

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 57
提出年月日	平成 30 年 6 月 25 日

東海第二発電所

工事計画に係る説明資料

(V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書)

平成 30 年 6 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

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
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 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

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 12 H30. 3. 1]
 - 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 29 H30. 4. 19]
 - 1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討[改 13 H30. 3. 6]
2. 津波防護対象設備
 - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
 - 3.1 砂移動による影響確認について[改 37 H30. 5. 17]
 - 3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について
 - 3.3 電源喪失による除塵装置の機能喪失に伴う取水性の影響について
4. 漂流物に関する考慮事項
 - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について[改 32 H30. 5. 1]
 - 4.2 漂流物による影響確認について[改 26 H30. 4. 13]
 - 4.3 漂流物荷重について[改 48 H30. 6. 11]
5. 設計における考慮事項
 - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について[改 7 H30. 2. 19]
 - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて[改 12 H30. 3. 1]
 - 5.3 強度計算に用いた規格・基準について
 - 5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について[改 31 H30. 4. 26]
 - 5.5 津波防護施設のアンカーの設計に用いる規格・基準類の適用性について
 - 5.6 浸水量評価について[改 26 H30. 4. 13]
 - 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について[改 15 H30. 3. 9]
 - 5.8 浸水防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について[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 44 H30. 6. 5]

- 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
 - 5.12 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 56 H30. 6. 21]
 - 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 16 H30. 3. 19]
 - 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 地殻変動後の基準津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
 - 5.16 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 7 H30. 2. 19]
 - 5.19 許容応力度法における許容限界について[改 55 H30. 6. 20]
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 32 H30. 5. 1]
 - 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明[改 36 H30. 5. 17]
 - 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明[改 57 H30. 6. 25]
 - 6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 53 H30. 6. 19]
 - 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 44 H30. 6. 5]
 - 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 33 H30. 5. 7]
 - 6.2.2 フラップゲートに関する補足説明
 - 6.3 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する補足説明
 - 6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明
 - 6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]
 - 6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
 - 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 51 H30. 6. 15]
 - 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 33 H30. 5. 7]
 - 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 50 H30. 6. 12]
 - 6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明[改 28 H30. 4. 19]（土木）
 - 6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明[改 36 H30. 5. 17]
 - 6.6 放水路ゲートに関する補足説明
 - 6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明[改 50 H30. 6. 12]

[]内は，当該箇所を提出
（最新）したときの改訂を示
す。

- 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 32 H30. 5. 1]
 - 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
- 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 56 H30. 6. 21]
 - 6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
 - 6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明[改 28 H30. 4. 19]
- 6.9 浸水防護設備に関する補足説明
 - 6.9.1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明[改 52 H30. 6. 19]
 - 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
- 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 52 H30. 6. 19]
 - 6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明
 - 6.10.3 加振試験の条件について[改 52 H30. 6. 19]
 - 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 52 H30. 6. 19]
- 6.11 耐震計算における材料物性値のばらつきの影響に関する補足説明
- 6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明[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

[]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_d-D1 ）によるスロッシングによって発生する貯留堰からの溢水量を算定し、貯留堰の有効容量（ $2,378 \text{ m}^3$ 、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
詳細位置を図 5.12-4 に示す。

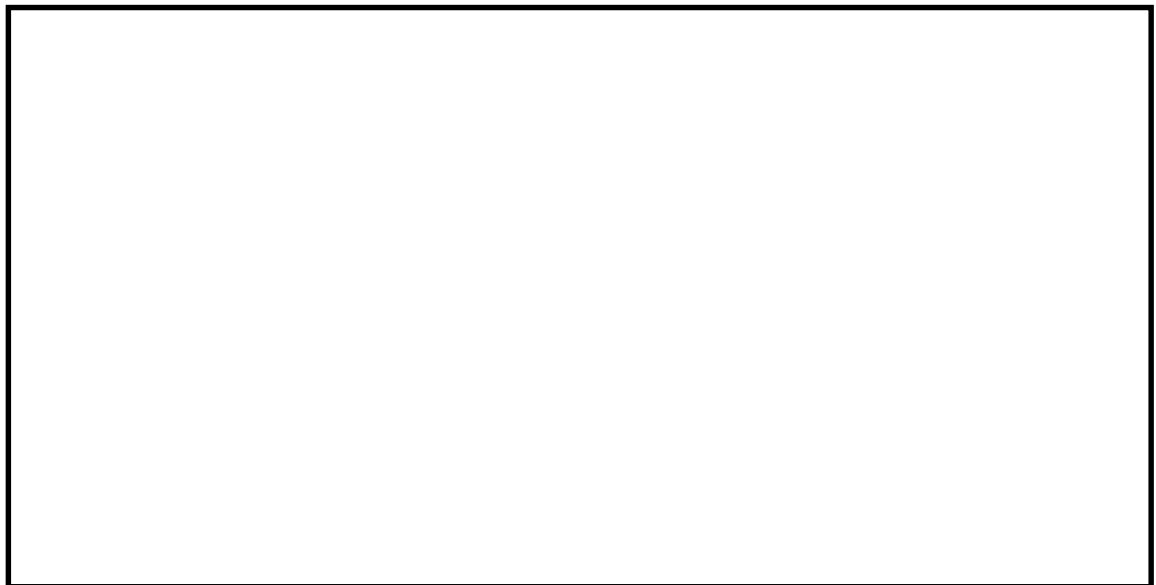


図 5.12-1 貯留堰鳥瞰図



図 5.12-2 貯留堰断面図

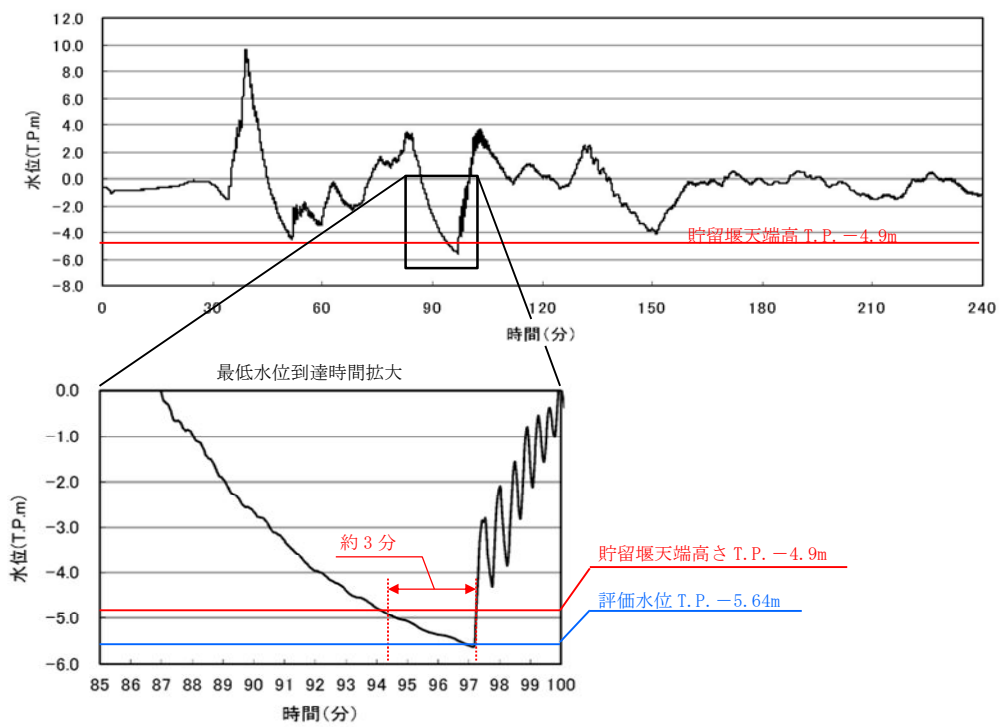


図 5.12-3 引き波の継続時間 (約 3分) の考え方

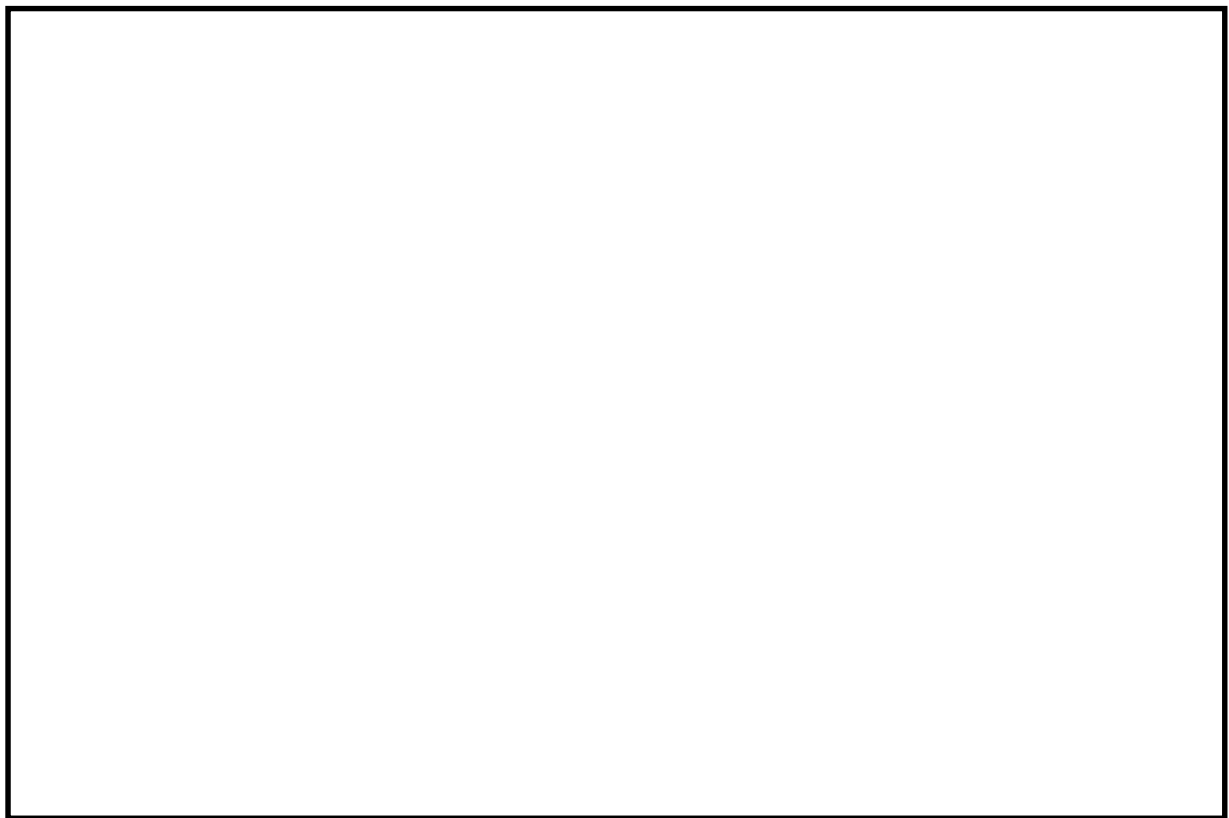


図 5.12-4 非常用海水ポンプ詳細位置図

5.12.2 検討方針

(1) 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認)

引き波によって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($S_d - D 1$)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(2,378 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. -5.7 m)を下回っていないことを確認する。スロッシング解析時間は、検討項目 1 と同様に 5 分間とする。

スロッシング検討フローを図 5.12-5 に示す。

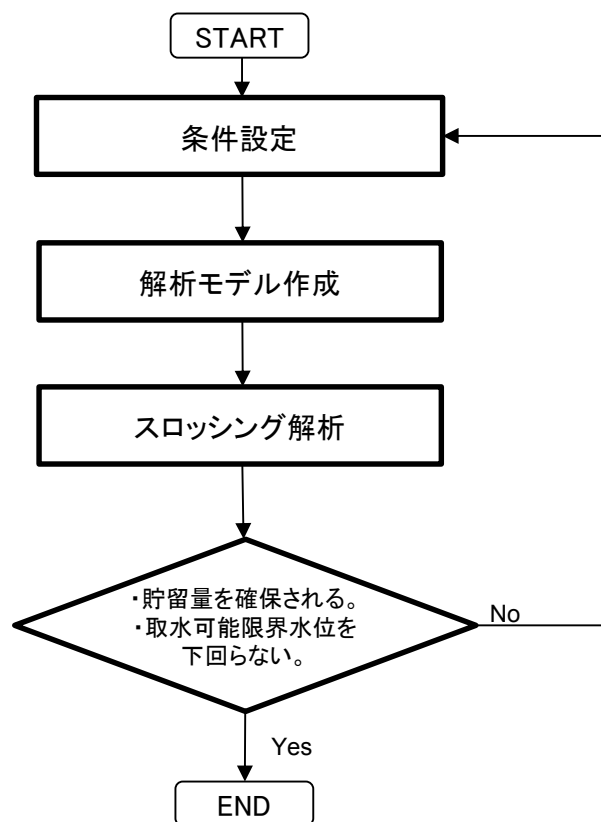


図 5.12-5 スロッシング検討フロー

5.12.3 入力地震動

(1) 地震動の引き上げ手法

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

解放基盤 T.P. -370 m から地震応答解析モデル底面位置（T.P. -100 m）までの地震動の引き上げは、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。

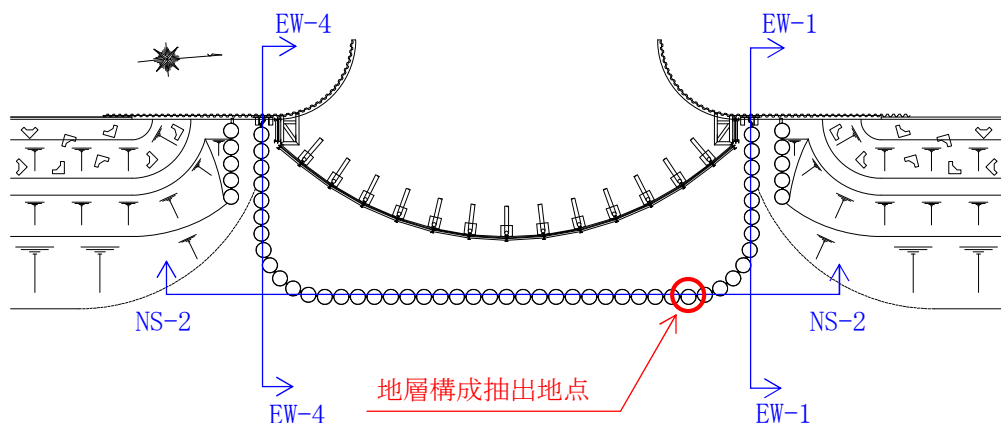


図 5.12-6 地震動の選定に用いる地層断面位置図

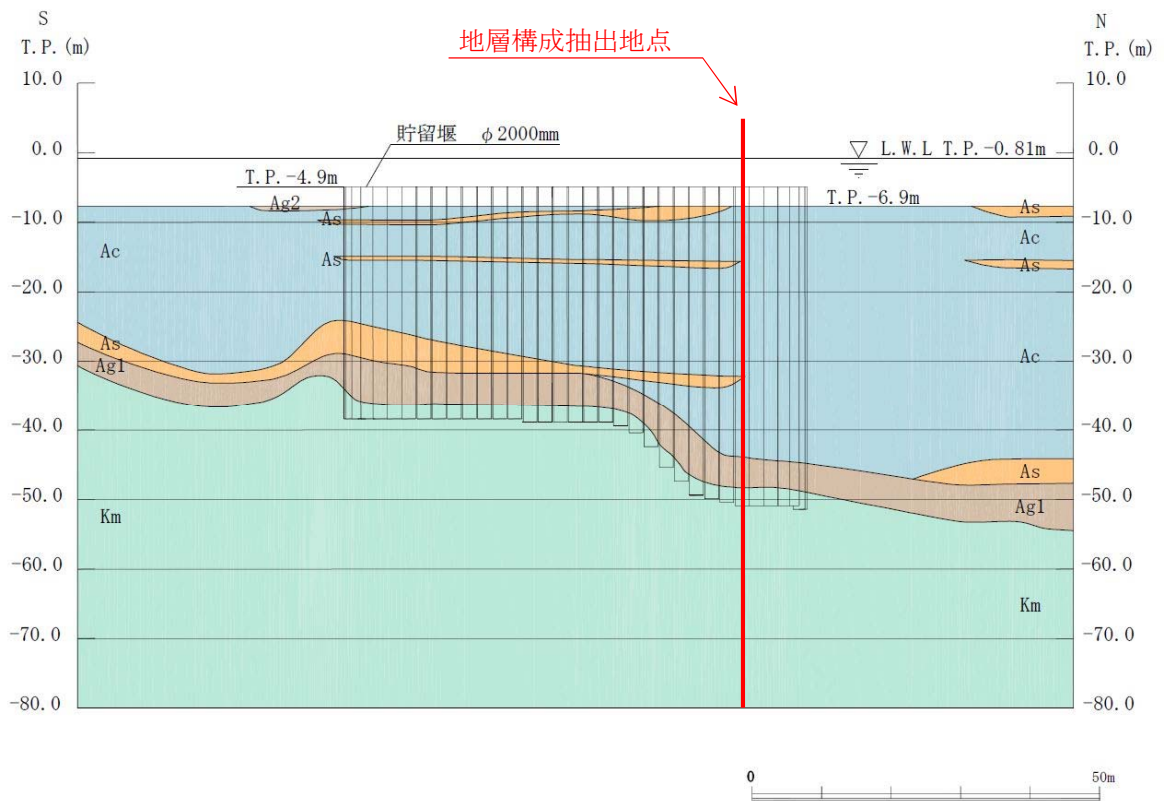


図 5.12-7 (1) 地層断面図 (NS-2)

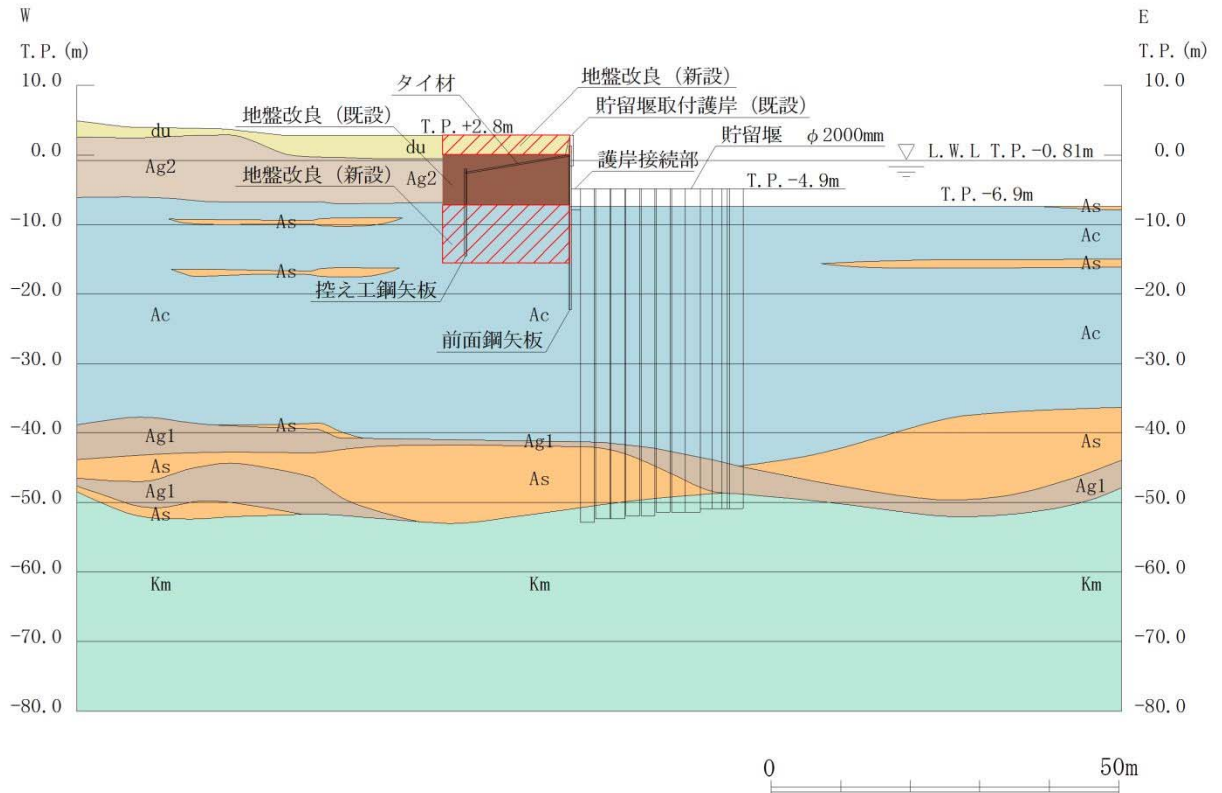


図 5.12-7 (2) 地層断面図 (EW-1)

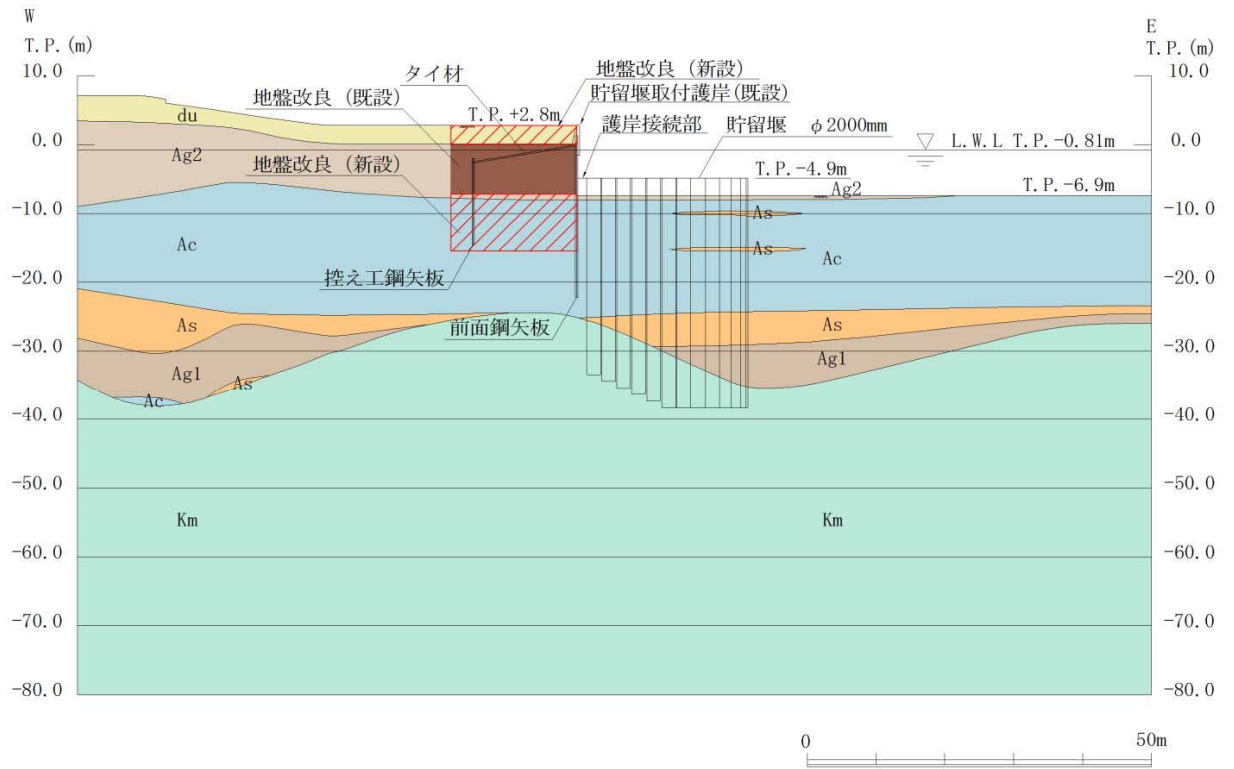


図 5.12-7 (3) 地層断面図 (EW-4)

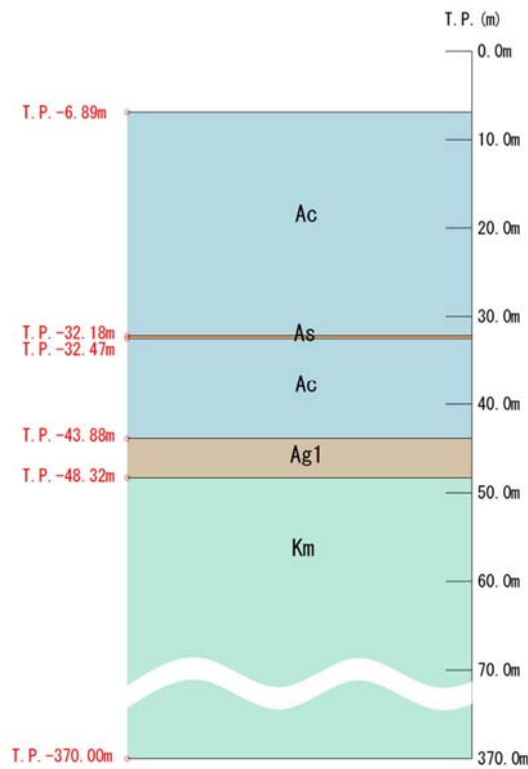


図 5.12-8 地震応答解析モデル図 (地層構成抽出地点)

(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	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	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 mG, 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 (液状化パラメータ適用)	$V_s + 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	$V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	豊浦標準砂	V_s 平均値 (非液状化)	$V_s + 1\sigma$ (非液状化)
地盤物性の考え方	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 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	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

(c) 水面の1次固有周期の算出

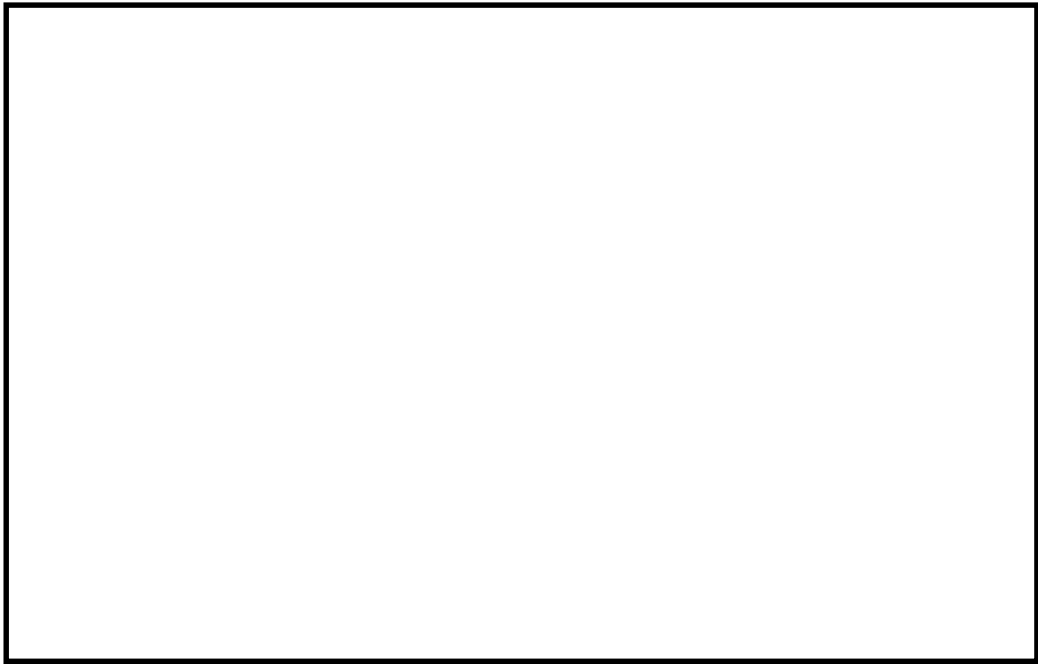
加振方向、水槽形状を考慮した3ケースについて、水面の1次固有周期を算出する。算出には以下の式*を用いる。検討に用いた3ケースの水槽形状の考え方を図5.12-9に、1次固有周期算定結果を表5.12-3に示す。

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

ここに、

- T_s : 1次固有周期
- 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	数式
水槽の幅	$2l$	m	77.53	62.46	7.25	
	l	m	38.77	31.23	3.63	
貯留堰天端		T.P.m	-4.90	-4.90	-4.90	
底面		T.P.m	-6.89	-6.89	-7.75	
水深	h	m	1.99	1.99	2.85	
重力加速度	g	m/s^2	9.80665	9.80665	9.80665	
固有円振動数の2乗	ω^2	1/s	0.0324	0.0499	3.6201	$(5/2)^{0.5} * g / l * \tanh((5/2)^{0.5} * h / l)$
固有円振動数	ω	1/s	0.180	0.223	1.903	$(\omega^2)^{0.5}$
固有周期	T_S	s	34.91	28.14	3.30	$\text{round}(2\pi/\omega, 2)$

(d) 地震動の選定

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

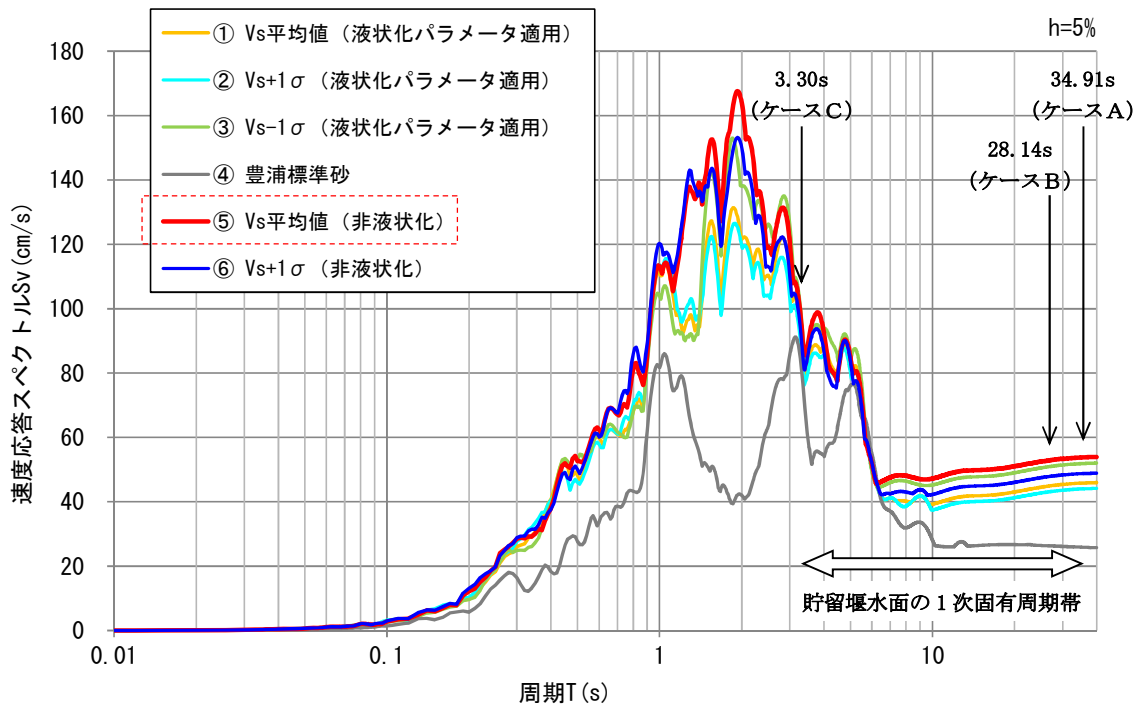


図 5.12-10 (1) 速度応答スペクトル（水平方向）

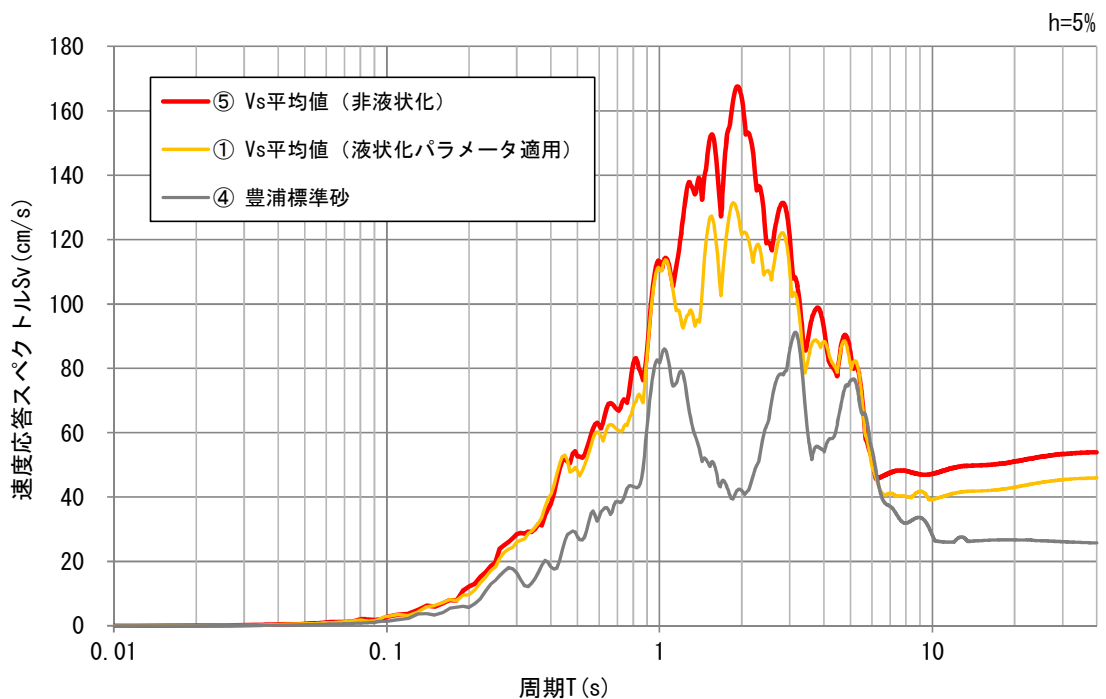
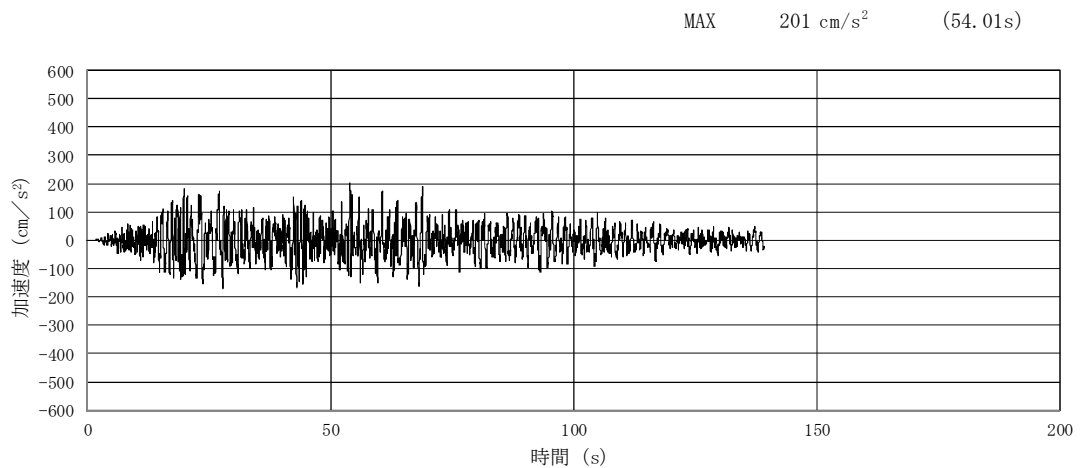


図 5.12-10 (2) 速度応答スペクトル（水平方向）【抜粋】

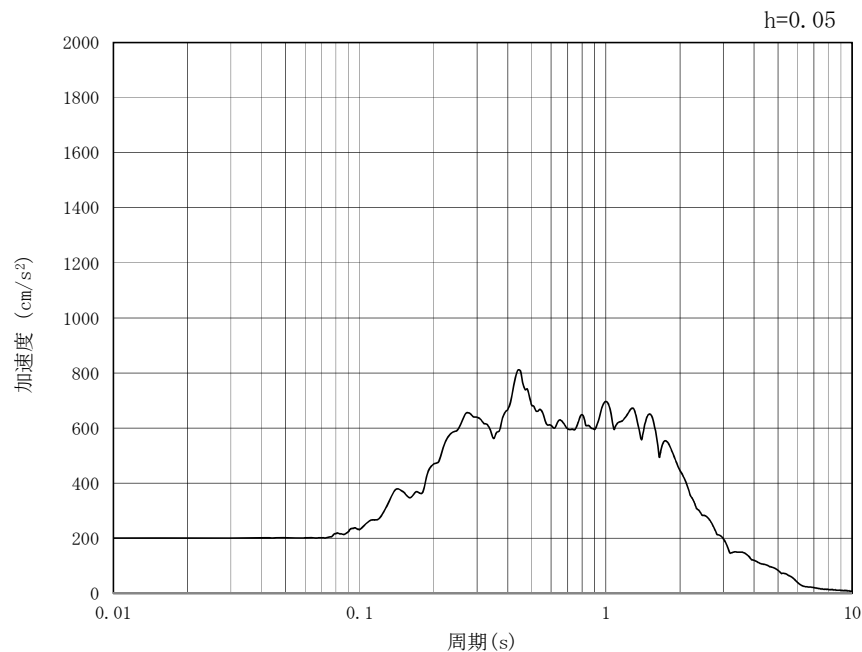
(d) 入力地震動

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。



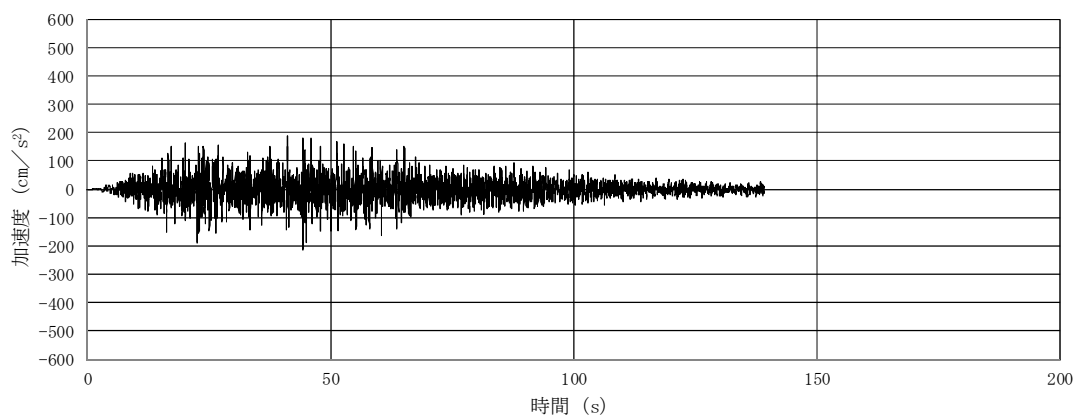
(a) 加速度時刻歴波形



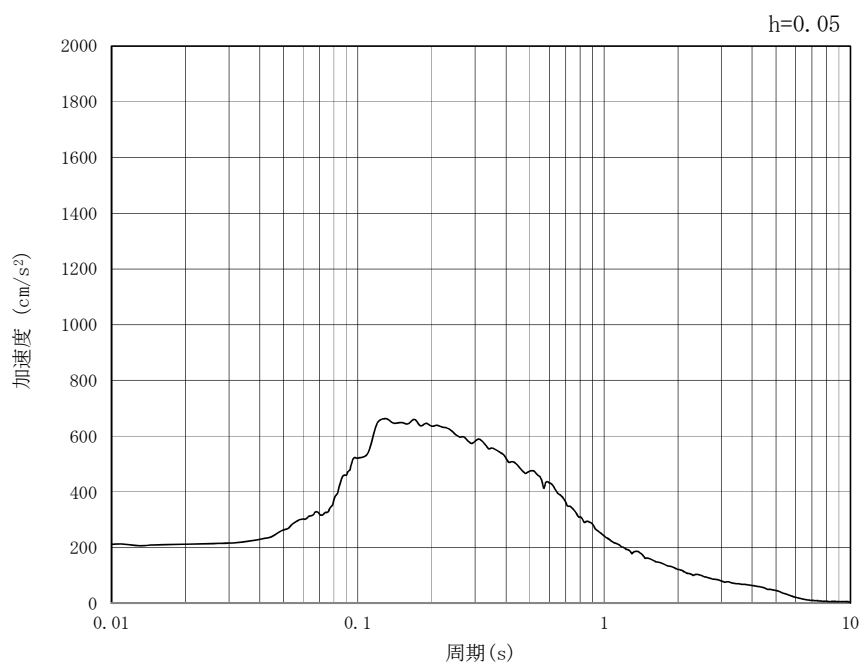
(b) 加速度応答スペクトル

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。

$$\begin{aligned} \text{5 分間の水位低下量} &= (\text{非常用海水ポンプ取水能力} \times 5 \text{ 分}) / \text{有効貯水面積} \\ &= (72.05 \text{ m}^3/\text{min} \times 5 \text{ min}) / 3,129.16 \text{ m}^2 \\ &= 0.115 \text{ m} \end{aligned}$$

5 分間非常用海水ポンプによる

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

表 5.12-4 初期水位

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。

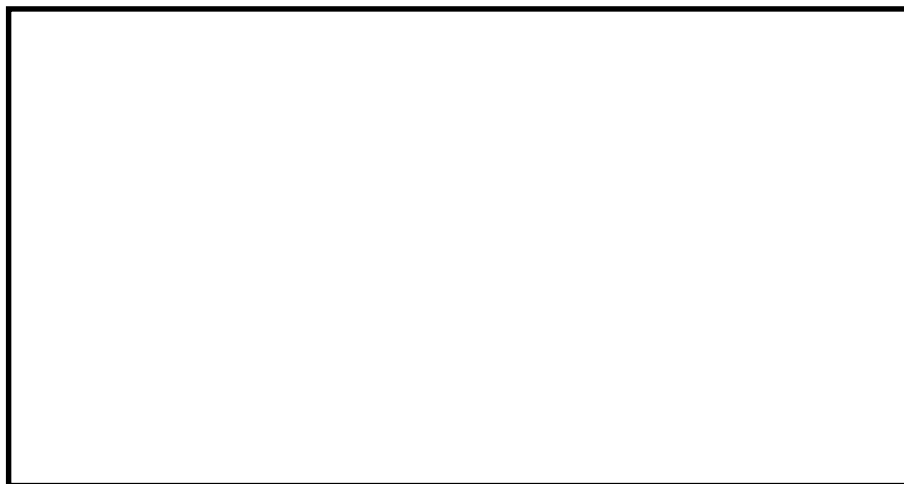
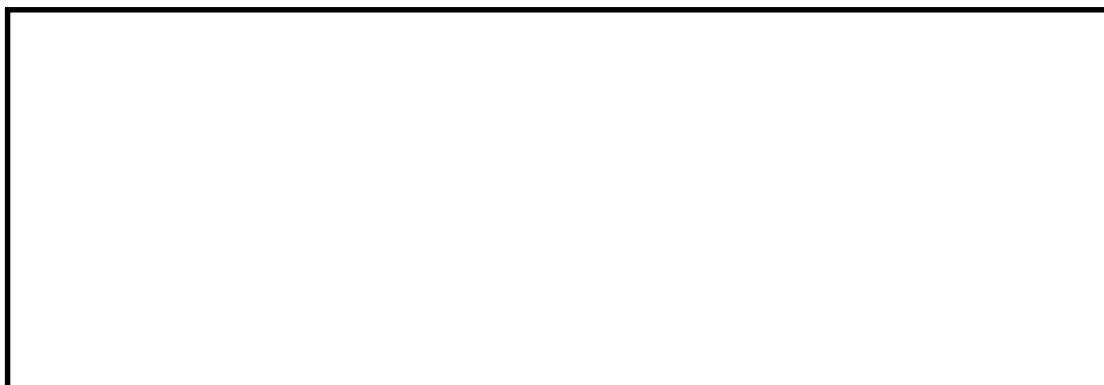


図 5.12-12 水位時刻歴波形抽出位置



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図（北側より）



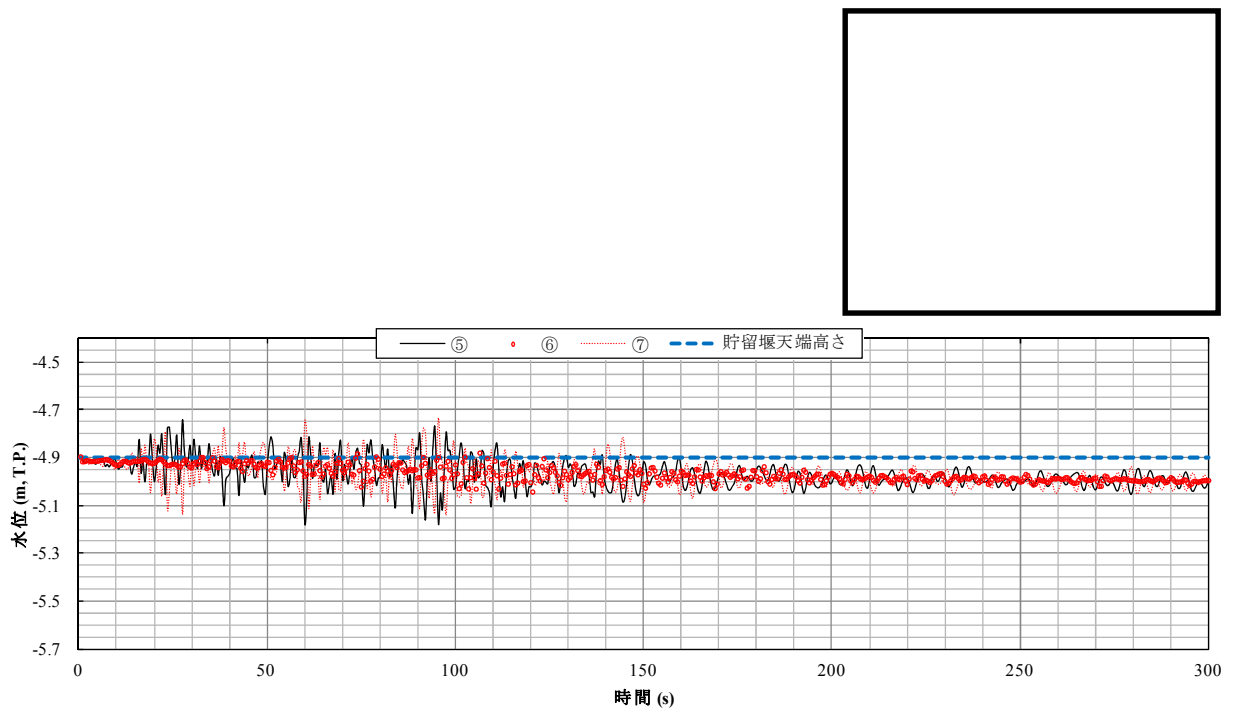
(c) 鳥瞰図（東側より）

図 5.12-13 解析モデル (OpenFOAM)

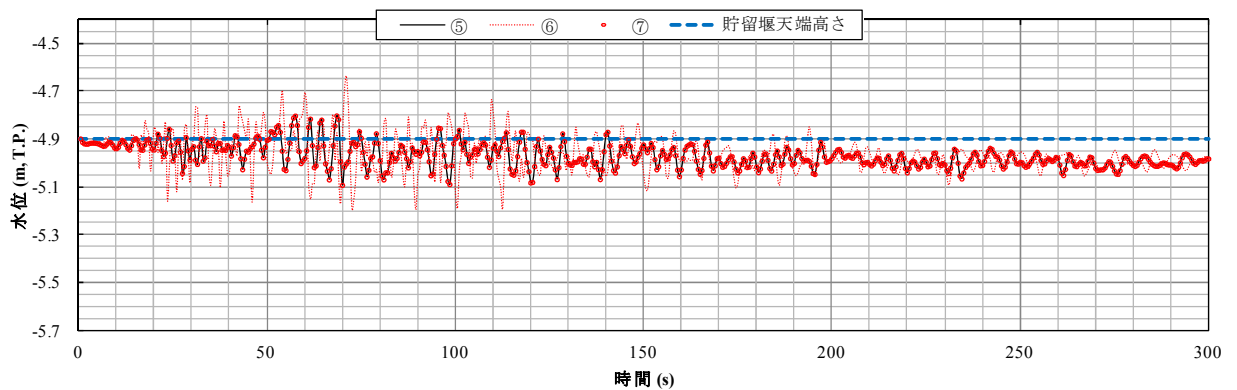
5.12.6 解析結果

(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



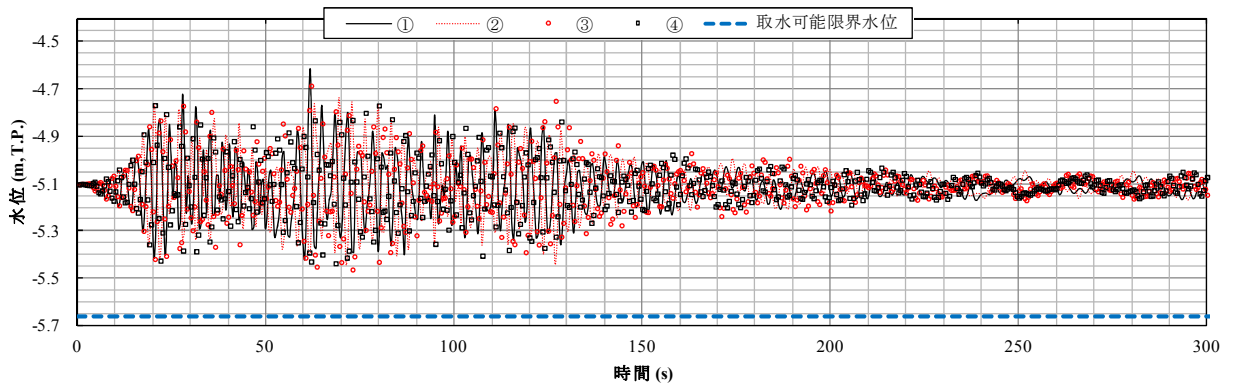
(b) 護岸法線直角方向に加振

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

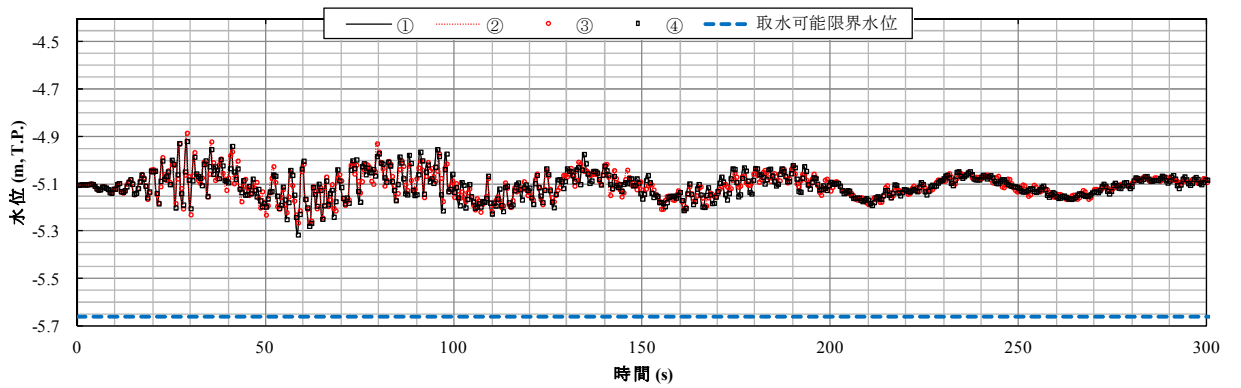
表 5.12-7 スロッシングによる 5 分間の溢水量

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

$$\begin{aligned} \text{ポンプの運転継続可能時間} &= (\text{有効容量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水能力} \\ &= (2,378 \text{ m}^3 - 301 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 28.83 \text{ 分} \rightarrow \underline{28 \text{ 分}} \end{aligned}$$

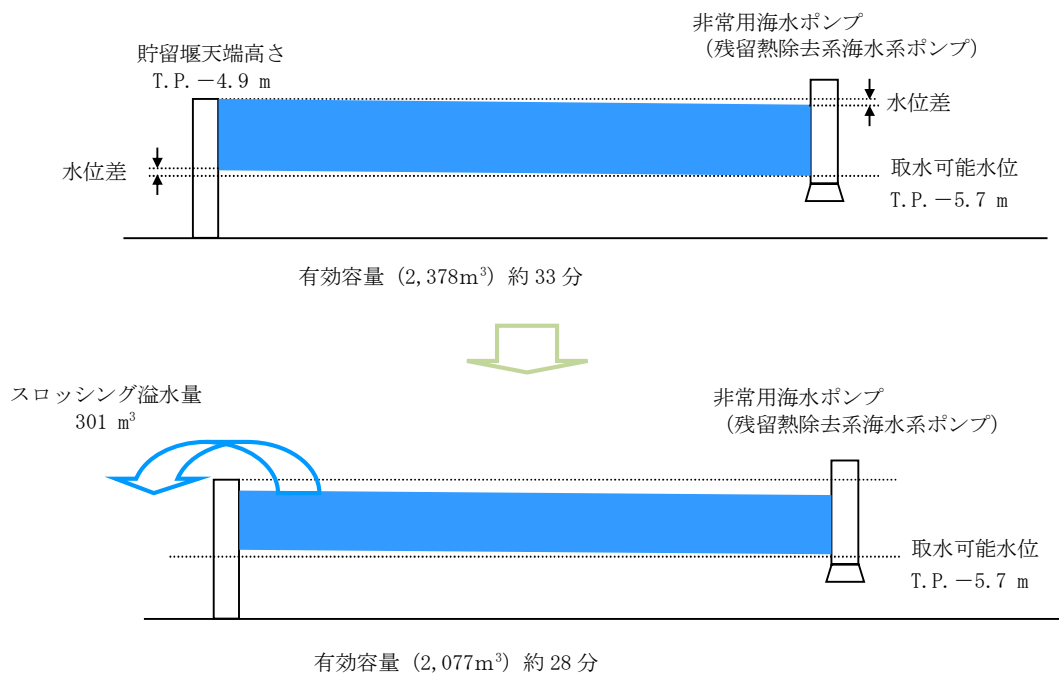


図 5.12-16 水位イメージ図

(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. -5.7 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) 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

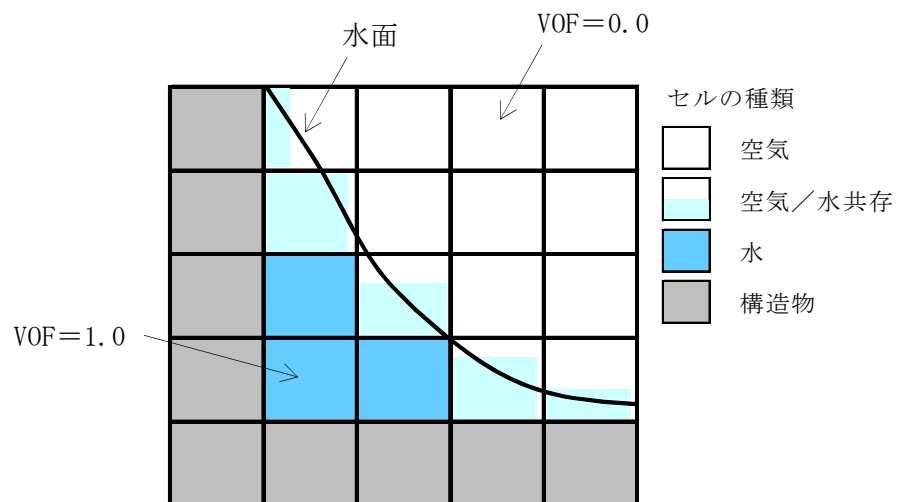


図 1 VOF 値の概念図

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

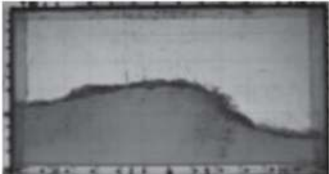

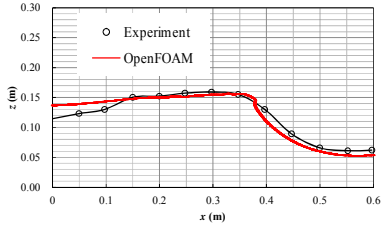
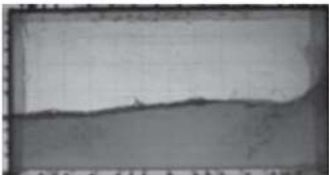

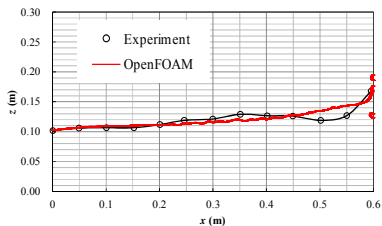
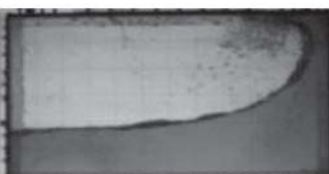
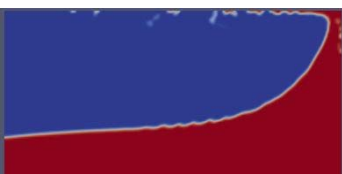
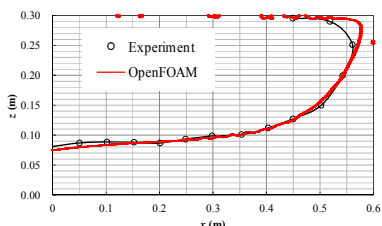
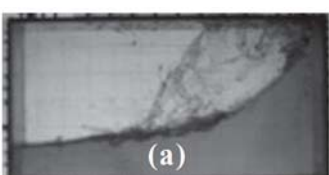
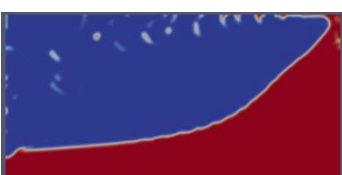
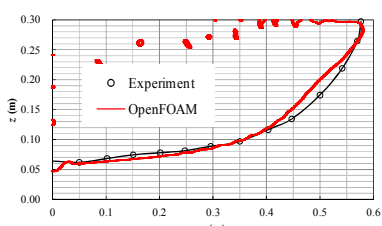
時刻 (s)	① 実験画像 (Kishev et al. 2006 より)	② OpenFOAM 解析結果	③ ①と②の水面形比較 画像重ね合わせ
1.50			
1.63			
1.76			
1.89			

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://jolisfukyu.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) 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。

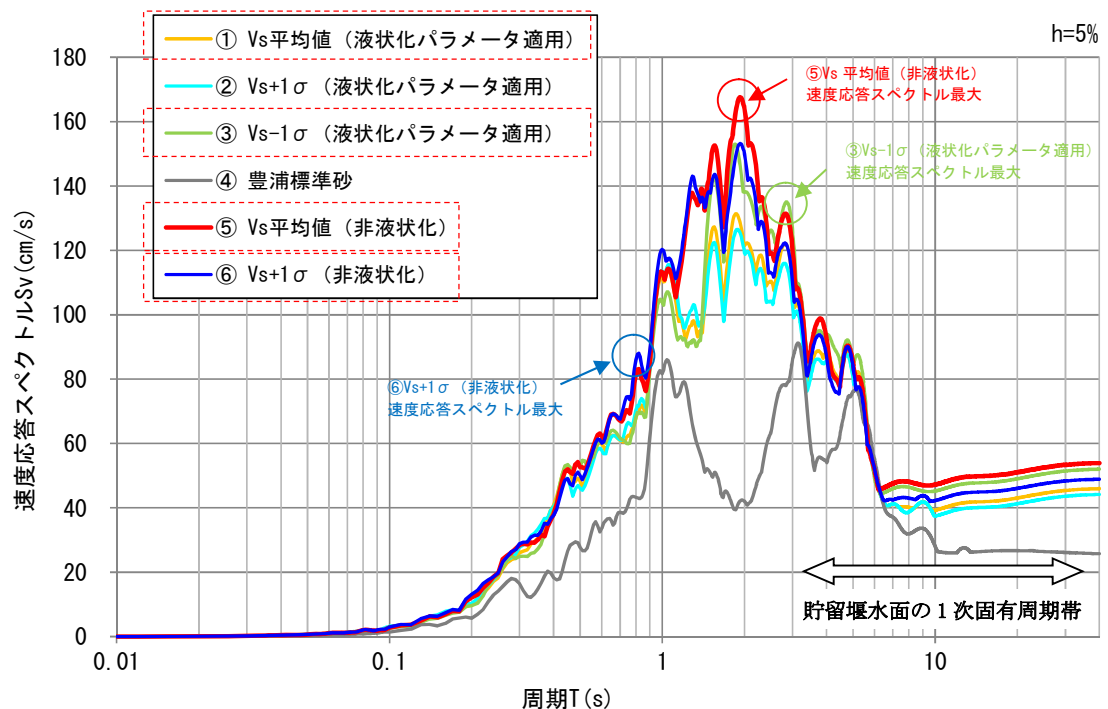


図1-1 速度応答スペクトル(水平方向)

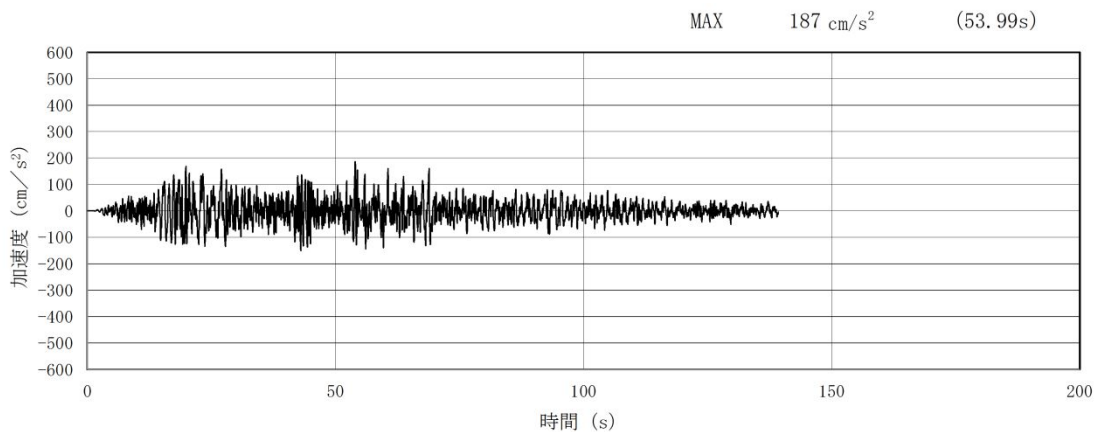
(参考) 5.12-10

2. 検討方針

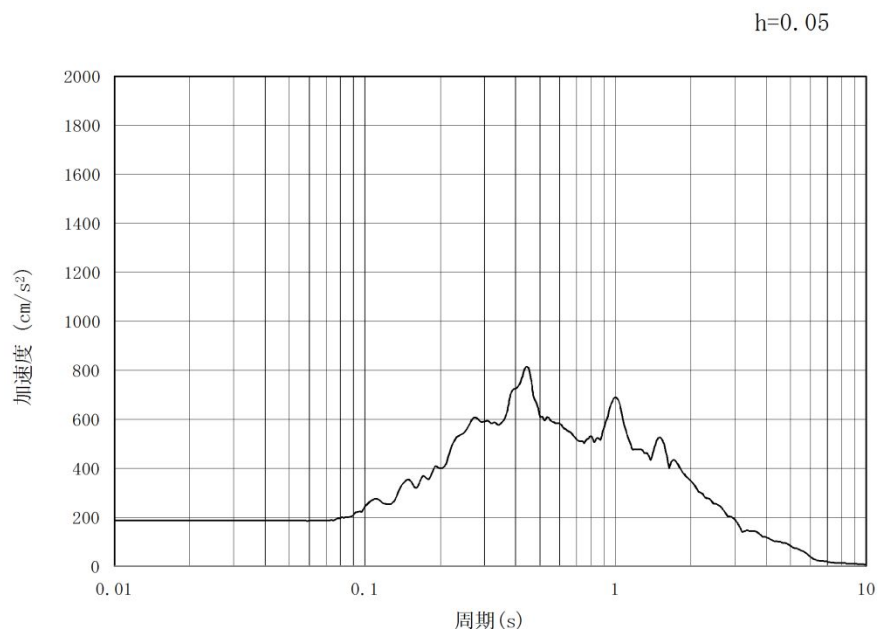
検討方針は、「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」と同様である。

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。



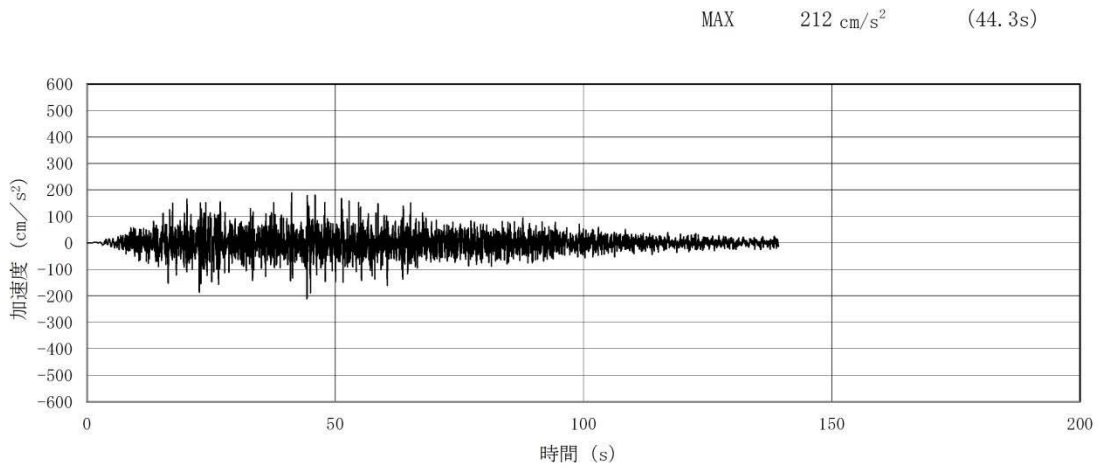
(a) 加速度時刻歴波形



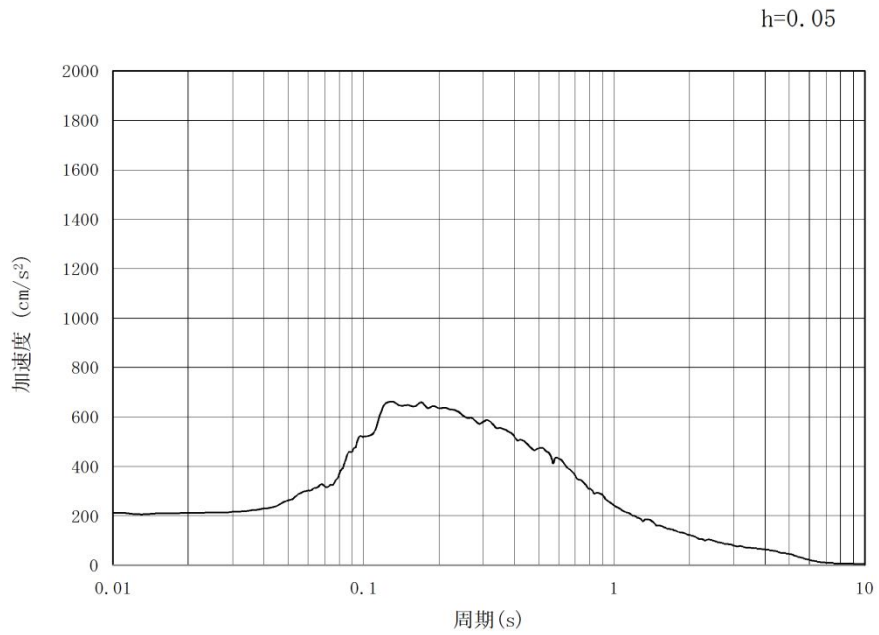
(b) 加速度応答スペクトル

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

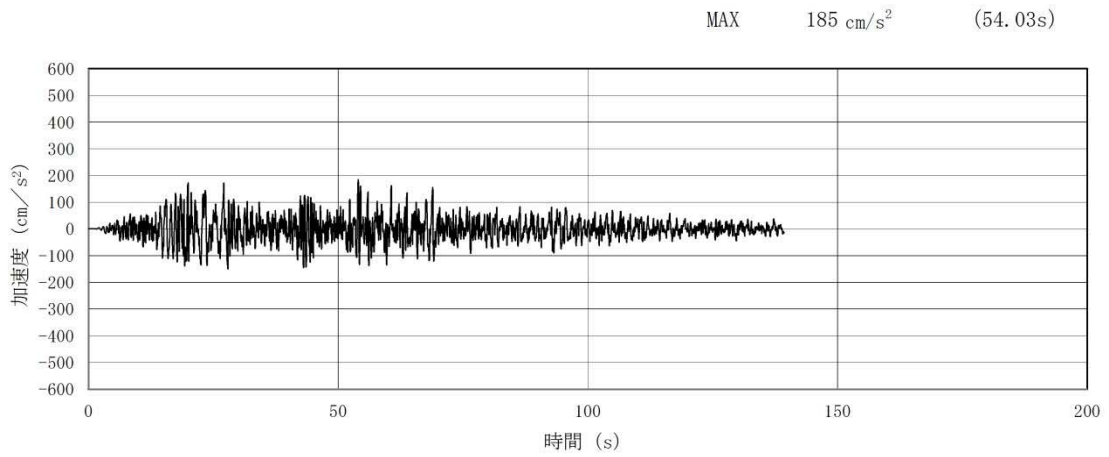


(a) 加速度時刻歴波形

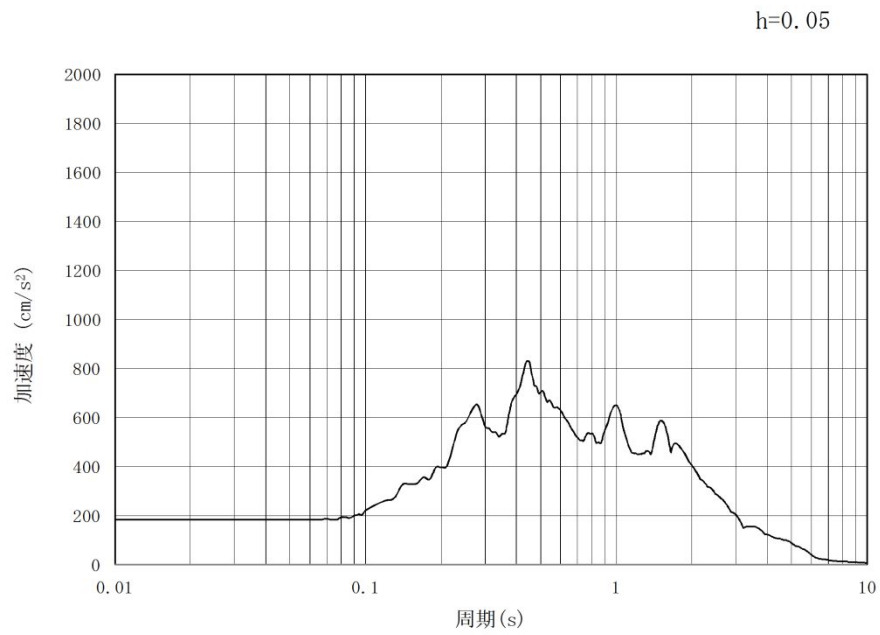


(b) 加速度応答スペクトル

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 , ①Vs 平均値 (液状化パラメータ適用))

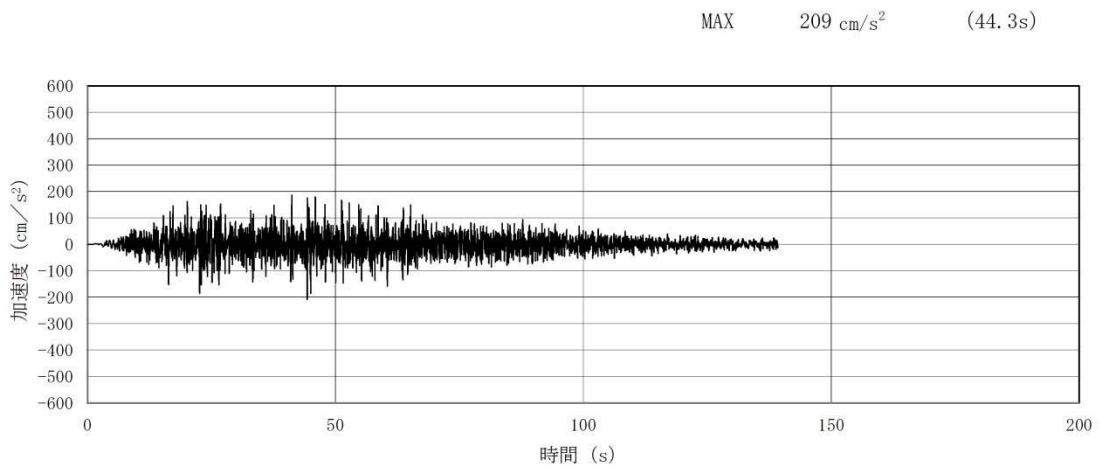


(a) 加速度時刻歴波形

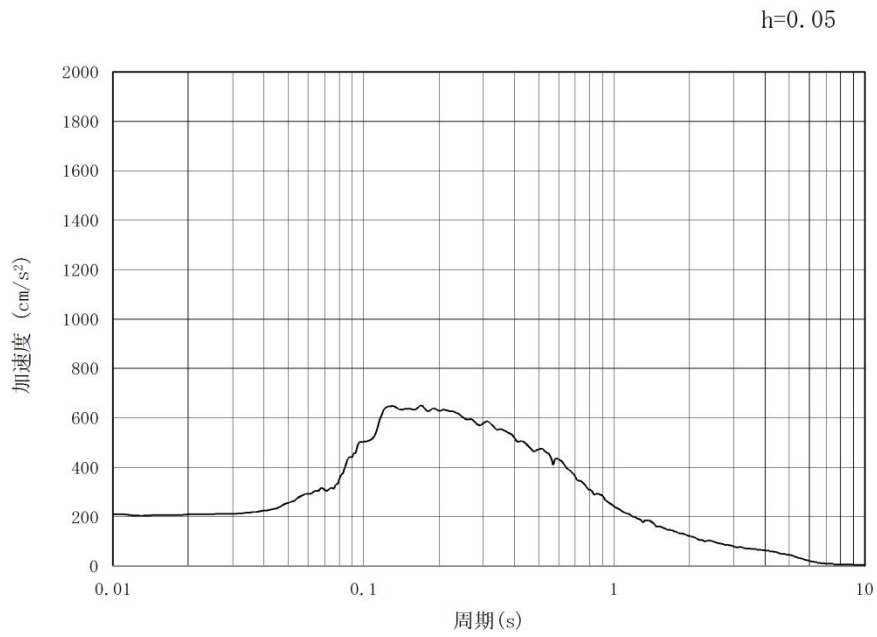


(b) 加速度応答スペクトル

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))

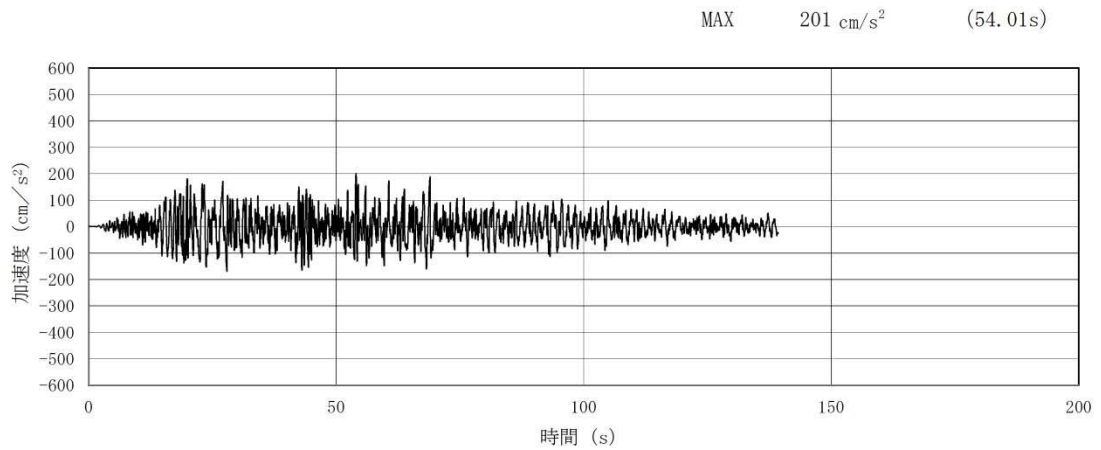


(a) 加速度時刻歴波形

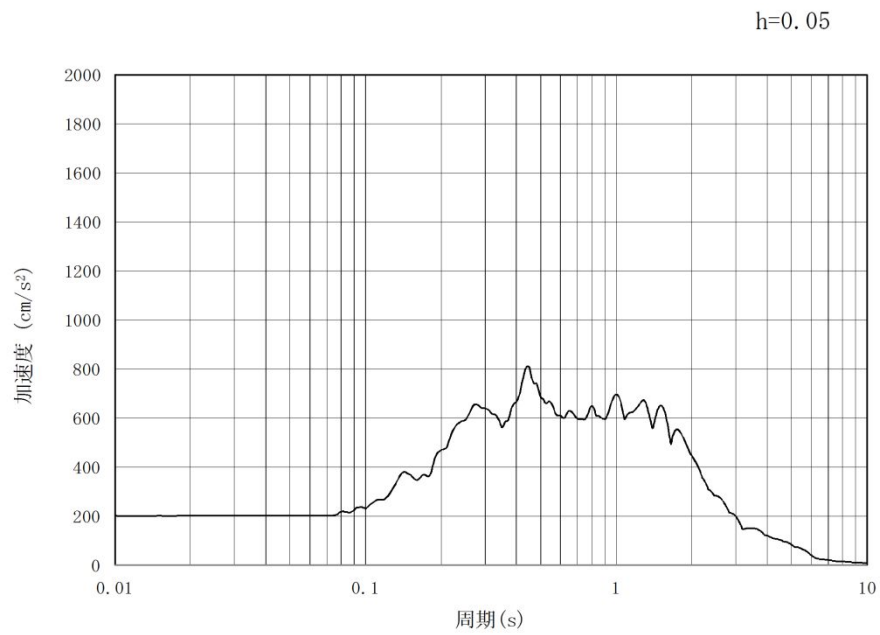


(b) 加速度応答スペクトル

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-D 1, ③V s⁻¹σ (液状化パラメータ適用))

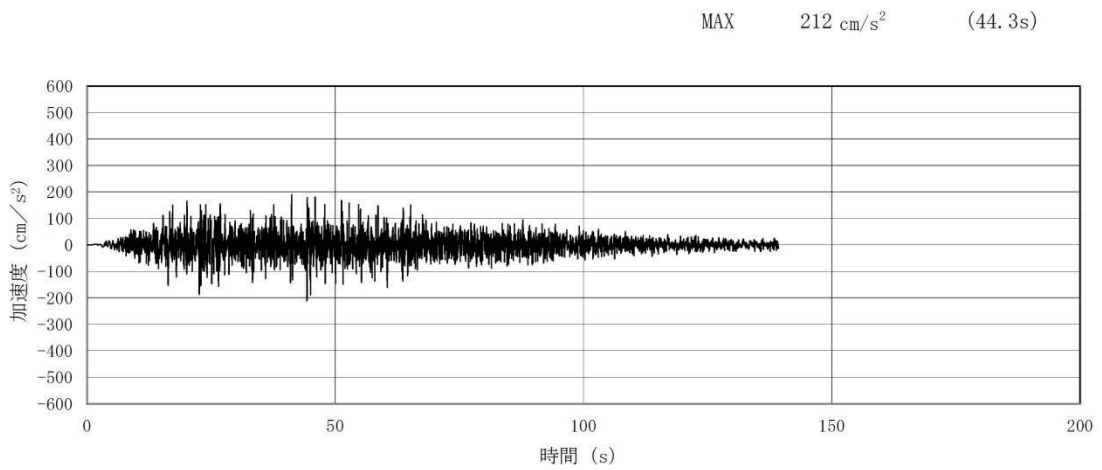


(a) 加速度時刻歴波形

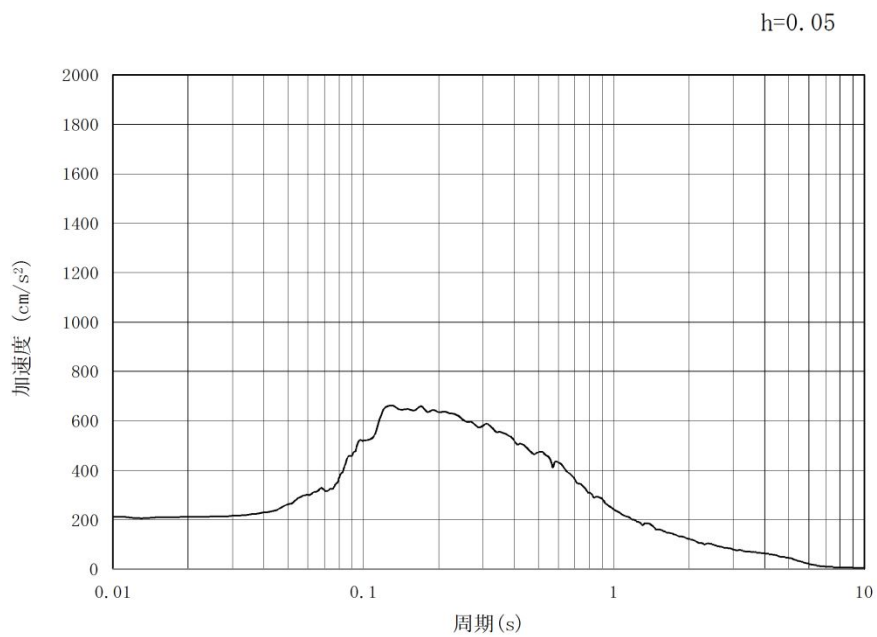


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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 (非液状化))

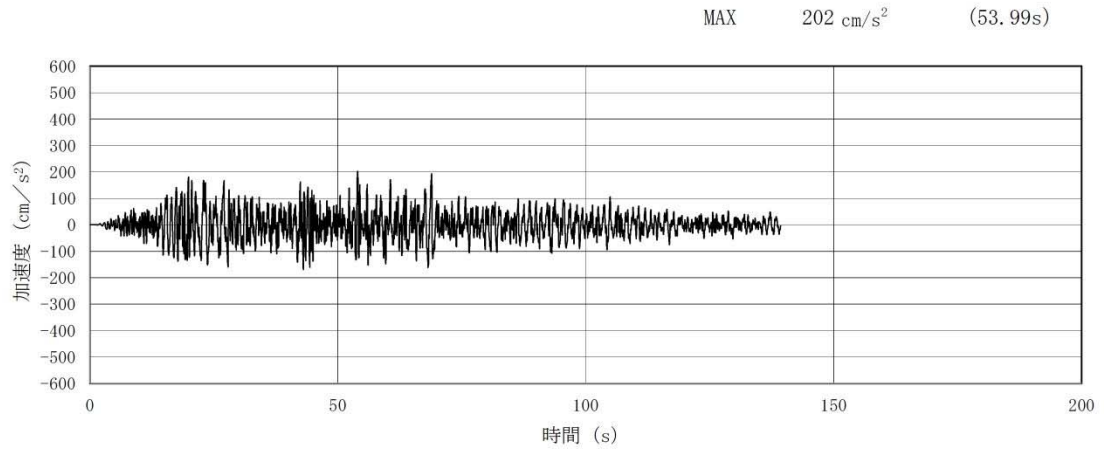


(a) 加速度時刻歴波形

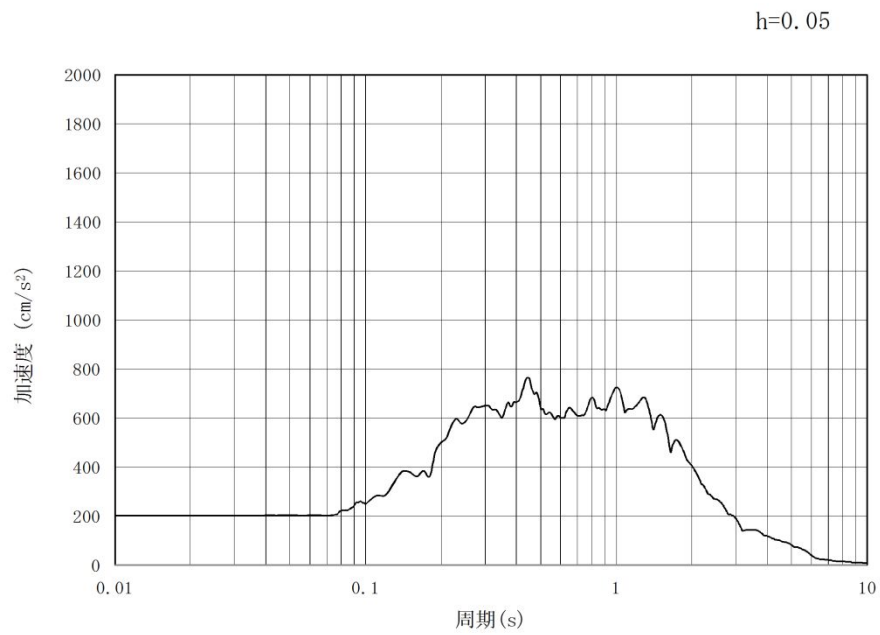


(b) 加速度応答スペクトル

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-D 1, ⑤V s 平均値 (非液状化))

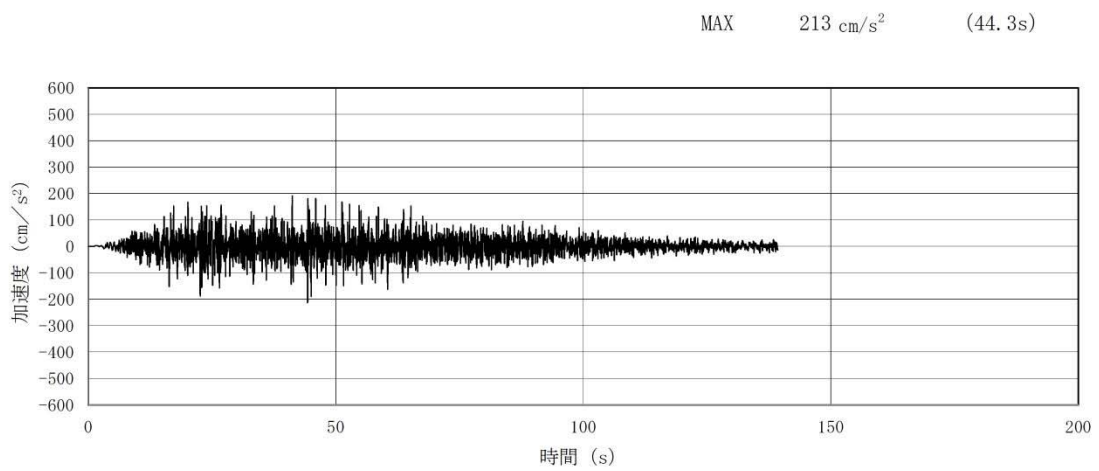


(a) 加速度時刻歴波形

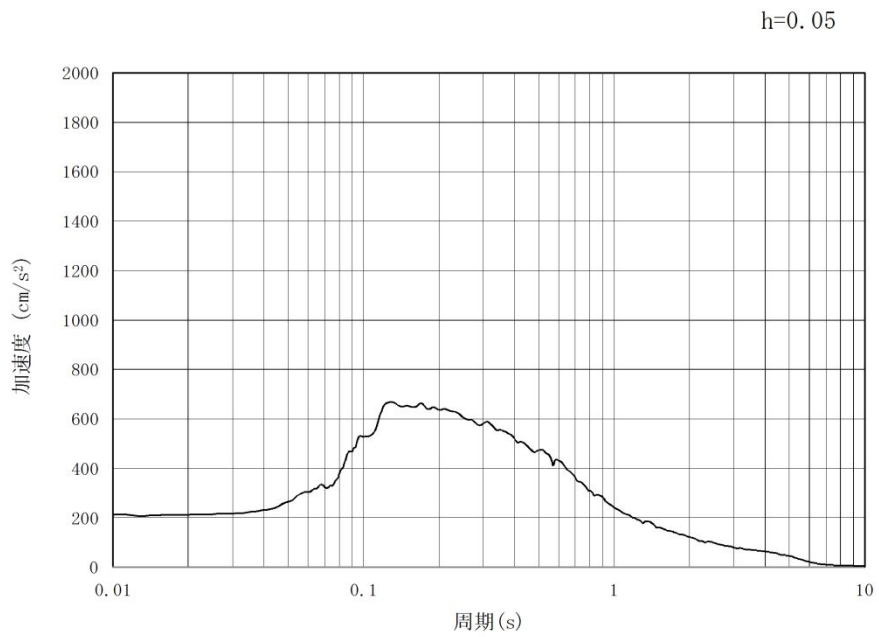


(b) 加速度応答スペクトル

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, ⑥V_s+1σ (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_a-D 1, ⑥V s +1σ (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。

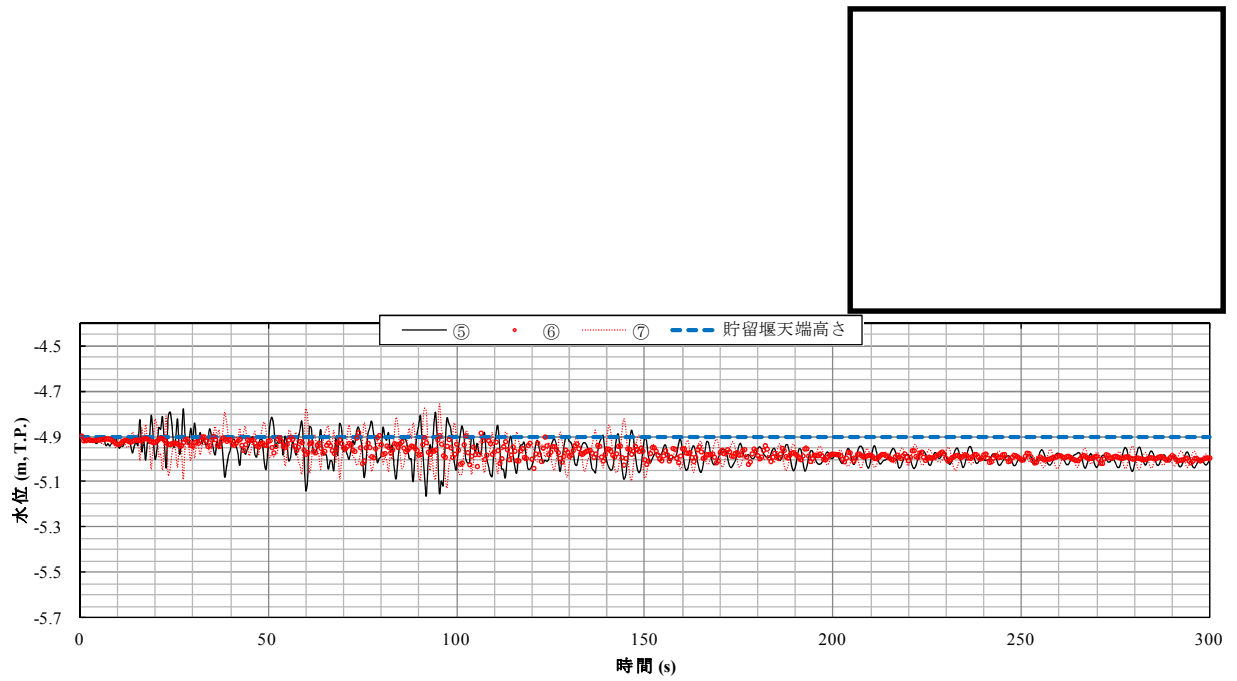
また, 貯留堰水面の 1 次固有周期帯における速度応答スペクトルの値が拮抗している検討ケースにおいては, 溢水量に有意な差が生じないことを以下に述べるとおり確認した。

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。

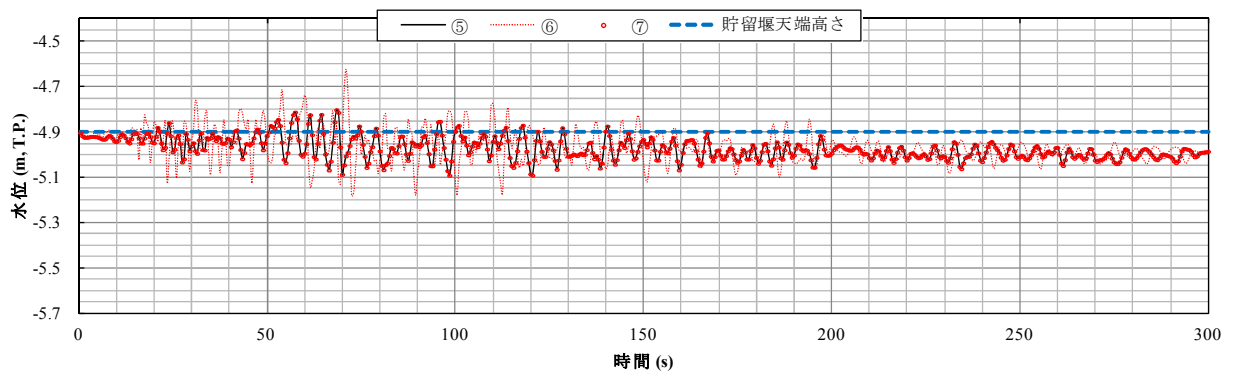
ゆえに, ⑤V s 平均値 (非液状化) のケース及び③V s -1σ (液状化パラメータ適用) のケースで同様の溢水量最大値を示す結果になったものと考えられる。

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 m³	301 m³	300 m ³
(b) 護岸法線直角方向に加振	298 m ³	300 m ³	301 m³	300 m ³

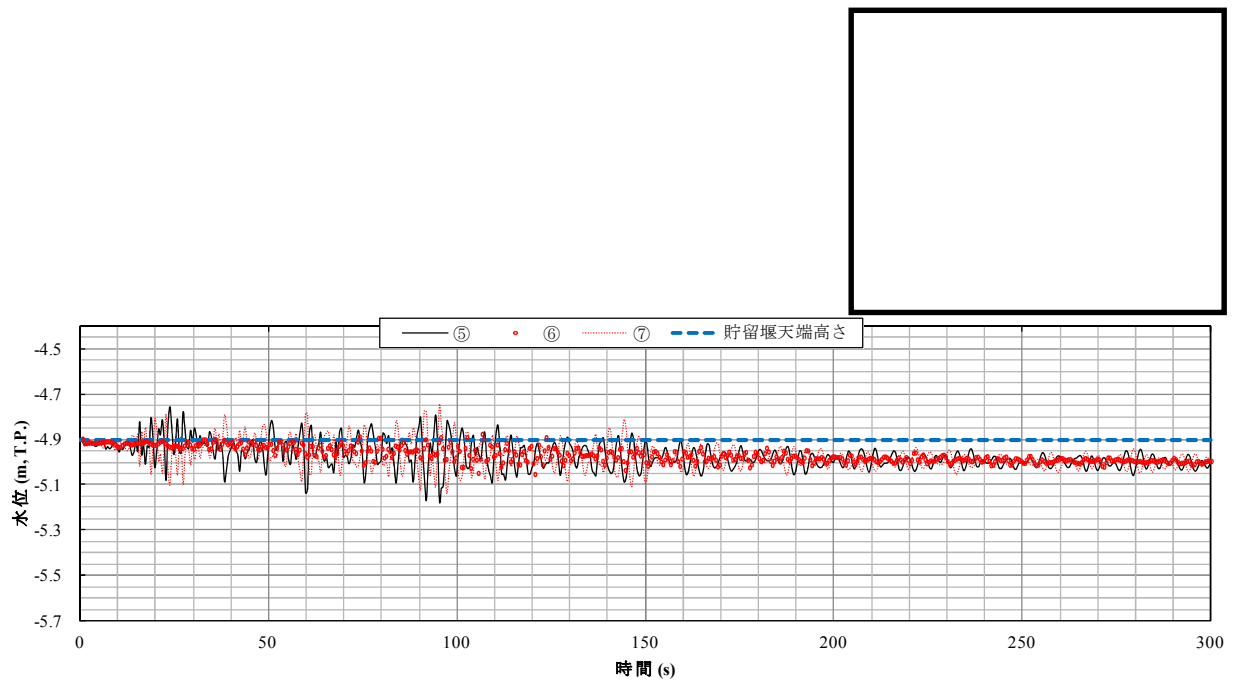


(a) 護岸法線平行方向に加振

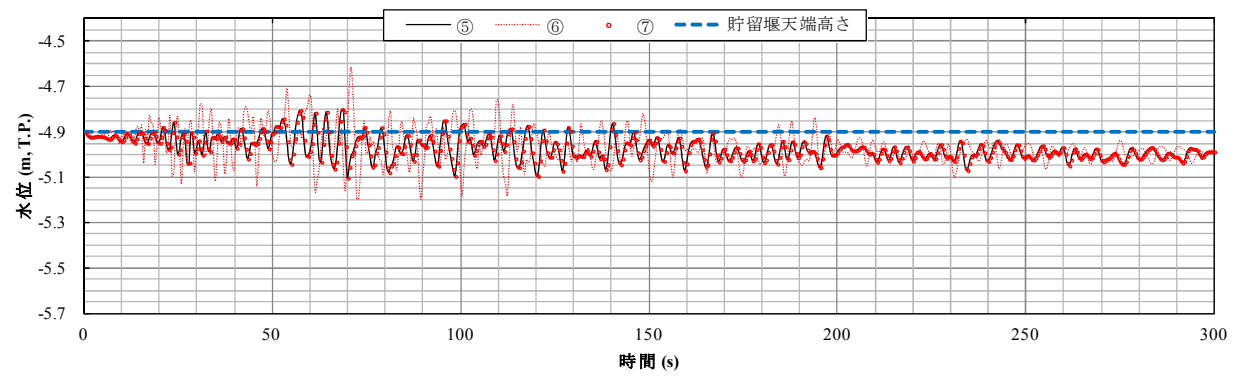


(b) 護岸法線直角方向に加振

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-D1 , ① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用))

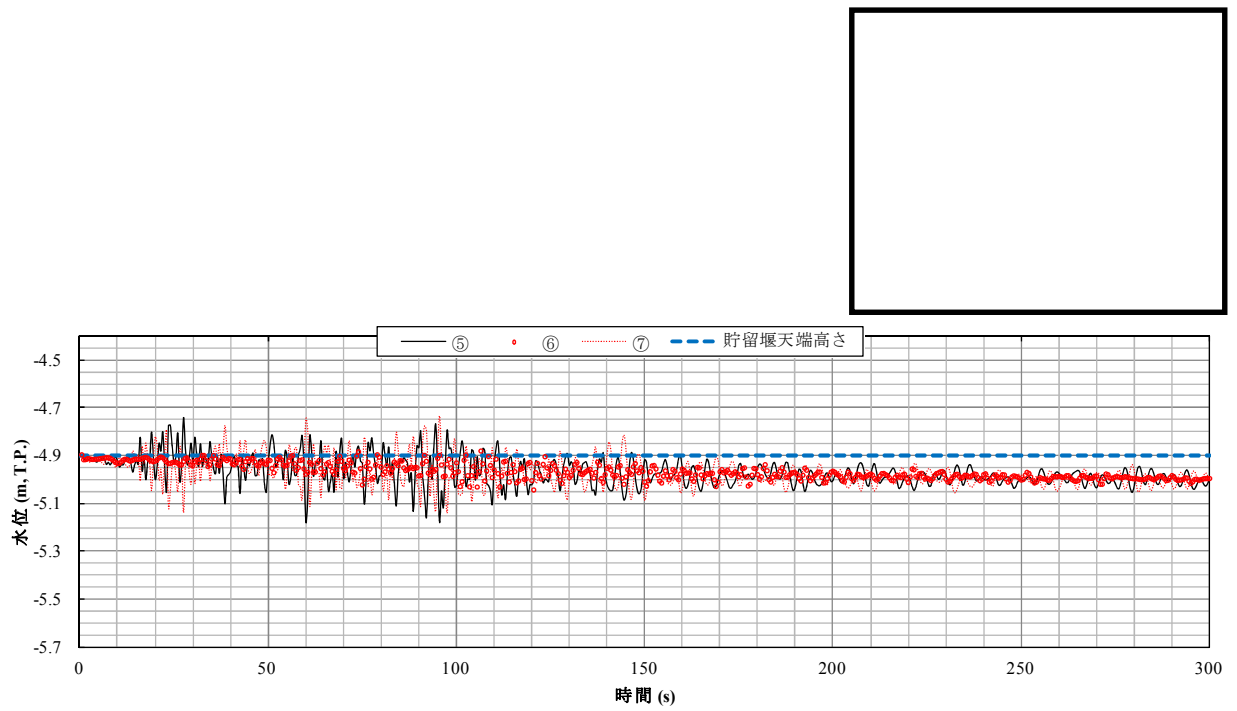


(a) 護岸法線平行方向に加振

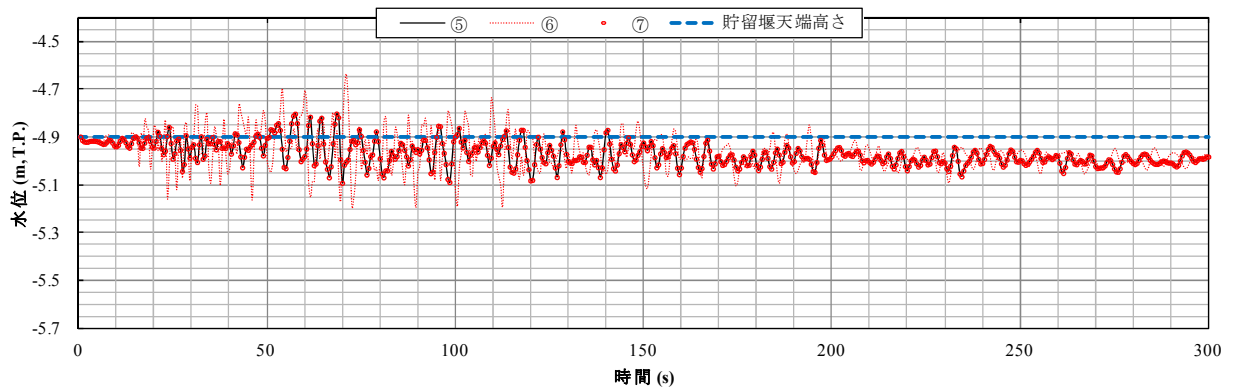


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-1 (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))

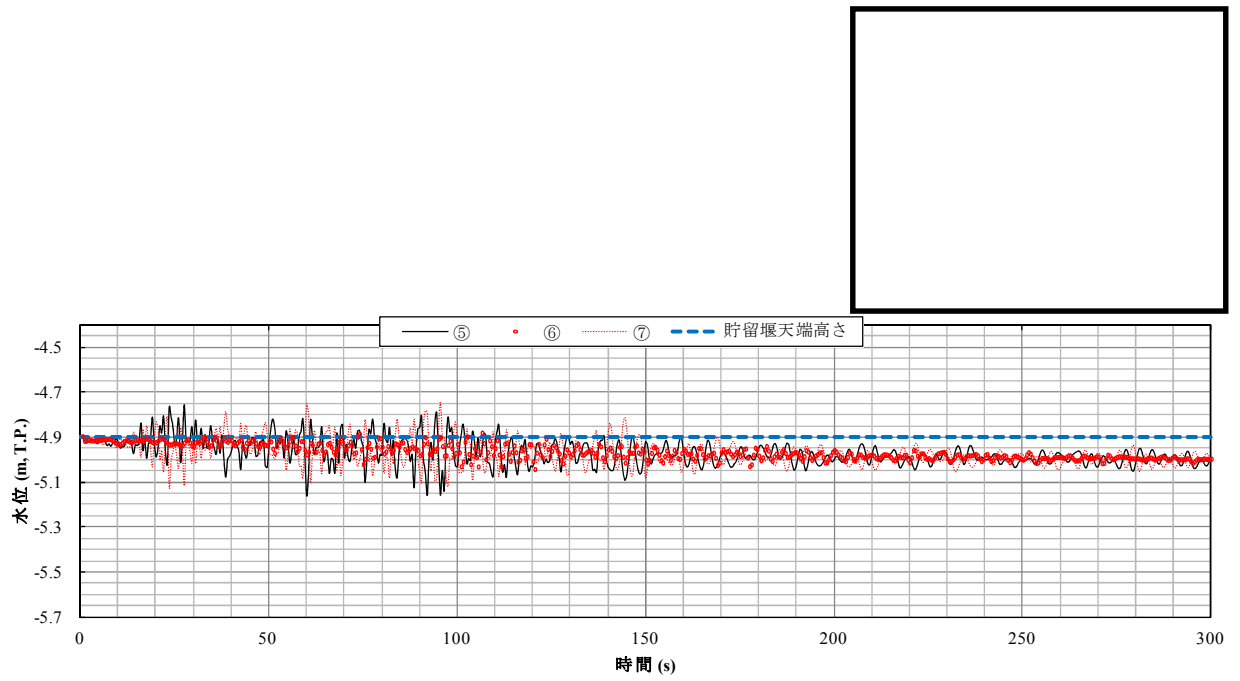


(a) 護岸法線平行方向に加振

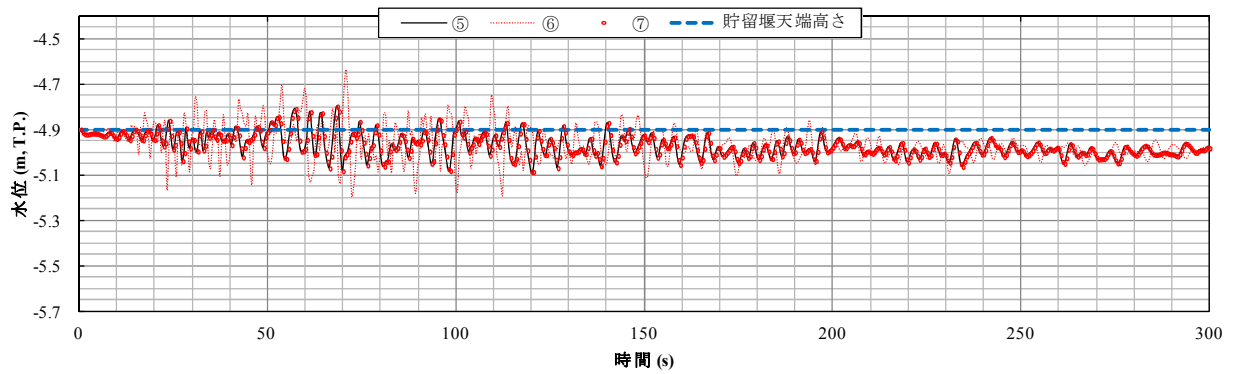


(b) 護岸法線直角方向に加振

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))

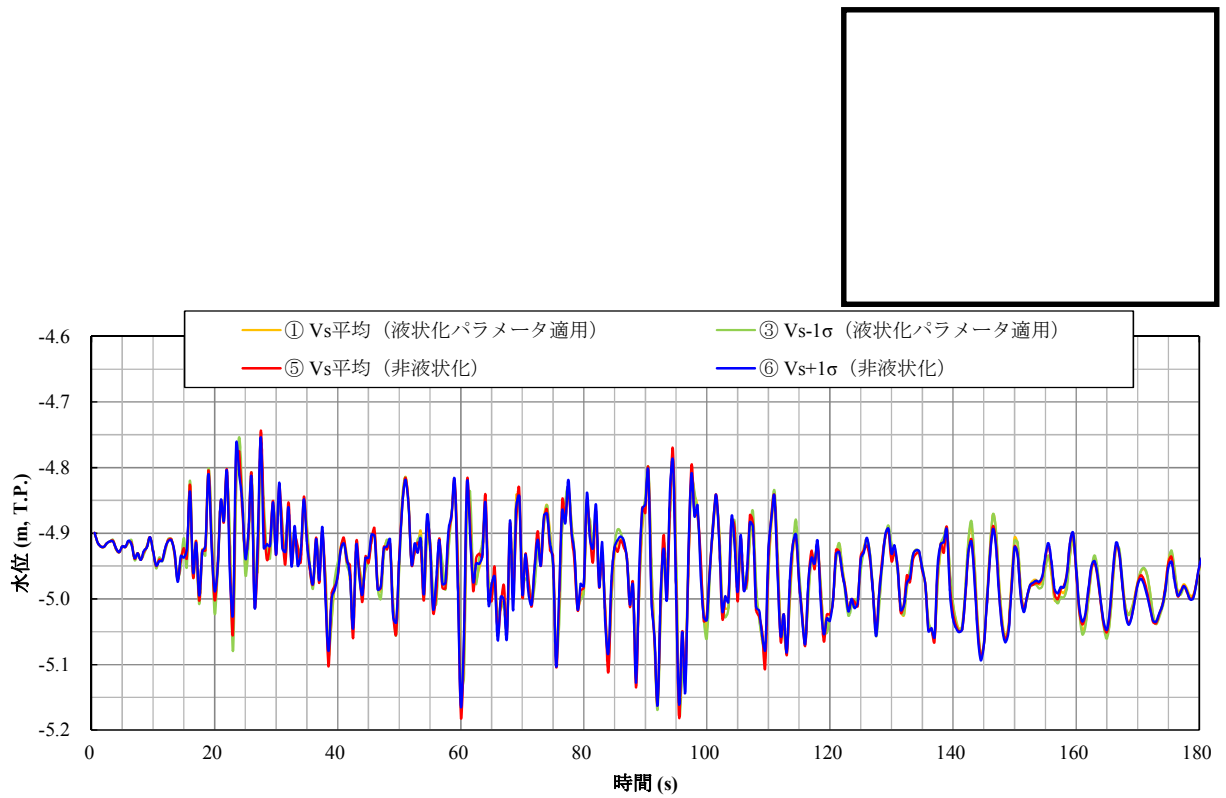


(a) 護岸法線平行方向に加振

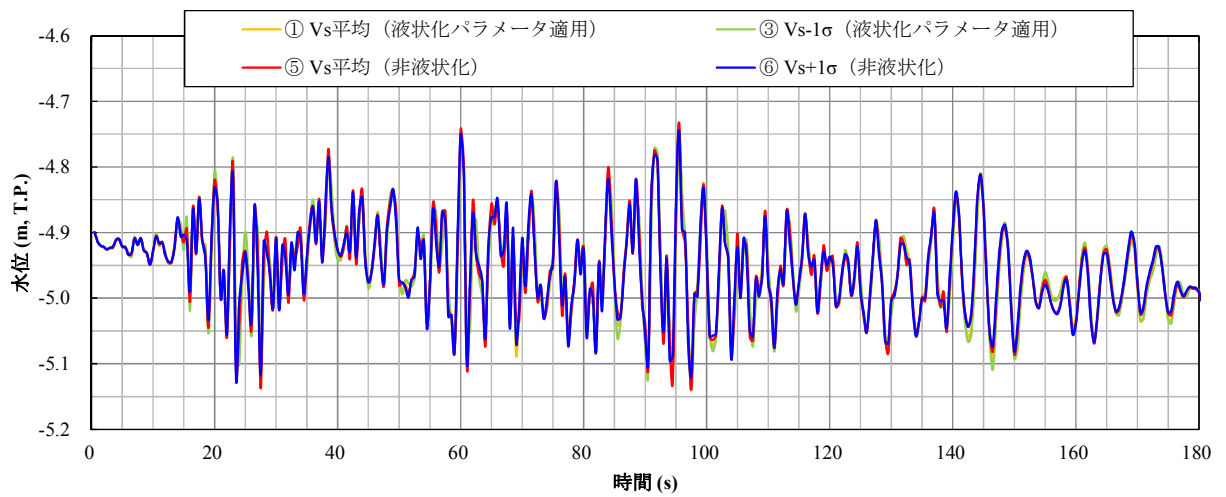


(b) 護岸法線直角方向に加振

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.－5.7 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。

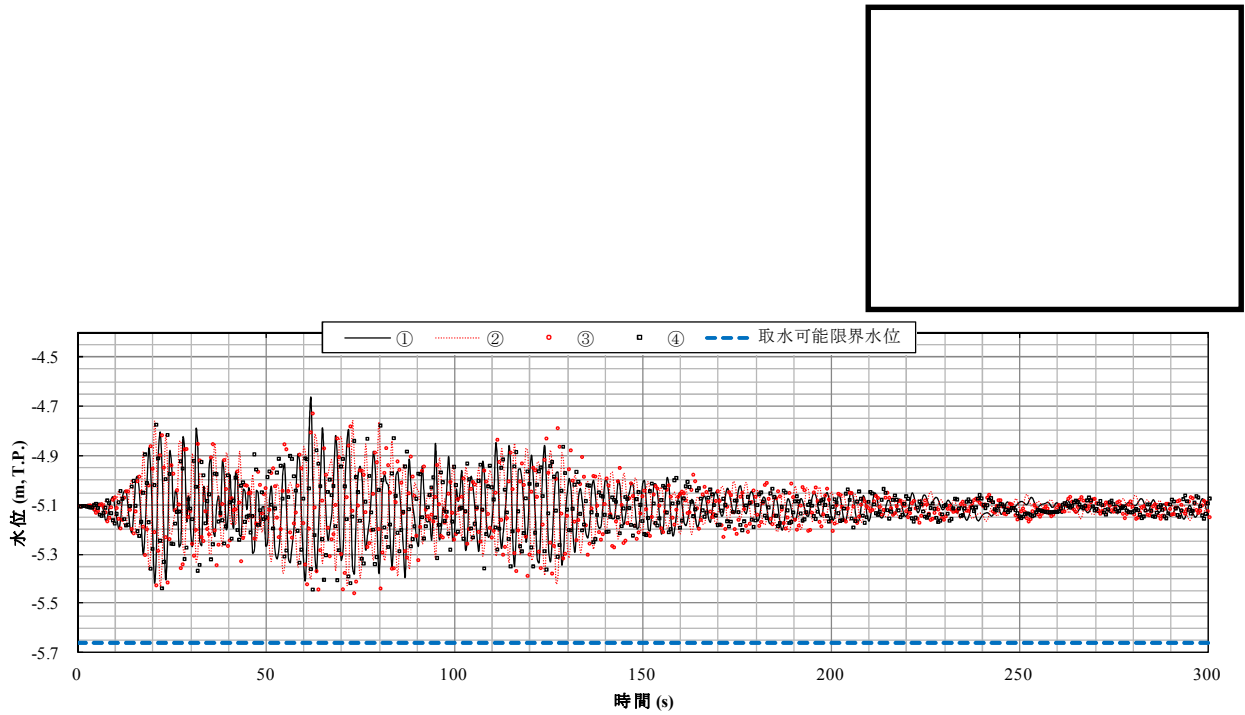
ゆえに，4種類の検討ケースによるスロッシング時の最低水位は，同様の値を示す結果になったものと考えられる。

表 6-2 スロッシング時の最低水位

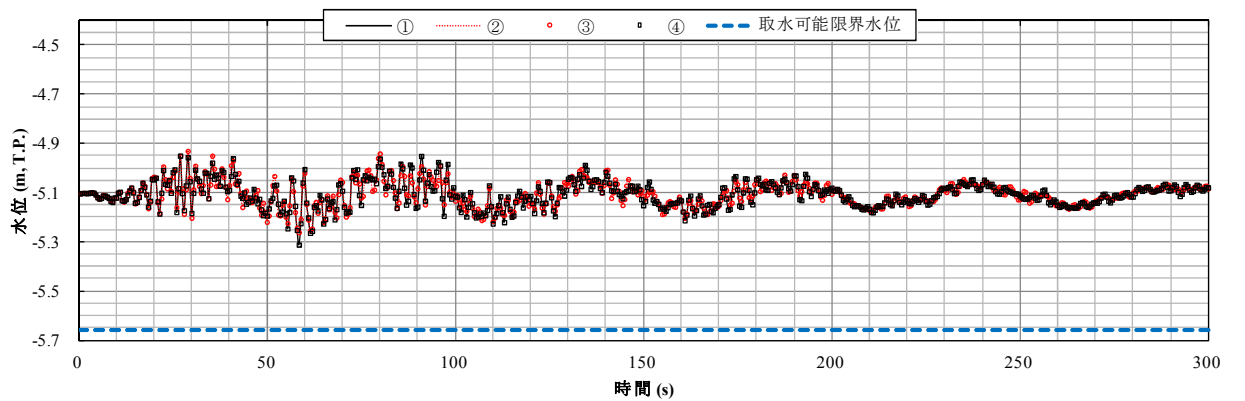
検討ケース	加振方向	①における 最低水位	②における 最低水位	③における 最低水位	④における 最低水位
① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用)	護岸法線 平行方向	-5.42	-5.44	-5.46	-5.44
	護岸法線 直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32
③ $V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	護岸法線 平行方向	-5.43	-5.44	-5.46	-5.46
	護岸法線 直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32
⑤ V_s 平均値 (非液状化)	護岸法線 平行方向	-5.42	-5.45	-5.47	-5.44
	護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



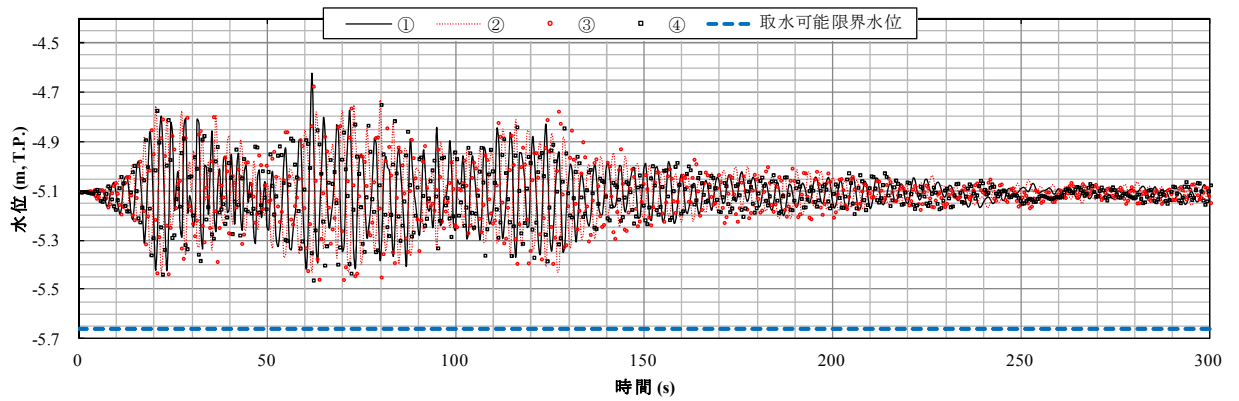


(a) 護岸法線平行方向に加振

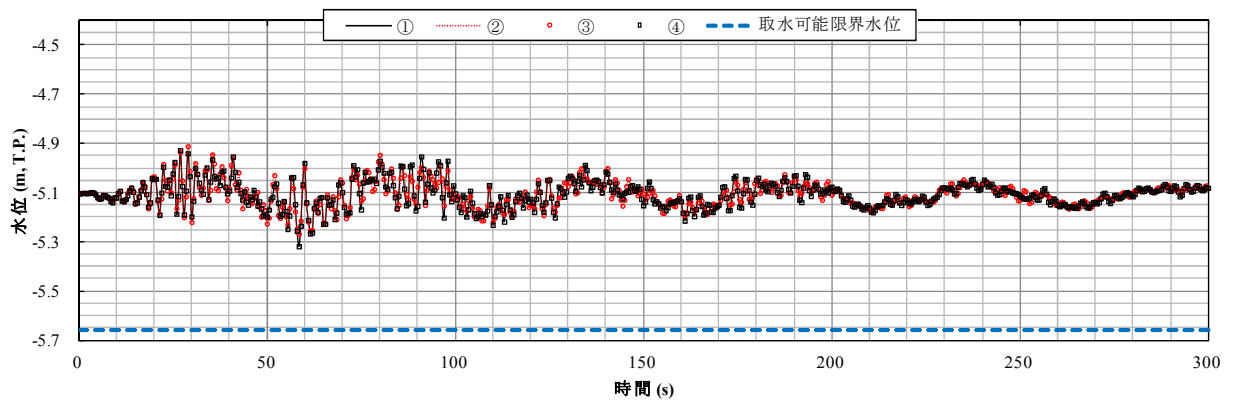


(b) 護岸法線直角方向に加振

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))

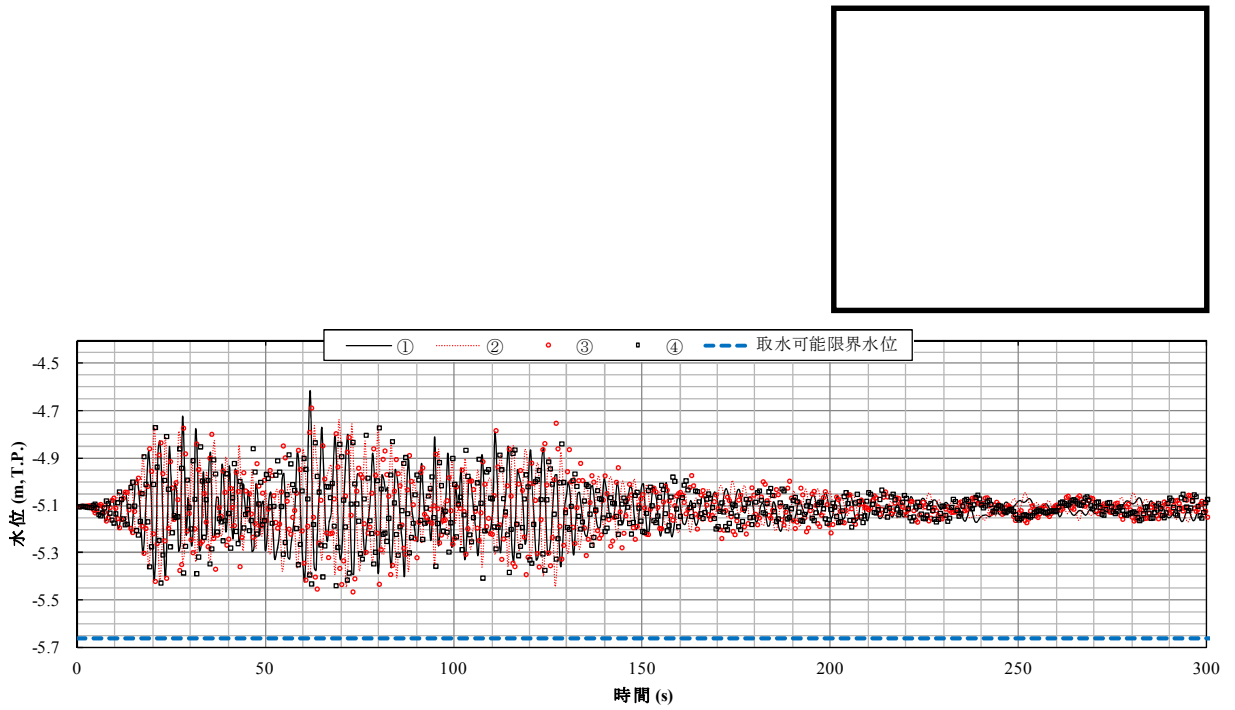


(a) 護岸法線平行方向に加振

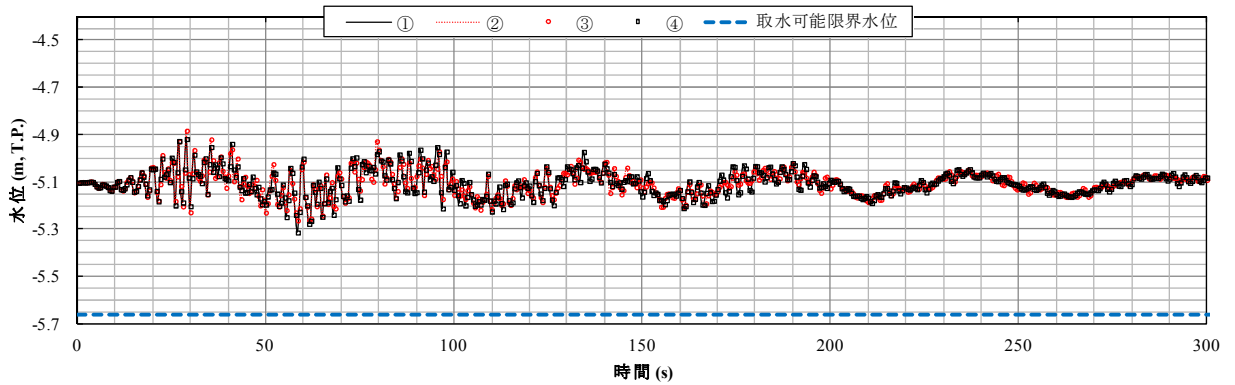


(b) 護岸法線直角方向に加振

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))

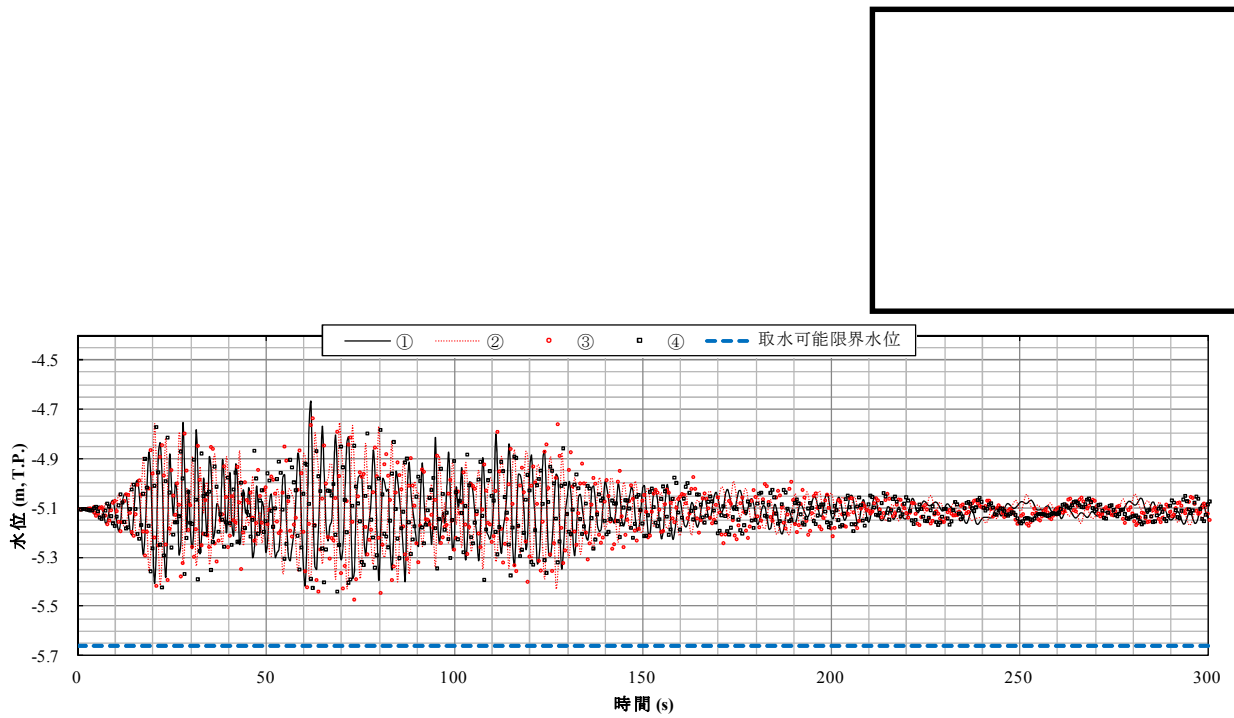


(a) 護岸法線平行方向に加振

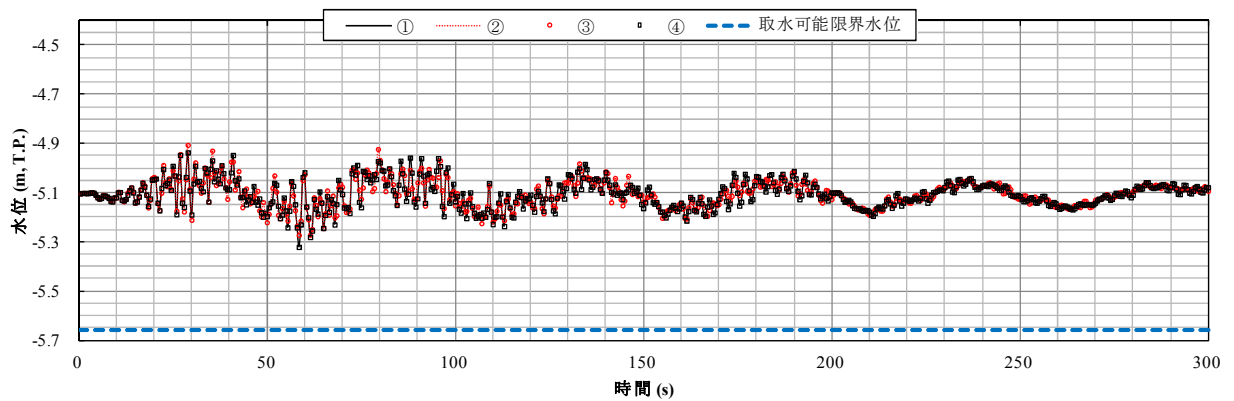


(b) 護岸法線直角方向に加振

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))

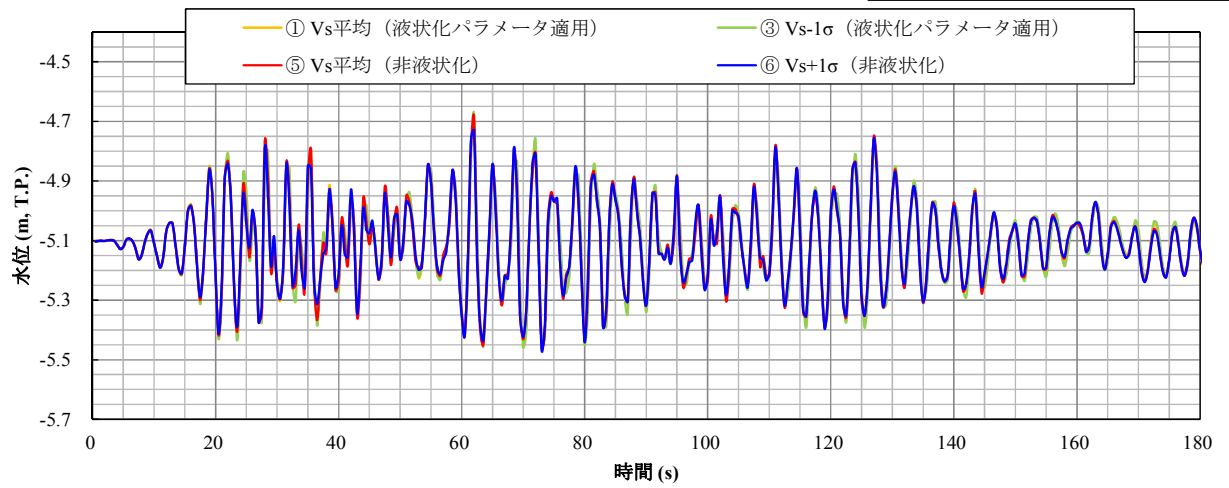


図 6-4 非常用海水ポンプ位置③におけるスロッシング時の水位時刻歴比較
(護岸法線平行方向に加振)

5.19 許容応力度法における許容限界について

(1) 基本方針

津波防護施設の許容応力度法による耐震設計にあたり、部材に適用する許容応力度及び短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)」(以下、「コンクリート標準示方書」という。)に基づき設定することを基本とする。「コンクリート標準示方書」において対象部材に直接適用できる値がない場合は、「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」(以下、「道路橋示方書 (平成 14 年 3 月)」という。)に基づき設定する。また、「道路橋示方書 (平成 14 年 3 月)」においても対象部材に直接適用できる値がない場合は、その他の規格, 基準類を検討し, 適切に設定する。

(2) 適用する規格, 基準類

a. コンクリート

コンクリートの曲げ圧縮及びせん断に対する許容応力度は、「コンクリート標準示方書」に基づき設定する。ただし、設計基準強度 50 N/mm^2 のコンクリートの曲げ圧縮に対する許容応力度については、「カルバート工指針 (平成 21 年度版) ((社) 日本道路協会, 平成 22 年 3 月)」(以下、「カルバート工指針 (平成 21 年度版)」という。)に基づき設定する。表 5.19-1 にコンクリートの許容応力度及び短期許容応力度を示す。

なお、図 5.19-1 に示すとおり、「コンクリート標準示方書」における設計基準強度と許容曲げ圧縮応力度の関係は、「カルバート工指針 (平成 21 年度版)」における設計基準強度と許容曲げ圧縮応力度の関係とほぼ一致している。したがって、設計基準強度 50 N/mm^2 に対する許容曲げ圧縮応力度には、「カルバート工指針 (平成 21 年度版)」に示される許容曲げ圧縮応力度 16 N/mm^2 を用いる。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については、「コンクリート標準示方書」及び「カルバート工指針 (平成 21 年度版)」に基づき設定する。

表 5.19-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

	許容応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	
		地震時, 基準津波時, 余震+基準津波時 (1.5) *	T.P.+24m津波時, 余震+T.P.+24m 津波時 (2.0) *
設計基準強度 $f'_{ck}=40$ N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度	14	21
	許容せん断応力度	0.55	0.825
	許容押抜きせん断応力度	1.1	1.65
	許容支圧応力度	12	18
設計基準強度 $f'_{ck}=50$ N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度	16	24
	許容せん断応力度	0.55	0.825

注記 * : () 内は割増し係数を示す。

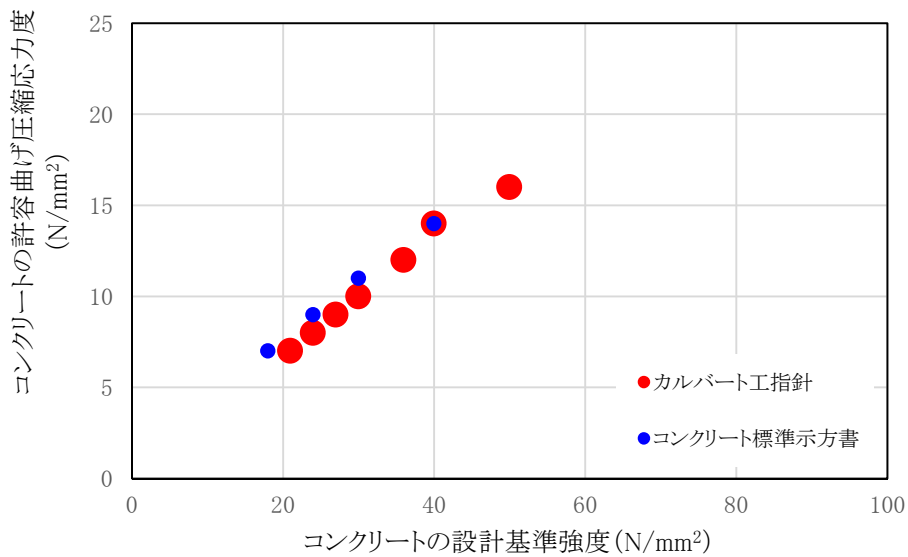


図 5.19-1 コンクリートの設計基準強度と許容曲げ圧縮応力度の関係

b. 鉄筋

鉄筋の引張に対する許容応力度は、「コンクリート標準示方書」に基づき設定する。ただし、SD490 の引張に対する許容応力度については、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」（以下、「道路橋示方書（平成 24 年 3 月）」という。）に基づき設定する。表 5.19-2 に鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度を示す。

本来，降伏応力度は SD490 の方が SD390 より大きいですが，表 5.19-2 に示すとおり，「道路橋示方書（平成 24 年 3 月）」に基づく SD490 のせん断補強筋の許容応力度は，「コンクリート標準示方書」に基づく SD390 の許容応力度より小さい値であり保守的な設定となる。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については，「コンクリート標準示方書」及び「道路橋示方書（平成 24 年 3 月）」に基づき設定する。

表 5.19-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

	許容引張応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		
		地震時， 基準津波時， 余震+基準津波時 (1.5) *	T. P. +24m津波時， 余震+T. P. +24m 津波時 (1.65) *	
SD345	許容引張応力度	196	294	323.4
	許容引張り応力度（せん断補強筋）	196	294	323.4
SD390	許容引張応力度	206	309	339.9
	許容引張応力度（せん断補強筋）	206	309	339.9
SD490	許容引張応力度	290	435	478.5
	許容引張応力度（せん断補強筋）	200	300	330

注記 * : () 内は割増し係数を示す。

c. 鋼材

鋼材の引張及びせん断に対する許容応力度は，「道路橋示方書（平成 14 年 3 月）」及び「鋼構造物設計基準（II 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）」（以下，「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」という。）に基づき設定する。

短期許容応力度の算定に用いる割増し係数については，「道路橋示方書（平成 14 年 3 月）」及び鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき設定する。

また，SM520B 相当（鋼製防護壁接合部のアンカーボルト）の降伏応力度は，「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき設定する。

表 5. 19-3 鋼材の許容応力度及び短期許容応力度並びに降伏応力度

		許容応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		降伏応力度 (N/mm ²)
			地震時, 基準津波時, 余震+基準津波時 (1.5) *	T. P. +24m津波時, 余震+T. P. +24m 津波時 (1.7) *	T. P. +24m津波時, 余震+T. P. +24m 津波時
SS400	許容引張応力度	140	210	238	—
	許容せん断応力度	80	120	136	—
SM400	許容引張応力度	140	210	238	—
	許容せん断応力度	80	120	136	—
SM490	許容引張応力度	185	277.5	314.5	—
	許容せん断応力度	105	157.5	178.5	—
SM490Y	許容引張応力度	210	315	357	—
	許容せん断応力度	120	180	204	—
SM570	許容引張応力度	255	382.5	433.5	—
	許容せん断応力度	145	217.5	246.5	—
SM520B相当	許容引張応力度	210	315	—	355

注記 * : () 内は割増し係数を示す。

表 5. 19-4 に各津波防護施設に適用する規格, 基準類を示す。また, 表 5. 19-5 に各部材の許容応力度, 短期許容応力度及び降伏応力度並びに適用する規格, 基準類を以下に示す。

表 5.19-4 各津波防護施設に適用する規格，基準類

	規格，基準類*	コンクリート		鉄筋				鋼材				
		コンシ，カル指	コンシ	SD490	SD390	SD345	SM570	SM490Y	SM400	SS400	SM520B相当	
津波防護施設	鋼製防護壁	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	鉄筋コンクリート防潮壁	-	○	○	○	○	-	-	-	-	-	-
	鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)	-	○	○	○	○	-	-	-	-	-	-
	鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁	-	○	○	-	-	○	-	-	-	-	-
	防潮扉	-	○	○	-	-	○	-	-	-	-	-
	構内排水路逆流防止設備	○	○	○	-	○	○	-	-	-	-	-
	貯留堰	-	-	-	-	-	○	-	-	-	-	-

注記 *：コンシ：コンクリート標準示方書「構造性能照査編」((社) 土木学会，2002年制定)
 カル指：カルハート工指針 (平成21年度版) ((社) 日本道路協会，平成22年3月)
 道路橋：道路示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会，平成14年3月)，道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会，平成14年3月)
 構造物：鋼構造物設計基準 (II 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成15年10月)

表 5.19-5 各部位の許容応力度、短期許容応力度及び降伏応力度並びに適用する規格、基準類

部材(材料)	規格	項目	許容限界						適用する規格, 基準類
			地震時, 基準津波時, 余震+基準津波時		T.P.+24m津波時, 余震+T.P.+24m津波時		降伏応力度 ^{*3} (N/mm ²)		
			許容応力度 (N/mm ²)	割増し係数 ^{*1}	短期許容応力度 (N/mm ²)	割増し係数 ^{*1}		短期許容応力度 ^{*3} (N/mm ²)	
コンクリート	設計基準強度 $f_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度	16	1.5	24	2.0	32	-	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木学会, 2002年(前定)) ・カルハースト工指針(平成21年度版)((社)日本道路協会, 平成22年3月)
		許容せん断応力度	0.55	1.5	0.825	2.0	1.1	-	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木学会, 2002年(前定))
		許容曲げ圧縮応力度	14	1.5	21	2.0	28	-	
		許容せん断応力度	0.55	1.5	0.825	2.0	1.1	-	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木学会, 2002年(前定))
		許容押抜きせん断応力度	1.1	1.5	1.65	2.0	2.2	-	
鉄筋	SD490	許容支圧応力度	12	1.5	18	2.0	24	-	
		許容引張応力度	290	1.5	435	1.65	478.5	-	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木学会, 2002年(前定)) ・道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会, 平成24年3月)
		許容引張応力度(せん断補強筋)	200	1.5	300	1.65	330	-	
		許容引張応力度	206	1.5	309	1.65	339.9	-	
		許容引張応力度(せん断補強筋)	206	1.5	309	1.65	339.9	-	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木学会, 2002年(前定))
		許容引張応力度	196	1.5	294	1.65	323.4	-	
		許容引張応力度(せん断補強筋)	196	1.5	294	1.65	323.4	-	
		許容引張応力度	255	1.5	382.5	1.7	433.5	-	
		許容せん断応力度	145	1.5	217.5	1.7	246.5	-	
		許容せん断応力度	210	1.5	315	1.7	357	-	
鋼材	SM490Y	許容せん断応力度	120	1.5	180	1.7	204	-	・道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会, 平成16年5月)
		許容引張応力度	185	1.5	277.5	1.7	314.5	-	・道路橋示方書(I共通編・I鋼橋編)・同解説((社)日本道路協会, 平成14年3月)
		許容せん断応力度	105	1.5	157.5	1.7	178.5	-	
		許容引張応力度	140	1.5	210	1.7	238	-	
		許容せん断応力度	80	1.5	120	1.7	136	-	
		許容引張応力度	140	1.5	210	1.7	238	-	
		許容せん断応力度	80	1.5	120	1.7	136	-	
		許容引張応力度	210	1.5	315	1.7	357	-	・鋼構造物設計基準(II鋼製橋脚編, 名古屋高速道路公社, 平成15年10月)
		許容せん断応力度	210	1.5	315	1.7	357	-	
		許容引張応力度	210	1.5	315	1.7	357	355	

注記 *1: 短期許容応力度は, 地震及び津波の影響を考慮した荷重の組み合せに対して割増し係数を乗じた値であることがそれぞれの規格, 基準類に示されている。

*2: T.P.+24m津波時, 余震+T.P.+24m津波時の許容限界は, 上記の規格, 基準類に示されている短期許容応力度とする。

*3: T.P.+24m津波時, 余震+T.P.+24m津波時のアンカーボルトの許容限界は, 鋼構造物設計基準(II鋼製橋脚編, 名古屋高速道路公社, 平成15年10月)に示されている降伏応力度とする。

6.1.2 鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明資料

目 次

1. 鋼製防護壁の接合部の構造概要	1
2. 鋼製防護壁接合部の概要及び評価方針	5
2.1 概要（背景及び確認が必要な事項）	5
2.2 確認事項	5
2.3 評価方針	5
3. 3次元解析（COM3）による妥当性評価	8
3.1 概要	8
3.2 3次元解析（COM3）のモデル化	11
3.3 解析結果	15
（参考）アンカー部の応力の深度分布（引抜き力）において、T.P. +3.2 m付近で鉛直付着力が低下する要因について	34

1. 鋼製防護壁の接合部の構造概要

鋼製防護壁は、上部構造の鋼製防護壁と下部構造の地中連続壁基礎で構成する。鋼製防護壁（上部構造）は幅約 81 m、高さ約 17 m、奥行き約 5 m の鋼製の構造物であり、幅約 50 m の取水構造物を横断し、取水構造物の側方の地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

鋼製防護壁の平面位置図を図 1.1-1 に、構造図を図 1.1-2 及び接合部の概要を図 1.1-3 に示す。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎は直接定着式アンカーボルトを用いて、接合部の構造は頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリートと地中連続壁（中実鉄筋コンクリートを含む）を鉄筋により結合して一体構造とする。接合部の構造を図 1.1-4 に、部材と設計上の役割を表 1.1-1 に示す。

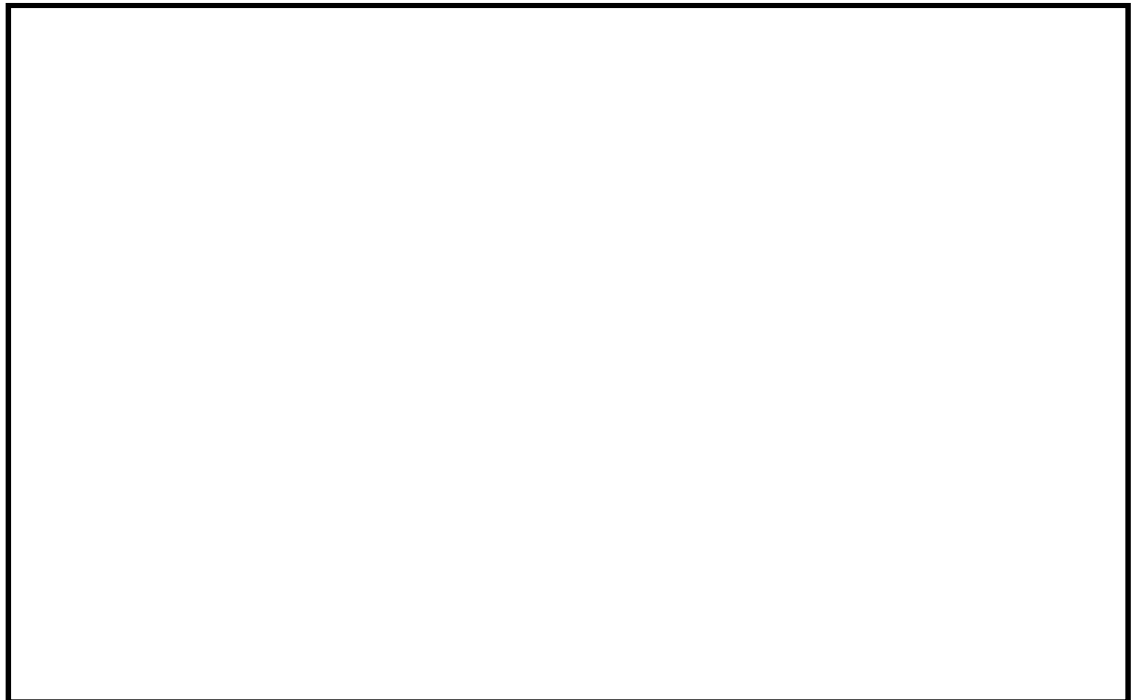


図 1.1-1 鋼製防護壁の平面位置図

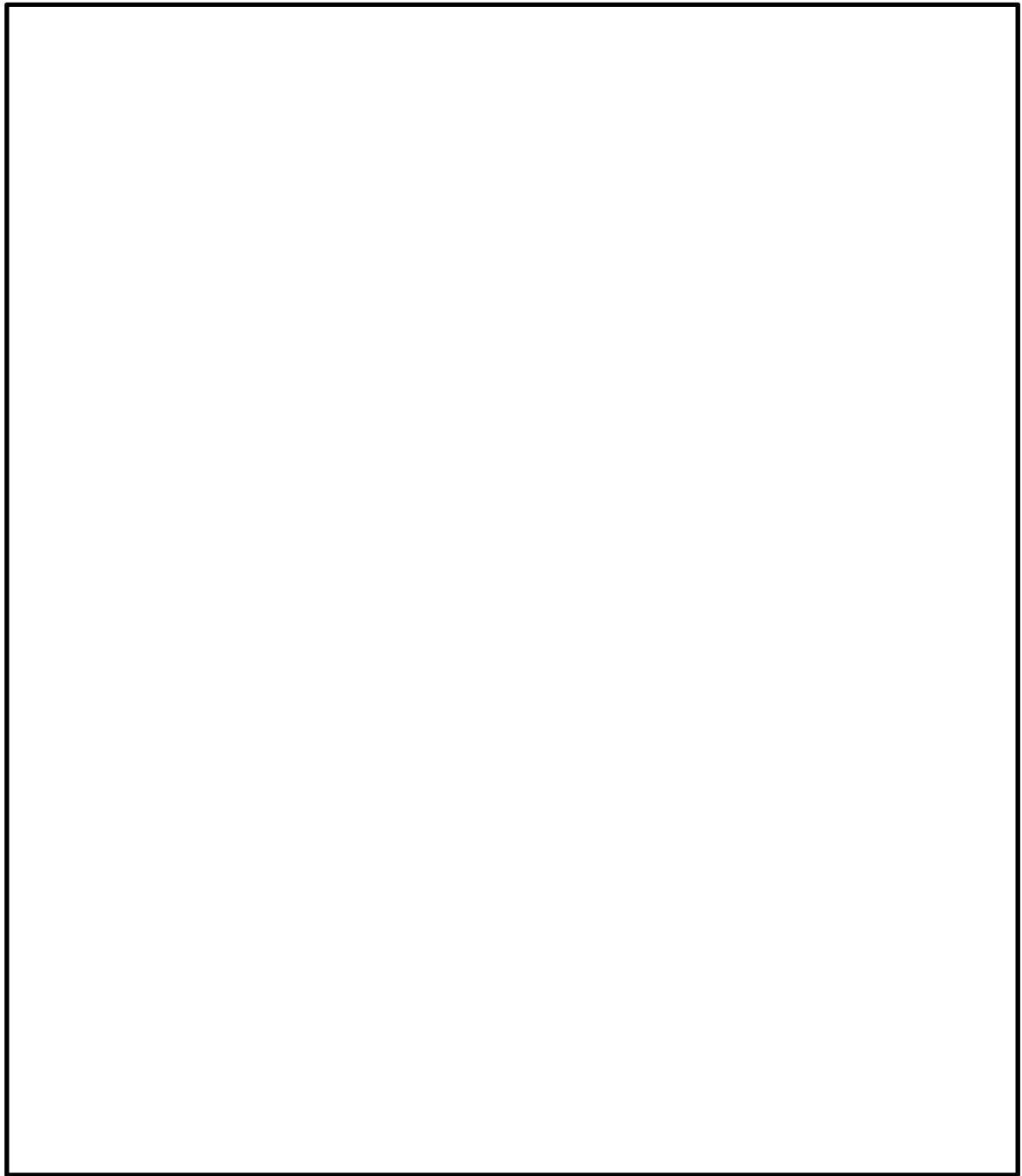


図 1.1-2 鋼製防護壁の構造図

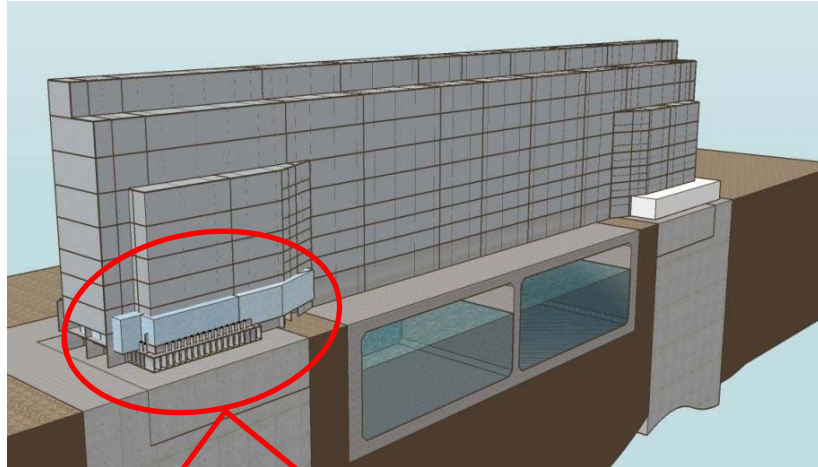


図 1.1-3 上部構造と下部構造の接合部概要図

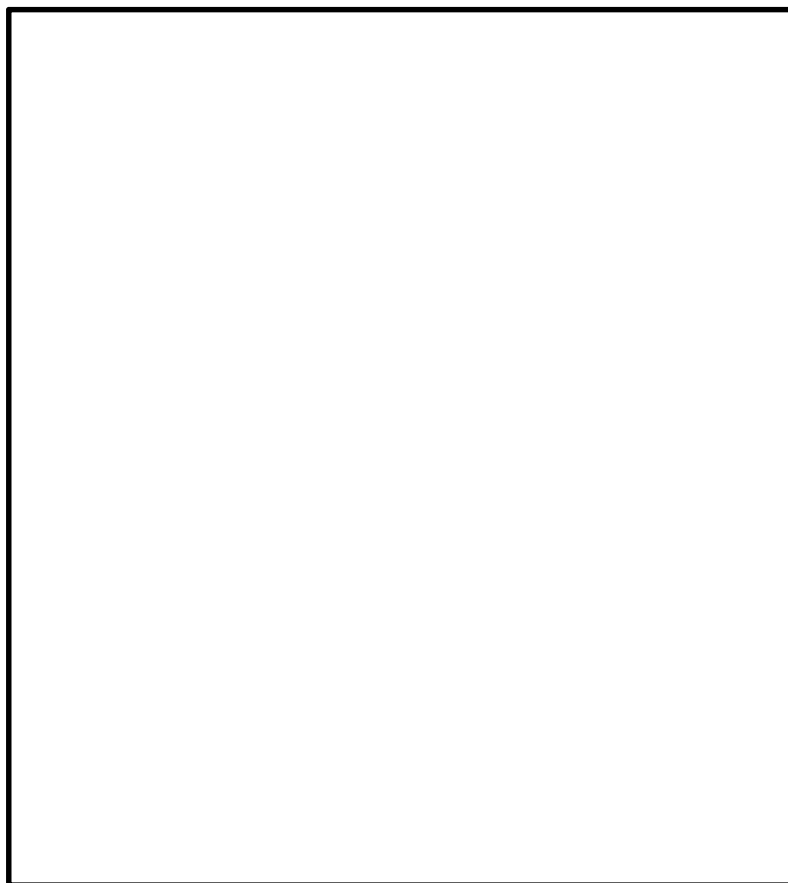


図 1.1-4 上部構造と下部構造の接合部構造図

表 1.1-1 部材と設計上の役割

部材名	設計上の役割
中詰め鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで、水平方向のせん断力と水平回転モーメントを頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
アンカーボルト (SM520B 相当)	引抜き力を頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
頂版(フーチング) 鉄筋 コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	水平方向のせん断力と水平回転モーメントを地中連続壁基礎及び中実鉄筋コンクリートに伝達する。
地中連続壁基礎及び 中実鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$)	地中連続壁基礎は、基礎外面を形成し基礎の主要部材となる。 中実鉄筋コンクリートは、地中連続壁基礎内部の鉄筋コンクリートで、地中連続壁基礎と一体となって発生断面力を負担する。
根巻き鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$)	アンカー頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリートであり、非構造部材として設計する。

2. 鋼製防護壁接合部の概要及び評価方針

2.1 概要（背景及び確認が必要な事項）

直接定着式アンカーボルトは、道路・橋梁施設において多くの適用実績があるものの、津波荷重による水平力による大きなせん断力及び水平回転モーメントを受ける津波防護施設への適用ははじめてとなる。したがって、地震荷重及や津波荷重による6成分の設計断面力が同時に接合部へ作用した場合においても、アンカーボルトが負担する応力が弾性範囲内に収まることを3次元解析（COM3）により確認することで、直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性を示す。

また、接合部の設計方法は、各3成分の設計荷重に対する荷重分担を考慮した各構造部材の技術基準に基づく弾性設計をそれぞれ行うものであるが、これらの構造部材が一体となり、6成分の設計荷重が同時に接合部へ作用した場合においても、全ての部材の応力が弾性範囲内に収まることを3次元解析（COM3）により確認することで、接合部の設計方法の妥当性を示す。

2.2 確認事項

3次元解析（COM3）結果を用いて、直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性及び接合部の設計方法の妥当性の確認を行う。

2.3 評価方針

2.3.1 設計思想

アンカーボルトは本来、引抜き力及びせん断力に抵抗できる部材であることから、鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）の「7.2 アンカー部の設計方法」においては、アンカーボルトに水平方向のせん断力も許容限界以下で受けもたせる設計方法となっている。

一方、鋼製防護壁においては、保守的な配慮として、接合部の水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対するアンカーボルトの抵抗力は設計上期待せず、接合部の水平回転モーメント及び水平力によるせん断力に対しては、設計上鉄筋コンクリートのみの耐力でも、弾性範囲内で負担可能とするという設計思想である。

荷重伝達のメカニズムを図2.3-1に示す。

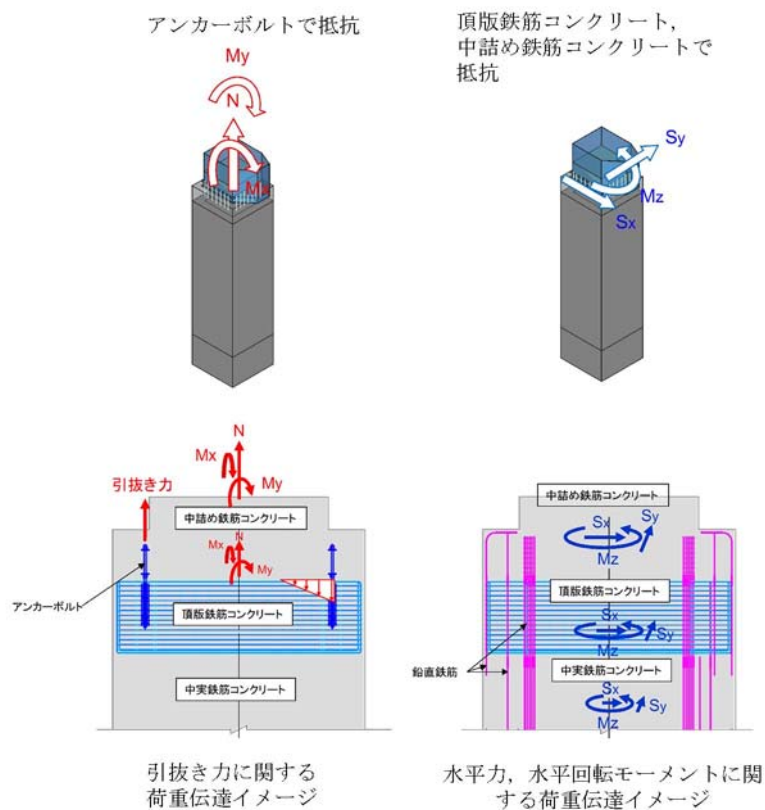


図 2.3-1 荷重伝達のメカニズム

2.3.2 確認事項

(1) 直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認

3次元解析 (COM3) により6成分の荷重が同時に作用した場合においても、アンカーボルトに生じる引張り応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。

(2) 接合部の設計方法の妥当性の確認

接合部の設計は、各部材毎に弾性範囲内で設計するが、部材が一体となった3次元構造において6成分の荷重が同時に作用した場合においても、各部材が弾性範囲内で設計荷重を受け持つことができていることを確認する。

設計における適用基準と許容限界を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 設計における適用基準と許容限界

	部 位	照査項目	許容限界		許容限界が弾性範囲内か保有水平耐力範囲かの区分	適用基準
			短期許容応力度	降伏応力度		
引抜き力 (M_x, M_y, N)	アンカーボルト	曲げ軸応力	短期許容応力度	降伏応力度	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)
			降伏応力度			
		引抜き力	短期許容応力度	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)	
		コーンせん断(鉄筋補強あり)	短期許容応力度		弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編)
水平力 (S_x, S_y) 水平回転モーメント (M_z)	中詰め鉄筋コンクリート 及び 頂版鉄筋コンクリート	鉄筋応力	短期許容応力度	短期許容応力度	弾性範囲内	道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編)(SD490) コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
			短期許容応力度			
		コンクリート応力 (圧縮応力)	短期許容応力度	短期許容応力度	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編] カルバート工指針
			短期許容応力度			
		コンクリート応力 (水平力によるせん断応力)	短期許容応力度	短期許容応力度	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編] カルバート工指針
			短期許容応力度			
		コンクリート応力 (水平回転モーメントによるせん断応力)	短期許容応力度	短期許容応力度	弾性範囲内	コンクリート標準示方書[構造性能照査編] カルバート工指針
			短期許容応力度			

(3) その他の確認項目

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) を超える荷重を仮想した場合に対する荷重伝達メカニズムと 3次元挙動を把握するとともに、十分な靱性を有する構造であることを確認する。

3. 3次元解析 (COM3) による妥当性評価

3.1 概要

3次元解析 (COM3) により、接合部の一体構造の挙動を考慮した精緻な解析を行い、設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対する各部材の応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。また、設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) を超える荷重を仮想した場合に対しては、十分な靱性を有する構造であることを確認し、荷重伝達メカニズムと3次元挙動を把握する。

3次元解析 (COM3) の解析フローを図 3.1-1 に、3次元モデルの概念図を図 3.1-2 に示す。

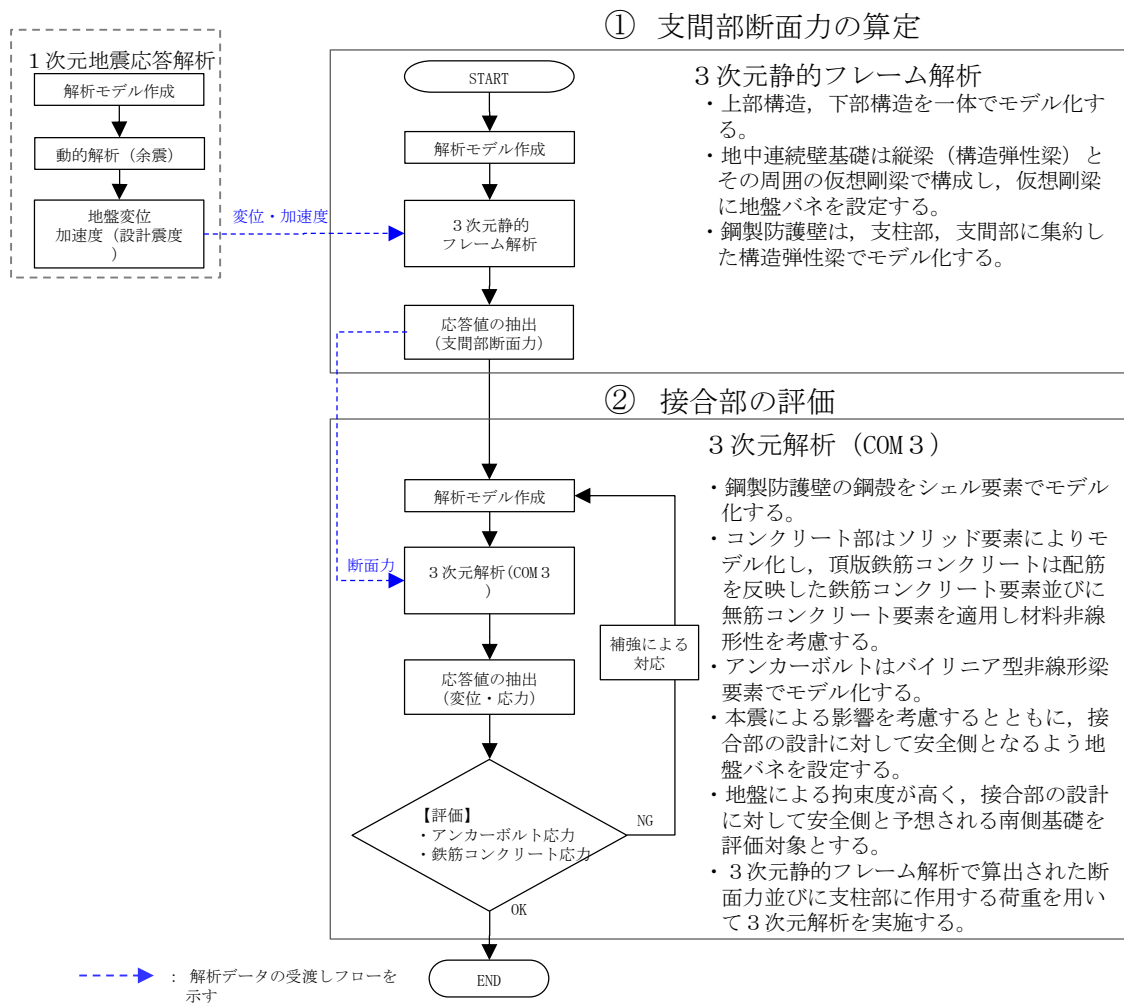
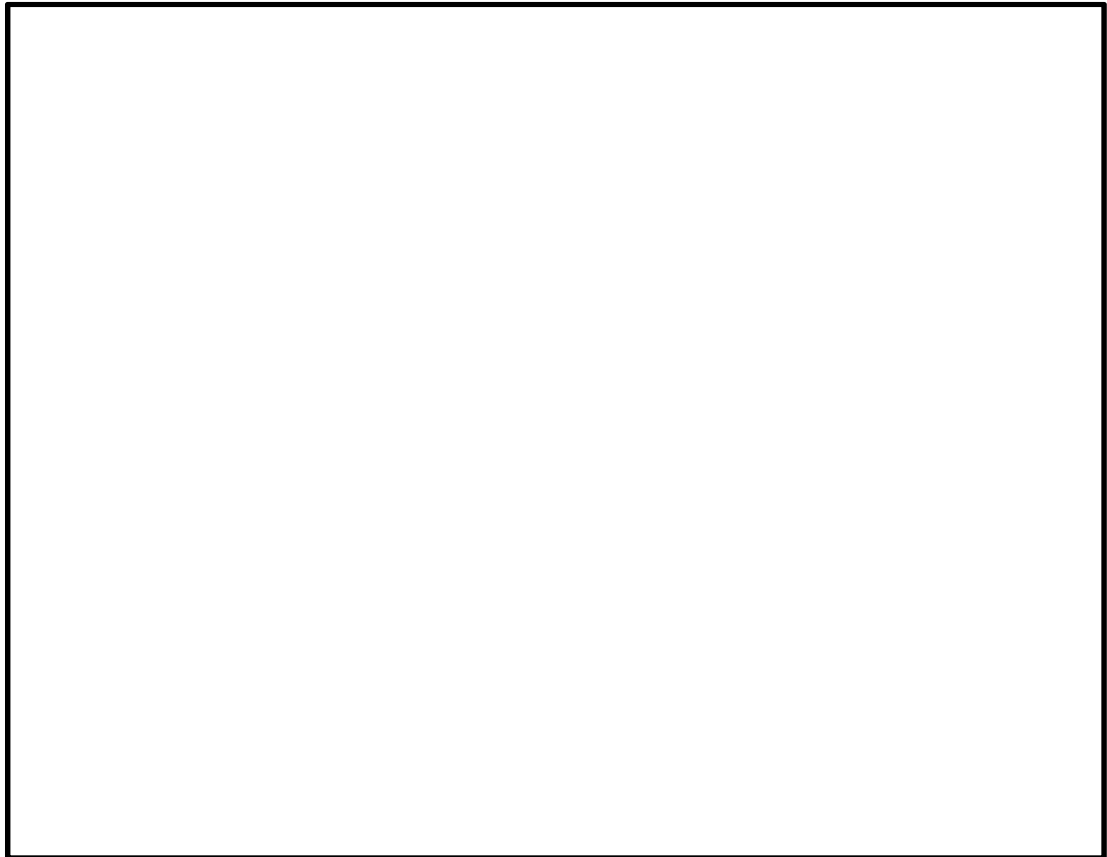


図 3.1-1 3次元解析 (COM3) の解析フロー



3次元静的フレーム解析モデルの概念図

図 3.1-2 (1) 3次元静的フレーム解析モデルの概念図

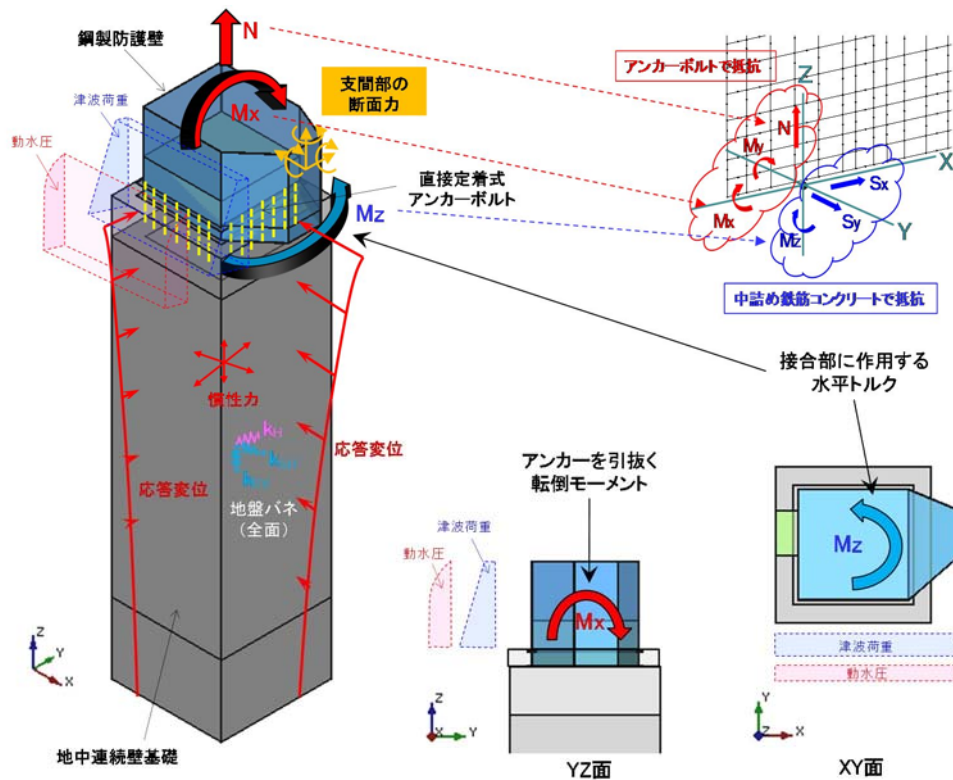


図 3.1-2 (2) 3次元解析モデルの概念図

- (1) 3次元静的フレーム解析（3次元解析（COM3）への入力荷重算定モデル）
津波荷重や余震影響を含む鋼製防護壁支間部の断面力を算定し，3次元解析（COM3）に断面力を受渡す。

- (2) 3次元解析（COM3）
鋼製防護壁の鋼殻をシェル要素でモデル化する。コンクリート部はソリッド要素にてモデル化し，頂版鉄筋コンクリートは配筋を反映した鉄筋コンクリート要素並びに無筋コンクリート要素を適用し材料非線形性を考慮する。アンカーボルトはバイリニア型非線形梁要素でモデル化する。
3次元静的フレーム解析で算出された断面力及び支柱部に作用する荷重を用いて3次元解析を実施する。

3.2 3次元解析 (COM3) のモデル化

(1) 解析条件

荷重条件は、上部構造へかかる荷重が最も大きくなり、接合部への負担が厳しくなると考えられる T.P. +24 m 津波と余震の重畳時を解析ケースとして選定する。解析に用いる余震時の地震動は S_d-D1 とする。荷重の作用イメージを図 3.2-1 に示す。

また、解析対象は、岩盤 (Km 層) への根入れが深く地盤による拘束度が高いことから、接合部への荷重負担が大きくなると考えられる南側基礎とする。

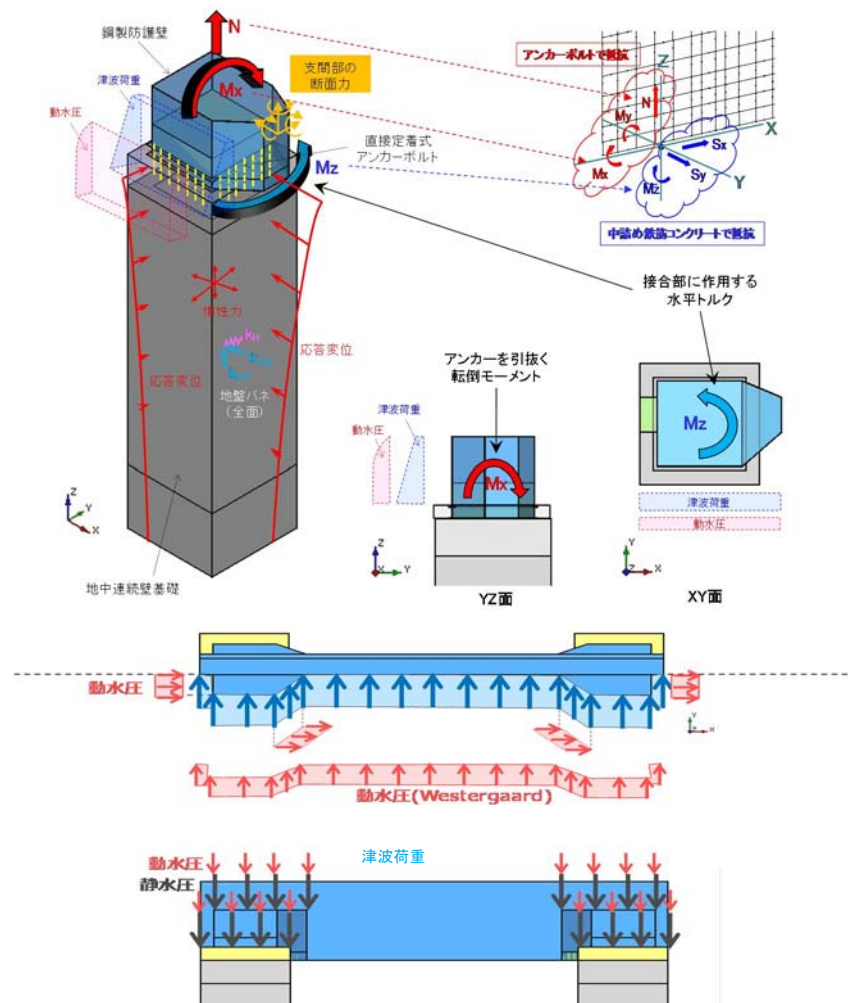
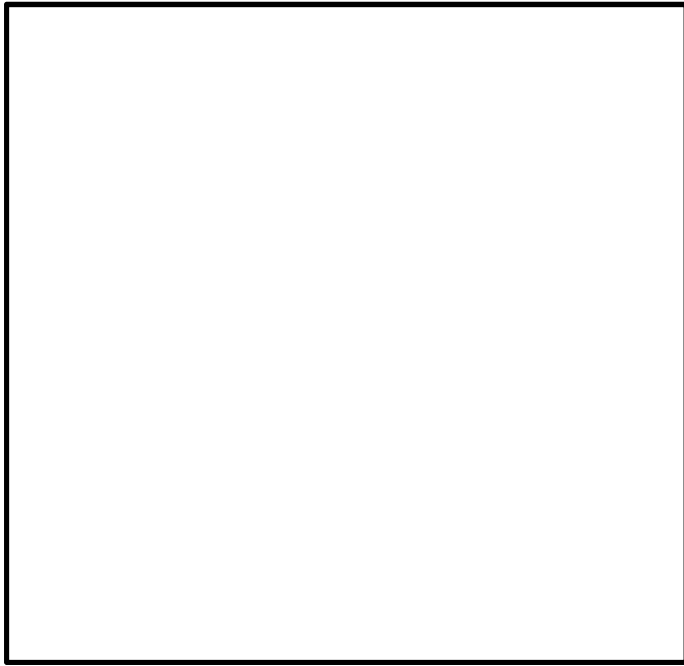


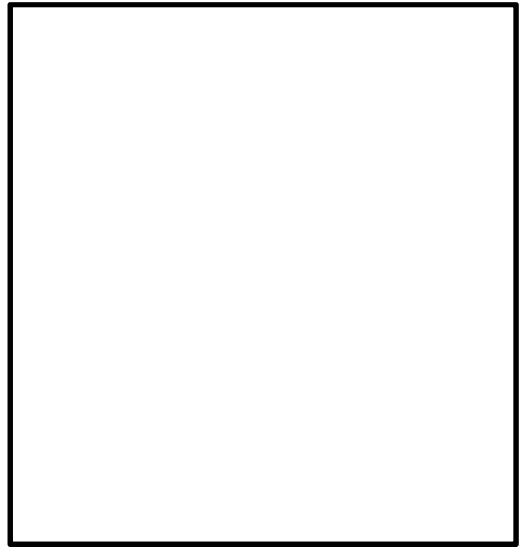
図 3.2-1 荷重の作用イメージ

(3) 構造物のモデル化

鋼製防護壁の解析モデルは、南側の上部構造と下部構造を一体とし、地中連続壁基礎前面に地盤バネを設定する。鋼製防護壁の鋼殻をシェル要素でモデル化する。コンクリート部はソリッド要素にてモデル化し、頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートは配筋を反映した鉄筋コンクリート要素並びに無筋コンクリート要素を適用し材料非線形性を考慮する。その他の鉄筋コンクリートは、構造弾性梁でモデル化する。アンカーボルトはバイリニア型非線形梁要素でモデル化する。3次元解析モデルを図3.2-2に示し、構造図と解析モデル図の対比を図3.2-3に示す。



3次元解析モデル



3次元解析モデル (接続部拡大)



3次元解析モデル (中詰め部, 頂版部)



3次元解析モデル (直接定着式アンカーボルトの定着部)

図 3.2-2 3次元解析モデル

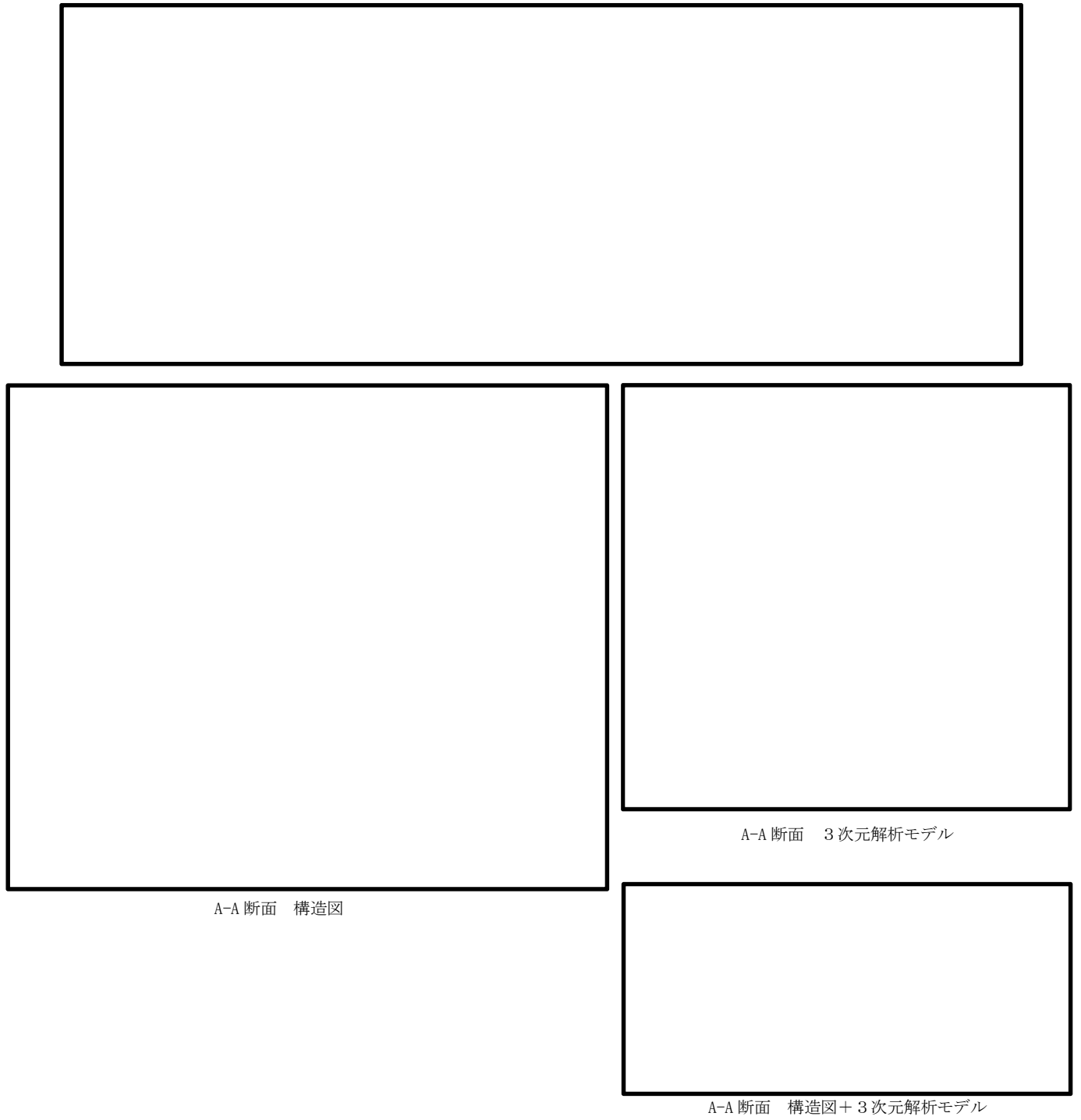


図 3.2-3 構造図と解析モデル図の対比

3.3 解析結果

3.3.1 直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認及び接合部の設計方法の妥当性の確認

津波荷重の作用方向とアンカーボルトの位置を図 3.3-1 に示す。

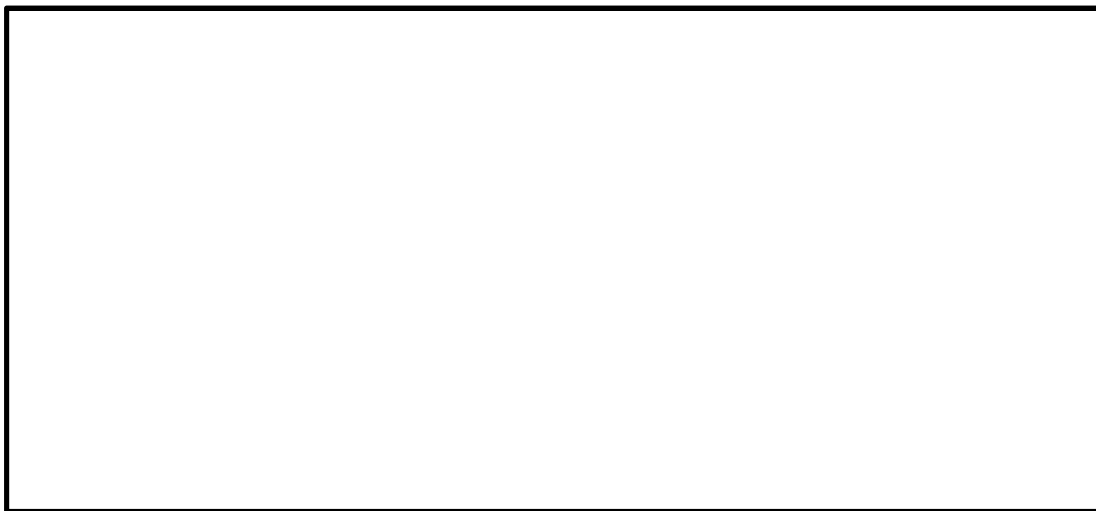
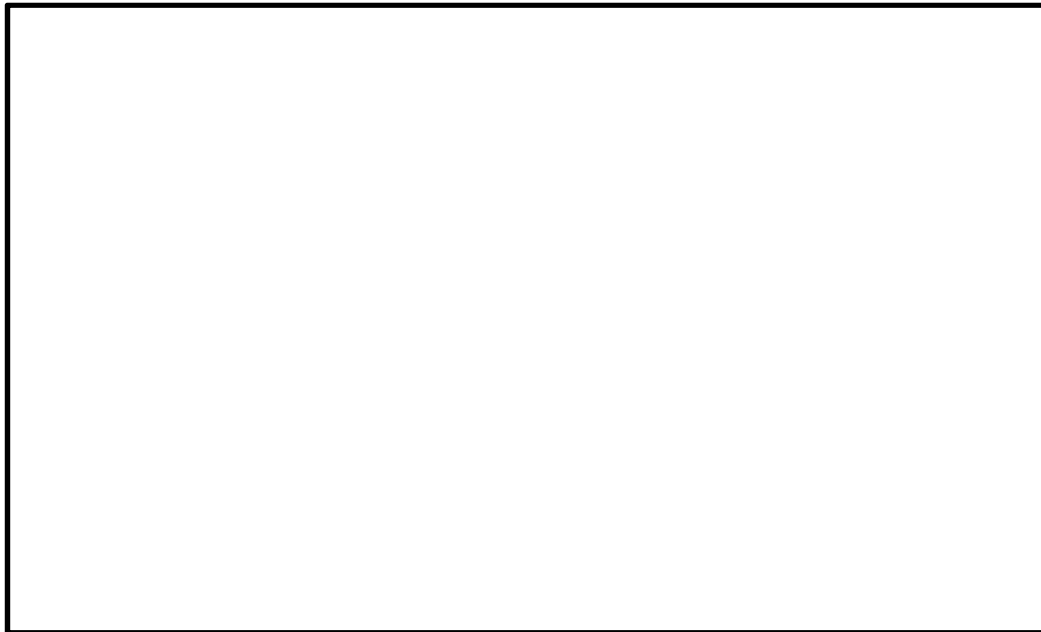


図 3.3-1 津波荷重の作用方向とアンカーボルトの位置

(1) 荷重～変位関係

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する鋼製防護壁における各部材の発生応力が許容限界以下である状態に対応した荷重～変位関係を確認した。津波荷重作用方向変位と荷重比率の関係を図 3.3-2 に示す。各部材の変形及び変形コンターを図 3.3-3 に示す。

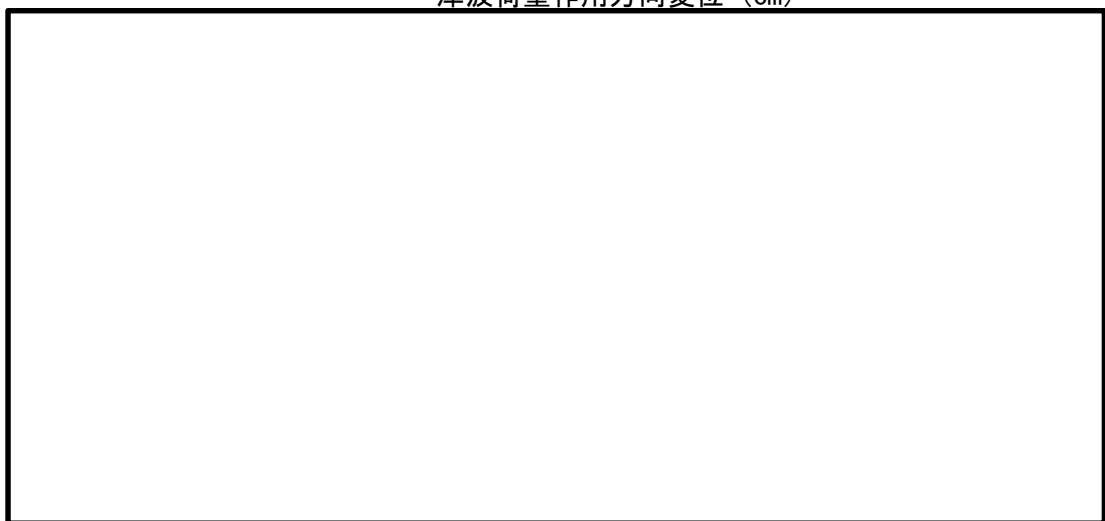
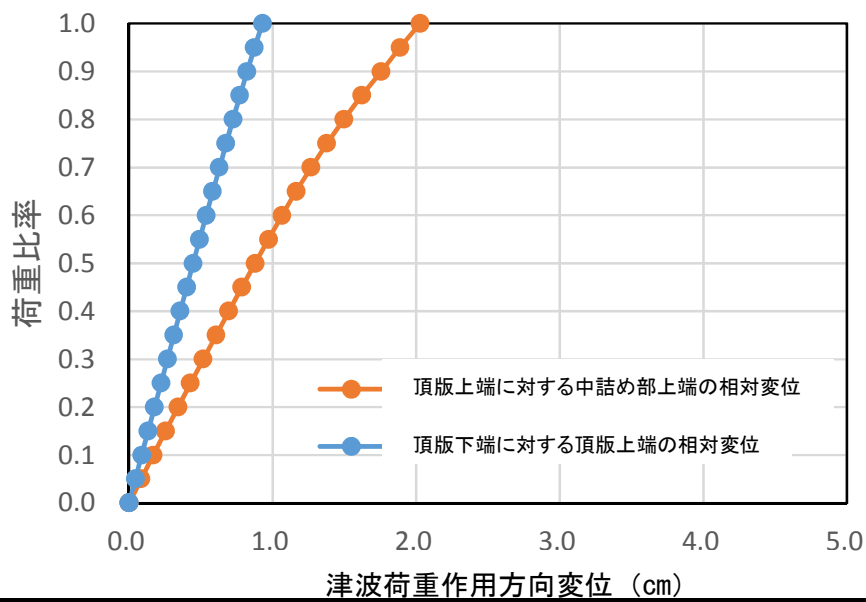
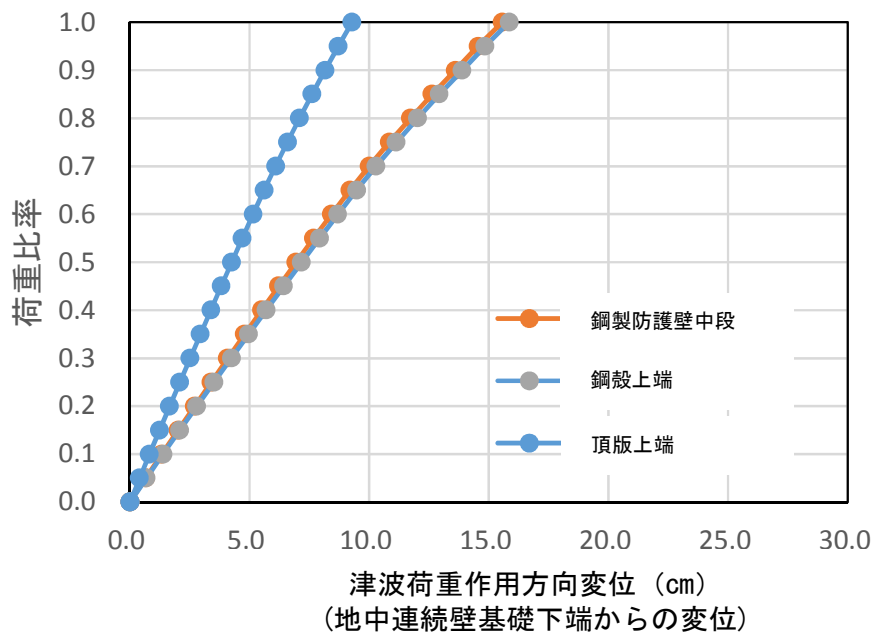


図 3.3-2 津波荷重作用方向変位と津波時荷重比率の関係

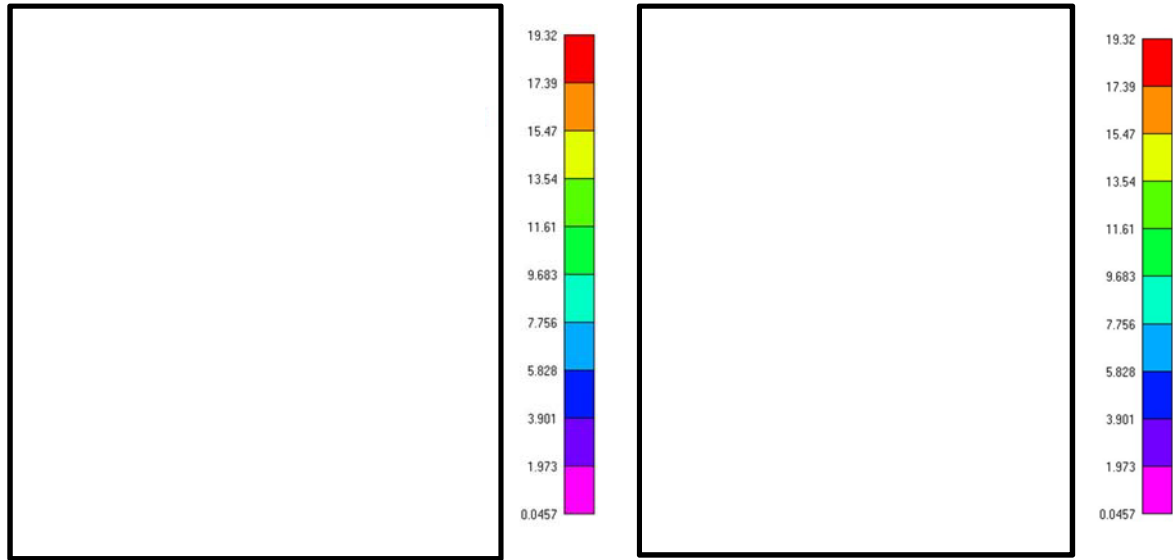


図 3.3-3 変形及び変形コンター

(2) アンカーボルトの応力（曲げ軸応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対するアンカーボルトに発生する応力（曲げ軸応力）が許容限界以下であることを確認し、アンカーボルトに発生する応力（曲げ軸応力）が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを確認した。頂版上端位置でのアンカーボルトの曲げ軸応力と荷重比率の関係を図 3.3-4 に示す。

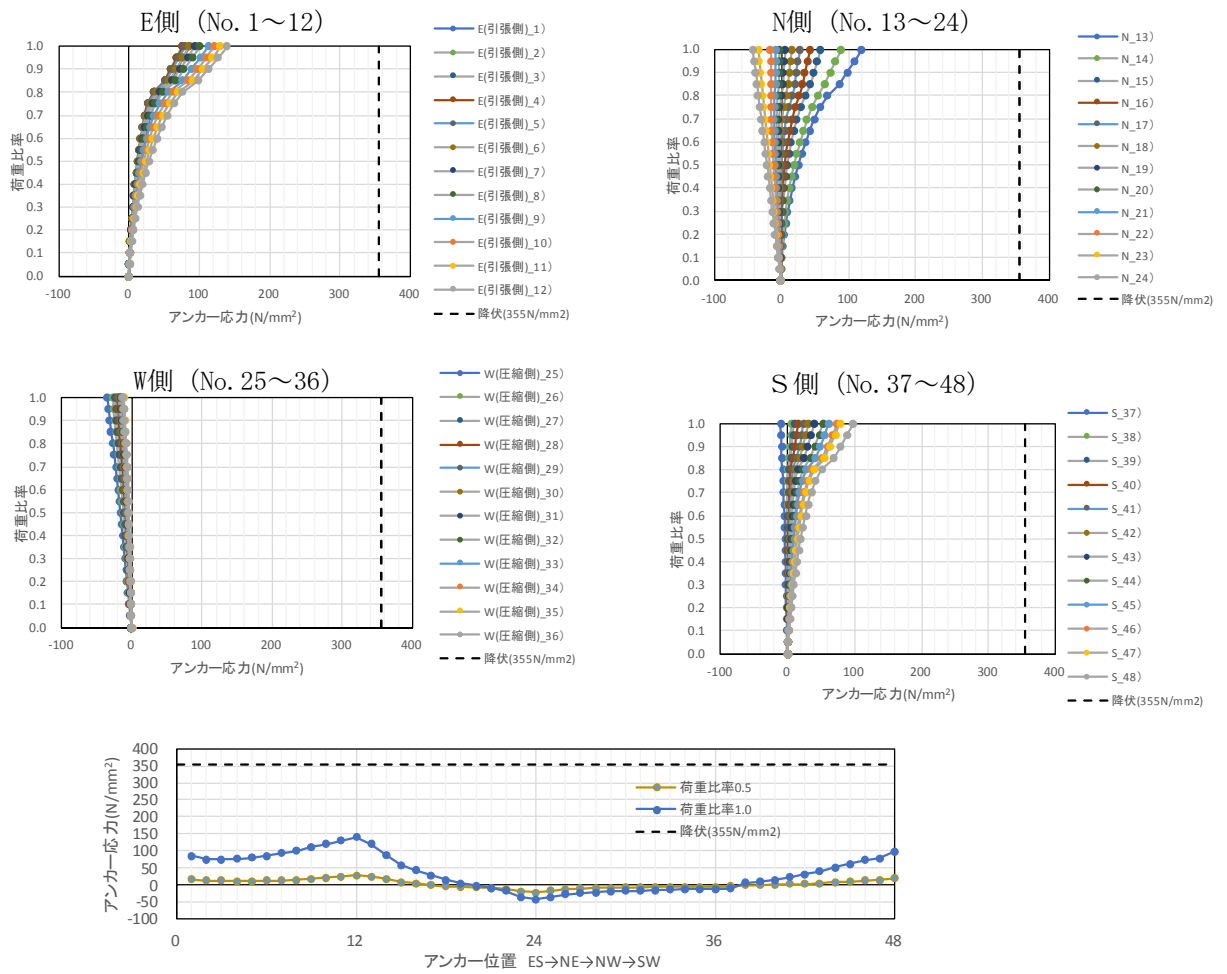


図 3.3-4 頂版上端位置でのアンカーボルトの曲げ軸応力と荷重比率の関係

(3) アンカー部の応力の深度分布 (引抜き力)

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対するアンカー部に発生する応力 (引抜き力) が許容限界以下であり, アンカー部に発生する応力 (引抜き力) が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを確認した。最も軸応力が大きいNE角部 (No. 12) でのアンカー部の応力深度分布を図 3.3-5 に示す。

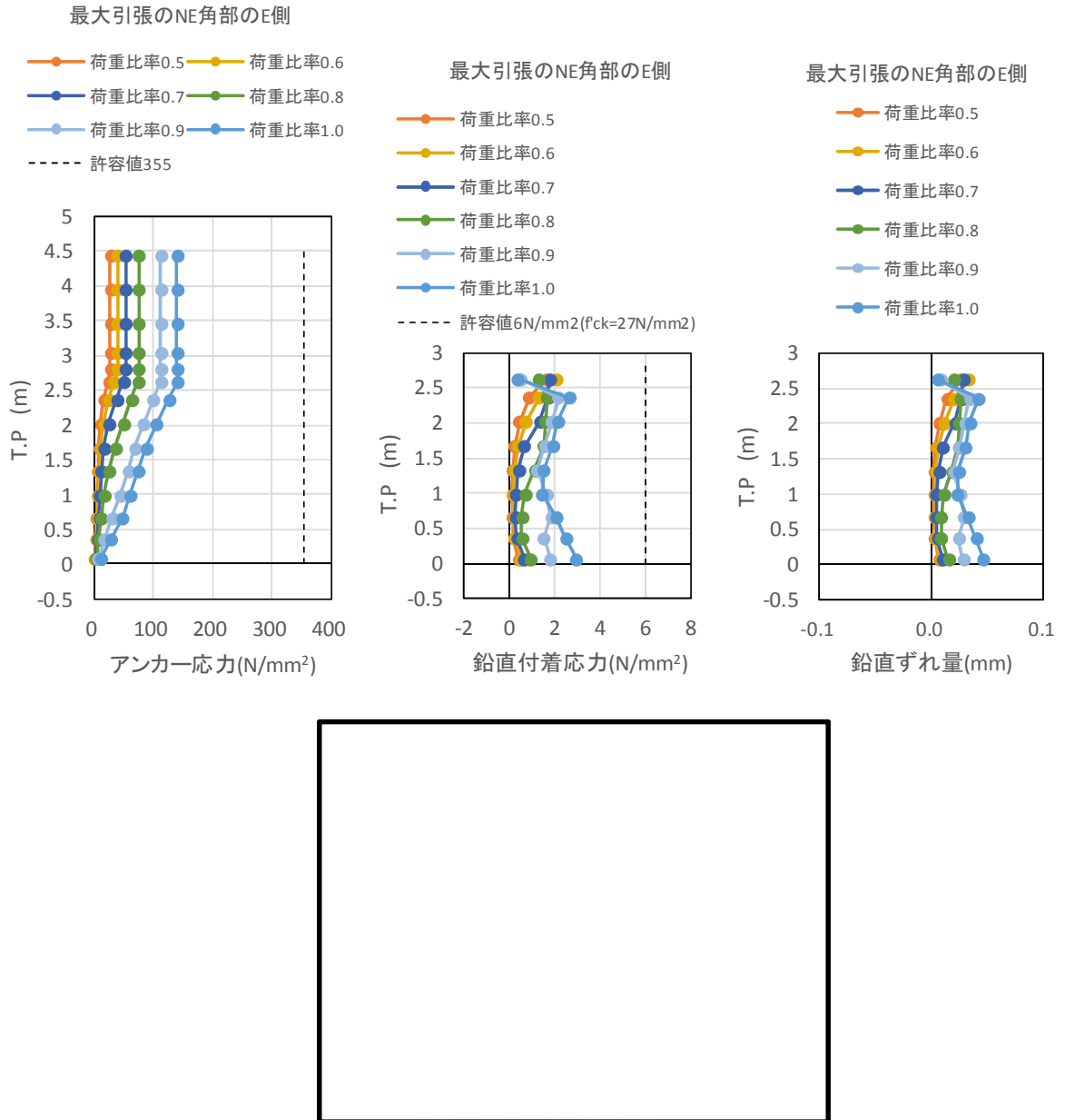


図 3.3-5 最も軸応力が大きいNE角部 (No. 12) でのアンカー部の応力深度分布

(6) アンカー部のコーンせん断（せん断補強筋）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対するアンカー部のコーンせん断面に発生する応力（コーンせん断応力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 におけるコーンせん断（せん断補強筋）のひずみコンターを図 3.3-6 に示す。



発生ひずみ 721μ (144 N/mm^2) < SD390 短期許容応力度相当のひずみ 1700μ (339.9 N/mm^2)

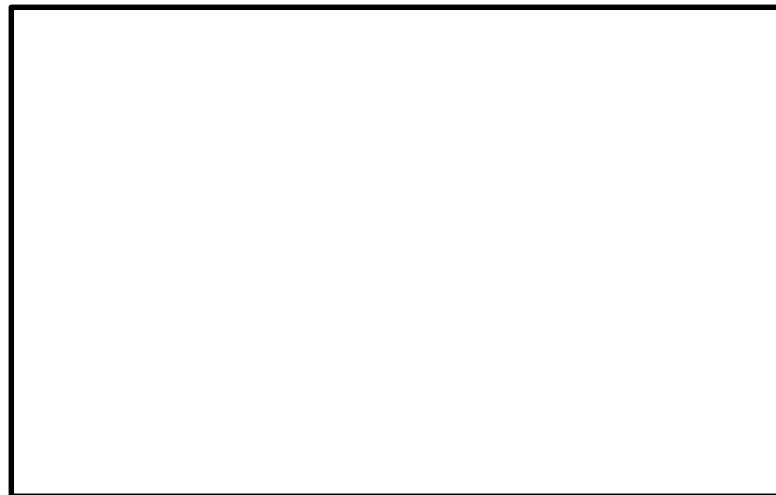
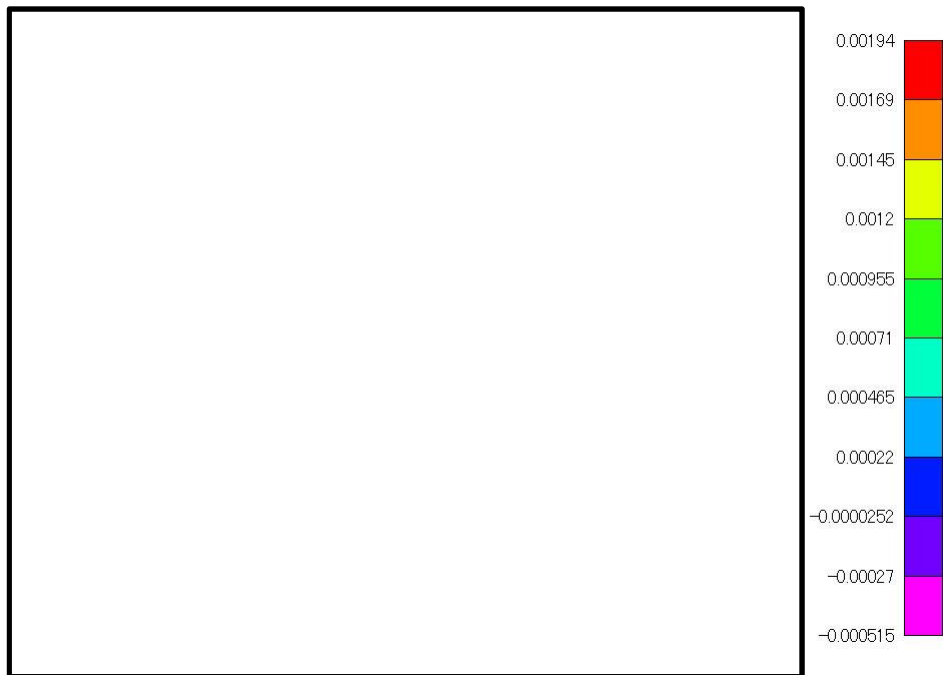


図 3.3-6 荷重比率 1.0 におけるコーンせん断（せん断補強筋）のひずみコンター

(7) 頂版部及び中詰め部の鉄筋

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する頂版部及び中詰め部の鉄筋に発生する応力（引張応力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 における中詰め鉄筋コンクリート貫通鉛直筋の Z 方向ひずみコンターを図 3.3-7 に示す。



発生ひずみ 1940μ (388 N/mm^2) < SD490 短期許容応力度相当のひずみ 2392μ (478.5 N/mm^2)

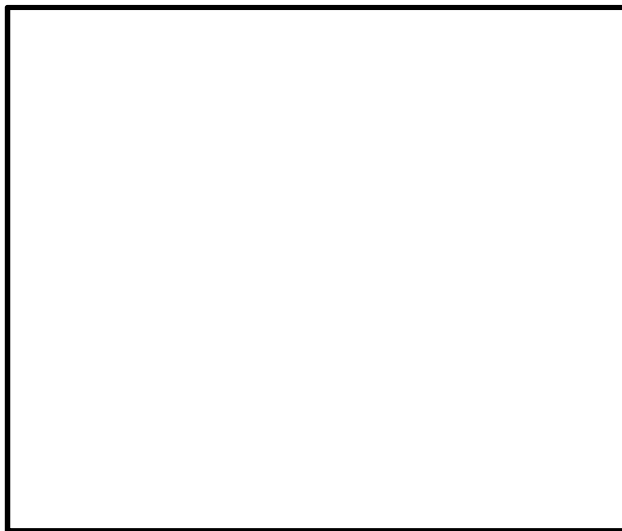


図 3.3-7 荷重比率 1.0 における中詰め鉄筋コンクリート貫通鉛直筋の Z 方向ひずみコンター

(8) 頂版部のコンクリート（圧縮応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する頂版部のコンクリートに発生する応力（圧縮応力）が許容限界以下であることを確認した。頂版部のコンクリートのひずみ状況を図 3.3-8 に示す。

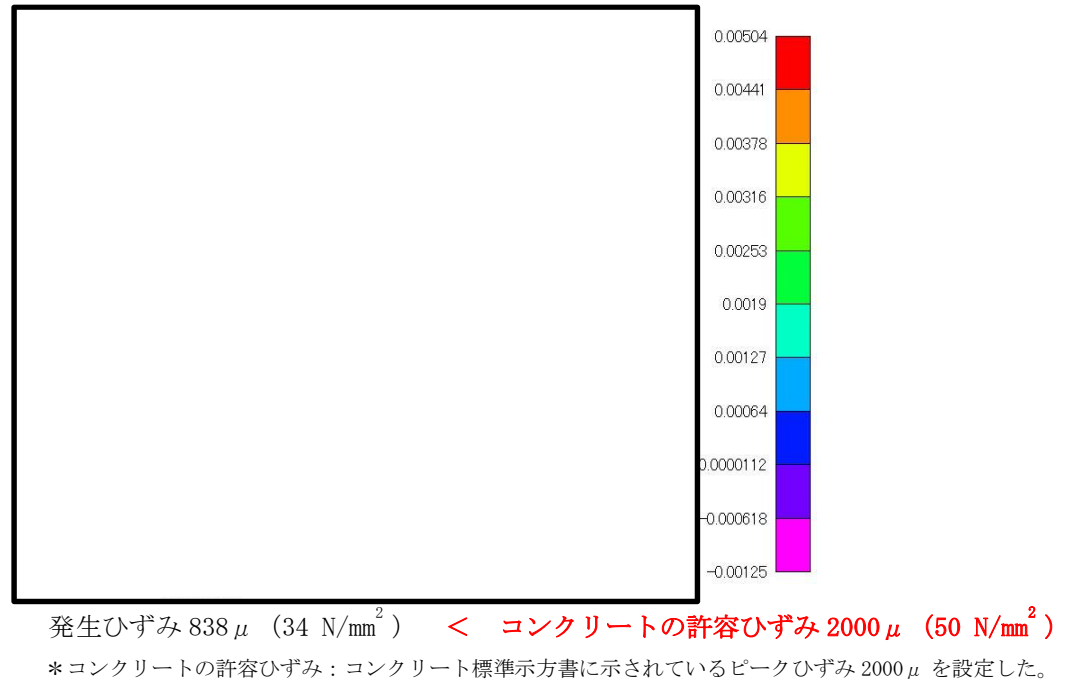


図 3.3-8 頂版部のコンクリートのひずみ状況

(8) 頂版部の鉄筋及びコンクリート（水平力によるせん断応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する頂版部の鉄筋に発生する応力（水平力によるせん断力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 における水平筋の X 方向及び Y 方向ひずみコンターを図 3.3-8 に示す。

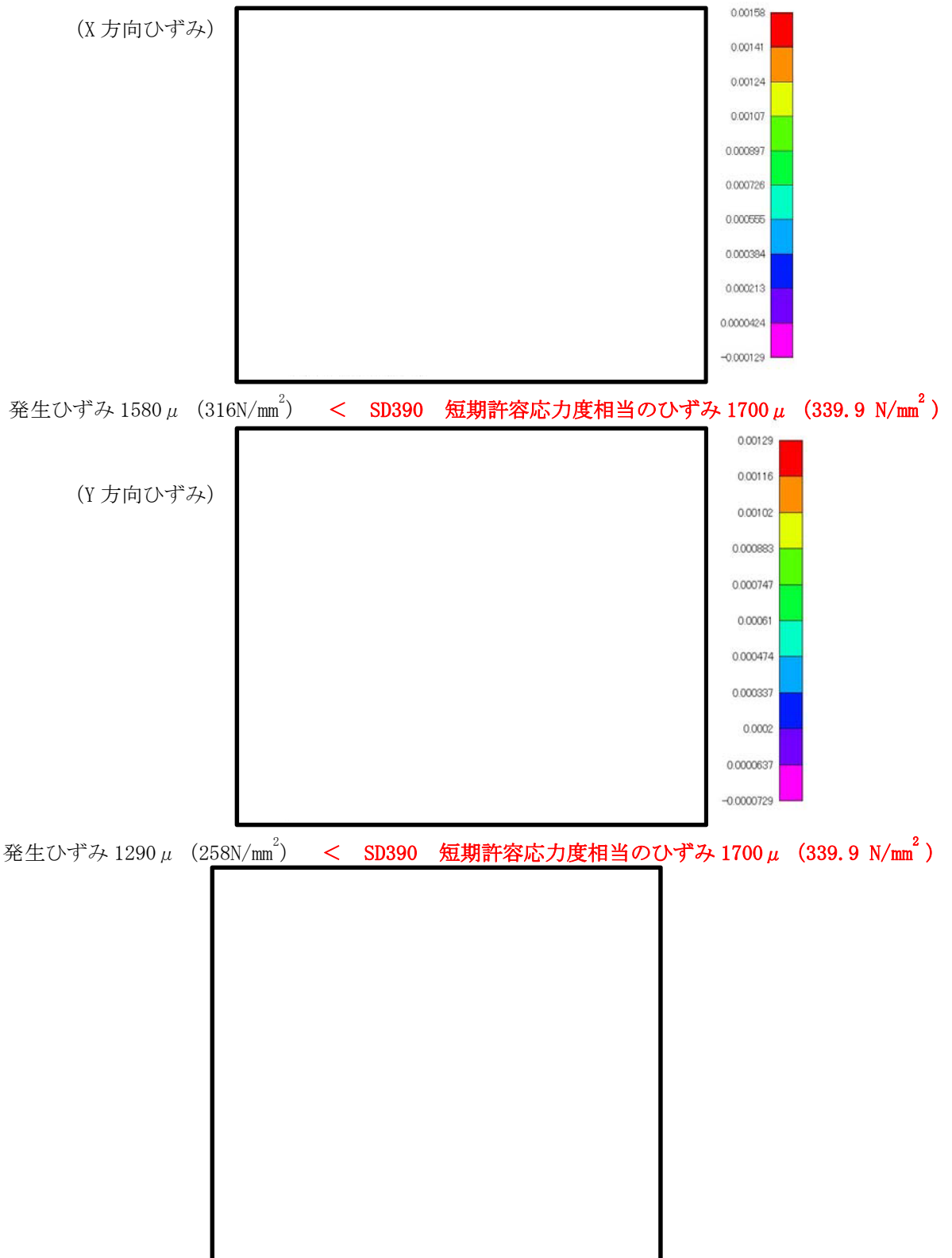
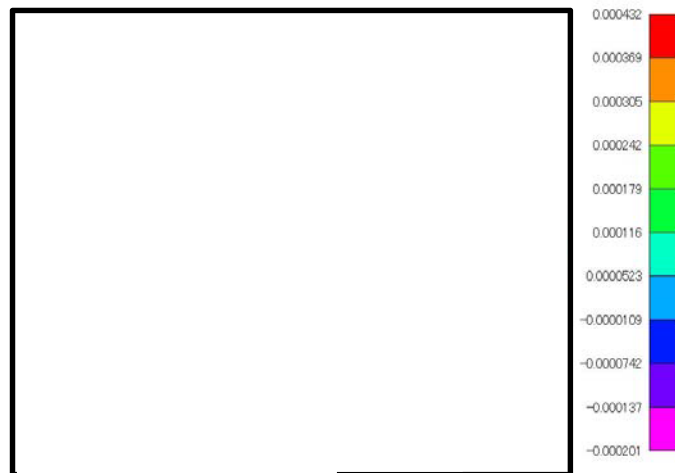


図 3.3-8 荷重比率 1.0 における水平筋のひずみコンター

(9) 頂版部の鉄筋（水平回転モーメントによるせん断応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する頂版部の鉄筋に発生応力（水平回転モーメントによるせん断力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 における鉛直筋のひずみコンターを図 3.3-9 に示す。



X方向発生ひずみ 432μ (86 N/mm^2) < SD490 短期許容応力度相当のひずみ 2392μ (478.5 N/mm^2)



Y方向発生ひずみ 1710μ (342 N/mm^2) < SD490 短期許容応力度相当のひずみ 2392μ (478.5 N/mm^2)



図 3.3-9 荷重比率 1.0 における鉛直筋のひずみコンター

(12) 中詰め部のコンクリート（圧縮応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する中詰め部のコンクリートに発生する応力（圧縮応力）が許容限界以下であることを確認した。中詰め部のコンクリートのひずみ状況を図 3.3-11 に示す。

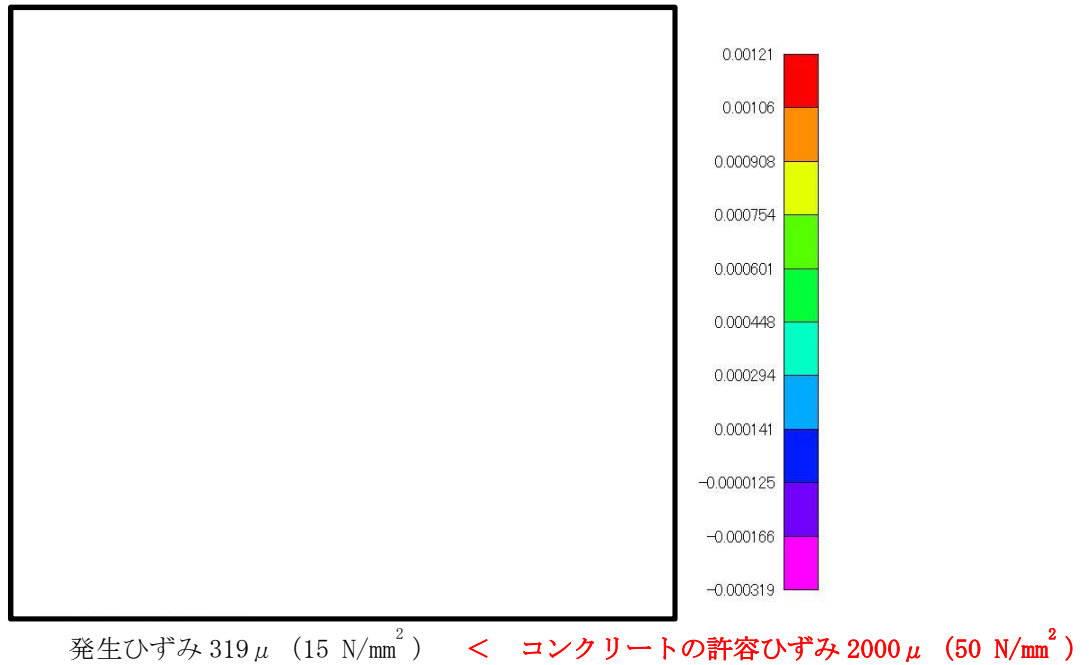


図 3.3-11 中詰め部のコンクリートのひずみ状況

(13) 中詰部の鉄筋（水平力によるせん断応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する中詰め部の鉄筋に発生する応力（水平力によるせん断力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 における水平筋の X 方向及び Y 方向のひずみコンターを図 3.3-12 に示す。

(X 方向ひずみ)



発生ひずみ 939μ (188 N/mm^2)

< SD390 短期許容応力度相当のひずみ 1700μ (339.9 N/mm^2)

(Y 方向ひずみ)



発生ひずみ 452μ (90 N/mm^2)

< SD390 短期許容応力度相当のひずみ 1700μ (339.9 N/mm^2)



図 3.3-12 荷重比率 1.0 における水平筋のひずみコンター

(14) 中詰め部の鉄筋（水平回転モーメントによるせん断応力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）に対する中詰め部の鉄筋に発生する応力（水平回転モーメントによるせん断力）が許容限界以下であることを確認した。荷重比率 1.0 における鉛直筋のひずみコンターを図 3.3-13 に示す。

(X方向ひずみ)



X方向発生ひずみ 1750μ (350 N/mm^2) < SD490 短期許容応力度相当のひずみ 2392μ (478.5 N/mm^2)

(Y方向ひずみ)



Y方向発生ひずみ 2240μ (448 N/mm^2) < SD490 短期許容応力度相当のひずみ 2392μ (478.5 N/mm^2)



図 3.3-13 荷重比率 1.0 における鉛直筋のひずみコンター

(15) 直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性の確認

直接定着式アンカーボルトの設計は「鋼構造物設計基準」を適用する。3次元解析 (COM3) におけるアンカーボルトの発生応力が「鋼構造物設計基準」の適用範囲内であることを次のとおり確認した。

- ・設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対するアンカーボルトに発生する応力 (曲げ軸応力) が許容限界以下であることを確認した。
- ・設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対するアンカー部に発生する応力 (引抜き力) が許容限界以下であることを確認した。
- ・設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対するアンカー部のコーンせん断面に発生する応力 (コーンせん断応力) が許容限界以下であることを確認した。

(16) 接合部の設計方法の妥当性の確認

接合部の設計は、各部材毎に弾性範囲内で設計するが、部材が一体となった3次元構造において6成分の荷重が同時に作用した場合においても、設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) に対して、各部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。また、3次元解析 (COM3) により6成分の荷重が同時に作用した場合においても、アンカーボルトに生じる引張り応力が弾性範囲内に収まっていることを確認した。解析結果一覧を表3.3-1に示す。

表 3.3-1 解析結果一覧

	部 位	照査項目	許容限界 N/mm ²	最大発生応力 N/mm ²	照査値 (発生応力/許容限界) N/mm ²	判定
引抜き力 (Mx, My, N)	アンカー ボルト	曲げ軸応力	355	150	0.42	OK
		引抜き力	6	3	0.50	OK
		コーンせん断 (鉄筋補強筋)	339.9	144	0.42	OK
水平力 (Sx, Sy) 水平回転モーメント (Mz)	頂版鉄筋 コンクリート及び 中詰め鉄筋 コンクリート	鉄筋応力	478.5	388	0.81	OK
	頂版鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	50	34	0.68	OK
		鉄筋応力 (水平力によるせん断応力)	339.9	316	0.93	OK
		鉄筋応力 (水平回転モーメントによるせん断応力)	478.5	342	0.71	OK
	中詰め鉄筋 コンクリート	コンクリート応力 (圧縮応力)	50	15	0.30	OK
		鉄筋応力 (水平力によるせん断応力)	339.9	188	0.55	OK
		鉄筋応力 (水平回転モーメントによるせん断応力)	478.5	448	0.94	OK

* 荷重条件 : T.P. +24 m 津波と余震の重畳時

3.3.2 設計荷重を超える荷重を仮想した場合の確認

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）を超える荷重を仮想した場合に対する荷重伝達メカニズムと3次元挙動を把握するとともに、十分な靱性を有する構造であることを確認した。

(1) 荷重～変位関係

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）を超える荷重を仮想した場合に対する鋼製防護壁における荷重～変位関係を確認し、荷重伝達メカニズムと3次元挙動を把握し、十分な靱性を有する構造であることを確認した。津波荷重作用方向と荷重比率の関係を図3.3-14に示す。各部材の変形図（倍率50）を図3.3-15に示す。

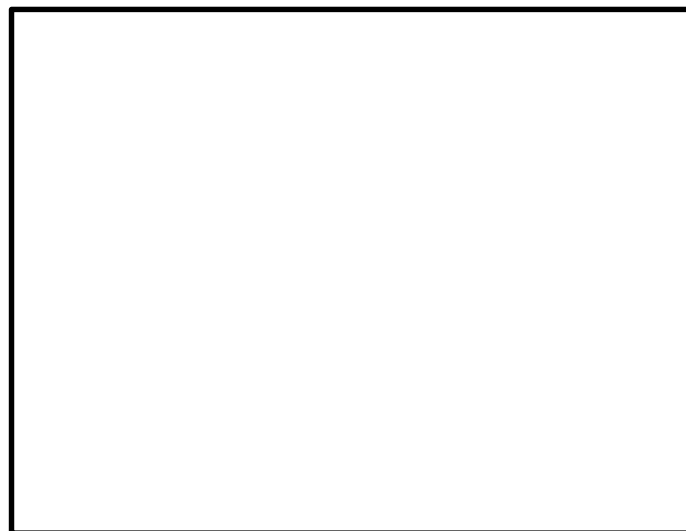
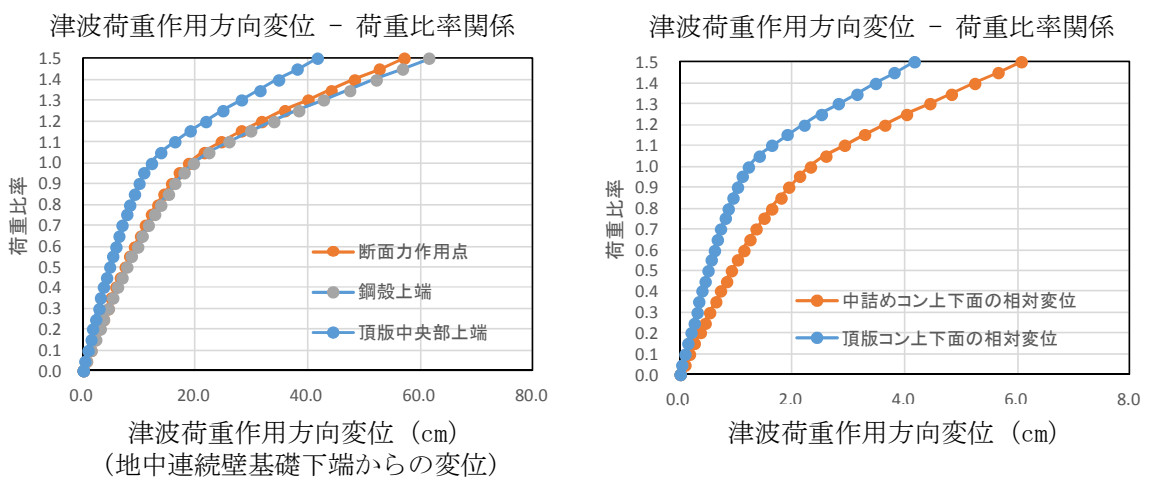


図 3.3-14 津波荷重作用方向変位と荷重比率の関係

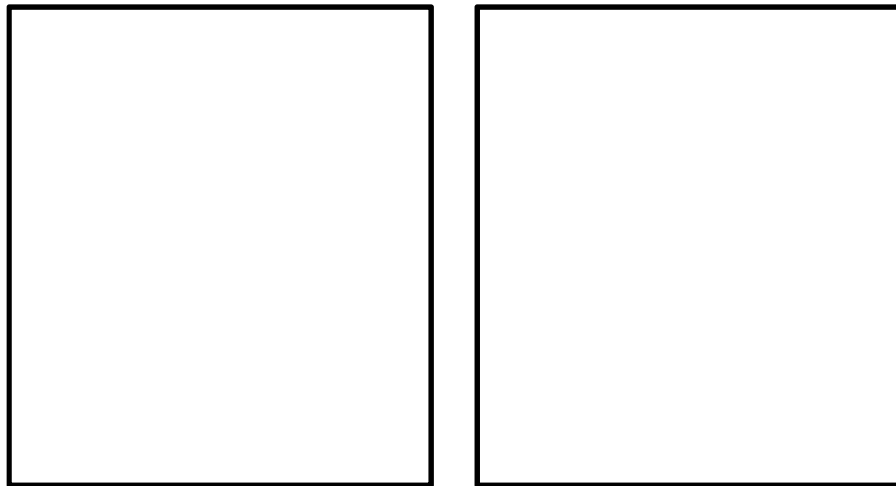


図 3.3-15 各部材の変形図 (倍率 50)

(2) アンカー部の応力の深度分布 (曲げ軸応力)

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) を超える荷重を仮想した場合に対するアンカー部に発生する応力 (曲げ軸応力) を確認し, 荷重伝達メカニズムと 3次元挙動を把握し, 十分な靱性を有する構造であることを確認した。頂版上端位置でのアンカーボルトの曲げ軸応力を図 3.3-16 に示す。

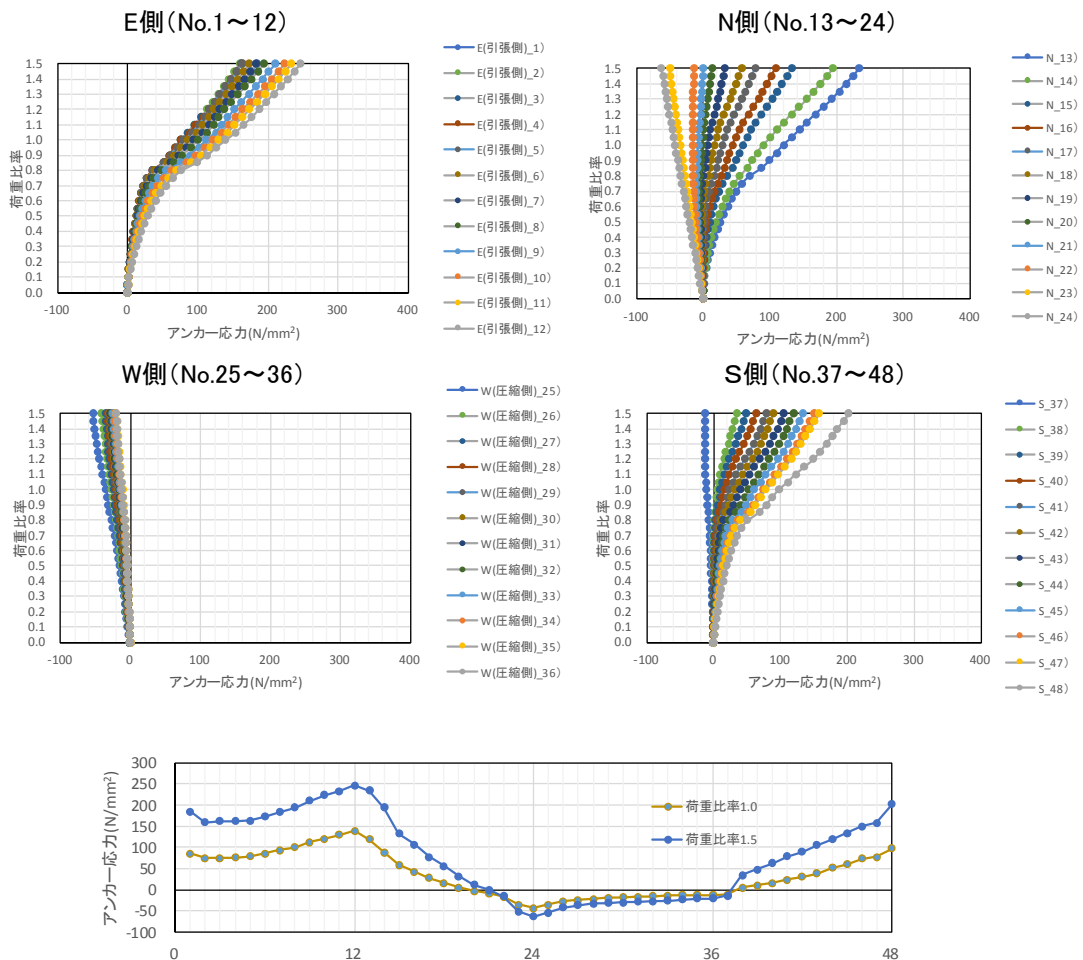


図 3.3-16 頂版上端位置でのアンカーボルトの曲げ軸応力

(3) アンカー部の応力の深度分布（引抜き力）

設計荷重（T.P. +24 m 津波と余震の重畳時）を超える荷重を仮想した場合に対するアンカー部に発生する応力（引抜き力）を確認し、荷重伝達メカニズムと3次元挙動を把握し、十分な靱性を有する構造であることを確認した。最も軸応力が大きいNE角部でのアンカー部の応力深度分布を図 3.3-17 に示す。

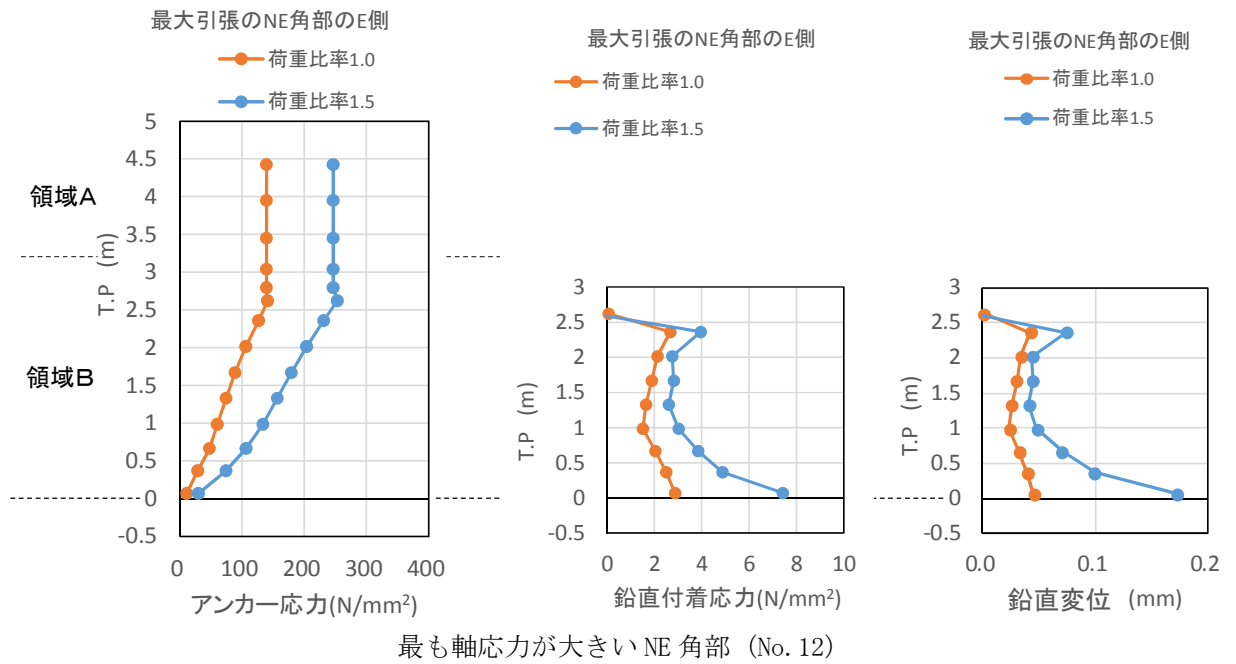


図 3.3-17 最も軸応力が大きいNE角部でのアンカー部の応力深度分布

(3) 鉄筋及びコンクリート

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) を超える荷重を仮想した場合に対する鉄筋及びコンクリートに発生する応力を確認し、荷重伝達メカニズムと3次元挙動を把握するとともに、十分な靱性を有する構造であることを確認した。頂版部のコンクリートの圧縮応力を図 3.3-18 に、中詰め鉄筋コンクリート貫通鉛直筋の Z 方向ひずみを図 3.3-19 に示す。

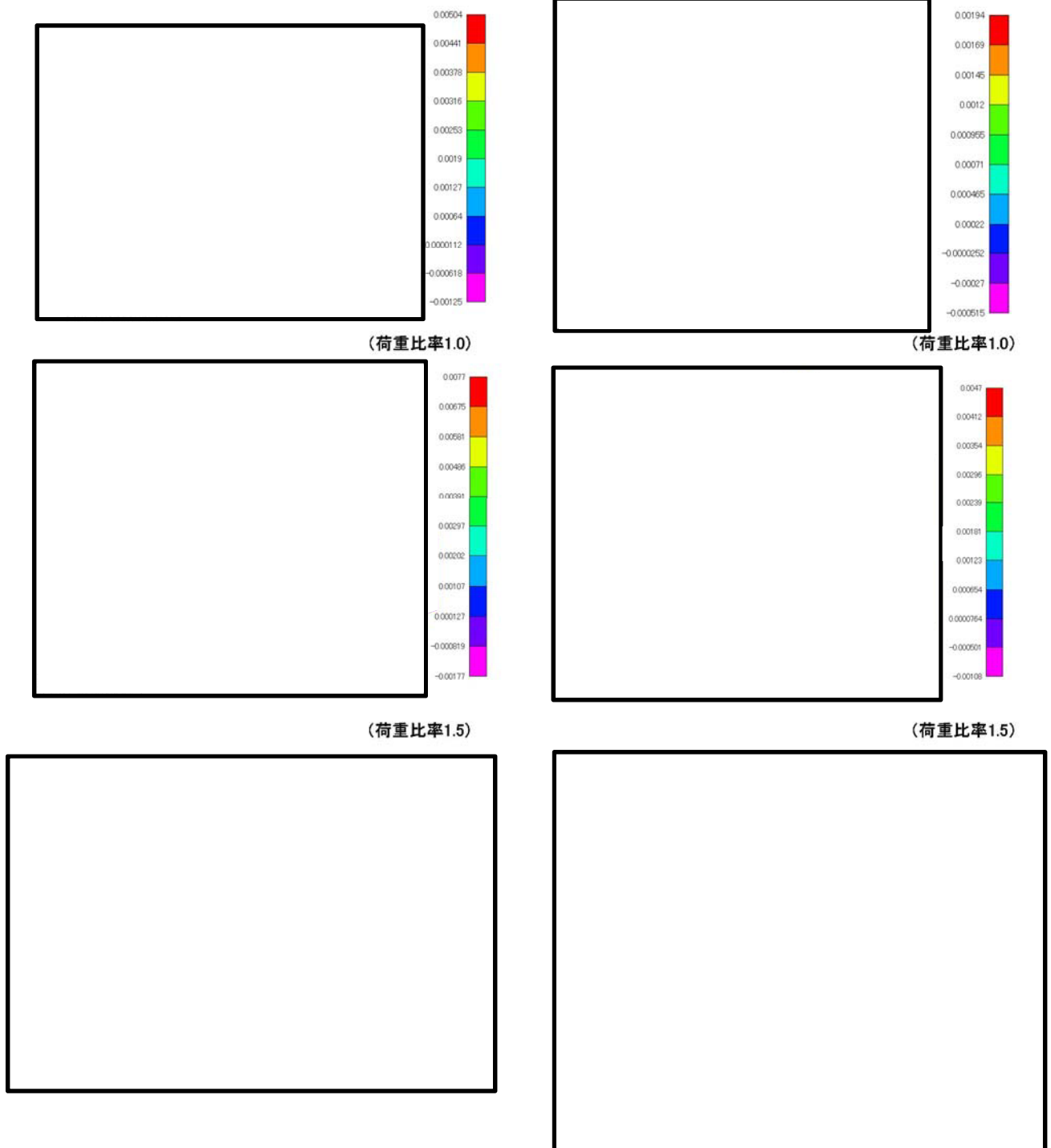


図 3.3-18 頂版部のコンクリートの圧縮応力

図 3.3-19 中詰め鉄筋コンクリート貫通鉛直筋の Z 方向ひずみ

(4) 解析結果の整理

設計荷重 (T.P. +24 m 津波と余震の重畳時) を超える荷重を仮想した場合として、荷重比率 1.5 を設定し解析を行い、荷重伝達メカニズムと 3 次元挙動を把握し、十分な靱性を有する構造であることを確認した。

(参考) アンカー部の応力の深度分布 (引抜き力) において, T.P. +3.2 m 付近で鉛直付着力が低下する要因について

アンカーボルトと隣接するコンクリートの鉛直方向の相対変位により鉛直付着応力が発生する。荷重比率 0.8 程度までは, アンカーボルトと隣接するコンクリートの相対変位は大きくなるため, 鉛直付着応力は増加する。荷重が増加するに従いアンカーボルトの鉛直方向の変位に隣接するコンクリートが追従し, 相対変位量と鉛直付着応力の関係の非線形性がやや強くなっている。



(荷重比率 1.0 の各要素の変位)

