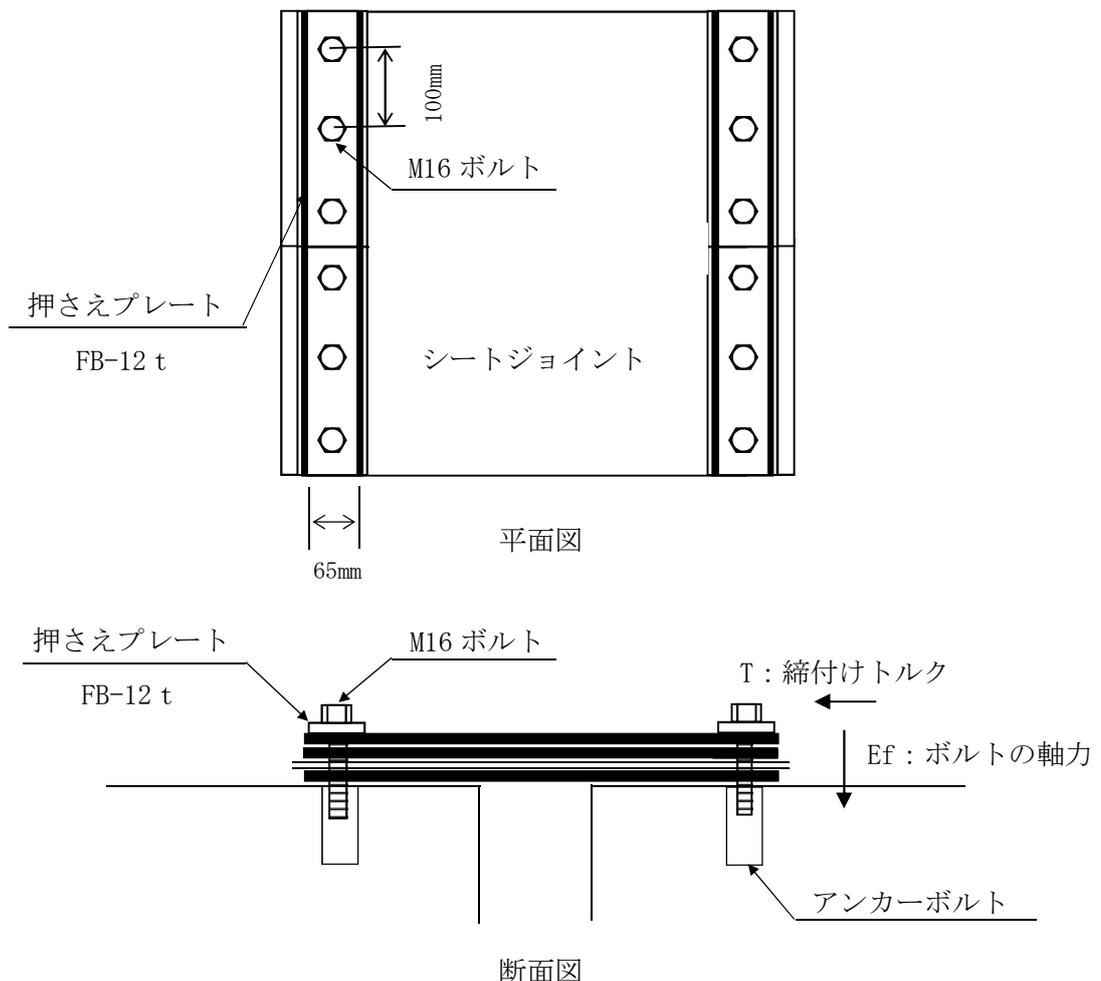


図 5.14.1.2-48 シートジョイント設置イメージ図

イ. ボルトの軸力

トルクと締付け力との関係式は、

$$F_f = T / (K \cdot d)$$

$F_f$  : ボルトの軸力 (N)

$T$  : 締付けトルク 107.9 (N・m)

$K$  : トルク係数 0.3

$d$  : ボルトの呼び径 16 mm=0.016 m

$$\begin{aligned} F_f &= 107.9 / (0.3 \times 0.016) \\ &= 22479 \text{ N} \end{aligned}$$

ロ. 応力緩和後のボルトの軸力

経時により応力が 23%低下するとする。

$$F = F_f \cdot \alpha$$

$$= 22479 \times 0.77$$

$$= 17309$$

$F$  : 応力緩和後のボルトの軸力 (N)

$F_f$  : ボルトに生じる軸力 22479 (N)

$\alpha$  : 応力緩和係数 0.77 (試験値)

ハ. 締付け面圧

締付け面圧は、

$$P_0 = F / (w \cdot L)$$

$P_0$  : 締付け面圧

$F$  : 応力緩和後のボルトの軸力 (N)

$w$  : 押さえ板の接触幅 65mm

$L$  : ボルトピッチ 100mm

$$\begin{aligned} P_0 &= 17309 / (65 \times 100) \\ &= 2.66 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)} > 0.55 \text{ MPa} \end{aligned}$$

シートジョイントの耐圧試験結果で漏えいが確認されなかったこと、押さえプレートの締め付け面圧が設計水圧以上の圧力で押さえられていること、引張試験により取付け部のシートジョイントが変形しなかったことが確認されたことから、シートジョイントに耐圧性があることを確認した。

c. シートジョイントの耐候性試験

(a) 目的

土木シート (  ×2 重) は遮光シートにより保護されており，直射日光等の影響を受けることはないが，土木シートの耐候性の確認のため，促進耐候性試験を行う。試験期間は，シートジョイントの交換頻度を考慮して 15 年相当とする。土木シートを遮水シートで包んだ状態で促進耐候性試験機に入れ，15 年相当の試験時間 (540 時間) を置き，時間経過後の土木シートの引張強度を確認する。

(b) 試験条件

土木シートは，遮水シートで包んで促進耐候性試験機に入れる。試験条件を表 5.14.1.2-7 に，試験機の写真を図 5.14.1.2-49 に示す。試験は JIS A 1415 「高分子系建築材料の実験室光源による暴露試験方法」による。540 時間後，土木シートの引張試験を実施する。

表 5.14.1.2-7 シートジョイントの耐候性試験条件

使用機種	スーパーUVテスター (UV照射)
放射照度	1500 W/m <sup>2</sup>
槽内温度	63±3°C
槽内湿度	50±5%
試験時間	540 時間 (15 年相当)

\*102 分経過毎に 18 分間，水を噴霧



温度センサー 試験台 19×40cm



図 5.14.1.2-49 スーパーUVテスター試験機 (左：外観，右：内部)

引張試験は JIS L 1096（織物及び編物の生地試験方法）に準拠し、ラベルドストリップ法にて行う。

試験片幅 : 30mm  
試験片の数 : 3  
つかみ間隔 : 200mm  
引張方向 : 縦方向及び横方向  
引張速度 : 200mm/min

(c) 試験状況写真



促進耐候性試験（540 時間）終了後



引張試験体作成前

図 5. 14. 1. 2-50 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当）

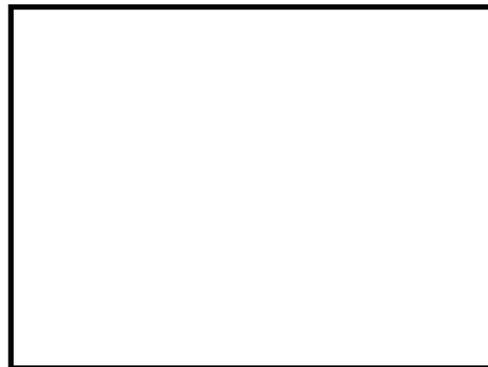


引張試験体



試験体幅確認状況

図 5. 14. 1. 2-51 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



試験体標線間距離確認状況

図 5. 14. 1. 2-52 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



縦方向 1 体目 試験前



縦方向 1 体目 試験後

図 5.14.1.2-53 シートジョイントの耐候性試験（15年相当 引張試験）



縦方向 2 体目 試験前



縦方向 2 体目 試験後

図 5.14.1.2-54 シートジョイントの耐候性試験（15年相当 引張試験）



縦方向3体目 試験前



縦方向3体目 試験後

図 5.14.1.2-55 シートジョイントの耐候性試験（15年相当 引張試験）



横方向1体目 試験前



横方向1体目 試験後

図 5.14.1.2-56 シートジョイントの耐候性試験（15年相当 引張試験）



横方向2体目 試験前



横方向2体目 試験後

図 5.14.1.2-57 シートジョイントの耐候性試験（15年相当 引張試験）



横方向3体目 試験前



横方向3体目 試験後

図 5.14.1.2-58 シートジョイントの耐候性試験（15年相当 引張試験）



試験後の試験体

工 事 件 名	止水ジョイントに係る耐震・耐波圧・耐熱評価のうち耐波圧評価耐震性試験(15年相当)					
品 名	#800(2重)促進暴露(15年相当)後					
試 験 項 目		1	2	3	平均値	合 否
引張強度	タテ	19580	18999	18152	18904	
	ヨコ	18561	20923	19292	19392	
伸び率	タテ	25.0	24.0	22.0	23.7	
	ヨコ	18.0	18.0	17.0	17.7	
立 会 人	[Redacted]					

全試験体の試験結果

図 5.14.1.2-59 シートジョイントの耐候性試験 (15年相当 引張試験)

(d) 試験結果

引張試験結果より、15年相当の促進耐候性試験後の土木シート [ ] × 2重) の引張強度は、同じロットで耐候性試験を実施しなかった試験片の引張強度試験結果に対して、引張強さの低下は見られなかった。耐候性試験を実施しなかった試験片と15年相当の耐候性試験を実施した試験片の引張強さは、ほぼ同等であり、遮水シーートの保護により耐候性試験での劣化が生じなかったといえる。その差については、素材のばらつきの範囲であると考えられる。以上より、シートジョイントの耐候性に問題がないことを確認した。

表 5.14.1.2-8 シートジョイントの耐候性試験結果

試料名	促進時間	試験項目	試験法	平均値	1	2	3	
[ ] (2重)	耐候性 試験なし	引張強さ (N/3cm)	縦	JIS L 1096 (ラベルストリップ法)	18652	18884	17284	19788
			横	引張速度: 200mm/min 標線間:200mm	17307	16557	17251	18112
	15年相当 (540時間)	引張強さ (N/3cm)	縦	JIS L 1096 (ラベルストリップ法)	18904 (101%)	19580	18979	18152
			横	引張速度: 200mm/min 標線間:200mm	19392 (112%)	18561	20323	19292

\* 平均値 ( ) 内は耐候性試験を実施しなかった試験片に対する強度保持率

(参考)

・シートジョイントの津波時の展開に関する実現性の確認について

高浜発電所4号機ではシートジョイントを土中部及び気中部で、強制変位を与え、シートが展開することを確認している。以下に実施した試験\*の概要を示す。

(1) 土中部変位追従性試験

シートジョイントを設置する箇所の最深部における土圧に相当する荷重を作用させた状態で、折りたたんだシートジョイントを水平方向および鉛直方向に引張り、シートが展開することを確認した。

(2) 気中部変位追従性試験

シートジョイントを覆う保護シートがシートジョイントの展開に支障がないことを、気中で折りたたんだシートジョイントを引張り、シートが展開することを確認した。

高浜発電所4号機で実施した試験と東海第二発電所での使用条件との比較を表5.14.1.2-9に示す。東海第二発電所で使用する条件を超える範囲でも試験が実施されており、高浜発電所4号機で実施された試験結果が、東海第二発電所でも適用できると考える。

表5.14.1.2-9 高浜発電所4号機で実施した試験と東海第二発電所での使用条件の比較

	高浜発電所4号機で実施した試験条件	東海第二発電所で使用する条件	備考
シートジョイントに作用する土圧	1 m 以上	1 m	高浜発電所4号機は試験資料より推定
シートジョイントの開き量	1.5 m	2.0 m	高浜発電所4号機では土中試験にて2.5mの展開を確認
シートジョイント材料	□ × 1重	□ × 2重	水圧による

\*平成27年10月2日「新規基準適合性審査に関する事業者ヒアリング（高浜3,4号機）」資料

5.14.2 鋼製防護壁シール材について

5.14.2.1 概要及び評価方針

追而

5.14.2.2 性能確認試験

追而



## 5.14.2 鋼製防護壁シール材について

### 5.14.2.1 概要及び評価方針

#### (1) 概要

鋼製防護壁は鋼殻ブロックを積み重ねて連結する構造である。鋼殻ブロック同士は添接板を高力ボルトで締め付けて固定するため、地震時及び津波時に鋼殻ブロック同士の相対変位は生じない設計である。

また、鋼殻ブロック継目部の添接板と添接板の間にはシール材を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計である。これを踏まえ、継目部のシール材を評価対象とし、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないことを性能確認試験により確認する。長期的な耐久性に関しては、シール材の耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により、50年相当の健全性を確認した。鋼殻ブロック概要図を図5.14.2.1-1に、鋼殻ブロック継目部拡大図を図5.14.2.1-2に示す。

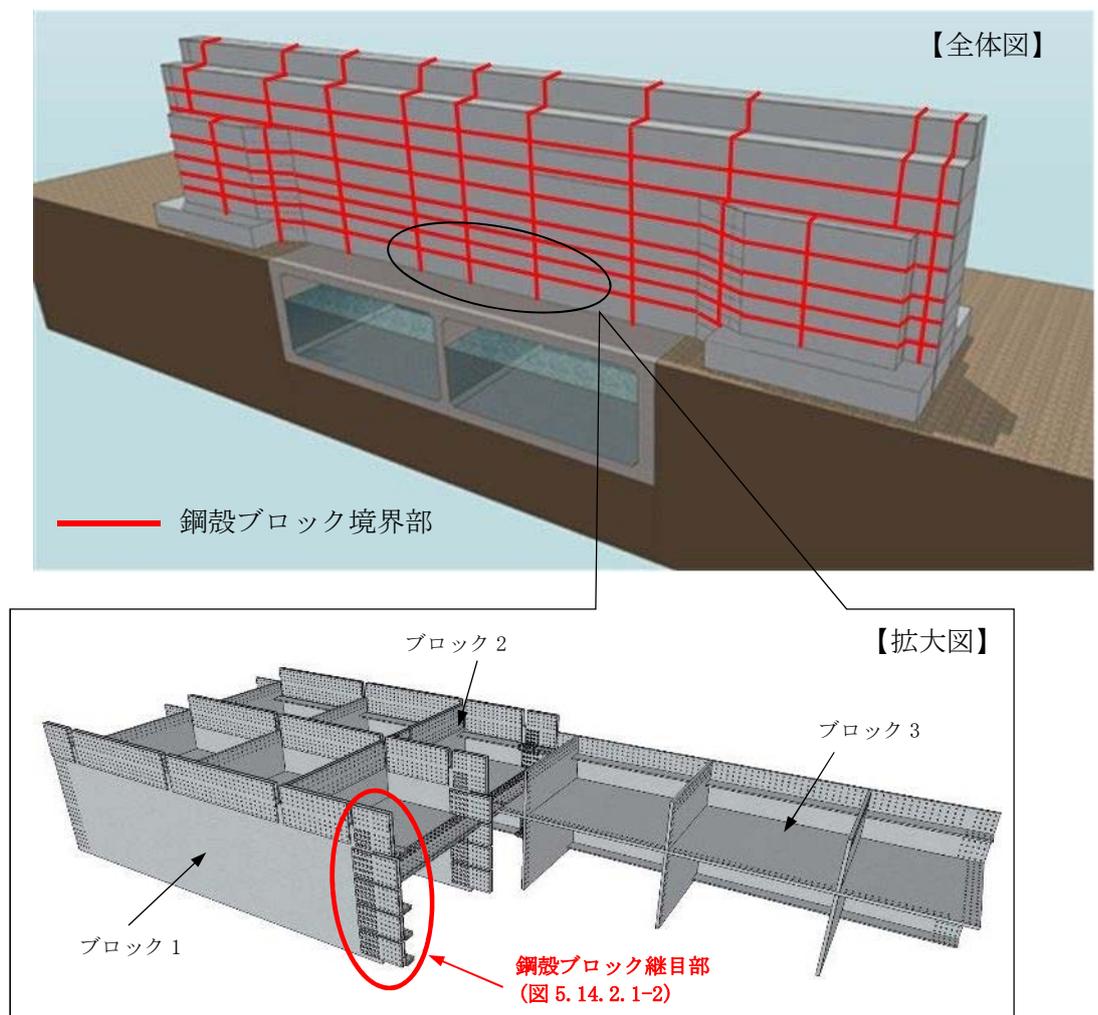


図 5.14.2.1-1 鋼殻ブロック概要図

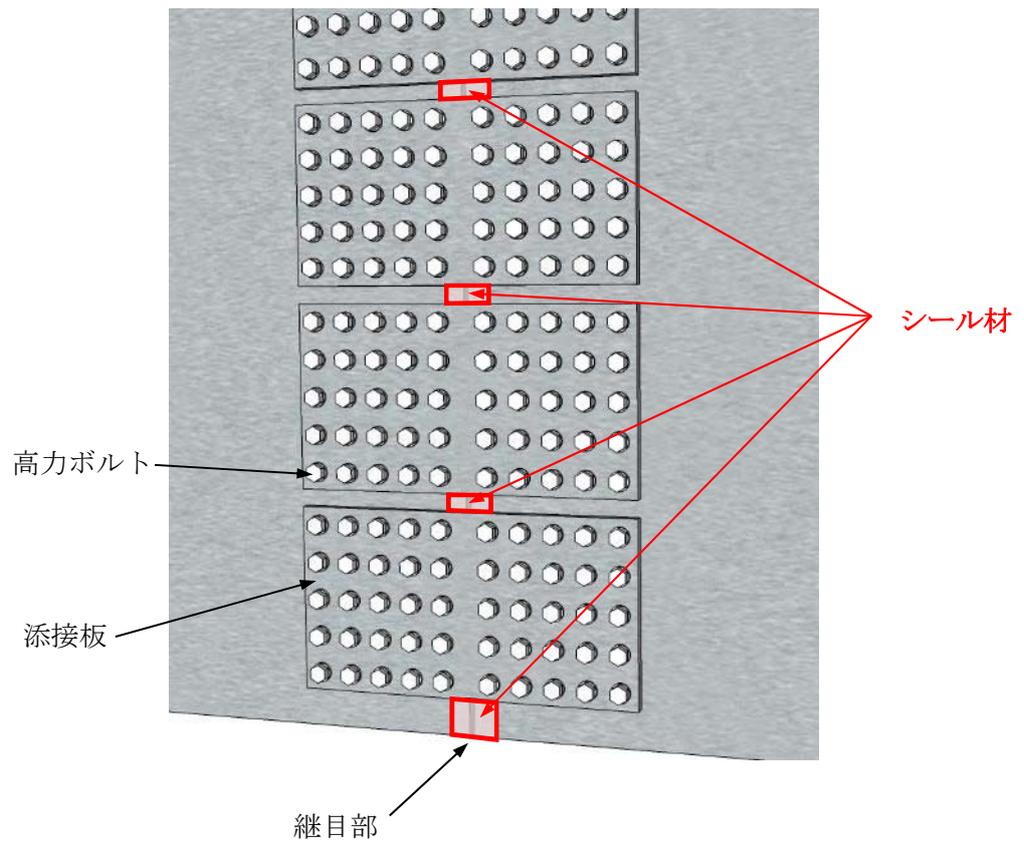


図 5.14.2.1-2 鋼殻ブロック継目部拡大図

(2) 評価方針

シール材の評価方針として、シール材を設置した継目部から津波時の波圧に対して有意な漏えいが生じないことを確認する。評価フローを図 5.14.2.1-3 に示す。

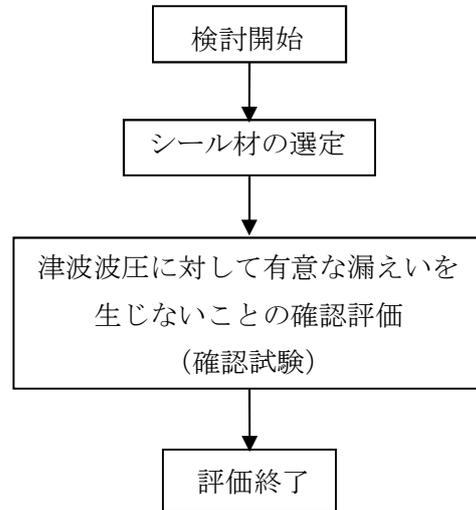


図 5.14.2.1-3 シール材の評価フロー

(3) シール材の選定

シール材の材料選定については、所定の水圧に対して有意な漏えいを生じない性能を保持できる条件に合った材料を選定した。シール材の選定については、表 5.14.2.1-1 に示すシール材を候補に選び、その中から有意な漏えいを生じない性能以外の要求性能として耐候性及び施工性の観点から  を選定した。

表 5.14.2.1-1 シール材の選定

シール材名称	主成分	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	耐候性	施工性	選定 結果
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	2液性特殊変性 シリコーン エポキシ樹脂	2.45	50年	シール材設置前の養生が容易	○
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	1成分脱オキシム型 シリコーン シーリング材	0.91	不明	シール材設置前の養生が容易	—
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	2液性 ポリウレタン樹脂	13.2	10 ～ 15年	吹付け設置のため材料が飛散する	—

(4) 検討方針

シール材の機能要求は、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないこと、長期的な耐久性に関して耐候性を有することである。これらの機能要求を踏まえ、耐圧試験、耐候性試験（メーカーにより行われた試験データに基づく評価）を行う。機能要求を表 5.14.2.1-2 に、試験項目を表 5.14.2.1-3 に示す。

表 5.14.2.1-2 シール材の機能要求

評価項目	要求性能
止水性	津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないこと
耐候性	長期的な使用のための耐久性に関して耐候性を有すること

表 5.14.2.1-3 試験項目

評価項目	試験項目
止水性	耐圧試験
耐候性	耐候性試験

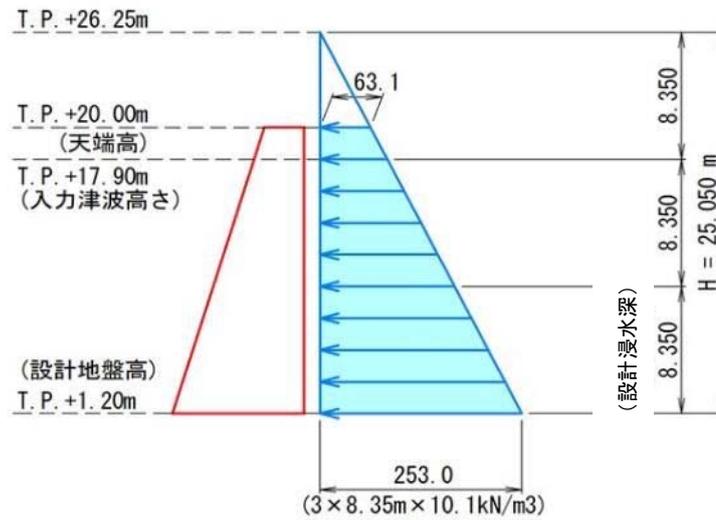
a. 試験条件の設定

(a) 津波波圧に応じた試験水圧と必要耐圧保持時間

津波波圧は、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤施工地盤標高の差分の 3/2 倍を考慮して算定する。

イ. 基準津波時

図 5.14.2.1-4 に示すとおり、基準津波波圧は 0.25 MPa であることから、試験水圧は基準津波波圧に保守性を持たせて 0.35 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。



津波の最大遡上高さ : T.P. +17.9 m

設置地盤高さ : T.P. +1.2 m

$$(17.9 - 1.2) \times 1/2 \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 0.25 \text{ MPa}$$

図 5.14.2.1-4 基準津波時の最大波圧

ロ. T.P. +24.0 m 津波時

T.P. +24.0 m 津波時の波圧は 0.43 MPa であることから、試験水圧は T.P. +24.0 m 津波波圧に保守性を持たせて 0.50 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。

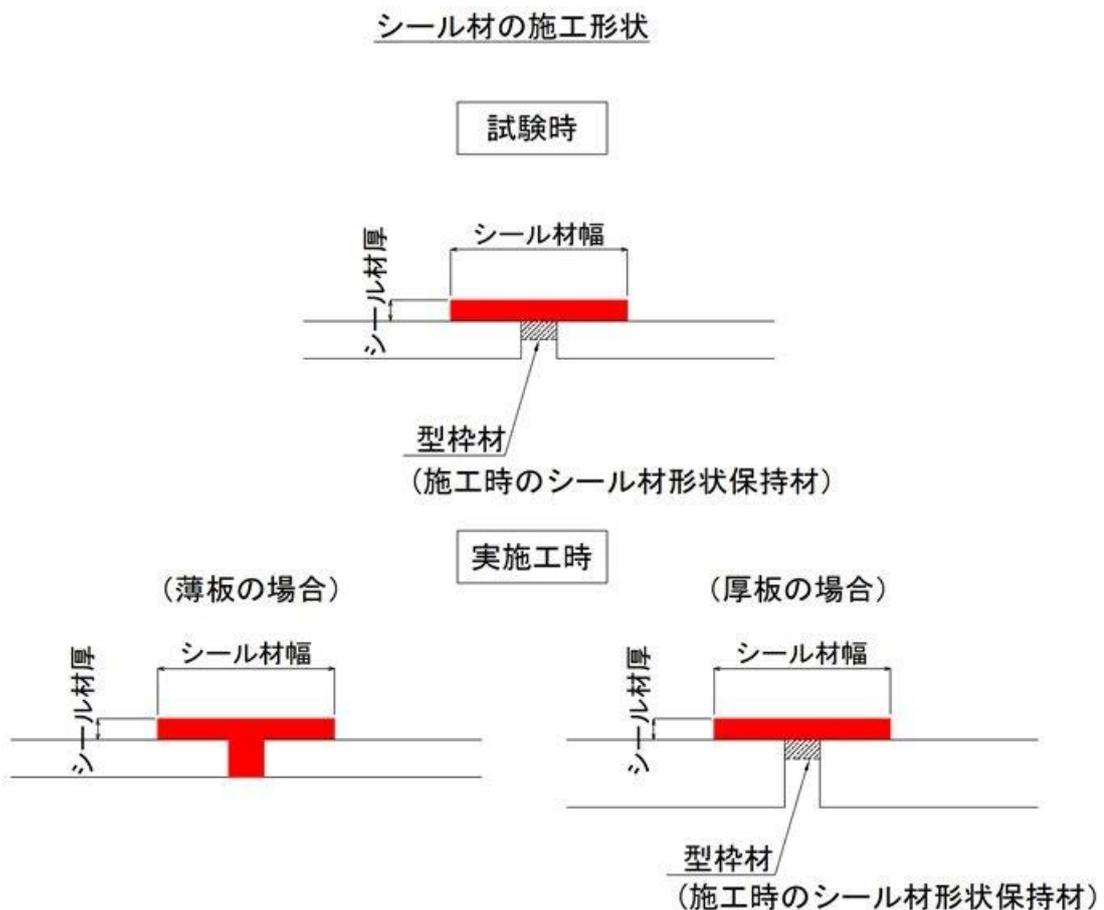
(b) シール材の厚さの設定

イ. 継目幅の設定と継目部のシール設置方法

継目幅の設計値は 10 mm である。施工管理上継目幅の管理許容値を  $\pm 5$  mm としているため、許容値の上限である 15 mm を試験時の継目幅として設定する。

シール材は、被着体との接着性を高めるため、プライマーを塗布した後、被着体に設置する。

連結する鋼製防護壁の板厚は 12 mm から 65 mm と様々である。現場における施工を模擬した施工概要は図 5.14.2.1-5 に示す 2 通りになる。本試験は最も厳しい条件となる板厚の場合において試験を実施する。最も厳しい条件とはシール材の形状を保持するために継目間に型枠材を設置し、継目間にプライマーを塗布しない状況となる。図 5.14.2.1-5 にシール材の試験時と実施工時の施工形状を示す。



※実施工では試験時に確認したシール材幅と厚さを満たすように施工を実施する。

図 5.14.2.1-5 シール材施工形状

ロ. シール材の厚さ設定

シール材の厚さの設定は、継目部でシール材に与えられる設定水圧に対して曲げ変形に耐える厚さとした。許容値はシール材の最大曲げ引張応力度である。また、シール材の厚さは施工時誤差を考慮し、計算値による厚さの+1 mmを設計値とした。

表 5.14.2.1-4 に、シール材の厚さと継目部での最大試験水圧 0.50MPa における曲げ引張応力度（シール材の厚さを計算値とした場合の曲げ引張応力度）の算出結果を示す。

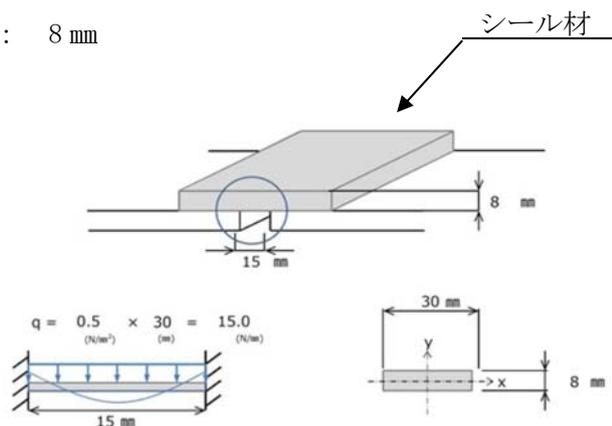
表 5.14.2.1-4 シール材の設定厚さ

シール材の厚さ		0.50 MPa 時 継目部 最大曲げ引張り応力度	
設計値	計算値	計算値	許容値
9 mm	8 mm	0.88 N/mm <sup>2</sup>	2.45 N/mm <sup>2</sup>

設計水圧： 0.50 MPa

計算幅： 30 mm

計算厚さ： 8 mm



設計曲げモーメント

$$M = 1/12 \times 15 \times 15^2 = 281.250 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

断面諸量

$$I_x = 1/12 \times 30 \times 8^3 = 1,280 \text{ mm}^4$$

$$y = 4.0 \text{ mm}$$

最大曲げ引張応力度

$$\sigma_1 = M \times y / I_x = 281.25 \times 4.0 / 1280 = \underline{0.88 \text{ N/mm}^2}$$

$$< 2.45 \text{ N/mm}^2$$

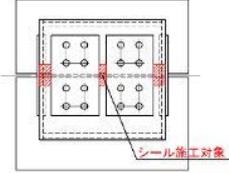
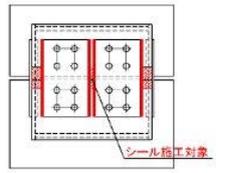
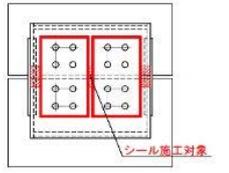
(c) シール材の設置の範囲設定

イ. シール材の設置範囲

鋼製防護壁は添接板を高力ボルトで締付けて固定しており、添接板のない継目部の他に添接板周りからの漏えいがないことを確認するため、表 5.14.2.1-5 に示す 3通りで実施する。CASE-1 は、継目部のみにシール材を設置する。CASE-2 は、継

目部に加え添接板継目部に横断する方向の隅肉部のみにシール材を設置する。CASE-3は、継目部に加え添接板全周の隅肉部にシール材を設置する。

表 5.14.2.1-5 シール材の設置範囲一覧表

シール材設置範囲		
CASE-1	CASE-2	CASE-3
継目部のみ	継目部+添接板（継目部に横断する方向）	継目部+添接板（全周）
		

ロ. 添接板周りのシール材の形状

実設置における最小添接板厚が 9 mm であるため、厳しい条件として試験時の添接板周りのシール高さを 9 mm として試験を実施する。

#### 5.14.2.2 性能確認試験

##### (1) 継目部のシール材の耐圧試験

###### a. 目的

鋼製防護壁の鋼殻ブロック継目部を模擬した試験体に、シール材を設置して水圧を作用させる。基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の水圧に対して、シール材を設置した継目部から有意な漏えい生じないことを確認する。

###### b. 試験条件

試験条件として表 5.14.2.2-1 に示す水圧を段階的に作用させる。必要耐圧保持時間を 10 分以上にあることに対して、加圧時間は、基準津波時で 60 分、T.P. +24.0 m 津波時で 10 分とした。試験では加圧時間中及び加圧時間経過後、シール材の継目部からの有意な漏えいが生じないことを確認する。各試験体における、シール材の種類及びシール材の設置範囲を表 5.14.2.2-2 に、性能確認試験フローを図 5.14.2.2-1 に示す。

また、耐圧試験装置説明図を図 5.14.2.2-2、図 5.14.2.2-3 に、耐圧試験概念図を図 5.14.2.2-4 に示す。

表 5.14.2.2-1 試験条件

水 圧	必要耐圧保持時間	加圧時間
0.35 MPa	10 分以上	60 分
0.50 MPa	10 分以上	10 分

表 5.14.2.2-2 シール材の種類及びシール材の設置範囲一覧

試験体名称	シール材の種類	シール材の設置範囲
Case-1	□	継目部のみ
Case-2		継目部+添接板（継目部に横断する方向）
Case-3		継目部+添接板（全周）

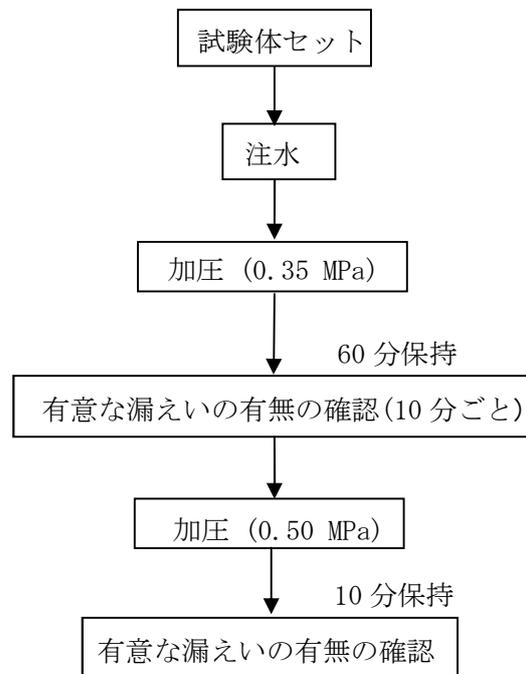


図 5.14.2.2-1 性能確認試験フロー

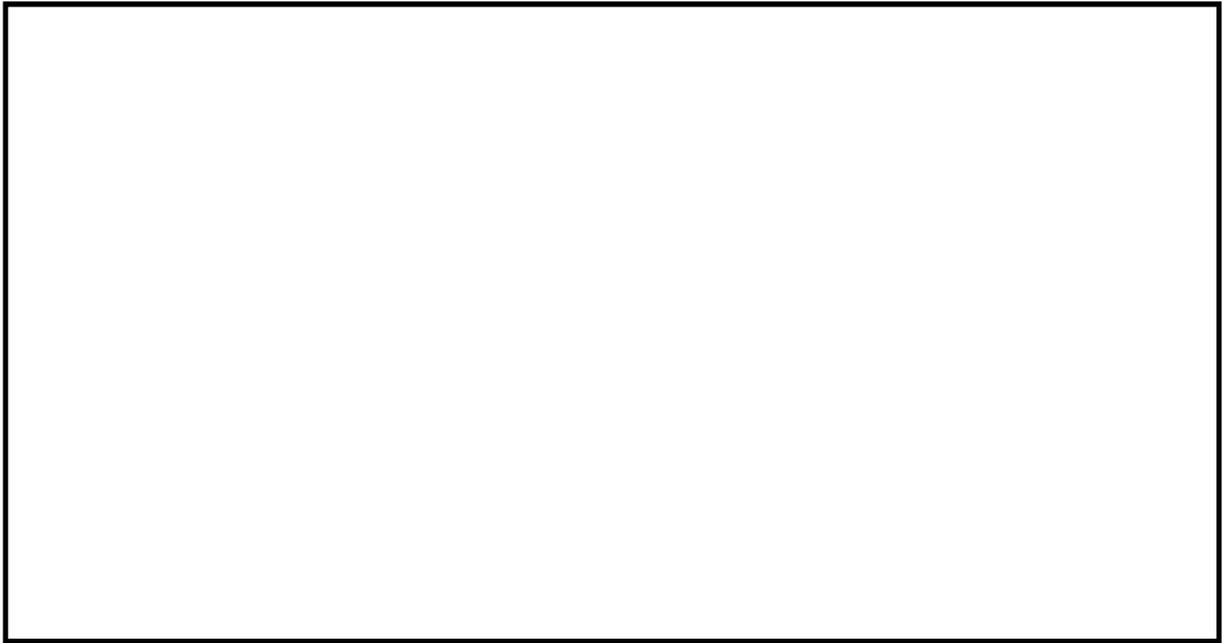


図 5.14.2.2-2 耐圧試験装置説明図（試験体設置前）

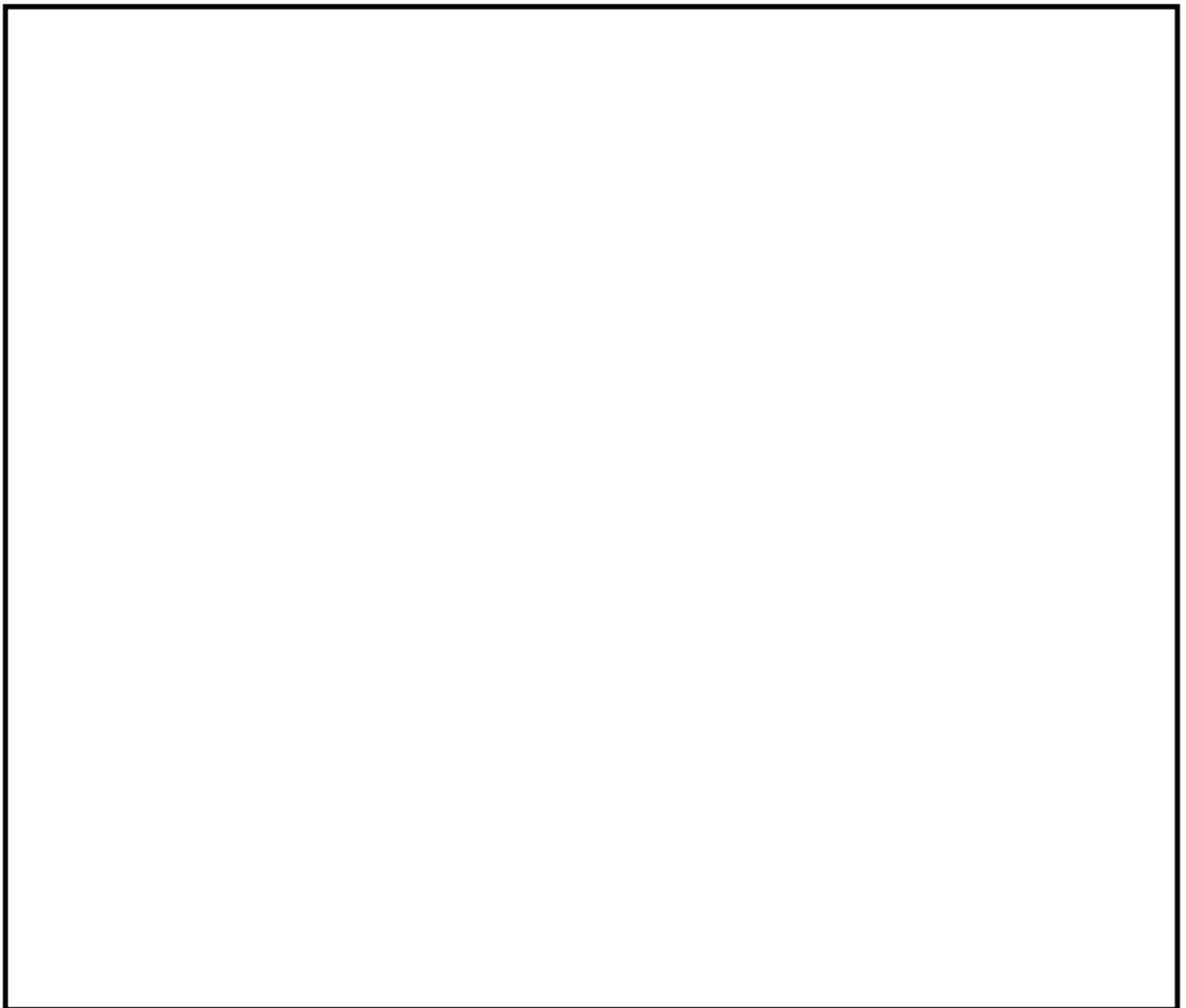


図 5.14.2.2-3 耐圧試験装置説明図（試験体設置後）

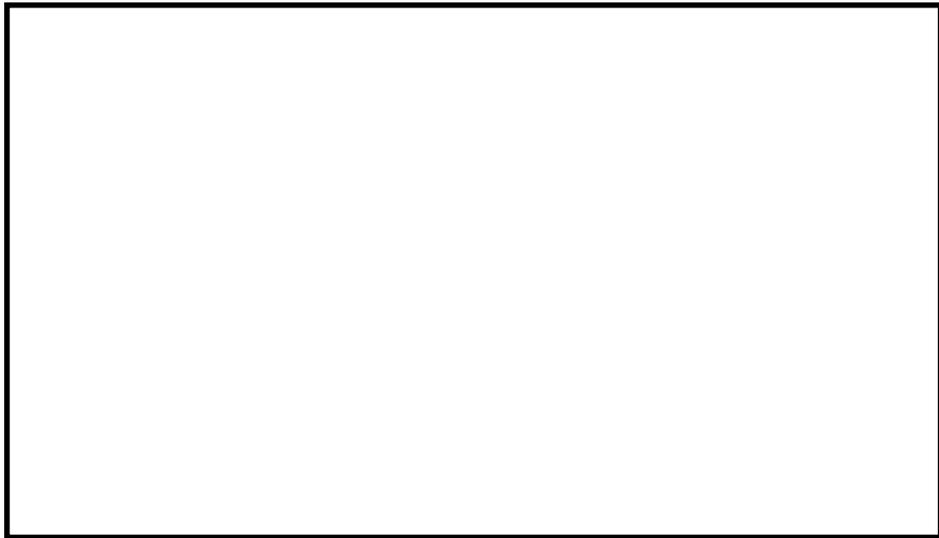


図 5.14.2.2-4 耐圧試験概念図

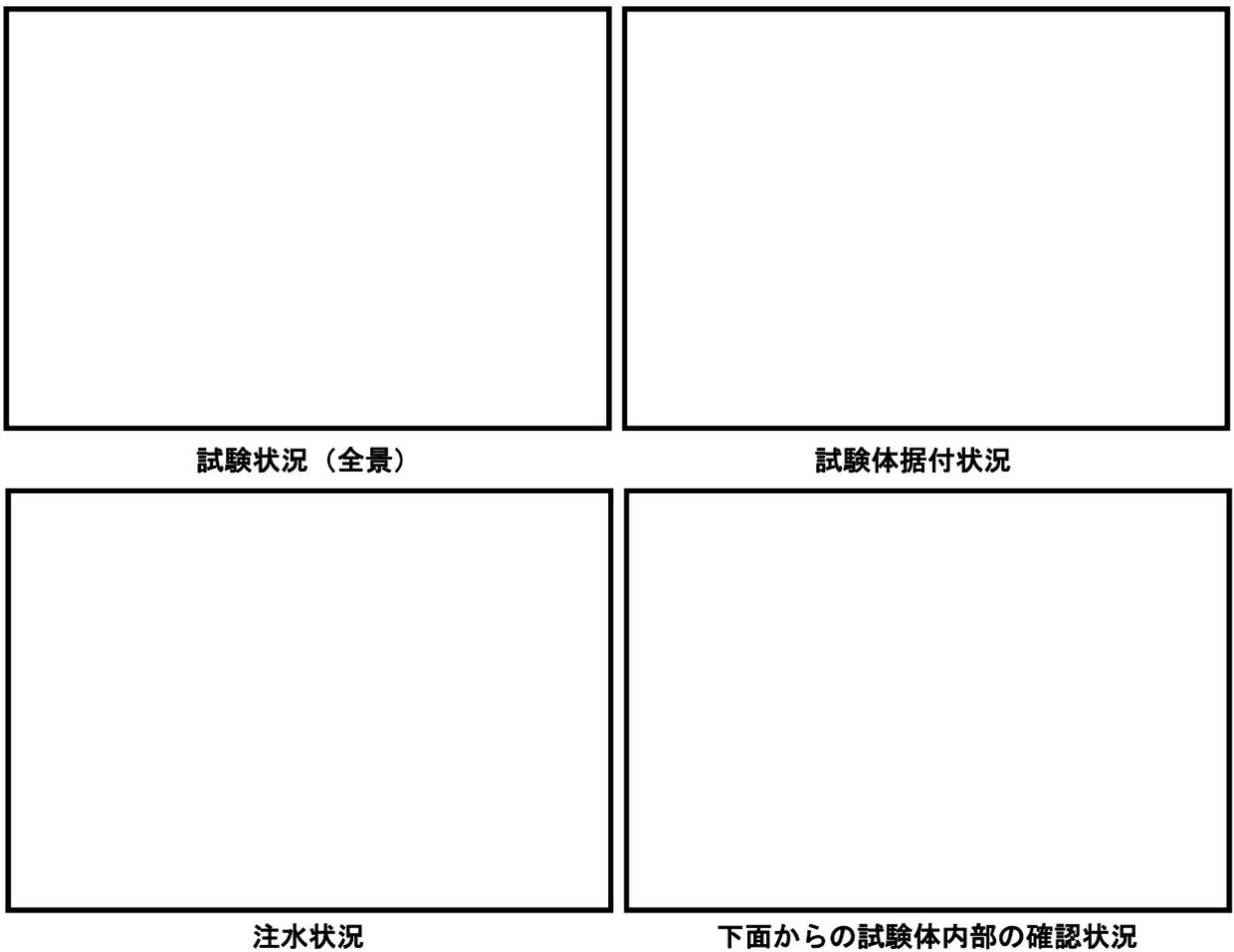


図 5.14.2.2-5 耐圧試験状況

c. 試験状況写真

(a) Case-1 (シール材:  設置方法;継目部のみ)

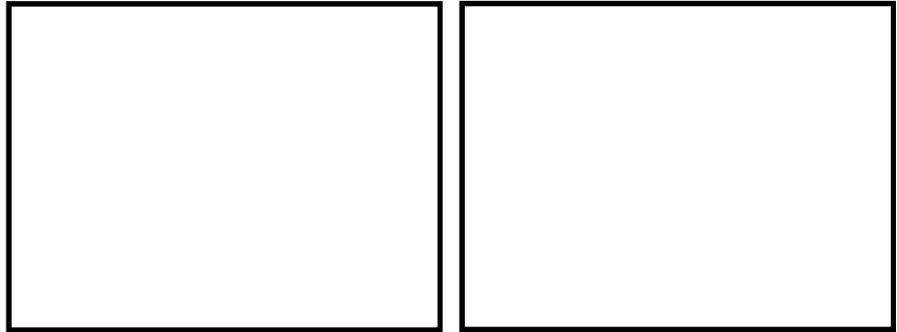


図 5.14.2.2-6 シール材の設置状況

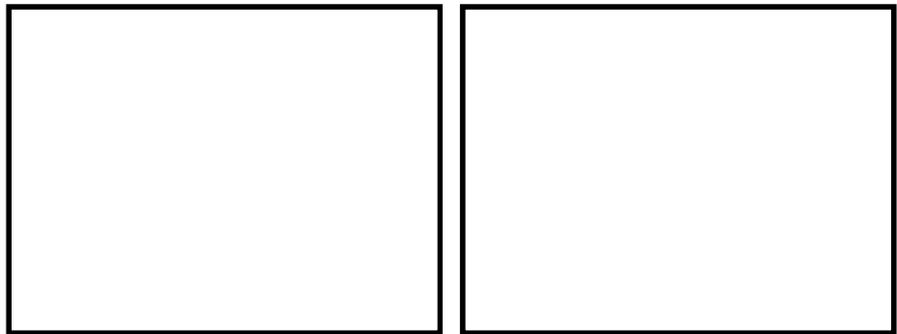


図 5.14.2.2-7 試験体設置完了状況

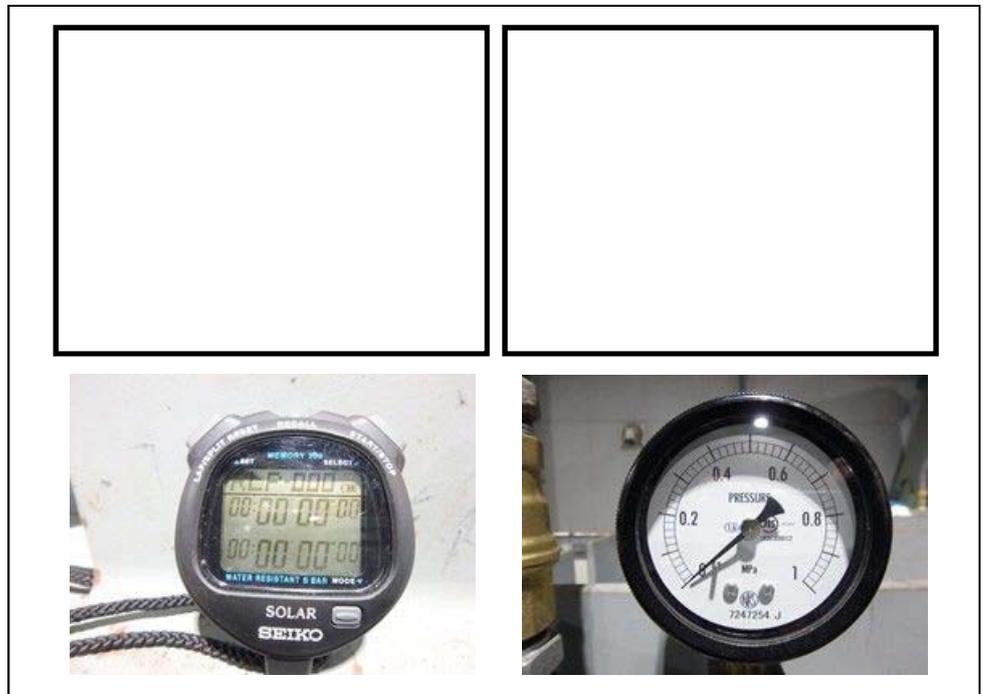


図 5.14.2.2-8 加圧前状況

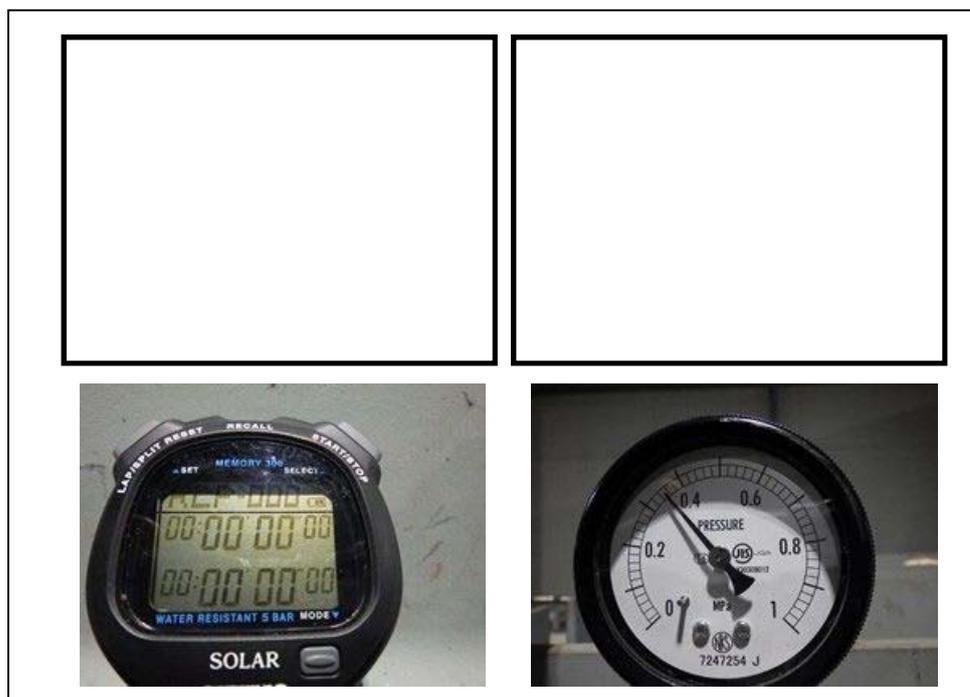


図 5.14.2.2-9 0.35 MPa 加圧開始

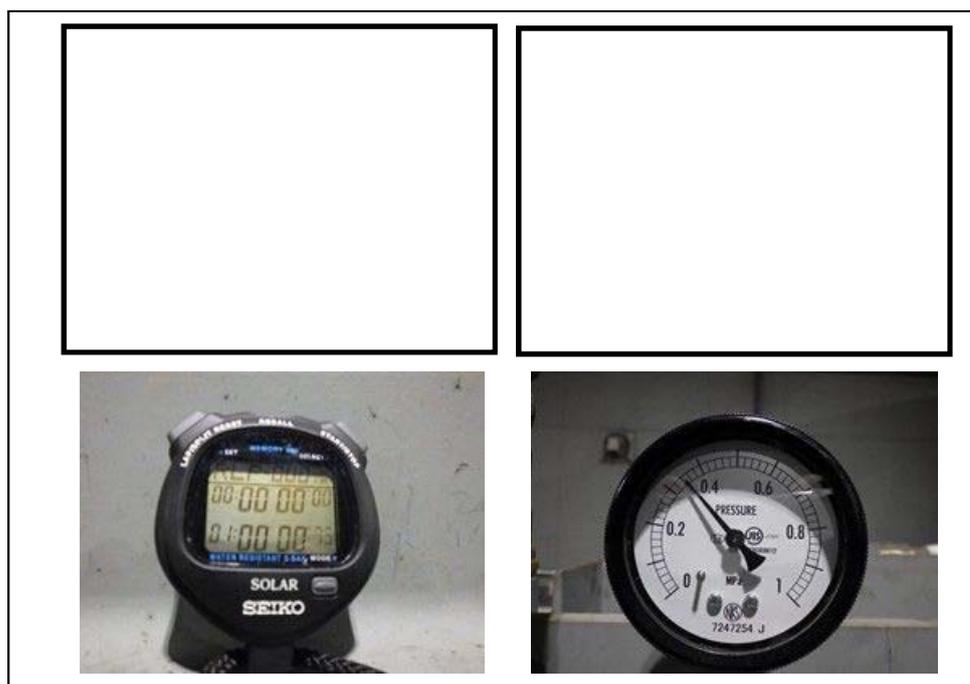


図 5.14.2.2-10 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

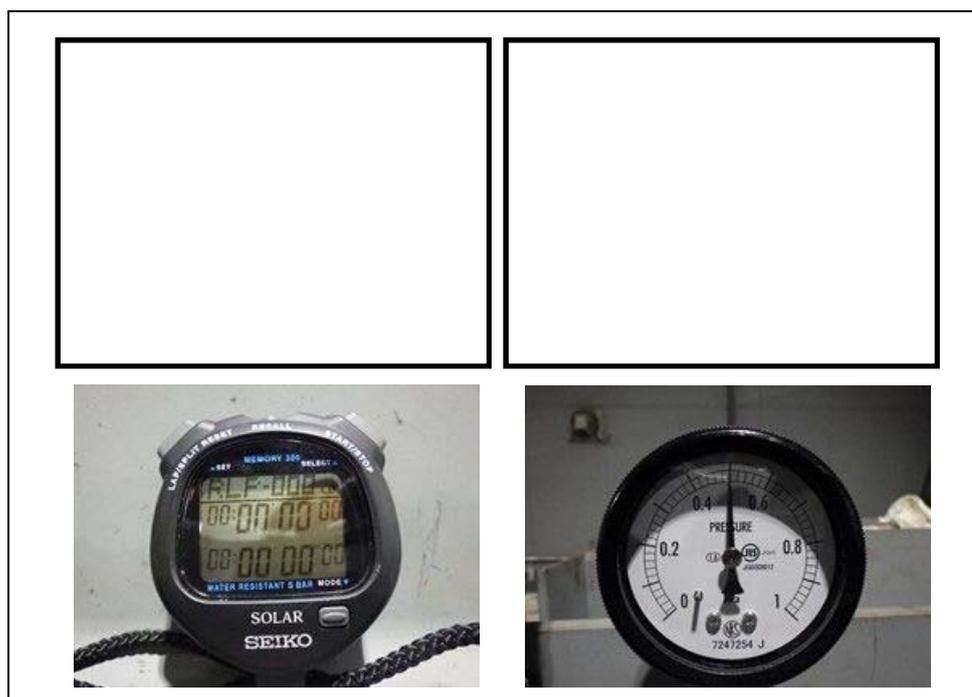


図 5.14.2.2-11 0.50 MPa 加圧開始

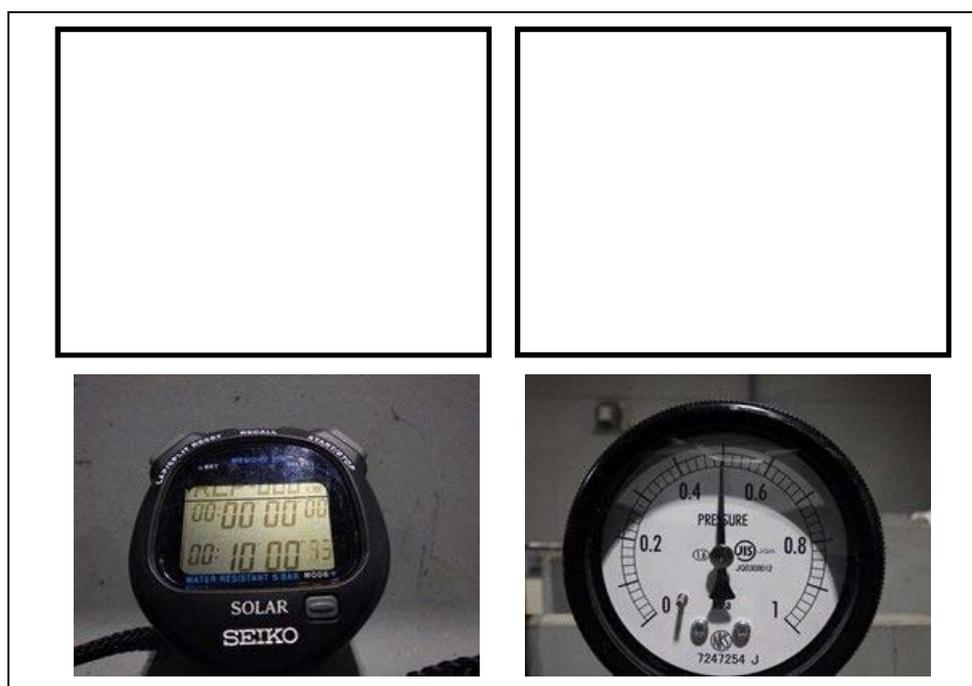


図 5.14.2.2-12 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

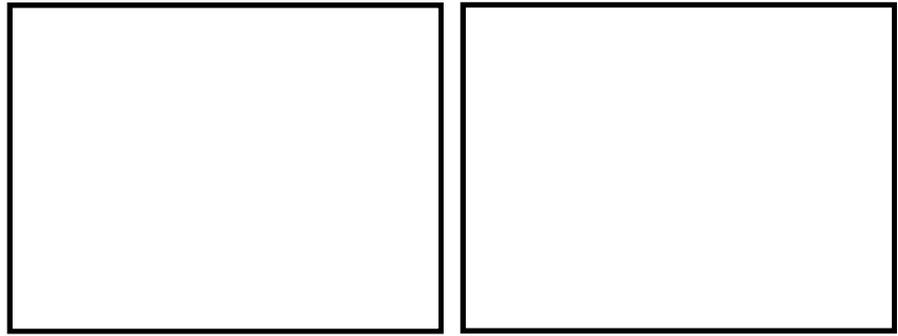


図 5. 14. 2. 2-13 試験終了後試験体状況

(b) Case-2 (シール材  設置方法;継目部+添接板 (直角方向) )

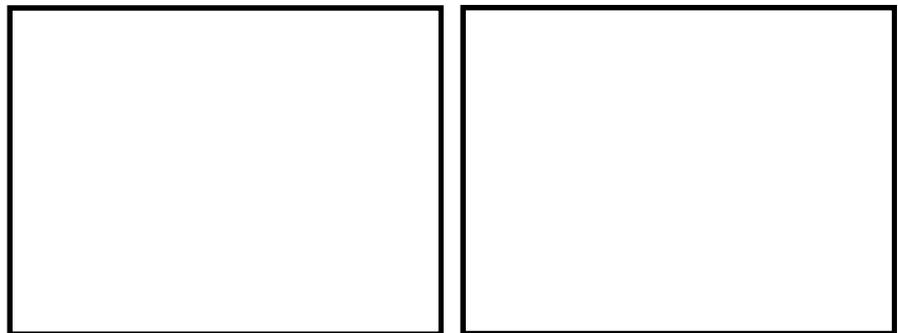


図 5. 14. 2. 2-14 シール材の設置状況

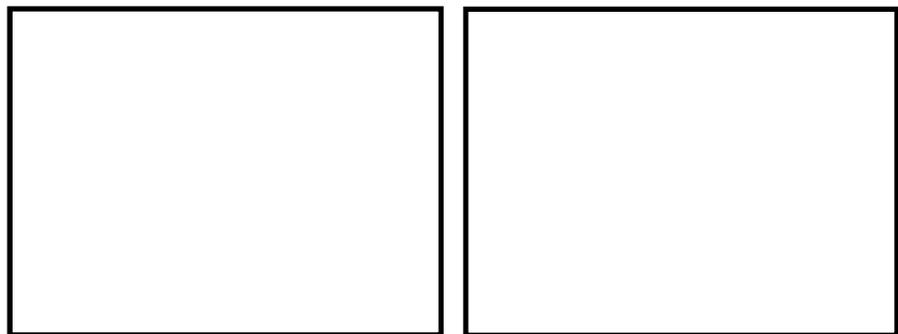


図 5. 14. 2. 2-15 試験体設置完了状況



図 5.14.2.2-16 0.35 MPa 加圧開始

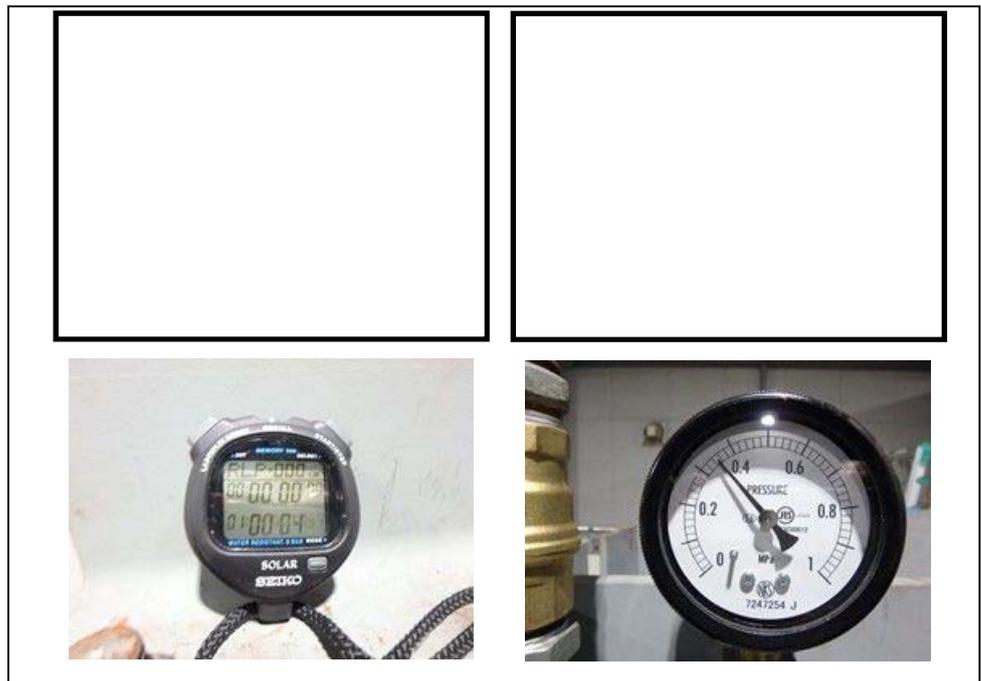


図 5.14.2.2-17 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)



図 5.14.2.2-18 0.50 MPa 加圧開始



図 5.14.2.2-19 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

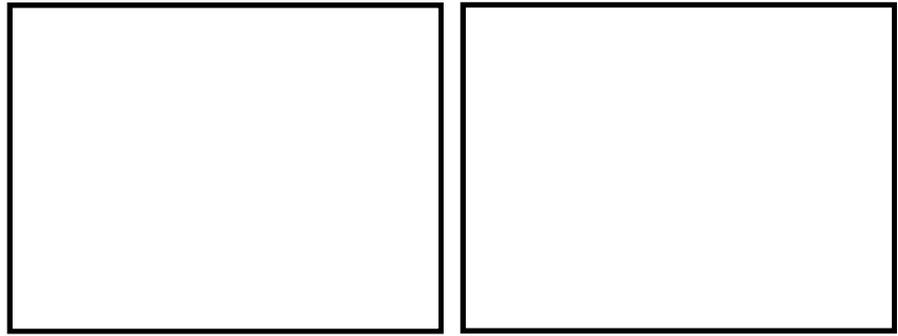


図 5. 14. 2. 2-20 試験終了後試験体状況

(c) Case-3 (シール材  設置方法;継目部+添接板全周)

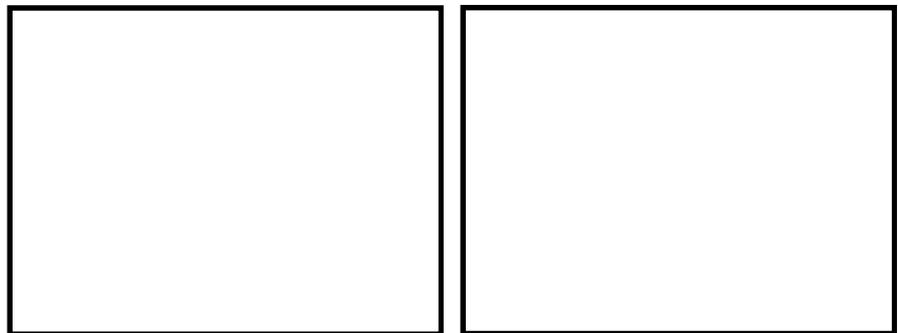


図 5. 14. 2. 2-21 シール材設置完了状況

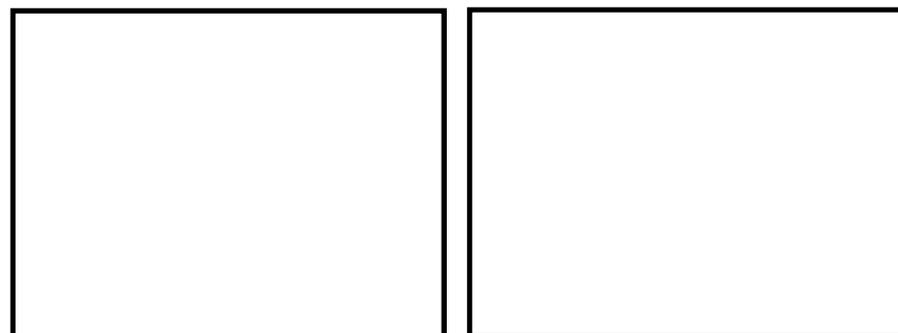


図 5. 14. 2. 2-22 試験体設置完了状況

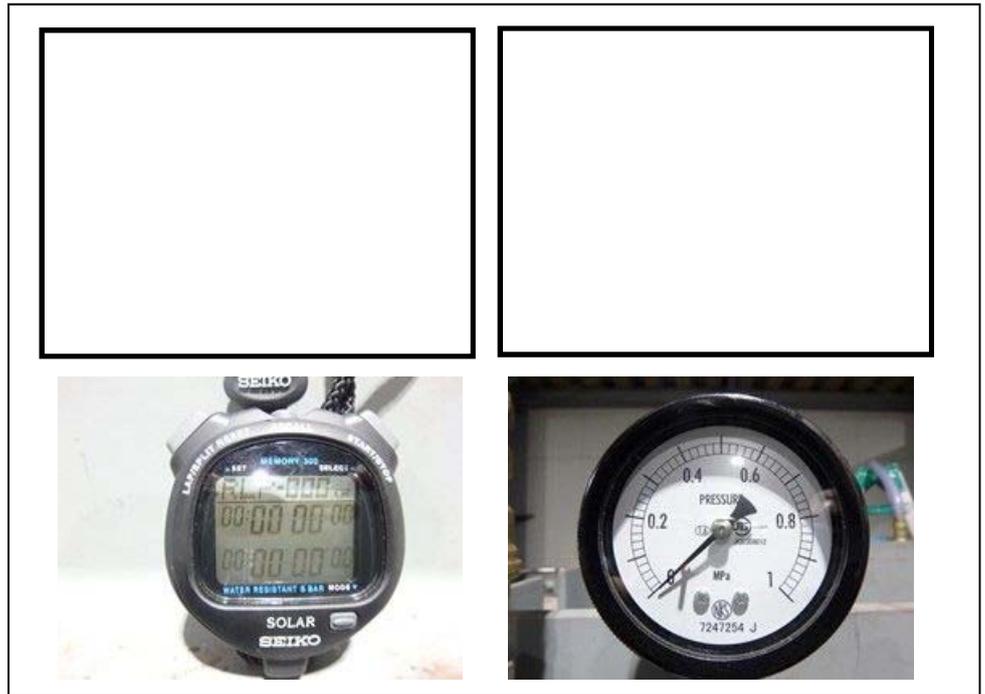


图 5.14.2.2-23 加压前状况

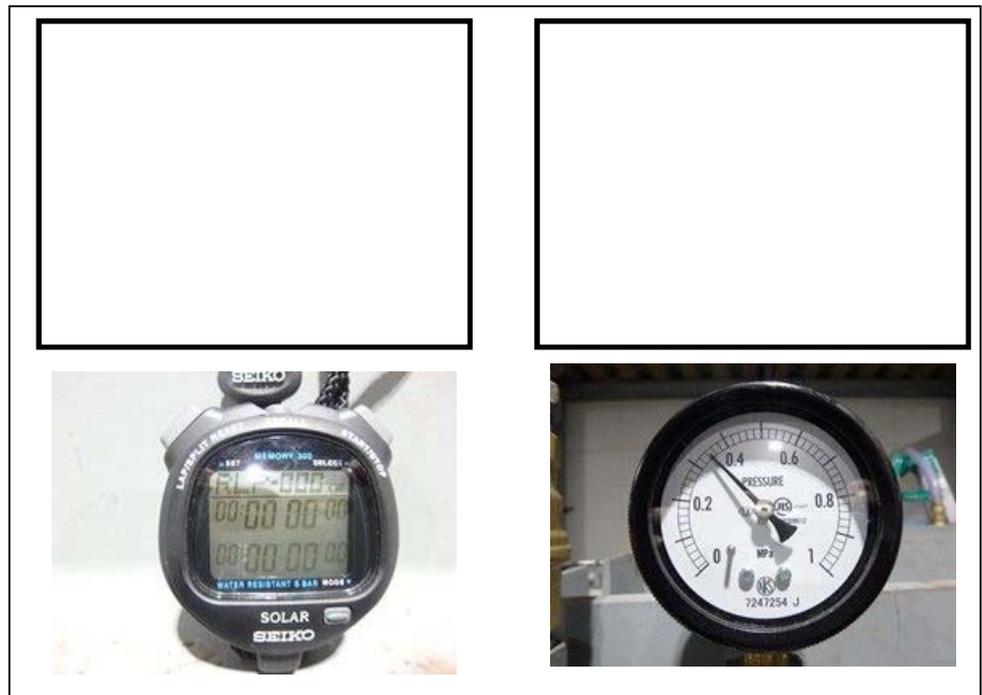


図 5.14.2.2-24 0.35 MPa 加圧開始

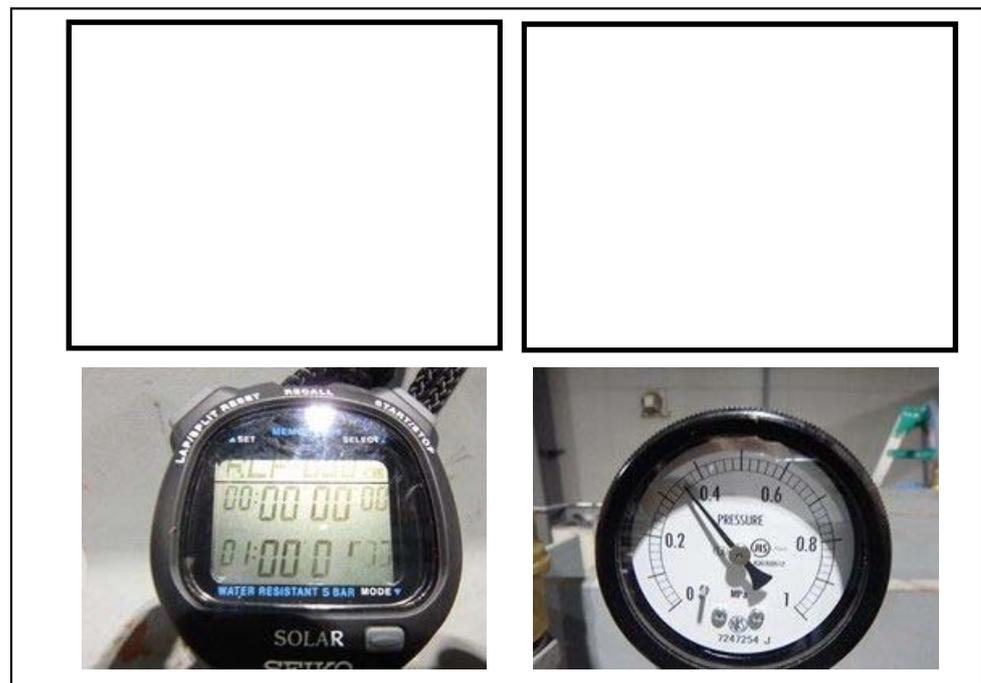


図 5.14.2.2-25 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

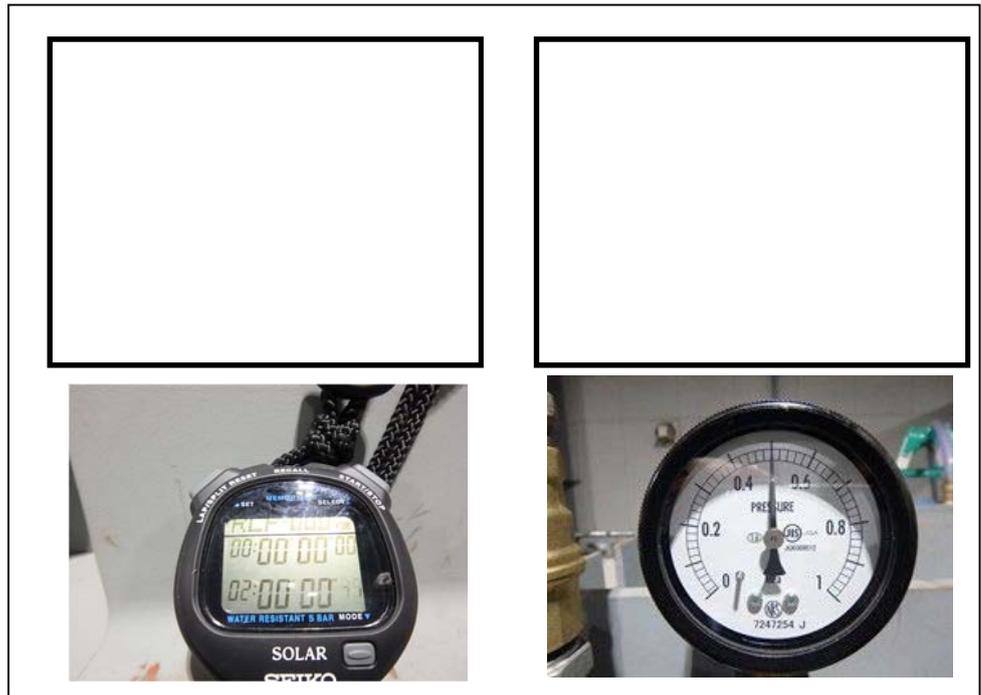


図 5.14.2.2-26 0.50 MPa 加圧開始

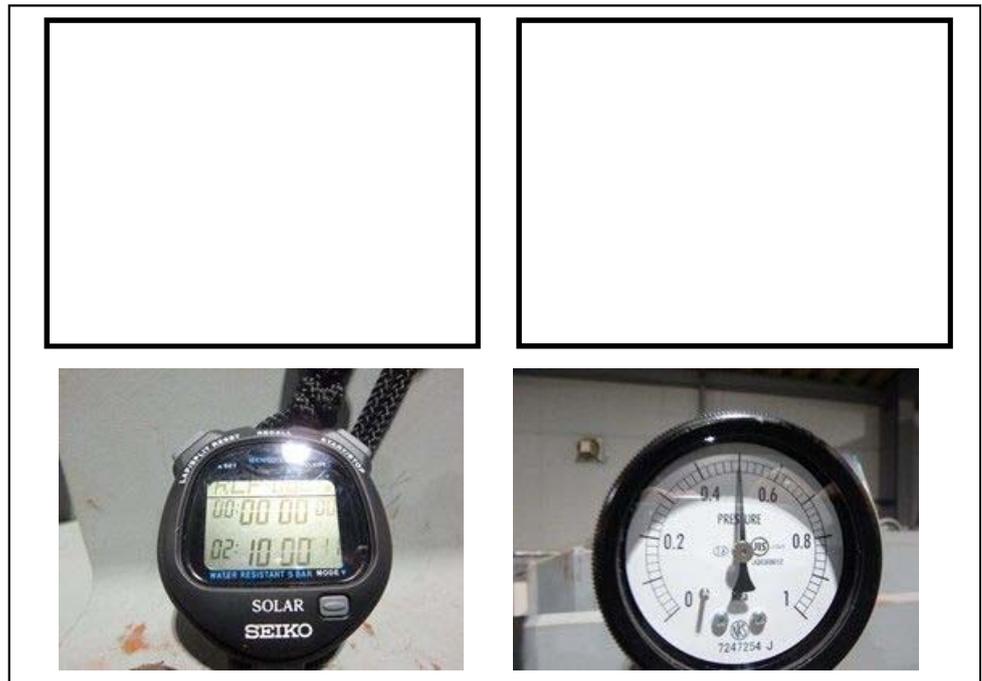


図 5.14.2.2-27 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

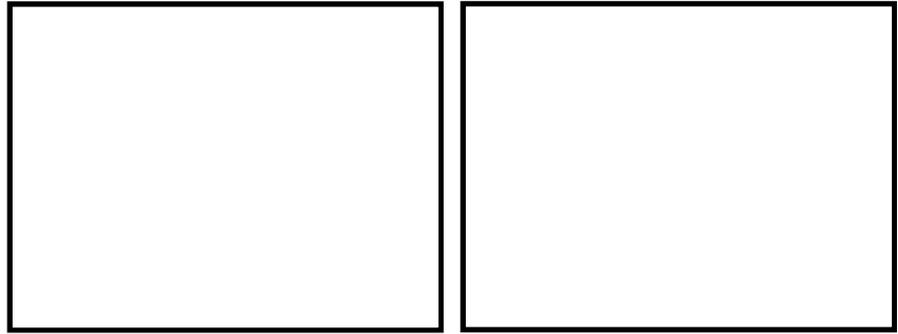


図 5.14.2.2-28 試験終了後試験体状況

d. 試験結果

所定の水圧により加圧時間経過後、漏えいの有無を確認した結果、全てのケースにおいて漏えいがないことを確認した。試験結果を表 5.14.2.2-3 に示す。

表 5.14.2.2-3 試験結果

試験体ケース	水圧	必要耐圧保持時間	有意な漏えい	判定
Case-1	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-2	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-3	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK

(2) シール材の耐候性試験

長期的な使用のための耐久性に関しては、メーカーによるシール材の耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により確認する。

a. 熱老化試験

熱老化試験による耐熱接着耐久性（JIS K 6850 接着剤の引張せん断接着強さ試験方法に準ずる）試験結果を表 5.14.2.2-4 に示す。表より  が熱老化性に優れ 80℃で 10,000 時間、100℃で 2000 時間の長期の熱暴露後においても接着強度の低下がないことを確認した。熱老化試験の温度と時間から常温における耐久性を推定式により算定すると 10,000 時間は 73 年、2000 時間は 53 年に相当する。よって、長期に渡りシール材としての機能を維持するものである。

表 5.14.2.2-4 耐熱接着耐久性試験結果

試験条件		変性シリコン系 <sup>o</sup> 樹脂系接着剤	
		引張せん断 接着強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断箇所 <sup>*1</sup>
初期		5.7	cf
80℃ 熱老化	500H <sup>*2</sup>	5.5	cf
	1000H	5.8	cf
	2000H	5.6	cf
	4000H	5.5	cf
	10000H	5.9	cf
100℃ 熱老化	500H	5.3	cf
	1000H	5.6	cf
	2000H	5.5	cf

\*1 破壊状態 af：接着剤と金属界面の破壊 cf：接着剤の界面破壊

\*2 H：時間



b. 乾燥繰り返し試験

乾湿繰り返し試験（JIS K 7350-4 プラスチック—実験室光源による暴露試験方法—第 4 部：オープンプレームカーボンアークランプに準ずる）結果及び引張試験（JIS K 6251 加硫ゴムの引っ張り試験方法に準ずる）結果を表 5.14.2.2-5 に示す。この表より 35,000 時間後も 70%の伸びを保持している。一般的にウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、35,000 時間は 116 年に相当する。よって、長期にわたり初期の弾性力を保持するものである。

表 5.14.2.2-5 乾湿繰り返し試験及び引張試験結果

ウェザーメーター照射 (時間)	フィルム物性	
	破断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
ブランク	4.06	135
2,000	3.56	80
7,000	2.82	105
35,000	2.16	70

試験方法：JIS K 6251 「加硫ゴムの引っ張り試験方法」

形状：ダンベル形状 3 号

引張速度：100 mm/min

初期養生：20℃，65%RH×7 日

乾湿繰り返し（耐候性）：サンシャインウェザーメーター照射

温度：ブラックパネル温度 63±3℃

水噴射：2100±100ml/min 120 分照射中に 18 分 水温 16±5℃



(3) まとめ

本資料では、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないことの確認のために耐圧試験を実施し、長期的な耐久性についての確認を目的に、耐候性試験の試験データを評価した。

試験の結果、基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の波圧に対して漏えいがないことを確認した。また、シール材の耐候性試験データから 50 年相当以上の耐候性があることを確認した。

## 5.14.2 鋼製防護壁シール材について

### 5.14.2.1 概要及び評価方針

#### (1) 概要

鋼製防護壁は鋼殻ブロックを積み重ねて連結する構造である。鋼殻ブロック同士は添接板を高力ボルトで締め付けて固定するため、地震時及び津波時に鋼殻ブロック同士の相対変位は生じない設計である。

また、鋼殻ブロック継目部の添接板と添接板の間にはシール材を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計である。これを踏まえ、継目部のシール材を評価対象とし、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないことを性能確認試験により確認する。長期的な耐久性に関しては、シール材の耐候性試験（熱老化試験，乾湿繰り返し試験）により、50年相当の健全性を確認した。鋼殻ブロック概要図を図5.14.2.1-1に、鋼殻ブロック継目部拡大図を図5.14.2.1-2に示す。

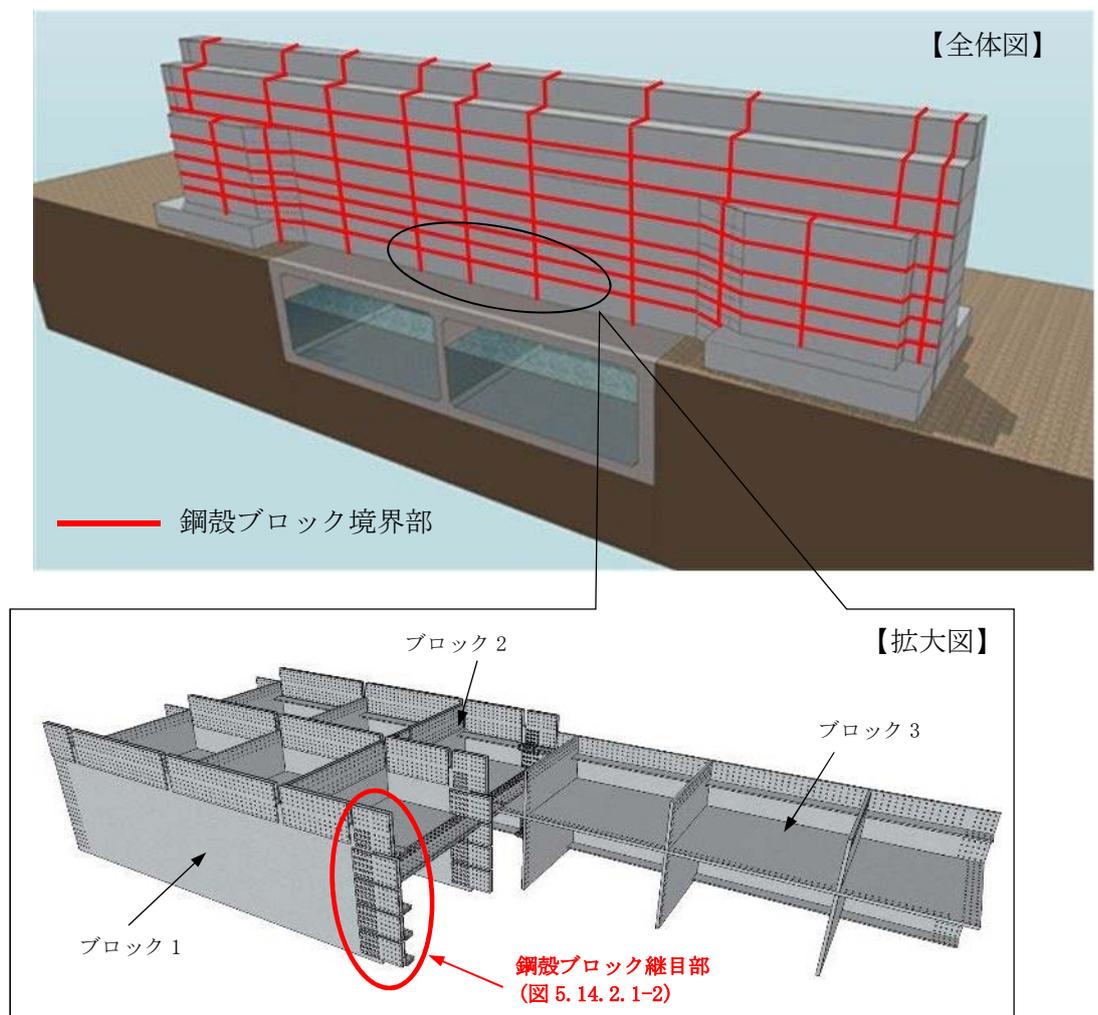


図 5.14.2.1-1 鋼殻ブロック概要図

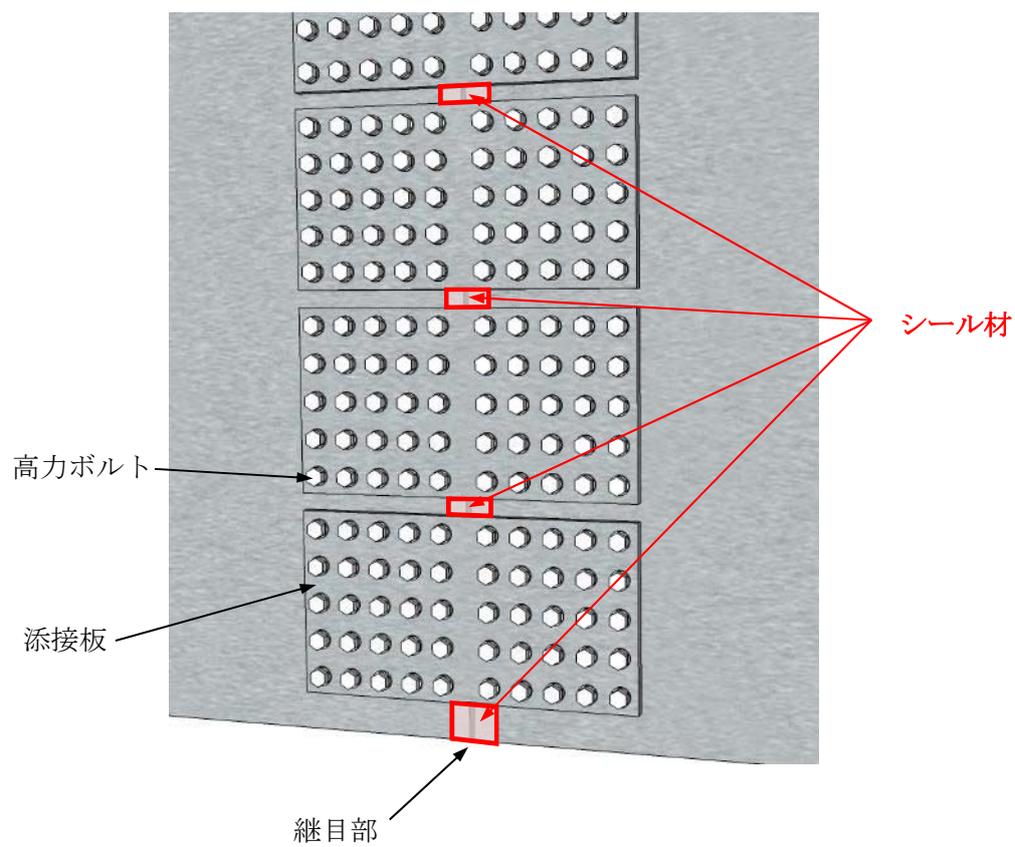


図 5.14.2.1-2 鋼殻ブロック継目部拡大図

(2) 評価方針

シール材の評価方針として、シール材を設置した継目部から津波時の波圧に対して有意な漏えいが生じないことを確認する。評価フローを図 5.14.2.1-3 に示す。

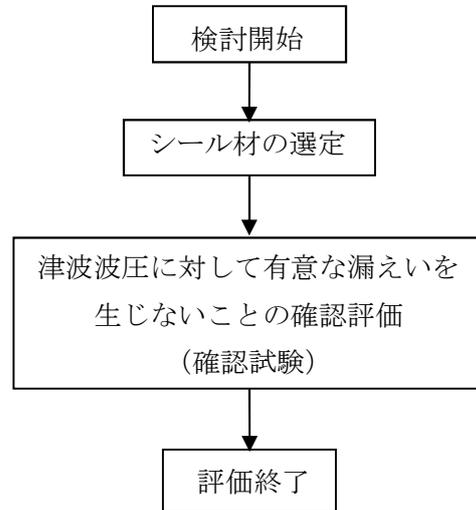


図 5.14.2.1-3 シール材の評価フロー

(3) シール材の選定

シール材の材料選定については、所定の水圧に対して有意な漏えいを生じない性能を保持できる条件に合った材料を選定した。シール材の選定については、表 5.14.2.1-1 に示すシール材を候補に選び、その中から有意な漏えいを生じない性能以外の要求性能として耐候性及び施工性の観点から  を選定した。

表 5.14.2.1-1 シール材の選定

シール材名称	主成分	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	耐候性	施工性	選定 結果
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	2液性特殊変性 シリコーン エポキシ樹脂	2.45	50年	シール材設置前の養生が容易	○
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	1成分脱オキシム型 シリコーン シーリング材	0.91	不明	シール材設置前の養生が容易	—
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	2液性 ポリウレタン樹脂	13.2	10 ～ 15年	吹付け設置のため材料が飛散する	—

(4) 検討方針

シール材の機能要求は、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないこと、長期的な耐久性に関して耐候性を有することである。これらの機能要求を踏まえ、耐圧試験、耐候性試験（メーカーにより行われた試験データに基づく評価）を行う。機能要求を表 5.14.2.1-2 に、試験項目を表 5.14.2.1-3 に示す。

表 5.14.2.1-2 シール材の機能要求

評価項目	要求性能
止水性	津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないこと
耐候性	長期的な使用のための耐久性に関して耐候性を有すること

表 5.14.2.1-3 試験項目

評価項目	試験項目
止水性	耐圧試験
耐候性	耐候性試験

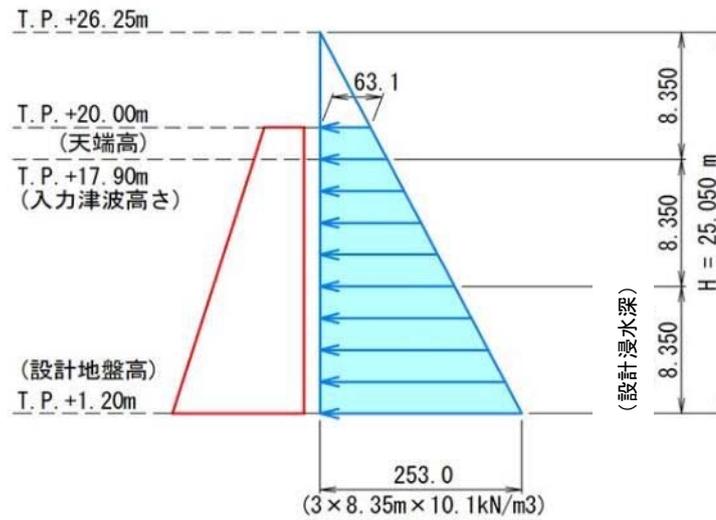
a. 試験条件の設定

(a) 津波波圧に応じた試験水圧と必要耐圧保持時間

津波波圧は、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤施工地盤標高の差分の 3/2 倍を考慮して算定する。

イ. 基準津波時

図 5.14.2.1-4 に示すとおり、基準津波波圧は 0.25 MPa であることから、試験水圧は基準津波波圧に保守性を持たせて 0.35 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。



津波の最大遡上高さ : T.P. +17.9 m

設置地盤高さ : T.P. +1.2 m

$$(17.9 - 1.2) \times 1/2 \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 0.25 \text{ MPa}$$

図 5.14.2.1-4 基準津波時の最大波圧

ロ. T.P. +24.0 m 津波時

T.P. +24.0 m 津波時の波圧は 0.43 MPa であることから、試験水圧は T.P. +24.0 m 津波波圧に保守性を持たせて 0.50 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。

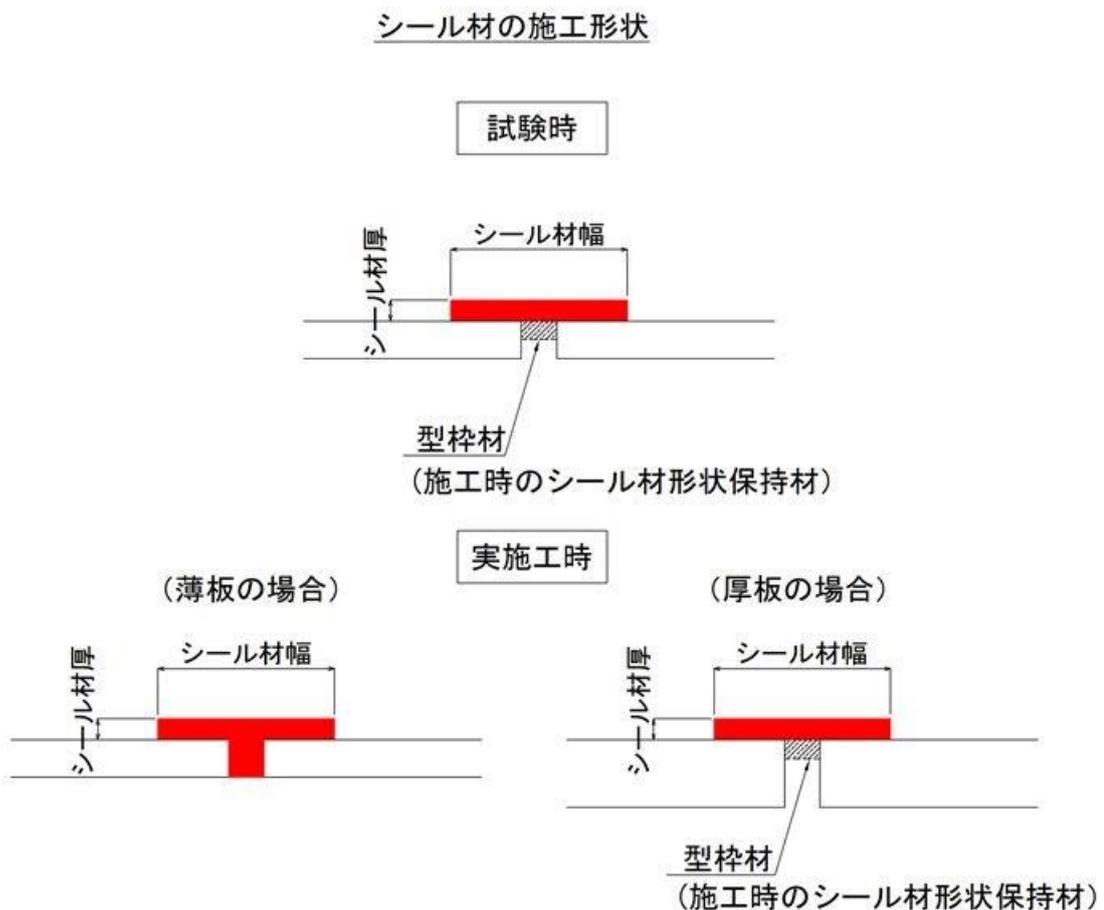
(b) シール材の厚さの設定

イ. 継目幅の設定と継目部のシール設置方法

継目幅の設計値は 10 mm である。施工管理上継目幅の管理許容値を  $\pm 5$  mm としているため、許容値の上限である 15 mm を試験時の継目幅として設定する。

シール材は、被着体との接着性を高めるため、プライマーを塗布した後、被着体に設置する。

連結する鋼製防護壁の板厚は 12 mm から 65 mm と様々である。現場における施工を模擬した施工概要は図 5.14.2.1-5 に示す 2 通りになる。本試験は最も厳しい条件となる板厚の場合において試験を実施する。最も厳しい条件とはシール材の形状を保持するために継目間に型枠材を設置し、継目間にプライマーを塗布しない状況となる。図 5.14.2.1-5 にシール材の試験時と実施工時の施工形状を示す。



※実施工では試験時に確認したシール材幅と厚さを満たすように施工を実施する。

図 5.14.2.1-5 シール材施工形状

ロ. シール材の厚さ設定

シール材の厚さの設定は、継目部でシール材に与えられる設定水圧に対して曲げ変形に耐える厚さとした。許容値はシール材の最大曲げ引張応力度である。また、シール材の厚さは施工時誤差を考慮し、計算値による厚さの+1 mmを設計値とした。

表 5.14.2.1-4 に、シール材の厚さと継目部での最大試験水圧 0.50MPa における曲げ引張応力度（シール材の厚さを計算値とした場合の曲げ引張応力度）の算出結果を示す。

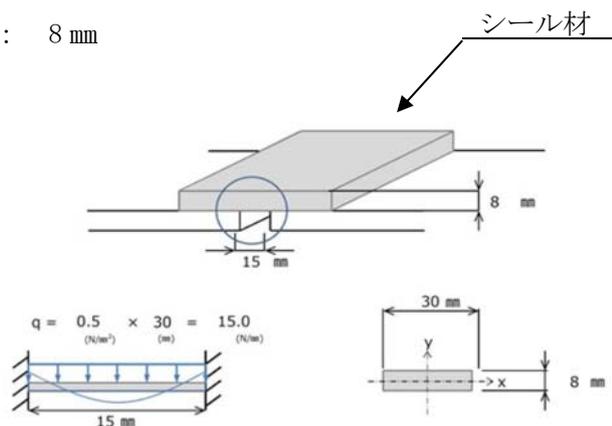
表 5.14.2.1-4 シール材の設定厚さ

シール材の厚さ		0.50 MPa 時 継目部 最大曲げ引張り応力度	
設計値	計算値	計算値	許容値
9 mm	8 mm	0.88 N/mm <sup>2</sup>	2.45 N/mm <sup>2</sup>

設計水圧： 0.50 MPa

計算幅： 30 mm

計算厚さ： 8 mm



設計曲げモーメント

$$M = 1/12 \times 15 \times 15^2 = 281.250 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

断面諸量

$$I_x = 1/12 \times 30 \times 8^3 = 1,280 \text{ mm}^4$$

$$y = 4.0 \text{ mm}$$

最大曲げ引張応力度

$$\sigma_1 = M \times y / I_x = 281.25 \times 4.0 / 1280 = \underline{0.88 \text{ N/mm}^2}$$

$$< 2.45 \text{ N/mm}^2$$

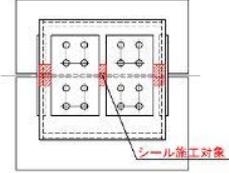
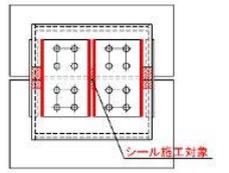
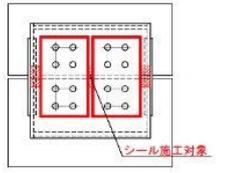
(c) シール材の設置の範囲設定

イ. シール材の設置範囲

鋼製防護壁は添接板を高力ボルトで締付けて固定しており、添接板のない継目部の他に添接板周りからの漏えいがないことを確認するため、表 5.14.2.1-5 に示す 3通りで実施する。CASE-1 は、継目部のみにシール材を設置する。CASE-2 は、継

目部に加え添接板継目部に横断する方向の隅肉部のみにシール材を設置する。CASE-3は、継目部に加え添接板全周の隅肉部にシール材を設置する。

表 5.14.2.1-5 シール材の設置範囲一覧表

シール材設置範囲		
CASE-1	CASE-2	CASE-3
継目部のみ	継目部+添接板（継目部に横断する方向）	継目部+添接板（全周）
		

ロ. 添接板周りのシール材の形状

実設置における最小添接板厚が 9 mm であるため、厳しい条件として試験時の添接板周りのシール高さを 9 mm として試験を実施する。

#### 5.14.2.2 性能確認試験

##### (1) 継目部のシール材の耐圧試験

###### a. 目的

鋼製防護壁の鋼殻ブロック継目部を模擬した試験体に、シール材を設置して水圧を作用させる。基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の水圧に対して、シール材を設置した継目部から有意な漏えい生じないことを確認する。

###### b. 試験条件

試験条件として表 5.14.2.2-1 に示す水圧を段階的に作用させる。必要耐圧保持時間を 10 分以上にあることに対して、加圧時間は、基準津波時で 60 分、T.P. +24.0 m 津波時で 10 分とした。試験では加圧時間中及び加圧時間経過後、シール材の継目部からの有意な漏えいが生じないことを確認する。各試験体における、シール材の種類及びシール材の設置範囲を表 5.14.2.2-2 に、性能確認試験フローを図 5.14.2.2-1 に示す。

また、耐圧試験装置説明図を図 5.14.2.2-2、図 5.14.2.2-3 に、耐圧試験概念図を図 5.14.2.2-4 に示す。

表 5.14.2.2-1 試験条件

水 圧	必要耐圧保持時間	加圧時間
0.35 MPa	10 分以上	60 分
0.50 MPa	10 分以上	10 分

表 5.14.2.2-2 シール材の種類及びシール材の設置範囲一覧

試験体名称	シール材の種類	シール材の設置範囲
Case-1	□	継目部のみ
Case-2		継目部+添接板（継目部に横断する方向）
Case-3		継目部+添接板（全周）

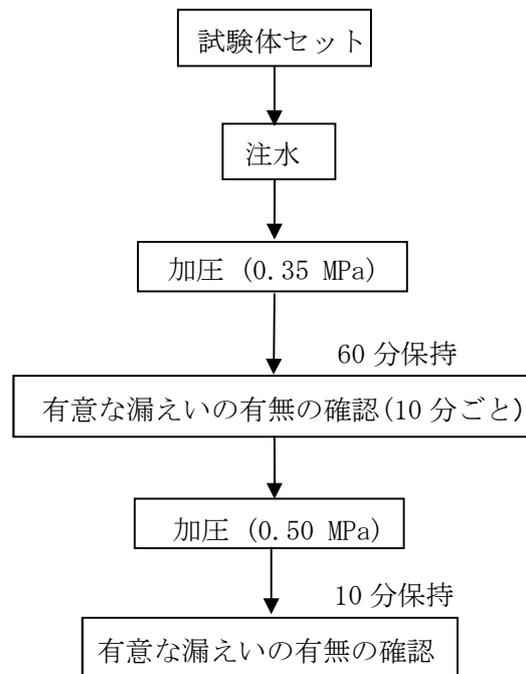


図 5.14.2.2-1 性能確認試験フロー

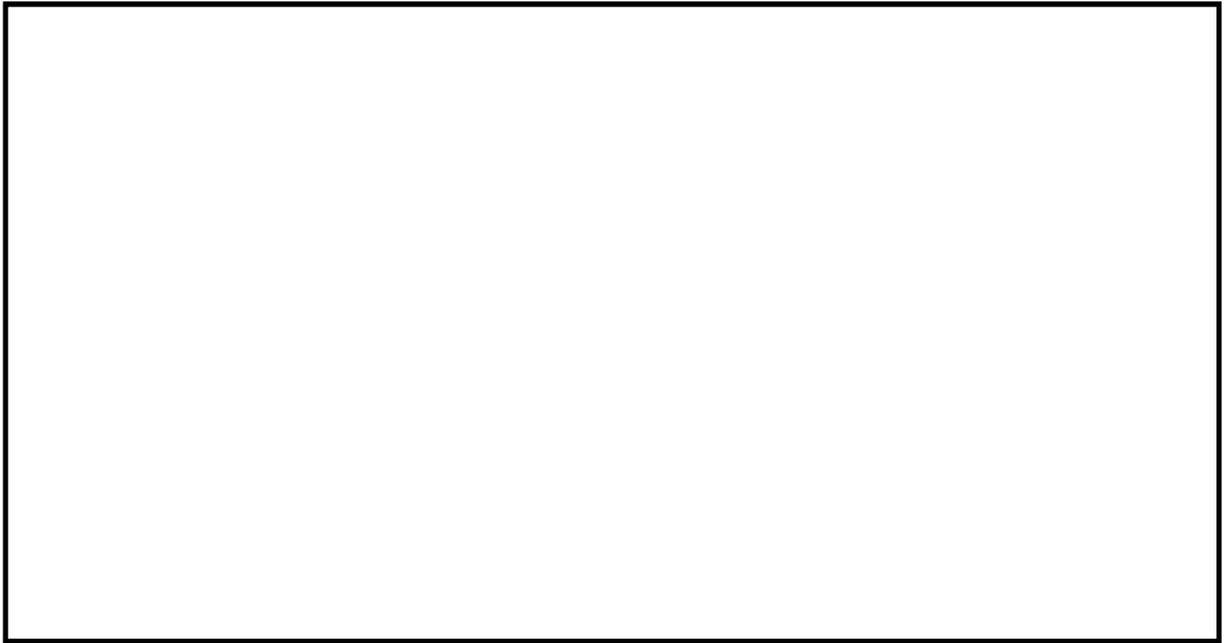


図 5.14.2.2-2 耐圧試験装置説明図（試験体設置前）

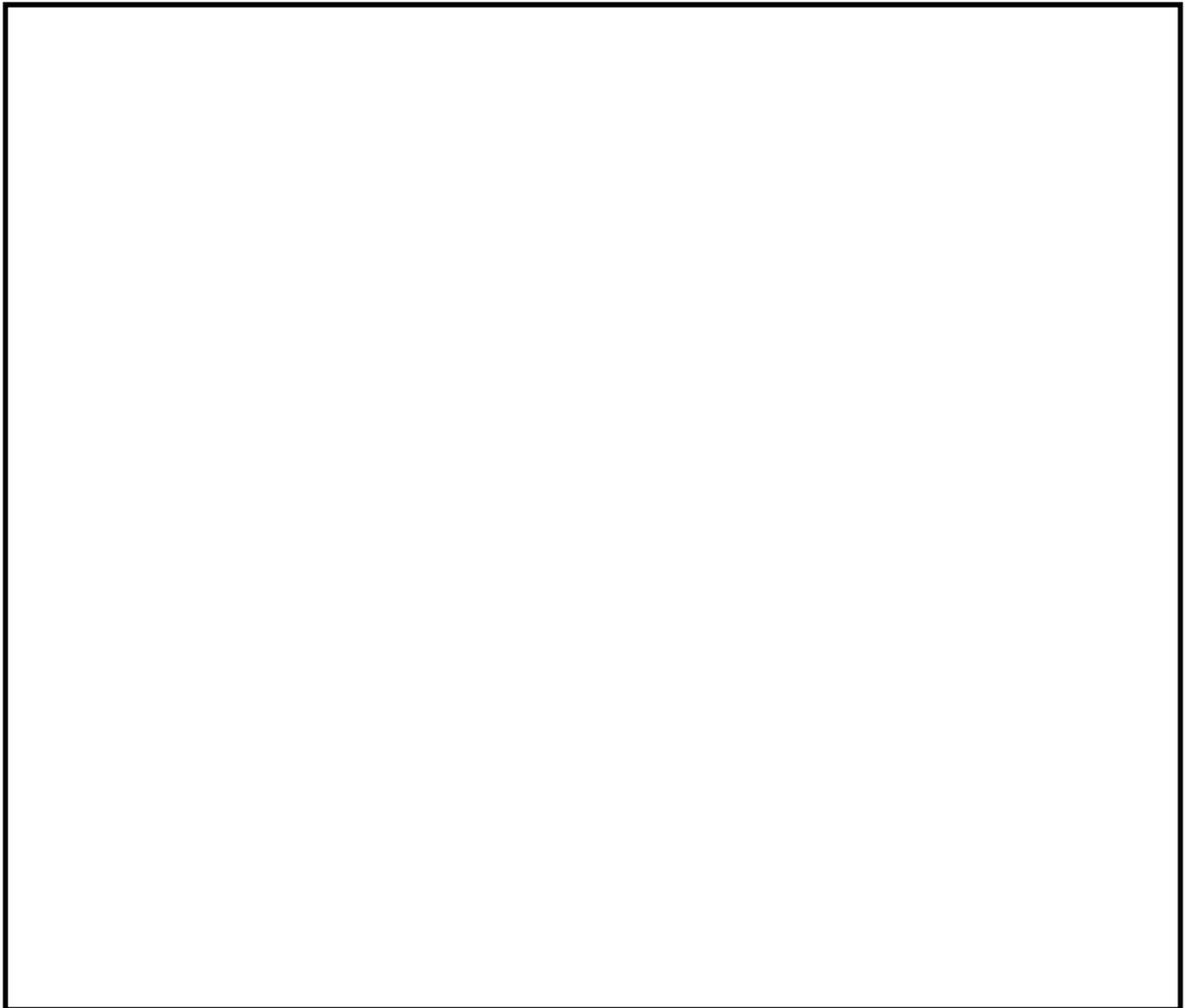


図 5.14.2.2-3 耐圧試験装置説明図（試験体設置後）

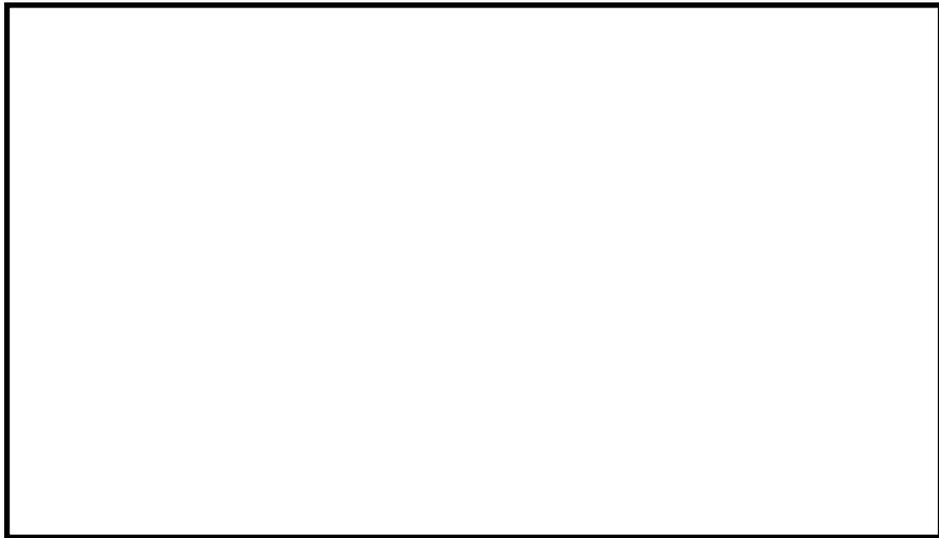


図 5.14.2.2-4 耐圧試験概念図

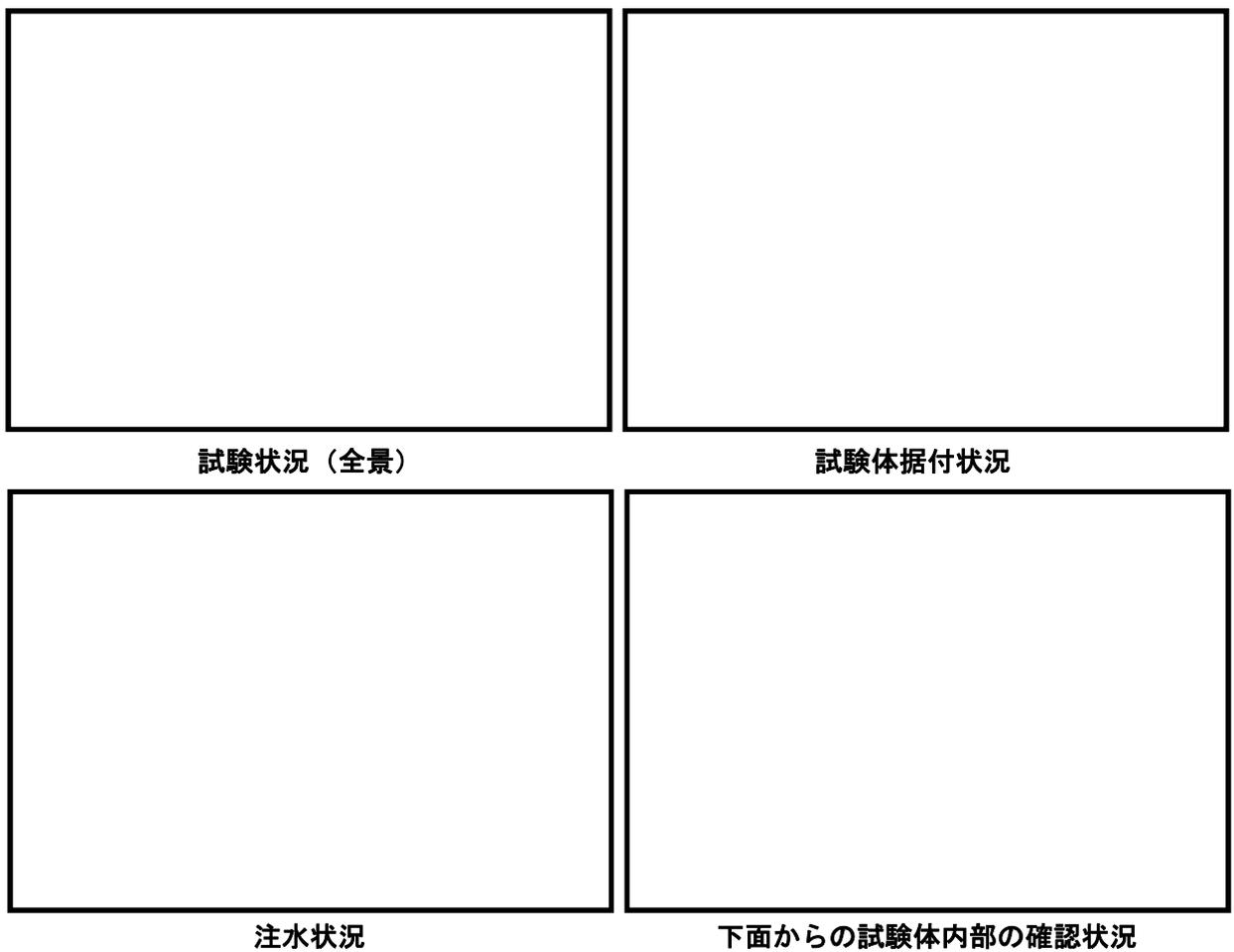


図 5.14.2.2-5 耐圧試験状況

c. 試験状況写真

(a) Case-1 (シール材:  設置方法;継目部のみ)

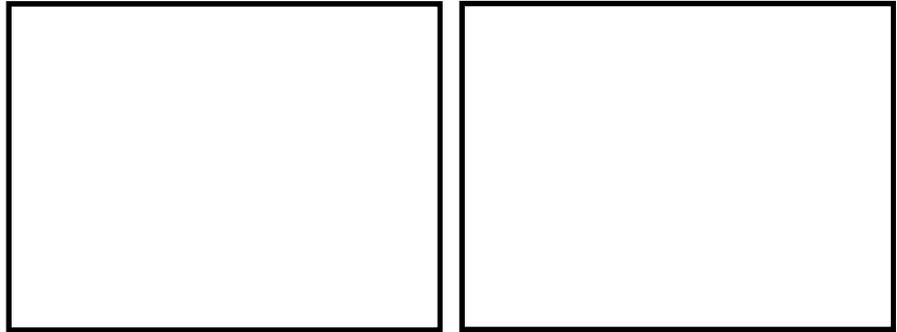


図 5.14.2.2-6 シール材の設置状況

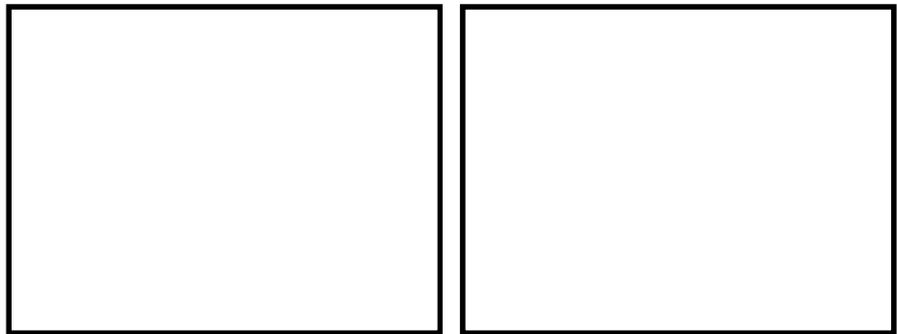


図 5.14.2.2-7 試験体設置完了状況

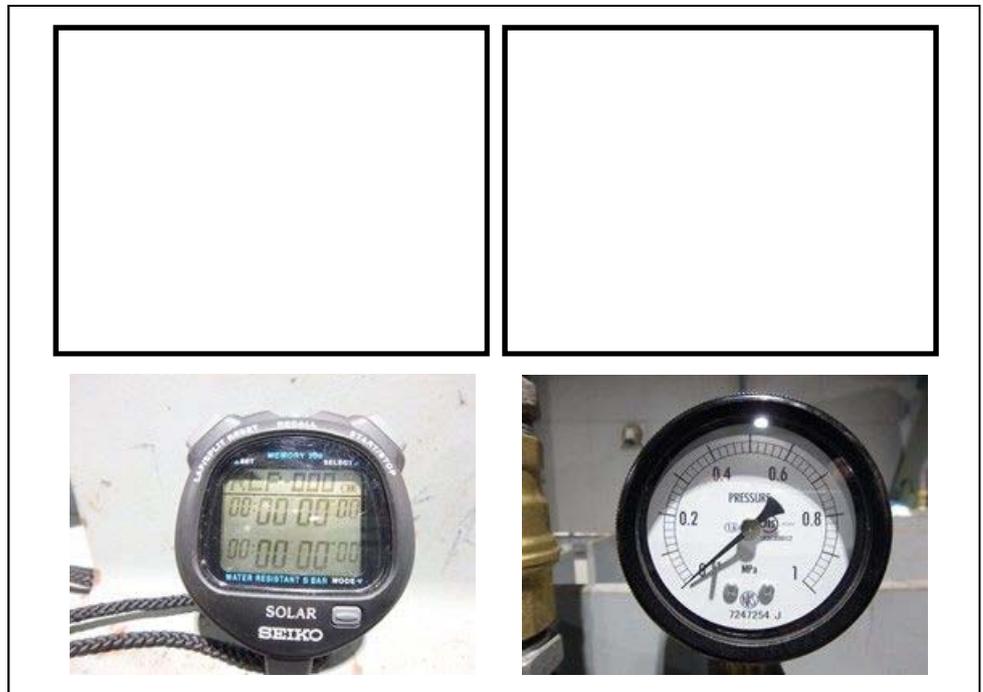


図 5.14.2.2-8 加圧前状況

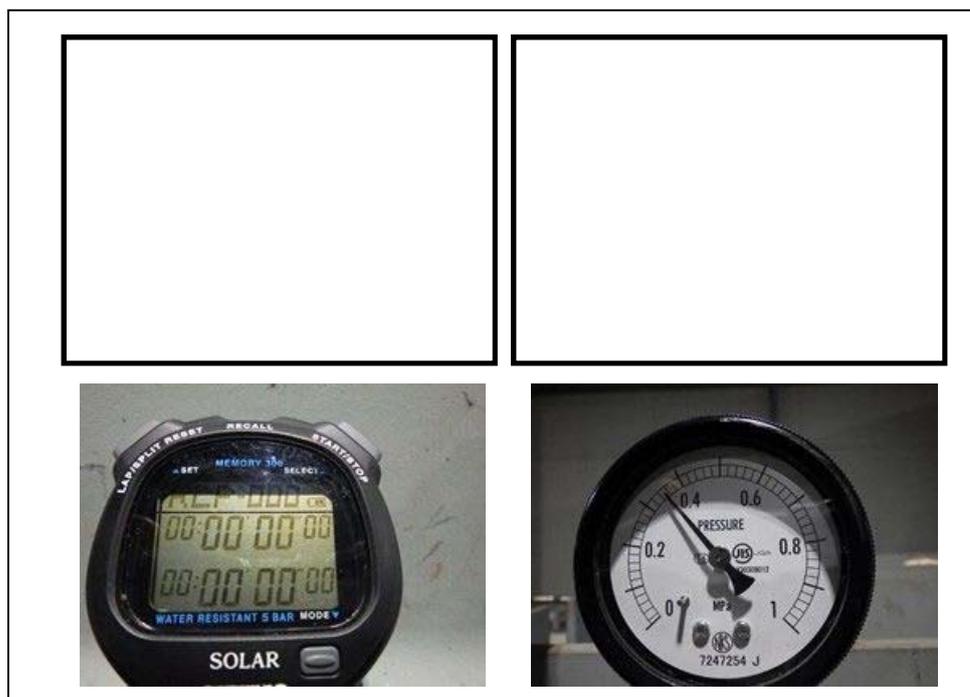


図 5.14.2.2-9 0.35 MPa 加圧開始

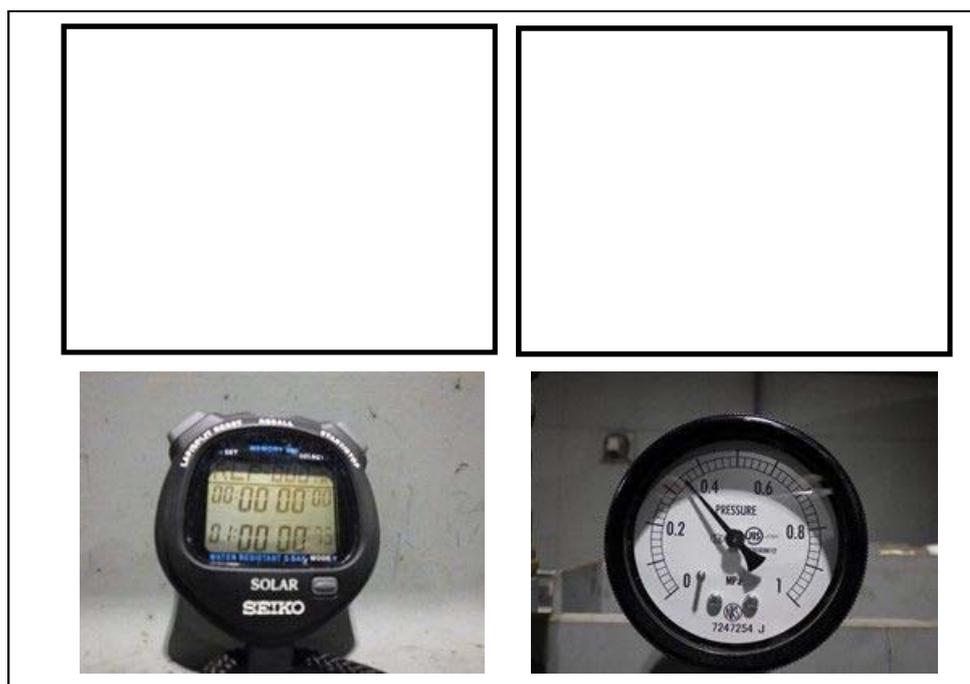


図 5.14.2.2-10 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

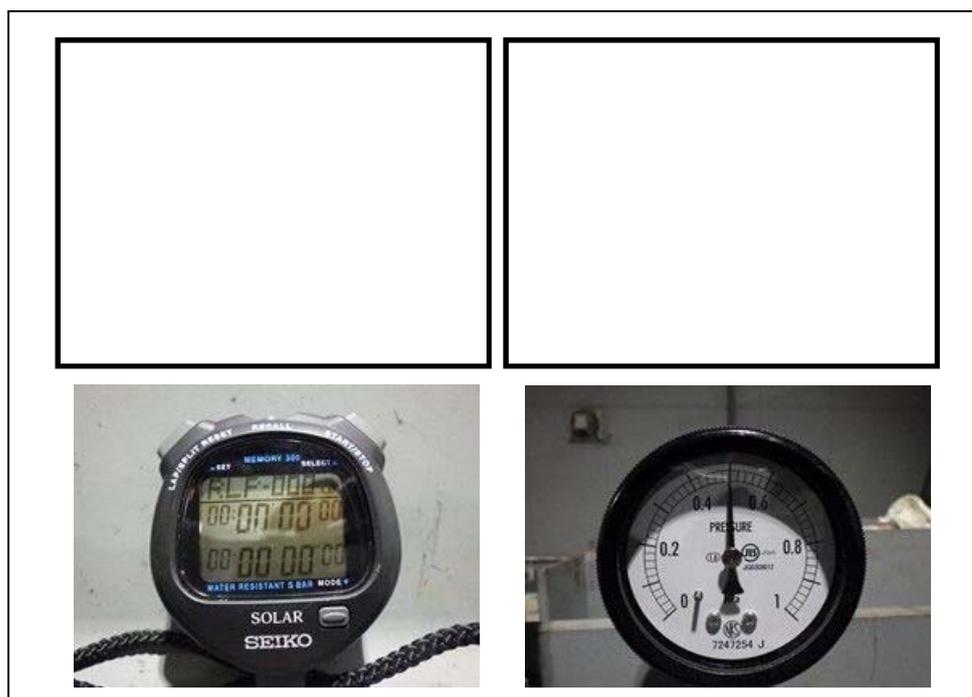


図 5.14.2.2-11 0.50 MPa 加圧開始

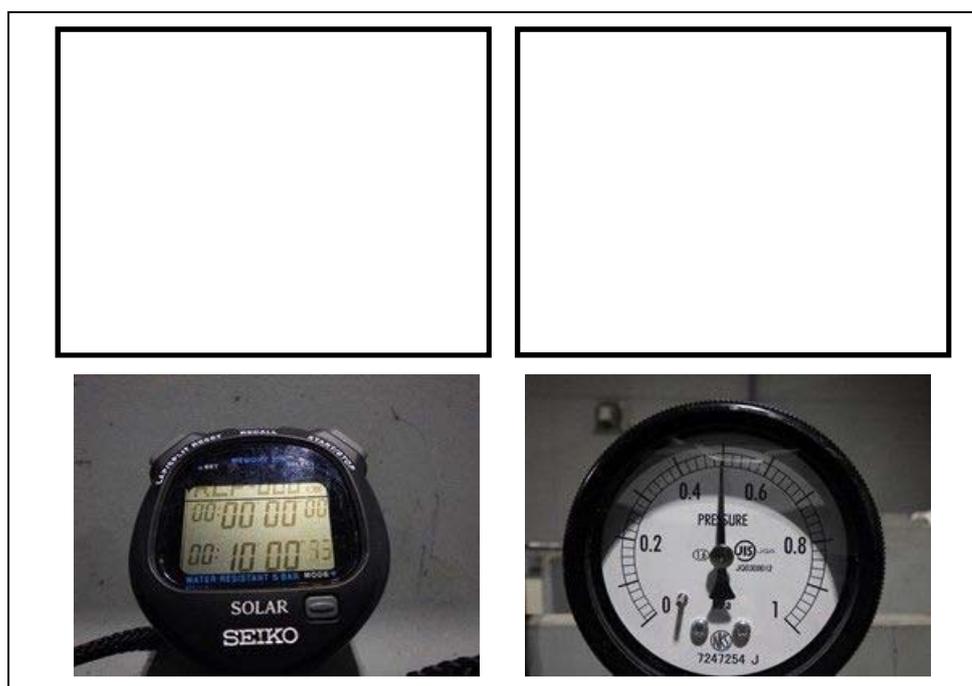


図 5.14.2.2-12 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

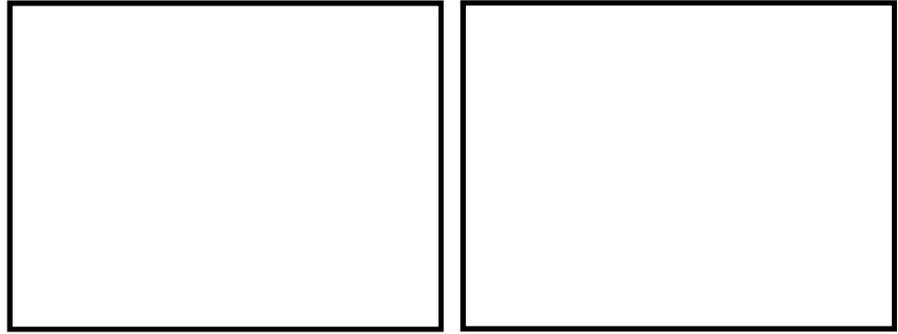


図 5. 14. 2. 2-13 試験終了後試験体状況

(b) Case-2 (シール材  設置方法;継目部+添接板 (直角方向) )

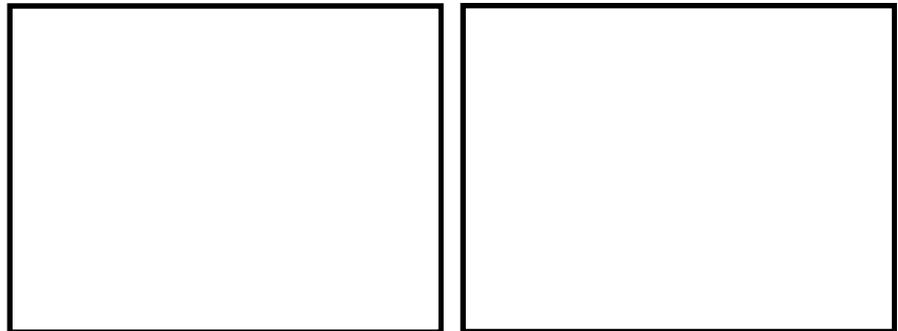


図 5. 14. 2. 2-14 シール材の設置状況

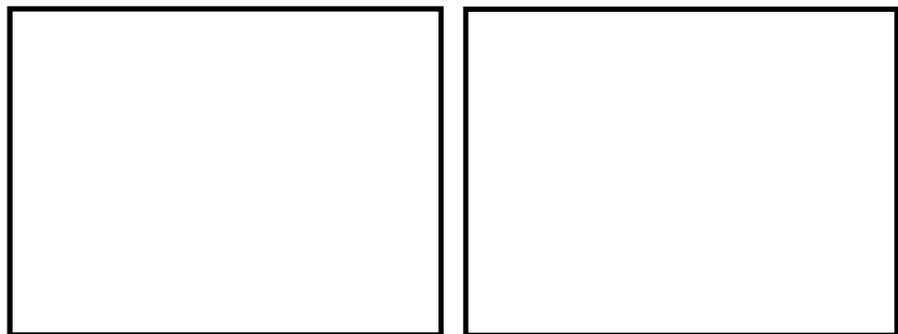


図 5. 14. 2. 2-15 試験体設置完了状況

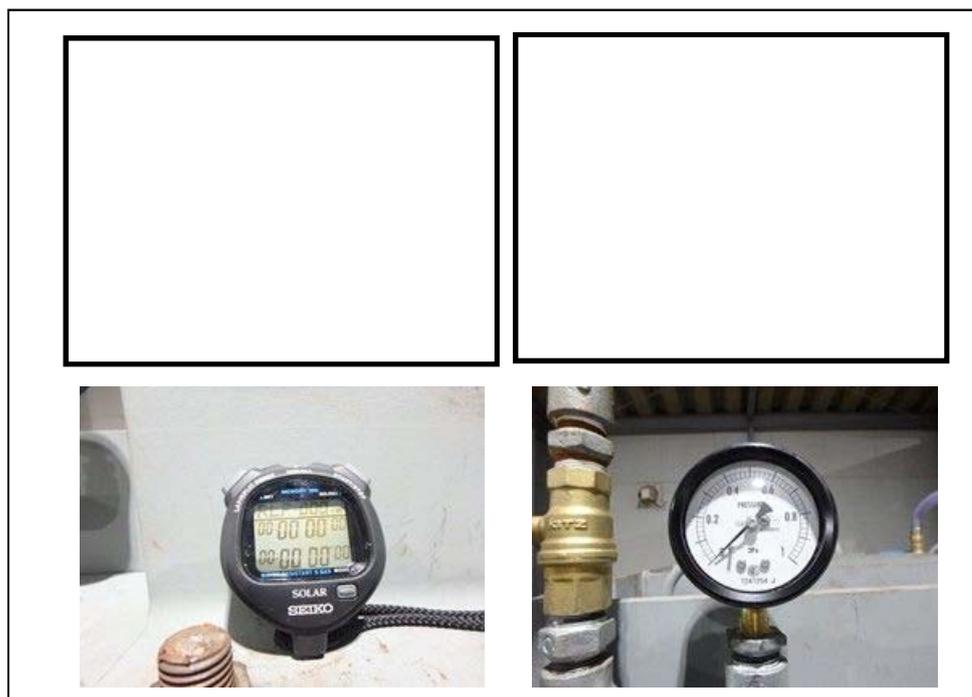


図 5.14.2.2-16 0.35 MPa 加圧開始

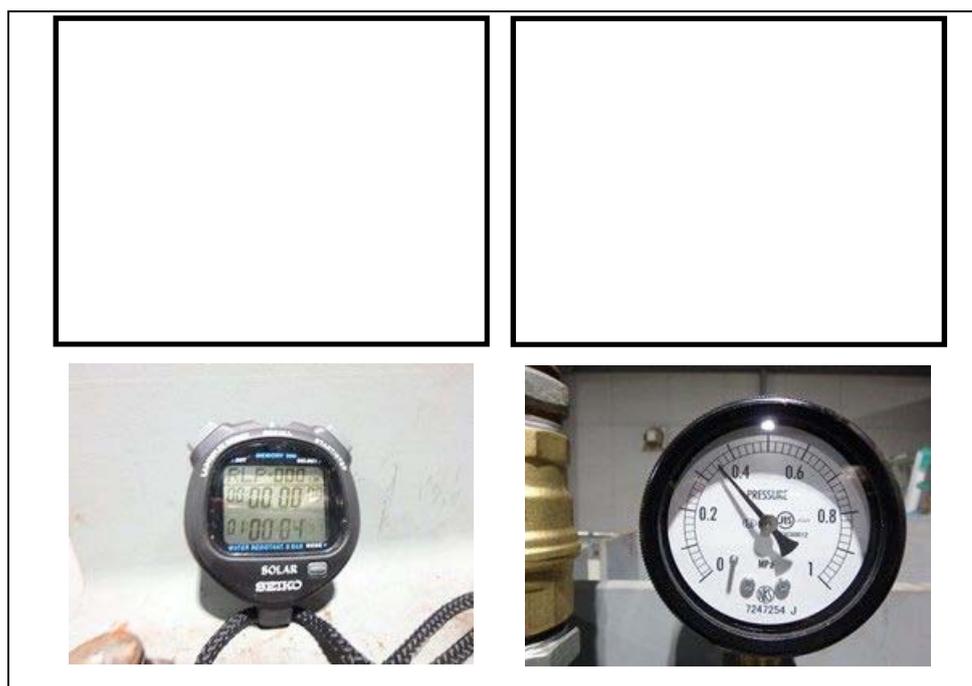


図 5.14.2.2-17 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

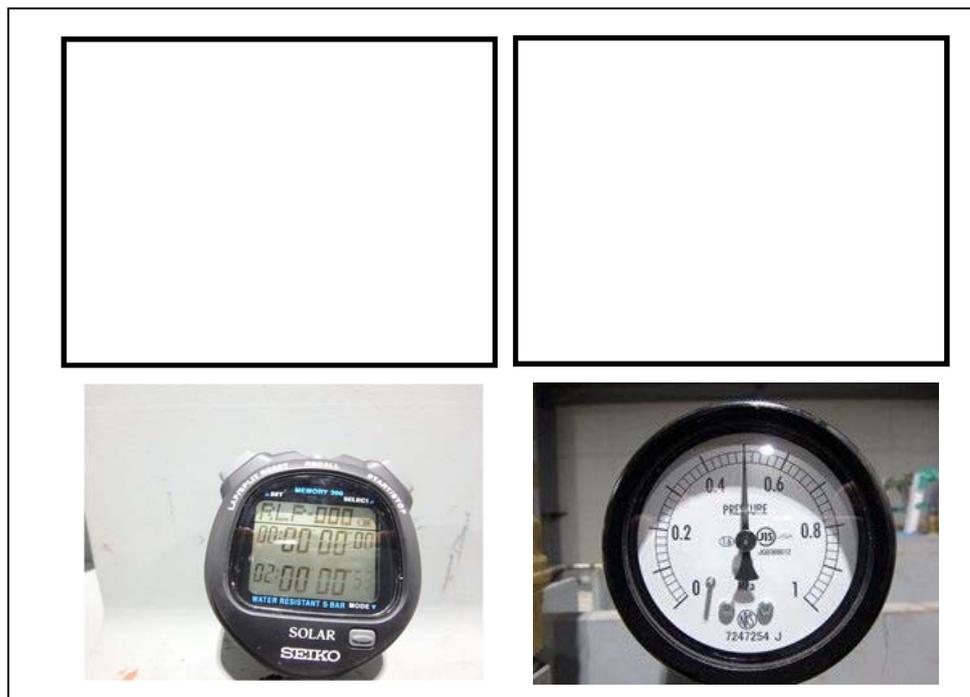


図 5.14.2.2-18 0.50 MPa 加圧開始

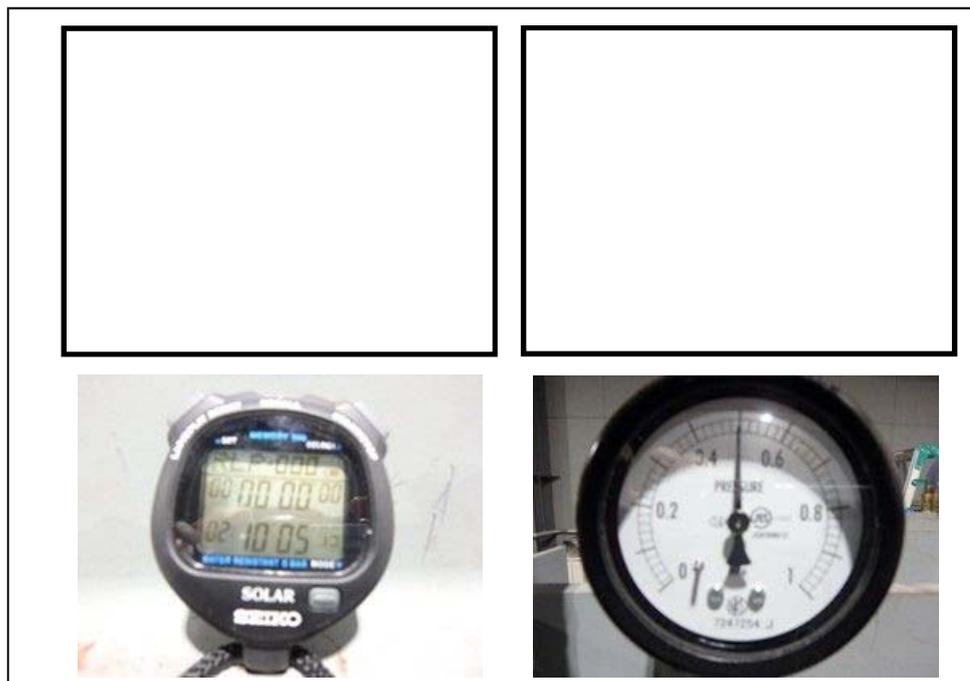


図 5.14.2.2-19 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

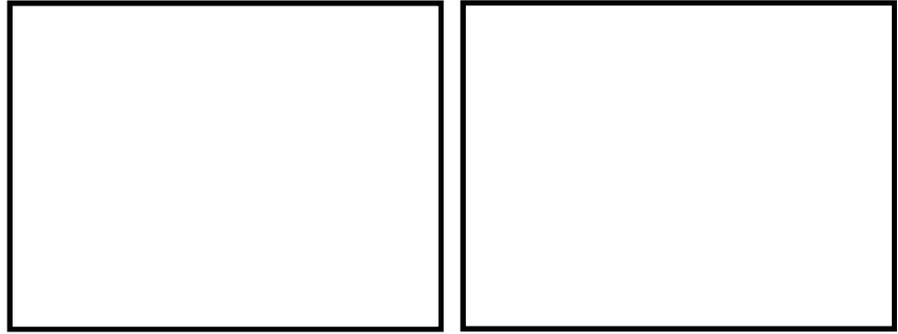


図 5.14.2.2-20 試験終了後試験体状況

(c) Case-3 (シール材  設置方法;継目部+添接板全周)

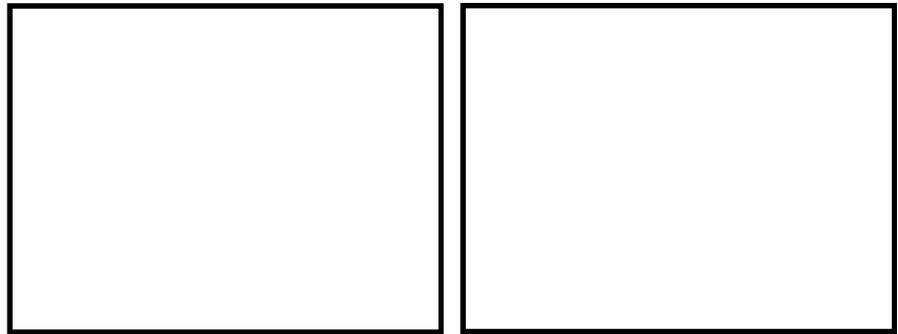


図 5.14.2.2-21 シール材設置完了状況

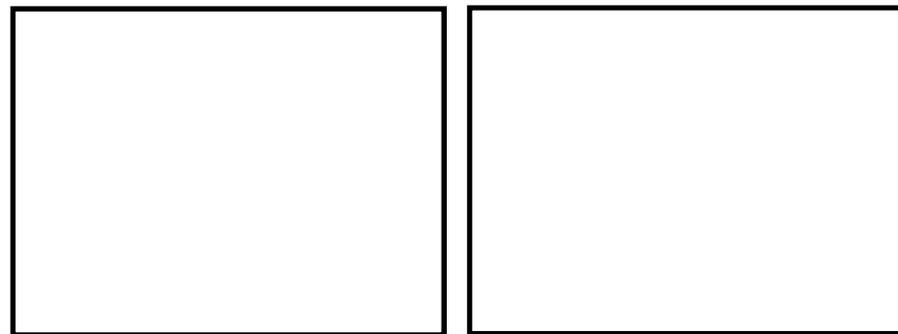


図 5.14.2.2-22 試験体設置完了状況

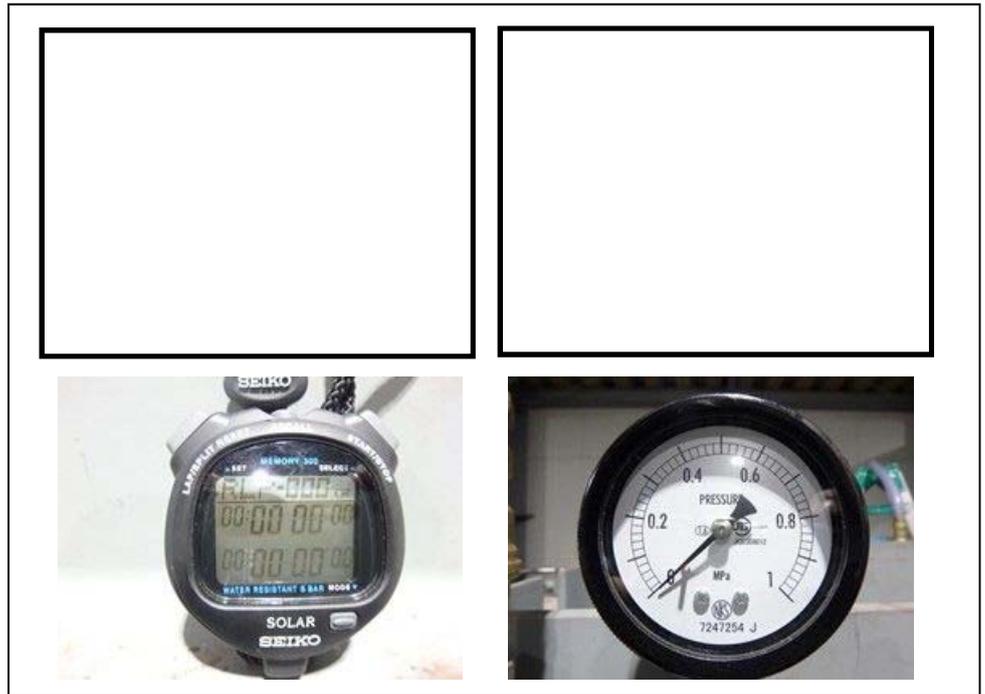


图 5.14.2.2-23 加压前状况



図 5.14.2.2-24 0.35 MPa 加圧開始

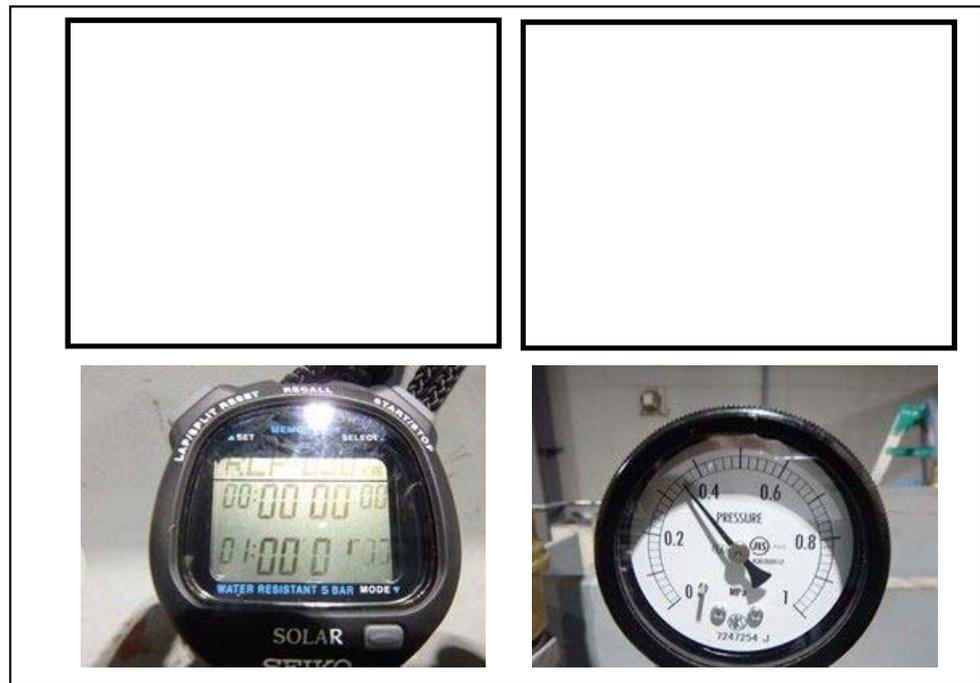


図 5.14.2.2-25 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

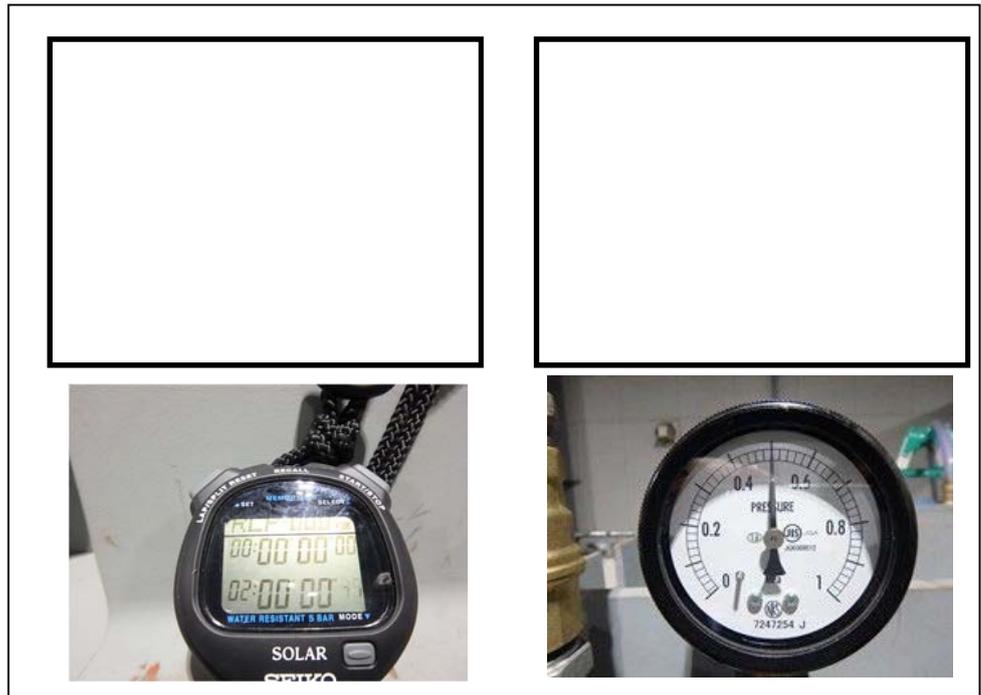


図 5.14.2.2-26 0.50 MPa 加圧開始

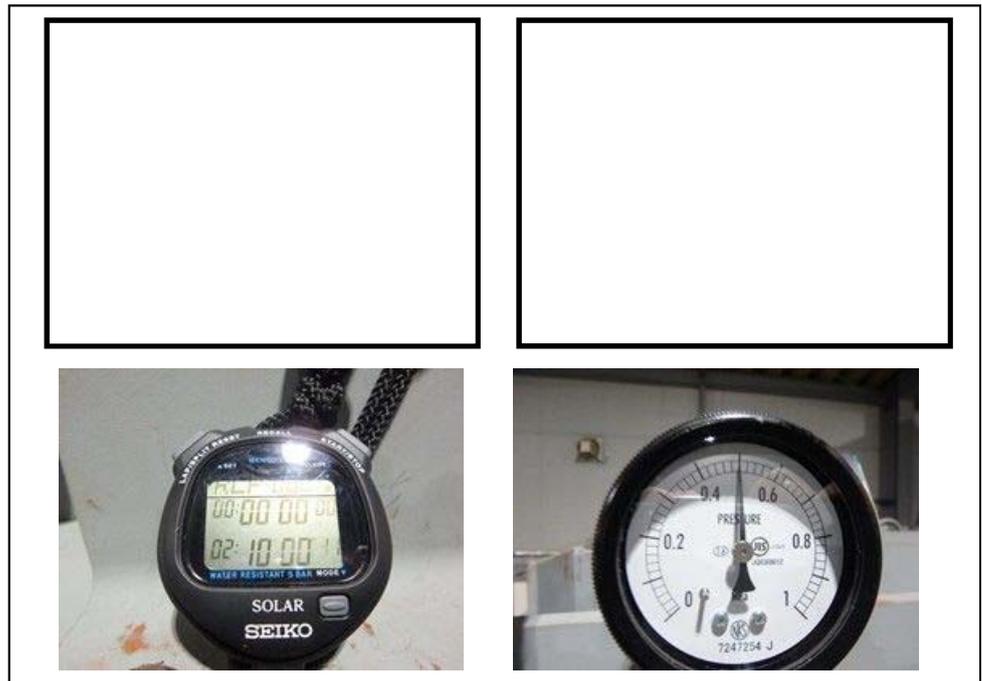


図 5.14.2.2-27 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

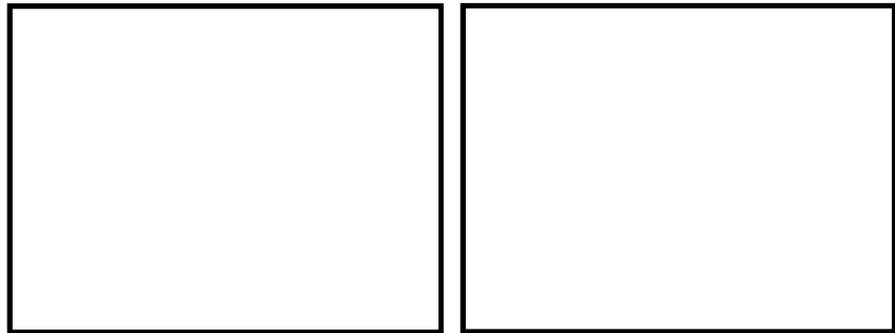


図 5.14.2.2-28 試験終了後試験体状況

d. 試験結果

所定の水圧により加圧時間経過後、漏えいの有無を確認した結果、全てのケースにおいて漏えいがないことを確認した。試験結果を表 5.14.2.2-3 に示す。

表 5.14.2.2-3 試験結果

試験体ケース	水圧	必要耐圧保持時間	有意な漏えい	判定
Case-1	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-2	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-3	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK

(2) シール材の耐候性試験

長期的な使用のための耐久性に関しては、メーカーによるシール材の耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により確認する。

a. 熱老化試験

熱老化試験による耐熱接着耐久性（JIS K 6850 接着剤の引張せん断接着強さ試験方法に準ずる）試験結果を表 5.14.2.2-4 に示す。表より  が熱老化性に優れ 80℃で 10,000 時間、100℃で 2000 時間の長期の熱暴露後においても接着強度の低下がないことを確認した。熱老化試験の温度と時間から常温における耐久性を推定式により算定すると 10,000 時間は 73 年、2000 時間は 53 年に相当する。よって、長期に渡りシール材としての機能を維持するものである。

表 5.14.2.2-4 耐熱接着耐久性試験結果

試験条件		変性シリコン系 <sup>o</sup> 樹脂系接着剤	
		引張せん断 接着強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断箇所 <sup>*1</sup>
初期		5.7	cf
80℃ 熱老化	500H <sup>*2</sup>	5.5	cf
	1000H	5.8	cf
	2000H	5.6	cf
	4000H	5.5	cf
	10000H	5.9	cf
100℃ 熱老化	500H	5.3	cf
	1000H	5.6	cf
	2000H	5.5	cf

\*1 破壊状態 af：接着剤と金属界面の破壊 cf：接着剤の界面破壊

\*2 H：時間



b. 乾燥繰り返し試験

乾湿繰り返し試験（JIS K 7350-4 プラスチック—実験室光源による暴露試験方法—第 4 部：オープンプレームカーボンアークランプに準ずる）結果及び引張試験（JIS K 6251 加硫ゴムの引っ張り試験方法に準ずる）結果を表 5.14.2.2-5 に示す。この表より 35,000 時間後も 70%の伸びを保持している。一般的にウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、35,000 時間は 116 年に相当する。よって、長期にわたり初期の弾性力を保持するものである。

表 5.14.2.2-5 乾湿繰り返し試験及び引張試験結果

ウェザーメーター照射 (時間)	フィルム物性	
	破断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
ブランク	4.06	135
2,000	3.56	80
7,000	2.82	105
35,000	2.16	70

試験方法：JIS K 6251 「加硫ゴムの引っ張り試験方法」

形状：ダンベル形状 3 号

引張速度：100 mm/min

初期養生：20℃，65%RH×7 日

乾湿繰り返し（耐候性）：サンシャインウェザーメーター照射

温度：ブラックパネル温度 63±3℃

水噴射：2100±100ml/min 120 分照射中に 18 分 水温 16±5℃



(3) まとめ

本資料では、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないことの確認のために耐圧試験を実施し、長期的な耐久性についての確認を目的に、耐候性試験の試験データを評価した。

試験の結果、基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の波圧に対して漏えいがないことを確認した。また、シール材の耐候性試験データから 50 年相当以上の耐候性があることを確認した。

## 5.14.2 鋼製防護壁シール材について

### 5.14.2.1 概要及び評価方針

#### (1) 概要

鋼製防護壁は鋼殻ブロックを積み重ねて連結する構造である。鋼殻ブロック同士は添接板を高力ボルトで締め付けて固定するため、地震時及び津波時に鋼殻ブロック同士の相対変位は生じない設計である。

また、鋼殻ブロック継目部の添接板と添接板の間にはシール材を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計である。これを踏まえ、継目部のシール材を評価対象とし、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないことを性能確認試験により確認する。長期的な耐久性に関しては、シール材の耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により、50年相当の健全性を確認した。鋼殻ブロック概要図を図5.14.2.1-1に、鋼殻ブロック継目部拡大図を図5.14.2.1-2に示す。

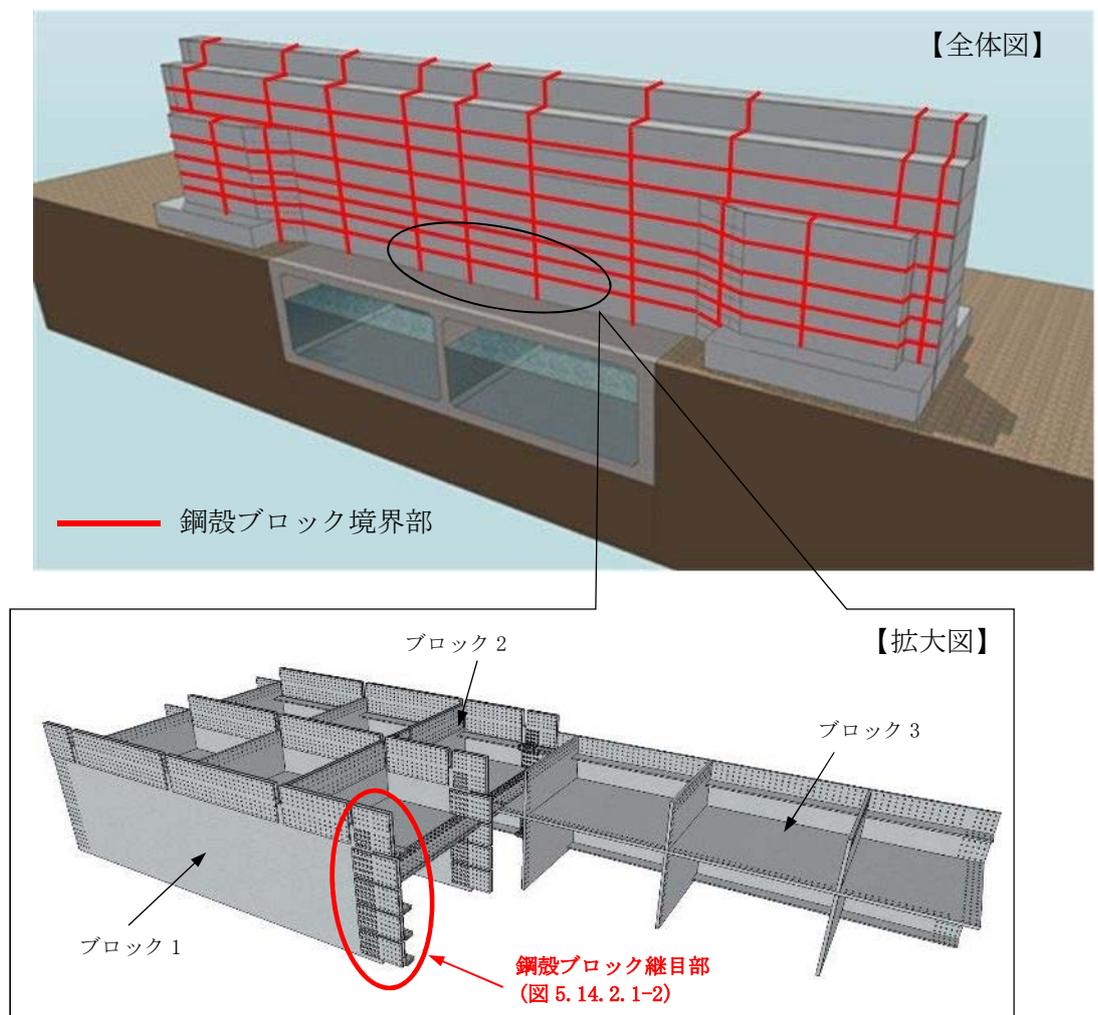


図 5.14.2.1-1 鋼殻ブロック概要図

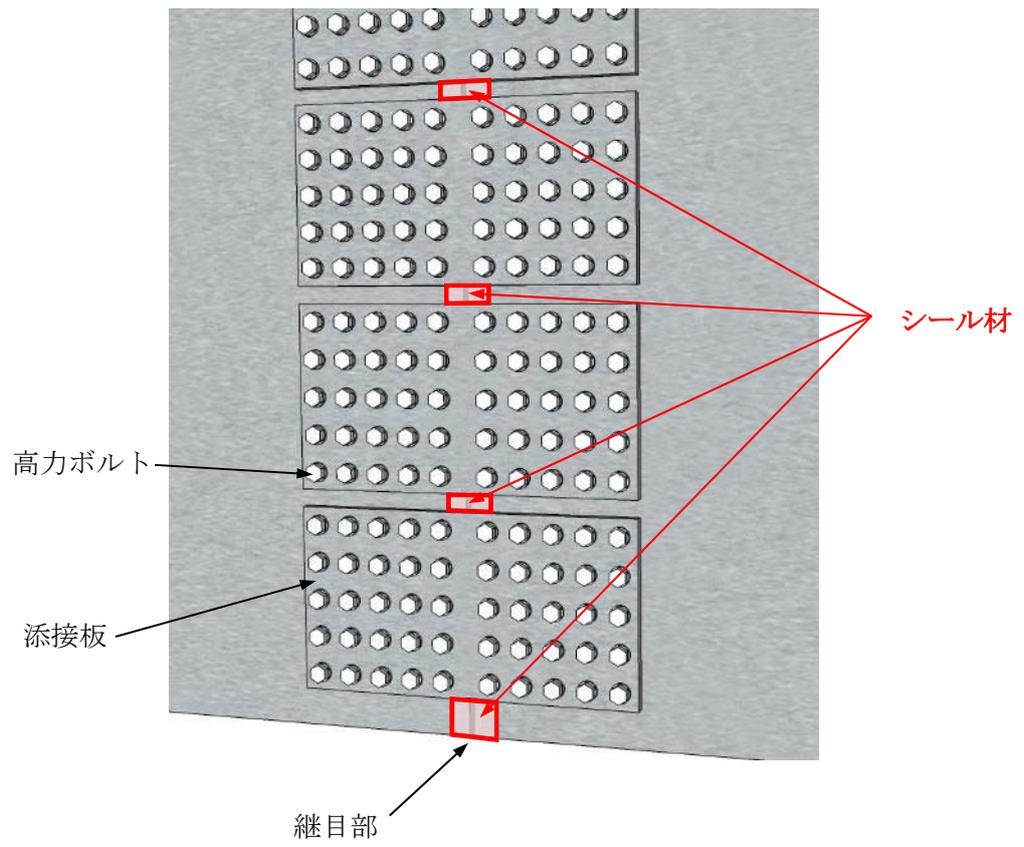


図 5.14.2.1-2 鋼殻ブロック継目部拡大図

(2) 評価方針

シール材の評価方針として、シール材を設置した継目部から津波時の波圧に対して有意な漏えいが生じないことを確認する。評価フローを図 5.14.2.1-3 に示す。

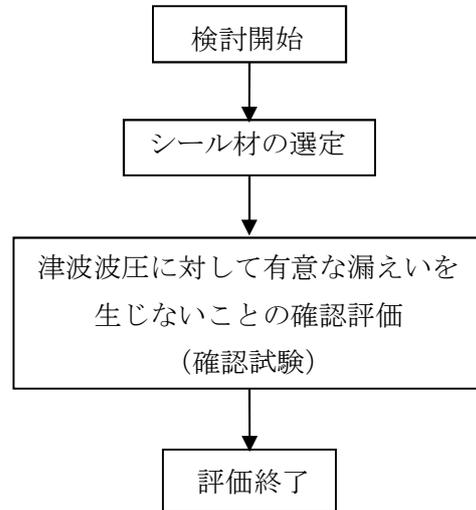


図 5.14.2.1-3 シール材の評価フロー

(3) シール材の選定

シール材の材料選定については、所定の水圧に対して有意な漏えいを生じない性能を保持できる条件に合った材料を選定した。シール材の選定については、表 5.14.2.1-1 に示すシール材を候補に選び、その中から有意な漏えいを生じない性能以外の要求性能として耐候性及び施工性の観点から  を選定した。

表 5.14.2.1-1 シール材の選定

シール材名称	主成分	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	耐候性	施工性	選定 結果
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	2液性特殊変性 シリコーン エポキシ樹脂	2.45	50年	シール材設置前の養生が容易	○
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	1成分脱オキシム型 シリコーン シーリング材	0.91	不明	シール材設置前の養生が容易	—
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	2液性 ポリウレタン樹脂	13.2	10 ～ 15年	吹付け設置のため材料が飛散する	—

(4) 検討方針

シール材の機能要求は、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないこと、長期的な耐久性に関して耐候性を有することである。これらの機能要求を踏まえ、耐圧試験、耐候性試験（メーカーにより行われた試験データに基づく評価）を行う。機能要求を表 5.14.2.1-2 に、試験項目を表 5.14.2.1-3 に示す。

表 5.14.2.1-2 シール材の機能要求

評価項目	要求性能
止水性	津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないこと
耐候性	長期的な使用のための耐久性に関して耐候性を有すること

表 5.14.2.1-3 試験項目

評価項目	試験項目
止水性	耐圧試験
耐候性	耐候性試験

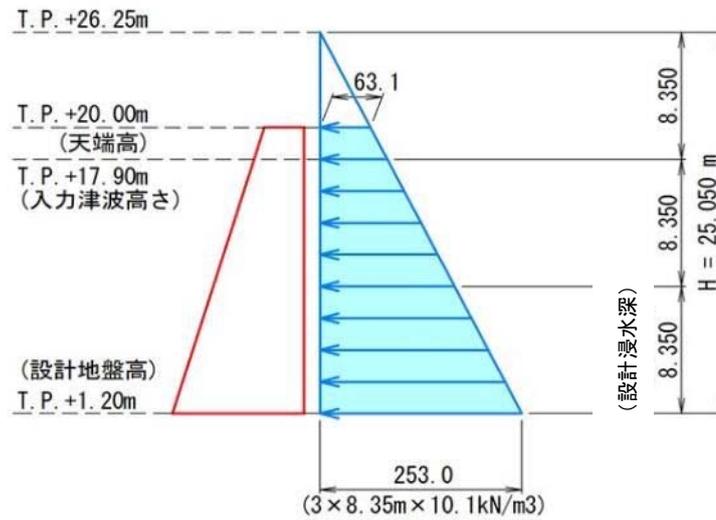
a. 試験条件の設定

(a) 津波波圧に応じた試験水圧と必要耐圧保持時間

津波波圧は、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤施工地盤標高の差分の 3/2 倍を考慮して算定する。

イ. 基準津波時

図 5.14.2.1-4 に示すとおり、基準津波波圧は 0.25 MPa であることから、試験水圧は基準津波波圧に保守性を持たせて 0.35 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。



津波の最大遡上高さ : T.P. +17.9 m

設置地盤高さ : T.P. +1.2 m

$$(17.9 - 1.2) \times 1/2 \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 0.25 \text{ MPa}$$

図 5.14.2.1-4 基準津波時の最大波圧

ロ. T.P. +24.0 m 津波時

T.P. +24.0 m 津波時の波圧は 0.43 MPa であることから、試験水圧は T.P. +24.0 m 津波波圧に保守性を持たせて 0.50 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。

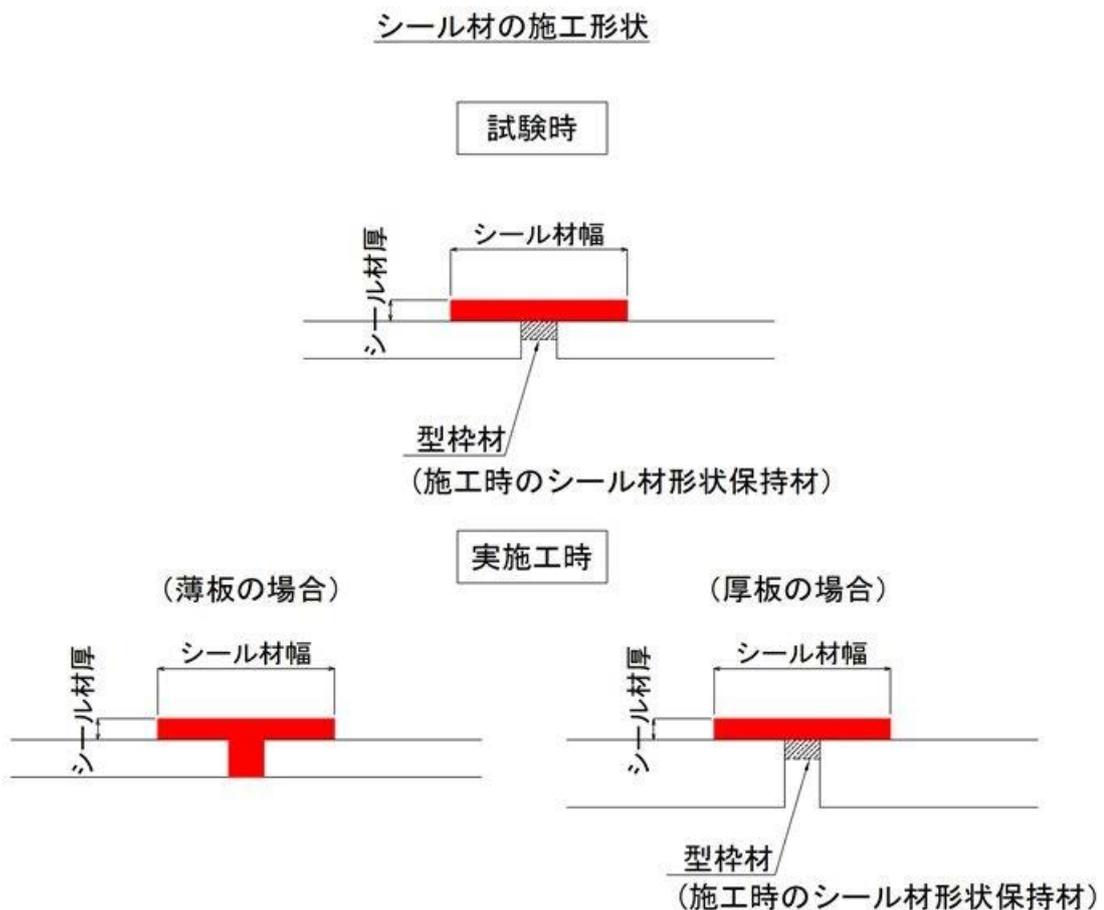
(b) シール材の厚さの設定

イ. 継目幅の設定と継目部のシール設置方法

継目幅の設計値は 10 mm である。施工管理上継目幅の管理許容値を  $\pm 5$  mm としているため、許容値の上限である 15 mm を試験時の継目幅として設定する。

シール材は、被着体との接着性を高めるため、プライマーを塗布した後、被着体に設置する。

連結する鋼製防護壁の板厚は 12 mm から 65 mm と様々である。現場における施工を模擬した施工概要は図 5.14.2.1-5 に示す 2 通りになる。本試験は最も厳しい条件となる板厚の場合において試験を実施する。最も厳しい条件とはシール材の形状を保持するために継目間に型枠材を設置し、継目間にプライマーを塗布しない状況となる。図 5.14.2.1-5 にシール材の試験時と実施工時の施工形状を示す。



※実施工では試験時に確認したシール材幅と厚さを満たすように施工を実施する。

図 5.14.2.1-5 シール材施工形状

ロ. シール材の厚さ設定

シール材の厚さの設定は、継目部でシール材に与えられる設定水圧に対して曲げ変形に耐える厚さとした。許容値はシール材の最大曲げ引張応力度である。また、シール材の厚さは施工時誤差を考慮し、計算値による厚さの+1 mmを設計値とした。

表 5.14.2.1-4 に、シール材の厚さと継目部での最大試験水圧 0.50MPa における曲げ引張応力度（シール材の厚さを計算値とした場合の曲げ引張応力度）の算出結果を示す。

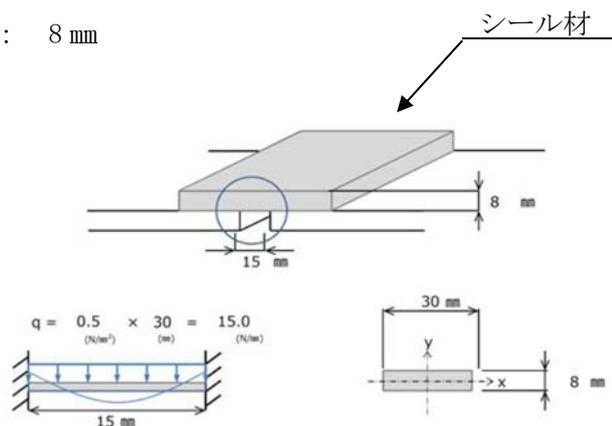
表 5.14.2.1-4 シール材の設定厚さ

シール材の厚さ		0.50 MPa 時 継目部 最大曲げ引張り応力度	
設計値	計算値	計算値	許容値
9 mm	8 mm	0.88 N/mm <sup>2</sup>	2.45 N/mm <sup>2</sup>

設計水圧： 0.50 MPa

計算幅： 30 mm

計算厚さ： 8 mm



設計曲げモーメント

$$M = 1/12 \times 15 \times 15^2 = 281.250 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

断面諸量

$$I_x = 1/12 \times 30 \times 8^3 = 1,280 \text{ mm}^4$$

$$y = 4.0 \text{ mm}$$

最大曲げ引張応力度

$$\sigma_1 = M \times y / I_x = 281.25 \times 4.0 / 1280 = \underline{0.88 \text{ N/mm}^2}$$

$$< 2.45 \text{ N/mm}^2$$

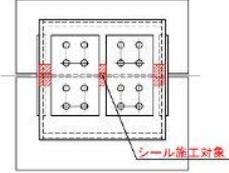
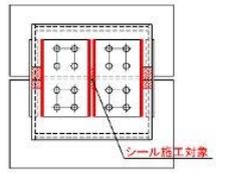
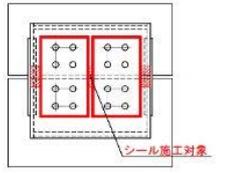
(c) シール材の設置の範囲設定

イ. シール材の設置範囲

鋼製防護壁は添接板を高力ボルトで締付けて固定しており、添接板のない継目部の他に添接板周りからの漏えいがないことを確認するため、表 5.14.2.1-5 に示す 3通りで実施する。CASE-1 は、継目部のみにシール材を設置する。CASE-2 は、継

目部に加え添接板継目部に横断する方向の隅肉部のみにシール材を設置する。CASE-3は、継目部に加え添接板全周の隅肉部にシール材を設置する。

表 5.14.2.1-5 シール材の設置範囲一覧表

シール材設置範囲		
CASE-1	CASE-2	CASE-3
継目部のみ	継目部+添接板（継目部に横断する方向）	継目部+添接板（全周）
		

ロ. 添接板周りのシール材の形状

実設置における最小添接板厚が 9 mm であるため、厳しい条件として試験時の添接板周りのシール高さを 9 mm として試験を実施する。

#### 5.14.2.2 性能確認試験

##### (1) 継目部のシール材の耐圧試験

###### a. 目的

鋼製防護壁の鋼殻ブロック継目部を模擬した試験体に、シール材を設置して水圧を作用させる。基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の水圧に対して、シール材を設置した継目部から有意な漏えい生じないことを確認する。

###### b. 試験条件

試験条件として表 5.14.2.2-1 に示す水圧を段階的に作用させる。必要耐圧保持時間を 10 分以上にあることに対して、加圧時間は、基準津波時で 60 分、T.P. +24.0 m 津波時で 10 分とした。試験では加圧時間中及び加圧時間経過後、シール材の継目部からの有意な漏えいが生じないことを確認する。各試験体における、シール材の種類及びシール材の設置範囲を表 5.14.2.2-2 に、性能確認試験フローを図 5.14.2.2-1 に示す。

また、耐圧試験装置説明図を図 5.14.2.2-2、図 5.14.2.2-3 に、耐圧試験概念図を図 5.14.2.2-4 に示す。

表 5.14.2.2-1 試験条件

水 圧	必要耐圧保持時間	加圧時間
0.35 MPa	10 分以上	60 分
0.50 MPa	10 分以上	10 分

表 5.14.2.2-2 シール材の種類及びシール材の設置範囲一覧

試験体名称	シール材の種類	シール材の設置範囲
Case-1	□	継目部のみ
Case-2		継目部+添接板（継目部に横断する方向）
Case-3		継目部+添接板（全周）

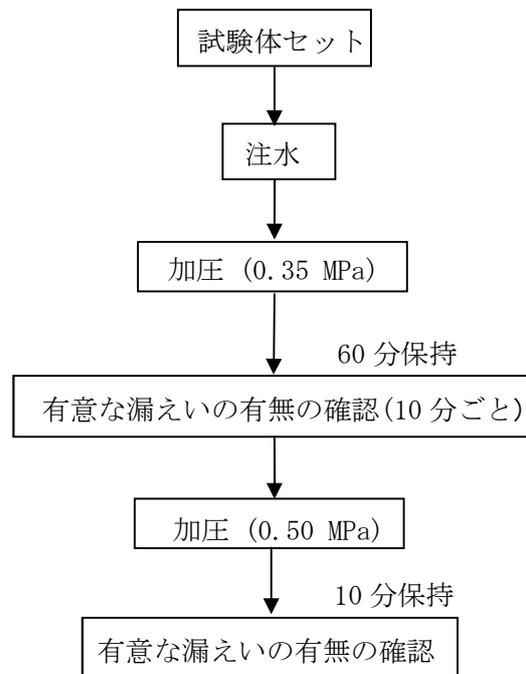


図 5.14.2.2-1 性能確認試験フロー

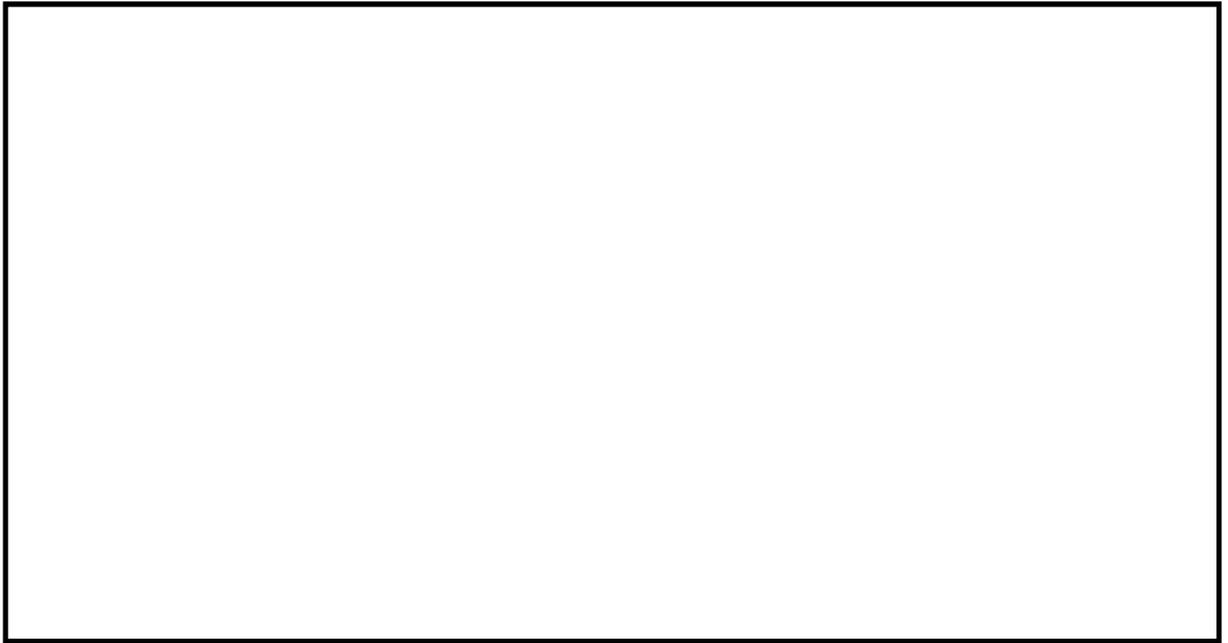


図 5.14.2.2-2 耐圧試験装置説明図（試験体設置前）

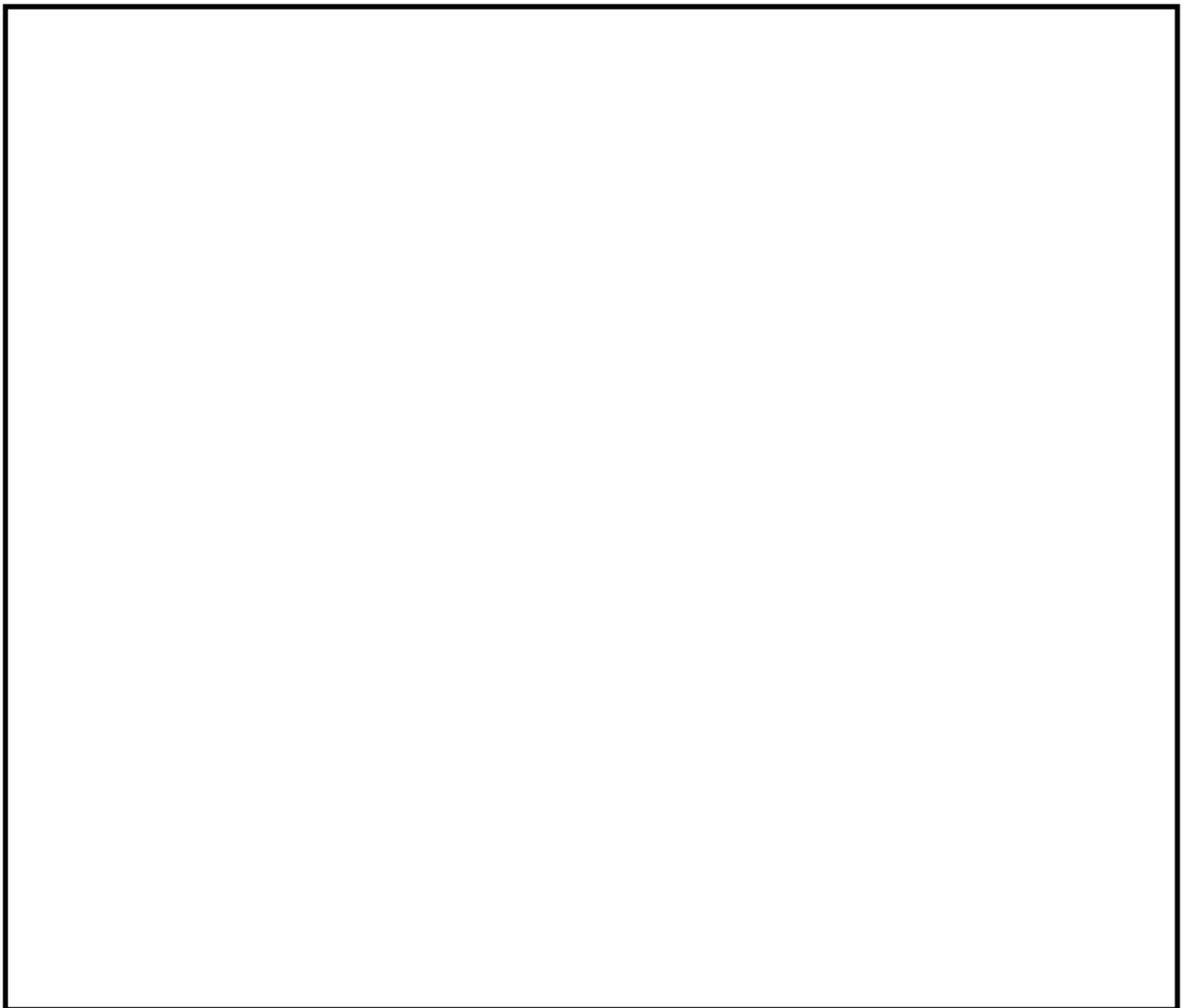


図 5.14.2.2-3 耐圧試験装置説明図（試験体設置後）

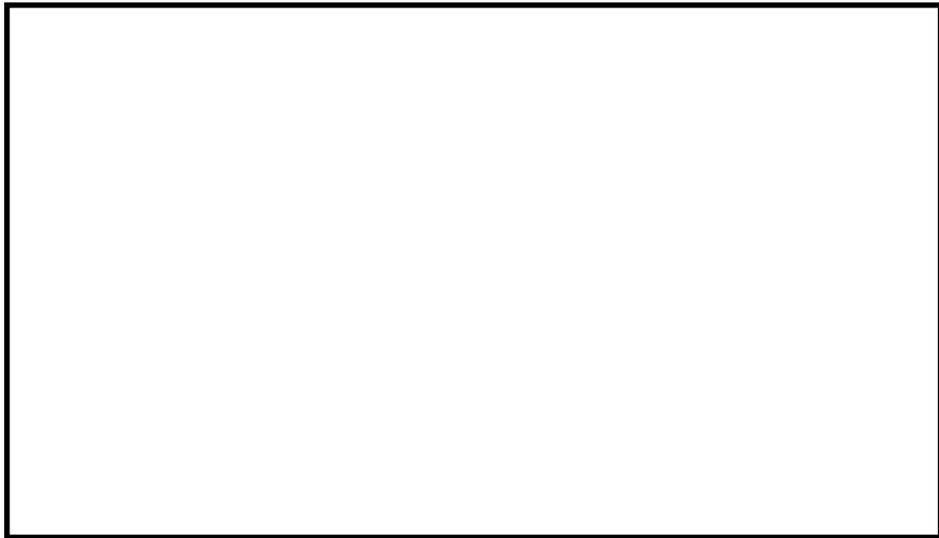


図 5.14.2.2-4 耐圧試験概念図

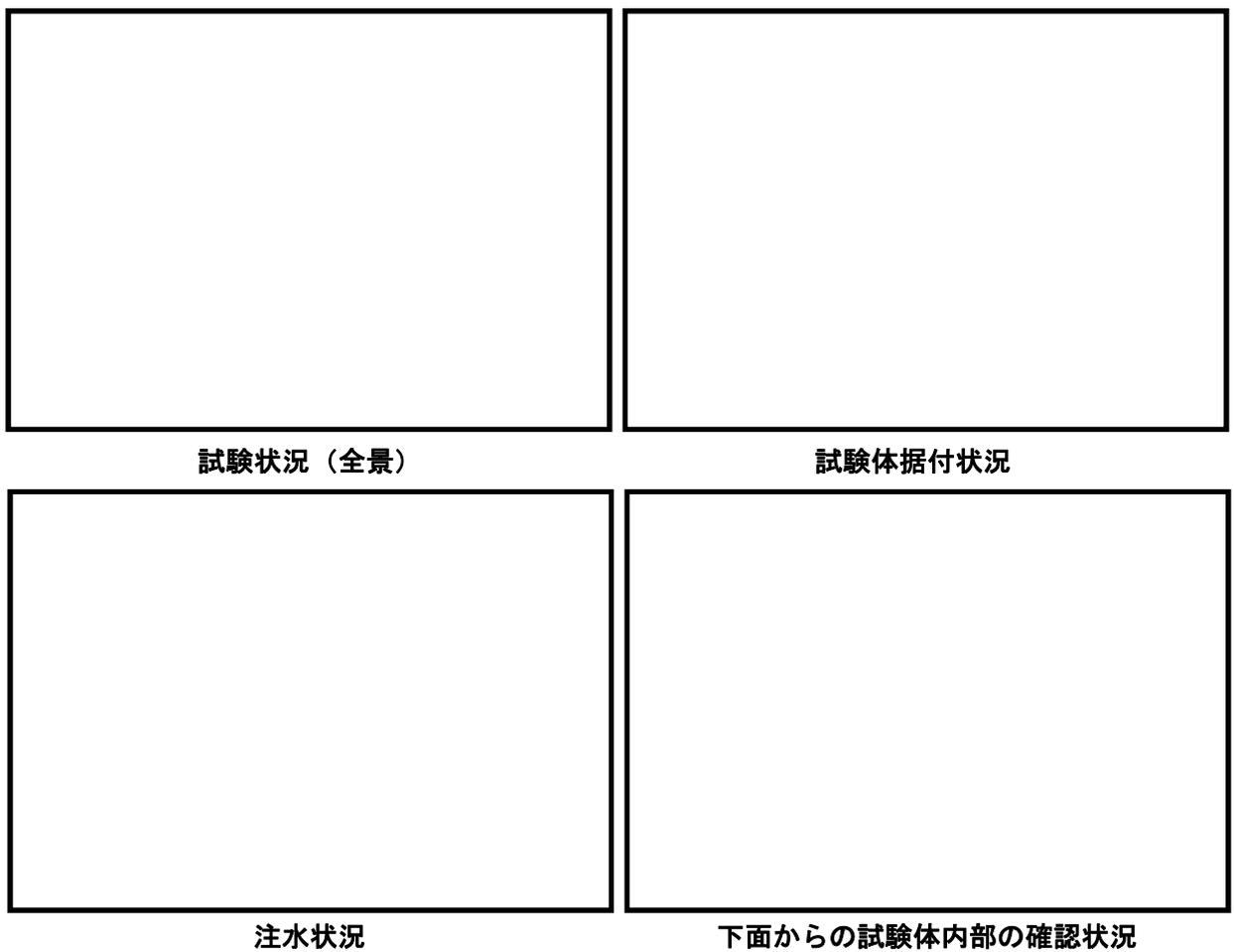


図 5.14.2.2-5 耐圧試験状況

c. 試験状況写真

(a) Case-1 (シール材:  設置方法;継目部のみ)

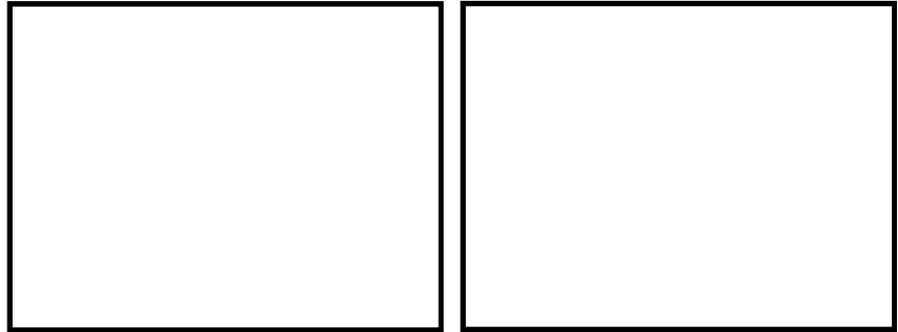


図 5.14.2.2-6 シール材の設置状況

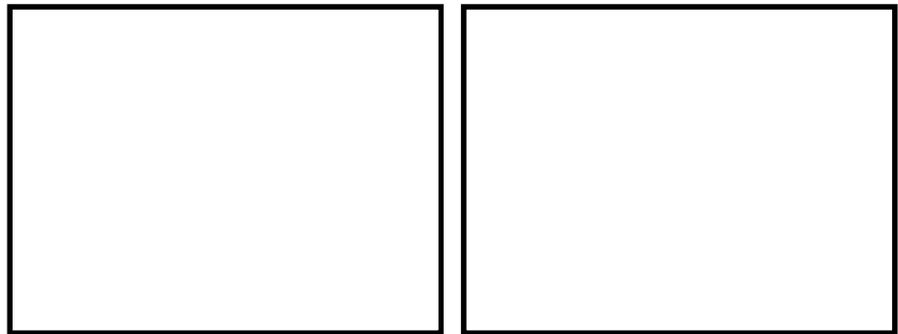


図 5.14.2.2-7 試験体設置完了状況

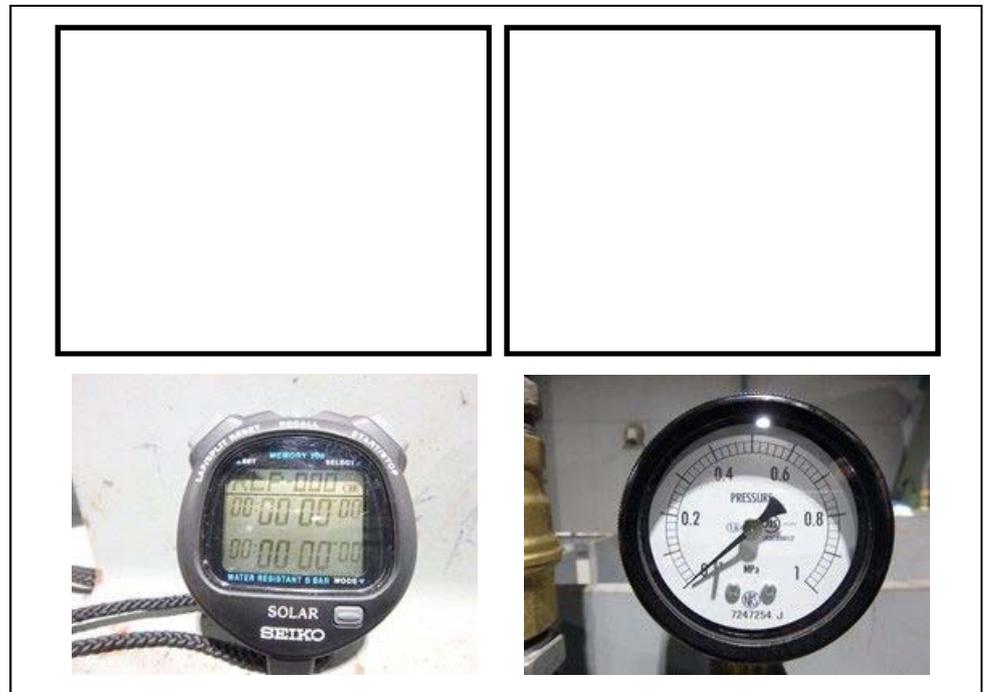


図 5.14.2.2-8 加圧前状況

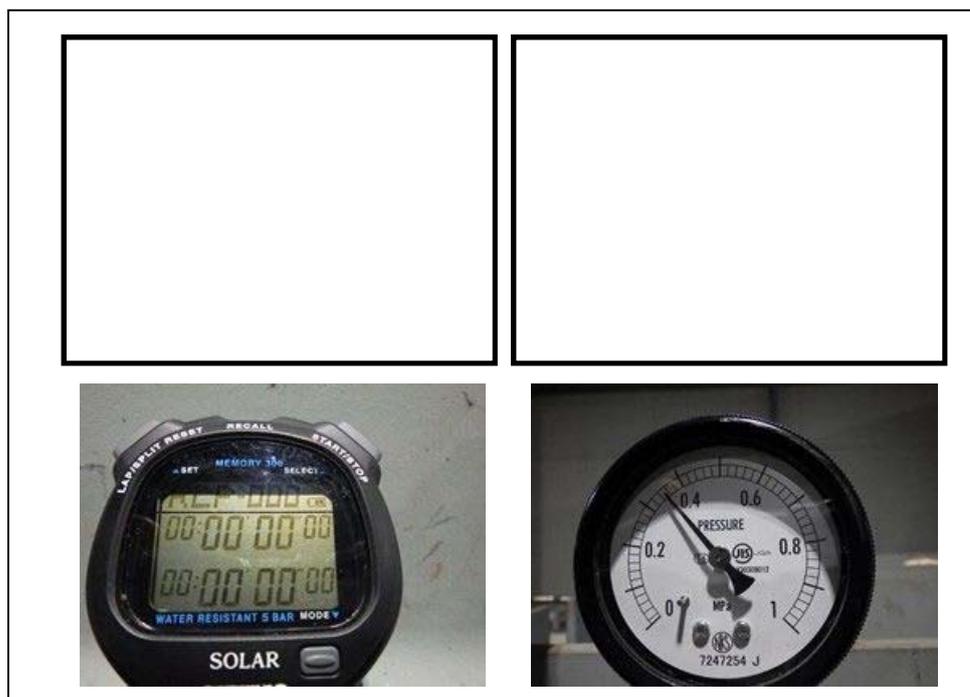


図 5.14.2.2-9 0.35 MPa 加圧開始

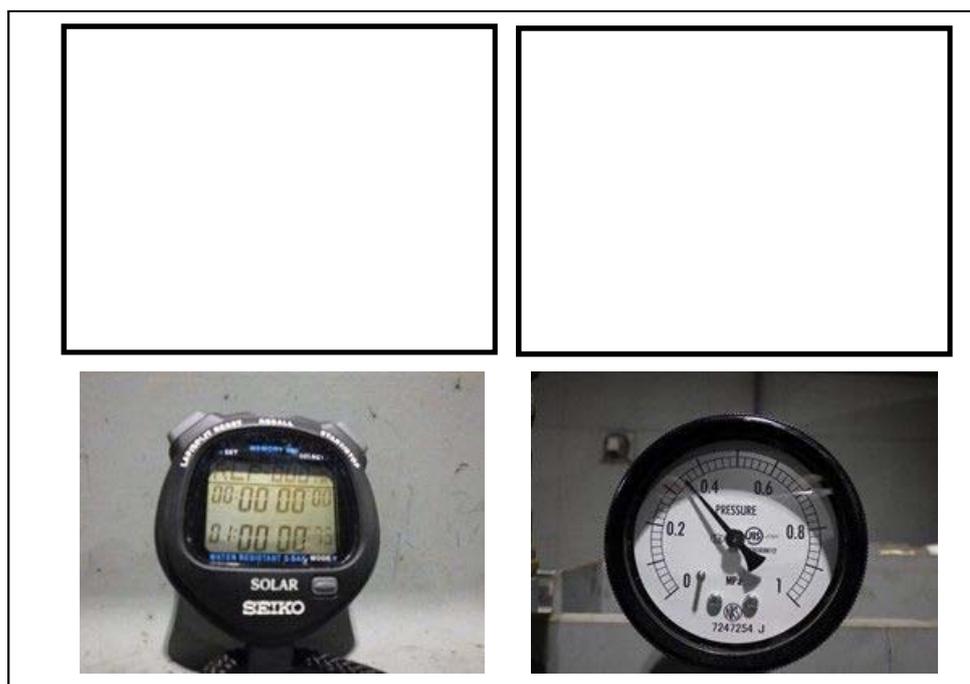


図 5.14.2.2-10 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

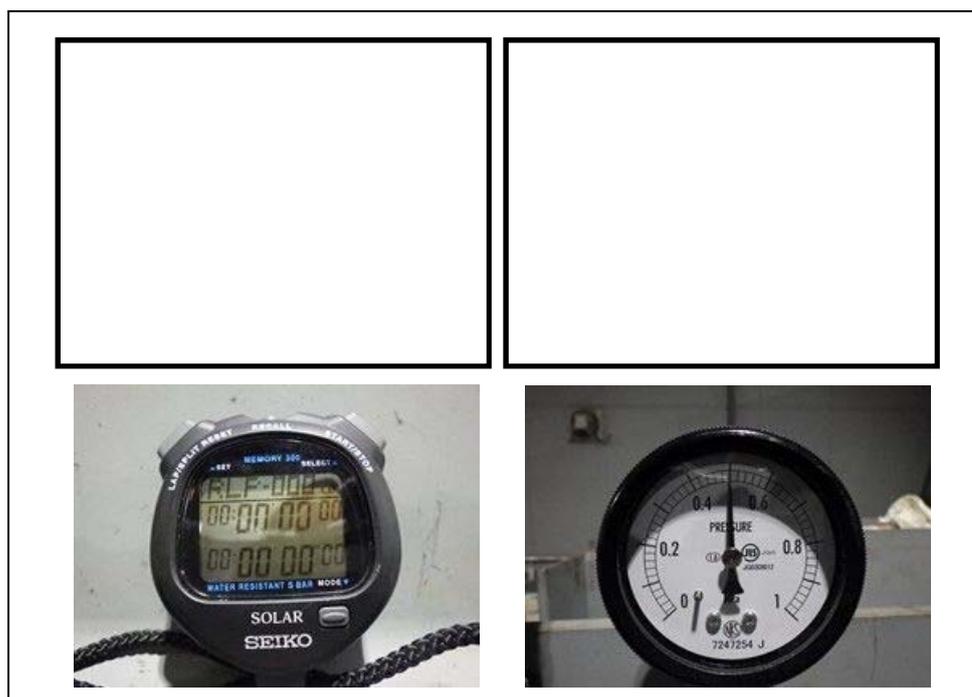


図 5.14.2.2-11 0.50 MPa 加圧開始

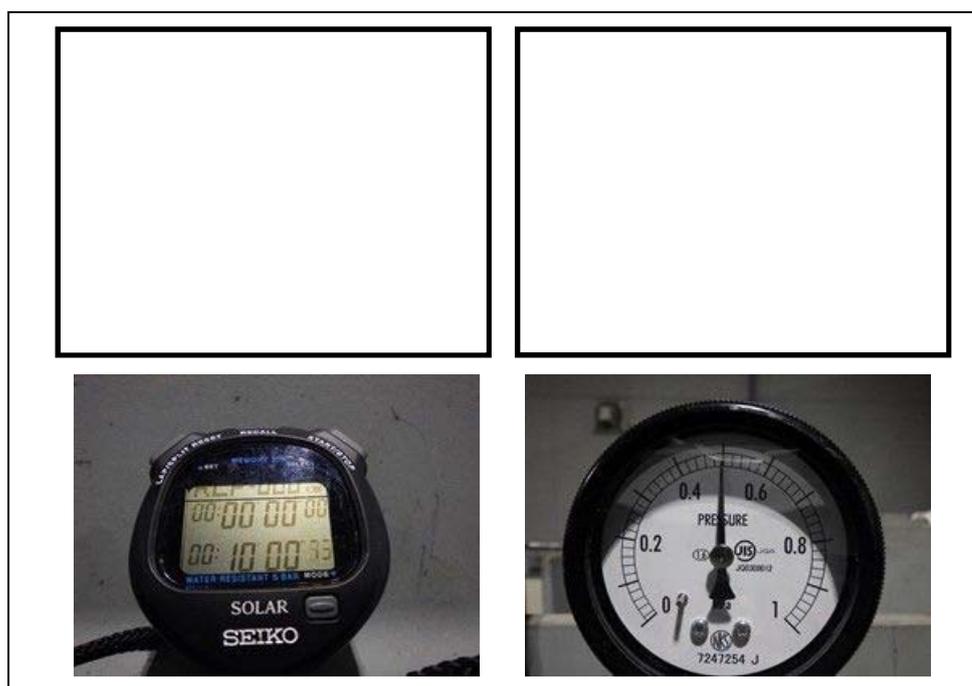


図 5.14.2.2-12 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

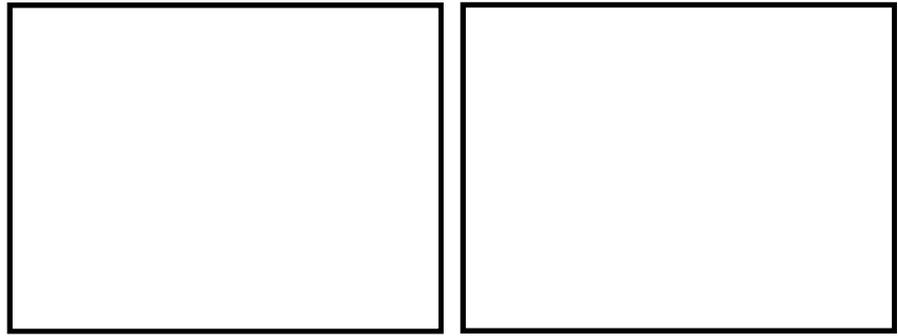


図 5. 14. 2. 2-13 試験終了後試験体状況

(b) Case-2 (シール材  設置方法;継目部+添接板 (直角方向) )

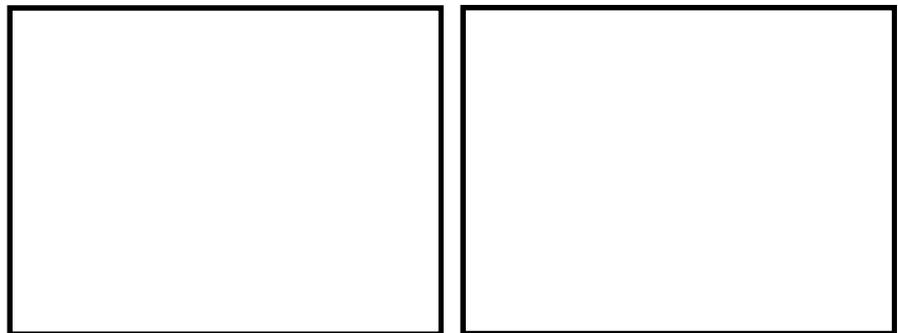


図 5. 14. 2. 2-14 シール材の設置状況

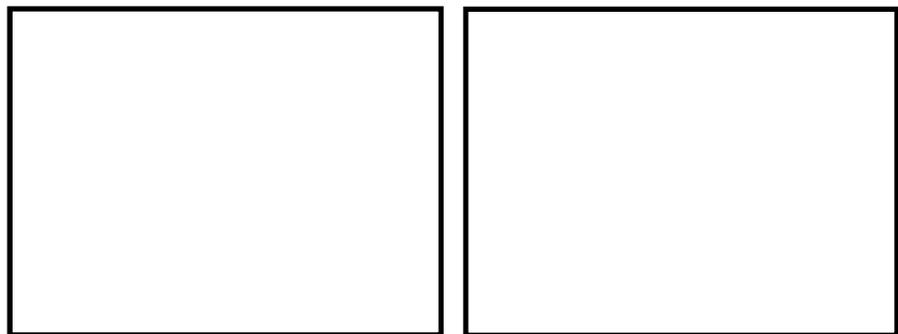


図 5. 14. 2. 2-15 試験体設置完了状況

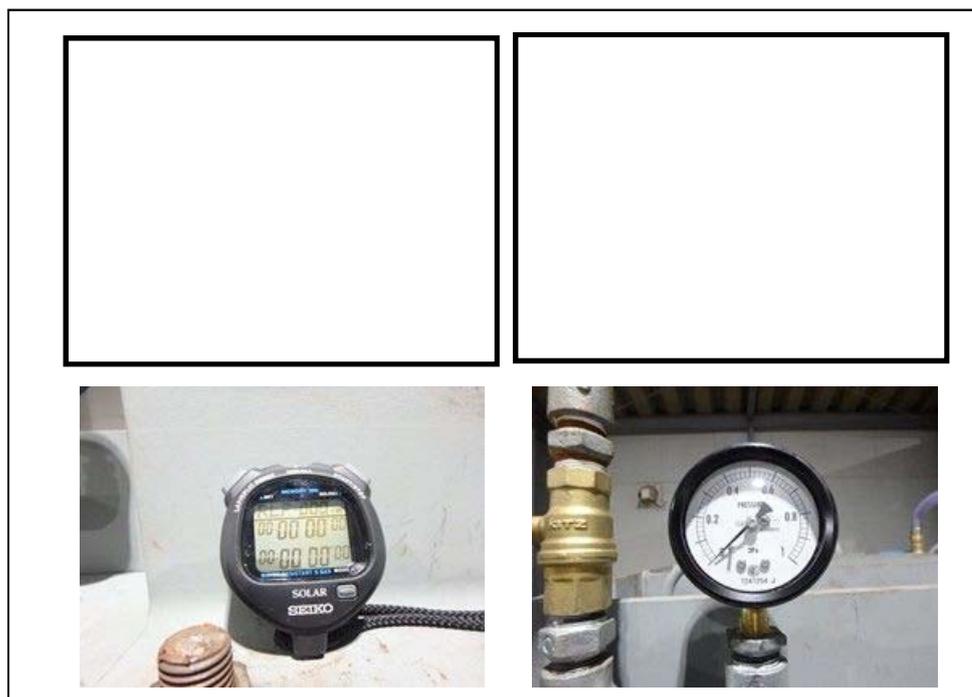


図 5.14.2.2-16 0.35 MPa 加圧開始

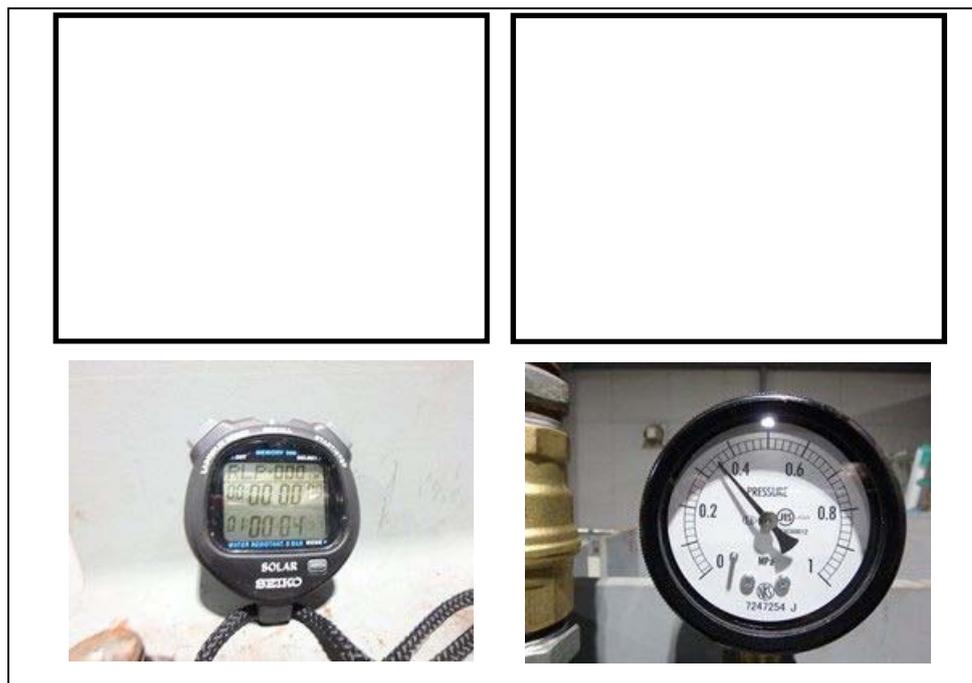


図 5.14.2.2-17 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

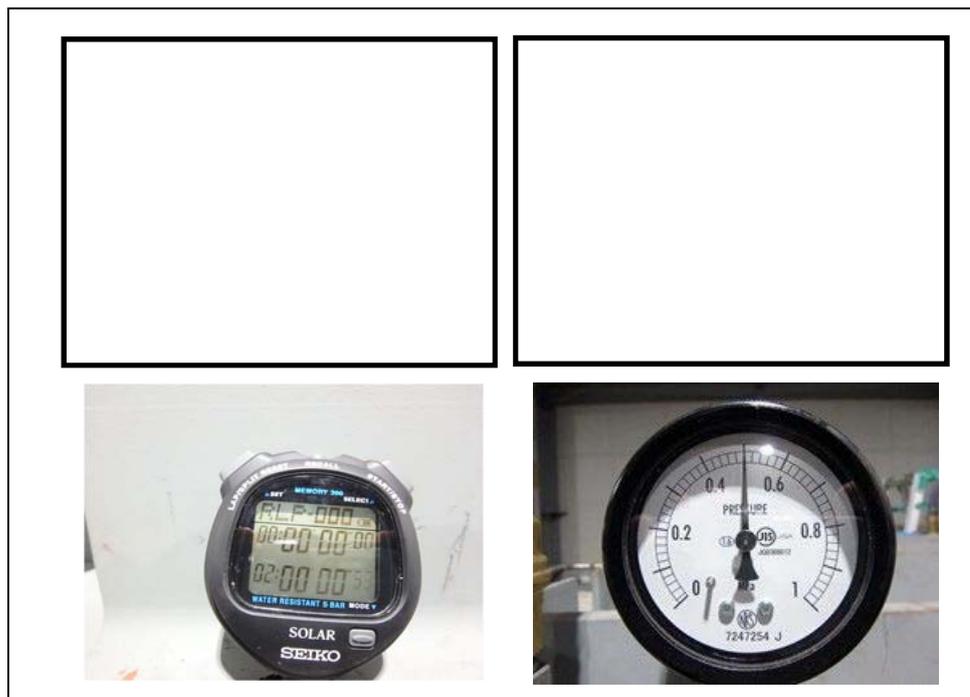


図 5.14.2.2-18 0.50 MPa 加圧開始



図 5.14.2.2-19 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

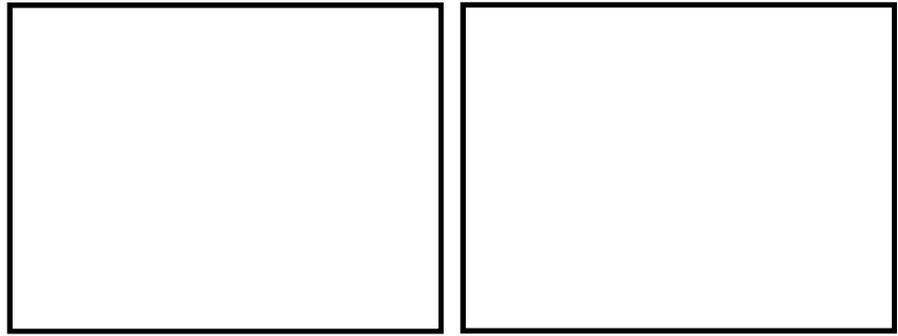


図 5.14.2.2-20 試験終了後試験体状況

(c) Case-3 (シール材  設置方法;継目部+添接板全周)

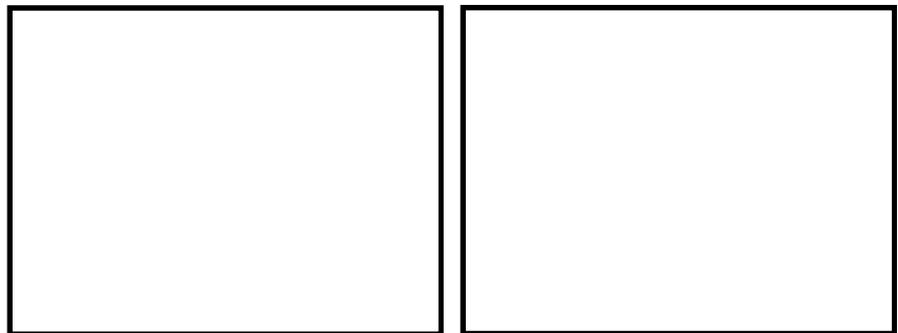


図 5.14.2.2-21 シール材設置完了状況

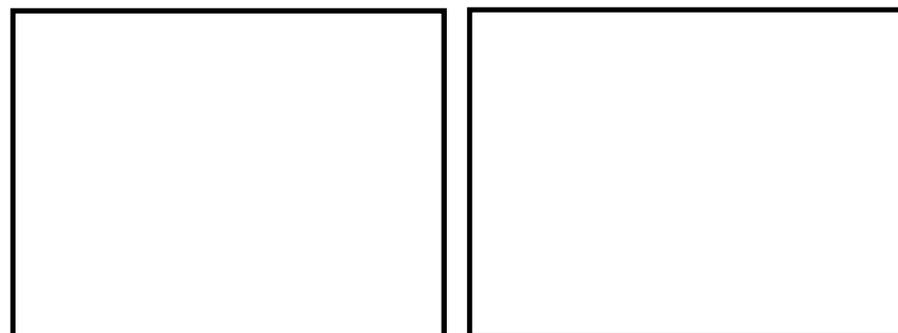


図 5.14.2.2-22 試験体設置完了状況

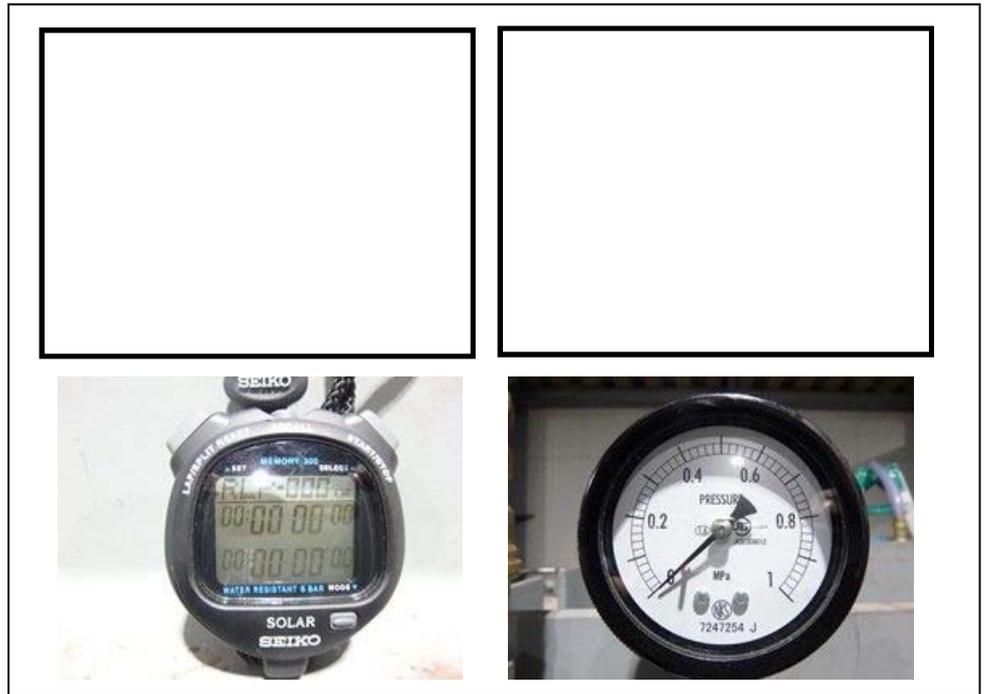


图 5.14.2.2-23 加压前状况



図 5.14.2.2-24 0.35 MPa 加圧開始

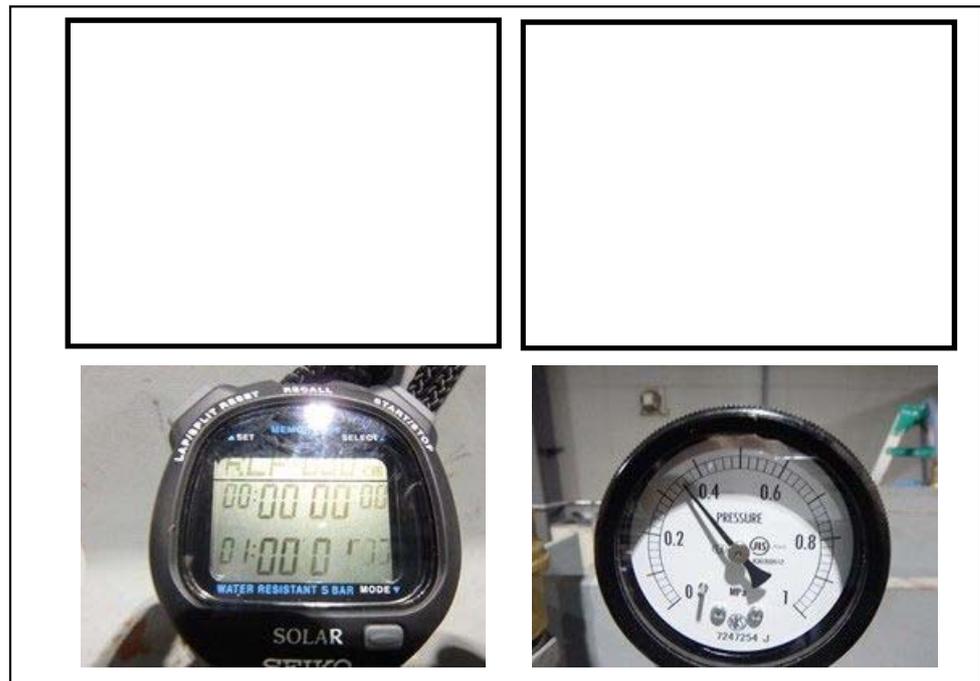


図 5.14.2.2-25 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

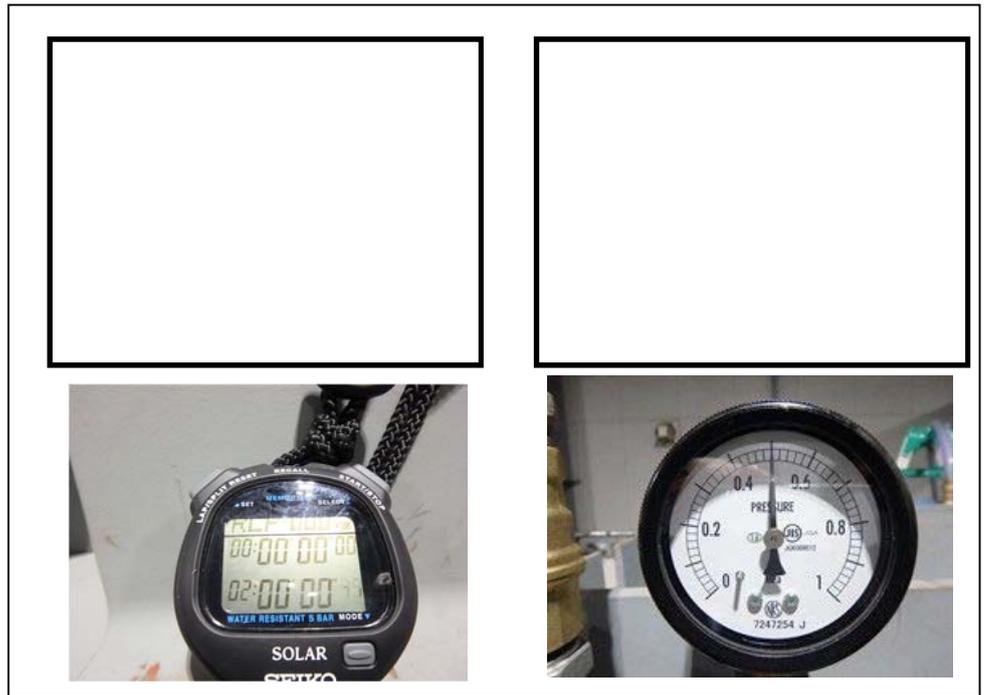


図 5.14.2.2-26 0.50 MPa 加圧開始

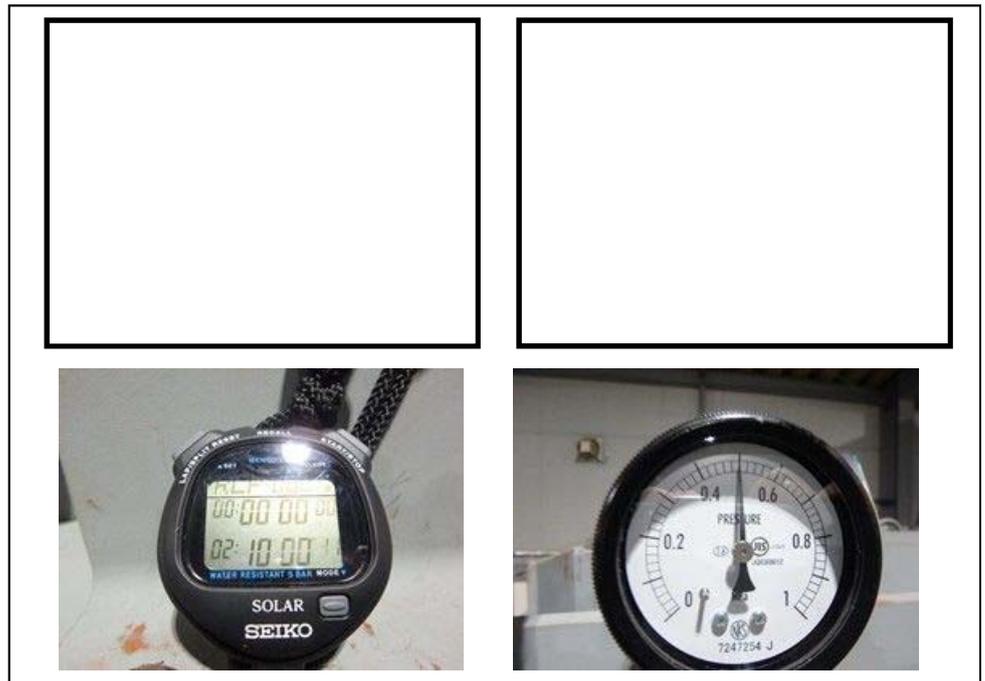


図 5.14.2.2-27 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

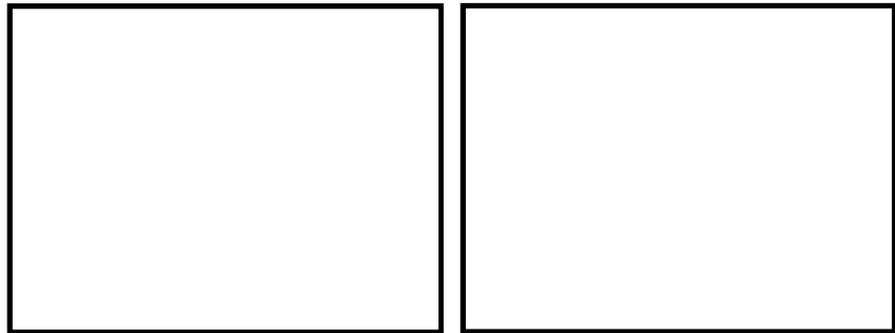


図 5.14.2.2-28 試験終了後試験体状況

d. 試験結果

所定の水圧により加圧時間経過後、漏えいの有無を確認した結果、全てのケースにおいて漏えいがないことを確認した。試験結果を表 5.14.2.2-3 に示す。

表 5.14.2.2-3 試験結果

試験体ケース	水圧	必要耐圧保持時間	有意な漏えい	判定
Case-1	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-2	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-3	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK

(2) シール材の耐候性試験

長期的な使用のための耐久性に関しては、メーカーによるシール材の耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により確認する。

a. 熱老化試験

熱老化試験による耐熱接着耐久性（JIS K 6850 接着剤の引張せん断接着強さ試験方法に準ずる）試験結果を表 5.14.2.2-4 に示す。表より  が熱老化性に優れ 80℃で 10,000 時間、100℃で 2000 時間の長期の熱暴露後においても接着強度の低下がないことを確認した。熱老化試験の温度と時間から常温における耐久性を推定式により算定すると 10,000 時間は 73 年、2000 時間は 53 年に相当する。よって、長期に渡りシール材としての機能を維持するものである。

表 5.14.2.2-4 耐熱接着耐久性試験結果

試験条件		変性シリコン系 <sup>o</sup> 樹脂系接着剤	
		引張せん断 接着強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断箇所 <sup>*1</sup>
初期		5.7	cf
80℃ 熱老化	500H <sup>*2</sup>	5.5	cf
	1000H	5.8	cf
	2000H	5.6	cf
	4000H	5.5	cf
	10000H	5.9	cf
100℃ 熱老化	500H	5.3	cf
	1000H	5.6	cf
	2000H	5.5	cf

\*1 破壊状態 af：接着剤と金属界面の破壊 cf：接着剤の界面破壊

\*2 H：時間



b. 乾燥繰り返し試験

乾湿繰り返し試験（JIS K 7350-4 プラスチック—実験室光源による暴露試験方法—第 4 部：オープンプレームカーボンアークランプに準ずる）結果及び引張試験（JIS K 6251 加硫ゴムの引っ張り試験方法に準ずる）結果を表 5.14.2.2-5 に示す。この表より 35,000 時間後も 70%の伸びを保持している。一般的にウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、35,000 時間は 116 年に相当する。よって、長期にわたり初期の弾性力を保持するものである。

表 5.14.2.2-5 乾湿繰り返し試験及び引張試験結果

ウェザーメーター照射 (時間)	フィルム物性	
	破断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
ブランク	4.06	135
2,000	3.56	80
7,000	2.82	105
35,000	2.16	70

試験方法：JIS K 6251 「加硫ゴムの引っ張り試験方法」

形状：ダンベル形状 3 号

引張速度：100 mm/min

初期養生：20℃，65%RH×7 日

乾湿繰り返し（耐候性）：サンシャインウェザーメーター照射

温度：ブラックパネル温度 63±3℃

水噴射：2100±100ml/min 120 分照射中に 18 分 水温 16±5℃



(3) まとめ

本資料では、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないことの確認のために耐圧試験を実施し、長期的な耐久性についての確認を目的に、耐候性試験の試験データを評価した。

試験の結果、基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の波圧に対して漏えいがないことを確認した。また、シール材の耐候性試験データから 50 年相当以上の耐候性があることを確認した。

## 5.14.2 鋼製防護壁シール材について

### 5.14.2.1 概要及び評価方針

#### (1) 概要

鋼製防護壁は鋼殻ブロックを積み重ねて連結する構造である。鋼殻ブロック同士は添接板を高力ボルトで締め付けて固定するため、地震時及び津波時に鋼殻ブロック同士の相対変位は生じない設計である。

また、鋼殻ブロック継目部の添接板と添接板の間にはシール材を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計である。これを踏まえ、継目部のシール材を評価対象とし、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないことを性能確認試験により確認する。長期的な耐久性に関しては、シール材の耐候性試験（熱老化試験，乾湿繰り返し試験）により、50年相当の健全性を確認した。鋼殻ブロック概要図を図5.14.2.1-1に、鋼殻ブロック継目部拡大図を図5.14.2.1-2に示す。

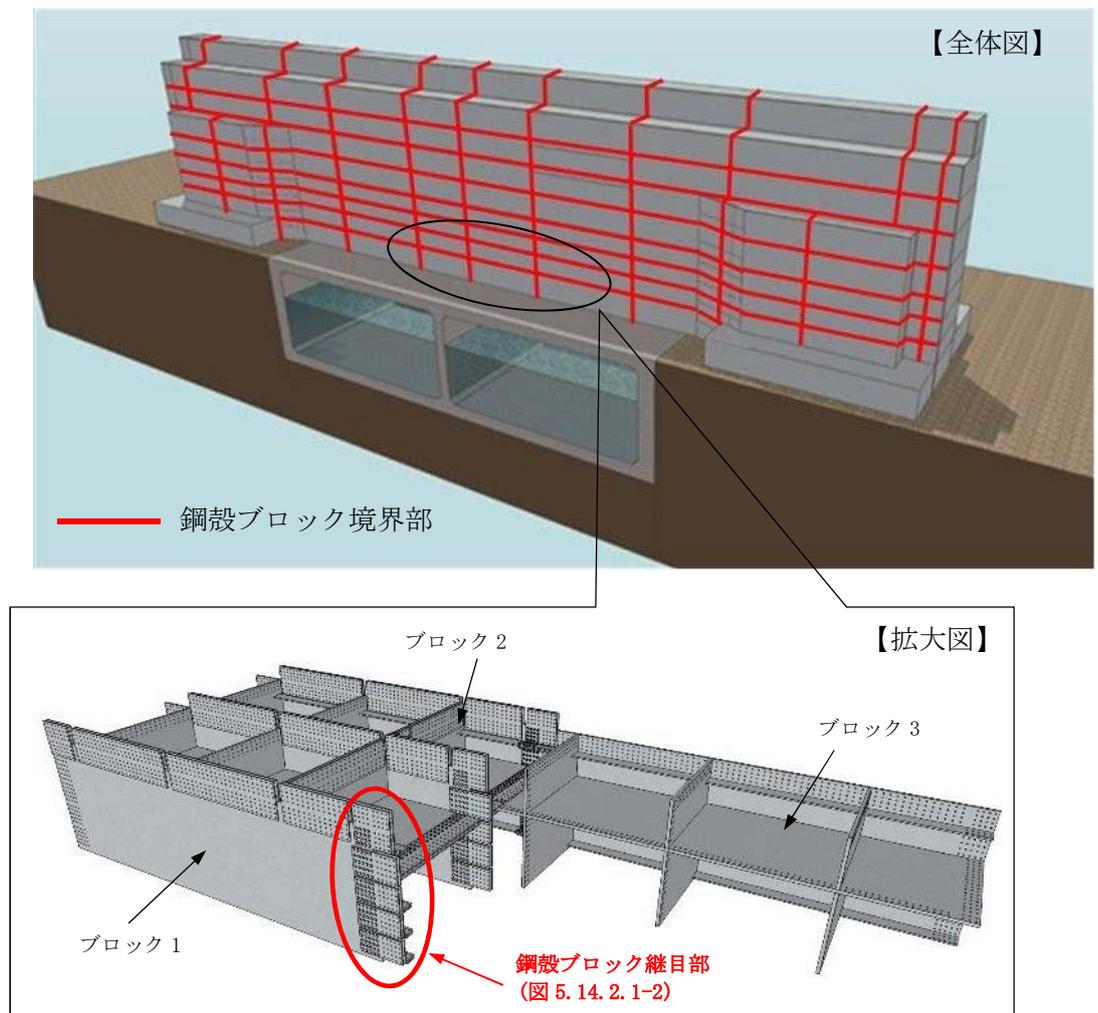


図 5.14.2.1-1 鋼殻ブロック概要図

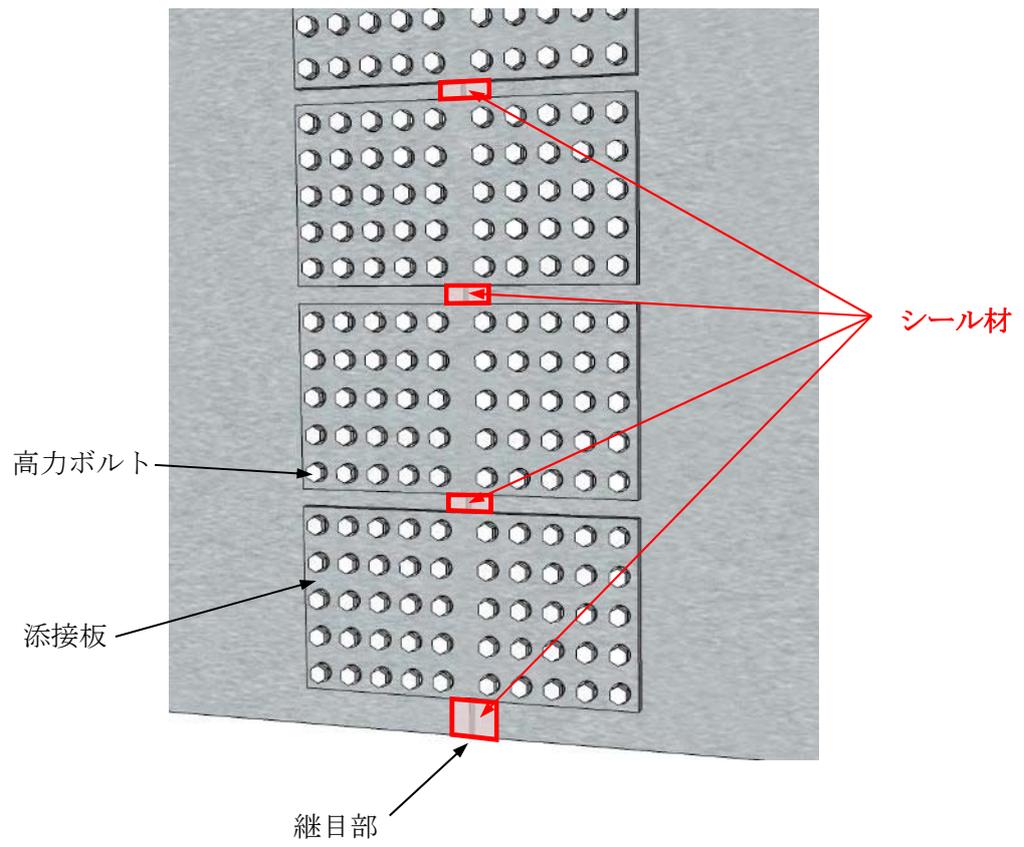


図 5.14.2.1-2 鋼殻ブロック継目部拡大図

(2) 評価方針

シール材の評価方針として、シール材を設置した継目部から津波時の波圧に対して有意な漏えいが生じないことを確認する。評価フローを図 5.14.2.1-3 に示す。

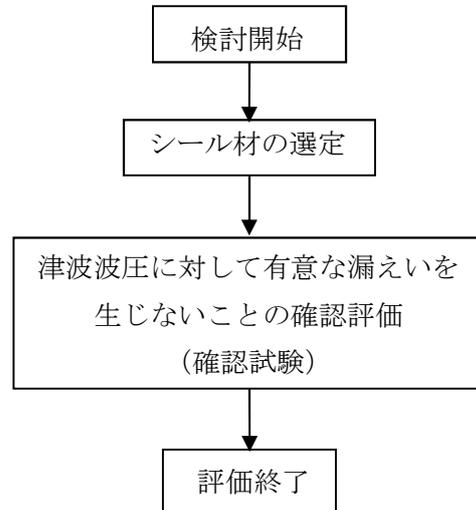


図 5.14.2.1-3 シール材の評価フロー

(3) シール材の選定

シール材の材料選定については、所定の水圧に対して有意な漏えいを生じない性能を保持できる条件に合った材料を選定した。シール材の選定については、表 5.14.2.1-1 に示すシール材を候補に選び、その中から有意な漏えいを生じない性能以外の要求性能として耐候性及び施工性の観点から  を選定した。

表 5.14.2.1-1 シール材の選定

シール材名称	主成分	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	耐候性	施工性	選定 結果
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	2液性特殊変性 シリコーン エポキシ樹脂	2.45	50年	シール材設置前の養生が容易	○
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	1成分脱オキシム型 シリコーン シーリング材	0.91	不明	シール材設置前の養生が容易	—
<span style="border: 1px solid black; display: inline-block; width: 100px; height: 20px;"></span>	2液性 ポリウレタン樹脂	13.2	10 ～ 15年	吹付け設置のため材料が飛散する	—

(4) 検討方針

シール材の機能要求は、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないこと、長期的な耐久性に関して耐候性を有することである。これらの機能要求を踏まえ、耐圧試験、耐候性試験（メーカーにより行われた試験データに基づく評価）を行う。機能要求を表 5.14.2.1-2 に、試験項目を表 5.14.2.1-3 に示す。

表 5.14.2.1-2 シール材の機能要求

評価項目	要求性能
止水性	津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないこと
耐候性	長期的な使用のための耐久性に関して耐候性を有すること

表 5.14.2.1-3 試験項目

評価項目	試験項目
止水性	耐圧試験
耐候性	耐候性試験

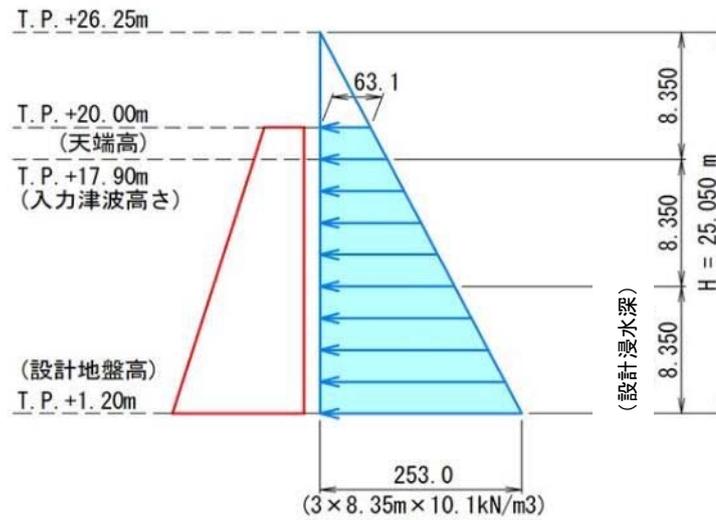
a. 試験条件の設定

(a) 津波波圧に応じた試験水圧と必要耐圧保持時間

津波波圧は、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤施工地盤標高の差分の 3/2 倍を考慮して算定する。

イ. 基準津波時

図 5.14.2.1-4 に示すとおり、基準津波波圧は 0.25 MPa であることから、試験水圧は基準津波波圧に保守性を持たせて 0.35 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。



津波の最大遡上高さ : T.P. +17.9 m

設置地盤高さ : T.P. +1.2 m

$$(17.9 - 1.2) \times 1/2 \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 0.25 \text{ MPa}$$

図 5.14.2.1-4 基準津波時の最大波圧

ロ. T.P. +24.0 m 津波時

T.P. +24.0 m 津波時の波圧は 0.43 MPa であることから、試験水圧は T.P. +24.0 m 津波波圧に保守性を持たせて 0.50 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。

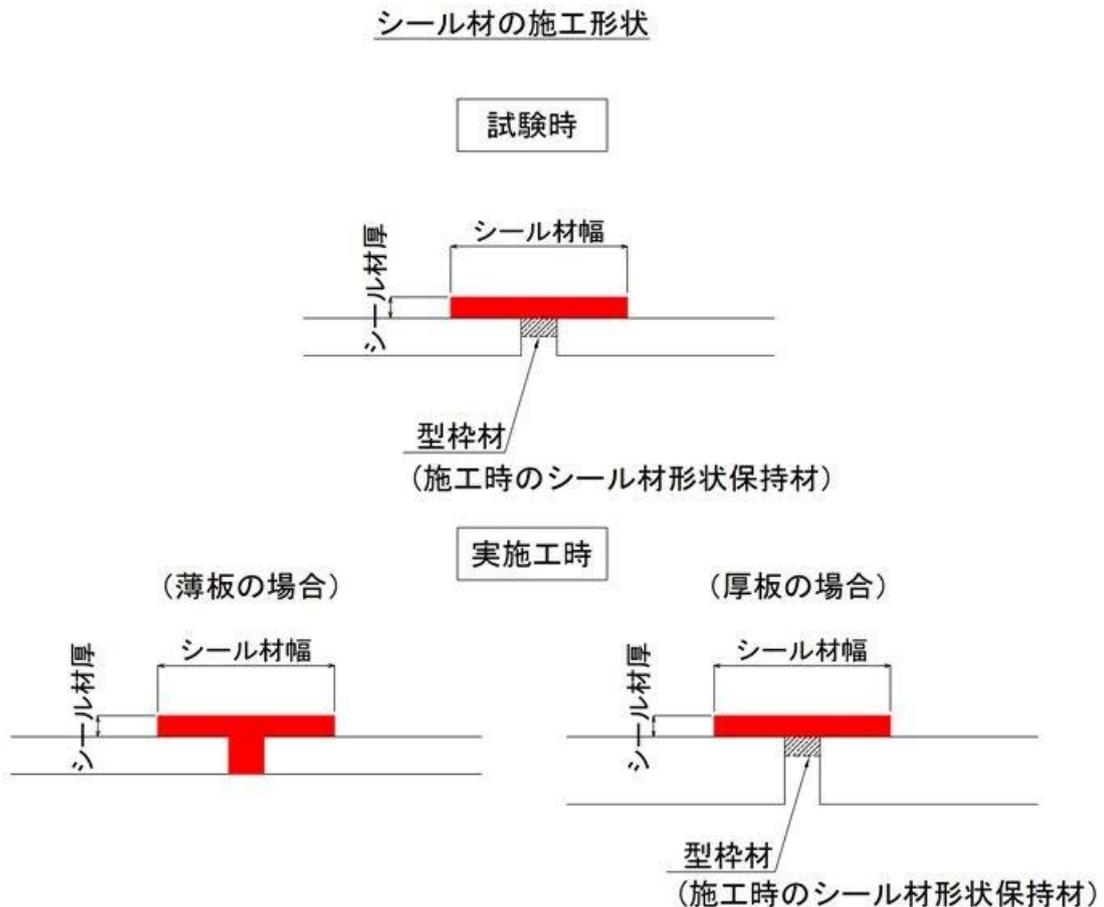
(b) シール材の厚さの設定

イ. 継目幅の設定と継目部のシール設置方法

継目幅の設計値は 10 mm である。施工管理上継目幅の管理許容値を  $\pm 5$  mm としているため、許容値の上限である 15 mm を試験時の継目幅として設定する。

シール材は、被着体との接着性を高めるため、プライマーを塗布した後、被着体に設置する。

連結する鋼製防護壁の板厚は 12 mm から 65 mm と様々である。現場における施工を模擬した施工概要は図 5.14.2.1-5 に示す 2 通りになる。本試験は最も厳しい条件となる板厚の場合において試験を実施する。最も厳しい条件とはシール材の形状を保持するために継目間に型枠材を設置し、継目間にプライマーを塗布しない状況となる。図 5.14.2.1-5 にシール材の試験時と実施工時の施工形状を示す。



※実施工では試験時に確認したシール材幅と厚さを満たすように施工を実施する。

図 5.14.2.1-5 シール材施工形状

ロ. シール材の厚さ設定

シール材の厚さの設定は、継目部でシール材に与えられる設定水圧に対して曲げ変形に耐える厚さとした。許容値はシール材の最大曲げ引張応力度である。また、シール材の厚さは施工時誤差を考慮し、計算値による厚さの+1 mmを設計値とした。

表 5.14.2.1-4 に、シール材の厚さと継目部での最大試験水圧 0.50MPa における曲げ引張応力度（シール材の厚さを計算値とした場合の曲げ引張応力度）の算出結果を示す。

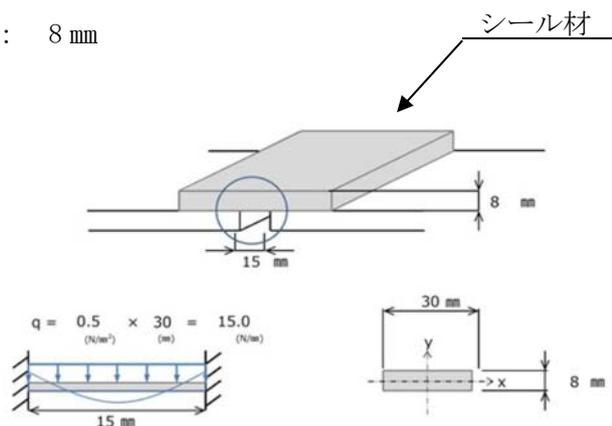
表 5.14.2.1-4 シール材の設定厚さ

シール材の厚さ		0.50 MPa 時 継目部 最大曲げ引張り応力度	
設計値	計算値	計算値	許容値
9 mm	8 mm	0.88 N/mm <sup>2</sup>	2.45 N/mm <sup>2</sup>

設計水圧： 0.50 MPa

計算幅： 30 mm

計算厚さ： 8 mm



設計曲げモーメント

$$M = 1/12 \times 15 \times 15^2 = 281.250 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

断面諸量

$$I_x = 1/12 \times 30 \times 8^3 = 1,280 \text{ mm}^4$$

$$y = 4.0 \text{ mm}$$

最大曲げ引張応力度

$$\sigma_1 = M \times y / I_x = 281.25 \times 4.0 / 1280 = \underline{0.88 \text{ N/mm}^2}$$

$$< 2.45 \text{ N/mm}^2$$

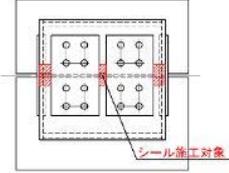
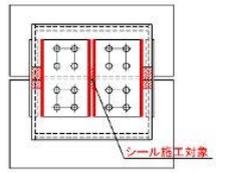
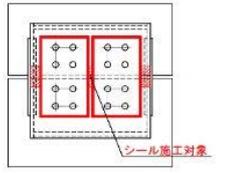
(c) シール材の設置の範囲設定

イ. シール材の設置範囲

鋼製防護壁は添接板を高力ボルトで締付けて固定しており、添接板のない継目部の他に添接板周りからの漏えいがないことを確認するため、表 5.14.2.1-5 に示す 3通りで実施する。CASE-1 は、継目部のみにシール材を設置する。CASE-2 は、継

目部に加え添接板継目部に横断する方向の隅肉部のみにシール材を設置する。CASE-3は、継目部に加え添接板全周の隅肉部にシール材を設置する。

表 5.14.2.1-5 シール材の設置範囲一覧表

シール材設置範囲		
CASE-1	CASE-2	CASE-3
継目部のみ	継目部+添接板（継目部に横断する方向）	継目部+添接板（全周）
		

ロ. 添接板周りのシール材の形状

実設置における最小添接板厚が 9 mm であるため、厳しい条件として試験時の添接板周りのシール高さを 9 mm として試験を実施する。

#### 5.14.2.2 性能確認試験

##### (1) 継目部のシール材の耐圧試験

###### a. 目的

鋼製防護壁の鋼殻ブロック継目部を模擬した試験体に、シール材を設置して水圧を作用させる。基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の水圧に対して、シール材を設置した継目部から有意な漏えい生じないことを確認する。

###### b. 試験条件

試験条件として表 5.14.2.2-1 に示す水圧を段階的に作用させる。必要耐圧保持時間を 10 分以上にあることに対して、加圧時間は、基準津波時で 60 分、T.P. +24.0 m 津波時で 10 分とした。試験では加圧時間中及び加圧時間経過後、シール材の継目部からの有意な漏えいが生じないことを確認する。各試験体における、シール材の種類及びシール材の設置範囲を表 5.14.2.2-2 に、性能確認試験フローを図 5.14.2.2-1 に示す。

また、耐圧試験装置説明図を図 5.14.2.2-2、図 5.14.2.2-3 に、耐圧試験概念図を図 5.14.2.2-4 に示す。

表 5.14.2.2-1 試験条件

水 圧	必要耐圧保持時間	加圧時間
0.35 MPa	10 分以上	60 分
0.50 MPa	10 分以上	10 分

表 5.14.2.2-2 シール材の種類及びシール材の設置範囲一覧

試験体名称	シール材の種類	シール材の設置範囲
Case-1	□	継目部のみ
Case-2		継目部+添接板（継目部に横断する方向）
Case-3		継目部+添接板（全周）

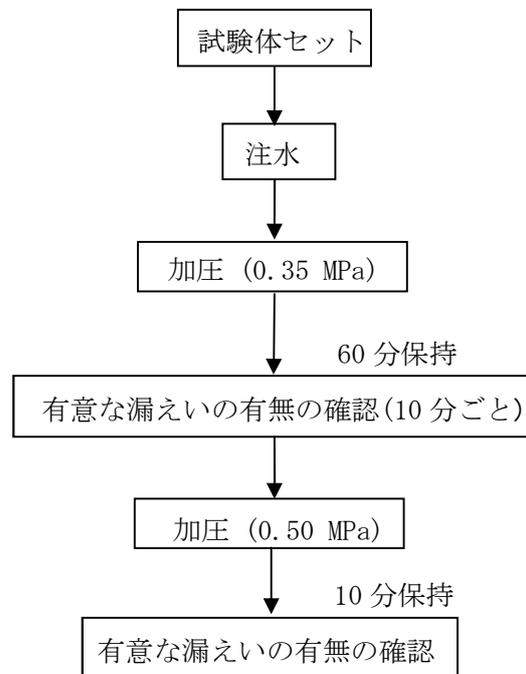


図 5.14.2.2-1 性能確認試験フロー

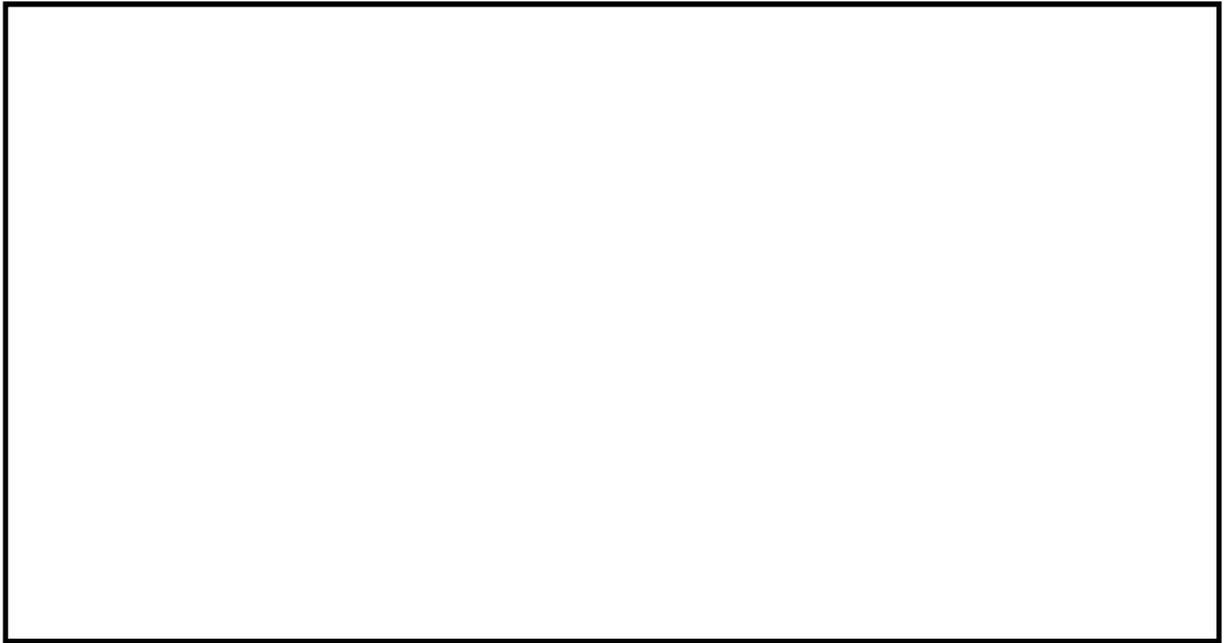


図 5.14.2.2-2 耐圧試験装置説明図（試験体設置前）

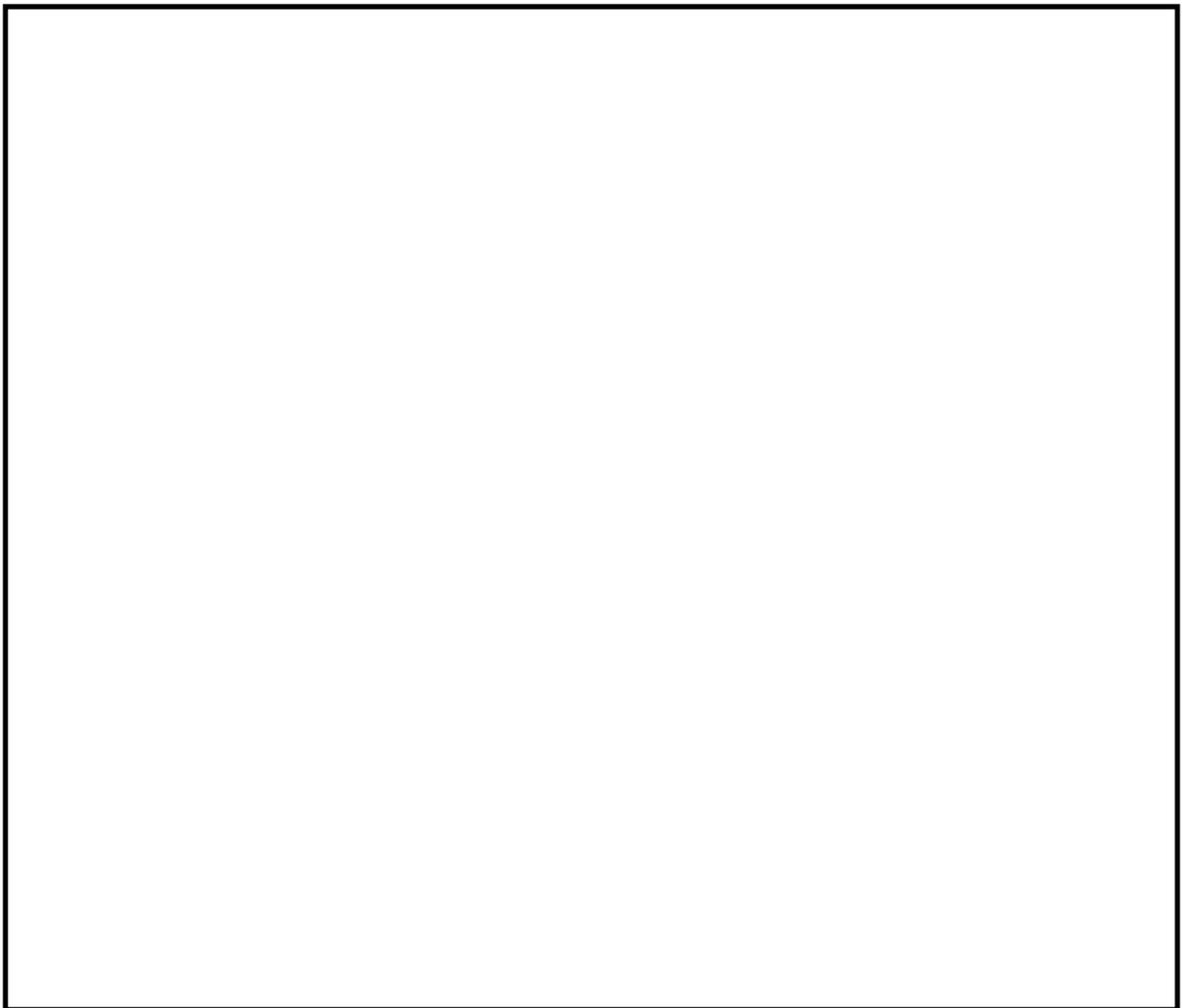


図 5.14.2.2-3 耐圧試験装置説明図（試験体設置後）



図 5.14.2.2-4 耐圧試験概念図

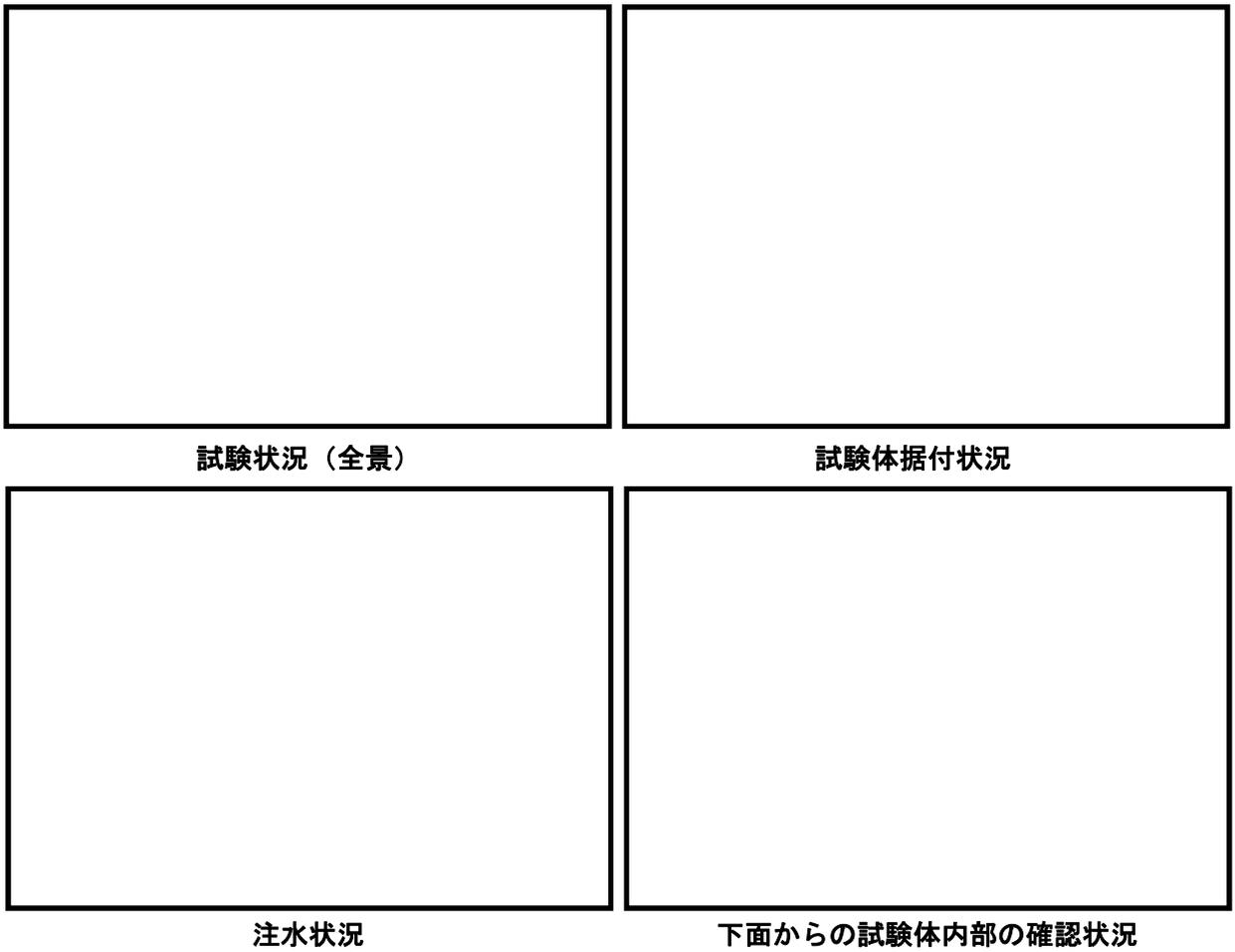


図 5.14.2.2-5 耐圧試験状況

c. 試験状況写真

(a) Case-1 (シール材:  設置方法;継目部のみ)

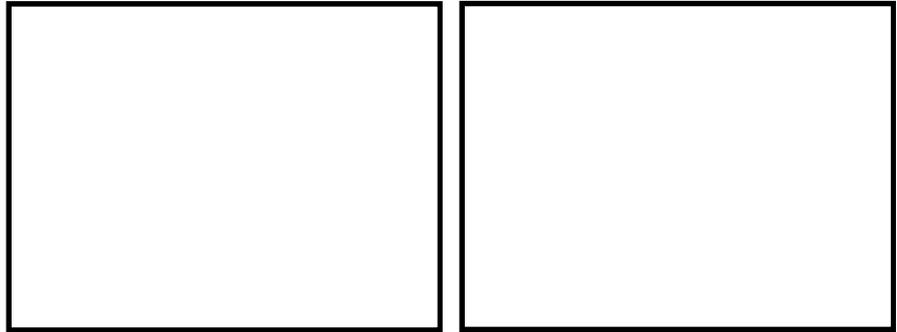


図 5.14.2.2-6 シール材の設置状況

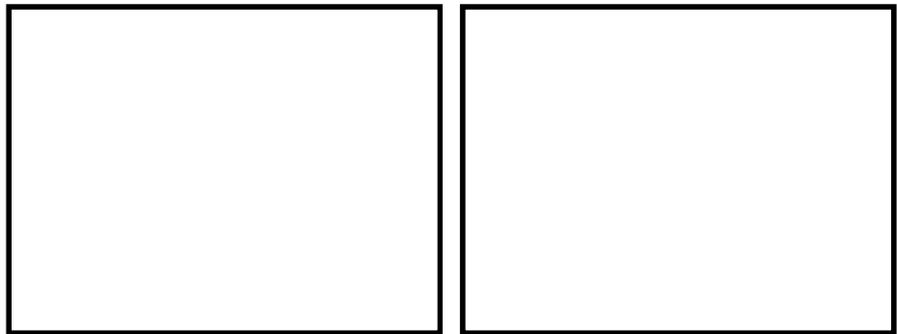


図 5.14.2.2-7 試験体設置完了状況

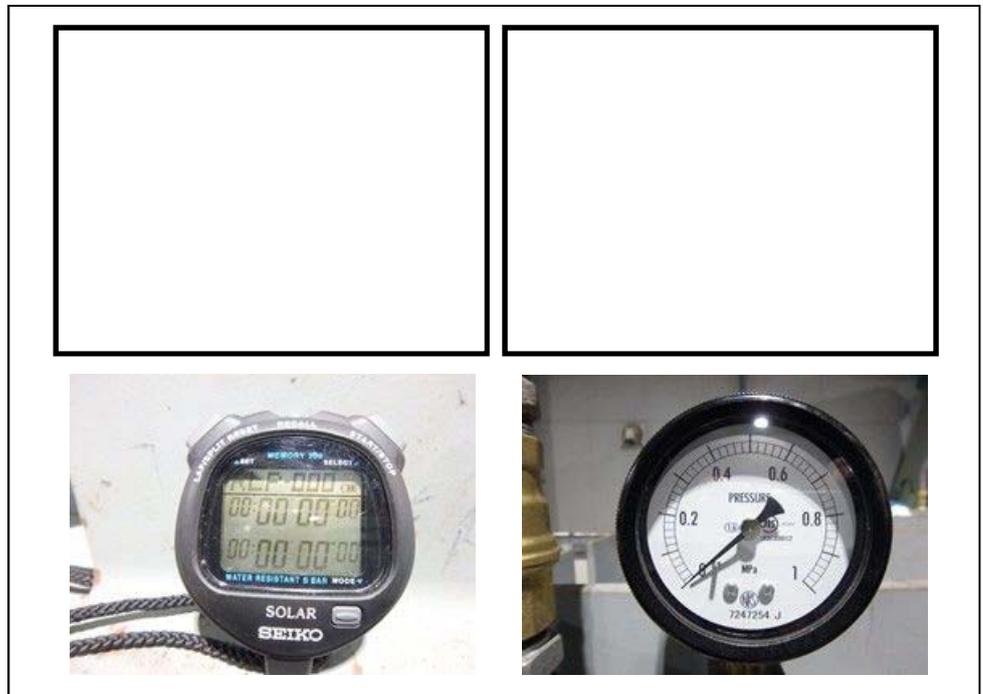


図 5.14.2.2-8 加圧前状況

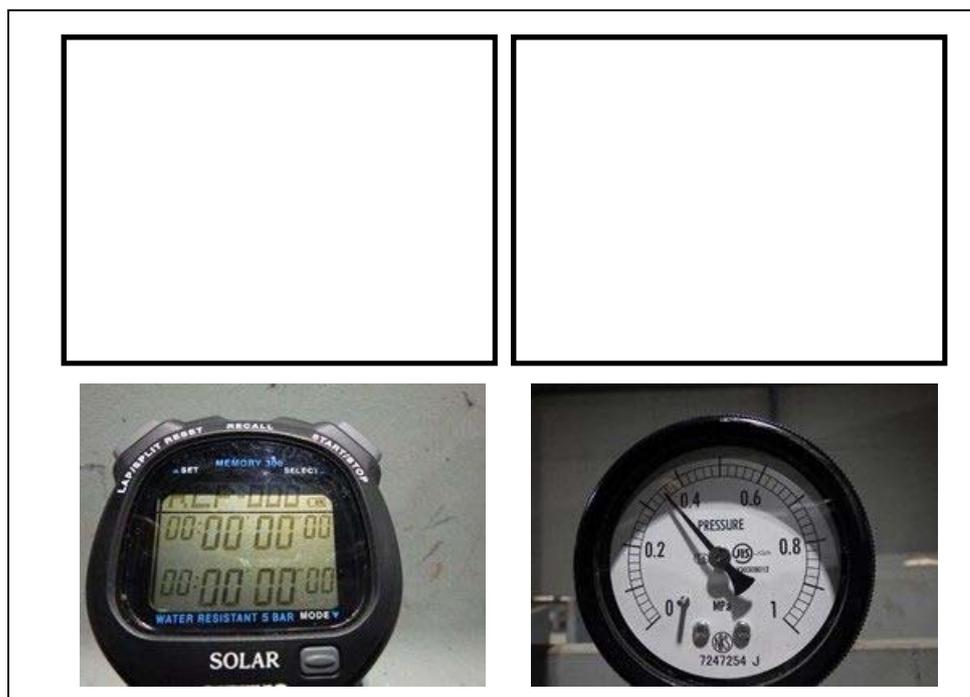


図 5.14.2.2-9 0.35 MPa 加圧開始

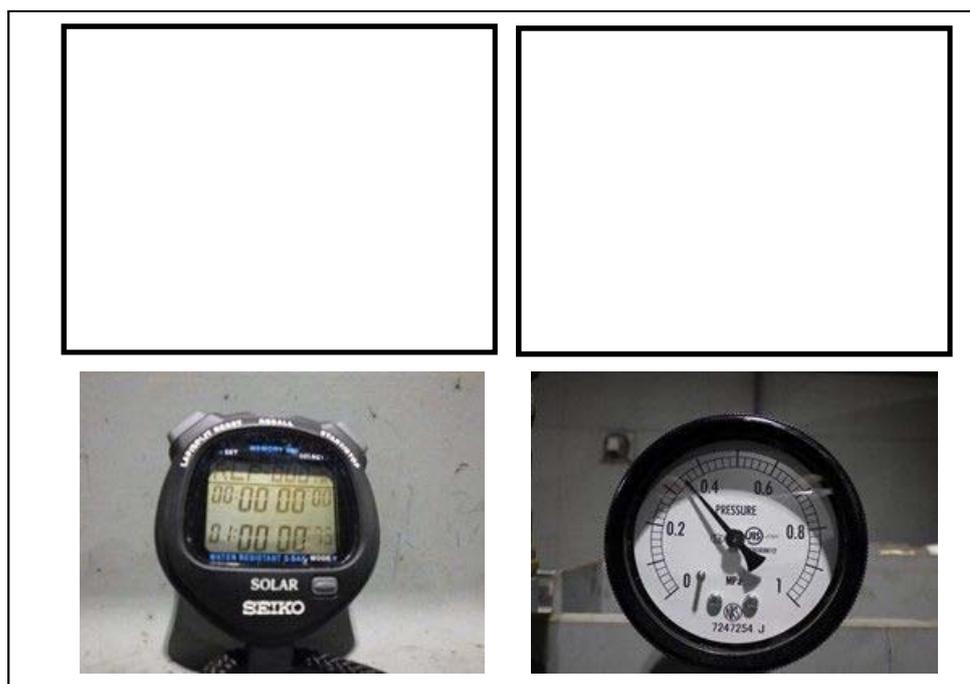


図 5.14.2.2-10 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

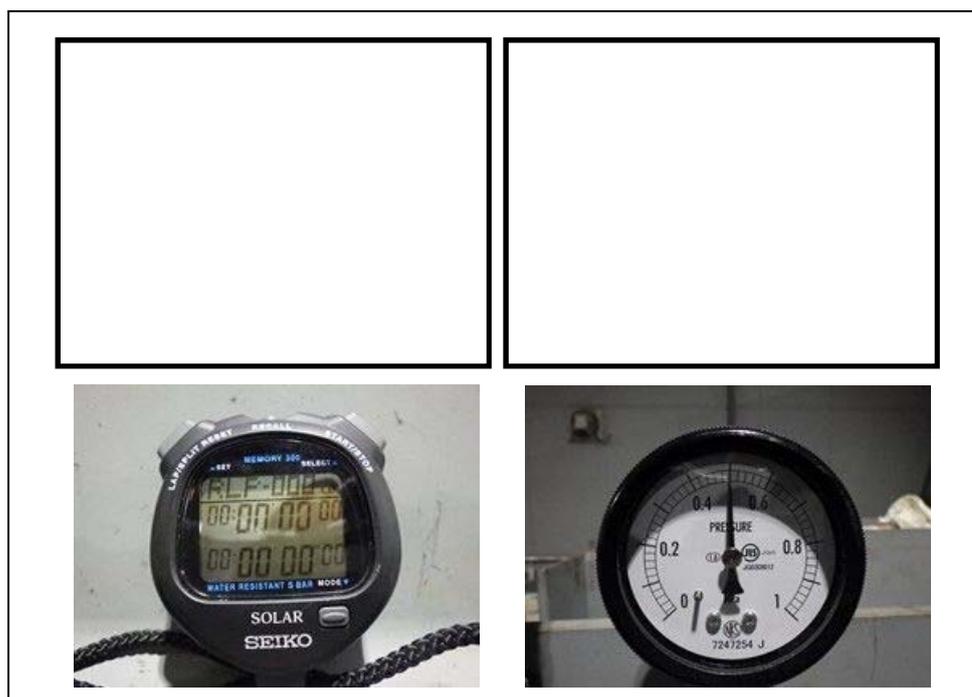


図 5.14.2.2-11 0.50 MPa 加圧開始

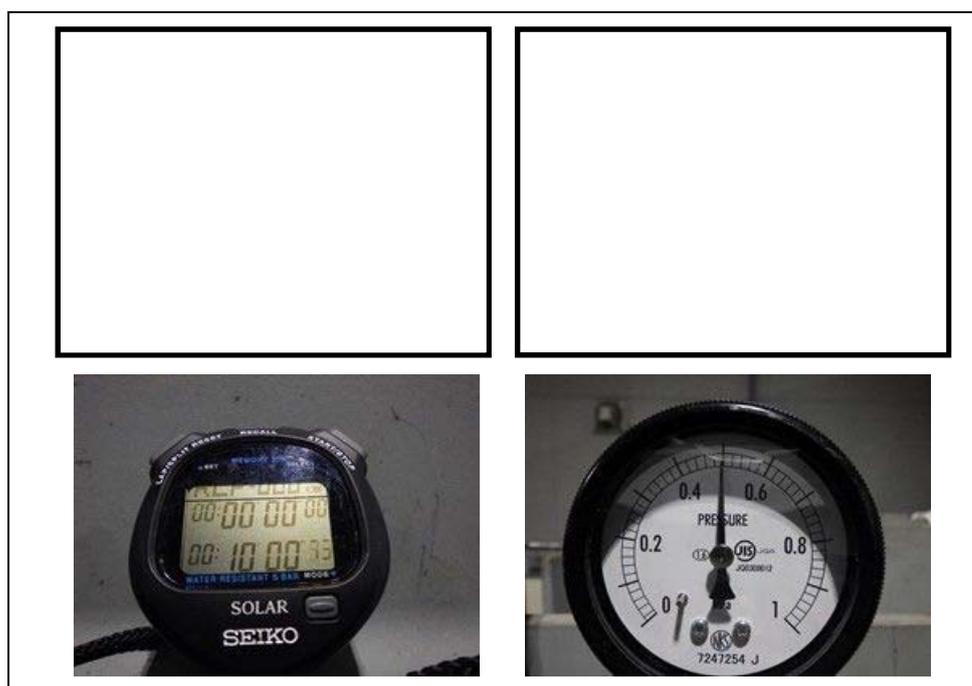


図 5.14.2.2-12 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

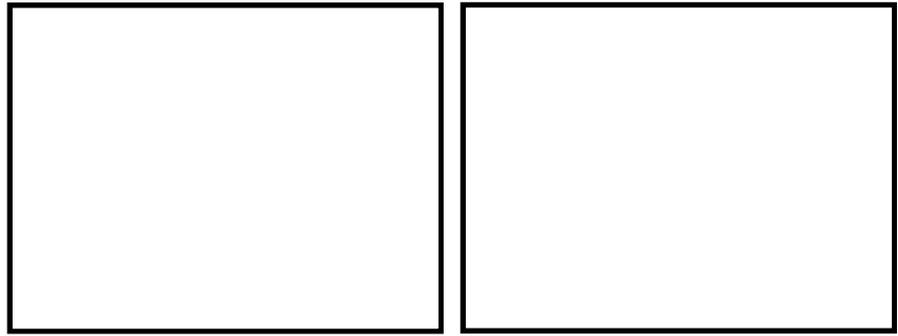


図 5. 14. 2. 2-13 試験終了後試験体状況

(b) Case-2 (シール材  設置方法;継目部+添接板 (直角方向) )

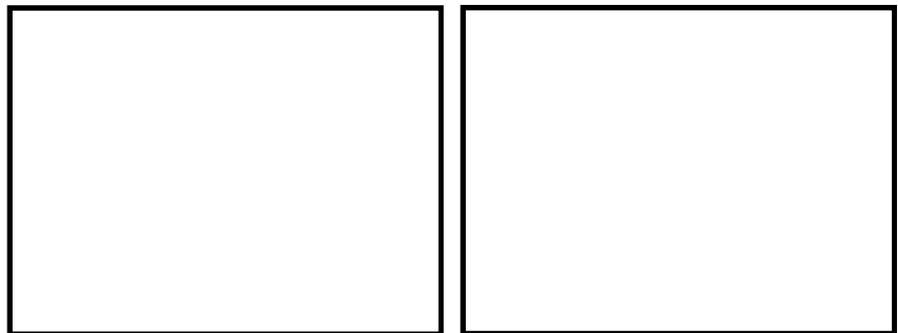


図 5. 14. 2. 2-14 シール材の設置状況

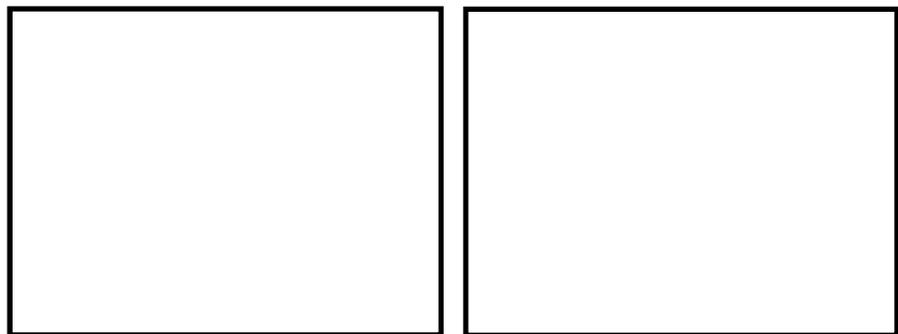


図 5. 14. 2. 2-15 試験体設置完了状況

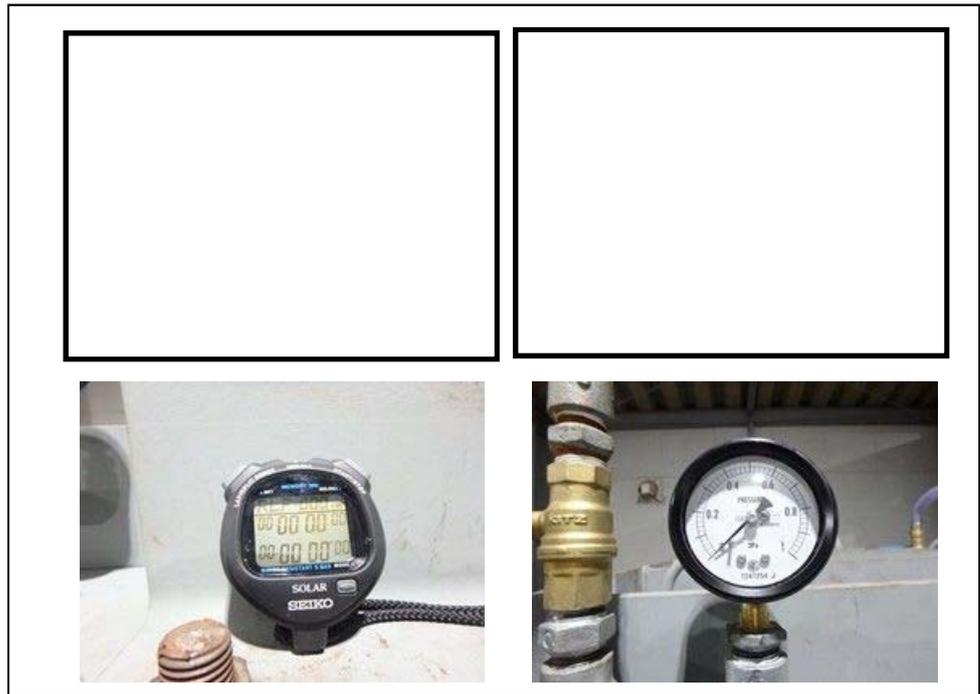


図 5.14.2.2-16 0.35 MPa 加圧開始

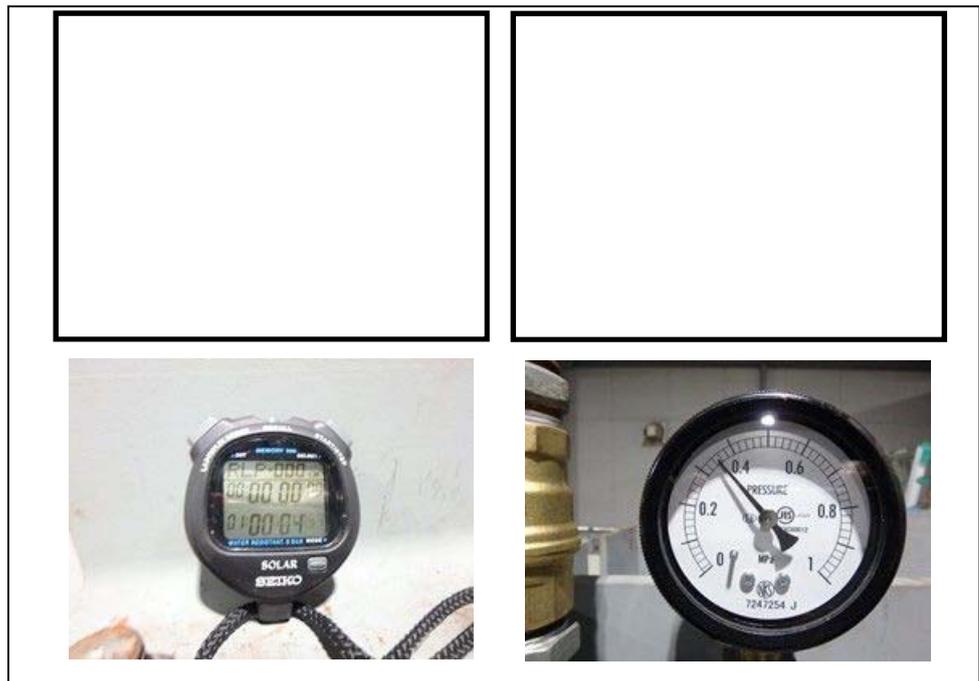


図 5.14.2.2-17 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

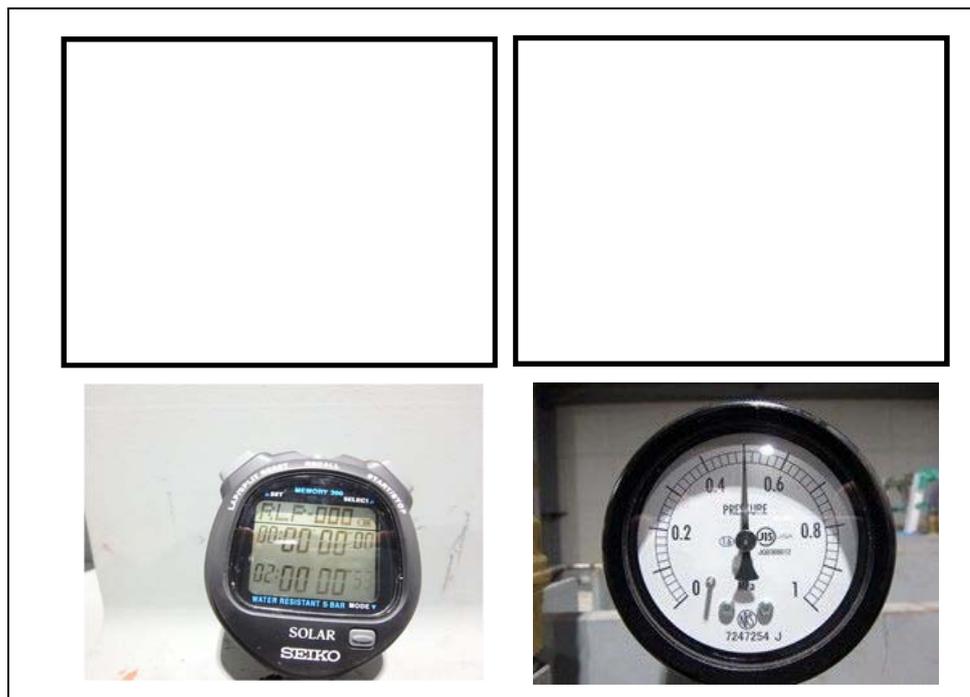


図 5.14.2.2-18 0.50 MPa 加圧開始



図 5.14.2.2-19 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

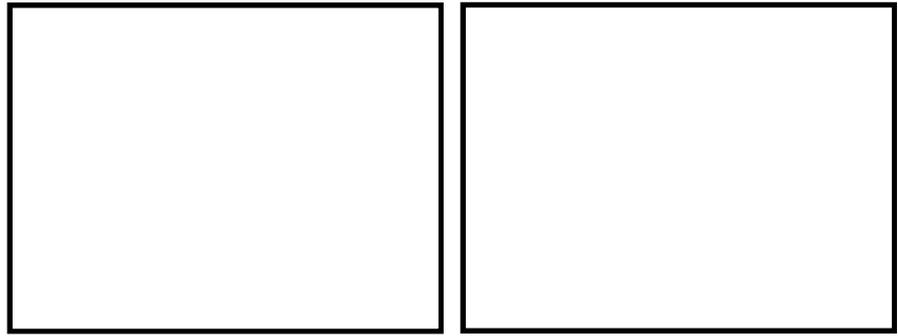


図 5.14.2.2-20 試験終了後試験体状況

(c) Case-3 (シール材  設置方法;継目部+添接板全周)

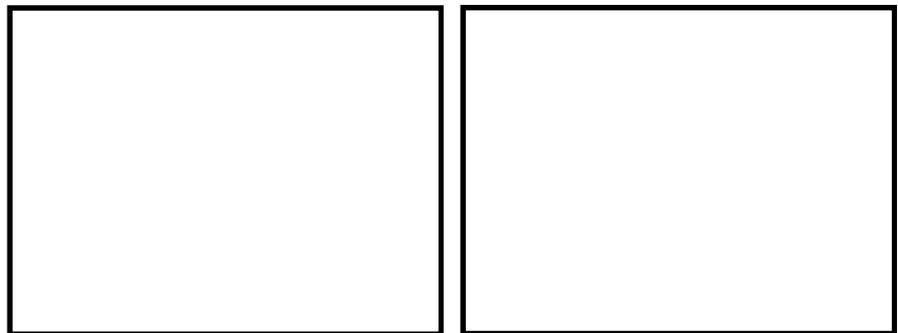


図 5.14.2.2-21 シール材設置完了状況

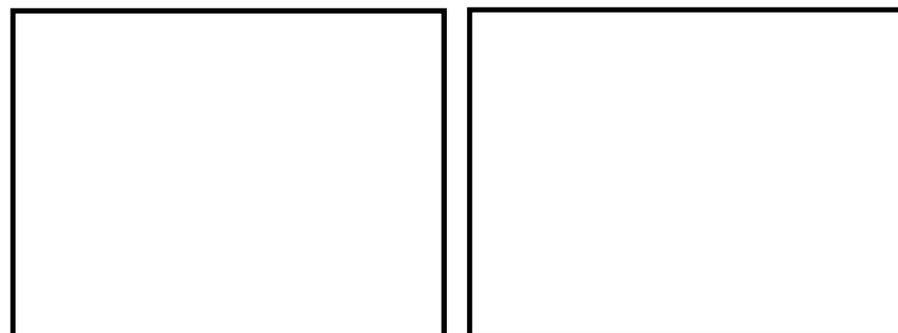


図 5.14.2.2-22 試験体設置完了状況

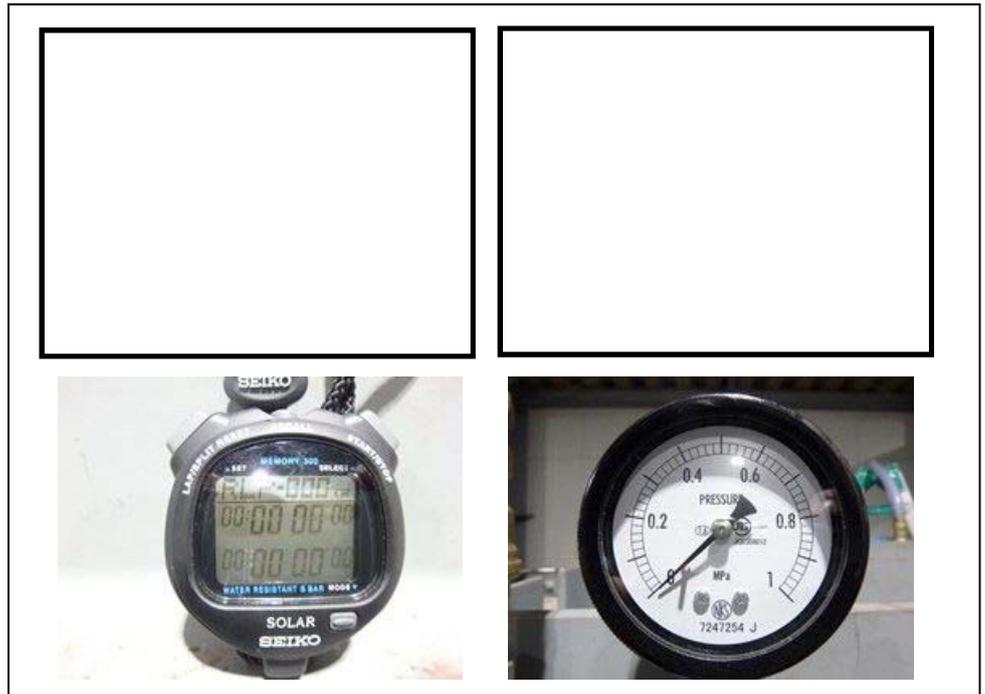


图 5.14.2.2-23 加压前状况



図 5.14.2.2-24 0.35 MPa 加圧開始

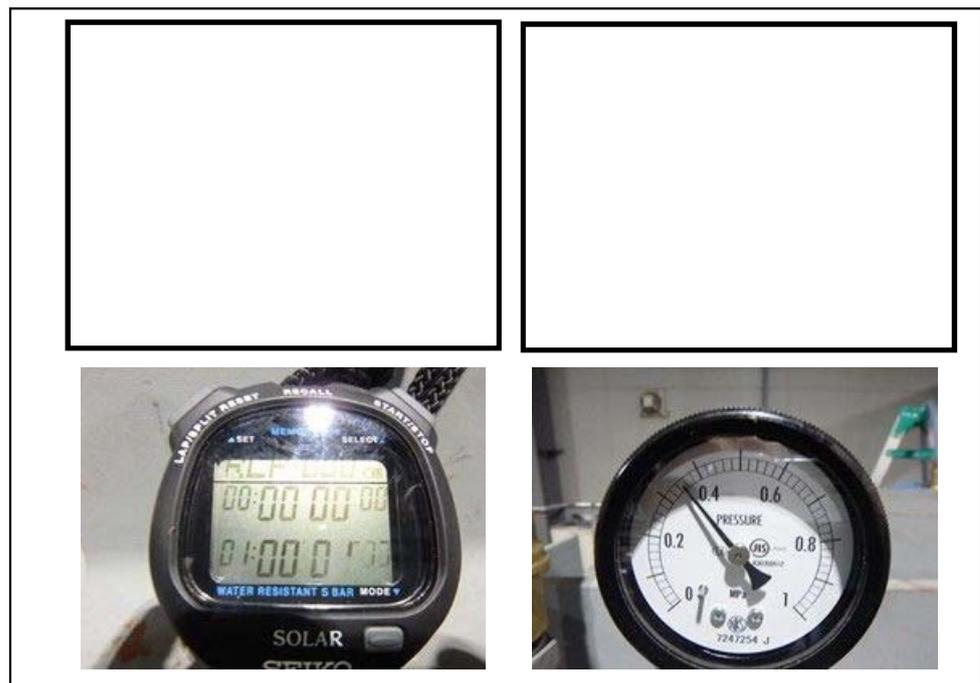


図 5.14.2.2-25 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

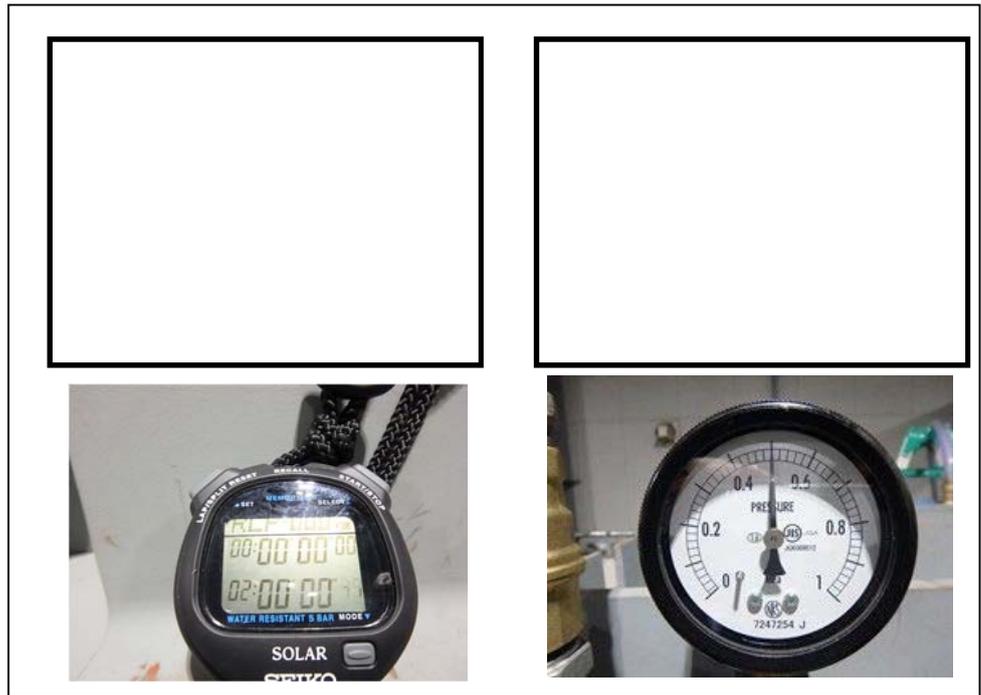


図 5.14.2.2-26 0.50 MPa 加圧開始

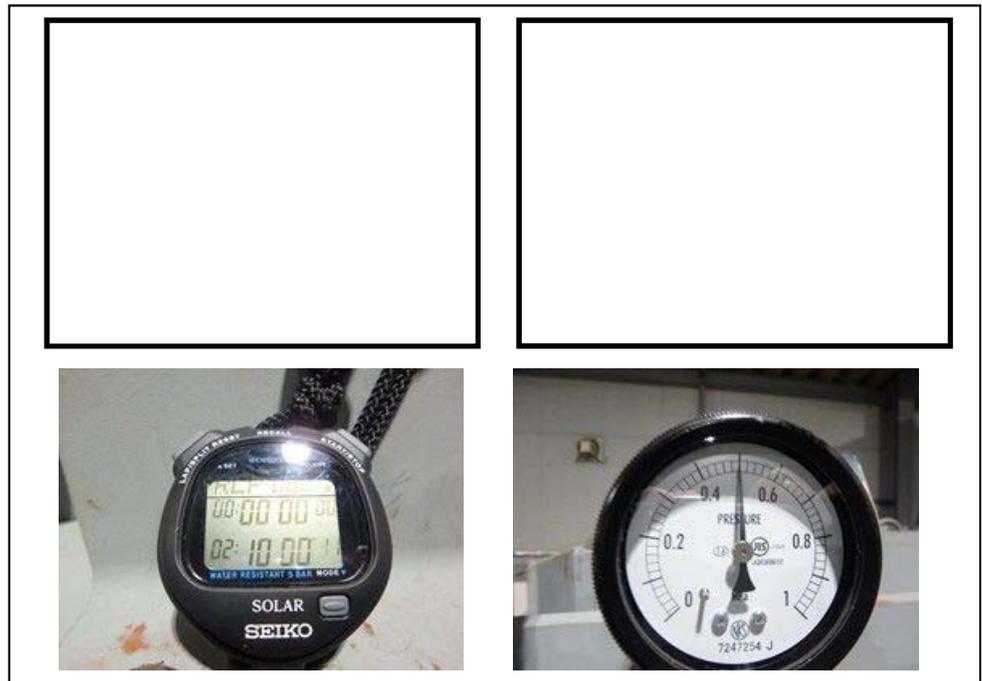


図 5.14.2.2-27 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

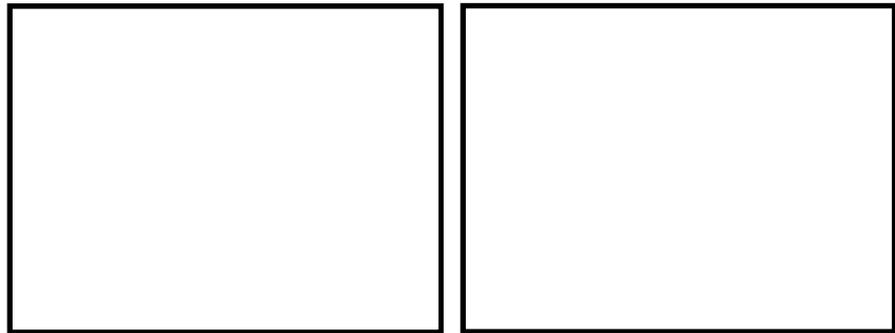


図 5.14.2.2-28 試験終了後試験体状況

d. 試験結果

所定の水圧により加圧時間経過後、漏えいの有無を確認した結果、全てのケースにおいて漏えいがないことを確認した。試験結果を表 5.14.2.2-3 に示す。

表 5.14.2.2-3 試験結果

試験体ケース	水圧	必要耐圧保持時間	有意な漏えい	判定
Case-1	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-2	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-3	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK

(2) シール材の耐候性試験

長期的な使用のための耐久性に関しては、メーカーによるシール材の耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により確認する。

a. 熱老化試験

熱老化試験による耐熱接着耐久性（JIS K 6850 接着剤の引張せん断接着強さ試験方法に準ずる）試験結果を表 5.14.2.2-4 に示す。表より  が熱老化性に優れ 80℃で 10,000 時間、100℃で 2000 時間の長期の熱暴露後においても接着強度の低下がないことを確認した。熱老化試験の温度と時間から常温における耐久性を推定式により算定すると 10,000 時間は 73 年、2000 時間は 53 年に相当する。よって、長期に渡りシール材としての機能を維持するものである。

表 5.14.2.2-4 耐熱接着耐久性試験結果

試験条件		変性シリコン系 <sup>o</sup> 樹脂系接着剤	
		引張せん断 接着強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断箇所 <sup>*1</sup>
初期		5.7	cf
80℃ 熱老化	500H <sup>*2</sup>	5.5	cf
	1000H	5.8	cf
	2000H	5.6	cf
	4000H	5.5	cf
	10000H	5.9	cf
100℃ 熱老化	500H	5.3	cf
	1000H	5.6	cf
	2000H	5.5	cf

\*1 破壊状態 af：接着剤と金属界面の破壊 cf：接着剤の界面破壊

\*2 H：時間



b. 乾燥繰り返し試験

乾湿繰り返し試験（JIS K 7350-4 プラスチック—実験室光源による暴露試験方法—第 4 部：オープンプレームカーボンアークランプに準ずる）結果及び引張試験（JIS K 6251 加硫ゴムの引っ張り試験方法に準ずる）結果を表 5.14.2.2-5 に示す。この表より 35,000 時間後も 70%の伸びを保持している。一般的にウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、35,000 時間は 116 年に相当する。よって、長期にわたり初期の弾性力を保持するものである。

表 5.14.2.2-5 乾湿繰り返し試験及び引張試験結果

ウェザーメーター照射 (時間)	フィルム物性	
	破断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
ブランク	4.06	135
2,000	3.56	80
7,000	2.82	105
35,000	2.16	70

試験方法：JIS K 6251 「加硫ゴムの引っ張り試験方法」

形状：ダンベル形状 3 号

引張速度：100 mm/min

初期養生：20℃，65%RH×7 日

乾湿繰り返し（耐候性）：サンシャインウェザーメーター照射

温度：ブラックパネル温度 63±3℃

水噴射：2100±100ml/min 120 分照射中に 18 分 水温 16±5℃



(3) まとめ

本資料では、津波時の波圧に対して有意な漏えいを生じないことの確認のために耐圧試験を実施し、長期的な耐久性についての確認を目的に、耐候性試験の試験データを評価した。

試験の結果、基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の波圧に対して漏えいがないことを確認した。また、シール材の耐候性試験データから 50 年相当以上の耐候性があることを確認した。

## 5.15 東海発電所の取放水路埋戻し工の施工管理要領について

### 5.15.1 概要

東海第二発電所の津波防護施設である防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の構築に際して、図 5.15-1 に示すように既設の東海発電所の取放水路と交差する箇所が存在する。鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の施工のため、当該箇所に鉄筋コンクリート及び流動化処理土で内部を埋め戻す必要がある。

本章は取放水路埋戻し工の施工に当たり、施工方法、管理方法、管理基準を示したものである。

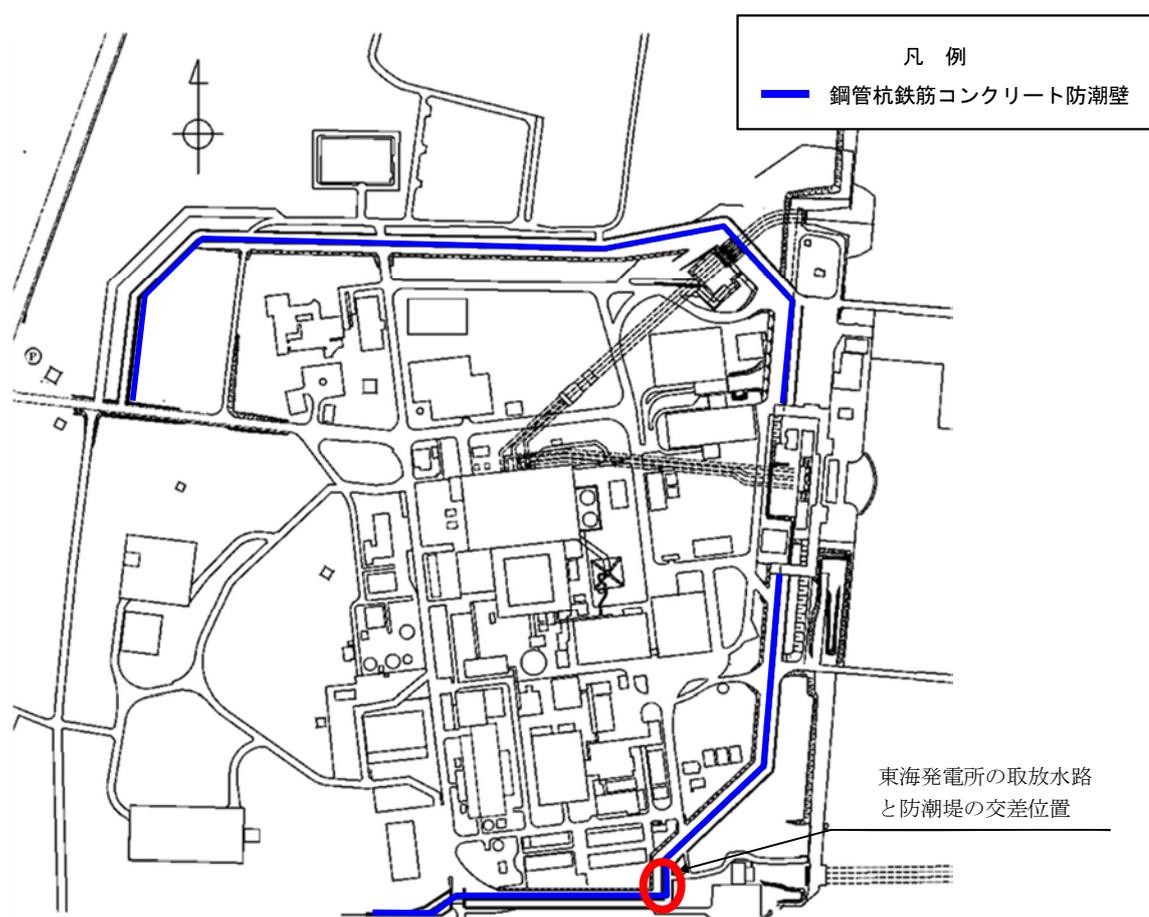


図 5.15-1 東海発電所の取放水路と防潮堤の交差位置図

### 5.15.2 要求機能

取放水路埋戻し位置の平面図を図 5.15-2 に、断面図を図 5.15-3 に示す。埋戻し工に要求される機能として、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁施工時に取放水路干渉部分を撤去する際、土砂が取放水路内部に流入することを防ぐこととし、そのために確実に埋め戻されていることが要求される。

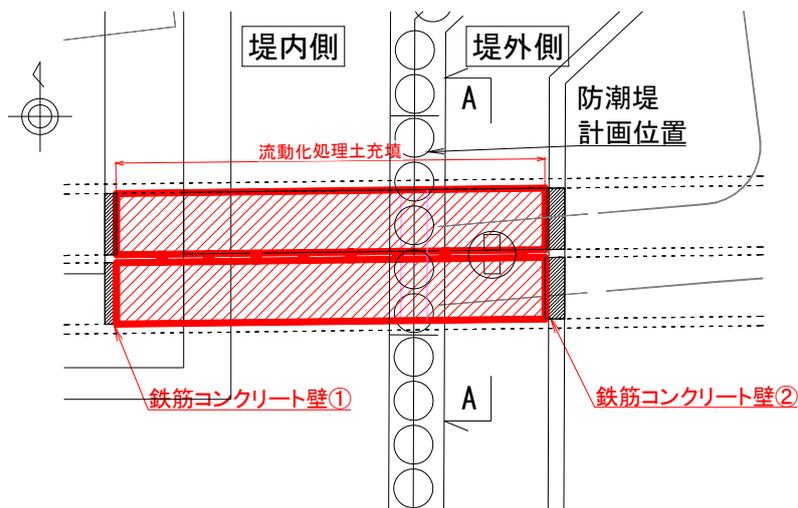


図 5.15-2 取放水路埋戻し位置平面図

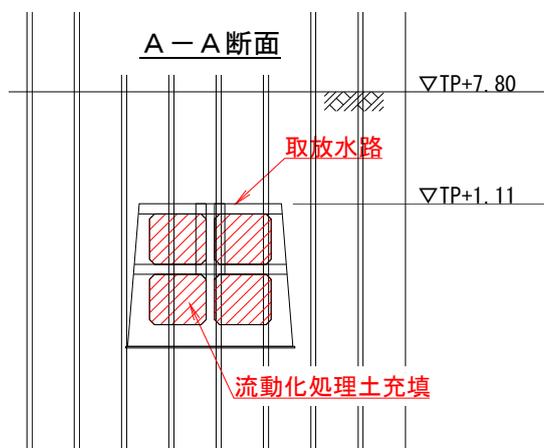


図 5.15-2 取放水路埋戻し位置断面図

### 5.15.3 準拠基準

施工及び施工管理は、下記の基準等に準じて行う。

- ・ 日本工業規格
- ・ 土木学会「コンクリート標準示方書」

※その他、流動化処理土の管理基準等は追而とする。

#### 5.15.4 使用材料

(1) コンクリート（セメント，骨材，水及び混和剤）

使用するコンクリートは，コンクリート標準示方書の規格に適合するものとする。また，その品質は，コンクリート標準示方書に要求される所要の性能を有するものとする。

(2) 鉄筋

使用する鉄筋は，コンクリート標準示方書の規格に適合するものとする。また，その品質は，コンクリート標準示方書に要求される所要の性能を有するものとする。

(3) 流動化処理土

追而

### 5.15.5 施工方法

#### (1) 施工フロー

施工フローを図 5.15-3 に、施工ステップ図を図 5.15-4 に示す。

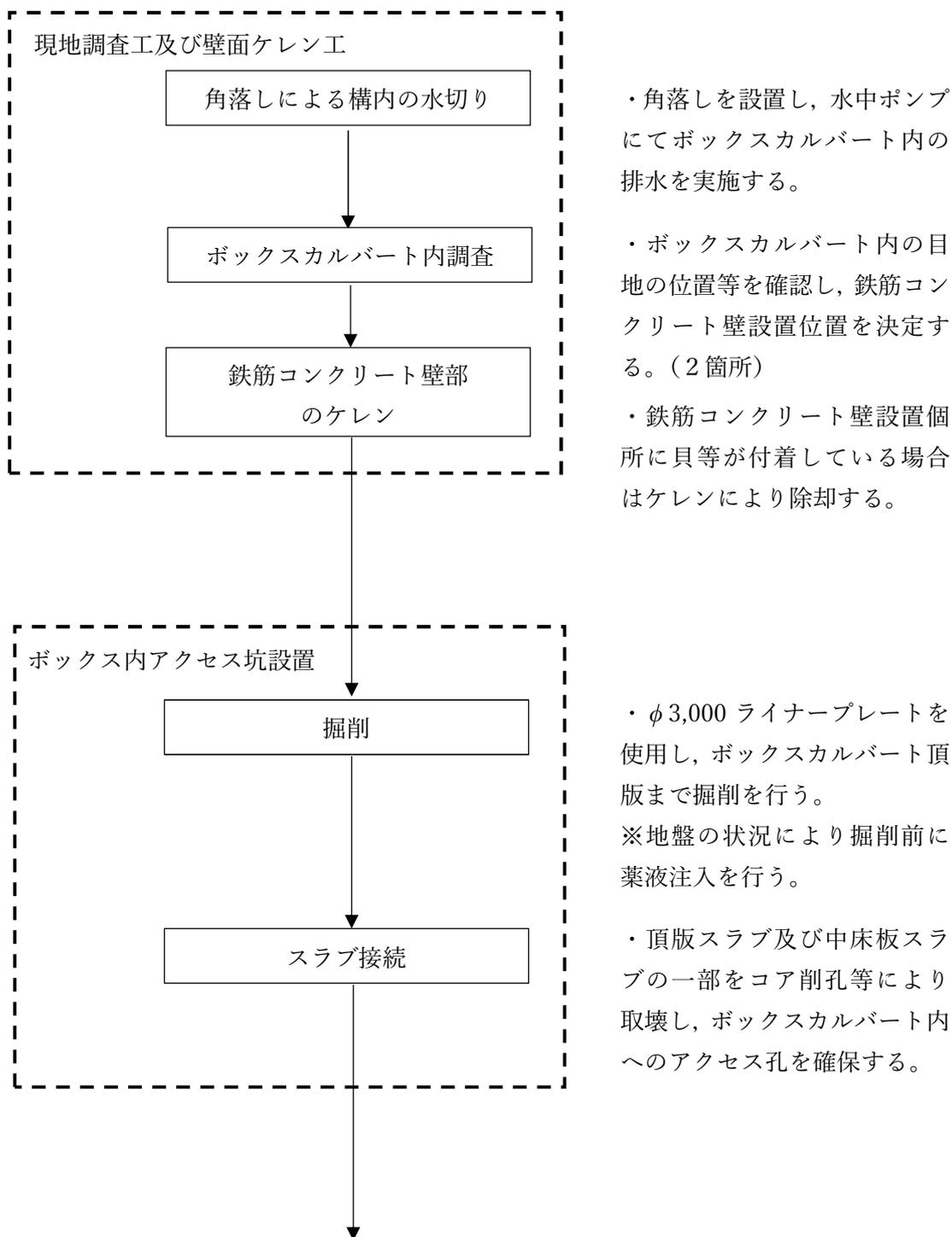


図 5.15-3(1) 施工フロー (1/3)

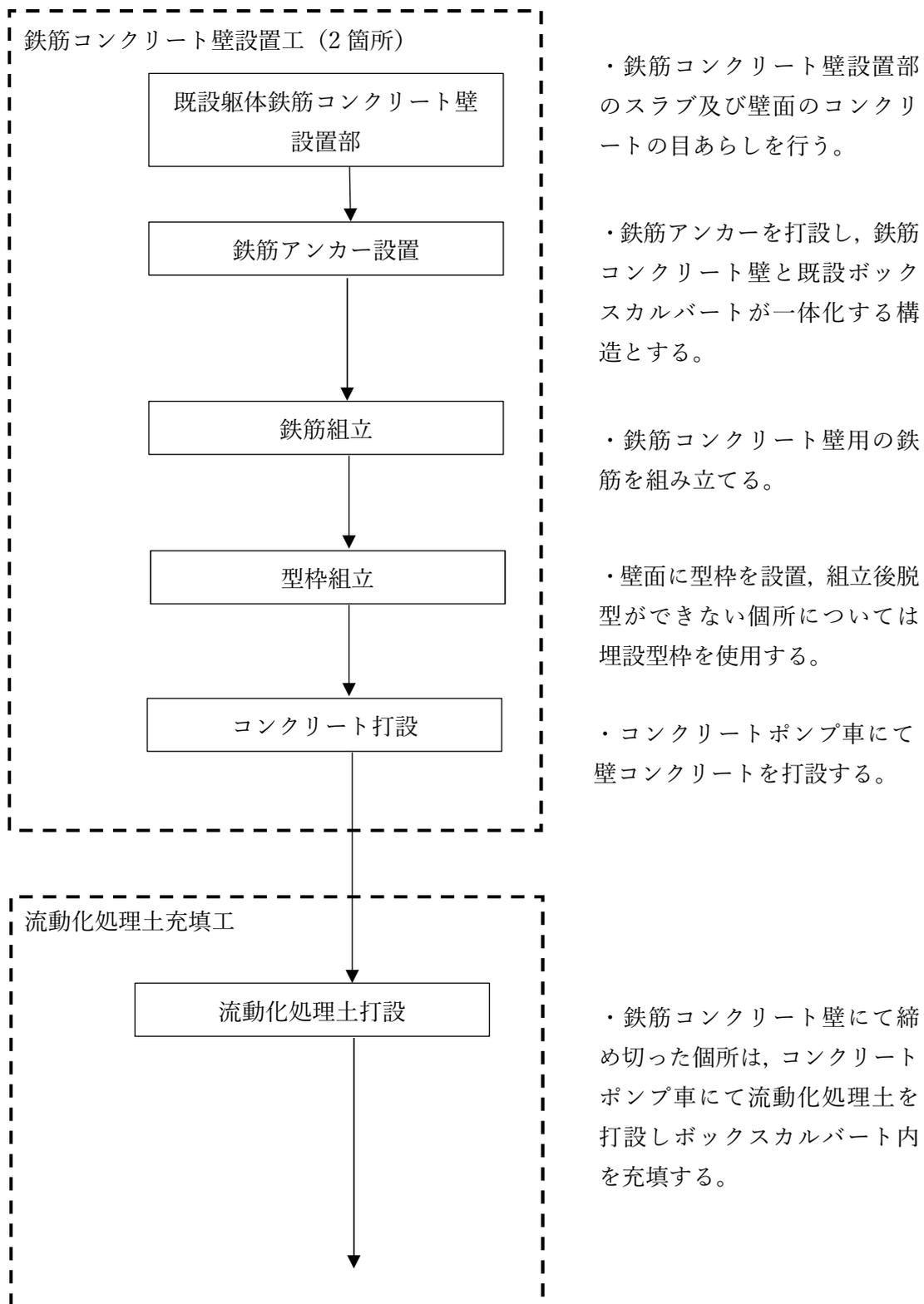
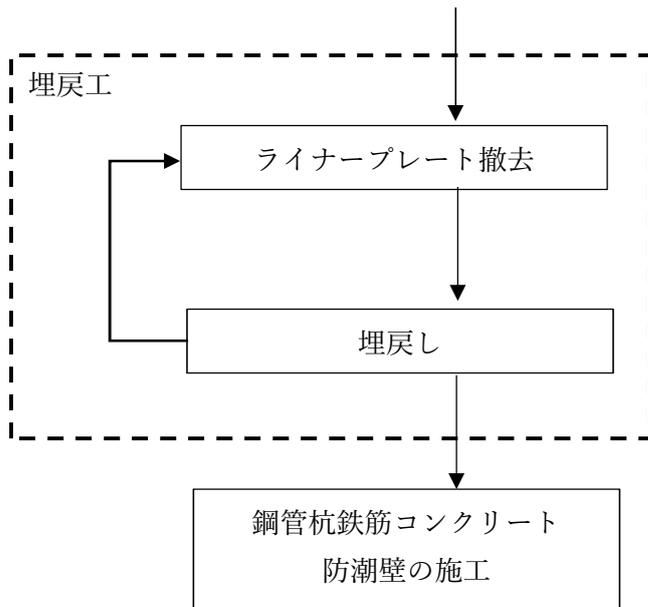
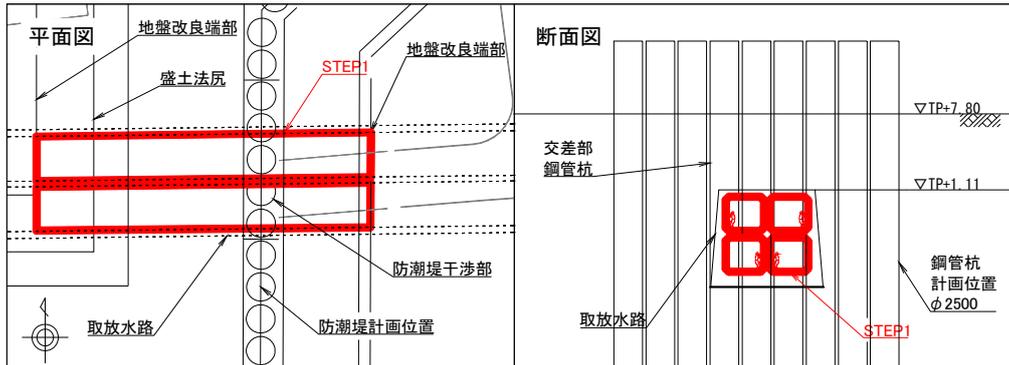


図 5.15-3(2) 施工フロー (2/3)



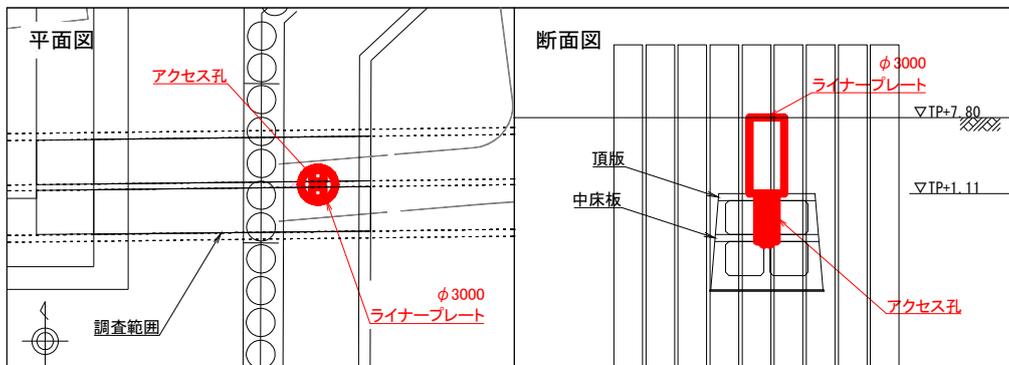
・充填完了後、下から順にライナープレートを撤去しながら、セメント改良した土砂で埋め戻す。

図 5.15-3(3) 施工フロー (3/3)



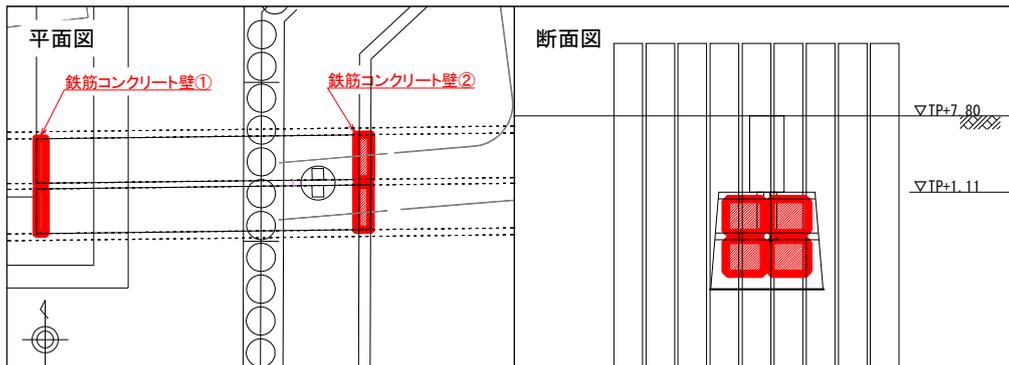
**【STEP1】 現地調査工および壁面ケレン工**

- 1) 角落しなどにより構内の水切りを行う。
- 2) ボックスカルバートの目地位置を確認する。
- 3) 貝が著しく付着している場合は、ケレンし除却する。



**【STEP2】 ボックス内アクセス坑設置（φ3,000ライナープレート）**

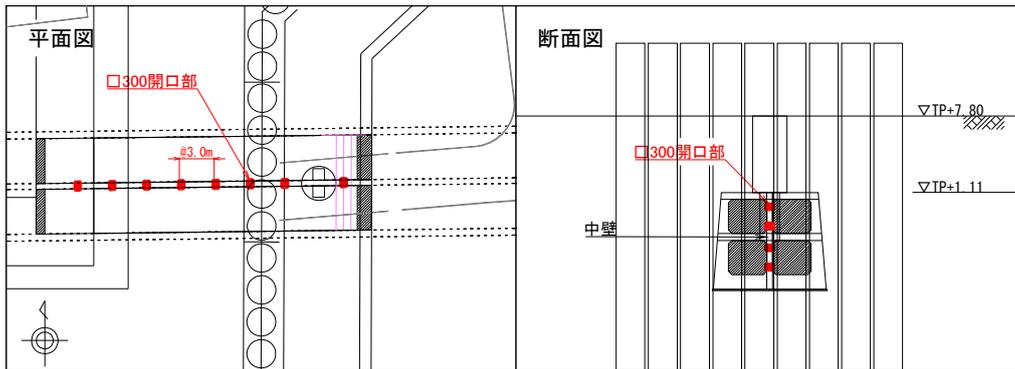
- 1) φ3,000ライナープレートを使用し、地表から頂版まで掘削を行う。  
※地盤の状況により掘削前に薬液注入を行う。
- 2) 頂版スラブおよび中床板スラブの一部を取壊し、ボックス内へのアクセス孔を確保する。



**【STEP3】 鉄筋コンクリート壁設置工**

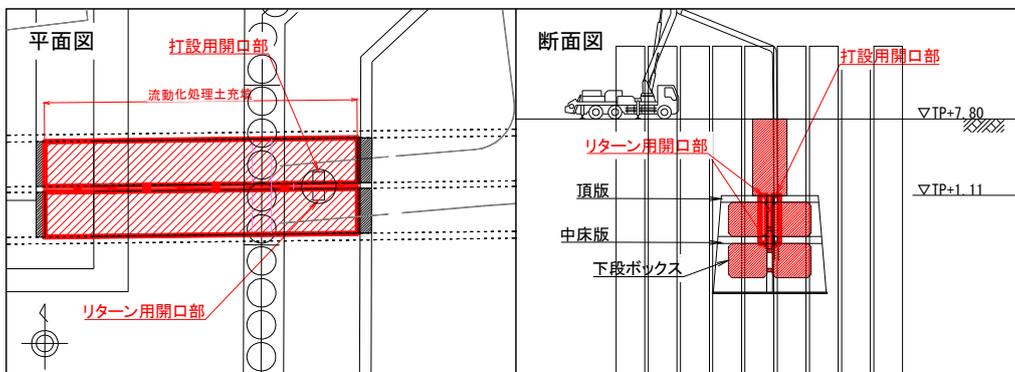
- 1) 防潮堤地盤改良箇所、海側、山側に鉄筋コンクリート壁①②を構築する。  
※鉄筋コンクリート壁は、ボックスカルバートの目地を避けた位置に設置する。
- 2) 鉄筋コンクリート壁①～②区間は流動化処理土を充填し、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁施工時に、鋼管杭施工位置と干渉する取放水路ボックスカルバートを撤去する際に、土砂や水が取放水路内に流入することを防ぐ。

図 5.15-4(1) 施工ステップ図 (1/2)



**【STEP4】 流動化処理土打設準備工**

- 1) 中壁に□-300×300の開口部を4箇所/面開ける。



**【STEP5】 流動化処理土打設工**

- 1) 打設用開口部を利用してポンプ筒先を下段ボックスに入れる。
- 2) 流動化処理土をポンプ打設し、中床版リターン用開口部から流動化処理土が溢れ出たことを確認した時点で筒先をボックスカルバート頂版スラブ上まで引き上げる。
- 3) 連続して流動化処理土を打設し頂版のリターン用開口部から流動化処理土が溢れ出たことを確認して打設完了とする。
- 4) ライナープレートを撤去しながらセメント改良した掘削土で埋め戻す。

図 5.15-4(2) 施工ステップ図 (2/2)

(2) 現地調査工及び壁面ケレン工

既設の角落しを利用して、海水の流入を止める。その後、水中ポンプにて水替えを行い、鉄筋コンクリート壁設置個所に水溜りがない状態にする。ボックスカルバート内に立ち入る際は、送風機により換気を行い、酸素濃度等を調査し異常がない事を確認した後、内部に入る。人孔からボックス内に基準点を落とし、既設ボックスカルバートの目地がない個所に鉄筋コンクリート壁を設置する。設置個所は、2箇所下記箇所とする。

① 堤内側 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁地盤改良端部

② 堤外側 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁地盤改良端部

鉄筋コンクリート壁設置位置決定後、ボックスカルバート内面に貝等が付着していた場合はケレンにより除却する。

(3) ボックスカルバート内アクセス坑設置

φ3,000 mm ライナープレートを使用し、地表からボックスカルバート頂版まで掘削を行う。この際に地下水の高さによっては掘削できない可能性があるため、地下水位が高い場合は補助工法として薬液注入を行う。

ボックスカルバート頂版まで掘削完了後、コア削孔にて、ボックスカルバート内に昇降できるようなアクセス孔を設置する。削孔の際に必要な以上に鉄筋を切断しないように、鉄筋探査を行うとともに、完成図と比較して、鉄筋位置を確認しながら削孔を行う。



図 5.15-5 ライナープレート施工状況

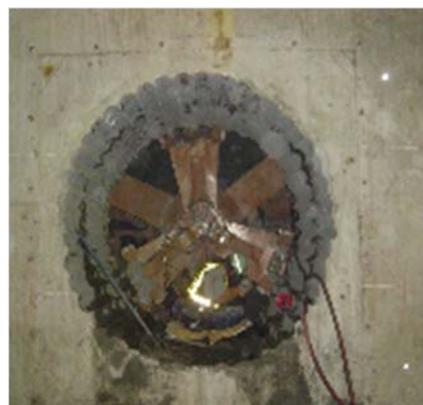


図 5.15-6 連続コアによる削孔

#### (4) 鉄筋コンクリート壁設置工

##### a. 足場組立

鉄筋コンクリート壁設置個所に足場を組み立てる。流動化処理土を充填する外側は埋設型枠となるため内側に足場を組み立てる。(図 5.15-7 参照)

##### b. 既設躯体目あらし

足場組立完了後、既設ボックスカルバートと鉄筋コンクリート壁との接続箇所を目あらしを行い、一体化を図る。

鉄筋コンクリート壁打継部には水膨張性止水材を設置する。

##### c. 鉄筋アンカー、埋設型枠設置

鉄筋アンカーを設置する。

埋設型枠を組み立てる。

##### d. 鉄筋組立

鉄筋を組み立てる。鉄筋は定められた寸法及び形状に、材質を害さない適切な方法で加工し、これを所定の位置に配置して、堅固に組立て、検査により確認する。

##### e. 型枠組立

型枠を組み立てる。型枠工は必要な強度及び剛性を有し、構造物の形状及び寸法にずれが生じないように堅固に組み立てる。

また、脱型時期は、脱型可能な強度発現まで養生を行った後とする。

##### f. コンクリート打設

###### ① 運搬

コンクリート製造プラントからコンクリート打設個所までの運搬は、荷卸が容易で運搬中に材料分離が生じにくい、アジデータ等の攪伴機能があるトラックミキサやトラックアジデータの運搬車を用いる。

###### ② 打込み

###### ・準備

コンクリート打設前には、型枠内の清掃を実施する。また、コンクリートを打設する打継面を湿潤にして吸水させた上で、表面の水を取り除いた後、コンクリートを打設する。なお、コンクリート打設前に、予想される日平均気温によっては、コンクリート標準示方書に基づく暑中コンクリート、又は寒中コンクリートとして施工を行う。また、コンクリート受

入れ時にはコンクリートの温度を確認する。

・打込み

コンクリート打設は、コンクリートポンプ車にて行う。型枠の途中に打設窓を設け打設高さが 1.5 m 以下となるように打設する。最終のコンクリート上面は上からの打設ができないため、確実に充填できるよう適切な打設方法、材料を使用する。

コンクリートの打込作業は、鉄筋や型枠が所定の位置から動いていないか監視しながら行う。計画した打継目以外では、コンクリートの打込みが完了するまで連続して打ち込むものとする。

尚、打上り面がほぼ水平になるように打ち込むことを原則とし、コンクリート打込の 1 層の高さは 50 cm 以下を標準とする。また、打込んだコンクリートは型枠内で横移動させないようにする。

・締固め

コンクリートの締固めは、棒状バイブレーターと壁バイブレーターを使用して行い、締固めを各層ごとに確実にやり、密実なコンクリートになるようにする。

・養生

コンクリート打込後の養生は、コンクリートのひび割れ防止及び抑制を考慮し、適切に養生が行える方法を選定する。

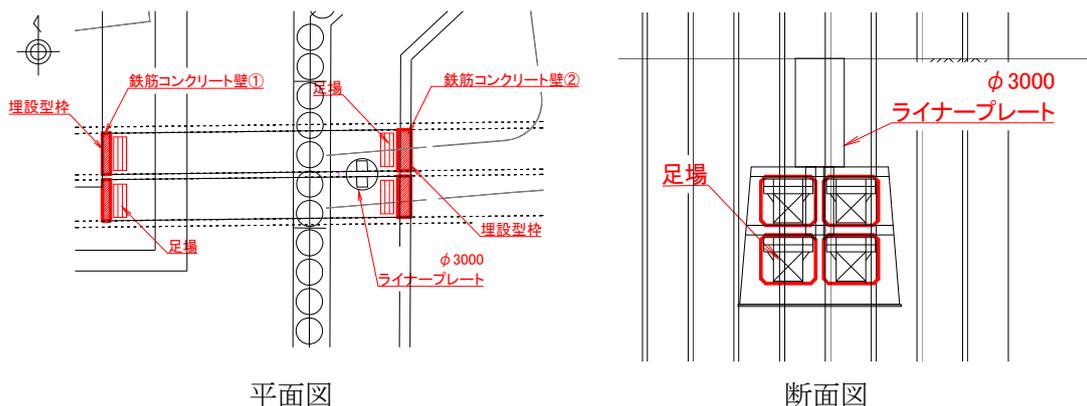


図 5.15-7 鉄筋コンクリート壁設置工計画図

(5) 流動化処理土充填工

打設用開口部を利用してコンクリートポンプ車の筒先を下段ボックスに入れる。流動化処理土をコンクリートポンプ車にて打設し、中床板リターン用開口部からのリターンを確認した時点で筒先をボックスカルバート頂版スラブまで引き上げる。連続して流動化処理土を打設し頂版のリターン用開口部から溢れ出たことを確認することで、内部が確実に埋め戻されたこととし打設完了とする。

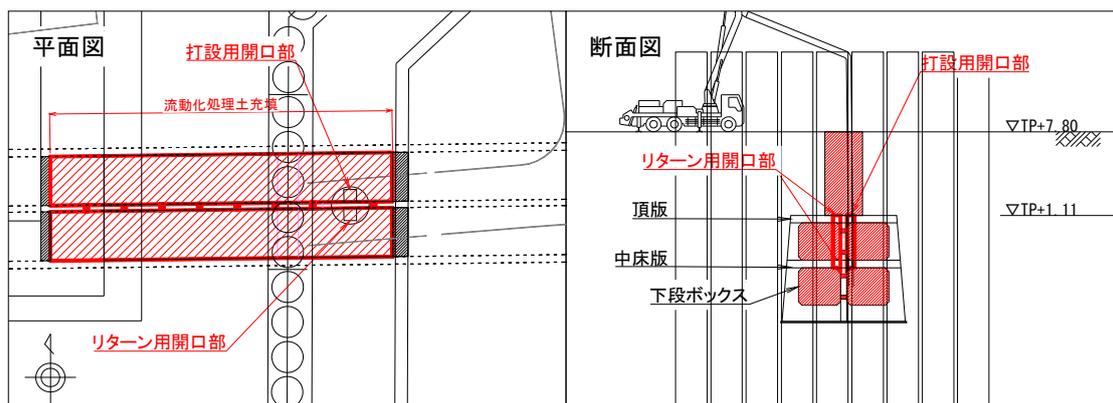


図 5.15-8 流動化処理土充填工計画図



図 5.15-9 流動化処理土打設状況

(6) 埋戻工

充填完了後、流動化処理土の強度が設計基準強度に達したことを確認したのち、ライナープレートの撤去を下段から順に行う。ライナープレートを撤去した個所から順に、セメント改良した土砂により埋め戻す。転圧機械の選定は換気を行う事を考慮し決定する。

5.15.6 品質管理及び検査

各種検査は、表 5.15-1 により行い、規格値を満足していることを確認する。

表 5.15-1 (1) 取放水路埋戻し工 品質、出来形及び検査一覧 (1/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
鉄筋加工 組立	材料	使用材料の受 入れ確認	規格、形状、数 量、溶鋼番号	計画通りの規格、数量 であること 形状寸法が規格値及び 設計値を満足すること 受入材料の溶鋼番号と 試験成績表が整合して いること	目視による。使用 材料確認願、納品 書、金札、製造工 場の試験成績表 (ミルシート) と、受け入れ材料 との照合	材料受入れ時
			外観	著しい錆、傷、変形等 の異常がない事	目視	
			化学成分 機械的性質	JIS G 3112に適合する こと	製造工場の試験成 績表等 (ミルシー ト) による確認	
	施工	鉄筋組立状況	鉄筋の清掃	付着を害するものがないこと	目視、スチール テープによる測定	打設前 全数
			鉄筋の種類・ 径・数量	設計図通りであること	製造会社の試験成 績表による確認、 目視、径の測定	加工 組立後 (打設前) 全数
			組み立てた鉄筋 の配置 (中心間 隔)	許容誤差±20mm	スケールなどに よる測定及び目視	組立後 (打設前) 及び 組立後長期間経過した とき
			組み立てた鉄筋 の配置 (かぶ り)	耐久性照査時で設定し たかぶり以上であるこ と	スケールなどに よる測定及び目視	組立後 (打設前) 及び 組立後長期間経過した とき
			スペーサーの種 類	原則、モルタル製、コ ンクリート製であるこ と	目視確認	加工 組立後 (打設前) 全数
			スペーサーの配 置	鉄筋のかぶりが正しく 保たれるよう配置され ていること	スケールなどに よる測定及び目視	加工 組立後 (打設前) 全数
			鉄筋の固定方法	焼きなまし鉄線で緊結 または適切なクリップ で固定されているこ と。また、必要に応 じ、組立用鋼材を使用 していること。	目視確認	加工 組立後 (打設前) 全数

表 5.15-1 (2) 取放水路埋戻し工 品質, 出来形及び検査一覧 (2/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
コンクリート製造 設備	材料	コンクリート 工場の選定	JIS認定の確認	JIS認証を受けている こと	JIS認証を受けて いることを示す資 料の確認	プラント決定・変更時 及び工事中
		材料の貯蔵設 備（セメン ト、混和材）	必要とする項目	防湿構造を有すること 品種別に区別して貯蔵 できること	目視、設備構造図 の確認 温度・湿度測定	プラント決定・変更時 及び工事中
		材料の貯蔵設 備（骨材）	必要とする項目	防湿構造を有すること 品種別に区別して貯蔵 できること	目視、設備構造図 の確認 温度・湿度測定	プラント決定・変更時 及び工事中
		材料の貯蔵設 備（混和剤）	必要とする項目	防湿構造を有すること 品種別に区別して貯蔵 できること	目視、設備構造図 の確認 温度・湿度測定	プラント決定・変更時 及び工事中
		計量設備（計 量器）	計量精度（静荷 重）	計量法の使用公差以内 であること	分銅または電気式 検査器による果汁 と表示値の誤差測 定	工事開始前及び工事中 1回/6箇月以上
		計量設備（計 量制御装置）	計量精度（動荷 重）	許容誤差1バッチ 水、セメント1% 混和剤、骨材3% 混和材2% （高炉スラグ微粉末は 1%）	設計値と実計測値 の誤差測定	工事開始前及び工事中 1回/6箇月以上
		バッチミキ サー	練混ぜ性能	JIS A 1119に適合する こと	JIS A 1119の方法	工事開始前及び工事中 1回/年以上
		試験設備	引張試験機・圧 縮試験機の性能	JIS B 7721	JIS B 7721の方法	工事開始前及び工事中 1回/年以上
コンクリート材料	材料	日本工業規格 JISに規定され ているセメン ト	当該セメントの JISに規定されて いる項目（物理 試験含む）	当該セメントのJISに 規定に適合すること	製造会社の試験成 績表による確認。 または、JIS R 5201の方法	工事開始前、工事中1 回/月以上及び長期間 貯蔵した場合
		練混ぜ水（上 水道）	上水道であるこ と	上水道であること	上水道を使用して いることを示す資 料の確認	工事開始前
		練混ぜ水（上 水道以外の 水）	使用水の水質	JSCE-B101またはJIS- A5308付属書Cに適合す ること	JSCE B 101または JIS A 5308付属 書Cの方法	工事開始前、工事中1 回/年以上及び水質が 変わった場合
			（懸濁の量）	2g / l 以下		
			（溶解性蒸発残 留物の量）	1g / l 以下		
			（塩化物イオン 量）	200ppm以下		
			（セメント凝結 時間の差）	始発は30以内。終結は 60分以内。		
（モルタル圧縮 強度比）	材齢7及び28日で90% 以上					

表 5.15-1 (3) 取放水路埋戻し工 品質, 出来形及び検査一覧 (3/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
コンクリート材料	材料	練混ぜ水 (回収水)	使用水の水质	JIS-A5308付属書Cに適合すること。なお、回収水の原水は上水道又は上水道以外の水の規定に適合しなければならない	JIS A 5308付属書Cの方法	工事開始前、工事中1回/年以上及び水質が変わった場合
			(塩化物イオン量)	200ppm以下	JIS A 5308付属書Cの方法	工事開始前、工事中1回/年以上及び水質が変わった場合
			(セメント凝結時間の差)	始発は30以内、終結は60分以内		
			(モルタル圧縮強度比)	材令7及び28日で90%以上		
		混和剤 (AE剤、減水剤、A E減水剤、流動化剤、高性能減水剤)	JIS A 6204に準ずる	JIS A 6204に適合すること	製造会社の試験成績表による確認またはJIS A 6204の方法	工事開始前、工事中1回/3月以上及び長期貯蔵した場合
		細骨材 (砂)	絶乾密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.5g/cm <sup>3</sup> 以上	JIS A 1109の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			吸水率 (%)	3.5%以下	JIS A 1109の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			粒度	ふるいの呼び寸法 (mm)/ふるいを通るものの質量百分率 (%) が次の範囲にあるものを標準とする。 10/100, 5/90~100, 2.5/80~100, 1.2/50~90, 0.6/25~65, 0.3/10~35, 0.15/2~10	JIS A 1102の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			粘土塊量	1.0%以下	JIS A 1137に準じた方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			微粒分量	コンクリートの表面がすりへり作用を受ける場合は3.0%以下、その他は5.0%以下	JIS A 1103の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			塩化物 (NaClとして)	0.04%以下	JSCE-C502または503の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			有機不純物	標準色又は色見本の色よりも淡い	JIS A 1105	工事開始前、工事中1回/年以上及び産地が変わった場合
			化学安定性 (アルカリシリカ反応性)	化学的、物理的に安定なもの	JIS A 1145, 1146の方法	工事開始前、工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合
			安定性試験 (耐凍害性)	10%以下	JIS A 1122の方法	工事開始前、工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合

表 5.15-1 (4) 取放水路埋戻し工 品質, 出来形及び検査一覧 (4/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度		
コンクリート材料	材料	粗骨材 (砂利)	絶乾密度	2.5g/cm <sup>3</sup> 以上	JIS A 1110の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合		
			吸水率	3.0%以下	JIS A 1110の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合		
		粗骨材 (砂利)	粒度	ふるいの呼び寸法(mm)/ふるいを通るものの質量百分率(%)が下記の範囲にあるものを標準とする。 ①最大寸法40mmの場合 50/100, 40/95~100, 20/35~70, 10/10~30, 2.5/0~5 ②最大寸法20mmの場合 25/100, 20/90~100, 10/20~55, 5/0~10, 2.5/0~5	JIS A 1102の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合		
			粘土塊量	0.25%以下	JIS A 1137に準じた方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合		
			微粒分量	1.0%以下	JIS A 1103の方法			
			化学安定性(アルカリシリカ反応性)	化学的、物理的に安定なもの	JIS A 1145, 1146の方法	工事開始前、工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合		
			安定性試験(耐凍害性)	12%以下	JIS A 1122の方法	工事開始前、工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合		
			すりへり減量	35%以下	JIS A 1121の方法	工事開始前、工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合		
		試験練り	施工	配合設計	配合設計	要求品質(強度及びコンクリート性状)を満足すること	配合設計書の確認(JIS A 5308協議事項等)	施工前及び仕様、材料、製造設備変更の都度
				配合試験方法	試し練り方法	JIS A 1138に適合すること	試し練り計画書の確認	
配合試験(試し練り)	試し練り方法			試し練り計画書通りであること	手順の確認			
	試験室温度及び湿度			温度20±3℃ 湿度60%以上	温度計、湿度計			
	各材料の計量値			示方配合と整合していること	計量器による測定			

表 5.15-1 (5) 取放水路埋戻し工 品質, 出来形及び検査一覧 (5/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理 内容	管理 値	検査方法 検査基準	検査 頻度
試験練り	施工	配合試験 (試 練り)	スランブ又はス ランブフロー	スランブ管理 2.5cm±1.0cm 5及び6.5cm±1.5cm 8cm以上18cm以下± 2.5cm 21cm±1.5cm スランブフロー管理 50cm±7.5cm 60cm±10cm	スランブ管理 JIS A 1101 スランブフロー管 理 JIS A 1150	施工前及び仕様、材 料、製造設備変更の都 度
			空気量	±1.5%	JIS A 1116, 1118, 1128	
			コンクリート温 度	定められた条件に適合 すること	JIS A 1156の方法	
			単位容積質量	定められた条件に適合 すること	JIS A 1116の方法	
			供試体作成	定められた方法で作成 されていること	JIS A 1132	
			圧縮強度試験	定められた方法で実施 していること 1回の試験結果は呼び 強度の85%以上である こと 3回の試験結果の平均 値が呼び強度の強度値 以上であること	JIS A 1108, 1132, 5308 (附 属書E)の方法	
塩化物含有量	塩化物イオン濃度とし て 原則0.30kg/m <sup>3</sup> 以下	塩化物イオン濃度 試験はJIS A 1144 の方法				
単位水量	管理値 配合設計±15kg/m <sup>3</sup> 以内 指示値 配合設計±20kg/m <sup>3</sup> 以内	原則、空気量試験 による方法				
型枠支保工 組立	施工	型枠支保工組 立	型枠の形状寸法 及び位置	計画どおりであること	スケール、トラン シット、レベル等 による測定	組立後 全数
			型枠と最外鉄筋 とのあき	かぶりの規定に適合す ること	スケールによる測 定	組立後 全数
コンクリー ト打設	施工	レディミクス トコンクリー ト受入時	供試体作成	規格に適合しているこ と	JIS A 1132 JSCE-F515(高流 動)	打設箇所毎かつ 原則150m <sup>3</sup> に1回 150m <sup>3</sup> /日未満は1回/日
			スランブ又はス ランブフロー	スランブ管理 2.5cm±1.0cm 5cm以上8cm未満± 1.5cm 8cm以上18cm以下± 2.5cm 21cm±1.5cm スランブフロー管理 50cm±7.5cm 60cm±10cm	スランブ管理 JIS A 1101 スランブフロー管 理 JIS A 1150	荷卸時 1回/日または構造物の 重要度と工事の規模に 応じて20~150m <sup>3</sup> 毎に1 回 荷卸時に品質の変化が 認められたとき

表 5.15-1 (6) 取放水路埋戻し工 品質, 出来形及び検査一覧 (6/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
コンクリート打設	施工	レディミクストコンクリート受入時	空気量	許容範囲±1.5%	JIS-A1116, 1118, 1128	荷卸時 1回/日または構造物の重要度と工事の規模に応じて20~150m <sup>3</sup> 毎に1回 荷卸時に品質の変化が認められたとき
			コンクリート温度	定められた条件に適合すること	JIS A 1156の方法	
			塩化物イオン量	原則0.30kg/m <sup>3</sup> 以下	JIS A 1144または信頼できる機関で評価を受けた試験方法	荷卸時
			配合 (その他コンクリート材料の単位量)	許容範囲内にあること	コンクリート材料の印字記録	荷卸時 午前2回以上、午後2回以上
			圧縮強度試験	定められた方法で実施していること 1回の試験結果は呼び強度の85%以上であること 3回の試験結果の平均値が呼び強度の強度値以上であること	JIS A 1108, 1132, 5308 (附属書E)の方法	1回/日または構造物の重要度と工事の規模に応じて20~150m <sup>3</sup> 毎に1回、及び荷卸時に品質の変化が認められたとき
			外気温	日平均気温 4℃以下：寒中コンクリート 25℃超：暑中コンクリートとして扱う	温度測定	打設開始前 打設中
流動化処理土	材料	追而				
	施工					

準拠資料

※1 日本工業規格

※2 コンクリート標準示方書 施工編 ((社) 土木学会, 2017年制定)

## 5.17 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について

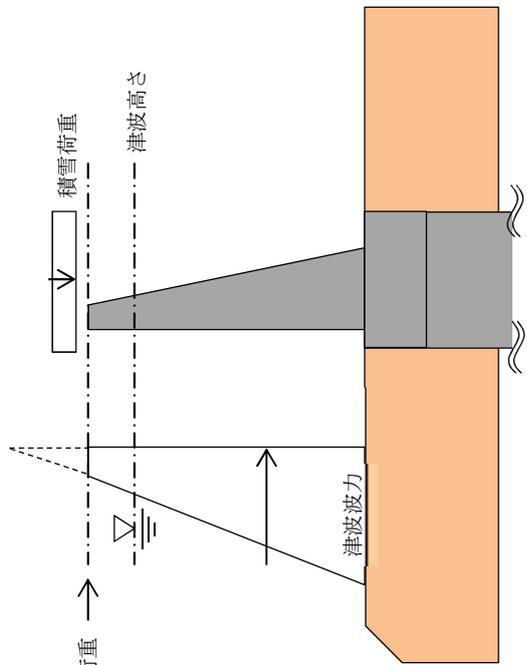
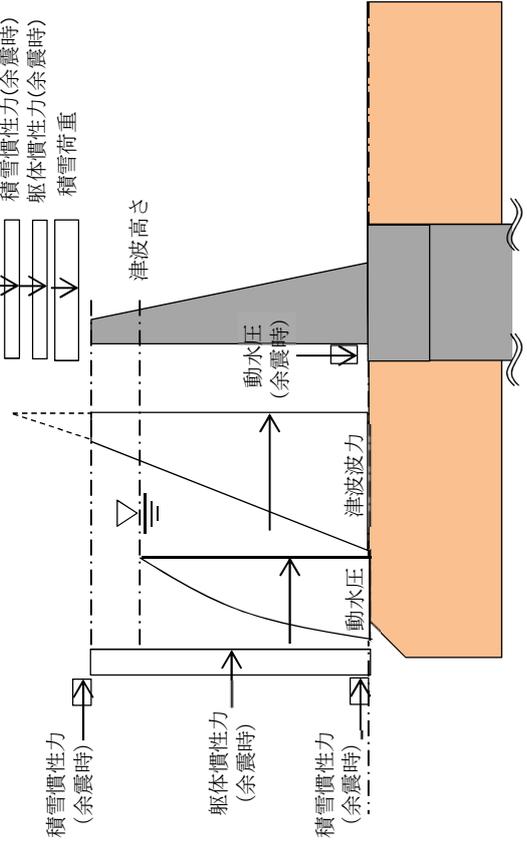
### 5.17.1 各施設における津波時及び重畳時の荷重作用状況

防潮堤，貯留堰，防潮扉及び構内排水路逆流防止設備（集水柵）の強度計算における津波時及び重畳時に考慮する荷重については，その施設の設置位置や形状等により設定している。第 5.17-1 表に各施設における津波時及び重畳時の荷重作用状況を示す。第 5.17-1 表では，各施設の解析手法に従い，静的解析，2次元静的有限要素法解析及び2次元動的有限要素法解析における荷重作用状況を示しているが，詳細については各施設の強度計算書に示す。

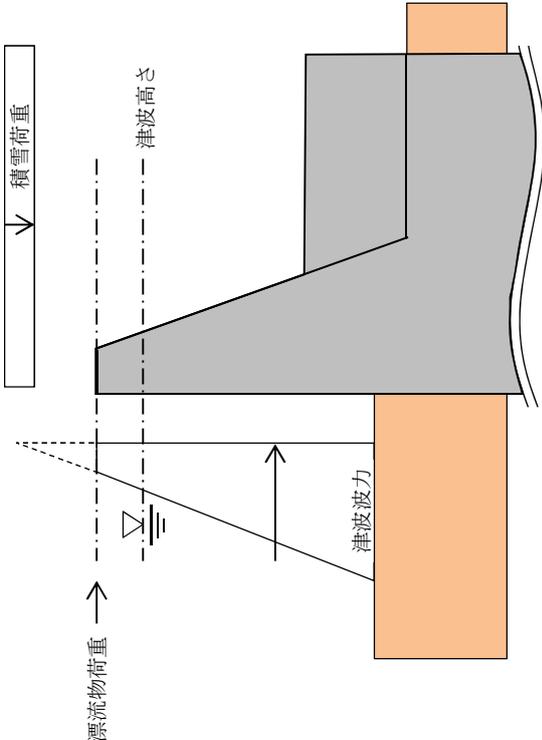
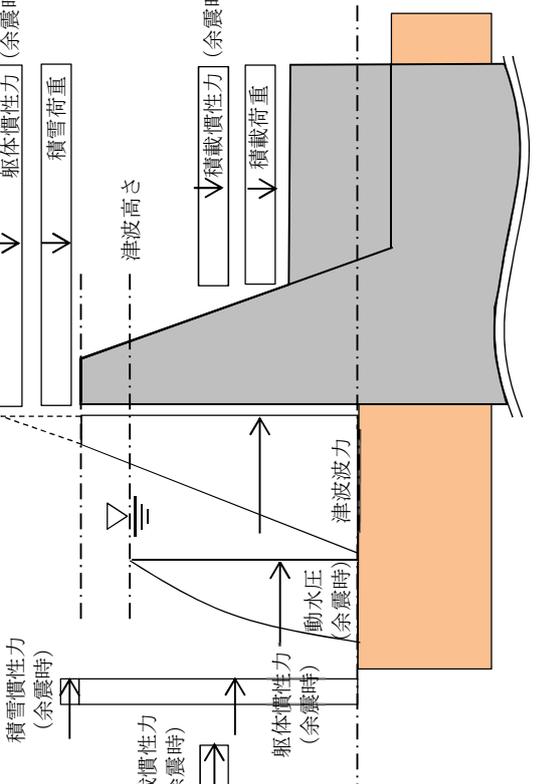
第 5.17-1 表 (1) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (1/7)

施設名	津波時	重畳時																	
防潮堤のうち鋼製防護壁	<p>※図は基準津波時における荷重作用図を示す。</p>	<p>※図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。</p>																	
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">防潮堤高さ</th> <th>T.P. + 20.0 m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>入力</td> <td>基準津波時</td> <td>T.P. + 17.9 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ</td> <td>T.P. + 24.0 m 津波時</td> <td>T.P. + 24.0 m</td> </tr> <tr> <td></td> <td>地盤高さ</td> <td>T.P. + 1.2 m</td> </tr> <tr> <td>設計用</td> <td>基準津波時</td> <td>8.35 m</td> </tr> <tr> <td>浸水深</td> <td>T.P. + 24.0 m 津波時</td> <td>11.40 m</td> </tr> </tbody> </table>	防潮堤高さ		T.P. + 20.0 m	入力	基準津波時	T.P. + 17.9 m	津波高さ	T.P. + 24.0 m 津波時	T.P. + 24.0 m		地盤高さ	T.P. + 1.2 m	設計用	基準津波時	8.35 m	浸水深	T.P. + 24.0 m 津波時	11.40 m
防潮堤高さ		T.P. + 20.0 m																	
入力	基準津波時	T.P. + 17.9 m																	
津波高さ	T.P. + 24.0 m 津波時	T.P. + 24.0 m																	
	地盤高さ	T.P. + 1.2 m																	
設計用	基準津波時	8.35 m																	
浸水深	T.P. + 24.0 m 津波時	11.40 m																	

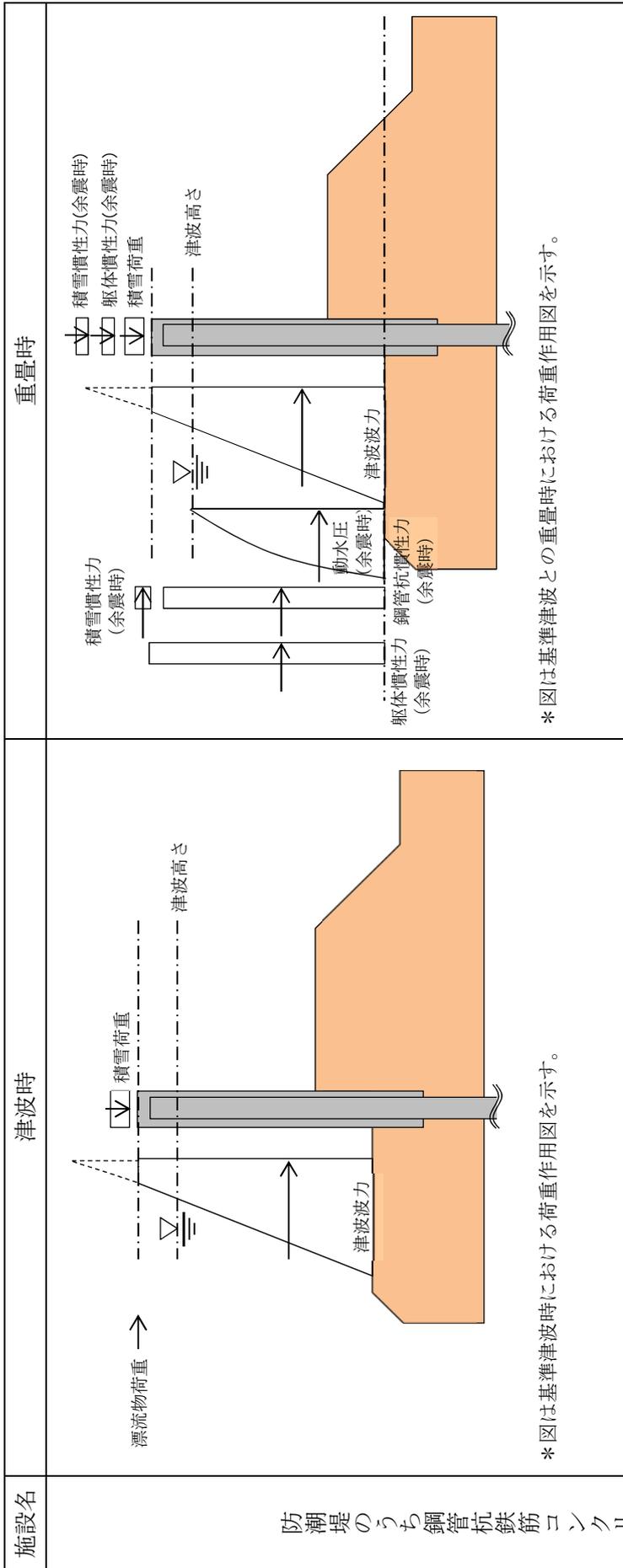
第 5.17-1 表 (2) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (2/7)

施設名	津波時	重畳時																
防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁	 <p>※図は基準津波時における荷重作用図を示す。</p>	 <p>※図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。</p>																
	<table border="1" data-bbox="1050 667 1305 1541"> <thead> <tr> <th colspan="2">防潮堤高さ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>入力</td> <td>T. P. + 20.0 m</td> </tr> <tr> <td>基準津波時</td> <td>T. P. + 17.9 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ</td> <td>T. P. + 24.0 m 津波時</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ</td> <td>T. P. + 24.0 m</td> </tr> <tr> <td>基礎津波時</td> <td>T. P. + 1.2 m</td> </tr> <tr> <td>設計用</td> <td>8.35 m</td> </tr> <tr> <td>浸水深</td> <td>11.40 m</td> </tr> </tbody> </table>		防潮堤高さ		入力	T. P. + 20.0 m	基準津波時	T. P. + 17.9 m	津波高さ	T. P. + 24.0 m 津波時	地盤高さ	T. P. + 24.0 m	基礎津波時	T. P. + 1.2 m	設計用	8.35 m	浸水深	11.40 m
防潮堤高さ																		
入力	T. P. + 20.0 m																	
基準津波時	T. P. + 17.9 m																	
津波高さ	T. P. + 24.0 m 津波時																	
地盤高さ	T. P. + 24.0 m																	
基礎津波時	T. P. + 1.2 m																	
設計用	8.35 m																	
浸水深	11.40 m																	

第 5.17-1 表 (3) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (3/7)

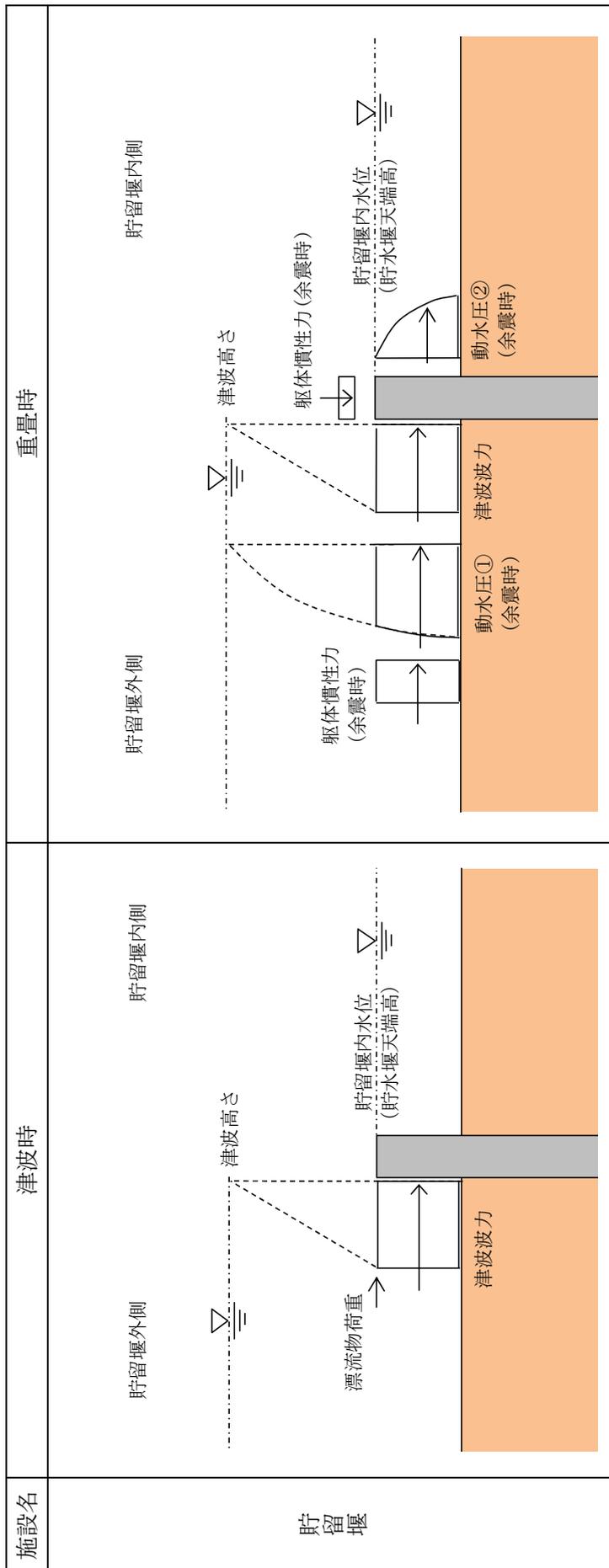
施設名	津波時	重畳時																				
防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）	 <p>*図は基準津波時における荷重作用図を示す。</p>	 <p>*図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。</p>																				
	<table border="1" data-bbox="1077 761 1380 1444"> <tbody> <tr> <td>放水路エリア</td> <td></td> </tr> <tr> <td>防潮堤高さ</td> <td>放水路エリア</td> </tr> <tr> <td>    基準津波時</td> <td>T. P. + 20.0 m</td> </tr> <tr> <td>入力</td> <td>T. P. + 17.9 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ</td> <td>T. P. + 24.0 m 津波時</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ</td> <td>T. P. + 24.0 m</td> </tr> <tr> <td>    基準津波時</td> <td>T. P. + 6.6 m</td> </tr> <tr> <td>設計用</td> <td>5.65 m</td> </tr> <tr> <td>浸水深</td> <td>T. P. + 24.0 m 津波時</td> </tr> <tr> <td></td> <td>8.70 m</td> </tr> </tbody> </table>		放水路エリア		防潮堤高さ	放水路エリア	基準津波時	T. P. + 20.0 m	入力	T. P. + 17.9 m	津波高さ	T. P. + 24.0 m 津波時	地盤高さ	T. P. + 24.0 m	基準津波時	T. P. + 6.6 m	設計用	5.65 m	浸水深	T. P. + 24.0 m 津波時		8.70 m
放水路エリア																						
防潮堤高さ	放水路エリア																					
基準津波時	T. P. + 20.0 m																					
入力	T. P. + 17.9 m																					
津波高さ	T. P. + 24.0 m 津波時																					
地盤高さ	T. P. + 24.0 m																					
基準津波時	T. P. + 6.6 m																					
設計用	5.65 m																					
浸水深	T. P. + 24.0 m 津波時																					
	8.70 m																					

第 5.17-1 表 (4) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (4/7)



	敷地前面東側		敷地前面北側	
	断面②	断面③	断面④	断面⑤
防潮堤天端高				
防潮堤高さ	T.P. + 20.0 m	T.P. + 20.0 m	T.P. + 18.0 m	T.P. + 18.0 m
入力	基準津波時	T.P. + 17.9 m	T.P. + 15.4 m	T.P. + 15.4 m
	T.P. + 24.0 m 津波時	T.P. + 24.0 m	T.P. + 24.0 m	T.P. + 24.0 m
津波高さ	地盤高さ	T.P. + 8.0 m	T.P. + 4.0 m	T.P. + 8.0 m
	基準津波時	4.40 m	6.95 m	3.70 m
浸水深	T.P. + 24.0 m 津波時	8.00 m	10.00 m	8.00 m

第 5.17-1 表 (5) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (5/7)



第 5.17-1 表 (6) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (6/7)

施設名	津波時	重畳時													
防潮扉 2	<p>* 図は基準津波時における荷重作用図を示す。</p>	<p>* 図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。</p>													
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">敷地側面南側</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>防潮堤高さ</td> <td>T. P. + 24.0 m</td> </tr> <tr> <td>入力 基準津波時</td> <td>T. P. + 16.8 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ T. P. + 24.0 m 津波時</td> <td>T. P. + 24.0 m</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ</td> <td>T. P. + 8.0 m</td> </tr> <tr> <td>設計用 基準津波時</td> <td>4.40 m</td> </tr> <tr> <td>浸水深 T. P. + 24.0 m 津波時</td> <td>8.00 m</td> </tr> </tbody> </table>		敷地側面南側		防潮堤高さ	T. P. + 24.0 m	入力 基準津波時	T. P. + 16.8 m	津波高さ T. P. + 24.0 m 津波時	T. P. + 24.0 m	地盤高さ	T. P. + 8.0 m	設計用 基準津波時	4.40 m	浸水深 T. P. + 24.0 m 津波時
敷地側面南側															
防潮堤高さ	T. P. + 24.0 m														
入力 基準津波時	T. P. + 16.8 m														
津波高さ T. P. + 24.0 m 津波時	T. P. + 24.0 m														
地盤高さ	T. P. + 8.0 m														
設計用 基準津波時	4.40 m														
浸水深 T. P. + 24.0 m 津波時	8.00 m														

第 5.17-1 表 (7) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (7/7)

施設名	津波時	重畳時												
構内排水路逆流防止設備(集水柵)														
	*図は基準津波時における荷重作用図を示す。	*図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。												
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">排水系統 I-2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>防潮堤高さ</td> <td>T. P. +20.0 m</td> </tr> <tr> <td>入力</td> <td>基準津波時 T. P. +17.9 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ</td> <td>T. P. +24.0 m 津波時 基準高さ</td> </tr> <tr> <td>設計用</td> <td>基準津波時 8.95 m</td> </tr> <tr> <td>浸水深</td> <td>T. P. +24.0 m 津波時 12.00 m</td> </tr> </tbody> </table>			排水系統 I-2		防潮堤高さ	T. P. +20.0 m	入力	基準津波時 T. P. +17.9 m	津波高さ	T. P. +24.0 m 津波時 基準高さ	設計用	基準津波時 8.95 m	浸水深	T. P. +24.0 m 津波時 12.00 m
排水系統 I-2														
防潮堤高さ	T. P. +20.0 m													
入力	基準津波時 T. P. +17.9 m													
津波高さ	T. P. +24.0 m 津波時 基準高さ													
設計用	基準津波時 8.95 m													
浸水深	T. P. +24.0 m 津波時 12.00 m													

## 5.17 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

### 5.17.1 概要

取水構造物に設置される津波防護に関する施設としては、取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁があり、これらは耐震 S クラスであるとともに、地震時・津波時においても止水機能が要求される設備である。

取水構造物は、V-2-1-4「重要度分類及び重大事故等対処施設の施設区分の基本方針」に示すとおり、耐震 S クラスの設備が設置される間接支持構造物であり、地震時の止水機能を保持する設計としている。

これらの津波に対する止水機能を有する施設の基準上の位置付け並びに耐震及び強度評価に係る図書構成を表 5.17-1 に示す。また、取水構造物頂版の強度評価を「5.17.2 取水構造物頂版の強度評価」に示す。

表 5.17-1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

施設・設備	施設区分	耐震設計			耐津波設計		
		技術基準規則の解釈 (第5条 地震による損傷の防止)	機能維持の基本方針 (V-2-1-9)	評価記録記載箇所	技術基準規則の解釈 (第6条 津波による損傷の防止)	津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針 (V-3-別添3-1)	評価記録記載箇所
取水構造物 (頂版)	屋外重要土木構造物 (津波防護施設及び浸水防止設備の間接支持構造物)	1 第1項の規定は、設置許可基準規則第4条第1項の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、設計基準対象施設が、設置許可基準規則第4条第2項の地震力に対し、施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していることという。 2 第2項の規定は、設置許可基準規則第4条第3項の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、耐震重要施設が、設置許可基準規則第4条第3項の基準地震力による地震力に対し、施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していることという。	止水性の維持が要求される施設が取り付けられた、建物、構築物及び土木構造物の壁など、止水性の維持が要求される部位についても、基準地震動S <sub>1</sub> による地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して、おおむね弾性状態に留まることを計算により確認する。 地震時及び地震後において、防護対象設備を設置する建物及び区域画に、津波に伴う浸水による影響を与えないことを目的として、基準地震動S <sub>1</sub> による地震力に対し、「3.1 構造強度上の制限」に示す構造強度の確保に加え、主要な構造体の境界部に設置する材料については、有意な漏えいが生じない変形などを定めることとする。 具体的には、止水性の維持が要求される施設の母材部については、基準地震動S <sub>1</sub> による地震力に伴い生じる荷重又は応力に対して、おおむね弾性状態に留まることを計算により確認する。加えて、止水性の維持が要求される施設の取付部及び閉止部等のうち、間隙が生じる可能性のある境界部に設置した材料については、境界部において基準地震動S <sub>1</sub> による地震力に伴い生じる相対変位量が、材料の試験により確認した止水性が維持できる変位量未満であることを計算により確認する。	V-2-2-7 取水構造物の耐震性について計算書	記載なし	(頂版)の津波に対する強度評価は、補足説明資料にて実施。) 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書に係る補足説明資料(津波) 工事計画に係る補足説明資料(津波) 5.17.2 取水構造物頂版の強度評価	
取水路点検用開口部浸水防止蓋	浸水防護施設 (浸水防止設備)			V-2-10-2-5-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の耐震性について計算書		V-3-別添3-5-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書	
海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁	浸水防護施設 (浸水防止設備)			V-2-10-2-6-1 海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の耐震性について計算書	1 第6条の規定は、設置許可基準規則第5条の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、基準津波(設置許可基準規則第5条に規定する基準津波をいう、以下同じ。)により設計基準対象施設の安全性を損なわないよう、津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備の設置等の措置を講じていること並びにこれらの機能を維持していることという。	V-3-別添3-6-1 海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の強度計算書	
取水ピット空気抜き配管逆止弁	浸水防護施設 (浸水防止設備)			V-2-10-2-6-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の耐震性について計算書		V-3-別添3-6-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度計算書	

### 5.17.2 取水構造物頂版の強度評価

頂版を含めた取水構造物は、V-2-2-7「取水構造物の耐震性についての計算書」において、地震時に止水性を有することを確認している。一方、取水路点検用開口部浸水防止蓋は、取水路頂版（T.P.+3.3m）に、海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁及び取水ピット空気抜き配管逆止弁は、取水ピット頂版（T.P.+0.8m）に上載される構造物であり、これ等取水構造物の頂版には、津波の突き上げ荷重が作用する。このことから、取水構造物頂版二つについて津波時の強度評価の必要性について検討を行う。取水構造物の断面図を図 5.17-1 に示す。

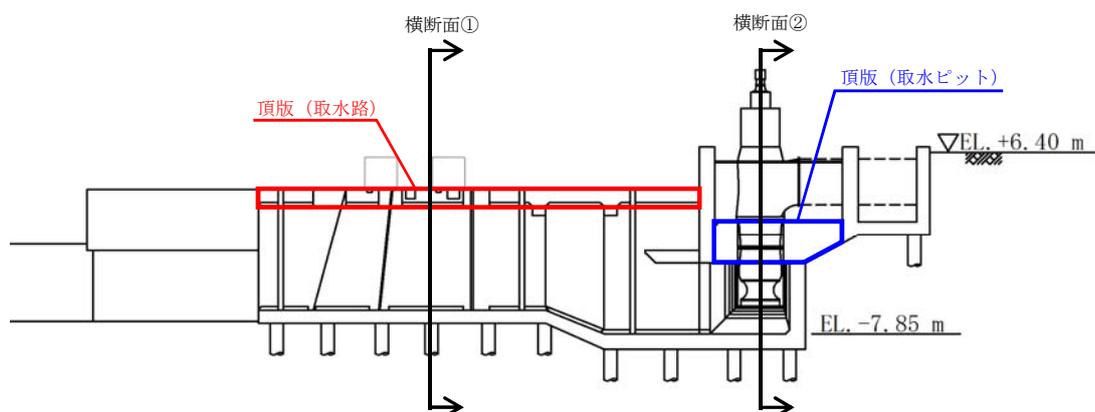


図 5.17-1 取水構造物の断面図（縦断面）

#### (1) 検討方針

津波荷重が取水構造物の頂版に作用することから、地震時に躯体に作用する荷重（地震時の慣性力）と津波時に躯体に作用する荷重（津波荷重+余震荷重（ $S_d-D1$ の慣性力））を比較する。

#### (2) 評価内容

地震時及び津波時の余震の慣性力については、取水構造物横断モデルにおいて、頂版に発生している加速度と重量を用いて算定する。慣性力を算出する際は、地震時に鉛直方向の慣性力が大きくなる位置（横断面①においては頂版中央部。横断面②においては海水ポンプ設置位置）にて単位奥行当たりの慣性力を算定する。慣性力の算出に用いる震度を表 5.17-2 に示す。

表 5.17-2 取水構造物頂版に作用する震度

追而
----

津波荷重については、各浸水防止設備に作用する荷重算定方法を用いて以下の式により算出する。津波荷重としては、突き上げ津波荷重とし、取水ピットにおける入力津波高さ (T. P. +19.2m) に設計上の裕度\*を考慮した津波荷重水位 (T. P. +22.0m) の静水頭圧及び流速 2.0m/s の動的荷重に裕度を持たせた、津波高さ T. P. +22.5m の津波荷重を考慮する。

$$P_z = q_z \cdot A$$

$$q_z = \rho_w \cdot g \cdot (h - z)$$

ここで、 $P_z$  : 津波荷重 (kN)

$q_z$  : 津波波圧 (kPa)

A : 作用面積 (m<sup>2</sup>)

$\rho_w$  : 海水の単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)

g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

h : 津波レベル (m)

z : 検討部位レベル (m)

\* 参照する裕度 (0.65m) 以上となるように設定する。

(3) 評価結果

追而

防潮堤（鋼製防護壁）における止水機構（1次止水機構）の構造概要について

防潮堤（鋼製防護壁）と取水構造物（取水路）の間には、止水版が可動できるように止水機構を設置する。1次止水機構は、止水版の底面と側面に設置した水密ゴムにて水密性を確保する構造とする。水密ゴムは、摩擦抵抗を低減し追従性を向上させるため、表面ライニング（樹脂）を施工する。止水機構の構造図を図1に示す。

以上のような止水機構により、止水版が受ける津波波力が取水構造物に伝達しない構造とする。

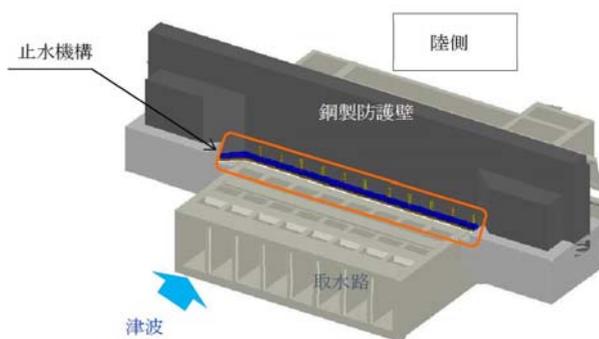


図1(1) 止水機構の設置位置

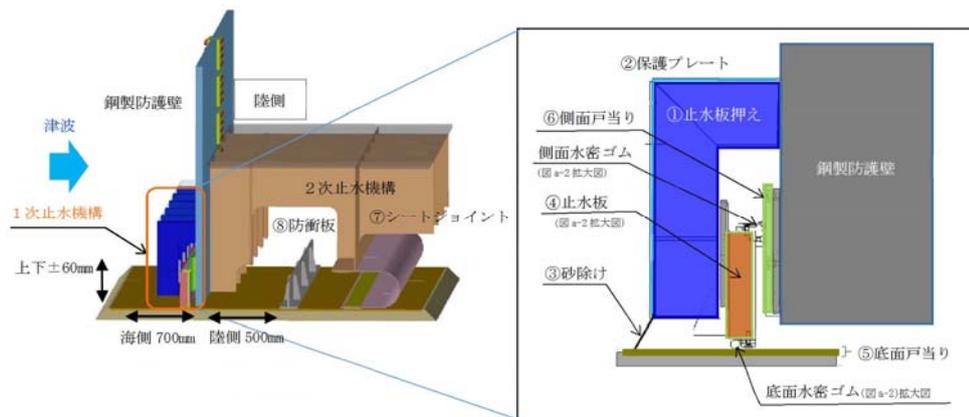


図1(2) 止水機構断面図及び拡大図

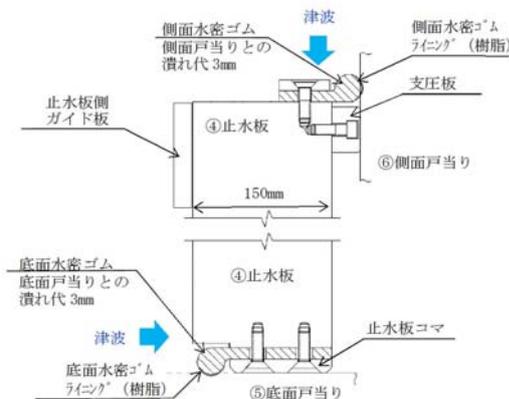


図1(3) 止水版、底面・側面水密ゴム拡大図



#### 5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について

潮汐以外の要因による潮位変動として、高潮による影響について、以下のとおり考慮する。

高潮による潮位変動については、観測地点「茨城港日立港区」における40年（1971年～2010年）の観測記録に基づき、高潮要因の発生履歴及びその状況を考慮して、高潮の発生可能性とその程度（ハザード）により検討する。基準津波発生位置における水位の年超過確率は $10^{-4}$ 程度であり、独立事象として津波と高潮が重畳する可能性は極めて低いと考えられるものの、高潮ハザードについては、プラント運転期間を超える再現期間100年に対する期待値 T.P. +1.44m と、入力津波で考慮した朔望平均満潮位 T.P. +0.61m と潮位のばらつき 0.18m の合計との差である 0.65m を参照する裕度とし、設計上の裕度の判断の際に考慮する。

高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画での整理を表 5-19-1 に示す。

以上より、外郭防護での浸水防護施設の設計における津波荷重の算出に際しては、全ての設備について高潮を考慮している。

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (1/6)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類八	本文 (基本設計方針)	添付資料
<p>五 月電溶原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備</p> <p>ロ 発電用原子炉施設の一般構造</p> <p>(2) 耐津波構造</p> <p>(i) 設計基準対処施設に対する耐津波設計</p> <p>g. 津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備の設計並びに非常用海水ポンプの取水性の評価に当たっては、入力津波による水位変動に対して朔望平均潮位を考慮して安全側の評価を実施する。なお、<u>その他の要因による潮位変動についても適切に評価し考慮する。</u>また、地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合、想定される地震の震源モデルから算定される敷地の地殻変動量を考慮して安全側の評価を実施する。</p>	<p>1. 安全設計</p> <p>1.4 耐津波設計</p> <p>1.4.1 設計基準対処施設の耐津波設計方針</p> <p>1.4.1.1 耐津波設計の基本方針</p> <p>(3) 入力津波の設定</p> <p>c. 敷地への遡上に伴う入力津波</p> <p>なお、設計又は評価の対象となる施設等が設置される敷地に地震による沈下が想定される場合には、第 1.4-1 表に示す入力津波高さの設定において敷地地盤の沈下を安全側に考慮する。また、<u>高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値を考慮して設定した参照する裕度以上となるように津波荷重水位を設定する。</u>入力津波高さ と津波荷重水位の関係より、第 1.4-4 表に各経路からの流入評価結果を示す。</p> <p>10. その他発電用原子炉の附属施設</p> <p>10.6 津波及び内部溢水に対する浸水防護設備</p> <p>10.6.1 津波に対する防護設備</p> <p>10.6.1.1 設計基準対処施設</p> <p>10.6.1.1.2 設計方針</p> <p>(8) 津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備の設計並びに非常用海水ポンプの取水性の評価に当たっては、入力津波による水位変動に対して朔望平均潮位を考慮して安全側の評価を実施する。なお、<u>その他の要因による潮位変動についても適切に</u></p>	<p>1. 津波による損傷の防止</p> <p>1.3 津波防護対策</p> <p>a. 敷地への浸水防止 (外郭防護 1)</p> <p>(a) 敷地への地上部からの到達、流入の防止</p> <p>遡上波による敷地周辺の遡上の状況を加味した浸水の高さ分布を基に、津波防護対象設備 (津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。) を内包する建屋及び区画の設置された敷地において、遡上波の地上部からの到達、流入の可能性の有無を評価する。<u>流入の可能性に対する裕度評価において、高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値と、入力津波で考慮した朔望平均満潮位及び潮位のばらつきを設計上の裕度の判断において考慮する。</u></p> <p>評価の結果、遡上波が地上部から到達し流入する可能性がある場合は、津波防護対象設備 (緊急時対策所建屋、可搬型重大事故等対処設備保管場所 (西側)、可搬型重大事故等対処設備保管場所 (南側)) を内包する建屋又は区画の設置された敷地に、遡上波の流入を防止するため、津波防護施設として、防潮堤及び防潮扉を設置する設計とする。また、津波防護対象設備のうち、緊急時対策所建屋及び可搬型重大事故等対処設備保管場所 (西側) が設置されている敷地高さは T.P. +23m であり、可搬型重大事故等対処設備保管場所 (南側) が設置されている敷地高さは T.P. +25m であることか</p>	<p>V-1-1-2-2-1 耐津波設計の基本方針</p> <p>2. 耐津波設計の基本方針</p> <p>2.1 基本方針</p> <p>2.1.3 入力津波による津波防護対象設備への影響評価</p> <p>(1) 敷地への浸水防止 (外郭防護 1)</p> <p>a. 遡上波の地上部からの到達、流入の防止</p> <p>遡上波による敷地周辺の遡上の状況を加味した浸水の高さ分布を基に、津波防護対象設備 (津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。) を内包する建屋及び区画の設置された敷地において、遡上波の地上部からの到達、流入の可能性の有無を評価する。<u>流入の可能性に対する裕度評価において、高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値と、入力津波で考慮した朔望平均満潮位及び潮位のばらつきを設計上の裕度の判断において考慮する。</u></p> <p>評価の結果、遡上波が地上部から到達し流入する可能性がある場合は、津波防護対象設備 (緊急時対策所建屋、可搬型重大事故等対処設備保管場所 (西側)、可搬型重大事故等対処設備保管場所 (南側)) を内包する建屋又は区画に、遡上波の流入を防止するための津波防護施設として防潮堤及び防潮扉を設置するとともに、開口部等の浸水経路からの流入を防止するための浸水防止設備を設置する設計とする。また、津波防護対象設備のうち、緊急時対策所建屋、可搬型重大事故等対処設備保管場所 (西側) 及び可搬型重大事故等対処設備保管場所 (南側) は、津波による遡上波が地上部から到達、流入しない十分高い場所に設置する設計とする。なお、遡上波の流入を防止するため、防潮扉は、原則閉運用とする。</p> <p>b. 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p>取水路、放水路等の経路のうち、津波の流入の可能性のある経路につながる海水系、循環水系、それ以外の構内排水路等の標高に基づく許容津波高さ と経路からの津波高さを比較することにより、津波防護対象設備 (津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。) を内包する建屋及び区画への、津波の流入の可能性の有無を評価する。<u>流入の可能性に対する裕度評価において、高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値と、入力津波で考慮した朔望平均満潮位及び潮位のばらつきを設計上の裕度の判断において考慮する。</u></p> <p>評価の結果、流入する可能性のある経路がある場合は、津波防護対象設備 (津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。) を内包する建屋及び区画に、経路からの津波の流入を防止するための津波防護施設を設置するとともに、開口部等の浸水経路からの流入を防止するための浸水防止設備を設置する設計とする。また、遡上波の流入を防止するため、循環水ポンプ及び補機冷却用ポンプの停止並びに放水路ゲートの閉止運用を保安規定に定めて管理する。</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (2/6)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類八	本文 (基本設計方針)	添付資料
	<p>評価し考慮する。また、地震により陸域の隆起又は沈降が想定される場合、想定される地震の震源モデルから算定される敷地の地殻変動量を考慮して安全側の評価を実施する。</p>	<p>ら、津波による遡上波は地上部から到達、流入しない。</p> <p>なお、防潮扉は、原則閉運用とする。</p> <p>(b) 取水路、放水路等の経路からの流入防止</p> <p>津波の流入の可能性のある経路につながる海水系、循環水系、構内排水路等の標高に基づき許容される津波高さと同経路からの津波高さを比較することにより、津波防護対象設備(津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。)を内包する建屋及び区画の設置された敷地への津波の流入の可能性の有無を評価する。<u>流入の可能性に対する裕度評価において、高波ハザードの再現期間 100 年に対する期待値と、入力津波で考慮した朔望平均満潮位及び潮位のばらつきを踏まえた水位の合計との差を設計上の裕度とし、判断の際に考慮する。</u></p> <p>評価の結果、流入する可能性のある経路がある場合は、津波防護対象設備(津波防護施設、浸水防止設備、津波監視設備及び非常用取水設備を除く。)を内包する建屋又は区画の設置された敷地への流入を防止するため、津波防護施設として放水路ゲート及び構内排水路逆流防止設備の設置、浸水防止設備として取水路点検用開口部浸水防止蓋、海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁、放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋、SA 用海水ピット開口部浸水防止蓋、緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁及</p>	<p>V-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象設備への影響評価</p> <p>3. 入力津波による津波防護対象設備への影響評価</p> <p>3.2 敷地への浸水防止 (外郭防護 1) に係る評価</p> <p>(2) 評価方法</p> <p>a. 遡上波の地上部からの到達、流入防止</p> <p>遡上波による敷地周辺の遡上の状況を加味した浸水の高さ分布と、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地の標高に基づく津波荷重高さ又は津波防護対策を実施する場合はそれを踏まえた津波荷重高さとの比較を行い、遡上波の地上部からの到達、流入の可能性の有無を評価する。</p> <p>なお、評価においては、基準津波による基準津波策定位置における水位の年超過確率は <math>10^{-4}</math> 程度であり、独立事象として津波と高潮が重畳する可能性は極めて低いと考えられるものの、<u>高潮ハザードについては、プラント運転期間を超える再現期間 100 年に対する期待値 T.P. +1.44m と、入力津波で考慮した朔望平均満潮位 T.P. +0.61m と潮位のばらつき 0.18m の合計との差である 0.65m を参照する裕度とし、設計上の裕度の判断の際に考慮する。</u></p> <p>高潮ハザードの再現期間 100 年に対する期待値については、観測地点「茨城港日立港区」における 40 年 (1971 年～2010 年) の潮位観測記録に基づき求めた最高潮位の超過発生確率を参照する。図 3-1 に観測地点「茨城港日立港区」における最高潮位の超過発生確率、表 3-1 に観測地点「茨城港日立港区」における 40 年 (1971 年～2010 年) の年最高潮位を示す。</p> <p>b. 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p>津波が流入する可能性のある経路として、津波襲来時に海域と接続する海水系、循環水系、構内排水路及びその他の排水路並びに防潮堤及び防潮扉下部貫通部の経路を特定する。</p> <p>特定した各々の経路の標高に基づく津波荷重高さ又は津波防護対策を実施する場合はそれを踏まえた津波荷重高さと同経路からの津波高さを比較することにより、津波防護対象設備を内包する建屋及び区画への、津波の流入の可能性の有無を評価する。なお、<u>流入の可能性に対する設計上の裕度評価の判断の際には、「a. 遡上波の地上部からの到達、流入の防止」と同様に裕度が確保できていることを確認する。</u></p> <p>(3) 評価結果</p> <p>a. 遡上波の地上部からの到達、流入の防止</p> <p>・・・防潮堤前面の入力津波高さ (敷地側面北側 T.P. +15.4m、敷地前面東側 T.P. +17.9m、敷地側面南側 T.P. +16.8m) に対して、敷地側面北側の防潮堤の天端高さは T.P. +18m、敷地前面東側の防潮堤及び防潮扉の天端高さは T.P. +20m、敷地側面南側の防潮堤及び防潮扉の天端高さは T.P. +18m であり、<u>入力津波高さに対して参照する裕度 0.65m 以上の裕度があり、設計上の裕度がある。</u></p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (3/6)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類八	本文 (基本設計方針)	添付資料
		<p>び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の設置並びに防潮堤及び防潮扉下部貫通部の止水処置を実施する設計とする。</p> <p>また、大津波警報が発表された場合に、放水ピット等からの津波の流入を防止するため、循環水ポンプ及び補機冷却系ポンプの停止並びに放水路ゲートを閉止する運用を保安規定に定めて管理する。</p>	<p>b. 取水路、放水路等の経路からの津波の流入防止</p> <p>(b) 特定した流入経路ごとの評価</p> <p>イ. 取水路のうち海水系からの流入経路について</p> <p>i) 取水路点検用開口部</p> <p>取水路点検用開口部は、取水口から取水ピットに至る取水路の経路のうち、防潮堤と海水ポンプ室の間に位置する点検用の開口部であり、取水路の 10 区画に対してそれぞれ設置され、開口部の上端高さは T.P. +3m である。これに対し、取水ピットの上昇側の入力津波高さは T.P. +19.2m であるため、取水路を経由した津波が取水路点検用開口部から非常用海水系配管設置エリアに流入する可能性がある。</p> <p>このため、取水路点検用開口部に対して、津波荷重水位 T.P. +22.0m の取水路点検用開口部浸水防止蓋を設置する。これにより、<u>参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度がある。</u>評価結果を表 3-4 に示す。</p> <p>ii) 海水ポンプグランドドレン排出口</p> <p>海水ポンプ室には、非常用海水ポンプ及び常用海水ポンプの運転に伴い発生するグランドドレンの排水を目的として、海水ポンプ室から取水ピットへと接続する開口部を設ける。開口部の上端高さは T.P. +0.8m である。これに対し、取水ピットの上昇側の入力津波高さは T.P. +19.2m であるため、取水路を経由した津波が海水ポンプ室に流入する可能性がある。</p> <p>このため、海水ポンプグランドドレン排出口の開口部に対して、津波荷重水位 T.P. +22.0m の海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁を設置し、海水ポンプ室への津波の流入を防止する。設置する逆止弁はドレン排出口がある床の上面にある取付座に逆止弁のフランジ部を基礎ボルトで取り付けて密着させる構造であるため、十分な水密性を有する。これにより、<u>参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度がある。</u>評価結果を表 3-5 に示す。</p> <p>ロ. 取水路のうち循環水系からの流入経路について</p> <p>i) 取水ピット空気抜き配管</p> <p>取水ピット空気抜き配管は、取水ピット水位の変動時に取水ピット上部空気層の息継ぎ用として設置されたものであり、取水路の 10 区画のうち、循環水ポンプ室が位置する 3 区画に対して設置され、取水ピット上版貫通部の上端レベルは T.P. +0.8m である。これに対し、取水ピットの上昇側の入力津波高さは T.P. +19.2m であるため、取水路を経由した津波が取水ピット空気抜き配管から循環水ポンプ室に流入する可能性がある。</p> <p>循環水ポンプ室と海水ポンプ室の間には、高さ T.P. +5m の壁があるため、取水ピット空気抜き配管から流入した津波が海水ポンプ室に直接流入することはないが、取水ピット空気抜き配管に対して、津波荷重水位 T.P. +22.0m の取水ピット空気抜き配管逆止弁を設置し、循環水ポンプ室への津波の流入を防止する。これにより、<u>参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度がある。</u>評価結果を表 3-6 に示す。</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (4/6)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類八	本文 (基本設計方針)	添付資料
			<p>ハ. 海水引込み管 (海水系) からの流入経路について</p> <p>i) SA用海水ピット開口部</p> <p>SA用海水ピット用の海水は、取水口前面の南側防波堤の内側のSA用海水ピット取水塔から、海水引込み管を經由して当該ピットまで導かれるが、SA用海水ピット開口部高さ T.P.+7.3m に対し、SA用海水ピットの上昇側の入力津波高さは T.P.+8.9m であるため、海水引込み管を經由した津波がSA用海水ピット開口部から敷地に流入する可能性がある。</p> <p>このため、SA用海水ピットの開口部に対して、津波荷重水位 T.P.+12.0m のSA海水ピット開口部浸水防止蓋を設置することにより、敷地への津波の流入を防止する。なお、SA用海水ピット開口部浸水防止蓋は、通常時は閉止運用を行う。これにより、<u>参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度がある。</u>評価結果を表 3-7 に示す。図 3-14 にSA用海水ピットの配置図、図 3-15 にSA用海水ピット開口部浸水防止蓋の構造図を示す。</p> <p>ニ. 緊急用海水取水管 (海水系) からの流入経路について</p> <p>i) 緊急用海水ポンプピット点検用開口部</p> <p>緊急用海水ポンプピットの海水は、SA用海水ピット取水塔より取水し、海水引込み管、SA用海水ピット及び緊急用海水取水管を經由して緊急用海水ポンプピットまで導かれる。緊急用海水ポンプピット点検用開口部高さ T.P.+0.8m に対し、緊急用海水ポンプピットの上昇側の入力津波高さは、T.P.+9.3m であるため、海水引込み管及び緊急用海水取水管を經由した津波が緊急用海水ポンプピット点検用開口部から緊急用海水ポンプ室に流入する可能性がある。</p> <p>このため、緊急用海水ポンプピット点検用開口部に対して、津波荷重水位 T.P.+12.0m の緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋を設置する。なお、緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋は、通常時は閉止運用を行う。これにより、<u>参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度がある。</u>評価結果を表 3-8 に示す。図 3-16 に緊急用海水ポンプピット点検用開口部の配置図、図 3-17 に緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の構造図を示す。</p> <p>ii) 緊急用海水ポンプグランドドレン排出口</p> <p>緊急用海水ポンプ室には、緊急用海水ポンプの運転に伴い発生するグランドドレンの排水を目的として、緊急用海水ポンプ室から緊急用海水ポンプピットへと接続する排出口を設ける。排出口の上端の高さは T.P.+0.8m である。これに対し、緊急用海水ポンプピットの上昇側の入力津波高さは T.P.+9.3m であるため、海水引込み管及び緊急用海水取水管を經由した津波が緊急用海水ポンプグランドドレン排出口から緊急用海水ポンプ室に流入する可能性がある。</p> <p>このため、緊急用海水ポンプグランドドレン排出口に対して、津波荷重水位 T.P.+12.0m の緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁を設置し、緊急用海水ポンプ室への津波の流入を防止する。設置する逆止弁は、グランドドレン排出口がある床の上面にある取付座に逆止弁のフランジ部を基礎ボルトで取付け密着させる構造になっており、十分な水密性を有する。これにより、<u>参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度がある。</u>評価結果を表 3-9 に示す。図 3-18 に緊急用海水ポンプグランドドレン排水口の配置図、図 3-19 に緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の構造図を示す。</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (5/6)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類八	本文 (基本設計方針)	添付資料
			<p>iii) 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口</p> <p>緊急用海水ポンプ室には、緊急用海水ポンプ出口ストレーナの点検等に伴い発生する床ドレンの排水を目的として、緊急用海水ポンプ室から緊急用海水ポンプピットへと接続する排出口を設ける。排出口の上端の高さは T.P. +0.8m である。これに対し、緊急用海水ポンプピットの上昇側の入力津波高さは T.P. +9.3m であるため、海水引込み管及び緊急用海水取水管を經由した津波が緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口から緊急用海水ポンプ室へ流入する可能性がある。</p> <p>このため、緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口に対して、津波荷重水位 T.P. +12.0m の緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁を設置し、緊急用海水ポンプ室への津波の流入を防止する。設置する逆止弁は、床ドレン排出口がある床の上面にある取付座に逆止弁のフランジ部を基礎ボルトで取り付け密着させる構造になっており、十分な水密性を有する。これにより、<u>参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度がある。</u> 評価結果を表 3-10 に示す。図 3-20 に緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口の配置図、図 3-21 に緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の構造図を示す。</p> <p>ホ. 放水路のうち海水系からの流入経路について</p> <p>i) 放水ピット上部開口部</p> <p>放水ピット上部には、放水ピット水位の変動時に放水ピット上部空気層の息継ぎ用として、放水ピットの 3 区画に対して開口部が設置され、開口部の上端高さは T.P. +8m である。これに対し、放水路ゲート設置箇所の上昇側の入力津波高さは T.P. +19.1m であるため、放水路を經由した津波が放水ピット上部開口部から敷地に流入する可能性がある。</p> <p>このため、放水ピット下流側の放水路に対して、津波荷重水位 T.P. +22.0m の放水路ゲートを設置し、津波発生時にはゲートを閉止して放水ピットへの津波の流入を防止することにより、放水ピット上部開口部から敷地への津波の流入を防止する。これにより、<u>参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度がある。</u> 評価結果を表 3-11 に示す。</p> <p>ii) 放水路ゲート点検用開口部 (上流側)</p> <p>放水路ゲート点検用開口部 (上流側) は、放水路ゲートの上流側に位置する点検用の開口部であり、放水路の 3 水路それぞれに設置される。開口部の上端高さは T.P. 約+3.5m である。これに対し、放水路ゲートの設置箇所の上昇側の入力津波高さは T.P. +19.1m であるため、放水路を經由した津波が放水路ゲート点検用開口部 (上流側) から敷地に流入する可能性がある。</p> <p>このため、「i) 放水ピット上部開口部」に示した放水路ゲートにより放水路ゲート点検用開口部 (上流側) に津波が流入することを防止する。これにより、<u>参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度がある。</u> 評価結果を表 3-12 に示す。(放水路ゲート点検用開口部 (上流側) 及び放水路ゲートの配置は図 3-24、放水路ゲートの構造図は図 3-25 参照)</p> <p>iii) 放水路ゲート点検用開口部 (下流側)</p> <p>放水路ゲート点検用開口部 (下流側) は、放水路ゲートの下流側に位置する点検用の開口部であり、放水路の 3 水路それぞれに設置される。開口部の上端高さは約 T.P. +3.5m である。これに対し、放水路ゲートの設置箇所の上昇側の入力津波高さは T.P. +19.1m であるため、放水路を經由した津波が放</p>

表 5-19-1 高潮の考慮に関する設置変更許可及び工事計画の内容比較表 (6/6)

設置変更許可 (抜粋)		工事計画 (抜粋)	
本文	添付書類八	本文 (基本設計方針)	添付資料
			<p>水路ゲート点検用開口部 (下流側) から敷地に流入する可能性がある。</p> <p>このため、放水路ゲート点検用開口部 (下流側) に対して、津波荷重水位 T.P. +22.0m の浸水防止蓋を設置し、放水路を経由して敷地に津波が流入することを防止する。これにより、<u>参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度がある。</u>評価結果を表 3-13 に示す。図 3-26 に放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の構造図を示す。(放水路ゲート点検用開口部 (下流側) の配置は図 3-24 参照)</p> <p>へ. 放水路のうち循環水系からの流入経路について</p> <p>i) 放水ピット上部開口部 「ホ. 放水路のうち海水系からの流入経路について i) 放水ピット上部開口部」と同じ。</p> <p>ii) 放水路ゲート点検用開口部 (上流側) 「ホ. 放水路のうち海水系からの流入経路について ii) 放水路ゲート点検用開口部 (上流側)」と同じ。</p> <p>iii) 放水路ゲート点検用開口部 (下流側) 「ホ. 放水路のうち海水系からの流入経路について iii) 放水路ゲート点検用開口部 (下流側)」と同じ。</p> <p>チ. 構内排水路からの流入経路について</p> <p>このため、経路 2 から経路 7 の構内排水路に対して、敷地側面北側については津波荷重水位 T.P. +18.0m の構内排水路逆流防止設備、敷地前面東側については津波荷重水位 T.P. +20.0m の構内排水路逆流防止設備を設置し、敷地への津波の流入を防止する。これにより、<u>参照する裕度 0.65m を考慮しても、設計上の裕度がある。</u>評価結果を表 3-14 に示す。図 3-30 に構内排水路の配置図、図 3-31 に構内排水路逆流防止設備の構造図を示す。</p>