

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 110
提出年月日	平成 30 年 9 月 10 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】

- ・ 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
- ・ 5. 13. 1 防潮堤止水ジョイント部材について
- ・ 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（参考資料 2）
- ・ 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（参考資料 3）
- ・ 6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明（参考資料 4）

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

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 105 H30. 8. 29]
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 84 H30. 8. 1]
 - 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 109 H30. 9. 5]
 - 4.3 漂流物荷重について[改 109 H30. 9. 5]
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 105 H30. 8. 29]
 - 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 108 H30. 9. 4]
 - 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 109 H30. 9. 5]
 - 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 109 H30.9.5]
 - 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 72 H30.7.11]
 - 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 79 H30.7.24]
 - 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。

5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価

5.12.1 概要

貯留堰内の貯水に対して、スロッシングによる溢水量が貯留堰貯水量へ与える影響を評価する。具体的には、余震（ S_a-D1 ）によるスロッシングによって発生する貯留堰からの溢水量を算定し、貯留堰の有効容量（ 2378 m^3 、非常用海水ポンプの運転継続可能時間 33 分）から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が引き波の継続時間（貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間約 3 分）に対して十分に余裕があることを確認する。また、非常用海水ポンプ*位置での水位の時刻歴を確認し、非常用海水ポンプの取水可能限界水位を下回っていないことを確認する。

貯留堰鳥瞰図を図 5.12-1 に、貯留堰の平面図及び断面図を図 5.12-2 に示す。また、引き波の継続時間約 3 分の考え方を図 5.12-3 に示す。

- ※ 残留熱除去系海水系ポンプ：4 機、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：2 機、
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ：1 機
非常用海水ポンプの詳細位置及び取水量を図 5.12-4 に示す。



図 5.12-1 貯留堰鳥瞰図

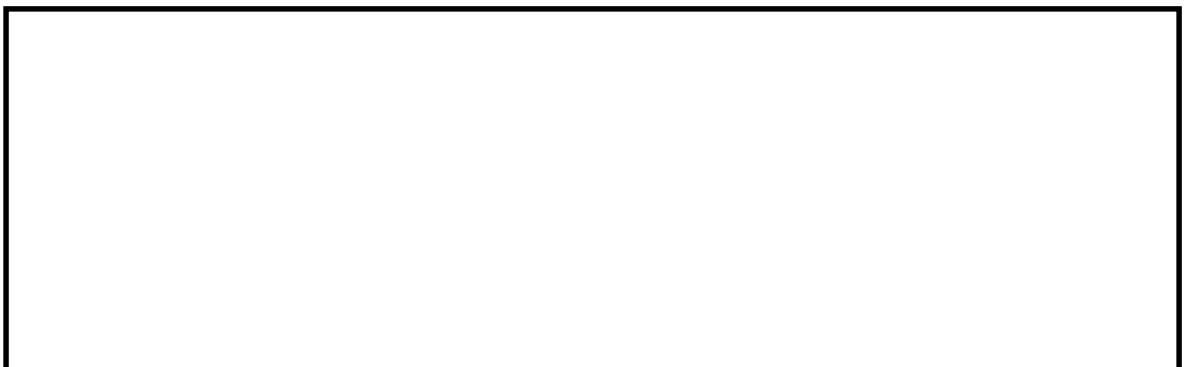


図 5.12-2 貯留堰断面図

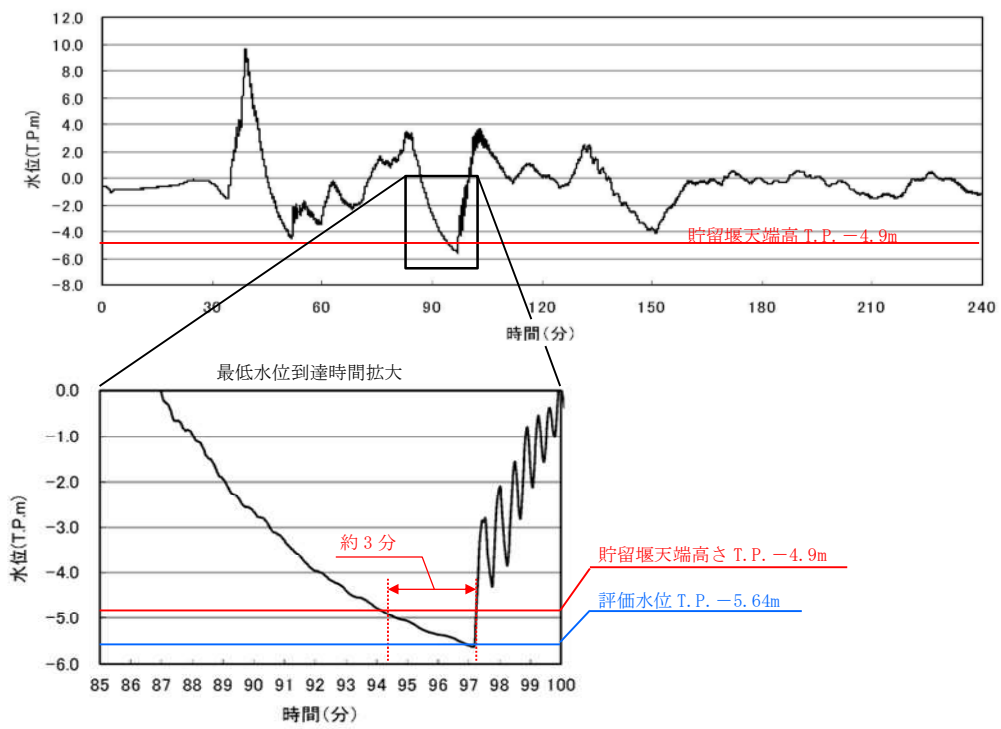


図 5.12-3 引き波の継続時間 (約 3 分) の考え方

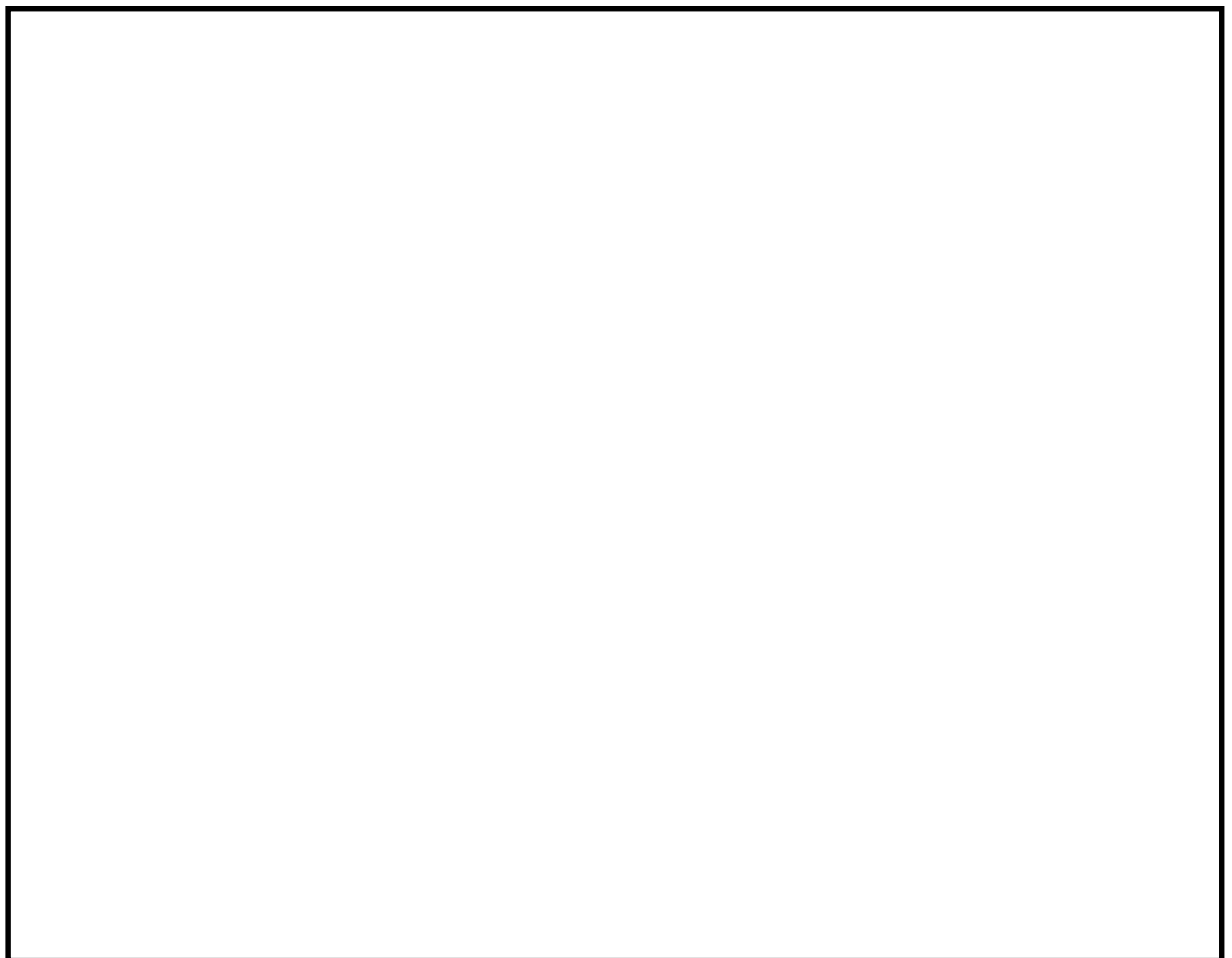


図 5.12-4 非常用海水ポンプ詳細位置図及び取水量

5.12.2 検討方針

(1) 検討項目1 (貯留量が確保されることを確認)

引き波によって貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間(約3分)と余震($S_d - D1$)との重畳を考慮したスロッシング解析によりに溢水量を算出し、貯留堰の有効容量(2378 m³、非常用海水ポンプの運転継続可能時間33分)から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が引き波継続時間(約3分)に対して十分に余裕があることを確認する。

溢水量の算定においては、スロッシングによる溢水量を保守的に算出するため、スロッシング解析時間は引き波により貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る継続時間(約3分)よりも長い5分間(300秒間)とする。

(2) 検討項目2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認)

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の水位時刻歴波形を算出し、余震継続時間内における貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位(T.P. -5.66 m)を下回っていないことを確認する。スロッシング解析時間は、検討項目1と同様に5分間とする。

スロッシング検討フローを図5.12-5に示す。

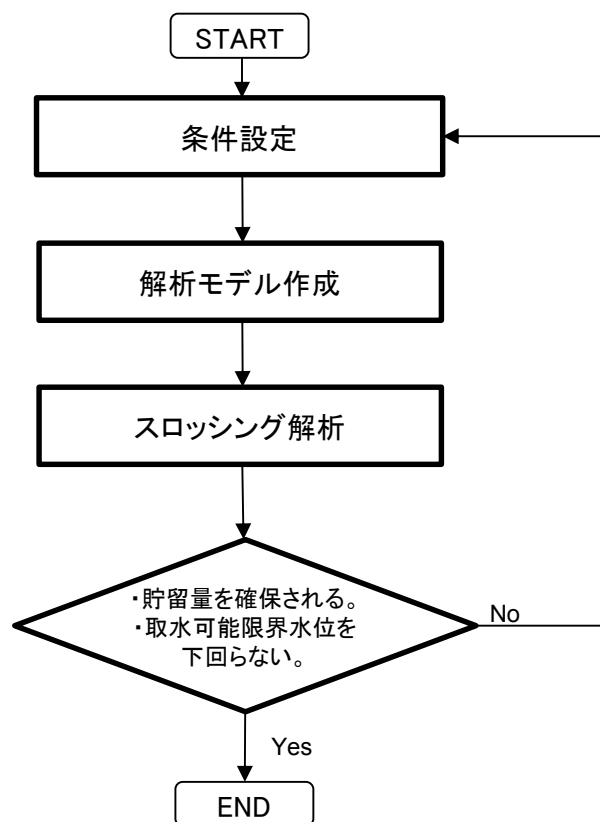


図 5.12-5 スロッシング検討フロー

5.12.3 入力地震動

(1) 地震動の引き上げ手法

地震動は、解放基盤表面 T.P. -370 m からスロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）までの引き上げを行う。

解放基盤表面 T.P. -370 m から地震応答解析モデル底面位置（T.P. -100 m）までの地震動の引き上げは、1次元地震応答解析（SHAKE）により行うものとする。

地震応答解析モデル底面位置（T.P. -100 m）からスロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）までの第四紀層の液状化検討対象層を含む範囲の地震動の引き上げについては、1次元地震応答解析（FLIP）により行うものとする。1次元地震応答解析に有効応力解析 FLIP を用いる理由は以下のとおりである。

スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価では、地震動（ S_d-D1 ）における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮でき、原地盤に基づく液状化強度特性を用いたケース、地盤物性のばらつきを考慮したケース、非液状化の条件を仮定したケース及び地盤を強制的に液状化させることを仮定したケースに対して評価が行えるよう、有効応力解析 FLIP を用いる。

(2) 地震動の引き上げ位置

余震時のスロッシング解析は貯留堰からの溢水量を評価することが主目的なので、地震動の引き上げ位置は、貯留堰の設置位置で解析モデル下端まで引上げた地震動を使用する。

貯留堰の設置位置の地層構成は、長周期側成分が卓越する地層構成として、岩盤上面深度が深く、第四紀層が厚くなる地点を選定する。地震動の引き上げに用いる地層構成の選定に用いた地層断面位置図及び地層断面図をそれぞれ図 5.12-6 及び図 5.12-7 に示す。また、それぞれの図に地層構成抽出地点を合わせて示す。選定した地層構成抽出地点の地震応答解析モデル図を図 5.12-8 に示す。

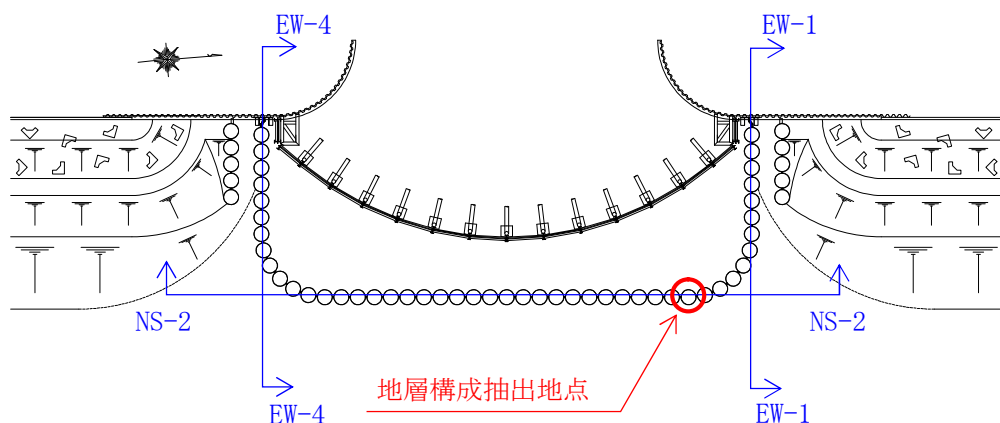


図 5.12-6 地震動の選定に用いる地層断面位置図

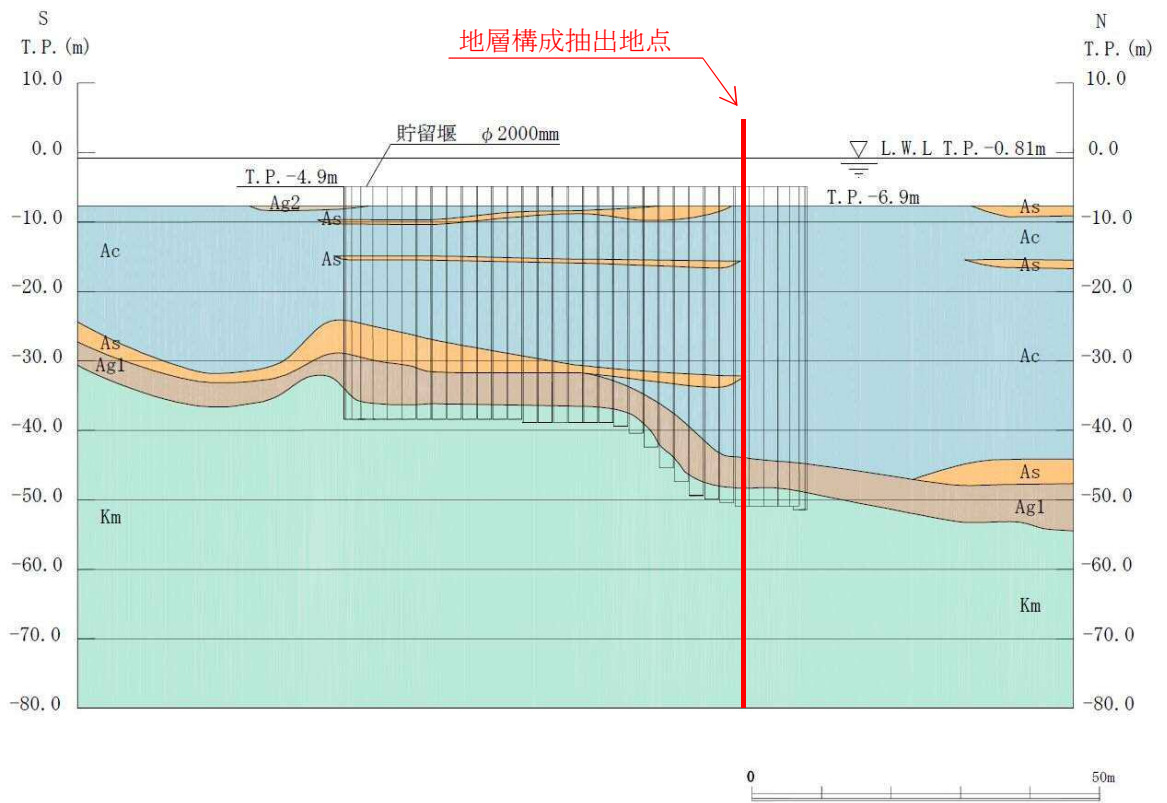


図 5.12-7 (1) 地層断面図 (NS-2)

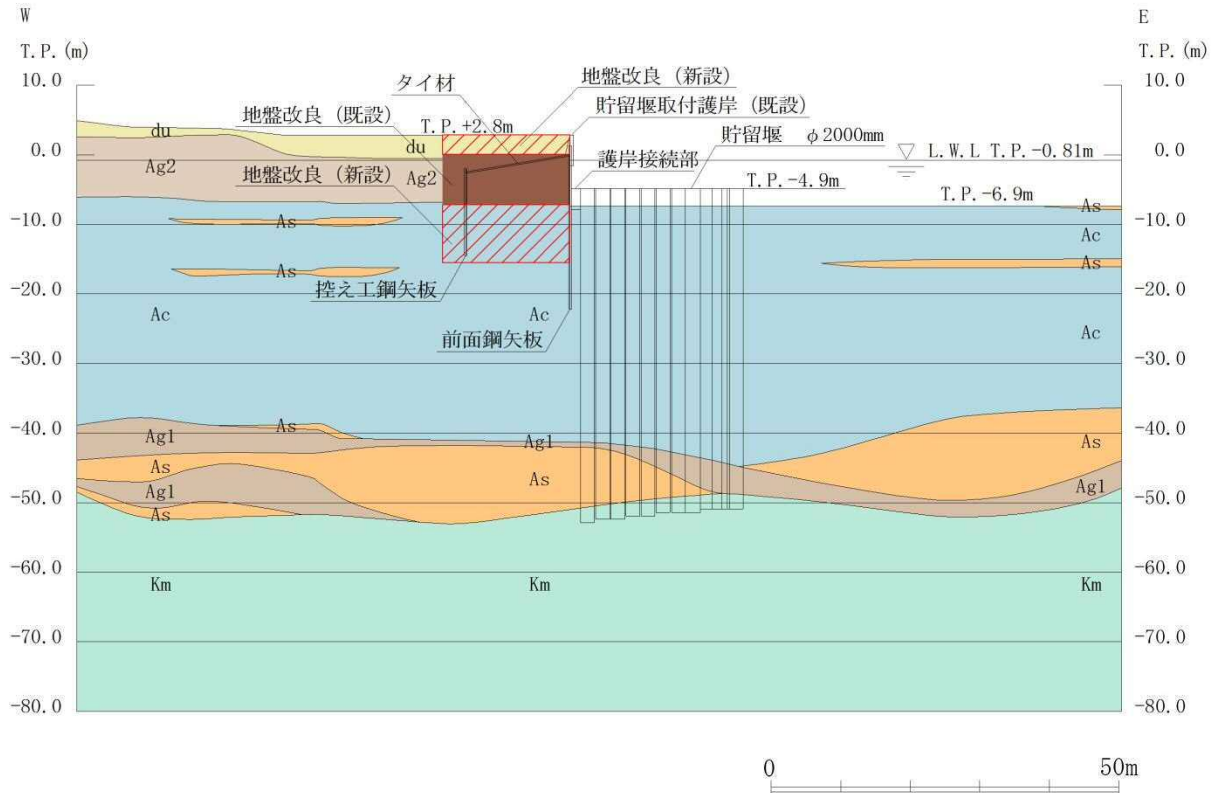


図 5.12-7 (2) 地層断面図 (EW-1)

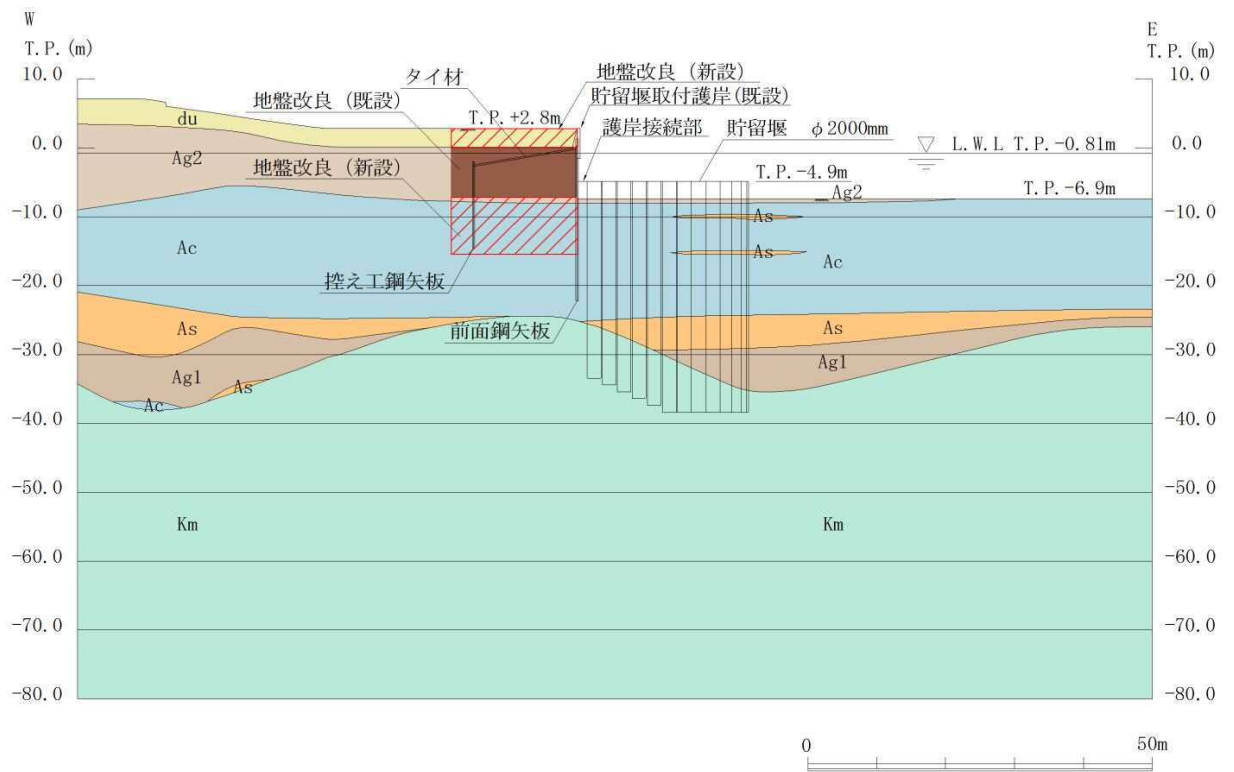


図 5.12-7 (3) 地層断面図 (EW-4)

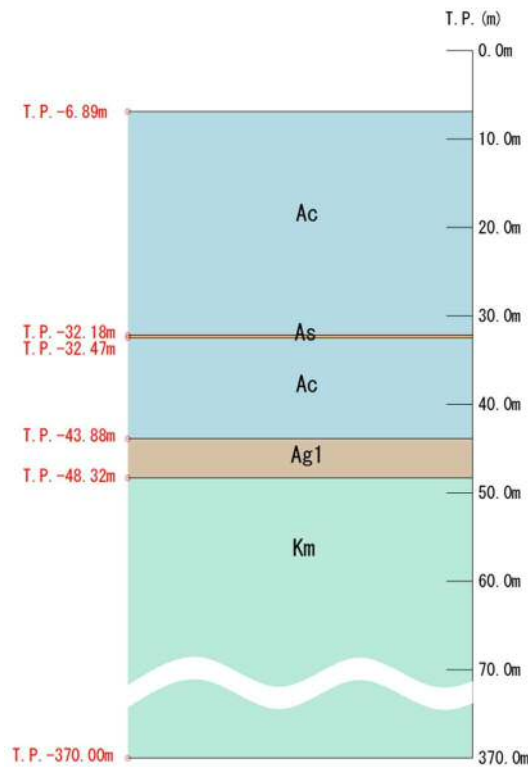


図 5.12-8 地震応答解析モデル図 (地層構成抽出地点)

(2) 地盤物性値

検討に用いる地盤の物性値を表 5.12-1 に示す。

表 5.12-1 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 () は地下水水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 5.12-1 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤					捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系	
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km	
物理特性	密度 () は地下水水位以浅	ρ	g/cm ²	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-1} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026		$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$	35

z : 標高 (m)

表 5.12-1 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm)	静ポアソン比 ν^{CD}	粘着力 C_D (kN/m)	内部摩擦角 ϕ_{CD} ($^\circ$)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m)	拘束圧 依存係数 m6, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν^d	確密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

(3) 地震動の選定

(a) 地震動の選定概要

スロッシング解析に用いる地震動の選定は、 S_d-D1 に対して地盤物性のばらつきを考慮したものとする。また、スロッシング波高は入力する地震動の速度応答スペクトルと比例する^{*}。このため、スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトルを比較し、貯留堰水面の1次固有周期を考慮した地震動の選定を行う。

※ 容器構造設計指針・同解説（日本建築学会）より

(b) 地震動の選定に用いる地盤物性

地震動の選定において考慮する地盤物性は表 5.12-2 に示す 6 ケースとする。

表 5.12-2 地震動の選定において考慮する地盤物性検討ケース

ケース番号	①	②	③	④	⑤	⑥
ケース名称	V_s 平均値 (液化パラメータ適用)	$V_s + 1\sigma$ (液化パラメータ適用)	$V_s - 1\sigma$ (液化パラメータ適用)	豊浦標準砂	V_s 平均値 (非液化)	$V_s + 1\sigma$ (非液化)
地盤物性の考え方	原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した非液化の条件を仮定した解析ケース
液化強度特性の設定	原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液化強度特性	液化パラメータを非適用	液化パラメータを非適用

(c) 水面の1次固有周期の算出

加振方向，水槽形状を考慮した3ケースについて，水面の1次固有周期を算出する。算出には以下の式*を用いる。検討に用いた3ケースの水槽形状の考え方を図5.12-9に，1次固有周期算定結果を表5.12-3に示す。

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega}$$
$$\omega^2 = \sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{g}{l} \cdot \tanh\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{h}{l}\right)$$

ここに、

T_s : 1次固有周期

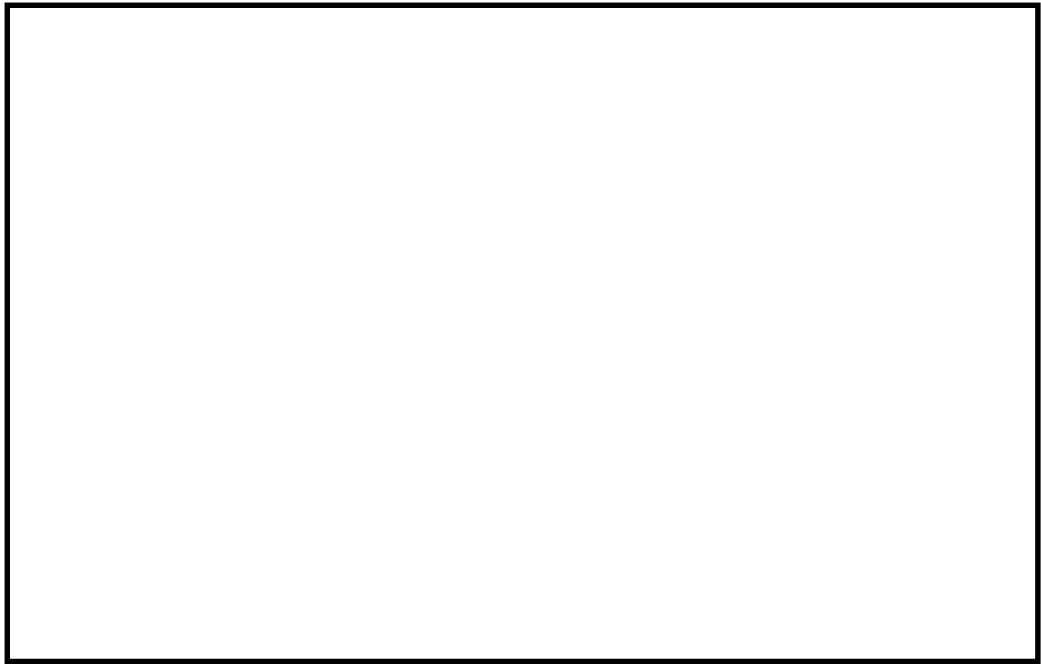
ω : 1次固有円振動数

g : 重力加速度

l : 水槽の幅の半分 (貝代 10 cm 考慮)

h : 水深

※ 容器構造設計指針・同解説 (日本建築学会) より



(a) 平面図



(b) 断面図

図 5.12-9 水槽形状の考え方

表 5.12-3 1次固有周期算定結果

項目	記号	単位	ケースA	ケースB	ケースC	備考
水槽の幅	$2l$	m	77.53	62.46	7.25	具代考慮
	l	m	38.77	31.23	3.63	
貯留堰天端		T.P.m	-4.90	-4.90	-4.90	
底面		T.P.m	-6.89	-6.89	-7.75	
水深	h	m	1.99	1.99	2.85	
重力加速度	g	m/s^2	9.80665	9.80665	9.80665	
固有円振動数の2乗	ω^2	1/s	0.0324	0.0499	3.6201	
固有円振動数	ω	1/s	0.180	0.223	1.903	
固有周期	T_s	s	34.91	28.14	3.30	

(d) 地震動の選定

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトル（水平方向）を図 5.12-10 に示す。貯留堰水面の 1 次固有周期を考慮し、⑤ V_s 平均値（非液状化）をスロッシング解析に用いる入力地震動として選定する。

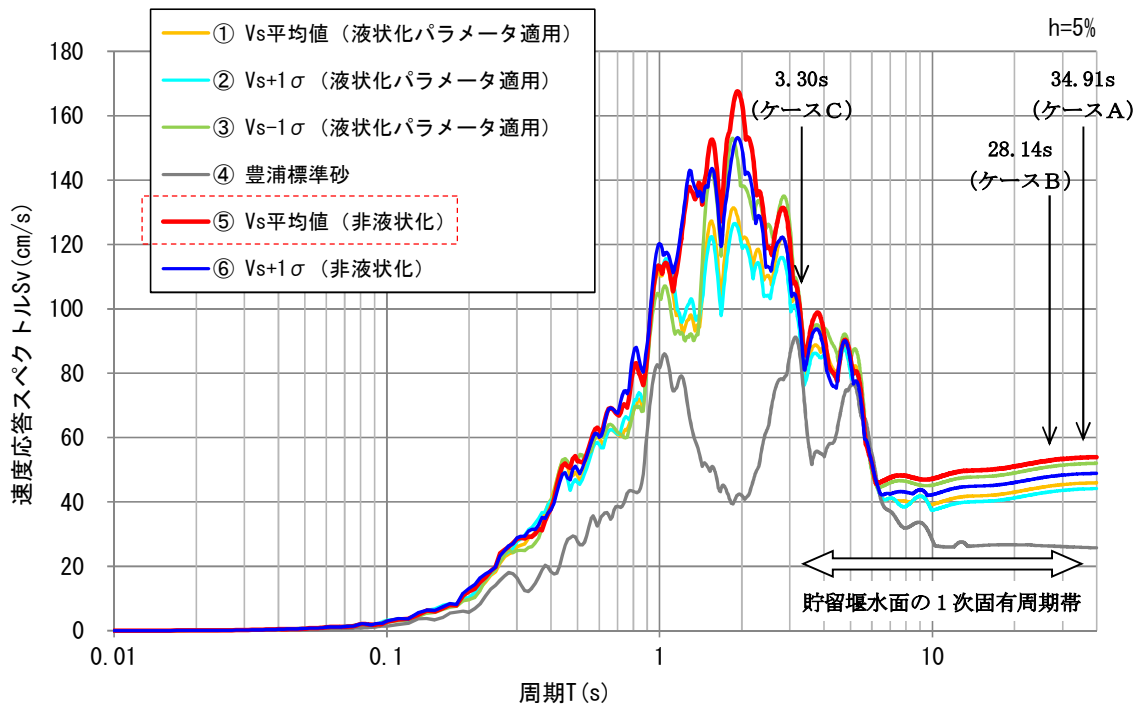


図 5.12-10 (1) 速度応答スペクトル（水平方向）

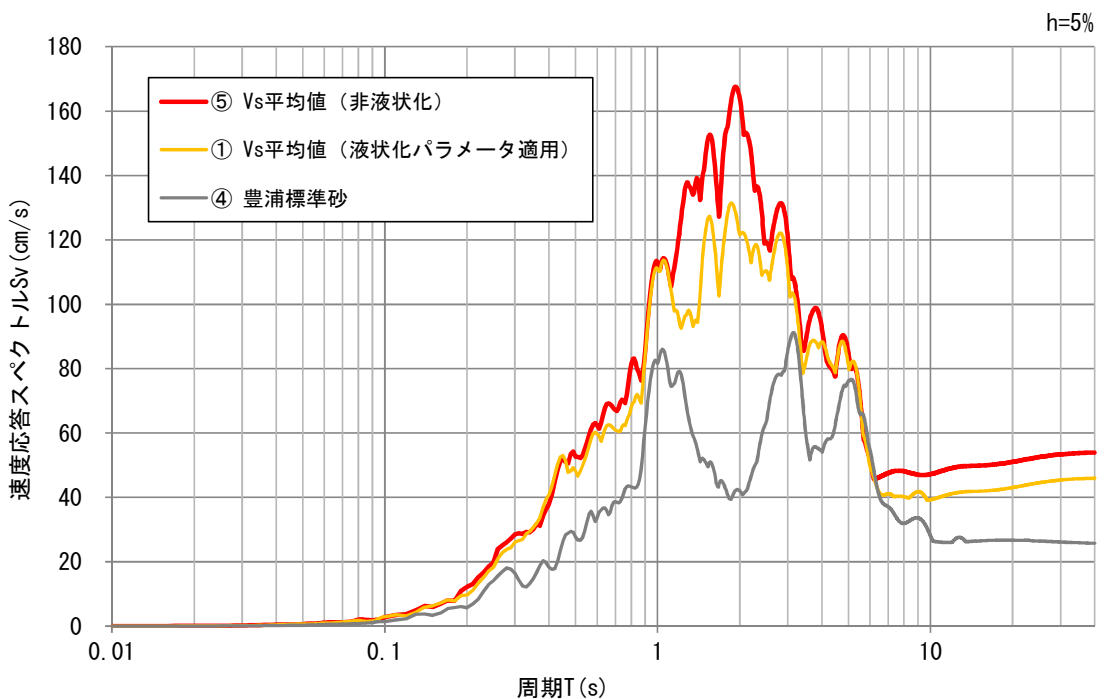
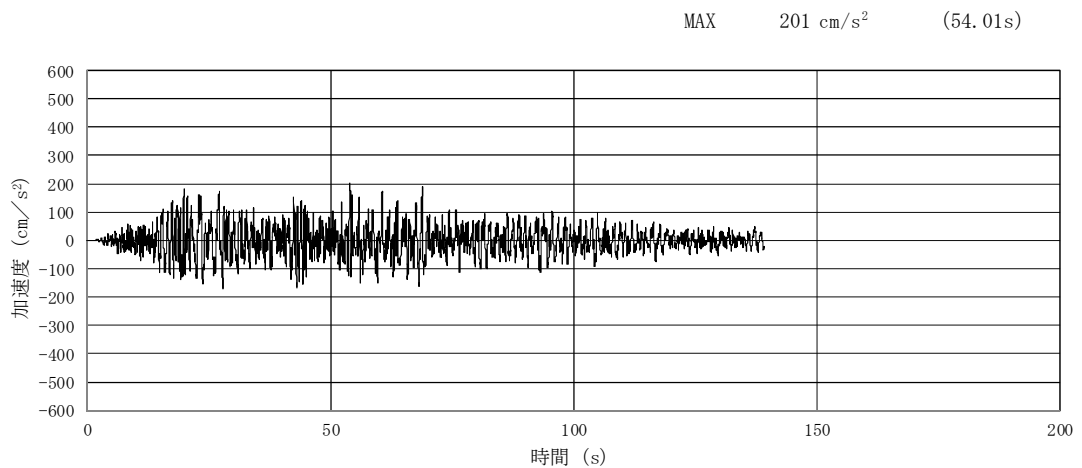


図 5.12-10 (2) 速度応答スペクトル（水平方向）【抜粋】

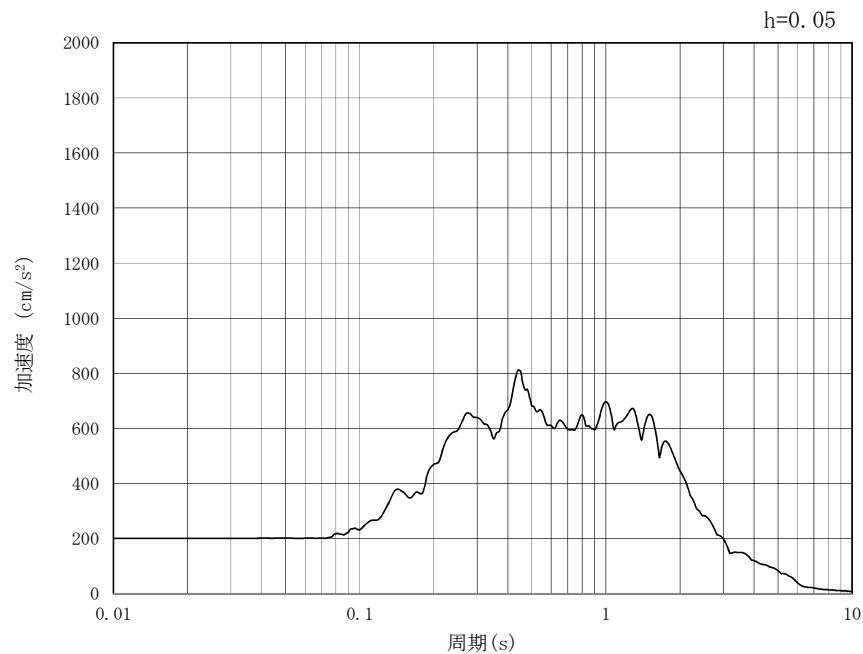
(d) 入力地震動

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における S_d-D1 （⑤Vs 平均値（非液状化））の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を図 5.12-11 示す。

S_d-D1 の水平成分は方向を持たないため、護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合の 2 ケースに対してスロッシング解析を実施する。



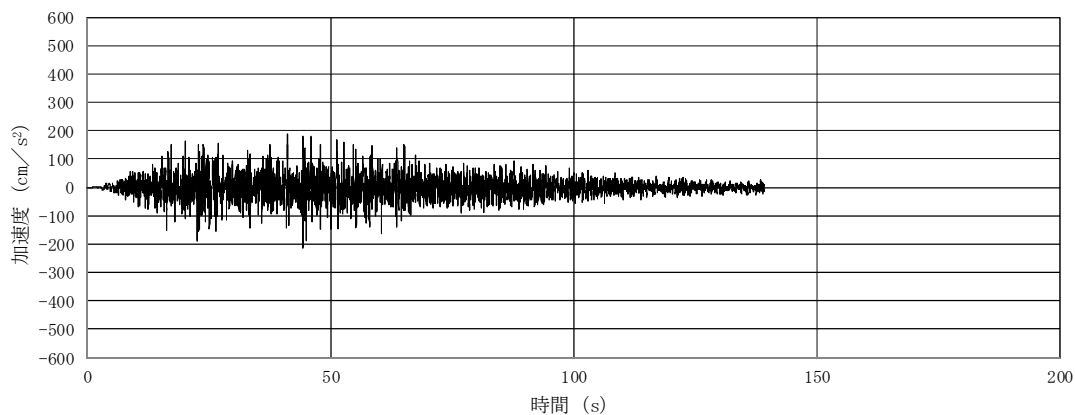
(a) 加速度時刻歴波形



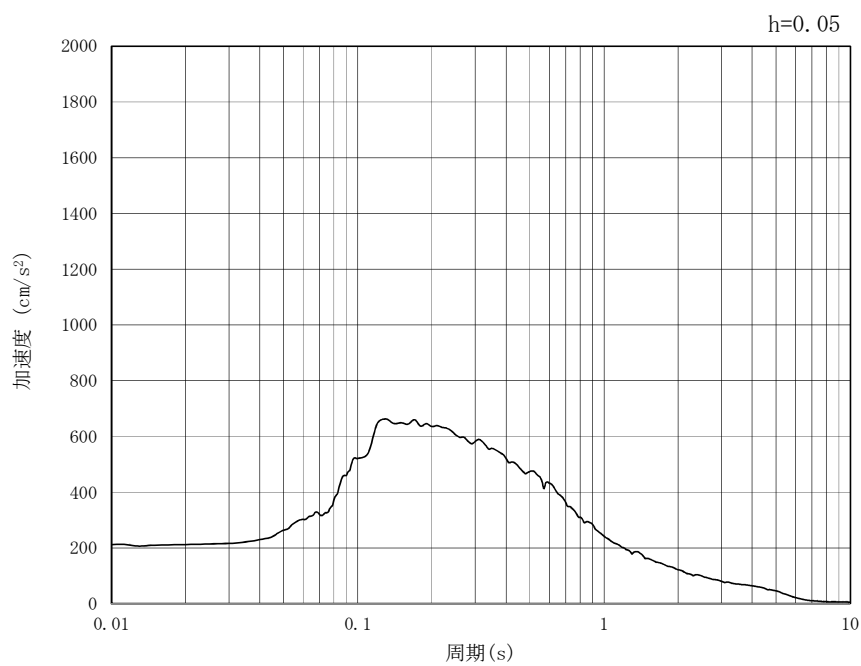
(b) 加速度応答スペクトル

図 5.12-11 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（水平方向）
（ S_d-D1 ，⑤Vs 平均値（非液状化））

MAX 212 cm/s² (44.3s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.12-11 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)
(S_d-D1, ⑤Vs 平均値 (非液化化))

5.12.4 検討ケースの選定

(1) 初期水位

スロッシング解析の初期水位は、貯留堰天端高である T.P. -4.9 m に加え、引き波が継続する間も非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位についても初期水位として検討するものとする。考慮する非常用海水ポンプによる取水時間は、引き波の継続時間を保守的に考慮した 5 分間とする。

検討項目 1（貯留量が確保されていることを確認）については、貯留堰内水位が高い場合に溢水量が大きくなるため、初期水位を T.P. -4.9 m として検討する。また、検討項目 2（取水可能限界水位を下回らないことを確認）については、貯留堰内水位が低い場合に厳しい条件となるため、初期水位を T.P. -5.1 m として検討する。

5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位は以下のとおり。解析に用いる初期水位を表 5.12-4 に示す。

$$\begin{aligned} \text{5 分間の水位低下量} &= (\text{非常用海水ポンプ取水量} \times 5 \text{ 分}) / \text{有効貯水面積} \\ &= (72.05 \text{ m}^3/\text{min} \times 5 \text{ min}) / 3129.16 \text{ m}^2 \\ &= 0.115 \text{ m} \end{aligned}$$

5 分間非常用海水ポンプによる

$$\begin{aligned} \text{取水が行われた場合の水位} &= \text{貯留堰天端高} - \text{5 分間の水位低下量} \\ &= \text{T.P. -4.9 m} - 0.115 \text{ m} \\ &= \text{T.P. -5.015 m} \rightarrow \underline{\text{T.P. -5.1 m}} \end{aligned}$$

表 5.12-4 初期水位

対象検討項目	初期水位	備考
検討項目 1（貯留量が確保されることを確認）	T.P. -4.9 m	貯留堰天端高
検討項目 2（取水可能限界水位を下回らないことを確認）	T.P. -5.1 m	5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位

(2) 有効容量

検討に用いる貯留堰の有効容量と運転継続可能時間の関係を表 5.12-5 に示す。

表 5.12-5 有効容量と運転継続可能時間

有効容量	2,378 m ³
運転継続可能時間	33 分

5.12.5 解析条件

スロッシング解析は、オープンソースの有限体積法(Finite Volume Method) (以下「FVM」という)解析コード OpenFOAM を用いた三次元解析を実施する。

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

モデル化範囲及び解析条件を表 5.12-6 に示す。また、水位時刻歴波形の抽出位置(①~③)を図 5.12-12 に、スロッシング解析モデルを図 5.12-13 に示す。

表 5.12-6 モデル化範囲及び解析条件

モデル化範囲	<ul style="list-style-type: none"> ● 貯留堰からポンプ室まで
溢水量	<ul style="list-style-type: none"> ● 取水口前面に設置する貯留堰天端高さ (T.P. -4.9 m) 以上に上昇し、貯留堰より外側に溢れた水を溢水量として計算。
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> ● T.P. -4.9 m (貯留堰天端高) ● T.P. -5.1 m (5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位)
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> ● 5 分間 (300 秒間) (引き波継続時間約 3 分を保守的に考慮) ● 地震動による加振 (余震継続時間 139.28 秒) 終了後も解析を継続する。
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> ● OpenFOAM (v1706) ● オープンソースの流体解析ソフトウェアであり、実験結果等との比較を行い、スロッシング現象を精度よく計算できることが確認されている。
水位抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> ● 非常用海水ポンプ部での水位変動を確認するために、非常用海水ポンプ (残留熱除去系海水ポンプ) 位置である①~④の 4 点を水位抽出位置とする。 ● 貯留堰天端を超える様子を確認するために、貯留堰東端、北端及び南端の代表点として⑤~⑦の 3 点 (各壁の中央部) を水位抽出位置とする。
その他	<ul style="list-style-type: none"> ● 貯留堰内部の構造物 (カーテンウォールやその支柱、スクリーンなど) は溢水量を保守的に考慮するため、モデル化しない。 ● 格子サイズは $D_x = 25\text{cm}$, $D_y = 25\text{cm}$, $D_z = 20\text{cm}$ を基本とする。 ● 貯留堰鋼管矢板 ($\phi 2,000$) は、モデル簡略化のため貯留堰内側の壁面形状を直線 (隅角部は曲線) としてモデル化する。

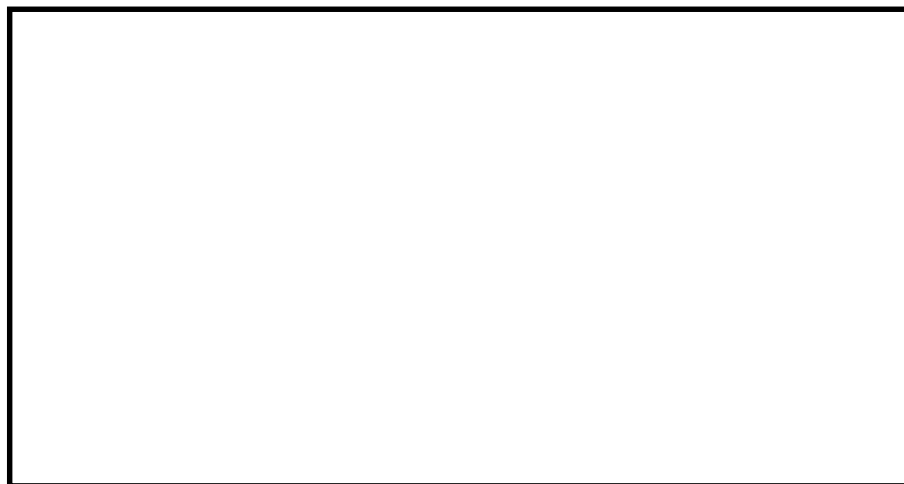
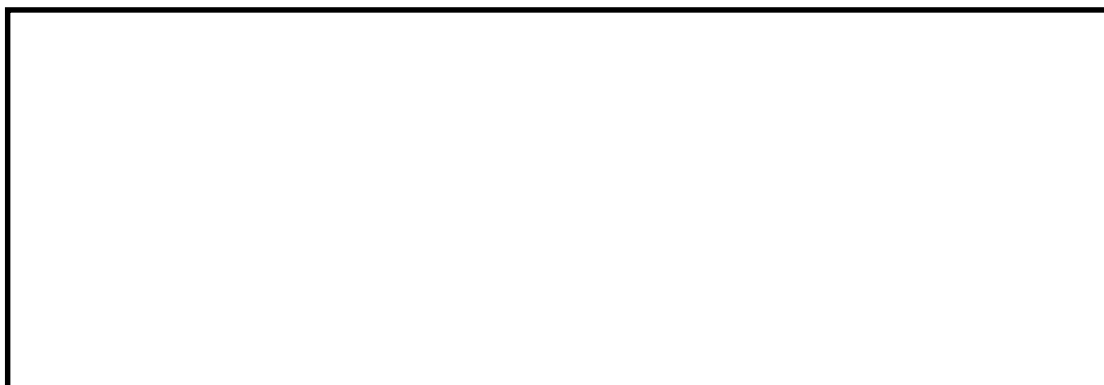


図 5.12-12 水位時刻歴波形抽出位置



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図（北側より）



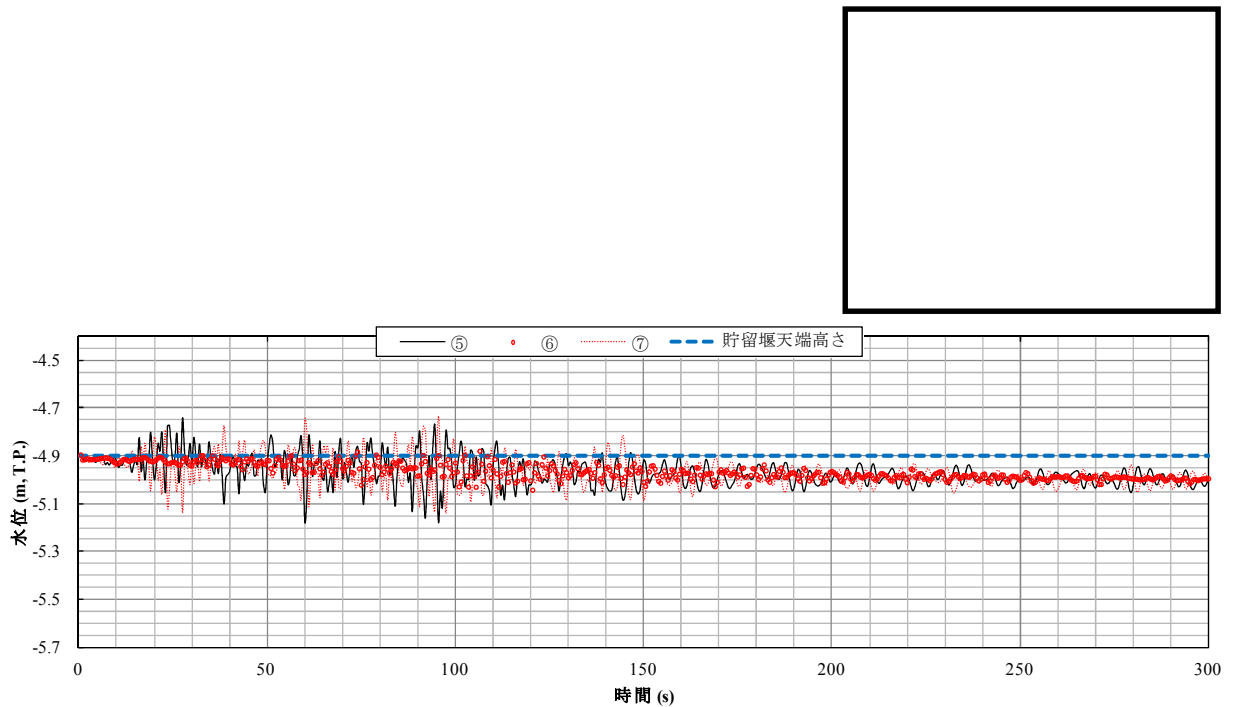
(c) 鳥瞰図（東側より）

図 5.12-13 解析モデル (OpenFOAM)

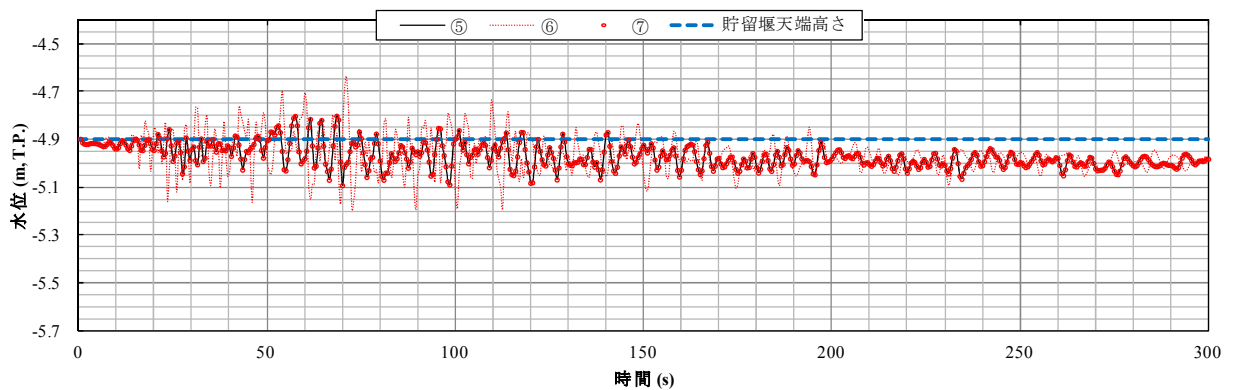
5.12.6 解析結果

(1) 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認, 初期水位=T.P. -4.9 m)

貯留堰位置 (⑤~⑦) におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフを図 5.12-14 に示す。また, スロッシングによる 5 分間の溢水量を表 5.12-7 に示す。



(a) 護岸法線平行方向に加振



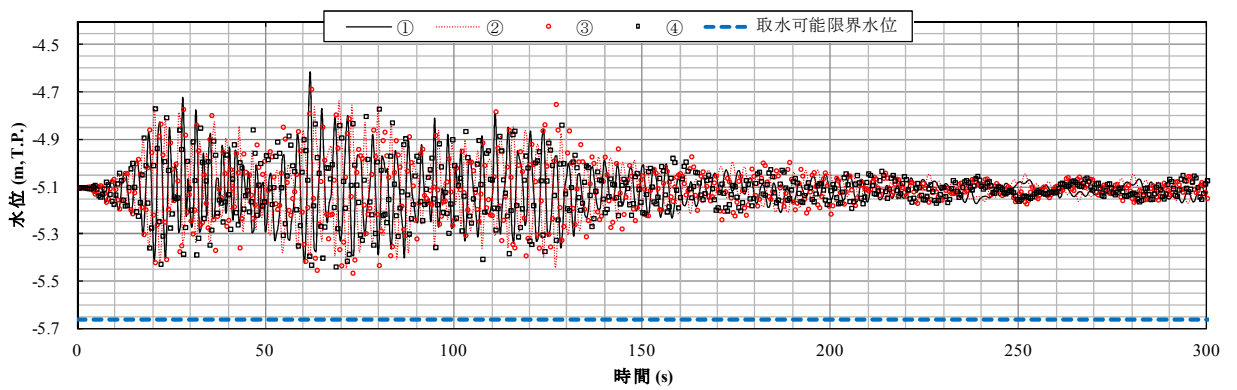
(b) 護岸法線直角方向に加振

図 5.12-14 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ

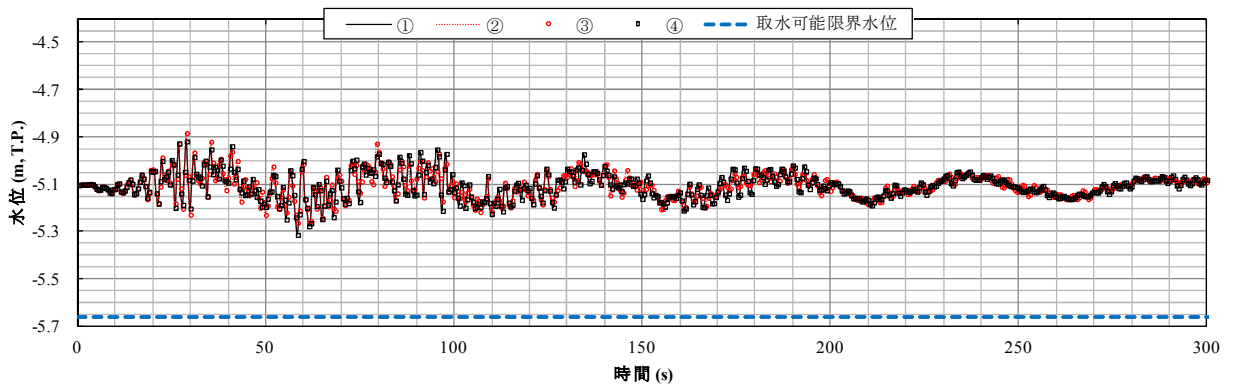
表 5.12-7 スロッシングによる 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量
(a) 護岸法線平行方向に加振	301 m ³
(b) 護岸法線直角方向に加振	301 m ³

- (2) 検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認, 初期水位=T.P. -5.1 m)
 非常用海水ポンプ位置 (①~④) におけるスロッシング時の水位時刻歴を図 5.12-15
 に示す。また, 非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位を表 5.12-8 に示す。



(a) 護岸法線平行方向に加振



(b) 護岸法線直角方向に加振

図 5.12-15 スロッシング時の水位時刻歴 (護岸法線平行方向に加振)

表 5.12-8 スロッシング時の最低水位

加振方向	①における 最低水位	②における 最低水位	③における 最低水位	④における 最低水位
(a) 護岸法線平行方向に加振	T.P. -5.42 m	T.P. -5.45 m	T.P. -5.47 m	T.P. -5.44 m
(b) 護岸法線直角方向に加振	T.P. -5.32 m	T.P. -5.27 m	T.P. -5.27 m	T.P. -5.32 m

5.12.7 検討結果まとめ

(1) 貯留量の確保について（溢水量の評価）

スロッシングによる 5 分間の溢水量は 301 m³ であり、スロッシングによる溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約 28 分となる。よって、スロッシングによる溢水を考慮しても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約 3 分に対して十分な貯留量が確保されていることを確認した。図 5.12-16 に水位イメージ図を示す。

・スロッシングによる 5 分間の溢水量 = 301 m³

・溢水を考慮した非常用海水

$$\begin{aligned} \text{ポンプの運転継続可能時間} &= (\text{有効容量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水} \color{yellow}{\text{量}} \\ &= (2378 \text{ m}^3 - 301 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 28.83 \text{ 分} \rightarrow \underline{28 \text{ 分}} \end{aligned}$$

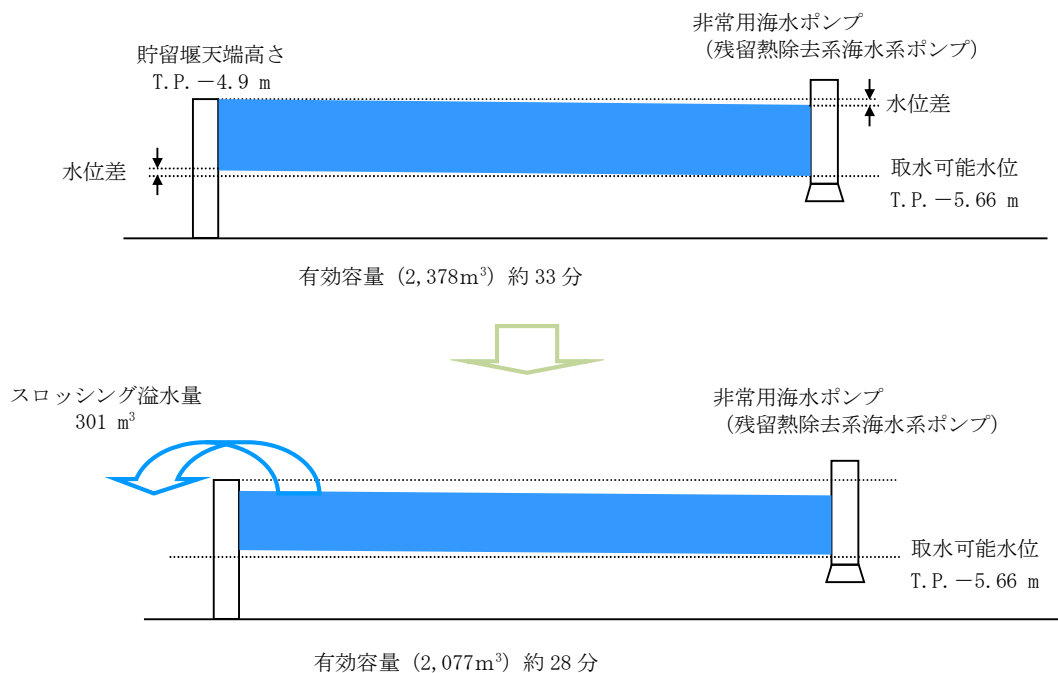


図 5.12-16 水位イメージ図

(2) 取水可能限界水位を下回らないことの確認について

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は約 T.P. -5.5 m である。よって、スロッシングによる溢水及び水面の乱れを考慮した場合においても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位 (T.P. -5.66 m) を下回らないことを確認した。

・スロッシング時の最低水位 = T.P. -5.47 m → T.P. -5.5 m

スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価に関する参考資料

(参考1) スロッシング解析に用いた解析コード「OpenFOAM」の適用性について

1. 解析コード概要

項目 \ コード名	OpenFOAM
使用目的	3次元数値流体解析 (スロッシング解析)
開発機関	OpenCFD Ltd
開発時期	2004年
使用したバージョン	v1706
計算機コードの概要	<p>本解析コードは、2004年からGPL (GNU General Public License) のもとでソースコードが公開されている流体解析モデルである。</p> <p>本解析コードは、多相流や燃焼、磁場などの用途に応じた各種ソルバーを有しており、前処理や後処理のためのアプリケーションも充実している。コードはC++で記述されたオブジェクト群で構成されている。¹⁾</p> <p>化学反応や熱伝達を含む複雑な流体の流れのシミュレーションが可能である。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>OpenFOAM v1706 は、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシングの評価に用いている。</p> <p>【検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本解析コードの検証及び妥当性確認の内容は、次の通りである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは、国内外の土木建築分野のみならず多くの分野において、3次元数値流体力学ツールとしての使用実績を有している。 ・本解析コードはVOF法 (Volume of Fluid 法) による自由表面解析手法を有する。VOF法は「原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008」において、スロッシング解析における精度の高い手法であり、複雑な容器形状や流体の非線形現象を考慮する場合に有効であると記載されている。 ・本解析コードによる解析結果とスロッシング実験画像とを比較し、双方の水面形変化が概ね一致することを確認している。

2. 解析手法について

2.1 一般事項

本解析コードは、数値流体力学の解析コードである。今回は、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシング解析に用いている。

2.2 解析コードの特徴

OpenFOAM の主な特徴を以下に示す。²⁾

- ① 水と空気の不混和流体の非圧縮性の二相流を対象とした解析コード (interFoam ソルバー) を有する。
- ② 非圧縮性流体の連続式及び Navier-Stokes 方程式を基礎方程式として、有限体積法によって離散化し PISO 法 (Pressure-Implicit with Splitting of Operators) を用いて流速と圧力を計算する。
- ③ 気液界面の追跡には VOF 法 (Volume of Fluid 法) を選択できる。
- ④ 遡上津波等の沿岸の津波挙動や波浪変形、越波、越流などが計算可能である。

2.3 解析理論

2.3.1 基礎方程式¹⁾

基礎方程式は、以下に示す連続式 (式 1) と非圧縮性流体の Navier-Stokes 方程式 (式 2) である。

$$\nabla \cdot U = 0 \quad \dots \text{(式 1)}$$

$$\frac{\partial \rho U}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho U U) = -\nabla p^* + \nabla \cdot \tau + \rho g + f_s \quad \dots \text{(式 2)}$$

ここに,

∇ : 3次元領域におけるベクトル微分演算子

U : 流速ベクトル

ρ : 密度

p^* : 擬似動圧

τ : 粘性応力テンソル

g : 重力加速度ベクトル

f_s : 表面張力に相当する体積力

2.3.2 VOF (Volume of Fluid) の移流方程式¹⁾

OpenFOAM の interFoam ソルバーでは、(式 1) 及び (式 2) を有限体積法によって離散化し、PISO (Pressure-Implicit with Splitting of Operators) 法を用いて流速と圧力を計算している。気液界面の追跡には、VOF (Volume of Fluid) 法を用いている。

OpenFOAM における VOF の移流方程式を以下に示す。

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot U \alpha + \nabla \cdot U_C \alpha (1 - \alpha) = 0 \quad \dots \text{(式 3)}$$

$$U = \alpha U_{water} + (1 - \alpha) U_{air} \quad \dots \text{(式 4)}$$

$$U_C = U_{water} - U_{air} \quad \dots \text{(式 5)}$$

ここに,

α : 流体の体積率を表す VOF 値 ($0 \leq \alpha \leq 1$)

U : 流速

U_C : 気液の相対流速

U_{water} : 液相の流速

U_{air} : 気相の流速

2.3.3 VOF (Volume of Fluid) 法について

VOF 法とは、気液二相流などの二つの流体が存在する流れ場を解析する手法の一つである。気液二相流の場合、各計算セル中における液体の体積割合を流体率 α として定義し、流体率の輸送計算を行うことで気液界面位置の変化を計算する。³⁾

VOF 値の概念図を図 1 示す。

$$\alpha = \frac{V_{water}}{V} \quad \dots (式6)$$

ここに、

α : 流体の体積率を表す VOF 値 ($0 \leq \alpha \leq 1$)

V_{water} : 流体 (水) の体積

V : 計算メッシュの体積

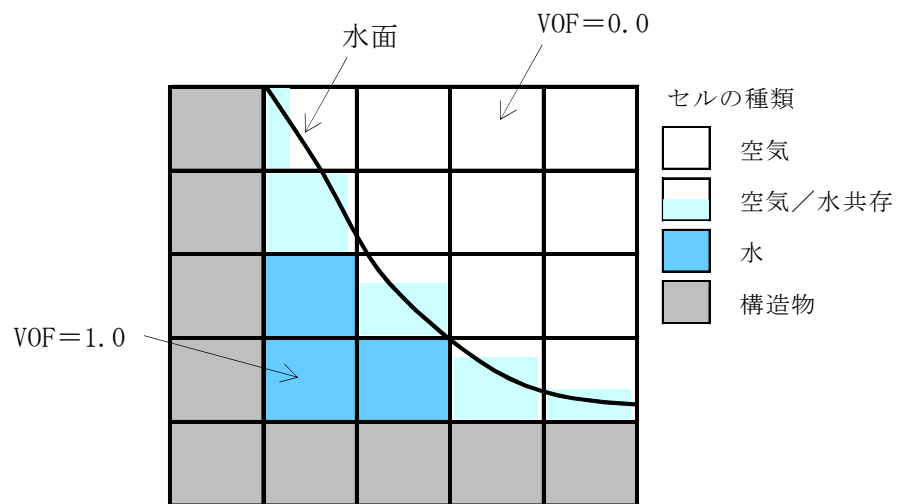


図 1 VOF 値の概念図

3. 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

3.1 スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較

本解析コードを今回の解析に用いるに当たり、検証及び妥当性確認として、スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較を実施した。実験画像には、土木学会によるスロッシングベンチマークテスト⁴⁾においても引用されている Kishev et al. 2006 を使用した。

スロッシングタンク内の水面形変化の比較を表 1 に示す。また、スロッシングタンク内における左側壁 ($x=0.0\text{m}$)、タンク中央 ($x=0.3\text{m}$)、右側壁 ($x=0.6\text{m}$) の 3 点を抽出し、OpenFOAM の水位時刻歴と実験画像の水面位置とを比較した結果を表 2 に示す。

OpenFOAM による数値解析結果は、スロッシング実験画像を良好に再現できている。

表 1 スロッシングタンク内の水面形変化の比較

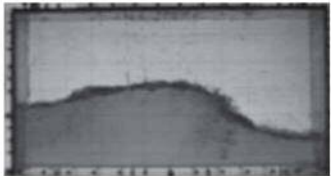

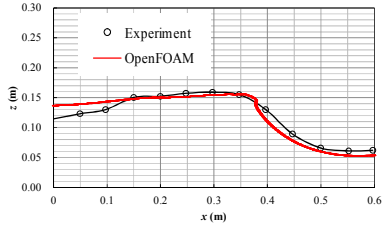
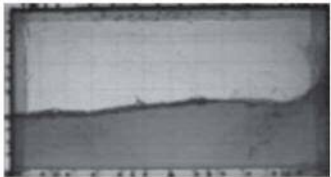

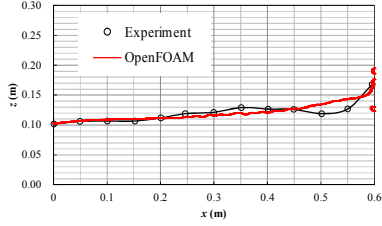
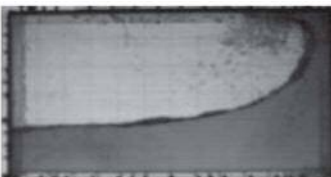
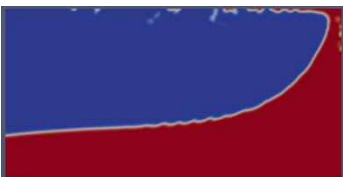
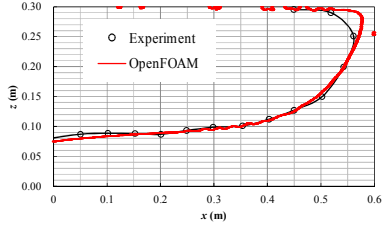
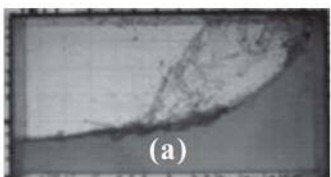
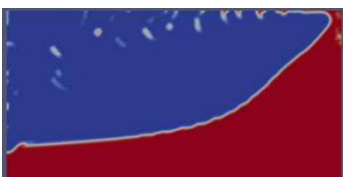
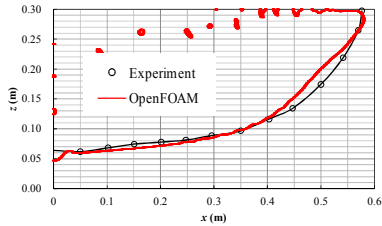
時刻 (s)	① 実験画像 (Kishev et al. 2006 より)	② OpenFOAM 解析結果	③ ①と②の水面形比較 画像重ね合わせ
1.50			
1.63			
1.76			
1.89			

表2 スロッシングタンク内の水位時刻歴の比較

位置 x (m)	水位時刻歴の比較
0.0 (左側壁)	
0.3 (タンク中央)	
0.6 (右側壁)	

3.2 評価結果

「3.1 スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較」に示す比較結果より、OpenFOAM はスロッシングタンク内の水面形変化を精度良く再現できることから、貯留堰内のスロッシング現象を十分再現可能である。

したがって、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシングの評価にあたっては、OpenFOAM は適用可能である。

5. 参考資料

- 1) 3次元数値流体力学ツール OpenFOAM における自由表面解析手法の妥当性に関する検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 69, No. 2, I_748-753, 2013
- 2) 原子力発電所の津波評価技術 2016 本編 6.1.4, 平成 28 年 9 月
- 3) 国立研究開発法人 日本原子力研究開発機構 原子力機構の研究開発成果ウェブサイト (http://jolifukyu.tokai-sc.jaea.go.jp/fukyu/review_jp/kaisetsu/636.html)
- 4) 「統一ベンチマークテストによる数値モデルの特性評価, 土木学会水工学委員会・海岸工学委員会, 水工学シリーズ 12-B-8, 2012 年 8 月」

(参考2) その他の地盤物性を用いたスロッシング解析結果

1. 概要

「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」では、貯留堰水面の1次固有周期帯で速度応答スペクトルが最大となる⑤Vs平均値（非液状化）をスロッシング解析に用いる地震動として選定し、スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響を評価した。

本参考資料では、「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」において選定した⑤Vs平均値（非液状化）のみならず、全周期帯で比較した場合に速度応答スペクトルの大きさが拮抗しているケース、並びに標準的な解析ケース（①Vs平均値（液状化パラメータ適用））についても同様のスロッシング解析を補足的に実施し、スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響を確認した。

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトル（水平方向）を図1-1に示す。

本参考資料では、「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」において選定した周期2秒付近で最大となる⑤Vs平均値（非液状化）に加え、周期0.8秒付近で最大となる⑥Vs+1σ（非液状化）、周期3秒付近で最大となる③Vs-1σ（液状化パラメータ適用）並びに標準的な解析ケースである①Vs平均値（液状化パラメータ適用）の全4ケースに対して整理を行う。

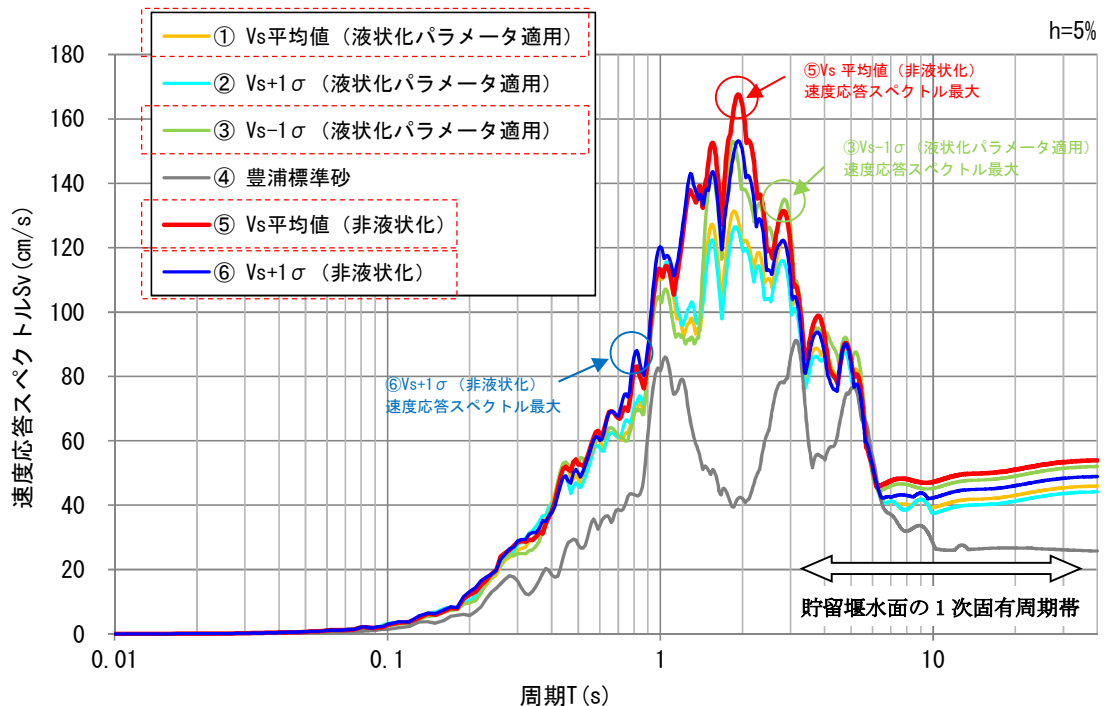


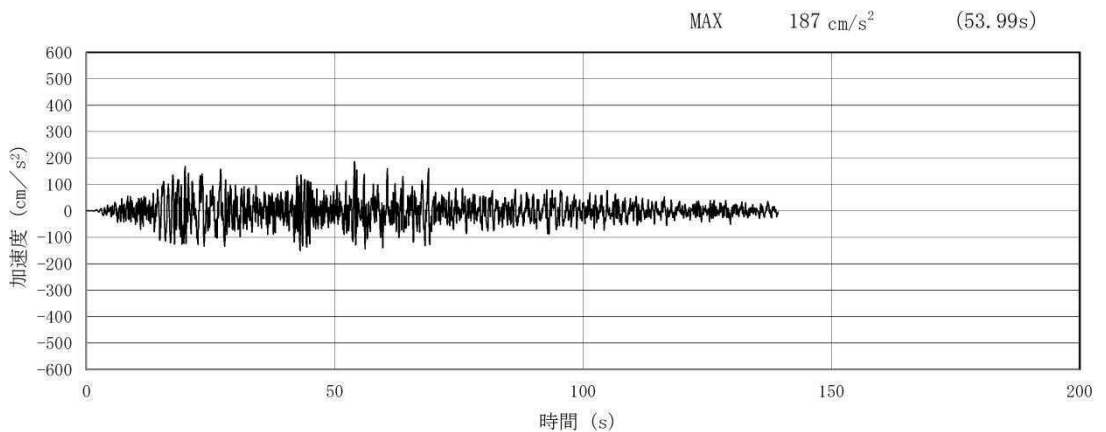
図1-1 速度応答スペクトル（水平方向）

2. 検討方針

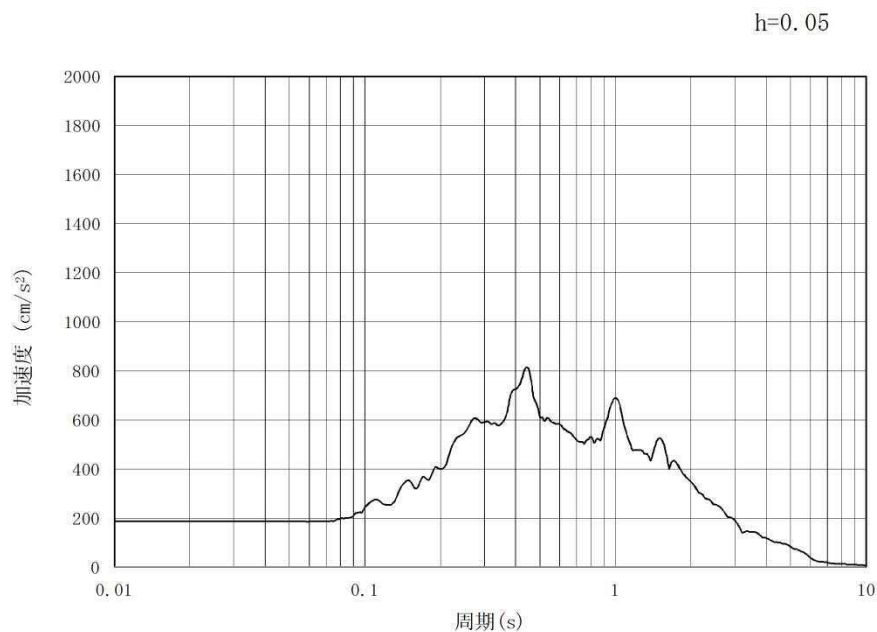
検討方針は、「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」と同様である。

3. 入力地震動

入力地震動についての考え方については、「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」と同様である。スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における S_d-D1 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を、地盤物性毎に図3-1に示す。



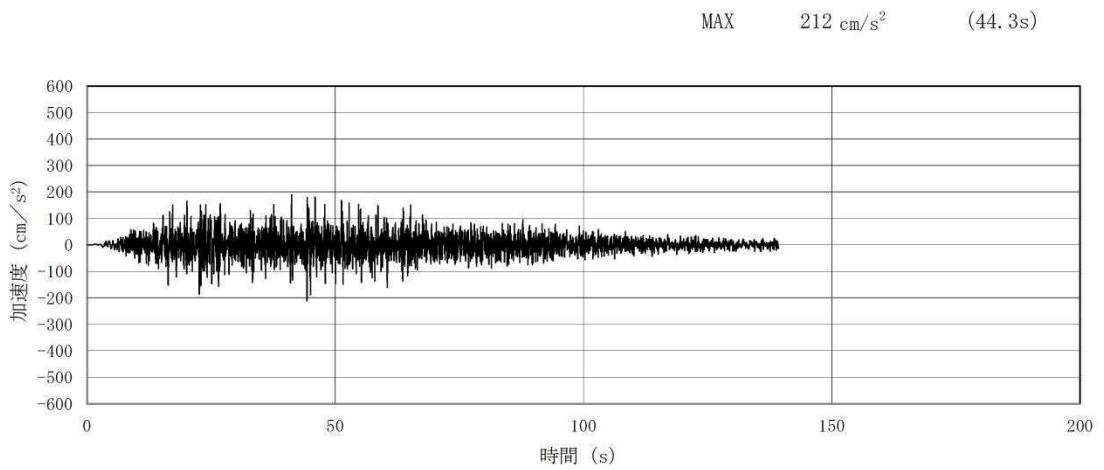
(a) 加速度時刻歴波形



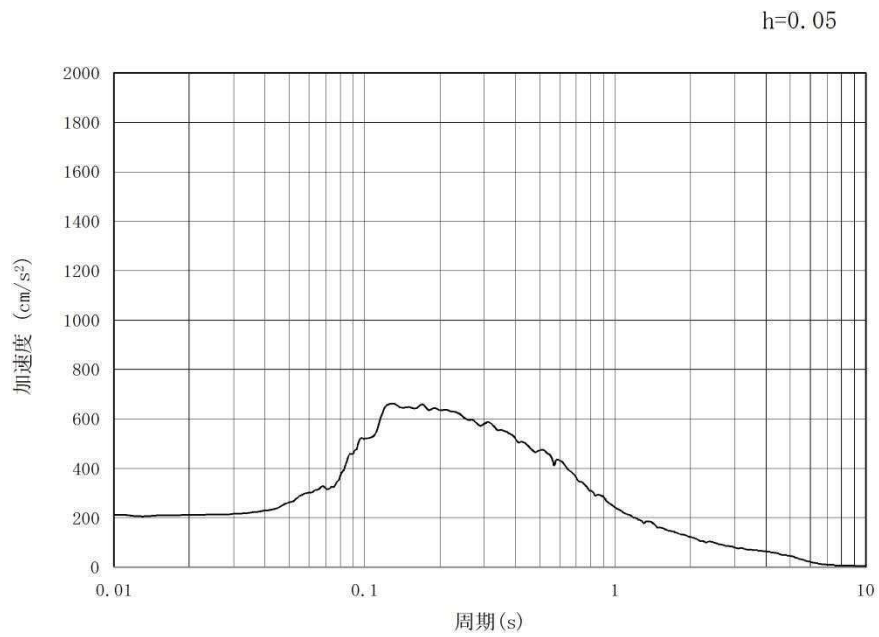
(b) 加速度応答スペクトル

図3-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（水平方向）
（ S_d-D1 ，①Vs 平均値（液状化パラメータ適用））

（参考） 5.12-11

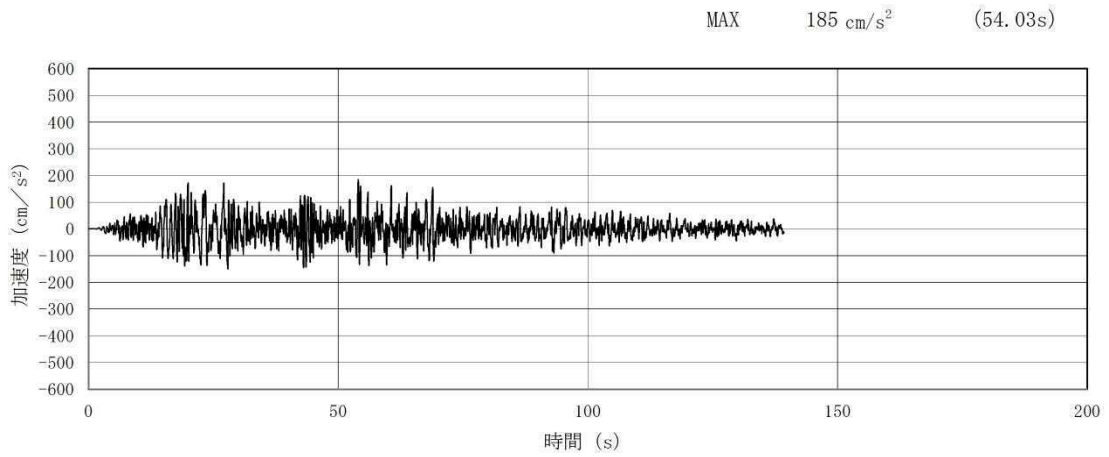


(a) 加速度時刻歴波形

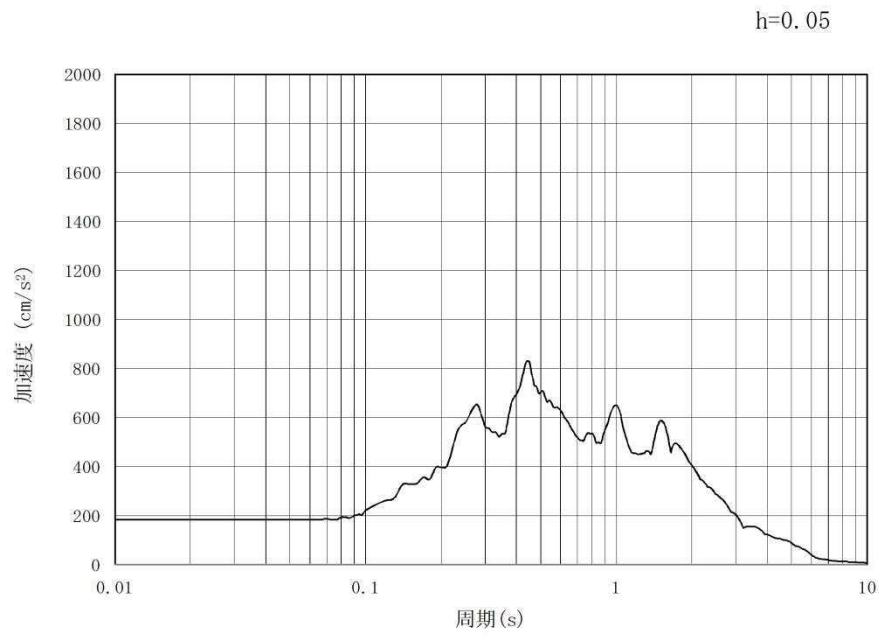


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)
(S_d-D1 , ① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用))

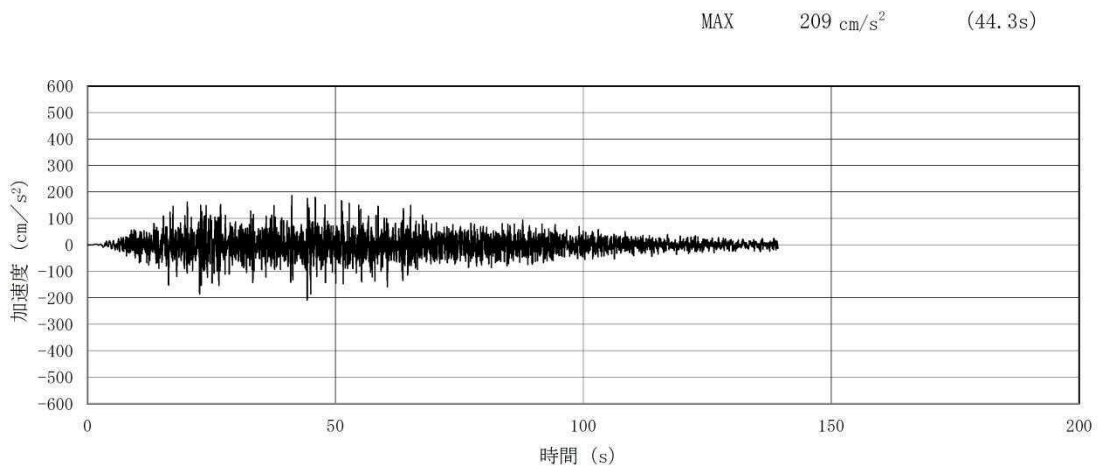


(a) 加速度時刻歴波形

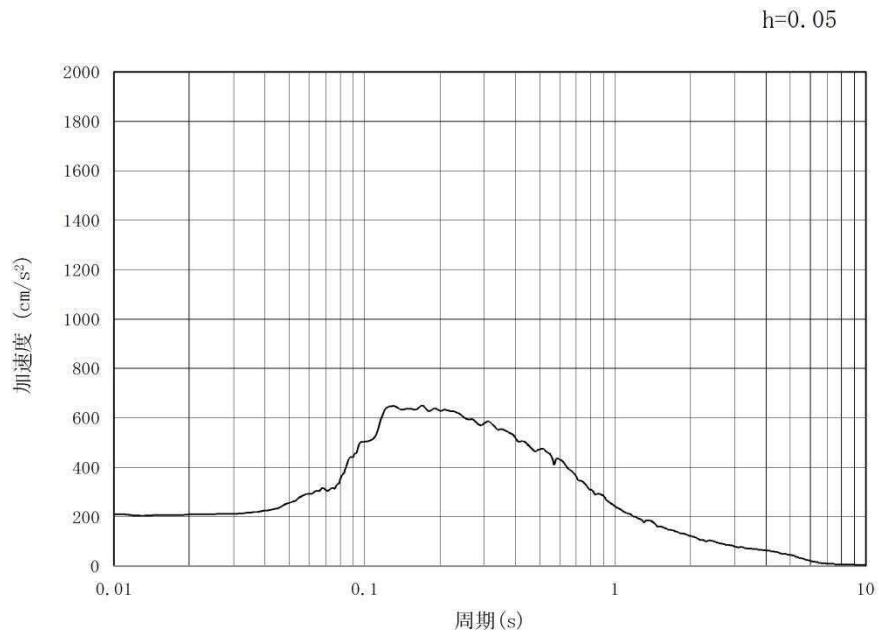


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向)
(S_d-D1, ③V s⁻¹σ (液状化パラメータ適用))

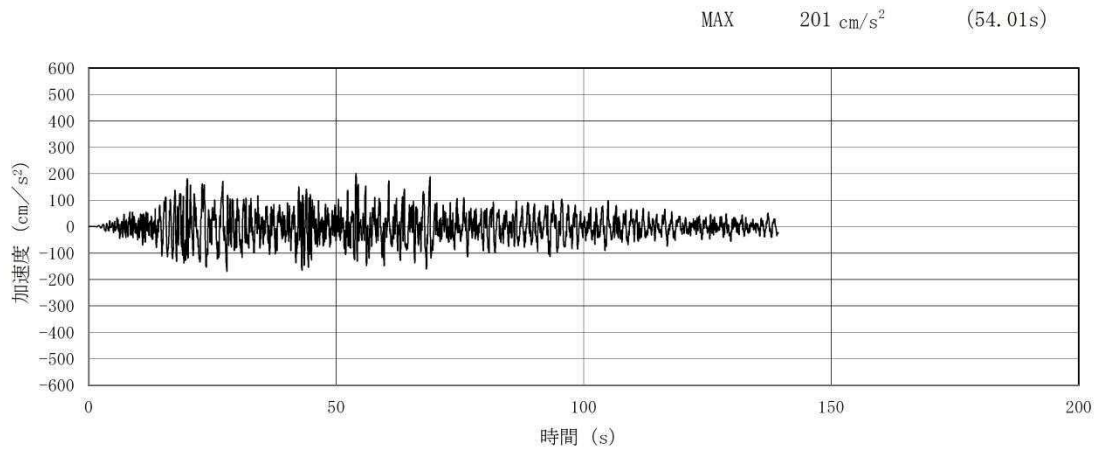


(a) 加速度時刻歴波形

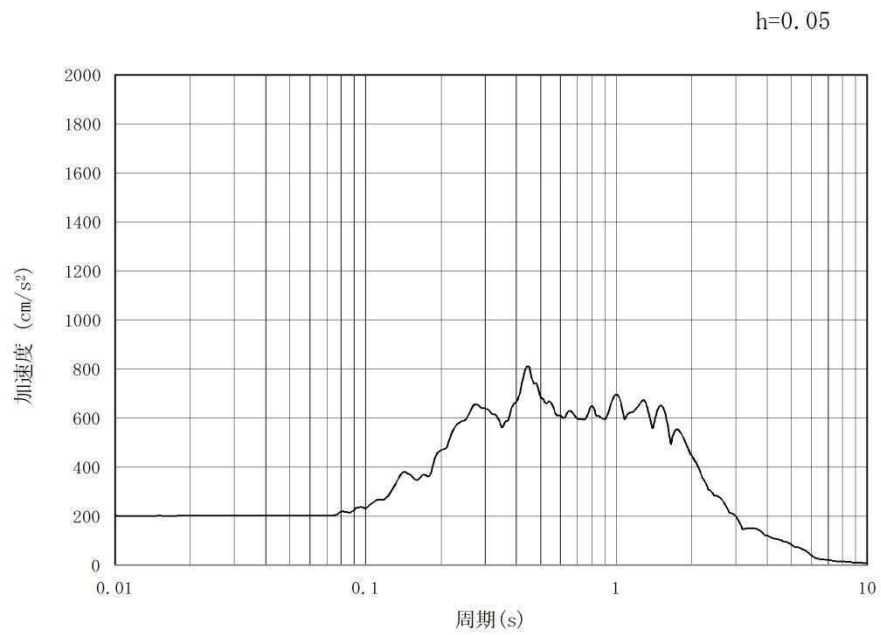


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)
(S_d-D1 , ③V s⁻¹ σ (液状化パラメータ適用))

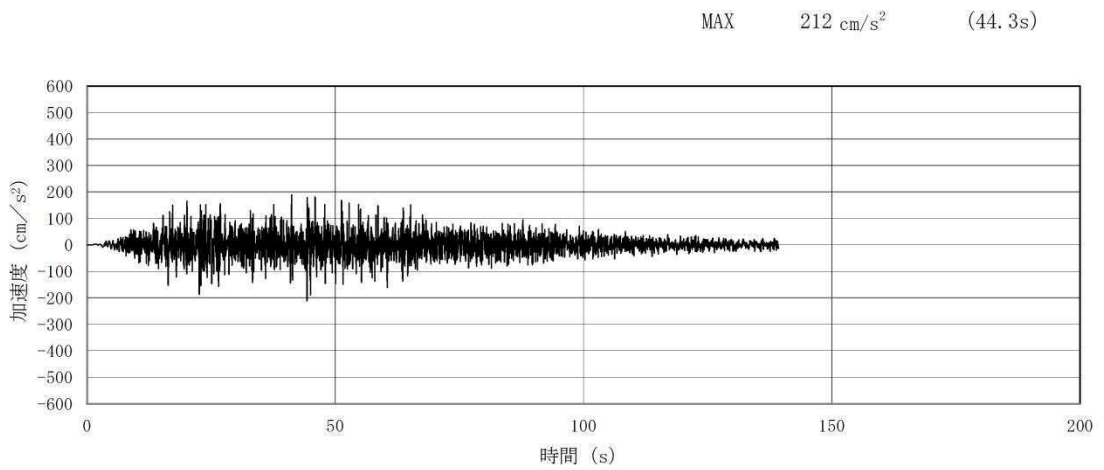


(a) 加速度時刻歴波形

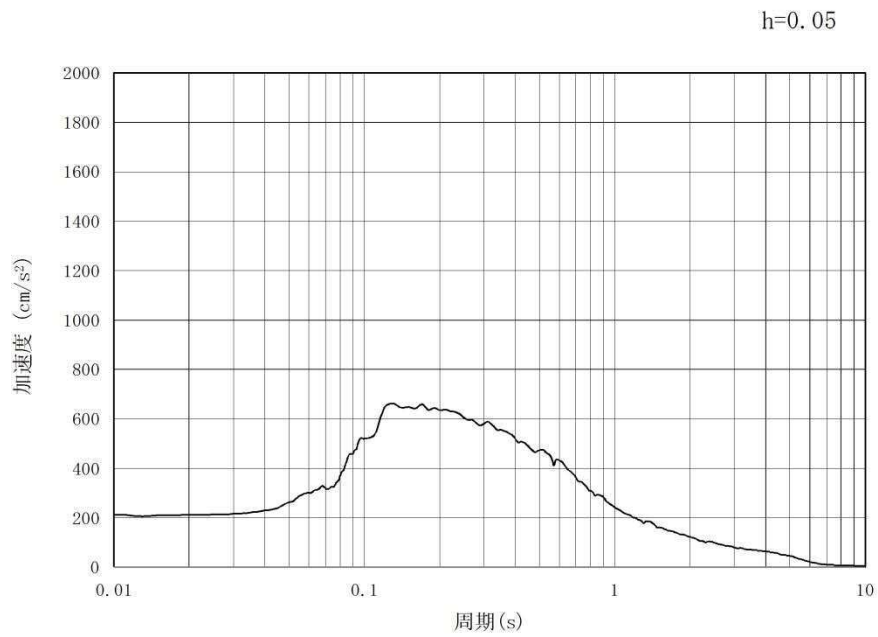


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向)
(S_d-D 1, ⑤V s 平均値 (非液化化))

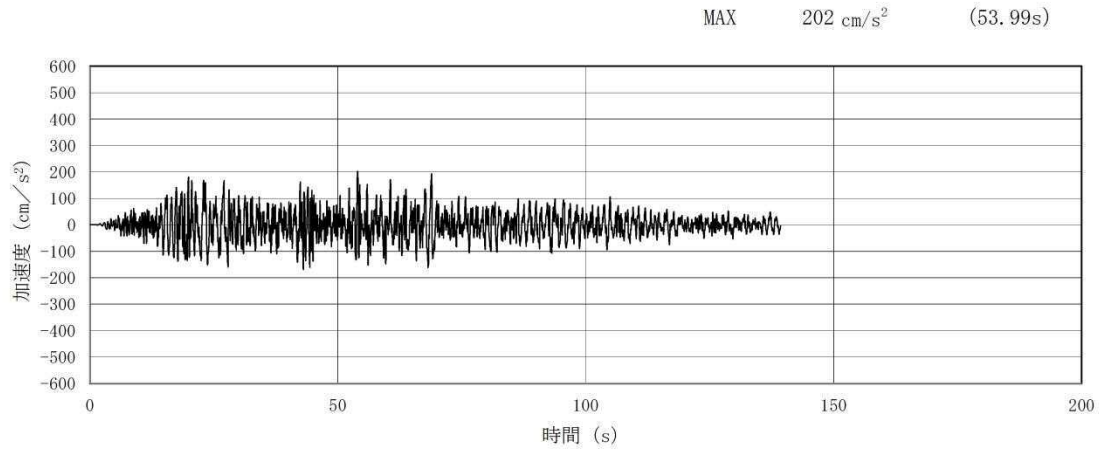


(a) 加速度時刻歴波形

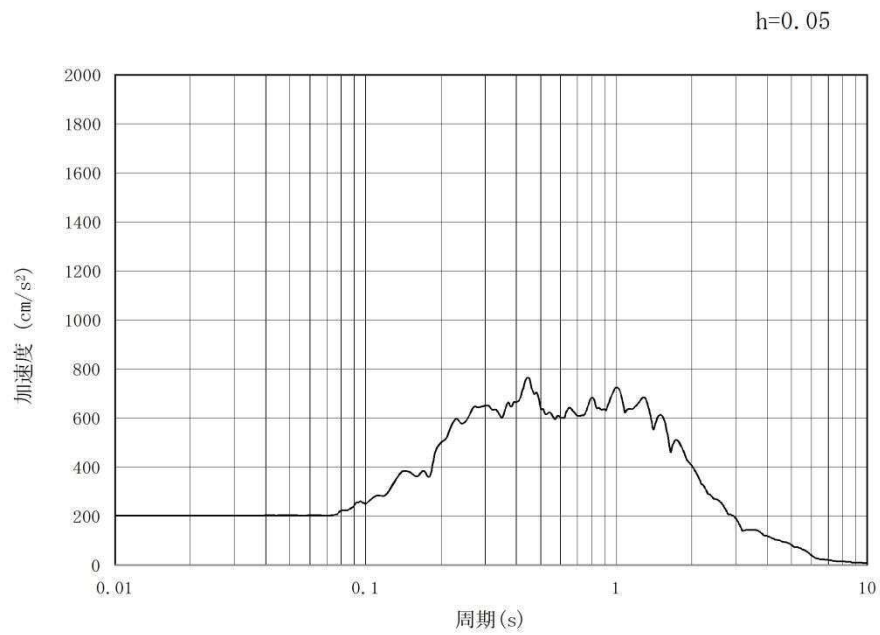


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)
(S_d-D1 , ⑤Vs 平均値 (非液化化))

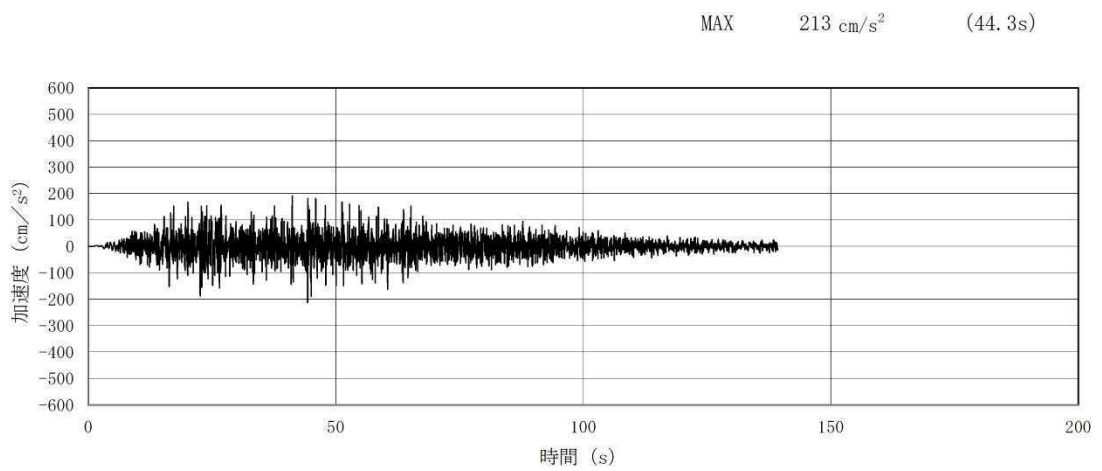


(a) 加速度時刻歴波形

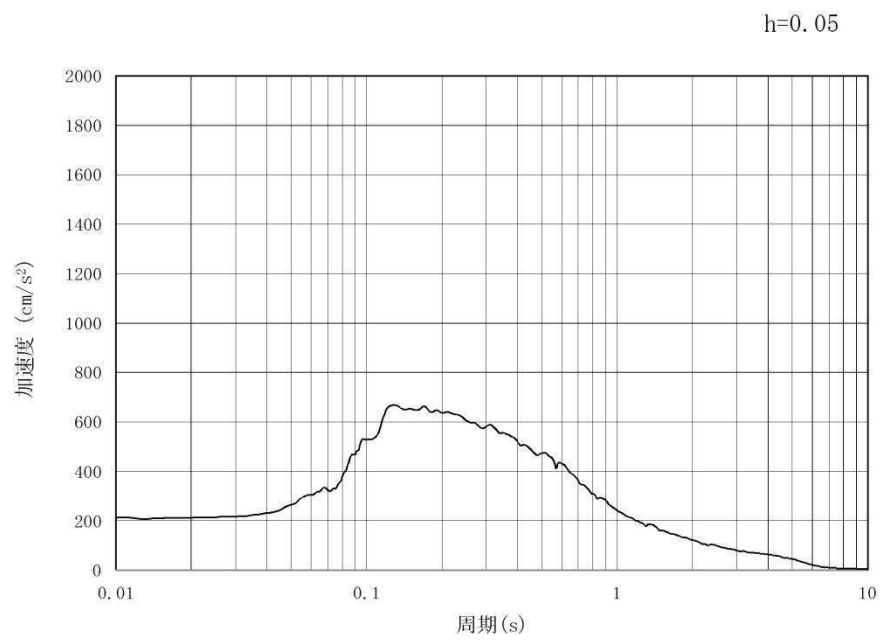


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向)
(S_d-D1 , ⑥Vs +1 σ (非液化化))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)
 (S_d-D1 , ⑥Vs + 1 σ (非液化化))

4. 検討ケースの選定

初期水位の検討ケースの選定は、「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」と同様である。

5. 解析条件

解析条件は、「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」と同様である。

6. 解析結果

6.1 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認, 初期水位=T.P. -4.9 m)

スロッシングによる 5 分間の溢水量を表 6-1 に示す。また, 貯留堰位置 (⑤~⑦) におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフを図 6-1 に示す。

スロッシングによる 5 分間の溢水量は最大で 301 m³ となり, 十分な貯留量を確保できることを確認した。

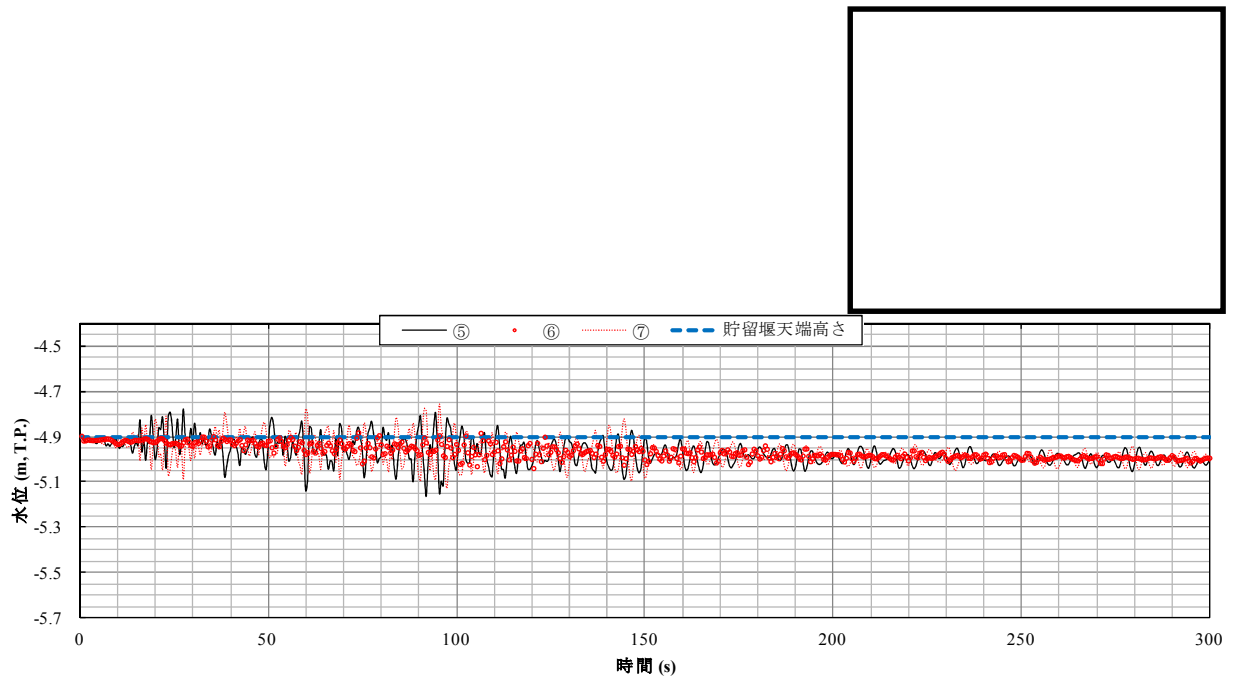
また, 貯留堰水面の 1 次固有周期帯における速度応答スペクトルの値が拮抗している検討ケースにおいては, 溢水量に有意な差が生じないことを以下に述べるとおり確認した。

水位変動の位相特性を確認するために, 溢水量が大きくなる (a) 護岸法線平行方向に加振した場合の貯留堰位置⑤及び⑦における, 4 種類の検討ケースの水位時刻歴 (水位変動の大きい 180 秒) の比較を行った結果, 図 6-2 に示すとおり, 4 種類の検討ケースにおける水位変動には有意な位相差が無いことを確認した。したがって, 溢水量は上昇する水位高さに比例する結果となっている。水位時刻歴 (図 6-2) の水位高さに着目すると, 水位上昇のピークが最大となるのは⑤V s 平均値 (非液状化) のケースであるが, いくつかの点においては③V s -1σ (液状化パラメータ適用) のケースにおいてもわずかながら大きめの水位が示されている。

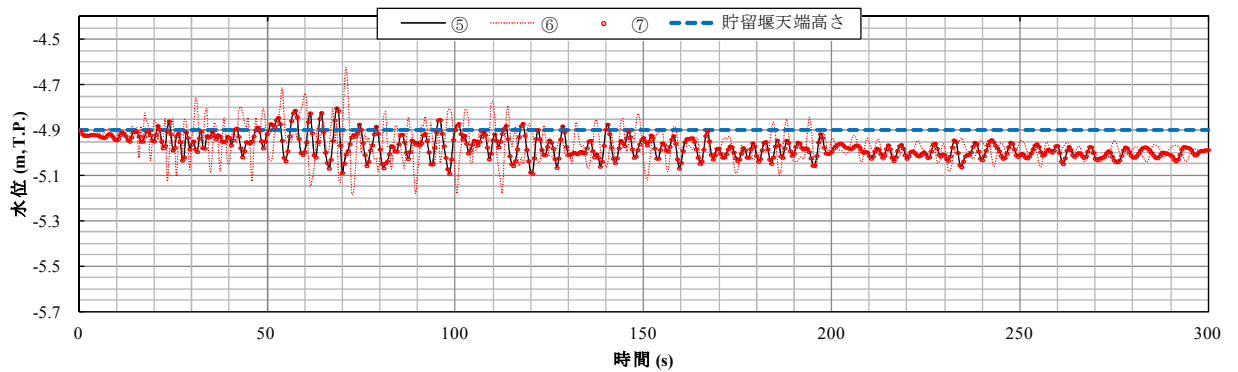
ゆえに, ⑤V s 平均値 (非液状化) のケース及び③V s -1σ (液状化パラメータ適用) のケースで同様の溢水量最大値を示す結果になったものと考えられる。

表 6-1 スロッシングによる 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量			
	①V s 平均値 (液状化パラメータ適用)	③V s -1σ (液状化パラメータ適用)	⑤V s 平均値 (非液状化)	⑥V s +1σ (非液状化)
(a) 護岸法線平行方向に加振	299 m ³	301 m ³	301 m ³	300 m ³
(b) 護岸法線直角方向に加振	298 m ³	300 m ³	301 m ³	300 m ³

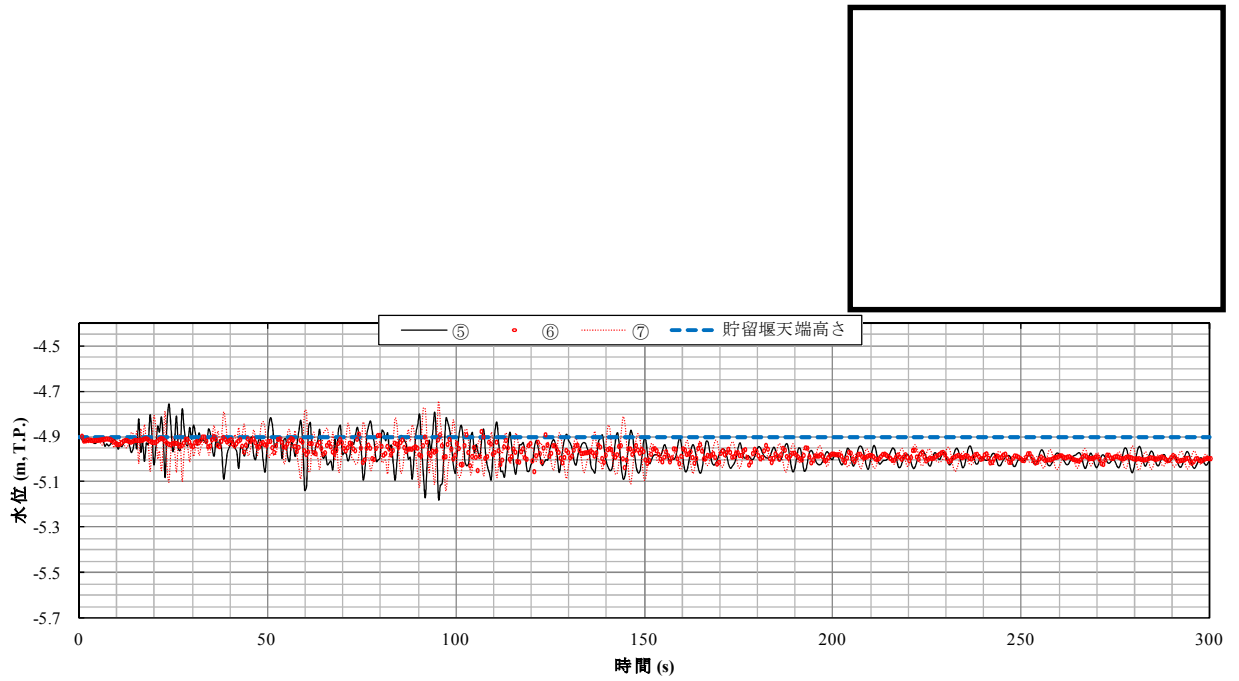


(a) 護岸法線平行方向に加振

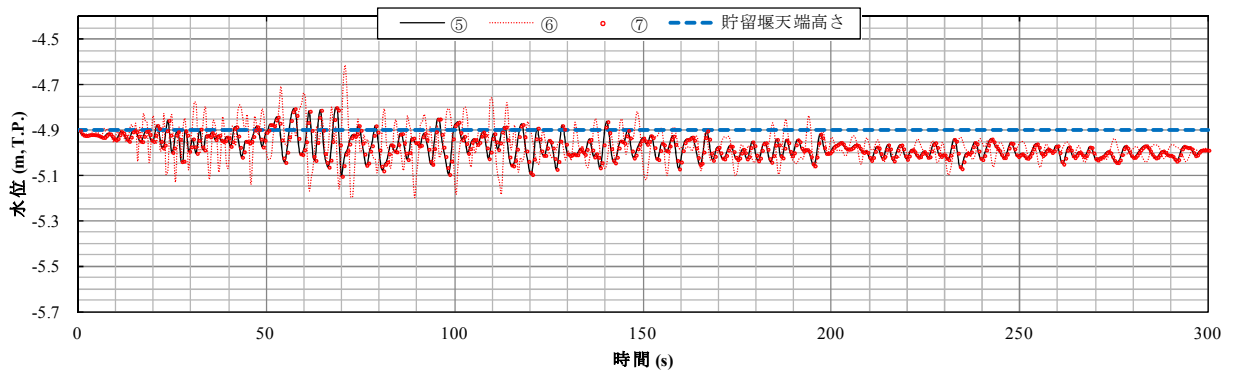


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-1 (1) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
($S_d - D 1$, ① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用))

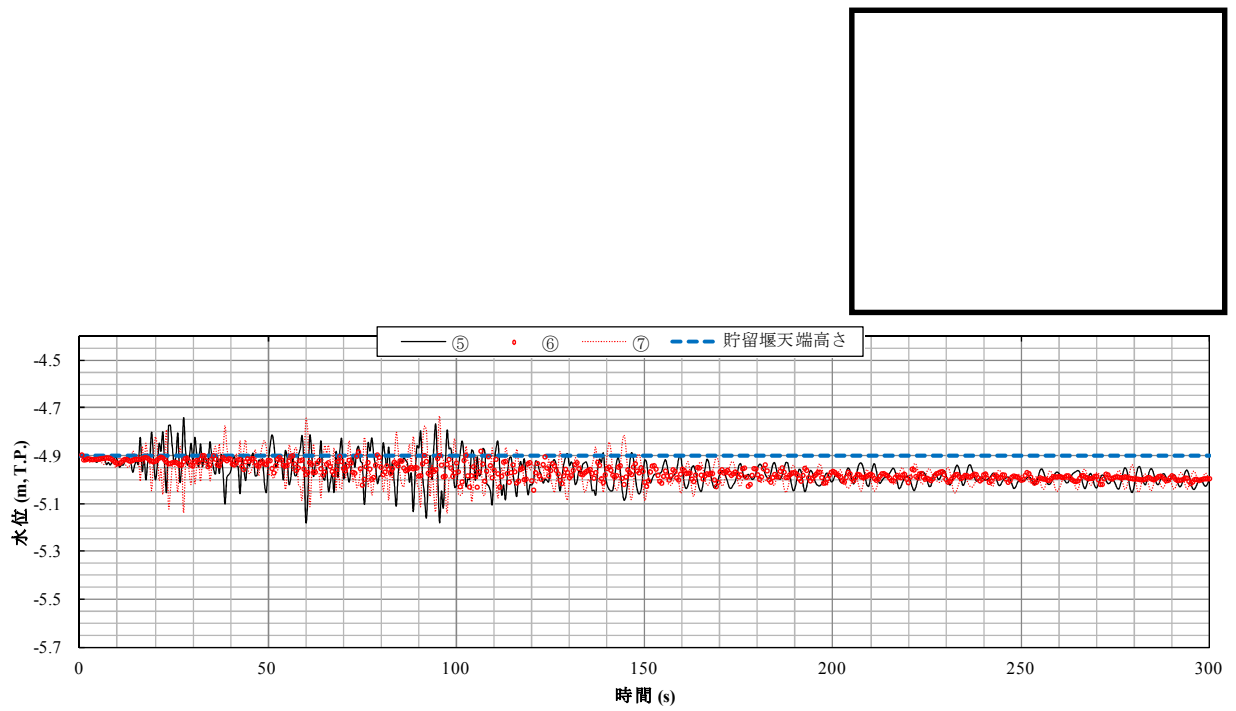


(a) 護岸法線平行方向に加振

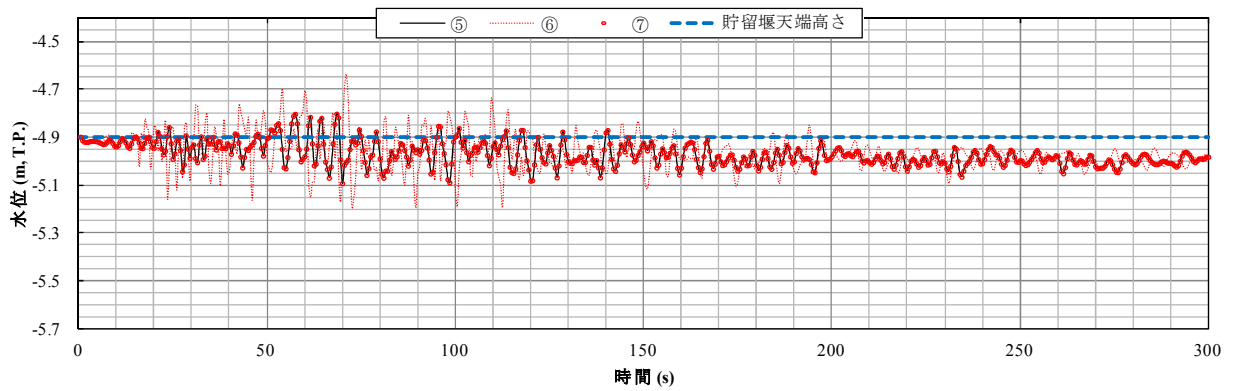


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-1 (2) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
 ($S_d - D 1$, ③ $V s - 1 \sigma$ (液状化パラメータ適用))

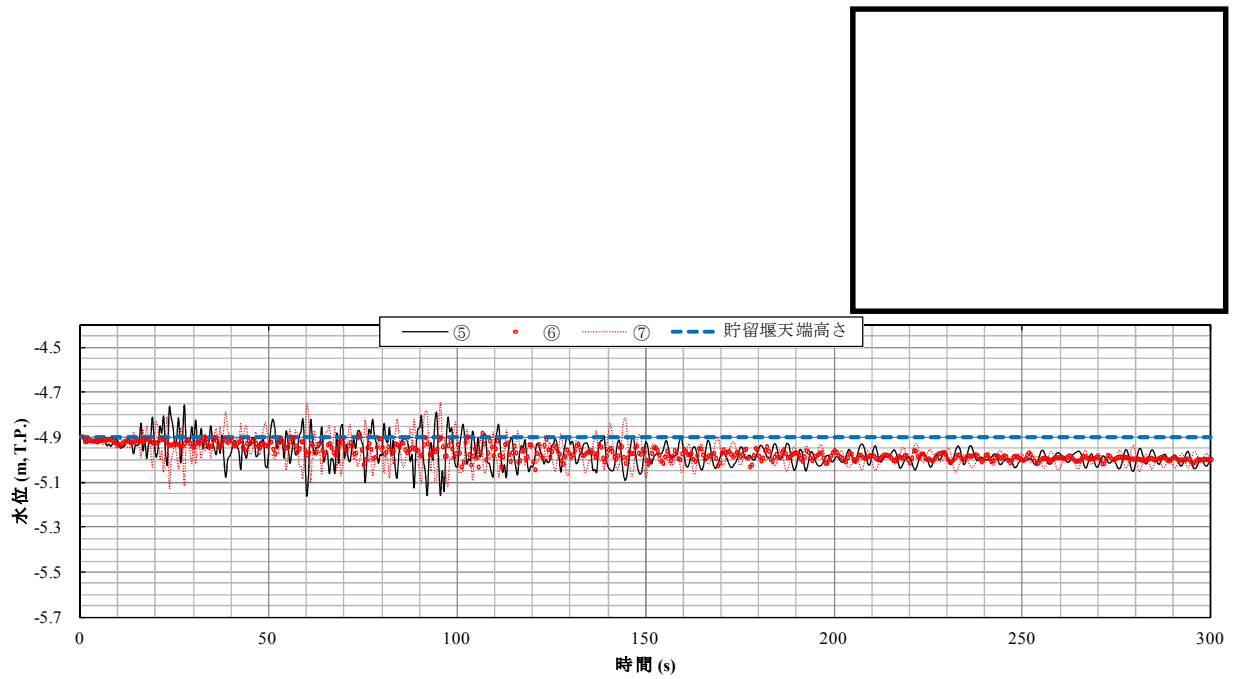


(a) 護岸法線平行方向に加振

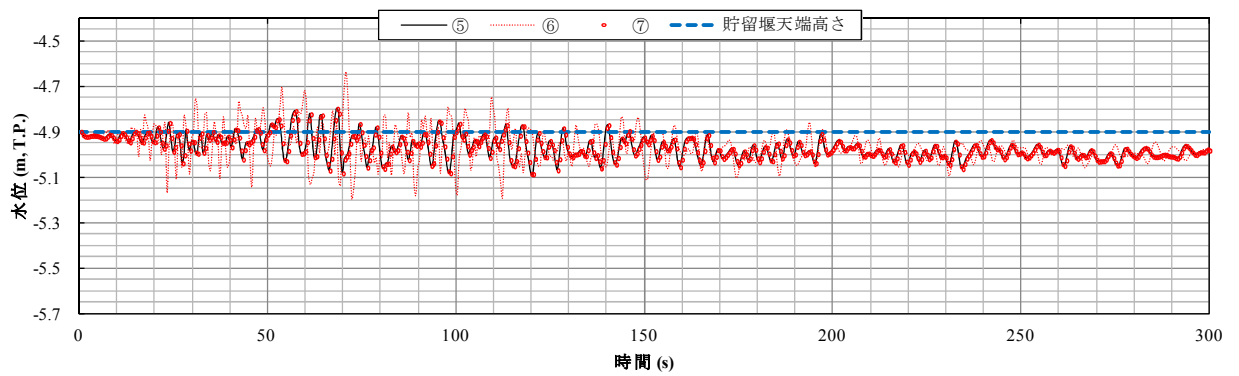


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-1 (3) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
(S_d-D1 , ⑤Vs 平均値 (非液状化))

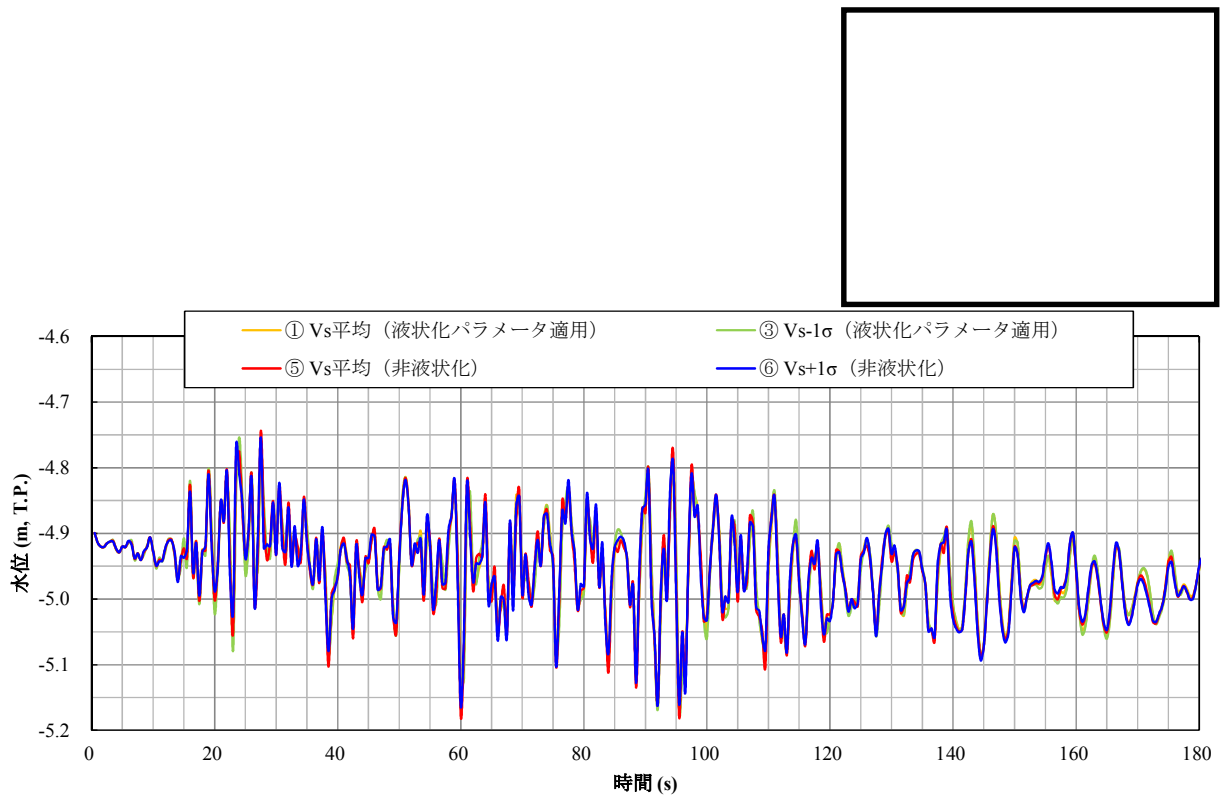


(a) 護岸法線平行方向に加振

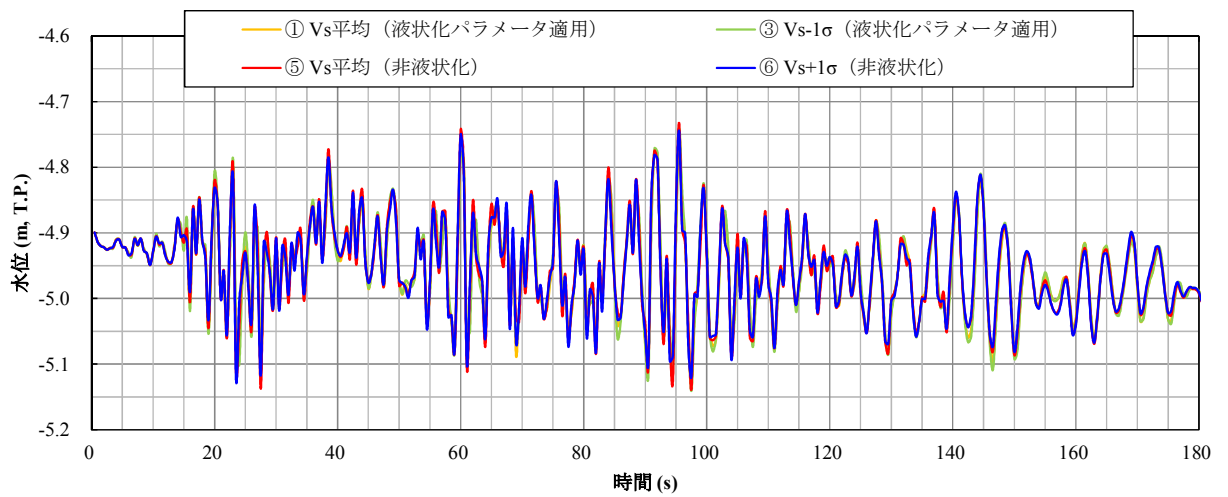


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-1 (4) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
($S_d - D 1$, ⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化))



(a) 貯留堰位置⑤



(b) 貯留堰位置⑦

図 6-2 貯留堰位置⑤及び⑦におけるスロッシング時の水位時刻歴比較
(護岸法線平行方向に加振)

6.2 検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認, 初期水位=T.P. -5.1 m)

非常用海水ポンプ位置 (①~④) でのスロッシング時の最低水位を表 6-2 に示す。非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴を図 6-3 に示す。

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は、最低で T.P. -5.47 m となり、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位 (T.P. -5.66 m) を下回らないことを確認した。

また、貯留堰水面の 1 次固有周期帯における速度応答スペクトルの値が拮抗している検討ケースにおいては、スロッシング時の最低水位に有意な差が生じないことを以下に述べるとおり確認した。

水位変動を比較するために、最低水位を示した (a) 護岸法線平行方向に加振した場合の非常用海水ポンプ位置③における、4 種類の検討ケースの水位時刻歴 (水位変動の大きい 180 秒) の比較を行った結果、図 6-4 に示すとおり、4 種類の検討ケースにおける水位変動には有意な位相差が無いのと共に、水位変動のピーク値についても有意な差がないことを確認した。

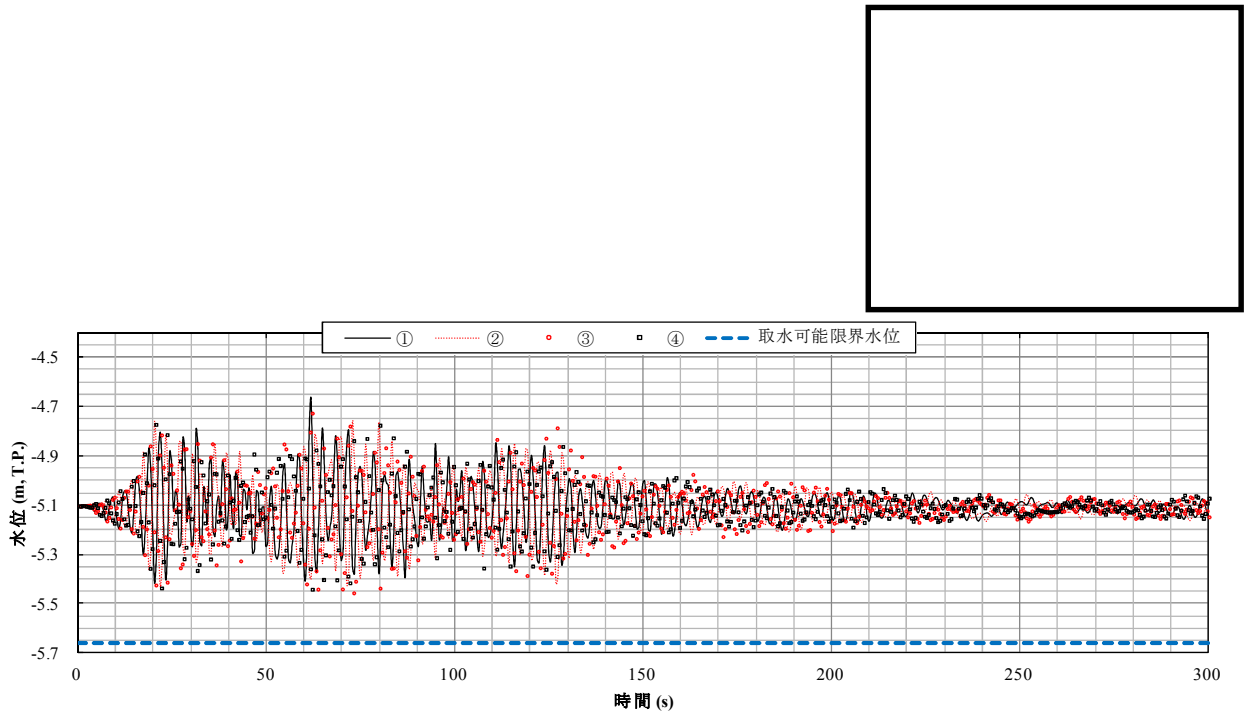
ゆえに、4 種類の検討ケースによるスロッシング時の最低水位は、同様の値を示す結果になったものと考えられる。

表 6-2 スロッシング時の最低水位

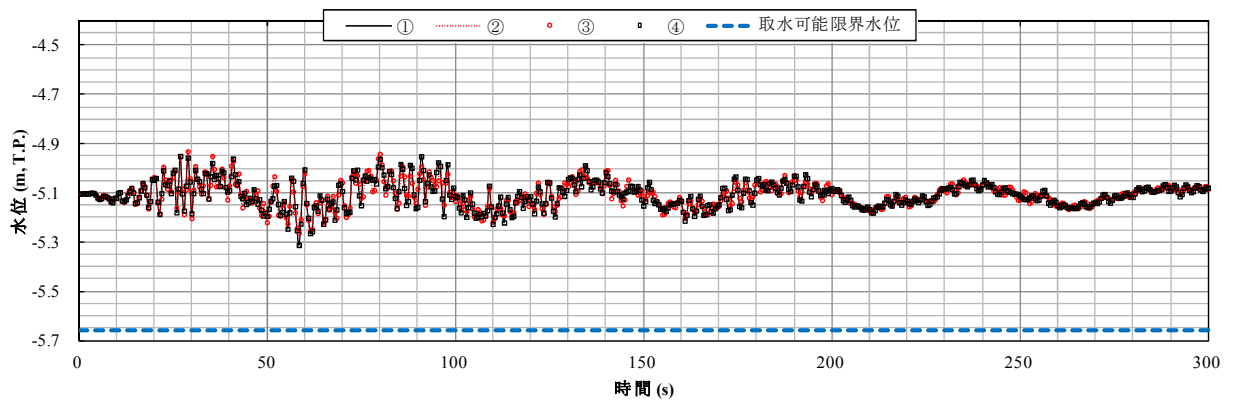
検討ケース	加振方向	①における 最低水位	②における 最低水位	③における 最低水位	④における 最低水位
① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用)	護岸法線 平行方向	-5.42	-5.44	-5.46	-5.44
	護岸法線 直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32
③ $V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	護岸法線 平行方向	-5.43	-5.44	-5.46	-5.46
	護岸法線 直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32
⑤ V_s 平均値 (非液状化)	護岸法線 平行方向	-5.42	-5.45	-5.47	-5.44
	護岸法線 直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32
⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化)	護岸法線 平行方向	-5.42	-5.43	-5.47	-5.44
	護岸法線 直角方向	-5.33	-5.28	-5.28	-5.33

(単位 : T.P. m)



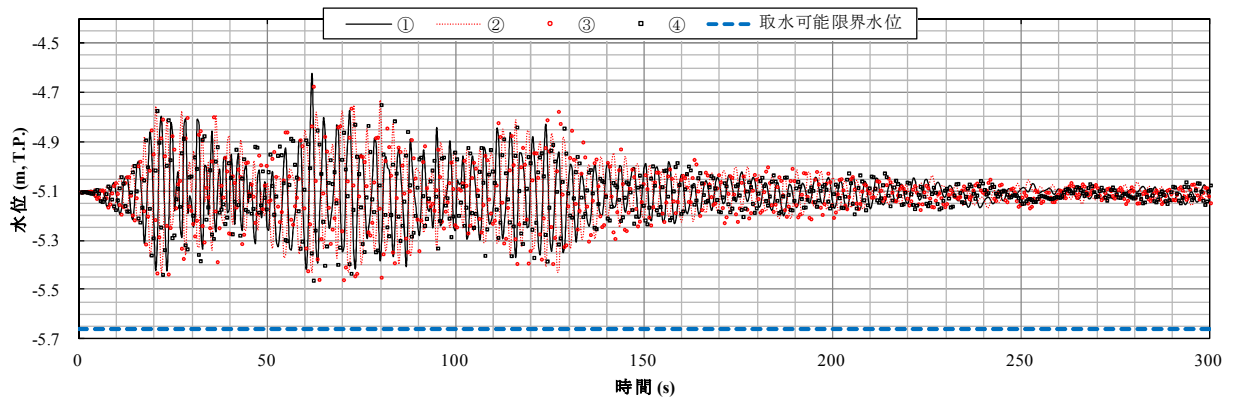


(a) 護岸法線平行方向に加振

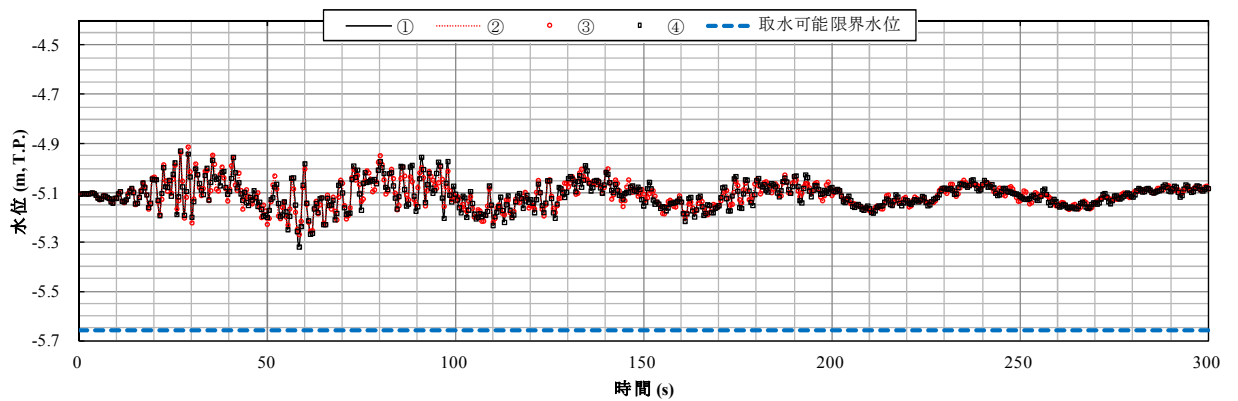


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-3 (1) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
($S_d - D1$, ① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用))

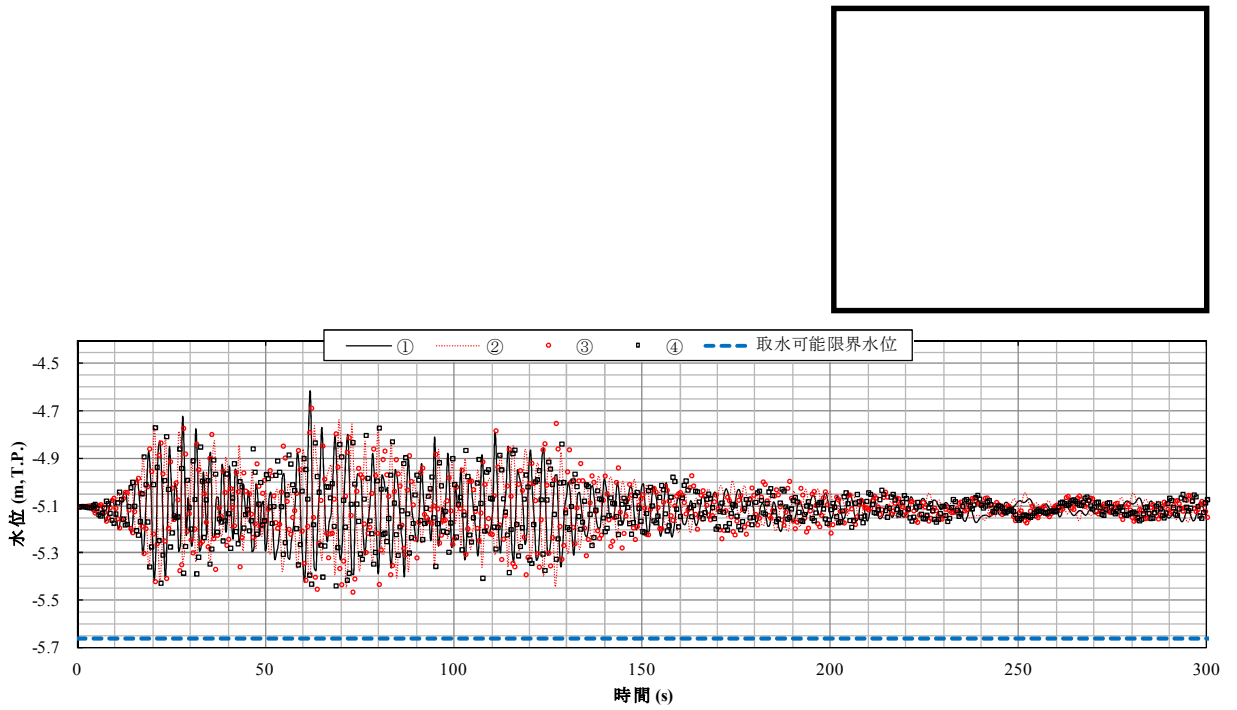


(a) 護岸法線平行方向に加振

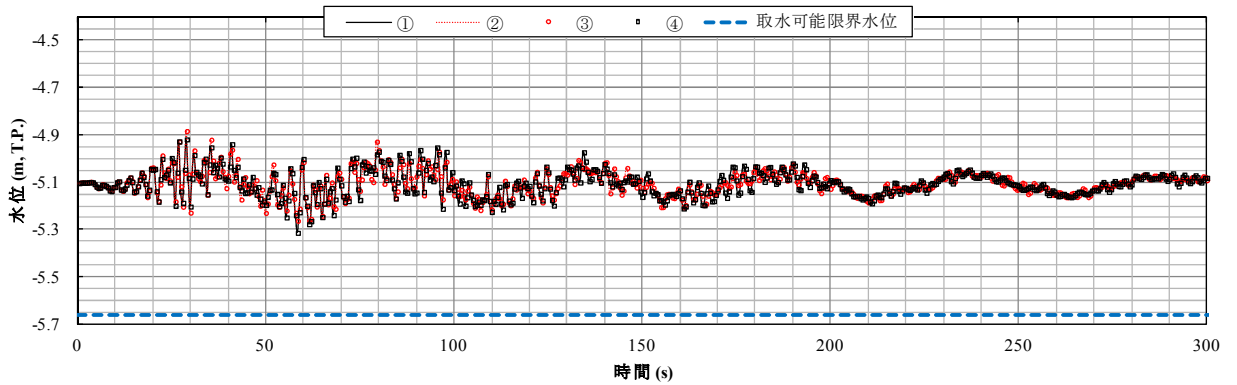


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-3 (2) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
 ($S_d - D1$, ③ $V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用))

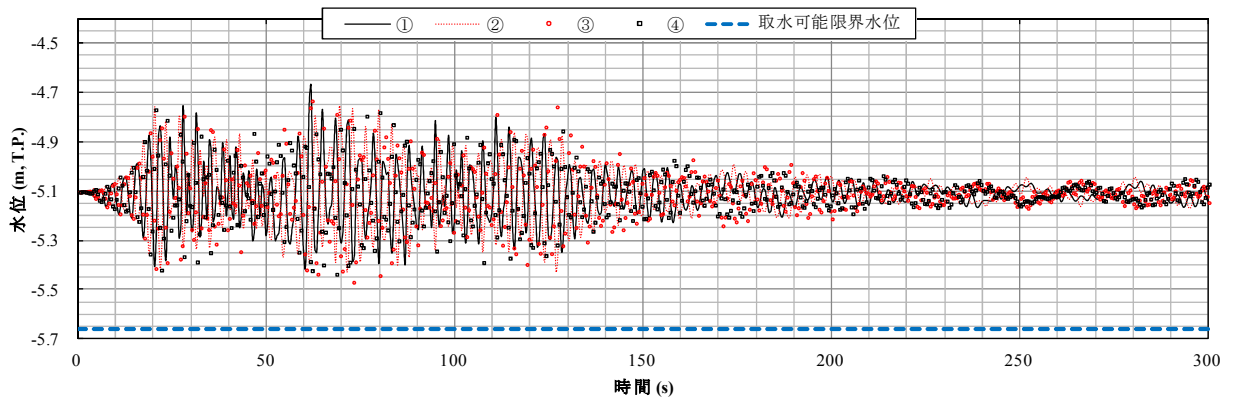


(a) 護岸法線平行方向に加振

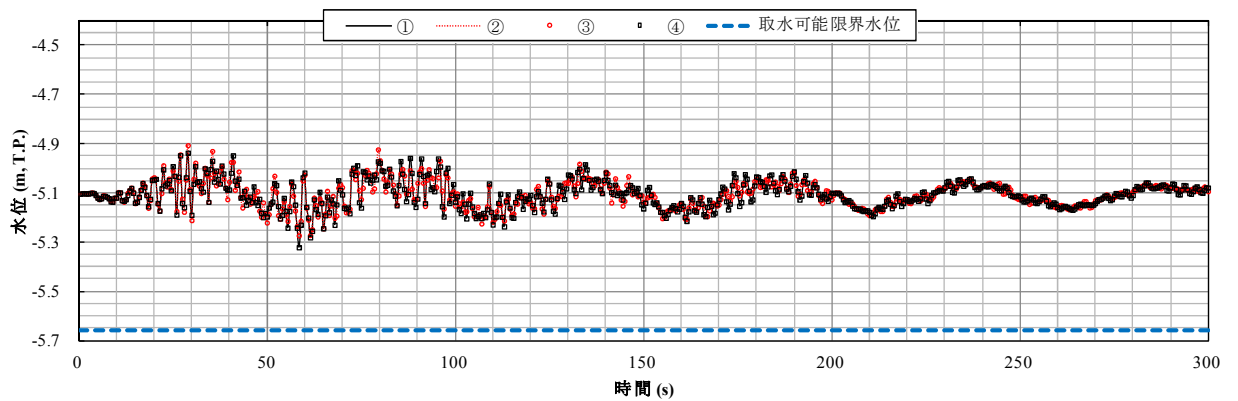


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-3 (3) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
(S_d-D1 , ⑤ V_s 平均値 (非液状化))



(a) 護岸法線平行方向に加振



(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-3 (4) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
($S_d - D1$, ⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化))

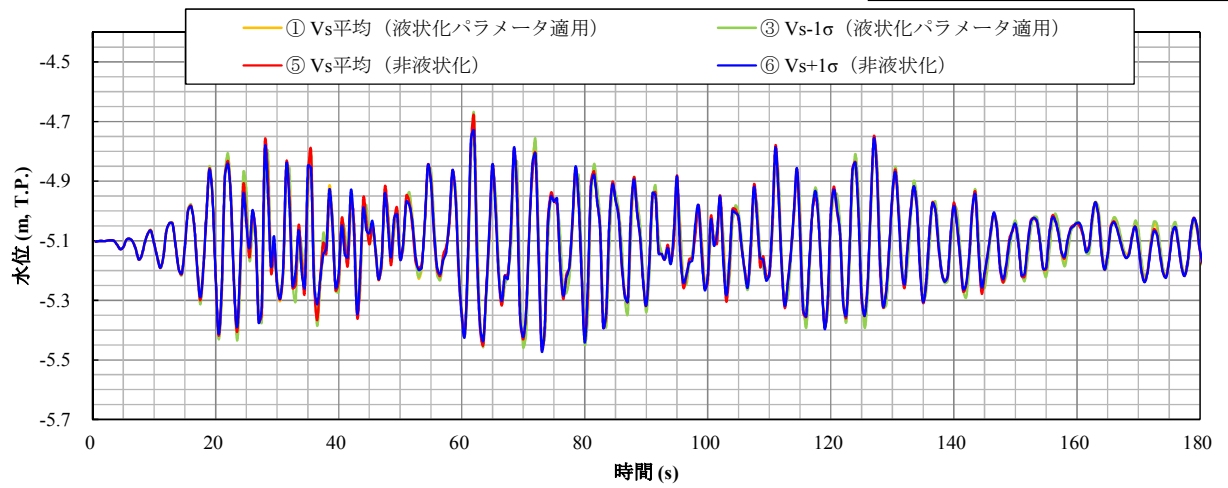


図 6-4 非常用海水ポンプ位置③におけるスロッシング時の水位時刻歴比較
(護岸法線平行方向に加振)

(参考3) 水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響評価

1. 概要

「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」では、水平成分に方向を持たない S_d-D1 に対して、護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合の2ケースに対してスロッシング解析を実施した結果をそれぞれ整理した。

本参考資料では、護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合の解析結果を用いて、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響評価を実施する。

なお、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響評価については、「(参考2) その他の地盤物性を用いたスロッシング解析結果」において検討を実施した、① V_s 平均値（液状化パラメータ適用）、③ $V_s - 1\sigma$ （液状化パラメータ適用）、⑤ V_s 平均値（非液状化）及び⑥ $V_s + 1\sigma$ （非液状化）の全4ケースのスロッシング解析結果に対して実施するものとする。

2. 貯留量の確保について（溢水量の評価）

貯留量の確保については、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価するために、護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を考慮しても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認する。

スロッシングによる5分間の溢水量について、護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を表2-1に示す。

スロッシングによる5分間の溢水量は、表2-1に示すとおり、各方向の溢水量の和は最大で602 m³である。この場合、スロッシングによる2方向の溢水量の和を差し引くことを考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約24分となる。

したがって、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価した場合においても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認した。

・スロッシングによる5分間の溢水量 = 602 m³

（水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価）

・溢水を考慮した非常用海水

$$\begin{aligned} \text{ポンプの運転継続可能時間} &= (\text{有効容量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水} \color{yellow}{\text{量}} \\ &= (2378 \text{ m}^3 - 602 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 24.65 \text{ 分} \rightarrow \underline{24 \text{ 分}} \end{aligned}$$

表2-1 スロッシングによる5分間の溢水量

加振方向	溢水量			
	①V s 平均値 (液状化パラ メータ適用)	③V s -1σ (液状化パラ メータ適用)	⑤V s 平均値 (非液状化)	⑥V s +1σ (非液状化)
(a) 護岸法線平行方向に加振	299 m ³	301 m ³	301 m ³	300 m ³
(b) 護岸法線直角方向に加振	298 m ³	300 m ³	301 m ³	300 m ³
(a) + (b) (水平2方向のスロッシングの組合せ に関する影響を保守的に評価)	597 m ³	601 m ³	602 m³	600 m ³

3. 取水可能限界水位を下回らないことの確認について

取水可能限界水位を下回らないことの確認については、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価するために、護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合の水位変動量の和の時系列を考慮しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認する。

護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合の水位変動量の和の時刻歴を考慮したときの、非常用海水ポンプ位置（①～④）でのスロッシング時の最低水位及び水位時刻歴を表3-1及び図3-1にそれぞれ示す。

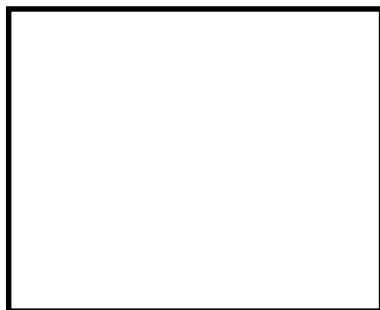
非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は、最低で T.P. -5.63 m となる。したがって、水平2方のスロッシングの組合せに関する影響を保守的に評価しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認した。

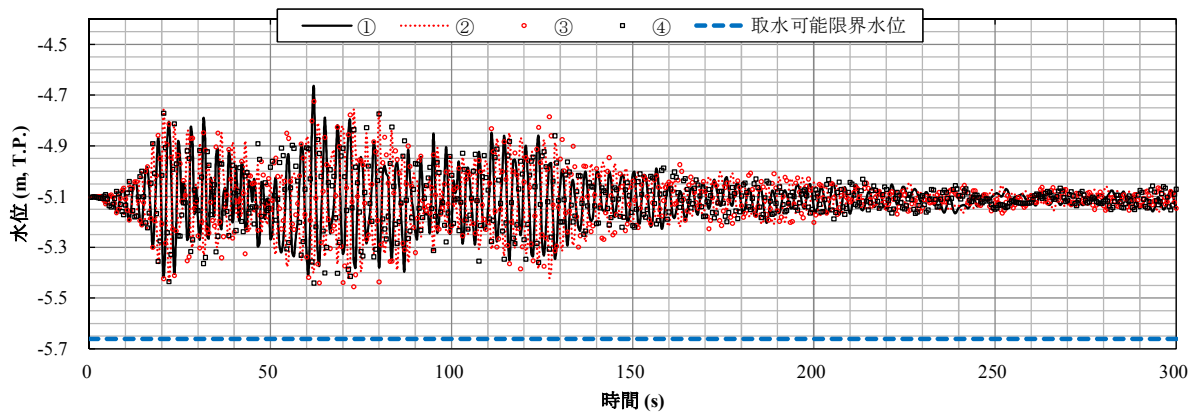
表3-1 スロッシング時の最低水位

（水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響を保守的に評価）

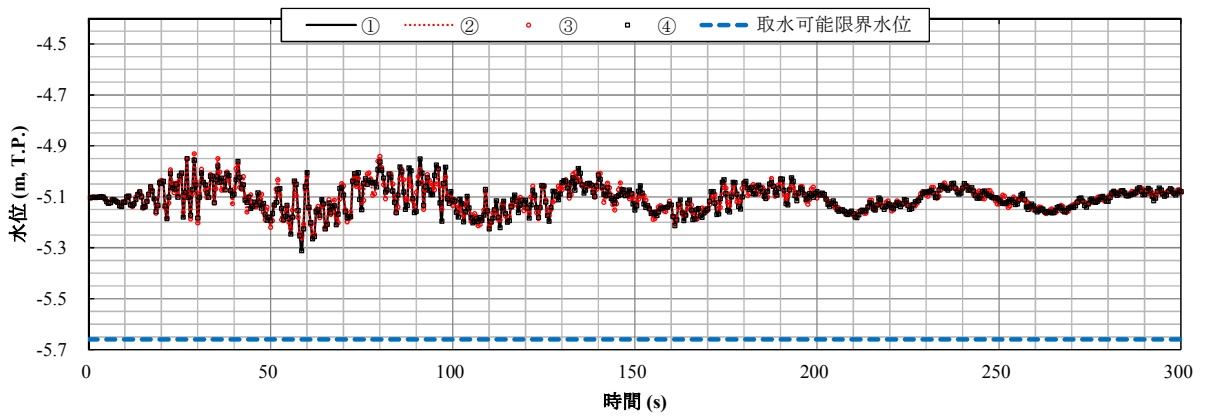
検討ケース	①における最低水位	②における最低水位	③における最低水位	④における最低水位
① V s 平均値 （液化化パラメータ適用）	-5.45	-5.55	-5.53	-5.60
③ V s -1σ （液化化パラメータ適用）	-5.48	-5.59	-5.54	-5.63
⑤ V s 平均値 （非液化化）	-5.48	-5.57	-5.56	-5.60
⑥ V s +1σ （非液化化）	-5.47	-5.57	-5.54	-5.58

（単位：T.P. m）

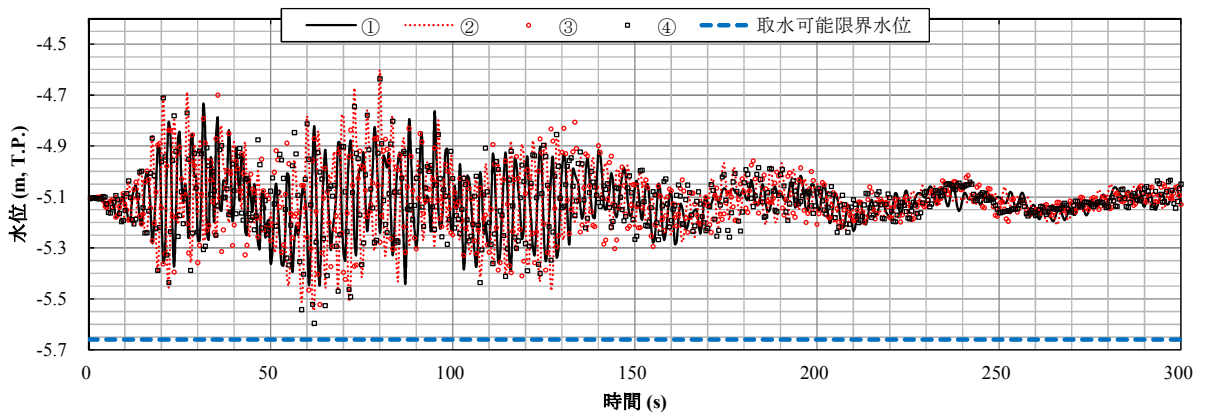




(a) 護岸法線平行方向に加振【再掲】

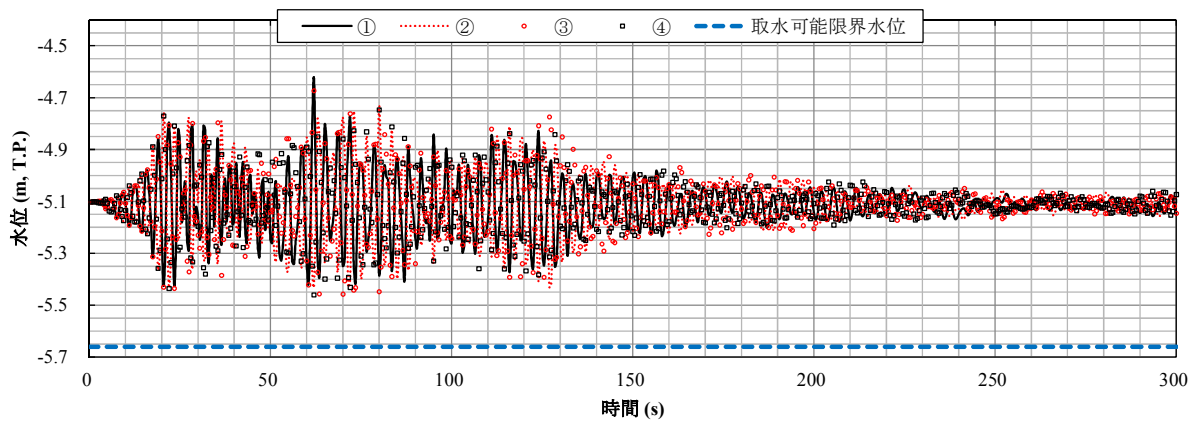


(b) 護岸法線直角方向に加振【再掲】

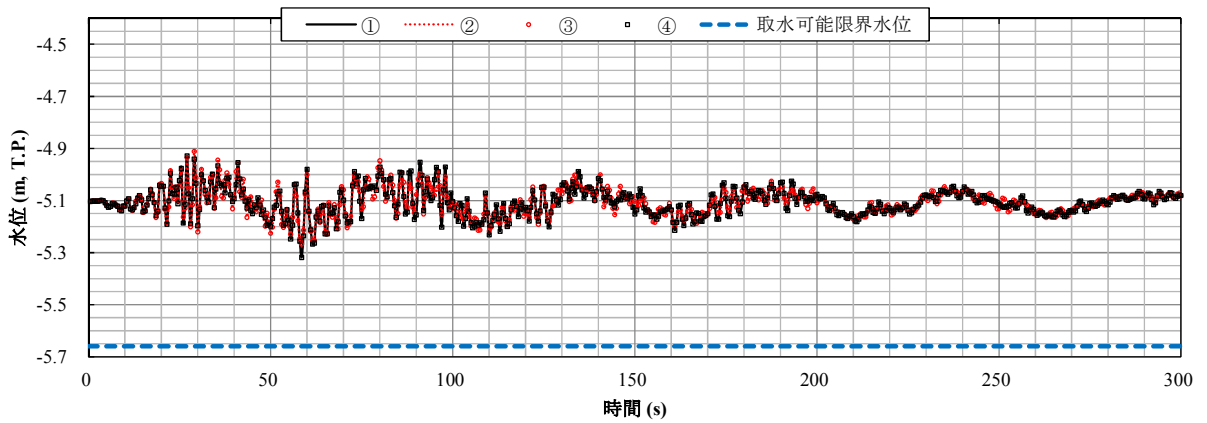


(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

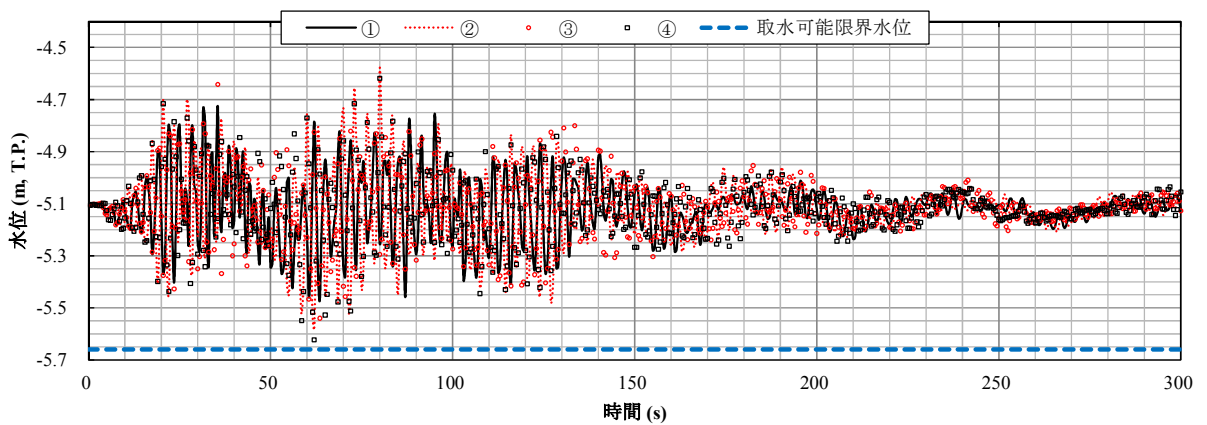
図 3-1 (1) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果
(S_d-D1 , ①Vs 平均値 (液状化パラメータ適用))



(a) 護岸法線平行方向に加振【再掲】



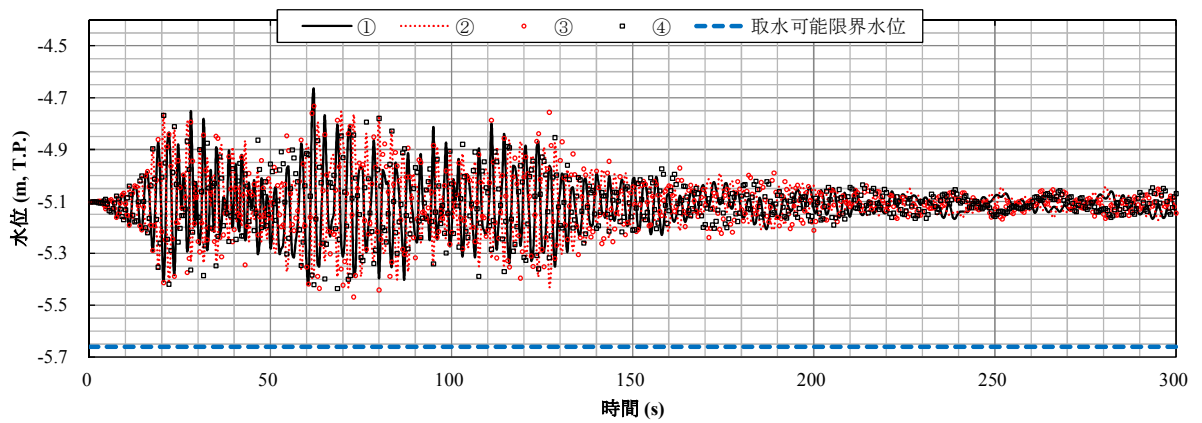
(b) 護岸法線直角方向に加振【再掲】



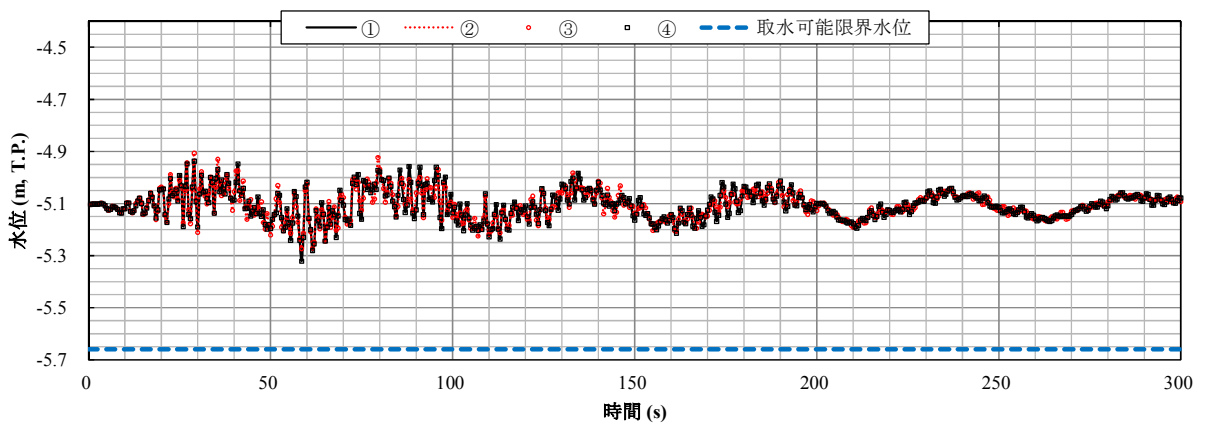
(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

図 3-1 (2) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果

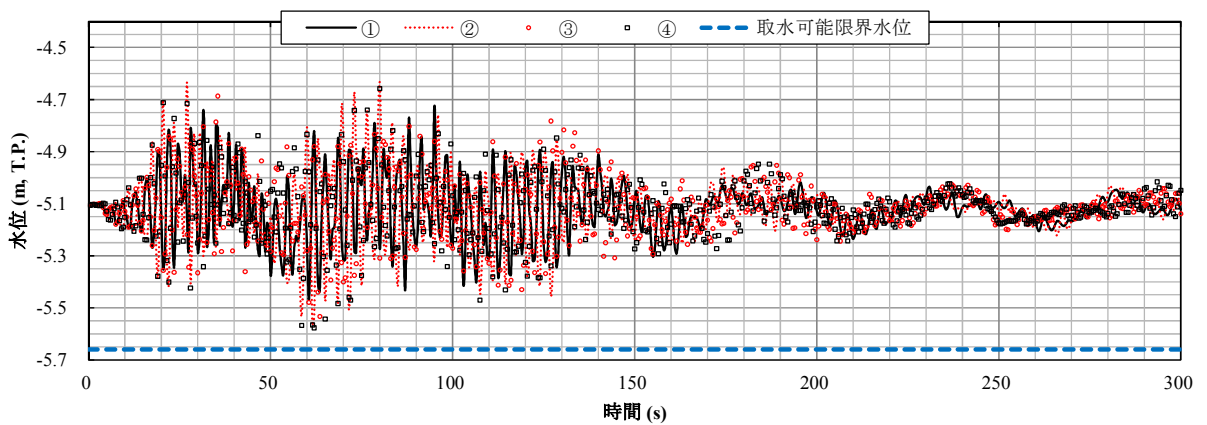
($S_d - D1$, ③ $V s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用))



(a) 護岸法線平行方向に加振【再掲】

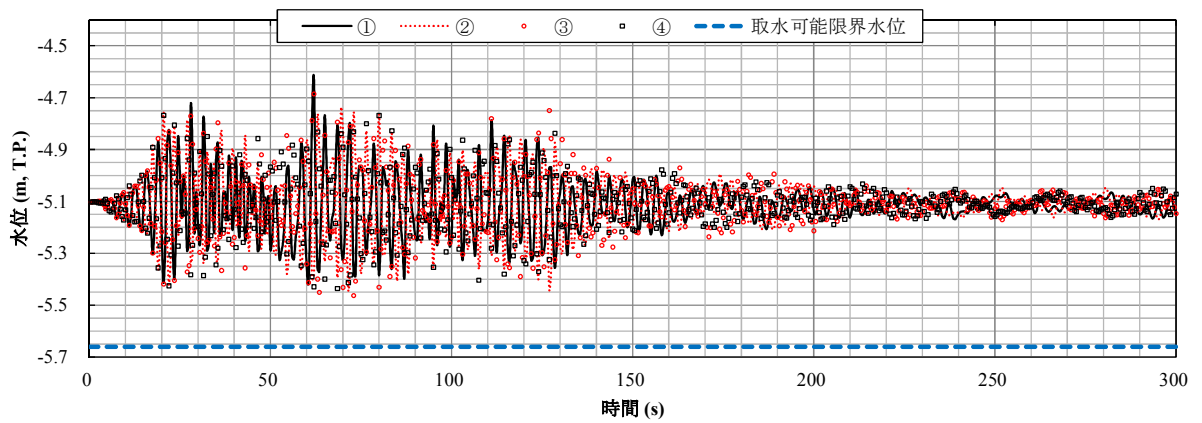


(b) 護岸法線直角方向に加振【再掲】

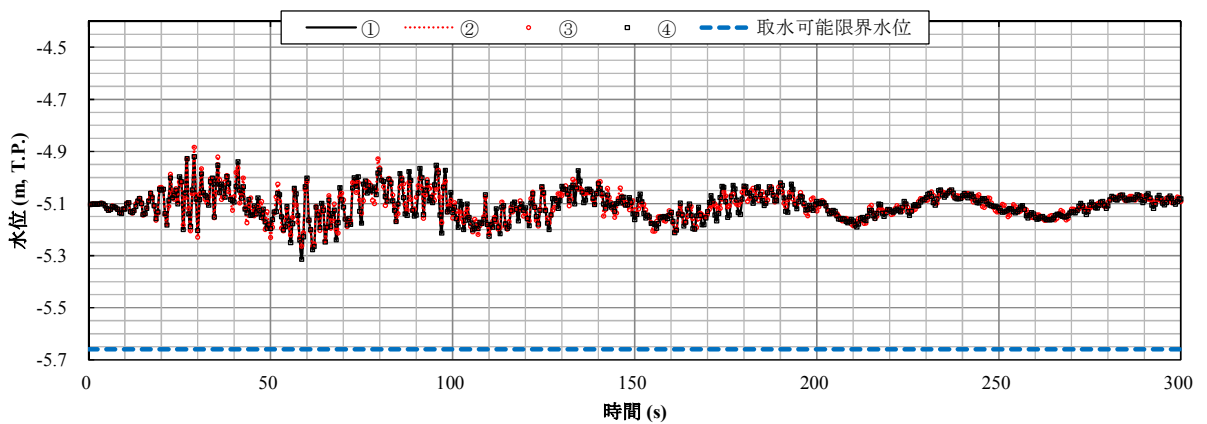


(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

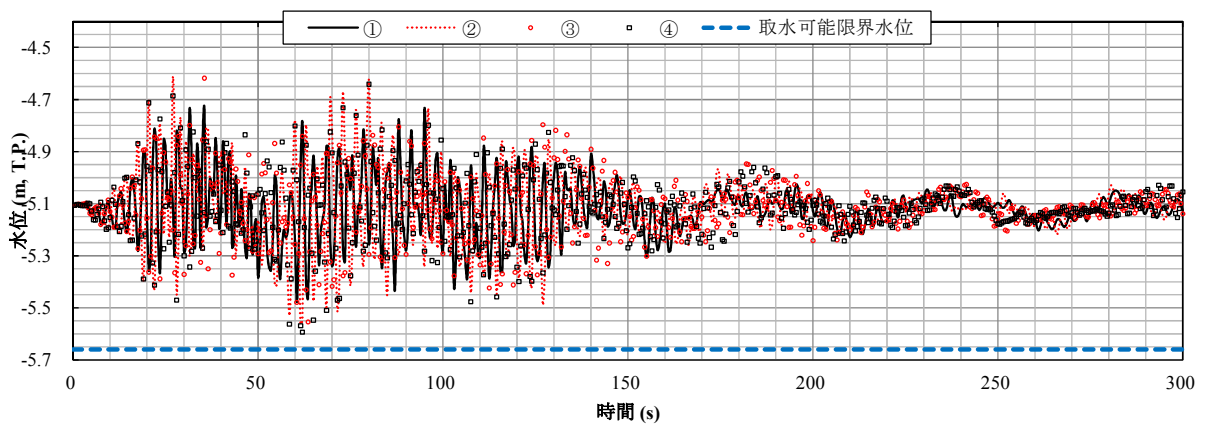
図 3-1 (3) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果
(S_a-D1 , ⑤Vs 平均值 (非液化化))



(a) 護岸法線平行方向に加振【再掲】



(b) 護岸法線直角方向に加振【再掲】



(c) 各方向の水位変動量の和による水位時刻歴

図 3-1 (4) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の各方向の水位変動量と
水位時刻歴の保守的評価結果
($S_d - D1$, ⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化))

4. 水平2方向同時加振によるスロッシングの実施について

4.1 検討概要

ここまでの整理では、水平2方向のスロッシングの組合せに関する影響を評価するために、護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を考慮しても、十分な貯留量を確保されていることを確認した。また、護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合の水位変動量の和の時系列を考慮しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. - 5.66 m）を下回らないことを確認した。

ここでは、水平2方向同時加振によるスロッシング解析を保守的に実施し、その結果を整理する。具体的には、護岸法線直角（東西）方向と護岸法線平行（南北）方向に対して、同位相の弾性設計用地震動S_d-D1を水平2方向の両方向に用いてスロッシング解析を実施した。本検討に用いる地震動（同位相）と位相差を考慮した場合の地震動を比較した解放基盤表面（T.P. - 370 m）における水平2方向の加速度振幅の軌跡図を図4-2に示す。

なお、水平2方向同時加振によるスロッシング解析は、「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」において選定した、貯留堰水面の1次固有周期帯で速度応答スペクトルが最大となる⑤Vs平均値（非液状化）に対して実施するものとする。

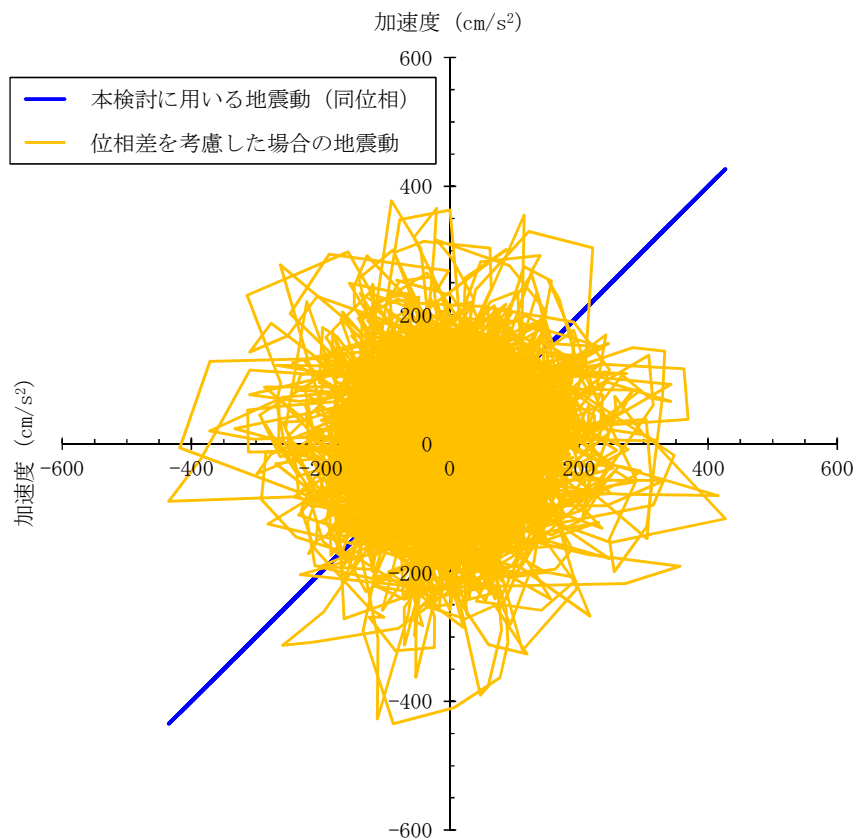


図4-1 水平2方向の加速度振幅（解放基盤表面）の軌跡図

4.2 解析結果

(1) 貯留量の確保について（溢水量の評価）

貯留量の確保については、水平2方向同時加振した場合の溢水量を考慮しても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認する。

水平2方向同時加振した場合のスロッシングによる5分間の溢水量を表4-1に示す。また、貯留堰位置（⑤～⑦）におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフを図4-2に示す。

スロッシングによる5分間の溢水量は、表4-1に示すとおり323 m³である。この場合、スロッシングによる溢水量を差し引くことを考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約28分となる。

したがって、水平2方向同時加振によるスロッシングを考慮した場合においても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して、十分な貯留量が確保されていることを確認した。

また、この結果は護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合のそれぞれの溢水量の和を考慮した場合の溢水量よりも少ないことを確認した。

・スロッシングによる5分間の溢水量 = 323 m³（水平2方向同時加振によるスロッシング）

・溢水を考慮した非常用海水

$$\begin{aligned} \text{ポンプの運転継続可能時間} &= (\text{有効容量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水量} \\ &= (2378 \text{ m}^3 - 323 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 28.52 \text{ 分} \rightarrow \underline{28 \text{ 分}} \end{aligned}$$

表4-1 スロッシングによる5分間の溢水量

加振方向	溢水量
水平2方向同時加振	323 m ³

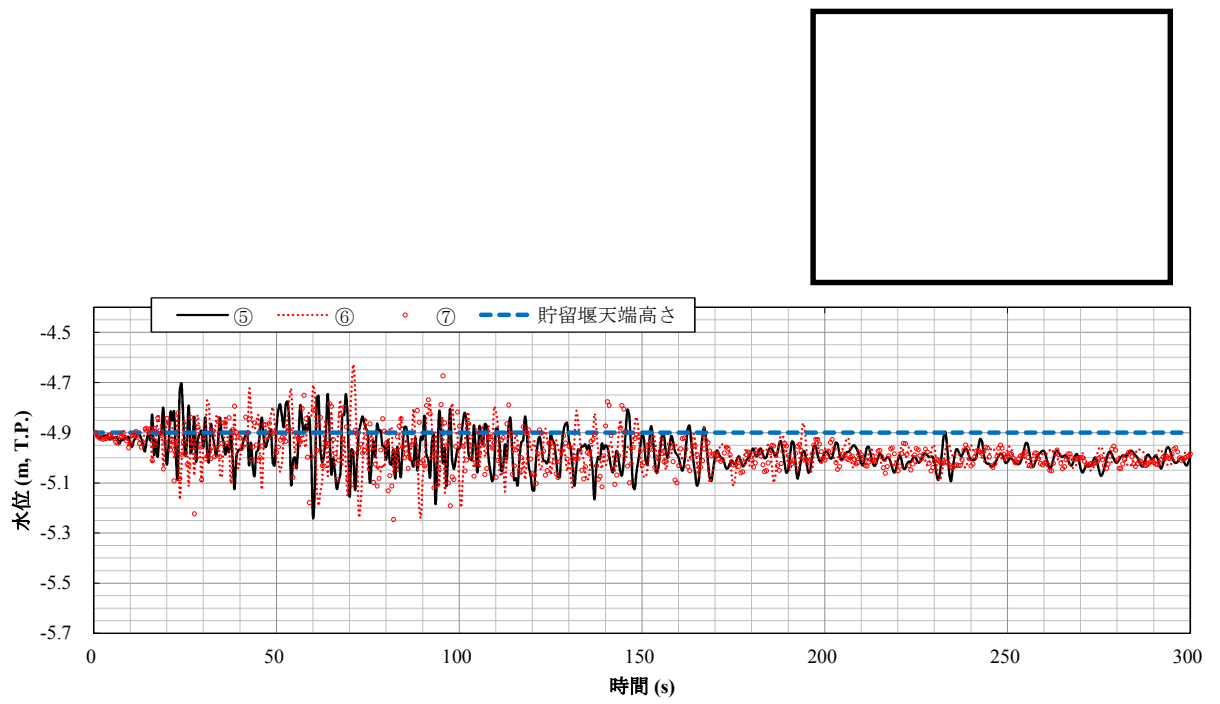


図 4-2 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ (水平 2 方向同時加振)

(2) 取水可能限界水位を下回らないことの確認について

取水可能限界水位を下回らないことの確認については、水平2方向同時加振した場合の水位変動量の時系列を考慮しても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認する。

水平2方向同時加振した場合の、非常用海水ポンプ位置（①～④）でのスロッシング時の最低水位及び水位時刻歴を表4-2及び図4-3にそれぞれ示す。

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は、最低でT.P. -5.61 mとなる。

したがって、水平2方向同時加振によるスロッシングを考慮した場合においても、貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位（T.P. -5.66 m）を下回らないことを確認した。

また、この結果は護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合の水位変動量の和の時系列を考慮した場合の最低水位と同程度であることを確認した。

表4-2 スロッシング時の最低水位（水平2方向同時加振）

加振方向	①における最低水位	②における最低水位	③における最低水位	④における最低水位
水平2方向同時加振	T.P. -5.51 m	T.P. -5.58 m	T.P. -5.61 m	T.P. -5.60 m

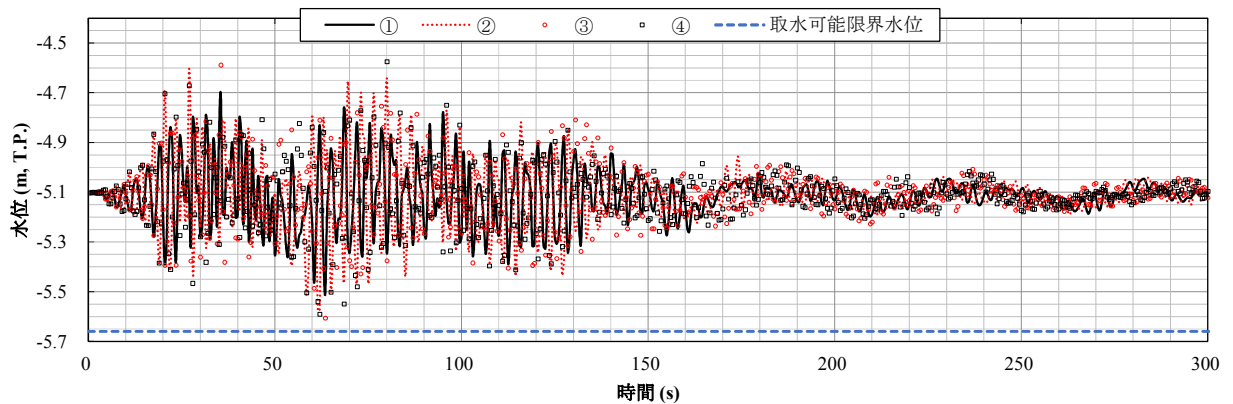
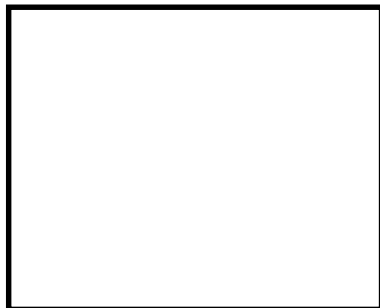


図4-3 スロッシング時の水位時刻歴（水平2方向同時加振）

(参考4) 漂流物の堆積が貯留堰の有効容量に与える影響について

1. 概要

「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」では、水平成分に方向を持たないS_d-D1に対して、護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合の2ケースに対してスロッシング解析を実施した結果をそれぞれ整理した。

本参考資料では、貯留堰内に漂流物が堆積することで減少する貯留堰の有効容量に対しても、スロッシングによる溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの運転継続可能時間が引き波の継続時間（貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間約3分）に対して十分に余裕があることを確認する。

2. 漂流物の堆積が貯留堰の有効容量に与える影響

貯留堰内側に漂流物が堆積することで減少する有効容量を設定する。減少する有効容量を保守的に設定するため、貯留堰内側の固定式バースクリーンまでの範囲すべてに漂流物が堆積した場合を仮定し、堆積物の間隙率は0%として有効容量を設定する。漂流物の堆積範囲イメージを図2-1に、漂流物の堆積による有効容量減少分を表2-1にそれぞれ示す。

保守的な仮定により設定した、漂流物の堆積による有効容量の減少分は1612 m³である。また、スロッシングによる5分間の溢水量は301 m³である。

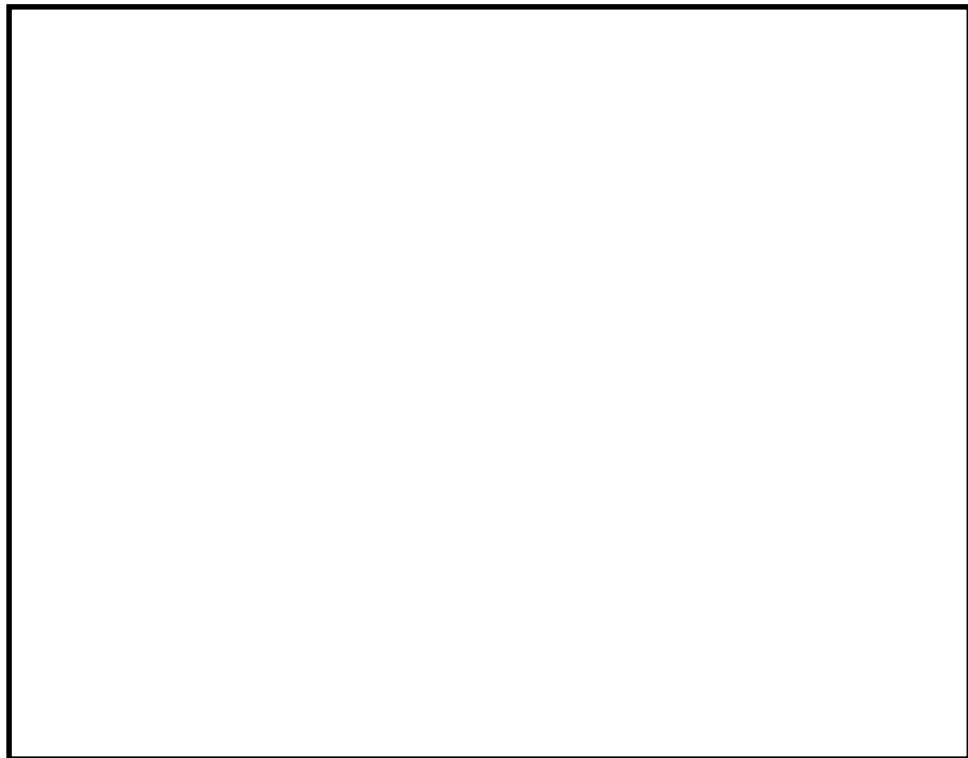
貯留堰の有効容量（2378 m³、非常用海水ポンプの運転継続可能時間33分）から、漂流物の堆積による有効容量の減少分及び溢水量を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約6分となる。よって、漂流物の堆積及びスロッシングによる溢水を保守的に足し合わせることを考慮しても、貯留堰外側の海水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して所要の貯留量が確保されていることを確認した。

- ・漂流物の堆積による有効容量の減少分 = 1612 m³

- ・スロッシングによる5分間の溢水量 = 301 m³

- ・漂流物の堆積及び溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間

$$\begin{aligned} \text{運転可能継続時間} &= (\text{有効容量} - \text{堆積による減少分} - \text{溢水量}) \div \text{ポンプ能力} \\ &= (2378 \text{ m}^3 - 1612 \text{ m}^3 - 301 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 6.45 \text{ 分} \rightarrow \underline{6 \text{ 分}} \end{aligned}$$



(a) 平面図



$$\text{有効高さ} = \text{T.P.} - 4.9 \text{ m} - \text{T.P.} - 5.66 \text{ m} = 0.76 \text{ m}$$

(b) 断面図

図 2-1 漂流の堆積範囲イメージ

表 2-1 漂流物の堆積による有効容量減少分

	値	備考
漂流物の堆積を仮定する範囲 ①	2121 m ²	
有効高さ ②	0.76 m	
漂流物の堆積による有効容量の減少分 ③	1612 m³	③ = ① × ②

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

(1) 概要及び評価方針

a. 概要

防潮堤は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位に対して有意な漏えいを生じない変形に留まる止水ジョイント部材を設置することにより、有意な漏えいを生じない性能を保持する設計としている。これを踏まえ、止水ジョイント部材を評価対象とし、止水ジョイント部材が地震時および津波時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。止水ジョイント部材は、構造上の境界部及び構造物間に生じる相対変位の大きさに応じて、ゴムジョイントとシートジョイントを使い分ける。長期的な耐候性に関して、ゴムジョイント及びシートジョイントの耐候性試験により確認する。止水ジョイント部材の拡大図を図 5.13.1-1 に、止水ジョイント部の詳細図を図 5.13.1-2 に示す。ゴムジョイントとシートジョイントの使用位置は解析結果に応じて決定する。

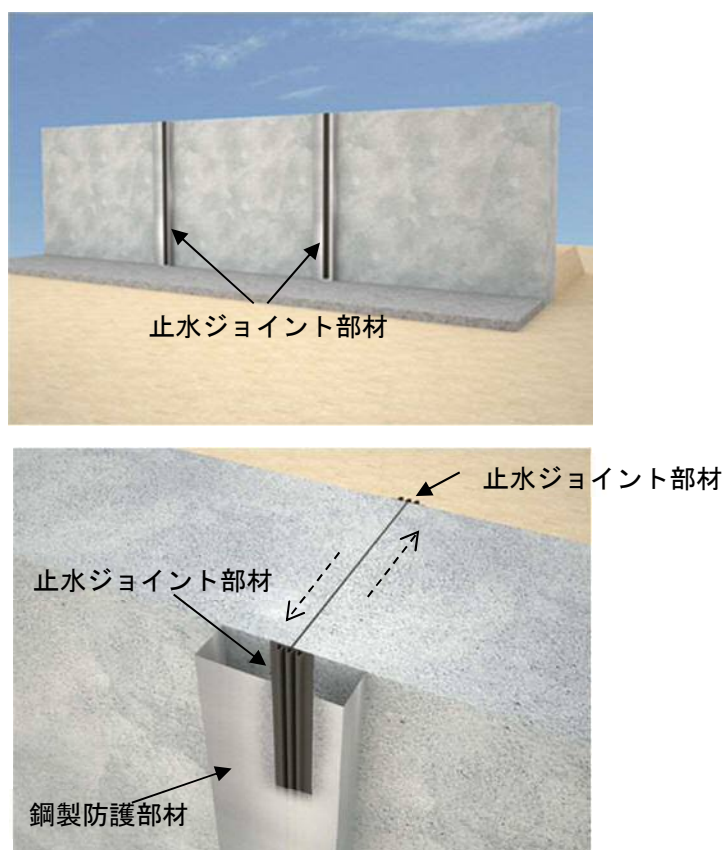
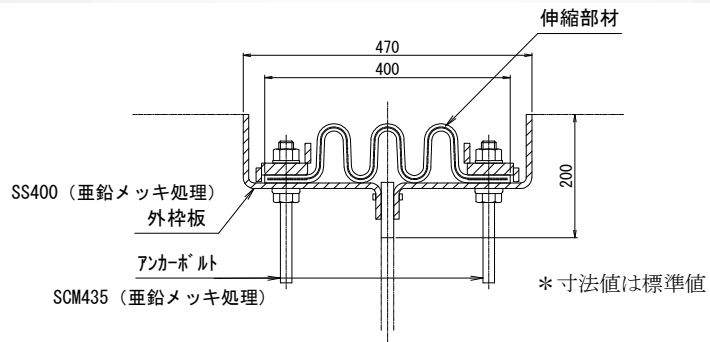
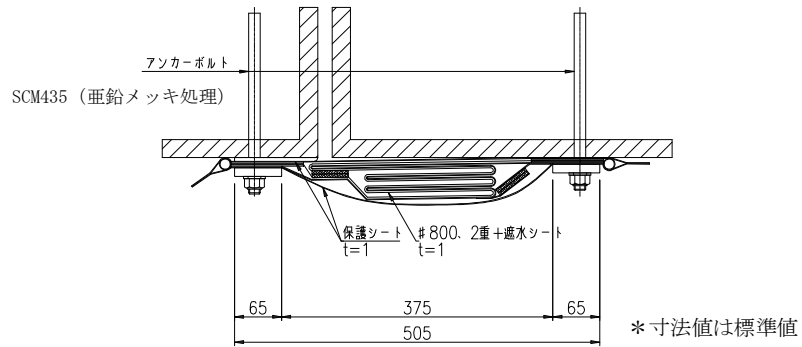


図 5.13.1-1 止水ジョイント部材 拡大図



止水ジョイント部材 (ゴムジョイント)



止水ジョイント部材 (シートジョイント)

図 5.13.1-2 止水ジョイント部材詳細図

b. 評価方針

止水ジョイント部材の評価方針として、地震時及び津波時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧に対して有意な漏えいを生じない変形に留まること及び止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを確認する。評価フローを図 5.13.1-3 に示す。

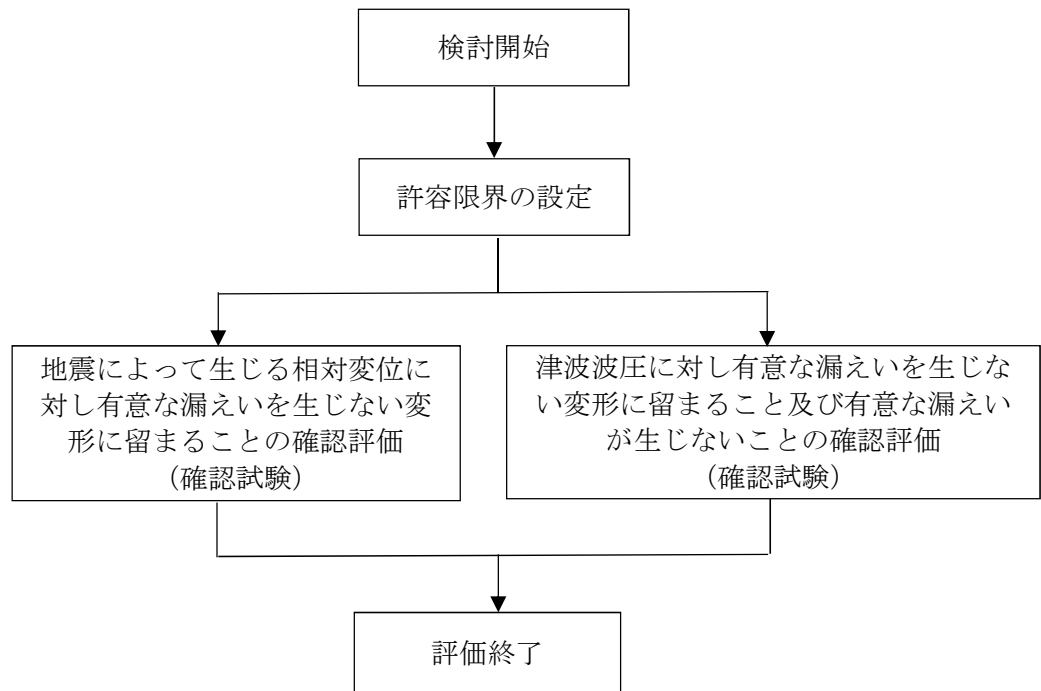


図 5.13.1-3 止水ジョイント部材の評価フロー

c. 許容限界の設定

止水ジョイント部材の変位量の許容限界は、ゴムジョイントとシートジョイントでは構造上の違いがあるため、それぞれについて許容限界を定める。表 5.13.1-1 に止水ジョイント部材の変位量の許容限界を示す。

構造上の境界部及び構造物間に生じる変位としては、相対変位及び残留変位が考えられる。止水ジョイント部材は、そのどちらの変位に対しても有意な漏えいが生じない変形に留まる必要があるため、解析結果による相対変位及び残留変位を確認し、両方の変位が 200 mm 以内の場合はゴムジョイントを、いずれかの変位が 200 mm を超える場合はシートジョイントを使用する。

表 5.13.1-1 止水ジョイント部材の変位量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	伸び：200 mm，せん断：200 mm
	シートジョイント	相対変位：2 m

d. 確認試験

止水ジョイント部材の試験目的および機能要求と試験について、図 5.13.1-4 に示す。ゴムジョイント及びシートジョイントについて、それぞれの構造特性及び機能要求を踏まえ、表 5.13.1-2 に示す項目の試験を実施することとし、これにより許容限界を満足することを確認する。

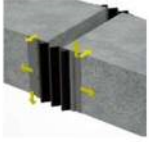

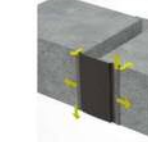

試験目的	ゴムジョイント		シートジョイント	
	地震時	津波時+余震時	地震時	津波時+余震時
 <p>地震によって生じる相対変位に対し、ゴムの変形によって有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認。</p>	 <p>津波時の相対変位と波力に対して、ゴムの変形によって有意な漏えいを生じないことを確認。</p>	 <p>地震によって生じる相対変位に対し、シートが展開し、その余長によって有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認。</p>	 <p>津波時の相対変位と波力に対して、シートが展開し、所定のシート強度を確保できたわむことにより、有意な漏えいを生じないことを確認。</p>	
<p>確認</p> <p>有意な漏えいを生じない変形に留まること</p>	<p>—</p> <p>〔地震時は津波時の試験で代表〕</p>	<p>引張試験</p> <p>〔津波水圧を负荷すると同時に地震時の変位量を模擬〕</p>	<p>引張試験</p> <p>(繰返し載荷試験, 継続載荷試験)</p> <p>〔津波時は地震時の試験で代表〕</p>	
<p>し</p> <p>有意な漏えいを生じないことの確認</p>	<p>—</p> <p>〔地震時は要求されないため対象外〕</p>	<p>耐圧試験</p>	<p>—</p> <p>〔地震時は要求されないため対象外〕</p> <p>耐圧試験</p>	

図 5.13.1-4 止水ジョイント部材の機能要求と試験

表 5.13.1-2 確認試験一覧

評価項目		試験項目
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	引張・耐圧試験
	シートジョイント	引張試験 (繰返し载荷試験, 継続载荷試験) 耐圧試験 耐候性試験

(a) 試験条件の設定

イ. 津波波圧に応じた試験水圧

津波波圧は、津波の最大遡上高さ¹⁾と設置地盤高さの差の1/2を浸水深とし朝倉式から算定する。

(イ) 基準津波時

津波の最大遡上高さ : T.P. + 17.9 m

設置地盤高さ : T.P. + 4.0 m

$$(17.9 - 4.0) \times 1/2 \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 210.6 \text{ kPa} = 0.21 \text{ MPa}$$

保守的に 0.26 MPa とする。

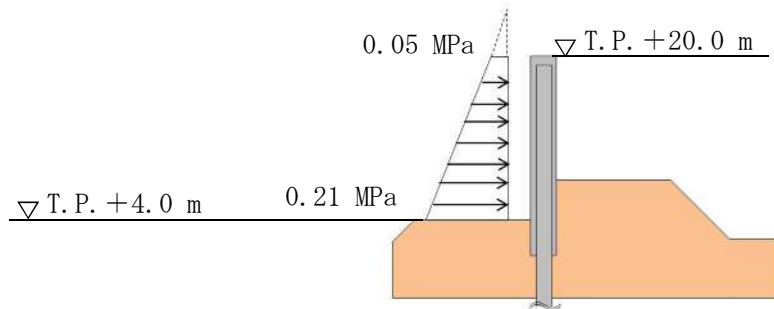


図 5.13.1-5 基準津波時の最大波圧

(ロ) T.P. +24.0 m 津波時

津波の最大遡上高さ : T.P. +24.0 m

設置地盤高さ : T.P. + 4.0 m

$$(24.0 - 4.0) \times 1/2 \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 303.0 \text{ kPa} = 0.30 \text{ MPa}$$

保守的に 0.55 MPa とする。

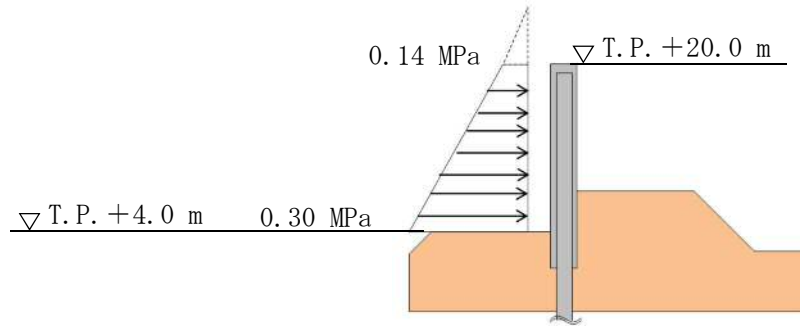


図 5.13.1-6 T.P. +24.0 m 津波時の最大波圧

ロ. ゴムジョイントの試験時変位量

ゴムジョイントの試験時変位量は設計負荷範囲を超える値として、表 5.13.1-3 に示す 3 ケースを考慮する。図 5.13.1-7 に、伸びとせん断の複合変位の設計負荷範囲を示す。

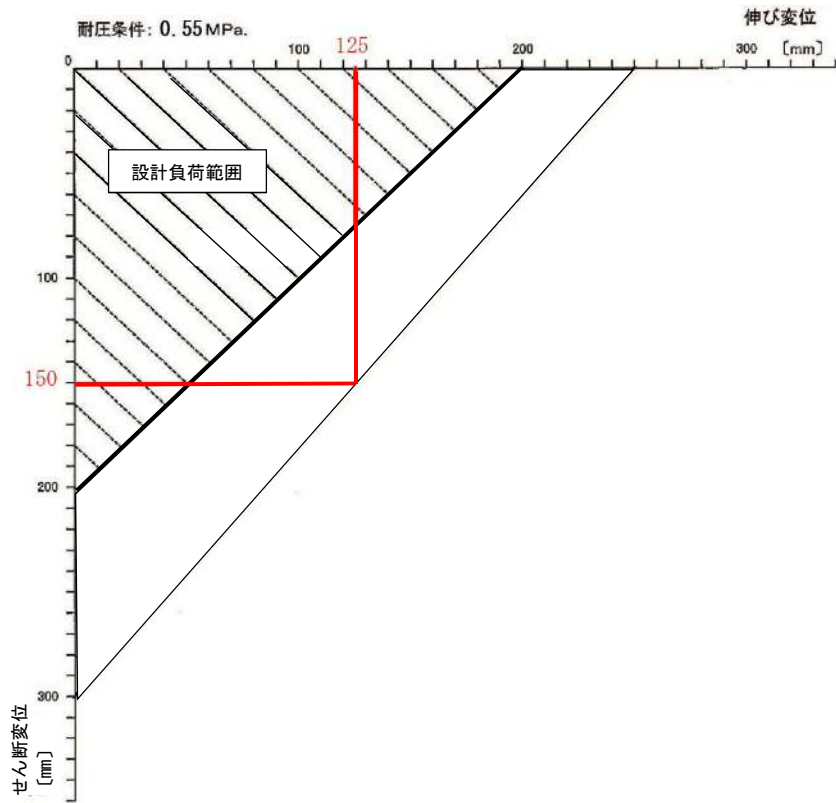


図 5.13.1-7 ゴムジョイントの設計負荷範囲

表 5.13.1-3 ゴムジョイントの試験時変位量

	変位量
①	伸び 250mm
②	せん断 300mm
③	伸び 125mm, せん断 150mm

ハ. シートジョイントの引張荷重

シートジョイントを取付けた際のたわみ形状を図 5.13.1-8 のように考えて、その際に作用する張力を求める。シートジョイントに作用する張力(T)は、以下の式を用いて求められる。

$$T_s = \frac{W \cdot a}{2 \cdot \delta_{\max}} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot \delta_{\max}^2} \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

T_s : シートに発生する張力 (N)

a : シート固定間隔 (A_1) の 1/2 (m)

$$a = 0.5 \times A_1$$

$$\delta_{\max} : \delta_{\max} = C \left(\cosh \frac{A_1}{2C} - 1 \right) \quad L = 2C \cdot \sinh \frac{A_1}{2C}$$

シート長 $L=2.5$ m とすると、 $C=0.845$, $\delta_{\max}=0.66$ m

W : シートに作用する荷重 (kN/m^2)

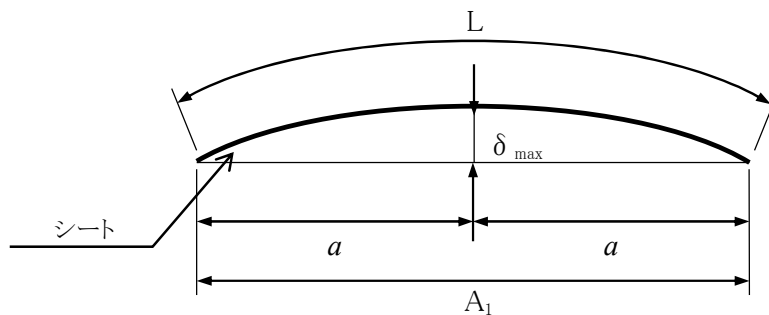


図 5.13.1-8 たわみ形状図

シートジョイントに作用する引張力が最大となるのは、防潮壁天端部のシートジョイントの開きが許容限界変位量の 2 m になった時である。その時のシートジョイントに作用する荷重は図 5.13.1-6 より 0.14 MPa となるが、保守的に 0.15 MPa (150kN/m^2) としてシートジョイントの引張力を計算すると以下ようになる。

(1)式に $a=0.5 \times 2.0$ m, $W=150\text{kN/m}^2$, を代入し、計算を行う。

$$T_s = \frac{150.00 \times 1.00}{2 \times 0.66} \times \sqrt{1.00^2 + 4 \times 0.66^2}$$

$$= 188.18 \text{ kN/m}$$

よって、シートジョイントの引張試験時の引張荷重は、188.18 kN/m (56.45 kN/30cm) とする。

(2) 性能確認試験

a. ゴムジョイント

(a) ゴムジョイントの引張・耐圧試験

イ. 目的

ゴムジョイントの取付け状態を模擬した試験機によって、ゴムに伸び・せん断変形を加えることにより、津波+余震時の相対変位に対して、ゴム本体及び取付け部が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。さらに、試験機によって津波の波圧を上回る荷重を作用させることにより、ゴム本体及び取付け部が有意な漏えいを生じない性能を保持することを確認する。

ロ. 試験条件

試験条件として表 5.13.1-4 に示す変位量、水圧を作用させる。加圧時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上を基本とし、試験では保守的に 1 時間とした。ボルト径や設置間隔 (M24@100mm) は、実際に設置する状態を模擬している。加圧時間中及び加圧時間経過後、ゴムジョイントからの有意な漏えいが生じないことを確認する。

表 5.13.1-4 ゴムジョイントの試験条件

試験 No,	変位量	水圧	必要耐圧保持時間
①	伸び 250mm	0.26Mpa	10 分以上
②	せん断 300mm	0.26Mpa	10 分以上
③	伸び 125mm せん断 150mm	0.26Mpa	10 分以上
④	伸び 250mm	0.55Mpa	10 分以上
⑤	せん断 300mm	0.55Mpa	10 分以上
⑥	伸び 125mm せん断 150mm	0.55Mpa	10 分以上

参考：基準津波時波圧 0.21 MPa, T.P. +24.0 m 津波時波圧 0.30 MPa

*加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって 1 時間とした。

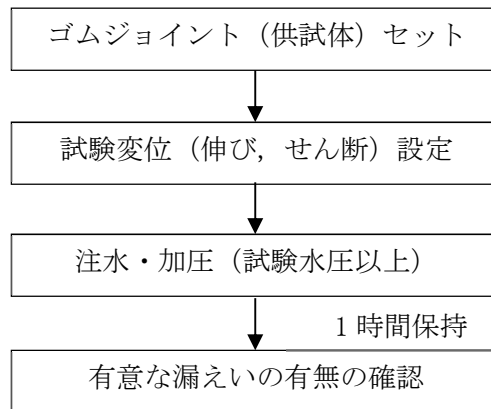


図 5.13.1-9 性能確認試験フロー

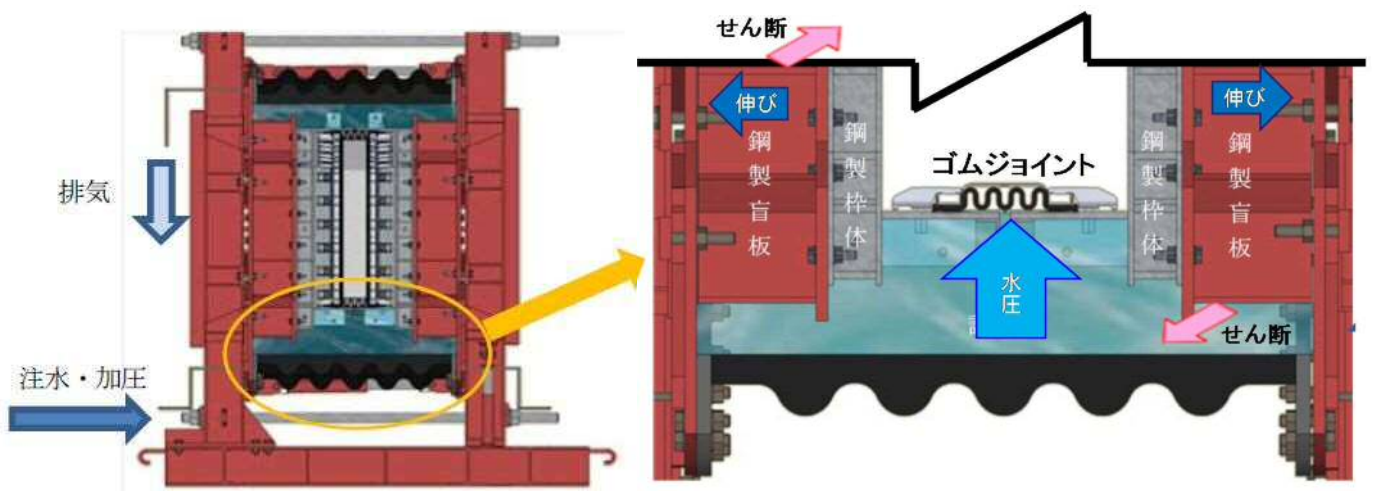


図 5.13.1-10 耐圧試験概念図

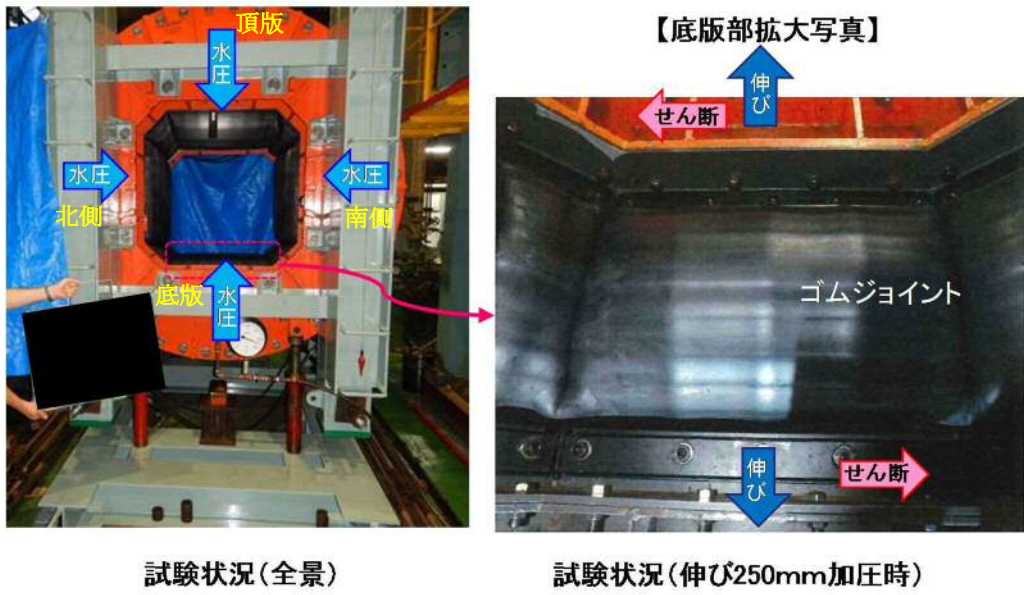


図 5.13.1-11 耐圧試験状況

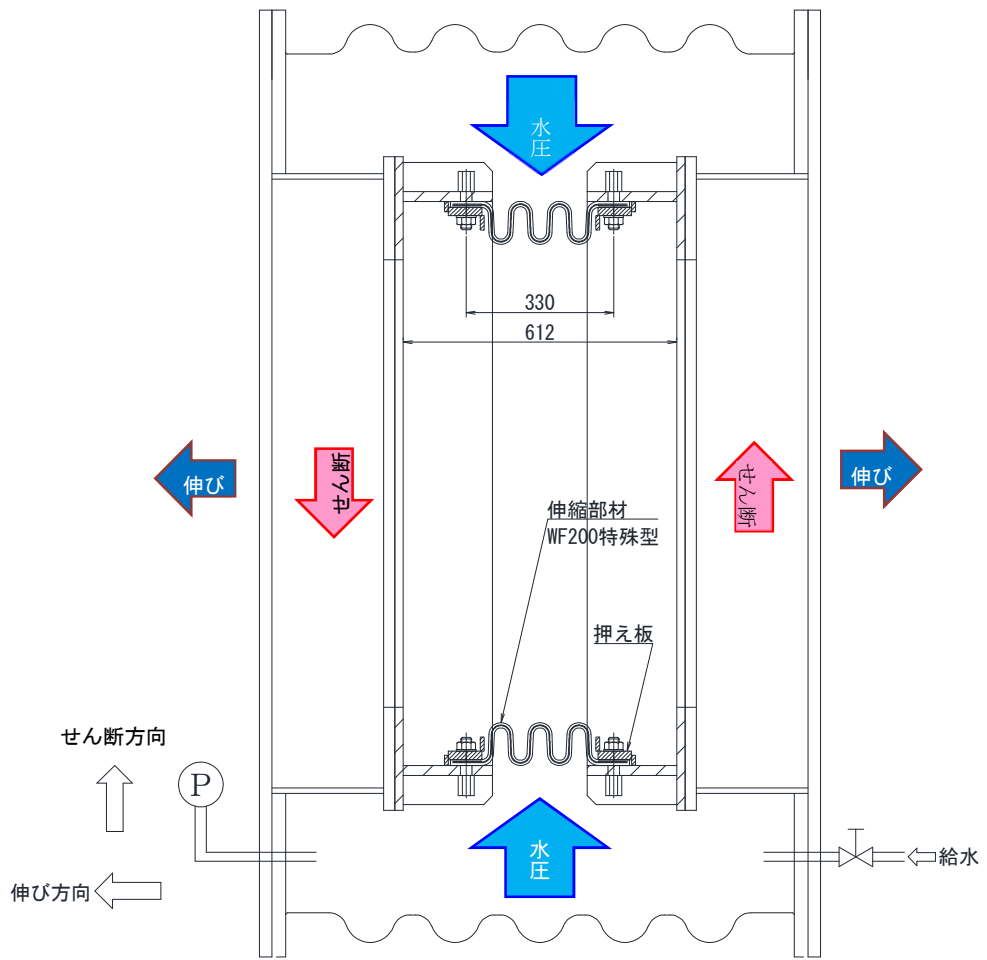


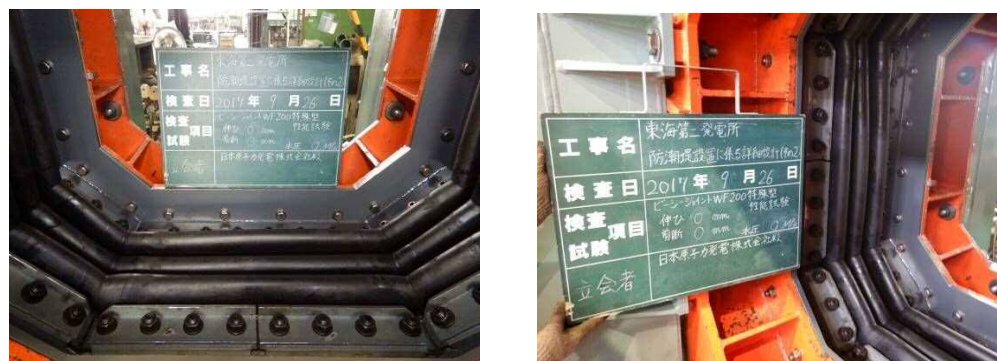
図 5.13.1-12 外水圧試験機概要図

ハ. 試験状況写真

(イ) 設置状況確認 (水圧 0 MPa, 伸び 0 mm, せん断 0 mm)



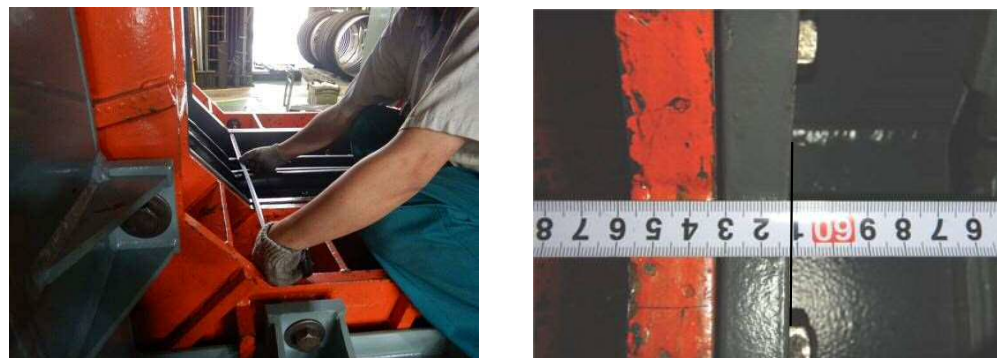
図 5.13.1-13 全体状況



底版

側壁：北側

図 5.13.1-14 ゴムジョイント設置状況 (ボルト M24@100mm にて固定)



枠間距離計測状況

枠間距離 (初期値) : 612 mm

図 5.13.1-15 ゴムジョイント設置時 枠間距離計測 (底版：北側)



ボルトピッチ計測状況



ボルトピッチ（初期値）：330 mm

図 5.13.1-16 ゴムジョイント設置時 ボルトピッチ計測（底版：南側）



枠間距離計測状況



枠間距離（初期値）：612 mm

図 5.13.1-17 ゴムジョイント設置時 枠間距離計測（底版：北側）



ボルトピッチ計測状況



ボルトピッチ（初期値）：330 mm

図 5.13.1-18 ゴムジョイント設置時 ボルトピッチ計測（底版：北側）



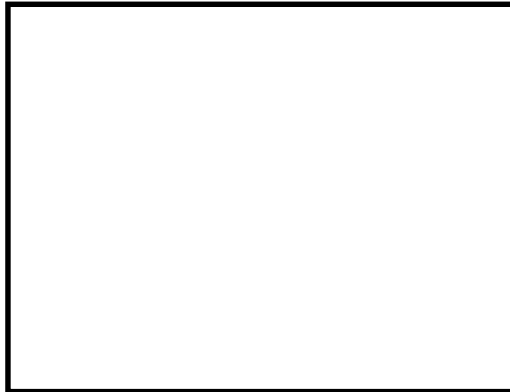
枠-ボルト間距離計測状況



枠-ボルト間距離（初期値）：141 mm

図 5.13.1-19 ゴムジョイント設置時 枠-ボルト間計測

(ロ) 試験 No. ④（水圧 0.55 MPa, 伸び 250 mm, せん断 0 mm, 保持時間:1 時間）



枠間距離計測状況



枠間距離：初期値 612 mm + 伸び 250 mm = 862 mm

図 5.13.1-20 試験 No. ④ 枠間距離計測（底版：南側）



枠間距離計測状況



枠間距離：初期値 612 mm + 伸び 252 mm = 864 mm

図 5.13.1-21 試験 No. ④ 枠間距離計測（底版：北側）

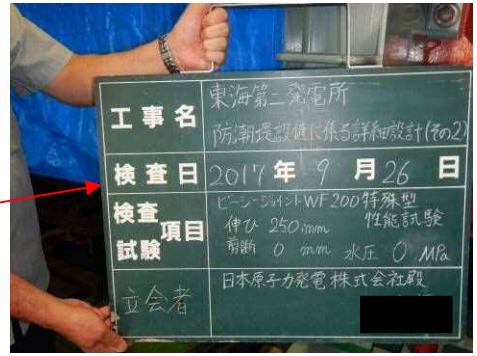


図 5.13.1-22 試験 No. ④ 全体状況 (加圧前)



図 5.13.1-23 試験 No. ④ 加圧状況 (0.55 MPa 加圧開始)



底版



側壁：南側

図 5.13.1-24 試験 No. ④ 加圧状況 (0.55 MPa)



図 5. 13. 1-25 試験 No. ④ 全体状況 (0.55 MPa, 1 時間保持後)



底版 (漏えいなし)



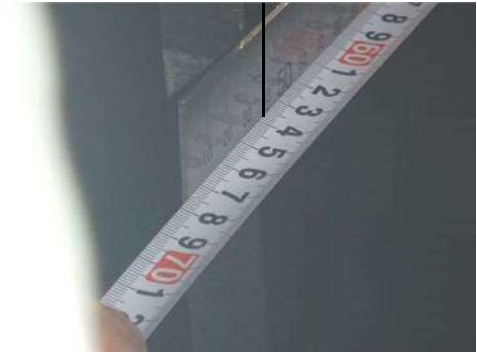
側壁 (漏えいなし)

図 5. 13. 1-26 試験 No. ④ 漏えい確認 (0.55 MPa, 1 時間保持後)

(ハ) 試験 No. ⑤ (水圧 0.55 MPa, 伸び 0 mm, せん断 300 mm, 保持時間:1 時間)



枠間距離計測 (底版)

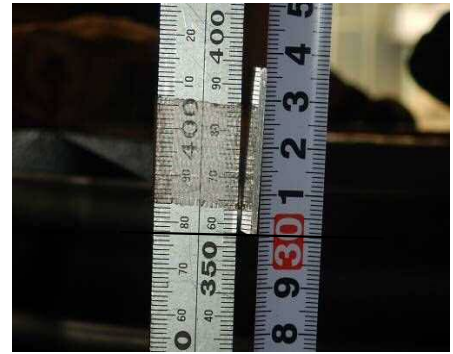


枠間距離 : 639 mm

図 5.13.1-27 試験 No. ⑤ 枠間距離計測 (加圧前)



せん断変位計測状況 (底版)



せん断変位 : 301mm

図 5.13.1-28 試験 No. ⑤ せん断変位計測 (加圧前)



図 5.13.1-29 試験 No. ⑤ 全体状況 (加圧前)



図 5.13.1-30 試験 No. ⑤ 全体状況 (0.55 MPa)



図 5.13.1-31 試験 No. ⑤ 加圧状況 (0.55 MPa)



図 5.13.1-32 試験 No. ⑤ 加圧完了 (0.55 MPa, 1 時間保持)



底版・側壁（漏えいなし）

図 5.13.1-33 試験 No.⑤ 漏えい確認（0.55 MPa, 1 時間保持）

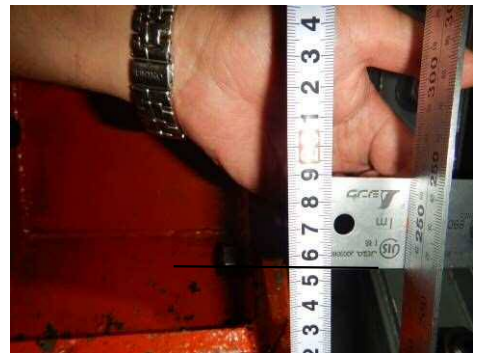
(二) 試験 No.⑥（水圧 0.55 MPa, 伸び 125 mm, せん断 150 mm, 保持時間:1 時間）



枠間距離計測状況

枠間距離：初期値 612 mm + 伸び 138 mm = 750 mm

図 5.13.1-34 試験 No.⑥ 枠間距離計測（底版：南側）



せん断変位計測状況

せん断変位：154 mm

図 5.13.1-35 試験 No.⑥ せん断変位計測（底版：南側）



図 5.13.1-36 試験 No. ⑥ 全体状況 (加压前)



図 5.13.1-37 試験 No. ⑥ 全体状況 (0.55MPa 加压開始)



側壁：北側

底板

図 5.13.1-38 試験 No. ⑥ 加压状況



図 5.13.1-39 試験 No.⑥ 加圧状況 (0.55MPa)



図 5.13.1-40 試験 No.⑥ 加圧完了 (0.55MPa, 1 時間保持)



頂版 (漏えいなし)

図 5.13.1-41 試験 No.⑥ 漏えい確認 (0.55MPa, 1 時間保持)



底版・側壁（漏えいなし）

図 5.13.1-42 試験 No.⑥ 漏えい確認（0.55MPa, 1時間保持）

二. 試験結果

所定の変位を与えた上で、津波荷重を上回る水圧（0.26 MPa, 0.55 MPa）を10分以上（加圧時間 1時間）加圧後、漏えいの有無を確認した結果、全てのケースにおいて、漏えいがないことを確認した。

表 5.13.1-5 ゴムジョイントの試験結果

試験 No,	変位量	水圧	耐圧保持時間	漏えい	判定
①	伸び 250mm	0.26 MPa	10 分以上	無	OK
②	せん断 300mm	0.26 MPa	10 分以上	無	OK
③	伸び 125mm, せん断 150mm	0.26 MPa	10 分以上	無	OK
④	伸び 250mm	0.55 MPa	10 分以上	無	OK
⑤	せん断 300mm	0.55 MPa	10 分以上	無	OK
⑥	伸び 125mm, せん断 150mm	0.55 MPa	10 分以上	無	OK

参考：基準津波時波圧 0.21 MPa, T.P. +24.0 m 津波時波圧 0.30 MPa

*加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって1時間とした。

(b) ゴムジョイントの耐候性試験

ゴムジョイントの材料であるクロロプレンゴムは、耐候性の指標として伸び性能の初期値からの残存率を試験にて確認することで、耐候性能を確認する。

加熱温度 70℃、100℃、120℃の3種類でゴムの伸び残存率と加熱時間の関係を測定した熱老化試験の結果を図 5.13.1-43 に示す。

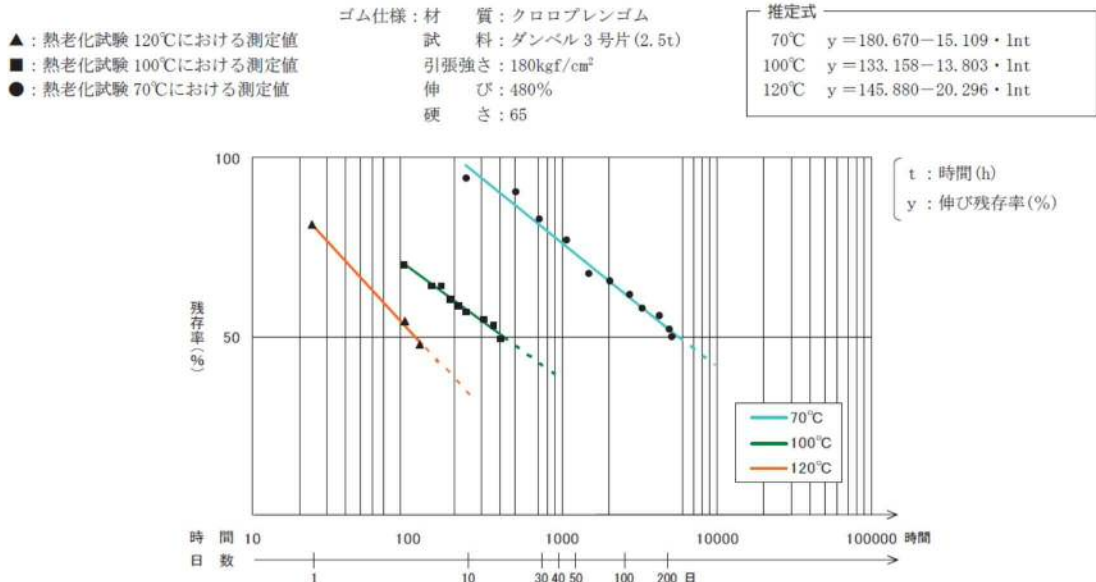


図 5.13.1-43 ゴム材料の熱老化試験結果

熱老化試験結果をもとに、残存率が 90%、80%、70%、60%、50%となる日数と温度の関係をグラフ化したものを図 5.13.1-44 に示す。

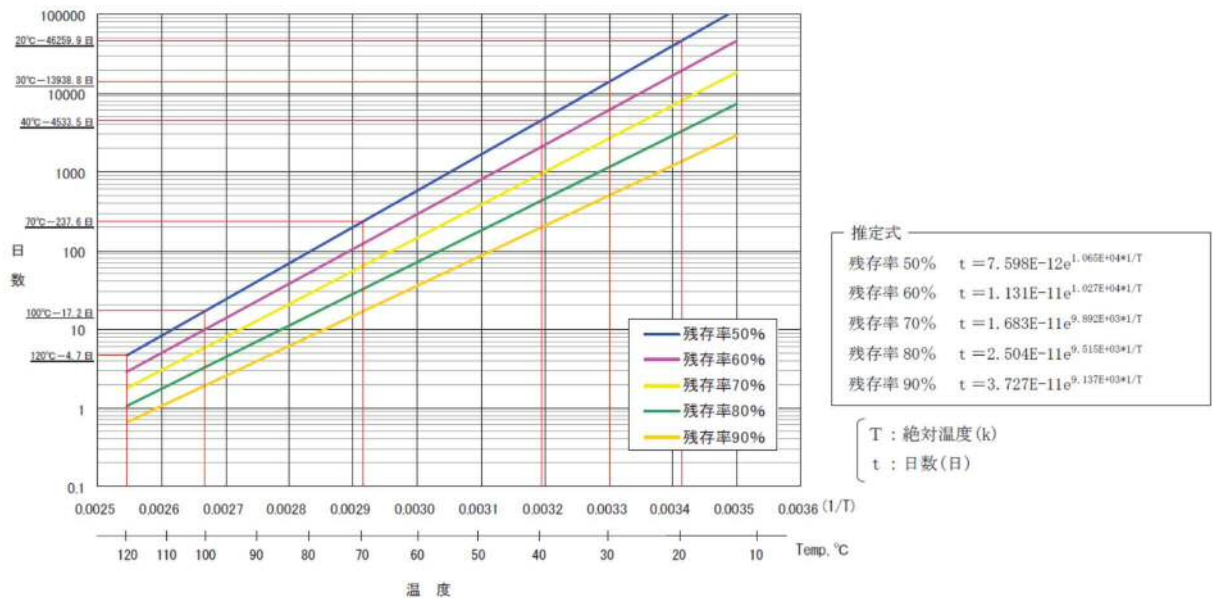


図 5.13.1-44 ゴム材料の残存率に応じた温度と日数の関係

図 5.13.1-44 から、20℃、30℃、40℃における残存率と日数の関係を読み取り、図 5.13.1-45 に示す。図 5.13.1-45 にプロットしてあるイ、ロ、ハ、ニのデータは実際に設置されていたゴムジョイントの伸び残存率の試験結果で、下記にその製品の使用条件及び経過年数を示す。

- イ：屋外使用（秋田県）12年経過
- ロ：屋外使用（北海道）12.5年経過
- ハ：埋設使用（岐阜県）13年経過
- ニ：埋設使用（埼玉県）19年経過

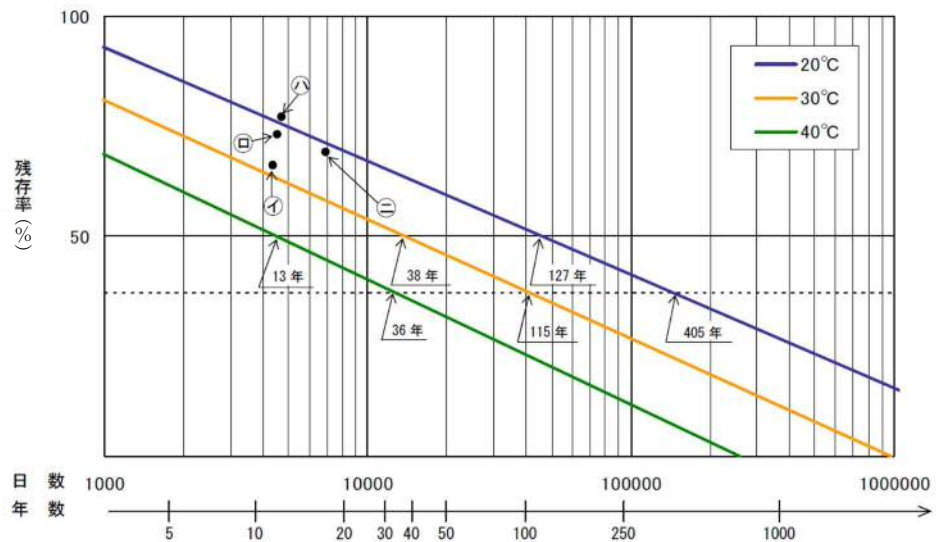


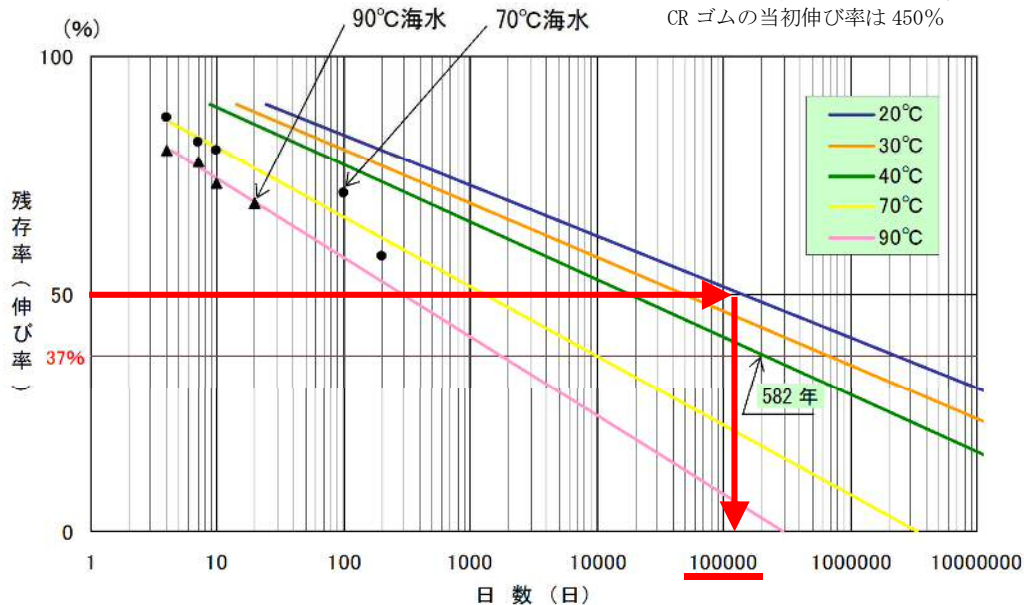
図 5.13.1-45 ゴムジョイントの耐候年数推定結果

露出部使用環境の平均気温を 30℃としても、初期伸び率の残存率 50 %を確保できる耐用年数は 38 年と推定できる。

また、海水暴露に対する耐久性試験の結果を図 5.13.1-46 に示す。海水暴露がゴムの劣化に与える影響を図 5.13.1-45 に示す熱老化試験結果と比べると、熱老化試験結果でゴム残存率 50%になる年数が 20°Cにおいて 127 年かかるのに比べて、海水暴露試験結果では同じ条件で 273 年以上かかるので、海水暴露がゴムの劣化に与える影響は熱老化試験に比べて小さいことを確認した。

・耐久性試験結果 (CR : 海水)

注) 残存率 (伸び率) は、経過時間後
伸び率 / 当初伸び率で表わす。
CR ゴムの当初伸び率は 450%



ゴム残存率 50%となる日数 : 10,000(日)以上
 $\Leftrightarrow 10,000(\text{日}) / 365(\text{日/年}) = 273 \text{ 年以上}$

図 5.13.1-46 耐久性試験結果 (海水暴露)

b. シートジョイント

(a) シートジョイントの引張試験

イ. シートジョイントの構造概要

シートジョイントは、下図のとおり多重構造となっており、それぞれの部材により求められる機能が異なっている。

下図①④の遮光シート（塩ビシート）は、内部にある遮水シート（塩ビシート）と土木シート（ ×2重）を紫外線による劣化から保護する部材である。②の遮水シート（塩ビシート）は堤外側からの津波に対して有意な漏えいを生じさせない性能を保持し、③の土木シートは、津波波力に対抗する強度を担保する部材である。堤内側に設置するシートジョイントも同様に、遮水シートが堤外側になるように設置し、津波に対して有意な漏えいを生じさせない構造となっている。

また、土木シートの伸び率は 20%程度であるのに対し遮水シートの伸び率は 100%以上になるため、津波に対して土木シートが強度を発揮する時には遮水シートは伸びに対して十分な余裕がある構造になっている。

本工事で使用する遮水シートは埋立処分地や濁水沈殿池等での実績があるものであり、仮に設置個所における溜まり水により遮水シートが水に浸ったとしても、伸び性能には影響はない。

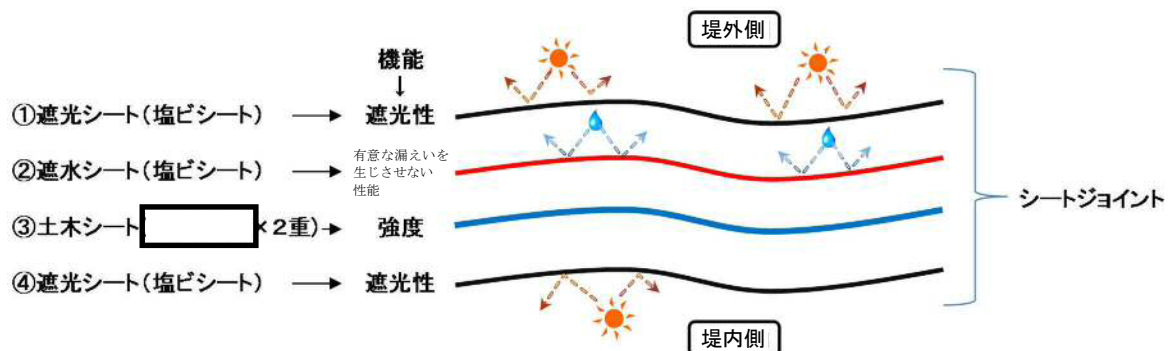


図 5. 13. 1-47 シートジョイント模式図

ロ. 目的

シートジョイントの取付け部について、現地の取付け状況を模した試験体を作成し、津波時に想定されるシートの最大張力を、繰返しまたは継続的に作用させることで津波によって繰返し荷重を受ける状態を模擬し、シートジョイント本体及び取付け部が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認する。

ハ. 試験条件

シートジョイントの引張試験は繰返し載荷試験及び継続載荷試験を実施する。引張荷重は津波時に想定される最大張力 188.18 kN/m より、試験時の試験体寸法 30 cm を考慮し、56.45 kN/30cm とする。

繰返し載荷試験は、シートジョイントに発生する最大張力を繰り返し（10 回）載荷した時に有意な漏えいを生じない変形に留まることを 3 試験体について確認する。続いて、繰返し載荷試験を行った試験体を用いて継続載荷試験を実施する。継続載荷試験は、シートに発生する最大張力を 10 分間継続して載荷した時に有意な漏えいを生じない変形に留まることを 3 試験体について確認する。

ボルト径や設置間隔（M16@100 mm）は実際に設置する状態を模擬している。シートジョイントの引張試験条件を表 5.13.1-6 に、試験体図を図 5.13.1-48 に示す。

表 5.13.1-6 シートジョイントの引張試験条件

試験 No,	引張荷重	載荷条件
①	56.45 kN/30cm	10 回
②	56.45 kN/30cm	10 回後, 10 分継続

試験体 : シートジョイント

つかみ幅 : 30 cm

つかみ間隔 : 30 cm

引張速度 (破断強度試験) : 200 mm/min

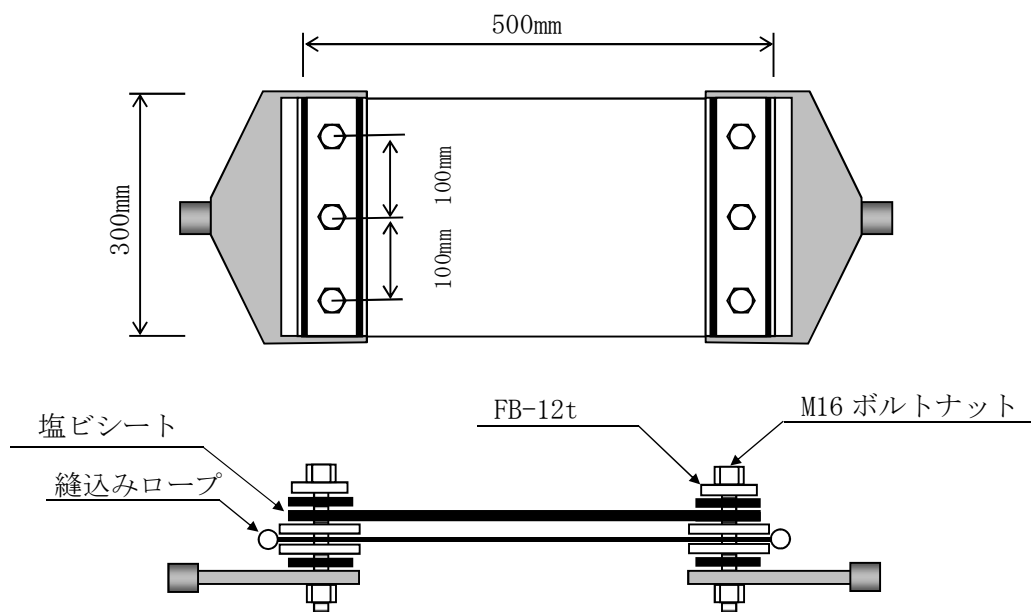


図 5.13.1-48 シートジョイント試験体図

二. 試験状況写真

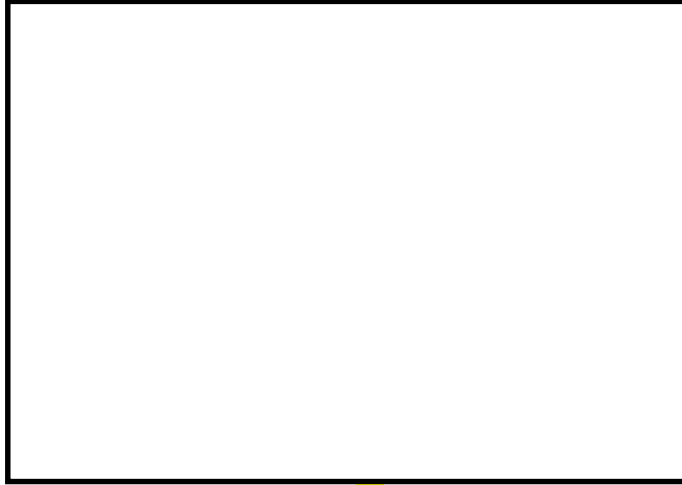


図 5.13.1-49 試験状況



図 5.13.1-50 試験後供試体



変形なし

図 5.13.1-51 試験後供試体

ホ. 試験結果

シートに発生する最大張力を繰り返し（10回）載荷した後，さらにシートに発生する最大張力を10分間継続載荷し，有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認した。

表 5.13.1-7 シートジョイント強度試験結果

試験 No.	引張荷重	載荷条件	変形	判定
①	56.45kN/30cm	10回	無	OK
②	56.45kN/30cm	10回後，10分継続	無	OK

(b) シートジョイントの耐圧試験

イ. 目的

試験機を用いて、シートジョイントに対して津波時に想定される水圧を負荷することにより、津波時におけるシートジョイントの状況を模擬し、シートジョイントに有意な漏えいが生じないことを確認する。

ロ. 試験条件

水圧 0.26 MPa 及び 0.55 MPa を負荷し、加圧中及び 10 分以上加圧した後、有意な漏えいが生じないことを確認する。加圧時間は保守的に 1 時間とした。

直径 300mm の筒状に縫製したシート（遮水シートを内側、土木シートを外側）を円筒状鋼管に取り付け、両端部を固定した状態で、鋼管と遮水シートの間に水圧を与える。試験体の概要を図 5.13.1-52 に示す。

実験では水圧を 2 つのステップに分けて与える。各ステップで 10 分以上（加圧時間 1 時間）水圧を保持して有意な漏えいが生じないことを確認する。

【圧カステップ】

・ステップ① 水圧 0.26 MPa

水圧 0.26 MPa を負荷し、10 分以上（加圧時間 1 時間）保持し有意な漏えいが生じないことを確認する。

・ステップ② 水圧 0.55 MPa

水圧 0.55 MPa を負荷し、10 分以上（加圧時間 1 時間）保持し有意な漏えいが生じないことを確認する。

表 5.13.1-8 シートジョイントの耐圧試験条件

試験 No,	水圧	必要耐圧保持時間
①	0.26 MPa	10 分以上
②	0.55 MPa	10 分以上

*加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって 1 時間とした。



図 5.13.1-52 シートジョイントの耐圧試験概念図（側面）



図 5.13.1-53 耐圧試験機及び供試体（側面）

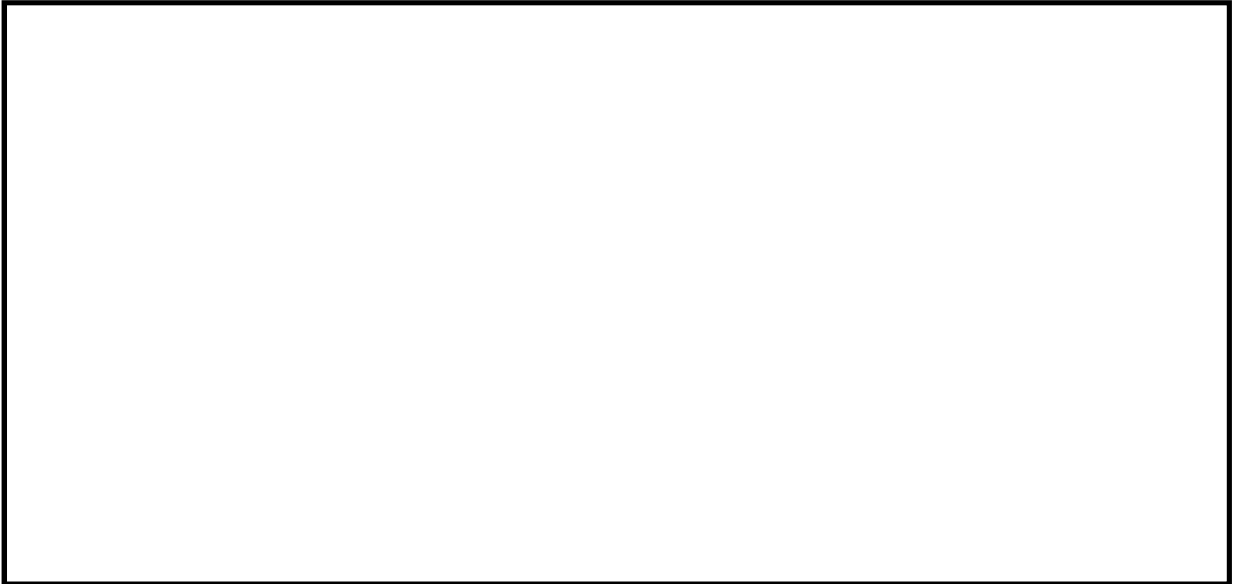
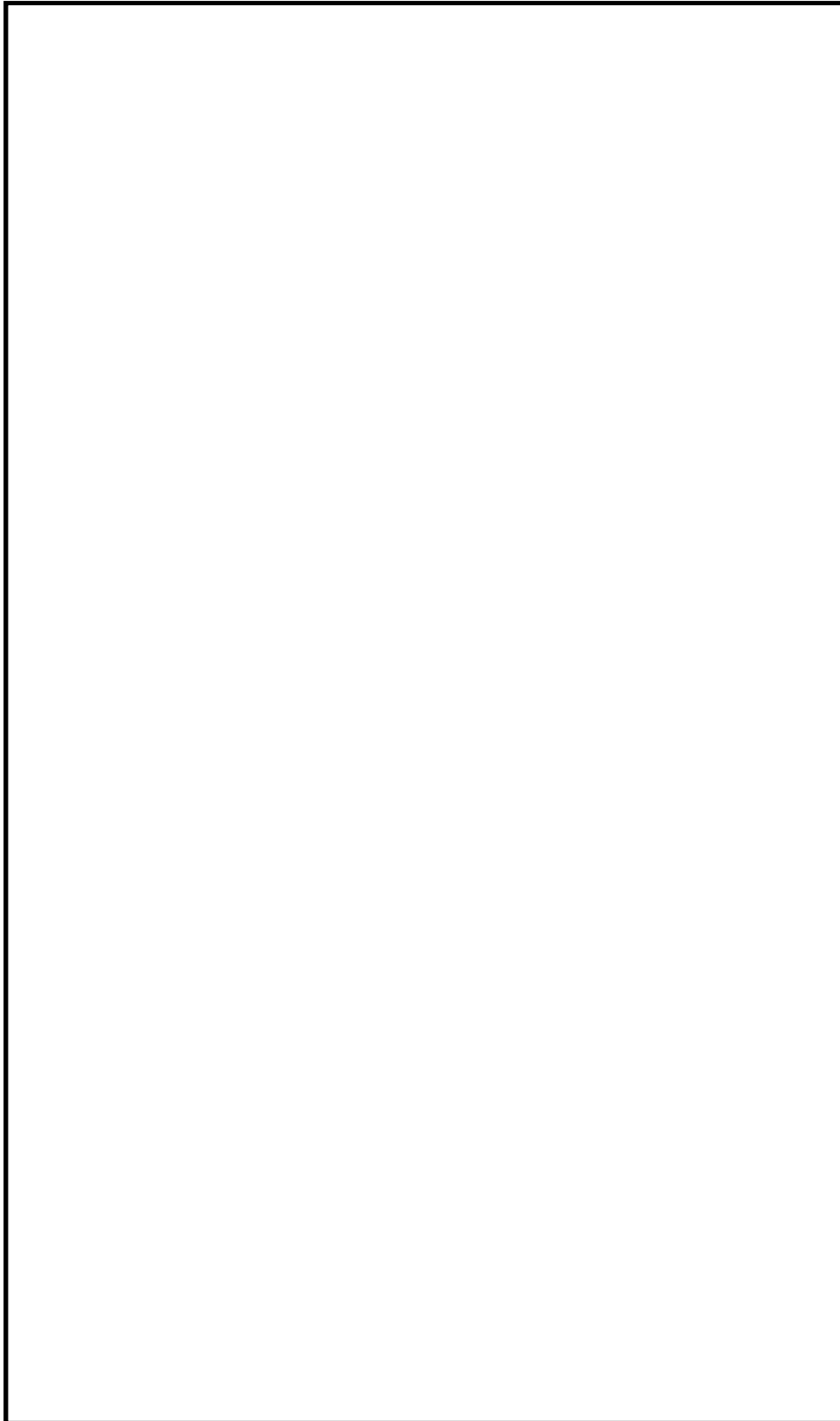


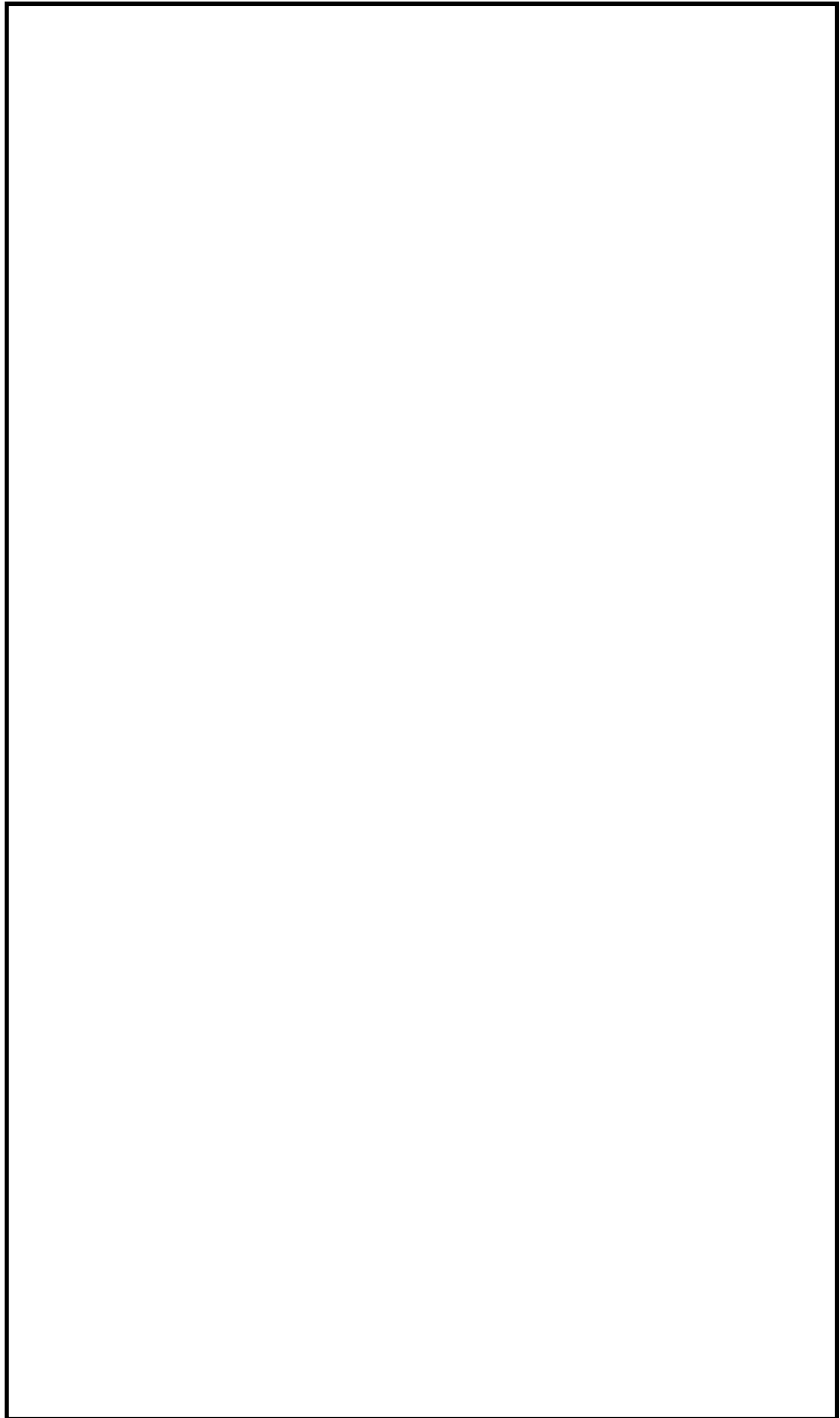
図 5.13.1-54 シートジョイントの耐圧試験概念図及び供試体（断面）

ハ. 試験状況写真



漏えいなし

図 5.13.1-55 シートジョイントの耐圧試験状況 (0.26 MPa, 1 時間保持後)



漏えいなし

図 5.13.1-56 シートジョイントの耐圧試験状況 (0.55 MPa, 1 時間保持後)

二. 試験結果

0.26 MPa 及び 0.55 MPa の水圧を負荷し、10 分以上（加圧時間 1 時間）加圧した結果、全てのケースにおいて、シートジョイントから漏えいが生じないことを確認した。

表 5.13.1-9 シートジョイントの耐圧試験結果

試験 No,	水圧	耐圧保持時間	漏えい	判定
①	0.26MPa	10 分以上	無	OK
②	0.55MPa	10 分以上	無	OK

*加圧時間は必要耐圧保持時間に対し、十分な余裕をもって1時間とした。

ホ. シートジョイントの取付け部の耐圧性

シートジョイントの取付け部から有意な漏えいを生じさせないためには、押さえプレートの締め付け面圧が外水圧よりも大きいことが必要である。耐圧性の確認は、押さえプレートの締め付け面圧が外水圧 0.55MPa 以上であることを確認する。

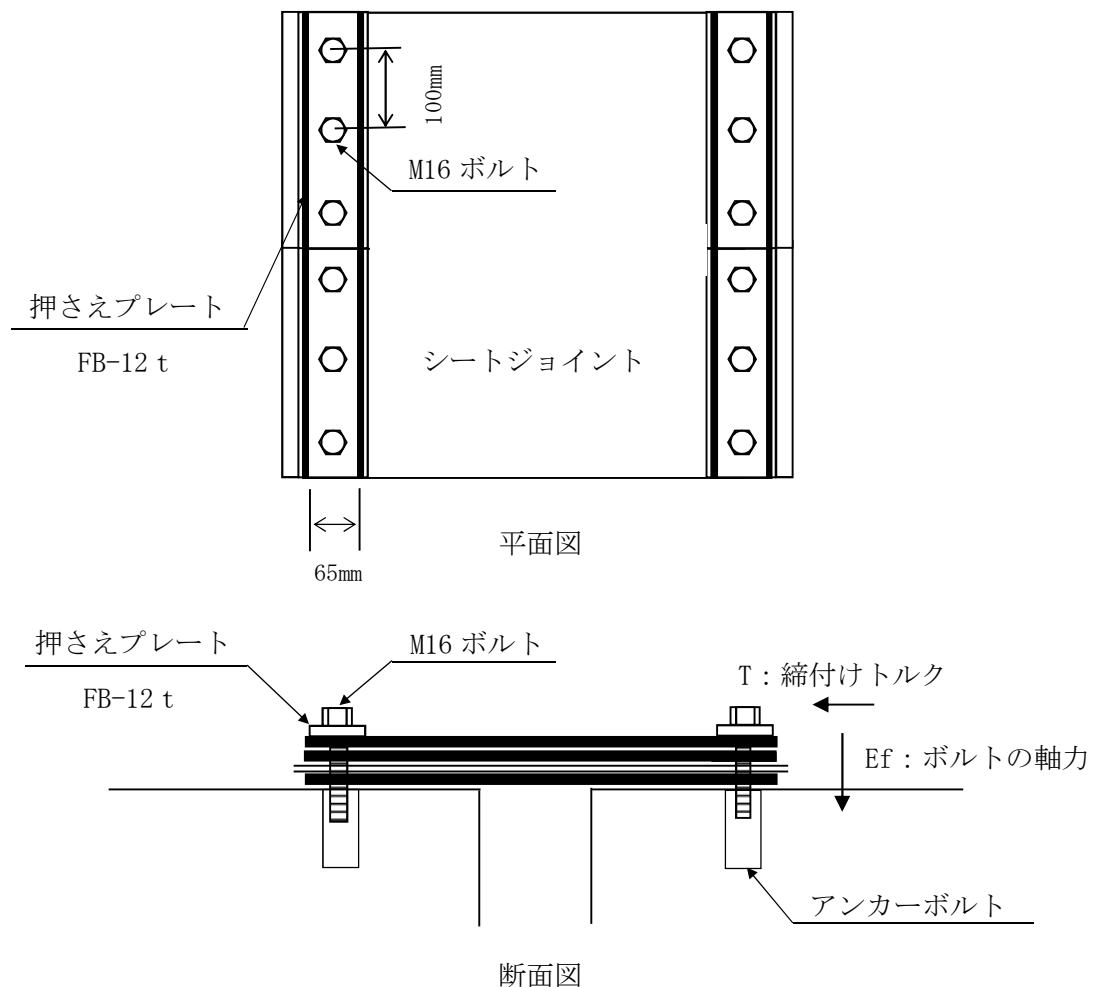


図 5.13.1-57 シートジョイント設置イメージ図

(イ) ボルトの軸力

トルクと締付け力との関係式は、

$$F_f = T / (K \cdot d)$$

F_f : ボルトの軸力 (N)

T : 締付けトルク 107.9 (N・m)

K : トルク係数 0.3

d : ボルトの呼び径 16 mm = 0.016 m

$$\begin{aligned} F_f &= 107.9 / (0.3 \times 0.016) \\ &= 22479 \text{ N} \end{aligned}$$

(ロ) 応力緩和後のボルトの軸力

経時により応力が 23%低下するとする。

$$F = F_f \cdot \alpha$$

$$= 22479 \times 0.77$$

$$= 17309$$

F : 応力緩和後のボルトの軸力 (N)

F_f : ボルトに生じる軸力 22479 (N)

α : 応力緩和係数 0.77 (試験値)

(ハ) 締付け面圧

締付け面圧は、

$$P_0 = F / (w \cdot L)$$

P_0 : 締付け面圧

F : 応力緩和後のボルトの軸力 (N)

w : 押さえ板の接触幅 65mm

L : ボルトピッチ 100mm

$$\begin{aligned} P_0 &= 17309 / (65 \times 100) \\ &= 2.66 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)} > 0.55 \text{ MPa} \end{aligned}$$

シートジョイントの耐圧試験結果で漏えいが確認されなかったこと、押さえプレートの締め付け面圧が設計水圧以上の圧力で押さえられていること、引張試験により取付け部のシートジョイントが変形しなかったことが確認されたことから、シートジョイントに耐圧性があることを確認した。

(c) シートジョイントの耐候性試験

a. 目的

土木シート (×2 重) は遮光シートにより保護されており、直射日光等の影響を受けることはないが、土木シートの耐候性の確認のため、促進耐候性試験を行う。試験期間は、シートジョイントの交換頻度を考慮して15年相当とする。実際のシートジョイントを模擬して土木シートを遮水シートで包んだ状態で促進耐候性試験機に入れ、15年相当の試験時間(540時間)を置き、時間経過後の土木シートの引張強度を確認する。

b. 試験条件

土木シートは、遮水シートで包んで促進耐候性試験機に入れる。試験条件を表5.13.1-10に、試験機の写真を図5.13.1-57に示す。試験はJIS A 1415「高分子系建築材料の実験室光源による暴露試験方法」による。540時間後、土木シートの引張試験を実施する。

表 5.13.1-10 シートジョイントの耐候性試験条件

使用機種	スーパーUVテスター (UV照射)
放射照度	1500 W/m ²
槽内温度	63±3℃
槽内湿度	50±5%
試験時間	540時間 (15年相当)

*102分経過毎に18分間、水を噴霧

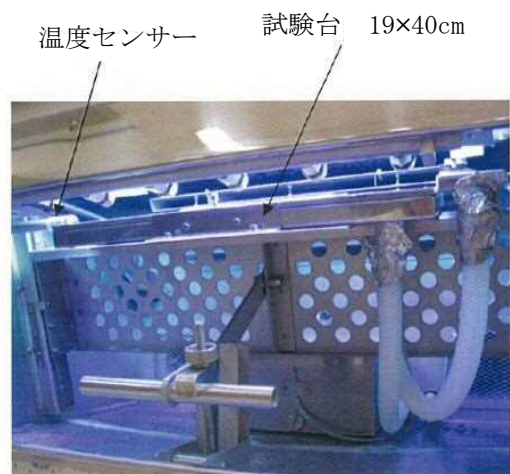


図 5.13.1-58 スーパーUV テスター試験機 (左: 外観, 右: 内部)

引張試験は JIS L 1096（織物及び編物の生地試験方法）に準拠し、ラベルドストリップ法にて行う。

試験片幅 : 30mm
試験片の数 : 3
つかみ間隔 : 200mm
引張方向 : 縦方向及び横方向
引張速度 : 200mm/min

c. 試験状況写真



促進耐候性試験（540 時間）終了後



引張試験体作成前

図 5. 13. 1-59 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当）

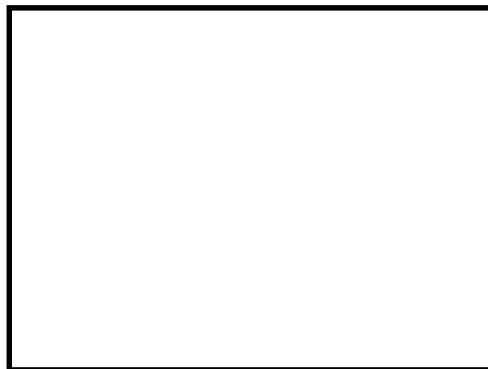


引張試験体



試験体幅確認状況

図 5. 13. 1-60 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



試験体標線間距離確認状況

図 5. 13. 1-61 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



縦方向 1 体目 試験前



縦方向 1 体目 試験後

図 5.13.1-62 シートジョイントの耐候性試験（15 年相当 引張試験）



縦方向 2 体目 試験前



縦方向 2 体目 試験後

図 5.13.1-63 シートジョイントの耐候性試験 (15 年相当 引張試験)



縦方向3体目 試験前



縦方向3体目 試験後

図 5.13.1-64 シートジョイントの耐候性試験 (15年相当 引張試験)



横方向1体目 試験前



横方向1体目 試験後

図 5. 13. 1-65 シートジョイントの耐候性試験 (15 年相当 引張試験)



横方向2体目 試験前



横方向2体目 試験後

図 5. 13. 1-66 シートジョイントの耐候性試験（15年相当 引張試験）



横方向3体目 試験前



横方向3体目 試験後

図 5.13.1-67 シートジョイントの耐候性試験（15年相当 引張試験）



試験後の試験体

工 事 件 名	止水ジョイントに係る耐震・耐波圧・耐熱評価のうち耐震(評価耐震性試験(15年相当))					
品 名	#800(2重)促進基準(15年相当)後					
試 験 項 目		1	2	3	平均値	合否
引張強度	タテ	17580	18999	18152	18904	
	ヨコ	18361	20323	19292	19392	
伸び率	タテ	25.0	24.0	22.0	23.7	
	ヨコ	18.0	18.0	17.0	17.9	
立 会 人	[Redacted]					

全試験体の試験結果

図 5.13.1-68 シートジョイントの耐候性試験 (15年相当 引張試験)

d. 試験結果

引張試験結果より、15年相当の促進耐候性試験後の土木シート × 2重) の引張強度は、同じロットで耐候性試験を実施しなかった試験片の引張強度試験結果に対して、引張強さの低下は見られなかった。耐候性試験を実施しなかった試験片と15年相当の耐候性試験を実施した試験片の引張強さは、ほぼ同等であり、遮水シートの保護により耐候性試験での劣化が生じなかったといえる。その差については、素材のばらつきの範囲であると考えられる。以上より、シートジョイントの耐候性に問題がないことを確認した。

表 5.13.1-11 シートジョイントの耐候性試験結果

試料名	促進時間	試験項目	試験法	平均値*	1	2	3	
 (2重)	耐候性 試験なし	引張強さ (N/3cm)	縦	JIS L 1096 (ラベルストリップ法)	18652	18884	17284	19788
			横	引張速度: 200mm/min 標線間:200mm	17307	16557	17251	18112
	15年相当 (540時間)	引張強さ (N/3cm)	縦	JIS L 1096 (ラベルストリップ法)	18904 (101%)	19580	18979	18152
			横	引張速度: 200mm/min 標線間:200mm	19392 (112%)	18561	20323	19292

* 平均値 () 内は耐候性試験を実施しなかった試験片に対する強度保持率

(参考)

- ・シートジョイントの津波時の展開に関する実現性の確認について

高浜発電所4号機ではシートジョイントを土中部及び気中部で、強制変位を与え、シートが展開することを確認している。以下に実施した試験*の概要を示す。

(1) 土中部変位追従性試験

シートジョイントを設置する箇所最深部における土圧に相当する荷重を作用させた状態で、折りたたんだシートジョイントを水平方向および鉛直方向に引張り、シートが展開することを確認した。

(2) 気中部変位追従性試験

シートジョイントを覆う保護シートがシートジョイントの展開に支障がないことを、気中で折りたたんだシートジョイントを引張り、シートが展開することを確認した。

高浜発電所4号機で実施した試験と東海第二発電所での使用条件との比較を表5.13.1-12に示す。東海第二発電所で使用する条件を超える範囲でも試験が実施されており、高浜発電所4号機で実施された試験結果が、東海第二発電所でも適用できると考える。

表 5.13.1-12 高浜発電所4号機で実施した試験と東海第二発電所での使用条件の比較

	高浜発電所4号機で実施した試験条件	東海第二発電所で使用する条件	備考
シートジョイントに作用する土圧	1 m 以上	1 m	高浜発電所4号機は試験資料より推定
シートジョイントの開き量	1.5 m	2.0 m	高浜発電所4号機では土中試験にて 2.5m の展開を確認
シートジョイント材料	□ × 1重	□ × 2重	水圧による

*平成27年10月2日「新規規制基準適合性審査に関する事業者ヒアリング（高浜3,4号機）」資料

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
(参考2) 3次元FEM解析について

2.1 解析モデル及び諸元

3次元FEMモデルは、上部構造をソリッド要素、鋼管杭をシェル要素によりモデル化し、地盤抵抗を表現するための地盤バネを設定する。

・ソリッド要素

ソリッド要素 (Solid or brick element) は、その名の示すとおり、レンガの形をした3次元要素であり、節点において並進3自由度を有している。

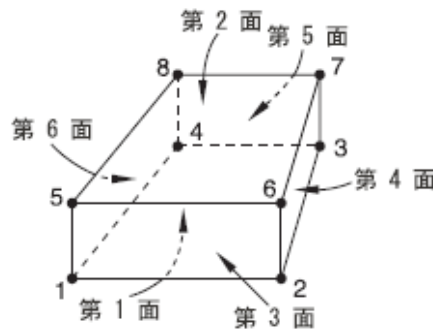


図 2.1-1 3次元ソリッド要素

・シェル要素

シェル要素は、梁と同様に構造要素であり、LNGタンクや圧力容器などの薄肉構造物の解析にも用いられる。梁要素と同様、ソリッド要素によるモデル化と比べると、総自由度数が大幅に軽減される。

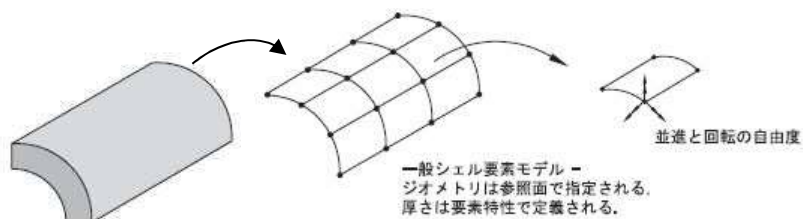


図 2.1-2 シェル要素

・地盤バネ

3次元FEMモデルにおける地盤バネの設定は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」を適用し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。また、地盤高さの嵩上げ部上面から杭下端までの範囲で考慮し、設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

地盤バネの設定方法は、2次元梁バネモデルと同様に、原地盤物性のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の2ケースで設定する。

(1) 原地盤物性のばらつきを考慮した場合

原地盤物性のばらつきを考慮した場合の水平地盤バネは以下の方法で設定する。表 2.1-1 に示したケースで1次元有効応力解析を実施し、地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）の平均有効主応力とせん断ひずみにより求められる地盤剛性及び反力上限値を有する地盤バネを両端の杭に設定する。1次元有効応力解析に用いる地震波は、2次元有効応力解析検討ケースの①ケース（基本ケース）原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースにおいて、基準地震動 S_0 。全地震波による2次元有効応答解析によって求められる鋼管杭の曲げ軸力照査の照査値が最も大きくなる地震波を用いる。

中央3箇所鋼管杭には両端の地盤バネを線形補間した地盤バネを設定する。

表 2.1-1 1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース	①	②	③	⑤	⑥
	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、上記の2つの地盤物性を用いた1次元有効応力解析結果における地表面最大変位を、両端のバネにそれぞれ与え、中央3箇所バネには両端バネの変位を線形で補間した値を与える。

地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に基づき、以下の式で算定する。

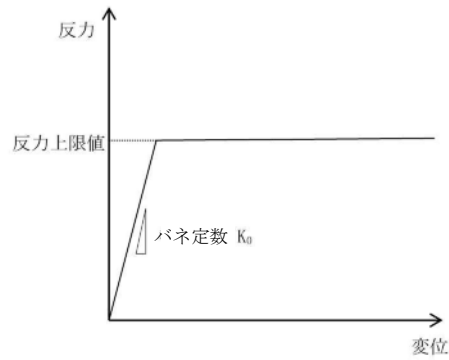


図 2.1-3 地盤バネのバイリニアモデル

a. 水平方向地盤バネのバネ定数

鋼管杭周辺の地盤バネは全周の半径方向の面分布バネとしてモデル化する。鋼管杭シエルは円周方向に 48 分割しているため、以下の式により計算する。

$$K_{h1} = k_h \times \pi / 48$$

ここで、 K_{h1} ：半径方向拘束バネのバネ定数 (kN/m)

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネは以下の式により計算する。

$$K_{h2} = k_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 K_{h2} ：防潮壁堤内側の地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

L ：分担幅 (m)

H_w ：分担高さ (m)

D ：杭径 (m)

H ：支配長さ (m)

バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで、

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ ：水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づき、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで、

L ：杭中心間隔 (m)

D : 杭径(m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に基づき、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 2.1-2 η_k, α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に基づき、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に基づき、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は 1 次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻 (地盤バネ最大値) 及び地表面最大変位発生時刻 (地盤バネ最小値) それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性 G_s により設定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left| C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD} \right|}$$

ここで、

v_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に基づき B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0、許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m⁻¹)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」の記述に基づき、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha=1$) を用いて算定する。

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

b. 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値 P_{h1} は、鋼管杭シェルは円周方向に 48 分割しているため、以下の式により計算する。

$$P_{h1} = P_h \times \pi / 48$$

ここで、 P_{h1} : 鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値 (kN/m)

P_h : 水平方向地盤バネの反力上限値 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネの反力上限値 P_{h2} は、以下の式により計算する。

$$P_{h2} = P_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 P_{h2} ：防潮壁堤内側の地盤バネの反力上限値(kN/m)

P_h ：水平方向地盤バネの反力上限値(kN/m)

L ：分担幅 (m)

H_w ：分担高さ (m)

D ：杭径 (m)

H ：支配長さ (m)

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU}DH$$

ここで、

P_{HU} ：受働土圧強度(kN/m²)

D ：杭径(m)

H ：支配長さ(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に基づき、受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p ：群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

p_U ：地震時受働土圧強度(kN/m²)

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 2.1-3 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D (\leq \alpha_p)$

※ 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)

※ 表中の L , D はそれぞれ L ：杭の中心間隔(m), D ：杭径(m)

地震時受働土圧強度 p_U は、1次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻(地盤バネ最大値)及び地表面最大変位発生時刻(地盤バネ最小値)それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて、以下の式により算出する。

$$p_U = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\phi_{CD})$$

ここで、

C : 粘着力 (kN/m^2)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (CD 条件)

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m^2)

- (2) 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

水平地盤バネは以下の方法で設定する。

平均剛性地盤で実施した有効応答解析による鋼管杭の曲げ軸力照査で安全率が最も小さい地震波を用いて、検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースにおいて1次元有効応力解析を実施し、各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネを算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、1次元有効応力解析結果における変位分布を与える。

バネ定数及び反力上限値は、原地盤物性のばらつきを考慮した場合と同様に「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に基づいて算出する。

3次元FEMモデルの概要図を図 2.1-4 に示す。

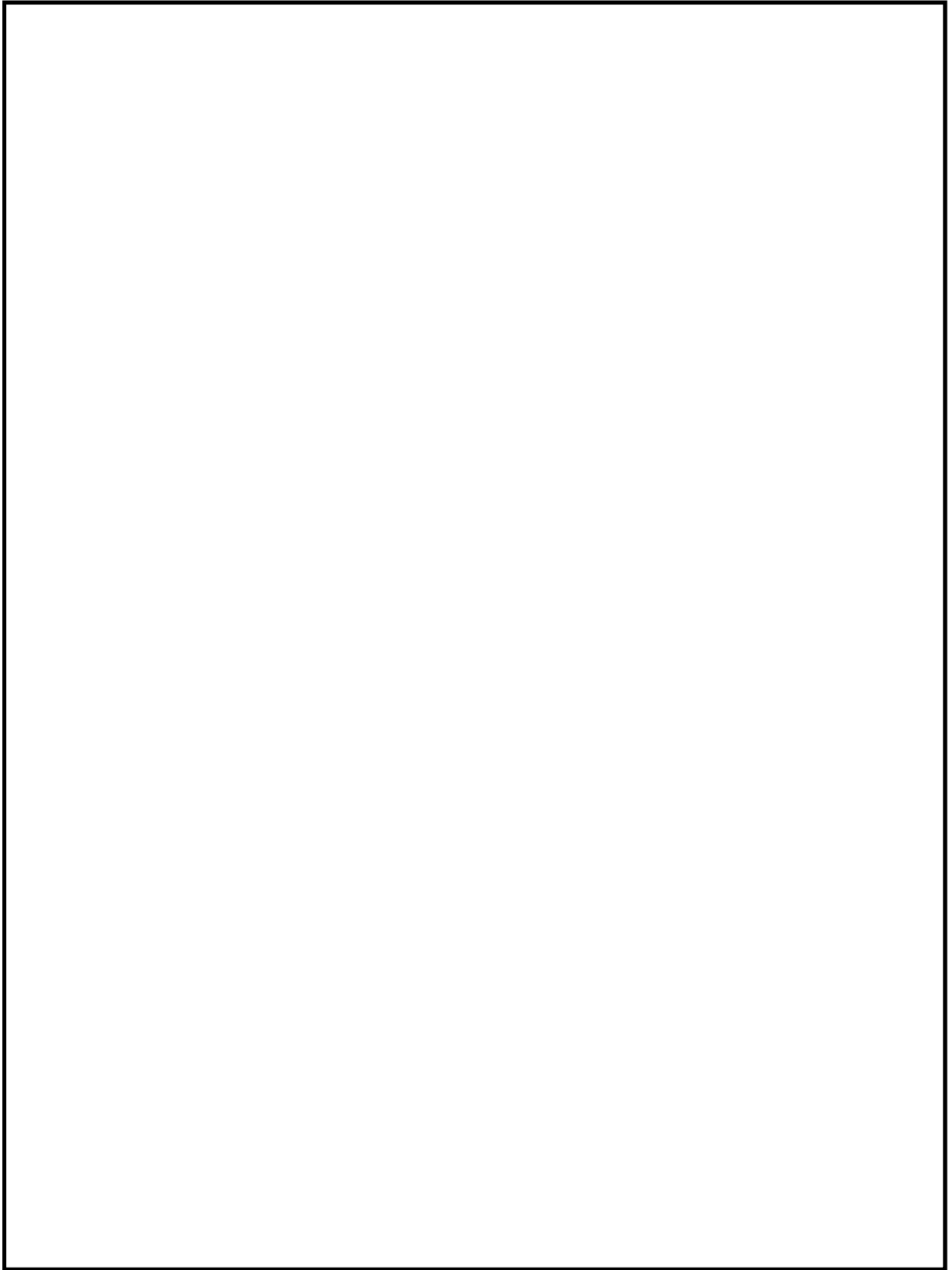


図 2.1-4 3次元FEM解析モデル

2.2 鉄筋コンクリートの評価結果

3次元梁バネモデルによる鉄筋コンクリートの照査は以下のケースにおいて実施した。

(a) 原地盤物性のばらつきを考慮した場合

設定した両端の杭の水平方向地盤反力係数及び反力上限値を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に、それぞれを比較したものを図 2.2-3 に示す。また、両端の杭に与える水平変位を図 2.2-4 に、比較したものを図 2.2-5 に示す。

(b) 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

設定した杭の水平方向地盤反力係数及び反力上限値を図 2.2-6 に、杭に与える水平変位を図 2.2-7 に示す。

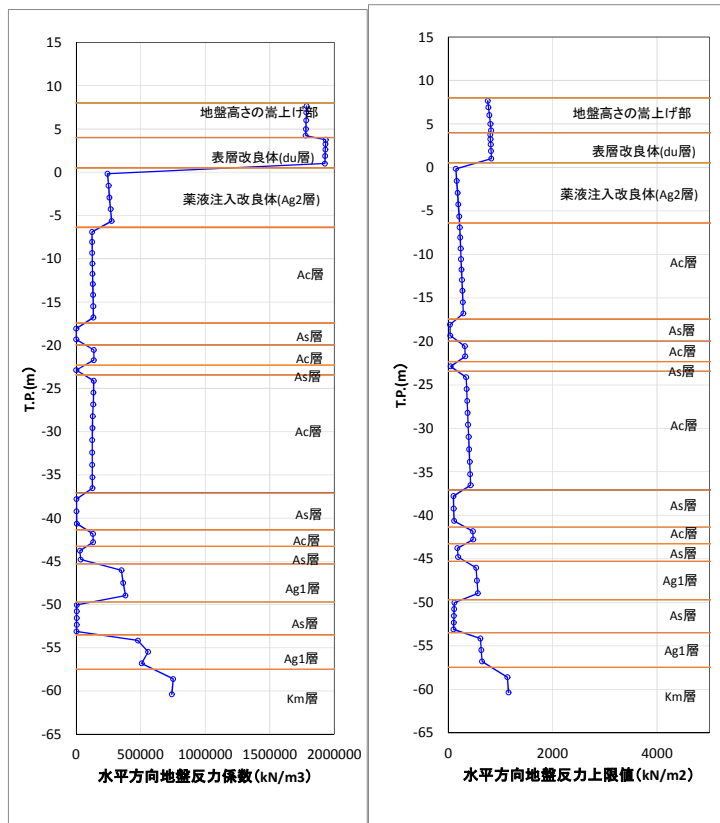


図 2.2-1 水平方向地盤反力係数及び反力上限値：杭 1 (a)

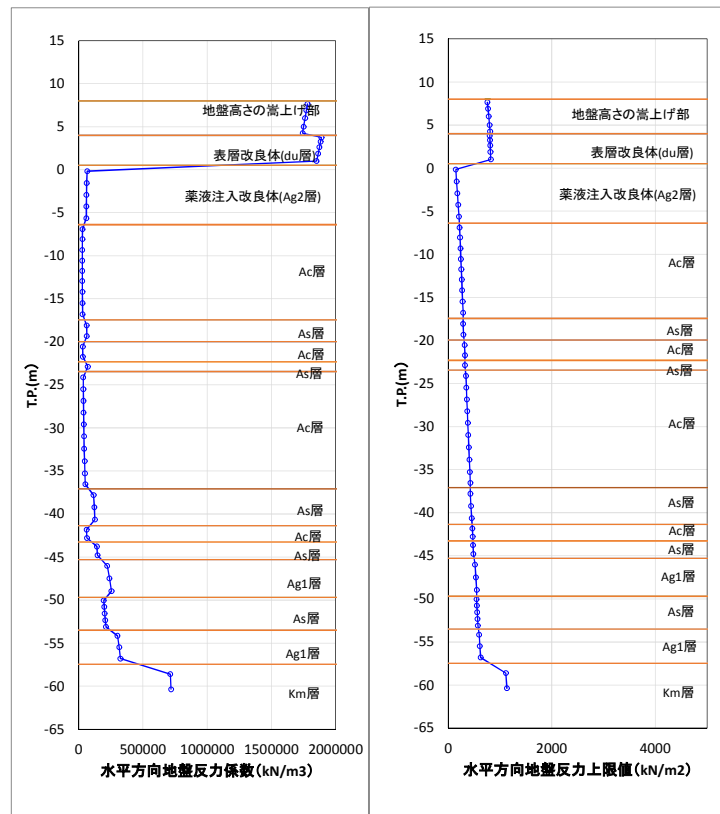


図 2.2-2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値：杭 5 (a)

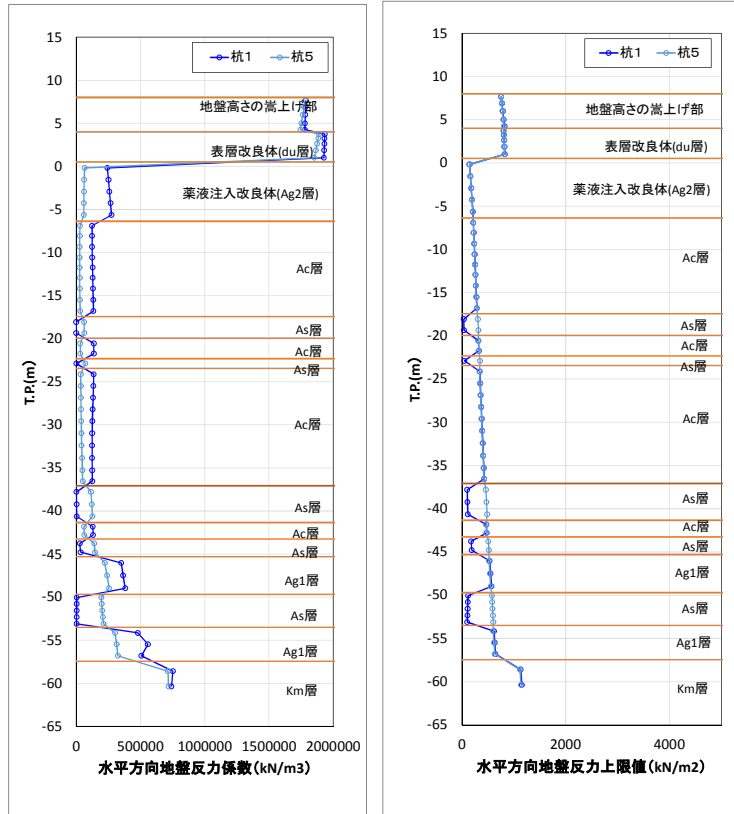
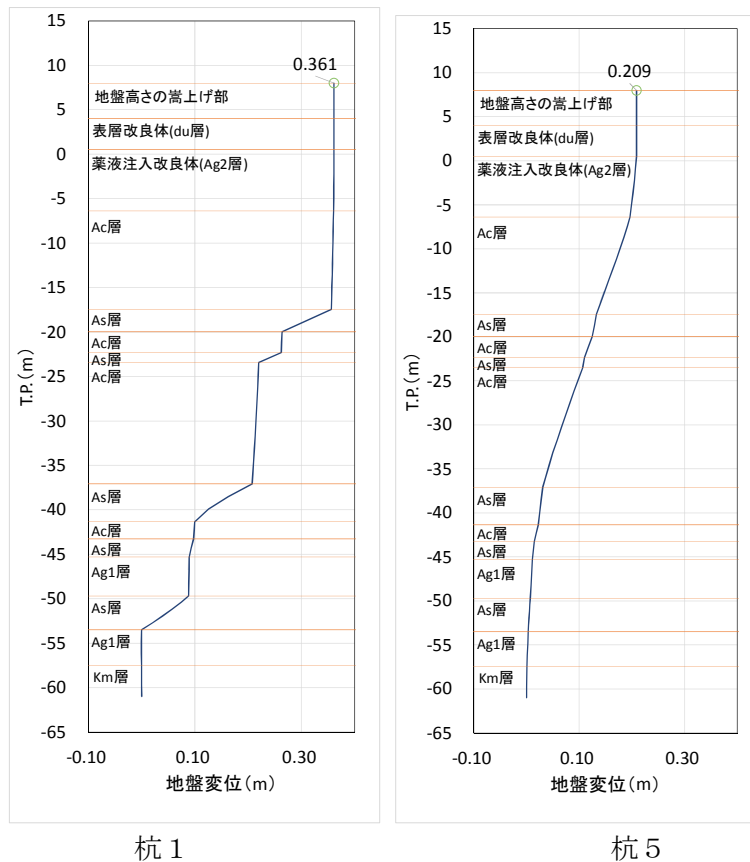


図 2.2-3 水平方向地盤反力係数及び反力上限値の比較 (a)



杭 1

杭 5

図 2.2-4 水平変位 (a)

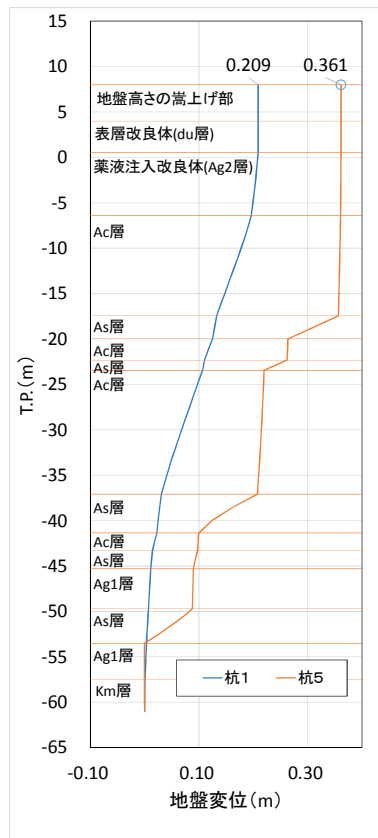


図 2.2-5 水平変位の比較 (a)

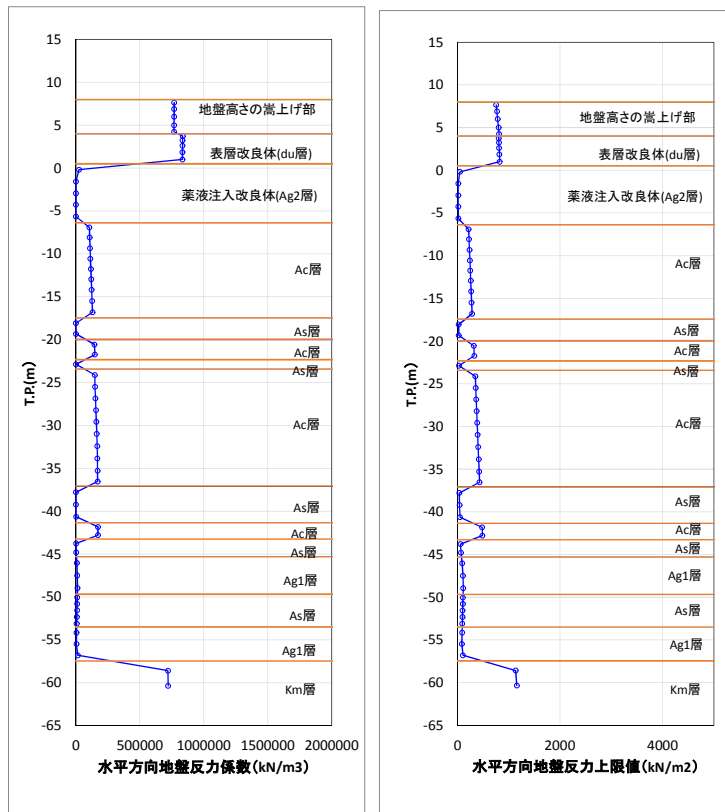


図 2.2-6 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (b)

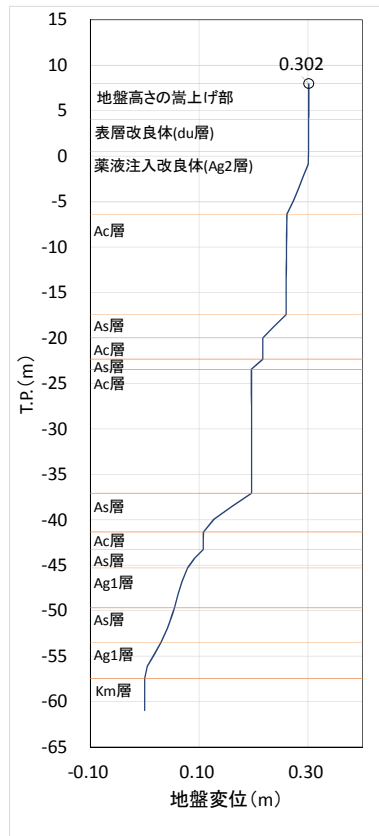


図 2.2-7 水平変位の比較 (b)

水平震度を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 水平震度 (S_s-D1 H+, V+)

	(a)	(b)
断面③	0.24	0.12

(1) 曲げ軸力に対する照査

3次元FEM解析モデル断面位置図を図2.2-8に、鉄筋コンクリート断面諸元を表2.2-2に示す。



図 2.2-8 3次元FEM解析モデル断面位置図

表 2.2-2 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元FEM解析モデル)

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)	
断面 A1	0.15	0.55	6.667-D35	63.777	
断面 A2	0.15	0.55	6.667-D35	63.777	
断面 A3	0.15	0.55	6.667-D35	63.777	
断面 B1	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 B2	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 C2	0.15	0.15	6.667-D35	63.777	
断面 D	0.08	0.06	6.667-D35	63.777	

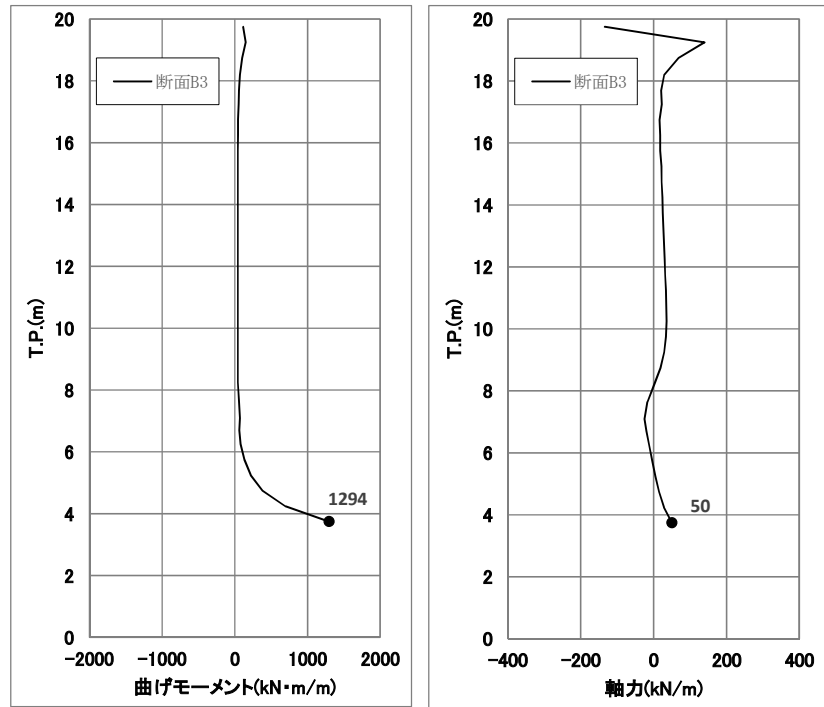


図 2.2-9 断面力図 (断面③ : 3次元FEM解析モデル 解析ケース (a))

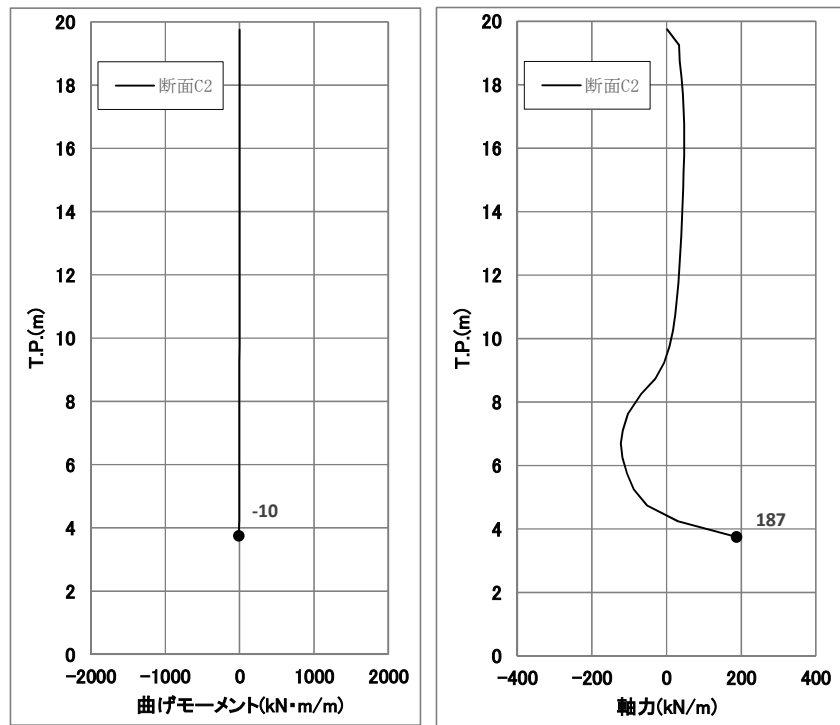


図 2.2-10 断面力図 (断面③ : 3次元FEM解析モデル 解析ケース (b))

表 2.2-3 曲げ軸力に対する照査（断面③：3次元FEM解析モデル）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
(a)	Ss-D1++	1294	50	1.0	69.0	21	435	0.05	0.16
(b)	Ss-D1++	-10	187	2.2	41.1	21	435	0.11	0.10

2次元梁バネモデルとの比較として、断面A2における断面力図を図2.2-11及び図2.2-12に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表2.2-4に示す。

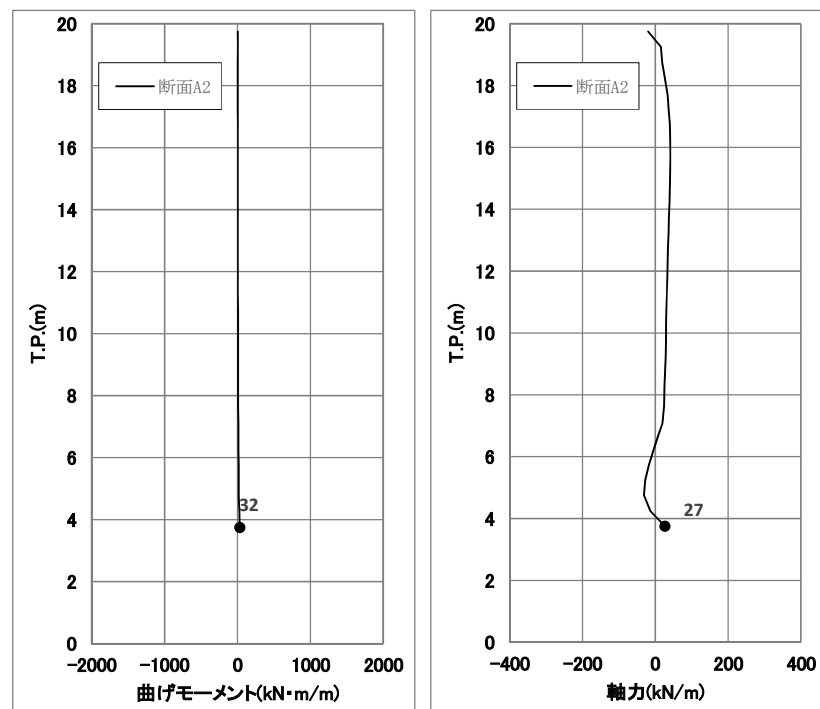


図 2.2-11 断面力図（断面③：3次元FEM解析モデル 解析ケース (a)）

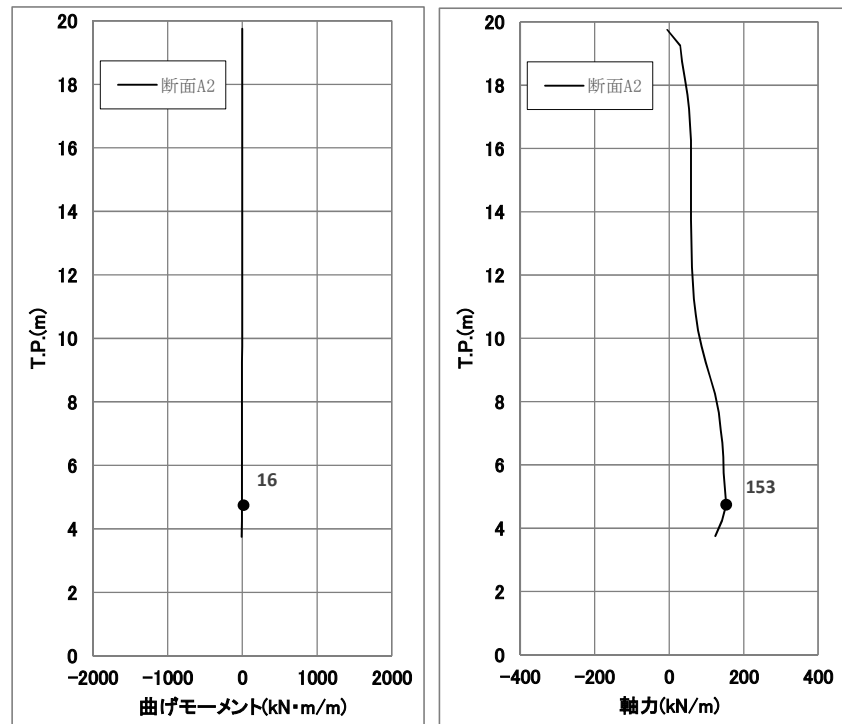


図 2.2-12 断面力図（断面③：3次元FEM解析モデル 解析ケース (b)）

表 2.2-3 曲げ軸力に対する照査（断面③：3次元FEM解析モデル）

解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
(a)	Ss-D1++	32	27	0.4	12.4	21	435	0.02	0.03
(b)	Ss-D1++	16	153	(全引張)	18.6	21	435	—	0.05

2次元梁バネモデルの結果と3次元FEM解析モデルの結果である表2.2-3を比較すると、(b)敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合において、2次元梁バネモデルの曲げ引張応力の照査値0.01に対して3次元FEM解析の照査値の方が僅かながら大きくなっている。しかし、鉄筋コンクリート梁壁断面の決定ケースであるのは「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」に示す津波時であり、津波時においては2次元梁バネモデルの照査値の方が3次元FEM解析の照査値よりも大きくなっているため、2次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

(2) せん断力に対する照査

せん断力に対する鉄筋コンクリート断面諸元を表 2.2-4 に、せん断力の照査結果を表 2.2-5 に示す。

表 2.2-4 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元 FEM 解析モデル)

断面	断面有効 高さ (m)	斜め 引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
断面 A1	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A2	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A3	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 B1	3.15	6.667-D35	0.14	63.777
断面 B3	3.15	6.667-D22	0.15	25.808
断面 C2	0.15	13.333-D16	0.4	26.479
断面 D	0.06	13.333-D16	0.06	8.182*

* : 斜め引張鉄筋の部材軸方向に対する角度 18° を考慮して、13.333-D16×sin18°
(=26.479×0.309=8.182cm²)

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

$$\text{断面 D : } V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.06 \times 1.0 \times 1000 = 21.52$$

$$V_s = 818.2 \times 300 / 1.15 \times 0.06 / 0.06 / 1000 = 213.44$$

$$V_a = 21.52 + 213.44 = 234.96$$

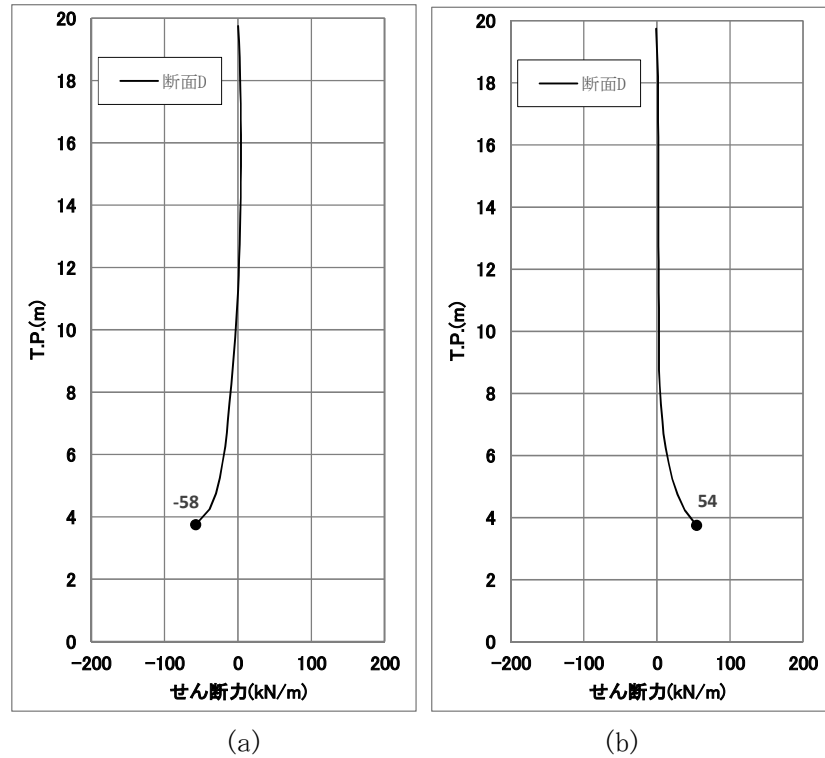


図 2.2-13 断面力図 (断面③ : 3次元 FEM解析モデル)

表 2.2-5 せん断力に対する照査 (断面③ : 3次元 FEM解析モデル)

解析 ケース	地震動	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
(a)	S _s -D 1 ++	58	234	0.25
(b)	S _s -D 1 ++	54	234	0.24

2次元梁バネモデルとの比較として、断面 A2 における断面力図を図 2.2-14 に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 2.2-6 に示す。

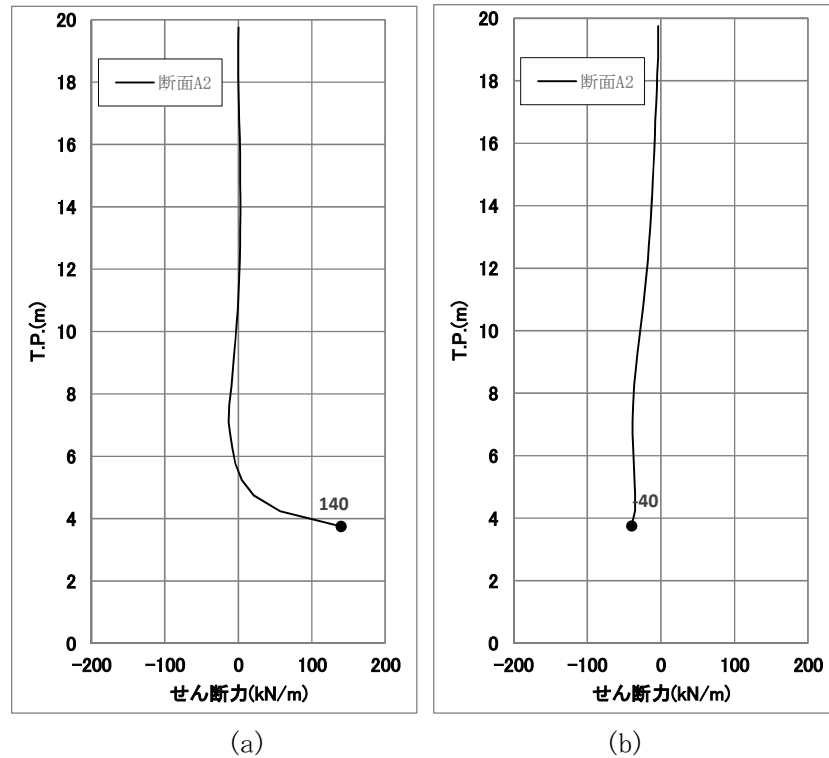


図 2.2-14 断面力図（断面③：3次元FEM解析モデル）

表 2.2-6 せん断力に対する照査（断面③：3次元FEM解析モデル）

解析ケース	地震動	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
(a)	S _s -D1++	140	1122	0.13
(b)	S _s -D1++	40	1122	0.04

2次元梁バネモデルの結果と3次元FEM解析モデルの結果である表 2.2-6 を比較すると、(a) 原地盤物性のばらつきを考慮した場合には2次元梁バネモデルの照査値 0.04 に対して、(b) 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合においては2次元梁バネモデルの照査値 0.01 に対して、3次元FEM解析の照査値の方が僅かながら大きくなっている。しかし、鉄筋コンクリート梁壁断面の決定ケースであるのは「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」に示す津波時であり、津波時においては2次元梁バネモデルの照査値の方が3次元FEM解析の照査値よりも大きくなっているため、2次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

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

(参考3) 3次元FEM解析について

3.1 解析モデル及び諸元

3次元FEMモデルによる解析は、上部構造の2次元梁バネモデル解析を検証するために断面③のみで実施する。

3次元FEMモデルは上部構造をソリッド要素で、鋼管杭をシェル要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、地盤バネを設置する。

a. ソリッド要素

ソリッド要素 (Solid or brick element) は、その名の示すとおり、レンガの形をした3次元要素であり、節点において並進3自由度を有している。

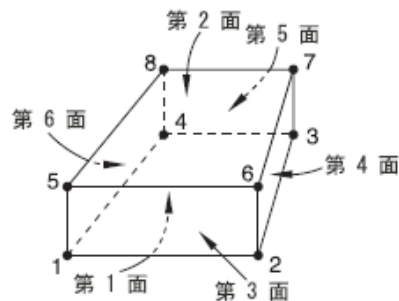


図 3.1-1 3次元ソリッド要素

b. シェル要素

シェル要素は、梁と同様に構造要素であり、LNGタンクや圧力容器などの薄肉構造物の解析に用いられる。梁要素と同様、ソリッド要素によるモデル化と比べると、総自由度数が大幅に軽減される。

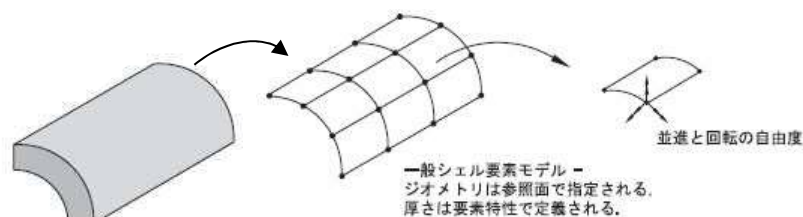


図 3.1-2 シェル要素

c. 地盤バネ

3次元FEMモデルにおける地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成14年3月)」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。また、地盤高さの嵩上げ部上面から杭下端までの範囲で考慮し、設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

津波時の地盤バネの設定方法は、2次元梁バネモデルと同様に両端の鋼管杭に静弾性係数から求めた地盤バネ6（3次元モデル）と初期せん断剛性から求めた地盤バネ7（3次元モデル）を設定し、中央3箇所鋼管杭には両端の地盤バネを線形補間した地盤バネを設定する。

重畳時においては、原地盤物性のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合に分けて設定する。原地盤物性のばらつきを考慮する場合は、2次元梁バネモデルと同様にS_d波による1次元有効応力解析において、地表面最大変位発生ケース（地盤バネ8（3次元モデル））の地盤バネ、反力上限値及び変位分布と地表面最大加速度発生ケース（地盤バネ9（3次元モデル））の地盤バネ、反力上限値及び変位分布をそれぞれ端部の鋼管杭に与え、間の杭には線形補間した地盤バネ、反力上限値及び変位を与える。敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の重畳時の水平方向地盤バネについては、1次元有効応力解析による地表面最大変位発生時刻の割線せん断剛性から地盤バネを設定し、同時刻の変位を与える。

水平方向地盤バネのバネ定数 k_h 、水平方向地盤バネの反力上限値 P_h の算出方法は、「3.5.1(1) 2次元静的フレーム解析モデル」と同じ算出方法を適用する。

算出した地盤バネのバネ定数及び反力上限値を以下の式により杭の円周方向及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側に分布させる。

(a) 水平方向地盤バネのバネ定数

鋼管杭周辺の地盤バネは全周の半径方向の面分布バネとしてモデル化する。鋼管杭シェルは円周方向に48分割しているため、以下の式により計算する。

$$K_{h1} = k_h \times \pi / 48$$

ここで、 K_{h1} ：半径方向拘束バネのバネ定数 (kN/m)

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネは以下の式により計算する。

$$K_{h2} = k_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 K_{h2} ：防潮壁堤内側の地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

L：分担幅 (m)

H_w ：分担高さ (m)

D：杭径 (m)

H：支配長さ (m)

(b) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値 P_{h1} は、鋼管杭シェルは円周方向に 48 分割しているため、以下の式により計算する。

$$P_{h1} = P_h \times \pi / 48$$

ここで、 P_{h1} ：鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値 (kN/m)

P_h ：水平方向地盤バネの反力上限値 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネの反力上限値 P_{h2} は、以下の式により計算する。

$$P_{h2} = P_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 P_{h2} ：防潮壁堤内側の地盤バネの反力上限値 (kN/m)

P_h ：水平方向地盤バネの反力上限値 (kN/m)

L：分担幅 (m)

H_w ：分担高さ (m)

D：杭径 (m)

H：支配長さ (m)

3次元FEMモデルの概要を図3.1-3に示す。

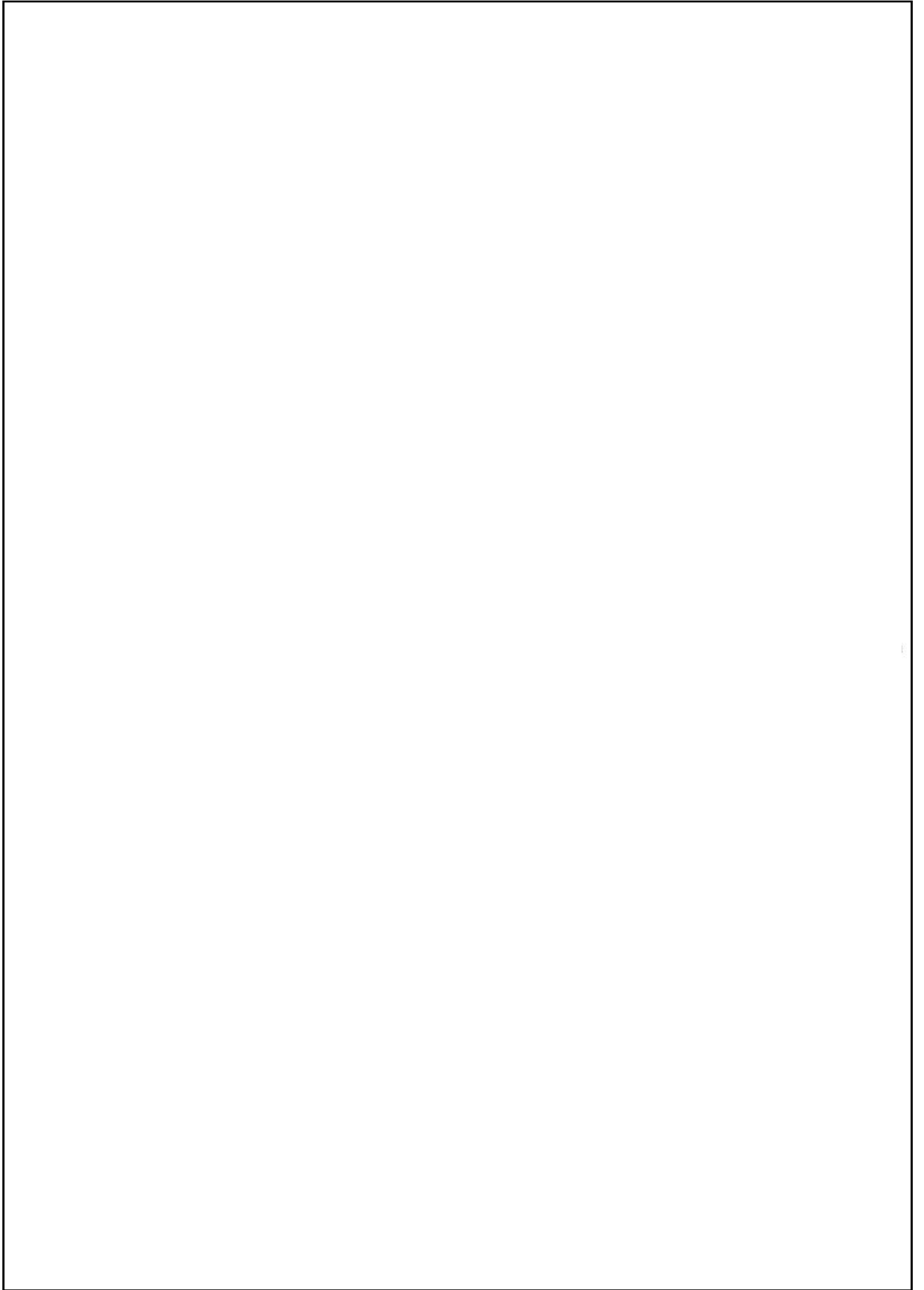


図 3.1-3 3次元FEM解析モデル

3.2 鉄筋コンクリートの評価結果

3.2.1 津波時の強度評価結果

津波時の3次元FEM解析モデルに設定した地盤バネ6及び地盤バネ7の水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを図3.2.1-1～図3.2.1-3に示す。

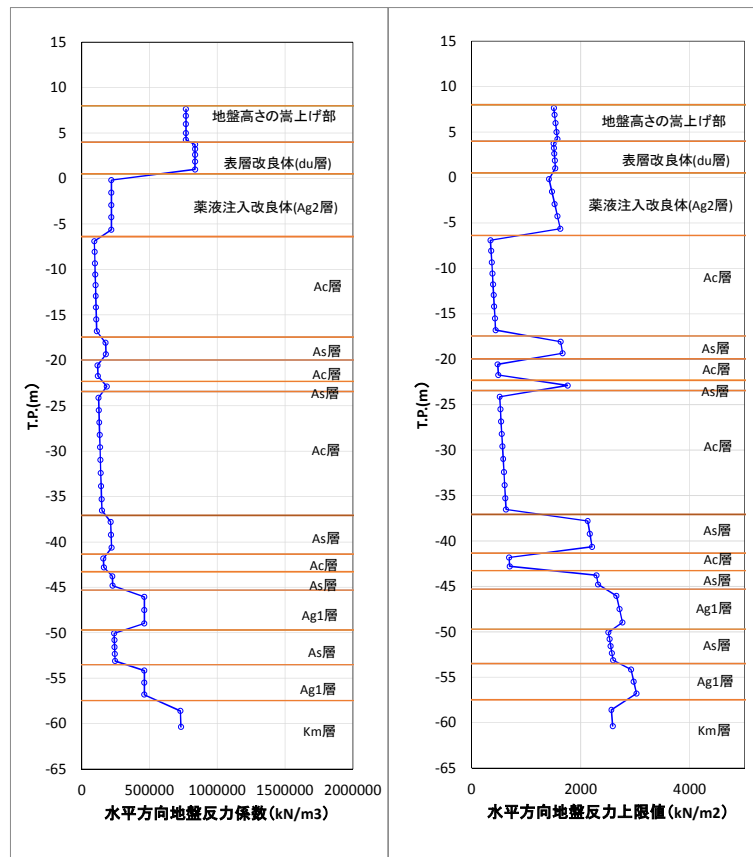


図 3.2.1-1 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ6）

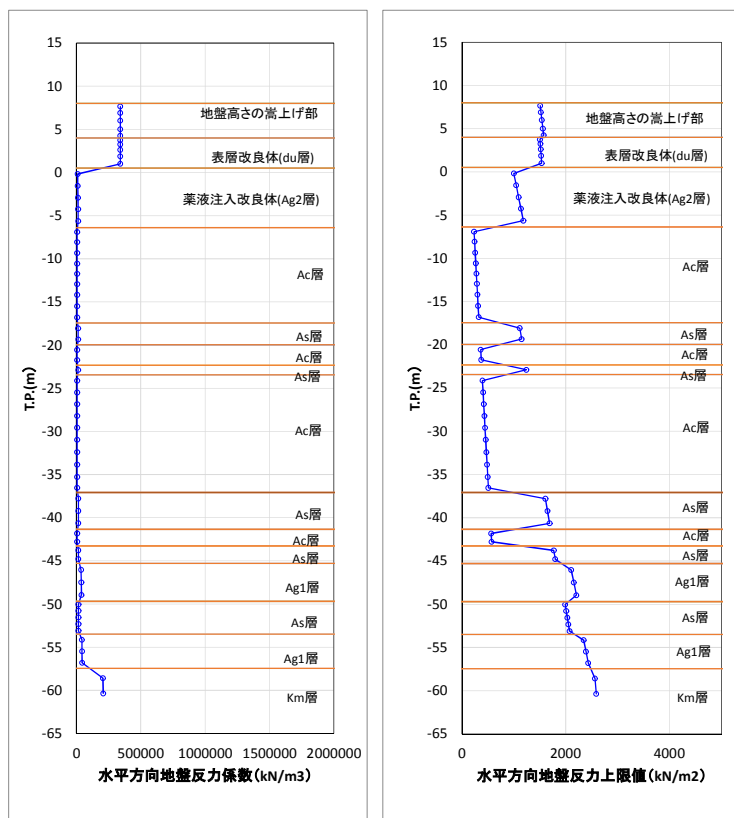


図 3. 2. 1-2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ 7）

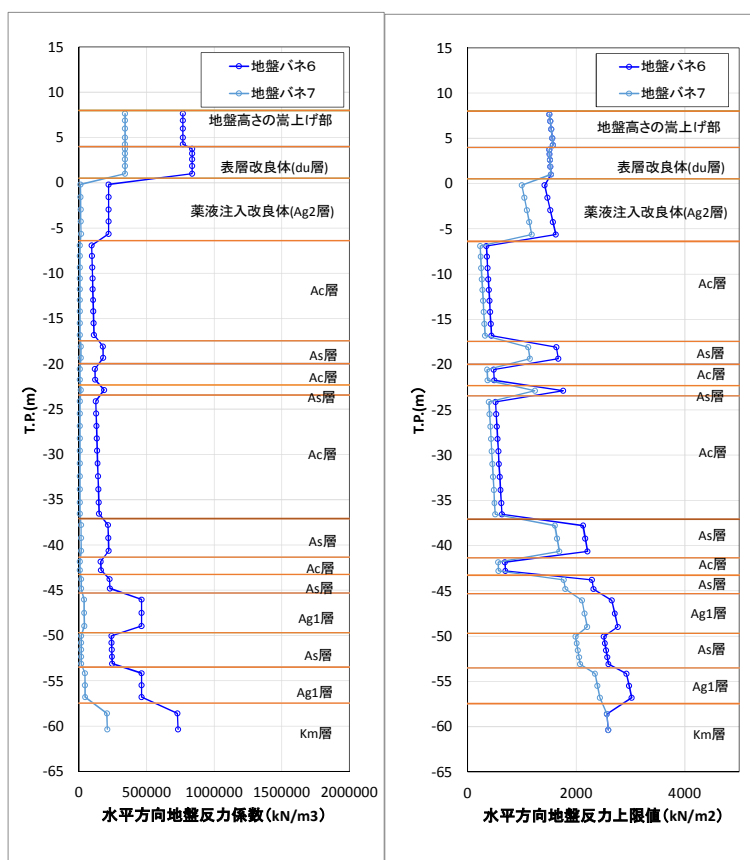


図 3. 2. 1-3 地盤バネ 6 及び地盤バネ 7 の比較（断面③）

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.1-1 に、3次元FEM解析モデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 3.2.1-2 及び表 3.2.1-3 に示す。

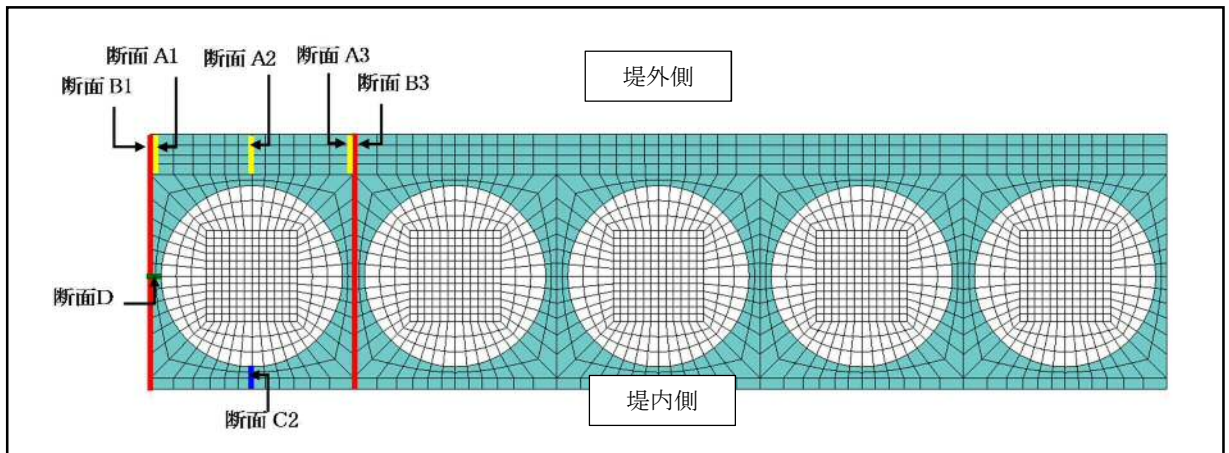


図 3.2.1-4 3次元FEM解析モデル断面位置図

表 3.2.1-1 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元FEM解析モデル)

断面		かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
断面 A1		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A2		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A3		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 B1	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 B2	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 C2		0.15	0.15	6.667-D35	63.777
断面 D		0.08	0.06	6.667-D35	63.777

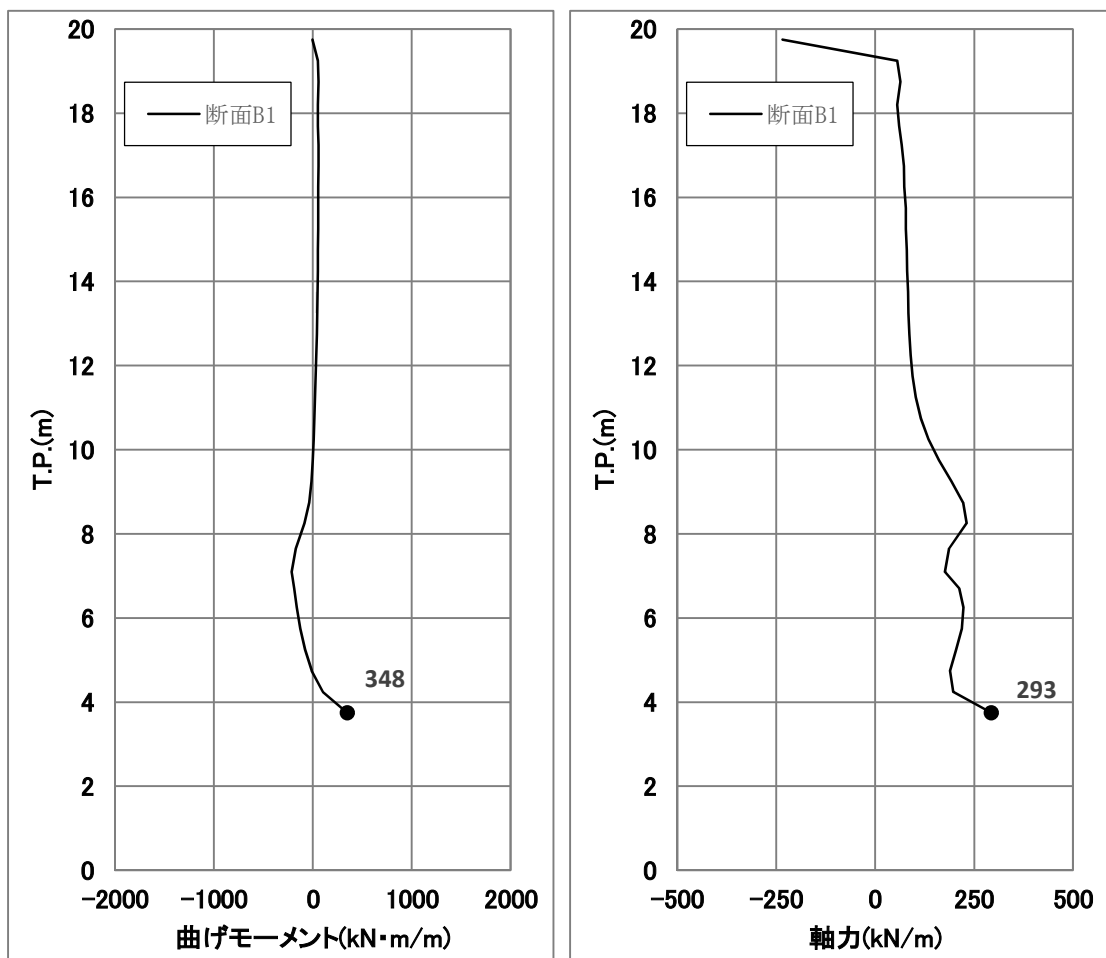


図 3.2.1-5 断面力図（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

表 3.2.1-2 曲げ軸力に対する照査（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度(N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	348	293	0.07	39.58	21	435	0.01	0.10

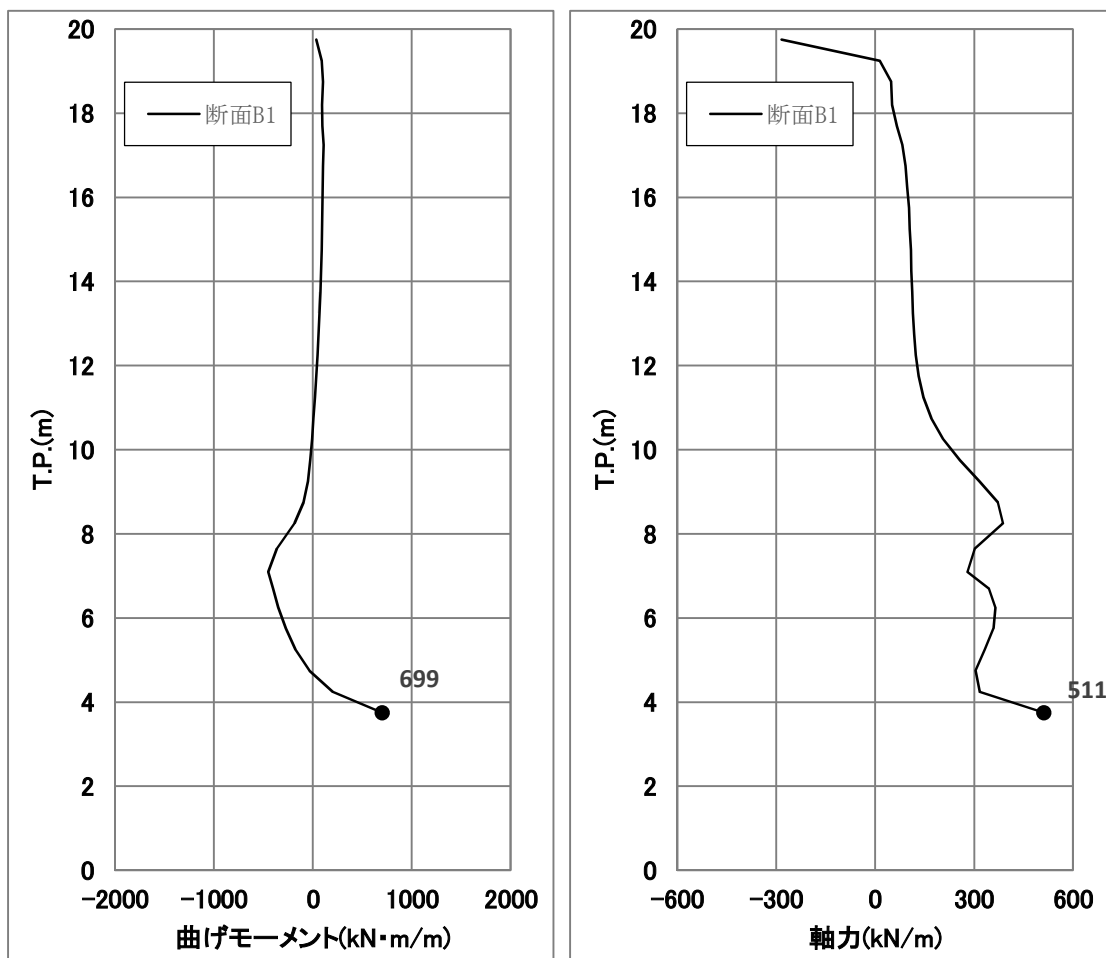


図 3.2.1-6 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

表 3.2.1-3 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度(N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	699	511	0.24	73.59	28	478.5	0.01	0.16

2次元梁バネモデルとの比較として、断面A2における断面力図を図3.2.1-7及び図3.2.1-8に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表3.2.1-4及び表3.2.1-5に示す。

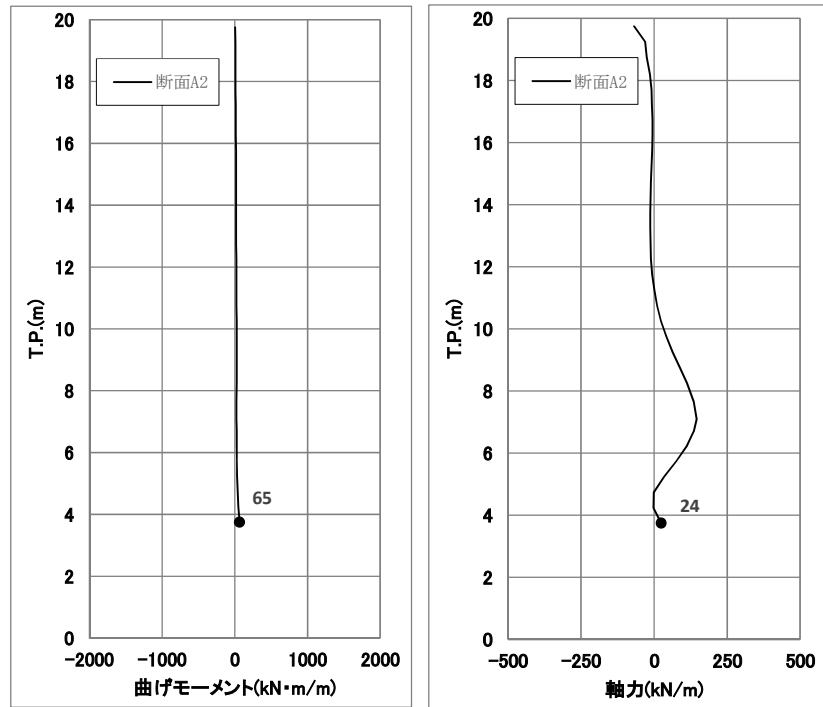


図 3.2.1-7 断面力図 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

表 3.2.1-4 曲げ軸力に対する照査 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度(N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	65	24	0.90	22.94	21	435	0.05	0.06

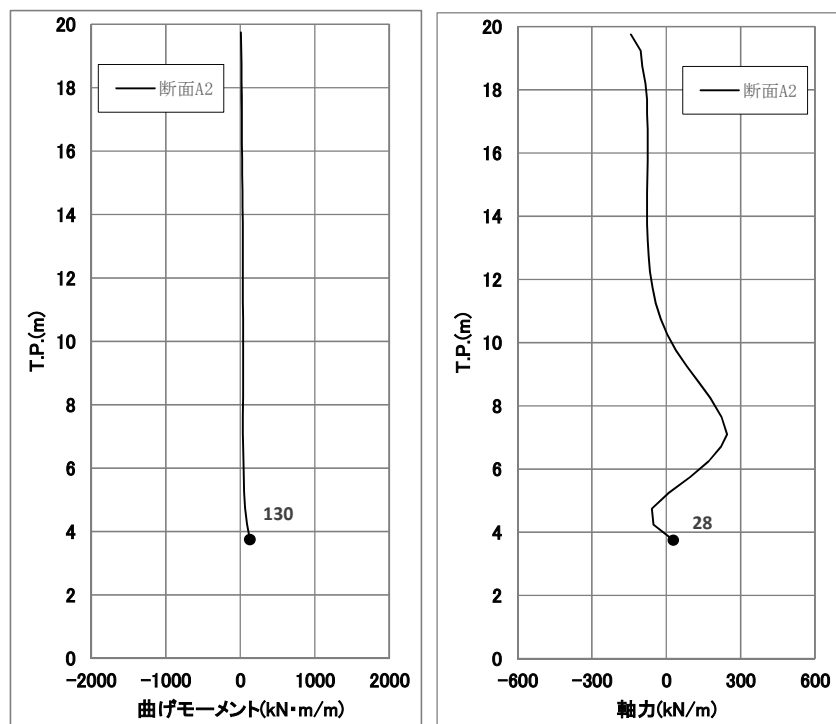


図 3.2.1-8 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

表 3.2.1-5 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度(N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	130	28	1.82	44.22	21	435	0.09	0.11

2次元梁バネモデルの結果と3次元FEM解析モデルの結果である表 3.2.1-4 及び表 3.2.1-5 を比較すると、2次元梁バネモデルの曲げ引張応力の照査値は基準津波時で0.70、T.P. +24 m 津波時で0.90 となり3次元FEM解析モデルの照査値よりも大きくなっているため、2次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.1-6 に、3次元FEM解析モデルによるせん断力に対する照査結果を表 3.2.1-7 及び表 3.2.1-8 に示す。

表 3.2.1-6 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元FEM解析モデル)

断面	断面有効高さ (m)	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
断面 A1	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A2	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A3	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 B1	3.15	6.667-D35	0.14	63.777
断面 B3	3.15	6.667-D22	0.15	25.808
断面 C2	0.15	13.333-D16	0.4	26.479
断面 D	0.06	13.333-D16	0.06	8.183*

* : 斜め引張鉄筋の部材軸方向に対する角度 18° を考慮して、13.333-D16×sin18° (=26.479×0.309=8.182cm²)

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

基準津波時 断面 C2 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.15 \times 1.0 \times 1000 = 53.80$

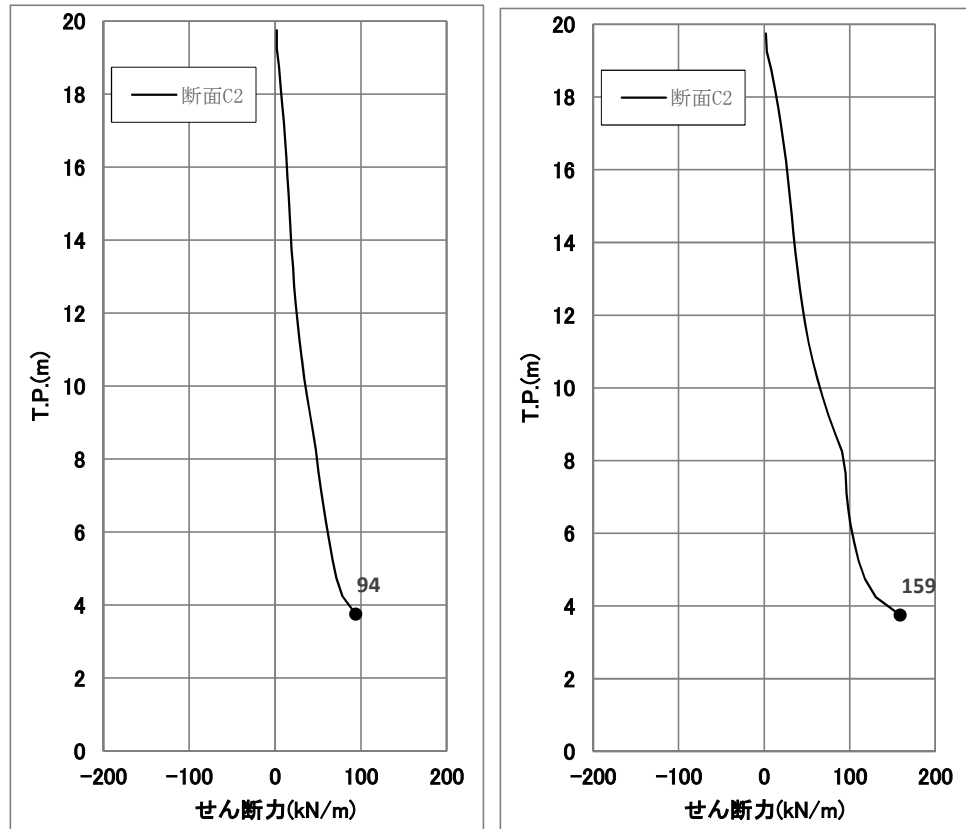
$V_s = 2647.9 \times 300 / 1.15 \times 0.15 / 0.4 / 1000 = 259.03$

$V_a = 53.80 + 259.03 = 312.83$

T. P. +24 m 津波時 断面 C2 : $V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 0.15 \times 1.0 \times 1000 = 71.73$

$V_s = 2647.9 \times 330 / 1.15 \times 0.15 / 0.4 / 1000 = 284.93$

$V_a = 71.73 + 284.93 = 356.66$



基準津波時

T. P. +24 m 津波時

図 3.2.1-9 断面力図 (3次元 FEM 解析モデル)

表 3.2.1-7 せん断力に対する照査 (基準津波時 : 3次元 FEM 解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	94	312.8	0.31

表 3.2.1-8 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元 FEM 解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	159	356.6	0.45

2次元梁バネモデルとの比較として、断面A2における断面力図を図3.2.1-10に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表3.2.1-9及び表3.2.1-10に示す。

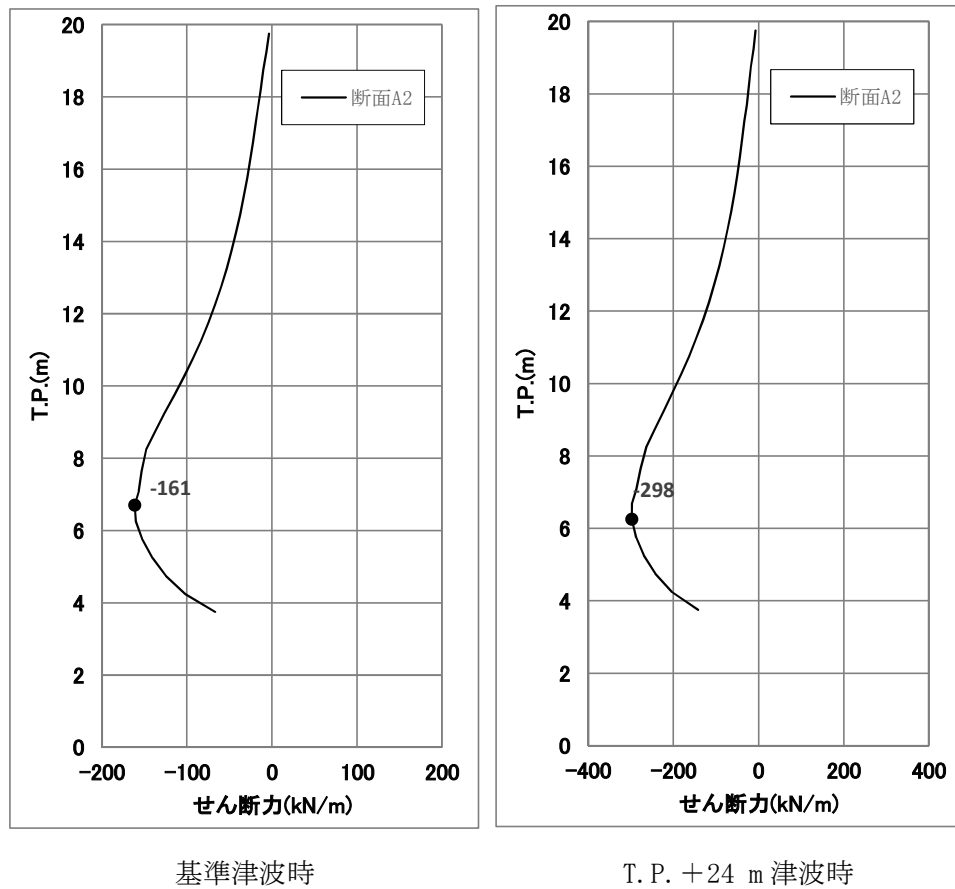


図 3.2.1-10 断面力図（3次元FEM解析モデル）

表 3.2.1-9 せん断力に対する照査（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	161	1281.1	0.13

表 3.2.1-10 せん断力に対する照査（T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	298	1281.1	0.24

2次元梁バネモデルの結果と3次元FEM解析モデルの結果である表3.2.1-9及び表3.2.1-10を比較すると、2次元梁バネモデルの照査値は基準津波時で0.63、T.P. +24 m 津波時で0.79となり3次元FEM解析モデルの照査値よりも大きくなっているため、2次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

3.2.2 重畳時の強度評価結果

(1) 原地盤物性のばらつきを考慮した場合

重畳時の3次元FEM解析モデルに設定した地盤バネ8及び地盤バネ9の水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを図3.2.2-1～図3.2.2-3に示す。

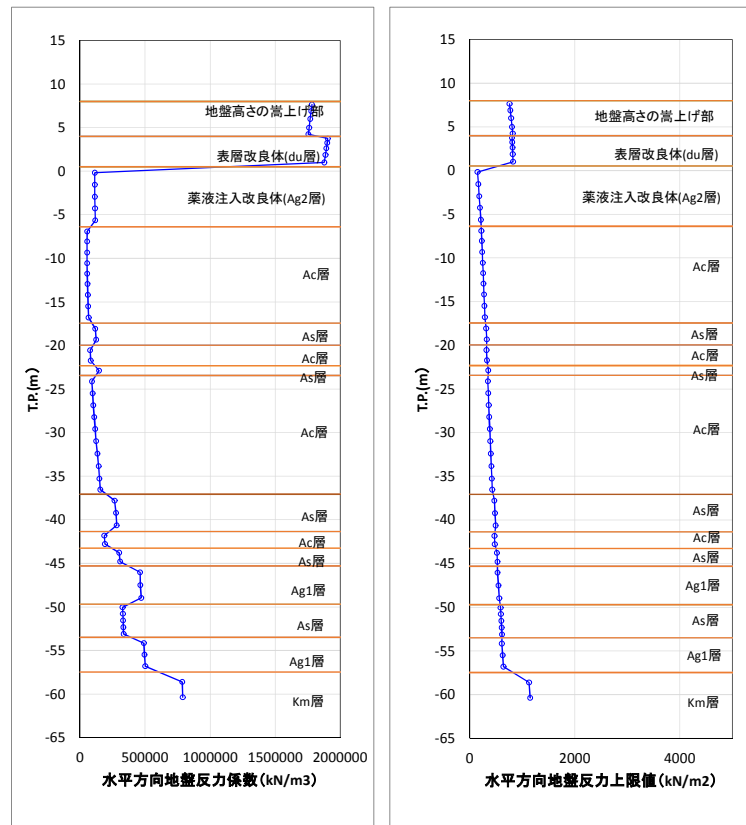


図3.2.2-1 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ8）

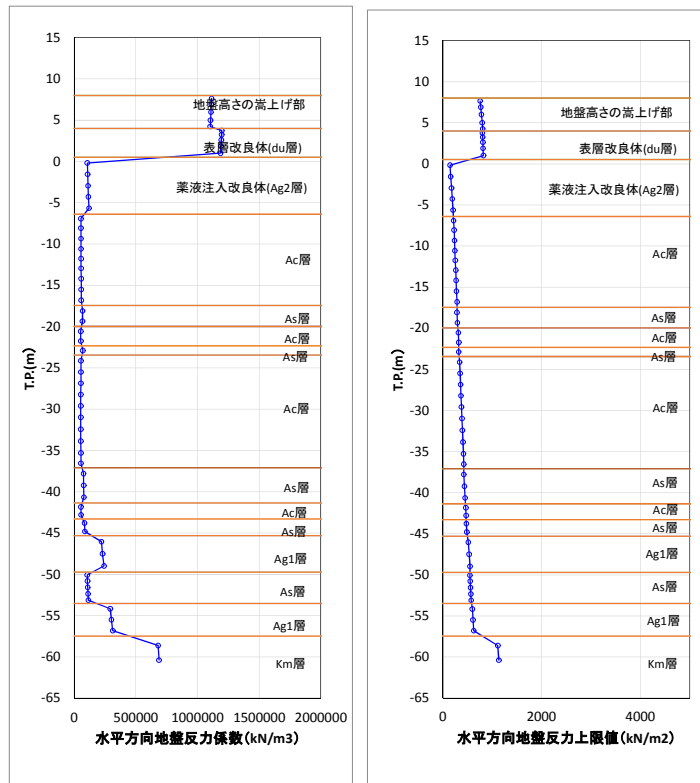


図 3. 2. 2-2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（断面③：地盤バネ 9）

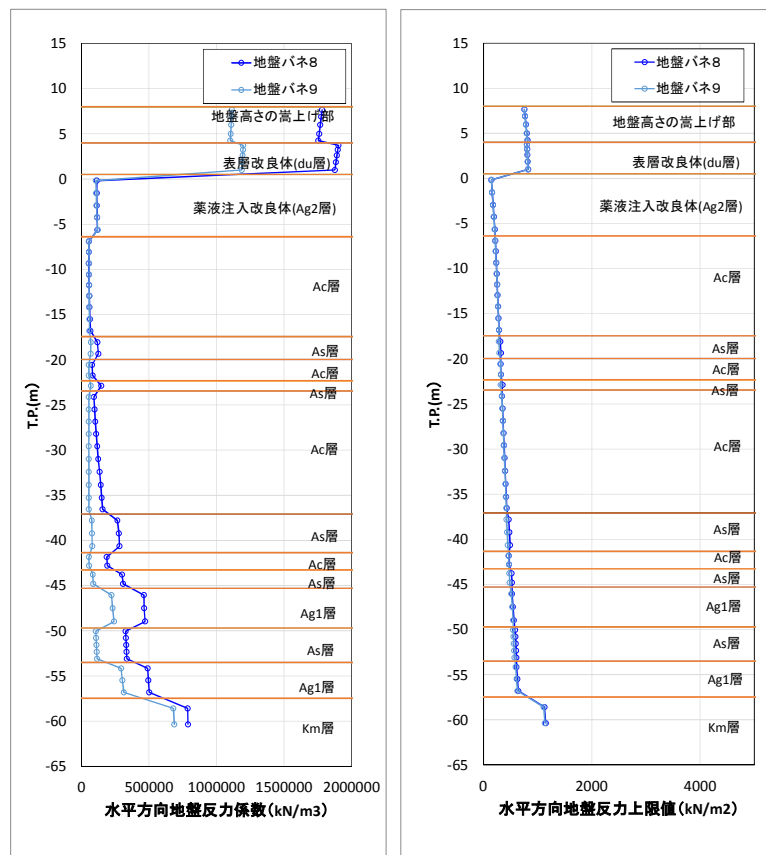


図 3. 2. 2-3 地盤バネ 8 及び地盤バネ 9 の比較（断面③）

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.2-1 に、3次元FEM解析モデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 3.2.2-2 及び表 3.2.2-3 に示す。

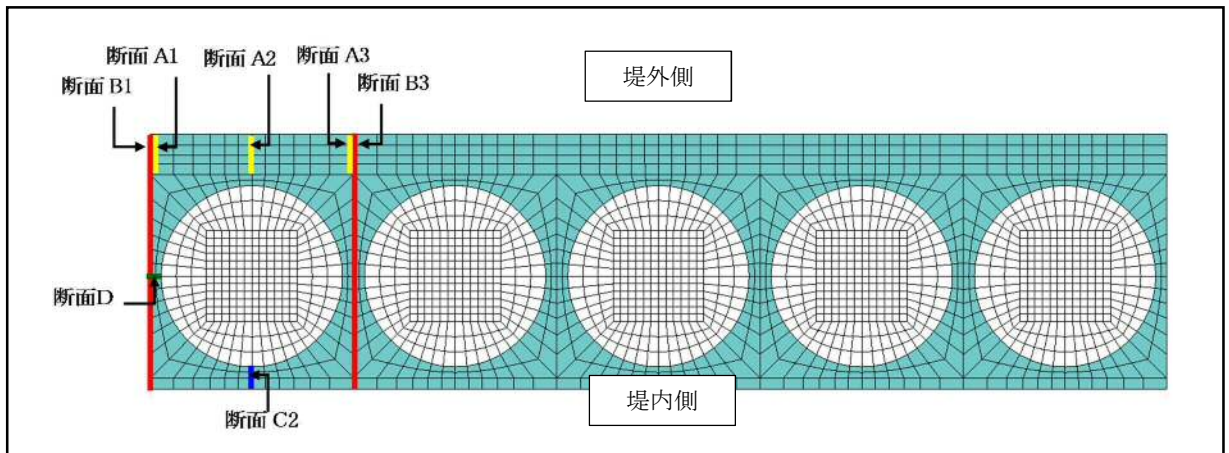


図 3.2.2-4 3次元FEM解析モデル断面位置図

表 3.2.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元FEM解析モデル)

断面		かぶり (m)	断面有効高さ※ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
断面 A1		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A2		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A3		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 B1	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 B2	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 C2		0.15	0.15	6.667-D35	63.777
断面 D		0.08	0.06	6.667-D35	63.777

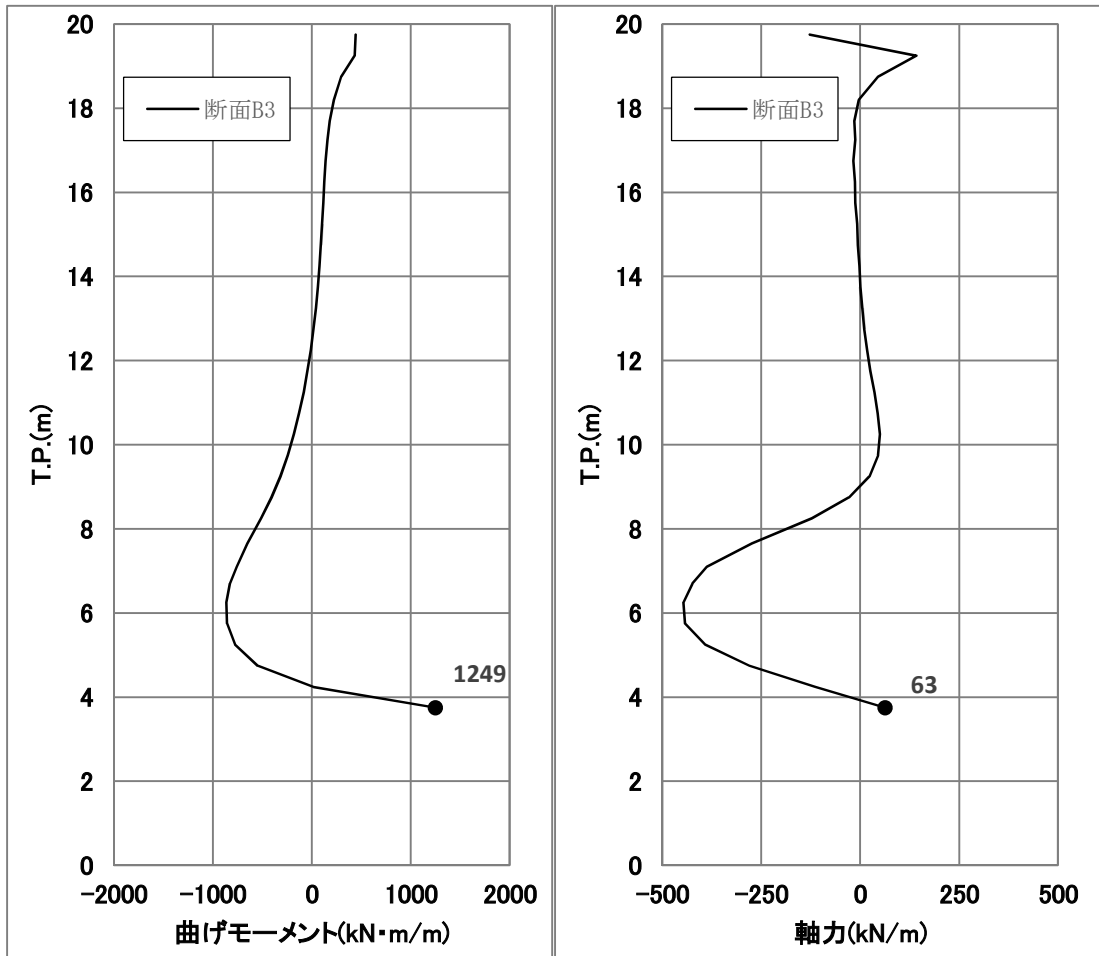


図 3.2.2-5 断面力図（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

表 3.2.2-2 曲げ軸力に対する照査（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	1249	63	0.98	67.65	21	435	0.05	0.16

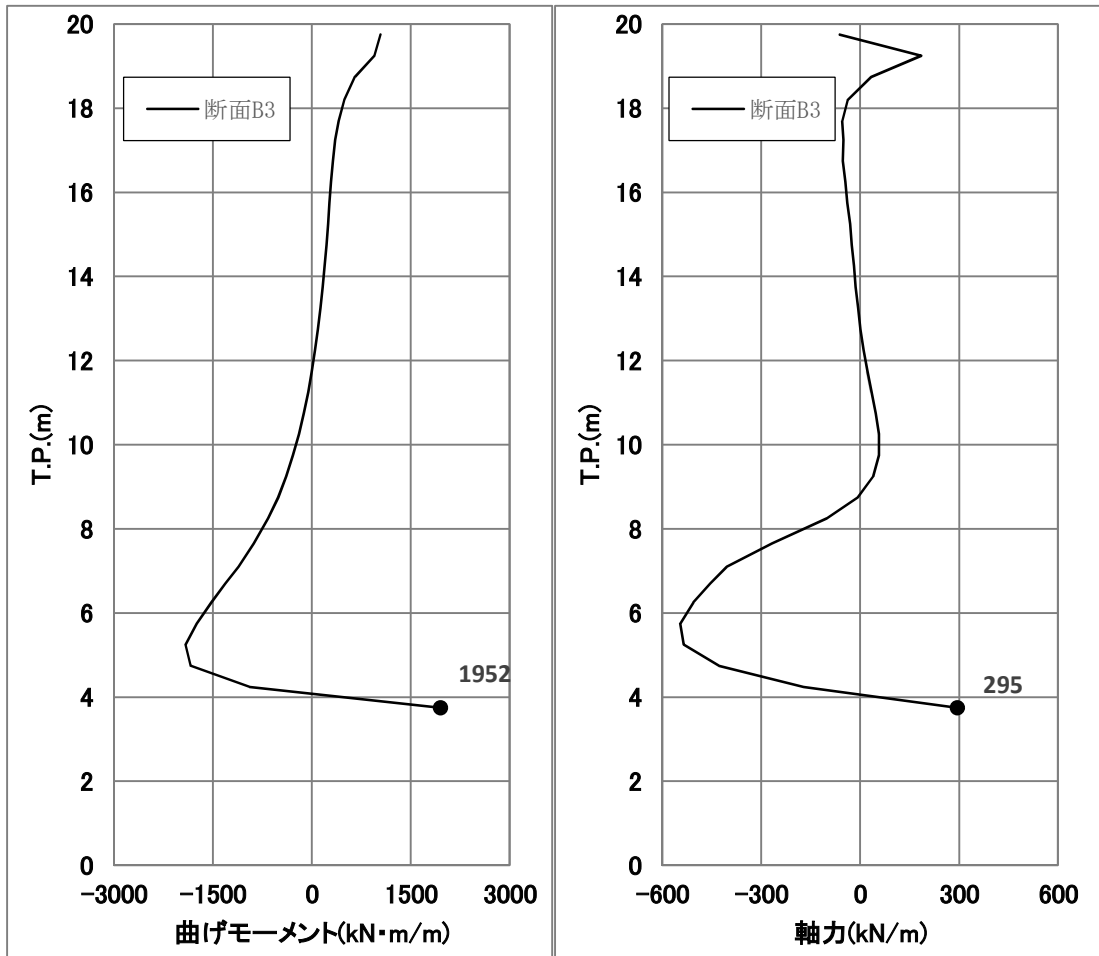


図 3.2.2-6 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

表 3.2.2-3 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	1952	295	1.48	120.09	28	478.5	0.06	0.26

2次元梁バネモデルとの比較として、基準津波時は断面A3、T.P. +24 m 津波時は断面A2における断面力図を図3.2.2-7及び図3.2.2-8に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表3.2.2-4及び表3.2.2-5に示す。

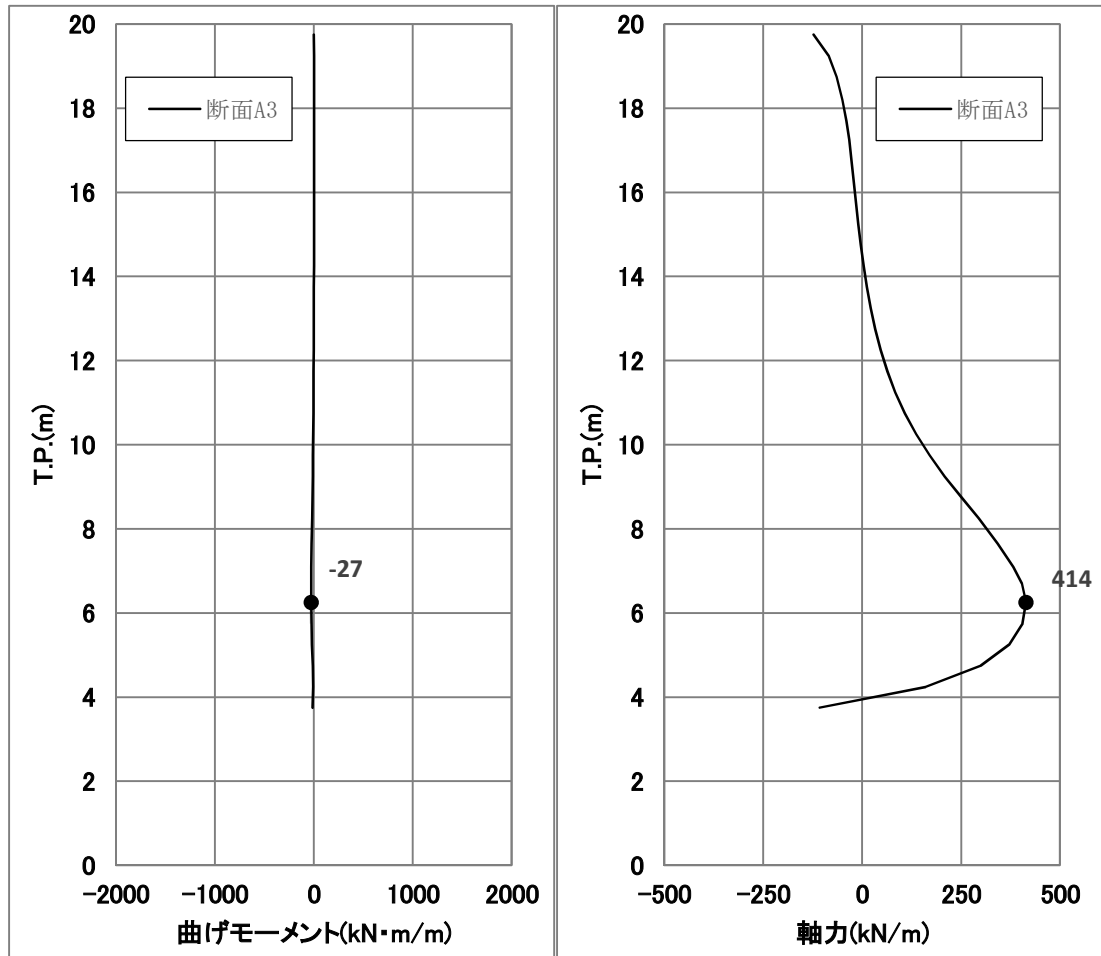


図 3.2.2-7 断面力図（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

表 3.2.2-4 曲げ軸力に対する照査（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	-27	414	(全引張)	44.35	21	435	-	0.11

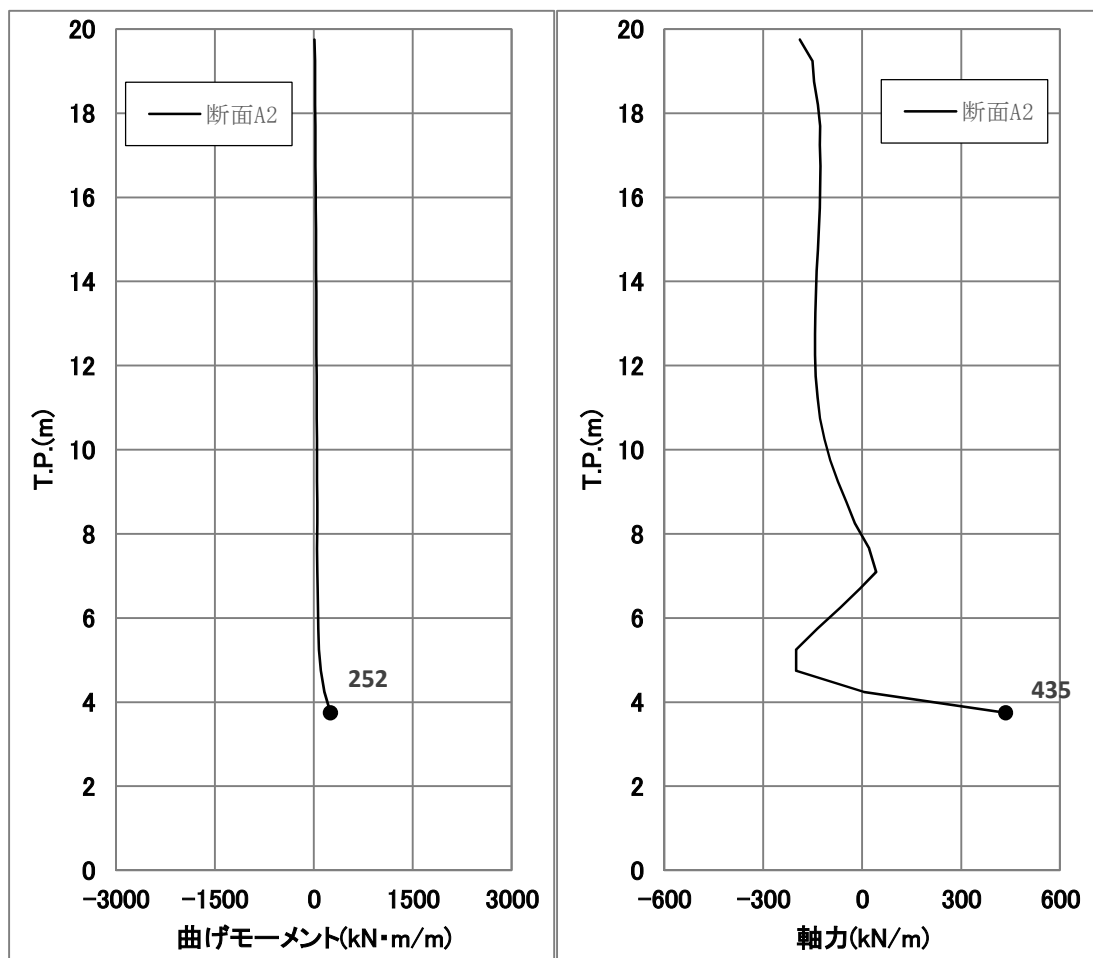


図 3.2.2-8 断面力図 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

表 3.2.2-5 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	252	435	3.20	115.82	28	478.5	0.12	0.25

2次元梁バネモデルの結果と3次元FEM解析モデルの結果である表 3.2.2-4 及び表 3.2.2-5 を比較すると、T.P. +24 m 津波時において2次元梁バネモデルの曲げ引張応力の照査値 0.18 に対して、3次元FEM解析の照査値の方が大きくなっている。しかし、鉄筋コンクリート梁壁断面の決定ケースであるのは津波時であり、津波時においては2次元梁バネモデルの照査値の方が3次元FEM解析の照査値よりも大きくなっているため、2次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.2-6 に、3次元FEM解析モデルによるせん断力に対する照査結果を表 3.2.2-7 及び表 3.2.2-8 に示す。

表 3.2.2-6 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元FEM解析モデル)

断面	断面有効高さ (m)	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
断面 A1	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A2	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A3	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 B1	3.15	6.667-D35	0.14	63.777
断面 B3	3.15	6.667-D22	0.15	25.808
断面 C2	0.15	13.333-D16	0.4	26.479
断面 D	0.06	13.333-D16	0.06	8.183*

* : 斜め引張鉄筋の部材軸方向に対する角度 18° を考慮して、13.333-D16×sin18°
 (=26.479×0.309=8.182cm²)

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

基準津波時 断面 C2 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.15 \times 1.0 \times 1000 = 53.80$

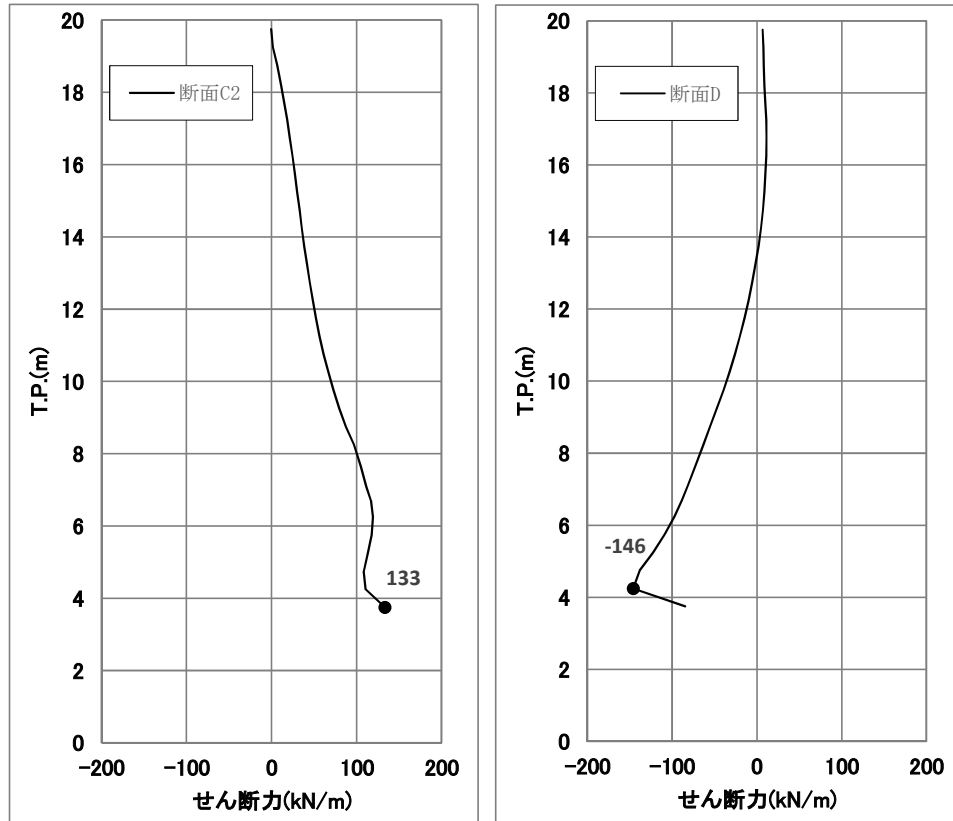
$V_s = 2647.9 \times 300 / 1.15 \times 0.15 / 0.4 / 1000 = 259.03$

$V_a = 53.80 + 259.03 = 312.83$

T. P. +24 m 津波時 断面 D : $V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 0.06 \times 1.0 \times 1000 = 28.69$

$V_s = 818.2 \times 330 / 1.15 \times 0.06 / 0.06 / 1000 = 234.78$

$V_a = 28.69 + 234.78 = 263.47$



基準津波時

T. P. +24 m 津波時

図 3.2.2-9 断面力図 (3次元 FEM 解析モデル)

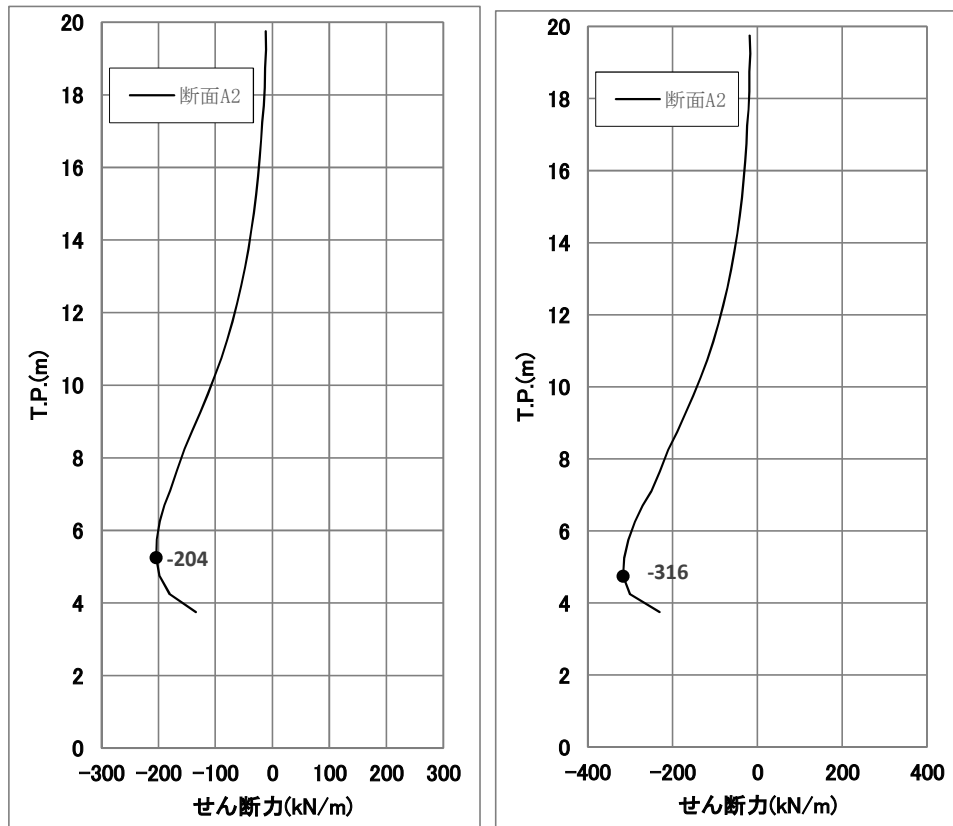
表 3.2.2-7 せん断力に対する照査 (基準津波時 : 3次元 FEM 解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	133	312	0.43

表 3.2.2-8 せん断力に対する照査 (T. P. +24 m 津波時 : 3次元 FEM 解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	146	263	0.56

2次元梁バネモデルとの比較として、断面 A2 における断面力図を図 3.2.2-10 に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 3.2.2-9 及び表 3.2.2-10 に示す。



基準津波時

T.P. +24 m 津波時

図 3.2.2-10 断面力図 (3次元FEM解析モデル)

表 3.2.2-9 せん断力に対する照査 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	204	1122	0.19

表 3.2.2-10 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	316	1281	0.25

2次元梁バネモデルの結果と3次元FEM解析モデルの結果である表 3.2.1-9 及び表 3.2.1-10 を比較すると、2次元梁バネモデルの照査値は基準津波時で 0.22、T.P. +24 m 津波時で 0.30 となり3次元FEM解析モデルの照査値よりも大きくなっているため、2次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

- (2) 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

重畳時の3次元FEM解析モデルに設定した水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値を図3.2.2-11に、変位分布を図3.2.2-12に示す。

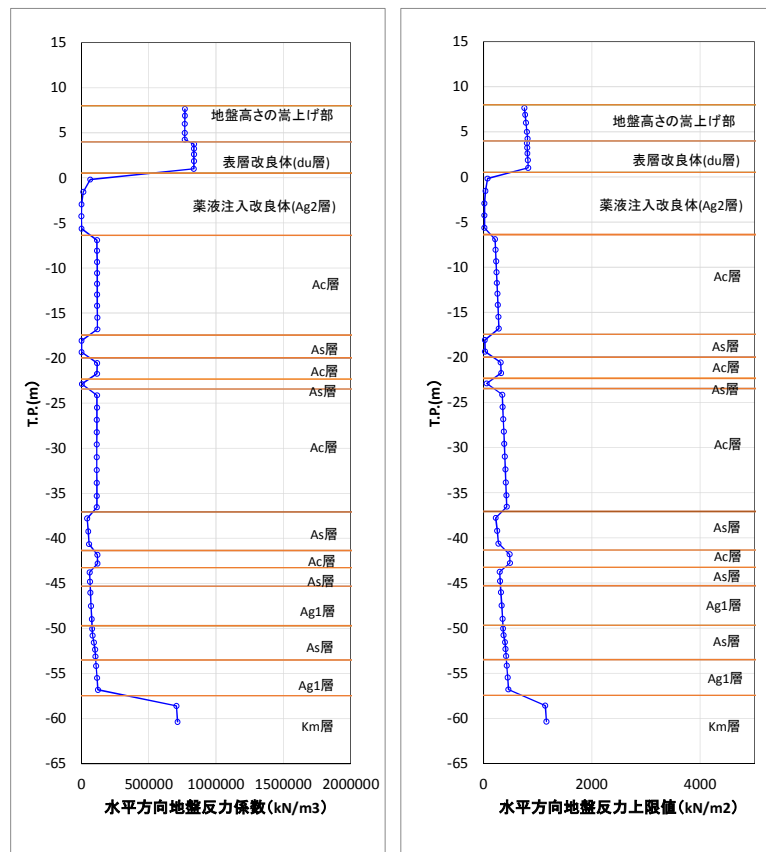


図 3.2.2-11 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (断面③)

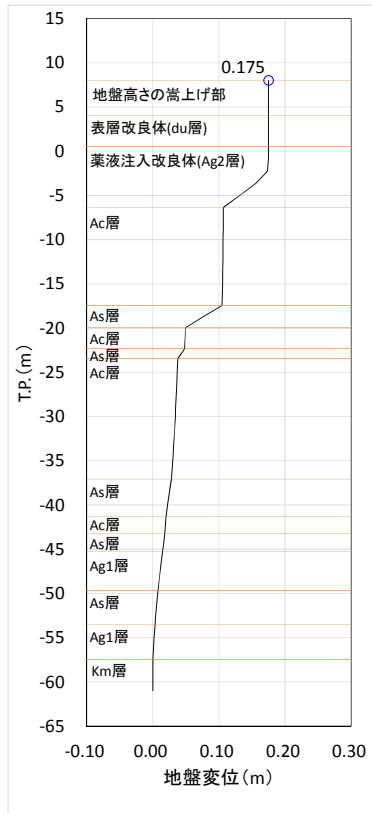


図 3.2.2-12 変位分布 (断面③)

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.2-11 に、3次元 FEM 解析モデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 3.2.2-12 及び表 3.2.2-13 に示す。

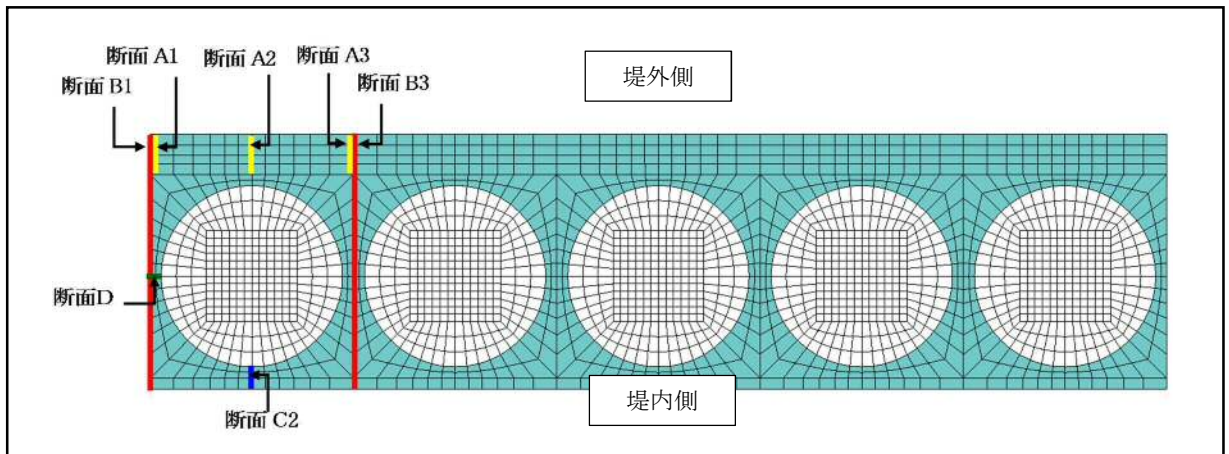


図 3.2.2-13 3次元 FEM 解析モデル断面位置図

表 3.2.2-11 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元 FEM 解析モデル)

断面		かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
断面 A1		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A2		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 A3		0.15	0.55	6.667-D35	63.777
断面 B1	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 B2	堤外側	0.35	3.15	13.333-D35	127.543
	堤内側	0.15	3.35	6.667-D35	63.777
断面 C2		0.15	0.15	6.667-D35	63.777
断面 D		0.08	0.06	6.667-D35	63.777

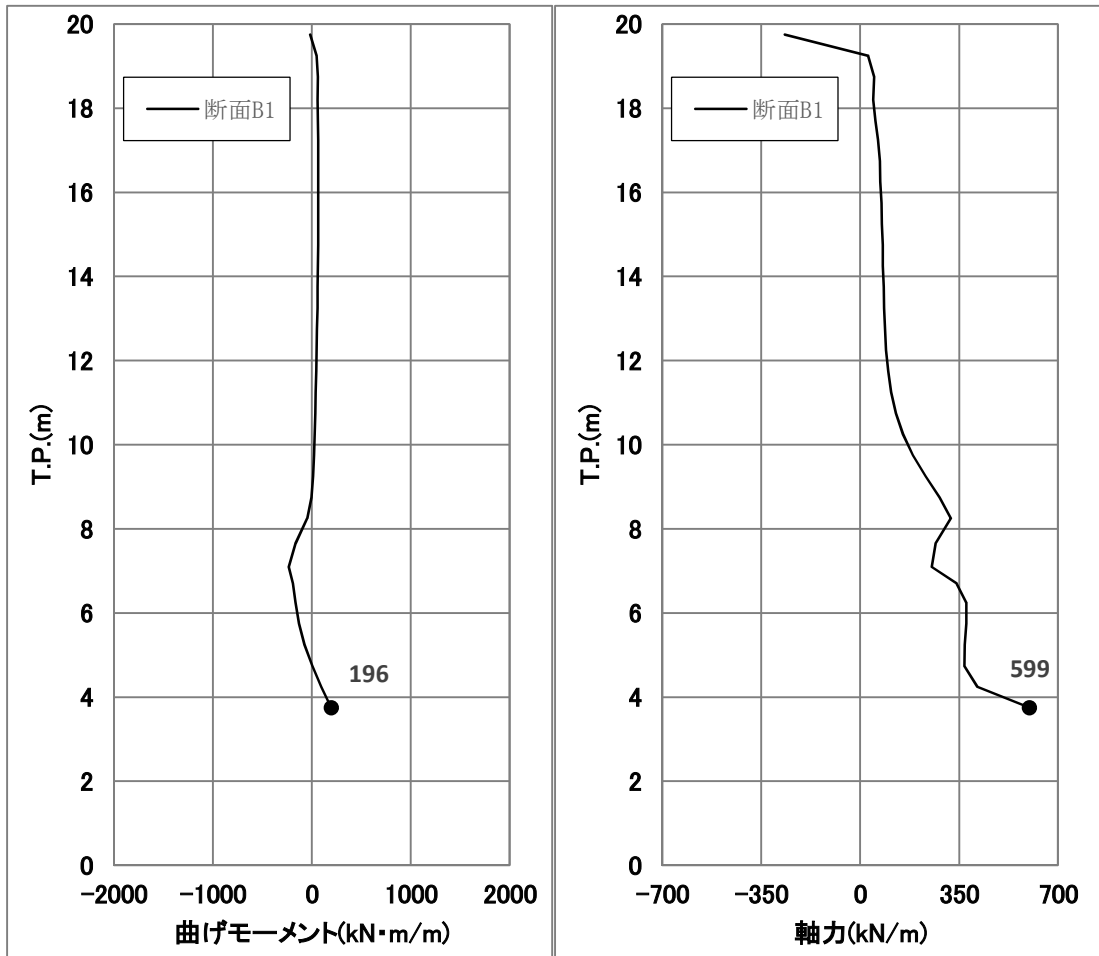


図 3.2.2-14 断面力図 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

表 3.2.2-12 曲げ軸力に対する照査 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	196	599	(全引張)	53.96	28	478.5	—	0.12

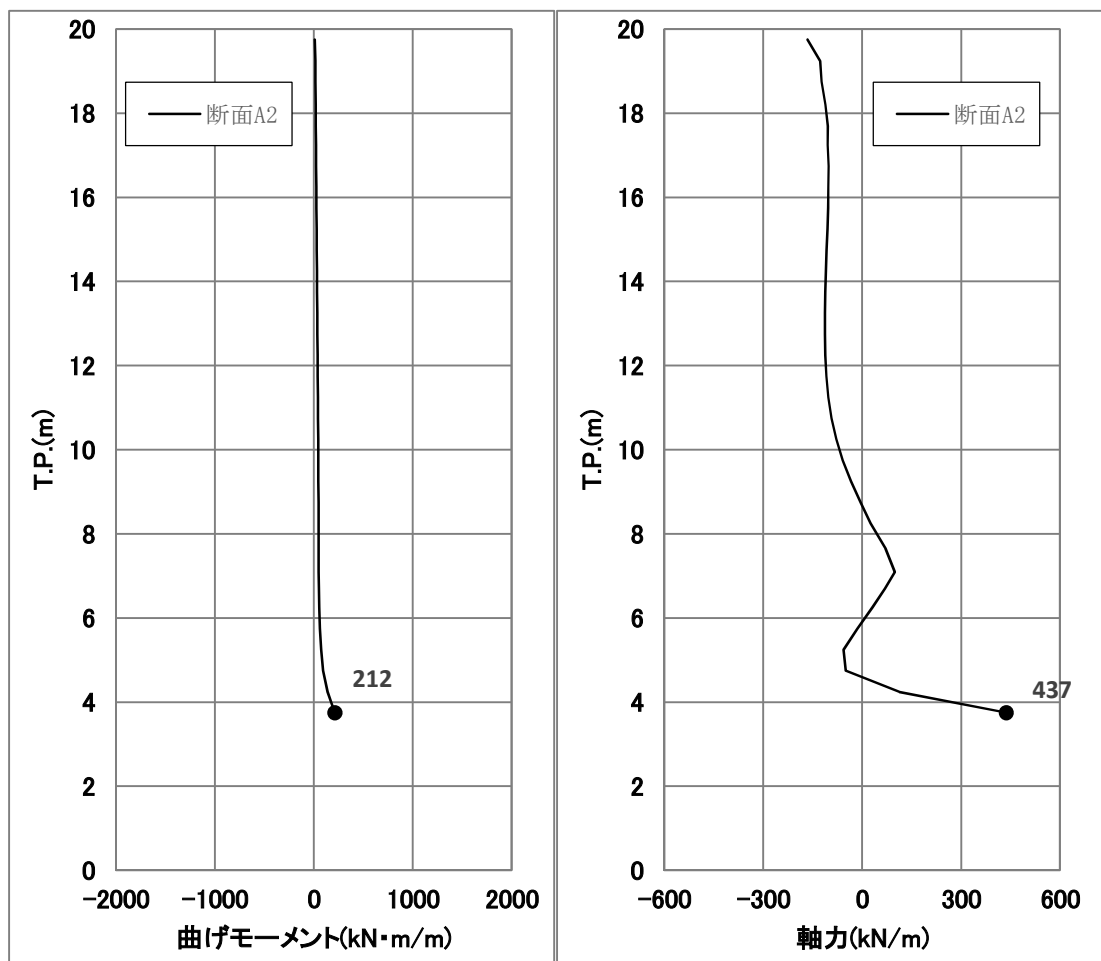


図 3.2.2-15 断面力図 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元 FEM解析モデル)

表 3.2.2-13 曲げ軸力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元 FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	212	437	2.61	103.0	28	478.5	0.10	0.22

2次元梁バネモデルとの比較として、基準津波時は断面 A2 における断面力図を図 3.2.2-16 に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表 3.2.2-14 に示す。

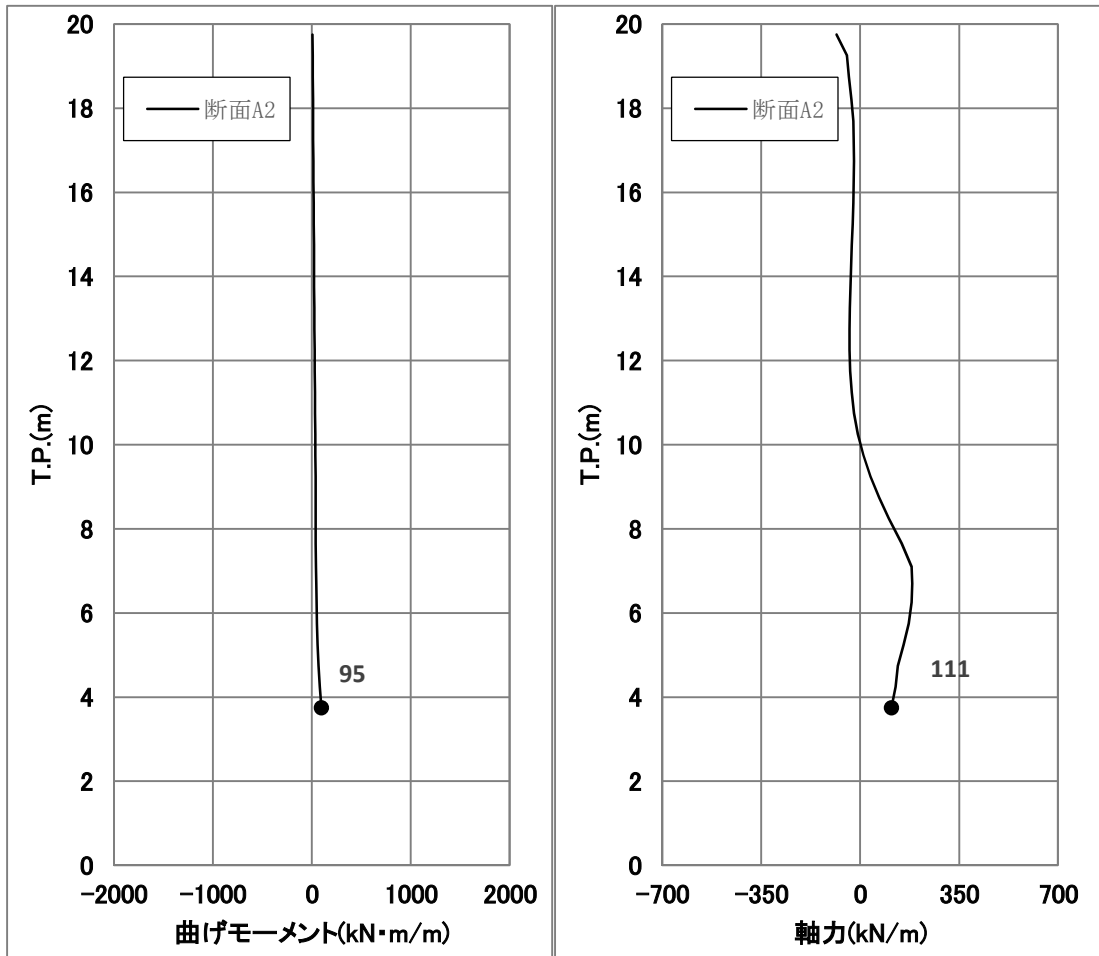


図 3.2.2-16 断面力図（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

表 3.2.2-14 曲げ軸力に対する照査（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面③	95	111	1.26	39.54	21	435	0.06	0.10

2次元梁バネモデルの結果と3次元FEM解析モデルの結果である表 3.2.2-13 及び表 3.2.2-14 を比較すると、T.P. +24 m 津波時において2次元梁バネモデルの曲げ引張応力の照査値 0.17 に対して、3次元FEM解析の照査値の方が大きくなっている。しかし、鉄筋コンクリート梁壁断面の決定ケースであるのは津波時であり、津波時においては2次元梁バネモデルの照査値の方が3次元FEM解析の照査値よりも大きくなっているため、2次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 3.2.2-15 に、3次元 FEM 解析モデルによるせん断力に対する照査結果を表 3.2.2-16 及び表 3.2.2-17 に示す。

表 3.2.2-15 鉄筋コンクリート断面諸元(断面③・3次元 FEM 解析モデル)

断面	断面有効高さ (m)	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
断面 A1	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A2	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 A3	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
断面 B1	3.15	6.667-D35	0.14	63.777
断面 B3	3.15	6.667-D22	0.15	25.808
断面 C2	0.15	13.333-D16	0.4	26.479
断面 D	0.06	13.333-D16	0.06	8.183*

* : 斜め引張鉄筋の部材軸方向に対する角度 18° を考慮して、13.333-D16×sin18° (=26.479×0.309=8.182cm²)

斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

基準津波時 断面 C2 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 0.15 \times 1.0 \times 1000 = 53.80$

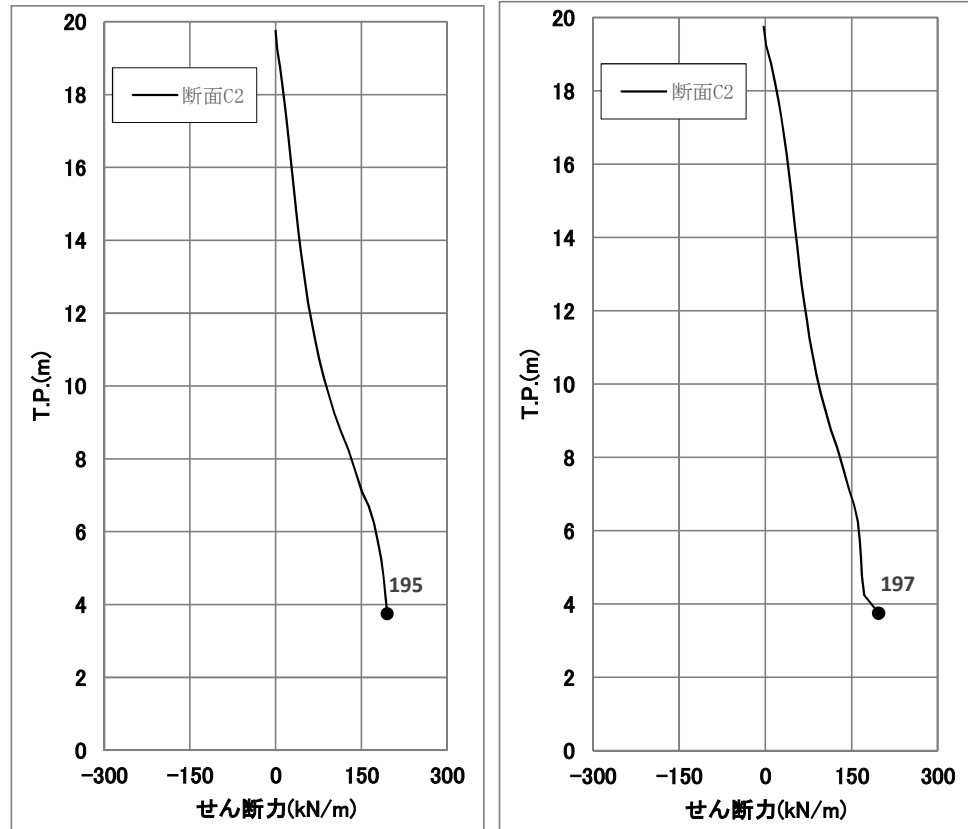
$V_s = 2647.9 \times 300 / 1.15 \times 0.15 / 0.4 / 1000 = 259.03$

$V_a = 53.80 + 259.03 = 312.83$

T.P. +24 m 津波時 断面 C2 : $V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 0.15 \times 1.0 \times 1000 = 71.73$

$V_s = 2647.9 \times 330 / 1.15 \times 0.15 / 0.4 / 1000 = 284.93$

$V_a = 71.73 + 284.93 = 356.66$



基準津波時

T.P. +24 m 津波時

図 3.2.2-17 断面力図 (3次元 FEM 解析モデル)

表 3.2.2-16 せん断力に対する照査 (基準津波時 : 3次元 FEM 解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	195	312	0.63

表 3.2.2-17 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元 FEM 解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	197	356	0.56

2次元梁バネモデルとの比較として、断面A2における断面力図を図3.2.2-18に、最も照査値が大きくなった位置での照査結果を表3.2.2-18及び表3.2.2-19に示す。

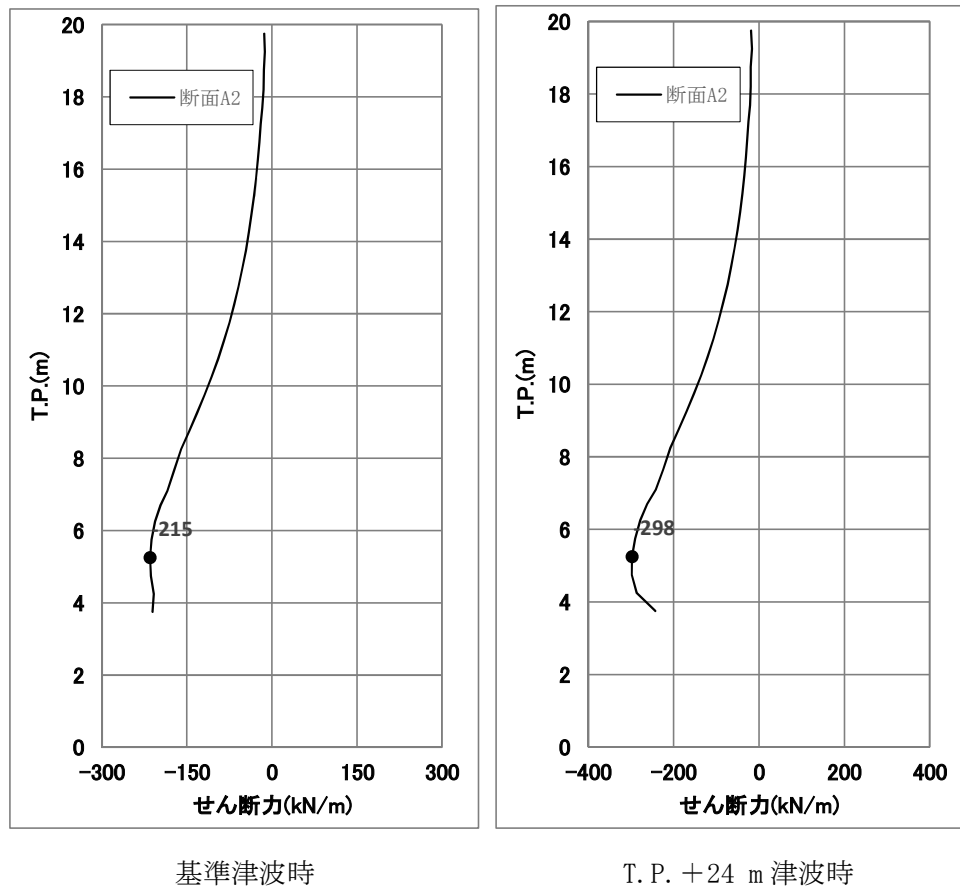


図 3.2.2-18 断面力図 (3次元FEM解析モデル)

表 3.2.2-18 せん断力に対する照査 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	215	1122	0.20

表 3.2.2-19 せん断力に対する照査 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面③	298	1281	0.24

2次元梁バネモデルの結果と3次元FEM解析モデルの結果である表3.2.2-18及び表3.2.2-19を比較すると、基準津波時において2次元梁バネモデルの照査値0.16に対して、3次元FEM解析の照査値の方が大きくなっている。しかし、鉄筋コンクリート梁壁断面の決定ケースであるのは津波時であり、津波時においては2次元梁バネモデルの照査値の方が3次元FEM解析の照査値よりも大きくなっているため、2次元梁バネモデルの方が保守的であるといえる。

(参考4) 鋼管矢板継手の根入れ長について

1. 概要

貯留堰の遮水性を確保するために、貯留堰を構成する鋼管矢板の継手を海底面に根入れする必要がある。本参考資料では、鋼管矢板継手の根入れ長の設定について整理する。

2. 鋼管矢板の根入れ長の設定

設計海底面への鋼管矢板継手の根入れ長は、以下の算定式のとおり、遮水のために必要な根入れ長 L_1 、地震により生じる周辺地盤の沈下量 L_2 及び余裕 α を見込んだ2.5 mとする。図1に鋼管矢板継手の根入れ長の考え方を示す。また、次項で L_1 及び L_2 の設定についての詳細を示す。

$$\begin{aligned} L &= L_1 + L_2 + \alpha \\ &= 1.60 \text{ m} + 0.38 \text{ m} + 0.52 \text{ m} = 2.5 \text{ m} \end{aligned}$$

ここで、

L : 決定根入れ長

L_1 : 遮水のために必要な根入れ長 (=1.60 m)

L_2 : 地震により生じる周辺地盤の沈下量 (=0.38 m)

α : 余裕 (=0.52 m)

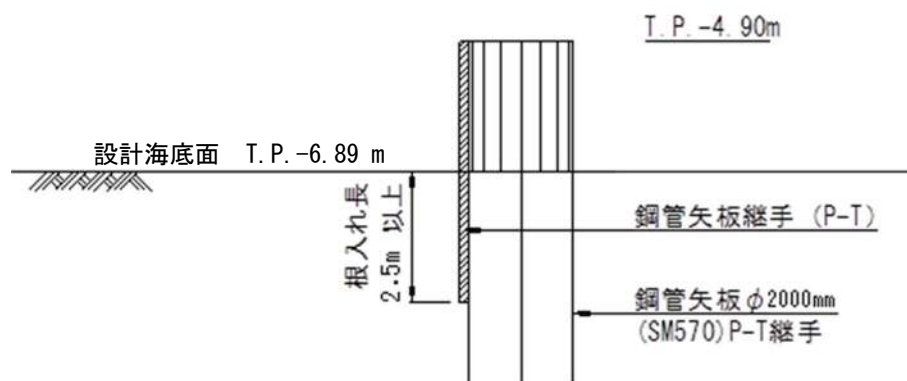


図1 鋼管矢板継手の根入れ長の考え方

3. 遮水のために必要な根入れ長： L_1

貯留堰の周辺地盤は、透水係数 10^{-6} cm/s 程度の A c 層（粘性土層）の地盤である。遮水のために必要な根入れ長は、「管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）（財団法人 港湾空間高度化環境研究センター，2008）」を参考に $L_1=1.6$ m とする。図 2 に地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係を示す。

5.6 底面の遮水

海面処分場の底面の遮水は、基準省令に適合する遮水力を有する必要がある。

<解説>

(1) 粘性土層について

わが国の港湾は沖積地に位置することが多いため、海面処分場は、粘性土を主たる成分とした沖積層上に整備される場合が多い。この場合には、海面処分場の底面において不透水性地層に相当する粘性土層の存在を確認するものとする。

上記の粘性土層と同等の遮水能力を有する地層とは、一般的に同等の浸透時間となる地層と考えられる。

浸透時間は、一般に次式で示される。

$$t = \frac{L^2}{k \cdot h}$$

ここに

- t : 浸透時間
- L : 浸透距離（層厚）
- k : 透水係数
- h : 層の水位差（図-2.18 参照）

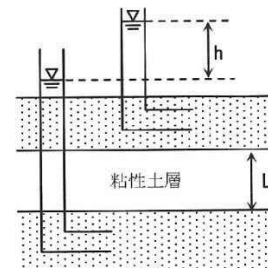


図-2.18 浸透距離と水位差

上記の式を用いて、不透水性地層（厚さ 5m 以上、透水係数 $k=1 \times 10^{-5}$ cm/s 以下）と同等の浸透時間を要する層厚を算出すると、透水係数が $k=1 \times 10^{-6}$ cm/s の粘性土層の場合には、計算上は層厚が 1.6m 以上となる。不透水性地層の層厚、地層の連続性はボーリング調査等で確認するものとする（第 2 編第 1 章調査参照）。

層厚の決定に際しては、土層の不均一性を考慮して、余裕を見込むことが望ましい。

図 2 地盤の透水係数と遮水のために必要な層厚の関係

（管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版） p. 43 より抜粋）

4. 地震により生じる周辺地盤の沈下量： L_2

貯留堰の周辺地盤が沈下すると根入れ長が減少するため、地震により生じる周辺地盤の沈下量を考慮する。地震により生じる周辺地盤の沈下利用 L_2 は、以下の算定式のとおり、 $L_2=0.38$ mとする。

$$\begin{aligned} L_2 &= S_1 + S_2 \\ &= 0.17 \text{ m} + 0.21 \text{ m} = 0.38 \text{ m} \end{aligned}$$

ここで、

L_2 : 地震により生じる地盤の沈下量

S_1 : 地盤の変形による最終沈下量 (=0.17 m)

(二次元動的解析結果より)

S_2 : 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 (=0.21 m)

(Ishihara ほか (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係より)

4.1 地盤の変形による最終沈下量： S_1

二次元動的解析結果から得られる、貯留堰周辺地盤における最終沈下量の最大値 (EW-1, 検討ケース③*, S_s-D1 (H-, V-)) を用いて、地盤の変形による最終沈下量 S_1 を設定する。図3に示すとおり、地盤の変形による最終沈下量 S_1 を0.17 mとする。



図3 地盤の変形による最終沈下量 S_1 の設定位置と値
(EW-1, 検討ケース③*, S_s-D1 (H-, V-))

注記 *検討ケース③：地盤物性のはらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

4.2 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量： S_2

地盤の変形による沈下量 S_1 を設定した位置における土層構成を用いて、地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 を算定する。図4に地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 の算定位置及び算定対象層の層厚を示す。



図4 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 の算定位置及び算定対象層の層厚

地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 の算定に用いる沈下率は、Ishihara ほか (1992) の地盤の相対密度に応じた最大せん断ひずみと体積ひずみ ϵ_v (沈下率) の関係から設定する。沈下量を保守的に算定するために、最大ひずみ γ_{max} の値に係わらず、体積ひずみ ϵ_v の上限値を用いる。なお、相対密度 D_r については平均値を用いるものとする。図5に相対密度 D_r より設定した体積ひずみ ϵ_v (沈下率) を示す。

表1に示すとおり、地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2 は0.21 mとする。

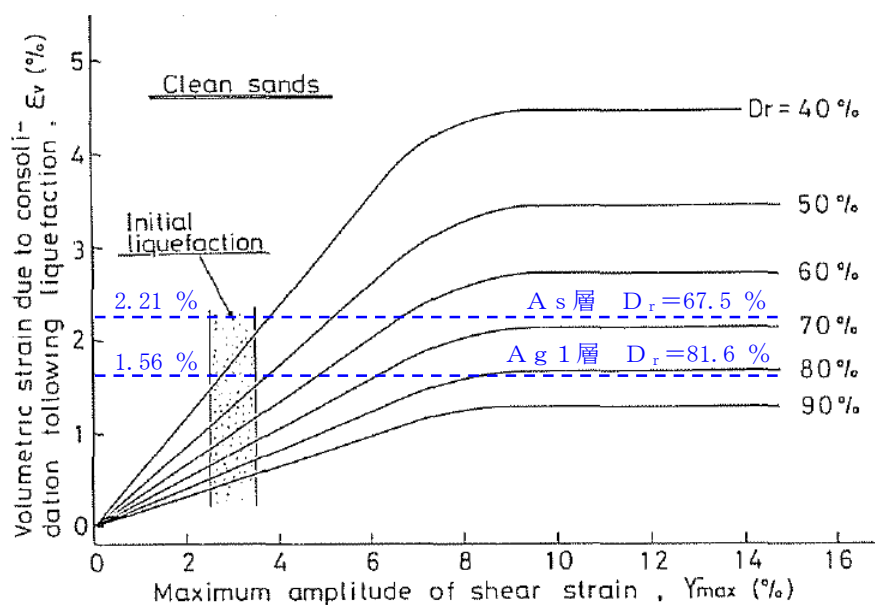


図5 Ishiharaほか (1992) の地盤の最大せん断ひずみと体積ひずみの関係から設定した
算定対象層の体積ひずみ ϵ_v (沈下率)

表1 地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 S_2

土層名	層厚	相対密度	体積ひずみ (沈下率)	過剰間隙水圧の 消散に伴う沈下量
	h (m)	D_r (%)	ϵ_v (%)	S_2 (m)
Ag 1	0.72	81.6	1.56	0.01
As	8.99	67.5	2.21	0.20
合計				0.21

