

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 112
提出年月日	平成 30 年 9 月 12 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)

【収録内容】

- ・ 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
- ・ 3.1 砂移動による影響確認について
- ・ 4.2 漂流物による影響確認について
- ・ 4.3 漂流物荷重について
- ・ 5.6 浸水量評価について
- ・ 6.9.1 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明
- ・ 6.10.1 津波・構内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

平成 30 年 9 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"> ・新規制定 ・「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を新規作成し、追加
改1	H30.2.7	<ul style="list-style-type: none"> ・「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
改2	H30.2.8	<ul style="list-style-type: none"> ・改0の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改3	H30.2.9	<ul style="list-style-type: none"> ・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）
改4	H30.2.13	<ul style="list-style-type: none"> ・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）
改5	H30.2.13	<ul style="list-style-type: none"> ・「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
改6	H30.2.15	<ul style="list-style-type: none"> ・「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
改7	H30.2.19	<ul style="list-style-type: none"> ・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）
改8	H30.2.19	<ul style="list-style-type: none"> ・「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
改9	H30.2.22	<ul style="list-style-type: none"> ・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）
改10	H30.2.23	<ul style="list-style-type: none"> ・改2の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改11	H30.2.27	<ul style="list-style-type: none"> ・「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
改12	H30.3.1	<ul style="list-style-type: none"> ・「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 ・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
改13	H30.3.6	<ul style="list-style-type: none"> ・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
改14	H30.3.6	<ul style="list-style-type: none"> ・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） ・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

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"> 資料番号を「補足-60」→「補足-60-1」に変更（改定番号は継続） 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 改 10 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 16	H30. 3. 12	<ul style="list-style-type: none"> 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
改 17	H30. 3. 22	<ul style="list-style-type: none"> 改 15 の内、「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 18	H30. 3. 30	<ul style="list-style-type: none"> 「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 改 17 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 19	H30. 4. 3	<ul style="list-style-type: none"> 改 18 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 20	H30. 4. 4	<ul style="list-style-type: none"> 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 「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
改 21	H30. 4. 6	<ul style="list-style-type: none"> 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 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）
改 22	H30. 4. 6	<ul style="list-style-type: none"> 「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
改 23	H30. 4. 10	<ul style="list-style-type: none"> 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 改 21 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 24	H30. 4. 11	<ul style="list-style-type: none"> 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） 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） 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 「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 「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 「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 「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 「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
改 25	H30. 4. 12	<ul style="list-style-type: none"> 改 23 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 26	H30. 4. 13	<ul style="list-style-type: none"> 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
改 27	H30. 4. 18	<ul style="list-style-type: none"> 改 25 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定

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"> ・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) ・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 ・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」 ・「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 ・「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 ・「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 ・「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
改 29	H30. 4. 19	<ul style="list-style-type: none"> ・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
改 30	H30. 4. 27	<ul style="list-style-type: none"> ・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
改 31	H30. 4. 26	<ul style="list-style-type: none"> ・改 28 の内, 「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・改 28 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」 ・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. 2 防潮堤(鋼製防護壁)」, 「5. 11. 3 防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁)」を改定) ・「6. 12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」を新規作成し, 追加 ・「6. 13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」を新規作成し, 追加
改 32	H30. 5. 1	<ul style="list-style-type: none"> ・改 31 の内, 「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・「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」を削除し, 5. 9 以降の番号を繰り上げ ・改 5 の内, 「5. 10 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. 10. 8 構内排水路逆流防止設備」を改定) ・改 21 の内, 「5. 13 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. 13. 2 鋼製防護壁シール材について」を改定) ・「6. 1. 1. 1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加 ・「6. 7. 1. 1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加
改 33	H30. 5. 7	<ul style="list-style-type: none"> ・改 5 の内, 「5. 16 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」を改定 ・「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」を新規作成し, 追加 ・「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」を新規作成し, 追加 ・「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」を新規作成し, 追加 ・「6. 8. 1. 2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 34	H30. 5. 7	<ul style="list-style-type: none"> ・改 27 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 ・「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」を新規作成し、追加
改 35	H30. 5. 14	<ul style="list-style-type: none"> ・改 34 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 止水機構の実証試験の記載等について適正化
改 36	H30. 5. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・「5. 19 許容応力度法における許容限界について」を新規追加 ・「6. 1. 1. 2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加 ・「6. 5. 1. 2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加
改 37	H30. 5. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・改 4 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 ・改 18 の内、「3. 1 砂移動による影響確認について」を改定 ・「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」に名称を変更
改 38	H30. 5. 18	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 の内、「5. 10 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. 10. 5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」を改定） ・改 31 の内、「5. 10 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. 10. 3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）」を改定） ・改 31 の内、「6. 12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」を改定
改 39	H30. 5. 22	<ul style="list-style-type: none"> ・改 35 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 止水機構の解析結果及び実証試験結果について記載を追記。 ・改 34 「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」を改訂
改 40	H30. 5. 25	<ul style="list-style-type: none"> ・「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を新規作成し、追加 ・改 22 の「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」を改定
改 41	H30. 5. 29	<ul style="list-style-type: none"> ・改 40 の「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 42	H30. 5. 31	<ul style="list-style-type: none"> ・改 5 の内、「5. 10 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. 10. 6 貯留堰及び貯留堰取付護岸」を改定） ・改 24 の内、「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」を改定 ・改 24 の内、「6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改定 ・改 28 の内、「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について」を改定
改 43	H30. 6. 1	<ul style="list-style-type: none"> ・改 41 の「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 44	H30.6.5	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 の「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」を改定 ・改 28 の「5.10 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（「5.10.7 防潮扉」を改定） ・改 32 の「5.10 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（「5.10.8 構内排水路逆流防止設備」を改定）
改 45	H30.6.5	<ul style="list-style-type: none"> ・改 43 の「6.9.1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 46	H30.6.6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 39 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定 審査会合時(H30.5.31)の記載に改訂及び実証試験後の評価方法を記載。
改 47	H30.6.8	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 の「5.14 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について」を改定 ・改 32 の「5.13.2 鋼製防護壁シール材について」を改定 ・改 33 の「5.16 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」を改定
改 48	H30.6.11	<ul style="list-style-type: none"> ・「4.3 漂流物荷重について」を新規作成し, 追加 ・改 36 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を改定
改 49	H30.6.12	<ul style="list-style-type: none"> ・改 45 の「6.9.1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 50	H30.6.12	<ul style="list-style-type: none"> ・改 46 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定 ・改 18 の「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」を改定
改 51	H30.6.15	<ul style="list-style-type: none"> ・改 42 の「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」を改定 ・改 48 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を改定
改 52	H30.6.19	<ul style="list-style-type: none"> ・改 49 の「6.9.1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定 ・「6.10.1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明」に名称を変更 ・「6.10.1 津波・構内監視カメラ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」及び「6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を新規作成し, 追加
改 53	H30.6.19	<ul style="list-style-type: none"> ・改 50 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 54	H30.6.20	<ul style="list-style-type: none"> ・「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」を新規作成し, 追加
改 55	H30.6.20	<ul style="list-style-type: none"> ・改 38 の「5.10 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（「5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」を改定） ・改 44 の「5.10 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（「5.10.7 防潮扉」を改定） ・改 51 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 56	H30. 6. 21	<ul style="list-style-type: none"> ・改 42 の「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について」を改定 ・改 42 の「6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改定
改 57	H30. 6. 25	<ul style="list-style-type: none"> ・改 55 の「5. 19 許容応力度法における許容限界について」を改定 ・改 56 の「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について」を改定 ・「6. 1. 2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を新規作成し、追加
改 58	H30. 6. 26	<ul style="list-style-type: none"> ・改 52 の「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置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」及び「6. 10. 4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を改定 ・「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」を新規作成し、追加
改 59	H30. 6. 26	<ul style="list-style-type: none"> ・改 53 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 60	H30. 6. 27	<ul style="list-style-type: none"> ・「5. 11 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」及び「5. 15 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」を新規作成し、追加 ・改 58 の「6. 10. 4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を登載 (変更なし)
改 61	H30. 6. 28	<ul style="list-style-type: none"> ・改 57 の「6. 1. 2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を改定 ・「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」を新規作成し、追加 ・「6. 14 杭-地盤相互作用バネの設定について」を新規作成し、追加
改 62	H30. 6. 28	<ul style="list-style-type: none"> ・改 59 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 (抜粋版)
改 63	H30. 6. 29	<ul style="list-style-type: none"> ・改 28 の「6. 8. 2 貯留堰取付護岸に関する補足説明」を改定 ・改 33 の「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」を改定 ・改 56 の「6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改定
改 64	H30. 6. 29	<ul style="list-style-type: none"> ・改 58 の「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」を改定 ・「5. 15 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について」に名称を変更
改 65	H30. 7. 3	<ul style="list-style-type: none"> ・改 58 の内, 「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 66	H30. 7. 4	<ul style="list-style-type: none"> ・改 28 の内, 「6. 5. 1. 1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」を改定
改 67	H30. 7. 4	<ul style="list-style-type: none"> ・「5. 5 津波防護施設のアンカーボルトの設計について」を新規作成し、追加 ・改 60 の「5. 11 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. 15 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」及び「6. 10. 4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 68	H30. 7. 5	・改 56 の「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について」を改定
改 69	H30. 7. 6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 の「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」を改定 ・改 32 の「6. 7. 1. 1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」を改定 ・改 32 の「6. 1. 1. 1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」を改定 ・改 33 の「6. 8. 1. 2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を改定 ・改 33 の「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」を改定 ・改 36 の「6. 5. 1. 2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明」を改定 ・改 44 の「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」を改定 ・「6. 7. 1. 2 構内排水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加
改 70	H30. 7. 6	<ul style="list-style-type: none"> ・改 33 の「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」を改定 ・改 36 の「6. 1. 1. 2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を改定
改 71	H30. 7. 11	・改 62 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定（抜粋版）
改 72	H30. 7. 11	<ul style="list-style-type: none"> ・改 65 の「6. 9. 1 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定 ・改 52 の「6. 10. 1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明」を改定
改 73	H30. 7. 11	<ul style="list-style-type: none"> ・「3. 2 海水ポンプの波力に対する強度評価について」を新規作成し、追加 ・改 67 の内、「5. 15 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」を改定
改 74	H30. 7. 12	・改 71 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定（抜粋版）
改 75	H30. 7. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・改 72 の「6. 9. 1 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定 ・「5. 3 強度計算に用いた規格・基準について」及び「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」を新規作成し、追加 ・改 64 の「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」を改定 ・改 58 の「6. 10. 3 加振試験の条件について」を改定
改 76	H30. 7. 18	<ul style="list-style-type: none"> ・改 67 の「6. 10. 4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を改定 ・「2. 1 津波防護対象設備の選定及び配置について」を新規作成し、追加
改 77	H30. 7. 19	・改 61 の「6. 1. 2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を改定
改 78	H30. 7. 23	・改 77 の「6. 1. 2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 79	H30. 7. 24	・改 75 の「5. 3 強度計算に用いた規格・基準について」, 「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」, 「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」及び「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」を改定
改 80	H30. 7. 25	・「3. 3 除塵装置の取水性の影響について」及び「6. 2. 2 フラップゲートに関する補足説明」を新規作成し, 追加
改 81	H30. 7. 27	・改 48 のうち, 「4. 3 漂流物荷重について」を改定
改 82	H30. 7. 27	・改 44 のうち, 「5. 10. 8 構内排水路逆流防止設備」を改定
改 83	H30. 7. 31	・「7. 1 工事計画変更許可後の変更手続き」を新規作成し, 追加 ・改 50 のうち, 「放水路ゲートに関する補足説明」を改定
改 84	H30. 8. 1	・改 37 のうち, 「3. 1 砂移動による影響確認について」を改定
改 85	H30. 8. 1	・改 37 のうち, 「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 86	H30. 8. 2	・改 26 の「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
改 87	H30. 8. 3	・改 15 のうち, 「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
改 88	H30. 8. 6	・改 51 のうち, 「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」を改定 ・改 63 のうち, 「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」を改定
改 89	H30. 8. 7	・改 29 の「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 ・「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」に評価内容を新規作成し追記 (新規分のみ抜粋) ・改 76 の「6. 10. 4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について」を改定
改 90	H30. 8. 8	・改 12 の「5. 2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」を改定
改 91	H30. 8. 13	・「5. 20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」を新規作成し, 追加 ・改 63 の「6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」及び「6. 8. 2 貯留堰取付護岸に関する補足説明」を改定 ・改 69 の「6. 8. 1. 2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を改定
改 92	H30. 8. 16	・改 69 の「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」及び「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」を改定
改 93	H30. 8. 17	・改 66 の「6. 5. 1. 1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明 (土木)」を改定 ・改 69 の「6. 5. 1. 2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明 (土木)」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 94	H30. 8. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・改 90 の「5. 2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」を改定 ・改 86 のうち、「5. 6 浸水量評価について」を改定 ・改 87 の「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
改 95	H30. 8. 20	<ul style="list-style-type: none"> ・改 69 の「6. 7. 1. 1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」及び「6. 7. 1. 2 構内排水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明」を改定
改 96	H30. 8. 20	<ul style="list-style-type: none"> ・改 55 の「5. 19 許容応力度法における許容限界について」を改定
改 97	H30. 8. 21	<ul style="list-style-type: none"> ・改 81 の「4. 3 漂流物荷重について」を改定
改 98	H30. 8. 22	<ul style="list-style-type: none"> ・改 12 の「1. 2 遡上・浸水域の評価の考え方について」を改定 ・改 89 の「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 ・改 84 の「3. 1 砂移動による影響確認について」を改定 ・改 86 の「4. 2 漂流物による影響確認について」を改定 ・改 94 の「5. 6 漏水量評価について」を改定
改 99	H30. 8. 22	<ul style="list-style-type: none"> ・改 89 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」の改訂及び止水板設置時における隙間の解析結果、評価の報告（新規） ・改 50 の「6. 5. 1 防潮扉の設計に関する補足説明」の改訂 ・改 50, 83 の「6. 6. 1 放水路ゲートの設計に関する補足説明」の改訂 ・改 85 の「6. 9. 1 浸水防止蓋、水密ハッチ、水密扉、逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 100	H30. 8. 22	<ul style="list-style-type: none"> ・改 69 のうち、「6. 1. 1. 1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」、「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」及び「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」を改定
改 101	H30. 8. 22	<ul style="list-style-type: none"> ・改 69 のうち、「6. 1. 1. 2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 102	H30. 8. 24	<ul style="list-style-type: none"> ・改 98 のうち、「1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について」、「1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について」、「5.6 漏水量評価について」を改定 ・改 94 のうち、「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 ・改 76 のうち、「2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について」を改定
改 103	H30. 8. 27	<ul style="list-style-type: none"> ・改 82 のうち、「5.10.8 構内排水路逆流防止設備」を改定 ・改 91 のうち、「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」を改定
改 104	H30. 8. 28	<ul style="list-style-type: none"> ・改 102 のうち「2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について」の改訂 ・改 99 のうち「6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明」の追記 ・改 99 のうち「6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明」の追記
改 105	H30. 8. 29	<ul style="list-style-type: none"> ・改 7 のうち、「5.18 津波荷重の算出における高潮の考慮について」を改定 ・改 94 のうち、「5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて」を改定 ・改 102 のうち、「1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について」、「5.6 浸水量評価について」及び「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 ・改 104 のうち、「2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について」を改定 ・改 96 の「5.19 許容応力度法における許容限界について」を登載(変更なし)
改 106	H30. 8. 30	<ul style="list-style-type: none"> ・改 101 のうち、「6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を改定
改 107	H30. 9. 3	<ul style="list-style-type: none"> ・改 103 のうち、「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」を改定
改 108	H30. 9. 4	<ul style="list-style-type: none"> ・改 105 「5.6 浸水量評価について」の改定(コメント回答) ・改 7 「5.18 津波荷重の算出における高潮の考慮」の改訂 ・改 104 「6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明」の改訂 ・改 104 「6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明」の改定

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 109	H30.9.5	<ul style="list-style-type: none"> ・改 102 の「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 ・改 98 の「4.2 漂流物による影響確認について」を改定 ・改 87 の「4.3 漂流物荷重について」を改定 ・改 105 の「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 ・改 99 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」及び「6.9.1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 110	H30.9.10	<ul style="list-style-type: none"> ・改 16 の「5.13 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「5.13.1 防潮堤止水ジョイント部材について」を改定 ・改 68 の「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について」を改定 ・改 88 の「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」を改定 ・改 88 の「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」を改定 ・改 91 の「6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改定
改 111	H30.9.11	<ul style="list-style-type: none"> ・5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて ・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 112	H30.9.12	<ul style="list-style-type: none"> ・改 105 の「2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について」を改定 ・改 84 の「3.1 砂移動による影響確認について」を改定 ・改 109 の「4.2 漂流物による影響確認について」, 「4.3 漂流物荷重について」及び「6.9.1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定 ・改 108 の「5.6 浸水量評価について」を改定 ・改 72 の「6.10.1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明」を改定 ・改 79 の「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」

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 37 H30. 5. 17]
 - 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について[改 105 H30. 8. 29]
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について[改 37 H30. 5. 17]
 - 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 109 H30. 9. 5]
 - 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[改 112 H30. 9. 12]
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 112 H30. 9. 12]
 - 3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について[改 73 H30. 7. 11]
 - 3.3 除塵装置の取水性の影響について[改 80 H30. 7. 25]
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 32 H30. 5. 1]
 - 4.2 漂流物による影響確認について[改 112 H30. 9. 12]
 - 4.3 漂流物荷重について[改 112 H30. 9. 12]
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 111 H30. 9. 11]
 - 5.3 強度計算に用いた規格・基準について[改 79 H30. 7. 24]
 - 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 31 H30. 4. 26]
 - 5.5 津波防護施設のアンカーボルトの設計について[改 67 H30. 7. 4]
 - 5.6 浸水量評価について[改 112 H30. 9. 12]
 - 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 111 H30. 9. 11]
 - 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[改 54 H30. 6. 20]
 - 5.9 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]
 - 5.10 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
 - 5.10.1 概要[改 5 H30. 2. 13]
 - 5.10.2 防潮堤（鋼製防護壁）[改 31 H30. 4. 26]
 - 5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）[改 38 H30. 5. 18]
 - 5.10.4 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]
 - 5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）[改 55 H30. 6. 20]
 - 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸[改 42 H30. 5. 31]
 - 5.10.7 防潮扉[改 55 H30. 6. 20]
 - 5.10.8 構内排水路逆流防止設備[改 103 H30. 8. 27]

- 5.11 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[改 67 H30.7.4]
- 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について[改 110 H30.9.10]
- 5.13 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
 - 5.13.1 防潮堤止水ジョイント部材について[改 110 H30.9.10]
 - 5.13.2 鋼製防護壁シール材について[改 47 H30.6.8]
- 5.14 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 47 H30.6.8]
- 5.15 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について[改 67 H30.7.4]
- 5.16 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 47 H30.6.8]
- 5.17 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]
- 5.18 津波荷重の算出における高潮の考慮について[改 108 H30.9.4]
- 5.19 許容応力度法における許容限界について[改 96 H30.8.20]
- 5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について[改 107 H30.9.3]
- 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
 - 6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明[改 100 H30.8.22]
 - 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明[改 106 H30.8.30]
 - 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明[改 78 H30.7.23]
 - 6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 109 H30.9.5]
 - 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 100 H30.8.22]
 - 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[改 100 H30.8.22]
 - 6.2.2 フラップゲートに関する補足説明[改 80 H30.7.25]
 - 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 92 H30.8.16]
 - 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[改 92 H30.8.16]
 - 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 110 H30.9.10]
 - 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[改 110 H30.9.10]
 - 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 108 H30.9.4]
 - 6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明[改 66 H30.8.17]（土木）
 - 6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明[改 69 H30.8.17]（土木）
 - 6.6 放水路ゲートに関する補足説明

[]内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

- 6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明[改 108 H30.9.4]
 - 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[改 39 H30.5.22]
 - 6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明[改 95 H30.8.20]
 - 6.7.1.2 構内排水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明[改 95 H30.8.20]
 - 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 110 H30.9.10]
 - 6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明[改 91 H30.8.13]
 - 6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明[改 91 H30.8.10]
 - 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, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明[改 112 H30.9.12]
 - 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 40 H30.5.25]
 - 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[改79 H30.7.24]
 - 6.10 津波監視設備に関する補足説明
 - 6.10.1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明[改 112 H30.9.12]
 - 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[改 112 H30.9.12]
 - 6.10.3 加振試験の条件について[改 75 H30.7.17]
 - 6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について[改 89 H30.8.7]
 - 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[改 61 H30.6.28]
 - 6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明[改 38 H30.5.18]
 - 6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明[改 31 H30.4.26]
 - 6.14 杭-地盤相互作用バネの設定について[改 61 H30.6.28]
7. 工事計画変更許可後の変更手続き
- 7.1 工事計画変更許可後の変更手続き[改 83 H30.7.31]

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

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

(1) 基準津波に対する津波防護対象設備の選定

基準津波に対する設計基準対象施設及び重大事故等対処施設の津波防護対象設備の選定の考え方及び対象となる範囲を以下に示す。

a. 設計基準対象施設の津波防護対象設備の選定

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、基準津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない」となっており、設計基準対象施設のうち、安全機能を有する設備を津波から防護することを要求している。このため、津波から防護を検討する対象となる設備は、設計基準対象施設のうち安全機能を有する設備（クラス1、クラス2及びクラス3設備）である。

また、設置許可基準規則の解釈別記3では、津波から防護する設備として、耐震Sクラスに属する設備（津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備を除く。）が要求されている。

以上から、津波から防護を検討する対象となる設備は、クラス1、クラス2及びクラス3設備並びに耐震Sクラスに属する設備（津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備を除く。）とする。このうち、クラス3設備については、安全評価上その機能を期待する設備は、津波に対してその機能を維持できる設計とし、その他の設備は損傷した場合を考慮して、代替設備により必要な機能を確保する等の対応を行う設計とする。

これより、津波から防護する設備は、クラス1及びクラス2設備並びに耐震Sクラスに属する設備（津波防護施設、浸水防止設備及び津波監視設備を除く。）とする。設計基準対象施設の津波防護対象設備の選定フローを図2.1.1-1に示す。

また、設計基準対象施設の津波防護対象設備（非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画として、海水ポンプ室、原子炉建屋、タービン建屋、使用済燃料乾式貯蔵建屋、常設代替高圧電源装置置場（軽油貯蔵タンク、非常用ディーゼル発電機燃料移送ポンプ、高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機燃料移送ポンプ及び東側DB立坑を含む。以下同じ。）、常設代替高圧電源装置用カルバート（トンネル部、立坑部及びカルバート部を含む。以下同じ。）、排気筒及び非常用海水系配管を設定する。

b. 重大事故等対処施設の津波防護対象設備の選定

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ものでなければならない。」ことを要求している。

設置許可基準規則第43条（重大事故等対処設備）における可搬型重大事故等対処設備の接続口、保管場所及び機能保持に対する要求事項を満足するため、可搬型重大事故等対処設備についても津波防護の対象とする。

これより、津波から防護する設備は、重大事故等対処施設（可搬型重大事故等対処設備を含む。）とする。

また、重大事故等対処施設の津波防護対象設備（非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画として、海水ポンプ室、原子炉建屋、常設代替高圧電源装置置場（軽油貯蔵

タンク, 非常用ディーゼル発電機燃料移送ポンプ, 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機燃料移送ポンプ, 常設代替高圧電源装置燃料移送ポンプ, 西側淡水貯水設備, 高所東側接続口, 高所西側接続口, 西側S A立坑及び東側D B立坑を含む。以下同じ。), 常設代替高圧電源装置用カルバート(トンネル部, 立坑部及びカルバート部を含む。以下同じ。), 排気筒, 非常用海水系配管, 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), 格納容器圧力逃がし装置格納槽, 常設低圧代替注水系格納槽(代替淡水貯槽, 常設低圧代替注水系ポンプ室及び常設低圧代替注水系配管カルバートを含む。以下同じ。), 緊急用海水ポンプピット, 原子炉建屋東側接続口及び原子炉建屋西側接続口を設定する。

(2) 敷地に遡上する津波に対する防護対象設備の選定

a. 重大事故等対処施設の津波防護対象設備の選定

設置許可基準規則第43条(重大事故等対処設備)第1項においては、「想定される重大事故等が発生した場合における温度, 放射線, 荷重その他の使用条件において, 重大事故等に対処するために必要な機能を有効に発揮できるものであること。」が要求されている。このため, 設置許可基準規則第44条(緊急停止失敗時に発電用原子炉を未臨界にするための設備)～第62条(通信連絡を行うために必要な設備)に適合するための重大事故等対処施設(可搬型重大事故等対処設備を含む。)について津波防護の対象とする。

また, 設置許可基準規則第43条(重大事故等対処設備)における可搬型重大事故等対処設備の接続口, 保管場所及び機能保持に対する要求事項を満足するため, 可搬型重大事故等対処設備についても津波防護の対象とする。

ただし, 次の(a)及び(b)に示す施設については, 津波防護の対象外とする。

(a) 大津波警報発表時にはあらかじめ原子炉停止操作をすることから, 設置許可基準規則第44条(緊急停止失敗時に発電用原子炉を未臨界にするための設備)のうち, ほう酸水の注入による未臨界維持機能を有する設備については, 津波防護の対象外とする。なお, ほう酸水注入系のうち, 重大事故等の進展抑制のためにほう酸水貯蔵タンクの保有水を注水する機能を有する設備については, 津波防護の対象とする。

(b) 非常用海水ポンプについては, 敷地に遡上する津波の浸水により機能喪失することを前提としていることから, 津波防護の対象としない。また, 非常用海水ポンプの機能喪失の影響を受ける施設のうち, 高圧炉心スプレイ系及び非常用電源設備については, 重大事故等対処施設である高圧代替注水系及び常設代替高圧電源装置によって代替可能なため, 津波防護の対象外とする。

敷地に遡上する津波に対する防護対象設備(非常用取水設備を除く。)を内包する建屋及び区画として, 原子炉建屋, 常設代替高圧電源装置置場, 常設代替高圧電源装置用カルバート, 排気筒, 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), 格納容器圧力逃がし装置格納槽, 常設低圧代替注水系格納槽及び緊急用海水ポンプピットを設定する。

(3) 津波防護対象設備の選定結果

「(1) 基準津波に対する津波防護対象設備の選定」及び「(2) 敷地に遡上する津波に対する防護対象設備の選定」において選定した設計基準対象施設の津波防護対象設備, 重大事故

等対処施設の津波防護対象設備及び敷地に遡上する津波に対する防護対象設備（以下、これらをまとめて「津波防護対象設備」という。）並びに設計基準対象施設の津波防護対象設備（非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画、重大事故等対処施設の津波防護対象設備（非常用取水設備を除く。）を内包する建屋及び区画及び敷地に遡上する津波に対する防護対象設備を内包する建屋及び区画（以下、これらをまとめて「津波防護対象設備を内包する建屋及び区画」という。）を以下に示す。

津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の一覧を表 2.1-1、その配置を図 2.1-1 に示す。また、具体的な津波防護対象設備のリストを表 2.1-2、その配置を図 2.1-2 に示す。

表 2.1-1 津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の一覧

津波防護対象設備	基準津波		敷地に遡上する津波
	設計基準対象施設	重大事故等対処施設	重大事故等対処設備
海水ポンプ室	○	○	
原子炉建屋	○	○	○
タービン建屋	○		
使用済燃料乾式貯蔵建屋	○		
常設代替高圧電源装置	○	○	○
常設代替高圧電源装置用カルバート	○	○	○
排気筒	○	○	○
非常用海水系配管	○	○	
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）		○	○
格納容器圧力逃がし装置格納槽		○	○
常設低圧代替注水系格納槽		○	○
非常用取水設備のうち，S A用海水ピット取水塔，海水引込み管，S A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		○	○
原子炉建屋東側接続口		○	○
原子炉建屋西側接続口		○	○

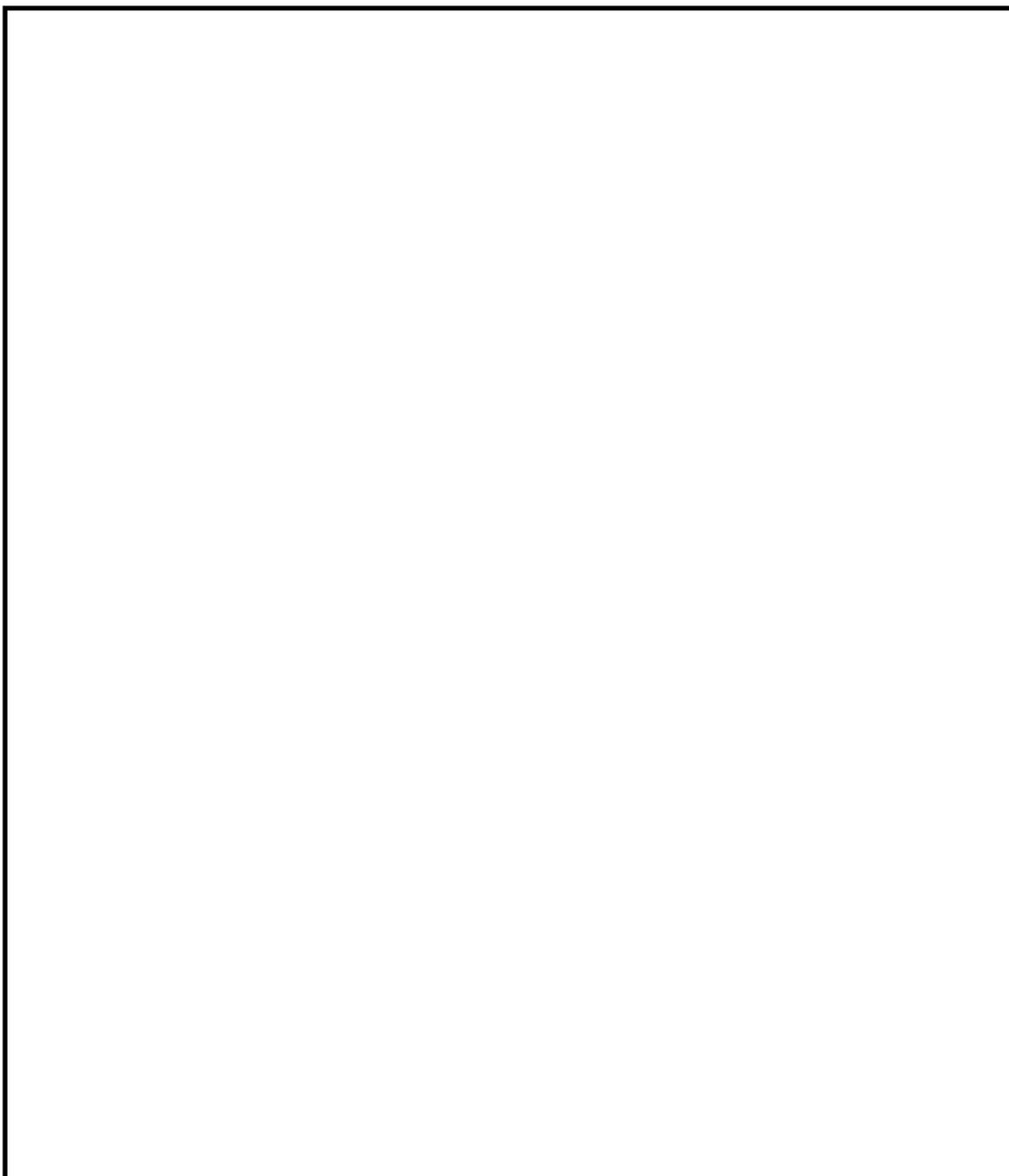


図 2.1-1 津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の配置

表2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (1/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象施設	重大事故等 対処施設		
1. 原子炉本体							
原子炉圧力容器	原子炉格納容器	—	1-1	○	○	○	
2. 核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設							
(1) 燃料取扱設備							
燃料取替機	原子炉建屋	46.0m	2-1	○			
原子炉建屋クレーン	原子炉建屋	54.5m	2-2	○			
使用済燃料乾式貯蔵建屋天井クレーン	使用済燃料乾式 貯蔵建屋	17.8m	2-3	○			
(2) 新燃料貯蔵設備							
新燃料貯蔵設備 (新燃料貯蔵庫)	原子炉建屋	46.0m	2-4	○			
新燃料貯蔵ラック	原子炉建屋	46.0m	2-5	○			
(3) 使用済燃料貯蔵設備							
使用済燃料貯蔵プール	原子炉建屋	38.8m	2-6	○	○	○	
使用済燃料貯蔵ラック	原子炉建屋	38.8m	2-7	○			
使用済燃料乾式貯蔵容器	使用済燃料乾式 貯蔵建屋	8.3m	2-8	○			
(4) 燃料プール冷却浄化系							
代替燃料プール冷却系ポンプ	原子炉建屋	29m	2-9		○	○	
代替燃料プール冷却系熱交換器	原子炉建屋	29m	2-10		○	○	
燃料プール冷却浄化設備 主配管	原子炉建屋	—	—	○	○	○	燃料プール冷却浄化系
燃料プール冷却浄化設備 主配管	原子炉建屋	—	—		○	○	代替燃料プール冷却系

2.1-6

表2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (2/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象施設	重大事故等 対処施設		
3. 原子炉冷却系統施設							
(1) 原子炉冷却材の再循環設備							
再循環系ポンプ	原子炉格納容器	14.0m	3-1	○			
原子炉冷却材の再循環設備 主配管	原子炉格納容器	—	—	○	○	○	
(2) 原子炉冷却材の循環設備							
主蒸気逃がし安全弁	原子炉格納容器	26.5m	3-2	○	○	○	
主蒸気逃がし安全弁逃がし弁機能用アキュムレータ	原子炉格納容器	26.4m	3-3	○			
主蒸気逃がし安全弁自動減圧機能用アキュムレータ	原子炉格納容器	26.4m	3-4	○	○	○	
原子炉冷却材の循環設備 主要弁	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	主蒸気系 復水給水系
原子炉冷却材の循環設備 主配管	原子炉格納容器 原子炉建屋 タービン建屋	—	—	○	○	○	主蒸気系 復水給水系
(3) 残留熱除去設備							
残留熱除去系熱交換器	原子炉建屋	—	3-5	○	○	○	
残留熱除去系ポンプ	原子炉建屋	-4.0m	3-6	○	○	○	
残留熱除去系ストレーナ	原子炉格納容器	-4.0m	3-7	○	○	○	
残留熱除去設備 主要弁	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	残留熱除去系
残留熱除去設備 主配管	原子炉格納容器 原子炉建屋 屋外	—	—	○	○	○	残留熱除去系

2.1-7

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (3/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象設備	重大事故等 対処設備		
(4) 非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備							
高圧炉心スプレイ系ポンプ	原子炉建屋	-4.0m	3-8	○	○		
高圧炉心スプレイ系ストレーナ	原子炉格納容器	-4.0m	3-9	○	○	○	
常設高圧代替注水ポンプ	原子炉建屋	-4.0m	3-10		○	○	
低圧炉心スプレイ系ポンプ	原子炉建屋	-4.0m	3-11	○	○	○	
低圧炉心スプレイ系ストレーナ	原子炉格納容器	-4.9m	3-12	○	○	○	
常設低圧代替注水系ポンプ	常設低圧代替注 水系格納槽	—	3-13		○	○	
可搬型代替注水中型ポンプ	可搬型重大事故 等対処設備置場	—	3-14		○	○	
可搬型代替注水大型ポンプ	可搬型重大事故 等対処設備置場	—	3-15		○	○	
代替循環冷却系ポンプ	原子炉建屋	-4.0m	3-16		○	○	
代替淡水貯槽	低圧代替注水系 格納槽	—	3-17		○	○	
西側淡水貯水設備	常設代替高圧電 源装置置場	—	3-18		○	○	
非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備 主要弁	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	高圧炉心スプレイ系 低圧炉心スプレイ系 (低圧炉心注水系)
非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備 主要弁	原子炉建屋 低圧代替注水系 格納槽	—	—		○	○	常設高圧代替注水系 常設低圧代替注水系 代替循環冷却系

2.1-8

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (4/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象設備	重大事故等 対処設備		
非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備 主配管	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	高压炉心スプレイ系 低压炉心スプレイ系 (低压炉心注水系)
非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備 主配管	原子炉建屋	—	—		○	○	常設高压代替注水系 常設低压代替注水系 代替循環冷却系
非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備 主配管	屋外	—	3-19		○	○	原子炉建屋東側接続口
非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備 主配管	屋外	—	3-20		○	○	原子炉建屋西側接続口
非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備 主配管	常設代替高压電 源装置置場	—	3-21		○	○	高所東側接続口
非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備 主配管	常設代替高压電 源装置置場	—	3-22		○	○	高所西側接続口
(5) 原子炉冷却材補給設備							
原子炉隔離時冷却系ポンプ (蒸気タービン含む)	原子炉建屋	-4.0m	3-23	○	○	○	
原子炉隔離時冷却系ストレーナ	原子炉格納容器	-4.0m	3-24	○	○	○	
原子炉冷却材補給設備 主要弁	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	原子炉隔離時冷却系
原子炉冷却材補給設備 主配管	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	原子炉隔離時冷却系
(6) 原子炉補機冷却設備							
残留熱除去系海水系ポンプ	海水ポンプ室	0.8m	3-25	○	○		
残留熱除去系海水系ストレーナ	海水ポンプ室	0.8m	3-26	○	○		
緊急用海水ポンプ	緊急用海水ポン プピット	—	3-27		○	○	

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (5/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象設備	重大事故等 対処設備		
緊急用海水系ストレーナ	緊急用海水ポン プピット	—	3-28		○	○	
原子炉補機冷却設備 主要弁	原子炉建屋	—	—	○	○	○	原子炉補機冷却系
原子炉補機冷却設備 主要弁	緊急用海水ポン プピット 原子炉建屋	—	—		○	○	緊急用海水系
原子炉補機冷却設備 主配管	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	原子炉補機冷却系
原子炉補機冷却設備 主配管	屋外 海水ポンプ室	—	—	○	○		残留熱除去系海水系
原子炉補機冷却設備 主配管	原子炉建屋	—	—	○	○	○	残留熱除去系海水系
原子炉補機冷却設備 主配管	緊急用海水ポン プピット 原子炉建屋	—	—		○	○	緊急用海水系
(7) 原子炉冷却材浄化設備							
原子炉冷却材浄化系再生熱交換器	原子炉建屋	29.0m	3-29	○			
原子炉冷却材浄化系非再生熱交換器	原子炉建屋	29.0m	3-30	○			
原子炉冷却材浄化系フィルタ脱塩器	原子炉建屋	38.8m	3-31	○			
原子炉冷却材浄化系循環ポンプ	原子炉建屋	14.0m	3-32	○			
原子炉冷却材浄化設備 主要弁	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	原子炉冷却材浄化系
原子炉冷却材浄化設備 主配管	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (6/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象施設	重大事故等 対処施設		
4. 計測制御系統施設							
(1) 制御材							
制御棒	原子炉格納容器	—	—	○	○	○	
(2) 制御材駆動装置							
制御棒駆動機構	原子炉格納容器	14.0m	4-1	○	○	○	
制御棒駆動水圧系制御ユニット	原子炉建屋	20.3m	4-2	○	○	○	
制御材駆動装置 主要弁	原子炉建屋	—	—	○	○	○	制御棒駆動水圧系
制御材駆動装置 主配管	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	制御棒駆動水圧系
(3) ほう酸水注入設備							
ほう酸水注入ポンプ	原子炉建屋	38.8m	4-3	○	○	○	
ほう酸水貯蔵タンク	原子炉建屋	38.8m	4-4	○	○	○	
ほう酸水注入設備 主要弁	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	ほう酸水注水系
ほう酸水注入設備 主配管	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	ほう酸水注水系
(4) 計測装置							
起動領域計装	原子炉格納容器	—	—	○	○	○	
平均出力領域計装	原子炉格納容器	—	—	○	○	○	
水平方向地震加速度検出器 鉛直方向地震加速度検出器	原子炉建屋	-4.0m 14.0m	4-5	○			
緊急時炉心冷却系操作盤	原子炉建屋	18.0m	4-6	○	○	○	

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (7/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象施設	重大事故等 対処施設		
原子炉制御操作盤	原子炉建屋	18.0m	4-7	○	○	○	
移動式炉内計装操作盤	原子炉建屋	18.0m	4-8	○			
出力領域モニタ計装盤	原子炉建屋	18.0m	4-9	○	○	○	
プロセス計装盤	原子炉建屋	18.0m	4-10	○			
漏えい検出系操作盤	原子炉建屋	18.0m	4-11	○			
プロセス放射線モニタ, 起動時領域モニタ操作盤	原子炉建屋	18.0m	4-12	○	○	○	
格納容器雰囲気監視系操作盤	原子炉建屋	18.0m	4-13	○	○	○	
サブプレッションプール温度記録計盤	原子炉建屋	18.0m	4-14	○	○	○	
原子炉保護系トリップユニット盤	原子炉建屋	18.0m	4-15	○	○	○	
緊急時炉心冷却系トリップユニット盤	原子炉建屋	18.0m	4-16	○	○	○	
高圧炉心スプレイ系トリップユニット盤	原子炉建屋	18.0m	4-17	○	○		
所内電気操作盤	原子炉建屋	18.0m	4-18	○			
窒素置換-空調換気制御盤	原子炉建屋	18.0m	4-19	○			
非常用ガス処理系, 非常用ガス循環系操作盤	原子炉建屋	18.0m	4-20	○	○	○	
可燃性ガス濃度制御盤	原子炉建屋	18.0m	4-21	○			
原子炉遠隔停止操作盤	原子炉建屋	2.5m	4-22	○	○	○	
非常用ディーゼル発電機操作盤	原子炉建屋	0.7m	4-23	○	○		
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機操作盤	原子炉建屋	0.7m	4-24	○	○		
原子炉隔離時冷却系タービン制御盤	原子炉建屋	25.0m	4-25	○	○	○	

2.1-12

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (8/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象施設	重大事故等 対処施設		
ほう酸水注入ポンプ操作盤	原子炉建屋	38.8m	4-26	○	○	○	
原子炉保護系M-Gセット制御盤	原子炉建屋	8.2m	4-27	○			
原子炉水位、圧力計装ラック	原子炉建屋	20.3m	4-28	○	○	○	
ジェットポンプルーブ計装ラック	原子炉建屋	14.0m	4-29	○			
原子炉再循環系計装ラック	原子炉建屋	14.0m	4-30	○			
主蒸気流量計装ラック	原子炉建屋	14.0m	4-31	○			
残留熱除去系DIV-I計装ラック	原子炉建屋	2.0m	4-32	○	○	○	
残留熱除去系DIV-II計装ラック	原子炉建屋	2.0m	4-33	○	○	○	
高圧炉心スプレイ系DIV-III計装ラック	原子炉建屋	2.0m	4-34	○	○		
低圧炉心スプレイ系計装ラック	原子炉建屋	2.0m	4-35	○	○		
原子炉隔離時冷却系DIV-I計装ラック	原子炉建屋	2.0m	4-36	○	○	○	
原子炉隔離時冷却系DIV-II計装ラック	原子炉建屋	2.0m	4-37	○	○	○	
非常用ガス再循環処理系計装ラック	原子炉建屋	38.8m	4-38	○	○	○	
非常用ガス処理系計装ラック	原子炉建屋	38.8m	4-39	○	○	○	
格納容器雰囲気監視系モニタラック	原子炉建屋	20.3m 29.0m	4-40	○	○	○	
非常用ディーゼル発電機・機関計装ラック	原子炉建屋	2.0m	4-41	○	○		
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機・機関計装ラック	原子炉建屋	2.0m	4-42	○	○		
スクラム・ディスチャージ・ボリューム水位	原子炉建屋	—	—	○			

2.1-13

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (9/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象施設	重大事故等 対処施設		
サブプレッションプール水温度	原子炉格納容器	—	—	○	○	○	
A TWS 緩和設備	原子炉建屋	—	—		○	○	
使用済燃料プール水位・温度 (SA広域)	原子炉建屋	—	—		○	○	
使用済燃料プール温度	原子炉建屋	—	—	○	○	○	
(5) 制御用空気設備							
非常用窒素供給系高圧窒素ポンベ	原子炉建屋	20.3m	4-43		○	○	
制御用空気設備 主配管	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—		○	○	
5. 放射性廃棄物の廃棄施設							
主排気筒	屋外	8.0m	5-1	○	○	○	
非常用ガス処理系排気筒	屋外	8.0m	5-2	○	○	○	
排ガス活性炭ベッド	原子炉建屋	2.3m	5-3	○			
放射性廃棄物の廃棄設備 主要弁	原子炉建屋	—	—	○	○	○	液体廃棄物処理系
放射性廃棄物の廃棄設備 主配管	原子炉建屋	—	—	○	○	○	液体廃棄物処理系
6. 放射線管理施設							
(1) 放射線管理用計測装置							
主蒸気管放射線モニタ	原子炉建屋	14.0m	6-1	○			
格納容器雰囲気放射線モニタ	原子炉建屋	2.0m 20.3m	6-2	○	○	○	
原子炉建屋換気系燃料取替床排気ダクト放射線モニタ	原子炉建屋	46.5m	6-3	○			

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (10/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象施設	重大事故等 対処施設		
原子炉建屋換気系排気ダクト放射線モニタ	原子炉建屋	20.3m	6-4	○			
使用済燃料プールエリア放射線モニタ	原子炉建屋	46.5m	6-5		○	○	
フィルタ装置出口放射線モニタ	原子炉建屋	8.2m	6-6		○	○	
耐圧強化ベント系放射線モニタ	原子炉建屋 (外)	36m	6-7		○	○	
可搬型モニタリング・ポスト	緊急時対策所	—	6-8		○	○	
(2) 換気設備							
中央制御室換気系送風機	原子炉建屋	25.0m	6-9	○			
中央制御室換気系排風機	原子炉建屋	25.0m	6-10	○			
中央制御室換気系フィルタユニット	原子炉建屋	25.0m	6-11	○	○	○	
非常用ガス処理系排風機	原子炉建屋	38.8m	6-12	○	○	○	
非常用ガス再循環系排風機	原子炉建屋	38.8m	6-13	○	○	○	
非常用ガス処理系フィルタトレイン	原子炉建屋	38.8m	6-14	○	○	○	
非常用ガス再循環系フィルタトレイン	原子炉建屋	38.8m	6-15	○	○	○	
換気設備 主配管	原子炉建屋	—	—	○	○	○	非常用ガス処理系 非常用ガス再循環系
(3) 生体遮蔽装置							
1次遮蔽壁	原子炉建屋	—	6-16	○			
2次遮蔽壁	原子炉建屋	—	6-17	○			
中央制御室遮蔽	原子炉建屋	—	6-18	○	○	○	
中央制御室待避室遮蔽	原子炉建屋	—	6-19		○	○	

2.1-15

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (11/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象施設	重大事故等 対処施設		
緊急時対策所遮蔽	緊急時対策所建 屋	—	6-20		○	○	
7. 原子炉格納施設							
(1) 原子炉格納容器							
原子炉格納容器	原子炉格納容器	—	—	○	○	○	
機器搬入用ハッチ	原子炉格納容器	2.0m 14.0m	7-1	○	○	○	
所員用エアロック	原子炉格納容器	14.0m	7-2	○	○	○	
配管貫通部	原子炉格納容器	—	—	○	○	○	
電気配線貫通部	原子炉格納容器	—	—	○	○	○	
(2) 原子炉建屋							
原子炉建屋 (原子炉棟)	原子炉建屋	—	—	○	○	○	
機器搬入用ハッチ	原子炉建屋	8.2m	7-3	○	○	○	
所員用エアロック	原子炉建屋	8.2m	7-4	○	○	○	
(3) 圧力低減設備その他の安全設備							
格納容器スプレイヘッド (ドライウェル側)	原子炉格納容器	20.0m 33.0m	7-5	○	○	○	
格納容器スプレイヘッド (サブプレッション・チェンバ 側)	原子炉格納容器	11.5m	7-6	○	○	○	
ダイヤフラムフロア	原子炉格納容器	14.0m	7-7	○			
ベント管	原子炉格納容器	—	—	○			

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (12/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象施設	重大事故等 対処施設		
真空破壊装置	原子炉格納容器	10.3m	7-8	○			
格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置	格納容器圧力逃がし装置格納槽	—	7-9		○	○	
圧力低減設備その他の安全設備 主要弁	原子炉建屋	—	—	○	○	○	(格納容器スプレイ系)
圧力低減設備その他の安全設備 主要弁	格納容器圧力逃がし装置格納槽 原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—		○	○	格納容器圧力逃がし装置
圧力低減設備その他の安全設備 主配管	原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—	○	○	○	(格納容器スプレイ系)
圧力低減設備その他の安全設備 主配管	格納容器圧力逃がし装置格納槽 原子炉格納容器 原子炉建屋	—	—		○	○	格納容器圧力逃がし装置
(4) 可燃ガス濃度制御系							
可燃性ガス濃度制御系再結合器	原子炉建屋	20.3m	7-10	○			
可燃性ガス濃度制御系ブロー	原子炉建屋	20.3m	7-11	○			
可燃性ガス濃度制御系加熱器	原子炉建屋	20.3m	7-12	○			
可燃性ガス濃度制御系冷却器	原子炉建屋	20.3m	7-13	○			
可燃性ガス濃度制御系 主要弁	原子炉建屋	—	—	○			可燃性ガス濃度制御系 不活性ガス系
可燃性ガス濃度制御系 主配管	原子炉建屋	—	—	○			可燃性ガス濃度制御系 不活性ガス系

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (13/14)

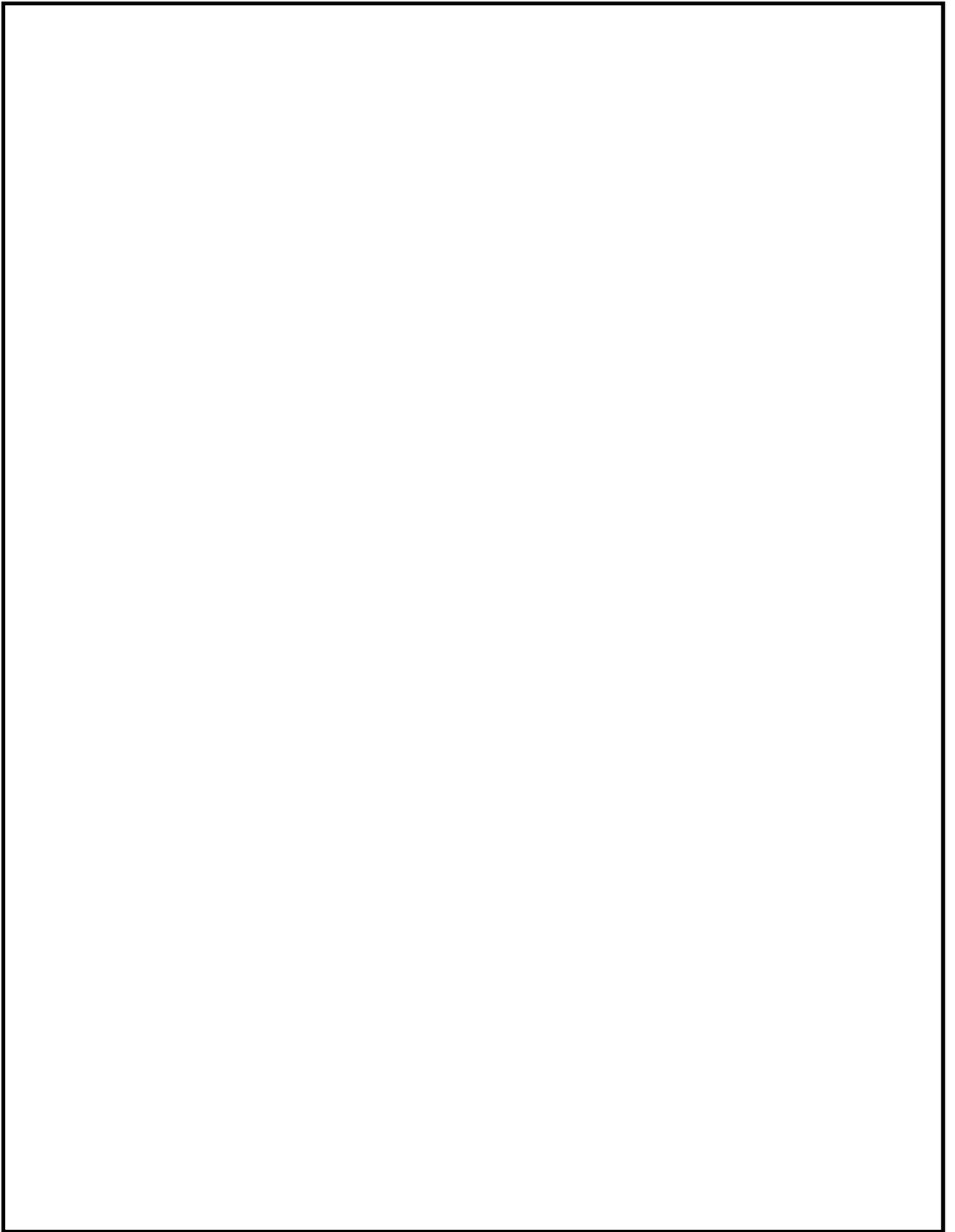
機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象施設	重大事故等 対処施設		
8. その他発電用原子炉の附属施設							
(1) 非常用電源設備							
非常用ディーゼル発電装置発電機	原子炉建屋	0.7m	8-1	○	○		
非常用ディーゼル発電装置内燃機関	原子炉建屋	0.7m	8-2	○	○		
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電装置発電機	原子炉建屋	0.7m	8-3	○	○		
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電装置内燃機関	原子炉建屋	0.7m	8-4	○	○		
軽油貯蔵タンク	屋外	11.0m	8-5	○	○		
非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ	屋外	0.8m	8-6	○	○		
非常用ディーゼル発電機用海水ストレータ	屋外	0.8m	8-7	○	○		
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ	屋外	0.8m	8-8	○	○		
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水用ストレータ	屋外	0.8m	8-9	○	○		
常設代替高圧電源装置	常設代替高圧電源装置置場	—	8-10		○	○	
メタルクラッド開閉装置 (非常用)	原子炉建屋	-4.0m 2.0m	8-11	○	○	○	
緊急用メタルクラッド開閉装置	常設代替高圧電源装置置場	—	8-12		○	○	
高圧炉心スプレイ系メタルクラッド開閉装置	原子炉建屋	2.0m	8-13	○	○	○	
パワーセンタ (非常用)	原子炉建屋	-4.0m 2.0m	8-14	○	○	○	

2.1-18

表 2.1-2 主な津波防護対象設備リスト (14/14)

機器名称	設置場所	設置フロア (EL.)	図示 番号	基準津波		敷地に遡上 する津波	備考
				設計基準 対象施設	重大事故等 対処施設		
緊急用パワーセンタ	常設代替高压電 源装置置場	—	8-15		○	○	
直流125V蓄電池	原子炉建屋	8.2m	8-16	○	○	○	
直流高压炉心スプレイ系用蓄電池	原子炉建屋	8.2m	8-17	○	○		
±24V中性子モニタ用蓄電池	原子炉建屋	8.2m	8-18	○	○	○	
可搬型整流器	可搬型重大事故 等対処設備保管 場所	—	8-19		○	○	
緊急用125V系蓄電池	原子炉建屋	8.2m	8-20		○	○	
タンクローリ	可搬型重大事故 等対処設備保管 場所	—	8-21		○	○	
非常用発電設備 主配管	原子炉建屋 屋外	—	—	○	○		非常用ディーゼル発電機用海水系 高压炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水 系

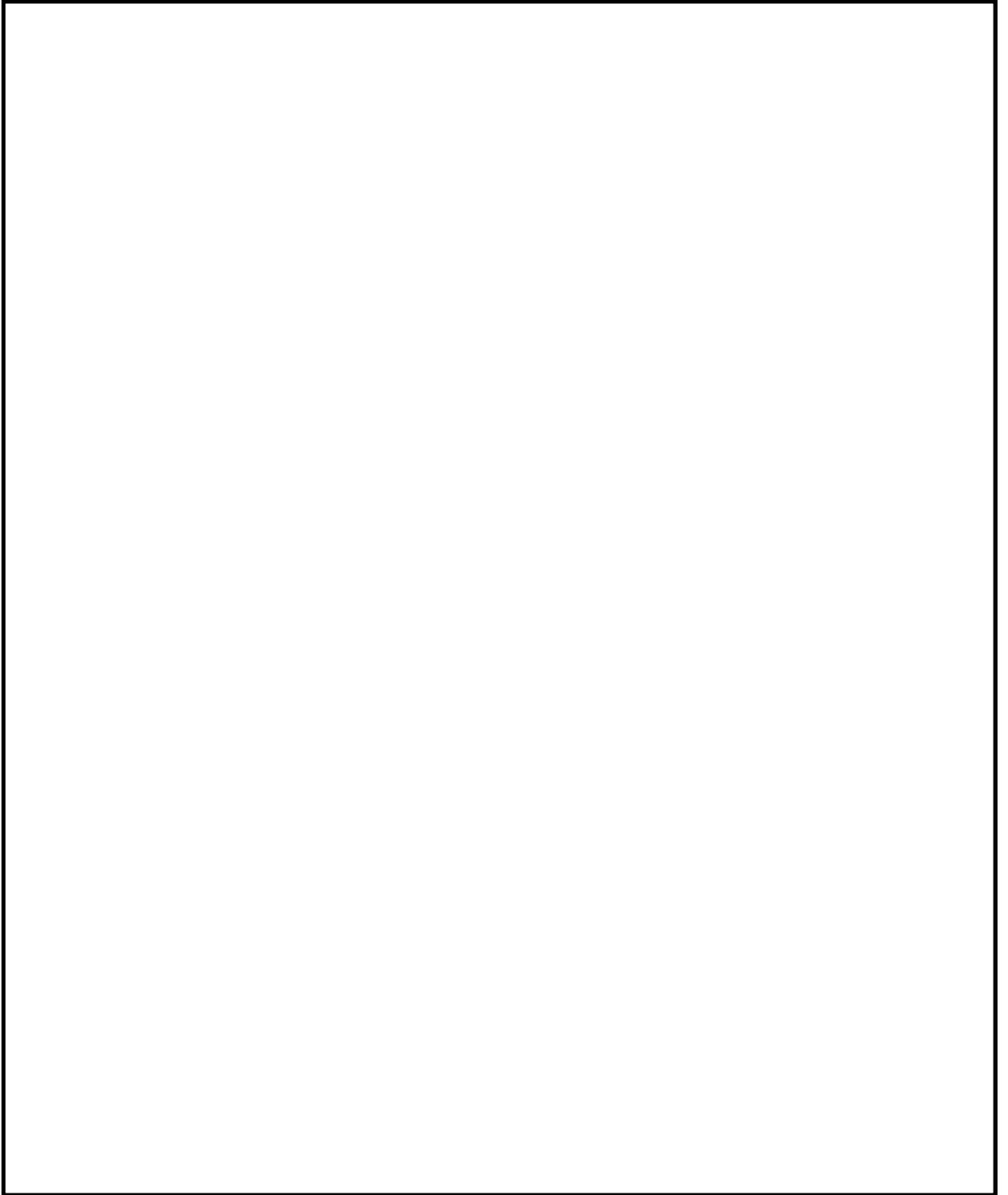
2.1-19



( EL. -4.0m)

図 2.1-2 主な津波防護対象設備の配置図 (1/9)

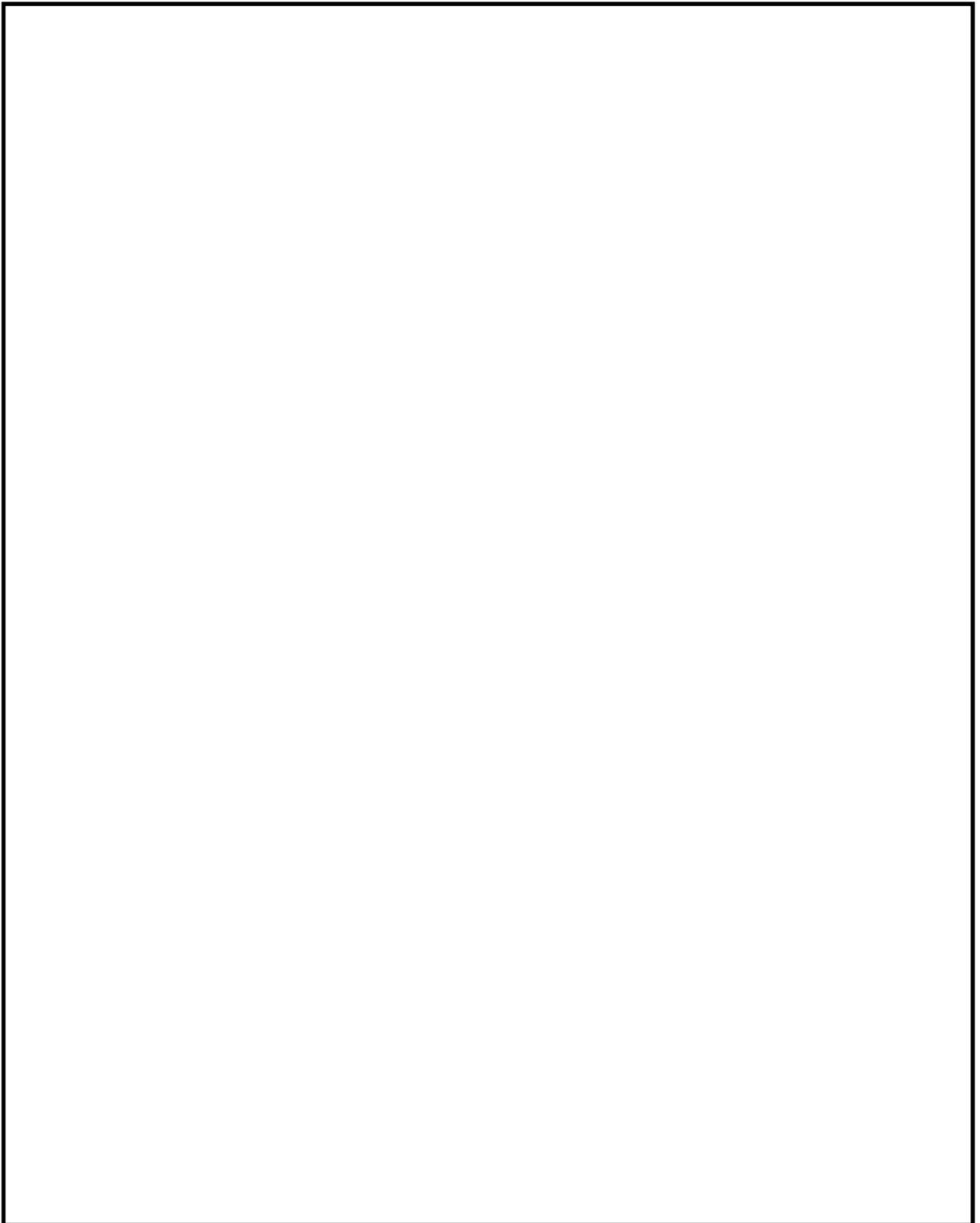
2.1-20



( EL. +2. 0m)

図 2. 1-2 主な津波防護対象設備の配置図 (2/9)

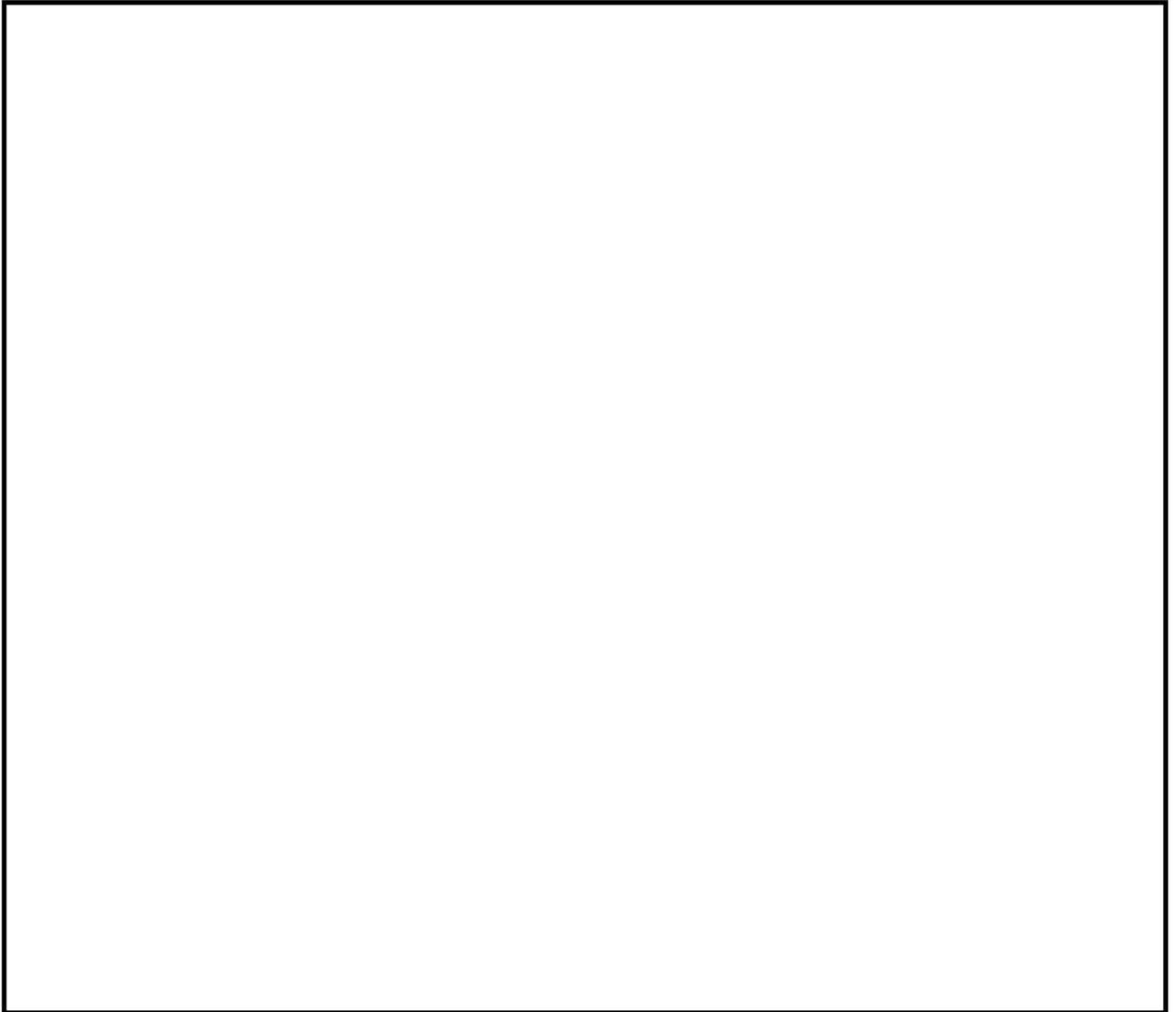
2. 1-21



( EL. +8. 2m, EL. +10. 3m)

図 2.1-2 主な津波防護対象設備の配置図 (3/9)

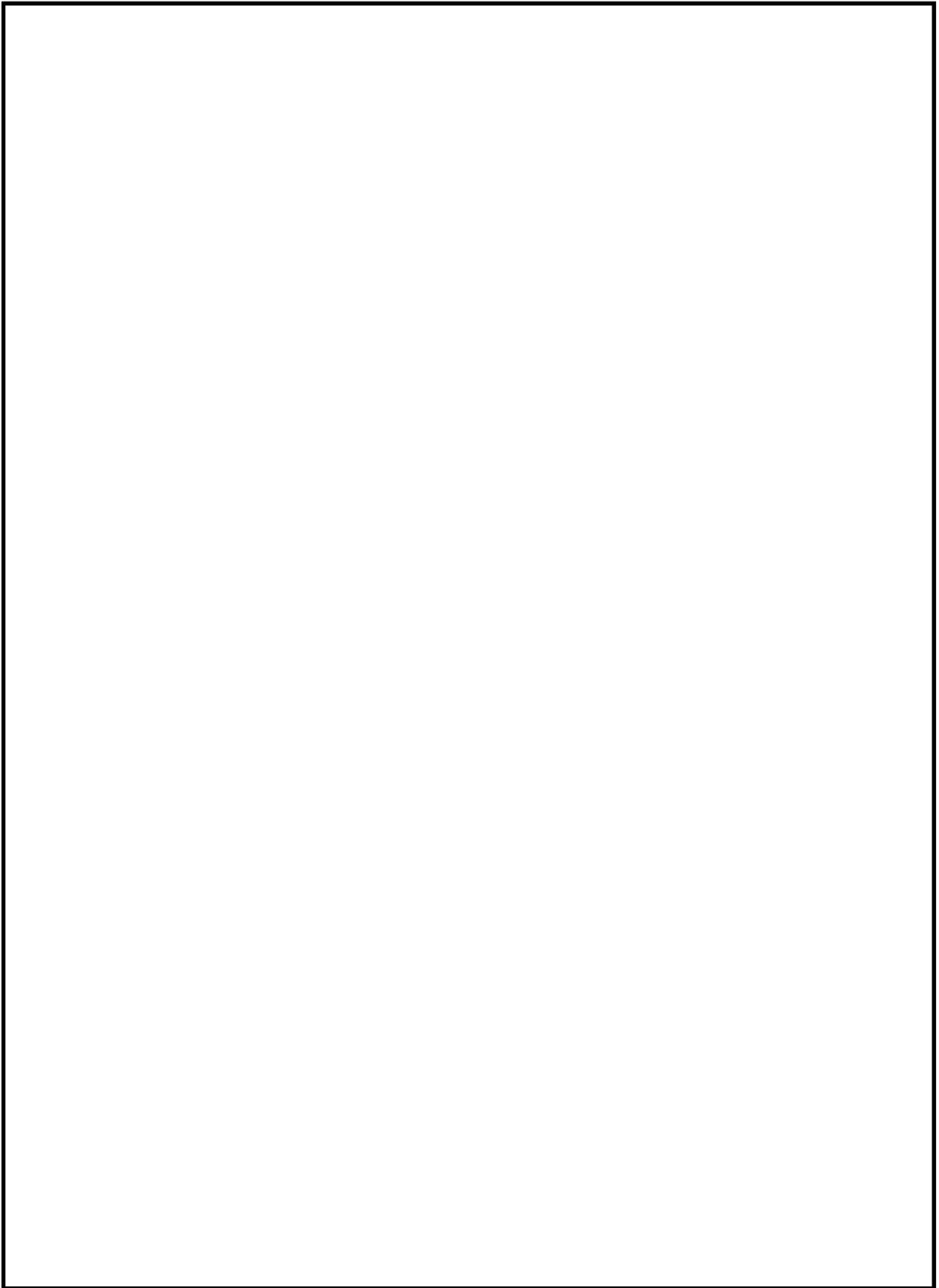
2.1-22



( EL. +14.0m)

図 2.1-2 主な津波防護対象設備の配置図 (4/9)

2.1-23



( EL. +18. 0m, EL. +20. 3m, EL. +23. 0m)

図 2.1-2 主な津波防護対象設備の配置図 (5/9)

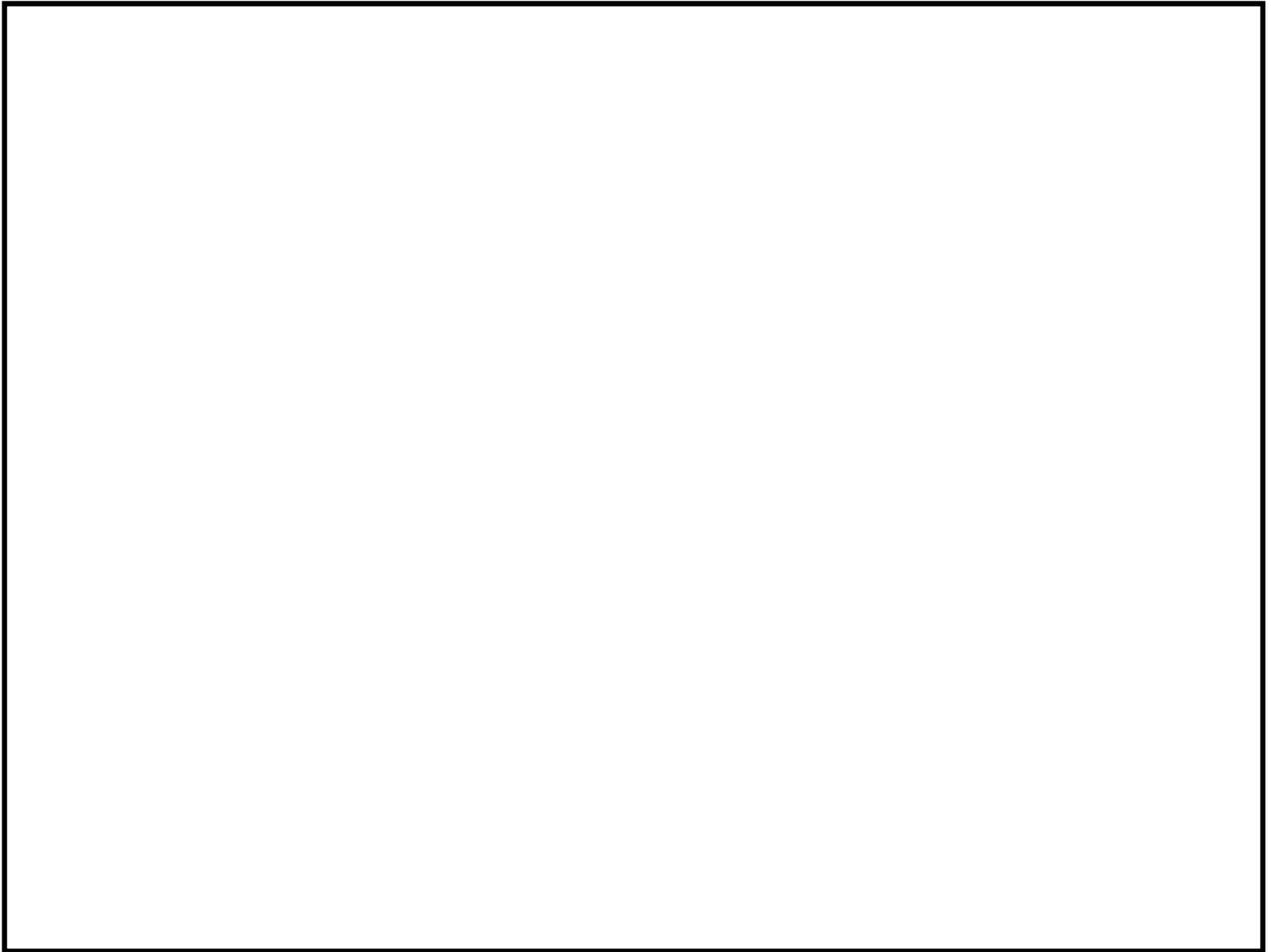
2.1-24



( EL. +29.0m)

図 2.1-2 主な津波防護対象設備の配置図 (6/9)

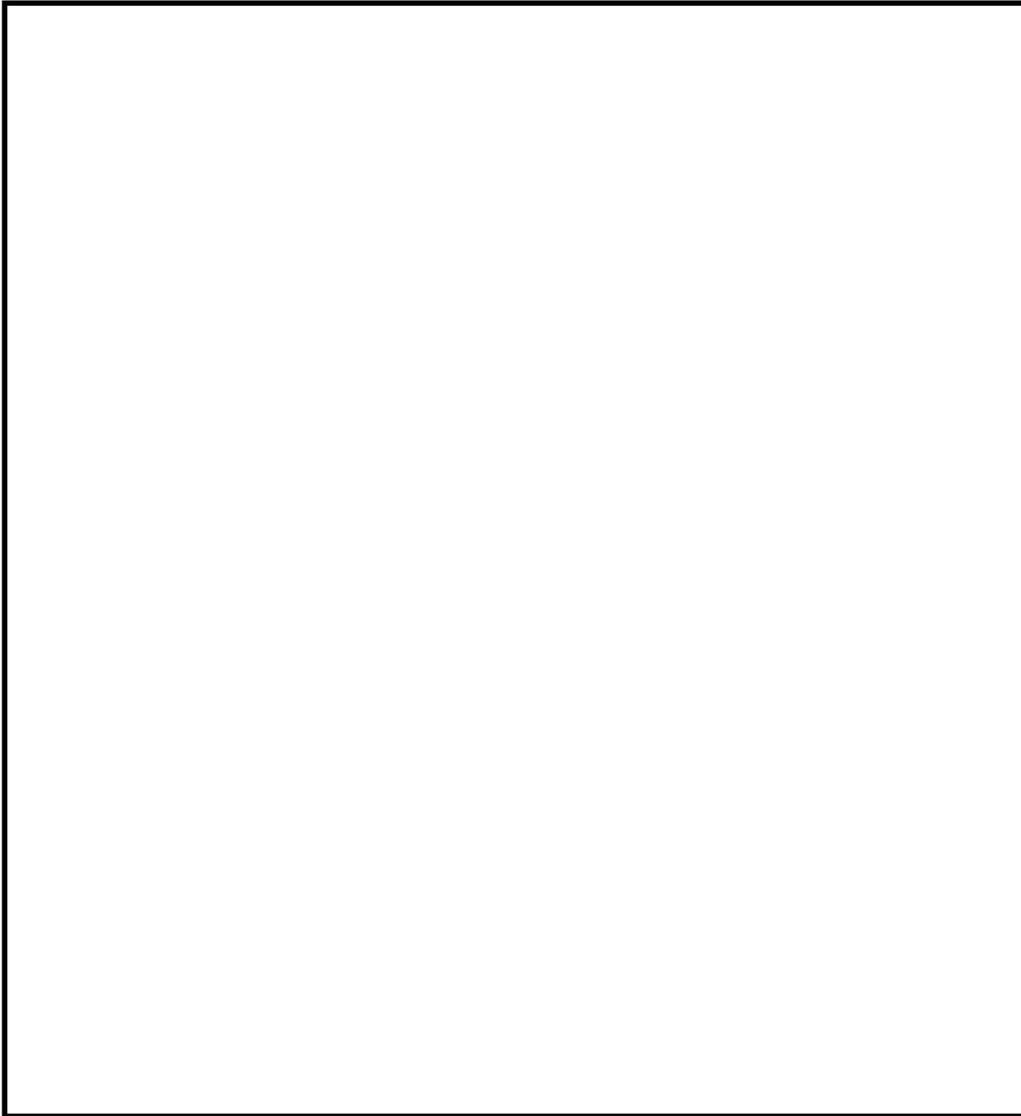
2.1-25



( EL. +38.8m)

図 2.1-2 主な津波防護対象設備の配置図 (7/9)

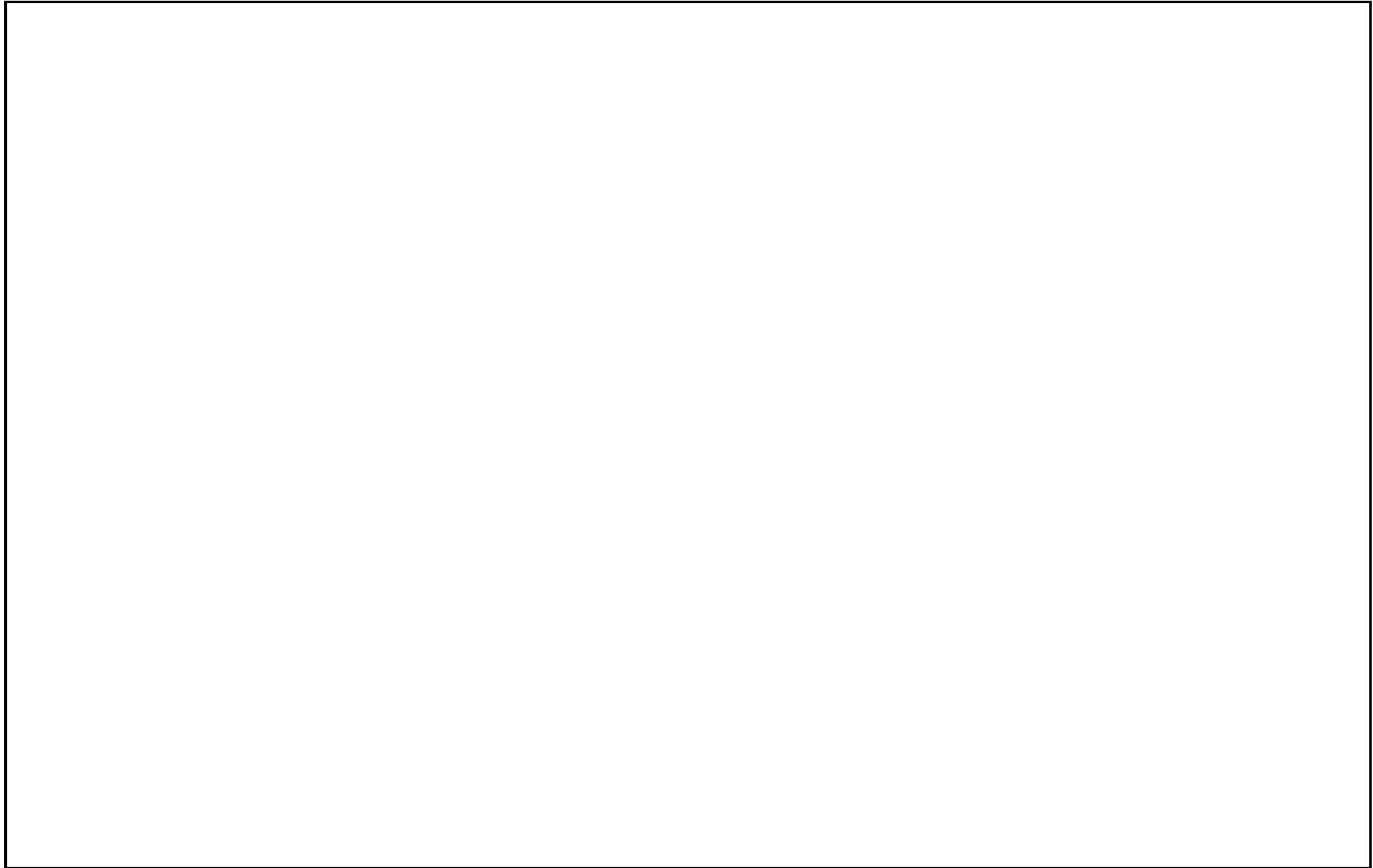
2.1-26



( EL. +46.5m)

図 2.1-2 主な津波防護対象設備の配置図 (8/9)

2.1-27



(屋外)

図 2.1-2 主な津波防護対象設備の配置図 (9/9)

2.1-28

3. 取水性に関する考慮事項

3.1 砂移動による影響評価

津波の二次的な影響による非常用海水冷却系の機能保持確認として、津波に伴う砂移動により、非常用海水冷却系の通水性が確保できること、浮遊砂の混入に対して海水ポンプが機能保持できることを確認する。

具体的には、残留熱除去系海水ポンプ、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（以下「非常用海水ポンプ」という。）を対象に、基準津波による砂移動に対して、取水口及び取水路の通水性が確保できること、非常用海水ポンプ及び非常用海水系が浮遊砂の混入に対して機能保持できること、非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂に対する耐性を確認する。また、緊急用海水ポンプを対象に、敷地に遡上する津波に対して、SA用海水取水塔から緊急用海水ポンプヒットまでの通水性が確保できること、緊急用海水ポンプ及び緊急用海水系が浮遊砂の混入に対して機能保持できること、緊急用海水ポンプ軸受の浮遊砂に対する耐性を確認する。

以下、3.1.1において非常用海水ポンプの砂移動による影響評価、3.1.2において緊急用海水ポンプの砂移動による影響評価を示す。

3.1.1 非常用海水ポンプの砂移動による影響評価

(1) 基準津波による砂移動評価における解析条件

砂移動評価における解析条件（粒径の違い、防波堤の有無、防潮堤設置ルートの変更）について、以下の影響評価を実施した。

- a. 防潮堤設置ルート変更前のモデルを用いた砂移動評価における粒径の違いによる堆積厚さへの影響評価
- b. 防潮堤設置ルート変更前のモデルを用いた防波堤をモデル化しない状態での堆積厚さへの影響評価
- c. a., b. の影響評価において堆積厚さが最大となった解析条件を用いた防潮堤設置ルート変更に伴う砂移動評価結果への影響評価

c. の影響評価の結果、取水口前面における砂の堆積厚さに変化はなく、また、堆積侵食分布図に有意な差異がないことを確認した。

よって、防潮堤設置ルート変更に伴う砂移動評価結果への影響はないことから、防潮堤設置ルート変更前のモデルで評価した結果（a. 及び b. の影響評価結果）を用いることは問題ないと考える。

影響評価結果を踏まえて設定した解析条件として、平均粒径、防波堤なし、防潮堤設置ルート変更後の砂移動評価を実施した結果、基準津波による取水口前面における砂の堆積厚さは、最大で 0.36m となった。

取水口の呑口下端高さは T.P. -6.04m である。これに対して、呑口前面の海底面高さは T.P. -6.89m であり、呑口下端高さは海底面高さより約 0.8m 高い位置にある。

以上のことから、基準津波による水位変動に伴う海底の砂の移動が取水口及び取水路の通水性に影響がないことを確認した。

また、上記の評価のほか、以下に示す評価を実施した。

d. 平均粒径よりも大きな粒径を有する砂の浮遊可能性評価

この結果、平均粒径よりも粒径が大きい砂ほど浮遊しにくいことを確認した。

以下に、a. ～d. の評価結果を示す。

a. 砂移動評価における粒径の違いによる堆積厚さへの影響評価

砂移動評価における粒径の違いによる堆積厚さへの影響を確認するため、粒径のパラメータスタディを実施した。

検討は、基本ケースである敷地周辺海域の平均粒径 0.15mm (D_{50}) に加えて、10%粒径 (D_{10}) 及び 90%粒径 (D_{90}) を粒径としたケースを追加した。検討ケースを表 3.1.1-1 に示す。各試料採取地点の粒径加積曲線から D_{10} 相当及び D_{90} 相当の粒径を求め、平均した結果、 D_{10} 相当は 0.10mm、 D_{90} 相当は 1.8mm に設定した。試料採取地点を図 3.1.1-1、各試料採取地点の粒径加積曲線を図 3.1.1-2 に示す。

砂移動評価は、基本ケースにおいて、堆積厚さが厚く評価された高橋他 (1999) の方法を用いた。取水口前面の砂の堆積厚さの評価結果を表 3.1.1-2、堆積侵食分布図を図 3.1.1-3 に示す。

図 3.1.1-3 から、粒径を変えることにより敷地周辺海域の砂の堆積厚さに変動はあるものの、いずれも取水口前面においては、基本ケースより最大堆積厚さが薄くなっており、粒径の違いによる取水口前面における堆積厚さへの影響は小さいことを確認した。

表 3. 1. 1-1 検討ケース

粒径	備考
0. 15mm	D ₅₀ , 基本ケース
0. 10mm	D ₁₀ 相当
1. 8mm	D ₉₀ 相当

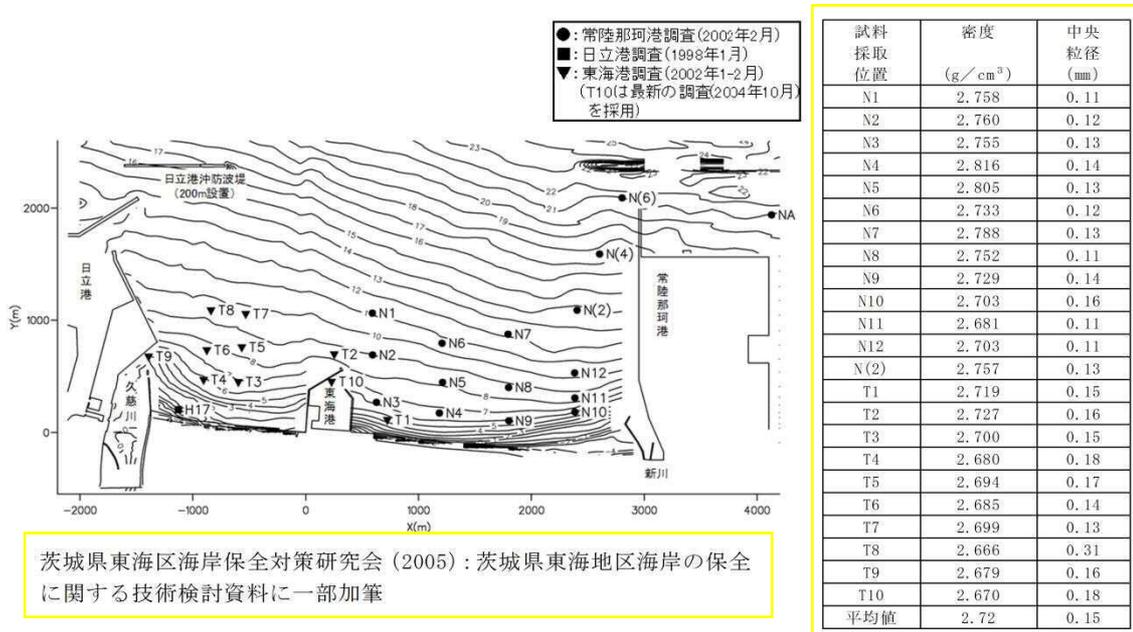


図 3. 1. 1-1 試料採取地点

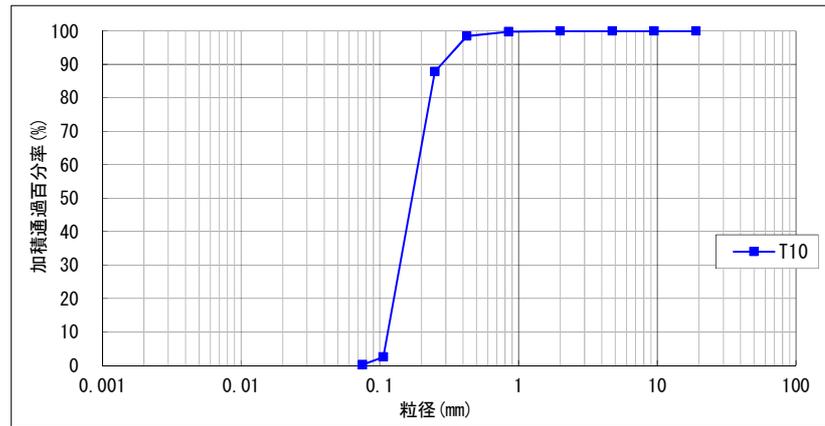


図 3.1.1-2(1) 粒径加積曲線 (2004年10月調査, T10)

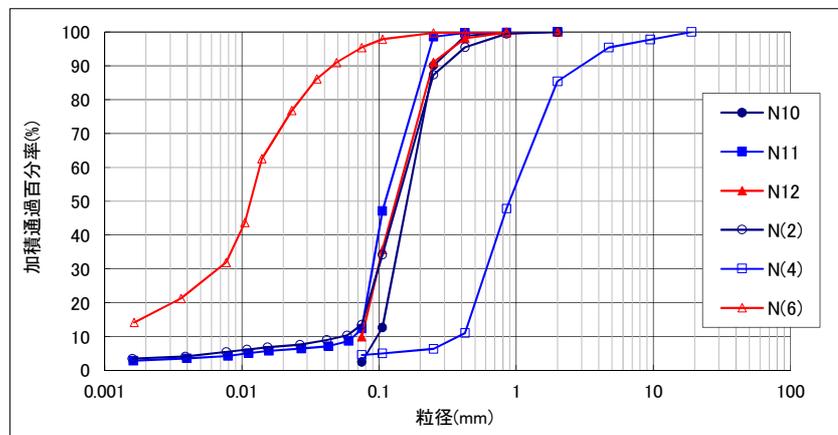


図 3.1.1-2(2) 粒径加積曲線 (2002年2月調査, N10/N11/N12/N(2)/N(4)/N(6))

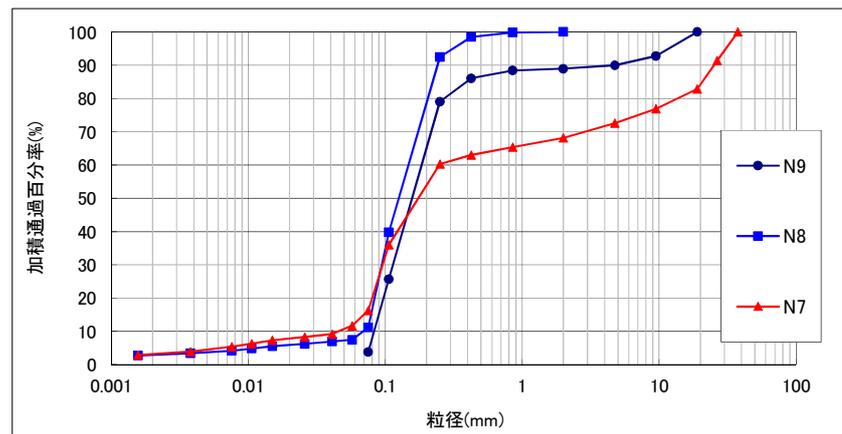


図 3.1.1-2(3) 粒径加積曲線 (2002年2月調査, N7/N8/N9)

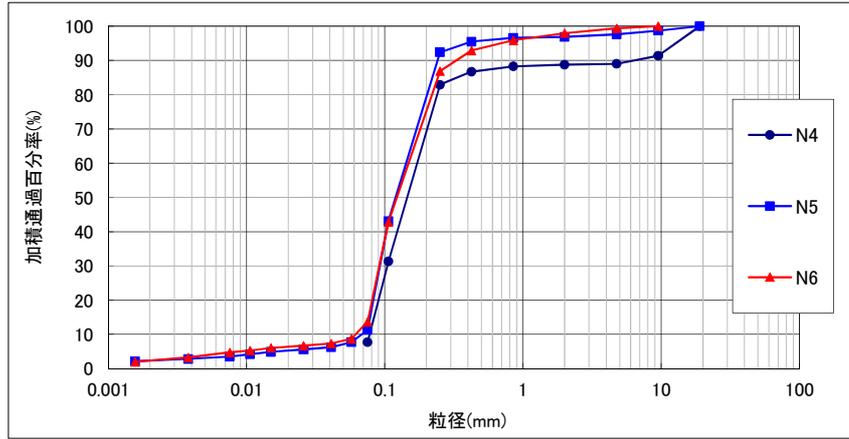


图 3.1.1-2 (4) 粒径加積曲線 (2002 年 2 月調查, N4/N5/N6)

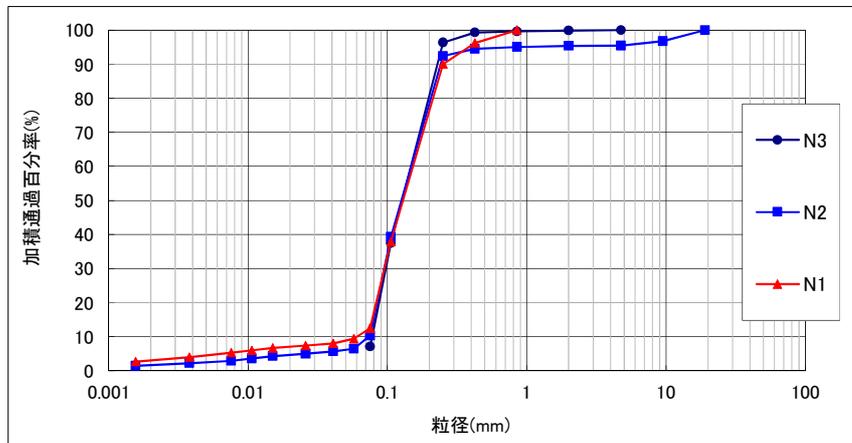


图 3.1.1-2 (5) 粒径加積曲線 (2002 年 2 月調查, N1/N2/N3)

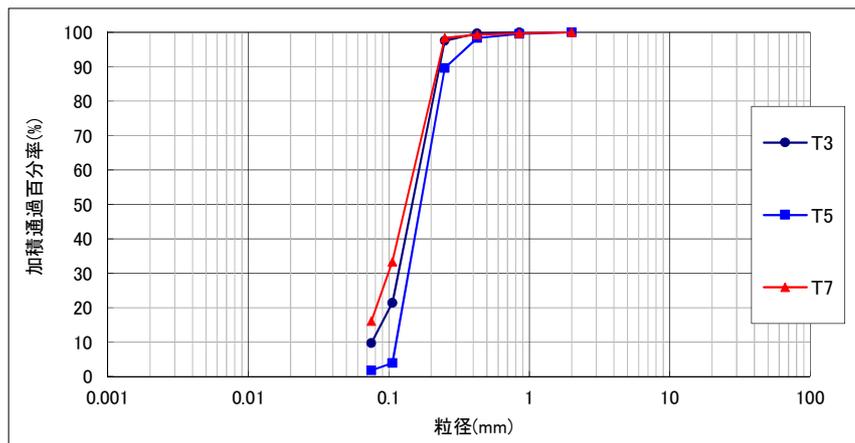


图 3.1.1-2 (6) 粒径加積曲線 (2002 年 1-2 月調查, T3/T5/T7)

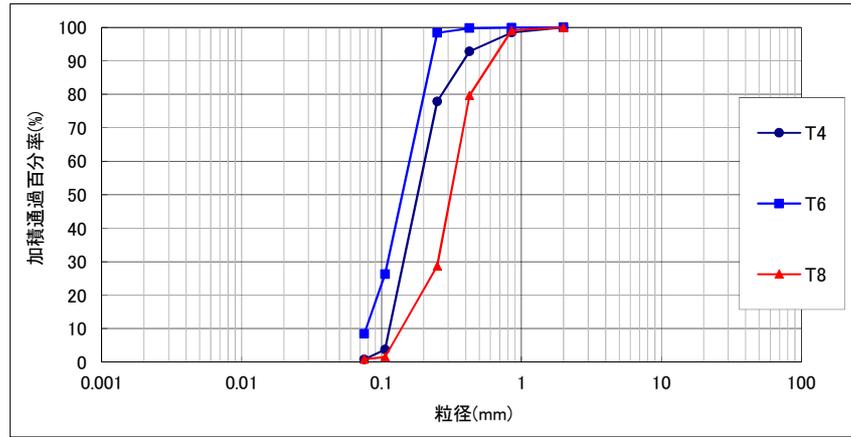


図 3.1.1-2 (7) 粒径加積曲線 (2002 年 1-2 月調査, T4/T6/T8)

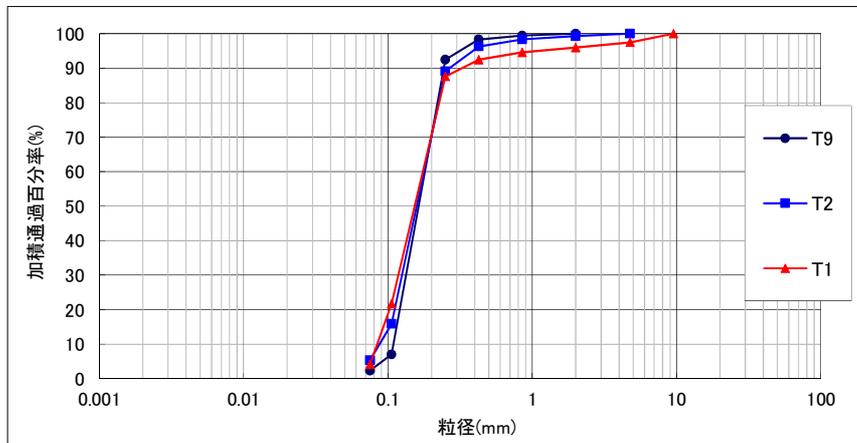


図 3.1.1-2 (8) 粒径加積曲線 (2002 年 1-2 月調査, T1/T2/T9)

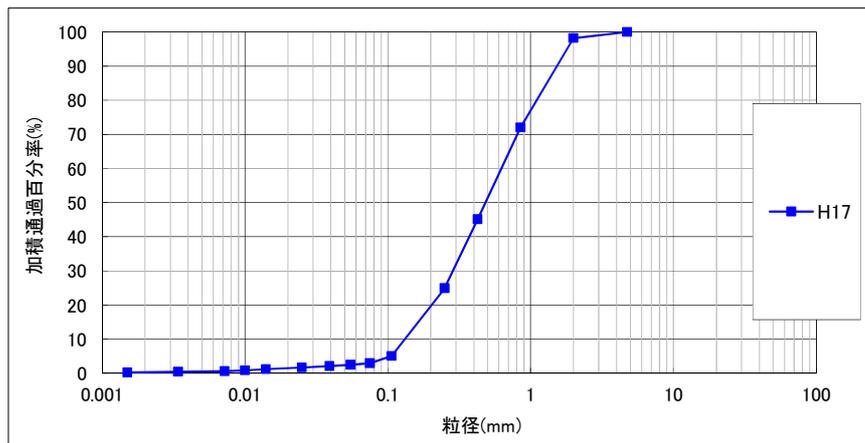


図 3.1.1-2 (9) 粒径加積曲線 (1998 年 1 月調査, H17)

表 3. 1. 1-2 取水口前面の砂の堆積厚さ

基準津波	粒径	取水口前面
上昇側	D ₅₀ 相当 (0. 15mm)	0. 33m
	D ₁₀ 相当 (0. 10mm)	0. 31m
	D ₉₀ 相当 (1. 8mm)	0. 13m
下降側	D ₅₀ 相当 (0. 15mm)	0. 19m
	D ₁₀ 相当 (0. 10mm)	0. 18m
	D ₉₀ 相当 (1. 8mm)	0. 02m

※高橋他 (1999), 浮遊砂上限濃度 1%

水位上昇側

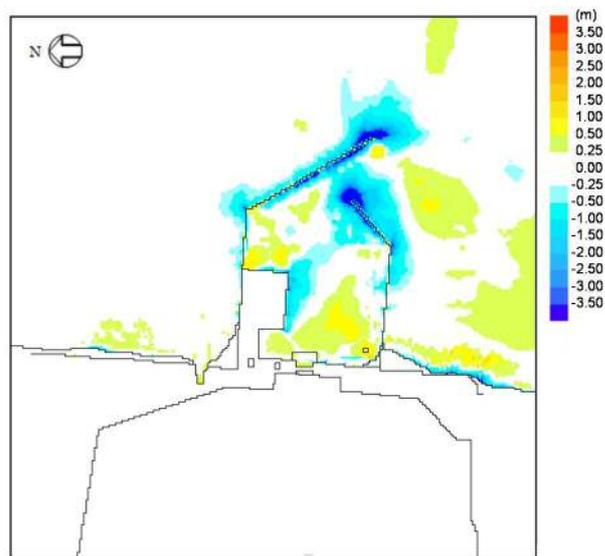


図 3. 1. 1-3 (1) 堆積侵食分布図 D₅₀ 相当 (0. 15mm)

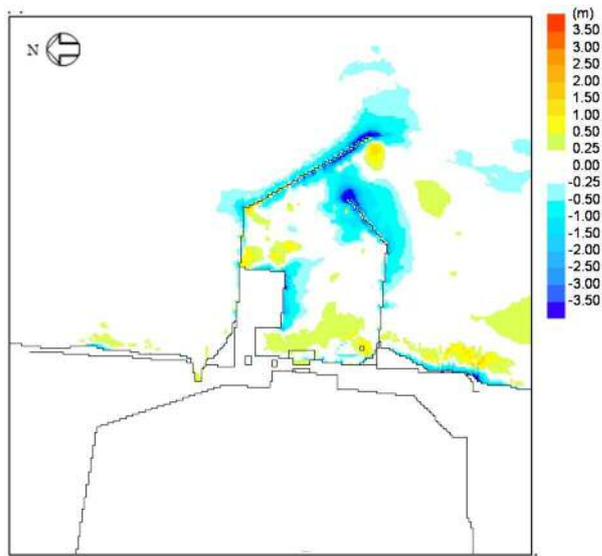


图 3.1.1-3 (2) 堆積侵食分布图 D_{10} 相当 (0.10mm)

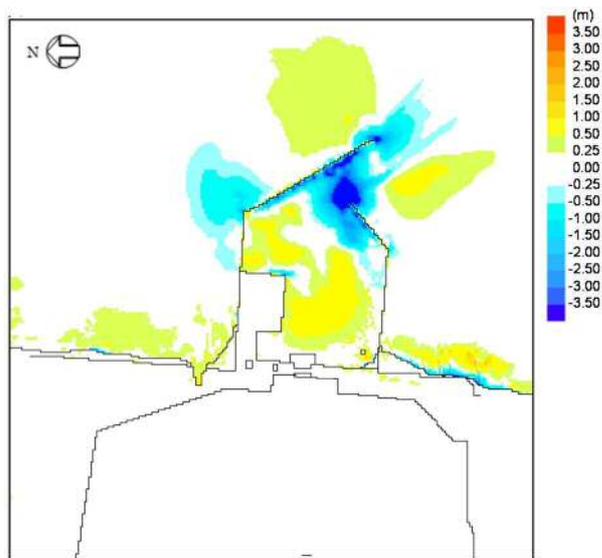


图 3.1.1-3 (3) 堆積侵食分布图 D_{90} 相当 (1.8mm)

水位下降側

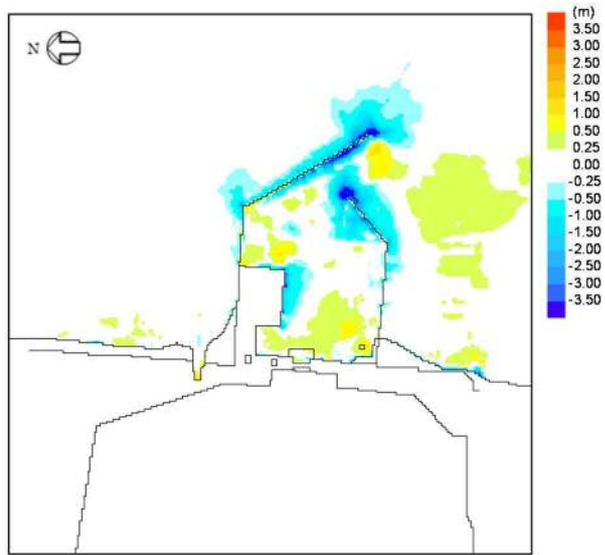


图 3.1.1-3 (4) 堆積侵食分布图 D_{50} 相当 (0.15mm)

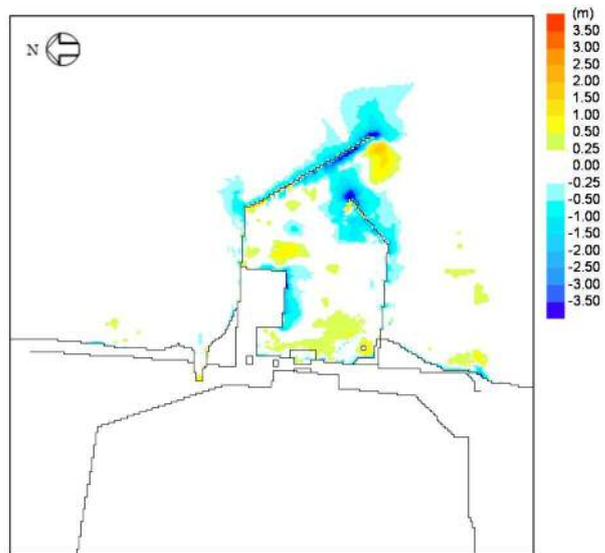


图 3.1.1-3 (5) 堆積侵食分布图 D_{10} 相当 (0.10mm)

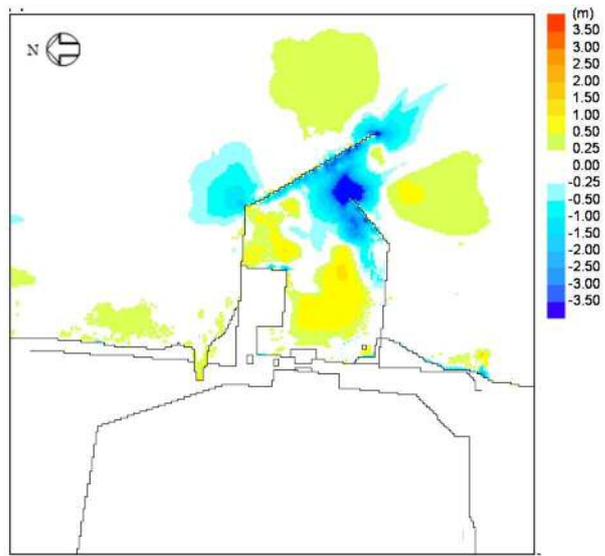


图 3.1.1-3 (6) 堆積侵食分布図 D_{90} 相当 (1.8mm)

b. 防波堤をモデル化しない状態での堆積厚さへの影響評価

砂移動評価においては、防波堤は健全な状態と仮定して解析を実施している。ここでは、影響評価として、地震時における防波堤の損傷を考慮して、保守的に防波堤をモデル化しない状態とした砂移動解析を実施し、取水口前面における堆積厚さへの影響を検討した。なお、解析条件は「a. 砂移動評価における粒径の違いによる堆積厚さへの影響評価」と同様に、高橋他（1999）、浮遊砂上限濃度 1%とし、平均粒径を用いて実施した。

取水口前面における堆積厚さの評価結果を表 3.1.1-3、防波堤の有無による堆積侵食分布図を図 3.1.1-4 に示す。図 3.1.1-4 から、防波堤の有無による敷地周辺海域の砂の堆積厚さの分布に変化があるものの、最大堆積厚さについては大差はなかった。しかし、取水口前面の最大堆積厚さについては防波堤の有無による影響は小さいものの、防波堤なし条件の最大堆積厚さは大きくなった。

表 3.1.1-3 防波堤の有無による取水口前面の堆積厚さ

基準津波	防波堤	取水口前面
上昇側	あり	0.33m
	なし	0.36m
下降側	あり	0.19m
	なし	0.23m

※解析条件（防波堤なし，高橋他（1999），浮遊砂上限濃度 1%，平均粒径）

水位上昇側

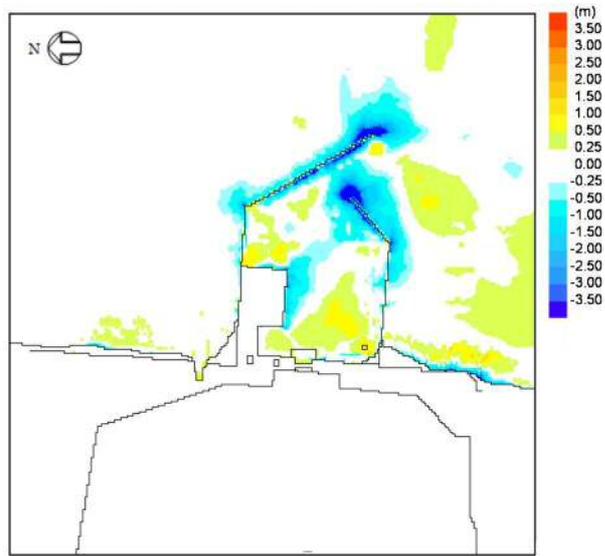


図 3.1.1-4 (1) 堆積侵食分布図 防波堤あり

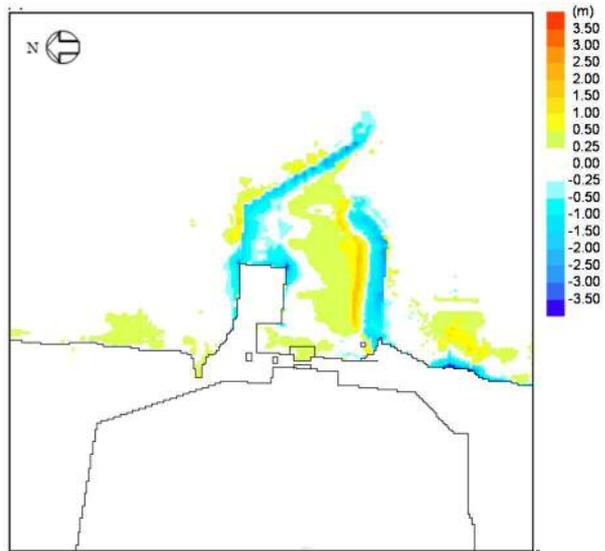


図 3.1.1-4 (2) 堆積侵食分布図 防波堤なし

水位下降側

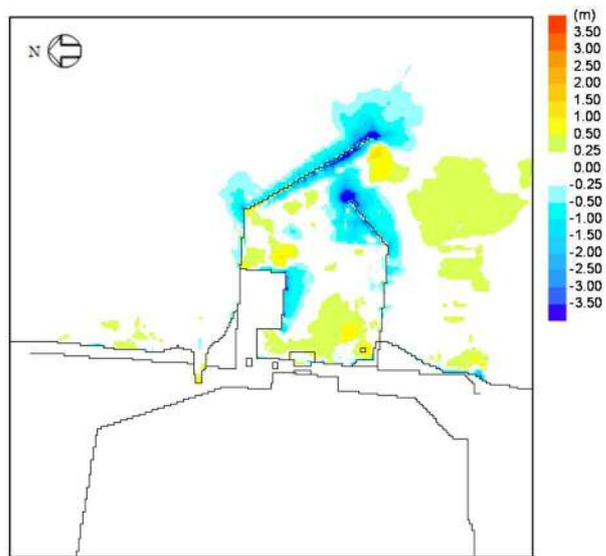


図 3.1.1-4 (3) 堆積侵食分布図 防波堤あり

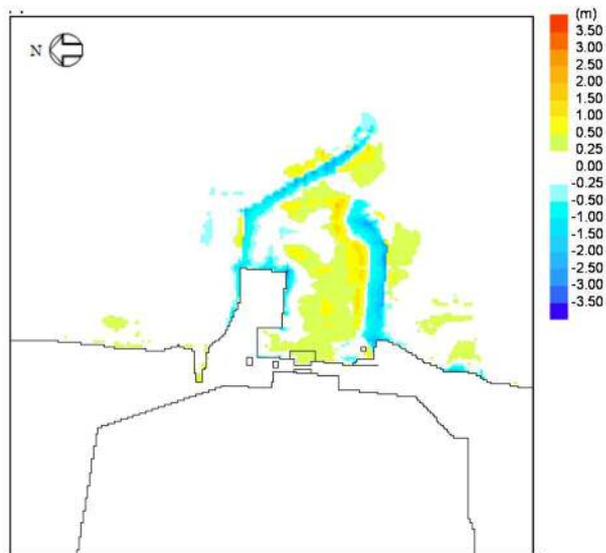


図 3.1.1-4 (4) 堆積侵食分布図 防波堤なし

c. 防潮堤設置ルート変更に伴う砂移動評価結果への影響評価

a., b. の影響評価の結果から、砂の堆積厚さが最も大きい解析条件（防波堤なし，高橋他（1999），浮遊砂上限濃度 1%，平均粒径）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，取水口前面における砂の堆積厚さについて評価を実施した。

取水口前面における砂の堆積厚さの評価結果を表 3. 1. 1-4，防潮堤設置ルート変更前後による取水口前面における堆積侵食分布図を図 3. 1. 1-5 に示す。

防潮堤設置ルート変更前後における砂の堆積厚さに変化はなく、堆積侵食分布図にも有意な差異がないことを確認した。

よって、防潮堤設置ルート変更に伴う砂移動評価結果への影響はないことから、防潮堤設置ルート変更前のモデルで評価した結果（砂移動評価における粒径の違いによる堆積厚さへの影響及び防波堤をモデル化しない状態での堆積厚さへの影響）を用いることは問題ないと考える。

表 3. 1. 1-4 防潮堤設置ルート変更前後における取水口前面の堆積厚さ

基準津波	取水口前面における砂の堆積厚さ	
	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	0. 36m	0. 36m
下降側	0. 23m	0. 23m

※解析条件（防波堤なし，高橋他（1999），浮遊砂上限濃度 1%，平均粒径）

水位上昇側

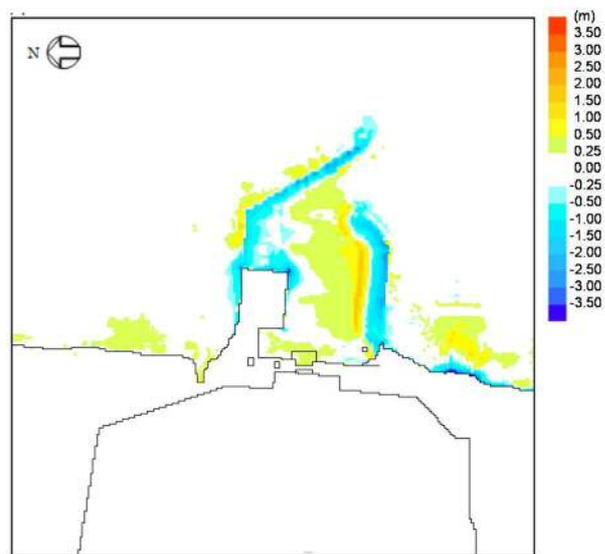


図 3.1.1-5 (1) 堆積侵食分布図 防潮堤設置ルート変更前

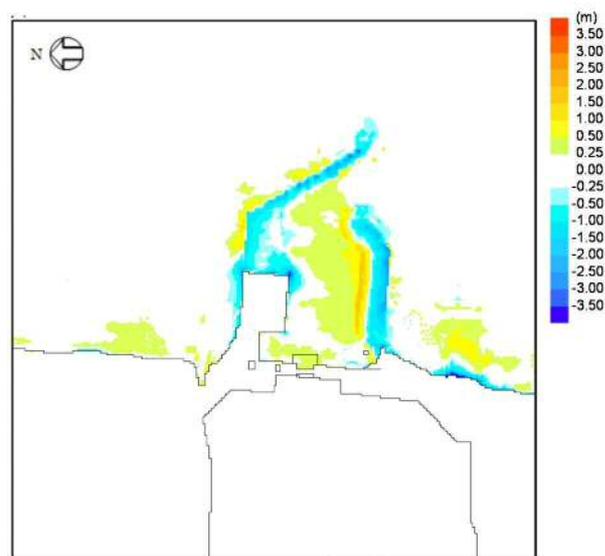


図 3.1.1-5 (2) 堆積侵食分布図 防潮堤設置ルート変更後

水位下降側

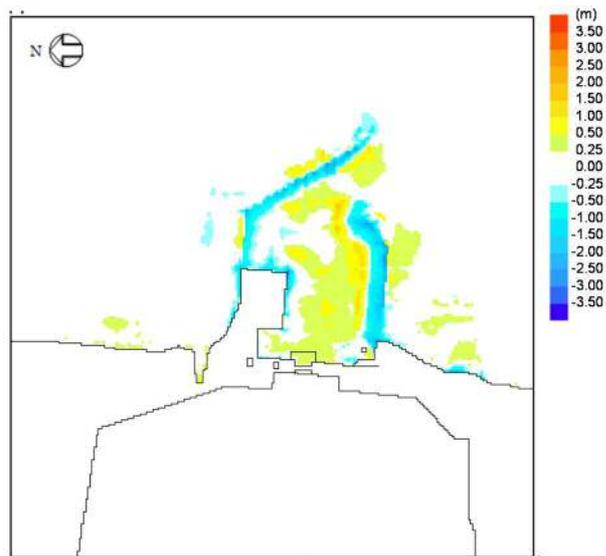


図 3.1.1-5 (3) 堆積侵食分布図 防潮堤設置ルート変更前

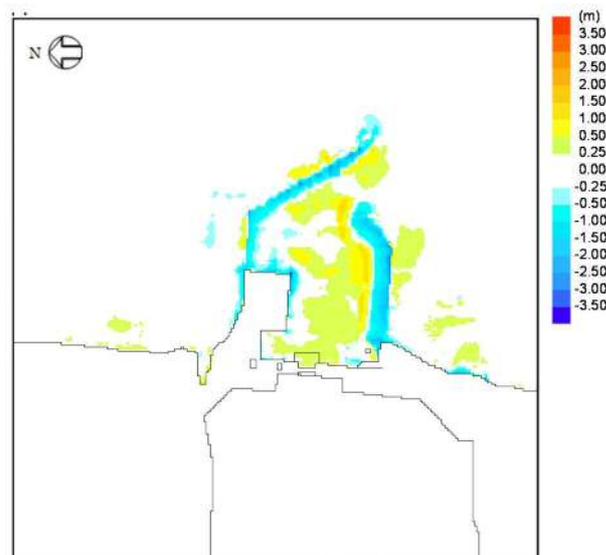


図 3.1.1-5 (4) 堆積侵食分布図 防潮堤設置ルート変更後

d. 平均粒径よりも大きな粒径を有する砂の浮遊可能性評価

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。大きな粒径を有する砂が供給される場合は、非常用海水ポンプの軸固着又は、海水系機器の閉塞が懸念されることから、ここでは平均粒径よりも大きな粒径を有する砂の浮遊可能性について、一般的な技術知見を用いて評価を実施した。

砂移動に関する技術知見としては、①沈降速度、②移動形態、③底面摩擦速度の関係がある。

①沈降速度 (Rubey 式 (河川・海岸の砂移動で一般的に使用))

$$\frac{w_f}{\sqrt{sgd}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd^3}}$$

wf : 土砂の沈降速度, s : 土砂の水中比重, g : 重力加速度 (=9.8), d : 土砂の粒径

v : 水の動粘性係数 (≒1.0×10⁻⁶m²/s)

②移動形態※ (荒井・清水「現場のための水理学3」)

掃流卓越領域..... $\frac{u^*}{wf} < 1.08$

掃流・浮遊の混在領域..... $1.08 < \frac{u^*}{wf} < 1.67$

浮遊卓越領域..... $1.67 < \frac{u^*}{wf}$

※ 土砂粒子の浮遊速度と沈降速度の関係から導出した理論式。

③底面摩擦速度 (岩垣式 (河川・海岸の砂移動で一般的に使用))

$d \geq 0.303 \text{ cm}; u_{*c}^2 = 80.9d$

$0.118 \leq d \leq 0.303 \text{ cm}; = 134.6d^{31/32}$

$0.0565 \leq d \leq 0.118 \text{ cm}; = 55.0d$

$0.0065 \leq d \leq 0.0565 \text{ cm}; = 8.41d^{11/32}$

$d \leq 0.0065 \text{ cm}; = 226d$

①～③を摩擦速度と粒径の関係で整理すると図 3.1.1-6 となり、平均粒径よりも大きな粒径を有する砂は浮遊しにくい。

東海第二発電所のサイト条件を踏まえた上で、平均粒径よりも大きな粒径を有する砂の浮遊可能性について考察した。対象地点については、海水ポンプ室の閉塞性への影響を踏まえ、取水口前面とした。

まず、浮遊可能性の検討に必要な摩擦速度を算出した。摩擦速度の算出に当たっては、砂移動による砂の堆積量が大きい上昇側の基準津波における取水口前面の流速と全水深を用いた。

$$u_* = \sqrt{gn^2U|U|/D^{1/3}} \quad (\text{マニング則})$$

摩擦速度は u^* で表される。ここで、 n はマンニングの粗度係数、 U は流速、 D は全水深である。マンニングの粗度係数は $n: 0.03\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ (土木学会 2016) を用いた。流速 U 及び全水深 D については、最大流速時における流速 (1.5m/s) と全水深 (17.8m)、最高水位時における流速 (0.9m/s) と全水深 (21.6m) 及び最低水位時における流速 (0.01m/s) と全水深 (2.1m) とした。

計算の結果、最大流速時の摩擦速度は 8.7cm/s、最高水位時の摩擦速度は 5.0cm/s、最低水位時の摩擦速度は 0.1cm/s となった。これらを考慮すると、取水口前面の摩擦速度は主に 0.1～8.7cm/s の範囲内となると考えられる。

粒径については粒径加積曲線の結果から、東海第二発電所前面における平均粒径 (D_{50}) は 0.15mm であり、 D_{90} 相当は 1.8mm である。

摩擦速度と粒径の関係から、最大流速時及び最高水位の場合、平均粒径 (D_{50}) では浮遊卓越となるが D_{90} 相当では掃流卓越となる。よって、東海第二発電所のサイト条件を踏まえても、粒径が大きい砂ほど浮遊しにくいと考えられる。

なお、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。砂の粒径の 90% を占める D_{90} 相当でも粒径は 1.8mm であり、最小約 3.7mm を大きく下回る。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。

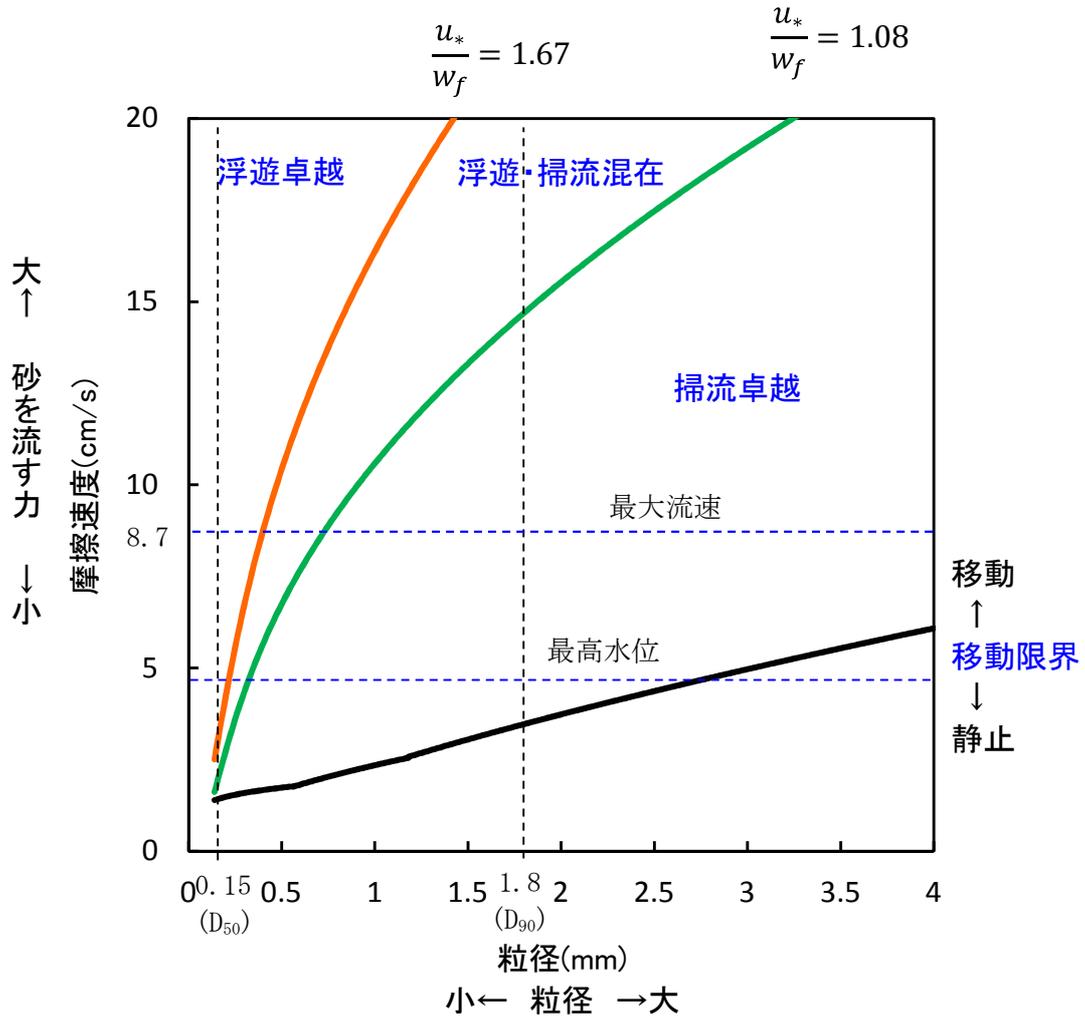


図 3. 1. 1-6 摩擦速度と粒径の関係

(2) 砂混入時の非常用海水ポンプへの影響評価

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。残留熱除去系海水系ポンプの軸受配置図を図 3. 1. 1-7、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軸受配置図を図 3. 1. 1-8 に示す。

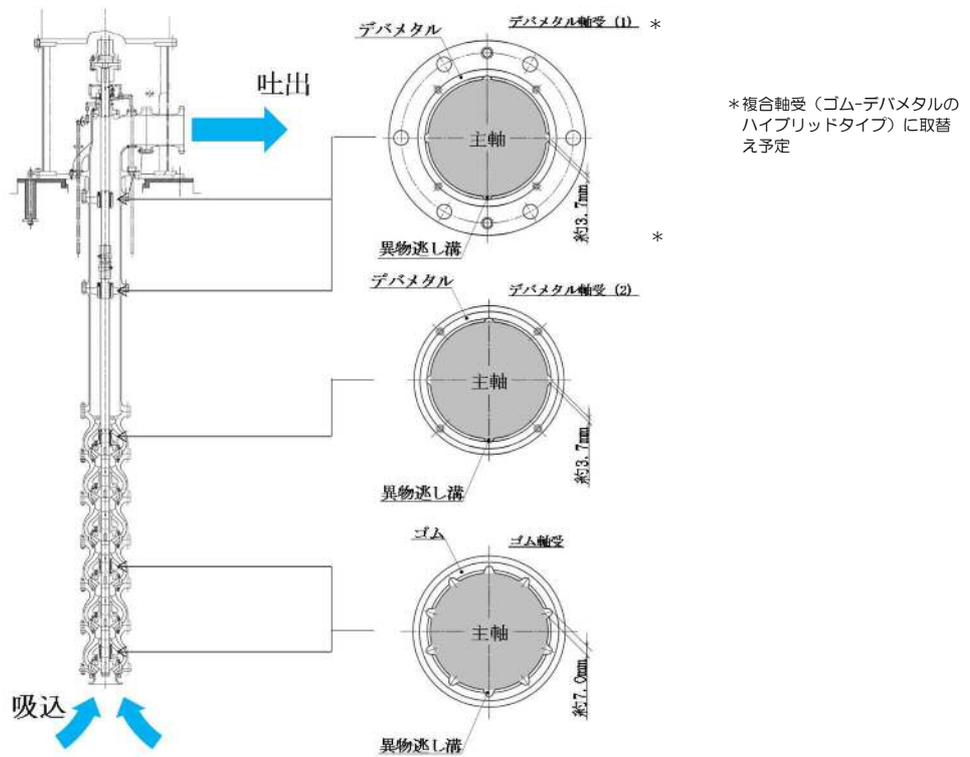


図 3. 1. 1-7 残留熱除去系海水系ポンプ軸受配置図

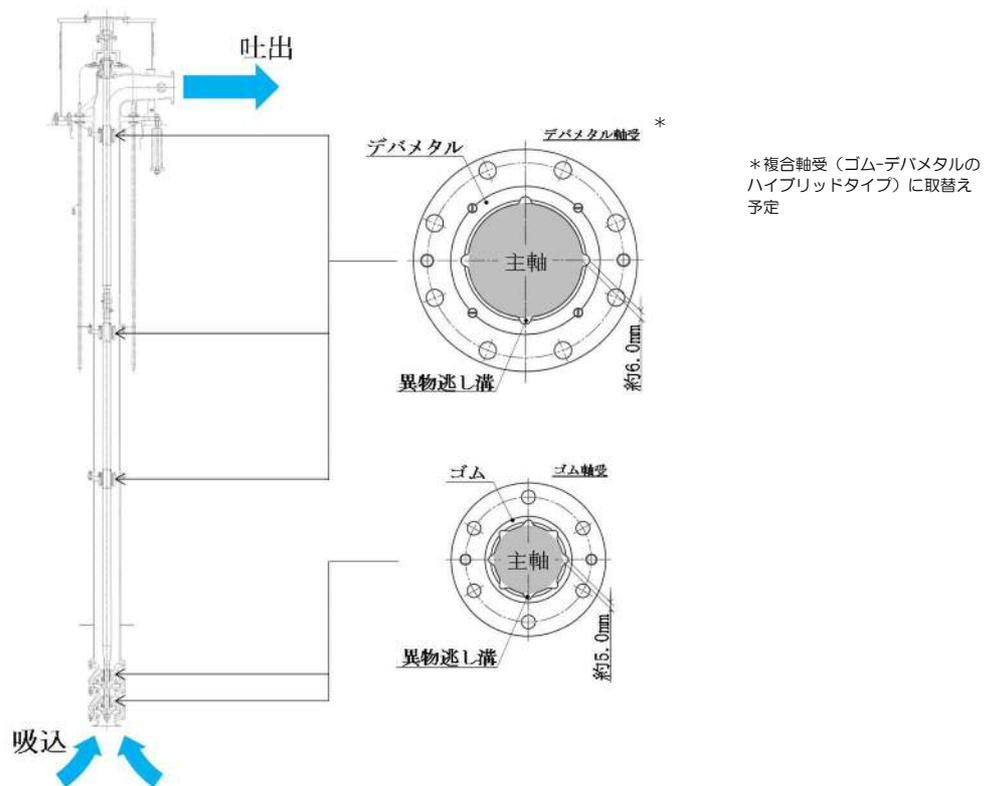


図 3. 1. 1-8 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系
ディーゼル発電機用海水ポンプ軸受配置図

これに対して、「(1)a. 砂移動評価における粒径の違いによる堆積厚さへの影響評価」に示したとおり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る。また、「(1)d. 平均粒径よりも大きな粒径を有する砂の浮遊可能性評価」に示したとおり、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、後述のとおり、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ている。

b. 混入した浮遊砂に対する取水性確保（系統の評価）

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 3.1.1-9～図 3.1.1-11 に非常用海水ポンプの概略系統図，表 3.1.1-5～表 3.1.1-7 に非常用海水系の各機器の最小流路幅を示す。

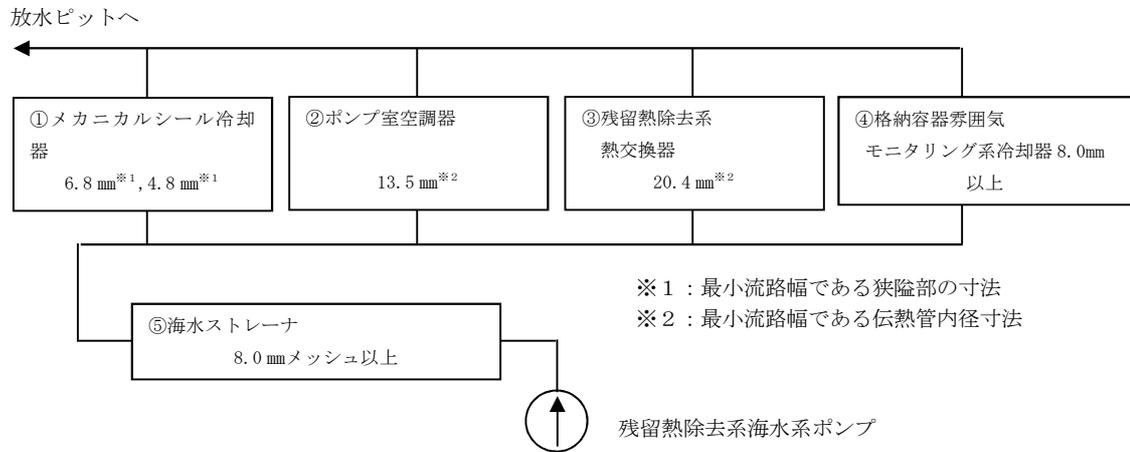


図 3.1.1-9 非常用海水ポンプの概略系統図（残留熱除去系のうち海水ライン）

表 3.1.1-5 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	

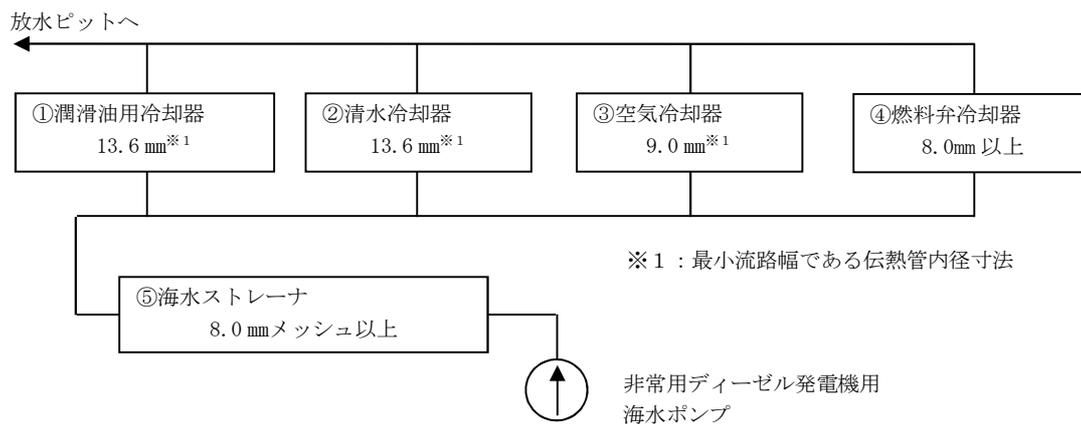


図 3. 1. 1-10 非常用海水ポンプの概略系統図（非常用ディーゼル発電機のうち海水ライン）

表 3. 1. 1-6 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	

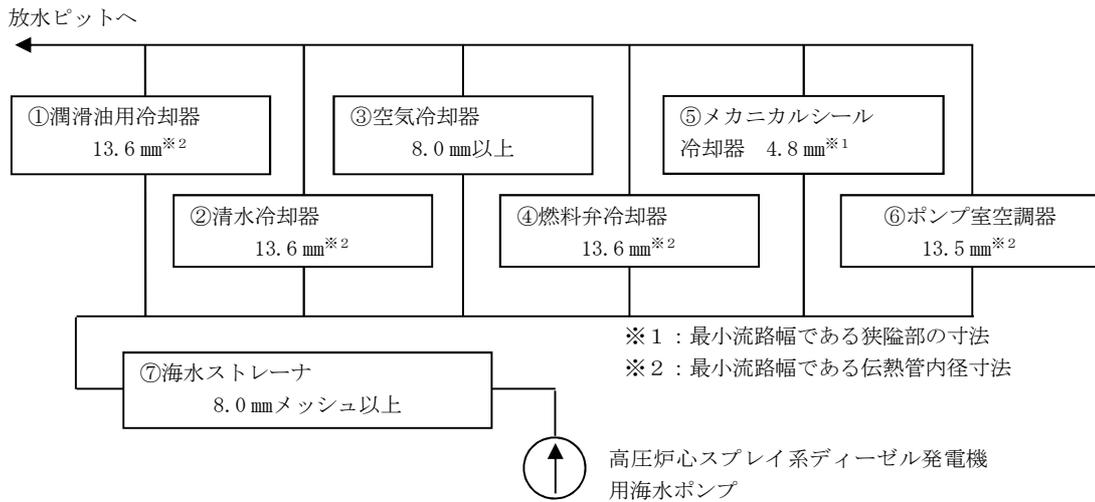


図 3. 1. 1-11 非常用海水ポンプの概略系統図
 (高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機のうち海水ライン)

表 3. 1. 1-7 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

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3.1.1-12）。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、既設のデハ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。

評価の結果、評価濃度である 0.48[wt%]が継続した状態においても、非常用海水ポンプは約 27 時間運転可能であるため、非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性に問題ない。以下に非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性の評価結果を示す。

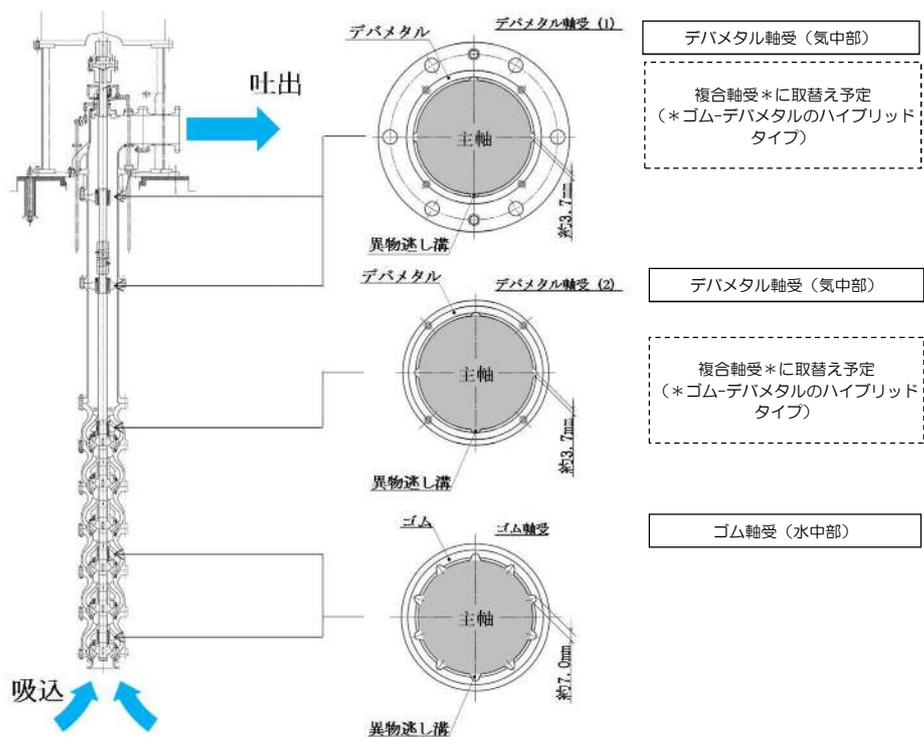


図 3.1.1-12 非常用海水ポンプ断面図，軸受図

(a) 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 3.1.1-13 に示す。

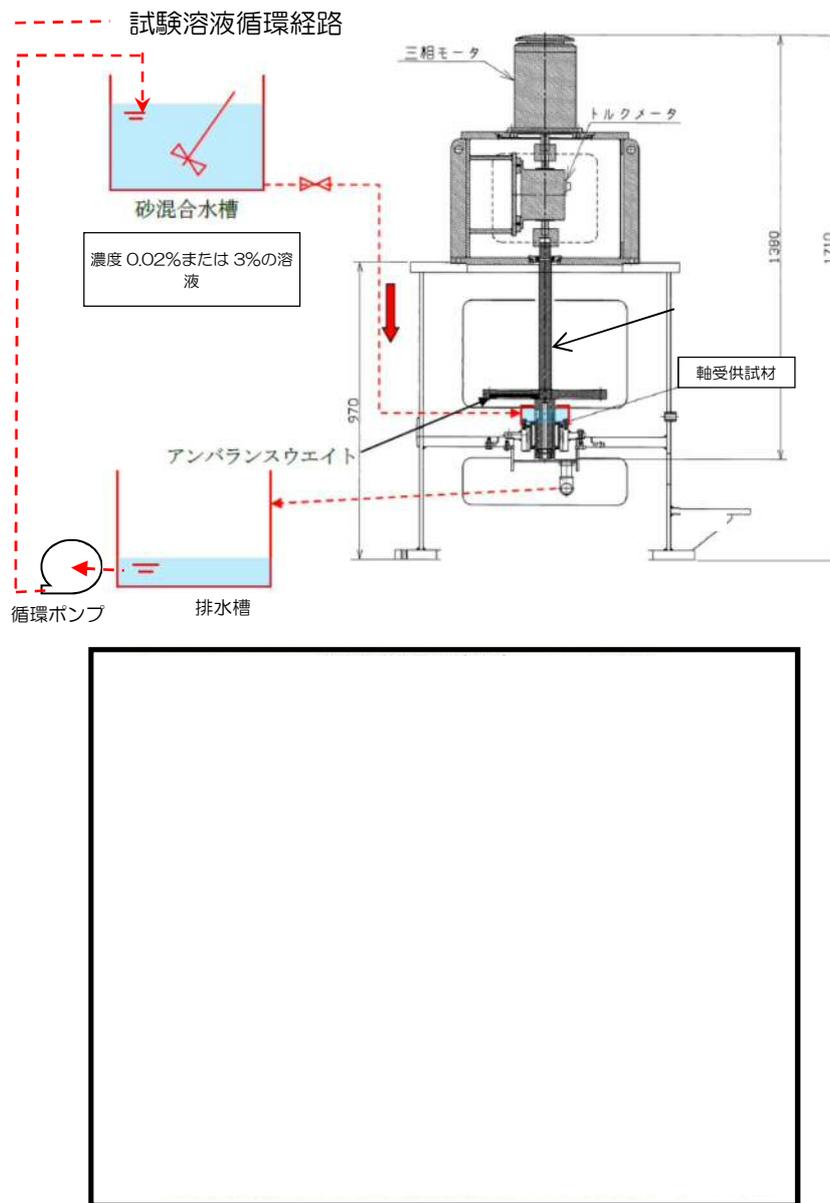


図 3.1.1-3 試験装置概略構成図

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。軸受摩耗試験条件を表 3. 1. 1-8 に示す。

※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. 1-8 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* ¹)
面圧 [kPa]	3.7* ²
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[mm²/kgf]
- σ : 摩耗量[mm]
- P : 軸受面圧[kgf/mm²]
- V : 周速[mm/s]
- T_1 : 摩耗量 σ に至るまでの時間[s]

【ゴム軸受】

- 砂濃度 0.02[wt%]時の比摩耗量 K_1 (ω_0) 2.74×10⁻⁷[mm²/kgf]
- 砂濃度 3[wt%]時の比摩耗量 K_1 (ω) 4.65×10⁻⁶[mm²/kgf]

【複合軸受】

砂濃度 0.02[wt%]時の比摩耗量 $K_1 (\omega_0)$ $9.41 \times 10^{-7} [\text{mm}^2 / \text{kgf}]$

砂濃度 3[wt%]時の比摩耗量 $K_1 (\omega)$ $5.76 \times 10^{-6} [\text{mm}^2 / \text{kgf}]$

(b) 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 3.1.1-9 に示す。

表3.1.1-9 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

(c) 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 $2.72 [\text{g} / \text{cm}^3]$ 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 3.1.1-10 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3.1.1-10 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 ²]	周速[mm/s ²]	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 3.1.1-14 及び図 3.1.1-15 に示す。

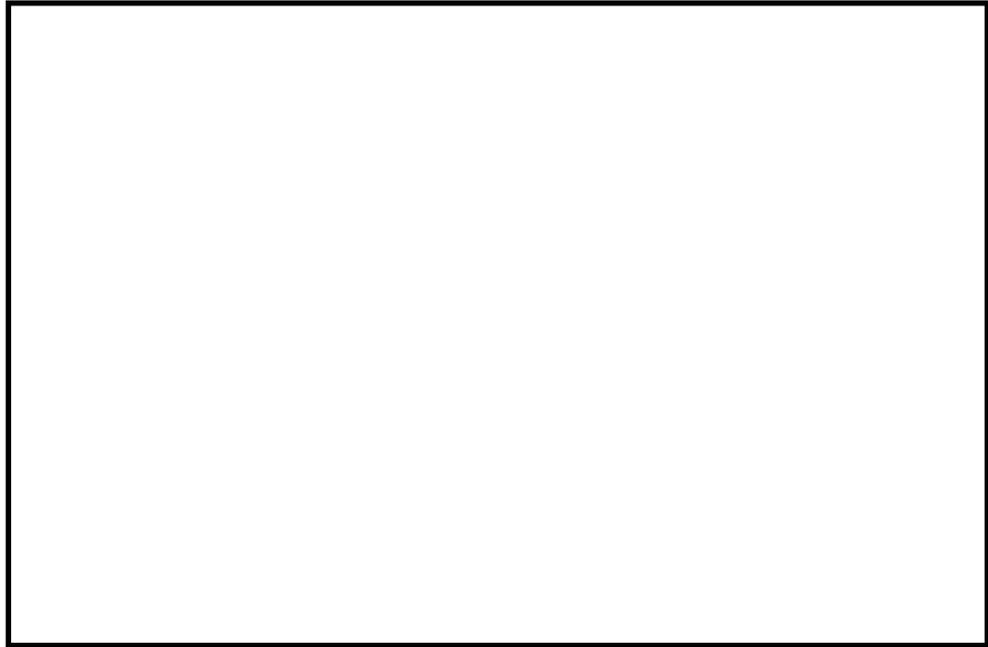


図3.1.1-14 浮遊砂濃度と比摩耗量との相関図（ゴム軸受）

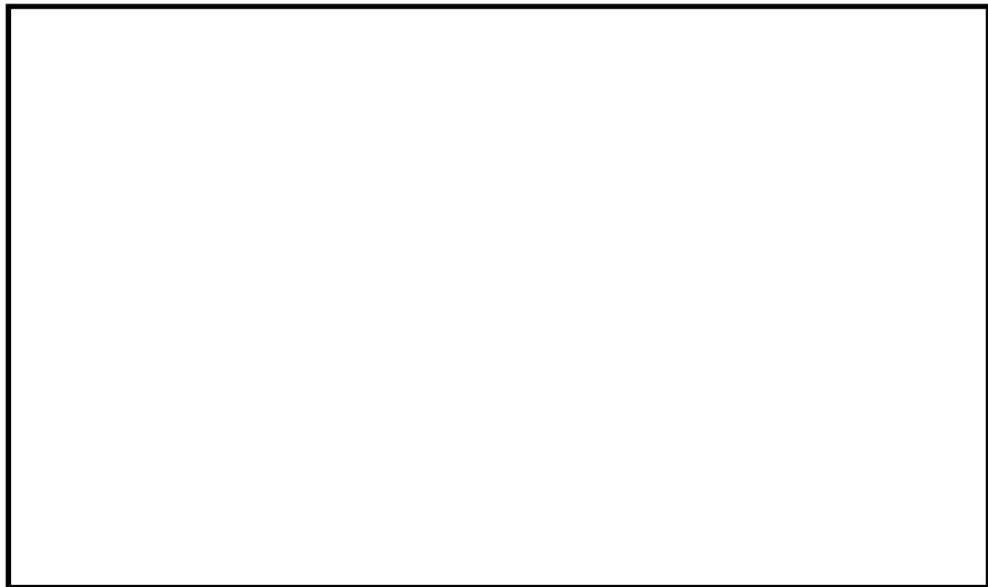


図3.1.1-15 浮遊砂濃度と比摩耗量との相関図（複合軸受）

(d) 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浮遊砂濃度の時刻歴グラフを図 3.1.1-16, 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 3.1.1-17 に示す。また、砂移動計算の諸条件を表 3.1.1-11, その他の解析条件を表 3.1.1-12 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。

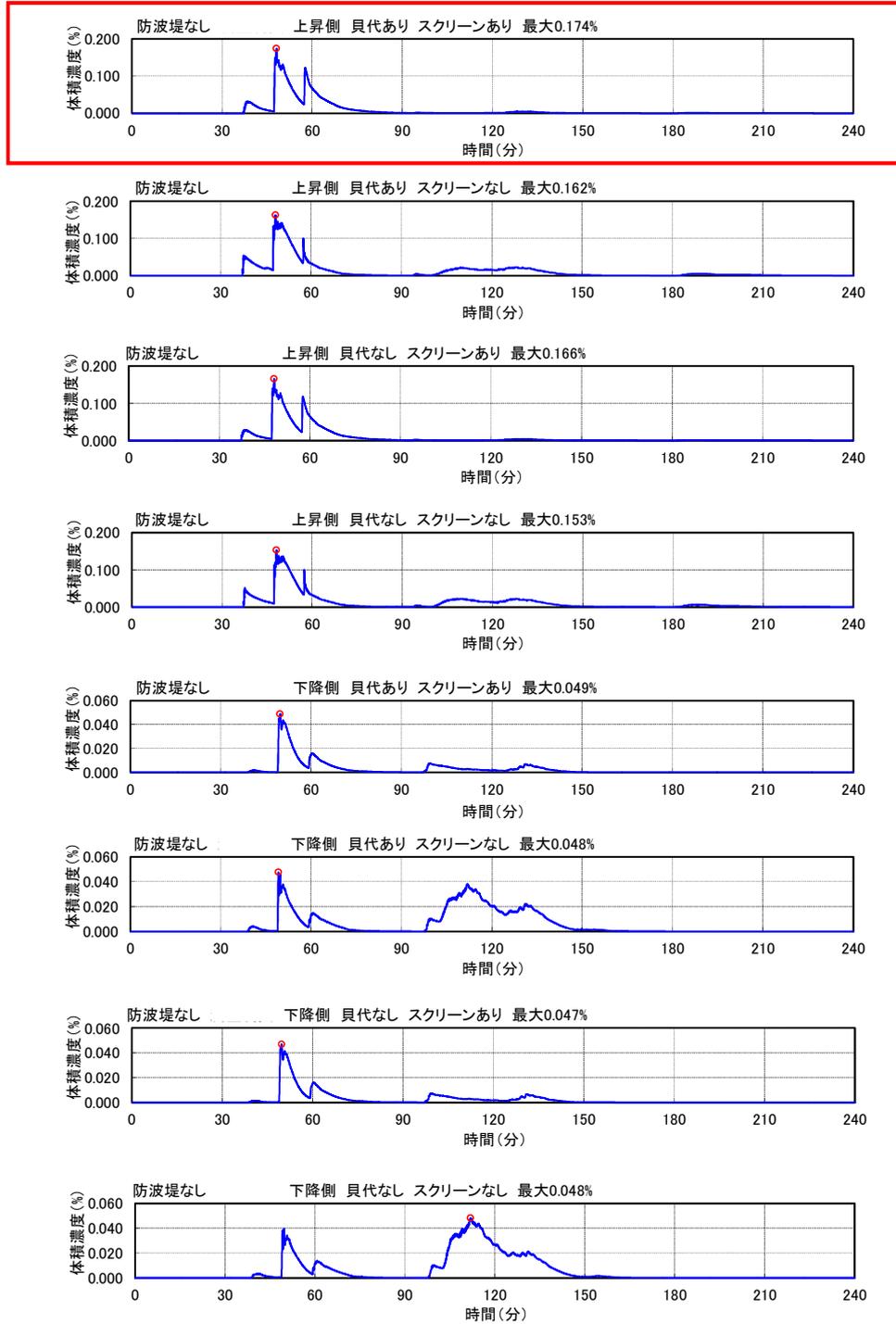


図3.1.1-16 浮遊砂濃度時刻歴グラフ

(E水路水位上昇時(防波堤なし, 貝代考慮, スクリーンあり))

は最大濃度を示す時刻歴を示す。

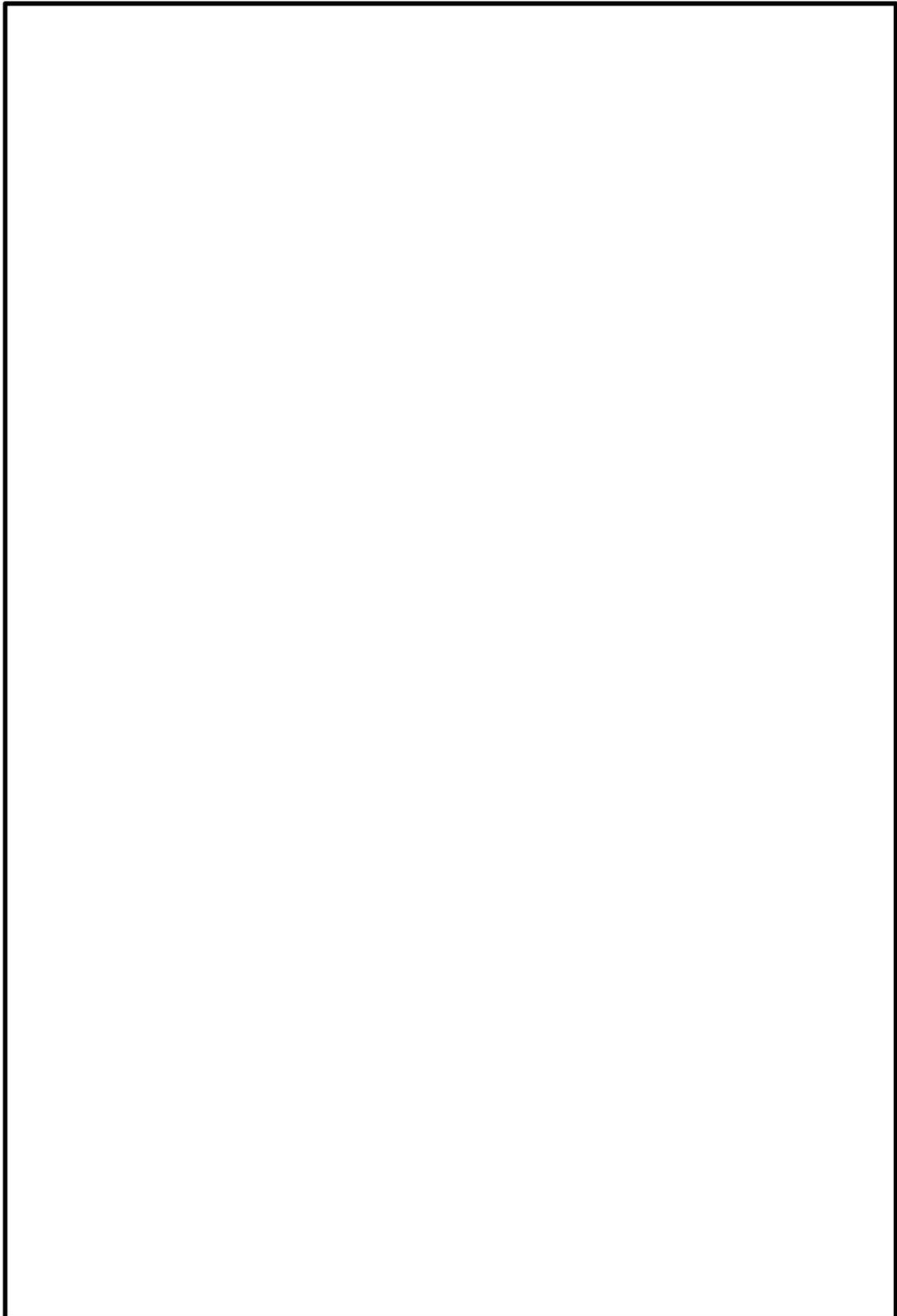


図3.1.1-17 取水口及び取水構造物（取水路及び取水ピット）配置図

表3.1.1-11 砂移動計算の諸条件

	設定値	備考
解析対象範囲	取水口～取水路～取水ピット	
砂移動モデル	高橋ほか(1999)によるモデル	
マンニングの粗度係数	0.03[m ^{-1/3} ・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 ³]	底質調査より設定

表3.1.1-12 その他の解析条件

項目	評価条件
海水取水流量[m ³ /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

3.1.2 緊急用海水ポンプの砂移動による影響評価

(1) 敷地に遡上する津波による砂移動評価における解析条件

「3.1.1 (1) 基準津波による砂移動評価条件」に示したとおり、基準津波による砂移動評価においては、平均粒径、防波堤なし、防潮堤設置ルート変更後の解析条件における取水口前面の砂の堆積厚さが最大となった。このため、敷地に遡上する津波による砂移動評価においても、基準津波による砂移動評価の解析条件と同条件のもと、緊急用海水ポンプの砂移動による影響評価を実施する。

a. 緊急用海水系流路の浮遊砂の移動・堆積評価

敷地に遡上する津波による緊急用海水系の流路である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の砂の移動・堆積による緊急用海水ポンプの取水性への影響について評価した。

評価の結果、緊急用海水系の流路の砂の移動・堆積による影響はなく、緊急用海水ポンプの通水性に影響がないことを確認した。以下に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における砂の移動・堆積評価結果を示す。また、緊急用海水系概略構造と砂の堆積評価結果を図 3.1.2-1、緊急用海水系流路の砂の堆積高さの評価結果表を 3.1.2-1 を示す。

(a) SA用海水ピット取水塔

SA用海水ピット取水塔の砂の堆積量は、上限浮遊砂上限濃度 1%時において約 1m の砂の堆積が想定されるが、海水取水吸込み位置は 10m 以上上方にあることから取水性に影響はない。

(b) SA用海水ピット

SA用海水ピットの砂の堆積量は、上限浮遊砂上限濃度 1%時において約 30cm 程度であり、ピット底部より約 1.8m 上方に取り付けられる緊急用海水取水管を閉塞させることはない。

(c) 緊急用海水ポンプピット

緊急用海水ポンプピットの砂の堆積量は、敷地に遡上する津波による砂移動に関する数値シミュレーションの結果、浮遊砂の上限濃度 1%時において約 1cm 程度であり、緊急用海水ポンプ吸込み位置はポンプピット底面より 20m 以上高い位置にあることから、吸込み口に達することはない。

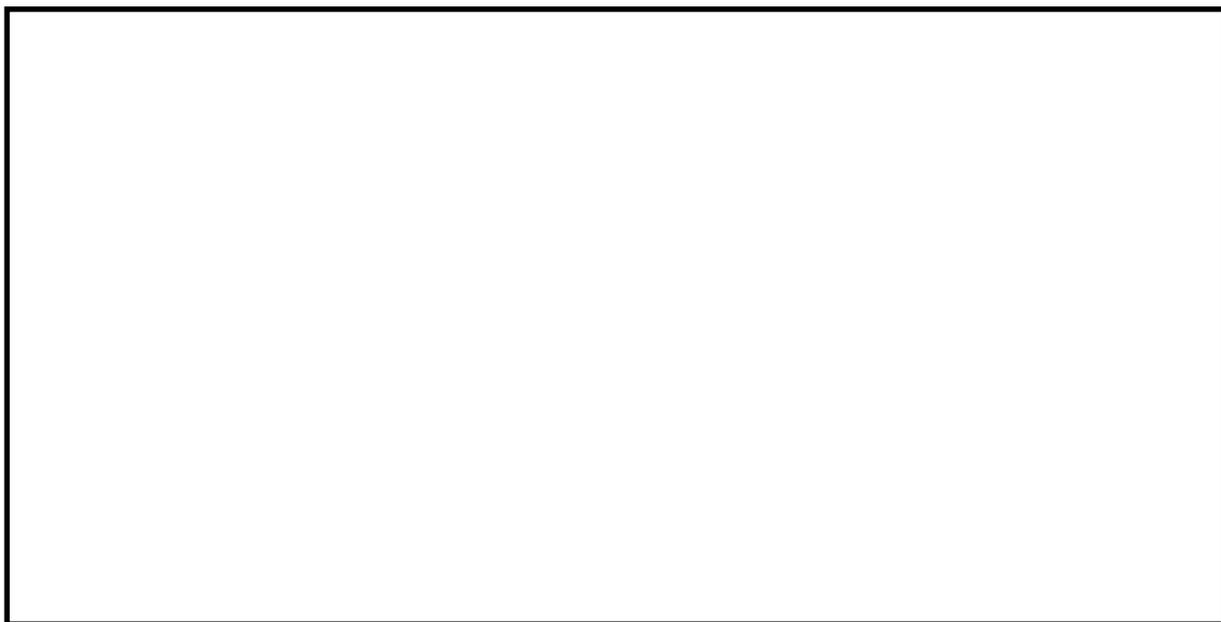


図 3.1.2-1 緊急用海水系流路の概略構造と砂の堆積評価

表 3.1.2-1 緊急用海水系流路の砂の堆積高さの評価

上限浮遊砂体積濃度[%]	出力	SA 用海水 ピット取水塔 [m]	SA 用海水 ピット [m]	緊急用海水 ポンプピット [m]	備考
1	終了時	1.020	0.263	0.014	
	最大値	1.020	0.263	0.014	
3	終了時	2.474	0.699	0.041	
	最大値	2.474	0.699	0.041	
5	終了時	3.618	1.093	0.066	
	最大値	3.618	1.093	0.066	

(2) 砂混入時の緊急用海水ポンプへの影響評価

a. 砂混入時の緊急用海水ポンプ取水機能維持の確認

敷地に遡上する津波による浮遊砂については、SA用海水ピット取水塔から海水とともに取り込まれ、海水引込み管、SA用海水ピット、緊急用海水取水管を通じて緊急用海水ポンプピットまで移動する可能性がある。当該流路には、SA用海水ピット取水塔内に下向きのノズルを有する取水管を設置することで砂の持ち込みを抑制する設計である。また、一連の閉回路であることから、SA用海水ピット取水塔以外からの砂の持ち込みがない設計である。

緊急用海水ポンプは、定期試験等での運転を除き待機停止状態であり、海水の緊急用海水系への混入量自体が少ないが、敷地に遡上する津波への対応においては、通常より砂濃度が高い状態で連続運転する可能性があることから、緊急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。

非常用海水ポンプ同様、緊急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）を設ける設計としている。このため、緊急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3.1.2-2に緊急用海水ポンプの軸受配置図を示す。

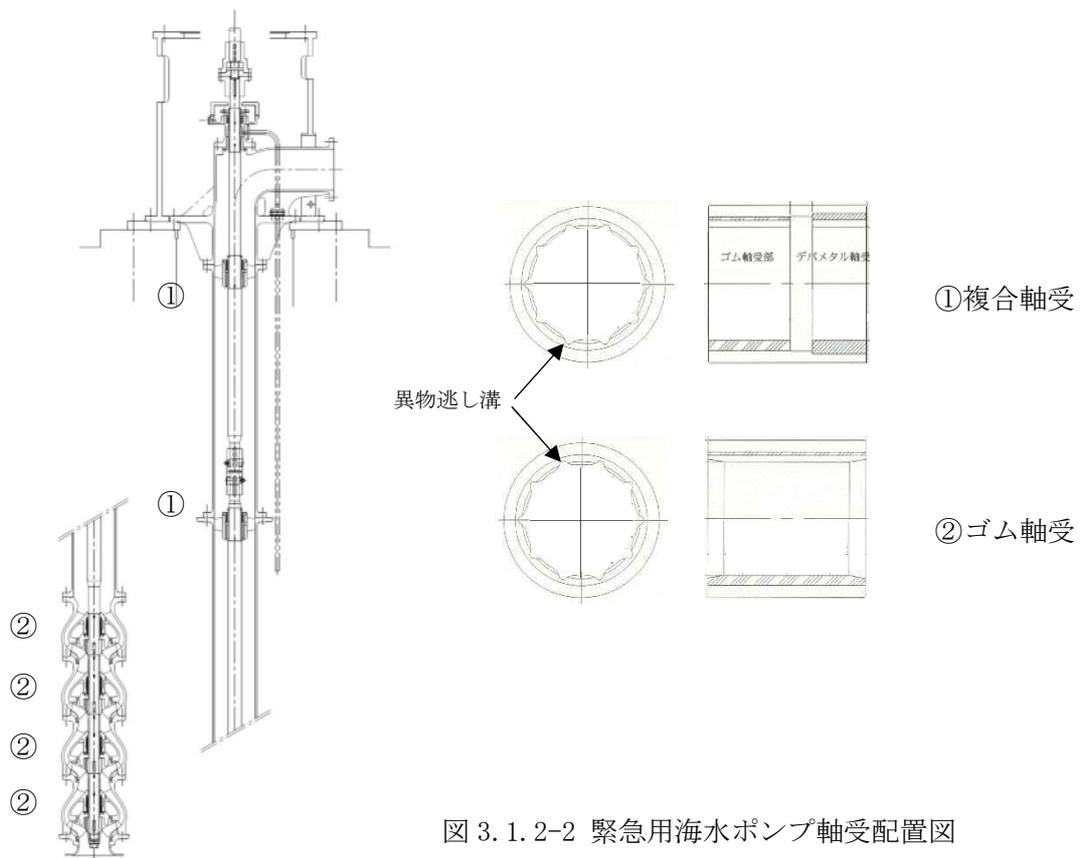


図 3.1.2-2 緊急用海水ポンプ軸受配置図

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、緊急用海水ポンプは、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は、緊急用海水ポンプの軸受は、非常用海水ポンプの軸受と同仕様であるため、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結果が適用できることから、十分な浮遊砂耐性がある。詳細は「c. 緊急用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性」参照。

b. 混入した浮遊砂に対する取水性確保（系統の評価）

緊急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。なお、敷地に遡上する津波においては、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は機能喪失を想定することから、緊急用海水ポンプは、残留熱除去系海水系の負荷に海水を供給し、上記の非常用海水ポンプの負荷である非常用ディーゼル発電機及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機には海水を供給しない。

緊急用海水系が海水を供給する残留熱除去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 に残留熱除去系の概略系統を示す。表 3.1.2-3 に残留熱除去系の各機器の最小流路幅を示す。

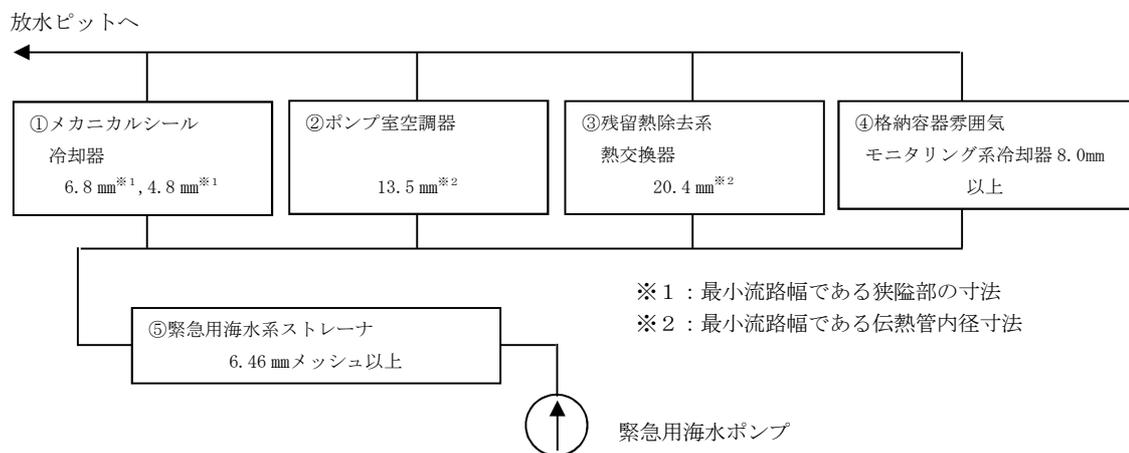


図 3.1.2-3 緊急用海水ポンプで海水を供給する残留熱除去系の概略系統図

表 3.1.2-2 残留熱除去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緊急用海水系 ストレーナ	緊急用海水系ストレーナ	6.46mm メッシュ	

c. 緊急用海水ポンプ軸受の浮遊砂耐性

緊急用海水ポンプ軸受は、図3.1.2-1に示したとおり、浮遊砂が混入しても、軸受に設けた異物逃し溝から排出することで、ポンプの運転に影響のない設計である。また、浮遊砂濃度上昇に対して、気中部の軸受として、より高い耐性を有する軸受（複合軸受）を使用する設計とする。

S A用海水ピット取水塔から緊急用海水ポンプピットまでの敷地に遡上する津波による砂移動に関する数値シミュレーションの結果、緊急用海水ポンプピット部の浮遊砂濃度の最大値は、最大で約0.03 [wt%] である。この値は、非常用海水ポンプの取水ピット部の最大濃度0.48 [wt%] に対し十分低い。残留熱除去系海水系の取水路概の略図を図3.1.2-4、緊急用海水系の非常用取水路の概略図を図3.1.2-5、敷地に遡上する津波の緊急用海水系流路各部の浮遊砂濃度の時刻歴波形を図3.2.2-6、砂移動計算の諸条件を表3.1.2-3に示す。



図 3.1.2-4 残留熱除去系海水系 取水路概略図

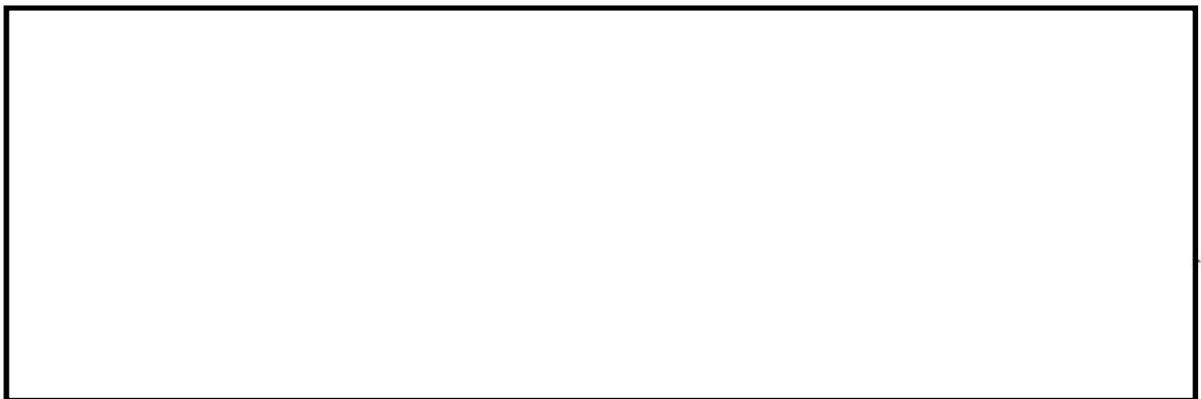


図 3.1.2-5 緊急用海水系 非常用取水路概略図

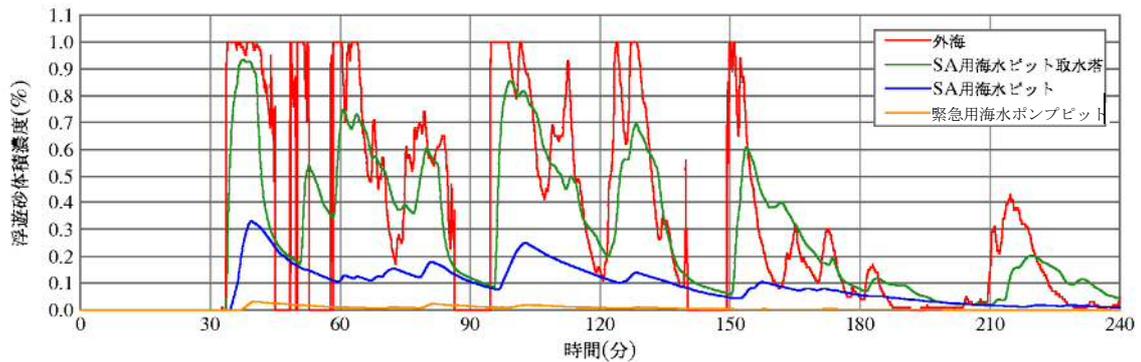


図 3.1.2-6 緊急用海水系流路各部の浮遊砂濃度時刻歴

表 3.1.2-3 砂移動計算の諸条件

	設定値	備考
解析対象範囲	S A用海水取水ピット～S A用海水ピット ～緊急用海水ポンプピット	
砂移動モデル	高橋ほか(1999)によるモデル	
マンニングの粗度係数	0.03[m ^{-1/3} ・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 ³]	底質調査より設定

非常用海水ポンプの軸受に浮遊砂が混入した場合のポンプの運転可能時間については、「3.1.1 (2) d. (c) 軸受寿命評価 (0.48[wt%])」に示したとおり、評価濃度である 0.48 [wt%] が継続した状態でも約 27 時間運転可能である。このため、敷地に遡上する津波時の浮遊砂濃度が低い緊急用海水ポンプは、非常用海水ポンプと同等以上の継続運転が可能と評価する。

表 3.1.3-1 に浮遊砂濃度とポンプ運転可能時間の関係を示す。

なお、事故シーケンスグループ「津波浸水による最終ヒートシンク喪失」の有効性評価では、24 時間の全交流動力電源喪失を想定していることから、緊急用海水ポンプが事象発生後約 24 時間後の起動となる場合、水位変動に伴う取水性への影響はない。また、これよりも早いタイミングでの起動を想定しても、上述のとおり、非常用海水ポンプと同等以上の継続運転が可能と評価する。

3.1.3 まとめ

非常用海水ポンプの基準津波時の砂移動及び緊急用海水ポンプの敷地に遡上する津波時の砂移動による影響評価を実施した結果、砂の移動・堆積に対して取水経路の通水性が確保でき、浮遊砂の混入に対して機能保持できることを確認した。以下に評価の結果を整理して示す。

(1) 非常用海水ポンプ

- a. 高橋他（1999）、浮遊砂濃度 1%条件における砂移動解析の結果、取水口前面の砂の堆積厚さは、防波堤なしモデル、平均粒径（0.15mm）で 0.36m であり、非常用海水ポンプの取水経路である取水口及び取水路を閉塞させることがなく、非常用海水ポンプの通水性に影響がないことを確認した。
- b. 浮遊砂が非常用海水ポンプ軸受に混入したとしても、軸受には異物逃し溝（最小約 3.7mm）が設けられており、軸受に混入した浮遊砂は逃し溝から排出できる構造になっている。
- c. 非常用海水ポンプによる取水とともに海水系に浮遊砂が混入したとしても、系統の各機器の最小流路幅は砂の平均粒径に対して十分大きく、各機器の閉塞の可能性は小さい。
- d. 非常用海水ポンプ軸受の浮遊砂に対する軸受摩耗試験の結果、想定する砂濃度においても、軸受寿命は約 27 時間と評価され、十分な耐性を有していることを確認した（表 3.1.3-1）。

(2) 緊急用海水ポンプ

- a. 高橋他（1999）、浮遊砂濃度 1%条件における砂移動解析の結果、緊急用海水系の流路である S A 用海水取水ピット～緊急用海水ポンプピットの砂の移動・堆積による影響はなく、緊急用海水ポンプの通水性に影響がないことを確認した。
- b. 浮遊砂が緊急用海水ポンプ軸受に混入したとしても、軸受には異物逃し溝（最小約 3.7mm）が設けられており、軸受に混入した浮遊砂は逃し溝から排出できる構造になっている。
- c. 緊急用海水ポンプによる取水とともに海水系に浮遊砂が混入したとしても、系統の各機器の最小流路幅は砂の平均粒径に対して十分大きく、各機器の閉塞の可能性は小さい。
- d. 緊急用海水ポンプ軸受は、非常用海水ポンプ軸受と同仕様のものを採用することから、十分な耐性を有している（表 3.1.3-1）。

表 3.1.3-1 非常用海水ポンプ及び緊急用海水ポンプの浮遊砂に対する運転時間評価結果

設備名称	ポンプピット近傍 浮遊砂濃度	運転可能 時間 [hr]	備考
非常用海水ポンプ	0.48%（解析値）	27（複合軸受）	基準津波
緊急用海水ポンプ	0.03%	同等以上	敷地に遡上 する津波

4.2.2 漂流物による影響評価について

(5) 基準津波を超え敷地に遡上す津波に伴う漂流物による影響評価

基準津波を超え敷地に遡上する津波（以下「敷地に遡上する津波」という。）において発生する漂流物に対し、緊急用海水ポンプ※の取水性への影響評価並びに津波防護施設及び建屋・区画に内包されない重大事故等対処設備への漂流物の衝突影響を評価する。

※ 敷地に遡上する津波においては、津波が防潮堤を超え敷地に流入する前提としているため、取水口から取水構造物（取水路及び取水ピット）を経て海水を取水する残留熱除去系海水系ポンプ、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（以下「非常用海水ポンプ」という。）の機能喪失を想定し、系統への海水供給を緊急用海水ポンプで実施することとしている。このため、敷地に遡上する津波に伴う漂流物に伴う影響評価対象は緊急用海水ポンプとしている。

a. 漂流物に対する緊急用海水ポンプの取水性の評価

(a) 緊急用海水系の流路の設計

緊急用海水ポンプは、防潮堤外側の東海港内の海中に海水取入れ口を有するSA用海水ピット取水塔から海水を取水し、海水引込み管、SA用海水ピット、緊急用海水取水管を経て緊急用海水ポンプピットに海水を引き込む設計としている。これらの施設は、非常用海水ポンプの取水構造物（取水路及び取水ピット）から独立しており、SA用海水ピット取水塔内に設置する取水管上部に下向きのノズルを設けることで、浮遊砂等の異物の持ち込みを抑制する設計としている。また、SA用海水ピット取水塔上部の海水取入れ口には、鋼製の格子状開口蓋を設置し異物の侵入を防止する設計としている。図4.2.2-1に緊急用海水系の流路等の配置図を示す。

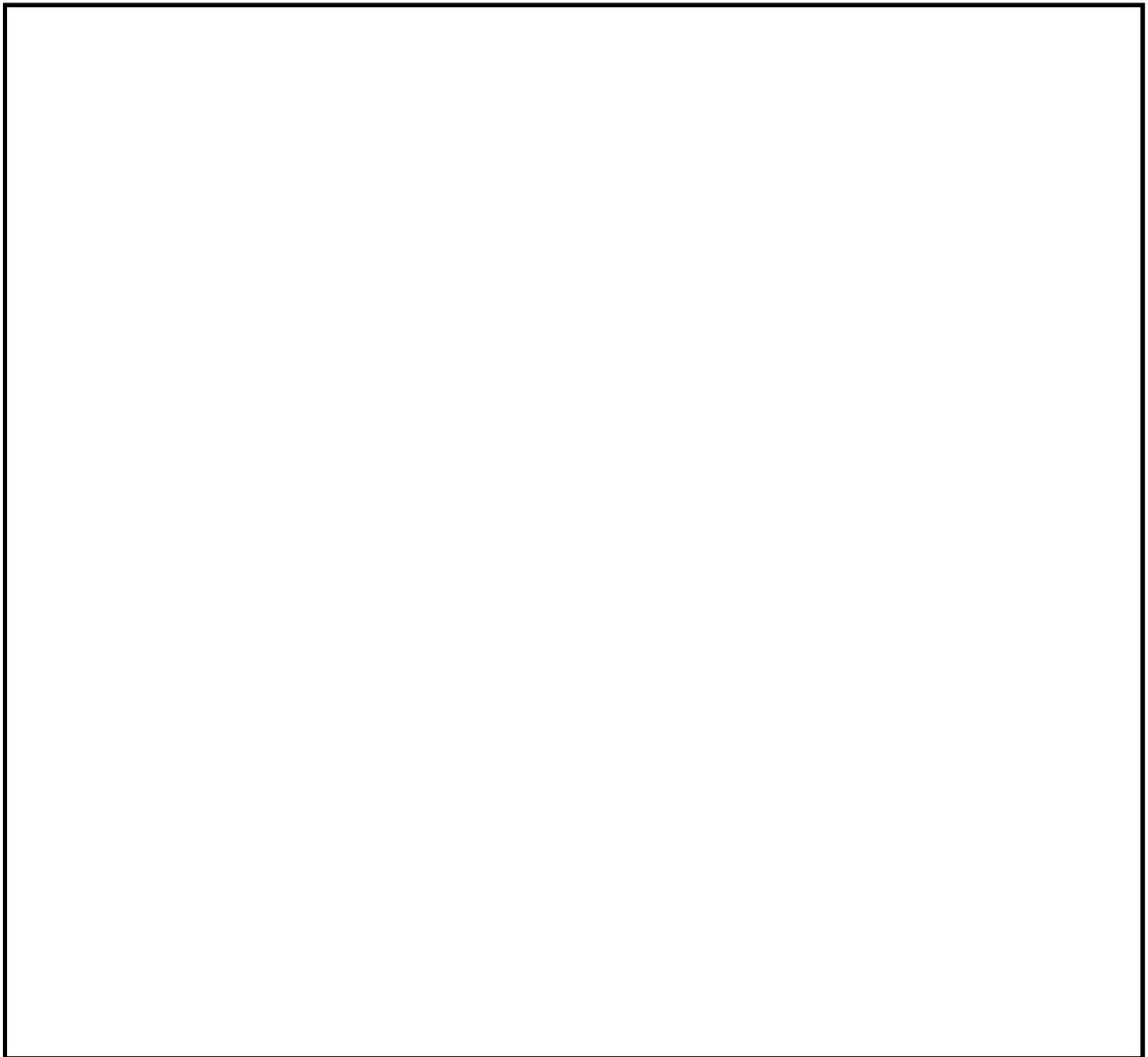


図 4.2.2-1 緊急用海水系の流路等の配置図

(b) 漂流物の抽出

基準津波に伴う漂流物による影響評価においては、基準津波における沿岸域の流向、流速等から、想定する漂流物の最大移動量を約 3.6 km と評価しており、これに保守性を考慮し取水口から半径 5 km の範囲を漂流物の調査範囲に設定した上で漂流物調査を実施している。漂流物調査結果から、主に以下に示す施設・設備等は、基準津波において取水口への影響を及ぼし得るものとして抽出された施設・設備等であるが、敷地に遡上する津波は、基準津波と類似した流況を示すこと、後述のとおり、敷地に遡上する津波による漂流物の移動量が基準津波において設定した取水口から半径 5 km に包含されることから、敷地に遡上する津波においてもこれらの抽出結果を考慮する。

- ・コンクリート片、施設・設備の外装板、車両、漁船（総トン数 5t、排水トン数 15t）、プラント設備の一部、防砂林等

また、S A用海水ピット取水塔近傍の漂流の可能性のある物品等を考慮する。

- ・S A用海水ピット取水塔近傍の防波堤（傾斜堤）のマウンドの被覆材（以下「マウンド被覆材」という。）

(c) 漂流物による緊急用海水ポンプの取水性への影響評価

イ. 漂流物の衝突影響

緊急用海水ポンプの海水取入れ口であるS A用海水ピット取水塔は、水中に設置されること及び漂流物の影響を受ける鉛直方向の突起形状がないことから、漂流物として抽出された船舶については、漂流物の衝突の影響はない。

緊急用海水ポンプは、地下に設置される海水取水経路である非常用取水設備（S A用海水ピット取水塔、海水引込み管、S A用海水ピット及び緊急用海水取水管）に接続する緊急用海水ポンプピット内に設置されることから、漂流物の衝突の影響はない

ロ. 漂流物による流路の閉塞の評価

緊急用海水ポンプの海水取入れ口であるS A用海水ピット取水塔は、鋼製の格子状開口蓋を設置することで、水中を移動する漂流物がS A用海水ピット取水塔内に侵入することを防止する設計とする。

S A用海水ピット取水塔近傍のマウンド被覆材については、鋼製の格子状開口により内部への侵入を防止する設計であるが、蓋の上部に堆積する可能性が否定できないため、S A用海水ピット取水塔頂部にマウンド被覆材が到達・堆積した場合を想定し、緊急用海水ポンプの取水性への影響を評価した。

この結果、S A用海水ピット取水塔頂部の開口蓋にマウンド被覆材が堆積した場合を想定しても、想定される透水係数から算出される通水量は約 $1.5\text{m}^3/\text{s}$ であり、必要取水量である $0.75\text{m}^3/\text{s}$ と比較し、通水量が必要取水量を上回る。このため、S A用海水ピット取水塔からの海水の取水は可能であり、緊急用海水ポンプの取水性への影響はない。図 4.2.2-2 に漂流物堆積時のS A用海水ピット取水塔イメージを示す。

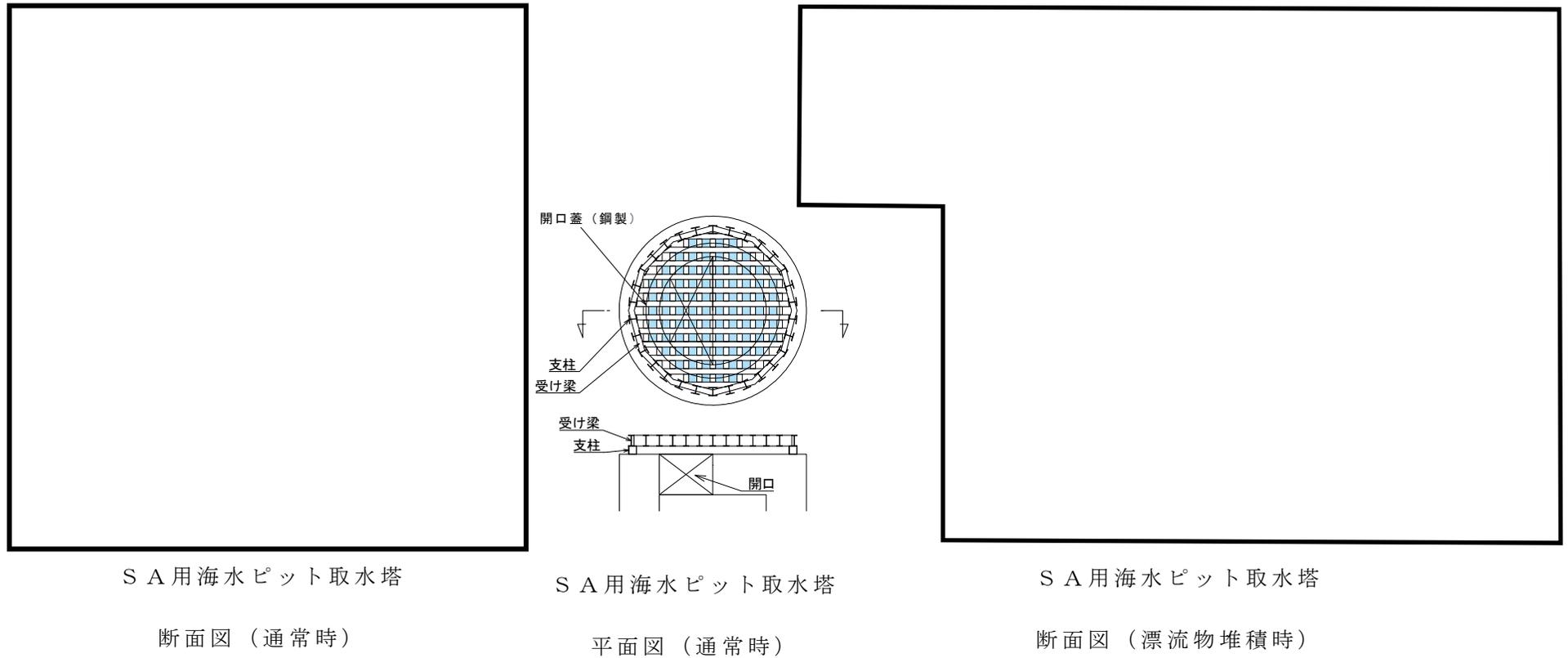


図 4.2.2-2 漂流物堆積時の S A用海水ピット取水塔イメージ

b. 津波防護施設及び建屋・区画に内包されない重大事故等対処設備の漂流物による衝突影響評価

敷地に遡上する津波に伴う漂流物による衝突影響の評価対象は、津波防護施設及び建屋・区画に内包されない重大事故等対処設備を対象とする。ここで、津波防護施設は、基準津波においては、遡上波の地上部から敷地への流入、到達防止を目的とした防潮堤及び防潮扉が該当するが、敷地に遡上する津波においては、津波が防潮堤及び防潮扉を超え敷地に流入することから、防潮堤及び防潮扉に代えて、原子炉建屋外壁及び原子炉建屋外壁の水密扉（以下、これらを合せて「原子炉建屋」という。）とする。

なお、防潮堤及び防潮扉は津波防護施設ではないが、津波防護対策検討の上で、設置状態及び止水機能が維持される前提であることから、敷地に遡上する津波において、防潮堤外側で抽出された漂流物による影響を評価するものとし、具体的には、「補足-4-3 漂流物の衝突荷重算定の適用性について」で説明する。

敷地に遡上する津波においては、津波防護施設が防潮堤内側に設置される原子炉建屋外壁及び原子炉建屋外壁に設置される水密扉となること及び建屋・区画に内包されない重大事故等対処設備についても防潮堤内側に設置されることから、ここでは、防潮堤内側における漂流物の影響評価を記載する。

敷地に遡上する津波の漂流物の評価においては、防潮堤外側で漂流物となり、津波とともに防潮堤を乗り越え、防潮堤内側に侵入する可能性のある施設・設備等及び防潮堤内側で漂流物となり得る施設・設備等を考慮する。防潮堤内側の施設・設備等が地震で倒壊する等により、漂流物となる可能性を考慮する。

その上で、津波防護対象施設である原子炉建屋及び建屋・区画に内包されない重大事故等対処設備への漂流物の到達の可能性を考慮し、到達する場合は、漂流物による衝突影響評価を実施する。

(a) 敷地に遡上する津波に伴う漂流物による衝突影響評価対象設備

敷地に遡上する津波に伴う漂流物による衝突影響評価対象設備の選定及び後述する防潮堤内側において漂流物となり得る可能性のある施設・設備等の調査範囲を設定するため、防潮堤内側における敷地に遡上する津波の数値シミュレーションを実施した。その結果、図 4.2.2-3 の敷地に遡上する津波による敷地の最大浸水深分布に示すとおり、T.P. +8m の敷地の原子炉建屋周辺には、最大約 0.6m の浸水が確認された。

このため、原子炉建屋並びに原子炉建屋近傍に設置される建物・区画に内包されない重大事故等対処施設のうち、排気筒、格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置出口配管及び原子炉建屋東側接続口（以下「漂流物衝突影響評価対象設備」という。）を対象に、漂流物の到達の評価及び到達する場合は衝突影響評価を実施する。

なお、原子炉建屋近傍には、上記のほか重大事故等対処設備を内包する地下格納槽が設置され、上部に浸水防止設備を設置するが、地上部鉛直方向に漂流物の衝突影響を受ける構造がないことから漂流物の衝突影響評価は不要である。また、数値シミュレーションの結果、T.P. +11m 以上の敷地には津波が到達しないことから、T.P. +11m の敷地に設置する常設代替高圧電源装置置場、T.P. +23m から T.P. +25m の敷地に設置する緊急時対策所建屋、可搬型重大事故等対処設備保管場所等についても漂流物の衝突影響評価は不要であ

る。

T.P. +11m の敷地には、常設代替高圧電源装置等の重大事故等対処施設を設置することから、新たにアクセスルートを設置する。このため、津波の浸水域である T.P. +8m と T.P. +11m の敷地の間に勾配をつけて道路を設置することから、当該道路を沿って津波が T.P. +11m の敷地に遡上しないことを確認することを目的に数値シミュレーションを実施した。この結果、津波は T.P. +8m の敷地からアクセスルートを遡上するものの、T.P. +11m の敷地までは到達しないことが確認できたため、T.P. +11m 以上の敷地に設置する施設・設備等を高所に設置する施設として漂流物の評価対象外とすることは妥当であると評価する。図 4.2.2-4 に敷地に遡上する津波によるアクセスルートへの影響を示す。

数値シミュレーションにおいてモデル化していない東海発電所については、漂流物衝突影響評価対象設備である東海第二発電所原子炉建屋等に対し、津波の流入を妨げる位置に設置されており、原子炉建屋周辺の浸水深、流速等に影響を与える可能性が考えられることから、東海発電所をモデル化した数値シミュレーションを実施し影響を確認した。その結果、東海発電所をモデル化した場合のほうが、浸水深が低下することを確認したことから、評価に用いている数値シミュレーション結果は保守的であると評価する。図 4.2.2-5 に東海発電所をモデル化した際の浸水深の変化状況を示す。

以上を踏まえて、表 4.2.2-1 に敷地に遡上する津波における漂流物衝突影響設備を示す。

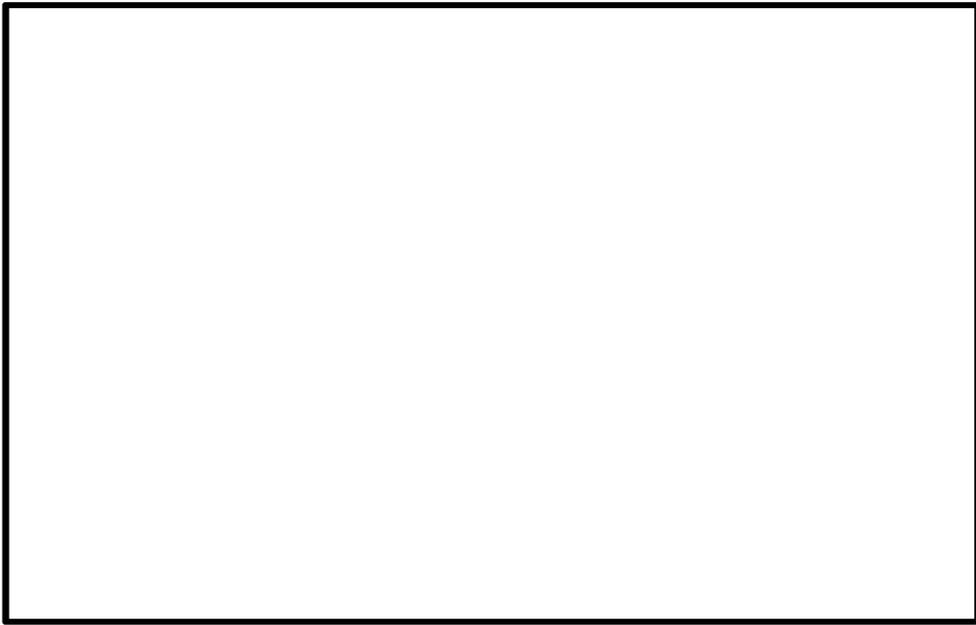


図 4. 2. 2-3 敷地に遡上する津波による敷地の最大浸水深分布

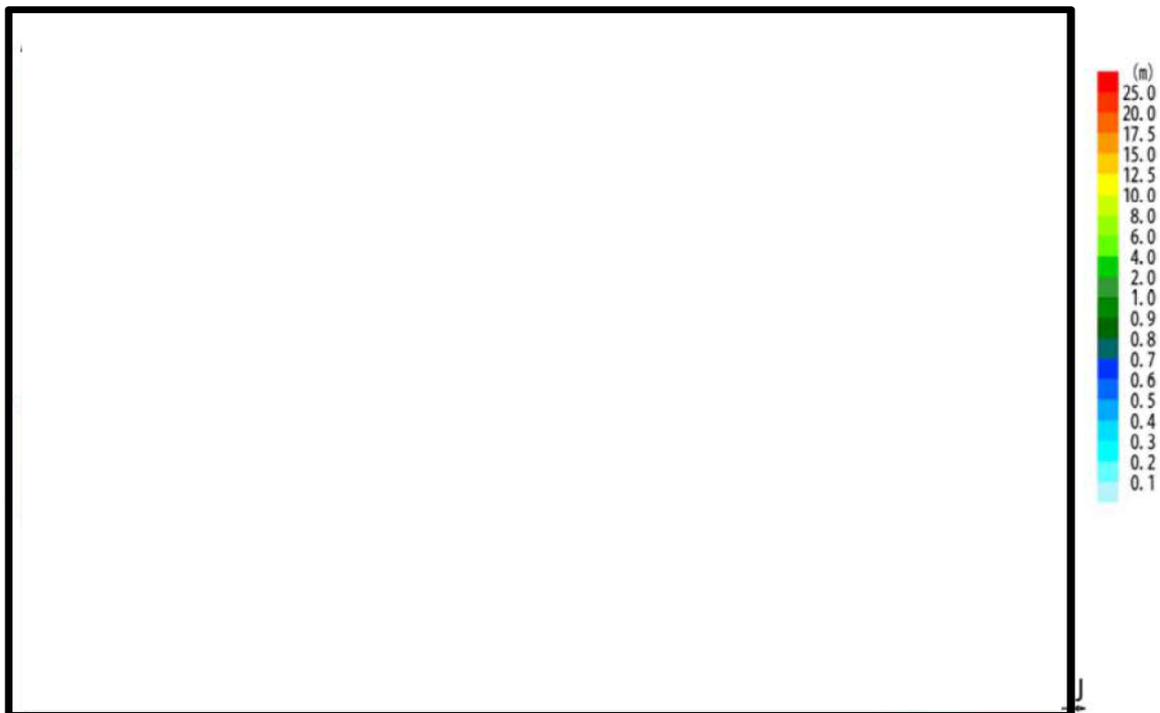
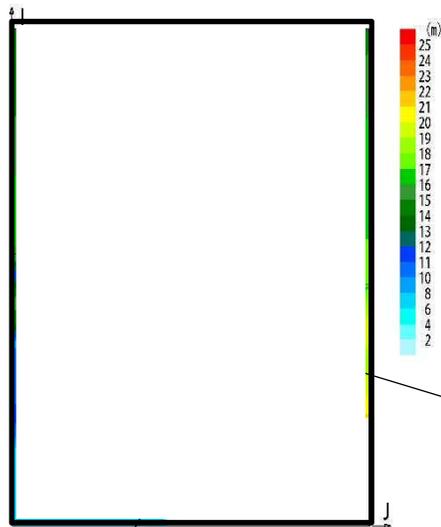


図 4. 2. 2-4 敷地に遡上する津波によるアクセスルートへの影響



右図で示す範囲

追加解析において
モデル化した東海
発電所建屋

変化なし



図 4.2.2-5(2) 東海発電所モデル化なし

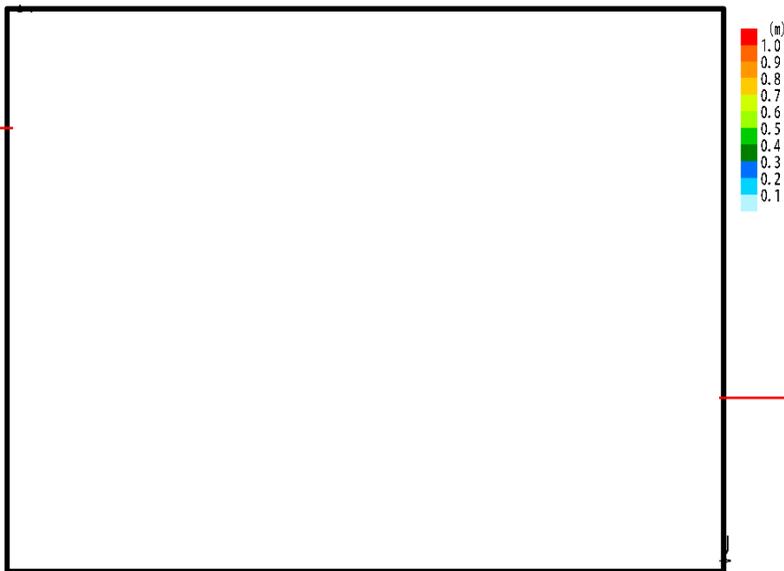


図 4.2.2-5(3) 東海発電所モデル化あり

水位低下

図 4.2.2-5(1) 敷地の最大浸水分布
(東海発電所圏)

表 4.2.2-1 敷地に遡上する津波における漂流物衝突影響設備

施設・設備	内包する主な設備等	漂流物の影響
原子炉建屋(外壁・水密扉)	常設高圧代替注水系ポンプ等の重大事故等対処設備	T.P.+8mの敷地に設置されており津波とともに漂流物が到達・衝突する可能性が否定できない。
格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置出口配管	格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置出口配管	原子炉建屋外壁部地上約1.5mに設置されており津波とともに漂流物が到達・衝突する可能性が否定できない。
排気筒	非常用ガス処理系排気筒	T.P.+8mの敷地に設置されており津波が津波とともに漂流物が到達・衝突する可能性が否定できない。
原子炉建屋東側接続口	可搬型設備接続口	T.P.+8mの敷地に設置されており津波とともに漂流物が到達・衝突する可能性が否定できない。
常設代替高圧電源装置置場 軽油貯蔵タンク	常設代替高圧電源装置 軽油貯蔵タンク	T.P.+11mの敷地に設置されており津波は遡上しないため、漂流物の影響はない。
可搬型重大事故等対処設備保管場所(西側), (南側)	可搬型代替注水大型ポンプ	T.P.+23m及びT.P.+25mの敷地に設置されており津波は遡上しないため、漂流物の影響はない。
緊急時対策所	緊急時対応に必要な設備等	T.P.+25mの敷地に設置されており津波は遡上しないため、漂流物の影響はない。

(b) 漂流物となる得る可能性のある施設・設備の抽出

敷地に遡上する津波の波源モデルは、基準津波の波源モデルと同じであるため、防潮堤外側における流向は、基準津波と同じ傾向を示すが、流速については、敷地に遡上する津波のほうが想定する津波高さが高くなることから増加するものと考えられる。また、敷地に遡上する津波においては、津波が防潮堤内側の敷地に到達する。このため、防潮堤外側と防潮堤内側において、漂流物の調査範囲を設定し、漂流物となり得る可能性のある施設・設備を抽出した。

イ. 防潮堤外側における漂流物の調査範囲の設定

敷地に遡上する津波における漂流物調査範囲は、基準津波における調査範囲の設定を基に、津波高さの増分に流速が比例して増加するものとして設定する。

基準津波による漂流物調査範囲の設定は、基準津波による流向及び流速を考慮し、想定する漂流物の最大移動量の算出結果が約 3.6kmであることを設定根拠とし、最大約 3.6 kmの移動量にさらに保守性を考慮した半径 5 kmの範囲を漂流物調査範囲として設定している。

基準津波による防潮堤前面における最高水位は T.P. +17.9m (防波堤なし：潮位のばらつき等を考慮) であり、防潮堤位置に鉛直無限壁をモデル化した場合の敷地に遡上する津波による防潮堤前面における最高水位は T.P. +24m (防波堤なし) である。津波高さの増分に流速が比例したと仮定した場合、表 4.2.2-2 に示すとおり、漂流物の移動量は約 4.9 kmである。基準津波による漂流物の移動量算出の詳細については、「添付資料 15 漂流物の移動量算出の考え方について」に示す。

表 4.2.2-2 漂流物移動距離算出結果

津波	津波高さ (m)	①最大流速 (m/s)	②流向 継続時間 (min)	③移動量 (m)	④漂流物 調査範囲 (km)
基準津波	17.7 ^{*1}	1.6 ^{*1}	37.2 ^{*1}	3572 ^{*3}	5
敷地に遡上する津波	24 ^{*1}	2.2 ^{*2}	37.2 ^{*4}	4911 ^{*4}	5

注記 *1：数値シミュレーション結果

*2：算定値 $(24/17.7 \times 1.6 \approx 2.2)$

*3：算定値 $(① \times 60 \times ②)$

*4：評価値

(イ) 漂流物移動量算出における保守性の評価

①基準津波における漂流物の移動量算出の保守性

- ・津波の流向は刻々と変化するものであるが、継続時間を通じて発電所に向かう流向が維持されるとしていること。
- ・算出結果約 3.6km に対し 5km を設定していること。

②敷地に遡上する津波における漂流物の移動量算出の保守性

- ・敷地に遡上する津波と同条件である「防潮堤なし」の条件における基準津波時の漂流物の移動量は約 3.1km であるが、「防潮堤あり」での算出結果約 3.6km を基に流速を評価していること。

③漂流流速を考慮しない保守性

- ・補足説明資料「4.3 漂流物荷重について」に示すとおり、一般に、漂流流速は表面流速よりも小さくなることが知られているが、評価においては、表面流速による評価をベースとしており保守的な評価となっている。

敷地に遡上する津波の高さを T.P. +24m に設定するに当たり、潮位のばらつき等の自然現象による変動要素は考慮しないため、津波防護施設等の設計においても裕度としては見込まないこととしている。このため、漂流物調査範囲を設定する上での流速の算出においても、敷地に遡上する津波の高さに不確定要素を見込むことはしない。

以上から、敷地に遡上する津波による防潮堤外側の漂流物調査範囲については、基準津波による防潮堤外側の漂流物調査範囲と同じ、取水口から半径 5 km とする。

ロ. 防潮堤内側における調査範囲

敷地に遡上する津波による防潮堤内側における漂流物調査範囲については、2) a. に

において示した敷地に遡上する津波の数値シミュレーション解析による敷地の最大浸水深分布（図 4.2.2-3）のとおり，原子炉建屋等が設置される T.P. +8m の敷地に津波が到達するため，浸水域である T.P. +8m の敷地を包絡する範囲とした。図 4.2.2-6 に防潮堤内側の敷地における漂流物調査範囲を示す。



: 防潮堤内側の敷地における調査範囲

図 4.2.2-6 防潮堤内側の敷地における調査範囲

(ロ) 漂流物となる得る可能性のある施設・設備の抽出

① 防潮堤外側から流入する漂流物

敷地に遡上する津波高さは，鉛直無限壁において T.P. +24m であるが，数値シミュレーションにおいては，実際の防潮堤の高さである T.P. +20m 及び T.P. +18m をモデル化しており，津波が防潮堤前面上部を越流する際の津波高さは，最高水位で T.P. +23.45m である。

一方，防潮堤外側で発生する主な漂流物は，「1) 緊急用海水ポンプの取水性評価」に示したとおり，コンクリート片，外装板，車両，漁船等が抽出されており，防潮堤前面上部を越流する津波高さである T.P. +23.45m と防潮堤天端高さ T.P. +20m 及び T.P. +18m を比較すると，いずれの漂流物も津波とともに防潮堤を乗り越え敷地に流入する可

能性があるため、漂流物衝突影響評価設備への到達の可能性を評価した。

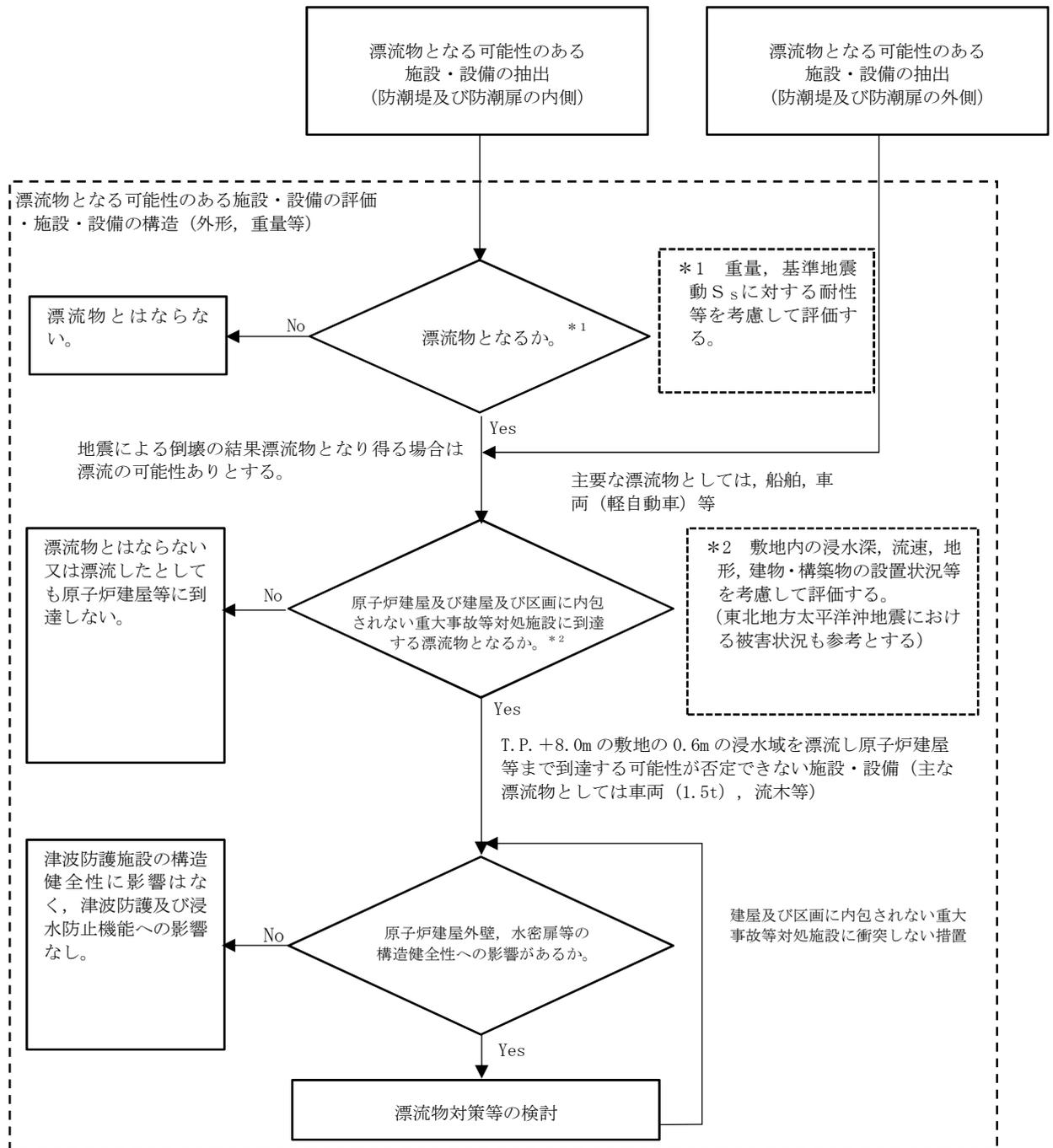
漂流物衝突影響の観点からは最も重量のある漁船を考慮するが、一般的な漁船の形状、喫水線と、敷地に流入した津波の浸水深等を考慮すると、防潮堤を乗り越えても敷地内を漂流・移動するとは考え難く、防潮堤を乗り越えて落下した地点付近に留まると考えられる。その他、防潮堤外側で発生する車両については、想定される車種が軽自動車であり、防潮堤を乗り越え落下した後、浮遊・移動する可能性が否定できず、最大浸水深約 0.6m のエリアを漂流し原子炉建屋等まで到達する可能性が否定できない。ただし、後述するとおり、防潮堤内側で発生し同様に原子炉建屋等まで到達する可能性のある車両 (1.5t) の評価に包絡される。

② 防潮堤内側で発生する漂流物

防潮堤内側において漂流物となる可能性のある施設・設備を抽出するため、漂流物評価フローを策定し、漂流物となり得る施設・設備について調査した。なお、漂流物評価フローには、防潮堤外側で抽出された漂流物が防潮堤を超えて敷地内に流入する可能性を考慮し、防潮堤外側における漂流物抽出結果を入力している。図 4.2.2-7 に防潮堤内側における漂流物評価フロー (原子炉建屋及び建物・区画等に内包されない敷地に遡上する津波に対する防護対象設備に対する影響評価)を示す。

また、漂流物衝突影響評価対象設備への到達の可能性の評価に当たっては、地形、建物・構築物等の設置状態を考慮した数値シミュレーションにより、浸水域にある漂流物衝突影響評価対象設備近傍の浸水深、流速等を評価した。図 4.2.2-8 に漂流物衝突影響評価対象設備近傍の評価点及び評価点における流速、表 4.2.2-2 に漂流物衝突影響評価対象設備近傍における最大浸水深及び流速を示す。

上記の漂流物評価フロー及び数値シミュレーションによる浸水深、流速等に基づき、漂流物衝突影響評価対象設備に到達する可能性のある漂流物を評価した結果、最も重量の大きいものとして車両 (1.5t) を抽出した。なお、構内の車両については、原則、津波等の際に緊急退避措置が講じられるが、一部の車両が構内に残存する可能性を考慮し、原子炉建屋等まで到達する可能性のある漂流物として選定した。漂流物となり得る可能性のある施設・設備の結果について、防潮堤外側の調査結果を含めて表 4.2.2-3 の漂流物となり得る主な施設・設備を示す。詳細については、添付書類「V-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針」の補足説明資料「4.3 漂流物の衝突力について」を示す。



第 4.2.2-7 図 防潮堤内側における漂流物評価フロー
(原子炉建屋及び建物・区画等に内包されない敷地に遡上する津波に対する防護対象設備に対する影響評価)

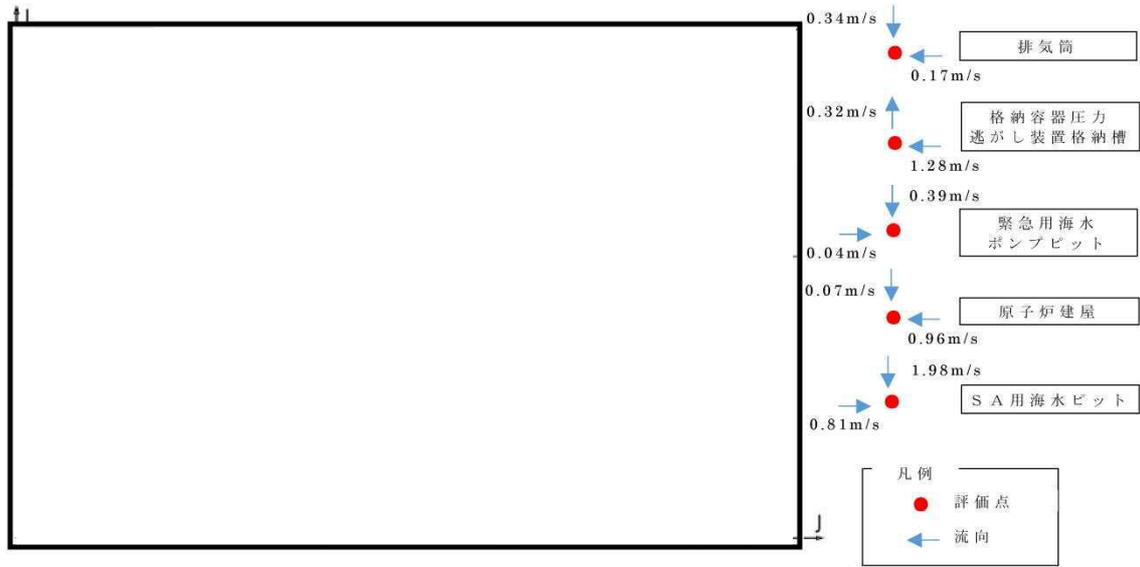


図 4.2.2-8 漂流物衝突影響評価対象設備近傍の評価点及び評価点における流速

表 4.2.2-2 漂流物衝突影響評価対象設備近傍における最大浸水深及び流速

東海第二発電所原子炉建屋東南エリアの津波防護対象施設・設備	最大浸水深 [m]	最大流速 <東西方向> [m/s]	最大流速 <南北方向> [m/s]
①原子炉建屋 (原子炉建屋外壁・水密扉)	0.43	+0.07	-0.96
②緊急用海水ポンプピット (参考)	0.22	-0.39	+0.04
③格納容器圧力逃がし装置格納槽 (格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置 出口配管)	0.50	+0.32	-1.28

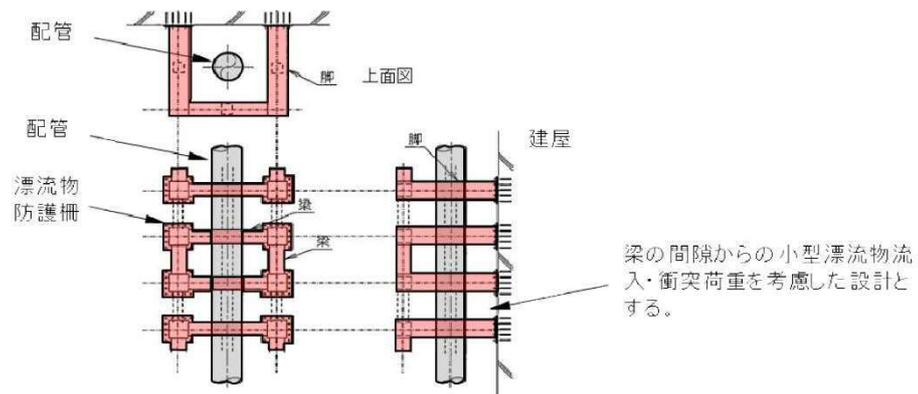
表 4.2.2-3 漂流物となり得る主な施設・設備

防潮堤内側における主な施設・設備	防潮堤外側における主な施設・設備	
	発電所敷地内	発電所敷地外
<ul style="list-style-type: none"> ◆車両等 <ul style="list-style-type: none"> ▶ 社有車, 構内作業用等 ◆建物類等 <ul style="list-style-type: none"> ▶ プラント設備の建屋(鉄筋コンクリート造) ▶ 再利用物品倉庫((鉄骨造) ▶ 取水口電気室(鉄筋コンクリート造) ▶ その他建物(鉄筋コンクリート造) ▶ その他建物(東海発電所)(鉄筋コンクリート造) ◆設備類等 <ul style="list-style-type: none"> ▶ プラント設備(配管・弁, 盤等) ▶ プラント設備(東海発電所) ▶ 工事用資材(仮設ハウス等) ▶ クレーン ▶ 植生(防砂林) 	<ul style="list-style-type: none"> ◆船舶 <ul style="list-style-type: none"> ▶ 燃料等輸送船 ▶ 作業台船 ◆建物類等 <ul style="list-style-type: none"> ▶ プラント設備の建屋(鉄筋コンクリート造) ▶ メンテナンスセンター(鉄骨造) ▶ 輸送本部建屋(鉄骨造) ▶ その他建物(鉄筋コンクリート造) ▶ その他建物(東海発電所)(鉄筋コンクリート造) ◆設備類等 <ul style="list-style-type: none"> ▶ プラント設備(配管・弁, 盤等) ▶ プラント設備(東海発電所) ▶ 工事用資材(クレーンウエイト, 治具等) ▶ クレーン ▶ 灯台 ▶ 標識ブイ ▶ 植生(防砂林) 	<ul style="list-style-type: none"> ◆船舶 <ul style="list-style-type: none"> ▶ 漁船 ▶ 大型船(貨物船等) ◆建物類等 <ul style="list-style-type: none"> ▶ 事務所等(鉄骨造, 鉄筋コンクリート造) ▶ 倉庫(鉄骨造, 鉄筋コンクリート造, プレハブ, 物置タイプ) ▶ 大型テント ▶ その他建屋(鉄骨造, 鉄筋コンクリート造) ▶ 仮設ハウス ▶ 商業施設(鉄骨造, 鉄筋コンクリート造) ▶ 公共施設(鉄骨造, 鉄筋コンクリート造) ▶ 民家 ◆設備類等 <ul style="list-style-type: none"> ▶ プラント設備(タンク, 配管, 弁, 盤等) ▶ 重機(クレーン等) ▶ 資機材類(工事用物品, 点検用資材等) ▶ 車両 ▶ 植生(防砂林) ▶ その他物品

c. 漂流物による衝突影響評価

上記「ロ.(ロ) 漂流物となる得る可能性のある施設・設備」において、防潮堤外側で代表漂流物として抽出された漁船(総トン数 5t (排水トン数 15t), 車両(パトロール車: 0.69t), 流木(0.08t)及び防潮堤内側で評価対象漂流物として抽出された一般車両(1.5t)又は足場板が、漂流物衝突影響評価対象設備である原子炉建屋等に到達する可能性を評価し、到達する場合は、当該漂流物が衝突した際の衝突力を漂流物荷重として設定し、津波荷重と重畳させた強度評価を実施する。

なお、重大事故等対処施設の格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置出口配管及び原子炉建屋東側接続口は、漂流物を衝突させないための鋼製の防護柵を設置する対策が可能であることから、当該配管への漂流物の衝突は想定しない。また、排気筒については、漂流物が到達・衝突しても影響がない十分な強度と有しており、漂流物に対する新たな対策は不要である。第 4.2.2-9 図に漂流物への対応図を示す。



第 4.2.2-9 図 漂流物対策概要図

(a) 漂流物衝突荷重の評価

衝突力の算定式は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（平成 24 年）」を参考に次式により算定する。

<算定式>

$$\text{衝突荷重 } P = 0.1 \times W \times v$$

ここで、P：衝突力（kN）

W：漂流物の重量（kN）

v：表面流速（m/s）

津波の遡上に係る数値シミュレーションの結果、敷地に遡上する津波の浸水深は最大でも約 0.6m であること、流速は最大でも 2m/s を超えないことから、防潮堤外側において、津波の第 1 波の波力とともに漂流物の衝撃力を受ける防潮堤及び防潮扉等の施設・設備とは違い、漂流速度を考慮した慣性力が**支配的な**衝突であると評価し道路橋示方書

に示される算定式を適用した。

衝突力の算定結果については、添付書類「V-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針」の補足説明資料「4.3 漂流物の衝突力について」で説明する。

(b) 許容限界

漂流物衝突影響評価対象設備である原子炉建屋等の許容限界は、地震後、津波後の再使用性や、津波の繰返し作用を想定し、施設・設備を構成する材料がおおむね弾性状態に留まること基本とする。

防潮堤及び防潮扉については、敷地に遡上する津波においては漂流物衝突影響評価対象設備ではないが、数値シミュレーションにおいて設置状態をモデル化していることから、地震後の再使用性及び敷地に遡上する津波の第1波の越流後における再使用性を考慮し、当該構造物全体の変形能力に対して十分な余裕を有するよう、おおむね弾性状態を維持する設計とする。

4.3 漂流物荷重について

目 次

4.3 漂流物荷重について	1
4.3.1 防潮堤外における検討	1
4.3.1.1 検討方針について	1
4.3.1.2 サイト特性を踏まえた津波防護施設の機能に対する影響評価の検討範囲の設定	3
(1) 分裂波発生に関する検討	3
(2) 水理模型実験	4
a. 目的	4
b. 検討断面	4
c. 実験条件	5
d. 入射津波の造波	6
e. 水理模型実験におけるソリトン分裂波の確認	6
(3) 水理模型実験結果の再現性に関する検証	8
(4) サイト特性を踏まえた津波防護施設の機能に対する影響評価の検討範囲の設定	9
4.3.1.3 検討対象漂流物の選定	10
(1) 流況の整理結果に基づく代表検討対象エリアの設定	10
(2) 検討対象漂流物の選定	12
(3) 検討対象漂流物の選定結果	18
4.3.1.4 漂流物による荷重算定式に関する規格・基準類及び既往の研究論文	19
(1) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理	19
(2) 検討対象漂流物への漂流物荷重算定式の適用について	20
a. 船舶	20
b. 流木	20
c. 車両	20
(3) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理結果	21
(4) 漂流物荷重の算定における設計上の配慮について	22
(5) 検討対象漂流物の漂流物荷重の算定	23
4.3.2 防潮堤及び防潮扉の内側における検討	26
4.3.2.1 検討方針について	26
4.3.2.2 敷地に遡上する津波の特徴	28
(1) 防潮堤の機能保持	28
(2) 第2波以降の津波の挙動	28
(3) 防潮堤内側に流入した津波の排水の考慮	28
4.3.2.3 サイト特性及び施設・設備の構造上の特徴を踏まえた防潮堤内側の津波防護施設の機能に対する影響検討範囲	29

(1) 検討の方針	29
(2) 原子炉建屋水密扉への衝突荷重評価における周辺建物・構築物の取扱い	29
(3) 敷地内の地盤変状と車両の緊急避難	30
(4) 原子炉建屋外壁の強度評価における考慮事項	30
4.3.2.4 施設・設備等の構造上の特徴を踏まえた重大事故等対処施設の機能に対する影響 検討範囲	33
(1) 建屋及び区画に内包される重大事故等対処施設	33
(2) 建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備	33
4.3.2.5 検討対象漂流物の選定	34
(1) 流況の整理結果に基づく漂流物の検討対象エリアの設定	34
(2) 検討対象漂流物の選定	35
(3) 検討対象漂流物の抽出結果	43
(4) 検討対象漂流物の評価	43
(5) 検討対象漂流物の漂流物荷重の算定	44
4.3.2.6 漂流物による荷重算定式に関する規格・基準類及び既往の研究論文	45
(1) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理	45
(2) 検討対象漂流物への漂流物荷重算定式の適用について	45
(3) 漂流物荷重の算定における設計上の配慮について	45

4.3 漂流物荷重について

4.3.1 防潮堤外における検討

4.3.1.1 検討方針について

東海第二発電所における津波防護施設の機能に対する影響評価の対象である施設・設備を図4.3.1.1-1に示す。津波防護施設の機能に対する影響評価は、図4.3.1.1-2に示す検討フローにより実施する。なお、本検討は、防潮堤外の津波防護施設に関する検討であり、敷地を遡上する津波（以下「T.P. +24 m津波」）における防潮堤内の検討は、「4.3.2 防潮堤内における検討」に示す。

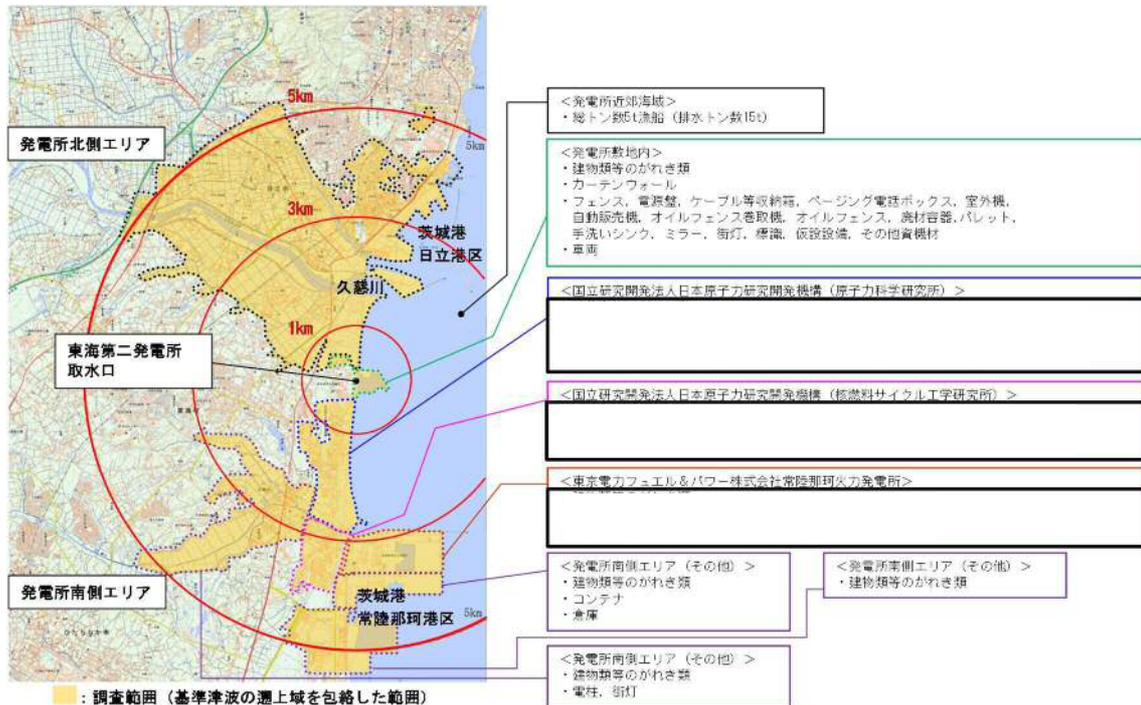


図 4.3.1.1-1 漂流物評価フローにより評価する対象の施設・設備の配置

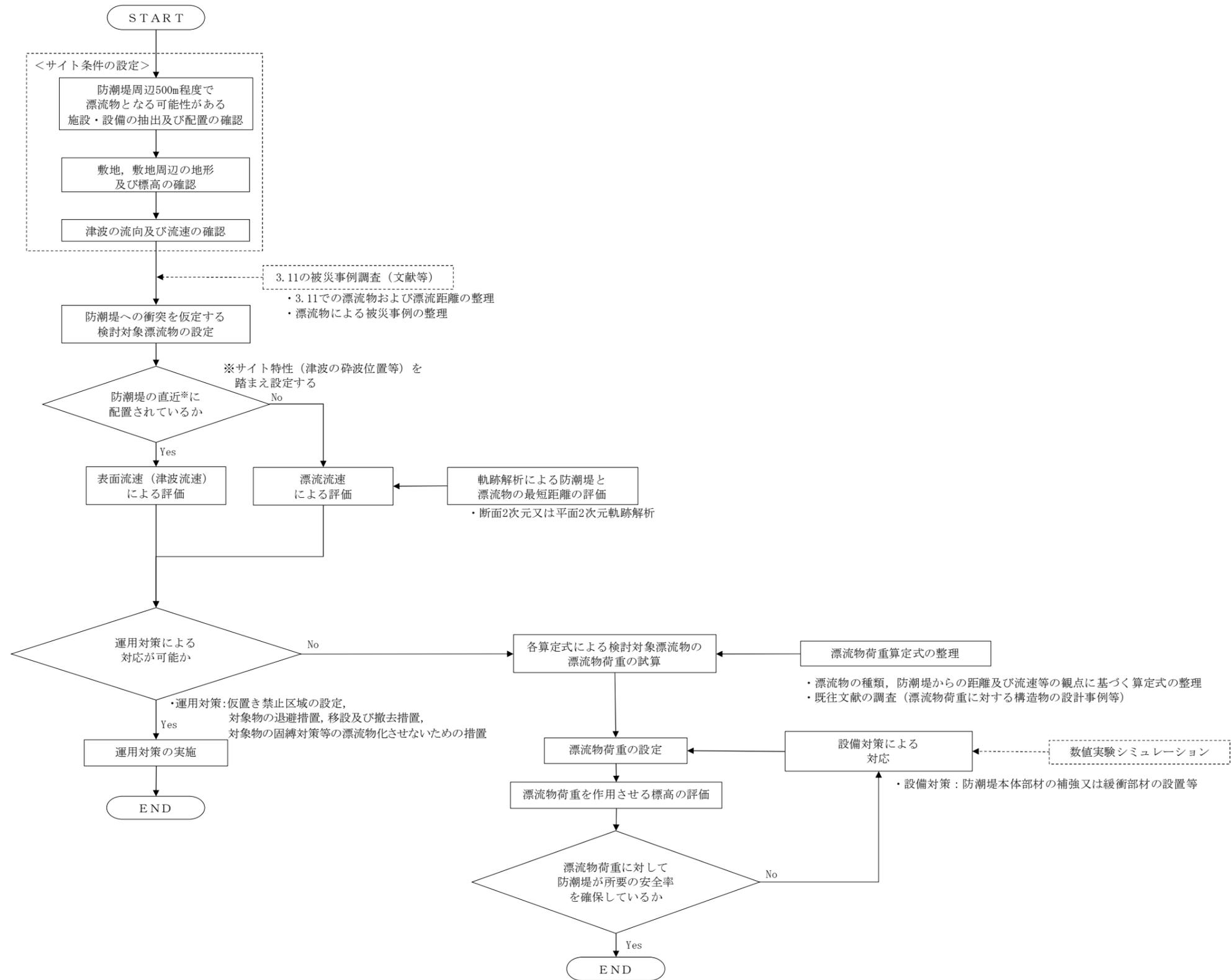


図 4.3.1.1-2 津波防護施設の機能に対する影響評価の検討フロー

4.3.1.2 サイト特性を踏まえた津波防護施設の機能に対する影響評価の検討範囲の設定

漂流物は津波の襲来により発生するが、漂流物の移動は津波の砕波位置に漂流物が存在する場合に大きな移動距離となることが知られている。そこで、東海第二発電所のサイト特性を踏まえた、津波による分裂波や砕波の発生位置を確認するために、水理模型実験及び数値解析シミュレーションを実施した。

(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、入射波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砕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4.3.1.2-1、津波高さと水深の関係を表4.3.1.2-1に示す。

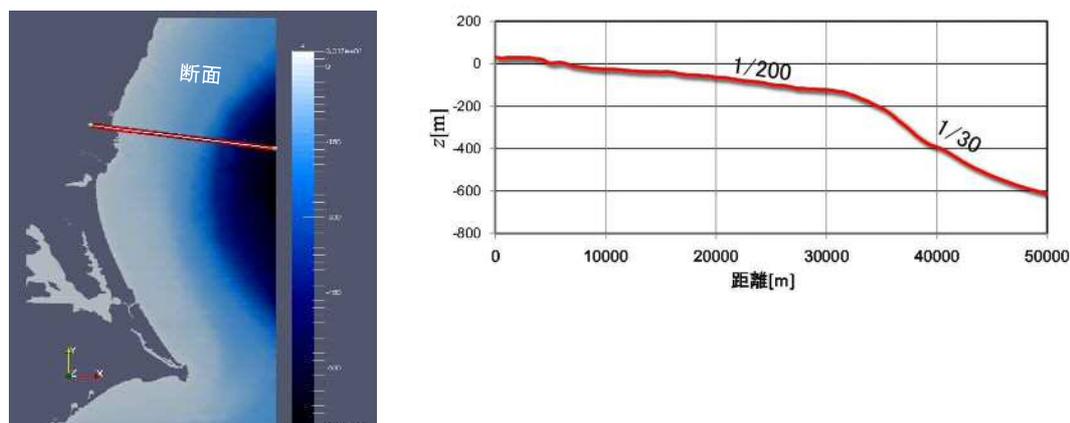


図 4.3.1.2-1 海底地形断面位置図及び海底地形断面図

表 4.3.1.2-1 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を入射津波高さとして定義（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4.3.1.2-2に示す。

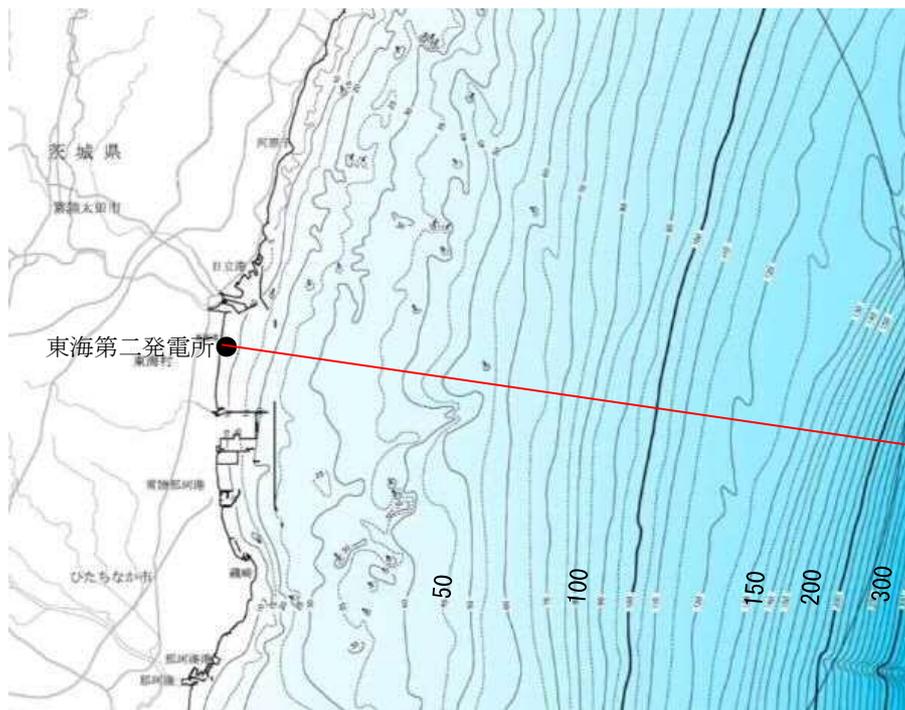
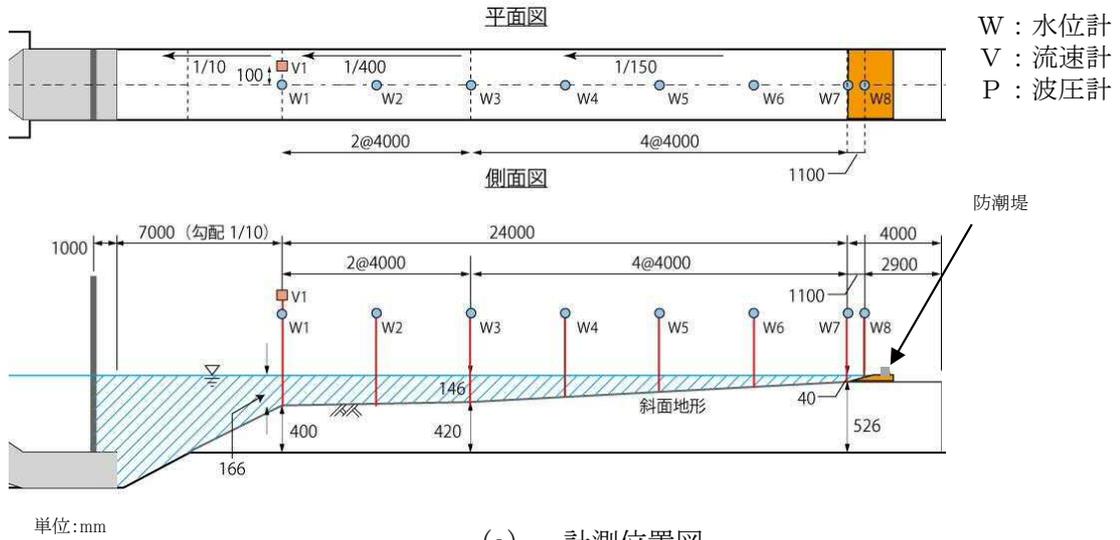


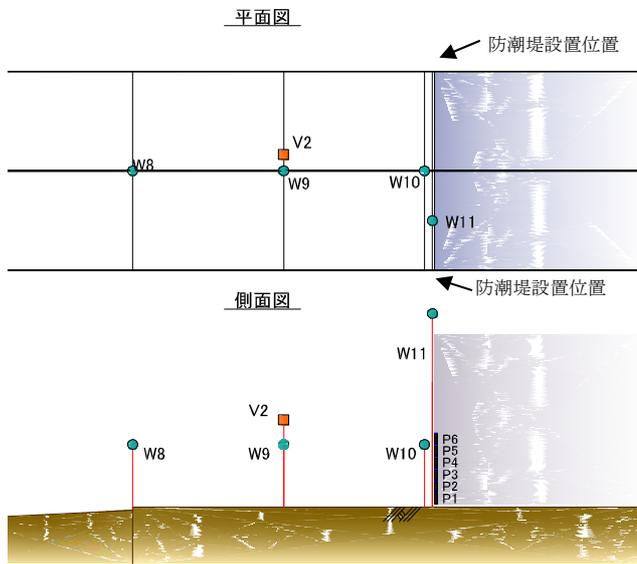
図 4.3.1.2-2 検討断面位置図

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4.3.1.2-3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4.3.1.2-3 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 4.3.1.2-4 に示す。

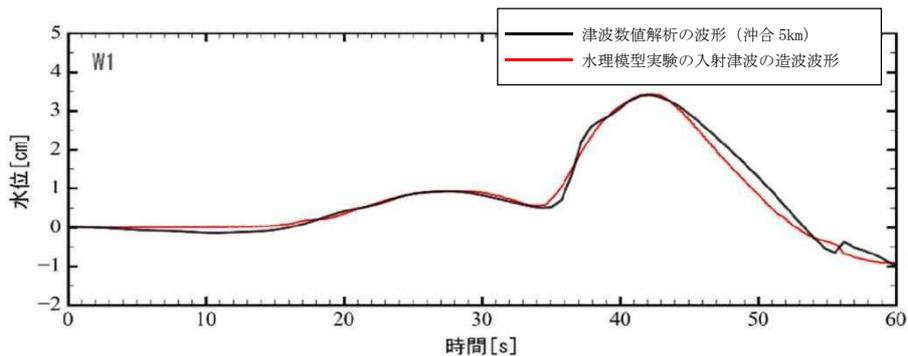


図 4.3.1.2-4 沖合 5 km 地点における入射津波の造波波形図

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 4.3.1.2-5 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。

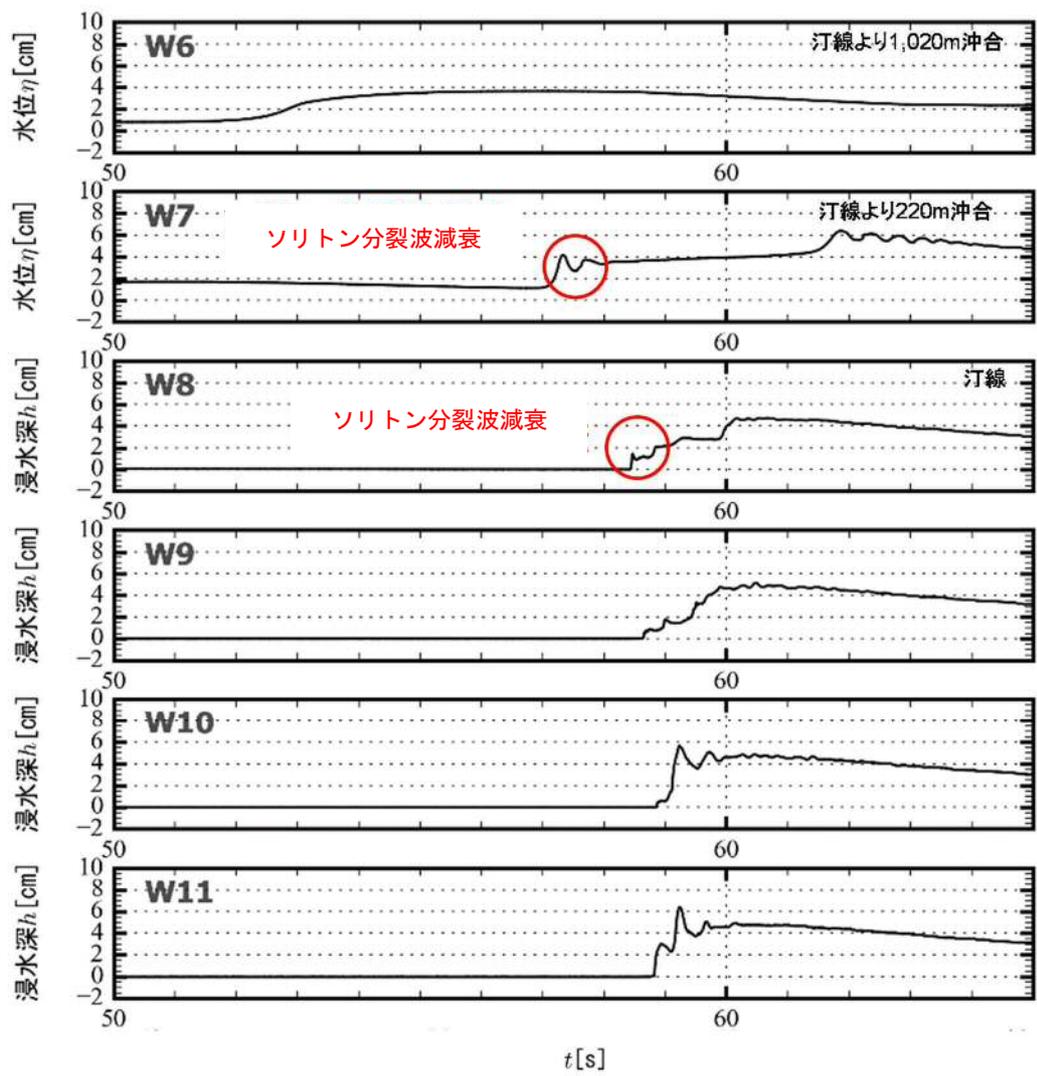


図 4.3.1.2-5 水理模型実験における時刻歴図

(3) 水理模型実験結果の再現性に関する検証

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。

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4.3.1.3-6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。

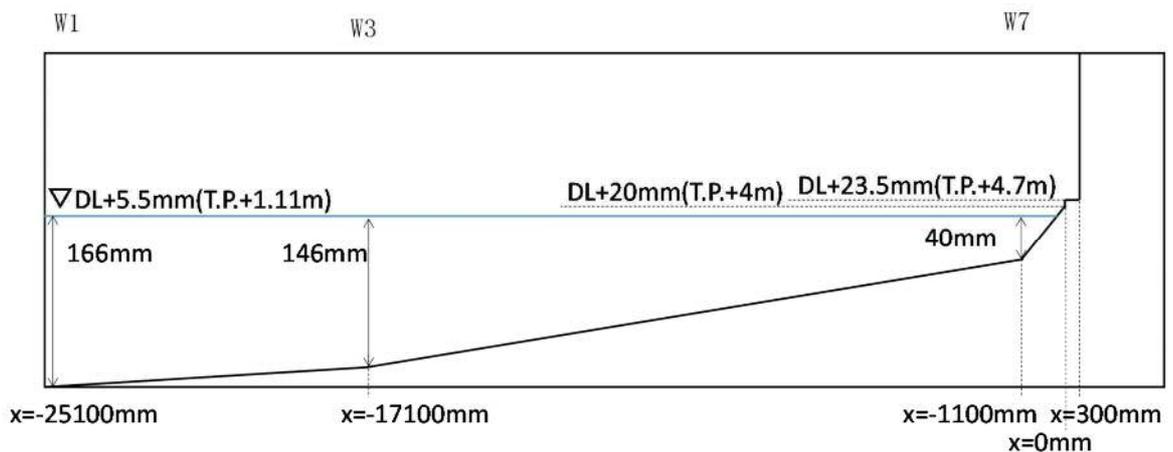


図 4.3.1.3-6 解析モデル図

断面2次元津波シミュレーション解析結果を図4.3.1.3-7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。

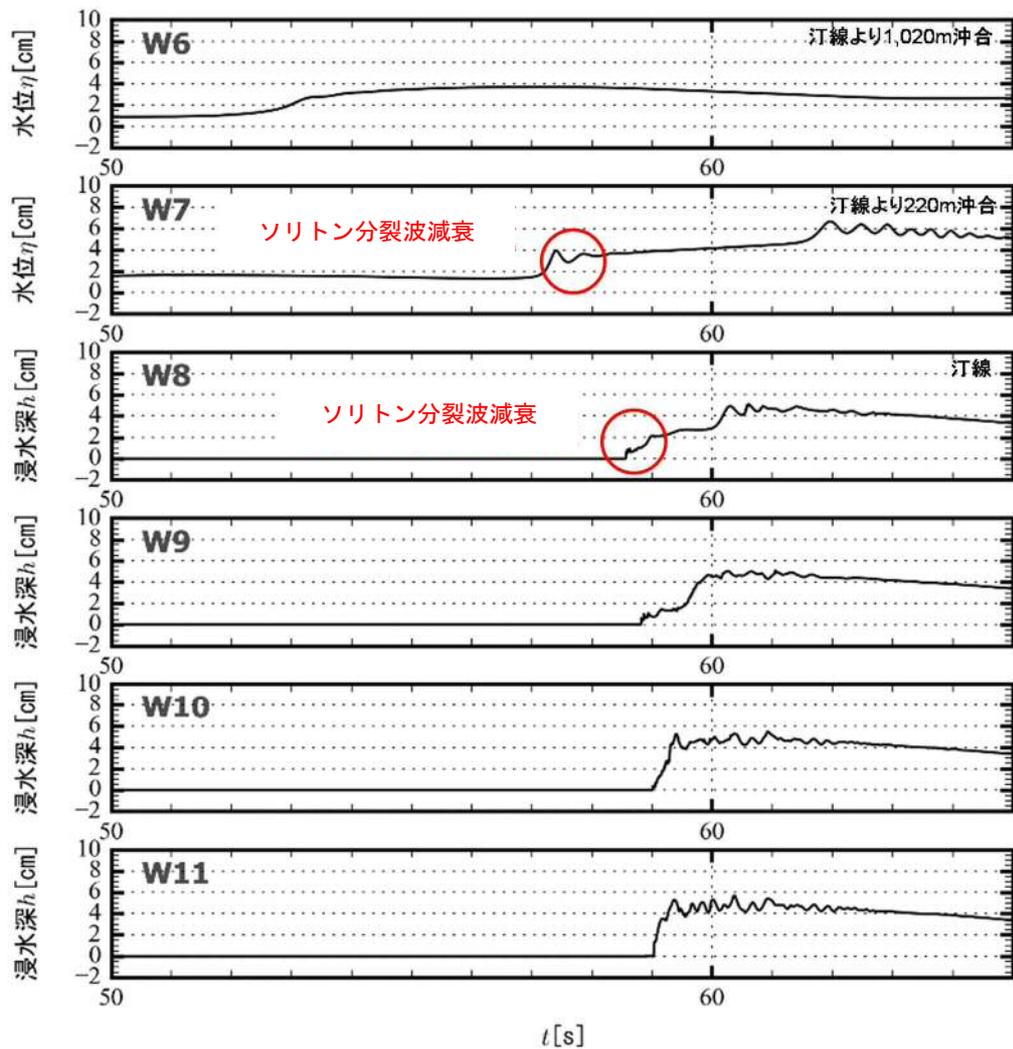


図 4.3.1.2-7 断面 2 次元津波シミュレーション解析結果（時刻歴図）

(4) サイト特性を踏まえた津波防護施設の機能に対する影響評価の検討範囲の設定

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の結果、沖合約 220 m 地点において、ソリトン分裂波を確認したが、汀線位置では分裂波は減衰している。津波防護施設の機能に対する影響評価の検討においては、沖合約 220 m に余裕を持たせ、保守的に汀線から 500 m 以内の海域を砕波により漂流物が移動する範囲として設定する。

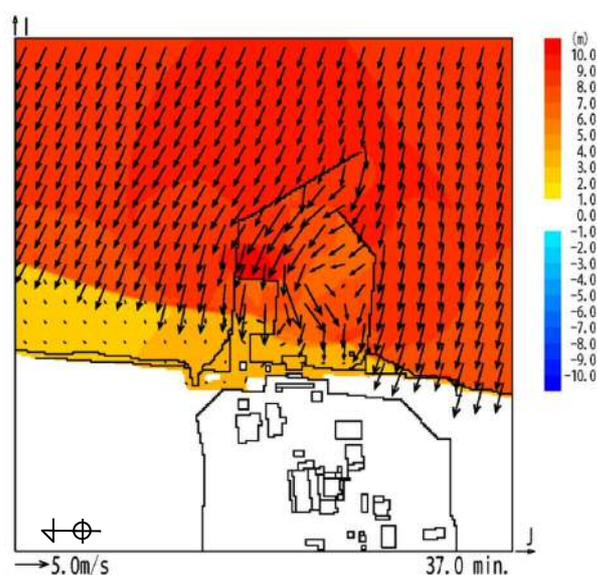
防潮堤から汀線までの概ね 100m 以内の陸域を「直近（陸域）」，汀線より 500 m 以内の海域を「直近（海域）」，汀線より 500 m 以上の海域を「前面海域」と定義する。

4.3.1.3 検討対象漂流物の選定

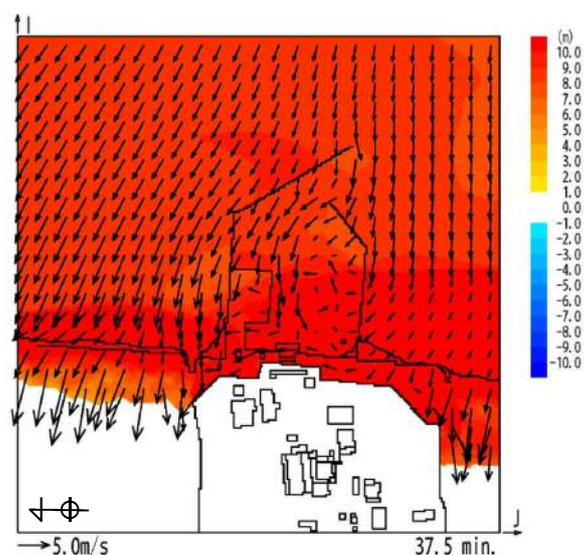
(1) 流況の整理結果に基づく代表検討対象エリアの設定

東海第二発電所での基準津波による発電所敷地前面海域の流向は、「4.2 漂流物による影響確認について(1)基準津波の流速及び流向の確認」に示すとおり、防潮堤東側の法線方向から遡上し、北側及び南側では防潮堤に沿うような流れとなっている。発電所敷地エリアの主な流向ベクトルを図 4.3.1.3-1 に示す。また、基準津波を超え敷地に遡上する津波 (T.P.+24m 津波) 時においても、図 4.3.1.3-2 に示すとおり、基準津波時と同様の流向となっている。

防潮堤東側エリアは、津波が法線方向に遡上することから、津波防護施設の機能に対する影響評価を行うために、代表検討対象エリアとして設定する。



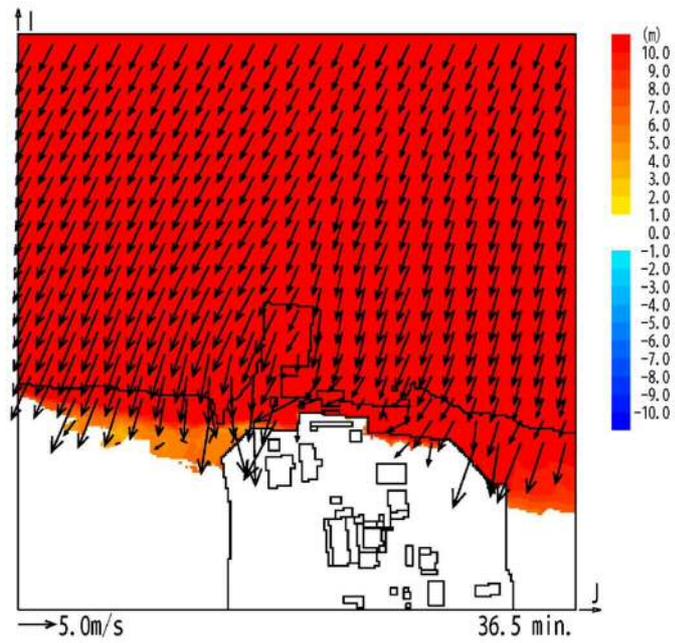
(37.0分*)



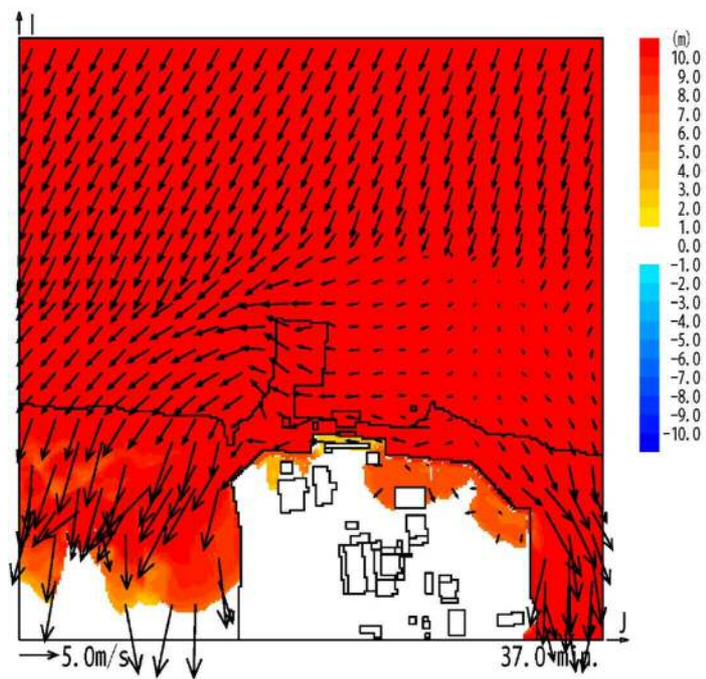
(37.5分*)

* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.3.1.3-1 発電所敷地前面海域の流向ベクトル (基準津波時, 防波堤ありの場合)



(36.5分*)



(37.0分*)

* : 津波の原因となる地震発生後の経過時間

図 4.3.1.3-2 発電所敷地前面海域の流向ベクトル (T.P. +24m 津波時の場合)

(2) 検討対象漂流物の選定

「4.2 漂流物による影響確認について(4)漂流物検討対象の選定」において抽出した施設・設備のうち、防潮堤周辺 500m 範囲の施設・設備の配置を図 4.3.1.3-3 に示す。

図 4.3.1.3-4, 写真 4.3.1.3-1 及び表 4.3.1.3-1 に防潮堤東側エリアに設置されている構築物を示す。防潮堤東側エリアの構築物は、撤去又は移設することを基本とし、撤去又は移設ができない場合については、耐震性等を評価した上で、必要に応じ補強対策を検討する。

津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象漂流物は、津波防護施設への漂流物荷重として考慮する船舶（排水トン数 15 t）に加え、漂流物となる可能性が否定できない施設・設備のうち、防潮堤の前面に仮置きや残置の可能性があるもの及び地震・津波による過去の被災事例をもとに選定した。表 4.3.1.3-2 に仮置きや残置の可能性があるものの一覧を示す。仮置きや残置の可能性があるものは、運用での対応が行えるかを検討した上で、津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象漂流物を選定する。

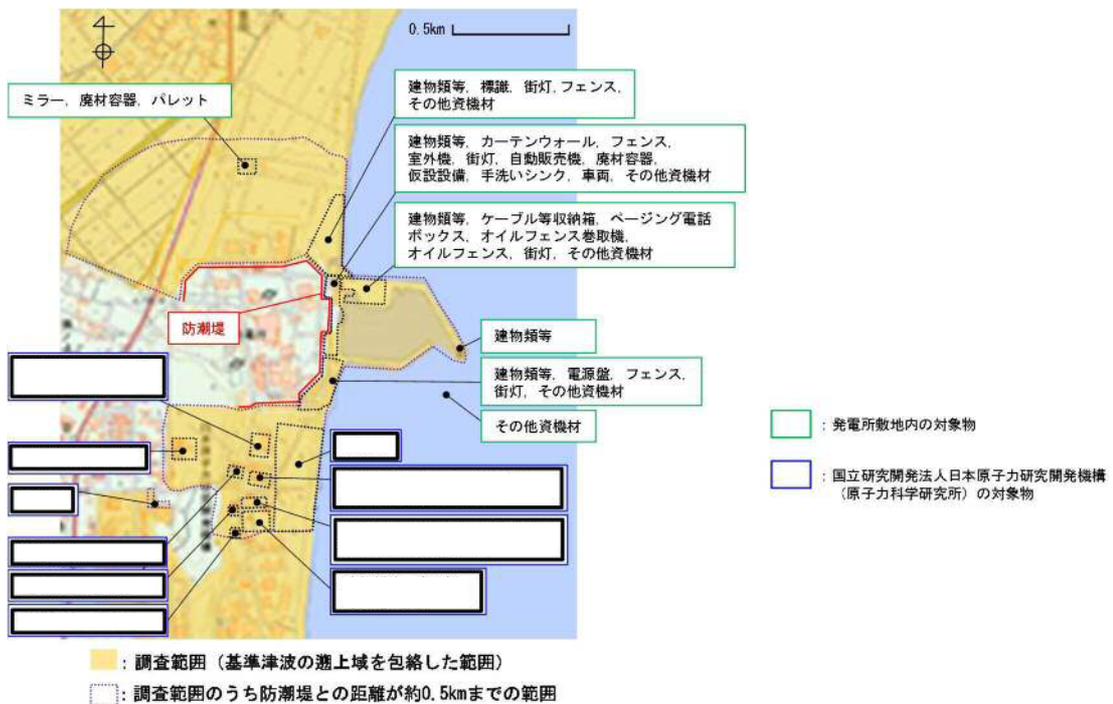


図 4.3.1.3-3 防潮堤周辺 500m 範囲の施設・設備の配置

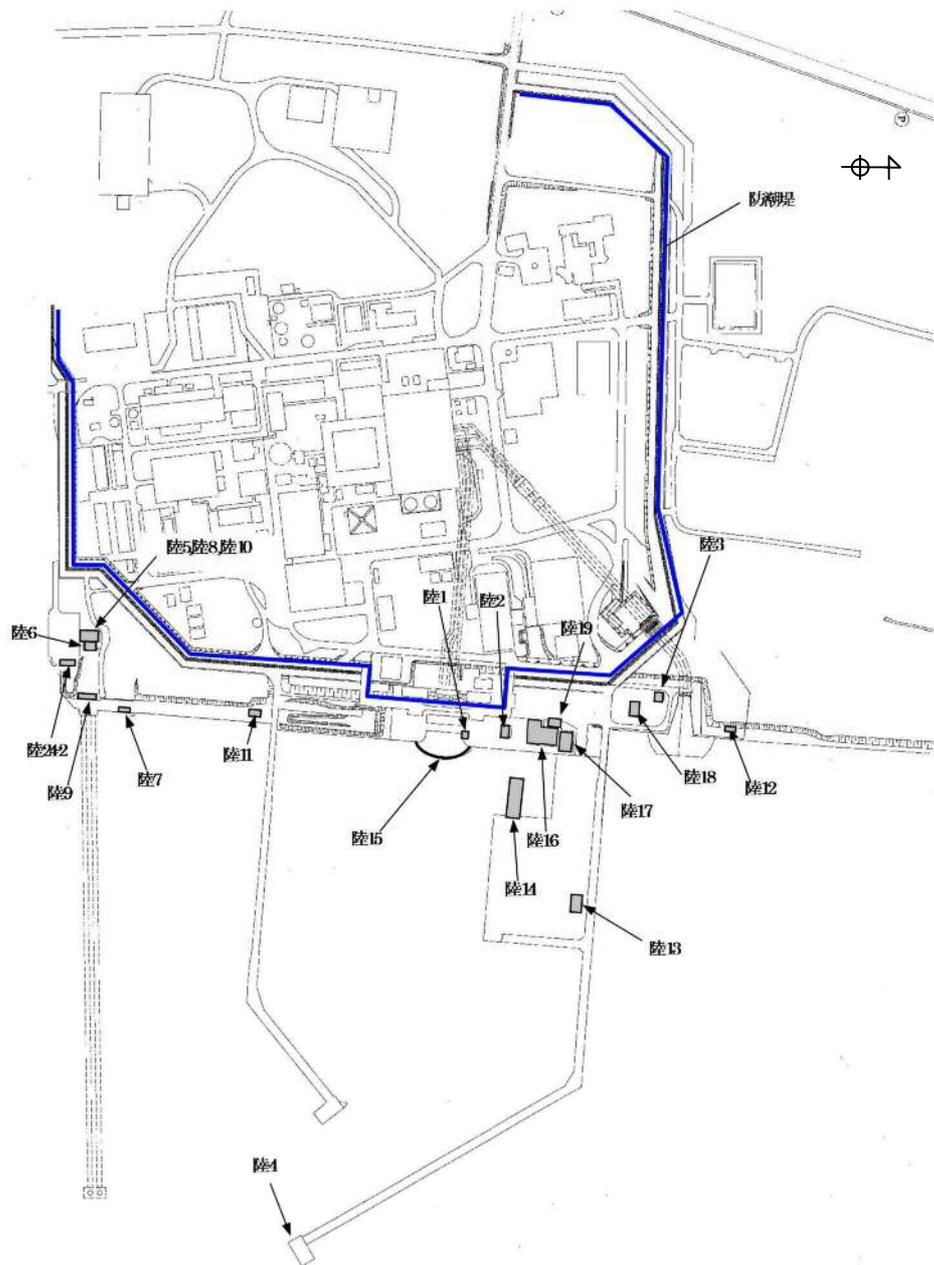


図 4.3.1.3-4 防潮堤東側エリアに設置されている構築物位置図

			
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	陸24 再利用物品置場テント	

写真 4.3.1.3-1 防潮堤東側エリアに設置されている構築物

表 4.3.1.3-1 防潮堤東側エリアに設置されている構築物一覧表

番号	名称	主要構造 (形状)	寸法	対策
陸1	検潮小屋	鉄筋 コンクリート造	2.9 m×2.9 m×2.3 m	撤去又は移設することを基本とし、撤去又は移設が出来ない場合は、耐震性等を評価した上で、必要に応じ漂流化しないための補強対策を検討する。
陸2	海水電解装置建屋	鉄筋 コンクリート造	8 m×11 m×3.7 m	
陸3	放水口モニター小屋	鉄筋 コンクリート造	4 m×5 m×3 m	
陸4	北防波堤灯台	鉄筋 コンクリート造	Φ3 m×9 m	
陸5	復水冷却用水路 スクリーン室	鉄筋 コンクリート造	—	
陸6	塩素処理室	鉄筋 コンクリート造	10 m×13 m×10 m	
陸7	放水口放射能 測定機器上屋	鉄筋 コンクリート造	3 m×5 m×3 m	
陸8	ロータリースクリーン室	鉄筋 コンクリート造	13 m×21 m×11 m	
陸9	主ゲート	鉄筋 コンクリート造	4 m×18 m×10 m	
陸10	次亜塩素酸ソーダ注入室	鉄筋 コンクリート造	—	
陸11	合併処理浄化槽設備	鉄筋 コンクリート造	10 m×15 m×10 m	
陸12	海上レーダー	鋼製支柱	—	
陸13	物揚場倉庫	コンクリート製ブ ロック	7 m×12 m×3 m	
陸14	栈橋	鋼製コンクリート造	1.2 m×40 m×4 m	
陸15	カーテンウォール	鉄筋 コンクリート造 (鋼材支柱)	—	
陸16	メンテナンスセンター	鉄骨造	34 m×19 m×11 m	
陸17	輸送本部建屋	鉄骨造	22 m×13 m×7 m	
陸18	輸送本部倉庫	鉄骨造	12 m×8 m×4 m	
陸24 -2	再利用物品置場テント	—	—	

表 4.3.1.3-2 (1) 漂流物となる可能性が否定できない仮置きや残置の可能性のあるもの (1/2)

場所	種類	想定質量 (t)	防潮堤との距離	対策の要否	対策不要である根拠	対策	検討対象
東側	船舶	15 (排水トン数)	500 m 以上 (前面海域)	否	—	—	○
	流木	0.08* ¹	500 m 以内 (前面海域)	否	—	—	○
	流木 (丸太)	—	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	仮置禁止又は固縛	—
	フェンス	0.9	100 m 以内 (直近 (陸域))	否	受圧面積が小さく、津波が透過することから、漂流には至らないと考えられるため。	—	—
	電源盤	0.6	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	ケーブル等収納箱	0.04	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	ページング電話ボックス	0.02	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	室外機	0.3	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	自動販売機	0.5	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	オイルフェンス巻取機	1.5	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	オイルフェンス	0.07	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—

*1: 流木の想定質量 (t) は、敷地周辺の植生調査結果のうち汀線沿いの海岸植生の樹木 (平均直径 12 cm, 平均樹高 8 m) を選定し、建築空間の緑化手法 (1988) の算定式により設定した。

表 4.3.1.3-2 (2) 漂流物となる可能性が否定できない仮置きや残置の可能性のあるもの (2/2)

場所	種類	想定質量 (t)	防潮堤との距離	対策の要否	対策不要である根拠	対策	検討対象
東側	廃材容器	0.04	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	手洗いシンク	0.02	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	仮設設備	0.2	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	移設・撤去又は固縛	—
	車両 (工事車両)	—	100 m 以内 (直近 (陸域))	要	—	退避措置	—
	車両 (パトロール車)	0.69	100 m 以内 (直近 (陸域))	否	—	—	○

(3) 検討対象漂流物の選定結果

検討対象漂流物の選定結果を表 4.3.1.3-3 に示す。津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象である設備として、船舶、流木及び車両（パトロール車）を検討対象漂流物として選定する。

発電所構内に入域する車両については退避措置を基本とし、工事車両については退避措置の徹底について工事契約時に定める運用を図る。しかしながら、日常的に使用する車両（パトロール車）は漂流する可能性が否定できないことから、津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象漂流物とする。

なお、防潮堤周辺で工事を実施する際には、各工事において資機材及び車両の退避に対する評価を実施し、必要に応じて対策を施した上で、工事を実施する。

表 4.3.1.3-3 検討対象漂流物の選定結果

場所	種類	想定質量 (t)	防潮堤との距離
東側	船舶	15 (排水トン数)	500 m 以上 (前面海域)
	流木	0.08	500 m 以内 (前面海域)
	車両 (パトロール車)	0.69	100 m 以内 (直近 (陸域))

4.3.1.4 漂流物による荷重算定式に関する規格・基準類及び既往の研究論文

(1) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式を表 4.3.1.4-1 に示す。

表 4.3.1.4-1 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理

出典	種類	概要及び算定式	算定式の適用性が確認された範囲（実験条件等）
① 松富ほか（1999）	流木	津波による流木の漂流荷重を提案している。本式は円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の漂流荷重算定式である。 $F_m/(\gamma D^2 L) = 1.6 C_{MA} \{v_{A0}/(gD)^{0.5}\}^{1.2} (\sigma_v/\gamma L)^{0.4}$ F_m ：衝突力， γ ：流木の単位体積重量， D ：木材の直径， L ：木材の長さ， g ：重力加速度， C_{MA} ：見かけの質量係数（水の緩衝機能も加味）， v_{A0} ：衝突速度， σ_v ：木材の降伏応力	「実験に基づく推定式」 ・見かけの質量係数に関する水路実験（実験：高さ 0.5 m，幅 0.3 m，長さ 11.0 m） 流木（丸太）の直径：4.8 cm～12 cm，流木の重量：305～8615 gf ・衝突荷重に関する空中での実験 水理模型実験及び空中衝突実験において，流木（植生林ではない丸太）を被衝突体の前面（2.5 m 以内）に設置した状態で衝突させている。東海第二のサイト条件を踏まえると，被衝突体の直近に衝突体があることを仮定する場合に適用性がある可能性がある。個別の流木（丸太）の種類等に応じて，実現象を再現するようなパラメータを適切に定める必要がある。
② 池野・田中（2003）	流木	円柱以外にも角柱，球の形状をした木材による漂流荷重を提案している。 $F_H/(gM) = S \cdot C_{MA} \cdot \{V_H/(g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25})\}^{2.5}$ F_H ：衝突力， g ：重力加速度， M ：漂流物の質量， S ：係数（=5.0）， C_{MA} ：付加質量係数， V_H ：漂流物移動速度， D ：漂流物の直径（角柱の場合は正方形断面辺長）， L ：漂流物の長さ	「実験に基づく推定式」（縮尺 1/100 の模型実験） 漂流物の形状：円柱，角柱，球 漂流物重量：0.588 N～29.792 N 受圧板を陸上構造物と想定し，衝突体を受圧板前面 80 cm（現地換算 80 m）離れた位置に設置した状態で衝突させた実験である。模型縮尺（1/100）を考慮した場合，現地換算で直径 2.6～8 m の仮定となり，東海第二のサイト条件を考慮すると適用性が無いものと判断する。
③ 道路橋示方書（2002）	流木等	橋（橋脚）に自動車，流木あるいは船舶等による漂流荷重を定めている。 $P = 0.1WU$ P ：衝突力， W ：流送物の重量， U ：表面流速	新規基準に基づく審査において適用された実績がある。 漂流物が流下（漂流）して来た場合に，表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できることから，被衝突体の前面海域からの漂流物を想定する場合に適用性があると判断する。
④ FEMA（2012） （FEMA：FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY）	流木 コンテナ	$F_i = 1.3u_{max}\sqrt{km_d(1+c)}$ F_i ：衝突力， c ：付加質量係数， u_{max} ：漂流物を運ぶ流体の最大流速， m_d ：漂流物の質量， k ：漂流物の有効軸剛性	「運動方程式に基づく衝突力方程式」 非減衰系の振動方程式に基づいており，衝突体及び被衝突体の両方も完全弾性体で，かつ衝突時のエネルギー減衰が一切考慮されていない前提条件での算定式であることから，衝突時に塑性変形を伴う漂流物の荷重算定では，個別の漂流物に対して，実現象を再現するような軸剛性を適切に定める必要がある。 漂流物が地表面を転がるような場合は，衝突流速を 50%として良い可能性があるとの記載がある。
⑤ 水谷ほか（2005）	コンテナ	漂流するコンテナの漂流荷重を提案している。 $F_m = 2\rho_w\eta_m B_c V_x^2 + \left(\frac{WV_x}{gdt}\right), V_x \cong C_x = 2\sqrt{g\eta_m}$ F_m ：衝突力， g ：重力加速度， W ：コンテナの重量， B_c ：コンテナ幅， ρ_w ：遡上波の最大水位， dt ：衝突時間， ρ_w ：水の密度， V_x ：コンテナの漂流速度， C_x ：津波の遡上流速	「実験に基づく推定式」（縮尺 1/75 の模型実験） 使用コンテナ：長さを 20 ft と 40 ft，コンテナ重量：0.2 N～1.3 N 程度， 遡上流速：1.0 m/s 以下，材質：アクリル 被衝突体の直近のエプロン上にコンテナを設置して衝突力を求めた算定式である。衝突体と水塊が一体となって衝突し，衝突前の運動量が全て力積として作用するものとして考えた算定式であり，右辺の第 1 項は付加質量による荷重を表している。
⑥ 有川ほか（2007, 2010）	流木 コンテナ	鋼製構造物（コンテナ等）による漂流荷重を提案している。 $F = \gamma_p x^{\frac{2}{5}} \left(\frac{5}{4}\tilde{m}\right)^{\frac{3}{5}} v^{\frac{6}{5}}, x = \frac{4\sqrt{a}}{3\pi} \frac{1}{k_1+k_2}, k = \frac{(1-\nu^2)}{\pi E}, \tilde{m} = \frac{m_1 m_2}{m_1+m_2}$ a ：衝突面半径の 1/2（ここではコンテナ衝突面の縦横長さの平均の 1/4）， E ：ヤング係数， ν ：ポアソン比， m ：質量， v ：衝突速度， γ_p ：塑性によるエネルギー減衰効果，添字 1,2 は衝突体と被衝突体を表す	「実験に基づく推定式」（縮尺 1/5 の模型実験） 使用コンテナ：長さ 1.21 m，高さ 0.52 m，幅 0.49 m 衝突速度：1.0～2.5 m/s 程度，材質：鋼製 水理模型実験では，コンテナを被衝突体の前面 1.21 m（現地換算 6.05 m）に設置して衝突力を求めた算定式である。 衝突体の剛性 k_1 と被衝突体の剛性 k_2 の両方がパラメータとして含まれている算定式であり，個別の漂流物に対して，実現象を再現するような剛性に係る k 値を適切に定める必要があるが，対象としている種類以外への適用性がある k 値に係る k_1 及び k_2 の値，すなわち実験データを再現するよう同定された当該式の妥当な k_1 及び k_2 の値が不明であるため，現状では当該式は対象としている種類以外への適用は難しいと考える。

(2) 検討対象漂流物への漂流物荷重算定式の適用について

a. 船舶

道路橋示方書（2002）は、新規制基準に基づく審査において、船舶に適用された実績がある。

道路橋示方書（2002）は、漂流物が流下（漂流）して来た場合に、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できることから、被衝突体の前面海域からの漂流物を想定する場合に適用性があると判断し、前面海域からの船舶の衝突による漂流物荷重算定に適用する。

b. 流木

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式において、流木を対象とした算定式は松富ほか（1999）、池野・田中（2003）、道路橋示方書（2002）、FEMA（2012）及び有川ほか（2007, 2010）である。

道路橋示方書（2002）は、漂流物が流下（漂流）して来た場合に、表面流速（津波流速）を与えることで漂流流速に対する荷重を算定できることから、被衝突体の前面海域からの漂流物を想定する場合に適用性があると判断し、前面海域からの流木の衝突による漂流物荷重算定に適用する。

池野・田中（2003）は、実験の模型縮尺を考慮した場合、東海第二発電所におけるサイト条件を考慮すると適用性が無いものと判断する。

松富ほか（1999）、FEMA（2012）及び有川ほか（2007, 2010）は、被衝突体の前面に漂流物が設置されている場合の衝突時の荷重を算定するものである。そのため、直近（海域）からの流木の衝突による漂流物荷重の算定に適用する。

c. 車両

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式において、車両を対象とした算定式が無いことから、対象種別がコンテナとされている算定式（FEMA、水谷ほか、有川ほか）の車両への適用について検討した。

FEMA（2012）は、高島ら（2015）^{※1}の水流中衝突実験により車両の妥当な有効軸剛性が既知となっていることから、その有効軸剛性を用いることで車両へ適用できるものと判断し漂流物荷重の算定の対象とする。

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

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

(3) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理結果

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理結果を表 4.3.1.4-2 に示す。

運用対策による対応が行えない場合において、漂流物荷重の算定する際は、表 4.3.1.4-2 に示す各算定式の適用条件（種類、被衝突体からの距離、適用流速）を踏まえた上で実施するものとする。

表 4.3.1.4-2 各種基準類の漂流物荷重算定式の整理結果

出典	種類	被衝突体との距離	適用流速	備考
① 松富ほか	流木	直近（陸域） 直近（海域）	衝突速度	個別の流木（丸太）の種類等に応じて、実現象を再現するようなパラメータを適切に定める必要がある。
② 池野・田中	流木	直近（陸域）	漂流物移動速度	模型縮尺（1/100）を考慮した場合、東海第二発電所への適用性が無いものと判断する。
③ 道路橋示方書	流木等	前面海域	表面流速（津波流速）	前面海域から漂流してくる流木及び船舶に適用する。
④ FEMA	流木 コンテナ	直近（陸域）	漂流物を運ぶ流体の最大流速	非減衰系の振動方程式に基づいており、衝突体及び被衝突体の両方も完全弾性体で、かつ衝突時のエネルギー減衰が一切考慮されていない前提条件での算定式であることから、衝突時に塑性変形を伴う漂流物の荷重算定では、個別の漂流物に対して、実現象を再現するような軸剛性を適切に定める必要がある。
⑤ 水谷ほか	コンテナ	直近（陸域）	津波の遡上流速	東海第二発電所では、防潮堤東側エリアの500m範囲内にコンテナが無く、検討対象漂流物とはならないため、対象外とする。
⑥ 有川ほか	流木 コンテナ	直近（陸域） 直近（海域）	衝突速度	衝突体の剛性 k_1 と被衝突体の剛性 k_2 の両方がパラメータとして含まれている算定式であり、個別の漂流物に対して、実現象を再現するような剛性に係る k 値を適切に定める必要があるが、対象としている種類以外への適用性がある k 値に係る k_1 及び k_2 の値、すなわち実験データを再現するよう同定された当該式の妥当な k_1 及び k_2 の値が不明であるため、現状では当該式は対象としている種類以外への適用は難しいと考える。

(4) 漂流物荷重の算定における設計上の配慮について

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

① 漂流物荷重算定用の流速

漂流物荷重の算定に用いる遡上波の流速は、「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」に示すとおり、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、設計上の配慮として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、基準津波時は 11.0 m/s、T.P.+24m 津波時は 15.0 m/s としている。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 割増しした値、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 割増しした値に相当する。

② 漂流物の漂流流速

「4.1 設計に用いる遡上波の流速について」に示すとおり、文献^{※2}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 4.3.1.4-1）。文献^{※3, 4}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 α 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^{※4}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 α の確率分布を図 4.3.1.4-2 に示す。図 4.3.1.4-2 のとおり、 $\alpha = v/U = 0.1$ (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。

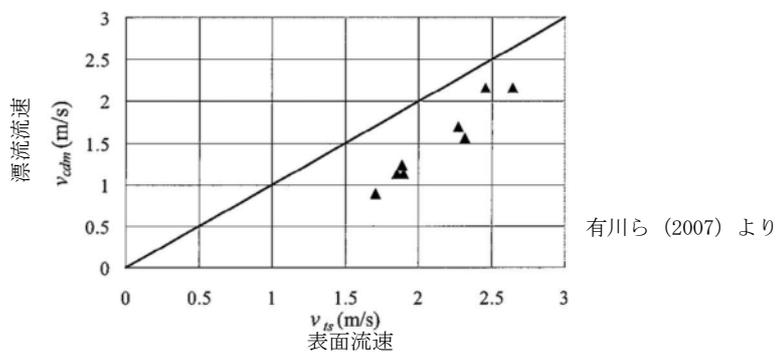
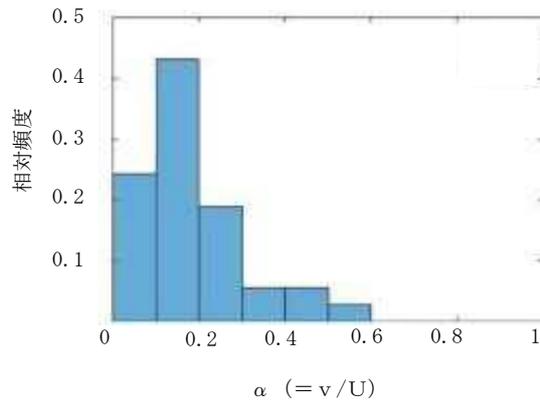


図 4.3.1.4-1 表面流速と漂流流速の関係



甲斐田ほか (2016) より
(比重 0.6)

図 4.3.1.4-2 構造物模型に衝突する漂流物の速度比率 α ($= v/U$) の確率分布

③ 漂流物荷重を作用させる標高

防潮堤前面での最大流速時の水深は、基準津波時は T.P. +10.6 m 程度、T.P. +24.0 m 津波時は T.P. +17.7 m 程度であり、防潮堤前面における最高水位と比較して十分に小さい。しかし、防潮堤の設計においては、設計上最大モーメントとなり最も厳しくなる防潮堤の天端に漂流物荷重を作用させる。

④ 漂流物荷重と津波荷重の重畳

漂流物荷重は津波荷重との組合せは、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、設計上の配慮として津波による最大荷重（最大波高時における波力）と漂流物による最大荷重（最大流速時における漂流物荷重）を重畳させる。

(5) 検討対象漂流物の漂流物荷重の算定

検討対象漂流物として選定した船舶、流木及び車両について、規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物算定式の東海第二発電所での適用性を考慮した上で、漂流物荷重を算定する。

漂流物荷重の算定に用いる流速は、基準津波時 11 m/s、T.P. +24m 津波時は 15 m/s とした。

船舶は道路橋示方書式により漂流物荷重を算定した。

流木の漂流物荷重は、松富ほか、有川ほかの式による算定に加え、FEMA (2012) により算定する。FEMA (2012) における係数 1.3 は、ASCE (American Society of Civil Engineers) による設備の重要度に応じた安全係数であり、重要施設として指定されているビル・構造物に対する係数となっている。東海第二発電所における津波防護施設の設計においては、係数 1.3 を考慮する。

流木の漂流物荷重に用いる流木の軸剛性は、図 4.3.1.4-3 に示す FEMA (2012) の軸剛性 2.4×10^6 N/m を用いた。

車両の漂流物荷重は、FEMA (2012) により算定する。車両の漂流物荷重算定時に用いる付

加質量係数 C は、FEMA (2012) においては図 4.3.1.4-3 に示すとおりになっており、車両の付加質量係数 C は記載がないため、FEMA (2012) において最大の付加質量係数 $C= 1.0$ を用いた。車両の軸剛性には、高島ら (2015) ※¹ の水流中衝突実験により求められた3段階の軸剛性のうち、最も軸剛性が大きい3次剛性 k_3 (2.04×10^6 N/m) を用いるものとする。

Table 6-1 Mass and Stiffness of Some Waterborne Floating Debris

Type of Debris	Mass (m_d) in kg	Hydrodynamic	
		Mass Coefft. (c)	Debris Stiffness (k_d) in N/m
Lumber or Wood Log – oriented longitudinally	450	0	2.4×10^6 *
20-ft Standard Shipping Container – oriented longitudinally	2200 (empty)	0.30	85×10^6 **
20-ft Standard Shipping Container – oriented transverse to flow	2200 (empty)	1.00	80×10^6 **
20-ft Heavy Shipping Container – oriented longitudinally	2400 (empty)	0.30	93×10^6 **
20-ft Heavy Shipping Container – oriented transverse to flow	2400 (empty)	1.00	87×10^6 **
40-ft Standard Shipping Container – oriented longitudinally	3800 (empty)	0.20	60×10^6
40-ft Standard Shipping Container – oriented transverse to flow	3800 (empty)	1.00	40×10^6

* Haehnal and Daly, 2002; ** Peterson and Naito, 2012

図 4.3.1.4-3 FEMA (2012) における流木及びコンテナの付加質量

表 4.3.1.4-3 に船舶、流木及び車両の漂流物荷重一覧を示す。また、表 4.3.1.4-3 に構造成立性の検討時に用いていた質量 50t での漂流物荷重を示す。

算出の結果、漂流物荷重は、基準津波時（流速 11m/s）では 759kN、T.P.+24m 津波時（流速 15m/s）では 1035kN となり、これらを設計用漂流物荷重とする。

表 4.3.1.4-3 漂流物荷重一覧

種類	質量 (t)	適用式	漂流物荷重 (kN)	
			基準津波時 (流速11 m/s)	T.P.+24 m津波時 (流速15 m/s)
船舶	15	道路橋示方書	162	221
流木	0.08	松富ほか	157	226
		FEMA	198	270
		有川ほか	390	565
車両	0.69	FEMA (C=1.0)	759	1035

表 4.3.1.4-4 漂流物荷重（構造成立性検討時）

質量 (t)	適用式	漂流物荷重 (kN)	
		基準津波時 (流速10 m/s)	T.P.+24 m津波時 (流速15 m/s)
50	道路橋示方書	490	736

- ※1：高畠ら：津波漂流物の衝突力推定における軸剛性モデル，土木学会論文集 B2（海岸工学）（2015）
- ※2：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）
- ※3：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書（2017）
- ※4：甲斐田ら：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）

4.3.2 防潮堤及び防潮扉の内側における検討

4.3.2.1 検討方針について

基準津波を超え敷地に遡上する津波（以下「敷地に遡上する津波」又は特に断りのない場合を除き「津波」という。）については、防潮堤及び防潮扉（以下「防潮堤」という。）を越流又は側面部から回り込み（以下「越流」という。）、防潮堤内側の敷地内に流入することを想定している。

このため、敷地に遡上する津波における漂流物の評価は、防潮堤外側で発生する漂流物による津波防護施設への影響評価、防潮堤内側においては、津波防護施設への影響評価に加え、重大事故等対処設備（当該設備を内包する建屋及び区画並びに建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備）に対する影響評価を行う。

防潮堤内側の漂流物の影響評価では、津波の防潮堤の越流に伴い、防潮堤外側（陸域・海域）で発生する漂流物が防潮堤内側に流入することを考慮する。

漂流物評価で想定する津波高さは、防潮堤外側においては、鉛直無限壁の駆け上がり高さ T.P. +24m における防潮堤前面での越流高さとする。防潮堤内側においては、重大事故等対処設備を内包する建屋及び区画内への津波の流入評価における数値の切り上げは行わず、津波の数値シミュレーションの結果得られたデータをそのまま使用し、数値の切り上げは行わない。

評価津波防護施設及び建屋及び区画に内包されない重大事故等対処施設の機能に対する影響評価は、図 4.3.2.1-1 に示す検討フローにより実施する。

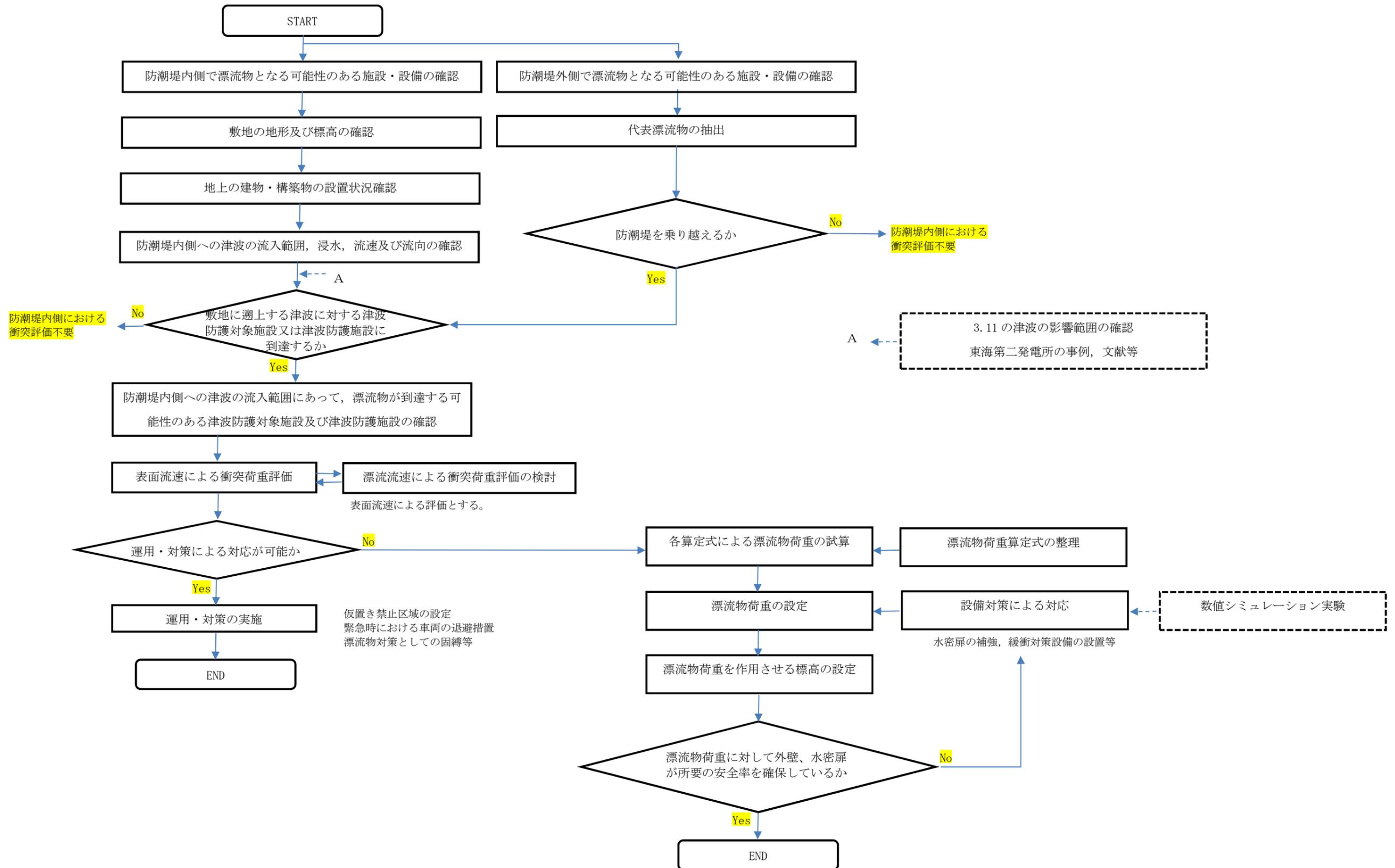


図 4.3.2.1-1 防潮堤内側の津波防護施設並びに建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備の機能に対する影響評価の検討フロー

4.3.2.2 敷地に遡上する津波の特徴

敷地に遡上する津波による漂流物の影響検討に当たっては、以下の特徴を踏まえた検討を行う。

(1) 防潮堤の機能保持

敷地に遡上する津波は、前提条件として防潮堤高さを超える津波を想定することから、防潮堤を越流し防潮堤内側に津波が流入するが、越流時においても防潮堤は概ね弾性状態を維持することで、津波の流入量を抑制する機能を保持する設計である。このため、防潮堤内側での津波の挙動に関する数値シミュレーションについては防潮堤をモデル化している。

(2) 第2波以降の津波の挙動

敷地に遡上する津波の防潮堤前面における時刻歴波形を図4.3.2.2-1に示す。

敷地に遡上する津波が防潮堤を越流する高さとなるのは第1波のみであり、第2波以降については防潮堤を超えないことが確認されており、第2波以降の津波は、防潮堤内側の漂流物評価には影響を与えない。

(3) 防潮堤内側に流入した津波の排水の考慮

防潮堤内側に流入した津波は、構内排水路を通じて海に戻されることを想定する。

構内排水路には構内排水路逆流防止装置が設置されているが、当該設備は、基準地震動 S_s による機能維持が確認されており、排水についても機能が期待できるものと想定している。

このため、動水圧荷重による漂流物の挙動への影響は考慮しないものとする。図4.3.2.2-2に敷地に遡上する津波の原子炉建屋外壁部における時刻歴波形を示す。

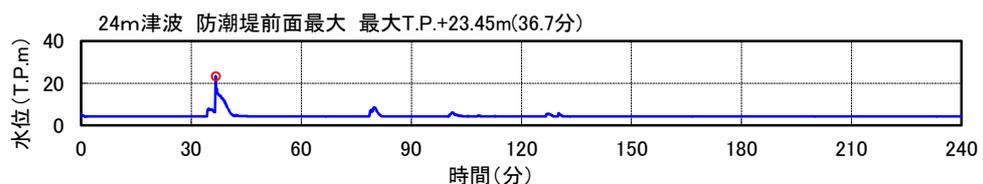


図 4.3.2.2-1 敷地に遡上する津波の防潮堤前面における時刻歴波形

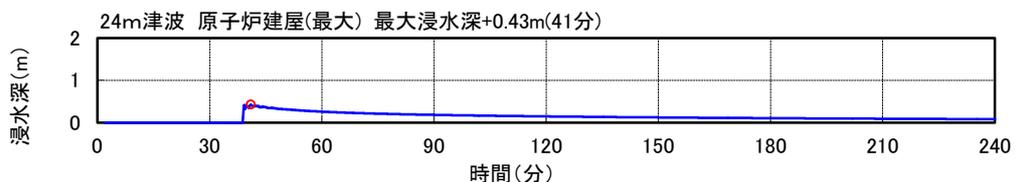


図 4.3.2.2-2 敷地に遡上する津波の原子炉建屋外壁部における時刻歴波形

4.3.2.3 サイト特性及び施設・設備の構造上の特徴を踏まえた防潮堤内側の津波防護施設の機能に対する影響検討範囲

(1) 検討の方針

防潮堤内側に流入した津波は、数値シミュレーションにより、T.P.+8mの敷地の地上部に設置される原子炉建屋1階外壁部に到達する結果が得られていることから、津波防護施設の機能に対する漂流物の影響検討範囲は、津波の波力を直接受ける施設として、津波の流入範囲にあつて地上部に鉛直方向に高さを有する津波防護施設とする。

具体的な施設・設備としては、原子炉建屋外壁及び外壁部の人員用出入口等の開口部に設置する水密扉（以下「原子炉建屋水密扉」という。）とする。

なお、原子炉建屋外壁には配管・電路等の貫通部があり、当該部は止水処置が施されているが、その構造から、漂流物衝突の影響はなく検討の範囲外とする。

T.P.+8mの敷地の地下部に埋設される常設低圧代替注水系等の格納槽については、格納槽上部に浸水防止設備が設置され、当該エリアは津波の流入範囲にあり最大約0.5mの浸水深となるが、格納槽上部の水密ハッチ等の浸水防止設備は地上部に鉛直方向に高さを有する設備ではないことから漂流物衝突の影響はなく検討の範囲外とする。また、原子炉建屋西側のT.P.+8mの敷地地下部の常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）に水密扉が設置されるが、地下1階に設置され、地上部を漂流する漂流物の影響を受けないことから漂流物衝突の検討範囲外とする。

以下に示す原子炉建屋西側の高所エリアには津波は到達しないことから、高所エリアに設置される施設・設備には漂流物衝突の影響はなく検討の範囲外とする。

- ① 緊急時対策所建屋（T.P.+23mの敷地）
- ② 可搬型重大事故等対処設備保管場所（T.P.+23m～T.P.+25mの敷地）
- ③ 常設代替交流電源装置（T.P.+11mの敷地）

防潮堤内側への津波の流入状況を図4.3.2.3-1に示す。また、防潮堤内側の重大事故等対処施設の配置を図4.3.2.3-2に示す。

(2) 原子炉建屋水密扉への衝突荷重評価における周辺建物・構築物の取扱い

原子炉建屋水密扉6個のうち、原子炉建屋付属棟東側水密扉を除く5個については、原子炉建屋外壁に設置されるものの、隣接する建屋等の構築物の存在により、直接漂流物が衝突する環境にない。

これらの周辺建物・構築物は、基準地震動S₀機能維持が確認できていないことから、地震による倒壊及びがれき化が想定されるが、がれきの存在は、津波とともに原子炉建屋に到達する漂流物の到達を制限する状況となることから、漂流物評価においては、原子炉建屋に隣接するタービン建屋等が設置された状態を前提とし、津波荷重に対する強度計算においては、漂流物の衝突荷重は作用しないものとする。

原子炉建屋付属棟東側水密扉については、周辺建物・構築物の位置を考慮したとしても津波の波圧及び漂流物の影響を直接受ける位置に設置されていることから、代表漂流物による衝突荷重を津波荷重と重畳させた強度評価を行う。

(3) 敷地内の地盤変状と車両の緊急避難

津波が地震の随伴事象であることを考慮すると、地震による地盤変状が想定され、防潮堤内側の工事車両等の緊急避難が困難になる可能性があるが、代表漂流物としている車両（1.5t）を超える重量のクレーン車等の工事車両は、浸水深、流速等を考慮すると漂流物となって衝突荷重の影響を及ぼすことはない。

(4) 原子炉建屋外壁の強度評価における考慮事項

原子炉建屋外壁については、「V-3-別添 2-1-6 建屋の強度計算書」において説明しているとおり、建屋の自重を考慮した固定荷重等に対し十分な強度を有していることを確認しており、漂流物の衝突荷重の評価を包絡しているものとする。

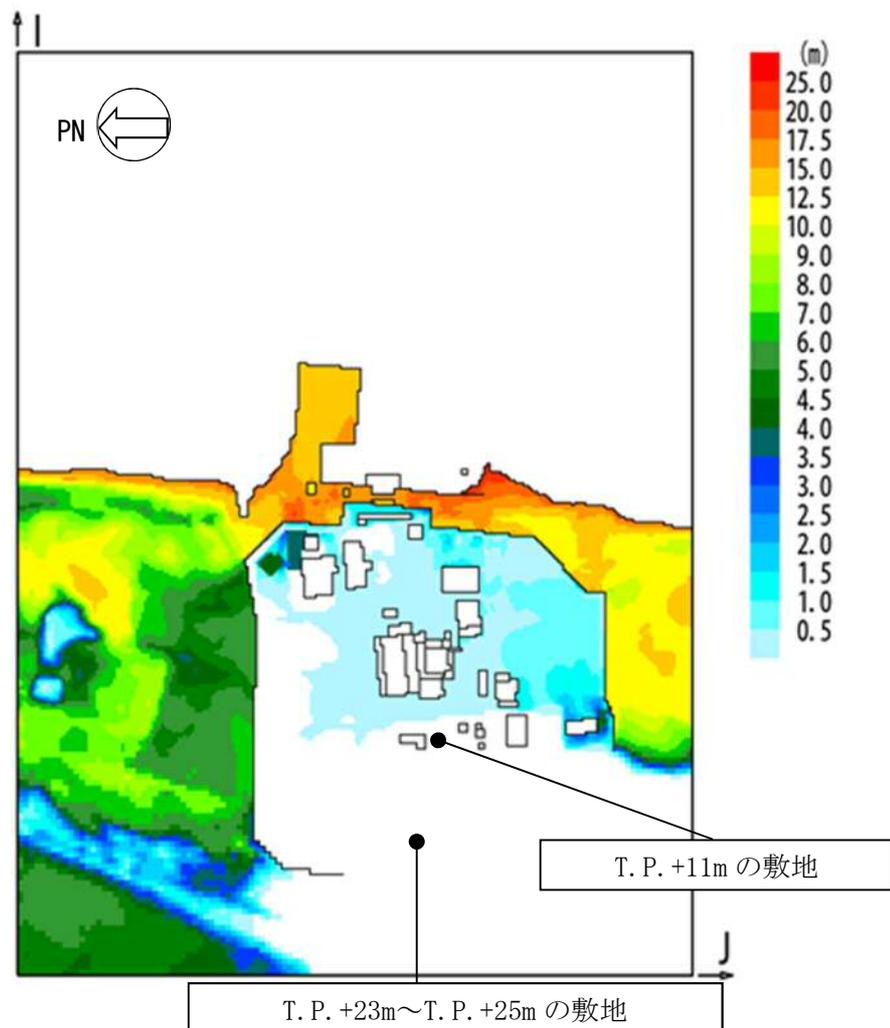


図 4.3.2.3-1 防潮堤内側における浸水深分布図 (1/2)

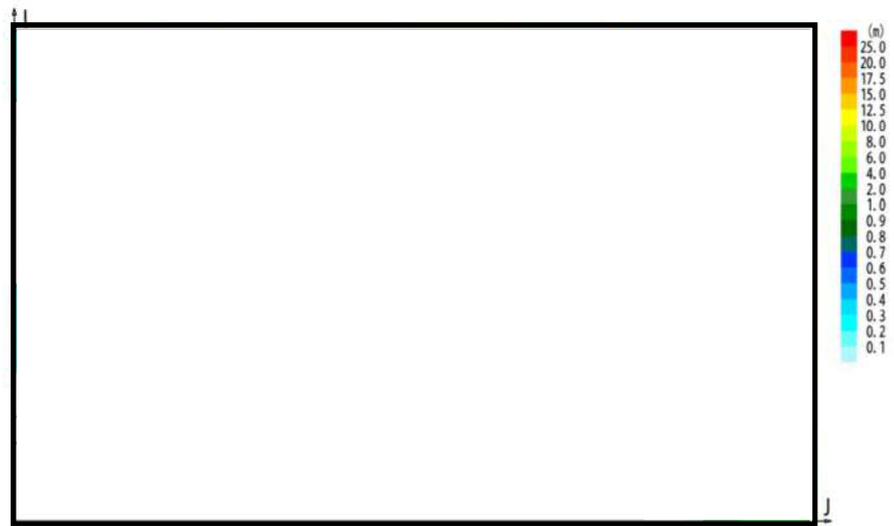
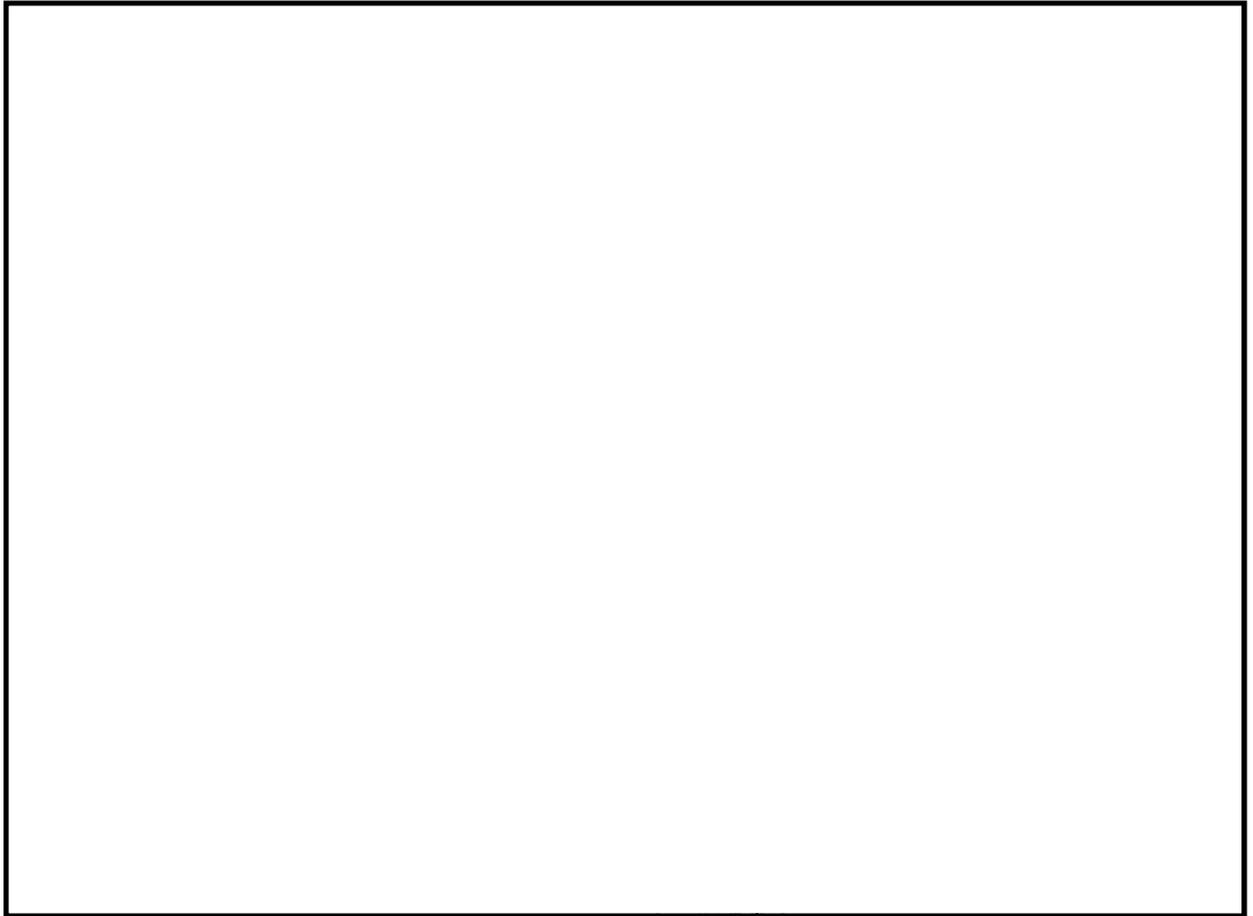


図 4.3.2.3-1 防潮堤内側における浸水深分布図 (T.P. +11m の敷地に新設する
アクセスルート部拡大) (2/2)



【凡例】

■ T.P. +3.0m～ T.P. +8.0m

■ T.P. +8.0m～ T.P. +11.0m

■ T.P. +11.0m 以上

■ 重大事故等対処施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画

■ 設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画

■ 重大事故等対処施設及び設計基準対象施設の津波防護対象設備を内包する建屋及び区画

■ 地下岩盤内に設置する設備

※ 敷地に遡上する津波に対する防護対象施設を内包する建屋及び区画

図 4.3.2.3-2 重大事故等対処施設の配置図

4.3.2.4 施設・設備等の構造上の特徴を踏まえた重大事故等対処施設の機能に対する影響検討範囲

(1) 建屋及び区画に内包される重大事故等対処施設

建屋及び区画に内包される重大事故等対処施設のうち、原子炉建屋に内包される重大事故等対処施設は、津波防護施設である原子炉建屋外壁及び原子炉建屋水密扉により防護され、漂流物の影響を直接受ける状況にないことから検討の範囲外とする。

建屋及び区画に内包される重大事故等対処施設のうち、緊急用海水ポンプピットに内包される緊急用海水ポンプ等の緊急用海水系、常設低圧代替注水系格納槽に内包される常設低圧代替注水系ポンプ等の常設低圧代替注水系、格納容器圧力逃がし装置格納槽に内包される格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置等の格納容器圧力逃がし装置については、地下格納槽内に設置されること及び前項 4.3.2.3 に記載のとおり各設備の上部に設置される浸水防止設備が漂流物の影響は受けない構造であり、地上部を漂流する漂流物の影響を直接受ける状況にないことから検討の範囲外とする。

(2) 建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備

建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備としては、排気筒、原子炉建屋東側接続口及び格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置出口配管が挙げられるが、排気筒については構造上十分な強度を有しており、漂流物の影響評価は排気筒の強度評価に包絡されるものとする。

原子炉建屋東側接続口及び格納容器圧力逃がし装置フィルタ装置出口配管は地上部から約 1 m の高さに設置されており、約 0.5 m の高さの津波とともに漂流物が到達した場合の衝突影響が否定できないことから、漂流物の衝突を防止する防護柵を設置することで漂流物の影響を排除する。なお、防護柵は鋼材を組み合わせた基本構造を有するが、代表漂流物とする重量及び外形の大きい物品等の他に、防護柵の心材間から柵内に侵入する可能性のある先端の鋭利な形状の漂流物等も考慮した構造とする。

図 4.3.2.4-1 に、防護柵の基本構造図を示す。

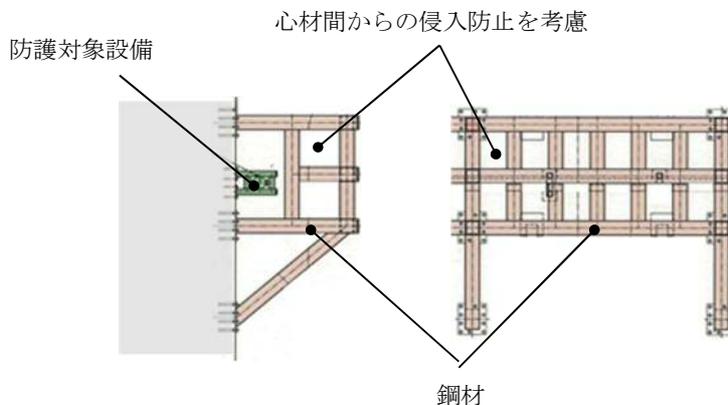


図 4.3.2.4-1 防護柵基本構造図

4.3.2.5 検討対象漂流物の選定

(1) 流況の整理結果に基づく漂流物の検討対象エリアの設定

東海第二発電所での敷地に遡上する津波による防潮堤内側における流速及び向きは、図4.3.2.5-1に示すとおり、敷地内の主要な建物・構築物等の影響により一定の規則性を持った流向を示さないことから、漂流物の検討エリアとしては、防潮堤内側において敷地に遡上する津波が流入する範囲全てを漂流物の検討対象エリアとして設定する。

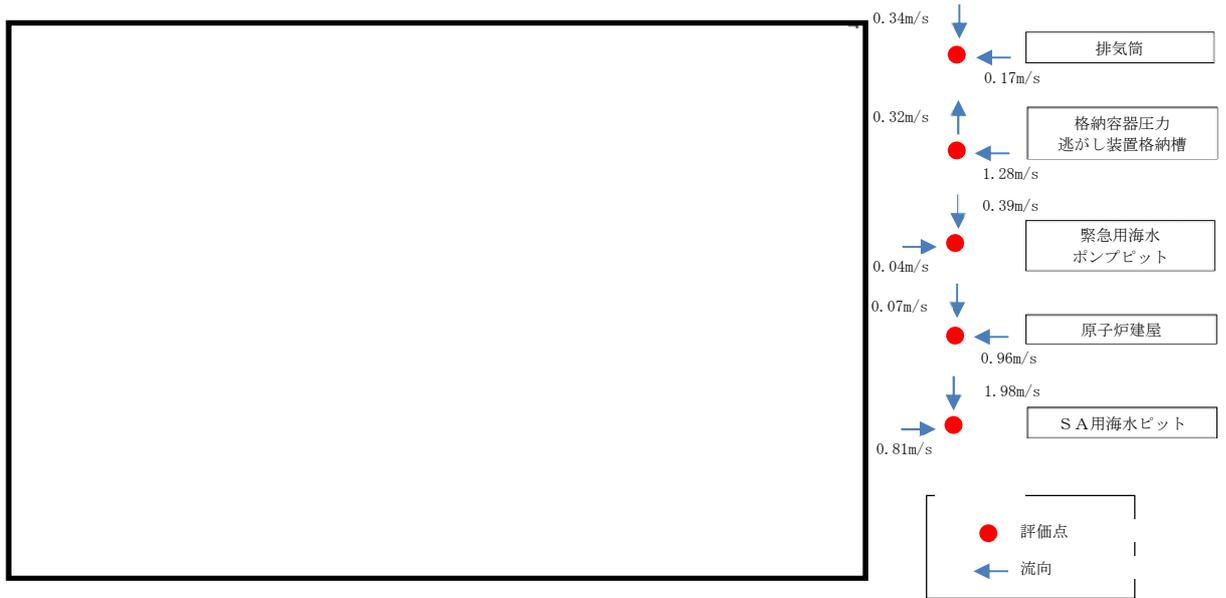


図 4.3.2.5-1 防潮堤内側における津波の流速及び流向ベクトル図

(2) 検討対象漂流物の選定

図 4.3.2.5-2 に発電所敷地内に設置されている鉄筋コンクリート造建物・構築物の配置，図 4.3.2.5-3 から図 4.3.2.5-6 に鉄筋コンクリート造建物・構築物の設置状況写真，図 4.3.2.5-7 に鉄骨造建物・構築物の配置及び図 4.3.2.5-8 に鉄骨造建物・構築物の設置状況写真を示す。

恒設の建物・構築物については鉄筋コンクリート造または鉄骨造の構築物であり，鉄筋コンクリート造の構築物については，防潮堤内側に流入する津波により損壊し漂流物となる可能性はない。なお，津波の起因事象である地震による低耐震クラスの構築物の損壊が想定されるが，これらのがれきとなった場合でも 1 片あたりの重量を考慮すれば漂流物となる可能性は低いと考えられる。また，1 片あたりの重量が軽い状態まで粉碎状態となった場合は，漂流物の衝突評価を要するような衝突荷重が発生しないことから評価対象とはならない。

鉄骨造の構築物である再利用物品倉庫のような鉄骨フレームのテント構造のものについては，津波により倒壊する可能性は否定できないが，倒壊したとしてもテント布地の地面との摩擦抵抗及びフレーム構造であること並びに鉄骨の重量を考慮すれば漂流物となる可能性は低く，かつ原子炉建屋まで到達する可能性は低いと考えられる。

構内に駐車している車両については，敷地に遡上する津波の規模の津波の襲来が予想される場合には緊急時における退避措置が講じられることを原則とするが，一部の緊急用車両等は防潮堤内側の敷地に留まる可能性が否定できないことから，漂流物として検討対象とする。

その他，漂流物となる可能性が否定できない施設・設備として，流木（丸太）金属製フェンス，電源盤，ケーブル等収納箱，ページング電話ボックス，空調室外機，自動販売機等が漂流物となる可能性が否定できないことから，防潮堤外側における漂流物の検討対象と同様に，運用での対応が行えるかを検討した上で，津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象漂流物を選定する。

2. 建物（鉄筋コンクリート）

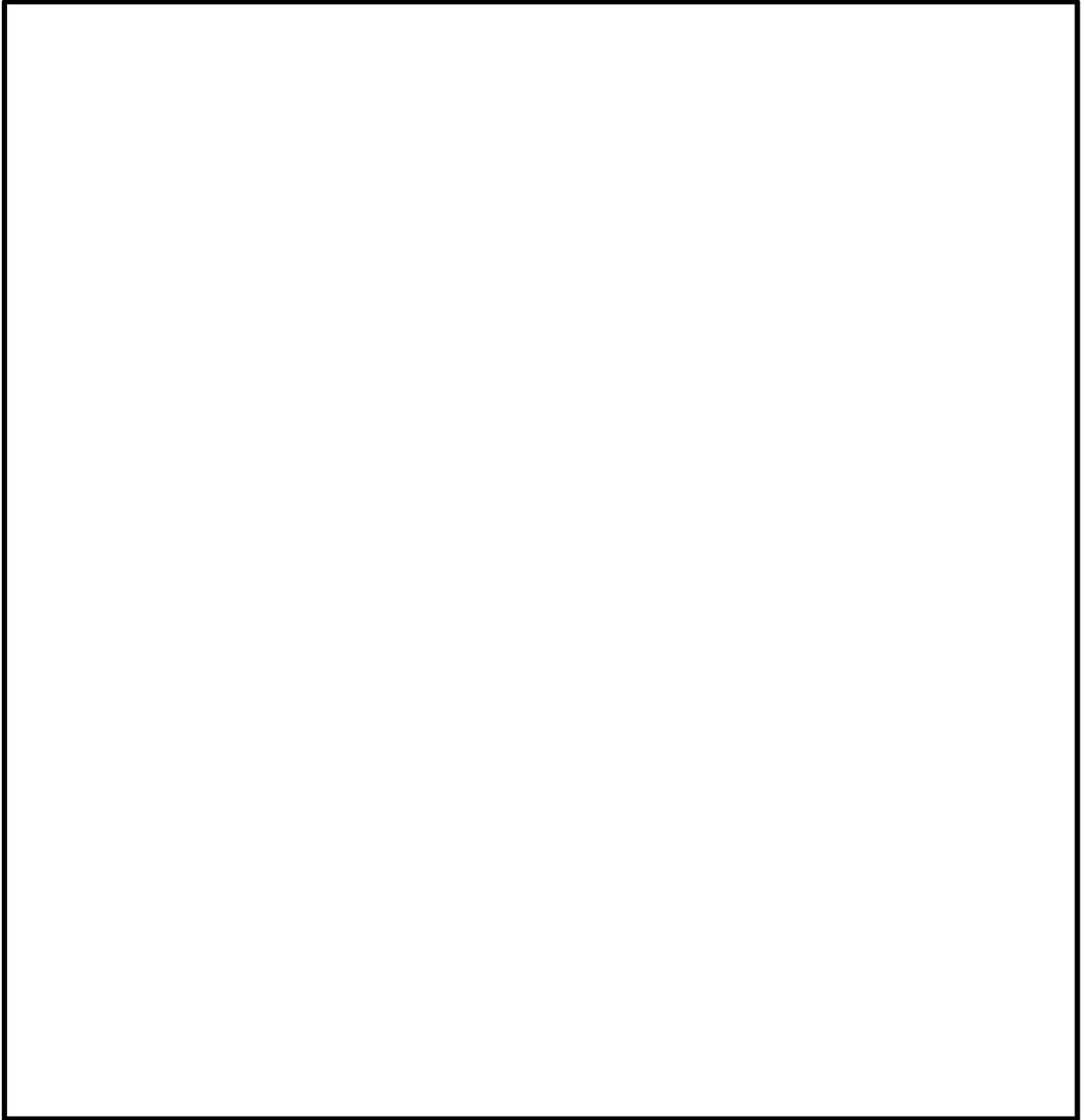
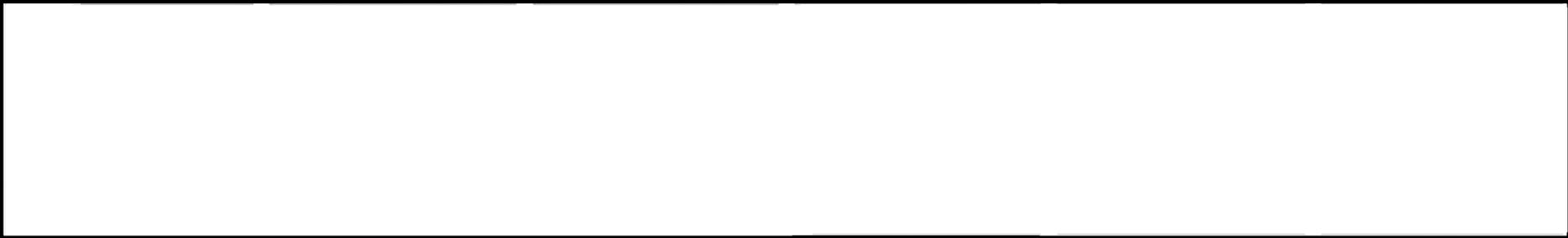


図4.3.2.5-2 鉄筋コンクリート造建物・構築物の配置図

【2. 建物(鉄筋コンクリート)+3建物(鉄骨造) (東海発電所)】



1-7 空調機械室



1-8 ホットワークショップ



1-9 保修機材倉庫



1-11 配電設備室



1-12 C. W. P制御室



1-13 固化処理室



1-14 地下タンク上屋



1-18 復水冷却用水路スクリーン室



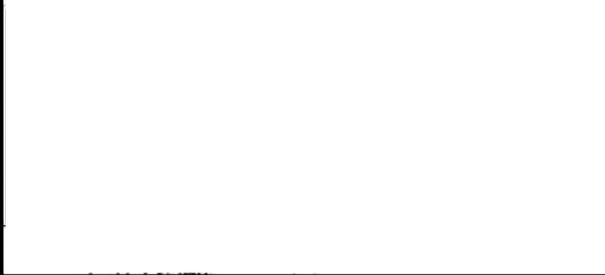
1-19 塩素処理室



1-20 水処理倉庫



1-21 油倉庫



1-24 工具倉庫

図4.3.2.5-3 鉄筋コンクリート造建物・構築物写真

【2. 建物(鉄筋コンクリート)+3. 建物(鉄骨造) (東海発電所)】



図4.3.2.5-4 鉄筋コンクリート造建物・構築物



図4.3.2.5-5 鉄筋コンクリート造建物・構築物

4.3-39

【2. 建物(鉄筋コンクリート)、3. 建物(鉄骨造) 東海第二発電所】



図4.3.2.5-6 鉄筋コンクリート造建物・構築物

4.3-40

3. 建物（鉄骨造）

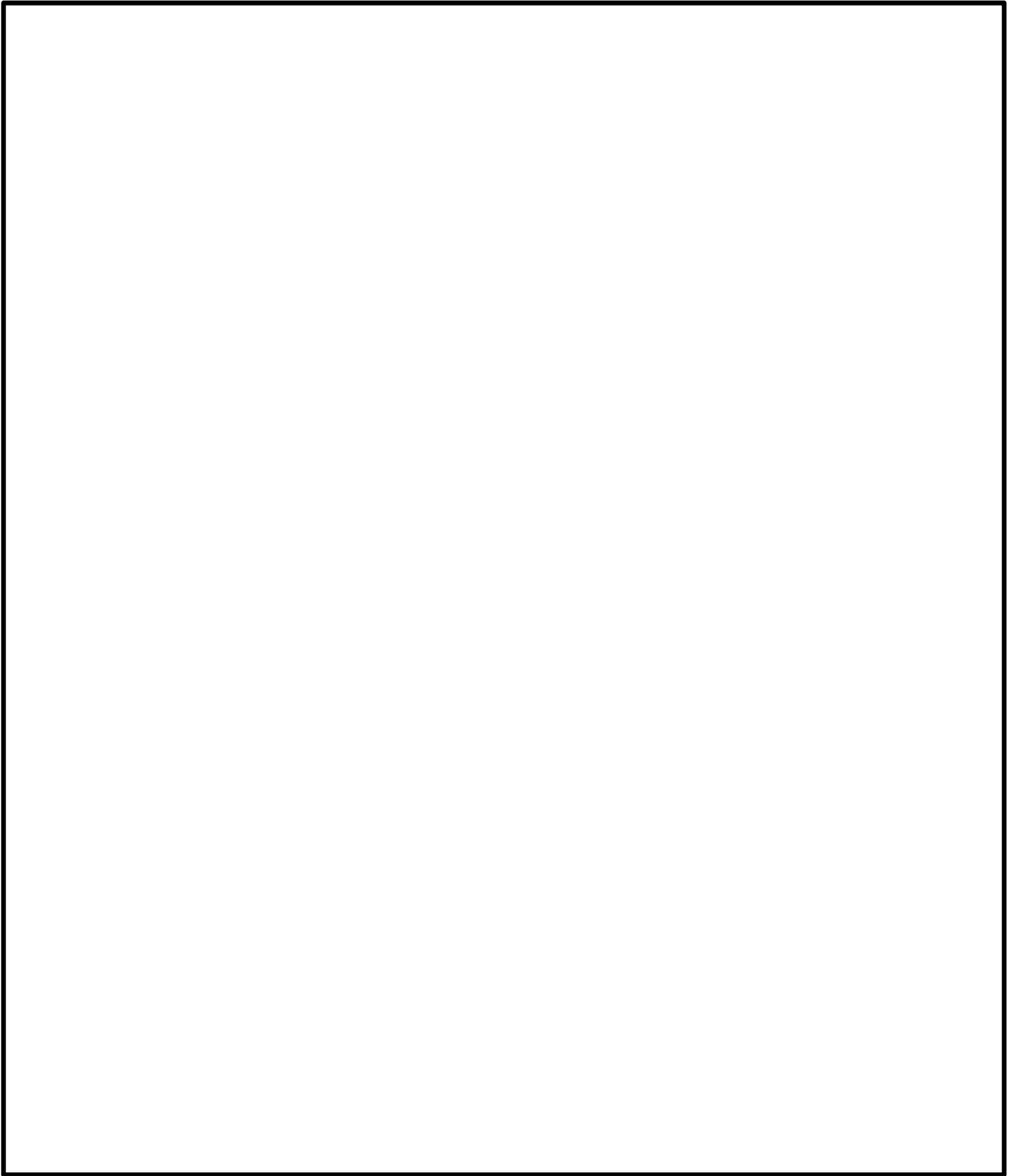


図4.3.2.5-7 鉄骨造建物・構築物配置図

【3. 建物(鉄骨造)】

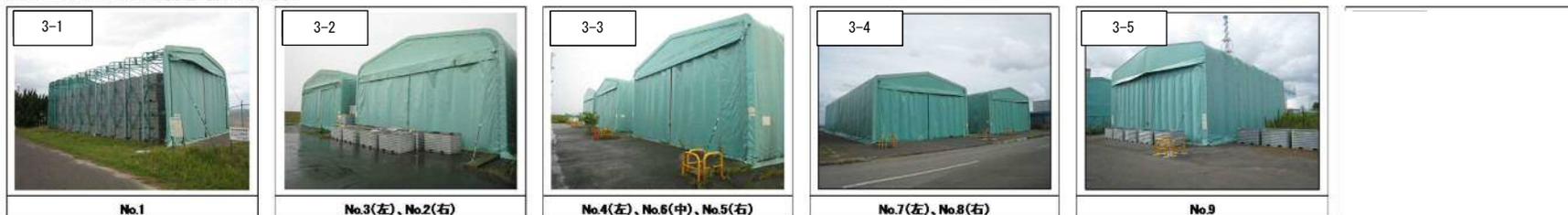


図 4. 3. 2. 5-8 鉄骨造建物・構築物

(3) 検討対象漂流物の抽出結果

漂流物の衝突荷重を算定する上で検討対象として選定する漂流物の抽出結果を以下に示す。

① 防潮堤外側で発生し防潮堤を乗り越えて流入する可能性のある質量の大きい漂流物

防潮堤外側の検討において、津波防護施設の機能に対する影響評価の検討対象である設備として選定されている船舶（排水トン数 15t）、流木及び車両（パトロール車）を漂流物として抽出した。これらが防潮堤を乗り越え防潮堤内側に流入するものと想定し、最も質量の大きい船舶（排水トン数 15t）を防潮堤外側で発生し防潮堤を乗り越えて流入し影響を及ぼす可能性のある検討対象漂流物とする。

② 防潮堤内側で発生する漂流物

防潮堤内側で発生する可能性のある漂流物としては、車両、建物・構築物、クレーン、工事用資機材（仮設ハウス等）、植生等を抽出した。これらのうち、漂流物となって原子炉建屋まで到達する可能性があり、かつ最も質量の大きい車両（1.5t）を防潮堤内側で発生する検討対象漂流物とする。また、漂流物の形状等を考慮し、質量小さい漂流物についても選定する。検討対象漂流物としては、発電所構内における工事用資材である足場板（L200mm×W200×t35mm）を検討対象漂流物とする。

(4) 検討対象漂流物の評価

検討対象漂流物のうち、防潮堤外側で発生し、津波とともに防潮堤を越流し漂流物として防潮堤内側に侵入する可能性のある船舶（排水トン数 15t）については、防潮堤内側における津波の浸水深及び流速と船体の形状（喫水）を考慮すると、防潮堤内側に侵入し、防潮堤近傍で鉛直方向に津波とともに落下した後は、落下地点近傍に留まり、原子炉建屋まで漂流・到達する可能性は低いものと評価する。

防潮堤内側で発生する車両（1.5t）については、初期位置の特定が困難であること及び一部の車両が防潮堤内側に残存する可能性がある。また、車体構造等を考慮すると原子炉建屋まで漂流・到達する可能性は否定できないことから、津波防護施設並びに建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備の設計において衝突荷重を考慮する。

工事用資材である足場板については、想定する最大浸水深（1.0m）においても漂流物となり、原子炉建屋まで到達する可能性が否定できないことから、津波防護施設並びに建屋及び区画に内包されない重大事故等対処設備の設計において衝突荷重を考慮する。

敷地に遡上する津波による浸水深は、数値シミュレーションの結果、原子炉建屋近傍で最大約 0.4m であり、一般的に車両が浮き始めるとされる津波高さの約 0.5m を下回っていること及び流速が小さいことから（評価は 2.0m/s で実施。数値シミュレーション結果は、原子炉建屋近傍では 0.96m/s、原子炉建屋から離れた防潮堤近傍に設置される S A 用海水ピットで 1.98m/s）、原子炉建屋から離れた場所で浮上し一定の距離を移動したとしても、原子炉建屋近傍に到達した時点で移動速度が低下するかその場に停滞すると予想される。

(5) 検討対象漂流物の漂流物荷重の算定

前項のとおり、設計において衝突荷重を考慮する車両（1.5t）については、質量は大きい、津波の流速が小さいことから、慣性力が支配的な衝突であると評価し、衝突荷重の算定式として道路橋示方書を適用する。

工事用資材である足場板（0.01t）については、質量は小さいものの、原子炉建屋近傍での最大約 0.4m の浸水深さ及び流速（2.0m/s）においても漂流する可能性が否定できない。そのため、FEMA（2012）における木材の軸剛性（ 2.4×10^6 N/m）を用いて荷重を算定する。表 4.3.2.5-1 に漂流物荷重一覧を示す。

算出の結果、漂流物荷重は 13 kN となり、これを設計用漂流物荷重とする。

表 4.3.2.5-1 漂流物荷重一覧

種類	質量(t)	適用式	漂流物衝突荷重 (kN) (流速 2m/s)
船舶	15	漂流物とならない ため対象外	—
車両	1.5	道路橋示方書	3
足場板 (杉)	0.01 (L2000mm× W200×t35)	FEMA	13

4.3.2.6 漂流物による荷重算定式に関する規格・基準類及び既往の研究論文

(1) 規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理

規格・基準類及び既往の研究論文の漂流物荷重算定式の整理については、「表 4.3.1.4-2 各種基準類の漂流物荷重算定式の整理結果」による防潮堤外側での整理結果と同じである。

(2) 検討対象漂流物への漂流物荷重算定式の適用について

検討対象漂流物への漂流物荷重算定式の適用についての検討結果は、車両への算定式の適用結果を除き防潮堤外側における整理結果と同じである。

(3) 漂流物荷重の算定における設計上の配慮について

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

① 漂流物荷重算定用の流速（表面流速）

原子炉建屋外壁部の漂流物荷重の算定に用いる遡上波の流速は、漂流物の衝突荷重算定に用いる数値であることから、各評価点の数値シミュレーション結果を包絡する 2.0m/s とする。

② 漂流物の漂流流速

防潮堤外側における漂流流速の考え方と同様に表面流速と同じとする。

③ 数値シミュレーション結果に基づく浸水深と漂流物荷重を作用させる標高

原子炉建屋外壁部原子炉建屋外壁部近傍での最大流速時の浸水深については、防潮堤内側における数値シミュレーションの結果得られたデータによる評価を基本とする。

衝突荷重の評価においては、漂流物の外形等を考慮すると必ずしも質量の大きい検討対象漂流物の影響が大きいとは限らないことから、漂流物の質量、外形等を考慮した比較評価が必要であり、漂流物に作用する浮力や移動の可能性及び衝突時の挙動の違いを正確に評価するため、数値シミュレーションで評価点ごとに得られている浸水深を用いた評価により、検討対象漂流物の挙動を把握し、漂流物の荷重算定式の妥当性確認及び漂流物の衝突荷重の評価につなげる必要がある。

漂流物の衝突荷重の評価に当たっては、衝突荷重の作用位置を、津波荷重による強度計算における最も厳しい条件とすることで、評価の保守性を考慮する。

最大浸水深は、漂流物の浮遊・移動の可能性を評価する際に用いる数値であり、過去の河川等の氾濫による災害事例から、浸水深 0.5m になると車の車体が浮き始めるとされている*1。原子炉建屋の評価点における浸水深約 0.4m では車体は浮遊しない可能性があるが、代表漂流物は浸水深の条件によらず浮遊・移動し、衝突する前提とすることで、評価の保守性を考慮する。

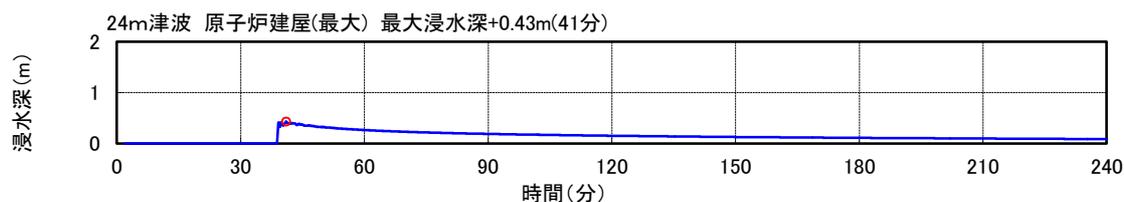


図 4.3.2.5-8 原子炉建屋 最大浸水深時刻歴波形

④ 漂流物の移動量

漂流物の衝突荷重評価の前提として移動量の評価があり，移動量は最大流速と継続時間の積で求められるが，原子炉建屋の評価点における流速の時刻歴から，最大流速を示す時間は短時間であり，防潮堤内側の各評価点においても同様の傾向を示す。

このことから，漂流物が浮遊することを想定したとしても，移動し続けることは考えにくく，最大浸水深さを切り上げた上で漂流物を浮遊させる前提での評価は不要である。

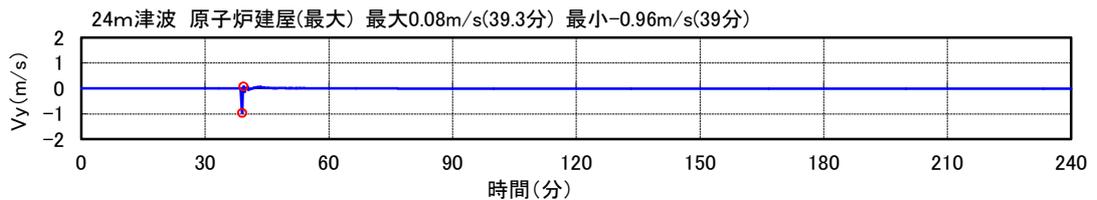


図 4.3.2.5-9 原子炉建屋 最大流速時刻歴波形

⑤ 1.5t を超える重量の車両等の漂流の可能性について

「氾濫時の車の漂流に関する模型実験^{*2}」では，セダン型及びミニバン型の車の模型を用いて，模型が漂流する限界速度等を求めており，結果，流速 2.0m/s，浸水深 0.5mにおいて模型が流れ始めることが確認されている（以下「漂流限界」という。）。また，漂流限界は，模型の漂流に対する抗力となる路面との摩擦係数，車の重量（実験では模型の質量）等の関数で表され，車の重量及び摩擦係数が大きいほど漂流しづらくなる結果が得られている。この結果を実車に置き換えると，重量の大きいミニバン型の車両はセダン型の車両よりも漂流しづらく，漂流物衝突荷重の代表漂流物としている車両（1.5t）が浮き始める程度の浸水深では，これを超える重量の車両等は移動・漂流する可能性は低い。さらに，当該実験においては，摩擦係数測定に濡れたコンクリート面を使用しており，発電所の敷地地面の状況を考慮すると摩擦係数はより大きく，さらに漂流し難い条件となる。

⑥ 漂流物荷重と津波荷重の重畳

漂流物荷重と津波荷重との組合せは，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低いものの，設計上の配慮として津波による最大荷重（想定する津波の最大波高時における波力を包絡する値）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）を重畳させる。

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、基準津波に対する津波防護対象設備として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を有する残留熱除去系海水系ポンプ、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（以下「非常用海水ポンプ」という。）の設置される海水ポンプ室に津波の直接の流入経路となる海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁があること、また、海水ポンプ室に隣接する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、漏水が継続することによる「浸水想定範囲」として、海水ポンプ室及び循環水ポンプ室を設定し、基準津波による浸水量評価を行うことにより、非常用海水ポンプへの影響を確認する。

また、基準津波を超え敷地に遡上する津波（以下「敷地に遡上する津波」という。）に対する防護対象設備として、重大事故等に対処するために必要な機能を有する緊急用海水ポンプの設置される緊急用海水ポンプ室に津波の直接の流入経路となる緊急用海水ポンプグラウンド排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁があるため、漏水が継続することによる「浸水想定範囲」として、緊急用海水ポンプ室を設定し、敷地に遡上する津波による浸水量評価を行うことにより、緊急用海水ポンプへの影響を確認する。

本評価では、添付書類「V-1-1-2-2-4 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2）に係る評価を実施している。

(2) 浸水想定範囲及び浸水想定対象設備の選定

a. 基準津波に対する浸水想定範囲及び漏水を想定する設備

基準津波に対する浸水想定範囲は、海水ポンプ室に海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁、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、海水ポンプ室及び循環水ポンプ室とした。また、緊急用海水ポンプ室に緊急用海水ポンプグラウンド排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁があることから、緊急用海水ポンプ室とした。

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

具体的には、波及的影響防止及び津波の浸水を防止する目的での低耐震設備の耐震補強対策に加え、海水ポンプエリア外で発生する地震に起因する循環水管の伸縮継手の全円周状の破損や屋外タンク破損による溢水が、海水ポンプエリアへ流入しないようにするための、壁、閉止板等による溢水伝播防止対策及び循環水管の伸縮継手の可撓継手への交換を実施し、溢水量を削減する設計とする。

以上を踏まえ、浸水量評価において漏水を想定する設備としては、海水ポンプ室は北側及び南側の海水ポンプ室に区分され、それぞれ1台ずつ海水ポンプグラウンドドレン排出口逆

止弁があるため、これを選定する。緊急用海水ポンプ室には、緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁がそれぞれ 1 台ずつ計 2 台設置されているため、代表設備として緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁を選定する。

しかし、緊急用海水ポンプ室は、敷地に遡上する津波に対して浸水量評価を行う浸水想定範囲でもあることから、基準津波に対する浸水量評価は省略する。

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を図 5.6-1、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を図 5.6-2 に示す。

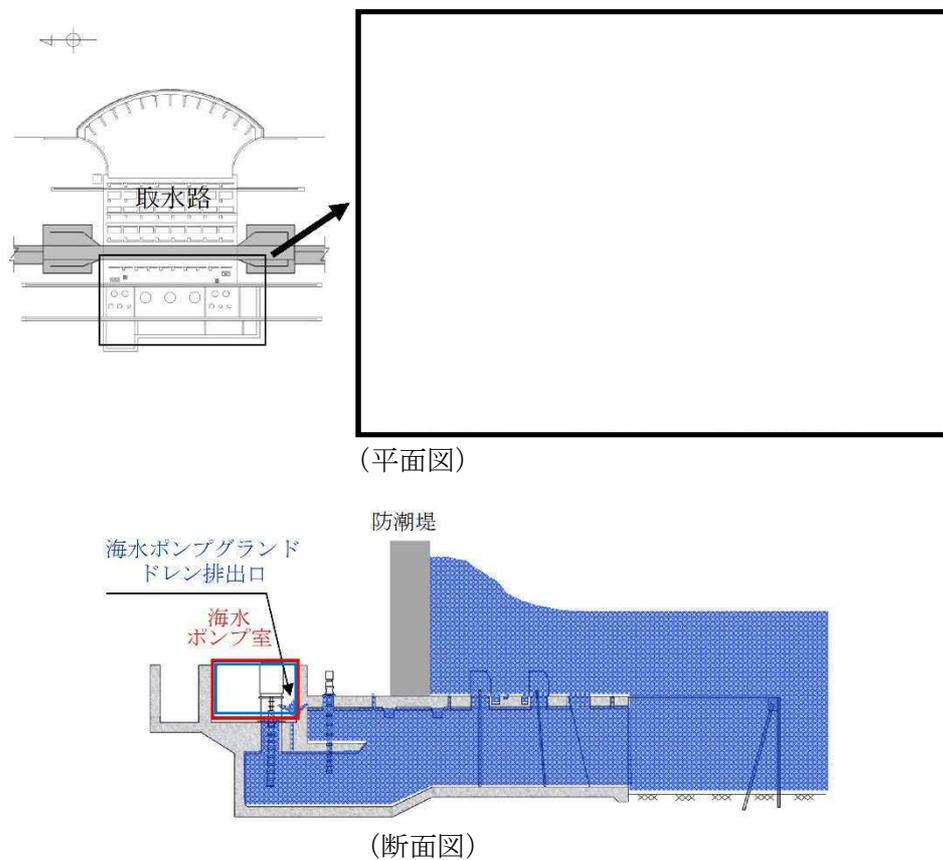


図5.6-1 海水ポンプグランドドレン排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画

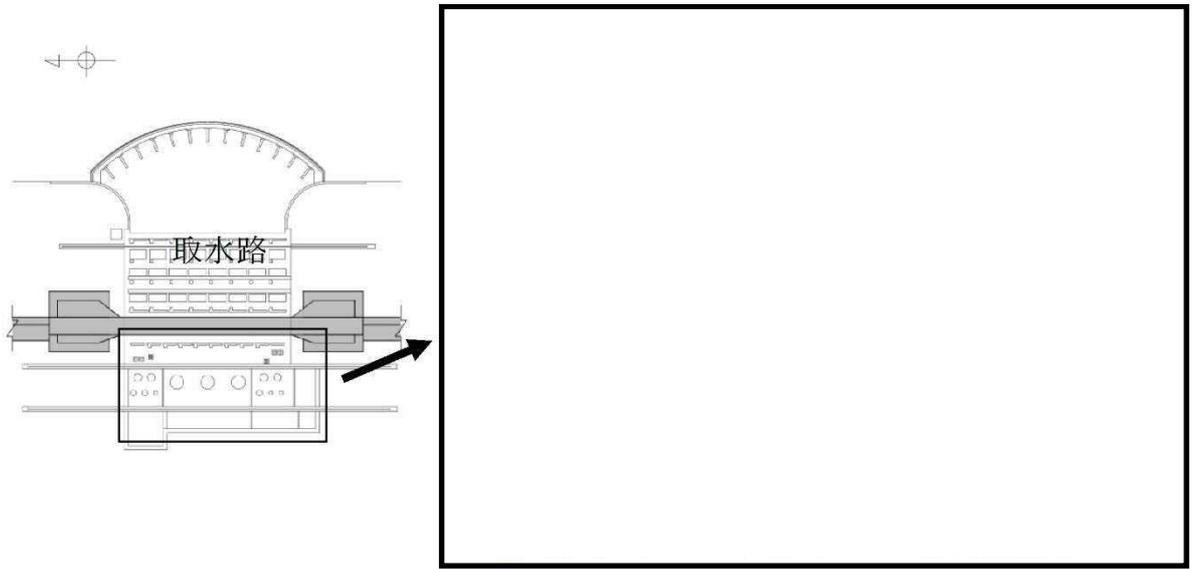


図 5.6-2 取水ピット空気抜き配管配置図及び浸水想定範囲と防水区画

b. 敷地に遡上する津波に対する浸水想定範囲及び浸水想定設備

敷地に遡上する津波に対する浸水想定範囲及び浸水想定設備は、a. に記載したとおり、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排出口逆止弁とする。

緊急用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を図 5.6-3 に示す。

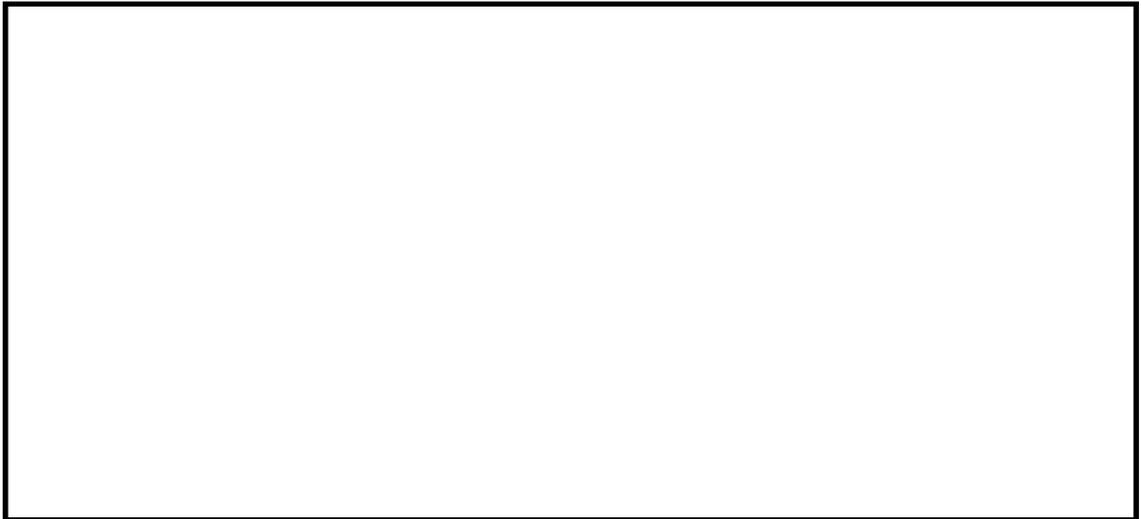


図 5.6-3 緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口配置図及び浸水想定範囲と防水区画

(3) 浸水量評価における漏水量算出方法

a. 漏水継続時間

漏水継続時間は、海水ポンプ室及び循環水ポンプ室においては、基準津波による取水ピットの上昇側の入力津波の時刻歴波形、緊急用海水ポンプ室においては、敷地に遡上する津波による緊急用海水ポンプピットの上昇側の入力津波の時刻歴波形から、各設備の漏水発生高さを上回る時間として設定する。

b. 機能喪失高さ

海水ポンプ室及び緊急用海水ポンプ室が浸水した場合に、非常用海水ポンプ及び緊急用海水ポンプの機能に影響を及ぼす可能性のある設備の設置高さのうち、最も設置高さの低い設備を機能喪失高さとして設定する。具体的には、非常用海水ポンプ及び緊急用海水ポンプのモータ下端の標高を機能喪失高さとする。

c. 漏水発生高さ

津波による漏水発生高さは、非常用海水ポンプ室及び緊急用海水ポンプ室においては、非常用海水ポンプ及び緊急用海水ポンプのグラウンドドレン排出配管のポンプ接続部下端高さ、循環水ポンプ室においては、取水ピット空気抜き配管上部の配管下端高さを基本とする。

d. 漏水量算定式

a. にて求めた漏水継続時間を用いて、以下の式にて漏水量を算出する。

【漏水量算出式】

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

ここで、Q : 漏水量 (m³)

A : 漏水部面積 (π/4 × (グラウンド dren 排出配管内径)²)

g : 重力加速度 (9.80665m/s²)

Ha : 評価用津波高さ (T.P. + m)

Hb : 漏水発生高さ

(4) 浸水量評価

a. 海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁

① 漏水量算出に用いる基準津波の時刻歴波形

海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁からの漏水量の算出に用いる時刻歴波形は、取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形とする。基準津波による取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形を図 5.6-4 に示す。

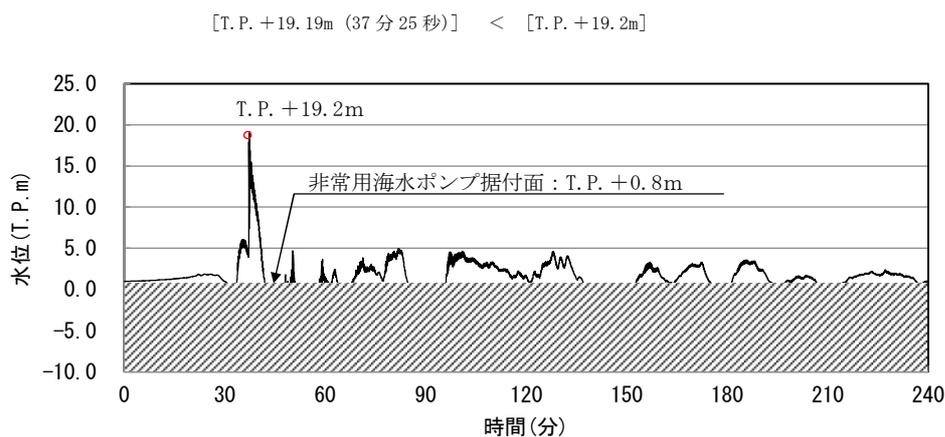


図 5.6-4 基準津波による取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形

② 機能喪失高さ及び漏水発生高さの設定

機能喪失高さは、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である T.P. +2.2m を設定する。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電源関係高さ位置図を図 5.6-5 に示す。

また、漏水発生高さは、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グラントドレン排出配管のポンプ接続部下端の高さである T.P. +1.64m に設定する。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グラントドレン排出配管位置図を図 5.6-6 に示す。

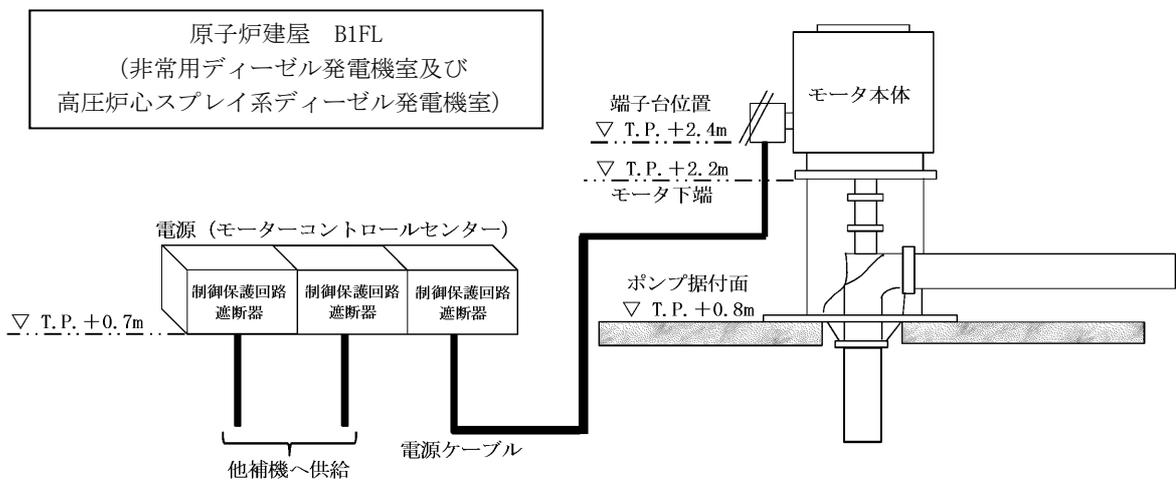


図 5.6-5 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高压炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプの電源関係高さ位置図

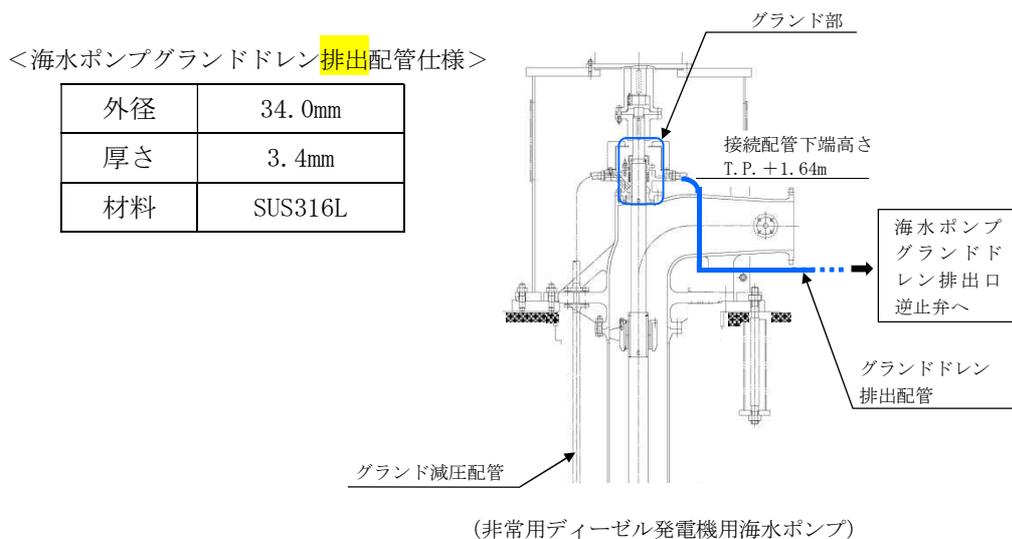
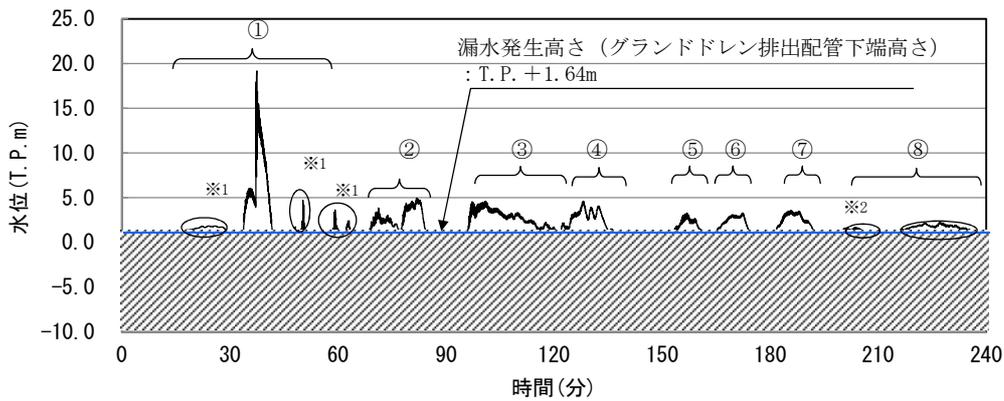


図 5.6-6 非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高压炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプグラントドレン排出配管位置図

③ 浸水量評価

a) 漏水継続時間及び津波高さ

非常用海水ポンプグランドドレン排出配管のポンプ接続部下端の高さである T.P. + 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、漏水の継続時間を算定した。また、漏水量の算出に当たっては、各パターンの漏水継続時間及び津波高さを保守的に設定した上で、津波高さは正弦波として評価した。取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形及び類型化を図 5.6-7、時刻歴波形の正弦波モデル例を図 5.6-8 に示す。



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、当該部の漏水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漏水継続時間」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漏水継続時間」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漏水継続時間		保守的に設定した評価用津波高さ及び漏水継続時間		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上昇側の入力津波の時刻歴波形及び類型化

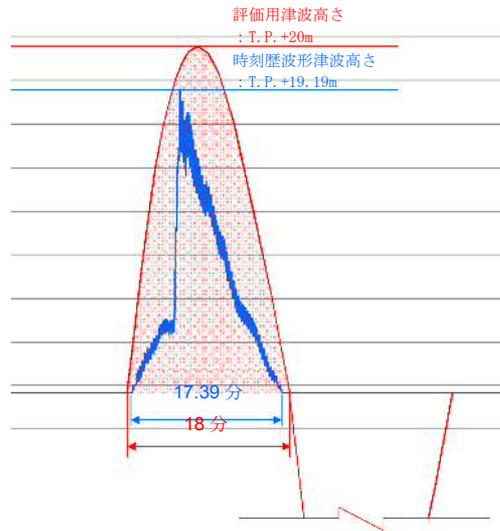


図5.6-8 時刻歴波形の正弦波モデル例
(津波①(類型化a)の場合)

b) 浸水量評価結果

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漏水継続時間に基づき、北側及び南側の海水ポンプ室に設置される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(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、海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁 1 台当たり 11.4m^3 となり、浸水高さは、海水ポンプ室(北側)で T.P. +1.12m 及び海水ポンプ室(南側)で T.P. +0.92m であり、機能喪失高さとして設定した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である T.P. +2.2m に対して、1m 以上の余裕があることを確認した。

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(開固着)を想定した漏水の発生によっても、非常用海水ポンプの機能に影響がない。海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁作動不良時の浸水量評価結果を表 5.6-1 に示す。

表5.6-1 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁作動不良時の浸水量評価結果

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

【漏水量算出式】

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

ここで、Q：漏水量 (m³)

A：漏水部面積 (5.81×10⁻⁴m²)

[π/4×(0.0272m (グラントドレン排出配管内径))²]

g：重力加速度 (9.80665m/s²)

Ha：評価用津波高さ (T.P.+m)

Hb：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. 取水ピット空気抜き配管逆止弁

① 浸水量評価に用いる基準津波の時刻歴波形

取水ピット空気抜き配管からの漏水量の算出に用いる時刻歴波形は、海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁と同様に、取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形とする。基準津波による取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形は図 5.6-4 に示したとおり。

② 漏水発生高さの設定

取水ピット空気抜き配管上部の配管下端高さは T.P. +2.2m であるが、漏水発生高さは保守的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グラウンド dren 排出配管のポンプ接続部下端の高さと同じ T.P. +1.64m に設定する。取水ピット空気抜き配管の位置図を図 5.6-9 に示す。

<取水ピット空気抜き配管仕様>

外径	60.5mm
厚さ	3.9mm
材料	SUS316

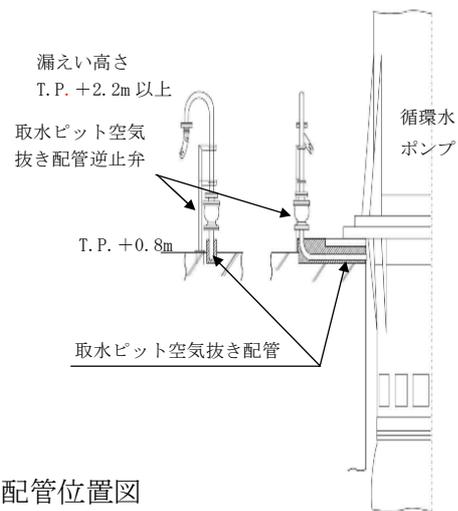


図 5.6-9 取水ピット空気抜き配管位置図

③ 浸水量評価

a) 漏水継続時間及び津波高さ

取水ピット空気抜き配管からの漏水発生時間及び津波高さは、取水ピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形を用い、また、漏水発生高さを 1.64m としていることから、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と同じである（図 5.6-7）。

b) 浸水量評価結果

循環水ポンプ室に設置される取水ピット空気抜き配管逆止弁 3 台のうち 1 台の逆止弁の動作不良（開固着）を想定した場合の漏水量を評価した。

評価の結果、取水ピット空気抜き配管逆止弁 1 台からの漏水量は約 43m³であり、これに対して循環水ポンプ室で貯留できる容量は約 861m³であるため、取水ピット空気抜き配管逆止弁からの漏水は循環水ポンプ室内に留まり、隣接する海水ポンプ室に流入することはない。また、地震による循環水ポンプ室の循環水管の伸縮継手の破損による溢水及び津波の流入量は約 328m³であり、これに取水ピット空気抜き配管逆止弁からの漏水量を考慮しても合計で約 371m³であることから、隣接する海水ポンプ室に流入することはない。このため、取水ピット空気抜き配管の動作不良（開固着）を想定した漏水の発生によっても、

c. 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁

① 浸水量評価に用いる敷地に遡上する津波の時刻歴波形

緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁からの漏水量の算出に用いる時刻歴波形は、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とする。敷地に遡上する津波による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図 5.6-12 に示す。

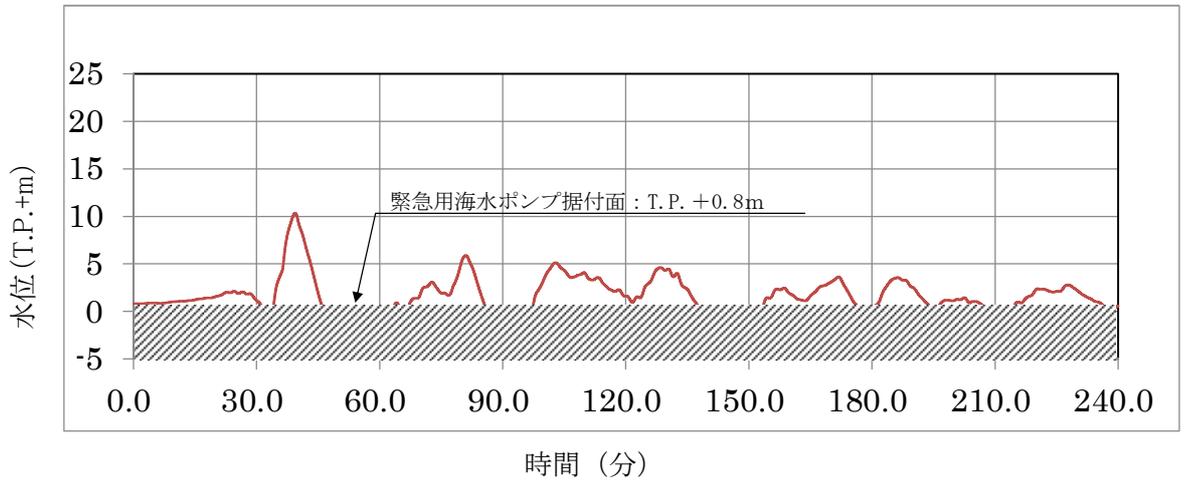


図 5.6-12 緊急用海水ポンプピットにおける上昇側の入力津波の時刻歴波形

② 機能喪失高さ及び漏水発生高さの設定

機能喪失高さは、緊急用海水ポンプのモータ下端高さである T.P. +1.77m を設定する。緊急用海水ポンプの電源関係位置図を図 5.6-13 に示す。

また、漏水発生高さは、緊急用海水ポンプのグランド dren 排出配管のポンプ接続部下端の高さである T.P. +2.04m に設定する。緊急用海水ポンプグランド dren 接続配管位置図を図 5.6-14 に示す。

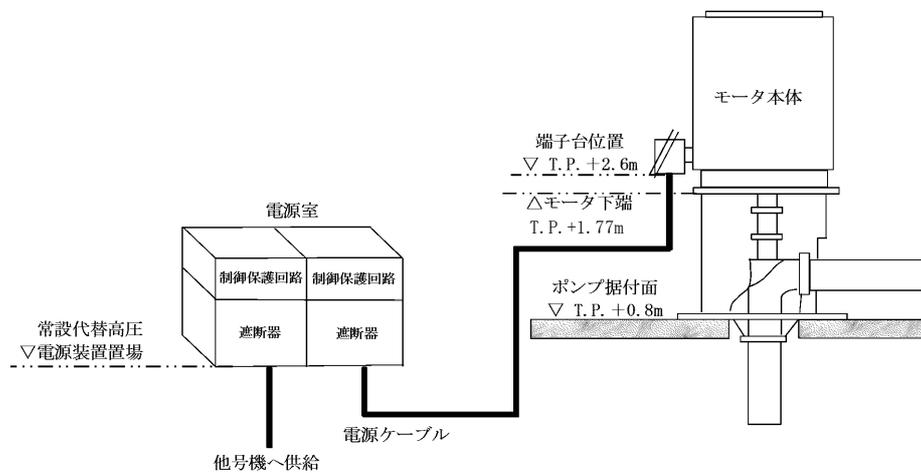


図 5.6-13 緊急用海水ポンプの電源関係位置図

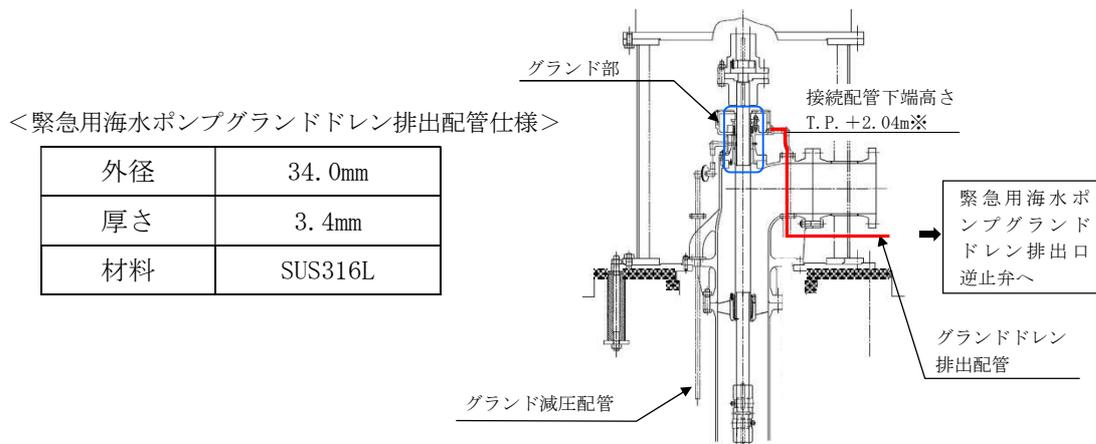
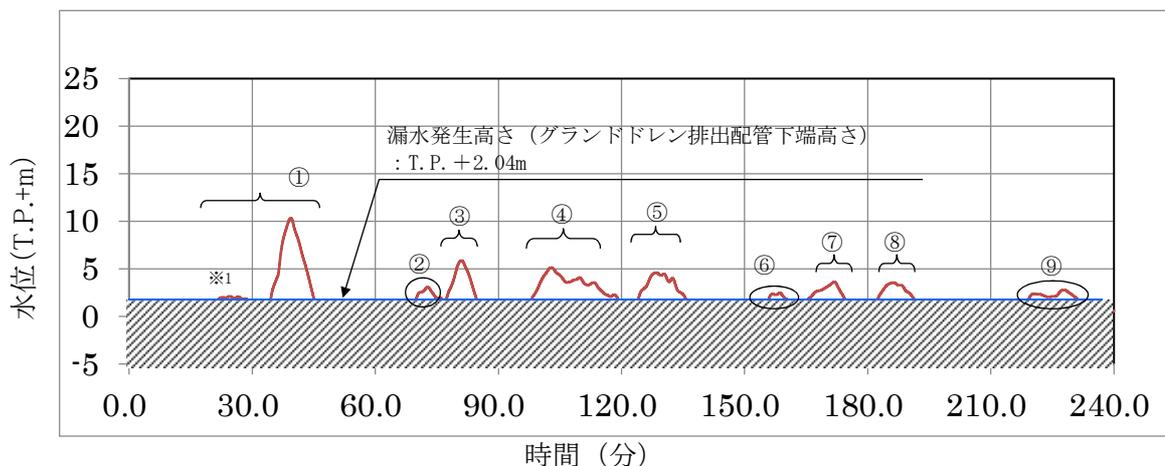


図 5.6-14 緊急用海水ポンプグランドドレン接続配管位置図

② 浸水量評価

a) 漏水継続時間及び津波高さ

緊急用海水ポンプグランドドレン排出配管のポンプ接続部高さである 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 7 パターンに類型化した上で、漏水の継続時間を算定した。また、漏水量の算出に当たっては、各パターンの漏水継続時間及び津波高さを保守的に設定した上で、津波高さは正弦波として評価した。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を図 5.6-15 に示す。



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 (①～⑨) 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、当該部の漏水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漏水継続時間」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漏水継続時間		保守的に設定した評価用津波高さ及び漏水継続時間		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 5.6-15 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

b) 浸水量評価結果

図 5.6-12 において 7 パターンに類型化した保守的な津波高さ及び漏水継続時間に基づき、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、緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁 1 台からの漏水量は、7.78m³ となり、緊急用海水ポンプのモータ設置エリアの浸水高さは、T.P. + 0.91m であり、機能喪失高さとして設定した緊急用海水ポンプのモータ下端高さである T.P. + 1.77m に対して、0.86m の余裕があることを確認した。

以上より、緊急用海水ポンプグラ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ドドレン排出口逆止弁作動不良時の浸水量評価結果

項 目		緊急用海水ポンプピット		
① 評価津波高さ及び漏水継続時間	右記参照	類型化パターンごとの評価用 津波高さ及び漏水継続時間		
		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	—	96.0
② 漏水量	m ³	7.78		
③ 有効区画面積 ^{※1}	m ²	71.7		
④ 浸水深さ (②/③)	m	0.11		
⑤ 浸水高さ (④+T.P.+0.8m ^{※2})	T.P.+m	0.91		
⑥ 機能喪失高さ ^{※3}	T.P.+m	1.77		
⑦ 裕度 (⑥-⑤)	m	0.86		
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 (m³)

A : 漏水部面積 (5.81×10⁻⁴m²)

[π/4×(0.0272m (グランドドレン排出配管内径))²]

g : 重力加速度 (9.80665m/s²)

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

6.9 浸水防護設備に関する補足説明

下線は、今回提出資料を示す。

目 次

6.9.1 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明

(1) 概要

(2) 浸水防止蓋及び水密ハッチの補足説明

- a. 取水路点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- b. 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- c. SA用海水ピット開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- d. 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- e. 緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- f. 緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- g. 格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明
- h. 常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明
- i. 常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチの設計に関する補足説明
- j. 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(3) 逆止弁の補足説明

- a. 海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明
- b. 取水ピット空気抜き配管逆止弁の設計に関する補足説明
- c. 緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明
- d. 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明

(4) 貫通部浸水処置の補足説明

- a. 貫通部止水処置の設計に関する補足説明

(5) 水密扉の補足説明

- a. 水密扉の設計に関する補足説明

g. 格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明

(a) 固有周期

イ. 固有周期（固有振動数）の計算

上蓋は、全周囲を固定ボルトにより支持されていることから、周辺固定の長方形板モデルとする。固有周期 T 及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数 f は、「機械工学便覧（1986 年）、日本機械学会」より、次式を用いて算出する。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

ここで、

T : 固有周期 (s)

a : モデル化に用いる蓋材の幅 (長辺) (m)

b : モデル化に用いる蓋材の長さ (短辺) (m)

f : 一次固有振動数 (Hz)

λ : 振動数係数 (a / b 及び振動系によって決まる係数) 「機械工学便覧 (1986 年)、日本機械学会」の周辺固定の長方形板モデルより、a / b = 1 のとき λ = 3.65, a / b = 1.5 のとき λ = 2.74, a / b = 2 のとき λ = 2.49

図 6.9.1-(2)-g-1 に機械工学便覧 P3-52 抜粋を示す。

π : 円周率 = 3.14159

h_p : 上蓋の厚さ (m) (公称厚) = 0.030

E : 縦弾性係数 (MPa) = 1.94 × 10⁵

J S M E S N C 1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 40 °C におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 20 °C の縦弾性係数 195000 MPa と、温度 50 °C の縦弾性係数 193000 MPa より、直線補間を用いて計算する。

$$E = E_{20} - \frac{(t_{40} - t_{20}) \cdot (E_{50} - E_{20})}{(t_{50} - t_{20})}$$

$$= 195000 - \frac{(40 - 20) \times (193000 - 195000)}{(50 - 20)}$$

$$= 1.93666 \times 10^5 \approx 1.94 \times 10^5 \text{ (MPa)}$$

ここで、

t₂₀, t₄₀, t₅₀ : 温度 (各 20 °C, 40 °C, 50 °C)

E₂₀, E₅₀ : 各温度時のオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数 (E₂₀ : 20 °C の時 195000 MPa, E₅₀ : 50 °C の時 193000 MPa)

g : 重力加速度 (m/s²) = 9.80665

ν : ポアソン比 = 0.3
 ρ : 材料の密度 (kg/m³) オーステナイト系ステンレス鋼 = 7930

上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期を表 6.9.1-(2)-g-1 に示す。

b. 長方形板 2 隣辺の長さ a, b cm の両辺固定長方形板の振動数 f s⁻¹ は

$$f = \lambda \frac{\pi^2}{2b^2} \sqrt{\frac{Eg}{3(1-\nu^2)T}}$$

λ は a/b および振動系によって定まる無次元の係数であって、基本振動数に対して注記(3B)によって計算された値にはかなりの差異があるが、おおよそ第 28 表のとおりである。

第 28 表 両辺固定の長方形板の λ (基本振動)

a/b	1	1.5	2.0
λ	3.65	2.74	2.49

図 6.9.1-(2)-g-1 機械工学便覧 P3-52 抜粋

表 6.9.1-(2)-g-1 上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期

	上蓋の幅 a (m)	上蓋の長さ b (m)	振動数係数 λ *1*2	一次固有振動数 f *3*4 (Hz)	固有周期 T *5*6 (s)
水密ハッチ A	2.580	2.320	2.74	35.9	0.028
水密ハッチ B	2.620	2.130	2.74	42.5	0.024

注記 *1 水密ハッチ A の振動数係数 λ は、 $a/b \doteq 1.1$ の場合の定数 λ が無いため、より小さな値として算出される $a/b = 1.5$ の場合の定数 $\lambda = 2.74$ を用いた。

*2 水密ハッチ B の振動数係数 λ は、 $a/b \doteq 1.2$ の場合の定数 λ が無いため、より小さな値として算出される $a/b = 1.5$ の場合の定数 $\lambda = 2.74$ を用いた。

*3 水密ハッチ A の一次固有振動数 f は以上より、

$$f = \frac{2.74 \times 3.14159 \times \frac{0.030}{2}}{2 \times 2.320^2} \sqrt{\frac{1.94 \times 10^{11} \times 9.80665}{3 \times (1 - 0.3^2) \times 7930 \times 9.80665}}$$

$$= 35.9061 \doteq 35.9$$

*4 水密ハッチ B の一次固有振動数 f は以上より、

$$f = \frac{2.74 \times 3.14159 \times \frac{0.030}{2}}{2 \times 2.130^2} \sqrt{\frac{1.94 \times 10^{11} \times 9.80665}{3 \times (1 - 0.3^2) \times 7930 \times 9.80665}}$$

$$= 42.5976 \doteq 42.5$$

*5 水密ハッチ A の固有周期 T は以下より算出する

$$T = 1/f = 1/35.9 = 0.0278552 \doteq 0.028 \text{ (s)}$$

*6 水密ハッチ B の固有周期 T は以下より算出する。

$$T = 1/f = 1/42.5 = 0.0235294 \doteq 0.024 \text{ (s)}$$

ロ. 固有値解析結果

水密ハッチA

固有周期は 0.028 s であり、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

水密ハッチB

固有周期は 0.024 s であり、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

(b) 応力計算

(イ) 荷重条件

(a-1) 常時作用する固定荷重 (D) <重畳時及び地震時>

固定荷重は以下のとおりとする。水密ハッチの質量及び固定荷重を表 6.9.1-(2)-g-2 に示す。

$$D = m \cdot g$$

ここで、

D : 固定荷重 (N)

m : 上蓋の質量 (kg)

表 6.9.1-(2)-g-2 水密ハッチの質量及び固定荷重

	上蓋の質量m (kg)	固定荷重D*1*2 (N)
水密ハッチA	1700	16671.3
水密ハッチB	1600	15690.6

注記 *1 水密ハッチAの固定荷重Dは以上より

$$\begin{aligned} D &= 1700 \times 9.80665 \\ &= 16671.3 \end{aligned}$$

*2 水密ハッチBの固定荷重Dは以上より

$$\begin{aligned} D &= 1600 \times 9.80665 \\ &= 15690.6 \end{aligned}$$

(a-2) 積雪荷重 (P_s) <重畳時及び地震時>

積雪荷重 P_s については、30 cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は次式を用いて算出する。

$$P_s = k \cdot \omega \cdot H$$

ここで、

P_s : 積雪荷重 (Pa)

k : 定数 (積雪荷重算出) = 0.35

ω : 積雪の単位荷重 (Pa/cm) = 20

H : 垂直積雪高さ (cm) =30
 以上より,
 $P_s = 0.35 \times 20 \times 30$
 $= 210$

(a-3) 基準津波による津波荷重(P_{ht}) <重畳時>

基準津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_{ht} = \rho_0 \cdot g \cdot h_t$$

ここで,

P_{ht} : 基準津波による津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

ρ_0 : 海水の密度 (kg/m³) = 1030

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) より

h_t : 水位差 (m) = 0.200

以上より,

$$P_{ht} = 1030 \times 9.80665 \times 0.200$$

$$= 2020.17$$

(a-4) 敷地に遡上する津波による津波荷重(P_h) <重畳時>

敷地に遡上する津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_h = \rho_0 \cdot g \cdot h$$

ここで,

P_h : 敷地に遡上する津波による津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

ρ_0 : 海水の密度 (kg/m³) = 1030

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) より

h : 水位差 (m) = 1.200

以上より,

$$P_h = 1030 \times 9.80665 \times 1.200$$

$$= 12121.02$$

(a-5) 余震荷重(S_d) <重畳時>

余震荷重は、添付書類「V-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた

地震応答解析に伴う上版（コンクリート）における最大応答加速度の最大値を設計震度として、水密ハッチに作用する余震による慣性力を考慮する。

なお、設計震度は最大応答加速度を重力加速度で除して算出する。

水密ハッチの応力評価に用いる S_s 地震荷重の設計震度を表 6.9.1-(2)-g-3 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-3 応力評価に用いる設計震度

弾性設計用地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
基準地震動 S_s	格納容器圧力逃がし装置格納槽 EL. 8.00 (EL. 7.89*)	1.05	0.72

注記 * 基準床レベルを示す。

地震荷重による水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重 (D) 及び積雪荷重 (P_s) を考慮し次式を用いて算出する。

余震による地震荷重は表 6.9.1-(2)-g-4 に示す。

$$K_{Hsd} = C_H \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

K_{Hsd} : 水平方向の地震荷重 (N)

A : 上蓋に積雪が载荷する面積 (上蓋端面積) (m^2)

地震荷重による鉛直方向の地震荷重は常時作用する固定荷重 (D) 及び積雪荷重 (P_s) を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{Vsd} = C_V \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

K_{Vsd} : 鉛直方向の地震荷重 (N)

表 6.9.1-(2)-g-4 余震による地震荷重

	上蓋端 幅(m)	上蓋端 長さ(m)	上蓋面積 A (m^2)	水平地震荷重*1*2 K_{Hsd} (N)	鉛直地震荷重*3*4 K_{Vsd} (N)
水密ハッチA	2.320	2.580	5.9856	18824.7	12908.4
水密ハッチB	2.620	2.130	5.5806	17705.7	12141.0

注記 *1 水密ハッチAの水平地震荷重 K_{Hsd} は以上より

$$K_{Hsd} = 1.05 \times (16671.3 + 210 \times 5.9856) = 18824.7$$

*2 水密ハッチBの水平地震荷重 K_{Hsd} は以上より

$$K_{Hsd} = 1.05 \times (15690.6 + 210 \times 5.5806)$$

$$=17705.7$$

*3 水密ハッチAの鉛直地震荷重 K_{Vsd} は以上より

$$K_{Vsd} = 0.72 \times (16671.3 + 210 \times 5.9856) \\ = 12908.4$$

*4 水密ハッチBの鉛直地震荷重 K_{Vsd} は以上より

$$K_{Vsd} = 0.72 \times (15690.6 + 210 \times 5.5806) \\ = 12141.0$$

(a-6) 地震荷重(S_s) <地震時>

水基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

ここで、応力評価に用いる設計震度は上版(コンクリート)における最大加速度を重力加速度で除して算出し、各方向での最大値を用いる。

表 6.9.1-(2)-g-5 に応力評価に用いる設計震度を示す。

表 6.9.1-(2)-g-5 設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平方向設計震度 C_H	鉛直方向設計震度 C_V
基準地震動 S_s	格納容器圧力逃がし装置格納槽 EL. 8.00 (EL. 7.89*)	1.05	0.72

注記 * 基準床レベルを示す。

基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重(D)及び積雪荷重(P_s)を考慮し次式を用いて算出する。

基準地震動 S_s による地震荷重は表 6.9.1-(2)-g-6 に示す。

$$K_{Hss} = C_{Hss} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

K_{Hss} : 水平方向の地震荷重 (N)

A : 上蓋に積雪が載荷する面積(上蓋端面積) (m^2)

地震荷重による鉛直方向の地震荷重は常時作用する固定荷重(D)及び積雪荷重(P_s)を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{Vss} = C_{Vss} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

K_{Vss} : 鉛直方向の地震荷重 (N)

表 6.9.1-(2)-g-6 基準地震動 S_s による地震荷重

	上蓋端 幅 (m)	上蓋端 長さ(m)	上蓋面積 A (m ²)	水平地震荷重 ^{*1*2} $K_{H_s s}$ (N)	鉛直地震荷重 ^{*3*4} $K_{V_s s}$ (N)
水密ハッチA	2.320	2.580	5.9856	18824.7	12908.4
水密ハッチB	2.130	2.620	5.5806	17705.7	12141.0

注記 *1 水密ハッチAの水平地震荷重 $K_{H_s s}$ は以上より

$$K_{H_s s} = 1.05 \times (16671.3 + 210 \times 5.9856) = 18824.7$$

*2 水密ハッチBの水平地震荷重 $K_{H_s s}$ は以上より

$$K_{H_s s} = 1.05 \times (15690.6 + 210 \times 5.5806) = 17705.7$$

*3 水密ハッチAの鉛直地震荷重 $K_{V_s s}$ は以上より

$$K_{V_s s} = 0.72 \times (16671.3 + 210 \times 5.9856) = 12908.4$$

*4 水密ハッチBの鉛直地震荷重 $K_{V_s s}$ は以上より

$$K_{V_s s} = 0.72 \times (15690.6 + 210 \times 5.5806) = 12141.0$$

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 上蓋

上蓋に作用する鉛直荷重（鉛直下向き方向）は、コンクリート躯体に支持されることから、上蓋には曲げ及びせん断力が作用する。

上蓋は固定ボルト間を支点とした等分布荷重を受ける周辺固定の長方形板モデルとして検討を行う。

なお、水平荷重（水平2方向）は固定ボルトに対するせん断力として評価を行う。

(a-1-1) 重畳時

(a-1-1-1) 基準津波による曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_{bt} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{V_s d}}{A} + P_{ht} + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

σ_{bt} : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

β_2 : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数
 「機械工学便覧 (1986 年), 日本機械学会 第 4 編材料力学 第 37 表 及び 第 160 図」より求める。

図 6.9.1-(2)-g-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

t : 上蓋の厚さ (公称値) (m) = 0.030

b : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

a : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-g-7 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-7 上蓋の応力計算条件

	上蓋の短辺長さ b (m)	上蓋の長辺長さ a (m)	応力係数 ^{*1*2} β_2	上蓋の厚さ t (m)	上蓋の曲げ 応力 ^{*3*4} σ_{bt} (MPa)
水密ハッチ A	2.320	2.580	0.33	0.030	15
水密ハッチ B	2.130	2.620	0.45	0.030	17

注記 *1 水密ハッチ A の応力係数 β_2 は a / b から

$$a / b = 2.580 / 2.320$$

$$= 1.11207$$

第 160 図から

$$\beta_2 = 0.33$$

*2 水密ハッチ B の応力係数 β_2 は a / b から

$$a / b = 2.620 / 2.130$$

$$= 1.23004$$

第 160 図から

$$\beta_2 = 0.45$$

*3 水密ハッチ A の曲げ応力 σ_{bt} は以上より

$$\sigma_{bt} = \frac{0.33 \times \left(\frac{16671.3 + 12908.4}{5.9856} + 2020.17 + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 14.1542$$

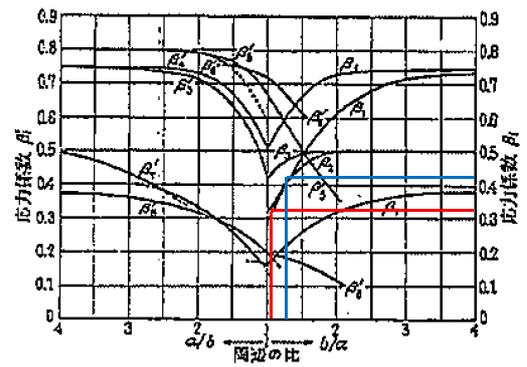
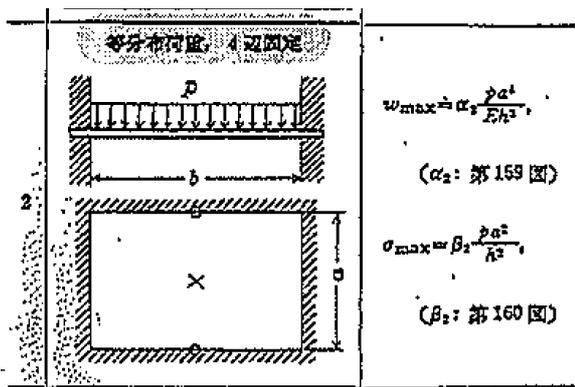
小数点第一位以下切り上げより 15 MPa

*4 水密ハッチ B の曲げ応力 σ_{bt} は以上より

$$\sigma_{bt} = \frac{0.45 \times \left(\frac{15690.6 + 12141.0}{5.5806} + 2020.17 + 210 \right) \times 2.130^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 16.3723$$

小数点第一位以下切り上げより 17 MPa



第 160 図 長方形板の最大応力の係数 β_1, β_2

図 6.9.1-(2)-g-2 機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋

(a-1-1-2) 敷地に遡上する津波による曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986 年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_b = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{Vs d}}{A} + P_h + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

σ_b : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

β_2 : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数

「機械工学便覧（1986 年）、日本機械学会 第 4 編材料力学 第 37 表及び 第 160 図」より求める。

図 6.9.1-(2)-g-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

t : 上蓋の厚さ (公称値) (m)

= 0.030

b : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

a : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-g-8 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-8 上蓋の応力計算条件

	上蓋の短辺長さ b (m)	上蓋の長辺長さ a (m)	応力係数 ^{*1*} β_2	上蓋の厚さ t (m)	上蓋の曲げ 応力 ^{*3*} σ_b (MPa)
水密ハッチ A	2.320	2.580	0.33	0.030	35
水密ハッチ B	2.130	2.620	0.45	0.030	40

注記 *1 水密ハッチ A の応力係数 β_2 は a / b から

$$a/b = 2.580/2.320$$

$$= 1.11207$$

第160図から

$$\beta_2 = 0.33$$

*2 水密ハッチBの応力係数 β_2 は a/b から

$$a/b = 2.620/2.130$$

$$= 1.23004$$

第160図から

$$\beta_2 = 0.45$$

*3 水密ハッチAの曲げ応力 σ_b は以上より

$$\sigma_b = \frac{0.33 \times \left(\frac{16671.3 + 12908.4}{5.9856} + 12121.02 + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 34.0887$$

小数点第一位以下切り上げより 35 MPa

*4 水密ハッチBの曲げ応力 σ_b は以上より

$$\sigma_b = \frac{0.45 \times \left(\frac{15690.6 + 12141.0}{5.5806} + 12121.02 + 210 \right) \times 2.130^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 39.2855$$

小数点第一位以下切り上げより 40 MPa

(a-1-1-3) 基準津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_t = \frac{D + K_{vsd} + (P_{ht} + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

τ_t : せん断応力 (MPa)

水密ハッチAのせん断応力 τ_t は以上より

$$\tau_t = \frac{16671.3 + 12908.4 + (2020.17 + 210) \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.146016$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

水密ハッチBのせん断応力 τ_t は以上より

$$\tau_t = \frac{15690.6 + 12141.0 + (2020.17 + 210) \times 5.5806}{0.030 \times (2.130 + 2.620) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.141324$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-4) 敷地に遡上する津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau = \frac{D + K_{vs,d} + (Ph + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

τ : せん断応力 (MPa)

水密ハッチAのせん断応力 τ は以上より

$$\tau = \frac{16671.3 + 12908.4 + (12121.02 + 210) \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.351661$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

水密ハッチBのせん断応力 τ は以上より

$$\tau = \frac{15690.6 + 12141.0 + (12121.02 + 210) \times 5.5806}{0.030 \times (2.130 + 2.620) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.339109$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-5) 基準津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-g-9 に示す。

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma_{b,t}^2 + 3 \cdot \tau_t^2}$$

ここで、

σ_t : 組合せ応力 (MPa)

$\sigma_{b,t}$: 垂直応力 (MPa)

τ_t : $\sigma_{b,t}$ が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-g-9 組合せ応力

	垂直応力 $\sigma_{b,t}$ (MPa)	せん断応力 τ_t (MPa)	組合せ応力*1*2 σ_t (MPa)
水密ハッチA	15	1	16
水密ハッチB	17	1	18

注記 *1 水密ハッチAの組合せ応力 σ_t は以上より

$$\sigma_t = \sqrt{15^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 15.0997$$

小数点第一位以下切り上げより 16 MPa

*2 水密ハッチBの組合せ応力 σ_t は以上より

$$\sigma_t = \sqrt{17^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 17.0880$$

小数点第一位以下切り上げより 18 MPa

(a-1-1-6) 敷地に遡上する津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-g-10 に示す。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

σ : 組合せ応力 (MPa)

σ_b : 垂直応力 (MPa)

τ : σ_b が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-g-10 組合せ応力

	垂直応力 σ_b (MPa)	せん断応力 τ (MPa)	組合せ応力 *1 *2 σ (MPa)
水密ハッチA	35	1	36
水密ハッチB	40	1	41

注記 *1 水密ハッチAの組合せ応力 σ は以上より

$$\sigma = \sqrt{35^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 35.0428$$

小数点第一位以下切り上げより 36 MPa

*2 水密ハッチBの組合せ応力 σ は以上より

$$\sigma = \sqrt{40^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 40.0375$$

小数点第一位以下切り上げより 41 MPa

(a-1-2) 地震時

(a-1-2-1) 曲げ応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

図 6.9.1-(2)-g-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

$$\sigma_{bss} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{vss} + P_s}{A} \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

σ_{bss} : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

t : 上蓋の厚さの公称値 (m) = 0.030

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-g-7 に示す。

水密ハッチAの曲げ応力 σ_{bss} は以上より

$$\sigma_{bss} = \frac{0.33 \times \left(\frac{16671.3 + 12908.4}{5.9856} + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$
$$= 10.1673$$

小数点第一位以下切り上げより 11 MPa

水密ハッチBの曲げ応力 σ_{bss} は以上より

$$\sigma_{bss} = \frac{0.45 \times \left(\frac{15690.6 + 12141.0}{5.5806} + 210 \right) \times 2.130^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$
$$= 11.7896$$

小数点第一位以下切り上げより 12 MPa

(a-1-2-2) せん断応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_{ss} = \frac{D + K_{vss} + P_s \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

τ_{ss} : せん断応力 (MPa)

水密ハッチAのせん断応力 τ は以上より

$$\tau_{ss} = \frac{16671.3 + 12908.4 + 210 \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.104887$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

水密ハッチBのせん断応力 τ は以上より

$$\tau_{ss} = \frac{15690.6 + 12141.0 + 210 \times 5.5806}{0.030 \times (2.130 + 2.620) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.101767$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-2-3) 組合せ応力<地震時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。結果を表 11 に示す。

$$\sigma_{ss} = \sqrt{\sigma_{bss}^2 + 3 \cdot \tau_{ss}^2}$$

表 6.9.1-(2)-g-11 組合せ応力

	垂直応力 σ_{bss} (MPa)	せん断応力 τ_{ss} (MPa)	組合せ応力 ^{*1} ^{*2} σ_{ss} (MPa)
水密ハッチA	11	1	12
水密ハッチB	12	1	13

注記 *1 水密ハッチAの組合せ応力 σ_{ss} は以上より

$$\sigma_{ss} = \sqrt{11^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 11.1355$$

小数点第一位以下切り上げより 12 MPa

*2 水密ハッチBの組合せ応力 σ は以上より

$$\sigma_{ss} = \sqrt{12^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 12.1244$$

小数点第一位以下切り上げより 13 MPa

(a-2) 固定ボルト

固定ボルトに作用する水平荷重（水平震度）は、上蓋を介して固定ボルトにせん断力が作用する。

なお、鉛直下向き方向の荷重は固定ボルトに作用しないこと及び余震による鉛直震度が 1G を超えないため上蓋の浮き上がりによる固定ボルトの引張が起これない。

(a-2-1) 重畳時

(a-2-1-1) せん断応力<重畳時>

余震による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は、以下の式より算出する。

$$\tau_{k s d} = \frac{K_{H s d}}{n \cdot A_b}$$

ここで、

$\tau_{k s d}$: 固定ボルトに作用するせん断応力 (MPa)

n : 固定ボルトの本数 (本)

A_b : 固定ボルトの呼び径の断面積 (mm²) 呼び径 M20 mm より

$$\begin{aligned} A_b &= \pi \cdot 20^2 / 4 \\ &= 3.14159 \times 20^2 / 4 \\ &= 314.159 \end{aligned}$$

表 6.9.1-(2)-g-12 固定ボルトのせん断応力

	固定ボルト本数 n (本)	固定ボルトの断面積 A_b (mm ²)	せん断応力*1*2 $\tau_{k s d}$ (MPa)
水密ハッチ A	20	314.159	3
水密ハッチ B	22	314.159	3

注記 *1 水密ハッチ A の固定ボルトせん断応力は以上より

$$\begin{aligned} \tau_{k s d} &= \frac{18824.7}{20 \times 314.159} \\ &= 2.99605 \end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 3 MPa

*2 水密ハッチ B の固定ボルトせん断応力は以上より

$$\begin{aligned} \tau_{k s d} &= \frac{17705.7}{22 \times 314.159} \\ &= 2.56177 \end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 3 MPa

(a-2-2) 地震時

(a-2-2-1) せん断応力<地震時>

地震（ S_s ）による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は、以下の式より算出する。

$$\tau_{kS_s} = \frac{K_{HS_s}}{n \cdot A_b}$$

ここで、

τ_{kS_s} ：水平方向の地震荷重（ S_s ）による固定ボルトに作用するせん断応力（MPa）

水密ハッチAの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\begin{aligned} \tau_{kS_s} &= \frac{18824.7}{20 \times 314.159} \\ &= 2.99605 \end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 3 MPa

水密ハッチBの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\begin{aligned} \tau_{kS_s} &= \frac{17705.7}{22 \times 314.159} \\ &= 2.56177 \end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 3 MPa

(ハ) 許容応力

許容応力は、 S_s 地震時、浸水津波＋ S_d 地震時は、供用状態C（許容応力状態Ⅲ_AS）として設定する。

(a-1) 上蓋の許容応力
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-1) 許容曲げ応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_b &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-3) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 固定ボルトの許容応力
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-3) 組合せを考慮した許容引張応力

$$\begin{aligned} f_{ts} &= 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{kss} \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 3 \\ &= 209.4 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$> 1.5 \cdot f_t = 153 \text{ MPa}$ より
許容引張応力は $1.5 \cdot f_t$ を使用する。

(c) 応力評価結果

イ. S_s 地震時

S_s 地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-g-13 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-13 耐震評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチA	上蓋	曲げ	11	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	12	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○
水密ハッチB	上蓋	曲げ	12	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	13	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

ロ. 基準津波と余震による重畳時

基準津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-g-14 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-14 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチA	上蓋	曲げ	15	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	16	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○
水密ハッチB	上蓋	曲げ	17	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	18	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

ハ、敷地の遡上する津波と余震による重畳時

敷地の遡上する津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-g-15 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-15 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチ A	上蓋	曲げ	35	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	36	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○
水密ハッチ B	上蓋	曲げ	40	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	41	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

以上より発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が構造健全性を有することを確認した。

h. 常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明

(a) 固有周期

イ. 固有周期（固有振動数）の計算

上蓋は、全周囲を固定ボルトにより支持されていることから、周辺固定の長方形板モデルとする。固有周期 T 及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数 f は、「機械工学便覧（1986 年）、日本機械学会」より、次式を用いて算出する。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

ここで、

T : 固有周期 (s)

a : モデル化に用いる蓋材の幅 (長辺) (m)

b : モデル化に用いる蓋材の長さ (短辺) (m)

f : 一次固有振動数 (Hz)

λ : 振動数係数 (a / b 及び振動系によって決まる係数) 「機械工学便覧 (1986 年)、日本機械学会」の周辺固定の長方形板モデルより、a / b = 1 のとき λ = 3.65, a / b = 1.5 のとき λ = 2.74, a / b = 2 のとき λ = 2.49

図 6.9.1-(2)-h-1 に機械工学便覧 P3-52 抜粋を示す。

π : 円周率 = 3.14159

t : 上蓋の厚さ (m) (公称厚) = 0.030

E : 縦弾性係数 (MPa) = 1.94 × 10⁵

J S M E S N C 1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 40 °C におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 20 °C の縦弾性係数 195000 MPa と、温度 50 °C の縦弾性係数 193000 MPa より、直線補間を用いて計算する。

$$E = E_{20} - \frac{(t_{40} - t_{20}) \cdot (E_{50} - E_{20})}{(t_{50} - t_{20})}$$

$$= 195000 - \frac{(40 - 20) \times (193000 - 195000)}{(50 - 20)}$$

$$= 1.93666 \times 10^5 \approx 1.94 \times 10^5 \text{ (MPa)}$$

ここで、

t₂₀, t₄₀, t₅₀ : 温度 (各 20 °C, 40 °C, 50 °C)

E₂₀, E₅₀ : 各温度時のオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数 (E₂₀ : 20 °C の時 195000 MPa, E₅₀ : 50 °C の時 193000 MPa)

g : 重力加速度 (m/s²) = 9.80665

ν : ポアソン比 = 0.3
 ρ : 材料の密度 (kg/m³) オーステナイト系ステンレス鋼 = 7930

上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期を表 6.9.1-(2)-h-1 に示す。

b. 長方形板 2 隣辺の長さ a, b cm の両辺固定長方形板の振動数 f s⁻¹ は

$$f = \lambda \frac{\pi^2}{2b^2} \sqrt{\frac{Eg}{3(1-\nu^2)}}$$

λ は a/b および振動系によって定まる無次元の係数であって、基本振動数に対して請求(3B)によって計算された値にはかなりの差異があるが、おおよそ第 28 表のとおりである。

第 28 表 両辺固定の長方形板の λ (基本振動)

a/b	1	1.5	2.0
λ	3.65	2.74	2.49

図 6.9.1-(2)-h-1 機械工学便覧 P3-52 抜粋

表 6.9.1-(2)-h-1 上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期

上蓋の幅 a (m)	上蓋の長さ b (m)	振動数係数 λ *1	一次固有振動数 f *2 (Hz)	固有周期 T *3 (s)
3.320	3.080	2.74	20.3	0.049

注記 *1 水密ハッチの振動数係数 λ は、 $a/b \approx 1.1$ の場合の定数 λ が無いため、より小さな値として算出される $a/b = 1.5$ の場合の定数 $\lambda = 2.74$ を用いた。

*2 水密ハッチの一次固有振動数 f は以上より、

$$f = \frac{2.74 \times 3.14159 \times \frac{0.030}{2}}{2 \times 3.080^2} \sqrt{\frac{1.94 \times 10^{11} \times 9.80665}{3 \times (1 - 0.3^2) \times 7930 \times 9.80665}}$$

$$= 20.3724 \approx 20.3$$

*3 水密ハッチの固有周期 T は以下より算出する。

$$T = 1 / f = 1 / 20.3 = 0.0492611 \approx 0.049 \text{ (s)}$$

ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.049 s であり、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

(b) 評価条件の整理

(イ) 荷重条件

(a-1) 常時作用する固定荷重 (D) < 重畳時及び地震時 >

固定荷重は以下のとおりとする。水密ハッチの質量及び固定荷重を表 6.9.1-(2)-h-2 に示す。

$$D = m \cdot g$$

ここで、

D : 固定荷重 (N)

m : 上蓋の質量 (kg)

表 6.9.1-(2)-h-2 水密ハッチの質量及び固定荷重

上蓋の質量m (kg)	固定荷重D* (N)
2800	27458.6

注記 * 水密ハッチの固定荷重Dは以上より

$$\begin{aligned} D &= 2800 \times 9.80665 \\ &= 27458.6 \end{aligned}$$

(a-2) 積雪荷重(P_s) <重畳時及び地震時>

積雪荷重 P_s については、30 cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮する。

積雪荷重による質量は次式を用いて算出する。

$$P_s = k \cdot \omega \cdot H$$

ここで、

P_s : 積雪荷重 (Pa)

k : 定数 (積雪荷重算出) = 0.35

ω : 積雪の単位荷重 (Pa/cm) = 20

H : 垂直積雪高さ (cm) = 30

以上より、

$$\begin{aligned} P_s &= 0.35 \times 20 \times 30 \\ &= 210 \end{aligned}$$

(a-3) 基準津波による津波荷重(P_{ht}) <重畳時>

基準津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_{ht} = \rho_o \cdot g \cdot h_t$$

ここで、

P_{ht} : 基準津波による津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

ρ_o : 海水の密度 (kg/m^3) = 1030

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)

より

h_t : 水位差 (m) = 0.200

以上より、

$$\begin{aligned} P_{ht} &= 1030 \times 9.80665 \times 0.200 \\ &= 2020.17 \end{aligned}$$

(a-4) 敷地に遡上する津波による津波荷重(P_h) <重畳時>

敷地に遡上する津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_h = \rho_0 \cdot g \cdot h$$

ここで、

P_h : 敷地に遡上する津波による津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

ρ_0 : 海水の密度 (kg/m^3) = 1030

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) より

h : 水位差 (m) = 1.200

以上より、

$$P_h = 1030 \times 9.80665 \times 1.200 \\ = 12121.02$$

(a-5) 余震荷重(S_d) <重畳時>

余震荷重は、添付書類「V-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた地震応答解析に伴う上版 (コンクリート) における最大応答加速度の最大値を設計震度として、水密ハッチに作用する余震による慣性力を考慮する。

なお、設計震度は最大応答加速度を重力加速度で除して算出する。

水密ハッチの応力評価に用いる S_d 地震荷重の設計震度を表 6.9.1-(2)-h-3 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-3 応力評価に用いる設計震度

弾性設計用地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
$S_d - D1L$	常設低压代替注水系格納槽 EL. 8.00*	0.45	0.28

注記 * 基準床レベルを示す。

地震荷重による水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重 (D) 及び積雪荷重 (P_s) を考慮し次式を用いて算出する。

余震による地震荷重は表 6.9.1-(2)-h-4 に示す。

$$K_{Hsd} = C_H \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

K_{Hsd} : 水平方向の地震荷重 (N)

A : 上蓋に積雪が載荷する面積（上蓋端面積）（m²）

地震荷重による鉛直方向の地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_s）を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{Vsd} = C_v \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

K_{Vsd} : 鉛直方向の地震荷重（N）

表 6.9.1-(2)-h-4 余震による地震荷重

上蓋の幅 (m)	上蓋の長さ (m)	上蓋面積 A (m ²)	水平地震荷重*1 K _{Hsd} (N)	鉛直地震荷重*2 K _{Vsd} (N)
3.080	3.320	10.2256	13322.7	8289.68

注記 *1 水密ハッチの水平地震荷重 K_{Hsd} は以上より

$$K_{Hsd} = 0.45 \times (27458.6 + 210 \times 10.2256) = 13322.7$$

*2 水密ハッチの鉛直地震荷重 K_{Vsd} は以上より

$$K_{Vsd} = 0.28 \times (27458.6 + 210 \times 10.2256) = 8289.68$$

(a-6) 地震荷重(S_s) <地震時>

水平基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

ここで、応力評価に用いる設計震度は上版（コンクリート）における最大加速度を重力加速度で除して算出し、各方向での最大値を用いる。

表 6.9.1-(2)-h-5 に応力評価に用いる設計震度を示す。

表 6.9.1-(2)-h-5 設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平方向設計震度 C _H	鉛直方向設計震度 C _V
基準地震動 S _s	常設低圧代替注水系格納槽 EL. 8.00*	1.36	0.68

注記 * 基準床レベルを示す。

基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_s）を考慮し次式を用いて算出する。

基準地震動 S_s による地震荷重は表 6.9.1-(2)-h-6 に示す。

$$K_{Hss} = C_{Hss} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

$K_{H_{s s}}$: 水平方向の地震荷重 (N)

A : 上蓋に積雪が載荷する面積 (上蓋端面積) (m²)

地震荷重による鉛直方向の地震荷重は常時作用する固定荷重 (D) 及び積雪荷重 (P_s) を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{V_{s s}} = C_{V_{s s}} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

$K_{V_{s s}}$: 鉛直方向の地震荷重 (N)

表 6.9.1-(2)-h-6 基準地震動 S_s による地震荷重

上蓋の幅 (m)	上蓋の長さ (m)	上蓋面積 A (m ²)	水平地震荷重* ¹ $K_{H_{s s}}$ (N)	鉛直地震荷重* ² $K_{V_{s s}}$ (N)
3.080	3.320	10.2256	40264.1	20132.1

注記 *1 水密ハッチの水平地震荷重 $K_{H_{s s}}$ は以上より

$$\begin{aligned} K_{H_{s s}} &= 1.36 \times (27458.6 + 210 \times 10.2256) \\ &= 40264.1 \end{aligned}$$

*2 水密ハッチの鉛直地震荷重 $K_{V_{s s}}$ は以上より

$$\begin{aligned} K_{V_{s s}} &= 0.68 \times (27458.6 + 210 \times 10.2256) \\ &= 20132.1 \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 上蓋

上蓋に作用する鉛直荷重 (鉛直下向き方向) は、コンクリート躯体に支持されることから、上蓋には曲げ及びせん断力が作用する。

上蓋は固定ボルト間を支点とした等分布荷重を受ける周辺固定の長方形板モデルとして検討を行う。

なお、水平荷重 (水平 2 方向) は固定ボルトに対するせん断力として評価を行う。

(a-1-1) 重畳時

(a-1-1-1) 基準津波による曲げ応力 < 重畳時 >

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧 (1986 年), 日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_{b t} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{Vs d}}{A} + P_{h t} + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで,

$\sigma_{b t}$: 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

β_2 : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数
「機械工学便覧 (1986 年), 日本機械学会 第 4 編材料力学 第 37 表 及び 第 160 図」より求める。

図 6.9.1-(2)-h-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

t : 上蓋の厚さ (公称値) (m) = 0.030

b : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

a : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-h-7 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-7 上蓋の応力計算条件

上蓋の短辺長さ b (m)	上蓋の長辺長さ a (m)	応力係数*1 β_2	上蓋の厚さ t (m)	上蓋の曲げ 応力*2 $\sigma_{b t}$ (MPa)
3.080	3.320	0.32	0.030	20

注記 *1 水密ハッチの応力係数 β_2 は a/b から

$$a/b = 3.320/3.080$$

$$= 1.07792$$

第 160 図から

$$\beta_2 = 0.32$$

*2 水密ハッチの曲げ応力 $\sigma_{b t}$ は以上より

$$\sigma_{b t} = \frac{0.32 \times \left(\frac{27458.6 + 8289.68}{10.2256} + 2020.17 + 210 \right) \times 3.080^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 19.3139$$

小数点第一位以下切り上げより 20 MPa

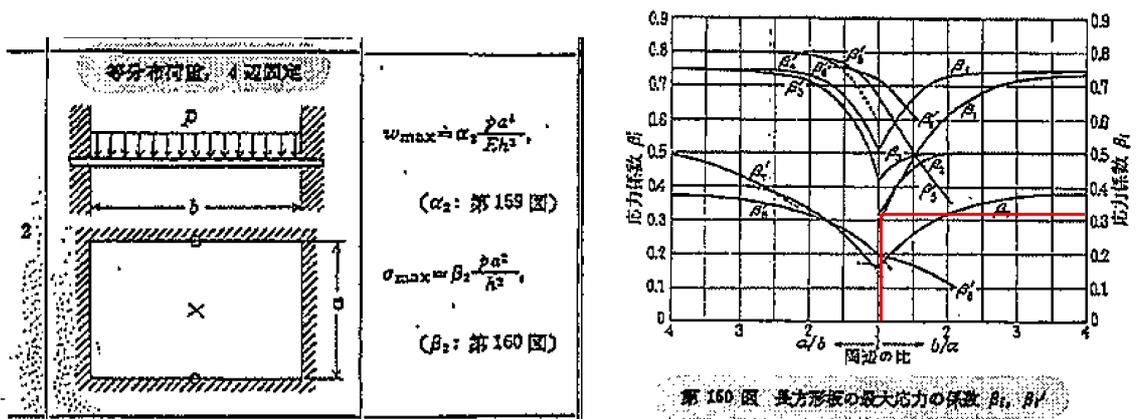


図 6.9.1-(2)-h-2 機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋

(a-1-1-2) 敷地に遡上する津波による曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_b = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{Vs d}}{A} + P_h + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

σ_b : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

β_2 : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数

「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会 第4編材料力学 第37表及び 第160図」より求める。

図 6.9.1-(2)-h-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

t : 上蓋の厚さ (公称値) (m)

= 0.030

b : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

a : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-h-8 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-8 上蓋の応力計算条件

上蓋の短辺長さ b (m)	上蓋の長辺長さ a (m)	応力係数*1 β_2	上蓋の厚さ t (m)	上蓋の曲げ 応力*2 σ_b (MPa)
3.080	3.320	0.32	0.030	54

注記 *1 水密ハッチの応力係数 β_2 は a/b から

$$a/b = 3.320/3.080$$

$$=1.07792$$

第160図から

$$\beta_2 = 0.32$$

*2 水密ハッチの曲げ応力 σ_b は以上より

$$\sigma_b = \frac{0.32 \times \left(\frac{27458.6 + 8289.68}{10.2256} + 12121.02 + 210 \right) \times 3.080^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 53.3835$$

小数点第一位以下切り上げより 54 MPa

(a-1-1-3) 基準津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_t = \frac{D + K_{vsd} + (P_{ht} + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

τ_t : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力 τ_t は以上より

$$\tau_t = \frac{27458.6 + 8289.68 + (2020.17 + 210) \times 10.2256}{0.030 \times (3.080 + 3.320) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.152482$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-4) 敷地に遡上する津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau = \frac{D + K_{vsd} + (Ph + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

τ : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力 τ は以上より

$$\tau = \frac{27458.6 + 8289.68 + (12121.02 + 210) \times 10.2256}{0.030 \times (3.080 + 3.320) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.421459$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-5) 基準津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-h-9 に示す。

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma_{bt}^2 + 3 \cdot \tau_t^2}$$

ここで、

σ_t : 組合せ応力 (MPa)

σ_{bt} : 垂直応力 (MPa)

τ_t : σ_{bt} が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-h-9 組合せ応力

垂直応力 σ_{bt} (MPa)	せん断応力 τ_t (MPa)	組合せ応力* σ_t (MPa)
20	1	21

注記 * 水密ハッチの組合せ応力 σ_t は以上より

$$\sigma_t = \sqrt{20^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 20.0749$$

小数点第一位以下切り上げより 21 MPa

(a-1-1-6) 敷地に遡上する津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-h-10 に示す。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

σ : 組合せ応力 (MPa)

σ_b : 垂直応力 (MPa)

τ : σ_b が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-h-10 組合せ応力

垂直応力 σ_b (MPa)	せん断応力 τ (MPa)	組合せ応力* σ (MPa)
54	1	55

注記 * 水密ハッチの組合せ応力 σ は以上より

$$\sigma = \sqrt{54^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 54.0278$$

小数点第一位以下切り上げより 55 MPa

(a-1-2) 地震時

(a-1-2-1) 曲げ応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

図 6.9.1-(2)-h-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

$$\sigma_{bss} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{Vss} + P_s}{A} \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

σ_{bss} : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

t : 上蓋の厚さの公称値 (m) = 0.030

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-h-7 に示す。

水密ハッチの曲げ応力 σ_{bss} は以上より

$$\sigma_{bss} = \frac{0.32 \times \left(\frac{27458.6 + 20132.1}{10.2256} + 210 \right) \times 3.080^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$
$$= 16.4062$$

小数点第一位以下切り上げより 17 MPa

(a-1-2-2) せん断応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_{ss} = \frac{D + K_{Vss} + P_s \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

τ_{ss} : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力 τ は以上より

$$\tau_{ss} = \frac{27458.6 + 20132.1 + 210 \times 10.2256}{0.030 \times (3.080 + 3.320) \times 2} \cdot 10^{-6}$$
$$= 0.129526$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-2-3) 組合せ応力<地震時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 -

2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。結果を表 6.9.1-(2)-h-11 に示す。

$$\sigma_{ss} = \sqrt{\sigma_{bss}^2 + 3 \cdot \tau_{ss}^2}$$

表 6.9.1-(2)-h-11 組合せ応力

垂直応力 σ_{bss} (MPa)	せん断応力 τ_{ss} (MPa)	組合せ応力* σ_{ss} (MPa)
17	1	18

注記 * 水密ハッチの組合せ応力 σ_{ss} は以上より

$$\begin{aligned} \sigma_{ss} &= \sqrt{17^2 + 3 \times 1^2} \\ &= 17.0880 \end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 18 MPa

(a-2) 固定ボルト

固定ボルトに作用する水平荷重（水平震度）は、上蓋を介して固定ボルトにせん断力が作用する。

なお、鉛直下向き方向の荷重は固定ボルトに作用しないこと及び余震による鉛直震度が 1G を超えないため上蓋の浮き上がりによる固定ボルトの引張が起これない。

(a-2-1) 重畳時

(a-2-1-1) せん断応力<重畳時>

余震による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は、以下の式より算出する。

$$\tau_{ksd} = \frac{K_{Hsd}}{n \cdot A_b}$$

ここで、

τ_{ksd} : 固定ボルトに作用するせん断応力 (MPa)

n : 固定ボルトの本数 (本)

A_b : 固定ボルトの呼び径の断面積 (mm²) 呼び径 M20 mm より

$$\begin{aligned} A_b &= \pi \cdot 20^2 / 4 \\ &= 3.14159 \times 20^2 / 4 \\ &= 314.159 \end{aligned}$$

表 6.9.1-(2)-h-12 固定ボルトのせん断応力

固定ボルト本数 n (本)	固定ボルトの断面積 A_b (mm ²)	せん断応力* τ_k (MPa)
26	314.159	2

注記 * 水密ハッチの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_{ksd} = \frac{13322.7}{26 \times 314.159}$$

$$= 1.63106$$

小数点第一位以下切り上げより 2 MPa

(a-2-2) 地震時

(a-2-2-1) せん断応力<地震時>

地震 (S_s) による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は、以下の式より算出する。

$$\tau_{kSS} = \frac{K_{HSS}}{n \cdot A_b}$$

ここで、

τ_{kSS} : 水平方向の地震荷重 (S_s) による固定ボルトに作用するせん断応力 (MPa)

水密ハッチの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_{kSS} = \frac{40264.1}{26 \times 314.159}$$

$$= 4.92941$$

小数点第一位以下切り上げより 5 MPa

(ハ) 許容応力

許容応力は、 S_s 地震時、浸水津波 + S_d 地震時は、供用状態C (許容応力状態Ⅲ_AS) として設定する。

(a-1) 上蓋の許容応力
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-1) 許容曲げ応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_b &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-3) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 固定ボルトの許容応力
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-3) 組合せを考慮した許容引張応力

$$\begin{aligned} f_{ts} &= 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{kss} \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 5 \\ &= 206.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$> 1.5 \cdot f_t = 153 \text{ MPa}$ より
許容引張応力は $1.5 \cdot f_t$ を使用する。

応力評価結果

イ. Ss 地震時

Ss 地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-h-13 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-13 耐震評価結果

評価対象部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力	
水密ハッチ	上蓋	曲げ	17	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	18	204	○
	固定ボルト	せん断	5	117	○

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

ロ. 基準津波と余震による重畳時

基準津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-h-14 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-14 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力	
水密ハッチ	上蓋	曲げ	20	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	21	204	○
	固定ボルト	せん断	2	117	○

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

ハ. 敷地の遡上する津波と余震による重畳時

敷地の遡上する津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-h-15 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-15 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力	
水密ハッチ	上蓋	曲げ	54	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	55	204	○
	固定ボルト	せん断	2	117	○

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

以上より発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が構造健全性を有することを確認した。

i. 常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチの設計に関する補足説明

(a) 固有周期

イ. 固有周期（固有振動数）の計算

上蓋は、全周囲を固定ボルトにより支持されていることから、周辺固定の長方形板モデルとする。固有周期 T 及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数 f は、「機械工学便覧（1986 年）、日本機械学会」より、次式を用いて算出する。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

ここで、

T : 固有周期 (s)

a : モデル化に用いる蓋材の幅 (長辺) (m)

b : モデル化に用いる蓋材の長さ (短辺) (m)

f : 一次固有振動数 (Hz)

λ : 振動数係数 (a / b 及び振動系によって決まる係数) 「機械工学便覧 (1986 年)、日本機械学会」の周辺固定の長方形板モデルより、a / b = 1 のとき λ = 3.65, a / b = 1.5 のとき λ = 2.74, a / b = 2 のとき λ = 2.49

図 6.9.1-(2)-i-1 に機械工学便覧 P3-52 抜粋を示す。

π : 円周率 = 3.14159

t : 上蓋の厚さ (m) (公称厚) = 0.030

E : 縦弾性係数 (MPa) = 1.94 × 10⁵

J S M E S N C 1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 40 °C におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 20 °C の縦弾性係数 195000 MPa と、温度 50 °C の縦弾性係数 193000 MPa より、直線補間を用いて計算する。

$$E = E_{20} - \frac{(t_{40} - t_{20}) \cdot (E_{50} - E_{20})}{(t_{50} - t_{20})}$$

$$= 195000 - \frac{(40 - 20) \times (193000 - 195000)}{(50 - 20)}$$

$$= 1.93666 \times 10^5 \approx 1.94 \times 10^5 \text{ (MPa)}$$

ここで、

t₂₀, t₄₀, t₅₀ : 温度 (各 20 °C, 40 °C, 50 °C)

E₂₀, E₅₀ : 各温度時のオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数 (E₂₀ : 20 °C の時 195000 MPa, E₅₀ : 50 °C の時 193000 MPa)

g : 重力加速度 (m/s²) = 9.80665

ν : ポアソン比 = 0.3
 ρ : 材料の密度 (kg/m³) オーステナイト系ステンレス鋼 = 7930

上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期を表 6.9.1-(2)-i-1 に示す。

b. 長方形板 2 隣辺の長さ a, b cm の両辺固定長方形板の振動数 f s⁻¹ は

$$f = \lambda \frac{\pi^2}{2b^2} \sqrt{\frac{Eg}{3(1-\nu^2)}}$$

λ は a/b および振動系によって定まる無次元の係数であって、基本振動数に対して請求(3B)によって計算された値にはかなりの差異があるが、おおよそ第 28 表のとおりである。

第 28 表 両辺固定の長方形板の λ (基本振動)

a/b	1	1.5	2.0
λ	3.65	2.74	2.49

図 6.9.1-(2)-i-1 機械工学便覧 P3-52 抜粋

表 6.9.1-(2)-i-1 上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期

上蓋の幅 a (m)	上蓋の長さ b (m)	振動数係数 λ *1	一次固有振動数 f *2 (Hz)	固有周期 T *3 (s)
2.580	2.320	2.74	35.9	0.028

注記 *1 水密ハッチの振動数係数 λ は、 $a/b \approx 1.1$ の場合の定数 λ が無いため、より小さな値として算出される $a/b = 1.5$ の場合の定数 $\lambda = 2.74$ を用いた。

*2 水密ハッチの一次固有振動数 f は以上より、

$$f = \frac{2.74 \times 3.14159 \times \frac{0.030}{2}}{2 \times 2.320^2} \sqrt{\frac{1.94 \times 10^{11} \times 9.80665}{3 \times (1 - 0.3^2) \times 7930 \times 9.80665}}$$

$$= 35.9061 \approx 35.9$$

*3 水密ハッチの固有周期 T は以下より算出する。

$$T = 1 / f = 1 / 35.9 = 0.0278552 \approx 0.028 \text{ (s)}$$

ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.028 s であり、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

(b) 評価条件の整理

(イ) 荷重条件

(a-1) 常時作用する固定荷重 (D) < 重畳時及び地震時 >

固定荷重は以下のとおりとする。水密ハッチの質量及び固定荷重を表 6.9.1-(2)-i-2 に示す。

$$D = m \cdot g$$

ここで、

D : 固定荷重 (N)

m : 上蓋の質量 (kg)

表 6.9.1-(2)-i-2 水密ハッチの質量及び固定荷重

上蓋の質量m (kg)	固定荷重D* (N)
1600	15690.6

注記 * 水密ハッチの固定荷重Dは以上より

$$\begin{aligned} D &= 1600 \times 9.80665 \\ &= 15690.64 \end{aligned}$$

(a-2) 積雪荷重(P_s) < 重畳時及び地震時 >

積雪荷重 P_s については、30 cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は次式を用いて算出する。

$$P_s = k \cdot \omega \cdot H$$

ここで、

P_s : 積雪荷重 (Pa)

k : 定数 (積雪荷重算出) = 0.35

ω : 積雪の単位荷重 (Pa/cm) = 20

H : 垂直積雪高さ (cm) = 30

以上より、

$$\begin{aligned} P_s &= 0.35 \times 20 \times 30 \\ &= 210 \end{aligned}$$

(a-3) 基準津波による津波荷重(P_{ht}) < 重畳時 >

基準津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_{ht} = \rho_0 \cdot g \cdot h_t$$

ここで、

P_{ht} : 浸水津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

ρ_0 : 海水の密度 (kg/m^3) = 1030

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)

より

h_t : 水位差 (m) = 0.200

以上より、

$$\begin{aligned} P_{ht} &= 1030 \times 9.80665 \times 0.200 \\ &= 2020.17 \end{aligned}$$

(a-4) 敷地に遡上する津波による津波荷重(P_h) <重畳時>

敷地に遡上する津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_h = \rho_0 \cdot g \cdot h$$

ここで、

P_h : 敷地に遡上する津波による津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

ρ_0 : 海水の密度 (kg/m^3) = 1030

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) より

h : 水位差 (m) = 1.200

以上より、

$$P_h = 1030 \times 9.80665 \times 1.200 \\ = 12121.02$$

(a-4) 余震荷重(S_d) <重畳時>

余震荷重は、添付書類「V-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた地震応答解析に伴う上版 (コンクリート) における最大応答加速度の最大値を設計震度として、水密ハッチに作用する余震による慣性力を考慮する。

なお、設計震度は最大応答加速度を重力加速度で除して算出する。

水密ハッチの応力評価に用いる S_d 地震荷重の設計震度を表 6.9.1-(2)-i-3 に示す。

表 6.9.1-(2)-i-3 応力評価に用いる設計震度

弾性設計用地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平震度 C_H	鉛直震度 C_V
S_d -D1L	代替淡水貯槽 EL. 8.00*	0.46	0.27

注記 * 基準床レベルを示す。

地震荷重による水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重 (D) 及び積雪荷重 (P_s) を考慮し次式を用いて算出する。

余震による地震荷重は表 6.9.1-(2)-i-4 に示す。

$$K_{Hsd} = C_H \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

K_{Hsd} : 水平方向の地震荷重 (N)

A : 上蓋に積雪が載荷する面積（上蓋端面積）（m²）

地震荷重による鉛直方向の静的地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_s）を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{Vsd} = C_v \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

K_{Vsd} : 鉛直方向の地震荷重（N）

表 6.9.1-(2)-i-4 余震による地震荷重

上蓋端幅 (m)	上蓋端長さ (m)	上蓋面積 A (m ²)	水平地震荷重* ¹ K _{Hsd} (N)	鉛直地震荷重* ² K _{Vsd} (N)
2.580	2.320	5.9856	7795.88	4575.85

注記 *1 水密ハッチの水平地震荷重K_{Hsd}は以上より

$$K_{Hsd} = 0.46 \times (15690.6 + 210 \times 5.9856) = 7795.88$$

*2 水密ハッチの鉛直地震荷重K_{Vsd}は以上より

$$K_{Vsd} = 0.27 \times (15690.6 + 210 \times 5.9856) = 4575.85$$

(a-5) 地震荷重(S_s) <地震時>

水平基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

ここで、応力評価に用いる設計震度は上版（コンクリート）における最大加速度を重力加速度で除して算出し、各方向での最大値を用いる。

表 6.9.1-(2)-i-5 に応力評価に用いる設計震度を示す。

表 6.9.1-(2)-i-5 設計用震度

地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平方向設計震度 C _H	鉛直方向設計震度 C _V
基準地震動 S _s	代替淡水貯槽 EL. 8.00*	14.2	0.72

注記 * 基準床レベルを示す。

基準地震動S_sによる水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P_s）を考慮し次式を用いて算出する。

基準地震動S_sによる地震荷重は表 6.9.1-(2)-i-6 に示す。

$$K_{Hss} = C_{Hss} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

$K_{H_{s s}}$: 水平方向の地震荷重 (N)

A : 上蓋に積雪が載荷する面積 (上蓋端面積) (m²)

地震荷重による鉛直方向の地震荷重は常時作用する固定荷重 (D) 及び積雪荷重 (P_s) を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{V_{s s}} = C_{V_{s s}} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

$K_{V_{s s}}$: 鉛直方向の地震荷重 (N)

表 6.9.1-(2)-i-6 基準地震動 S_s による地震荷重

上蓋端幅 (m)	上蓋端長さ (m)	上蓋面積 A (m ²)	水平地震荷重* ¹ $K_{H_{s s}}$ (N)	鉛直地震荷重* ² $K_{V_{s s}}$ (N)
2.58	2.32	5.9856	24065.6	12202.3

注記 *1 水密ハッチの水平地震荷重 $K_{H_{s s}}$ は以上より

$$\begin{aligned} K_{H_{s s}} &= 1.42 \times (15690.6 + 210 \times 5.9856) \\ &= 24065.6 \end{aligned}$$

*2 水密ハッチの鉛直地震荷重 $K_{V_{s s}}$ は以上より

$$\begin{aligned} K_{V_{s s}} &= 0.72 \times (15690.6 + 210 \times 5.9856) \\ &= 12202.3 \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 上蓋

上蓋に作用する鉛直荷重 (鉛直下向き方向) は、コンクリート躯体に支持されることから、上蓋には曲げ及びせん断力が作用する。

上蓋は固定ボルト間を支点とした等分布荷重を受ける周辺固定の長方形板モデルとして検討を行う。

なお、水平荷重 (水平 2 方向) は固定ボルトに対するせん断力として評価を行う。

(a-1-1) 重畳時

(a-1-1-1) 基準津波による曲げ応力 < 重畳時 >

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧 (1986 年), 日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_{bt} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{Vsd}}{A} + P_{ht} + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

σ_{bt} : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

β_2 : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数

「機械工学便覧 (1986 年), 日本機械学会 第 4 編材料力学 第 37 表及び 第 160 図」より求める。

図 6.9.1-(2)-i-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

t : 上蓋の厚さ (公称値) (m) = 0.030

b : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

a : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-i-7 に示す。

表 6.9.1-(2)-i-7 上蓋の応力計算条件

上蓋の短辺長さ b (m)	上蓋の長辺長さ a (m)	応力係数*1 β_2	上蓋の厚さ t (m)	上蓋の曲げ 応力*2 σ_{bt} (MPa)
2.320	2.580	0.33	0.030	12

注記 *1 水密ハッチの応力係数 β_2 は a/b から

$$a/b = 2.580/2.320$$

$$= 1.11207$$

第 160 図から

$$\beta_2 = 0.33$$

*2 水密ハッチの曲げ応力 σ_{bt} は以上より

$$\sigma_{bt} = \frac{0.33 \times \left(\frac{15690.6 + 4575.85}{5.9856} + 2020.17 + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 11.0835$$

小数点第一位以下切り上げより 12 MPa

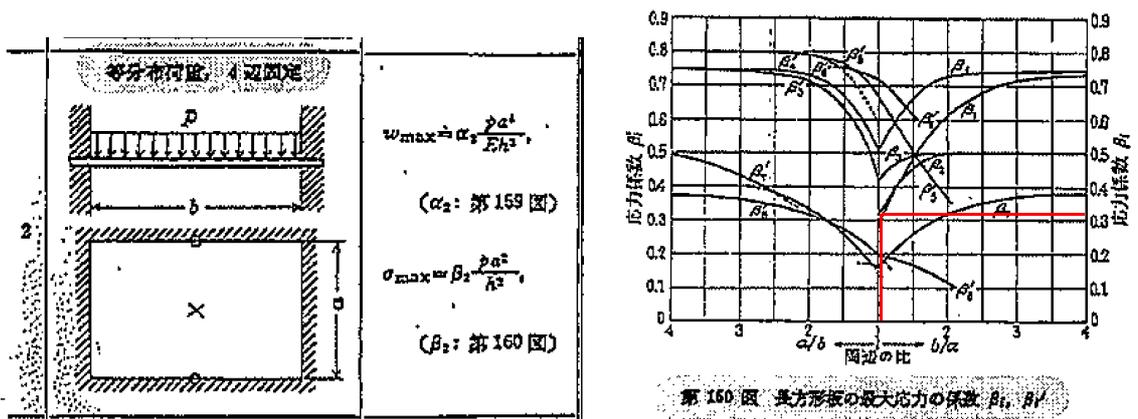


図 6.9.1-(2)-i-2 機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋

(a-1-1-2) 敷地に遡上する津波による曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_b = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{vsd}}{A} + P_h + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

σ_b : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

β_2 : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数

「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会 第4編材料力学 第37表及び 第160図」より求める。

図 6.9.1-(2)-i-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

t : 上蓋の厚さ (公称値) (m)

=0.030

b : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

a : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-i-8 に示す。

表 6.9.1-(2)-i-8 上蓋の応力計算条件

上蓋の短辺長さ b (m)	上蓋の長辺長さ a (m)	応力係数*1 β_2	上蓋の厚さ t (m)	上蓋の曲げ 応力*2 σ_b (MPa)
2.320	2.580	0.33	0.030	32

注記 *1 水密ハッチの応力係数 β_2 は a/b から

$$a/b = 2.580/2.320$$

$$=1.11207$$

第160図から

$$\beta_2 = 0.33$$

*2 水密ハッチの曲げ応力 σ_b は以上より

$$\sigma_b = \frac{0.33 \times \left(\frac{15690.6 + 4575.85}{5.9856} + 12121.02 + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 31.0180$$

小数点第一位以下切り上げより 32 MPa

(a-1-1-3) 基準津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_t = \frac{D + K_{Vsd} + (P_h + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

τ_t : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力 τ_t は以上より

$$\tau_t = \frac{15690.6 + 4575.85 + (2020.17 + 210) \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.114338$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-4) 敷地に遡上する津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau = \frac{D + K_{Vsd} + (P_h + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

τ : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力 τ は以上より

$$\tau = \frac{15690.6 + 4575.85 + (12121.02 + 210) \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.319983$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-5) 基準津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-i-9 に示す。

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma_{b_t}^2 + 3 \cdot \tau_t^2}$$

ここで、

σ_t : 組合せ応力 (MPa)

σ_{b_t} : 垂直応力 (MPa)

τ_t : σ_{b_t} が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-i-9 組合せ応力

垂直応力 σ_{b_t} (MPa)	せん断応力 τ_t (MPa)	組合せ応力* σ_t (MPa)
12	1	13

注記 * 水密ハッチの組合せ応力 σ_t は以上より

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{12^2 + 3 \times 1^2} \\ &= 12.1244\end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 13 MPa

(a-1-1-6) 敷地に遡上する津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-i-10 に示す。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

σ : 組合せ応力 (MPa)

σ_b : 垂直応力 (MPa)

τ : σ_b が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-i-10 組合せ応力

垂直応力 σ_b (MPa)	せん断応力 τ (MPa)	組合せ応力* σ (MPa)
32	1	33

注記 * 水密ハッチの組合せ応力 σ は以上より

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{32^2 + 3 \times 1^2} \\ &= 32.0468\end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 33 MPa

(a-1-2) 地震時

(a-1-2-1) 曲げ応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

図 6.9.1-(2)-i-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

$$\sigma_{bss} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{VSS} + P_s}{A} \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

σ_{bss} : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

t : 上蓋の厚さの公称値 (m) = 0.030

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-i-7 に示す。

水密ハッチの曲げ応力 σ_{bss} は以上より

$$\sigma_{bss} = \frac{0.33 \times \left(\frac{15690.6 + 12202.3}{5.9856} + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$
$$= 9.61117$$

小数点第一位以下切り上げより 10 MPa

(a-1-2-2) せん断応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_s = \frac{D + K_{VSS} + P_s \cdot A}{t \cdot (a + b)} \cdot 2$$

ここで、

τ_{ss} : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力 τ は以上より

$$\tau_{ss} = \frac{15690.6 + 12202.3 + 210 \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580)} \times 2 \cdot 10^{-6}$$
$$= 0.0991492$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-2-3) 組合せ応力<地震時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。結果を表 6.9.1-(2)-i-11 に示す。

$$\sigma_{s s} = \sqrt{\sigma_{b s s}^2 + 3 \cdot \tau_{s s}^2}$$

表 6.9.1-(2)-i-11 組合せ応力

垂直応力 $\sigma_{b s s}$ (MPa)	せん断応力 $\tau_{s s}$ (MPa)	組合せ応力* $\sigma_{s s}$ (MPa)
10	1	11

注記 * 水密ハッチの組合せ応力 σ は以上より

$$\begin{aligned} \sigma_{s s} &= \sqrt{10^2 + 3 \times 1^2} \\ &= 10.1489 \end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 11 MPa

(a-2) 固定ボルト

固定ボルトに作用する水平荷重（水平震度）は、上蓋を介して固定ボルトにせん断力が作用する。

なお、鉛直下向き方向の荷重は固定ボルトに作用しないこと及び余震による鉛直震度が 1G を超えないため上蓋の浮き上がりによる固定ボルトの引張が起これない。

(a-2-1) 重畳時

(a-2-1-1) せん断応力<重畳時>

余震による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は、以下の式より算出する。

$$\tau_{k s d} = \frac{K_{H s d}}{n \cdot A_b}$$

ここで、

$\tau_{k s d}$: 固定ボルトに作用するせん断応力 (MPa)

n : 固定ボルトの本数 (本)

A_b : 固定ボルトの呼び径の断面積 (mm²) 呼び径 M20 mm より

$$\begin{aligned} A_b &= \pi \cdot 20^2 / 4 \\ &= 3.14159 \times 20^2 / 4 \\ &= 314.159 \end{aligned}$$

表 6.9.1-(2)-i-12 固定ボルトのせん断応力

固定ボルト本数 n (本)	固定ボルトの断面積 A_b (mm ²)	せん断応力* τ_k (MPa)
20	314.159	2

注記 * 水密ハッチの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_{k s d} = \frac{7795.88}{20 \times 314.159}$$

$$= 1.24075$$

小数点第一位以下切り上げより 2 MPa

(a-2-2) 地震時

(a-2-2-1) せん断応力<地震時>

地震 (S_s) による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は、以下の式より算出する。

$$\tau_{k s s} = \frac{K_{H s s}}{n \cdot A_b}$$

ここで、

$\tau_{k s s}$: 水平方向の地震荷重 (S_s) による固定ボルトに作用するせん断応力 (MPa)

水密ハッチの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_{k s s} = \frac{24065.6}{20 \times 314.159}$$

$$= 3.83016$$

小数点第一位以下切り上げより 4 MPa

(ハ) 許容応力

許容応力は、 S_s 地震時、浸水津波 + S_d 地震時は、供用状態 C (許容応力状態 III_{A S}) として設定する。

(a-1) 上蓋の許容応力
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-1) 許容曲げ応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_b &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-3) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 固定ボルトの許容応力
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-3) 組合せを考慮した許容引張応力

$$\begin{aligned} f_{ts} &= 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{kss} \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 4 \\ &= 207.8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$> 1.5 \cdot f_t = 153 \text{ MPa}$ より
許容引張応力は $1.5 \cdot f_t$ を使用する。

(c) 応力評価結果

イ. S_s 地震時

S_s 地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-i-13 に示す。

表 6.9.1-(2)-i-13 耐震評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチ	上蓋	曲げ	10	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	11	204	○
	固定ボルト	せん断	4	117	○

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

ロ. 基準津波と余震による重畳時

基準津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-i-14 に示す。

表 6.9.1-(2)-i-14 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチ	上蓋	曲げ	12	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	13	204	○
	固定ボルト	せん断	2	117	○

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

ハ. 敷地の遡上する津波と余震による重畳時

敷地の遡上する津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-i-15 に示す。

表 6.9.1-(2)-i-15 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチ	上蓋	曲げ	32	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	33	204	○
	固定ボルト	せん断	2	117	○

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

以上より発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が構造健全性を有することを確認した。

j. 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a) 固有値解析

イ. 固有周期の計算

蓋は、たて方向に基礎ボルトにより支持されていることから、たて方向で支持された蓋端間の両端単純支持ばりとしてモデル化する。両端単純支持ばりの一次固有振動数は、「機械工学便覧(1986年), 日本機械学会」より、次のとおり与えられる。

$$f = \lambda^2 / (2\pi \cdot L^2) \cdot \sqrt{E \cdot I / (\rho \cdot A)}$$

ここで、

f : 一次固有振動数 (Hz)

λ : 振動数係数 = π

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の構造図を 6.9.1-10 に示す。

図 6.9.1-10 に示す構造図から、はりの長さをそれぞれ以下のとおりとする。

L : はりの長さ (mm) = 850

850 (mm) = 0.85 (m)

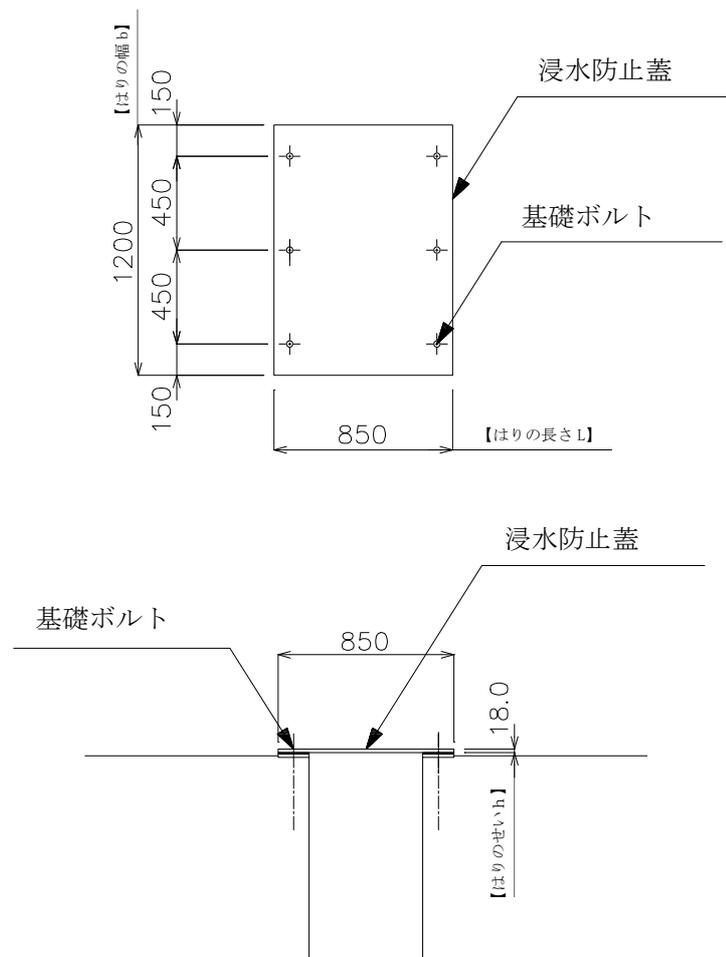


図 6.9.1-10 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の構造図

$$E : \text{縦弾性係数 (MPa)} = 1.93 \times 10^8$$

温度 50 °Cにおけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 より、
 $193000 \text{ (MPa)} = 1.93 \times 10^{11} \text{ (Pa)}$

$$I : \text{断面二次モーメント (mm}^4\text{)} = 5.832 \times 10^5$$

$$5.832 \times 10^5 \text{ (mm}^4\text{)} = 5.832 \times 10^{-7} \text{ (m}^4\text{)}$$

$$I = b \cdot h^3 / 12$$

図 6.9.1-10 に示す構造図から、はりの幅 b 及びはりのせい h をそれぞれ以下のとおりとする。

$$b : \text{はりの幅 (mm)} = 1200$$

$$1200 \text{ (mm)} = 1.2 \text{ (m)}$$

$$h : \text{はりのせい (蓋の厚さ) (mm)} = 18.0$$

$$18.0 \text{ (mm)} = 0.018 \text{ (m)}$$

以上より、

$$I = b \cdot h^3 / 12$$

$$= 1.2 \times 0.018^3 / 12$$

$$= 5.83200 \times 10^{-7}$$

$$= 5.832 \times 10^{-7} \text{ m}^4$$

$$\rho : \text{はりの単位体積質量 (kg/mm}^3\text{)} = 7.93 \times 10^{-6}$$

$$7.93 \times 10^{-6} \text{ (kg/mm}^3\text{)} = 7.93 \times 10^3 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

(「JIS G4310 (1999) ステンレス鋼板及び耐熱鋼板質量算出方法 表 1 ステンレス鋼板の基本質量」より)

$$A : \text{はりの断面積 (mm}^2\text{)} = 2.160 \times 10^4$$

$$2.160 \times 10^4 \text{ (mm}^2\text{)} = 2.160 \times 10^{-2} \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A = b \cdot h$$

$$= 1.2 \times 0.018$$

$$= 2.160 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

以上より、

$$f = \pi^2 / (2\pi \cdot 0.85^2) \cdot \sqrt{(1.93 \times 10^{11} \times 5.832 \times 10^{-7} / (7.93 \times 10^3 \times 2.160 \times 10^{-2}))}$$

$$= 55.7321$$

$$= 55 \text{ Hz}$$

$$T = 1/55 = 0.0181818 \text{ s} = 0.019 \text{ s}$$

ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.019 s であり、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

(b) 評価条件の整理

イ. 固定荷重

固定荷重は以下のとおりとする。

$$D = m_D \cdot g$$

ここで、

D : 固定荷重 (N)

m_D : 蓋の質量 (kg)

g : 重力加速度 (m/s^2)

$$m_D = A \cdot t \cdot \rho$$

ここで、

A : 蓋の面積 (mm^2)

t : 蓋の厚さ (mm) = 18.0

ρ : 蓋の単位体積質量 (kg/mm^3) = 7.93×10^{-6}

以上より、

$$A = 850 \times 1200$$

$$= 1020000 \text{ mm}^2 = 1.020 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$m_D = 1.020 \times 10^6 \times 18.0 \times 7.93 \times 10^{-6}$$

$$= 145.594 \text{ kg}$$

保守的に 200 kg とする。

$$D = 200 \times 9.80665$$

$$= 1961.33 \text{ N}$$

ロ. 風荷重及び積雪荷重

添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重の組合せに基づき、考慮しない。

(c) 応力計算

イ. 溢水時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

蓋の自重が基礎ボルトに、せん断力として作用する。

蓋の質量は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-1-1) 発生荷重<溢水時>基礎ボルト 1 本当りのせん断力

$$Q = m_D \cdot g / n$$

ここで、

Q : 基礎ボルト 1 本当りのせん断力 (N/本)

m_D : 蓋の質量 (kg) = 200

g : 重力加速度 (m/s^2) = 9.80665

n : 基礎ボルト本数 = 6

以上より、

$$\begin{aligned} Q &= 200 \times 9.80665 / 6 \\ &= 326.888 \text{ N/本} \end{aligned}$$

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 溢水荷重

溢水荷重は以下のとおりとする。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、

P_h : 浸水津波荷重 (MPa)

ρ : 溢水の密度 (kg/m^3) = 1030

g : 重力加速度 (m/s^2) = 9.80665

h : 溢水水位 (m) = 8.2

なお、添付書類「V-1-1-8-4 溢水影響に関する評価」に示すとおり、屋外タンク等の破損により生じる溢水はEL. 8.0 mの敷地において0.1mの浸水深であったが、ここでは保守的に原子炉建屋及びタービン建屋の設置高さであるEL. 8.2 mまで浸水した場合を想定し、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋が設置される敷地高さであるEL. 0.8mの標高を差し引かずに8.2mの溢水水位を設定した。

以上より、

$$\begin{aligned} P_h &= 1030 \times 9.80665 \times 8.2 / 10^6 \\ &= 0.0828269 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する溢水荷重（水平方向）は、蓋を介して基礎ボルトに伝達し、基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 発生荷重<溢水時>

溢水荷重	$w = P_h$ $= 0.0828269 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 0.85 \times 10^3 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2/8$ $= 0.0828269 \times (0.85 \times 10^3)^2/8$ $= 7480.30 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L/2$ $= 0.0828269 \times 0.85 \times 10^3/2$ $= 35.2014 \text{ N}/\text{mm}$

(a-1-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 18.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2/6$ $= 18.0^2/6$ $= 54 \text{ mm}^3/\text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$ $= 18 \text{ mm}^2/\text{mm}$

(a-1-3) 発生応力<溢水時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 7480.30 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 35.2014 \text{ N}/\text{mm}$
曲げ応力	$\sigma_b = M/Z$ $= 7480.30/54$ $= 138.524$ $= 139 \text{ MPa}$
せん断応力	$\tau = Q/A_s$ $= 35.2014/18$ $= 1.95563$ $= 2 \text{ MPa}$
組合せ応力（曲げ+せん断）	$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$ $= \sqrt{(139^2 + 3 \times 2^2)}$ $= 139.043$

= 140 MPa

(a-2) 基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重は、蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 発生荷重<溢水時>

(a-2-1-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

$$\begin{aligned} \text{溢水荷重} & w = P_h \\ & P_h = 0.0828269 \text{ MPa} \\ \text{支点間距離} & L = 0.85 \times 10^3 \text{ mm} \\ \text{蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力} & Q = w \cdot L/2 \\ & = 0.0828269 \times 0.85 \times 10^3 / 2 \\ & = 35.2014 \text{ N/mm} \\ \text{基礎ボルトの負担幅(mm)} & b = 450 \text{ mm} \\ \text{基礎ボルトの引張荷重} & P_{tb} = Q \cdot b \\ & = 35.2014 \times 450 \\ & = 15840.6 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-2-1-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

$$\begin{aligned} \text{蓋の質量} & m_D = 200 \text{ kg} \\ \text{基礎ボルト本数} & n = 6 \text{ 本} \\ \text{基礎ボルトに作用するせん断荷重} & Q = m_D \cdot g/n \\ & = 200 \times 9.80665 / 6 \\ & = 326.888 \text{ N/本} \end{aligned}$$

(a-2-2) 断面性能

$$\begin{aligned} \text{基礎ボルトの呼び径 (M16)} & \phi = 16 \text{ mm} \\ \text{基礎ボルトの呼び径断面積} & A_m = \pi/4 \cdot \phi^2 \\ & = 201.061 \text{ mm}^2 \\ & = 201.1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-3) 発生応力<溢水時>

$$\begin{aligned} \text{基礎ボルトの引張応力} & \sigma_t = P_{tb}/A_m \\ & = 15840.6/201.1 \\ & = 78.7697 \\ & = 79 \text{ MPa} \\ \text{基礎ボルトのせん断応力} & \tau = Q/A_m \\ & = 326.888/201.1 \\ & = 1.62549 \end{aligned}$$

=2 MPa

ロ. S_s 地震時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は、「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) S_s 地震荷重

固有値解析の結果より、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期は、0.05s 以下であるため、剛構造であることから、 S_s 地震荷重を求めるための設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮して設定する。設計震度を表6.9.1-(2)-j-1に示す。

表 6.9.1-(2)-j-1 応力評価に用いる S_s 地震荷重の設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		基準地震動 S_s	取水構造物 EL. 0.800 (EL. 0.300*2)
		鉛直方向 C_V	1.03

注記 *1: 「4. 固有周期」より、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期が0.05s以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 基準床レベルを示す。

基準地震動 S_s による地震荷重は以下のとおりとする。

$$W_{hk} = C_H \cdot m_D \cdot g$$

$$W_{vk} = C_V \cdot m_D \cdot g$$

$$w_{hk} = C_H \cdot m_D \cdot g / A$$

ここで、

W_{hk} : 基準地震動 S_s による水平地震荷重 (N)

W_{vk} : 基準地震動 S_s による鉛直地震荷重 (N)

w_{hk} : 基準地震動 S_s による水平地震等分布荷重 (MPa)

C_H : 基準地震動 S_s による水平方向の設計震度 = 1.10

C_V : 基準地震動 S_s による鉛直方向の設計震度 = 1.03

m_D : 蓋の自重による質量 (設計値) (kg) = 200

g : 重力加速度 (m/s^2) = 9.80665

A : 蓋の面積 (mm^2) = 1.020×10^6

以上より、

$$\begin{aligned} W_{hk} &= 1.10 \times 200 \times 9.80665 \\ &= 2.15746 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$W_{vk} = 1.03 \times 200 \times 9.80665$$

$$\begin{aligned} &= 2.02016 \times 10^3 \text{ N} \\ w_{hk} &= 1.10 \times 200 \times 9.80665 / (1.020 \times 10^6) \\ &= 2.11515 \times 10^{-3} \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する地震力（水平方向及び鉛直方向）は、蓋を介して基礎ボルトに伝達し、基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。
蓋の鉛直地震荷重による面内応力は、発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1) 発生荷重<S_s地震時>

$$\begin{aligned} \text{蓋に作用する水平地震等分布荷重} \quad w &= w_{hk} \\ &= 2.11515 \times 10^{-3} \text{ MPa} \\ \text{支点間距離} \quad L &= 0.85 \times 10^3 \text{ mm} \\ \text{単位幅当たり曲げモーメント} \quad M &= w \cdot L^2 / 8 \\ &= 2.11515 \times 10^{-3} \times (0.85 \times 10^3)^2 / 8 \\ &= 191.024 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm} \\ \text{単位幅当たりせん断力} \quad Q &= w \cdot L / 2 \\ &= 2.11515 \times 10^{-3} \times 0.85 \times 10^3 / 2 \\ &= 0.898938 \text{ N}/\text{mm} \end{aligned}$$

(a-1-2) 断面性能

$$\begin{aligned} \text{蓋の厚さ} \quad t &= 18.0 \text{ mm} \\ \text{蓋の単位幅当たりの断面係数} \quad Z &= t^2 / 6 \\ &= 18.0^2 / 6 \\ &= 54 \text{ mm}^3/\text{mm} \\ \text{蓋の単位幅当たりのせん断断面積} \quad A_s &= t \\ &= 18 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

(a-1-3) 発生応力<S_s地震時>

$$\begin{aligned} \text{単位幅当たり曲げモーメント} \quad M &= 191.024 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm} \\ \text{単位幅当たりせん断力} \quad Q &= 0.898938 \text{ N}/\text{mm} \\ \text{曲げ応力} \quad \sigma_b &= M / Z \\ &= 191.024 / 54 \\ &= 3.53748 \\ &= 4 \text{ MPa} \\ \text{せん断応力} \quad \tau &= Q / A_s \\ &= 0.898938 / 18 \\ &= 0.0499410 \\ &= 1 \text{ MPa} \\ \text{組合せ応力 (曲げ+せん断)} \quad \sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \sqrt{4^2 + 3 \times 1^2} \\
&= 4.35889 \\
&= 5 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

(a-2) 基礎ボルト

蓋に作用する水平地震力及び鉛直地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 発生荷重<S_s地震時>

(a-2-1-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力	Q=0.898938 N/mm
基礎ボルトの負担幅(mm)	b=450 mm
基礎ボルトの引張荷重	P _{tb} =Q・b
	=0.898938×450
	=404.522 N

(a-2-1-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋の質量	m _D =200 kg
基礎ボルト本数	n=6 本
鉛直地震荷重	W _{vk} =2.02016×10 ³ N
基礎ボルトに作用するせん断荷重	Q = (m _D ・g + W _{vk}) / n
	= (200×9.80665 + 2.02016×10 ³) / 6
	=663.581 N/本

(a-2-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)	φ = 16 mm
基礎ボルトの呼び径断面積	A _m = π / 4 ・ φ ²
	= 201.061 mm ²
	= 201.1 mm ²

(a-2-3) 発生応力<S_s地震時>

基礎ボルトの引張応力	σ _t = P _{tb} / A _m
	= 404.522 / 201.1
	= 2.01154
	= 3 MPa
基礎ボルトのせん断応力	τ = Q / A _m
	= 663.581 / 201.1
	= 3.30039

=4 MPa

ハ. 溢水+S_d地震時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は、「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 溢水荷重

溢水荷重は、「溢水時」と同じ値とする。

(a-4) S_d地震荷重

S_d地震荷重は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d-D1 に伴う地震力とする。固有値解析の結果より、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期は、0.05s 以上であるため、剛構造であることから、S_d地震荷重を求めるための設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。設計震度を表 6.9.1-(2)-j-2 に示す。

表 6.9.1-(2)-j-2 応力評価に用いる S_d地震荷重の設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度*1	
		弾性設計用 地震動 S _d -D1	取水構造物 EL. 0.800 (EL. 0.300*2)
		鉛直方向 C _{Vs d}	0.43

注記 *1: 「4. 固有周期」に示したとおり、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 基準床レベルを示す。

余震による地震荷重は以下のとおりとする。

$$W_{hksd} = C_{Hsd} \cdot m_D \cdot g$$

$$W_{vksd} = C_{Vsd} \cdot m_D \cdot g$$

$$w_{hksd} = C_{Hsd} \cdot m_D \cdot g / A$$

ここで、

W_{hksd} : 余震による水平地震荷重 (N)

W_{vksd} : 余震による鉛直地震荷重 (N)

w_{hksd} : 余震による水平地震等分布荷重 (MPa)

C_{Hsd} : 余震による水平方向の設計震度 = 0.61

C_{Vsd} : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.43

m_D : 蓋の自重による質量 (設計値) (kg) = 200

g : 重力加速度 (m/s^2) = 9.80665

A : 蓋の面積 (mm^2) = 1.020×10^6

以上より、

$$W_{hksd} = 0.61 \times 200 \times 9.80665$$

$$= 1.19641 \times 10^3 \text{ N}$$

$$W_{vksd} = 0.43 \times 200 \times 9.80665$$

$$= 8.43371 \times 10^2 \text{ N}$$

$$w_{hksd} = 0.61 \times 200 \times 9.80665 / (1.020 \times 10^6)$$

$$= 1.17295 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する溢水荷重及び S_d 地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達し、基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。
蓋の鉛直地震荷重による面内応力は、発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1) 発生荷重<溢水+S_d地震時>

溢水荷重による水平等分布荷重

$$\begin{aligned}w_h &= P_h \\ &= 0.0828269 \text{ MPa}\end{aligned}$$

蓋に作用する水平地震等分布荷重

$$w_{hksd} = 1.17295 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

蓋に作用する水平等分布荷重

$$\begin{aligned}w &= w_h + w_{hksd} \\ &= 0.0828269 + 1.17295 \times 10^{-3} \\ &= 0.0839998 \text{ MPa}\end{aligned}$$

支点間距離

$$L = 0.85 \times 10^3 \text{ mm}$$

単位幅当たり曲げモーメント

$$\begin{aligned}M &= w \cdot L^2 / 8 \\ &= 0.0839998 \times (0.85 \times 10^3)^2 / 8 \\ &= 7586.23 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}\end{aligned}$$

単位幅当たりせん断力

$$\begin{aligned}Q &= w \cdot L / 2 \\ &= 0.0839998 \times 0.85 \times 10^3 / 2 \\ &= 35.6999 \text{ N}/\text{mm}\end{aligned}$$

(a-1-2) 断面性能

蓋の厚さ

$$t = 18.0 \text{ mm}$$

蓋の単位幅当たりの断面係数

$$\begin{aligned}Z &= t^2 / 6 \\ &= 18.0^2 / 6 \\ &= 54 \text{ mm}^3/\text{mm}\end{aligned}$$

蓋の単位幅当たりのせん断断面積

$$\begin{aligned}A_s &= t \\ &= 18 \text{ mm}^2/\text{mm}\end{aligned}$$

(a-1-3) 発生応力<溢水+S_d地震時>

単位幅当たり曲げモーメント

$$M = 7586.23 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$$

単位幅当たりせん断力

$$Q = 35.6999 \text{ N}/\text{mm}$$

曲げ応力

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M / Z \\ &= 7586.23 / 54 \\ &= 140.485 \\ &= 141 \text{ MPa}\end{aligned}$$

せん断応力

$$\tau = Q / A_s$$

組合せ応力 (曲げ+せん断)

$$= 35.6999/18$$

$$= 1.98332$$

$$= 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$

$$= \sqrt{(141^2 + 3 \times 2^2)}$$

$$= 141.042$$

$$= 142 \text{ MPa}$$

(a-2) 基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重及び S_d 地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 発生荷重<溢水+S_d地震時>

(a-2-1-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力 $Q=35.6999$ N/mm

基礎ボルトの負担幅(mm) $b=450$ mm

基礎ボルトの引張荷重 $P_{tb}=Q \cdot b$
 $=35.6999 \times 450$
 $=16064.9$ N

(a-2-1-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋の質量 $m_D=200$ kg

基礎ボルト本数 $n=6$ 本

鉛直地震荷重 $W_{vksd}=8.43371 \times 10^2$ N

基礎ボルトに作用するせん断荷重

$Q=(m_D \cdot g + W_{vksd}) / n$
 $= (200 \times 9.80665 + 8.43371 \times 10^2) / 6$
 $=467.450$ N/本

(a-2-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16) $\phi=16$ mm

基礎ボルトの呼び径断面積 $A_m = \pi / 4 \cdot \phi^2$
 $=201.061$ mm²
 $=201.1$ mm²

(a-2-3) 発生応力<溢水+S_d地震時>

基礎ボルトの引張応力 $\sigma_t = P_{tb} / A_m$
 $=16064.9 / 201.1$
 $=79.8851$
 $=80$ MPa

基礎ボルトのせん断応力 $\tau = Q / A_m$
 $=467.450 / 201.1$
 $=2.32446$
 $=3$ MPa

(d) 許容応力

許容応力は、供用状態 C (許容応力状態Ⅲ_AS) として設定する。

許容応力の設定に用いる設計降伏点 S_y 及び設計引張強さ S_u は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 8 及び表 9 を用いて計算する。

温度 50 °C におけるオーステナイト系ステンレス鋼の設計降伏点 S_y 及び設計引張強さ S_u は、温度 40 °C における設計降伏点 S_y 及び設計引張強さ S_u と、温度 75 °C における設計降伏点 S_y 及び設計引張強さ S_u より、比例法を用いて計算する。

温度 50 °C におけるオーステナイト系ステンレス鋼の設計降伏点 S_y

温度 40 °C における設計降伏点 $S_y=205$ MPa, 温度 75 °C における設計降伏点 $S_y=183$ MPa であるため, $205 + (183 - 205) \times (50 - 40) / (75 - 40) = 198.714 = 198$ MPa

温度 50 °C におけるオーステナイト系ステンレス鋼の設計引張強さ S_u

温度 40 °C における設計引張強さ $S_u=520$ MPa, 温度 75 °C における設計引張強さ $S_u=466$ MPa であるため, $520 + (466 - 520) \times (50 - 40) / (75 - 40) = 504.571 = 504$ MPa

イ. 蓋の許容応力

許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [198, 0.7 \times 504] \\ &= \min [198, 352] \\ &= 198 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(イ) 溢水時, S_s 地震時, 溢水 + S_d 地震時

(a-1) 許容曲げ応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_b &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (198/1.5) \times 1.5 \\ &= 132 \times 1.5 \\ &= 198 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{198 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 76 \times 1.5 \\ &= 114 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (198/1.5) \times 1.5 \\ &= 132 \times 1.5 \\ &= 198 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ロ. 基礎ボルトの許容応力
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [198, 0.7 \times 504] \\ &= \min [198, 352] \\ &= 198 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(イ) 溢水時

(a-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (198/2) \times 1.5 \\ &= 99 \times 1.5 \\ &= 148 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{198 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 76 \times 1.5 \\ &= 114 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 組合せ応力

組合せ応力の許容応力として、せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力 $\tau = 2 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 148 - 1.6 \times 2 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ここで,

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (198/2) \times 1.5 \\ &= 99 \times 1.5 \\ &= 148 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 148 \text{ MPa} \end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (204, 148) \\ &= 148 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ) S_s 地震時

(a-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (198/2) \times 1.5 \\ &= 99 \times 1.5 \\ &= 148 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{198 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 76 \times 1.5 \\ &= 114 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-3) 組合せ応力

組合せ応力の許容応力として、せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力 $\tau = 4$ MPa

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 148 - 1.6 \times 4 \\ &= 207 - 1.6 \times 4 \\ &= 200 \text{ MPa}\end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (198/2) \times 1.5 \\ &= 99 \times 1.5 \\ &= 148 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 148 \text{ MPa}\end{aligned}$$

以上より、

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (200, 148) \\ &= 148 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(ハ) 溢水+S_d地震時

(a-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (198/2) \times 1.5 \\ &= 99 \times 1.5 \\ &= 148 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{198 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 76 \times 1.5 \\ &= 114 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-3) 組合せ応力

組合せ応力の許容応力として、せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力 $\tau = 3 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 148 - 1.6 \times 3 \\ &= 207 - 1.6 \times 3 \\ &= 202 \text{ MPa}\end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (198/2) \times 1.5 \\ &= 99 \times 1.5 \\ &= 148 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 148 \text{ MPa}\end{aligned}$$

以上より、

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (202, 148) \\ &= 148 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(e) 応力評価結果

イ. 溢水時

溢水時の評価結果を表 6.9.1-(2)-j-3 に示す。

表 6.9.1-(2)-j-3 溢水時の応力評価結果 (蓋, 基礎ボルト)

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
蓋	曲げ	139	198	OK
	せん断	2	114	OK
	組合せ*1	140	198	OK
基礎ボルト	引張	79	148*2	OK
	せん断	2	114	OK

注記 *1: 曲げ (σ_b) とせん断 (τ) の組合せ発生応力 $\leq f_t$ で評価

*2: $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \cdot \tau, f_{t0}]$ より算出

ロ. S_s地震時

S_s地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-j-4 に示す。

表 6.9.1-(2)-j-4 S_s地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
蓋	曲げ	4	198	OK
	せん断	1	114	OK
	組合せ*1	5	198	OK
基礎ボルト	引張	3	148*2	OK
	せん断	4	114	OK

注記 *1：曲げ（ σ_b ）とせん断（ τ ）の組合せ発生応力 ≤ f_t で評価

*2： $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \cdot \tau, f_{t0}]$ より算出

ハ. 溢水+S_d地震時

溢水+S_d地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-j-5 に示す。

表 6.9.1-(2)-j-5 溢水+S_d地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
蓋	曲げ	141	198	OK
	せん断	2	114	OK
	組合せ*1	142	198	OK
基礎ボルト	引張	80	148*2	OK
	せん断	3	114	OK

注記 *1: 曲げ (σ_b) とせん断 (τ) の組合せ発生応力 $\leq f_t$ で評価

*2: $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \cdot \tau, f_{t0}]$ より算出

6.10.1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明

6.10.1.1 概要

本資料は、津波監視設備のうち津波・構内監視カメラの耐震計算の詳細について説明するものである。津波・構内監視カメラは、地震後の繰返しの襲来を想定した津波に対し、昼夜問わず敷地への津波の襲来状況を監視するために設置する。このため、耐震性に関する設計としては、基準地震動 S_s による地震力に対して津波監視機能が維持できる設計とする。また、風及び積雪による荷重を考慮するとともに波力及び漂流物の影響を受けない位置へ設置する設計とする。対象となる津波・構内監視カメラの配置を図 6.10.1-1 に示す。

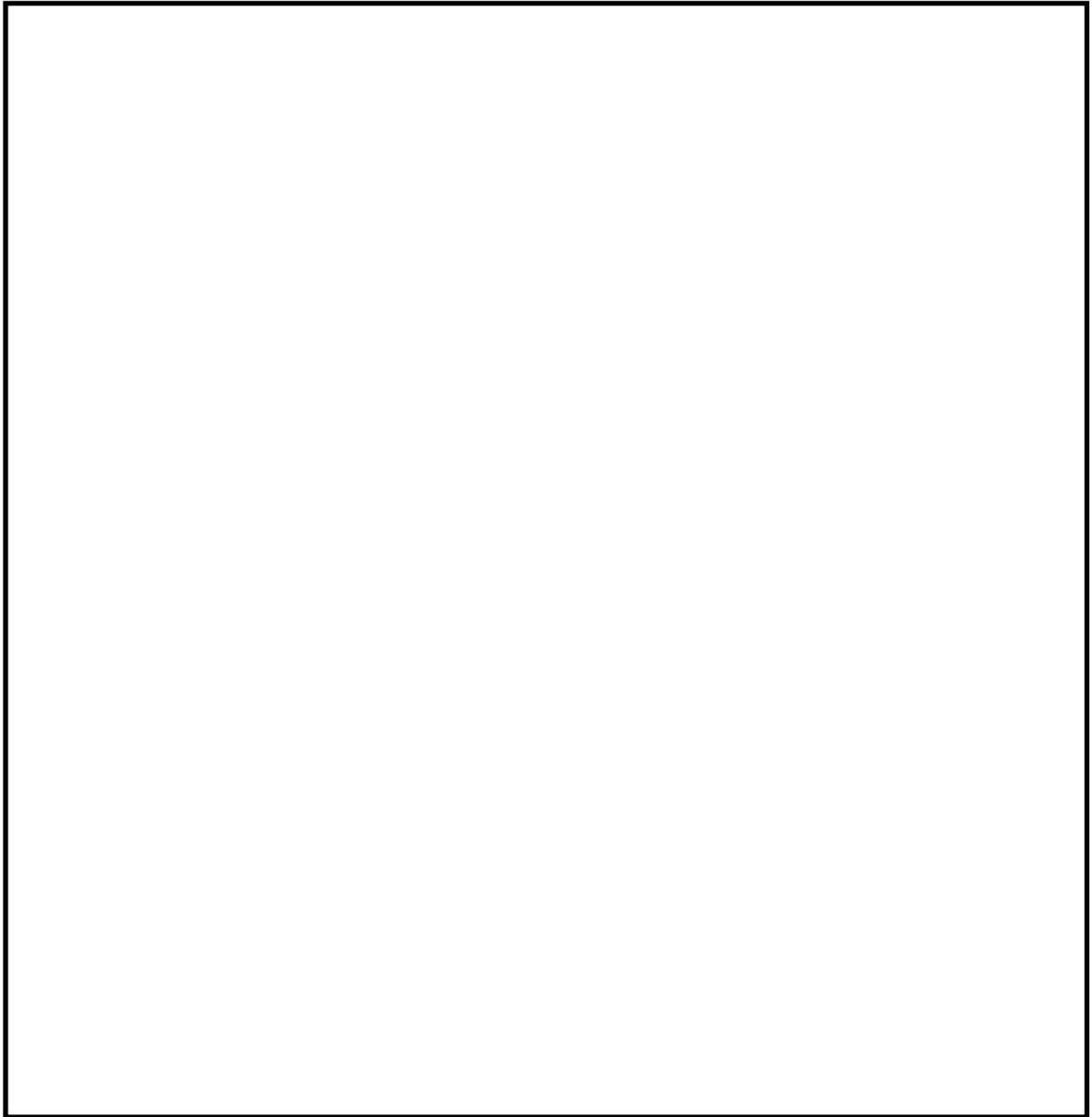


図 6-10-1-1 津波・構内監視カメラ配置図

6.10.1.2 基本方針

津波・構内監視カメラの耐震計算は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、津波・構内監視カメラが設計用地震力に対して十分な構造強度及び電気的機能を有していることを確認する。

耐震計算に当たっては津波・構内監視カメラの構成機器を踏まえ評価対象機器を以下の通り設定する。

- (1) カメラ本体
- (2) 中央制御室制御盤
- (3) 緊急時対策所制御盤
- (4) 中央制御室監視モニタ
- (5) 緊急時対策所監視モニタ

6.10.1.3 評価方法

(1) カメラ本体

a. 一般事項

図 6.10.1-2 にカメラ本体の概略構造図を示す。

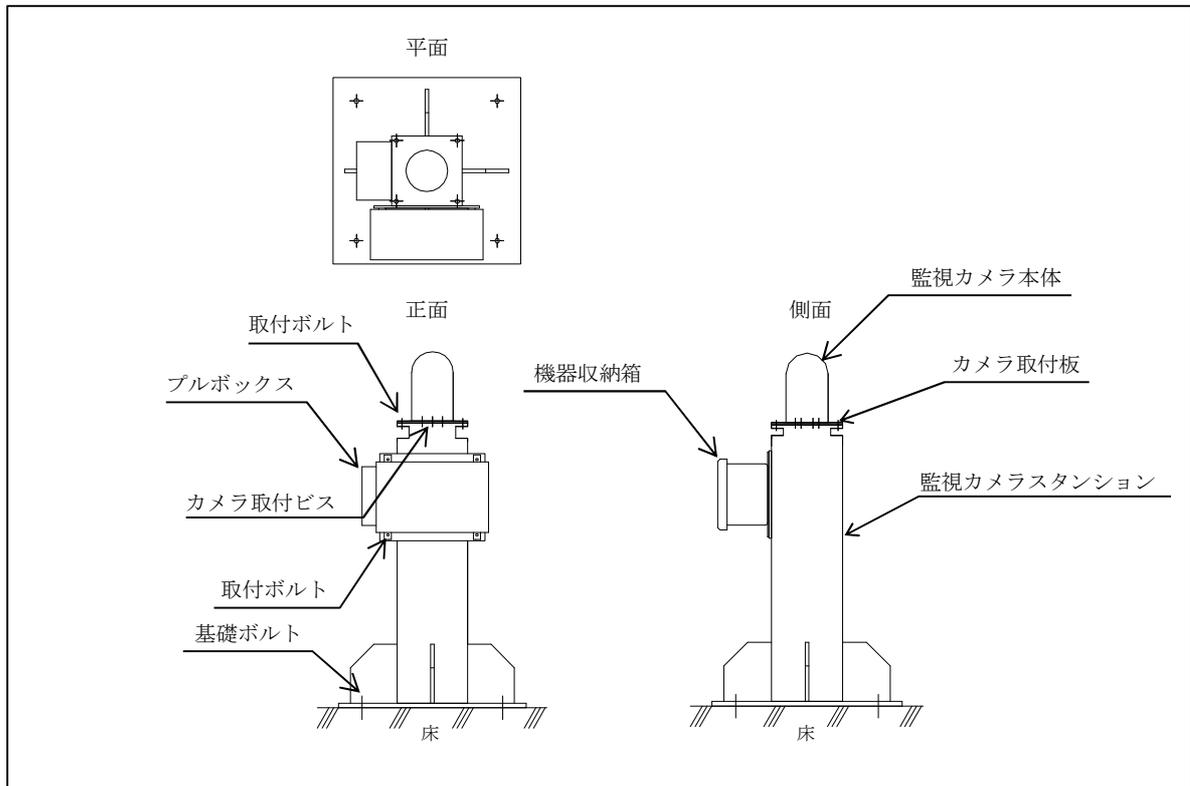


図 6.10.1-2 概略構造図(カメラ本体)

b. 評価条件

< 基準地震動 >

設置場所の評価用震度 (1.2DASs×1.5, Ss8 波包絡) を適用する。

設置場所：原子炉建屋屋上 水平方向震度 (CH) :2.45

鉛直方向震度 (CV) :1.88

防潮堤上部* 水平方向震度 (CH) :1.87

鉛直方向震度 (CV) :1.12

注記 *: 据付場所が異なるため、包絡する原子炉建屋の設計用地震力で評価する。

< 雰囲気温度 >

40℃ (屋外)

c. 固有周期

水平方向の固有周期は次式にて求める。

$$T=2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{1000} \cdot \left(\frac{h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{h}{A_s \cdot G} \right)}$$

ここで

E : 縦弾性係数

I : 断面二次モーメント

A_s : 最小有効せん断断面積

G : せん断弾性係数

縦弾性係数 E を J S M E N C 1 付録図表 Part6 表 1 より、比例法を用いて求める。

20℃における E : 195000 MPa, 50℃における E : 193000 MPa

$$40℃における E=195000+(195000-193000)/(20-50) \times (40-20) \\ =194000 \text{ (MPa)}$$

断面二次モーメント $I=1.83E+08 \text{ (m}^4)$

最小有効せん断断面積 $A_s=2 \cdot (a-2 \cdot 2t) \cdot t$

ここで

a : 鋼材幅

t : 鋼材厚さ

$$A_s=2 \times (300-2) \times 2 \times 12 \times 12 \\ =6048 \text{ (mm}^2)$$

せん断弾性係数 $G=E/(2 \cdot (1+\nu))$

ここで

ν : ポアソン比

$$G=194000/(2 \times (1+0.3)) \\ =74615.38462 \\ =74600 \text{ (MPa)}$$

上記より、水平方向の固有周期 T は

固有振動数 f は

固有周期は であり 0.05s 以下であることから、津波・構内監視カメラ（カメラ本体）は剛構造である。

d. 応力計算

<自然現象の荷重の組み合わせ>

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）は屋外に設置されるため、耐震計算に考慮する荷重の組合せは以下のとおりとする。

$$\text{基準地震動 (S}_s\text{)} + \text{風荷重 (Pk)} + 0.35 \times \text{積雪荷重 (Ps)}$$

<風荷重>

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）に作用する風荷重 Pk は次式にて求める。

$$Pk = q \times B \times H \times Cf$$

ここで

q：減速圧

B：被対象物幅

H：被対象物高さ

Cf：風力係数

減速圧 q は次式にて求める。

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

ここで

E：速度圧の高さ方向の分布を示す係数

V₀：基準風速 = 30 m/s

速度圧の高さ方向の分布を示す係数 E は次式にて求める。

$$E = E_r^2 \times G_f$$

ここで

E_r：平均風速の高さ方向の分布を示す係数

G_f：ガスト影響係数 = 2

平均風速の高さ方向の分布を示す係数 E_r は次式にて求める。

$$E_r = 1.7 \times (H_a / ZG)^\alpha$$

ここで

H_a：建物高さ = 58.4749 m

ZG：地表面粗度区分に応じて求められる係数 = 350 m

α：地表面粗度区分に応じて求められる係数 = 0.15

以上より、減速圧 q は

$$E_r = 1.7 \times (58.4749 / 350)^{0.15}$$

$$= 1.299822$$

$$= 1.3$$

$$E = 1.3^2 \times 2$$

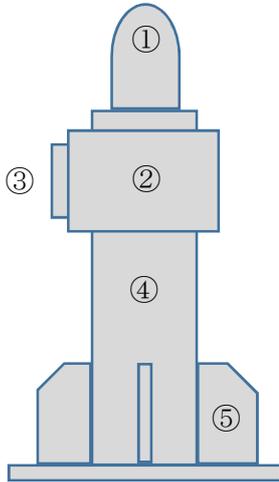
$$= 3.38$$

$$\begin{aligned}q &= 0.6 \times 3.38 \times 30^2 \\ &= 1825.2 \\ &= \underline{1826 \text{ N/mm}^2}\end{aligned}$$

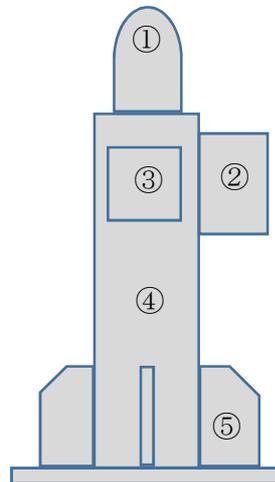
＜津波・構内監視カメラ（カメラ本体）への受風角度及び各種値＞

以下に津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の受風角度及び各種値（B, H, Cf）を示す。なお、風力係数 Cf は日本建築学会 建築物荷重指針・同解説（2004）の値を使用する。

カメラ本体正面



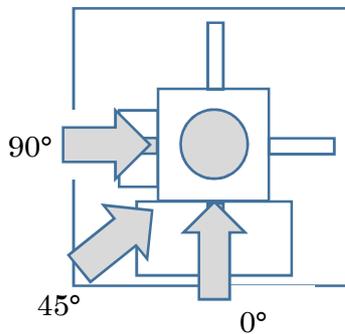
カメラ本体側面



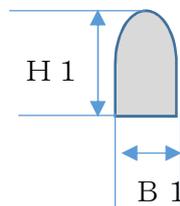
（被対象物）

- ①監視カメラ
- ②機器収納箱
- ③プルボックス
- ④架台
- ⑤架台下部

①監視カメラ



垂直断面



①監視カメラ

被対象物幅 B1

$$B1=0.1788 \text{ m}$$

被対象物高さ H1

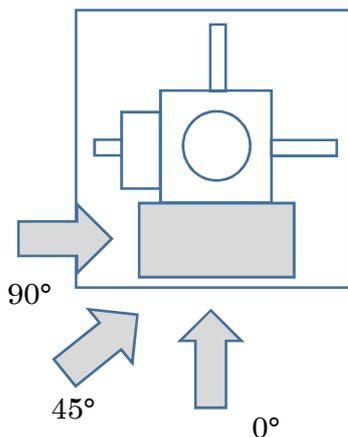
$$H1=0.2949 \text{ m}$$

風力係数 Cf1

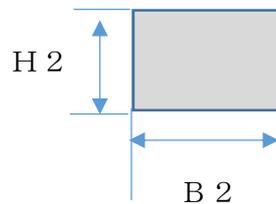
水平断面積形状：円形

$$Cf1=1.2$$

②機器収納箱



垂直断面



②機器収納箱

被対象物幅 B2

$$B2=0.48 \text{ m}$$

被対象物高さ H2

$$H2=0.3 \text{ m}$$

風力係数 Cf2

水平断面積形状：長方形

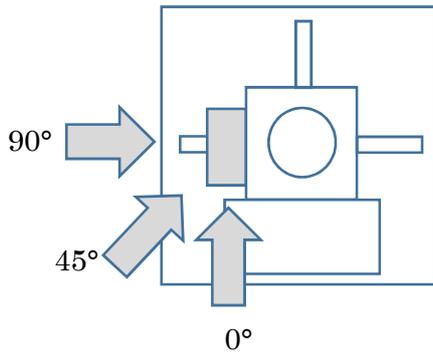
$$0Cf_{y2}=2.4(0^\circ)$$

$$45Cf_{x2}=0.7(45^\circ)$$

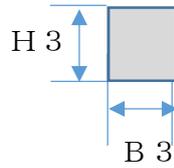
$$45Cf_{y2}=1.6(45^\circ)$$

$$90Cf_{x2}=0.8(90^\circ)$$

③プルボックス



垂直断面



③プルボックス

被対象物幅 B3

$$B3=0.25 \text{ m}$$

被対象物高さ H3

$$H3=0.25 \text{ m}$$

風力係数 Cf3

水平断面積形状：長方形

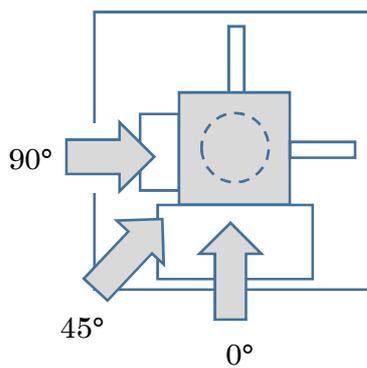
$$0Cf_{y3}=0.8(0^\circ)$$

$$45Cf_{x3}=1.6(45^\circ)$$

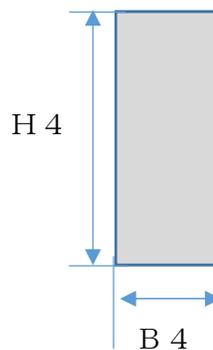
$$45Cf_{y3}=0.7(45^\circ)$$

$$90Cf_{x3}=2.4(90^\circ)$$

④架台



垂直断面



④架台

被対象物幅 B4

$$B4=0.3 \text{ m}$$

被対象物高さ H4

$$H4=0.95 \text{ m}$$

風力係数 Cf4

水平断面積形状：正方形

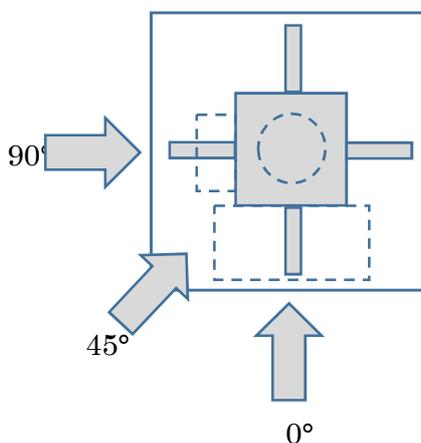
$$0Cf_{y4}=2.1(0^\circ)$$

$$45Cf_{x4}=1.6(45^\circ)$$

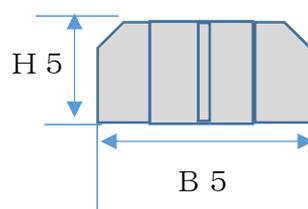
$$45Cf_{y4}=1.6(45^\circ)$$

$$90Cf_{x4}=2.1(90^\circ)$$

⑤ 架台下部



垂直断面



⑤架台下部

被対象物幅 B5

$$B5=0.7 \text{ m}$$

被対象物高さ H5

$$H5=0.25 \text{ m}$$

風力係数 Cf5

水平断面積形状：L形

$$0Cf_{y5}=1.9(0^\circ)$$

$$45Cf_{x5}=2.3(45^\circ)$$

$$45Cf_{y5}=2.3(45^\circ)$$

$$90Cf_{x5}=1.9(90^\circ)$$

各被対象物①～⑤の風荷重 P_k を求める。

①監視カメラの風荷重 P_{k1}

$$\begin{aligned} P_{k1} &= q \times B_1 \times H_1 \times CF_1 \\ &= 1826 \times 0.1788 \times 0.2949 \times 1.2 \\ &= 114.9 \text{ N} \end{aligned}$$

②機器収納箱の風荷重 P_{k2}

$$\begin{aligned} P_{k2} &= q \times B_2 \times H_2 \times (0C_{fy2}, 45C_{fx2}, 45C_{fy2}, 90C_{fx2}) \\ 0P_{ky2} &= 1826 \times 0.48 \times 0.3 \times 2.4 \\ &= 631.1 \text{ N} \\ 45P_{kx2} &= 1826 \times 0.48 \times 0.3 \times 0.7 \\ &= 184.1 \text{ N} \\ 45P_{ky2} &= 1826 \times 0.48 \times 0.3 \times 1.6 \\ &= 420.7 \text{ N} \\ 90P_{kx2} &= 1826 \times 0.48 \times 0.3 \times 0.8 \\ &= 210.4 \text{ N} \end{aligned}$$

③プルボックスの風荷重 P_{k3}

$$\begin{aligned} P_{k3} &= q \times B_3 \times H_3 \times (0C_{fy3}, 45C_{fx3}, 45C_{fy3}, 90C_{fx3}) \\ 0P_{ky3} &= 1826 \times 0.25 \times 0.25 \times 0.8 \\ &= 91.3 \text{ N} \\ 45P_{kx3} &= 1826 \times 0.25 \times 0.25 \times 1.6 \\ &= 182.6 \text{ N} \\ 45P_{ky3} &= 1826 \times 0.25 \times 0.25 \times 0.7 \\ &= 79.89 \text{ N} \\ 90P_{kx3} &= 1826 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.4 \\ &= 273.9 \text{ N} \end{aligned}$$

④架台の風荷重 P_{k4}

$$\begin{aligned} P_{k4} &= q \times B_4 \times H_4 \times (0C_{fy4}, 45C_{fx4}, 45C_{fy4}, 90C_{fx4}) \\ 0P_{ky4} &= 1826 \times 0.3 \times 0.95 \times 2.1 \\ &= 1093 \text{ N} \\ 45P_{kx4} &= 1826 \times 0.3 \times 0.95 \times 2.1 \\ &= 832.7 \text{ N} \\ 45P_{ky4} &= 1826 \times 0.3 \times 0.95 \times 2.1 \\ &= 832.7 \text{ N} \\ 90P_{kx4} &= 1826 \times 0.3 \times 0.95 \times 2.1 \\ &= 1093 \text{ N} \end{aligned}$$

⑤架台下部の風荷重 Pk5

$$Pk5=q \times B5 \times H5 \times (0Cfy5, 45Cfx5, 45Cfy5, 90Cfx5)$$

$$0Pky5=1826 \times 0.7 \times 0.25 \times 1.9$$

$$=607.1 \text{ N}$$

$$45Pky5=1826 \times 0.7 \times 0.25 \times 2.3$$

$$=735 \text{ N}$$

$$45Pky5=1826 \times 0.7 \times 0.25 \times 2.3$$

$$=735 \text{ N}$$

$$90Pky5=1826 \times 0.7 \times 0.25 \times 1.9$$

$$=607.1 \text{ N}$$

各被対象物①～⑤に作用する風荷重を風角度ごとに足し合わせる。

風角度 0° (Y 方向風)

$$0Pk=Pk1+0Pky2+0Pky3+0Pky4+0Pky5$$

$$=114.9+631.1+91.3+1093+607.1$$

$$=2537 \text{ N}$$

風角度 45° (X-Y 方向風)

$$45Pk=Pk1+\sqrt{((45Pky2)^2+(45Pky3)^2)}+\sqrt{((45Pky4)^2+(45Pky5)^2)}+\sqrt{((45Pky2)^2+(45Pky3)^2)}+\sqrt{((45Pky4)^2+(45Pky5)^2)}$$

$$=114.9+\sqrt{(184.1^2+420.7^2)}+\sqrt{(182.6^2+79.89^2)}+\sqrt{(832.7^2+832.7^2)}+\sqrt{(735^2+735^2)}$$

$$=2990 \text{ N}$$

風角度 90° (X 方向風)

$$90Pk=Pk1+90Pky2+90Pky3+90Pky4+90Pky5$$

$$=114.9+210.4+273.9+1093+607.1$$

$$=2299 \text{ N}$$

風荷重 Pk は各角度の風荷重のうち、厳しいものとする。

$$Pk=\text{Max}(0Pk, 45Pk, 90Pk)$$

$$=\text{Max}(2537, 2990, 2299)$$

$$=\underline{2990 \text{ N}}$$

<積雪荷重>

カメラ本体（架台を含む）に作用する積雪荷重 P_s は次式にて求める。

$$P_s = d_s \times \rho_s \times A_s$$

ここで

$$d_s : \text{垂直堆積量} = 30 \text{ cm}$$

$$\rho_s : \text{単位荷重} = 20 \text{ N/cm/m}^2$$

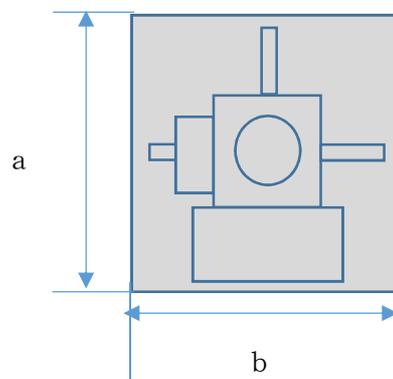
A_s : 水平投影面積

$$A_s = a \times b$$

$$= 800 \times 800$$

$$= 640000 \text{ mm}^2$$

$$= 0.64 \text{ m}^2$$



以上より,

$$P_s = 30 \times 20 \times 0.64$$

$$= \underline{384 \text{ N}}$$

<応力計算>

①引張応力

基礎ボルトに作用する引張力 F_b

$$\begin{aligned} F_b &= ((m \times g + 0.35P_s) \times CH \times h + P_k \times h - (m \times g + 0.35P_s) \times (1 - C_v) \times \varnothing_2) / (n_f \times (\varnothing_1 + \varnothing_2)) \\ &= ((355 \times 9.80665 + 0.35 \times 384) \times 2.45 \times 1494.9 + 2990 \times 1494.9 - (355 \times 9.80665 + 0.35 \times 384) \\ &\quad \times (1 - 1.88) \times 300) / (2 \times (300 + 300)) \\ &= 15555.87805 \\ &= \underline{15560 \text{ N}} \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 ρ_b

$$\begin{aligned} \rho_b &= F_b / A_b \\ &= 15560 / 201.1 \\ &= 77.37444 \\ &= \underline{78 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

②せん断応力

基礎ボルトに作用するせん断力 Q_b

$$\begin{aligned} Q_b &= (m \times g + 0.35P_s) \times CH \\ &= (355 \times 9.80665 + 0.35 \times 384) \times 2.45 \\ &= 8858.613837 \\ &= \underline{8859 \text{ N}} \end{aligned}$$

基礎ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力

$$\begin{aligned} \tau_b &= (Q_b + P_k) / (n \times A_b) \\ &= (8859 + 2990) / (4 \times 201.1) \\ &= 14.730233 \\ &= \underline{15 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

③F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点 S_y と設計引張強さ S_u は 2005 設計・建設規格第

I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

40°Cにおける $S_y = 205 \text{ MPa}$

40°Cにおける $S_u = 520 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} F &= \text{Min}(S_y, 0.7S_u) \\ &= \text{Min}(205, 0.7 \times 520) \\ &= \text{Min}(205, 364) \\ &= \underline{205 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

④許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$f_{to} = F/2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 205/2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 123$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 123 - 1.6 \times 15, 123)$$

$$= \text{Min}(148, 123)$$

$$= 123 \text{ MPa}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑤許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 94.685444$$

$$= 94 \text{ MPa}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

e. 応力評価結果

カメラ本体の応力評価結果を表 6.10.1-1 に示す。

表 6.10.1-1 カメラ本体の応力評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	78	123	OK
	せん断	15	94	OK

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

(2) 中央制御室制御盤

a. 一般事項

図 6.10.1-3 に津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤）の概略構造図を示す。

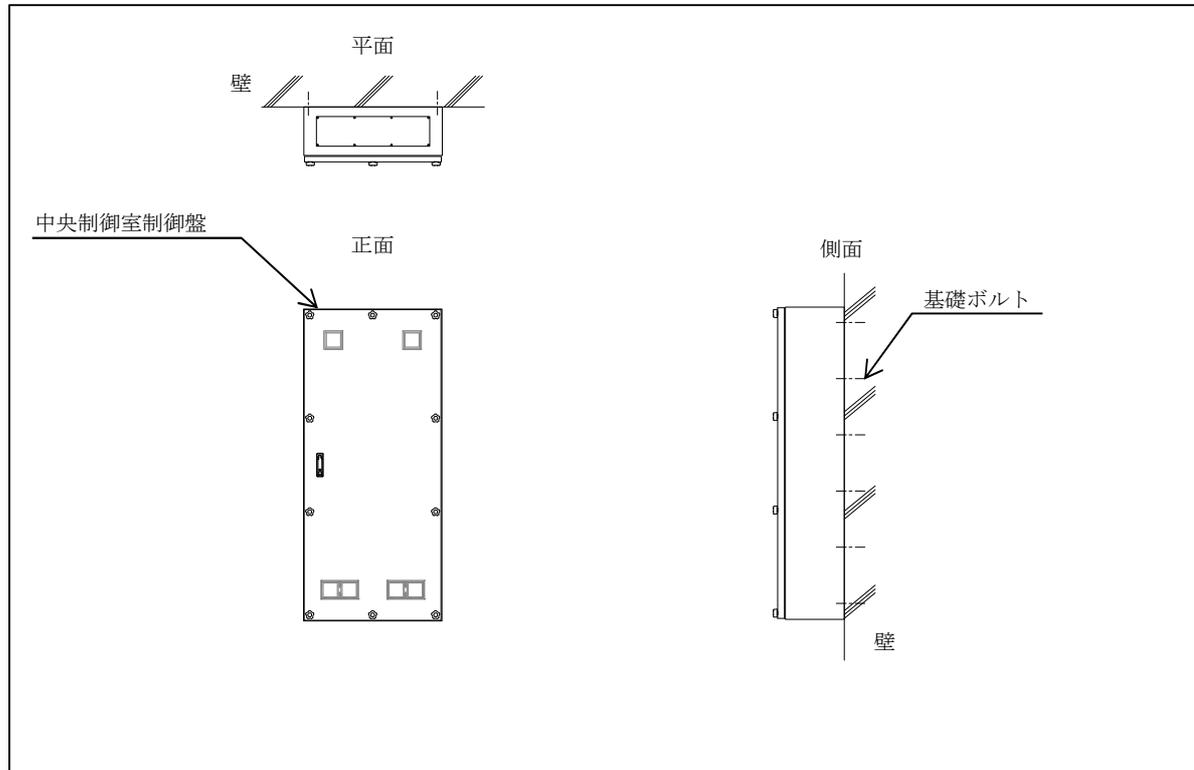


図 6.10.1-3 概略構造図(中央制御室制御盤)

b. 計算条件

< 基準地震動 >

設置場所の評価用震度 (1.2DASs×1.5, S s8 波包絡) を適用する。

設置場所：中央制御室 水平方向震度 (CH) :1.55

鉛直方向震度 (CV) :1.17

< 雰囲気温度 >

40℃ (中央制御室)

c. 固有周期

津波・構内監視カメラ (中央制御室制御盤) の固有周期は、振動試験装置による共振検索試験にて求める。結果、固有周期は 0.05s 以下であることを確認したため剛構造である。

d. 応力計算

①引張応力

水平方向の引張力 Fb11

$$\begin{aligned} Fb11 &= (m1 \times (1+Cv) \times h1 \times g) / (nfV1 \times \varnothing21) + (m1 \times CH \times h1 \times g) / (nfH1 \times \varnothing31) \\ &= (303 \times (1+1.17) \times 165 \times 9.80665) / (2 \times 1800) + (303 \times 1.55 \times 165 \times 9.80665) / (6 \times 820) \\ &= 449.991200 \\ &= \underline{450 \text{ N}} \end{aligned}$$

鉛直方向の引張力 Fb21

$$\begin{aligned} Fb21 &= (m1 \times (1+Cv) \times h1 \times g) + m1 \times CH \times \varnothing11 \times g) / (nfV1 \times \varnothing21) \\ &= (303 \times (1+1.17) \times 165 \times 9.80665 + 303 \times 1.55 \times 879 \times 9.80665) / (2 \times 1800) \\ &= 1420.088728 \\ &= \underline{1420 \text{ N}} \end{aligned}$$

ボルトに作用する引張力 Fb1

$$\begin{aligned} Fb1 &= \text{Max}(Fb11, Fb21) \\ &= \text{Max}(450, 1420) \\ &= \underline{1420 \text{ N}} \end{aligned}$$

ボルトに作用する引張応力 ρ_{b1}

$$\begin{aligned} \rho_{b1} &= Fb1 / Ab1 \\ &= 1420 / 201.1 \\ &= 7.061163 \\ &= \underline{7 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

②せん断応力

水平方向地震によるせん断力 Q_{b11}

$$\begin{aligned} Q_{b11} &= m_1 \times CH \times g \\ &= 303 \times 1.55 \times 9.80665 \\ &= 4605.693172 \\ &= \underline{4606 \text{ N}} \end{aligned}$$

鉛直方向地震によるせん断力 Q_{b11}

$$\begin{aligned} Q_{b21} &= m_1 \times (1+CV) \times g \\ &= 303 \times (1+1.17) \times 9.80665 \\ &= 6447.970441 \\ &= \underline{6448 \text{ N}} \end{aligned}$$

ボルトに作用するせん断力 Q_{b1}

$$\begin{aligned} Q_{b1} &= \sqrt{Q_{b1}^2 + Q_{b2}^2} \\ &= \sqrt{4606^2 + 6448^2} \\ &= 7924.136546 \\ &= \underline{7924 \text{ N}} \end{aligned}$$

ボルト 1 本あたりに作用するせん断応力 τ_b

$$\begin{aligned} \tau_b &= Q_{b1} / (n_1 \times A_{b1}) \\ &= 7925 / (12 \times 201.1) \\ &= 3.284021 \\ &= \underline{4 \text{ N}} \end{aligned}$$

③F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点 S_y と設計引張強さ S_u は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 205 \text{ MPa}$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 520 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F &= \text{Min}(S_y, 0.7S_u) \\ &= \text{Min}(205, 0.7 \times 520) \\ &= \text{Min}(205, 364) \\ &= \underline{205 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

④許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$f_{to} = F / 2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$\begin{aligned}
 &=205/2 \times 1.5 \times 0.8 \\
 &=123 \\
 f_{ts} &= \text{Min}(1.4 \times 123 - 1.6 \times 4, 123) \\
 &= \text{Min}(165, 123) \\
 &=123 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑤許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$\begin{aligned}
 f_{sb} &= F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8 \\
 &= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8 \\
 &= 94.685444 \\
 &= 94 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

e. 応力評価結果

中央制御室制御盤の応力評価結果を表 6.10.1-2 に示す。

表 6.10.1-2 中央制御室制御盤の応力評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	7	123	OK
	せん断	4	94	OK

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

(3) 緊急時対策所制御盤

a. 一般事項

図 6. 10. 1-4 に津波・構内監視カメラ（緊急時対策所制御盤）の概略構造図を示す。

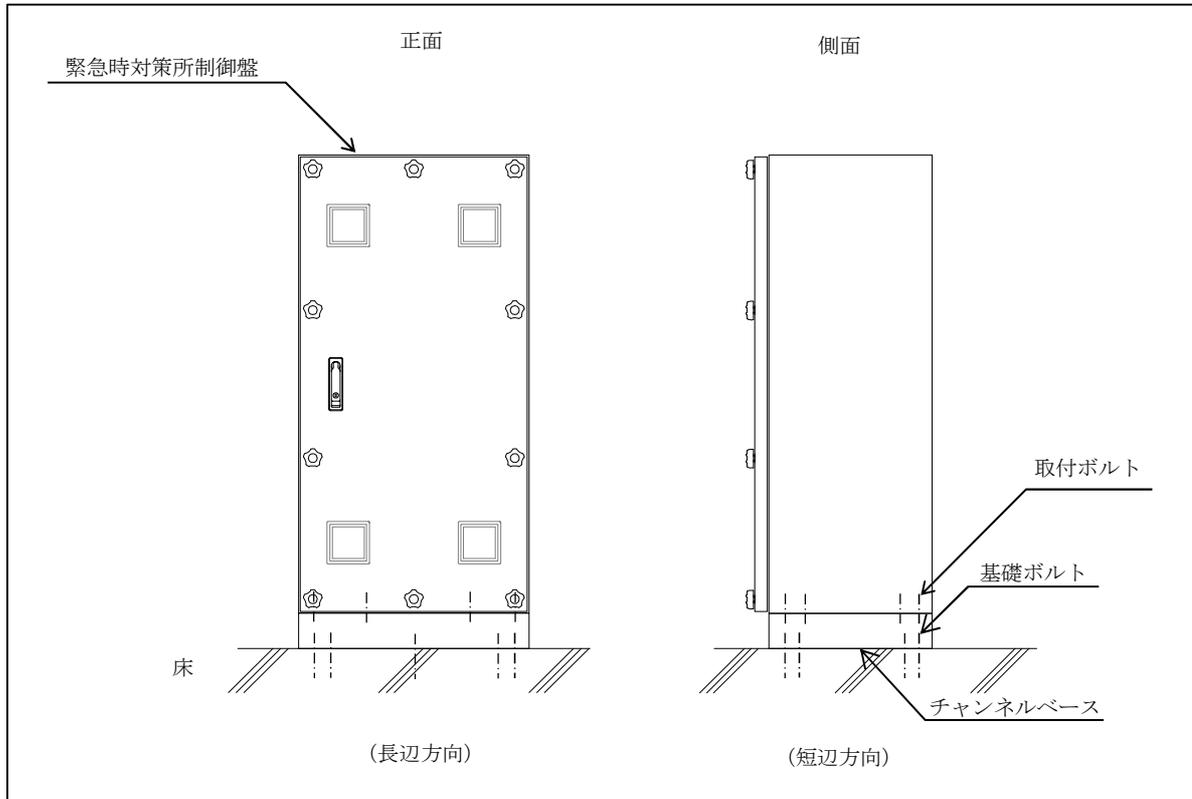


図 6. 10. 1-4 概略構造図(緊急時対策所制御盤)

b. 計算条件

< 基準地震動 >

設置場所の評価用震度 (1.2DASs×1.5, S s8 波包絡) を適用する。

設置場所：緊急時対策所 水平方向震度 (CH) :1.54

鉛直方向震度 (CV) :1.36

< 雰囲気温度 >

40℃ (緊急時対策所)

c. 固有値解析

津波・構内監視カメラ (緊急時対策所制御盤) の固有周期は、振動試験装置による共振検査試験にて求める。結果、固有周期は 0.05s 以下であることを確認したため剛構造である。

d. 応力計算

基礎ボルト (i=1), 取付ボルト (i=2) それぞれについて計算する。

① 引張応力

< 基礎ボルト (i=1) >

長辺方向の引張力 Fb1-1

$$\begin{aligned} F_{b1-1} &= (m1 \times CH \times h1 \times g - m1 \times (1 - CV) \times l2 \times g) / (nf1 \times (l1 + l2)) \\ &= (217 \times 1.54 \times 701 \times 9.80665 - 217 \times (1 - 1.36) \times 298 \times 9.80665) / (2 \times (292 + 298)) \\ &= 2140.342417 \\ &= 2140 \text{ N} \end{aligned}$$

短辺方向の引張力 Fb1-2

$$\begin{aligned} F_{b1-2} &= (m1 \times CH \times h1 \times g - m1 \times (1 - CV) \times l2 \times g) / (nf1 \times (l1 + l2)) \\ &= (217 \times 1.54 \times 701 \times 9.80665 - 217 \times (1 - 1.36) \times 212 \times 9.80665) / (3 \times (188 + 212)) \\ &= 2049.766533 \\ &= 2050 \text{ N} \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張力 Fb1

$$\begin{aligned} F_{b1} &= \text{Max}(F_{b1-1}, F_{b1-2}) \\ &= \text{Max}(2140, 2050) \\ &= 2140 \text{ N} \end{aligned}$$

基礎ボルトに生じる引張応力 ρ_{b1}

$$\begin{aligned} \rho_{b1} &= F_{b1} / A_{b1} \\ &= 2140 / 201.1 \\ &= 10.641471 \\ &= \underline{11 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

< 取付ボルト (i=2) >

長辺方向の引張力 Fb2-1

$$\begin{aligned}
Fb2-1 &= (m2 \times CH \times h2 \times g - m2 \times (1-CV) \times \varnothing2 \times g) / (nf2 \times (\varnothing1 + \varnothing2)) \\
&= (198 \times 1.54 \times 648 \times 9.80665 - 198 \times (1-1.36) \times 298 \times 9.80665) / (2 \times (292+298)) \\
&= 1818.631607 \\
&= 1819 \text{ N}
\end{aligned}$$

短辺方向の引張力 Fb1-2

$$\begin{aligned}
Fb1-2 &= (m2 \times CH \times h2 \times g - m2 \times (1-CV) \times \varnothing2 \times g) / (nf2 \times (\varnothing1 + \varnothing2)) \\
&= (198 \times 1.54 \times 648 \times 9.80665 - 198 \times (1-1.36) \times 212 \times 9.80665) / (2 \times (188+212)) \\
&= 2607.337184 \\
&= 2607 \text{ N}
\end{aligned}$$

取付ボルトに作用する引張力 Fb2

$$\begin{aligned}
Fb2 &= \text{Max}(Fb2-1, Fb2-2) \\
&= \text{Max}(1819, 2607) \\
&= \underline{2607 \text{ N}}
\end{aligned}$$

取付ボルトに生じる引張応力 $\rho b2$

$$\begin{aligned}
\rho b2 &= Fb2 / Ab2 \\
&= 2607 / 113.1 \\
&= 23.050397 \\
&= \underline{23 \text{ MPa}}
\end{aligned}$$

②せん断応力

<基礎ボルト (i=1)>

水平方向地震によるせん断力 Qb1

$$\begin{aligned}
Qb1 &= m1 \times CH \times g \\
&= 217 \times 1.54 \times 9.80665 \\
&= 3277.186297 \\
&= \underline{3277 \text{ N}}
\end{aligned}$$

基礎ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力 $\tau b1$

$$\begin{aligned}
\tau b1 &= Qb1 / (n1 \times Ab1) \\
&= 3277 / (10 \times 201.1) \\
&= 1.62953 \\
&= \underline{2 \text{ MPa}}
\end{aligned}$$

<取付ボルト (i=2)>

水平方向地震によるせん断力 Qb2

$$\begin{aligned}
Qb2 &= m2 \times CH \times g \\
&= 198 \times 1.54 \times 9.80665 \\
&= 2990.243718 \\
&= \underline{2990 \text{ N}}
\end{aligned}$$

取付ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力 $\tau b2$

$$\begin{aligned}\tau_{b2} &= Q_{b2} / (n_2 \times A_{b2}) \\ &= 2990 / (8 \times 113.1) \\ &= 3.30459 \\ &= \underline{4 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

③F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点 S_y と設計引張強さ S_u は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

40°Cにおける $S_y=205 \text{ MPa}$

40°Cにおける $S_u=520 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}F &= \text{Min}(S_y, 0.7S_u) \\ &= \text{Min}(205, 0.7 \times 520) \\ &= \text{Min}(205, 364) \\ &= \underline{205 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

④許容引張応力

<基礎ボルト (i=1)>

許容引張応力 f_{ts1}

$$f_{ts1} = \text{Min}(1.4 \times f_{t01} - 1.6 \times \tau_{b1}, f_{t01})$$

$$f_{t01} = F/2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 205/2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 123$$

$$f_{ts1} = \text{Min}(1.4 \times 123 - 1.6 \times 2, 123)$$

$$= \text{Min}(169, 123)$$

$$= \underline{123 \text{ MPa}}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

<取付ボルト (i=2)>

許容引張応力 f_{ts2}

$$f_{ts2} = \text{Min}(1.4 \times f_{t02} - 1.6 \times \tau_{b2}, f_{t02})$$

$$f_{t02} = F/2 \times 1.5$$

$$= 205/2 \times 1.5$$

$$= 153.75$$

$$= 153$$

$$f_{ts2} = \text{Min}(1.4 \times 153 - 1.6 \times 4, 153)$$

$$= \text{Min}(208, 153)$$

$$= \underline{153 \text{ MPa}}$$

⑤許容せん断応力

<基礎ボルト(i=1)>

許容せん断応力 f_{sb1}

$$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 94.685444$$

$$= \underline{94 \text{ MPa}}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき、後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

<取付ボルト(i=2)>

許容せん断応力 f_{sb2}

$$f_{sb2} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 118.356805$$

$$= \underline{118 \text{ MPa}}$$

e. 応力評価結果

緊急時対策所制御盤の応力評価結果を表 6. 10. 1-3 に示す。

表 6. 10. 1-3 緊急時対策所制御盤の応力評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	11	123*	OK
	せん断	2	94	OK
取付ボルト	引張	23	153*	OK
	せん断	4	118	OK

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

(4) 中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ

a. 一般事項

図 6.10.1-5 に津波・構内監視カメラ（中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ）の概略構造図を示す。

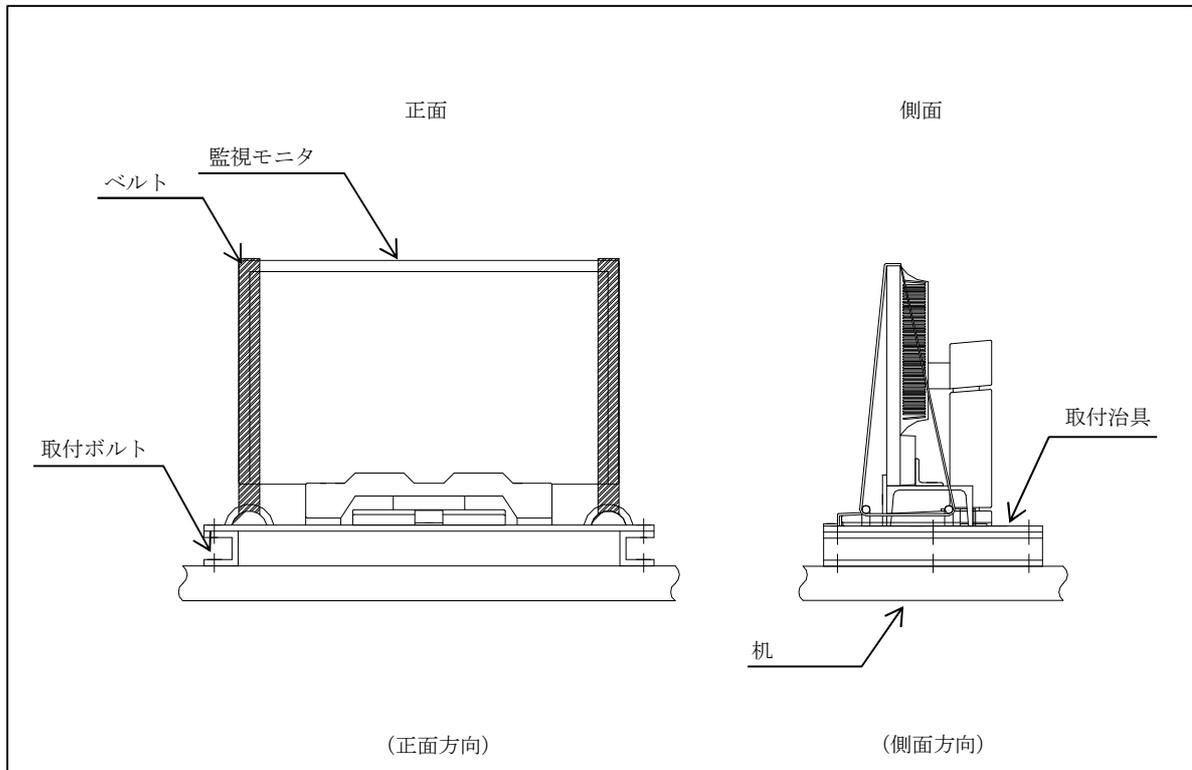


図 6.10.1-5 概略構造図(監視モニタ)

b. 固有値解析

津波・構内監視カメラ（中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ）の固有周期は、表示モニタを取付治具に取付けた状態で振動試験装置による共振検索試験にて求める。結果、固有周期は 0.05s 以下であることを確認したため剛構造である。

c. 評価方針

中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタは、建屋床に取り付けられた剛構造の机に固定する構造であるため、耐震計算書では、設置する建屋の地震応答解析結果を用いた津波・構内監視カメラ監視モニタの電氣的機能維持評価について示す。

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

6.10.2.1 概要

本資料は、津波監視設備のうち取水ピット水位計及び潮位計の耐震計算の詳細について説明するものである。耐震計算に当たっては、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、強度計算に当たっては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、取水ピット水位計及び潮位計の耐震計算書及び強度計算書に示した評価について補足するものである。対象となる取水ピット水位計及び潮位計の配置を図 6.10.2-1 に示す

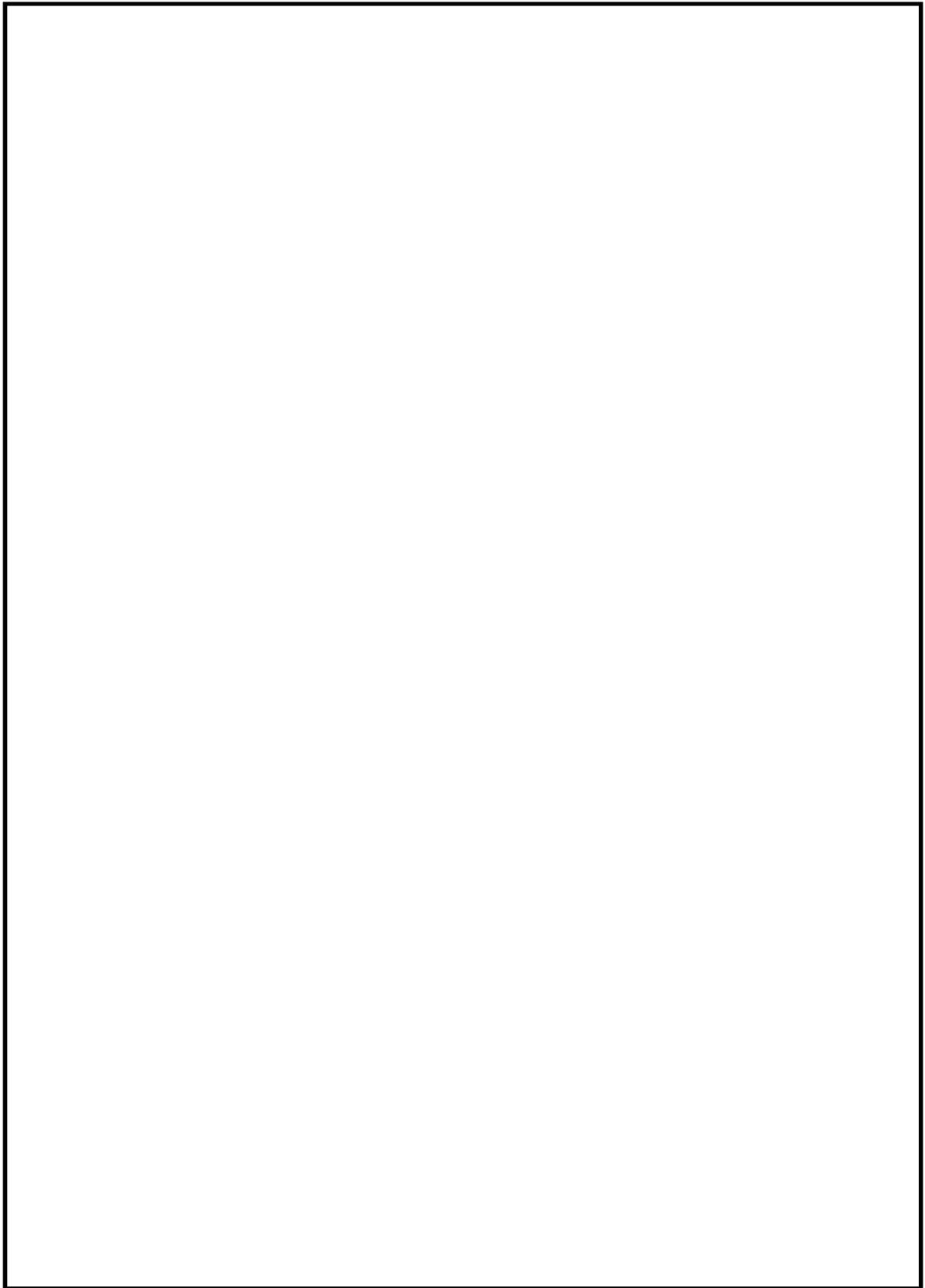


図 6.10.2-1 津波監視設備配置図

6.10.2.2 取水ピット水位計の設計に関する補足説明

a. 一般事項

図6.10.2-2に取水ピット水位計の概略構造図を示す。

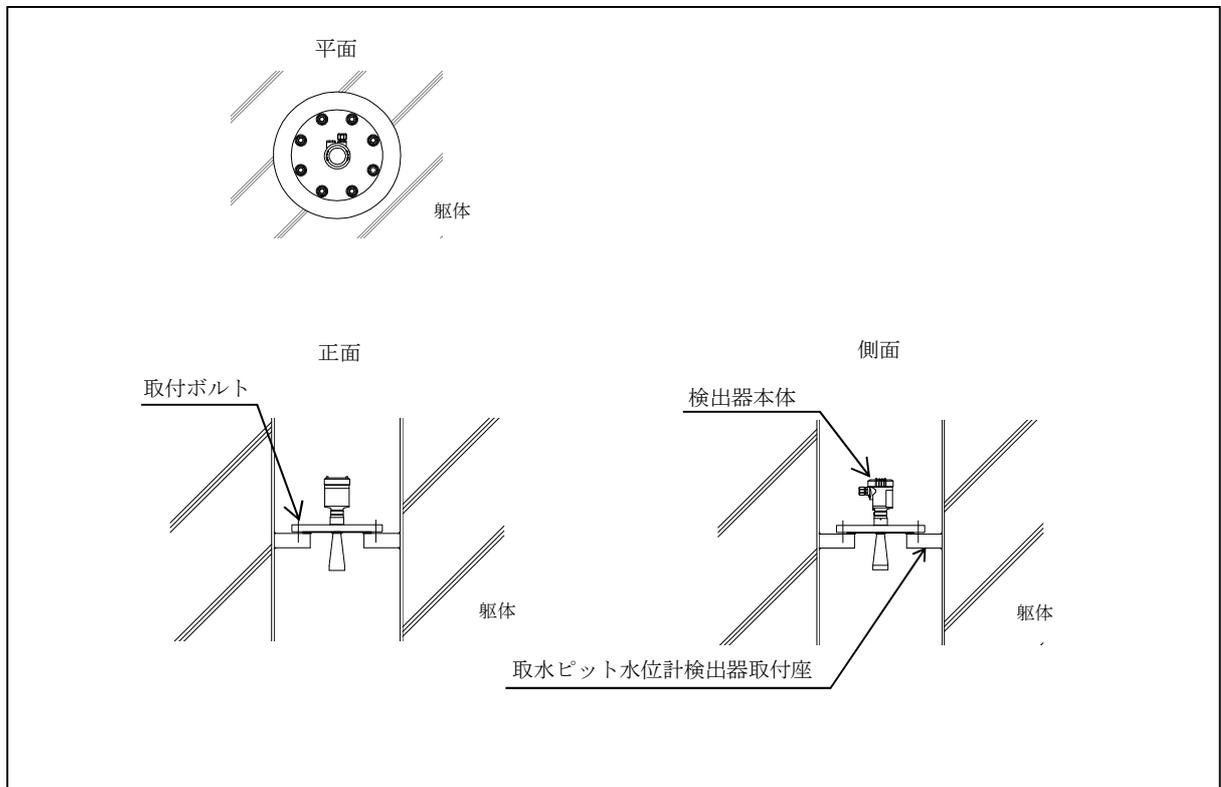


図6.10.2-2 取水ピット水位計の概略構造図

b. 評価条件

<設計震度>

設置場所（海水ポンプ室）の最大震度を適用する。

Sd 水平方向震度 (CH) : 0.23

鉛直方向震度 (CV) : 0.65

Ss 水平方向震度 (CH) : 0.46

鉛直方向震度 (CV) : 1.78

<雰囲気温度>

40℃ (屋外)

c. 応力計算

<耐震評価>

①引張応力

取付ボルトに作用する引張力 F_b

$$F_b = \frac{(m \cdot g \cdot C_H \cdot h - m \cdot g \cdot (1 - C_v)) \cdot \ell_2}{n_f \cdot (\ell_1 + \ell_2)}$$
$$= (17.2 \times 9.80665 \times 0.46 \times 183 - 17.2 \times 9.80665 \times (1 - 1.78) \times 110.9) / (2 \times (110.9 + 110.9))$$
$$= 64.90009$$
$$= \underline{64.90 \text{ (N)}}$$

取付ボルトに作用する引張応力 σ_b

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$
$$= 64.90 / 201.1$$
$$= 0.322725$$
$$= \underline{1 \text{ (MPa)}}$$

②せん断応力

取付ボルトに作用するせん断力 Q_b

$$Q_b = m \cdot C_H \cdot g$$
$$= 17.2 \times 0.46 \times 9.80665$$
$$= 77.590214$$
$$= \underline{77.59 \text{ (N)}}$$

取付ボルトに作用するせん断応力 τ_b

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b}$$
$$= 77.59 / (8 \times 201.1)$$
$$= 0.048228$$
$$= \underline{1 \text{ (MPa)}}$$

③F値

設計温度における使用部材の設計降伏点 S_y と設計引張強さ S_u は2005 設計・建設規格第I編 付録図表Part5表8,表9より

40°Cにおける $S_y=235$

40°Cにおける $S_u=400$

$F = \text{Min}(S_y, 0.7S_u)$

$= \text{Min}(235, 0.7 \times 400)$

$= \text{Min}(235, 280)$

$$=235 \text{ MPa}$$

④許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$f_{to} = F/2 \times 1.5$$

$$= 235/2 \times 1.5$$

$$= 176.25$$

$$= 176 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 176 - 1.6 \times 1, 176)$$

$$= \text{Min}(244, 176)$$

$$= 176 \text{ MPa}$$

⑤許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 235 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 135.677313$$

$$= 135 \text{ MPa}$$

⑥耐震評価結果

取水ピット水位計の耐震評価結果を表 6. 10. 2-1 に示す。

表 6. 10. 2-1 取水ピット水位計の耐震評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
取付ボルト	引張	1	176	OK
	せん断	1	135	OK

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

<強度評価 (基準津波と余震による重畳時) >

①突き上げ津波荷重 (P_t)

取水ピット水位計に作用する突き上げ津波荷重 (P_t)

$$P_t = \frac{\rho \cdot g \cdot Th \cdot A1 + 0.5 \cdot CD \cdot \rho \cdot A1 \cdot U^2}{10^6}$$

なお、抗力係数 (CD) は日本港湾協会 港湾の施設の技術上の基準・同解説の値を使用する。流れ方向の物体の投影面積 $A1$ は次式にて求める。

$$A1 = \left(\frac{B1}{2}\right)^2 \cdot \pi$$

$$= (168/2)^2 \times \pi$$

$$\begin{aligned}
&=22167.07 \\
&=22170 \text{ (mm}^2\text{)} \\
Pt &= (1030 \times 9.80665 \times 22 \times 22170 + 0.5 \times 1.2 \times 1030 \times 22170 \times 2^2) / 10^6 \\
&=4981.392575 \\
&=4982 \text{ (N)}
\end{aligned}$$

②引張応力

取付ボルトに作用する引張力F_b

$$\begin{aligned}
F_b &= \frac{m \cdot g \cdot C_H \cdot h - m \cdot g \cdot (1 - C_v) \cdot \ell_1 + Pt \cdot \ell_2}{n_f \cdot (\ell_1 + \ell_2)} \\
&= (17.2 \times 9.80665 \times 0.23 \times 183 - 17.2 \times 9.80665 \times (1 - 0.65) \times 110.9 + 4982 \times 110.9) \\
&\quad / (2 \times (110.9 + 110.9)) \\
&=1246.745285 \\
&=1247 \text{ (N)}
\end{aligned}$$

取付ボルトに作用する引張応力σ_b

$$\begin{aligned}
\sigma_b &= \frac{F_b}{A_b} \\
&=1247 / 201.1 \\
&=6.200895 \\
&=7 \text{ (MPa)}
\end{aligned}$$

③せん断応力

取付ボルトに作用するせん断力Q_b

$$\begin{aligned}
Q_b &= m \cdot C_H \cdot g \\
&=17.2 \times 0.23 \times 9.80665 \\
&=38.795107 \\
&=38.80 \text{ (N)}
\end{aligned}$$

取付ボルトに作用するせん断応力τ_b

$$\begin{aligned}
\tau_b &= \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \\
&=38.80 / (8 \times 201.1) \\
&=0.024117 \\
&=1 \text{ (MPa)}
\end{aligned}$$

④F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点S_yと設計引張強さS_uは2005 設計・建設規格第I編 付録図表Part5表8,表9より
40℃におけるSy=235

40°Cにおける Su=400

$$F = \text{Min}(S_y, 0.7S_u)$$

$$= \text{Min}(235, 0.7 \times 400)$$

$$= \text{Min}(235, 280)$$

$$= \underline{235 \text{ MPa}}$$

⑤許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$f_{to} = F/2 \times 1.5$$

$$= 235/2 \times 1.5$$

$$= 176.25$$

$$= 176 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 176 - 1.6 \times 1, 176)$$

$$= \text{Min}(244, 176)$$

$$= \underline{176 \text{ MPa}}$$

⑥許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 235 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 135.677313$$

$$= \underline{135 \text{ MPa}}$$

⑦強度評価結果

取水ピット水位計の強度評価結果を表 6.10.2-2 に示す。

表 6.10.2-2 取水ピット水位計の強度評価結果 (基準津波と余震による重畳時)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
取付ボルト	引張	7	176	OK
	せん断	1	135	OK

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

<強度評価 (敷地に遡上する津波と余震による重畳時) >

①突き上げ津波荷重(P_t)

取水ピット水位計に作用する突き上げ津波荷重(P_t)

$$P_t = \frac{\rho \cdot g \cdot Th \cdot A1 + 0.5 \cdot CD \cdot \rho \cdot A1 \cdot U^2}{10^6}$$

なお、抗力係数(CD)は日本港湾協会 港湾の施設の技術上の基準・同解説の値を使用する。流れ方向の物体の投影面積A1は次式にて求める。

$$A1 = \left(\frac{B1}{2}\right)^2 \cdot \pi$$

$$= (168/2)^2 \times \pi$$

$$= 22167.07$$

$$= 22170 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$P_t = (1030 \times 9.80665 \times 26 \times 22170 + 0.5 \times 1.2 \times 1030 \times 22170 \times 2^2) / 10^6$$

$$= 6020.2867$$

$$= \underline{6020 \text{ (N)}}$$

②引張応力

取付ボルトに作用する引張力F_b

$$F_b = \frac{m \cdot g \cdot CH \cdot h - m \cdot g \cdot (1 - Cv) \cdot \varnothing1 + P_t \cdot \varnothing2}{nf \cdot (\varnothing1 + \varnothing2)}$$

$$= (17.2 \times 9.80665 \times 0.23 \times 183 - 17.2 \times 9.80665 \times (1 - 0.65) \times 110.9 + 6020 \times 110.9) / (2 \times (110.9 + 110.9))$$

$$= 1490.2412$$

$$= \underline{1490 \text{ (N)}}$$

取付ボルトに作用する引張応力σ_b

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$

$$= 1490 / 201.1$$

$$= 7.4092491$$

$$= \underline{8 \text{ (MPa)}}$$

③せん断応力

取付ボルトに作用するせん断力Q_b

$$Q_b = m \cdot C_H \cdot g$$

$$= 17.2 \times 0.23 \times 9.80665$$

$$= 38.795107$$

$$= \underline{38.80 \text{ (N)}}$$

取付ボルトに作用するせん断応力 τ_b

$$\begin{aligned}\tau_b &= \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \\ &= 38.80 / (8 \times 201.1) \\ &= 0.024117 \\ &= \underline{1 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

④F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点 S_y と設計引張強さ S_u は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^\circ\text{C} \text{における } S_y = 235$$

$$40^\circ\text{C} \text{における } S_u = 400$$

$$\begin{aligned}F &= \text{Min}(S_y, 0.7S_u) \\ &= \text{Min}(235, 0.7 \times 400) \\ &= \text{Min}(235, 280) \\ &= \underline{235 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

⑤許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$\begin{aligned}f_{to} &= F / 2 \times 1.5 \\ &= 235 / 2 \times 1.5 \\ &= 176.25 \\ &= 176 \text{ (MPa)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_{ts} &= \text{Min}(1.4 \times 176 - 1.6 \times 1, 176) \\ &= \text{Min}(244, 176) \\ &= \underline{176 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

⑥許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$\begin{aligned}f_{sb} &= F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \\ &= 235 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \\ &= 135.677313 \\ &= \underline{135 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

⑦強度評価結果

取水ピット水位計の強度評価結果を表 6. 10. 2-3 に示す。

表 6. 10. 2-3 取水ピット水位計の強度評価結果（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
取付ボルト	引張	8	176*	OK
	せん断	1	135	OK

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

6.10.2.3 潮位計の設計に関する補足説明

(1) 潮位計（検出器）

a. 一般事項

図6.10.2-3に潮位計（検出器）の概略構造図を示す。

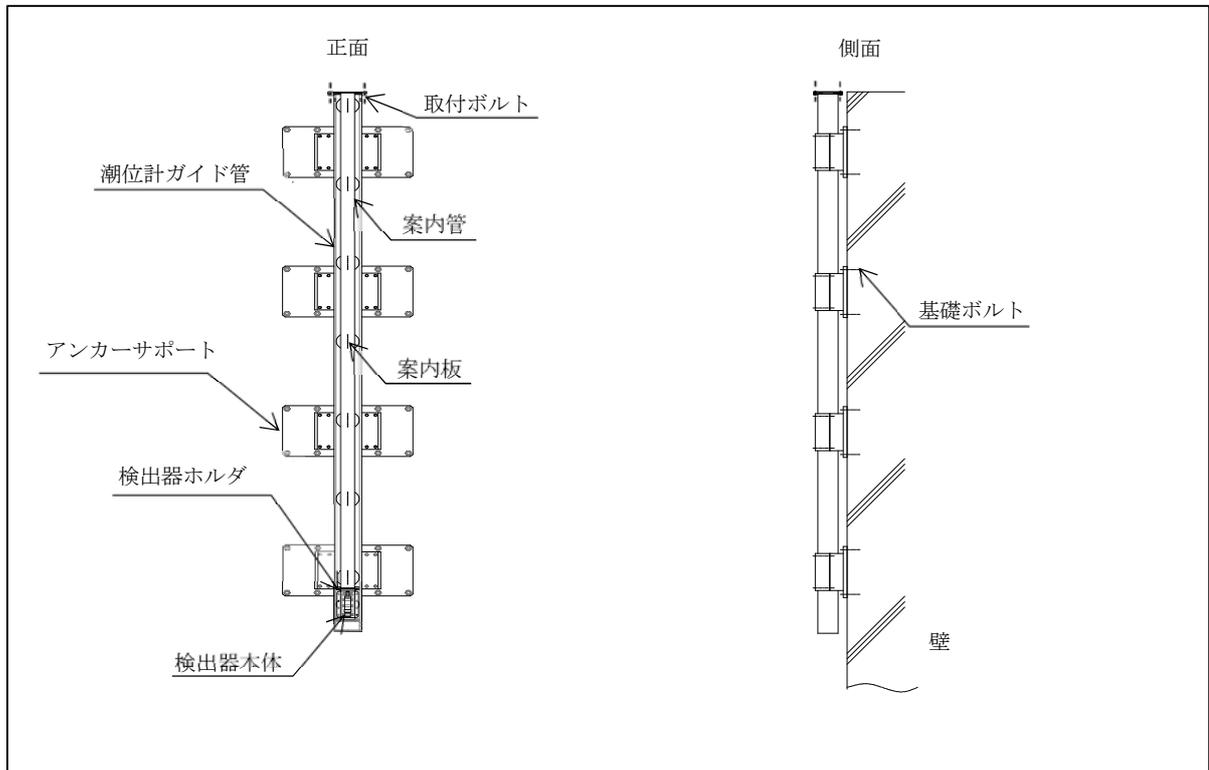


図6.10.2-3 潮位計（検出器）の概略構造図

b. 評価条件

<設計震度>

設置場所（取水路）の最大震度を適用する。

Sd 水平方向震度 (CH) : 0.41

鉛直方向震度 (CV) : 0.68

Ss 水平方向震度 (CH) : 0.43

鉛直方向震度 (CV) : 0.91

<霧囲気温度>

40℃（屋外）

c. 固有周期の算出

(参考) 潮位計ガイド管の固有周期

潮位計（検出器）は潮位計ガイド管の内部に設置されるため、潮位計ガイド管全体の固有周期を求める。固有周期の算出では潮位計ガイド管を固定するアンカーサポート4ヶ所のうち、両端2カ所のアンカーサポートにて固定されるものとしてモデル化する。固有周期の計算モデル及び算出式は「JEAG4601-1987 固有周期計算モデルと評価法の例」を参考に用いる。固有周期の計算モデルを図 6. 10. 2-4 及び図 6. 10. 2-5 に示す。

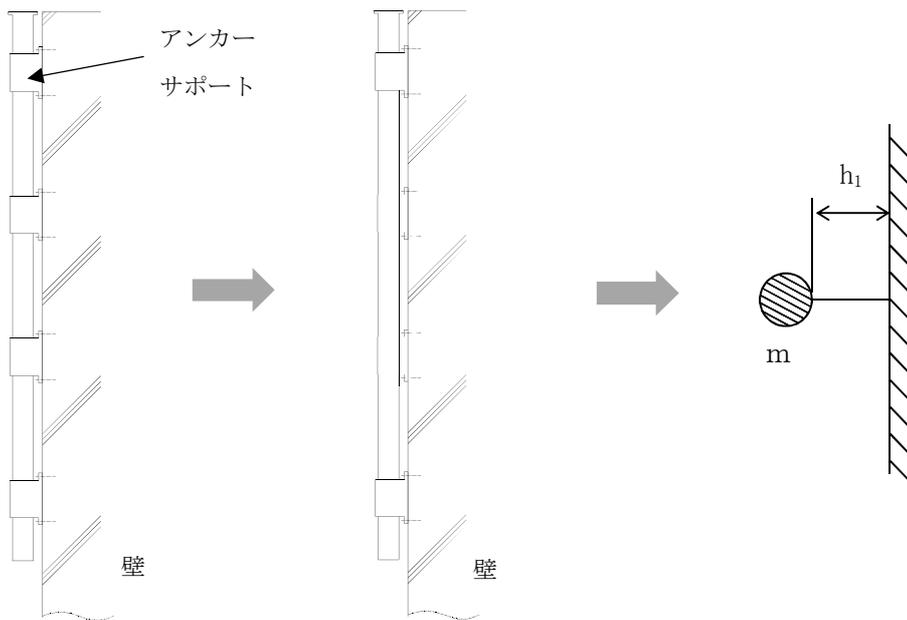


図 6. 10. 2-4 計算モデル（鉛直方向）

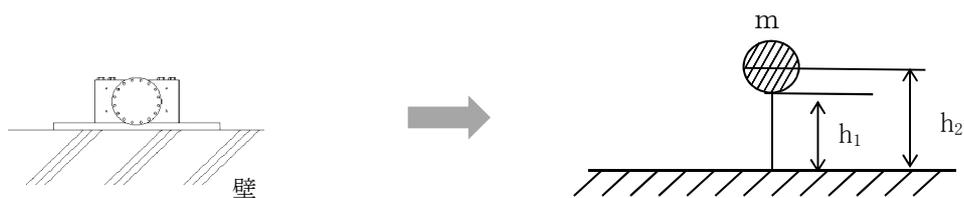


図 6. 10. 2-5 計算モデル（水平方向（左右））

①鉛直方向

鉛直方向の固有周期 T1 は次式で求める。

$$T1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{10^3 \cdot K1}}$$

鉛直方向のばね定数 K1 は次式で求める。

$$K1 = \frac{1}{\frac{h_1^3}{12 \cdot E \cdot Iy} + \frac{h_1}{G \cdot As}}$$

ここで

E : 縦弾性係数

Iy : アンカーサポートの横方向軸に対する断面二次モーメント

As : アンカーサポートの最小有効せん断面積

G : せん断弾性係数

h₁ : 取付面からガイド管間距離 = 85.75 (mm)

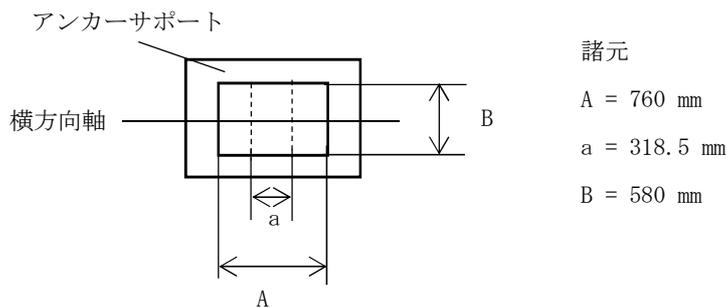
m : 質量 = 7500 (kg)

縦弾性係数 E を J SME NC 1 付録図表 Part6 表 1 より、比例法を用いて求める。

20°Cにおける E : 195000 MPa, 50°Cにおける E : 193000 MPa

40°Cにおける E = 195000 + (195000 - 193000) / (20 - 50) × (40 - 20)
= 194000 (MPa)

Iy 及び As を算出するためのモデル図及び諸元を以下に示す。



$$\begin{aligned} Iy &= ((A-a) \times B^3) / 12 \\ &= ((760-318.5) \times 580^3) / 12 \\ &= 7178495667 \\ &= 7178500000 \text{ (mm}^4\text{)} \end{aligned}$$

最小有効せん断面積

$$\begin{aligned} As &= B \times (A-a) \\ &= 580 \times (760-318.5) \end{aligned}$$

$$=256070 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{せん断弾性係数 } G=E/(2 \cdot (1+\nu))$$

ここで

ν : ポアソン比

$$G=194000/(2 \times (1+0.3))$$

$$=74615.38462$$

$$=74600 \text{ (MPa)}$$

上記より

$$K1 = 1/((85.75^3/((12 \times 194000 \times 7178500000)+(85.75/(74600 \times 256070))))$$

$$= 220987303.9$$

$$= 220990000 \text{ (N/mm)}$$

$$T1 = 2 \times \pi \times \sqrt{(7500/(1000 \times 220990000))}$$

$$= 0.001157515$$

$$= \underline{0.001 \text{ (s)}}$$

②水平方向（左右）

水平方向（左右）の固有周期 T2 は次式で求める。

$$T2=2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{R_1+Ws}{10^3 \cdot K2}}$$

水平方向（左右）のばね定数 K2 は次式で求める。

$$K2= \frac{1}{\frac{h_1^2 \cdot (3 \cdot h_2-h_1)}{6 \cdot E \cdot I_x} + \frac{(h_2-h_1) \cdot h_1 \cdot (h_2-h_1/2)}{E \cdot I_x} + \frac{h_1}{G \cdot A_s}}$$

ここで

E : 縦弾性係数 = 194000 (MPa)

I_x : アンカーサポートの長手方向軸に対する断面二次モーメント

A_s : アンカーサポートの最小有効せん断断面積 = 256070 (mm²)

G : せん断弾性係数 = 74600 (MPa)

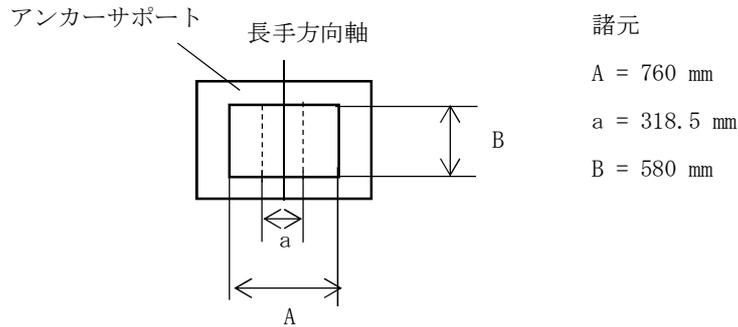
h₁ : 取付面からガイド管間距離 = 85.75 (mm)

h₂ : 取付面からガイド管中心間距離 = 245 (mm)

R₁ : サポート 1 本あたりに受ける質量 = 3750 (kg)

W_s : サポート 1 本あたりの質量 = 1360 (kg)

I_x 及び A_s を算出するためのモデル図及び諸元を以下に示す。



諸元

$$A = 760 \text{ mm}$$

$$a = 318.5 \text{ mm}$$

$$B = 580 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_x &= (B \times (A^3 - a^3)) / 12 \\ &= (580 \times (760^3 - 318.5^3)) / 12 \\ &= 19655554430 \\ &= 19656000000 \text{ (mm}^4\text{)} \end{aligned}$$

上記より

$$\begin{aligned} K2 &= 1 / ((85.75^2 \times (3 \times 245 - 85.75)) / (6 \times 194000 \times 19656000000)) \\ &\quad + ((245 - 85.75) \times 85.75 \times (245 - 85.75 / 2)) / (194000 \times 19656000000) \\ &\quad + (85.75 / (74600 \times 256070)) \\ &= 184511669.1 \\ &= 184510000 \text{ (N/mm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T2 &= 2 \times \pi \times \sqrt{((3750 + 1360) / (1000 \times 184510000))} \\ &= 0.00104563 \\ &= \underline{0.001 \text{ (s)}} \end{aligned}$$

③水平方向（前後）

水平方向（前後）は十分な剛性を有していることから、固有周期の計算を省略する。

以上より、検出器を含む潮位計ガイド管全体の固有周期は、水平方向及び鉛直方向において 0.001 s であり、潮位計ガイド管全体が剛構造であることが評価できた。

このため、潮位計（検出器）の固有周期は、検出器及び検出器ホルダについて振動試験装置による共振探索試験を行い求める。

d. 応力計算

<耐震評価>

①引張応力

水平方向転倒 F_{b1}

$$\begin{aligned} F_{b1} &= m \cdot g \cdot \left(\frac{C_H \cdot h}{n_f H \cdot \ell_3} + \frac{(1+C_V) \cdot h}{n_f V \cdot \ell_b} \right) \\ &= 7500 \times 9.80665 \times \left((0.43 \times 445) / (8 \times 1400) + ((1+0.91) \times 445) / (4 \times 7294) \right) \\ &= 3399.228249 \\ &= \underline{3399 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

鉛直方向転倒 F_{b2}

$$\begin{aligned} F_{b2} &= m \cdot g \cdot \left(\frac{C_H \cdot \ell_3 + (1+C_V) \cdot h}{n_f V \cdot \ell_b} \right) \\ &= 7500 \times 9.80665 \times \left((0.43 \times 7234 + (1+0.91) \times 445) / (4 \times 7294) \right) \\ &= 9984.214026 \\ &= \underline{9984 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張力 F_b

$$\begin{aligned} F_b &= \text{Max}(F_{b1}, F_{b2}) \\ &= \text{Max}(3399, 9984) \\ &= \underline{9984 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_b

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{F_b}{A_b} \\ &= 9984 / 1385 \\ &= 7.208664 \\ &= \underline{8 \text{ (MPa)}} \end{aligned}$$

②せん断応力

水平方向地震力によるせん断力 Q_{b1}

$$\begin{aligned} Q_{b1} &= m \cdot g \cdot C_H \\ &= 7500 \times 9.80665 \times 0.43 \\ &= 31626.44625 \\ &= \underline{31630 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

鉛直方向地震力によるせん断力 Q_{b2}

$$\begin{aligned} Q_{b2} &= m \cdot g \cdot (1+C_V) \\ &= 7500 \times 9.80665 \times (1+0.91) \\ &= 140480.2613 \\ &= \underline{140500 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

基礎 ボルトに作用するせん断力 Q_b

$$\begin{aligned} Q_b &= \sqrt{(Q_{b1})^2 + (Q_{b2})^2} \\ &= \sqrt{31630^2 + 140500^2} \\ &= 144016.3425 \\ &= \underline{144000 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

基礎 ボルトに作用するせん断応力 τ_b

$$\begin{aligned} \tau_b &= \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \\ &= 144000 / (32 \times 1385) \\ &= 3.249097 \\ &= \underline{4 \text{ (MPa)}} \end{aligned}$$

③F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点 S_y と設計引張強さ S_u は2005 設計・建設規格第I編 付録図表Part5表8,表9より

40℃における $S_y=175$

40℃における $S_u=480$

$F=\text{Min}(S_y, 0.7S_u)$

$=\text{Min}(175, 0.7 \times 480)$

$=\text{Min}(175, 336)$

$=\underline{175 \text{ MPa}}$

④許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$f_{ts}=\text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$

$f_{to}=F/2 \times 1.5 \times 0.8$

$=175/2 \times 1.5 \times 0.8$

$=105 \text{ (MPa)}$

$f_{ts}=\text{Min}(1.4 \times 105 - 1.6 \times 4, 105)$

$=\text{Min}(140, 105)$

$=\underline{105 \text{ MPa}}$

注：JEAG4601・補-1984に基づき、後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑤許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$f_{sb}=F/(1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$

$=175/(1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$

$=80.82904$

$$=80 \text{ MPa}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき、後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑥耐震評価結果

潮位計検出器の耐震評価結果を表 6.10.2-4 に示す。

表 6.10.2-4 潮位計検出器の耐震評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	8	105*	OK
	せん断	4	80	OK

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

<強度評価 (基準津波と余震による重畳時)>

① 遡上津波荷重 (P_t)

潮位計検出器に作用する遡上津波荷重 (P_t) は「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 25 年 9 月)」に示されている津波波力算出式を参考に次式にて求める。

$$P_t = 3.0 \cdot \rho \cdot g \cdot aI \cdot 1.5$$

入射津波の静水面上高さ aI は次式にて求める。

$$aI = \frac{1}{2} \cdot Th$$

$$= 0.5 \times 20$$

$$= 10 \text{ (m)}$$

$$P_t = 3.0 \times 1030 \times 9.80665 \times 10 \times 1.5$$

$$= 454.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$= 0.4545 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

潮位計ガイド管に作用する揚圧力 P_t^{\wedge} は次式にて求める。

$$P_t^{\wedge} = P_t$$

$$= 0.4545 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

② 投影面積

潮位計ガイド管の側面投影面積 ($A1$) 及び水平投影面積 ($A2$) は次式にて求める。

$$A1 = h \cdot \ell_d$$

$$= 445 \times 8500$$

$$= 3782500$$

$$= 3783000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned}
A_2 &= h \cdot \ell_c \\
&= 445 \times 1500 \\
&= \underline{667500 \text{ (mm}^2\text{)}}
\end{aligned}$$

③引張応力

水平転倒 F_{b1}

$$\begin{aligned}
F_{b1} &= m \cdot g \cdot \left(\frac{CH \cdot h}{nfH \cdot \ell_a} + \frac{(1 + CV) \cdot h}{nfV \cdot \ell_b} \right) + \sqrt{\left(\frac{Pt \cdot A1 \cdot h}{nfH \cdot \ell_a} \right)^2 + \left(\frac{Pt' \cdot A2 \cdot h}{nfV \cdot \ell_b} \right)^2} \\
&= 7500 \times 9.80665 \times \left((0.41 \times 445) / (8 \times 1400) + ((1 + 0.68) \times 445) / (4 \times 7294) \right) \\
&\quad + \sqrt{\left((0.4545 \times 3783000 \times 445) / (8 \times 1400) \right)^2 + \left((0.4545 \times 667500 \times 445) / (4 \times 7294) \right)^2} \\
&= 71553.69 \\
&= \underline{71550 \text{ (N)}}
\end{aligned}$$

鉛直方向転倒 F_{b2}

$$\begin{aligned}
F_{b2} &= m \cdot g \cdot \left(\frac{CH \cdot \ell_3 + (1 + CV) \cdot h}{nfV \cdot \ell_b} \right) + \sqrt{\left(\frac{Pt \cdot A1 \cdot h}{nfH \cdot \ell_a} \right)^2 + \left(\frac{Pt' \cdot A2 \cdot h}{nfV \cdot \ell_b} \right)^2} \\
&= 7500 \times 9.80665 \times \left((0.41 \times 7234 + (1 + 0.68) \times 445) / (4 \times 7294) \right) \\
&\quad + \sqrt{\left((0.4545 \times 3783000 \times 445) / (8 \times 1400) \right)^2 + \left((0.4545 \times 667500 \times 445) / (4 \times 7294) \right)^2} \\
&= 77832.4 \\
&= \underline{77830 \text{ (N)}}
\end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張力 F_b

$$\begin{aligned}
F_b &= \text{Max}(F_{b1}, F_{b2}) \\
&= \text{Max}(71550, 77830) \\
&= \underline{77830 \text{ (N)}}
\end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_b

$$\begin{aligned}
\sigma_b &= \frac{F_b}{A_b} \\
&= 77830 / 1385 \\
&= 56.194946 \\
&= \underline{57 \text{ (MPa)}}
\end{aligned}$$

④せん断応力

水平方向地震力及び遡上津波荷重によるせん断力 Q_{b1}

$$\begin{aligned}Q_{b1} &= m \cdot g \cdot C_H + P_t \cdot A1 \\ &= 7500 \times 9.80665 \times 0.41 + 0.4545 \times 3783000 \\ &= 1749528.949 \\ &= \underline{1750000 \text{ (N)}}\end{aligned}$$

鉛直方向地震力及び遡上津波荷重によるせん断力 Q_{b2}

$$\begin{aligned}Q_{b2} &= m \cdot g \cdot (1 + C_V) + P_t \cdot A2 \\ &= 7500 \times 9.80665 \times (1 + 0.68) + 0.4545 \times 667500 \\ &= 426942.54 \\ &= \underline{426900 \text{ (N)}}\end{aligned}$$

基礎ボルトに対するせん断力 Q_b

$$\begin{aligned}Q_b &= \sqrt{(Q_{b1})^2 + (Q_{b2})^2} \\ &= \sqrt{(1750000^2 + 426900^2)} \\ &= 1801317.19 \\ &= \underline{1801000 \text{ (N)}}\end{aligned}$$

せん断応力

$$\begin{aligned}\tau_b &= \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \\ &= 1801000 / (32 \times 1385) \\ &= 40.636282 \\ &= \underline{41 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

⑤F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点 S_y と設計引張強さ S_u は2005 設計・建設規格第I編 付録図表 Part5 表8, 表9より

40℃における $S_y=175$

40℃における $S_u=480$

$F=\text{Min}(S_y, 0.7S_u)$

$=\text{Min}(175, 0.7 \times 480)$

$=\text{Min}(175, 336)$

$=\underline{175 \text{ MPa}}$

⑥許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$f_{to} = F/2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 175/2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 105 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 105 - 1.6 \times 41, 105)$$

$$= \text{Min}(81, 105)$$

$$= 81 \text{ MPa}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき、後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑦許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 175 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 80.82904$$

$$= 80 \text{ MPa}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき、後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑧強度評価結果

潮位計検出器の強度評価結果を表 6.10.2-5 に示す。

表 6.10.2-5 潮位計検出器の耐震評価結果 (基準津波と余震による重畳時)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	57	81*	OK
	せん断	41	80	OK

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

<強度評価 (敷地に遡上する津波と余震による重畳時) >

① 遡上津波荷重 (P_t)

潮位計検出器に作用する遡上津波荷重 (P_t) は「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 25 年 9 月)」に示されている津波波力算出式を参考に次式にて求める。

$$P_t = 3.0 \cdot \rho \cdot g \cdot aI \cdot 1.5$$

入射津波の静水面上高さ aI は次式にて求める。

$$aI = \frac{1}{2} \cdot Th$$

$$= 0.5 \times 24$$

$$=12 \text{ (m)}$$

$$P_t = 3.0 \times 1030 \times 9.80665 \times 12 \times 1.5$$

$$= 545.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$= 0.5454 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

潮位計ガイド管に作用する揚圧力 P_t' は次式にて求める。

$$P_t' = P_t$$

$$= 0.5454 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

② 投影面積

潮位計ガイド管の側面投影面積 (A1) 及び水平投影面積 (A2) は次式にて求める。

$$A1 = h \cdot \ell_a$$

$$= 445 \times 8500$$

$$= 3782500$$

$$= 3783000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$A2 = h \cdot \ell_c$$

$$= 445 \times 1500$$

$$= 667500 \text{ (mm}^2\text{)}$$

③ 引張応力

水平転倒 F_{b1}

$$F_{b1} = m \cdot g \cdot \left(\frac{CH \cdot h}{nfH \cdot \ell_a} + \frac{(1 + CV) \cdot h}{nfV \cdot \ell_b} \right) + \sqrt{\left(\frac{Pt \cdot A1 \cdot h}{nfH \cdot \ell_a} \right)^2 + \left(\frac{Pt' \cdot A2 \cdot h}{nfV \cdot \ell_b} \right)^2}$$

$$= 7500 \times 9.80665 \times \left((0.41 \times 445) / (8 \times 1400) + ((1 + 0.68) \times 445) / (4 \times 7294) \right)$$

$$+ \sqrt{\left((0.5454 \times 3783000 \times 445) / (8 \times 1400) \right)^2 + \left((0.5454 \times 667500 \times 445) / (4 \times 7294) \right)^2}$$

$$= 85247.88$$

$$= 85250 \text{ (N)}$$

鉛直方向転倒 F_{b2}

$$F_{b2} = m \cdot g \cdot \left(\frac{CH \cdot \ell_3 + (1 + CV) \cdot h}{nfV \cdot \ell_b} \right) + \sqrt{\left(\frac{Pt \cdot A1 \cdot h}{nfH \cdot \ell_a} \right)^2 + \left(\frac{Pt' \cdot A2 \cdot h}{nfV \cdot \ell_b} \right)^2}$$

$$= 7500 \times 9.80665 \times \left((0.41 \times 7234 + (1 + 0.68) \times 445) / (4 \times 7294) \right)$$

$$+ \sqrt{\left((0.5454 \times 3783000 \times 445) / (8 \times 1400) \right)^2 + \left((0.5454 \times 667500 \times 445) / (4 \times 7294) \right)^2}$$

$$= 91526.584$$

$$= 91530 \text{ (N)}$$

基礎ボルトに作用する引張力 F_b

$$\begin{aligned} F_b &= \text{Max}(F_{b1}, F_{b2}) \\ &= \text{Max}(85250, 91530) \\ &= \underline{91530 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_b

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{F_b}{A_b} \\ &= 91530/1385 \\ &= 66.086643 \\ &= \underline{67 \text{ (MPa)}} \end{aligned}$$

④せん断応力

水平方向地震力及び遡上津波荷重によるせん断力 Q_{b1}

$$\begin{aligned} Q_{b1} &= m \cdot g \cdot C_H + P_t \cdot A1 \\ &= 7500 \times 9.80665 \times 0.41 + 0.5454 \times 3783000 \\ &= 2093404 \\ &= \underline{2093000 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

鉛直方向地震力及び遡上津波荷重によるせん断力 Q_{b2}

$$\begin{aligned} Q_{b2} &= m \cdot g \cdot (1 + C_v) + P_t \cdot A2 \\ &= 7500 \times 9.80665 \times (1 + 0.68) + 0.5454 \times 667500 \\ &= 487618.3 \\ &= \underline{487600 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

基礎ボルトに対するせん断力 Q_b

$$\begin{aligned} Q_b &= \sqrt{(Q_{b1})^2 + (Q_{b2})^2} \\ &= \sqrt{(2093000)^2 + (487600)^2} \\ &= 2149047 \\ &= \underline{2149000 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

せん断応力

$$\begin{aligned} \tau_b &= \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \\ &= 2149000 / (32 \times 1385) \end{aligned}$$

$$=48.48827$$

$$=49 \text{ (MPa)}$$

⑤F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点 S_y と設計引張強さ S_u は 2005 設計・建設規格第

I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_y=175$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_u=480$$

$$F=\text{Min}(S_y, 0.7S_u)$$

$$=\text{Min}(175, 0.7 \times 480)$$

$$=\text{Min}(175, 336)$$

$$=175 \text{ MPa}$$

⑥許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts}=\text{Min}(1.4 \times f_{to}-1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$f_{to}=F/2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$=175/2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$=105 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ts}=\text{Min}(1.4 \times 105-1.6 \times 49, 105)$$

$$=\text{Min}(69, 105)$$

$$=69 \text{ MPa}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき、後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑦許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$f_{sb}=F/(1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$=175/(1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$=80.82904$$

$$=80 \text{ MPa}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき、後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑧強度評価結果

潮位計検出器の強度評価結果を表 6. 10. 2-6 に示す。

表 6. 10. 2-6 潮位計検出器の耐震評価結果（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	67	69*	OK
	せん断	49	80	OK

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

(2)潮位計（潮位監視盤）

a. 一般事項

図6. 10. 2-6に潮位計（潮位監視盤）の概略構造図を示す。

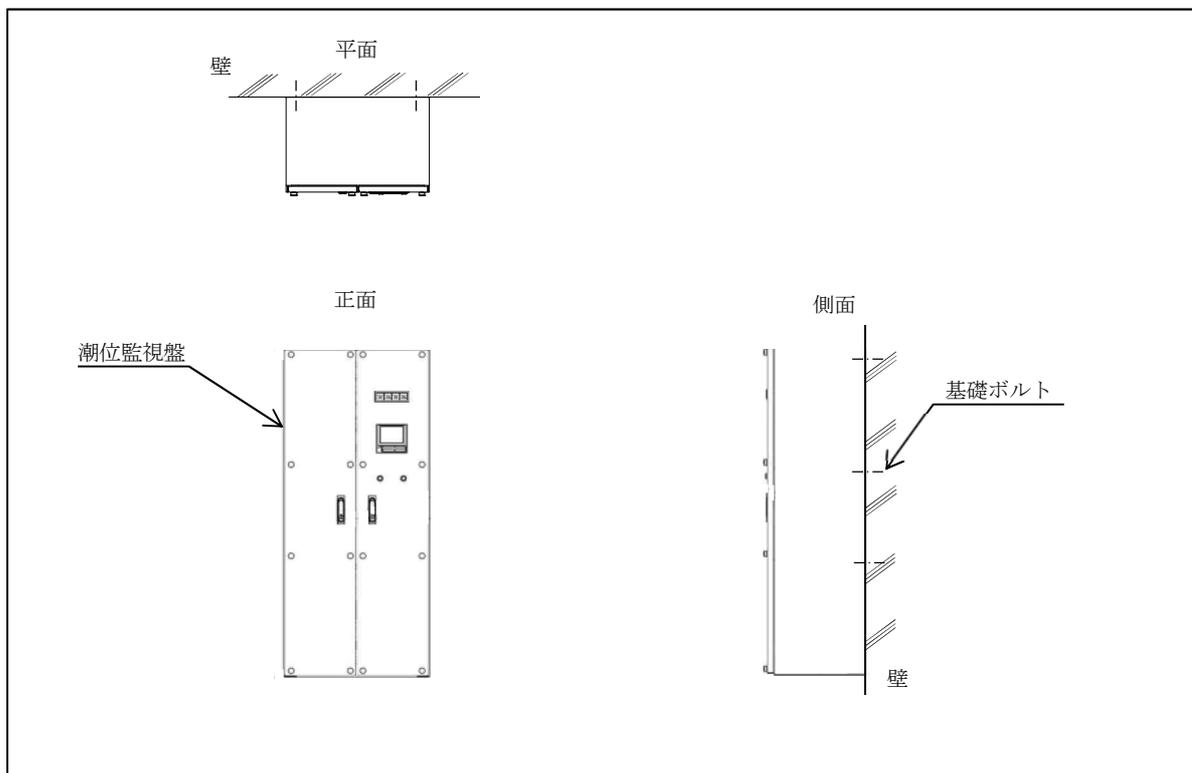


図6. 10. 2-6 潮位計（潮位監視盤）の概略構造図

b. 評価条件

<設計震度>

壁掛型の盤なので設置場所（中央制御室）上階の最大震度を適用する。

Ss 水平方向震度 (CH) : 1.55

鉛直方向震度 (CV) : 1.17

<雰囲気温度>

40°C （中央制御室）

c. 応力計算

<耐震評価>

①引張応力

水平方向転倒 F_{b1}

$$F_{b1} = \frac{m \cdot (1+C_v) \cdot h \cdot g}{n_{fV} \cdot \ell_2} + \frac{m \cdot C_H \cdot h \cdot g}{n_{fH} \cdot \ell_3}$$
$$= (310 \times (1+1.17) \times 237 \times 9.80665) / (2 \times 1050) + (310 \times 1.55 \times 237 \times 9.80665) / (3 \times 686)$$
$$= 1287.157607$$
$$= \underline{1287 \text{ (N)}}$$

鉛直方向の引張力 F_{b2}

$$F_{b2} = \frac{m \cdot (1+C_v) \cdot h \cdot g + m \cdot C_H \cdot \ell_1 \cdot g}{n_{fV} \cdot \ell_2}$$
$$= (310 \times (1+1.17) \times 237 \times 9.80665 + 310 \times 1.55 \times 225 \times 9.80665) / (2 \times 1050)$$
$$= 1249.378417$$
$$= \underline{1249 \text{ (N)}}$$

基礎ボルトに作用する引張力 F_b

$$F_b = \text{Max}(F_{b1}, F_{b2})$$
$$= \text{Max}(1287, 1249)$$
$$= \underline{1287 \text{ (N)}}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_b

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$
$$= 1287 / 201.1$$
$$= 6.399801$$
$$= \underline{7 \text{ (MPa)}}$$

②せん断応力

水平方向地震力によるせん断力 Q_{b1}

$$Q_{b1} = m \cdot g \cdot C_H$$
$$= 310 \times 9.80665 \times 1.55$$
$$= 4712.095325$$
$$= \underline{4712 \text{ (N)}}$$

鉛直方向地震力によるせん断力 Q_{b2}

$$Q_{b2} = m \cdot g \cdot (1+C_v)$$
$$= 310 \times 9.80665 \times (1+1.17)$$

$$=6596.933455$$

$$=6597 \text{ (N)}$$

取付ボルトに作用するせん断力 Q_b

$$Q_b = \sqrt{(Q_{b1})^2 + (Q_{b2})^2}$$

$$= \sqrt{4712^2 + 6597^2}$$

$$=8106.994079$$

$$=8107 \text{ (N)}$$

取付ボルトに作用するせん断応力 τ_b

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b}$$

$$=8107 / (6 \times 201.1)$$

$$=6.718879$$

$$=7 \text{ (MPa)}$$

③F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点 S_y と設計引張強さ S_u は2005 設計・建設規格第I編 付録図表 Part5 表8, 表9より

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 235$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 400$$

$$F = \text{Min}(S_y, 0.7S_u)$$

$$= \text{Min}(235, 0.7 \times 400)$$

$$= \text{Min}(235, 280)$$

$$= 235 \text{ MPa}$$

④許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$f_{to} = F / 2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 235 / 2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 141 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 141 - 1.6 \times 7, 141)$$

$$= \text{Min}(186, 141)$$

$$= 141 \text{ MPa}$$

⑤許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 235 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

=108.5419

=108 MPa

⑥耐震評価結果

潮位計（潮位監視盤）の耐震評価結果を表 6.10.2-7 に示す。

表 6.10.2-7 潮位計（潮位監視盤）の耐震評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	7	141*	OK
	せん断	7	108	OK

注記 * : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出