

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 69
提出年月日	平成 30 年 7 月 6 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 7 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"> ・新規定定 ・「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 S A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 S A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 S A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 S A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	<ul style="list-style-type: none"> ・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

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 S A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 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[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 68 H30. 7. 5]

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 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]

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

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 69 H30. 7. 6]

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 61 H30. 6. 28]

6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 62 H30. 6. 28]

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 69 H30. 7. 6]

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 69
H30. 7. 6]

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 69
H30. 7. 6]

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 63 H30. 6. 29]

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 66 H30. 7. 4]（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. 7. 6]

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]

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 69 H30. 7. 6]

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 69 H30. 7. 6]

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 63 H30. 6. 29]

6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明[改 69 H30. 7. 6]

6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明[改 63 H30. 6. 29]

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 65 H30. 7. 3]

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[改 64 H30. 6. 29]

6.10.3 加振試験の条件について[改 58 H30. 6. 26]

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 67 H30. 7. 4]

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]

[]内は、当該箇所を提出
（最新）したときの改訂を示
す。

- 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明資料
- 6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明資料

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	17
2.4 適用基準	22
3. 地震応答解析	24
3.1 評価対象断面	24
3.2 解析方法	27
3.3 荷重及び荷重の組合せ	29
3.4 入力地震動	31
3.5 解析モデル及び諸元	60
3.6 解析ケース	84
4. 耐震評価	85
4.1 評価対象部位	85
4.2 許容限界	86
4.3 評価方法	89
5. 評価結果	97
5.1 地中連続壁基礎（下部構造）	97
5.2 鋼製防護壁（上部構造）	128
5.3 鋼製防護壁（接合部）	133
5.4 まとめ	136

1. 概要

本資料は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、鋼製防護壁が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持性能並びに止水機能を有していることを確認するものである。

鋼製防護壁に要求される機能の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

鋼製防護壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

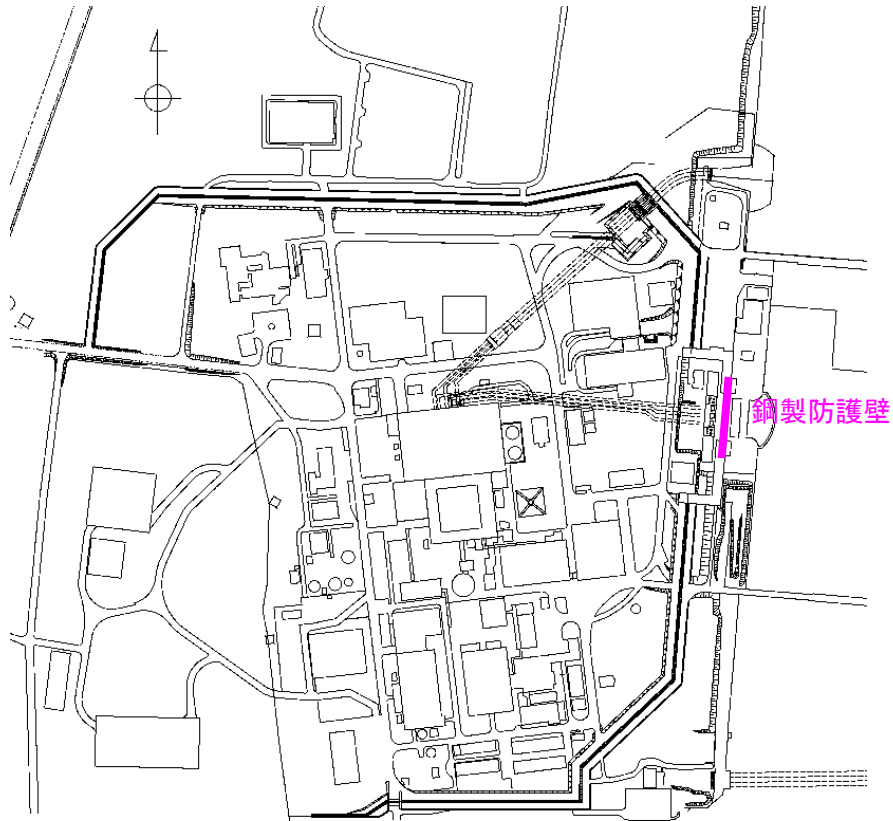


図 2.1-1 鋼製防護壁位置図

2.2 構造概要

2.2.1 構造概要

鋼製防護壁は、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。

鋼製防護壁の検討対象位置平面図を図 2.2-1 に、構造概要図を図 2.2-2 に、構造図を図 2.2-3 に示す。

鋼製防護壁は鉛直及び水平方向に配置された鋼板で構成される鋼殻構造であり、施工性を考慮して分割したブロックの集合体として全体を構成する。各ブロックは添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合により固定するため、地震時及び津波時にブロック同士の変位は生じない設計である。継ぎ手部にはシール材を設置し、漏えいが生じないようにする。

基礎部は、図 2.2-4 に示すとおり、南北両側に配置した地中連続壁基礎にて構成され、津波荷重等を受ける鋼製防護壁を支持する。地中連続壁基礎の内側には中実鉄筋コンクリートを充填し、地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートはスタッドにより一体化し、両者で発生断面力を負担する。

図 2.2-5 に鋼製防護壁の構造概要を示す。鋼製防護壁は、下端標高 T.P. +3.20 m から天端標高 T.P. +20.0 m までを頂部鋼板を含めて 10 層の水平隔壁に分割した構造とし、法線、法線直交方向の鉛直隔壁並びに外面鋼板で構成される。各層は、図 2.2-5 に示すブロックが複数結合された構造である。鋼材ブロック継目部の添接板の間に止水性の維持のためシール材を設置する。また、止水性維持のため、鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の境界部に止水ジョイント部を、鋼製防護壁の底面と既設取水構造物との境界部に止水機構を設置する。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎は直接定着式アンカーを用いて、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。

鋼製防護壁の基礎直上は図 2.2-6 に示すとおり、鋼殻内に必要な高さまで中詰め鉄筋コンクリートを打設して鋼殻と一体化し、下部構造への確実な荷重伝達を図る。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部の概要図を図 2.2-7 に、結合部構造図を図 2.2-8 に示す。また、各部材の設計上の役割を表 2.2-1 に示す。

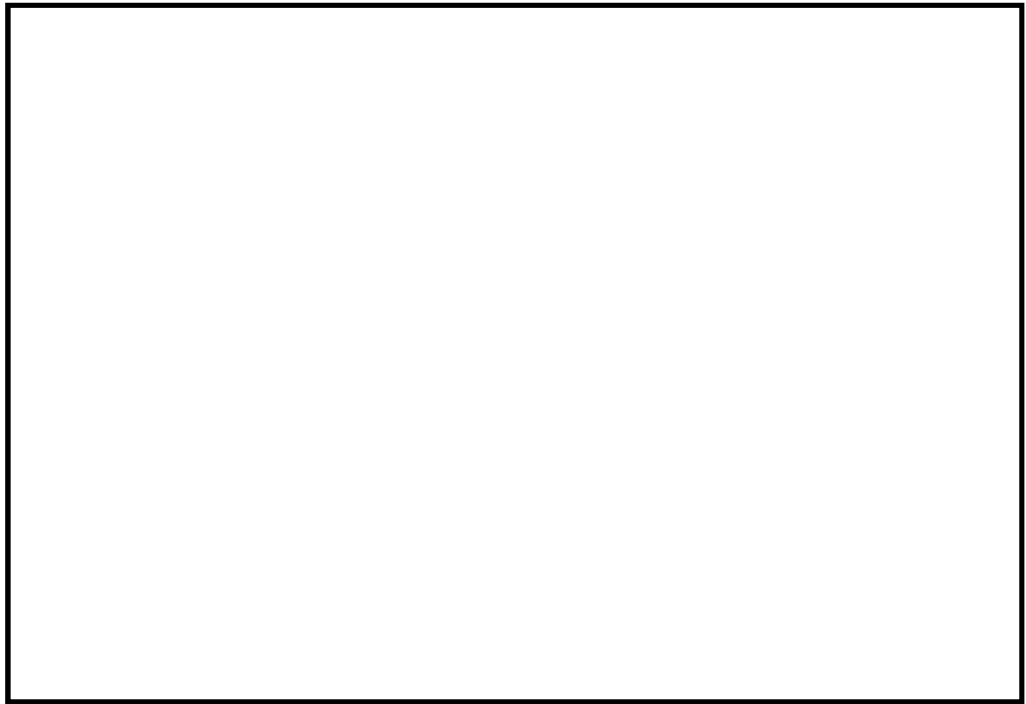


図 2.2-1 鋼製防護壁 検討対象位置平面図

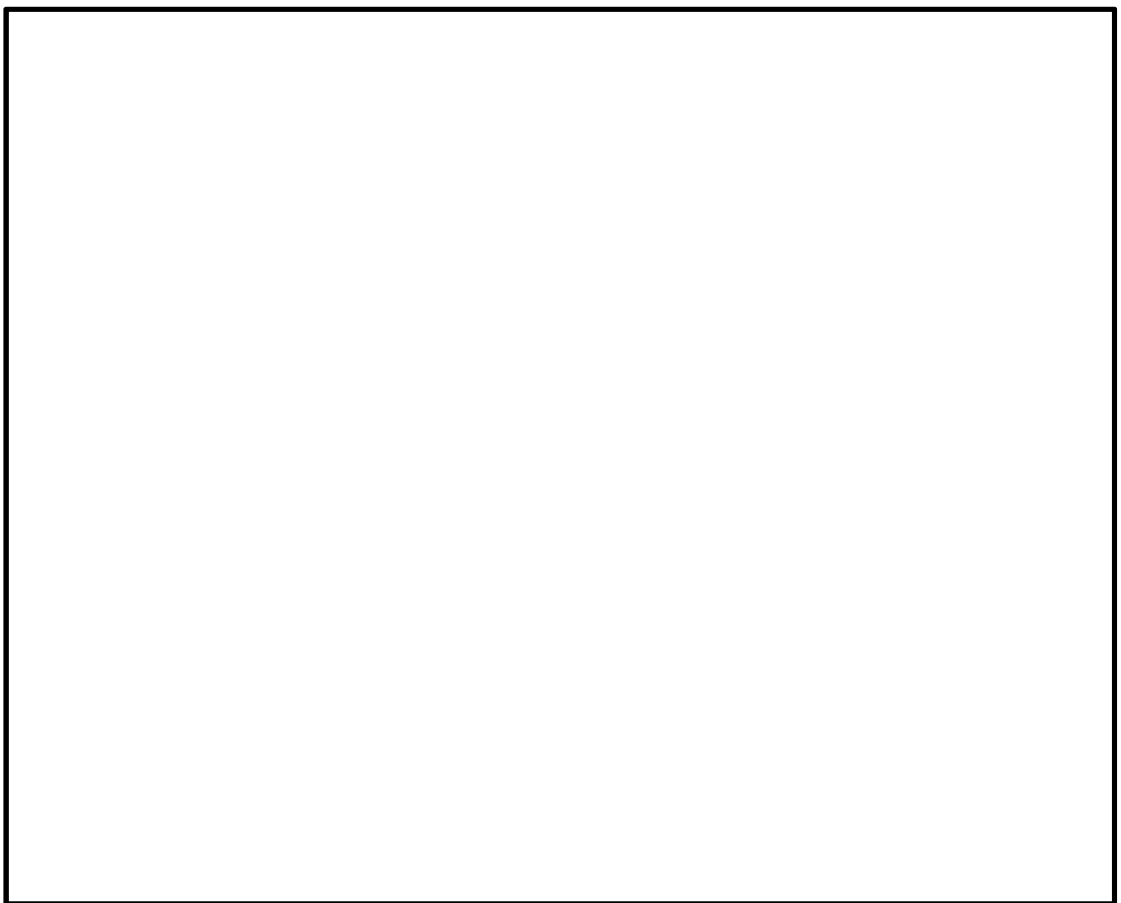


図 2.2-2 鋼製防護壁の構造概要図

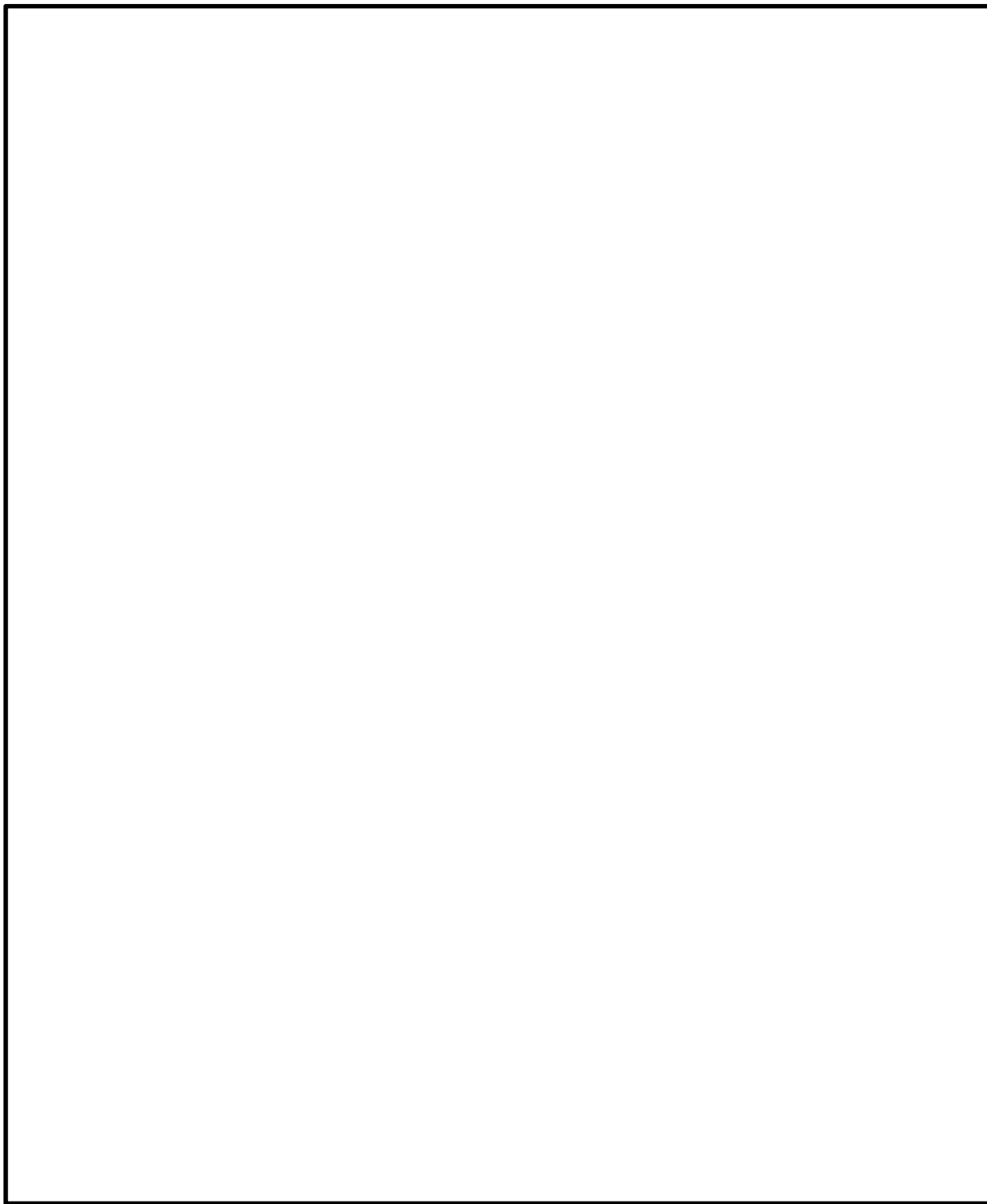


図 2.2-3 鋼製防護壁の構造図

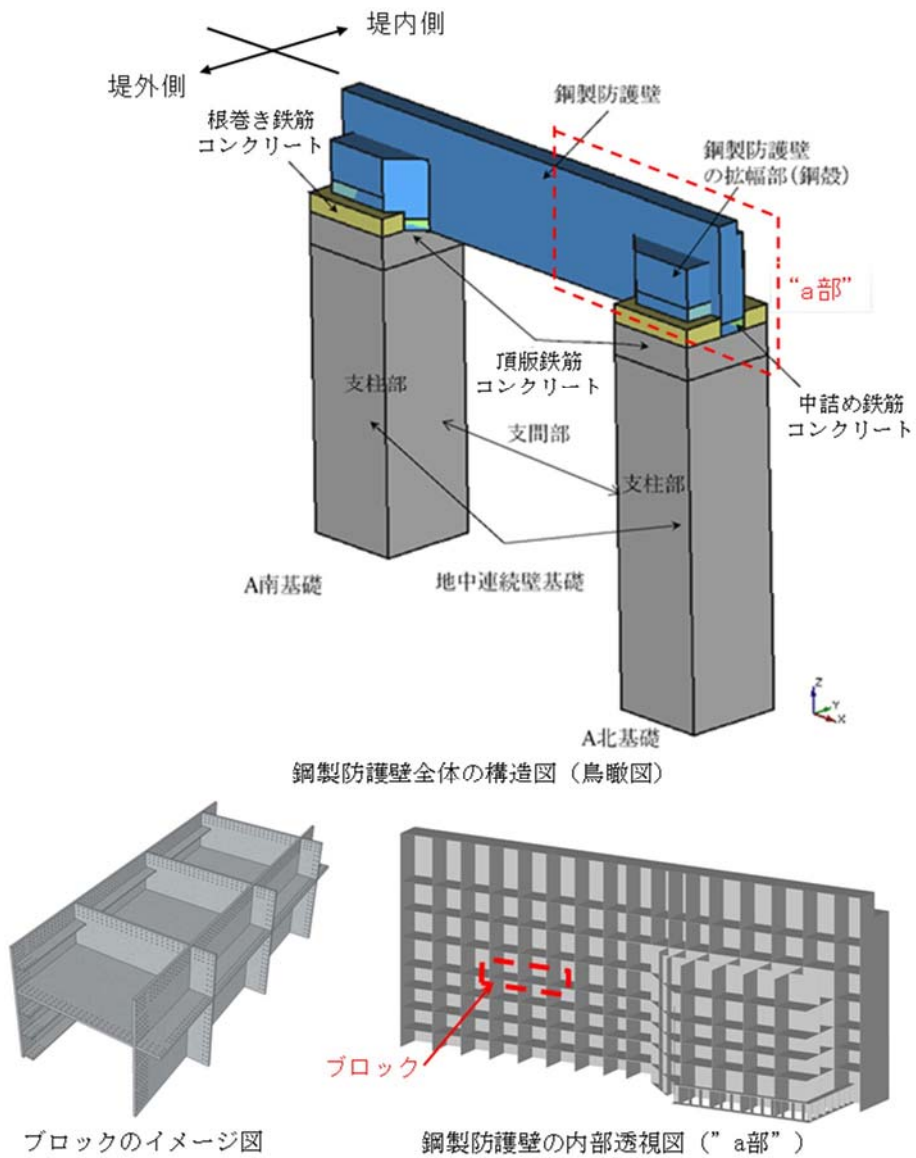


図 2.2-4 鋼製防護壁全体の構造概要図

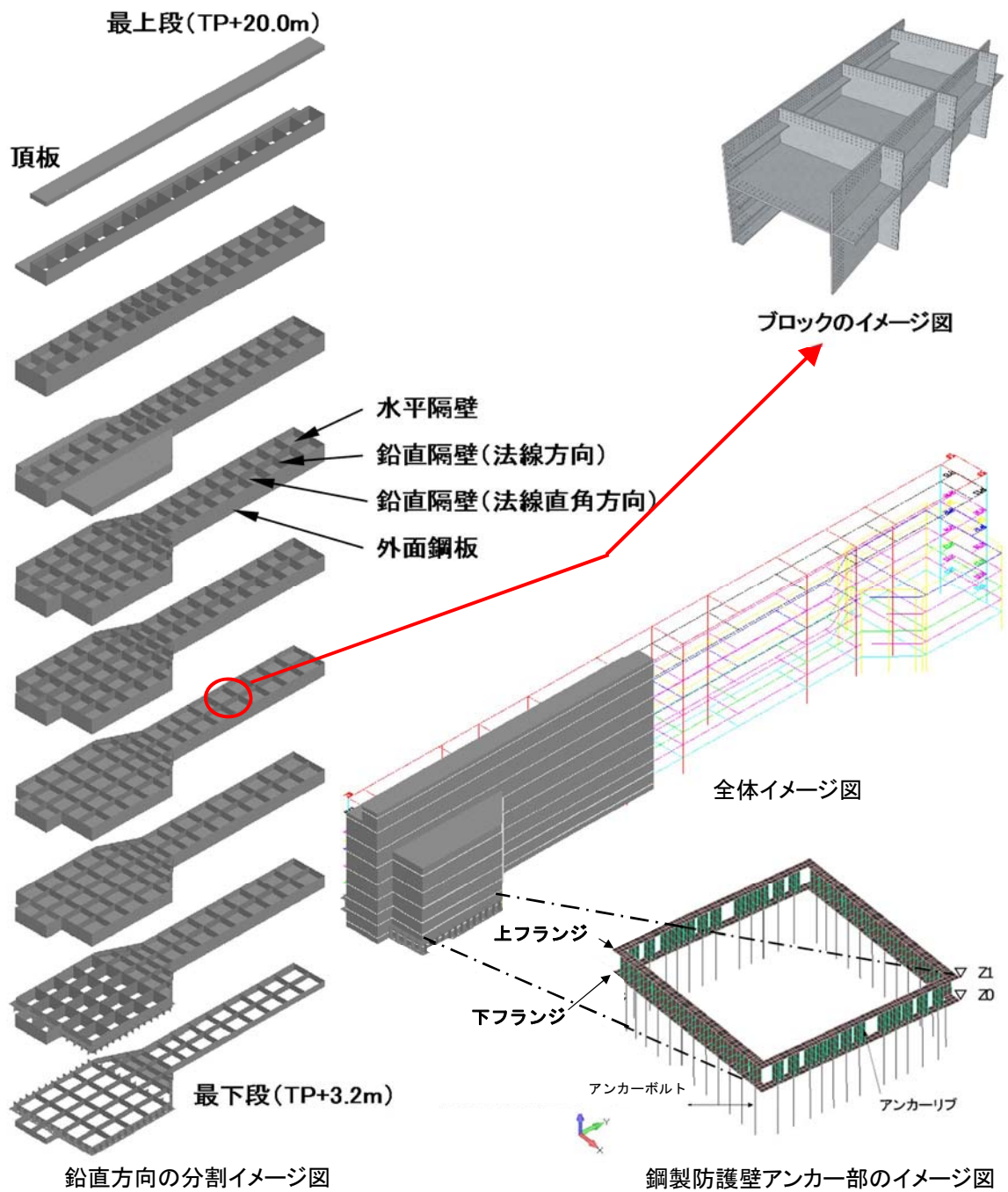


図 2.2-5 (1) 鋼製防護壁上部構造の構造イメージ図

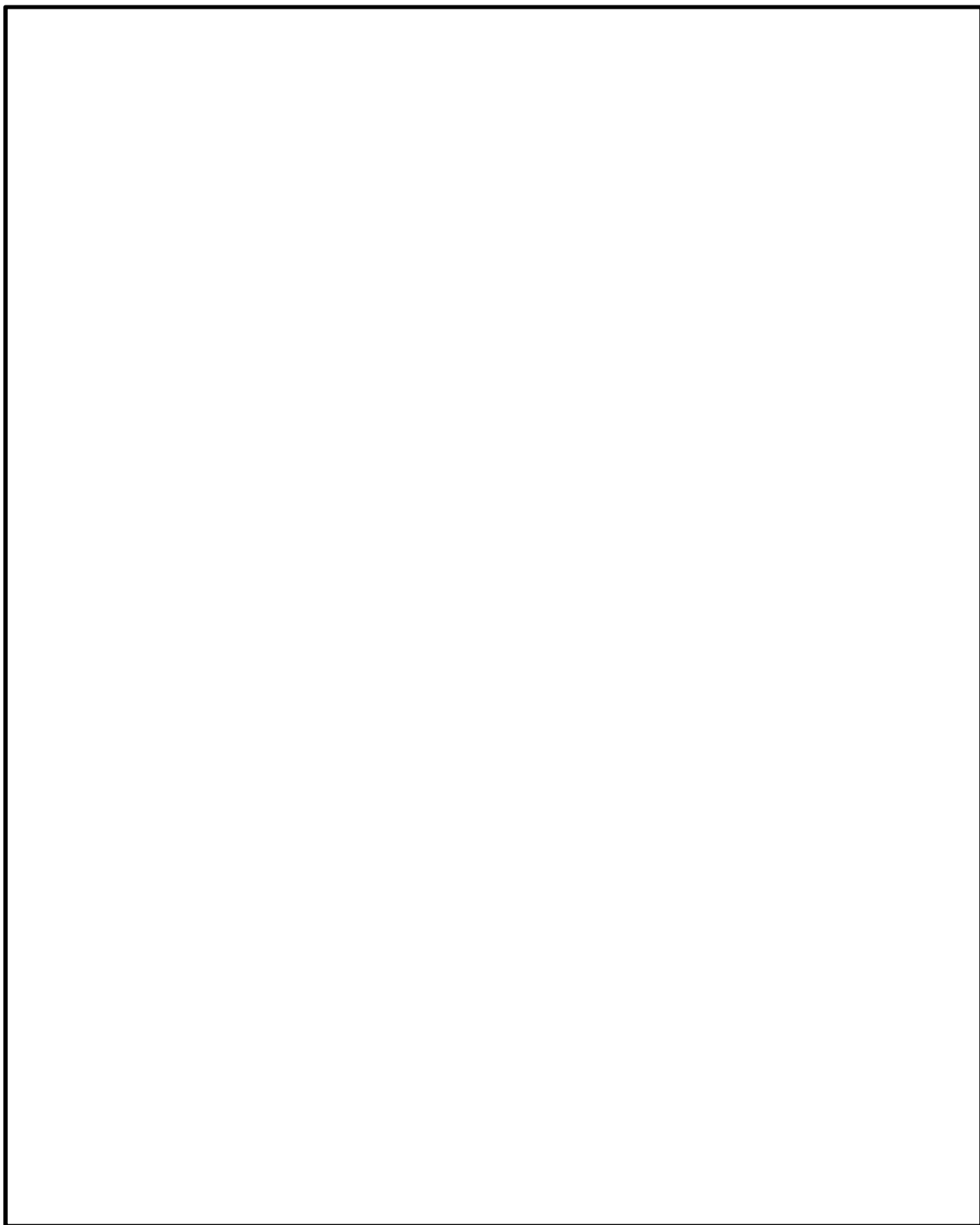


図 2.2-5 (2) 鋼製防護壁上部構造の板厚概要図

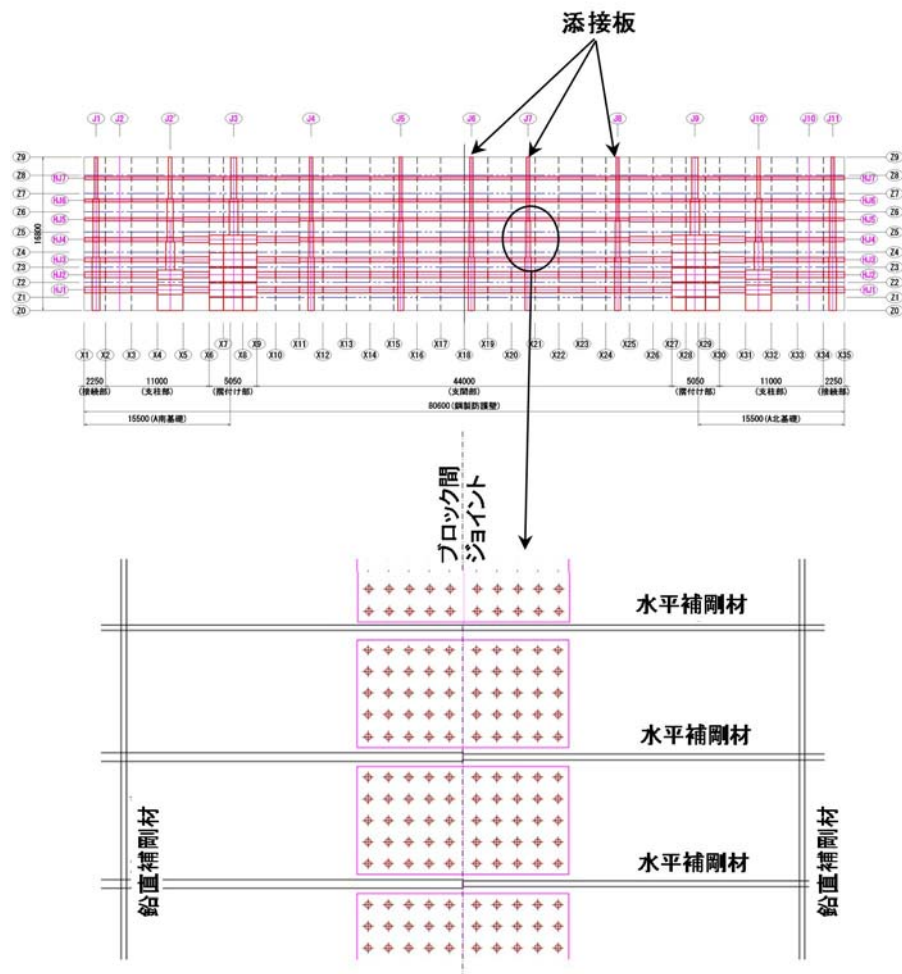


図 2.2-5 (3) 鋼製防護壁上部構造の構造イメージ図

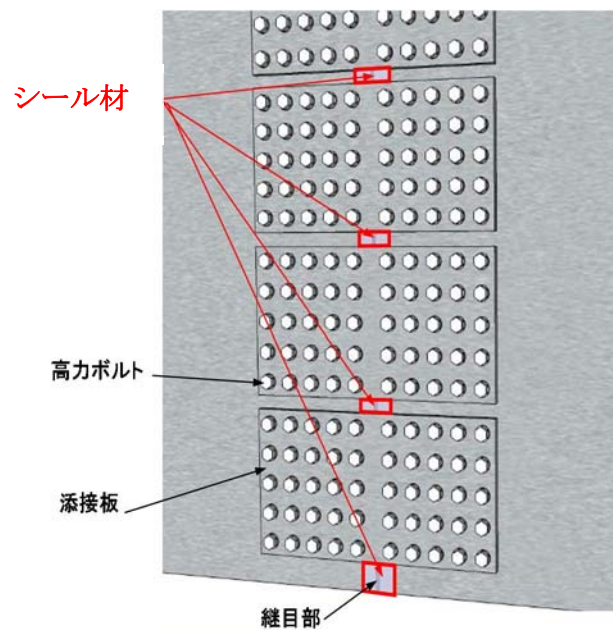


図 2.2-5 (4) シール材の概念

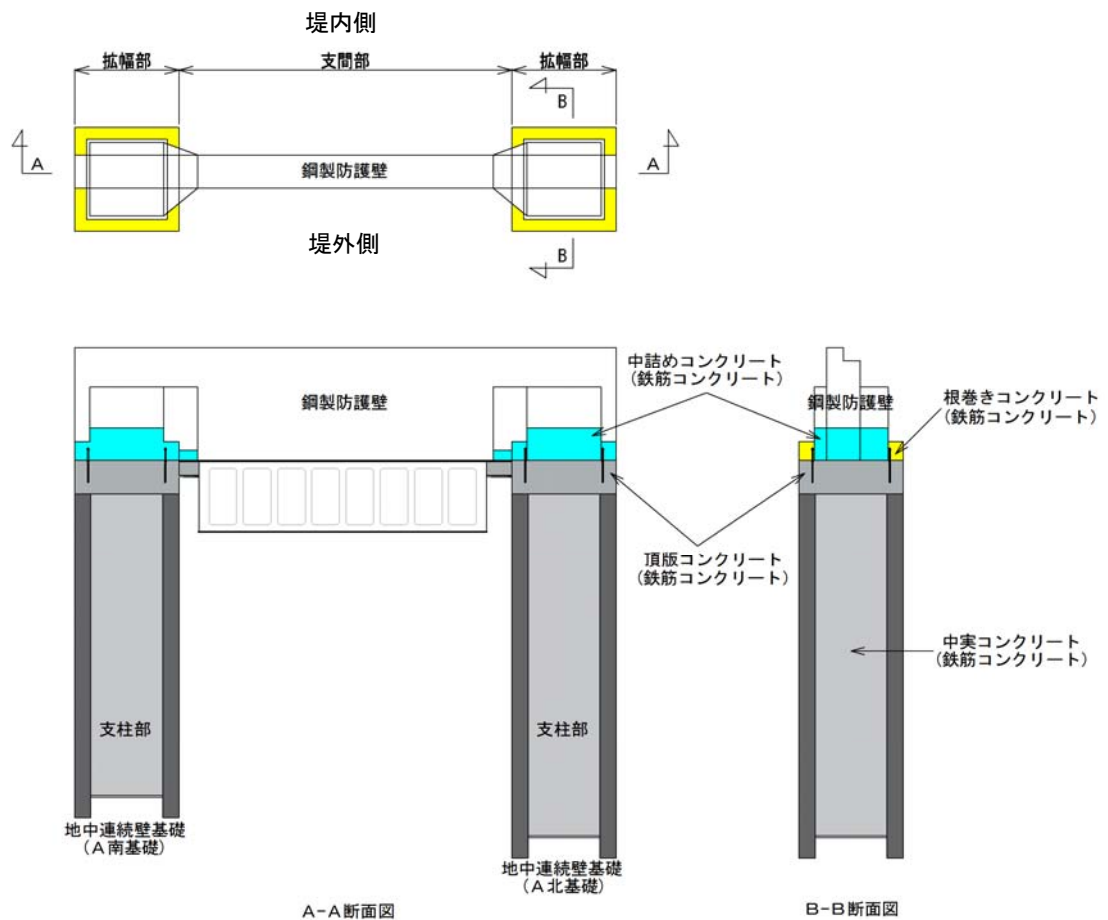


図 2.2-6 (1) 鋼製防護壁の全体構成図

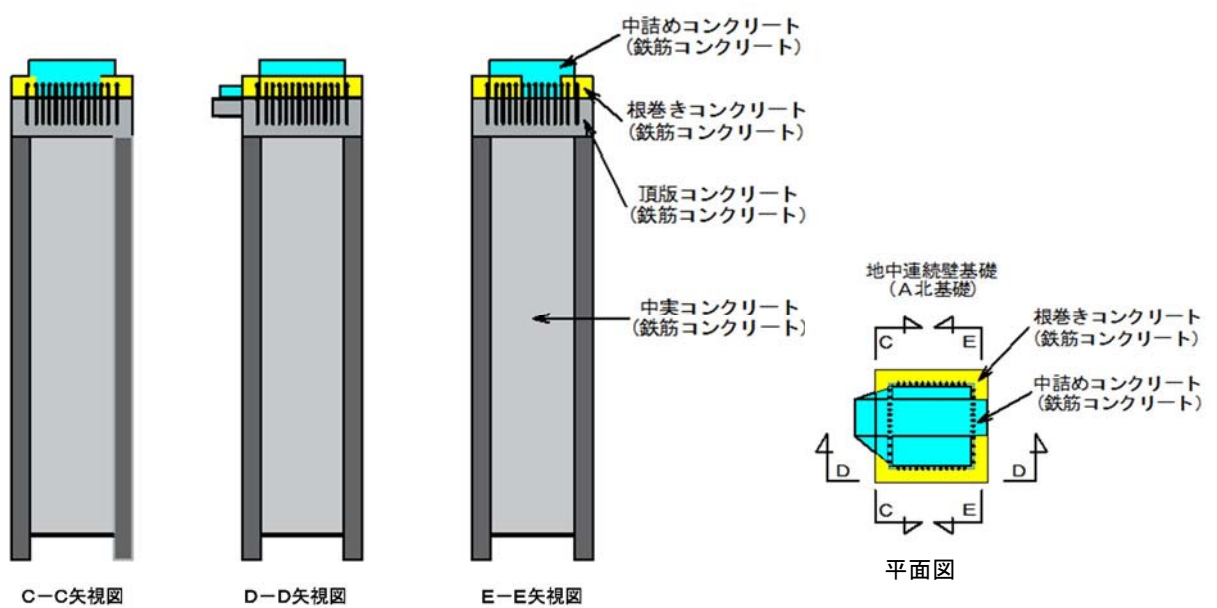


図 2.2-6 (2) 鋼製防護壁（地中連続壁基礎）の構成図

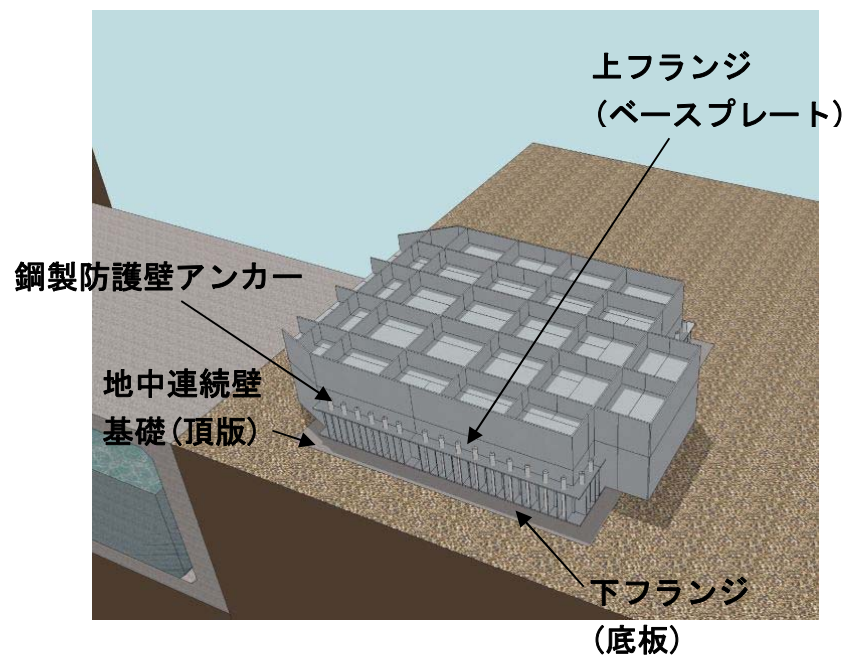
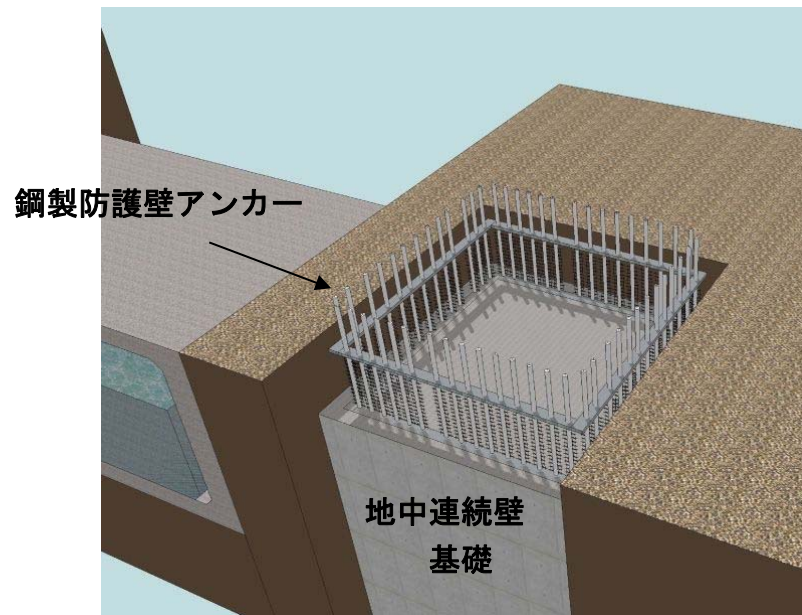


図 2.2-7 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部概要図

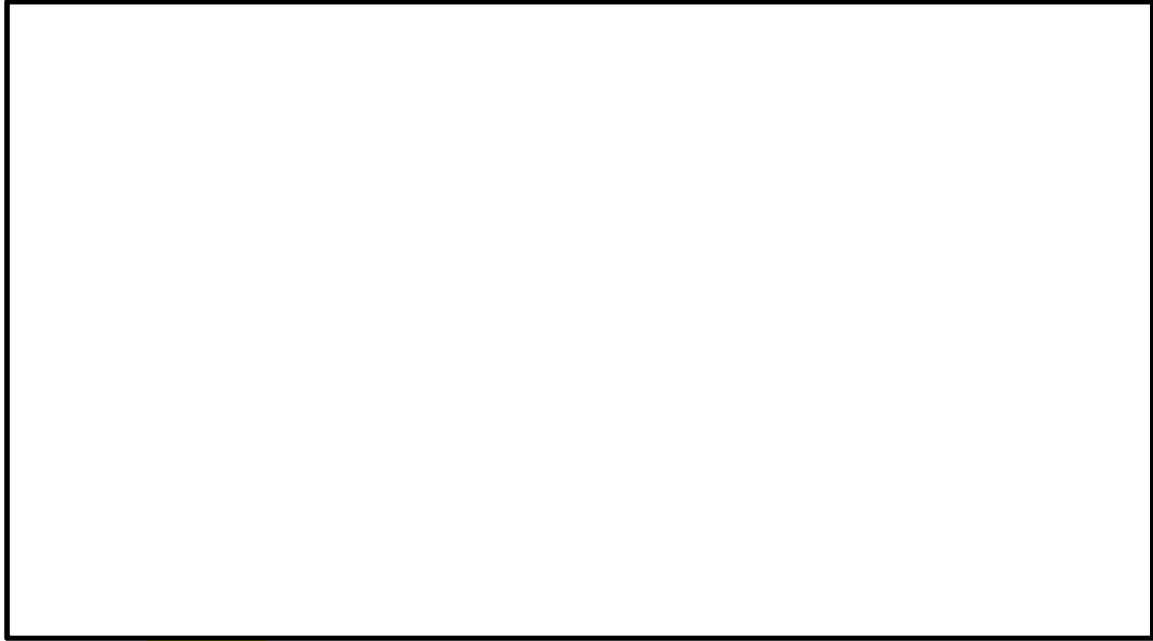


図 2.2-8 (1) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (A-A断面)

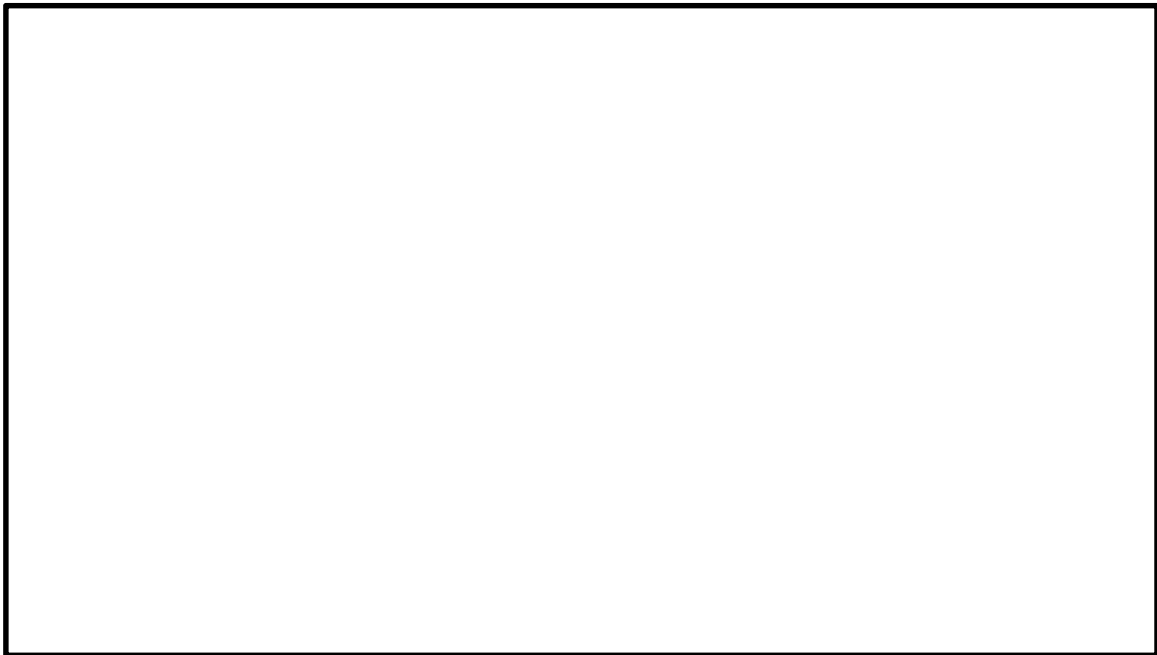


図 2.2-8 (2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (B-B断面)

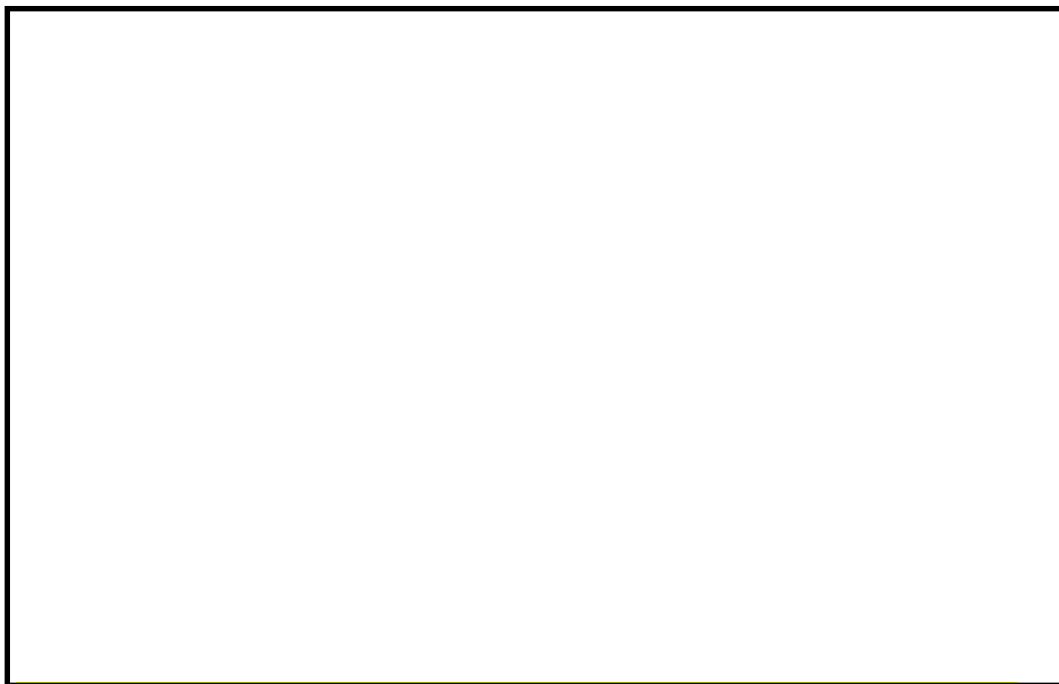


図 2.2-8 (3) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (C-C 断面)

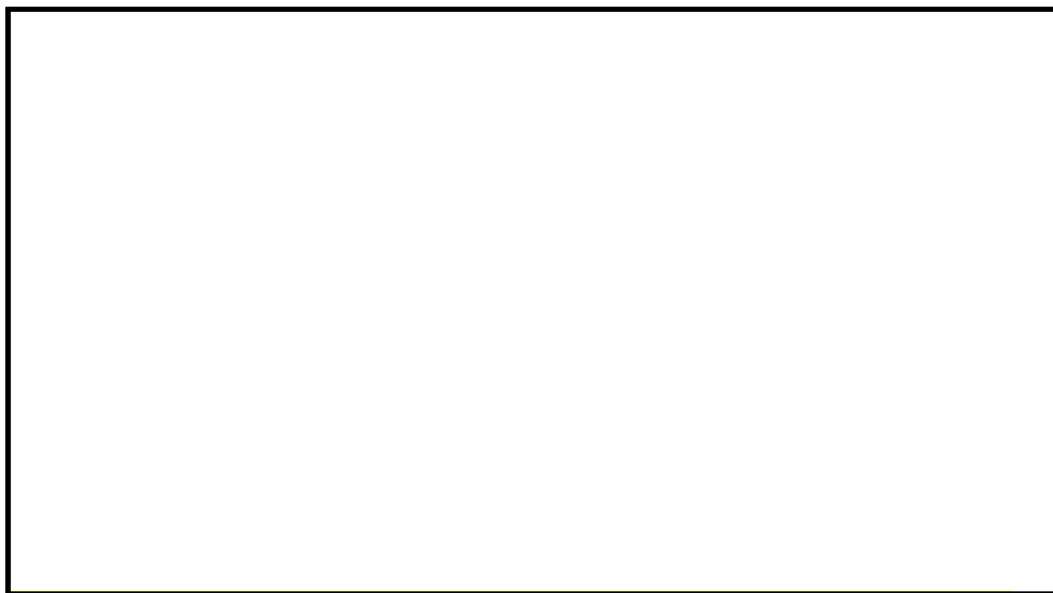


図 2.2-8 (4) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (D-D 断面)

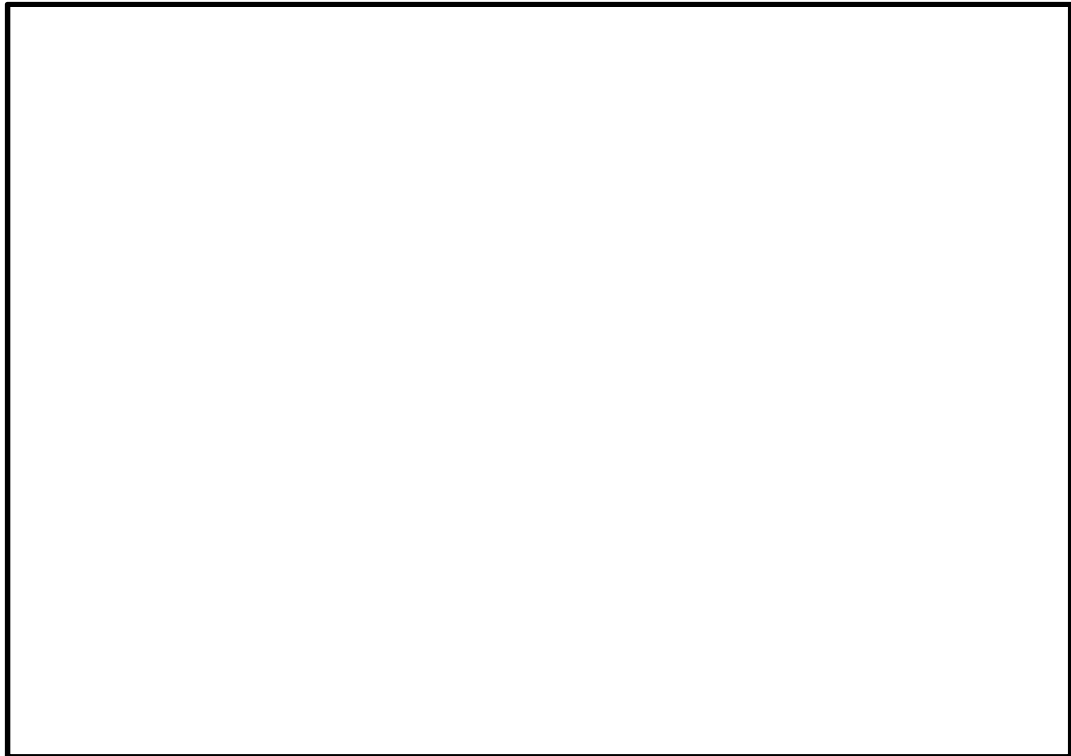


図 2.2-8 (5) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (E-E 断面)

表 2.2-1 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。

2.2.2 鋼製防護壁の平面配置における配置位置

鋼製防護壁の支間部は、地震時の変位により既設構造物と接触しないよう設計する。また、施工時にポンプ室クレーンと取水口の離隔を確保できるよう設計する。これらのことを踏まえ、鋼製防護壁中心と地中連続壁基礎中心の位置を適切に設定する。

鋼製防護壁の平面配置における設置位置の状況を図 2.2-9 に示す。

(1) 上部構造（鋼製防護壁）の中心位置の設定

地震時の動的解析による検討結果を踏まえ、許容変位量を（約 70 cm）と設定する。上部構造には止水板押え（約 50 cm）を設置することから、堤外側角落しから 120 cm の離隔が必要となる。

下部構造の中心位置に上部構造を設置する場合、上部構造の堤外側角落しとの隔離が約 20 cm あることから、堤外側角落しから必要離隔 120 cm を確保するため、上部構造を陸側へ 115 cm 離れた位置に設定する。

(2) 下部構造（地中連続壁基礎）の中心位置の設定

堤内側は施工上、ポンプ室クレーンと取水口の離隔を 3 m 確保できるよう設定する。

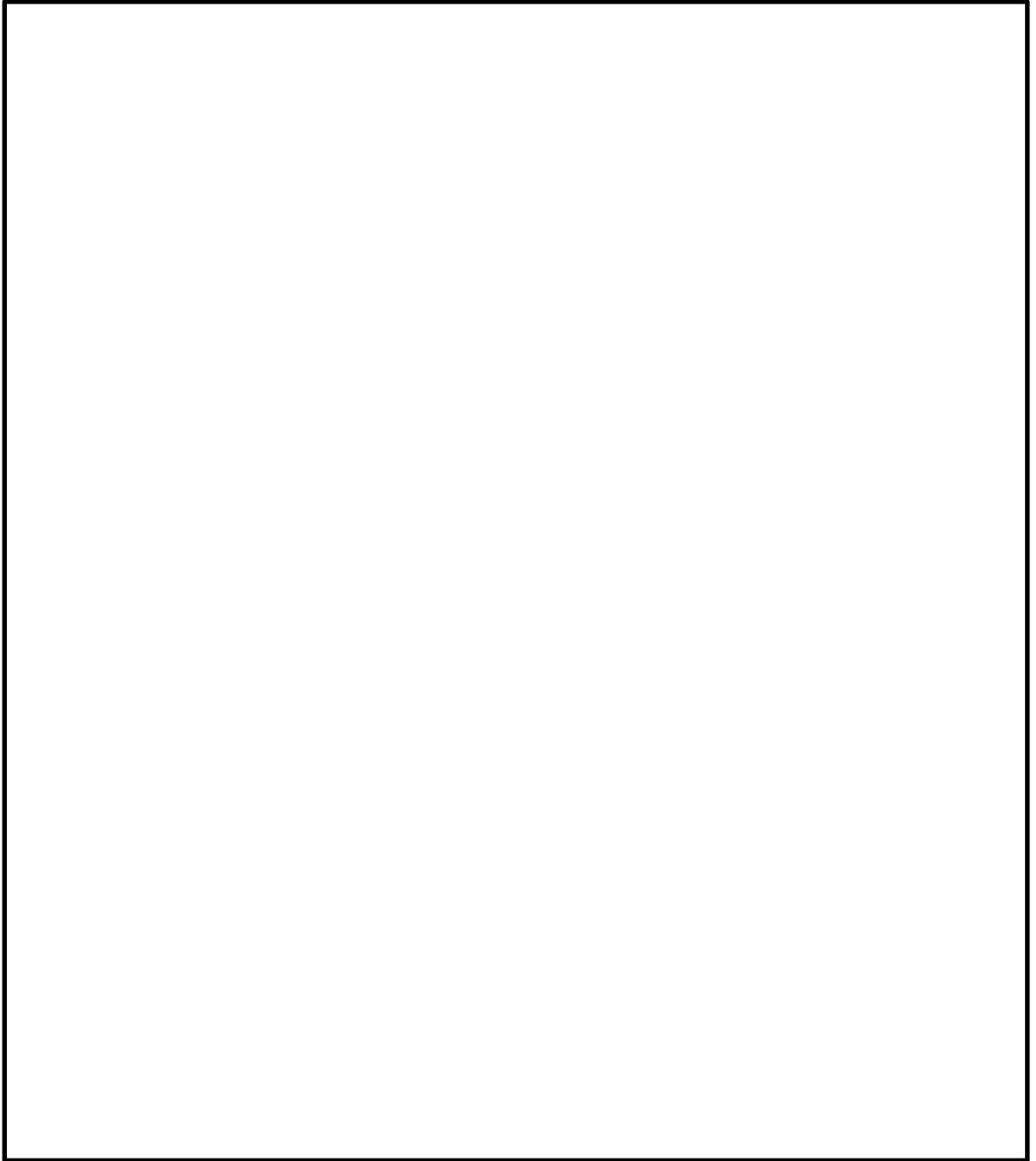


図 2. 2－9 鋼製防護壁の平面配置における設置位置の状況

2.3 評価方針

防潮堤（鋼製防護壁）は，Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鋼製防護壁に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に示す。

鋼製防護壁の耐震評価は，設計基準対象施設の評価として，表 2.3-2 に示すとおり，構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については，地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については，基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

止水ジョイント部は，鋼製アンカー，鋼製防護部材及び止水ジョイント部材で構成する。止水ジョイント部の評価に関する補足説明事項を「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。また，鋼製防護壁の底面と既設取水構造物との境界部に設置する止水機構の評価を「6.1.3 止水機構に関する補足説明」に示す。

鋼製防護壁の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3－1 鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針

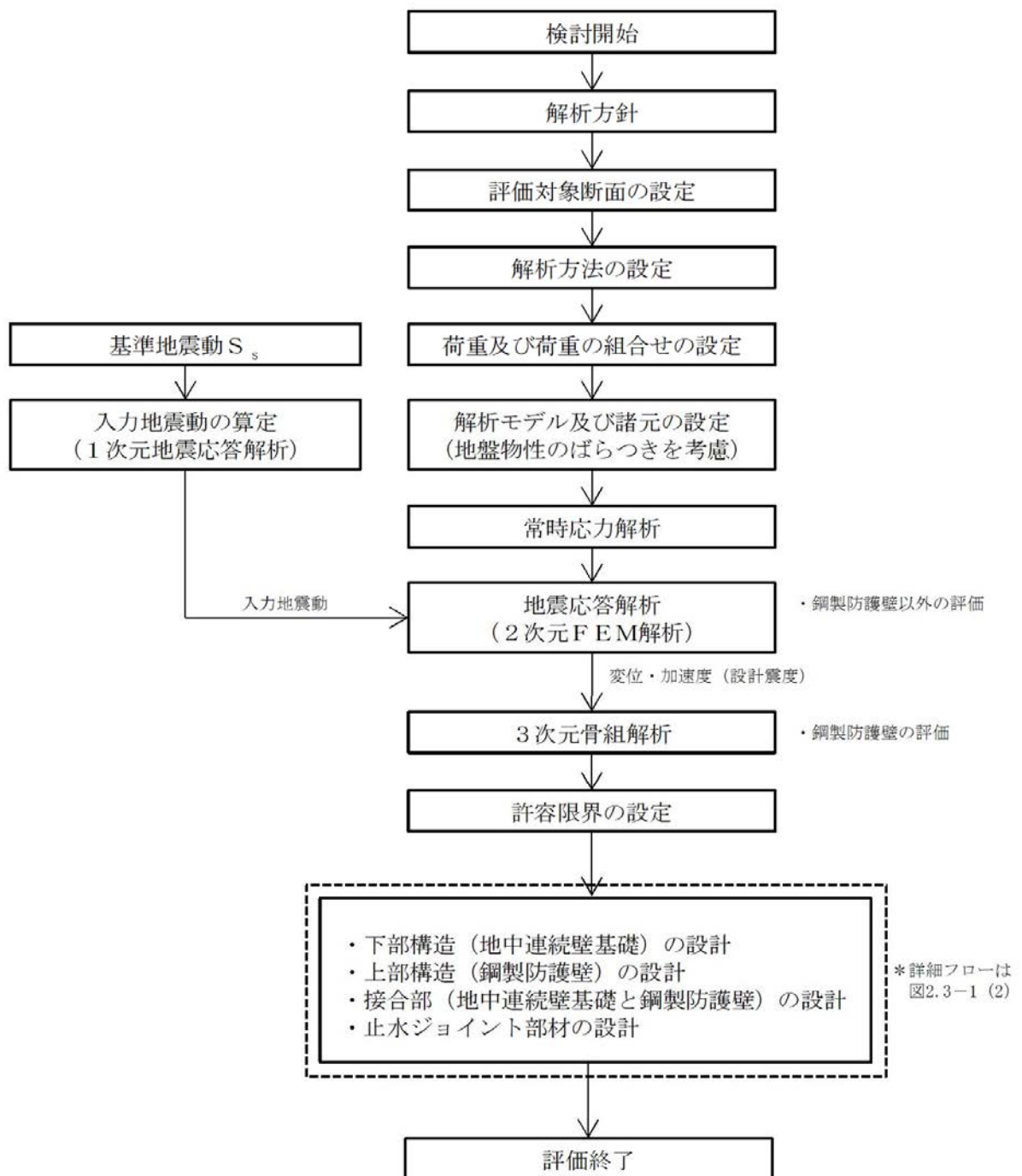
赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計						設計に用いる許容限界		
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)		評価対象部位	応力等の 状態	損傷モード			
鋼製防護壁	<div>・鋼製防護壁は、基準地震動 S_s に対して、鋼製防護壁に要求される機能を損なう恐れがない設計とする。</div> <div>・鋼製防護壁は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</div> <div>・鋼製防護壁の設計における荷重の組合せとしては、常時作用する荷重、基準地震動 S_s による地震荷重及び自然条件として積雪荷重を適切に考慮する。</div>	<div>・鋼製防護壁は、基準地震動 S_s に対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</div>	<div>・鋼製防護壁は、基準地震動 S_s に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持すること で、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</div>	<div>・鋼製防護壁は、基準地震動 S_s に対し、 ①鋼材や鉄筋コンクリートの耐力のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ②上部構造は、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に強固に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持するとともに、鋼製防護壁や鉄筋コンクリート防潮壁による止水性を保持する設計とする。 ③上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、試験等により地震時の変形に追随し止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講じる設計とする。</div>	<div>・鋼製防護壁は、基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、鉄筋コンクリート製の地中連続壁基礎、鉄筋コンクリート及び鋼製の上部構造で構成し、津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</div>	基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。		下部構造	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力とする。	
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。			地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート)	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき短期許容応力度とする。	
						基準地震動 S_s による地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		上部構造	鋼製防護壁		曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編)」に基づき短期許容応力度とする。
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼製防護壁と地中連続壁基礎を連結するアンカー部が構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。			鋼製防護壁 アンカー	アンカーボルト	引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編)」「鋼構造物設計基準」「道路土工カルバート工指針」に基づき短期許容応力度とする。
										頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート	曲げ、せん断		
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ゴム、止水シートが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。			止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力とする。
								鋼製アンカー		引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度とする。	
								止水ジョイント部の鋼製防護部材		曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度とする。	
									鋼製防護壁底部止水機構	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編)」「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度とする。	

表 2.3-2 鋼製防護壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位		評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構 造 部 材 の健全性	鋼製防護壁		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート)		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト, 頂版鉄筋コンクリート, 中詰め鉄筋コンクリート)		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ジョイント部	鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*
止水性を損なわないこと	構 造 部 材 の健全性	鋼製防護壁		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート)		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト, 頂版鉄筋コンクリート, 中詰め鉄筋コンクリート)		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ジョイント部	鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*
	構造物の変形性	止水ジョイント部	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

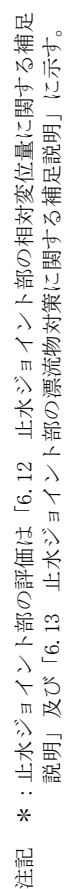
注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 (1) 鋼製防護壁の耐震評価フロー



6.1-21

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 (1) 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） ・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） ・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） ・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月） ・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） 	—
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） 	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討

表 2.4-1 (2) 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準等	備考
許容 限界	コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） ・道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月） ・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） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，短期許容応力度又は短期許容せん断応力度以下であることを確認
	鉄筋	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） ・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） 	
	鋼製防護壁	<ul style="list-style-type: none"> ・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） 	
	鋼製防護壁 アンカー	<ul style="list-style-type: none"> ・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） 	
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会） ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼製防護壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて選定する。図 3.1-1 に評価対象断面位置図を、図 3.1-2 に評価対象断面図を示す。

耐震評価は、縦断方向 1 断面（①-①断面）及び南北基礎の横断方向（堤軸に対して直交する方向）2 断面（②-②断面，③-③断面）を用いて実施する。

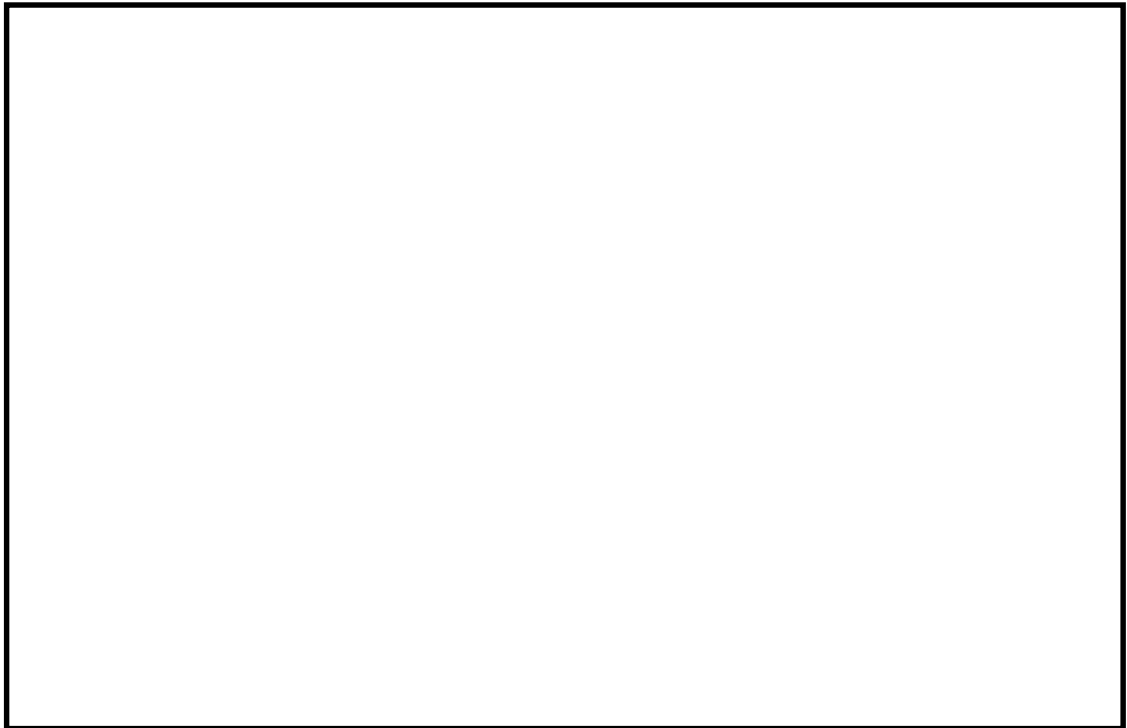


図 3.1-1 鋼製防護壁の評価対象断面位置図

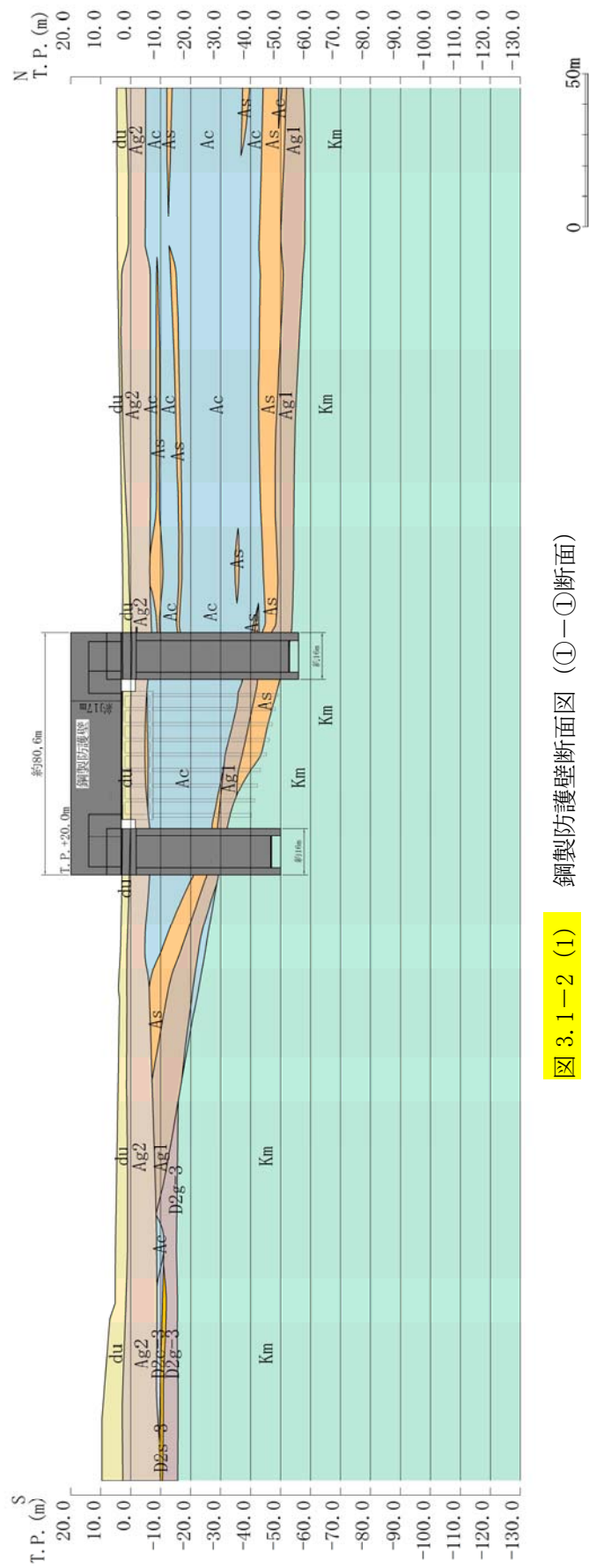


図 3. 1-2 (1) 鋼製防護壁断面図 (①—①断面)

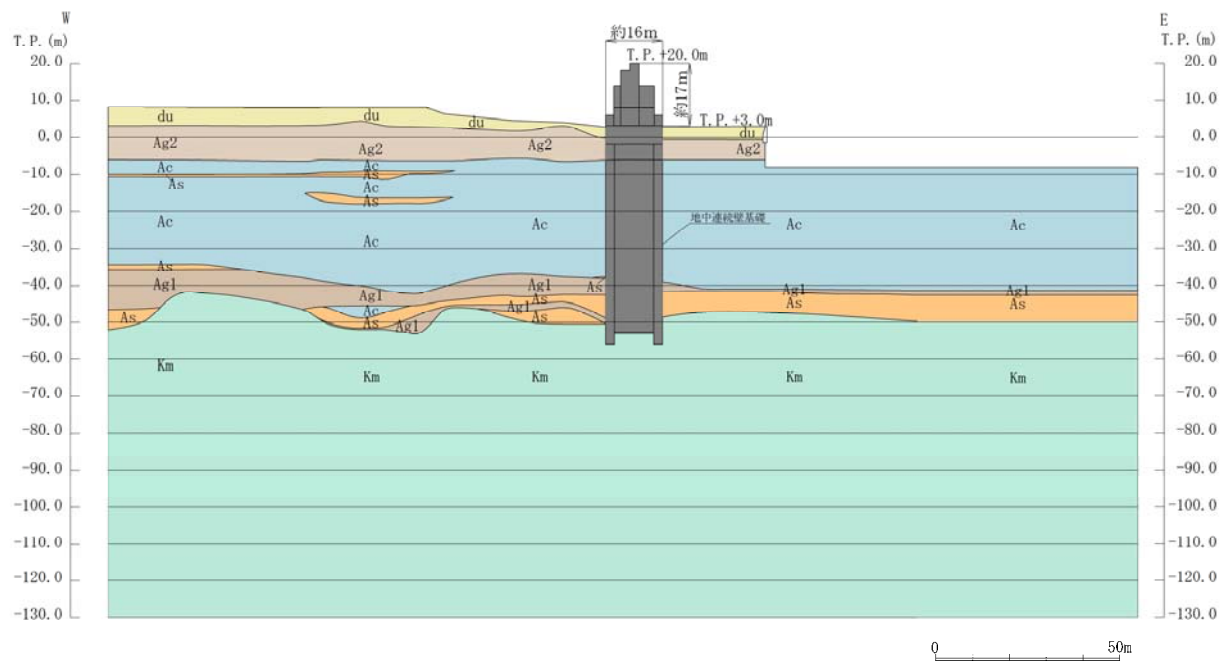


図 3.1-2 (2) 鋼製防護壁断面図 (②-②断面)

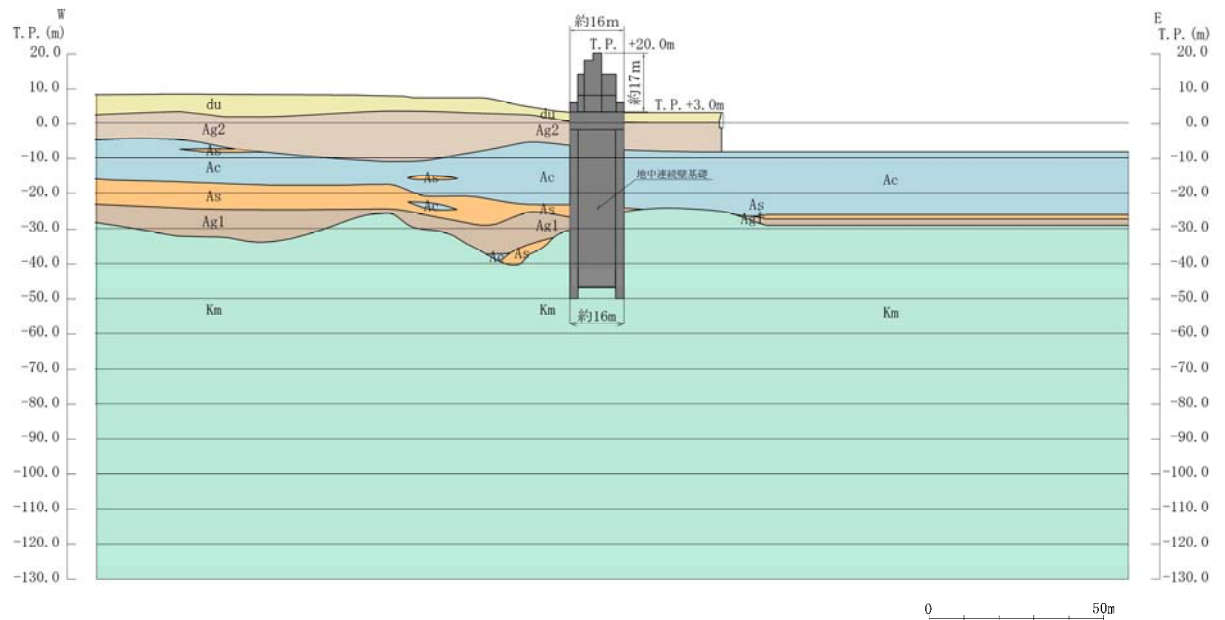


図 3.1-2 (3) 鋼製防護壁断面図 (③-③断面)

3.2 解析方法

鋼製防護壁の地震応答解析は、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2-1 に示す。

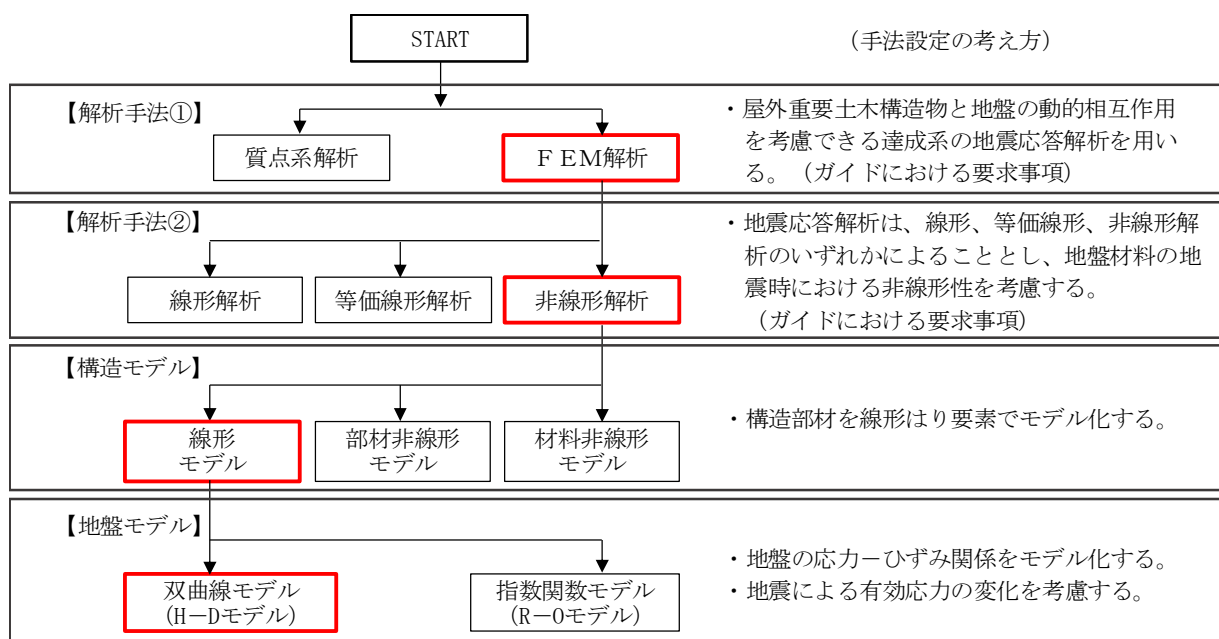


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら 2 つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

3.2.1 地震応答解析手法

鋼製防護壁の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加

振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

3.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

3.2.3 地盤

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

鋼製防護壁の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鋼製防護壁の地震応答解析において、考慮する荷重を次に示す。

(1) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体及び機器・配管自重を考慮する。

(2) 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

(4) 風荷重

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に示し、荷重概念図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	○	・風荷重を考慮する。
偶発荷重 （地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。 ・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	—	・自由水はないため動水圧は考慮しない。

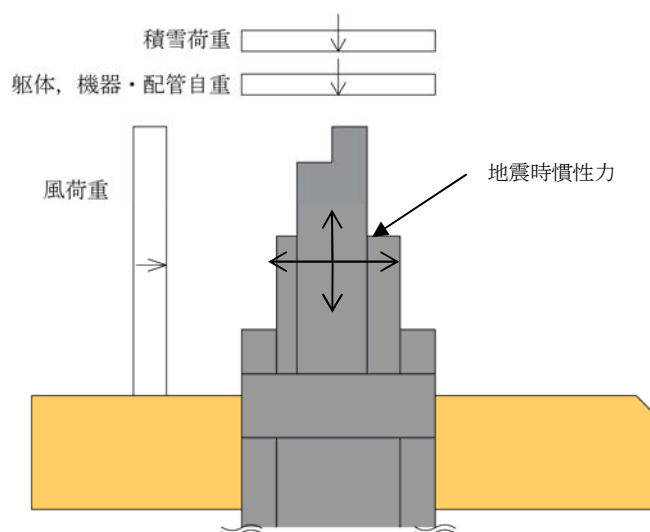


図 3.3-1 荷重概念図

3.4 入力地震動

入力地震動は、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重量土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.4-1に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、断層モデル波である S_s -11, 12, 13, 14, 21, 22については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図3.4-2～図3.4-29に入力地震動の加速度時刻歴波形並びに加速度応答スペクトルを示す。

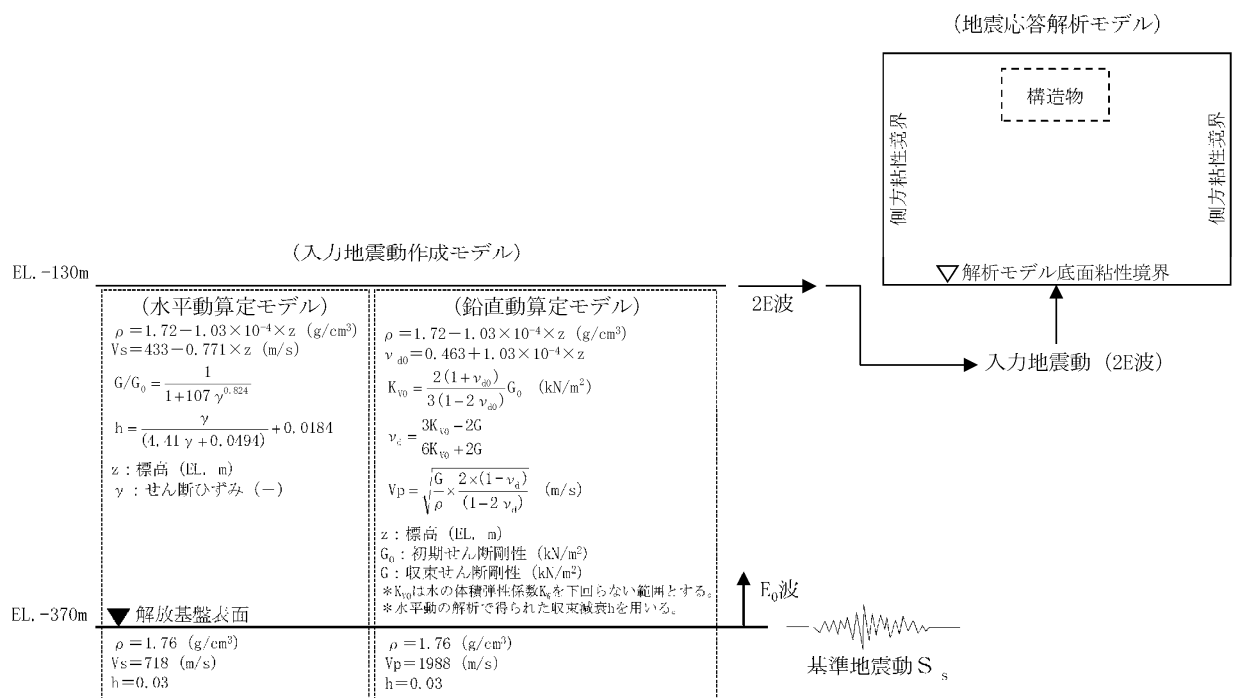
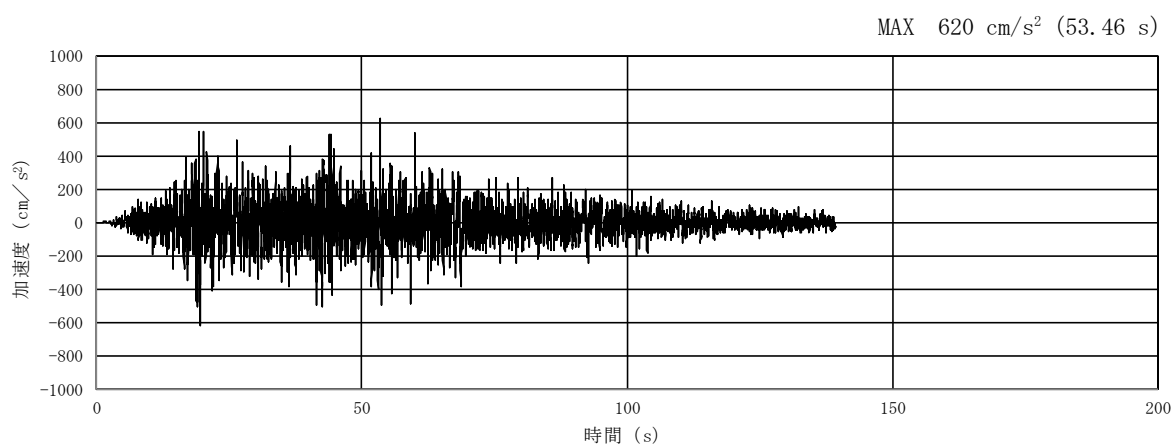
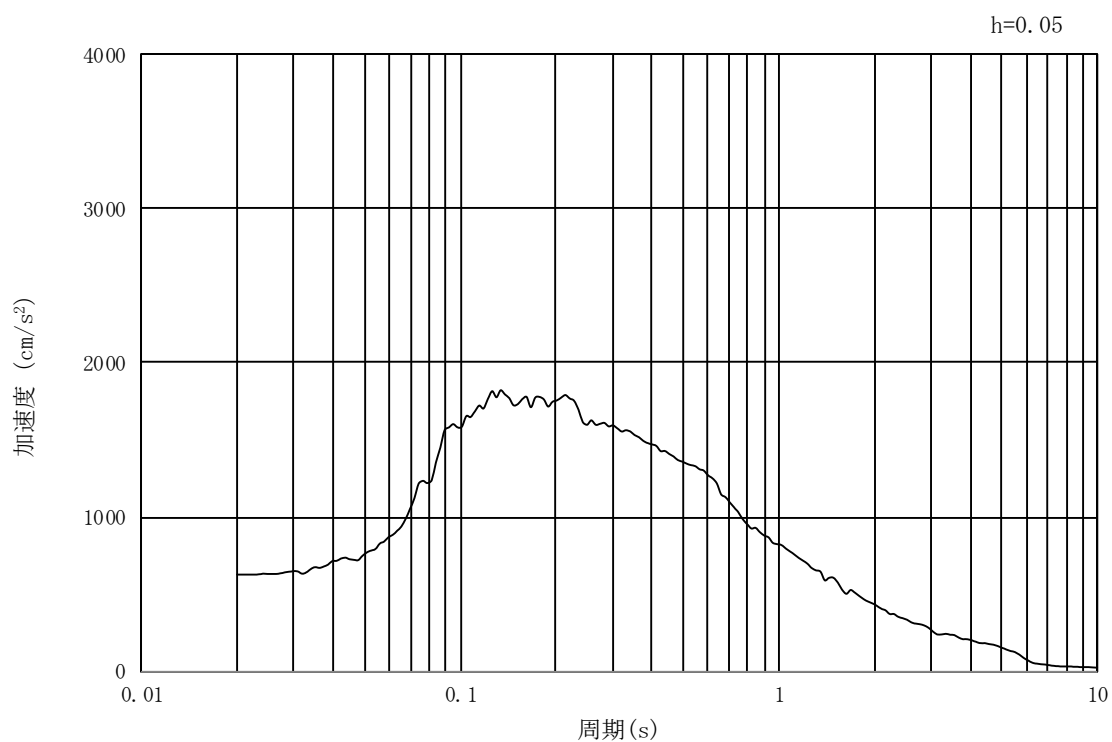


図3.4-1 入力地震動算定の概念図

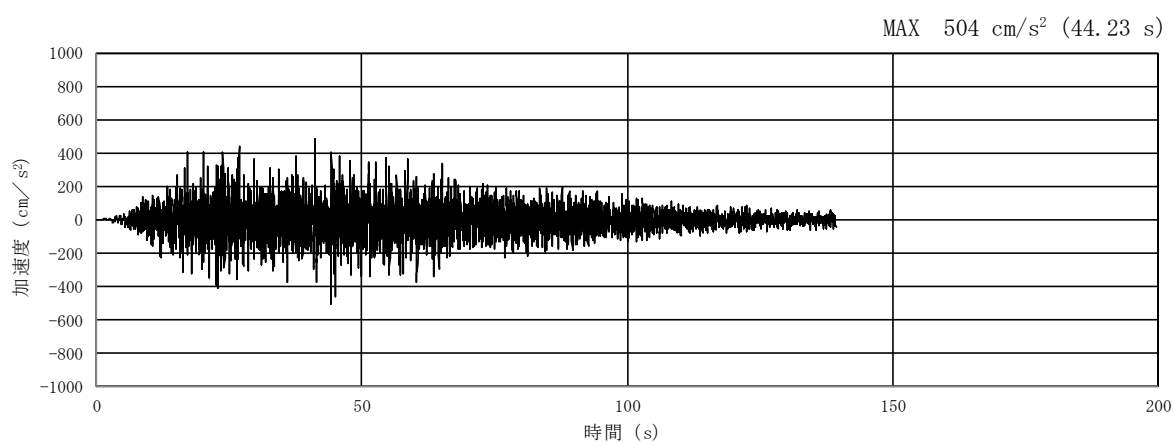


(a) 加速度時刻歴波形

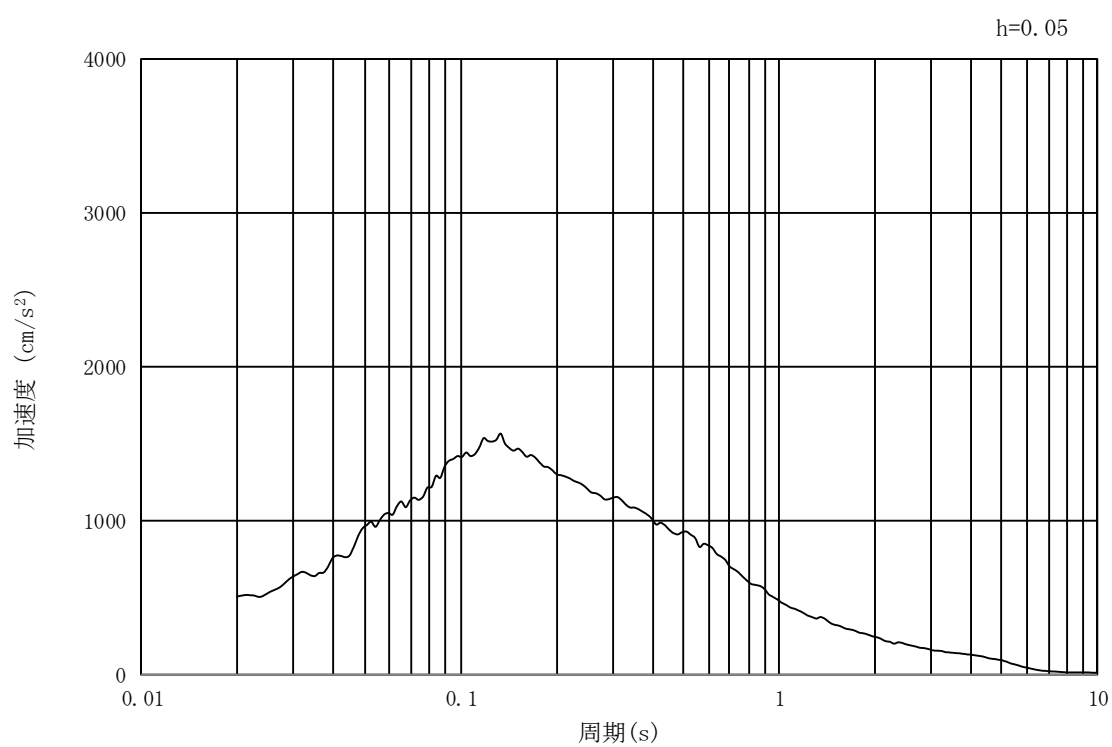


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 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
(汀線・汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - D1$)

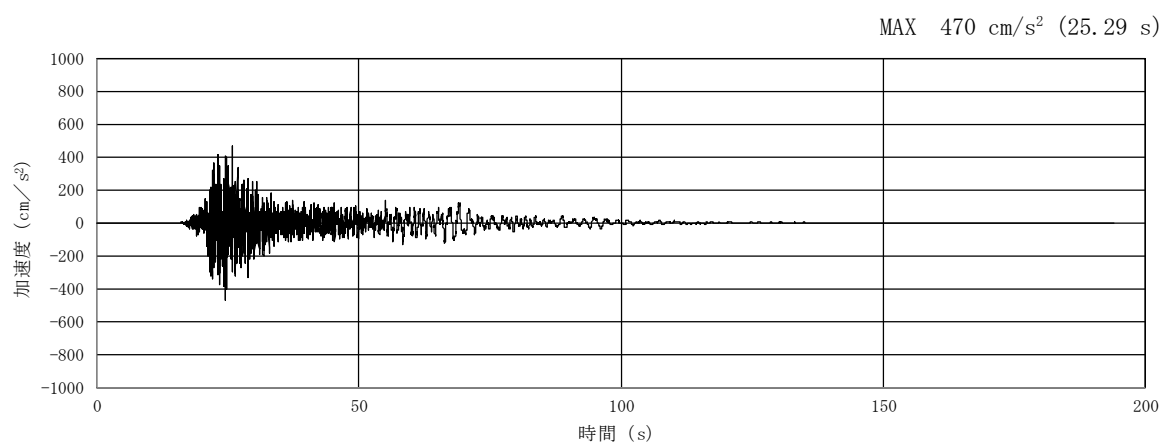


(a) 加速度時刻歴波形

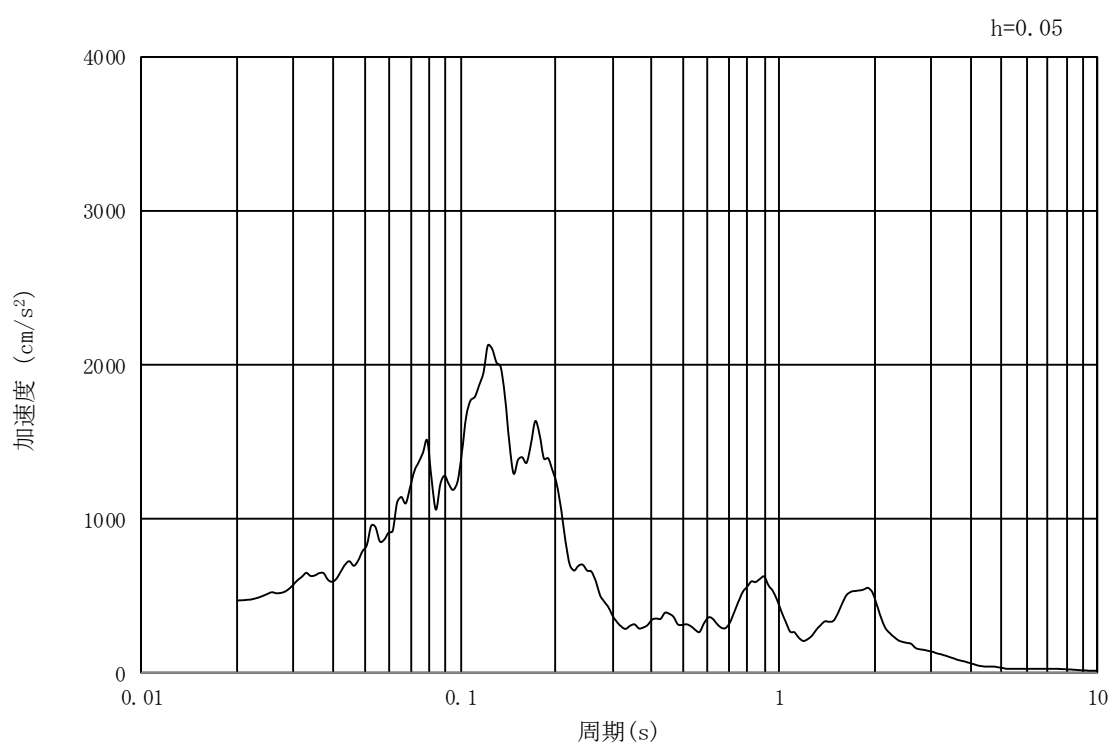


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 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
(汀線・汀線直交方向断面，鉛直成分：S_s-D1)

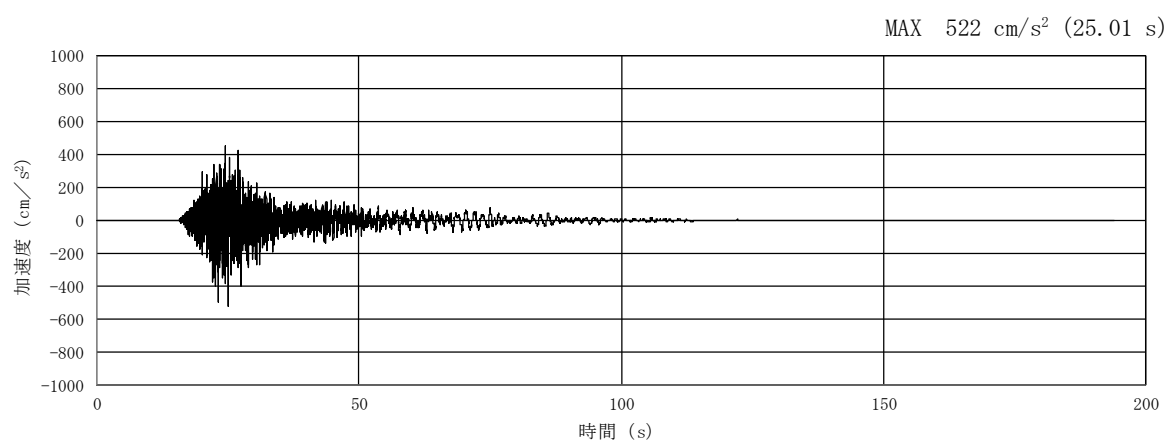


(a) 加速度時刻歴波形

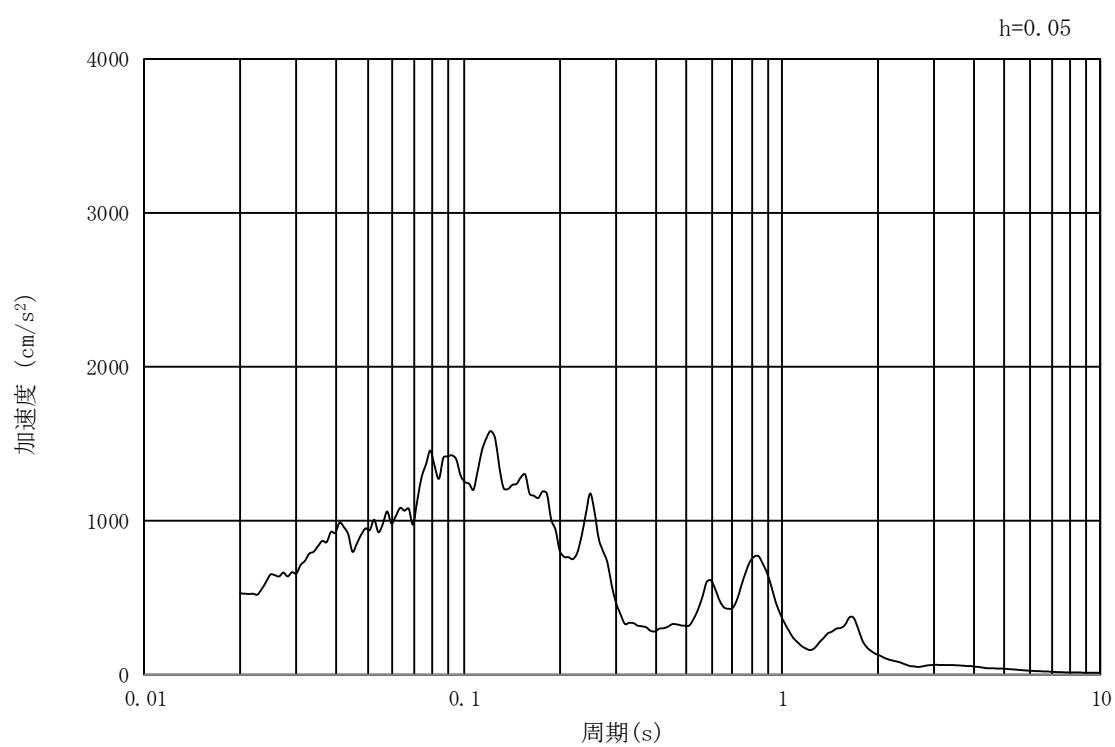


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 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
(汀線方向断面，水平成分：S_s - 1 1)

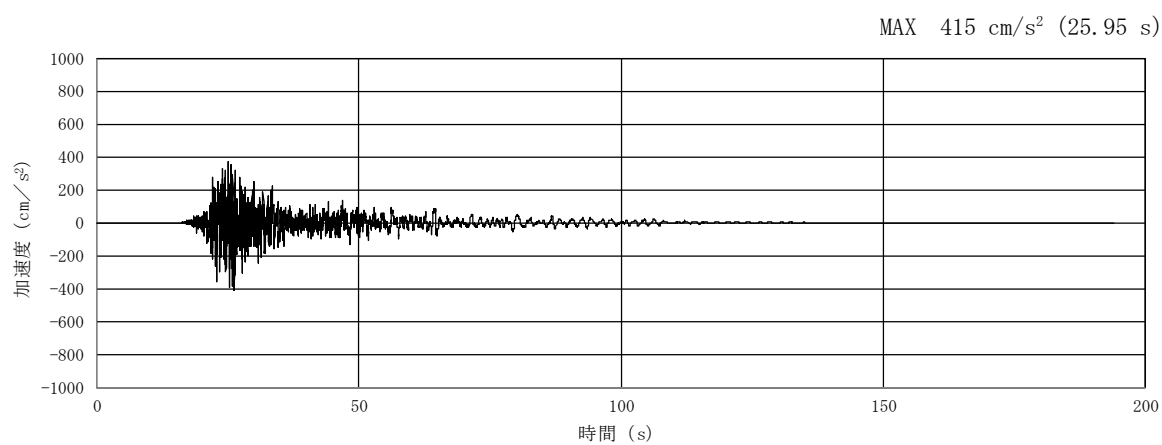


(a) 加速度時刻歴波形

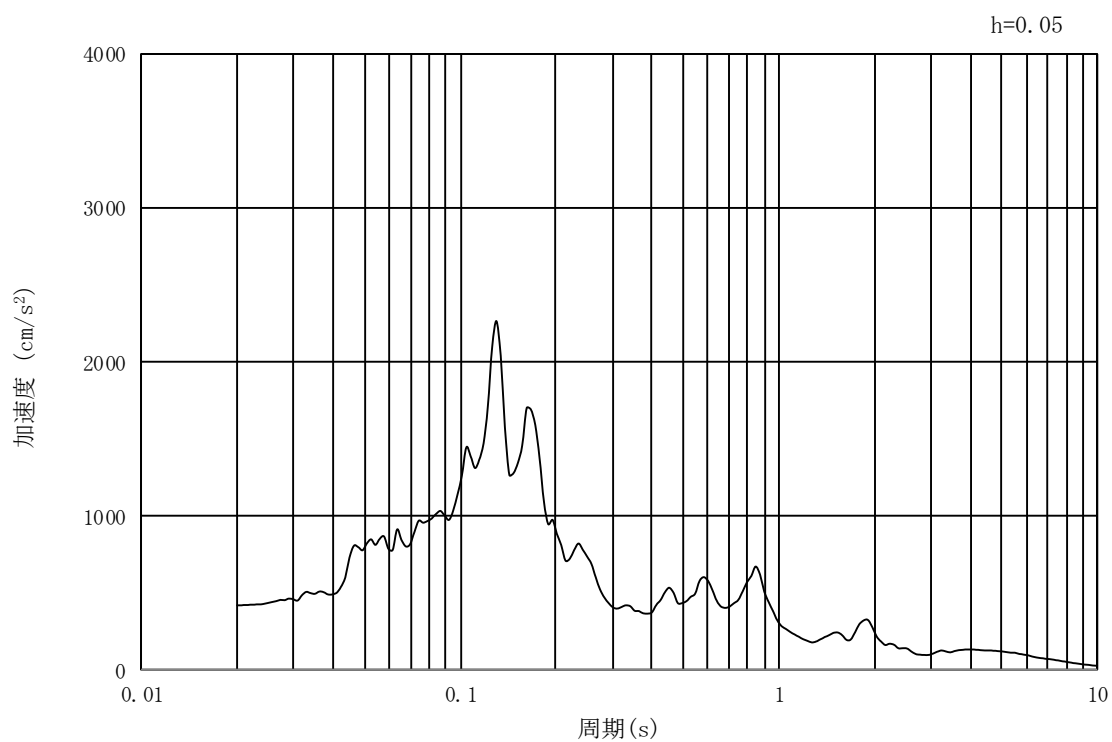


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 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
(汀線方向断面，鉛直成分：S_s - 1 1)

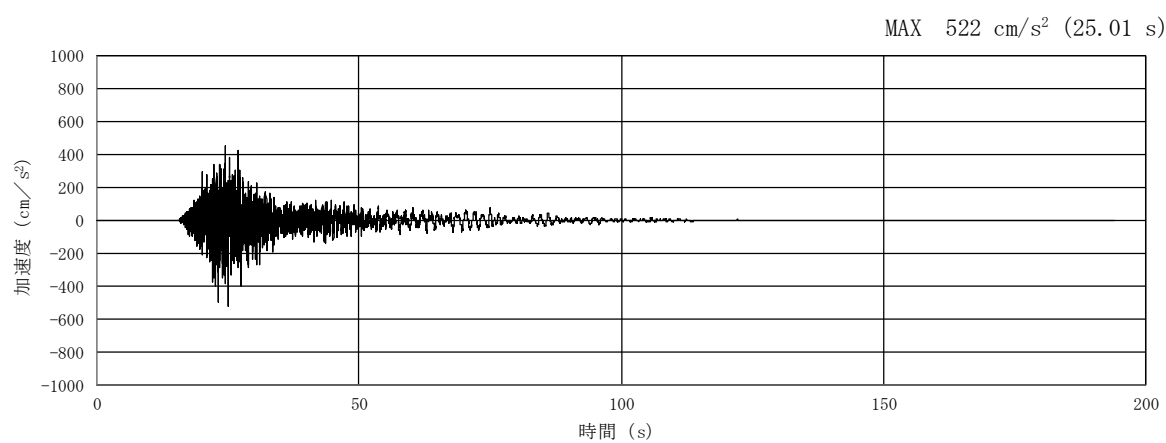


(a) 加速度時刻歴波形

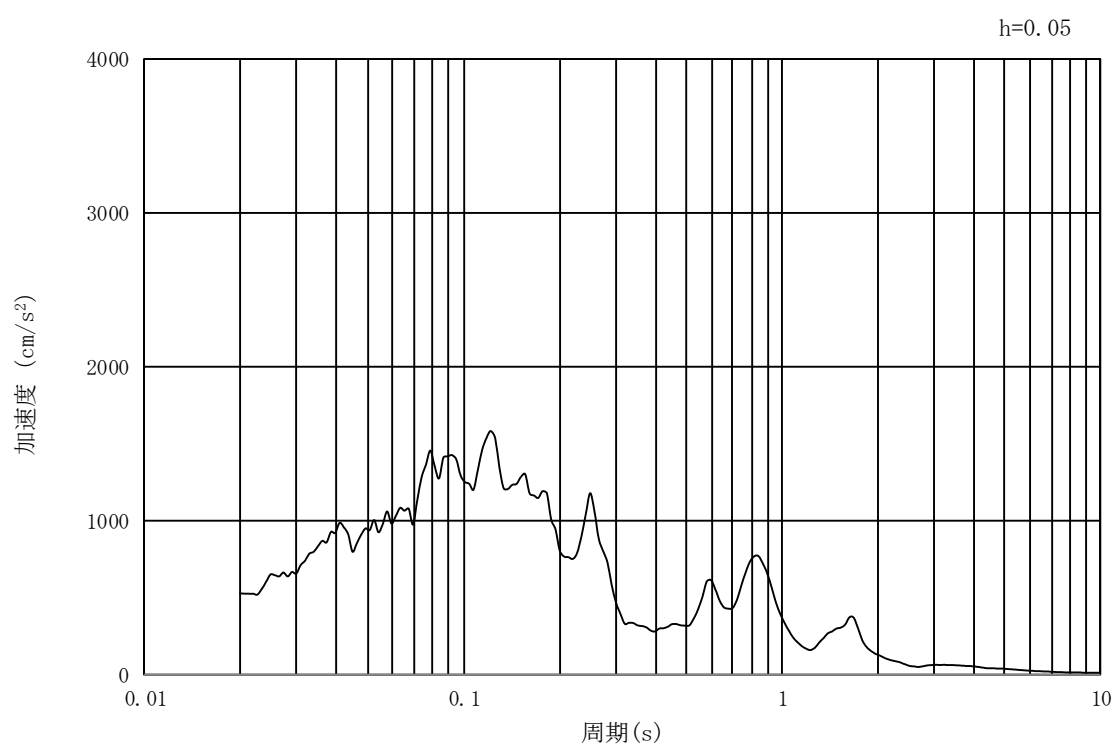


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 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
(汀線直交方向断面，水平成分：S_s - 1 1)

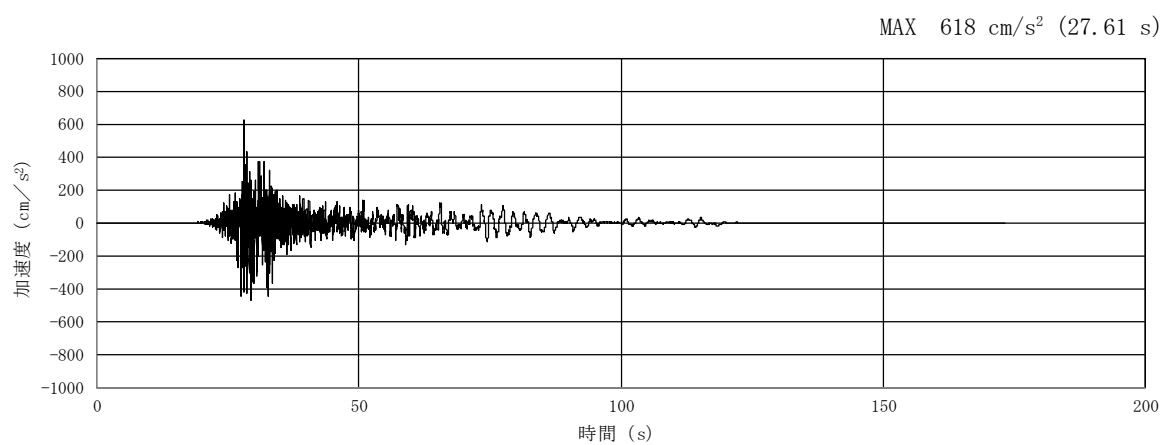


(a) 加速度時刻歴波形

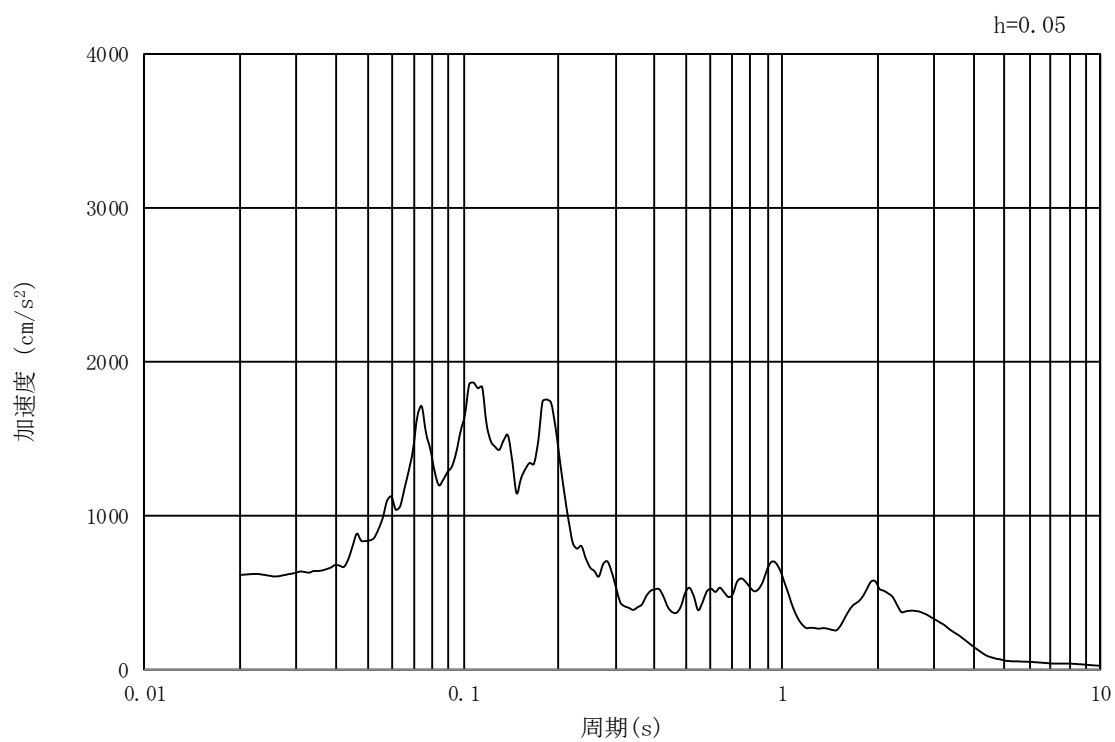


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分：S_s - 1 1)

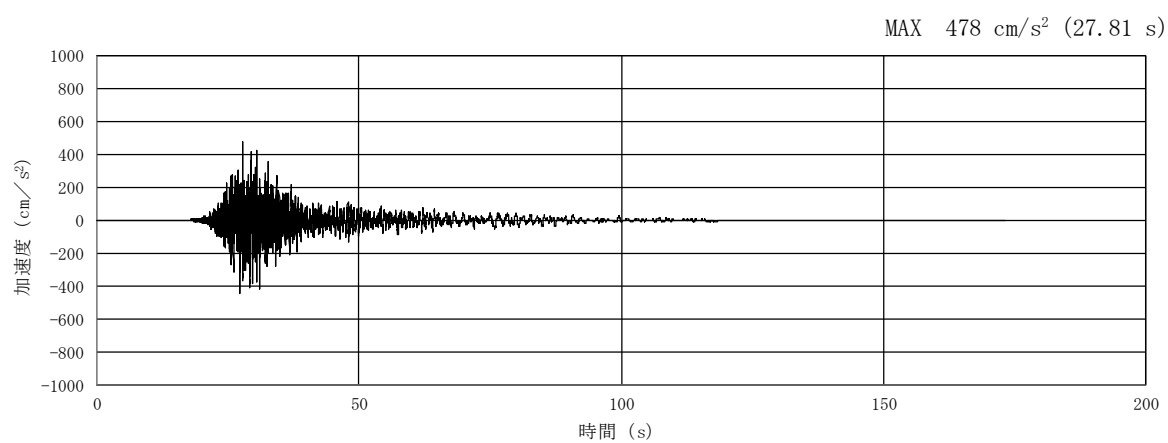


(a) 加速度時刻歴波形

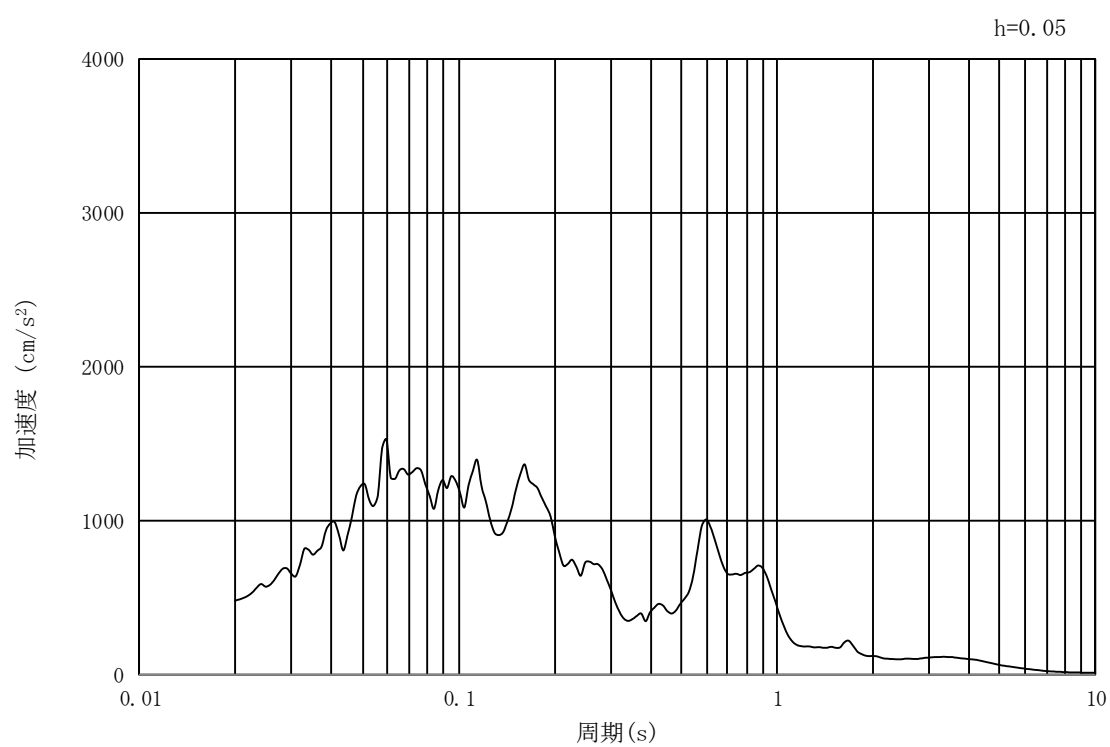


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 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
(汀線方向断面，水平成分：S_s - 1 2)

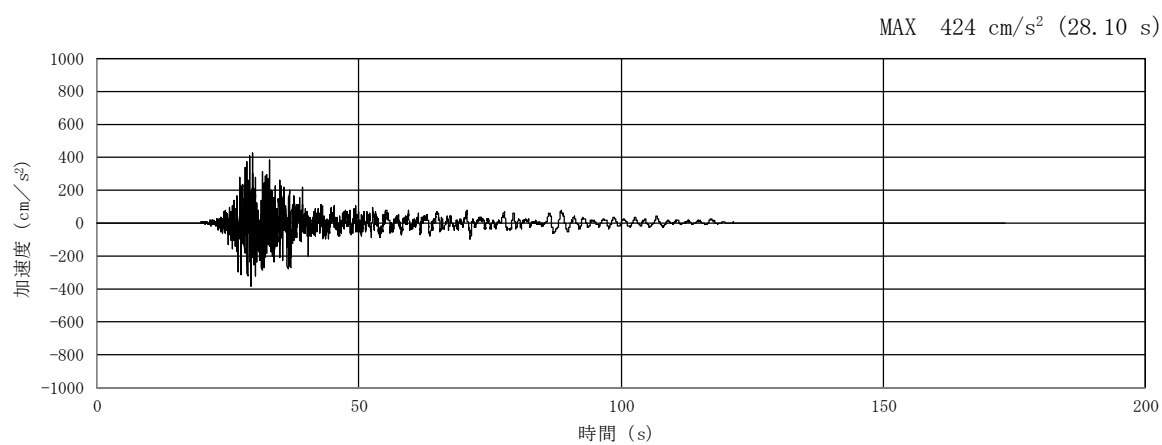


(a) 加速度時刻歴波形

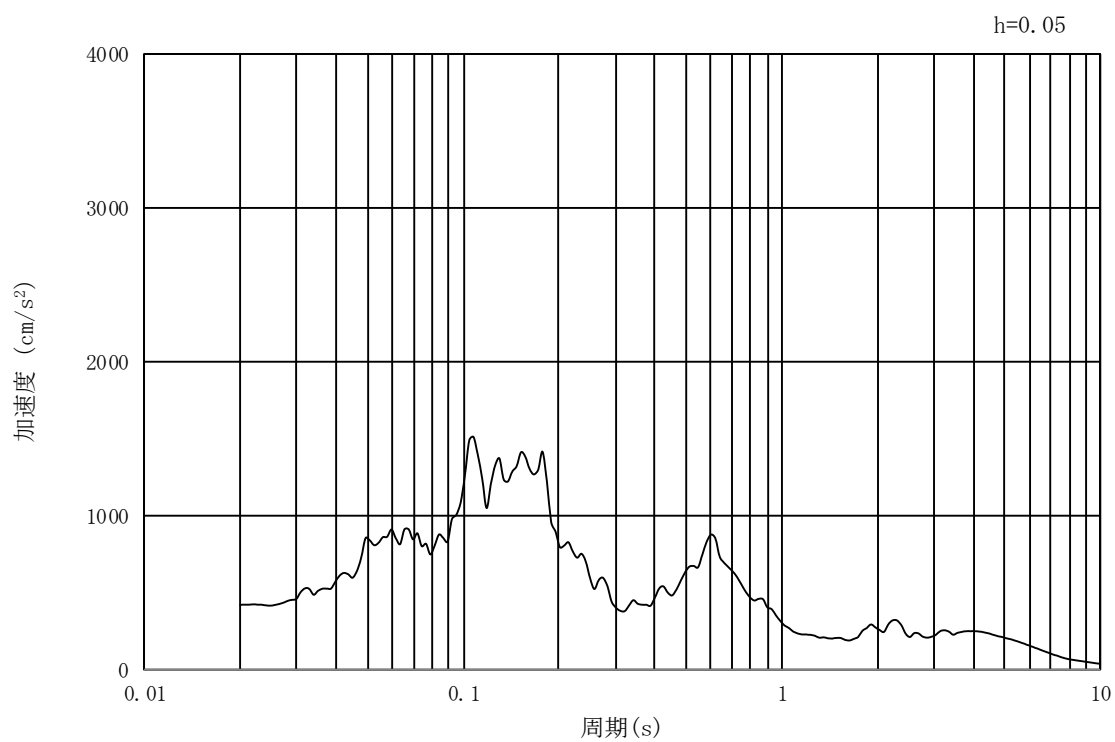


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 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
(汀線方向断面，鉛直成分：S_s - 1 2)

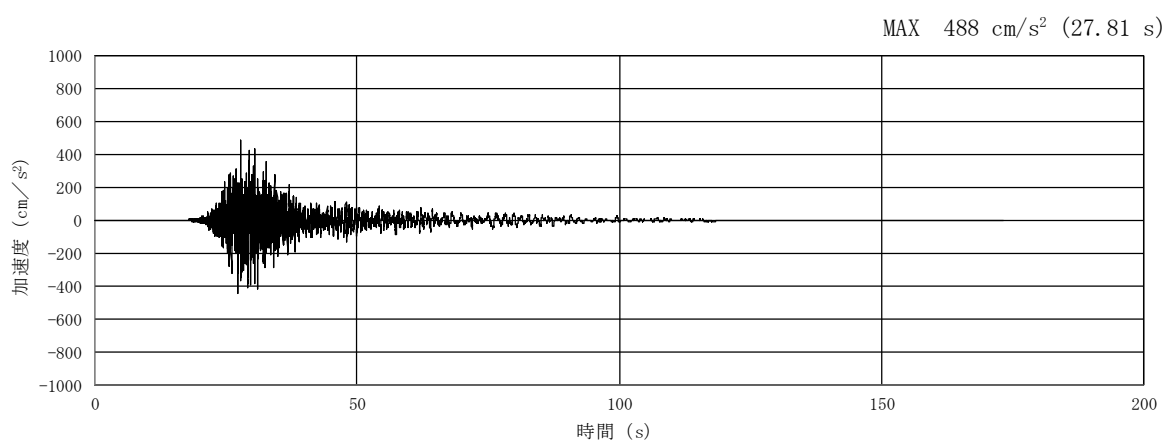


(a) 加速度時刻歴波形

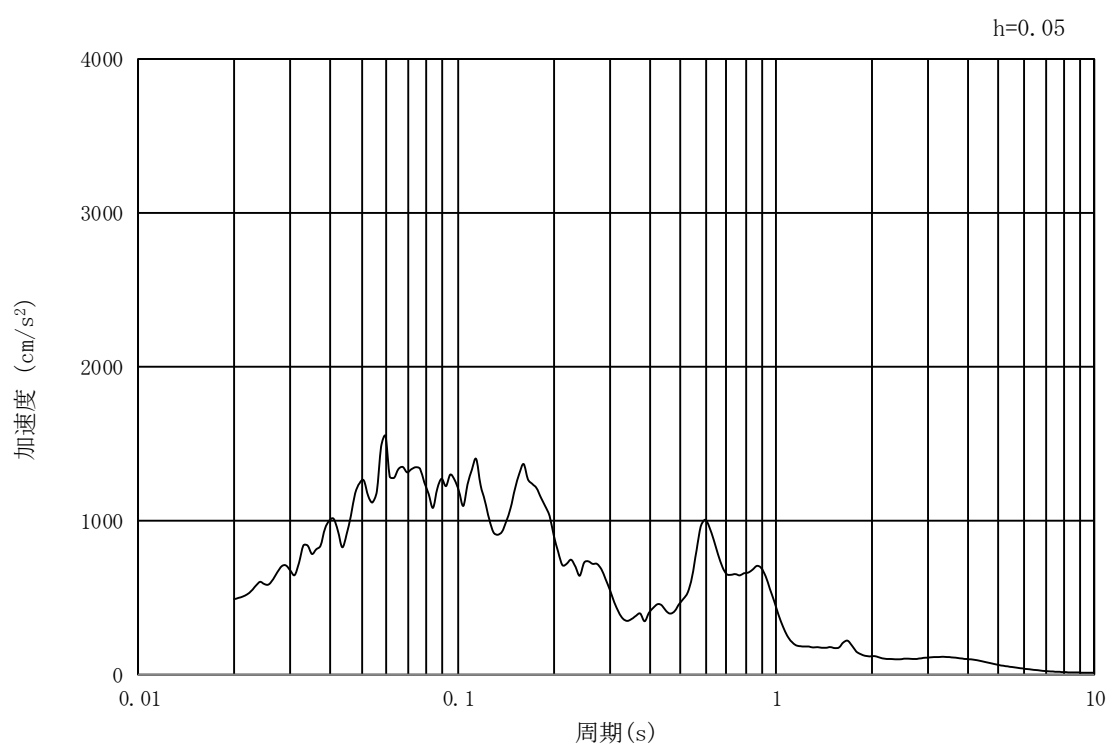


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 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
(汀線直交方向断面，水平成分： $S_s - 1.2$)

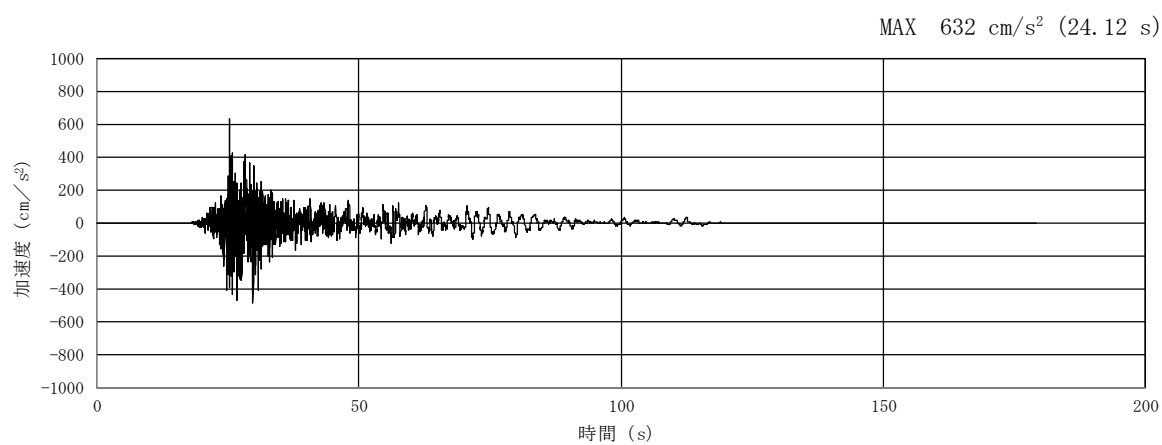


(a) 加速度時刻歴波形

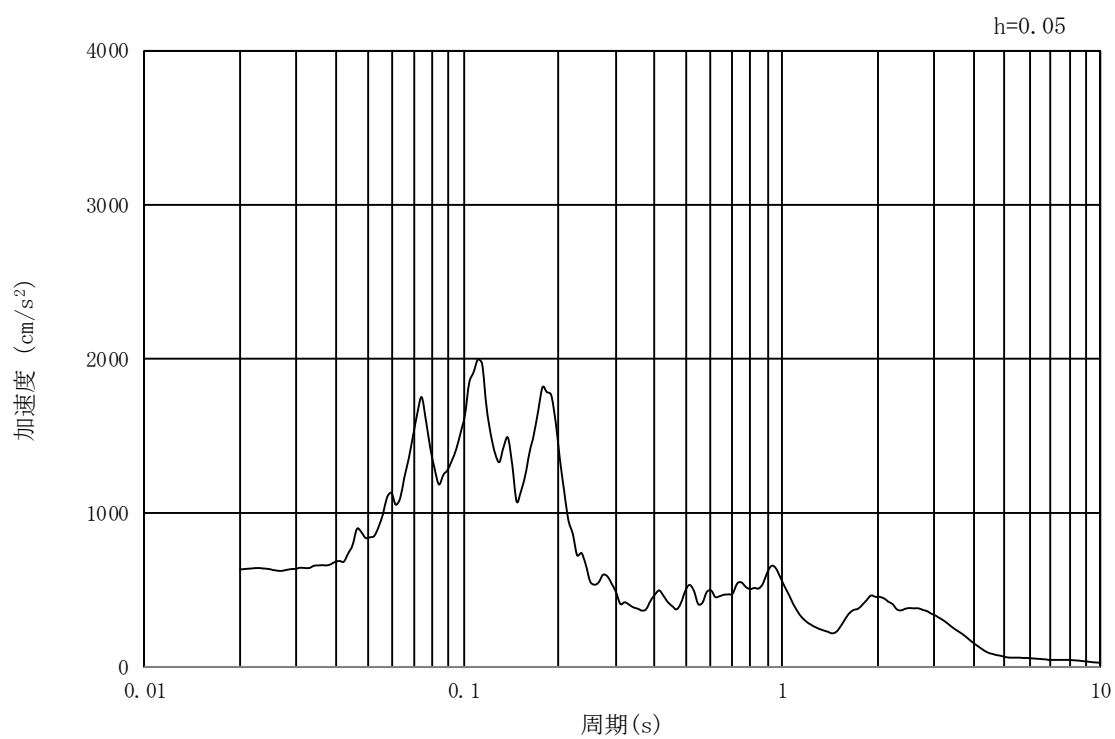


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4－11 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分：S_s－1 2)

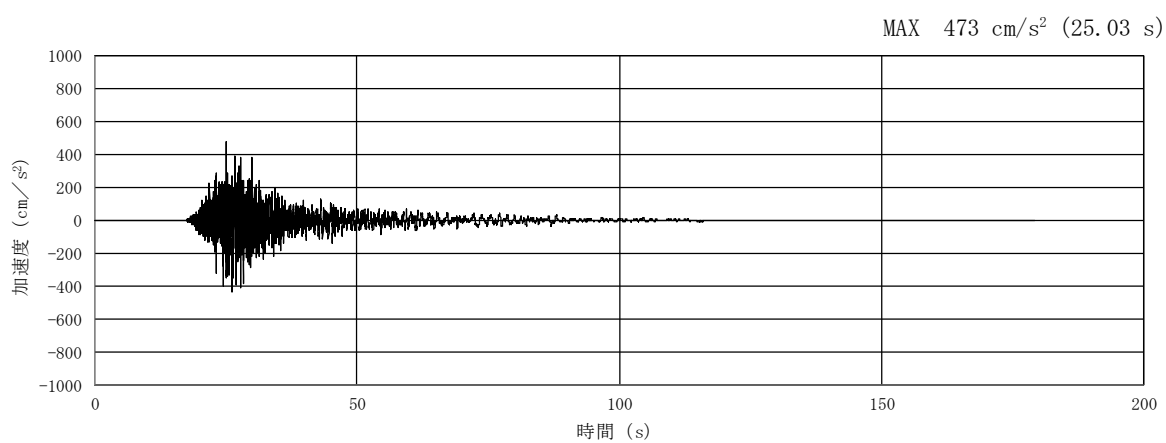


(a) 加速度時刻歴波形

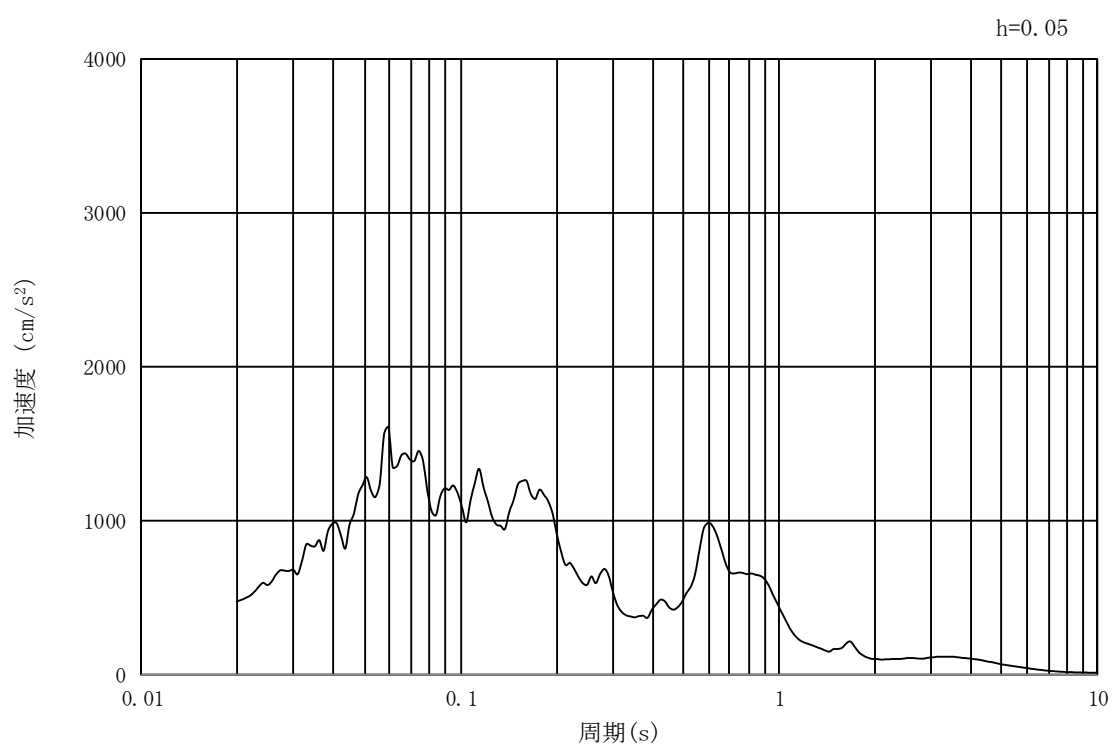


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 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
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 1.3$)

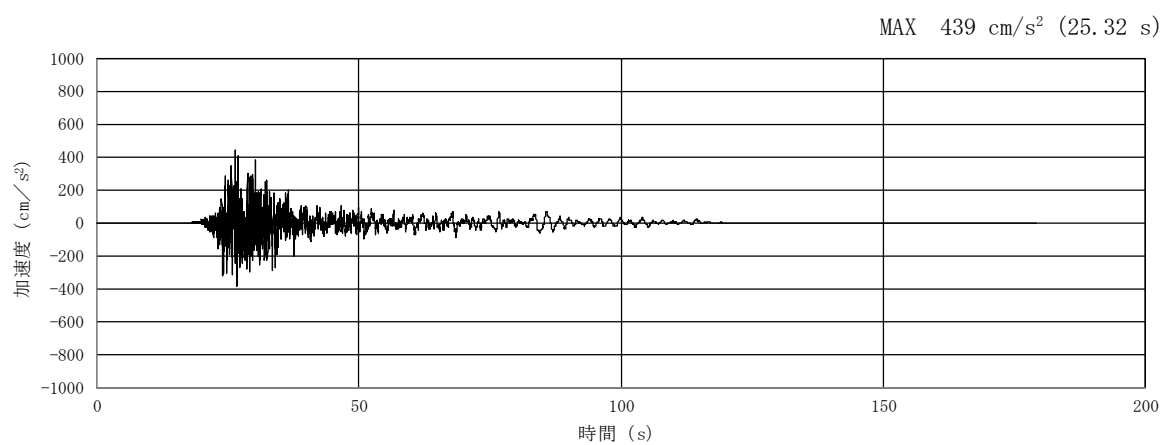


(a) 加速度時刻歴波形

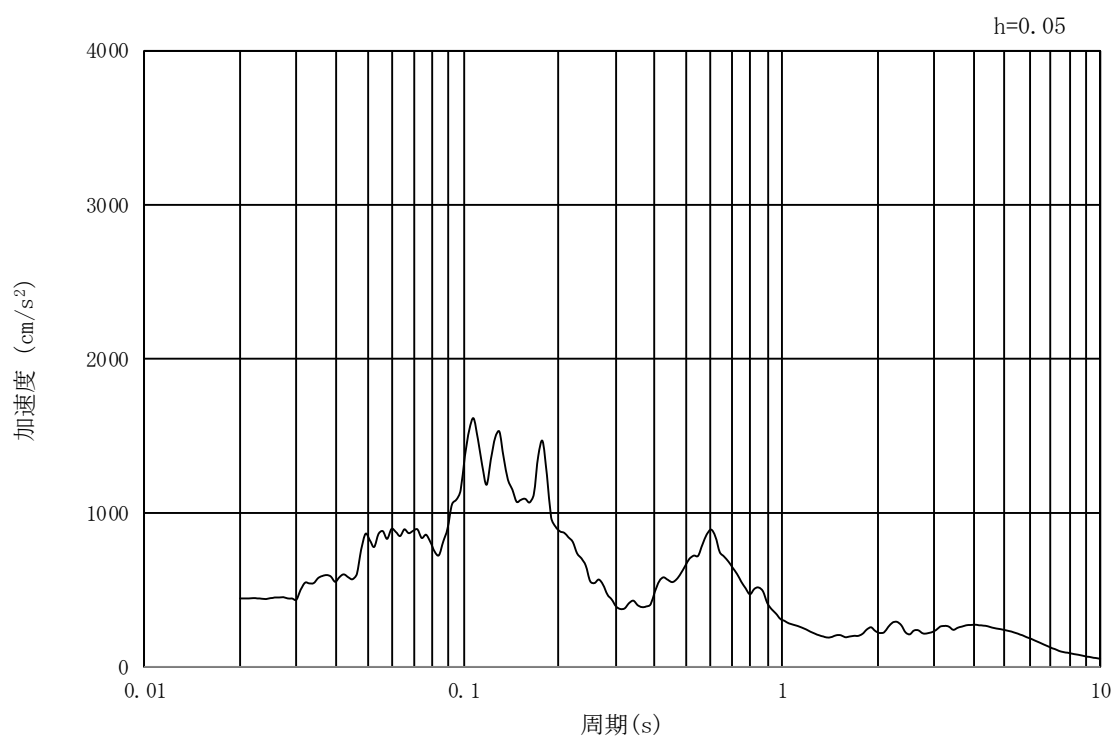


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 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
(汀線方向断面，鉛直成分：S_s - 1 3)

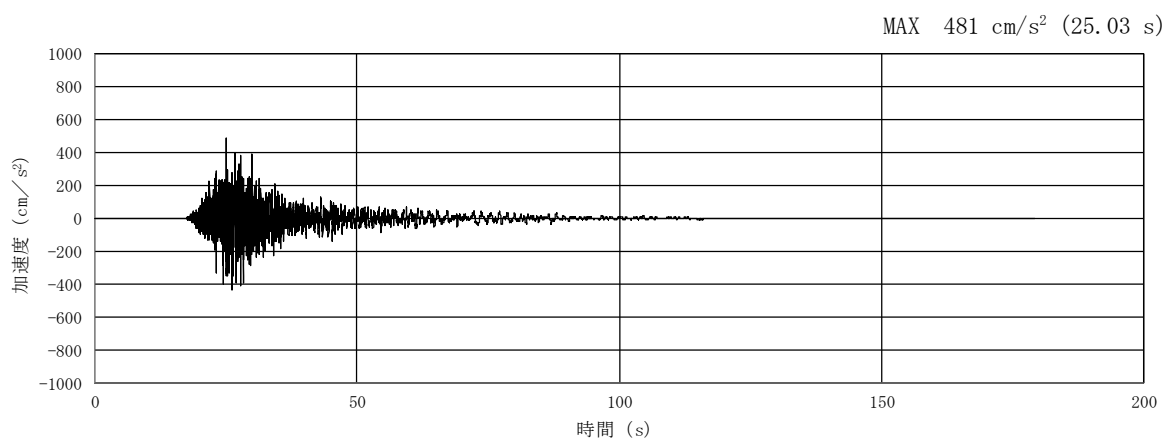


(a) 加速度時刻歴波形

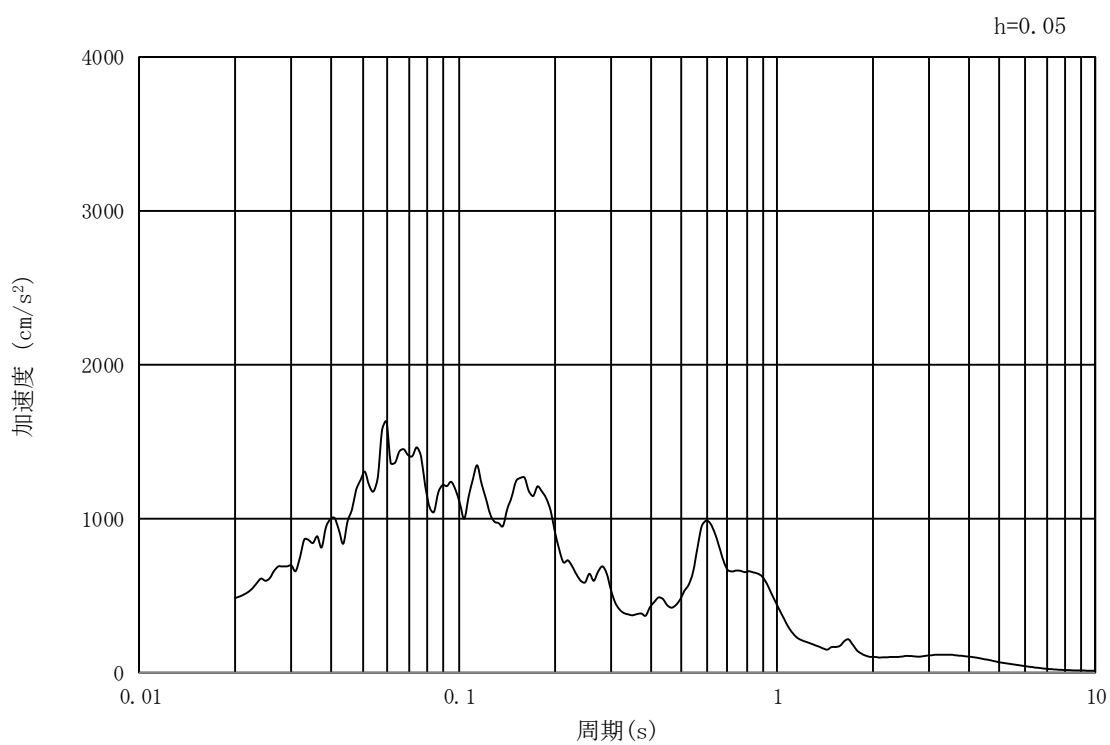


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-14 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
(汀線直交方向断面，水平成分： $S_s - 1.3$)

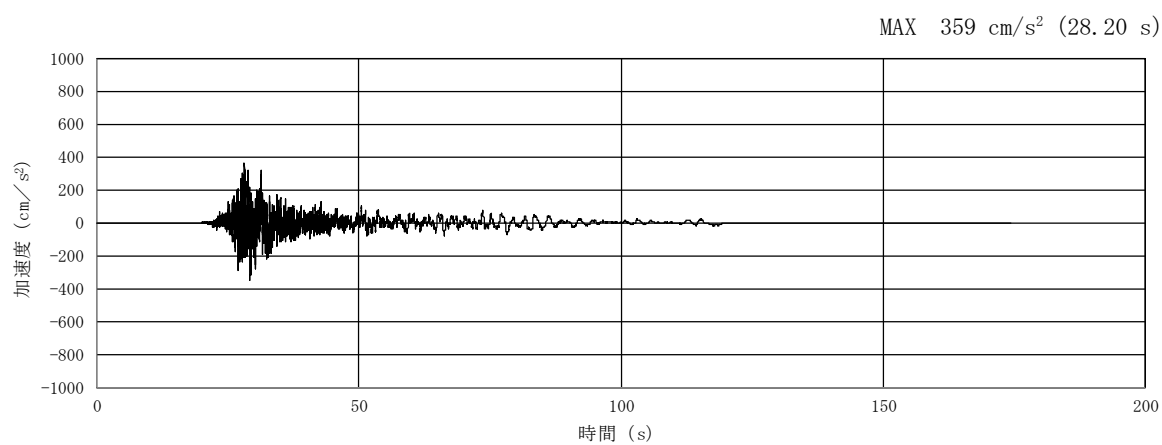


(a) 加速度時刻歴波形

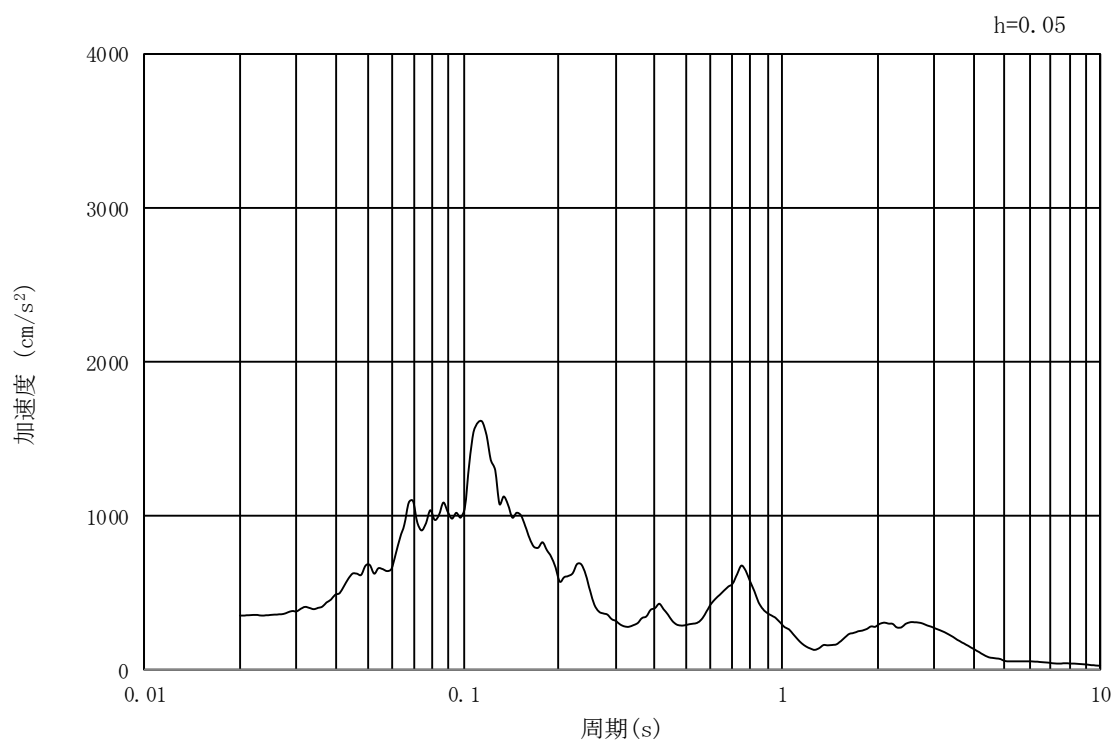


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-15 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分：S_s-13)

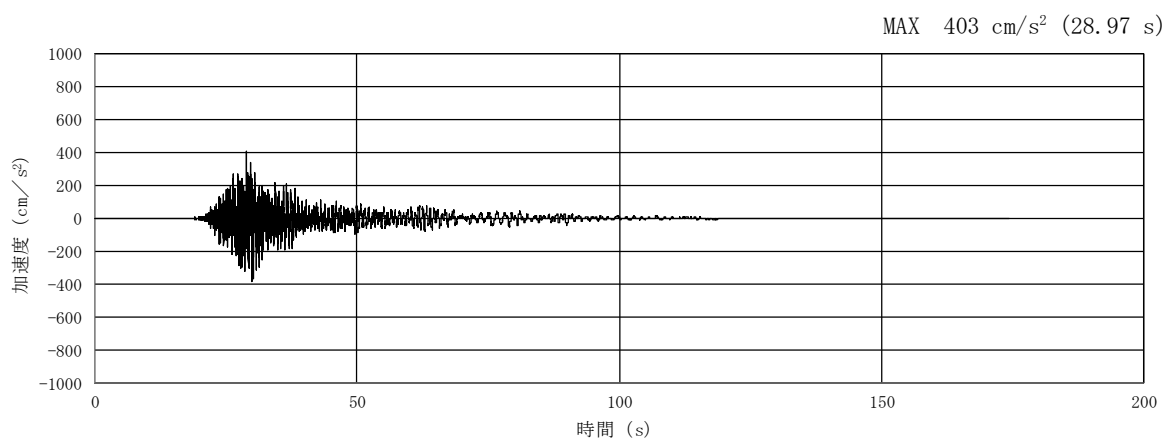


(a) 加速度時刻歴波形

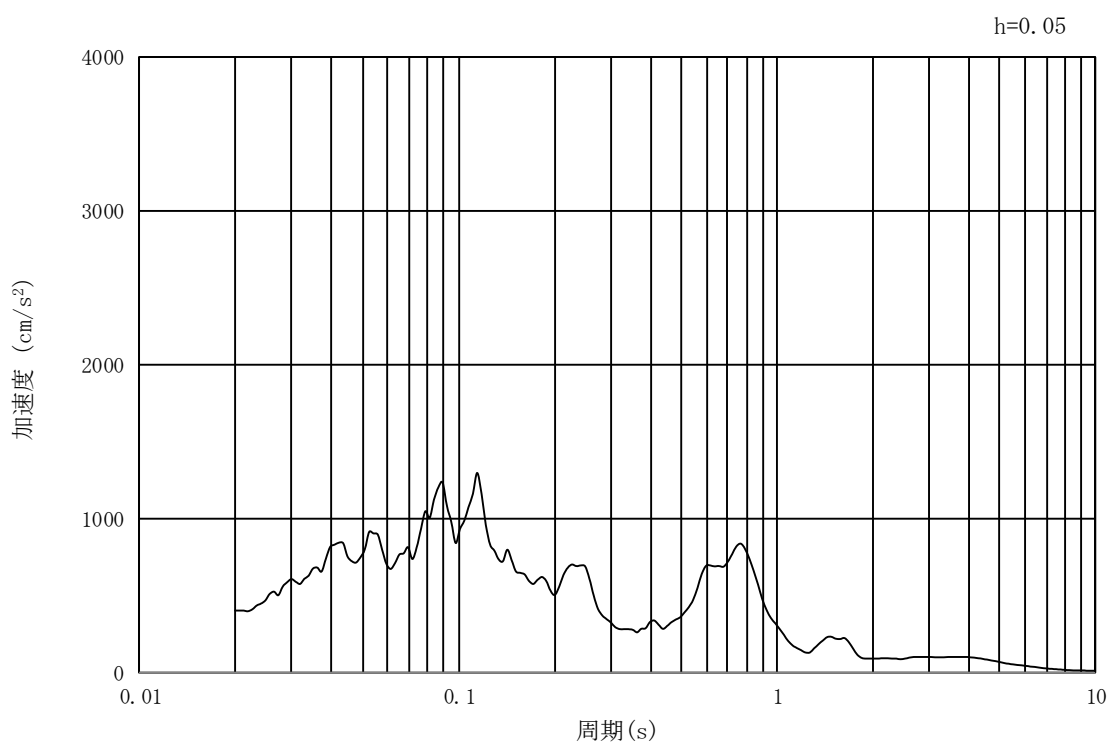


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-16 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
(汀線方向断面，水平成分：S_s-1 4)

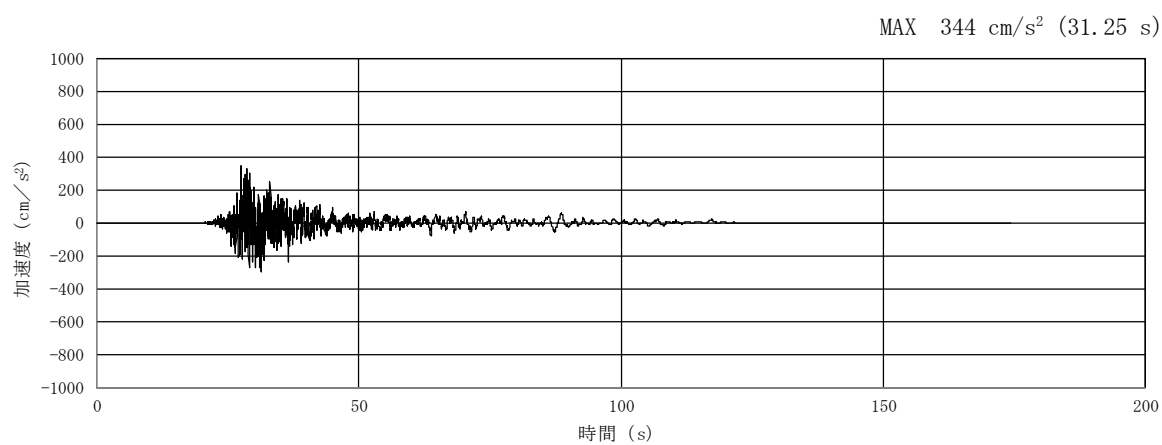


(a) 加速度時刻歴波形

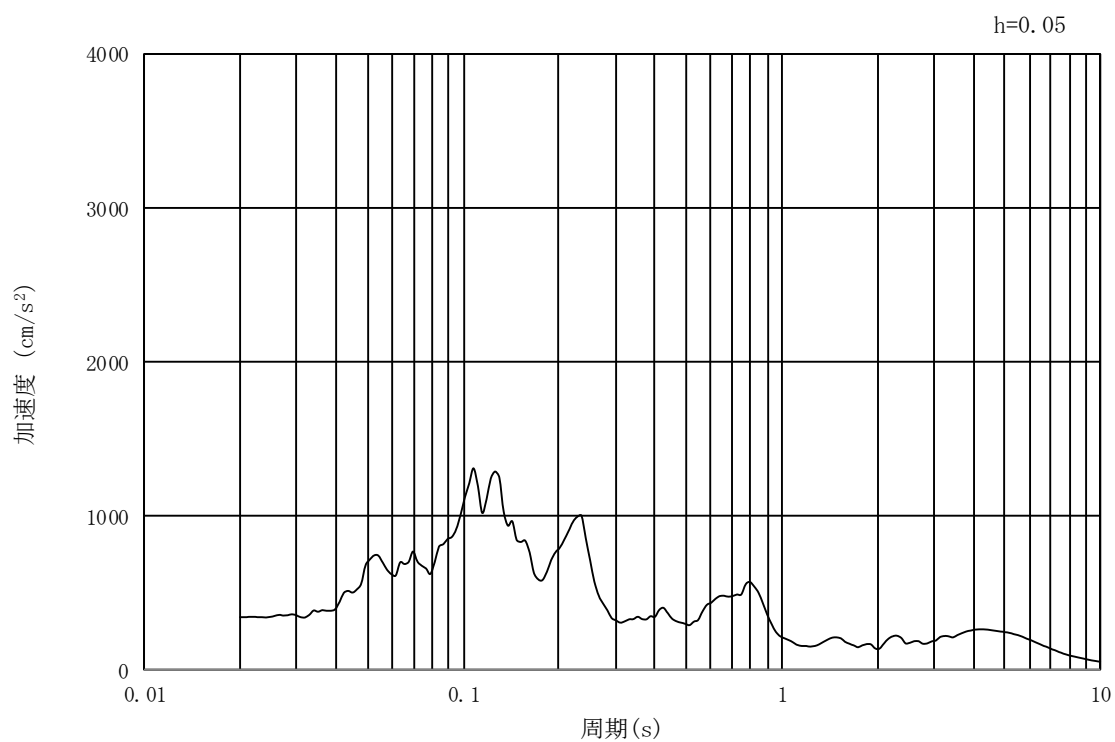


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4－17 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
(汀線方向断面，鉛直成分：S_s－1 4)

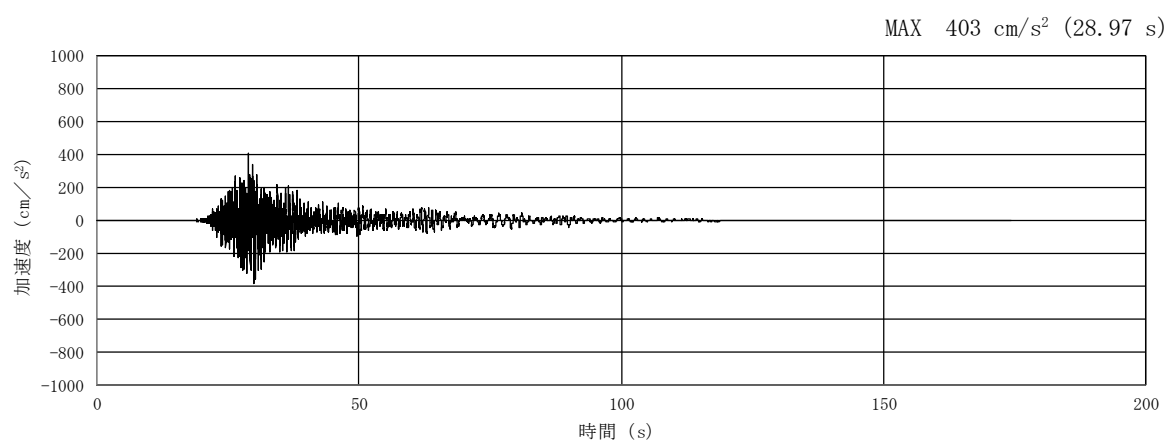


(a) 加速度時刻歴波形

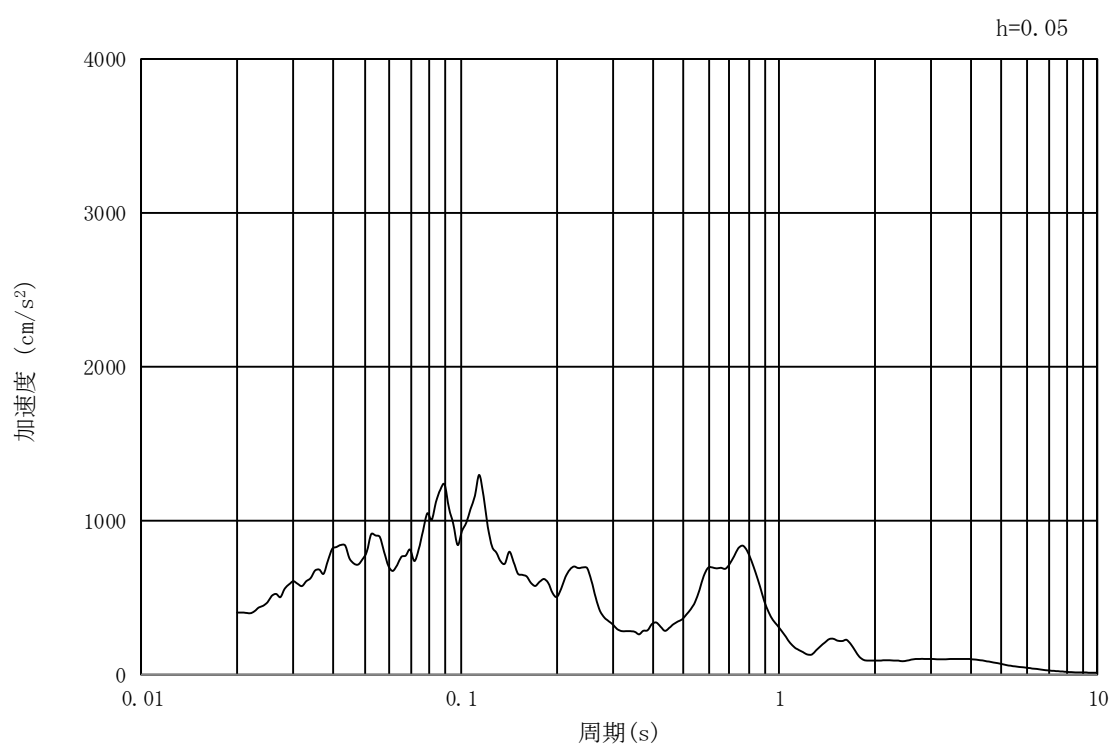


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-18 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
(汀線直交方向断面，水平成分：S_s-1 4)

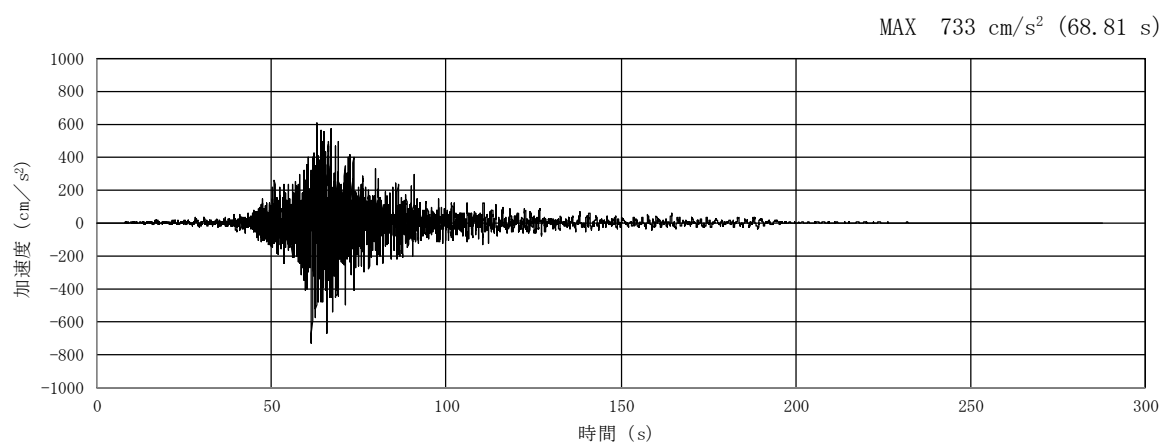


(a) 加速度時刻歴波形

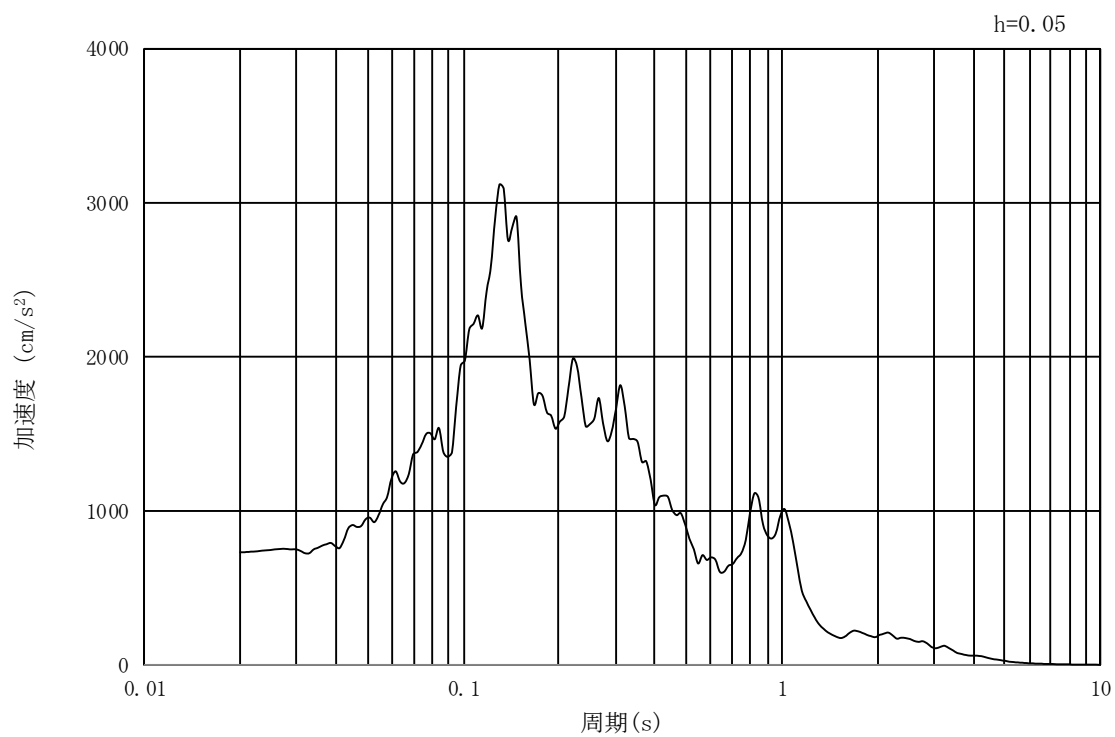


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-19 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分：S_s - 1.4)

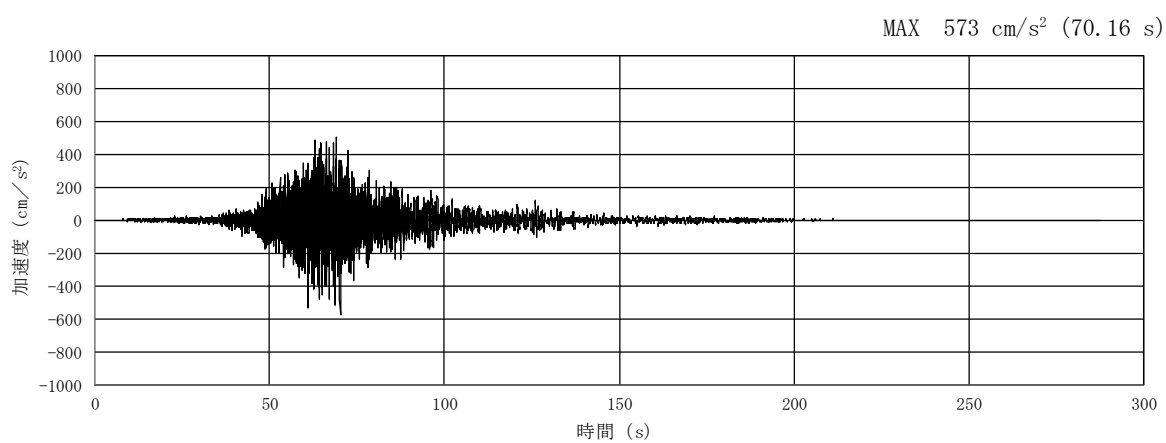


(a) 加速度時刻歴波形

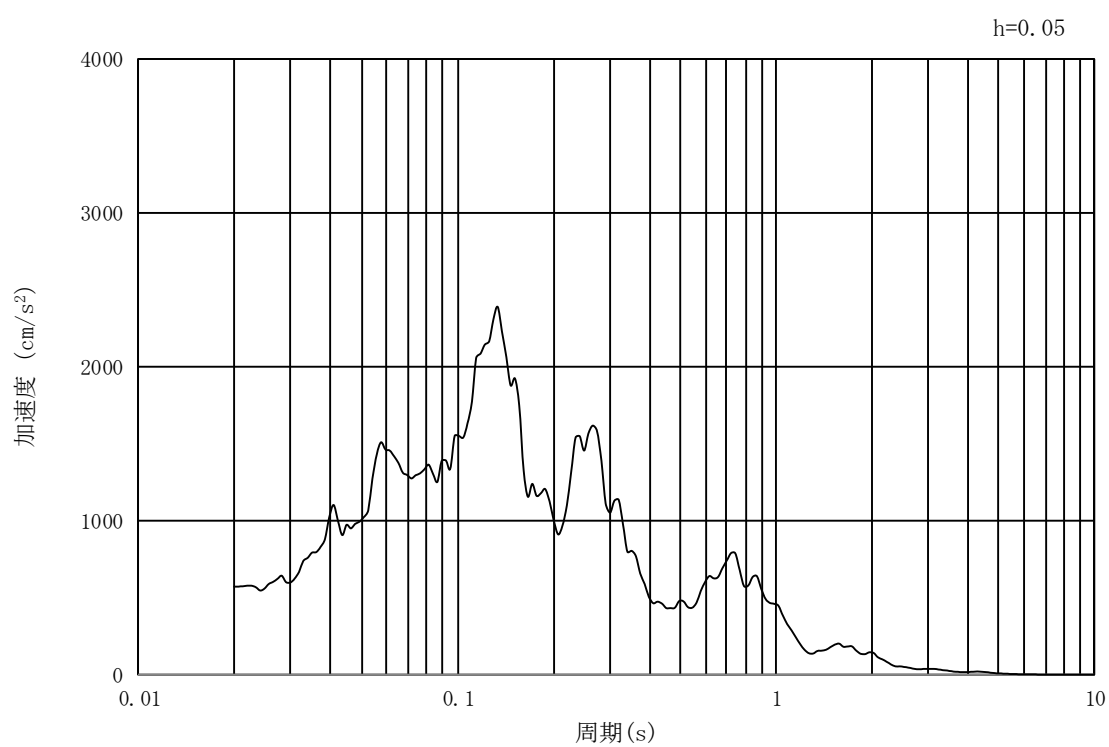


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-20 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
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 21$)

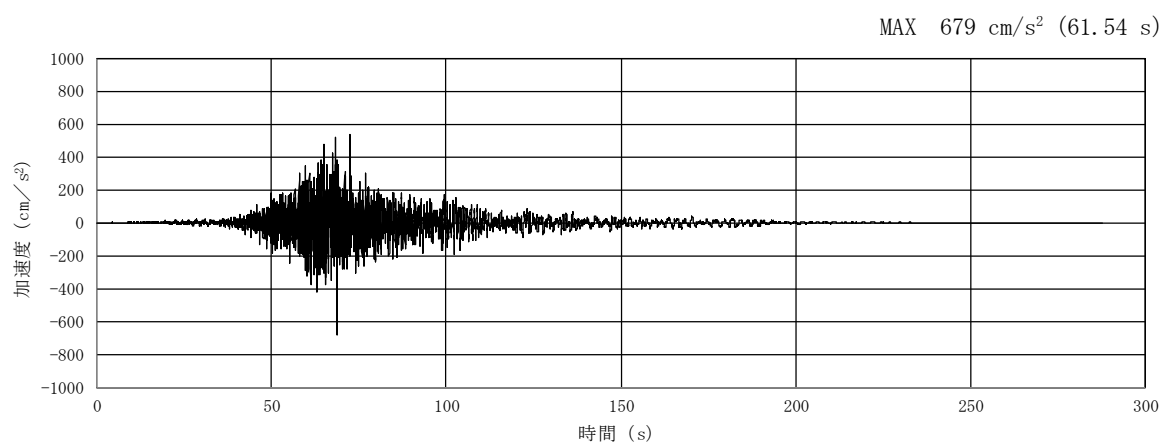


(a) 加速度時刻歴波形

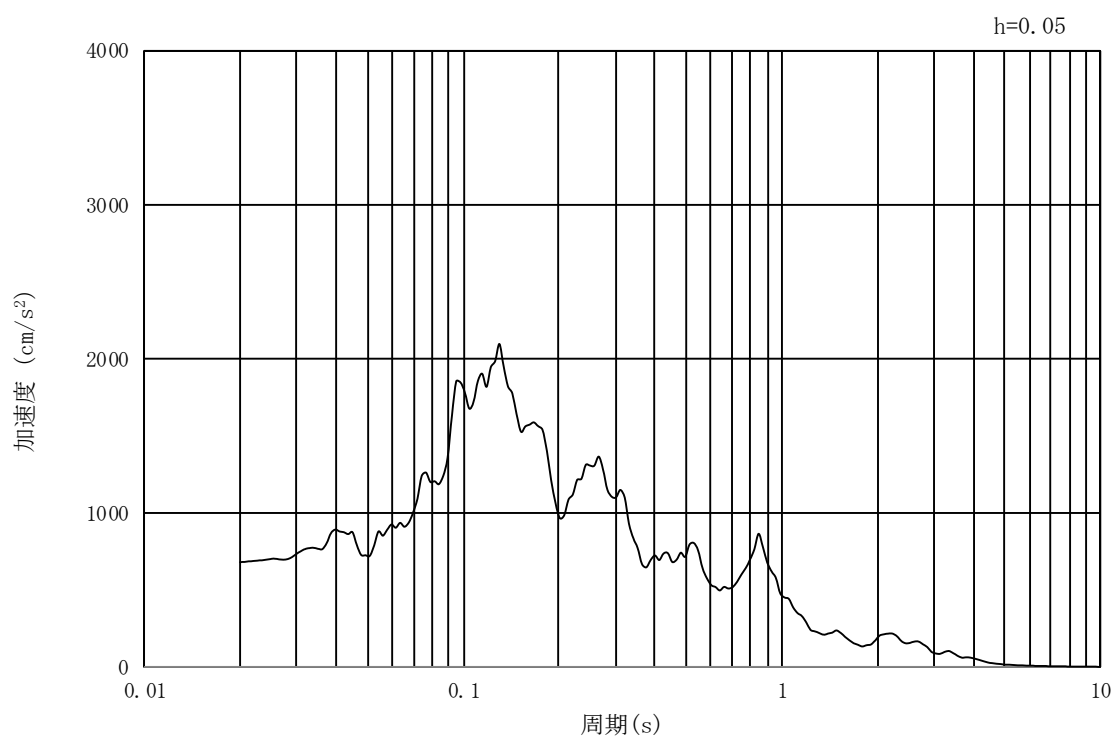


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-21 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
(汀線方向断面，鉛直成分：S_s-2 1)

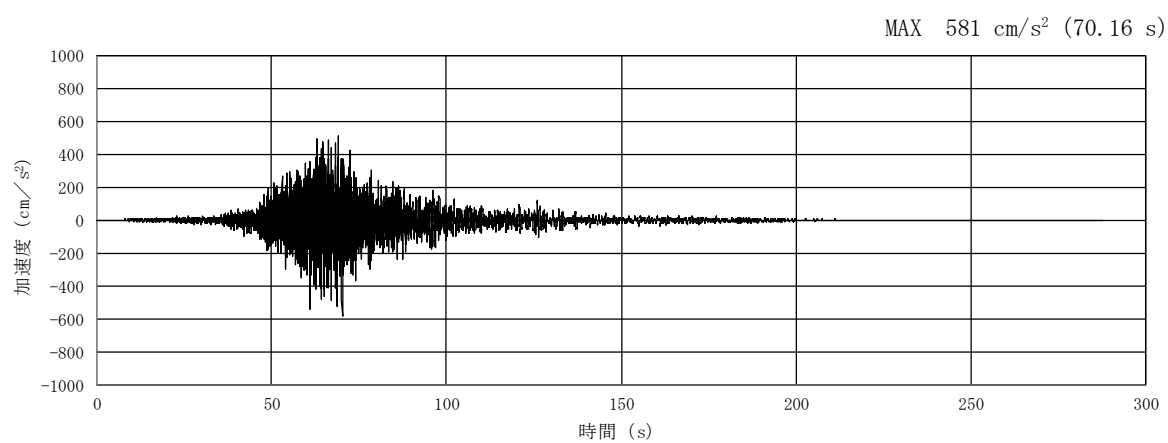


(a) 加速度時刻歴波形

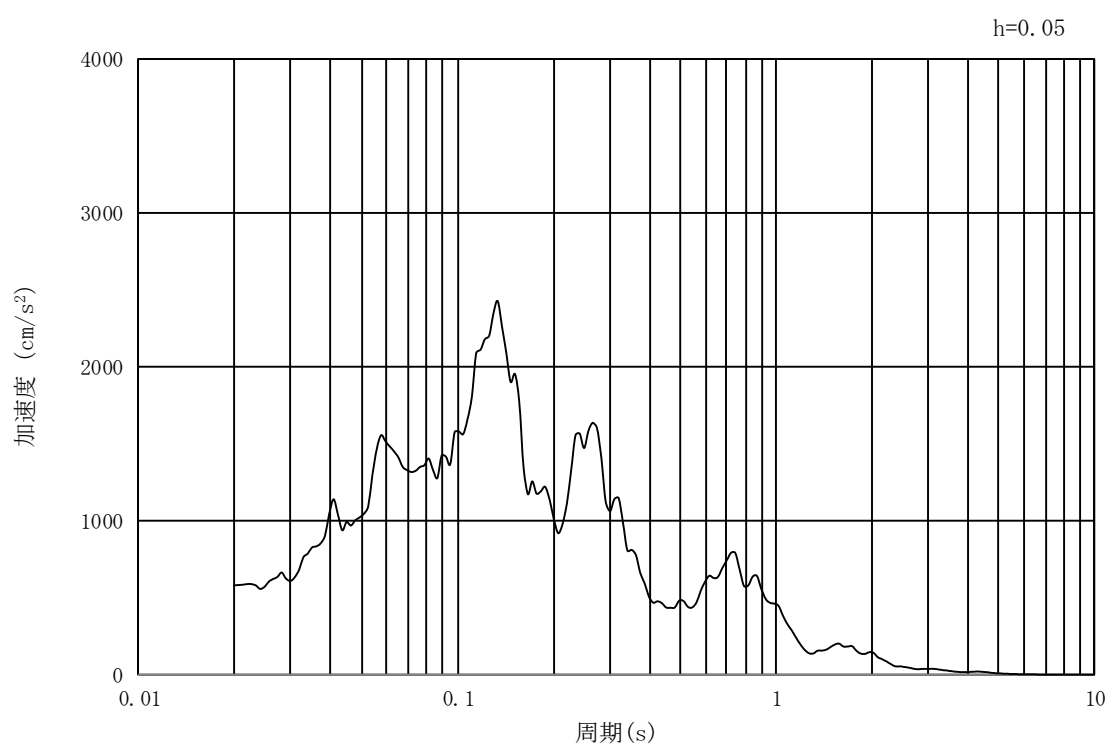


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-22 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
(汀線直交方向断面，水平成分： $S_s - 21$)

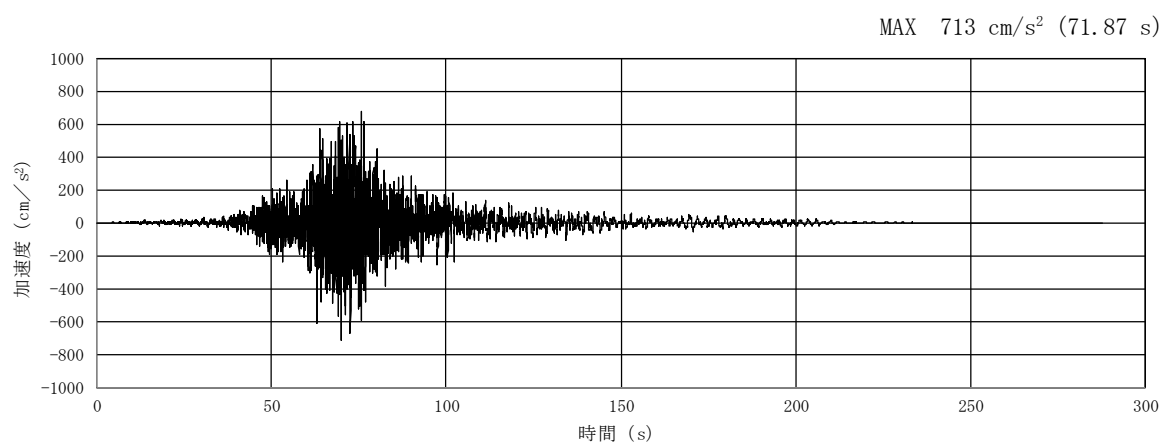


(a) 加速度時刻歴波形

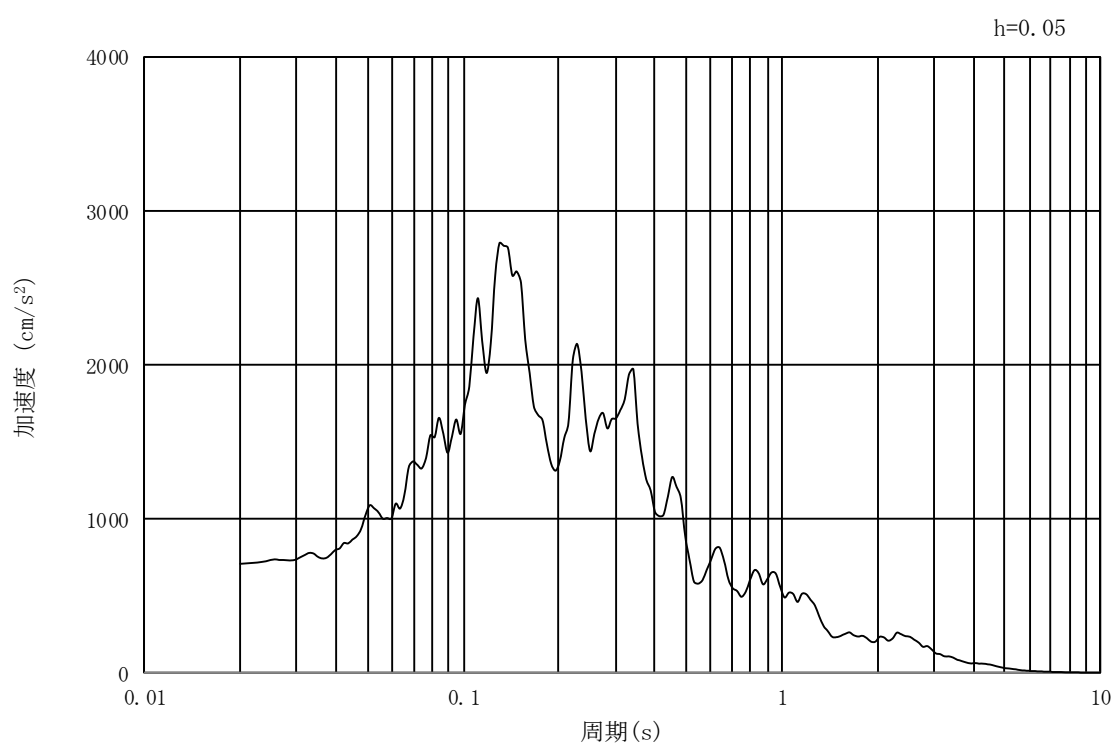


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-23 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 2.1$)

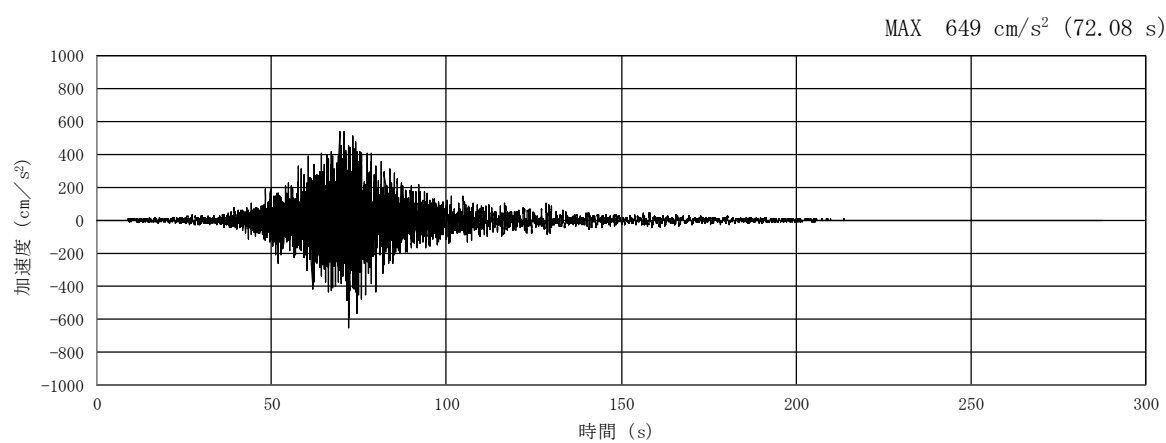


(a) 加速度時刻歴波形

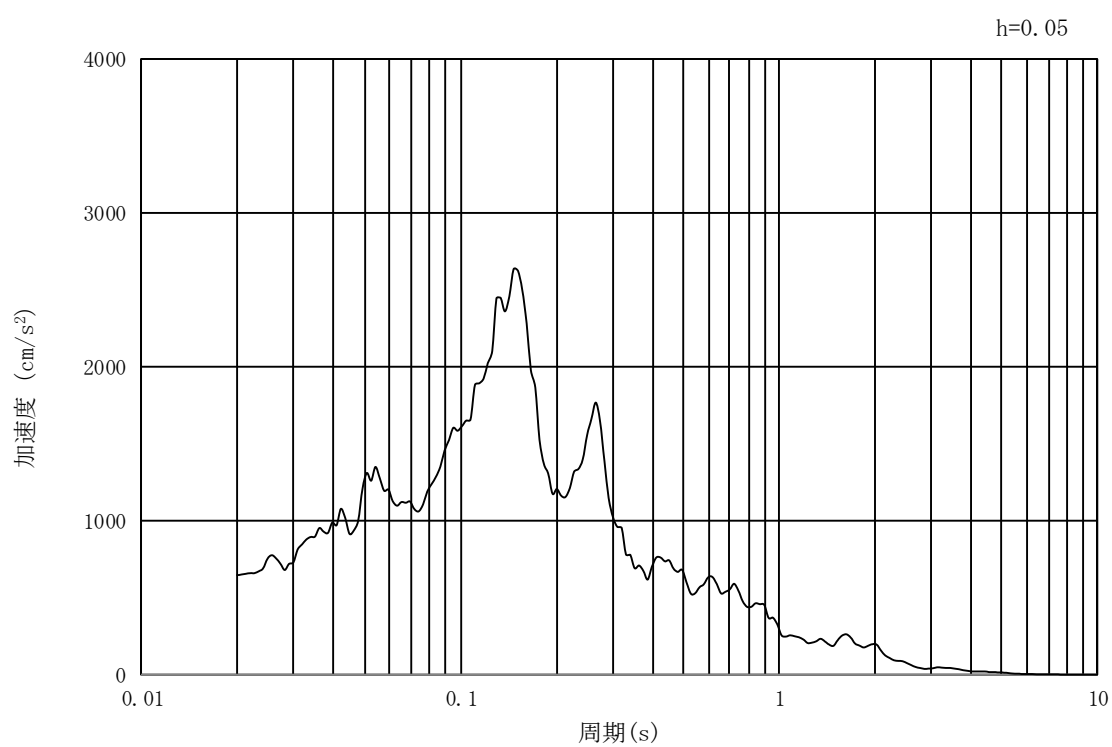


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-24 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
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 2.2$)

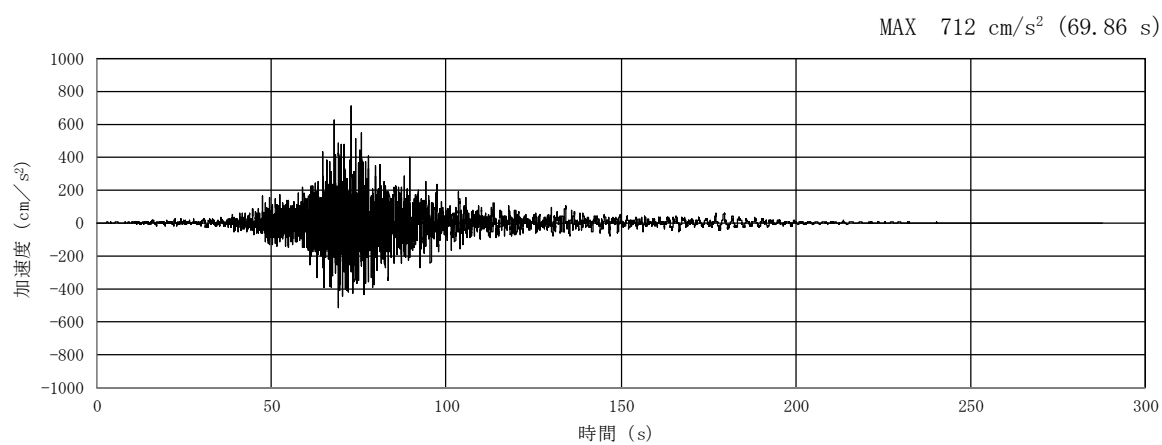


(a) 加速度時刻歴波形

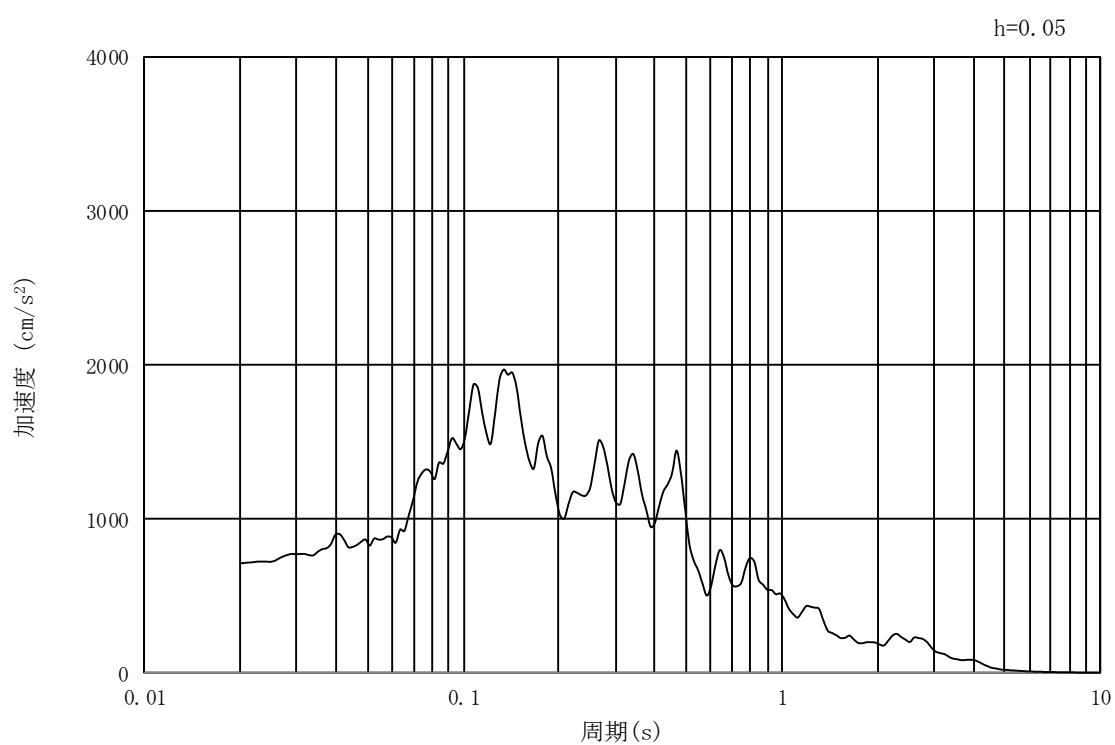


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-25 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
(汀線方向断面，鉛直成分： $S_s - 2.2$)

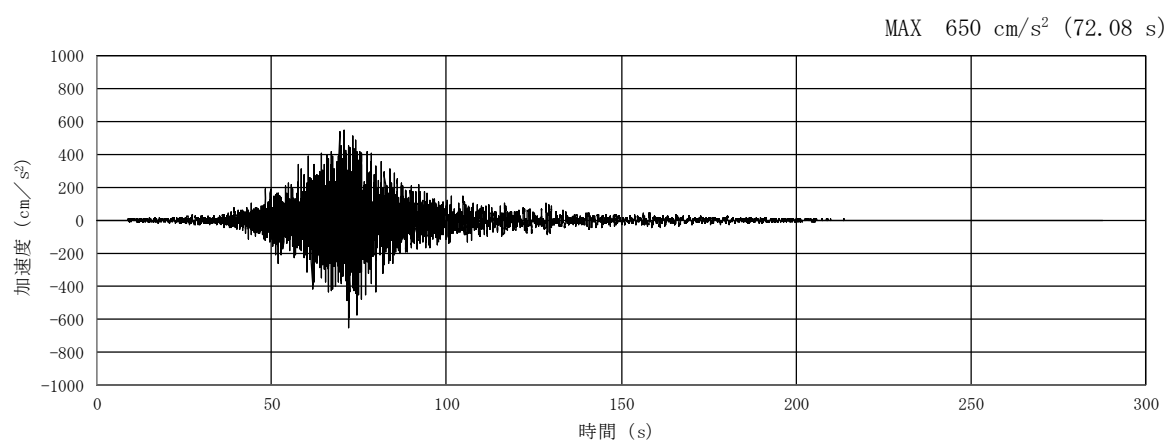


(a) 加速度時刻歴波形

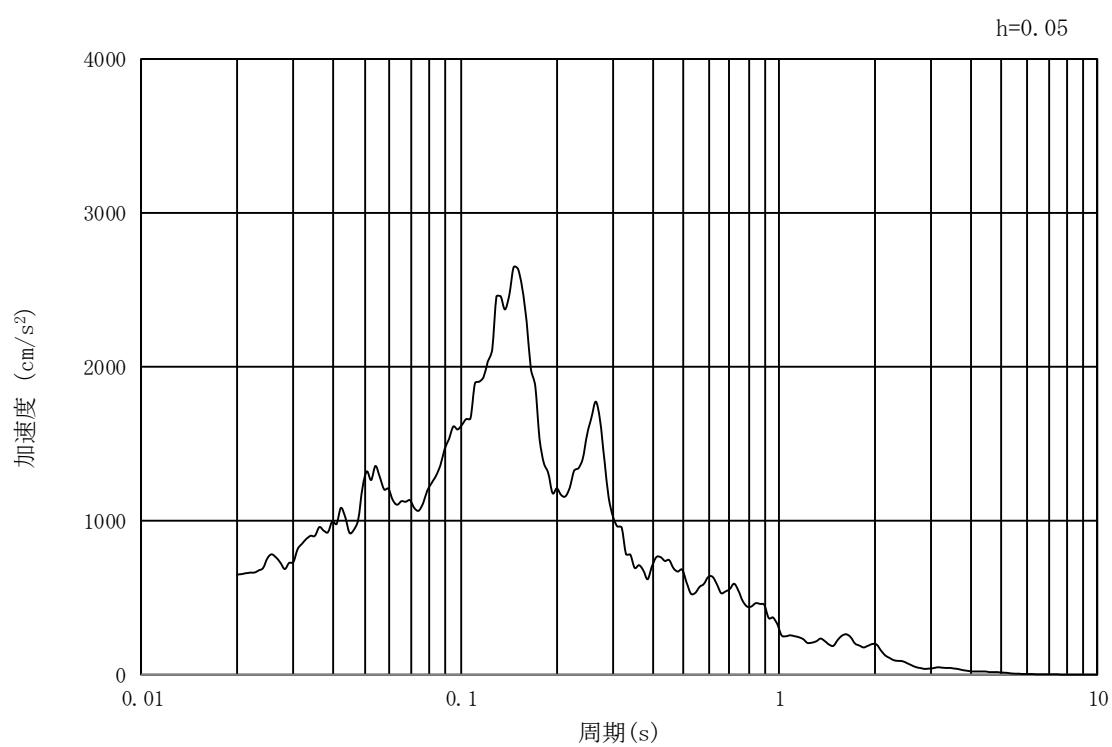


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-26 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
(汀線直交方向断面，水平成分： $S_s - 2.2$)

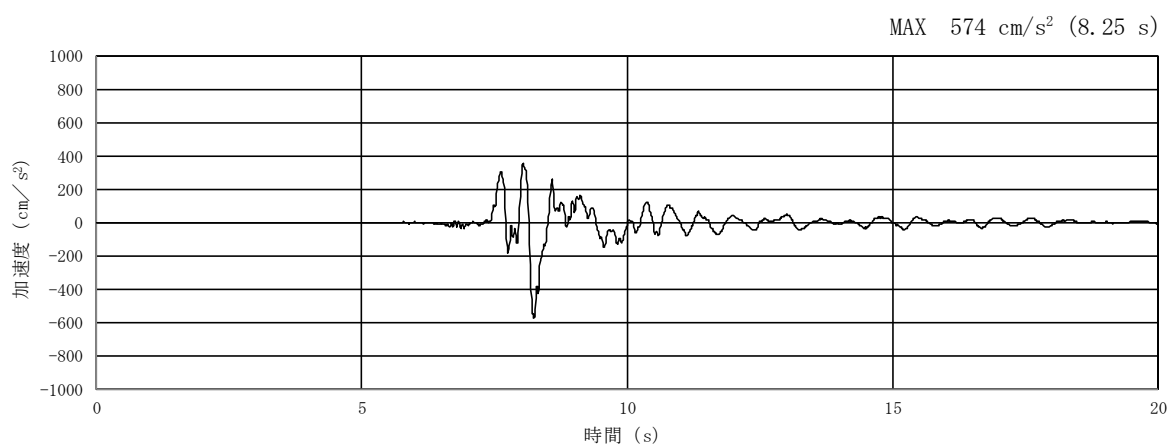


(a) 加速度時刻歴波形

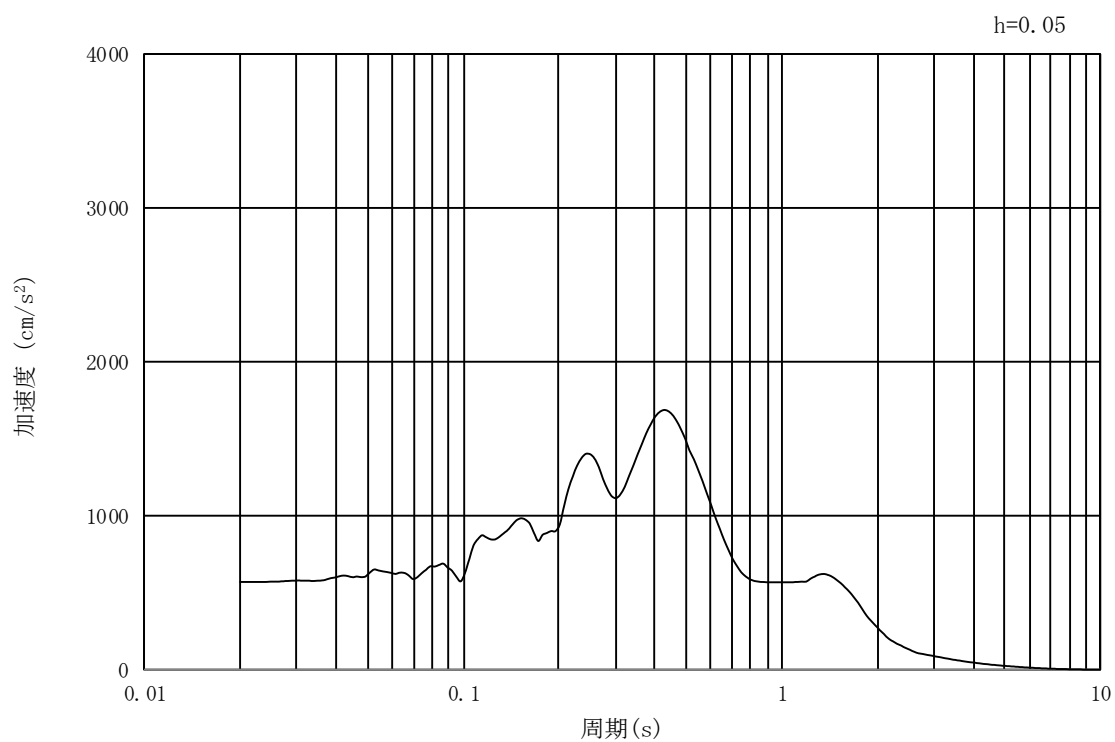


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-27 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分：S_s-22)

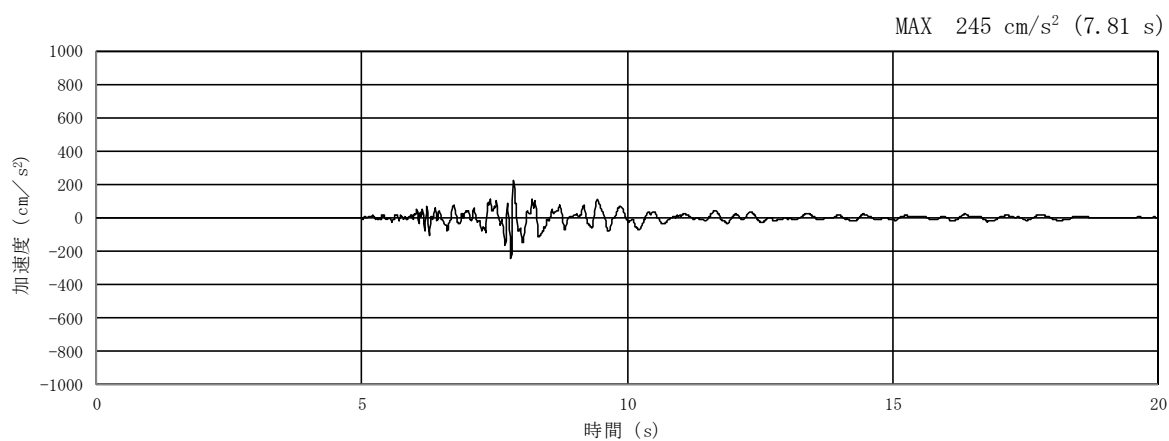


(a) 加速度時刻歴波形

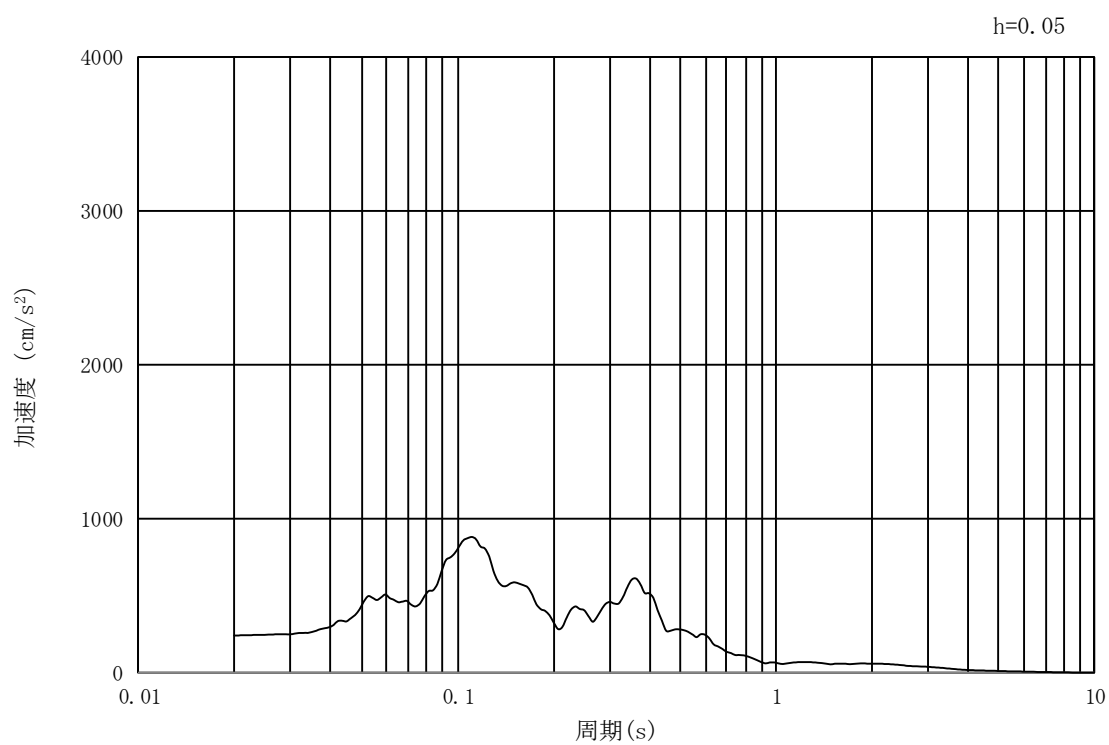


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-28 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
(汀線・汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-29 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
(汀線・汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 31$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 2次元有効応力解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987 を参考に、図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 又は 4 分割、すなわち $V_s/100$ 又は $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

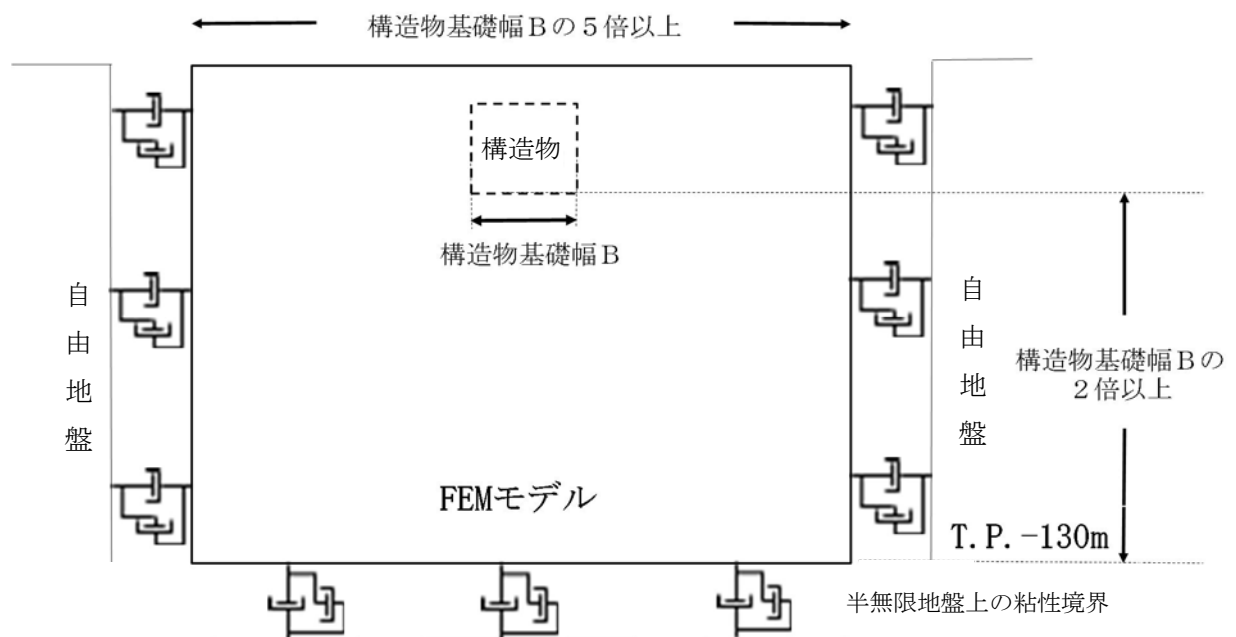


図 3.5-1 解析領域の考え方

(2) 解析モデル

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤

の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-2 に示す。

鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデルを図 3.5-2 に示す。

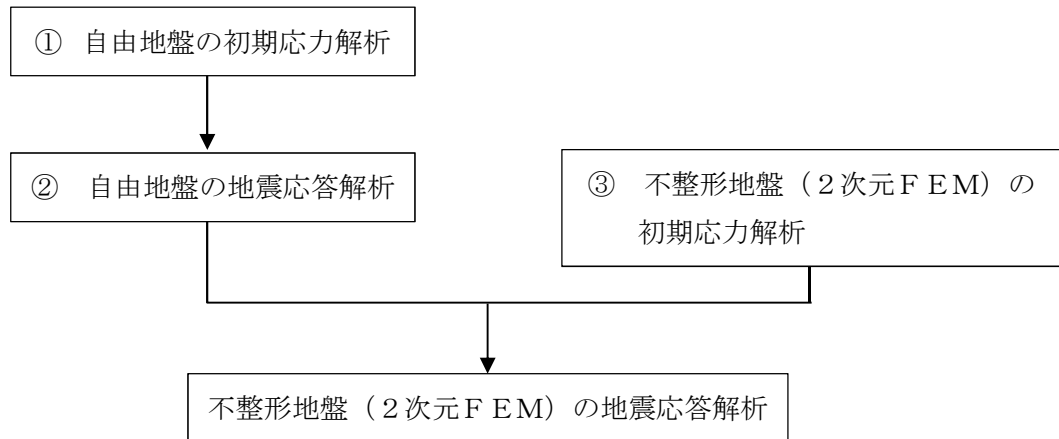


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(3) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

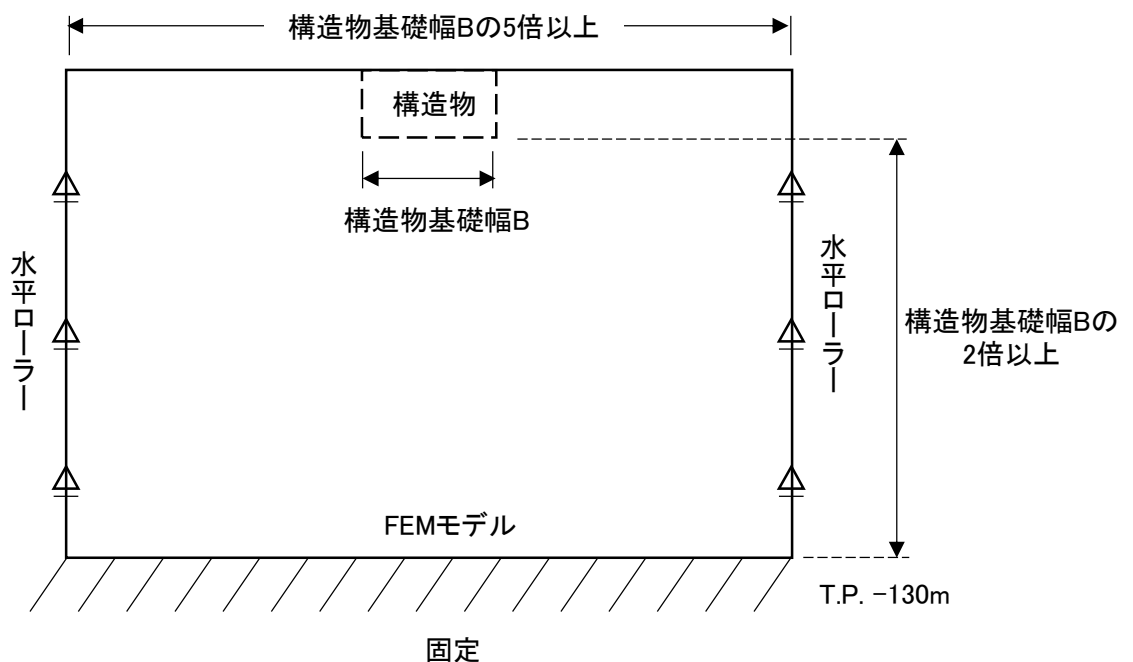


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。

境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

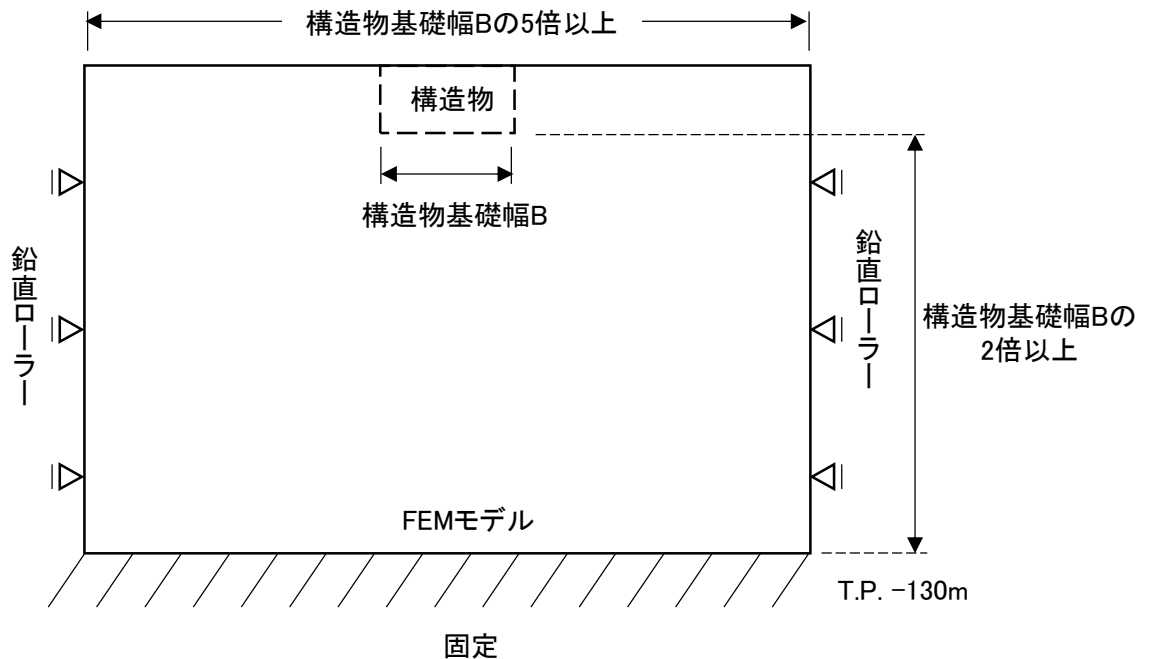


図 3.5-4 常時解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

地震応答解析モデルを図 3.5-5 に示す。

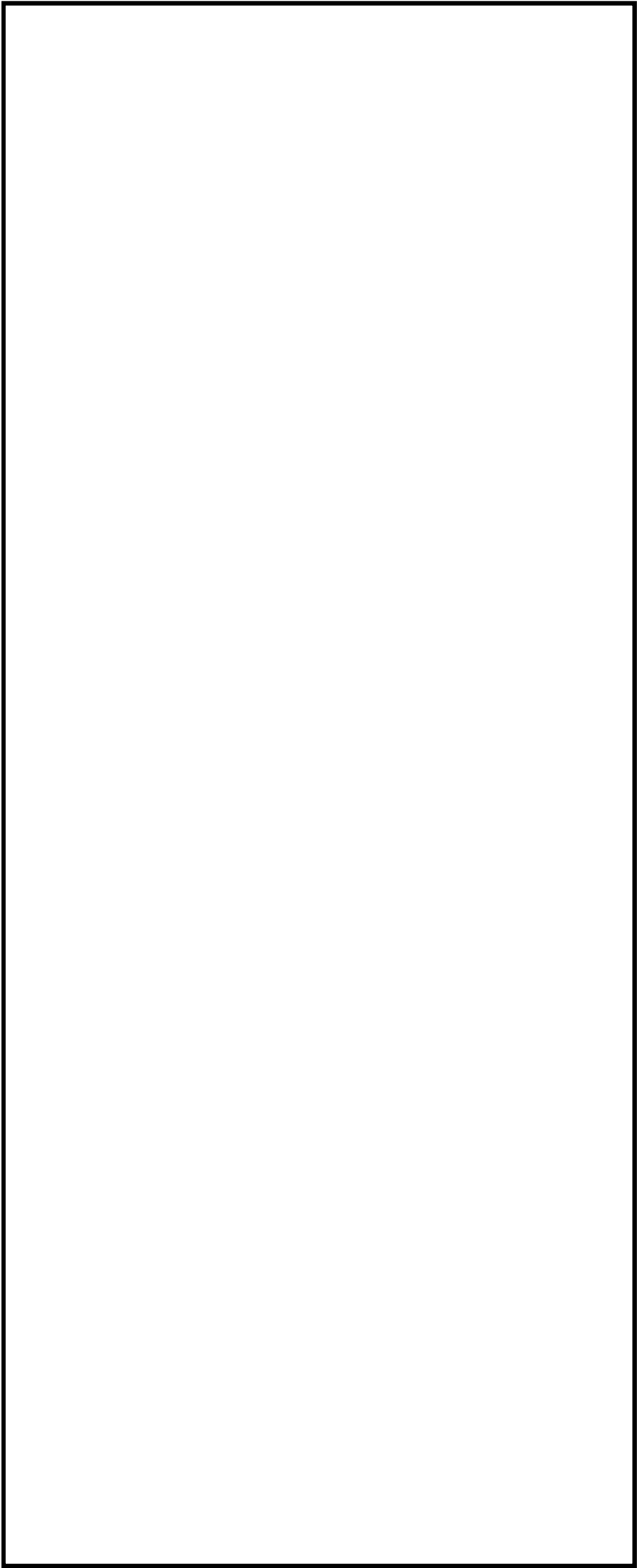


図 3.5-5 (1) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (①-①断面)

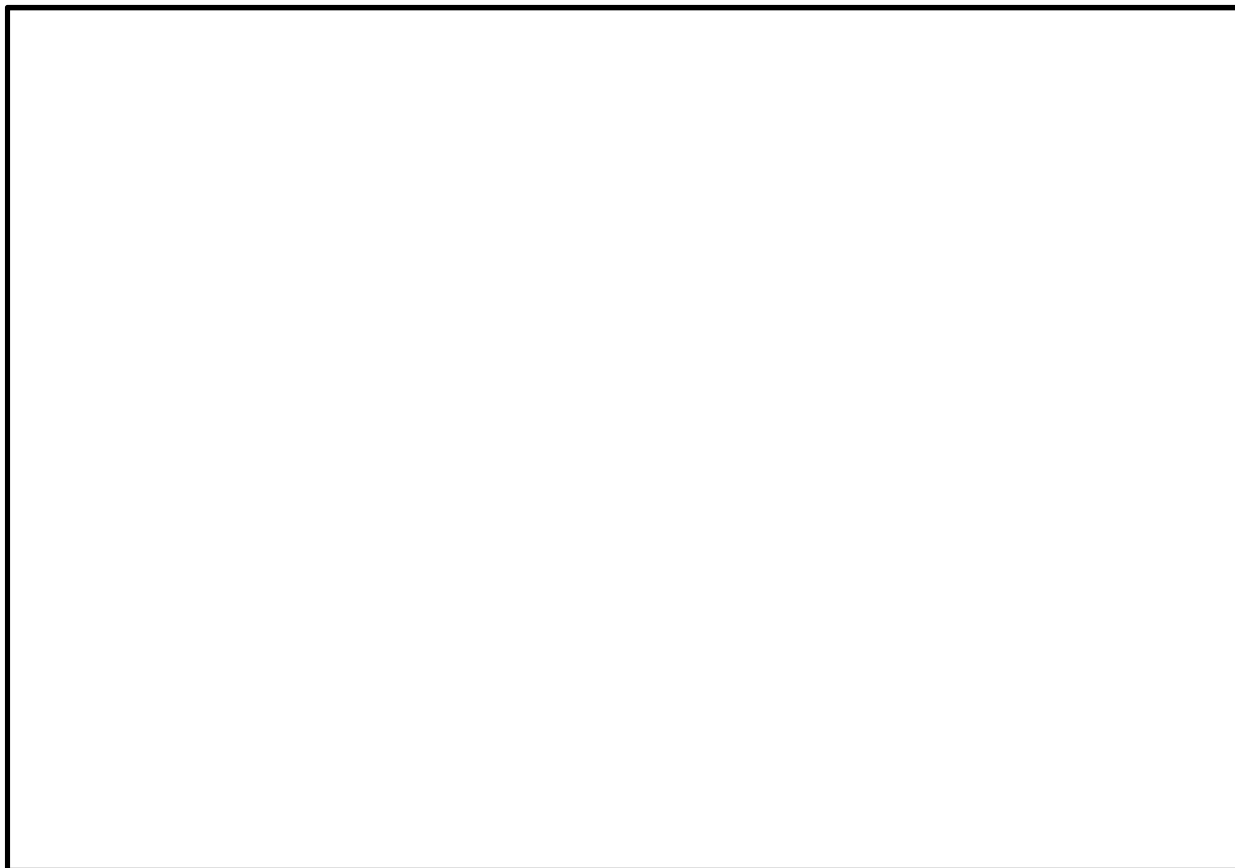


図 3.5-5 (2) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (①-①断面)

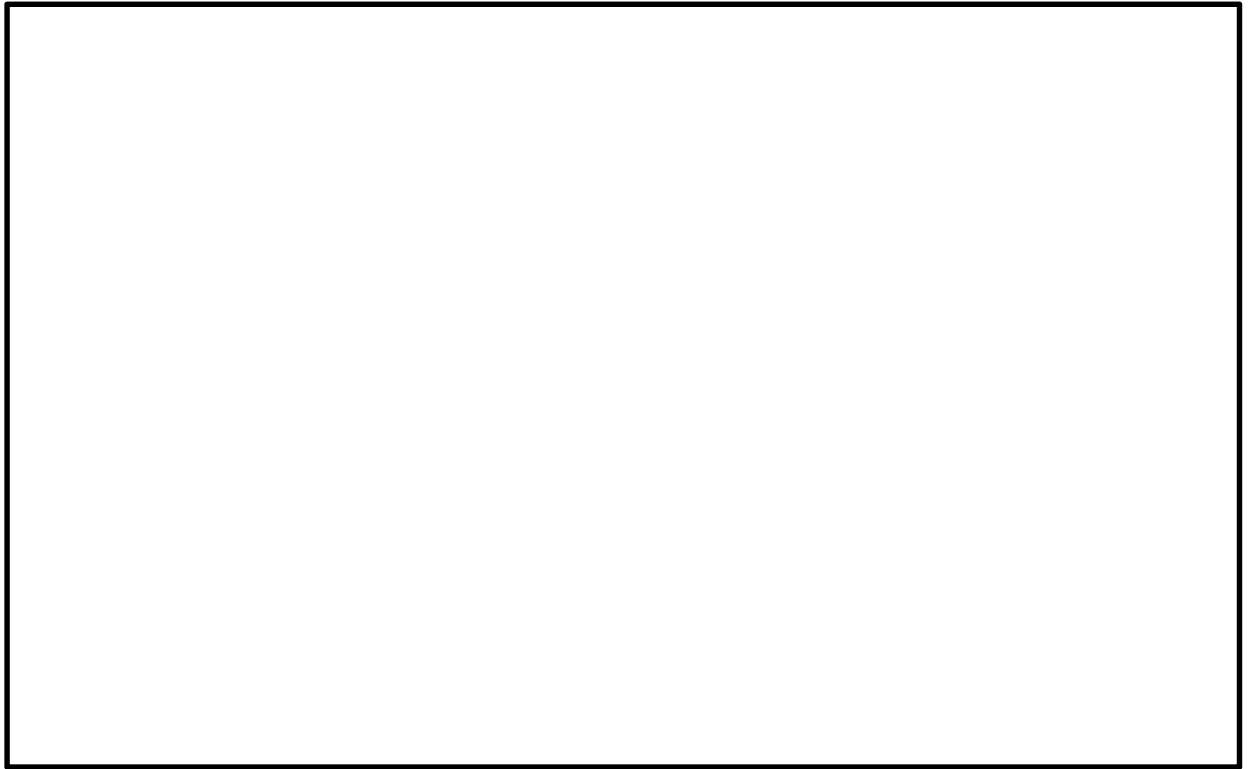


図 3.5-5 (3) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (②-②断面)

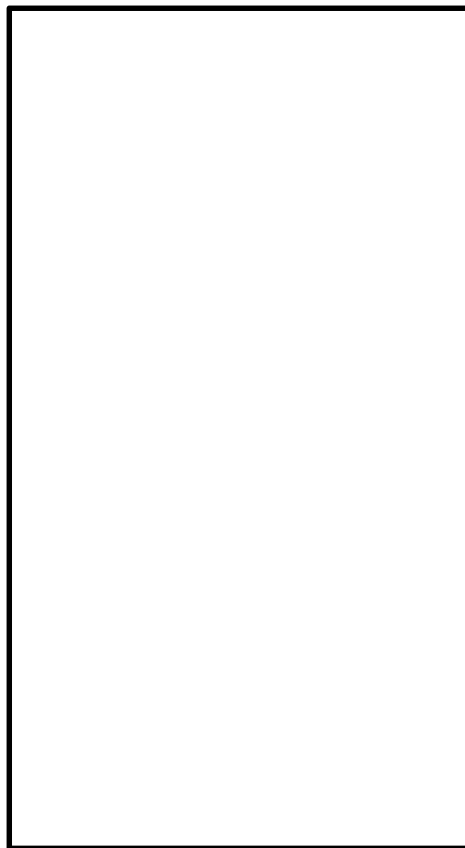


図 3.5-5 (4) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (②-②断面)

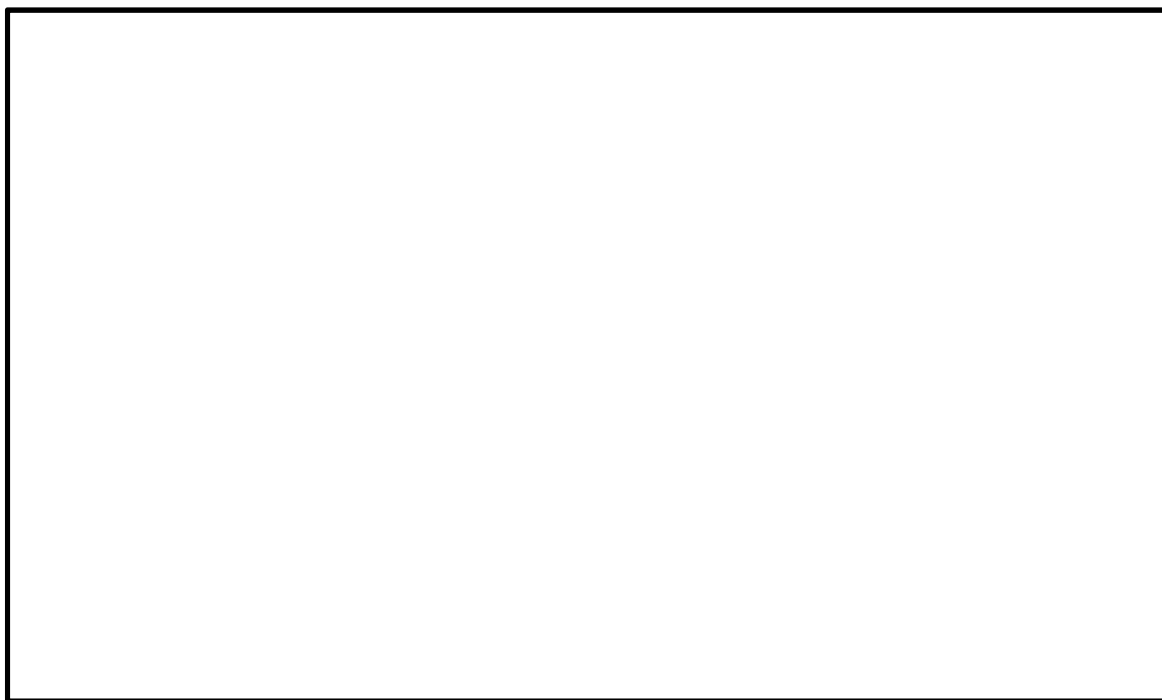


図 3.5-5 (5) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (③-③断面)

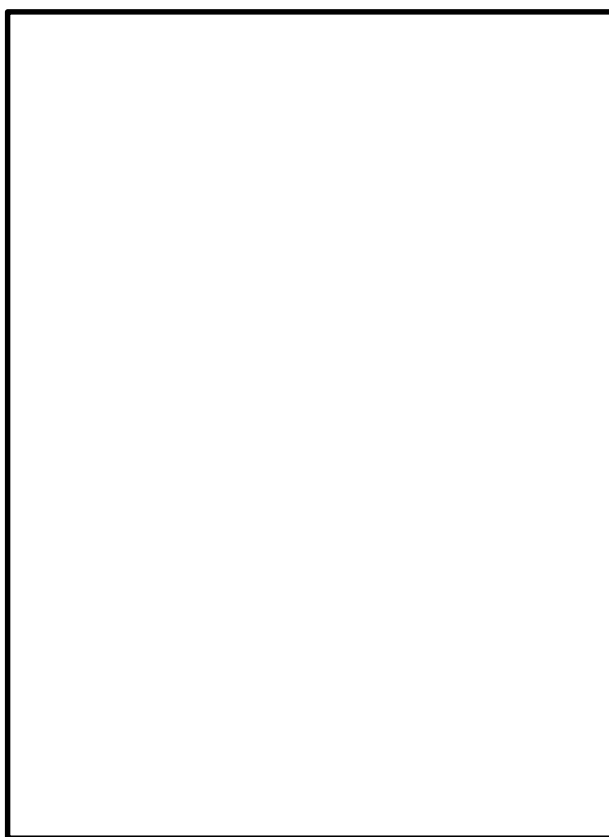


図 3.5-5 (6) 鋼製防護壁の 2 次元 F E Mモデル拡大図 (③-③断面)

(4) 構造物のモデル化

構造部材は線形はり要素でモデル化する。

鋼製防護壁（上部構造）の評価は、「3.5.2 鋼製防護壁の動的解析モデル」で行うため、上部構造の下部構造への影響を考慮し線形はり要素でモデル化する。

鋼製防護壁（上部構造）の堤軸方向については、拡幅部と支間部に分けてモデル化する。拡幅部は基礎頂版に対して拘束を高め基礎への断面力を大きく評価できる剛梁要素とし、堤軸直交方向は構造梁要素によりモデル化する。地中連続壁基礎は、縦梁（構造梁要素）及び横梁（仮想剛梁要素）で構成する。側面にはジョイント要素を設定するため、仮想柔梁要素を配置する。構造物の質量は、各節点に質点としてモデル化する。

また、堤軸直交方向のモデル化においては、鋼製防護壁（上部構造）と地中連続壁基礎との離隔を考慮するため、水平離隔分の長さを有する水平剛梁要素を設定する。奥行き方向のモデル化の範囲は、南北基礎のうち片側基礎から鋼製防護壁の支間中央位置までとする。

堤軸方向の既設取水口及び杭基礎については鋼製防護壁本体の挙動と相互作用があると考えられることから構造梁要素でモデル化する。

構造物のモデル化の概念図を図 3.5-6 に示す。



図 3.5-6 鋼製防護壁の構造物モデル概念図

(5) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(6) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより，強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。図 3.5-7 に，ジョイント要素の考え方を示す。

なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

ジョイント要素のばね定数は，数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い，表 3.5-2 のとおり設定する。図表 3.5-7 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 3.5-2 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

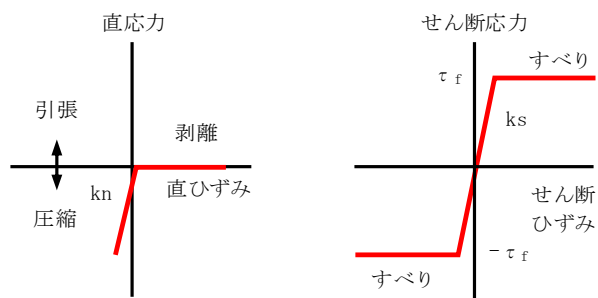
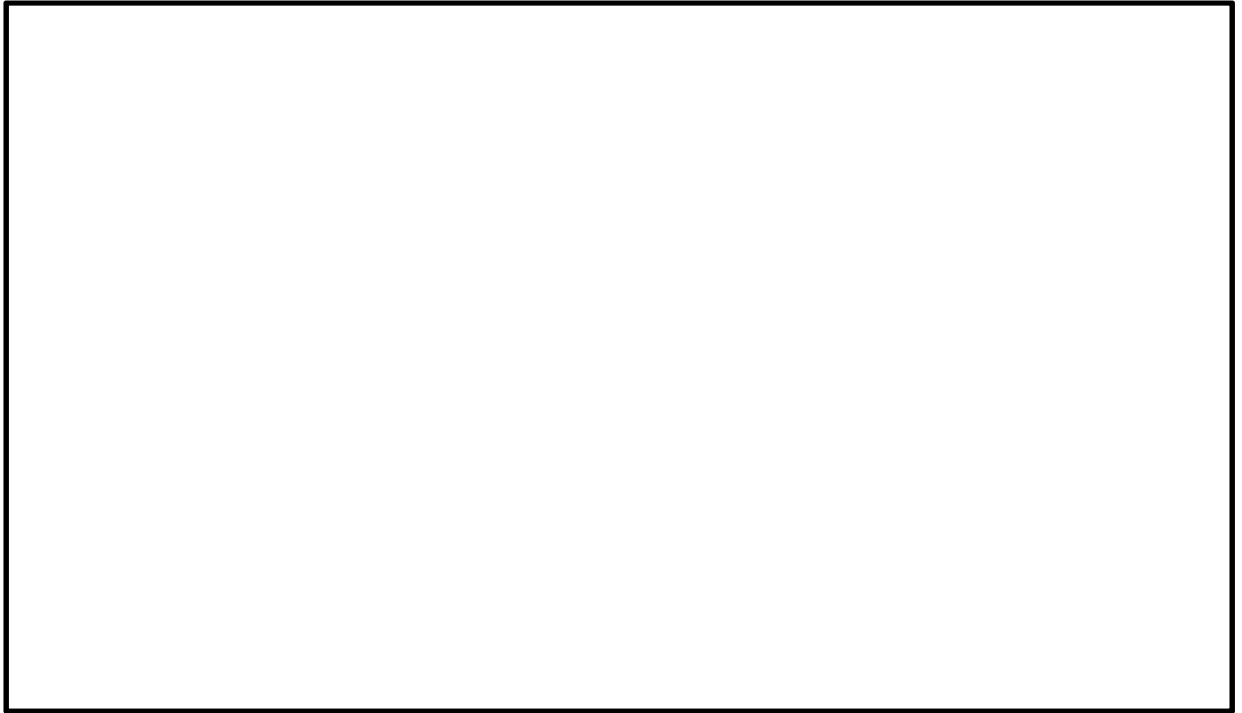


図 3.5-7 ジョイント要素の考え方

(7) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3 %（道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（平成 24 年 3 月））とし、コンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

図 3.5-8 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5-3 に固有値解析結果を示す。

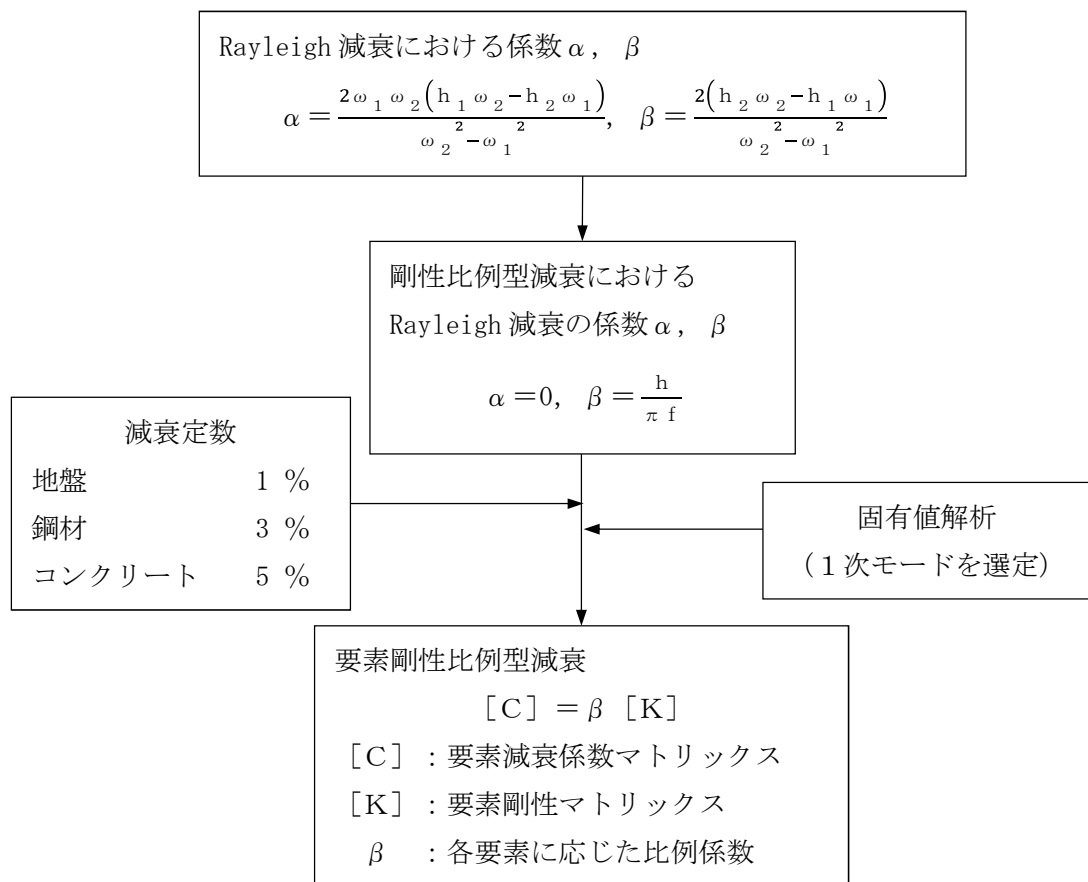


図 3.5-8 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-3 (1) 固有値解析結果 (※速 報)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(①-①断面)

(①モード 次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.547	366.27	地盤の1次として採用
2	0.698	-355.38	—
3	0.779	317.07	—
4	0.855	-73.53	—
5	0.903	72.85	—
6	0.993	41.70	—
7	1.075	-27.07	構造物の1次として採用
8	1.191	83.45	—
9	1.235	192.50	—

表 3.5-3 (2) 固有値解析結果 (※速 報)

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.586	405.14	地盤の1次として採用
2	0.727	-408.46	—
3	0.822	211.60	—
4	0.929	46.58	—
5	0.982	39.14	—
6	1.058	-2.80	—
7	1.140	47.89	構造物の1次として採用
8	1.272	-195.36	—
9	1.287	-49.69	—

表 3.5-3 (3) 固有値解析結果 (※速報)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.501	332.40	地盤の1次として採用
2	0.651	-258.67	—
3	0.741	-362.45	—
4	0.774	-362.45	—
5	0.819	-151.31	—
6	0.909	84.80	—
7	1.014	18.89	—
8	1.100	59.14	構造物の1次として採用
9	1.186	-205.02	—

表 3.5-3 (4) 固有値解析結果 (※速報)

(検討ケース④：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解析ケース)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.526	356.94	地盤の1次として採用
2	0.677	-329.47	—
3	0.747	336.07	—
4	0.819	-121.85	—
5	0.884	64.51	—
6	0.966	-24.18	—
7	1.041	33.27	構造物の1次として採用
8	1.140	-62.42	—
9	1.200	-187.63	—

表 3.5-3 (5) 固有値解析結果 (※速報)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.684	192.98	地盤の1次として採用
2	0.895	39.56	—
3	1.099	11.33	—
4	1.249	28.69	—
5	1.399	62.92	—
6	1.460	66.80	—
7	1.583	-68.74	構造物の1次として採用
8	1.613	-38.44	—
9	1.691	14.07	—

表 3.5-3 (6) 固有値解析結果 (追而)

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

表 3.5-3 (7) 固有値解析結果 (追而)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

表 3.5-3 (8) 固有値解析結果 (※速報)

(検討ケース④：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解析ケース)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.650	180.21	地盤の1次として採用
2	0.810	72.16	—
3	1.015	19.11	—
4	1.170	15.85	—
5	1.309	22.19	—
6	1.331	74.02	—
7	1.406	-31.96	—
8	1.509	61.77	構造物の1次として採用
9	1.547	-26.78	—

表 3.5-3 (9) 固有値解析結果 (※速報)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.787	217.99	地盤の1次として採用
2	1.063	64.16	—
3	1.390	15.86	—
4	1.472	-43.80	—
5	1.609	48.53	構造物の1次として採用
6	1.715	14.36	—
7	1.738	-16.23	—
8	1.873	47.87	—
9	1.941	-30.31	—

表 3.5-3 (10) 固有値解析結果 (追而)

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

表 3.5-3 (11) 固有値解析結果 (追而)

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(③-③断面)

(②モード 次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

表 3.5-3 (12) 固有値解析結果 (※速 報)

(検討ケース④：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解析ケース)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.750	199.81	地盤の1次として採用
2	0.982	-101.75	—
3	1.194	37.74	—
4	1.393	17.93	—
5	1.470	-54.23	—
6	1.566	28.78	構造物の1次として採用
7	1.677	-1.30	—
8	1.704	-21.10	—
9	1.798	-2.94	—

3.5.2 鋼製防護壁の動的解析モデル

鋼製防護壁の耐震評価には、解析コード「TDAPⅢ Ver. 3.08」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-45「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

(1) 鋼製防護壁のモデル化

水平（X方向）隔壁及び鉛直（Z方向）隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とし、それらを結合したはり要素で構成される格子モデルとする。モデル化のイメージ図を図3.5-9に示す。

- i) 主桁部材（水平方向）は、外壁鋼板をフランジ、水平（X方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする（図3.5-9の青色表示部分）。
- ii) 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする（図3.5-9の赤色表示部分）。
- iii) ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじれ剛性を両部材に考慮する。

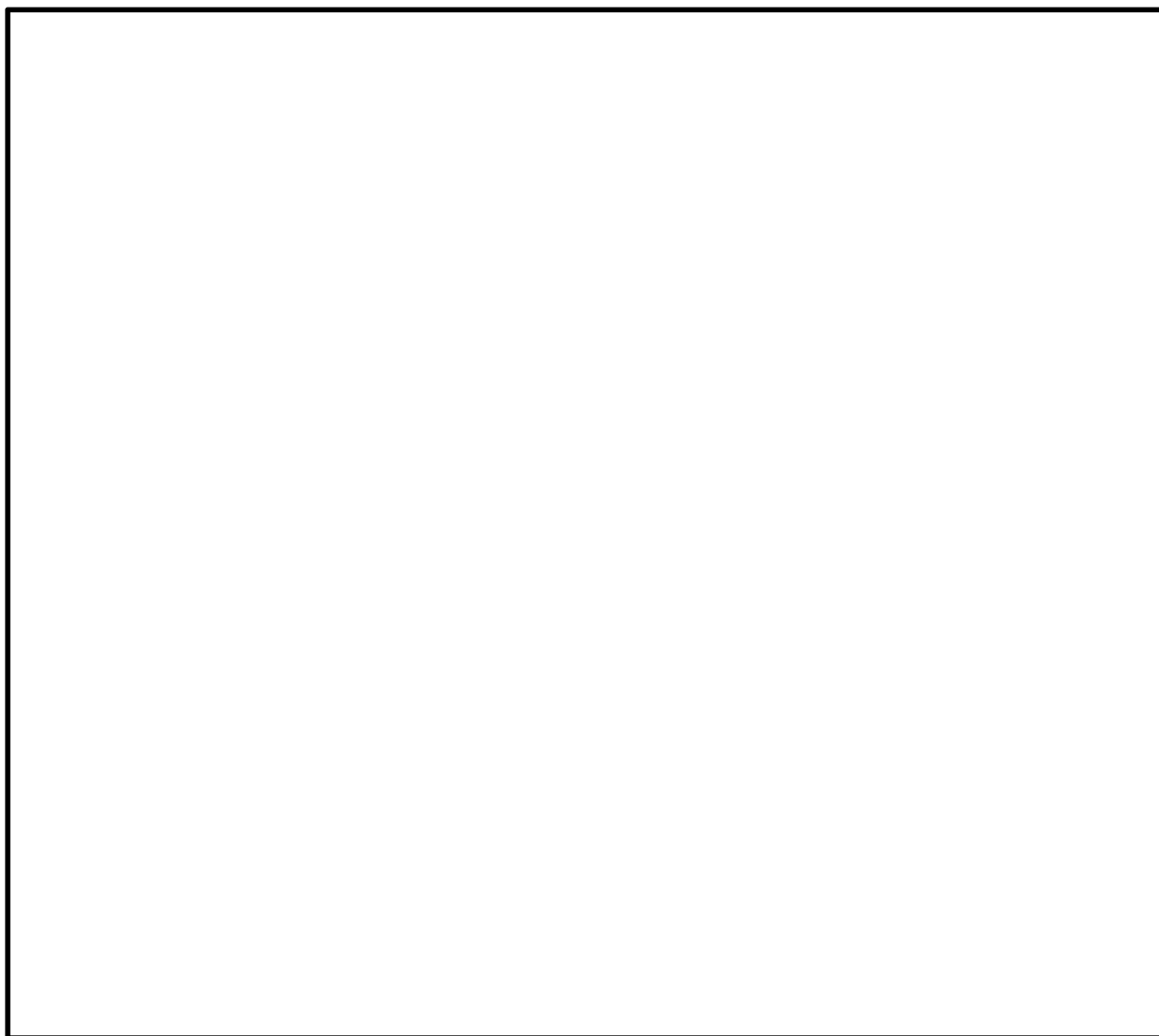


図 3.5-9 鋼製防護壁上部構造のモデル化イメージ図

(2) 荷重条件

(a) 基礎天端の変位時刻歴

2次元有効応力解析により算定される基礎天端中心における並進3成分（堤軸方向，堤軸直交方向，鉛直方向）及び回転2成分（堤軸方向断面内，堤軸直交方向断面内の回転成分）の変位時刻歴を強制変位として与える。これにより鋼製防護壁に慣性力が作用することとなる。2次元有効応力解析からの変位時刻歴入力概念図を図 3.5-10 に示す。

なお，水平成分については南北それぞれの応答時刻歴を入力し，鉛直成分については軸方向及び軸直交方向の組合せのうち時刻歴鉛直変位差が大きい方を選定する。

各方向の動的解析によって得られる断面力に対して，組合せ係数法を適用して耐震評価を実施する。

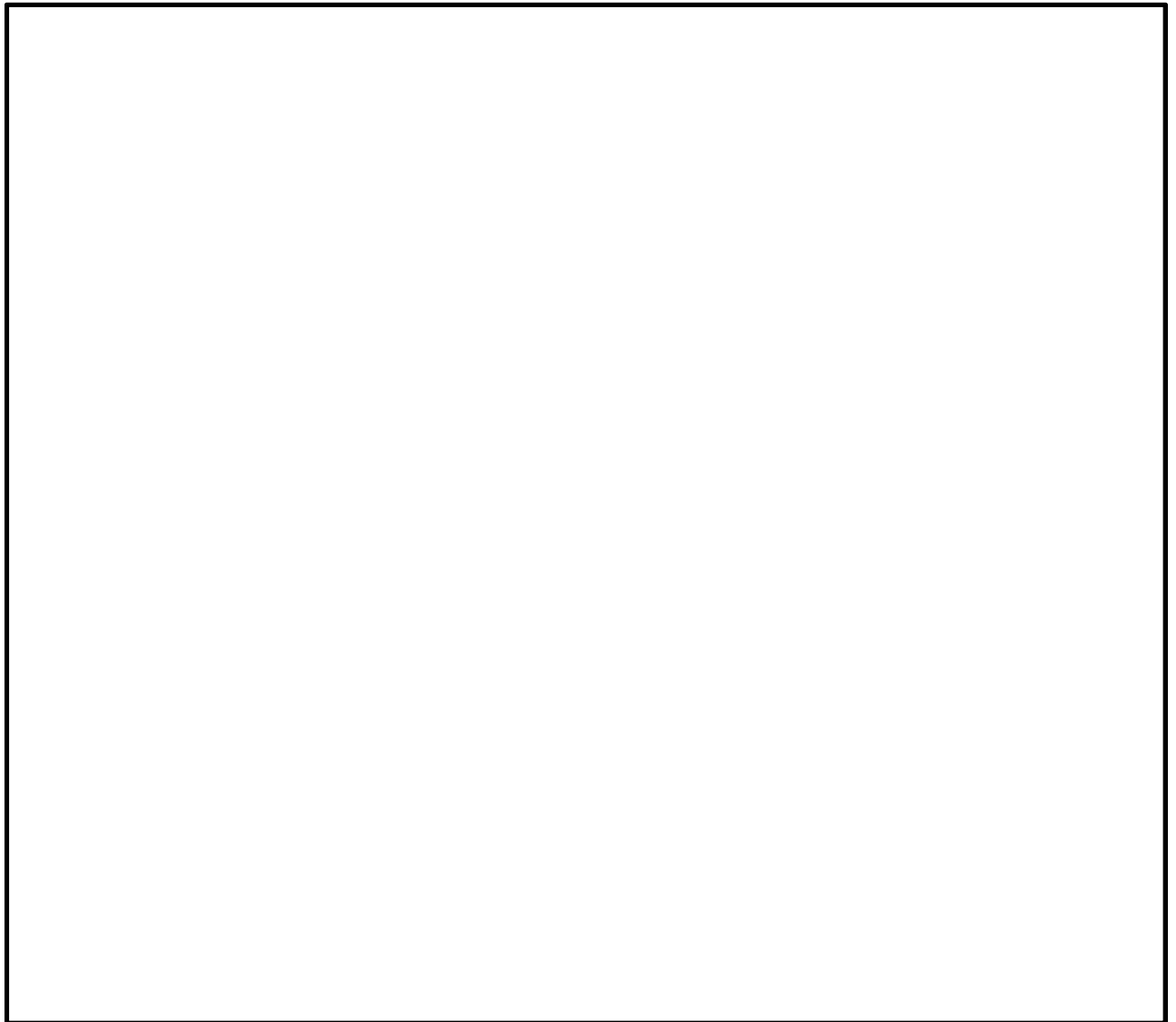


図 3.5-10 2次元有効応力解析による変位時刻歴の入力概念図

(b) 水平回転成分の考慮

前述の2次元有効応力解析では堤軸直交方向への水平回転成分を考慮することができないため、同じ解析モデルにて堤軸直交方向の水平震度による静的解析を実施する。

これにより得られる応答値を、(a)で得られる断面力のうち堤軸直交方向加振時の断面力に重ね合わせて水平回転成分による影響を考慮する。

水平回転成分の重ね合わせの概念を図3.5-11に示す。

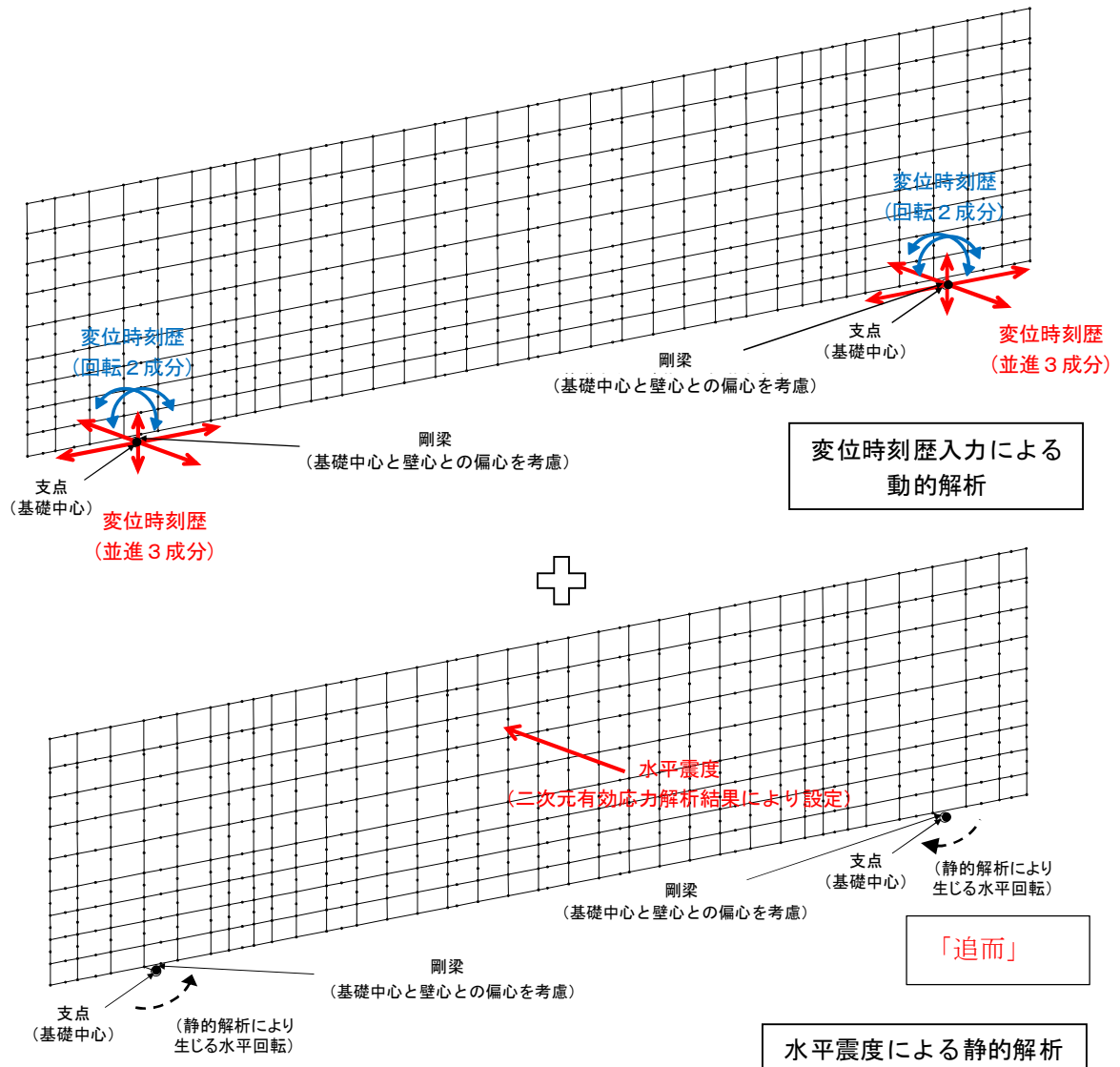


図3.5-11 水平回転成分の考慮

3.5.3 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 3.5-4 に、材料物性値を表 3.5-5 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-4 使用材料

材料		諸元
コンクリート	頂版コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 50 N/mm ²
	中詰コンクリート (鉄筋コンクリート)	
	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm ²
	中実コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 40 N/mm ²
鉄筋		SD345, SD390, SD490
鋼材	鋼製防護壁	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520B 相当, SM570

表 3.5-5 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コン クリート	設計基準強度 50 N/mm ² *1	24.5 *1	3.3 × 10 ⁴ *1	0.2 *1	5 *5
	設計基準強度 40 N/mm ² *2	24.5 *2	3.1 × 10 ⁴ *2	0.2 *2	
鋼材	SS400 *3, SM400 *3 SM490 *3, SM490Y *3 SM520B 相当 *4, SM570 *3	77.0 *3 *4	2.0 × 10 ⁵ *3 *4	0.3 *3 *4	3 *6

注記 *1：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）

*2：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）

*3：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 24 年 3 月）

*4：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）

*5：J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

*6：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

表 3.5－6 (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	ボアゾン比	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
強度特性	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 3.5－6 (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					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・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・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	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・z	0.02
	内部摩擦角	φ _{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

z : 標高 (m)

表 3.5－6 (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 ³)	静ポアソン比 ν_{CB}	粘着力 C _{CB} (kN/nf)	内部摩擦角 ϕ_{CB} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma}	基準体積 弾性係数 K _{ma}	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/nf)	拘束圧 mG, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 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	423,890	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

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

鋼製防護壁の耐震設計における検討ケースを表 3.6-1 に示す。

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケースにおいて、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥の中から追加検討ケースを実施する。

表 3.6-1 鋼製防護壁の耐震設計における検討ケース

検討ケース	① 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)	② 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース	④ 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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 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）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

異なる構築物間の相対変位の算定は、上記ケースの中で、相対変位量が最も大きいケースにて行う。

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製防護壁の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鋼製防護壁、地中連続壁基礎を連結する鋼製防護壁アンカー及び地中連続壁基礎について設定する。

(2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼製防護壁の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。

4.2 許容限界

許容限界は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鉄筋コンクリート（地中連続壁基礎）の許容限界

鉄筋コンクリート（地中連続壁基礎）の許容限界は、規格、基準類に基づき表 4.2-1 のとおり設定する。短期許容応力度は、コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4.2-1 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$ *3	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	24.0
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825^{*4}
		許容付着応力度 τ_a	6.0^{*5}
		コーンせん断応力度 τ_{coa1}	0.825^{*5}
		コーンせん断応力度 τ_{coa2}	1.815^{*5}
	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ *1	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825^{*4}
鉄筋	SD490 *2	許容引張応力度 σ_{sa}	軸方向 435
			上記以外 300
	SD390 *1	許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD345 *1	許容引張応力度 σ_{sa}	294

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）

*2：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）

*3：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（（社）日本道路協会，平成 22 年 3 月）

*4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「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）」に適用し、次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

*5：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）におけるコンクリートの設計基準強度 27 N/mm^2 に対応する値を適用する。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} ：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} ：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

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 : 有効幅
 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

(2) 鋼製防護壁及びアンカーボルトの許容限界

許容限界については各規格，基準類に基づき表 4.2-2 のとおり設定する。表 4.2-2 に示す許容限界は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4.2-2 鋼材の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼材	SS400	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	210 ^{*1}
	SM400	許容せん断応力度 τ_{sa}	120 ^{*1}
	SM490	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	277.5 ^{*1}
		許容せん断応力度 τ_{sa}	157.5 ^{*1}
	SM490Y	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	315 ^{*1}
		許容せん断応力度 τ_{sa}	180 ^{*1}
	SM520B 相当	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	315 ^{*2}
	SM570	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	382.5 ^{*1}
		許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5 ^{*1}

注記 *1：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）

上記値は，板厚 40 mm 以下の値を示す。

板厚が 40 mm を超える場合は，3.2.1，3.2.3，15.3 に示される許容応力度を用いる。

*2：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）

(3) 基礎地盤の支持力に対する許容限界

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」を考慮し、極限支持力に基づき設定する。

極限支持力は、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）の支持力算定式等に基づき、対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d A$$

ここで、

R_u ：基礎底面地盤の極限支持力（kN）

q_d ：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m²）

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u ：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m²）

* q_u は K_m 層の非排水せん断強度×2

A ：基礎の底面積（内部土は含まない）（m²）

上記にて求まる基礎地盤の極限支持力を表 4.2-3 に示す。

速 報

表 4.2-3 基礎地盤の極限支持力

評価項目	極限支持力度（kN/m ² ）
基礎地盤の支持性能（北側）	6186
基礎地盤の支持性能（南側）	6060

4.3 評価方法

鋼製防護壁の耐震評価は、地震応答解析結果により得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

4.3.1 鋼製防護壁

(1) 鋼製防護壁

鋼製防護壁は曲げ軸力及びせん断力に対して、設計上外壁並びに水平及び鉛直隔壁部材のみで負担可能とする。

前述の堤軸方向、堤軸直交方向それぞれの2次元動的有効応力解析から得られる基礎天端の変位時刻歴を3次元フレームモデルに入力する動的解析を実施して応力照査を行う。

各方向に動的解析を実施して得られる断面力を、組合せ係数法により重ね合わせて照査する。なお、鉛直成分については、それぞれの方向の解析から得られる変位時刻歴のうち、南北基礎の相対変位が大きくなる方の結果を採用する。

(2) 補剛材

a) 補剛材の評価

主構断面となる隔壁には、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会、平成14年3月）の規定に基づいた必要剛度を満たす補剛材を配置し、主部材の座屈に対する安全性を確保する。

b) 主構断面の座屈照査

主構断面となる隔壁は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会、平成14年3月）の解説に基づいて座屈に対する安全照査を実施し、補剛材の追加配置の必要性を確認する。

(3) 添接板継手部

鋼殻ブロックの添接板継手部は高力ボルトによる摩擦接合方式とし、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説 7.3」に基づき評価する。

母材に作用するせん断力及び曲げモーメントに対して、継手部の孔引き後の母材、添接板及び高力ボルトの安全性を照査する。また、せん断力と曲げモーメントが同時に作用するため、合成応力に対する安全性の照査も実施する。

鋼殻ブロックの添接板継手部イメージを図4.3-1に示す。

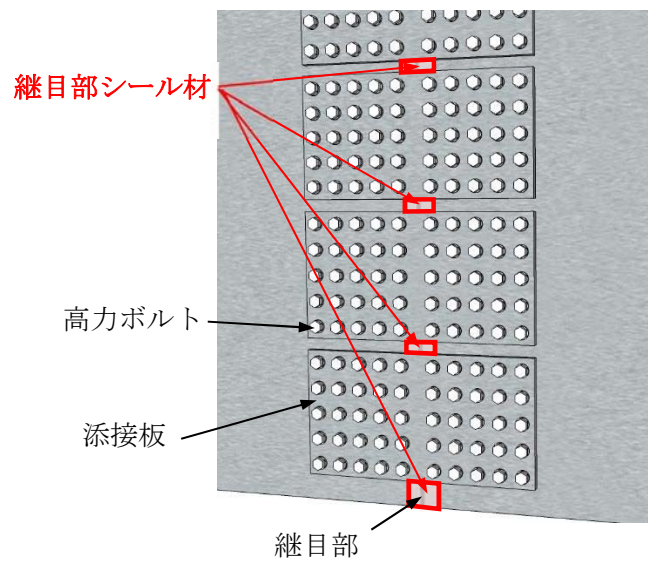
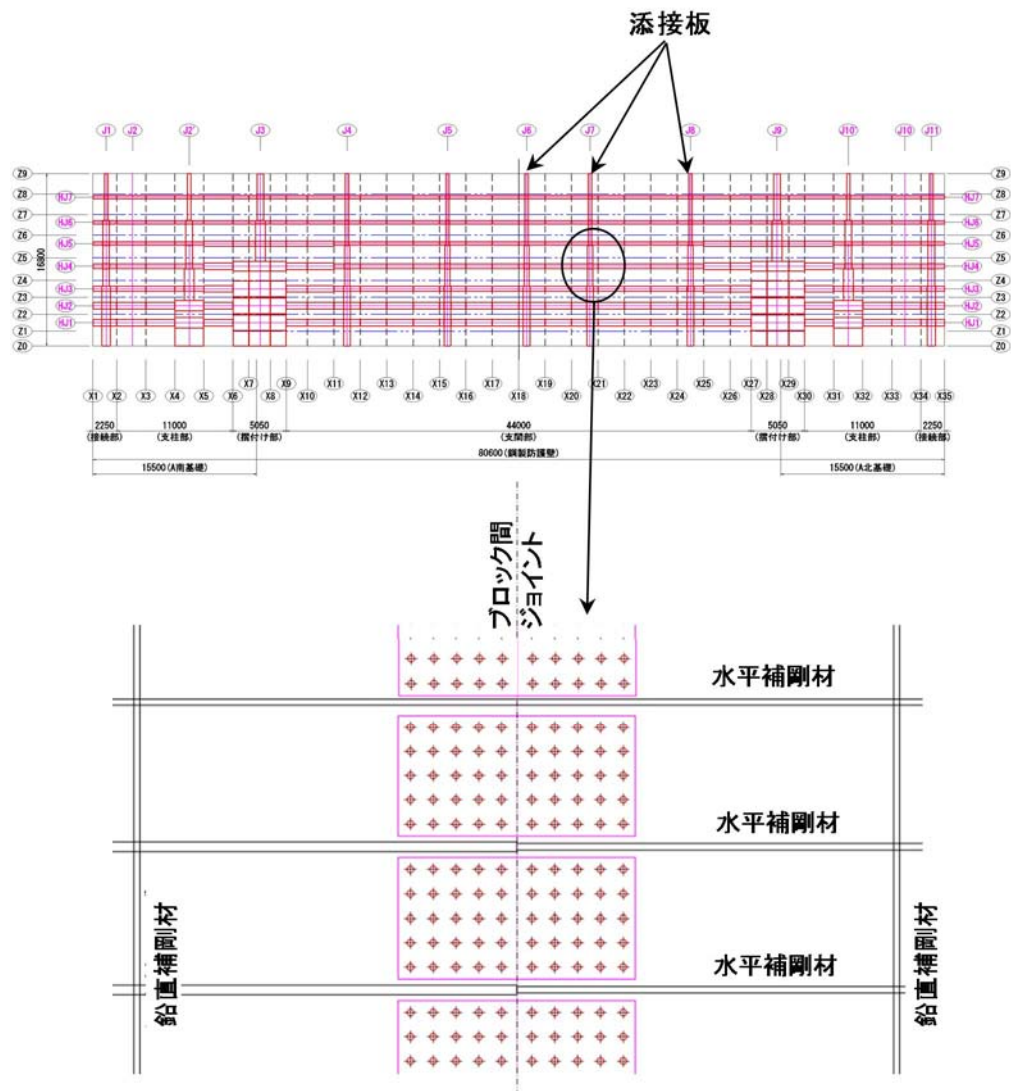


図 4.3-1 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ

(4) 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻との接合部

鋼製防護壁と頂版鉄筋コンクリートとの接合部においては、後述の通り、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しては、設計上アンカーボルトの抵抗力を期待せず、鉄筋コンクリートのみで負担可能とする。したがって、鋼製防護壁（上部構造）に作用する荷重を中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへ確実に伝達するために、上部構造の鋼殻と中詰めコンクリートを一体化する。

以上より、中詰め鉄筋コンクリート部の接合部は、荷重伝達のためのずれ止めとしてスタッドを配置して、コンクリートと鋼殻を一体化する。スタッドの短期許容せん断力は「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）」に基づき次式により算定する。

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_a = 1.72dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

ここで、

Q_a ：スタッドの短期許容せん断力（N/本）

D ：スタッドの軸径（mm）

H ：スタッドの全高，150mm 程度を標準とする（mm）

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度（＝50 N/mm²）

4.3.2 鋼製防護壁の接合部アンカー

(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しては設計上アンカーボルトの抵抗力を期待せず、設計上鉄筋コンクリートのみで耐力でも弾性範囲内で負担可能とする。

(2) 接合部の設計方針

鋼製防護壁は浸水防護施設であることから、地震時、津波時、余震と津波の重畳時の何れに対しても、構造部材の弾性範囲内で設計を行う。

鋼製防護壁本体の自重及び地震や津波による設計荷重を確実に基礎へ伝達させる。

引抜き力に対しては、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」を適用し設計上アンカーボルトのみで負担可能とする。

水平回転モーメントと水平力によるせん断力に対しては、「道路橋示方書（日本道路協会）」、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会）」に基づき設計上中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートのみで負担可能とする。

接合部の荷重分担の概念図を図 4.3-2 に示す。

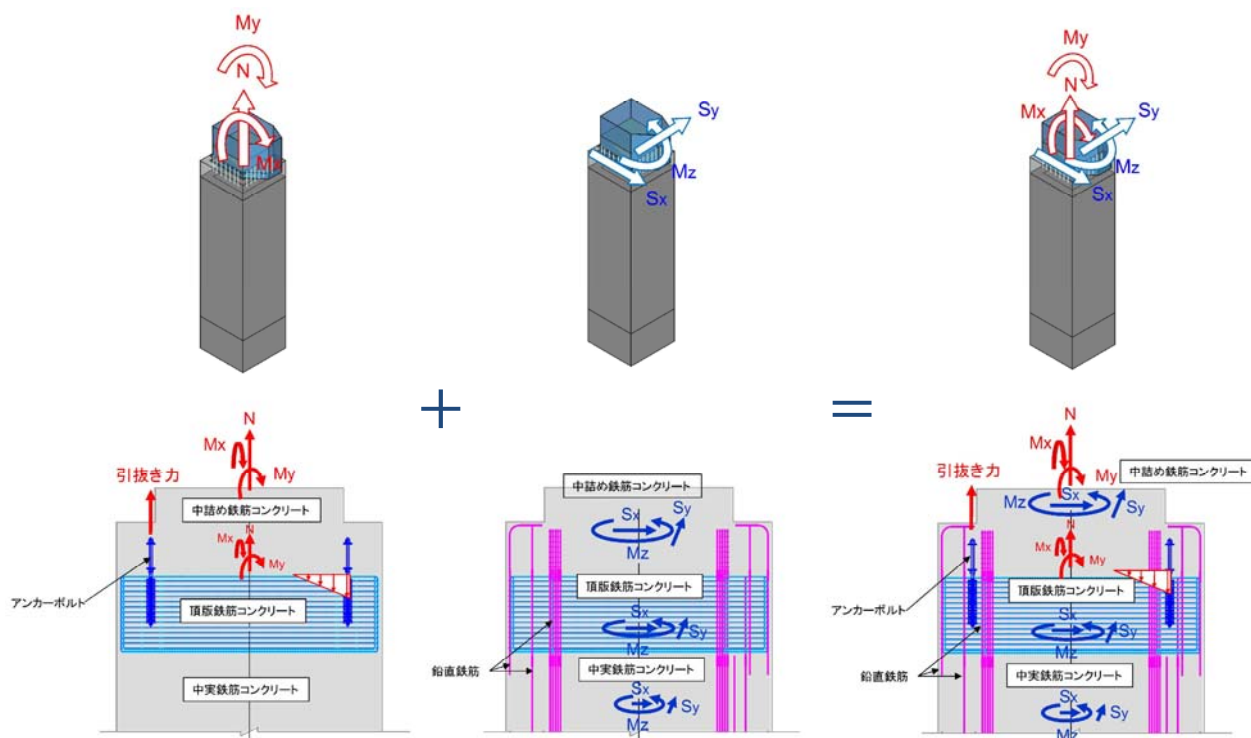


図 4.3-2 接合部の荷重分担の概念図

(4) 接合部の評価

接合部のアンカーボルトに対しては、2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面として評価する。鋼製防護壁と基礎との接合部は、鉛直軸力と面内、面外曲げモーメントに対して抵抗するものとし、せん断力と水平回転モーメントについては、基礎と一体の中詰め鉄筋コンクリートで負担する。

アンカーボルトの設計荷重は、鋼製防護壁上部構造の3次元動的フレーム解析から算定されるアンカーボルト1本当りの付着力と押込力とし、アンカーボルトの引張応力、付着応力並びにコーンせん断が許容限界以下であることを確認する。

a) アンカーボルトの設計定着長及び埋込長

アンカーボルトの設計定着長及び埋込長は、アンカーボルトの許容応力度と母材の断面積をもとに算定する。2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面を図4.3-3に示す。

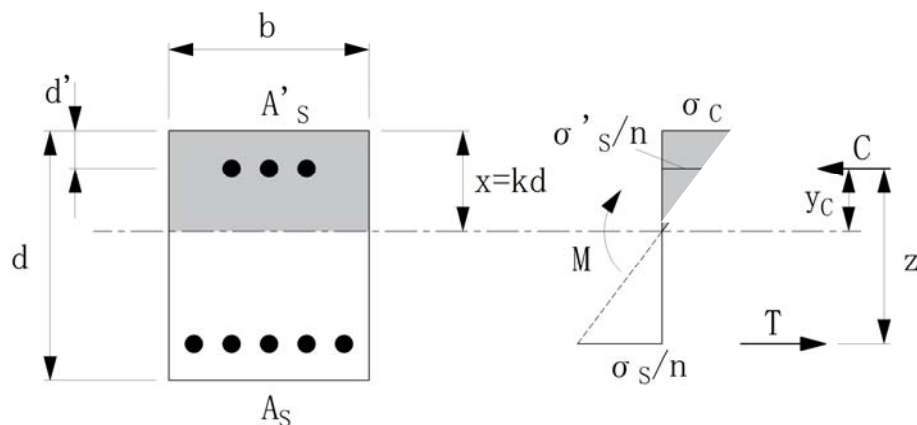


図 4.3-3 2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面

σ_c : 任意位置のコンクリート応力度 (N/mm²)

σ_s : 各段の鉄筋応力度 (N/mm²) (引張り側)

σ'_s : 各段の鉄筋応力度 (N/mm²) (圧縮側)

A_s : 各段の鉄筋断面積 (mm²) (引張り側)

A'_s : 各段の鉄筋断面積 (mm²) (圧縮側)

d' : 桁高 (mm)

d : かぶり (mm)

x : コンクリート上面から中立軸までの距離 (mm)

k : 中立軸係数

n : ヤング係数比

c : 圧縮力 (N)

T : 圧縮力 (N)

M : 曲げモーメント (N・mm)

b) 定着部コーンせん断に対する評価

定着部のコンクリートのコーンせん断に対する評価における設計荷重は、鋼製防護壁上部構造の3次元動的フレーム解析算定される、アンカーボルト1本当りの付着力とする。

定着部のコーンせん断の照査を行い、補強鉄筋が必要な場合には適切な鉄筋量を算定する。

コーンせん断は付着力に対して発生するため、照査はアンカーボルトの付着力又はアンカーボルトの許容応力度と母材の断面積の75%を比較し、断面力の大きいものを用いて実施する。

コーンせん断面の有効水平投影面積には、アンカー同士の近接を考慮し、定着部鉄筋コンクリートの応力が許容限界以下であることを確認する。

コーンせん断面の有効水平投影面積を図4.3-4に示す。

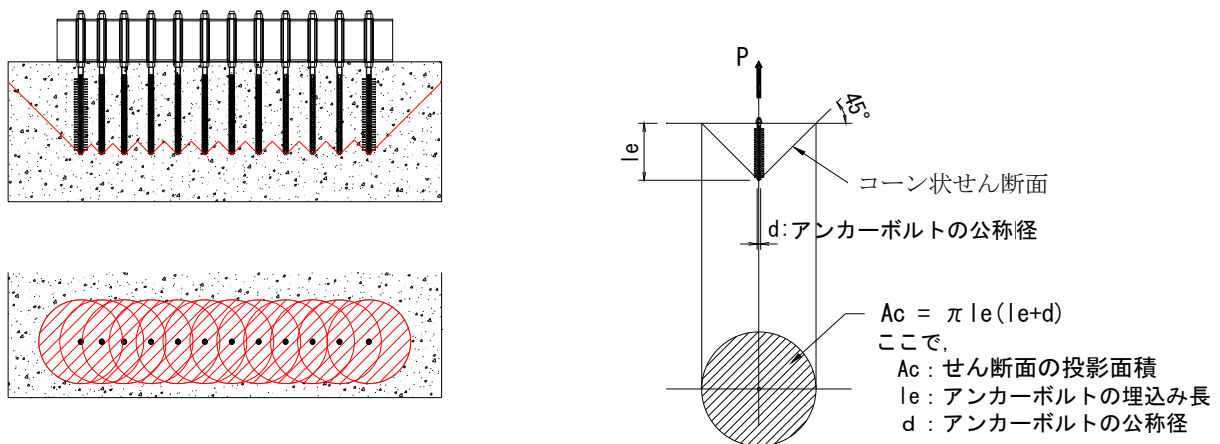


図4.3-4 アンカーが近接する場合の有効水平投影面積

c) アンカーボルトの埋め込み長、定着長に対する評価

アンカーボルトの埋め込み長、定着長は付着強度によって決定する。

アンカーボルトの埋め込み長、定着長の概念図を図4.3-5に示す。

$$L_{eq} = \sigma_{sa} \cdot A_b / \tau_a \cdot \pi \cdot D \quad (\text{定着長})$$

$$L_{ed} = L_{eq} + 2D \quad (\text{埋め込み長})$$

ここで、

σ_{sa} : アンカーボルトの許容応力度 (N/mm²)

τ_a : 許容付着応力度 (N/mm²)

A_b : アンカーボルトの有効断面積 (mm²)

D : アンカーボルトの公称径 (mm)

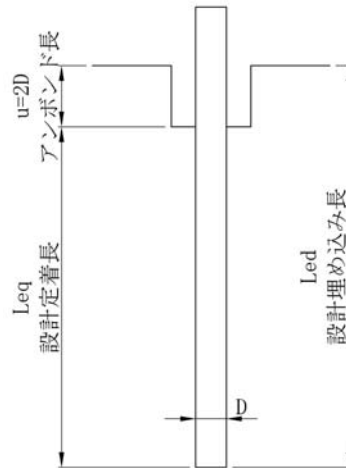


図 4.3-5 アンカー埋め込み長，定着長の概念図

4.3.3 地中連続壁基礎

(1) 地中連続壁基礎

2次元動的有効応力解析によって得られる堤軸方向，堤軸直交方向それぞれの断面力に対して，鉄筋コンクリートの発生応力が許容限界以下であることを確認する。

(2) 地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化

地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートはスタッドで一体化するものとし，「トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説」（（社）土木学会，2006 制定）に基づき，スタッドの配置及びせん断力の照査を実施する。

配置するスタッドは，接合面に作用する全設計せん断力に対し，必要な強度となる本数及び設置間隔に設計する。設計検討は次式による。

$$\gamma_a \gamma_b \gamma_i \frac{V}{V_u} \leq 1.0, V_u = V_{ug} + V_{ul}$$

$$V_{ug} = \frac{\mu(nf_{syd}A_{sg} + \sigma_N A_{cg})}{\gamma_c}, V_{ul} = \frac{\mu\sigma_N A_{ul}}{\gamma_c}$$

ここで，

V	： 接合面に作用する全設計せん断力（= $V_o + V_B$ ）
V_u	： 接合面における全せん断耐力
V_{ug}	： スタッド配置区間の全せん断耐力
V_{ul}	： スタッド配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力
μ	： 摩擦係数（1.4 程度：地中連続壁面は洗浄し，レイタンスを取り除き，深さ 7mm 程度の粗さとした場合）
n	： スタッドの本数（単位幅あたり）
f_{syd}	： スタッドの設計引張降伏強度

σ_N	:	接合面に作用する垂直応力度（地中連続壁に作用する側圧等の外力）
A_{sg}	:	スタッド 1 本あたりの断面積
A_{cg}	:	スタッド配置区間の全面積（面積の境界は，最外縁の鉄筋から鉄筋間隔の半分程度の距離まで）
A_{ul}	:	スタッド配置区間以外のコンクリート面積（地中連続壁の接合処理面処理を行う部分のみ）
γ_a, γ_i	:	安全係数
γ_b	:	部材係数で一般に 1.3
γ_c	:	コンクリート材料係数

4.3.4 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては，基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

5. 評価結果

5.1 地中連続壁基礎（下部構造）

5.1.1 地中連続壁基礎の解析結果

地中連続壁基礎の基準地震動 S_s による照査用断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-1～図 5.1-4 に示す。これらの図は，構造部材の曲げ軸力及びせん断力照査結果が最大となる時刻における要素ごとの断面力を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 5.1-5～図 5.1-8 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 5.1-9～図 5.1-12 に示す。なお，これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

※追而

※追而

曲げモーメント図

軸力図

図 5.1-1 (1) 汀線方向南基礎の断面力

($S_s - D1$ [H+, V+])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

※追而

せん断力

図 5.1-1 (2) 汀線方向南基礎の断面力

($S_s - D1$ [H-, V+])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

※追而

※追而

曲げモーメント図

軸力図

図 5.1-2 (1) 汀線方向北基礎の断面力

($S_s - 3.1 [H + , V +]$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

※追而

せん断力

図 5.1-2 (2) 汀線方向北基礎の断面力

($S_s - 3.1 [H + , V +]$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

※追而

※追而

曲げモーメント図

軸力図

図 5.1-3 (1) 汀線直交方向南基礎の断面力
($S_s - D1$ [H-, V-])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

※追而

せん断力

図 5.1-3 (2) 汀線直交方向南基礎の断面力
($S_s - 31$ [H-, V-])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

追而

追而

曲げモーメント図

軸力図

図 5.1-4 (1) 汀線直交方向北基礎の断面力
($S_s - D1$ [H+, V+])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

追而

せん断力

図 5.1-4 (2) 汀線直交方向北基礎の断面力
($S_s - D1$ [H+, V+])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-5 汀線方向の最大せん断ひずみ分布（南基礎）

$(S_s - D1 [H+, V+])$

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



図 5.1-6 汀線方向の最大せん断ひずみ分布（北基礎）

$(S_s - 31 [H+, V+])$

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

※速報



図 5.1-7 汀線直交方向（南基礎）の最大せん断ひずみ分布

$(S_s - D1 [H-, V-])$

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

※速報



図 5.1-8 汀線直交方向（北基礎）の最大せん断ひずみ分布

$(S_s - D1 [H+, V+])$

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）



図 5.1-9 汀線方向の過剰間隙水圧比（南基礎）

$$(S_s - D_1 [H+, V+])$$

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

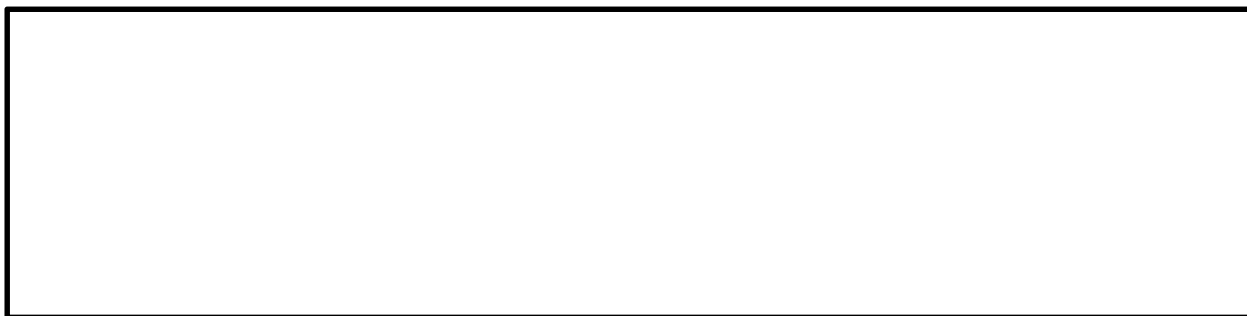


図 5.1-10 汀線方向の過剰間隙水圧比（北基礎）

$$(S_s - 3_1 [H+, V+])$$

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

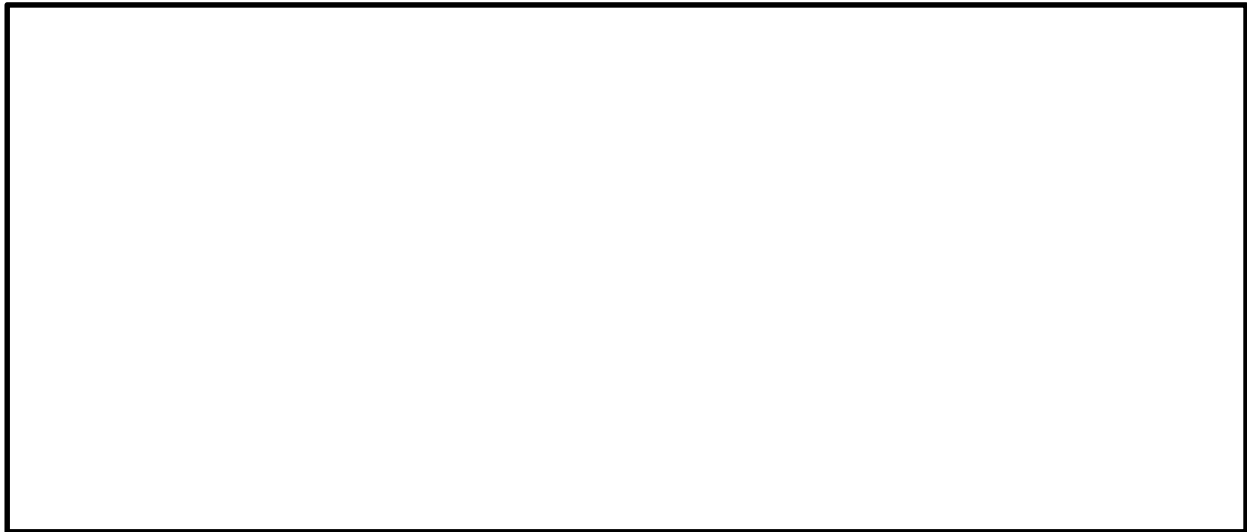


図 5.1-11 汀線直交方向（南基礎）の過剰間隙水圧比
($S_s - D1$ [H-, V-])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

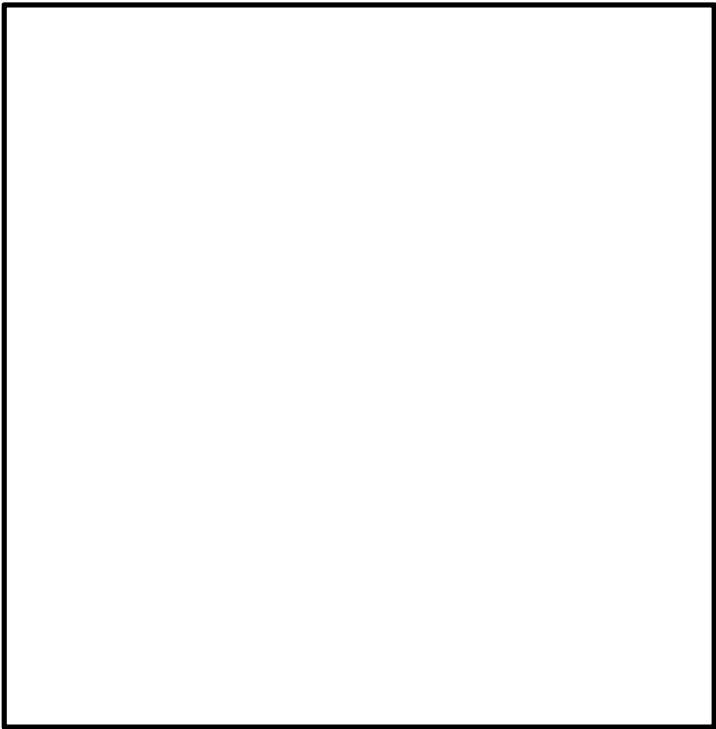
追而

図 5.1-12 汀線直交方向（北基礎）の過剰間隙水圧比
($S_s - D1$ [H+, V+])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

5. 1. 2 地中連続壁基礎の耐震評価結果

配筋要領図を 図 5. 1－9 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を 表 5. 1－1 に示す。



※速報

図 5. 1－9 配筋要領図（南側基礎）

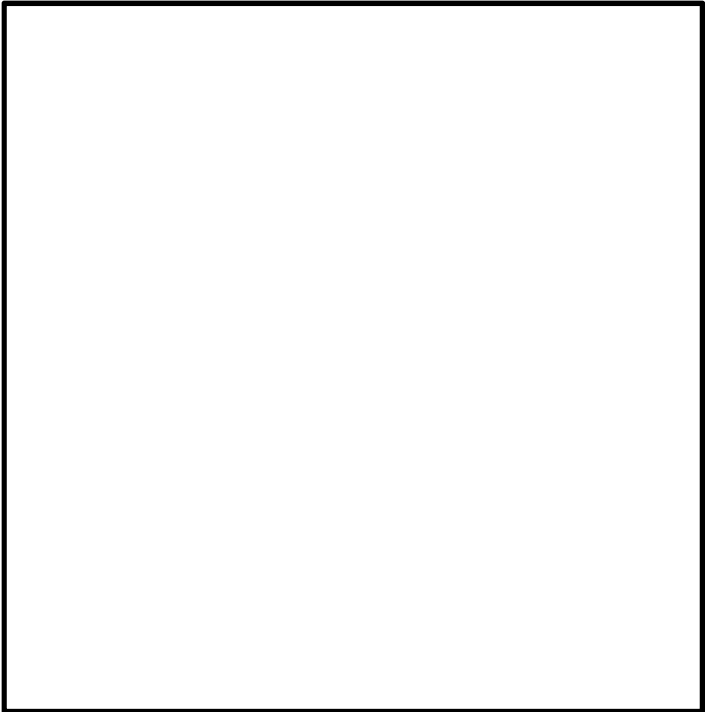


図 5. 1－9 配筋要領図（北側基礎）

表 5.1-1 (1) 断面諸元一覧表 (南側基礎)

--

表 5.1-1 (2) 断面諸元一覧表 (北側基礎)

--

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.1-2～表 5.1-3 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.1-4～表 5.1-5 にそれぞれ示す。

鋼製防護壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鋼製防護壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

※速報

表 5.1-2 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果（汀線方向南基礎）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	4.5	21	0.22
	[H+, V-]	4.5	21	0.21
	[H-, V+]	4.5	21	0.22
	[H-, V-]	4.4	21	0.21
S _s -1 1		3.1	21	0.15
S _s -1 2		3.6	21	0.17
S _s -1 3		3.4	21	0.16
S _s -1 4		2.7	21	0.13
S _s -2 1		3.9	21	0.19
S _s -2 2		3.2	21	0.15
S _s -3 1	[H+, V+]	4.2	21	0.20
	[H-, V+]	4.3	21	0.20

注記 *：評価位置は下図に示す。

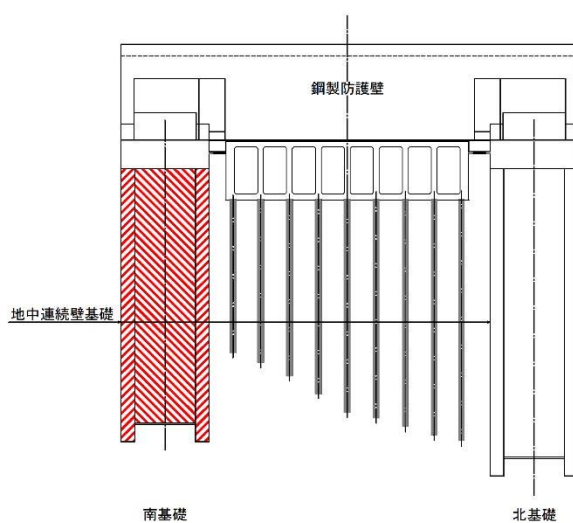


表 5.1-2 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (汀線方向北基礎)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	4.7	21	0.22
	[H+, V-]	4.4	21	0.21
	[H-, V+]	4.7	21	0.22
	[H-, V-]	4.5	21	0.21
S _s -1 1		2.7	21	0.13
S _s -1 2		3.7	21	0.17
S _s -1 3		3.5	21	0.17
S _s -1 4		2.4	21	0.11
S _s -2 1		3.2	21	0.15
S _s -2 2		2.7	21	0.13
S _s -3 1	[H+, V+]	4.8	21	0.23
	[H-, V+]	4.9	21	0.24

注記 * : 評価位置は下図に示す。

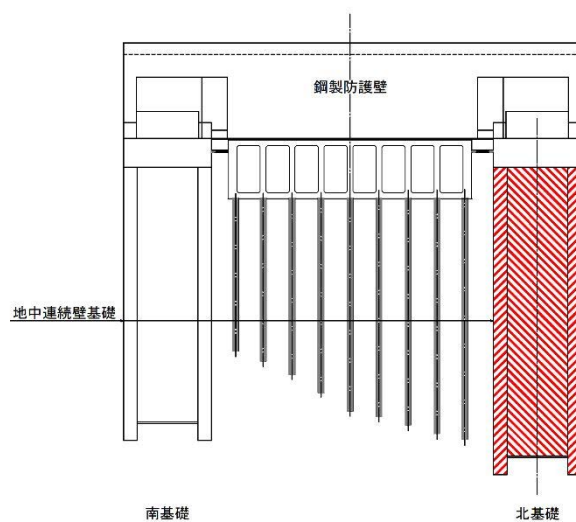


表 5.1-3 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (汀線直交方向南基礎)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	5.2	21	0.25
	[H+, V-]	5.1	21	0.24
	[H-, V+]	5.7	21	0.27
	[H-, V-]	5.7	21	0.27
S _s -1 1		3.2	21	0.15
S _s -1 2		3.2	21	0.15
S _s -1 3		3.5	21	0.17
S _s -1 4		3.0	21	0.14
S _s -2 1		3.0	21	0.19
S _s -2 2		3.5	21	0.17
S _s -3 1	[H+, V+]	5.8	21	0.28
	[H-, V+]	5.7	21	0.27

注記 * : 評価位置は下図に示す。

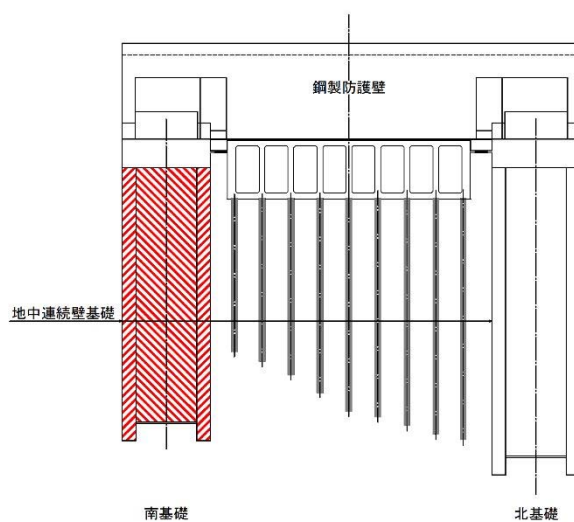


表 5.1-3 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (汀線直交方向北基礎)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	5.6	21	0.27
	[H+, V-]	5.5	21	0.26
	[H-, V+]	5.5	21	0.26
	[H-, V-]	5.5	21	0.26
S _s -1 1		2.8	21	0.13
S _s -1 2		3.8	21	0.18
S _s -1 3		4.0	21	0.19
S _s -1 4		3.9	21	0.19
S _s -2 1		3.6	21	0.17
S _s -2 2		3.0	21	0.14
S _s -3 1	[H+, V+]	5.9	21	0.28
	[H-, V+]	5.1	21	0.25

注記 *：評価位置は下図に示す。

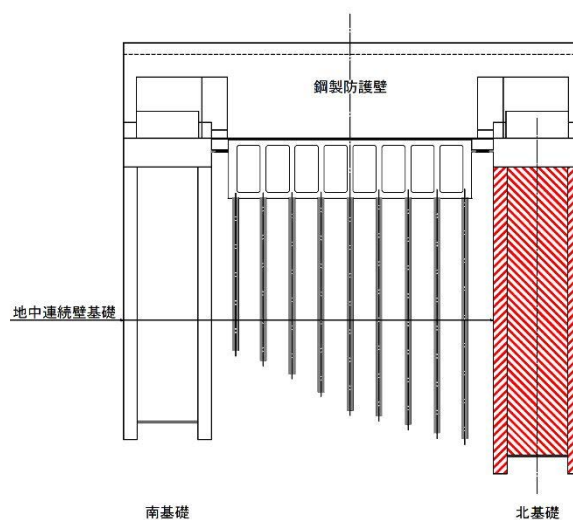


表 5.1-4 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (汀線方向南基礎)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	88	435	0.2
	[H+, V-]	75	435	0.17
	[H-, V+]	85	435	0.2
	[H-, V-]	78	435	0.18
S _s -1 1		33	435	0.08
S _s -1 2		46	435	0.11
S _s -1 3		42	435	0.1
S _s -1 4		24	435	0.06
S _s -2 1		62	435	0.14
S _s -2 2		39	435	0.09
S _s -3 1	[H+, V+]	74	435	0.17
	[H-, V+]	87	435	0.2

注記 *：評価位置は下図に示す。

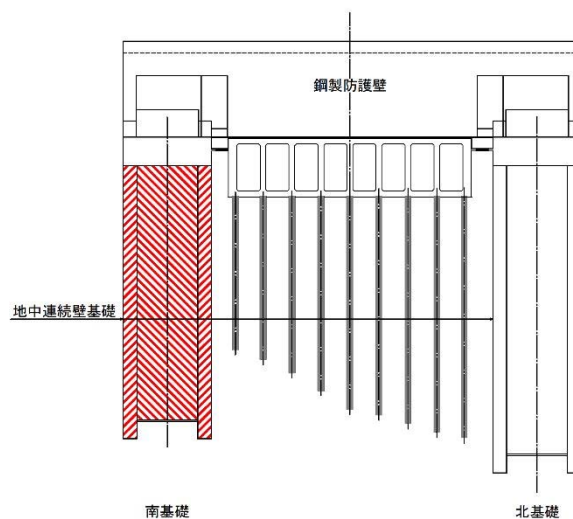


表 5.1-4 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (汀線方向北基礎)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	113	435	0.26
	[H+, V-]	148	435	0.34
	[H-, V+]	118	435	0.27
	[H-, V-]	144	435	0.33
S _s -1 1		75	435	0.17
S _s -1 2		113	435	0.26
S _s -1 3		106	435	0.24
S _s -1 4		64	435	0.15
S _s -2 1		62	435	0.14
S _s -2 2		54	435	0.12
S _s -3 1	[H+, V+]	158	435	0.36
	[H-, V+]	107	435	0.25

注記 *：評価位置は下図に示す。

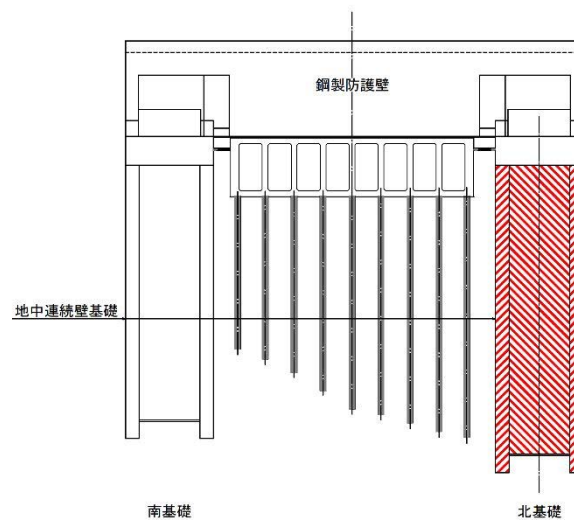


表 5.1-5 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (汀線直交方向南基礎)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	108	435	0.25
	[H+, V-]	99	435	0.23
	[H-, V+]	118	435	0.27
	[H-, V-]	121	435	0.28
S _s -1 1		49	435	0.11
S _s -1 2		41	435	0.09
S _s -1 3		52	435	0.12
S _s -1 4		38	435	0.09
S _s -2 1		68	435	0.16
S _s -2 2		53	435	0.12
S _s -3 1	[H+, V+]	115	435	0.26
	[H-, V+]	95	435	0.22

注記 * : 評価位置は下図に示す。

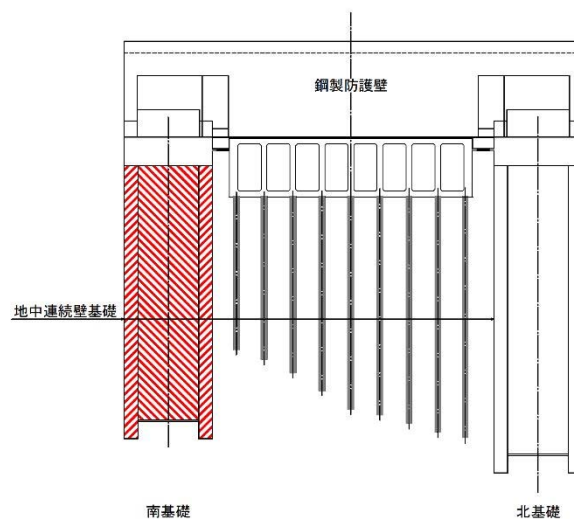
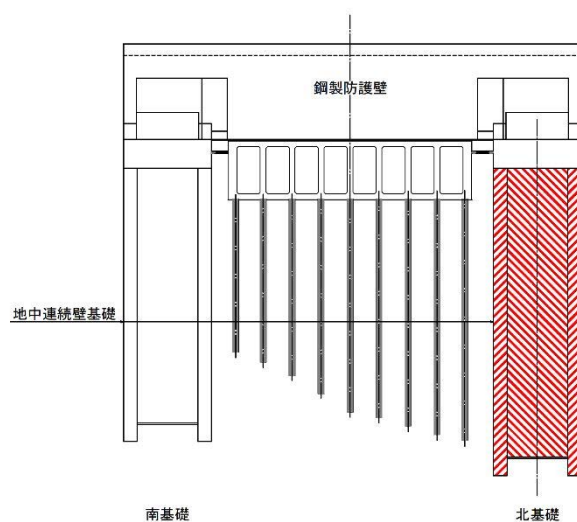


表 5.1-5 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (汀線直交方向北基礎)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	88	435	0.20
	[H+, V-]	72	435	0.17
	[H-, V+]	87	435	0.20
	[H-, V-]	78	435	0.18
S _s -1 1		19	435	0.04
S _s -1 2		28	435	0.06
S _s -1 3		31	435	0.07
S _s -1 4		28	435	0.06
S _s -2 1		28	435	0.06
S _s -2 2		21	435	0.05
S _s -3 1	[H+, V+]	86	435	0.20
	[H-, V+]	74	435	0.17

注記 * : 評価位置は下図に示す。



(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 5.1-6～表 5.1-7 に示す。

鋼製防護壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ($V_{c.a}$) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ($V_{s.a}$) を合わせた許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから、鋼製防護壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

表 5. 1－6 (1) せん断力照査結果 (汀線方向南基礎)

※速報

地震時	位相	せん断応力度の照査										せん断補強筋量の計算									
		V	b w	j	d	τ	τ_{al}	照査値	使用鉄筋	鉄筋面積 (mm ²)	本数	Aw (mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	s (mm)	Vca (kN)	Vsa (kN)	Va (kN)	照査値 V/Va			
		(kN)	(mm)		(mm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	τ / τ_{al}													
Ss-D1	[H ⁺ , V ⁺]	195297	15500	0.870	12900	1.123	0.825	1.36	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.66			
	[H ⁺ , V ⁻]	196974	15500	0.870	12900	1.133	0.825	1.37	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.66			
	[H ⁻ , V ⁺]	206635	15500	0.870	12900	1.188	0.825	1.44	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.70			
	[H ⁻ , V ⁻]	201551	15500	0.870	12900	1.159	0.825	1.40	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.68			
Ss-11		126833	15500	0.870	12900	0.729	0.825	0.88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
Ss-12		155830	15500	0.870	12900	0.896	0.825	1.09	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.52			
Ss-13		149149	15500	0.870	12900	0.858	0.825	1.04	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.50			
Ss-14		105067	15500	0.870	12900	0.604	0.825	0.73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
Ss-21		163099	15500	0.870	12900	0.938	0.825	1.14	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.55			
Ss-22		133176	15500	0.870	12900	0.766	0.825	0.93	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.45			
Ss-31	[H ⁺ , V ⁺]	196548	15500	0.870	12900	1.130	0.825	1.37	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	228873	0.86			
	[H ⁻ , V ⁺]	195502	15500	0.870	12900	1.124	0.825	1.36	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	228873	0.85			

表 5.1-6 (2) せん断力照査結果 (汀線方向北基礎)

※速報

地震時	位相	せん断応力度の照査							せん断補強筋量の計算									
		V	b w	j	d	τ_a	τ_{a1}	照査値	使用鉄筋	鉄筋面積	本数	Aw	σ_{sa}	s	Vca	Vsa	Va	照査値
		(kN)	(mm)	1/1.15	(mm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	τ_a / τ_{a1}		(mm ²)		(mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	V/Va
Ss-D1	[H+, V+]	86750	15500	0.870	13587.5	0.474	0.825	0.57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	[H+, V-]	140078	15500	0.870	13587.5	0.765	0.825	0.93	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	[H-, V+]	118393	15500	0.870	13587.5	0.646	0.825	0.78	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	[H-, V-]	123163	15500	0.870	13587.5	0.673	0.825	0.82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ss-11		99991	15500	0.870	13587.5	0.546	0.825	0.66	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ss-12		121734	15500	0.870	13587.5	0.665	0.825	0.81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ss-13		114038	15500	0.870	13587.5	0.623	0.825	0.76	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ss-14		85487	15500	0.870	13587.5	0.467	0.825	0.57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ss-21		85456	15500	0.870	13587.5	0.467	0.825	0.57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ss-22		88343	15500	0.870	13587.5	0.482	0.825	0.58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ss-31	[H+, V+]	121385	15500	0.870	13121.43	0.686	0.825	0.83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	[H-, V+]	132897	15500	0.870	13121.43	0.751	0.825	0.91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

表 5.1-7 (1) せん断力照査結果 (汀線直交方向南基礎)

地震時	位相	コンクリートせん断応力度の照査										せん断補強筋量の計算								
		V (kN)	b w (mm)	j 1/1.15	d (mm)	τ (N/mm ²)	τ_{al} (N/mm ²)	照査値		使用鉄筋	鉄筋面積		本数	Aw (mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	s (mm)	Vca (kN)	Vsa (kN)	Va (kN)	照査値 V/Va
								τ_a / τ_{al}	τ_a / τ_{al}		(mm ²)	(mm ²)								
Ss-D1	[H+, V+]	148559	15500	0.870	12900	0.854	0.825	1.04	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.50		
	[H+, V-]	147204	15500	0.870	12900	0.847	0.825	1.03	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.50		
	[H-, V+]	158266	15500	0.870	12900	0.910	0.825	1.10	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.53		
	[H-, V-]	158336	15500	0.870	12900	0.911	0.825	1.10	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.53		
Ss-11		91252	15500	0.870	12900	0.525	0.825	0.64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-12		93924	15500	0.870	12900	0.540	0.825	0.65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-13		104247	15500	0.870	12900	0.600	0.825	0.73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-14		91988	15500	0.870	12900	0.529	0.825	0.64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-21		115362	15500	0.870	12900	0.663	0.825	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-22		104968	15500	0.870	12900	0.604	0.825	0.73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-31	[H+, V+]	160646	15500	0.870	12900	0.924	0.825	1.12	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.54		
	[H-, V+]	145519	15500	0.870	12900	0.837	0.825	1.01	38	1140	18	20520	294	300	71721	225577	297298	0.49		

表 5.1-7 (2) せん断力照査結果 (汀線直交方向北基礎)

※速報

地震時	位相	コンクリートせん断応力度の照査										せん断補強筋量の計算							
		V	b w	j	d	τ	τ_{a1}	照査値	使用鉄筋	鉄筋面積 (mm ²)	本数	Aw (mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	s (mm)	Vca (kN)	Vsa (kN)	Va (kN)	照査値 V/Va	
		(kN)	(mm)	1/1.15	(mm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	τ / τ_{a1}											
Ss-D1	[H ⁺ , V ⁺]	129106	15500	0.870	13587.5	0.705	0.825	0.85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	[H ⁺ , V ⁻]	128850	15500	0.870	13587.5	0.704	0.825	0.85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	[H ⁻ , V ⁺]	122418	15500	0.870	13587.5	0.668	0.825	0.81	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	[H ⁻ , V ⁻]	121032	15500	0.870	13587.5	0.661	0.825	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-11		63980	15500	0.870	13587.5	0.349	0.825	0.42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-12		94129	15500	0.870	13587.5	0.514	0.825	0.62	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-13		88205	15500	0.870	13587.5	0.482	0.825	0.58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-14		86811	15500	0.870	13587.5	0.474	0.825	0.57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-21		75944	15500	0.870	13587.5	0.415	0.825	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-22		88524	15500	0.870	13587.5	0.483	0.825	0.59	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Ss-31	[H ⁺ , V ⁺]	94721	15500	0.870	13587.5	0.517	0.825	0.63	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	[H ⁻ , V ⁺]	93320	15500	0.870	13587.5	0.51	0.825	0.62	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の接地圧分布図を図 5.1-10 に、支持性能評価結果を表 5.1-8 に示す

鋼製防護壁の最大接地圧は S_s-D1 [H-, V-] (汀線直交方向北側断面) で 3847 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 6186 kN/m^2 以下である。

以上のことから、鋼製防護壁の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

「追而」

図 5.1-10 接地圧分布図

表 5.1-8 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (汀線方向北側)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H+, V+]	3353	6186
	[H+, V-]	3537	6186
	[H-, V+]	3723	6186
	[H-, V-]	3523	6186
S s - 1 1	-	2721	6186
S s - 1 2	-	2914	6186
S s - 1 3	-	2808	6186
S s - 1 4	-	2593	6186
S s - 2 1	-	3150	6186
S s - 2 2	-	2803	6186
S s - 3 1	[H+, V+]	3490	6186
	[H+, V-]	3105	6186

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H+, V-]	3492	6186
	[H-, V+]	3688	6186

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H+, V-]	3560	6186
	[H-, V+]	3746	6186

(検討ケース④：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解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H+, V-]	3861	6186
	[H-, V+]	4078	6186

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H +, V -]	2955	6186
	[H -, V +]	3295	6186

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H +, V -]	2926	6186
	[H -, V +]	3261	6186

表 5.1-8 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (汀線方向南側)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H +, V +]	2704	6060
	[H +, V -]	2605	6060
	[H -, V +]	2541	6060
	[H -, V -]	2495	6060
S s - 1 1	-	2084	6060
S s - 1 2	-	2268	6060
S s - 1 3	-	2220	6060
S s - 1 4	-	2140	6060
S s - 2 1	-	2387	6060
S s - 2 2	-	2108	6060
S s - 3 1	[H +, V +]	2411	6060
	[H +, V -]	2615	6060

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H +, V -]	2616	6060
	[H -, V +]	2529	6060

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H +, V -]	2582	6060
	[H -, V +]	2552	6060

(検討ケース④：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解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H +, V -]	2886	6060
	[H -, V +]	2696	6060

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

速報

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H +, V -]	2435	6060
	[H -, V +]	2418	6060

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+ 1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H +, V -]	2425	6060
	[H -, V +]	2403	6060

表 5.1-8 (3) 基礎地盤の支持性能評価結果 (汀線直交方向北側)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S s - D 1	[H +, V +]	3716	6186
	[H +, V -]	3832	6186
	[H -, V +]	3792	6186
	[H -, V -]	3847	6186
S s - 1 1	-	2676	6186
S s - 1 2	-	3159	6186
S s - 1 3	-	3053	6186
S s - 1 4	-	3023	6186
S s - 2 1	-	2906	6186
S s - 2 2	-	2487	6186
S s - 3 1	[H +, V +]	3513	6186
	[H +, V -]	3213	6186

「追而」

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)(検討ケース④：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解析ケース)

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

表 5.1-8 (4) 基礎地盤の支持性能評価結果（汀線直交方向南側）

速報

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震動	位相	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
S _s -D1	[H+, V+]	2288	6060
	[H+, V-]	2405	6060
	[H-, V+]	2375	6060
	[H-, V-]	2319	6060
S _s -11	-	1945	6060
S _s -12	-	2100	6060
S _s -13	-	2108	6060
S _s -14	-	2067	6060
S _s -21	-	2067	6060
S _s -22	-	2186	6060
S _s -31	[H+, V+]	2519	6060
	[H+, V-]	2480	6060

「追而」

（検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース）

（検討ケース④：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解析ケース）

（検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

（検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

5.2 鋼製防護壁（上部構造）

5.2.1 上部構造の地震応答解析結果

構成防護壁上部構造の基準地震動 S_s による照査用断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.2-1 に示す。

曲げモーメント図「追而」

軸力図「追而」

せん断力図「追而」

曲げモーメント (kN・m) 軸力 (kN)

せん断力 (kN)

＊評価位置における断面力
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 5. 2－1 (1) 照査用断面力 (S_s－D 1 [H＋, V＋])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

図 5.2-1 (2) 照査用断面力 ($S_s - D1$ [$H-, V+$])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

図 5.2-1 (3) 照査用断面力 ($S_s - D1$ [$H-, V-$])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

図 5.2-1 (4) 照査用断面力 ($S_s - 11$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

図 5.2-1 (5) 照査用断面力 ($S_s - 12$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

図 5.2-1 (6) 照査用断面力 ($S_s - 13$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

図 5.2-1 (7) 照査用断面力 ($S_s - 14$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

図 5.2-1 (8) 照査用断面力 ($S_s - 14$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

図 5.2-1 (9) 照査用断面力 ($S_s - 21$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

図 5.2-1 (10) 照査用断面力 ($S_s - 2.2$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

図 5.2-1 (11) 照査用断面力 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

図 5.2-1 (12) 照査用断面力 ($S_s - 3.1 [H-, V+]$)

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

5.2.2 上部構造の耐震評価結果

板厚構成図を 図 5.2-2 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を 表 5.2-1 に示す。

「追而」

図 5.2-2 板厚構成図

「追而」

表 5.2-1 断面諸元一覧表

部材名称	板厚（mm）	材質	備考

5.3 鋼製防護壁（接合部）

5.3.1 接合部の地震応答解析結果

接合部の耐震評価に用いる断面力は、鋼製防護壁の地震応答解析結果から抽出する。接合部の耐震評価に用いる断面力を表 5.3-1 に示す。断面力の概念図を図 5.3-1 に示す。

表 5.3-1 接合部の耐震評価に用いる断面力

「追而」

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震時	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)	M_z (kN・m)	N (kN)	S_x (kN)	S_y (kN)
$S_s - D1$ [H+, V+]						
$S_s - D1$ [H+, V-]						
$S_s - D1$ [H-, V+]						
$S_s - D1$ [H-, V-]						
$S_s - 11$						
$S_s - 12$						
$S_s - 13$						
$S_s - 14$						
$S_s - 21$						
$S_s - 22$						
$S_s - 31$ [H+, V+]						
$S_s - 31$ [H-, V+]						

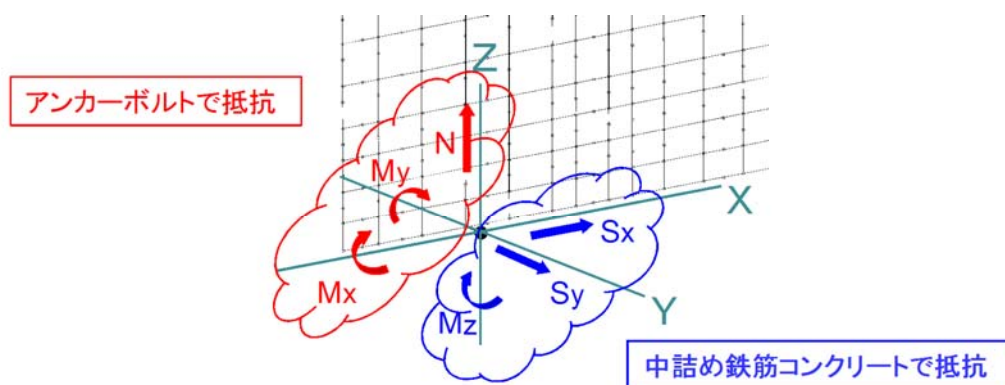


図 5.3-1 断面力の概念図

5.3.2 接合部の耐震評価結果

(1) アンカーボルトの発生応力。

アンカーボルトの発生応力を表 5.3-2 に示す。

「追而」

表 5.3-2 アンカーボルトの発生応力

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	アンカーボルト						コンクリートの		
	引張応力度 (N/mm ²)			圧縮応力度 (N/mm ²)			圧縮応力度 (N/mm ²)		
	発生 応力	短期 許容 応力度	照査値	発生 応力	短期 許容 応力度	照査値	発生 応力	短期 許容 応力度	照査値
S _s -D 1 [H+, V+]									
S _s -D 1 [H+, V-]									
S _s -D 1 [H-, V+]									
S _s -D 1 [H-, V-]									
S _s -1 1									
S _s -1 2									
S _s -1 3									
S _s -1 4									
S _s -2 1									
S _s -2 2									
S _s -3 1 [H+, V+]									
S _s -3 1 [H-, V+]									

(2) アンカーボルトの定着長

アンカーボルトの定着長を表 5.3-3 に示す。

「追而」

表 5.3-3 アンカーボルトの発生応力

定着長 (cm)	必要定着長 (cm)	照査値

(3) アンカーボルトのコーンせん断

アンカーボルトのコーンせん断に対する許容応力度と鉄筋の照査に関する表を表 5.3-4 に示す。

「追而」

表 5.3-4 アンカーボルトのコーンせん断

定着部のコーンせん断 に対する許容応力度 (N/mm ²)	コンクリート強度で決 まるコーンせん断強度 (N/mm ²)	鉄筋補強によるコー ンせん断強度の増加 (N/mm ²)	必要鉄筋量 (mm ²)

5.4 まとめ

鋼製防護壁について，基準地震動 S_s による地震力に対し，構造物の曲げ軸力及びせん断力，並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，鋼製防護壁は，基準地震動 S_s による地震力に対して，要求機能を維持できる。

鋼製防護壁の耐震安全性評価に関する参考資料

1 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 6.1.1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 6.1.1-2 に示す。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤の減衰定数は 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3 %（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成 24 年 3 月））、コンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1 - 1987）とする。

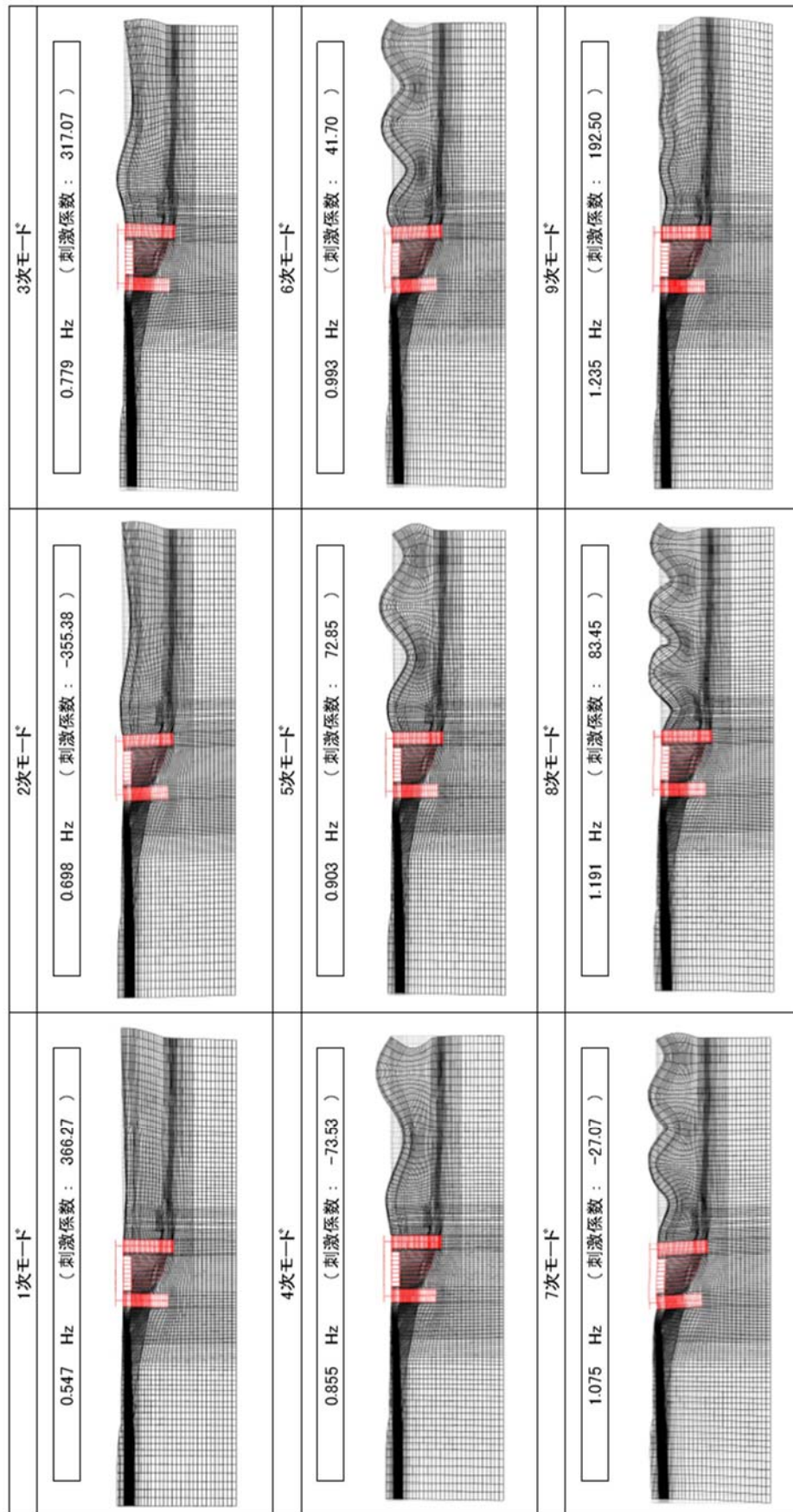


図 6.1.1-1 (1) 銅製防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (①-①断面)

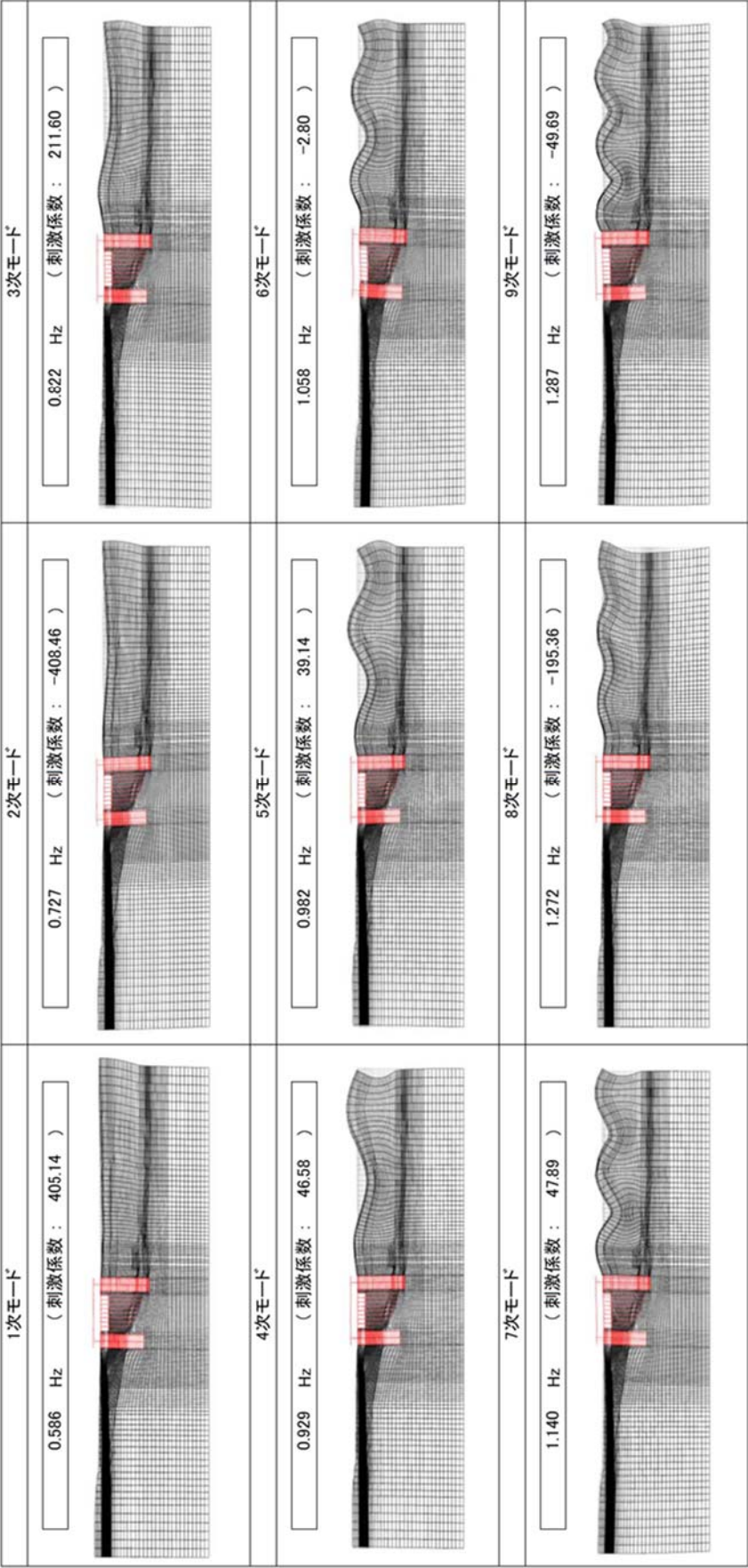


図 6.1.1-1(2) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

(参考) 6.1-4

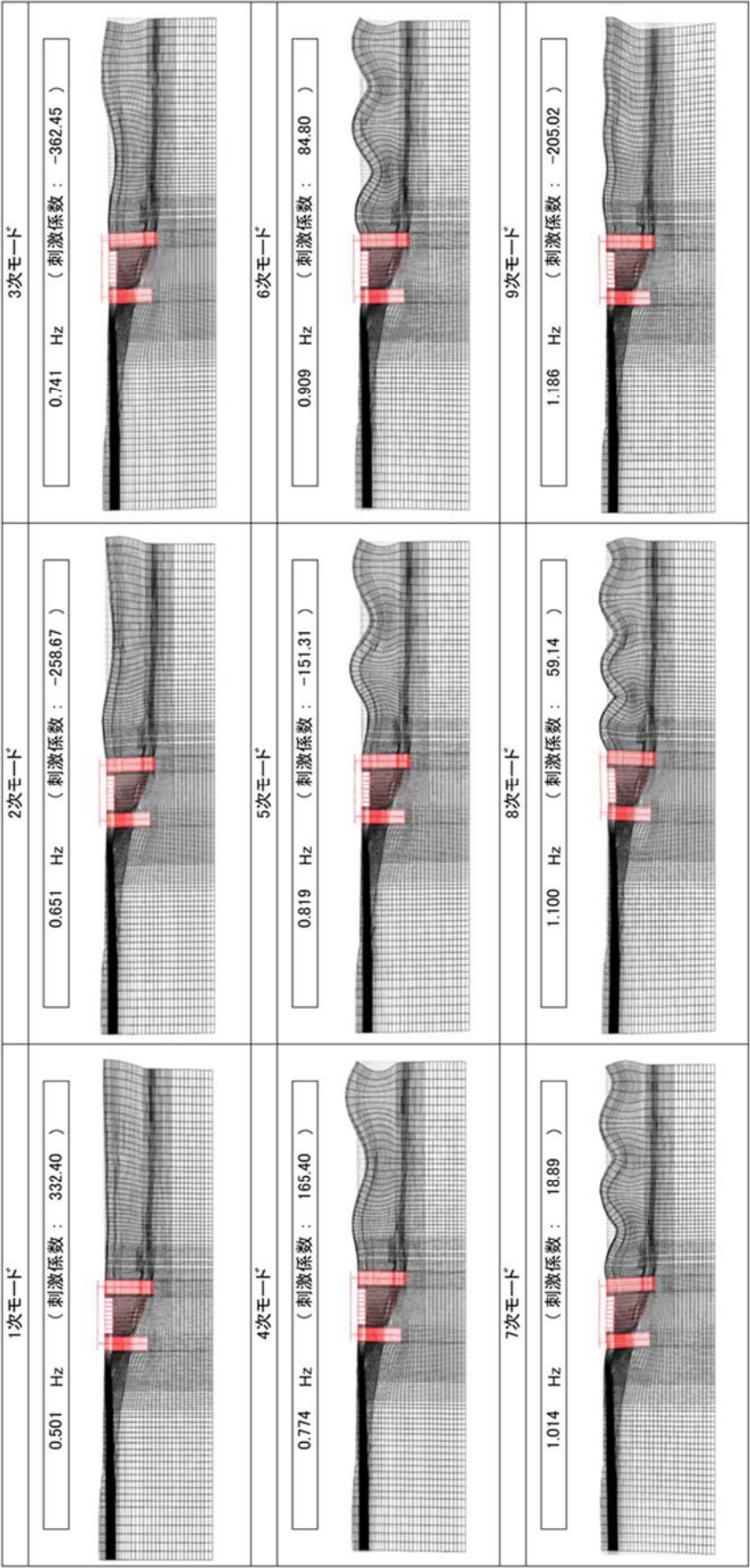


図 6.1.1-1 (3) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) し液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (①-①断面)

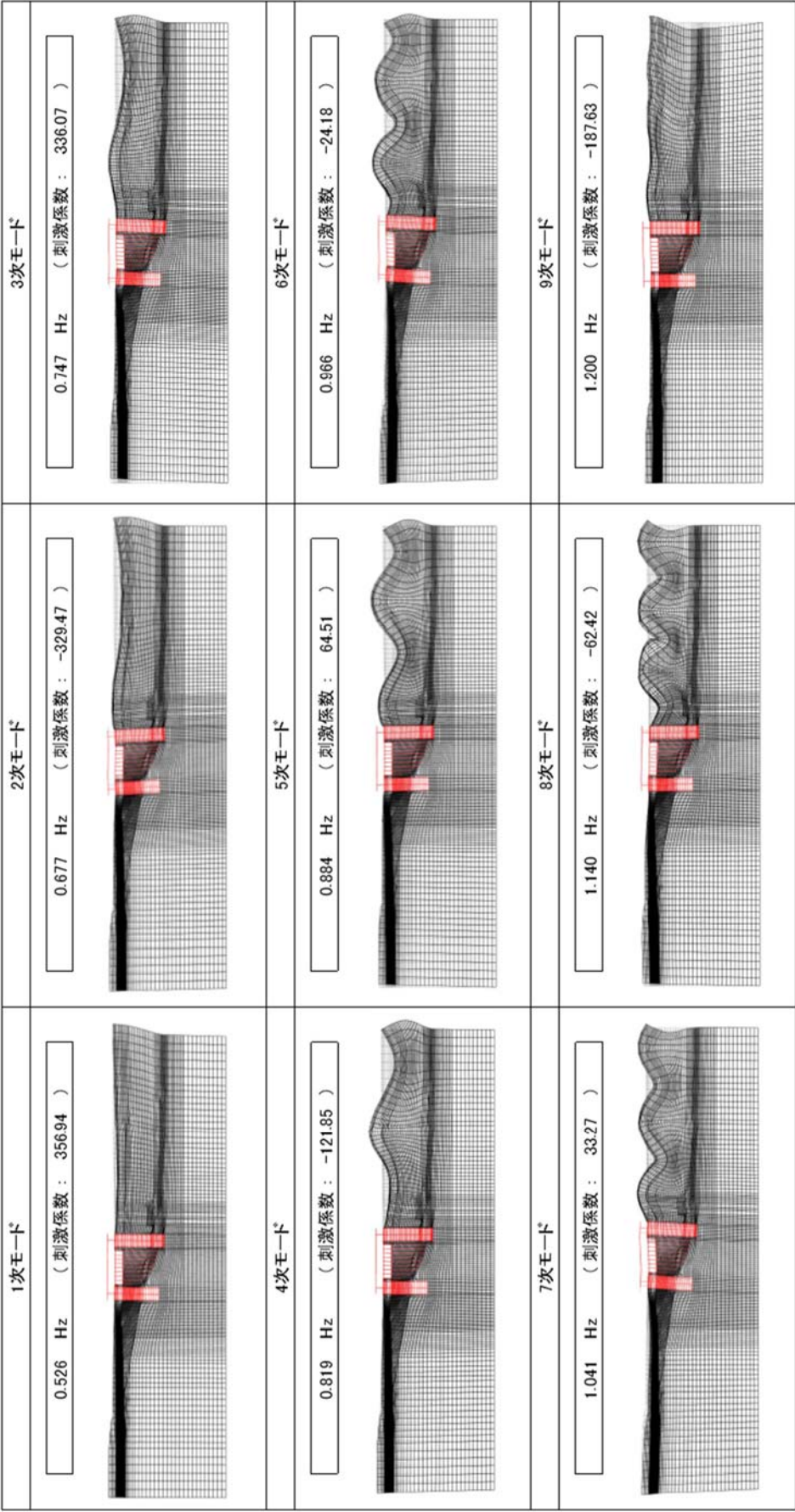


図 6.1.1-1(4) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)

(①-①断面)

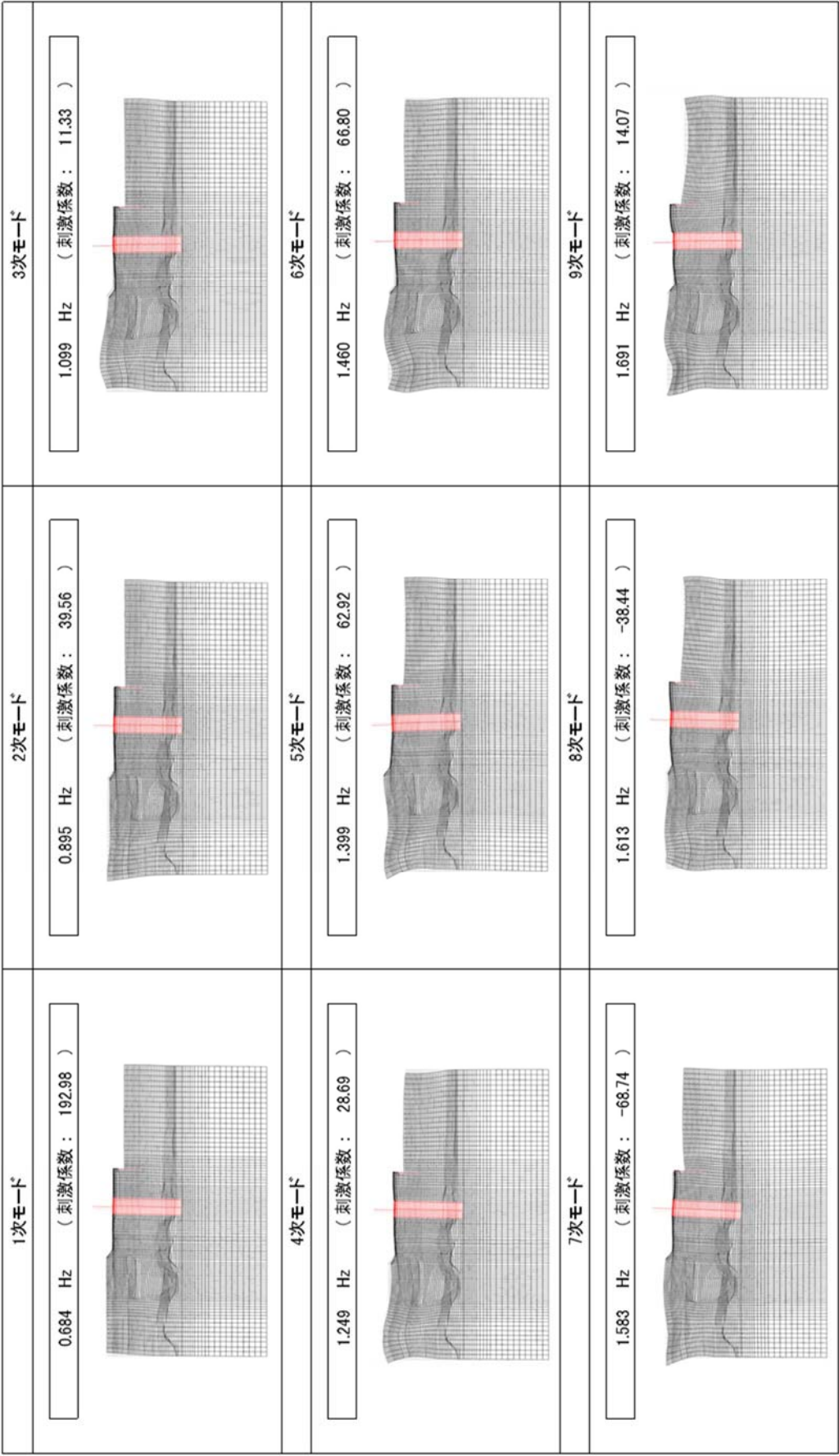


図 6. 1. 1-1 (5) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース)
 (②-②断面)

(参考) 6. 1-7

「追而」

図 6.1.1-1(6) 鋼製防護壁の固有値解析結果
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
(②-②断面))

「迫面」

図 6.1.1-1(7) 鋼製防護壁の固有値解析結果
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(②-②断面)

「追而」

(参考) 6.1-10

図 6.2.1-1 (8) 鋼製防護壁の固有値解析結果

(検討ケース④：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解析ケース)
(②-②断面)

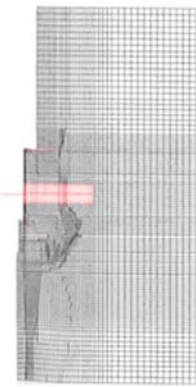
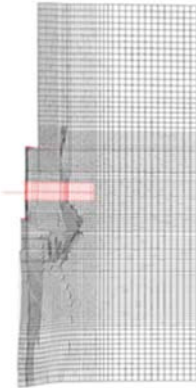
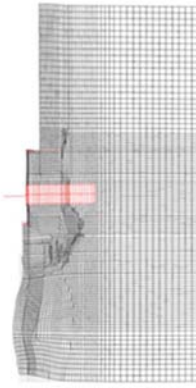
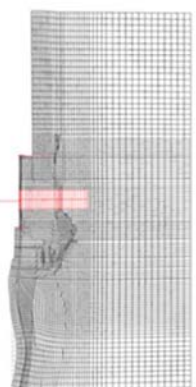
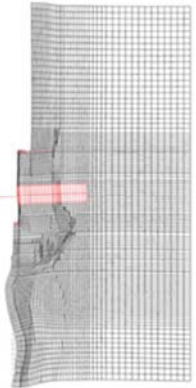
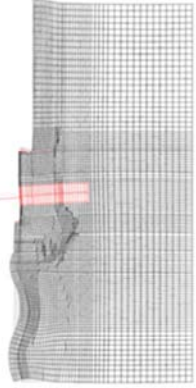
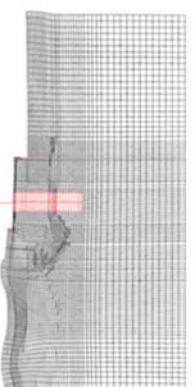
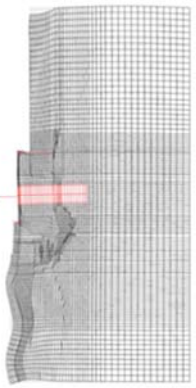
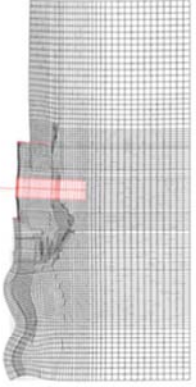
1次モード	2次モード	3次モード
<div>0.787 Hz (刺激係数 : 217.99)</div> 	<div>1.063 Hz (刺激係数 : 64.16)</div> 	<div>1.390 Hz (刺激係数 : 15.86)</div> 
4次モード	5次モード	6次モード
<div>1.472 Hz (刺激係数 : -43.80)</div> 	<div>1.609 Hz (刺激係数 : 48.53)</div> 	<div>1.715 Hz (刺激係数 : 14.36)</div> 
7次モード	8次モード	9次モード
<div>1.738 Hz (刺激係数 : -16.23)</div> 	<div>1.873 Hz (刺激係数 : 47.87)</div> 	<div>1.941 Hz (刺激係数 : -30.31)</div> 

図 6.1.1-1 (9) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース)
 (③-③断面)

「追而」

図 6.1.1-1(10) 鋼製防護壁の固有値解析結果
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
(③-③断面)

「追而」

図 6.1.1-1(11) 鋼製防護壁の固有値解析結果
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(③-③断面)

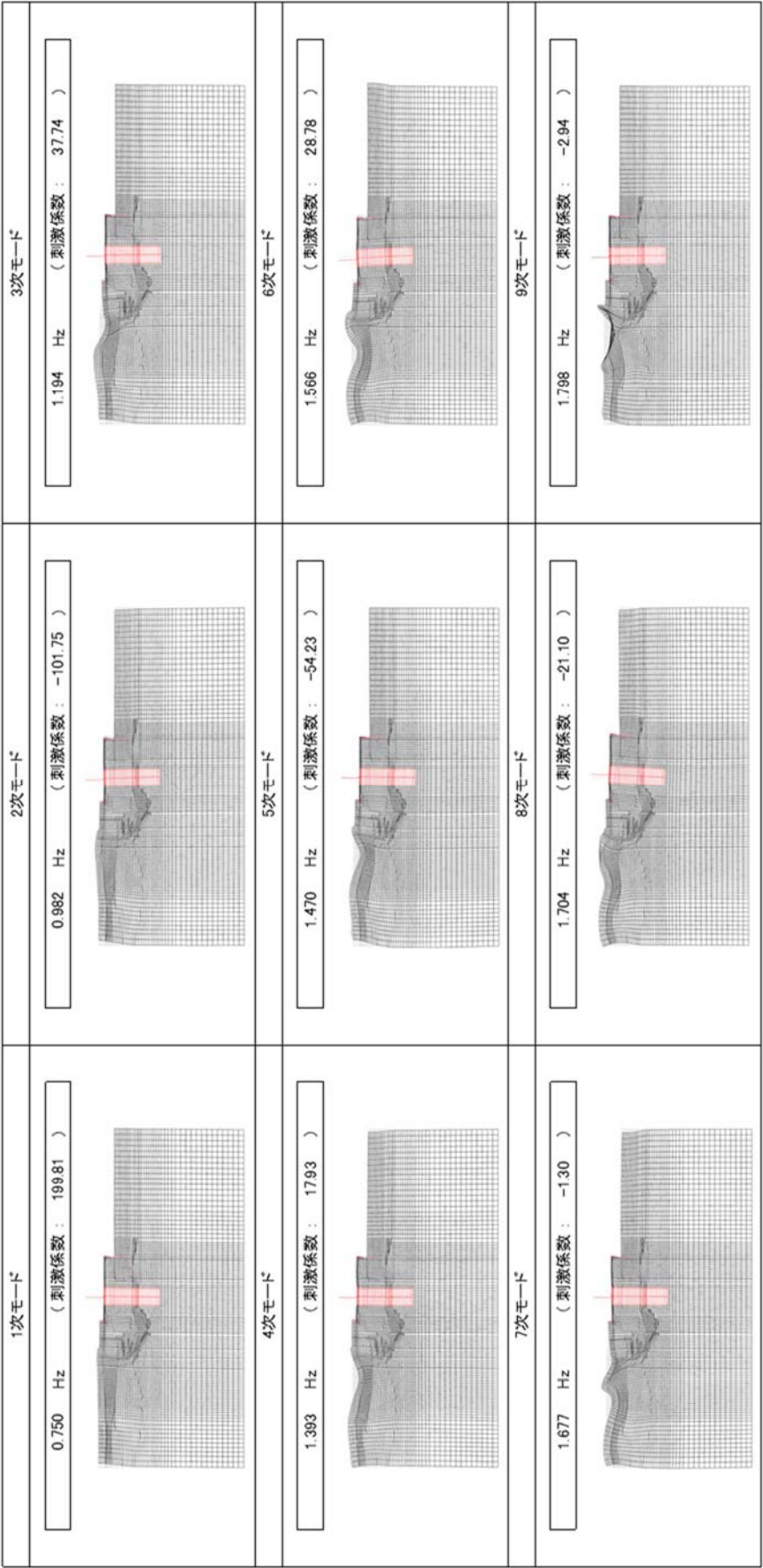


図 6. 1. 1 - 1 (12) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)

(③-③断面)

(参考) 6. 1 - 14

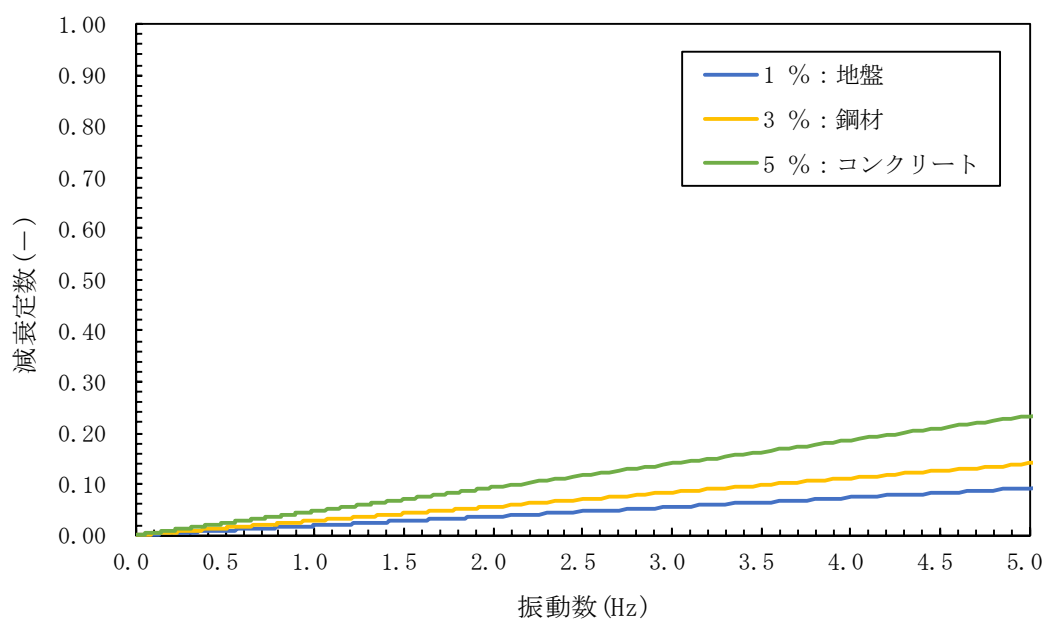


図 6.1.1-1(1) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (①-①断面)

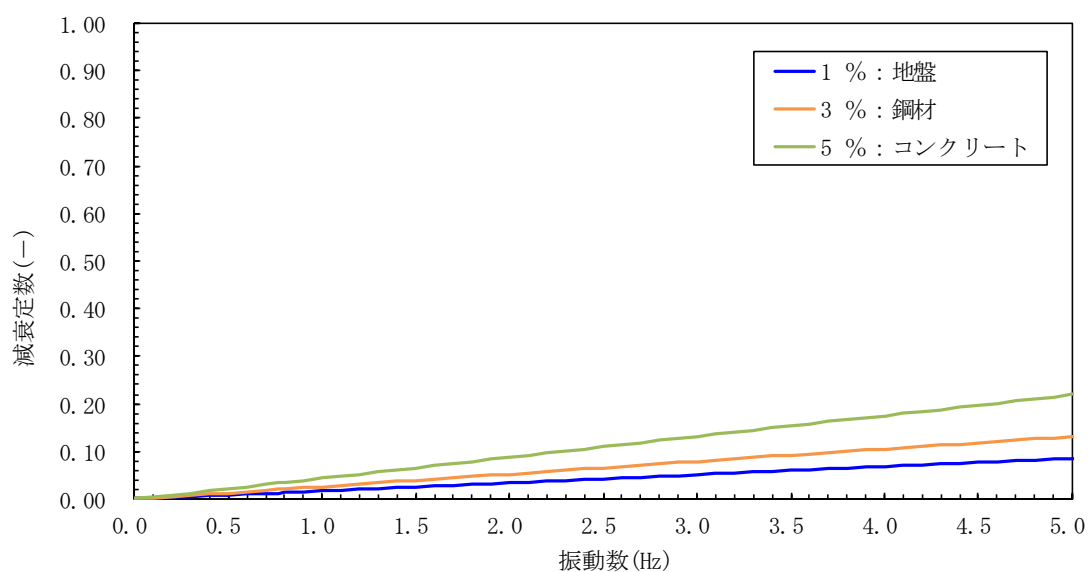


図 6.1.1-1(2) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

(参考) 6.1-15

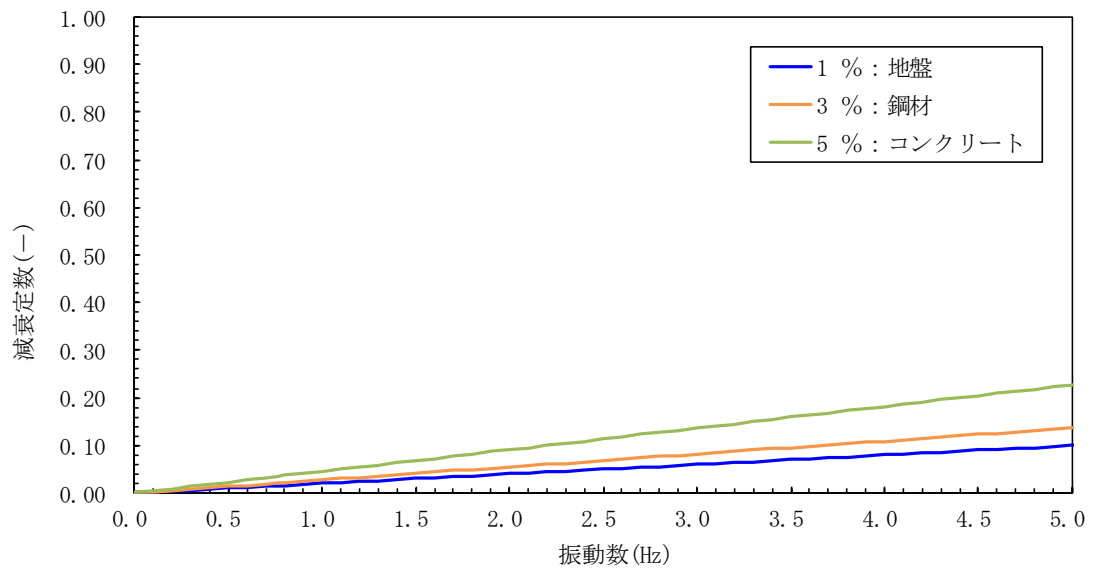


図 6.1.1-1(3) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) し液状化強度特性を用いた解析ケース
(①-①断面))

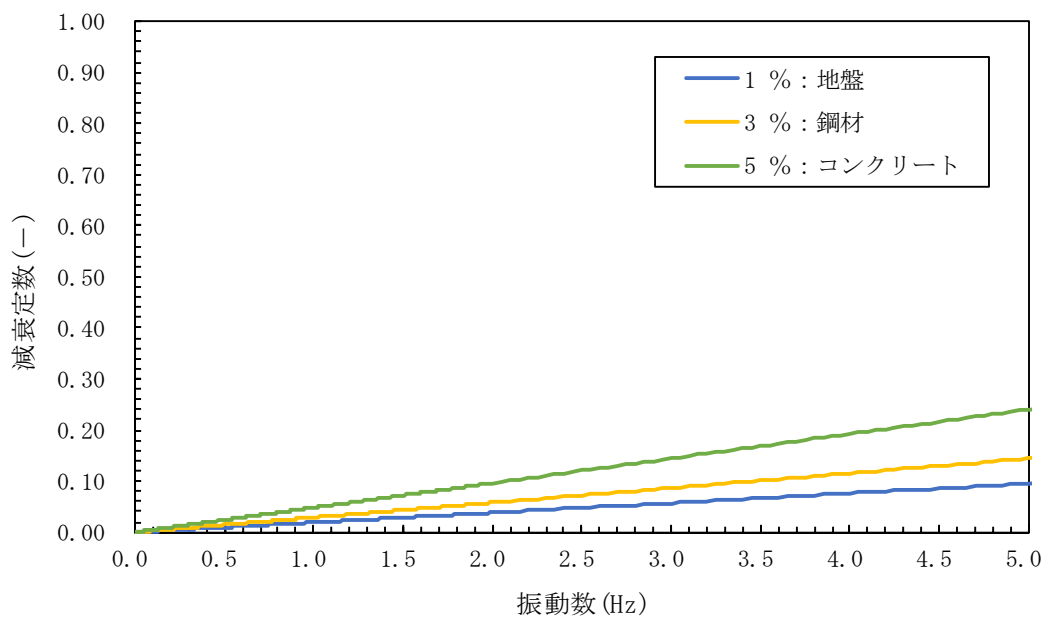


図 6.1.1-1(4) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
(①-①断面))

(参考) 6.1-16

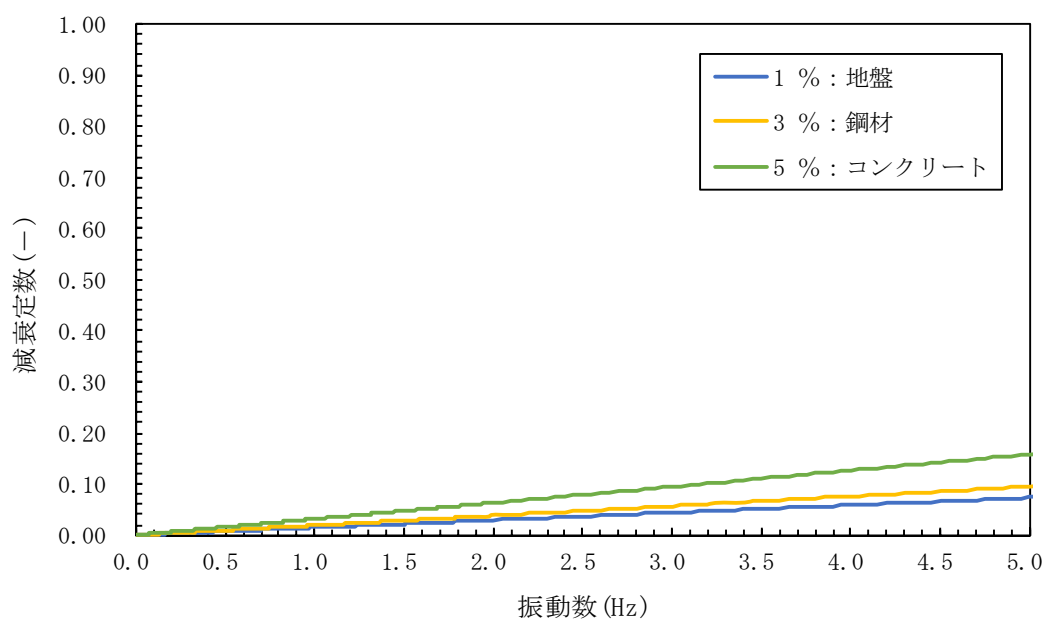


図 6.1.1-1(5) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
(②-②断面)

図 6.1.1-1(6) 鋼製防護壁の固有値解析結果 追而
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
(②-②断面)

図 6.1.1-1(7) 鋼製防護壁の固有値解析結果 追而
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)
(②-②断面)

図 6.1.1-1(8) 鋼製防護壁の固有値解析結果 追而
(検討ケース④：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解析ケース)
(②-②断面)

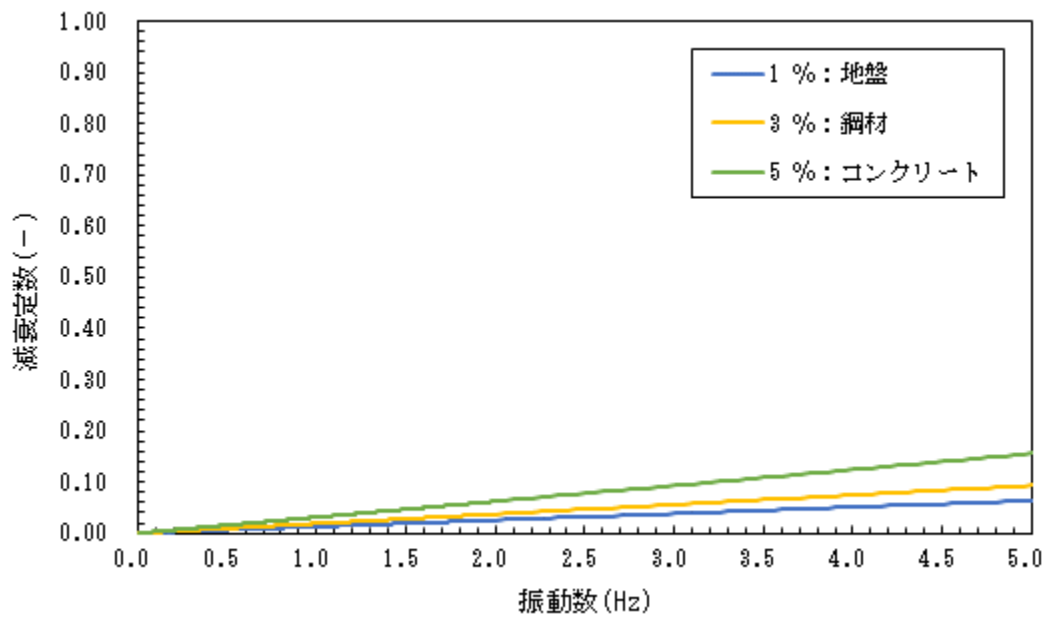


図 6.1.1-1(9) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (③-③断面)

図 6.1.1-1(10) 鋼製防護壁の固有値解析結果 追而
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

図 6.1.1-1(11) 鋼製防護壁の固有値解析結果 追而
 (検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

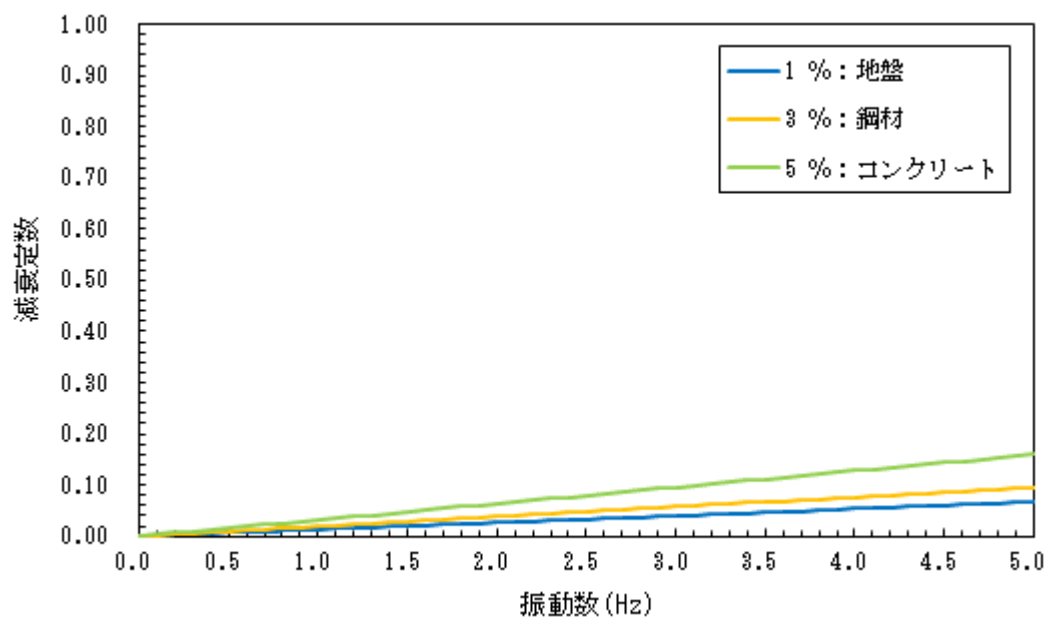


図 6.1.1-1(12) 鋼製防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (③-③断面)

- 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資料
- 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

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	8
2.4 適用基準	13
3. 地震応答解析	14
3.1 評価対象断面	14
3.2 解析方法	17
3.3 荷重及び荷重の組合せ	19
3.4 入力地震動	21
3.5 解析モデル及び諸元	50
3.6 解析ケース	73
4. 耐震評価	75
4.1 評価対象部位	75
4.2 許容限界	76
4.3 評価方法	78
5. 評価結果	81
5.1 地震応答解析結果	81
5.2 耐震評価結果	89
5.3 まとめ	103

1. 概要

本資料は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、鉄筋コンクリート防潮壁が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持性能及び止水機能を有していることを確認するものである。

鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

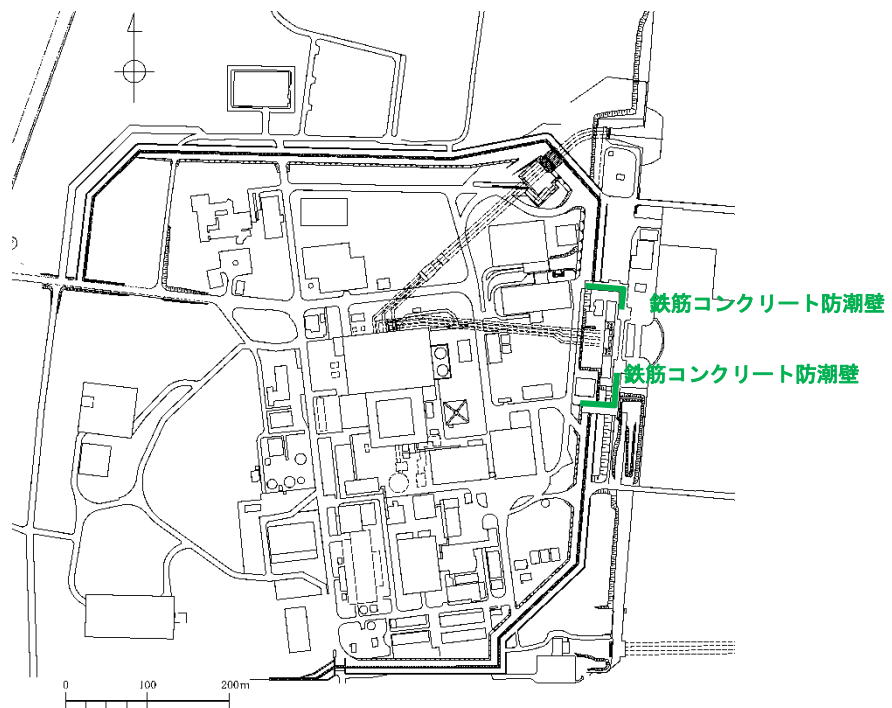


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁位置図

2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁は，1ブロック幅約11 m～20 m，天端高T.P. +20 m，奥行約10 mの鉄筋コンクリート造の構造物であり，ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は，地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また，鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉及びフラップゲートを設置する。防潮扉の評価は「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と地中連続壁基礎とは，それぞれの鉛直方向の主鉄筋をコンクリートフーチング内に定着させて一体構造とする。

鉄筋コンクリート防潮壁の平面図を図2.2-1に，概要図を図2.2-2に，構造図を図2.2-3に示す，配筋概要図を図2.2-4に示す。

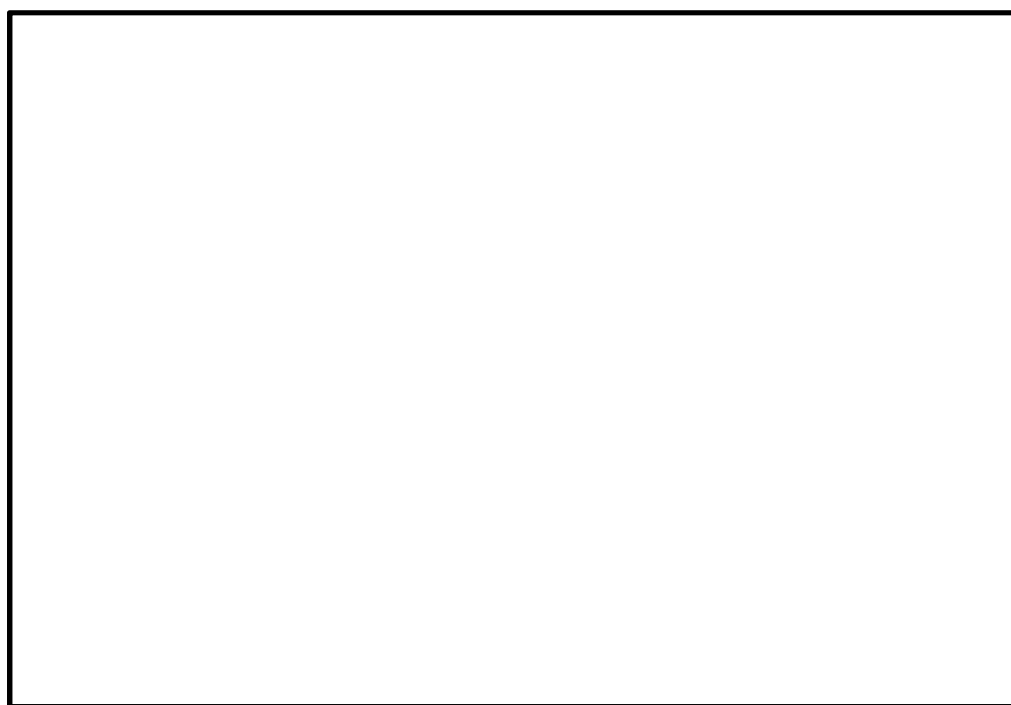
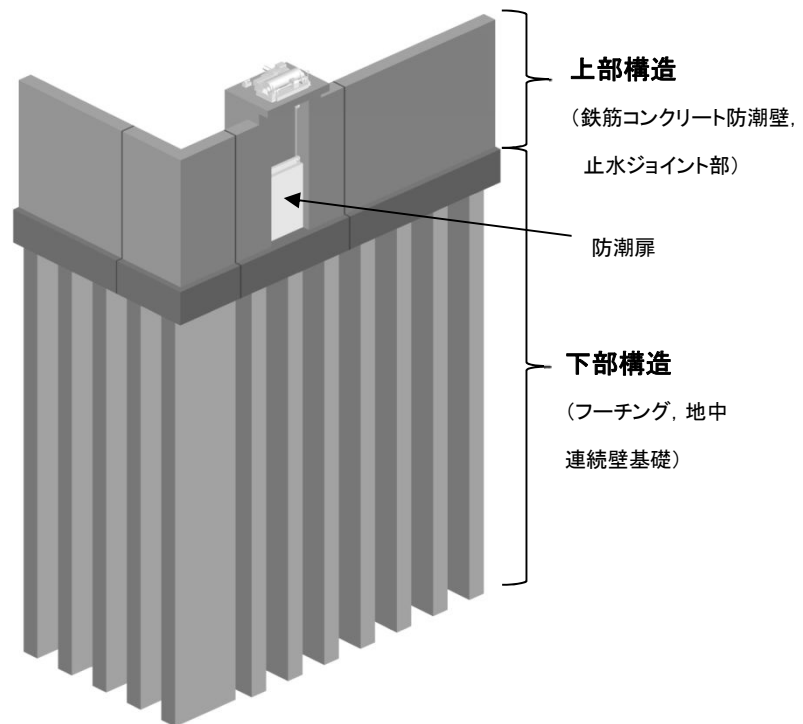
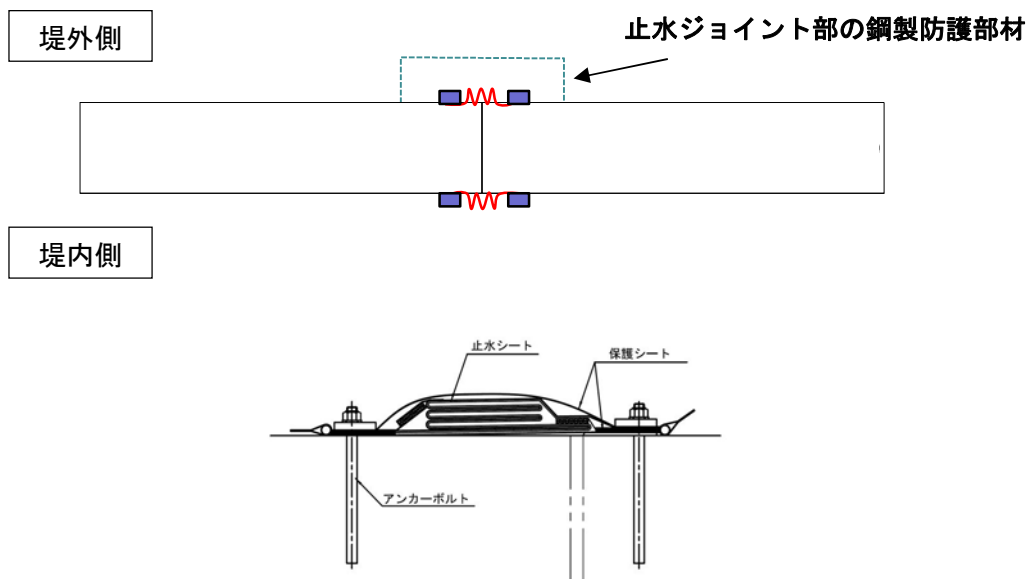


図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁 平面図



鉄筋コンクリート防潮壁の取水構造物の北側概要図



シートジョイント
止水ジョイント部材の概要図

図 2.2-2 鉄筋コンクリート防潮壁構造概要図

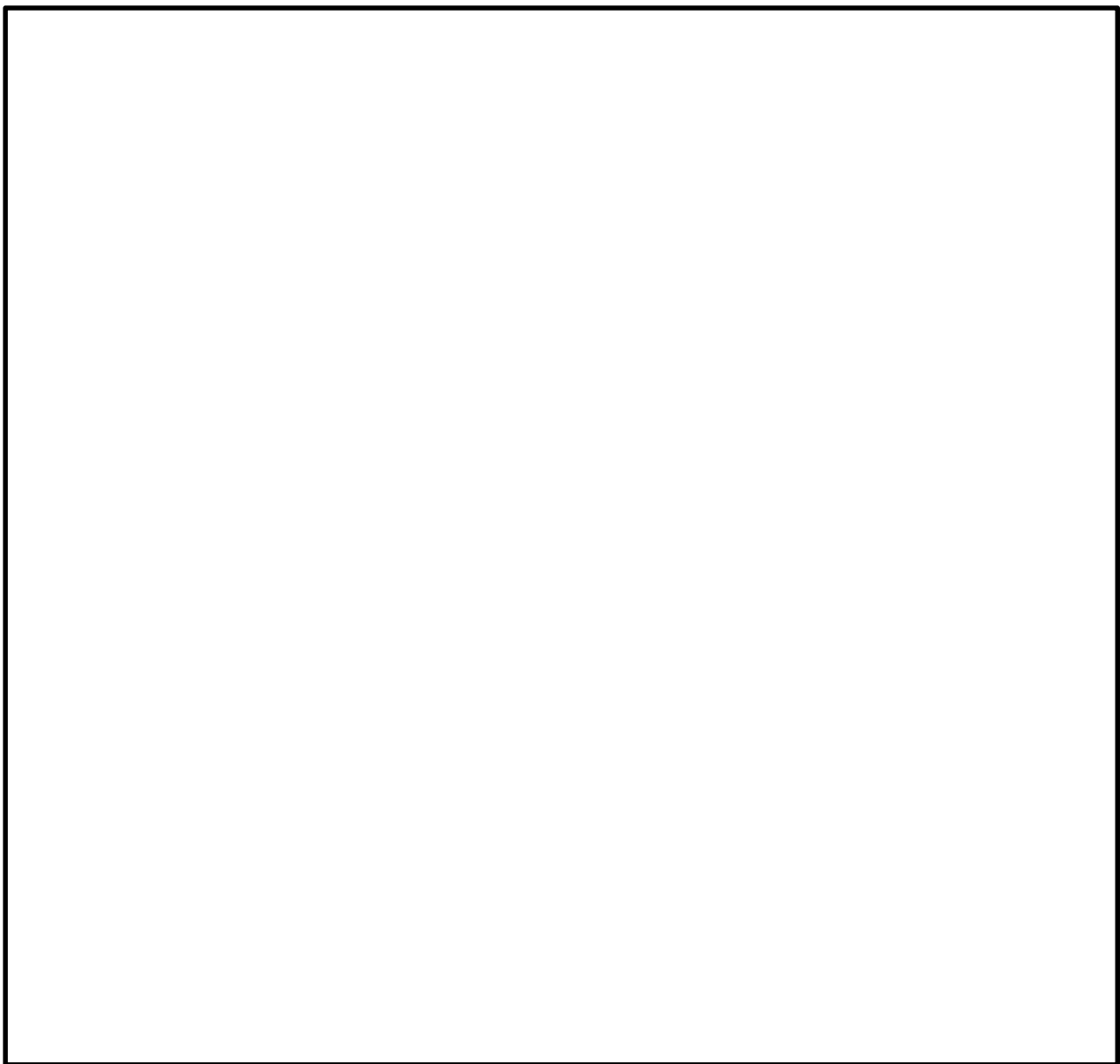


図 2.2-3 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図（フラップゲート部）

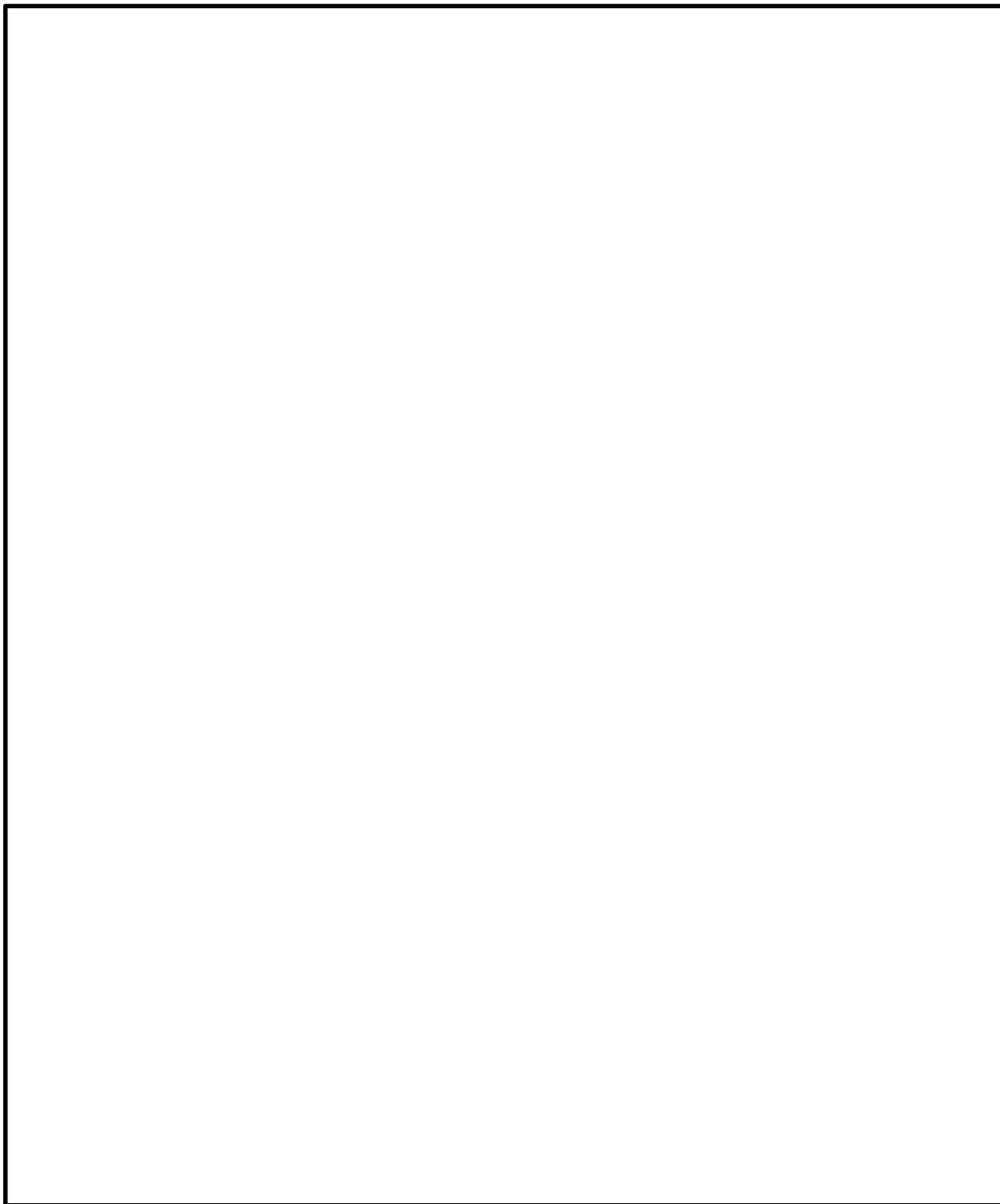


図 2.2-3 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (防潮扉部)

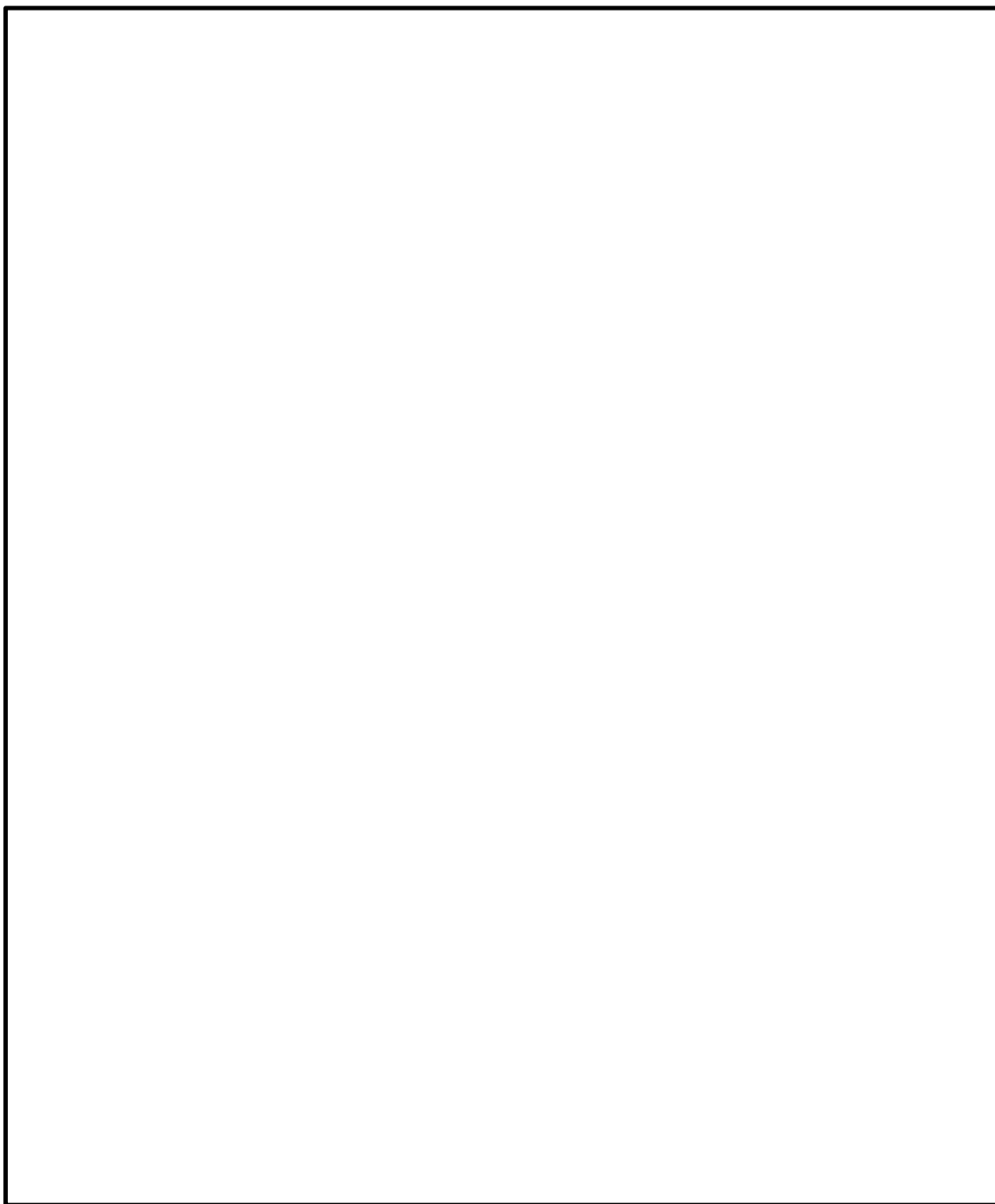


図 2.2-4 鉄筋コンクリート配筋概要図（一般部）

2.3 評価方針

防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、設計基準対象施設の評価として、表 2.3-2 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

止水ジョイント部は、鋼製アンカー、鋼製防護部材及び止水ジョイント部材で構成する。止水ジョイント部の評価に関する補足説明事項を「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁耐震評価フローを図 2.3-1 に、鉄筋コンクリート防潮壁の設計に着目した詳細設計フローを図 2.3-2 に示す。

表 2.3－1 鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針

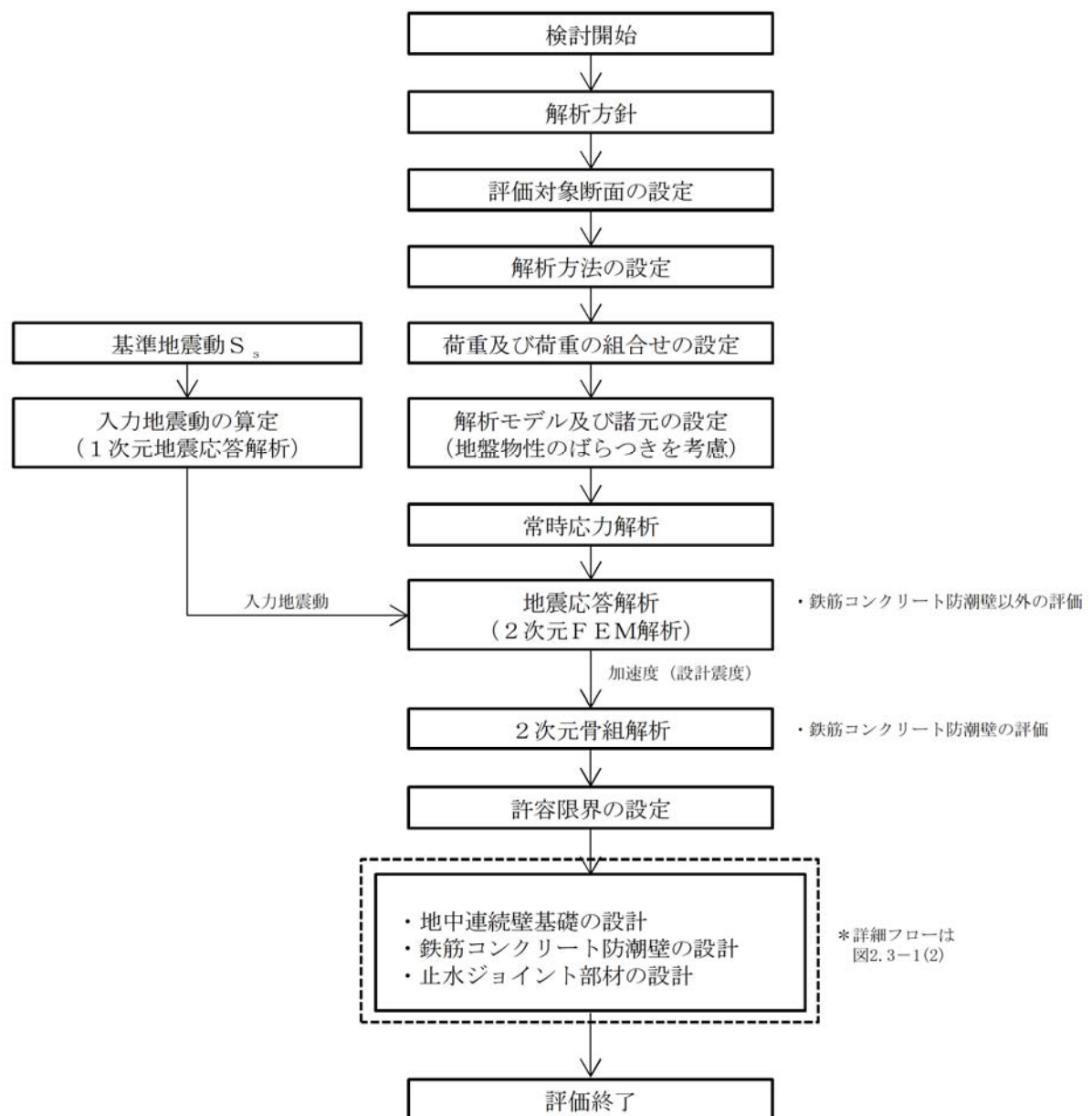
赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計						設計に用いる許容限界		
	基本設計方針	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)		評価対象部位		応力等の状態		損傷モード	
鉄筋コンクリート防潮壁	<div>・鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s に対して、鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能を損なう恐れがない設計とする。</div> <div>・鉄筋コンクリート防潮壁は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</div> <div>・鉄筋コンクリート防潮壁の設計における荷重の組合せとしては、常時作用する荷重、基準地震動 S_s による地震荷重及び自然条件として積雪荷重を適切に考慮する。</div>	<div>・鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s に対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</div>	<div>・鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</div>	<div>・鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s に対し、 ①鋼材や鉄筋コンクリートの耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ②上部構造は、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に強固に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持するとともに、鋼製防護壁や鉄筋コンクリート防潮壁による止水性を保持する設計とする。 ③上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、試験等により地震時の変形に追従し止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講じる設計とする。</div>	<div>・鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、鉄筋コンクリート製の地中連続壁基礎、鉄筋コンクリート及び鋼製の上部構造で構成し、津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</div>	基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。		下部構造	基礎地盤		支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。			地中連続壁基礎		曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕」「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき短期許容応力度以下とする。
						基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		鉄筋コンクリート	フーチング	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート防潮壁						
						上部構造	止水ジョイント部	止水ジョイント部材		変形、引張り		有意な漏えいに至る変形、引張り	メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
								鋼製アンカー		引張り、せん断、引抜き		部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
止水ジョイント部の鋼製防護部材		曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。									

表 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位		評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構 造 部 材 の健全性	鉄筋コンクリート防潮壁		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止 水 ジ ョ イ ン	鋼 製 ア ン カ ー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		ト 部	鋼 製 防 護 部 材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*
止水性を損なわないこと	構 造 部 材 の健全性	鉄筋コンクリート防潮壁		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止 水 ジ ョ イ ン	鋼 製 ア ン カ ー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		ト 部	鋼 製 防 護 部 材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基 礎 地 盤 の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*
	構造物の変形性	止 水 ジ ョ イ ン ト 部	止 水 ジ ョ イ ン ト 部 材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	—
荷重及び荷重の組合せ		・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許 容 限 界	コンクリート	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）	・曲げに対する照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認
	鉄筋	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定） ・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）	・せん断に対する照査は，発生応力度又は発生せん断力が，短期許容応力度又は短期許容せん断力以下であることを確認
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1－1987 （（社）日本電気協会）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

評価対象断面は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて選定する。図 3.1-1 に評価対象断面位置図を、図 3.1-2 に評価対象断面図を示す。

耐震評価は、①-①断面、②-②断面を用いて実施する。

防潮扉の耐震評価のための加速度応答については、①-①断面、②-②断面を用い、フラップゲートの耐震評価のための加速度応答については、③-③断面、④-④断面を用いて算定する。

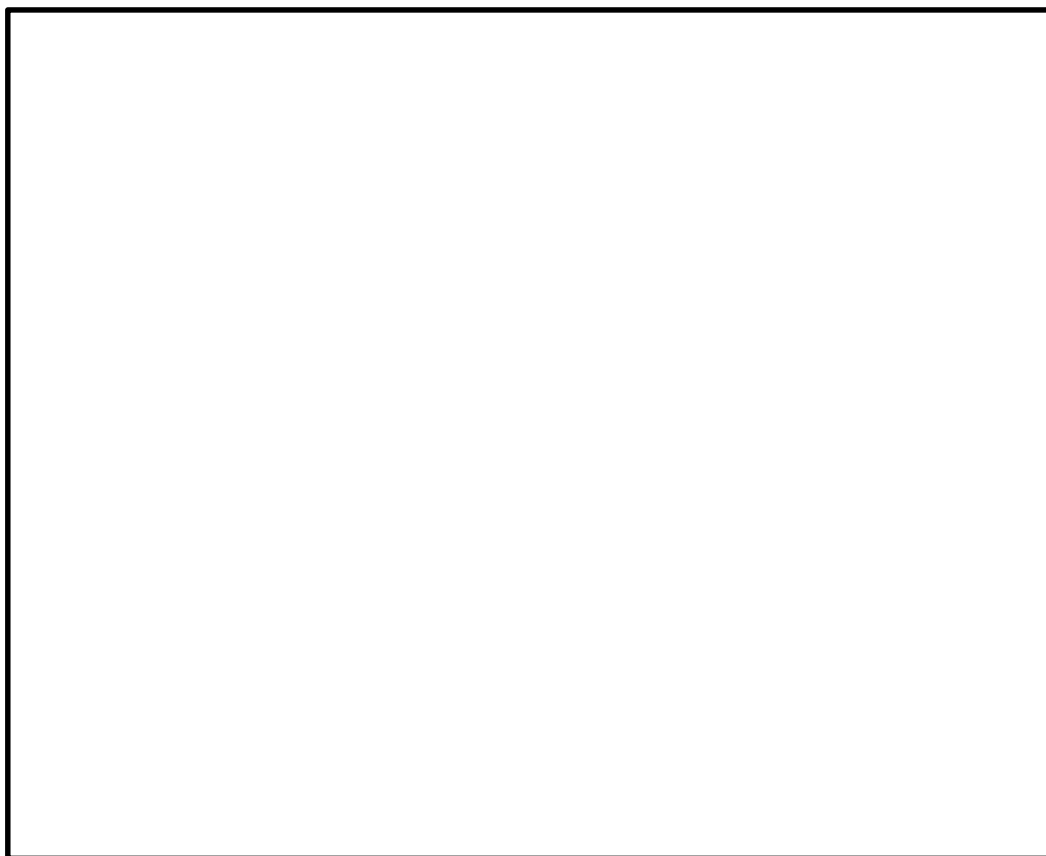


図 3.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面位置図

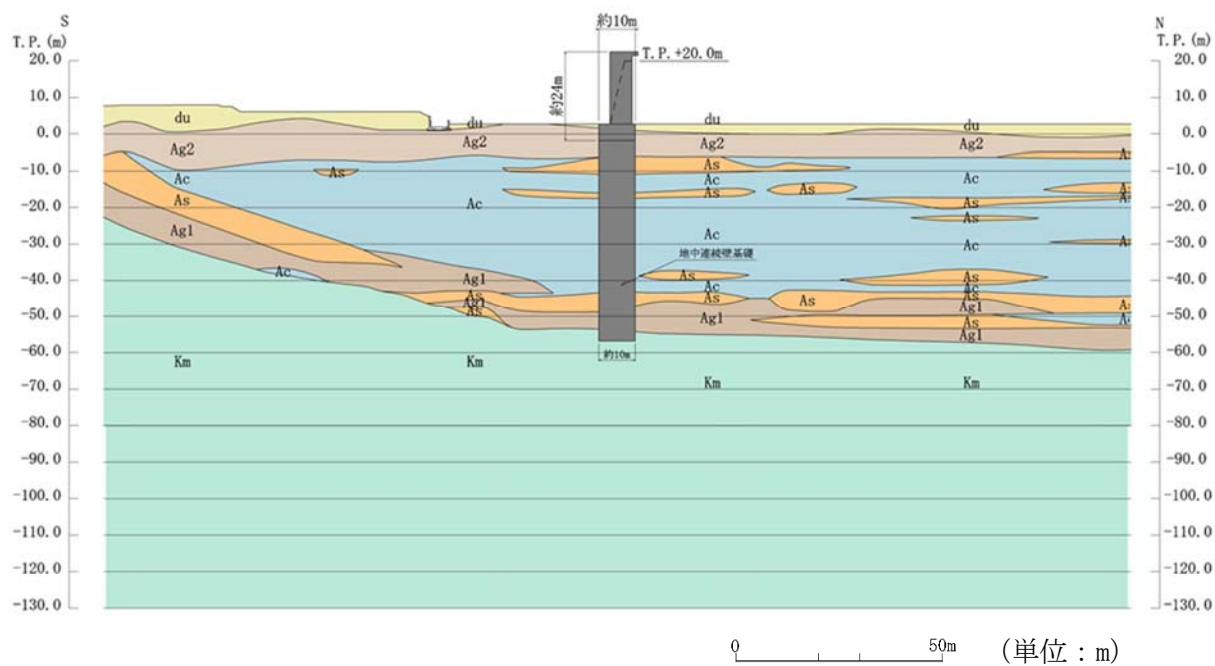


図 3.1-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (①-①断面)

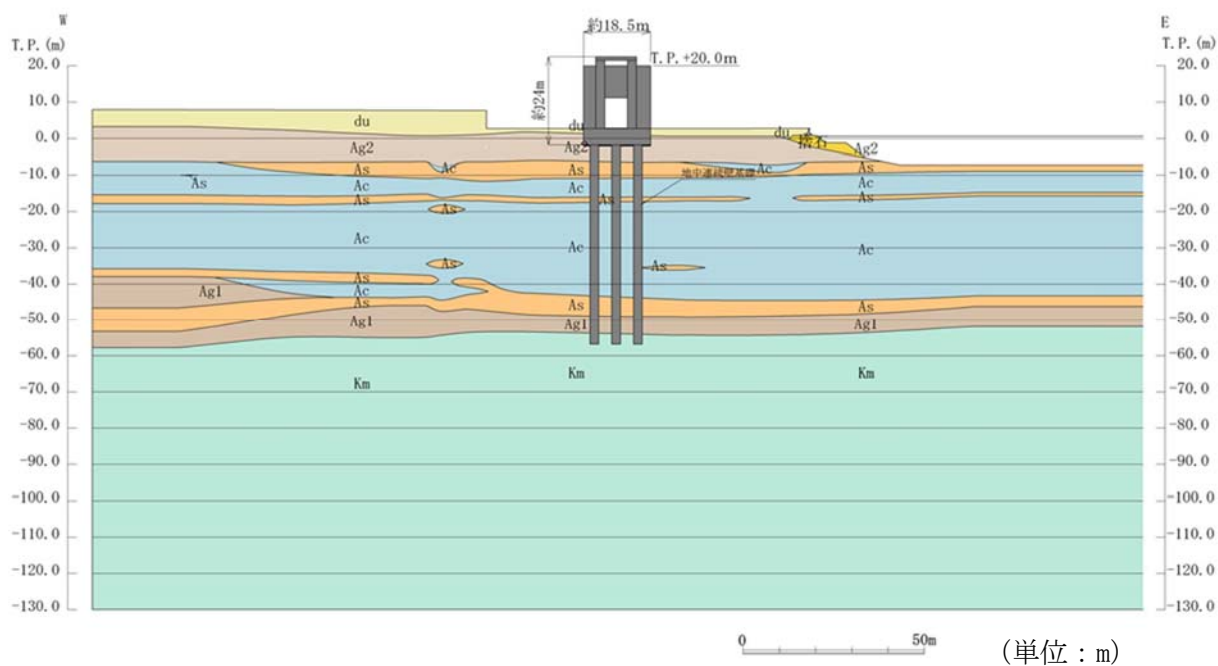


図 3.1-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (②-②断面)

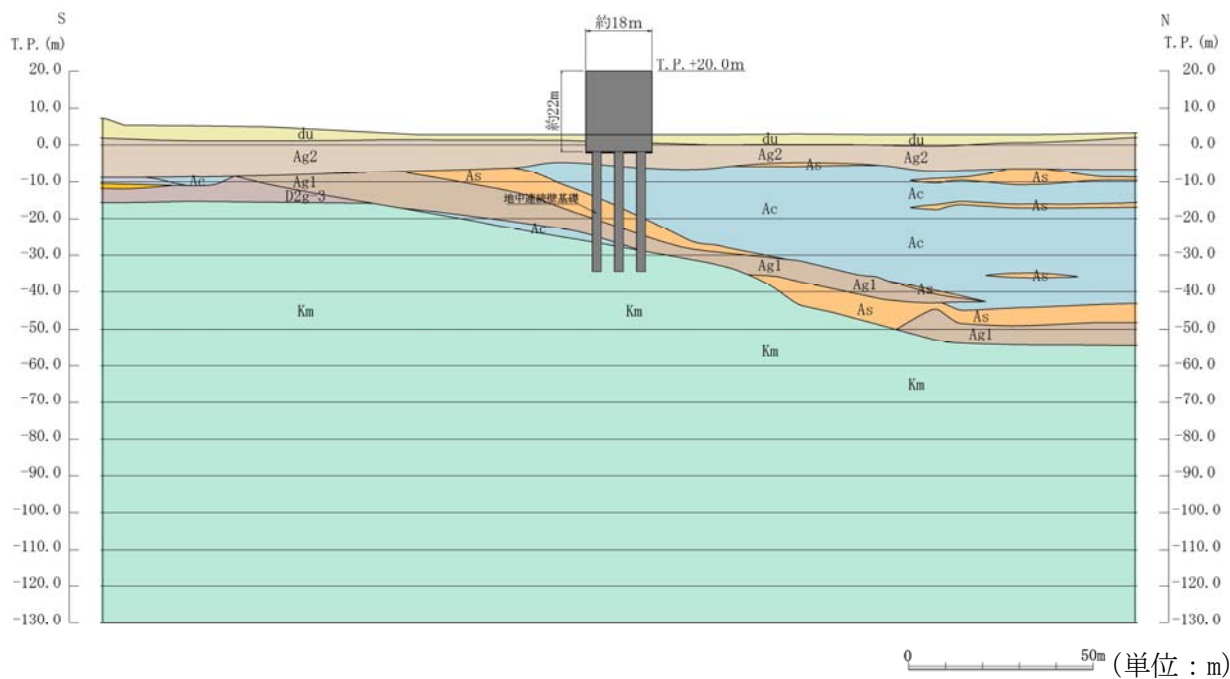


図 3.1-2 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (③-③断面)

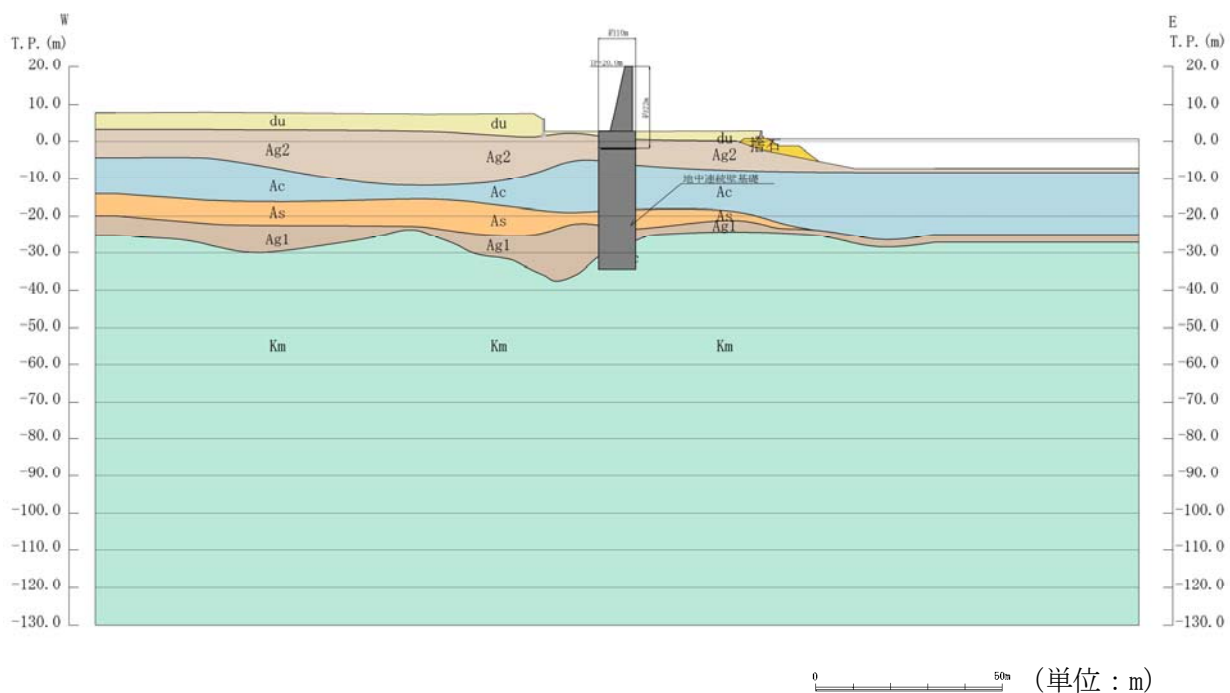


図 3.1-2 (4) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (④-④断面)

3.2 解析方法

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析は、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

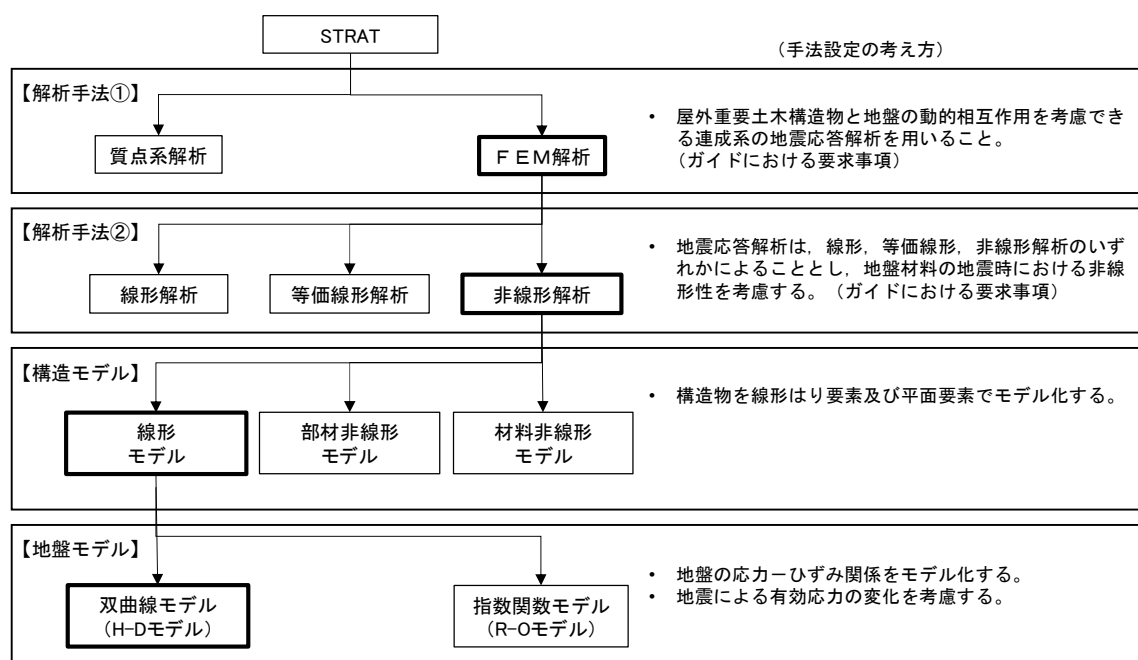


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。

3.2.1 地震応答解析手法

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる２次元有限要素有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

3.2.2 構造部材

構造部材は線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。

3.2.3 地盤

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解折において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解折において、考慮する荷重を次に示す。

(1) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体自重及び機器・配管自重を考慮する。

(2) 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第86条」及び「茨城県建築基準法施工細則第16条の4」に従って設定する。積雪の厚さ1 cmあたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は30 cmとしていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の0.35倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

(4) 風荷重

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に示し、荷重概念図を図 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		土被り荷重	－	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		－	・内水はないため考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重以外	－	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	○	・風荷重を考慮する。
偶発荷重 （地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	・躯体、機器・配管の慣性力、動土圧を考慮する。
		動水圧	－	・自由水はないため動水圧は考慮しない。

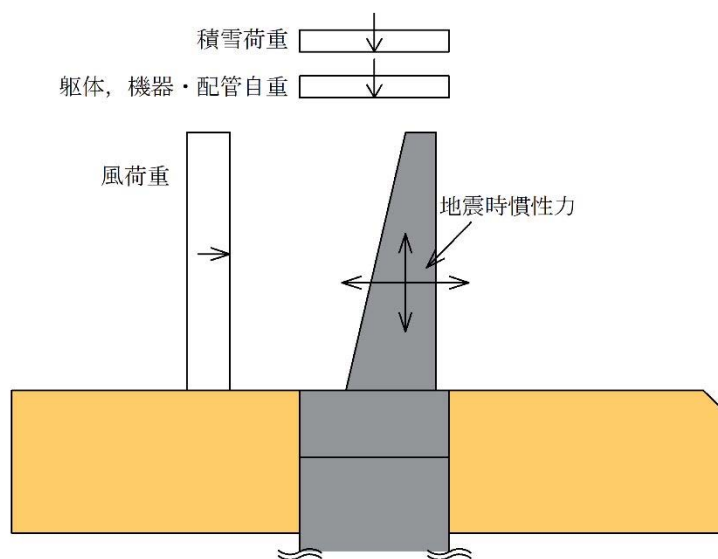


図 3.3-1 荷重概念図

3.4 入力地震動

入力地震動は、資料V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重量土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.4-1に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

なお、断層モデル波である $S_s-11, 12, 13, 14, 21, 22$ については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的にはNS方向及びEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した基準地震動を設定する。

図3.4-2～図3.4-29に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を示す。

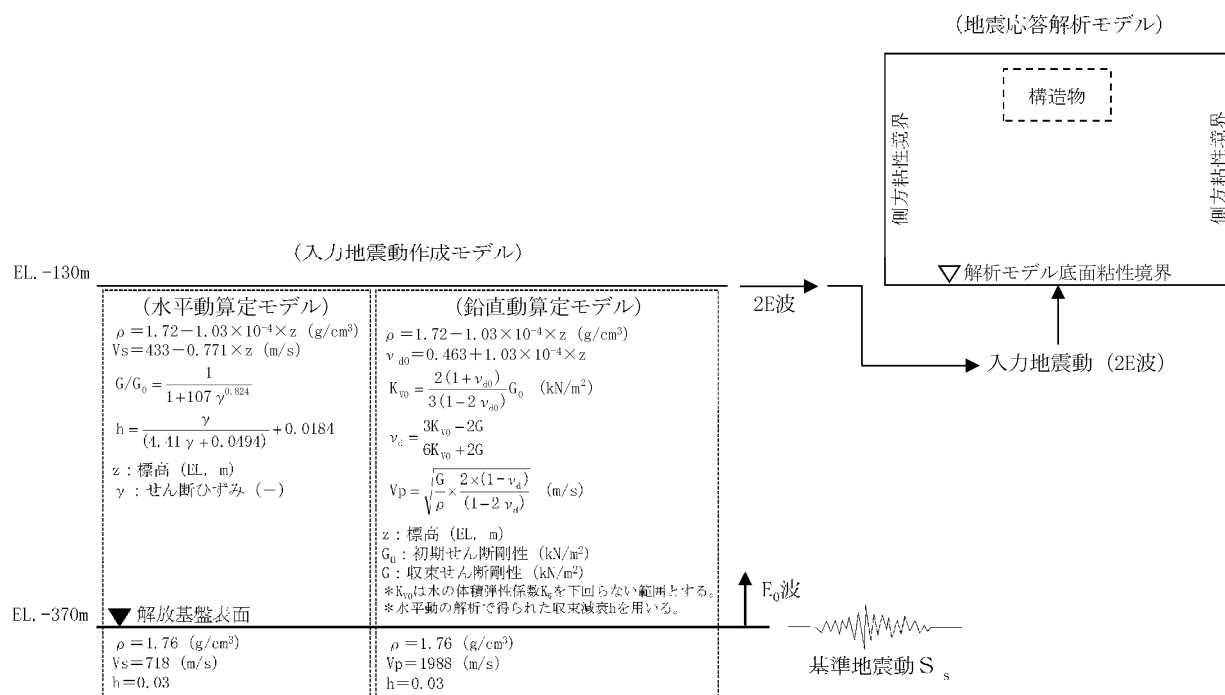
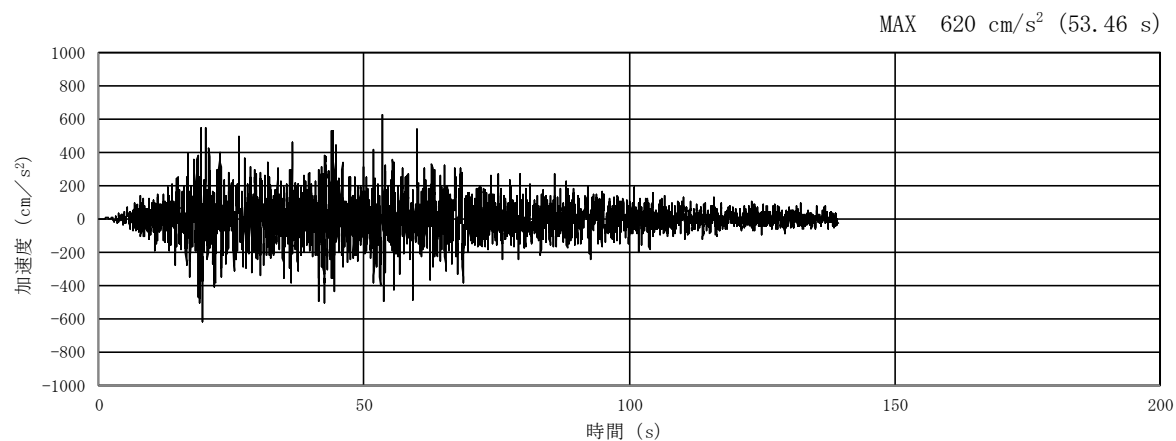
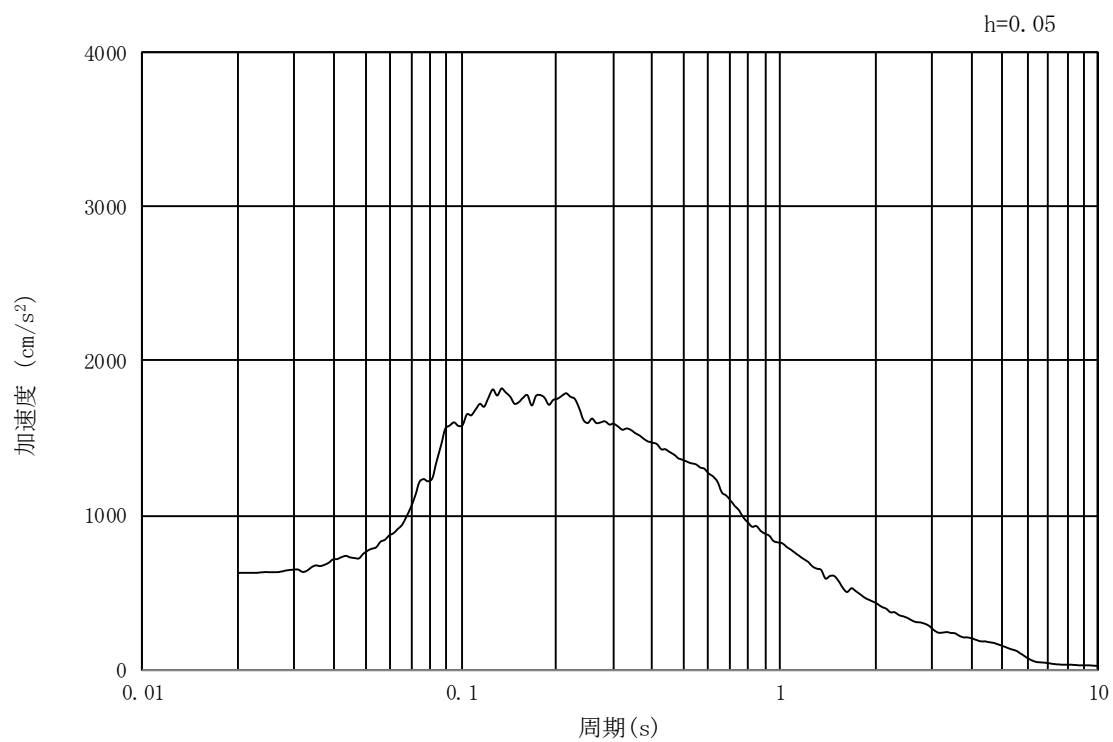


図3.4-1 入力地震動算定の概念図

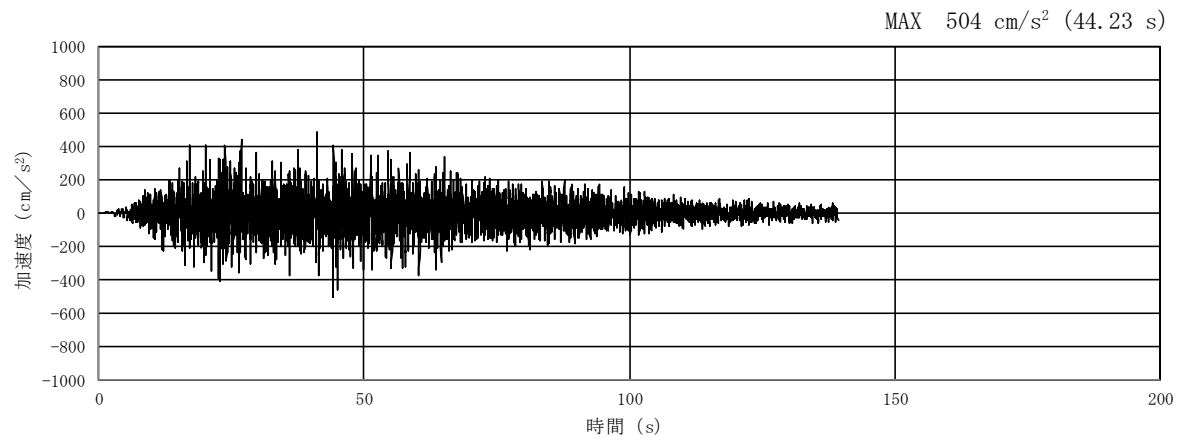


(a) 加速度時刻歴波形

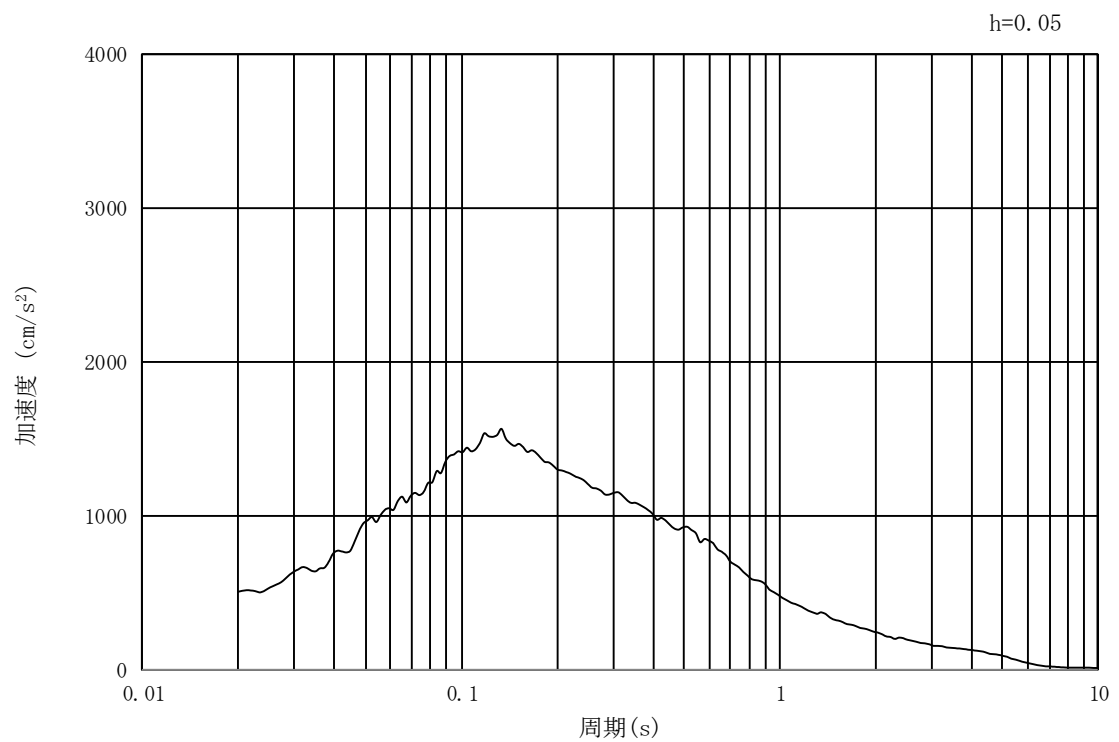


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 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
(汀線・汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - D1$)

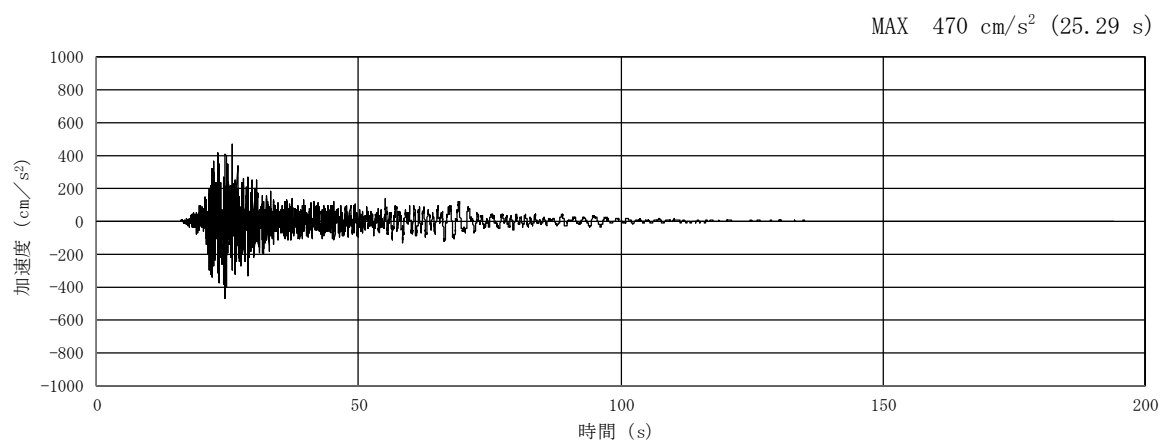


(a) 加速度時刻歴波形

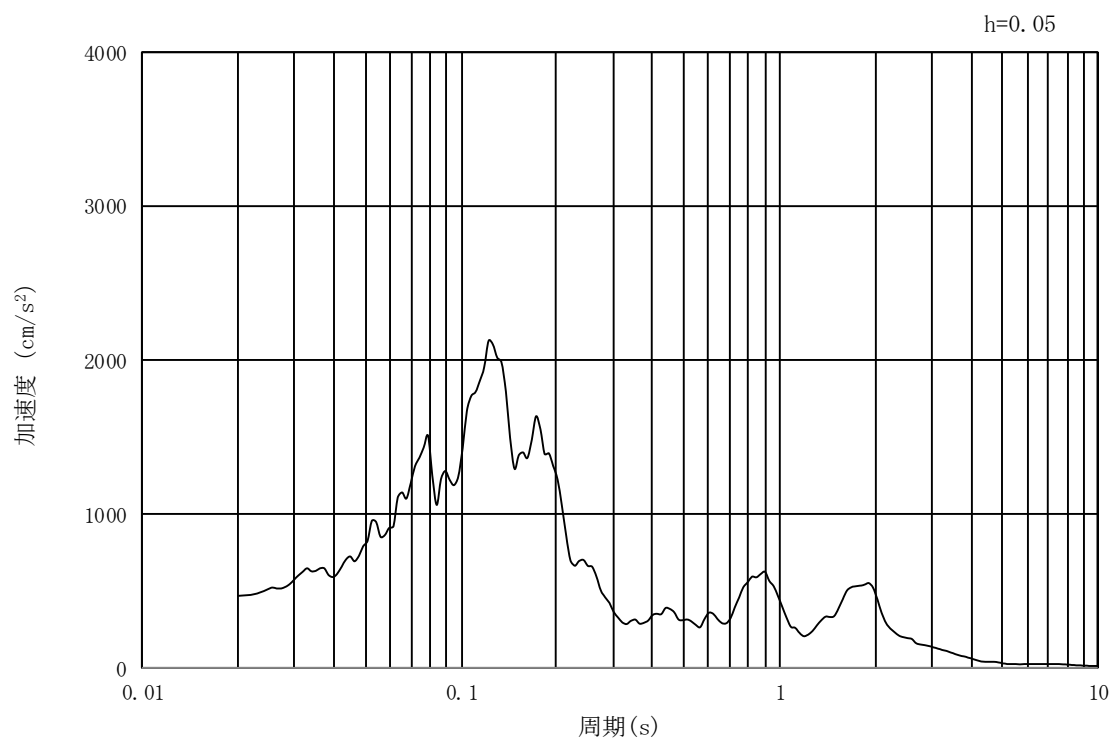


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 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
(汀線・汀線直交方向断面, 鉛直成分: $S_s - D1$)

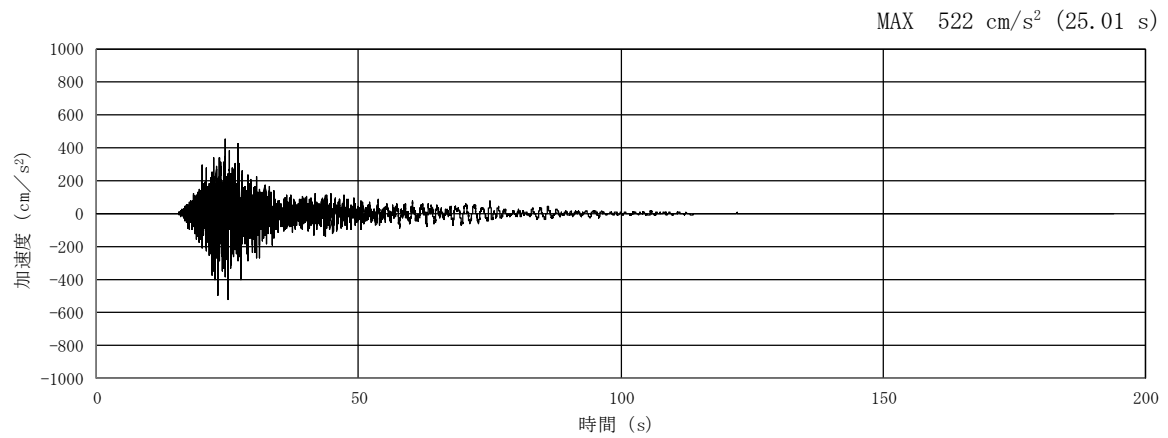


(a) 加速度時刻歴波形

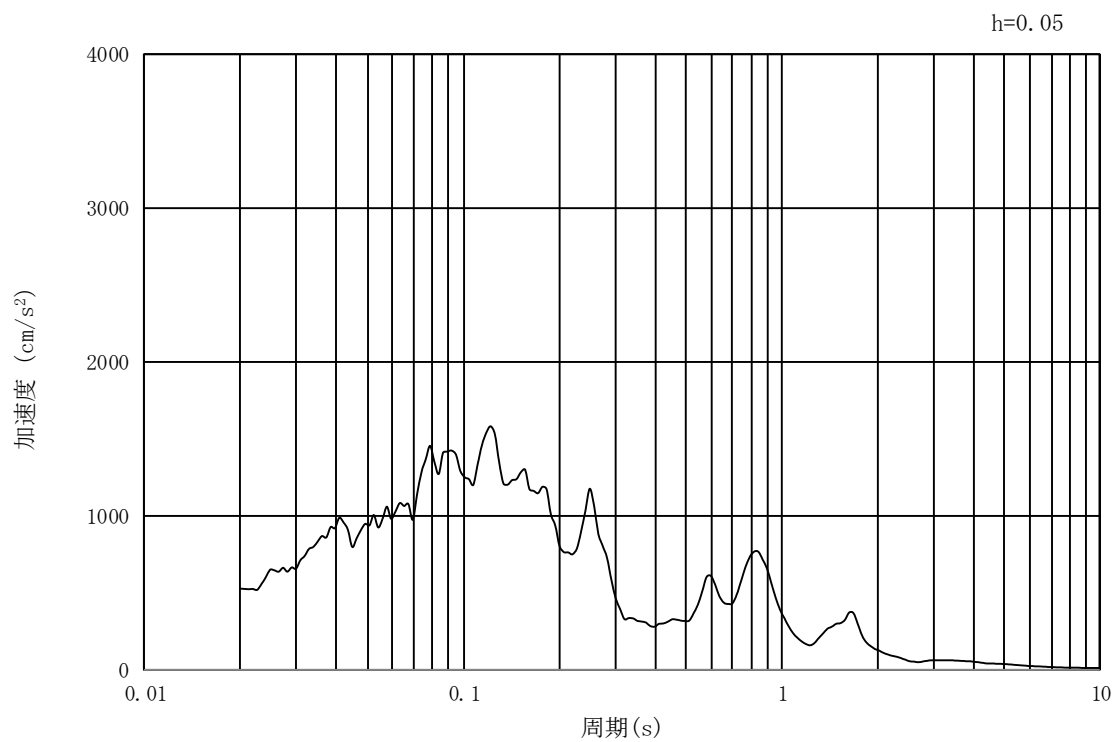


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 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
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 1.1$)

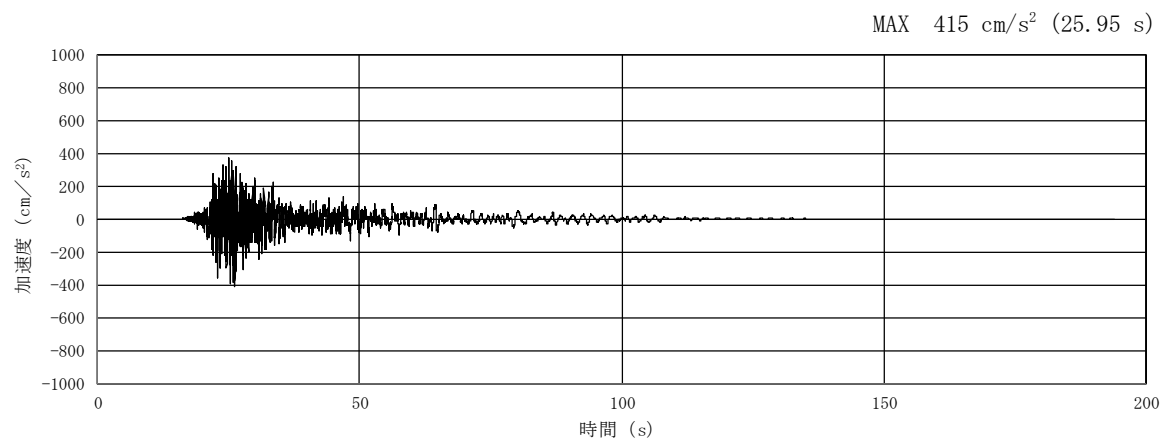


(a) 加速度時刻歴波形

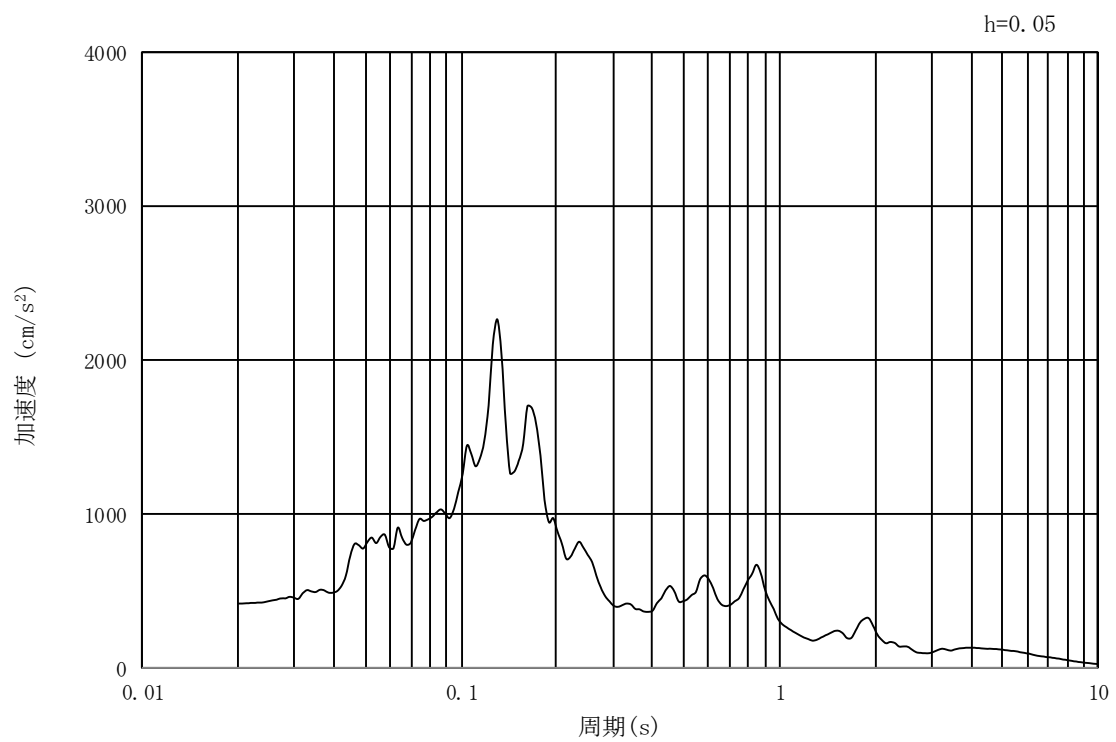


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 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
(汀線方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.1$)

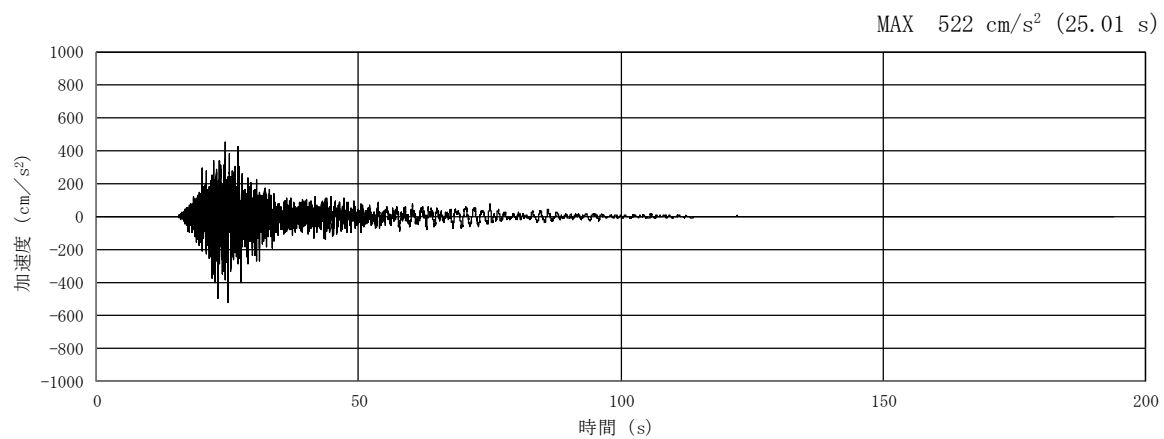


(a) 加速度時刻歴波形

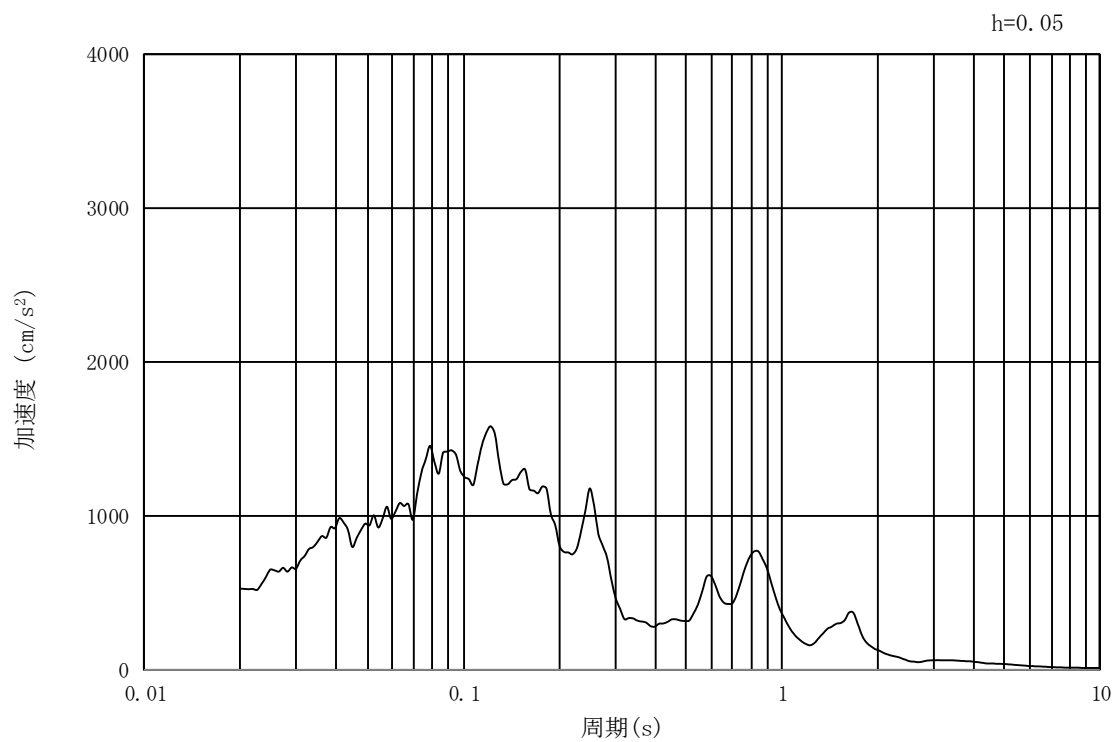


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 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
(汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 1.1$)

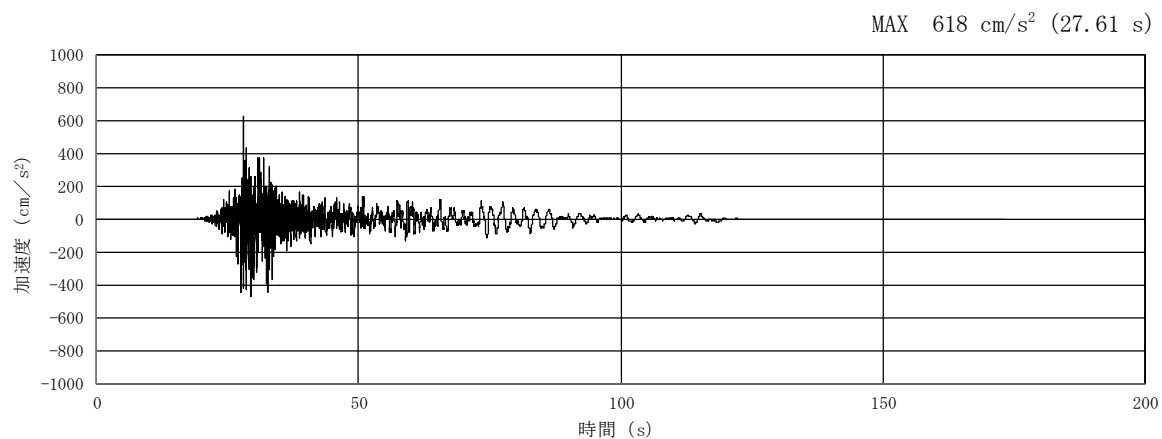


(a) 加速度時刻歴波形

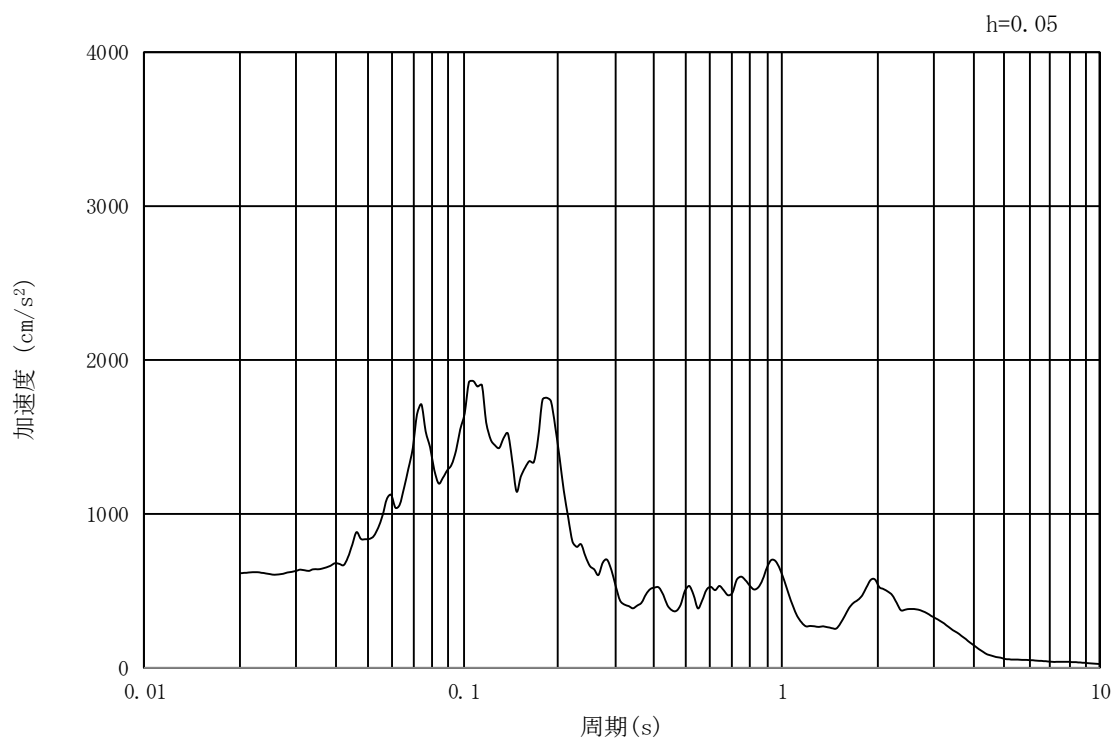


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.1$)

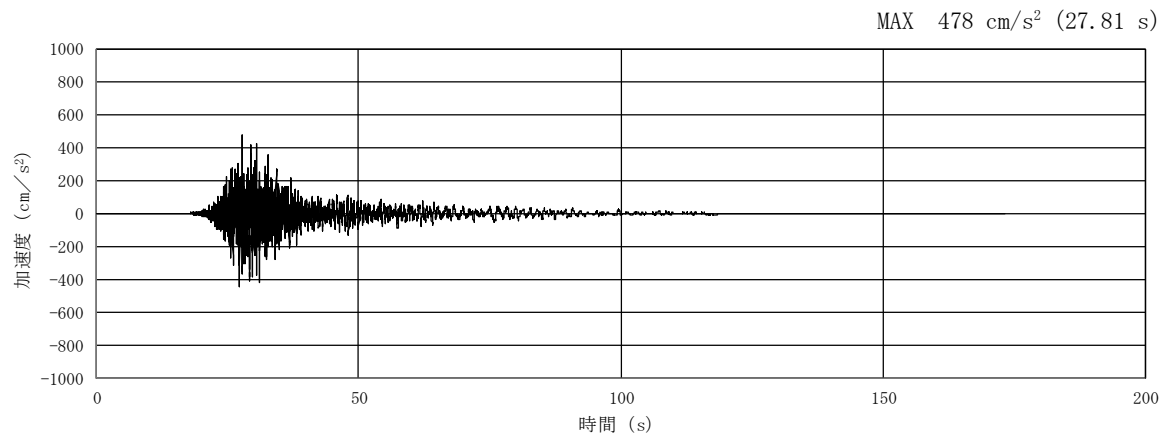


(a) 加速度時刻歴波形

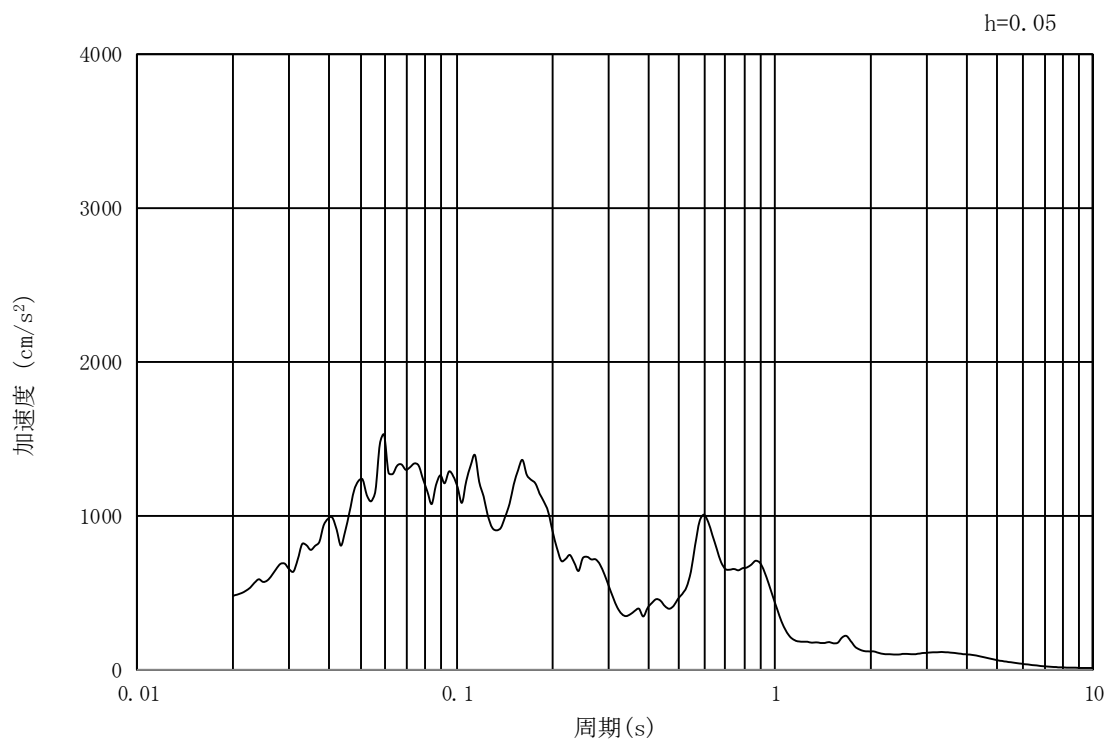


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 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
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 1.2$)

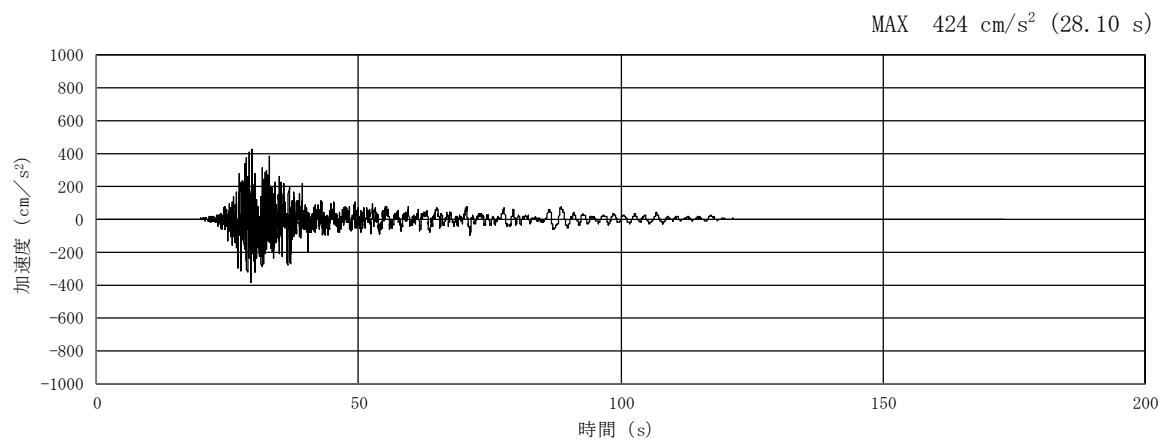


(a) 加速度時刻歴波形

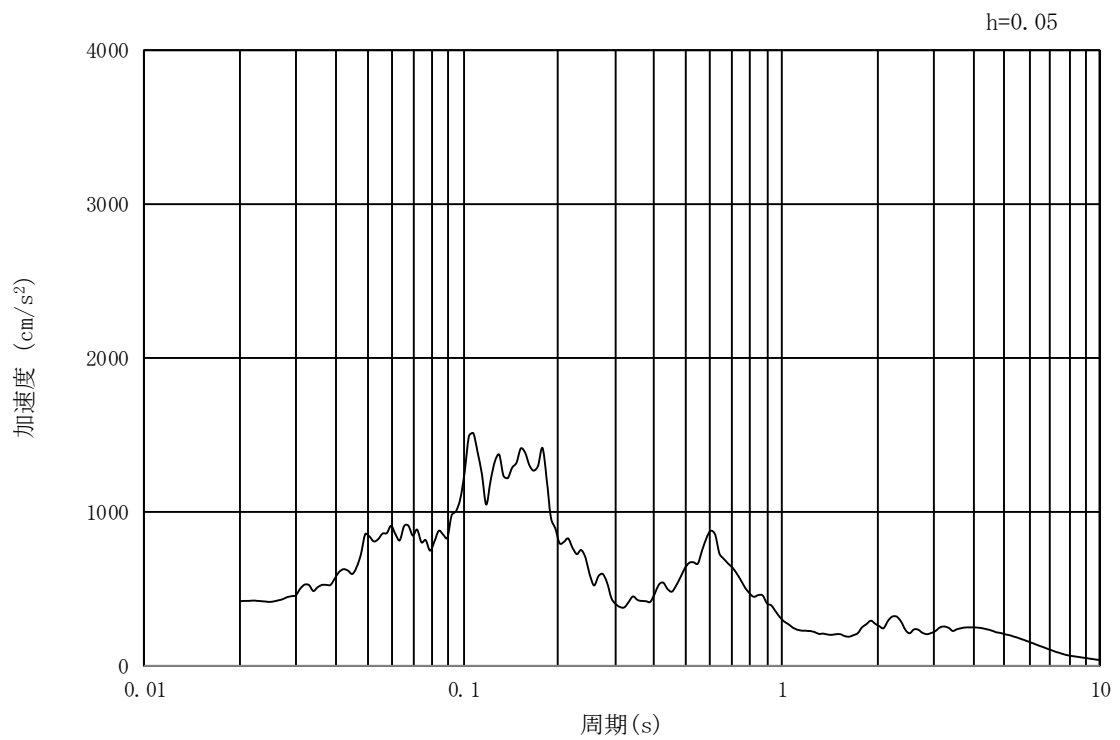


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 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
(汀線方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.2$)

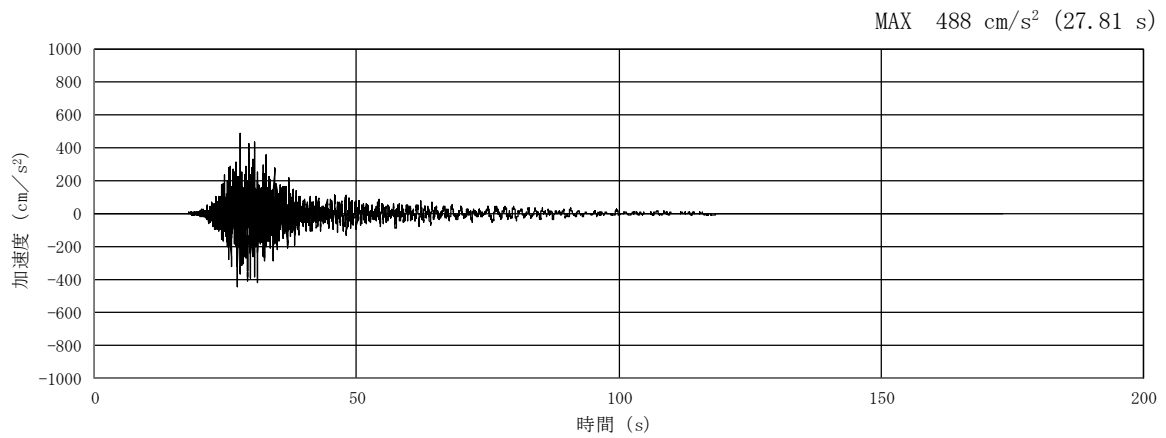


(a) 加速度時刻歴波形

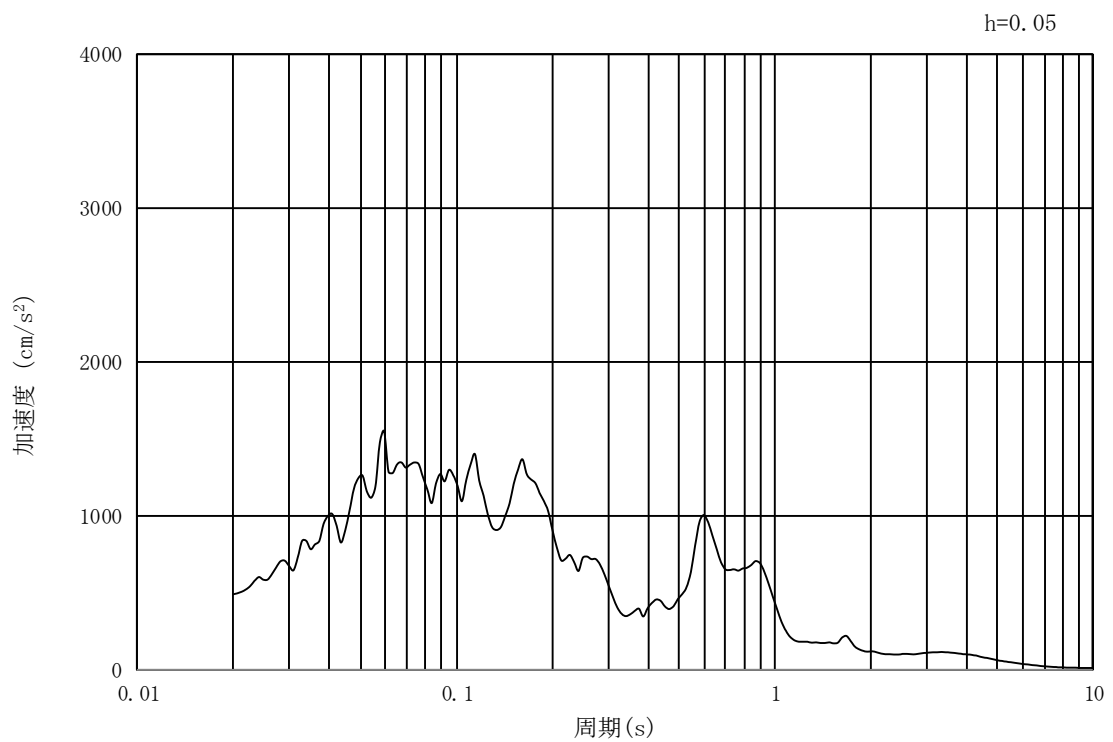


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 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
(汀線直交方向断面，水平成分： $S_s - 1.2$)

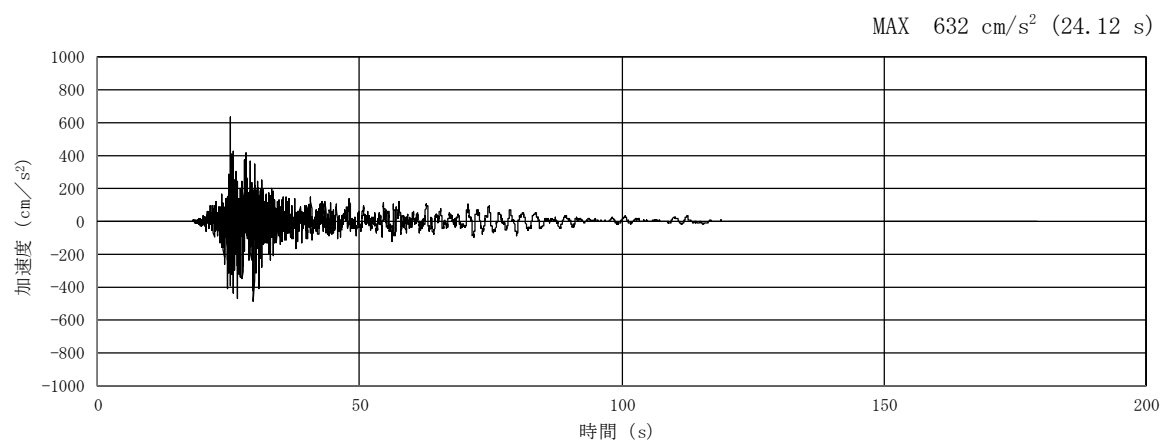


(a) 加速度時刻歴波形

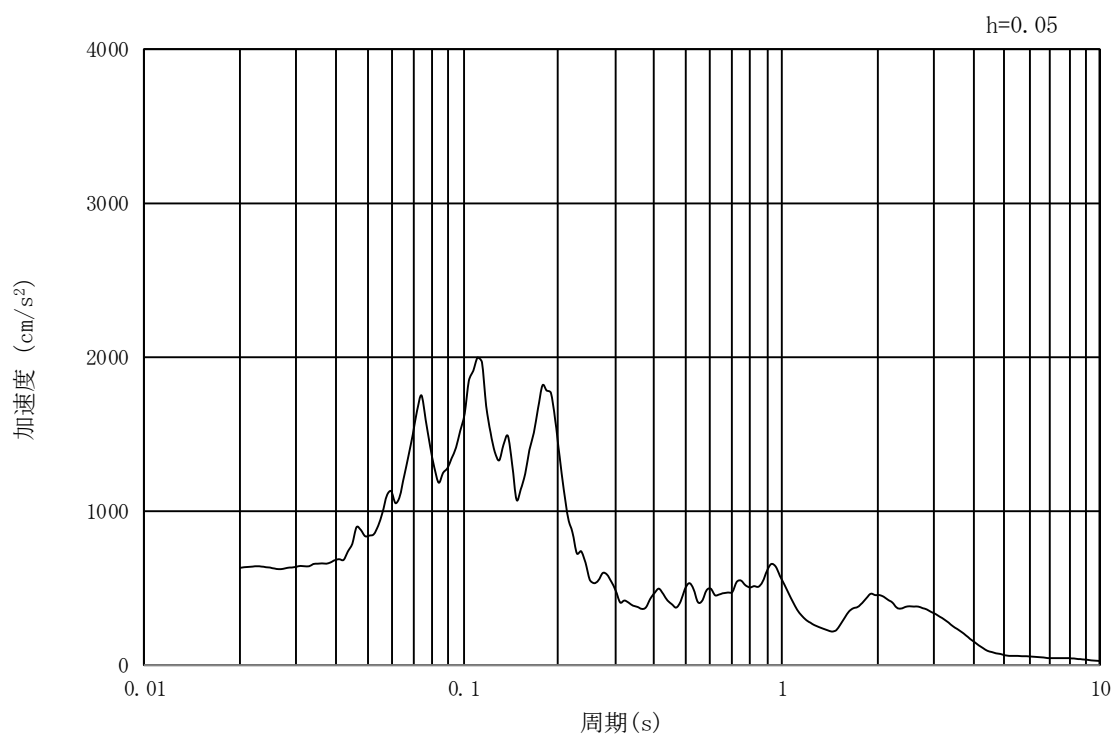


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.2$)

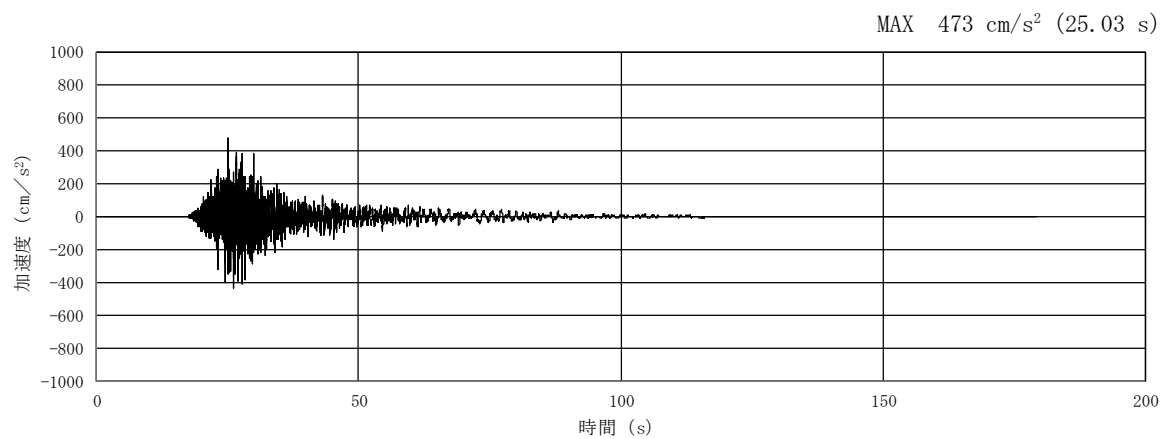


(a) 加速度時刻歴波形

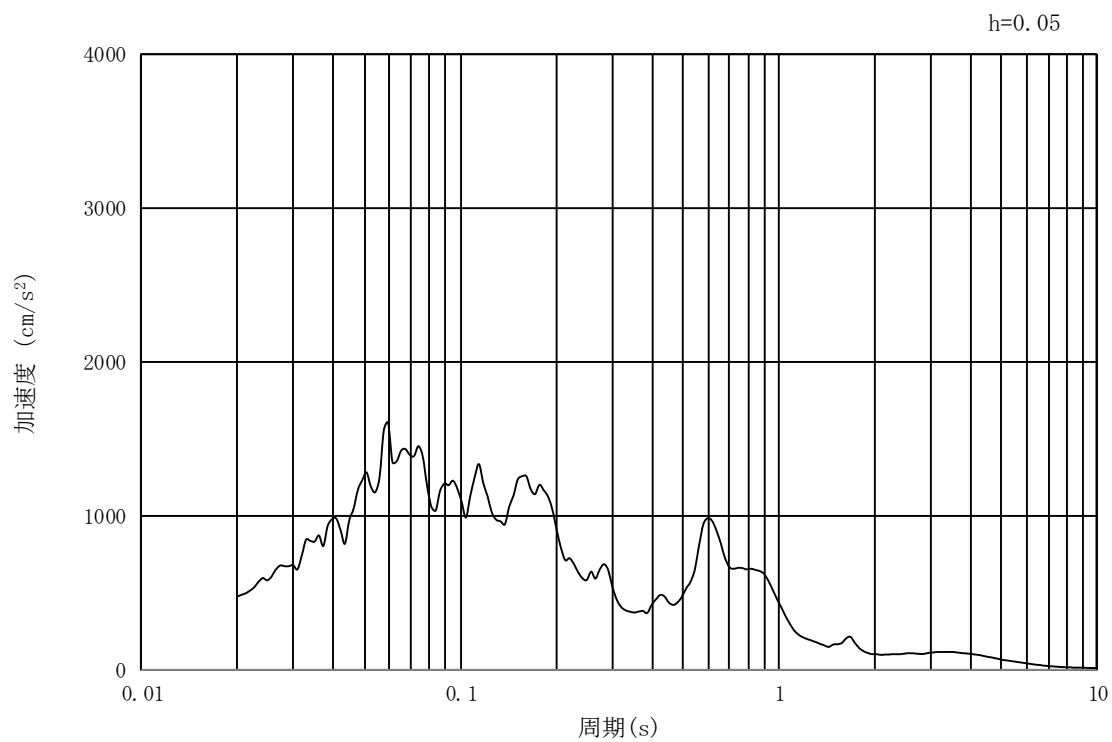


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 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
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 1.3$)

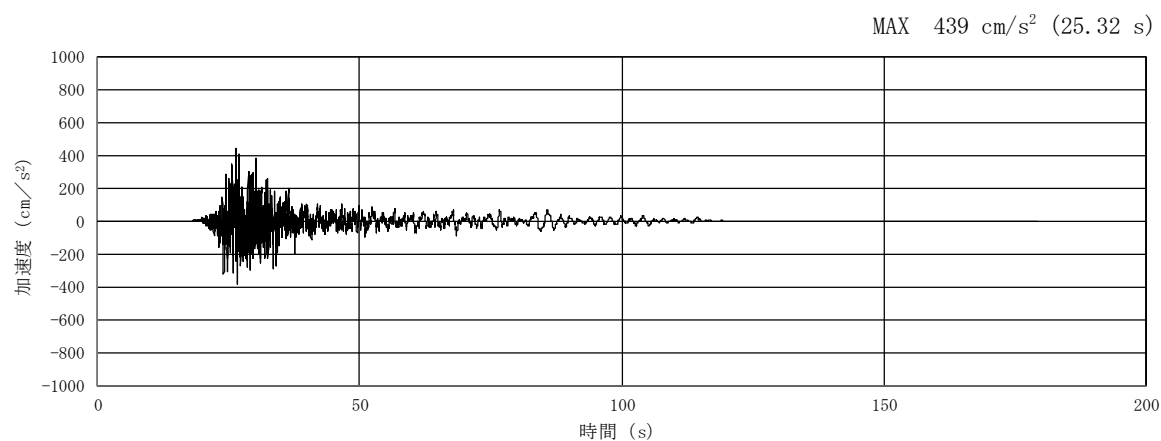


(a) 加速度時刻歴波形

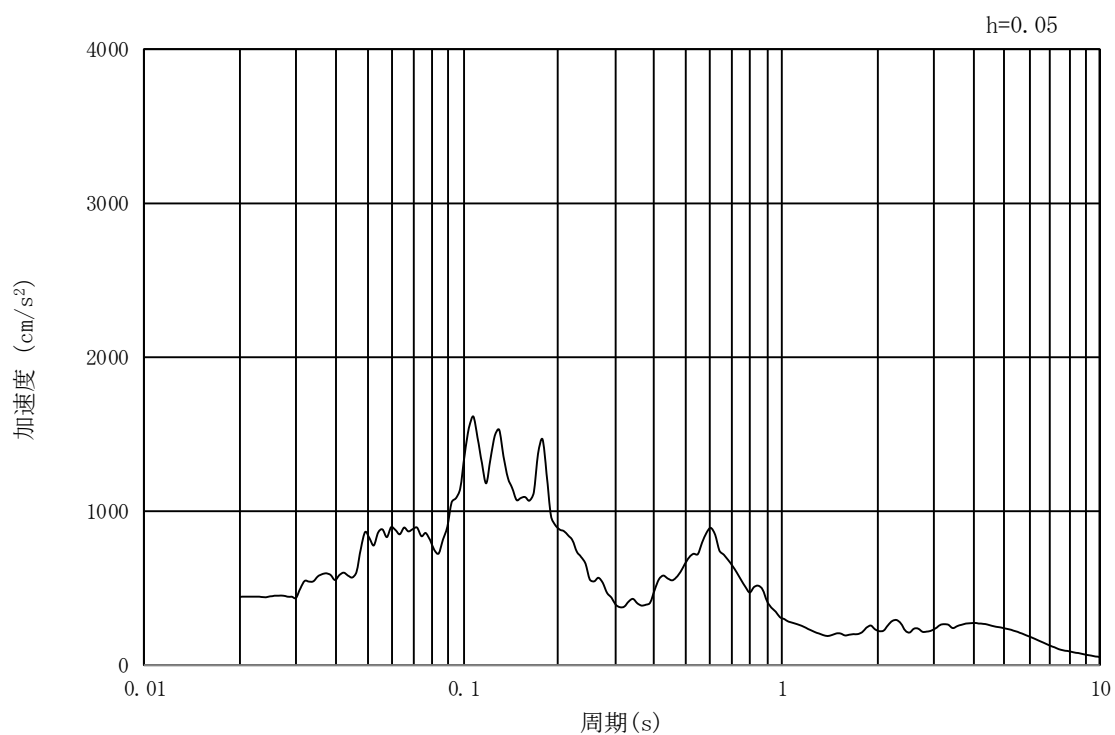


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 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
(汀線方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.3$)

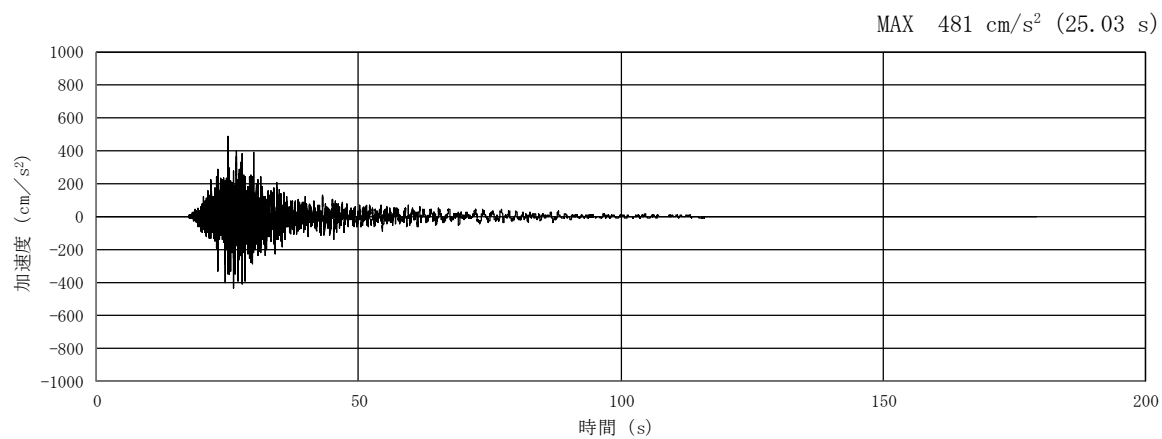


(a) 加速度時刻歴波形

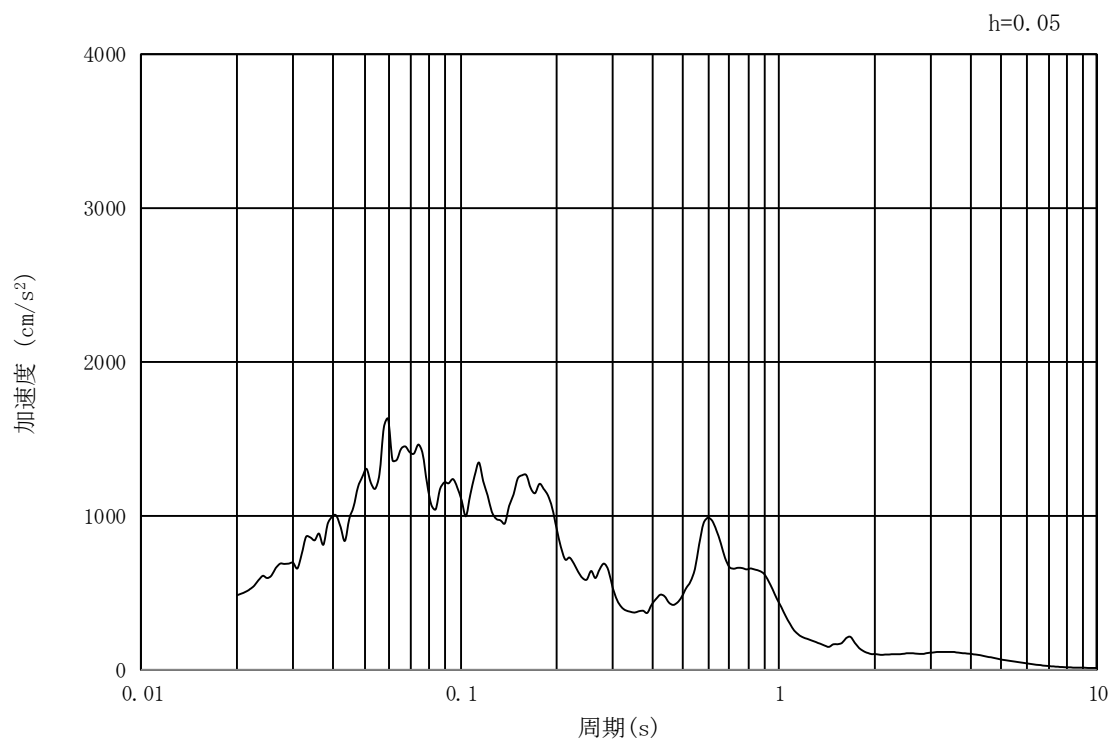


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-14 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
(汀線直交方向断面，水平成分： $S_s - 13$)

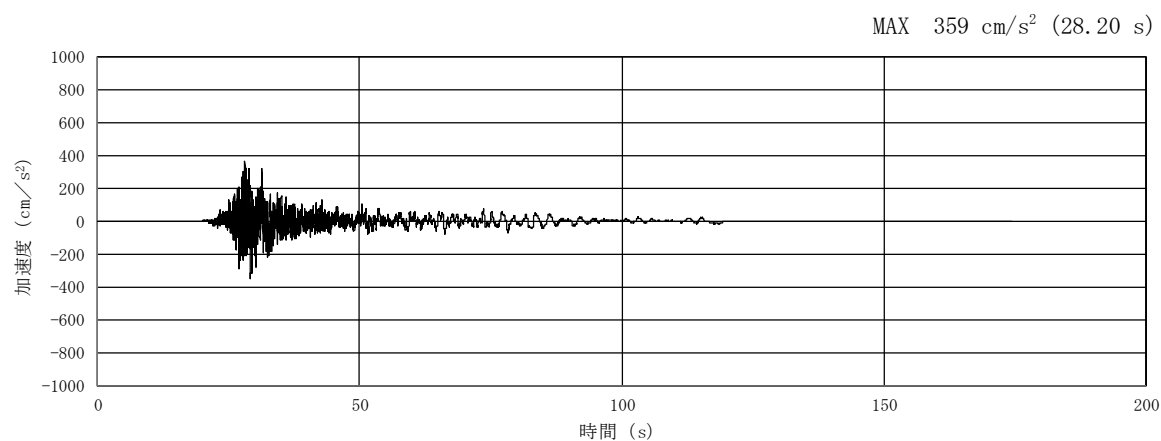


(a) 加速度時刻歴波形

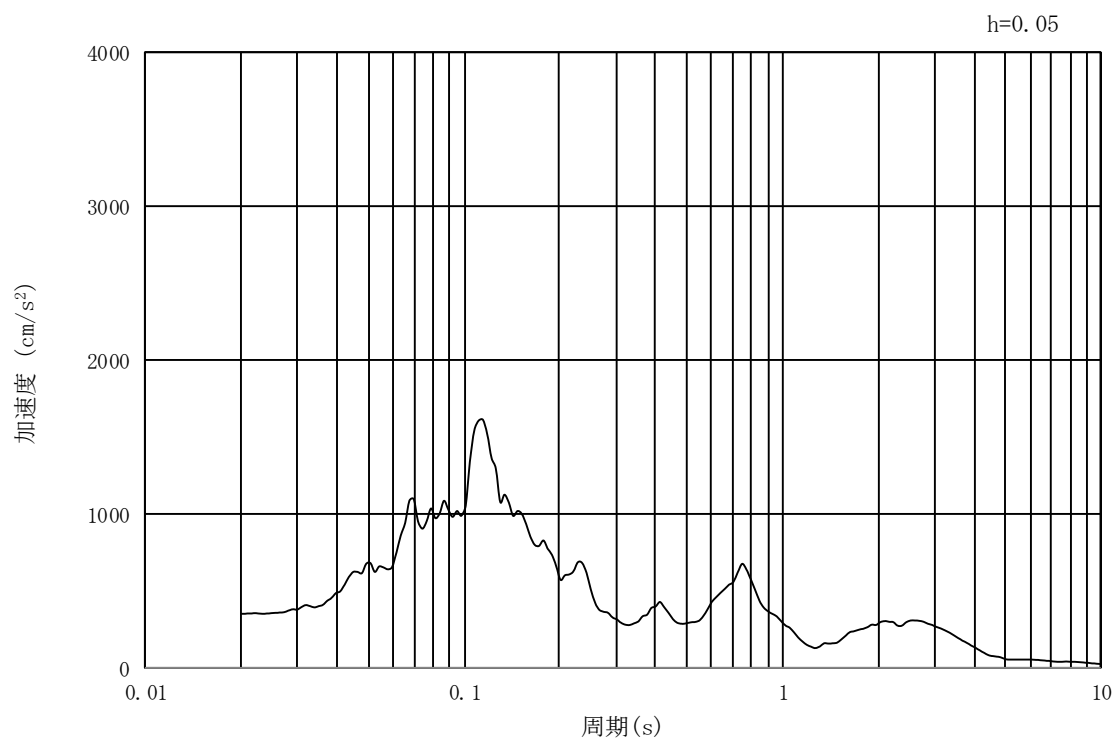


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-15 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.3$)

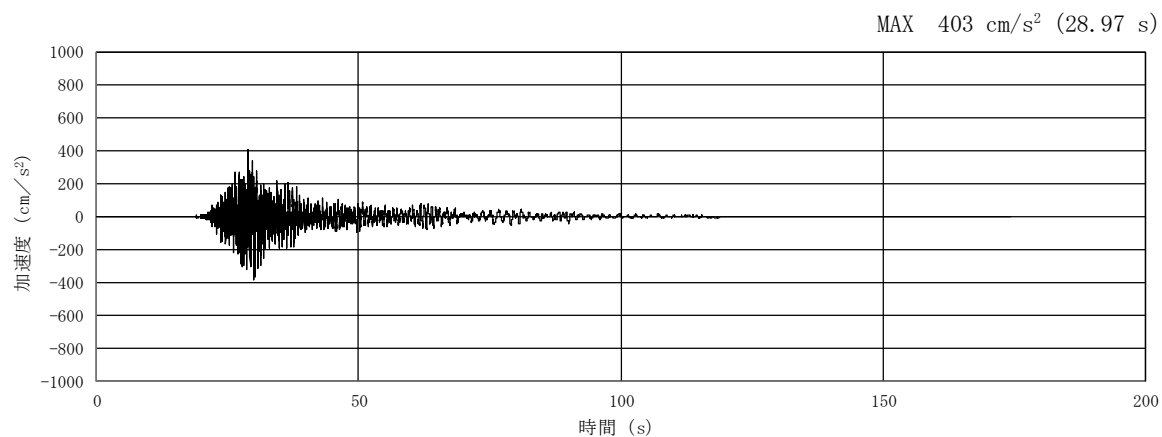


(a) 加速度時刻歴波形

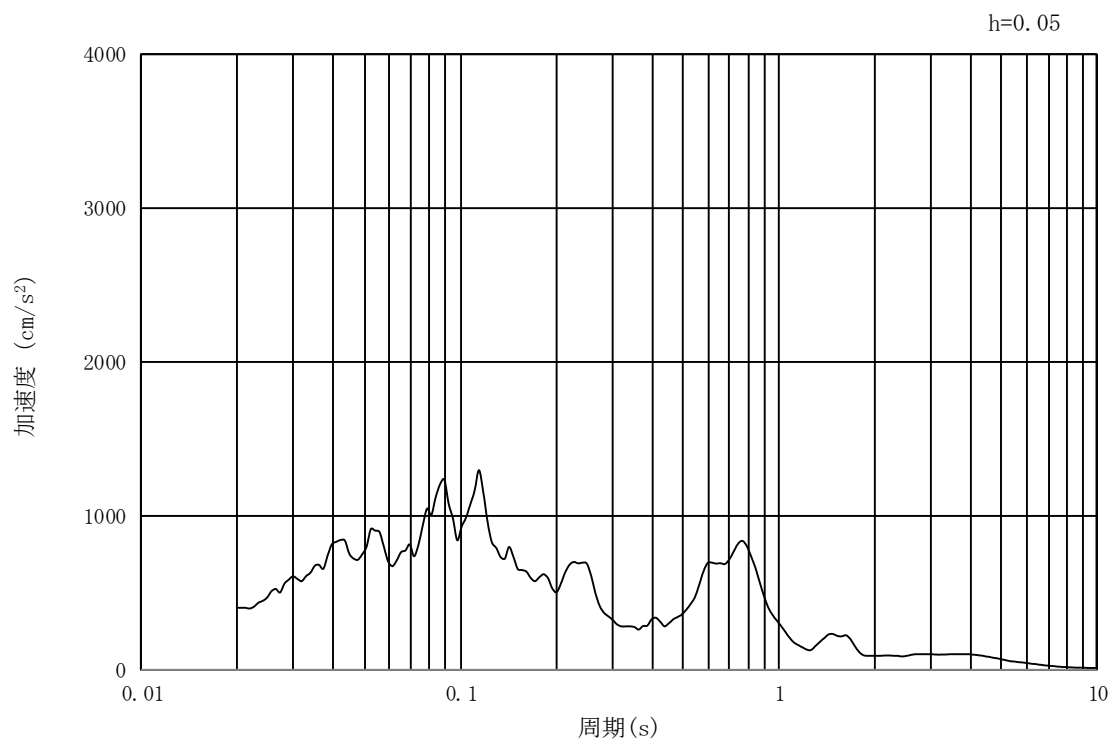


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-16 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
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 1.4$)

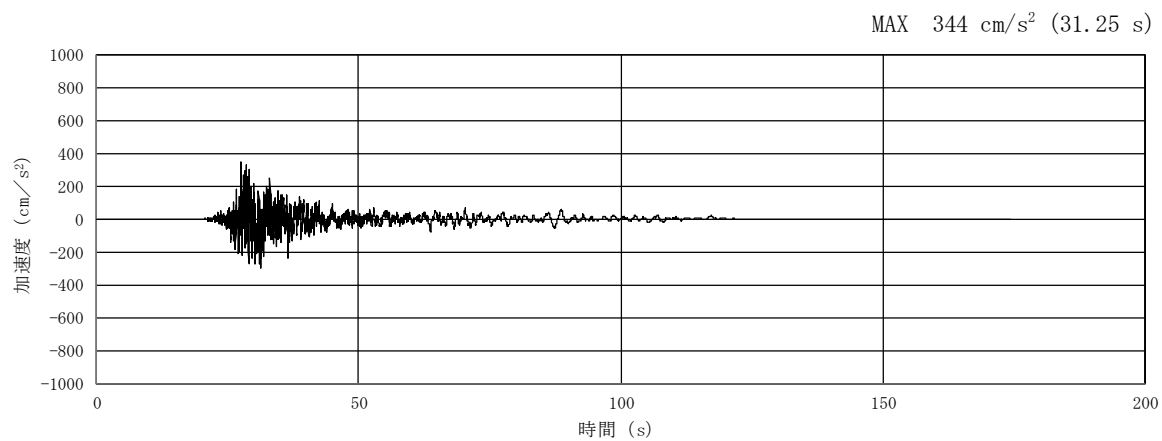


(a) 加速度時刻歴波形

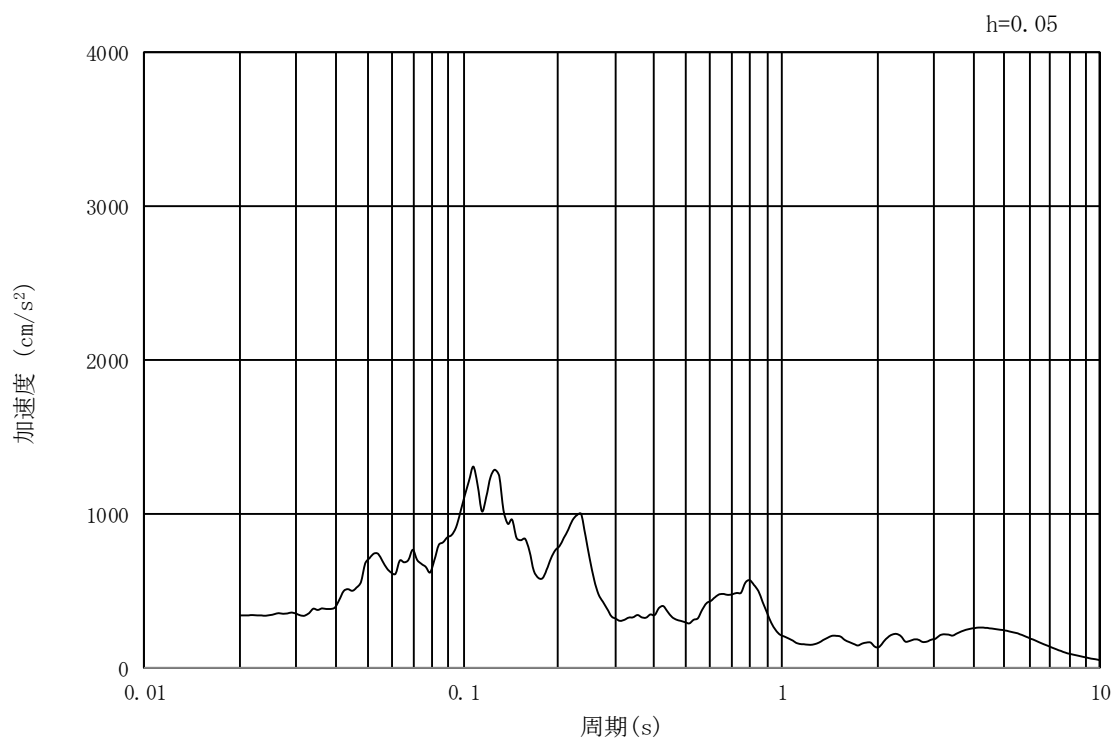


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-17 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
(汀線方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.4$)

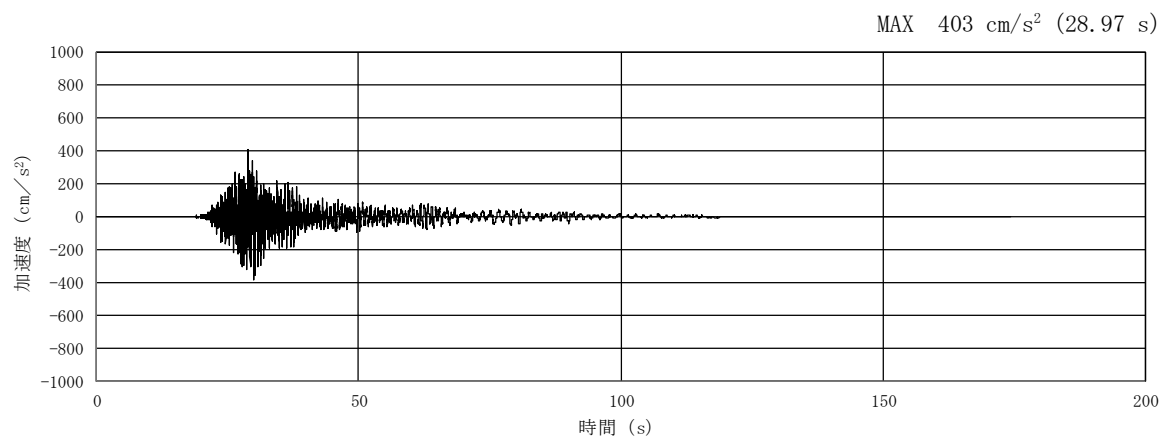


(a) 加速度時刻歴波形

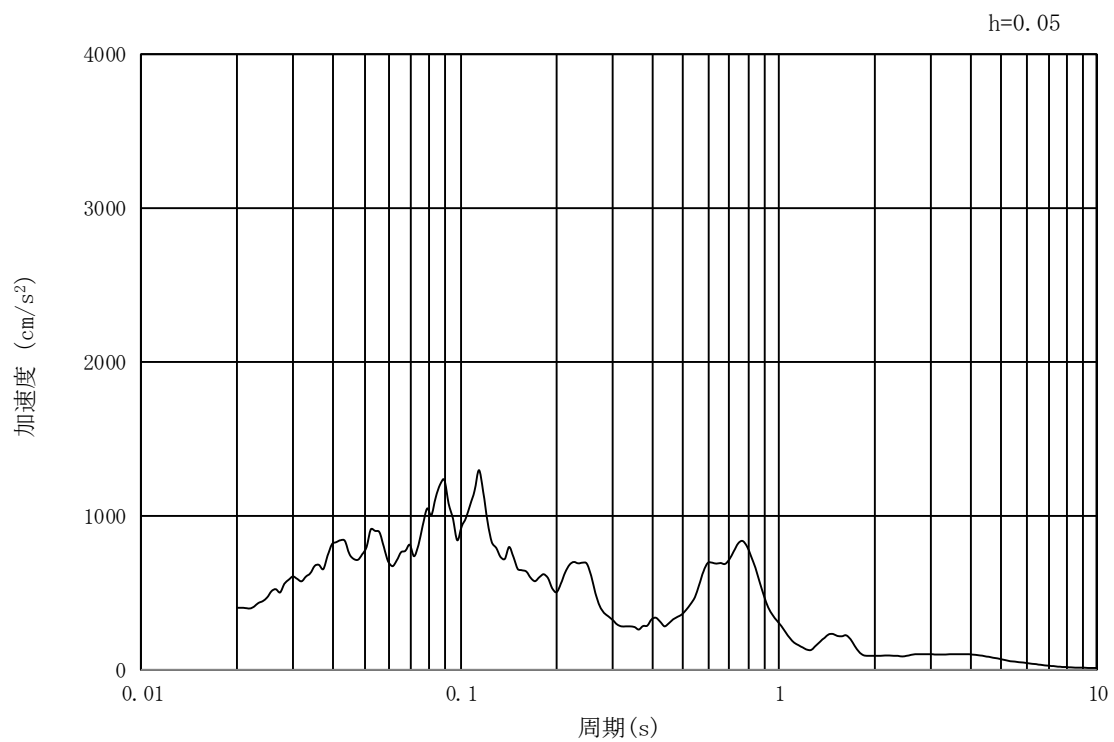


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-18 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
(汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 1.4$)

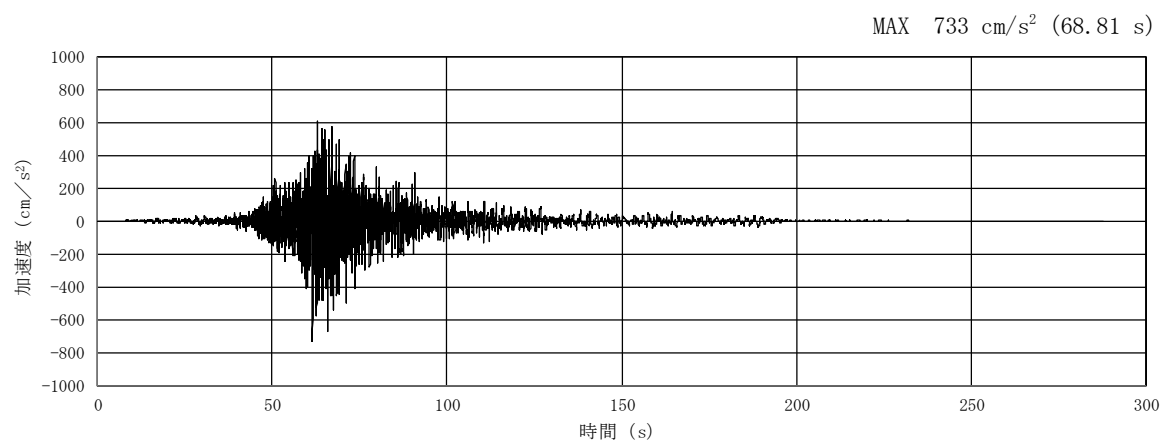


(a) 加速度時刻歴波形

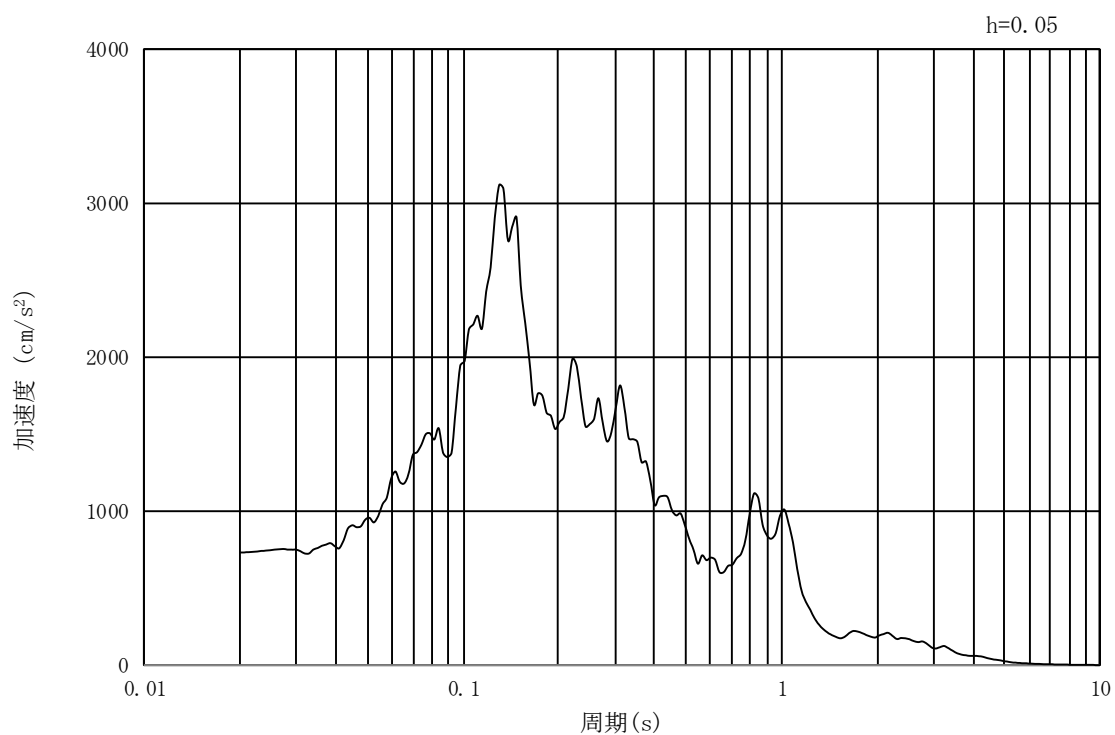


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-19 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.4$)

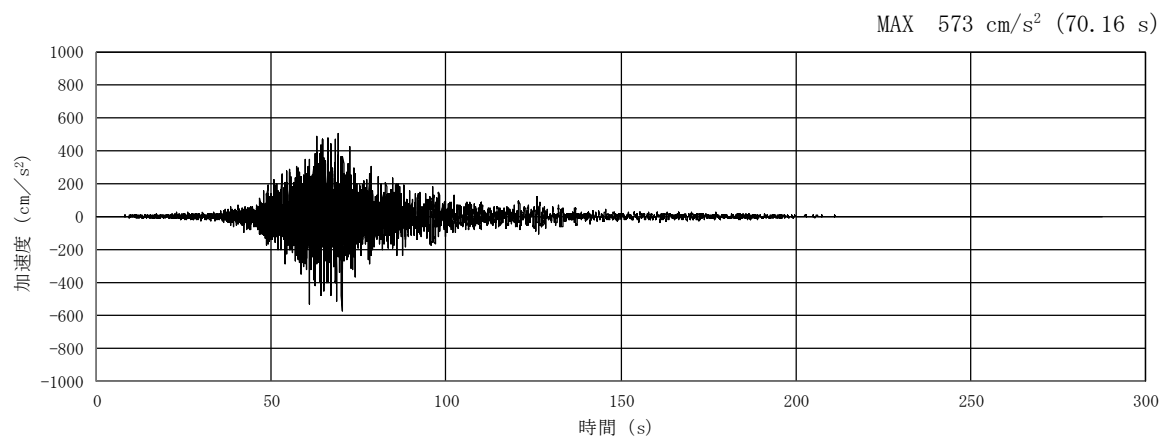


(a) 加速度時刻歴波形

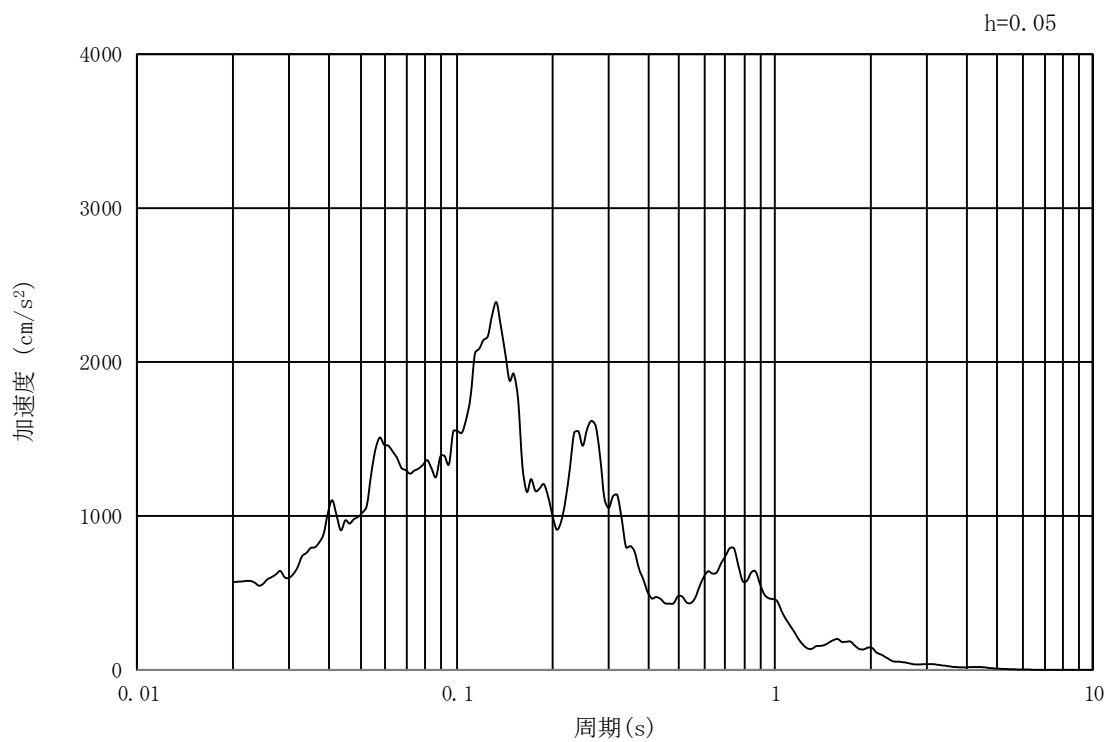


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-20 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
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 2.1$)

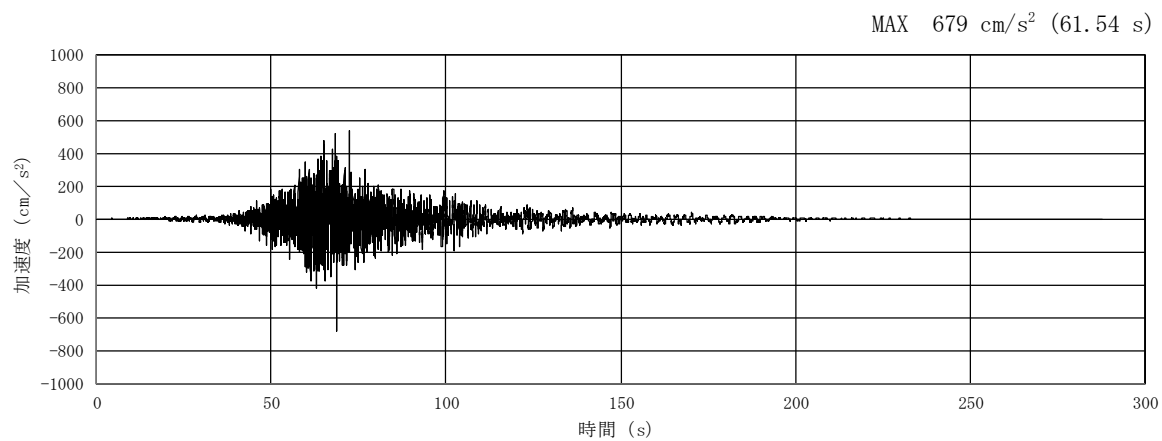


(a) 加速度時刻歴波形

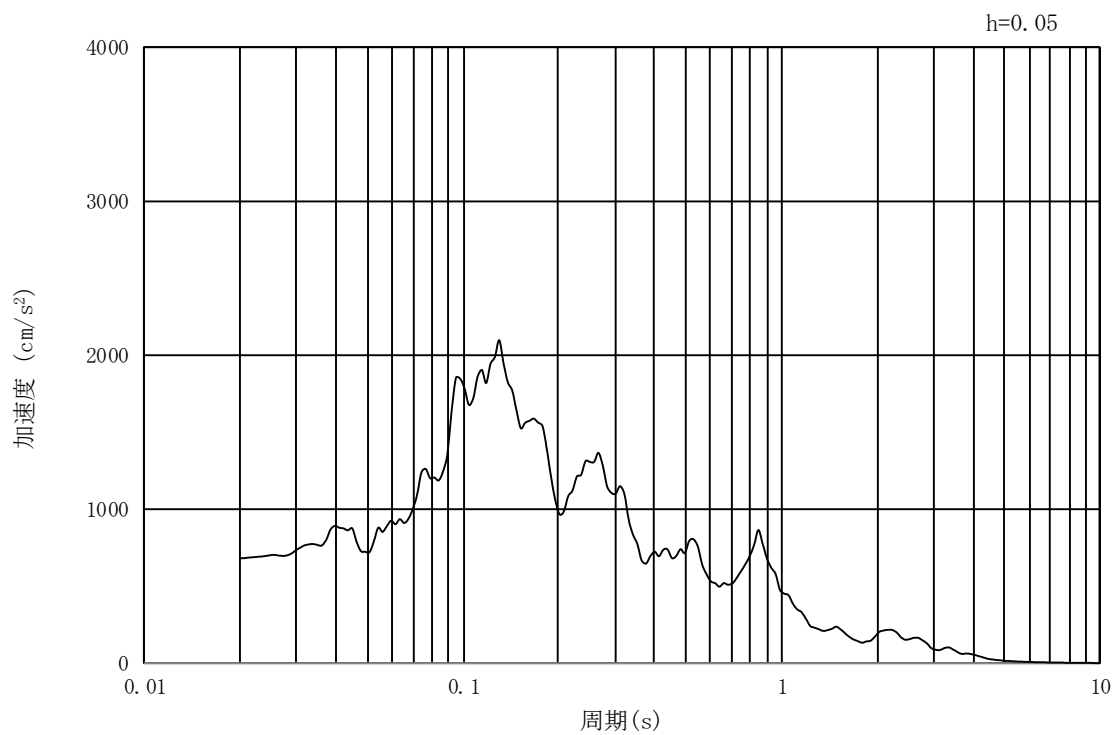


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-21 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
(汀線方向断面，鉛直成分： $S_s - 2.1$)

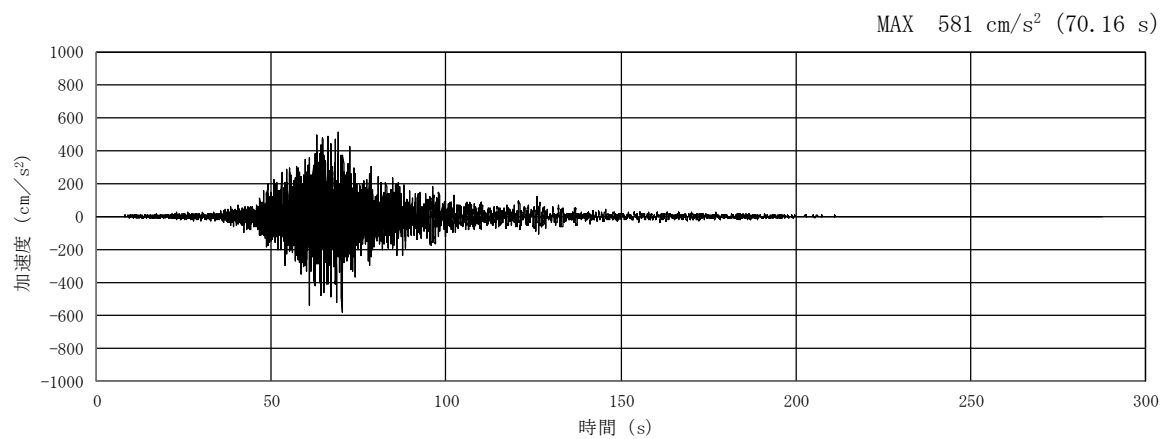


(a) 加速度時刻歴波形

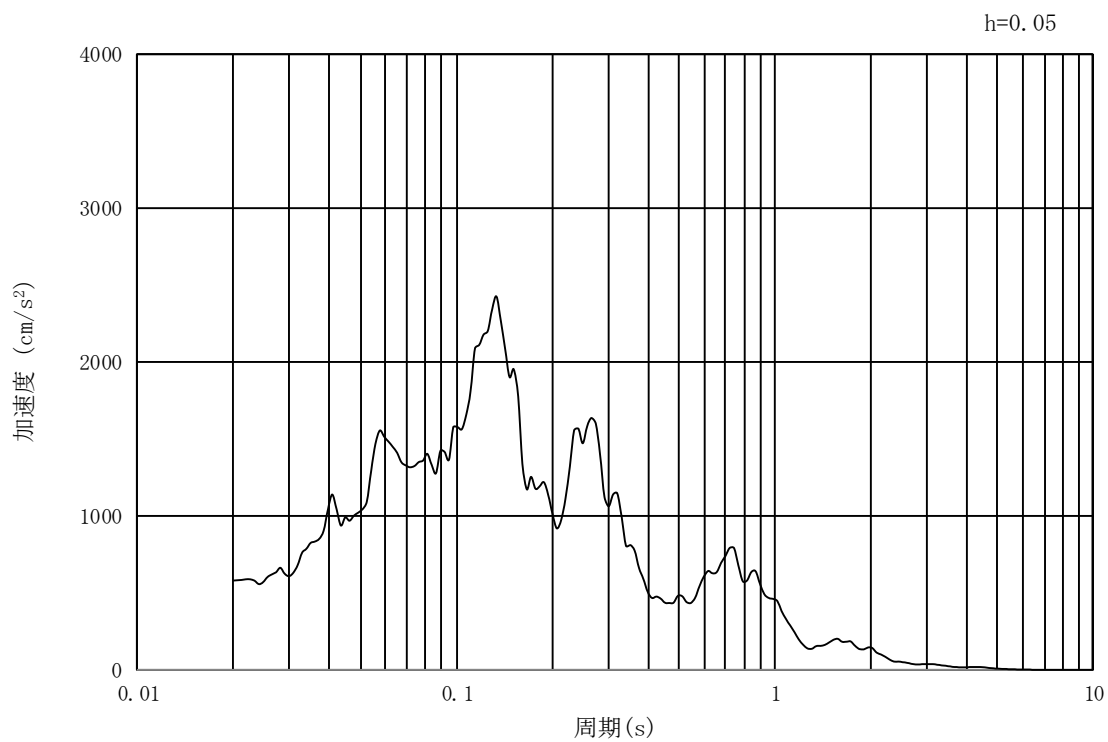


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-22 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
(汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 21$)

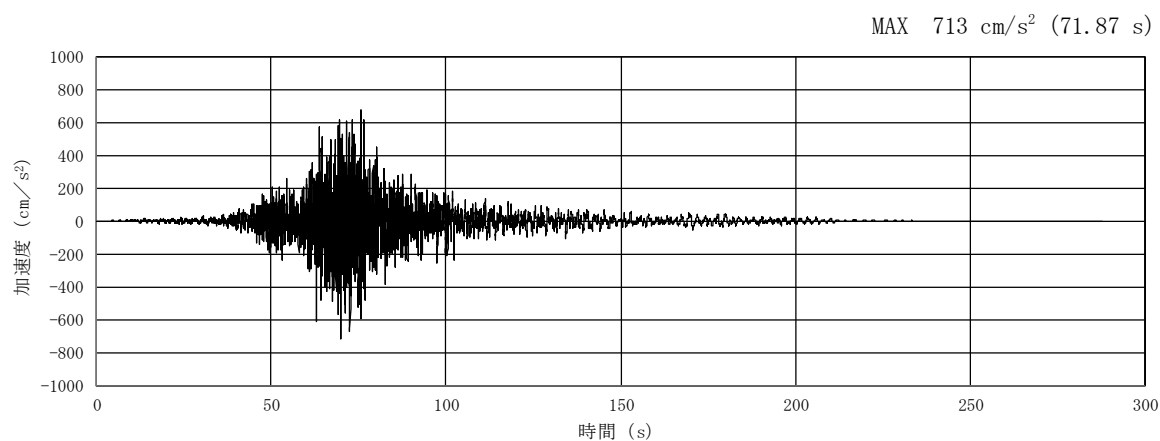


(a) 加速度時刻歴波形

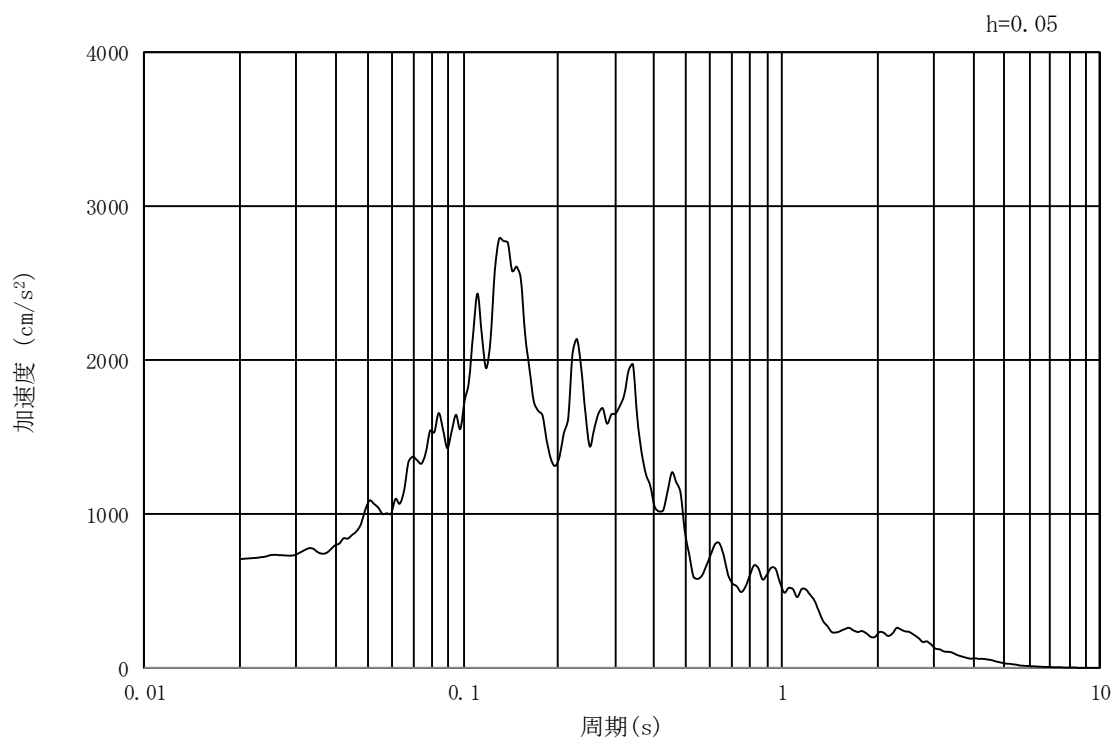


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-23 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 2.1$)

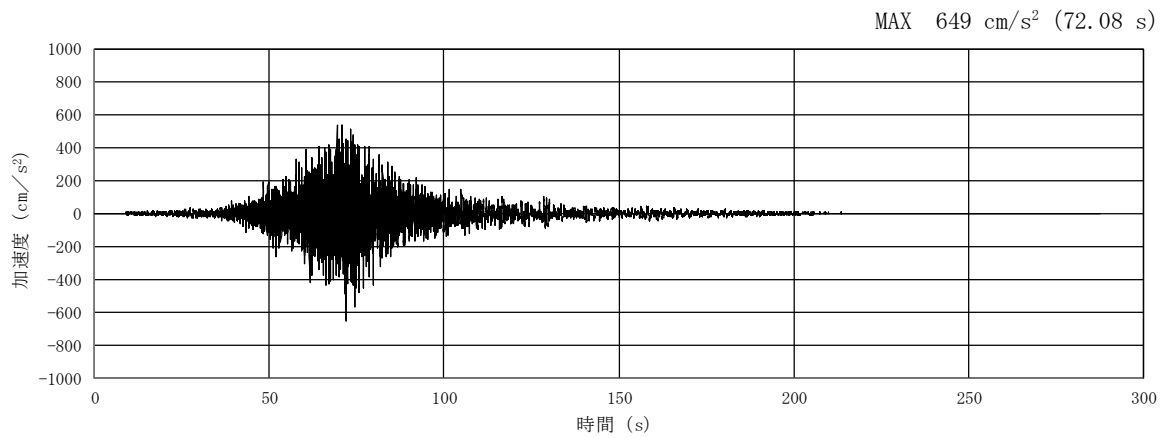


(a) 加速度時刻歴波形

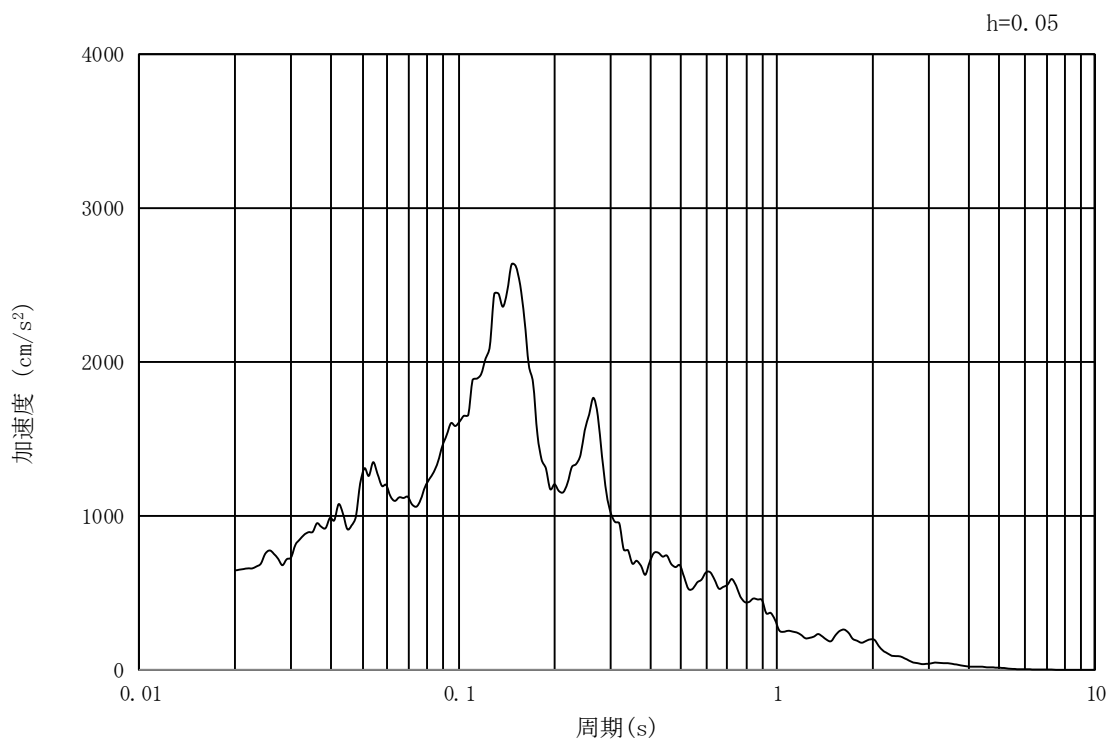


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-24 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
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 22$)

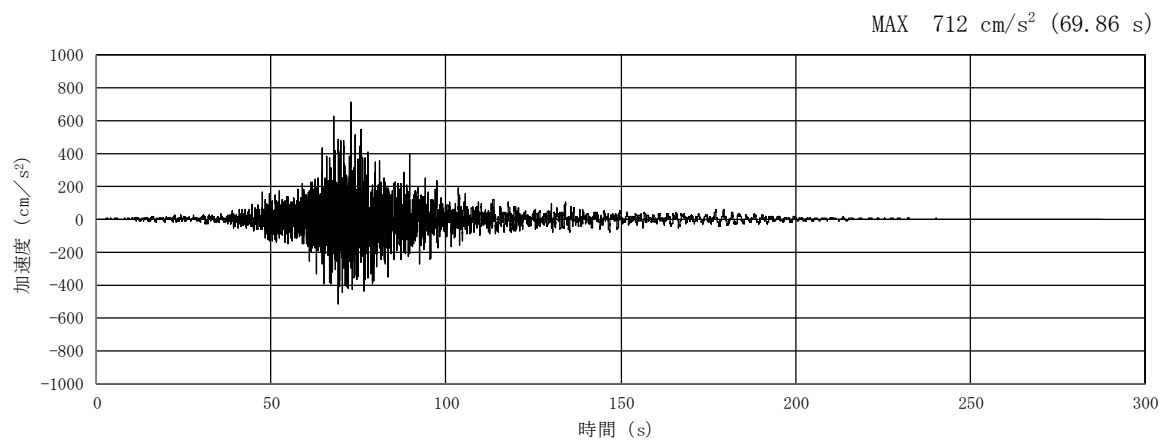


(a) 加速度時刻歴波形

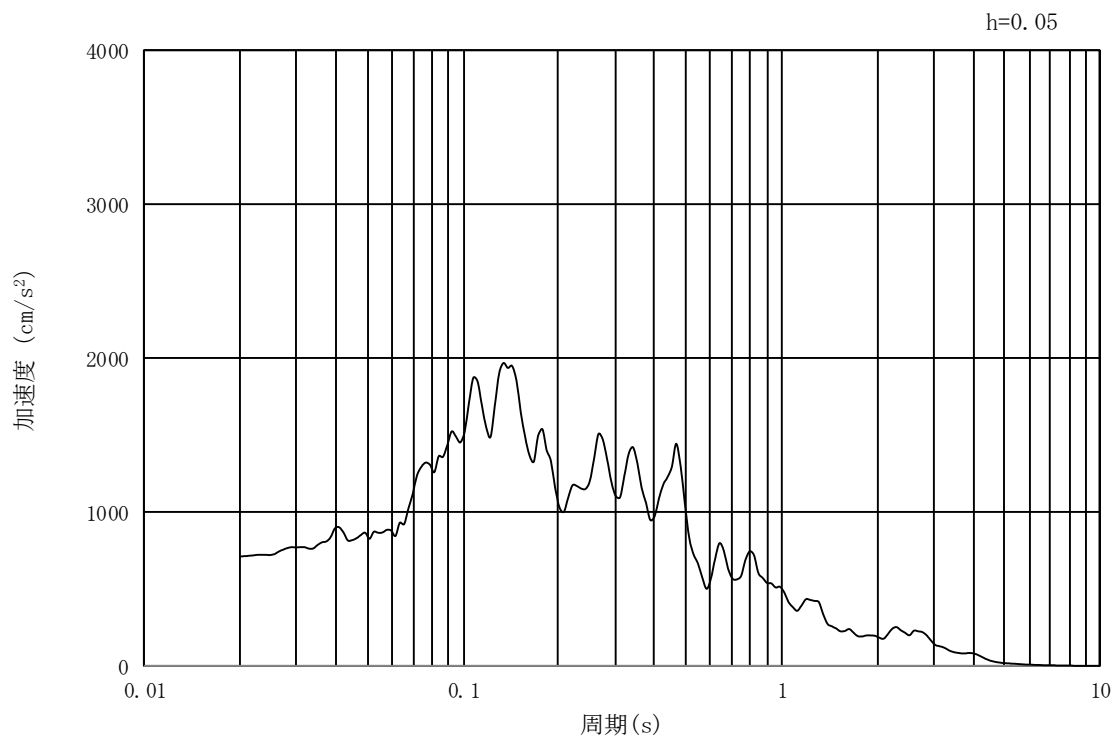


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-25 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
(汀線方向断面，鉛直成分： $S_s - 22$)

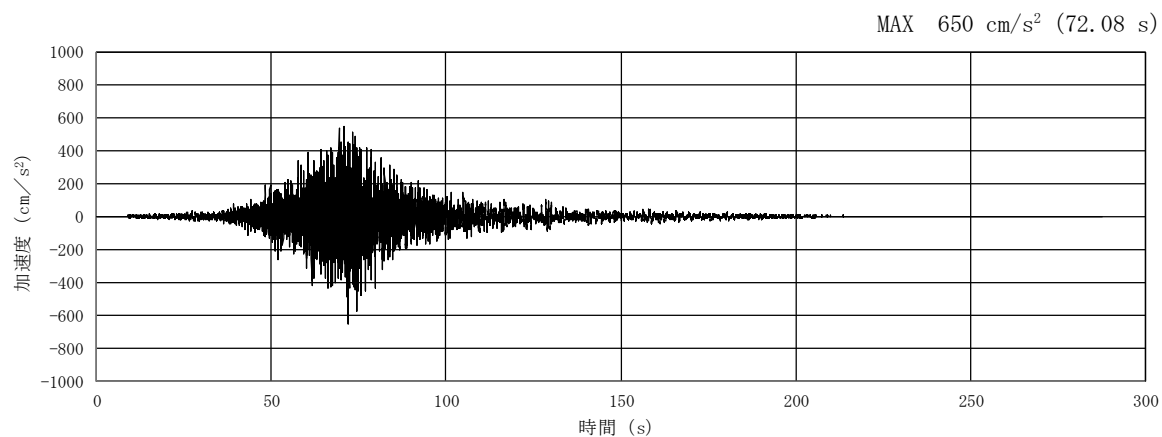


(a) 加速度時刻歴波形

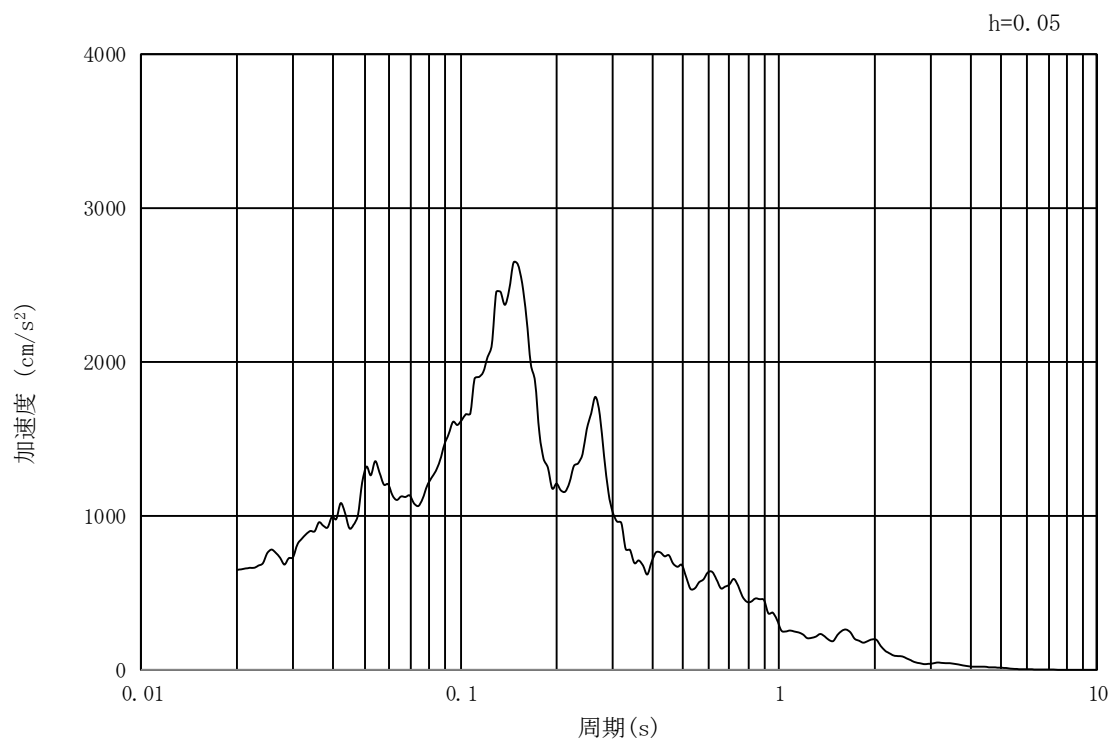


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-26 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
(汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 2.2$)

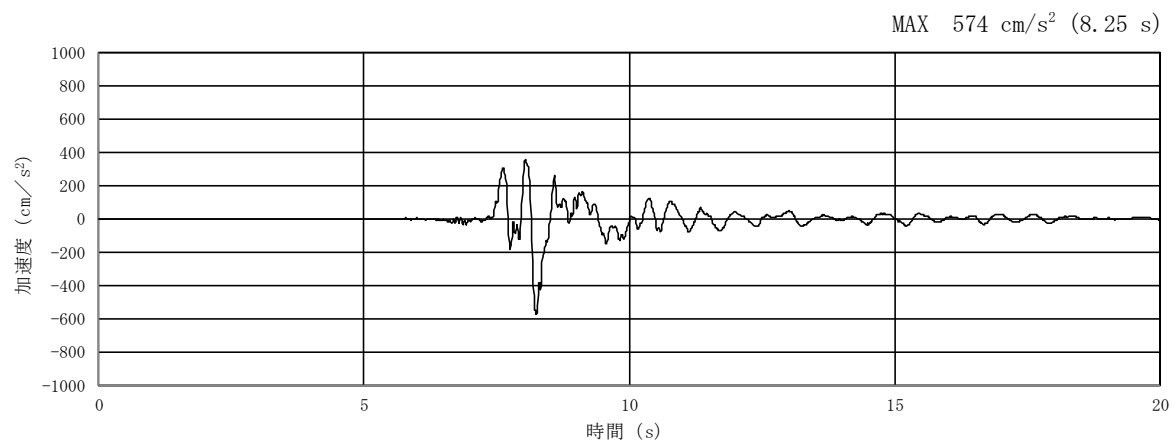


(a) 加速度時刻歴波形

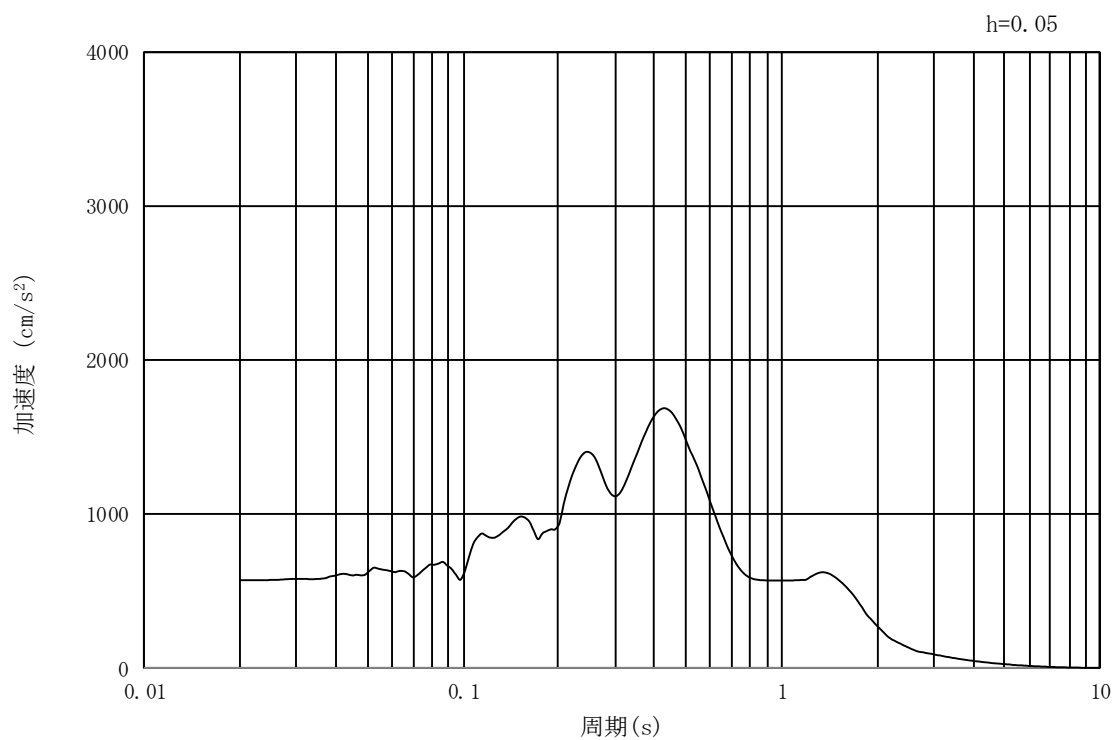


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-27 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
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 2.2$)

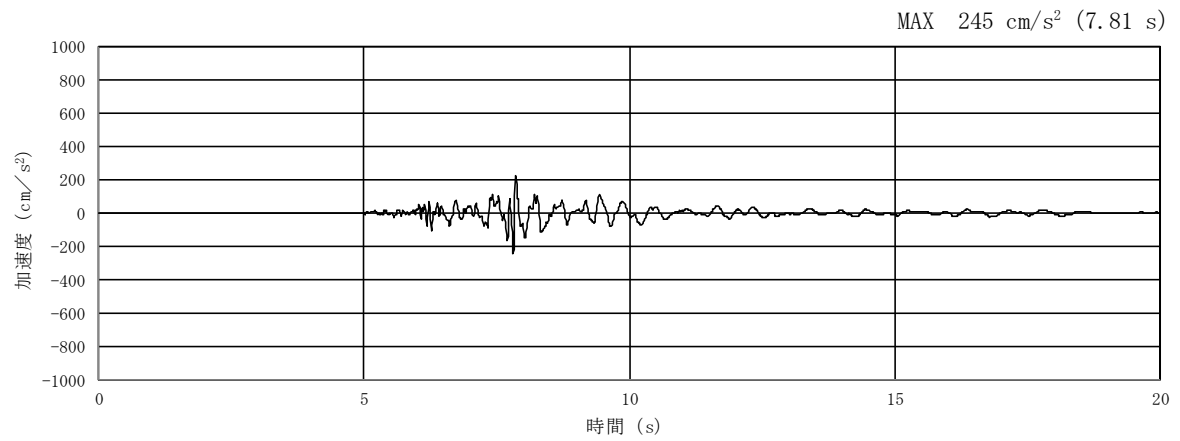


(a) 加速度時刻歴波形

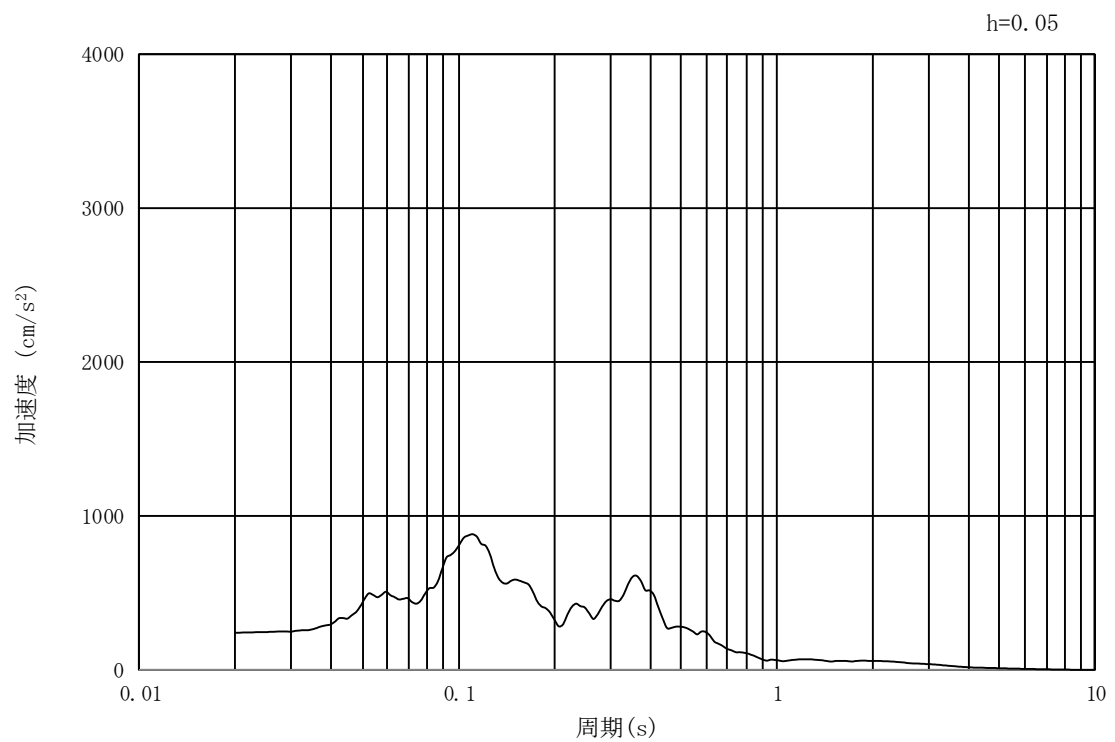


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-28 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
(汀線・汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 3.1$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-29 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
(汀線・汀線直交方向断面, 鉛直成分: $S_s - 3.1$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 2次元有効応力解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987 を参考に、図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面に粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1 m 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。

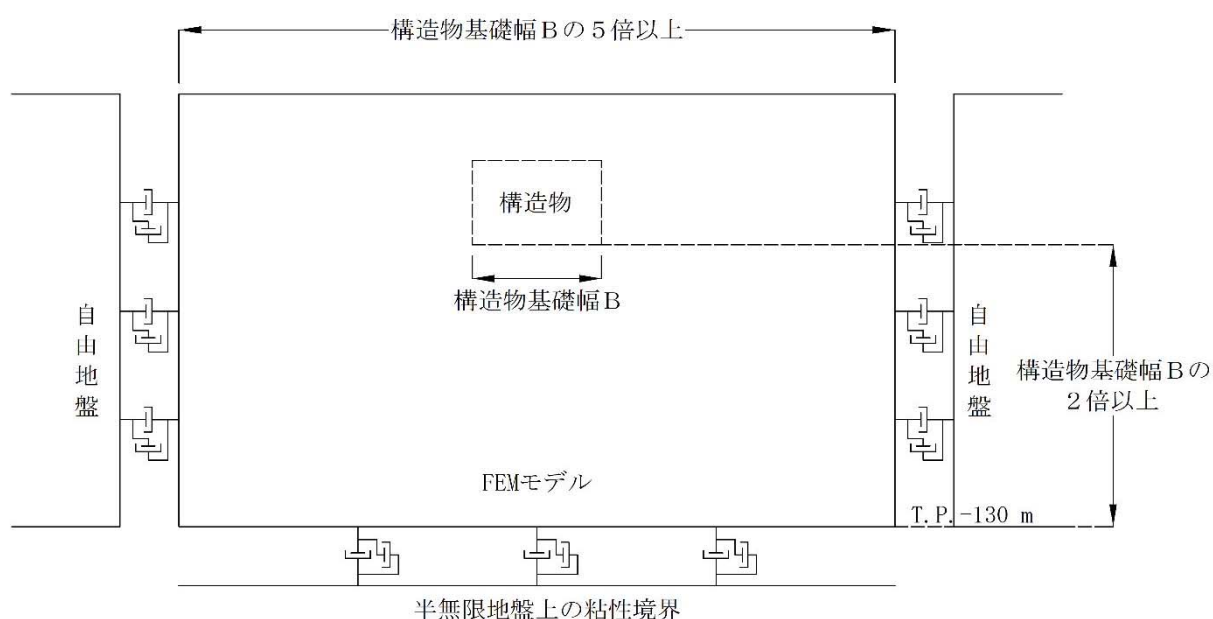


図 3.5-1 解析領域の考え方

(2) 解析モデル

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-2 に示す。

鋼製防護壁の2次元有効応力解析モデルを図3.5-2に示す。

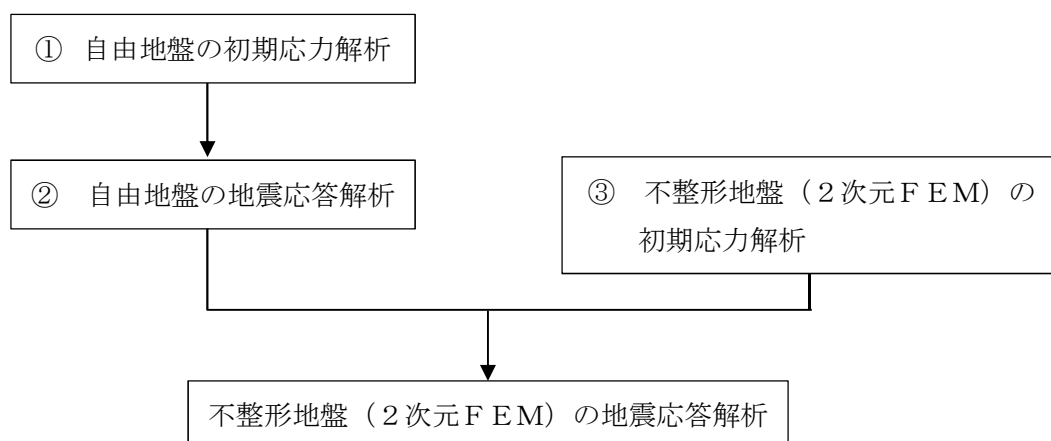


図3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(3) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5-3に示す。

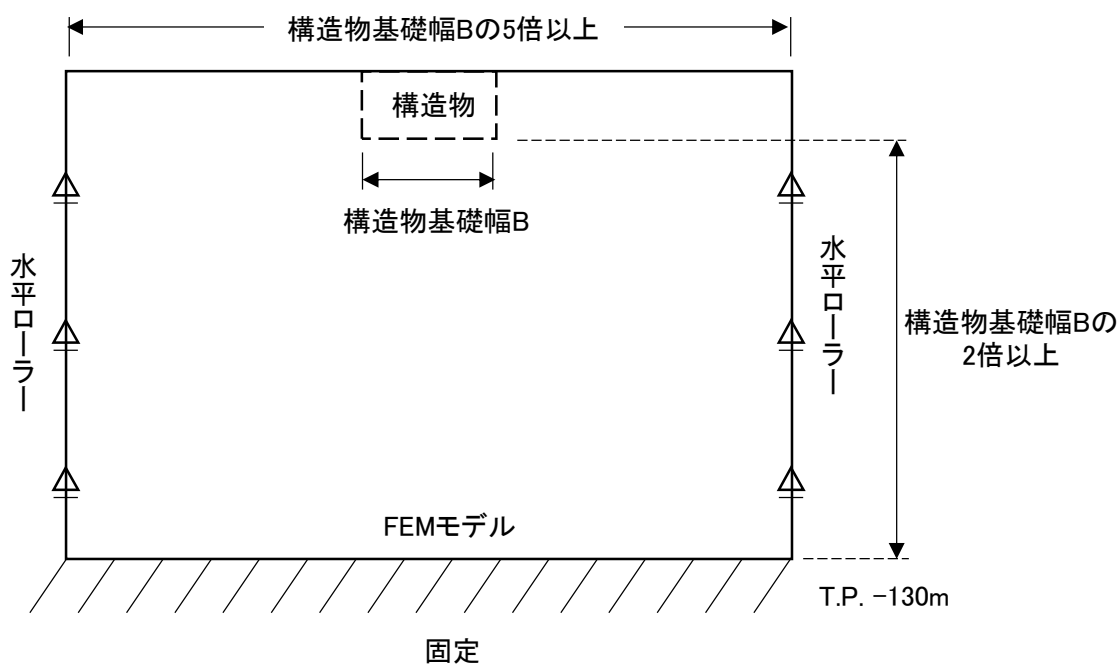


図3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

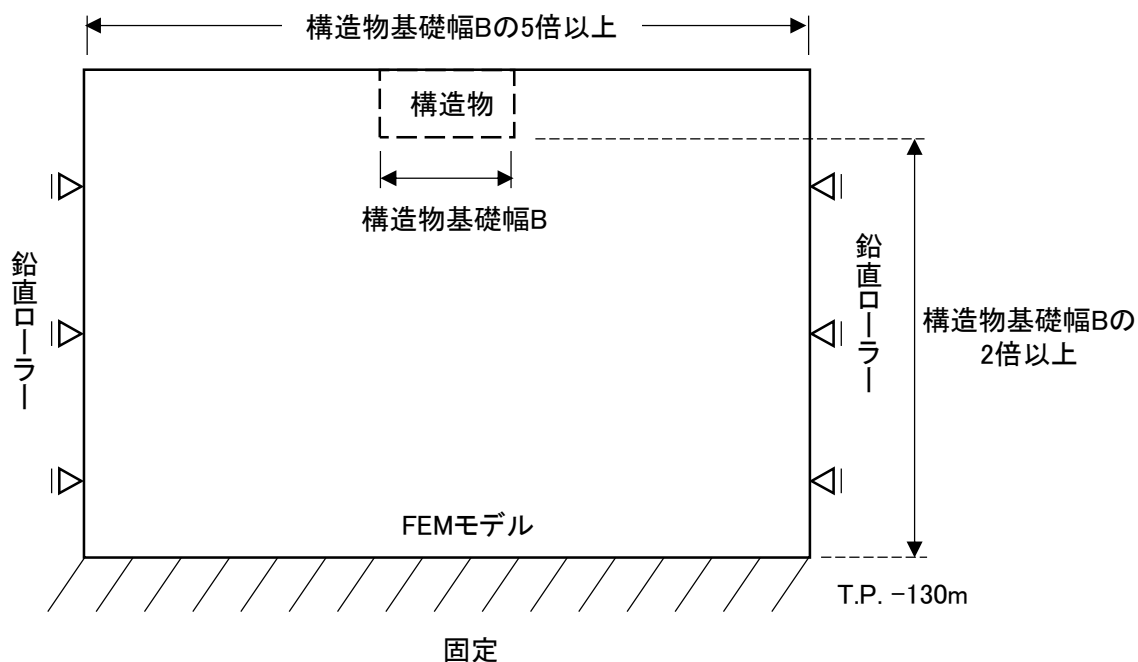


図 3.5-4 常時解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

地震応答解析モデルを図 3.5-5 に示す。

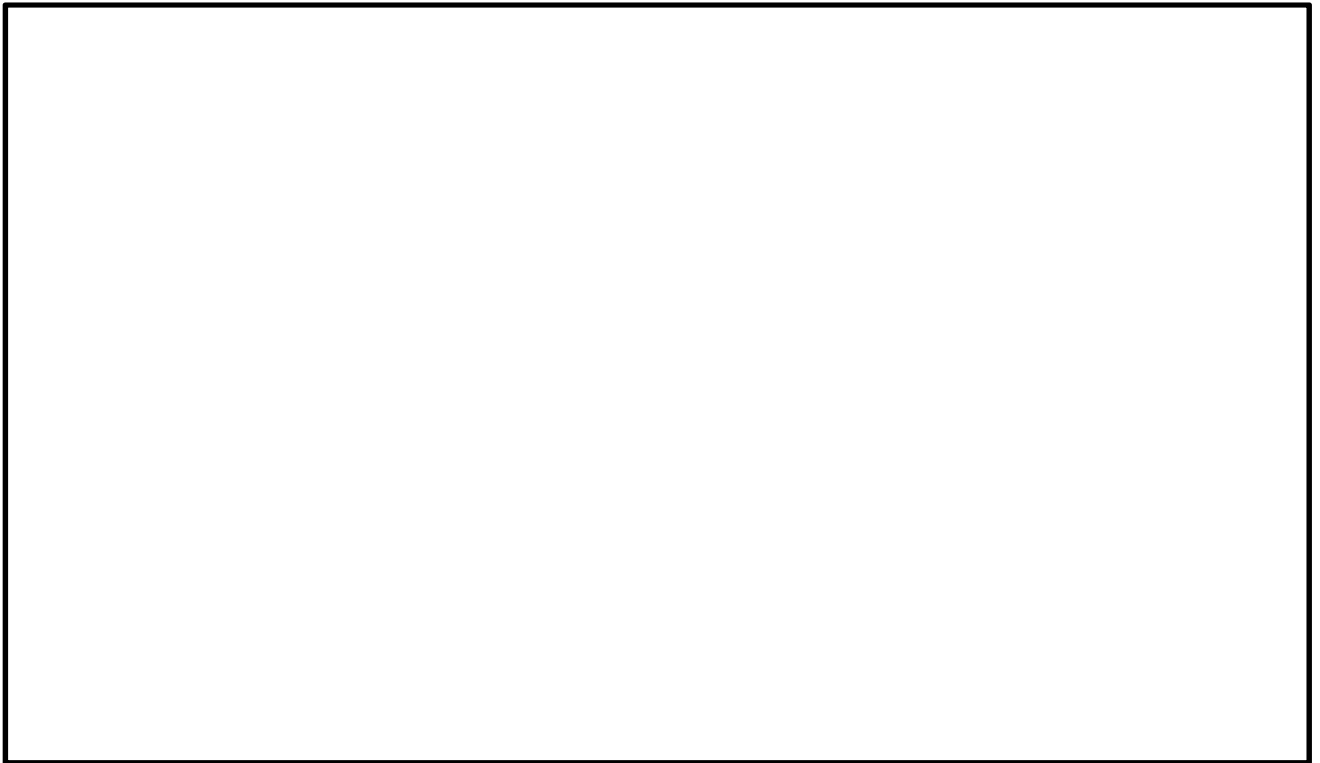


図 3.5-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (①-①断面)



図 3.5-3 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (①-①断面)

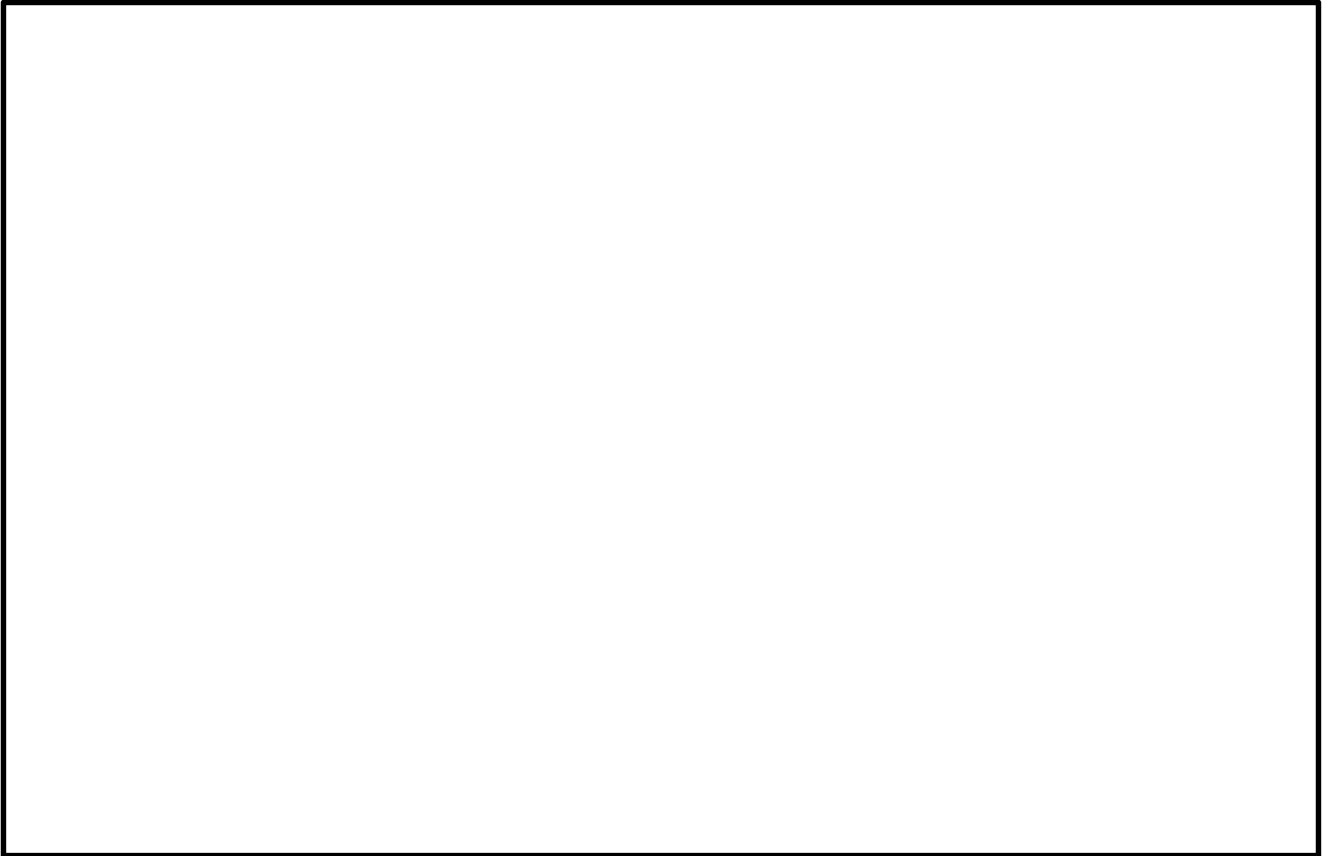


図 3.5-3 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (②-②断面)



図 3.5-3 (4) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (②-②断面)

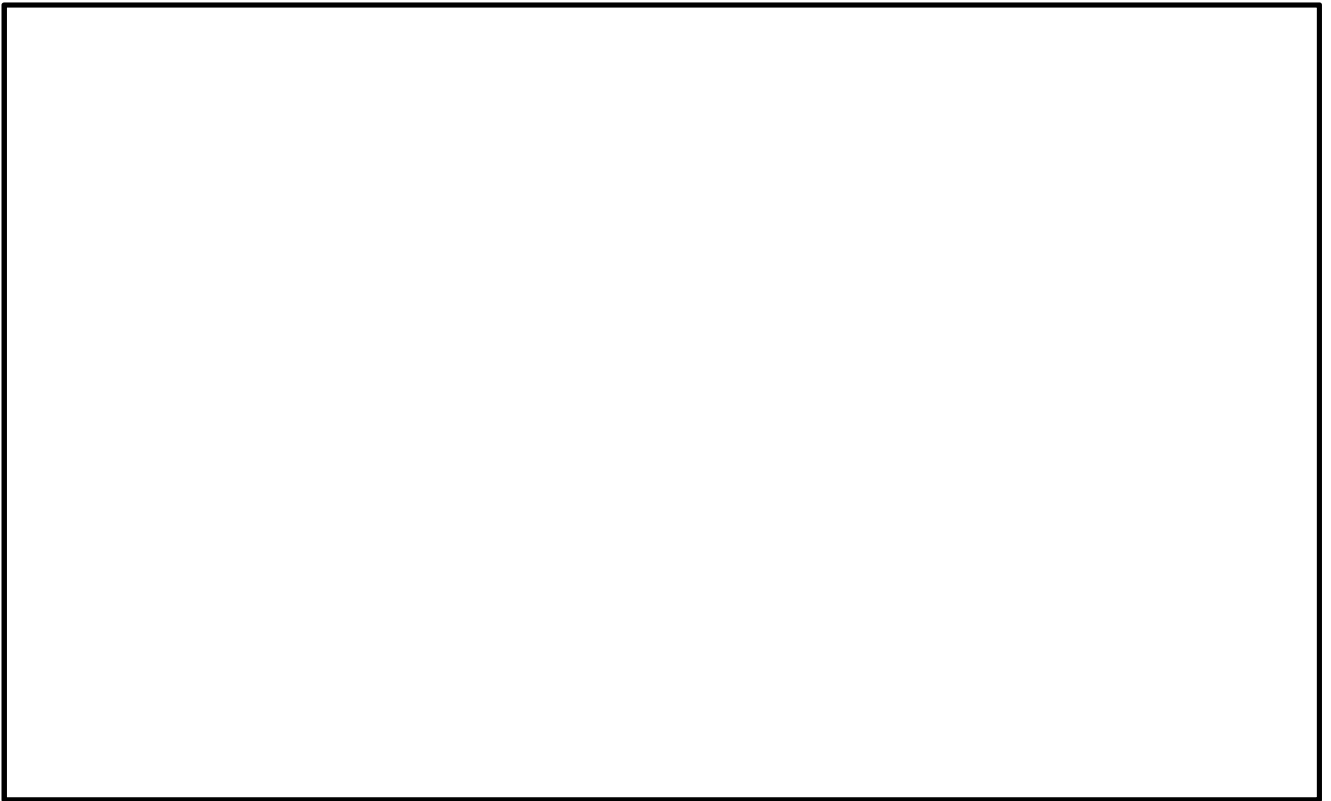


図 3.5-3 (5) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (③-③断面)



図 3.5-3 (6) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (③-③断面)

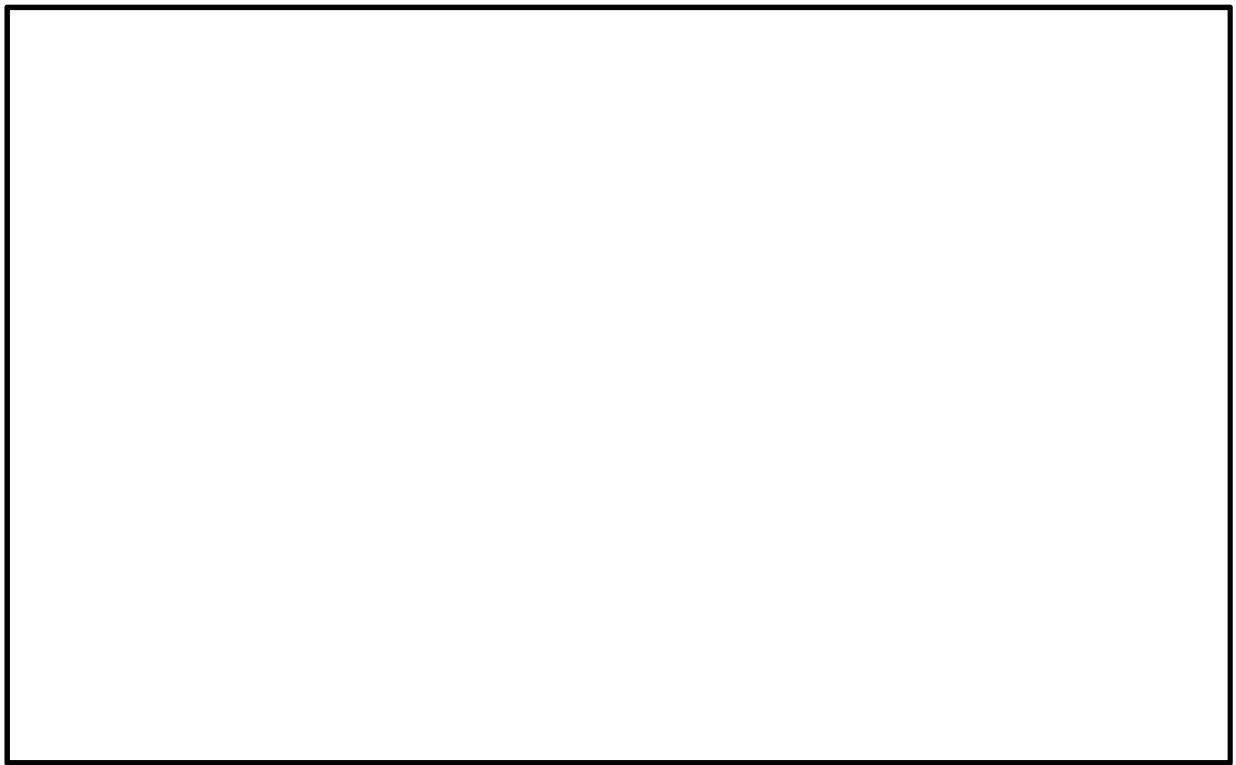


図 3.5-3 (7) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (④-④断面)

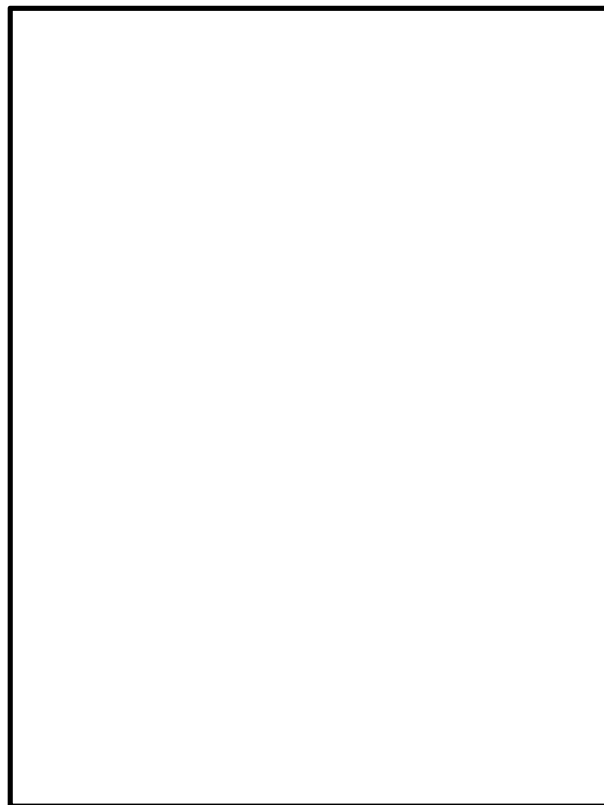


図 3.5-3 (8) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (④-④断面)

(3) 構造物のモデル化

構造部材は線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。

鉄筋コンクリート防潮壁並びに地中連続壁基礎の質量は、各節点に質量としてモデル化する。

鉄筋コンクリート防潮壁は、堤軸方向を平面ひずみ要素、堤軸直交方向を構造梁要素でモデル化する。

堤軸方向のフーチングは、軸線位置において構造梁要素でモデル化する。また、鉄筋コンクリート防潮壁下面と構造梁要素間は空間がないことを模擬するため、仮想柔平面要素を設けるとともに、鉄筋コンクリート防潮壁下面と構造梁要素が剛結されることを模擬するため、多点拘束を設定する。地中連続壁基礎は構造梁要素でモデル化し、側面にジョイント要素を配置する。

堤軸直交方向については、鉄筋コンクリート防潮壁を構造梁要素でモデル化し、地中連続壁基礎及びフーチングとの離隔を考慮するための横梁（仮想剛梁要素）を設定する。地中連続壁基礎及びは、縦梁（構造梁要素）、横梁（仮想剛梁要素）で構成し、側面にジョイント要素配置のために仮想柔梁を配置する。

堤軸直交方向構造梁及び積雪の質量は節点付加質量によりモデル化し、回転慣性も考慮する。

構造部材のモデル化の概念図を図 3.5-4 に示す。



図 3.5-3 鉄筋コンクリート防潮壁の構造物モデル概念図

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水圧要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 3.5-5 に、ジョイント要素の考え方を示す。

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とする。（表 3.5-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	As 層	0	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5-2 のとおり設定する。図 3.5-5 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 3.5-2 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

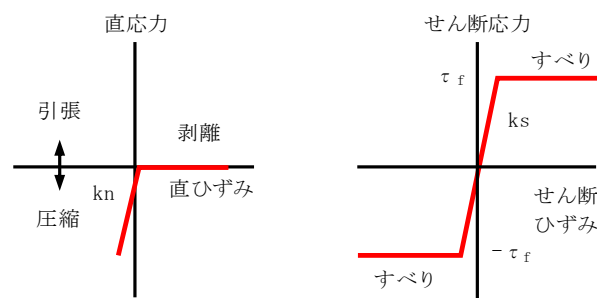
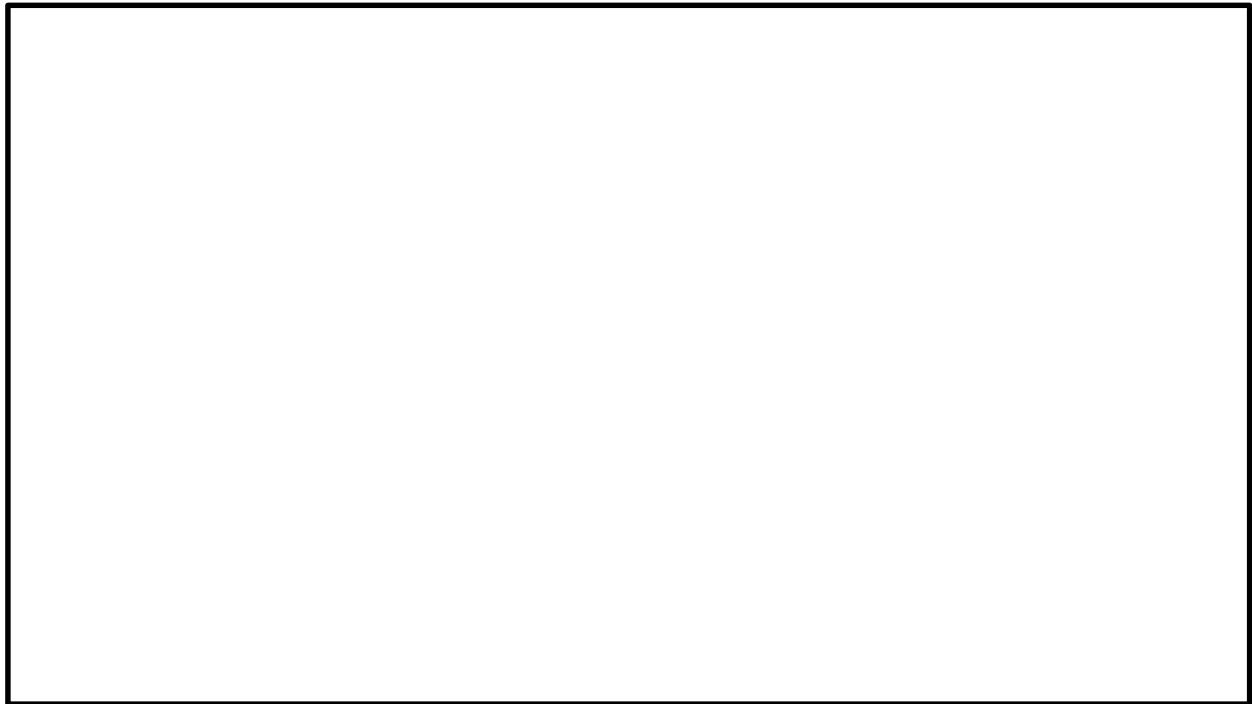


図 3.5-4 ジョイント要素の考え方

(6) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M] の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が

行えるように、低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5-6 に、固有値解析結果を表 3.5-3 に示す。

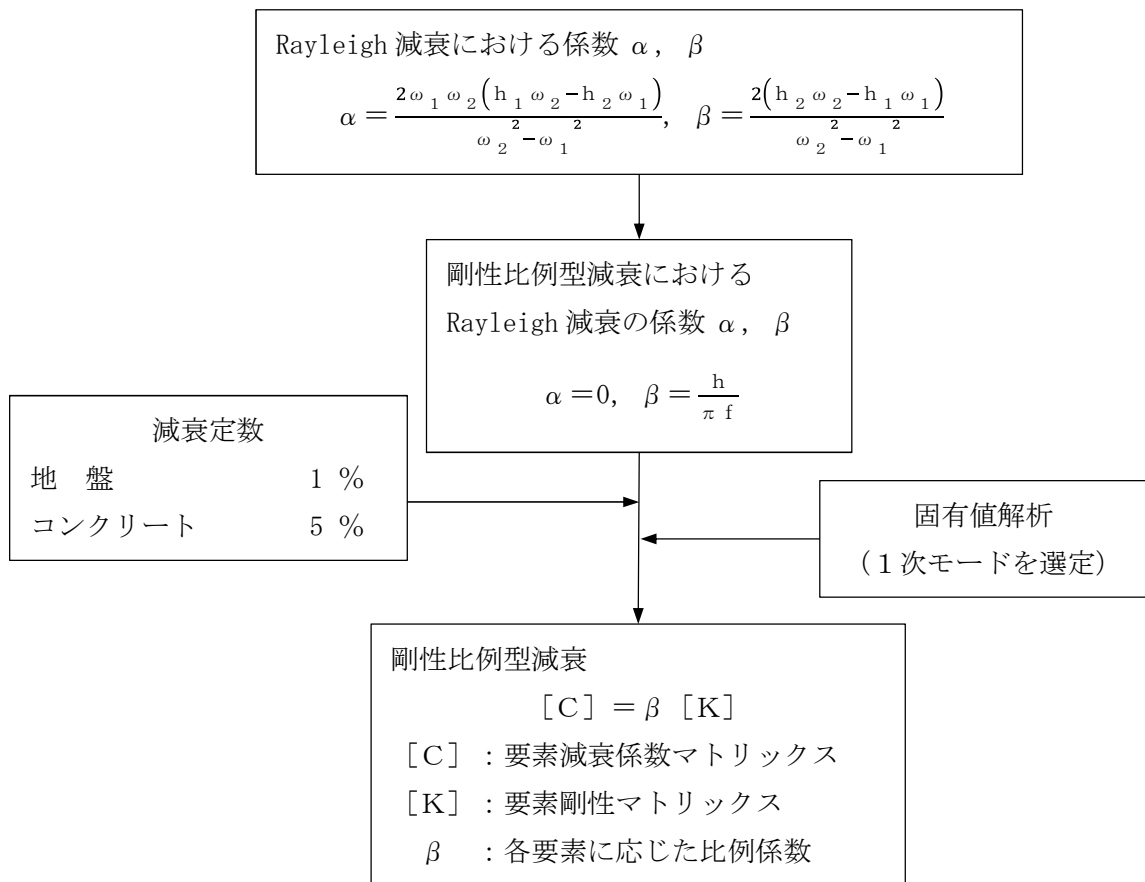


図 3.5-5 Rayleigh 減衰の設定フロー

速報

表 3.5-3 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.661	192.43	地盤の1次として採用
2	0.909	-53.79	—
3	1.126	6.81	—
4	1.275	49.80	—
5	1.398	10.91	—
6	1.464	108.62	—
7	1.480	24.52	構造物の1次として採用
8	1.567	4.08	—
9	1.664	22.95	—

速報

表 3.5-3 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.693	200.04	地盤の1次として採用
2	0.967	-48.89	—
3	1.222	4.25	—
4	1.384	-56.03	—
5	1.483	-2.66	—
6	1.542	-90.65	構造物の1次として採用
7	1.572	-37.13	—
8	1.694	24.11	—
9	1.725	-12.30	—

表 3.5-3 (3) 固有値解析結果

追而

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

表 3.5-3 (4) 固有値解析結果

速報

(検討ケース④：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解析ケース)

(①-①断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.634	190.79	地盤の1次として採用
2	0.843	-44.43	—
3	1.038	-2.31	—
4	1.168	23.76	—
5	1.345	33.81	—
6	1.357	-91.80	構造物の1次として採用
7	1.440	-64.26	—
8	1.456	-33.33	—
9	1.572	8.64	—

表 3.5-3 (5) 固有値解析結果

速報

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.560	182.97	地盤の1次として採用
2	0.719	48.96	—
3	0.897	18.90	—
4	0.933	-12.97	—
5	1.110	-0.65	—
6	1.189	-86.40	—
7	1.320	-82.19	構造物の1次として採用
8	1.363	-54.12	—
9	1.442	-10.96	—

表 3.5-3 (6) 固有値解析結果

速報

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.594	190.55	地盤の1次として採用
2	0.772	45.14	—
3	0.971	-16.97	—
4	1.021	9.01	—
5	1.215	23.84	—
6	1.233	-76.21	—
7	1.373	84.68	構造物の1次として採用
8	1.438	-47.40	—
9	1.554	-8.50	—

表 3.5-3 (7) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

表 3.5-3 (8) 固有値解析結果

(検討ケース④：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解析ケース)

(②-②断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.531	178.11	地盤の1次として採用
2	0.653	-59.71	—
3	0.837	-19.22	—
4	0.884	-17.25	—
5	1.040	4.07	—
6	1.120	53.97	—
7	1.127	53.41	—
8	1.234	43.30	—
9	1.296	-60.54	—
10	1.309	-68.23	構造物の1次として採用

表 3.5-3 (9) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.642	183.79	地盤の1次として採用
2	0.871	-117.76	—
3	1.067	-27.59	—
4	1.218	25.51	—
5	1.317	-42.53	—
6	1.434	-27.59	構造物の1次として採用
7	1.504	-5.17	—
8	1.655	-20.08	—
9	1.738	-4.30	—

表 3.5-3 (10) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.670	197.71	地盤の1次として採用
2	0.908	-98.11	—
3	1.156	-19.28	—
4	1.307	3.60	—
5	1.358	-53.58	—
6	1.513	-29.38	構造物の1次として採用
7	1.543	31.86	—
8	1.768	-14.24	—
9	1.790	-21.93	—

追而

表 3.5-3 (11) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

速報

表 3.5-3 (12) 固有値解析結果

(検討ケース④：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解析ケース)

(③-③断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.622	176.33	地盤の1次として採用
2	0.832	-120.68	—
3	1.018	-33.62	—
4	1.168	-29.04	—
5	1.281	-21.60	—
6	1.351	-59.23	構造物の1次として採用
7	1.462	6.23	—
8	1.524	22.07	—
9	1.566	62.46	—

表 3.5-3 (13) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(④-④断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.784	216.13	地盤の1次として採用
2	1.168	-19.74	—
3	1.539	-68.16	構造物の1次として採用
4	1.567	27.83	—
5	1.687	23.69	—
6	1.793	-20.69	—
7	1.850	33.69	—
8	2.053	14.62	—
9	2.108	-3.07	—

表 3.5-3 (14) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(④-④断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.794	218.79	地盤の1次として採用
2	1.209	-14.45	—
3	1.622	64.12	—
4	1.630	27.19	—
5	1.714	-12.20	—
6	1.892	30.79	構造物の1次として採用
7	1.961	-30.46	—
8	2.118	4.13	—
9	2.214	11.73	—

表 3.5-3 (15) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(④-④断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

表 3.5-3 (16) 固有値解析結果

(検討ケース④：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解析ケース)

(④-④断面)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.761	210.38	地盤の1次として採用
2	1.079	-28.99	—
3	1.383	-64.10	構造物の1次として採用
4	1.490	47.95	—
5	1.523	-38.40	—
6	1.671	16.81	—
7	1.760	25.66	—
8	1.827	16.89	—
9	1.931	16.38	—

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類に基づき設定する。構造物の使用材料を表 3.5-4 に、材料物性値を表 3.5-5 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-4 使用材料

材料		諸元
コンクリート	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm ²
	防潮壁	設計基準強度 40 N/mm ²
鉄筋		SD345, SD390, SD490

表 3.5-5 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ² *1	24.5 *1	3.1 × 10 ⁴ *1	0.2 *1	5 *2

注記 *1：コンクリート標準示方書「構造性能照査編」（土木学会，2002 年制定）

*2：J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）

表 3.5-6 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	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	ボアソン比	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
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 3.5-6 (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					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・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・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) ごとに物性値を設定	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m 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・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

z：標高 (m)

表 3.5-6 (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 ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 c_{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 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	365,061	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	1,736	1,736,000
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

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震設計における検討ケースを表 3.6-1 に示す。また、機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケースを表 3.6-2 に示す。

全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケースにおいて、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥の中から追加検討ケースを実施する。

表 3.6-1 鉄筋コンクリート防潮堤の耐震設計における検討ケース

検討ケース	① 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)	② 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース	④ 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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 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）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

異なる構築物間の相対変位の算定は、上記ケースの中で、相対変位量が最も大きいケースにて行う。

表 3.6-2 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ）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			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S _s －D 1	(++)	1 ⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		(+-)		1	
		(-+)		1	
		(--)		1	
	S _s －1 1			1	
	S _s －1 2			1	
	S _s －1 3			1	
	S _s －1 4			1	
	S _s －2 1			1	
	S _s －2 2			1	
	S _s －3 1	(++)		1	
		(-+)		1	
計			1	12	1

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁、フーチング及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材とする。

(2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。

4.2 許容限界

許容限界は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鉄筋コンクリートの許容限界

許容限界については、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002 年制定）及び「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）」に基づき表 4.1-1 のとおり設定する。短期許容応力度は，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4.2-1 許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート* ¹	$f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825* ³
鉄筋	SD490* ²	許容引張応力度 σ_{sa} 軸方向鉄筋	435
		せん断補強筋	300
	SD390* ¹	許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD345* ¹	許容引張応力度 σ_{sa}	294

注記 *¹：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002 年制定）

*²：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）

*³：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「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）」に適用し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

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 : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 基礎地盤の支持力

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」を考慮し、極限支持力に基づき設定する。

極限支持力は、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）の支持力算定式等に基づき、対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d A$$

ここで、

R_u ：基礎底面地盤の極限支持力（kN）

q_d ：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m²）

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u ：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m²）

* q_u は K_m 層の非排水せん断強度×2

A ：基礎の底面積（内部土は含まない）（m²）

上記にて求まる基礎地盤の極限支持力を表 4.1-2 に示す。

追而

表 4.1-2 基礎地盤の極限支持力

評価項目	極限支持力度（kN/m ² ）
基礎地盤の支持性能	

4.3 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、地震応答解析結果により得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鉄筋コンクリート (鉄筋コンクリート防潮壁)

鉄筋コンクリート防潮壁は、堤軸方向に同様な断面が連続する構造であることから、堤軸直交方向が弱軸断面方向となる。

保守側の評価を行うため、フーチングとの連結部を固定端とする片持ち梁としてモデル化する。評価モデルの概念図を図 4.2-1 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸力並びにせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

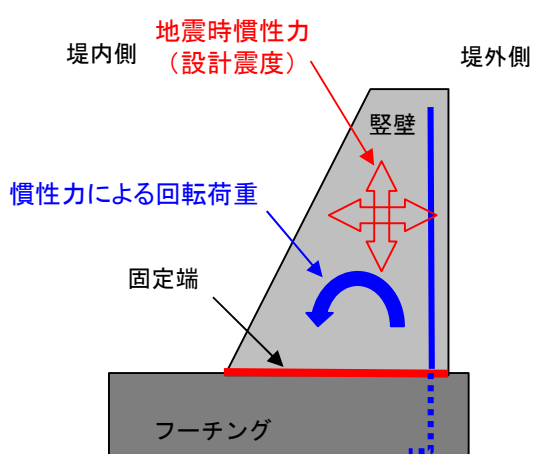


図 4.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価モデル概念図

a. 曲げ軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて算定される圧縮応力（コンクリート及び鉄筋）並びに引張応力（鉄筋）が許容限界以下であることを確認する。

b. せん断応力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力度がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

 V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

 V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

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 : 有効幅

- j : 1/1.15
- d : 有効高さ
- A_w : 斜め引張鉄筋断面積
- σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度
- s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 鉄筋コンクリート（地中連続壁基礎）

地中連続壁基礎の評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸力並びにせん断力より算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げ軸力に対する照査

曲げ軸力に対する照査は「4.2 評価方法 (1) 鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート防潮壁）と同様に設定する。

b. せん断応力に対する照査

せん断応力に対する照査は 4.2 評価方法 (1) 鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート防潮壁）と同様に設定する。

(3) フーチング

フーチングの評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ軸力並びにせん断力より算定されるせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

堤軸方向は、地中連続壁基礎で単純支持された単位幅の版、堤軸直交方向は鉄筋コンクリート下端を固定端とする単位幅の版としてモデル化し、保守的に設計する。フーチングの評価モデル概念図を図 4.2-2 に示す。

a. 曲げ軸力に対する照査

曲げ軸力に対する照査は 4.2 評価方法 (1) 鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート防潮壁）と同様に設定する。

b. せん断応力に対する照査

せん断応力に対する照査は 4.2 評価方法 (1) 鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート防潮壁）と同様に設定する。

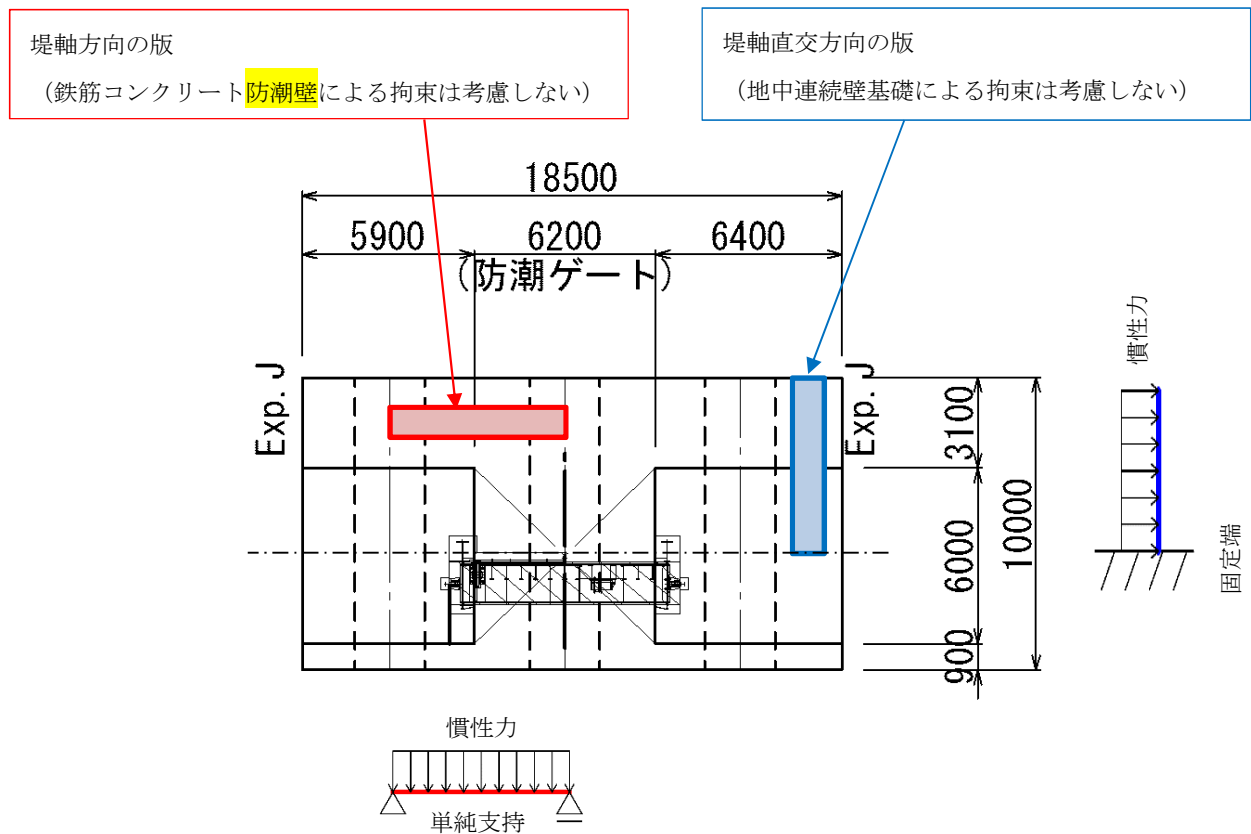


図 4.3-2 フーチングの評価モデル概念図

(4) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては，基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

鉄筋コンクリート防潮壁の基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-1～図 5.1-2 に示す。これらの図は，構造部材の曲げモーメントと軸力，及びせん断力において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布を示したものである。

また，最大せん断ひずみ分布図を図 5.1-3～図 5.1-4 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 5.1-5～図 5.1-6 に示す。なお，これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

「追而」

曲げモーメント図

軸力図

図 5.1-1 (1) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

「追而」

せん断力図

図 5.1-1 (2) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H+, V-])
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

「追而」

曲げモーメント図

軸力図

図 5.1-2 (1) 汀線直交方向西側基礎の地震時断面力 ($S_s = 3.1$ [H+, V+])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

「追而」

せん断力図

図 5.1-2 (2) 汀線直交方向西側基礎の地震時断面力

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

「追而」

曲げモーメント図

軸力図

図 5.1-2 (3) 汀線直交方向中央基礎の地震時断面力 ($S_s = 3.1$ [H+, V+])
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

「追而」

せん断力図

図 5.1-2 (4) 汀線直交方向中央基礎の地震時断面力
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

「追而」

曲げモーメント図

軸力図

図 5.1-2 (5) 汀線直方向東側基礎の地震時断面力 (S_s-D1 [H+, V+])

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

「追而」

せん断力図

図 5.1-2 (6) 汀線直方向東側基礎の地震時断面力

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-3 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H+, V-]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

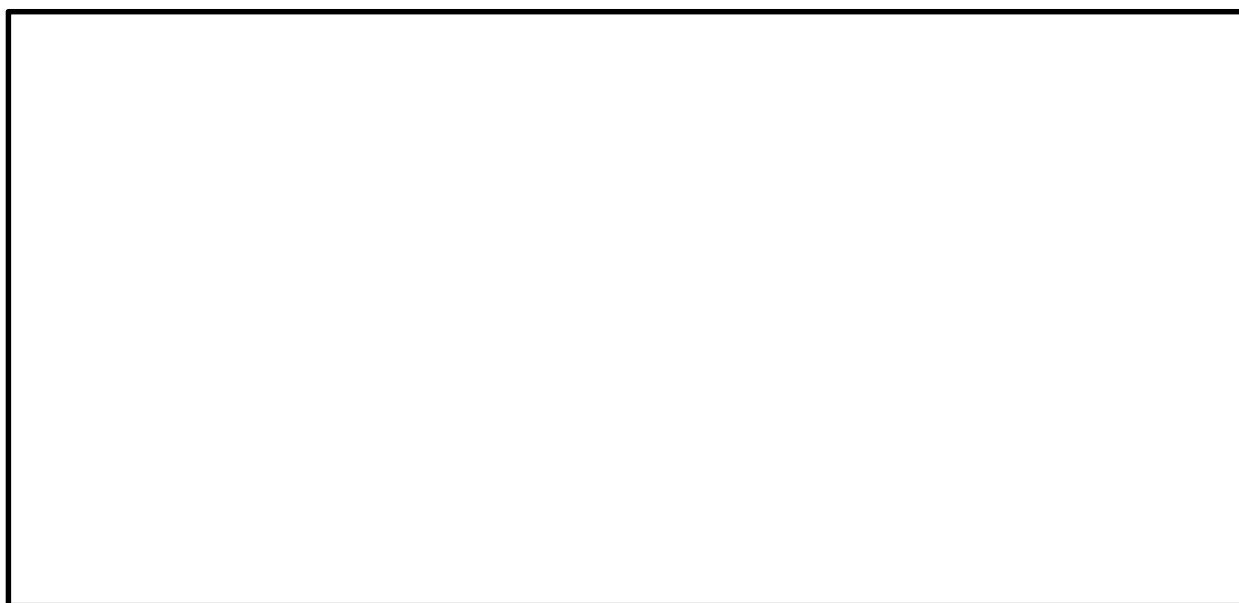


図 5.1-4 (1) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 [H+, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

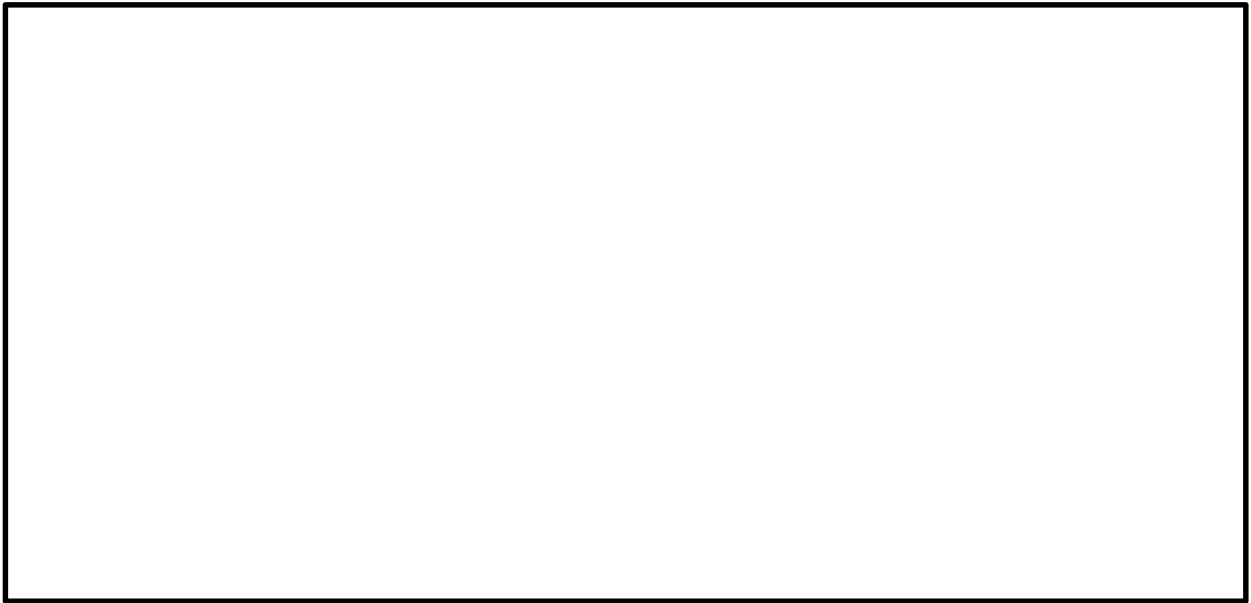


図 5.1-4 (2) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

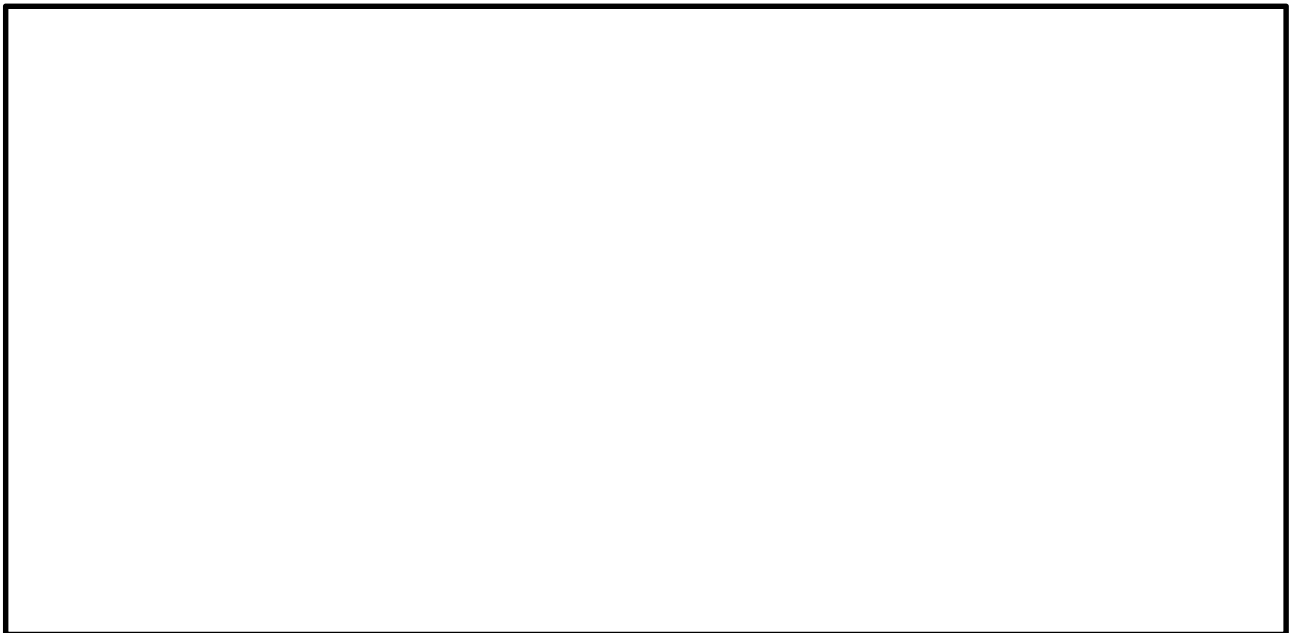


図 5.1-5 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



図 5.1-6 (1) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

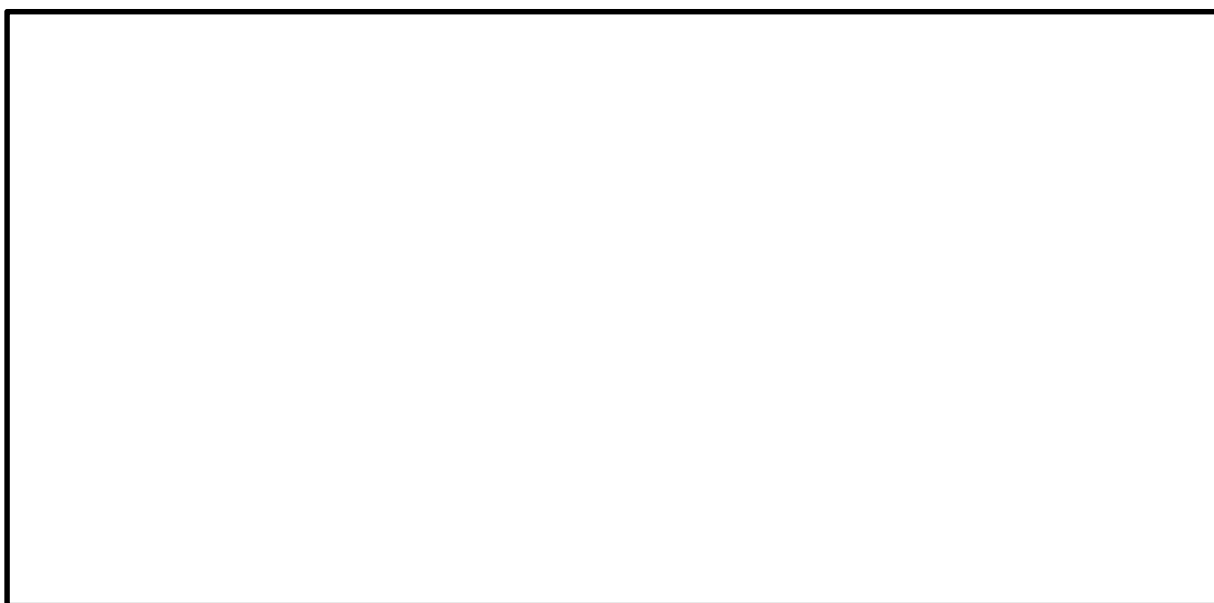


図 5.1-6 (2) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)
(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

5.2 耐震評価結果

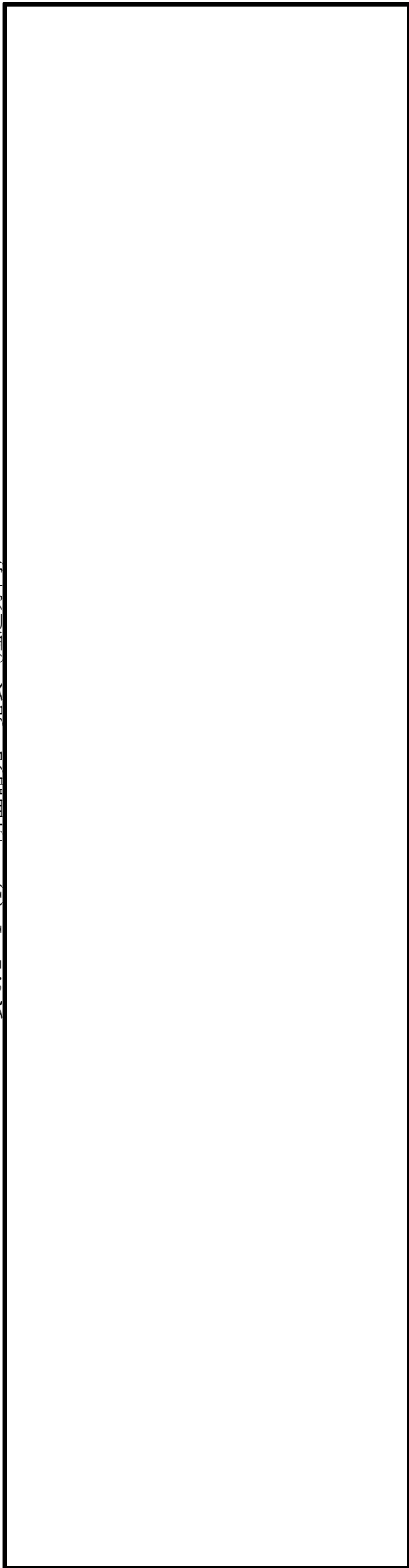
配筋要領図を図 5.2-1 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-1 に示す。

図 5.2-1 配筋要領図

「追而」

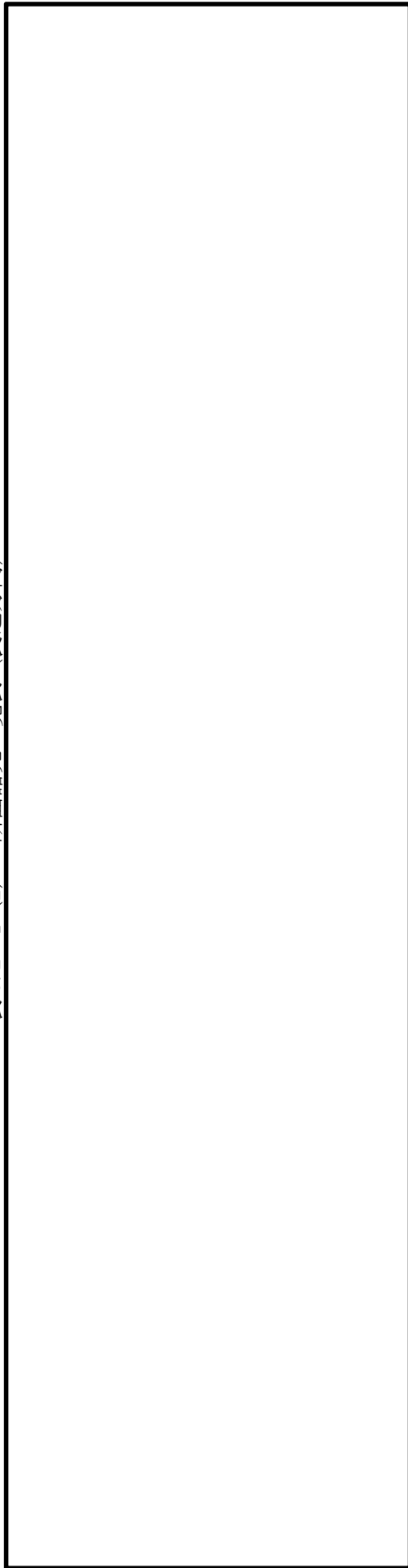
「追而」

表 5.2-1 (1) 断面諸元一覽表 (短辺方向)



「追而」

表5.2-1 (2) 断面諸元一覽表 (長辺方向)



(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.2-2, 表 5.2-3 に, 鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.2-4, 表 5.2-5 にそれぞれ示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果, 評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから, 鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容応力度以下であることを確認した。なお, 発生応力は各地震動, 各部材において最大となる値を示している。

表 5.2-2 コンクリートの曲げ軸力照査結果（汀線方向）

速報

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①/②
S _s -D 1	[H+, V+]	9.3	21	0.44
	[H+, V-]	9.3	21	0.44
	[H-, V+]	9.1	21	0.43
	[H-, V-]	9.5	21	0.45
S _s -1 1			21	
S _s -1 2			21	
S _s -1 3			21	「追而」
S _s -1 4			21	
S _s -2 1			21	
S _s -2 2			21	
S _s -3 1	[H+, V+]	10	21	0.48
	[H-, V+]	8.4	21	0.40

表 5.2-3 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (汀線直交方向西側連続壁)

速報

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	15.8	21	0.75
	[H+, V-]	16.4	21	0.78
	[H-, V+]	14.1	21	0.67
	[H-, V-]	13.1	21	0.62
S _s -1 1			21	
S _s -1 2			21	
S _s -1 3			21	「追而」
S _s -1 4			21	
S _s -2 1			21	
S _s -2 2			21	
S _s -3 1	[H+, V+]	17.6	21	0.84
	[H-, V+]	15.9	21	0.76

表 5.2-3 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (汀線直交方向中央連続壁)

速報

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	18.2	21	0.87
	[H+, V-]	18.3	21	0.87
	[H-, V+]	15.5	21	0.74
	[H-, V-]	15.2	21	0.72
S _s -1 1			21	
S _s -1 2			21	
S _s -1 3			21	「追而」
S _s -1 4			21	
S _s -2 1			21	
S _s -2 2			21	
S _s -3 1	[H+, V+]	18.9	21	0.90
	[H-, V+]	16.3	21	0.78

表 5.2-3 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果（汀線直交方向東側連続壁）

速報

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	17.8	21	0.85
	[H+, V-]	17.5	21	0.83
	[H-, V+]	15.1	21	0.72
	[H-, V-]	15.5	21	0.74
S _s -1 1			21	
S _s -1 2			21	
S _s -1 3			21	「追面」
S _s -1 4			21	
S _s -2 1			21	
S _s -2 2			21	
S _s -3 1	[H+, V+]	18.1	21	0.86
	[H-, V+]	14.9	21	0.71

表 5.2-4 鉄筋の曲げ軸力照査結果（汀線方向）

速報

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	128	435	0.29
	[H+, V-]	143	435	0.33
	[H-, V+]	123	435	0.28
	[H-, V-]	122	435	
S _s -1 1			435	
S _s -1 2			435	
S _s -1 3			435	「追前」
S _s -1 4			435	
S _s -2 1			435	
S _s -2 2			435	
S _s -3 1	[H+, V+]	139	435	0.32
	[H-, V+]	109	435	0.25

表 5.2-5 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (汀線直交方向西側連続壁)

速報

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	284	435	0.65
	[H+, V-]	289	435	0.66
	[H-, V+]	244	435	0.56
	[H-, V-]	231	435	0.53
S _s -1 1			435	
S _s -1 2			435	「追面」
S _s -1 3			435	
S _s -1 4			435	
S _s -2 1			435	
S _s -2 2			435	
S _s -3 1	[H+, V+]	319	435	0.73
	[H-, V+]	289	435	0.66

表 5.2-5 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (汀線直交方向中央連続壁)

速報

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	332	435	0.76
	[H+, V-]	334	435	0.77
	[H-, V+]	282	435	0.65
	[H-, V-]	273	435	0.63
S _s -1 1			435	
S _s -1 2			435	
S _s -1 3			435	「追而」
S _s -1 4			435	
S _s -2 1			435	
S _s -2 2			435	
S _s -3 1	[H+, V+]	348	435	0.80
	[H-, V+]	301	435	0.69

表 5.2-5 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (汀線直交方向東側連続壁)

速報

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震時	位相	①発生応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①／②
S _s -D 1	[H+, V+]	332	435	0.76
	[H+, V-]	320	435	0.74
	[H-, V+]	282	435	0.65
	[H-, V-]	289	435	0.66
S _s -1 1			435	
S _s -1 2			435	
S _s -1 3			435	「追而」
S _s -1 4			435	
S _s -2 1			435	
S _s -2 2			435	
S _s -3 1	[H+, V+]	332	435	0.76
	[H-, V+]	271	435	0.62

(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 5.2-6～表 5.2-7 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下（コンクリートのみで負担可能な場合），又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（ $V_{c,a}$ ）と斜め引張鉄筋の許容せん断力（ $V_{s,a}$ ）を合わせた許容せん断力（ V_a ）以下（せん断補強筋を配置する場合）であることを確認した。

以上のことから，鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

表 5.2-6 セン断力照査結果 (汀線方向)

速報

地震時	位相	せん断応力度の照査							せん断補強筋量の計算							照査値		
		V (kN)	b w (mm)	j	d ' , (mm)	τ (N/mm ²)	τ a l (N/mm ²)	使用鉄筋	鉄筋面積 (mm ²)	本数	A w (mm ²)	σ s a (N/mm ²)	s (mm)	V c a (kN)	V s a (kN)			V a (kN)
S s - D1	[H + , V +]	28095	2360	0.870	9755	1.403	0.825	32	794.2	8	6353.6	294	300	8258	52817	61075	0.46	
	[H + , V -]	28448	2360	0.870	9755	1.421	0.825	32	794.2	8	6353.6	294	300	8258	52817	61075	0.47	
	[H - , V +]	27481	2360	0.870	9755	1.373	0.825	32	794.2	8	6353.6	294	300	8258	52817	61075	0.45	
	[H - , V -]	27179	2360	0.870	9755	1.358	0.825	32	794.2	8	6353.6	294	300	8258	52817	61075	0.45	
	S s - 11																	
	S s - 12																	
	S s - 13																	
	S s - 14																	
	S s - 21																	
	S s - 22																	
S s - 31	[H + , V +]	26856	2360	0.870	9755	1.342	0.825	32	794.2	8	6353.6	294	300	16515	52817	61075	0.44	
	[H - , V +]	23169	2360	0.870	9755	1.157	0.825	32	794.2	8	6353.6	294	300	16515	52817	61075	0.38	

「連而」

表 5.2-7 (1) せん断力照査結果（汀線直交方向西側連続壁）

表 5.2-7 (2) せん断力照査結果（汀線直交方向中央連続壁）

表 5.2-7 (3) せん断力照査結果（汀線直交方向東側連続壁）

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の接地圧分布図を図 5.2-2 に、接地圧表を表 5.2-8 に示す。また、支持性能評価結果を表 5.2-9 に示す

鉄筋コンクリート防潮壁の最大接地圧は $S_s - D1$ [H+, V+] (〇〇断面方向) で 〇〇 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 〇〇 kN/m^2 以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

「追而」

図 5.2-2 接地圧分布図

表 5.2-8 (1) 接地圧 (汀線方向)

表 5.2-8 (2) 接地圧 (汀線直交方向)

表 5.2-9 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (汀線方向)

表 5.2-9 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (汀線直交方向)

5.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁について，基準地震動 S_s による地震力に対し，構造物の曲げ軸力及びせん断力並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，鉄筋コンクリート防潮壁は，基準地震動 S_s による地震力に対して，要求機能を維持できる。

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震安全性評価に関する参考資料

1 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 6.2.1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 6.2.1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1 %（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートについては 5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

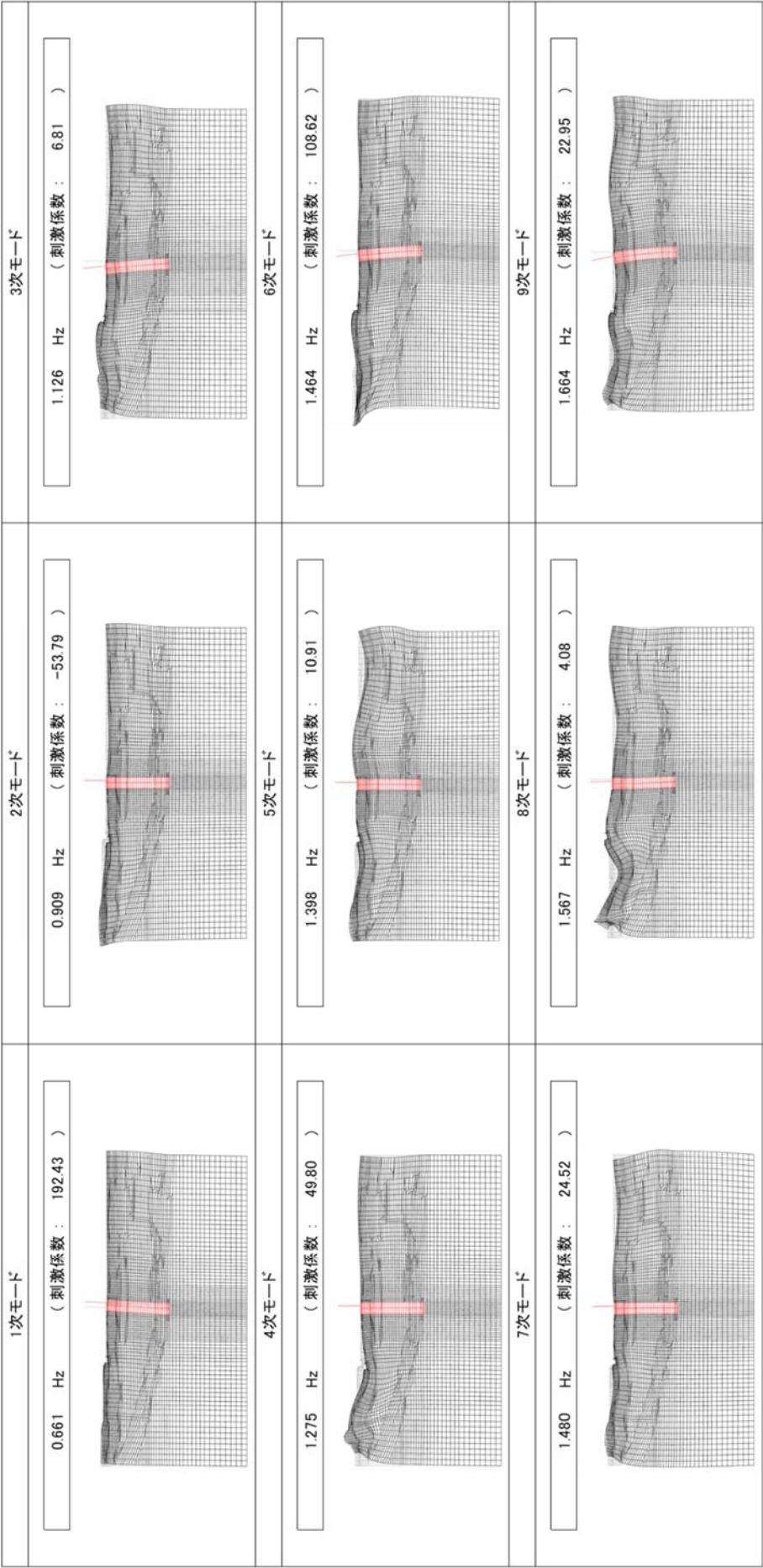


図 6.2.1-1(1) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果 ※速報

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(①-①断面)

(参考) 6.2-3

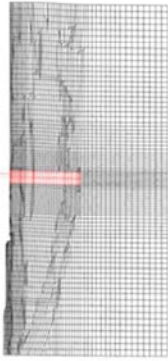
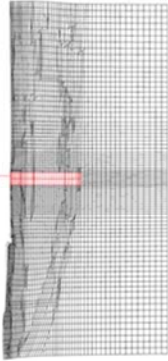
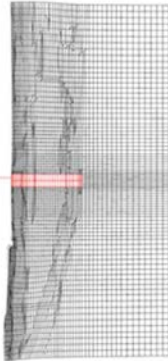
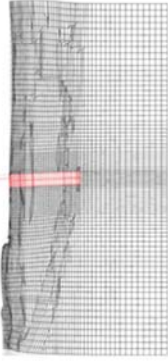
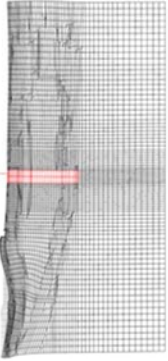
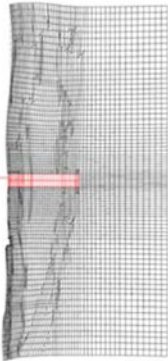
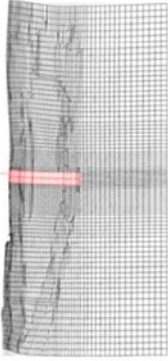
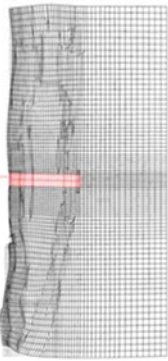
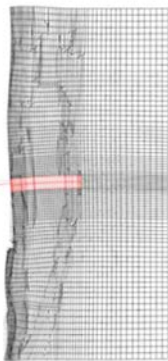
<p>1次モード</p> <p>0.693 Hz (刺激係数 : 200.04)</p> 	<p>2次モード</p> <p>0.967 Hz (刺激係数 : -48.89)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.222 Hz (刺激係数 : 4.25)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.384 Hz (刺激係数 : -56.03)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.483 Hz (刺激係数 : -2.66)</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.542 Hz (刺激係数 : -90.65)</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.572 Hz (刺激係数 : -37.13)</p> 	<p>8次モード</p> <p>1.694 Hz (刺激係数 : 24.11)</p> 	<p>9次モード</p> <p>1.725 Hz (刺激係数 : -12.30)</p> 

図 6.2.1-1(2) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

(参考) 6.2-4

「追而」

図 6.2.1-1 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (—1σ) し液状化強度特性を用いた解析ケース)
(①—①断面)

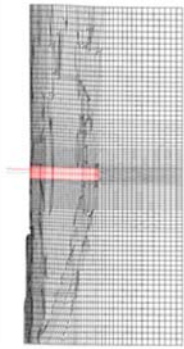
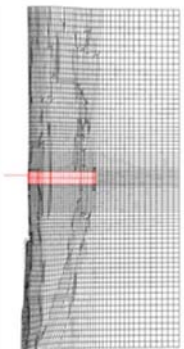
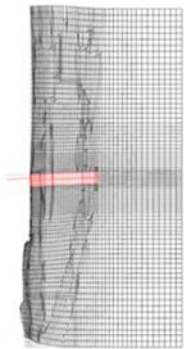

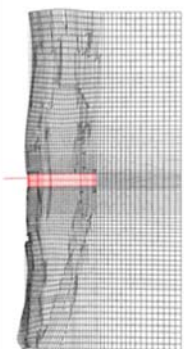
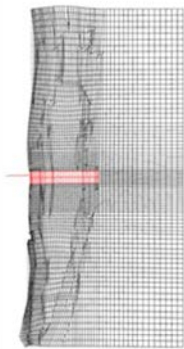
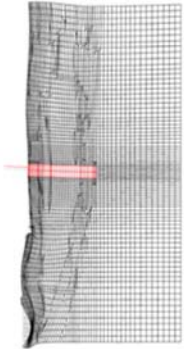
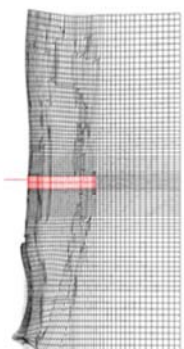
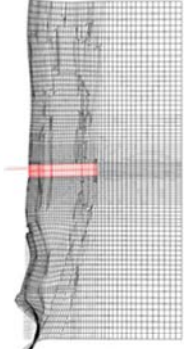
1次モード	2次モード	3次モード
<div>0.634 Hz (刺激係数: 190.79)</div> 	<div>0.843 Hz (刺激係数: -44.43)</div> 	<div>1.038 Hz (刺激係数: -2.31)</div> 
4次モード	5次モード	6次モード
<div>1.168 Hz (刺激係数: 23.76)</div> 	<div>1.345 Hz (刺激係数: 33.81)</div> 	<div>1.357 Hz (刺激係数: -91.80)</div> 
7次モード	8次モード	9次モード
<div>1.440 Hz (刺激係数: -64.26)</div> 	<div>1.456 Hz (刺激係数: -33.33)</div> 	<div>1.572 Hz (刺激係数: 8.64)</div> 

図 6.2.1-1(4) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果 ※速報

(検討ケース④：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解析ケース)

(①-①断面)

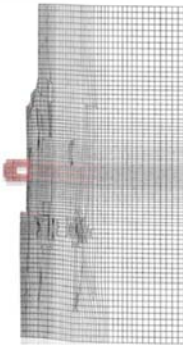




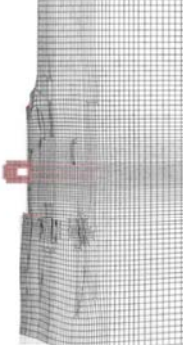


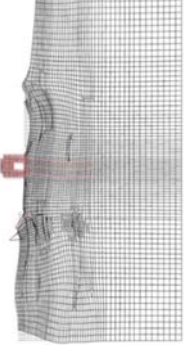
<p>1次モード</p> <div>0.560 Hz (刺激係数 : 182.97)</div> 	<p>2次モード</p> <div>0.719 Hz (刺激係数 : 48.96)</div> 	<p>3次モード</p> <div>0.897 Hz (刺激係数 : 18.90)</div> 
<p>4次モード</p> <div>0.933 Hz (刺激係数 : -12.97)</div> 	<p>5次モード</p> <div>1.110 Hz (刺激係数 : -0.65)</div> 	<p>6次モード</p> <div>1.189 Hz (刺激係数 : -86.40)</div> 
<p>7次モード</p> <div>1.320 Hz (刺激係数 : -82.19)</div> 	<p>8次モード</p> <div>1.363 Hz (刺激係数 : -54.12)</div> 	<p>9次モード</p> <div>1.442 Hz (刺激係数 : -10.96)</div> 

図 6. 2. 1-1 (5) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 (②-①断面))

(参考) 6. 2-7

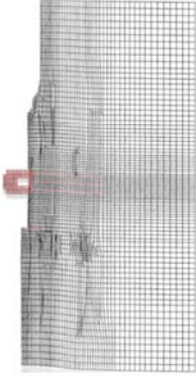



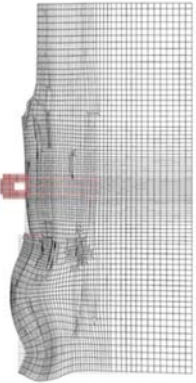

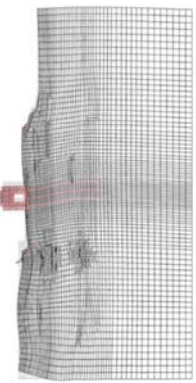
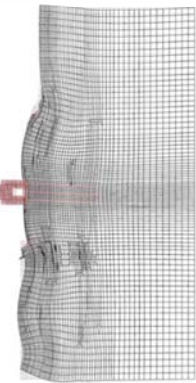
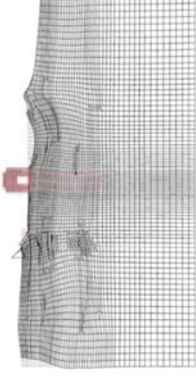
<p>1次モード</p> <p>0.594 Hz (刺激係数 : 190.55)</p> 	<p>2次モード</p> <p>0.772 Hz (刺激係数 : 45.14)</p> 	<p>3次モード</p> <p>0.971 Hz (刺激係数 : -16.97)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.021 Hz (刺激係数 : 9.01)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.215 Hz (刺激係数 : 23.84)</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.233 Hz (刺激係数 : -76.21)</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.373 Hz (刺激係数 : 84.68)</p> 	<p>8次モード</p> <p>1.438 Hz (刺激係数 : -47.40)</p> 	<p>9次モード</p> <p>1.554 Hz (刺激係数 : -8.50)</p> 

図 6.2.1-1(6) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果 ※速報
(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
(②-②断面)

「追而」

図 6.2.1-1(7) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(②-②断面)

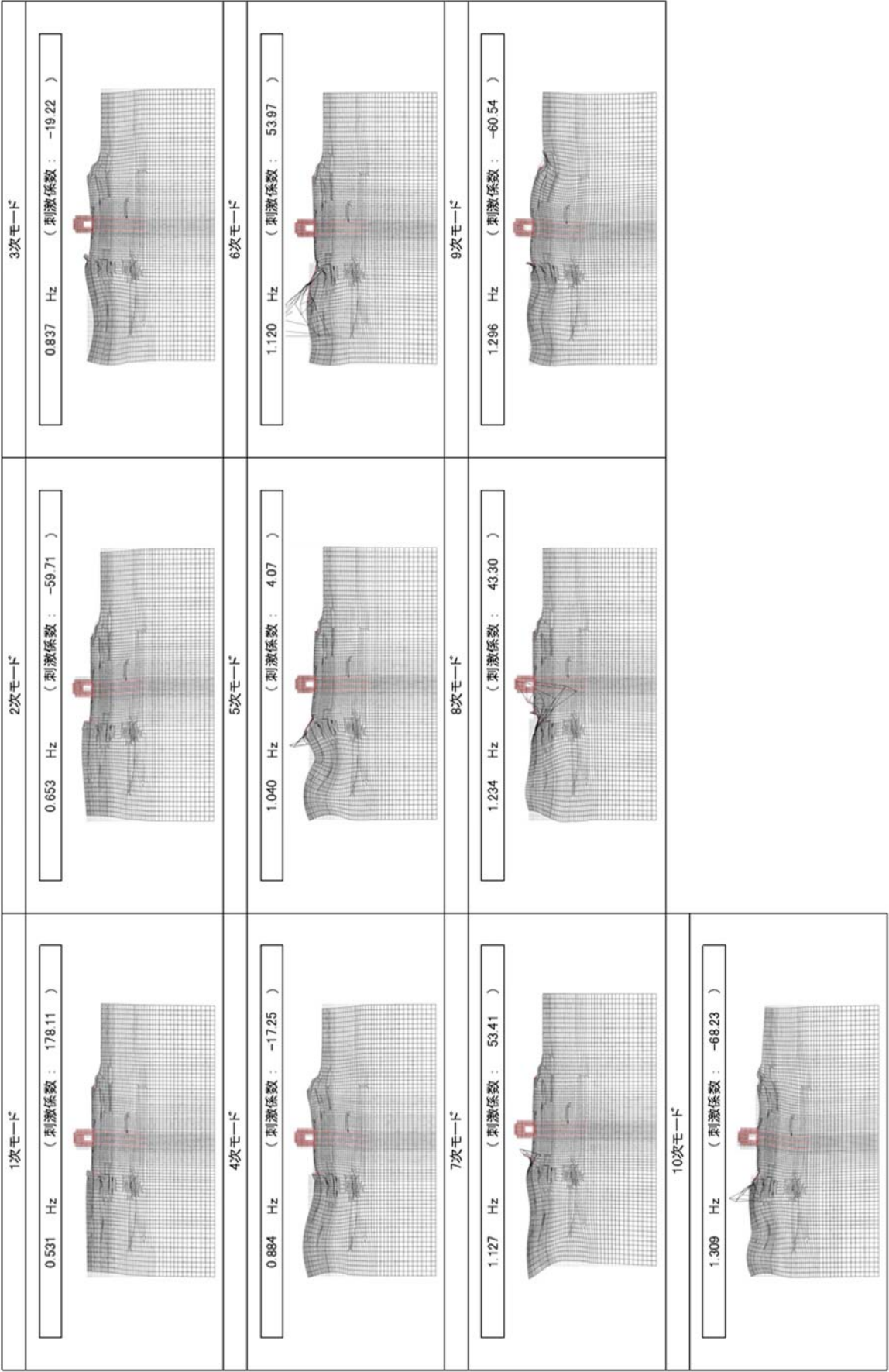


図 6.2.1-1 (8) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果 ※速報

(検討ケース④：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解析ケース)

(②-②断面)

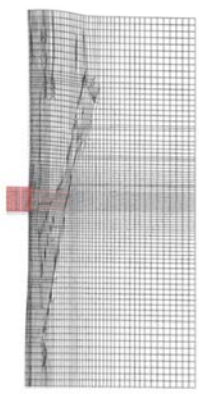
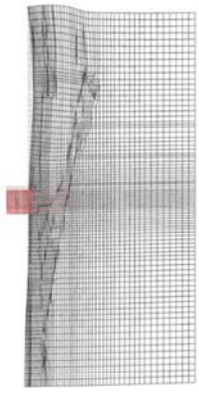
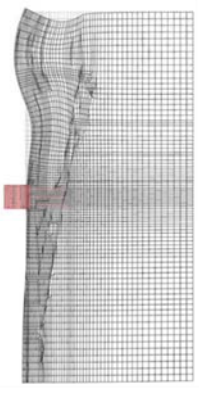
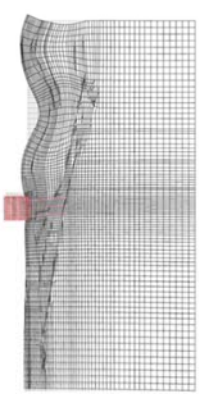
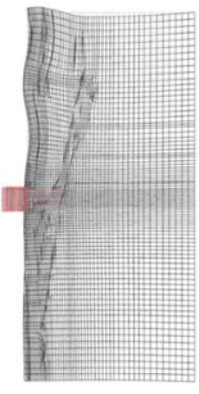
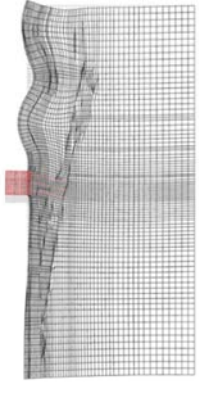
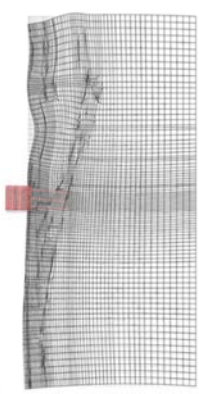
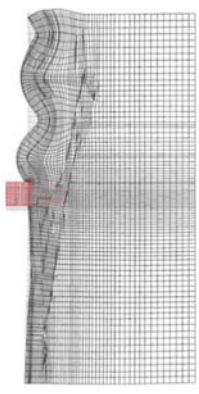
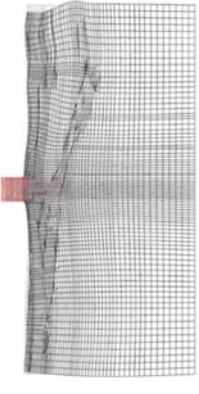
<p>1次モード</p> <p>0.642 Hz (刺激係数 : 183.79)</p> 	<p>2次モード</p> <p>0.871 Hz (刺激係数 : -117.76)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.067 Hz (刺激係数 : -27.59)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.218 Hz (刺激係数 : 25.51)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.317 Hz (刺激係数 : -42.53)</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.434 Hz (刺激係数 : -27.59)</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.504 Hz (刺激係数 : -5.17)</p> 	<p>8次モード</p> <p>1.655 Hz (刺激係数 : -20.08)</p> 	<p>9次モード</p> <p>1.738 Hz (刺激係数 : -4.30)</p> 

図 6. 2. 1-1 (9)

鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

※速報

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(③ー③断面)

(参考) 6.2-11

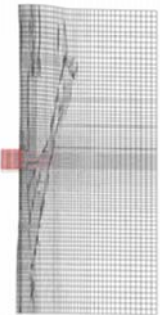
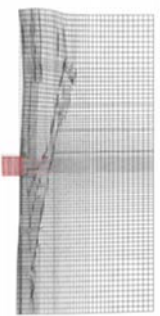
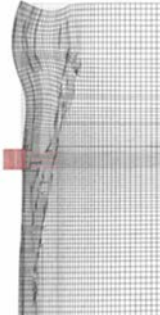
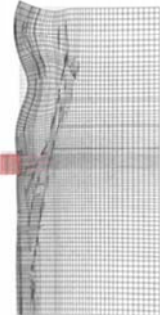
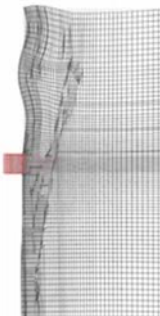
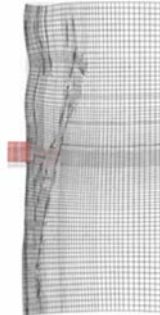
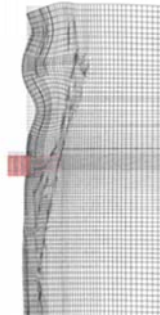

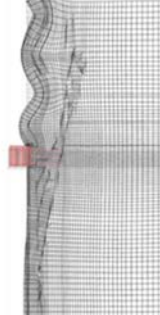
1次モード	2次モード	3次モード
<div>0.670 Hz (刺激係数: 197.71)</div> 	<div>0.908 Hz (刺激係数: -98.11)</div> 	<div>1.156 Hz (刺激係数: -19.28)</div> 
4次モード	5次モード	6次モード
<div>1.307 Hz (刺激係数: 3.60)</div> 	<div>1.358 Hz (刺激係数: -53.58)</div> 	<div>1.513 Hz (刺激係数: -29.38)</div> 
7次モード	8次モード	9次モード
<div>1.543 Hz (刺激係数: 31.86)</div> 	<div>1.768 Hz (刺激係数: -14.24)</div> 	<div>1.790 Hz (刺激係数: -21.93)</div> 

図 6.2.1-1 (10) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

(参考) 6.2-12

「追而」

図 6.2.1-1(11) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (－1 σ) した解析ケース)
(③－③断面)

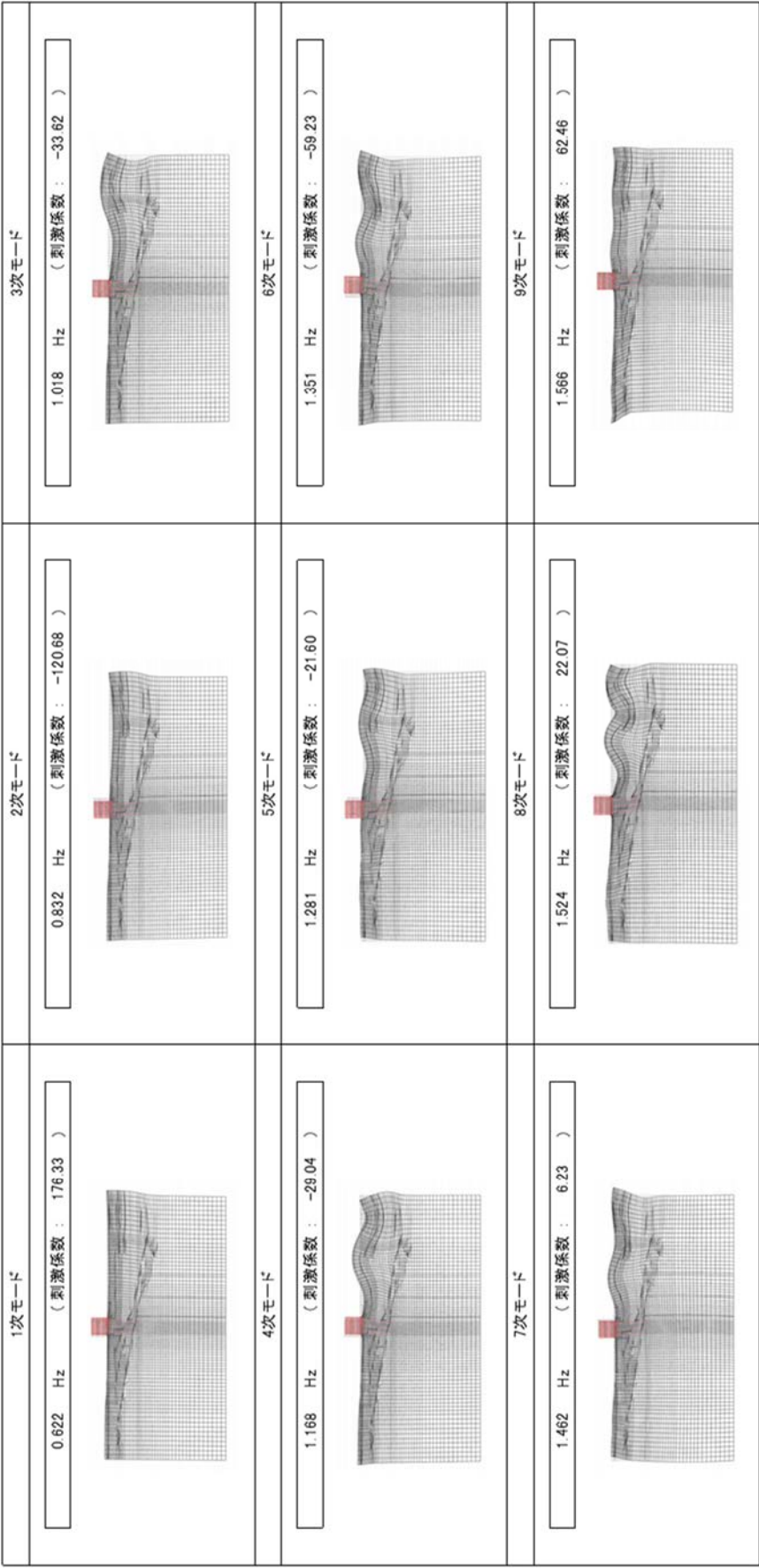


図 6.2.1-1 (12) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果 ※速報

(検討ケース④：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解析ケース)

(③-③断面)

<p>1次モード</p> <div>0.784 Hz (刺激係数 : 216.13)</div>	<p>2次モード</p> <div>1.168 Hz (刺激係数 : -19.74)</div>	<p>3次モード</p> <div>1.539 Hz (刺激係数 : -68.16)</div>
<p>4次モード</p> <div>1.567 Hz (刺激係数 : 27.83)</div>	<p>5次モード</p> <div>1.687 Hz (刺激係数 : 23.69)</div>	<p>6次モード</p> <div>1.793 Hz (刺激係数 : -20.69)</div>
<p>7次モード</p> <div>1.850 Hz (刺激係数 : 33.69)</div>	<p>8次モード</p> <div>2.053 Hz (刺激係数 : 14.62)</div>	<p>9次モード</p> <div>2.108 Hz (刺激係数 : -3.07)</div>

図 6.2.1-1(13) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果 ※速報

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
(④-④断面))



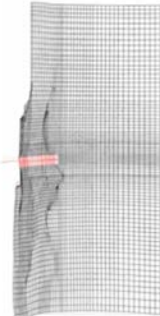
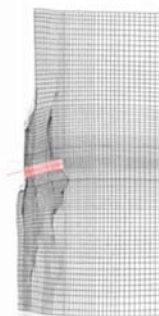
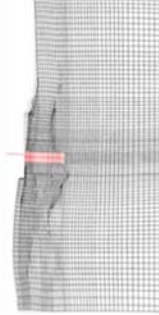
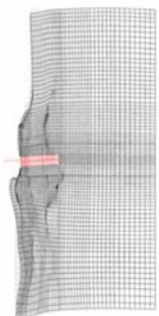
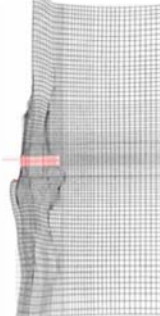
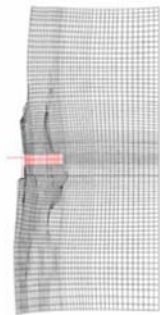

<p>1次モード</p> <div>0.794 Hz (刺激係数 : 218.79)</div> 	<p>2次モード</p> <div>1.209 Hz (刺激係数 : -14.45)</div> 	<p>3次モード</p> <div>1.622 Hz (刺激係数 : 64.12)</div> 
<p>4次モード</p> <div>1.630 Hz (刺激係数 : 27.19)</div> 	<p>5次モード</p> <div>1.714 Hz (刺激係数 : -12.20)</div> 	<p>6次モード</p> <div>1.892 Hz (刺激係数 : 30.79)</div> 
<p>7次モード</p> <div>1.961 Hz (刺激係数 : -30.46)</div> 	<p>8次モード</p> <div>2.118 Hz (刺激係数 : 4.13)</div> 	<p>9次モード</p> <div>2.214 Hz (刺激係数 : 11.73)</div> 

図 6.2.1-1(14)

鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

※速報

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

((④-④断面))

(参考) 6.2-16

「追而」

図 6.2.1-1(15) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(④-④断面)

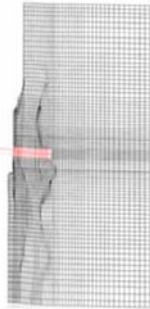
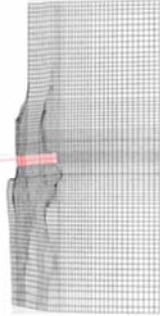

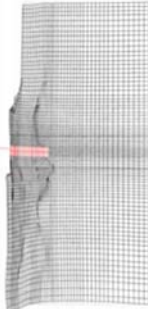



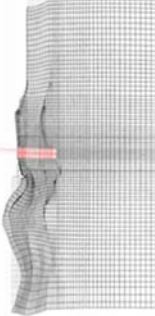
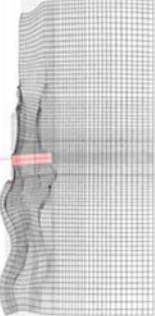
1次モード	2次モード	3次モード
<div>0.761 Hz (刺激係数 : 210.38)</div> 	<div>1.079 Hz (刺激係数 : -28.99)</div> 	<div>1.383 Hz (刺激係数 : -64.10)</div> 
4次モード	5次モード	6次モード
<div>1.490 Hz (刺激係数 : 47.95)</div> 	<div>1.523 Hz (刺激係数 : -38.40)</div> 	<div>1.671 Hz (刺激係数 : 16.81)</div> 
7次モード	8次モード	9次モード
<div>1.760 Hz (刺激係数 : 25.66)</div> 	<div>1.827 Hz (刺激係数 : 16.89)</div> 	<div>1.931 Hz (刺激係数 : 16.38)</div> 

図 6.2.1-1 (16) 鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果 ※速報

(検討ケース④：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解析ケース)

(④-④断面)

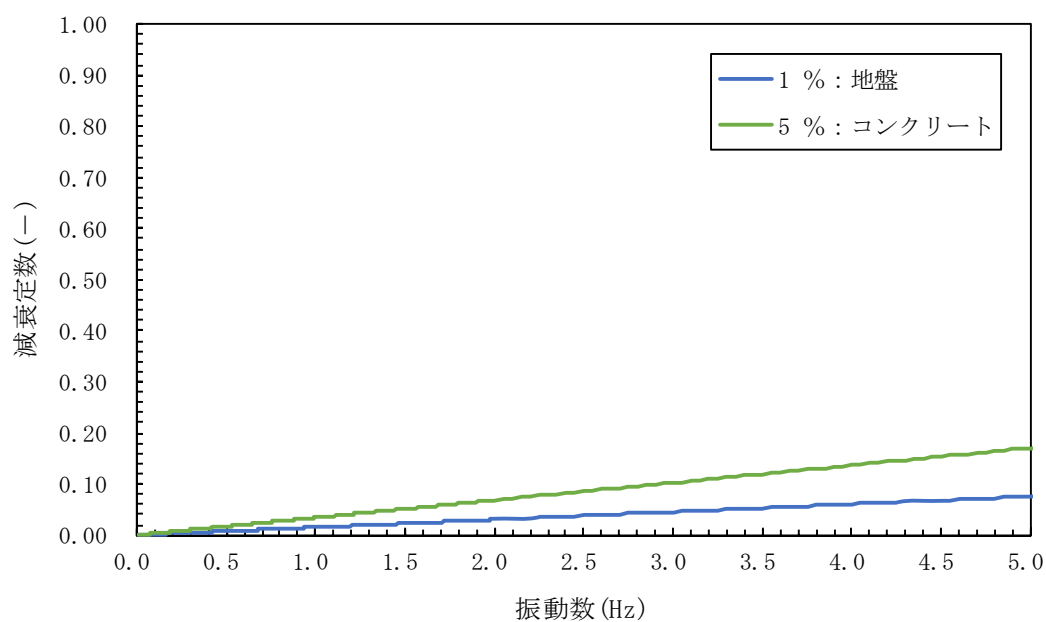


図 6.2.1-2(1) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (①-①断面)

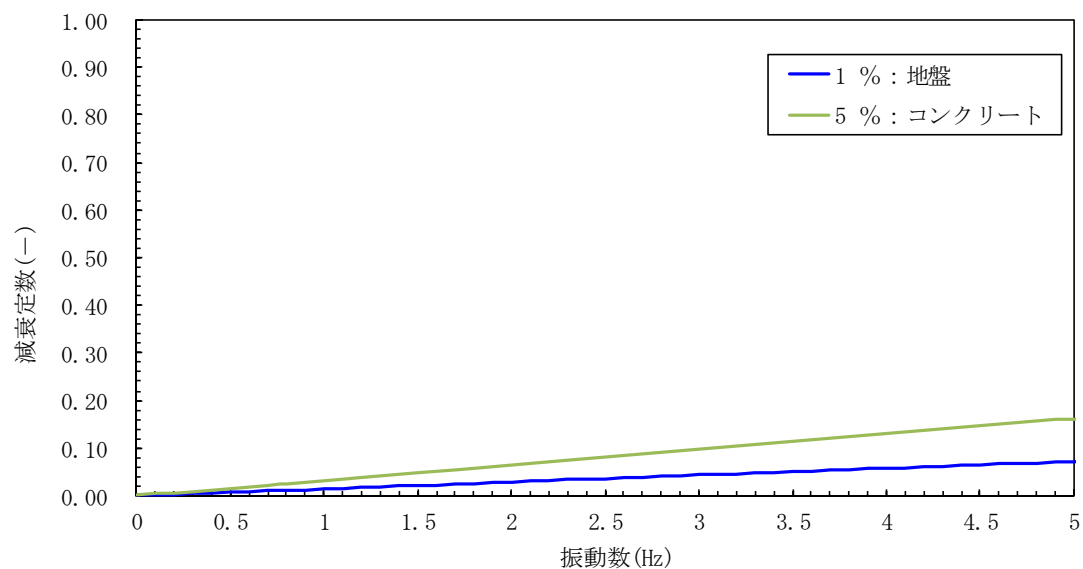


図 6.2.1-2(2) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

(追而)

図 6.2.1-2(3) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(①-①断面)

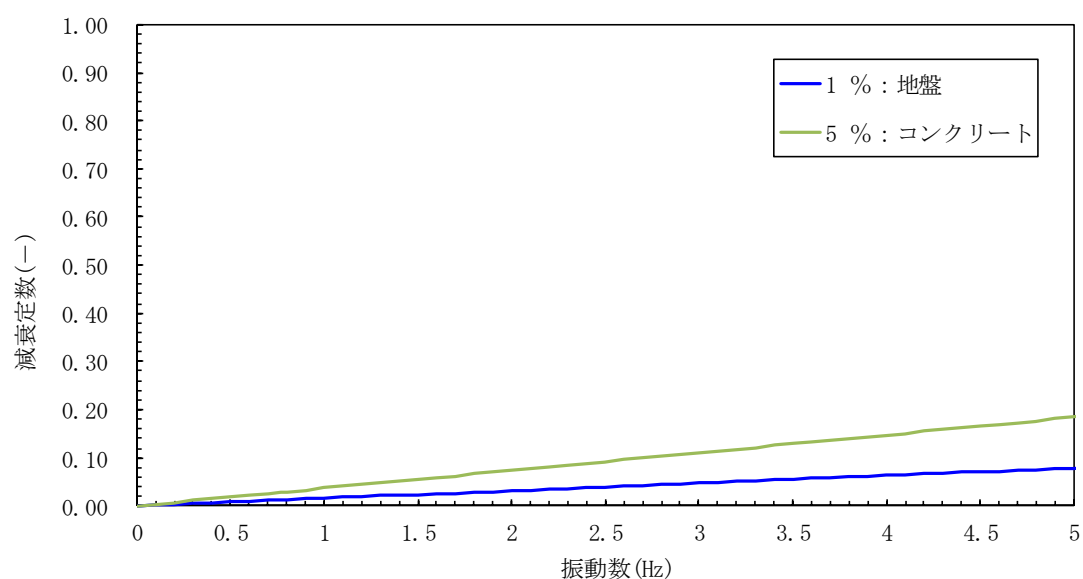


図 6.2.1-2(4) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
(①-①断面)

(参考) 6.2-20

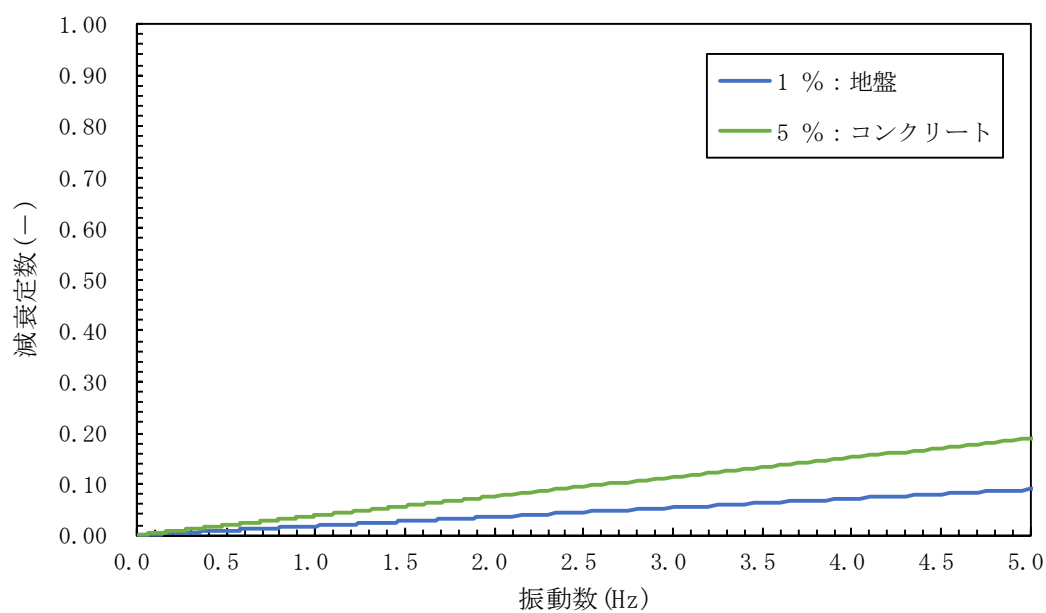


図 6.2.1-2(5) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (②-②断面)

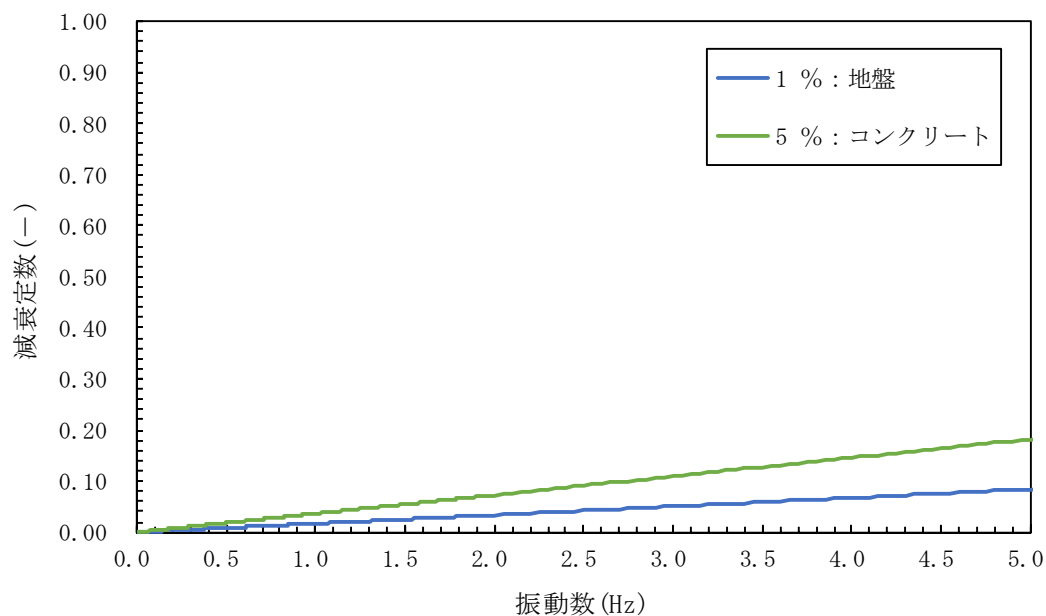


図 6.2.1-2(6) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

(参考) 6.2-21

(追而)

図 6.2.1-2(7) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(②-②断面)

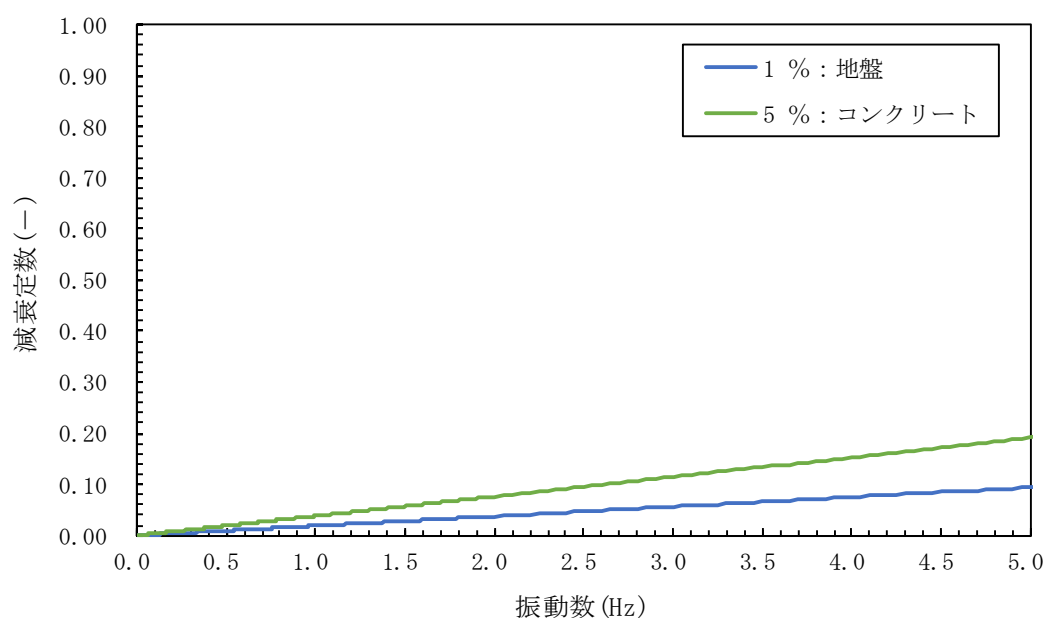


図 6.2.1-2(8) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
(②-②断面)

(参考) 6.2-22

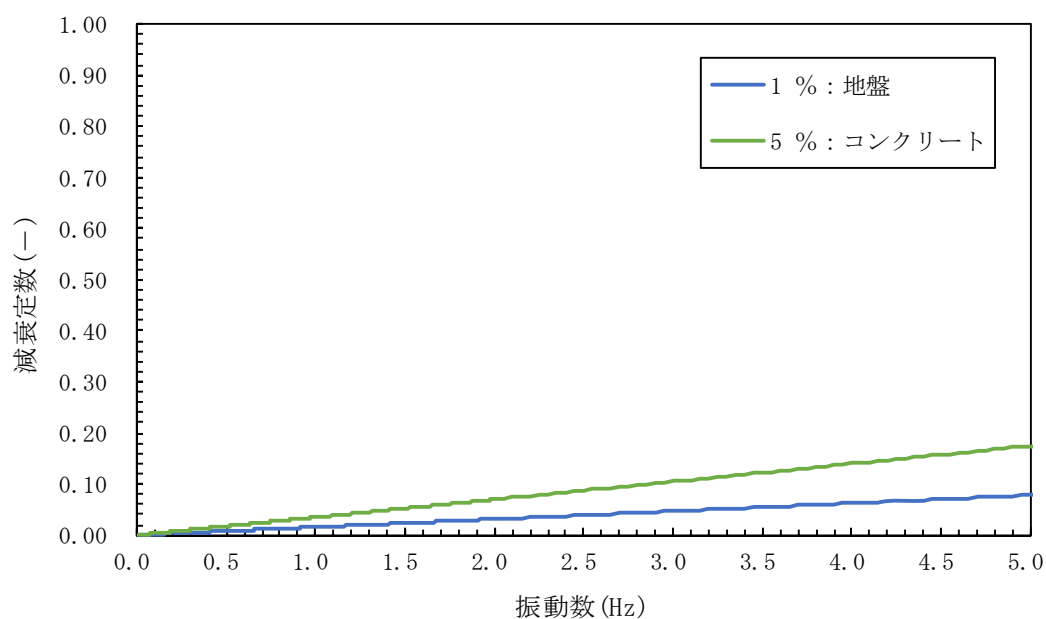


図 6.2.1-2(9) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (③-③断面)

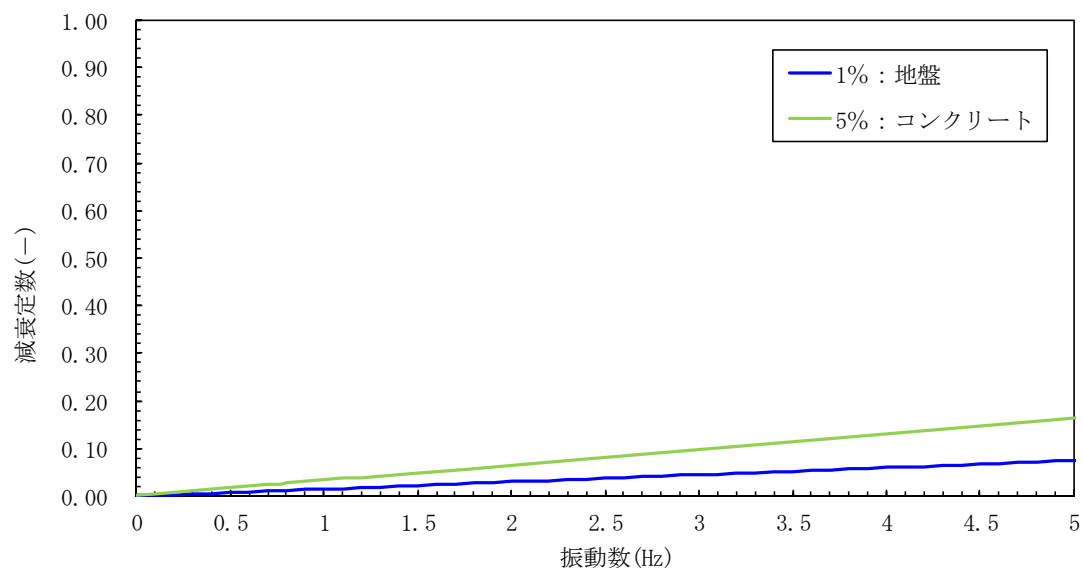


図 6.2.1-2(10) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

(参考) 6.2-23

(追而)

図 6.2.1-2(11) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(③-③断面)

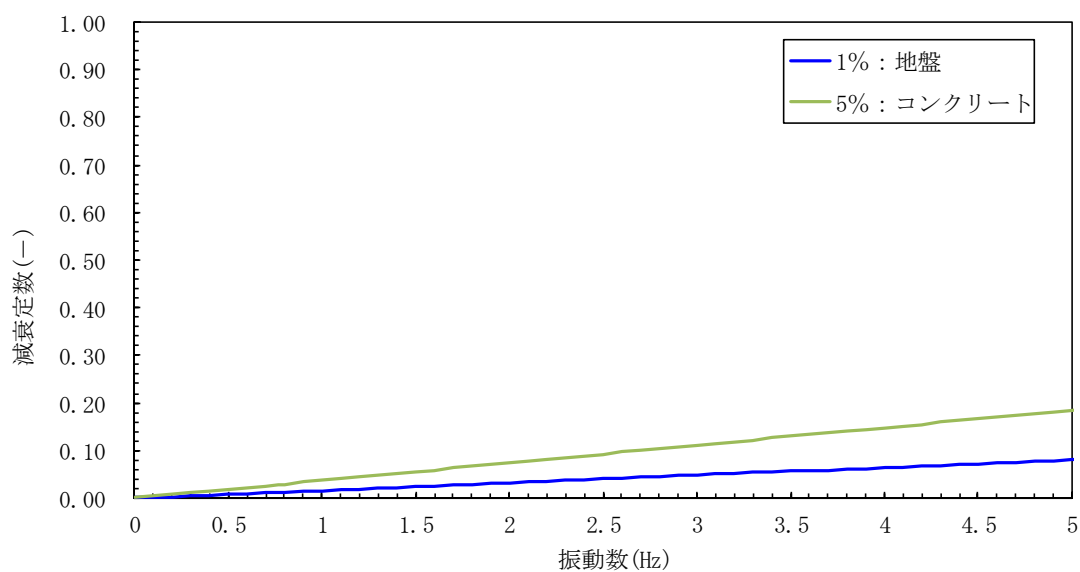


図 6.2.1-2(12) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
(③-③断面)

(参考) 6.2-24

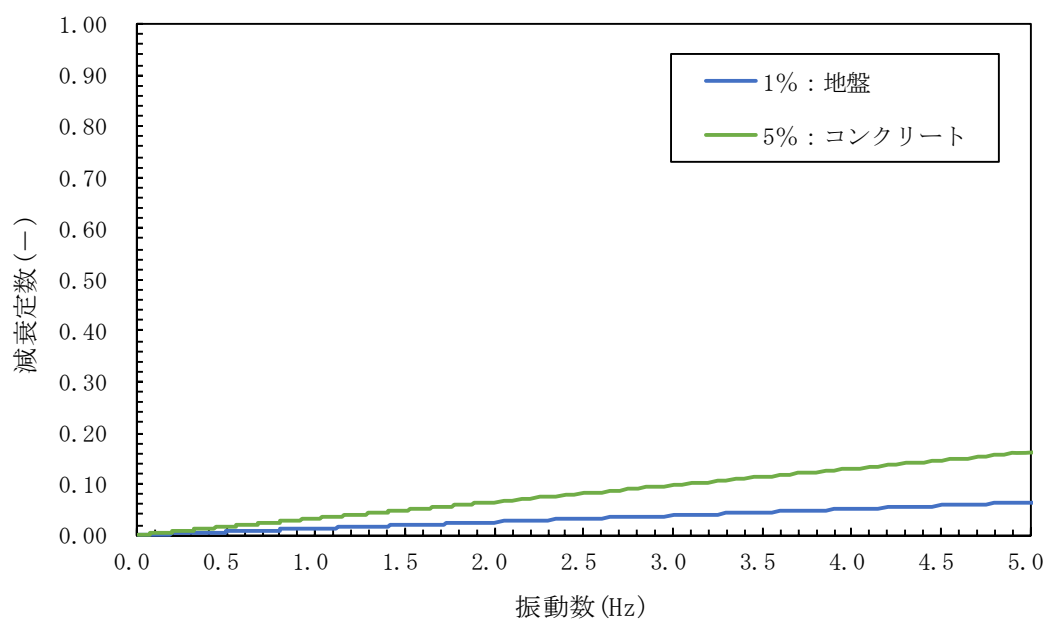


図 6.2.1-2(13) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (④-④断面)

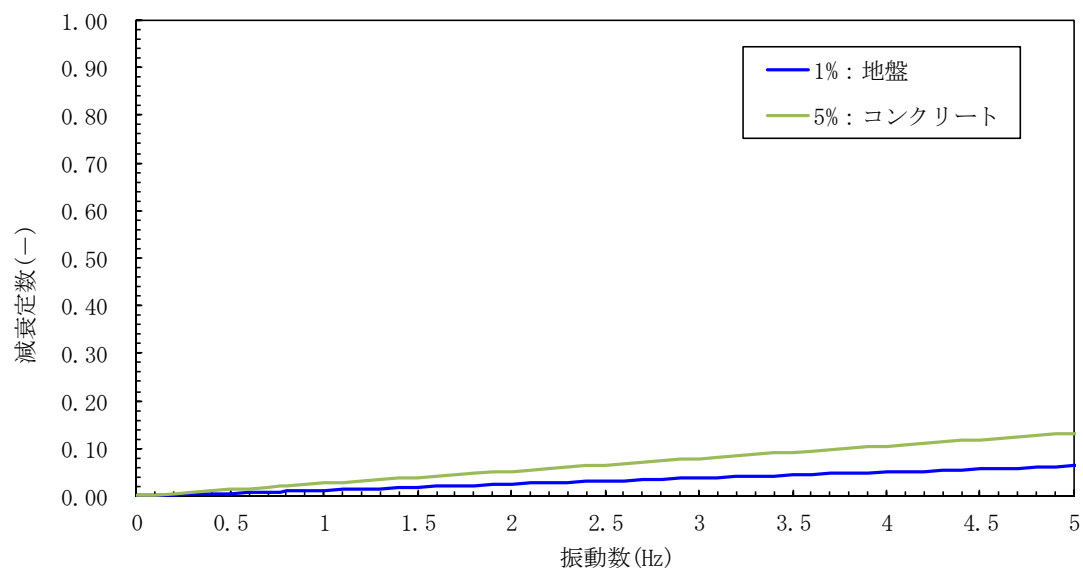


図 6.2.1-2(14) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (④-④断面)

(追而)

図 6.2.1-2(15) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果
(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(④-④断面)

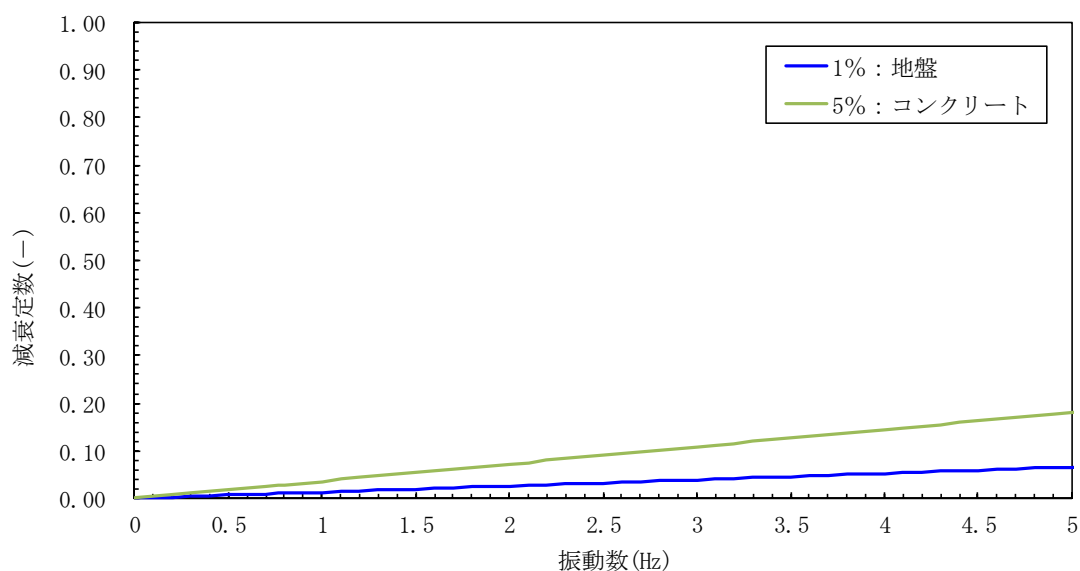


図 6.2.1-2(16) 鉄筋コンクリート防護壁の固有値解析結果 ※速報
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
(④-④断面)

(参考) 6.2-26

- 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

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	8
2.4 適用基準	12
3. 地震応答解析	13
3.1 評価対象断面	13
3.2 解析方法	17
3.3 荷重及び荷重の組合せ	21
3.3.4 解析ケース	26
3.4 入力地震動	28
3.5 解析モデル及び諸元	61
3.5.4 評価構造物諸元	86
4. 耐震評価	88
4.1 評価対象部位	88
4.2 許容限界	89
4.3 評価方法	94
5. 評価結果	96
5.1 地震応答解析結果	96
5.2 耐震評価結果	189
5.3 まとめ	261
資料 1 耐震評価結果（バラつきケース）	262

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」の構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）が基準地震動 S_0 に対して十分な構造強度を有していること及び止水性を損なわないことを説明するものである。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能維持の確認は、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面位置図を図 2.1-1 に示す。

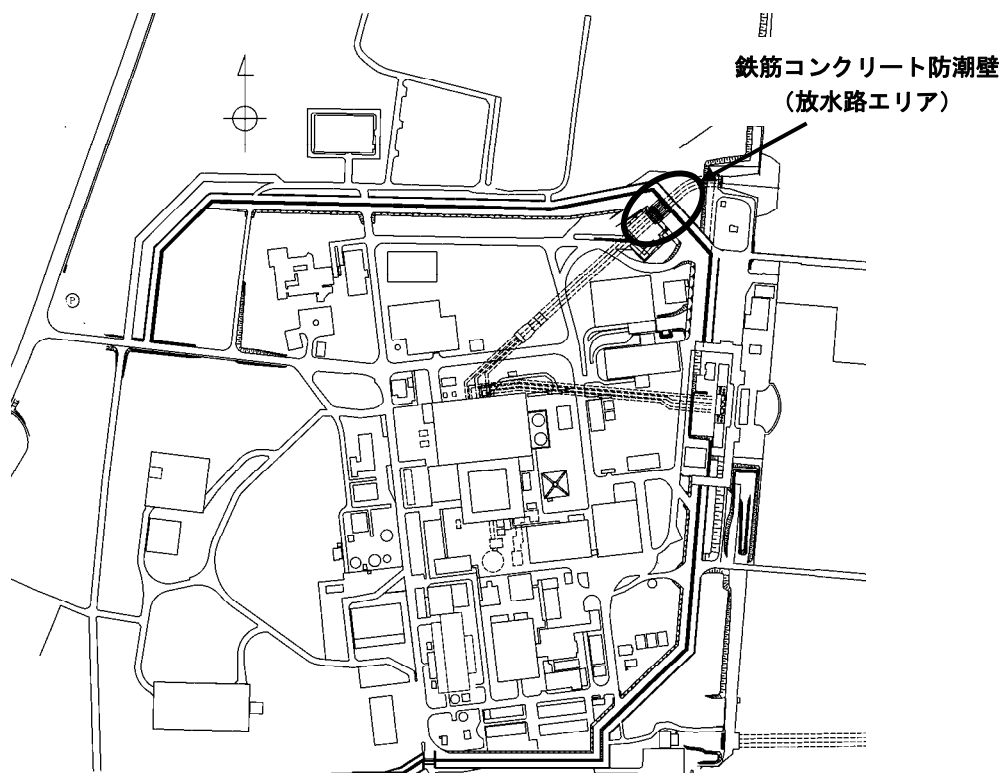


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の位置図

2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、鉄筋コンクリート製の放水路及び地中連続壁基礎の上に鉄筋コンクリート製の防潮壁を構築するものである。防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎はすべて鉄筋コンクリートで一体化した構造とし、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。防潮壁直下に構築する放水路はカルバート構造であり、敷地内への津波の浸水を防止するための放水路ゲートを設置する。また、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界には、有意な漏えいを生じさせないために、伸縮性を有する止水ジョイント部材を設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図を図 2.2-1 に、断面図を図 2.2-2 に示す。また、止水ジョイント部材の設置位置図を図 2.2-3 に、概念図を図 2.2-4 に示す。

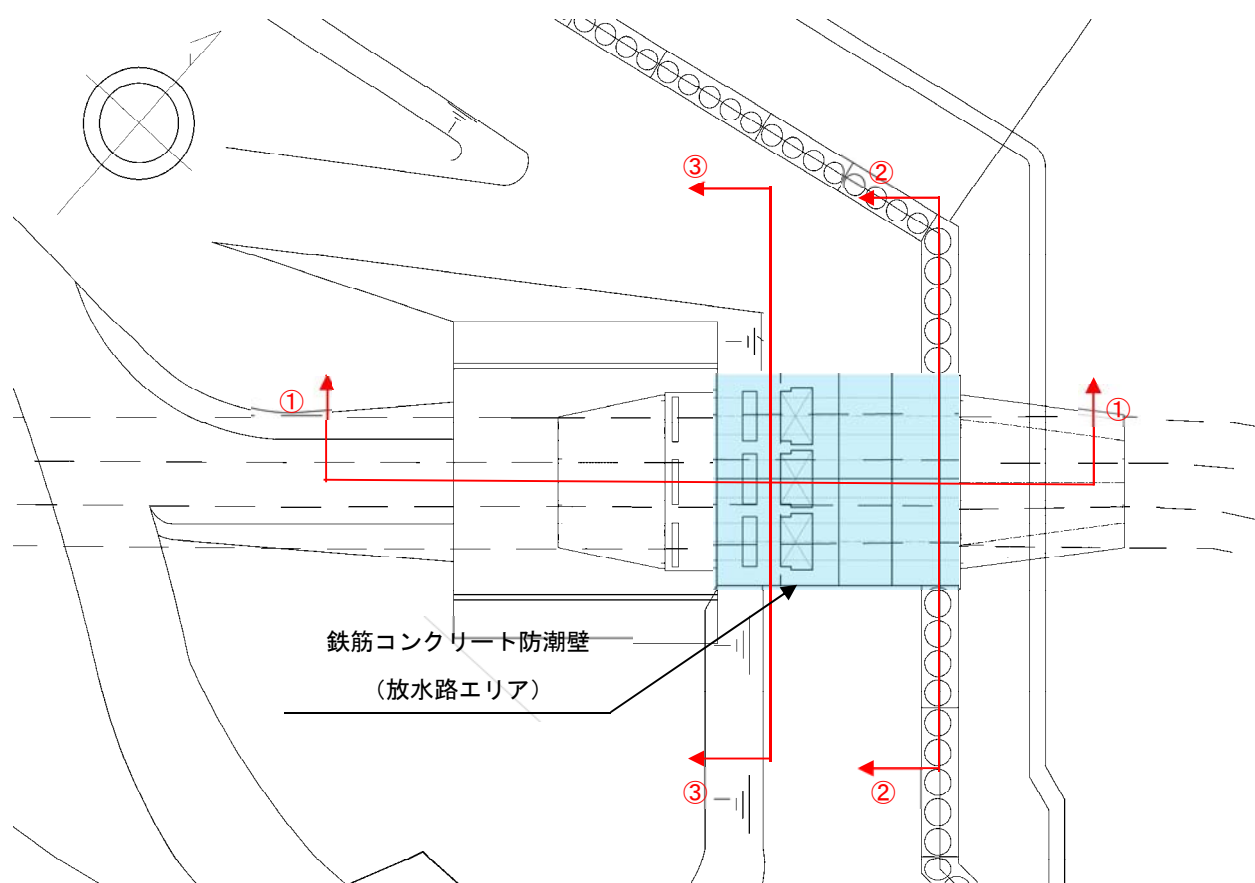


図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図

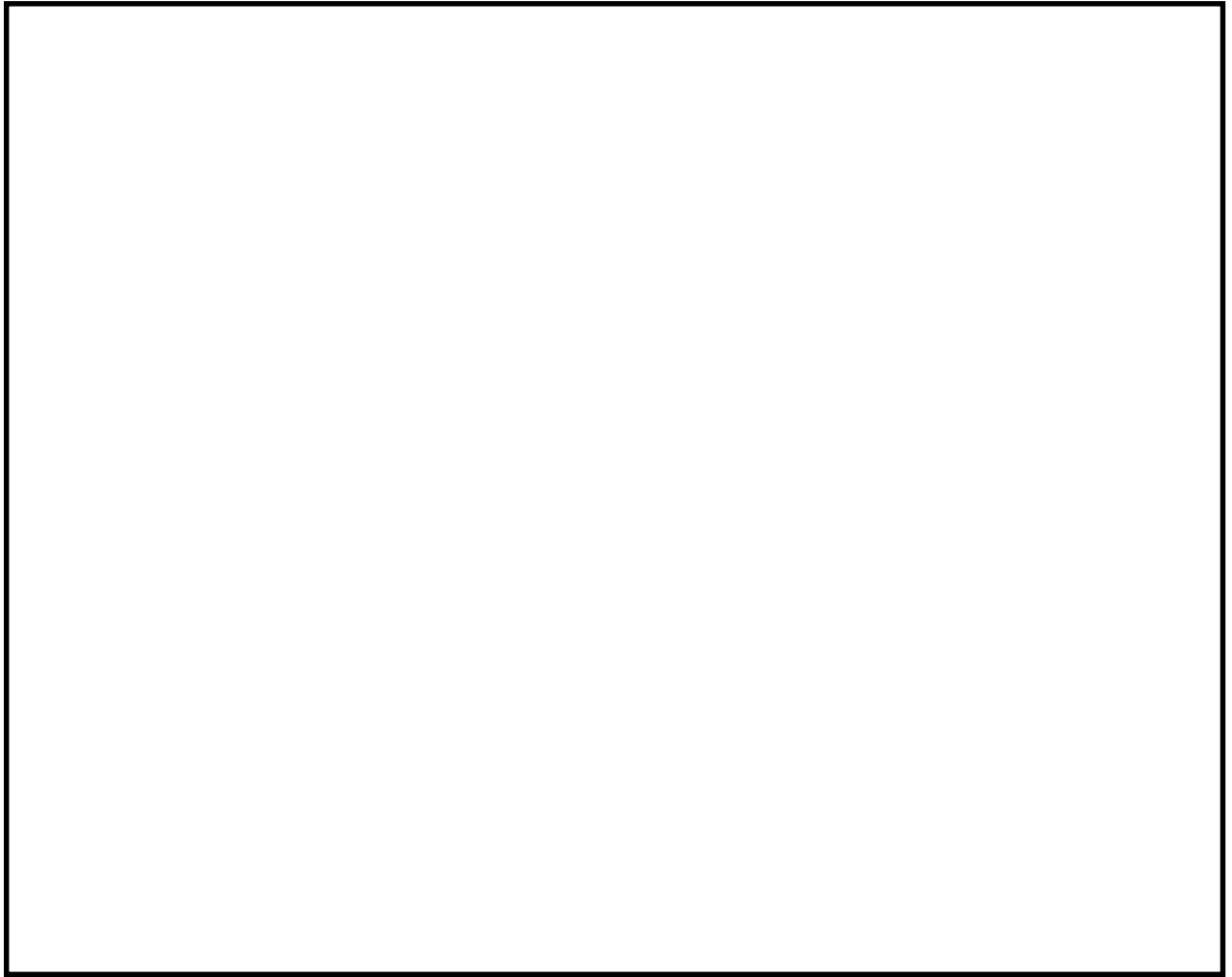


図 2.2-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図

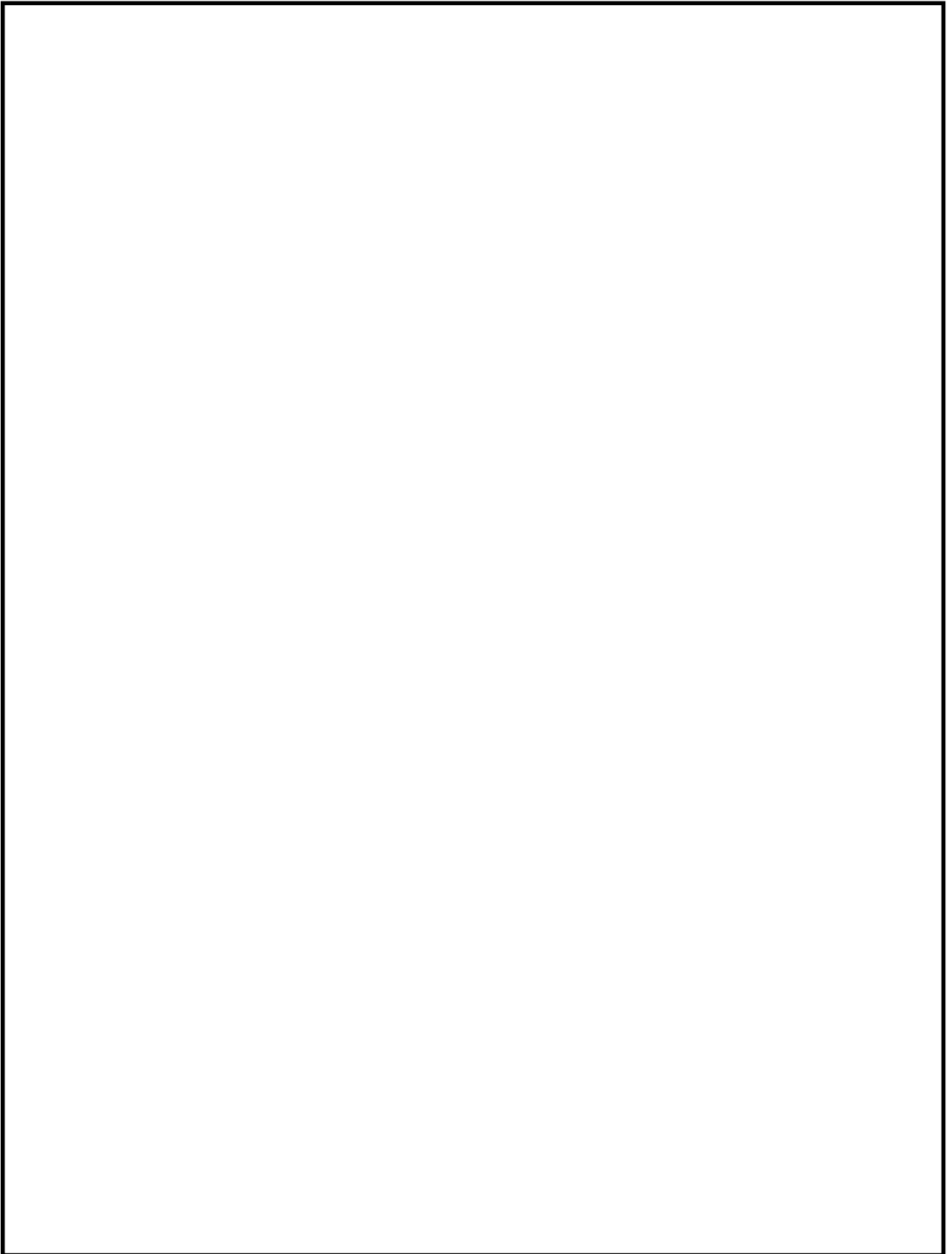


図 2.2-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図

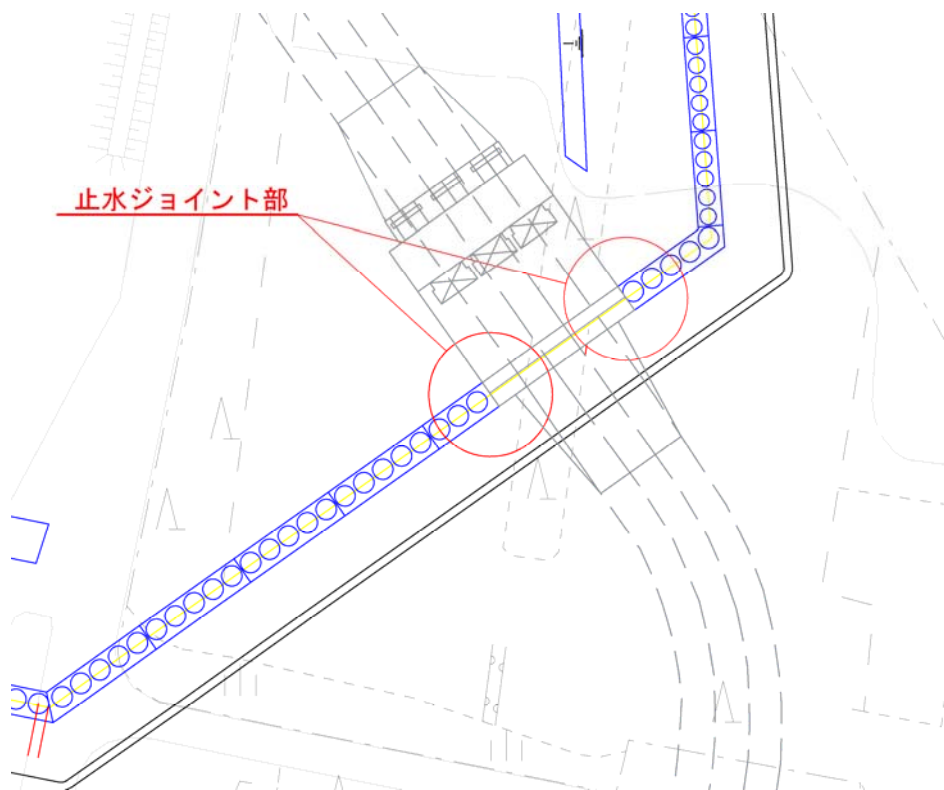
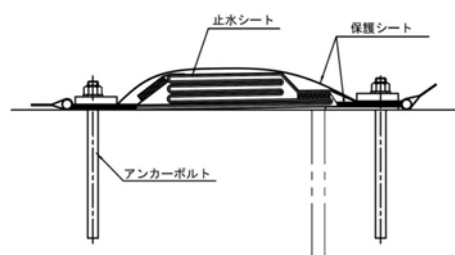


図 2.2-3 止水ジョイント部材の設置位置図



シートジョイント

図 2.2-4 止水ジョイント部材の概念図

地震時における荷重伝達の概念図を図 2.2-5 に示す。地震時には、地震による慣性力及び地盤変形に伴い、上部構造である防潮壁及び放水路に曲げ及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。

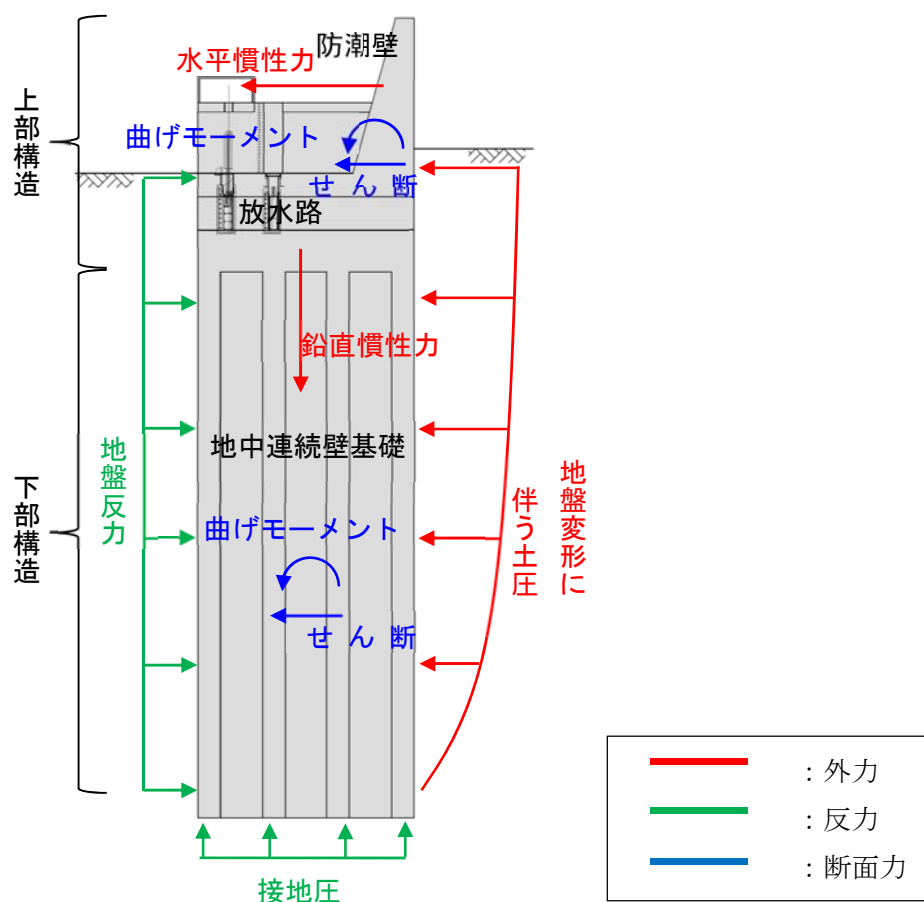


図 2.2-5 荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する要求機能と設計評価方針を表 2.3-1 に示す。また、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価は、設計基準対象施設として、表 2.3-2 の鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が鉄筋、又はコンクリートの短期許容応力度に基づく許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、防潮壁を支持する基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、試験により確認した許容限界以下であることを確認する。止水ジョイント部材の評価に関する補足説明事項を「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3－1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する要求機能と設計評価方針

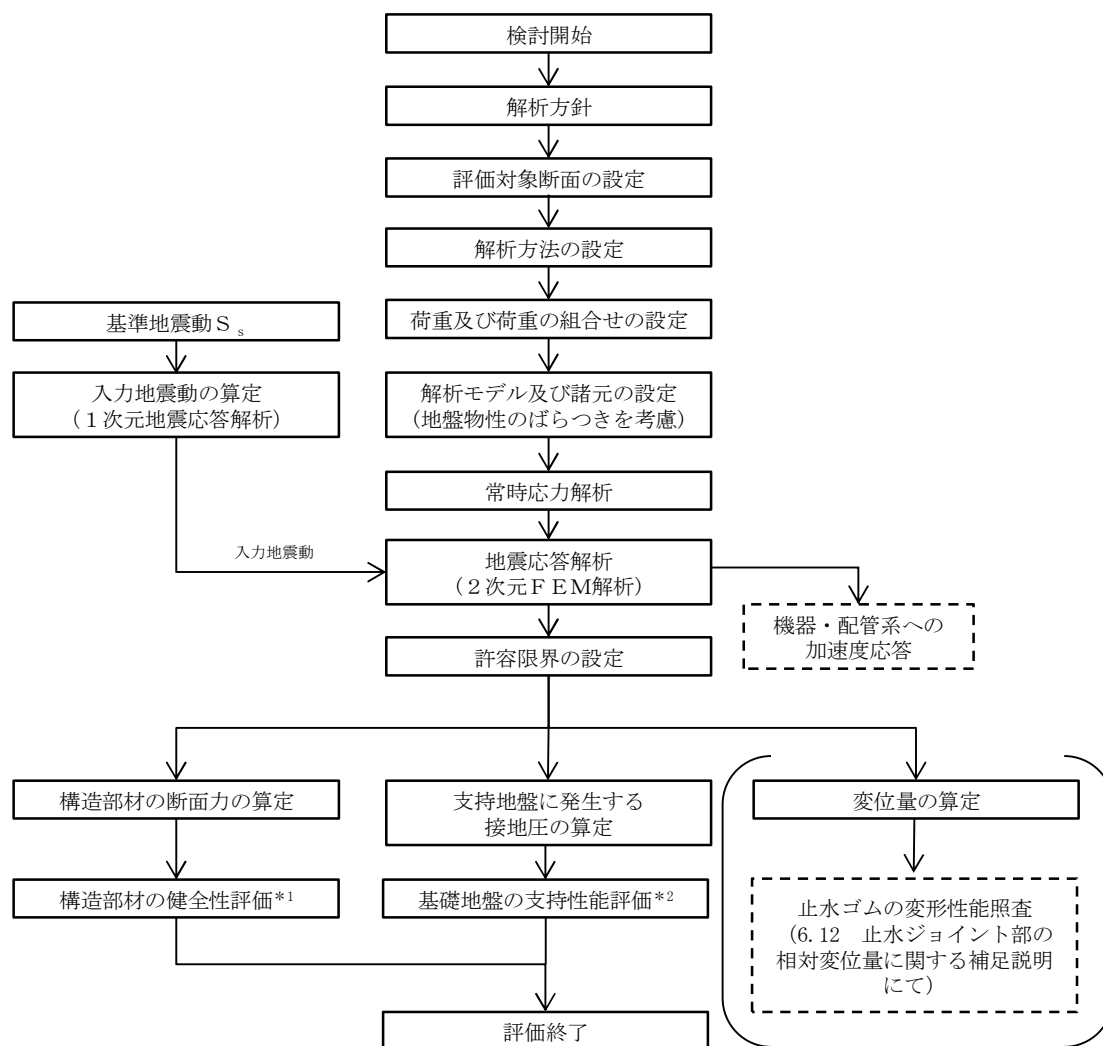
赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計						設計に用いる許容限界
	基本設計方針	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位		応力等の状態	損傷モード	
防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、基準地震動S _e に対して、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能を損なう恐れがない設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。 ・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計における荷重の組合せとしては、常時作用する荷重、基準地震動S _e による地震荷重及び自然条件として積雪荷重及び風荷重を適切に考慮する。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、 基準地震動S_eに対し 、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、 構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し 、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、 基準地震動S_eに対し 、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、 基準地震動S_eに対し 、 ①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さT.P.＋15.4 m～T.P.＋17.9 mに余裕を考慮した天端高さT.P.＋20.0 m）の設定により、東二放水路上部に設置する設計とする。 ②防潮壁は、鉄筋コンクリート製の上部構造を地中連続壁基礎によって、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ③上部構造の異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追隨する止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。	・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、 基準地震動S_eによる地震時荷重 、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鉄筋コンクリート製の上部構造及び下部構造で構成し、津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	基準地震動S_eによる地震時荷重 、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、作用する押込み力が許容限界以下に留まることを確認する。	下部構造	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。
						基準地震動S_eによる地震時荷重 、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である 地中連続壁基礎 が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。					「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
						基準地震動S_eによる地震時荷重 、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である 放水路 が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	上部構造	放水路	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
						基準地震動S_eによる地震時荷重 、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である 防潮壁 が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。					「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
						基準地震動S_eによる地震時荷重 、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ジョイント部材が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形、引張	有意な漏えいに至る変形、引張	メーカー規格及び基準並びに必要なに応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張力以下とする。
								鋼製アンカー	引張、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
											「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。

表 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価の検討フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・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）
- ・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）
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術規定 J E A C 4 6 0 1－1991 追補版（（社）日本電気協会）
- ・建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価に当たっては，J E A G 4 6 0 1－1987，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）等を適用するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）及び鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）を適用する。

表 2.4-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月） ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）	・曲げに対する照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。 ・せん断に対する照査は，発生応力度，又は発生せん断力が短期許容応力度，又は許容せん断力以下であることを確認する。
地震応答解析	・J E A G 4 6 0 1－1987	・有限要素法を用いた時刻歴非線形解析

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

評価対象断面位置図を図 3.1-1 に、評価対象断面図を図 3.1-2 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は防潮壁天端厚さ 2 m，下部厚さ 6.5 m，構造物全体の平面寸法は防潮壁横断方向 23 m，防潮壁縦断方向 20.1 m であり，地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。地中連続壁基礎は，壁厚 2.4 m の鉄筋コンクリートで隔壁及び側壁を構築し，T.P. 約 -60 m 以深に分布する岩盤に壁厚以上根入れする。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，防潮壁，放水路，放水路ゲート及び地中連続壁基礎で構成され，防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎は鉄筋コンクリートで一体化した構造とする。

評価対象断面は，「5.11.4 防潮堤鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面選定の考え方」で記載したとおり，防潮壁横断方向と防潮壁縦断方向で地質断面に差異があるため，構造物に直交する両方向を評価対象断面とする。防潮壁横断方向については，断面位置によって形状や質量が大きく変化しないため，代表断面として①-①断面を選定する。防潮壁縦断方向については，防潮壁と放水路ゲートで上部構造の形状が異なることで地震時の応答が変化すると考えられることから，防潮壁位置の②-②断面（防潮壁部），及び放水路ゲート位置の③-③断面（ゲート部）の 2 断面を評価対象断面として選定する。

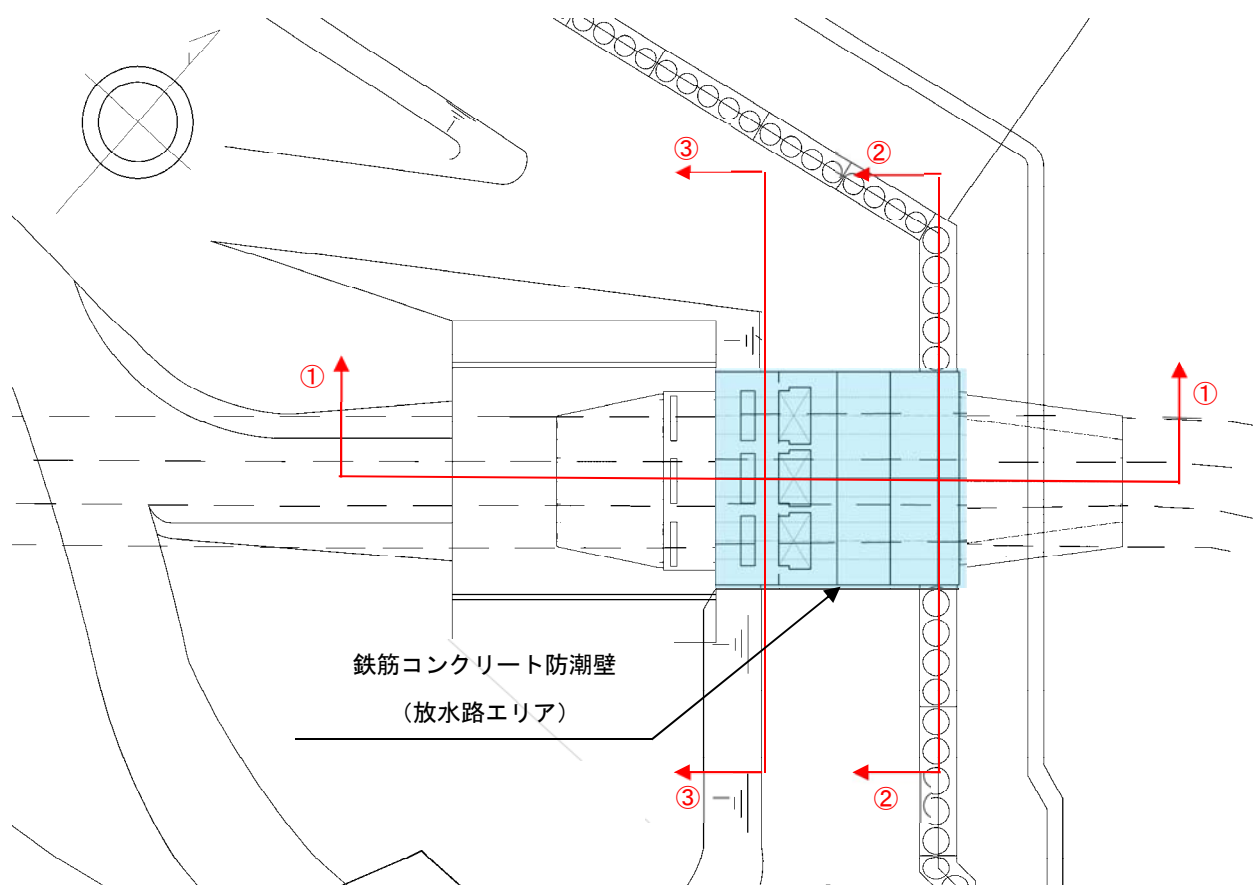


図 3.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象断面位置図

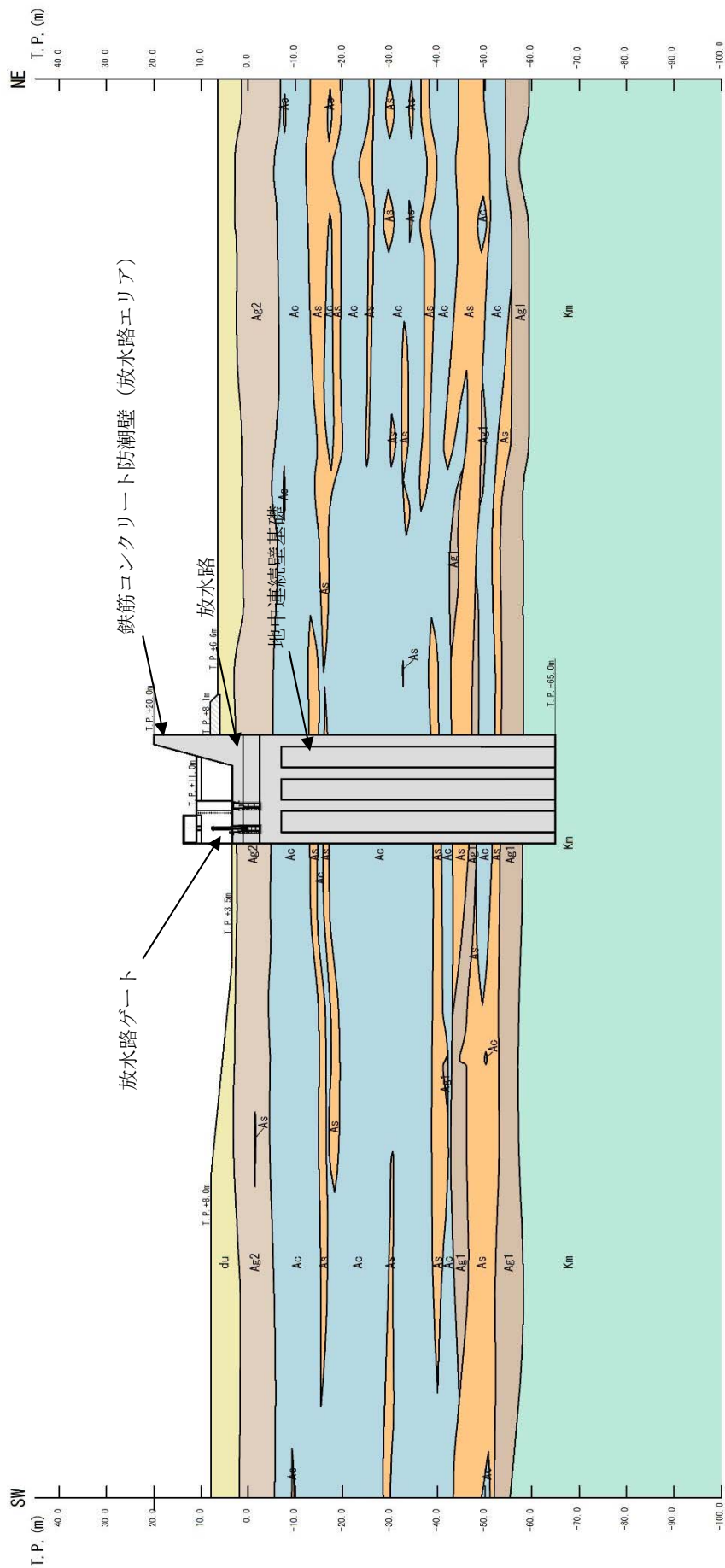


図 3.1-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の評価対象断面図 (防潮壁横断方向：①-①断面)

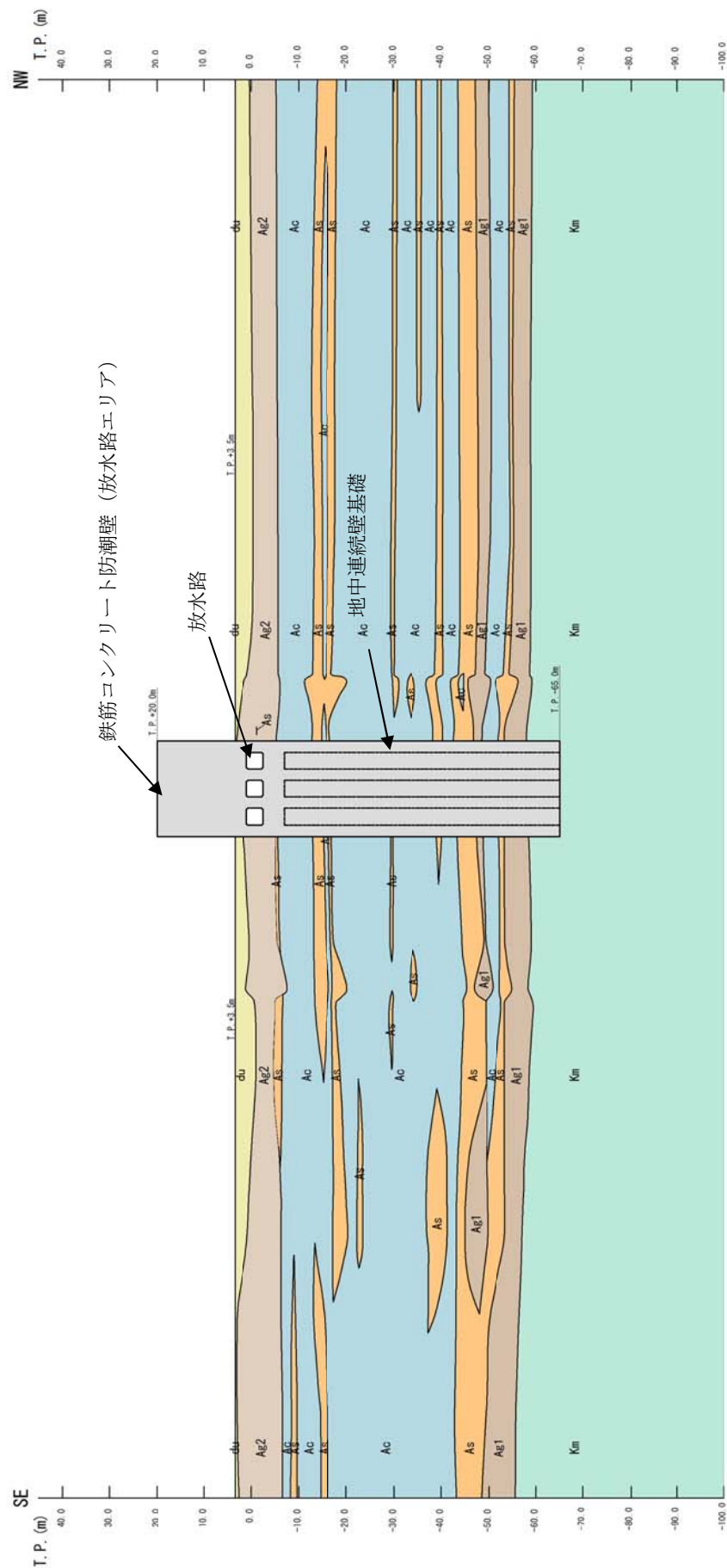


図 3.1-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の評価対象断面図 (防潮壁縦断方向：②-②断面, 防潮壁部)

3.2 解析方法

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定する。

地中土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮するため、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。

また、土木構造物の上部構造及び機器・配管系への応答加速度に対して保守的な評価を行うため、すべての地盤を非液状化層と仮定した解析を実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.2.1 地震応答解析手法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。鉄筋コンクリート部材は、はり要素及び平面要素でモデル化し、発生断面力が弾性範囲に収まっていることを確認する。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるようにモデル化する。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

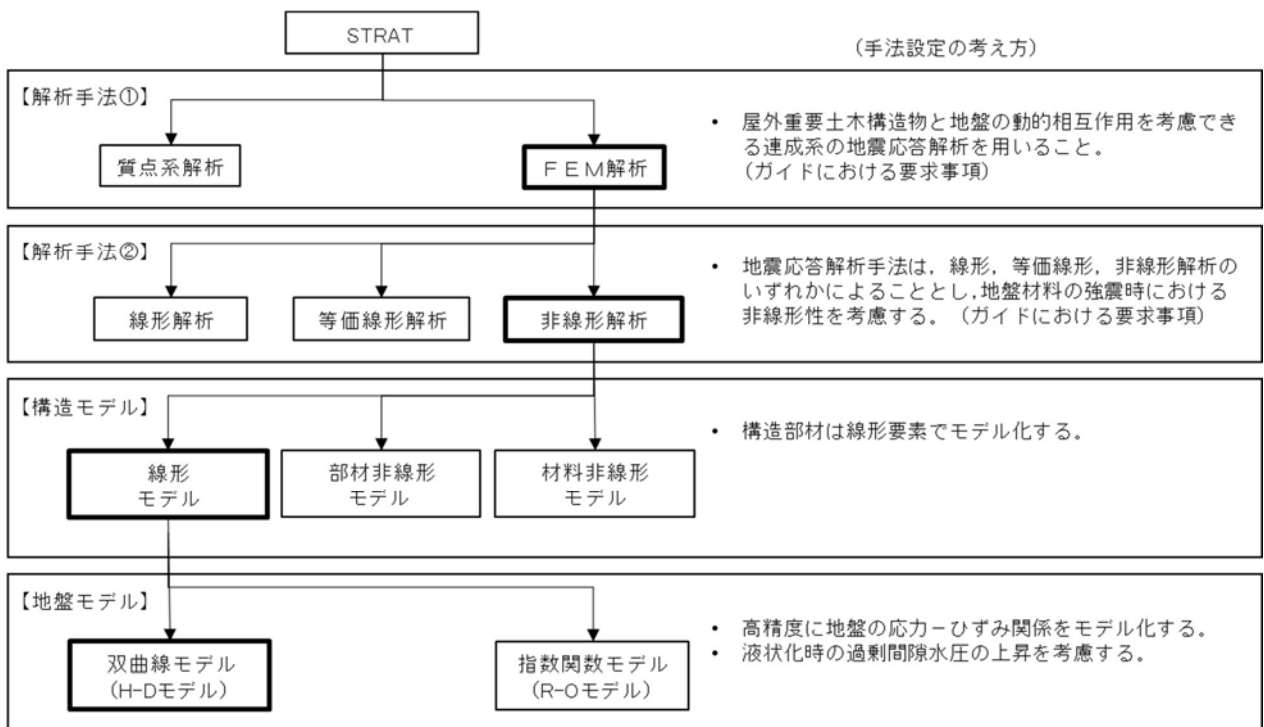


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら 2 つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-D モデル）を選定する。

3.2.2 構造部材

構造部材は、はり要素及び平面要素を適用し、線形部材としてモデル化する。

3.2.3 地盤

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデルとする。

3.2.4 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析において，考慮する荷重を以下に示す。

(1) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として，放水路ゲート及び巻上機械の機器・配管荷重，並びに放水路内の静水圧による荷重を考慮する。

なお，考慮する機器・配管荷重は表 3.3-1 のとおりである。

表 3.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
放水路ゲート及び巻上機	86 kN/基×3 基

(3) 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重

積雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として，積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重（ P_k ）

風荷重として，風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-2 に、荷重概念図を図 3.3-1 及び表 3.3-3 に示す。

表 3.3-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管荷重	○	・放水路ゲート及び巻上機
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		○	・放水路内部の静水圧
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮
		風荷重	○	・風荷重を考慮
		積雪荷重及び 風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない
偶発荷重 (地震荷重)		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○	・躯体慣性力，動土圧を考慮
		動水圧	○	・放水路内部の動水圧を考慮

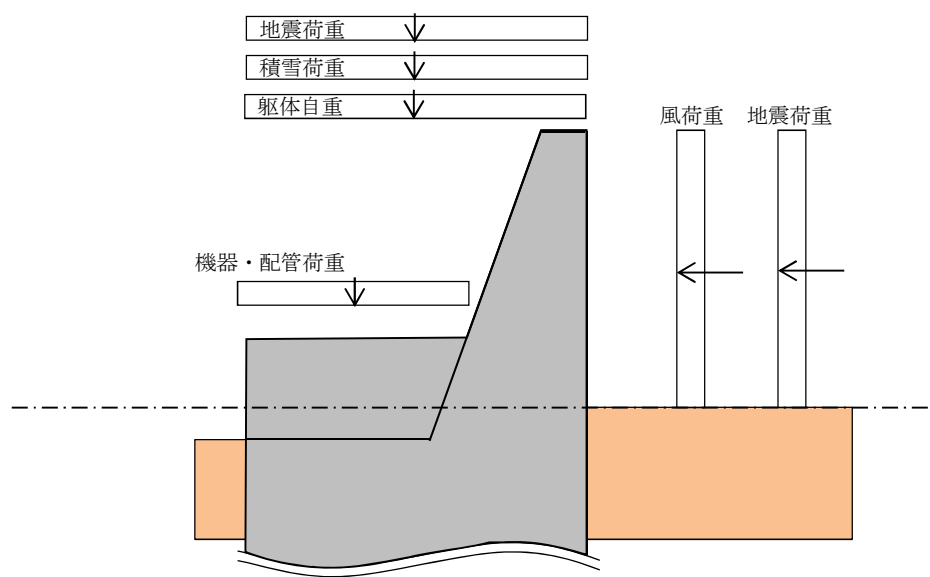


図 3.3-1 荷重概念図

表 3.3-3 水荷重概念

検討方向	想定事象	解析で考慮する水荷重	水荷重図
横断方向	地震時	静水圧	
		動水圧	
縦断方向	地震時	静水圧	<div>防潮壁縦断方向（ゲート部）</div> <div>防潮壁縦断方向（防潮壁部）</div>
		動水圧	<div>防潮壁縦断方向（ゲート部）</div> <div>防潮壁縦断方向（防潮壁部）</div>

水圧荷重
 付加質量で考慮（水平動に作用）
 付加質量で考慮（鉛直動に作用）

3.3.4 解析ケース

(1) 耐震設計における検討ケース

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震設計における検討ケースを表 3.3-4 に示す。すべての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケースにおいて、曲げ軸力照査及びせん断照査をはじめとしたすべての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥の中から追加検討ケースを実施する。

表 3.3-4 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震設計における検討ケース

検討ケース	① 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）	② 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース	④ 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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 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）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

注記：異なる構造物間の相対変位の算定は、上記ケースの中で、変位量が最も大きいケースにて行う。

(2) 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.3-5 に示す。

表 3.3-5 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ）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			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S _s -D1	(++)	⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		(+-)		1	
		(-+)		1	
		(--)		1	
	S _s -11	(++)		1	
	S _s -12	(++)		1	
	S _s -13	(++)		1	
	S _s -14	(++)		1	
	S _s -21	(++)		1	
	S _s -22	(++)		1	
	S _s -31	(++)		1	
		(-+)		1	
計			1	12	1

3.4 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により、地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。地震応答解析モデルについては、「3.5 解析モデル及び諸元」に示す。入力地震動算定の概念図を図 3.4-1 に、防潮壁横断方向の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を図 3.4-2 に、防潮壁縦断方向の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を図 3.4-3 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-17「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

なお、特定の方向性を有しない地震動である S_s-D1 及び S_s-31 については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-11 \sim S_s-22$ については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的には、南北方向及び東西方向の地震動について構造物の評価対象断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

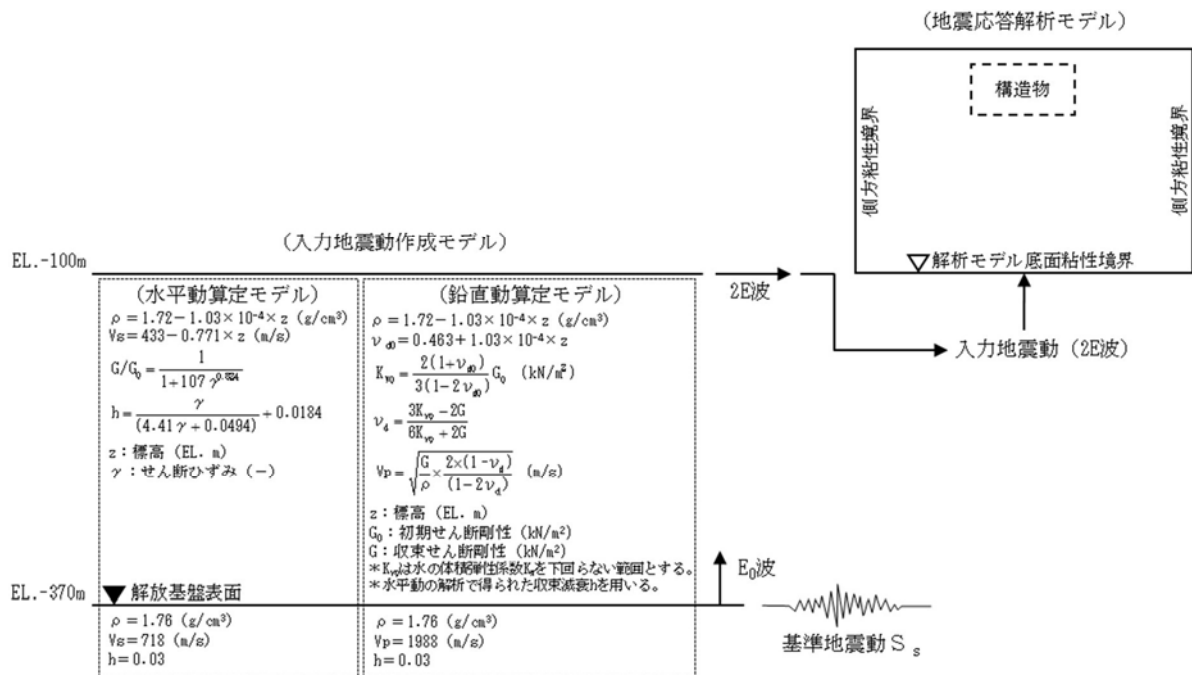
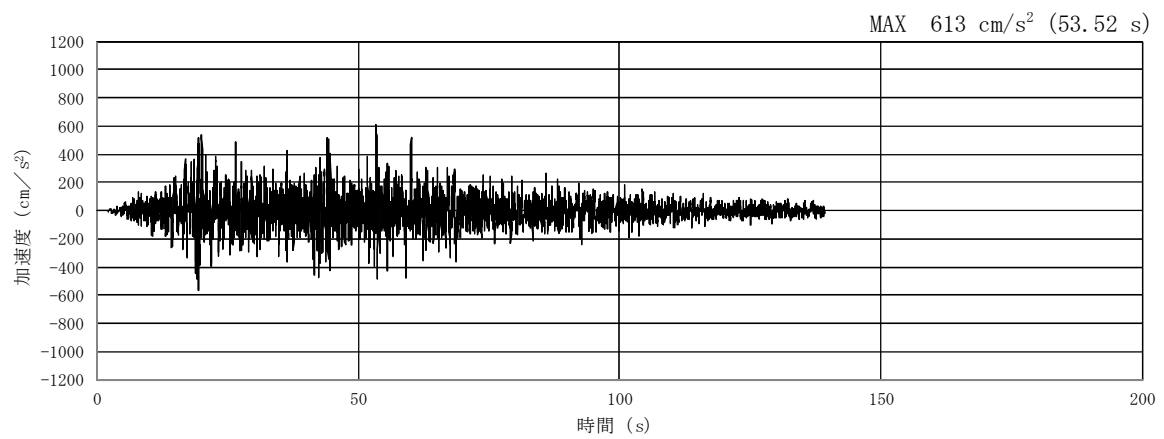
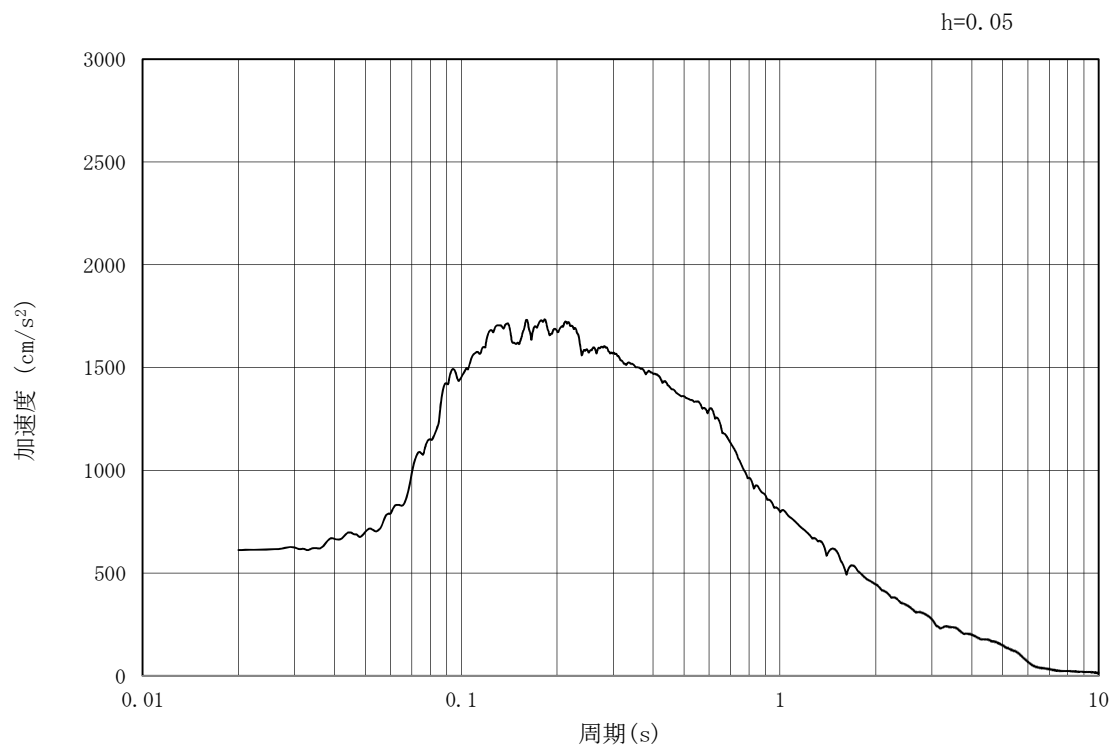


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

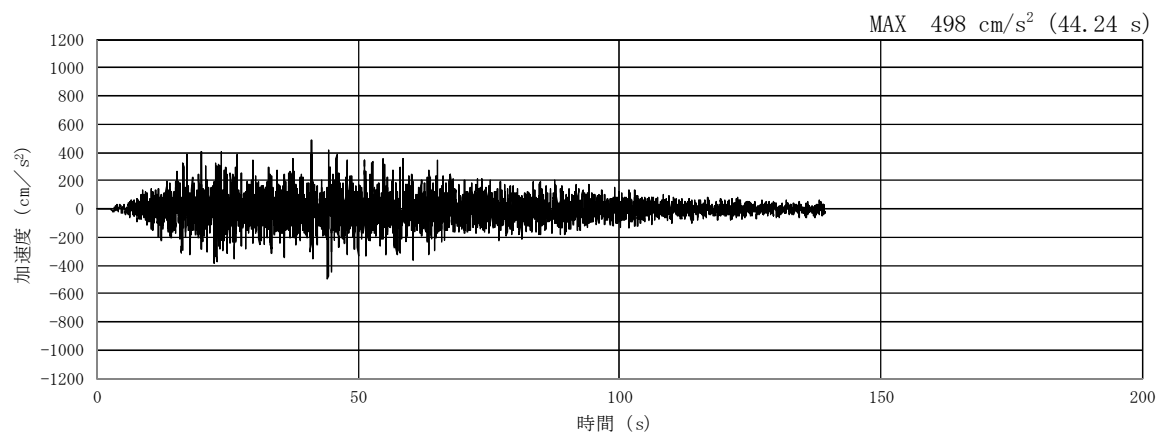


(a) 加速度時刻歴波形

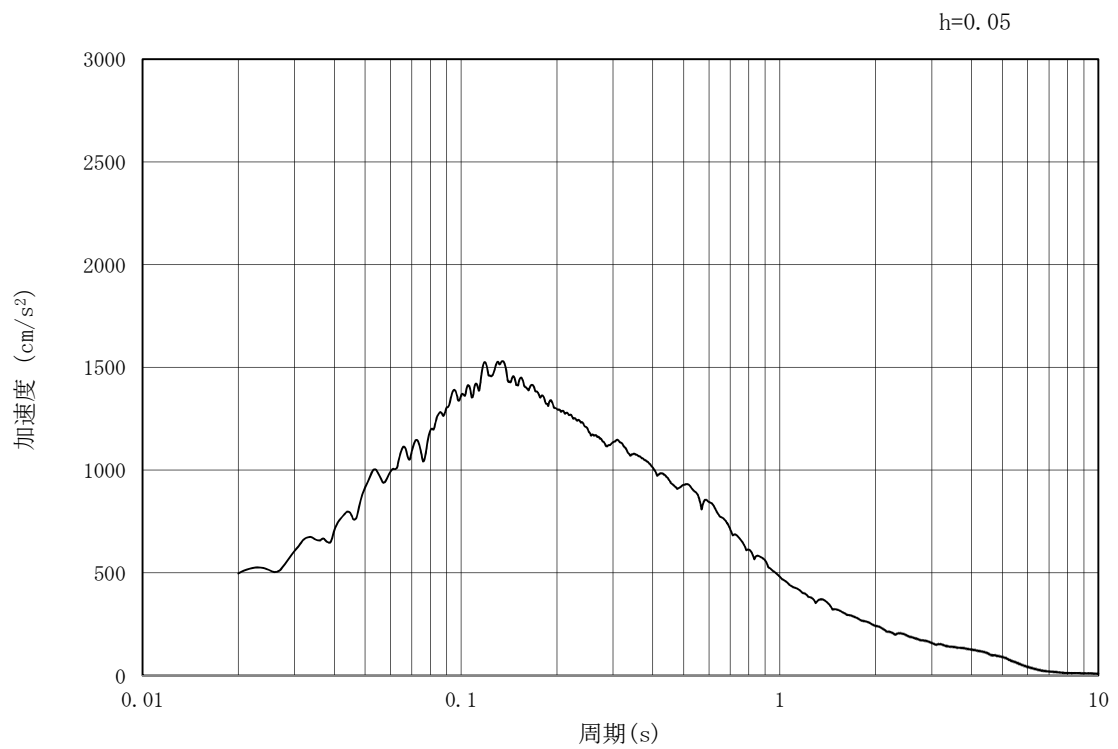


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (1) 防潮壁横断方向の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: $S_s - D1$)

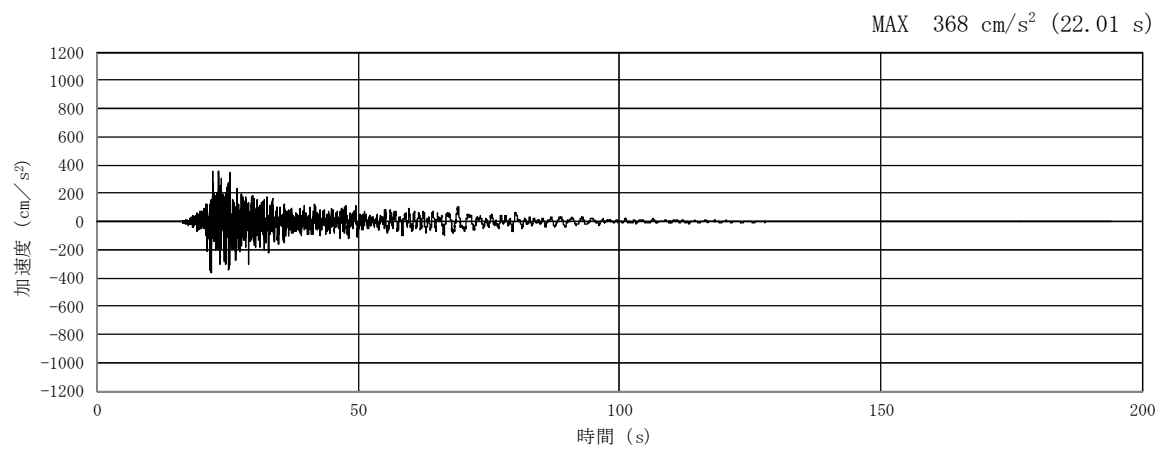


(a) 加速度時刻歴波形

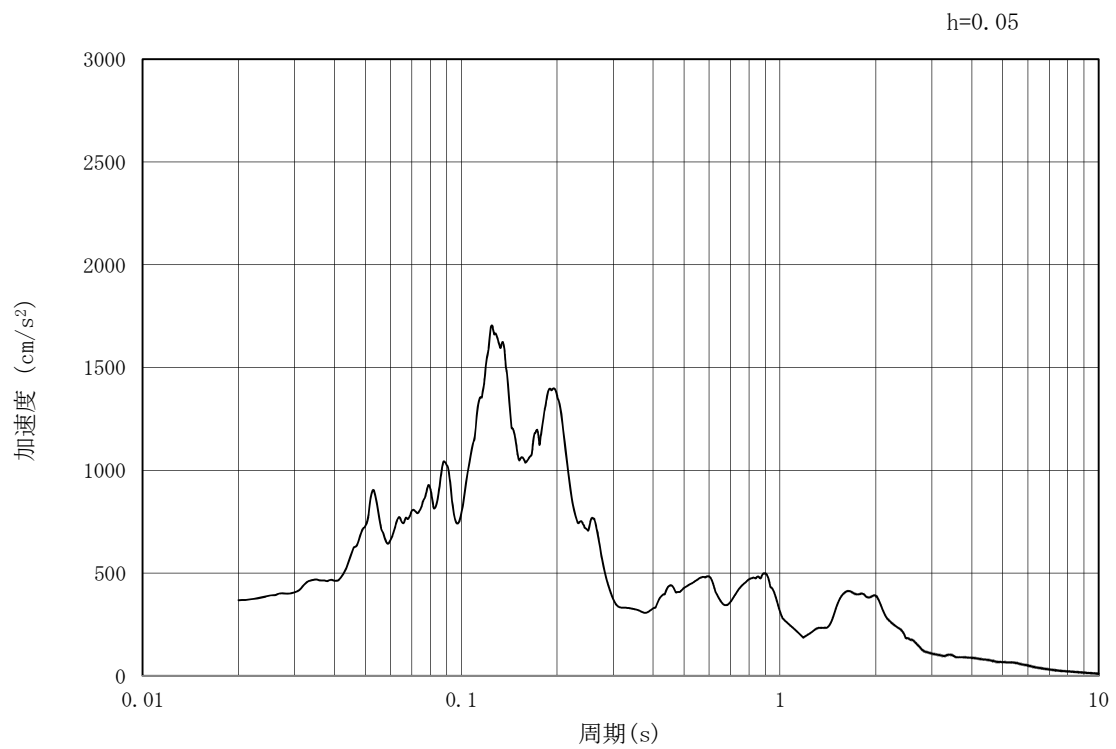


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (2) 防潮壁横断方向の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: $S_s - D1$)

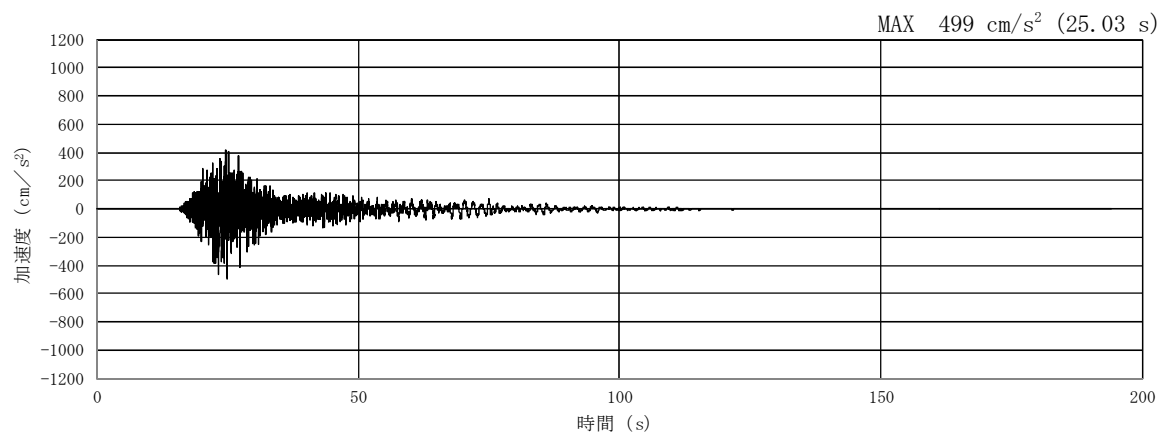


(a) 加速度時刻歴波形

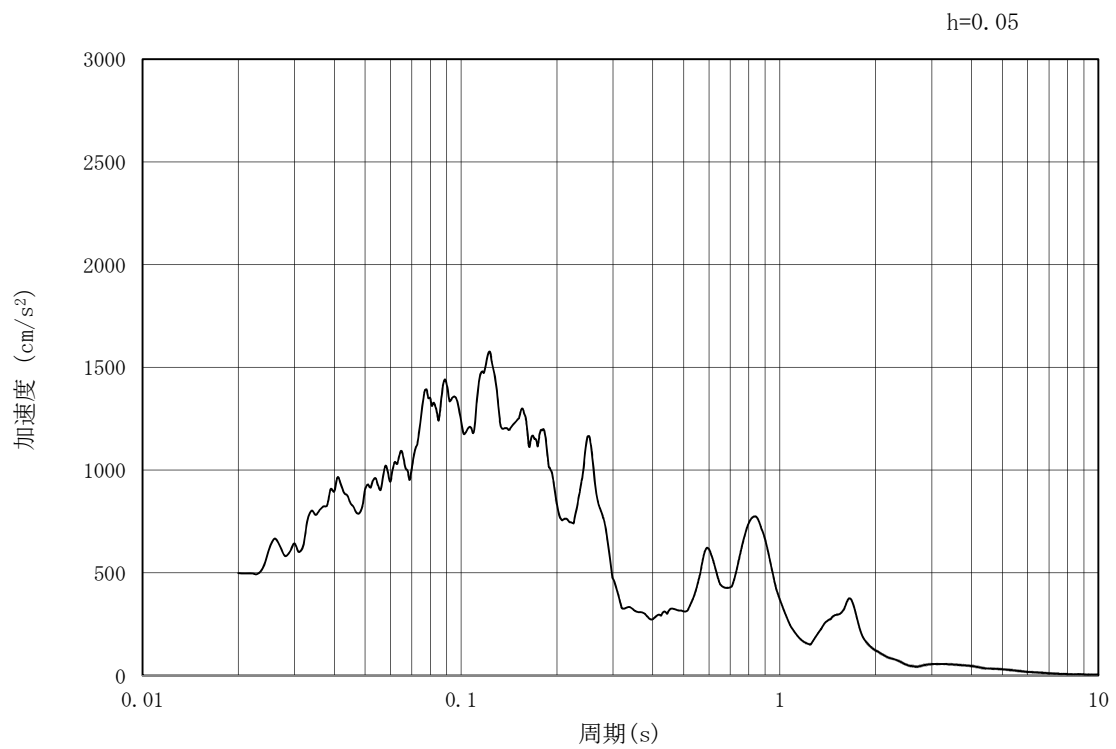


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (3) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.1$)

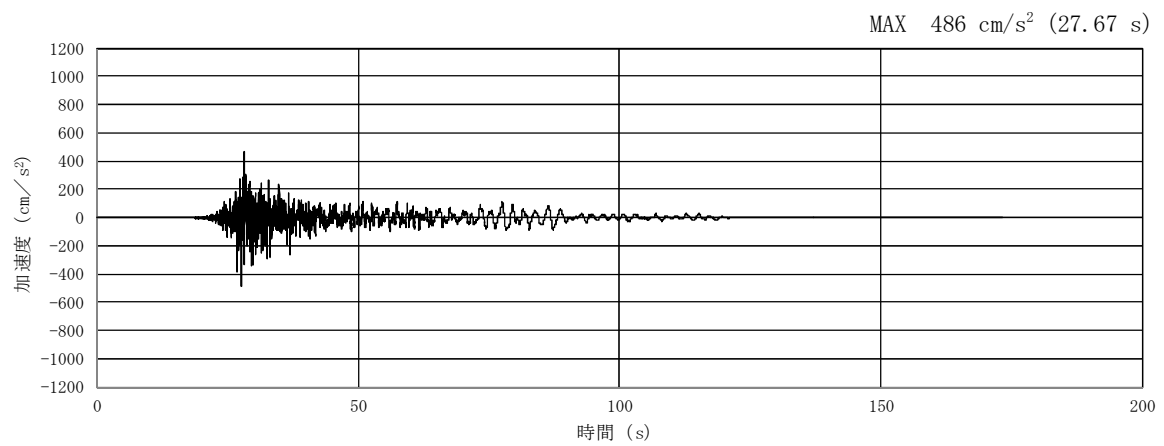


(a) 加速度時刻歴波形

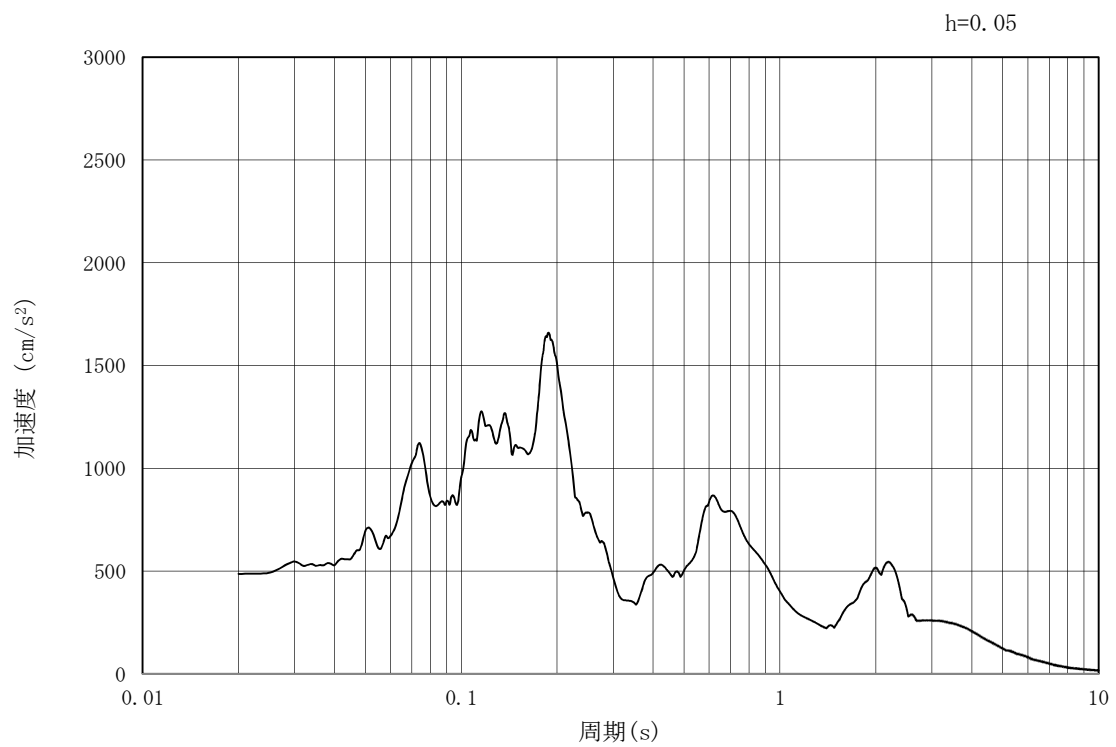


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (4) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.1$)

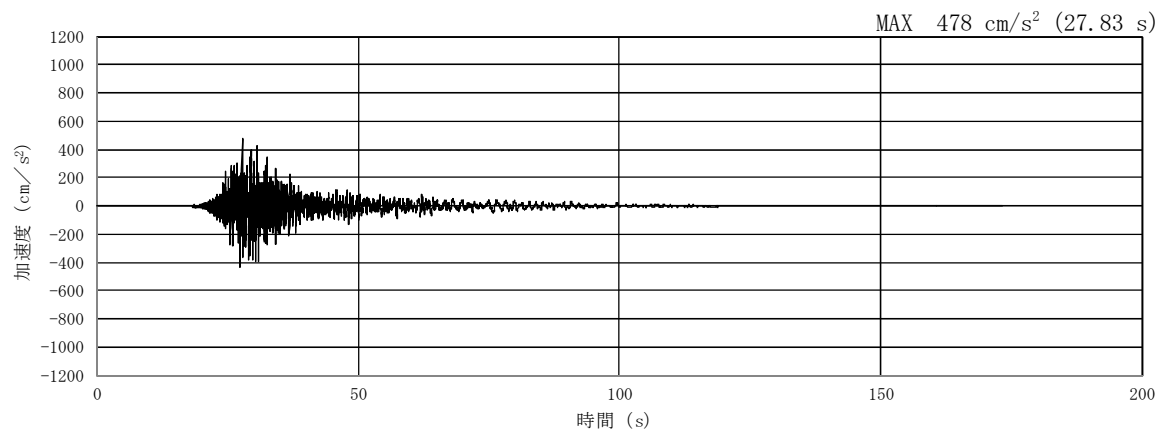


(a) 加速度時刻歴波形

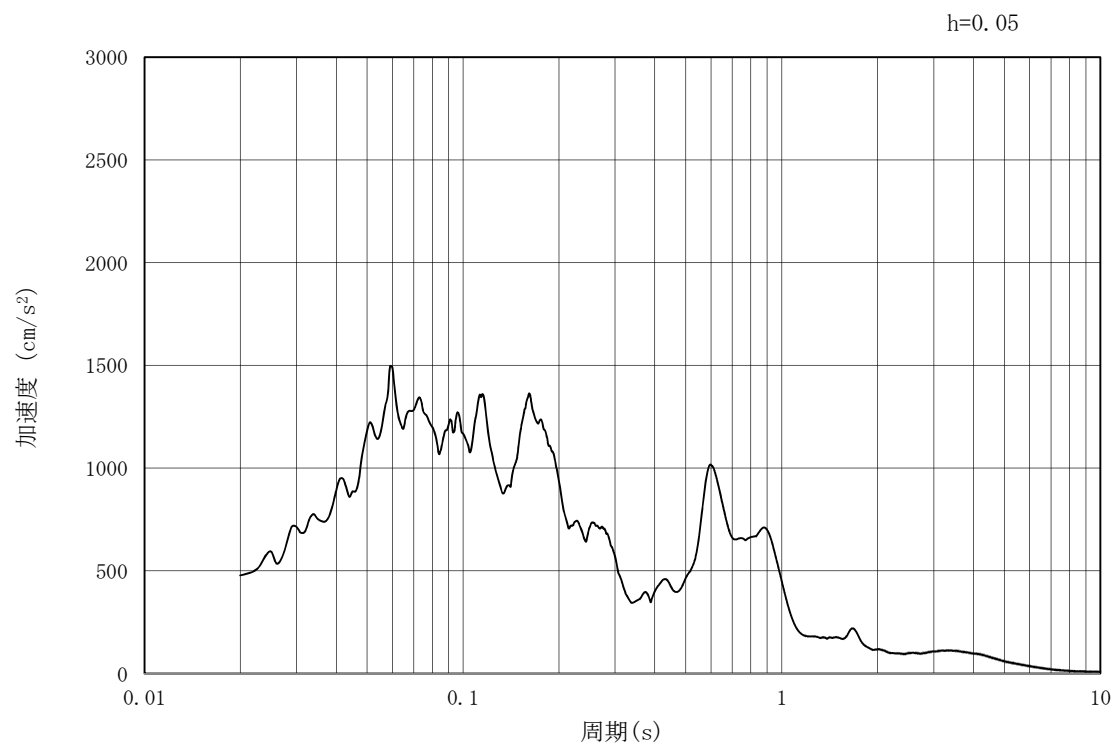


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (5) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.2$)

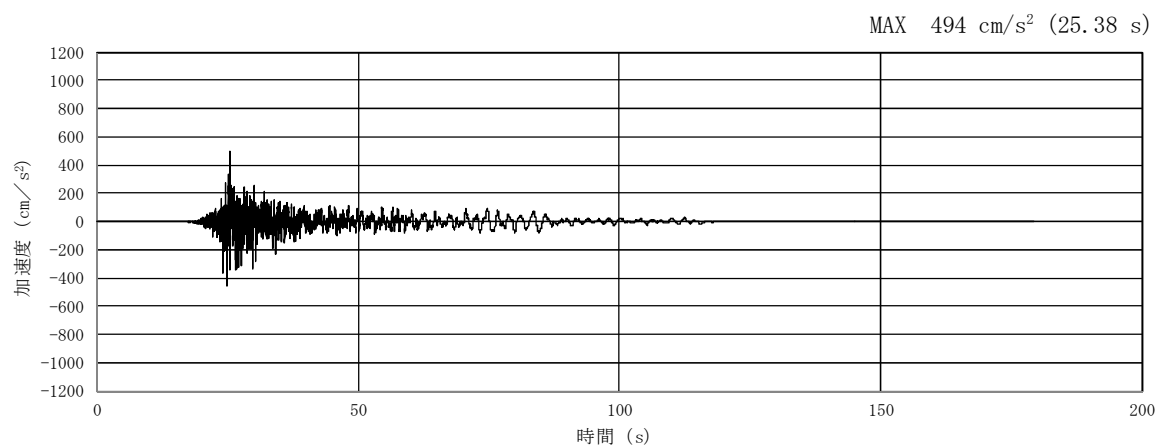


(a) 加速度時刻歴波形

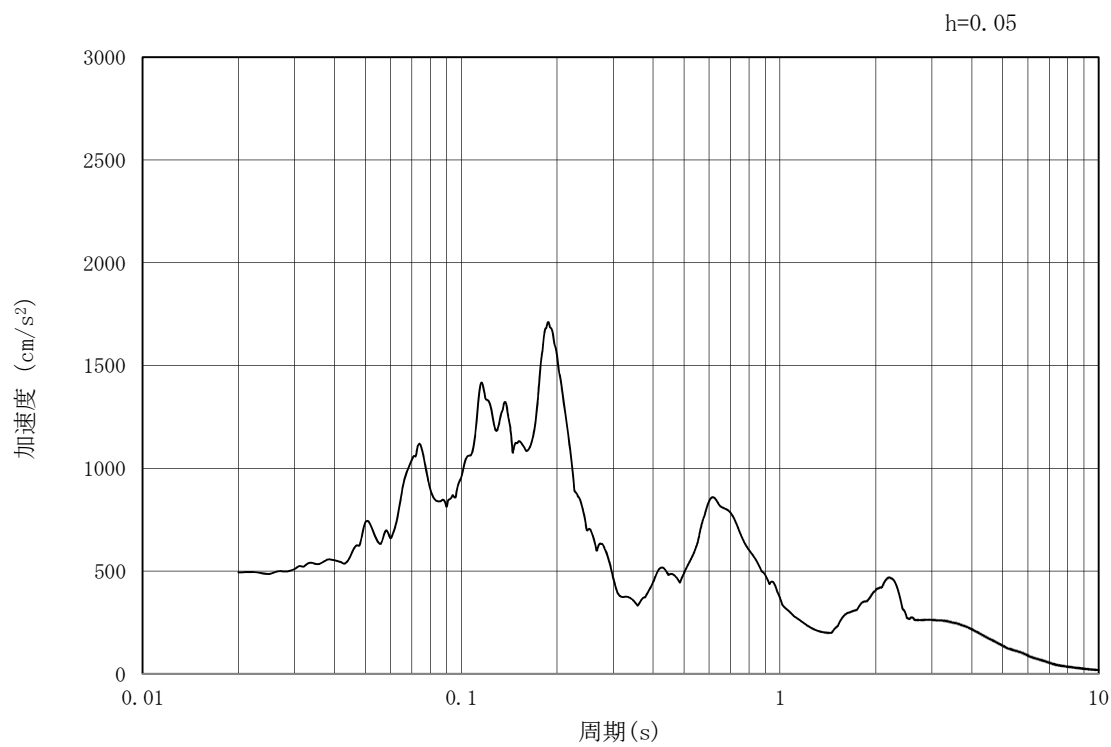


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (6) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.2$)

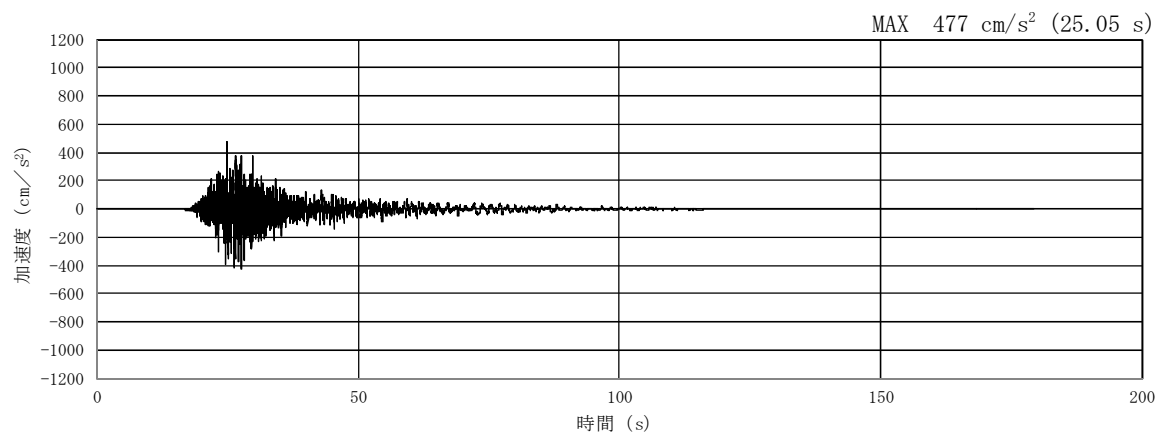


(a) 加速度時刻歴波形

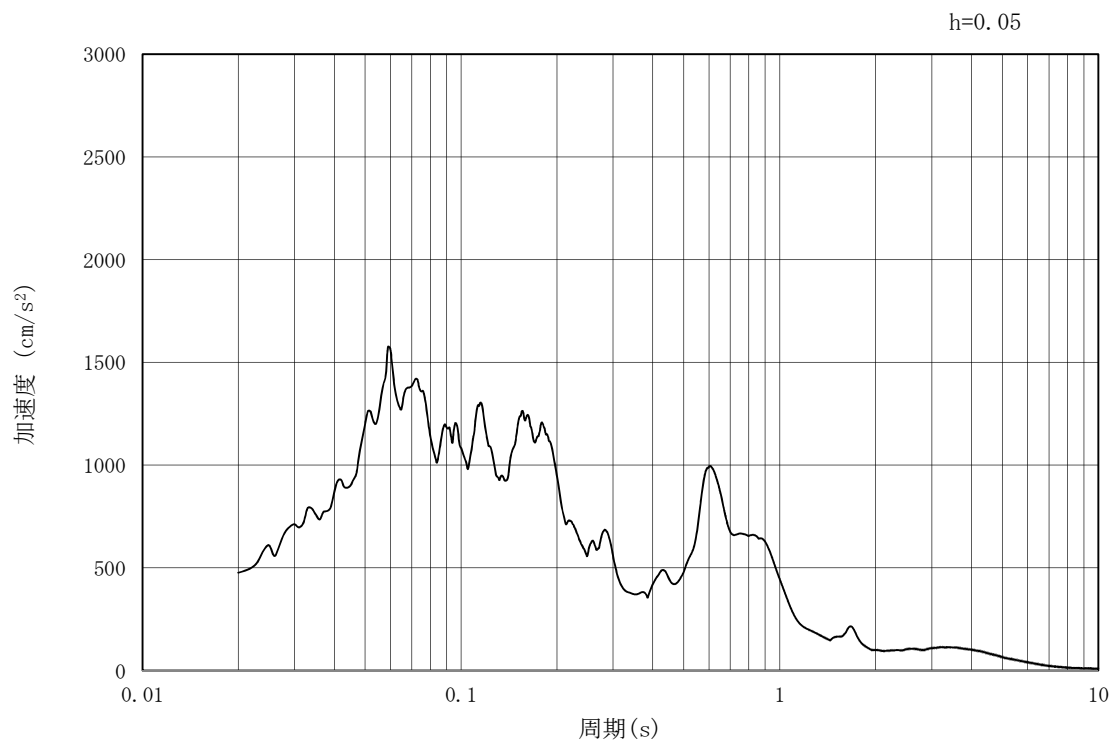


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (7) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.3$)

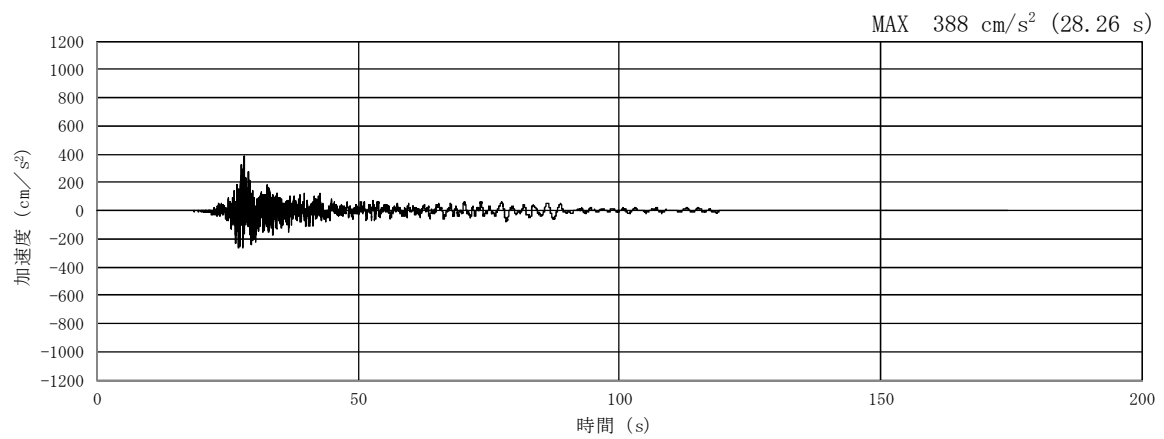


(a) 加速度時刻歴波形

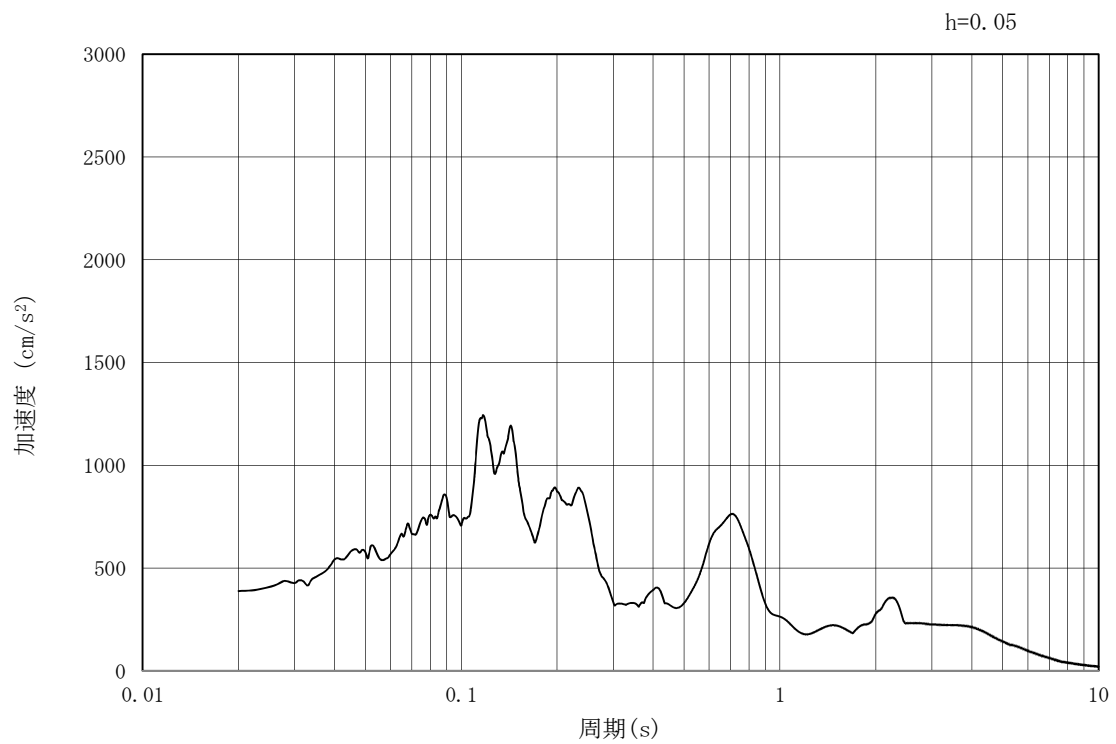


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (8) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.3$)

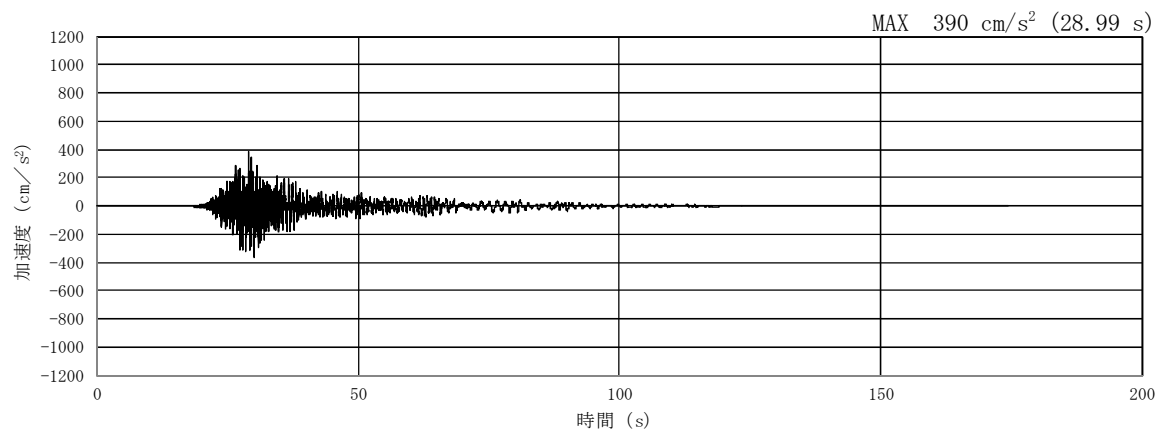


(a) 加速度時刻歴波形

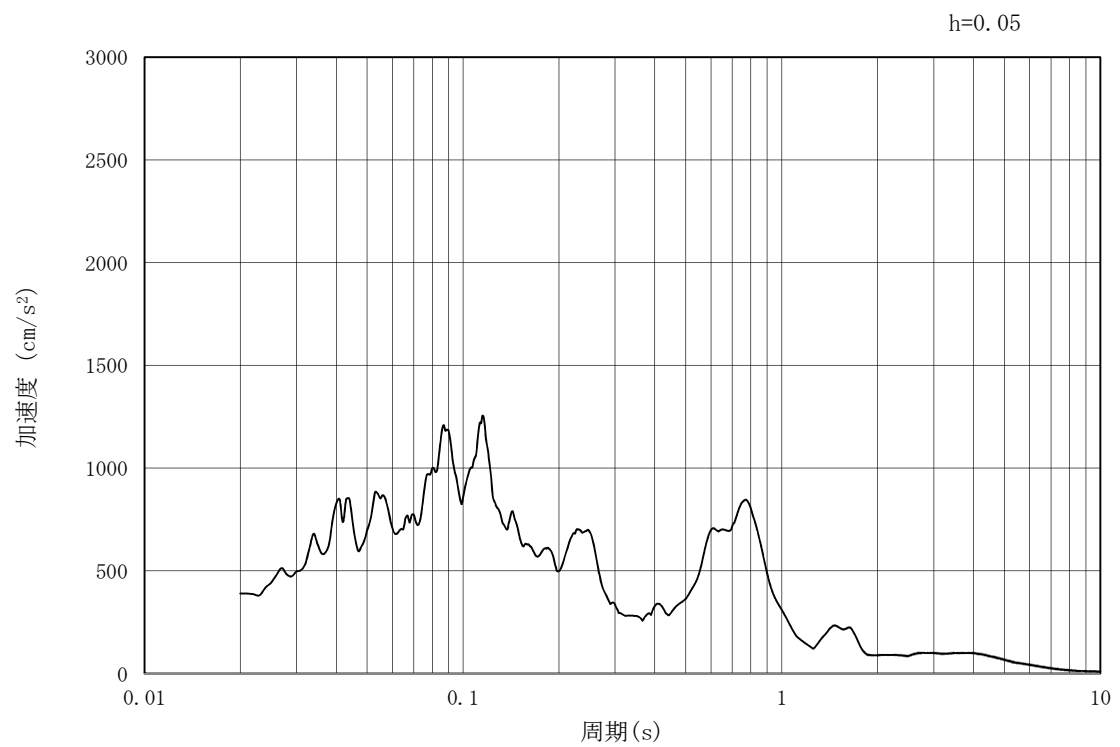


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (9) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.4$)

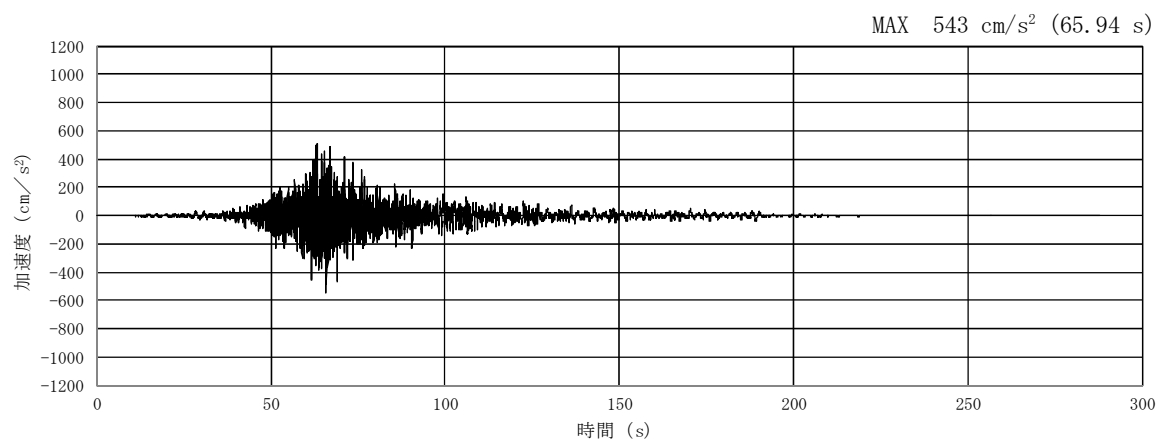


(a) 加速度時刻歴波形

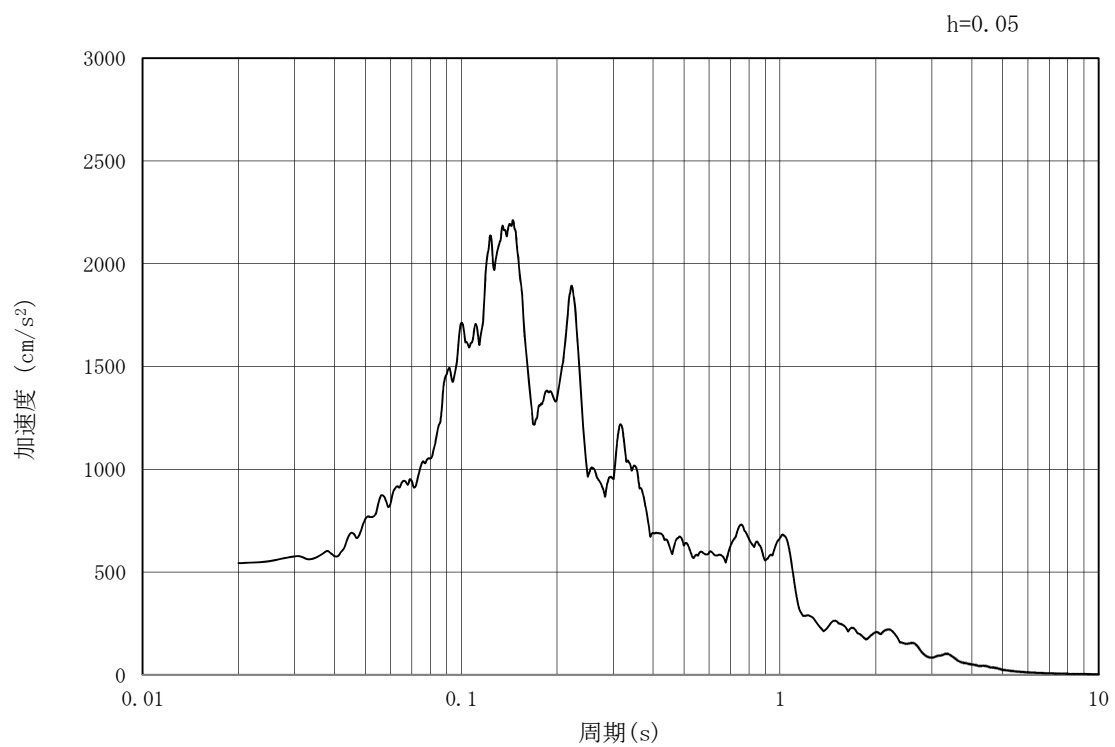


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (10) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.4$)

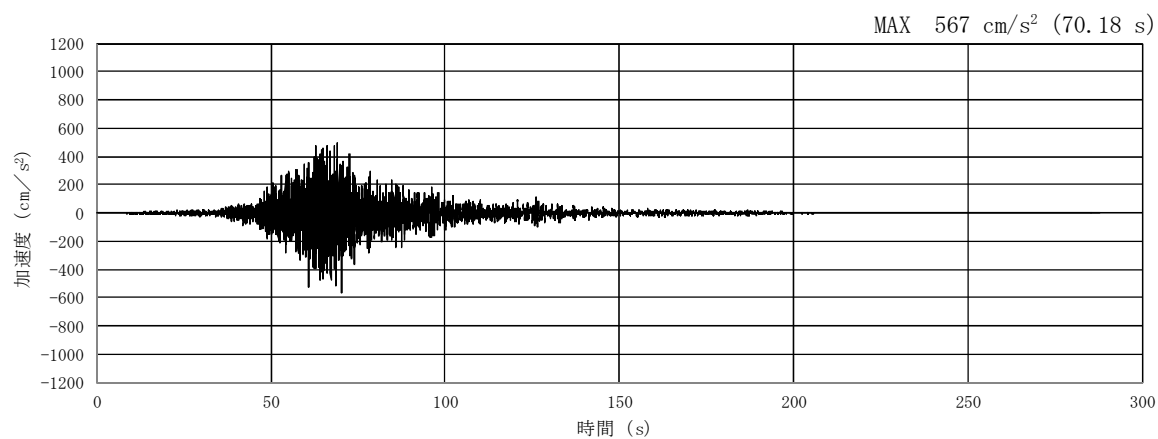


(a) 加速度時刻歴波形

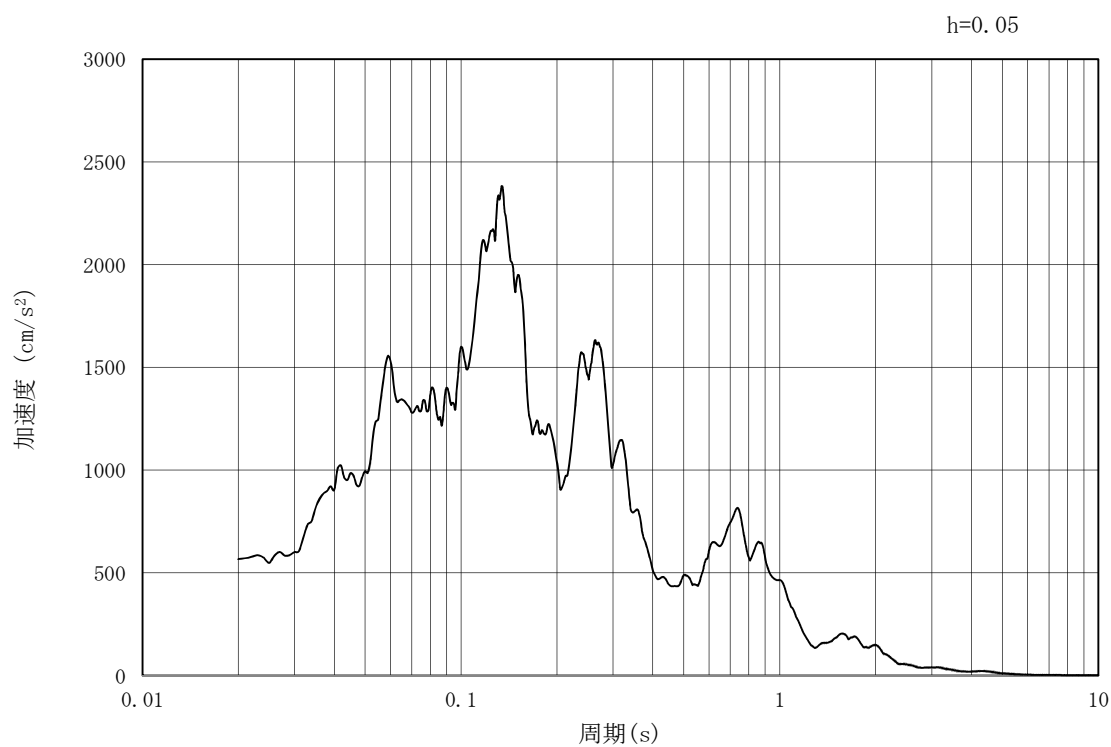


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (11) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 2.1$)

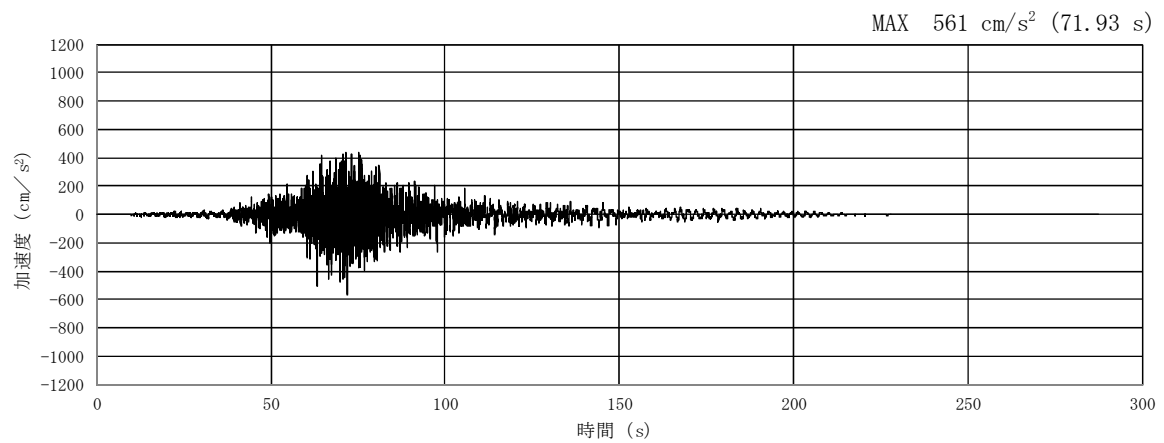


(a) 加速度時刻歴波形

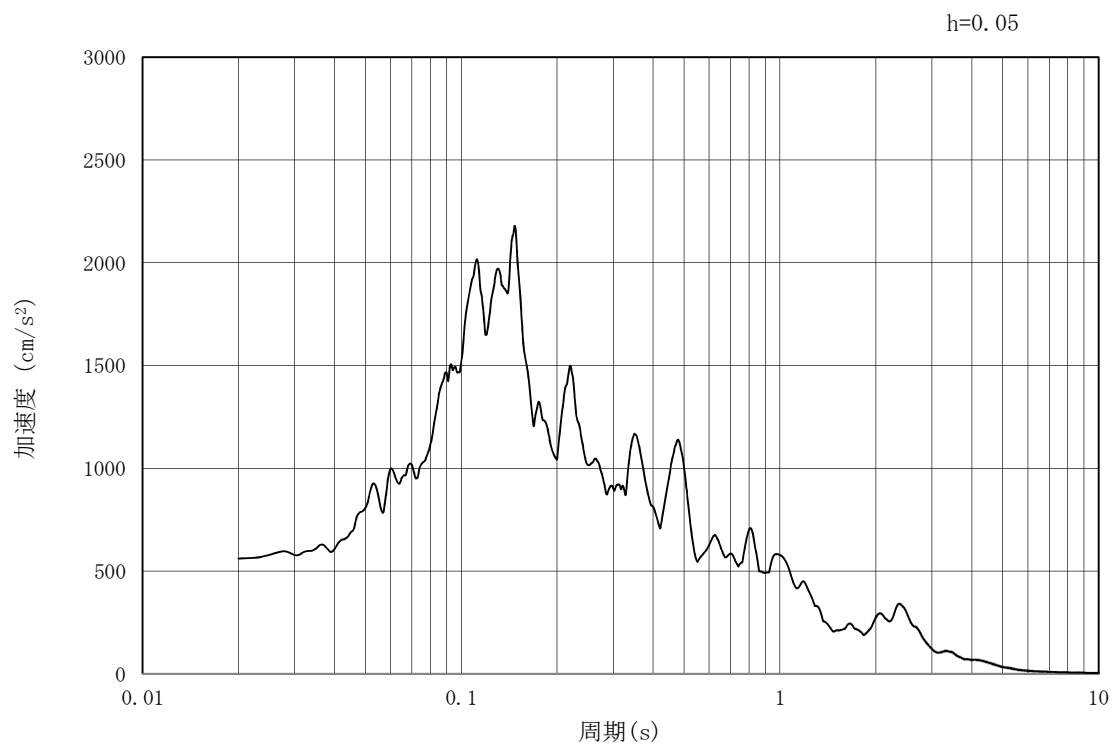


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (12) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 2.1$)

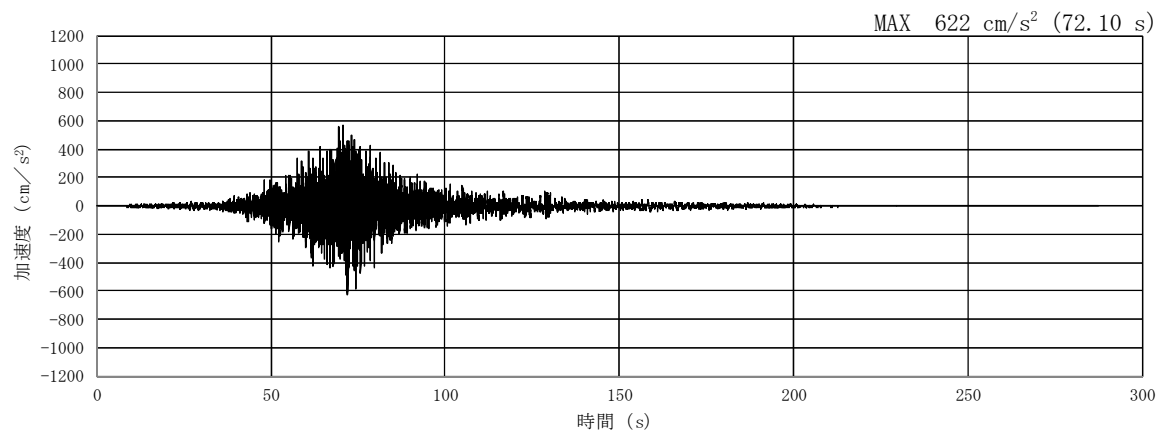


(a) 加速度時刻歴波形

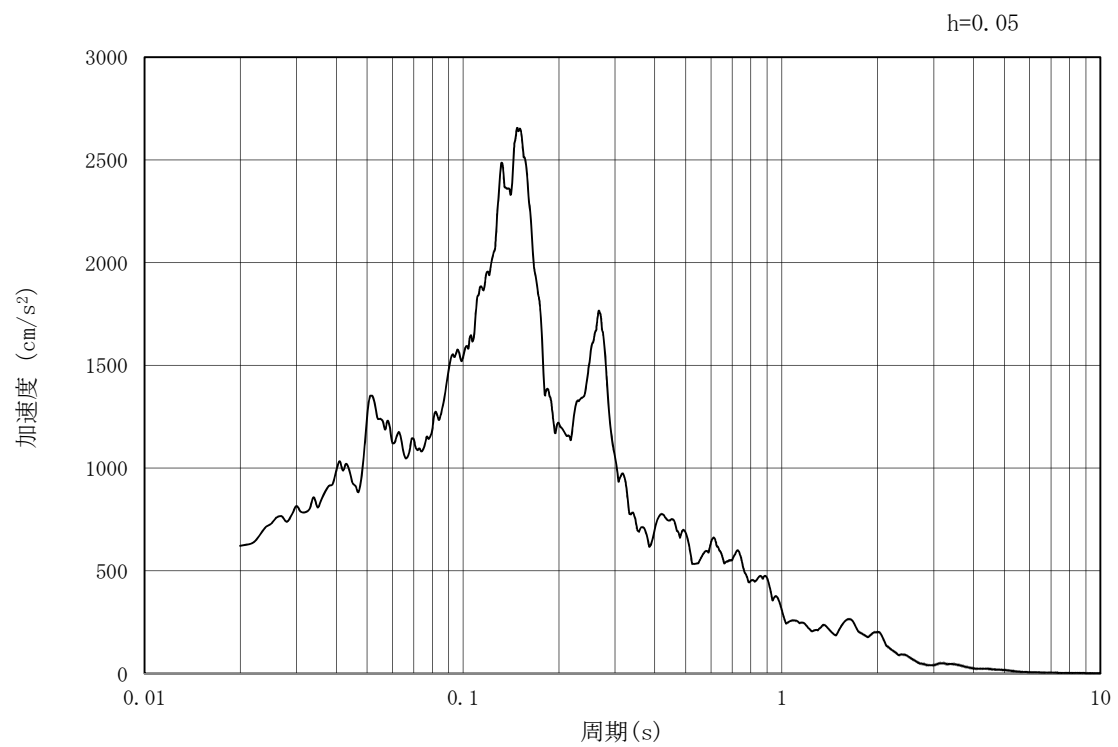


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (13) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 2.2$)

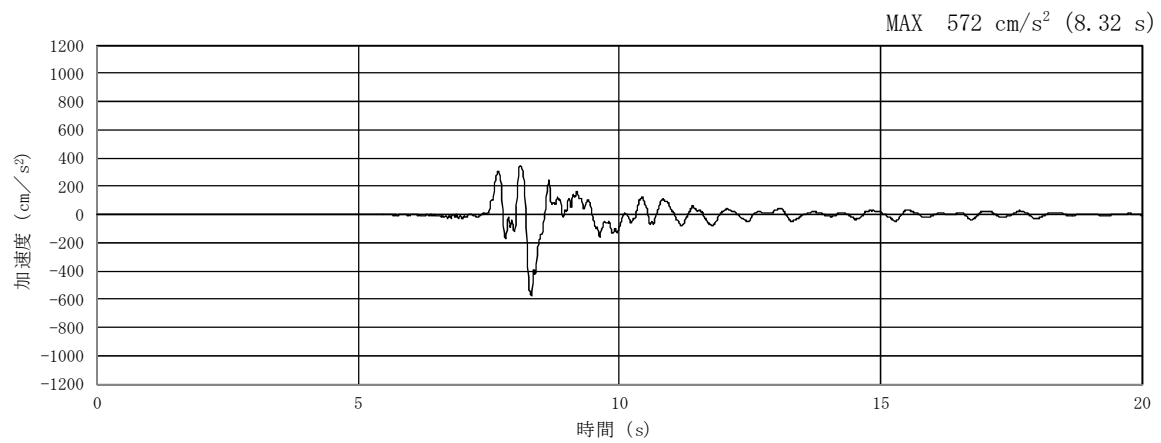


(a) 加速度時刻歴波形

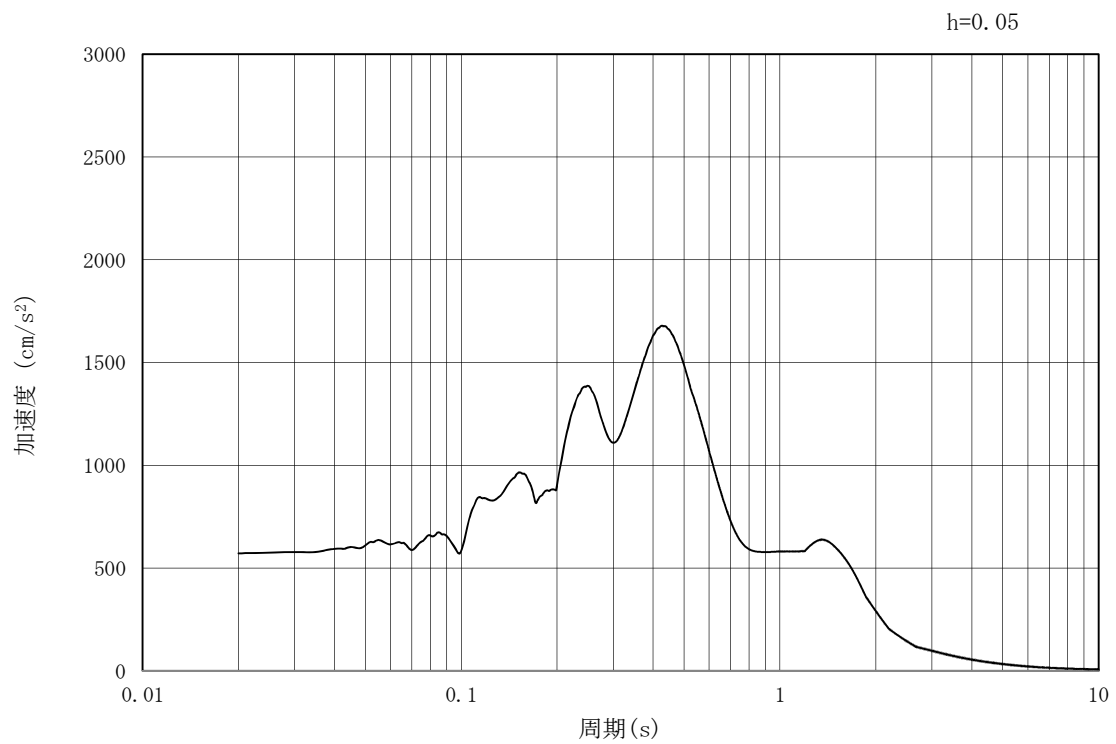


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (14) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 2.2$)

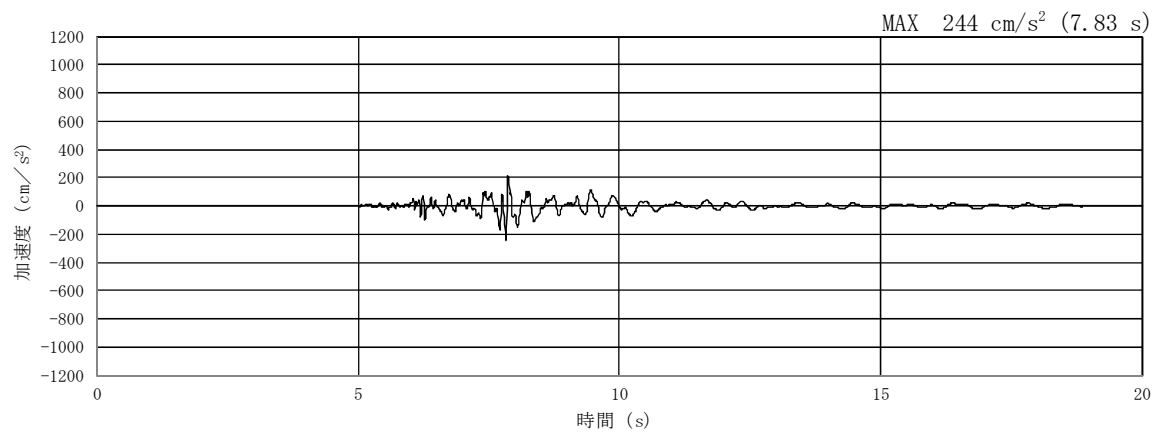


(a) 加速度時刻歴波形

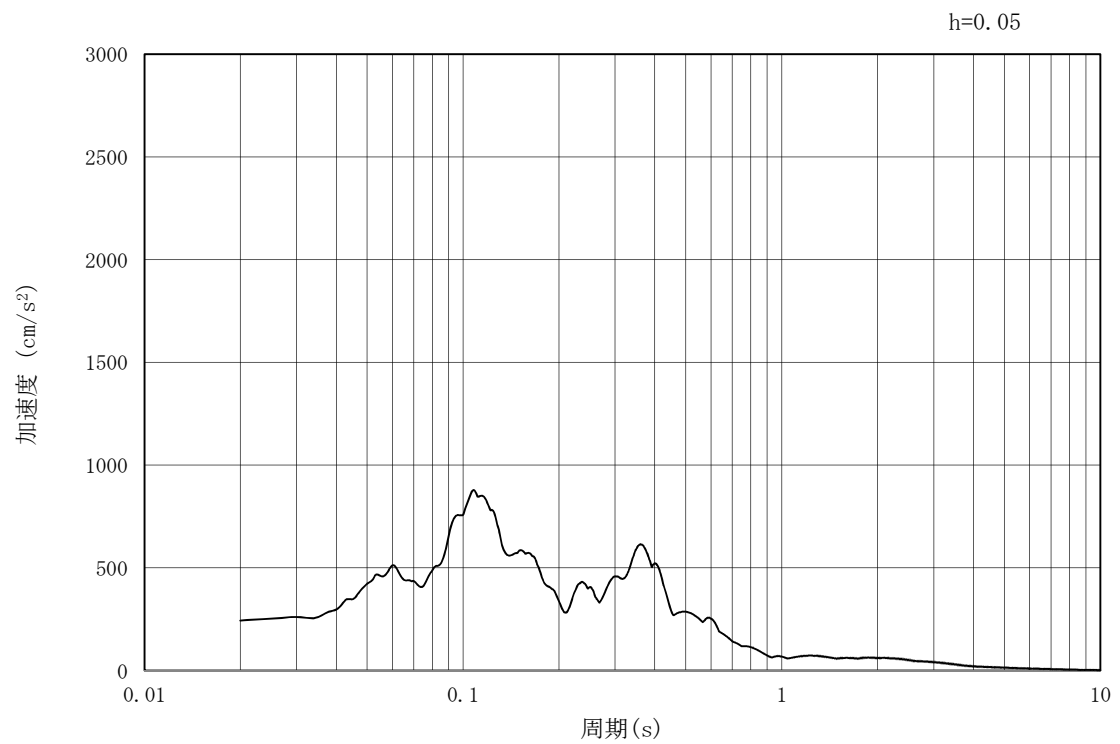


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (15) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 3.1$)

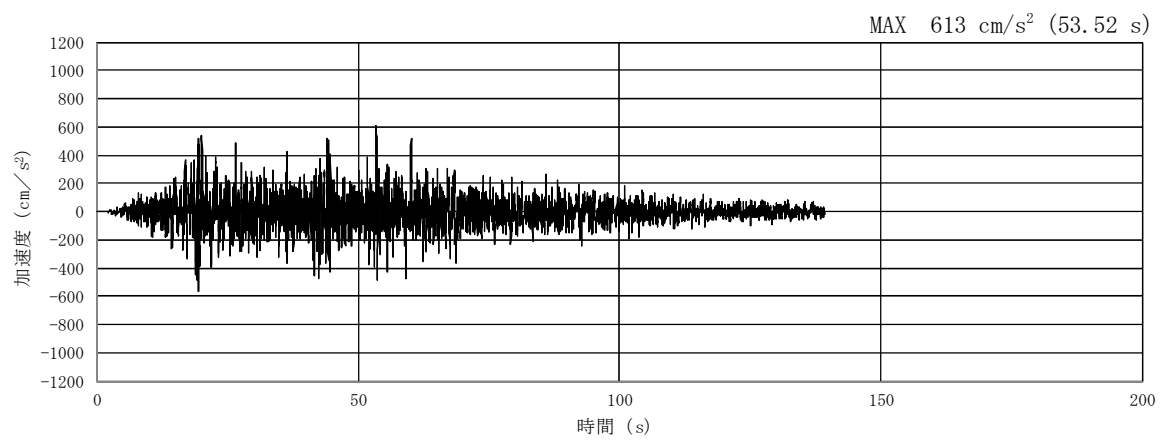


(a) 加速度時刻歴波形

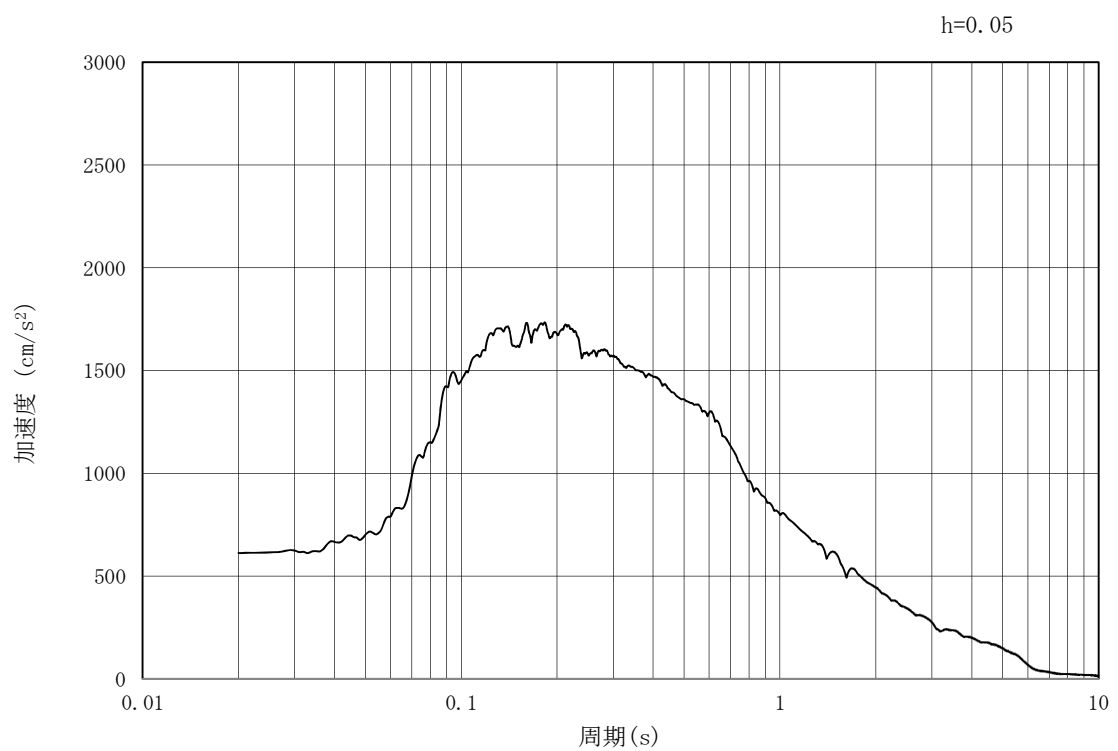


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (16) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 31$)

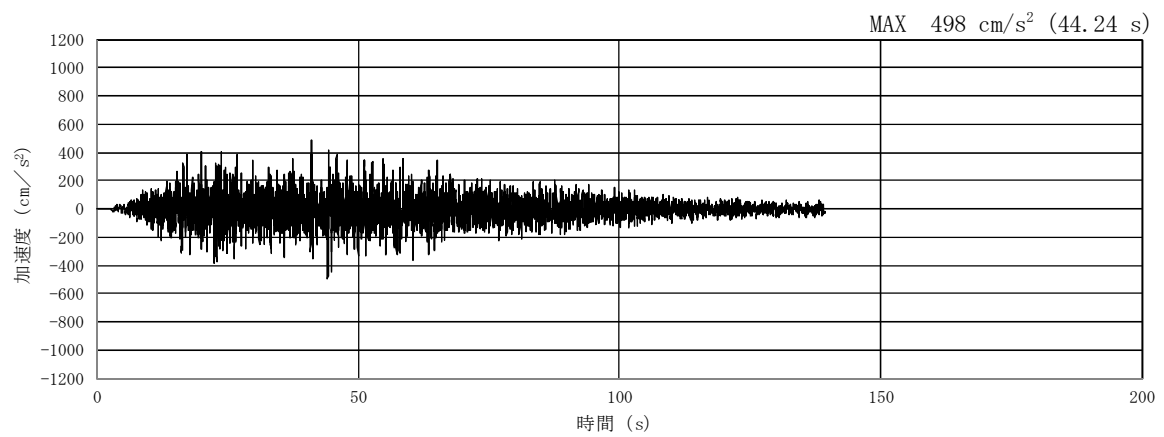


(a) 加速度時刻歴波形

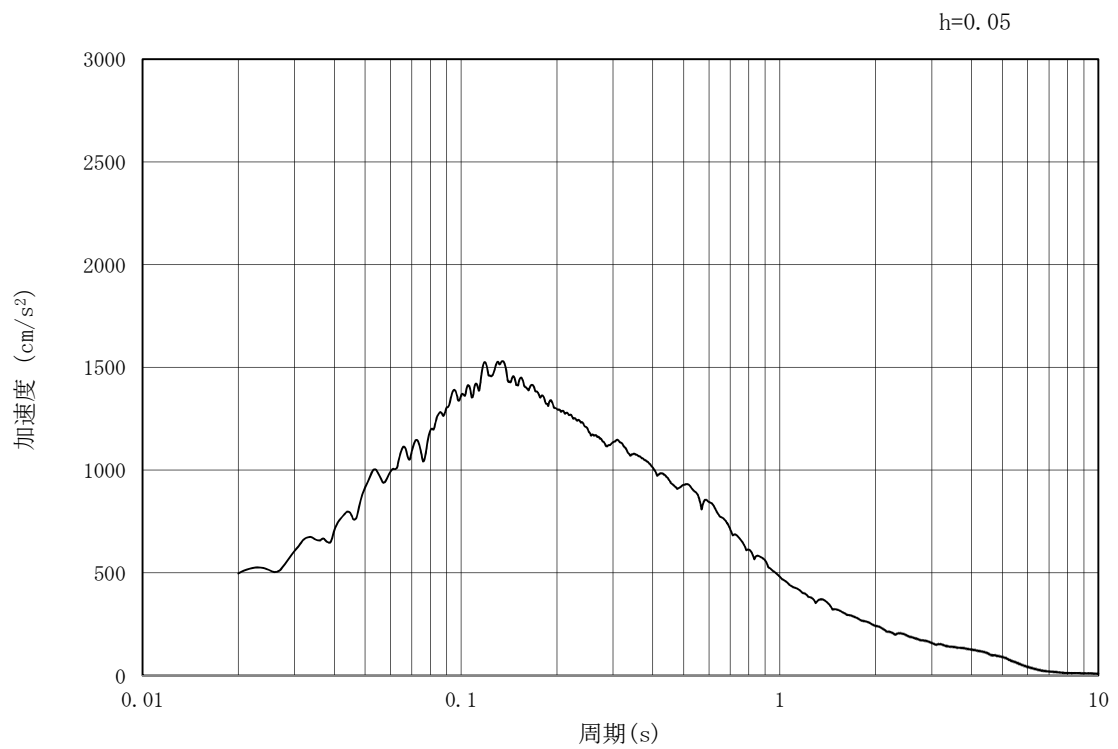


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (1) 防潮壁縦断方向の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 : $S_s - D1$)

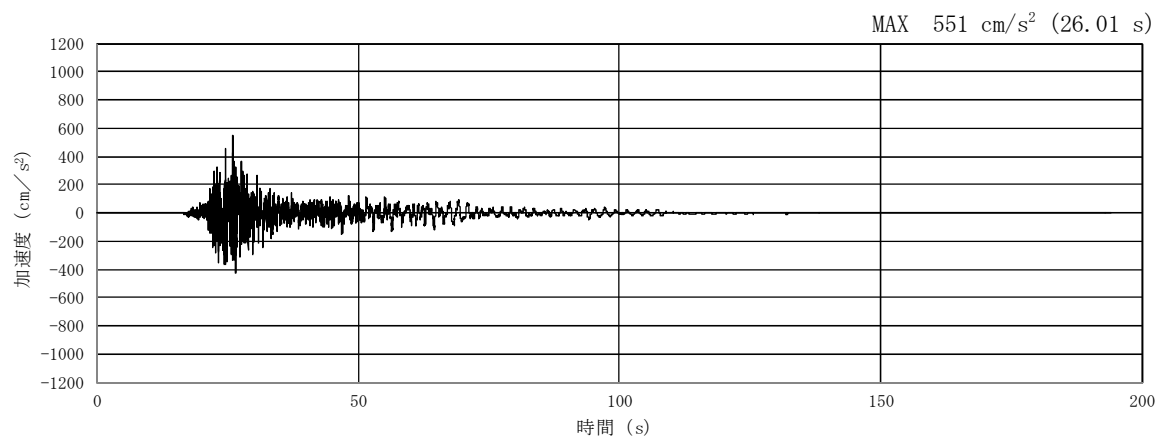


(a) 加速度時刻歴波形

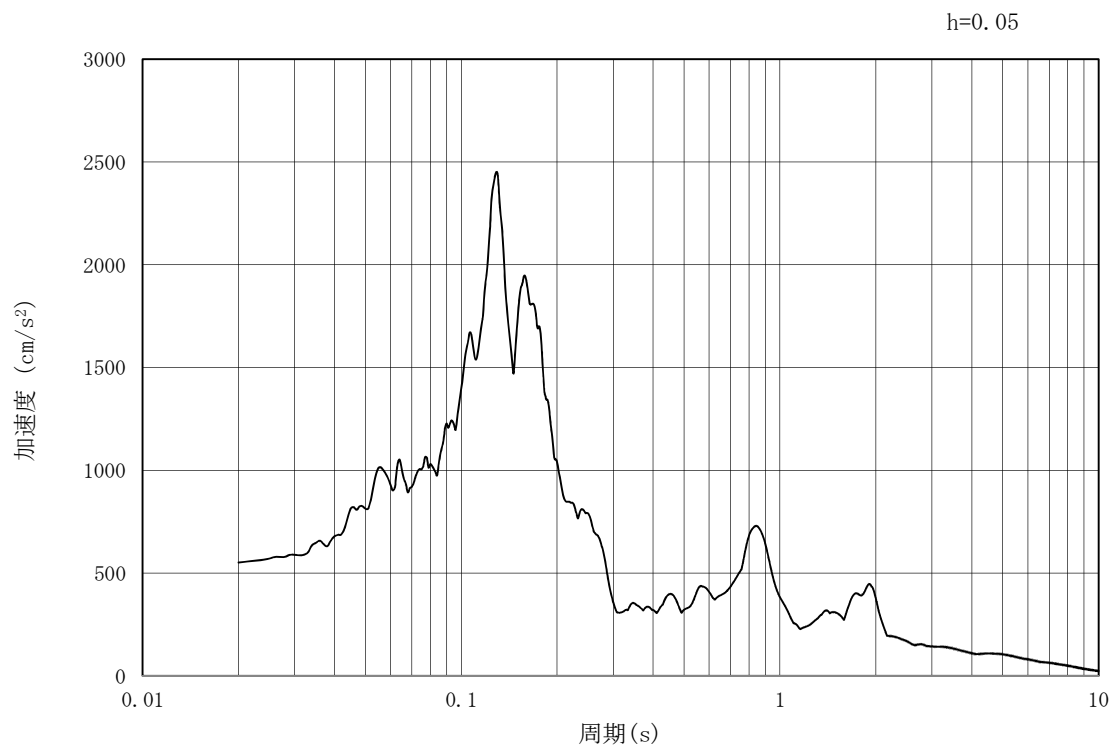


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (2) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - D1$)

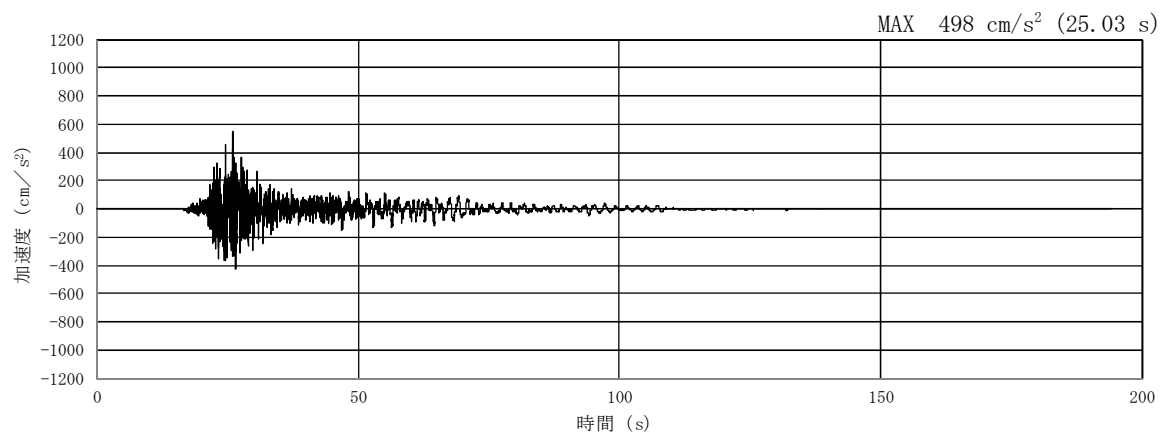


(a) 加速度時刻歴波形

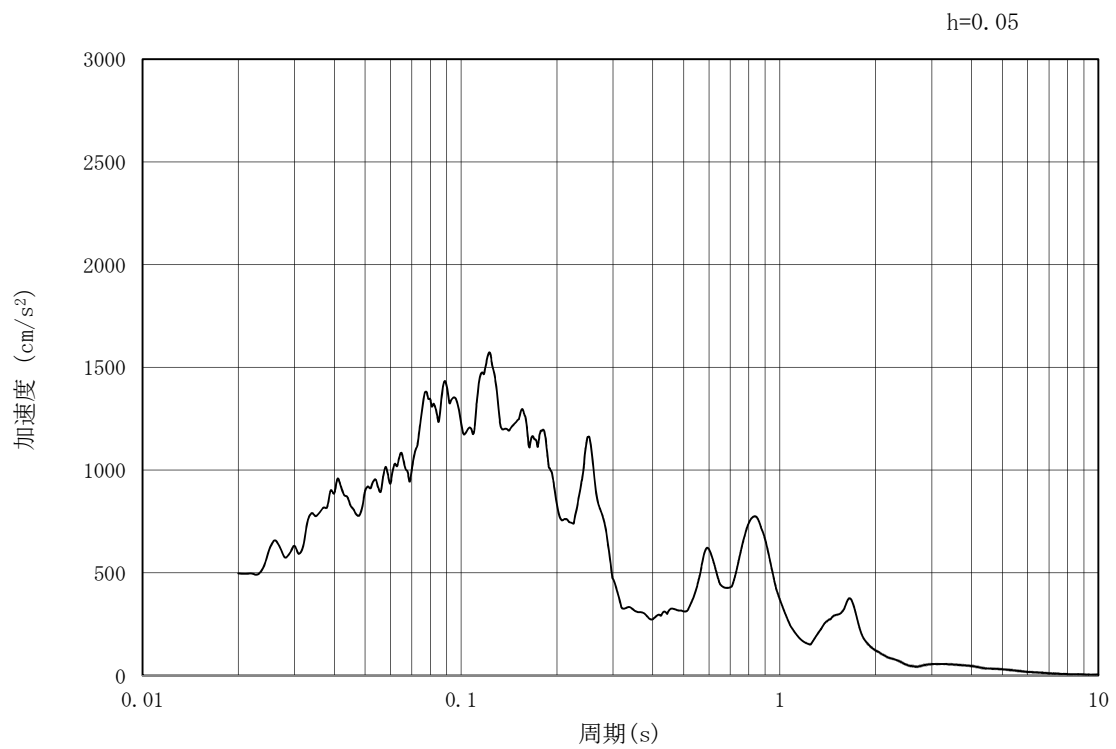


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (3) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.1$)

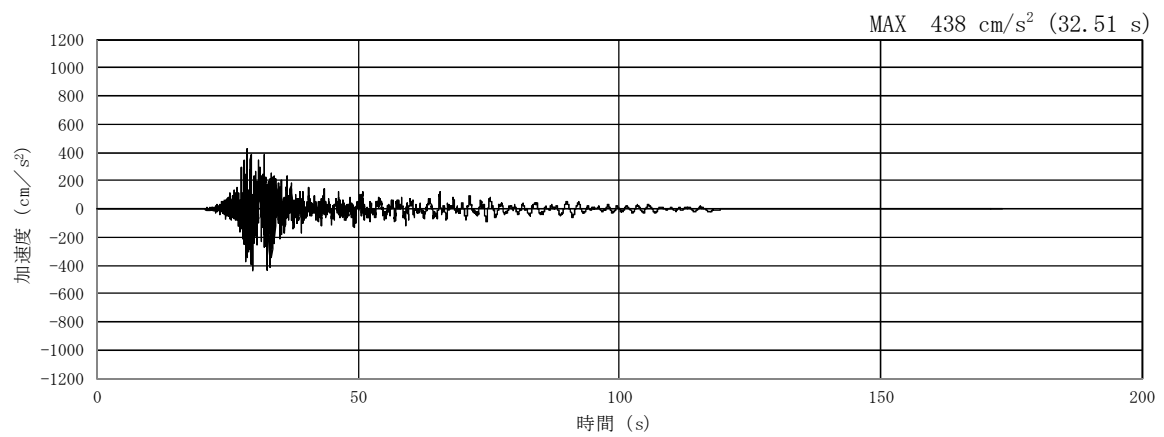


(a) 加速度時刻歴波形

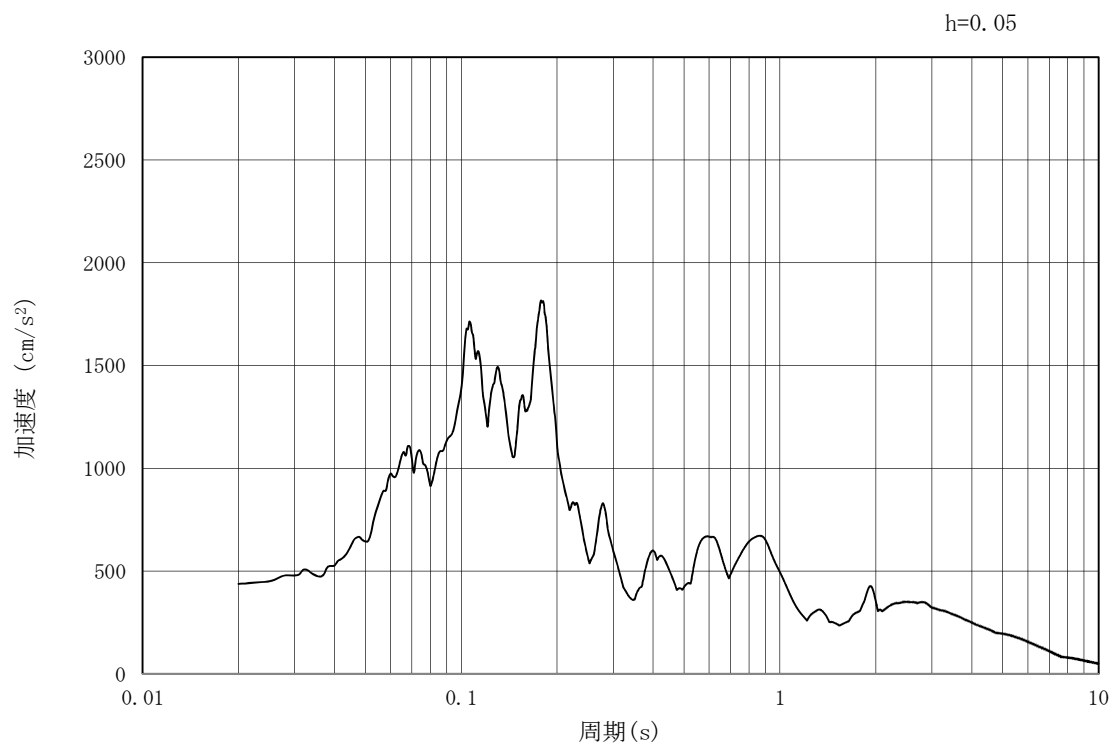


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (4) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.1$)

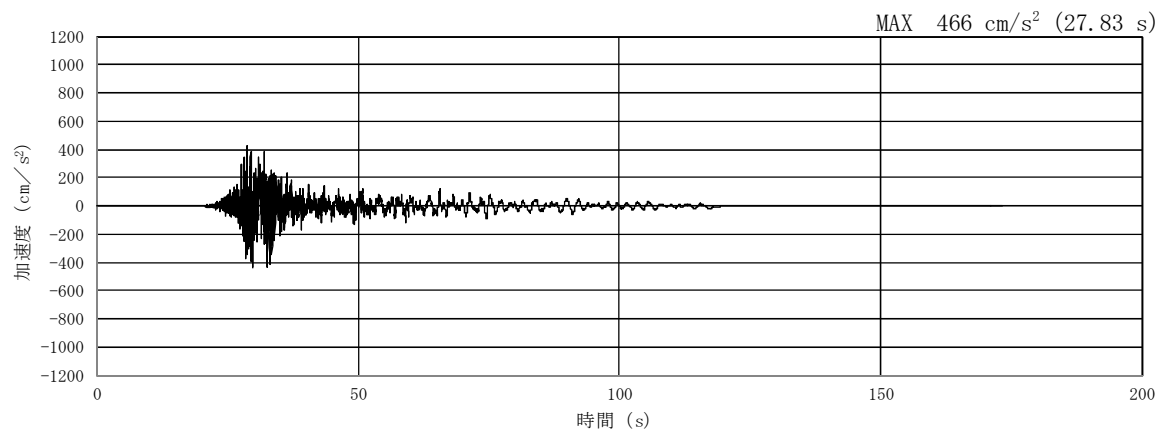


(a) 加速度時刻歴波形

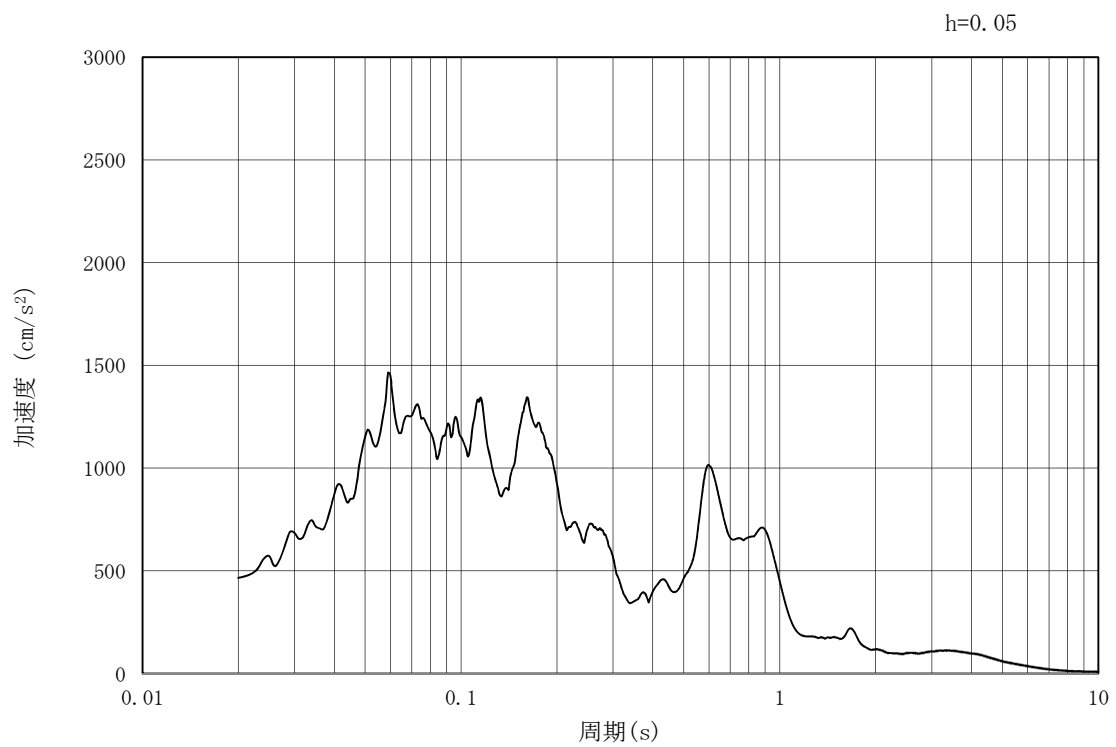


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (5) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.2$)

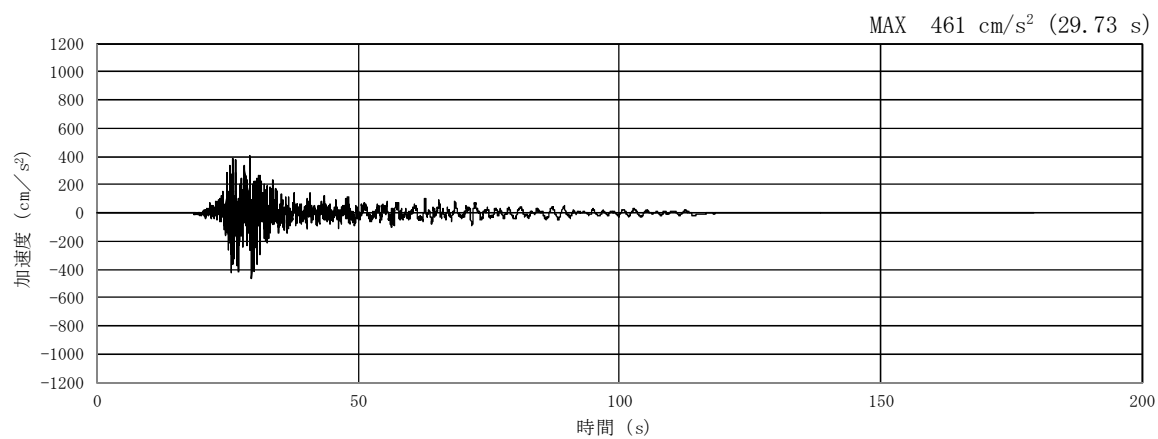


(a) 加速度時刻歴波形

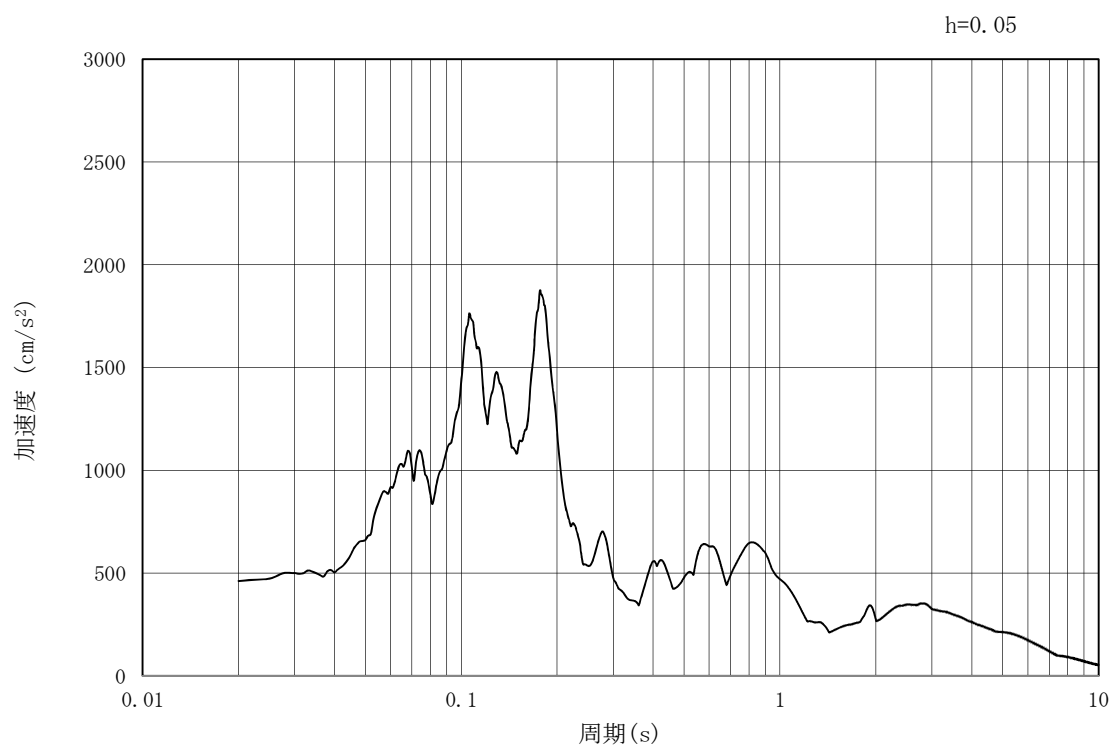


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (6) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.2$)

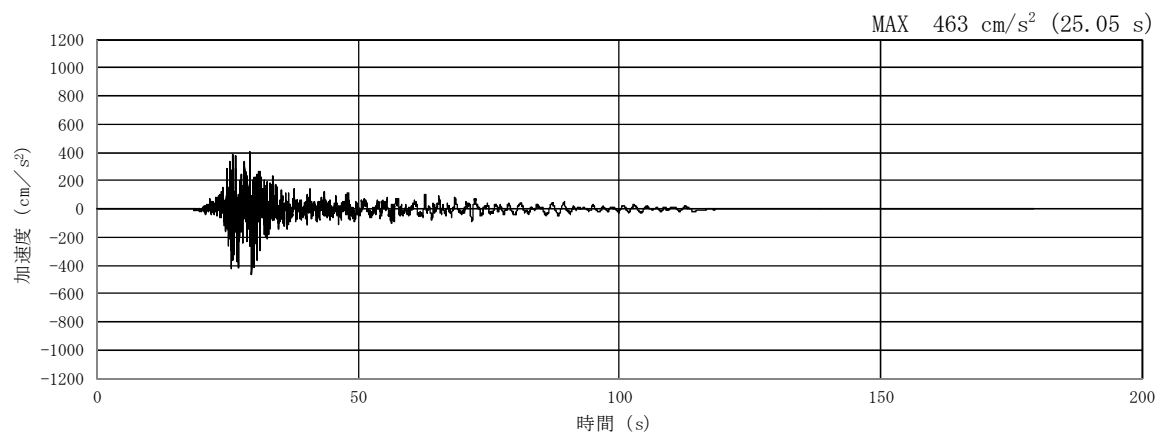


(a) 加速度時刻歴波形

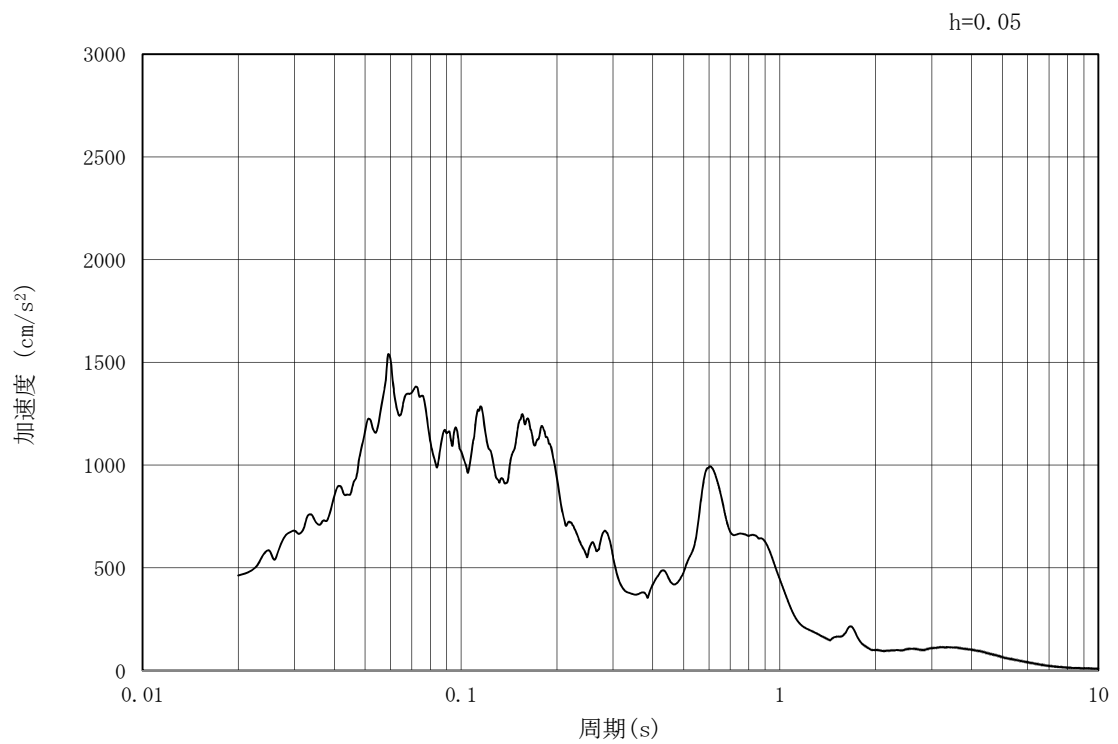


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (7) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.3$)

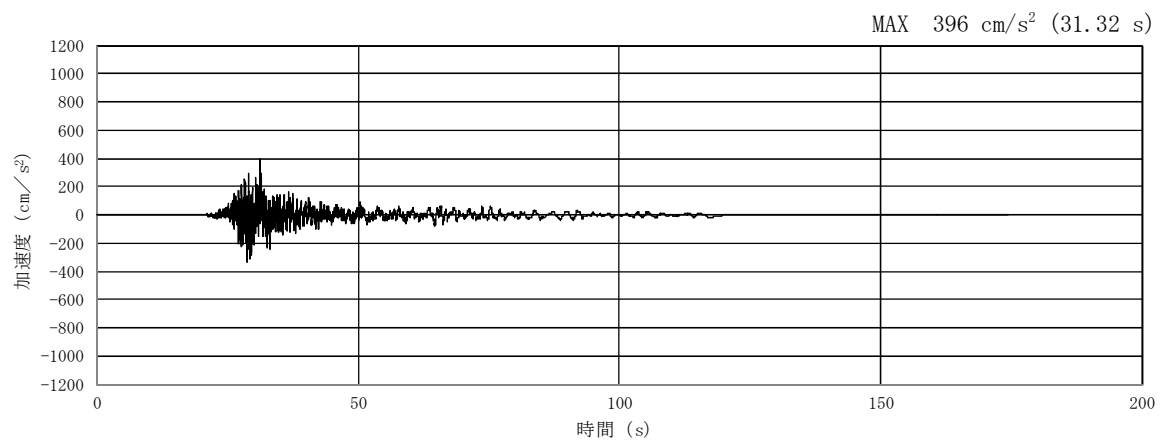


(a) 加速度時刻歴波形

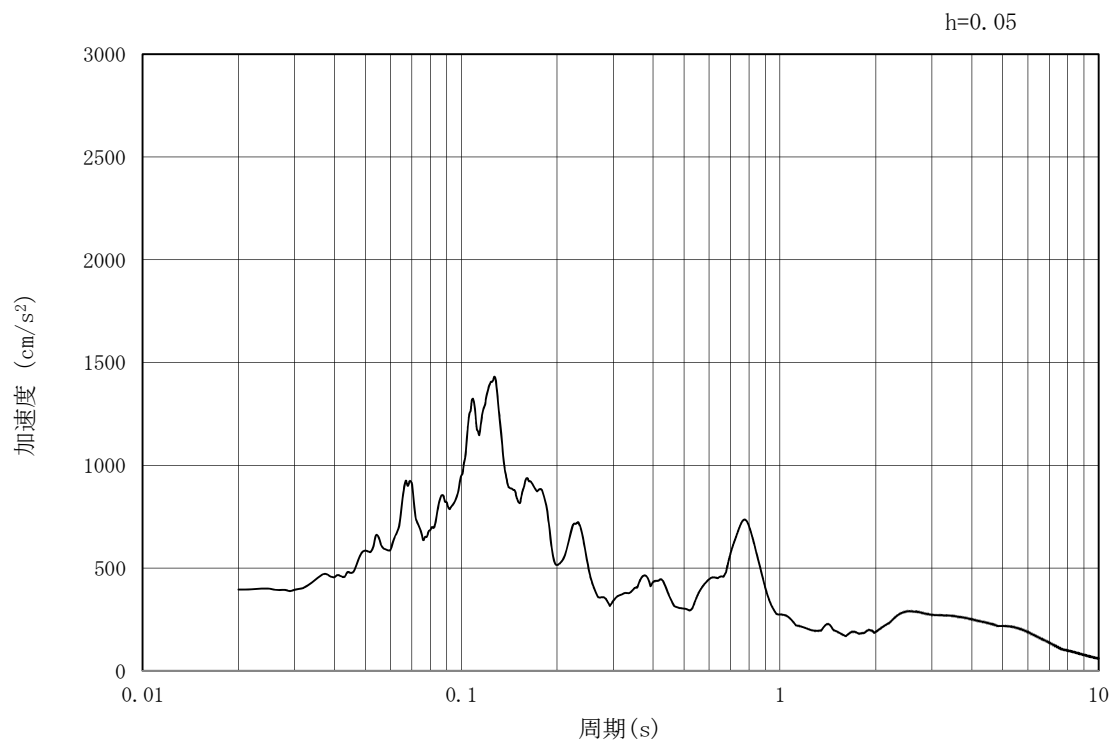


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (8) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.3$)

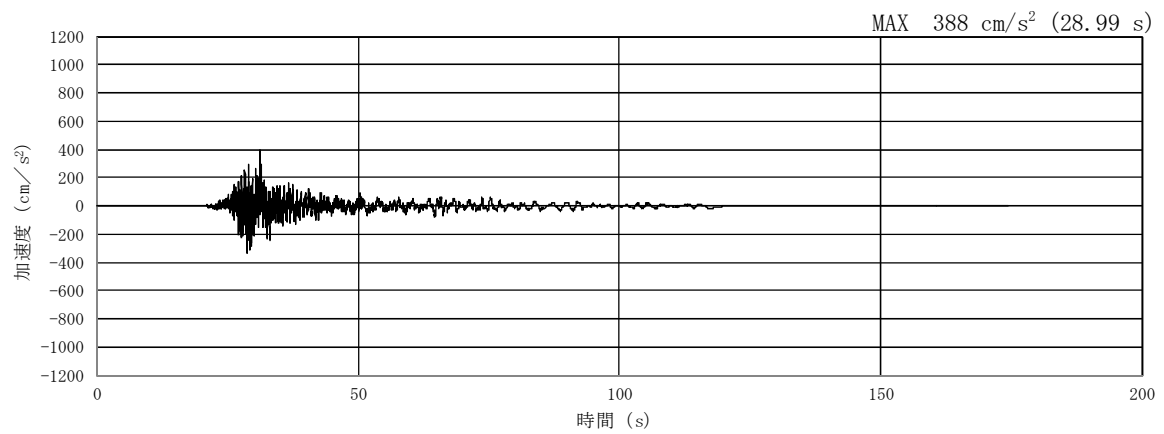


(a) 加速度時刻歴波形

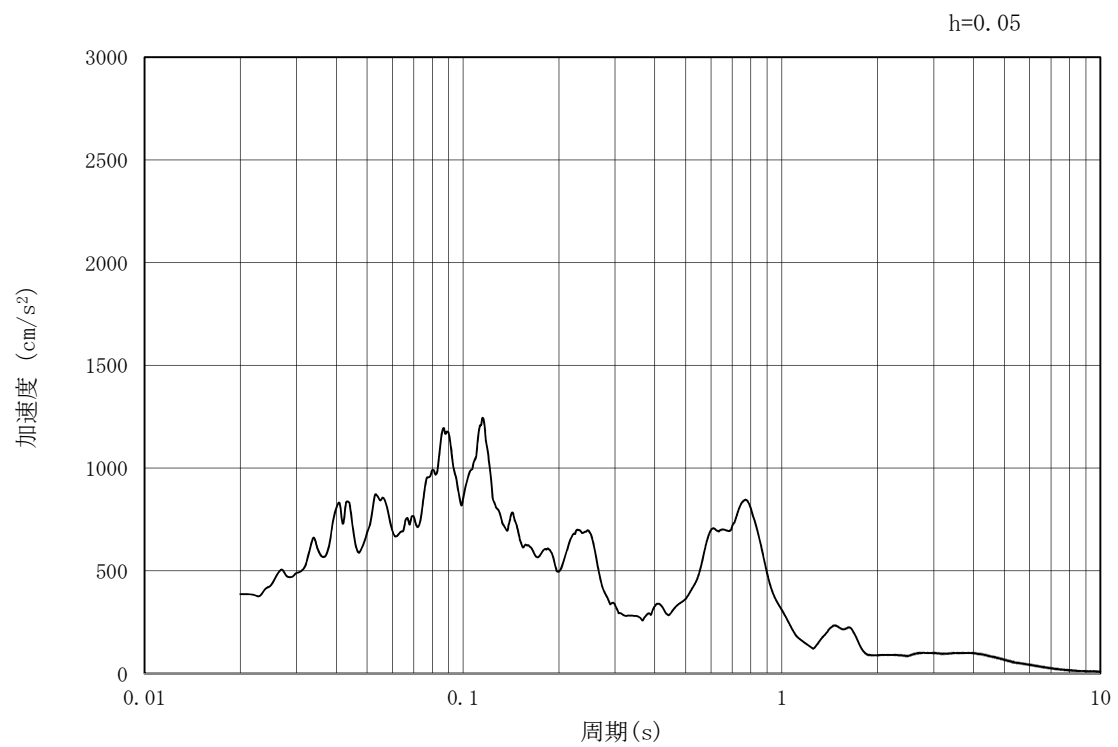


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (9) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.4$)

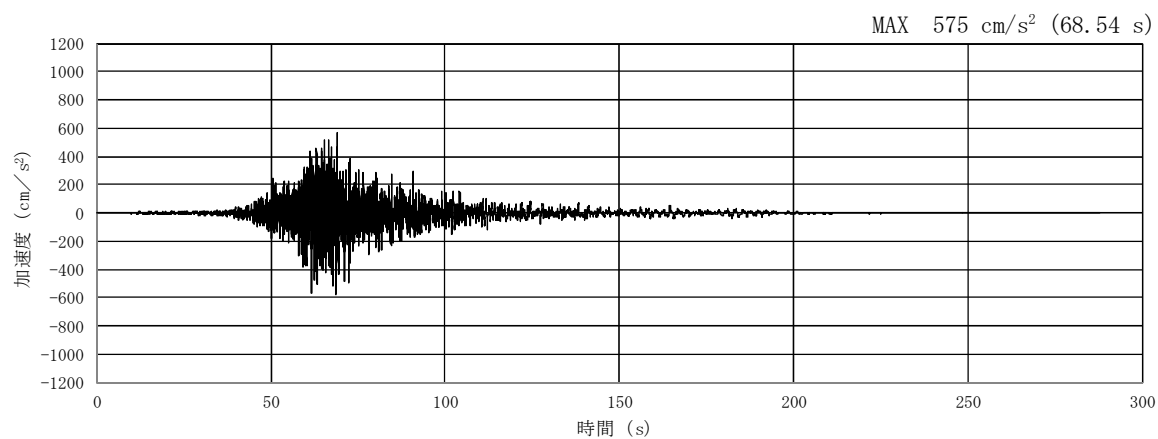


(a) 加速度時刻歴波形

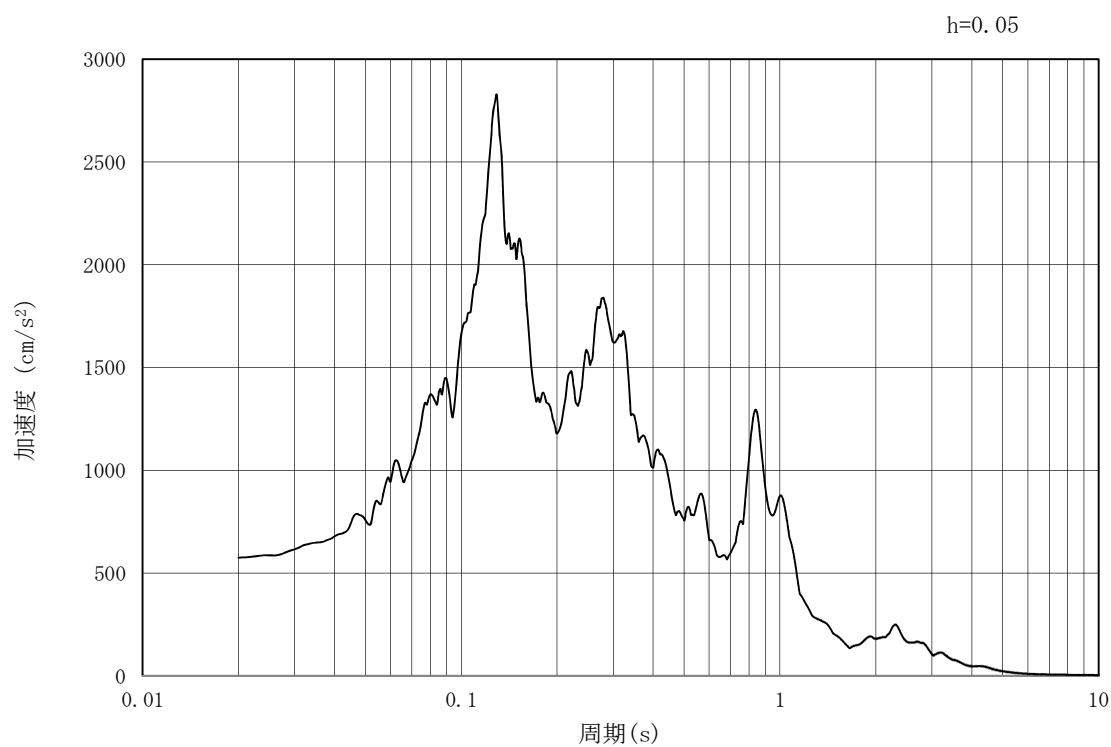


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (10) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.4$)

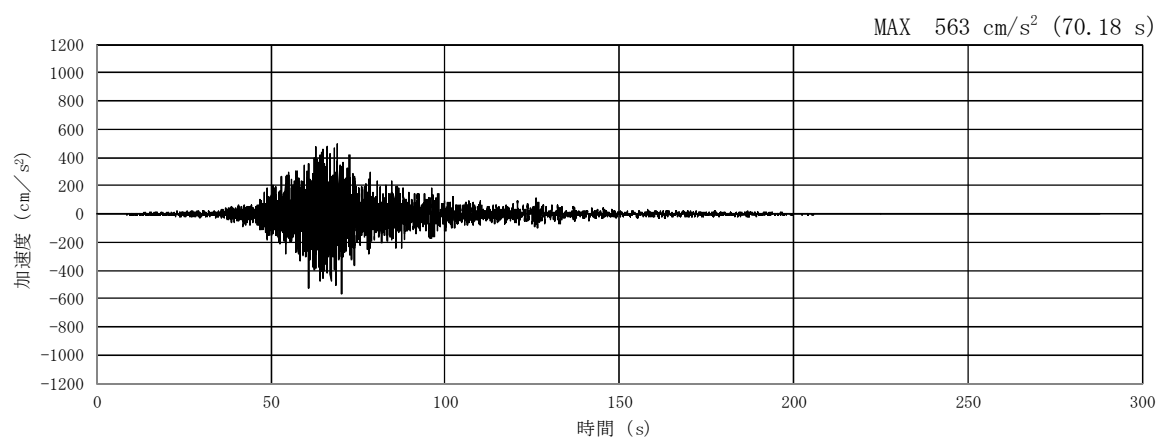


(a) 加速度時刻歴波形

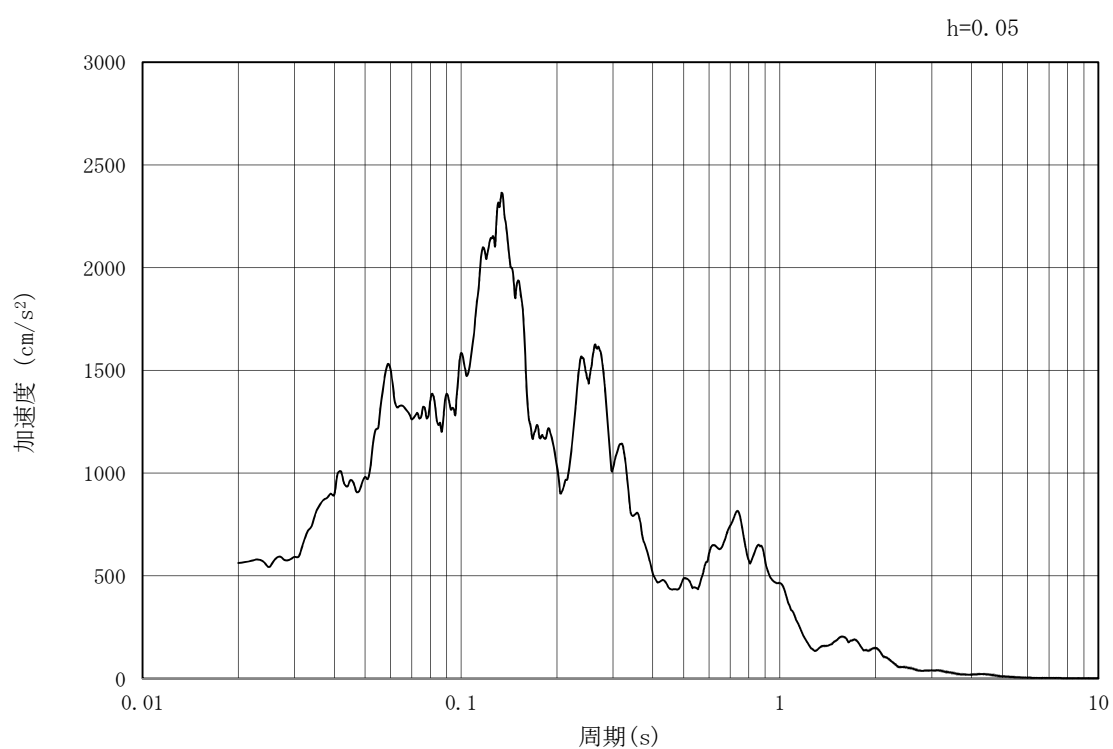


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (11) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 2.1$)

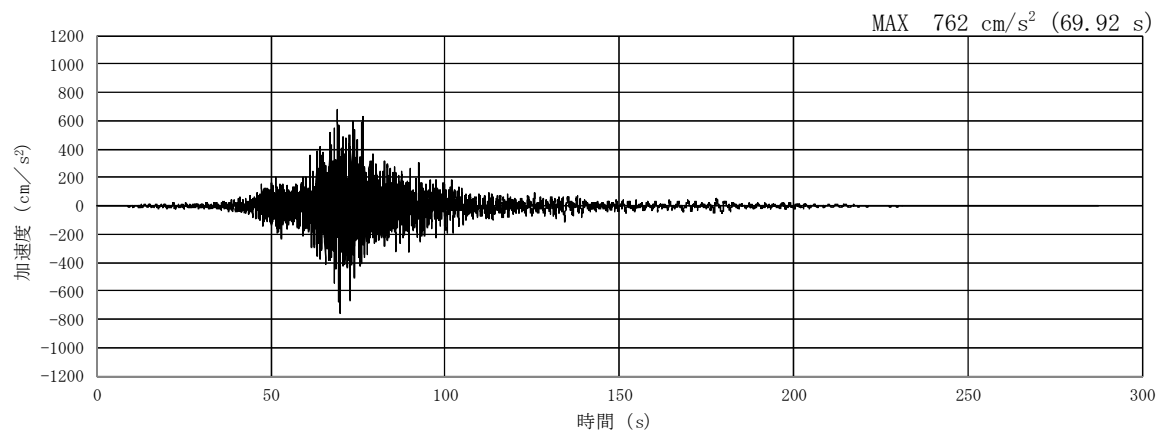


(a) 加速度時刻歴波形

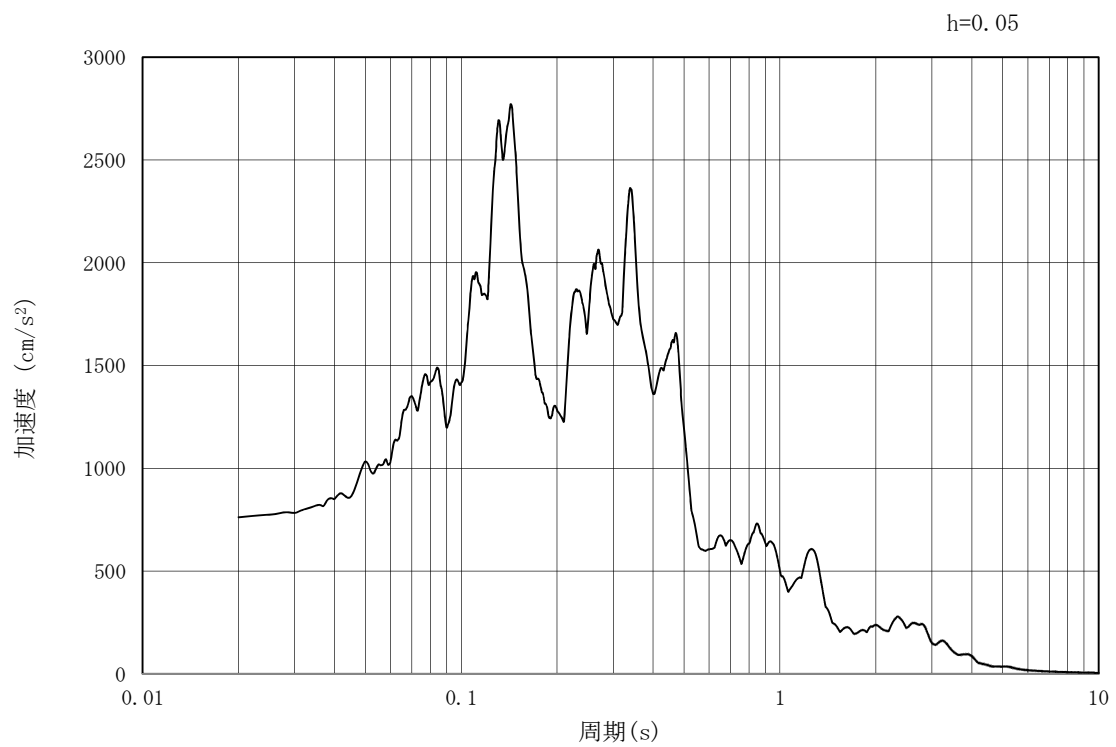


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (12) 防潮壁縦断方向の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 : $S_s - 2.1$)

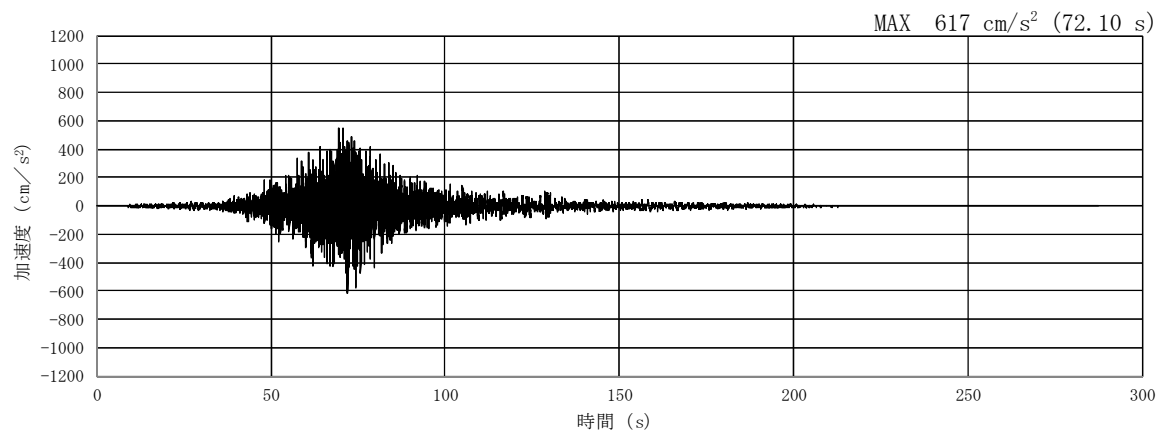


(a) 加速度時刻歴波形

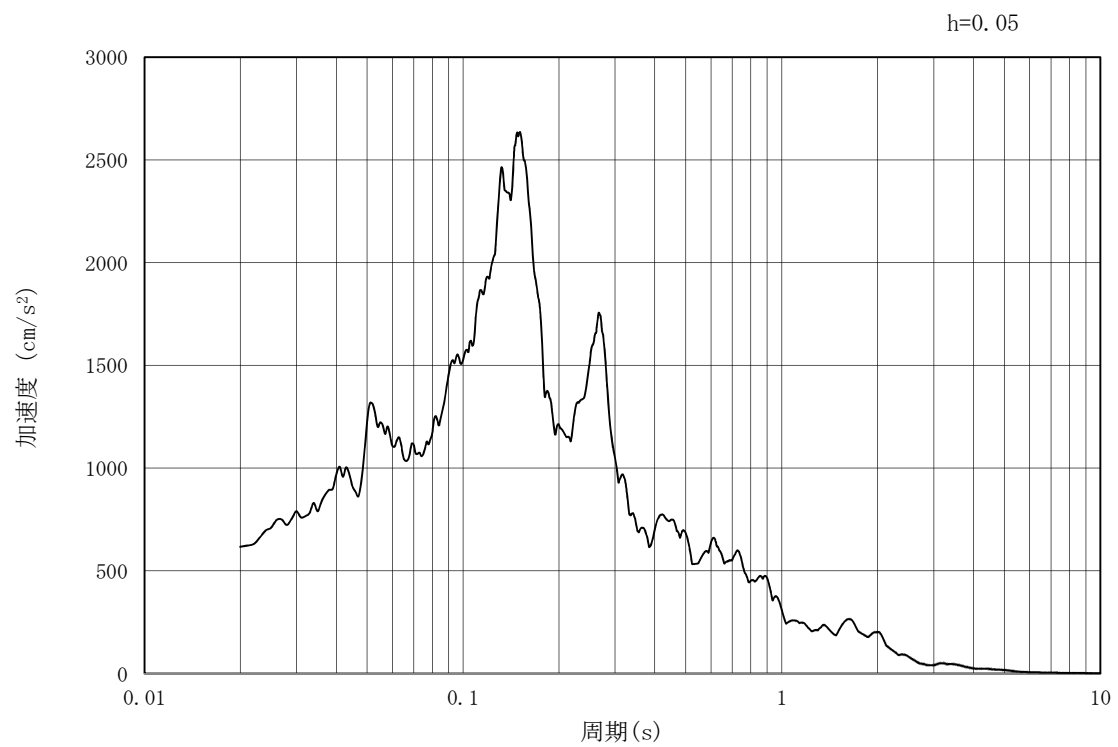


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (13) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 2.2$)

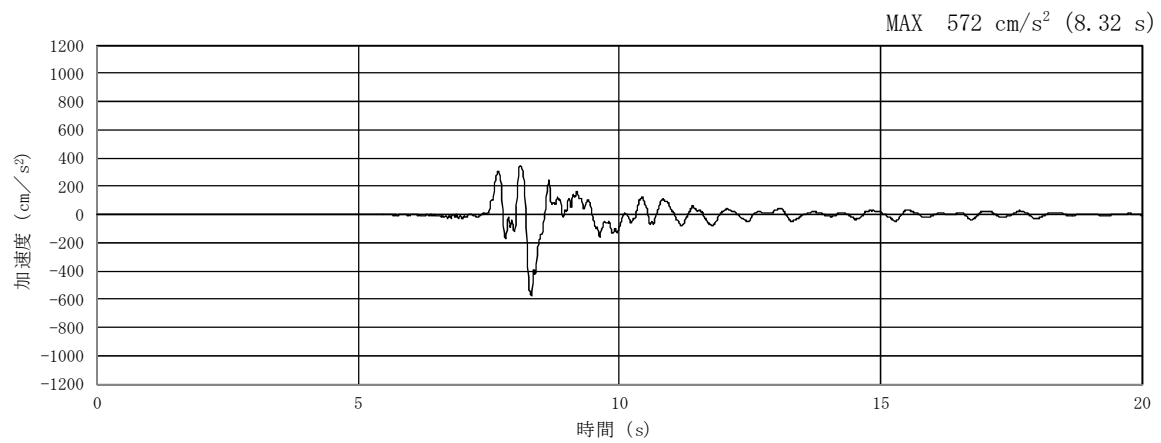


(a) 加速度時刻歴波形

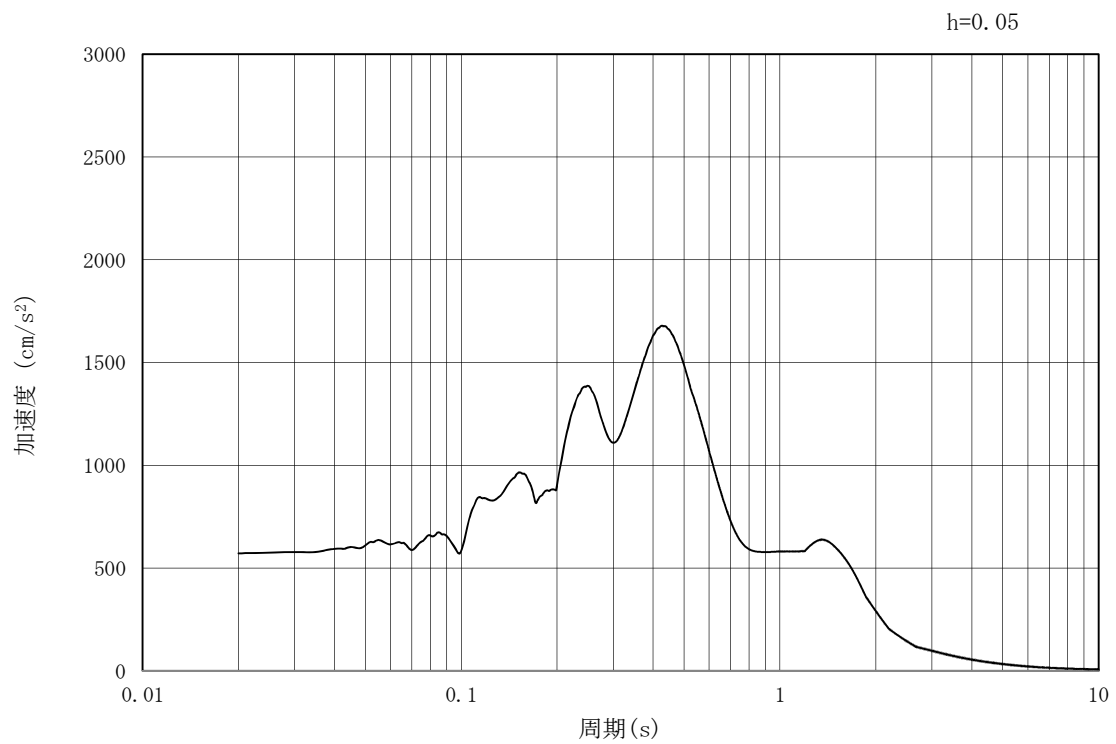


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (14) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 2.2$)

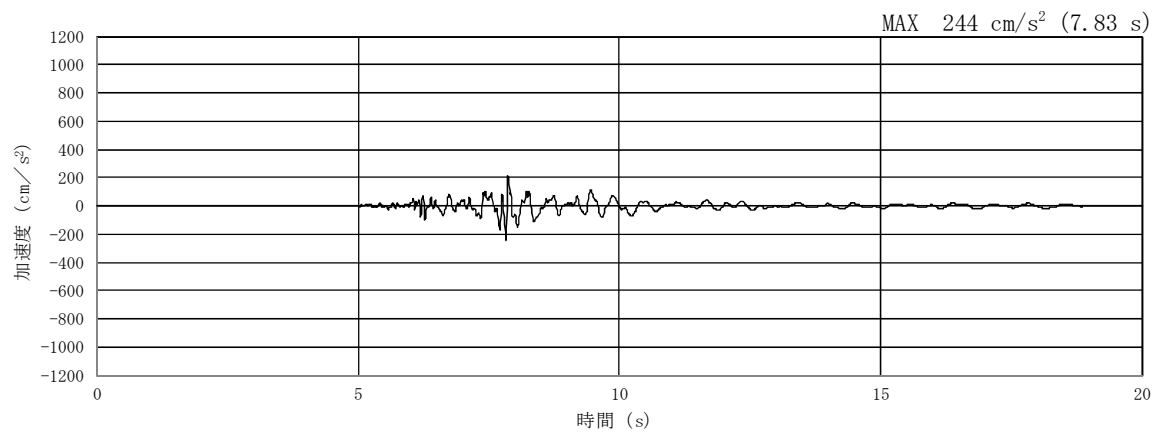


(a) 加速度時刻歴波形

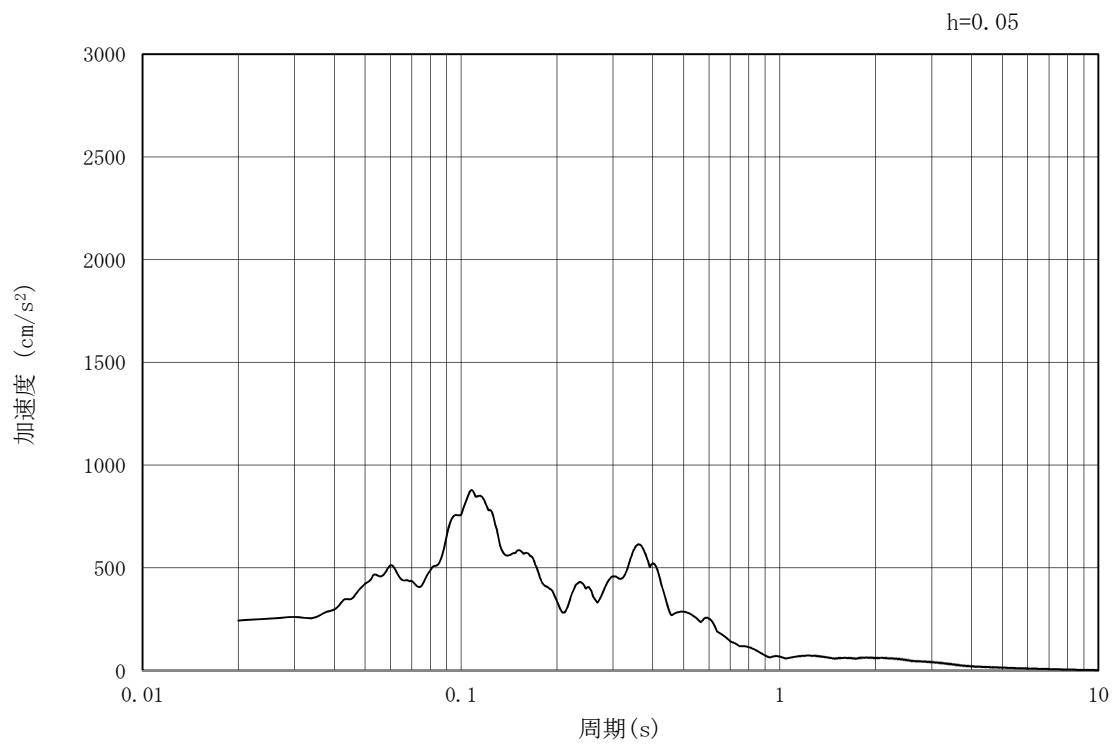


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (15) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 3.1$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (16) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 3.1$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデルの設定

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデルを図 3.5-1 に示す。

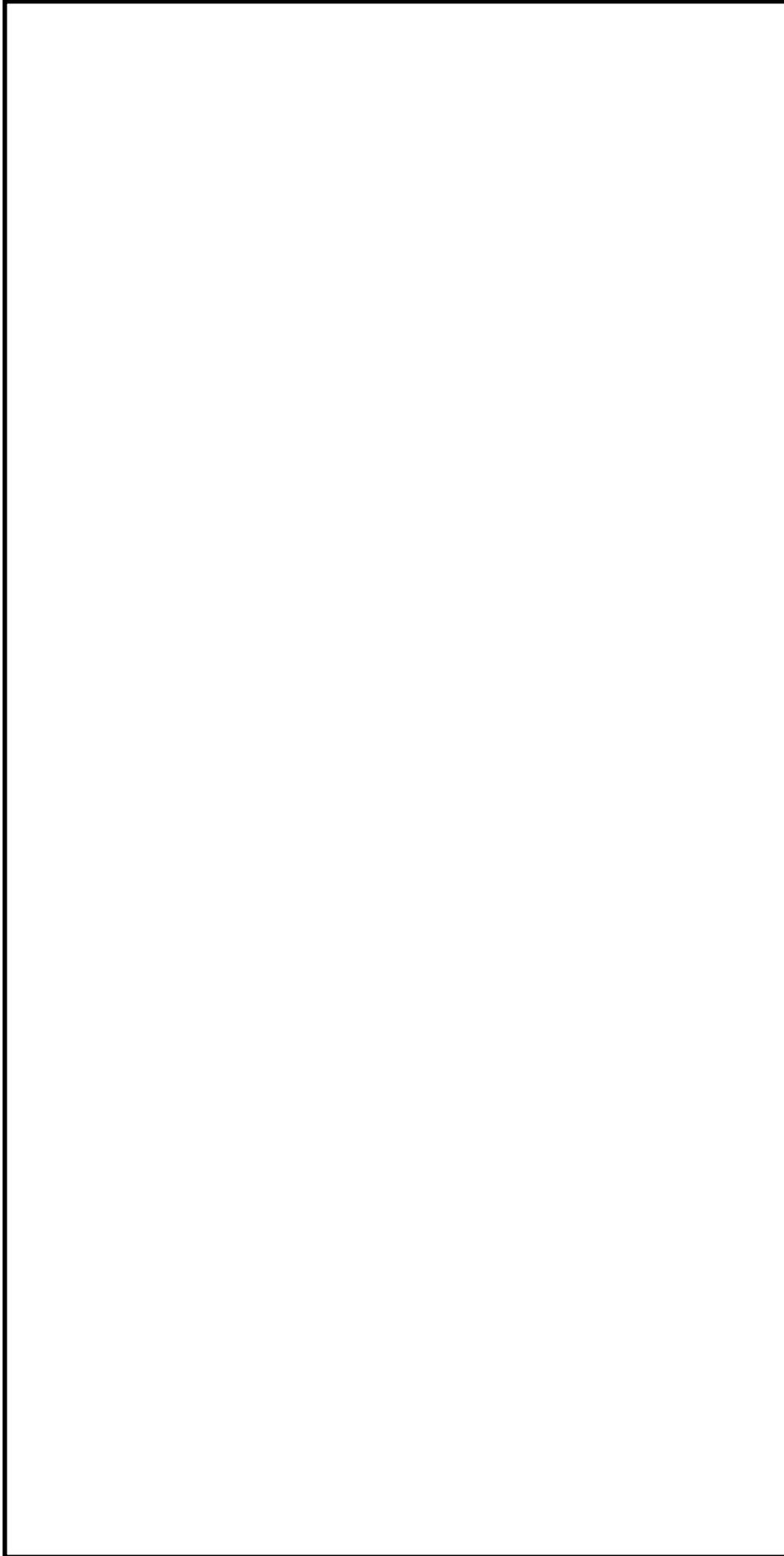


図 3.5-1 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル（防潮壁横断面方向：①-①断面）

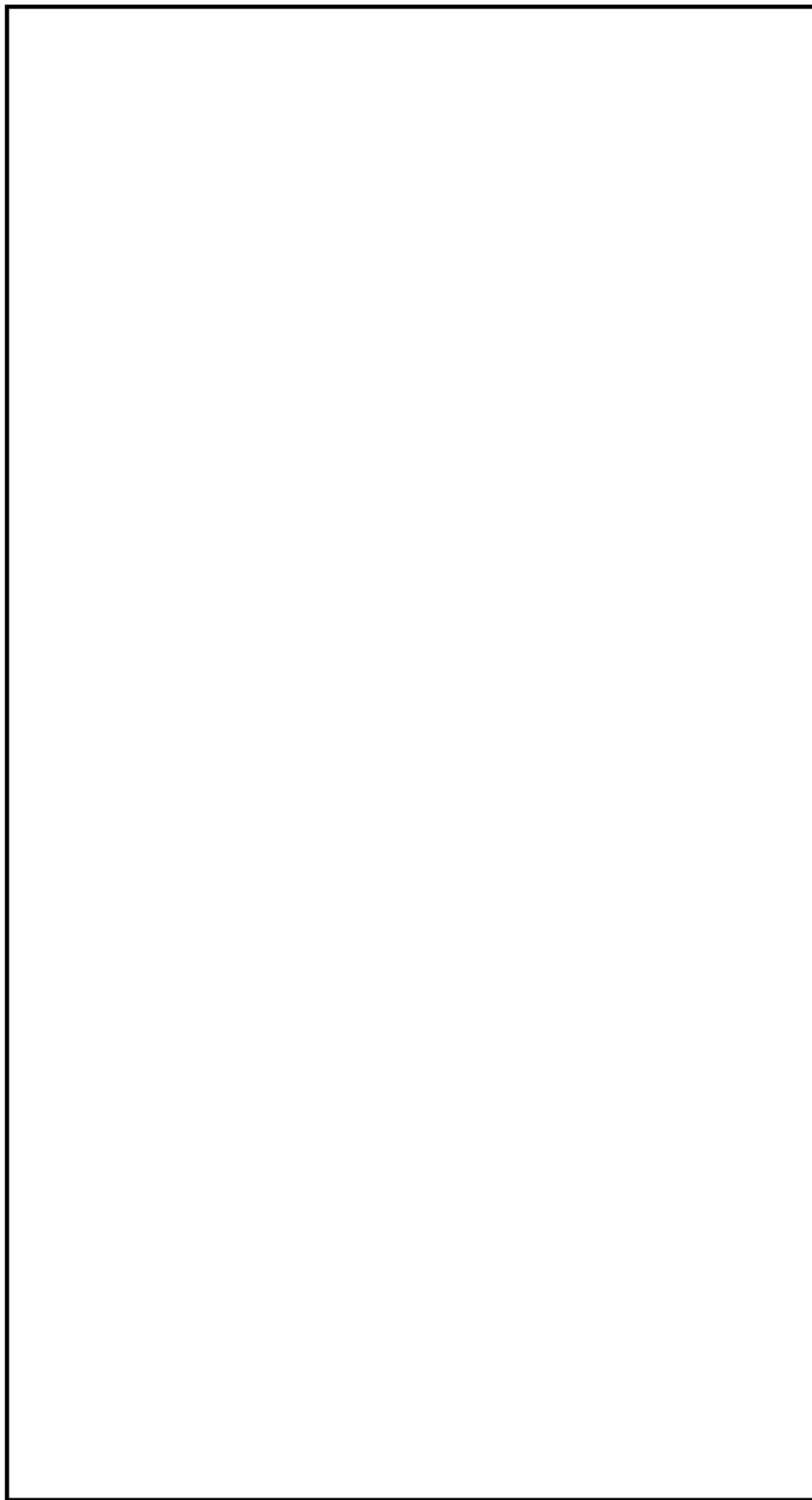


図 3.5-1 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル（防潮壁縦断方向：②-②断面）

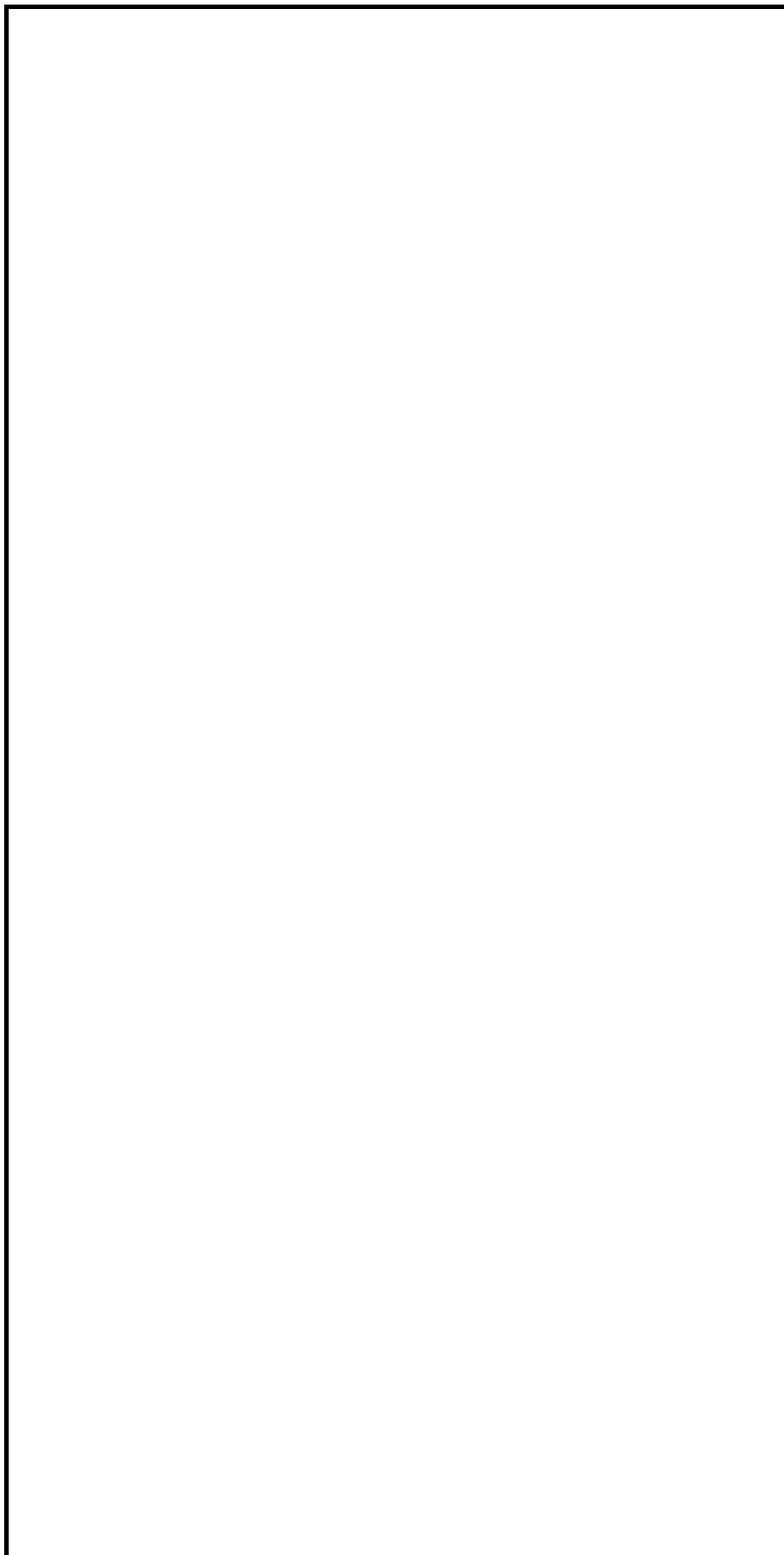


図 3.5-1 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル（防潮壁縦断方向：③-③断面）

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、J E A C 4 6 0 1－1991 追補版に基づき、モデル幅を構造物幅の3倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数20 Hz及びせん断波速度 V_s で算定される波長の5または4分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、第四紀層の要素高さを1 m程度まで細分化して設定する。

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5-2に示す。

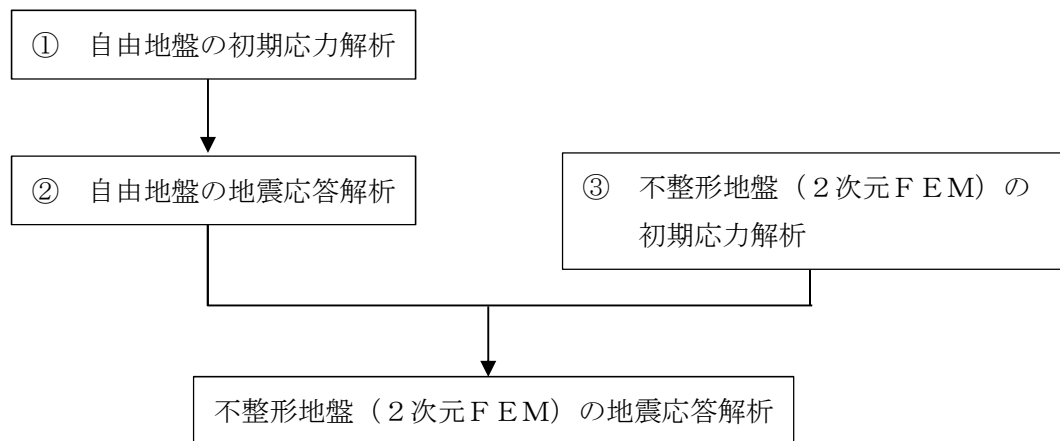


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。



図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。



図 3.5-4 固有値解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不形成地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(3) 構造物のモデル化

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、加振方向に対して弱軸断面方向となる部材を軸線位置ではり要素としてモデル化し、強軸断面方向となる部材は、平面要素でモデル化する方針を基本とする。また、構造物の隅角部には、部材厚に応じた剛域を設定する。なお、構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002 年 5 月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分化して設定するとともに、地盤の要素分割に準じる。

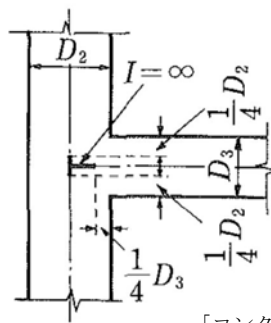
a. 防潮壁横断方向

防潮壁横断方向の検討では、地中連続壁基礎の奥行幅 20.1 m をモデル化対象範囲とし、モデル化対象範囲における構造物の断面積及び断面二次モーメントを単位奥行き当たりに換算した物性を用いる。

加振方向に対して弱軸断面方向部材となる防潮壁、放水路頂版、放水路底版及び地中連続壁基礎は、はり要素を用いてモデル化する。側壁及び隔壁で構成される地中連続壁基礎は、水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし、水平断面中心位置ではり要素としてモデル化する。

地中連続壁基礎の水平方向に対しては、基礎幅分の仮想剛梁を設定する。また、地中連続壁基礎と放水路底版の鉛直方向に対しては、基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。なお、仮想剛梁の剛性は、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会 2005 年 6 月）に基づき、地中連続壁基礎をモデル化したはり要素の 1000 倍の値とする。

地中連続壁基礎の側壁及び隔壁内の地盤は、はり要素でモデル化した地中連続壁基礎の付加質量として考慮する。また、はり要素でモデル化した防潮壁及び放水路頂版の接続部は、「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）」に基づき、図 3.5-5 に示すように剛域を設定する。



「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，土木学会」より

図 3.5-5 剛域の設定方法

加振方向に対して強軸断面方向部材となる放水路側壁及び隔壁は、平面要素を用いてモデル化する。放水路側壁及び隔壁はモデル奥行方向に連続していない壁部材であるため、図 3.5-6 に示すように、2次元有効応力解析で用いる平面要素の剛性については、壁部材の全部材厚を全奥行で薄めたヤング係数を算定することで考慮する。

放水路ゲート格納室については、加振方向に対して強軸断面方向部材となり防潮壁を水平支持するが、防潮壁に発生する断面力を保守的に評価するため、部材の剛性は考慮せず、躯体自重及び慣性力のみ考慮する。

$$E_{eq} = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{b} E_c$$

ここに、 E_{eq} : モデル奥行幅に対する壁厚を考慮した等価剛性

$t_1 \sim t_3$: 放水路側壁及び隔壁の壁厚

E_c : コンクリートのヤング係数

b : モデル化対象範囲

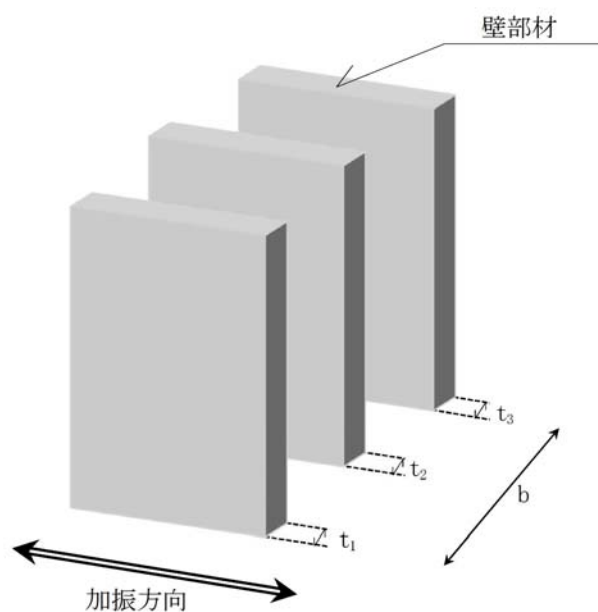


図 3.5-6 壁部材の等価剛性の考え方

b. 防潮壁縦断方向（防潮壁部）

防潮壁縦断方向（防潮壁部）の検討では、地中連続壁基礎及び放水路は奥行幅 23.0 m、防潮壁は奥行幅 6.5 m をモデル化対象範囲とし、モデル化対象範囲における構造物の断面積及び断面二次モーメントを単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。

加振方向に対して弱軸断面方向部材となる放水路及び地中連続壁基礎は、はり要素でモデル化する。

地中連続壁基礎は、防潮壁横断方向の検討と同様に、水平方向に対しては基礎幅分の仮想剛梁を設定し、鉛直方向に対しては地中連続壁基礎と放水路底版を基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。

放水路は、図 3.5-5 に示した剛域の設定方法に基づき、構造物の隅角部に剛域を設定する。なお、放水路内空に設けるハンチは、放水路の部材厚さに対して十分に小さいため、考慮しない。

加振方向に対して強軸断面方向部材となる防潮壁は、平面要素でモデル化する。

c. 防潮壁縦断方向（ゲート部）

防潮壁縦断方向（ゲート部）の検討では、地中連続壁基礎及び放水路は奥行幅 23.0 m、放水路ゲート格納室は奥行幅 16.5 m をモデル化対象範囲とし、モデル化対象範囲における構造物の断面積及び断面二次モーメントを単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。

加振方向に対して弱軸断面方向部材となる放水路、放水路ゲート格納室及び地中連続壁基礎は、はり要素でモデル化する。

地中連続壁基礎は、防潮壁横断方向の検討と同様に、水平方向に対しては基礎幅分の仮想剛梁を設定し、鉛直方向に対しては地中連続壁基礎と放水路底版を基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。

放水路及び放水路ゲート格納室については、図 3.5-5 に示した剛域の設定方法に基づき、構造物の隅角部に剛域を設定する。

構造物のモデル化の概要図を図 3.5-7 に示す。

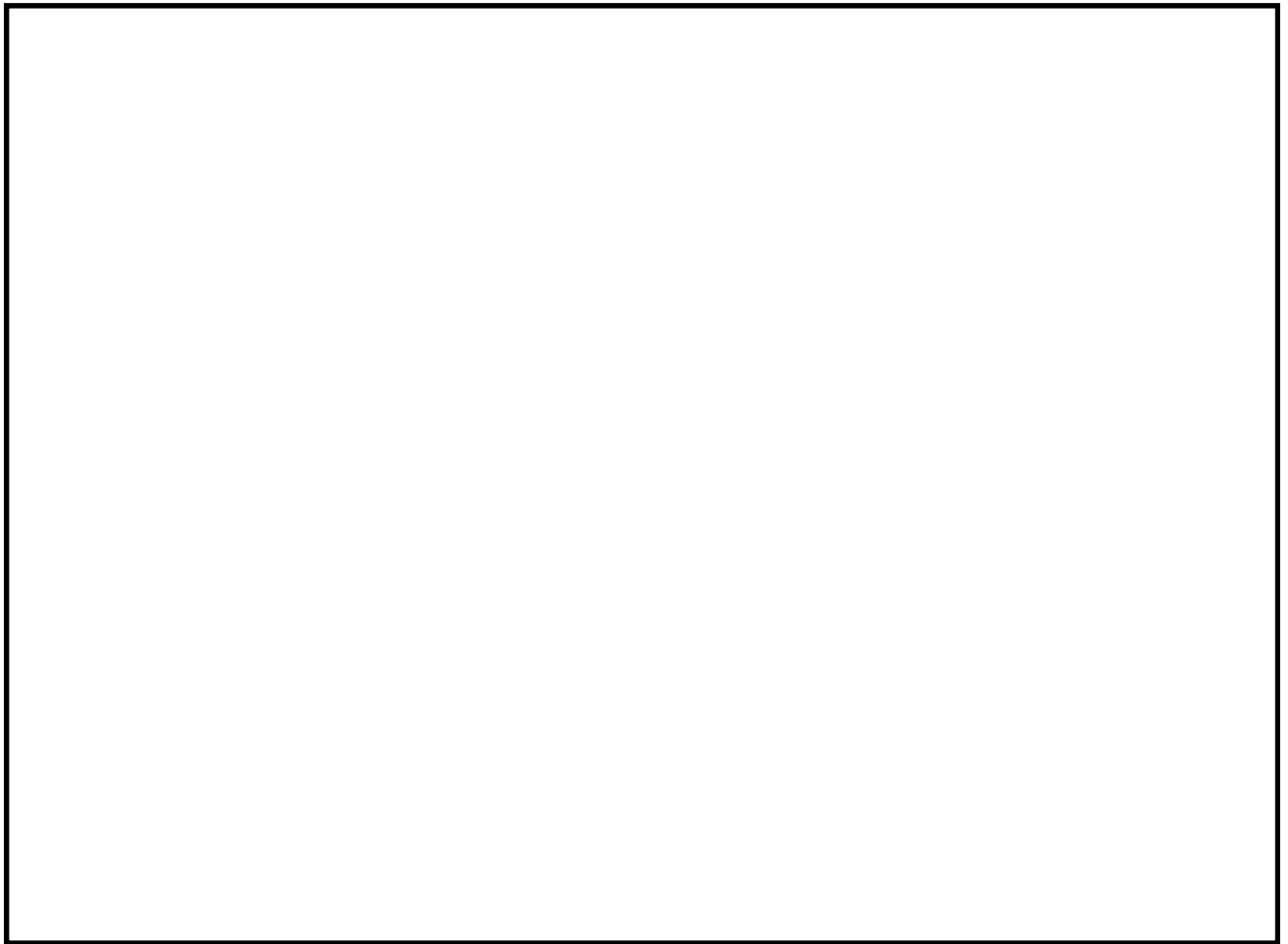


図 3.5-7 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図
（防潮壁横断方向：①-①断面）

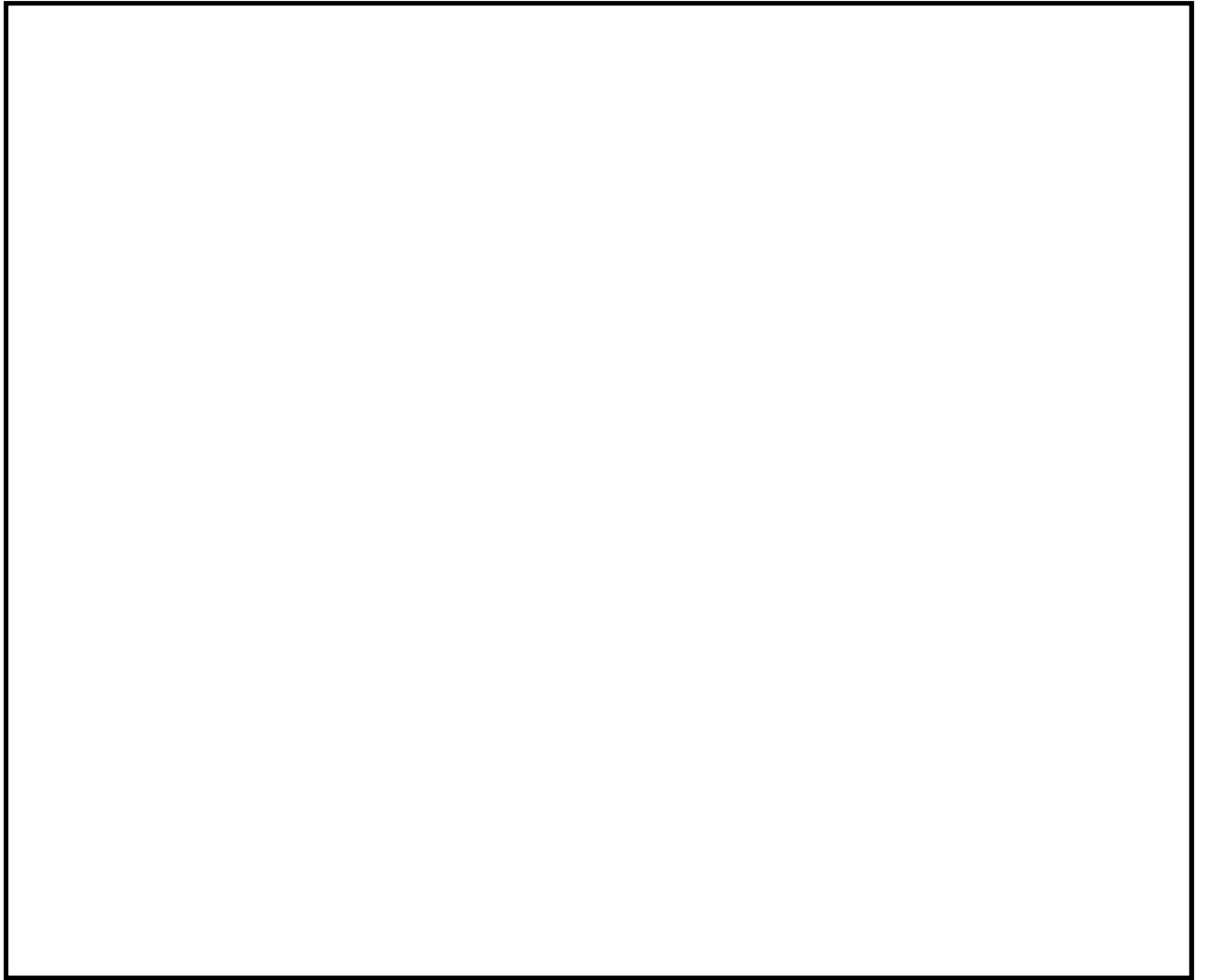


図 3.5-7 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図
（防潮壁縦断方向：②-②断面）

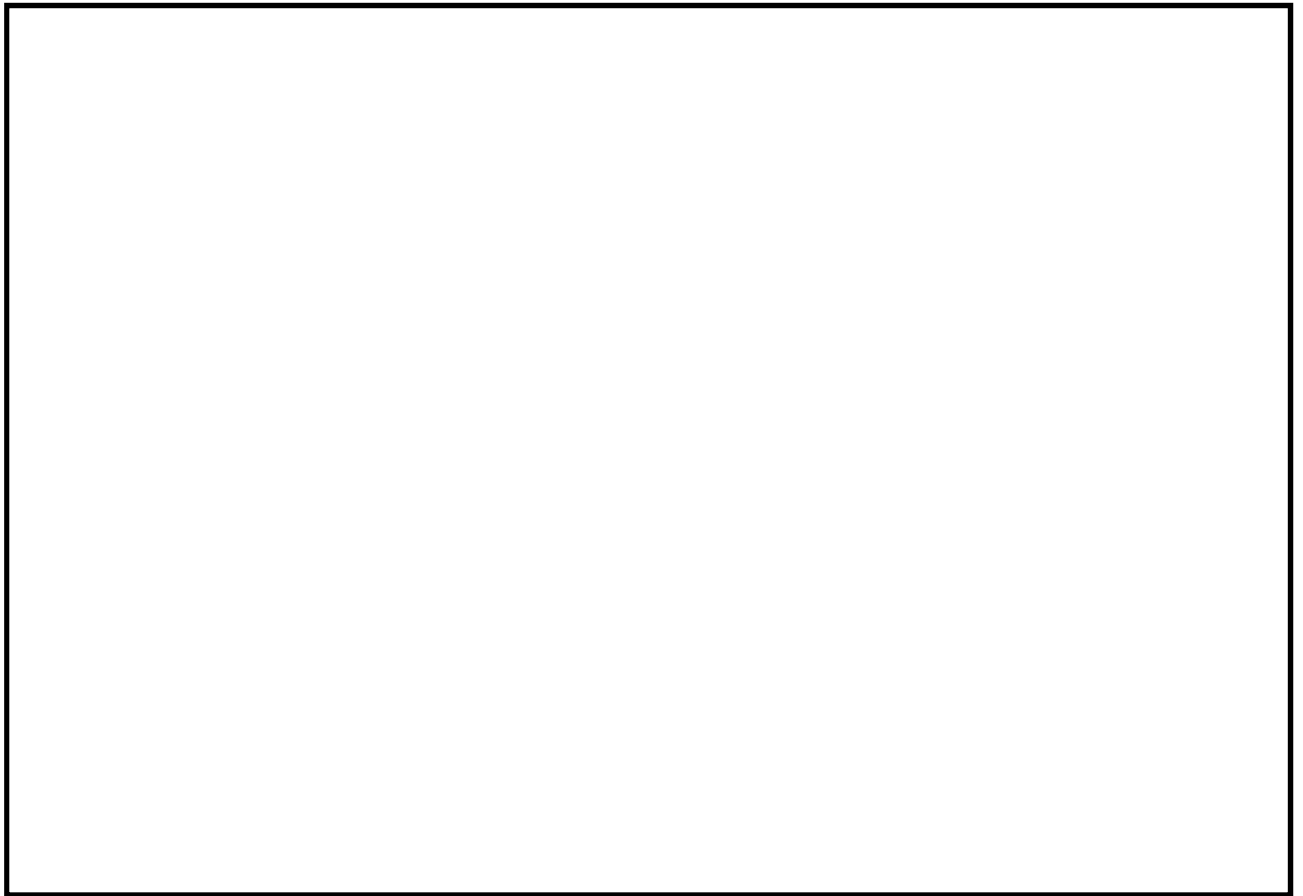


図 3.5-7 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図
（防潮壁縦断方向：③-③断面）

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とする。（表 3.5-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
第四紀層	du 層	0	37.3
	Ag2 層	0	37.4
	Ac 層	0.025	29.1
	As 層	0.012	41.0
	Ag1 層	0	37.4
	D2c-3 層	0.026	35.6
	D2s-3 層	0.010	35.8
	D2g-3 層	0	44.4
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$
地盤改良体		$c = 1/2 \times q_u$	0.0

z : 標高 (m)

q_u : 一軸圧縮強さ (N/mm²)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5-2 のとおり設定する。ジョイント要素設定の考え方を図 3.5-8 に示す。

表 3.5-2

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

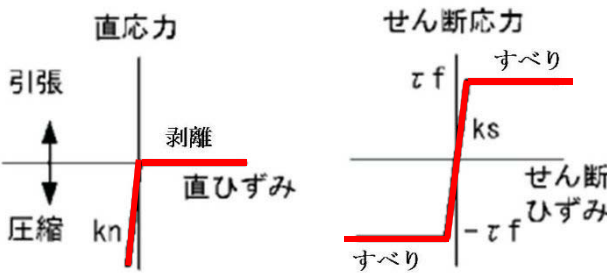


図 3.5-8 ジョイント要素設定の考え方

(6) 減衰定数の設定

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰は、 $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトしていくことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

係数 α 、 β は、以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1 %（解析における減衰は，ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため，解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している）とする。また，線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5-9 に，固有値解析結果を表 3.5-3 に示す。

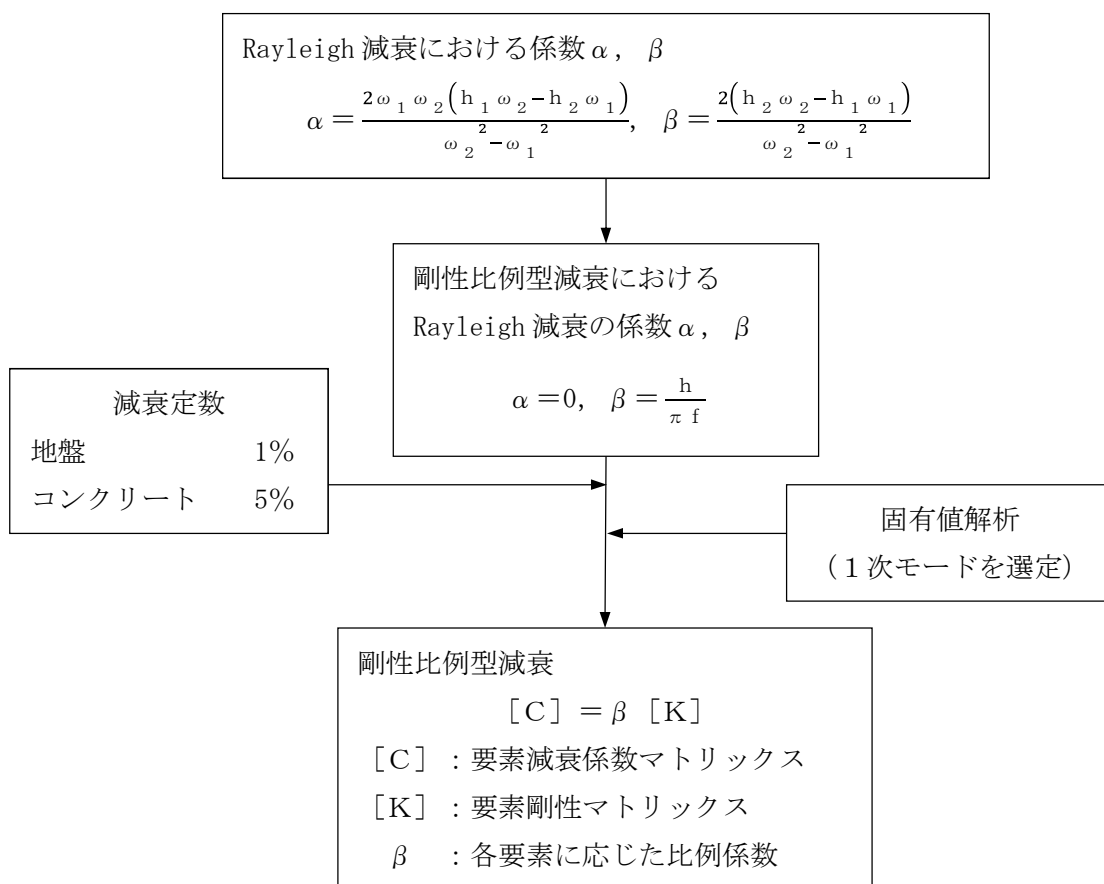


図 3.5-9 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-3 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) 防潮壁横断方向

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.735	185.92	地盤の1次として採用
2	0.938	20.50	—
3	1.238	-18.01	—
4	1.477	10.53	—
5	1.588	10.50	—
6	1.783	17.37	—
7	1.838	-60.05	構造物の1次として採用
8	1.846	23.73	—
9	1.965	5.93	—

(b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.663	173.96	地盤の1次として採用
2	0.783	26.85	—
3	0.958	-5.23	—
4	1.135	-25.53	構造物の1次として採用
5	1.274	-2.57	—
6	1.359	-24.03	—
7	1.518	17.92	—
8	1.549	-32.46	—
9	1.578	25.39	—

(c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.658	176.81	地盤の1次として採用
2	0.791	15.11	—
3	0.947	3.39	—
4	1.149	22.46	構造物の1次として採用
5	1.293	-17.33	—
6	1.369	15.66	—
7	1.530	7.31	—
8	1.553	-34.90	—
9	1.594	21.18	—

表 3.5-3 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(a) 防潮壁横断方向

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.781	190.20	地盤の1次として採用
2	1.017	18.95	—
3	1.339	15.30	—
4	1.603	11.40	—
5	1.729	-11.77	—
6	1.890	11.60	—
7	1.934	55.97	構造物の1次として採用
8	1.990	-23.14	—
9	2.085	81.66	—

(b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.710	178.91	地盤の1次として採用
2	0.849	19.12	—
3	1.036	-4.73	—
4	1.244	-23.55	構造物の1次として採用
5	1.388	-12.40	—
6	1.470	-23.40	—
7	1.641	-25.41	—
8	1.645	36.52	—
9	1.698	-24.78	—

(c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.702	180.89	地盤の1次として採用
2	0.856	9.55	—
3	1.024	5.02	—
4	1.258	20.72	—
5	1.397	-23.49	—
6	1.494	-11.96	—
7	1.643	16.46	—
8	1.654	36.61	—
9	1.713	-30.46	構造物の1次として採用

表 3.5-3 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) 防潮壁横断方向

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.665	179.32	地盤の1次として採用
2	0.823	-21.03	—
3	1.089	-22.15	—
4	1.281	-8.77	—
5	1.368	-10.76	—
6	1.565	-10.90	—
7	1.649	-3.18	—
8	1.663	57.05	構造物の1次として採用
9	1.702	46.72	—

(b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.586	162.75	地盤の1次として採用
2	0.679	-45.76	—
3	0.822	4.10	—
4	0.970	28.86	構造物の1次として採用
5	1.075	-13.37	—
6	1.198	-15.03	—
7	1.291	20.38	—
8	1.320	-16.50	—
9	1.385	36.53	—

(c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.584	168.40	地盤の1次として採用
2	0.684	-28.17	—
3	0.811	6.74	—
4	0.966	26.91	構造物の1次として採用
5	1.095	-3.89	—
6	1.167	-18.71	—
7	1.310	-10.84	—
8	1.330	-27.50	—
9	1.375	-13.97	—

表 3.5-3 (4) 固有値解析結果

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により
地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース)

(a) 防潮壁横断方向

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.707	186.96	地盤の1次として採用
2	0.887	17.16	—
3	1.171	18.90	—
4	1.429	7.75	—
5	1.532	-9.86	—
6	1.694	17.32	—
7	1.723	52.97	構造物の1次として採用
8	1.779	-6.29	—
9	1.844	36.79	—

(b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.636	176.09	地盤の1次として採用
2	0.745	13.90	—
3	0.907	-7.97	—
4	1.082	-20.10	—
5	1.199	27.63	構造物の1次として採用
6	1.305	-13.06	—
7	1.434	16.73	—
8	1.441	-20.64	—
9	1.487	33.78	—

(c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.631	178.31	地盤の1次として採用
2	0.753	5.67	—
3	0.899	2.52	—
4	1.096	-16.54	—
5	1.203	29.18	構造物の1次として採用
6	1.339	4.55	—
7	1.446	21.54	—
8	1.450	-14.84	—
9	1.494	34.50	—

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-4 に、材料の物性値を表 3.5-5 に示す。

表 3.5-4 使用材料

使用箇所	材料	諸元
防潮壁	鉄筋	SD345, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
放水路	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
地中連続壁基礎	鉄筋	SD390, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²

表 3.5-5 材料の物性値

使用箇所	材料	単位体積重量 (kN/m ³) *1	ヤング係数 (N/mm ²) *1	ポアソン比 *1	減衰定数 (%) *2
防潮壁	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2	5
放水路	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2	5
地中連続壁基礎	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2	5

注記 *1：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 14 年 3 月）

*2：原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

3.5.3 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体の物性値は、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデルとし、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表3.5-6に、地盤改良体の物性値を表3.5-7に示す。なお、地盤改良体の一軸圧縮強度は 1.5 N/mm^2 として、動的変形特性及び強度特性を設定する。

表 3.5-6 (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	D2g-2		D1g-1
物理特性	密度 ()は地下水位で浅	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)	2.15	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70	
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅	σ'_{na}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅	G_{na}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (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	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	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	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	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	0.60	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	3.82	2.83	1.44	

表 3.5-6 (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					
				第四系（非液状化層）					新第三系
				Ac	D2c-3	D2c-2	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 ()は地下水位で浅	ρ	g/cm^3	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	1.09	1.16
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅	σ'_{na}	kN/m^2	480	696	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
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅	G_{na}	kN/m^2	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z：標高（m）

表 3.5-6 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系K_m層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{co}	粘着力 C_{co} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{co} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 lnmax (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 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

表 3.5-7 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	

注記：地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度は、 1.5 N/mm^2

3.5.4 評価構造物諸元

許容応力度による照査を行う防潮壁（放水路エリア）の評価構造物諸元を表 3.2-8 に示し、評価部位を図 3.5-10 に示す。

表 3.5-8 評価構造物諸元

名称	仕様			材料		機能要求
	部材幅 (m)	部材高 (m)	延長 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
防潮壁	天端：2.0 下端：6.5	16.5	20.1	40	SD345 SD490	鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）が、要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。
放水路	20.1	10.5	23.0	40	SD345	
地中 連続壁 基礎	23.0	58.0	20.1	40	SD345 SD490	

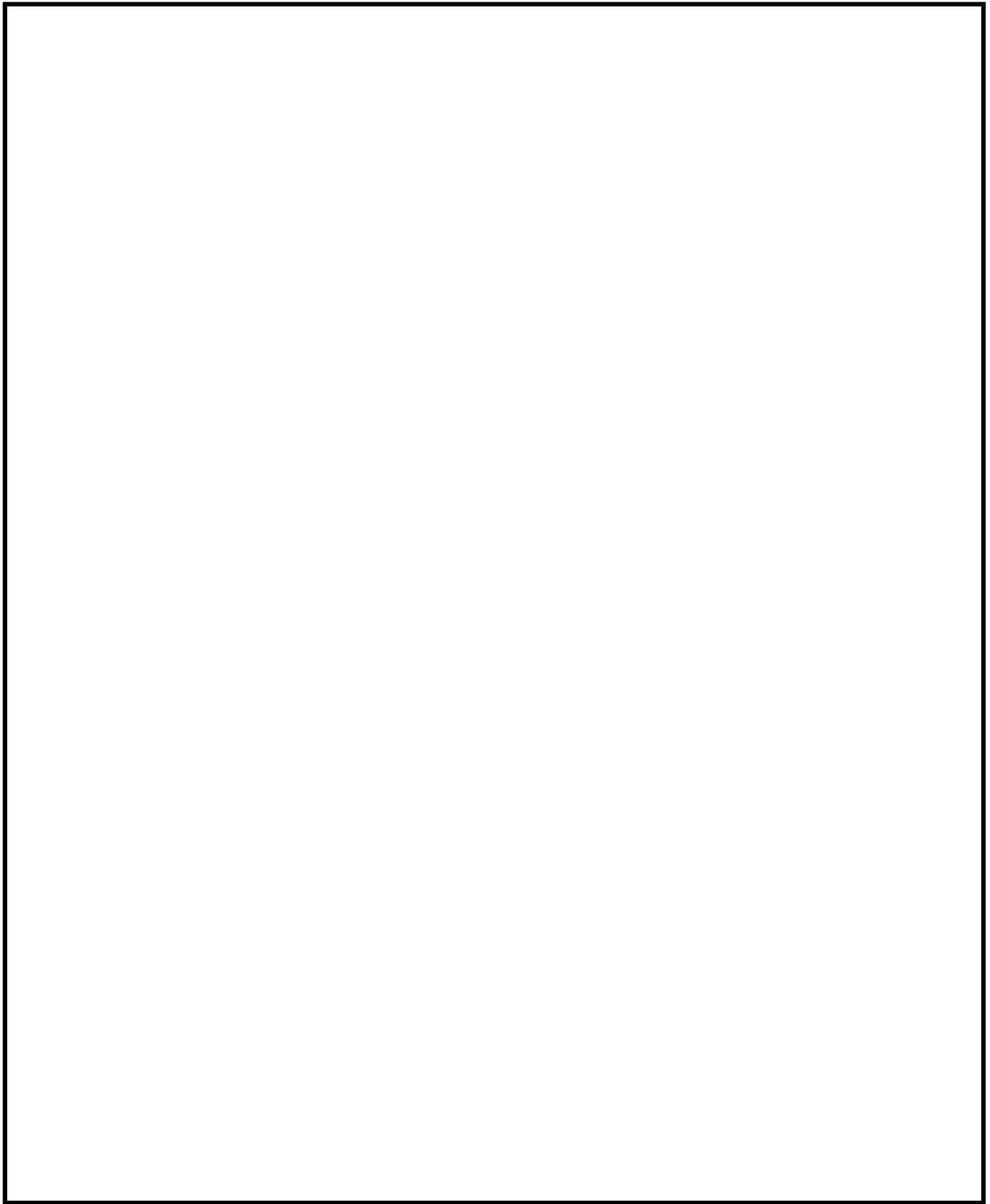


図 3.5-10 評価部位

3.5.5 地下水位

地下水位は，地表面として設定する。

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造上の特徴や周辺の状況を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、一体化された防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材について設定する。

防潮壁横断方向の検討では、防潮壁を評価対象部位とする。また、放水路上に設置される防潮壁では、防潮壁横断方向に作用する水平地震力によって慣性力が発生し、放水路の隔壁及び側壁が耐震壁としての役割を担うと考えられる。したがって、防潮壁横断方向の検討では、放水路側壁及び隔壁を耐震壁とみなした耐震評価を併せて実施する。

防潮壁縦断方向（防潮壁部・ゲート部）の検討では、放水路及び放水路ゲート格納室を評価対象部位とする。

地中連続壁基礎は、平面的形状が正方形に近い場合強軸方向と弱軸方向が明確でなく、防潮壁横断方向と防潮壁縦断方向で地質断面に差異があることから、防潮壁横断方向及び防潮壁縦断方向ともに、地中連続壁基礎を評価対象部位とする。

(2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とし、基礎地盤に発生する接地圧を検討する。

(3) 止水ジョイント部材の変形性

防潮壁に隣接する鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート壁との境界に設置する止水ジョイント部材は、本震時における変形量が許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材の評価は、「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

4.2 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 構造部材に対する許容限界

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の照査は、許容応力度による照査を行う。許容応力度については、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（（社）土木学会 2002 年制定）」，「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）」及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999）」に基づき，表 4.2-1 のとおり設定する。なお，表 4.2-1 に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し，コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4.2-1 許容限界

評価項目				短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}		21 ^{*1}
		許容せん断応力度 τ_{a1}		0.825 ^{*3}
		許容せん断応力度 τ_{a2}		3.6 ^{*1}
		許容せん断応力度 τ_a		1.35 ^{*4}
鉄筋	SD345 ^{*1}	許容引張応力度 σ_{sa}	主筋	294
			せん断補強筋	294
	SD390 ^{*1}	許容引張応力度 σ_{sa}	主筋	309
			せん断補強筋	309
	SD490 ^{*2}	許容引張応力度 σ_{sa}	主筋	435
			せん断補強筋	300

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：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）

注記 *3: 斜め引張鉄筋を考慮する場合は, 「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) 」を適用し, 次式により求められる許容せん断力 (V_a) を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここに,

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

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 : 有効幅

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

*4: 放水路側壁及び隔壁を耐震壁として強度評価する場合, 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法— (日本建築学会, 1999 年) 」に基づき, 許容限界を設定する。

許容せん断応力度: $\tau_a = F_c / 30$ かつ, $0.5 + F_c / 100$

で表される。

ここで,

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

(2) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、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14年3月）により設定する。

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

R_u : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* q_u は Km 層の非排水せん断強度×2

A : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m²)

表 4.2-2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	極限支持力度 (kN/m ²)
Km 層 (T.P. -65 m)	6371

(3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は，メーカー規格，漏水試験及び変形試験により，有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4.2-3 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4.2-3 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	シートジョイント	2 m

4.3 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価は、地震応答解析結果より得られる照査用応答値が「4.2 許容限界」で設定した、許容限界以下であることを確認する。

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、耐震評価により算定したコンクリートの曲げ圧縮方向及び鉄筋の引張方向、並びにせん断方向に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 防潮壁

防潮壁は、引張及び圧縮については、はり要素としてモデル化した防潮壁横断方向の検討より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき、主筋（鉛直方向鉄筋）の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また、せん断については、はり要素としてモデル化した防潮壁横断方向の検討から得られるせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

b. 放水路ゲート格納室

放水路ゲート格納室は、引張及び圧縮については、はり要素としてモデル化した防潮壁縦断方向（ゲート部）の検討より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき、主筋（断面方向鉄筋）の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また、せん断については、はり要素としてモデル化した防潮壁縦断方向（ゲート部）の検討より得られるせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

c. 放水路

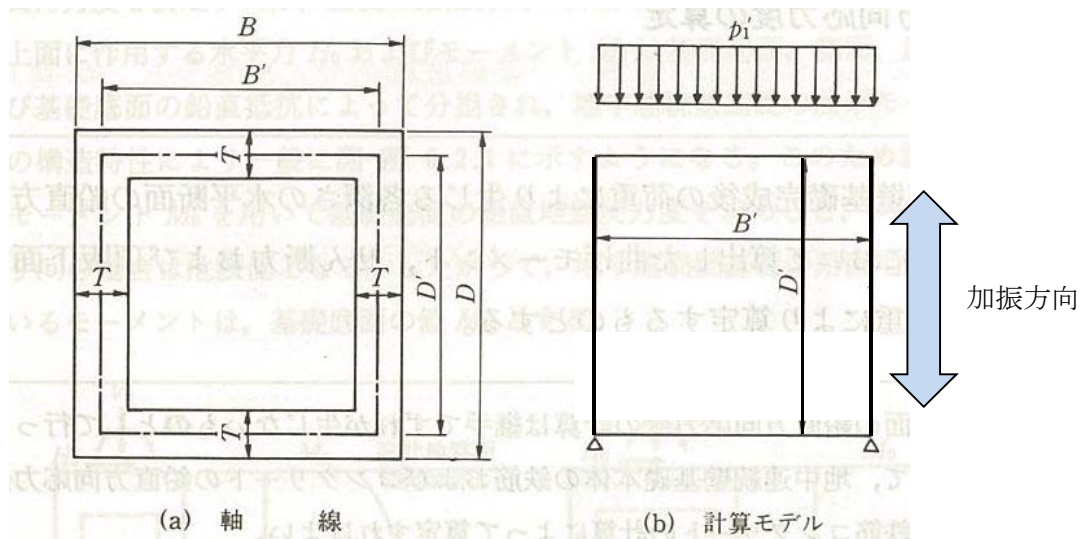
放水路は、引張及び圧縮については、はり要素としてモデル化した防潮壁縦断方向（ゲート部及び防潮壁部）の検討より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき、主筋（断面方向鉄筋）の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また、せん断については、はり要素としてモデル化した防潮壁縦断方向（ゲート部及び防潮壁部）の検討より得られるせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

また、せん断に関して防潮壁横断方向の検討では、放水路側壁及び放水路隔壁は荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となるため、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）」に基づき、耐震壁として評価する。放水路側壁及び放水路隔壁では、平面要素としてモデル化した2次元有効応力解析より得られるせん断ひずみに、コンクリートのせん断弾性係数を乗じることで、部材に発生するせん断応力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

d. 地中連続壁基礎

地中連続壁基礎は、引張及び圧縮については、はり要素でモデル化した防潮壁横断方向及び縦断方向（ゲート部及び防潮壁部）の検討より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき、主筋（鉛直方向鉄筋）の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また、せん断については、はり要素としてモデル化した防潮壁横断方向及び防潮壁縦断方向（ゲート部及び防潮壁部）の検討より得られるせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

また、地中連続壁基礎の側壁及び隔壁に発生する水平方向断面力に対する検討は、図4.3-1に示すようなラーメン部材に発生する曲げモーメント及びせん断力に基づき、コンクリートや鉄筋に発生する応力度が許容限界以下であることを確認する。なお、地中連続壁基礎の水平方向断面におけるコンクリート及び鉄筋の許容限界は、施工時におけるエレメント間の継手部を考慮して、20 %低減したものをを用いる。



「地中連続壁基礎設計施工指針・同解説，日本道路協会」より

p_i' ：2次元有効応力解析より求めた全時刻最大水平荷重（有効側圧＋間隙水圧）

図 4.3-1 地中連続壁基礎の水平方向断面力の計算方法

(2) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能に係る評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

(3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の評価は、地震応答解析で算定した各構造物間に生じる相対変位量が止水ジョイント部材の許容限界以下であることを確認する。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）および評価位置図を図 5.1-1～図 5.1-6 に示す。これらの図は、構造部材の曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力分布を示したものである。

また、最大せん断ひずみ分布図を図 5.1-7～図 5.1-9 に示し、過剰間隙水圧比の分布図を図 5.1-10～図 5.1-12 に示す。これらの図は、各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

部材ごとに曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果が最も厳しくなるケースをまとめたものを表 5.1-1～表 5.1-3 に示す。

表 5.1-1 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	2.5	21.0	0.118	④	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎（鉛直）	3	470	22960	22700	D51 @200	6.1	21.0	0.290	①	Ss-31 (-/+)
地中連読壁 基礎（水平）	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	5.0	16.8	0.295	④	Ss-D1 (+/-)

表 5.1-1 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	62	435	0.144	①	Ss-D1 (-/-)
地中連読壁 基礎（鉛直）	3	470	22960	22700	D51 @200	80	435	0.185	①	Ss-D1 (+/+)
地中連読壁 基礎（水平）	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	73	348	0.210	④	Ss-D1 (+/-)

表 5.1-1 (3) せん断力に対する照査（防潮壁横断方向）

評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{al} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 V _a (kN)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d								
防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.27	0.825	-	-	0.325	⑥	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎（鉛直）	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	10692	28132	0.381	④	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎（水平）	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.57	0.660	-	-	0.865	④	Ss-D1 (+/-)

注記 *：評価位置は次ページに示す

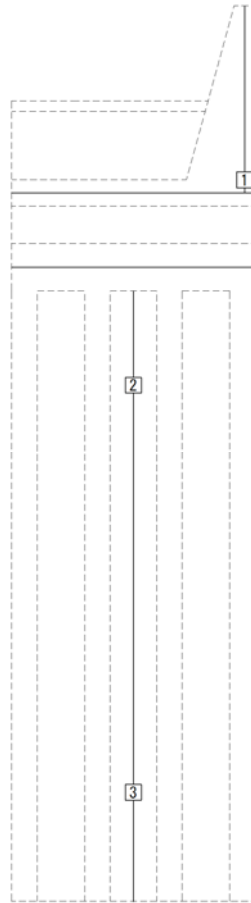
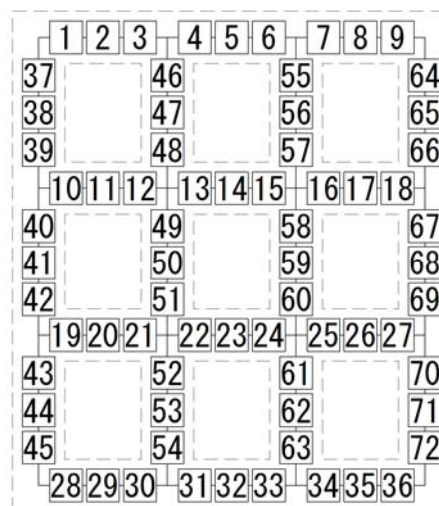


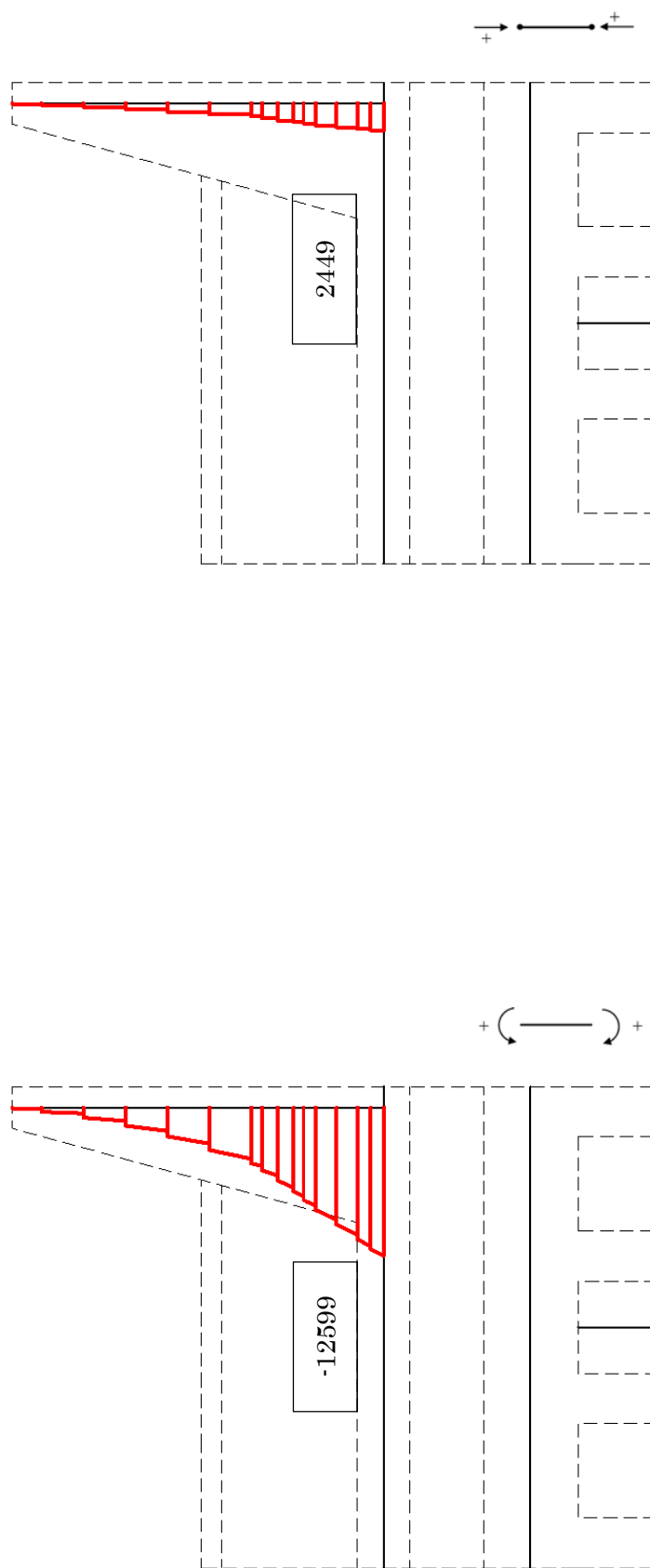
図 5.1-1 (1) 地中連続壁基礎（鉛直）の評価位置図
（防潮壁横断方向）

（堤外側）



（堤内側）

図 5.1-1 (2) 地中連続壁基礎（水平）の評価位置図
（防潮壁横断方向）



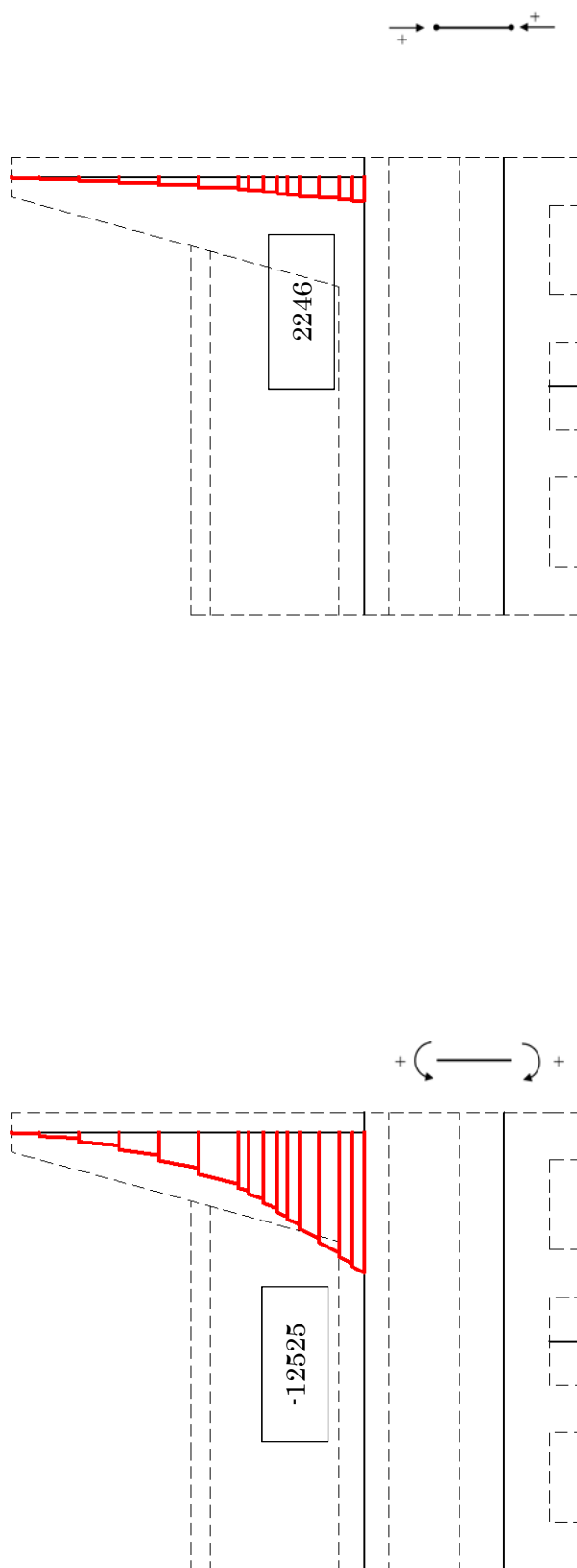
曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

軸力 (kN)

図 5.1-2 (1) 防潮壁においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース④ ; 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

した解析ケース, $t = 19.59 \text{ s}$)



曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

図 5.1-2 (2) 防潮壁において鉄筋の引張応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁横断方向)

(地震波: S_s-D1 [H-, V-], 検討ケース①: 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), $t=53.95$ s)

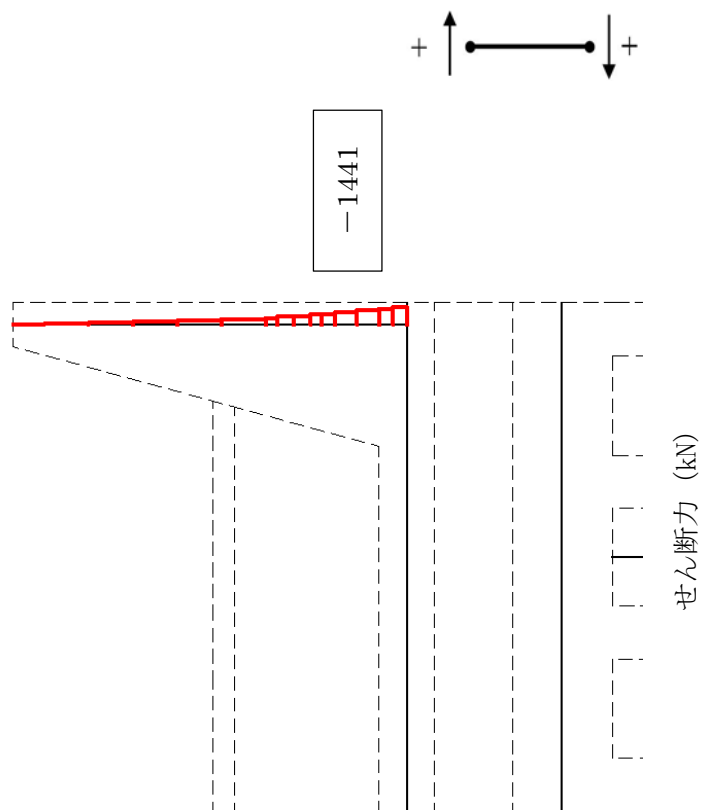
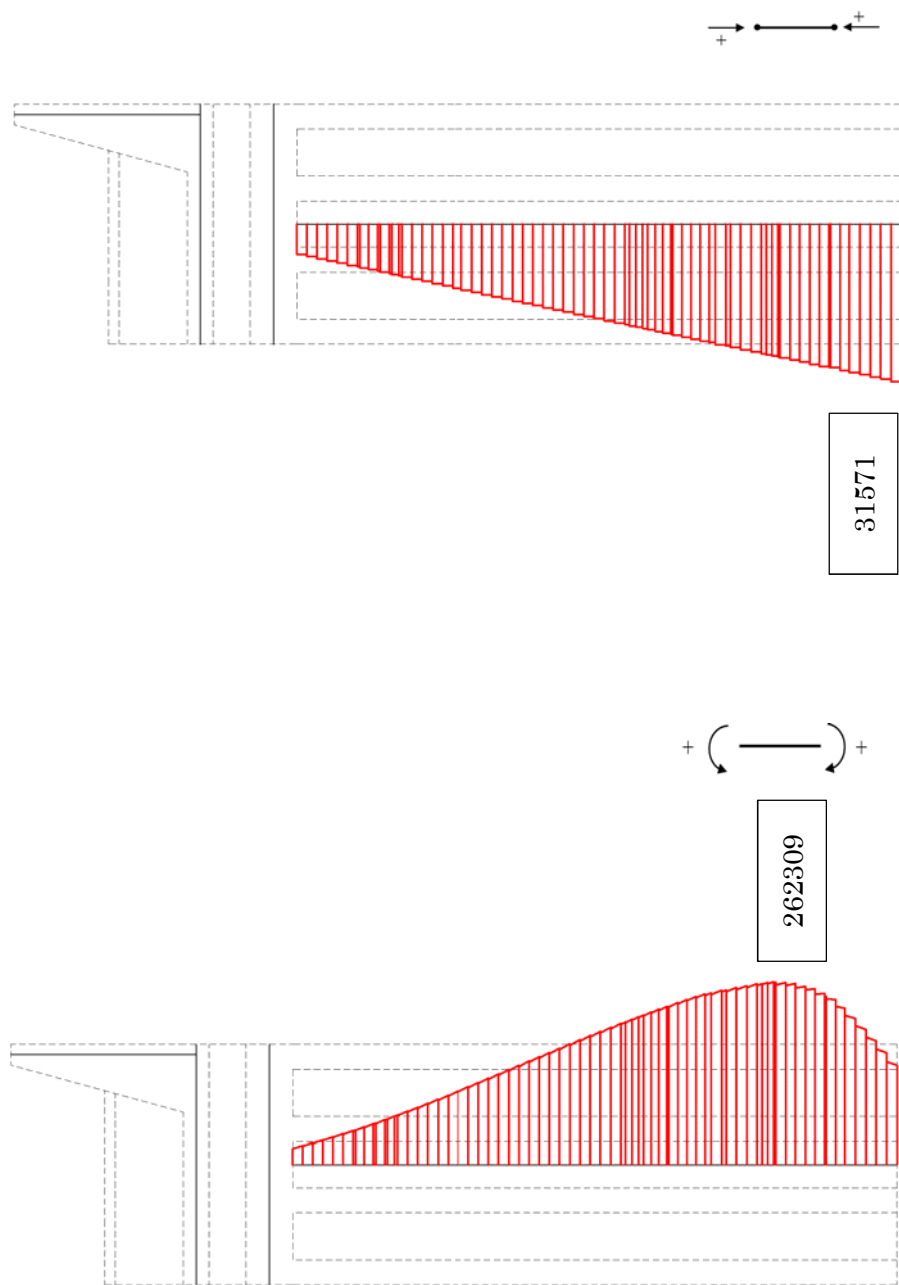


図 5.1-2 (3) 防潮壁においてせん断応力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 53.94$ s)



曲げモーメント (kN・m)

軸力 (kN)

図 5.1-2 (4) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁横断方向)
(地震波 : $S_s - 3.1$ [H-, V+], 検討ケース① : 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), $t = 8.84$ s)

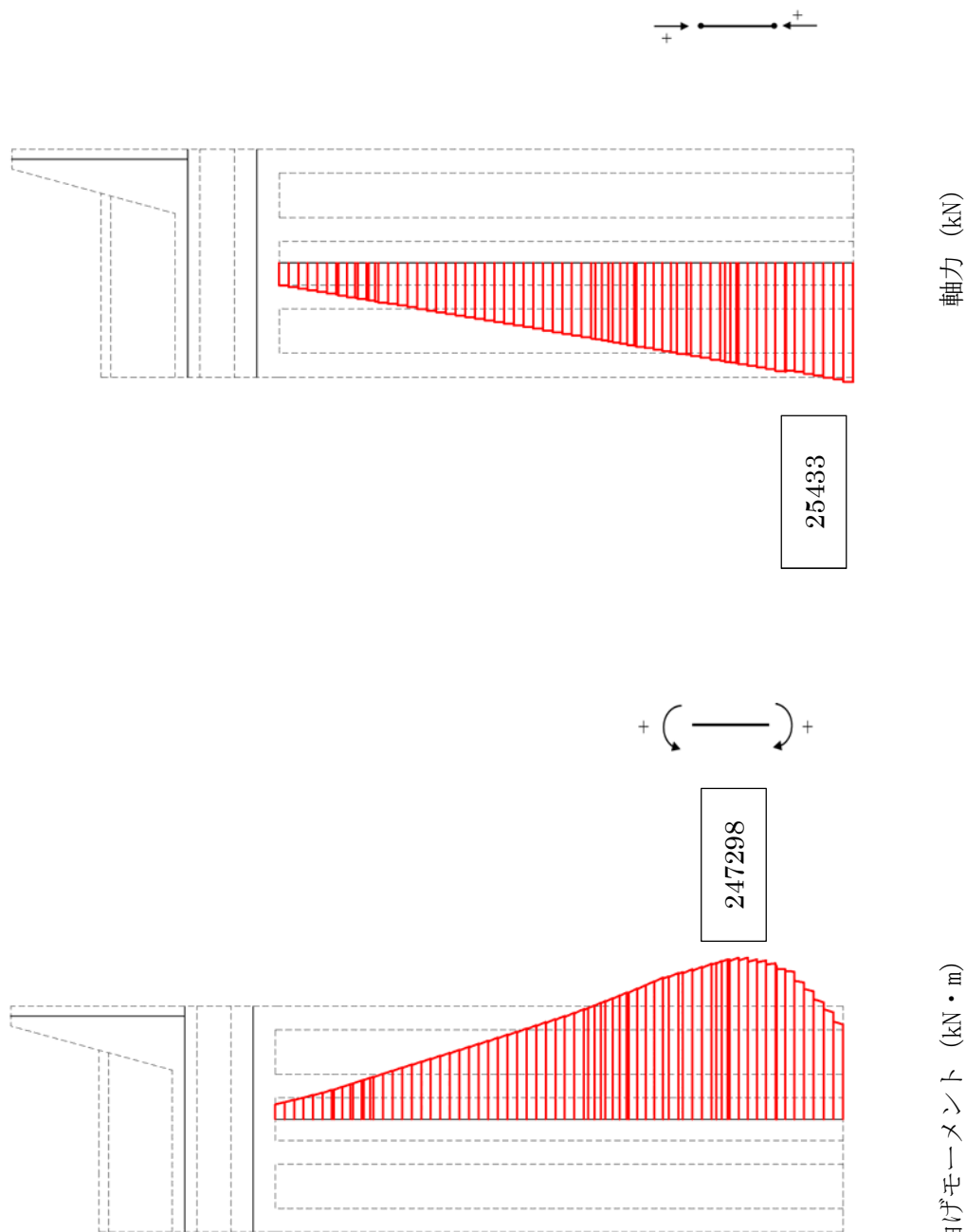
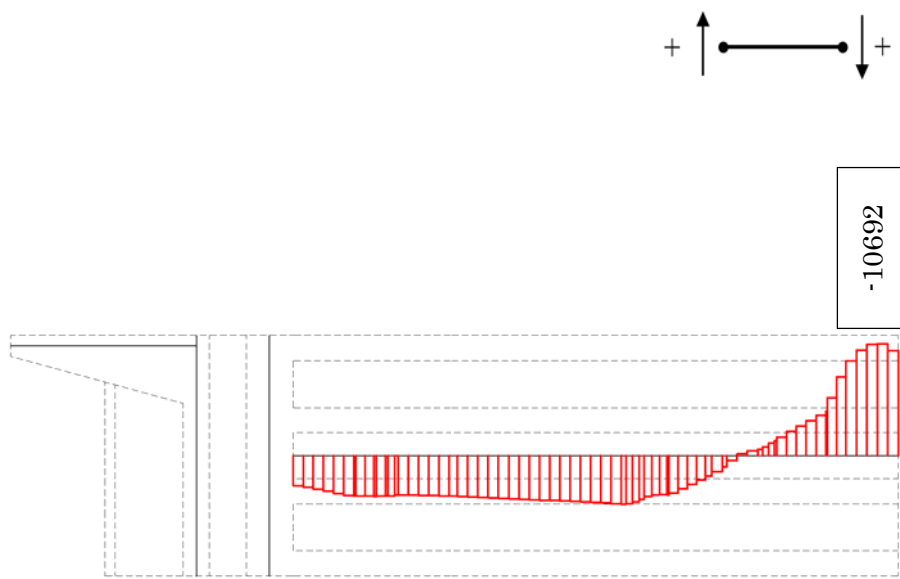


図 5.1-2 (5) 地中連続壁基礎 (鉛直) において鉄筋の引張応力度が最も大きい時刻の断面力分布 (防潮壁横断方向)

(地震波: $S_s - D1$ [H+, V+], 検討ケース①: 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース), $t = 23.36$ s)



せん断力 (kN)

図 5.1-2 (6) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてせん断応力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース④ : 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

した解析ケース, $t = 53.71$ s)

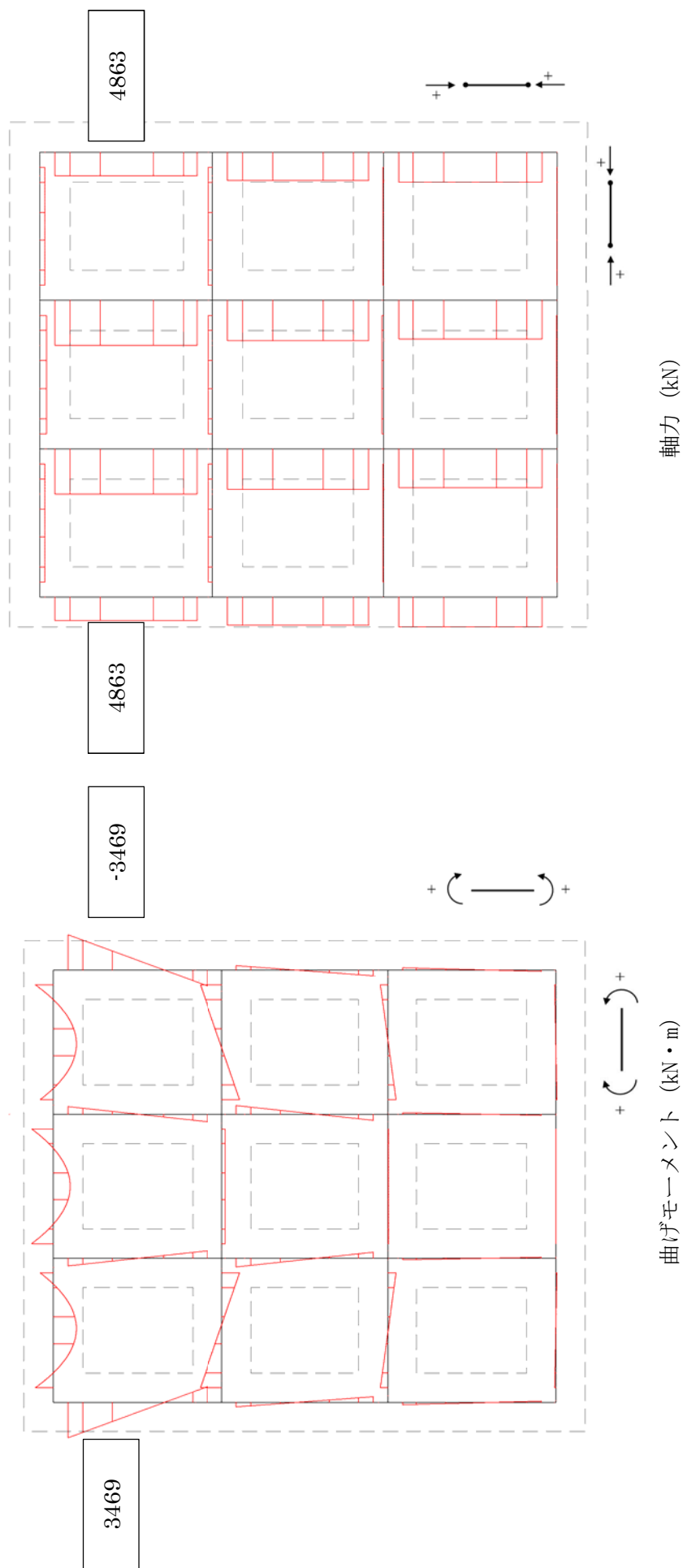
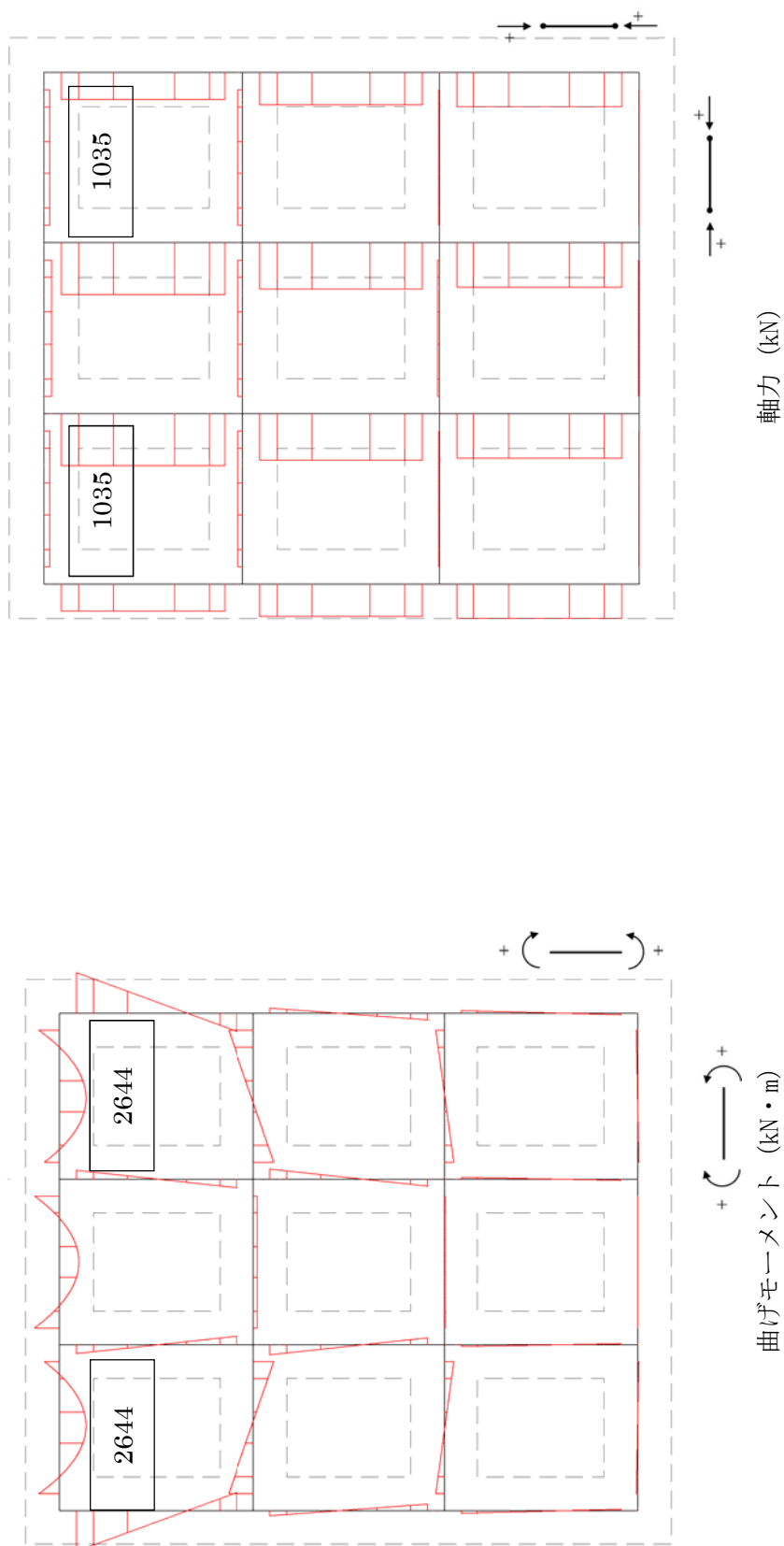


図 5.1-2 (7) 地中連続壁基礎 (水平) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しくなる各部材の断面力分布 (防潮壁横断方向)

(地震波: $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース④: 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解析ケース)



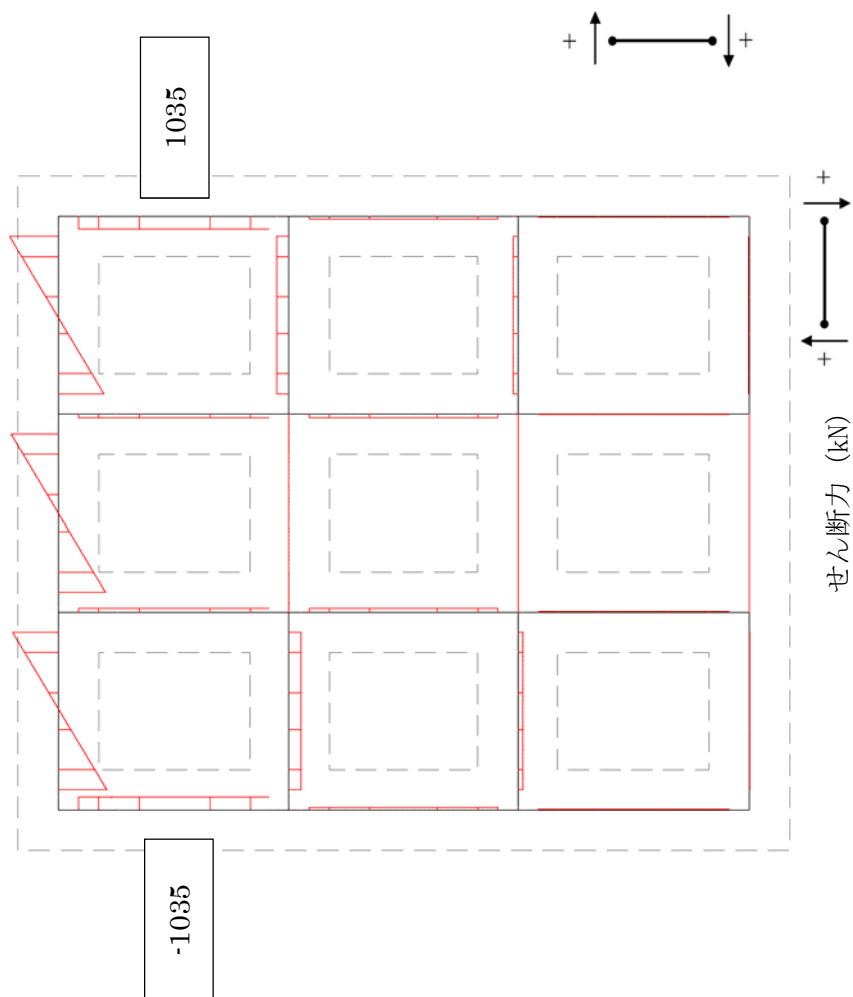


図 5.1-2 (9) 地中連続壁基礎 (水平) においてせん断応力が最も厳しくなる各部材の断面力分布 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース④ : 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解析ケース)

表 5.1-2 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
放水路 側壁	1	1000	2400	2200	D51 @200	2.5	21.0	0.120	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	3.2	21.0	0.152	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	14	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.006	①	Ss-12 (+/+)
地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	7.1	21.0	0.339	①	Ss-31 (+/+)
地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	5.6	16.8	0.336	④	Ss-D1 (+/-)

表 5.1-2 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
放水路 側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	94	294	0.322	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	50	294	0.170	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	10	1000	4500	4300	D51 @200	7	294	0.023	⑥	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	94	435	0.216	①	Ss-D1 (+/+)
地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	89	348	0.255	④	Ss-D1 (+/-)

表 5.1-2 (3) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 V_a (kN)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d								
放水路 側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.52	0.825	-	-	0.634	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.52	0.825	-	-	0.631	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.043	②	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	11254	21444	0.525	④	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1692	1917	0.883	④	Ss-D1 (+/-)

注記 * : 評価位置は次ページに示す

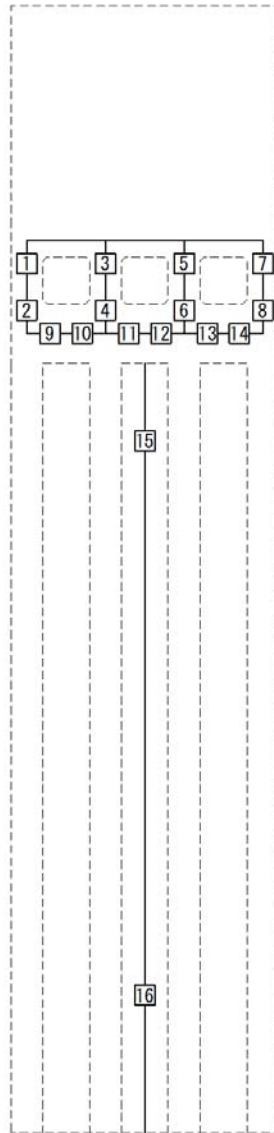


図 5.1-3 (1) 地中連続壁基礎（鉛直）の評価位置図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））



図 5.1-3 (2) 地中連続壁基礎（水平）の評価位置図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

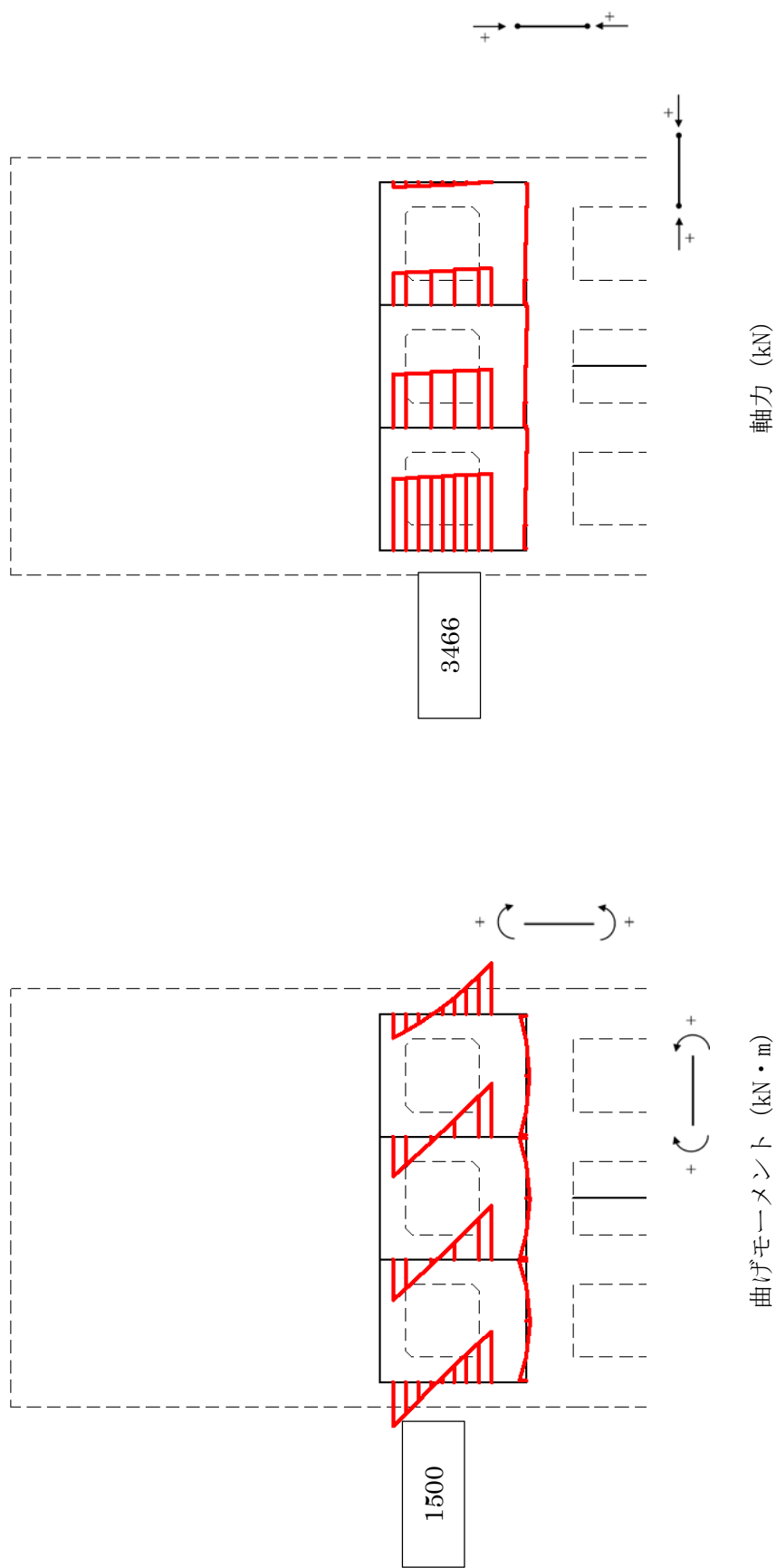


図 5.1-4 (1) 放水路側壁においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))
 (地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,
 $t = 53.95$ s)

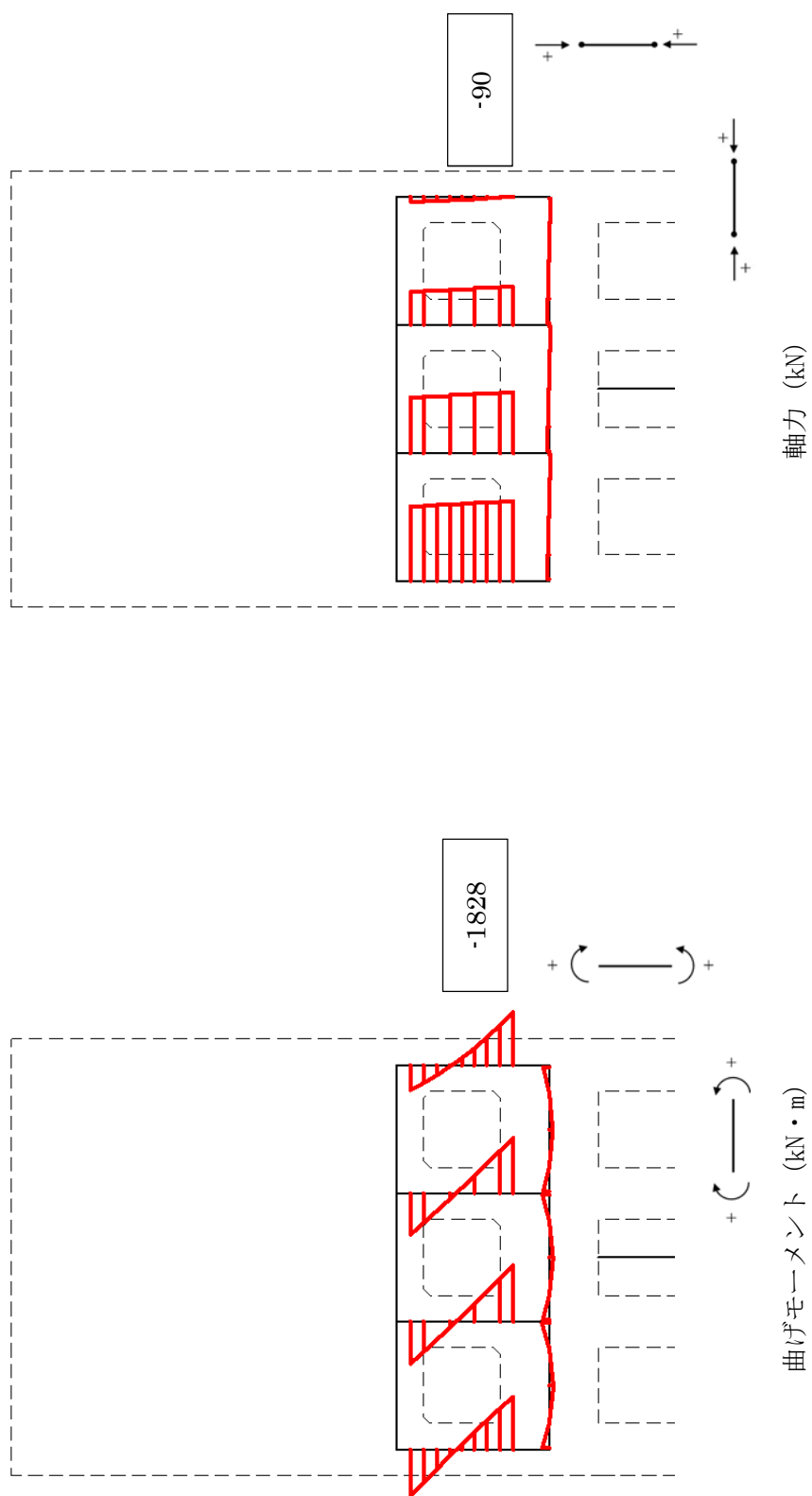


図 5.1-4 (2) 放水路側壁において鉄筋の引張応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波: $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 53.96 \text{ s}$)

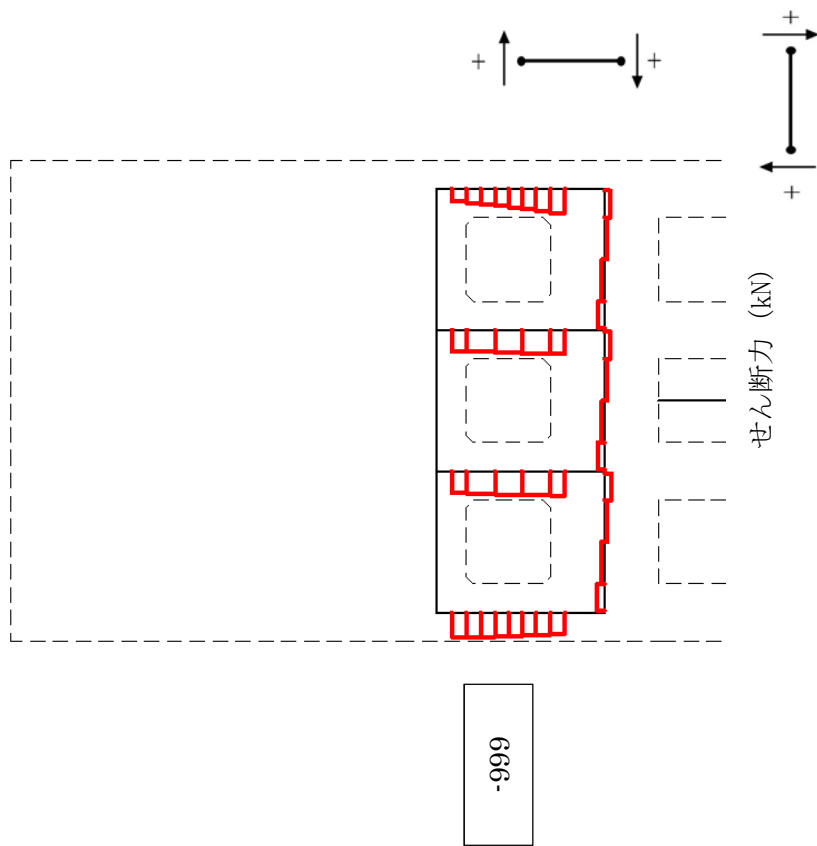
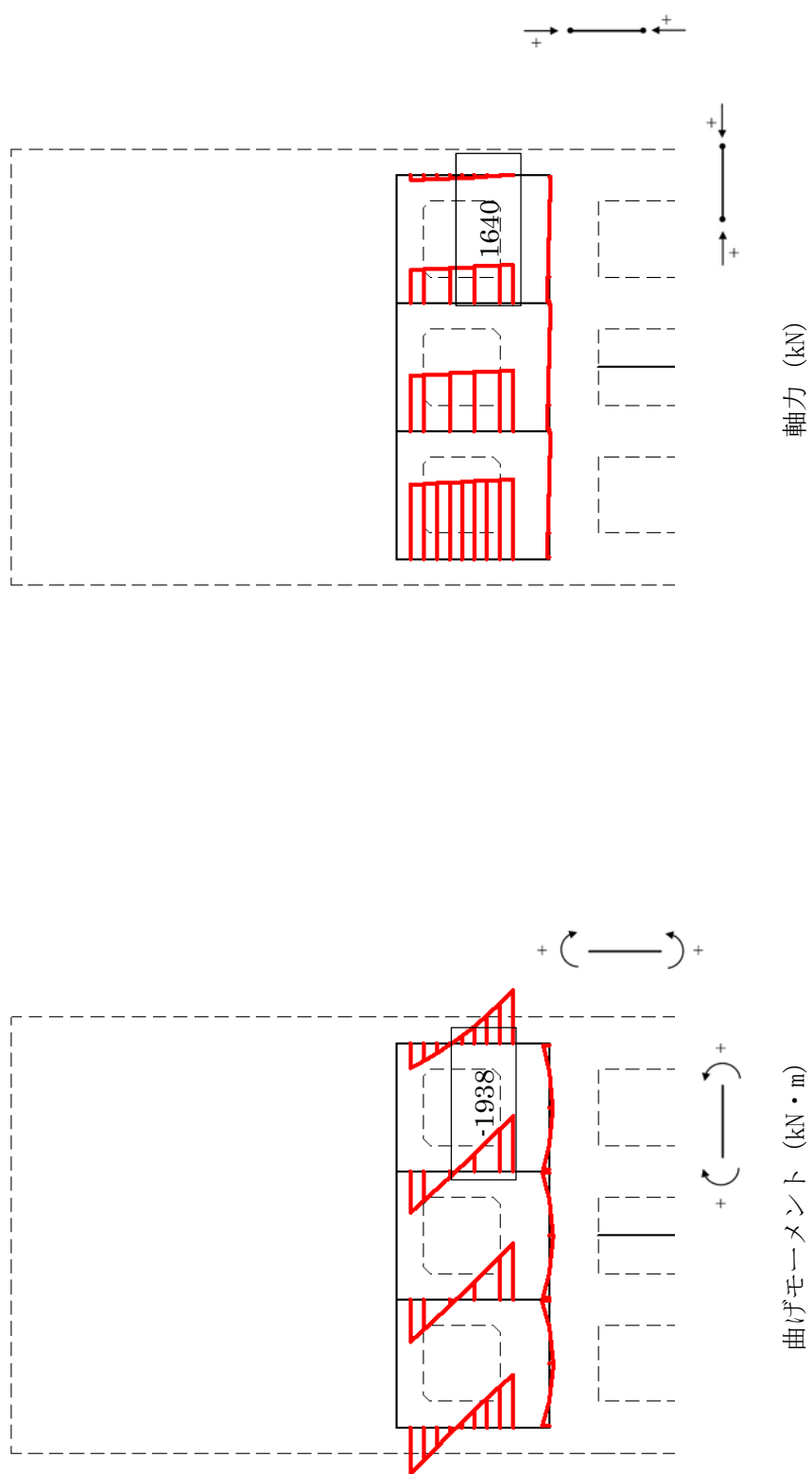


図 5.1-4 (3) 放水路側壁においてせん断応力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-] , 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース ,
 $t = 53.95$ s)



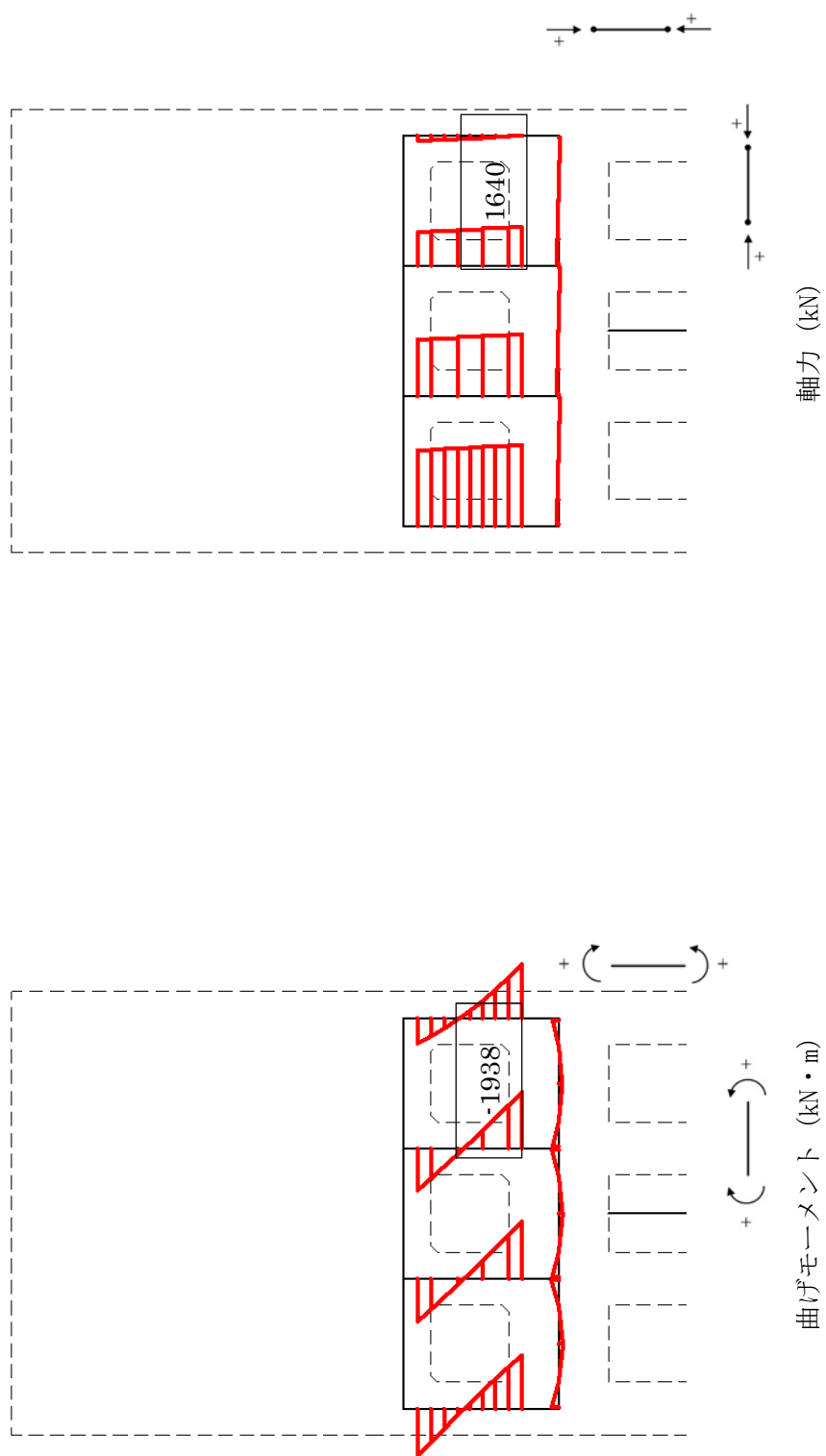


図 5.1-4 (5) 放水路中壁において鉄筋の引張応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波: $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥: (地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ)) として非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 53.96$ s)

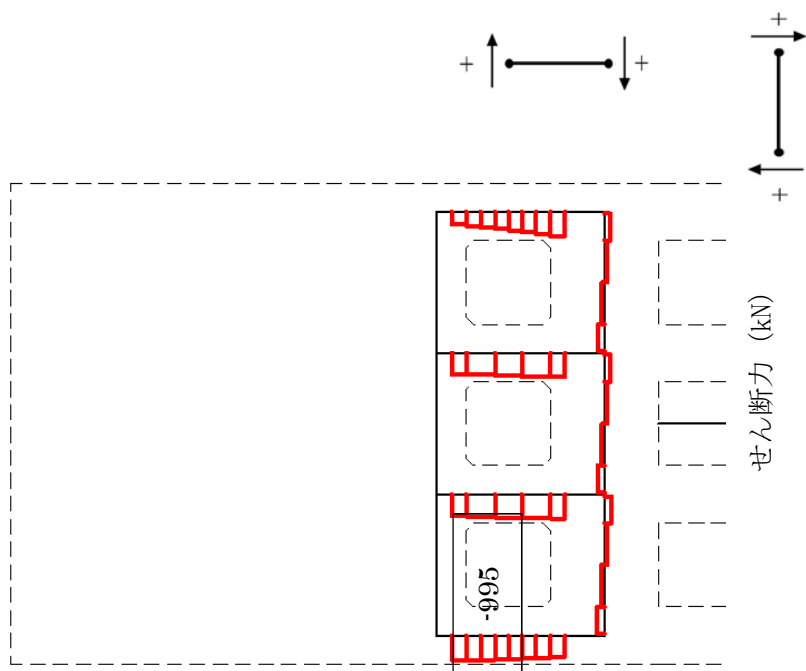


図 5.1-4 (6) 放水路中壁においてせん断応力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-] , 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース ,

$t = 53.95$ s)

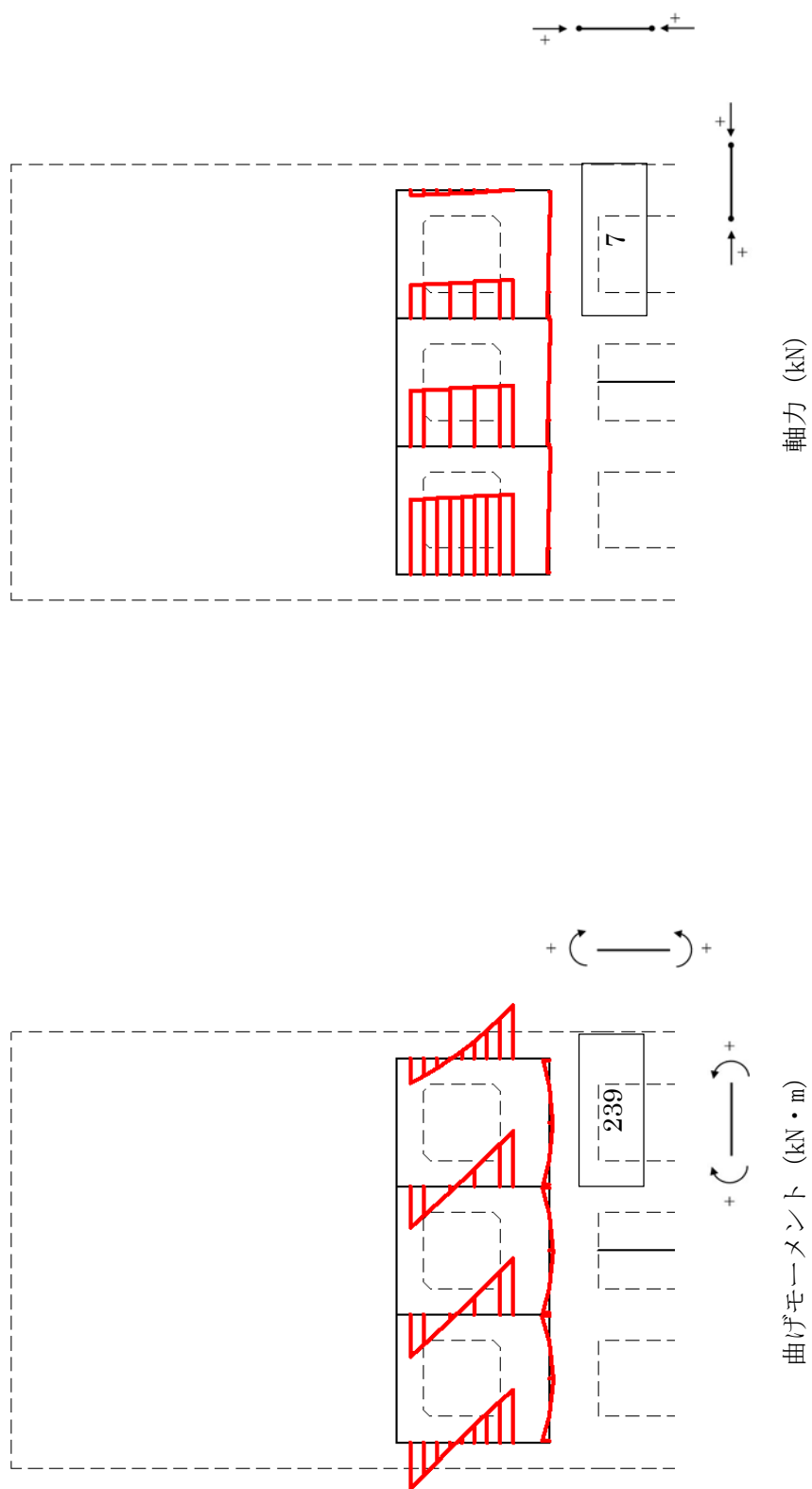


図 5.1-4 (7) 放水路底版においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))
 (地震波 : $S_s - 1.2 [H + V +]$, 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース) , $t = 29.55$ s)

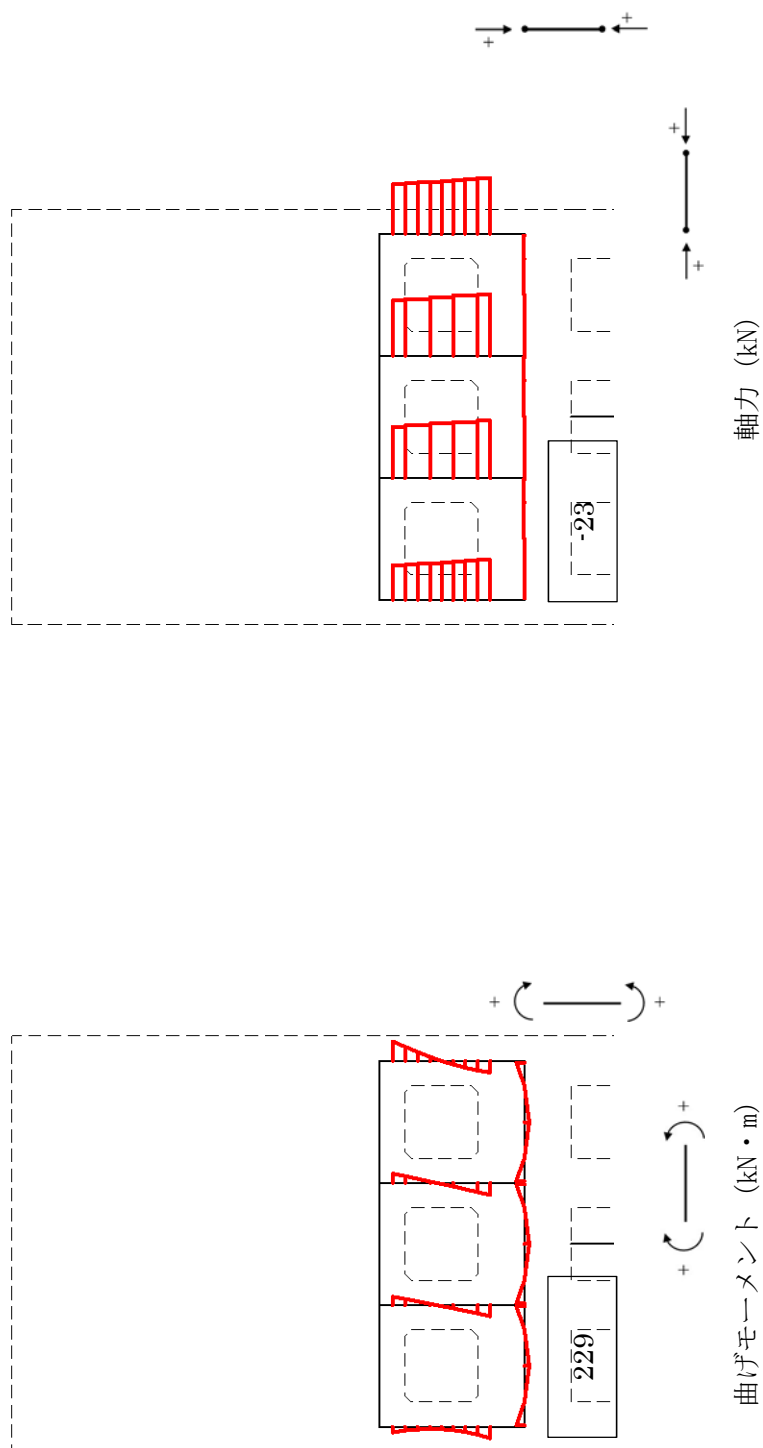


図 5.1-4 (8) 放水路底板において鉄筋の引張力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-] , 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 23.43 \text{ s}$)

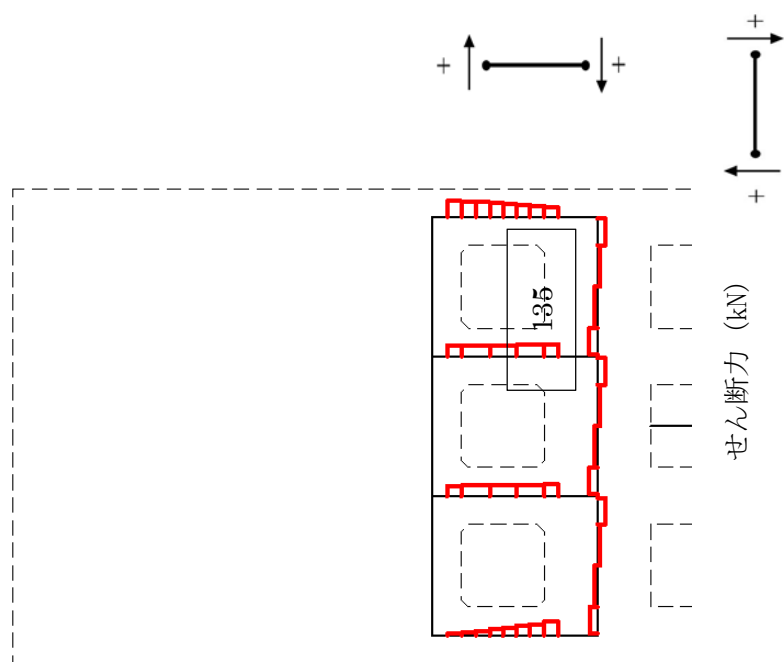


図 5.1-4 (9) 放水路底版においてせん断応力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-] , 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース, $t = 44.31$ s)

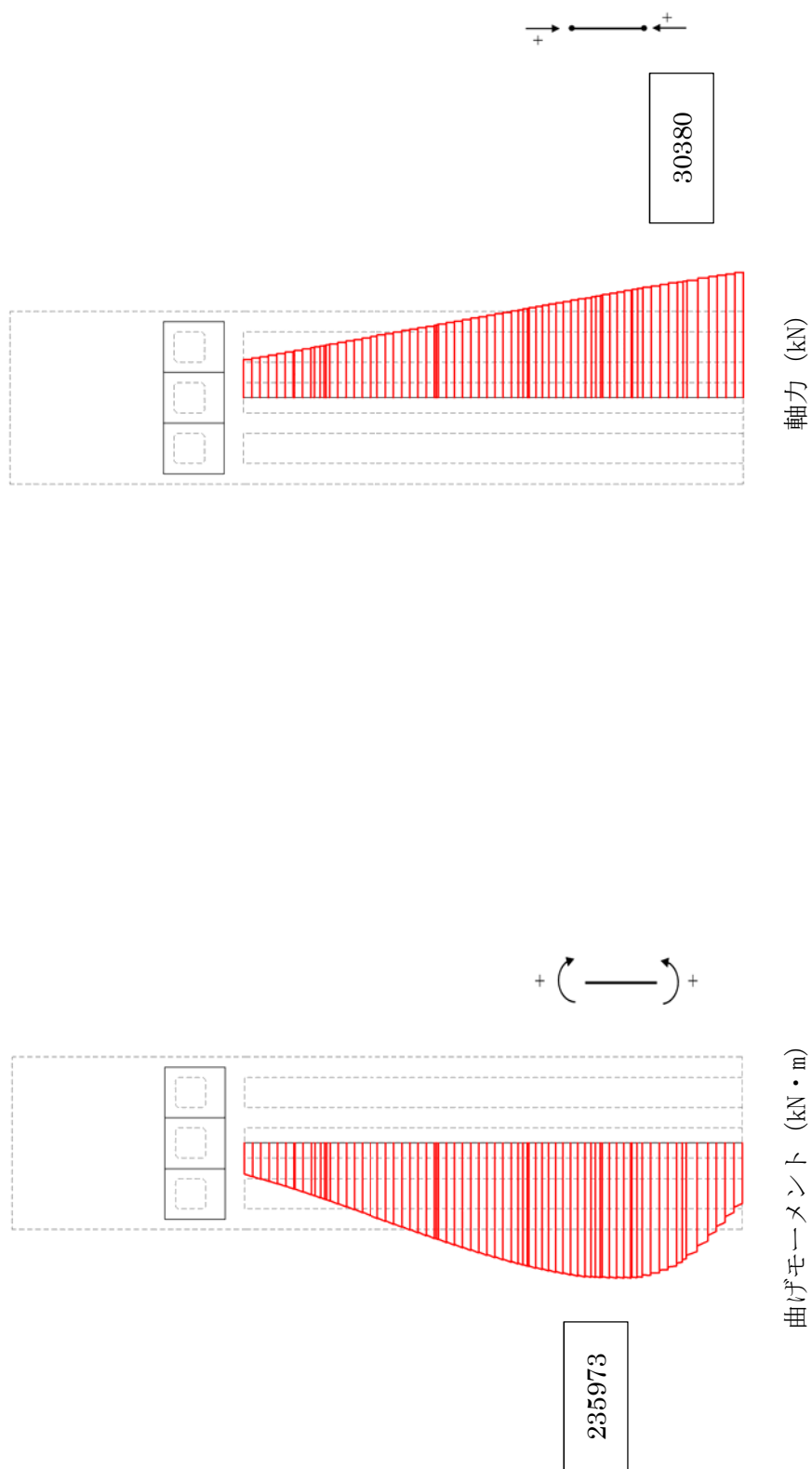


図 5.1-4 (10) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい時刻の断面力分布

(地震波: $S_s - 3.1$ [H+, V+], 検討ケース①: 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), $t = 8.86$ s)

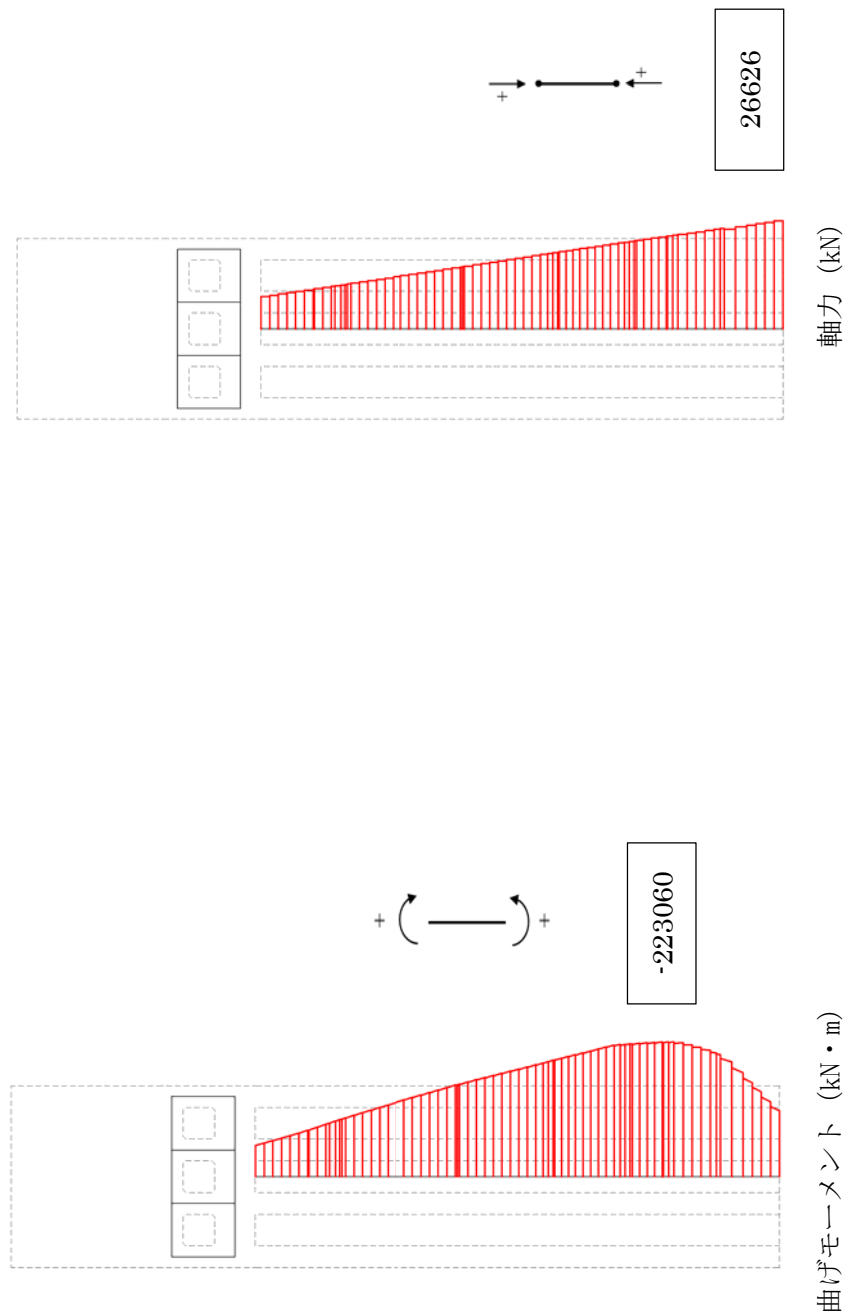
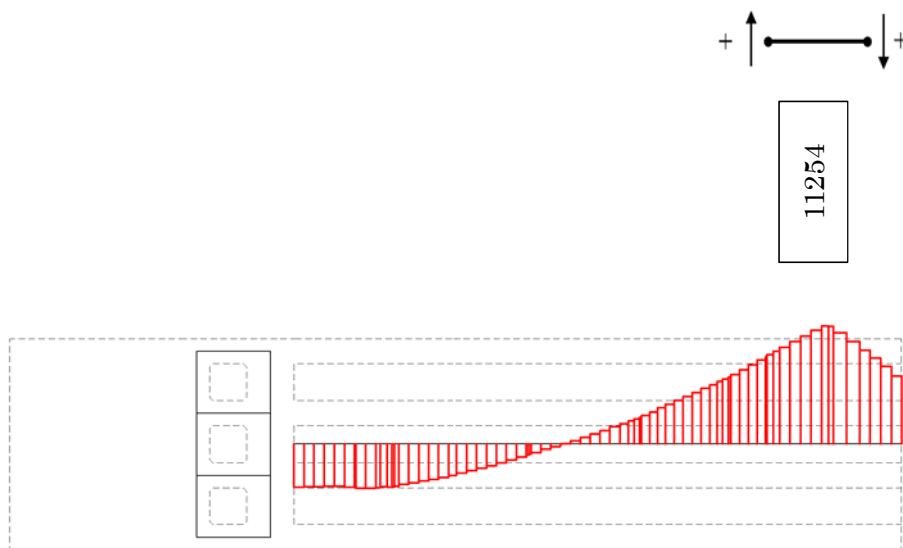


図 5.1-4 (11) 地中連続壁基礎 (鉛直) において鉄筋の引張応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))
 (地震波 : $S_s - D1$ [H+, V+], 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース), $t = 23.42$ s)



せん断力 (kN)

図 5.1-4 (12) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてせん断力が最も大きい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース④ : 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

した解析ケース, $t = 54.00$ s)

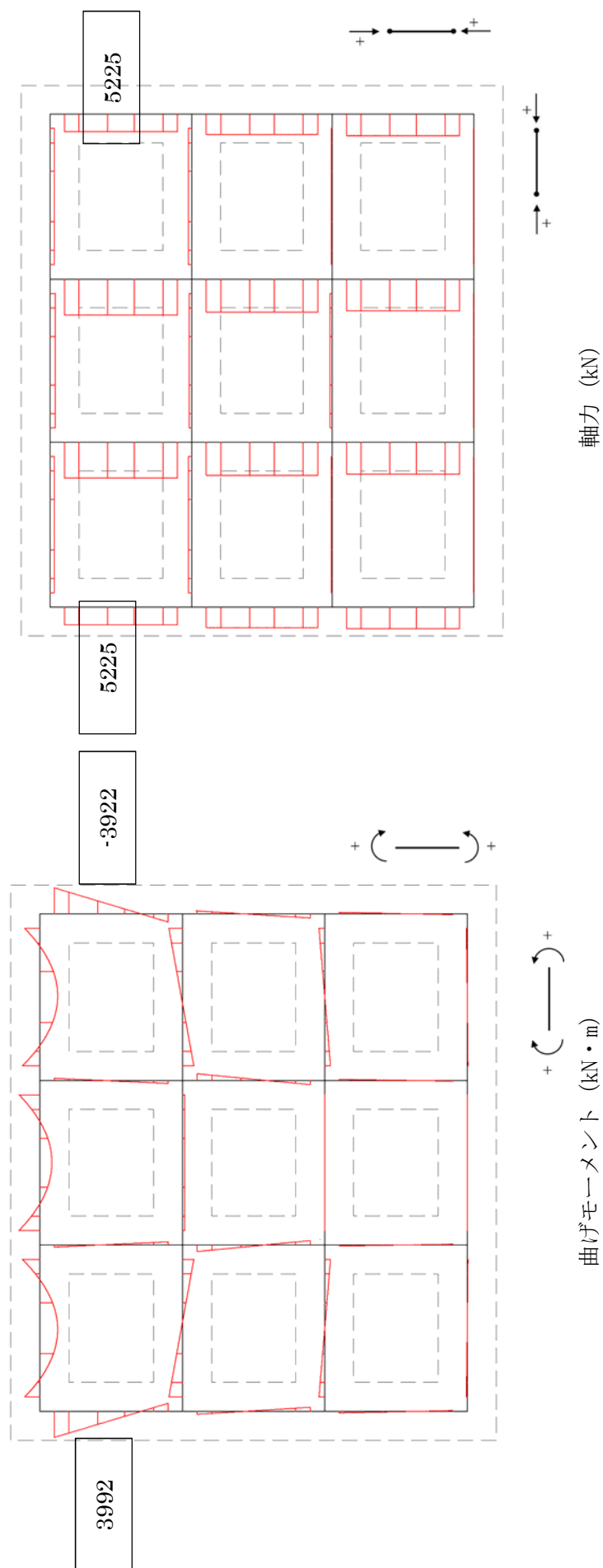
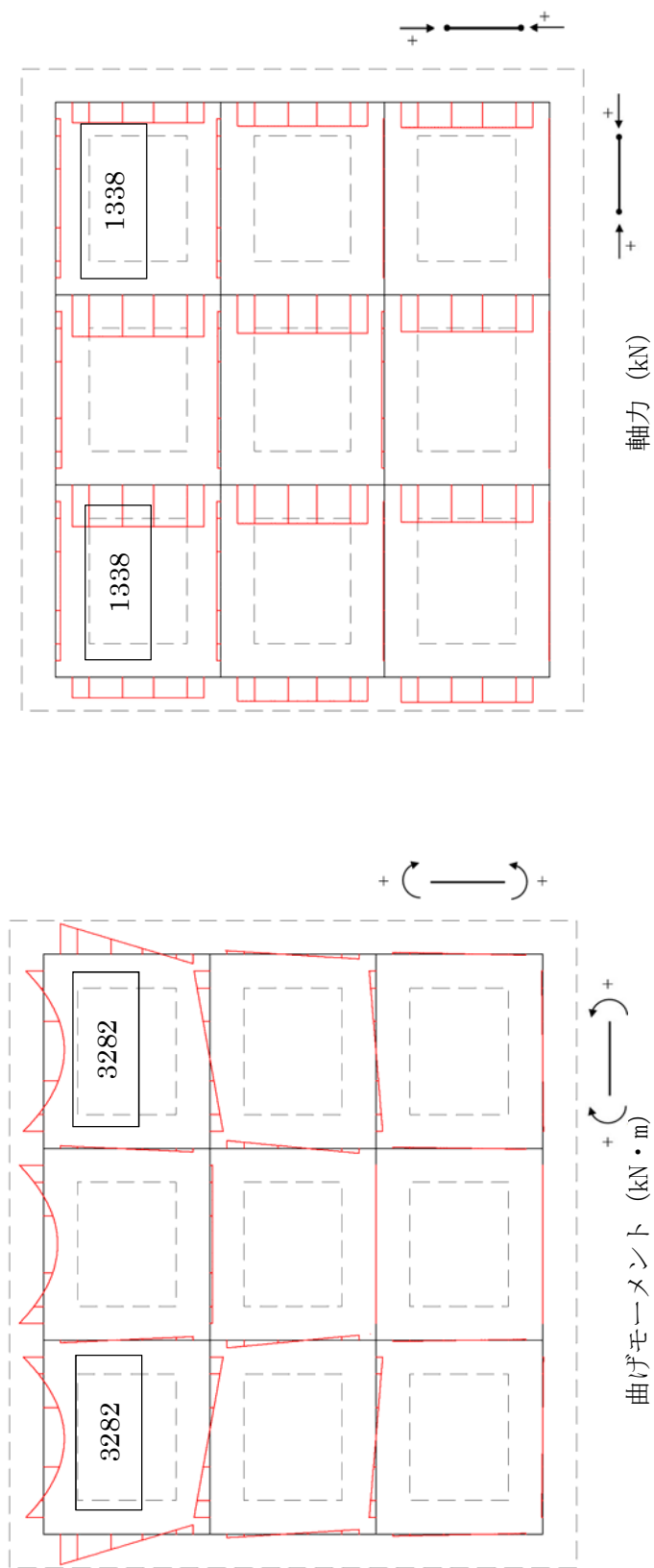


図 5.1-4 (13) 地中連続壁基礎 (水平) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しくなる各部材の断面力分布
(防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース④ : 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解析ケース)



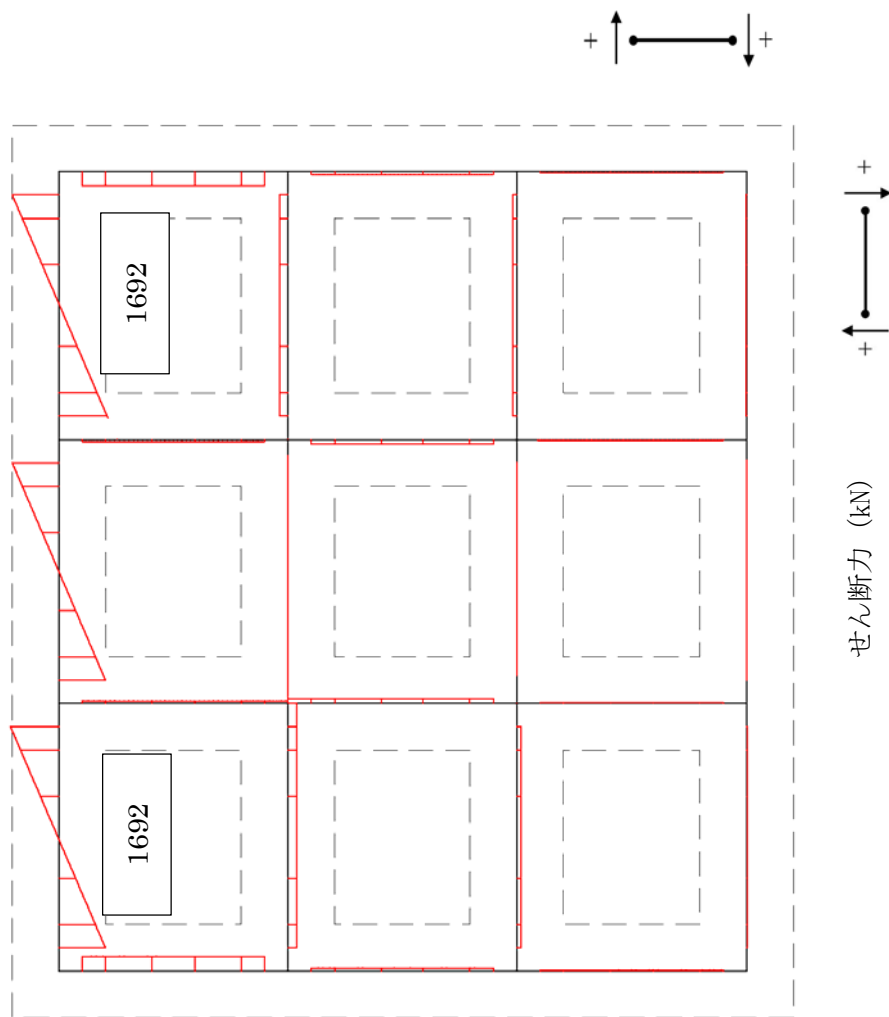


図 5.1-4 (15) 地中連続壁基礎 (水平) においてせん断応力が最も厳しくなる各部材の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-] , 検討ケース④ : 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解析ケース)

表 5.1-3 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	3.3	21.0	0.159	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2.8	21.0	0.136	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	4.4	21.0	0.211	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	2.6	21.0	0.124	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.7	21.0	0.080	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	2.2	21.0	0.105	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	34	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005	①	Ss-12 (+/+)
地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6.8	21.0	0.323	①	Ss-31 (+/+)
地中連読壁 基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	5.5	16.8	0.328	④	Ss-D1 (+/-)

表 5.1-3 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	150	294	0.512	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	103	294	0.350	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	145	294	0.493	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	139	294	0.473	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	56	294	0.192	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	41	294	0.140	⑤	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	30	1000	4500	4300	D51 @200	7	294	0.023	⑥	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	95	435	0.220	①	Ss-D1 (+/+)
地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	86	348	0.249	④	Ss-D1 (+/-)

表 5.1-3 (3) せん断力に対する照査 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値	検討 ケース	地震波
		部材幅 b	部材高 h	有効高 d								
ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	0.26	0.825	-	-	0.315	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.19	0.825	-	-	0.230	⑥	Ss-D1 (+/-)
ゲート 中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.21	0.825	-	-	0.254	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.33	0.825	-	-	0.406	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.36	0.825	-	-	0.434	③	Ss-D1 (+/-)
放水路 中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.36	0.825	-	-	0.432	⑥	Ss-D1 (+/-)
放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044	④	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	9818	21444	0.458	①	Ss-D1 (+/-)
地中連読壁 基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1651	1917	0.862	④	Ss-D1 (+/-)

注記 * : 評価位置は次ページに示す

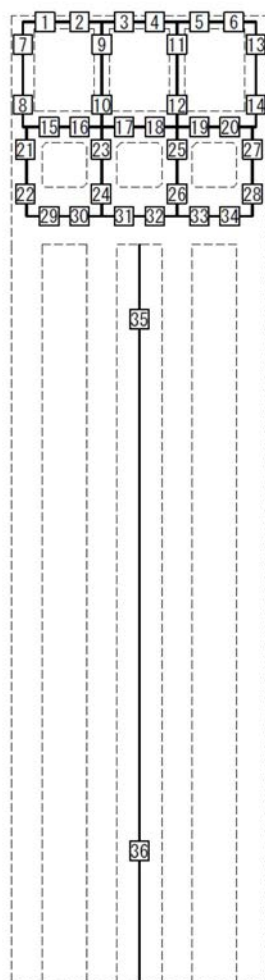
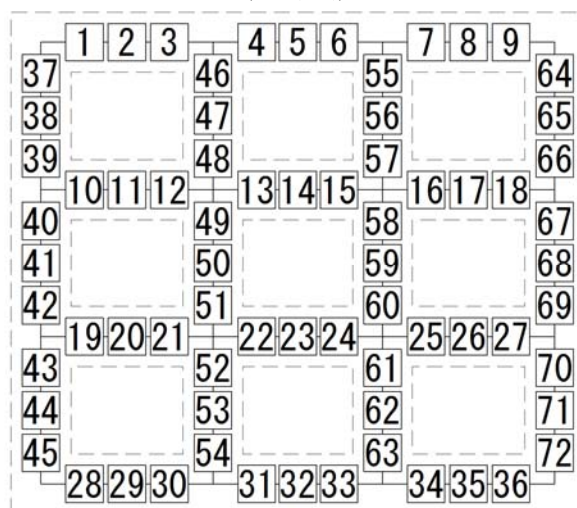


図 5.1-5 (1) 地中連続壁基礎（鉛直）の評価位置（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（堤外側）



（堤内側）

図 5.1-5 (2) 地中連続壁基礎（水平）の評価位置（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

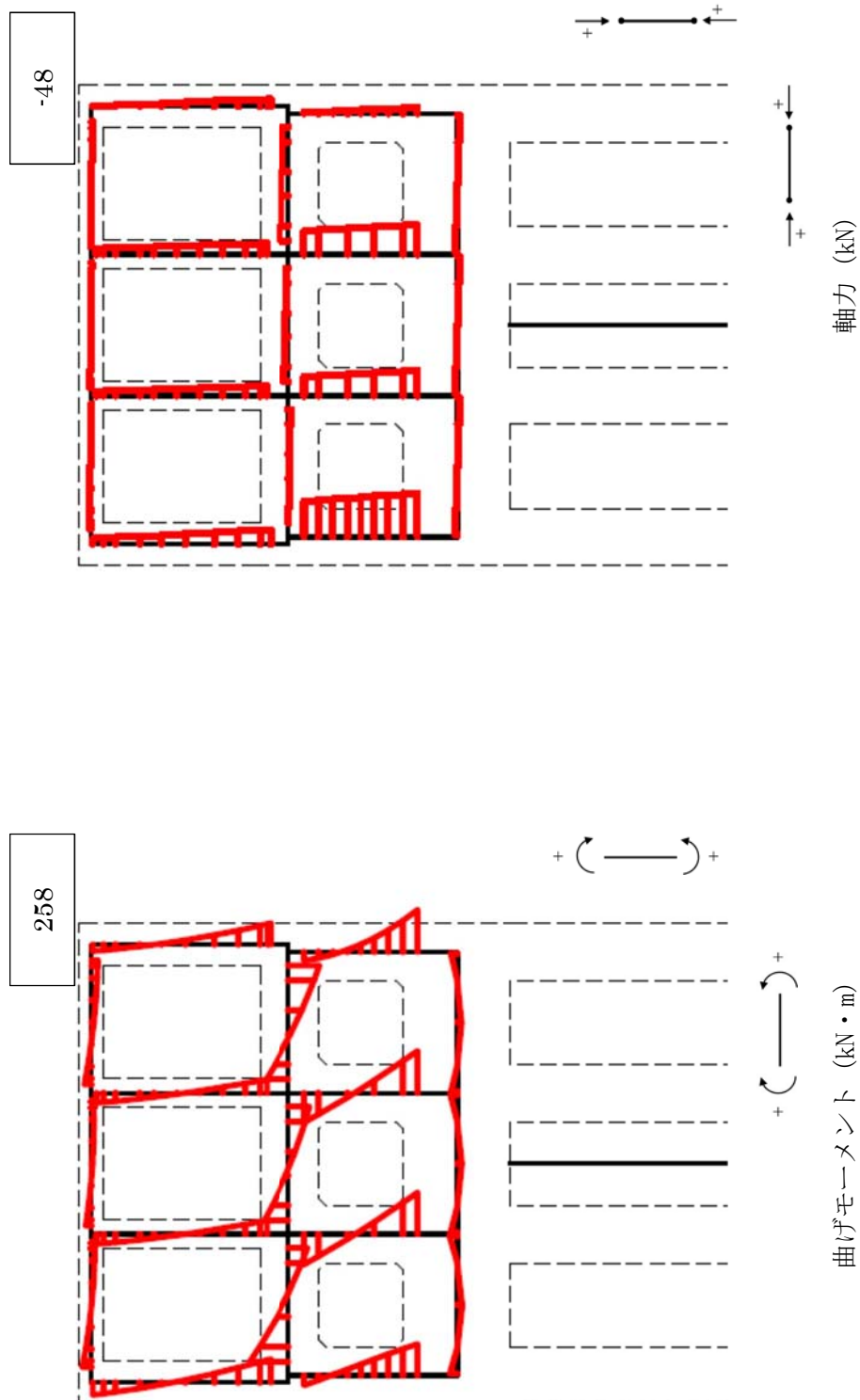


図 5.1-6 (1) 放水路ゲート頂版においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))
 (地震波: $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,
 $t = 53.94$ s)

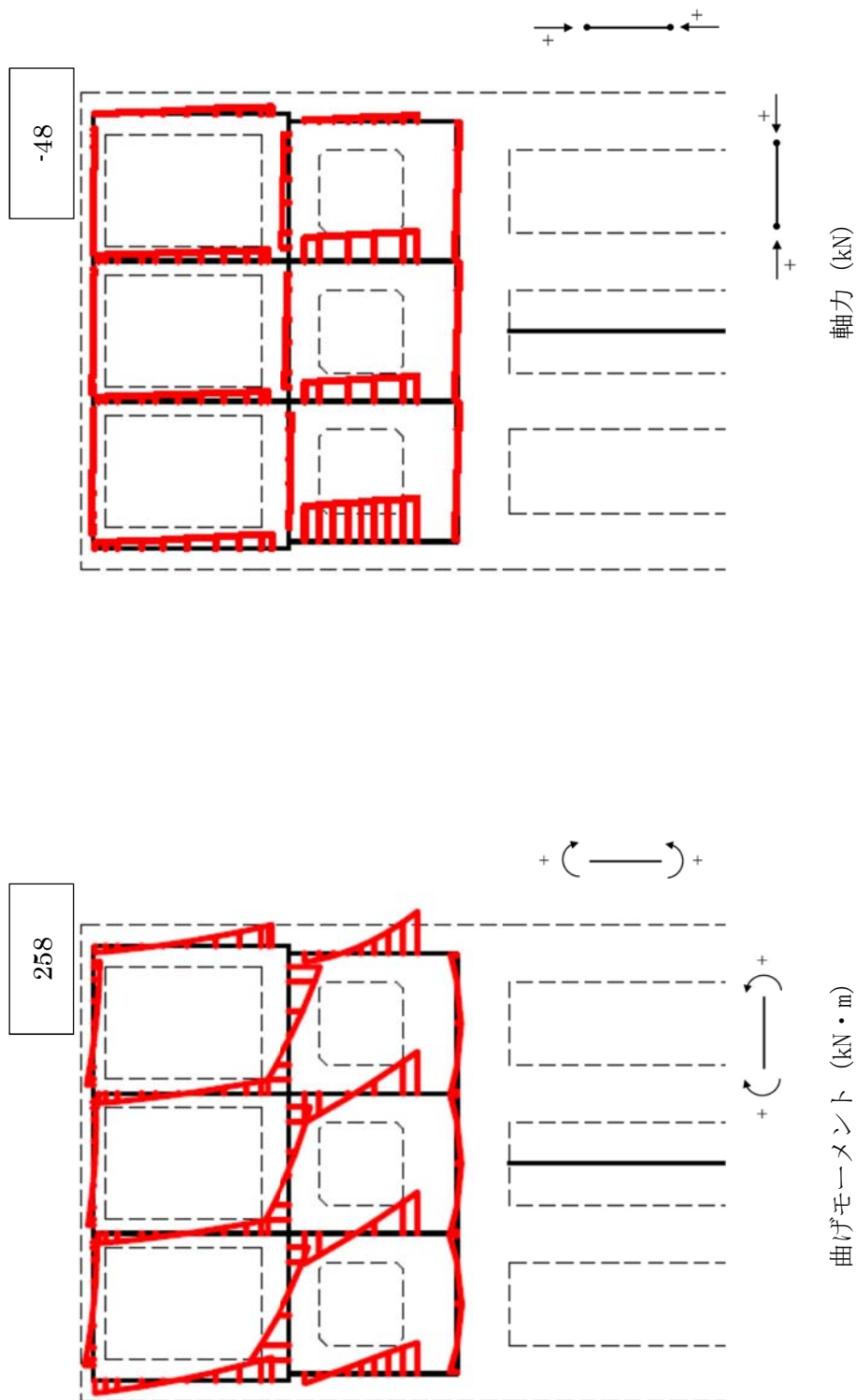


図 5.1-6 (2) 放水路ゲート頂版において鉄筋の引張応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))
 (地震波: $S_s - D1$ [$H+$, $V-$], 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,
 $t = 53.94 \text{ s}$)

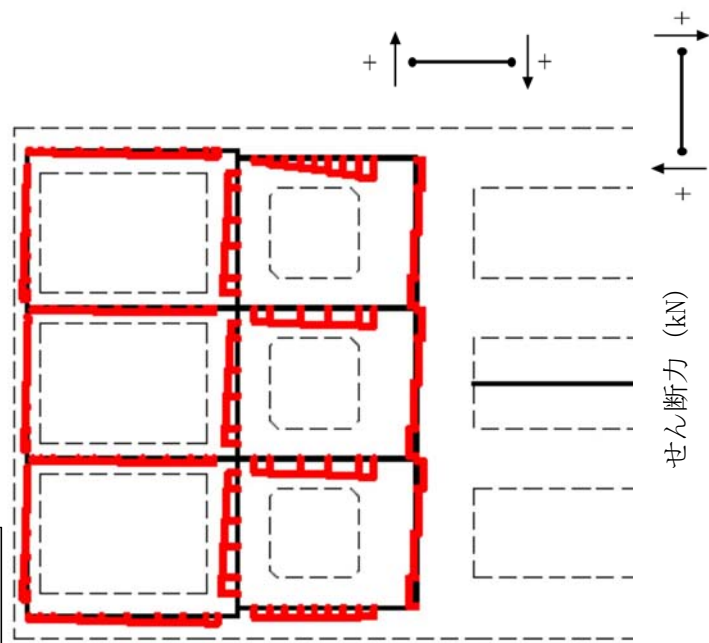
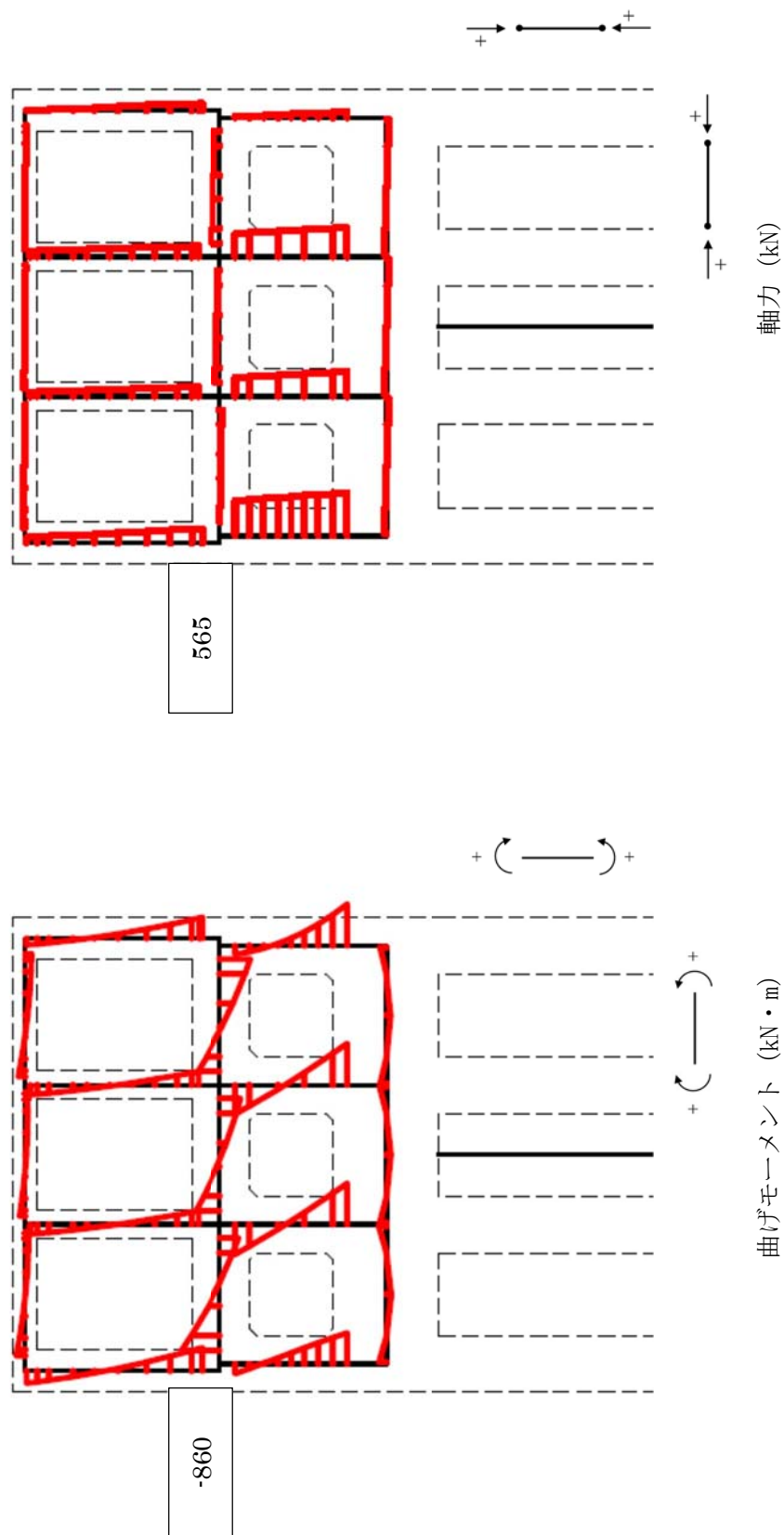
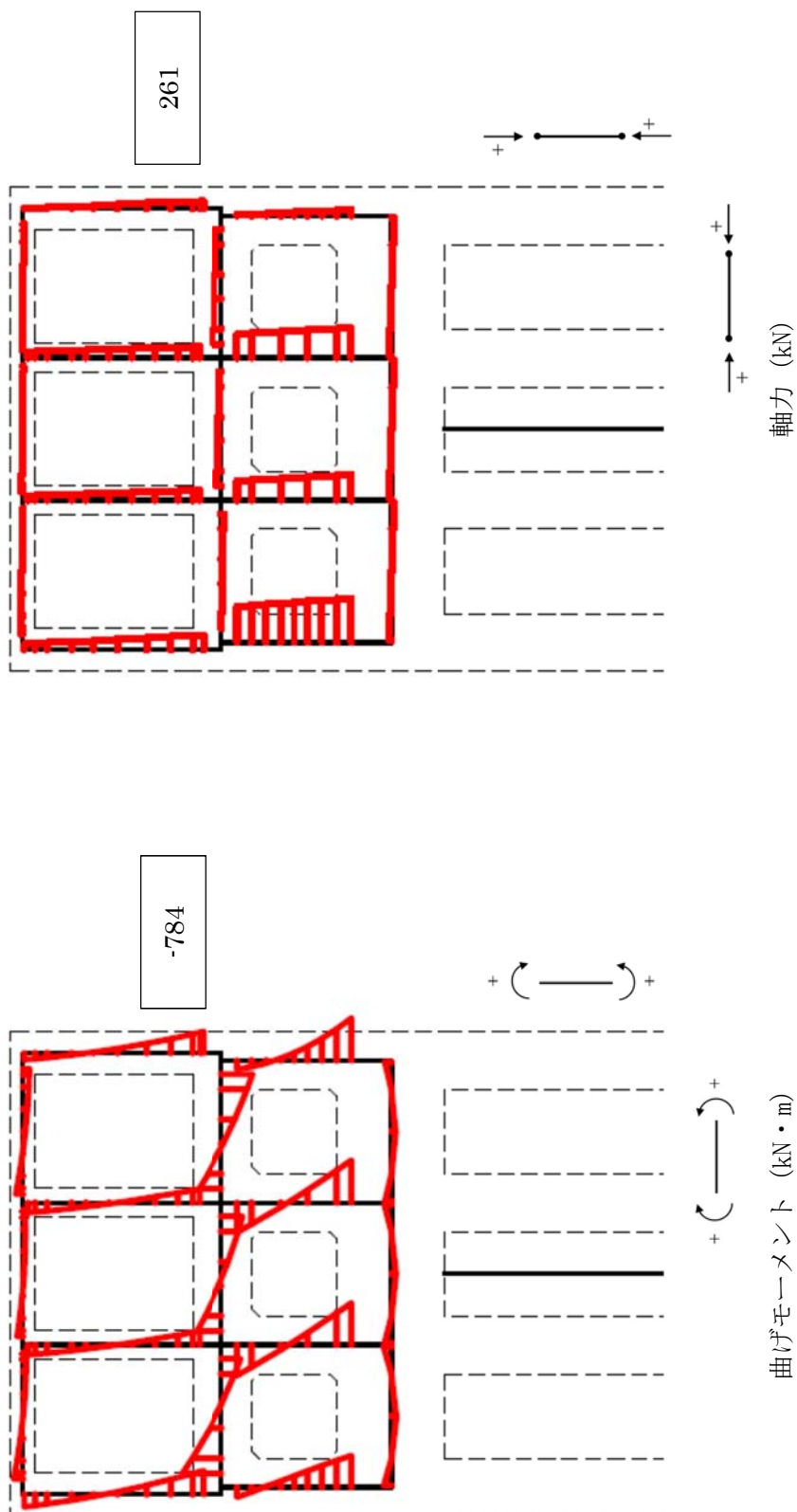


図 5.1-6 (3) 放水路ゲート頂版においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波: $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 53.94$ s)





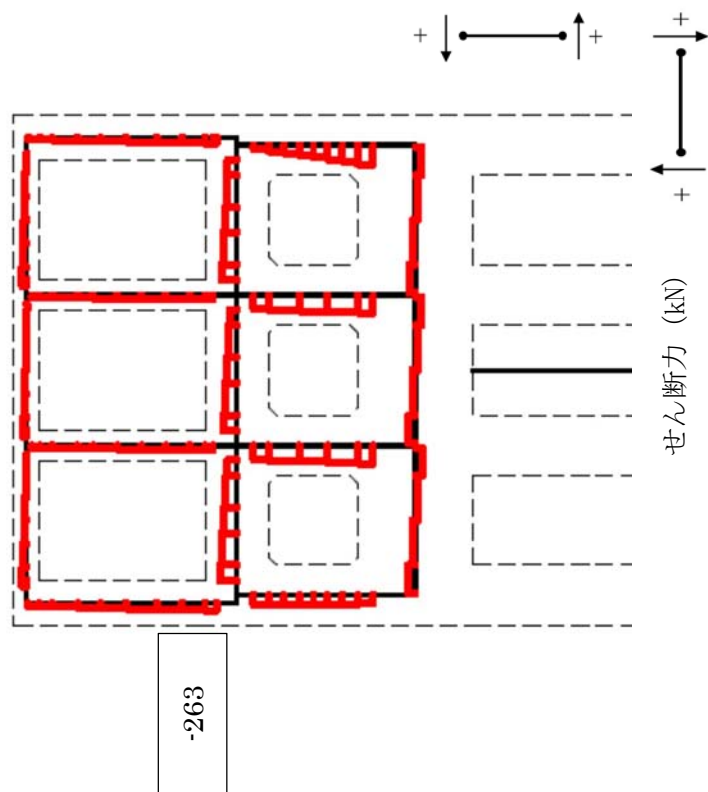
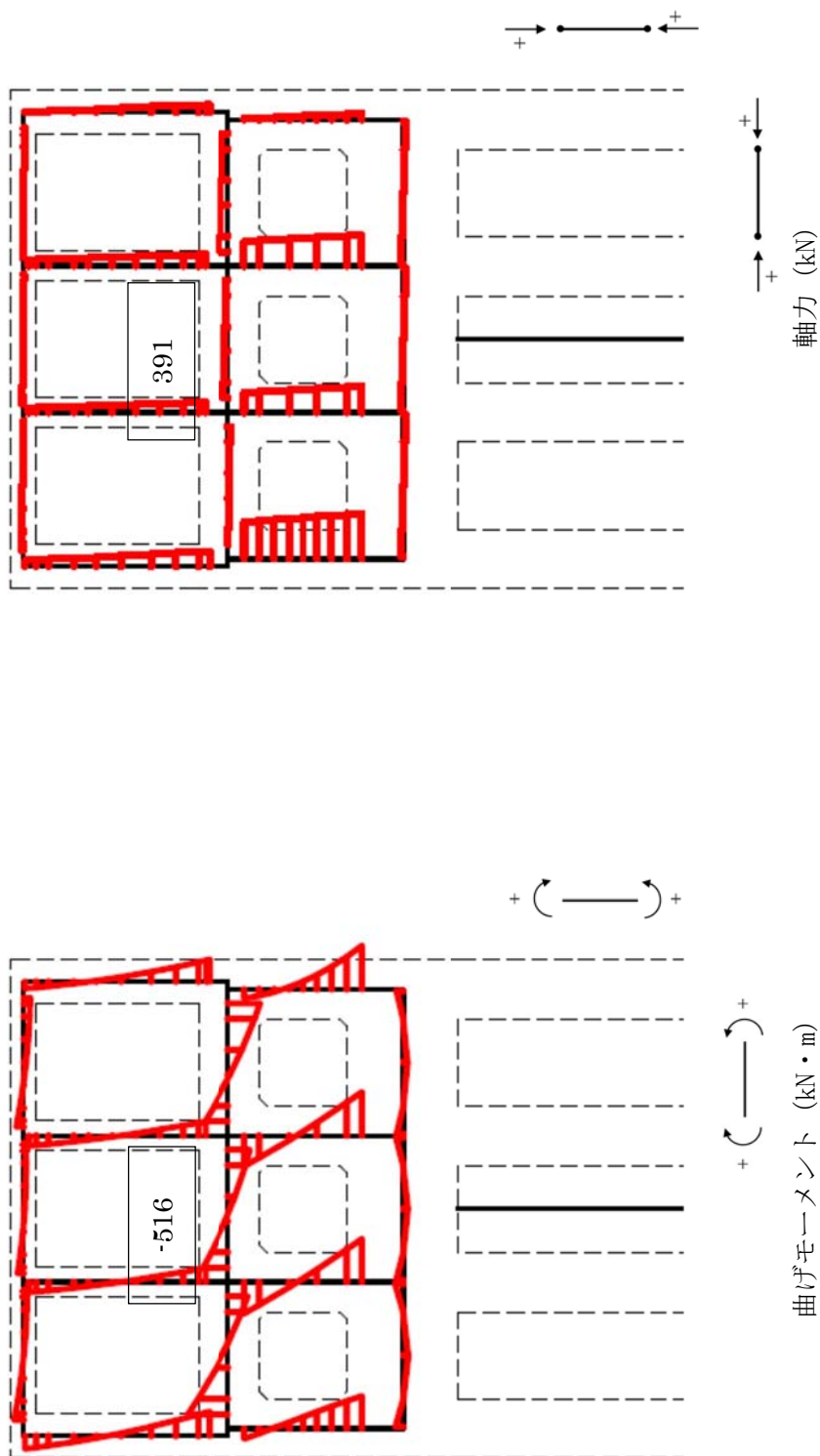
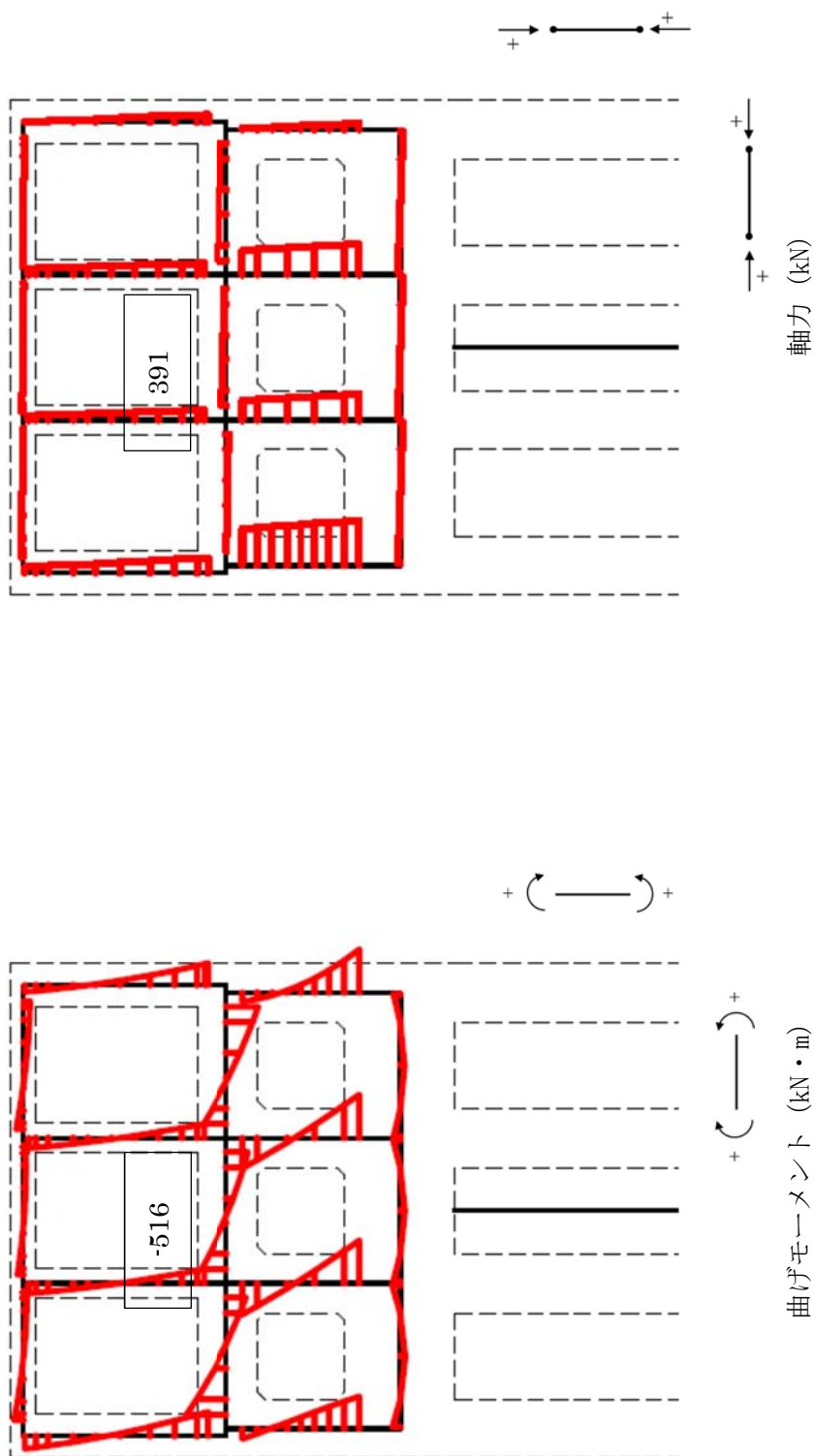


図 5.1-6 (6) 放水路ゲート側壁においてせん断応力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 53.94$ s)





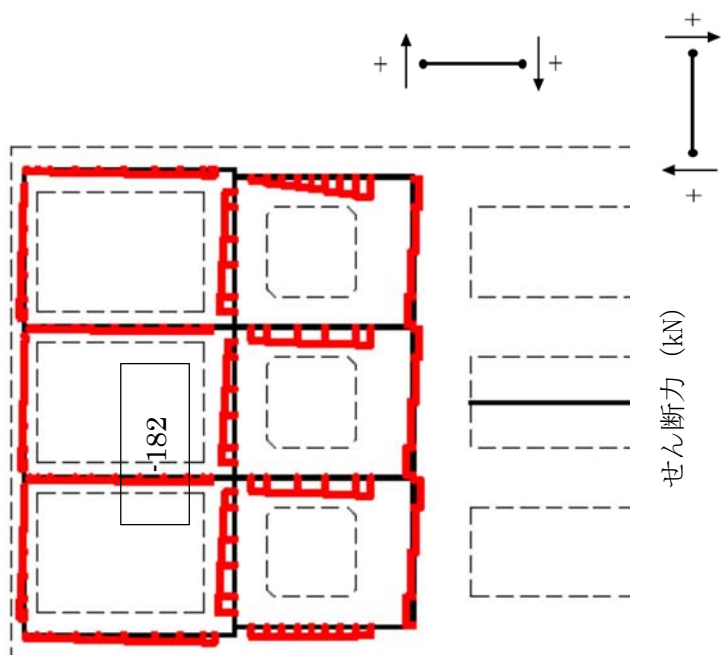
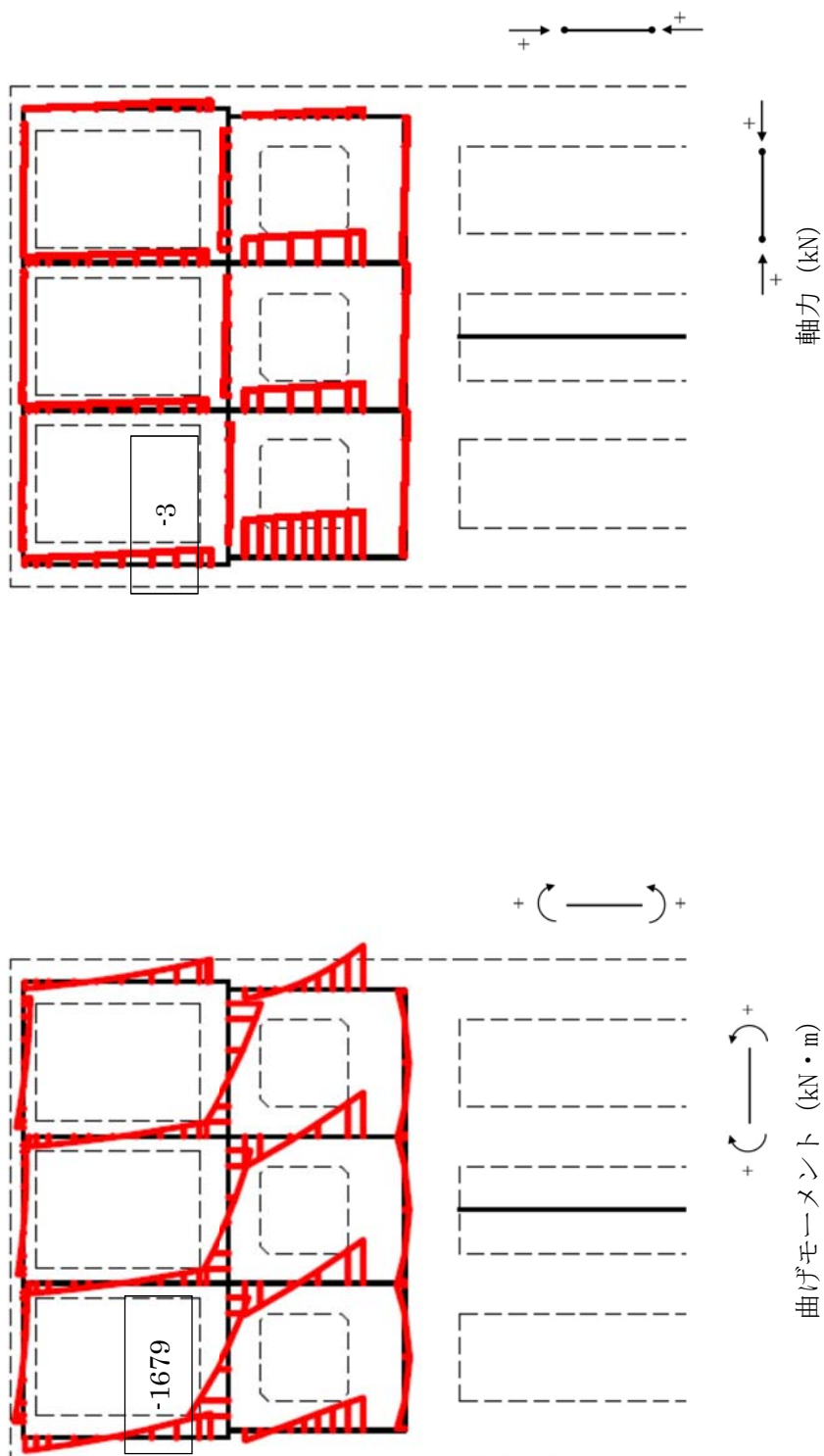
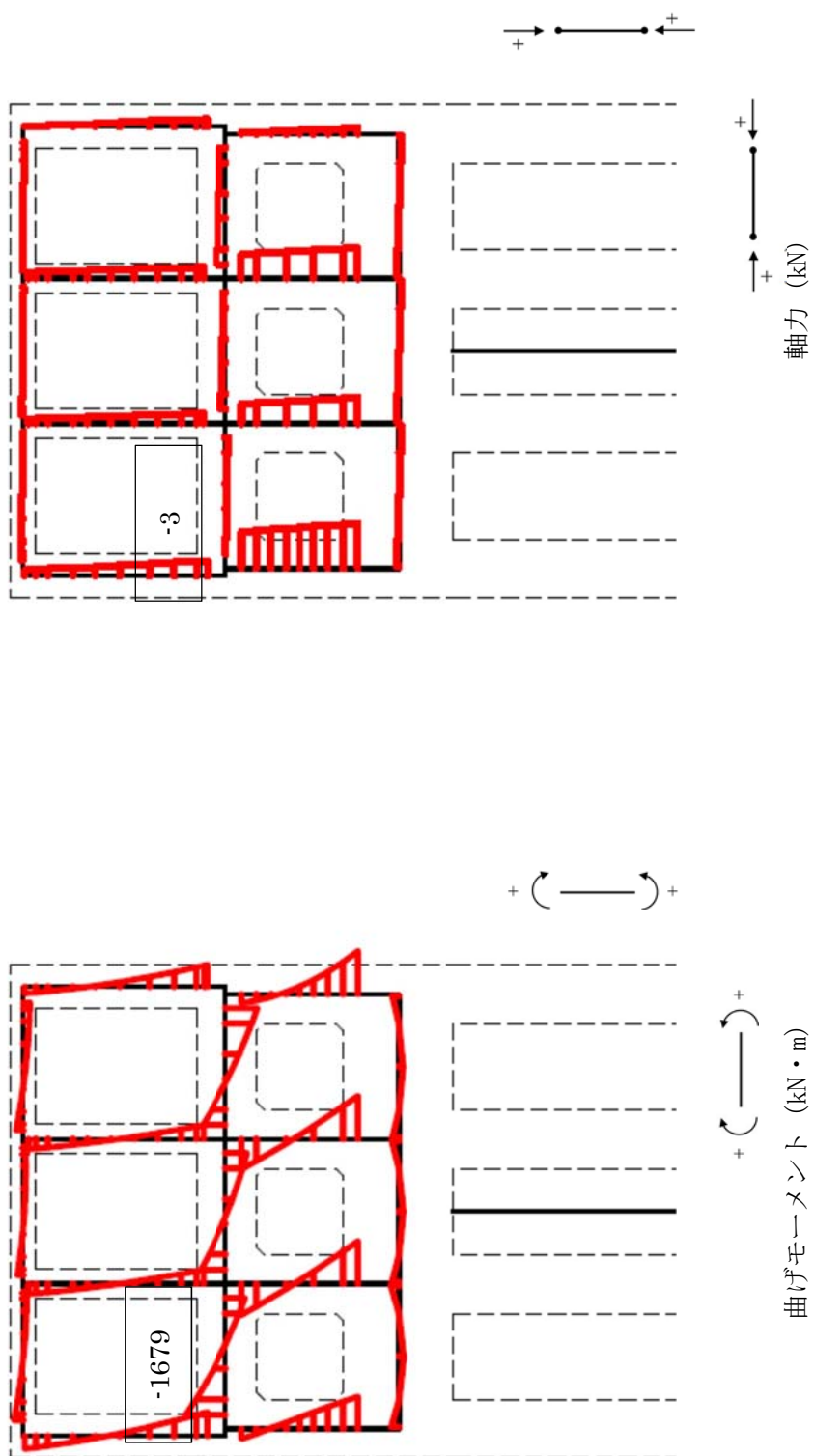


図 5.1-6 (9) 放水路ゲート中壁においてせん断力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 53.94$ s)





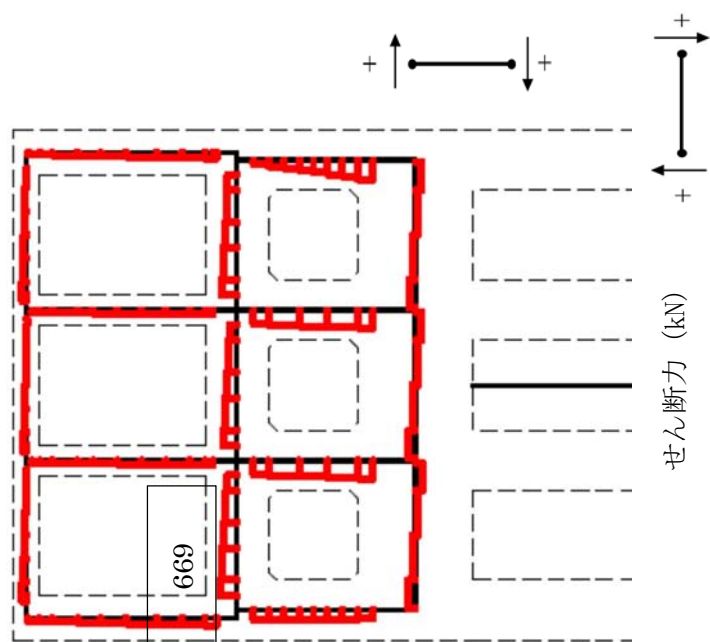


図 5.1-6 (12) 放水路頂版においてせん断応力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 53.94$ s)

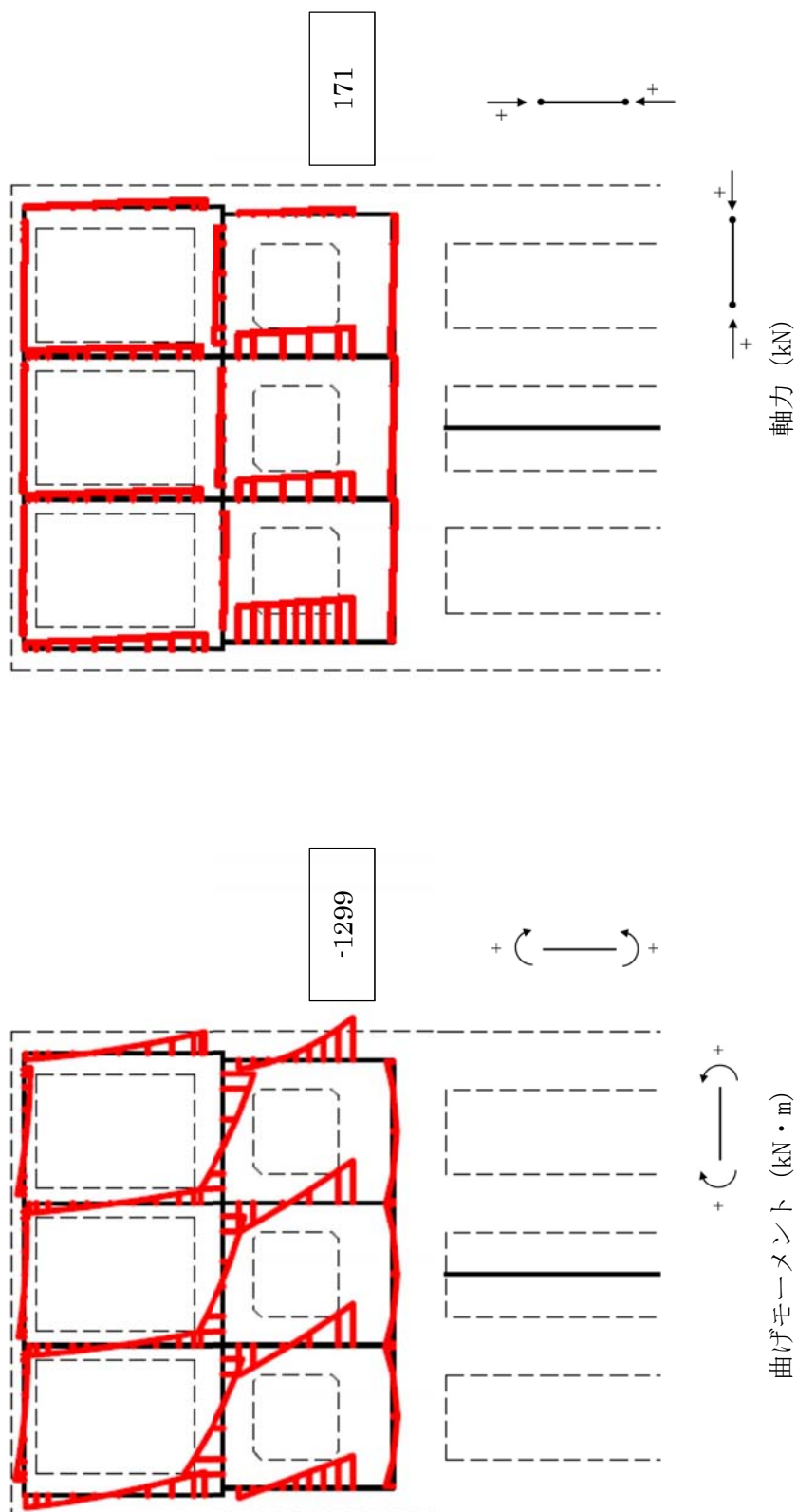
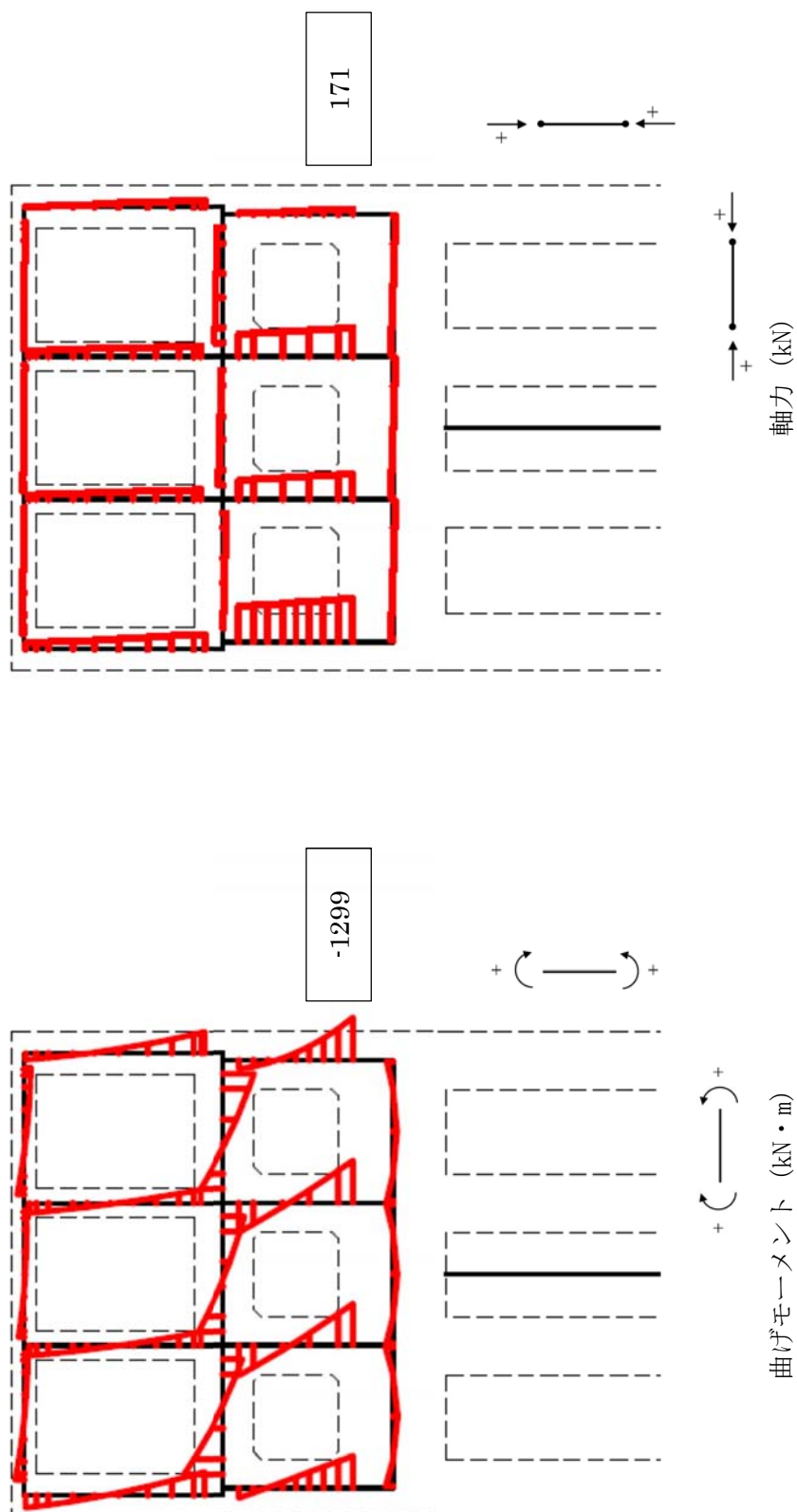
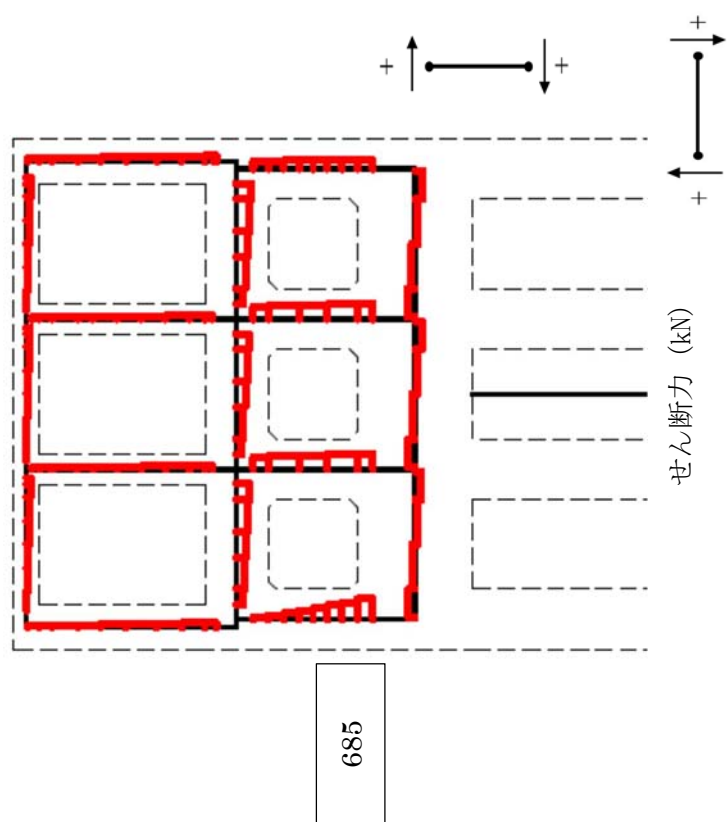


図 5.1-6 (13) 放水路側壁においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も大きい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波: $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 53.95 \text{ s}$)





685

図 5.1-6 (15) 放水路側壁においてせん断応力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース, $t = 19.59$ s)

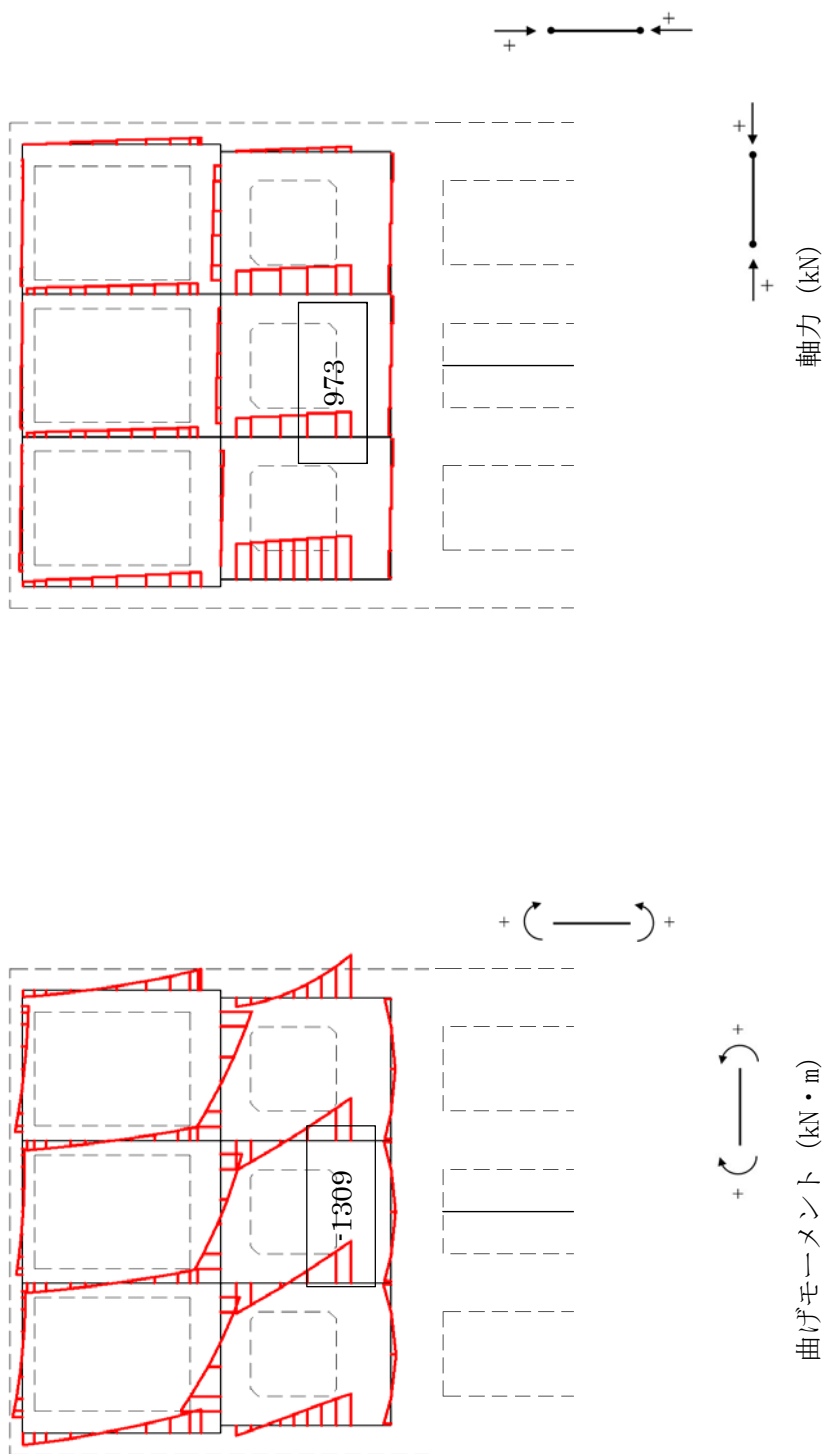


図 5.1-6 (16) 放水路中壁においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))
 (地震波: $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 53.95 \text{ s}$)

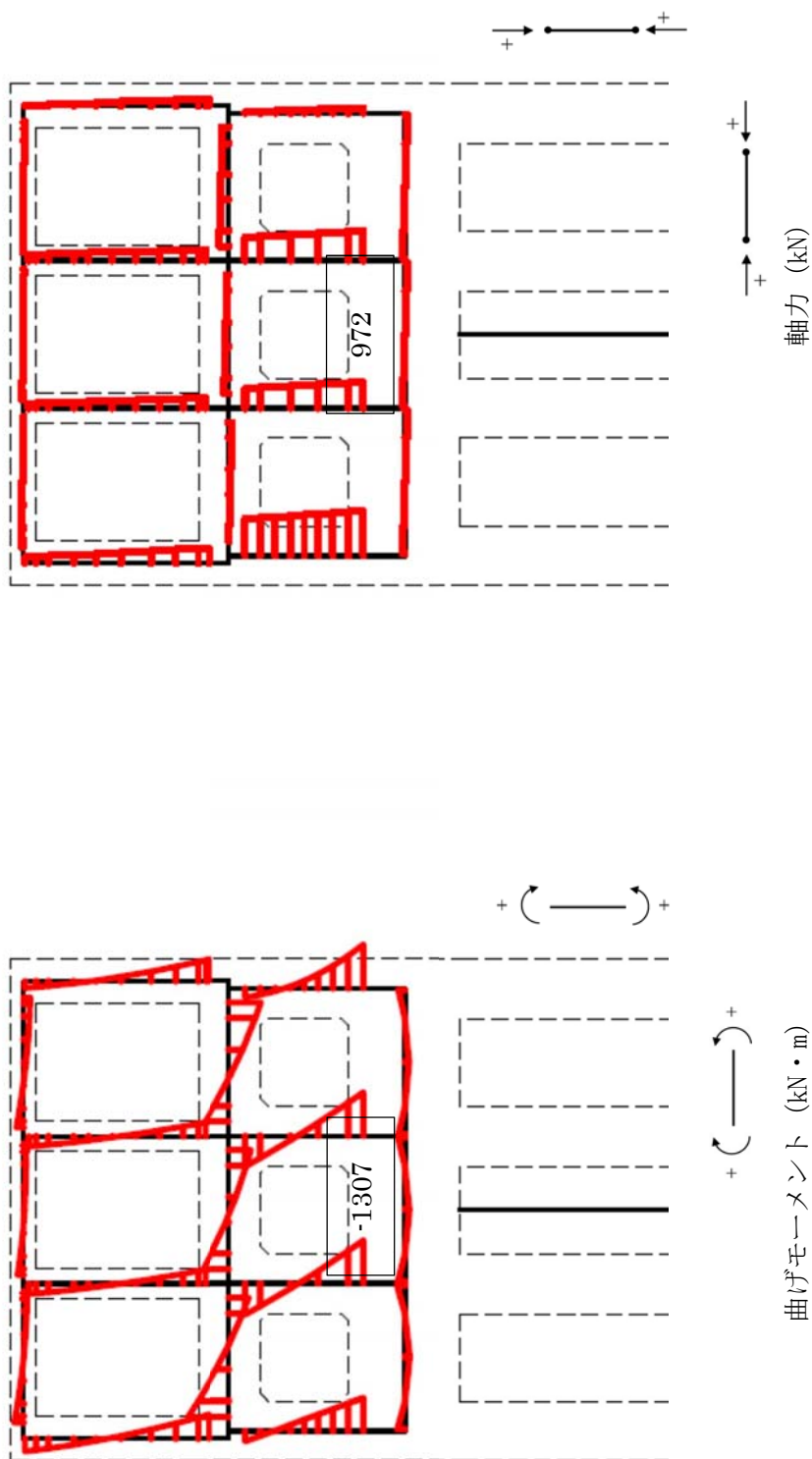


図 5.1-6 (17) 放水路中壁において鉄筋の引張応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波: $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 53.95 \text{ s}$)

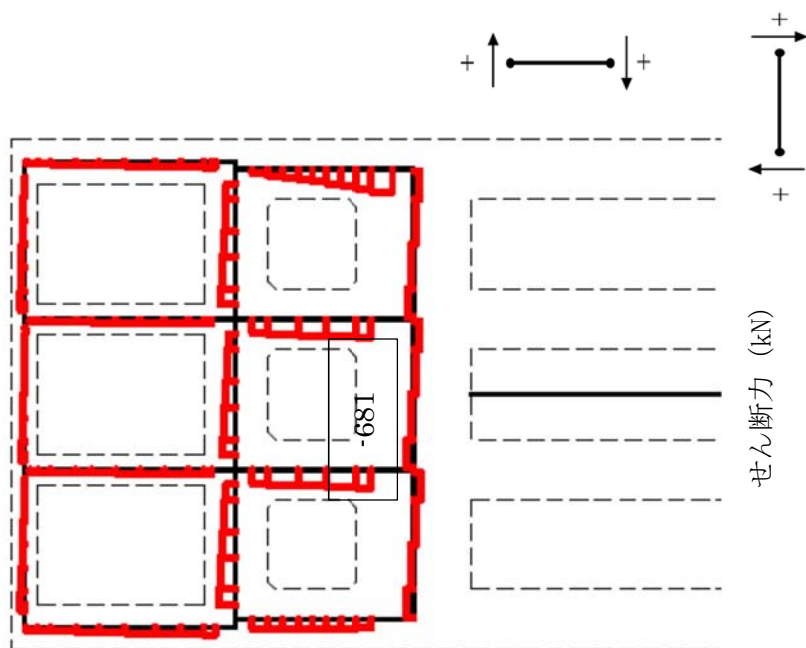


図 5.1-6 (18) 放水路中壁においてせん断応力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース,

$t = 53.94$ s)

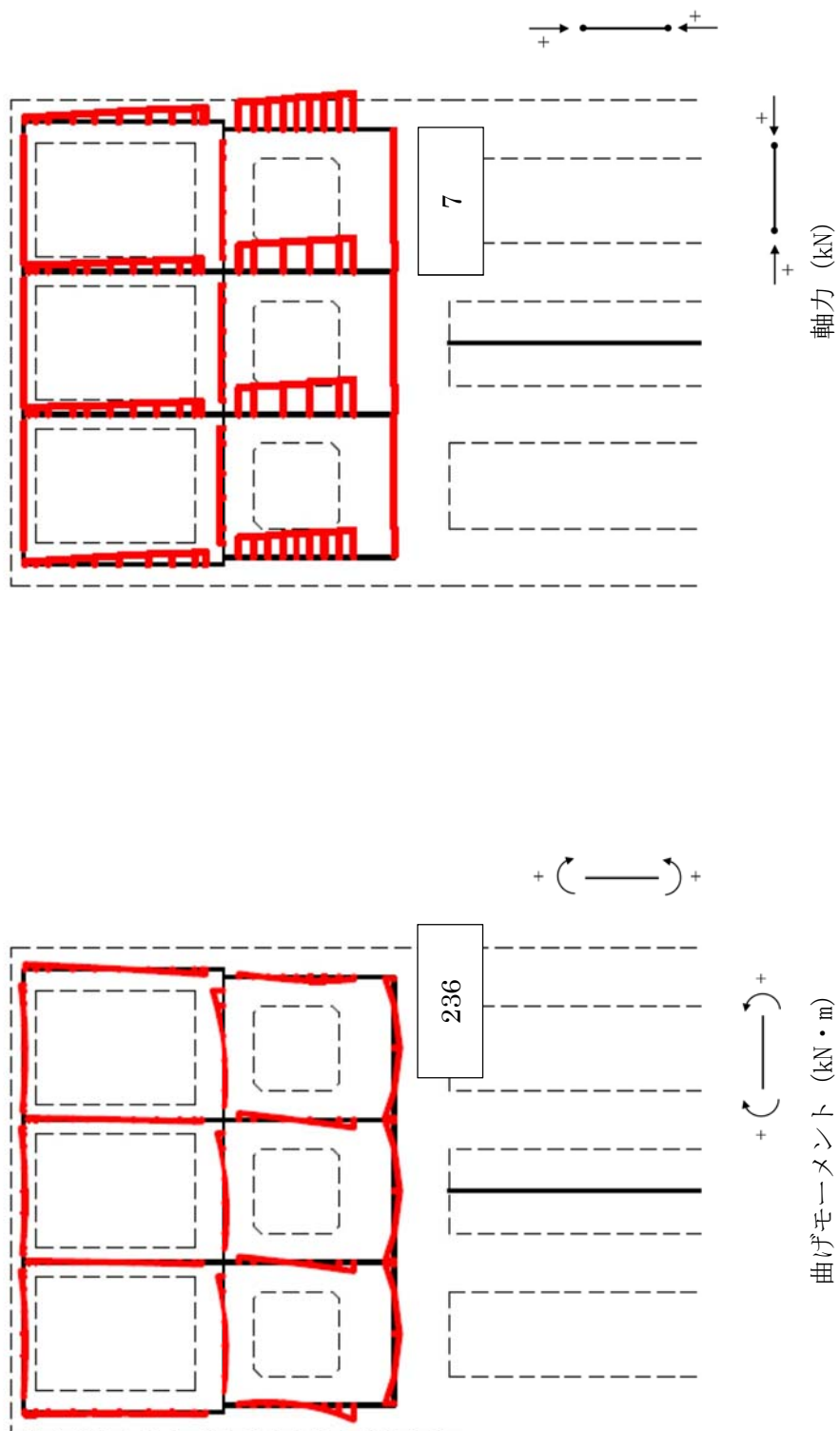
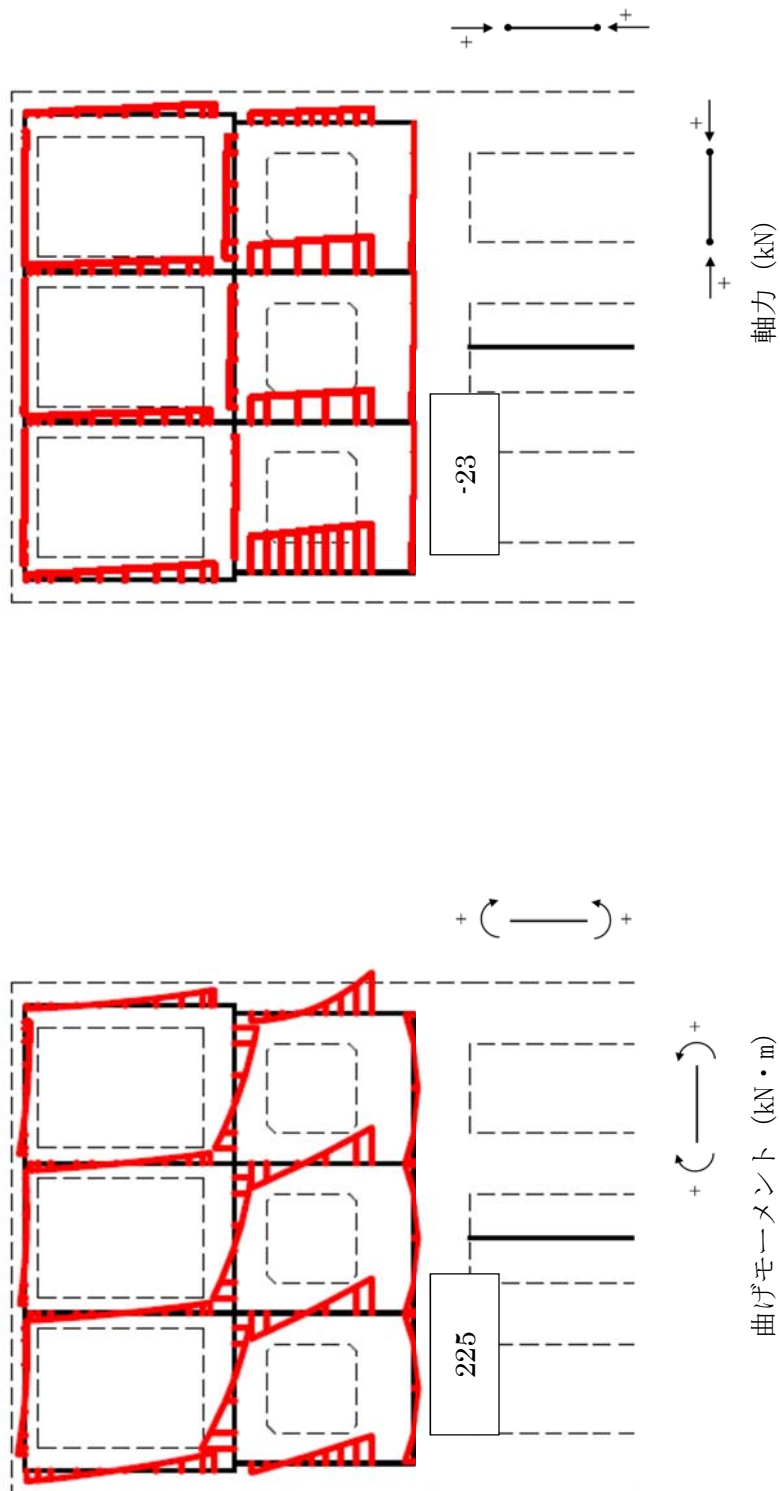


図 5. 1-6 (19) 放水路底版においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))
 (地震波: $S_s - 1.2 [H+, V+]$, 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース), $t = 29.55$ s)



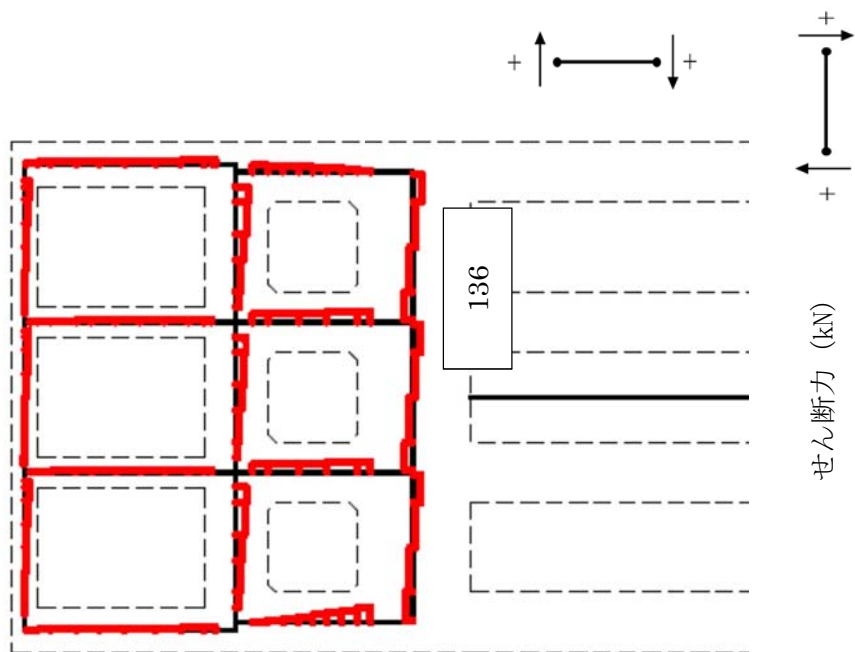


図 5.1-6 (21) 放水路底板においてせん断応力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース④ : 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解析ケース, $t = 44.31$ s)

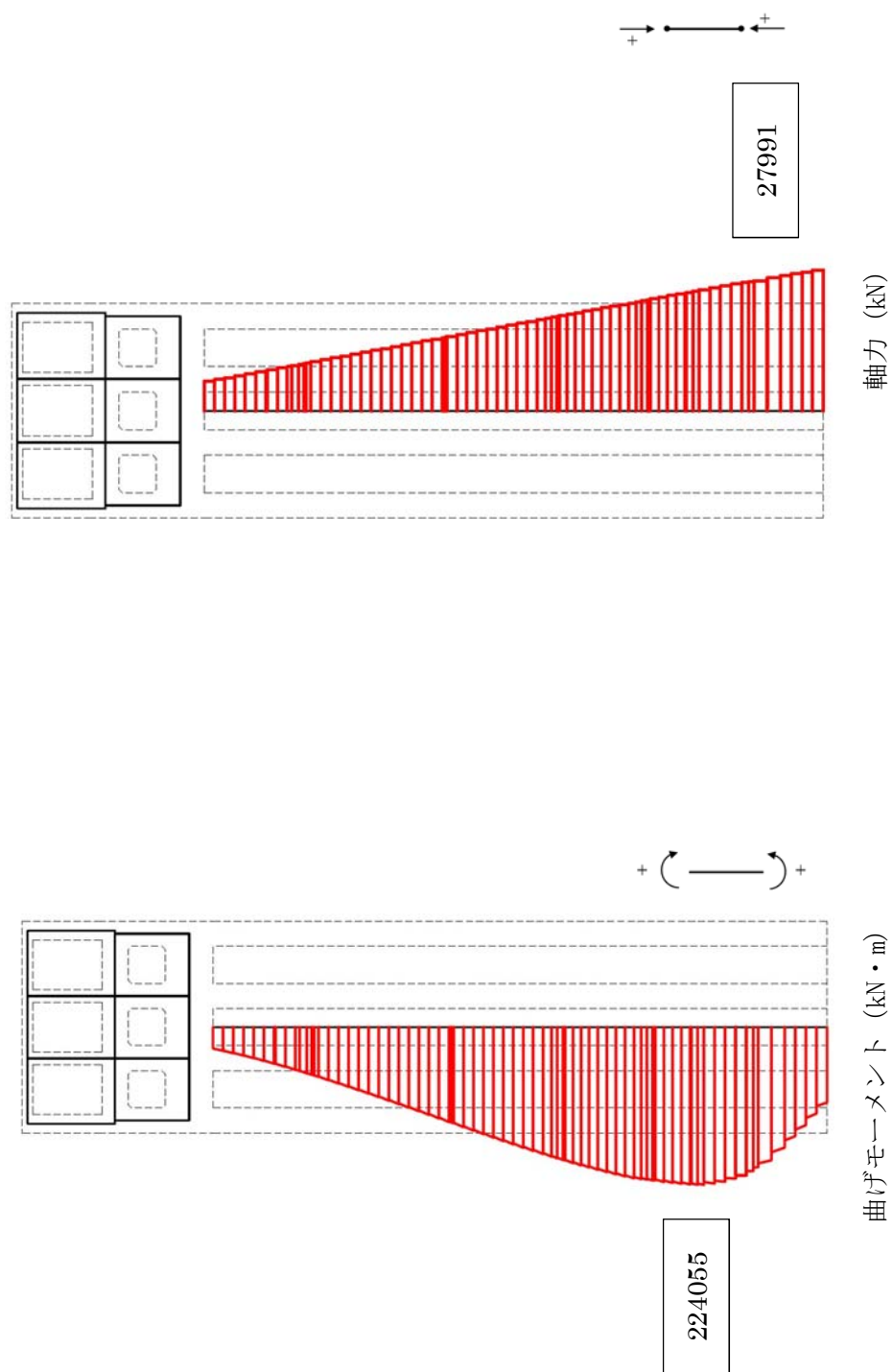


図 5.1-6 (22) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい時刻の断面力分布
(防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波 : $S_s - 3.1$ [H+, V+] 検討ケース① : 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) , $t = 8.84$ s)

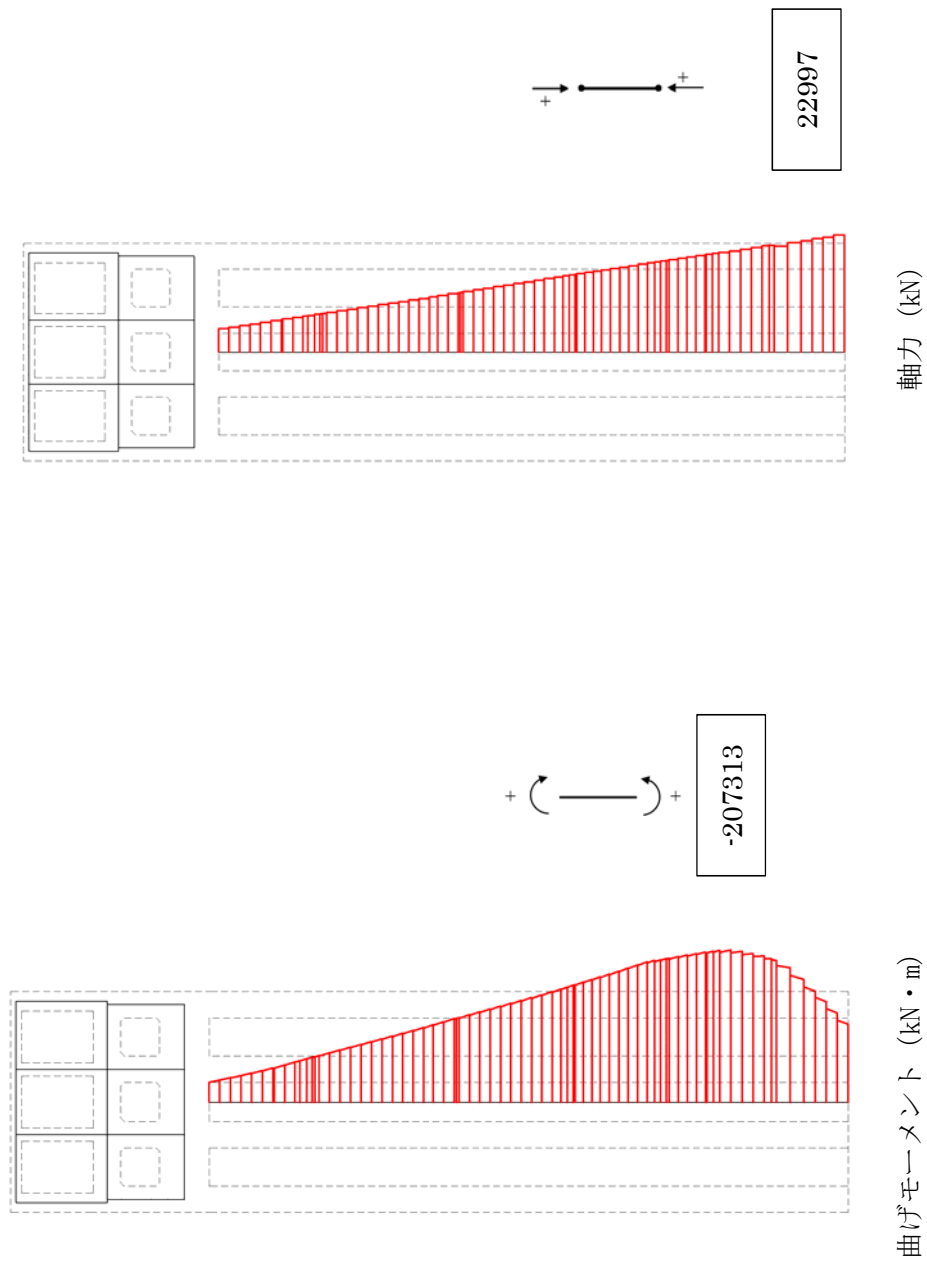


図 5. 1－6 (23) 地中連続壁基礎（鉛直）において鉄筋の引張応力度が最も厳しい時刻の断面力分布（防潮壁縦断方向（ゲート部））
 （地震波：S_s－D 1〔H＋，V＋〕，検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース），t＝23.38 s）

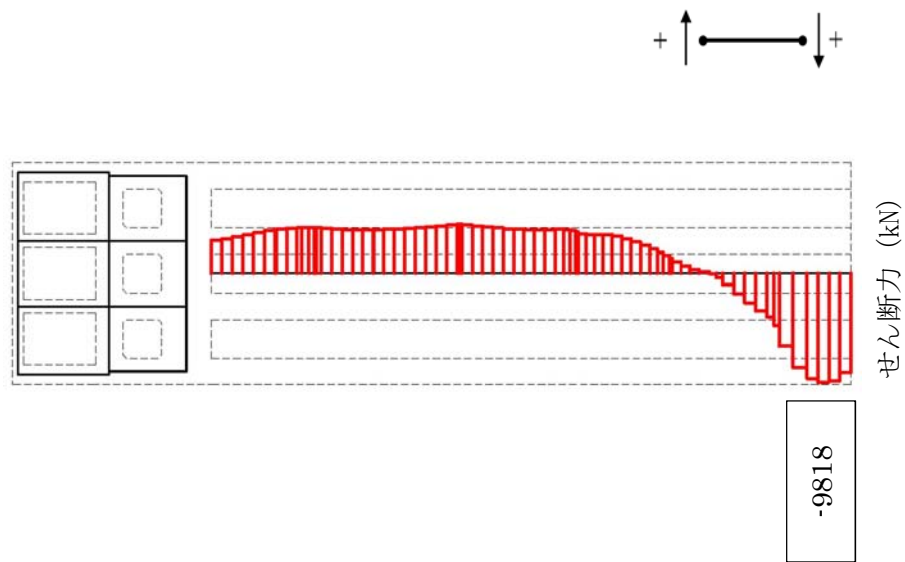


図 5.1-6 (24) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてせん断応力が最も厳しい時刻の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))
 (地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース① : 原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース), $t = 53.69$ s)

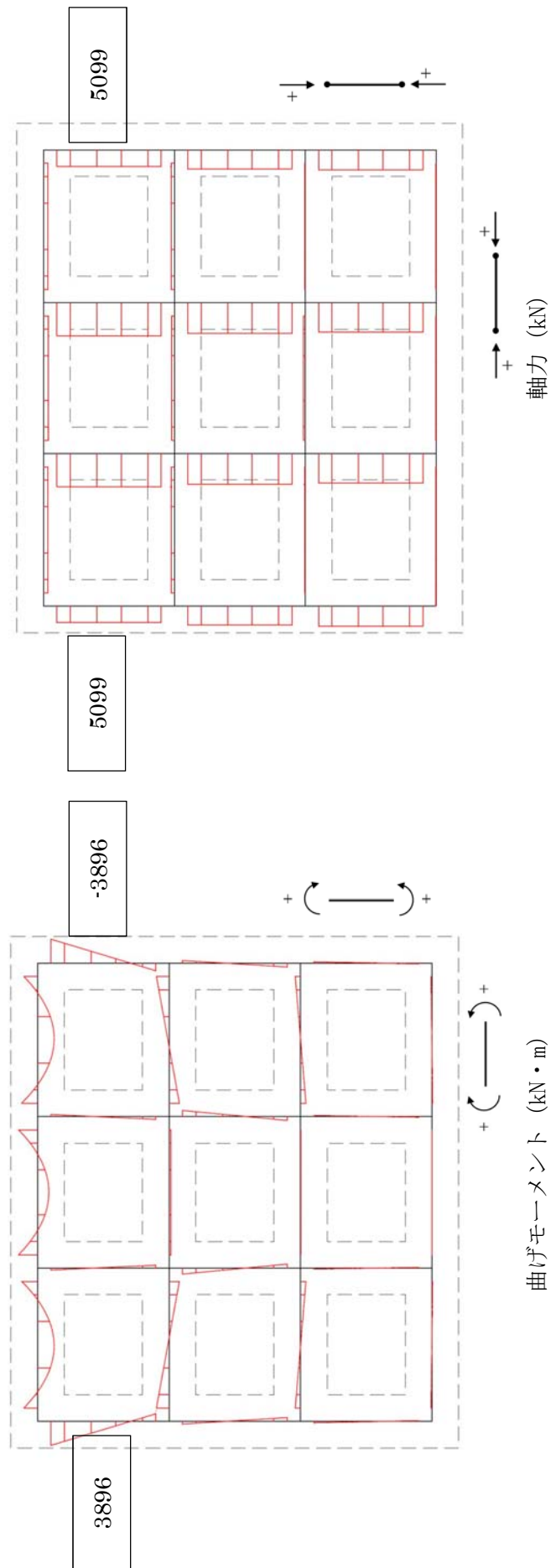


図 5.1-6 (25) 地中連続壁基礎 (水平) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しくなる各部材の断面力

(防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース④ : 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

した解析ケース)

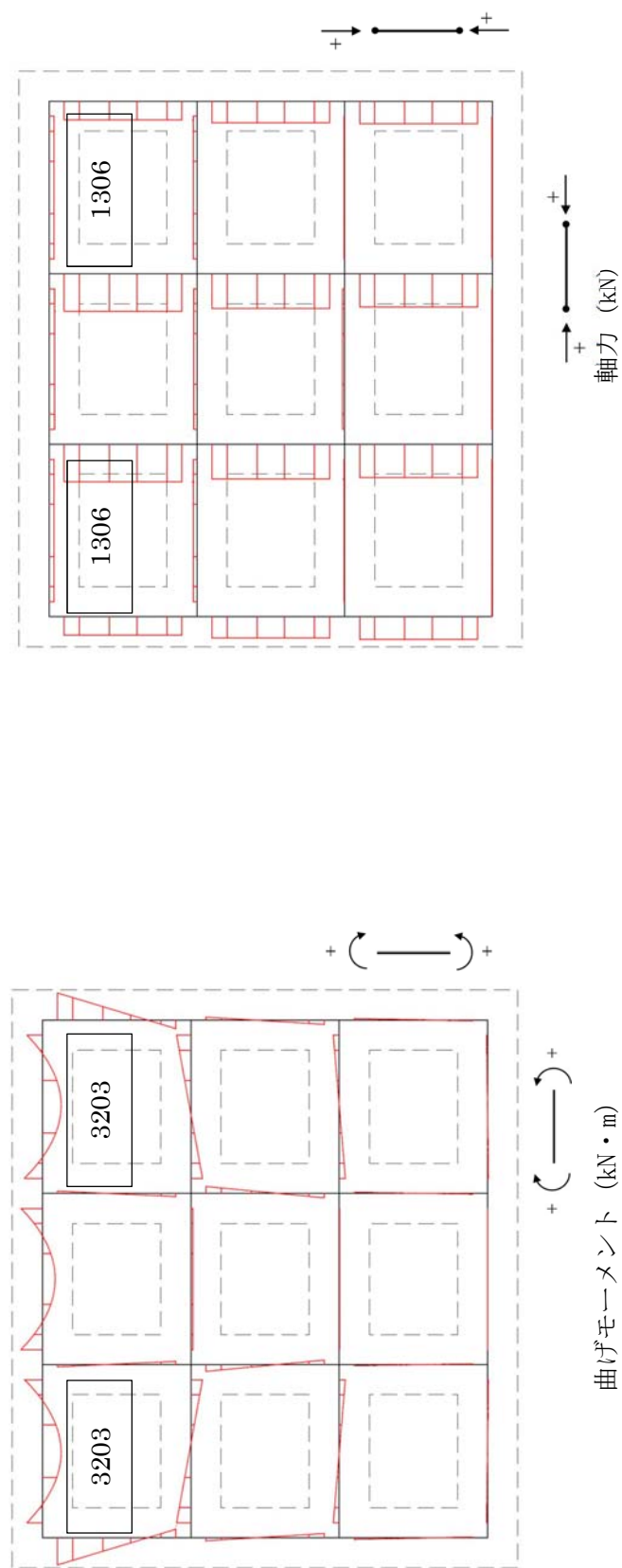


図 5.1-6 (26) 地中連続壁基礎 (水平) において鉄筋の引張応力度が最も厳しくなる各部材の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース④ : 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解析ケース)

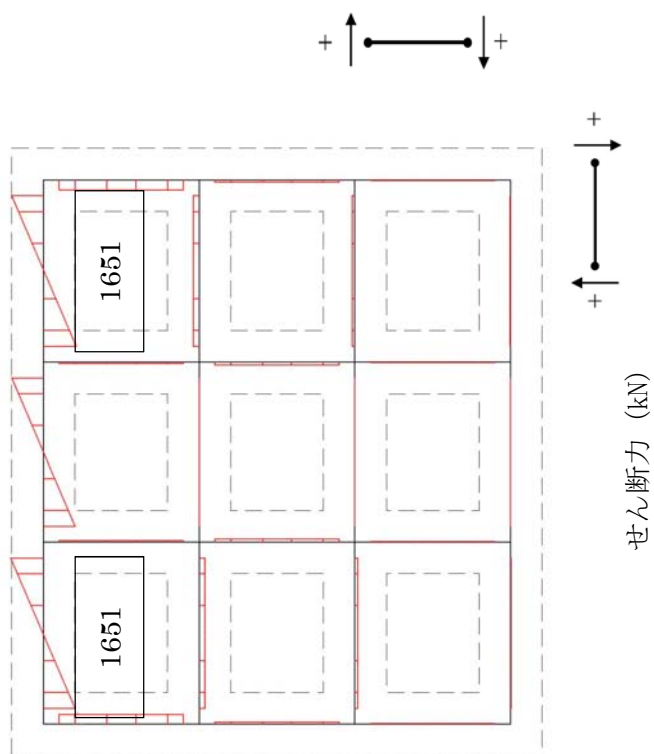


図 5.1-6 (27) 地中連続壁基礎 (水平) においてせん断応力が最も厳しくなる各部材の断面力分布 (防潮壁縦断方向 (ゲート部))

(地震波 : $S_s - D1$ [H+, V-] , 検討ケース④ : 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解析ケース)

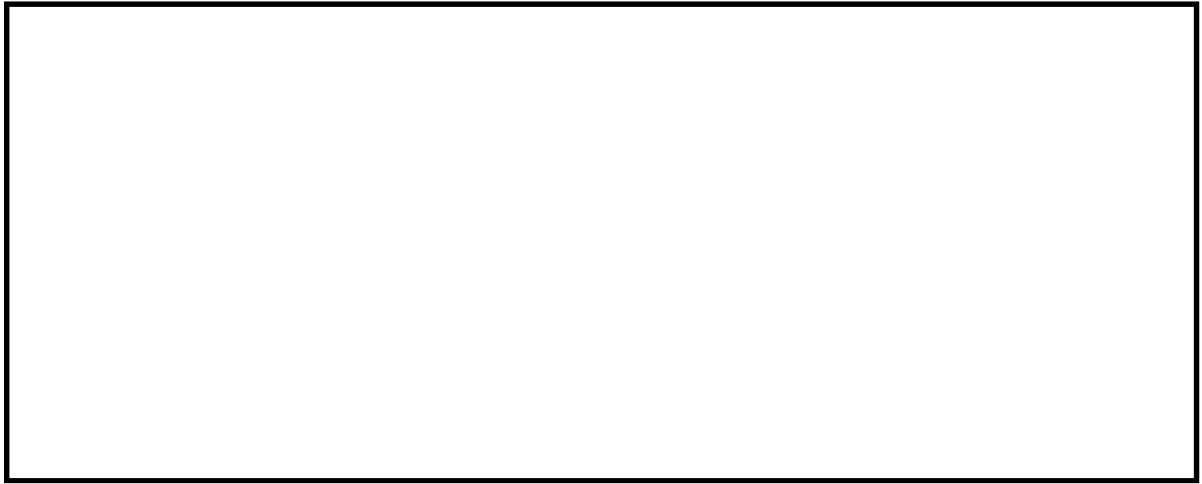


図 5.1-7 (1) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波： S_s-D1 [H+, V+], 検討ケース①：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))

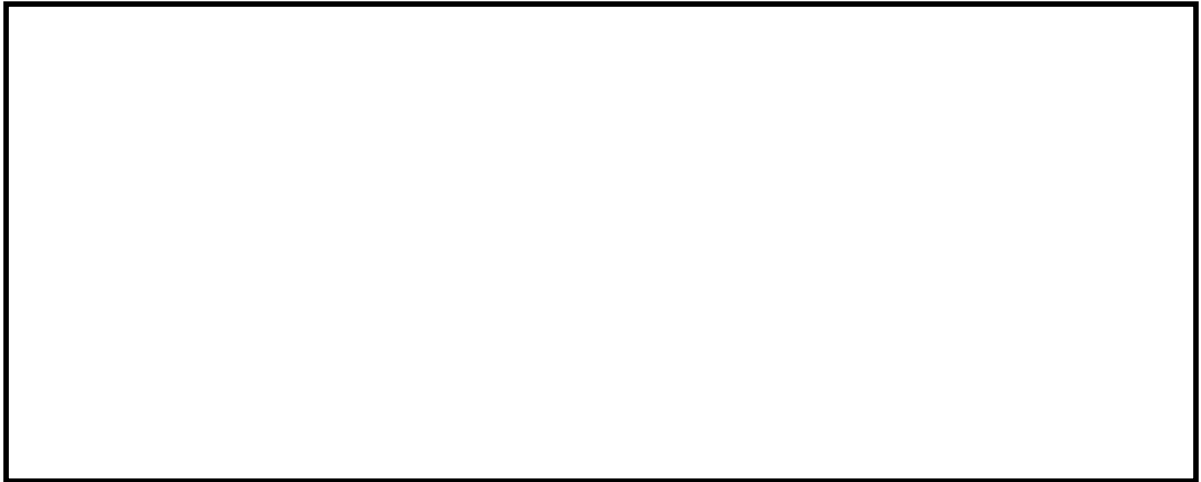


図 5.1-7 (2) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波： S_s-D1 [H+, V-], 検討ケース①：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))

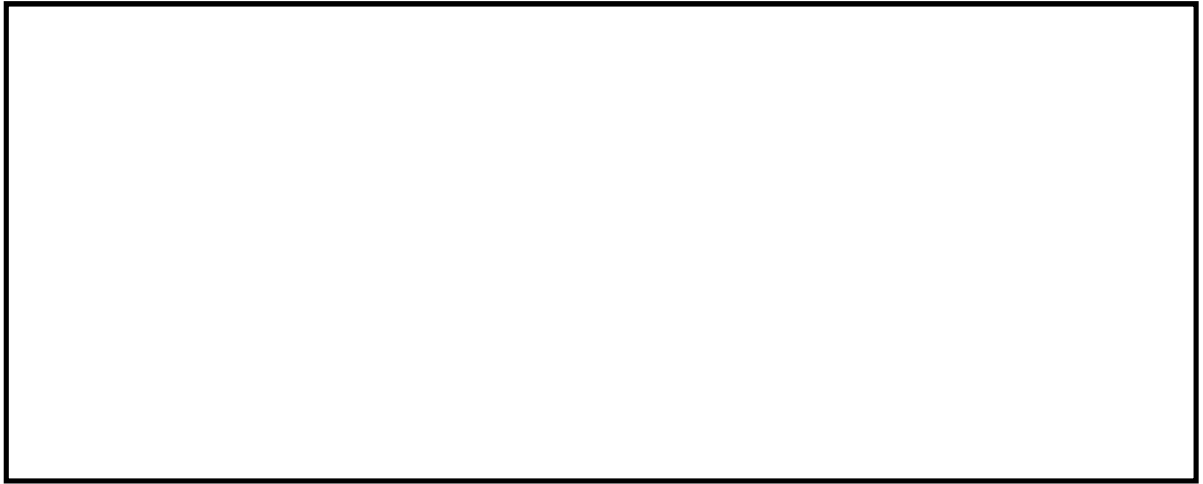


図 5.1-7 (3) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波： S_s-D1 [H-, V+], 検討ケース①：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))



図 5.1-7 (4) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波： S_s-D1 [H-, V-], 検討ケース①：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))



図 5.1-7 (5) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波： $S_s - 1.1$)，検討ケース①：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））



図 5.1-7 (6) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波： $S_s - 1.2$)，検討ケース①：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））



図 5.1-7 (7) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波：S_s-1 3]，検討ケース①：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）)



図 5.1-7 (8) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波：S_s-1 4]，検討ケース①：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）)

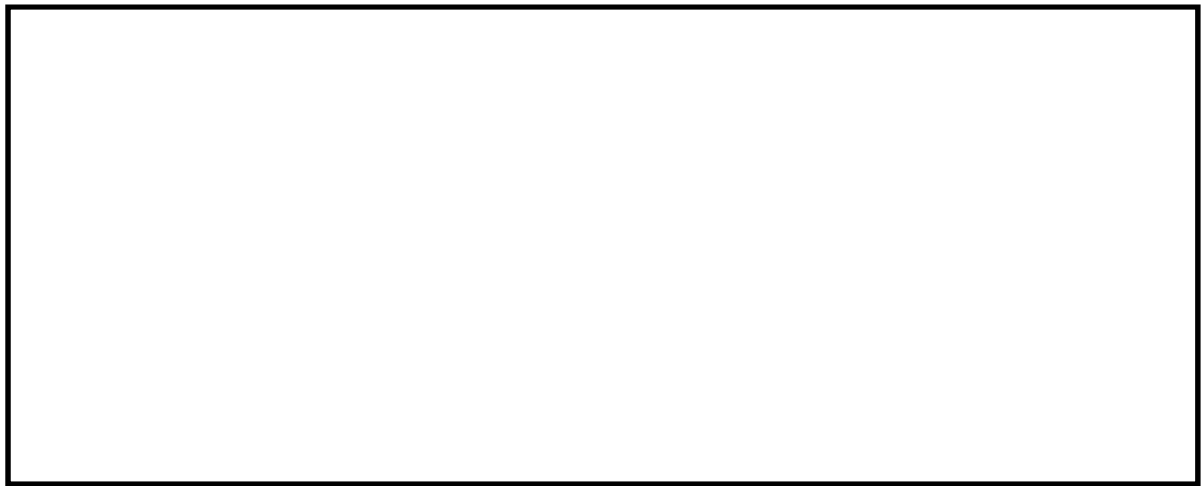


図 5.1-7 (9) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - 2.1$ 〕 , 検討ケース① : 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))



図 5.1-7 (10) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - 2.2$ 〕 , 検討ケース① : 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))

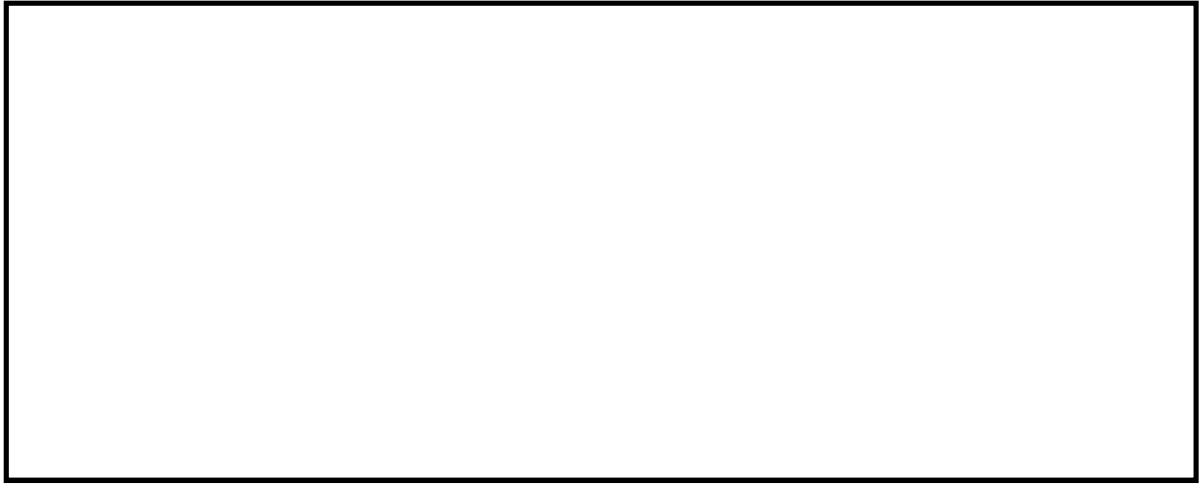


図 5.1-7 (11) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - 3.1$ [H+, V+]) , 検討ケース① : 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))



図 5.1-7 (12) 最大せん断ひずみ分布 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - 3.1$ [H-, V+]) , 検討ケース① : 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))

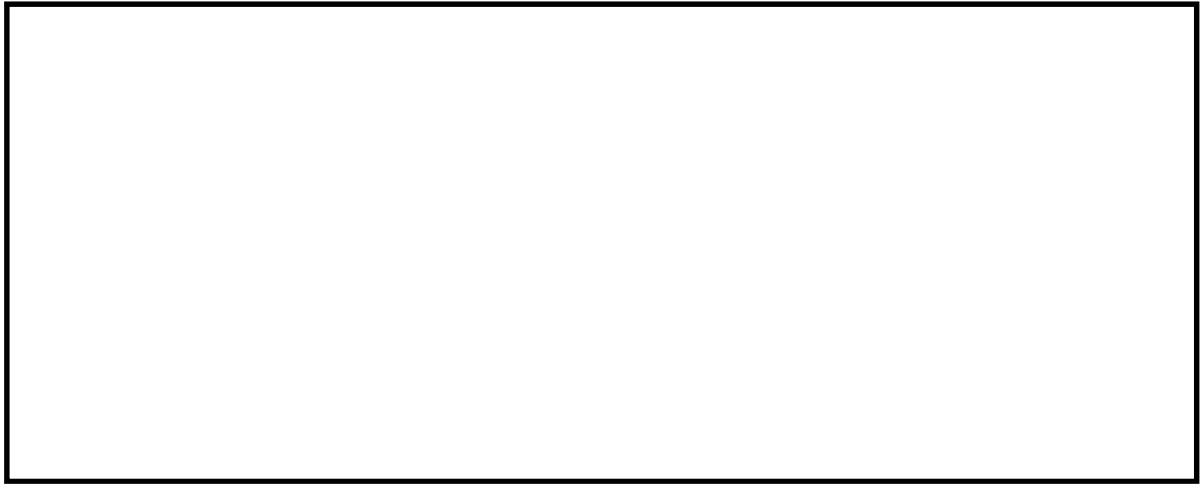


図 5.1-8 (1) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D 1$ [H+, V+]），検討ケース①：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））



図 5.1-8 (2) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-D 1$ [H+, V-]），検討ケース①：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））

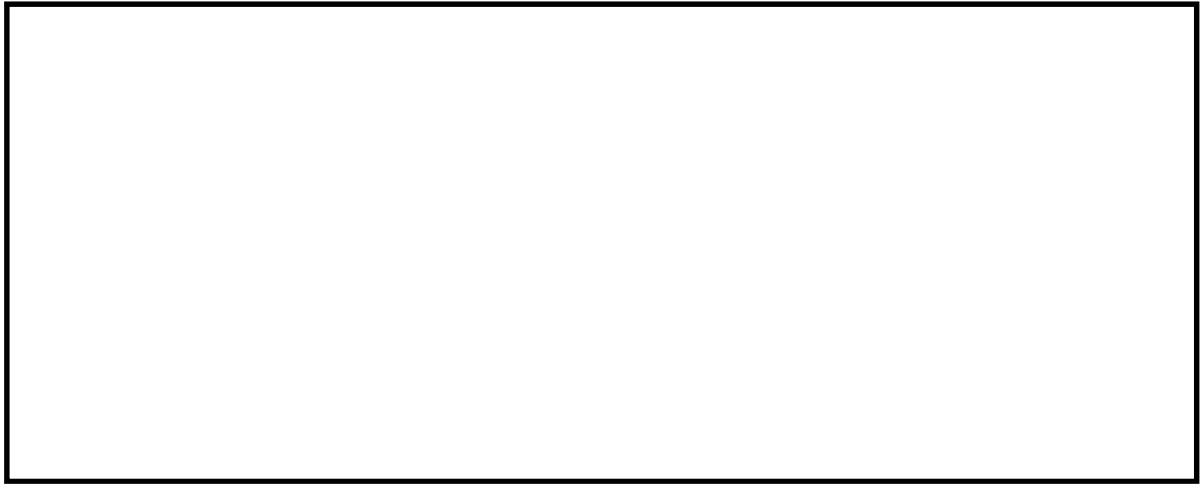


図 5.1-8 (3) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： S_s-D1 〔H－，V＋〕），検討ケース①：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）

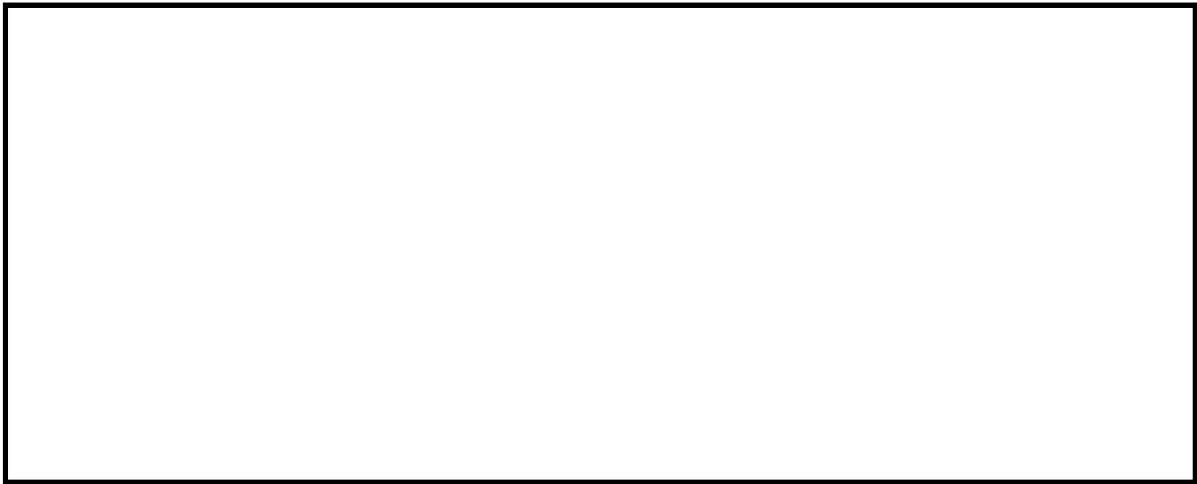


図 5.1-8 (4) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： S_s-D1 〔H－，V－〕），検討ケース①：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）

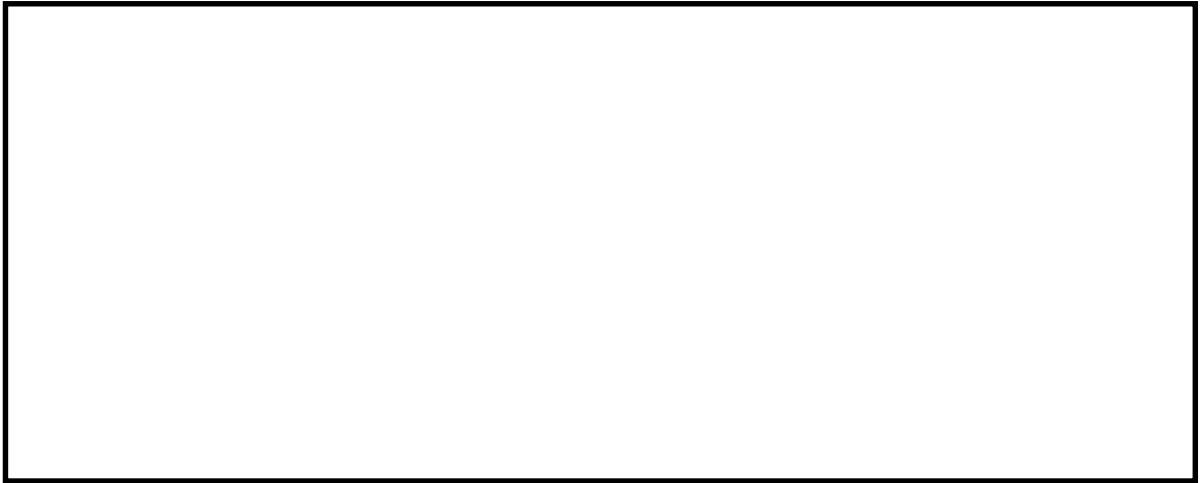


図 5.1-8 (5) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.1$ ，検討ケース①：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））

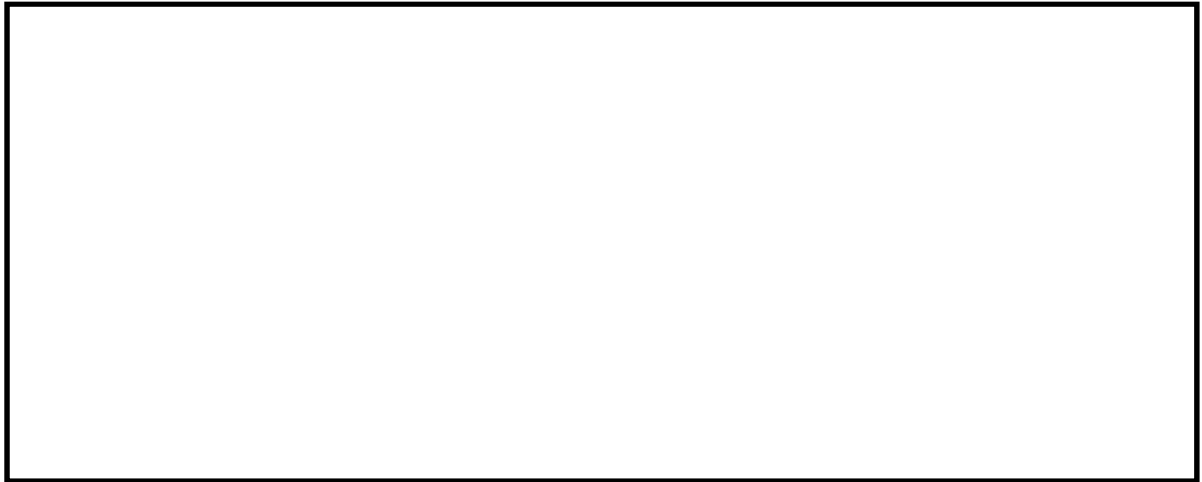


図 5.1-8 (6) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.2$ ，検討ケース①：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））

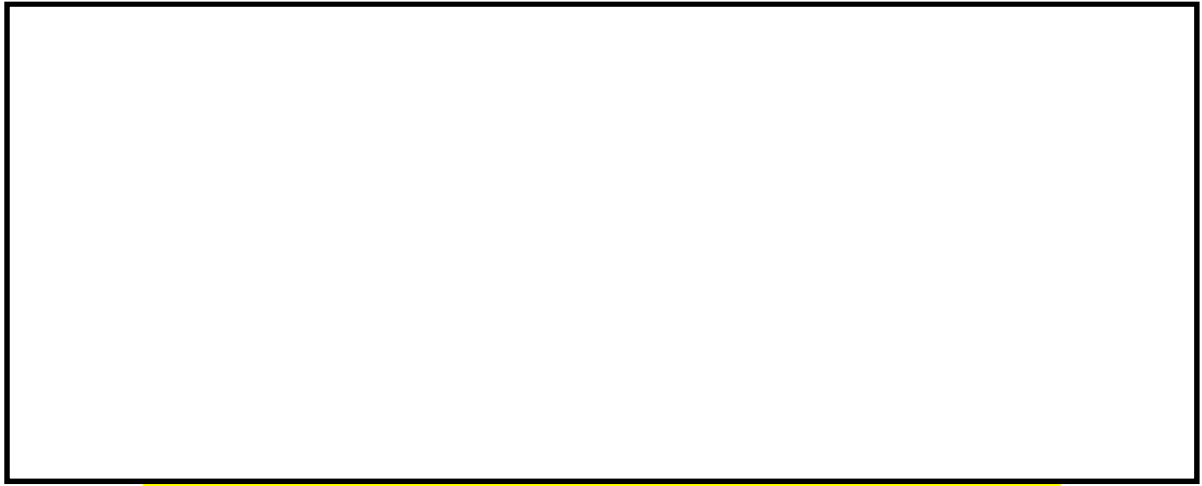


図 5.1-8 (7) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： S_s-13 ，検討ケース①：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））



図 5.1-8 (8) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： S_s-14 ，検討ケース①：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））



図 5.1-8 (9) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-2.1$ ，検討ケース①：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））

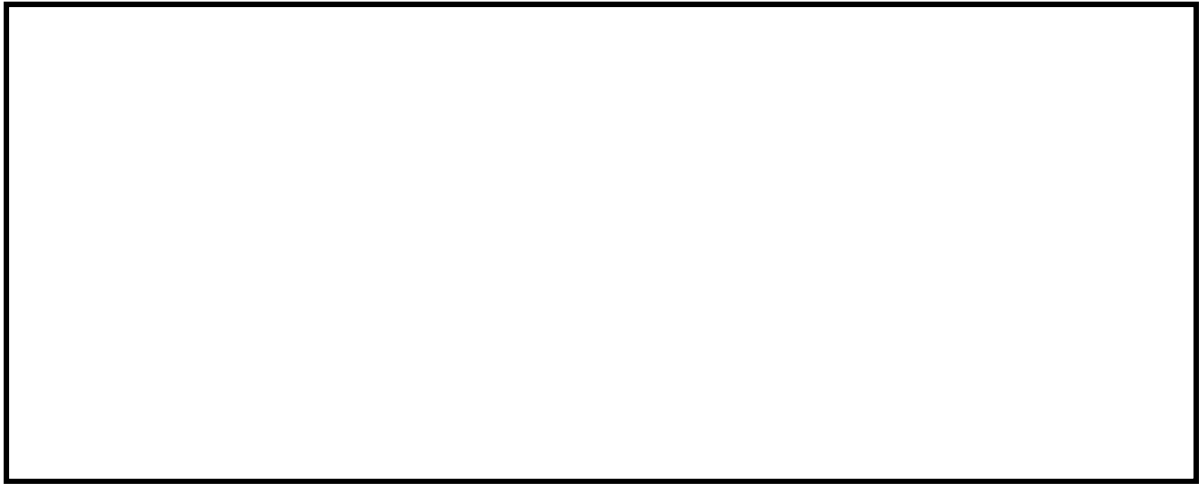


図 5.1-8 (10) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s-2.2$ ，検討ケース①：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））



図 5.1-8 (11) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 3 1$ [H+, V+], 検討ケース①：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））



図 5.1-8 (12) 最大せん断ひずみ分布（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 3 1$ [H-, V+], 検討ケース①：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））

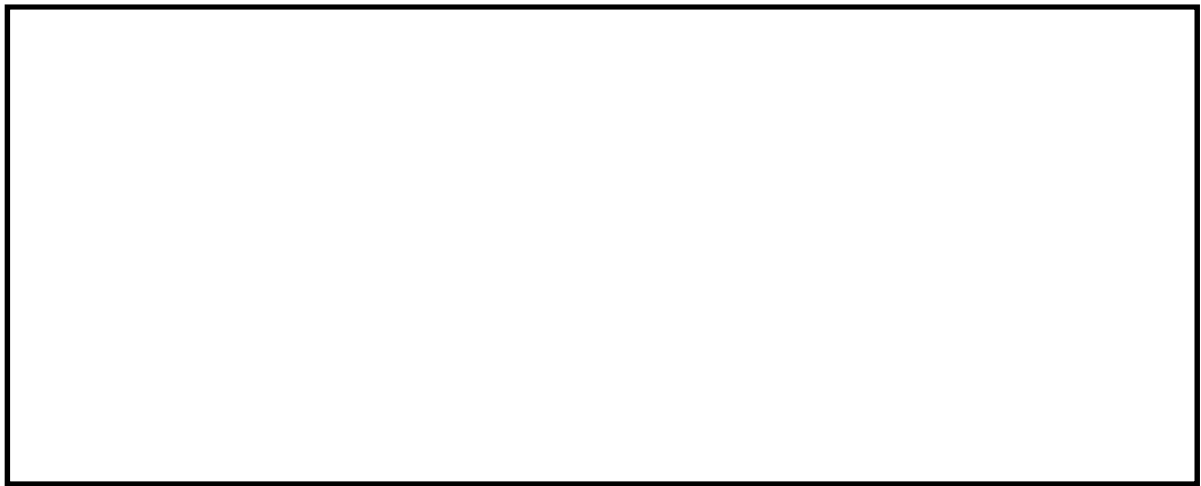


図 5.1-9 (1) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-D1 [H+, V+], 検討ケース①：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））



図 5.1-9 (2) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-D1 [H+, V-], 検討ケース①：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））

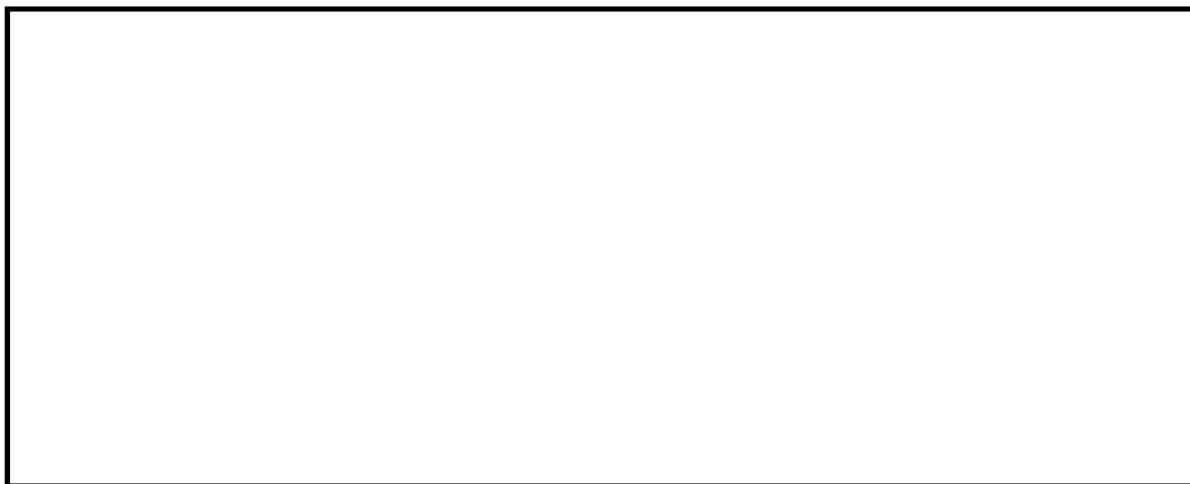


図 5.1-9 (3) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-D1 〔 $H-$ ， $V+$ 〕，検討ケース①：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））

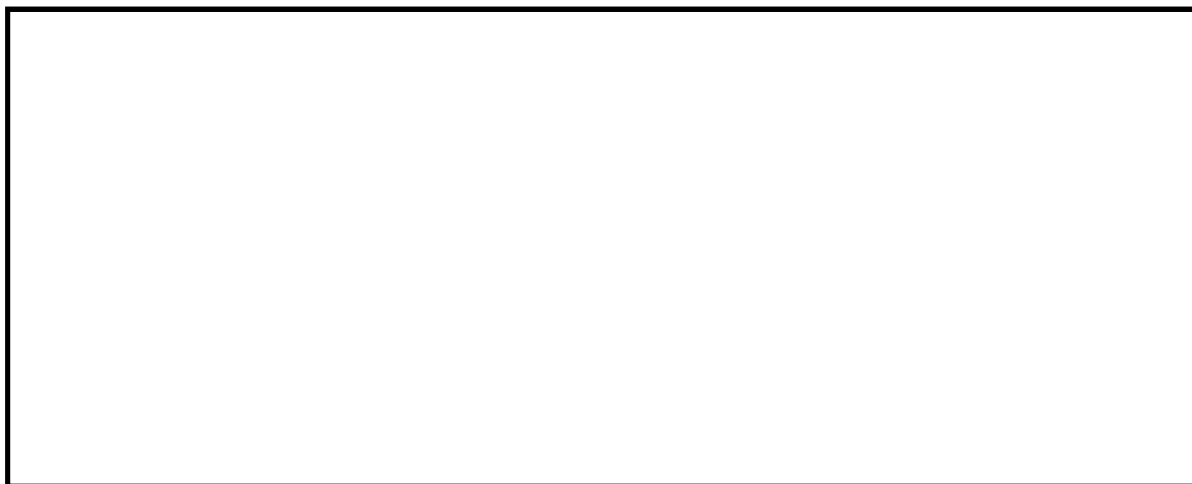


図 5.1-9 (4) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-D1 〔 $H-$ ， $V-$ 〕，検討ケース①：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））

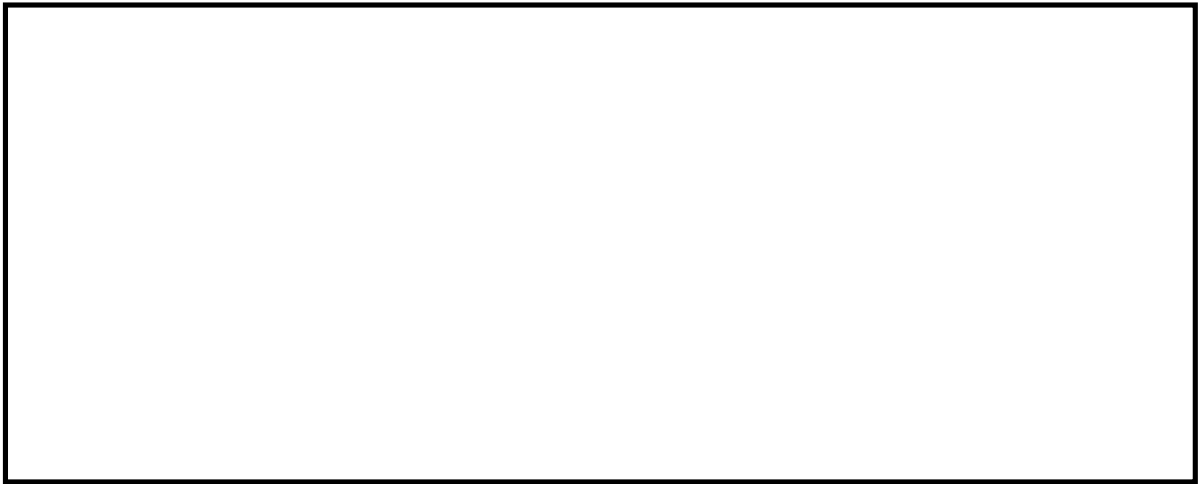


図 5.1-9 (5) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.1$ ，検討ケース①：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））



図 5.1-9 (6) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.2$ ，検討ケース①：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））

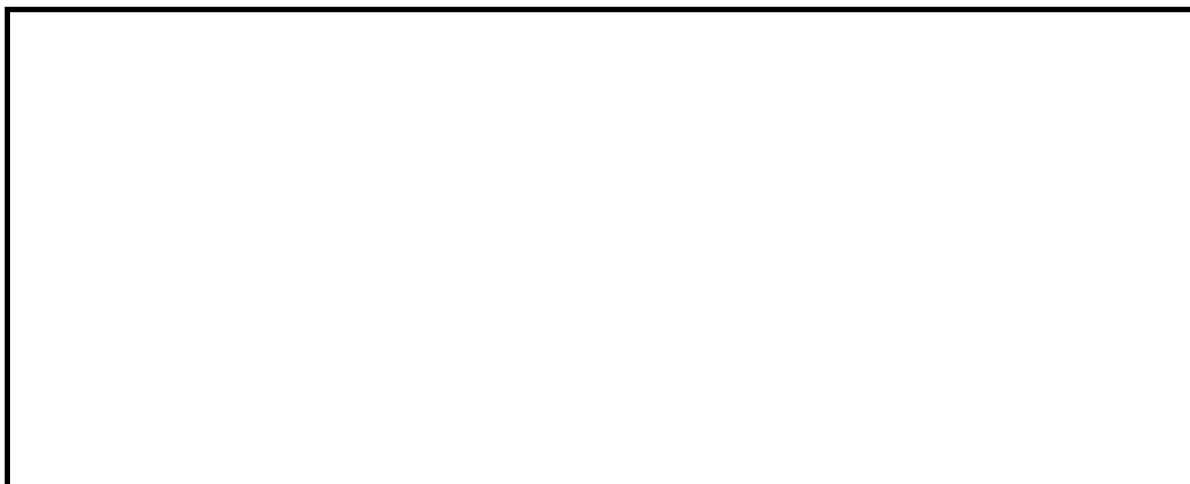


図 5.1-9 (7) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-13 ，検討ケース①：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））

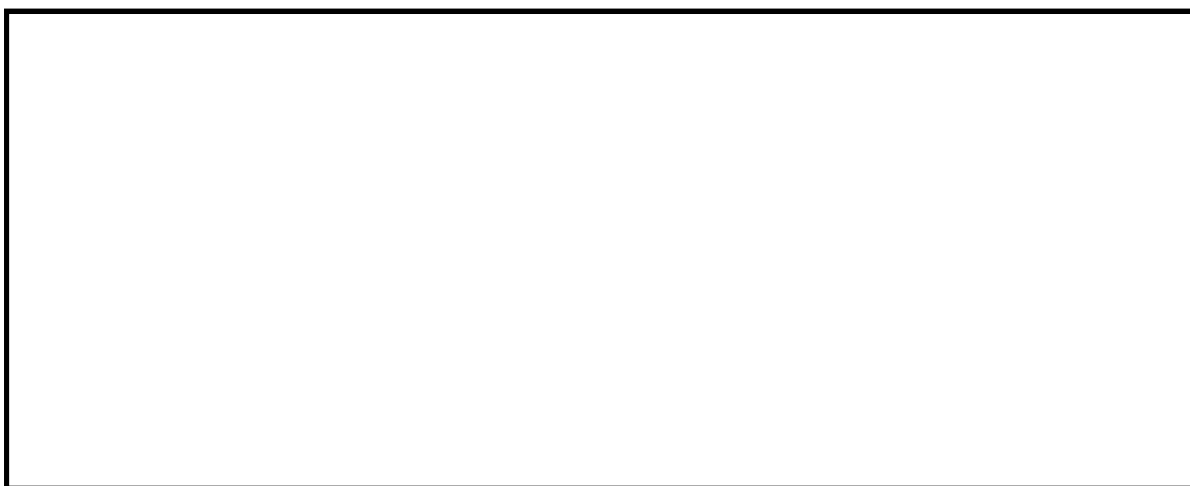


図 5.1-9 (8) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-14 ，検討ケース①：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））

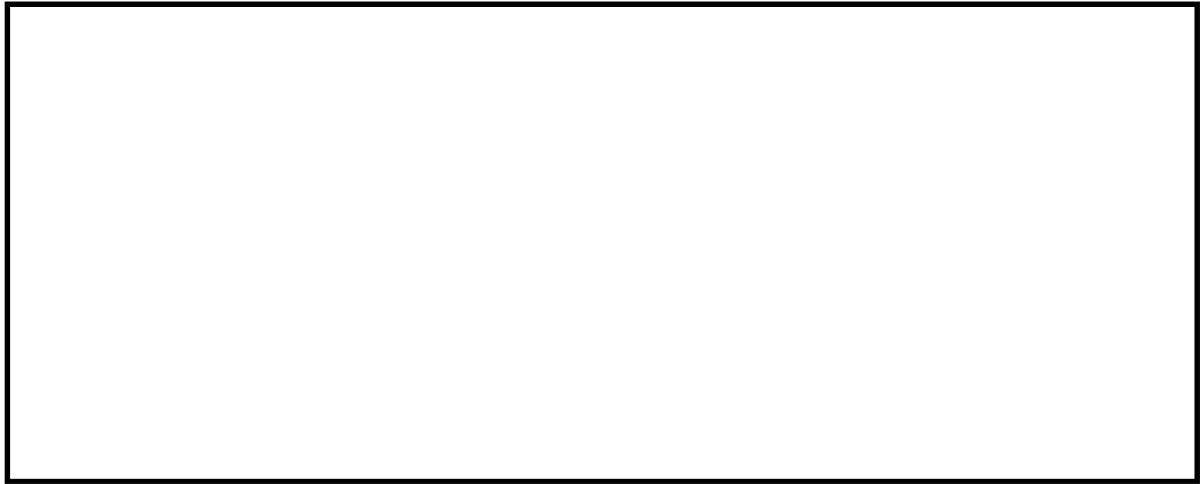


図 5.1-9 (9) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-2.1$ ，検討ケース①：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））



図 5.1-9 (10) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s-2.2$ ，検討ケース①：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））

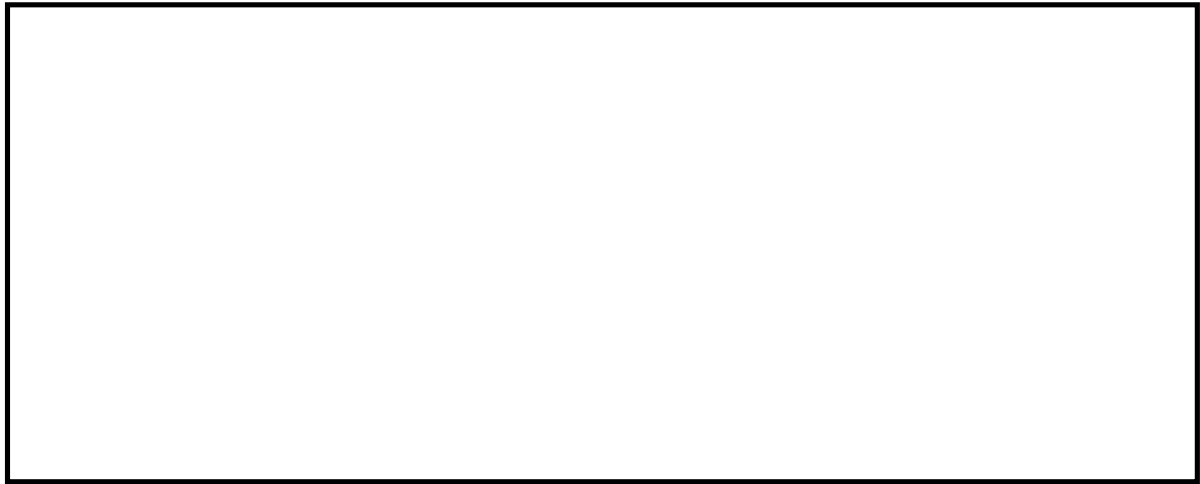


図 5.1-9 (11) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 3.1$ [H+, V+]，検討ケース①：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））



図 5.1-9 (12) 最大せん断ひずみ分布（縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 3.1$ [H-, V+]，検討ケース①：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））



図 5.1-10 (1) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： S_s-D1 〔H+, V+〕，検討ケース①：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））



図 5.1-10 (2) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： S_s-D1 〔H+, V-〕，検討ケース①：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））

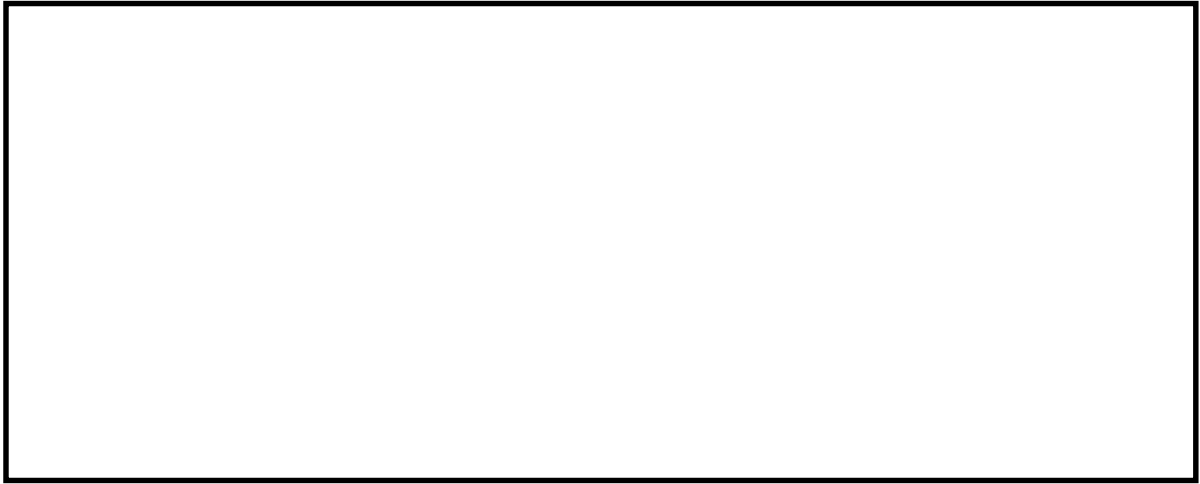


図 5.1-10 (3) 横断方向の過剰間隙水圧比 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - D1$ [H-, V+], 検討ケース① : 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))

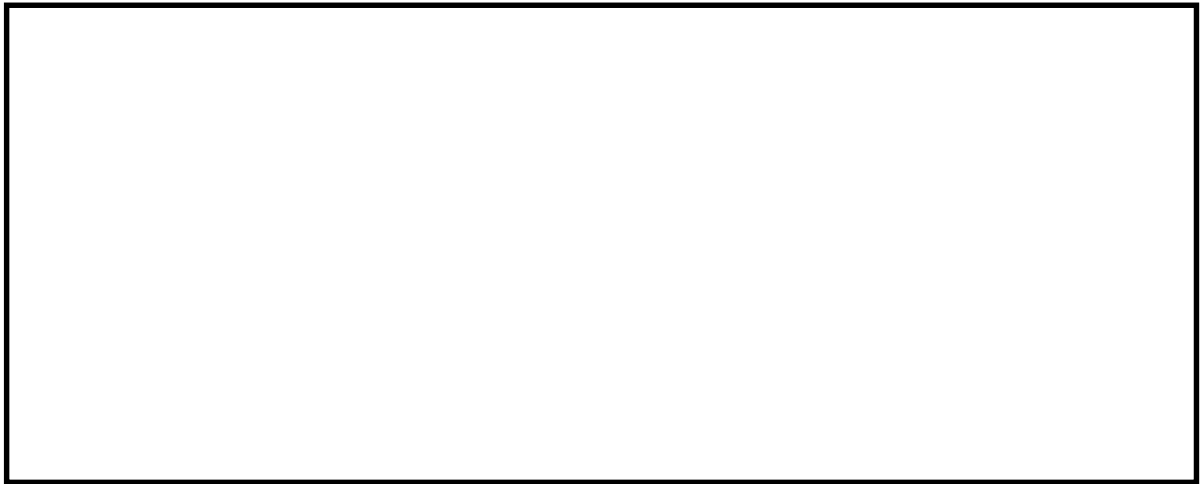


図 5.1-10 (4) 過剰間隙水圧比 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - D1$ [H-, V-], 検討ケース① : 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))



図 5.1-10 (5) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 1.1$ ，検討ケース①：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））

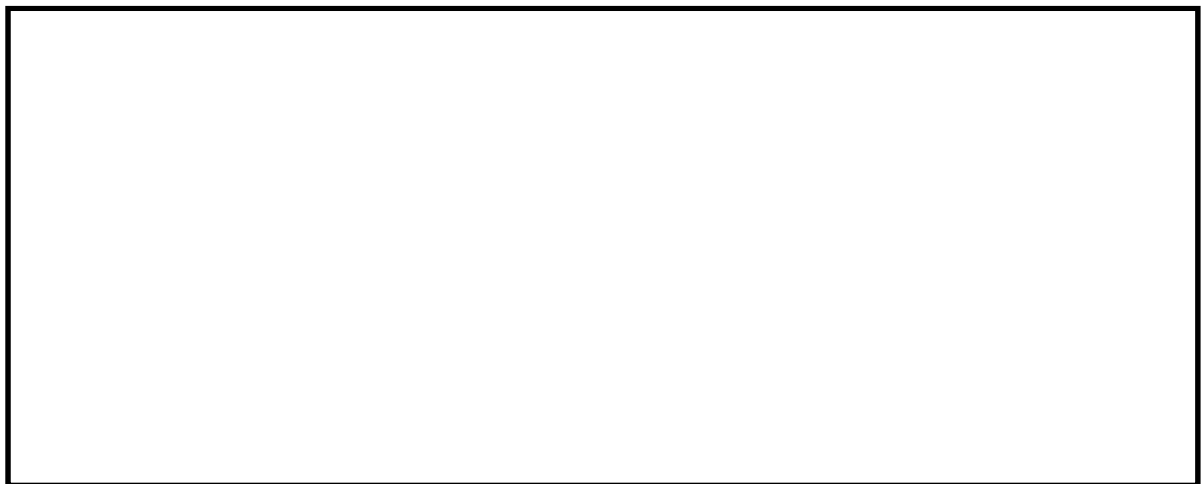


図 5.1-10 (6) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 1.2$ ，検討ケース①：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））

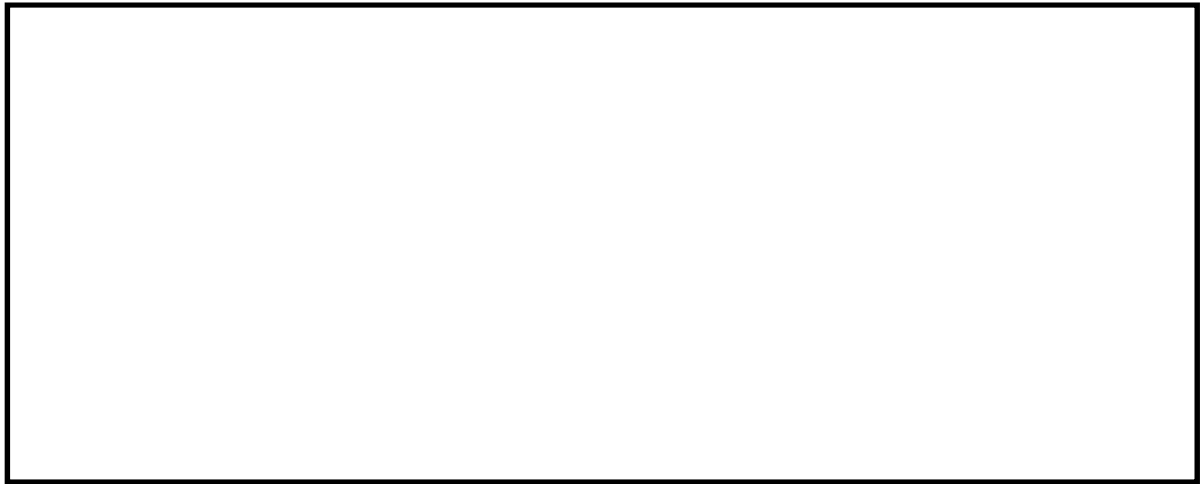


図 5.1-10 (7) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 1.3$ ，検討ケース①：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））

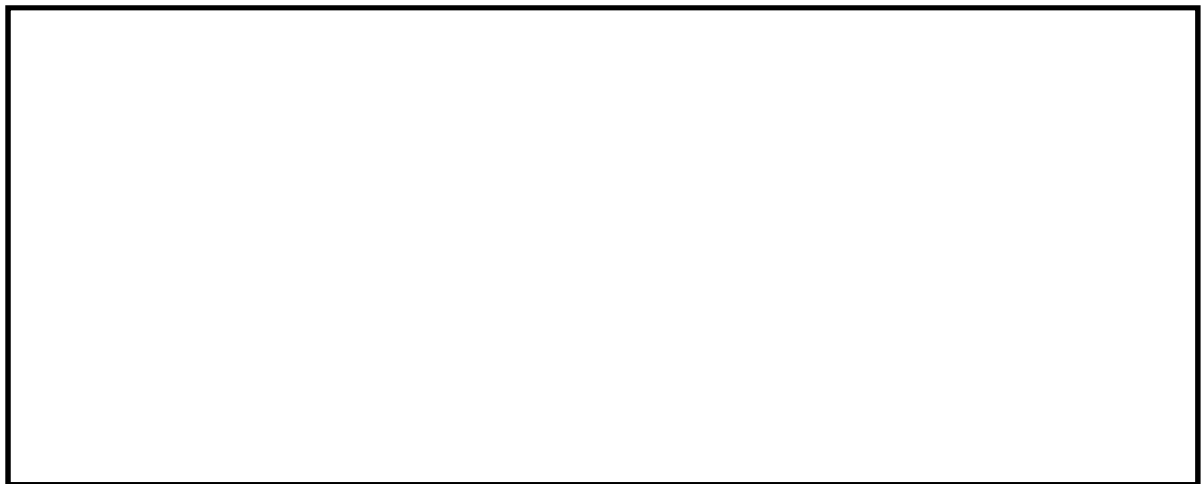


図 5.1-10 (8) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 1.4$ ，検討ケース①：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））



図 5.1-10 (9) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 2.1$ ，検討ケース①：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））

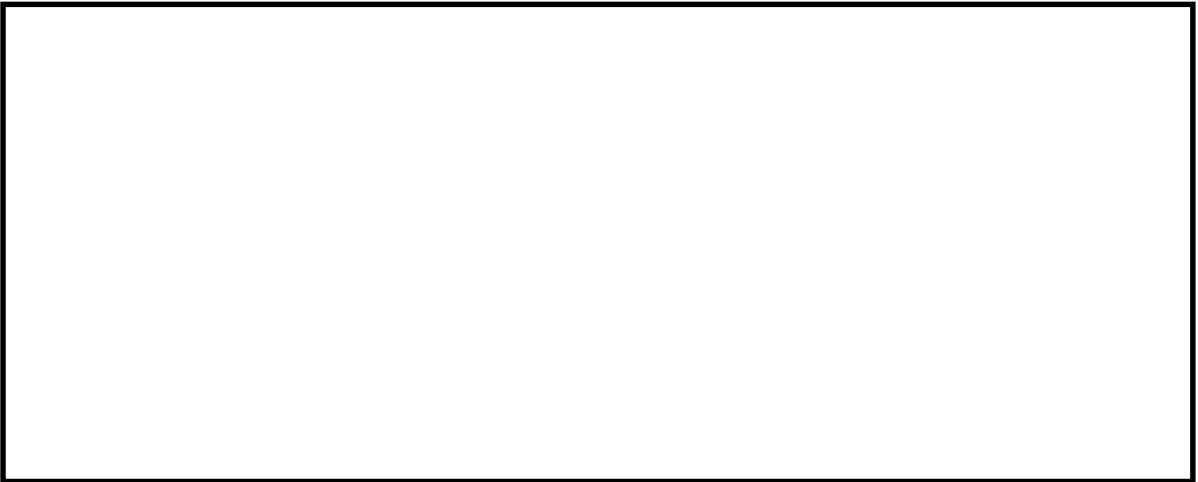


図 5.1-10 (10) 過剰間隙水圧比（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 2.2$ ，検討ケース①：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））



図 5.1-11 (1) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： S_s-D1 〔H+, V+〕，検討ケース①：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））



図 5.1-11 (2) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： S_s-D1 〔H+, V-〕，検討ケース①：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））



図 5.1-11 (3) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： S_s-D1 〔H－，V＋〕，検討ケース①：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））



図 5.1-11 (4) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： S_s-D1 〔H－，V－〕，検討ケース①：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））

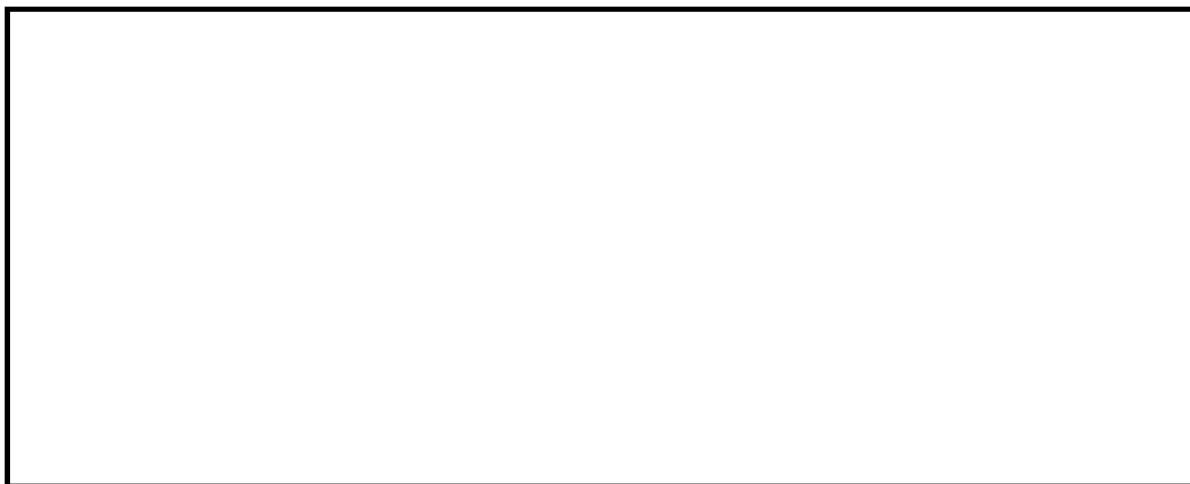


図 5.1-11 (5) 過剰間隙水圧比 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波 : $S_s - 1.1$, 検討ケース① : 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))

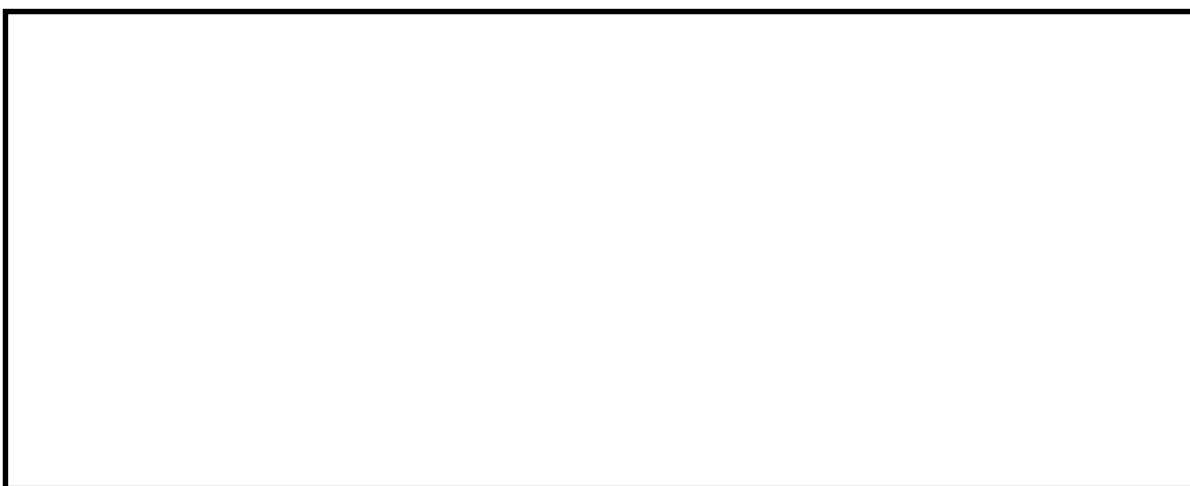


図 5.1-11 (6) 過剰間隙水圧比 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波 : $S_s - 1.2$, 検討ケース① : 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))

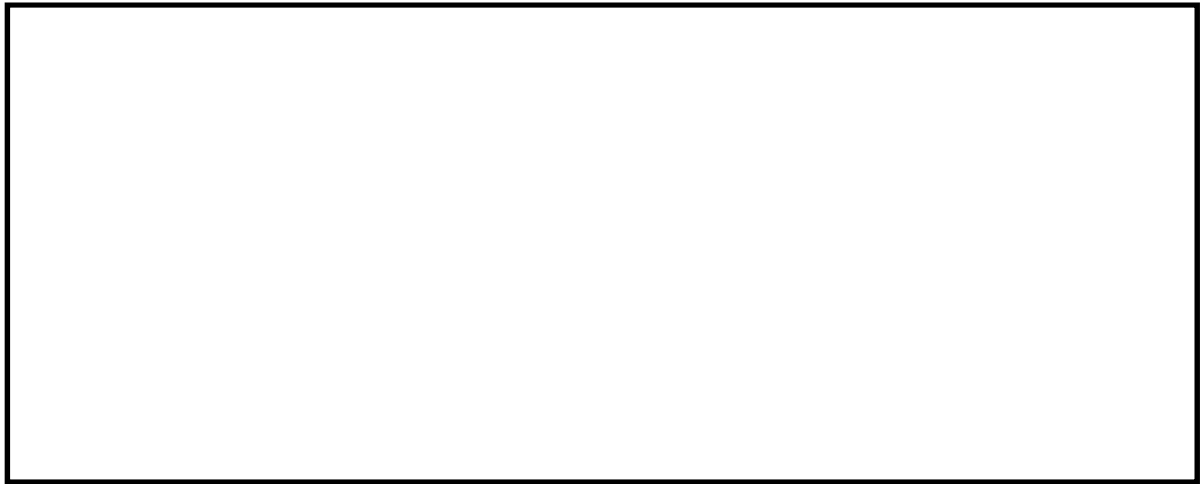


図 5.1-11 (7) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.3$ ，検討ケース①：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））

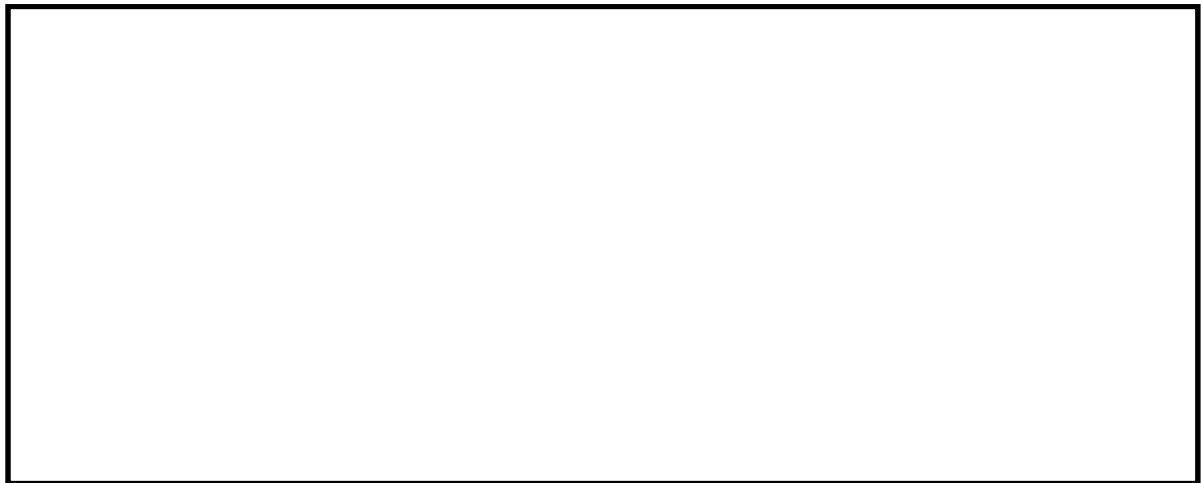


図 5.1-11 (8) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 1.4$ ，検討ケース①：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））

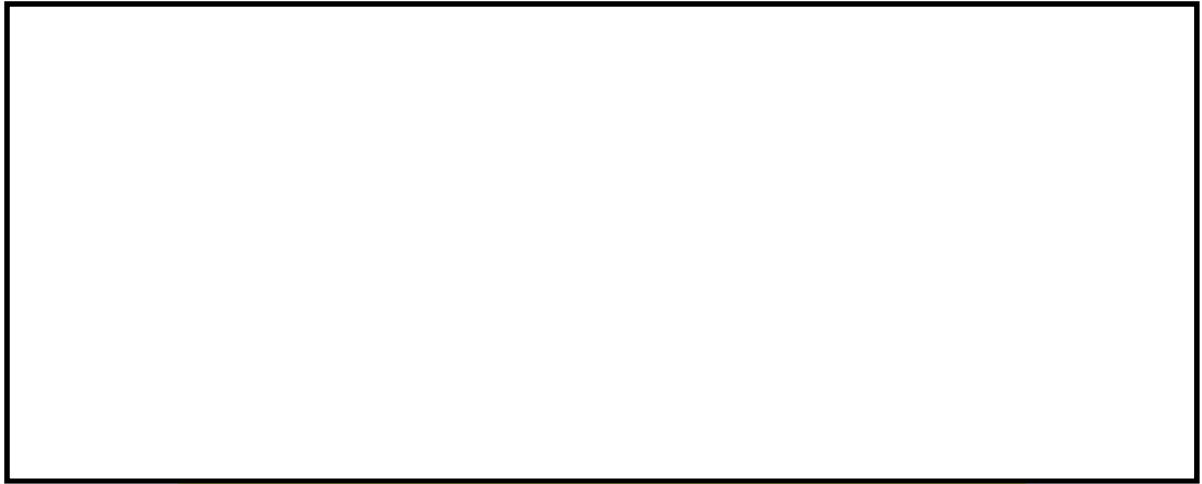


図 5.1-11 (9) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S_s-2 1，検討ケース①：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））



図 5.1-11 (10) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S_s-2 2，検討ケース①：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））



図 5.1-11 (11) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 3.1$ [H+, V+]，検討ケース①：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））



図 5.1-11 (12) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 3.1$ [H-, V+]，検討ケース①：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））

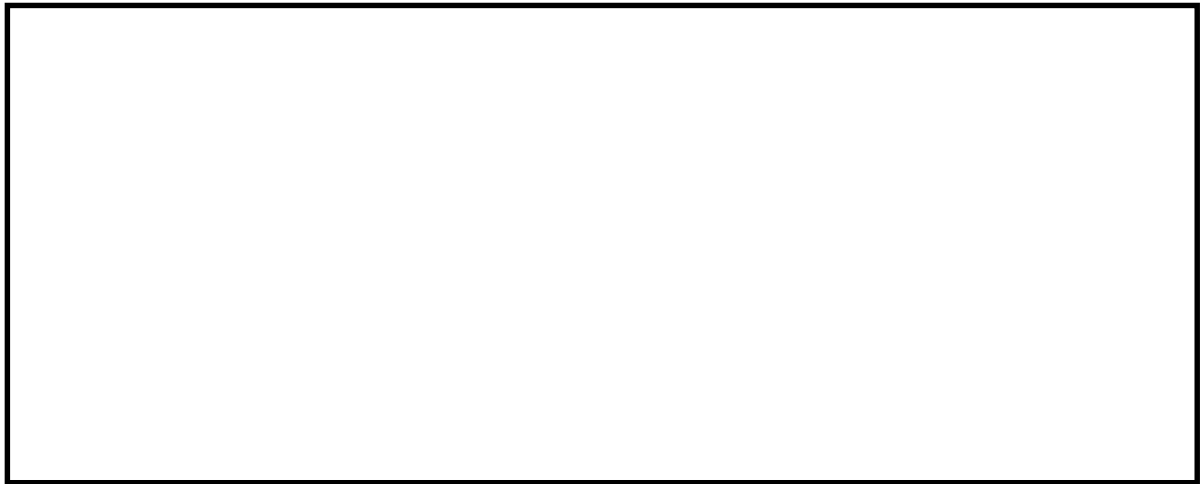


図 5.1-12 (1) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-D1 〔H+, V+〕，検討ケース①：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））



図 5.1-12 (2) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-D1 〔H+, V-〕，検討ケース①：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））



図 5.1-12 (3) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-D1 〔H－，V＋〕，検討ケース①：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））



図 5.1-12 (4) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-D1 〔H－，V－〕，検討ケース①：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））

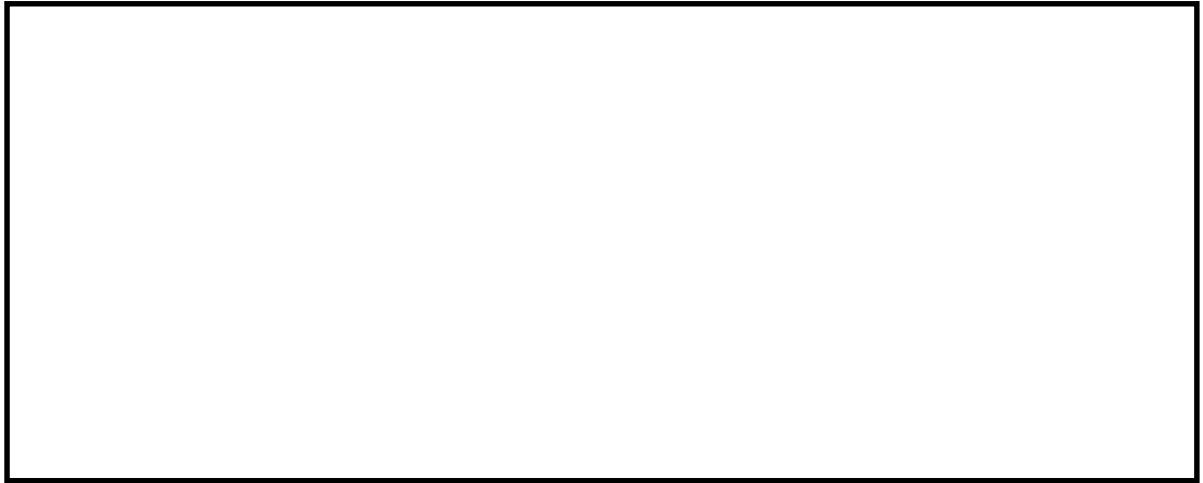


図 5.1-12 (5) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.1$ ，検討ケース①：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））



図 5.1-12 (6) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.2$ ，検討ケース①：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））

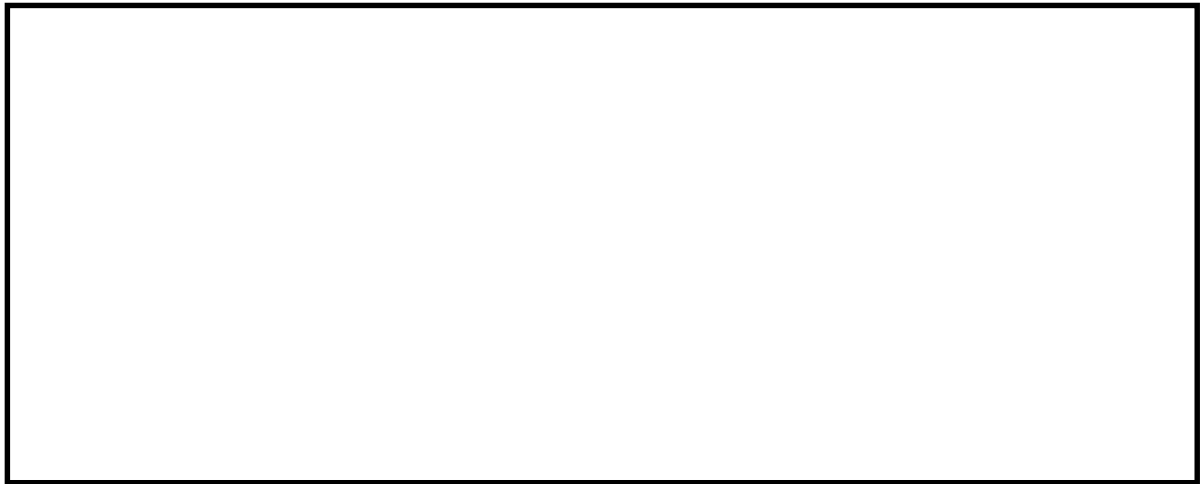


図 5.1-12 (7) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-13 ，検討ケース①：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））



図 5.1-12 (8) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： S_s-14 ，検討ケース①：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））

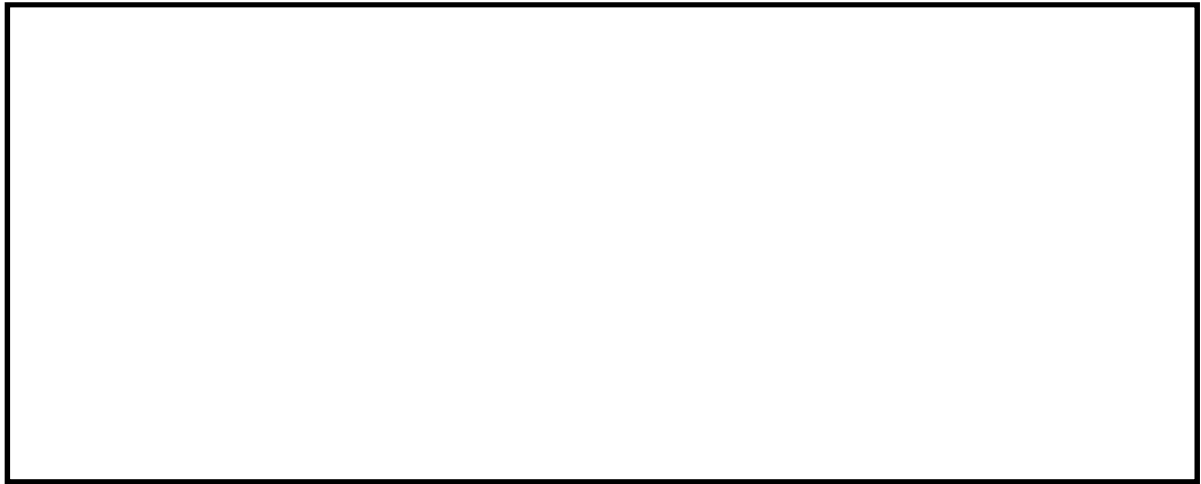


図 5.1-12 (9) 過剰間隙水圧比 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

(地震波: $S_s - 2.1$, 検討ケース①: 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))

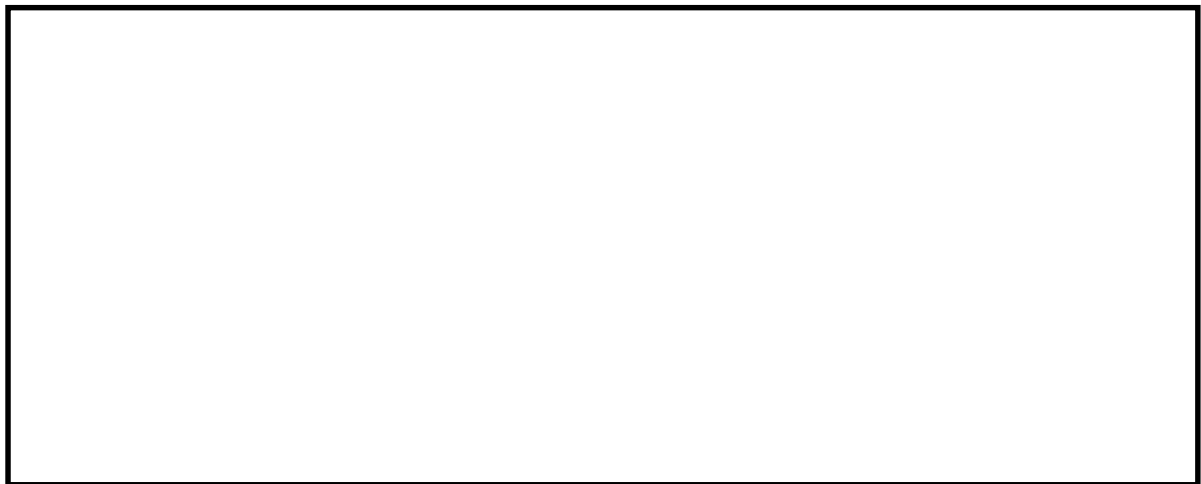


図 5.1-12 (10) 過剰間隙水圧比 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

(地震波: $S_s - 2.2$, 検討ケース①: 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))

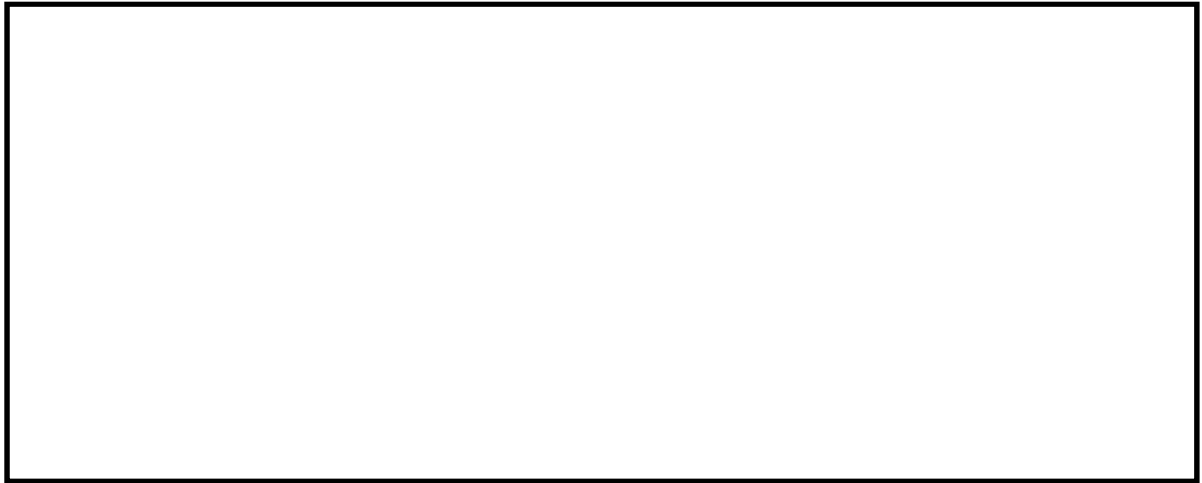


図 5.1-12 (11) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 3.1$ [H+, V+]，検討ケース①：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））



図 5.1-12 (12) 過剰間隙水圧比（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 3.1$ [H-, V+]，検討ケース①：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））

5.2 耐震評価結果

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2-1～表 5.2-3 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2-4～表 5.2-6 にそれぞれ示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の応答値は、許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 5.2-1 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-7 に示す。

表 5.2-1 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 (防潮壁横断方向)

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D 1	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	2.1	21.0	0.102
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	5.8	21.0	0.278
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.3	16.8	0.256
S _s -D 1	H+, V-	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	2.4	21.0	0.114
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	5.7	21.0	0.271
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.7	16.8	0.280
S _s -D 1	H-, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	2.4	21.0	0.114
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	5.2	21.0	0.248
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.4	16.8	0.263
S _s -D 1	H-, V-	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	2.5	21.0	0.117
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	5.2	21.0	0.248
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.6	16.8	0.276
S _s -1 1	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	1.5	21.0	0.071
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	3.5	21.0	0.167
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	2.9	16.8	0.171
S _s -1 2	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	1.8	21.0	0.086
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	5.0	21.0	0.238
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.1	16.8	0.242

注記 * : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。

表 5.2-1 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 (防潮壁横断方向)

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -13	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	1.8	21.0	0.086
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	4.8	21.0	0.231
		地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3.9	16.8	0.231
S _s -14	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	1.4	21.0	0.068
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	4.6	21.0	0.218
		地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3.9	16.8	0.232
S _s -21	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	2.1	21.0	0.102
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	3.3	21.0	0.157
		地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	2.8	16.8	0.168
S _s -22	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	1.7	21.0	0.083
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	3.8	21.0	0.183
		地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3.2	16.8	0.188
S _s -31	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	2.3	21.0	0.112
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	5.8	21.0	0.276
		地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3.3	16.8	0.196
S _s -31	H-, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	2.3	21.0	0.109
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	6.1	21.0	0.290
		地中連読 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3.8	16.8	0.226

注記 * : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。

表 5.2-2 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D 1	H + , V +	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	2.0	21.0	0.096
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	1.8	21.0	0.088
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	2.8	21.0	0.134
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	2.7	21.0	0.129
		放水路 底板	14	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連誂 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.8	21.0	0.324
		地中連誂 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	5.0	16.8	0.296
S _s -D 1	H + , V -	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D51 @200	2.3	21.0	0.110
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D51 @200	2.4	21.0	0.113
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	2.7	21.0	0.128
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	2.7	21.0	0.131
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連誂 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.6	21.0	0.316
		地中連誂 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	5.2	16.8	0.310

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-2 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D 1	H-, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D51 @200	1.9	21.0	0.089
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	2.0	21.0	0.096
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	2.7	21.0	0.130
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	2.8	21.0	0.134
		放水路 底板	9	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.8	21.0	0.322
		地中連誼 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.9	16.8	0.293
S _s -D 1	H-, V-	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D51 @200	2.4	21.0	0.114
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D51 @200	2.3	21.0	0.109
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	2.8	21.0	0.132
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	2.7	21.0	0.128
		放水路 底板	10	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.6	21.0	0.315
		地中連誼 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.9	16.8	0.293

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-2 (3) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -11	H+, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	1.6	21.0	0.079
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	1.7	21.0	0.079
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1.7	21.0	0.081
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1.7	21.0	0.083
		放水路 底板	14	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	4.2	21.0	0.201
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	3.9	16.8	0.230
S _s -12	H+, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	1.8	21.0	0.088
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	1.7	21.0	0.082
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1.9	21.0	0.089
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1.7	21.0	0.084
		放水路 底板	14	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.006
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.8	21.0	0.324
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	4.5	16.8	0.269

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-2 (4) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -13	H+, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	1.8	21.0	0.085
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	1.7	21.0	0.082
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1.8	21.0	0.087
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1.7	21.0	0.083
		放水路 底板	14	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.006
		地中連誂 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.7	21.0	0.319
		地中連誂 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	4.5	16.8	0.269
S _s -14	H+, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	1.8	21.0	0.087
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	1.5	21.0	0.071
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	1.9	21.0	0.089
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	1.7	21.0	0.080
		放水路 底板	14	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連誂 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.2	21.0	0.297
		地中連誂 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	3.8	16.8	0.225

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-2 (5) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -21	H+, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D51 @200	2.3	21.0	0.109
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D51 @200	2.1	21.0	0.099
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	2.6	21.0	0.124
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	2.5	21.0	0.118
		放水路 底板	11	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連誂 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	4.7	21.0	0.225
		地中連誂 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	3.4	16.8	0.205
S _s -22	H+, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D51 @200	2.3	21.0	0.108
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D51 @200	1.8	21.0	0.088
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	2.7	21.0	0.127
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	2.7	21.0	0.128
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連誂 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	4.6	21.0	0.217
		地中連誂 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	3.9	16.8	0.235

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-2 (6) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -31	H+, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D51 @200	2.2	21.0	0.107
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	2.0	21.0	0.095
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	2.8	21.0	0.134
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	2.8	21.0	0.132
		放水路 底板	10	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.004
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	7.1	21.0	0.339
		地中連誼 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	4.1	16.8	0.244
S _s -31	H-, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	2.0	21.0	0.094
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D51 @200	2.2	21.0	0.107
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	2.8	21.0	0.132
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	2.8	21.0	0.134
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.004
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	7.0	21.0	0.333
		地中連誼 壁基礎 (水平)	37,64	1000	2360	2051	D51 @150	3.6	16.8	0.214

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-3 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D 1	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	2.9	21.0	0.136
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2.1	21.0	0.099
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2.3	21.0	0.108
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	3.8	21.0	0.181
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	3.5	21.0	0.167
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	2.2	21.0	0.106
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.4	21.0	0.069
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.4	21.0	0.069
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1.8	21.0	0.088
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1.9	21.0	0.089
		放水路 底板	30	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6.4	21.0	0.303
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.9	16.8	0.290
		ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	2.8	21.0	0.134
S _s -D 1	H+, V-	ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2.0	21.0	0.096
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2.2	21.0	0.108
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	3.8	21.0	0.180
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	3.7	21.0	0.176
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	2.3	21.0	0.108
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.5	21.0	0.072
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.5	21.0	0.070
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1.8	21.0	0.087
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1.8	21.0	0.087
		放水路 底板	31	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6.2	21.0	0.293
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	5.2	16.8	0.308

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-3 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D1	H-, V+	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	2.9	21.0	0.137
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2.3	21.0	0.109
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2.1	21.0	0.100
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	3.5	21.0	0.167
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	3.8	21.0	0.182
		放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	2.2	21.0	0.107
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.4	21.0	0.069
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.4	21.0	0.069
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1.9	21.0	0.090
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1.8	21.0	0.089
		放水路 底版	33	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6.3	21.0	0.302
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.8	16.8	0.284
		ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	2.8	21.0	0.136
S _s -D1	H-, V-	ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2.3	21.0	0.109
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	1.9	21.0	0.092
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	3.7	21.0	0.178
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	3.8	21.0	0.182
		放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	2.3	21.0	0.109
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.5	21.0	0.070
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.5	21.0	0.072
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1.8	21.0	0.088
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1.8	21.0	0.088
		放水路 底版	32	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6.1	21.0	0.293
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.8	16.8	0.288

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-3 (3) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -11	H+, V+	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	1.8	21.0	0.087
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	1.3	21.0	0.061
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	1.1	21.0	0.052
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	1.8	21.0	0.087
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	1.7	21.0	0.083
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1.3	21.0	0.062
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	0.9	21.0	0.042
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	0.9	21.0	0.042
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	0.9	21.0	0.045
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1.0	21.0	0.047
		放水路 底版	34	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	3.7	21.0	0.179
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3.7	16.8	0.219
S _s -12	H+, V+	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	1.8	21.0	0.087
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	1.3	21.0	0.061
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	1.1	21.0	0.051
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	1.8	21.0	0.087
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	1.7	21.0	0.084
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1.4	21.0	0.065
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.0	21.0	0.048
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.0	21.0	0.049
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1.1	21.0	0.052
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1.1	21.0	0.054
		放水路 底版	34	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6.5	21.0	0.312
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.3	16.8	0.256

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-3 (4) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -13	H+, V+	ゲート 頂版	5	1000	1000	800	D25, D32 @200	1.5	21.0	0.073
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	1.3	21.0	0.061
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	1.1	21.0	0.052
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	1.9	21.0	0.089
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	1.8	21.0	0.086
		放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	1.3	21.0	0.063
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.0	21.0	0.047
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.0	21.0	0.048
		放水路 左中壁	22	1000	2400	2200	D38 @200	1.1	21.0	0.051
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1.1	21.0	0.052
		放水路 底版	34	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6.5	21.0	0.309
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.3	16.8	0.256
S _s -14	H+, V+	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	1.8	21.0	0.085
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	1.2	21.0	0.059
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	1.0	21.0	0.049
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	1.7	21.0	0.084
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	1.7	21.0	0.080
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	1.3	21.0	0.064
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.0	21.0	0.048
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.0	21.0	0.049
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1.1	21.0	0.051
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1.1	21.0	0.053
		放水路 底版	29	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	5.9	21.0	0.281
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3.7	16.8	0.220

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-3 (5) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -2 1	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	2.6	21.0	0.126
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2.0	21.0	0.095
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2.1	21.0	0.102
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	3.6	21.0	0.170
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	3.4	21.0	0.160
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	2.2	21.0	0.104
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.3	21.0	0.063
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.4	21.0	0.067
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1.7	21.0	0.080
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1.6	21.0	0.078
		放水路 底版	31	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	4.4	21.0	0.208
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3.5	16.8	0.209
S _s -2 2	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	3.2	21.0	0.154
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2.3	21.0	0.110
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2.5	21.0	0.121
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	4.2	21.0	0.201
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	4.2	21.0	0.198
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	2.4	21.0	0.114
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.3	21.0	0.064
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.5	21.0	0.072
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	2.0	21.0	0.095
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	2.0	21.0	0.094
		放水路 底版	33	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	4.2	21.0	0.202
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3.7	16.8	0.222

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-3 (6) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -3 1	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	2.9	21.0	0.140
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2.1	21.0	0.103
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2.3	21.0	0.111
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	3.9	21.0	0.185
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	3.8	21.0	0.182
		放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	2.2	21.0	0.107
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.5	21.0	0.073
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.5	21.0	0.070
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1.9	21.0	0.091
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1.9	21.0	0.091
		放水路 底板	30	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.004
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6.8	21.0	0.323
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.1	16.8	0.247
S _s -3 1	H-, V+	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	3.0	21.0	0.142
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2.3	21.0	0.112
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2.2	21.0	0.104
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	3.8	21.0	0.183
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	3.9	21.0	0.186
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	2.3	21.0	0.108
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.5	21.0	0.070
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.5	21.0	0.074
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1.9	21.0	0.091
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1.9	21.0	0.091
		放水路 底板	33	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.004
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6.7	21.0	0.317
		地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	3.6	16.8	0.214

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-4 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査 (防潮壁横断方向)

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D 1	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	53	435	0.122
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @200	80	435	0.185
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	63	348	0.182
S _s -D 1	H+, V-	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	56	435	0.130
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	34	435	0.078
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	69	348	0.199
S _s -D 1	H-, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	60	435	0.139
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	27	435	0.063
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	65	348	0.187
S _s -D 1	H-, V-	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	62	435	0.144
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	30	435	0.070
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	68	348	0.196
S _s -1 1	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	30	435	0.069
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	3	435	0.007
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	42	348	0.121
S _s -1 2	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	38	435	0.088
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	25	435	0.058
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	60	348	0.172

注記 * : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。

表 5.2-4 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査 (防潮壁横断方向)

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -13	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	39	435	0.090
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	20	435	0.047
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	57	348	0.164
S _s -14	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	27	435	0.062
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	6	435	0.015
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	57	348	0.165
S _s -21	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	46	435	0.107
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	4	435	0.010
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	41	348	0.120
S _s -22	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	42	435	0.098
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	0	435	0.001
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	46	348	0.134
S _s -31	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	57	435	0.133
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	51	435	0.118
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	48	348	0.139
S _s -31	H-, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	58	435	0.135
		地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	60	435	0.138
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	56	348	0.161

注記 * : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。

表 5.2-5 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D 1	H + , V +	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	84	294	0.287
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	73	294	0.250
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	43	294	0.148
		放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	13	294	0.045
		放水路 底板	10	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	94	435	0.216
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	78	348	0.225
S _s -D 1	H + , V -	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	69	294	0.235
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	69	294	0.237
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	24	294	0.080
		放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	13	294	0.046
		放水路 底板	10	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.023
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	41	435	0.095
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	82	348	0.235

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-5 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D1	H-, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	73	294	0.247
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	82	294	0.280
		放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	13	294	0.046
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	42	294	0.144
		放水路 底版	13	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	90	435	0.207
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	77	348	0.222
S _s -D1	H-, V-	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	71	294	0.241
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	67	294	0.228
		放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	14	294	0.047
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	23	294	0.078
		放水路 底版	13	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.023
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	40	435	0.091
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	77	348	0.222

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-5 (3) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -11	H+, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	13	294	0.044
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	14	294	0.049
		放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	14	294	0.047
		放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	15	294	0.050
		放水路 底版	13	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	0	435	0.001
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	61	348	0.175
S _s -12	H+, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	13	294	0.043
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	14	294	0.049
		放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	15	294	0.050
		放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	16	294	0.054
		放水路 底版	13	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	62	435	0.142
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	71	348	0.204

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-5 (4) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -13	H+, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	13	294	0.044
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	14	294	0.049
		放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	15	294	0.051
		放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	16	294	0.054
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	68	435	0.156
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	71	348	0.204
S _s -14	H+, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	13	294	0.046
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	14	294	0.046
		放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	12	294	0.042
		放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	15	294	0.050
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	49	435	0.112
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	59	348	0.171

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-5 (5) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -21	H+, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	57	294	0.195
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	55	294	0.188
		放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	13	294	0.046
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	17	294	0.059
		放水路 底板	10	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	28	435	0.064
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	54	348	0.156
S _s -22	H+, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	54	294	0.185
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	73	294	0.248
		放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	13	294	0.046
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	32	294	0.111
		放水路 底板	10	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	4	435	0.009
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	62	348	0.178

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-5 (6) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -31	H+, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	72	294	0.245
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	81	294	0.277
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	31	294	0.105
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	39	294	0.135
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	80	435	0.185
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	64	348	0.185
S _s -31	H-, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	81	294	0.275
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	71	294	0.243
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	40	294	0.138
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	30	294	0.103
		放水路 底板	10	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連誼 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	74	435	0.172
		地中連誼 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	56	348	0.162

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-6 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D 1	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	128	294	0.437
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	79	294	0.269
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	85	294	0.291
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	119	294	0.404
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	111	294	0.378
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	120	294	0.410
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	51	294	0.175
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	43	294	0.146
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	30	294	0.102
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	35	294	0.120
		放水路 底版	30	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	95	435	0.220
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	76	348	0.220
S _s -D 1	H+, V-	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	127	294	0.431
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	66	294	0.224
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	83	294	0.282
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	115	294	0.392
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	105	294	0.357
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	119	294	0.406
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	43	294	0.148
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	43	294	0.147
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	27	294	0.092
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	22	294	0.074
		放水路 底版	30	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.022
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	46	435	0.105
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	81	348	0.234

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-6 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D 1	H-, V +	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	129	294	0.440
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	86	294	0.294
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	79	294	0.269
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	111	294	0.377
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	120	294	0.408
		放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	120	294	0.410
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	43	294	0.148
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	49	294	0.168
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	35	294	0.118
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	30	294	0.103
		放水路 底版	33	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	93	435	0.215
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	75	348	0.215
S _s -D 1	H-, V -	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	128	294	0.436
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	84	294	0.286
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	67	294	0.228
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	107	294	0.363
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	117	294	0.399
		放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	120	294	0.408
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	44	294	0.151
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	41	294	0.141
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	23	294	0.079
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	29	294	0.098
		放水路 底版	33	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.022
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	45	435	0.104
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	76	348	0.219

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-6 (3) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -11	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	61	294	0.208
		ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	23	294	0.078
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	24	294	0.082
		ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	38	294	0.130
		ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	33	294	0.114
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	66	294	0.224
		放水路 左側壁	21	1000	2400	2200	D51 @200	5	294	0.018
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	11	294	0.039
		放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	7	294	0.023
		放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	6	294	0.021
		放水路 底版	33	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	8	435	0.019
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	58	348	0.166
		ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	60	294	0.206
S _s -12	H+, V+	ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	23	294	0.079
		ゲート 右側壁	13	1000	1800	1600	D32 @200	22	294	0.075
		ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	38	294	0.130
		ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	33	294	0.113
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	72	294	0.245
		放水路 左側壁	21	1000	2400	2200	D51 @200	5	294	0.016
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	16	294	0.056
		放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	7	294	0.025
		放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	7	294	0.023
		放水路 底版	33	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	79	435	0.183
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	68	348	0.194

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-6 (4) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -13	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	61	294	0.207
		ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	23	294	0.079
		ゲート 右側壁	13	1000	1800	1600	D32 @200	22	294	0.077
		ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	38	294	0.129
		ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	37	294	0.125
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	69	294	0.236
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	15	294	0.050
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	16	294	0.055
		放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	7	294	0.025
		放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	7	294	0.023
		放水路 底板	33	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	81	435	0.188
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	67	348	0.194
S _s -14	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	58	294	0.198
		ゲート 左側壁	7	1000	1800	1600	D32 @200	22	294	0.077
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	19	294	0.066
		ゲート 左中壁	9	1000	1200	1000	D25 @200	35	294	0.120
		ゲート 右中壁	11	1000	1200	1000	D25 @200	30	294	0.104
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	70	294	0.239
		放水路 左側壁	21	1000	2400	2200	D51 @200	6	294	0.021
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	16	294	0.055
		放水路 左中壁	23	1000	2400	2200	D38 @200	7	294	0.023
		放水路 右中壁	25	1000	2400	2200	D38 @200	6	294	0.021
		放水路 底板	33	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.020
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	56	435	0.128
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	58	348	0.167

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-6 (5) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -2 1	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	118	294	0.403
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	68	294	0.233
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	73	294	0.248
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	101	294	0.344
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	98	294	0.333
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	114	294	0.387
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	38	294	0.129
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	35	294	0.121
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	19	294	0.064
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	24	294	0.084
		放水路 底版	30	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.022
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	30	435	0.069
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	55	348	0.159
S _s -2 2	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	146	294	0.496
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	89	294	0.303
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	102	294	0.347
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	141	294	0.480
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	130	294	0.443
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	130	294	0.442
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	41	294	0.138
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	49	294	0.167
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	37	294	0.126
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	29	294	0.099
		放水路 底版	30	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.022
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	17	435	0.039
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	58	348	0.168

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-6 (6) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -31	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	133	294	0.451
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	75	294	0.256
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	91	294	0.309
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	126	294	0.427
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	115	294	0.393
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	121	294	0.413
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	44	294	0.151
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	50	294	0.171
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	34	294	0.116
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	28	294	0.096
		放水路 底板	33	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.021
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	82	435	0.188
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	65	348	0.187
S _s -31	H-, V+	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D25, D32 @200	134	294	0.455
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	92	294	0.313
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	76	294	0.258
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	117	294	0.398
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	126	294	0.431
		放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D38 @200	123	294	0.419
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	49	294	0.168
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	43	294	0.148
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	29	294	0.098
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	35	294	0.119
		放水路 底板	30	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.022
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	77	435	0.177
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	56	348	0.162

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

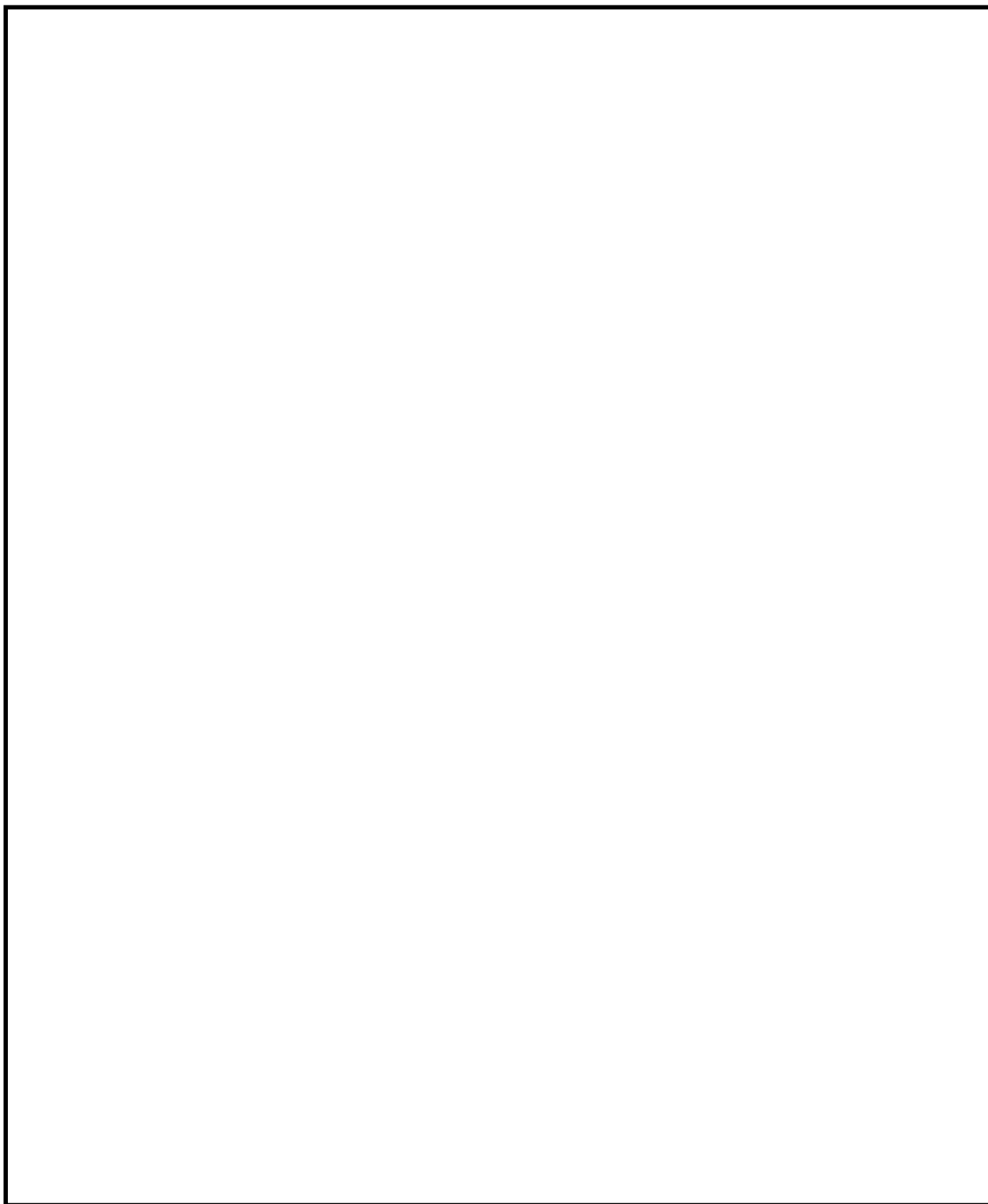


图 5.2-1 (1) 概略配筋图 (防潮堤横断方向)

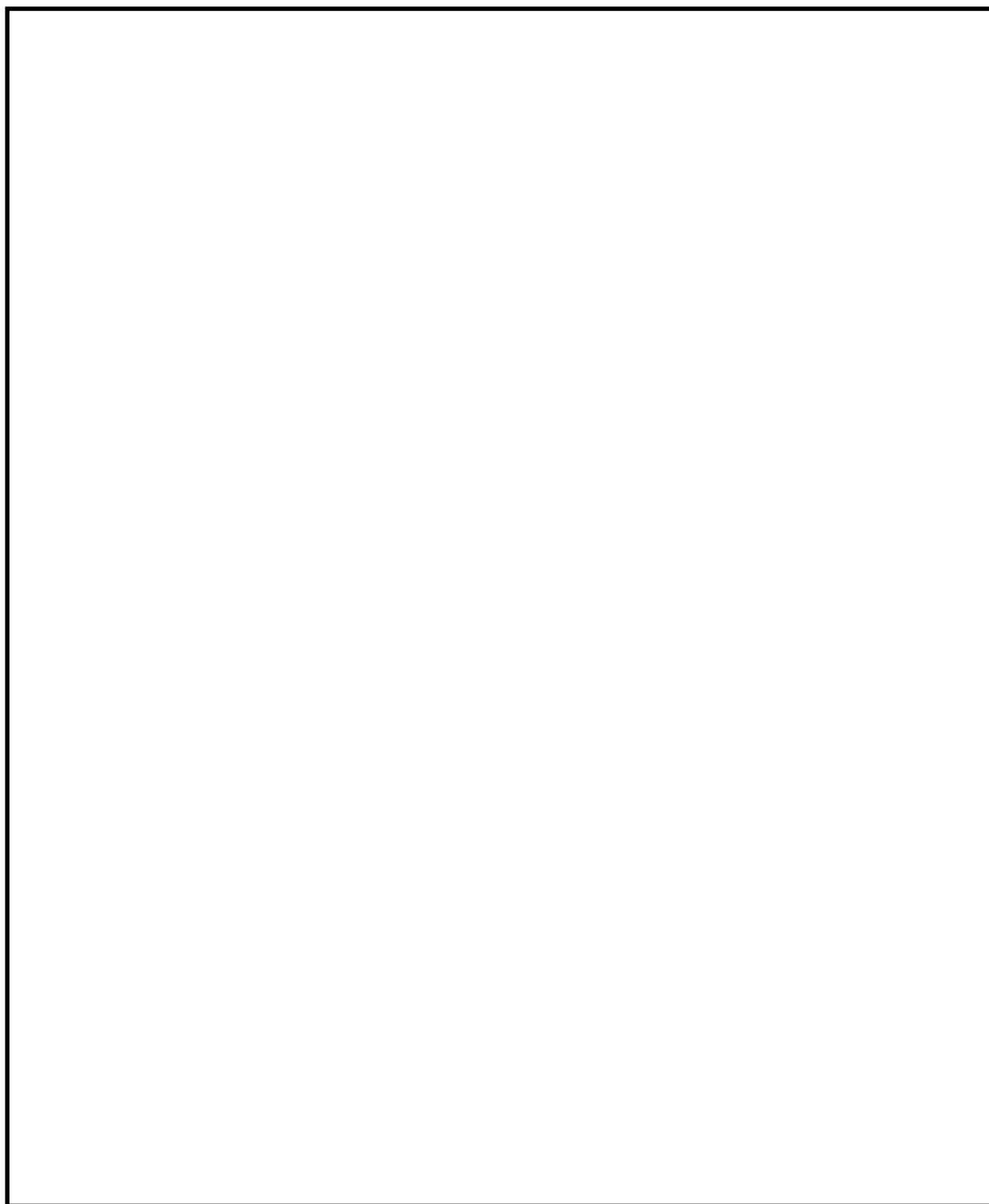


図 5.2-1 (2) 概略配筋図 (防潮堤縦断方向)

(堤内側)

(堤外側)



図 5.2-1 (3) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)

表 5.2-7 (1) 断面諸元一覧表 (防潮壁横断方向)

部位	断面性状				主鉄筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効高さ d (m)	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋量 (cm ²)
防潮壁(堤内側)	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	195.8
防潮壁(堤外側)	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	202.7
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

表 5.2-7 (2) 断面諸元一覧表 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

部位	断面性状				主鉄筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効高さ d (m)	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋量 (cm ²)
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	51	1	200	101.4
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	38	1	200	57.0
放水路 底板	1.000	4.500	0.200	4.300	SD345	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

表 5.2-7 (3) 断面諸元一覧表 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

部位	断面性状				主鉄筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効高さ d (m)	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	段数 (-)	鉄筋間隔 (mm)	鉄筋量 (cm ²)
ゲート 頂版 (上側)	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	32	1	200	39.7
ゲート 頂版 (下側)	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	25	1	200	25.3
ゲート 側壁	1.000	1.800	0.200	1.600	SD345	32	1	200	39.7
ゲート 中壁	1.000	1.200	0.200	1.000	SD345	25	1	200	25.3
放水路 頂版	1.000	2.500	0.200	2.300	SD345	38	1	200	57.0
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	51	1	200	101.4
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	38	1	200	57.0
放水路 底版	1.000	4.500	0.200	4.300	SD345	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎 (鉛直)	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁 基礎 (水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 5.2-8～表 5.2-10 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（ $V_{c,a}$ ）と斜め引張鉄筋の許容せん断力（ $V_{s,a}$ ）を合わせた許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。なお、発生応力度及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。また、防潮壁横断方向断面における放水路側壁及び隔壁については、上部構造である防潮壁からの荷重を下部構造に伝達する部材のため、耐震壁として照査を実施する。

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の応答値は、許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 5.2-2 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-11 に示す。

表 5.2-8 (1) せん断力に対する照査 (防潮壁横断方向)

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -D1	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.24	0.825	-	-	0.289
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	10095	28132	0.359
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.50	0.660	-	-	0.758
S _s -D1	H+, V-	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.282
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	10185	28132	0.363
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.54	0.660	-	-	0.819
S _s -D1	H-, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.274
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	9544	28132	0.340
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.51	0.660	-	-	0.773
S _s -D1	H-, V-	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.22	0.825	-	-	0.268
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	9619	28132	0.342
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.54	0.660	-	-	0.819
S _s -11	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.13	0.825	-	-	0.162
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	0.56	0.825	-	-	0.674
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.33	0.660	-	-	0.500
S _s -12	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.16	0.825	-	-	0.196
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	8107	28132	0.289
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.47	0.660	-	-	0.713

注記 * : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。

表 5.2-8 (2) せん断力に対する照査 (防潮壁横断方向)

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -13	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.15	0.825	-	-	0.184
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	8086	28132	0.288
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.45	0.660	-	-	0.683
S _s -14	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.11	0.825	-	-	0.137
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	7657	28132	0.273
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.45	0.660	-	-	0.683
S _s -21	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.216
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	0.52	0.825	-	-	0.629
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.33	0.660	-	-	0.500
S _s -22	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.16	0.825	-	-	0.188
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	0.55	0.825	-	-	0.673
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.36	0.660	-	-	0.546
S _s -31	H+, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.283
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	8367	28132	0.298
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.38	0.660	-	-	0.577
S _s -31	H-, V+	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.24	0.825	-	-	0.286
		地中連統壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	9164	28132	0.326
		地中連統壁 基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.44	0.660	-	-	0.667

注記 * : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。

表 5.2-9 (1) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 V_a (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
$S_s - D1$	H+, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.549
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.46	0.825	-	-	0.555
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.547
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.46	0.825	-	-	0.555
		放水路 底板	10	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	10606	21444	0.495
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1490	1917	0.778
$S_s - D1$	H+, V-	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.547
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.47	0.825	-	-	0.565
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.541
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.551
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	10669	21444	0.498
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1559	1917	0.814
$S_s - D1$	H-, V+	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.47	0.825	-	-	0.572
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.550
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.46	0.825	-	-	0.559
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.549
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	10604	21444	0.495
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1474	1917	0.769

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-9 (2) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 V_a (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -D1	H-, V-	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.46	0.825	-	-	0.564
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.549
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.46	0.825	-	-	0.555
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.544
		放水路 底板	10	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	10557	21444	0.493
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1474	1917	0.769
S _s -11	H+, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.27	0.825	-	-	0.325
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.27	0.825	-	-	0.326
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.280
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.276
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.042
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	0.60	0.825	-	-	0.723
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.64	0.660	-	-	0.970
S _s -12	H+, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.362
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.27	0.825	-	-	0.333
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.28	0.825	-	-	0.337
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.27	0.825	-	-	0.327
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	7962	21444	0.372
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1354	1917	0.707

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-9 (3) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 V_a (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -13	H+, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.358
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.27	0.825	-	-	0.333
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.27	0.825	-	-	0.327
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.26	0.825	-	-	0.317
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	7842	21444	0.366
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1354	1917	0.707
S _s -14	H+, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.360
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.279
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.27	0.825	-	-	0.333
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.27	0.825	-	-	0.323
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.042
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	7574	21444	0.354
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.63	0.660	-	-	0.956
S _s -21	H+, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.543
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.42	0.825	-	-	0.508
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.42	0.825	-	-	0.512
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.41	0.825	-	-	0.502
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.042
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	6906	21444	0.323
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.57	0.660	-	-	0.865

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-9 (4) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 V_a (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -22	H+, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.46	0.825	-	-	0.560
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.40	0.825	-	-	0.486
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.44	0.825	-	-	0.538
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.44	0.825	-	-	0.528
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.042
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	8055	21444	0.376
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.65	0.660	-	-	0.986
S _s -31	H+, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.551
		放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.48	0.825	-	-	0.579
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.47	0.825	-	-	0.565
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.47	0.825	-	-	0.575
		放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.037
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	8970	21444	0.419
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1225	1917	0.640
S _s -31	H-, V+	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.48	0.825	-	-	0.581
		放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.551
		放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.47	0.825	-	-	0.576
		放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.47	0.825	-	-	0.566
		放水路 底板	10	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.037
		地中連銃 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	9133	21444	0.426
		地中連銃 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.59	0.660	-	-	0.895

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

表 5.2-10 (1) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{al} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -D 1	H+, V+	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.280
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.16	0.825	-	-	0.199
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.15	0.825	-	-	0.184
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.218
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.218
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.29	0.825	-	-	0.352
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.33	0.825	-	-	0.402
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.29	0.825	-	-	0.357
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.368
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.368
		放水路 底版	30	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	9690	21444	0.452
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1461	1917	0.762
S _s -D 1	H+, V-	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.285
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.16	0.825	-	-	0.199
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.15	0.825	-	-	0.187
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.218
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.217
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.29	0.825	-	-	0.357
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.35	0.825	-	-	0.429
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.31	0.825	-	-	0.380
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.366
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.366
		放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	9818	21444	0.458
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1551	1917	0.810

注記 *：評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-10 (2) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{al} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -D 1	H-, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D19 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.282
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.15	0.825	-	-	0.185
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.16	0.825	-	-	0.200
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.219
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.220
		放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.29	0.825	-	-	0.354
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.360
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.32	0.825	-	-	0.383
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.369
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.369
		放水路 底板	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	9745	21444	0.455
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1429	1917	0.746
S _s -D 1	H-, V-	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D19 @400×400	0.24	0.825	-	-	0.287
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.15	0.825	-	-	0.188
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.17	0.825	-	-	0.201
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.219
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.220
		放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.359
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.31	0.825	-	-	0.376
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.34	0.825	-	-	0.411
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.369
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.369
		放水路 底板	30	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	9714	21444	0.454
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1450	1917	0.757

注記 *：評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-10 (3) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{al} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 V _a (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -11	H+, V+	ゲート 頂版	2	1000	1000	800	D19 @400×400	0.17	0.825	-	-	0.210
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.09	0.825	-	-	0.113
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.09	0.825	-	-	0.106
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.09	0.825	-	-	0.114
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.09	0.825	-	-	0.113
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.222
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.20	0.825	-	-	0.246
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.20	0.825	-	-	0.242
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.16	0.825	-	-	0.194
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.16	0.825	-	-	0.193
		放水路 底板	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.042
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	0.61	0.825	-	-	0.740
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.61	0.660	-	-	0.926
S _s -12	H+, V+	ゲート 頂版	2	1000	1000	800	D19 @400×400	0.17	0.825	-	-	0.211
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.09	0.825	-	-	0.115
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.09	0.825	-	-	0.111
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.10	0.825	-	-	0.117
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.10	0.825	-	-	0.116
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.19	0.825	-	-	0.234
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.28	0.825	-	-	0.338
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.26	0.825	-	-	0.315
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.19	0.825	-	-	0.230
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.19	0.825	-	-	0.229
		放水路 底板	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	8097	21444	0.378
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1289	1917	0.673

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-10 (4) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{al} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 V _a (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -13	H+, V+	ゲート 頂版	5	1000	1000	800	D19 @400×400	0.17	0.825	-	-	0.210
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.10	0.825	-	-	0.116
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.09	0.825	-	-	0.111
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.10	0.825	-	-	0.119
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.10	0.825	-	-	0.118
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.19	0.825	-	-	0.231
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.28	0.825	-	-	0.345
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.25	0.825	-	-	0.307
		放水路 左中壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.223
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.222
		放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	7918	21444	0.370
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1288	1917	0.672
S _s -14	H+, V+	ゲート 頂版	5	1000	1000	800	D19 @400×400	0.17	0.825	-	-	0.205
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.09	0.825	-	-	0.112
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.07	0.825	-	-	0.084
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.09	0.825	-	-	0.113
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.09	0.825	-	-	0.113
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.19	0.825	-	-	0.232
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.20	0.825	-	-	0.248
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.25	0.825	-	-	0.299
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.224
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.223
		放水路 底版	30	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.041
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	7552	21444	0.353
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.61	0.660	-	-	0.926

注記 *：評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-10 (5) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{al} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -2 1	H+, V+	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	0.24	0.825	-	-	0.287
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.16	0.825	-	-	0.193
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.15	0.825	-	-	0.181
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.17	0.825	-	-	0.208
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.17	0.825	-	-	0.207
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.29	0.825	-	-	0.350
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.28	0.825	-	-	0.336
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.29	0.825	-	-	0.357
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.28	0.825	-	-	0.344
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.28	0.825	-	-	0.343
		放水路 底板	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.043
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	6288	21444	0.294
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.58	0.660	-	-	0.880
S _s -2 2	H+, V+	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	0.24	0.825	-	-	0.296
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.217
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.16	0.825	-	-	0.199
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.20	0.825	-	-	0.240
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.20	0.825	-	-	0.240
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.31	0.825	-	-	0.373
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.26	0.825	-	-	0.318
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.29	0.825	-	-	0.353
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.32	0.825	-	-	0.390
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.32	0.825	-	-	0.390
		放水路 底板	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.043
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	7552	21444	0.353
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.62	0.660	-	-	0.940

注記 *：評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

表 5.2-10 (6) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{al} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値
				部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -31	H+, V+	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D19 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.281
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.17	0.825	-	-	0.202
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.16	0.825	-	-	0.195
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.222
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.221
		放水路 頂版	20	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.358
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.33	0.825	-	-	0.406
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.31	0.825	-	-	0.379
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.31	0.825	-	-	0.378
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.31	0.825	-	-	0.379
		放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.037
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	8170	21444	0.382
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1241	1917	0.648
S _s -31	H-, V+	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.283
		ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.16	0.825	-	-	0.197
		ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.17	0.825	-	-	0.202
		ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.222
		ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	-	-	0.223
		放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.30	0.825	-	-	0.361
		放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.31	0.825	-	-	0.371
		放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.33	0.825	-	-	0.403
		放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.31	0.825	-	-	0.380
		放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.31	0.825	-	-	0.379
		放水路 底版	30	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.03	0.825	-	-	0.037
		地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	-	-	8363	21444	0.391
		地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.59	0.660	-	-	0.895

注記 *：評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

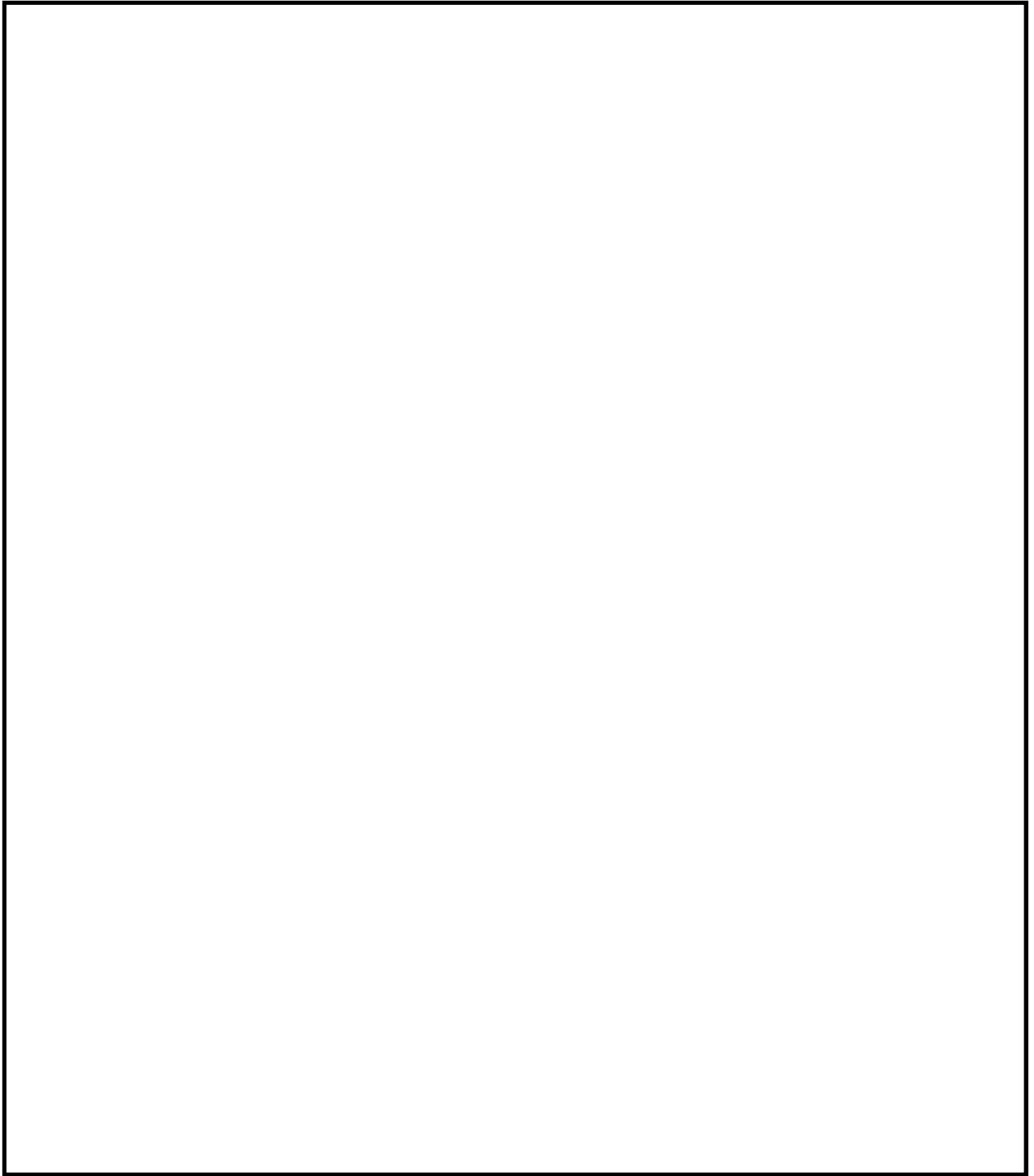


图 5.2-2 (1) 概略配筋图 (防潮壁横断方向)

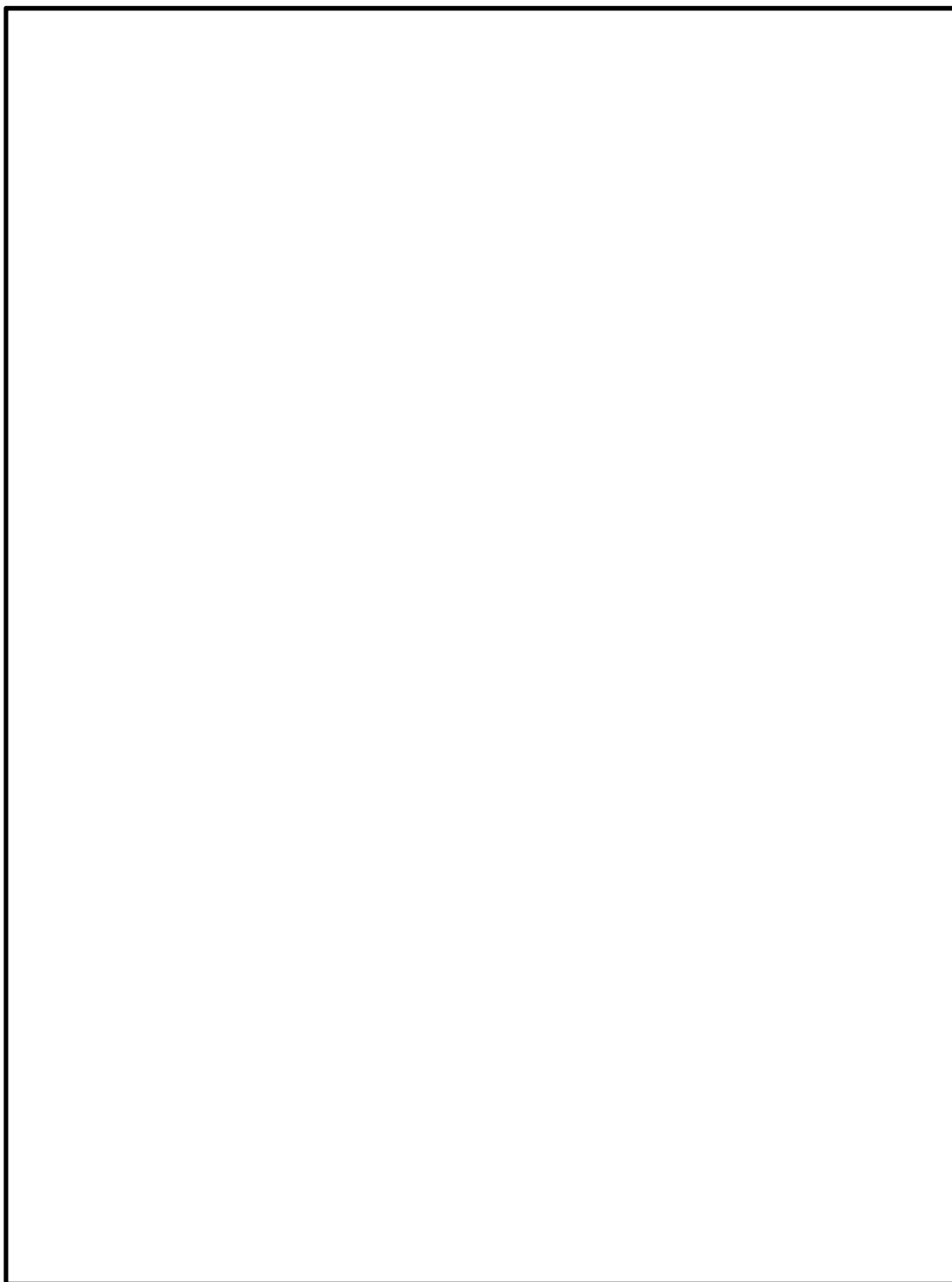


図 5.2-2 (2) 概略配筋図 (防潮壁縦断方向)

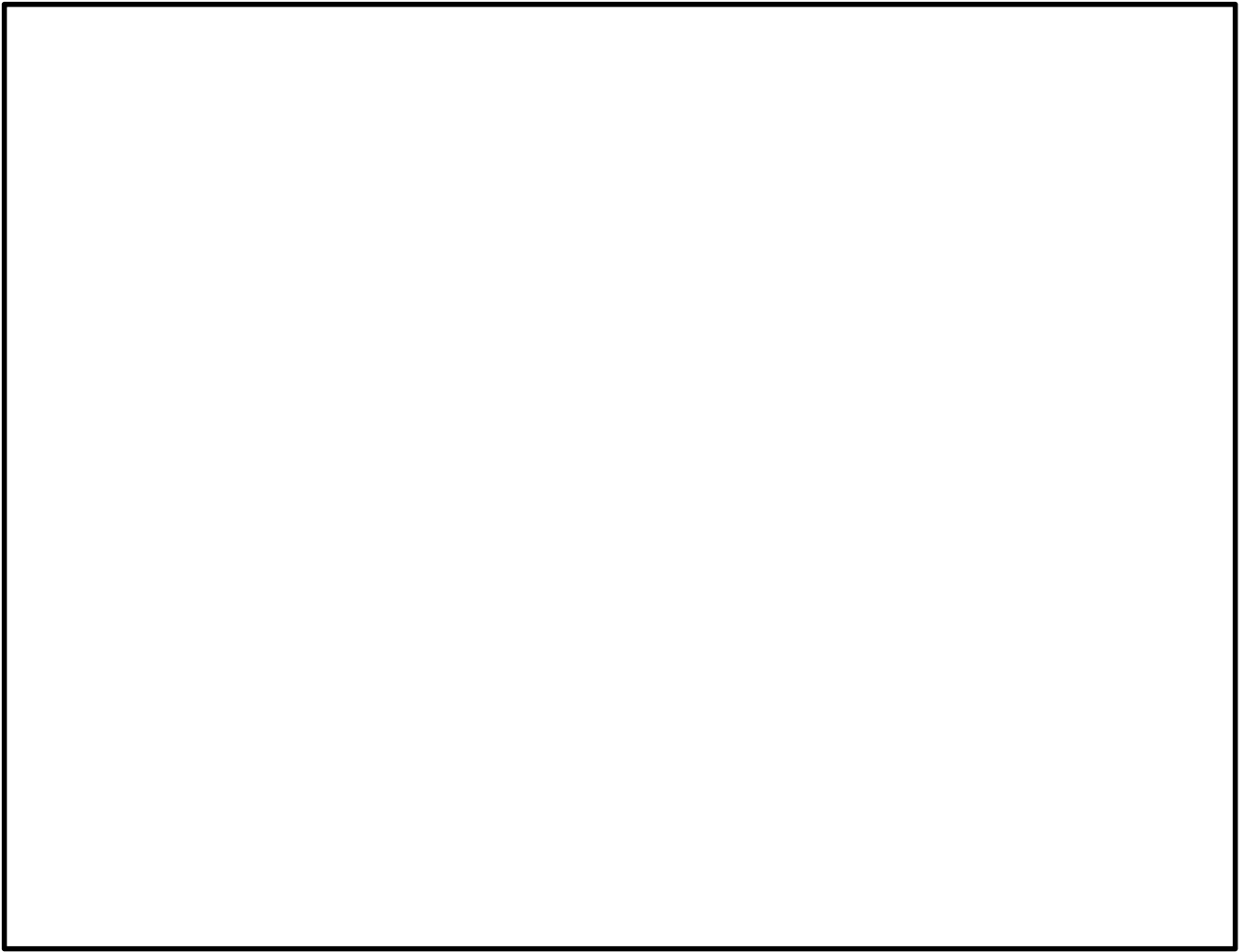


図 5.2-2 (3) 概略配筋図 (地中連続壁基礎)

表 5.2-11 (1) 断面諸元一覧表 (防潮壁横断方向)

部 位	断面性状				せん断補強筋			
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD345	29	400	400
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	150	8本
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	600
								鉄筋量 (cm^2)
								40.2
								8.1
								31.7

表 5.2-11 (2) 断面諸元一覧表 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

部 位	断面性状				せん断補強筋			
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400
放水路 底板	1.000	4.500	0.200	4.300	SD345	19	400	400
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	150	8本
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	600
								鉄筋量 (cm^2)
								17.9
								17.9
								17.9
								7.1
								31.7

表 5.2-11 (3) 断面諸元一覧表 (防潮壁縦断方向 (放水路ゲート部))

部位	断面性状				せん断補強筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)	有効高さ d (m)	鉄筋種別 (-)	径 (mm)	Sb (mm)	Ss (mm)	鉄筋量 (cm ²)
ゲート 頂版 (上側)	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	19	400	400	17.9
ゲート 頂版 (下側)	1.000	1.000	0.200	0.800	SD345	19	400	400	17.9
ゲート 側壁	1.000	1.800	0.200	1.600	SD345	19	400	400	17.9
ゲート 中壁	1.000	1.200	0.200	1.000	SD345	19	400	400	17.9
放水路 頂版	1.000	2.500	0.200	2.300	SD345	19	400	400	17.9
放水路 側壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400	17.9
放水路 中壁	1.000	2.400	0.200	2.200	SD345	19	400	400	17.9
放水路 底版	1.000	4.500	0.200	4.300	SD345	19	400	400	17.9
地中連読壁 基礎 (鉛直)	0.410	20.060	0.260	19.800	SD490	51	150	8本	7.1
地中連読壁 基礎 (水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	600	31.7

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 5.2-12 に、接地圧分布図を図 5.2-3～図 5.2-5 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の最大接地圧は S_s-12 〔H+, V+〕（縦断方向②-②断面）で 3768 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 6371 kN/m^2 以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

表 5.2-12 (1) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

（検討ケース①：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））

断面	基準地震動	位相	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
横断 方向 ①-① 断面	S_s-D1	H+, V+	3301	6371
		H+, V-	3553	6371
		H-, V+	3359	6371
		H-, V-	3444	6371
	S_s-11	H+, V+	2593	6371
	S_s-12	H+, V+	3213	6371
	S_s-13	H+, V+	3196	6371
	S_s-14	H+, V+	3258	6371
	S_s-21	H+, V+	2630	6371
	S_s-22	H+, V+	2774	6371
	S_s-31	H+, V+	3007	6371
		H-, V+	3359	6371

表 5.2-12 (2) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

(検討ケース①：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）)

断面	基準地震動	位相	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
縦断 方向 ②-② 断面	$S_s - D1$	H+, V+	3527	6371
		H+, V-	3748	6371
		H-, V+	3430	6371
		H-, V-	3736	6371
	$S_s - 11$	H+, V+	3090	6371
	$S_s - 12$	H+, V+	3768	6371
	$S_s - 13$	H+, V+	3743	6371
	$S_s - 14$	H+, V+	3483	6371
	$S_s - 21$	H+, V+	2976	6371
	$S_s - 22$	H+, V+	3134	6371
	$S_s - 31$	H+, V+	3445	6371
		H-, V+	3422	6371
縦断 方向 ③-③ 断面	$S_s - D1$	H+, V+	2984	6371
		H+, V-	3217	6371
		H-, V+	2959	6371
		H-, V-	3221	6371
	$S_s - 11$	H+, V+	2567	6371
	$S_s - 12$	H+, V+	3231	6371
	$S_s - 13$	H+, V+	3166	6371
	$S_s - 14$	H+, V+	2967	6371
	$S_s - 21$	H+, V+	2509	6371
	$S_s - 22$	H+, V+	2538	6371
	$S_s - 31$	H+, V+	3040	6371
		H-, V+	3014	6371

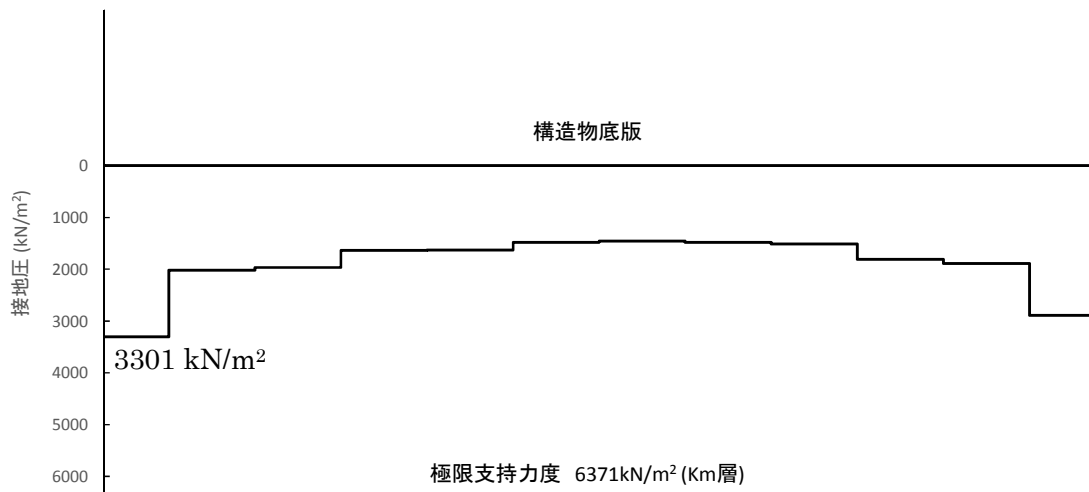


図 5.2-3 (1) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波： $S_s - D1$ [H+, V+], 検討ケース①：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))

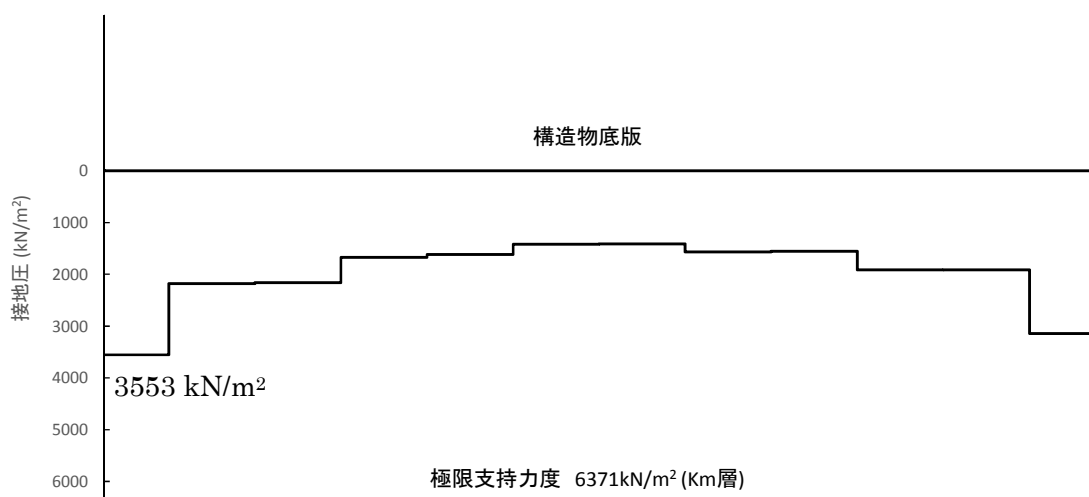
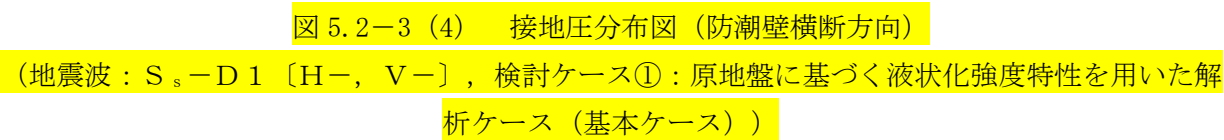
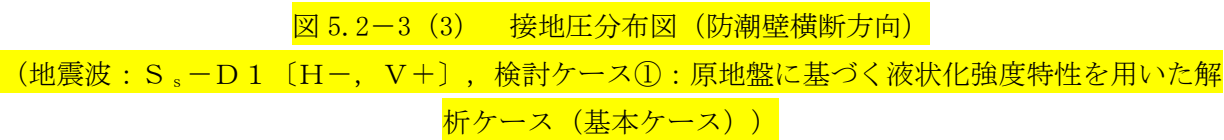


図 5.2-3 (2) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波： $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース①：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))



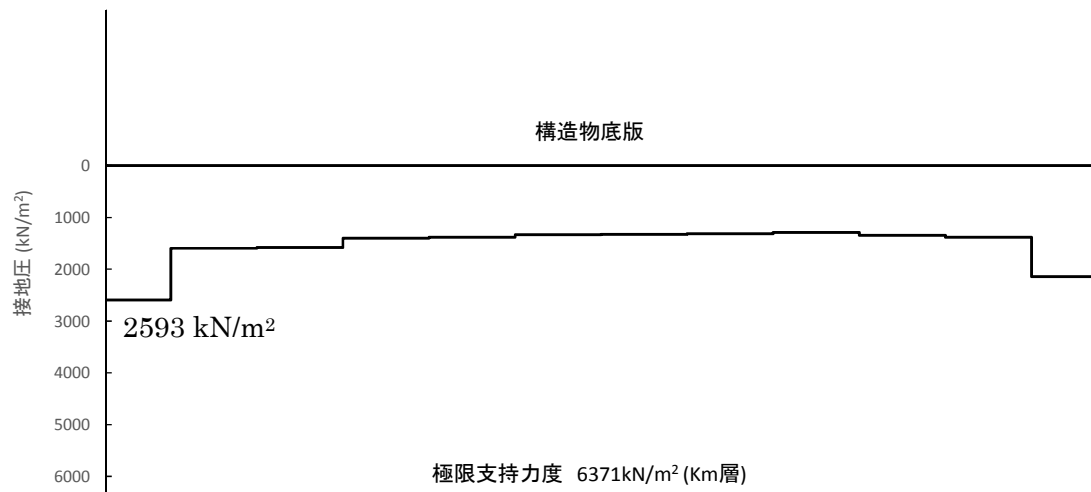


図 5.2-3 (5) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 11$ ，検討ケース①：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））

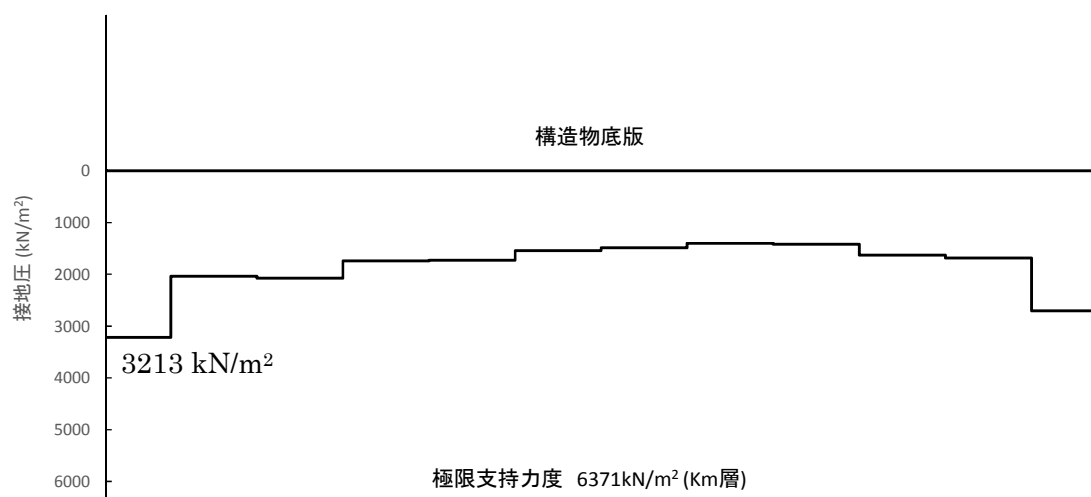


図 5.2-3 (6) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）

（地震波： $S_s - 12$ ，検討ケース①：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））

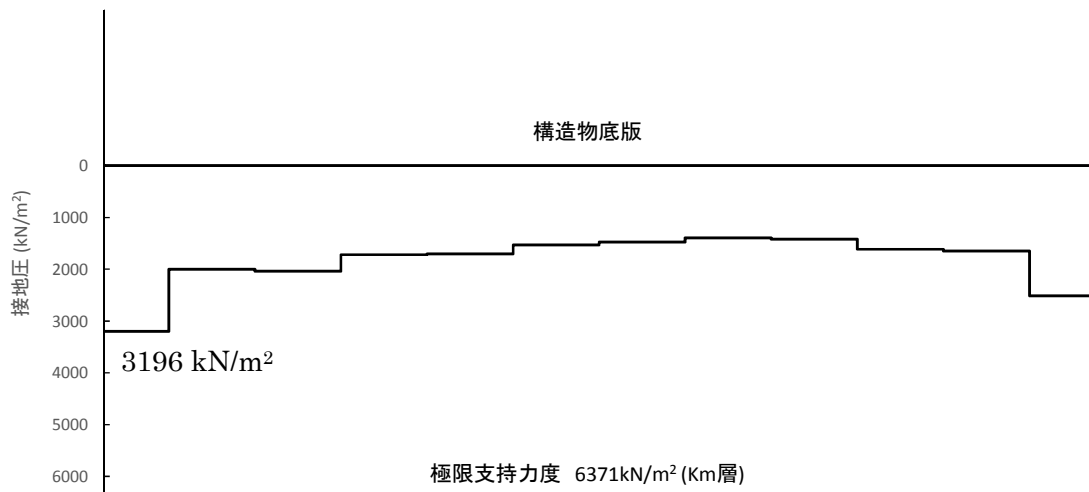


図 5.2-3 (7) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波： $S_s - 13$ ，検討ケース①：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）)

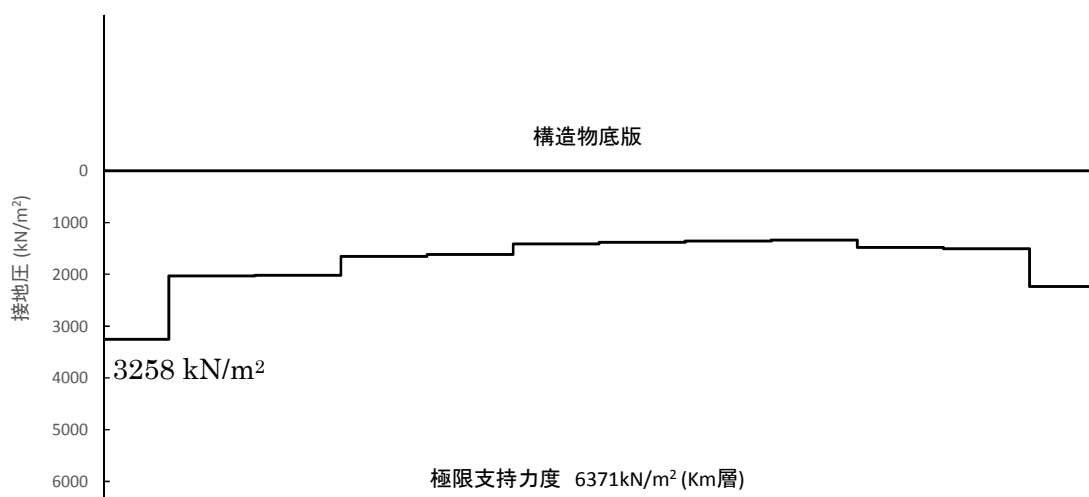


図 5.2-3 (8) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波： $S_s - 14$ ，検討ケース①：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）)

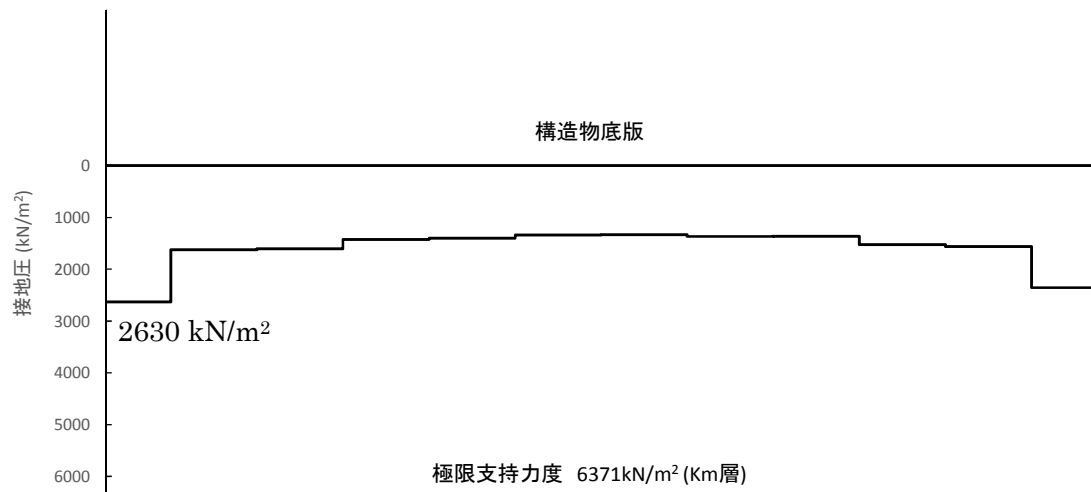


図 5.2-3 (9) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波： $S_s - 21$ ，検討ケース①：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）)

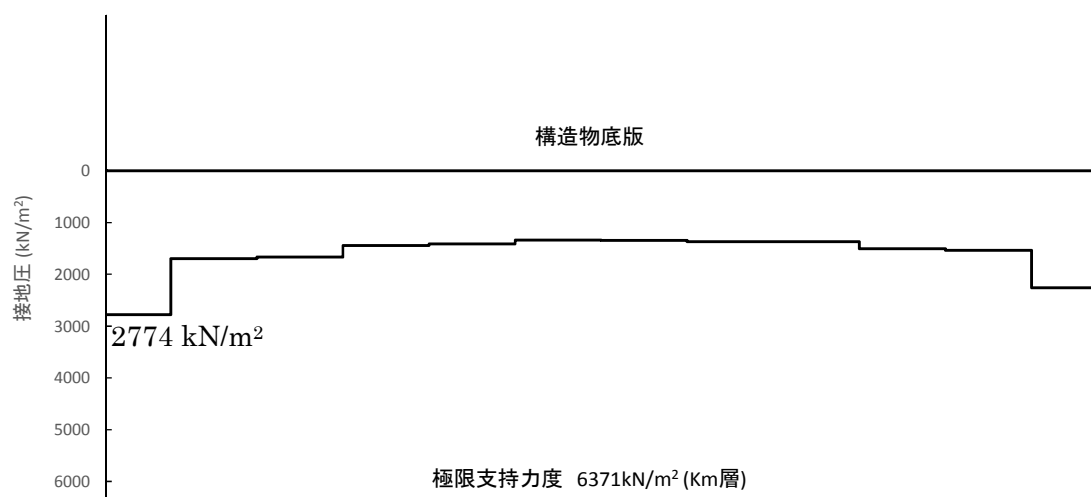


図 5.2-3 (10) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波： $S_s - 22$ ，検討ケース①：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）)

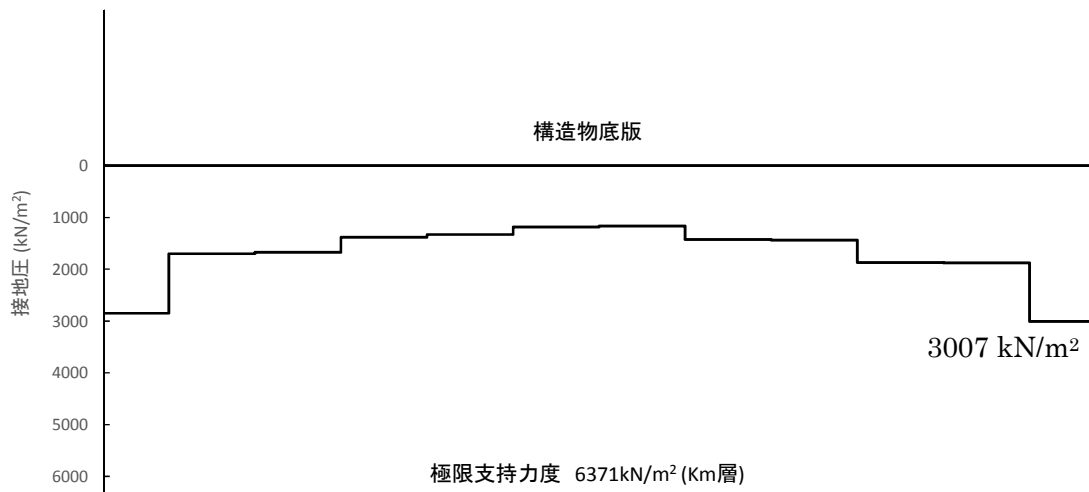


図 5.2-3 (11) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - 31$ [H+, V+], 検討ケース① : 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))

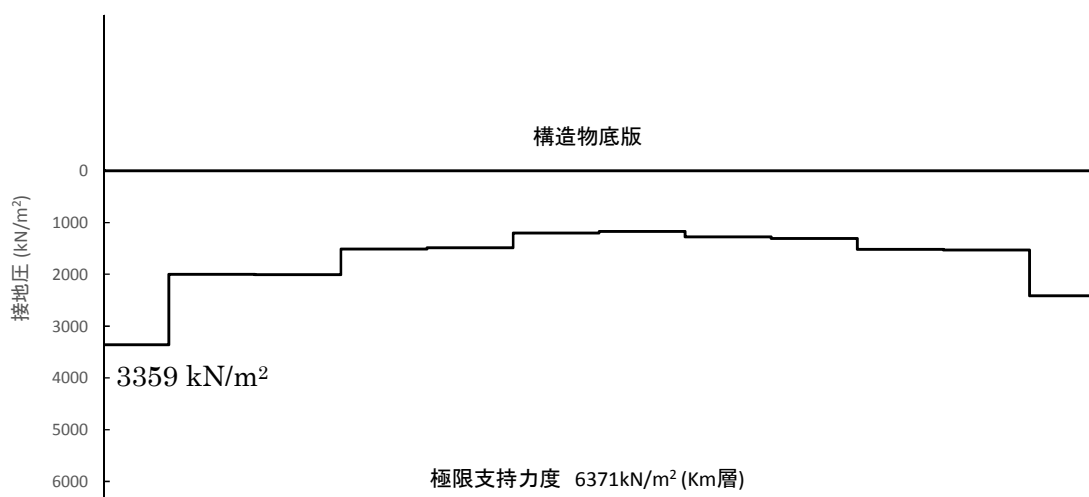


図 5.2-3 (12) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波 : $S_s - 31$ [H-, V+], 検討ケース① : 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))

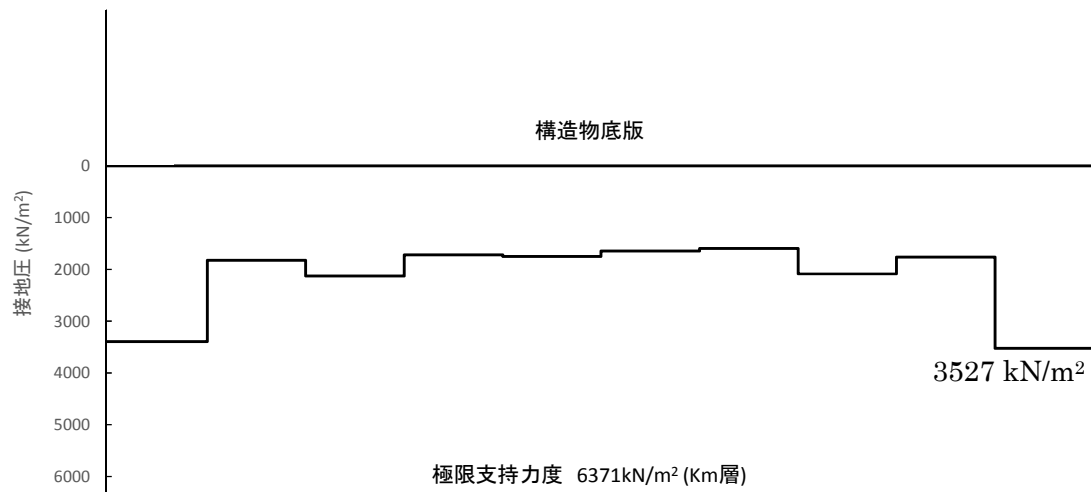


図 5.2-4 (1) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - D1$ [H+, V+], 検討ケース①：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））

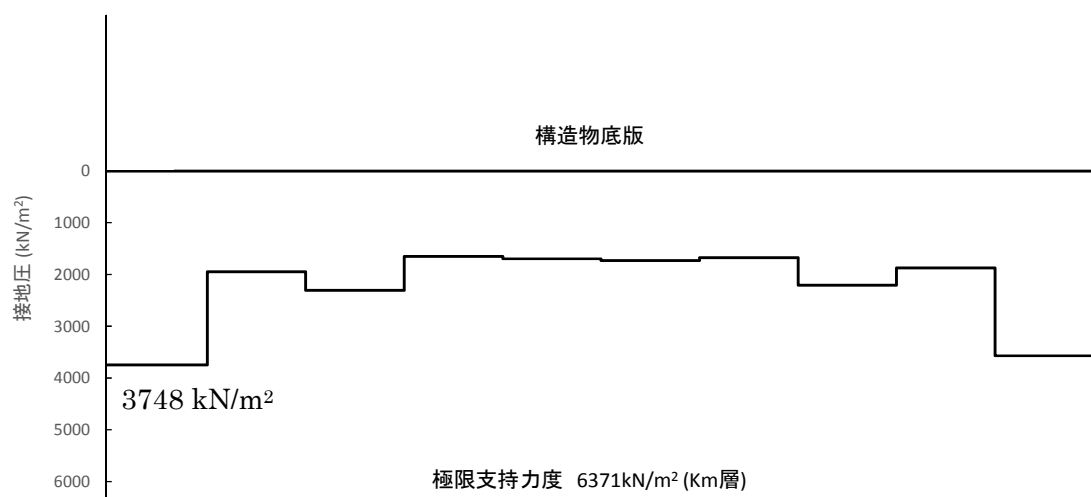


図 5.2-4 (2) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース①：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））

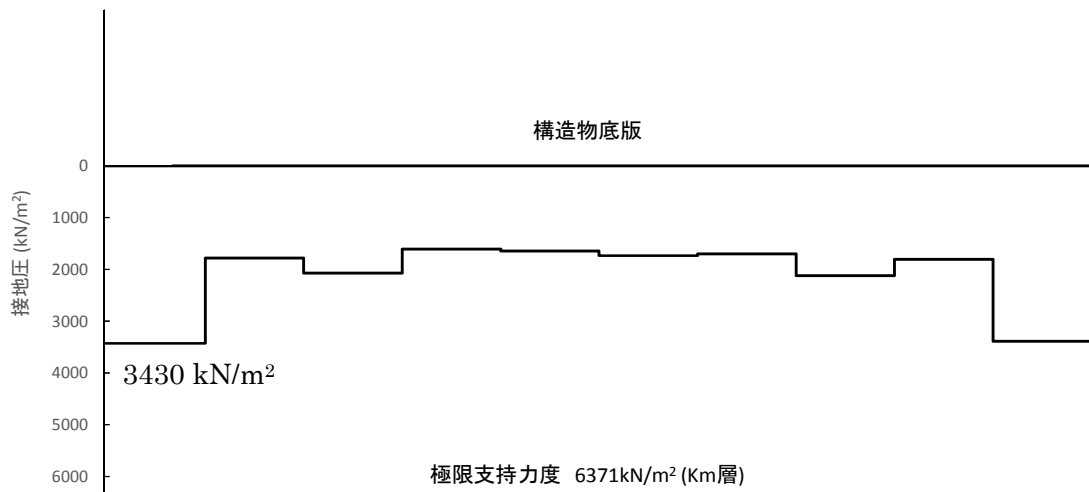


図 5.2-4 (3) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波：S_s-D 1 [H-, V+], 検討ケース①：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))

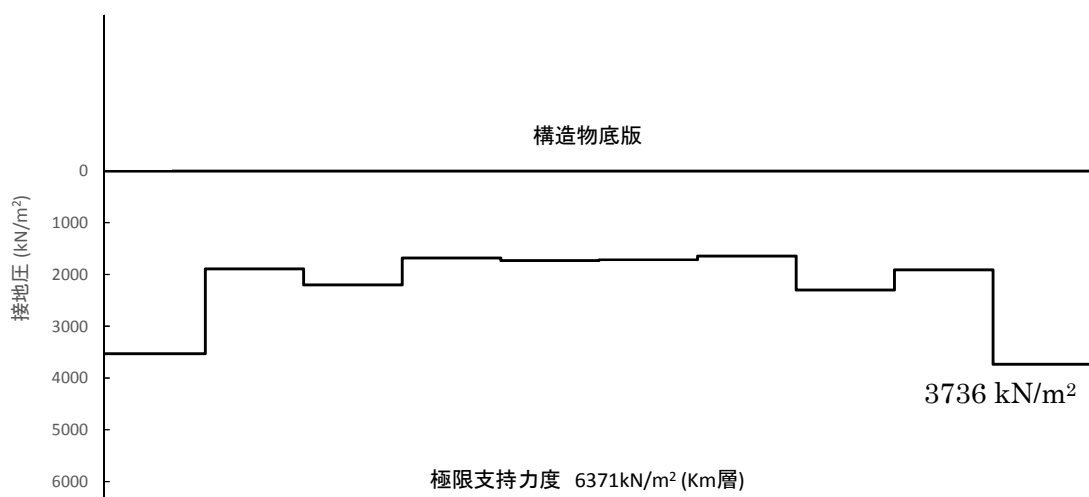


図 5.2-4 (4) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波：S_s-D 1 [H-, V-], 検討ケース①：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))

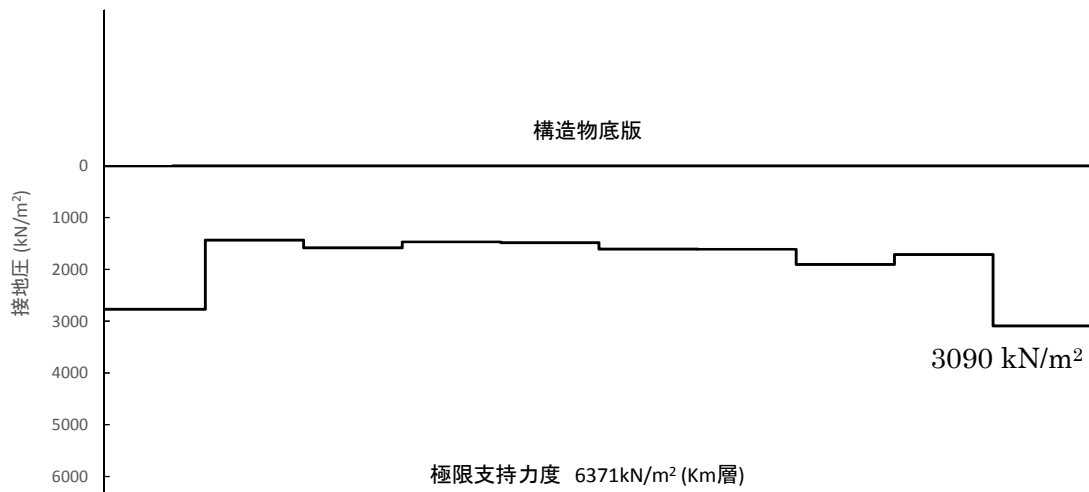


図 5.2-4 (5) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波：S_s-1 1, 検討ケース①：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))

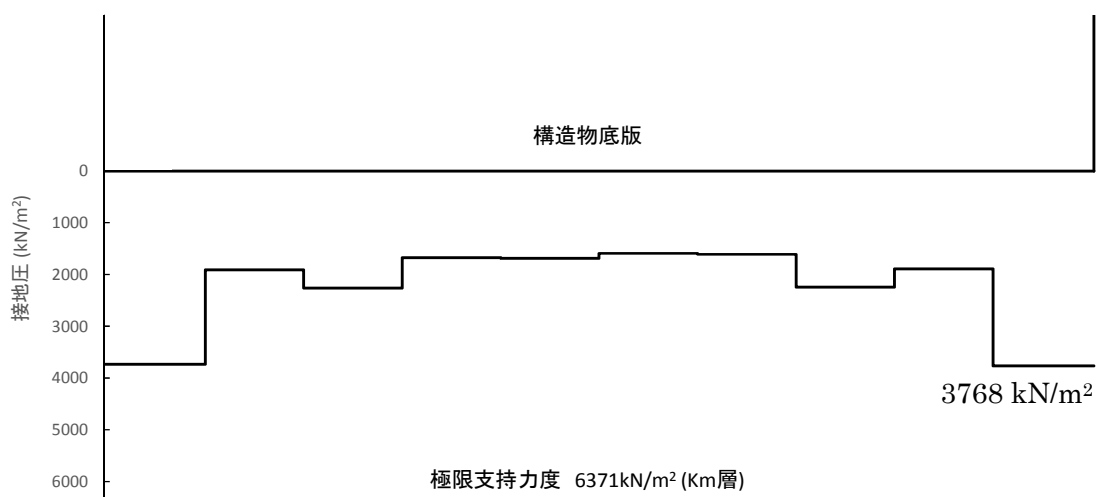


図 5.2-4 (6) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波：S_s-1 2, 検討ケース①：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))

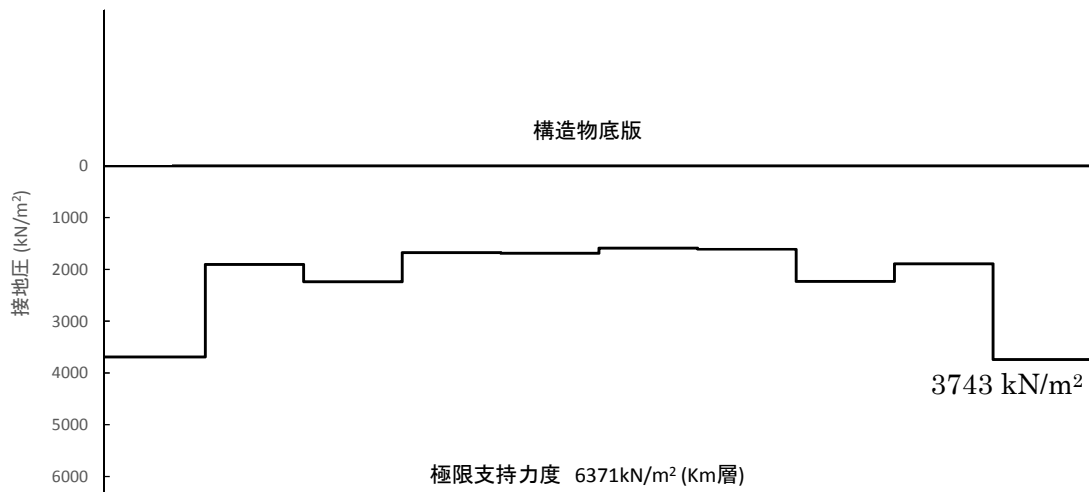


図 5.2-4 (7) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波：S_s-1 3, 検討ケース①：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))

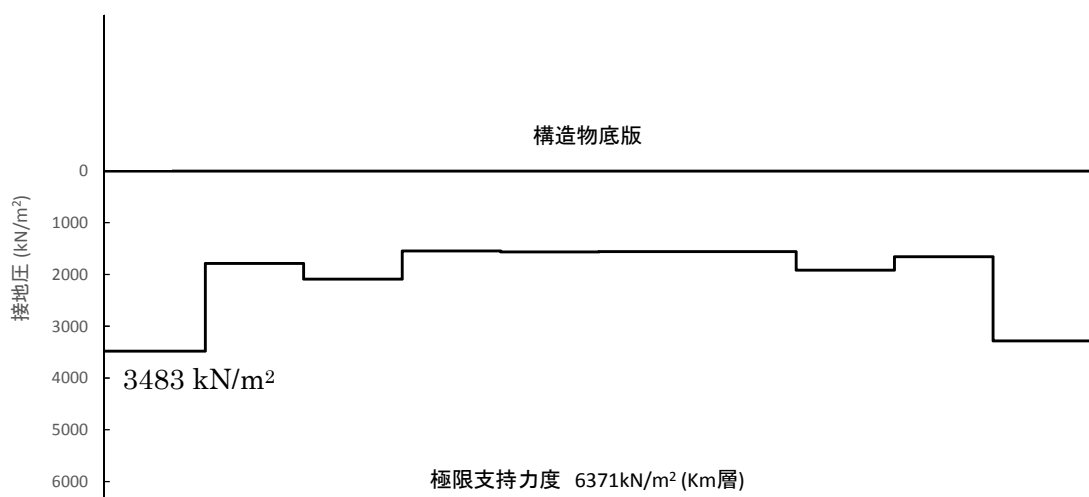


図 5.2-4 (8) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波：S_s-1 4, 検討ケース①：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))

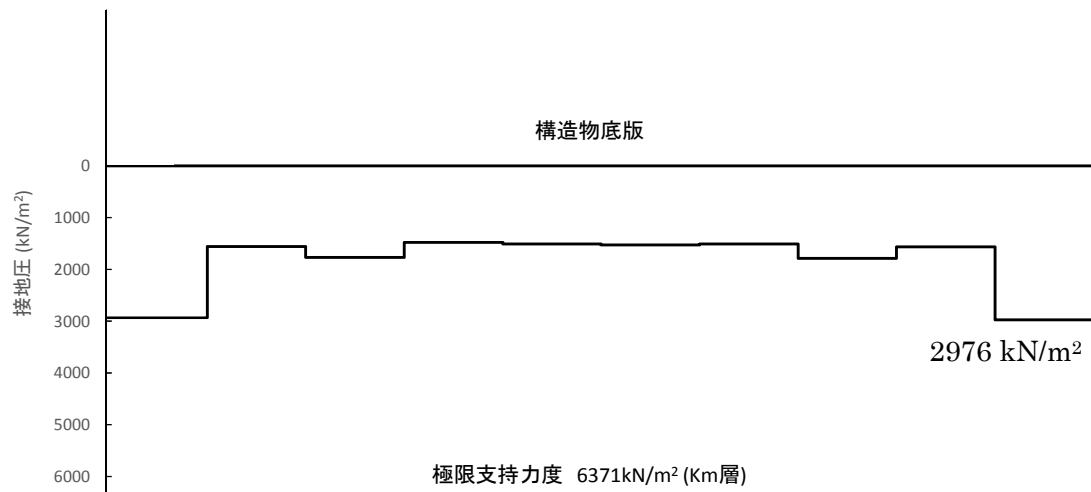


図 5.2-4 (9) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S_s-2 1，検討ケース①：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））

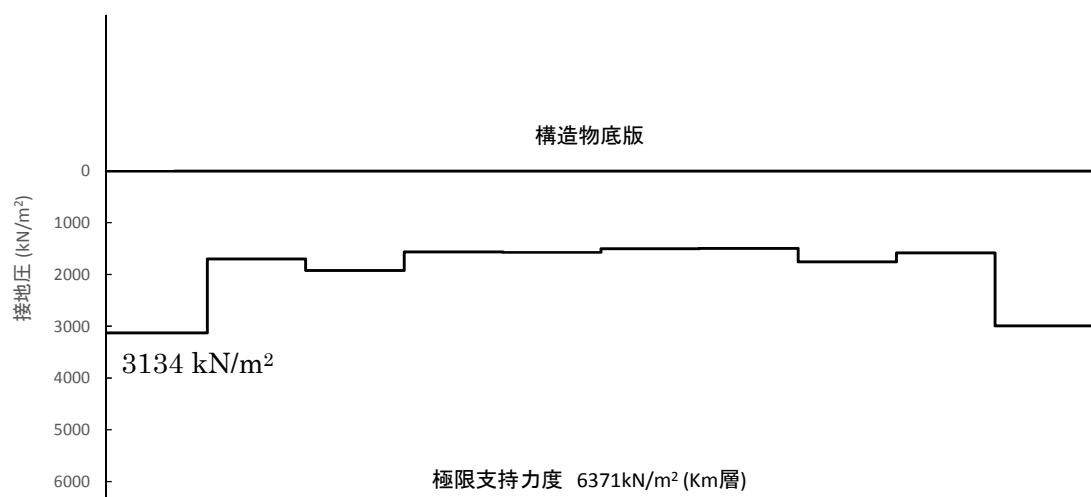


図 5.2-4 (10) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波：S_s-2 2，検討ケース①：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））

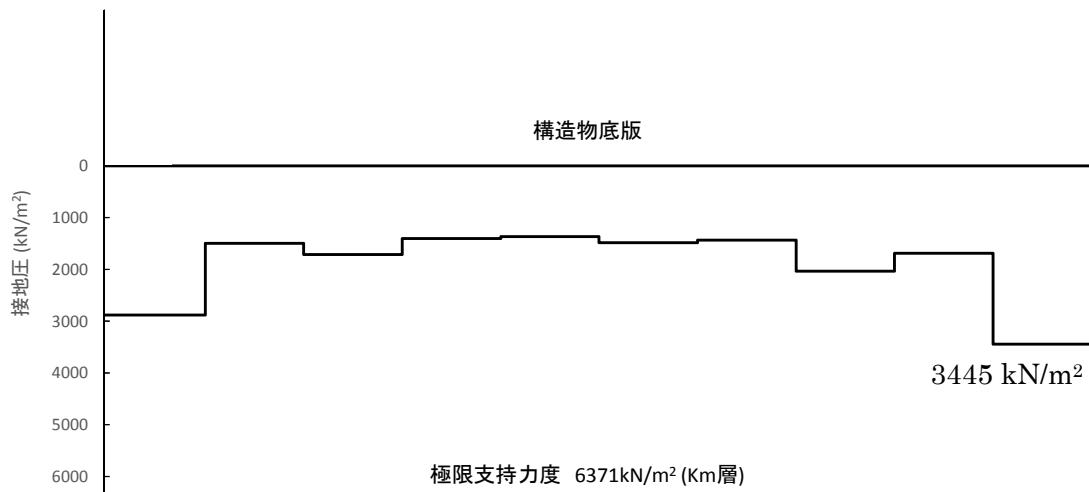


図 5.2-4 (11) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 31$ [H+, V+], 検討ケース①：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））

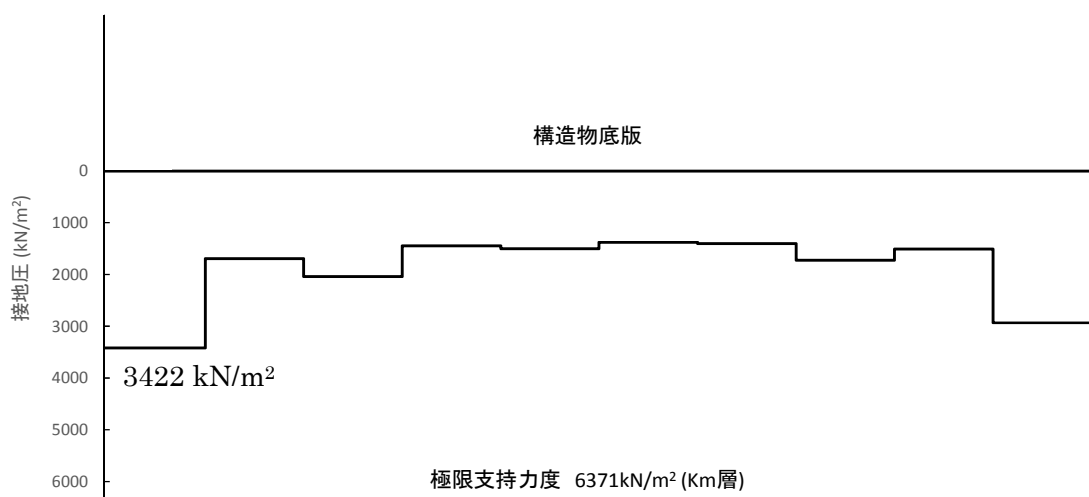


図 5.2-4 (12) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

（地震波： $S_s - 31$ [H-, V+], 検討ケース①：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））

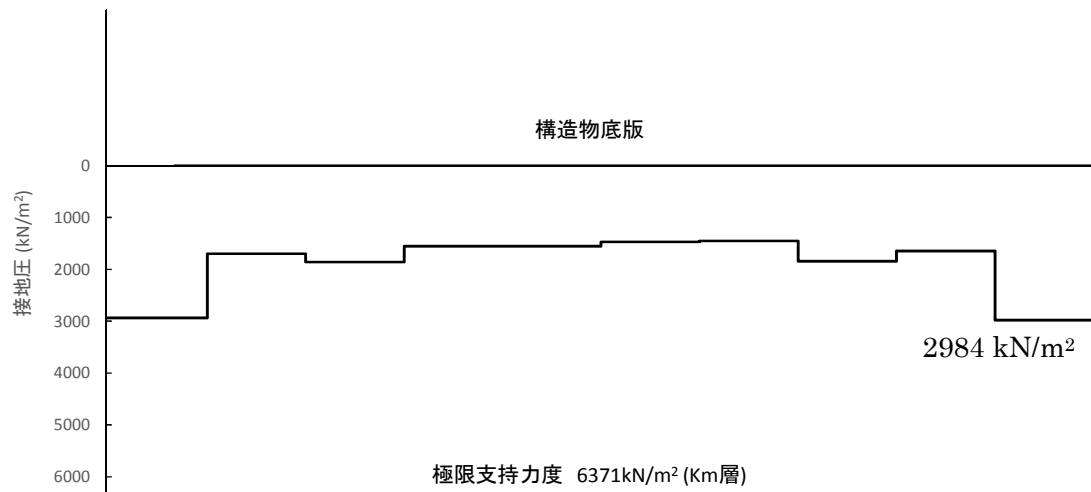


図 5.2-5 (1) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - D1$ [H+, V+], 検討ケース①：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））

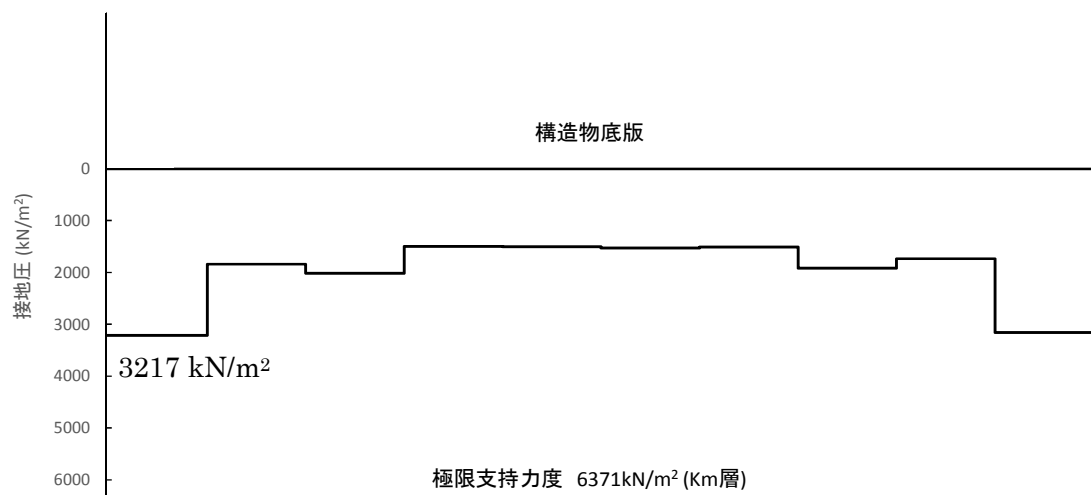


図 5.2-5 (2) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース①：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））

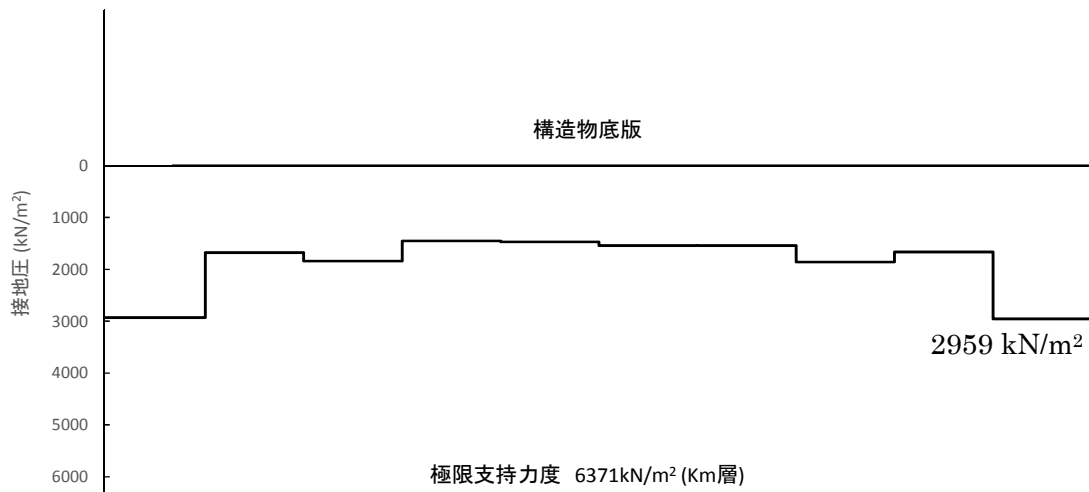


図 5.2-5 (3) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - D1$ [H-, V+], 検討ケース①：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））

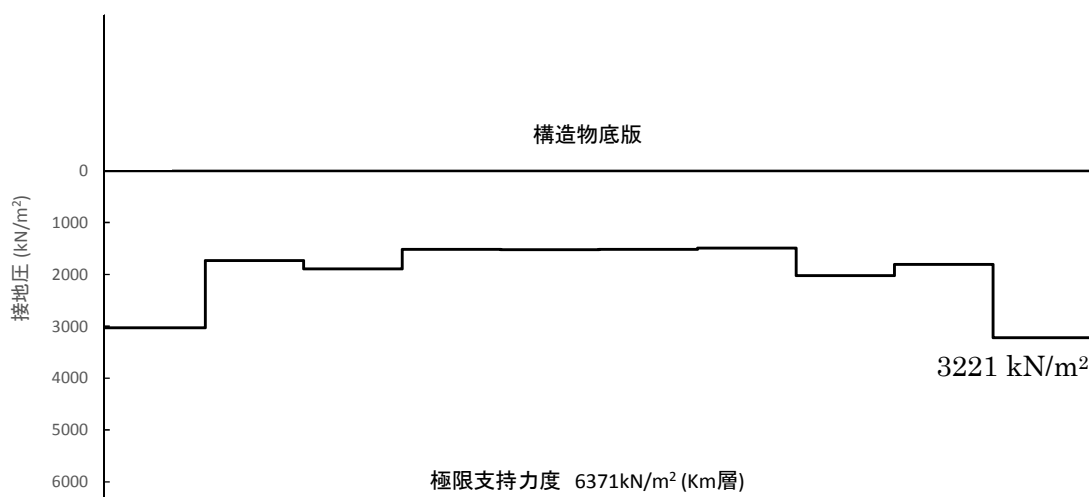


図 5.2-5 (4) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - D1$ [H-, V-], 検討ケース①：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））

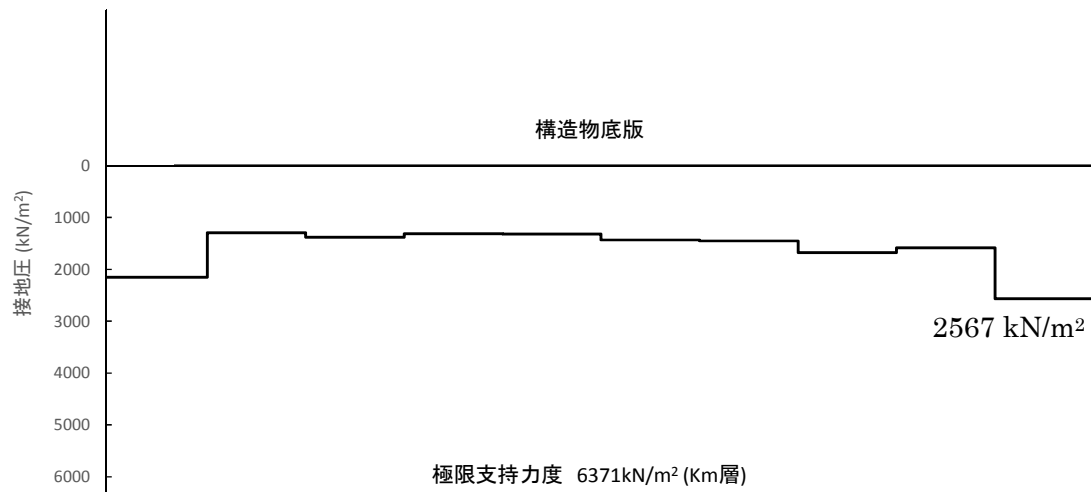


図 5.2-5 (5) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.1$ ，検討ケース①：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））

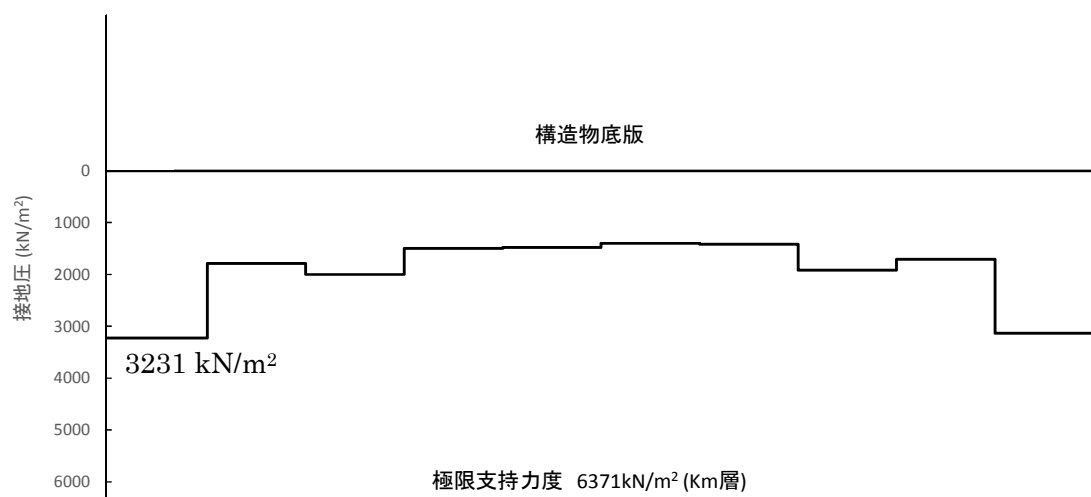


図 5.2-5 (6) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 1.2$ ，検討ケース①：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））

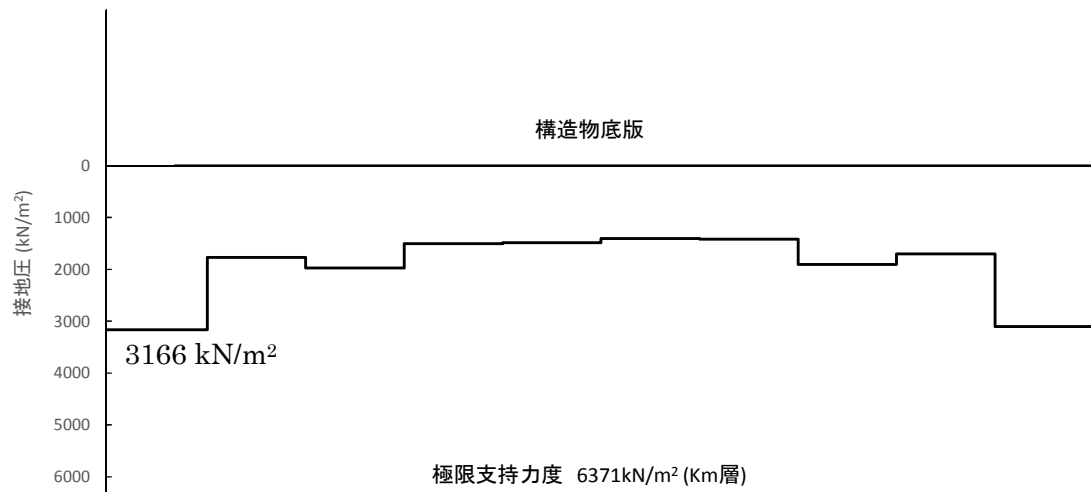


図 5.2-5 (7) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 13$ ，検討ケース①：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））

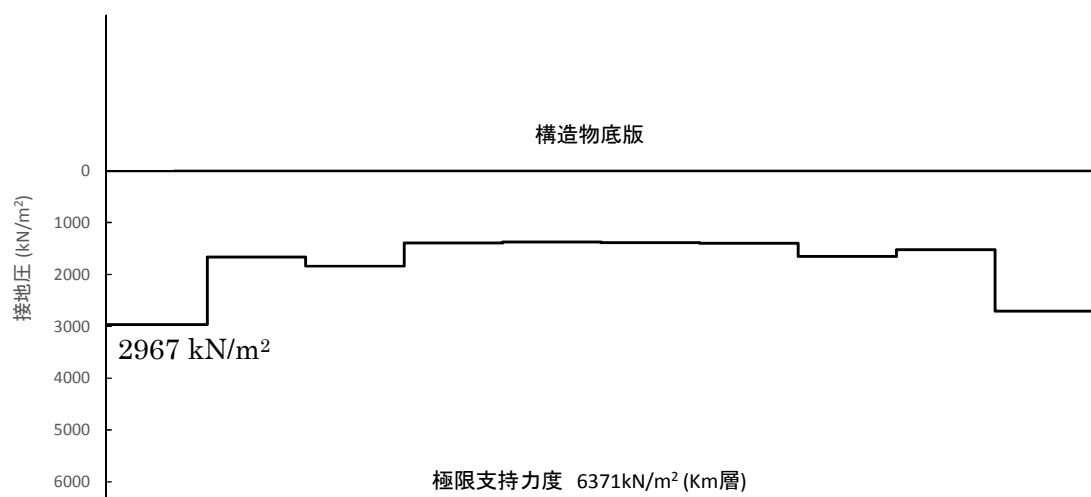


図 5.2-5 (8) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 14$ ，検討ケース①：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））

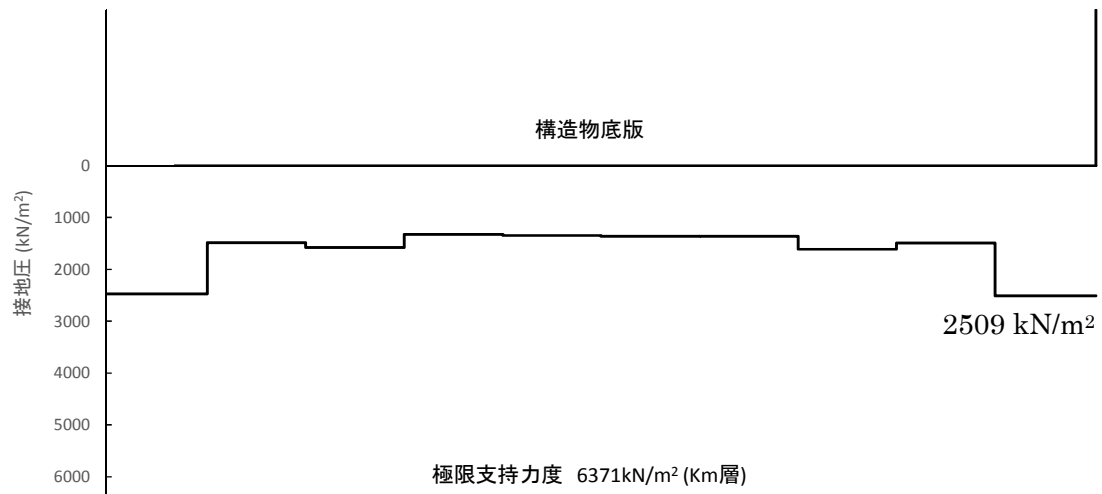


図 5.2-5 (9) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 21$ ，検討ケース①：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））

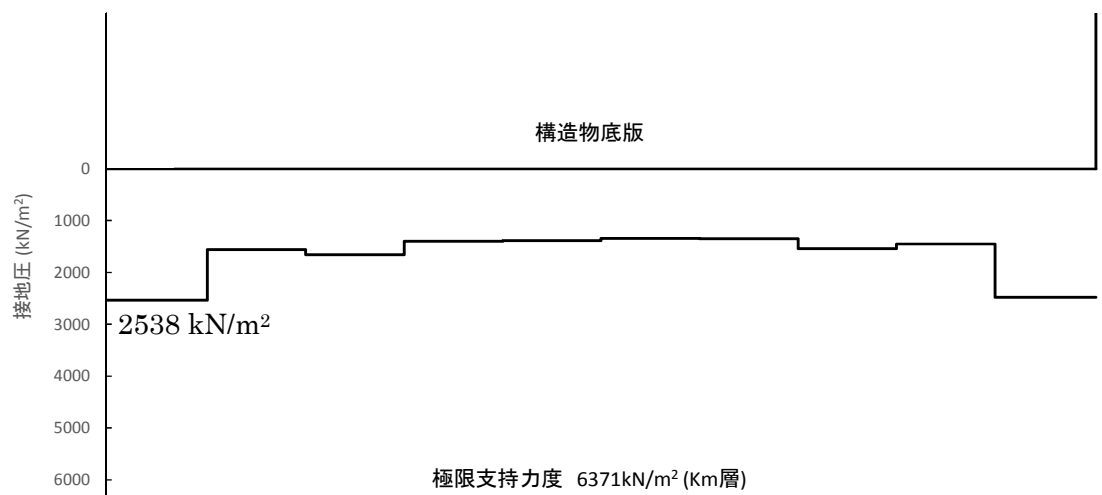


図 5.2-5 (10) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 22$ ，検討ケース①：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））

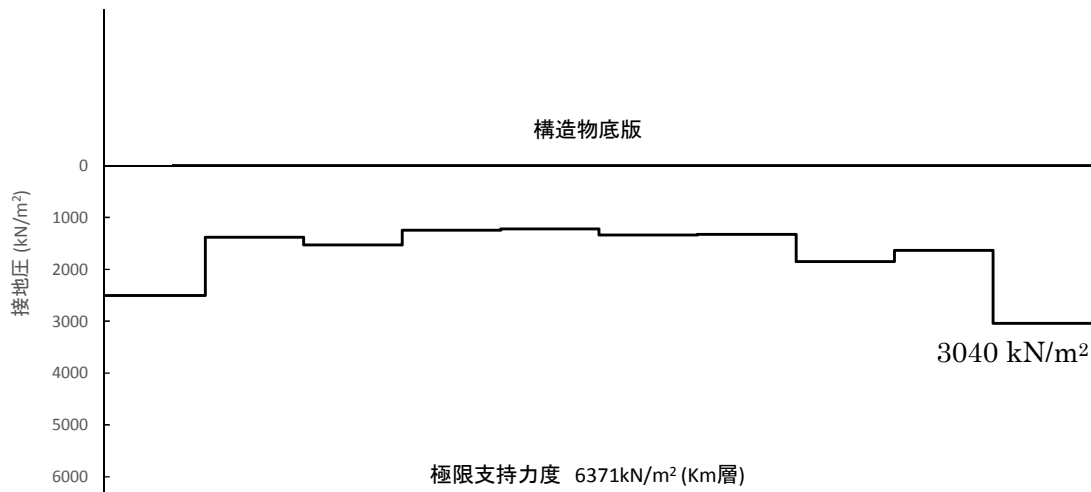


図 5.2-5 (11) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 31$ [H+, V+], 検討ケース①：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））

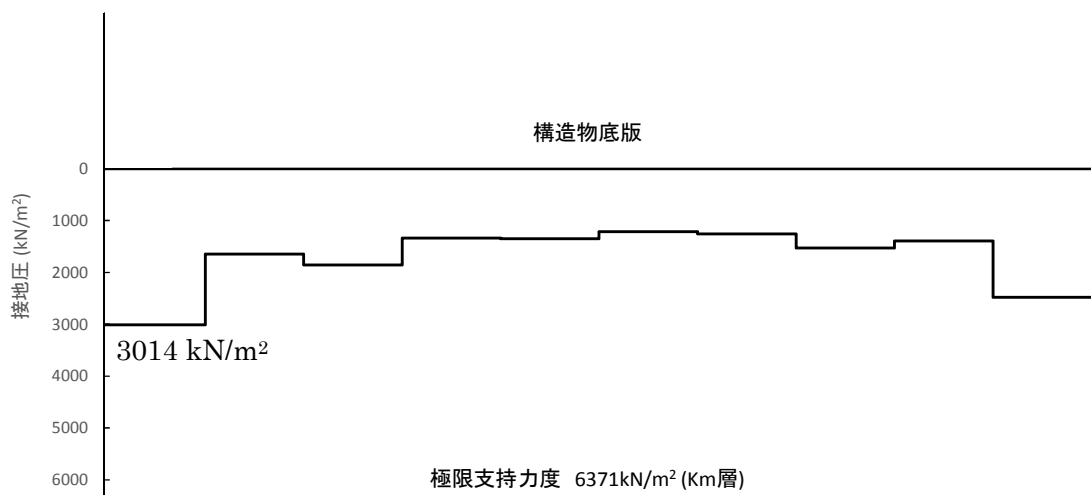


図 5.2-5 (12) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波： $S_s - 31$ [H-, V+], 検討ケース①：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））

5.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）について，基準地震動 S_s による地震力に対し，構造物に発生する曲げ軸力及びせん断力，並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，基準地震動 S_s による地震力に対して，要求機能を維持できる。

資料 1 耐震評価結果（バラつきケース）

5.2 での結果より，参考表－1 の通り地盤物性のバラつきを検討するケースを決定した。

参考表－1 地盤物性のバラつき検討ケース

	波形	位相	照査項目	照査部位
防潮壁横断方向	$S_s - D1$	H+, V-	支持力	基礎地盤
防潮壁縦断方向 (防潮壁部)	$S_s - D1$	H+, V-	基礎水平 せん断	地中連壁 基礎
防潮壁縦断方向 (ゲート部)	$S_s - D1$	H+, V-	基礎水平 せん断	地中連壁 基礎

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を参考表－2～参考表－4 に，鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を参考表－5～参考表－7 にそれぞれ示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

以上より，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の応答値は，許容限界以下であることを確認した。

参考表-2 コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

検討 ケース	地震波	地盤物性	評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s -D1	H+, V-	+1 σ 剛性 液状化考慮	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.23	0.825	-	-	0.278
			地中連銃壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	10213	28132	0.364
			地中連銃壁 基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.54	0.660	-	-	0.819
S _s -D1	H+, V-	-1 σ 剛性 液状化考慮	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.25	0.825	-	-	0.299
			地中連銃壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	9539	28132	0.340
			地中連銃壁 基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.53	0.660	-	-	0.804
S _s -D1	H+, V-	豊浦標準砂 液状化考慮	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.24	0.825	-	-	0.286
			地中連銃壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	10692	28132	0.381
			地中連銃壁 基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.57	0.660	-	-	0.865
S _s -D1	H+, V-	平均剛性 非液状化	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.27	0.825	-	-	0.323
			地中連銃壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	8793	28132	0.313
			地中連銃壁 基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.48	0.660	-	-	0.728
S _s -D1	H+, V-	+1 σ 剛性 非液状化	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.27	0.825	-	-	0.325
			地中連銃壁 基礎 (鉛直)	3	470	22960	22700	D51 @150	-	-	8695	28132	0.310
			地中連銃壁 基礎 (水平)	38,65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.48	0.660	-	-	0.728

注記 * : 評価位置は図 5.1-1 にて図示する。

参考表-3 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	地盤物性	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D1	H+, V-	+1σ 剛性 液化化考慮	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D51 @200	2.3	21.0	0.108
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	2.0	21.0	0.094
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	2.7	21.0	0.127
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	2.7	21.0	0.128
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	D22 @200	0.1	21.0	0.005
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.4	21.0	0.303
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	5.3	16.8	0.317
S _s -D1	H+, V-	-1σ 剛性 液化化考慮	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D51 @200	2.4	21.0	0.113
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	2.0	21.0	0.097
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	2.7	21.0	0.131
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	2.8	21.0	0.133
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	D22 @200	0.1	21.0	0.005
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.6	21.0	0.315
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.8	16.8	0.286
S _s -D1	H+, V-	豊浦標準砂 液化化考慮	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	2.0	21.0	0.096
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	2.1	21.0	0.102
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	2.9	21.0	0.139
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	3.0	21.0	0.144
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	D22 @200	0.1	21.0	0.005
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.2	21.0	0.295
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	5.6	16.8	0.336

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

参考表-3 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	地盤物性	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D 1	H+, V-	平均剛性 非液状化	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D51 @200	2.5	21.0	0.119
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	2.2	21.0	0.106
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	3.0	21.0	0.144
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	3.1	21.0	0.148
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D22 @200	0.1	21.0	0.005
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.7	21.0	0.320
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.8	16.8	0.286
S _s -D 1	H+, V-	+1 σ 剛性 非液状化	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D51 @200	2.5	21.0	0.120
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	2.2	21.0	0.107
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D38 @200	3.1	21.0	0.147
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	3.2	21.0	0.152
			放水路 底版	13	1000	4500	4300	D22 @200	0.1	21.0	0.005
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	6.8	21.0	0.323
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.7	16.8	0.281

注記 * : 評価位置は図 5.1-3 にて図示する。

参考表－４（１） コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波		評価位置		断面性状（mm）			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s －D 1	H＋， V－	＋ 1 σ 剛性 液状化考慮	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	2. 8	21. 0	0. 133
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	1. 9	21. 0	0. 091
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2. 2	21. 0	0. 107
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	3. 7	21. 0	0. 178
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	3. 6	21. 0	0. 174
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	2. 2	21. 0	0. 107
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1. 5	21. 0	0. 071
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1. 4	21. 0	0. 069
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1. 8	21. 0	0. 086
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1. 8	21. 0	0. 086
			放水路 底版	31	1000	4500	4300	D51 @200	0. 1	21. 0	0. 005
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	5. 9	21. 0	0. 283
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	5. 3	16. 8	0. 317
S _s －D 1	H＋， V－	－ 1 σ 剛性 液状化考慮	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	2. 9	21. 0	0. 140
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2. 0	21. 0	0. 097
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2. 3	21. 0	0. 112
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	3. 9	21. 0	0. 186
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	3. 8	21. 0	0. 182
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	2. 3	21. 0	0. 111
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1. 5	21. 0	0. 073
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1. 5	21. 0	0. 073
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	1. 9	21. 0	0. 092
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	1. 9	21. 0	0. 092
			放水路 底版	31	1000	4500	4300	D51 @200	0. 1	21. 0	0. 005
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6. 1	21. 0	0. 289
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4. 8	16. 8	0. 286

注記 ＊：評価位置は図 5. 1－5 にて図示する。

参考表－４（２） コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波		評価位置		断面性状（mm）			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s －D 1	H＋， V－	豊浦標準砂 液状化考慮	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	3. 2	21. 0	0. 155
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2. 2	21. 0	0. 105
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2. 6	21. 0	0. 123
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	4. 3	21. 0	0. 205
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	4. 2	21. 0	0. 201
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	2. 5	21. 0	0. 118
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1. 4	21. 0	0. 069
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1. 6	21. 0	0. 075
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	2. 1	21. 0	0. 099
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	2. 1	21. 0	0. 099
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D51 @200	0. 1	21. 0	0. 005
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6. 0	21. 0	0. 284
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	5. 5	16. 8	0. 328
S _s －D 1	H＋， V－	平均剛性 非液状化	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	3. 3	21. 0	0. 159
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2. 8	21. 0	0. 135
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2. 6	21. 0	0. 126
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	4. 4	21. 0	0. 211
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	4. 3	21. 0	0. 207
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	2. 6	21. 0	0. 124
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1. 4	21. 0	0. 067
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1. 7	21. 0	0. 080
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	2. 2	21. 0	0. 104
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	2. 2	21. 0	0. 104
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D51 @200	0. 1	21. 0	0. 005
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6. 2	21. 0	0. 295
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4. 6	16. 8	0. 277

注記 ＊：評価位置は図 5. 1－5 にて図示する。

参考表-4 (3) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波		評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s -D 1	H+, V-	+1σ 剛性 非液状化	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	3.3	21.0	0.159
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	2.8	21.0	0.136
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	2.6	21.0	0.126
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	4.4	21.0	0.211
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	4.3	21.0	0.207
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	2.6	21.0	0.124
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	1.4	21.0	0.068
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	1.7	21.0	0.080
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	2.2	21.0	0.105
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	2.2	21.0	0.104
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D51 @200	0.1	21.0	0.005
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	6.2	21.0	0.296
			地中連読 壁基礎 (水平)	37, 64	1000	2360	2051	D51 @150	4.5	16.8	0.270

注記 * : 評価位置は図 5.1-5 にて図示する。

参考表－5 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁横断方向）

検討 ケース	地震波	地盤物性	評価位置		断面性状（mm）			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s －D 1	H＋，V－	＋1σ 剛性 液状化考慮	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	55	435	0.127
			地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	31	435	0.072
			地中連読 壁基礎 （水平）	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	69	348	0.199
S _s －D 1	H＋，V－	－1σ 剛性 液状化考慮	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	60	435	0.138
			地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	33	435	0.076
			地中連読 壁基礎 （水平）	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	68	348	0.196
S _s －D 1	H＋，V－	豊浦標準砂 液状化考慮	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	59	435	0.137
			地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	57	435	0.133
			地中連読 壁基礎 （水平）	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	73	348	0.210
S _s －D 1	H＋，V－	平均剛性 非液状化	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	58	435	0.133
			地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	32	435	0.074
			地中連読 壁基礎 （水平）	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	61	348	0.177
S _s －D 1	H＋，V－	＋1σ 剛性 非液状化	防潮壁	1	1000	6500	6200	D51 @200	58	435	0.135
			地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @200	31	435	0.072
			地中連読 壁基礎 （水平）	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	62	348	0.177

注記 *：評価位置は図 5.1－1 にて図示する。

参考表－6 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	地盤物性	評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s －D 1	H＋， V－	＋ 1 σ 剛性 液化化考慮	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	64	294	0. 217
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	71	294	0. 243
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	14	294	0. 049
			放水路 右中壁	5	1000	2400	2200	D38 @200	13	294	0. 046
			放水路 底板	10	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0. 022
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	35	435	0. 081
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	83	348	0. 240
S _s －D 1	H＋， V－	－ 1 σ 剛性 液化化考慮	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	71	294	0. 242
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	76	294	0. 261
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	14	294	0. 049
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	34	294	0. 118
			放水路 底板	10	1000	4500	4300	D51 @200	7	294	0. 023
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	42	435	0. 096
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	79	348	0. 226
S _s －D 1	H＋， V－	豊浦標準砂 液化化考慮	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	73	294	0. 250
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	88	294	0. 300
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	14	294	0. 049
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	45	294	0. 155
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	D51 @200	7	294	0. 023
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	24	435	0. 055
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	89	348	0. 255

注記 ＊：評価位置は図 5. 1－3 にて図示する。

参考表－6（2） 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（防潮壁部））

検討 ケース	地震波	地盤物性	評価位置		断面性状（mm）			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s －D 1	H＋，V－	平均剛性 非液状化	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	67	294	0. 227
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	90	294	0. 308
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	14	294	0. 049
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	46	294	0. 157
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	D51 @200	7	294	0. 023
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	49	435	0. 113
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	75	348	0. 217
S _s －D 1	H＋，V－	＋1 σ 剛性 非液状化	放水路 左側壁	2	1000	2400	2200	D51 @200	72	294	0. 246
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D51 @200	94	294	0. 322
			放水路 左中壁	3	1000	2400	2200	D38 @200	14	294	0. 049
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D38 @200	50	294	0. 170
			放水路 底版	10	1000	4500	4300	D51 @200	7	294	0. 023
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @200	48	435	0. 111
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	74	348	0. 213

注記 ＊：評価位置は図 5. 1－3 にて図示する。

参考表－7（1） 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波		評価位置		断面性状（mm）			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s －D 1	H＋，V－	＋1σ 剛性 液化化考慮	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	125	294	0.427
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	65	294	0.222
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	82	294	0.278
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	113	294	0.386
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	103	294	0.352
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	118	294	0.404
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	40	294	0.136
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	42	294	0.144
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	27	294	0.092
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	21	294	0.073
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	D51 @200	6	294	0.022
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	41	435	0.094
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	83	348	0.240
S _s －D 1	H＋，V－	－1σ 剛性 液化化考慮	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	132	294	0.451
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	73	294	0.250
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	88	294	0.298
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	122	294	0.416
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	112	294	0.381
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	125	294	0.424
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	45	294	0.154
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	47	294	0.161
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	32	294	0.110
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	26	294	0.089
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	D51 @200	7	294	0.023
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	42	435	0.096
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	75	348	0.217

注記 ＊：評価位置は図 5.1－5 にて図示する。

参考表－7 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波		評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s －D 1	H＋, V－	豊浦標準砂 液状化考慮	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	147	294	0.499
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	81	294	0.277
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	102	294	0.346
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	141	294	0.481
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	130	294	0.442
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	132	294	0.451
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	43	294	0.147
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	52	294	0.178
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	39	294	0.134
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	32	294	0.108
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D51 @200	7	294	0.023
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	33	435	0.077
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	86	348	0.249
S _s －D 1	H＋, V－	平均剛性 非液状化	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	150	294	0.511
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	81	294	0.276
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	103	294	0.350
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	145	294	0.493
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	132	294	0.451
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	138	294	0.471
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	42	294	0.145
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	56	294	0.191
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	41	294	0.140
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	33	294	0.113
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	D51 @200	7	294	0.023
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	50	435	0.115
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	73	348	0.210

注記 ＊：評価位置は図 5.1－5 にて図示する。

参考表－7 (3) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

検討 ケース	地震波		評価位置		断面性状 (mm)			引張鉄筋	引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d				
S _s －D 1	H＋， V－	＋1 σ 剛性 非液状化	ゲート 頂版	6	1000	1000	800	D25, D32 @200	150	294	0. 512
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D32 @200	81	294	0. 277
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D32 @200	103	294	0. 350
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D25 @200	145	294	0. 493
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D25 @200	132	294	0. 451
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D38 @200	139	294	0. 473
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D51 @200	44	294	0. 149
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D51 @200	56	294	0. 192
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D38 @200	41	294	0. 138
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D38 @200	33	294	0. 113
			放水路 底版	30	1000	4500	4300	D51 @200	7	294	0. 023
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @200	51	435	0. 118
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D51 @150	71	348	0. 205

注記 * : 評価位置は図 5. 1－5 にて図示する。

(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を参考表－8～参考表－10 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（ $V_{c,a}$ ）と斜め引張鉄筋の許容せん断力（ $V_{s,a}$ ）を足し合わせた許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。なお、発生応力度及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の応答値は、許容限界以下であることを確認した。

参考表－8 せん断力に対する照査（防潮壁横断方向）

検討 ケース	地震波	地盤物性	評価位置		断面性状（mm）			せん断 補強鉄筋	照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s －D 1	H＋，V－	＋1 σ 剛性 液状化考慮	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.23	0.825	－	－	0.278
			地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @150	－	－	10213	34845	0.294
			地中連読 壁基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.54	0.660	－	－	0.819
S _s －D 1	H＋，V－	－1 σ 剛性 液状化考慮	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.25	0.825	－	－	0.299
			地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @150	－	－	9539	34845	0.274
			地中連読 壁基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.53	0.660	－	－	0.804
S _s －D 1	H＋，V－	豊浦標準砂 液状化考慮	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.24	0.825	－	－	0.286
			地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @150	－	－	10692	34845	0.307
			地中連読 壁基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.57	0.660	－	－	0.865
S _s －D 1	H＋，V－	平均剛性 非液状化	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.27	0.825	－	－	0.323
			地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @150	－	－	8793	34845	0.253
			地中連読 壁基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.48	0.660	－	－	0.728
S _s －D 1	H＋，V－	＋1 σ 剛性 非液状化	防潮壁	1	1000	6500	6200	D29 @400×400	0.27	0.825	－	－	0.325
			地中連読 壁基礎	3	470	22960	22700	D51 @150	－	－	8695	34845	0.250
			地中連読 壁基礎 (水平)	38, 65	1000	2360	2051	D38 @600×600	0.48	0.660	－	－	0.728

注記 ＊：評価位置は図 5.1－1 にて図示する。

参考表－9 (1) せん断力に対する照査 (防潮壁縦断方向・防潮壁部)

検討 ケース	地震波		評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm2)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm2)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 V_a (kN)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
$S_s - D1$	$H +, V -$	+ 1 σ 剛性 液状化考慮	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.46	0.825	-	-	0.552
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.46	0.825	-	-	0.555
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.44	0.825	-	-	0.538
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.44	0.825	-	-	0.535
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.043
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	10768	21444	0.503
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1592	1917	0.831
$S_s - D1$	$H +, V -$	- 1 σ 剛性 液状化考慮	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.47	0.825	-	-	0.568
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.46	0.825	-	-	0.557
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.46	0.825	-	-	0.560
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	-	-	0.550
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.043
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	9958	21444	0.465
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1501	1917	0.784
$S_s - D1$	$H +, V -$	豊浦標準砂 液状化考慮	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.49	0.825	-	-	0.593
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.46	0.825	-	-	0.557
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.49	0.825	-	-	0.596
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.48	0.825	-	-	0.587
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	-	-	0.044
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	-	-	11254	21444	0.525
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	-	-	1692	1917	0.883

注記 *：評価位置は図 5.1－3 にて図示する。

参考表－9 (2) せん断力に対する照査 (防潮壁縦断方向・防潮壁部)

検討 ケース	地震波		評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 V_a (kN)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s －D 1	H＋, V－	平均剛性 非液状化	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.51	0.825	－	－	0.622
			放水路 右側壁	7	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	－	－	0.551
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.51	0.825	－	－	0.617
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.50	0.825	－	－	0.607
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	－	－	0.044
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	－	－	8859	21444	0.414
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	－	－	1438	1917	0.750
S _s －D 1	H＋, V－	＋1 σ 剛性 非液状化	放水路 左側壁	1	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.52	0.825	－	－	0.634
			放水路 右側壁	8	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.45	0.825	－	－	0.543
			放水路 左中壁	4	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.52	0.825	－	－	0.631
			放水路 右中壁	6	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.51	0.825	－	－	0.622
			放水路 底板	13	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	－	－	0.044
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	16	410	20060	19800	D51 @150	－	－	8800	21444	0.411
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	－	－	1411	1917	0.737

注記 * : 評価位置は図 5.1－3 にて図示する。

参考表－10 (1) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向・放水路ゲート部）

検討 ケース	地震波		評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s －D 1	H＋，V－	＋1 σ 剛性 液状化考慮	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	0.23	0.825	－	－	0.285
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.16	0.825	－	－	0.198
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.15	0.825	－	－	0.182
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	－	－	0.216
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.18	0.825	－	－	0.215
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.29	0.825	－	－	0.354
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.34	0.825	－	－	0.415
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.31	0.825	－	－	0.371
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	－	－	0.363
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.30	0.825	－	－	0.363
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	－	－	0.044
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	－	－	9800	21444	0.457
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	－	－	1593	1917	0.831
S _s －D 1	H＋，V－	－1 σ 剛性 液状化考慮	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	0.24	0.825	－	－	0.291
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.17	0.825	－	－	0.207
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.15	0.825	－	－	0.186
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.19	0.825	－	－	0.226
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.19	0.825	－	－	0.226
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.30	0.825	－	－	0.369
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.36	0.825	－	－	0.434
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.33	0.825	－	－	0.401
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.32	0.825	－	－	0.385
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.32	0.825	－	－	0.385
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	－	－	0.044
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	－	－	9080	21444	0.424
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	－	－	1440	1917	0.752

注記 *：評価位置は図 5.1－5 にて図示する。

参考表－10 (2) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向・放水路ゲート部）

検討 ケース	地震波		評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s －D 1	H＋，V－	豊浦標準砂 液状化考慮	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	0.25	0.825	－	－	0.304
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.18	0.825	－	－	0.223
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.16	0.825	－	－	0.195
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.20	0.825	－	－	0.246
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.20	0.825	－	－	0.245
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.32	0.825	－	－	0.386
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.31	0.825	－	－	0.376
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.32	0.825	－	－	0.393
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.34	0.825	－	－	0.410
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.34	0.825	－	－	0.410
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	－	－	0.044
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 φ150	－	－	9803	21444	0.458
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 φ600×600	－	－	1651	1917	0.862
S _s －D 1	H＋，V－	平均剛性 非液状化	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	0.26	0.825	－	－	0.314
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.19	0.825	－	－	0.230
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.16	0.825	－	－	0.193
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.21	0.825	－	－	0.254
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.21	0.825	－	－	0.253
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.33	0.825	－	－	0.405
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.33	0.825	－	－	0.405
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.35	0.825	－	－	0.420
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.36	0.825	－	－	0.431
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.35	0.825	－	－	0.431
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	－	－	0.044
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 φ150	－	－	7892	21444	0.369
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 φ600×600	－	－	1391	1917	0.726

注記 *：評価位置は図 5.1－5 にて図示する。

参考表－10 (3) せん断力に対する照査（防潮壁縦断方向・放水路ゲート部）

検討 ケース	地震波		評価位置		断面性状 (mm)			せん断 補強鉄筋	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	せん断力 S (kN)	許容 せん断力 Va (kN)	照査値
					部材幅 b	部材高 h	有効高 d						
S _s －D 1	H＋，V－	＋1 σ 剛性 非液状化	ゲート 頂版	1	1000	1000	800	D19 @400×400	0.26	0.825	－	－	0.315
			ゲート 左側壁	8	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.19	0.825	－	－	0.230
			ゲート 右側壁	14	1000	1800	1600	D19 @400×400	0.16	0.825	－	－	0.192
			ゲート 左中壁	10	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.21	0.825	－	－	0.254
			ゲート 右中壁	12	1000	1200	1000	D19 @400×400	0.21	0.825	－	－	0.253
			放水路 頂版	15	1000	2500	2300	D19 @400×400	0.33	0.825	－	－	0.406
			放水路 左側壁	22	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.32	0.825	－	－	0.394
			放水路 右側壁	28	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.35	0.825	－	－	0.422
			放水路 左中壁	24	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.36	0.825	－	－	0.432
			放水路 右中壁	26	1000	2400	2200	D19 @400×400	0.36	0.825	－	－	0.432
			放水路 底版	33	1000	4500	4300	D19 @400×400	0.04	0.825	－	－	0.044
			地中連読 壁基礎 (鉛直)	36	410	20060	19800	D51 @150	－	－	7731	21444	0.361
			地中連読 壁基礎 (水平)	2, 8	1000	2360	2051	D38 @600×600	－	－	1356	1917	0.708

注記 *：評価位置は図 5.1－5 にて図示する。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

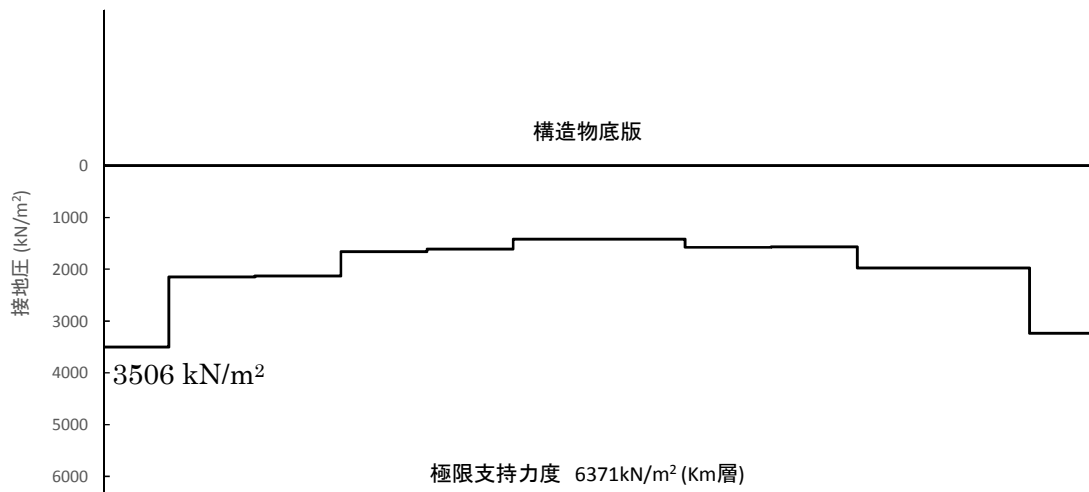
基礎地盤の支持性能に対する評価結果を参考表－11 に、接地圧分布図を参考図－1～参考図－3 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の最大接地圧は $S_s - D 1$ [H+, V-] , 平均剛性, 非液状化（② - ②断面方向）で 3820 kN/m^2 であり, 基礎地盤の極限支持力度 6371 kN/m^2 以下である。

以上のことから, 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基礎地盤は, 基準地震動 S_s に対し, 支持性能を有する。

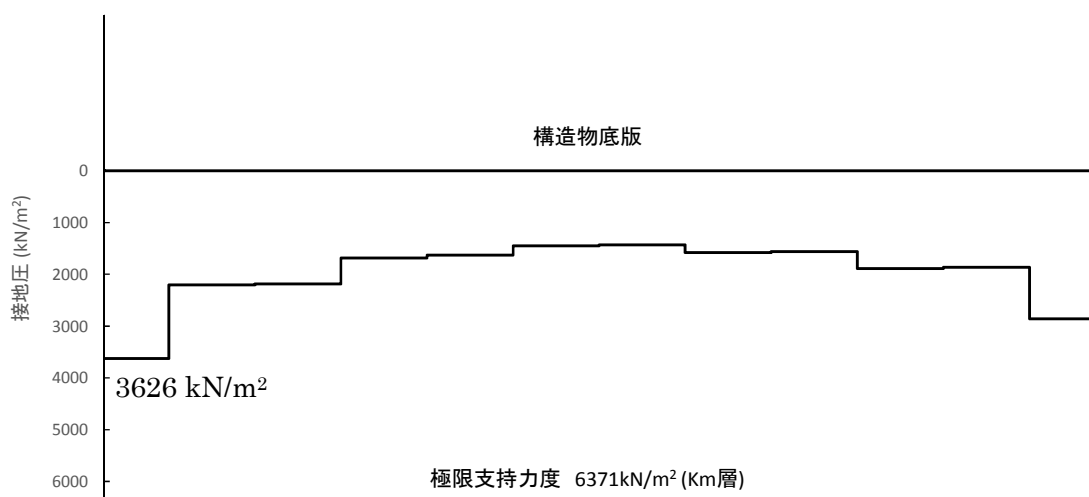
参考表－11 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

断面	基準地震動 位相	地盤物性	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
横断 方向 ①－① 断面	S _s －D 1 H＋, V－	＋ 1 σ 剛性 液状化考慮	3506	6371
		－ 1 σ 剛性 液状化考慮	3626	6371
		豊浦標準砂 液状化考慮	3676	6371
		平均剛性 非液状化	3575	6371
		＋ 1 σ 剛性 非液状化	3565	6371
縦断 方向 ②－② 断面	S _s －D 1 H＋, V－	＋ 1 σ 剛性 液状化考慮	3666	6371
		－ 1 σ 剛性 液状化考慮	3783	6371
		豊浦標準砂 液状化考慮	3798	6371
		平均剛性 非液状化	3820	6371
		＋ 1 σ 剛性 非液状化	3818	6371
縦断 方向 ③－③ 断面	S _s －D 1 H＋, V－	＋ 1 σ 剛性 液状化考慮	3192	6371
		－ 1 σ 剛性 液状化考慮	3321	6371
		豊浦標準砂 液状化考慮	3347	6371
		平均剛性 非液状化	3327	6371
		＋ 1 σ 剛性 非液状化	3360	6371



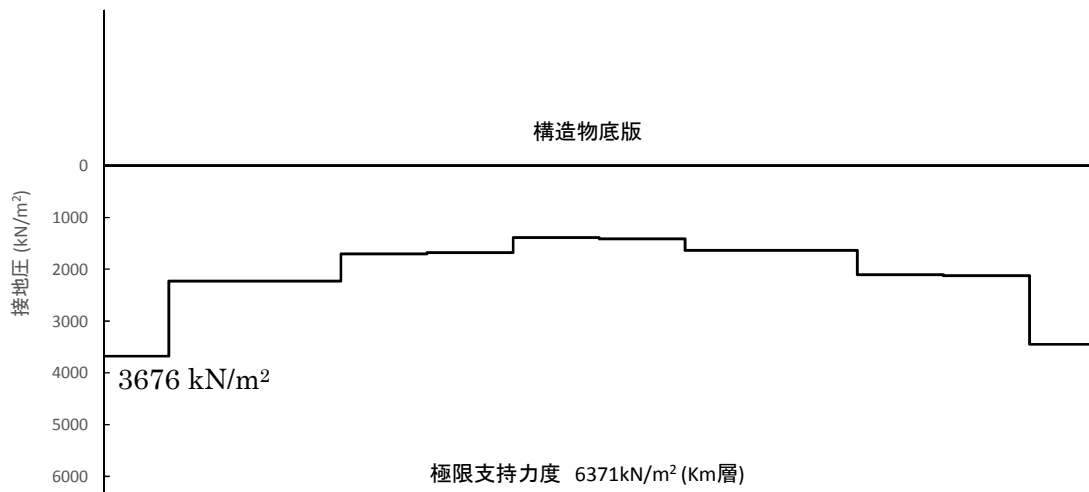
参考図－1 (1) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）

（地震波：S_s－D 1〔H＋，V－〕，検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）



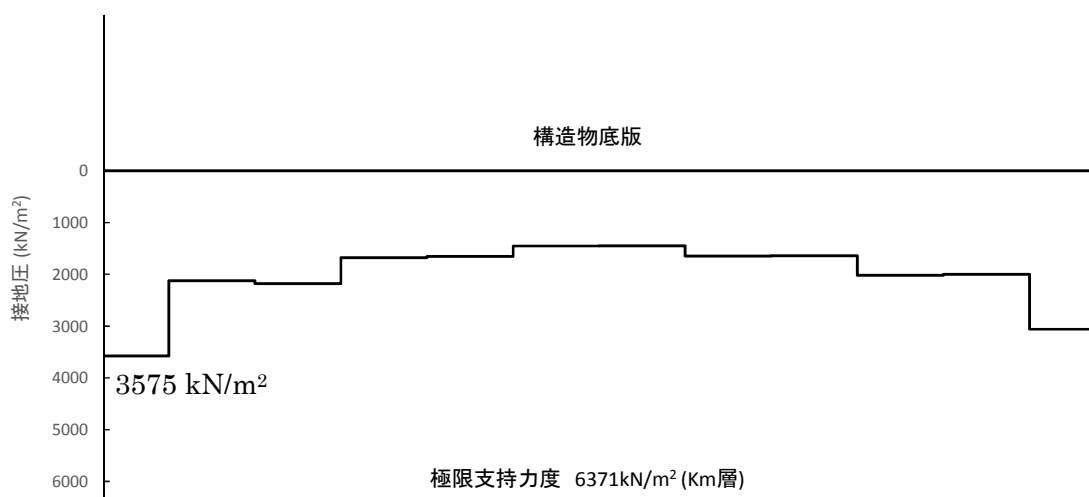
参考図－1 (2) 接地圧分布図（防潮壁横断方向）

（地震波：S_s－D 1〔H＋，V－〕，検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）



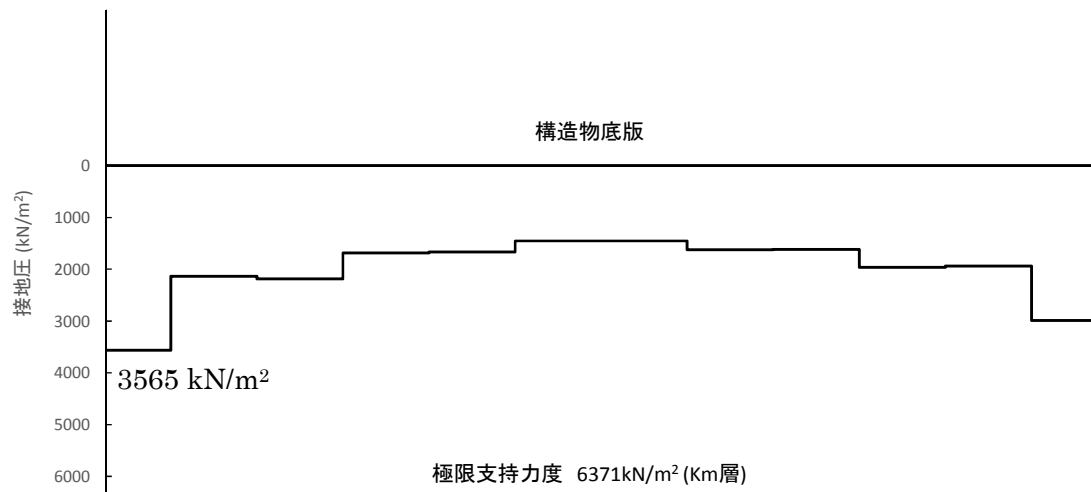
参考図－1 (3) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波：S_s－D 1〔H＋，V－〕，検討ケース④：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解析ケース)



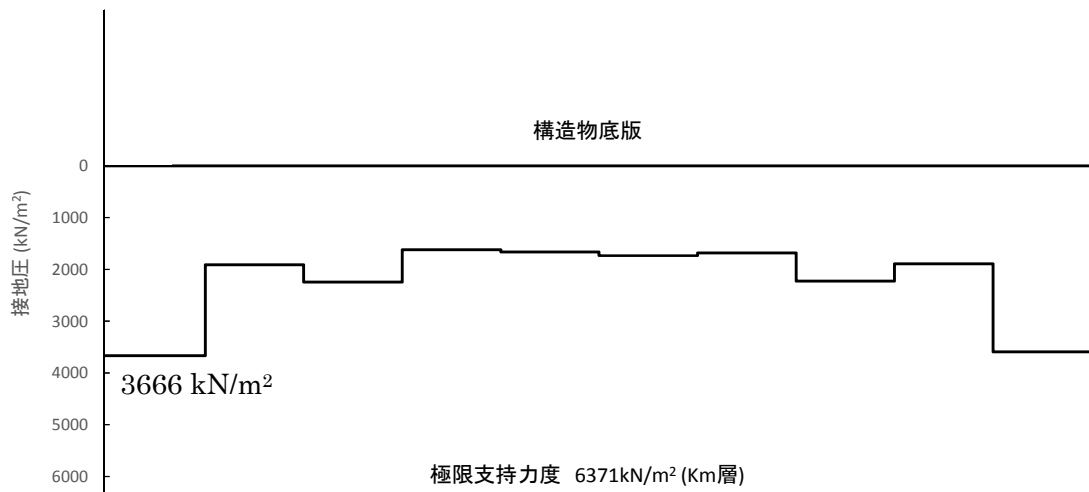
参考図－1 (4) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波：S_s－D 1〔H＋，V－〕，検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



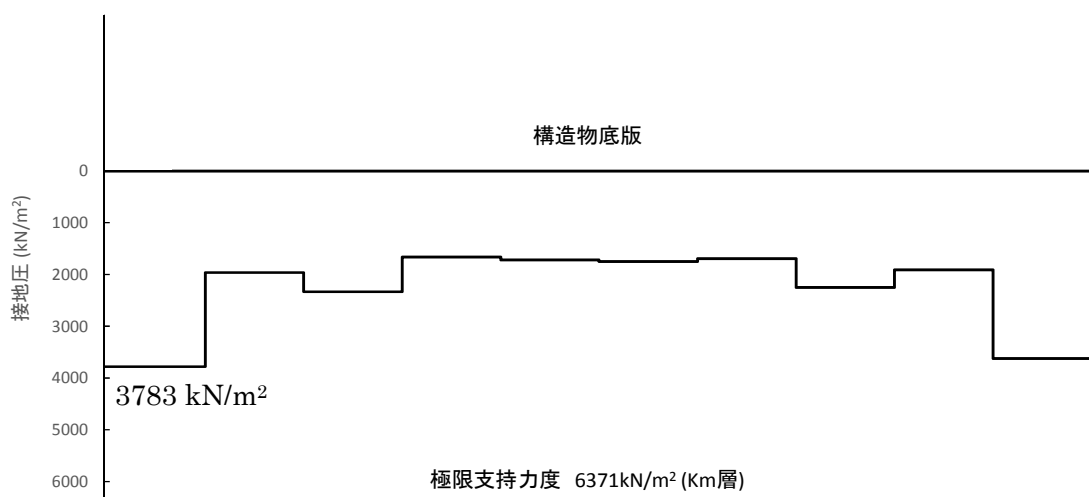
参考図－1 (5) 接地圧分布図 (防潮壁横断方向)

(地震波：S_s－D 1 [H＋，V－]，検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)



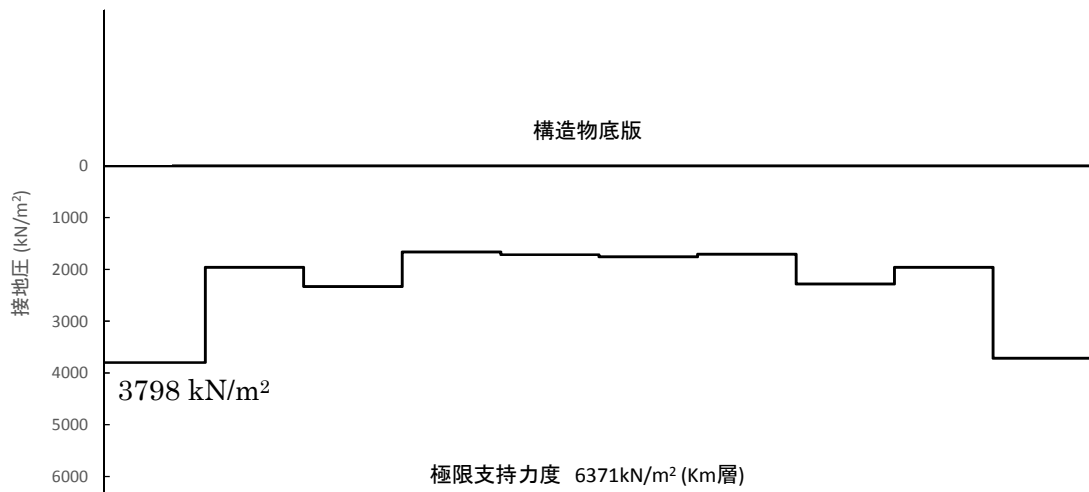
参考図-2 (1) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波: $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)



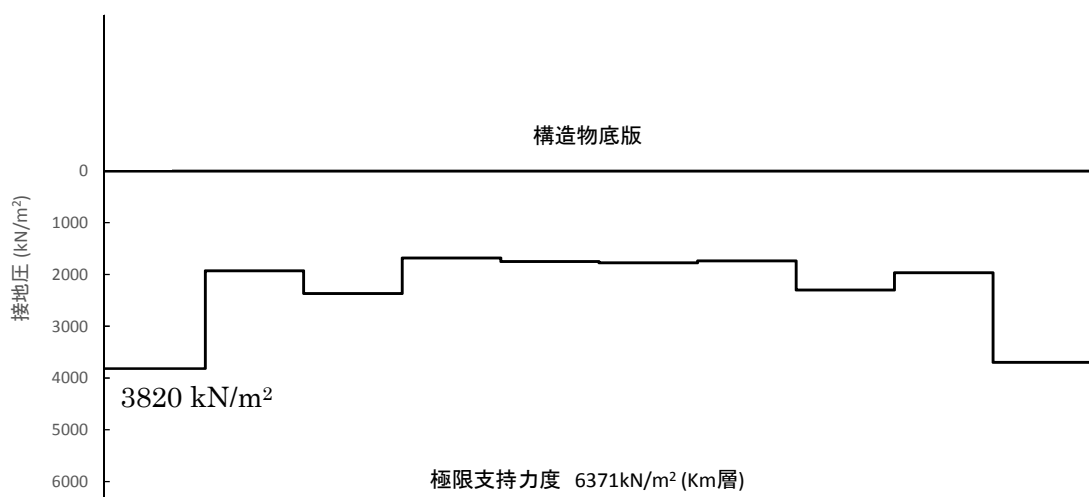
参考図-2 (2) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波: $S_s - D1$ [H+, V-], 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)



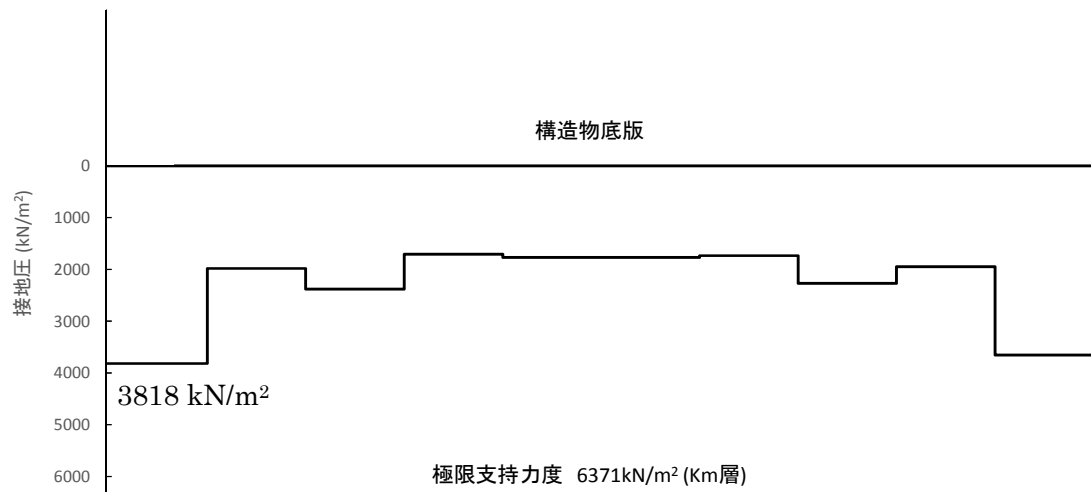
参考図-2 (3) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波：S_s-D 1 [H+, V-]，検討ケース④：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解析ケース)



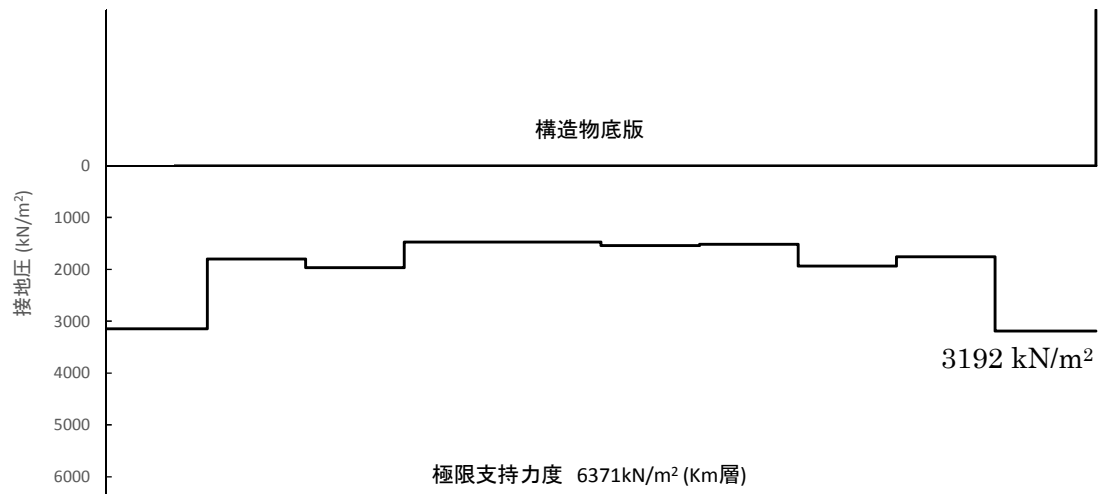
参考図-2 (4) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波：S_s-D 1 [H+, V-]，検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)



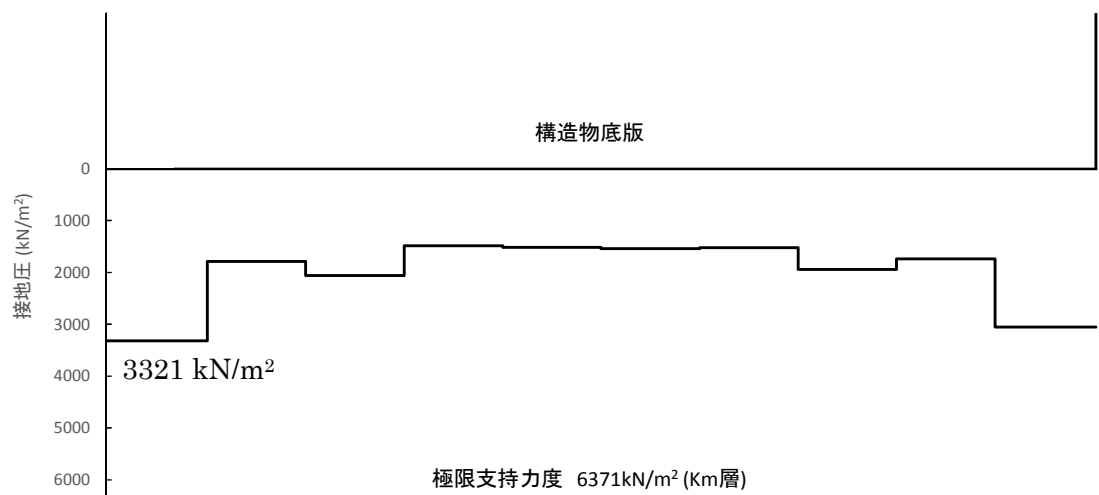
参考図－2 (5) 接地圧分布図 (防潮壁縦断方向 (防潮壁部))

(地震波：S_s－D 1 [H＋, V－]，検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース)



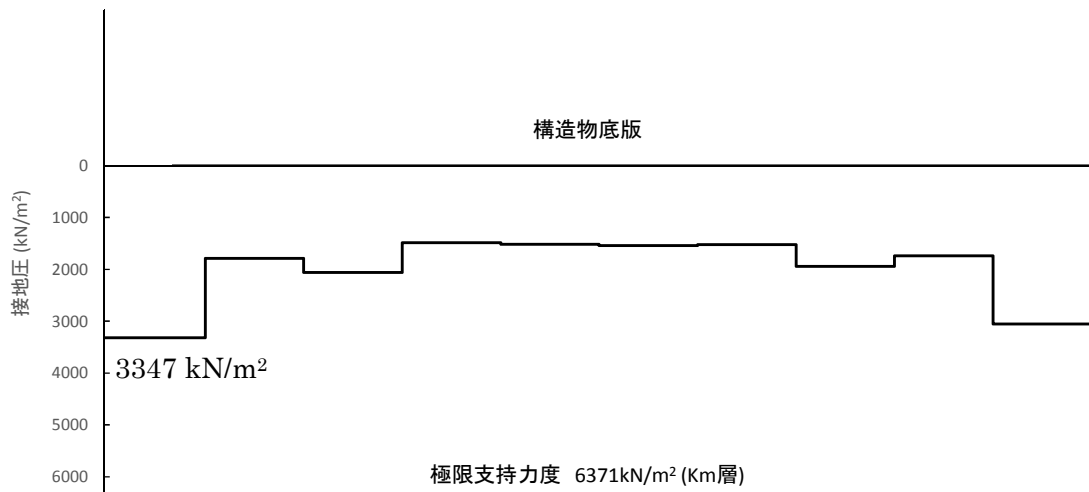
参考図－3 (1) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波：S_s－D 1〔H＋，V－〕，検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）した解析ケース）



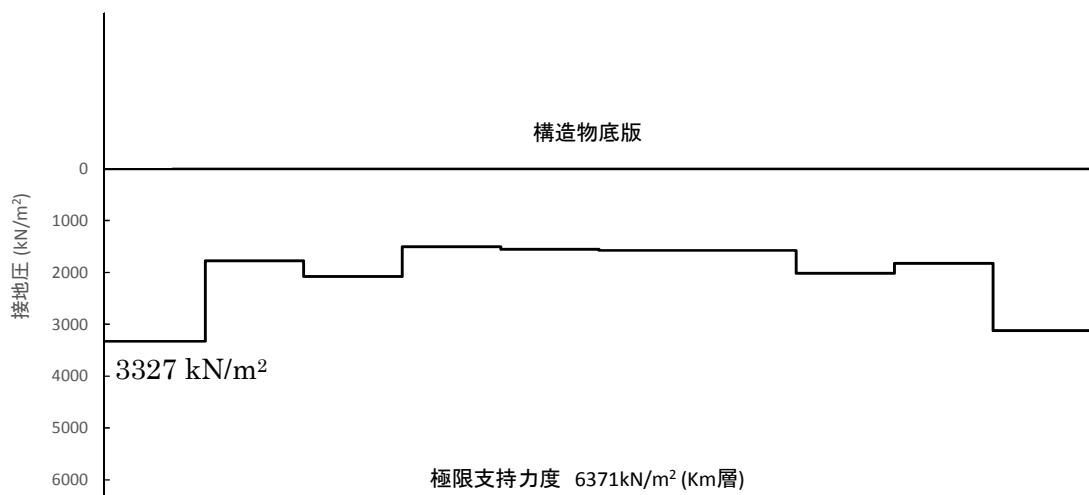
参考図－3 (2) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波：S_s－D 1〔H＋，V－〕，検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（－1σ）した解析ケース）



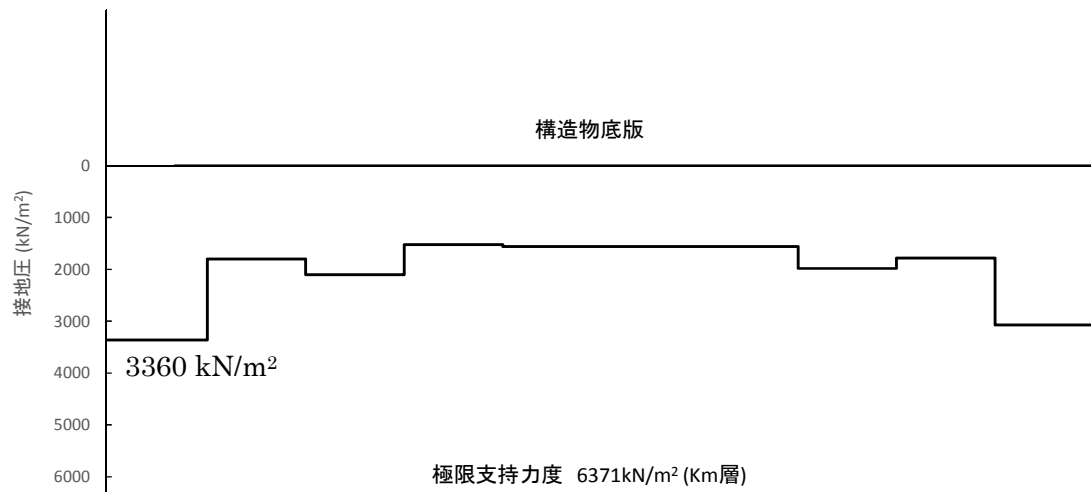
参考図－3 (3) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波：S_s－D 1〔H＋，V－〕，検討ケース④：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解析ケース）



参考図－3 (4) 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波：S_s－D 1〔H＋，V－〕，検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）



参考図－3（5） 接地圧分布図（防潮壁縦断方向（放水路ゲート部））

（地震波：S_s－D 1〔H＋，V－〕，解析ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（＋1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース）

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参考資料

1. 減衰の設定について

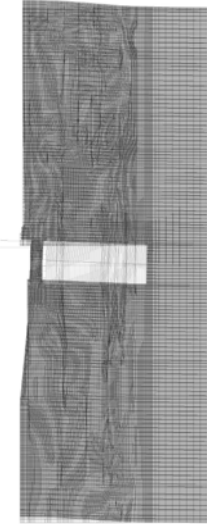
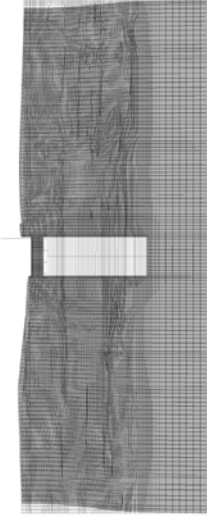
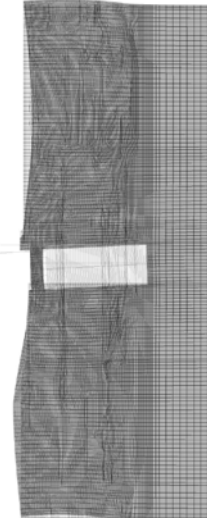
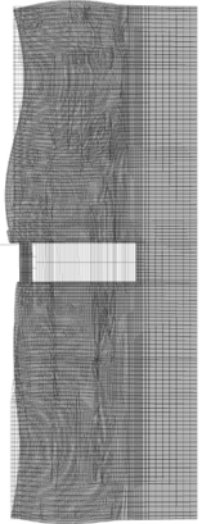
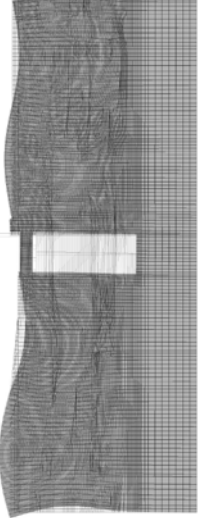
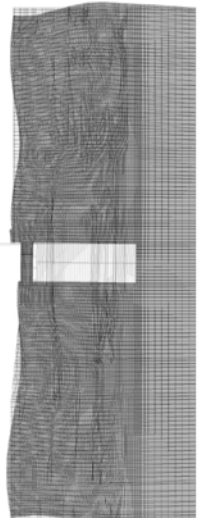
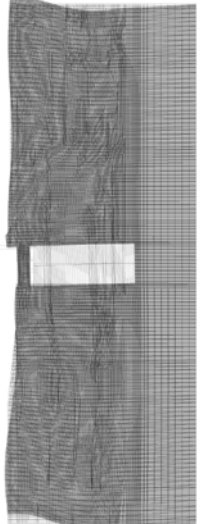
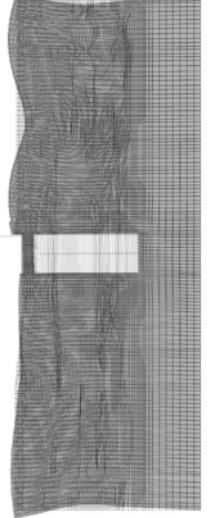
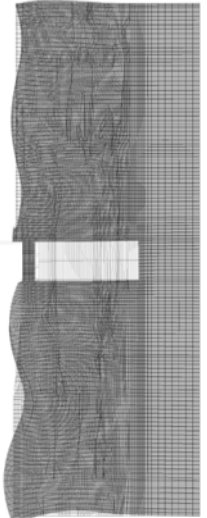
地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ とする剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 6.3.1-1～図 6.3.1-4 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 6.3.1-5 に示す。

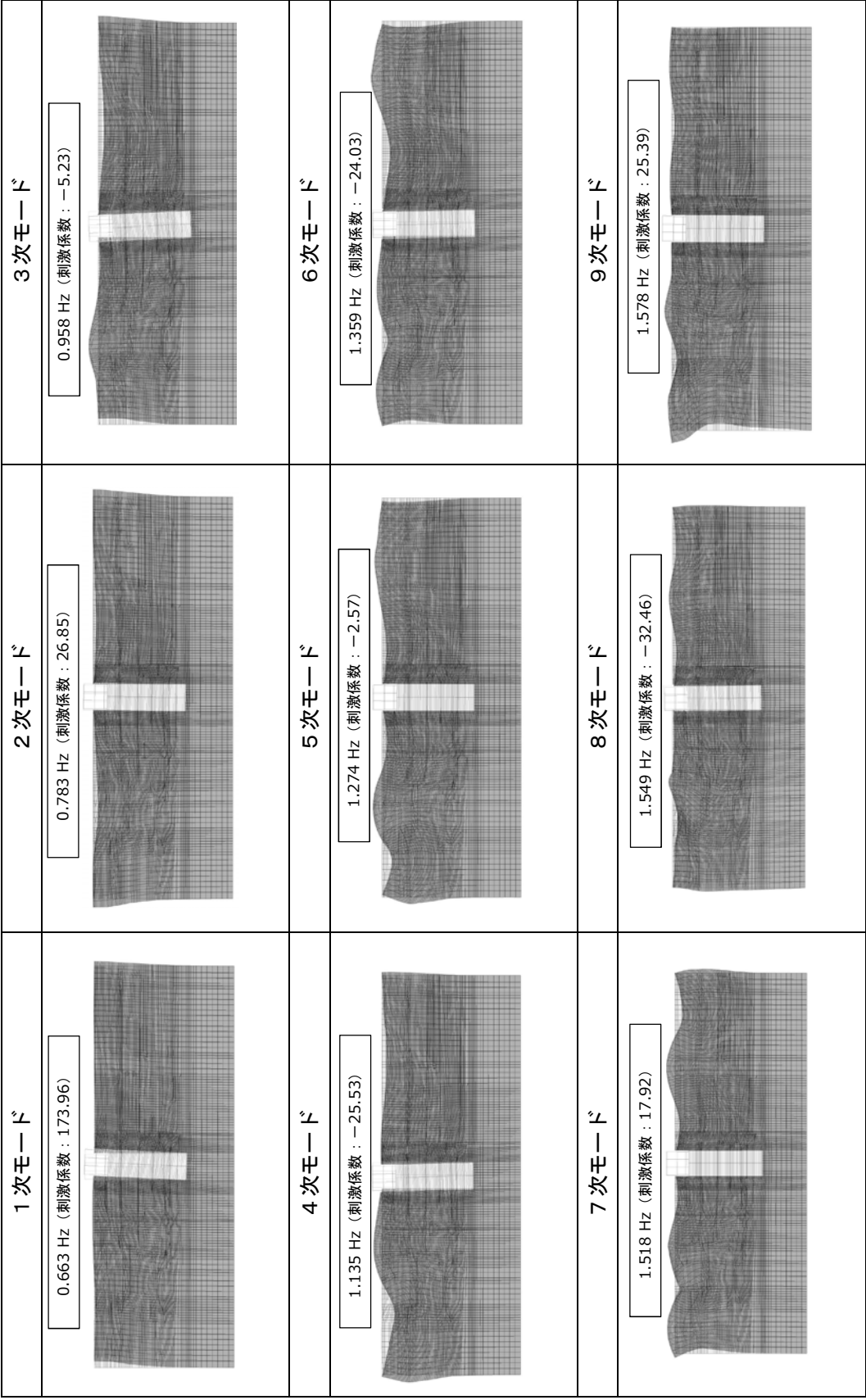
1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1 %（解析における減衰は、ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートについては 5 %（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

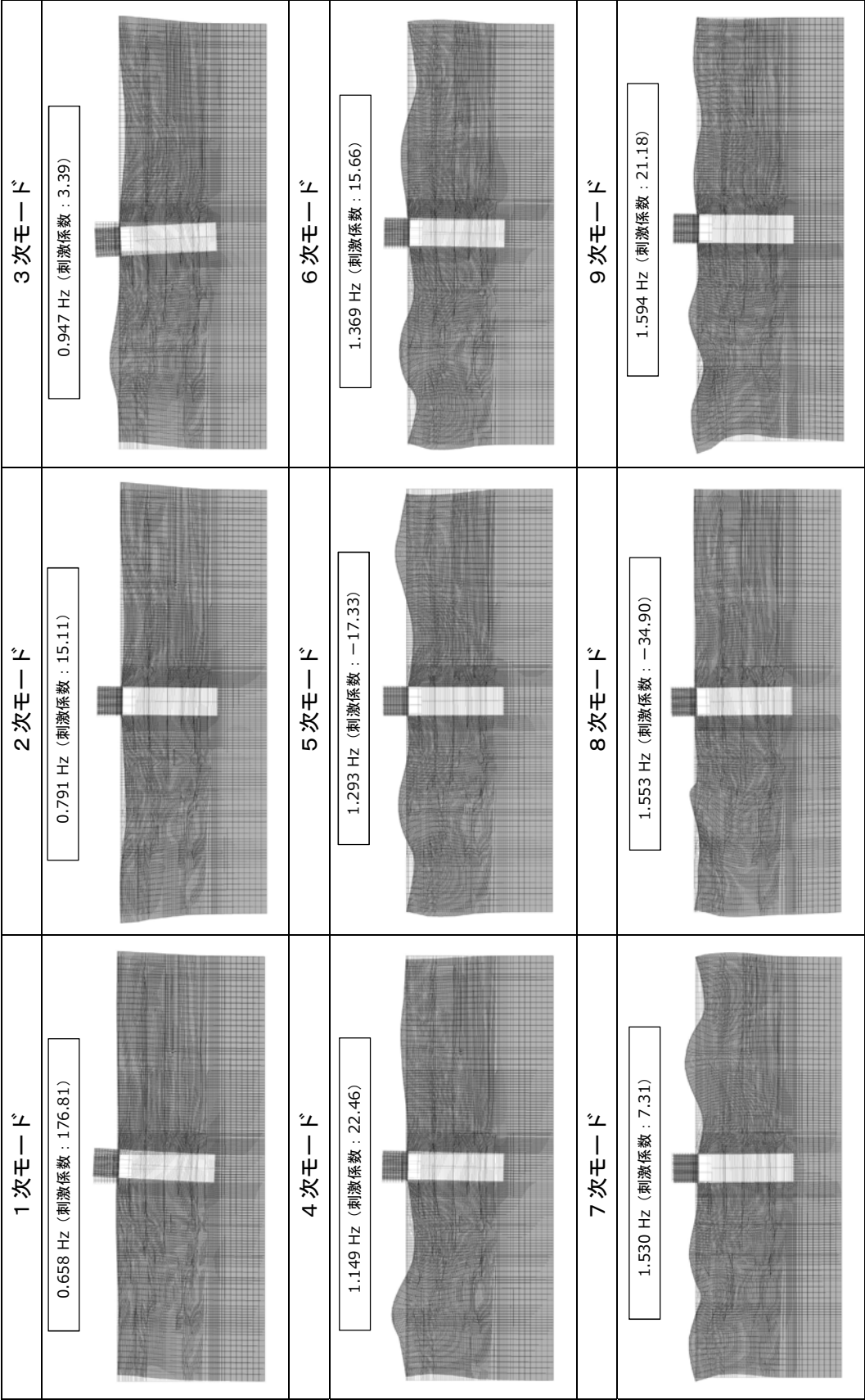
1 次モード	2 次モード	3 次モード
<div>0.735Hz (刺激係数 : 185.92)</div> 	<div>0.938 Hz (刺激係数 : 20.50)</div> 	<div>1.238 Hz (刺激係数 : -18.01)</div> 
4 次モード	5 次モード	6 次モード
<div>1.477 Hz (刺激係数 : 10.53)</div> 	<div>1.588 Hz (刺激係数 : 10.50)</div> 	<div>1.783 Hz (刺激係数 : 17.37)</div> 
7 次モード	8 次モード	9 次モード
<div>1.838 Hz (刺激係数 : -60.05)</div> 	<div>1.846 Hz (刺激係数 : 23.73)</div> 	<div>1.965Hz (刺激係数 : 5.93)</div> 

(a) 防潮壁横断方向
 図 6.3.1-1 (1) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果 (検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)



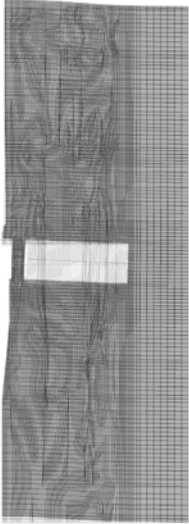
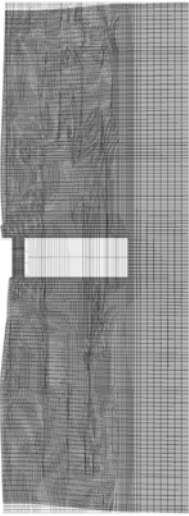

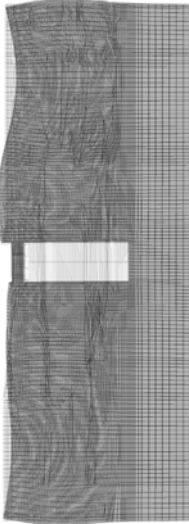
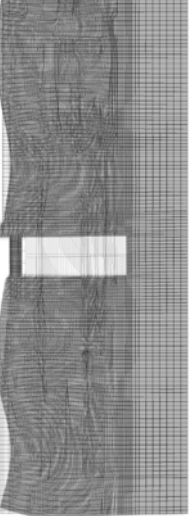
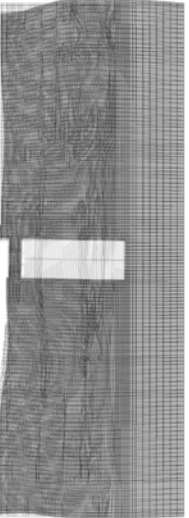
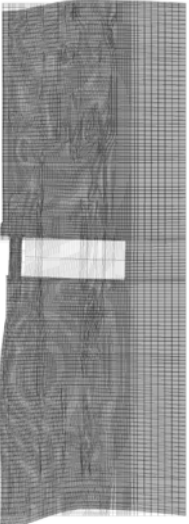
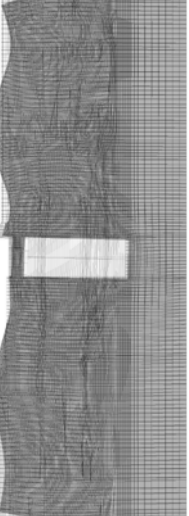
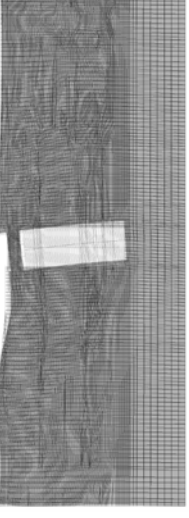
(b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

図 6.3.1-1 (2) 防潮壁 (放水エリア) の固有値解析結果 (検討ケース① : 原地盤に基づき液状化強度特性を用いた解析ケース)

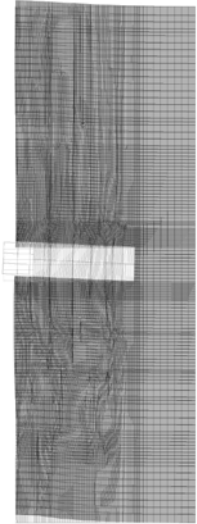
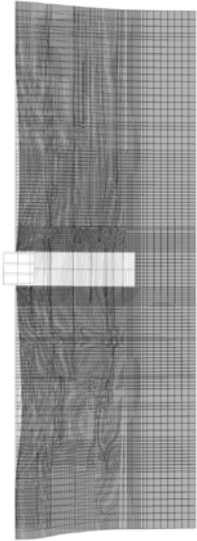
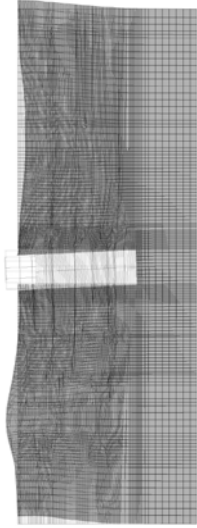
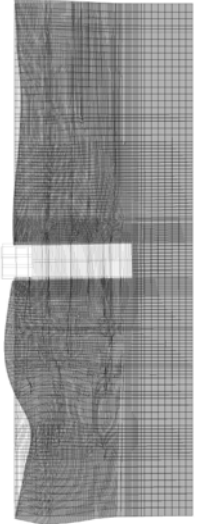
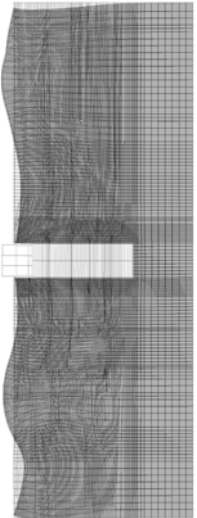
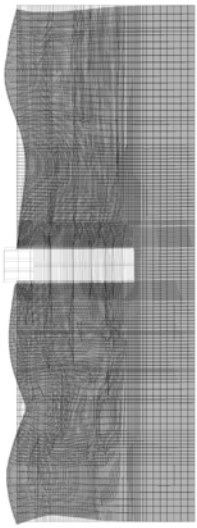
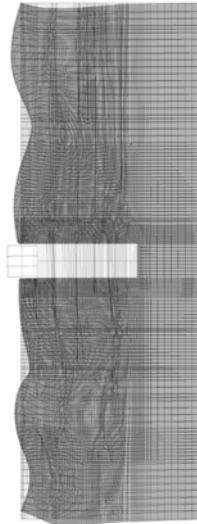
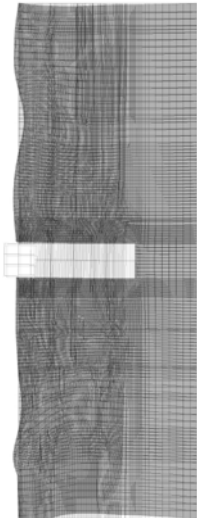
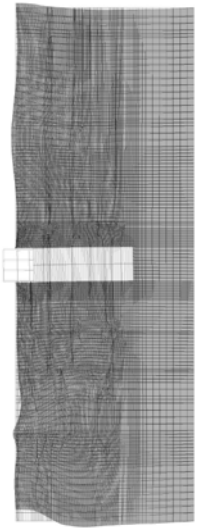


(c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

図 6.3.1-1 (3) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果 (検討ケース① : 原地盤に基づき液状化強度特性を用いた解析ケース)

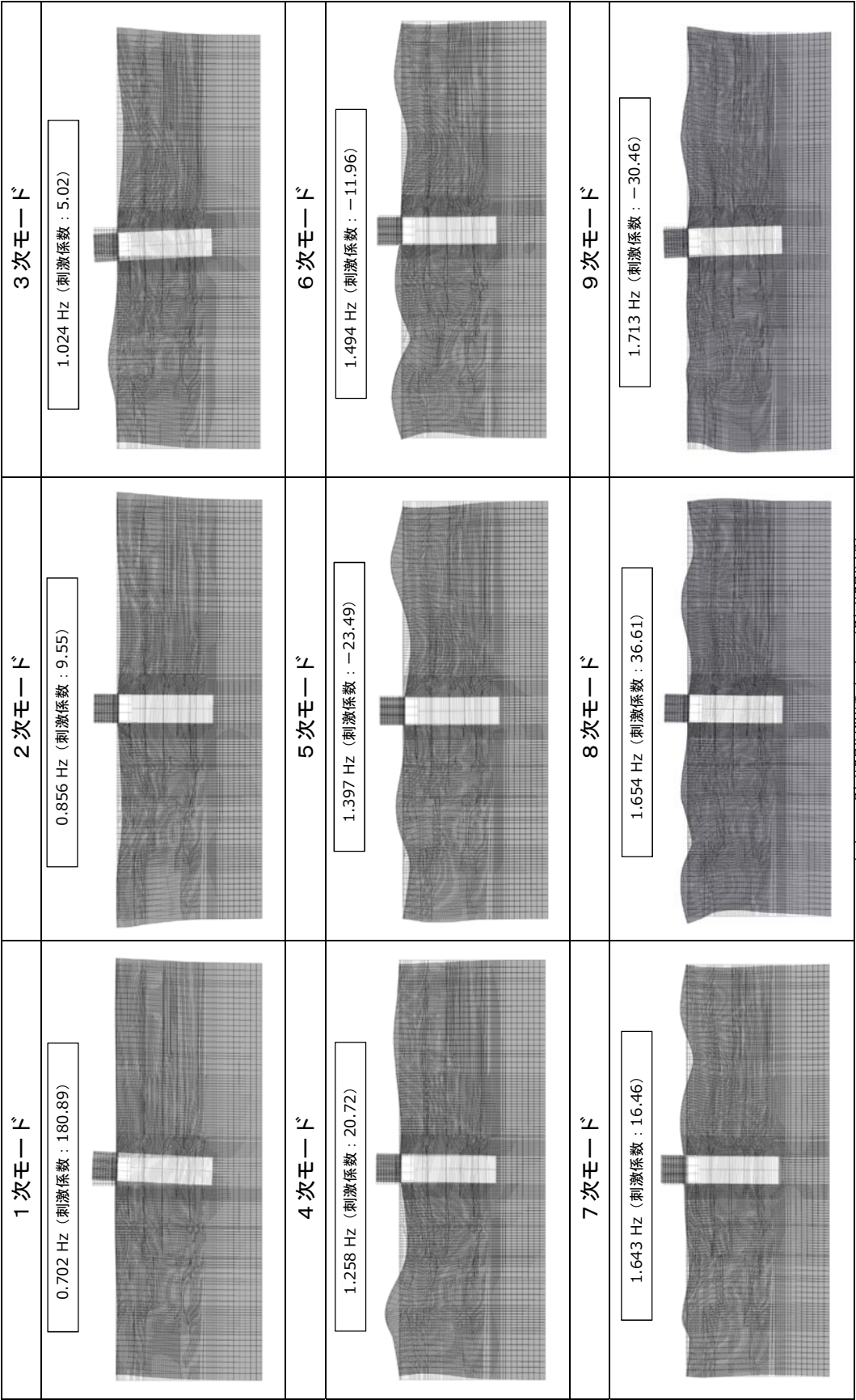
1 次モード	2 次モード	3 次モード
<div>0.781 Hz (刺激係数 : 190.20)</div> 	<div>1.017 Hz (刺激係数 : 18.95)</div> 	<div>1.339 Hz (刺激係数 : 15.30)</div> 
4 次モード	5 次モード	6 次モード
<div>1.603 Hz (刺激係数 : 11.40)</div> 	<div>1.729 Hz (刺激係数 : -11.77)</div> 	<div>1.890 Hz (刺激係数 : 11.60)</div> 
7 次モード	8 次モード	9 次モード
<div>1.934 Hz (刺激係数 : 55.97)</div> 	<div>1.990 Hz (刺激係数 : -23.14)</div> 	<div>2.085 Hz (刺激係数 : 81.66)</div> 

(a) 防潮壁横断方向
 図 6.3.1-2 (1) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮、 $+1\sigma$) した解析ケース)

1 次モード	2 次モード	3 次モード
<div>0.710 Hz (刺激係数 : 178.91)</div> 	<div>0.849 Hz (刺激係数 : 19.12)</div> 	<div>1.036 Hz (刺激係数 : -4.73)</div> 
4 次モード	5 次モード	6 次モード
<div>1.244 Hz (刺激係数 : -23.55)</div> 	<div>1.388 Hz (刺激係数 : -12.40)</div> 	<div>1.470 Hz (刺激係数 : -23.40)</div> 
7 次モード	8 次モード	9 次モード
<div>1.641 Hz (刺激係数 : -25.41)</div> 	<div>1.645 Hz (刺激係数 : 36.52)</div> 	<div>1.698 Hz (刺激係数 : -24.78)</div> 

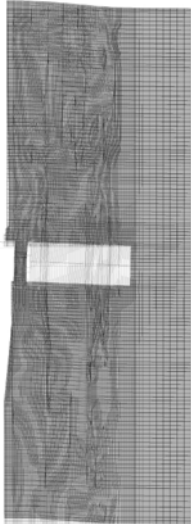
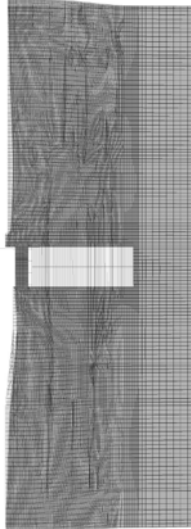
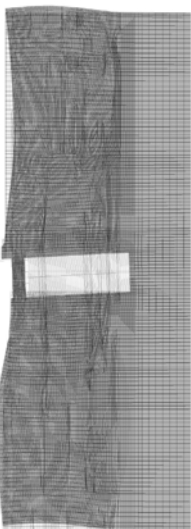
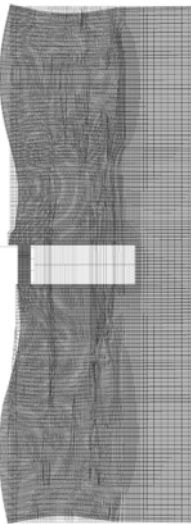
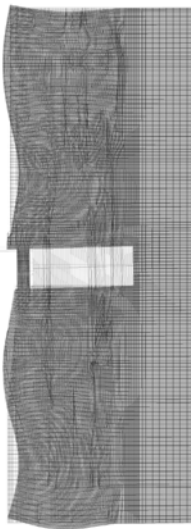
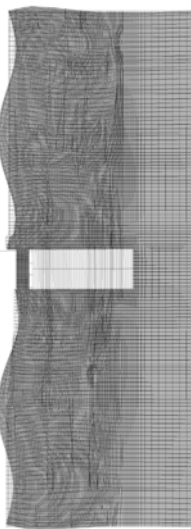
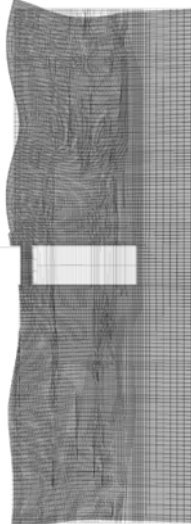
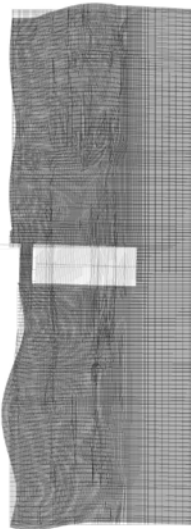
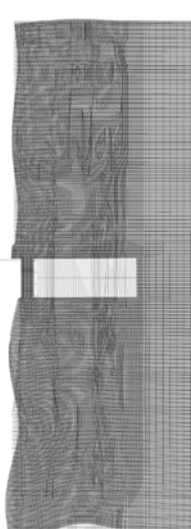
(b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

図 6.3.1-2 (2) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果 (検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

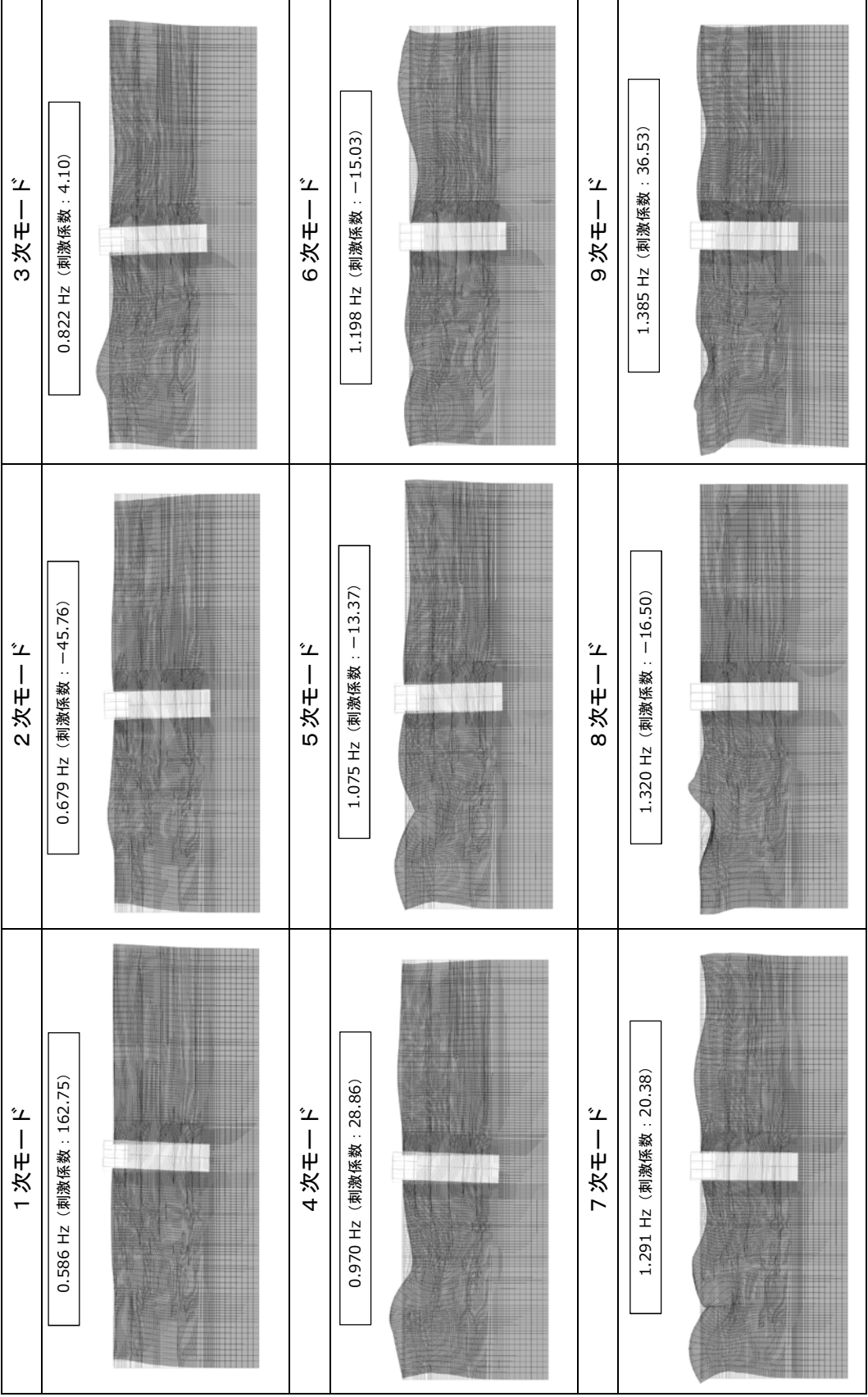


(c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

図 6.3.1-2 (3) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果 (検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

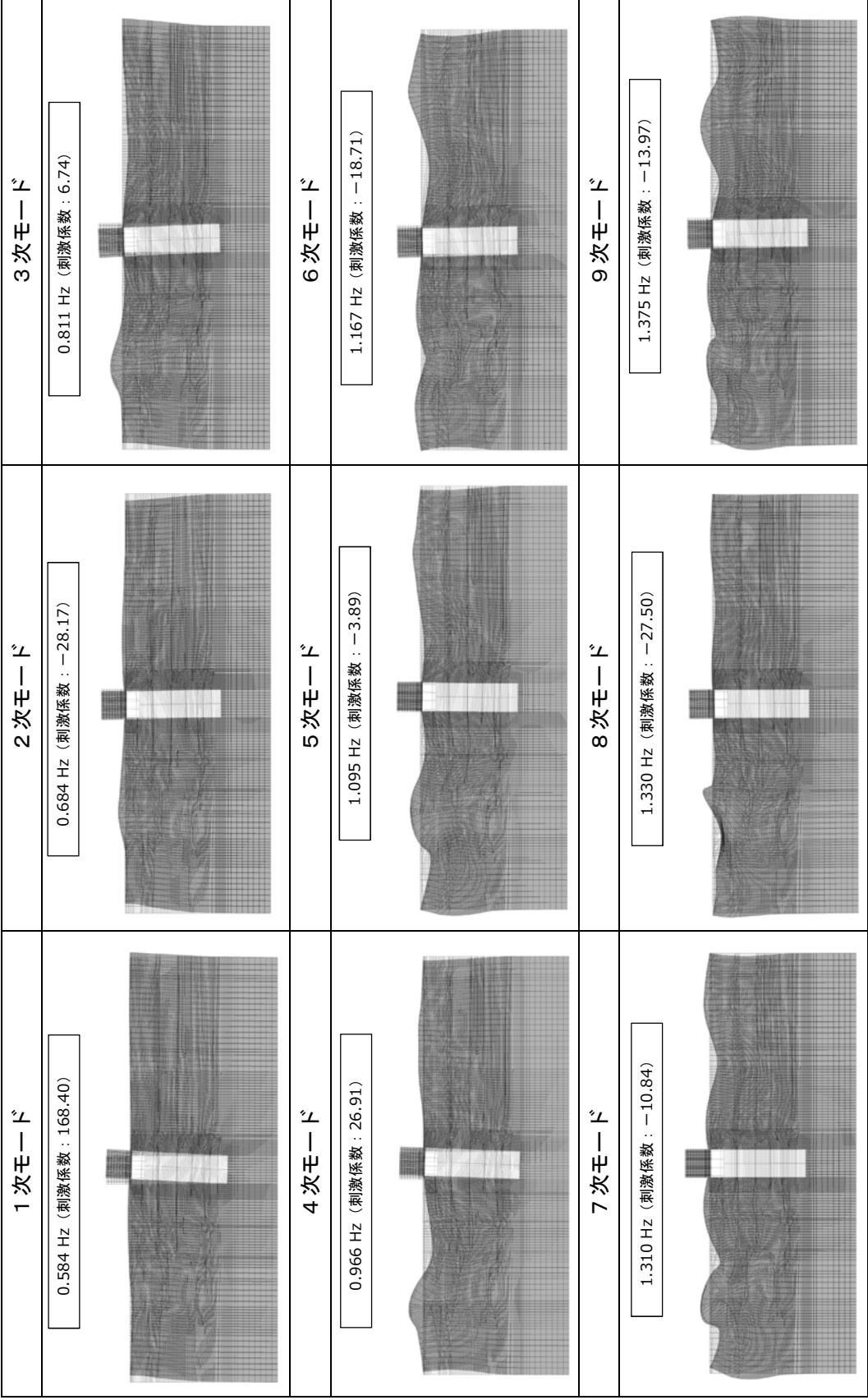
1 次モード	2 次モード	3 次モード
<div>0.665 Hz (刺激係数 : 179.32)</div> 	<div>0.823 Hz (刺激係数 : -21.03)</div> 	<div>1.089 Hz (刺激係数 : -22.15)</div> 
4 次モード	5 次モード	6 次モード
<div>1.281 Hz (刺激係数 : -8.77)</div> 	<div>1.368 Hz (刺激係数 : -10.76)</div> 	<div>1.565 Hz (刺激係数 : -10.90)</div> 
7 次モード	8 次モード	9 次モード
<div>1.649 Hz (刺激係数 : -3.18)</div> 	<div>1.663 Hz (刺激係数 : 57.05)</div> 	<div>1.702 Hz (刺激係数 : 46.72)</div> 

(a) 防潮壁横断方向
 図 6.3.1-3 (1) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果 (検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



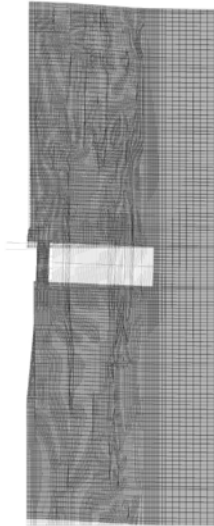

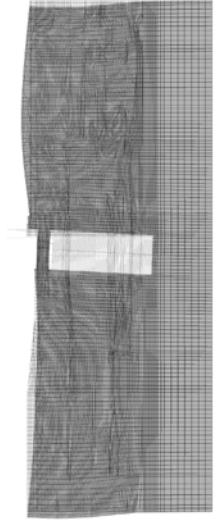
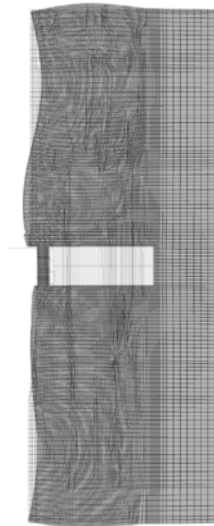
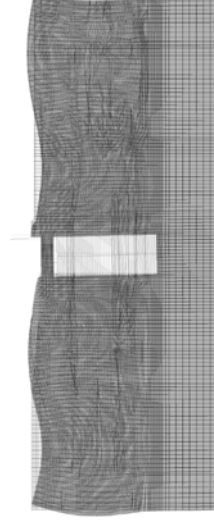
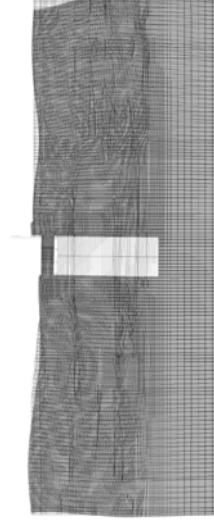
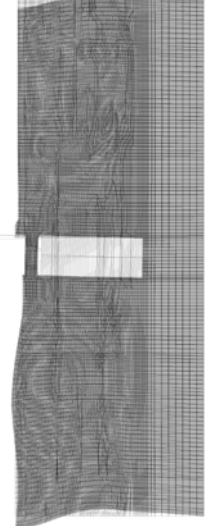
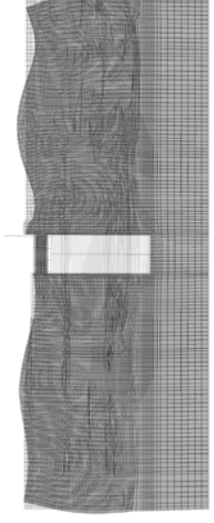
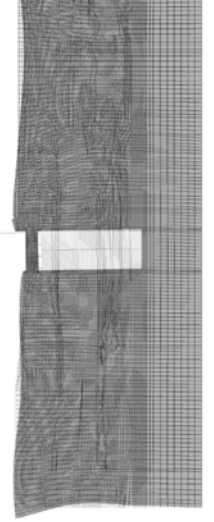
(b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

図 6.3.1-3 (2) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果 (検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



(c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

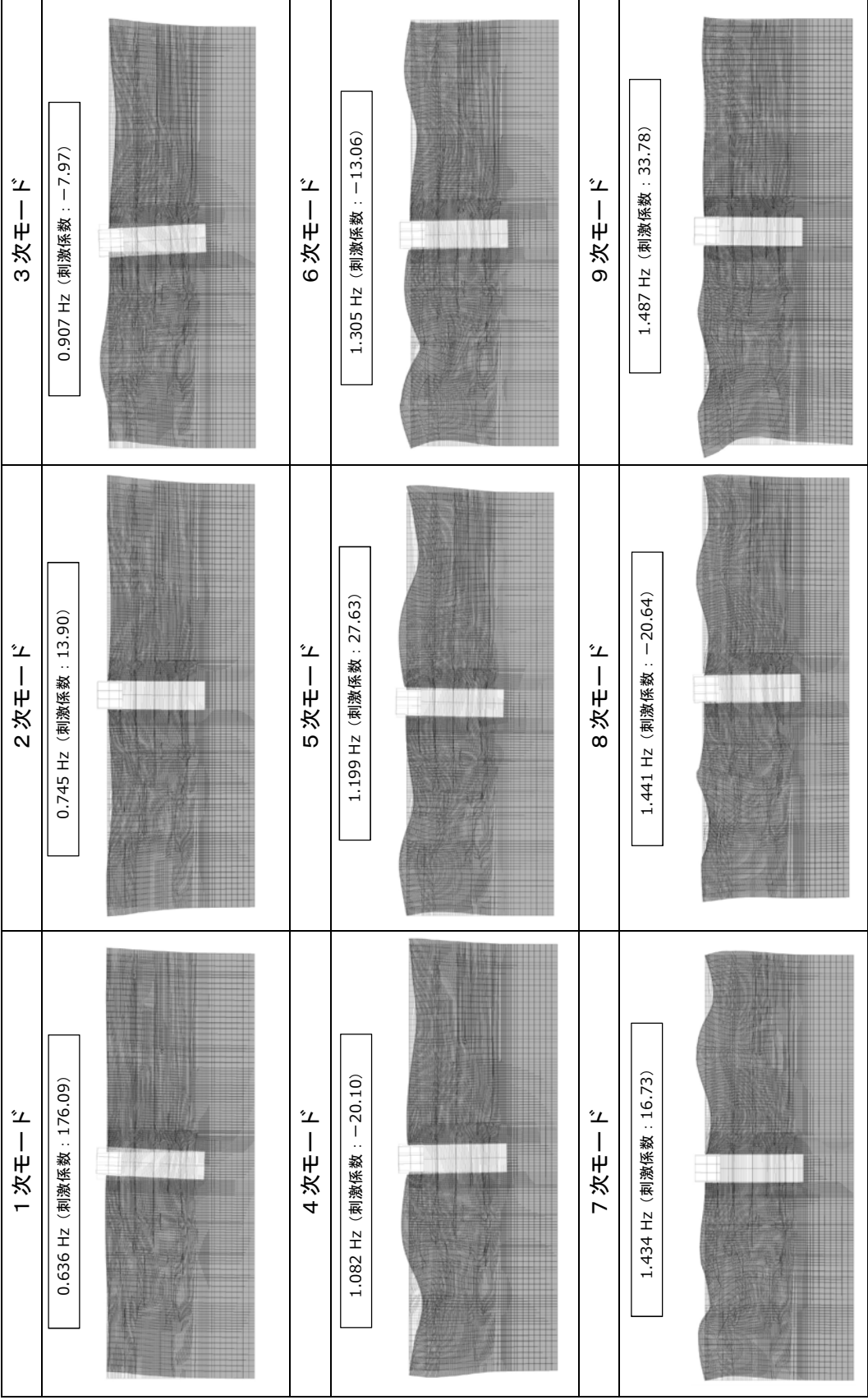
図 6.3.1-3 (3) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果 (検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮、 (-1σ) した解析ケース)

1 次モード	2 次モード	3 次モード
<div>0.707 Hz (刺激係数 : 186.96)</div> 	<div>0.887 Hz (刺激係数 : 17.16)</div> 	<div>1.171 Hz (刺激係数 : 18.90)</div> 
4 次モード	5 次モード	6 次モード
<div>1.429 Hz (刺激係数 : 7.75)</div> 	<div>1.532 Hz (刺激係数 : -9.86)</div> 	<div>1.694 Hz (刺激係数 : 17.32)</div> 
7 次モード	8 次モード	9 次モード
<div>1.723 Hz (刺激係数 : 52.97)</div> 	<div>1.779 Hz (刺激係数 : -6.29)</div> 	<div>1.844 Hz (刺激係数 : 36.79)</div> 

(a) 防潮壁横断方向

図 6.3.1-4 (1) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果

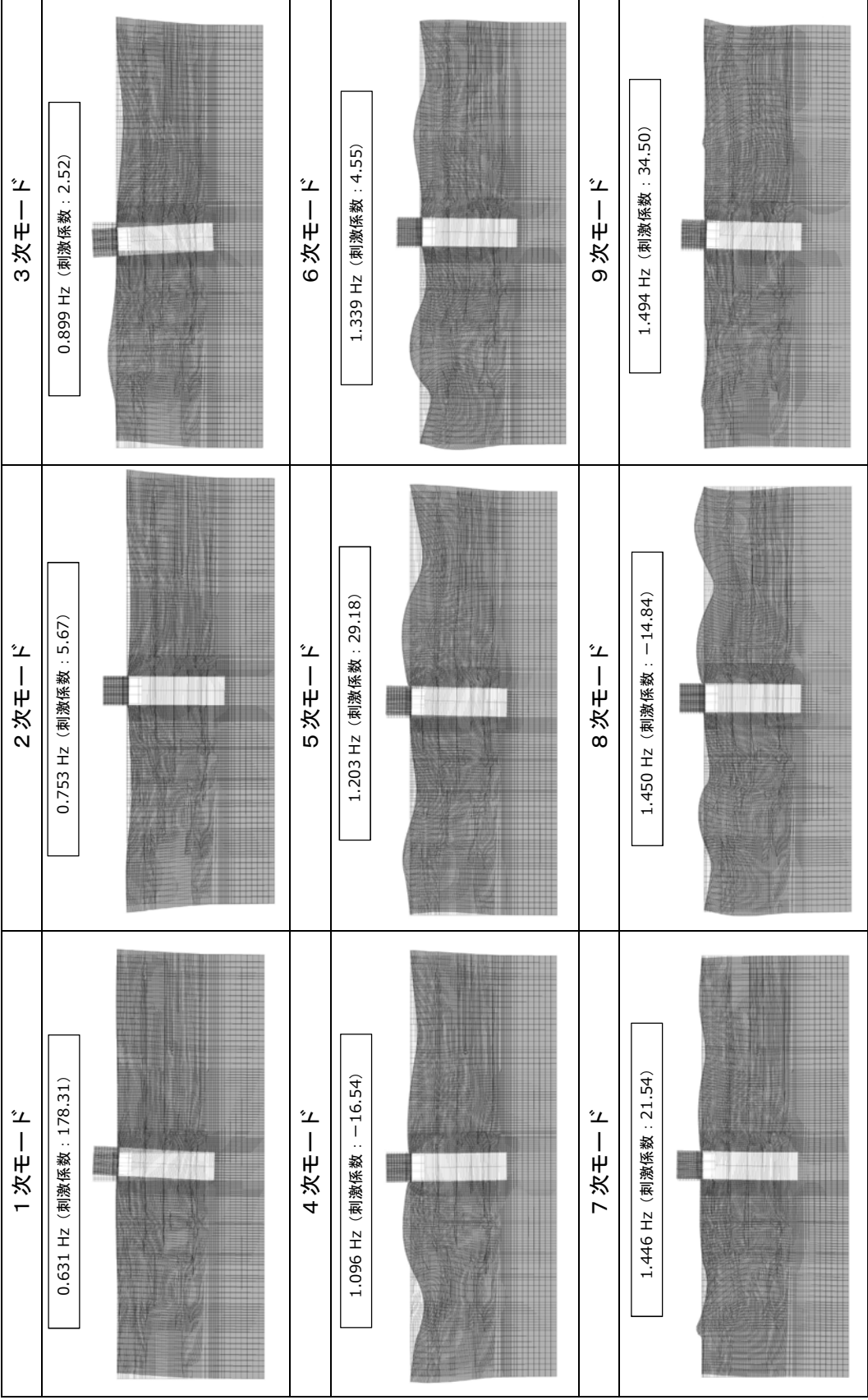
(検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

図 6.3.1-4 (2) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果

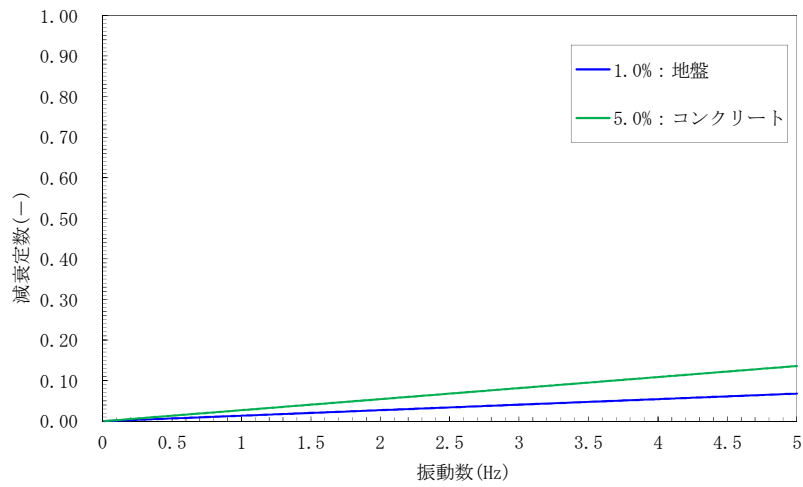
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



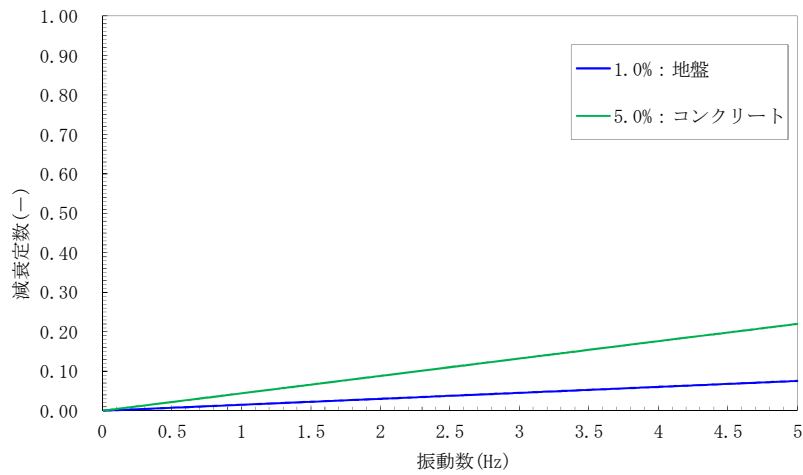
(c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

図 6.3.1-4 (3) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果

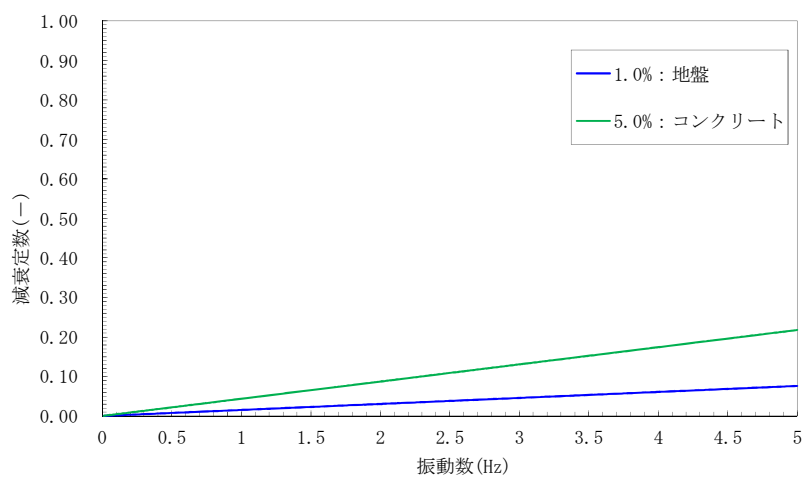
(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(a) 防潮壁横断方向



(b) 防潮壁縦断方向（ゲート部）

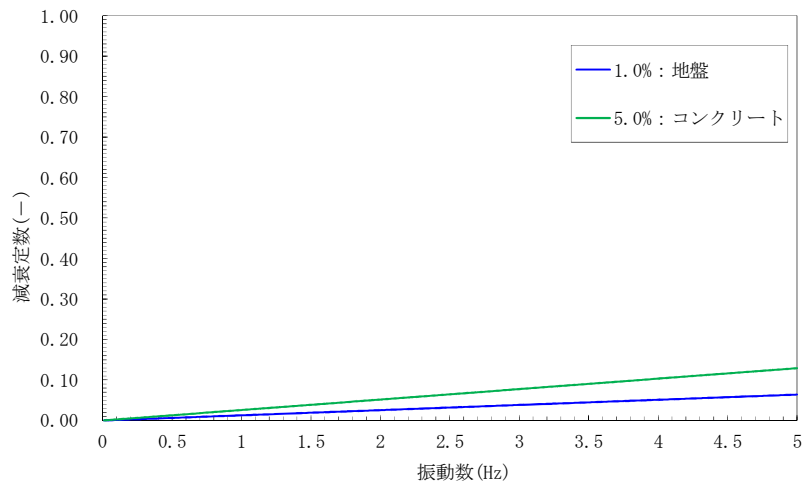


(c) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）

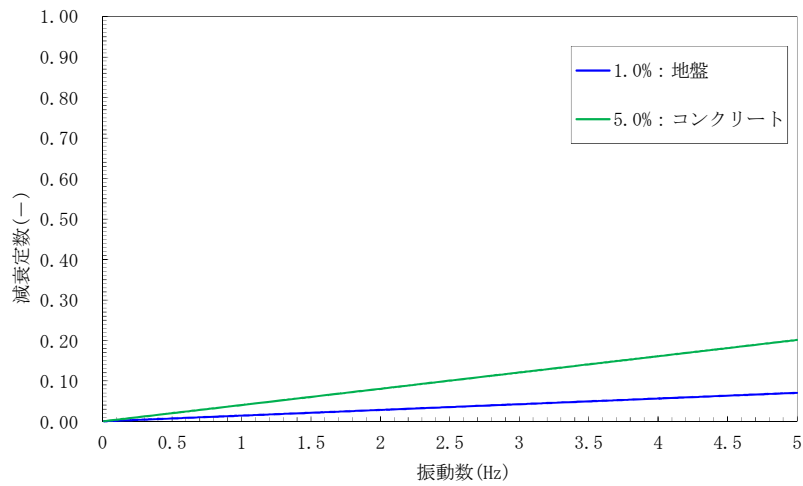
6.3.1-5 (1) 防潮壁（放水路エリア）の固有値解析結果

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

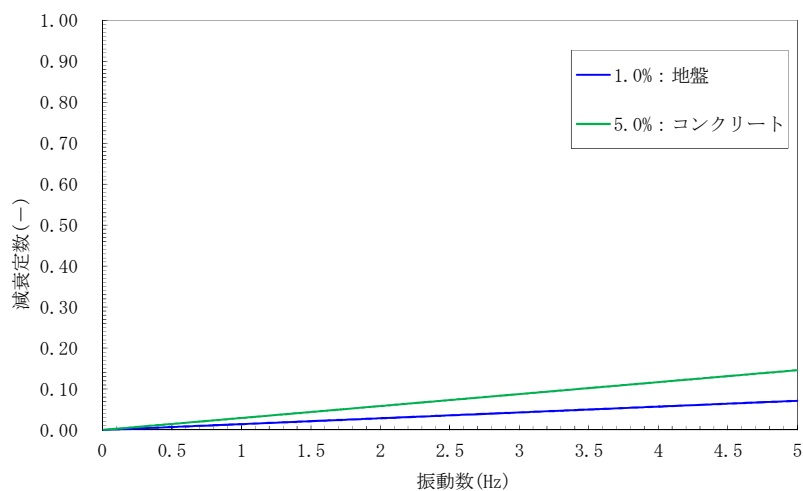
（参考） 6.3.1-15



(a) 防潮壁横断方向

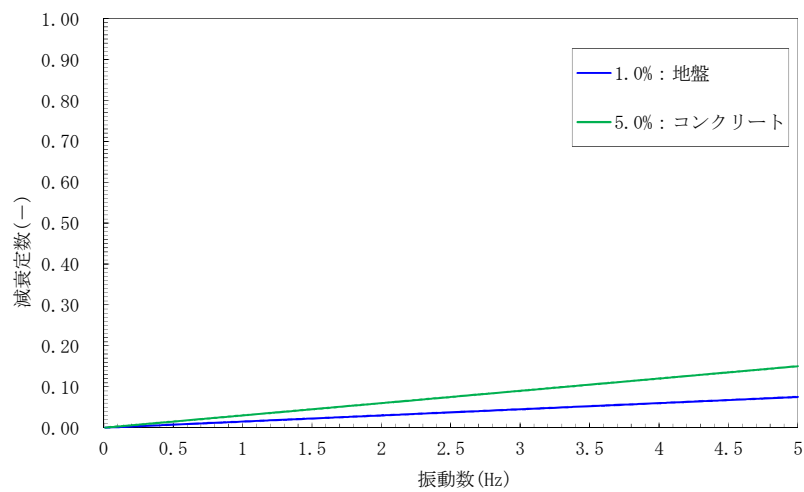


(b) 防潮壁縦断方向 (ゲート部)

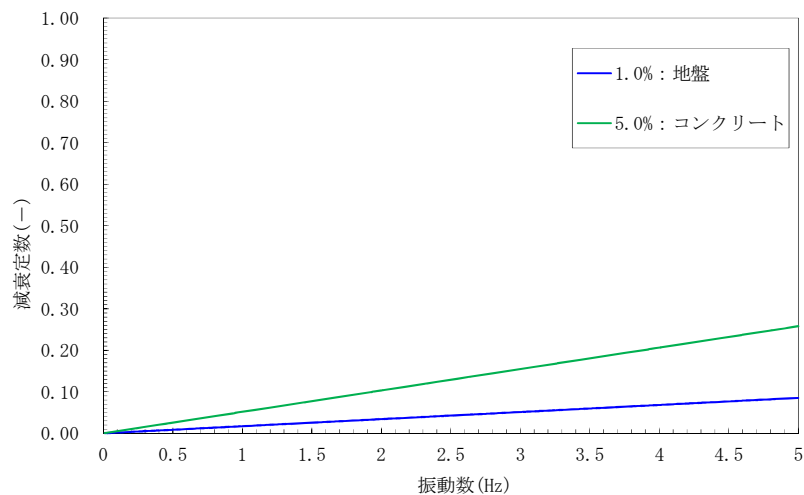


(c) 防潮壁縦断方向 (防潮壁部)

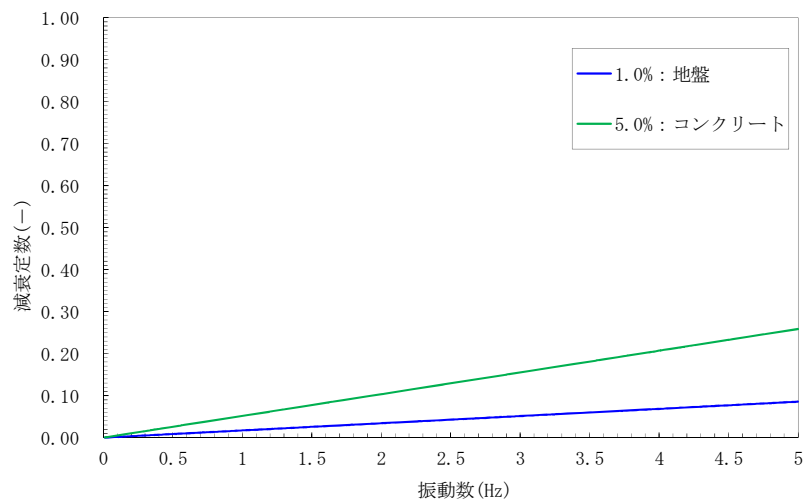
図 6.3.1-5 (2) 防潮壁 (放水路エリア) の固有値解析結果
 (検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (参考) 6.3.1-16



(a) 防潮壁横断方向



(b) 防潮壁縦断方向（ゲート部）

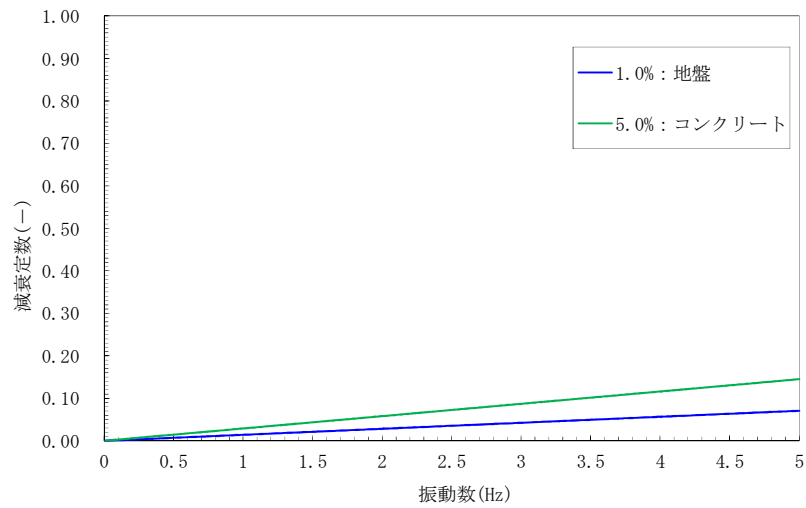


(c) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）

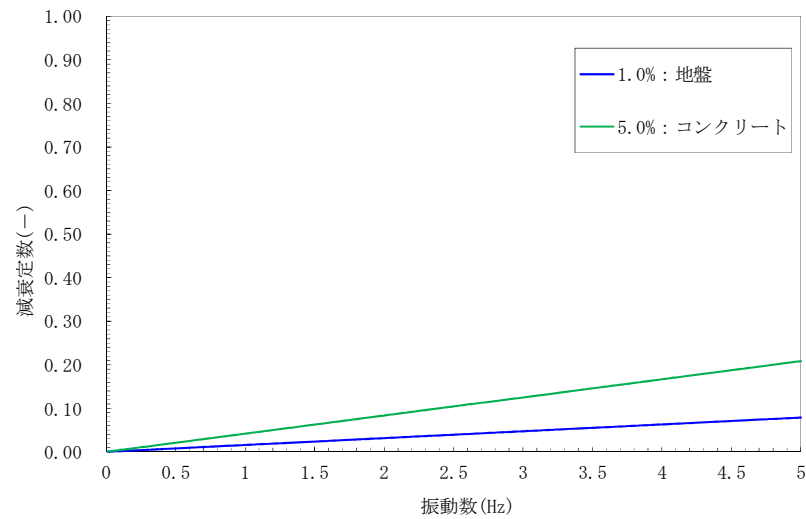
図 6.3.1-5 (3) 防潮壁（放水路エリア）の固有値解析結果

（検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）

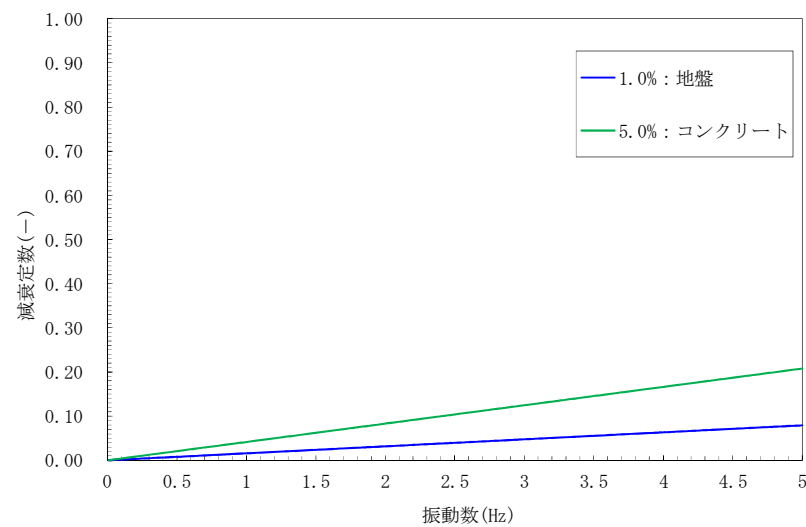
（参考） 6.3.1-17



(a) 防潮壁横断方向



(b) 防潮壁縦断方向（ゲート部）



(c) 防潮壁縦断方向（防潮壁部）

図 6.3.1-5 (4) 防潮壁（放水路エリア）の固有値解析結果

（検討ケース④：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解析ケース）

（参考） 6.3.1-18

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資料

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	8
2.4 適用基準	16
3. 強度評価方法	17
3.1 記号の定義	17
3.2 評価対象断面及び部位	18
3.3 荷重及び荷重の組合せ	21
3.4 許容限界	28
3.5 評価方法	31
4. 評価結果	75
4.1 評価ケースの選定	75
4.2 強度評価結果	76
4.3 まとめ	122

1. 概要

本資料は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する岩盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材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ものである。

2. 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「3.2 機能維持の方針」を踏まえ、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の位置図を図 2.1-1 に示す。

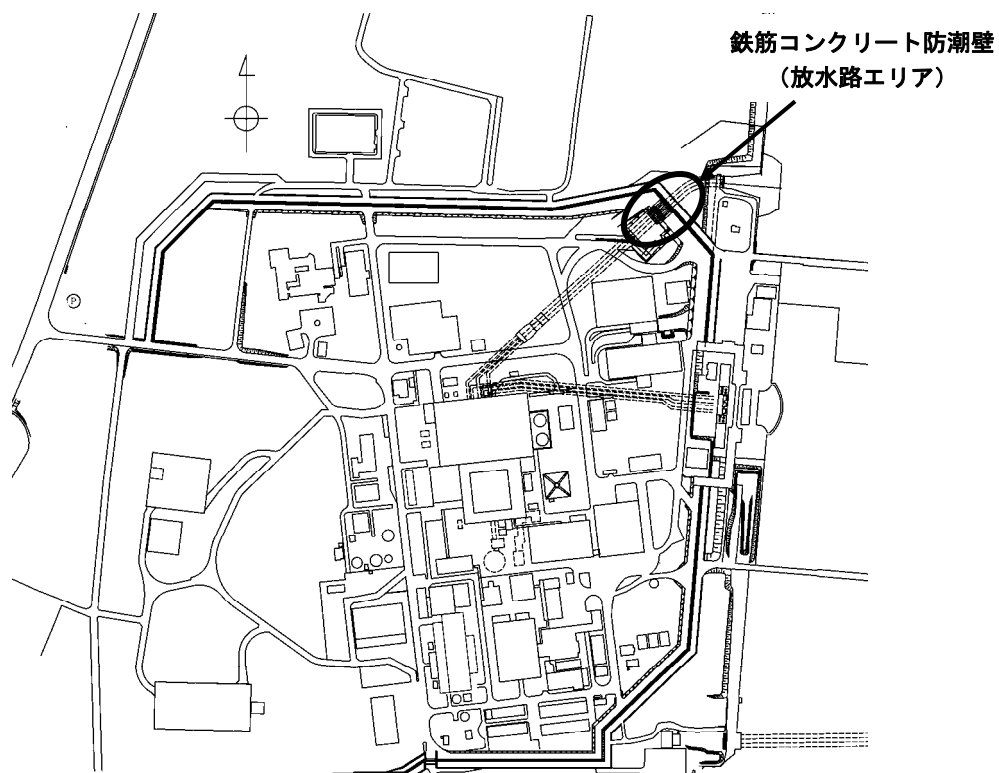


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の位置図

2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、鉄筋コンクリート製の放水路及び地中連続壁基礎の上に鉄筋コンクリート製の防潮壁を構築するものである。防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎はすべて鉄筋コンクリートで一体化した構造とし、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。防潮壁直下に構築する放水路はカルバート構造であり、敷地内への津波の浸水を防止するためのゲートを設置する。また、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界には、有意な漏えいを生じさせないために、伸縮性を有する止水ジョイント部材を設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図を図 2.2-1 に、断面図を図 2.2-2 に示す。また、止水ジョイント部材の設置位置図を図 2.2-3 に、概要図を図 2.2-4 に示す。

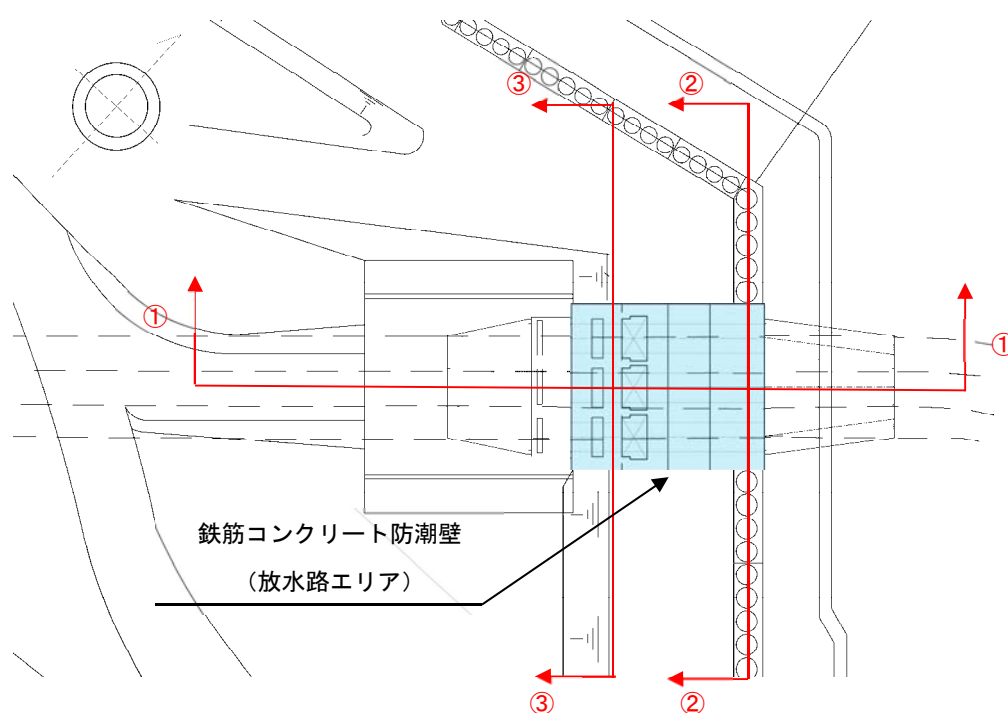


図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図

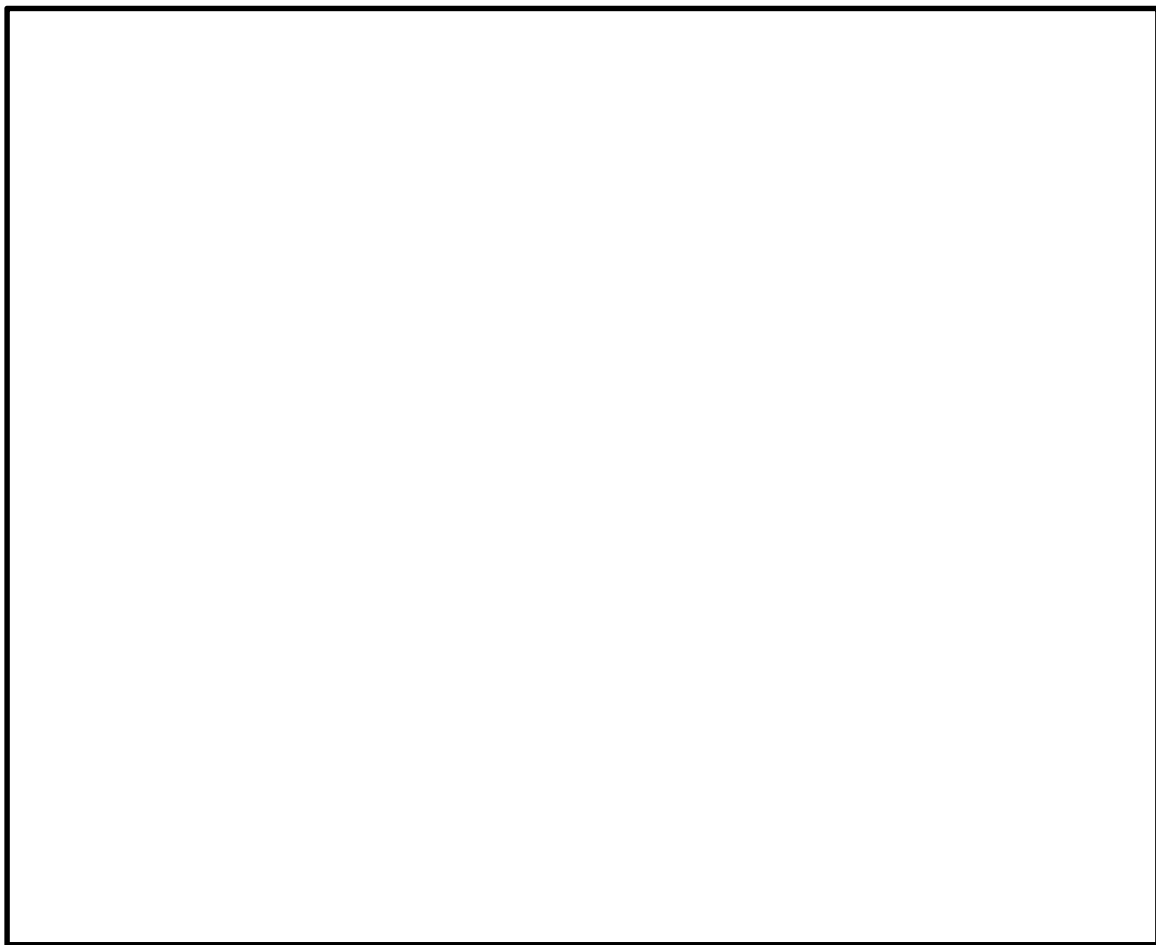


図 2.2-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図

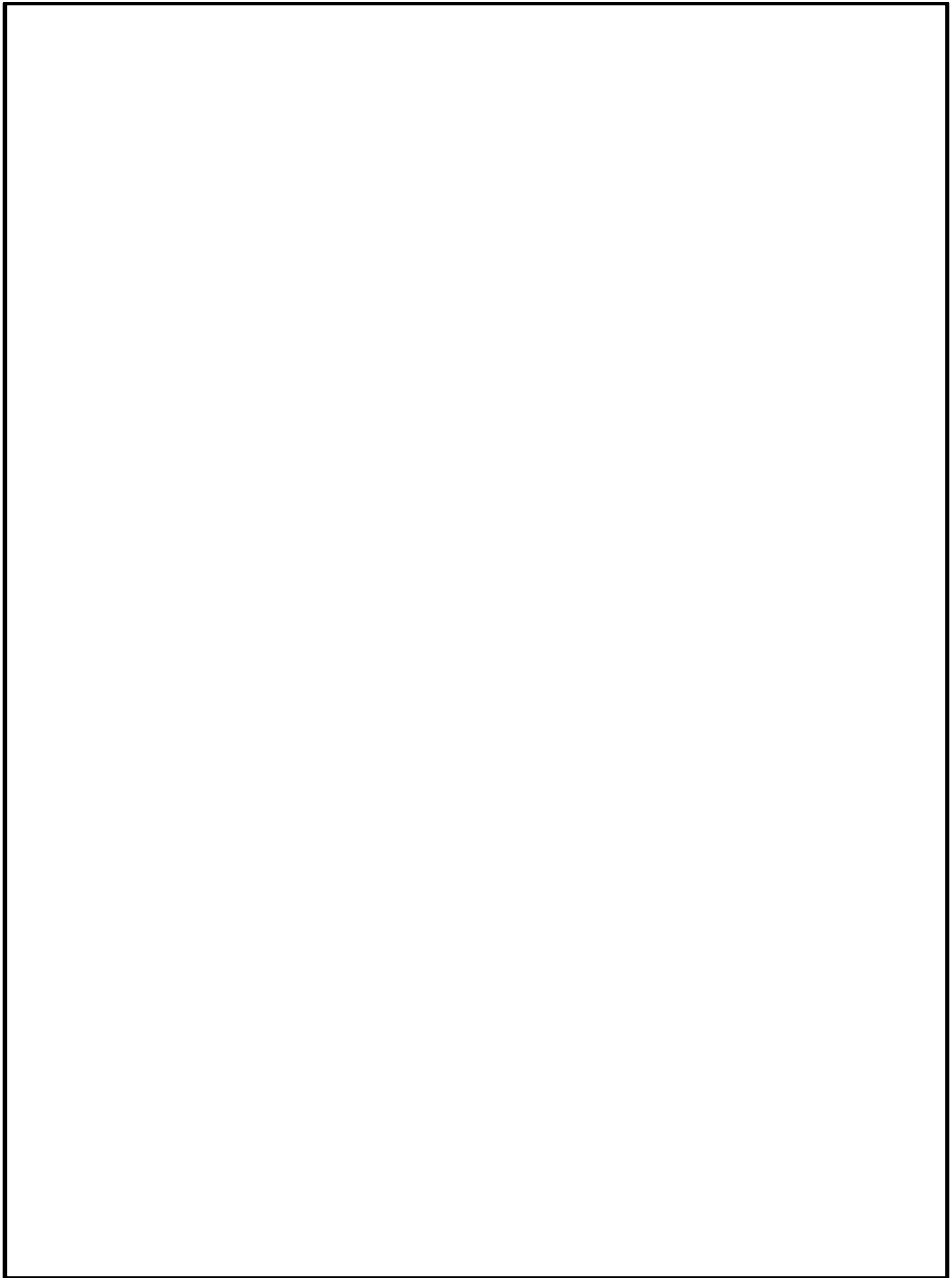


図 2.2-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図

6.3-5

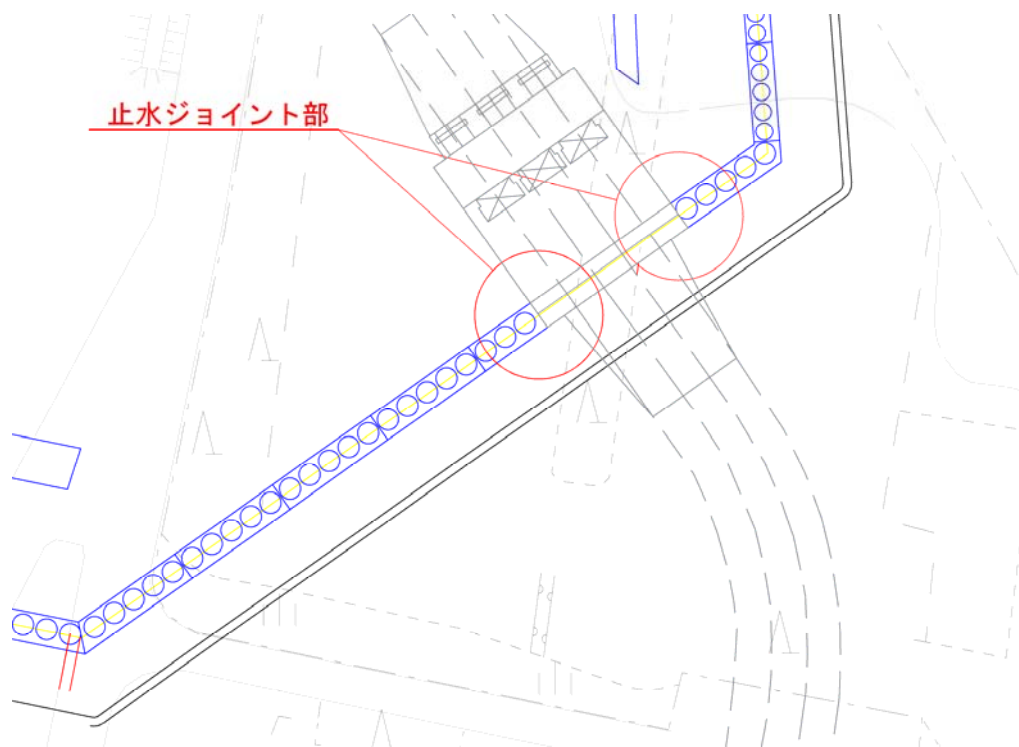
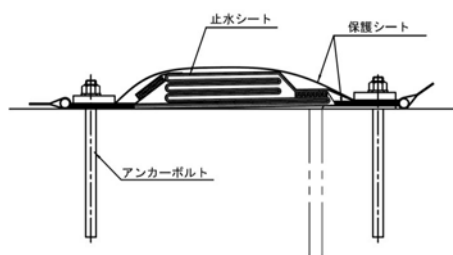


図 2.2-3 止水ジョイント部材の設置位置図



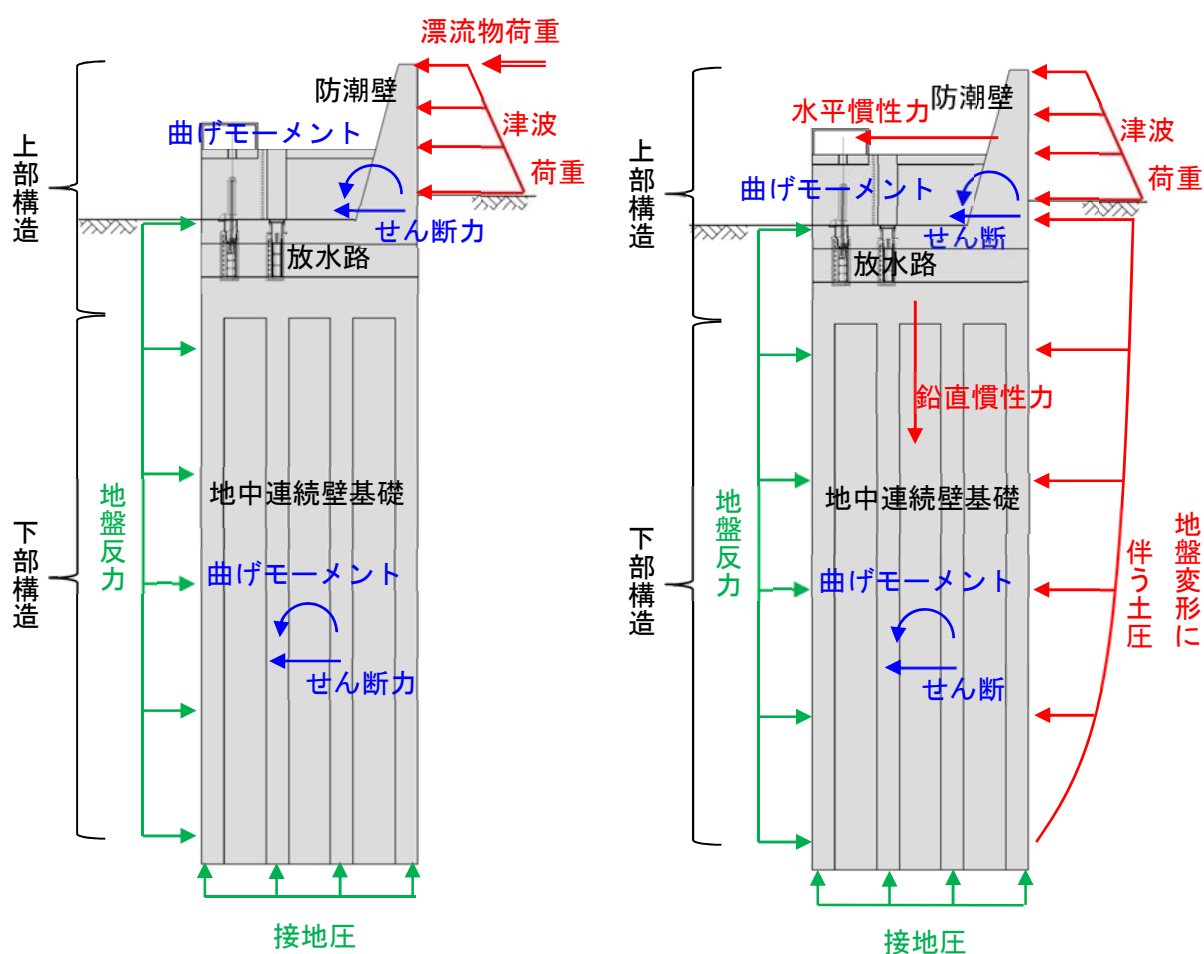
シートジョイント

図 2.2-4 止水ジョイント部材の概要図

津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図を図 2.2-5 に示す。

津波時には、津波荷重及び漂流物の衝突荷重により上部構造の防潮壁に曲げ及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ及びせん断力は、鉄筋コンクリート構造として一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。

重畳時には、津波荷重及び地震による慣性力、並びに地盤変形に伴う土圧によって、上部構造である防潮壁及び放水路に曲げ及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。



(a) 津波時

(b) 重畳時

図 2.2-5 津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

2.3.1 概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法及び評価条件を用いて評価し、「4. 強度評価結果」より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下、「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の沈下及び軟化の影響を考慮するため、表 2.3-3 に示すように 2 次元静的フレーム解析における地盤ばねの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1 次元有効応力解析から地盤ばねの剛性及び上限値を設定した 2 次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3-4 に示す地盤物性のばらつきについて、影響評価を実施する。

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

表 2.3－1 津波防護に関する施設の耐津波設計について

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計						設計に用いる許容限界	
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位		応力等の状態	損傷モード		
防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能を損なう恐れがない設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。</p> <p>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計における荷重の組合せとしては、常時作用する荷重、津波荷重、余震荷重、漂流物による衝突荷重及び自然条件として積雪荷重を適切に考慮する。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、余震、漂流物の衝突、積雪を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、基準地震動S_sに対して、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、積雪を考慮した場合においても、 ①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さT.P.＋15.4 m～T.P.＋17.9 mに余裕を考慮した天端高さT.P.＋20.0 m）の設定により、東二放水路上部に設置する設計とする。 ②防潮壁は、鉄筋コンクリート製の上部構造を地中連続壁基礎によって、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ③上部構造の異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。</p>	<p>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、積雪を考慮した荷重に対し、鉄筋コンクリート製の上部構造及び下部構造で構成し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置して有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p>	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、作用する押込み力が許容限界以下に留まることを確認する。	下部構造	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とすため、に、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		地中連続壁基礎	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【T.P.＋24 m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とすため、に、構造部材である放水路が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	上部構造	放水路	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【T.P.＋24 m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とすため、に、構造部材である防潮壁が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		防潮壁	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準地震動S _s ・基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【T.P.＋24 m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留める設計とすため、境界部に設置する止水ジョイント部材が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形，引張	有意な漏えいに至る変形，引張	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張力以下とする。
									鋼製アンカー	引張，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
									止水ジョイント部材の鋼製防護部材	曲げ，引張，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応力度以下とする。

表 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること。	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認する。	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力*
止水性を損なわないこと。	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認する。	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認する。	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

表 2.3-3 津波時の検討ケース

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（ 平均値 ）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ 低減値 ）

表 2.3-4 重畳時の検討ケース*

検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
①	平均剛性	液状化パラメータ適用
②	+1 σ 剛性	
③	-1 σ 剛性	
④	豊浦標準砂	
⑤	平均剛性	非液状化
⑥	+1 σ 剛性	

注記 *：1次元有効応力解析を実施し、地表面最大加速度、地表面最大変位、せん断ひずみが最大となるケースを選定し、評価を実施する。

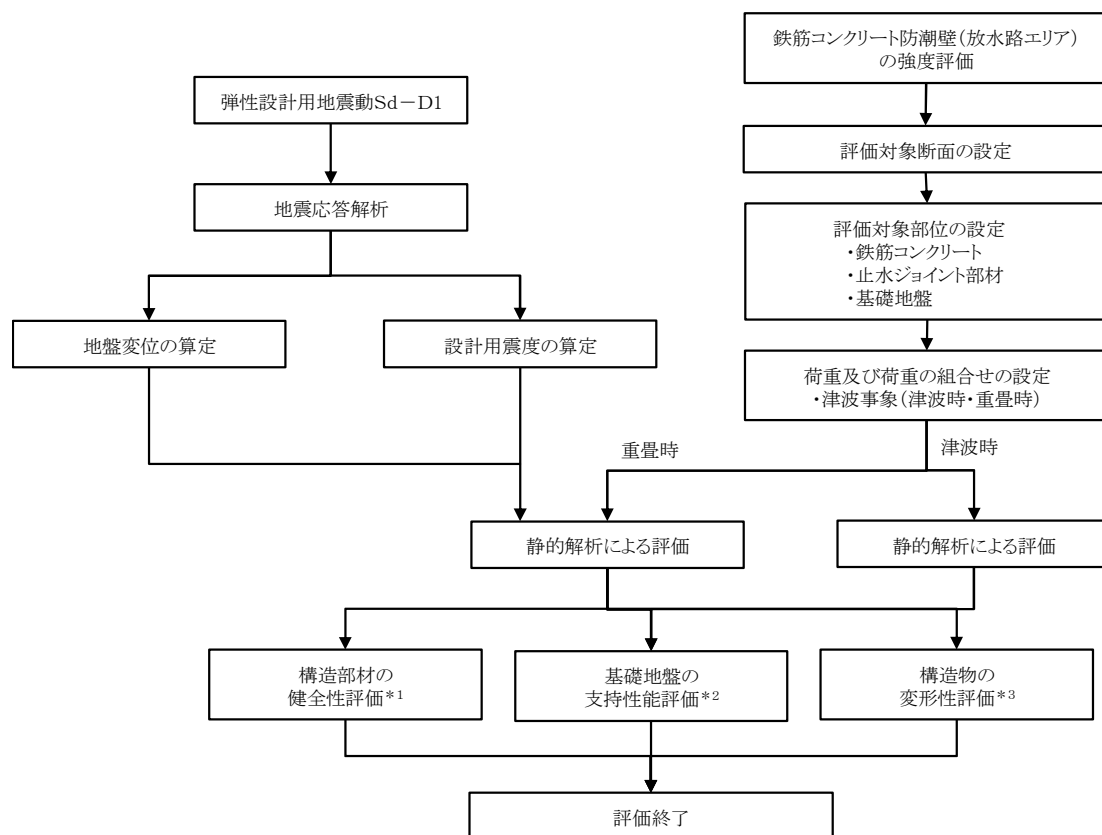
基礎地盤の支持性能評価については、構造物と地盤の動的相互作用を適切に評価できる2次元FEM有効応力解析を実施し、防潮壁を支持する基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材に対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価フローを図 2.3-1 及び図 2.3-2 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものを用いる。

また、地下水位は地表面位置に設定する。



- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *3：構造物の変形性評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価の検討フロー

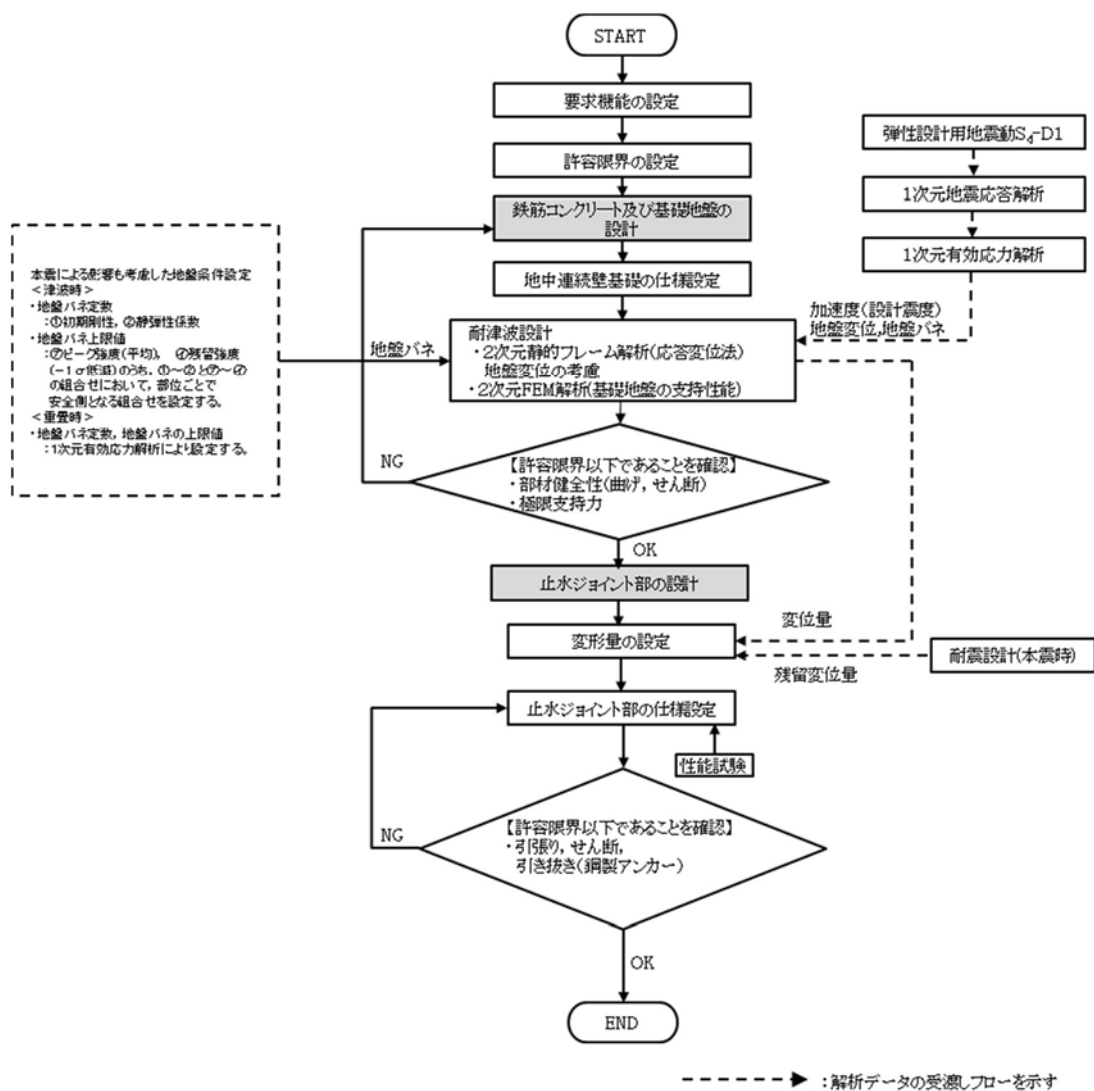


図 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の詳細設計フロー

2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法

防潮壁の津波時及び重畳時の解析手法は、構造部材の健全性評価においては2次元静的フレーム解析、基礎地盤の支持性能評価においては2次元FEM有効応力解析とする。各解析手法ともに、構造部材となる防潮壁、地中連続壁基礎及び放水路（頂版及び底版）をはり要素、放水路（中壁及び側壁）を平面要素でモデル化する。地盤については、2次元静的フレーム解析では1次元有効応力解析の応答値より設定したバイリニア型の非線形バネ要素によりモデル化する。また、2次元FEM有効応力解析では地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定し、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化する。津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図2.3-3に示す。

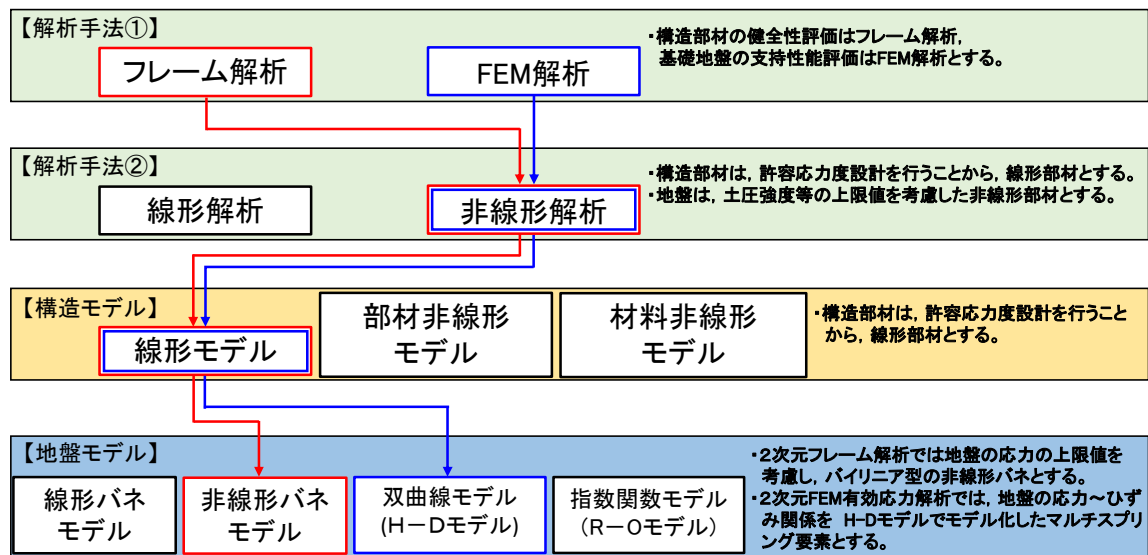


図 2.3-3 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

2.3.3 地盤沈下の考慮

津波時および重畳時の検討では、津波襲来前に発生する本震に伴って周辺地盤が沈下した状態を想定し、設計荷重や地盤抵抗に対して保守側の検討を実施する。本震に伴う周辺地盤の沈下量として、「1.2 遡上・浸水域の考え方について（参考1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」に基づき、1.5 m の沈下量を考慮する。本震に伴う地盤沈下の考慮方法を図 2.3-4 に示す。

(1) 設計荷重

本震に伴い周辺地盤が 1.5 m 沈下することで、地盤面上の受圧面積が大きくなることを考慮し、津波波力及び動水圧を作用させる。

(2) 地盤抵抗

本震に伴い周辺地盤が 1.5 m 沈下することで、地表面以深の地中連続壁基礎に対する地盤抵抗の低減を考慮する。

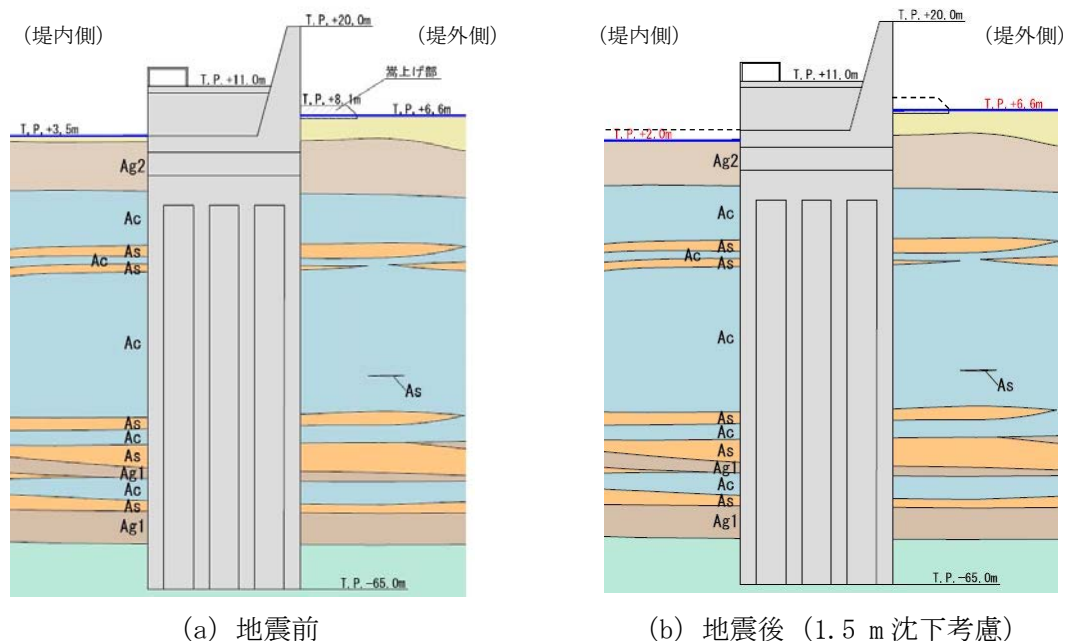


図 2.3-4 本震に伴う地盤沈下の考慮方法

2.4 適用基準

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価に当たっては，原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会），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）を適用するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，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）及び鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説―許容応力度設計法―（日本建築学会，1999 年）を適用する。

適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年） ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月） ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説―許容応力度設計法―（日本建築学会，1999 年）	・曲げ軸力に対する照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断力に対する照査は，発生応力度，又は発生せん断力が短期許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認
地震応答解析 静的フレーム解析	・ J E A G 4 6 0 1－1987 ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005 年）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析及び静的フレーム解析

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_s	kN	積雪荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
P_c	kN	衝突荷重
K_{Sd}	kN	余震荷重
P_d	kN/m ²	動水圧
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
V_a	kN	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力
V_{ca}	kN	コンクリートの負担するせん断力
V_{sa}	kN	斜め引張鉄筋の負担するせん断力
b_w	m	有効幅
j	—	1/1.15
d	m	有効高さ
A_w	m ²	斜め引張鉄筋断面積
s	m	斜め引張鉄筋間隔
τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
σ	N/mm ²	曲げモーメント及び軸力による応力度
M	N・mm	最大曲げモーメント
N	N	軸力
τ	N/mm ²	せん断応力度
S	kN	せん断力

3.2 評価対象断面及び部位

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）では、津波時及び重畳時ともに、防潮壁に作用する津波波力が主荷重であり、津波波力の作用方向と同じ方向に余震荷重や衝突荷重等が作用した場合が構造成立性に対して最も厳しいことになる。したがって、津波時及び重畳時の検討では、防潮壁横断方向を評価対象断面とする。図 3.2-1 に評価対象断面を示す。

(1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、一体化された防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材について設定する。津波時及び重畳時の検討では、津波波圧を受ける防潮壁及び防潮壁を支持する地中連続壁基礎を評価対象部材とする。また、放水路上に設置される防潮壁には、津波波圧、衝突荷重や水平慣性力等が作用し、放水路の隔壁及び側壁は強軸断面方向となる壁部材の面内方向に荷重を伝達し、耐震壁と同様の役割を担うと考えられることから、放水路側壁及び隔壁を耐震壁とみなした強度評価を併せて実施する。

(2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮堤（放水路エリア）の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とし、基礎地盤に発生する接地圧を検討する。

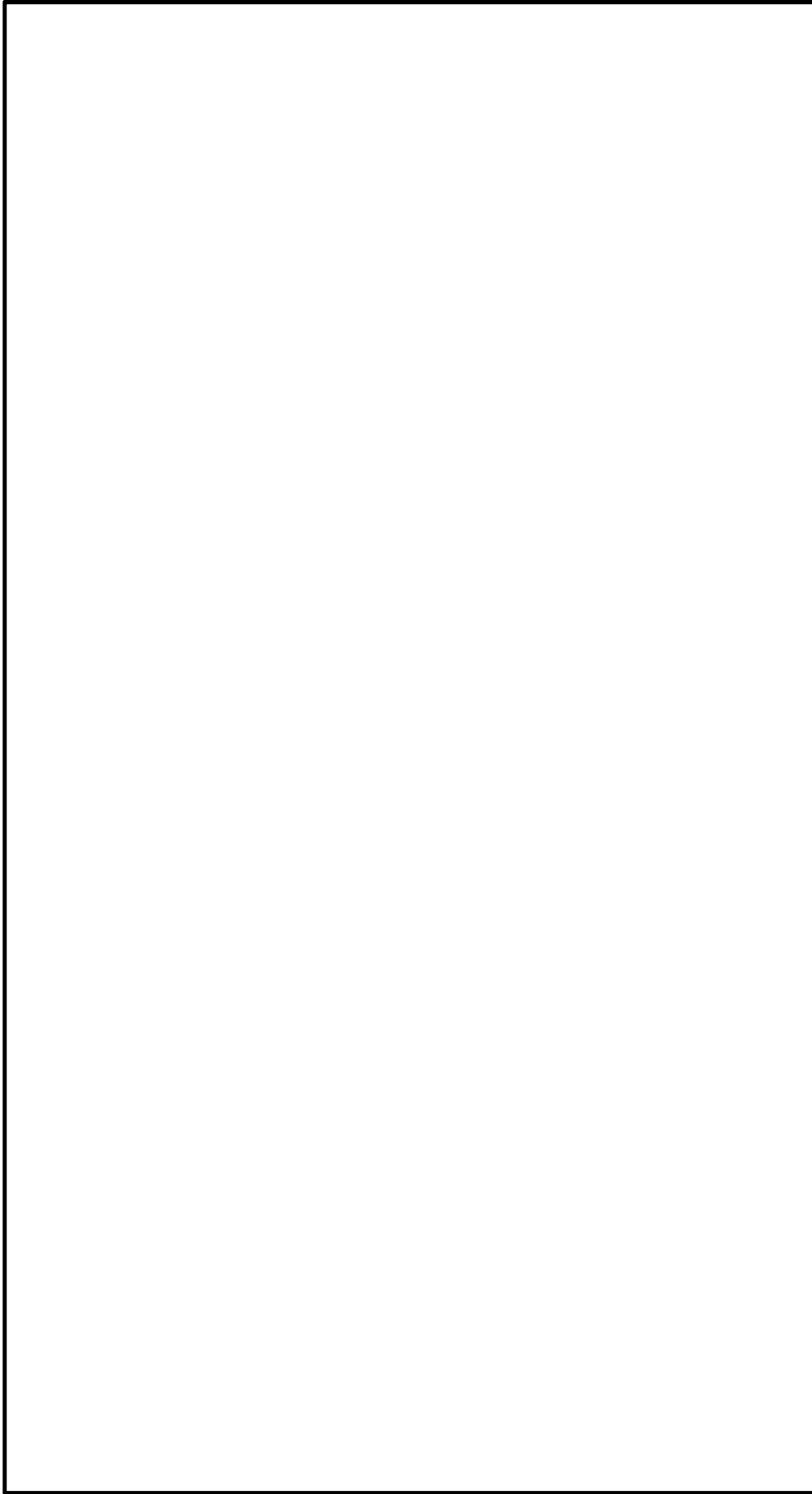


図 3.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象断面図
（防潮壁横断方向）

(3) 止水ジョイント部材の変形性

止水ジョイント部材の変形性に係る評価対象部位は、防潮壁に隣接する鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート壁との境界に設置された止水ジョイント部材とする。止水ジョイント部材の変位量の評価対象部位を図 3.2-2 に示す。

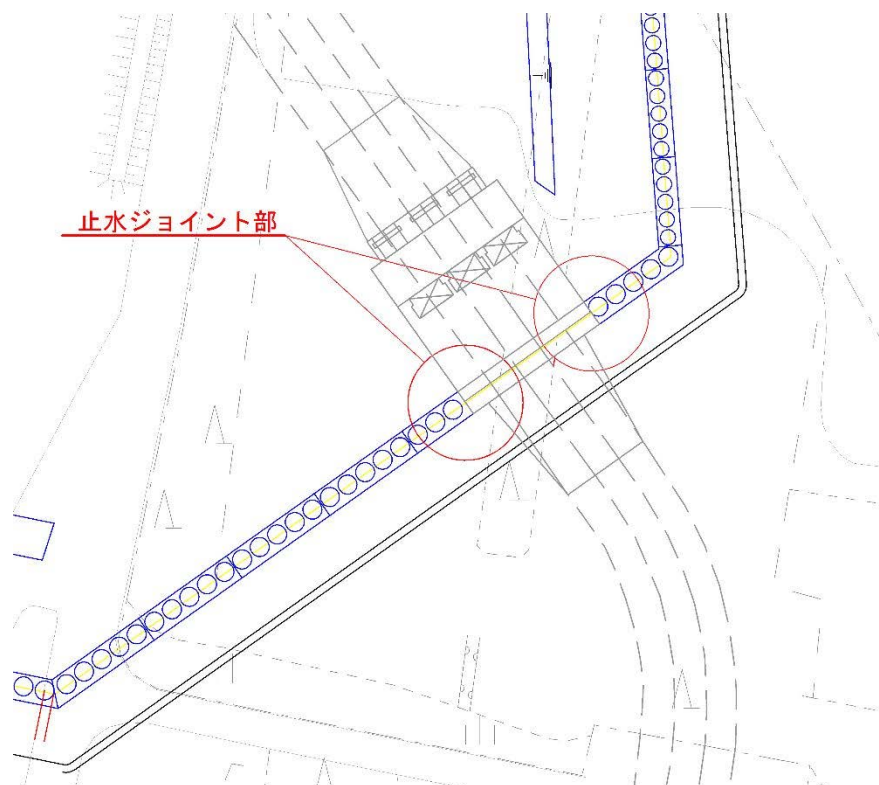


図 3.2-2 止水ジョイント部材の位置図

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として、放水路ゲート及び巻上機械の機器・配管荷重、並びに放水路内の静水圧による荷重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.3-1 のとおりである。

表 3.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
放水路ゲート及び巻上機	86 kN/基×3 基

また、T.P. +24 m 津波時では、越流した津波による海水重量を防潮壁天端に対して作用させる。

(3) 遡上津波荷重（ P_t ）

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。なお、防潮堤設置地盤標高については、津波襲来前に発生する地震動による沈下量として、堤外側の嵩上げ部の天端高さを 1.5 m 低くしたモデルとする。また、遡上津波荷重として、管路解析より求めた放水路内に作用する水圧も考慮する。

(4) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による躯体慣性力及び動水圧を考慮する。躯体慣性力及び動水圧は、構造物中心位置で実施した 1 次元有効応力解析の地表面最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、作用させる。

なお、水平方向の動水圧は Westergaard の式、鉛直方向の動水圧は固定水の慣性力として設定する。また、余震時の地震動は、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について 5.1.1 基準津波と余震時」より、弾性設計用地震動 S_d-D1 を用いる。

(5) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、質量が 0.69 t である車両の FEMA (2012) * による漂流物荷重を適用する。

注記 * : FEMA : Guideline for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunami Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3-2 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

(6) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(7) 風荷重 (P_k)

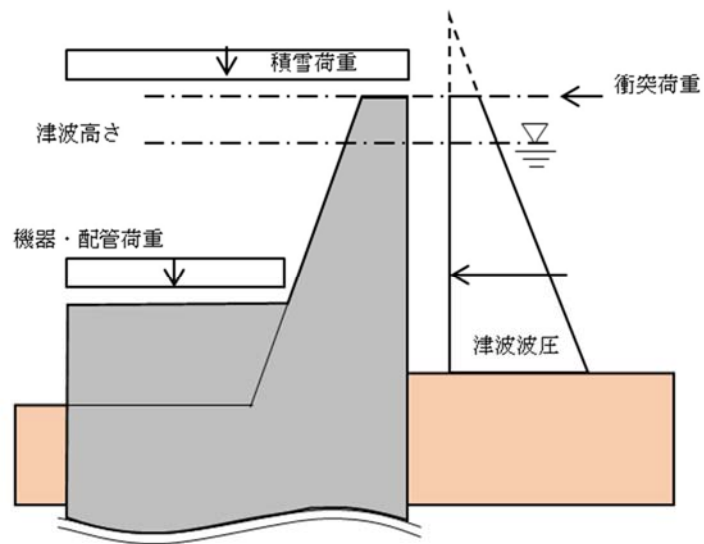
風荷重は、津波時及び重畳時に主荷重となる津波遡上荷重と作用方向が逆向きであるため、保守的に考慮しない。

3.3.2 荷重の組合せ

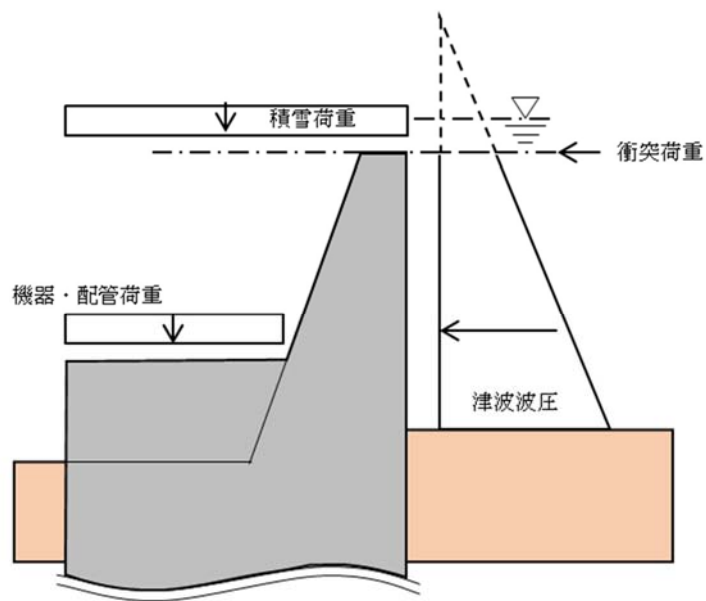
荷重の組合せを表 3.3-3 及び表 3.3-4 に示し、荷重の概念図を図 3.3-1 及び図 3.3-2 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分する。

表 3.3-3 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・放水路ゲート及び巻上機が該当する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・放水路内部の静水圧を考慮する。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
		積雪荷重及び 風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（津波荷重）と組合せるべき変動荷重はない。
偶発荷重 （津波荷重）		津波波圧	○	・基準津波及び T.P. +24 m 津波による水平波圧を考慮する。
		衝突荷重	○	・質量が 0.69 t である車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	—	・津波時であることから動水圧は考慮しない。



(a) 基準津波時

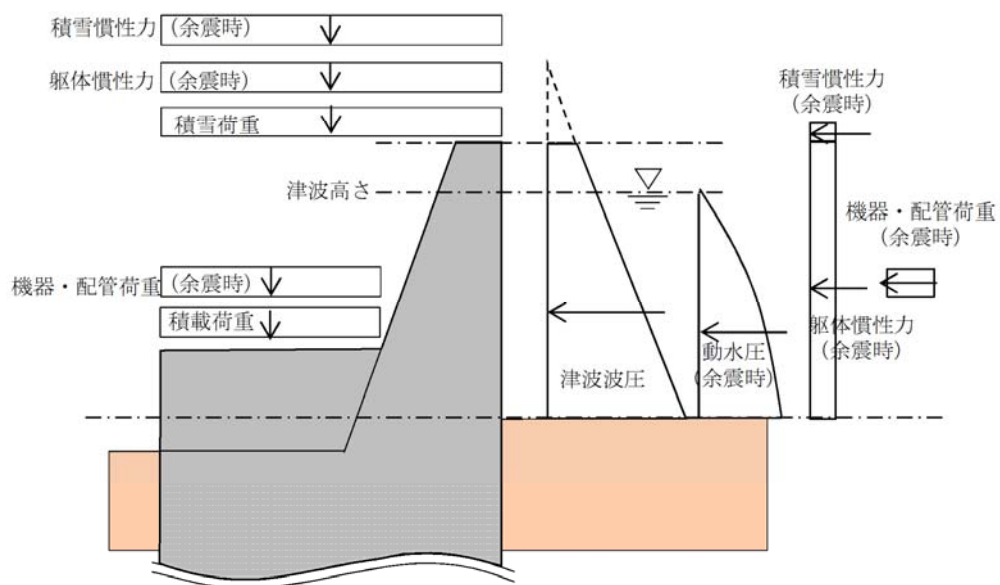


(b) T.P. +24 m 津波時

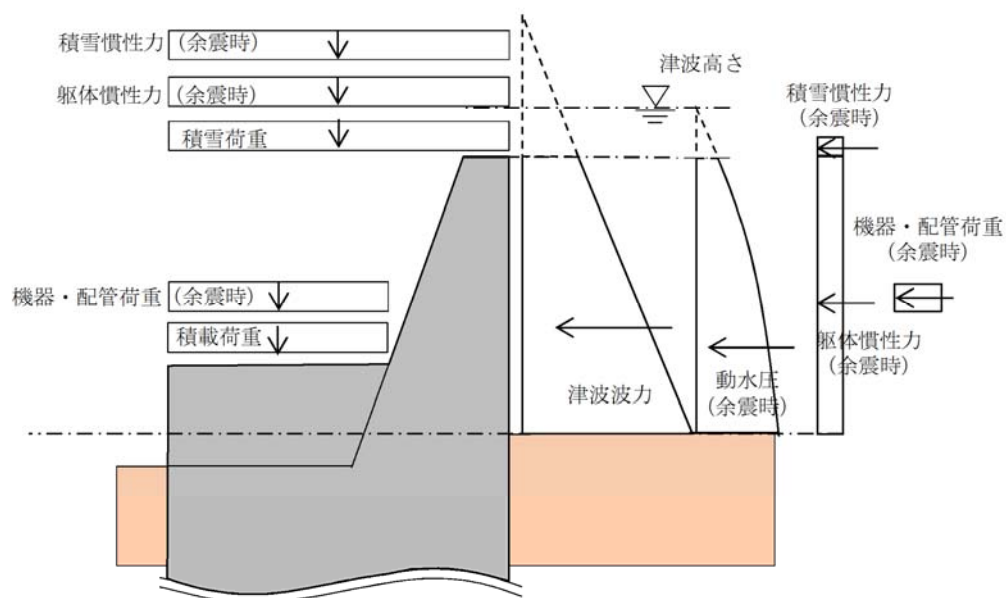
図 3.3-1 荷重概念図 (津波時)

表 3.3-4 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・放水路ゲート及び巻上機が該当する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・放水路内部の静水圧を考慮する。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（津波荷重及び地震荷重）と組合せるべき変動荷重はない。
偶発荷重 （津波荷重及び地震荷重）		津波波圧	○	・基準津波及び T.P. +24 m 津波による水平波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平・鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・重畳時であることから動水圧を考慮する。



(a) 基準津波時



(b) T.P. + 24 m 津波時

図 3.3-2 荷重概念図 (重畳時)

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 構造部材に対する許容限界

構造部材である鉄筋コンクリートの許容限界は「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）」，「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）」及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）」に基づき，表 3.4-1 のとおり設定する。なお，表 3.4-1 に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，基準津波時におけるコンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また，T.P. +24 m 津波時は 2 倍（コンクリート），1.65 倍（鉄筋）の割増を考慮する。

表 3.4-1 鉄筋コンクリートの許容限界
(基準津波時)

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck}=40$ N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21 *1
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825 *3
		許容せん断応力度 τ_a	1.35 *4
鉄筋	SD345 *1	許容引張応力度 σ_{sa}	294
	SD390 *1	許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD490 *2	許容引張応力度 σ_{sa}	435

(T.P. +24 m 津波時)

評価項目			降伏応力度 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck}=40$ N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	28 *1
		許容せん断応力度 τ_{a1}	1.1 *3
		許容せん断応力度 τ_a	1.35 *4
鉄筋	SD345 *1	許容引張応力度 σ_{sa}	323.4
	SD390 *1	許容引張応力度 σ_{sa}	339.9
	SD490 *2	許容引張応力度 σ_{sa}	478.5

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：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）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「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）」を適用し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここに，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力 (kN)

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{al} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力 (kN)

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

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 (kN/m²)

b_w : 有効幅 (m)

j : 1/1.15

d : 有効高さ (m)

A_w : 斜め引張鉄筋断面積 (m²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kN/m²)

s : 斜め引張鉄筋間隔 (m)

*4：放水路側壁及び隔壁を耐震壁として強度評価する場合，「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）」に基づき，許容限界を設定する。

$$\tau_a = F_c / 30 \quad \text{かつ} \quad 0.5 + F_c / 100$$

ここに，

τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

(2) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、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14年3月）により設定する。
道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

R_u : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* q_u は Km 層の非排水せん断強度 × 2

A : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m²)

表 3.4-2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	極限支持力度 (kN/m ²)
Km 層 (T.P. -65 m)	6371

(3) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3.4-3 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-3 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
シートジョイント	2 m

3.5 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

津波時に発生する応答値は、固定荷重、積載荷重及び積雪の長期荷重に加え、遡上津波荷重を作用させるとともに、衝突荷重を防潮壁天端に作用させた２次元静的フレーム解析より算定する。

解析コードは「MSC NASTRAN Ver. 2018.0.1」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-1「計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。

(1) ２次元静的フレーム解析

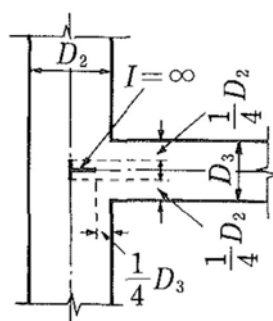
a. 構造物のモデル化

２次元静的フレーム解析では、地中連続壁基礎の奥行幅 20.1 m をモデル化対象範囲とし、モデル化対象範囲における構造物の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行き当りに換算した物性を用いる。

荷重作用方向に対して弱軸断面方向部材となる防潮壁、放水路頂版・底版及び地中連続壁基礎ははり要素を用いてモデル化する。側壁及び隔壁で構成される地中連続壁基礎は、水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし、水平断面中心位置ではり要素としてモデル化する。

地中連続壁基礎の水平方向に対しては、基礎幅分の仮想剛梁を設定する。また、地中連続壁基礎と放水路底版の鉛直方向に対しては、基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。なお、仮想剛梁の剛性は、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会 2005 年 6 月）に基づき、地中連続壁基礎をモデル化したはり要素の 1000 倍の値とする。

地中連続壁基礎の側壁及び隔壁内の地盤は、はり要素でモデル化した地中連続壁基礎の付加質量として考慮する。はり要素でモデル化した防潮壁及び放水路頂版の接続部は、「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）」に基づき、図 3.5-1 に示すように剛域を設定する。



「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]，土木学会」より
図 3.5-1 剛域の設定方法

荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となる放水路側壁及び隔壁は、平面要素を用いてモデル化する。放水路側壁及び隔壁はモデル奥行方向に連続していない壁部材であるため、図 3.5-2 に示すように、2次元FEM有効応力解析で用いる平面要素の剛性については、壁部材の全部材厚を全奥行で薄めたヤング係数を算定することで考慮する。

なお、構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002 年 5 月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分化して設定する。

地盤はバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化し、防潮壁背面の放水路ゲート格納室については、津波波力の作用荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず、付加質量として考慮する。津波時の検討で用いる解析モデルを図 3.5-3 に示す。

$$E_{eq} = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{b} E_c$$

ここに、 E_{eq} : モデル奥行幅に対する壁厚を考慮した等価剛性

$t_1 \sim t_3$: 放水路側壁及び隔壁の壁厚

E_c : コンクリートのヤング係数

b : モデル化対象範囲

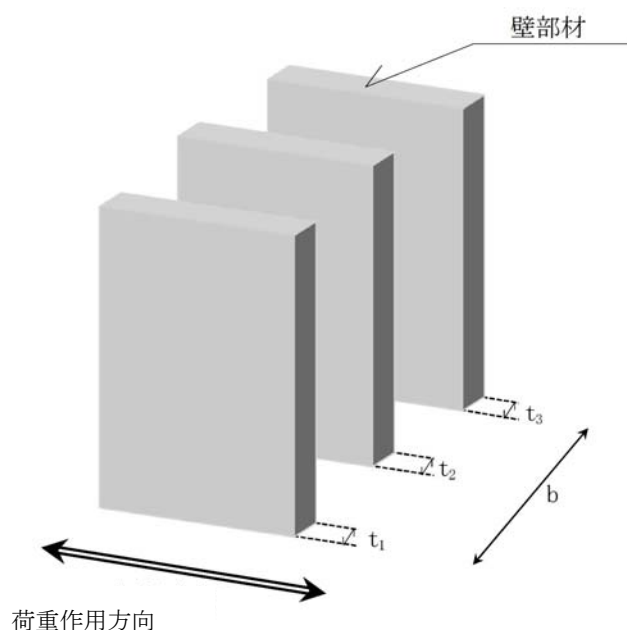


図 3.5-2 壁部材の等価剛性の考え方

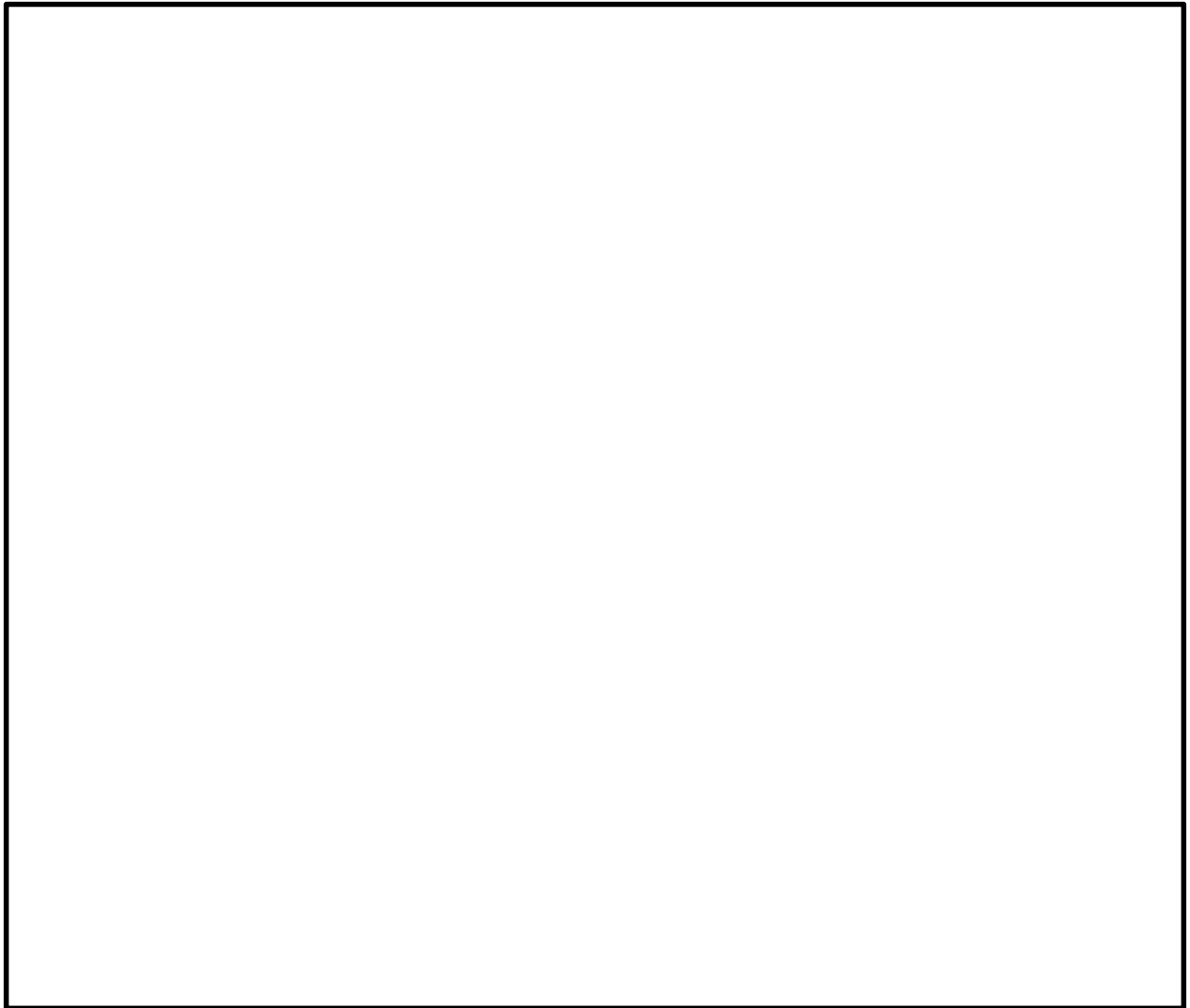


図 3.5-3 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の 2 次元静的フレーム解析モデル

b. 地盤のモデル化

2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「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。

津波時の地盤ばねは、表3.5-1に示す地盤ばね1及び地盤ばね2の2ケースを考慮する。

表 3.5-1 地盤バネケース

ケース名	地盤ばねの ばね定数	地盤ばねの 反力上限値	備考
地盤ばね1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値） から設定	地盤抵抗が大きいと仮定し た場合
地盤ばね2	静弾性係数 から設定	残留強度（ -1σ 低減値） から設定	地盤抵抗が小さいと仮定し た場合

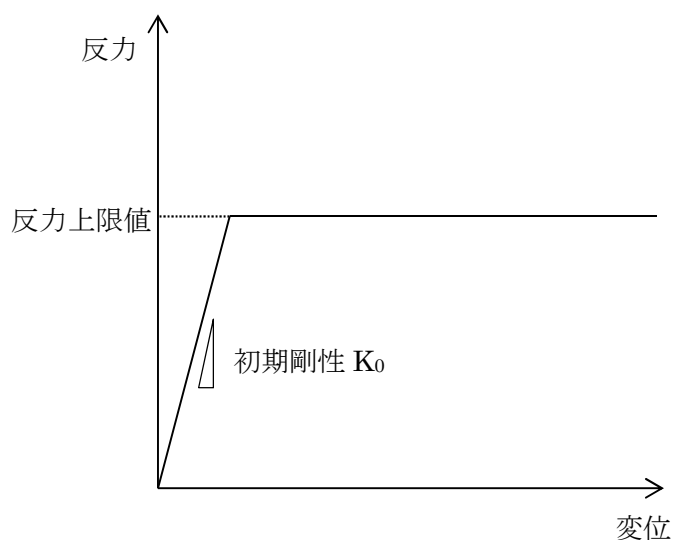


図 3.5-4 地盤バネのバイリニアモデル

(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のばね定数及び地盤ばねの反力上限値を以下のように設定する。

イ. 基礎前面の水平方向地盤反力係数 K_H

水平方向地盤反力係数 K_H の算定方法を以下に示す。

$$K_H = \alpha_k K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここに,

K_H : 基礎前面の地盤反力係数 (kN/m³)

α_k : K_H の推定に用いる補正係数 (=1.5)

K_{H0} : 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³) であり, 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 水平方向地盤反力係数 K_{H0} を以下の式より算定する。

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

ここに,

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

E_0 は以下の式より算定する。

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

ここに,

ν_d : 動ポアソン比

G_m : 初期せん断弾性係数 (kN/m²)

B_H : 基礎前面の換算載荷幅 (=20.1 m)

ロ. 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 K_{SHD}

水平方向せん断地盤反力係数 K_{SHD} の算定方法を以下に示す。

$$K_{SHD} = 0.6K_{HD}$$

ここに,

K_{SHD} : 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m²)

K_{HD} : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 (kN/m²)

K_{HD} は以下の式より算定する。

$$K_{HD} = \alpha_k K_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

D_H : 基礎側面の換算載荷幅 (=23.0 m)

ハ. 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVB}

鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVB} の算定方法を以下に示す。

$$K_{SVB} = 0.3K_H$$

ここに,

K_{SVB} : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m²)

ニ. 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVD}

鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVD} の算定方法を以下に示す。

$$K_{SVD} = 0.3K_{HD}$$

ここに,

K_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m²)

なお, 基礎先端付近の側壁及び隔壁内周面の鉛直方向せん断地盤反力は図 3.5-5 に示すように, 前背面や側面の鉛直方向せん断地盤反力係数の割り増しを行う。

・この間の地盤反力係数は

$$k_{SVB}' = \left(1 + \frac{B_0}{B} \right) k_{SVB}, \quad k_{SVD}' = \left(1 + \frac{D_0}{D} \right) k_{SVD}$$

と考える。

隔壁がある場合は隔壁間の内面距離の短い方を L_0 とする。

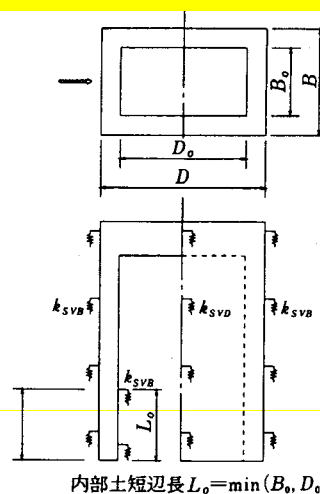


図 3.5-5 基礎内周面の鉛直方向せん断地盤反力

ホ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 K_V

鉛直方向地盤反力係数 K_V の算定方法を以下に示す。

$$K_V = K_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここに,

K_V : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m²)

K_{V0} : 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³) であり, 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 鉛直方向地盤反力係数 K_{V0} を以下の式より算定する。

$$K_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

B_V : 基礎の換算載荷幅 (m)

B_V は以下の式より算定する。

$$B_V = \sqrt{A_V}$$

A_V : 鉛直方向の載荷面積 (=321.60 m²)

ヘ. 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 K_S

水平方向せん断地盤反力係数 K_S の算定方法を以下に示す。

$$K_S = 0.3K_V$$

ここに,

K_S : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m²)

ト. 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 P_{HU}

水平地盤反力度の上限値 P_{HU} の算定方法を以下に示す。

$$P_{HU} = \alpha_P P_{EP}$$

ここに,

P_{HU} : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_P : 水平地盤反力度の上限値の割増係数

α_P は以下の式により算定する。ただし, N値 2 以下の軟弱な粘性土の場合は $\alpha_P = 1.0$ とする。

$$\alpha_P = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0$$

z : 設計上の地盤面からの高さ (m)

B_e : 基礎の有効前面幅 (=20.1m)

P_{EP} : 深さ z における地震時の地盤の受働土圧強度 (kN/m²)

P_{EP} は以下の式により算定する。なお, 以下の式は, 図 3.5-6 に示したような 3 層地盤の場合の計算式を示す。

$$P_{EP1} = K_{EP1}\gamma_1 h_1 + 2c_1\sqrt{K_{P1}}$$

$$P_{EP2} = K_{EP2}\gamma_2 h_2 + 2c_2\sqrt{K_{P2}} + K_{EP2}\gamma_1 h_1$$

$$P_{EP3} = K_{EP3}\gamma_3 h_3 + 2c_3\sqrt{K_{P3}} + K_{EP3}(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$$

P_{EP1} , P_{EP2} , P_{EP3} : 深さ h_1 , h_1+h_2 , $h_1+h_2+h_3$ における

地震時の受働土圧強度 (kN/m²)

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

(ピーク強度 (平均値))

δ_E : 地震時の基礎平面と土の摩擦角 (°) で, $-\phi/6$ とする。

α : 地表面と水平面のなす角度 (°)

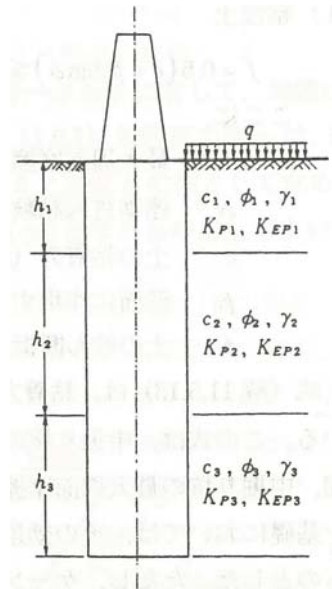


図 3.5-6 受働土圧強度算定式における各層物性

(3 層地盤の場合)

チ． 基礎周面の水平方向及び鉛直方向のせん断地盤反力度の上限値 f
 せん断地盤反力度の上限値 f の算定方法を以下に示す。

$$\text{(砂質土)} \quad f = \min[5N, (c + p_0 \tan \phi)] \leq 200$$

$$\text{(粘性土・地盤改良体)} \quad f = c + p_0 \tan \phi \leq 150$$

ここに,

f : せん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

N : 標準貫入試験より得られた N 値 (平均値)

c : 粘着力 (kN/m²)

(ピーク強度 (平均値))

p_0 : 基礎壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : せん断抵抗角 (°)

(ピーク強度 (平均値))

リ． 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値 P_{BVU}

鉛直方向地盤反力度の上限値 P_{BVU} は, 基礎を支持する基礎地盤 (Km 層) の極限支持力 q_d とする。Km 層層の極限支持力度の算定式を以下に示す。

$$q_d = 3q_u$$

ここに,

q_d : 基礎地盤 (Km 層層) の極限支持力度 (kN/m²)

q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

q_u は Km 層層の非排水せん断強度 $\times 2$

(ピーク強度 (平均値))

ヌ. 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 P_{SU}

せん断地盤反力度の上限値 P_{SU} の算定方法を以下に示す。

$$P_{SU} = C_B + p_V \tan \varphi_B + \frac{1}{A_e} (A_i c + W_s \tan \phi)$$

ここに,

P_{SU} : 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

C_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

岩とコンクリートの付着力 0 kN/m²

p_V : 基礎底面に生じる鉛直地盤反力度 (kN/m²)

φ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

岩とコンクリートの摩擦角 $\tan \phi = 0.6$

A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (内部土は含まない) (m²)

A_i : 基礎内部土の面積 (m²)

c : 基礎底面地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²)

(ピーク強度 (平均値))

W_s : 基礎底面よる上の内部土の有効重量 (kN)

ϕ : 基礎底面地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)

(ピーク強度 (平均値))

(b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のばね定数及び地盤ばねの反力上限値を以下のように設定する。

イ. 基礎前面の水平方向地盤反力係数 K_H

水平方向地盤反力係数 K_H の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数 E_0 は静弾性係数とする。

ロ. 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 K_{SHD}

水平方向せん断地盤反力係数 K_{SHD} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。

ハ. 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVB}

鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVB} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。

ニ. 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVD}

鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVD} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。

ホ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 K_V

鉛直方向地盤反力係数 K_V の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。

ヘ. 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 K_S

水平方向せん断地盤反力係数 K_S の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。

ト． 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 P_{HU}

水平地盤反力度の上限値 P_{HU} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。

チ． 基礎周面の水平方向及び鉛直方向のせん断地盤反力度の上限値 f

せん断地盤反力度の上限値 f の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。

リ． 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値 P_{BVU}

鉛直方向地盤反力度の上限値 P_{BVU} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。

ヌ． 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 P_{SU}

せん断地盤反力度の上限値 P_{SU} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-2 に、材料の物性値を表 3.5-3 に示す。

表 3.5-2 使用材料

使用箇所	材料	諸元
防潮壁	鉄筋	SD345, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
放水路	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
地中連続壁基礎	鉄筋	SD345, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²

表 3.5-3 材料の物性値*

使用箇所	材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
防潮壁	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2
放水路	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2
地中連続壁基礎	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2

注記 *：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）

(3) 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体（嵩上げ部）の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤物性値を表 3.5-4 に、地盤改良体の物性値を表 3.5-5 に示す。なお、地盤改良体の一軸圧縮強度は 1.5 N/mm^2 として、動的変形特性及び強度特性を設定する。

表 3.5-4 (1) 地盤の解析用物性値一覧

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74 (1.89)	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

パラメータ				原地盤					
				第四系					新第三系
				Ac	D2c-3	D2c-2	1m	D1c-1	Km
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm^3	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m^2	480	696	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき、 z（標高）ごとに物性値を設定
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m^2	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm^2	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603 \cdot z$
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z：標高（m）

表 3.5-4 (2) 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 ³)	静ポアソン比 ν_{cs}	粘着力 C _{cs} (kN/nf)	内部摩擦角 ϕ_{cs} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ms} (kN/nf)	基準体積 弾性係数 K _{ms} (kN/nf)	基準平均有効 主応力 σ'_{ms} (kN/nf)	拘束圧 依存係数 n _f , mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 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	391,471	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	394,870	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	396,574	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	399,996	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

表 3.5-5 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	

* 地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度 : 1.5 N/mm^2

(4) 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価は、静的解析結果より得られる照査用応答値が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力度、曲げ引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

(a) 防潮壁

防潮壁では、はり要素としてモデル化した2次元静的フレーム解析より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき、主筋（鉛直方向鉄筋）の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また、2次元静的フレーム解析より得られるせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

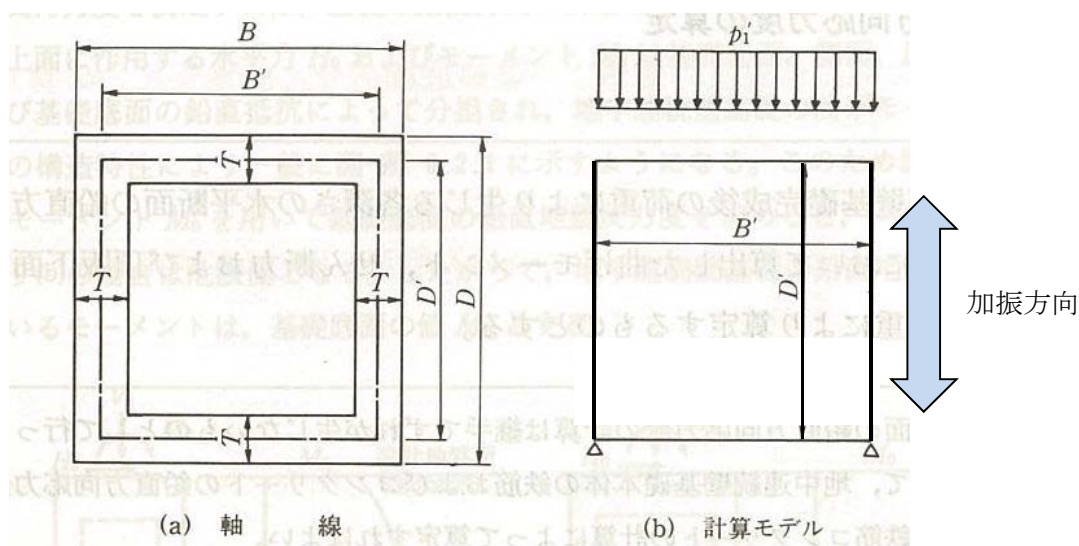
(b) 放水路側壁及び隔壁

放水路側壁及び隔壁は荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となるため、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999 年）」に基づき、耐震壁として評価する。放水路側壁及び隔壁では、平面要素としてモデル化した2次元フレーム解析より得られるせん断ひずみに対してコンクリートのせん断弾性係数を乗じることで、部材に発生するせん断応力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

(c) 地中連続壁基礎

地中連続壁基礎では、はり要素としてモデル化した2次元静的フレーム解析より得られる曲げモーメント及び軸力に基づき、主筋（鉛直方向鉄筋）の引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また、2次元静的フレーム解析より得られるせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

地中連続壁基礎の側壁及び隔壁に対しては、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（（社）日本道路協会 平成24年3月）」に基づき、図3.5-7に示すように、基礎の水平方向断面を基礎側壁及び隔壁の位置に支点を設けたラーメン部材としてモデル化し、2次元静的フレーム解析から求めた基礎側面の最大地盤反力度を静的に作用させることで、側壁及び隔壁の主筋（水平方向鉄筋）に発生する引張応力度及びコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認する。また、図3.5-7に示したラーメン部材に発生するせん断力に基づき、部材に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。なお、地中連続壁基礎の水平方向断面におけるコンクリート及び鉄筋の許容限界は、エレメント間の継手部を考慮して20%低減したものをを用いる。



p_i' : 2次元静的フレーム解析より求めた地盤ばね反力

図 3.5-7 地中連続壁基礎の水平方向断面力の計算方法

b. 基礎地盤の支持力

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価では、基礎地盤に作用する接地圧が地震時及び重畳時に包絡され则认为されることから実施しない。

c. 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の評価は、本震後の津波時における変形量が許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材の評価は、「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

3.5.2 重畳時

重畳時においては、固定荷重、積載荷重の永久荷重及び積雪荷重の変動荷重に加え、津波襲来前に発生する地震動による地盤沈下量 1.5 m を考慮した状態で遡上津波荷重を作用させるとともに、余震荷重を作用させる。

構造物に発生する変形量や断面力は、2次元静的フレーム解析より算定する。なお、2次元静的フレーム解析で考慮する余震に伴う地盤変位や静的震度は、構造物中心位置の地盤モデルに対する1次元有効応力解析より設定する。また、基礎直下の接地圧は、2次元FEM有効応力解析より算定する。

解析コードは、2次元静的フレーム解析については「MSC NASTRAN Ver. 2018.0.1」を、1次元及び2次元FEM有効応力解析については「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要についてはそれぞれ、V-5-1「計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」及びV-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」に示す。

(1) 1次元有効応力解析

a. 解析領域

地震応答解析の解析モデル底面は T.P. -100 m とし，構造物中心位置の地層構成に基づき作成した地盤モデルを用いる。解析モデル底面には，T.P. -100 m 位置の密度，せん断波速度及び疎密波速度を有する粘性境界を設定する。1次元有効応力解析で用いる解析モデル概要図を図 3.5-8 に示す。

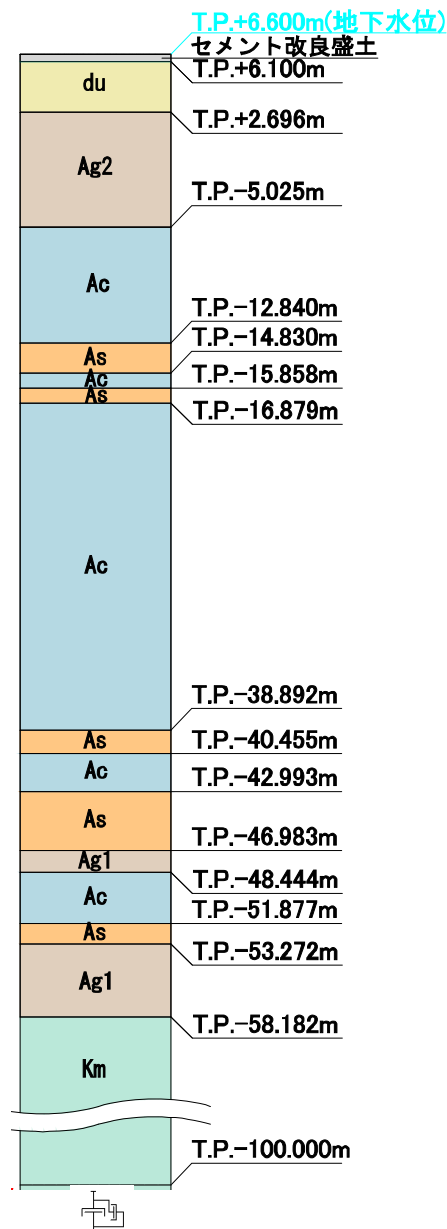


図 3.5-8 1次元有効応力解析で用いる解析モデル概要図

b. 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて実施する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図 3.5-9 に示す。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を図 3.5-10 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。

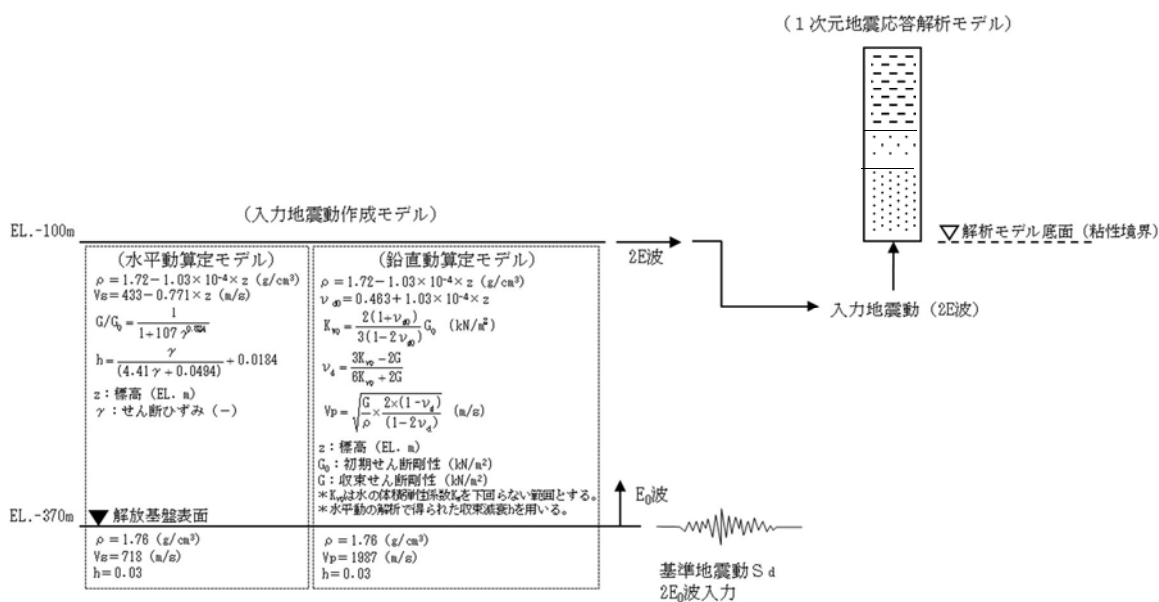
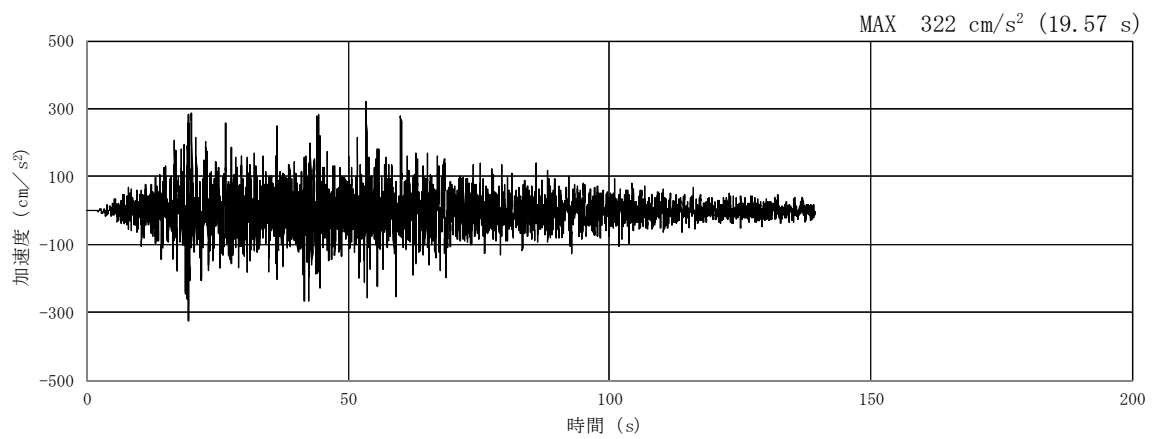
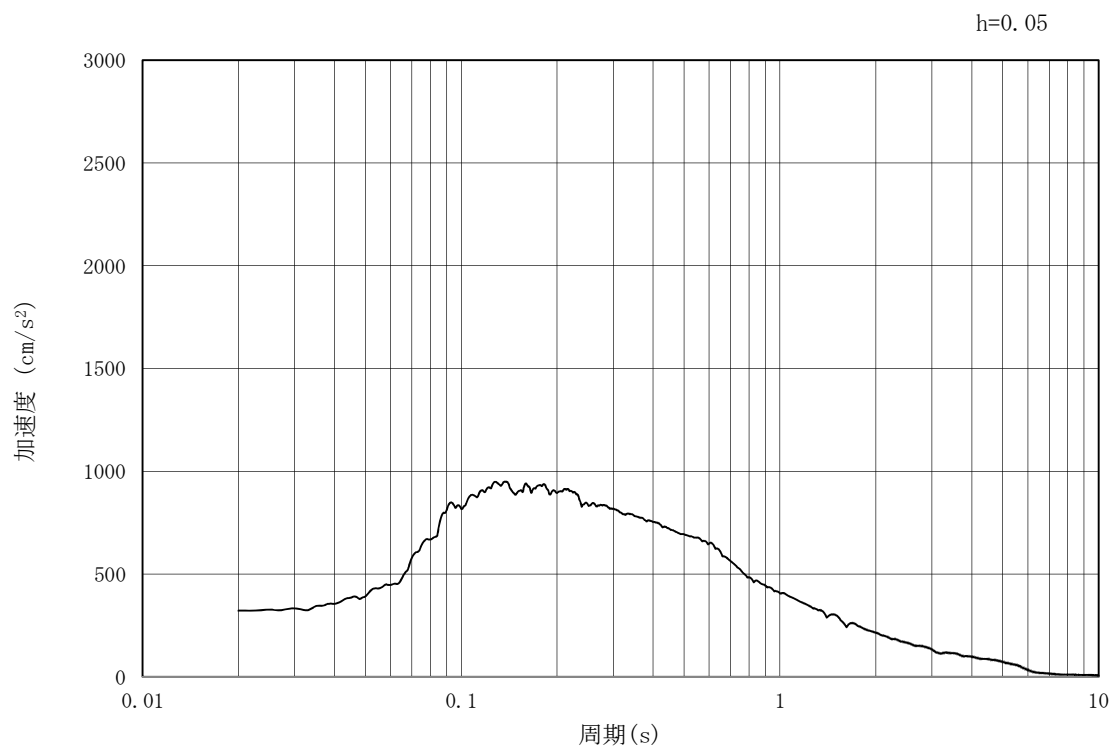


図 3.5-9 入力地震動算定の概念図

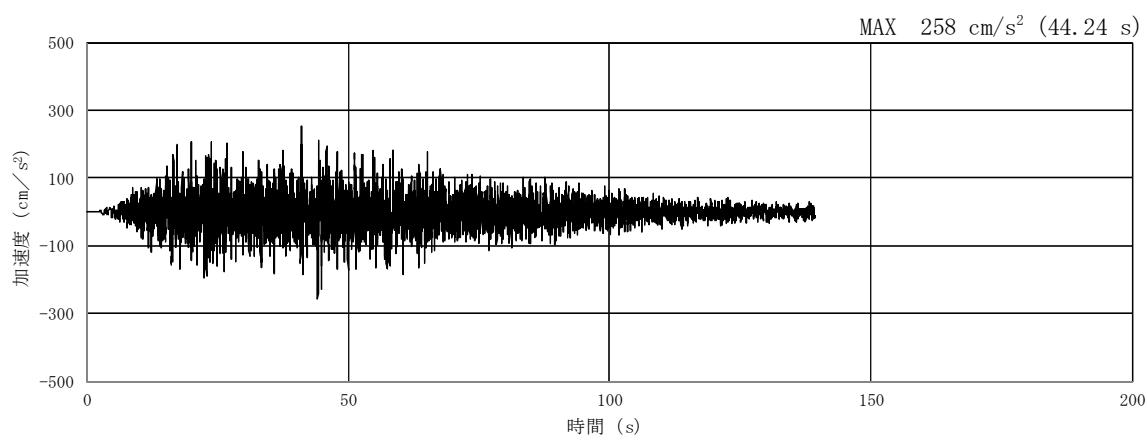


(a) 加速度時刻歴波形

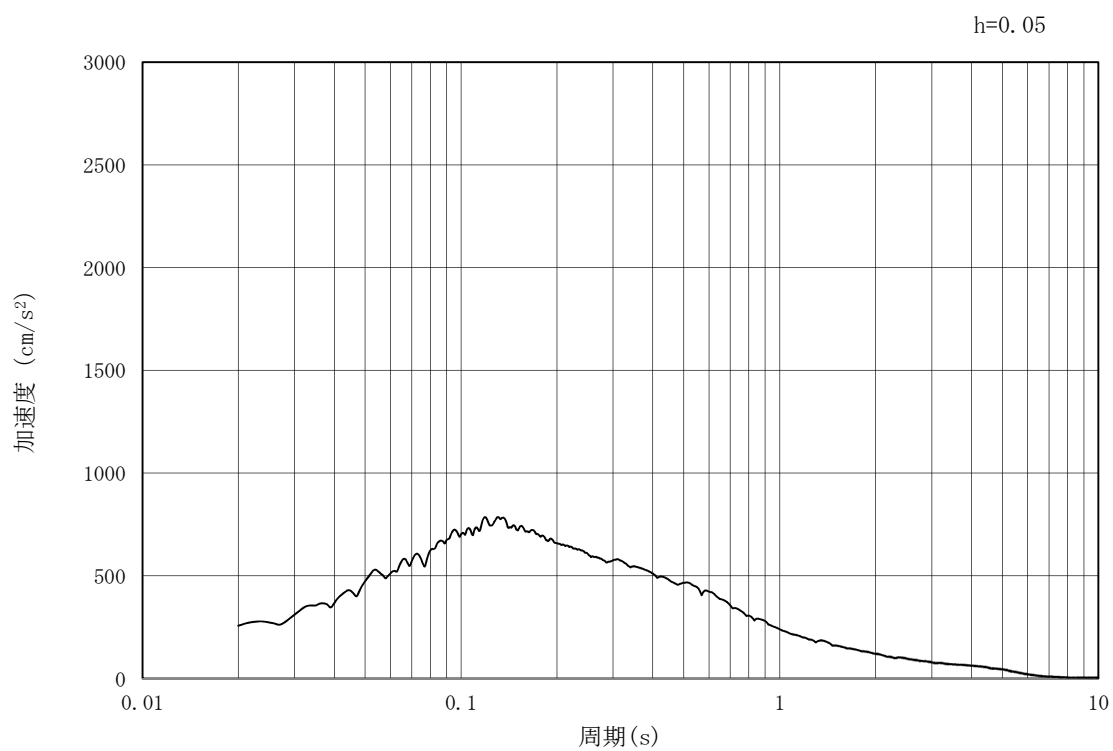


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-10 (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)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-10 (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)

(2) 2次元静的フレーム解析

a. 解析モデル

2次元静的フレーム解析においては、防潮壁、地中連続壁基礎及び放水路（頂版及び底版）をはり要素、放水路（中壁及び側壁）を平面要素、地盤を1次元有効応力解析の応答値より設定したバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化する。防潮壁背面の放水路ゲートは、津波波力等の作用荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず、付加質量として考慮する。なお、構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002年5月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度まで細分化して設定する。

重畳時の検討で用いる解析モデルを図3.5-11に示す。

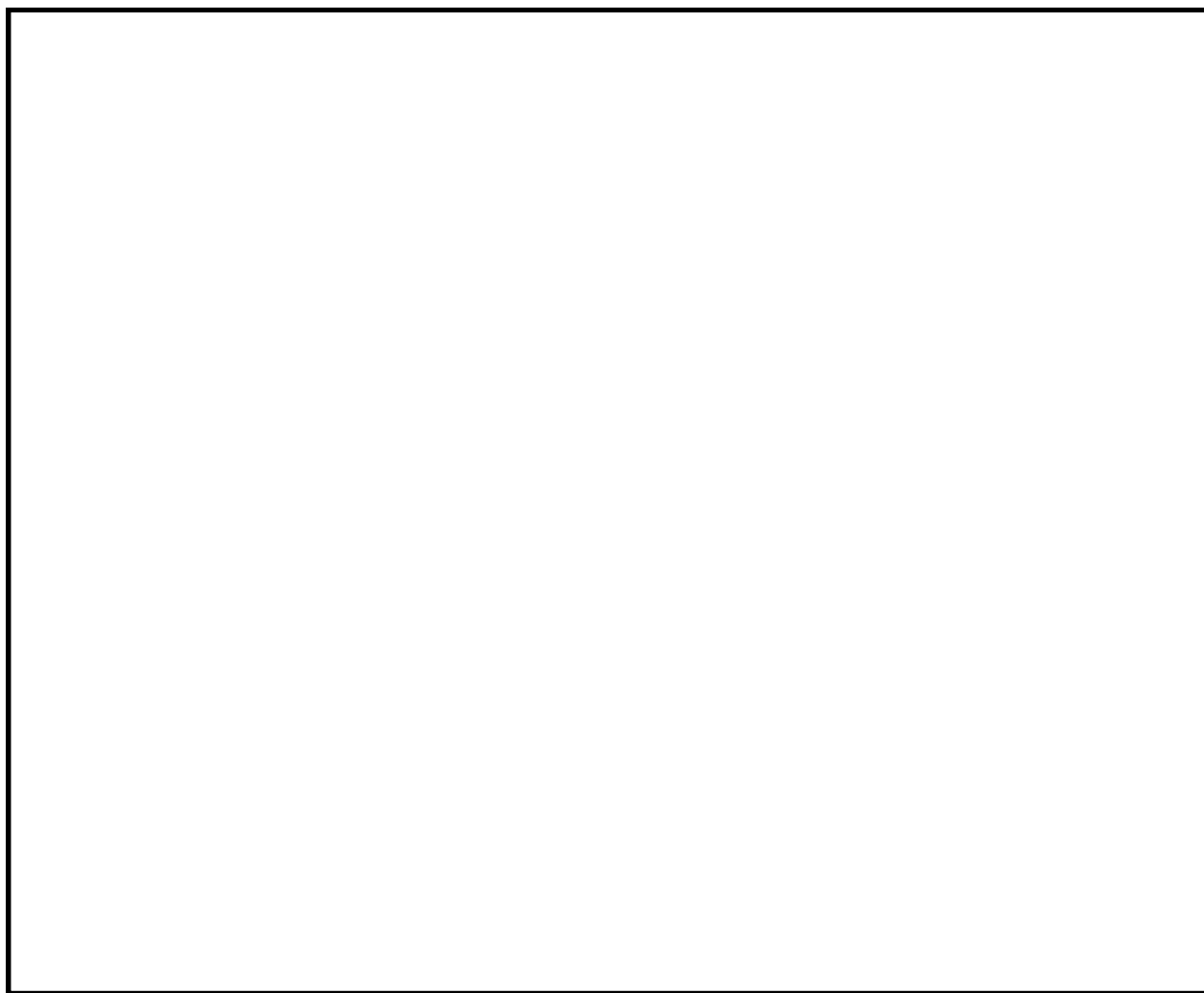


図3.5-11 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の2次元静的フレーム解析モデル

b. 地盤ばねの設定

2次元静的フレーム解析に用いる地盤ばねは、「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、地盤反力の上限值を考慮したバイリニア型とする。

重畳時の検討では、表 3.5-6 に示した解析ケースのうち、地表面最大水平応答加速度、地表面最大水平変位及び最大せん断ひずみが発生する各解析ケースに着目し、地表面の最大加速度発生時刻、地表面の最大相対水平変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻における地盤の平均有効主応力及びせん断ひずみを用いて、地盤反力係数及び上限値を設定する。2次元静的フレーム解析で考慮する地盤ばねを表 3.5-7 に示す。

表 3.5-6 2次元静的フレーム解析における 1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		① 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）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）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）	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
地震波	S _d -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

* 上記のケースより、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して地盤ばねを設定する。

表 3.5-7 地盤ばねケース

ケース名	地盤ばねのばね定数及び反力上限値	備考
地盤ばね 3	S _d 波による 1次元有効応力解析から地表面応答加速度が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が大きいケース
地盤ばね 4	S _d 波による 1次元有効応力解析から地表面応答変位が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が小さいケース
地盤ばね 5	S _d 波による 1次元有効応力解析からせん断ひずみが最大値を示す地盤物性により設定	

(a) 基礎前面の水平方向地盤反力係数 K_H

水平方向地盤反力係数 K_H の算定方法は、「3.5.1 津波時」と同様、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成14年3月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数 E_0 は、1次元有効応力解析において地表面の最大相対水平変位発生時刻 t_{\max} の応答値に基づき、以下の式により算定する

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

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

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

ここに、

ν_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_{xy} : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

(b) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 K_{SHD}

水平方向せん断地盤反力係数 K_{SHD} の算定方法は、「3.5.1 津波時」と同様、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成14年3月）」に従って算出する。

(c) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVB}

鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVB} の算定方法は、「3.5.1 津波時」と同様、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成14年3月）」に従って算出する。

(d) 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVD}

鉛直方向せん断地盤反力係数 K_{SVD} の算定方法は、「3.5.1 津波時」と同様、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成14年3月）」に従って算出する。

(e) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 K_V

鉛直方向地盤反力係数 K_V の算定方法は、「3.5.1 津波時」と同様、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成14年3月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数 E_0 は、「(a) 基礎前面の水平方向地盤反力係数」と同様、1次元有効応力解析において地表面の最大相対水平変位発生時刻 t_{\max} の応答値に基づき算出する。

(f) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 K_S

鉛直方向地盤反力係数 K_V の算定方法は、「3.5.1 津波時」と同様、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成14年3月）」に従って算出する。

(g) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 P_{HU}

水平地盤反力度の上限値 P_{HU} の算定方法を以下に示す。

$$P_{HU} = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\varphi_{CD})$$

ここに、

P_{HU} : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

c_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²) (ピーク強度 (平均値))

φ_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°) (ピーク強度 (平均値))

σ'_m : 時刻 t_{\max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

(h) 基礎周面の水平方向及び鉛直方向のせん断地盤反力度の上限値 f

せん断地盤反力度の上限値 f の算定方法を以下に示す。

$$\text{(砂質土)} \quad f = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD} \leq 200$$

$$\text{(粘性土・地盤改良体)} \quad f = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD} \leq 150$$

ここに、

f : せん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

c_{CD} : 粘着力 (kN/m²) (ピーク強度 (平均値))

φ_{CD} : せん断抵抗角 (°) (ピーク強度 (平均値))

σ'_m : 時刻 t_{\max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

(i) 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値 P_{BVU}

鉛直方向地盤反力度の上限値 P_{BVU} の算定方法を以下に示す。

$$P_{HU} = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\varphi_{CD})$$

ここに、

P_{HU} : 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 (kN/m²)

c_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²) (ピーク強度 (平均値))

φ_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°) (ピーク強度 (平均値))

σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

(j) 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 P_{SU}

せん断地盤反力度の上限値 P_{SU} の算定方法を以下に示す。

$$P_{SU} = c_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD}$$

ここに、

P_{SU} : 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

c_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²) (ピーク強度 (平均値))

φ_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°) (ピーク強度 (平均値))

σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

(3) 2次元FEM有効応力解析

a. 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、J E A C 4 6 0 1 - 1991 追補版に基づき、モデル幅を構造物幅の3倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅以上確保する。なお、地震応答解析時の解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の5または4分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、第四紀層の要素高さを1 m程度まで細分化して設定する。

2次元FEM有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元FEM有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5-12に示す。

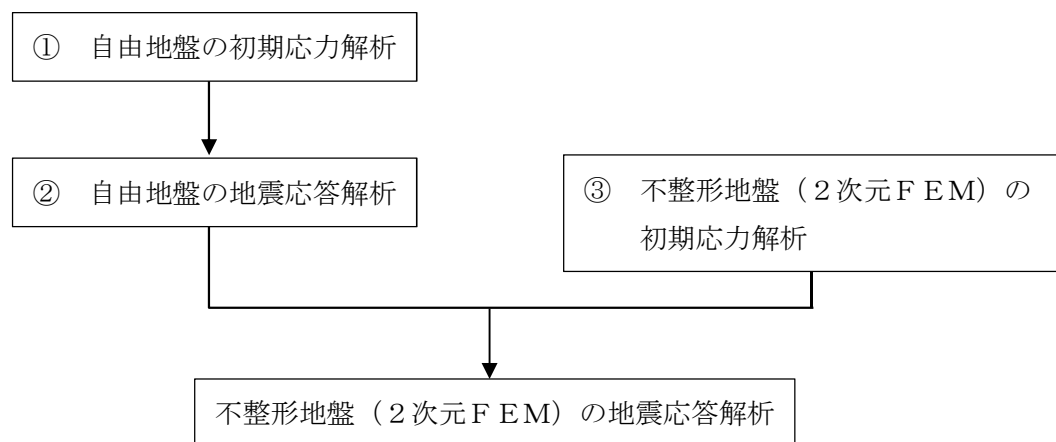


図3.5-12 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（2次元FEM）の地震応答解析までのフロー

b. 境界条件

(a) 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-13 に示す。

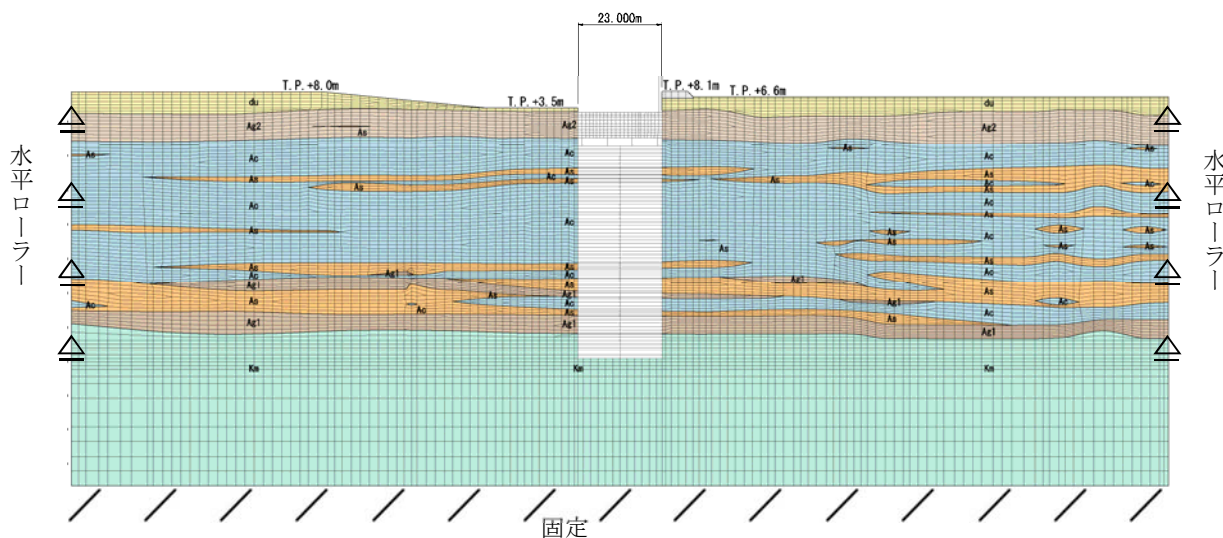


図 3.5-13 固有値解析における境界条件の概念図

(b) 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-14 に示す。

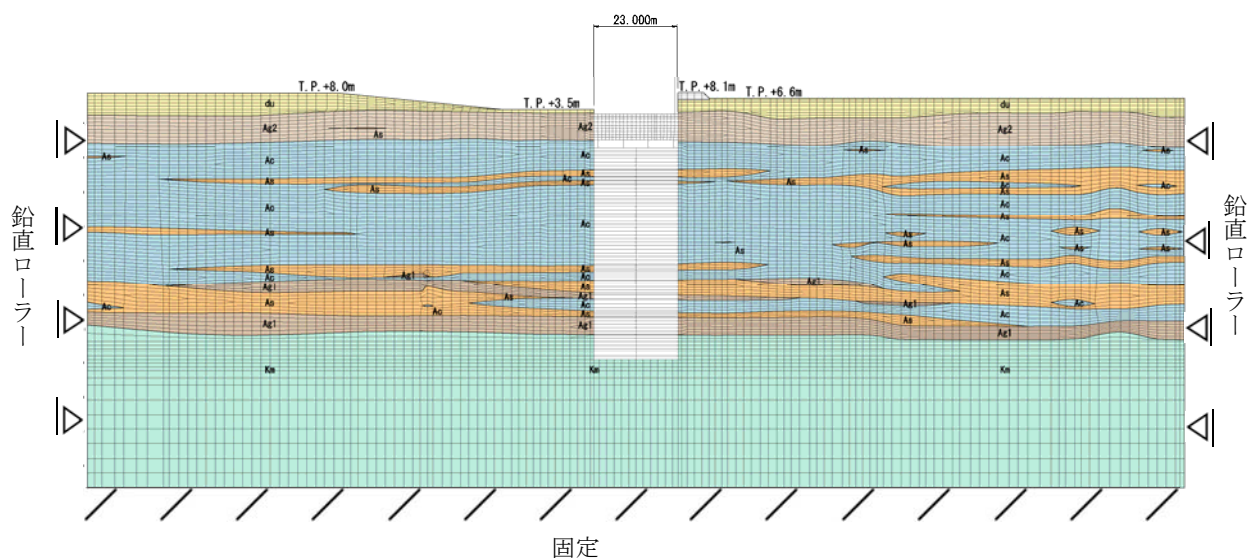


図 3.5-14 固有値解析における境界条件の概念図

(c) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。地震応答解析モデルを図 3.5-15 に示す。

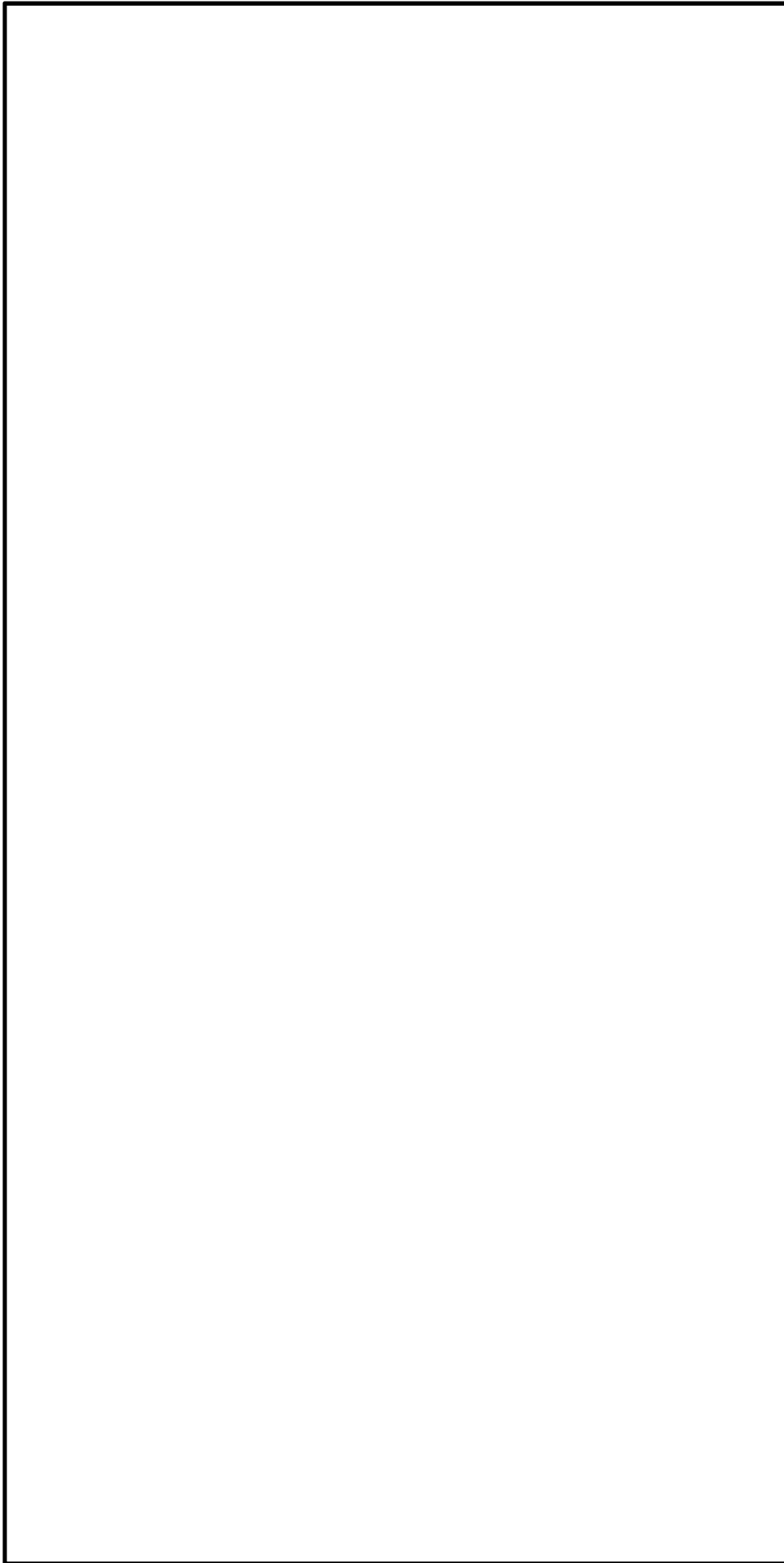


図 3.5-15 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル

c. 構造物のモデル化

2次元FEM有効応力解析では、地中連続壁基礎の奥行幅 20.1 m をモデル化対象範囲とし、構造物の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。荷重作用方向に対して弱軸断面方向部材となる防潮壁、放水路頂版・底版及び地中連続壁基礎は、はり要素を用いてモデル化する。地中連続壁基礎は、水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし、水平断面中心位置ではり要素としてモデル化する。なお、構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会、2002 年 5 月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分化して設定する。また、地盤と接する要素については、地盤の要素分割と同様にする。

地中連続壁基礎の水平方向に対しては、基礎幅分の仮想剛梁を設定する。また、地中連続壁基礎と放水路底版の鉛直方向に対しては、基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。なお、仮想剛梁の剛性は、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（（社）土木学会 2005 年 6 月）に基づき、地中連続壁基礎をモデル化したはり要素の 1000 倍の値とする。

地中連続壁基礎の側壁及び隔壁内の地盤は、はり要素でモデル化した地中連続壁基礎の付加質量として考慮する。また、はり要素でモデル化した防潮壁及び放水路頂版の接続部は、「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）に基づき、図 3.5-16 に示すように剛域を設定する。

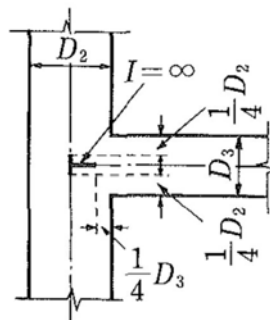


図 3.5-16 剛域の設定方法

荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となる放水路側壁及び隔壁は、平面要素を用いてモデル化する。放水路側壁及び隔壁はモデル奥行方向に連続していない壁部材であるため、図 3.5-17 に示すように、2次元FEM有効応力解析で用いる平面要素の剛性については、壁部材の全部材厚を全奥行で薄めた等価ヤング係数を算定することで考慮する。

放水路ゲート格納室については、荷重作用方向に対して強軸断面方向部材となり防潮壁を水平支持するが、防潮壁に発生する断面力を保守的に評価するため、部材の剛性は考慮せず、躯体自重及び慣性力のみ考慮する。なお、構造物の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002年5月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度まで細分化して設定する。また、地盤と接する要素については、地盤の要素分割と同様にする。鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図を図 3.5-18 に示す。

$$E_{eq} = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{b} E_c$$

ここに、 E_{eq} : モデル奥行幅に対する壁厚を考慮した等価剛性

$t_1 \sim t_3$: 放水路側壁及び隔壁の壁厚

E_c : コンクリートのヤング係数

b : モデル化対象範囲

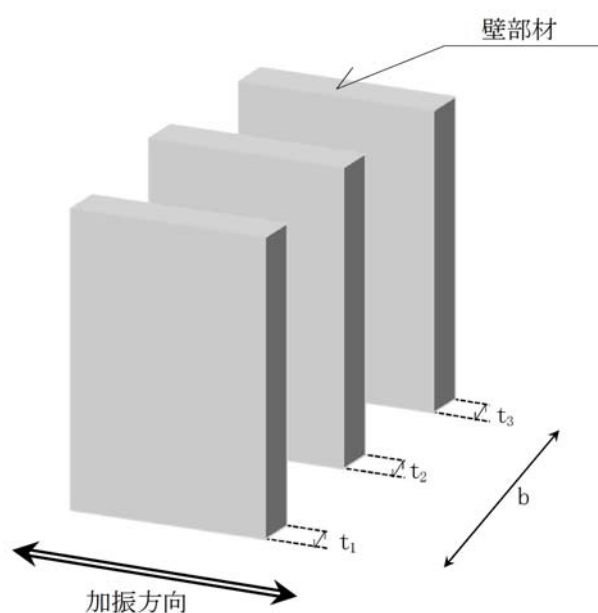


図 3.5-17 壁部材の等価剛性の考え方

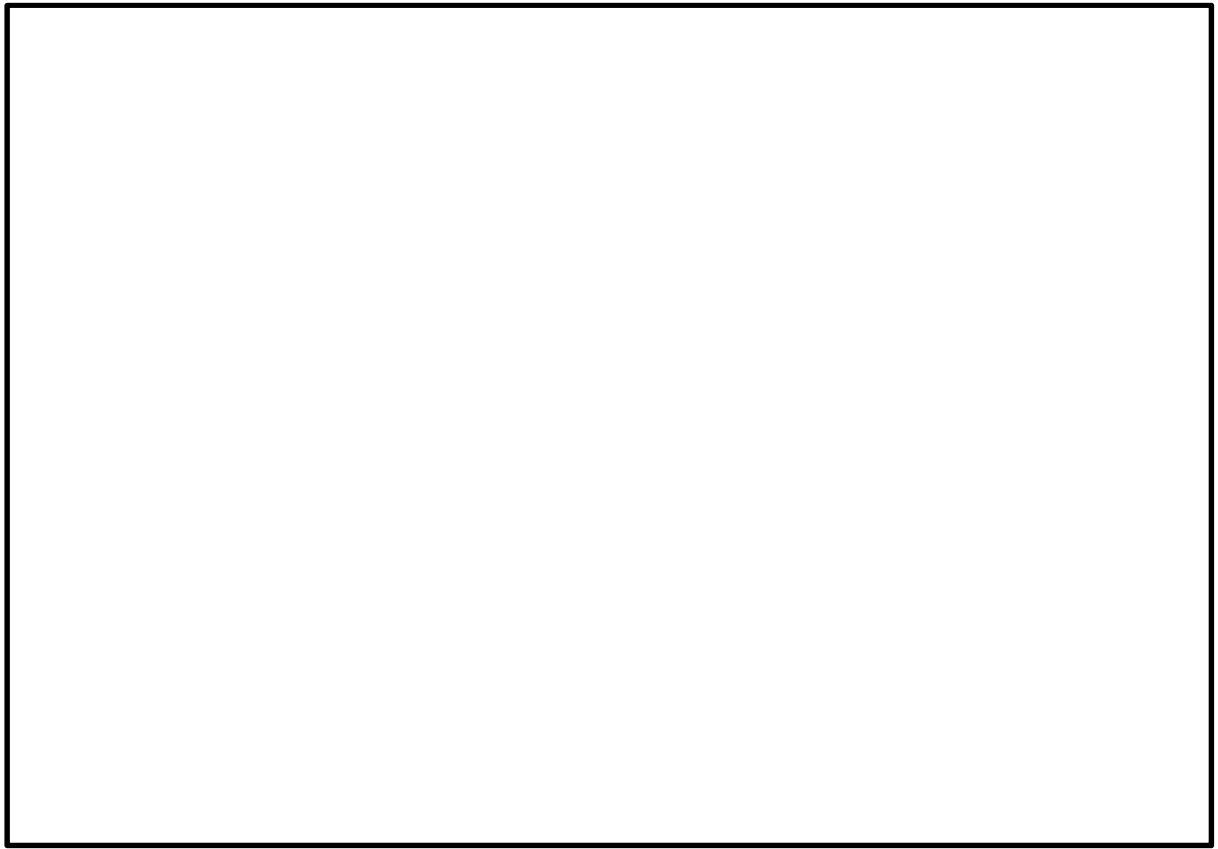


図 3.5-18 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図

d. ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより，強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。

なお，せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5-8 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5-8 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	Du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2s-3 層	0.010	35.8	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot Z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot Z$	—
地盤改良体		0.75	0.0	

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5-9 のとおり設定する。ジョイント要素設定の考え方を図 3.5-19 に示す。

表 3.5-9 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

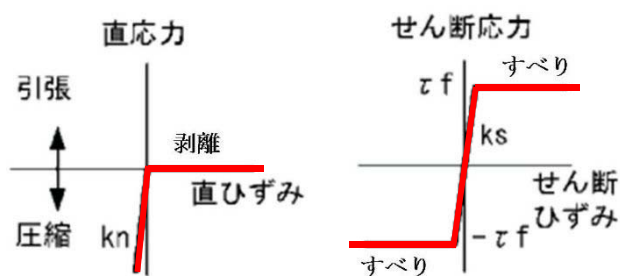


図 3.5-19 ジョイント要素設定の考え方

e. 減衰定数の設定

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰は、 $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトしていくことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 $\alpha [M]$ の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

$[C]$: 減衰係数マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

係数 α 、 β は、以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1 %（解析における減衰は、ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5 %（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5-20 に、固有値解析結果を表 3.5-10 に示す。

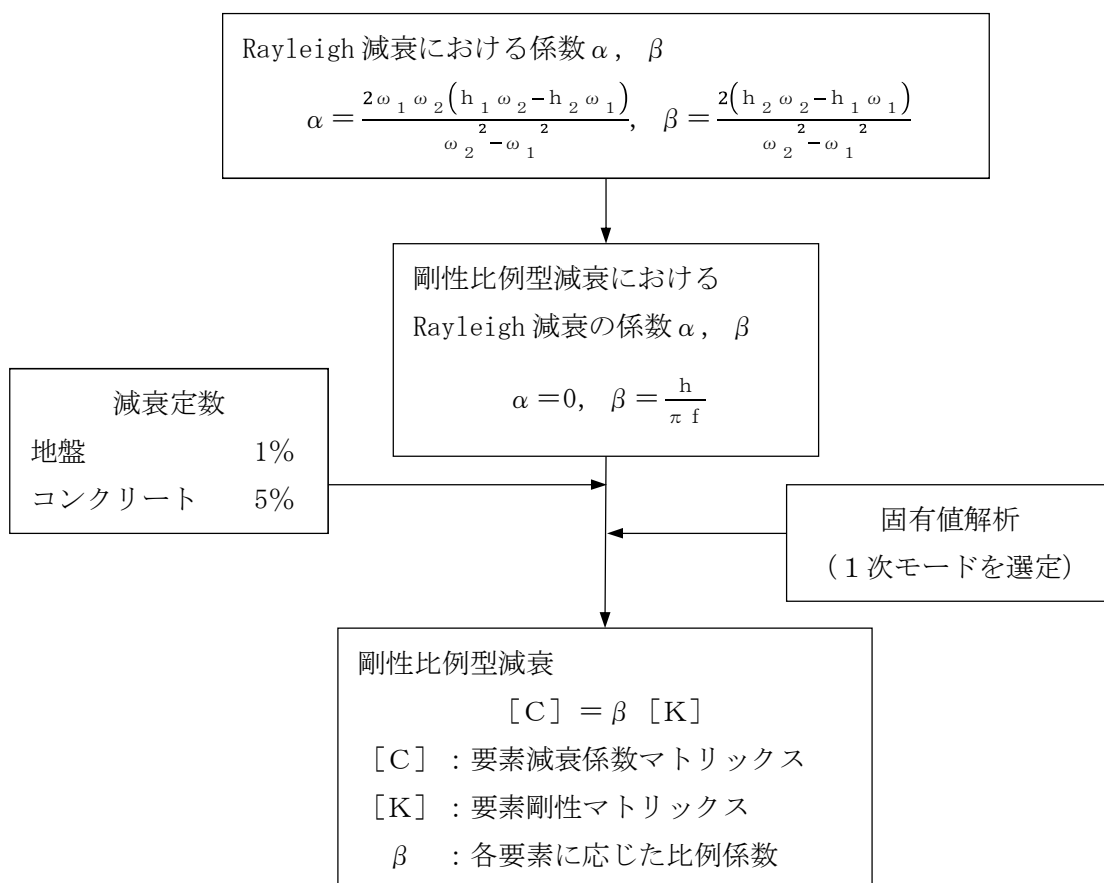


図 3.5-20 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-10 (1) 固有値解析結果

(a) 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

(b) 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

表 3.5-10 (2) 固有値解析結果

(c) 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

(d) 検討ケース④：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解析ケース

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			

f. 入力地震動

入力地震動は、1次元有限要素有効応力解析で用いた地震動と同じとする。

(4) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。

(5) 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。

(6) 地下水位

地下水位は地表面に設定する。

(3) 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価は、解析結果より得られる照査用応答値が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. 鉄筋コンクリート

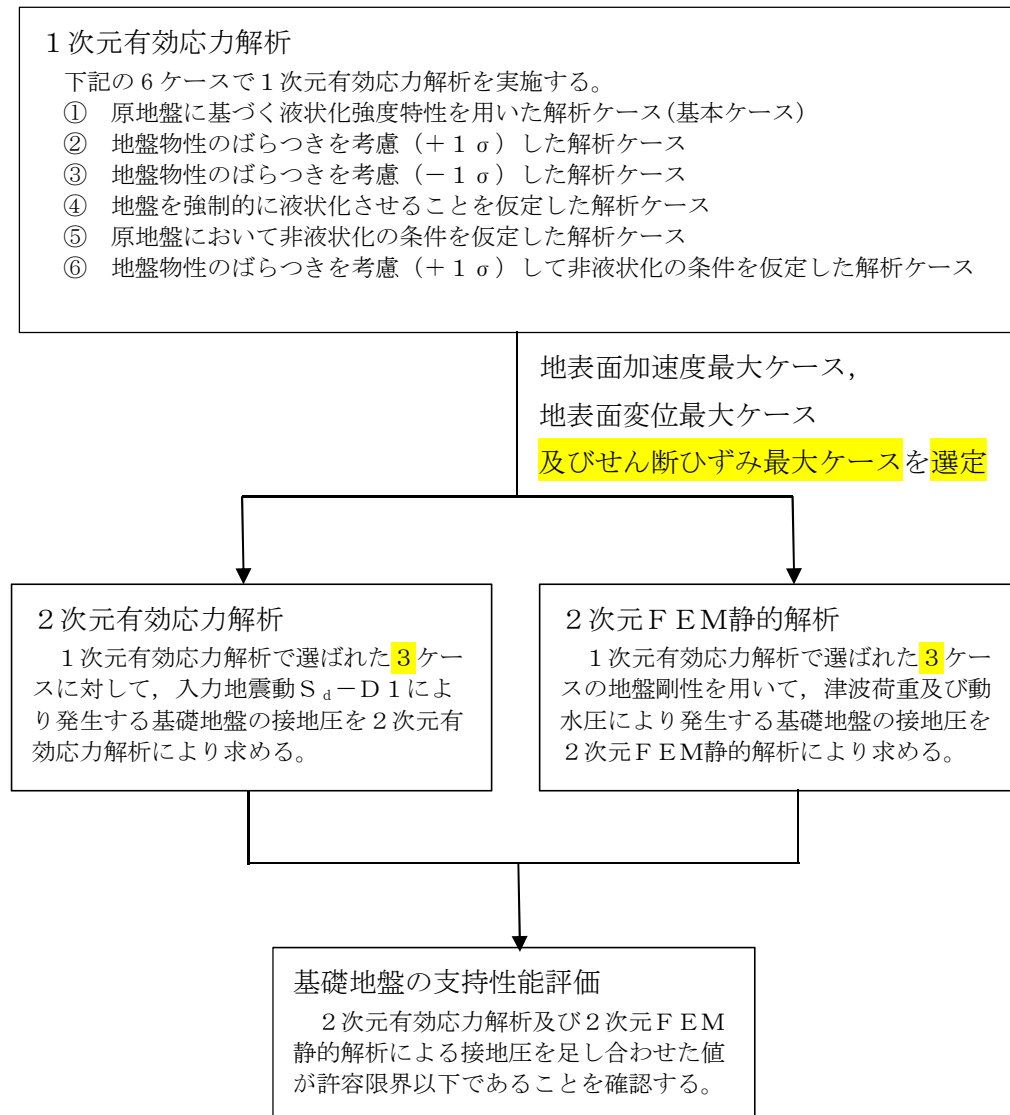
鉄筋コンクリートの評価は、「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

b. 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能に係る評価は、 S_d-D1 を入力地震動とした2次元FEM有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元FEM有効応力解析より得られる接地圧を加えて許容限界以下であることを確認する。なお、基礎地盤の支持性能評価フローを図3.5-21に示す。

c. 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の評価は、「3.5.1 津波時」と同じ方法により、本震後の余震と津波の重畳時における変形量が許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材の評価は、「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。



* 上記の2次元有効応力解析及び2次元FEM静的解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 3.5-21 基礎地盤の支持性能評価フロー

4. 評価結果

追而

4.1 評価ケースの選定

表 4.1-1 1次元有効応力解析結果

検討 ケース	地盤剛性	液状化パラメータ の適用	地表面 最大加速度 (cm/s^2)	地表面 最大変位 (m)	最大せん断 ひずみ (%)
①	平均剛性	液状化パラメータ適用			
②	+1 σ 剛性				
③	-1 σ 剛性				
④	豊浦標準砂				
⑤	平均剛性	非液状化			
⑥	+1 σ 剛性				

4.2 強度評価結果

(1) 構造部材に対する評価結果

許容応力度法により，評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容応力度以下であること，せん断応力度が許容せん断応力度以下，又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力（ $V_{c,a}$ ）と斜め引張鉄筋の許容せん断力（ $V_{s,a}$ ）を合わせた許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査，鉄筋の曲げ軸力に対する照査，せん断力に対する照査の 3 つの照査に対して，最も厳しい照査値となったケースにおける照査結果及び断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）の分布図を部材毎に整理した。

津波時における基準津波の照査結果を表 4.2-1～表 4.2-3 に，津波時における T.P. +24.0 m 津波の照査結果を表 4.2-4～表 4.2-6 に，重畳時における基準津波の照査結果を表 4.2-7～表 4.2-9 に，重畳時における T.P. +24.0 m 津波の照査結果を表 4.2-10～表 4.2-12 に示す。また，部材毎の照査位置を図 4.2-1 に示す。

津波時における基準津波の断面力の分布図を図 4.2-2 に，津波時における T.P. +24.0 m 津波の断面力の分布図を図 4.2-3 に，重畳時における基準津波断面力の分布図を図 4.2-4 に，重畳時における T.P. +24.0 m 津波断面力の分布図を図 4.2-5 に示す。

概略配筋図を図 4.2-6 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 4.2-13 に示す。

表 4.2-1 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（津波時：基準津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

評価位置*		①照査用応力度 (N/mm^2)	②短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
防潮壁	1	5.2	21.0	0.25
地中連続壁 基礎(鉛直)	3	2.0	21.0	0.10
地中連続壁 基礎(水平)	37, 64	0.4	16.8	0.03

表 4.2-2 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（津波時：基準津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

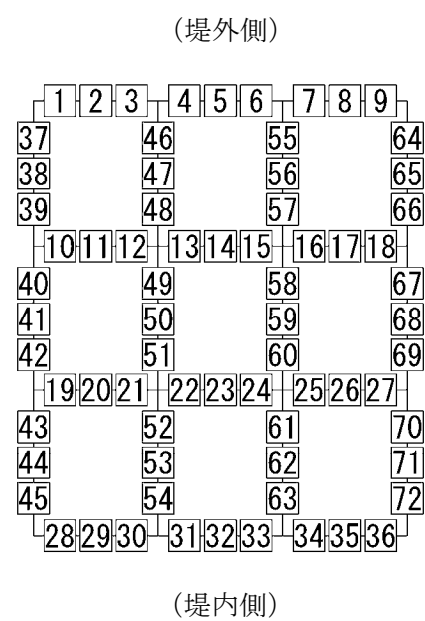
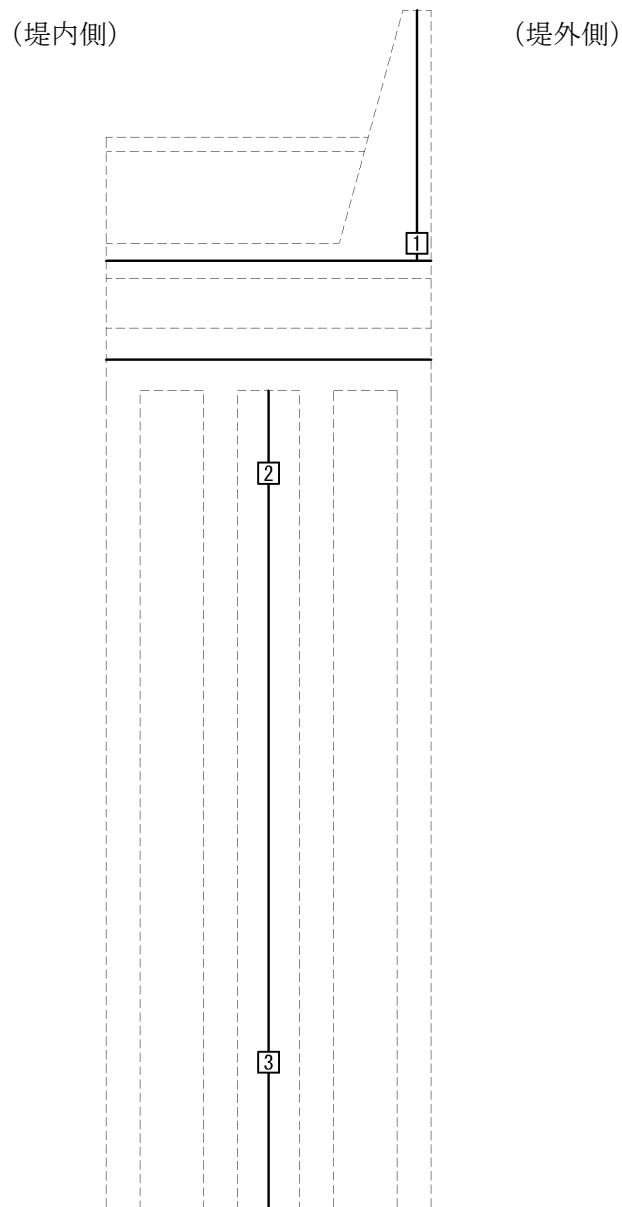
評価位置*		①照査用応力度 (N/mm^2)	②短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
防潮壁	1	206.8	435.0	0.48
地中連続壁 基礎(鉛直)	3	20.1	435.0	0.05
地中連続壁 基礎(水平)	2, 8	6.0	348.0	0.02

表 4.2-3 セン断力に対する照査結果（津波時：基準津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

評価位置*		照査用 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm^2)	せん断力 (kN)	許容 せん断力 V_a (kN)	照査値
防潮壁	1	0.38	0.825	－	－	0.47
放水路 側壁・隔壁	－	0.09	1.35	－	－	0.07
地中連続壁 基礎(鉛直)	2	0.21	0.825	－	－	0.25
地中連続壁 基礎(水平)	38, 65	0.05	0.66	－	－	0.08

注記 *：評価位置は図 4.2-1 に示す。



防潮壁及び地中連続壁基礎（鉛直）

地中連続壁基礎（水平）

図 4.2-1 評価位置

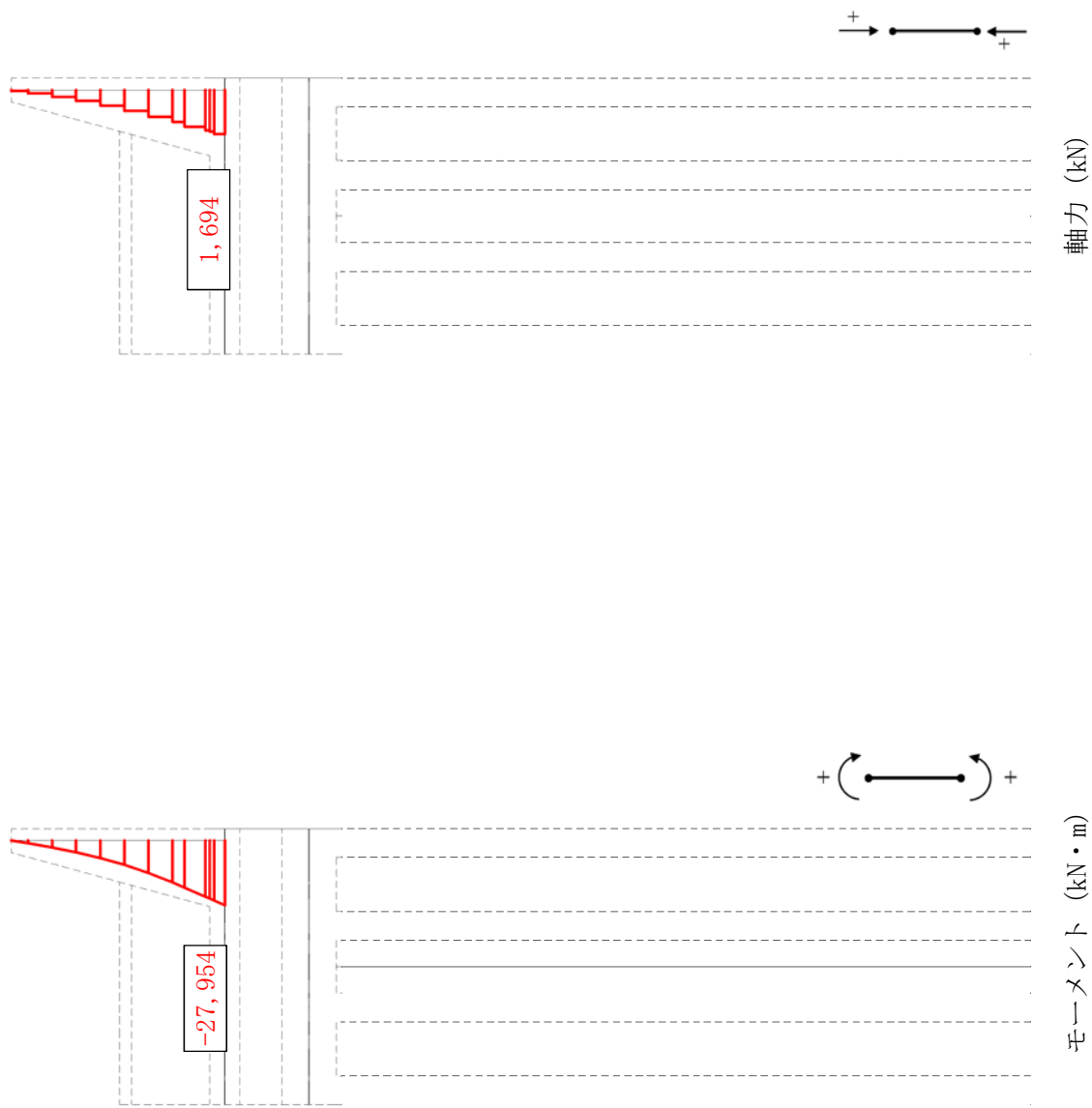


図 4. 2-2 (1) 防潮壁においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい断面力 (津波時：基準津波時)

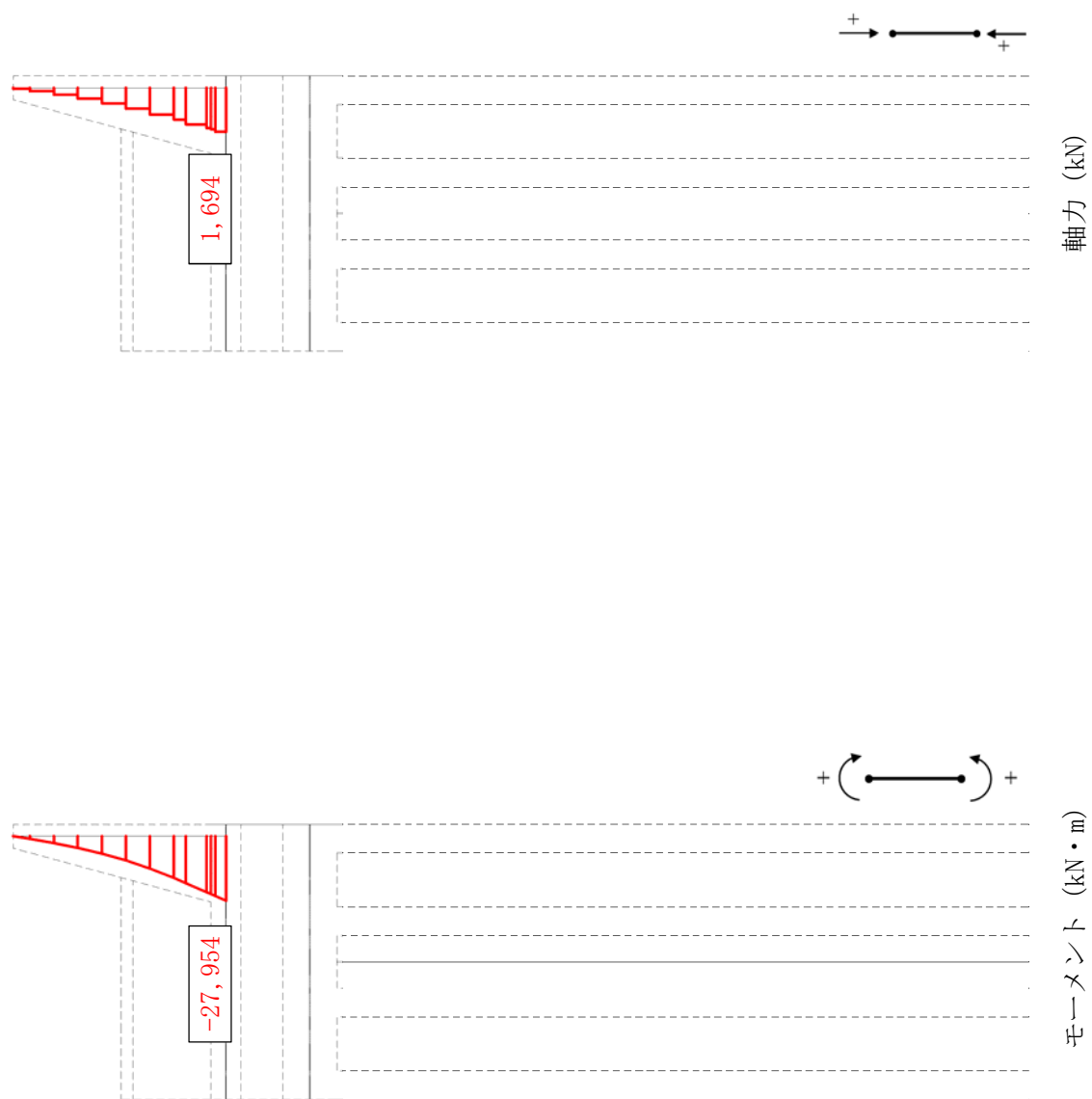
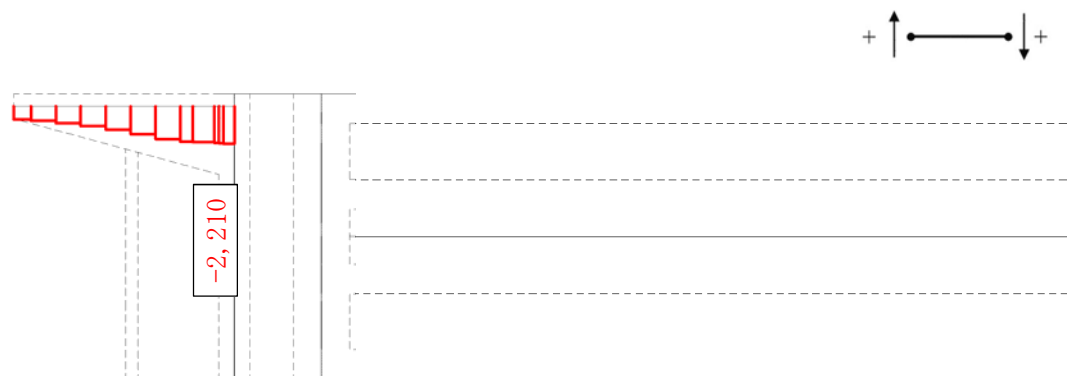


図 4.2-2 (2) 防潮壁において鉄筋の引張応力度が最も厳しい断面力 (津波時：基準津波時)



せん断力 (kN)

図 4. 2-2 (3) 防潮壁においてせん断応力が最も大きい断面力 (津波時：基準津波時)

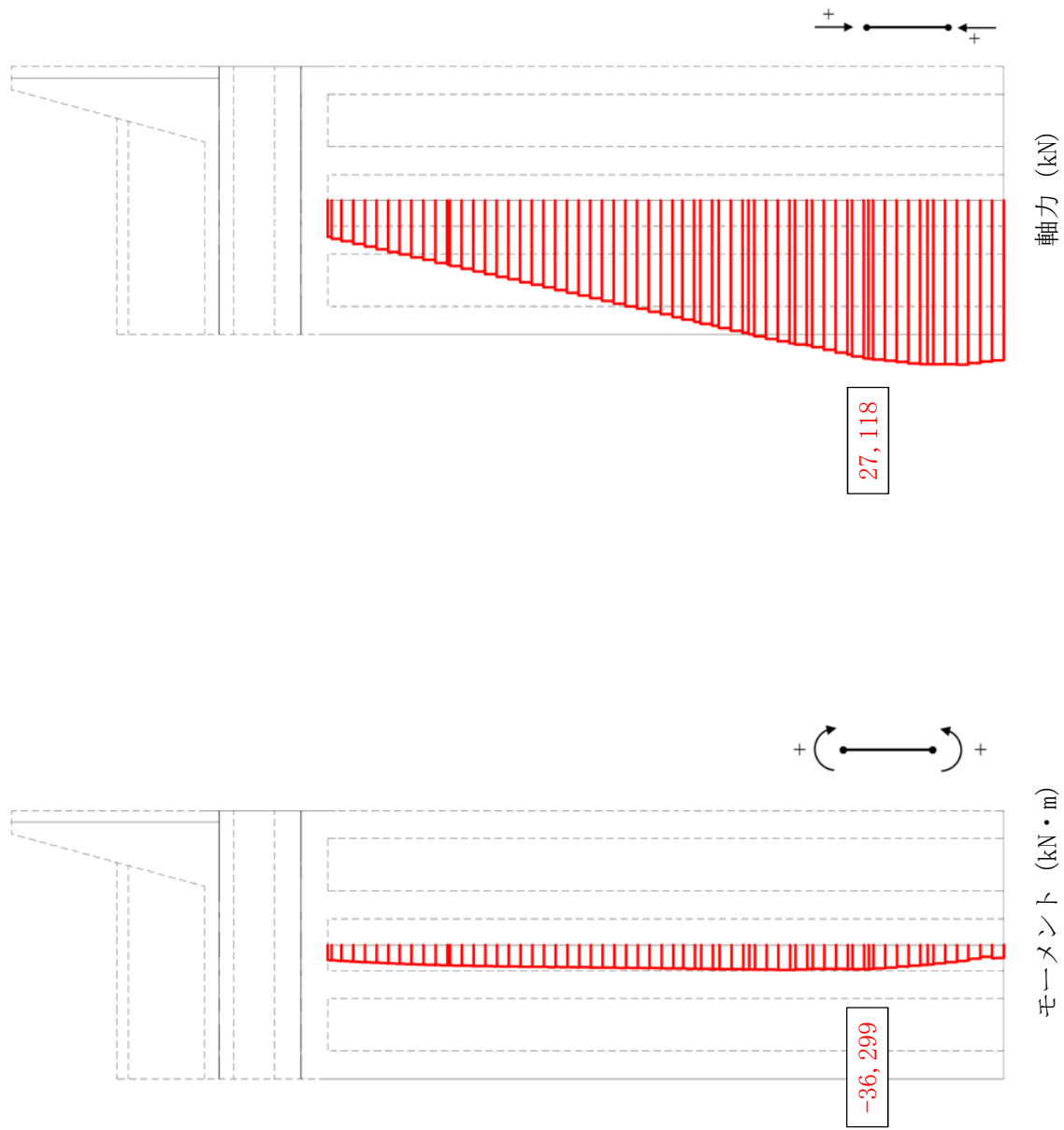


図 4.2-2 (4) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい断面力 (津波時：基準津波時)

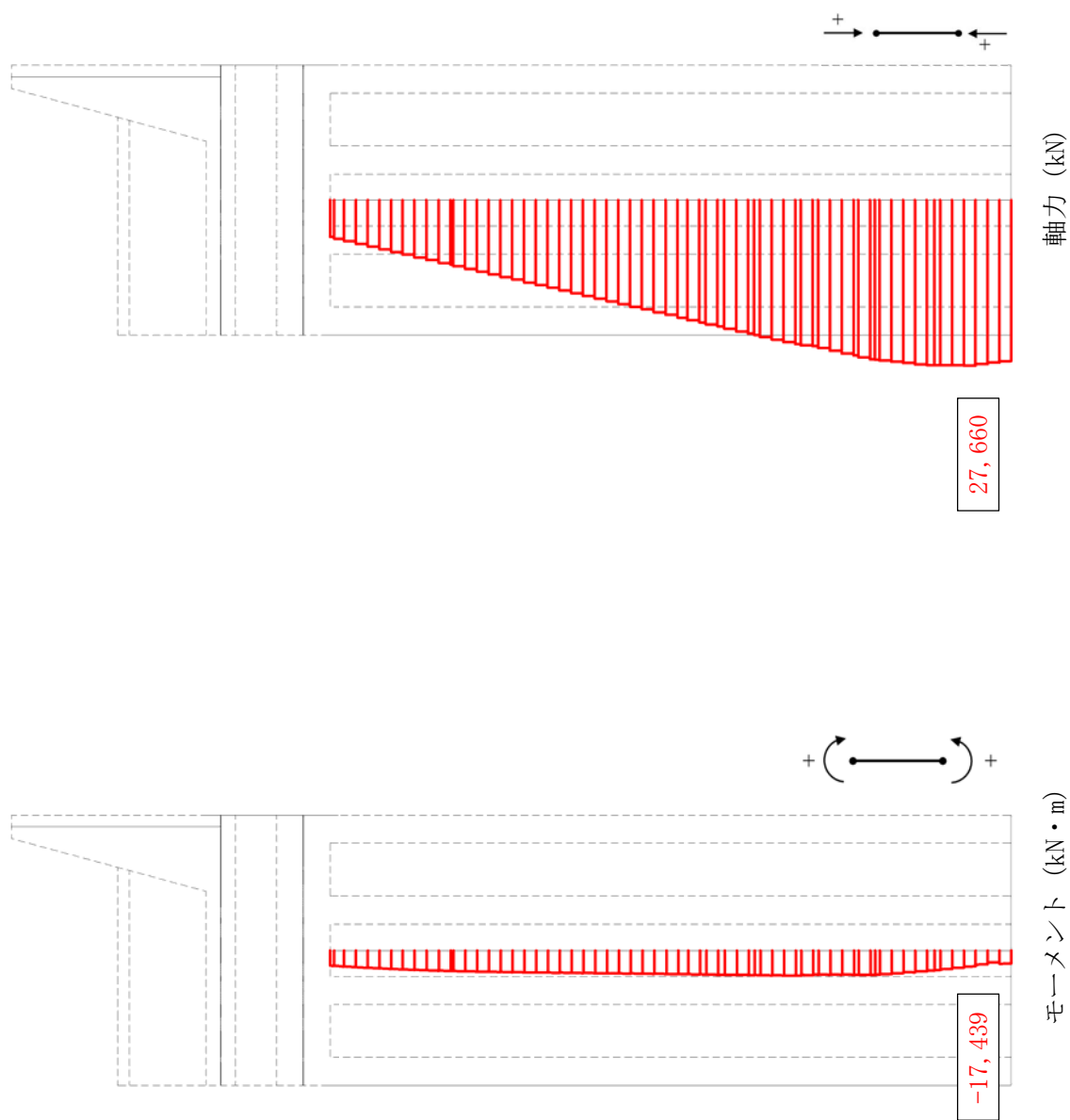


図 4.2-2 (5) 地中連続壁基礎 (鉛直) において鉄筋の引張応力度が最も厳しい断面力 (津波時：基準津波時)

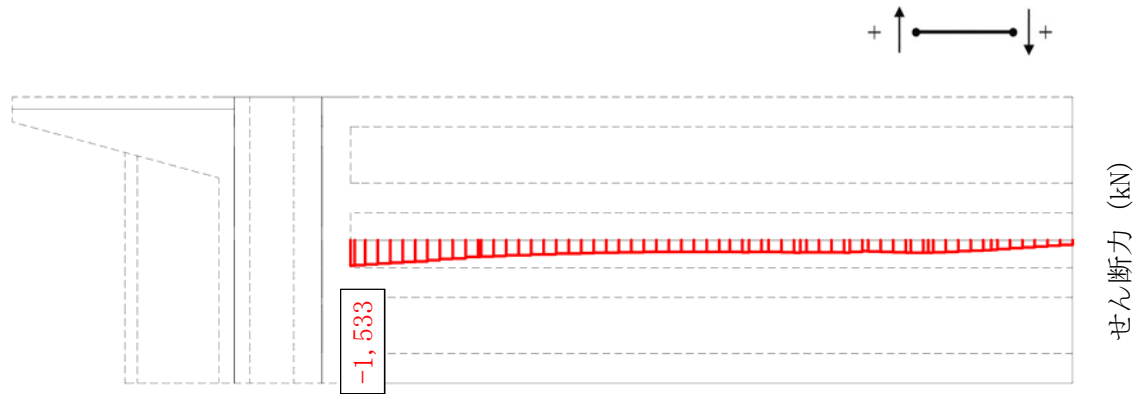


図 4.2-2 (6) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてせん断応力が最も厳しい断面力 (津波時：基準津波時)

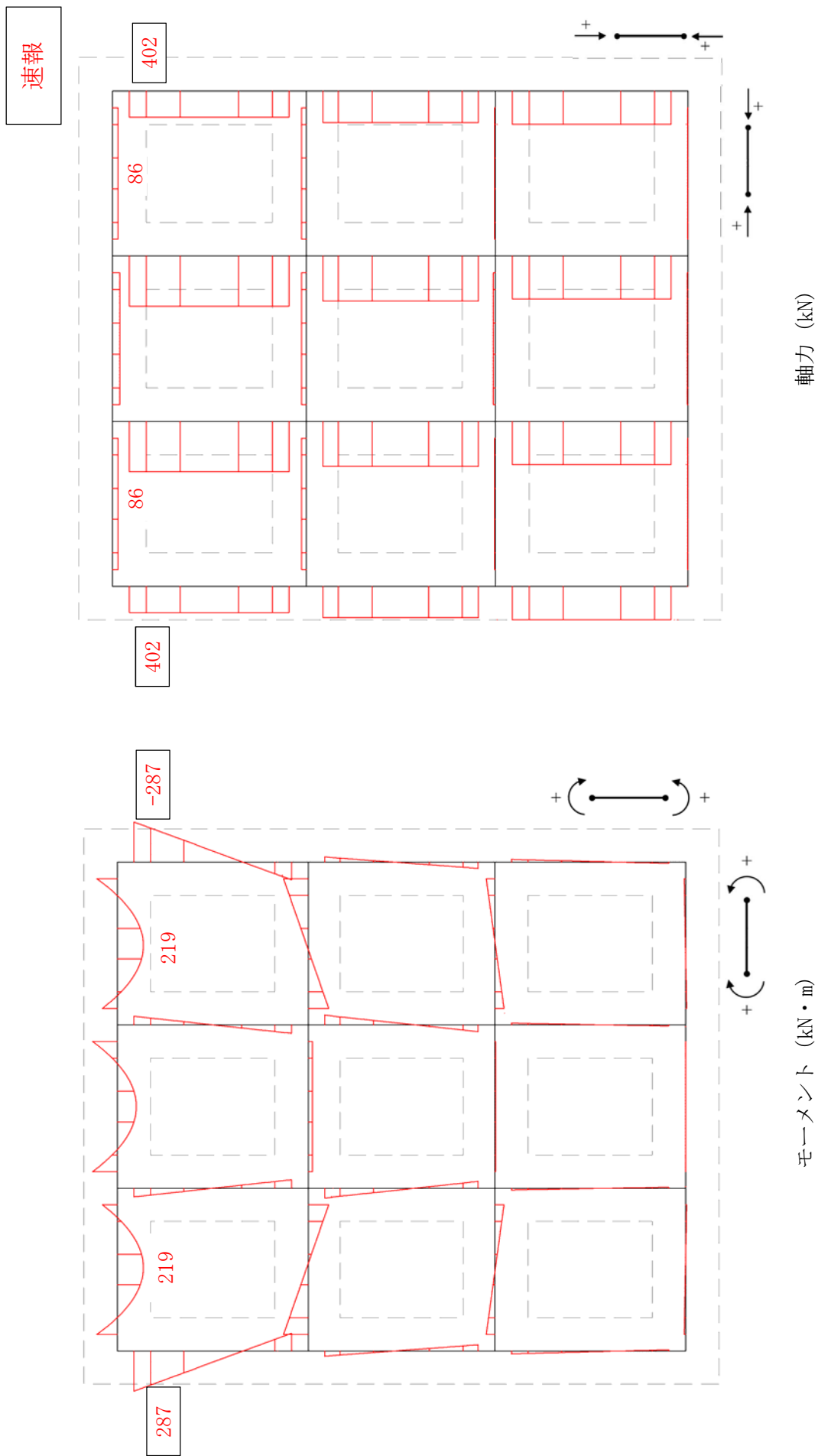


図 4.2-2 (7) 地中連続壁基礎 (水平) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しくなる各部材の断面力 (津波時：基準津波時)

速報

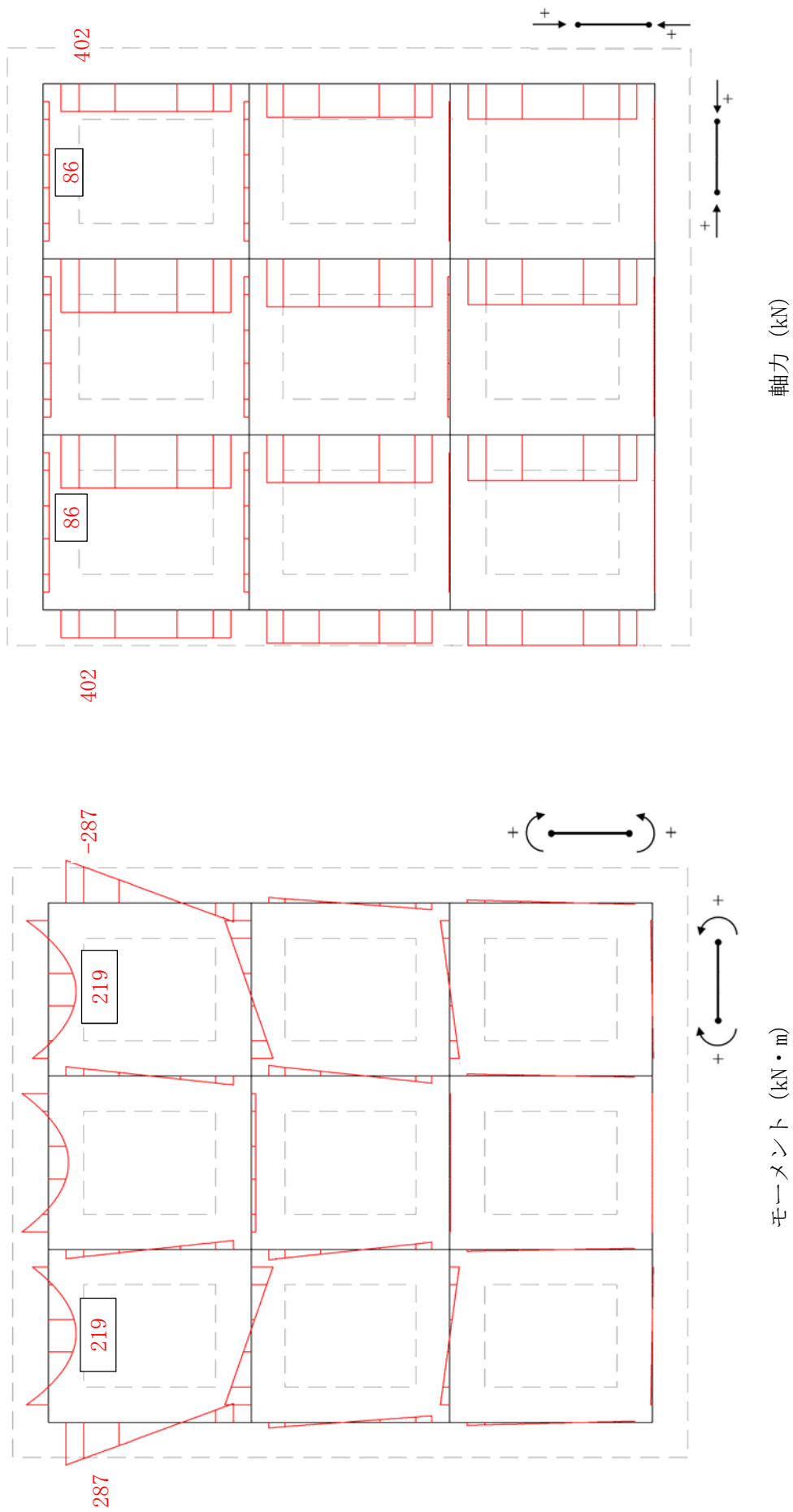


図 4.2-2 (8) 地中連続壁基礎 (水平) において鉄筋の引張応力度が最も厳しくなる各部材の断面力 (津波時：基準津波時)

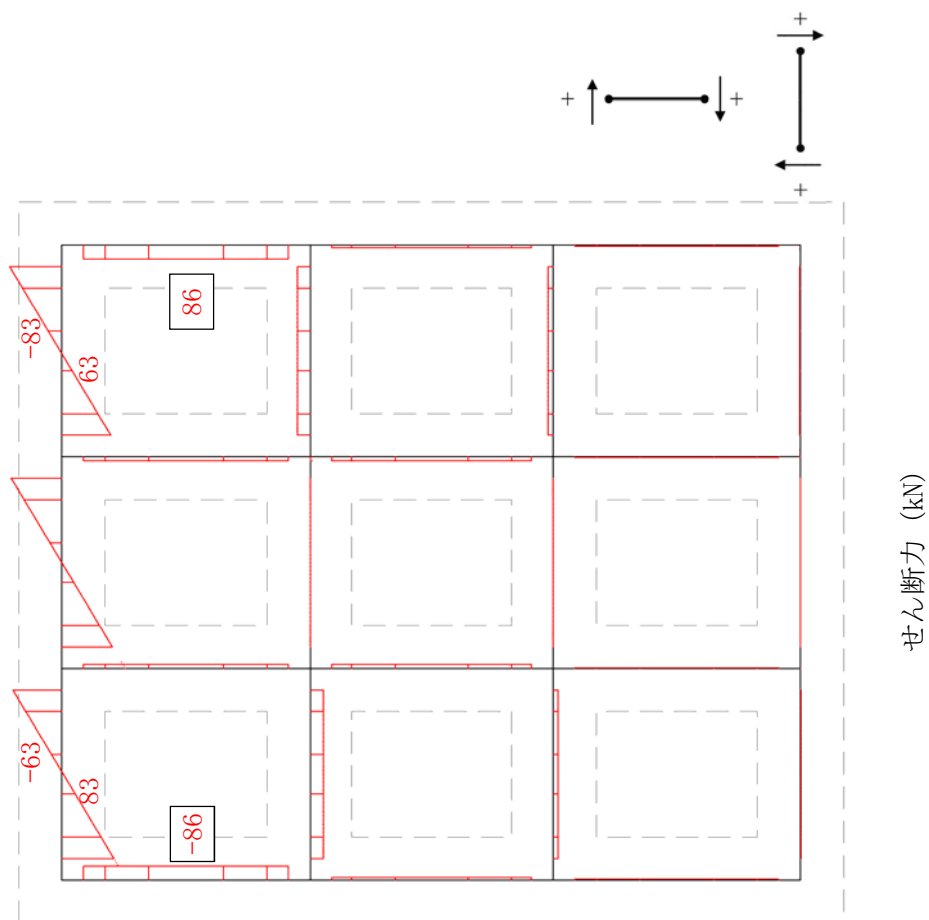


図 4.2-2 (9) 地中連続壁基礎 (水平) においてせん断応力が最も厳しくなる各部材の断面力 (津波時：基準津波時)

表 4.2-4 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（津波時：T.P. +24.0 m 津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

評価位置*		①照査用応力度 (N/mm^2)	②短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
防潮壁	1	8.3	28.0	0.30
地中連続壁 基礎(鉛直)	3	2.2	28.0	0.08
地中連続壁 基礎(水平)	37, 64	0.7	22.4	0.03

表 4.2-5 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（津波時：T.P. +24.0 m 津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

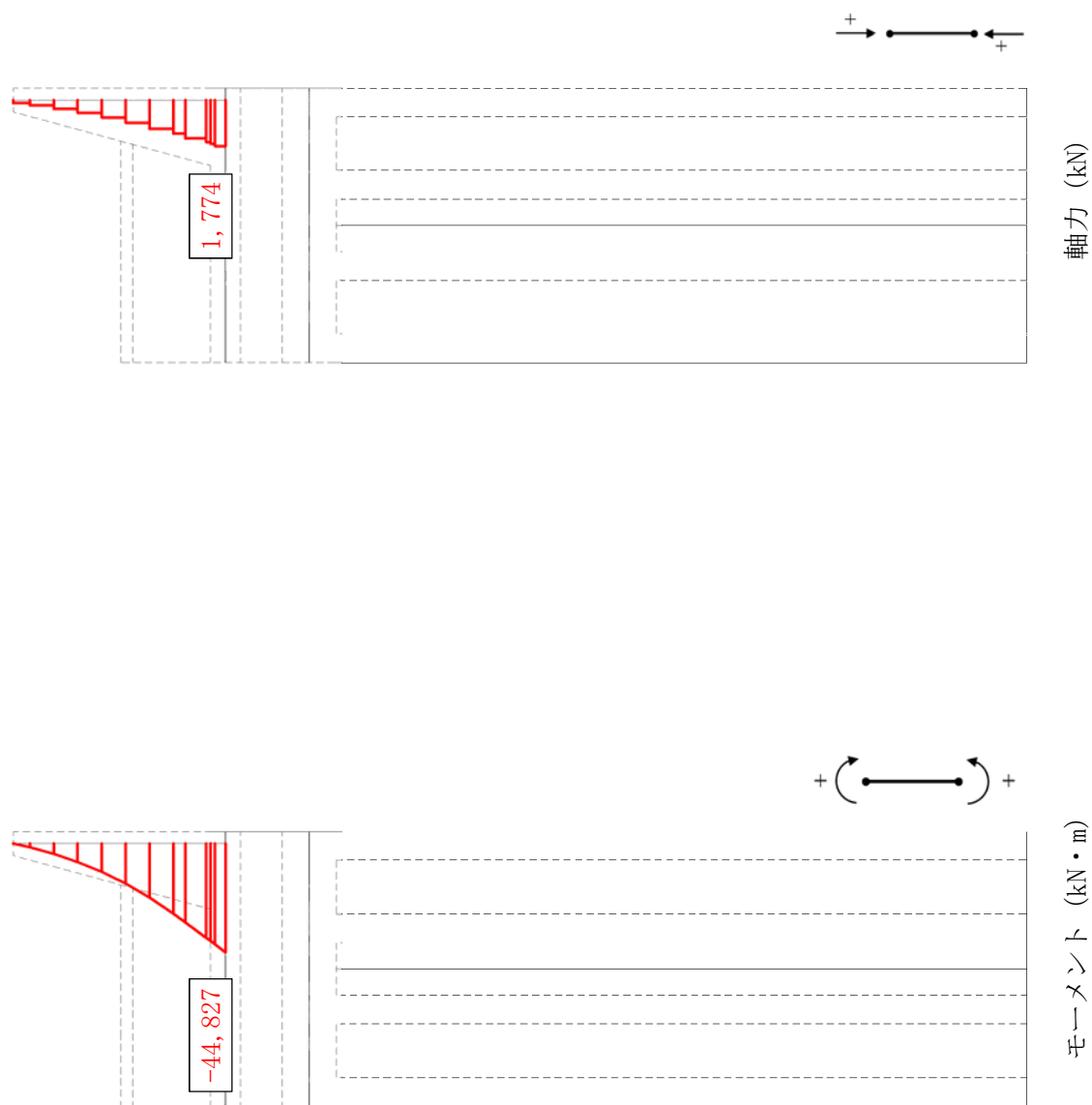
評価位置*		①照査用応力度 (N/mm^2)	②短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値 ①／②
防潮壁	1	352.4	478.5	0.74
地中連続壁 基礎(鉛直)	3	18.6	478.5	0.04
地中連続壁 基礎(水平)	2, 8	9.8	382.8	0.03

表 4.2-6 せん断力に対する照査結果（津波時：T.P. +24.0 m 津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

評価位置*		せん断 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm^2)	せん断力 (kN)	許容 せん断力 V_a (kN)	照査値
防潮壁	1	0.65	1.10	—	—	0.60
放水路 側壁・隔壁	—	0.15	1.35	—	—	0.12
地中連続壁 基礎(鉛直)	2	0.28	1.10	—	—	0.26
地中連続壁 基礎(水平)	38, 65	0.07	0.88	—	—	0.09

注記 *：評価位置は図 4.2-1 に示す。



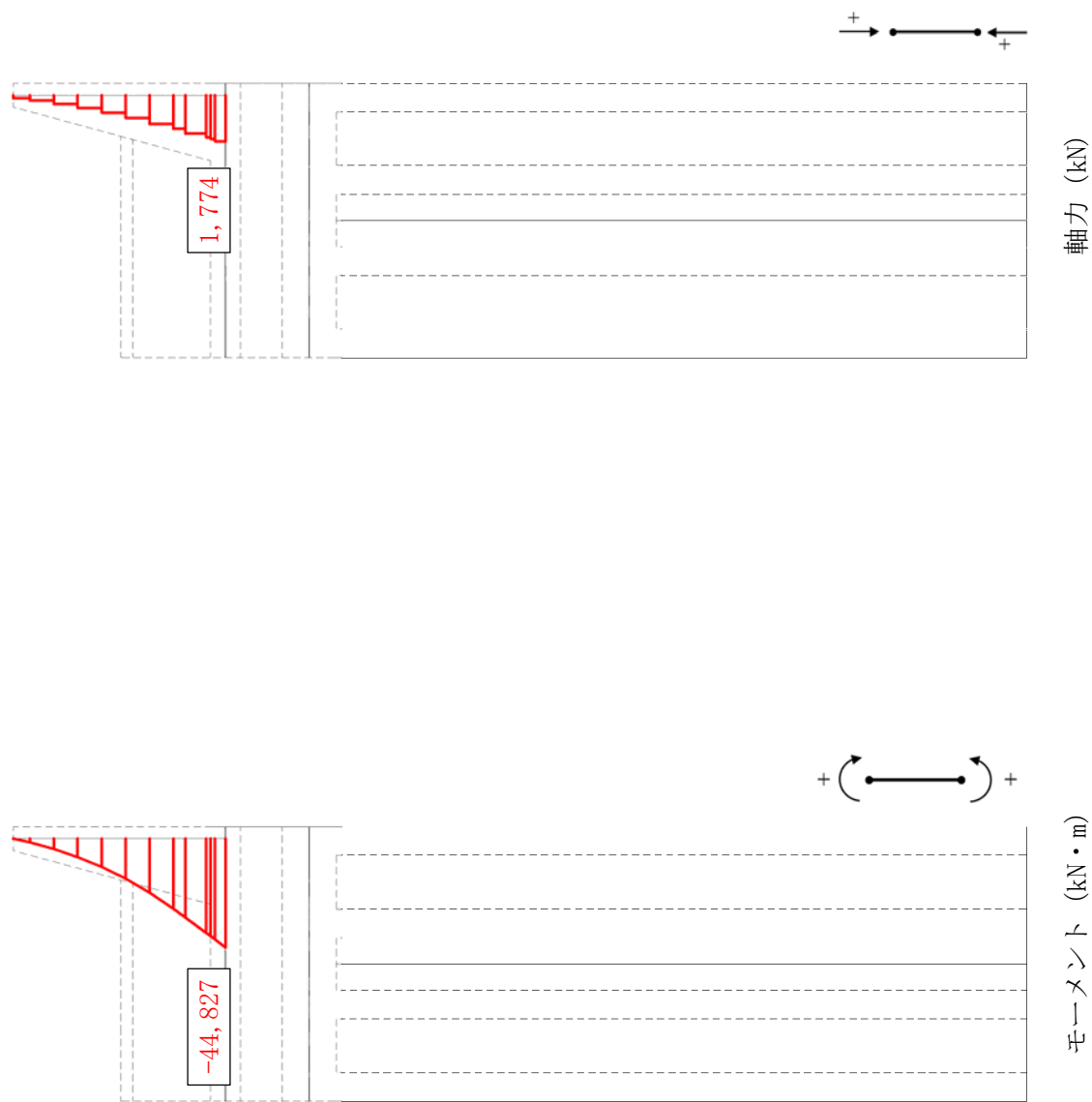


図 4.2-3 (2) 防潮壁において鉄筋の引張応力度が最も大きい断面力 (津波時: T.P. +24.0 m 津波時)



図 4.2-3 (3) 防潮壁においてせん断応力が最も大きい断面力 (津波時: T.P. +24.0 m 津波時)

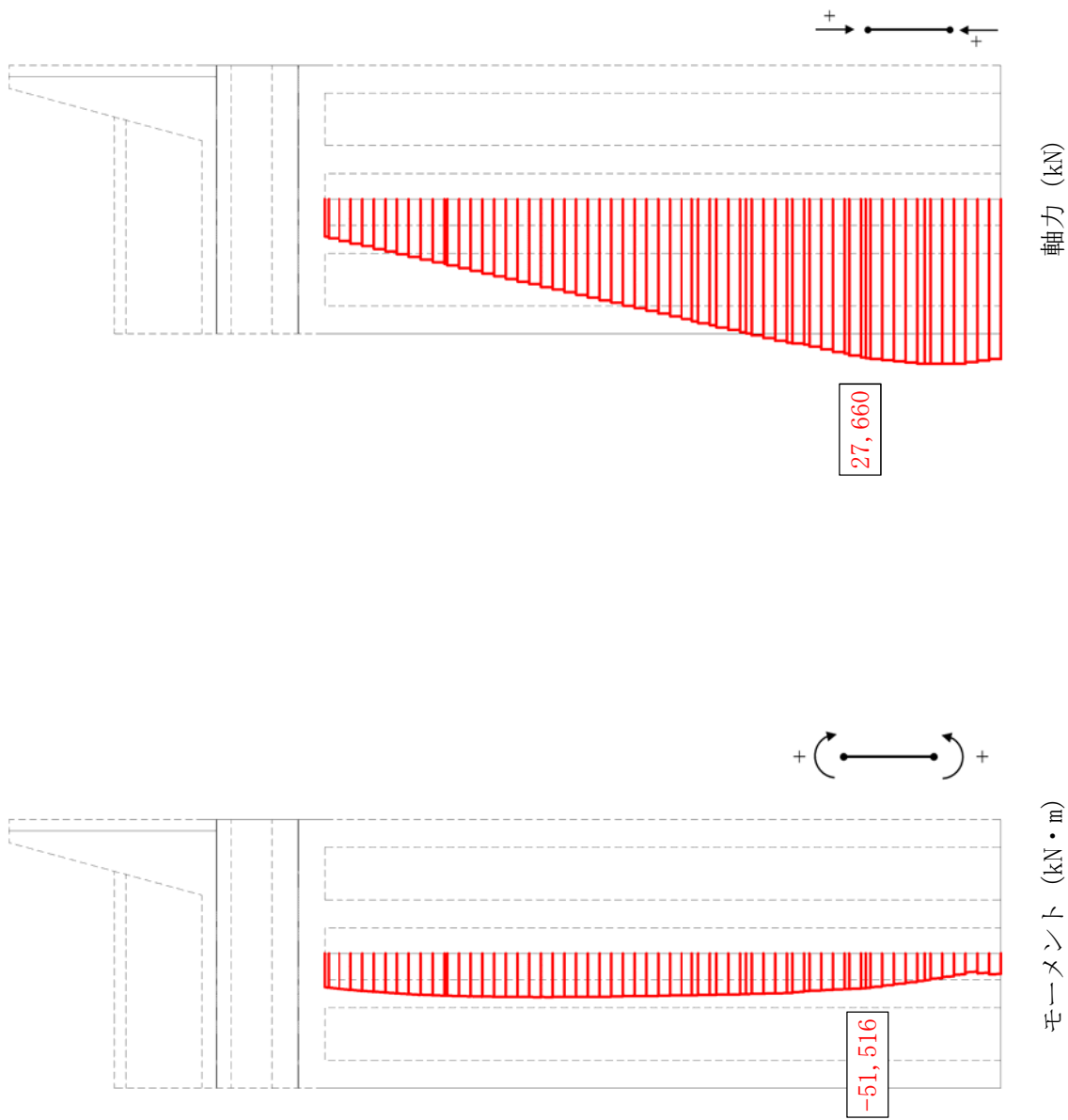


図 4.2-3 (4) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてコンクリート of の曲げ圧縮応力度が最も厳しい断面力 (津波時: T.P. +24.0 m 津波時)

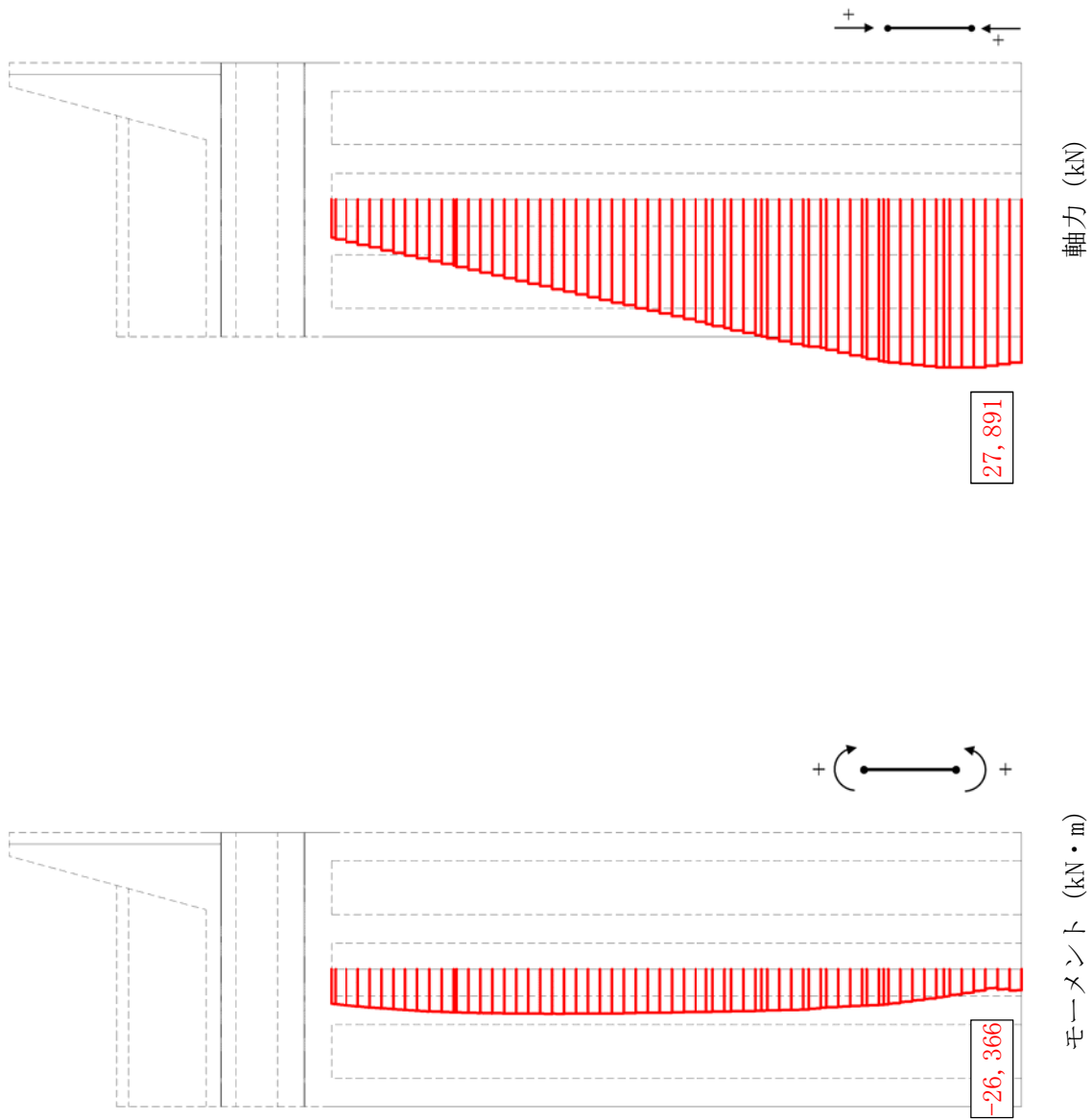


図 4.2-3 (5) 地中連続壁基礎 (鉛直) において鉄筋の引張応力度が最も大きい断面力 (津波時 : T.P. +24.0 m 津波時)

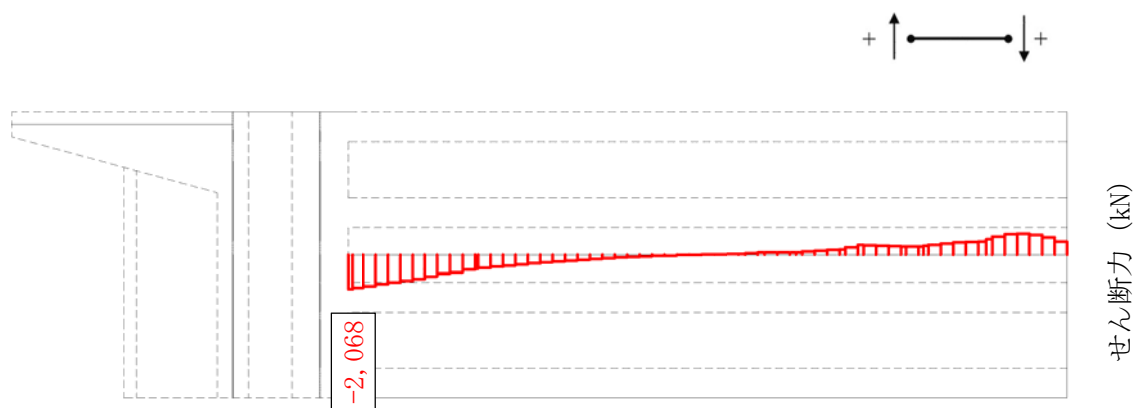


図 4.2-3 (6) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてせん断応力が最も厳しい断面力 (津波時: T.P. +24.0 m 津波時)

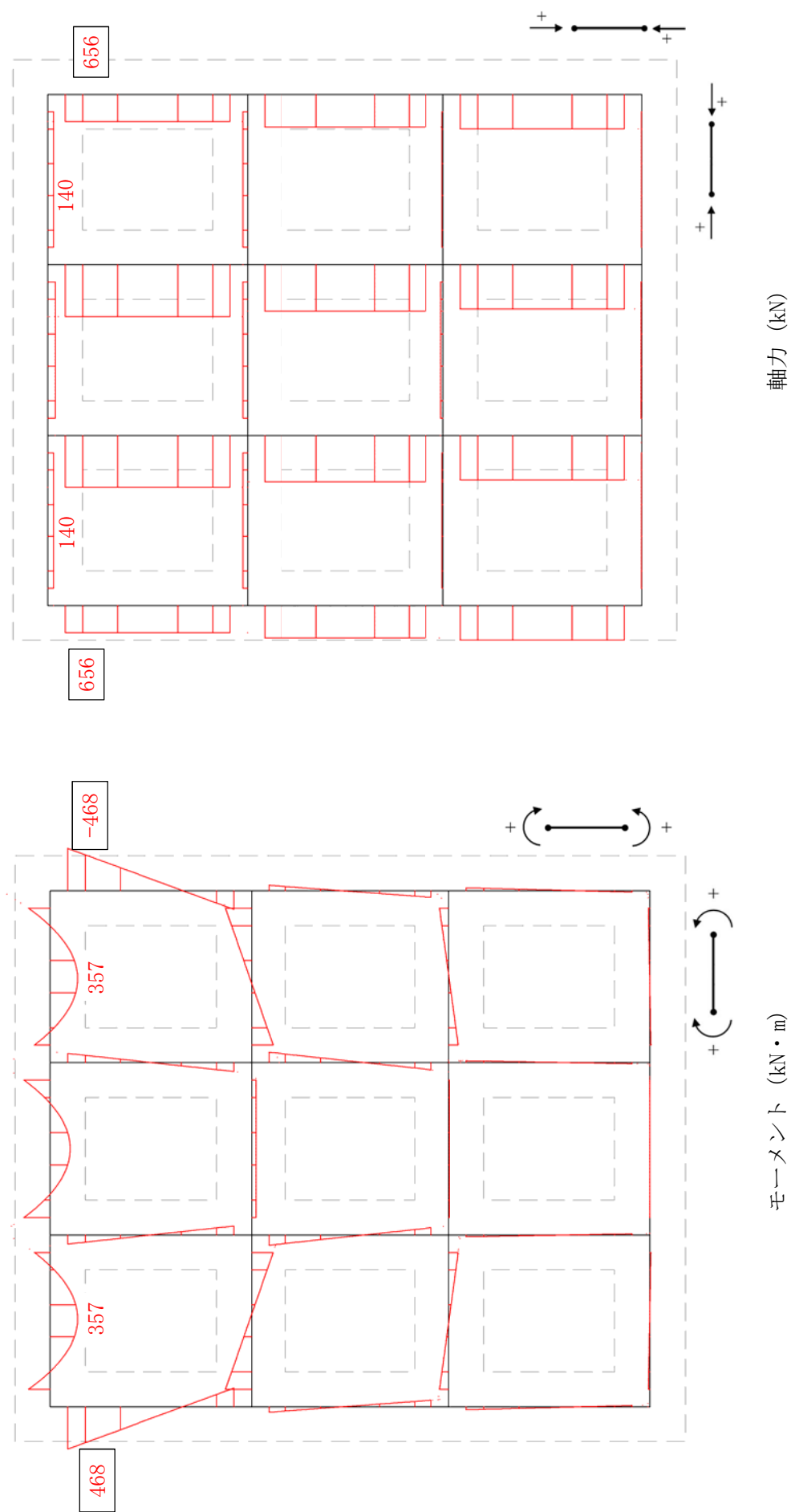
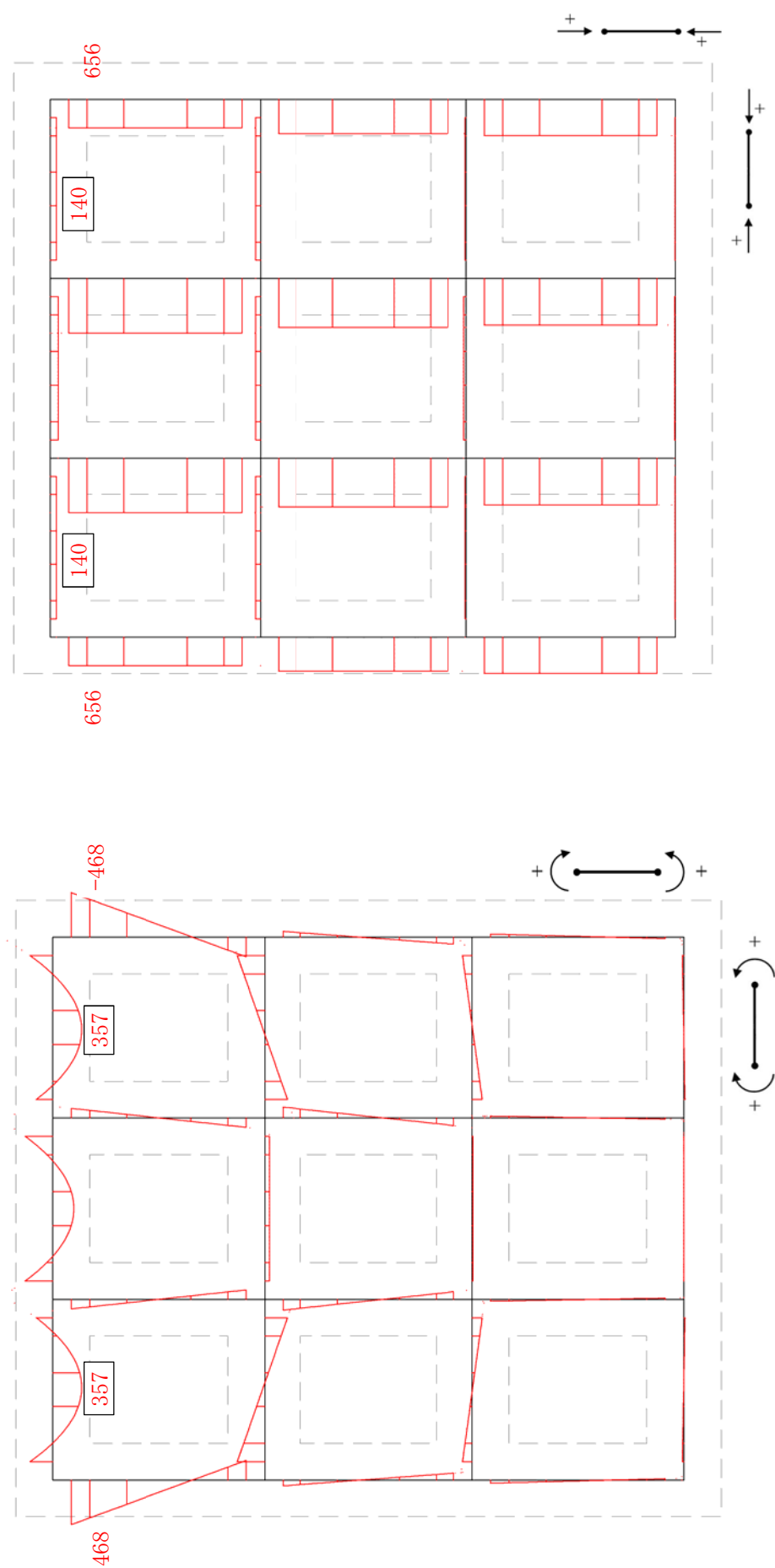


図 4.2-3 (7) 地中連続壁基礎 (水平) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しくなる各部材の断面力
(津波時 : T.P. +24.0 m 津波時)



モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

軸力 (kN)

図 4.2-3 (8) 地中連続壁基礎 (水平) において鉄筋の引張応力度が最も厳しくなる各部材の断面力

(津波時 : T.P. +24.0 m 津波時)

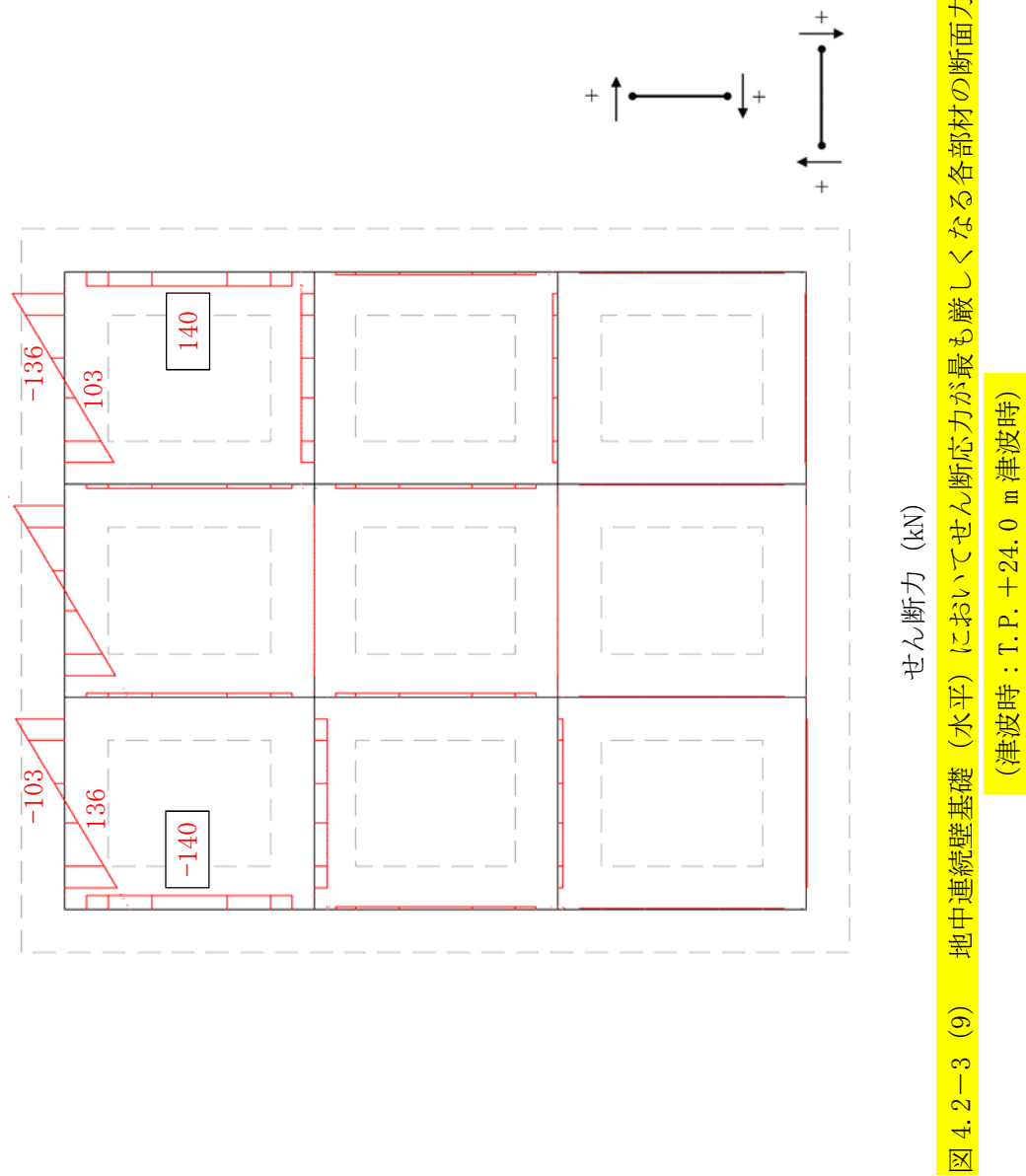


表 4.2-7 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：基準津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

表 4.2-8 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：基準津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

表 4.2-9 セン断力に対する照査結果（重畳時：基準津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

注記 *：評価位置は図 4.2-1 に示す。

軸力 (kN)

モ一×ノト (kN・m)

図 4.2-4 (1) 防潮壁においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい断面力 (重畳時：基準津波時)

モーメント (kN・m) 軸力 (kN)
図 4.2-4 (2) 防潮壁において鉄筋の引張応力度が最も厳しい断面力 (重畳時；基準津波時)

追而

図 4.2-4 (3) 防潮壁においてせん断応力が最も厳しい断面力（重畳時；基準津波時）

モーメント (kN・m) 軸力 (kN)
図 4. 2-4 (4) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も大きい断面力 (重畳時：基準津波時)

モーメント (kN・m) 軸力 (kN)

図 4.2-4 (5) 地中連続壁基礎 (鉛直) において鉄筋の引張応力度が最も厳しい断面力 (重畳時；基準津波時)

せん断力 (kN)

図 4. 2-4 (6) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてせん断応力が最も厳しい断面力 (重畳時；基準津波時)

モーメント (kN・m) 軸力 (kN)

図 4. 2 - 4 (7) 地中連続壁基礎 (水平) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しくなる各部分の断面力 (重量時 ; 基準津波時)

モーメント (kN・m) 軸力 (kN)
図 4. 2-4 (8) 地中連続壁基礎 (水平) において鉄筋の引張応力度が最も厳しくなる各部材の断面力 (重畳時：基準津波時)

せん断力 (kN)

図 4. 2-4 (9) 地中連続壁基礎 (水平) においてせん断応力が最も厳しくなる各部材の断面力 (重量時；基準津波時)

表 4.2-10 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：T.P. +24.0 m 津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

表 4.2-11 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：T.P. +24.0 m 津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

表 4.2-12 セン断力に対する照査結果（重畳時：T.P. +24.0 m 津波時）

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

注記 *：評価位置は図 4.2-1 に示す。

（堤外側）

モーメント (kN・m) 軸力 (kN)

図 4.2-5 (1) 防潮壁においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しい断面力 (重量時 : T. P. +24.0 m 津波時)

モーメント (kN・m) 軸力 (kN)

図 4.2-5 (2) 防潮壁において鉄筋の引張応力度が最も厳しい断面力 (重畳時：T.P. +24.0 m 津波時)

せん断力 (kN)

図 4.2-5 (3) 防潮壁においてせん断応力が最も厳しい断面力 (重量時 : T.P. +24.0 m 津波時)

モーメント (kN・m) 軸力 (kN)

図 4. 2 - 5 (5) 地中連続壁基礎 (鉛直) (において鉄筋の引張応力度が最も大きい断面力 (重畳時 : T. P. + 24. 0 m 津波時))

せん断力 (kN)

図 4. 2－5 (6) 地中連続壁基礎 (鉛直) においてせん断応力が最も厳しい断面力 (重畳時 : T. P. + 24. 0 m 津波時)

モーメント (kN・m) 軸力 (kN)

図 4.2-5 (7) 地中連続壁基礎 (水平) においてコンクリートの曲げ圧縮応力度が最も厳しくなる各部材の断面力
(重畳時 : T. P. + 24. 0 m 津波時)

モーメント (kN・m) 軸力 (kN)

図 4. 2 - 5 (8) 地中連続壁基礎 (水平) において鉄筋の引張応力度が最も厳しくなる各部材の断面力
(重畳時 : T. P. + 24. 0 m 津波時)

せん断力 (kN)

図 4.2—5 (9) 地中連続壁基礎 (水平) においてせん断応力が最も厳しくなる各部材の断面力
(重畳時 : T. P. + 24. 0 m 津波時)

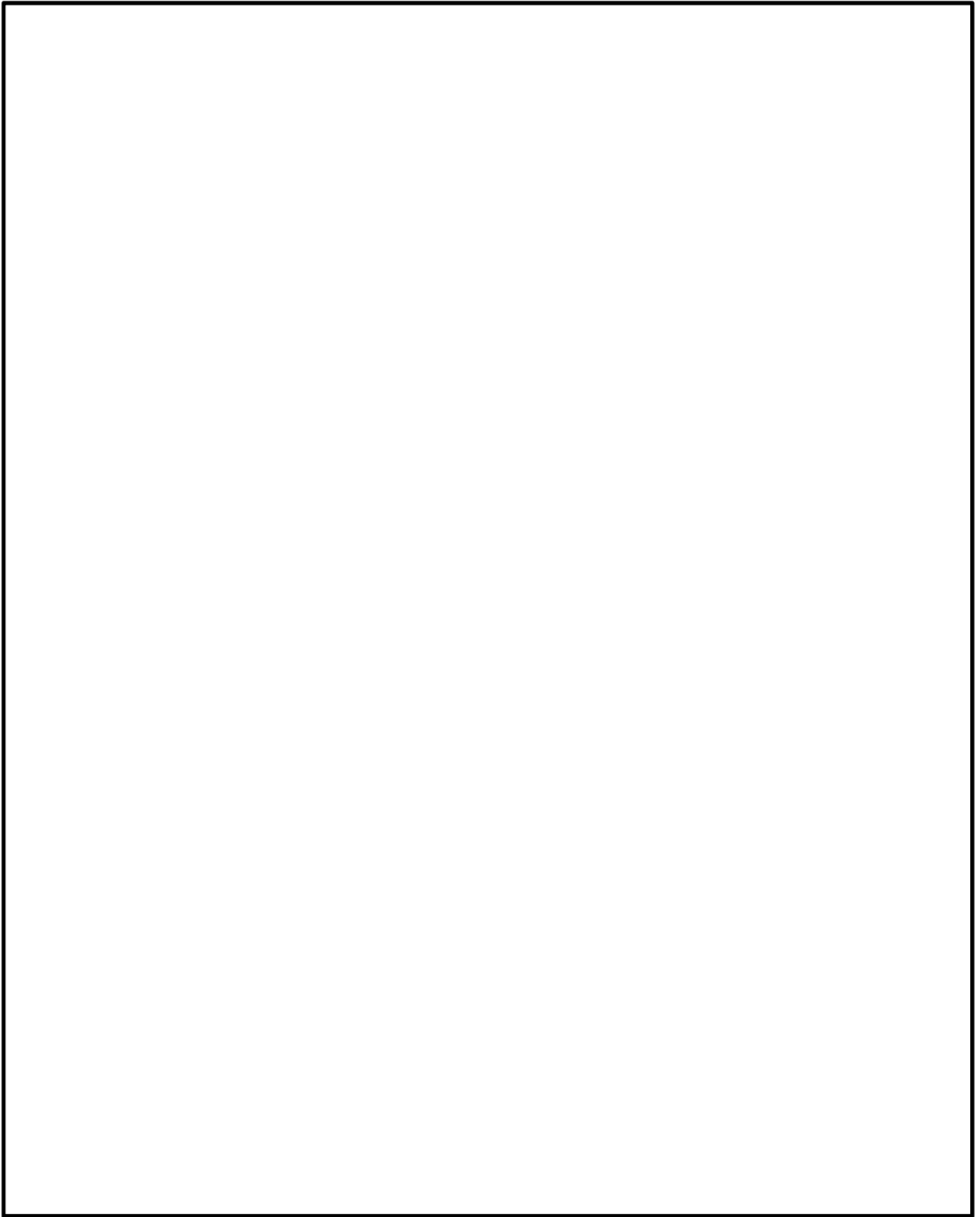


图 4.2—6 (1) 概略配筋图 (防潮壁)



図 4.2-6 (2) 概略配筋図 (地中連壁基礎)

表 4.2-13 (1) 断面諸元一覧表 (主鉄筋)

部位	断面性状				主鉄筋			
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200
地中連読壁 基礎(鉛直)	20.060	22.960	0.260	22.700	SD490	51	1	200
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150
								鉄筋量 (cm^2)
								195.8
								101.4
								135.1

表 4.2-13 (2) 断面諸元一覧表 (せん断補強鉄筋)

部位	断面性状				せん断補強筋			
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD345	29	400	400
地中連読壁 基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	150	8本
地中連読壁 基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	600
								鉄筋量 (cm^2)
								40.2
								8.1
								31.7

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.2-14 に、接地圧分布図を図 4.2-7 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の最大接地圧は 2755 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 6371 kN/m^2 以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基礎地盤は、津波時及び重畳時の荷重に対し、支持性能を有する。

表 4.2-14 基礎地盤の支持性能評価結果

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
2755	6371

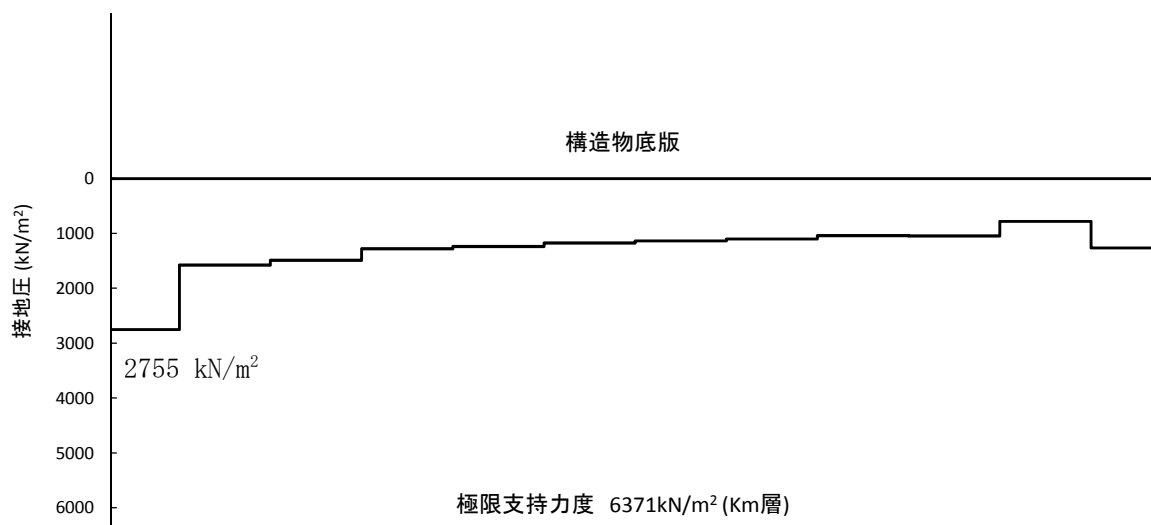


図 4.2-7 防潮壁横断方向の接地圧分布図

（検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

4.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）について，津波時及び重畳時の荷重に対し，構造物の曲げ軸力及びせん断力，並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，津波時及び重畳時の荷重に対して，要求機能を維持できる。

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参考資料

(参考) 1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ とする剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1 % (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 %を採用している。) とする。

- (a) 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
- (b) 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース
- (c) 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース
- (d) 検討ケース④：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解析ケース

図 1-1 設定した Rayleigh 減衰

6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	2
2. 基本方針	3
2.1 位置	3
2.2 構造概要	4
2.3 評価方針	11
2.4 適用基準	20
3. 強度評価方法	21
3.1 記号の定義	21
3.2 評価対象断面及び部位	24
3.3 荷重及び荷重の組合せ	30
3.4 許容限界	37
3.5 評価方法	42
4. 評価結果	78
4.1 津波時の強度評価結果	78
4.2 重畳時の強度評価結果	85
4.3 まとめ	93

1. 概要

本資料は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す通り、防潮扉が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部材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ものである。

2. 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す
「2.1 評価対象施設」を踏まえて、防潮扉の位置及び構造概要を示す。

2.1 位置

防潮扉は、敷地東側と敷地南側境界部に設置する。

防潮扉 1 及び防潮扉 2 の設置位置図を図 2.1-1 に示す。

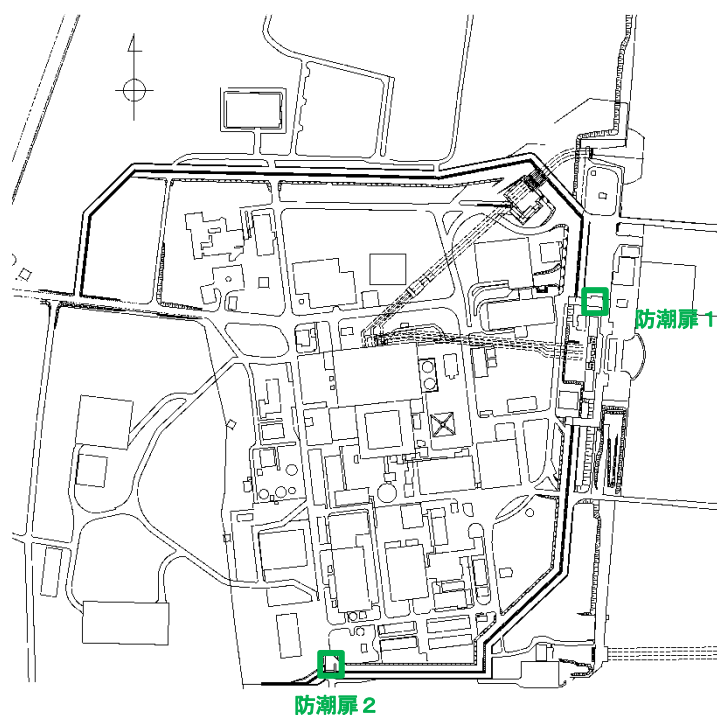


図 2.1-1 防潮扉の設置位置図

2.2 構造概要

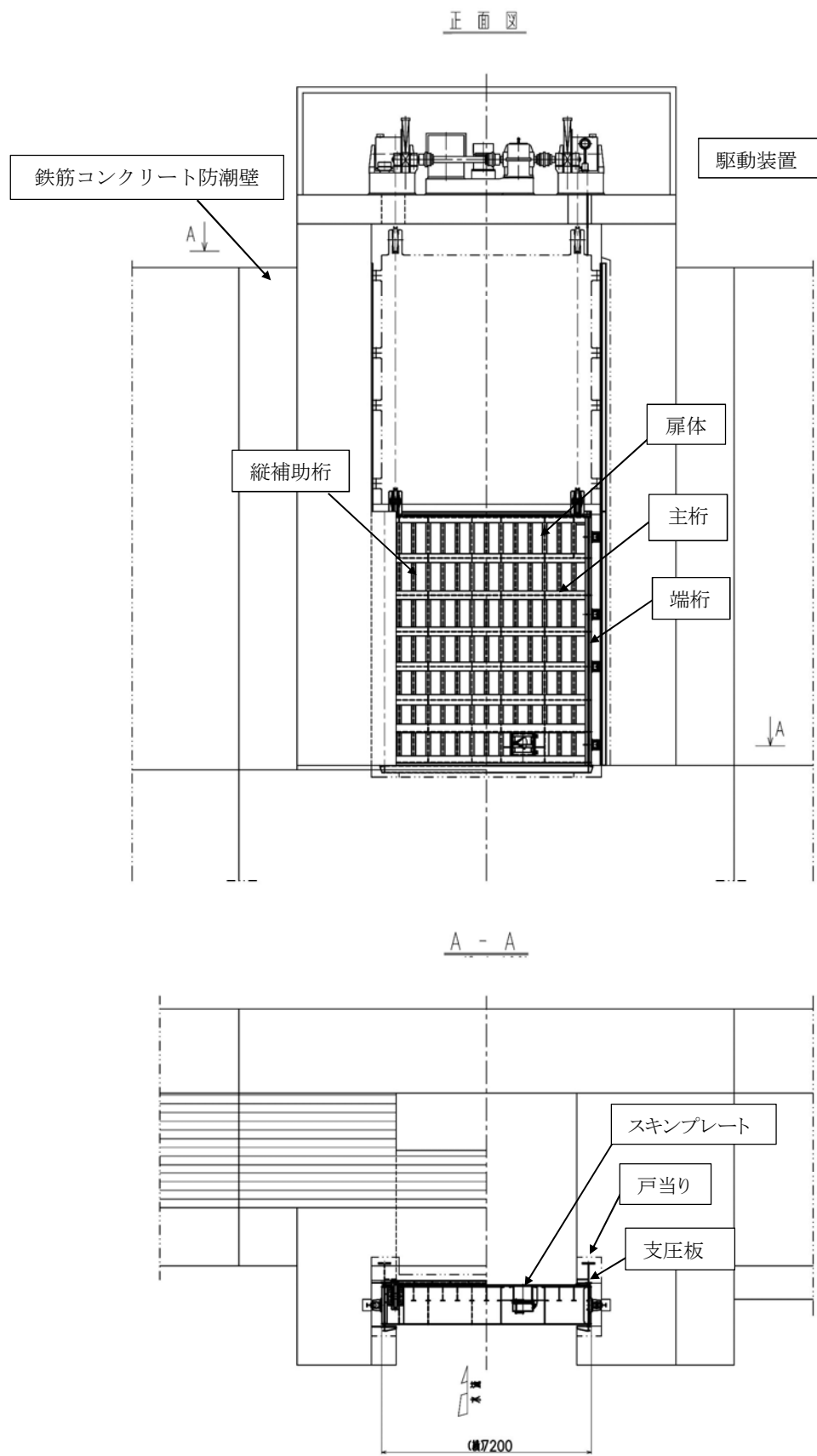
2.2.1 防潮扉 1

防潮扉 1 は、スライド式のゲートで扉体、戸当り、駆動装置、間接支持構造物（鉄筋コンクリート防潮壁）から構成されている。扉体は鋼製の構造であり、荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助桁、端桁により架構が構成され、スキンプレートに掛る荷重を架構が受ける構造である。扉体で受けた荷重については、扉体の支圧板から支承部の戸当りを介して間接支持構造物が受ける構造である。

扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

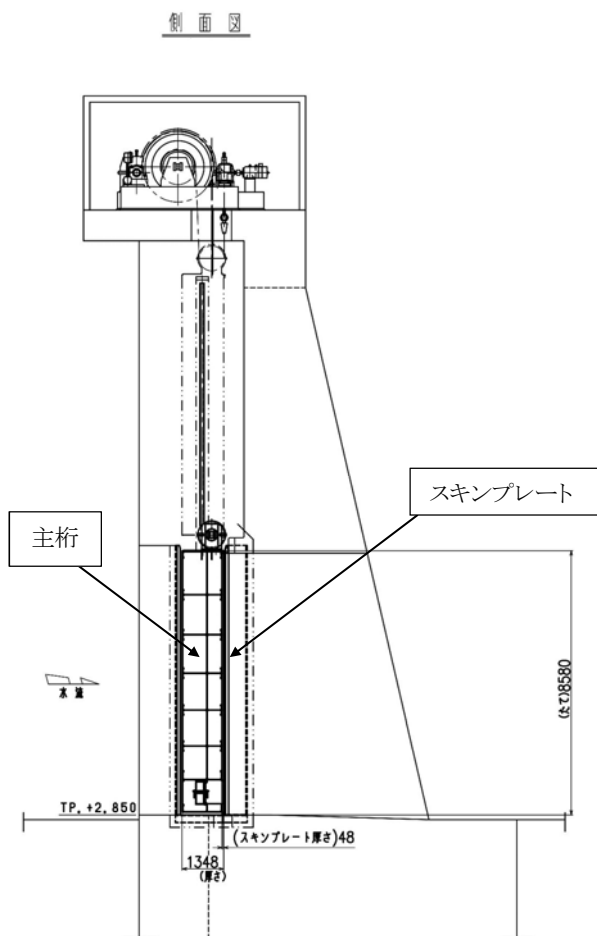
間接支持構造物は、鉄筋コンクリート防潮壁で構成され、鉄筋コンクリート造の構造物であり、隣接する鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部材を設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と地中連続壁基礎は、鉄筋コンクリート製の底版を介して一体構造とする。防潮扉 1 を間接支持する鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、V-3-別添 3-2-1-2-1「防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の強度計算書」に示す。

防潮扉 1 の正面図及び平面図を図 2.2.1-1、側面図を図 2.2.1-2 に示す。



注：寸法は mm を示す。

図 2.2.1-1 防潮扉 1 正面図及び平面図



注：寸法は mm を示す。

図 2.2.1-2 防潮扉 1 側面図

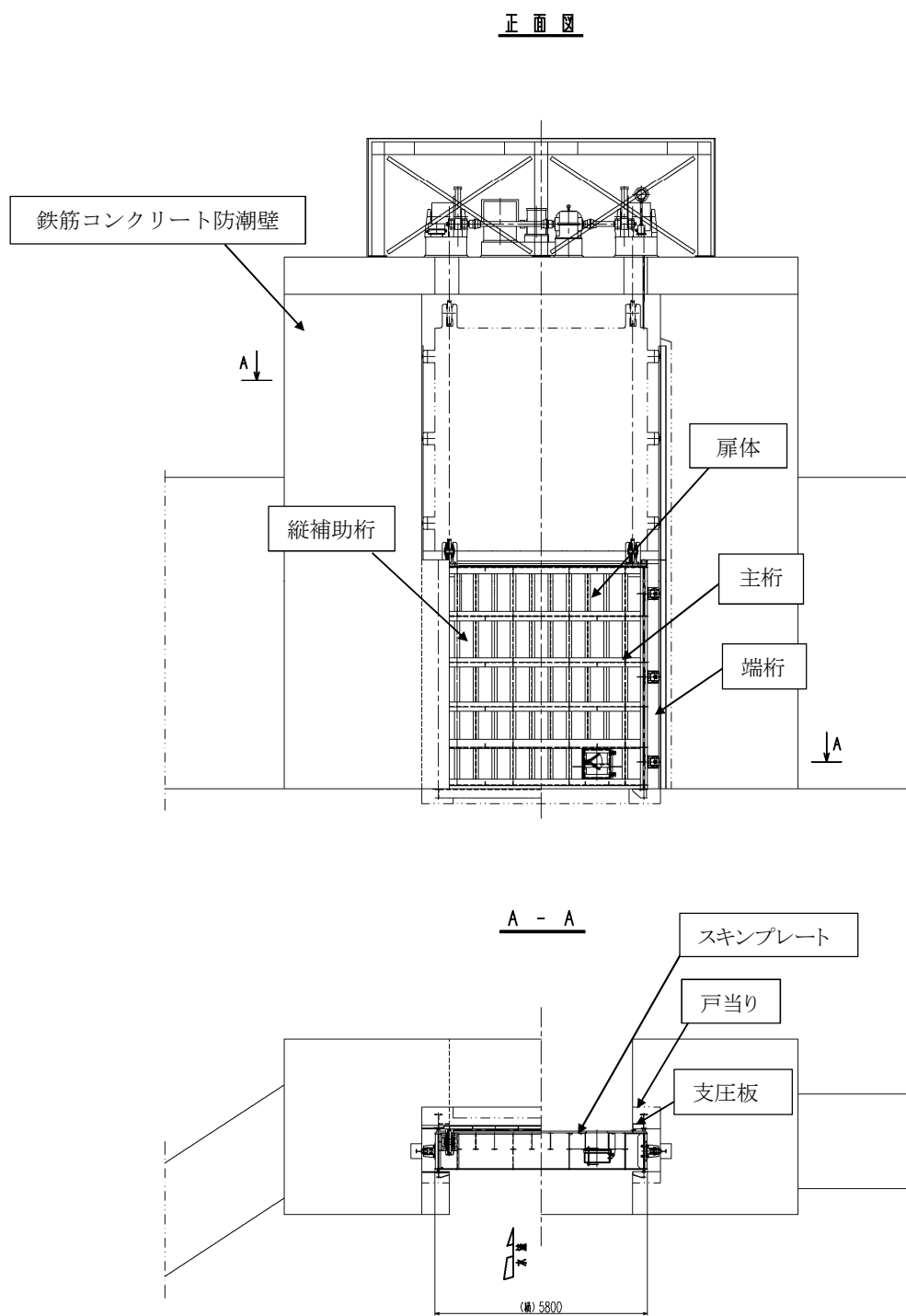
2.2.2 防潮扉 2

防潮扉 2 は、スライド式のゲートで扉体、戸当り、駆動装置、間接支持構造物（鉄筋コンクリート防潮壁）から構成されている。扉体は鋼製の構造であり、荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助桁、端桁により架構が構成され、スキンプレートに掛る荷重を架構が受ける構造である。扉体で受けた荷重については、扉体の支圧板から支承部の戸当りを介して間接支持構造物が受ける構造である。

扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

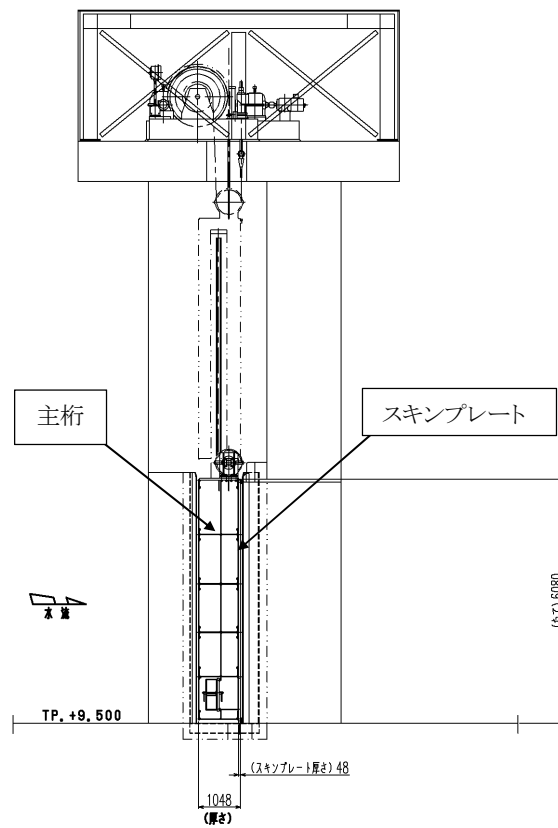
間接支持構造物は、鉄筋コンクリート防潮壁で構成され、鉄筋コンクリート造の構造物であり、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部材を設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と鋼管杭基礎は、鉄筋コンクリート製の底版を介して一体構造とする。

防潮扉 2 の正面図及び平面図を図 2.2.2-1 に、側面図を図 2.2.2-2 に、鉄筋コンクリート防潮壁の構造図を図 2.2.2-3 に示す。



(単位 : mm)

図 2.2.2-1 防潮扉 2 正面図及び平面図



注：寸法は mm を示す。

図 2.2.2-2 防潮扉 2 側面図



断面図



正面図

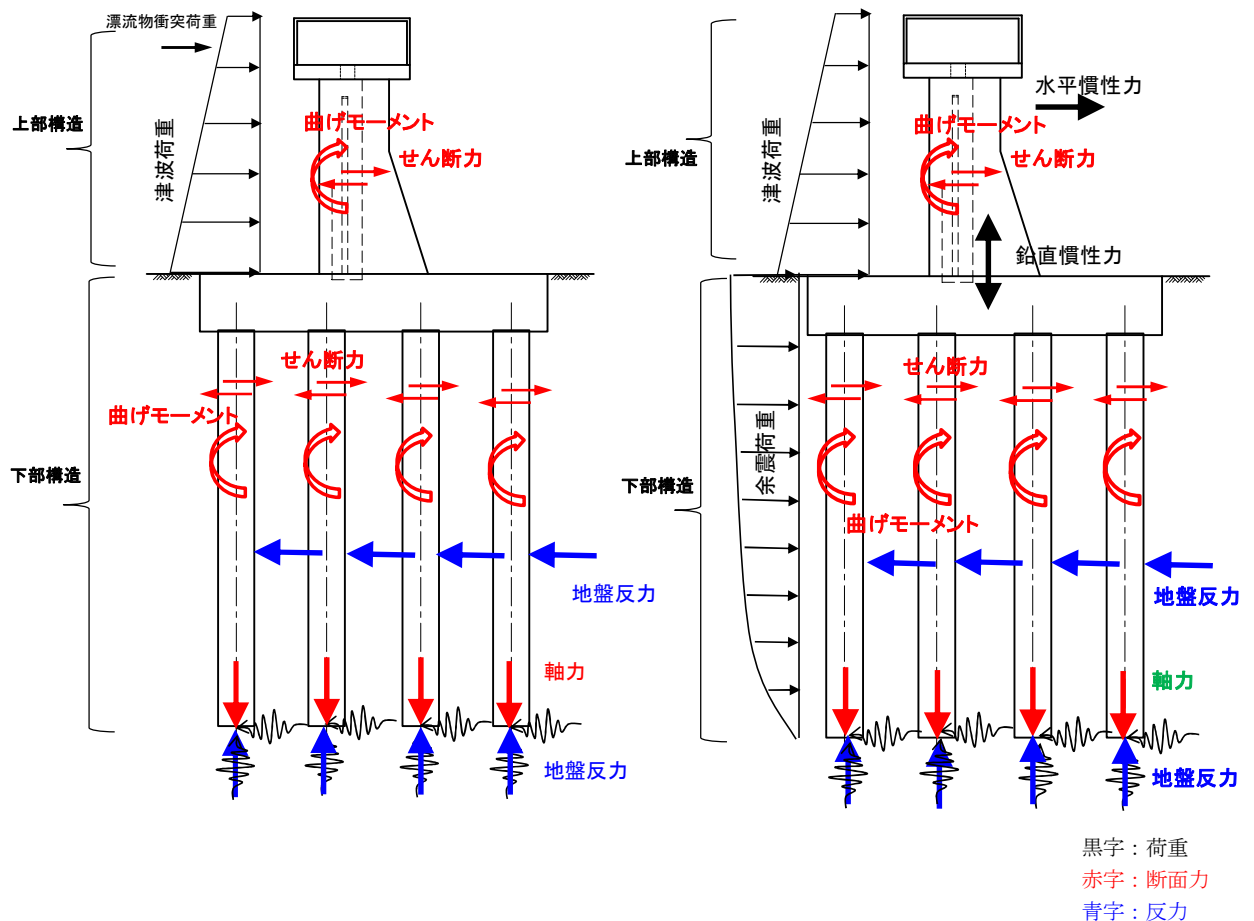
図 2. 2. 2-3 構造図

6. 5-9

津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図を図 2.2.2-4 に示す。

津波時には、津波荷重及び漂流物の衝突荷重により上部構造が変形する。上部構造の変形により鋼管杭が変形し、鋼管杭が曲げ及びせん断力に抵抗する。

重畳時は地震による慣性力、地盤の変形と、津波荷重により上部構造に変形が生じる。上部構造の慣性力による変形と地盤変位により鋼管杭に変形が生じ、曲げ及びせん断抵抗が発揮される。



津波時

津波＋余震時（重畳時）

図 2.2.2-4 津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

2.3.1 概要

防潮扉の強度評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、防潮扉の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

防潮扉の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下、「津波時」という。）及び津波荷重に伴う荷重作用時と余震に伴う荷重作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。

(1) 扉体及び戸当り

防潮扉の強度評価は、スキンプレート、主桁、縦補助桁、端桁、支圧板の各部材に発生する応力を算定し、許容限界との比較を行う。

戸当りの強度評価は、H形鋼及び後打ちコンクリートに発生する応力を算定し、許容限界との比較を行う。強度評価のフローを図 2.3.1-1 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを用いる。

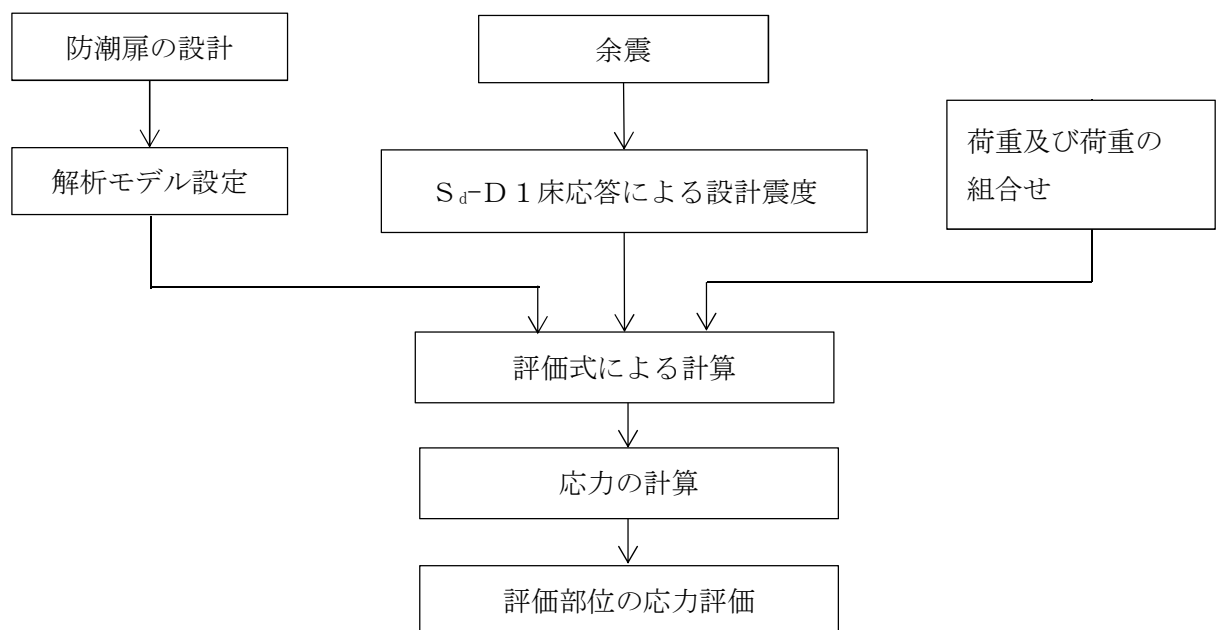


図 2.3.1-1 防潮扉（扉体及び戸当り）の強度評価における評価フロー

(2) 防潮壁

a. 防潮扉 1

防潮扉 1 における鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、V-3-別添 3-2-1-2-1「防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の強度計算書」に示す。

b. 防潮扉 2

防潮扉 2 に関する要求機能と設計方針を表 2.3.1-1 に、評価項目を表 2.3.1-2 に示す。防潮扉 2 における鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3.1-2 の防潮扉（防潮壁）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の沈下及び軟化の影響を考慮するため、表 2.3.1-3 に示すように 2 次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1 次元有効応力解析により地盤バネの剛性及び上限値を設定した 2 次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3.1-4 に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

表 2.3.1－1 防潮扉 2 の耐津波設計における要求性能と設計評価方針

資料	その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設)	資料Ⅴ－1－1－2－2－5 津波防護に関する施設の設計方針		資料Ⅴ－3－別添 3－1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針							
施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計						設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	機能損傷モード			
								応力等の状態	限界状態		
防潮扉	【2.1.4(1)設計方針】 津波防護施設については、「2.1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。 【2.1.4(1)a. 津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。 【2.1.4(1)a. 津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮扉については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。 【2.1.4(2)荷重の組合せ及び許容限界】 風、積雪の荷重及び余震として考えられる地震（S ₀ -D1）に加え、漂流物による衝突荷重を考慮する。	津波防護施設は、繰り返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	防潮扉は、地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を維持することを機能設計上の性能目標とする。	・防潮扉は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、積載物、風及び積雪荷重に対し、鋼材で構成し、扉体は戸当り及び支圧板を介してコンクリート躯体部に固定する構造とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を維持する設計とする。	・防潮扉は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重、余震や漂流物の衝突、積載物、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼材で構成し、扉体は戸当り及び支圧板を介してコンクリート躯体部に固定する構造とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。	下部工	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波 に対して】 「道路橋示方書・同解説(Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編)」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。
						鋼管杭	曲げ、せん断		部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波 に対して】 「道路橋示方書・同解説(Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。	
						上部工	扉体	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波 に対して】 「ダム・堰施設技術基準（案）（基礎解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会、平成 25 年 6 月）」に基づき、短期許容応力度以下とする。	
							戸当り	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波 に対して】 「ダム・堰施設技術基準（案）（基礎解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会、平成 25 年 6 月）」に基づき、短期許容応力度以下とする。	
							鉄筋コンクリート	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波 に対して】 「道路橋示方書・同解説(Ⅰ 共通編・Ⅴ 耐震設計編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。（コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認。）	
						止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	【基準津波及び T.P. +24m 津波 に対して】 メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。	
											鋼製アンカー
						鋼製防護部材	曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準津波及び T.P. +24m 津波 に対して】 「道路橋示方書・同解説(Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編)」，「各種合成構造設計指針・同解説」及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。		

表 2.3.1-2 防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生応力が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

表 2.3.1-3 津波時の検討で考慮する地震動の影響評価ケース

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

表 2.3.1-4 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

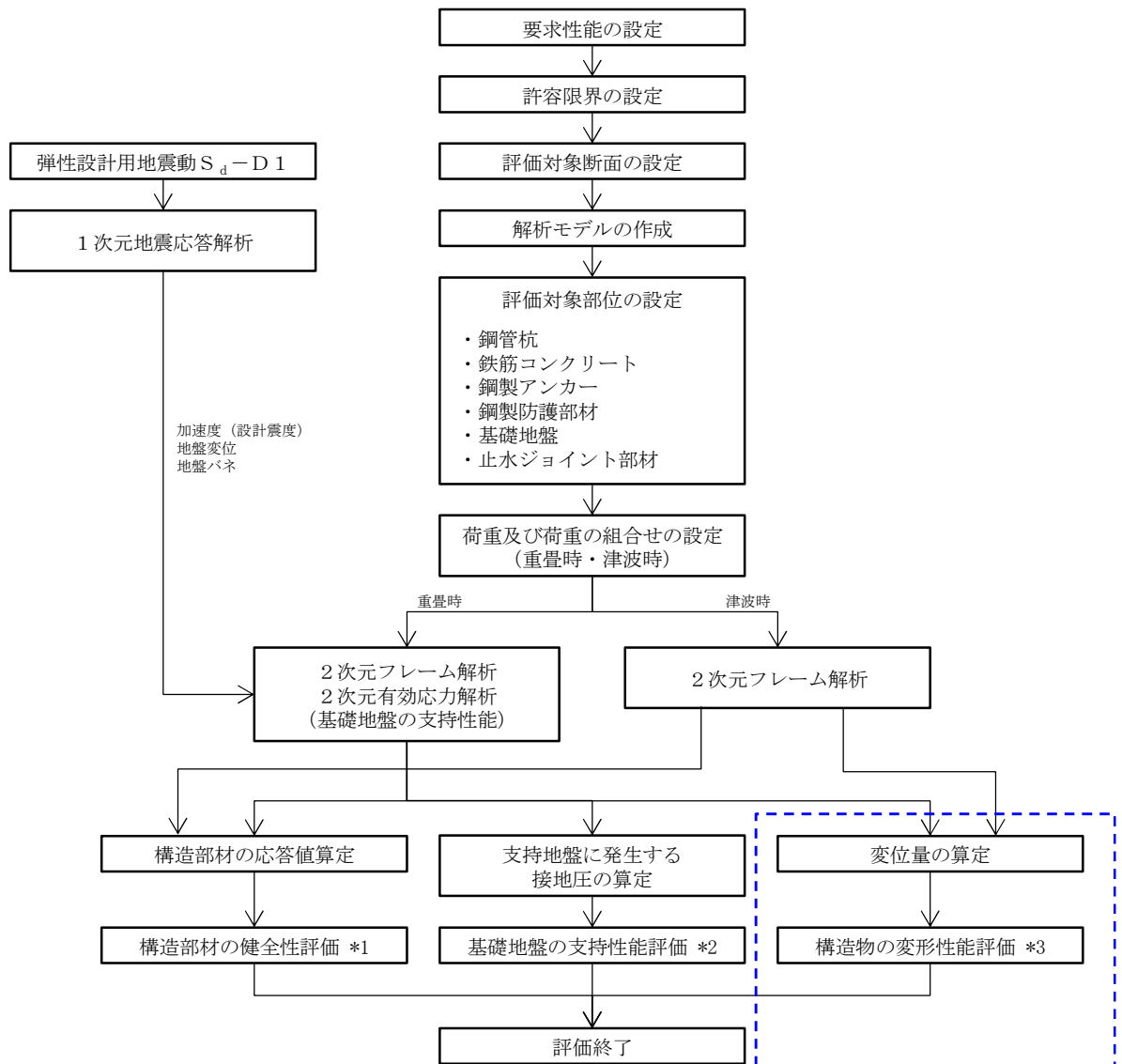
検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
1	平均剛性	液状化パラメータ適用
2	+1 σ 剛性	
3	-1 σ 剛性	
4	豊浦標準砂	
5	平均剛性	非液状化
6	+1 σ 剛性	

基礎地盤の支持性能評価については、構造物と地盤の動的相互作用を適切に評価できる 2 次元 FEM 解析を実施し、防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）を支持する基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）の強度評価フローを図 2.3.1-2 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。また、地下水位は地表面位置に設定する。



*止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3.1-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3.1-2 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。
- *3：構造物の変形性能評価を実施することで、表 2.3.1-2 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3.1-2 防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）の強度評価フロー

2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法

防潮壁の津波時及び重畳時の解析手法は、鋼管杭を線材とし、地盤抵抗をバネで表現するフレーム解析を適用する。ここで、鋼管杭については線形の梁要素とし、地盤抵抗については、受働土圧強度あるいはせん断強度を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに付与する。重畳時の基礎地盤の支持性能評価においては2次元FEM解析とする。

津波荷重については、地表面から防潮扉天端までの間に分布荷重として荷重を載荷する。漂流物については防潮扉天端に載荷する。重畳時については、1次元有効応力解析より算出された地盤変位を杭バネの外側から入力する。さらに、鋼管全体に1次元有効応力解析から算出された地表面における最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図 2.3.2-1 に示す。

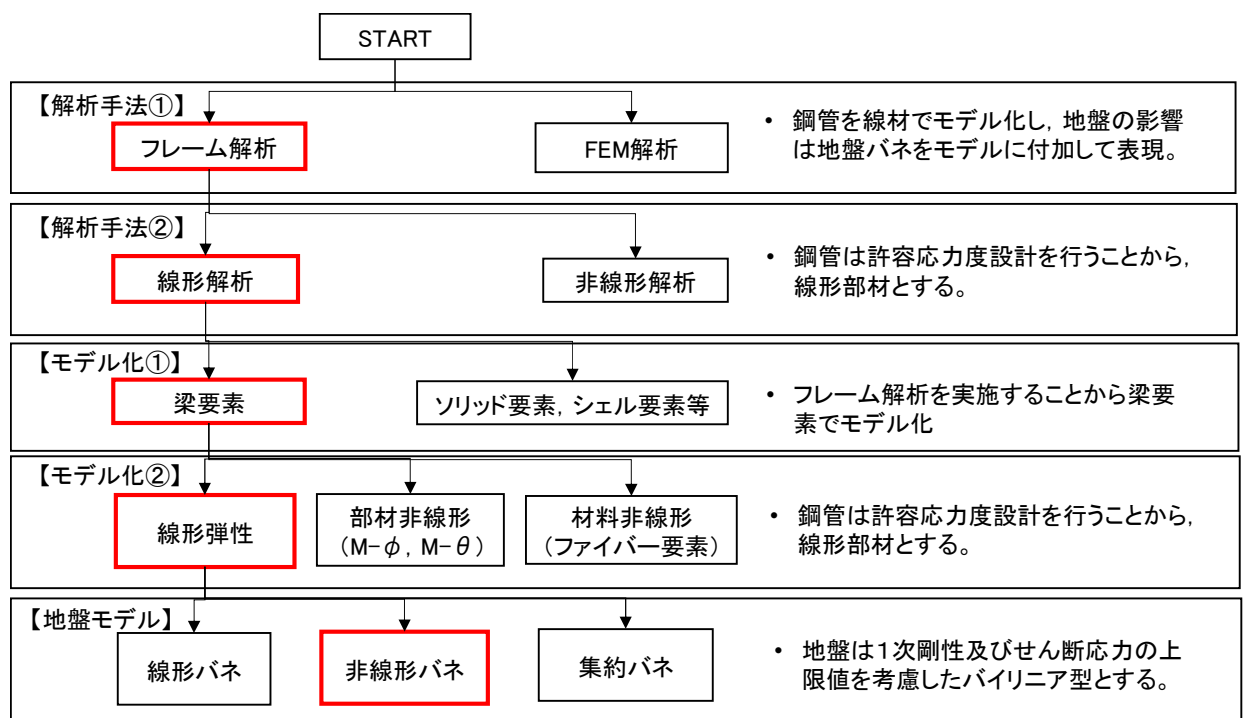


図 2.3.2-1 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

2.3.3 解析モデルの設定

解析モデルは操作建屋天端から杭下端までをモデル化し、地盤位置については地盤抵抗を表現するバネを付与する。この時、付与する地盤バネは上限値を有するバイリニア型とする。図 2.3.3-1 にモデル概念図を示す。

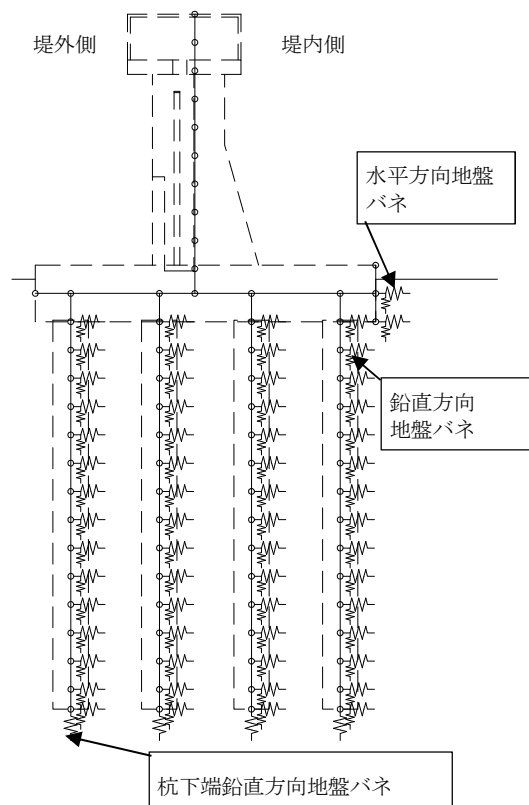


図 2.3.3-1 フレーム解析モデル概念図

重畳時の基礎地盤の支持性能評価に用いる 2 次元 F E M 解析モデルは、「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に記載する 2 次元有効応力解析モデルとする。

2.3.4 地盤沈下の考慮

津波時及び余震＋津波時は、本震によって地盤が沈下した状態を想定することで安全側の検討を実施する。地盤沈下については、「1.2 遡上・浸水域の考え方について（参考1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」における敷地南側の想定沈下量 0.5 m を考慮して、保守的に 1.0 m を適用する。地盤沈下の考慮について以下に示す。

- ・地盤沈下によってセメント改良部の層厚を 1.0 m 小さくするものとする。

(1) 荷重

堤外側の地盤が 1.0 m 沈下することを想定し、津波波力及び動水圧は沈下後の地盤高さより上側に作用させる。

(2) 地盤バネ

堤内側の地盤が 1.0 m 沈下することを想定し、沈下後の地盤面から杭下端の範囲に地盤バネを考慮する。

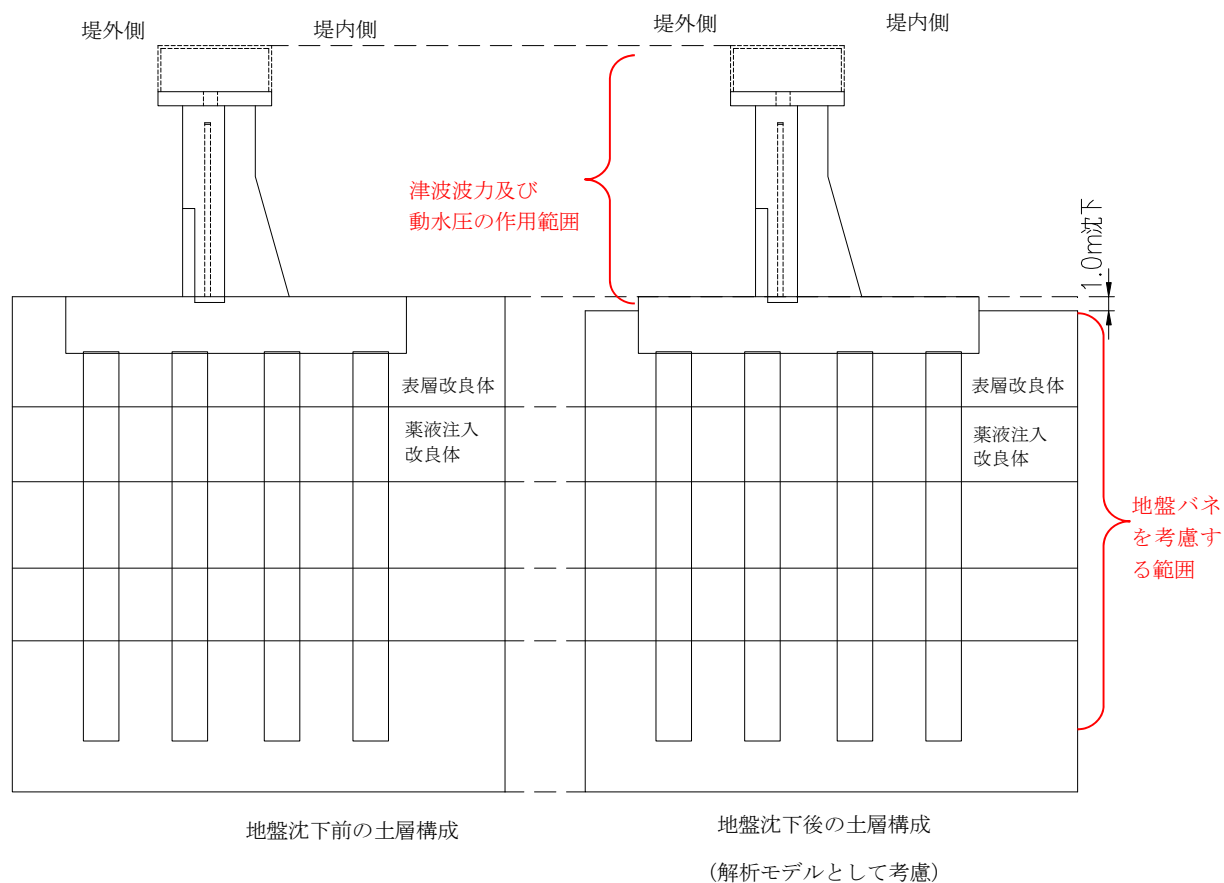


図 2.3.4-1 地盤沈下の考慮概念図

2.4 適用基準

表 2.4-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考	
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	—	
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討	
許容 限界	扉体（鋼材）	・ダム・堰施設技術基準（案） 〔基準解説編・マニュアル 編〕（平成 25 年 6 月）	・曲げに対する照査は，発 生応力が，短期許容応力 度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は， 発生応力または発生せん 断力が，短期許容せん断応 力度以下であることを確 認	
	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）		
	鉄筋	・道路橋示方書・同解説Ⅳ下 部構造編（平成 24 年 3 月）		
	鋼管杭	・道路橋示方書・同解説Ⅳ下 部構造編（平成 14 年 3 月）		
	鋼製アンカー	・各種合成構造設計指針・同解 説（2010 年 11 月）		
	鋼製 防護 部材	鋼材		・道路橋示方書・同解説Ⅳ下 部構造編（平成 14 年 3 月）
		接合ボルト		・道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼 橋編（平成 14 年 3 月）
		ワイヤー ロープ		・津波漂流物対策施設設計ガイ ドライン(案)((財)沿岸技術研 究センター，(社)寒地港湾技 術研究センター，平成 21 年) ・日本工業規格(JIS G 3549- 2000)
		アンカー ボルト		・各種合成構造設計指針・同解 説（2010 年 11 月）
有効応力解析		・J E A G 4 6 0 1－1987 ・原子力発電所屋外重要土木構 造物の耐震性能照査指針・マ ニュアル（2005 年）	・有限要素法による 2 次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析	

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

3.1.1 扉体及び戸当り

扉体及び戸当りの強度評価に用いる記号を表 3.1.1-1 に示す。

表 3.1.1-1 扉体及び戸当りの強度評価に用いる記号(1/2)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P_s	kN/m^2	静水圧
P_e	kN/m^2	動水圧
I_{gi}	kN	地震時慣性力
W_s	kN	積雪荷重
P_c	kN	漂流物衝突荷重
H	m	津波高さ
H_s	m	水密高さ
H_0	m	津波時の設計水深
H_1	m	津波時の下端止水位置までの水深
H_2	m	津波時の上端止水位置までの水深
H_3	m	余震時の基礎地盤までの深さ
H_4	m	余震時の設計水深
B	m	水密幅
W_l	kN/m^3	水の単位体積荷重
W_g	kN	扉体自重による荷重
K_i	—	余震時の設計震度
P_w	kN	風荷重
ρ	$\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4$	空気密度
U_d	m/s	風速
G	—	ガスト応答係数
C_d	—	形状係数
A	m^2	投影面積
q_s	kN/m^2	単位積雪荷重
D_s	m	扉体総桁高
B_s	m	扉体受圧幅

表 3. 1. 1－1 扉体及び戸当りの強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
M	kN・m	各評価対象部位における最大曲げモーメント
R	kN	各評価対象部位における最大圧縮力
σ_c	N/mm ²	各評価対象部位における最大曲げ、圧縮及び支圧応力度
S	kN	各評価対象部位における最大せん断力
τ	N/mm ²	各評価対象部位における最大せん断応力
δ	mm	各評価対象部位における最大たわみ
t_s	mm	スキンプレート厚
σ_f	N/mm ²	戸当り底面フランジの曲げ応力度
σ_w	N/mm ²	戸当り腹板の圧縮応力度
τ_c	N/mm ²	戸当りコンクリートのせん断応力度

3.1.2 防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）

防潮壁 2（鉄筋コンクリート防潮壁）の強度評価に用いる記号を表 3.1.2-1 に示す。

表 3.1.2-1 防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_s	kN	積雪荷重
P_k	kN	風荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波波力
K_{Sd}	kN	余震荷重
P_c	kN	漂流物衝突荷重
P_d	kN/m ²	動水圧
τ_{sal}	N/mm ²	鋼管杭の許容せん断応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ_{al}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
τ_{al}'	N/mm ²	コンクリートの許容押抜きせん断応力度
σ_{ca}'	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
V_c	kN	コンクリートの負担するせん断力
V_s	kN	斜め引張鉄筋の負担するせん断力
b_w	m	有効幅
j	—	1/1.15
d	m	有効高さ
A_w	m ²	斜め引張鉄筋断面積
σ_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度
σ_{sa2}	N/mm ²	鉄筋の許容曲げ引張応力度
s	m	斜め引張鉄筋間隔
σ	N/mm ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M	N・mm	最大曲げモーメント
Z	mm ³	断面係数
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
τ	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S	kN	せん断力
κ	—	せん断応力の分布係数（ $\kappa = 2.0$ ）

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

防潮扉 2 の評価対象断面位置図を図 3.2.1-1 及び図 3.2.1-2 に、評価対象断面図を図 3.2.1-3 に示す。評価対象断面選定の詳細については、「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 5.10.7 防潮扉」に示す。強度評価の検討対象とする断面は津波荷重の方向を考慮して、横断方向の A-A 断面とする。

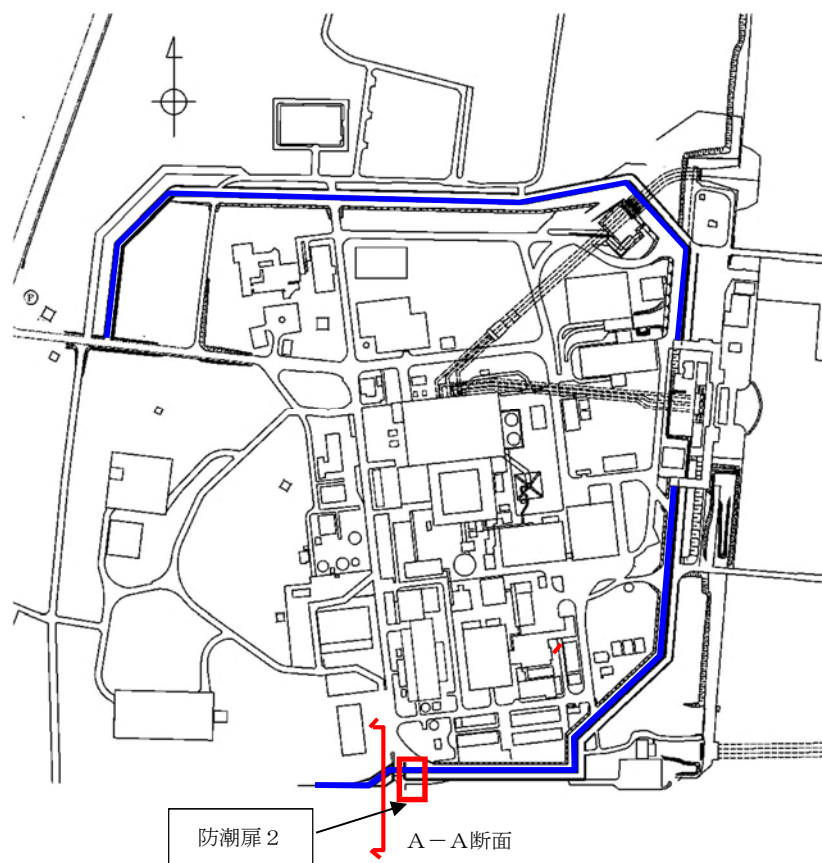


図 3.2.1-1 防潮扉 2 評価対象断面位置図

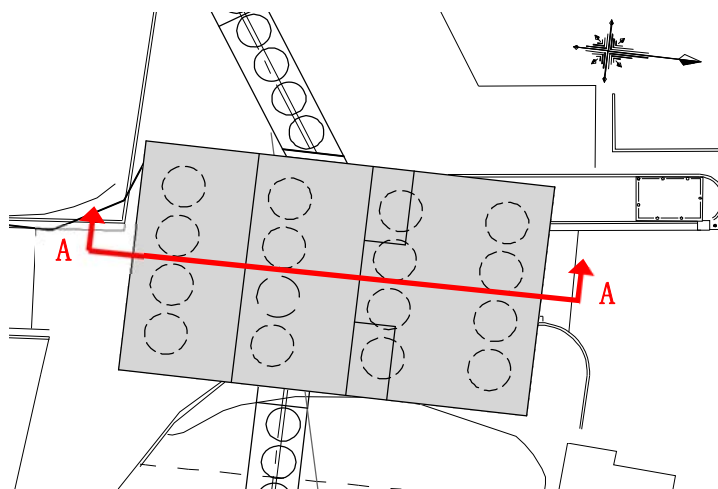


図 3.2.1-2 防潮扉 2 位置拡大図

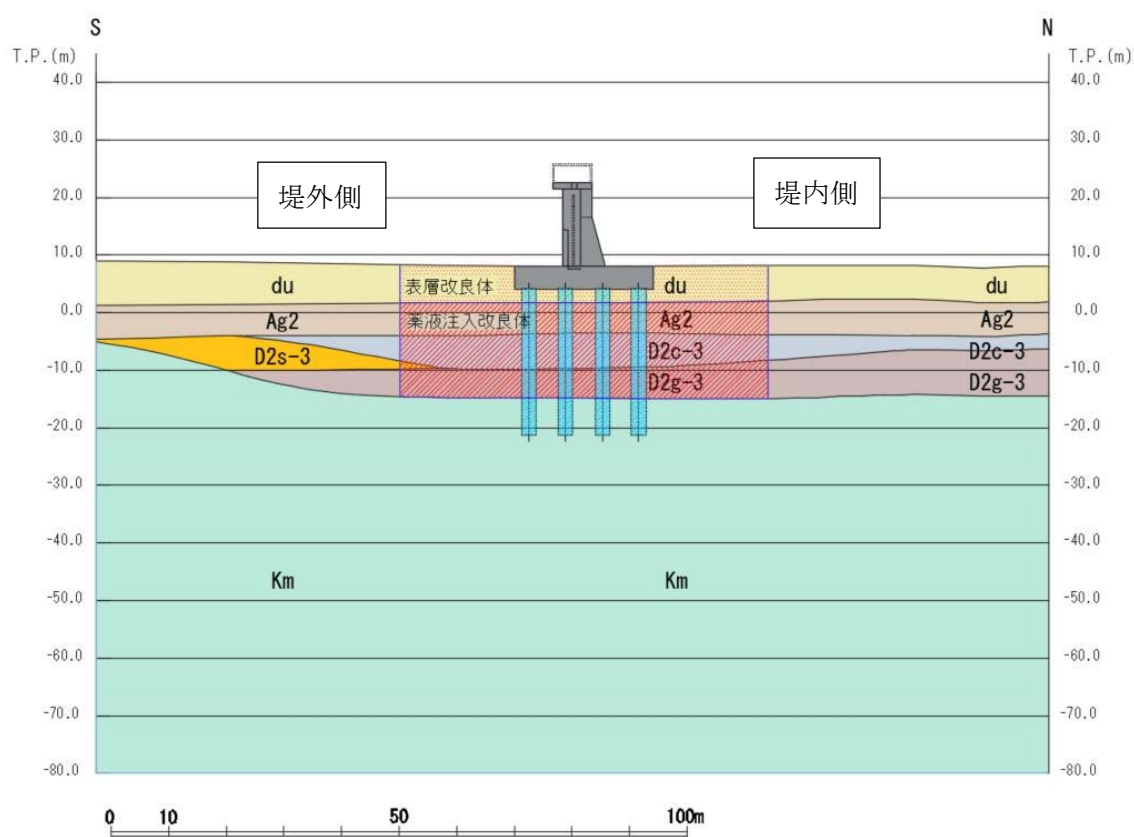


図 3. 2. 1－3 防潮扉 2 評価対象断面図 (A－A)

3.2.2 評価対象部位

(1) 扉体及び戸当り

評価対象部位は、水圧等の荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助桁、端桁により構成される架構の構造部材を評価対象部材とする。また、扉体の支圧板から支承部の戸当りについても評価対象部材にする。

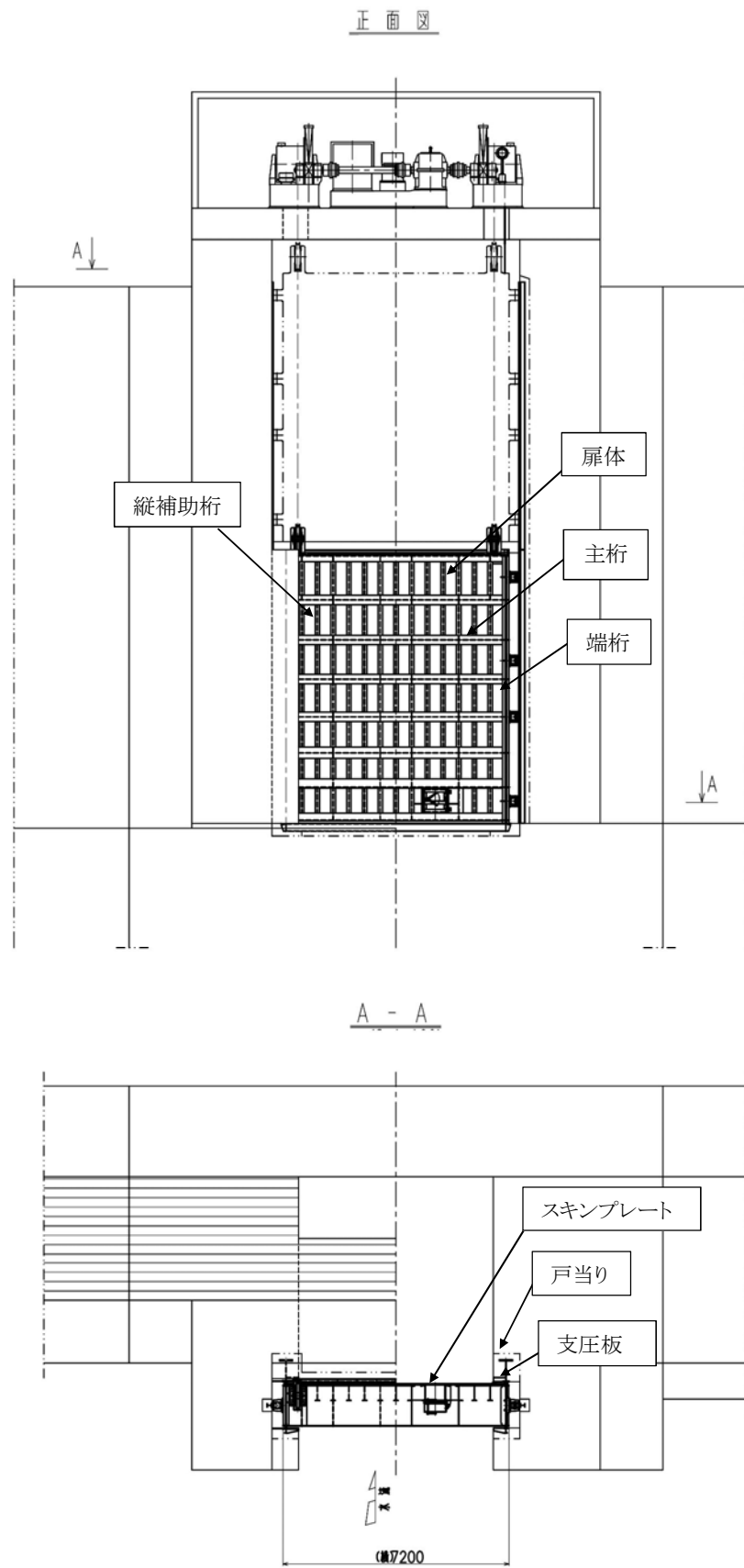
防潮扉 1 の部材名を図 3.2.2-1 及び図 3.2.2-2 に示す。

a. 扉体の健全性

扉体は主桁、スキンプレート、縦補助桁、端桁、支圧板について検討する。

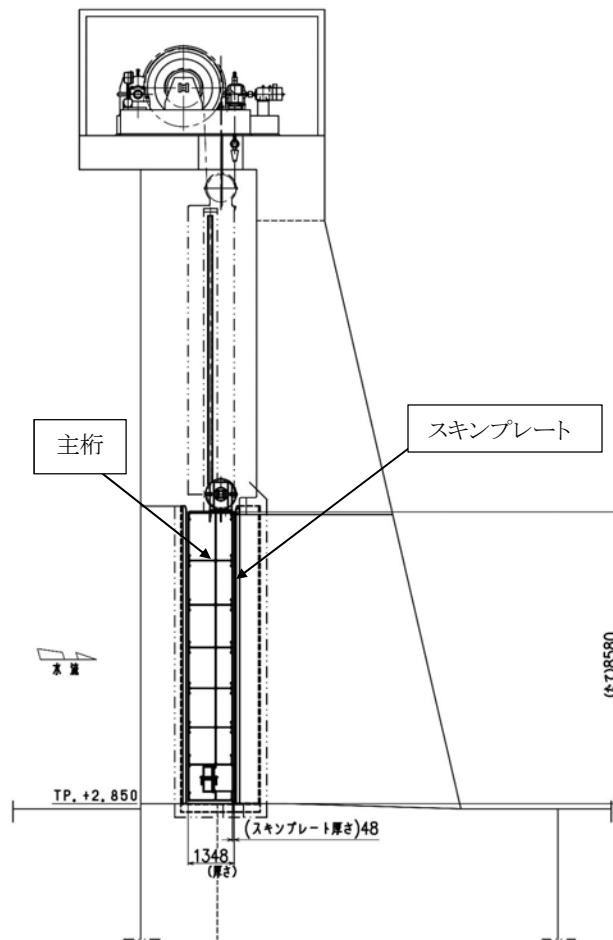
b. 戸当りの健全性

戸当りはコンクリート支圧応力、底面フランジ曲げ応力、コンクリートのせん断応力それぞれについて検討する。



注：寸法は mm を示す。

図 3. 2. 2-1 防潮扉の部材名（正面図，平面図）



注：寸法は mm を示す。

図 3. 2. 2-2 防潮扉の部材名（側面図）

(2) 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁)

評価対象部位は、防潮壁の構造上の特徴を踏まえ設定する。

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、防潮壁を支持する鋼管杭とする。

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、防潮壁と底版の鉄筋コンクリートとする。

c. 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 扉体及び戸当り

(1) 荷重

荷重強度には、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重 (W_g) を考慮する。

b. 静水圧 (P_s)

津波時の扉体への作用静水圧を考慮する。

$$P_s = \{H_s(p_u + p_d)B\}/2$$

$$p_u = W_1 \cdot H_2$$

$$p_d = W_1 \cdot H_1$$

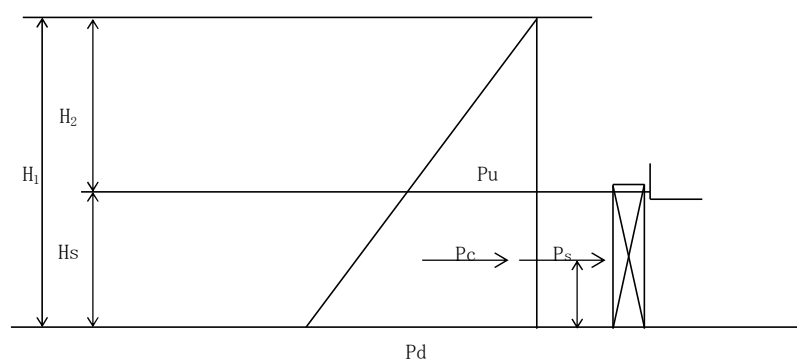


図 3.3.1-1 静水圧の荷重作用図

c. 動水圧 (P_e)

余震時の扉体への作用動水圧を考慮する。

$$P_e = 7/12 \cdot W_1 \cdot K_H \cdot \sqrt{H_3} \cdot (\sqrt{H_4^3} - \sqrt{H_5^3}) \cdot B$$

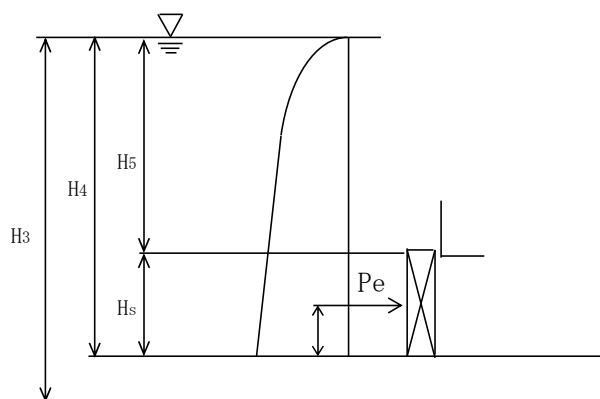


図 3.3.1-2 動水圧の荷重作用図

d. 地震時慣性力（ I_{gi} ）

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

$$I_{gi} = W_g \cdot K_i$$

e. 積雪荷重（ W_s ）

津波時・余震時とも扉体への積雪荷重を考慮する。

$$W_s = q_s \cdot D_s \cdot B_s$$

f. 漂流物衝突荷重（ P_c ）

津波時は漂流物として総排水トン 15 t の漁船による衝突荷重を集中荷重として考慮する。

(2) 荷重の組合せ

扉体及び戸当りの設計に考慮する荷重の組合せを表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_s + W_s + P_c$
重畳時	$G + P_s + P_e + I_{gi} + W_s$

3.3.2 防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）

(1) 荷重

防潮壁の強度評価には、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重（ G ）

固定荷重として、構造物の自重及び浮力を考慮する。地下水位のレベルは地表面とする。

b. 積載荷重（ P ）

積載荷重として、機器荷重を考慮する。

c. 積雪荷重（ P_s ）

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m²/cm とし、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m²であるが、余震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m²を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

d. 風荷重（ P_k ）

津波の遡上時には海面下であり、風荷重は考慮しない。

e. 遡上津波荷重 (P_t)

(a) 遡上津波波圧

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の $1/2$ 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

(b) 海水重量

防潮扉前面の底版上について津波の水塊による海水重量を考慮する。なお、海水の密度は $\rho = 1.03 \text{ t/m}^3$ とする。

(c) 津波による揚圧力

津波波圧が防潮扉上部の軒を超える場合は津波による揚圧力を考慮する。

f. 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、表 3.3.2-1 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) *式による漂流物荷重を考慮する。

注記 * : FEMA : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3.2-1 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

g. 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による地震力及び動水圧を考慮する。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重 (K_{sd}) として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地震応答解析で算定した地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

(2) 荷重の組合せ

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-2 及び表 3.3.2-3 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び T.P. +24.0m 津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-1～図 3.3.2-4 に示す。

表 3.3.2-2 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・機器荷重を考慮する。
		土被り荷重	－	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		－	・内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	・積雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	－	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	－	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重 （津波荷重）		津波波圧	○	・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による水平波圧を考慮する。
		衝突荷重	○	・0.69 t の車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	－	・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平・鉛直同時加振は考慮しない。
		動水圧	－	・動水圧は考慮しない。

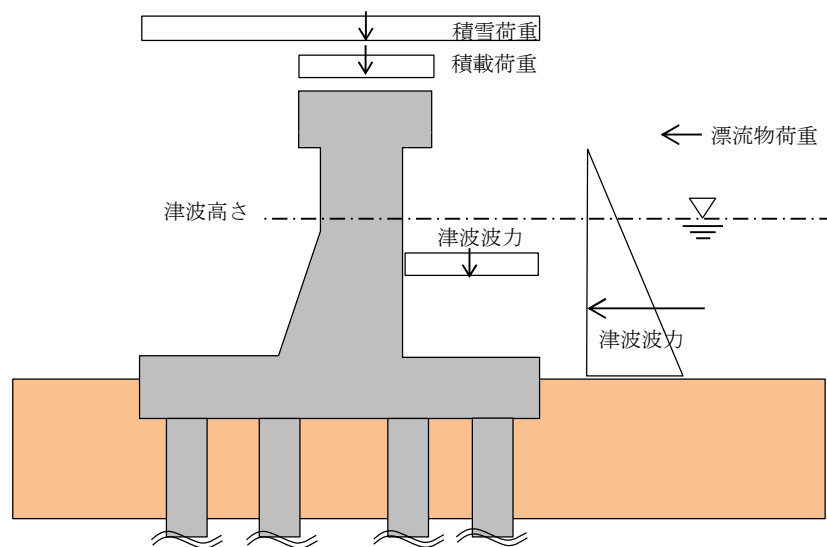


図 3.3.2-1 津波時（基準津波時）の作用図

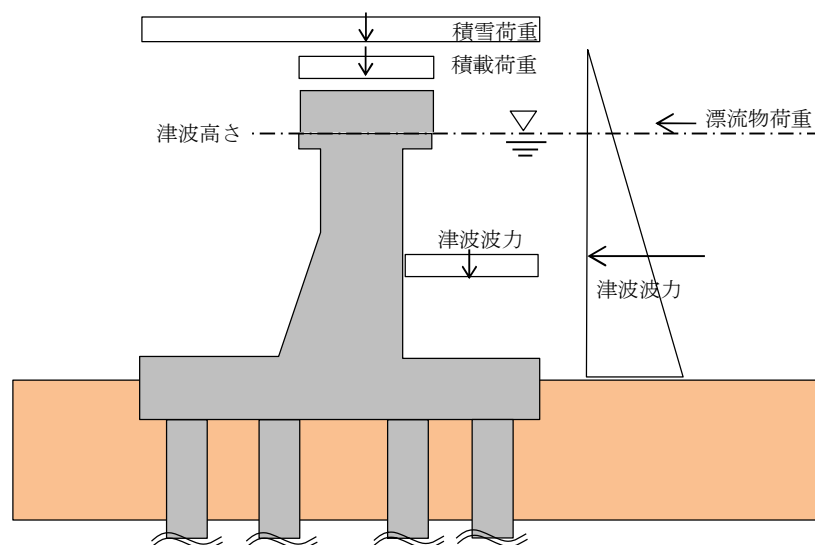


図 3.3.2-2 津波時（T.P. + 24.0 m 津波）の作用図

表 3.3.2-3 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・機器荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	・積雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重 （津波荷重）		津波波圧	○	・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による水平波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 S_d-D1 による水平・鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・動水圧を考慮する。

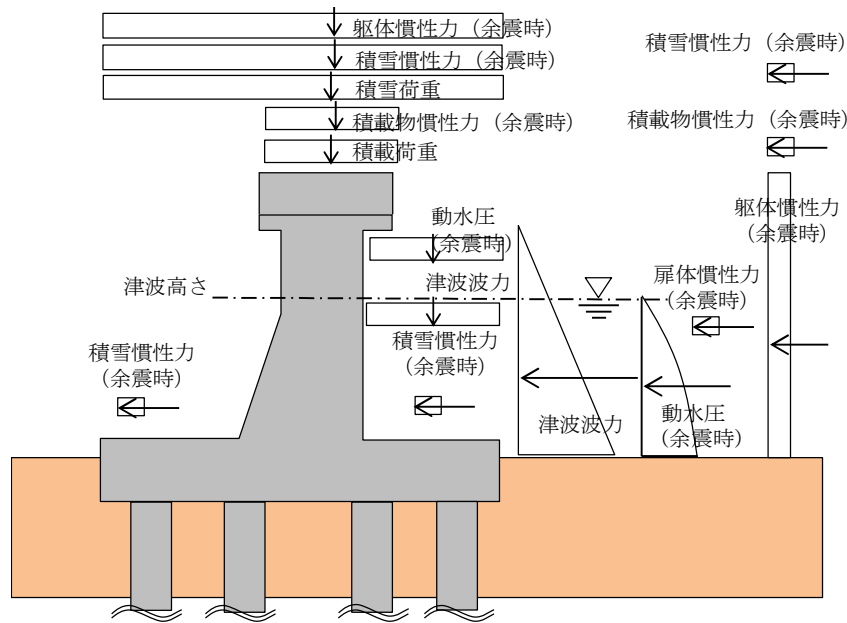


図 3.3.2-3 重畳時（基準津波時）の作用図

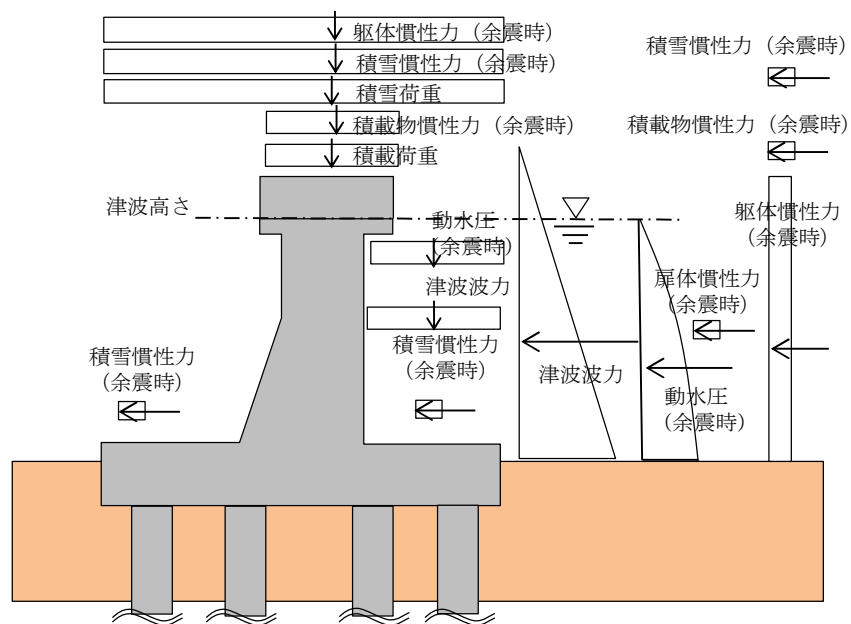


図 3.3.2-4 重畳時（T.P. + 24.0 m 津波時）の作用図

3.4 許容限界

防潮扉の許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象断面の機能損傷モードを考慮し、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している許容限界を踏まえて設定する。

3.4.1 扉体及び戸当り

(1) 扉体

扉体の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づき、表 3.4.1-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時に対しては鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍、T.P. +24 m 津波時に対しては鋼材の許容応力度に対して 2.0 倍の割増しを考慮する。

また、止水性については許容限界を短期許容応力度とすることで部材をおおむね弾性域内の変形に留め、戸当りとの圧着構造を保つことで止水性を確保するものとする。

表 3.4.1-1 鋼材の許容応力度（短期）

評価項目				短期許容応力度 (N/mm ²)	
				基準 津波時	T.P. +24 m 津波時
スキンプレート, 主桁, 補助桁, 端桁	SM490	$t \leq 40^{*1}$	許容曲げ応力度 σ_{ca}	240	320
			許容圧縮応力度, 許容引張応力度 σ_{ca}	240	320
			許容せん断応力度 τ_a	135	180
			許容支圧応力度 σ_{ca}^{*2}	360	480
支圧板	SUS304	$t \leq 40^{*1}$	許容支圧応力度 σ_{ca}^{*2}	225	300

注記 *1: t 鋼材の板厚 (mm)

*2: 許容支圧応力の上限值は降伏点とする。

(2) 戸当り

防潮扉戸当りの許容限界は，鋼材については扉体と同様とする。コンクリートの許容限界は，「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）」を適用し，表 3.4.1-2 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，基準津波時に対してはコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍，T.P. +24 m 津波時に対しては，2.0 倍の割増しを考慮する。

表 3.4.1-2 コンクリートの許容応力度（短期）

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)	
			基準 津波時	T.P. +24 m 津波時
コンクリート	設計基準強度 $f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	許容圧縮応力度 σ_{ca}	21	28
		許容支圧応力度 σ_{ca}	18	24
		許容せん断応力度 τ_a	0.825	1.1
		許容付着応力度 σ_{ca}^*	3.0	4.0

注記 *：異形鉄筋の場合を示す。

3.4.2 防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「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 14 年 3 月）」に基づき、表 3.4.2-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時における鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、T.P. +24 m 津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 3.4.2-1 鋼管杭の許容限界
(基準津波時)

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ_{sa1}	382.5
		許容圧縮応力度 σ_{sa1}	
		許容せん断応力度 τ_{sa1}	217.5

(T.P. +24 m 津波時)

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ_{sa1}	433.5
		許容圧縮応力度 σ_{sa1}	
		許容せん断応力度 τ_{sa1}	246.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「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）」及び「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）」に基づき、表 3.4.2-2 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時における鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、T.P. +24 m 津波時には、コンクリートの許容応力度に対して 2.0 倍、鉄筋の許容応力度に対して 1.65 倍の割増を考慮する。

なお、杭頭部に関しても、鉄筋コンクリートは表 3.4.2-2 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表 3.4.2-2 コンクリート及び鉄筋の許容限界
(基準津波時)

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート*1	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
		許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}'	1.65
		許容支圧応力度 σ_{ca}'	18
鉄筋*2	SD490	許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	435
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	300

(T.P. +24 m 津波時)

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート*1	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	28
		許容せん断応力度 τ_{a1}	1.1*3
		許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}'	2.2
		許容支圧応力度 σ_{ca}'	24
鉄筋*2	SD490	許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	478.5
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	330

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：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）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「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）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

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 : 有効幅
 j : 1/1.15
 d : 有効高さ
 A_w : 斜め引張鉄筋断面積
 σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度
 s : 斜め引張鉄筋間隔

(3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、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14年3月）により設定する。

支持力評価において、豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭下端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

道路橋示方書による杭基礎（中掘り工法）の支持力算定式を以下に、極限支持力度を表5.3-3に示す。

極限支持力

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭下端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²) : コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* $c_{CUU} = q_u / 2$ より、 $q_u = c_{CUU} \times 2$ 。ここで、 c_{CUU} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表4.1-1におけるKm層の非排水せん断強度

A : 杭下端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

表 5.3-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	杭下端標高	支持岩盤の一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	極限支持力度 q_d (kN/m ²)
防潮扉2基礎	T.P. -21.9 m	1825	5475

3.5 評価方法

防潮壁の耐震評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 扉体及び戸当り

評価対象部位における発生応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 扉体

(a) 主桁

主桁は、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化する。

主桁のモデル図を図 3.5.1-1 に示す。

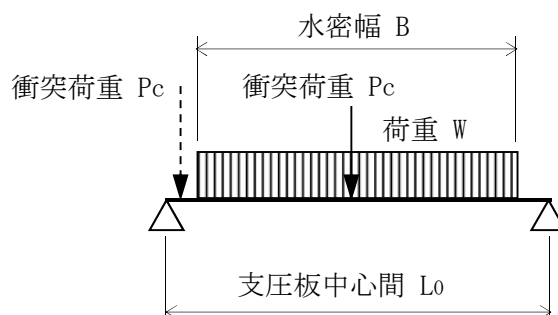


図 3.5.1-1 主桁のモデル図

(b) スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定指示された平板としてモデル化し、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」の式により曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 3.5.1-2 に示す。

$$\sigma = \frac{k \cdot a^2 \cdot P}{100 \cdot t^2}$$

σ : 応力度 (N/mm)

k : 辺長比 (b/a) による係数

a : 短辺 (mm)

b : 長辺 (mm)

P : 水圧 (N/mm²)

t : 板厚 (mm)

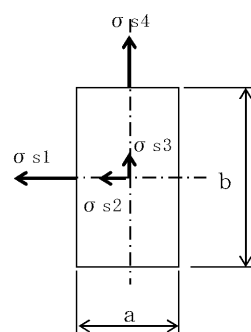


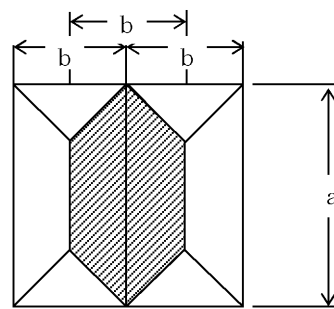
図 3.5.1-2 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(c) 縦補助桁

縦補助桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が亀甲形または菱形に作用したものとして、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」の式により曲げ応力及びせん断応力を算定する。

また、縦補助桁はスキンプレーットの補剛材であるため、衝突荷重についても考慮する。衝突荷重は曲げモーメント時は桁中央に、せん断力時は桁端部に 1/2 の集中荷重が作用したとして計算する。

縦補助桁のモデル図及び応力算定式を図 3-13 に示す。



p : 各区分の平均水圧 (kN/m²)

P_c : 衝突荷重 (kN)

a : 主桁及び横補助桁間隔 (m)

b : 縦補助桁間隔 (m)

最大曲げモーメント

$$M = \frac{p \cdot b}{24} (3 \cdot a^2 - b^2) + \frac{P_c \cdot b}{4} \text{ (kN-m)}$$

最大せん断力

$$S = \frac{p \cdot b}{2} \left(a - \frac{b}{2} \right) + \frac{P_c}{2} \text{ (kN)}$$

図 3.5.1-3 縦補助桁のモデル図及び応力算定式

(d) 端桁

本設備はスライドゲートであるため、端桁は主桁端部に生じた反力が戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する役割を果たしている。よって「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に従い、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の照査を行う。

端桁腹板には垂直補剛材として主桁ウェブとスチフナを有する。縦桁腹板は天地方向に、主桁ウェブは径間方向に部材が伸びているが、実際に荷重が作用している有効断面のみで検討するため、有効幅はそれぞれの板厚の 12 倍までとする。ただし、補剛材（主桁ウェブ）については、全有効断面積が補剛材断面積の 1.7 倍を超える場合は有効幅を小さくし、全有効断面積が補剛材断面積の 1.7 倍となるようにする。

端桁のモデル図を図 3.5.1-4 に示す。

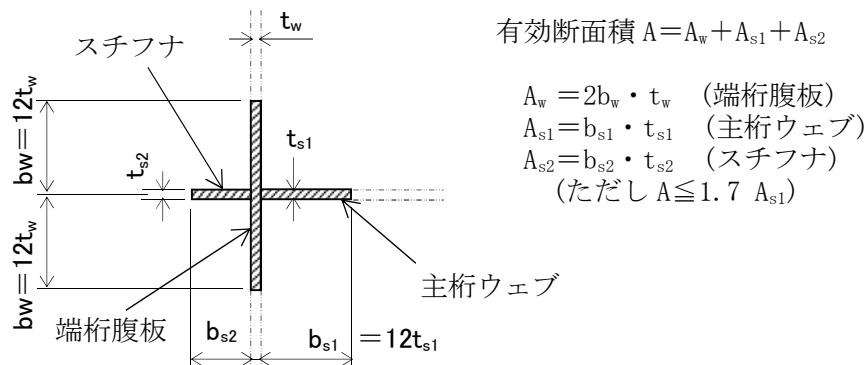


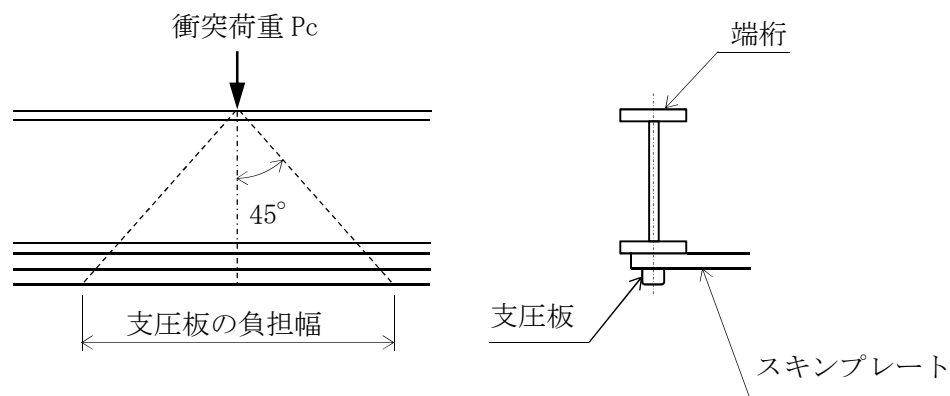
図 3.5.1-4 端桁のモデル図

(e) 支圧板

支圧板の面圧は踏面に曲率を設けるため、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」のローラの線接触に倣って計算する。

なお、衝突荷重については扉体端桁に作用したとして、端桁高、スキンプレート厚さ支圧板厚さを考慮した片側 45 度分布長で負担するものとする。

端桁のモデル図及び応力算定式を図 3.5.1-5 に示す。



$$p = 0.591 \sqrt{\frac{P \cdot E_1 \cdot E_2}{Lh \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}}$$

$$C = 1.080 \sqrt{\frac{P \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}{Lh \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

$$Z = 0.78 \cdot C$$

ここに、

p : ヘルツの接触応力度 (N/mm^2)

P : 計算荷重の常時換算値 $= (P_s + P_c) / \gamma$ (N)

P_s : 静水圧 (N/mm^2)

P_c : 衝突荷重 (N)

p_d : 扉体下端水圧 (N/mm^2)

B : 扉体水密幅 (mm)

γ : 許容応力補正係数に裕度を乗じた係数

E_1 : 支圧板の弾性係数 (N/mm^2)

E_2 : 支圧板当りの弾性係数 (N/mm^2)

Lh : 支圧板計算高さ (mm)

R : 支圧板半径 (mm)

C : 接触幅の 1/2 (mm)

Z : 最大せん断応力度が発生する深さ (mm)

ν : 安全率 = 1.3 (線接触の場合)

H_B : 支圧板のブリネル硬さ

図 3.5.1-5 支圧板のモデル図及び応力算定式

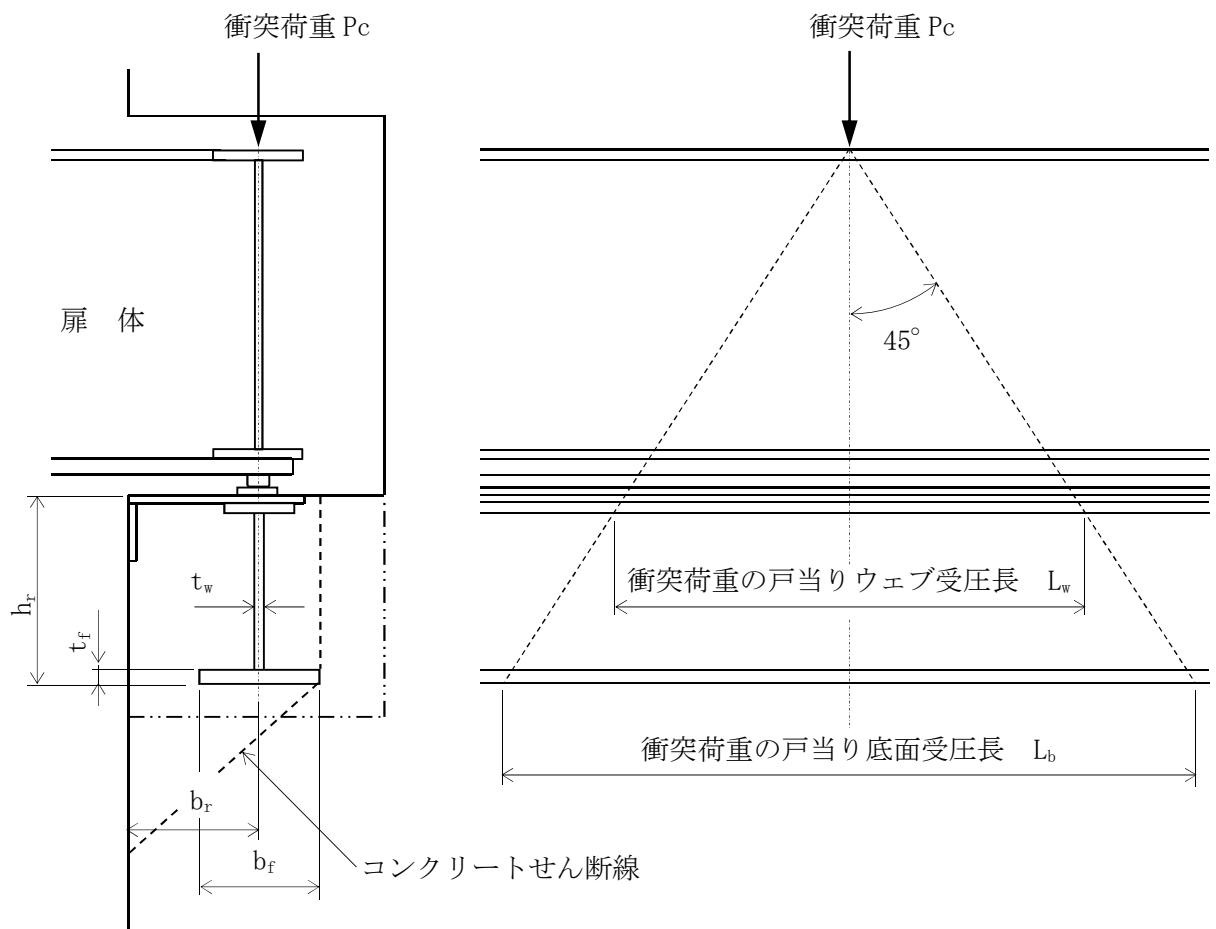
b. 戸当り

評価位置において鋼材については底面フランジの曲げ応力、腹板の圧縮応力が、コンクリートについては支圧応力、せん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 鋼材

戸当りの鋼材は、下面の水圧が高いため作用水圧とする。また、衝突荷重は扉体端桁上流側フランジに作用したとして、片側 45 度の分布長で負担するものとする。

戸当りのモデル図及び応力算定式を図 3.5.1-6 に示す。



底面フランジ曲げ応力度

$$\sigma_f = \frac{6 \cdot \sigma_k \cdot b_f^2}{8 \cdot t_f^2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

腹板の圧縮応力度

$$\sigma_{cw} = \frac{pd \cdot B}{2 \cdot t_w} + \frac{P_c}{L_w \cdot b_f} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、

pd : 下部作用水圧 (N/mm²)

B : 扉体水密幅 (mm)

P_c : 衝突荷重 (N)

b_r : 水路面より戸当り中心までの距離 (mm)

h_r : 戸当り高 (mm)

t_w : 戸当りウェブ厚さ (mm)

b_f : 戸当り底面フランジ幅 (mm)

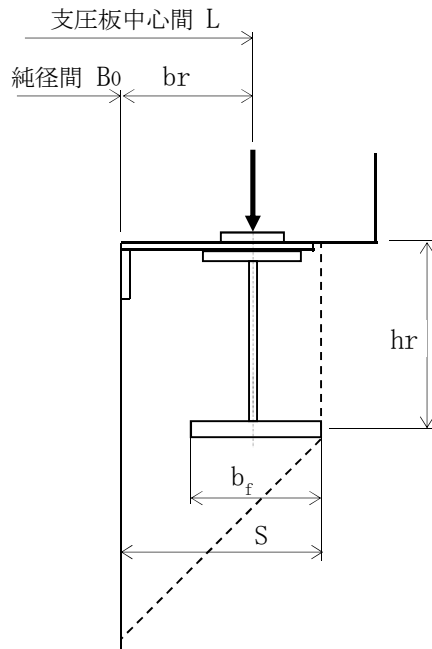
t_f : 戸当り底面フランジ厚さ (mm)

図 3.5.1-6 戸当り鋼材のモデル図及び応力算定式

(b) コンクリート

戸当りのコンクリートは，前項の鋼材の作用力を負担するものとして支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式を図 3.5.1-7 に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_k = \frac{pd \cdot B}{2 \cdot bf} + \frac{P_c}{Lb \cdot bf} \quad (\text{N/mm}^2)$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_k = \frac{\sigma_k \cdot bf}{hr + 2 \cdot S} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、

支圧板中心間 L (mm)

純径間 B_o (mm)

水路面より戸当り中心
までの距離 br (mm)

コンクリート支圧応力度 σ_k (N/mm²)

戸当り底面フランジ幅 bf (mm)

戸当り高さ hr (mm)

堰柱側面から底面フランジ
端面までの距離 $S = br + bf/2$

図 3.5.1-7 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

(2) 鉄筋コンクリート防潮壁

a. 2次元静的フレーム解析モデル

2次元静的フレーム解析モデルは操作建屋天端から杭下端までをモデル化し、地盤変位については地盤抵抗を表現するバネを付与する。図 3.5.1-8 にモデル概念図を示す。また、図 3.5.1-9 に示す位置に剛域を設定する。

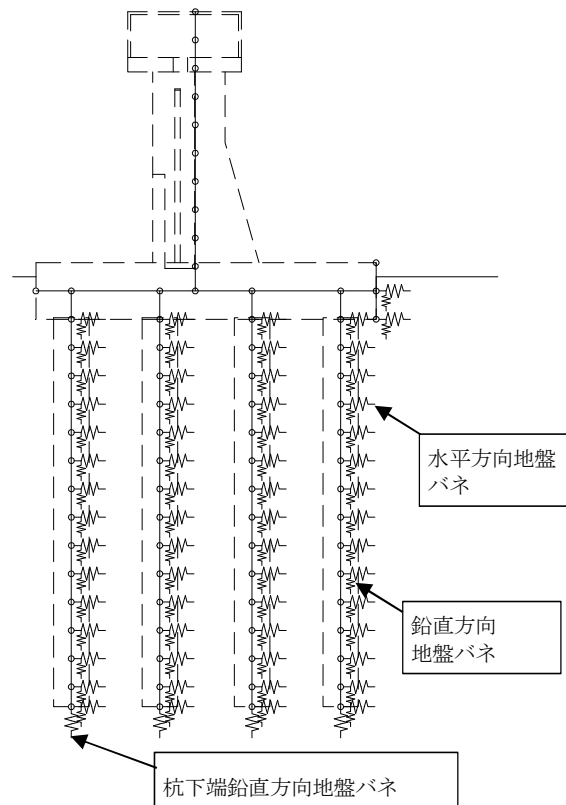


図 3.5.1-8 モデル概念図

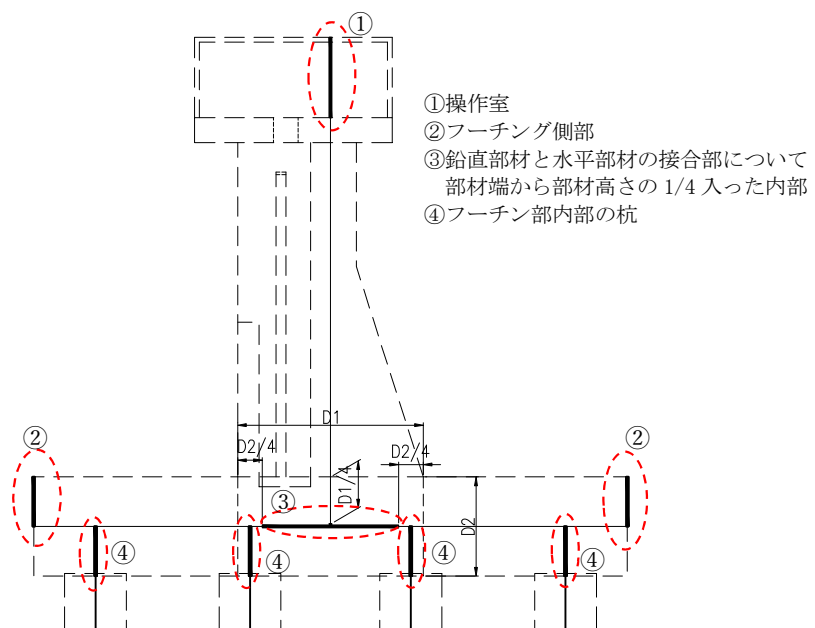


図 3.5.1-9 剛域の設定範囲

2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「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。

本検討では、津波波力及び漂流物荷重などの堤外側から堤内側に作用する荷重を主たる荷重として扱うため底版側部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは地盤面から杭下端までの範囲で考慮する。

津波時の地盤バネは、表 3.5.1-1 に示す地盤バネ1及び地盤バネ2の2ケースを考慮する。

表 3.5.1-1 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値） から設定	地盤抵抗が大きいと仮定 した場合
地盤バネ2	静弾性係数 から設定	残留強度（ -1σ 低減値） から設定	地盤抵抗が小さいと仮定 した場合

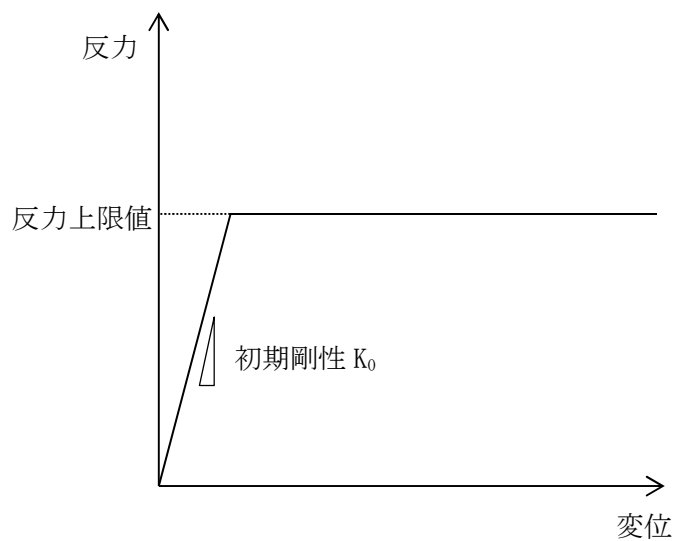


図 3.5.1-10 地盤バネのバイリニアモデル

(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

イ. 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

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)」に従い, 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)」に従い, 以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.1-2 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)」に従い, 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_{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)」に従い, 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 は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_0$$

ここで、

ν_d ：動ポアソン比

G_0 ：初期せん断剛性（平均値）（ kN/m^2 ）

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）」に従い 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 1.0×10^{-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、

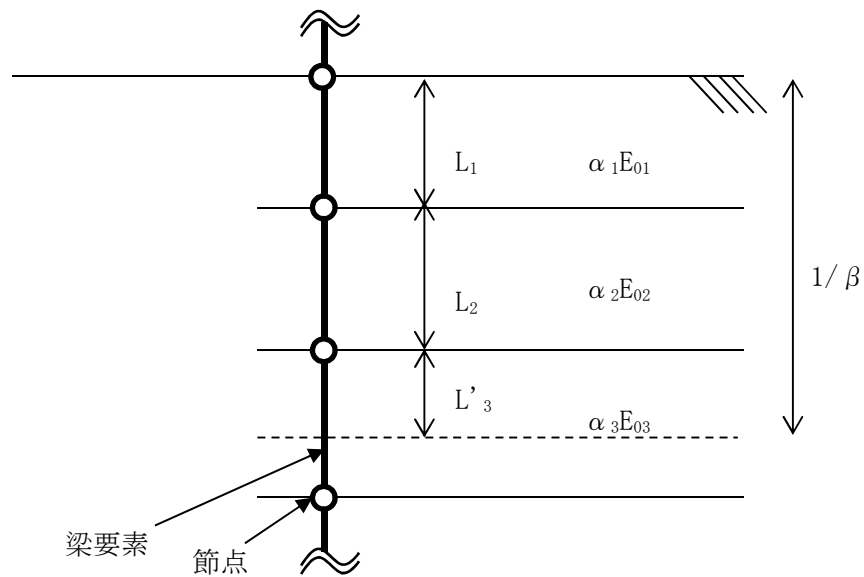
D ：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅＝杭径

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（ $\text{kN} \cdot \text{m}^2$ ）

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」の記述に従い，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。



$$\alpha E_0 \text{ (} 1/\beta \text{ の範囲の平均値)} = \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 3.5.1-11 換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

ロ. 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU} D H$$

ここで,

P_{HU} : 受働土圧強度 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 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

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.1-3 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)

p_U : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

$$p_U = C$$

ここで, C : 粘着力 (kN/m²)

C はピーク強度 (平均値) とする。

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

ハ. 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

ニ. 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$\text{鋼管杭} : P_{sv} = \tau_f H \pi D$$

ここで,

τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 表 3.5.1-4 により計算する。

表 3.5.1-4 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値の設定方法

砂質土	粘性土
2N (≦100)	0.8c 又は 8N (≦100)

* 表中の N , c はそれぞれ N : 標準貫入試験の平均 N 値, c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

$$\text{躯体側面} : P_{sv} = \tau_f H B$$

ここで, τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 土質試験の結果に基づき, 次式により求める。

$$\text{(ア) 砂質土} : \tau_f = \min[1N, 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi)] \leq 50$$

$$\text{(イ) 粘性土} : \tau_f = 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi) \leq 100$$

ここに、 p_0 :壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

Φ : 土の内部摩擦角 (°)

B : 基礎幅(m)

ホ. 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで,

k_v : 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数(kN/m³): 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅(m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで,

A_v : 鉛直方向の載荷面積(m²)

ヘ. 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、次式で算出する。

$$P_v = q_d A_v$$

ここで,

q_d : 極限支持力度

$$q_d = 3q_u$$

ここで, q_u : 一軸圧縮強度(kN/m²)

A_v : 杭下端面積(m²) = $\pi/4 \times D^2$ (D は杭径(m))

(b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

イ. 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数 E_0 は静弾性係数とする。

ロ. 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。ただし、 p_u ：地震時受働土圧強度 (kN/m^2) については、以下に示す値を使用する。

$$p_u = C$$

ここで、 C ：粘着力 (kN/m^2)

- ・ K_m 層以外の C は残留強度 (-1σ) とする。
- ・ K_m 層の C はピーク強度（平均値）とする。

ハ. 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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）」に従って算出する。

ニ. 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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)」に従って算出する。ただし, τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m^2) の算出に使用する N 値及び地盤の粘着力 C の値は以下の値を使用する。

N: 標準貫入試験の N 値 (-1σ)

C: K_m 層以外の C は残留強度 (-1σ) とする。

K_m 層の C はピーク強度 (平均値) とする。

ホ. 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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)」に従って算出する。ただし, E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^3) は静弾性係数とする。

ヘ. 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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)」に従って算出する。

b. 評価方法

(a) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

ロ. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (kN)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(b) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(c) 基礎地盤の支持力

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に作用する接地圧が地震時及び重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

3.5.2 重畳時

(1) 扉体及び戸当り

評価対象部位における発生応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 扉体

評価位置において主桁など鋼材の曲げ応力，せん断応力が，たわみ，スキンプレートの最大応力，支圧板の支圧応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 主桁

主桁の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

(b) スキンプレート

スキンプレートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

(c) 縦補助桁

縦補助桁の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

(d) 端桁

端桁の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

(e) 支圧板

支圧板の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

b. 戸当り

評価位置において鋼材については底面フランジの曲げ応力，腹板の圧縮応力が，コンクリートについては支圧応力，せん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 鋼材

鋼材の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

(b) コンクリート

コンクリートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

(2) 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁)

a. 2次元静的フレーム解析

重畳時も津波時同様、2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「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。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ、杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

重畳時の地盤バネは、表 3.5.2-1 に示すケースにおいて S_d 波による 1 次元有効応力解析を実施し、地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻における物性により設定し、表 3.5.2-2 に示す 3 ケースを考慮する。

表 3.5.2-1 2次元静的フレーム解析における 1 次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		① 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)	② 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース	④ 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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) 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)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	$S_d - D1$	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

* 上記のケースより、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

表 3.5.2-2 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 3	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大加速度発生時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が 大きいケース
地盤バネ 4	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大変位発生時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が 小さいケース
地盤バネ 5	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 最大せん断ひずみ発生時刻における地盤物性により設定*		

* 1 次元有効応力解析については、「3.5.2(3) 1 次元有効応力解析」に示す。

イ. 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

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)」に従い, 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)」に従い, 以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.2-2 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)」に従い, 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)」に従い, 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 3) , 地表面最大変位発生時刻 (地盤バネ 4) 及び最大せん断ひずみ発生時刻 (地盤バネ 5) 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。

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

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

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

ここで,

ν_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)」に従い 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)」の記述に従い、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。

ロ. 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

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)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 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

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.2-3 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)

p_U : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

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 3), 地表面最大変位発生時刻 (地盤バネ 4) 及び最大せん断ひずみ発生時刻 (地盤バネ 5) 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設定する。

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

ここで,

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (CD 条件)

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

ハ. 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

ニ. 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

重畳時の反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sh} = \tau_f H \pi D$$

ここで,

τ_f : 1 次元有効応力解析で得られる地表面最大加速度発生時刻 (地盤バネ 3), 地表面最大変位発生時刻 (地盤バネ 4) 及び最大せん断ひずみ発生時刻 (地盤バネ 5) t_{\max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$\tau_f = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}$$

ここで,

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

ホ. 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで,

k_v : 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m³): 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで,

A_v : 鉛直方向の載荷面積(m²)

へ. 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v の算定方法を以下に示す。

$$P_v = \sigma_f A_v$$

ここで,

σ_f : 1次元有効応力解析で得られる地表面発生加速度発生時刻(地盤バネ3), 地表面最大変位発生時刻(地盤バネ4)及び最大せん断ひずみ発生時刻(地盤バネ5) t_{\max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

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

ここで,

C : 粘着力(kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力(kN/m²)

A_v : 杭下端面積(m²) = $\pi/4 \times D^2$ (D は杭径(m))

b. 評価方法

イ. 鋼管杭

鋼管杭の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

ロ. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

ハ. 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、 S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元FEM静的解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

入力地震動 S_d-D1 により発生する基礎地盤の接地圧は、「3.5.2 (3) 1次元有効応力解析」で実施した解析ケースのうち地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースの3つの解析ケースに対して、2次元有効応力解析を実施し求める。2次元有効応力解析に使用する解析モデルは、「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析モデルと同じモデルを使用し、入力地震動以外の解析条件は同じとする。

津波波圧及び動水圧による接地圧も、同じ3つのケースに対応する地盤剛性を用い2次元FEM静的解析を実施し求める。2次元FEM静的解析に使用する解析モデルは、「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析における常時応力解析モデルに基づく図3.5.2-1に示す2次元FEM静的解析モデルを使用し、津波波圧及び動水圧を作用させること及び側方境界条件を水平ローラーとすること以外の解析条件は同じとする。

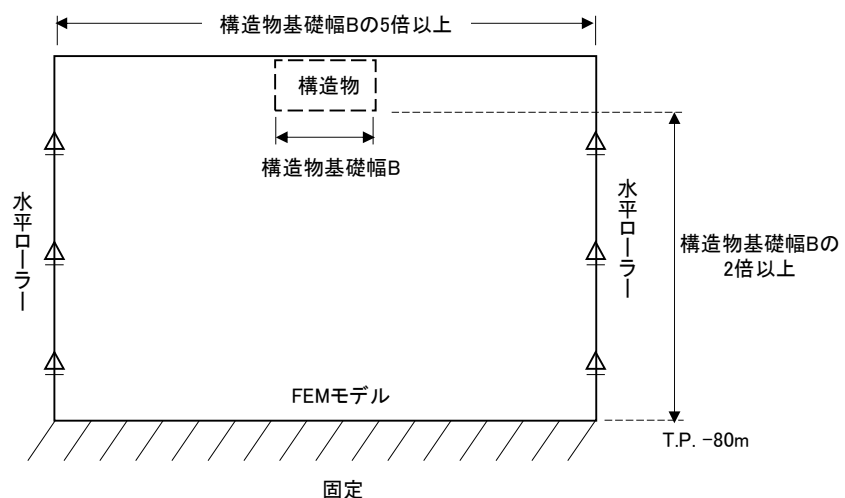
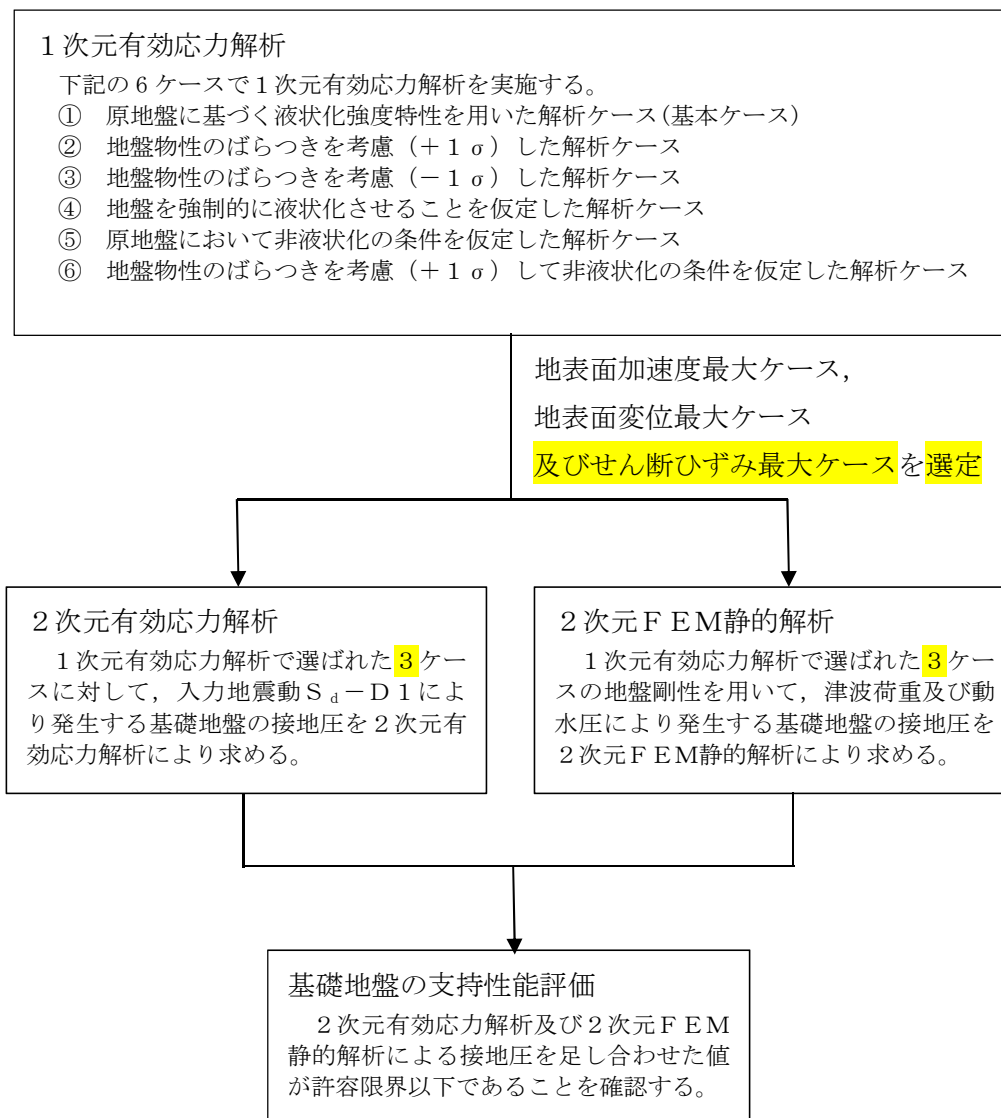


図 3.5.2-1 2次元FEM静的解析モデル

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。図 3.5.2-2 に基礎地盤の支持性能評価フローを示す。



* 上記の2次元有効応力解析及び2次元FEM静的解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 3.5.2-2 基礎地盤の支持性能評価フロー

(3) 1次元有効応力解析

重畳時の検討で実施する1次元有効応力解析は、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

b. 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで,

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

減衰定数については, 地盤 1% (解析における減衰は, ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。このため, 解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。) とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5.2-4 に, 固有値解析結果を表 3.5.2-1 に示す。

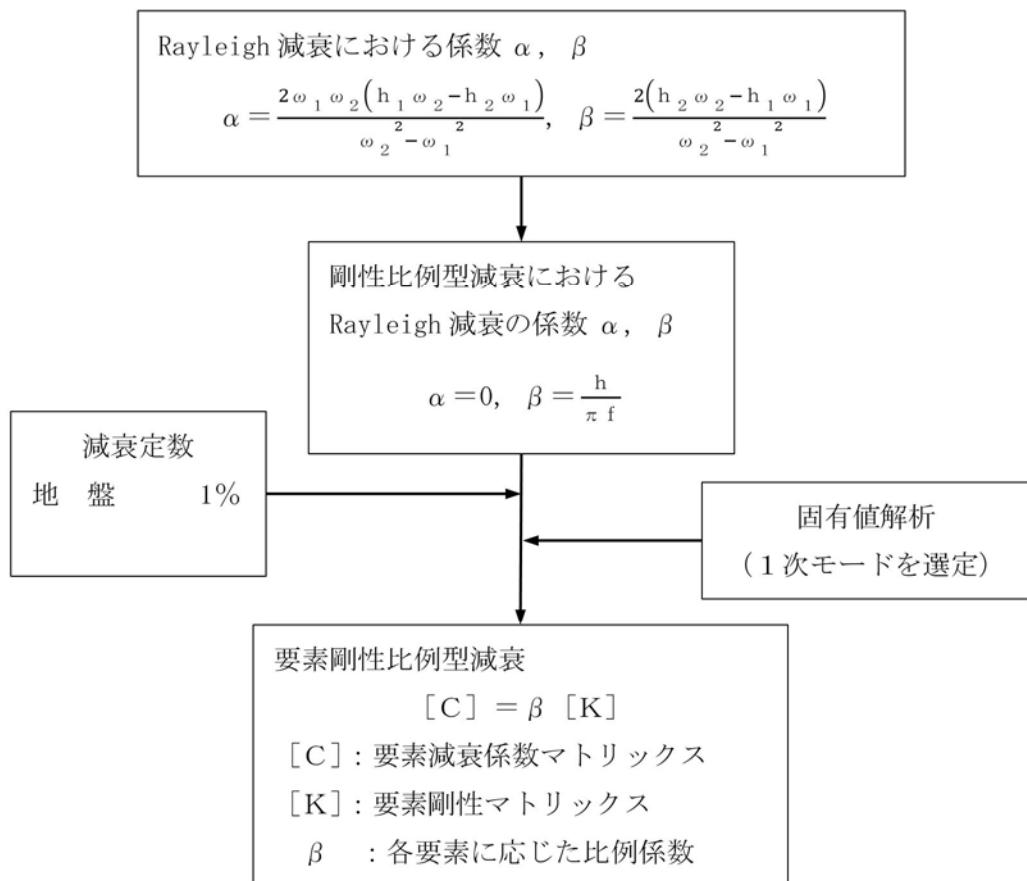


図 3.5.2-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.2-1 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.045	34.97	1次として採用
2	2.465	12.35	—
3	4.279	-9.22	—
4	6.427	5.55	—
5	8.067	-4.12	—
6	10.101	3.78	—
7	12.409	2.89	—
8	14.276	-2.09	—
9	16.208	2.13	—

表 3.5.2-1 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.059	35.26	1次として採用
2	2.635	11.87	—
3	4.386	-8.88	—
4	6.639	5.76	—
5	8.518	3.87	—
6	10.389	3.58	—
7	12.788	-2.96	—
8	15.074	-2.10	—
9	16.813	1.88	—

表 3.5.2-1 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.027	34.53	1次として採用
2	2.284	13.26	—
3	4.184	-9.45	—
4	6.137	5.24	—
5	7.683	-4.60	—
6	9.824	3.83	—
7	11.882	2.78	—
8	13.591	-2.33	—
9	15.686	2.22	—

c. 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

余震時の地震動は、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について 5.1.1 基準津波と余震」より、弾性設計用地震動 S_d-D1 を用いる。有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを、水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。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を図3.5.2-6に示す。

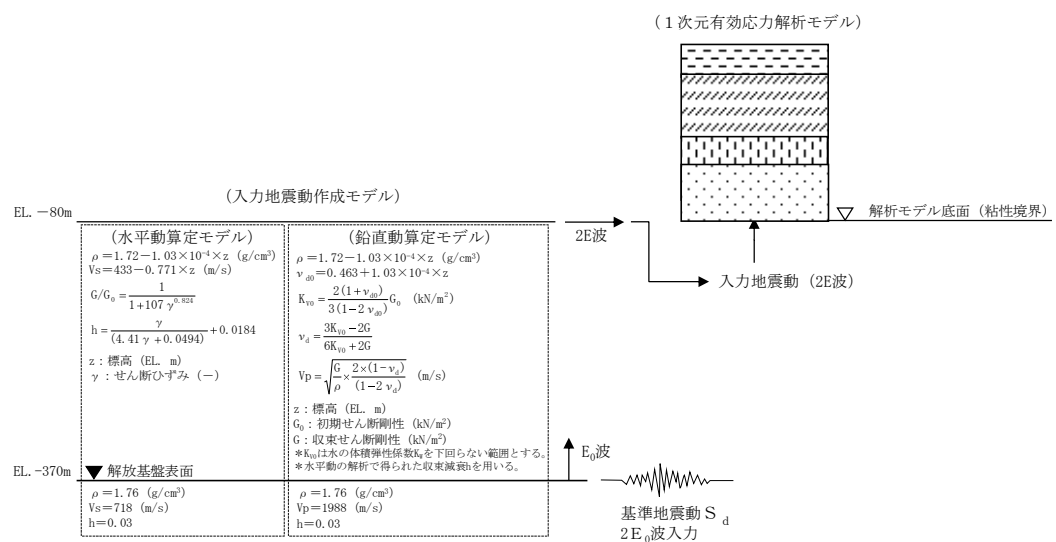
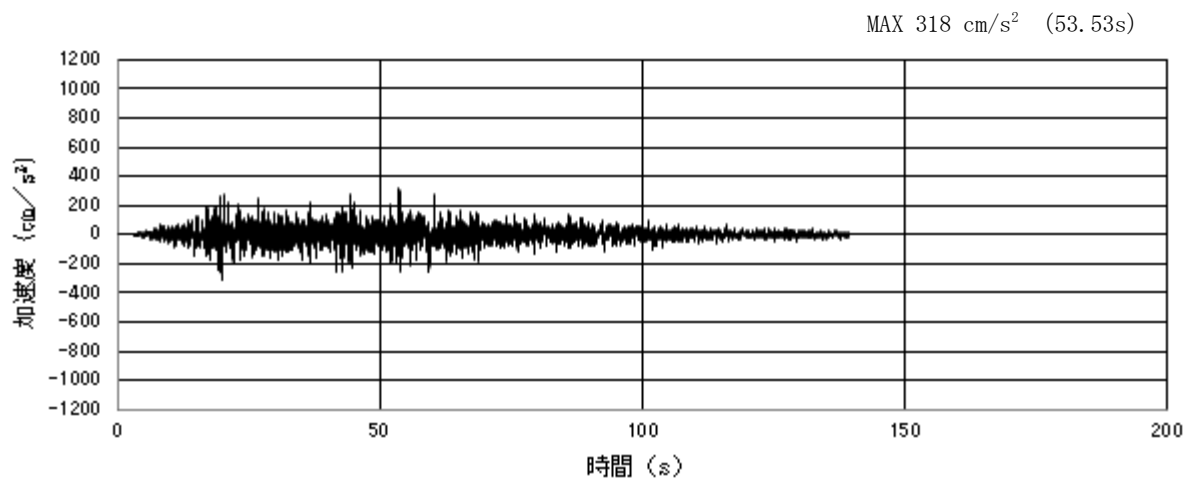
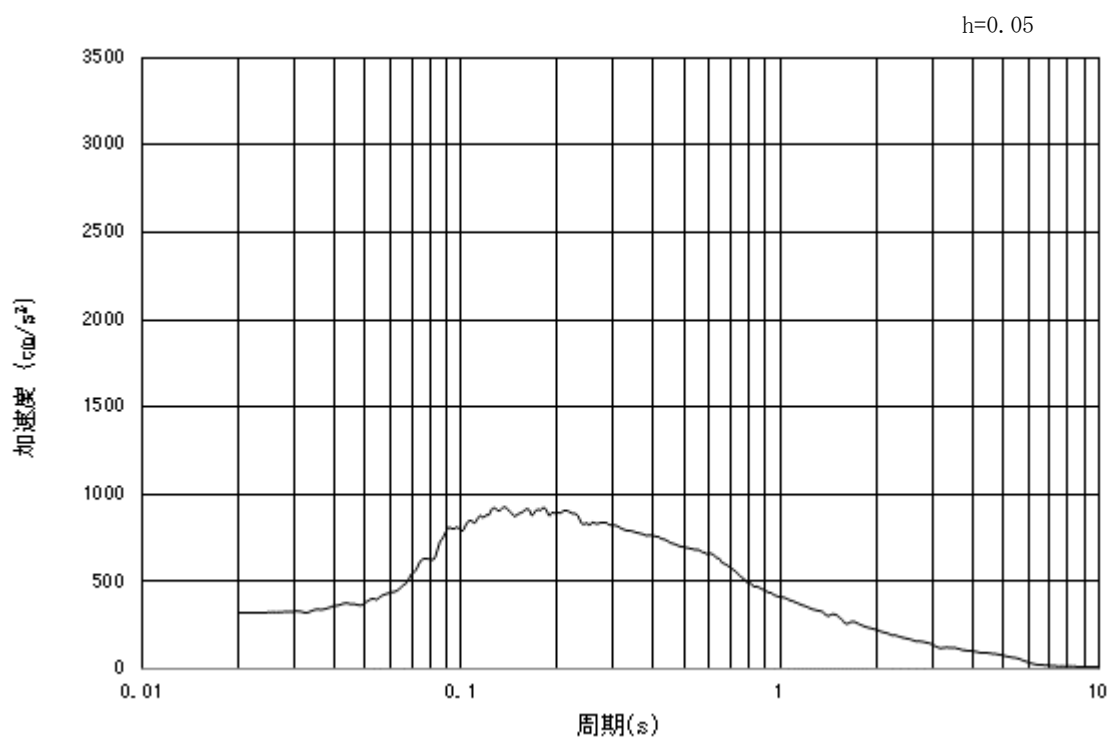


図 3.5.2-5 入力地震動算定の概念図

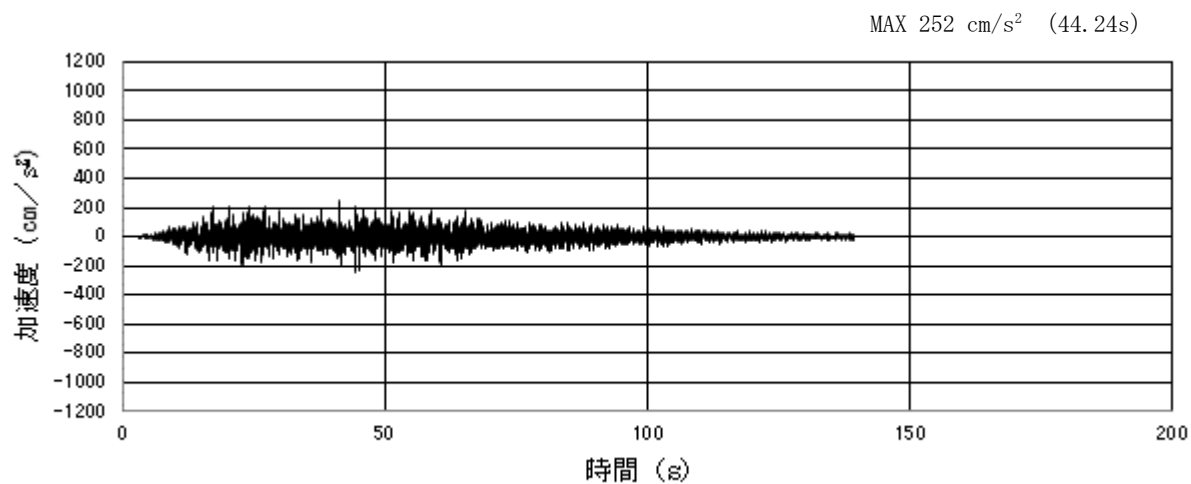


(a) 加速度時刻歴波形

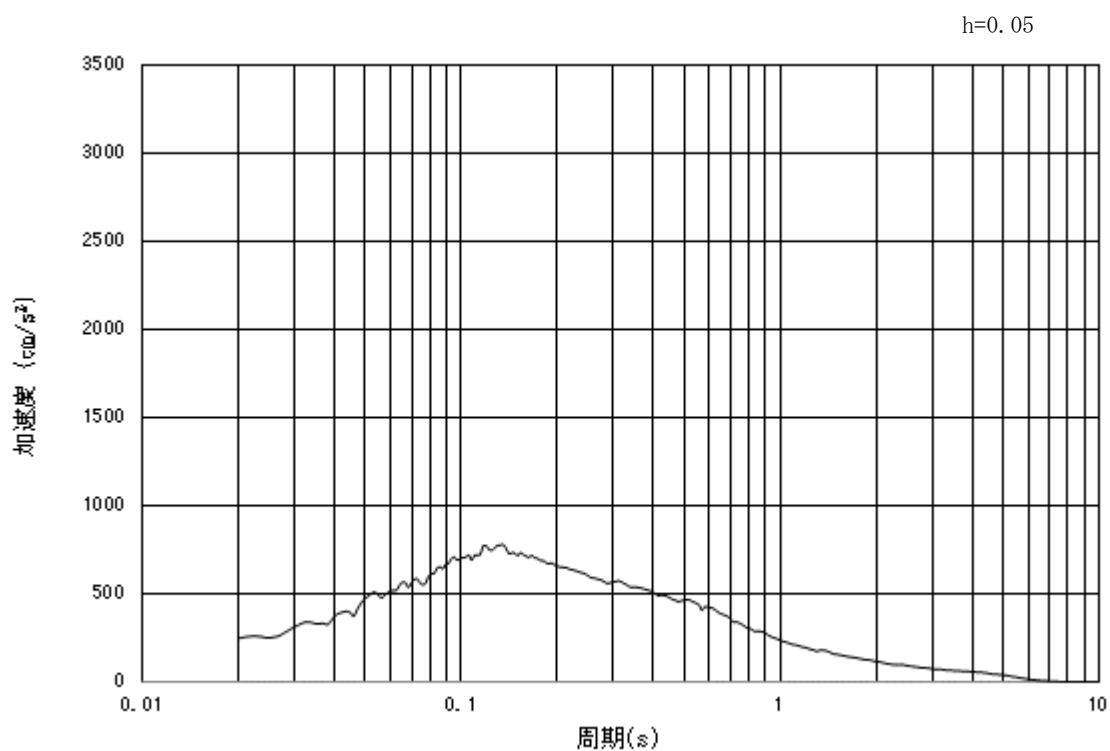


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.2-6 (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)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.2-6 (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)

(4) 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表3.5.2-2に示す。

表 3.5.2-2 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤							豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3		D2g-3
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	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 （）は地下水位以浅	σ'_{vm}	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 （）は地下水位以浅	G_{mm}	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 3.5.2-2 (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				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ms}	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
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ms}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 3.5.2-2 (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 ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 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

表 3.5.2-2 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5\text{N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5\text{N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	

* 地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度：1.5 N/mm^2

(5) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

(6) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.2-3 及び表 3.5.2-4 に、材料の物性値を表 3.5.2-5 に示す。

表 3.5.2-3 扉体本体の使用材料

評価部材	諸元
スキンプレート, 縦補助桁, 主桁, 端桁	SM490
支圧板	SUS304

表 3.5.2-4 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²
鋼管杭	φ 2500 mm (SM570) t = 35

* : 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部工編に従い腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.2-5 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5*	3.10×10^4 *	0.2*
鋼管杭	77.0*	2.00×10^5 *	0.3*

注記 * : 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 14 年 3 月)

4. 評価結果

4.1 津波時の強度評価結果

4.1.1 扉体及び戸当り

追而

4.1.2 防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）

防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）の津波時の評価結果を示す。

(1) 鋼管杭の評価結果

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 4.1.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.2-2 及び表 4.1.2-3 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は最大となる値を示している。

表 4.1.2-1 鋼管杭（SM570）断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
防潮扉（A-A）	35	0.263	0.15995

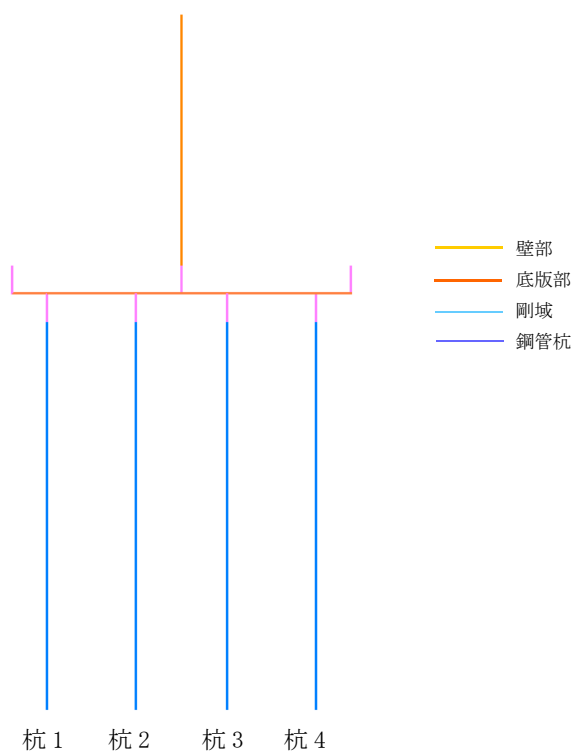


図 4.1.2-1 防潮扉杭番号位置図

表 4.1.2-2 曲げ軸力に対する照査（基準津波時）

	杭番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	3	835	3989	20.39	382.5	0.06
地盤バネ 2	4	2101	2703	23.42	382.5	0.07

表 4.1.2-3 曲げ軸力に対する照査（T.P. +24 m 津波時）

	杭番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	3422	5295	41.53	433.5	0.10
地盤バネ 2	4	3411	5638	42.77	433.5	0.10

b. セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.2-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.2-4 及び表 4.1.2-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

表 4.1.2-4 セン断力に対する照査（基準津波時）

	杭番号	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	845	6.43	217.5	0.03
地盤バネ 2	4	921	7.01	217.5	0.04

表 4.1.2-5 セン断力に対する照査（T.P. +24 m 津波時）

	杭番号	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	2096	15.94	246.5	0.07
地盤バネ 2	4	2064	15.70	246.5	0.07

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

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 4.1.2-6 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.2-7 及び表 4.1.2-8 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.2-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
壁部	0.15	4.65～7.35	D38-22 本 (4 段)	100320
底版部	0.15	3.45	D38-92 本 (4 段)	419520

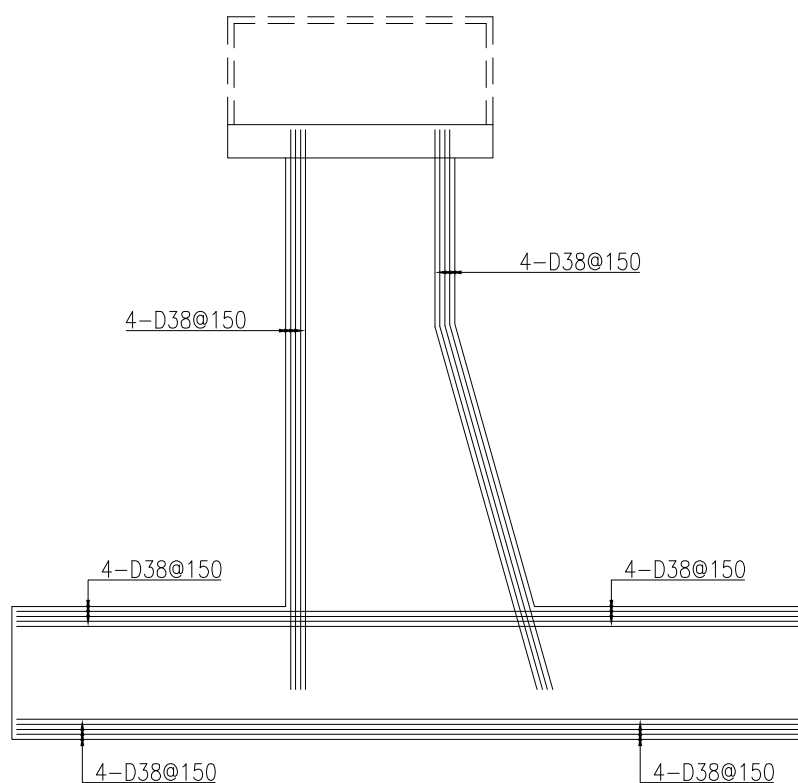


図 4.1.2-2 概略配筋図 (A-A断面)

表 4.1.2-7 曲げ軸力に対する照査（基準津波時）

	部材	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		
地盤 バネ 1	壁部	-27726	11556	1.1	6.1	21	435	0.06	0.02
	底版部	32276	11397	1.1	17.3	21	435	0.06	0.04
地盤 バネ 2	壁部	-27726	11556	1.1	6.1	21	435	0.06	0.02
	底版部	42769	8375	1.4	29.8	21	435	0.07	0.07

表 4.1.2-8 曲げ軸力に対する照査（T.P. +24 m 津波時）

	部材	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		
地盤 バネ 1	壁部	-165007	9570	6.1	216.9	28	478.5	0.22	0.46
	底版部	67101	-7517	1.8	70.3	28	478.5	0.07	0.15
地盤 バネ 2	壁部	-165007	9570	6.1	216.9	28	478.5	0.22	0.46
	底版部	79040	-1741	2.3	74.4	28	478.5	0.09	0.16

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.2-1 及び表 4.1.2-9 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.2-10 及び表 4.1.2-11 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.2-9 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	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 (mm ²)
壁部	D19-8 本	0.3	2292
底版部	D25-45 本	0.3	22801.5

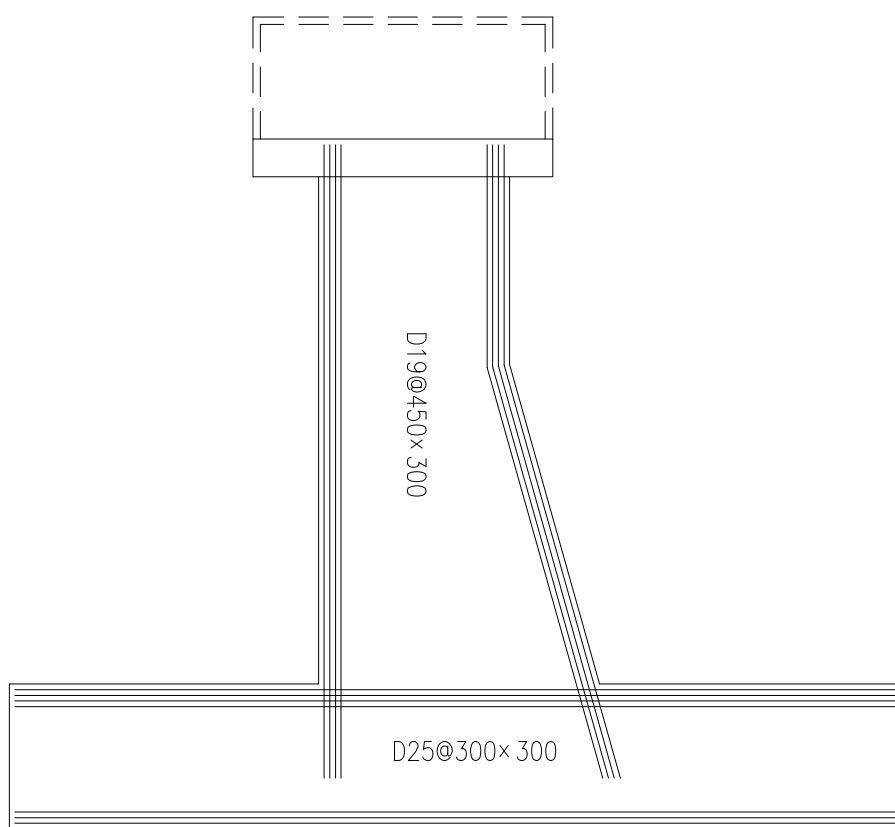


図 4.1.2-3 概略せん断補強筋配置図 (A-A断面)

A－A断面における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

壁部 : $V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 6.9 \times 3.45 \times 1000 = 8538.75$

$$V_s = 2292 \times 300 / 1.15 \times 6.9 / 0.3 / 1000 = 13752.00$$

$$V_a = 8538.75 + 13752.00 = 22290.75$$

※柱 1 本あたり

底版部

$$V_c = 1/2 \times 0.825 / 1.15 \times 3.0 \times 14 \times 1000 = 15065.21$$

$$V_s = 22801.5 \times 300 / 1.15 \times 3.0 / 0.3 / 1000 = 59482.17$$

$$V_a = 15065.21 + 59482.17 = 74547.38$$

表 4.1.2-10 せん断力に対する照査 (基準津波時)

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	5731	22290.7	0.25
	底版部	21105	74547.3	0.28
地盤バネ 2	壁部	5731	22290.7	0.25
	底版部	20958	74547.3	0.28

・ T. P. +24 m 津波時

$$\text{壁部} : V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 6.9 \times 3.45 \times 1000 = 11385.00$$

$$V_s = 2292 \times 330 / 1.15 \times 6.9 / 0.3 / 1000 = 15127.20$$

$$V_a = 11385.00 + 15127.20 = 26512.20$$

※柱 1 本あたり

底版部

$$: V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 3.0 \times 14 \times 1000 = 20086.95$$

$$V_s = 22801.5 \times 330 / 1.15 \times 3.0 / 0.3 / 1000 = 65430.39$$

$$V_a = 20086.95 + 65430.39 = 85517.3$$

表 4.1.2-11 せん断力に対する照査 (T. P. +24 m 津波時)

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	18871	26512.2	0.71
	底版部	42607	85517.3	0.49
地盤バネ 2	壁部	18871	26512.2	0.71
	底版部	40806	85517.3	0.47

4.2 重畳時の強度評価結果

4.2.1 扉体及び戸当り

追而

4.2.2 防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）

防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）の重畳時の評価結果を示す。

(1) 鋼管杭の評価結果

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 4.2.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.2-2～表 4.2.2-3 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は最大となる値を示している。

表 4.2.2-1 鋼管杭（SM570）断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
防潮扉（A-A）	35	0.263	0.15995

表 4.2.2-2 曲げ軸力に対する照査（基準津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3 (検討ケース①)	上向き	4	21274	4948	151.82	382.5	0.40
	下向き	4	20693	6334	153.46	382.5	0.41
地盤バネ 4 (検討ケース③)	上向き	4	24896	5329	175.92	382.5	0.46
	下向き	4	24896	5562	176.80	382.5	0.47
地盤バネ 5	上向き		追而				
	下向き						

表 4.2.2-3 曲げ軸力に対する照査（T.P. +24 m 津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3 (検討ケース①)	上向き	4	21593	9403	170.76	433.5	0.40
	下向き	4	21610	9704	172.01	433.5	0.40
地盤バネ 4 (検討ケース③)	上向き	4	23712	9785	185.46	433.5	0.43
	下向き	4	23759	9959	186.41	433.5	0.44
地盤バネ 5	上向き		追而				
	下向き						

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.2-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.2-4～表 4.2.2-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

表 4.2.2-4 せん断力に対する照査（基準津波時）

	鉛直慣性力	杭番号	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3 (検討ケース①)	上向き	4	3968	30.18	217.5	0.14
	下向き	4	3968	30.18	217.5	0.14
地盤バネ 4 (検討ケース③)	上向き	4	4504	34.26	217.5	0.16
	下向き	4	4504	34.26	217.5	0.16
地盤バネ 5	上向き		追而			
	下向き					

表 4.2.2-5 せん断力に対する照査（T.P. +24 m 津波時）

	鉛直慣性力	杭番号	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3 (検討ケース①)	上向き	4	3904	29.69	246.5	0.13
	下向き	4	3903	29.69	246.5	0.13
地盤バネ 4 (検討ケース③)	上向き	4	4437	33.75	246.5	0.14
	下向き	4	4439	33.76	246.5	0.14
地盤バネ 5	上向き		追而			
	下向き					

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

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 4.2.2-6 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.2-7～表 4.2.2-12 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.2-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	0.15	3.45	D38-92 本 (4 段)	419520
壁部	0.15	4.65～7.35	D38-22 本 (4 段)	100320

表 4.2.2-7 曲げ軸力に対する照査 (地盤バネ 3 (検討ケース①): 基準津波時)

	部材	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		
上向き	壁部	-49934	10978	2.0	33.9	21	435	0.10	0.08
	底版部	76123	4507	2.3	64.5	21	435	0.11	0.15
下向き	壁部	-49934	12133	2.0	30.2	21	435	0.10	0.07
	底版部	73914	4830	2.2	62.1	21	435	0.11	0.15

表 4.2.2-8 曲げ軸力に対する照査 (地盤バネ 4 (検討ケース③): 基準津波時)

	部材	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		
上向き	壁部	-49934	11209	2.0	33.2	21	435	0.10	0.08
	底版部	82686	5851	2.5	69.0	21	435	0.12	0.16
下向き	壁部	-49934	11902	2.0	31.0	21	435	0.10	0.08
	底版部	81203	6096	2.4	67.4	21	435	0.12	0.16

表 4.2.2-9 曲げ軸力に対する照査 (地盤バネ 5 : 基準津波時)

	部材	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		
上向き	壁部					21	435		
	底版部	追而				21	435		
下向き	壁部					21	435		
	底版部					21	435		

表 4.2.2-10 曲げ軸力に対する照査 (地盤バネ 3 (検討ケース①) : T.P. +24 m 津波時)

	部材	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		
上向き	壁部	-199195	8993	7.3	273.1	28	478.5	0.27	0.58
	底版部	131595	1262	3.8	119.1	28	478.5	0.14	0.25
下向き	壁部	-199195	10148	7.3	268.0	28	478.5	0.27	0.57
	底版部	132331	1321	3.9	119.7	28	478.5	0.14	0.26

表 4.2.2-11 曲げ軸力に対する照査 (地盤バネ 4 (検討ケース③) : T.P. +24 m 津波時)

	部材	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		
上向き	壁部	-199195	9224	7.3	272.1	28	478.5	0.27	0.57
	底版部	139222	1544	4.1	125.7	28	478.5	0.15	0.27
下向き	壁部	-199195	9917	7.3	269.0	28	478.5	0.27	0.57
	底版部	139151	1599	4.1	125.6	28	478.5	0.15	0.27

表 4.2.2-12 曲げ軸力に対する照査 (地盤バネ 5 : T.P. +24 m 津波時)

	部材	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		
上向き	壁部					21	435		
	底版部	追而				21	435		
下向き	壁部					21	435		
	底版部					21	435		

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 4.2.2-13 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.2-14～表 4.2.2-19 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.2-13 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	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 (mm ²)
壁部	D19-8 本	0.3	2292
底版部	D25-45 本	0.3	22801.5

表 4.2.2-14 せん断力に対する安全率（地盤バネ 3（検討ケース①）：基準津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	8768	22290.7	0.39
	底版部	41552	74547.3	0.55
下向き	壁部	8768	22290.7	0.39
	底版部	43285	74547.3	0.58

表 4.2.2-15 せん断力に対する安全率（地盤バネ 4（検討ケース③）：基準津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	8768	22290.7	0.39
	底版部	43656	74547.3	0.58
下向き	壁部	8768	22290.7	0.39
	底版部	44698	74547.3	0.59

表 4.2.2-16 せん断力に対する安全率（地盤バネ 5：基準津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部		22290.7	
	底版部	追而	74547.3	
下向き	壁部		22290.7	
	底版部		74547.3	

表 4.2.2-17 せん断力に対する安全率（地盤バネ 3（検討ケース①）：T. P. +24 m 津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	23491	26512.2	0.88
	底版部	64279	85517.3	0.75
下向き	壁部	23491	26512.2	0.88
	底版部	65390	85517.3	0.76

表 4.2.2-18 せん断力に対する安全率（地盤バネ 4（検討ケース③）：T. P. +24 m 津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	23491	26512.2	0.88
	底版部	65954	85517.3	0.77
下向き	壁部	23491	26512.2	0.88
	底版部	66823	85517.3	0.78

表 4.2.2-19 せん断力に対する安全率（地盤バネ 5：T. P. +24 m 津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部		26512.2	
	底版部	追而	85517.3	
下向き	壁部		26512.2	
	底版部		85517.3	

(3) 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 4.2.2-20 及び表 4.2.2-21 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 4.2.2-20 極限支持力に対する安全率（基準津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力 (kN/m ²)
地盤バネ 3	上向き	1	718	5475
	下向き	1	721	5475
地盤バネ 4	上向き	1	719	5475
	下向き	1	720	5475
地盤バネ 5	上向き	追而		
	下向き			

表 4.2.2-21 極限支持力に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力 (kN/m ²)
地盤バネ 3	上向き	4	756	5475
	下向き	4	757	5475
地盤バネ 4	上向き	4	756	5475
	下向き	4	758	5475
地盤バネ 5	上向き	追而		
	下向き			

4.3 まとめ

「4.1 津波時の強度評価結果」及び「4.2 重畳時の強度評価結果」による全ての評価項目において、防潮扉の評価対象部位に作用する応力の照査値及び接地圧が許容限界以下であることを確認した。

防潮扉の強度評価に関する参考資料

(参考 1) 1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1% (解析における減衰は、ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。) とする。

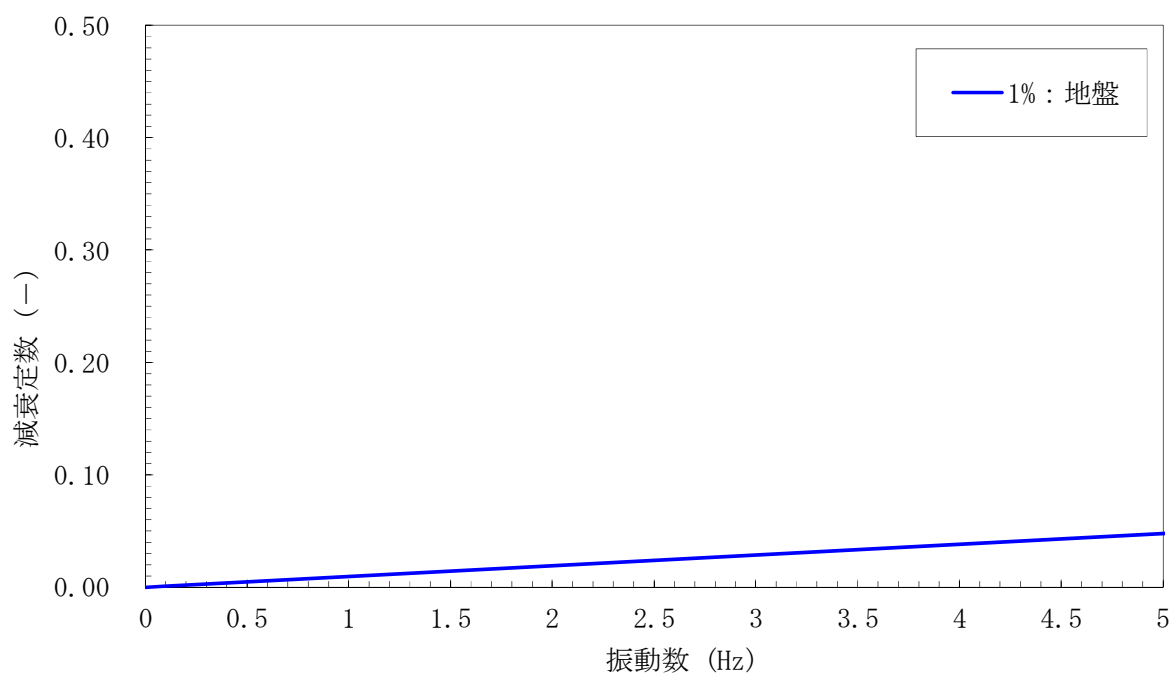


図 1-1 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(A-A断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

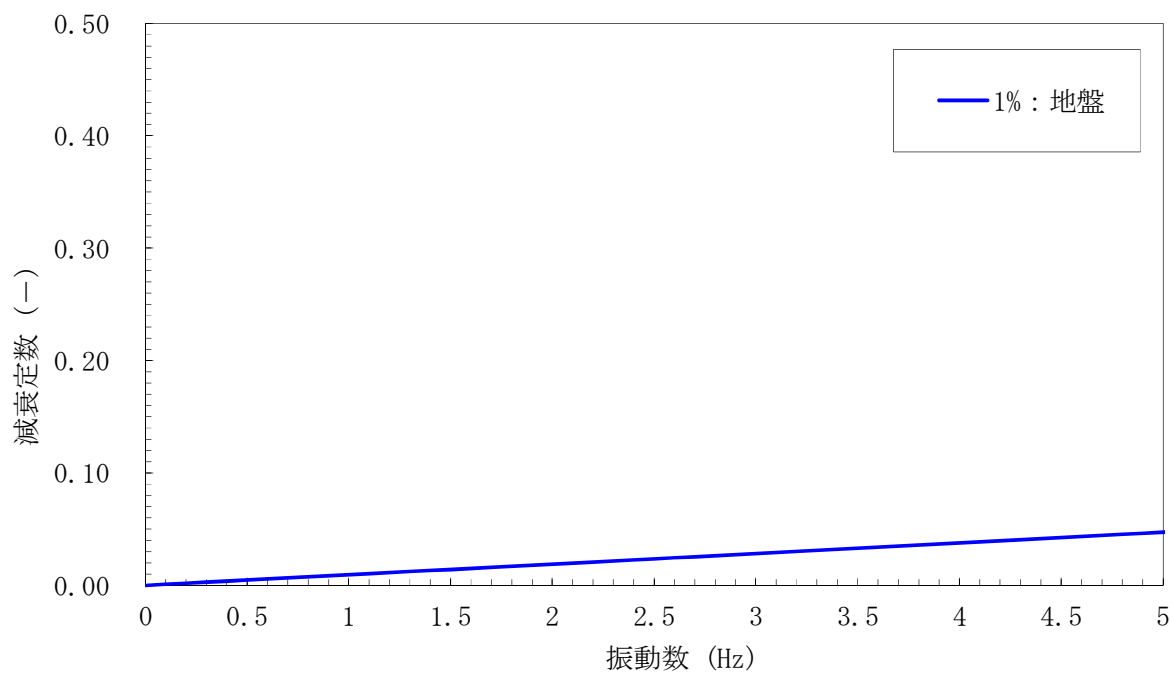


図 1-1 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(A-A断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

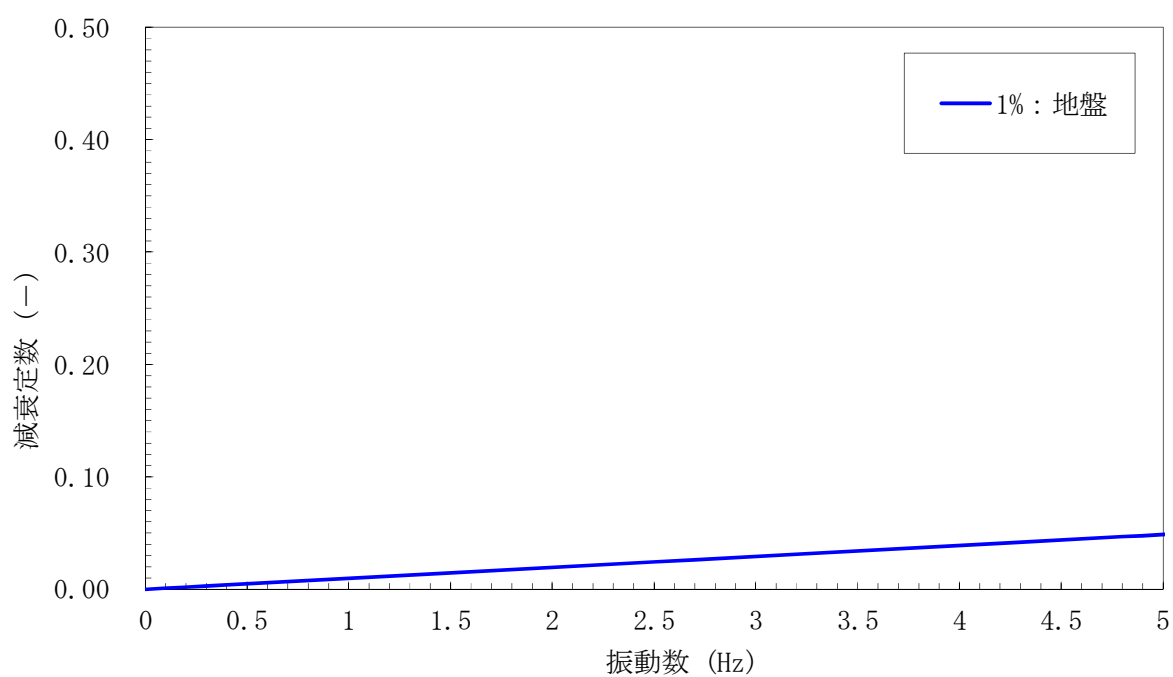


図 1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(A-A断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明

6.7.1.1 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

目次

1. 概要	2
2. 基本方針	3
2.1 位置	3
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	13
2.4 適用基準	19
2.5 評価対象断面の方向	20
2.6 評価対象断面の選定	21
3. 地震応答解析	26
3.1 評価対象断面	26
3.2 解析方法	30
3.3 荷重及び荷重の組合せ	33
3.4 入力地震動	36
3.5 解析モデル及び諸元	54
3.6 解析ケース	71
4. 構内排水路逆流防止設備の耐震評価	74
4.1 評価対象部位	74
4.2 解析方法	74
4.3 許容限界	74
4.4 評価方法	74
4.5 評価結果	74
5. 出口側集水桝の耐震評価	75
5.1 評価対象部位	75
5.2 解析方法	75
5.3 許容限界	75
5.4 評価方法	80
5.5 評価結果	84

1. 概要

本資料は、添付資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち構内排水路逆流防止設備が設計用地震力に対して十分な構造健全性を有することを説明するものである。

構内排水路逆流防止設備が設置される構内排水路は、大きく分けて、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭間部に設置するもの（以下「杭間部」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁部に設置するもの（以下「RC防潮壁部」という。）の二つの構造形式に区分される。

構内排水路（杭間部）は、防潮堤の杭間を通る鋼製の排水管，排水管の両側に接続する入口側，出口側の鉄筋コンクリート製の集水桝及び出口側の集水桝に設置される構内排水路逆流防止設備から構成される。

構内排水路（RC防潮壁部）は、鉄筋コンクリート防潮壁の底版内に埋設される鋼製の排水管，排水管の両側に接続する入口側，出口側の鉄筋コンクリート製の集水桝及び出口側の集水桝に設置される構内排水路逆流防止設備から構成される。

集水桝は、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。支持形式の違いにより、鋼管杭を介するもの（以下、「集水桝（杭間部）」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化させるもの（以下、「集水桝（RC防潮壁部）」という。）に区分される。堤内側で接続する集水桝（以下、「入口側集水桝」という。）と堤外側で接続する集水桝（以下、「出口側集水桝」という。）があり、構内排水路逆流防止設備は出口側集水桝に設置する。

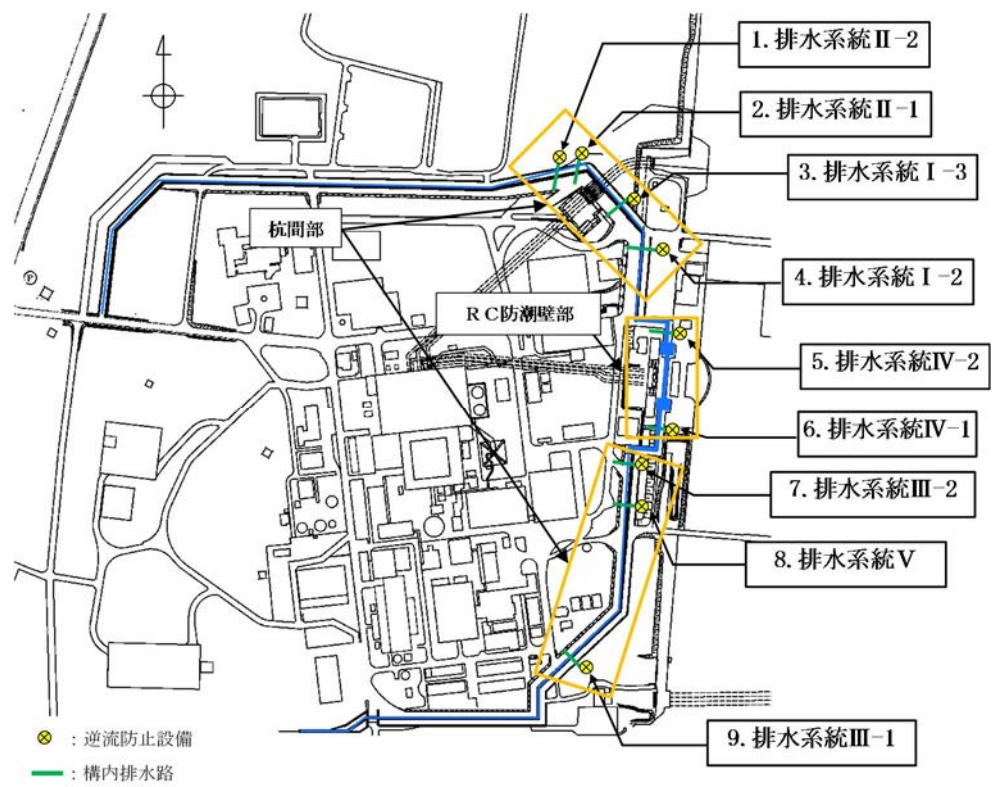
構内排水路逆流防止設備，出口側集水桝に要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

構内排水路逆流防止設備は、構内排水路の出口側集水枡に設置する。

構内排水路逆流防止設備の設置位置を図 2.1-1 に示す。



(平面位置図)

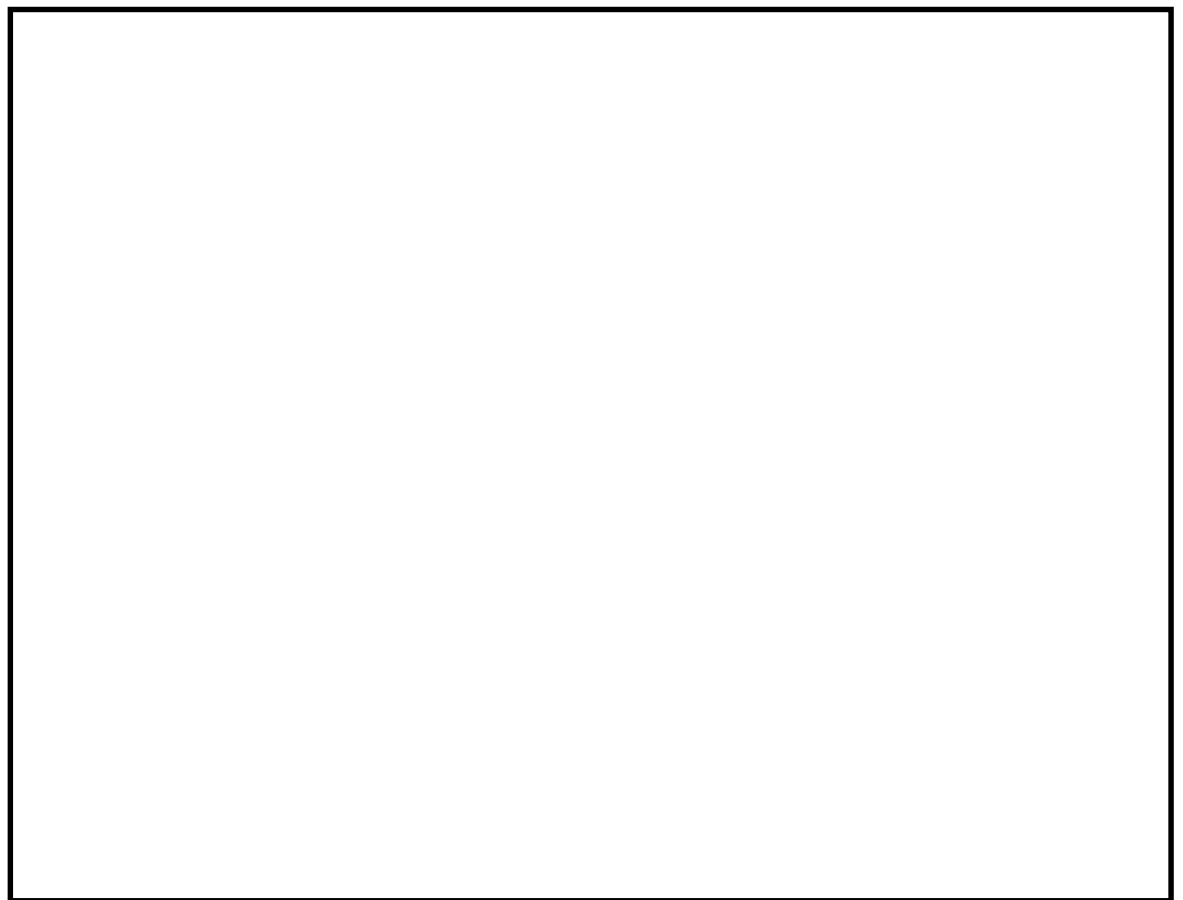


図 2.1-1 構内排水路逆流防止設備の設置位置図

2.2 構造概要

構内排水路逆流防止設備の構造は、スキンプレートに主桁及び補助桁を組合せた構造とする。本体をヒンジ、ジョイント、吊りピン及びアンカーを介して出口側集水枡に固定し、構内排水路を経由した津波の流入を防止する。構内排水路逆流防止設備の構造概要を表 2.2-1 及び表 2.2-2 に示す。集水枡（杭間部）の構造概要図及び貫通部配水管杭基礎を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に示す。また、集水枡（ＲＣ防潮壁部）及び貫通部排水管ＲＣ底版の構造概要図を図 2.2-3 に示す。

表 2.2-1 構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）の構造概要

設備名称	構造概要		説明図
	主体構造	支持構造	
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	スキンプレート及び主桁並びに補助桁の組合せにより構成する。	本体をヒンジ、ジョイント、吊りピン及びアンカーを介して出口側集水枡に固定する。	 <p>(単位：mm)</p>

表 2.2-2 構内排水路逆流防止設備（5, 6）の構造概要

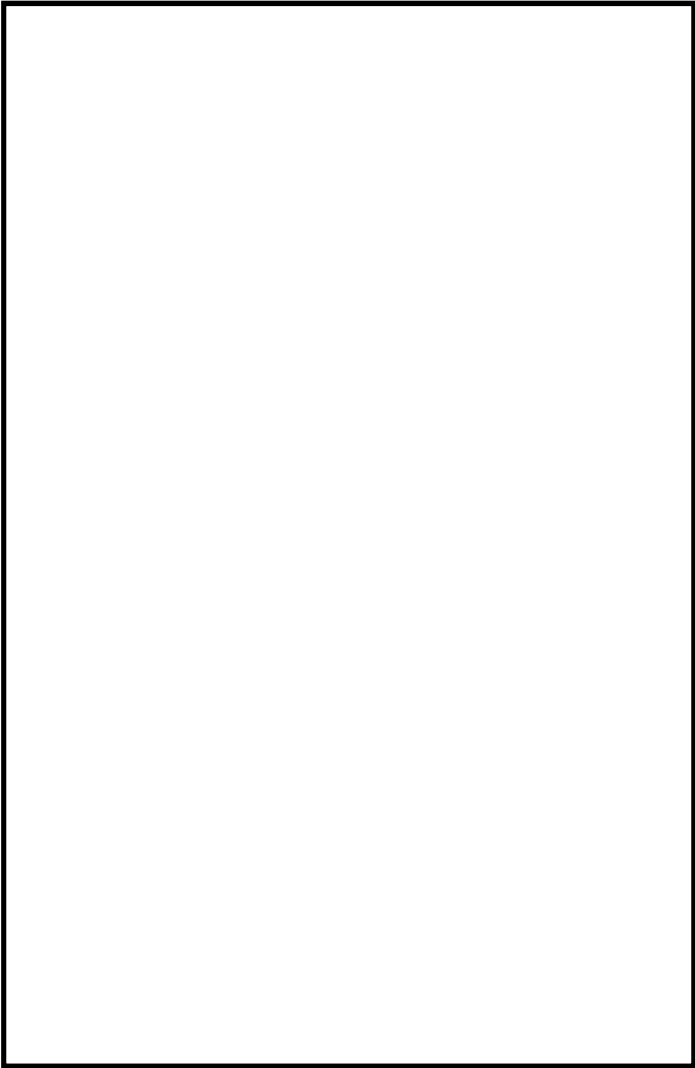
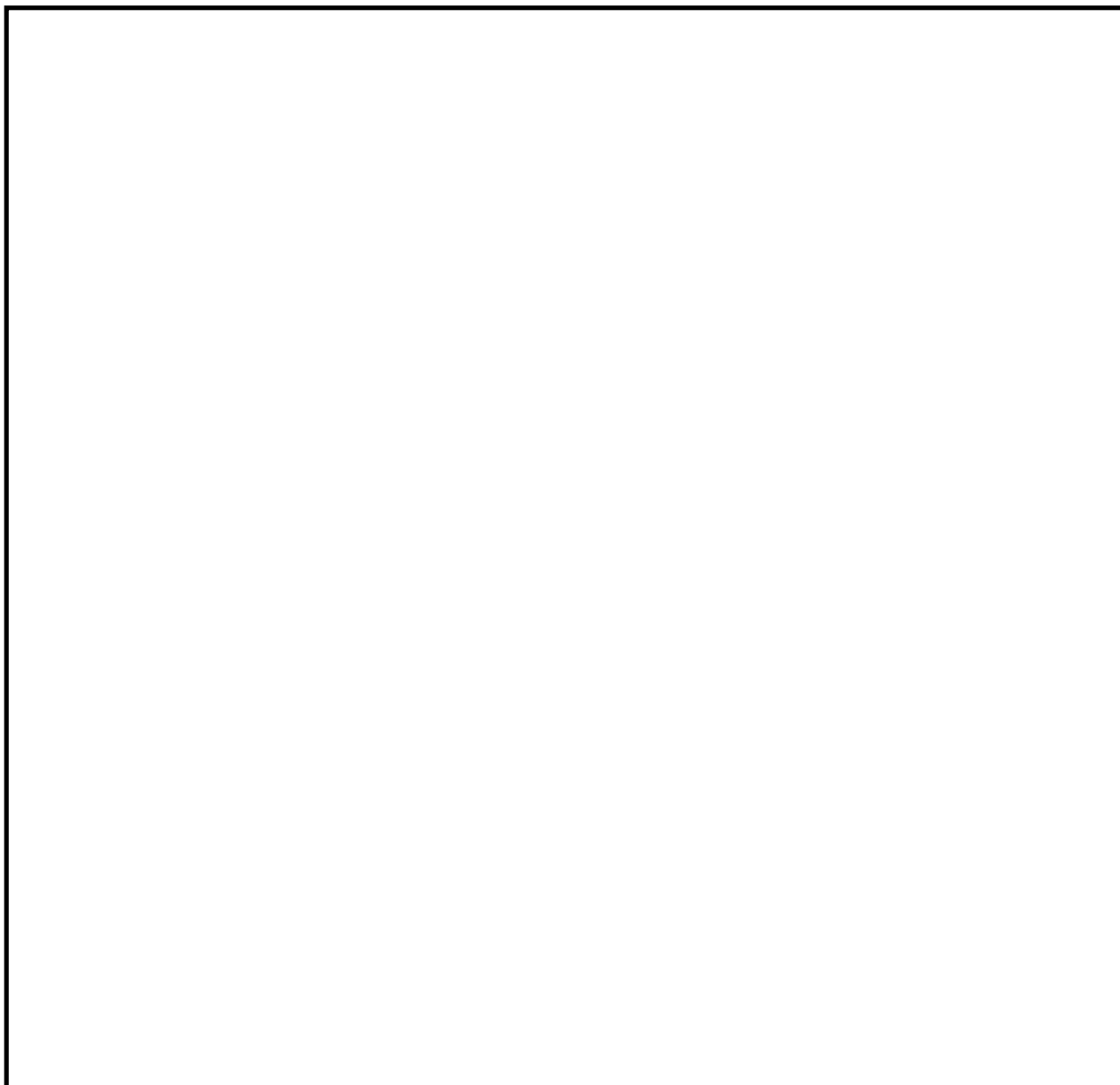
設備名称	構造概要		説 明 図
	主体構造	支持構造	
構内排水路 逆流防止設 備 5, 6	スキンプ レート及 び主桁並 びに補助 桁の組合 せにより 構 成 す る。	本体をヒン ジ、ジョイ ント、吊り ピン及びア ンカーを介 して出口側 集水桁に固 定する。	 <p>(単位 : mm)</p>



図 2.2-1 (1) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図 (排水系統 I -2)



(排水系統Ⅰ-3)

(排水系統Ⅱ-1)

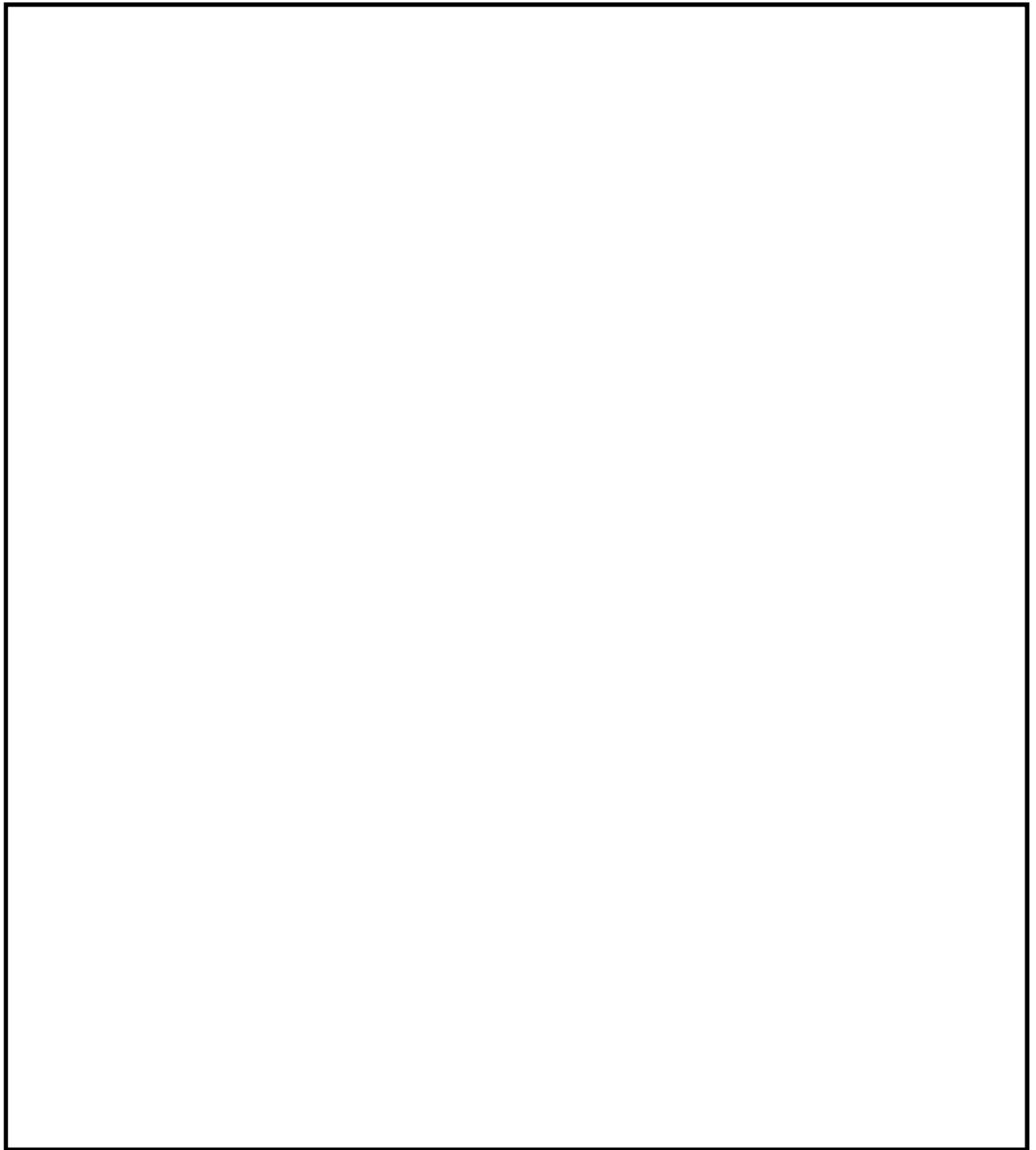
図 2.2-1 (2) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅰ-3・Ⅱ-1)



(排水系統Ⅱ-2)

(排水系統Ⅲ-1)

図 2.2-1 (3) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅱ-2・Ⅲ-1)



(排水系統Ⅲ-2)

(排水系統Ⅴ)

図 2.2-1 (4) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅲ-2・Ⅴ)

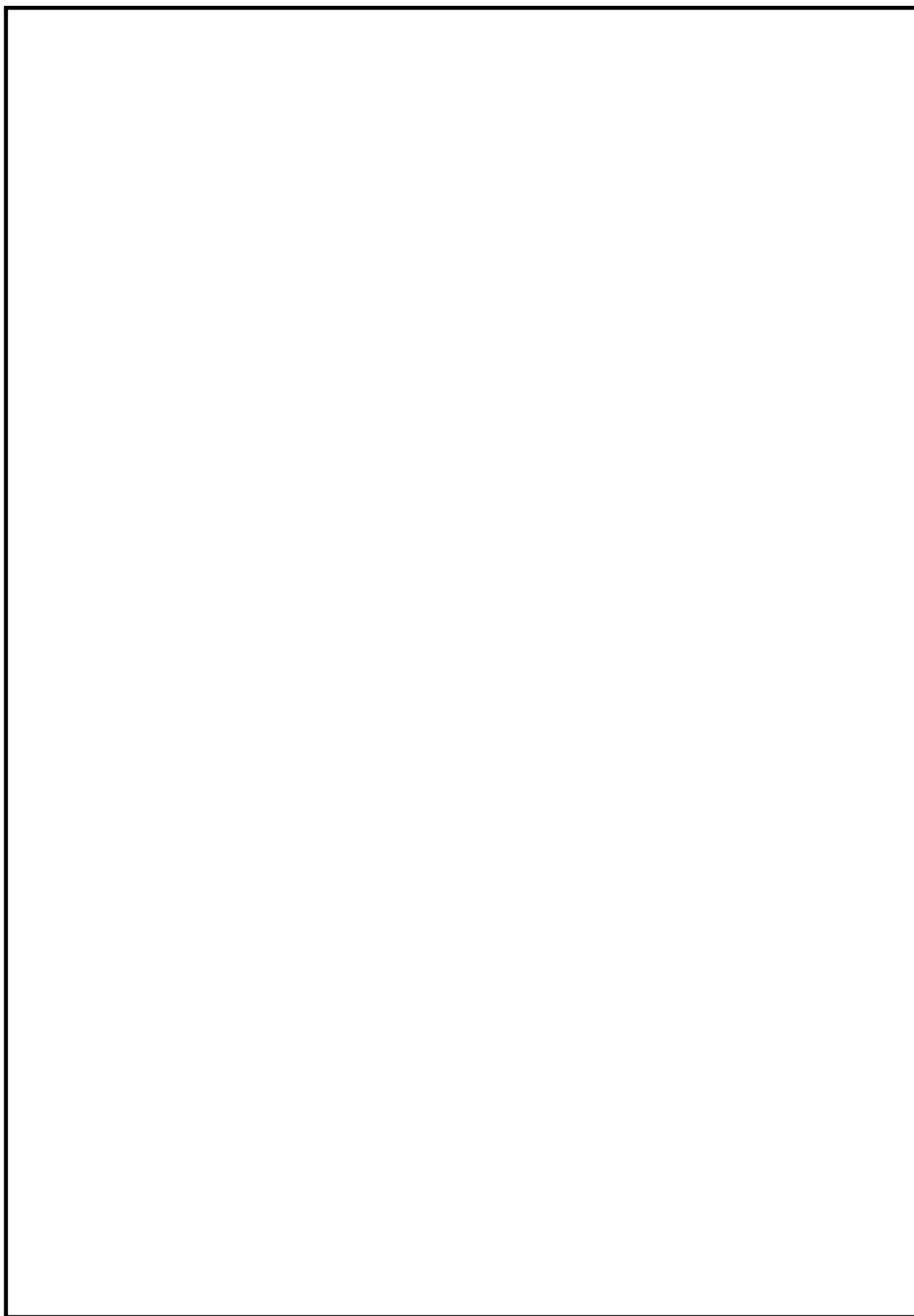


図 2.2-2 貫通部配管杭基礎の構造概要図

6.7-11

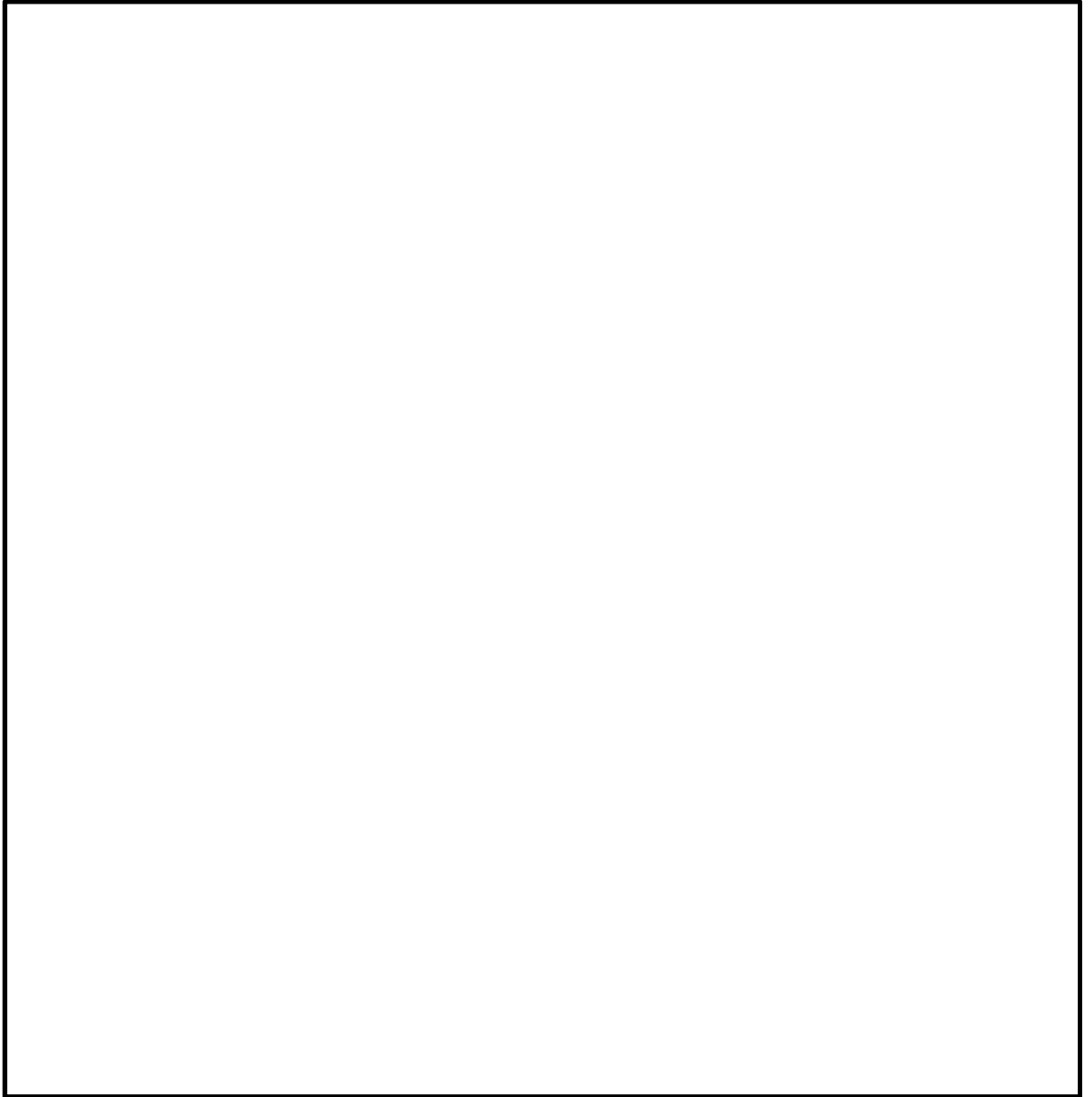


図 2.2-3 集水桝（R C 防潮壁部）及び貫通部配管 R C 底版の構造概要図

2.3 評価方針

構内排水路逆流防止設備は、設計基準対象施設においてSクラス施設である浸水防護施設に分類される。また、出口側集水桝は構内排水路逆流防止設備の間接支持構造物として耐震性能が要求される。

構内排水路逆流防止設備及び出口側集水桝の評価においては、地震応答解析により得られる応答値を用いて各々の耐震評価を行う。なお、耐震評価は構内排水路逆流防止設備及び出口側集水桝に分けて実施する。

a. 杭間部

(1) 構内排水路逆流防止設備（杭間部）

構内排水路逆流防止設備の耐震評価は、構内排水路逆流防止設備の評価対象部位に作用する応力が許容限界以下であることを「3. 耐震評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 耐震評価結果」にて確認する。

構内排水路逆流防止設備の耐震評価では、地震発生時に各部に作用する荷重を考慮する。耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

また、上記評価を実施するに当たり、構内排水路逆流防止設備をモデル化した固有値解析を行う。

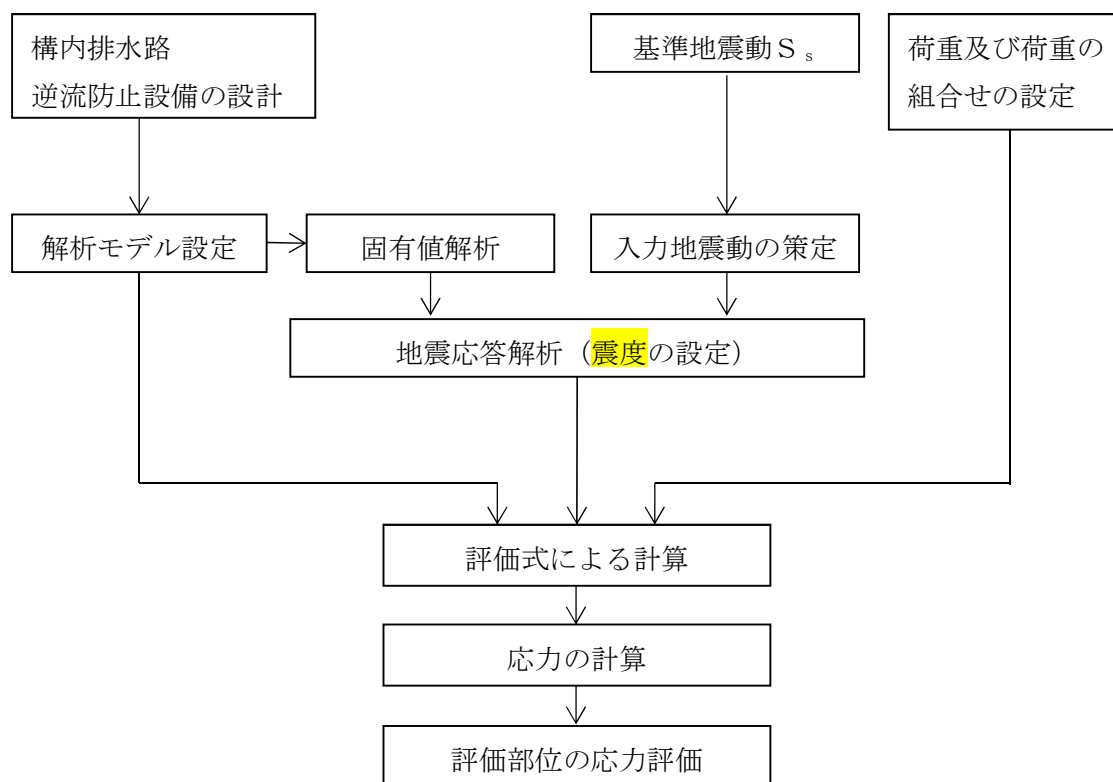


図 2.3-1 構内排水路逆流防止設備（杭間部）の耐震評価フロー

(2) 出口側集水桝（杭間部）

出口側集水桝（杭間部）の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設として表 2.3-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

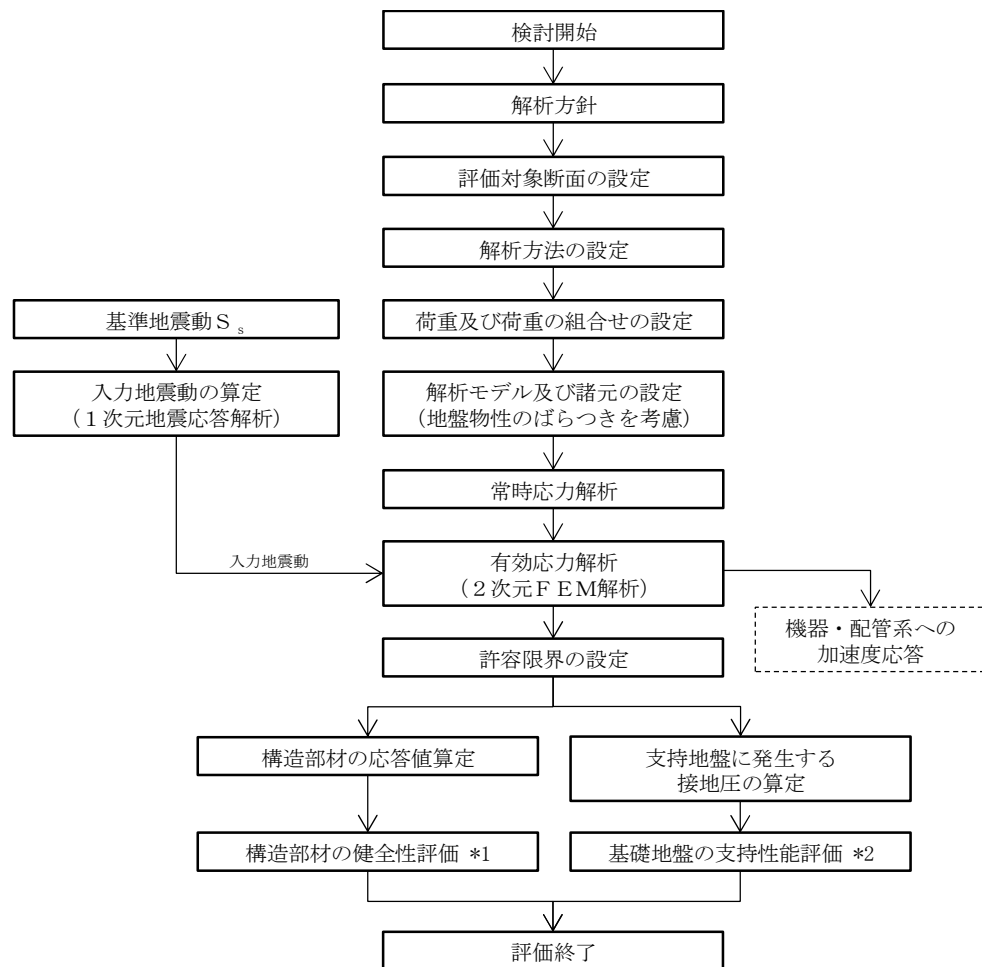
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

集水桝の耐震評価フローを図 2.3-2 に示す。

表 2.3-1 出口側集水桝（杭間部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水桝（杭間部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水桝（杭間部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2.3-2 出口側集水桝（杭間部）の耐震評価フロー

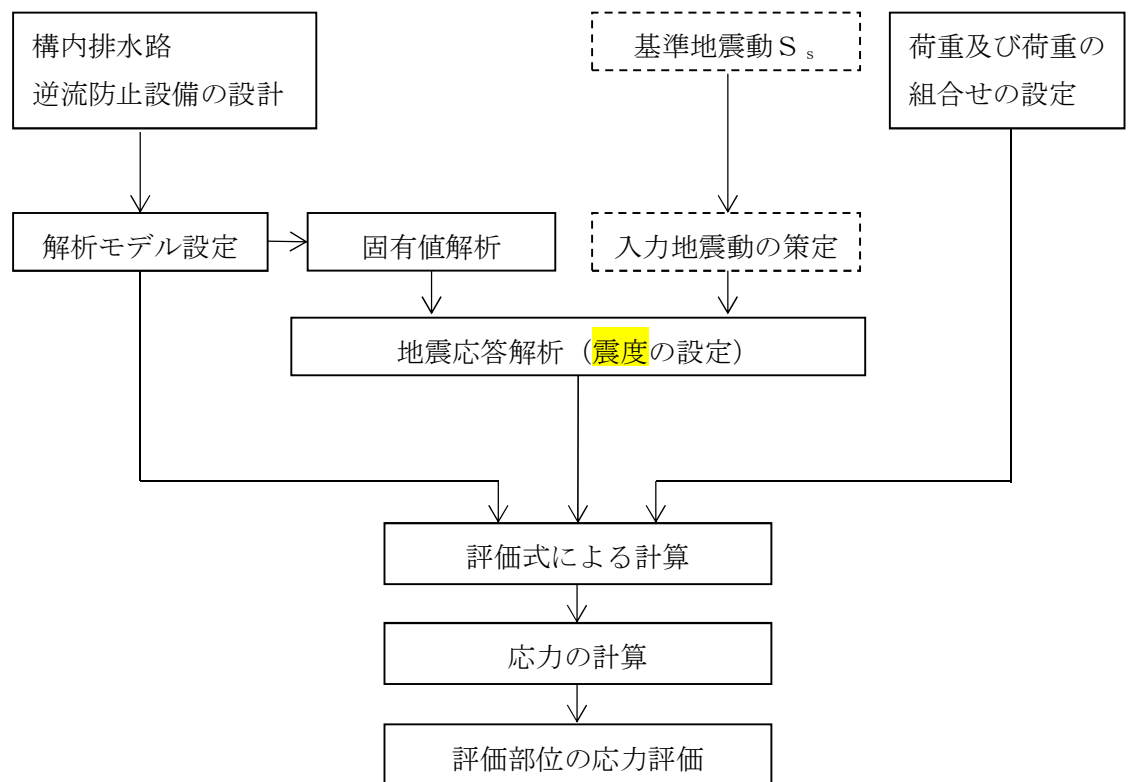
b. RC防潮壁部

(1) 構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）

構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）の耐震評価は、構内排水路逆流防止設備の評価対象部位に作用する応力が許容限界以下であることを「4. 耐震評価」に示す方法により計算し、「5. 耐震評価結果」にて確認する。

構内排水路逆流防止設備の耐震評価では、地震発生時に各部に作用する荷重を考慮する。耐震評価フローを図 2.3-3 に示す。

また、上記評価を実施するに当たり、構内排水路逆流防止設備をモデル化した固有値解析を行う。



注記 *：地盤応答解析は、「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書」の地震応答解析結果を用いる。

図 2.3-3 構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）の耐震評価フロー

(2) 出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）

出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設として表 2.3-2 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

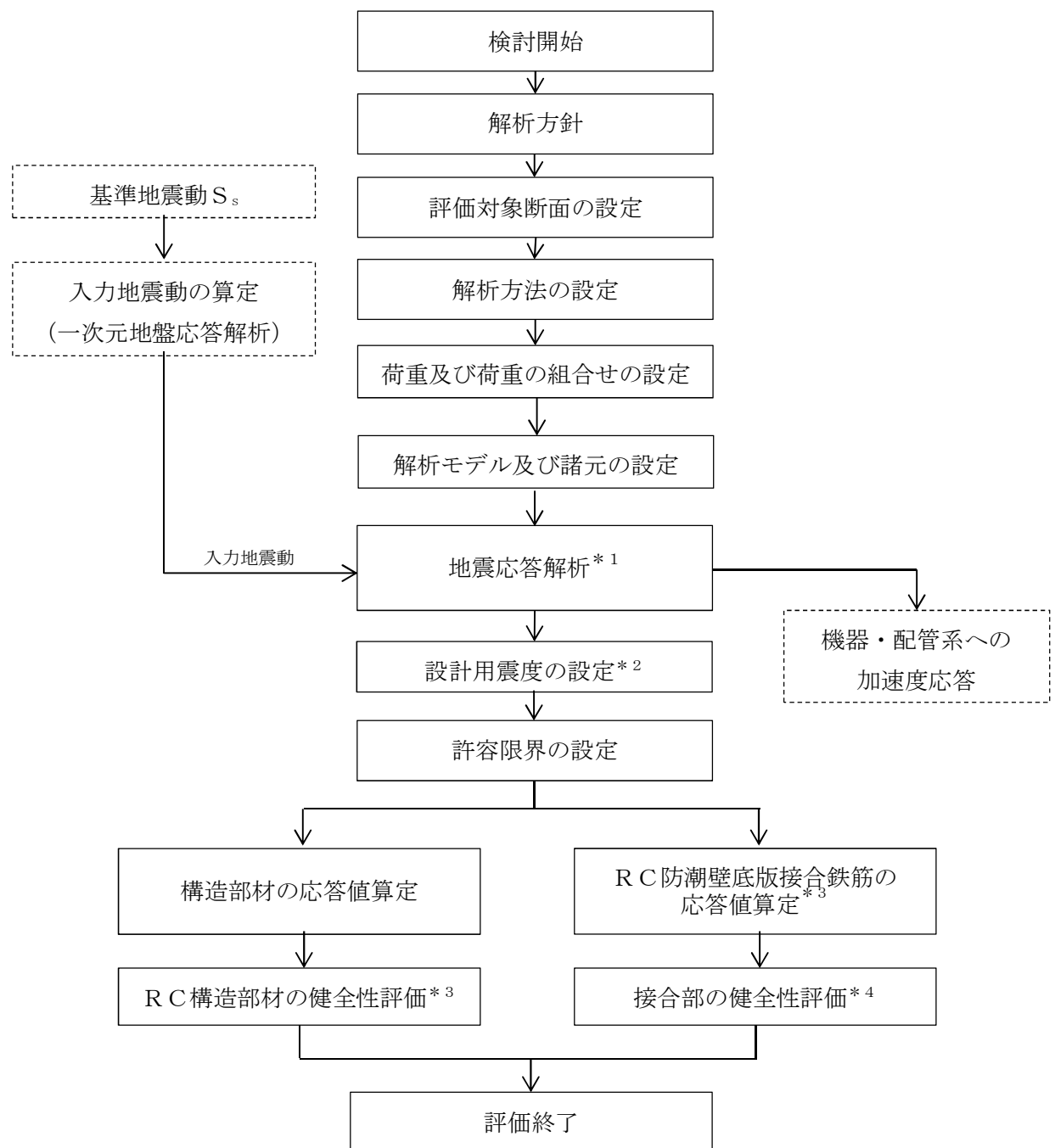
構造部材の健全性評価については、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）の支持性能評価については、鉄筋コンクリート防潮壁底版と一体化することから、底版との接合鉄筋に生ずる発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）の耐震評価フローを図 2-8 に示す。

表 2.3-2 出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造物の支持性能	ＲＣ防潮壁底版と一体化部の底版との接合鉄筋	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度



注記 *1：地盤応答解析は、「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書」の地震応答解析結果を用いる。

*2：地震時応答解析にて算出された最大加速度による設計用震度を設定する。

*3：RC構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。

*4：RC防潮壁底板接合鉄筋の健全性評価を実施することで、表 2.3-2に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2.3-4 出口側集水桝（RC防潮壁部）の耐震評価フロー

2.4 適用基準

出口側集水桝の耐震評価に当たっては、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002 年制定）等に準拠するが、鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については、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 14 年 3 月）を適用する。

表 2.4－1 に適用する規格、基準類を示す。

表 2.4－1 適用する規格、基準類

項目		適用する規格、基準等	備考
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討
許容限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） ・道路土工 カルバート工指針 （平成 21 年度版）	・曲げに対する照査は、発 生応力が、短期許容応力 度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は、 発生応力または発生せん 断力が、短期許容応力度 または短期許容せん断応 力度以下であることを確 認
	鉄筋	・道路橋示方書・同解説 Ⅳ下 部構造編（平成 24 年 3 月）	
	鋼管杭	・道路橋示方書・同解説 Ⅳ下 部構造編（平成 14 年 3 月）	
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1－1987 ・原子力発電所屋外重要土木構 造物の耐震性能照査指針・マ ニュアル（2005 年）	・有限要素法による 2 次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析

2.5 評価対象断面の方向

a. 杭間部

出口側集水桝（杭間部）は防潮堤横断方向と防潮堤縦断方向で同じ構造であること、構内排水路逆流防止設備の検討が横断方向であることを考慮して、防潮堤横断方向を評価対象断面方向として選定する。

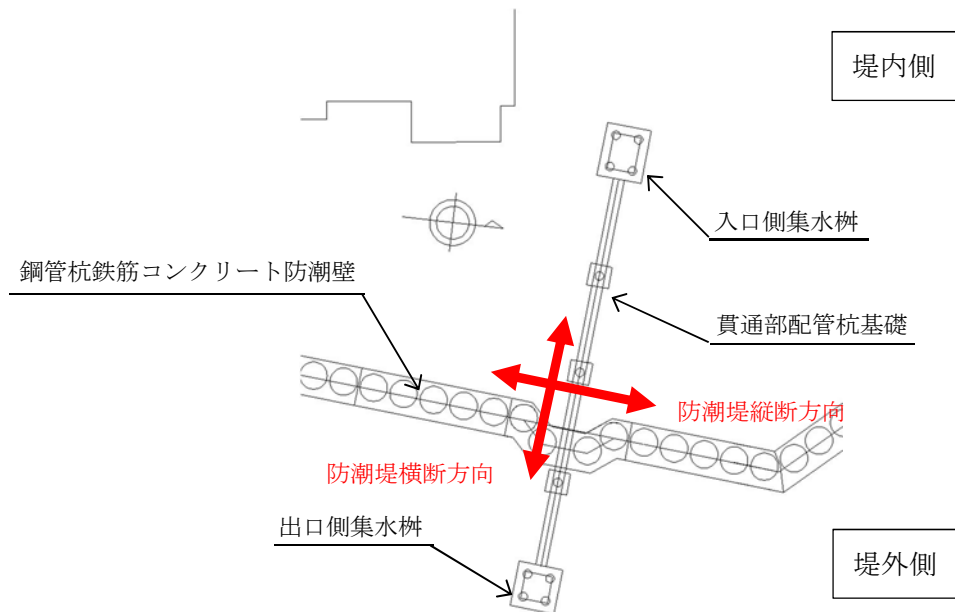


図 2.5-1 構内排水路逆流防止設備平面図

b. R C 防潮壁部

出口側集水桝（R C 防潮壁部）は防潮堤横断方向と防潮堤縦断方向で同じ構造であること、R C 防潮壁側を固定支持とする片持ち梁モデルにて評価すること、構内排水路逆流防止設備の検討が横断方向であることを考慮して、防潮堤横断方向を評価対象断面方向として選定する。

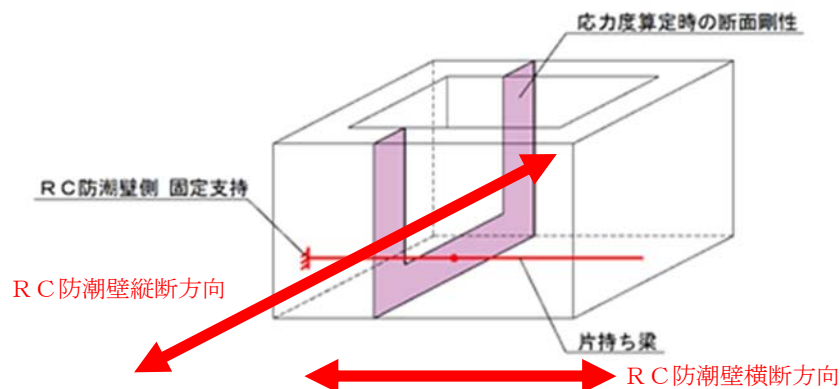


図 2.5-2 片持ち梁モデル図

2.6 評価対象断面の選定

a. 杭間部

評価対象断面は、出口側集水桝及び鋼管杭に影響を与える地盤変位が大きいと考えられる排水系統Ⅰ－Ⅱの断面とする。評価対象断面の選定結果を表 2.6－1 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「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 5.10.7 構内排水路逆流防止設備」に示す。

表 2.6-1 (1) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (1/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	入力津波高さ	設置地盤標高	構内排水路逆流防 止設備設置 標高 (下端)	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
I-2	Ⅲ区間	・杭基礎構 である。	T.P. + 17.9 m	T.P. + 1.14 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	○	地震時において変位が最も大きく なり、杭及び集水桝に発生する応 力が大きいと考えられることから 評価対象断面として選定する。
I-3	Ⅲ区間	・杭基礎構 である。	T.P. + 17.9 m	T.P. + 1.02 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	I-2 よりも地震時における変位が 小さいと考えられるため、評価対 象断面としない。
II-1	Ⅳ区間	・杭基礎構 である。	T.P. + 15.4 m	T.P. + 1.91 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	I-2 よりも地震時における変位が 小さいと考えられるため、評価対 象断面としない。
II-2	Ⅳ区間	・杭基礎構 である。	T.P. + 15.4 m	T.P. + 2.24 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	I-2 よりも地震時における変位が 小さいと考えられるため、評価対 象断面としない。

注記 * : 「5.10.5 防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁) 」の図 5.10.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

表 2.6-1 (2) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (2/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	入力津波高さ	構内排水路逆流 防止設備設置 標高 (下端)	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
Ⅲ-1	Ⅱ区間	・杭基礎構 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +5.40 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	—	岩盤上面標高が高く鋼管杭及び集 水桝に生じる変位が区間Ⅲに比べ 小さいため、評価対象断面とし ない。
Ⅲ-2	Ⅱ区間	・杭基礎構 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +5.04 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	—	岩盤上面標高が高く鋼管杭及び集 水桝に生じる変位が区間Ⅲに比べ 小さいため、評価対象断面とし ない。
V	Ⅱ区間	・杭基礎構 である。	T.P. +17.9 m	T.P. +5.07 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	—	岩盤上面標高が高く鋼管杭及び集 水桝に生じる変位が区間Ⅲに比べ 小さいため、評価対象断面とし ない。

注記 * : 「5.10.5 防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)」の図 5.10.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

b. R C防潮壁部

評価対象断面は、排水管がR C防潮壁基礎を貫通する2つの経路のうち、各地震応答解析結果の応答値より得られる設計震度が大きい排水系統Ⅳ－1を選定する。評価対象断面の選定結果を表2.6－2に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「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 5.10.7 構内排水路逆流防止設備」に示す。

表 2.6-2 評価対象断面の選定結果（R C防潮壁部）

断面 (排水 系統)	構造的特徴	入力津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
IV-1	・ R C防潮壁と 一体構造であ る。	T. P. +17.9 m	T. P. +2.7 m	第四紀層が薄く堆 積し、岩盤上面標 高が高い。	フラップ ゲート	○	排水系統IV-2 と同一構造であるが、 排水系統IV-2 に比べて第四紀層が薄 く堆積し、設計震度が大きいため評 価対象断面とする。
IV-2	・ R C防潮壁と 一体構造であ る。	T. P. +17.9 m	T. P. +2.7 m	第四紀層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統IV-1 と同一構造であるが、 排水系統IV-1 に比べて第四紀層が厚 く堆積し、設計震度が小さいため評 価対象断面としない。

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

a. 杭間部

排水系統Ⅰ－Ⅱの断面位置を図3.1-1に示す。また、排水系統Ⅰ－Ⅱの断面図を図3.1-2に示す。

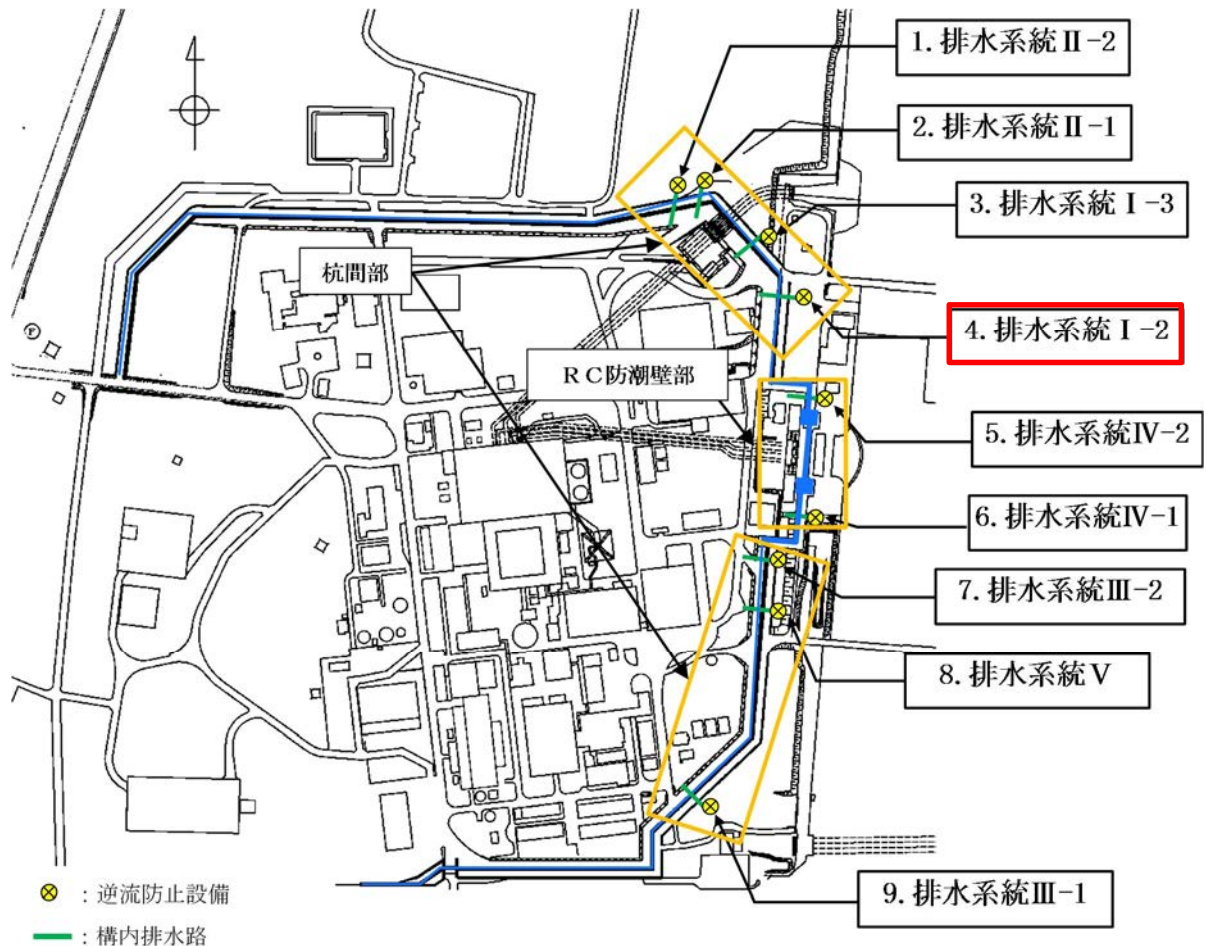


図3.1-1 構内排水路逆流防止設備の配置及び地震応答解析断面位置図

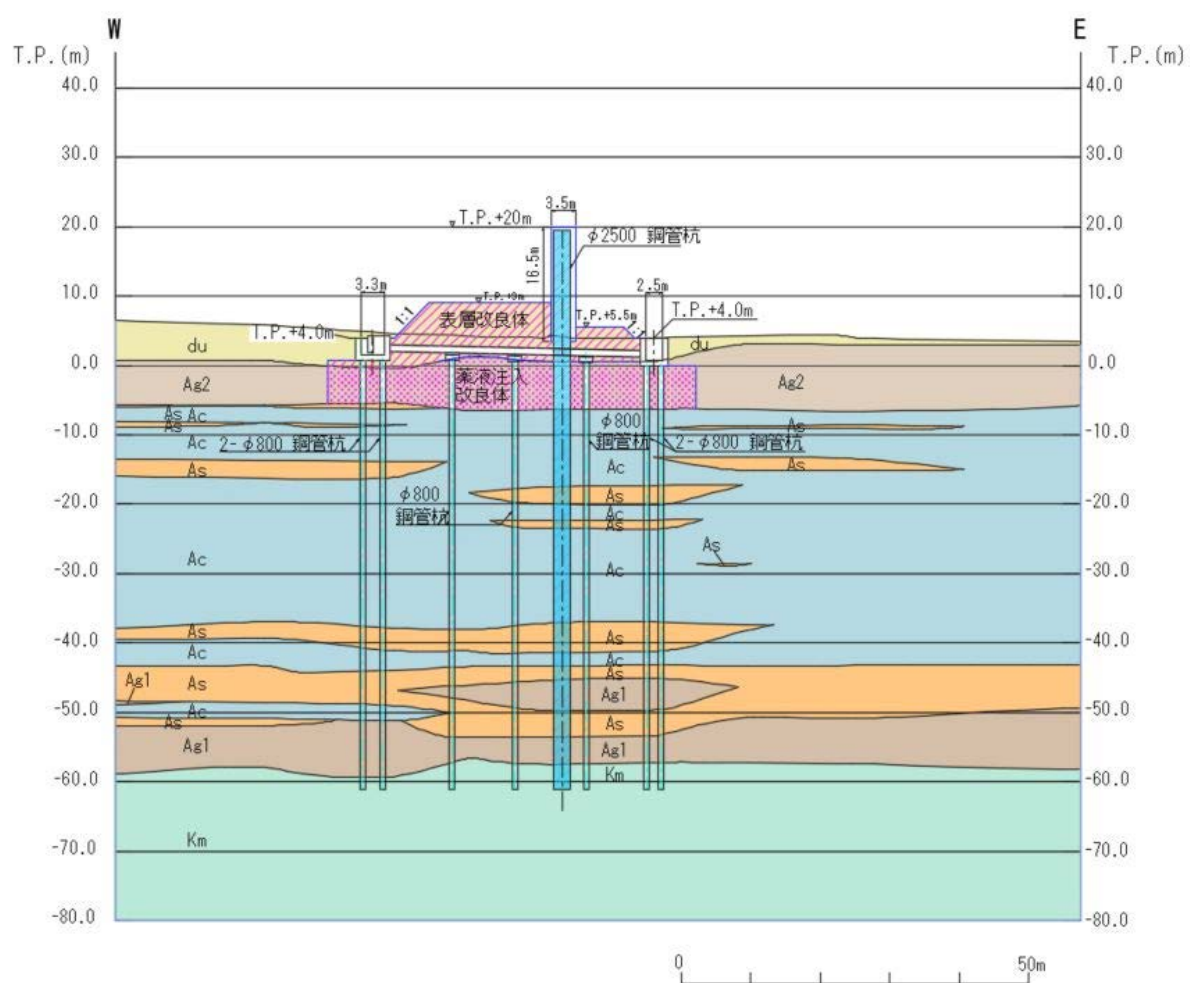


图 3.1-2 評価対象断面図（排水系統 I-2）

b. RC防潮壁部

排水系統Ⅳ-2 の断面位置を図 3.1-3 に示す。また，排水系統Ⅳ-2 の断面図を図 3.1-4 に示す。

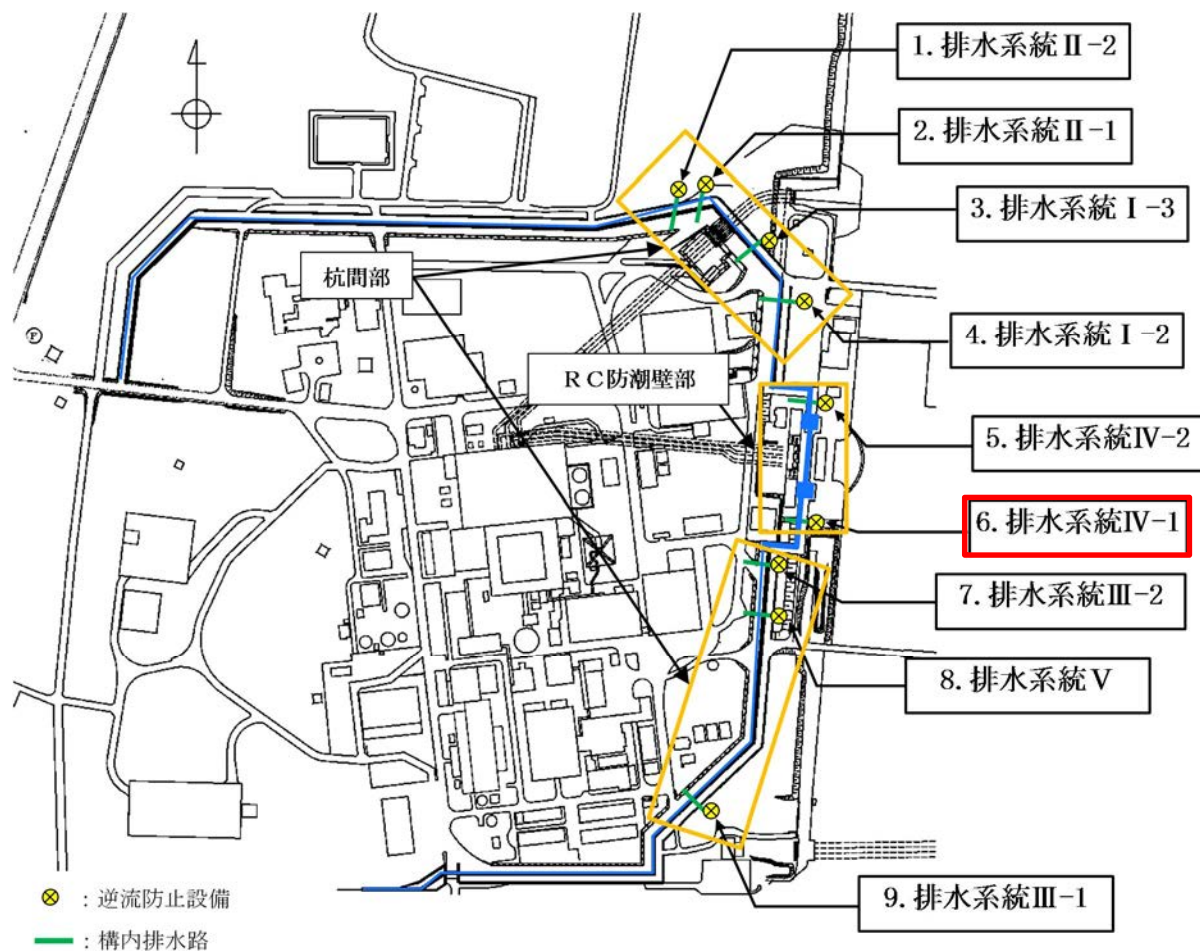


図 3.1-3 構内排水路逆流防止設備の配置及び評価対象断面位置図

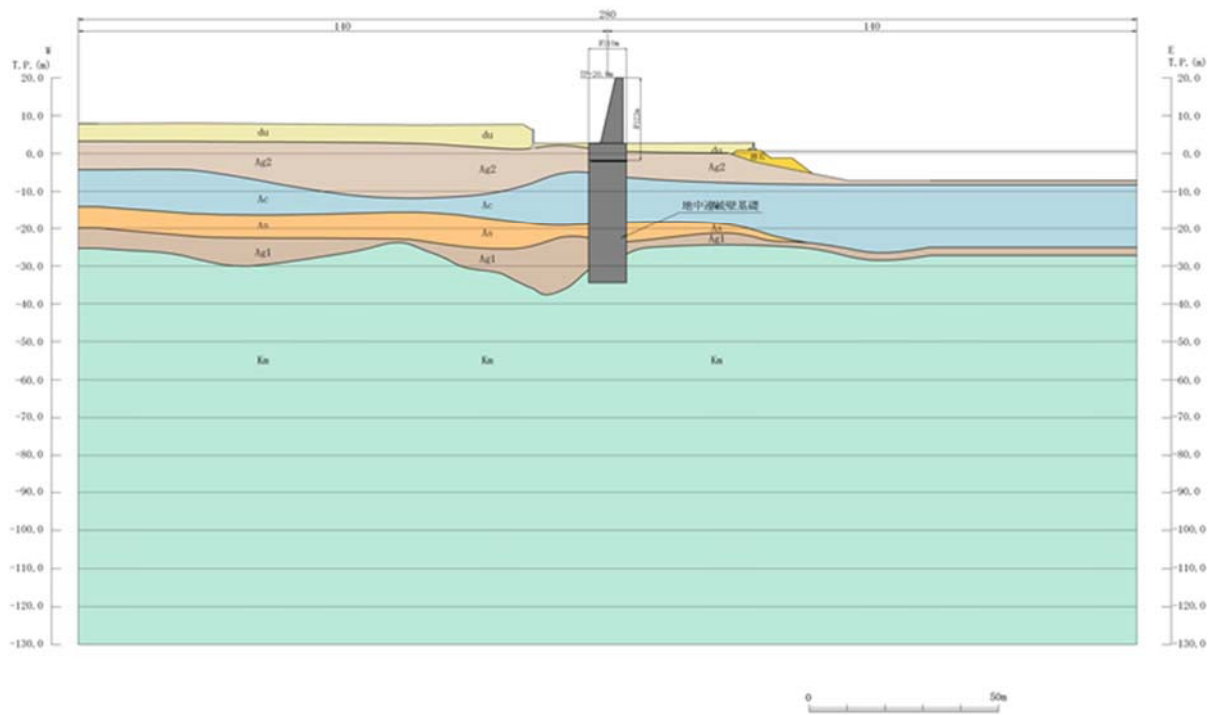


図 3.1-4 評価対象断面図（排水系統Ⅳ-1）

3.2 解析方法

a. 杭間部

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答計算では、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。

地中土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性）を設定する。

上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する場合は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

図 3.2-1 に構内排水路逆流防止設備の地震応答解析フロー図を示す。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（資料番号：V-5-10）に示す。

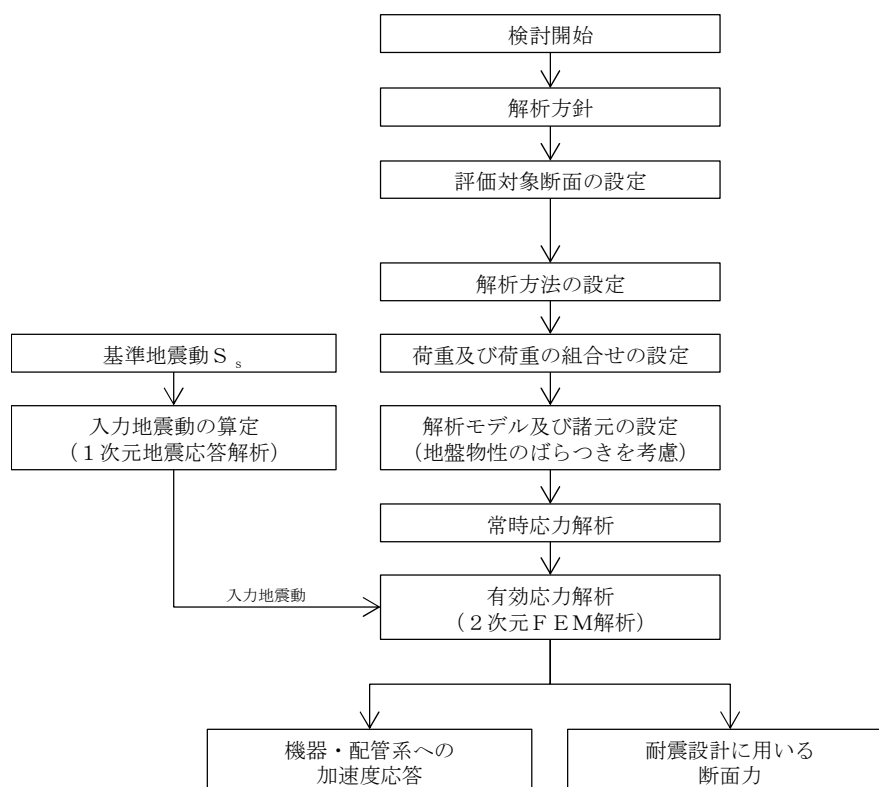


図 3.2-1 構内排水路逆流防止設備（杭間部）の地震応答解析フロー

(1) 構造部材

鋼管杭は、線形梁要素でモデル化する。集水桝の底版及び縦断面に垂直な側壁を線形梁要素でモデル化し、縦断面に平行な面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。

(2) 地盤

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(3) 減衰特性

時刻歴非線形解析における減衰特性については、固有値解析にて求められる固有振動数に基づく Rayleigh 減衰を考慮する。

b. R C防潮壁部

地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

図 3.2-2 に構内排水路逆流防止設備の地震応答解析フロー図を示す。

集水桝の地震応答解析は、必要となる設計震度を応答値より算出し、算出した設計震度によって水平地震動と鉛直地震動を同時加振し、鉄筋コンクリート部材としての構造健全性を確認する。なお、応答値の算出には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

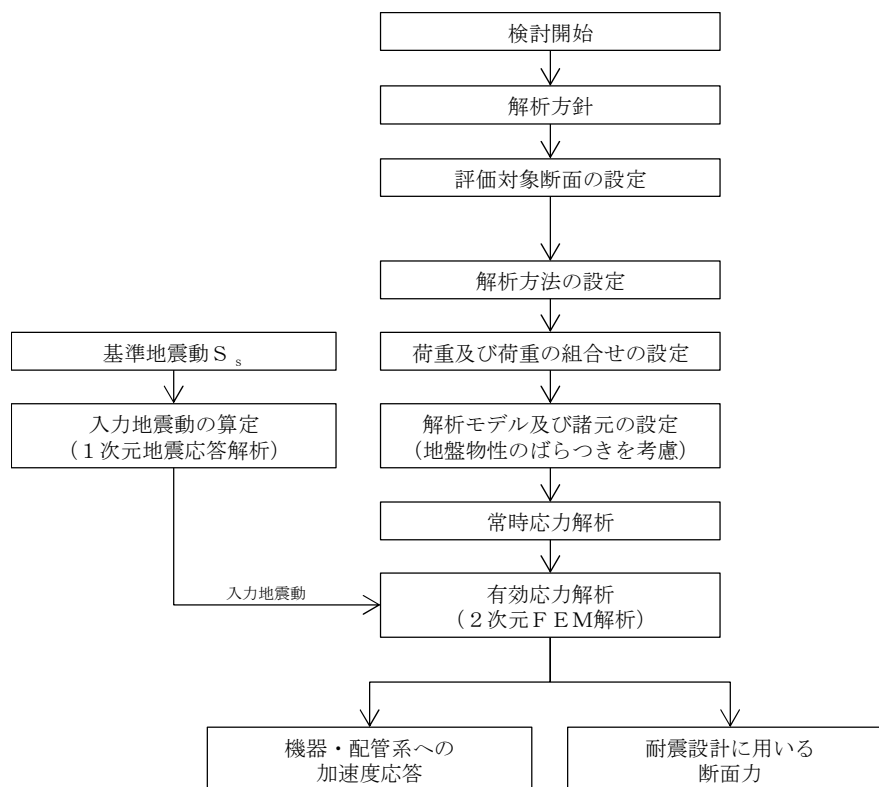


図 3.2-2 構内排水路逆流防止設備（R C防潮壁部）の地震応答解析フロー

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

集水桝の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

構内排水路逆流防止設備の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重

固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。

(2) 積載荷重

積載荷重として、集水桝内の静水圧による荷重を考慮する。

(3) 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第86条」及び「茨城県建築基準法施工細則第16条の4」に従って設定する。積雪の厚さ1 cmあたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は30 cmとしていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の0.35倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重

風荷重は考慮しない。

3.3.3 荷重の組合せ

(1) 杭間部

荷重の組合せを表 3.3.3-1 に、荷重概念図を図 3.3.3-1 示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・静水圧を考慮する。
	雪荷重		○	・雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・風荷重を考慮しない。
偶発荷重 （地震荷重）		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	・躯体、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・内水による動水圧を考慮する。

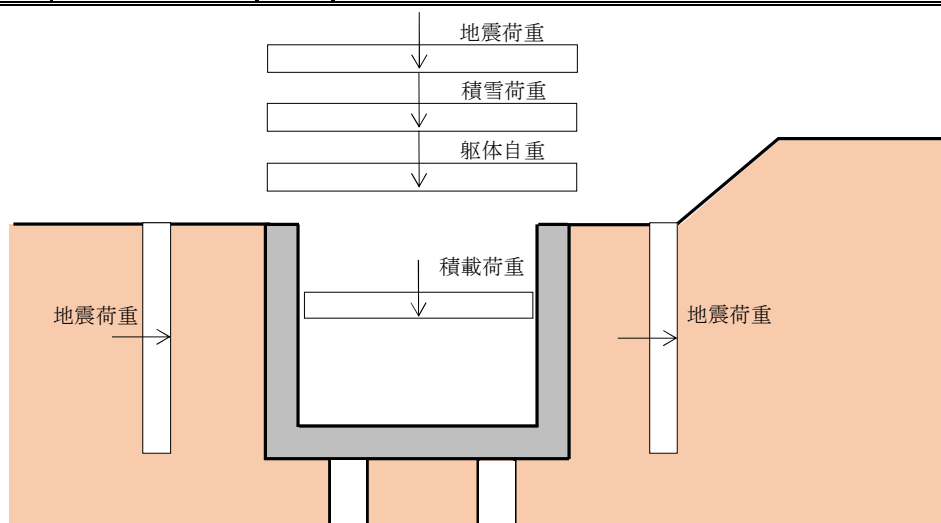


図 3.3.3-1 荷重概念図

(2) R C防潮壁部

荷重の組合せを表 3.3.3-2 に示す。

表 3.3.3-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
	雪荷重		○	・雪荷重を考慮する。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・風荷重を考慮しない。
偶発荷重 (地震荷重)		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振する。
		鉛直地震動	○	・躯体、動土圧を考慮する。
		動水圧	○	・動水圧を考慮する。

3.4 入力地震動

a. 杭間部

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図 3.4-1 に、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を図 3.4-2 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」（資料番号：V-5-25）に示す。

なお、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-1.1 \sim S_s-2.2$ については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向を考慮し、方位補正を行う。具体的にはNS方向およびEW方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

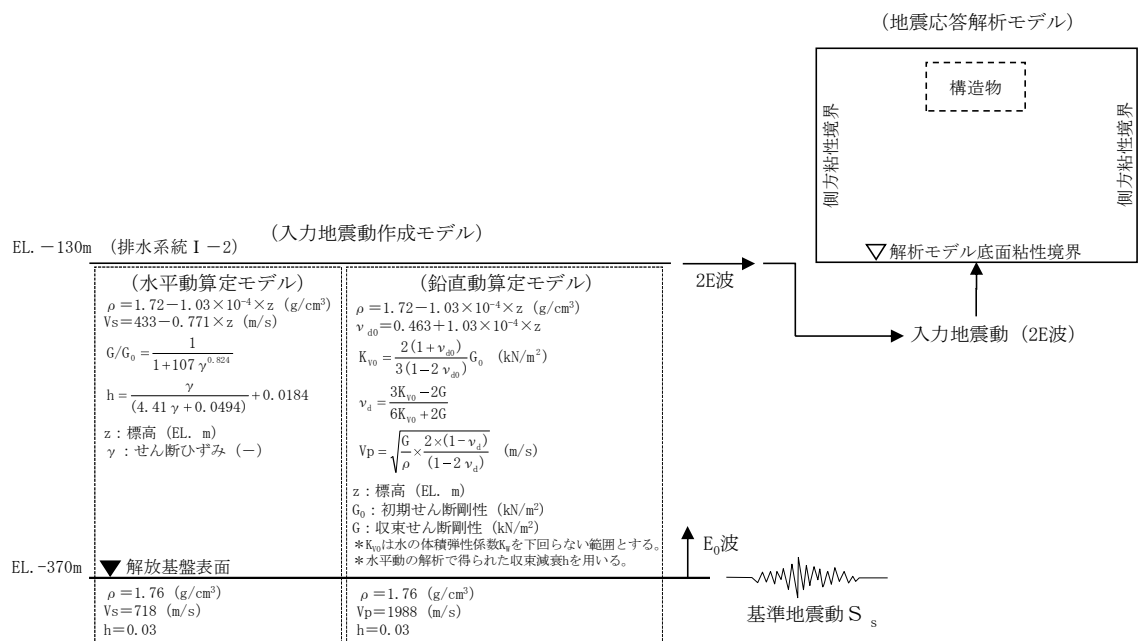
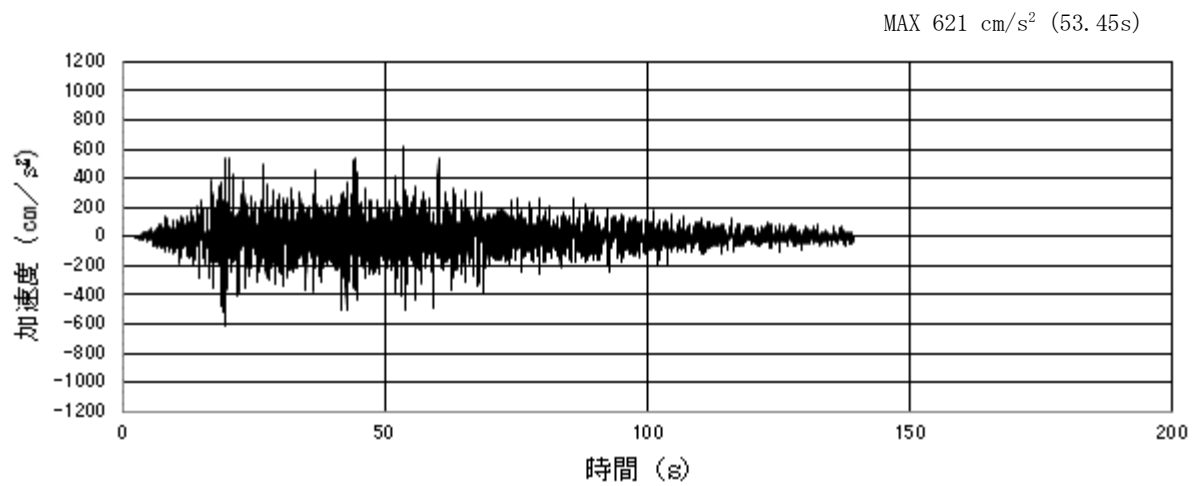
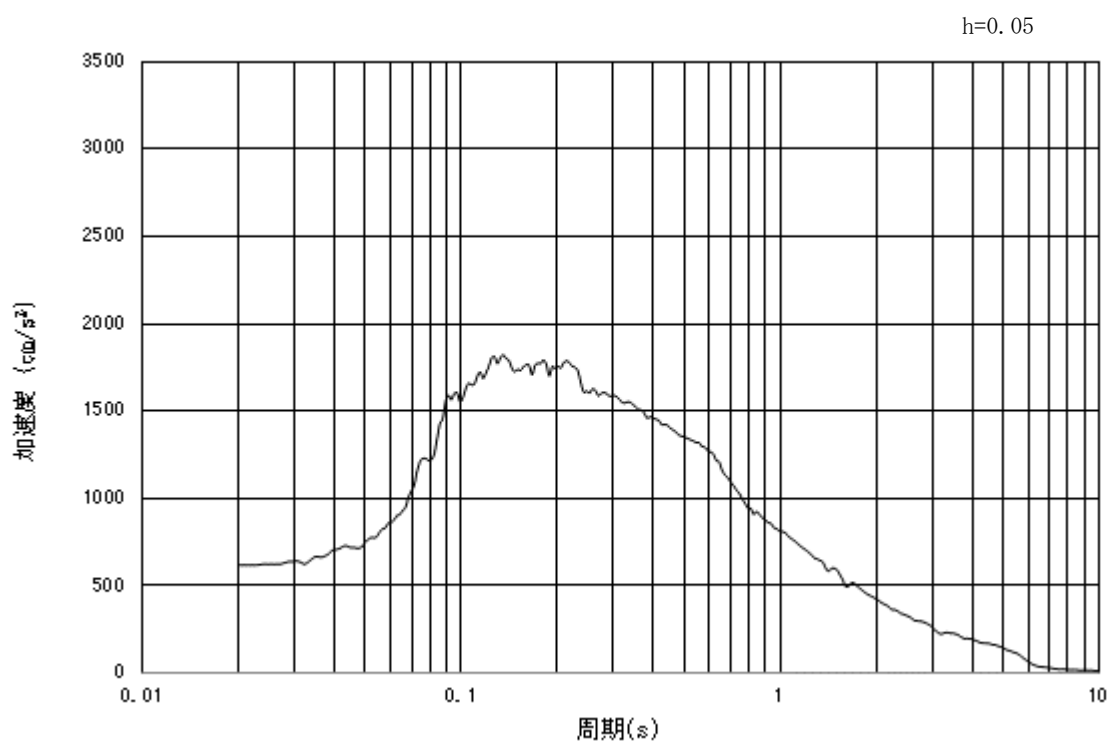


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

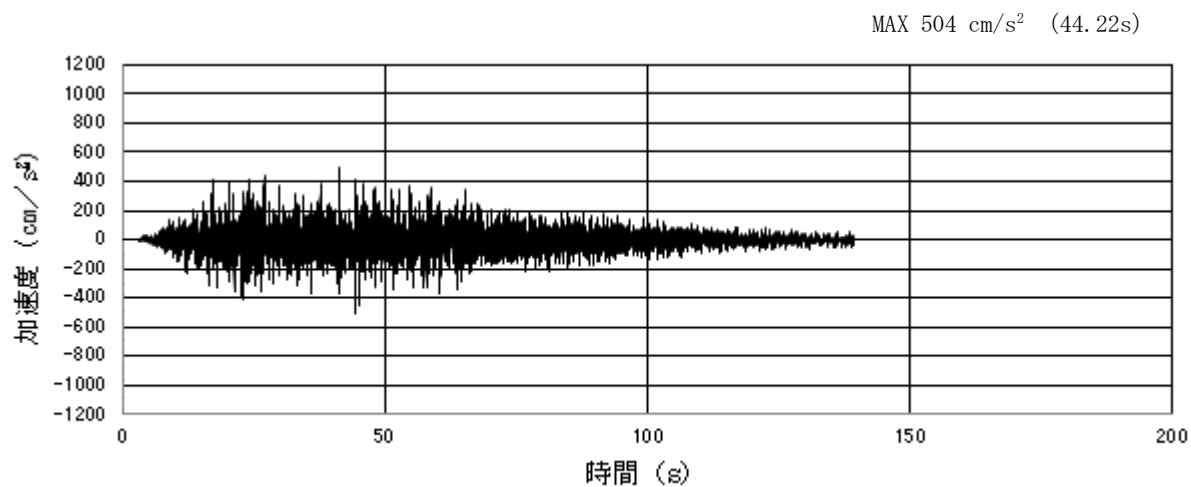


(a) 加速度時刻歴波形

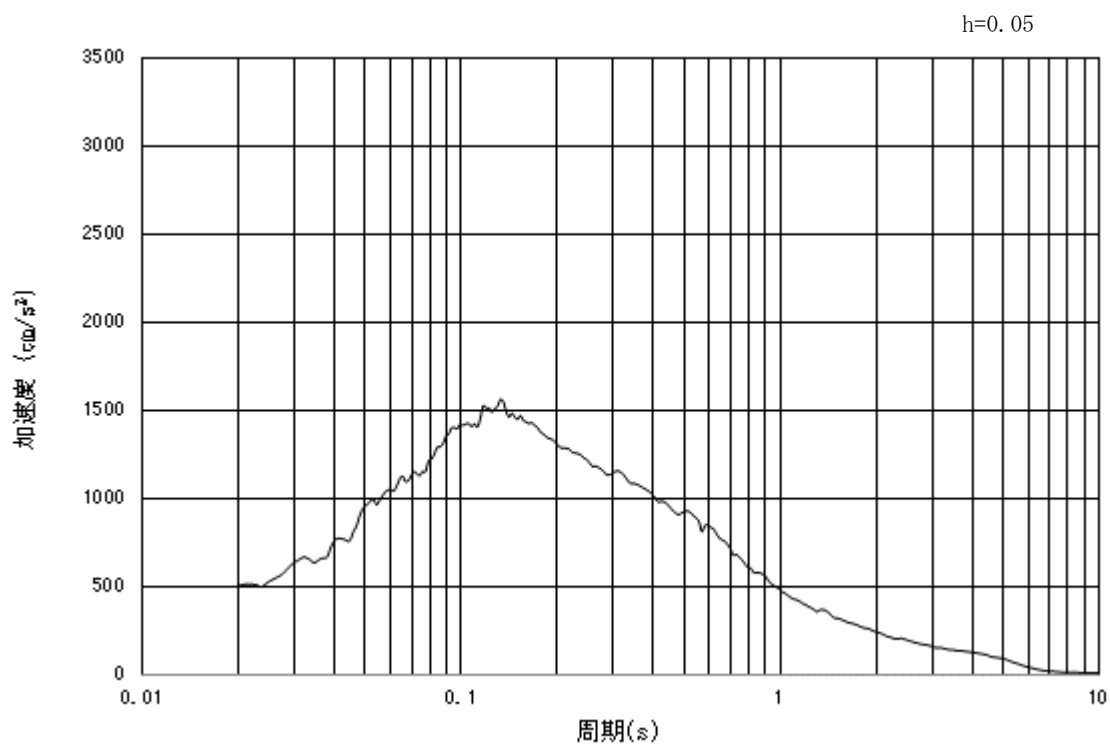


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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： $S_s - D1$)

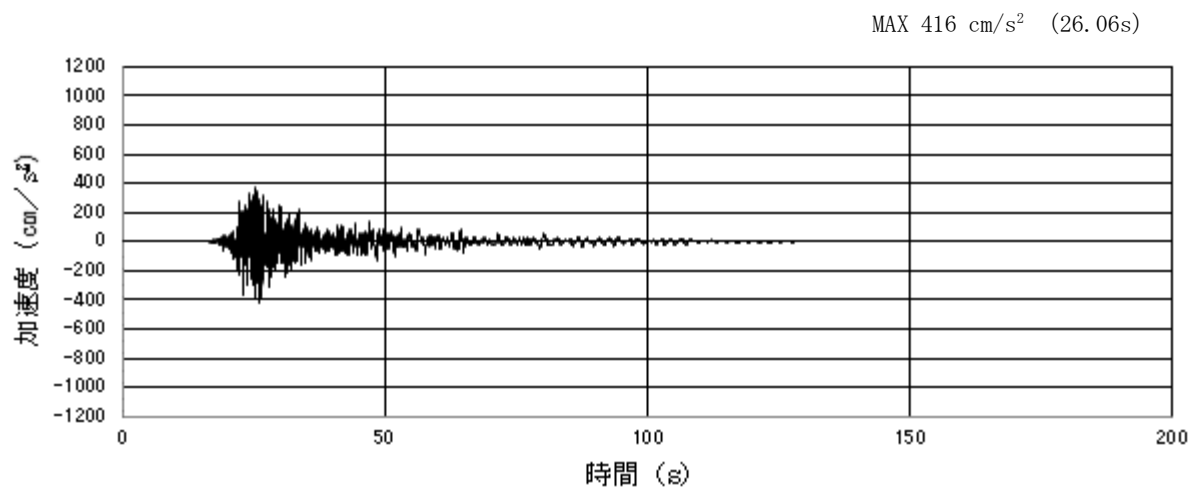


(a) 加速度時刻歴波形

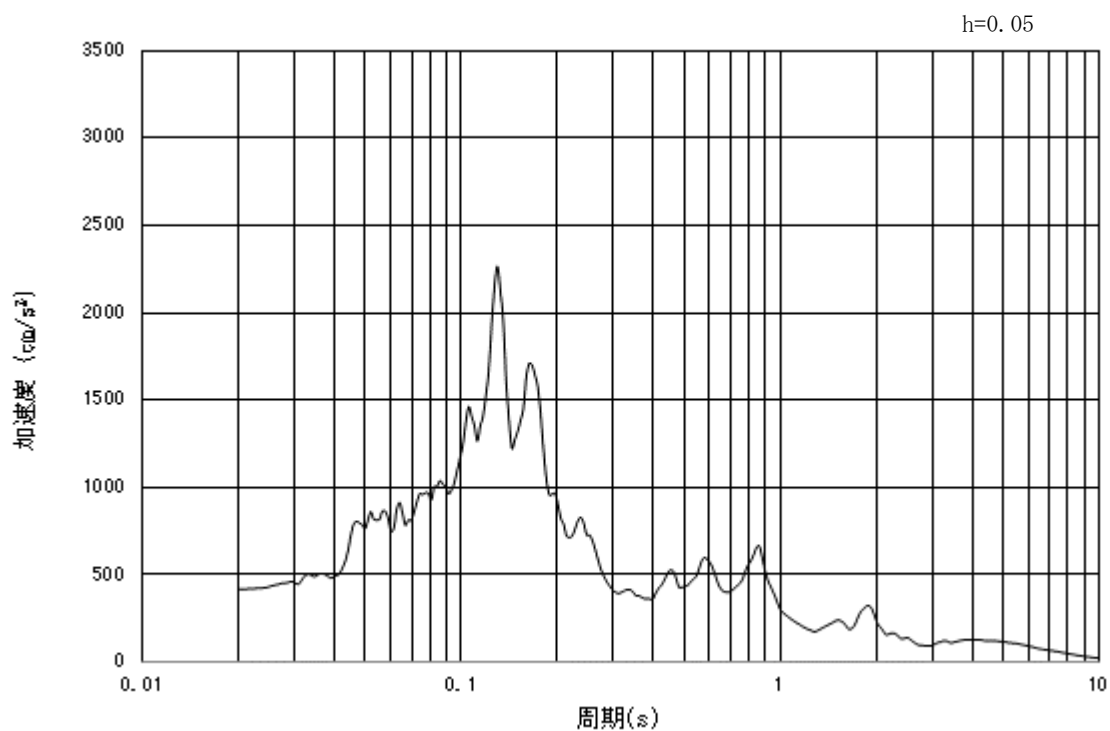


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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： $S_s - D1$)

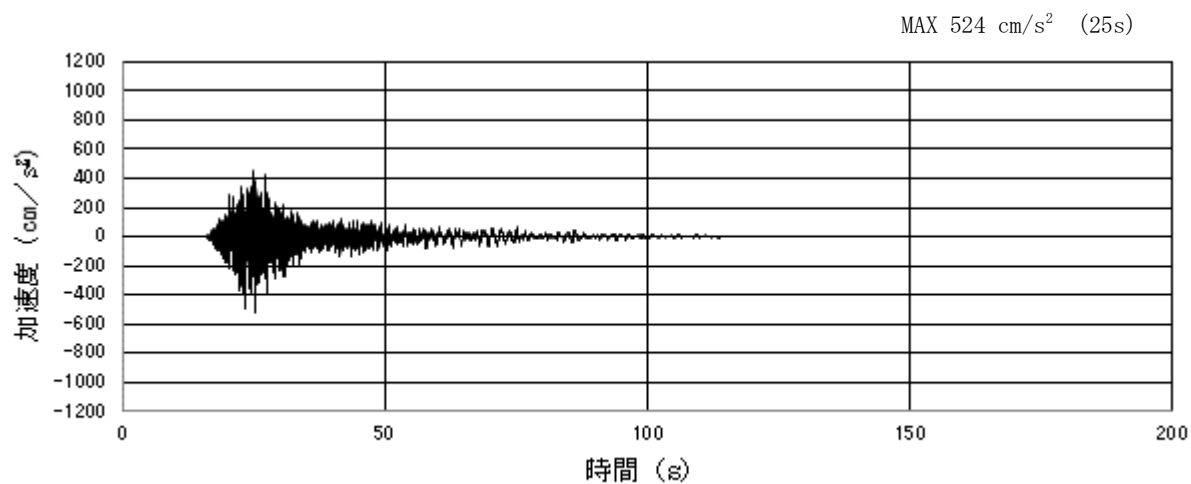


(a) 加速度時刻歴波形

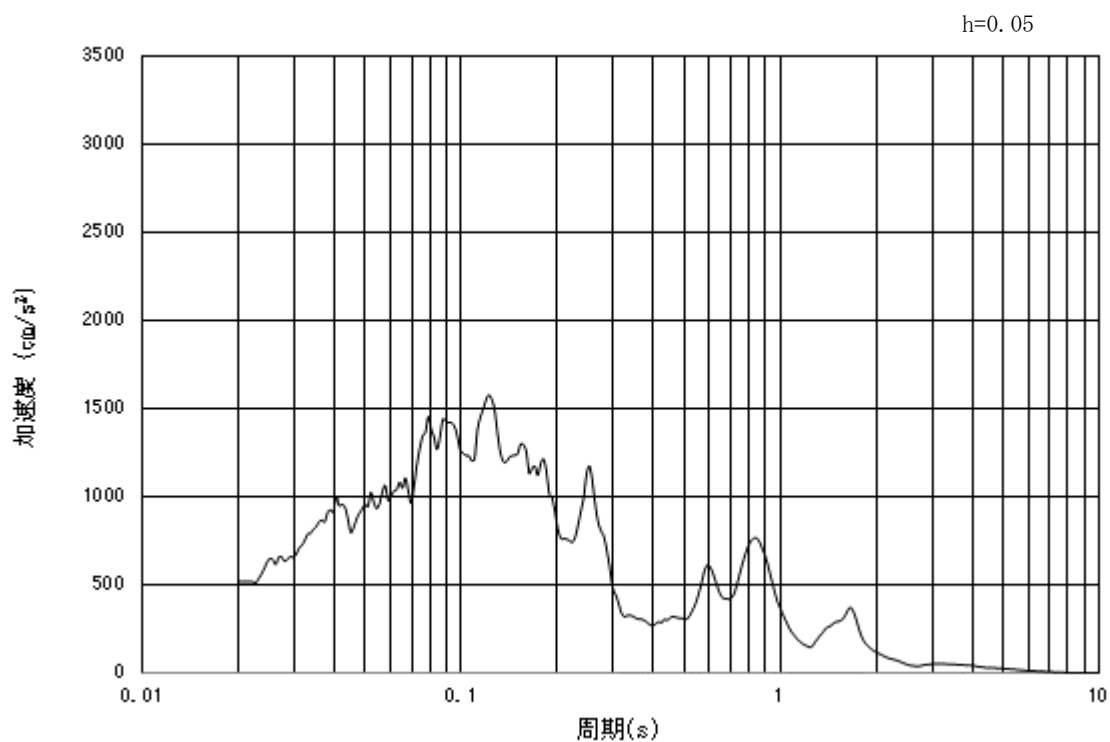


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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: $S_s - 1.1$)

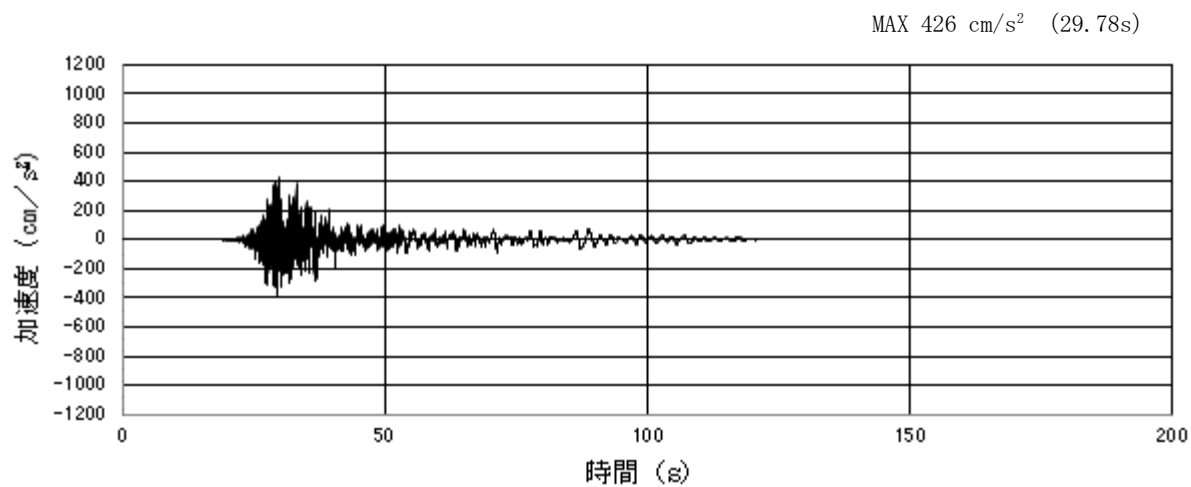


(a) 加速度時刻歴波形

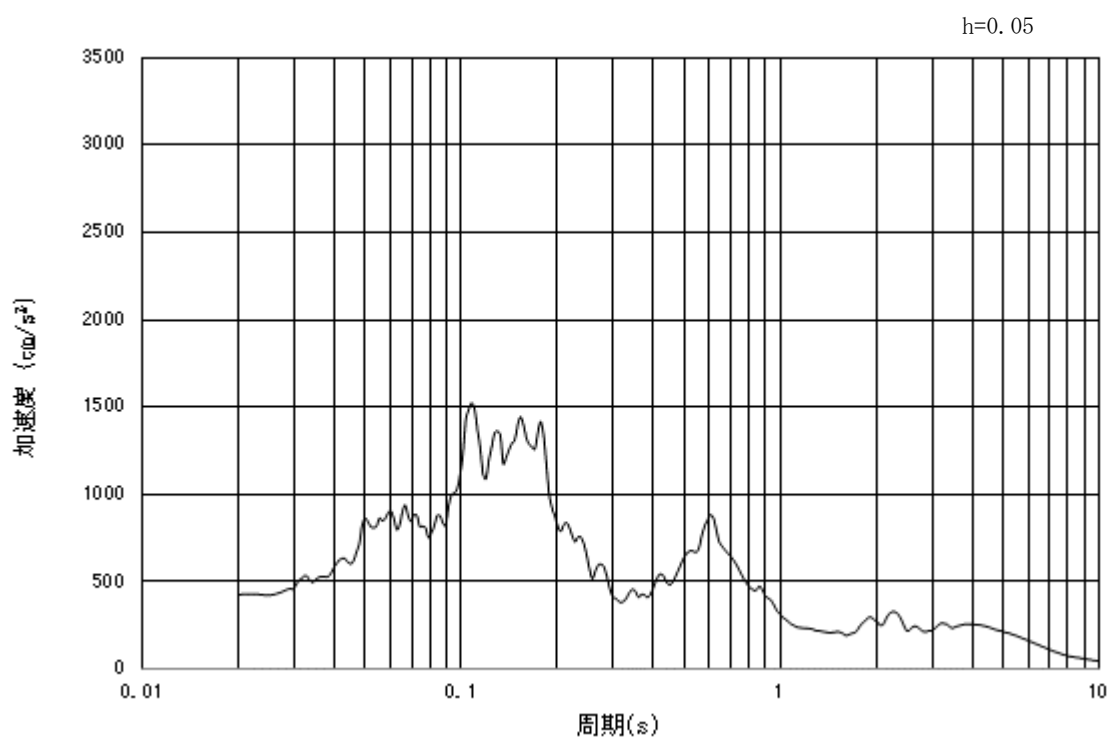


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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: $S_s - 1.1$)

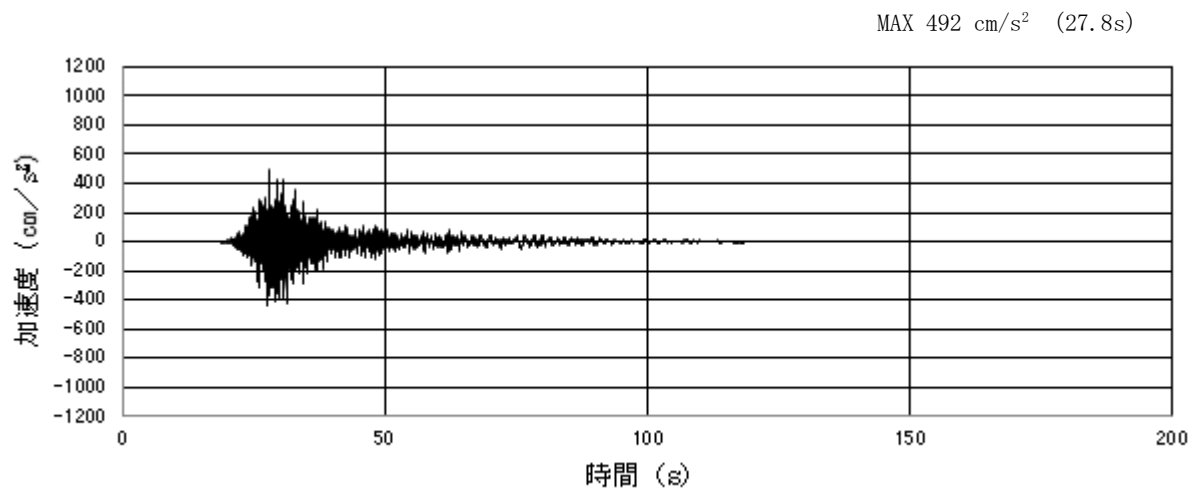


(a) 加速度時刻歴波形

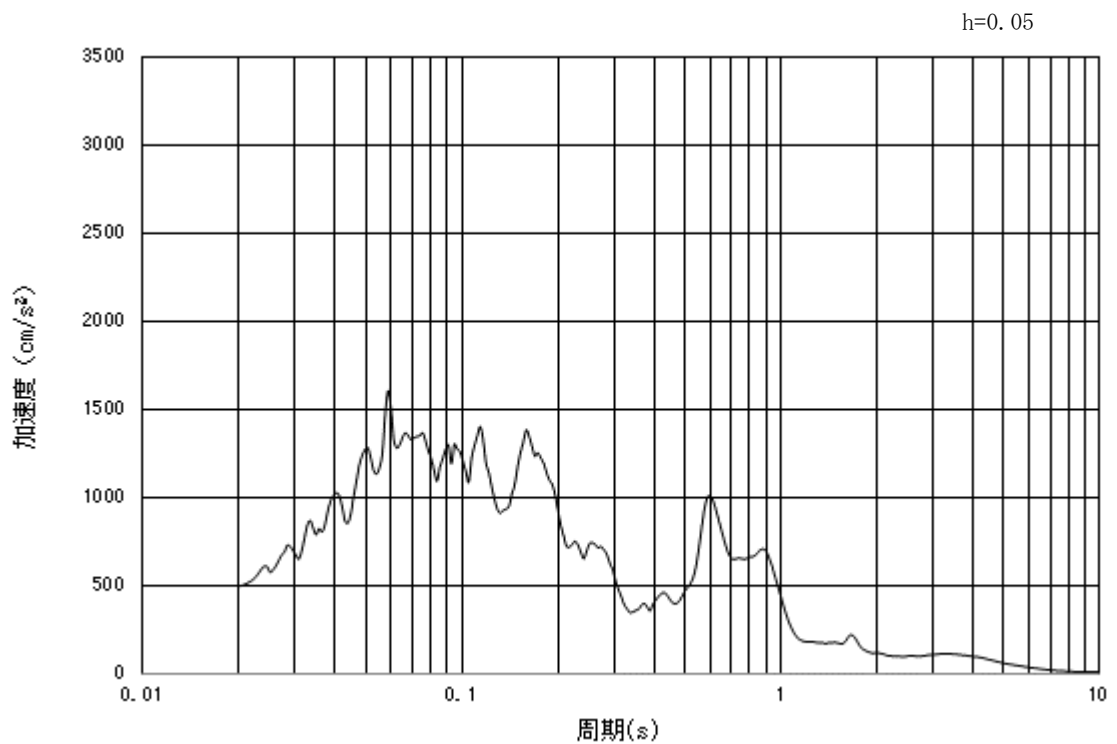


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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: $S_s - 1.2$)

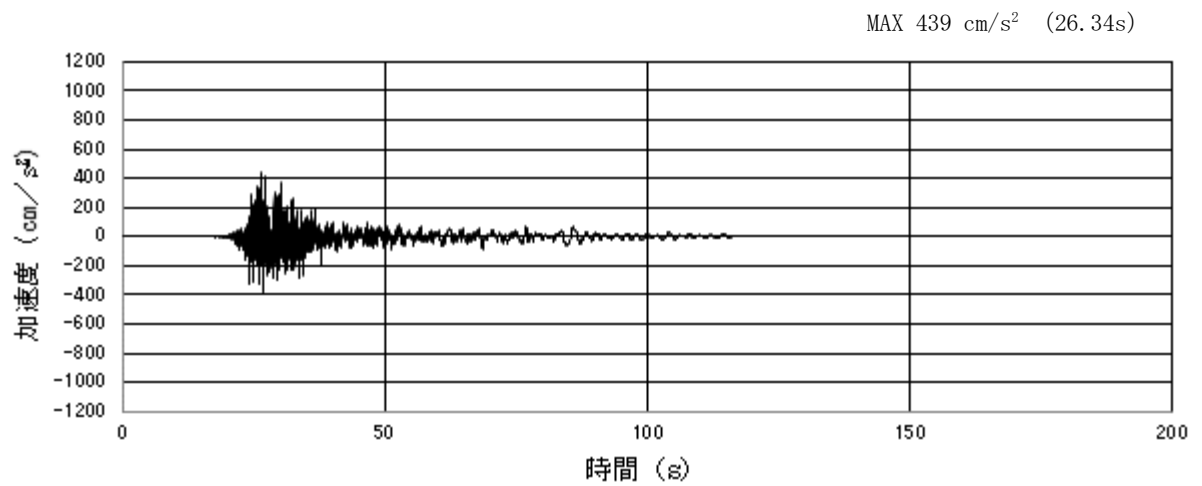


(a) 加速度時刻歴波形

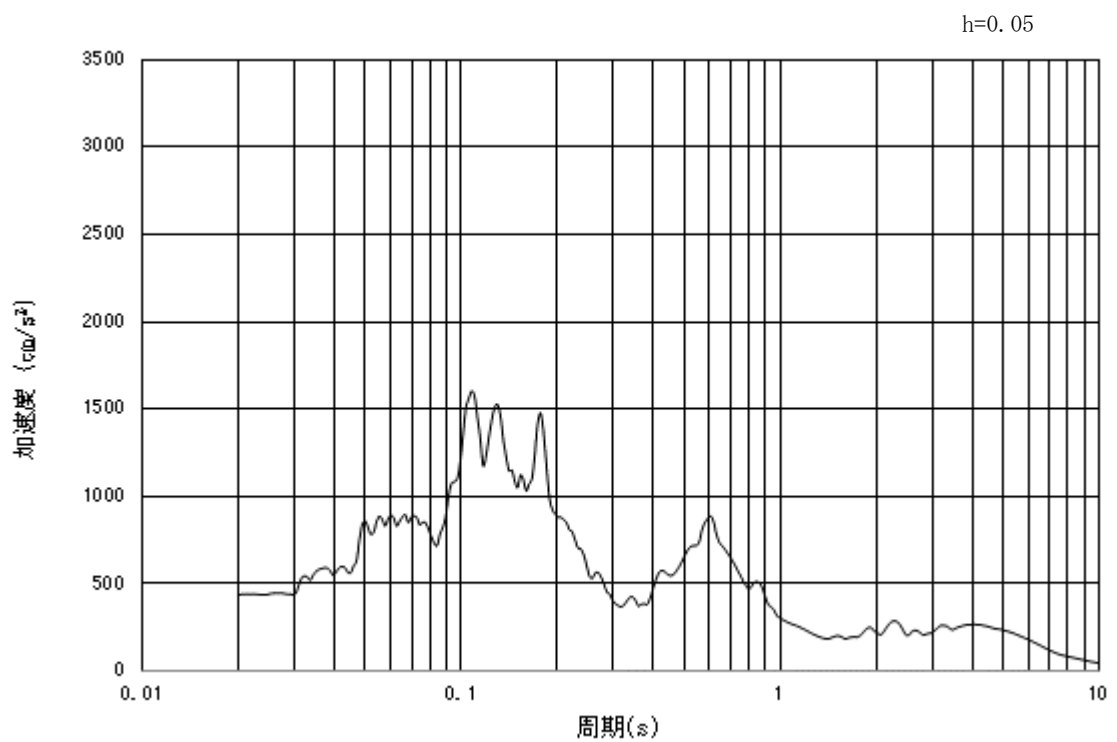


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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: $S_s - 1.2$)

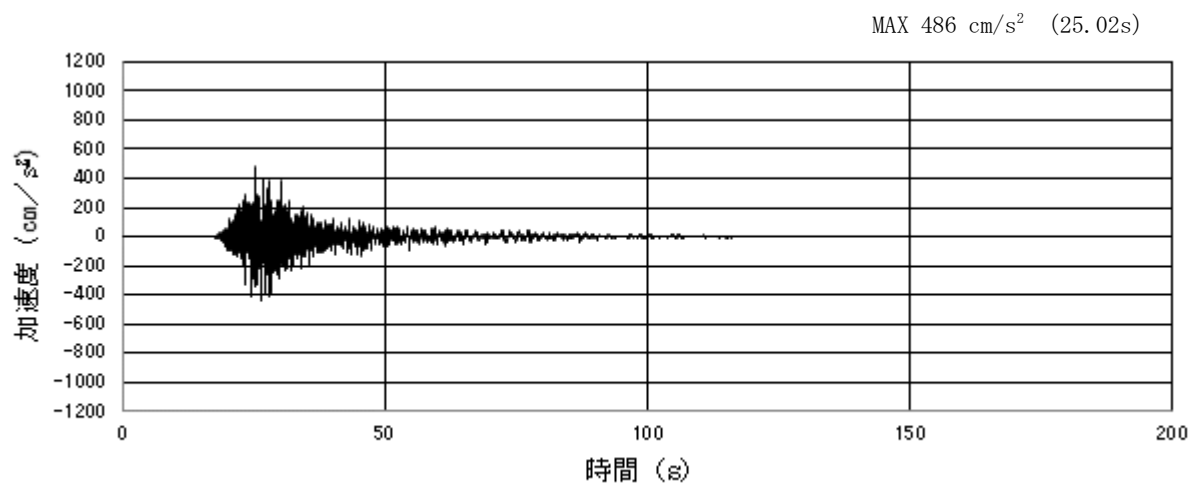


(a) 加速度時刻歴波形

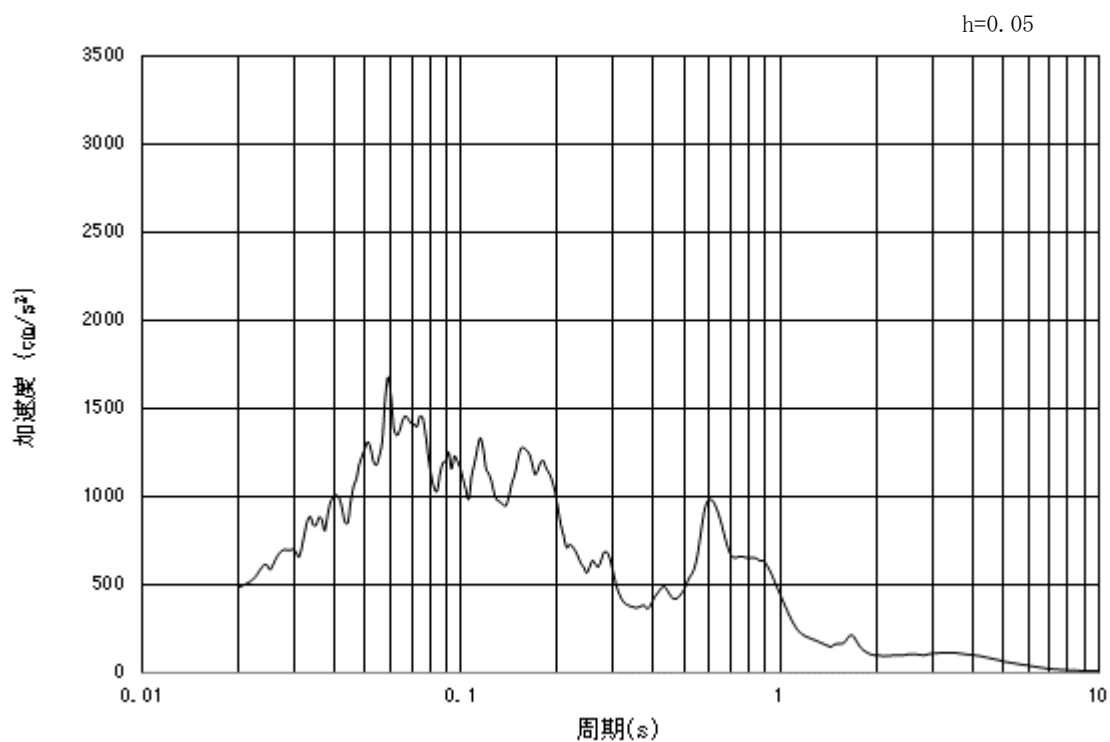


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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: $S_s - 1.3$)

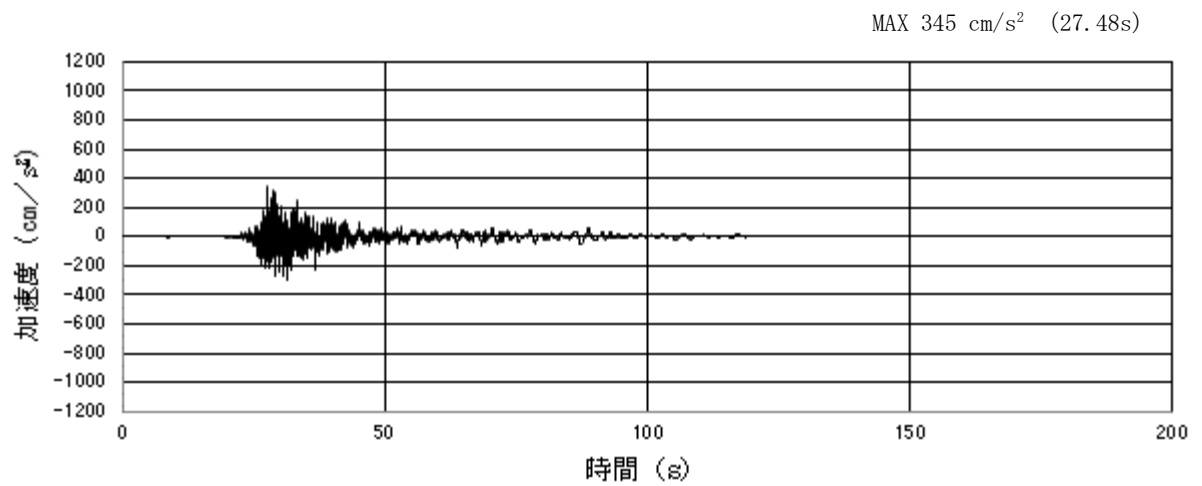


(a) 加速度時刻歴波形

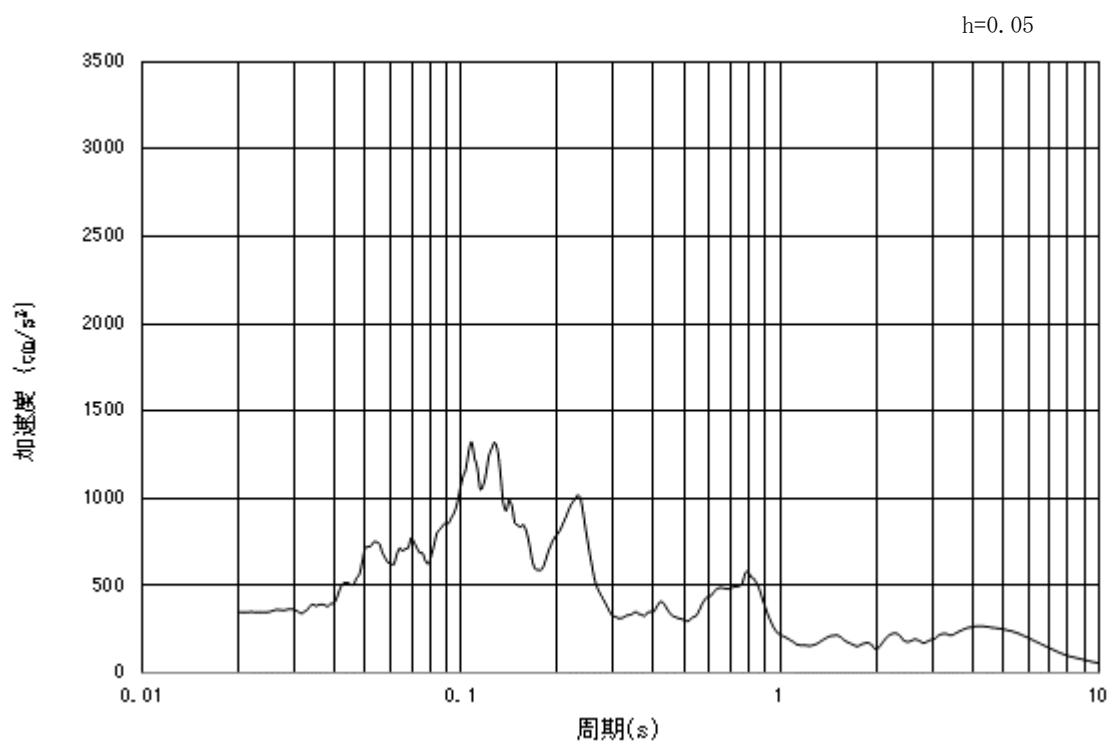


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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: $S_s - 1.3$)

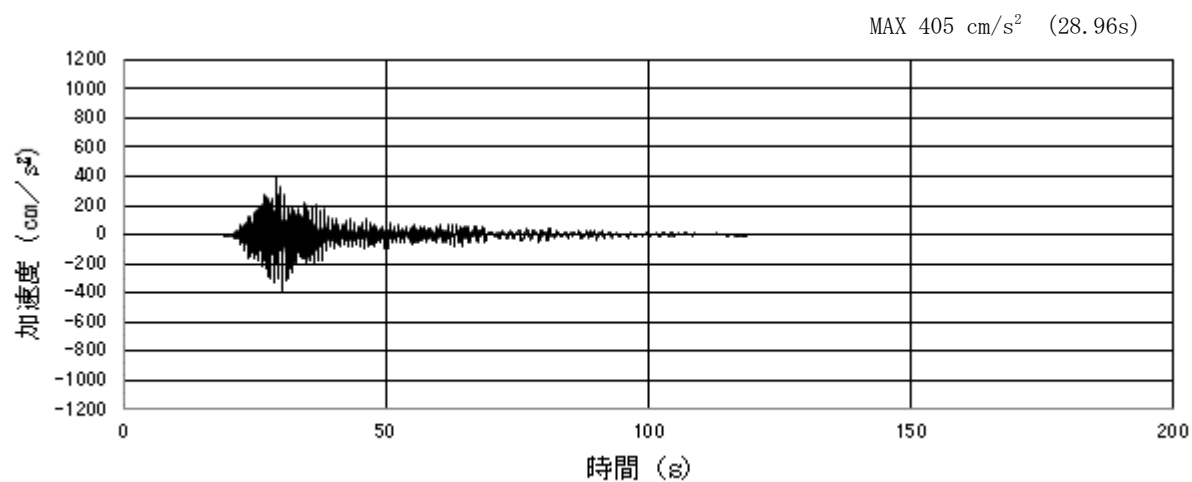


(a) 加速度時刻歴波形

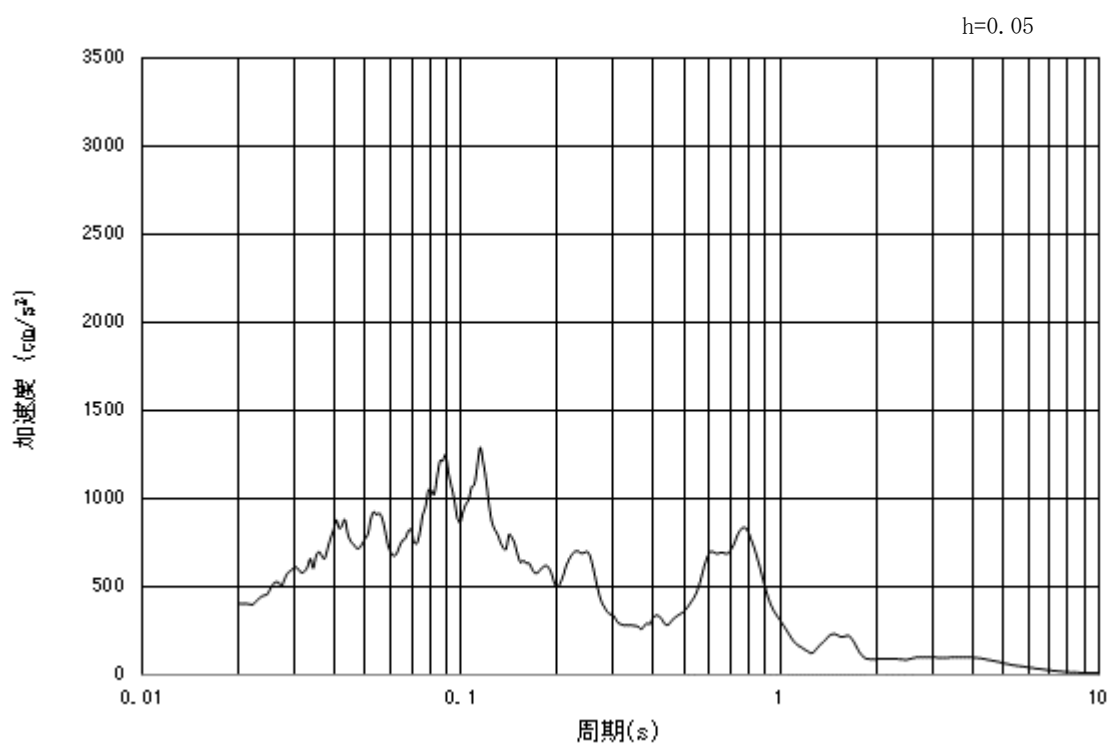


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (9) 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: $S_s - 1.4$)

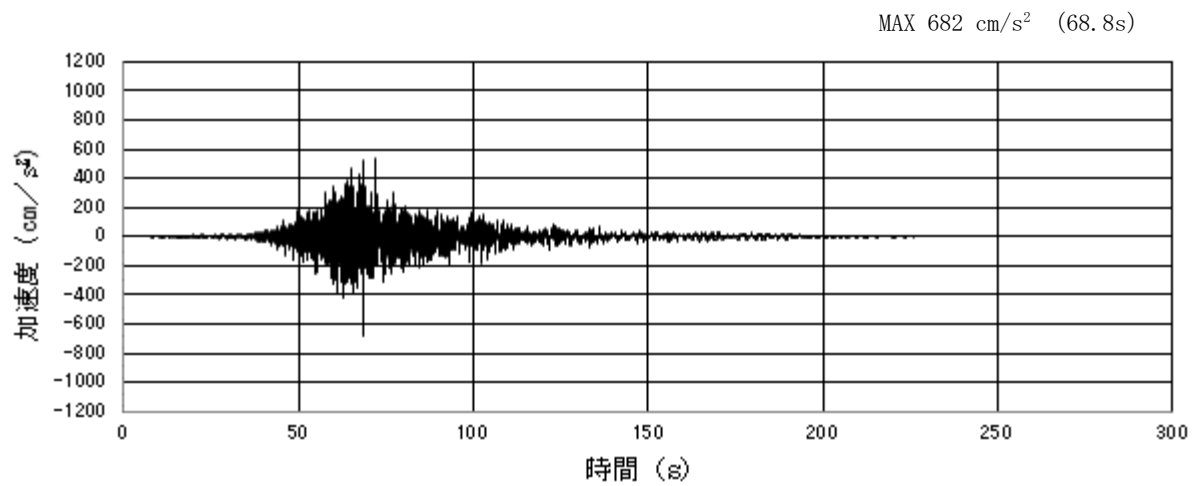


(a) 加速度時刻歴波形

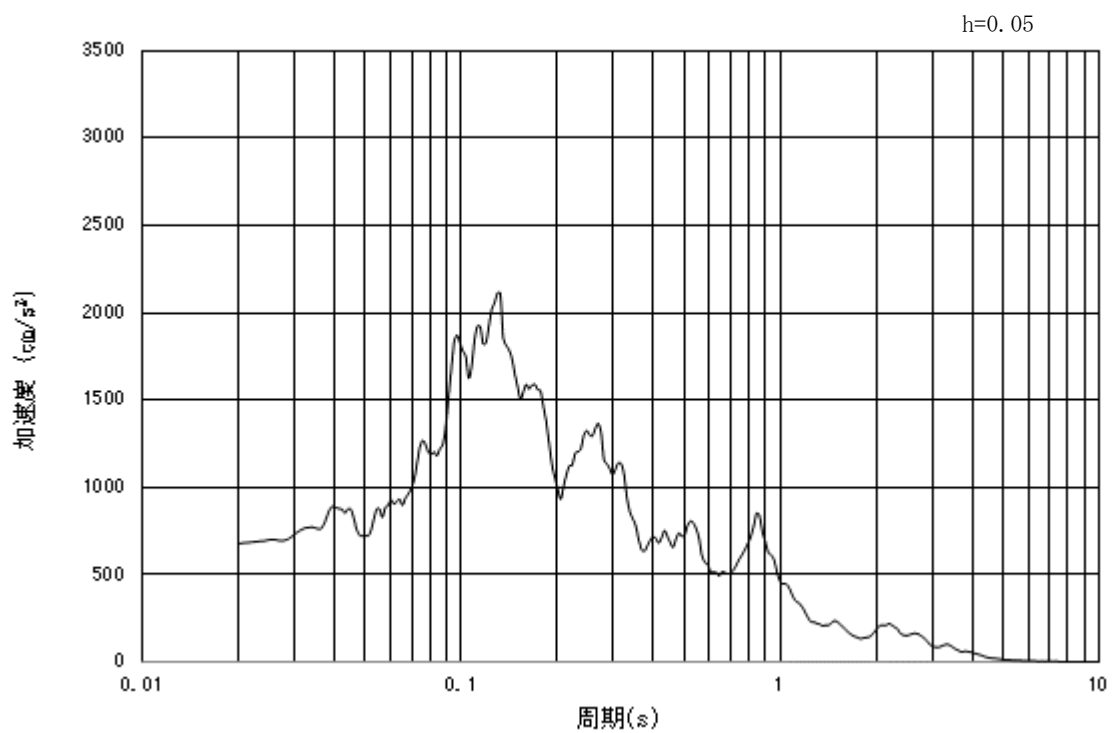


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (10) 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: $S_s - 1.4$)

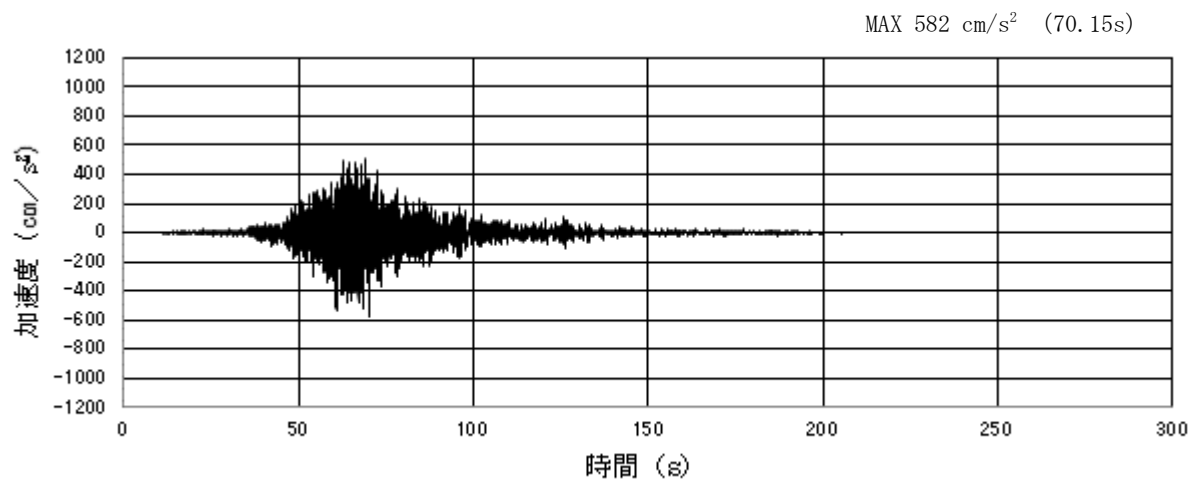


(a) 加速度時刻歴波形

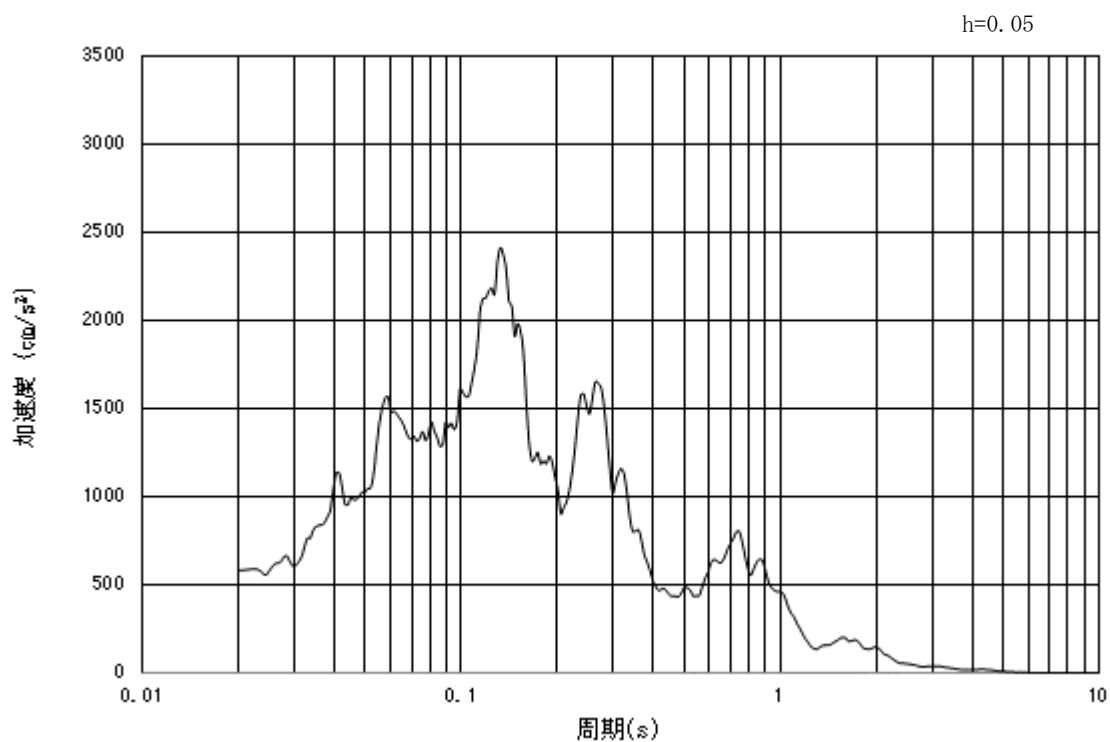


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (11) 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: $S_s - 2.1$)

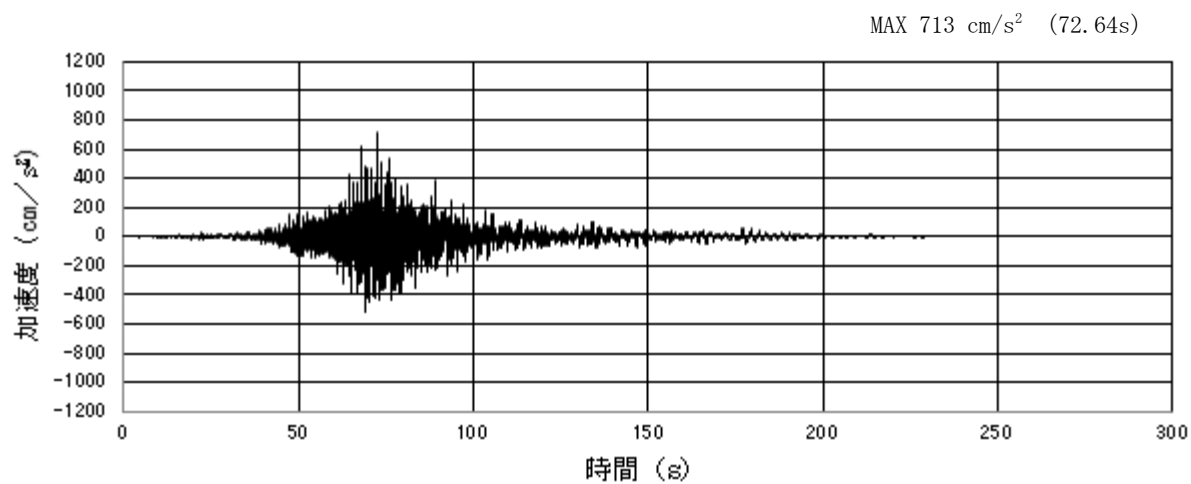


(a) 加速度時刻歴波形

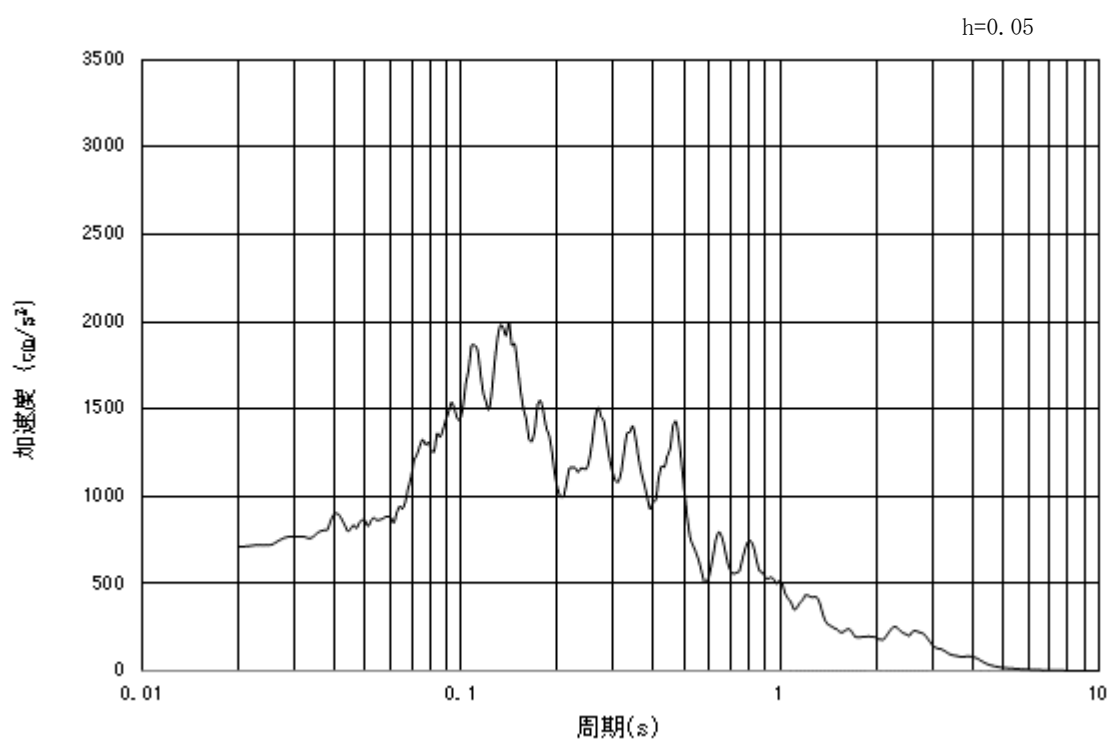


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (12) 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: $S_s - 2.1$)

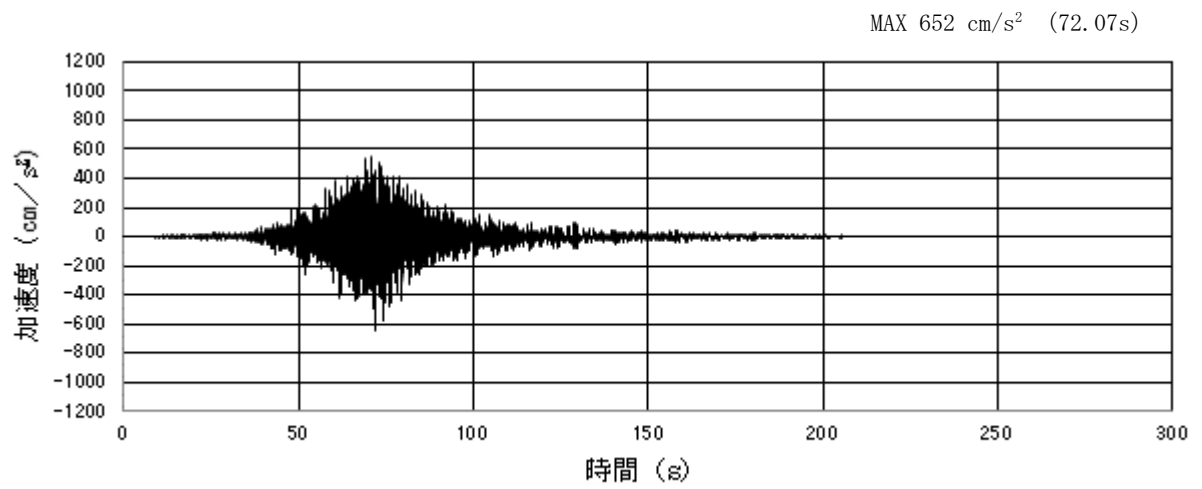


(a) 加速度時刻歴波形

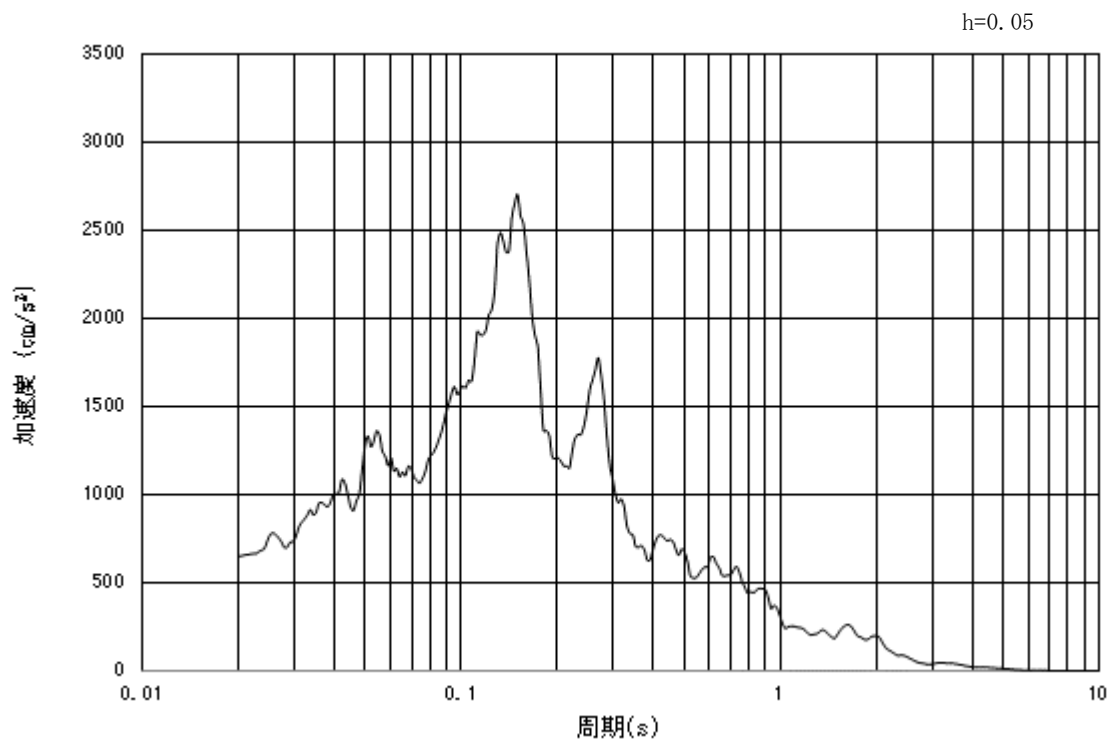


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (13) 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: $S_s - 2.2$)

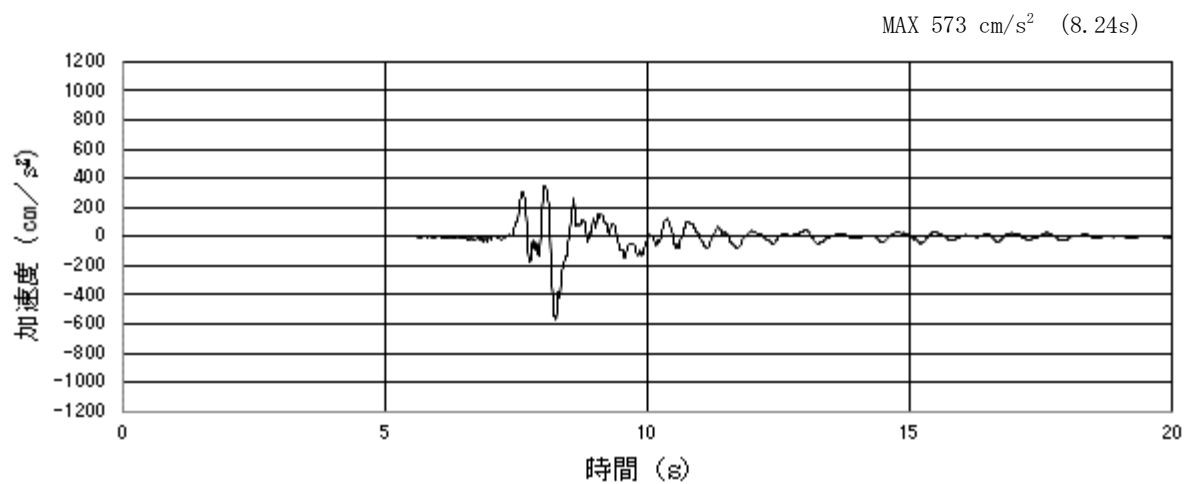


(a) 加速度時刻歴波形

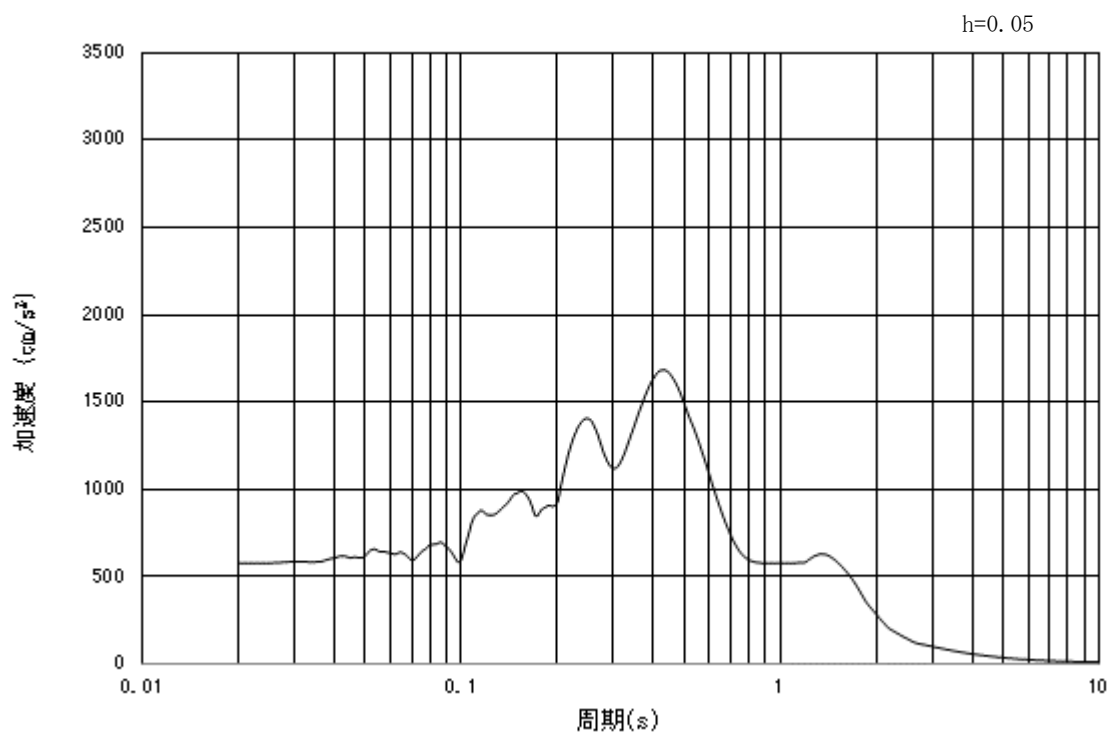


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (14) 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: $S_s - 2.2$)

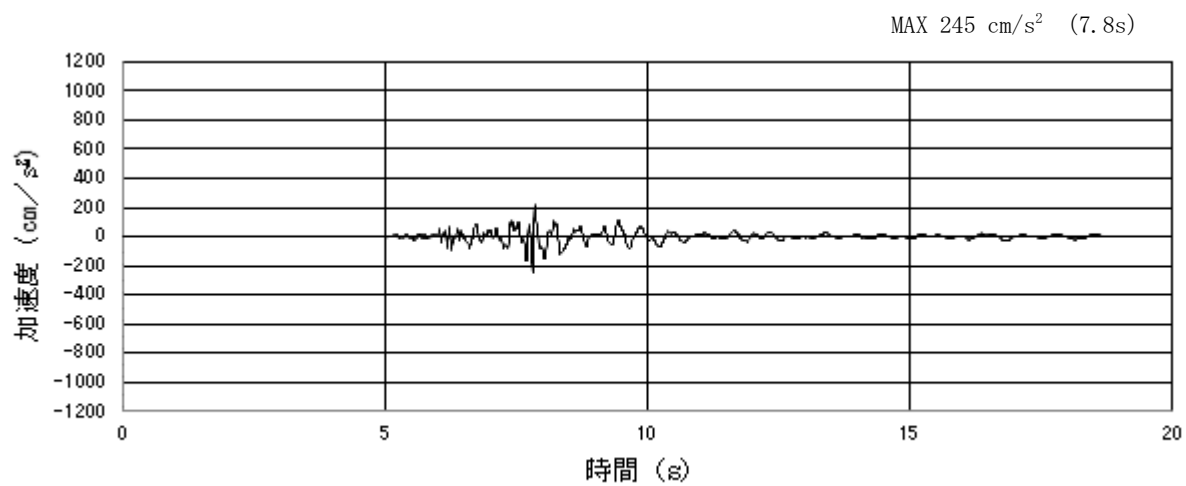


(a) 加速度時刻歴波形

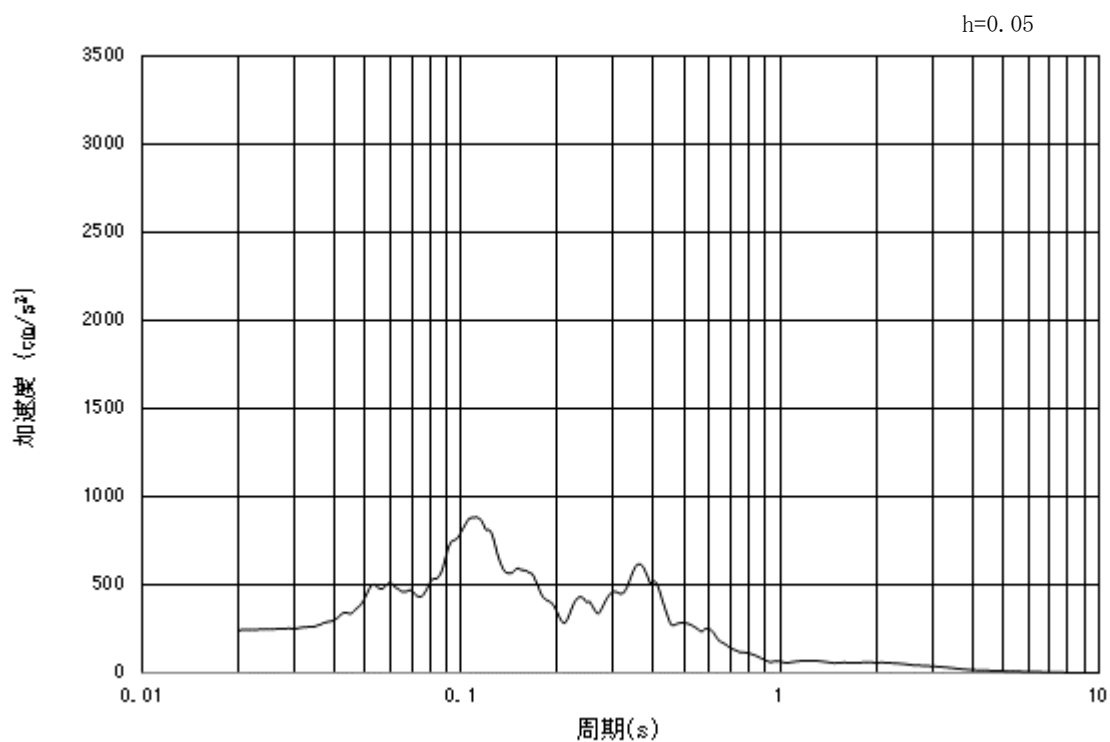


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (15) 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: $S_s - 3.1$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (16) 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: $S_s - 3.1$)

b. RC防潮壁部

「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書」の地震応答解析結果に示す入力地震動とする。

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 杭間部

a. 解析モデルの設定

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 -1987 を適用し、図 3.5.1-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割、すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し、要素高さを 1m 程度まで細分割して設定している。

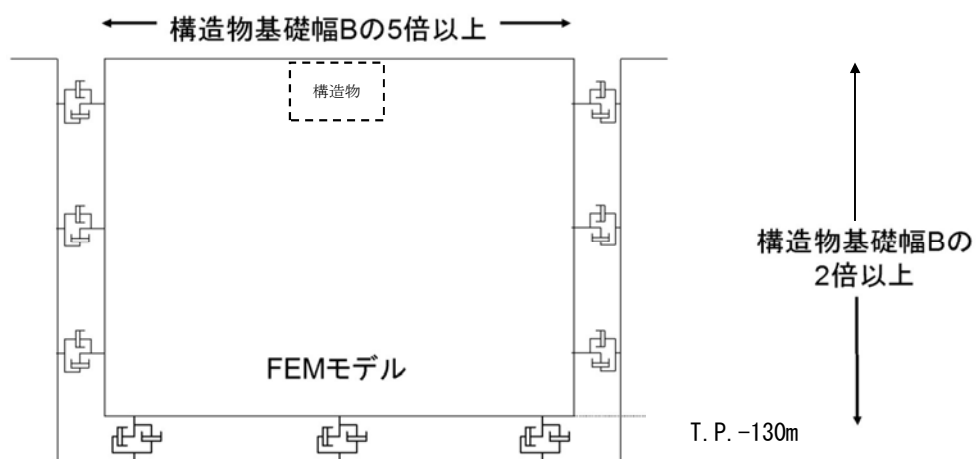


図 3.5.1-1 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5.1-2に示す。

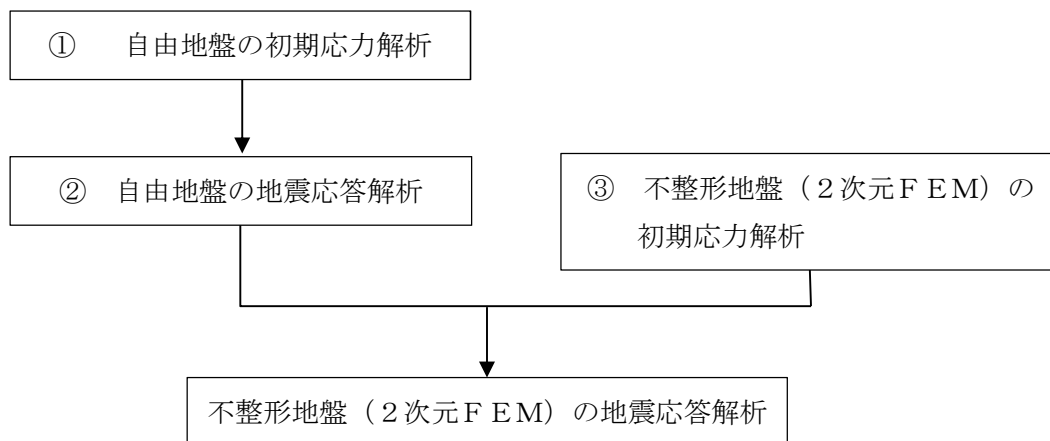


図 3.5.1-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5.1-3に示す。

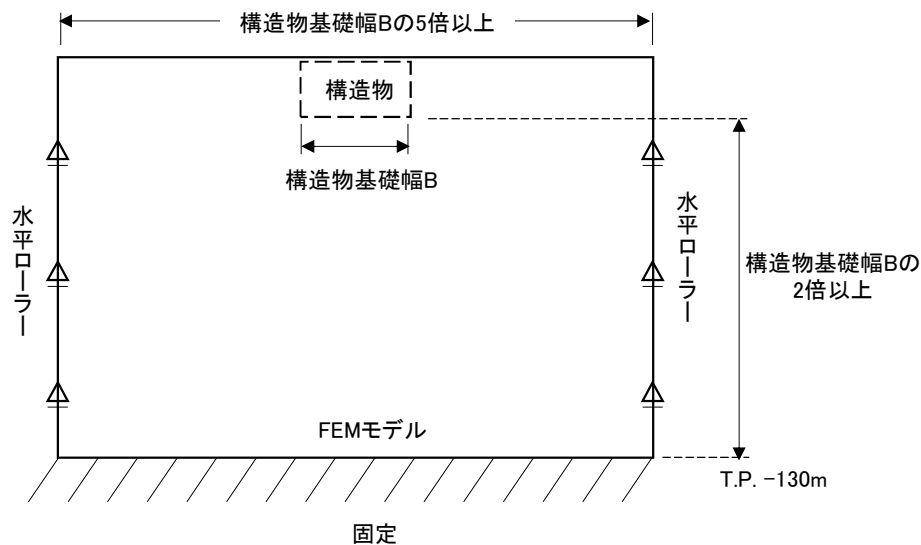


図 3.5.1-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

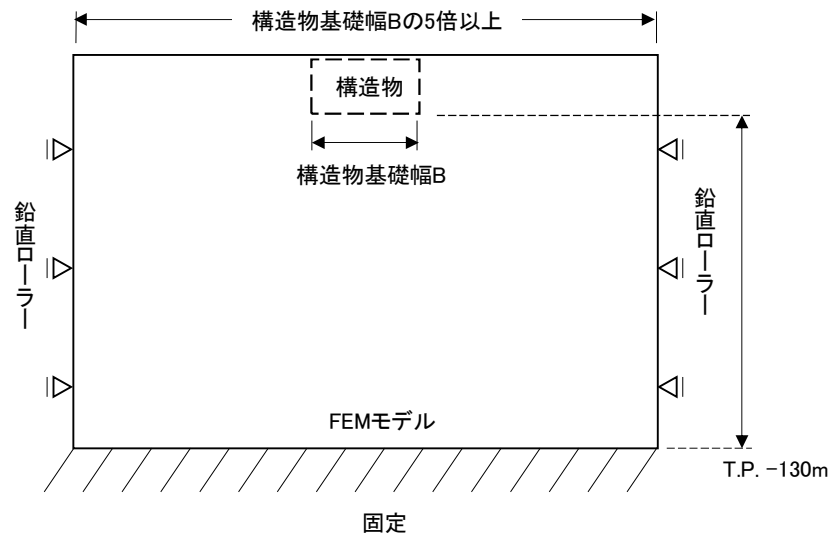


図 3.5.1-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(3) 構造物のモデル化

底版及び縦断面に垂直な側壁を線形はり要素でモデル化し、縦断面に平行な面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。

鋼管杭の要素分割については、杭と接している地盤と同じ要素高さで設定する。鉄筋コンクリートの要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002 年 5 月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分化して設定する。

また、図 3.5.1-5 に示す領域を剛域として設定する。

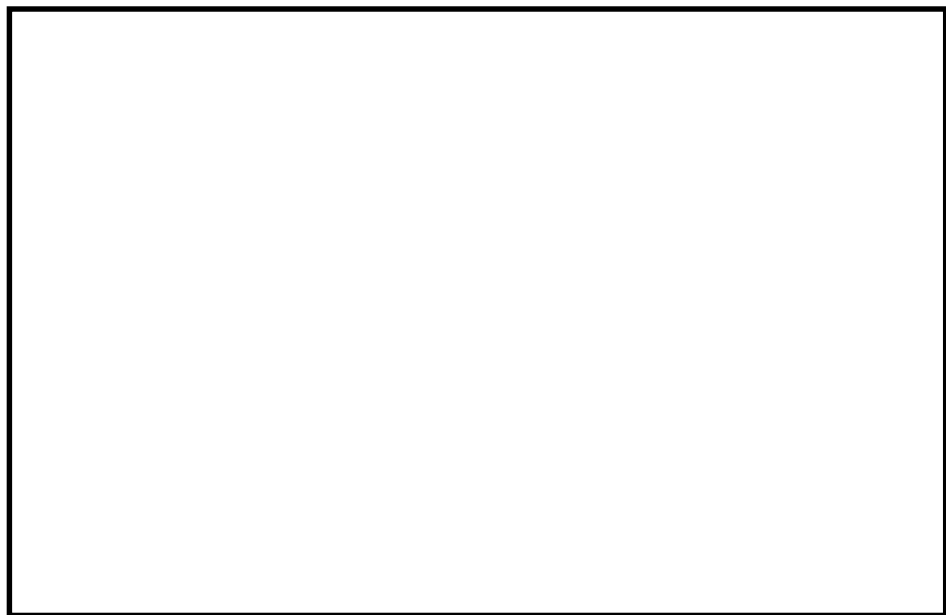


図 3.5.1-5 剛域の設定範囲

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

構内排水路逆流防止設備の地震応答解析モデルを図 3.5.1-6 に示す。

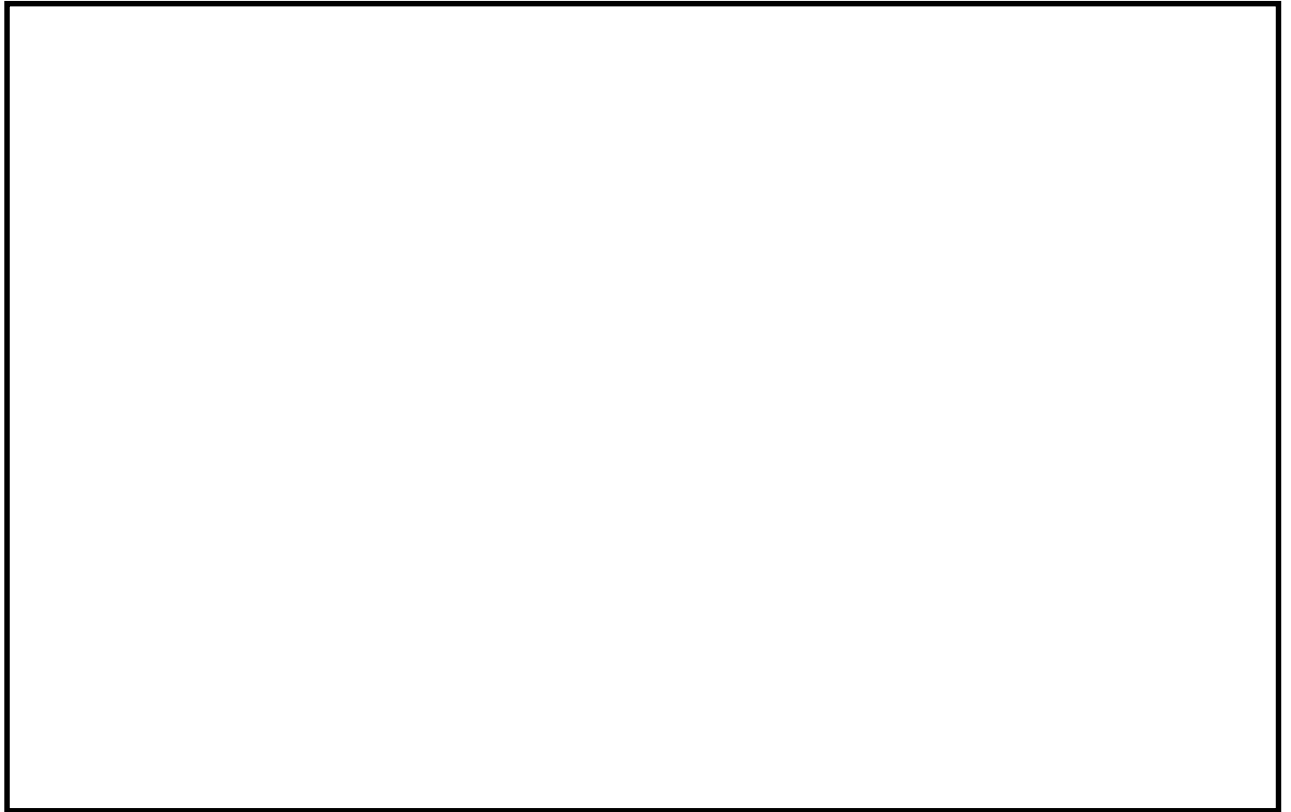


図 3.5.1-6 地震応答解析モデル

(5) ジョイント要素の設定

有効応力解析では、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。表 3.5.1-3 にジョイント要素の力学特性、図 3.5.1-7 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とする。(表 3.5.1-1 参照)

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-1 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 C (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$C=0.358-0.00603 \cdot z$	$\phi=23.2+0.0990 \cdot z$	—
地盤改良体		$C=1/2 \times q_u$	0.0	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5.1-2 のとおり設定する。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6

表 3.5.1-3 ジョイント要素の力学特性

ジョイント要素の力学的特性	
法線方向	せん断方向
<p>直応力</p> <p>圧縮</p> <p>剥離</p> <p>引張</p> <p>直ひずみ</p> <p>k_v</p>	<p>せん断応力</p> <p>すべり</p> <p>すべり</p> <p>せん断ひずみ</p> <p>k_s</p> <p>τ_f</p> <p>$-\tau_f$</p>

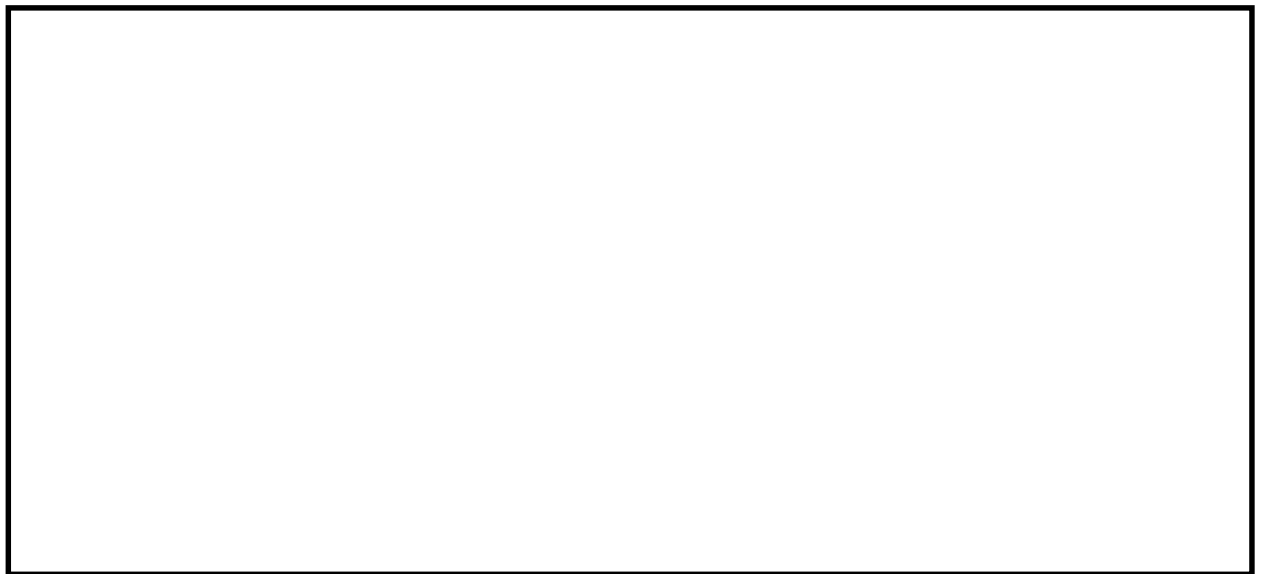


図 3.5.1-7 構内排水路逆流防止設備におけるジョイント要素の配置図

(6) 杭－地盤相互作用バネの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用バネを設けることにより、強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用バネの杭軸方向については、地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。c、 ϕ は周辺地盤の c、 ϕ とする。（表 3.5.1－4 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 付着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1－4 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

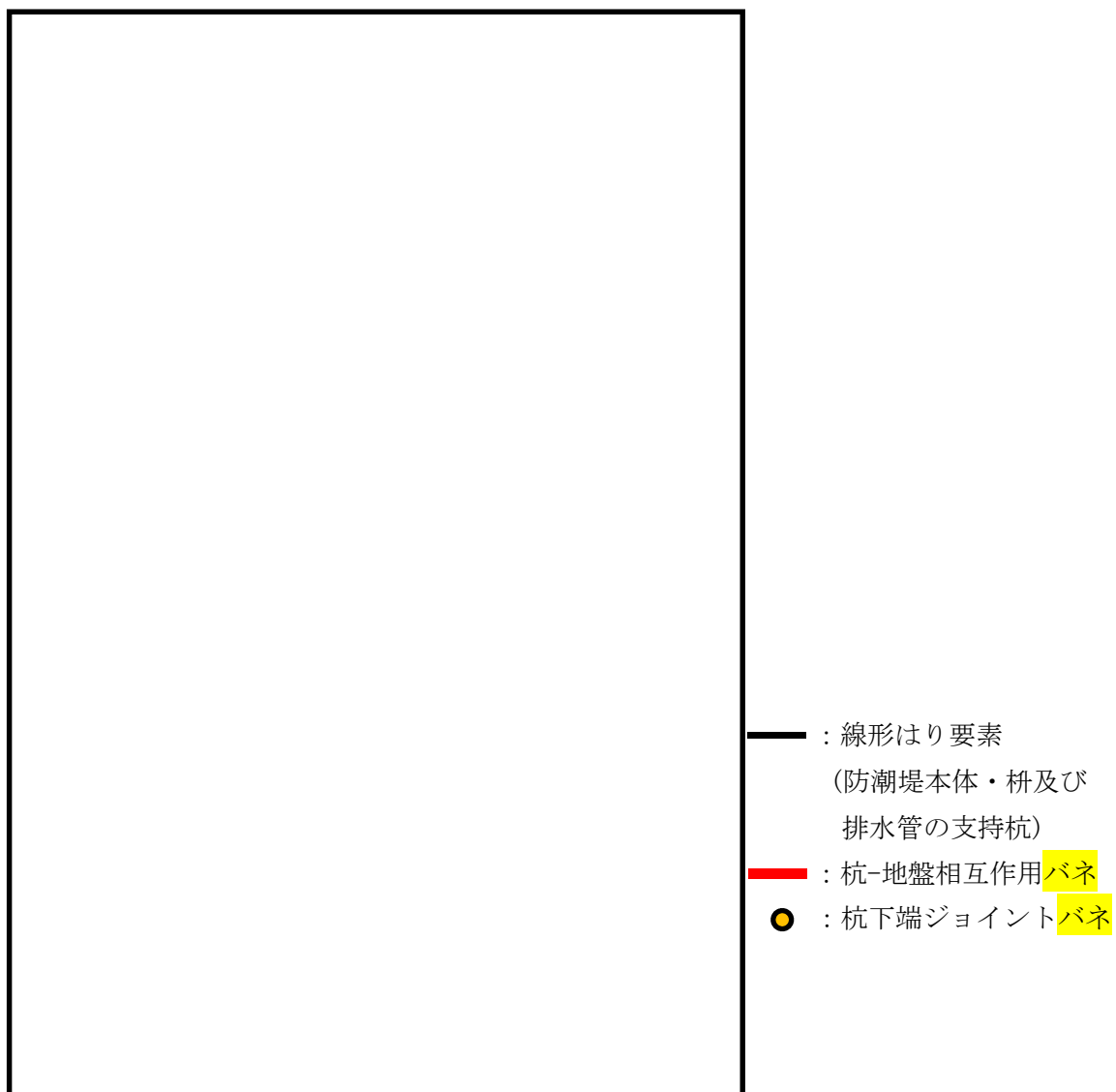
杭－地盤相互作用バネの杭軸方向のバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1－5 のとおり設定する。

また、杭－地盤相互作用バネの杭軸直角方向のバネ定数については、杭径及び杭間隔より設定される※。※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

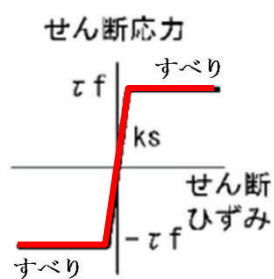
図 3.5.1－8 に杭－地盤相互作用バネ設定の考え方を示す。

表 3.5.1－5 杭－地盤相互作用バネのバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6



(a) 杭-地盤相互作用バネ配置図



(b) 杭-地盤相互作用バネ (杭軸方向) の力学的特性

図 3.5.1-8 杭-地盤相互作用バネ設定の考え方

(7) 杭下端ジョイントバネの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントバネを設けることにより、杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントバネは、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントバネのバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1-6 のとおり設定する。図 3.5.1-9 に杭下端ジョイントバネ設定の考え方を示す。

表 3.5.1-6 杭下端ジョイントバネのバネ定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

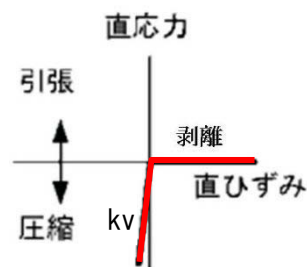


図 3.5.1-9 杭下端ジョイントバネ設定の考え方

(8) 減衰定数の設定

動的解析における構造物及び地盤の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰は $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月））とし、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（J E A G 4 6 0 1-1987）とする。

図 3.5.1-10 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5.1-7 に固有値解析結果を示す。

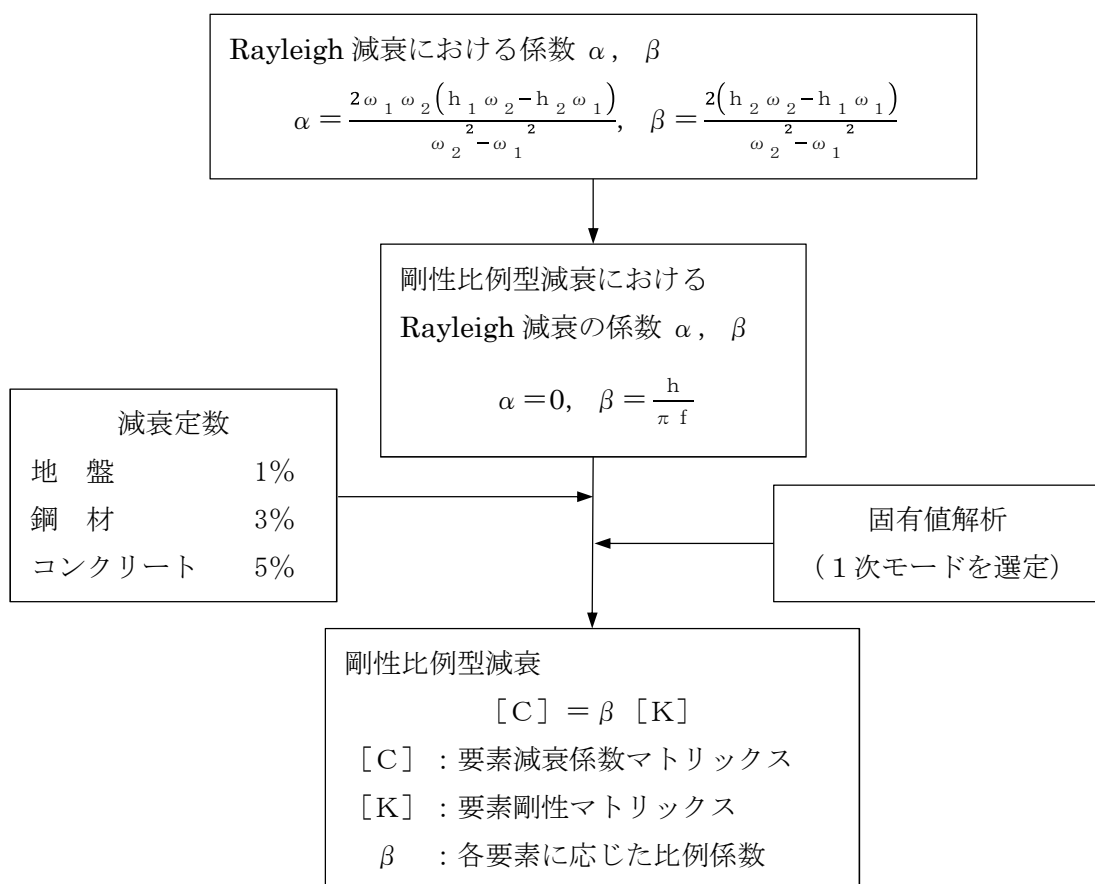


図 3.5.1-10 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.1-7 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.581	383.39	地盤の1次として採用
2	0.867	37.31	—
3	1.134	41.42	—
4	1.334	89.42	—
5	1.346	-233.50	構造物の1次として採用
6	1.434	41.85	—
7	1.465	71.67	—
8	1.554	-12.27	—
9	1.704	-11.41	—

表 3.5.1-7 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.616	396.17	地盤の1次として採用
2	0.938	32.46	—
3	1.232	-50.40	—
4	1.397	161.22	—
5	1.418	178.95	構造物の1次として採用
6	1.530	-37.81	—
7	1.554	45.67	—
8	1.647	8.49	—
9	1.842	8.75	—

表 3.5.1-7 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.541	369.90	地盤の1次として採用
2	0.799	35.96	—
3	1.034	34.00	—
4	1.249	-11.80	—
5	1.281	247.75	構造物の1次として採用
6	1.349	-66.72	—
7	1.362	96.90	—
8	1.472	-37.32	—
9	1.586	13.73	—

表 3.5.1-7 (4) 固有値解析結果（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）

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.559	384.75	地盤の1次として採用
2	0.836	29.66	—
3	1.091	-16.17	—
4	1.308	201.36	構造物の1次として採用
5	1.317	-113.82	—
6	1.396	3.92	—
7	1.429	-113.86	—
8	1.486	-26.67	—
9	1.663	-9.87	—

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.1-8 に、材料の物性値を表 3.5.1-9 に示す。

表 3.5.1-8 使用材料

諸元		
集水桧	鉄筋	SD490
	コンクリート	設計基準強度：50 N/mm ²
基礎杭*		φ 800 mm (SM570) t = 40

*：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部工編に従い腐食代 1 mm を考慮する。鋼管杭の断面照査及び鋼管杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.1-9 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5 ^{*1}	3.30×10 ⁴ ^{*1}	0.2 ^{*1}	5 ^{*2}
鋼管杭	77.0 ^{*1}	2.00×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}

注記 *1：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 14 年 3 月）

*2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表 3.5.1-10 に示す。

表 3.5.1-10 (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	D2g-2	
物理特性	密度 ()は地下水位で浅	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)	2.15	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70
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	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅	σ'_{ms}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅	G_{ms}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (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	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0
	液状化パラメータ	S_L	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_L	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_L	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	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	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_L	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	3.82	2.83	1.44

表 3.5.1-10 (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					
				第四系（非液状化層）					新第三系
				Ac	D2c-3	D2c-2	Im	D1c-1	Km
物理特性	密度 ()は地下水位で浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅	σ'_{ms}	kN/m ²	480	696	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
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅	G_{ms}	kN/m ²	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 3.5.1-10 (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 ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C _{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 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

表 3.5.1-10 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5\text{N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5\text{N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	

* 地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度：1.5 N/mm^2

d. 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.5.2 RC防潮壁部

地盤応答解析は、「5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の地震応答解析結果」を用いる。

3.6 解析ケース

3.6.1 杭間部

a. 耐震設計における検討ケース

構内排水路逆流防止設備（杭間部）及び出口側集水桝（杭間部）の耐震設計における検討ケースを表3.6.1-1に示す。全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケースにおいて、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥の中から追加検討ケースを実施する。

表 3.6.1-1 構内排水路逆流防止設備（杭間部）及び出口側集水桝（杭間部）の耐震設計における検討ケース

検討ケース	① 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）	② 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース	④ 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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 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）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

- b. 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース
 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表 3.6.1-2 に示す。

表 3.6.1-2 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）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			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S _s -D 1	(++)	1 ⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。	1	1 ⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
		(+-)		1	
		(-+)		1	
		(--)		1	
	S _s -1 1	(++)		1	
	S _s -1 2	(++)		1	
	S _s -1 3	(++)		1	
	S _s -1 4	(++)		1	
	S _s -2 1	(++)		1	
	S _s -2 2	(++)		1	
	S _s -3 1	(++)		1	
		(-+)		1	
計			1	12	1

3.6.2 R C防潮壁部

構内排水路逆流防止設備（R C防潮壁部）及び出口側集水桝（R C防潮壁部）の加速度応答抽出における検討ケースを表 3.6.2-1 に示す。

表 3.6.2-1 構内排水路逆流防止設備（R C防潮壁部）及び出口側集水桝（R C防潮壁部）の加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース			④ 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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ）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			敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波（位相）	S _s －D 1	(++)	①の検討において、最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施	1	①の検討において、最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施
		(+-)		1	
		(-+)		1	
		(--)		1	
	S _s －1 1	(++)		1	
	S _s －1 2	(++)		1	
	S _s －1 3	(++)		1	
	S _s －1 4	(++)		1	
	S _s －2 1	(++)		1	
	S _s －2 2	(++)		1	
	S _s －3 1	(++)		1	
		(-+)		1	
計			2	13	2

4. 構内排水路逆流防止設備の耐震評価

4.1 評価対象部位

追而

4.2 解析方法

追而

4.3 許容限界

追而

4.4 評価方法

追而

4.5 評価結果

追而

5. 出口側集水桝の耐震評価

5.1 評価対象部位

a. 杭間部

評価対象部位は、出口側集水桝（杭間部）の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、出口側集水桝（杭間部）を支持する鋼管杭とする。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、出口側集水桝（杭間部）の底版及び縦断面に垂直な側壁とする。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、出口側集水桝（杭間部）を支持する基礎地盤とする。

b. R C防潮壁部

評価対象部位は、出口側集水桝（R C防潮壁部）の底版及び縦断面に垂直な側壁とし、鉄筋コンクリート部材とする。

5.2 解析方法

a. 杭間部

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる２次元地震応答解析を行い、地震時の各構造部位の構造健全性及び支持性能を確認する。有効応力の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、２次元地震応答解析を実施する。

b. R C防潮壁部

地震応答解析は、必要となる設計震度を応答値より算出し、算出した設計震度によって水平地震動と鉛直地震動を同時加振し、鉄筋コンクリート部材としての構造健全性を確認する。

5.3 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

a. 杭間部

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「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14年3月）」に基づき、表5.3-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 5.3-1 鋼管杭の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ_{sa1}	382.5
		許容圧縮応力度 σ_{sa1}	
		許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「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）」及び「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）」に基づき，表 5-2 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

また，杭頭部に関しても，鉄筋コンクリートは表 5.3-2 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表 5.3-2 鉄筋コンクリート（杭間部）の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}^{*3}	24.0
		許容せん断応力度 τ_{a1}^{*1}	0.825 ^{*4}
		許容押抜きせん断応力度 $\tau_{a1}'^{*1}$	1.1
		許容支圧応力度 $\sigma_{ca}'^{*1}$	22.5
鉄筋	SD490 ^{*2}	許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	435
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	300

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：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）

*3：道路土工 カルバート工指針（（社）日本道路協会 平成 21 年度版）

*4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「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）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

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 : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、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 14 年 3 月）により以下の支持力算定式により設定する。極限支持力度を表 5.3-3 に示す。

極限支持力算定式（杭基礎〔中掘り工法〕）

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ：杭下端における単位面積あたりの極限支持力度（kN/m²）：コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u ：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m²）

* $c_{CUU} = q_u / 2$ より、 $q_u = c_{CUU} \times 2$ 。ここで、 c_{CUU} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における K_m 層の非排水せん断強度

A ：杭下端面積（m²）

U ：杭の周長（m）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

表 5.3-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	杭下端標高	支持岩盤の一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	極限支持力度 q_d (kN/m ²)
排水系統 I-2	T. P. -61.0 m	2096	6288

b. RC防潮壁部

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「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）」及び「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 14 年 3 月）」に基づき、表 5.3-4 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 5.3-4 鉄筋コンクリートの許容限界（RC防潮壁部）

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$ *1	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.675*3
	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} *1	21.0
		許容せん断応力度 τ_{a1} *1	0.825*3
		許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}' *1	1.65
		許容支圧応力度 σ_{ca}' *1	18.0
鉄筋	SD345*1	許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	294
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	294
	SD490*2	許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	435
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	300

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：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 14 年 3 月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「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）」に準拠し、次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

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 : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 出口側集水桝底版の支持力

出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）はＲＣ防潮基礎底版と一体化することから，防潮壁基礎と集水桝の接続鉄筋の健全性評価の確認をもって支持性能評価を満足するものとする。

5.4 評価方法

集水桝の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が、「5.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. 杭間部

出口側集水桝の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が、「5.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼管杭の評価手法

鋼管杭の評価は、杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

ロ. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、耐震評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

b. RC防潮壁部

出口側集水桝の耐震評価は、地震応答解析により得られる照査用応答値が、「5.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 梁部材としての評価

集水桝のRC防潮壁側を固定支持とし、底版と側壁を断面に考慮した片持ち梁モデルとする。また、地震応答解析にて算定された最大加速度により設計用震度を設定し、慣性力を考慮した二次元静的フレイム解析により鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。

2次元静的フレイム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-39「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

片持ち梁のモデル概念図を図5.4-1に示す。

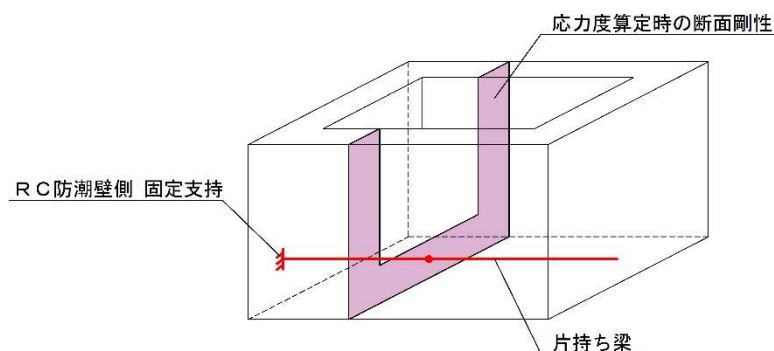


図5.4-1 片持ち梁モデル概念図

片持ち梁に生じる曲げモーメント及び軸力を底版及び側壁を考慮した断面剛性によって応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。また、せん断については側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

棲壁に作用する地震時土圧については、慣性力と逆向きに作用する場合は保守側に考慮しないものとする。土圧作用の概念図を図5.4-2に示す。

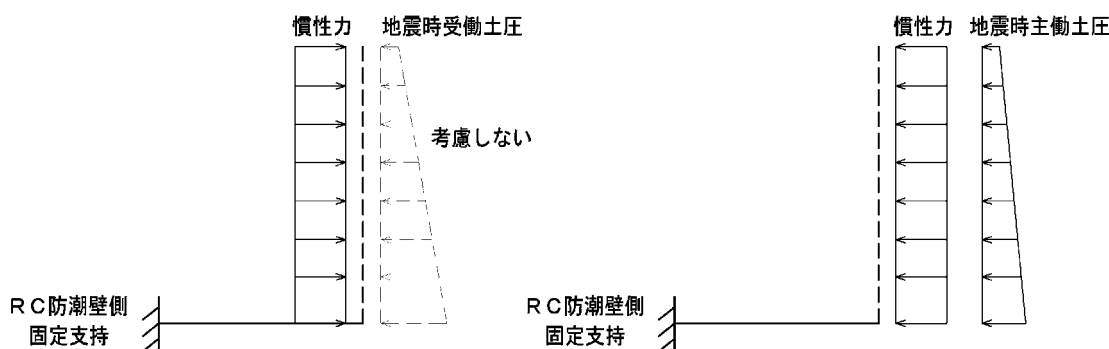


図5.4-2 土圧作用の概念図

(2) 面部材としての評価

集水枿の側壁については、底版及び両側壁との結合部を固定端、開口面となる上面を自由端とする三辺固定一辺自由スラブとして鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。

「(1) 梁部材としての評価」と同様に、地震応答解析にて算定された最大加速度により設計用震度を設定し、慣性力を考慮するものとする。

三辺固定版のモデル概念図を図 5.4-3 に示す。

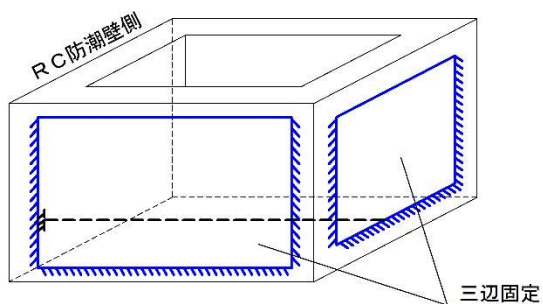


図 5.4-3 三辺固定版モデル概念図

側壁に生じる曲げモーメント及びせん断力に対して部材応力を算出し許容限界以下であることを確認する。

土圧作用の考え方については「(a) 梁部材としての評価と同様とする。

5.5 評価結果

5.5.1 杭間部

a. 地震応答解析結果

構内排水路逆流防止設備の I-2 断面における基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.5.1-1 に示す。本図は鋼管杭の曲げ軸照査結果が最も厳しくなる評価時刻における断面力を示したものである。図中の数値は，曲げモーメントおよび軸力については曲げに対する最小の安全率を与える値，せん断力についてはせん断に対する最小の安全率を与える値である。

また，構内排水路逆流防止設備の I-2 断面において，最大せん断ひずみ分布図を図 5.5.1-2 に，過剰間隙水圧比の分布図を図 5.5.1-3 に，加速度分布図を図 5.5.1-4 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ，過剰間隙水圧比及び加速度の全時刻における最大値の分布を示したものである。

(1) 断面力図

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

追而

曲げモーメント図 $t = 53.60s$

軸力図 $t = 53.60s$

せん断力図 $t = 53.56s$

図 5.5.1-1 (1) I-2 断面の断面力分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

- ・ 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

追而

曲げモーメント図 $t = 53.56s$

軸力図 $t = 53.56s$

せん断力図 $t = 53.57s$

図 5.5.1-1 (2) I-2 断面の断面力分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

(2) 最大せん断ひずみ分布図

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

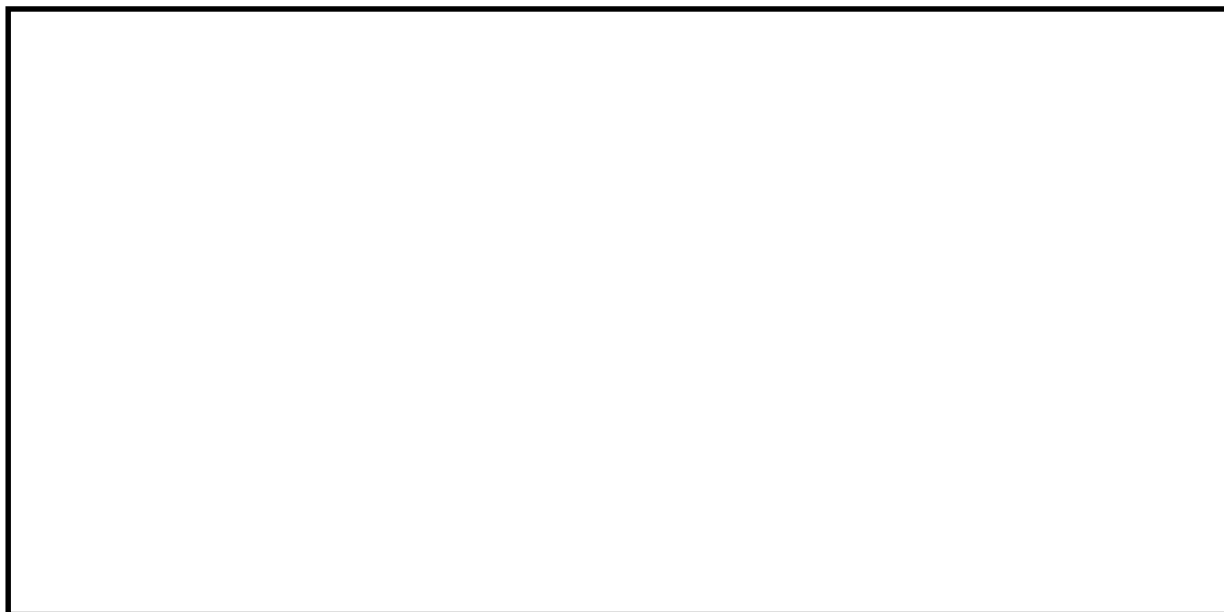
図 5.5.1-2 (1) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H+, V+])

- ・ 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

図 5.5.1-2 (2) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 [H+, V-])

(3) 過剰間隙水圧比分布図

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

図 5.5.1-3 I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ [H+, V+])

b. 耐震評価結果

(1) 鋼管杭の評価結果

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 5.5.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.5.1-2 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.5.1-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
I-2	40	0.09299	0.01682

表 5.5.1-2 曲げ軸力に対する安全率（I-2 断面）

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	2423	3079	177	382.5	0.47
	S _s -D 1 +-	2428	2875	175	382.5	0.46
	S _s -D 1 -+	2170	1099	141	382.5	0.37
	S _s -D 1 --	2279	-782	144	382.5	0.38
	S _s -1 1	887	746	61	382.5	0.16
	S _s -1 2	1299	2079	100	382.5	0.27
	S _s -1 3	1203	2071	94	382.5	0.25
	S _s -1 4	1034	2031	83	382.5	0.22
	S _s -2 1	1062	798	72	382.5	0.19
	S _s -2 2	1125	1861	87	382.5	0.23
	S _s -3 1 ++	2083	1355	138	382.5	0.37
	S _s -3 1 -+	1472	663	95	382.5	0.25
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 +-	2677	2539	186	382.5	0.49
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 +-	2008	2971	151	382.5	0.40
豊浦標準砂	S _s -D 1 +-	4530	2708	298	382.5	0.78
平均剛性 (非液化化)	S _s -D 1 +-	1745	1161	116	382.5	0.31
V _s +1σ 剛性 (非液化化)	S _s -D 1 +-	1539	1138	104	382.5	0.28

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.5.1-1 に、せん断に対する照査結果を表 5.5.1-3 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.5.1-3 せん断力に対する安全率（I-2 断面）

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	1846	20	217.5	0.10
	S _s -D 1 +-	1848	20	217.5	0.10
	S _s -D 1 -+	1778	19	217.5	0.09
	S _s -D 1 --	1800	19	217.5	0.09
	S _s -1 1	656	7	217.5	0.04
	S _s -1 2	1204	13	217.5	0.06
	S _s -1 3	1165	13	217.5	0.06
	S _s -1 4	940	10	217.5	0.05
	S _s -2 1	785	8	217.5	0.04
	S _s -2 2	1028	11	217.5	0.06
	S _s -3 1 ++	1049	11	217.5	0.06
	S _s -3 1 -+	873	9	217.5	0.05
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 +-	1615	17	217.5	0.08
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 +-	1699	18	217.5	0.09
豊浦標準砂	S _s -D 1 +-	2991	32	217.5	0.15
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	863	9	217.5	0.05
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	824	9	217.5	0.05

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

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 5.5.1-4 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.5.1-5 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.5.1-4 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm^2)
I-2	0.15	0.65	D32@200	39.7

表 5.5.1-5 (1) 曲げ軸力 (引張) に対する安全率 (I-2 断面)

地盤	地震動	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 引張応力 (N/mm^2)	短期許容 応力 (N/mm^2)	照査値
平均剛性	S_s-D1++	529	162	214	435	0.50
	S_s-D1+-	535	164	216	435	0.50
	S_s-D1-+	465	152	187	435	0.43
	S_s-D1--	442	146	177	435	0.41
	S_s-11	332	104	134	435	0.31
	S_s-12	336	154	129	435	0.30
	S_s-13	339	109	136	435	0.32
	S_s-14	328	111	131	435	0.31
	S_s-21	385	124	155	435	0.36
	S_s-22	391	129	157	435	0.37
	S_s-31++	717	218	290	435	0.67
	S_s-31-+	523	-176	255	435	0.59
$V_s+1\sigma$ 剛性	S_s-D1+-	472	142	191	435	0.44
$V_s-1\sigma$ 剛性	S_s-D1+-	591	182	239	435	0.55
豊浦標準砂	S_s-D1+-	383	126	154	435	0.36
平均剛性 (非液状化)	S_s-D1+-	606	162	248	435	0.58
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)	S_s-D1+-	547	148	223	435	0.52

表 5.5.1-5 (2) 曲げ軸力 (圧縮) に対する安全率 (I-2 断面)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力 (N/mm ²)	照査値
平均剛性	S _s -D 1 ++	529	162	7.60	21	0.37
	S _s -D 1 +-	535	164	7.68	21	0.37
	S _s -D 1 -+	465	152	6.68	21	0.32
	S _s -D 1 --	442	146	6.36	21	0.31
	S _s -1 1	332	104	4.76	21	0.23
	S _s -1 2	336	154	4.83	21	0.23
	S _s -1 3	339	109	4.87	21	0.24
	S _s -1 4	328	111	4.72	21	0.23
	S _s -2 1	385	124	5.53	21	0.27
	S _s -2 2	391	129	5.62	21	0.27
	S _s -3 1 ++	717	218	10.30	21	0.5
	S _s -3 1 -+	523	-176	7.40	21	0.36
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 +-	472	142	6.78	21	0.33
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 +-	591	182	8.49	21	0.41
豊浦標準砂	S _s -D 1 +-	383	126	5.50	21	0.27
平均剛性 (非液化化)	S _s -D 1 +-	606	162	8.69	21	0.42
V _s +1σ 剛性 (非液化化)	S _s -D 1 +-	547	148	7.85	21	0.38

(2) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.5.1-6 に、せん断力に対する照査結果を表 5.5.1-7 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.5.1-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	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 (mm ²)
I-2	D22@200	0.4	1935

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

$$V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1000 = 233.15$$

$$V_s = 1935 \times 300/1.15 \times 0.65/0.4/1000 = 820.27$$

$$V_a = 233.15 + 820.27 = 1053.42$$

表 5.5.1-7 せん断力に対する安全率 (I-2 断面)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
平均剛性	$S_s-D 1 ++$	827	1053.4	0.79
	$S_s-D 1 +-$	807	1053.4	0.77
	$S_s-D 1 -+$	691	1053.4	0.66
	$S_s-D 1 --$	647	1053.4	0.62
	$S_s-1 1$	493	1053.4	0.47
	$S_s-1 2$	600	1053.4	0.57
	$S_s-1 3$	584	1053.4	0.56
	$S_s-1 4$	496	1053.4	0.48
	$S_s-2 1$	565	1053.4	0.54
	$S_s-2 2$	533	1053.4	0.51
	$S_s-3 1 ++$	820	1053.4	0.78
	$S_s-3 1 -+$	540	1053.4	0.52
$V_s+1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1 +-$	696	1053.4	0.67
$V_s-1\sigma$ 剛性	$S_s-D 1 +-$	874	1053.4	0.83
豊浦標準砂	$S_s-D 1 +-$	622	1053.4	0.60
平均剛性 (非液状化)	$S_s-D 1 +-$	693	1053.4	0.66
$V_s+1\sigma$ 剛性 (非液状化)	$S_s-D 1 +-$	668	1053.4	0.64

(3) 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5.5.1-8 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 5.5.1-8 極限支持力に対する安全率（I-2 断面）

地盤	地震動	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
平均剛性	S _s -D 1 ++	1149	6288
	S _s -D 1 +-	1166	6288
	S _s -D 1 -+	1291	6288
	S _s -D 1 --	1189	6288
	S _s -1 1	1053	6288
	S _s -1 2	1111	6288
	S _s -1 3	1106	6288
	S _s -1 4	1044	6288
	S _s -2 1	1069	6288
	S _s -2 2	1080	6288
	S _s -3 1 ++	797	6288
	S _s -3 1 -+	876	6288
V _s +1σ 剛性	S _s -D 1 +-	1191	6288
V _s -1σ 剛性	S _s -D 1 +-	1159	6288
豊浦標準砂	S _s -D 1 +-	1265	6288
平均剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	1109	6288
V _s +1σ 剛性 (非液状化)	S _s -D 1 +-	1123	6288

5.5.2 R C防潮壁部

a. 鉄筋コンクリートの評価結果

追而

曲げに対する照査結果を表 5-12 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5-12 曲げに対する安全率

コンクリート

荷重ケース	設計基準強度	発生曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	許容曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率
地震時 (本震)	40 N/mm ²			

鉄筋

荷重ケース	配筋 (SD490)	発生曲げ引張 応力 (N/mm ²)	許容曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率
地震時 (本震)	D32@150			

b. せん断に対する照査

追而

せん断に対する照査結果を表 5-13 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5-13 せん断に対する安全率

コンクリート

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断 応力 (N/mm ²)	許容せん断 応力 (N/mm ²)	安全率
地震時 (本震)	40 N/mm ²			

鉄筋

荷重ケース	スターラップ° (SD345)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	許容せん断 応力 (N/mm ²)	安全率
地震時 (本震)	D19@150			

5.5.3 まとめ

「5.5.1 杭間部」及び「5.5.2 R C防潮壁部」の評価結果の全ての評価項目において、構内排水路逆流防止設備の出口側集水桝の評価対象部位に作用する応力の照査値及び接地圧が許容限界以下であることを確認した。

構内排水路逆流防止設備の耐震安全性評価に関する参考資料

1 減衰の設定について

地震応答解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3%（道路橋示方書（V 耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とし、コンクリートの減衰定数は 5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

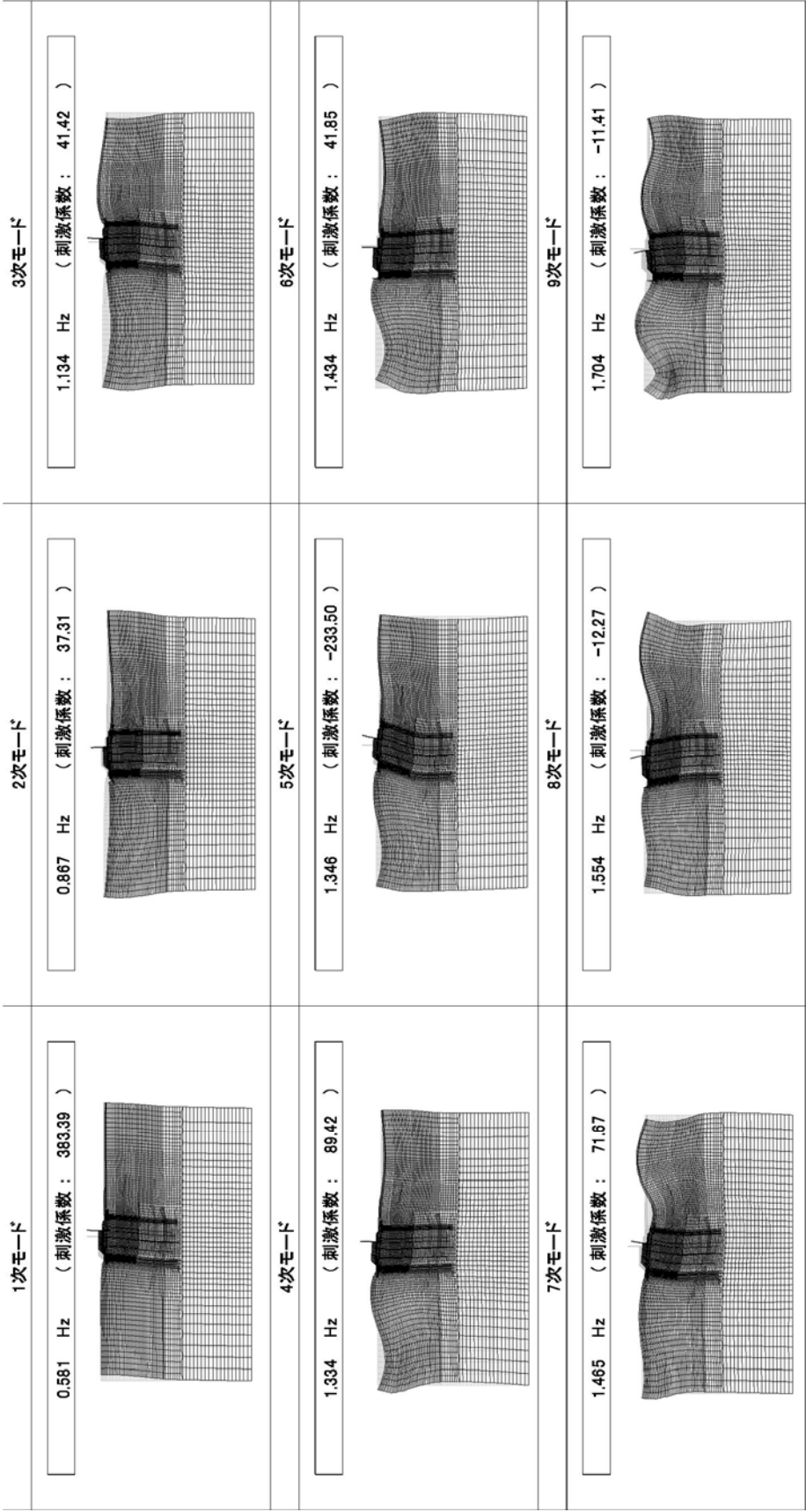


図 1-1 (1) 集水桝 (杭間部) の固有値解析結果

(I - 2 断面 検討ケース① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

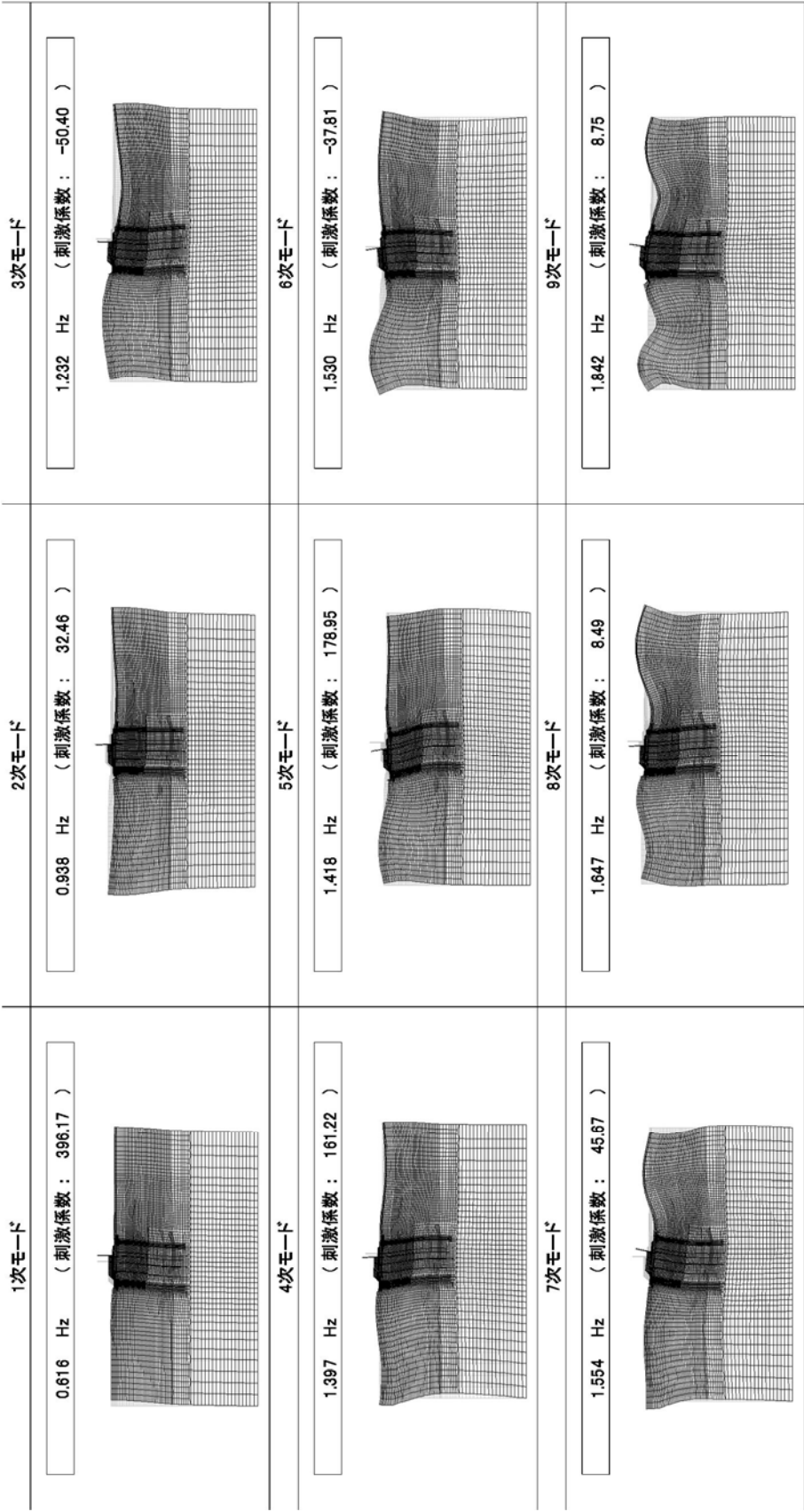


図 1-1 (2) 集水桝 (杭間部) の固有値解析結果

(I - 2 断面 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+ 1 σ) した解析ケース)

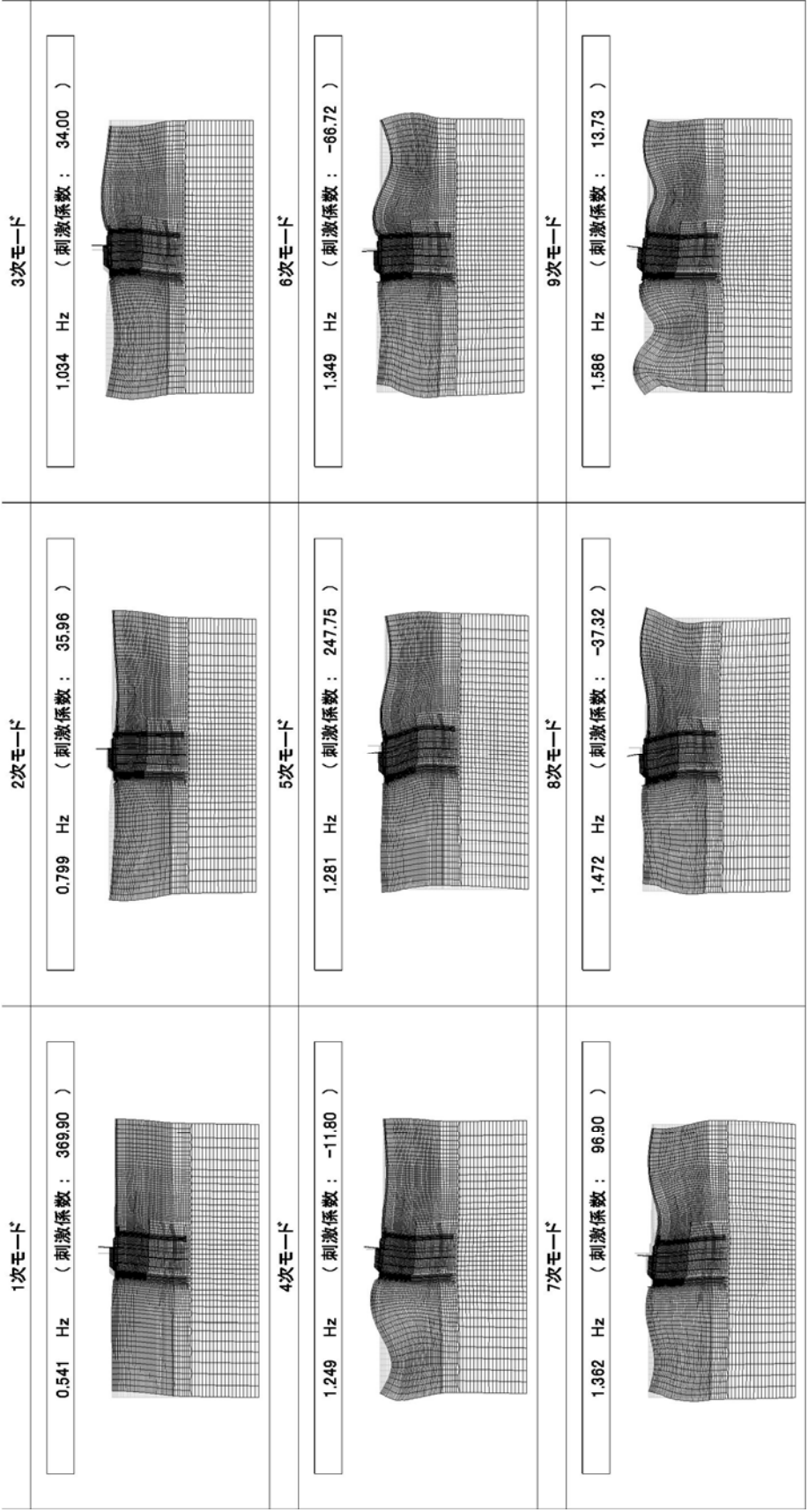


図 1-1 (3) 集水桝 (杭間部) の固有値解析結果

(I - 2 断面 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (- 1 σ) した解析ケース)

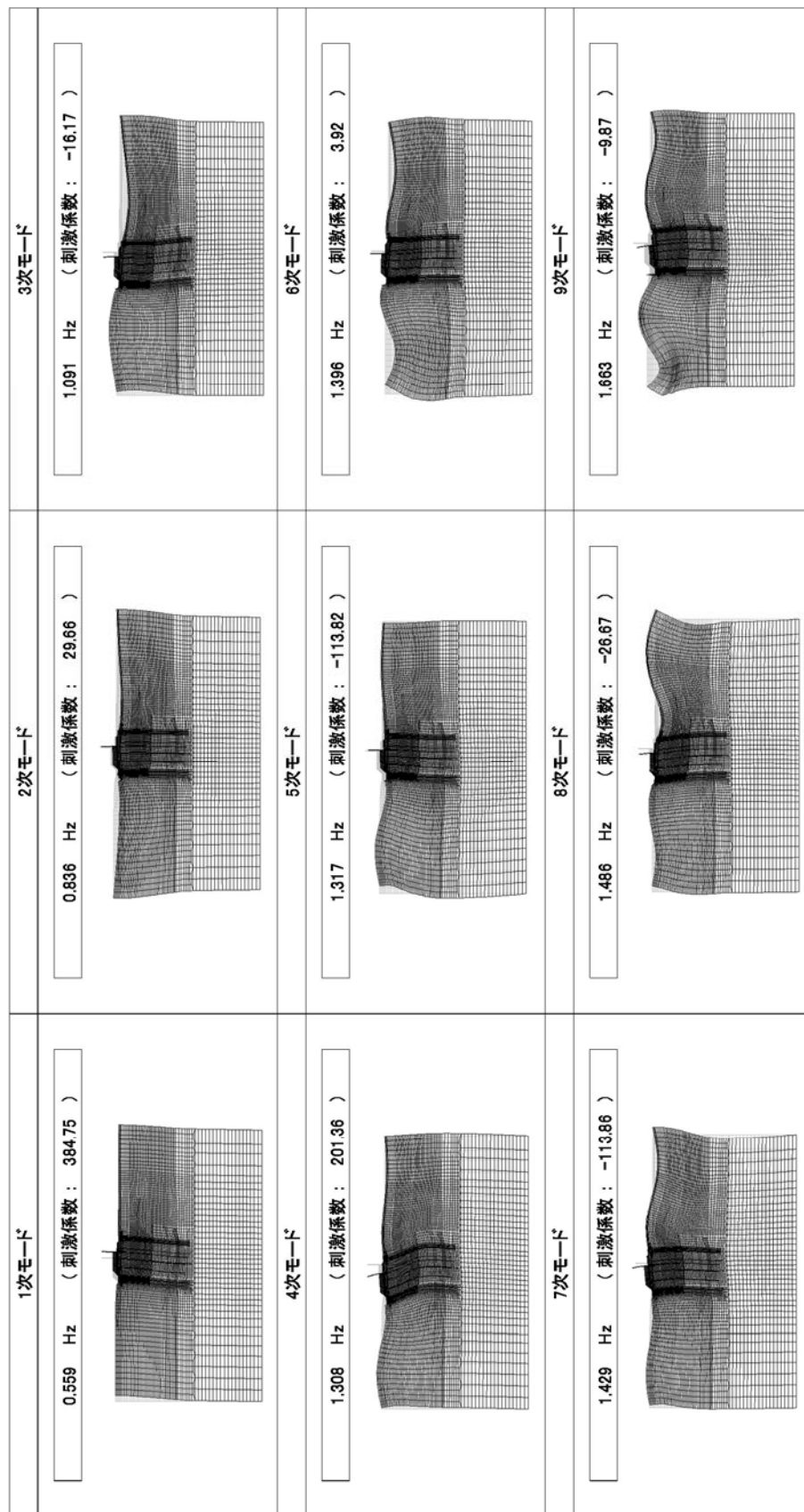


図 1-1 (4) 集水桟（杭間部）の固有値解析結果

(I - 2 断面 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)

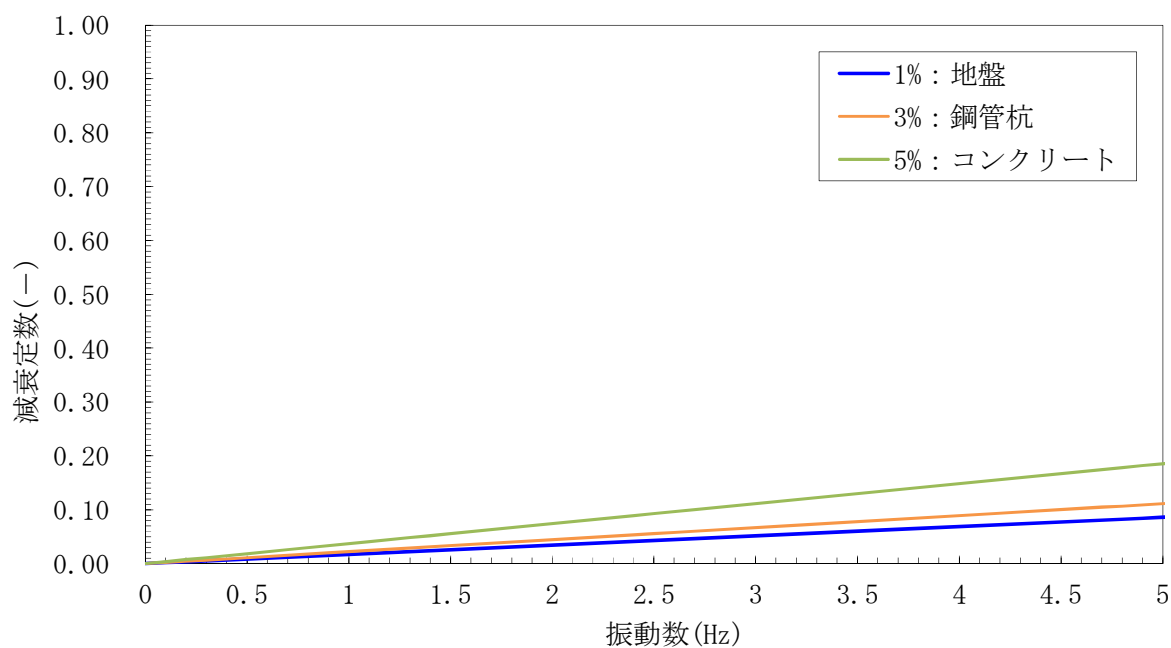


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

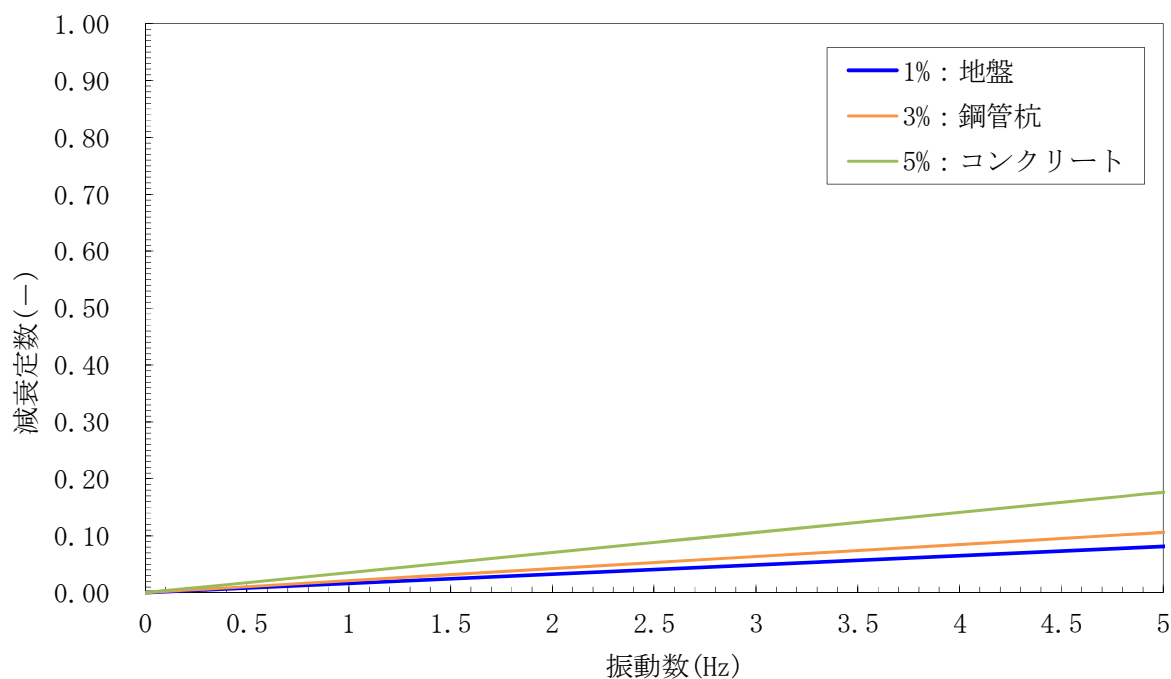


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+ 1 σ) した解析ケース)

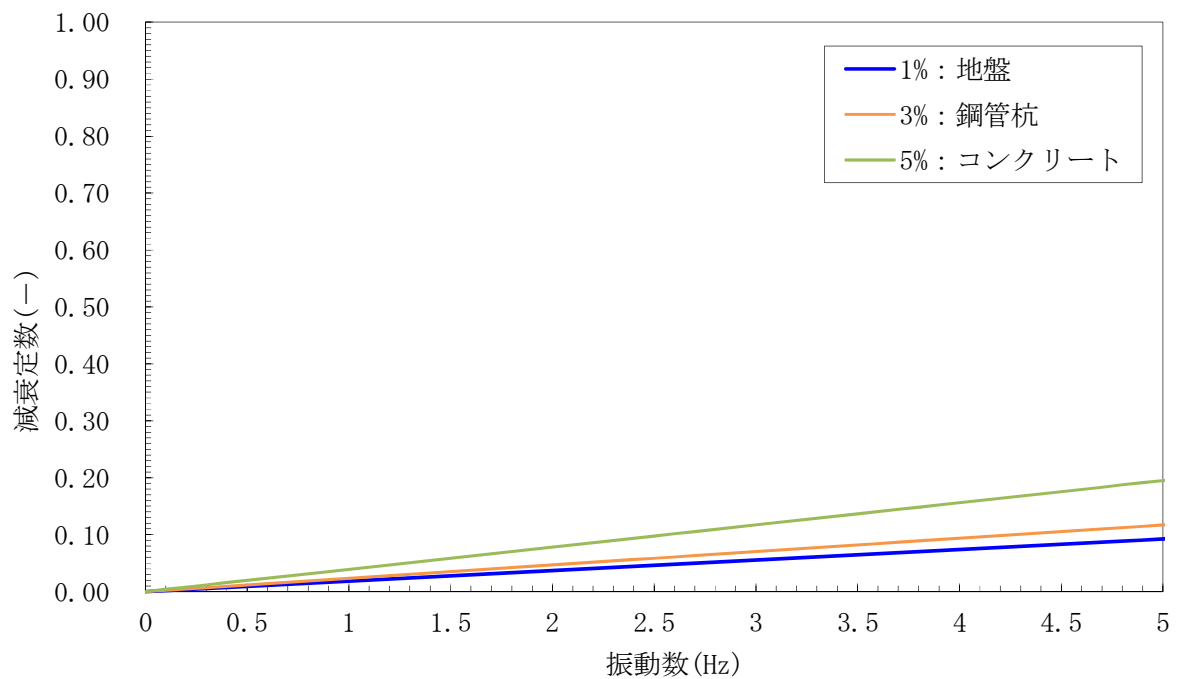


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (- 1 σ) した解析ケース)

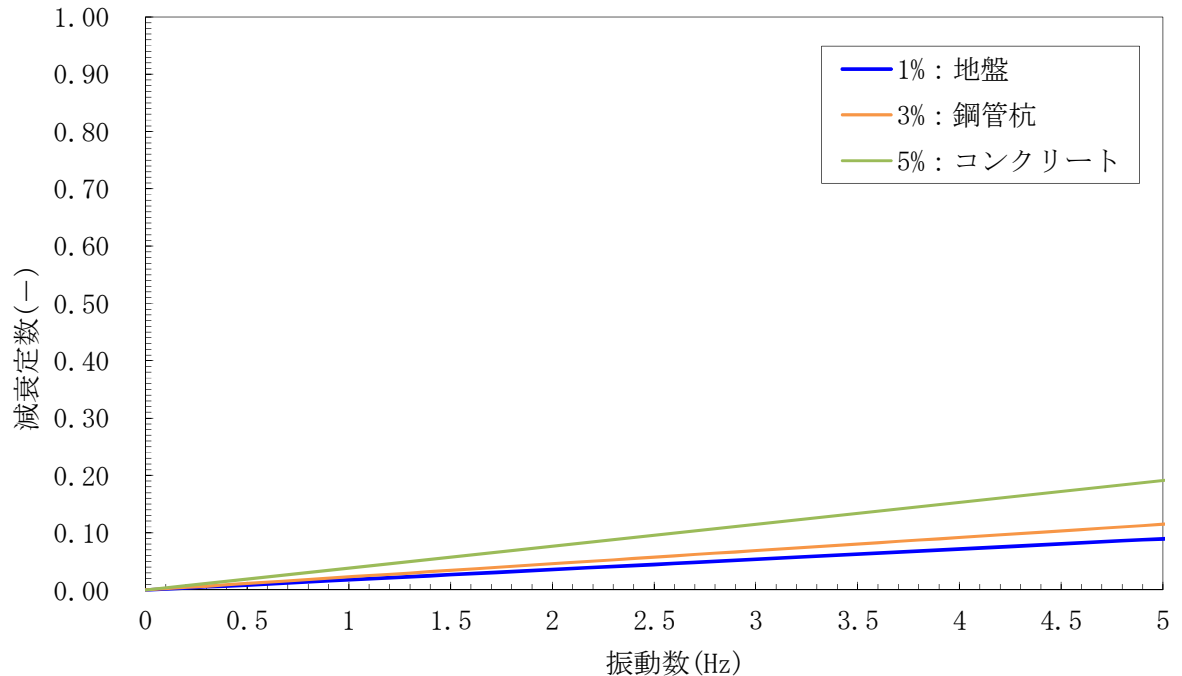


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 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)

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

目次

1. 概要	2
2. 基本方針	3
2.1 位置	3
2.2 構造概要	5
2.3 評価方針	12
2.4 適用基準	22
3. 強度評価方法	23
3.1 記号の定義	23
3.2 評価対象断面及び部位	24
3.3 荷重及び荷重の組合せ	28
3.4 許容限界	38
3.5 評価方法	43
4. 評価結果	82
4.1 津波時の強度評価結果	82
4.2 重畳時の強度評価結果	89
4.3 まとめ	99

1. 概要

本資料は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち構内排水路逆流防止設備が津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

構内排水路逆流防止設備が設置される構内排水路は、大きく分けて、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭間部に設置するもの（以下「杭間部」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁部に設置するもの（以下「RC防潮壁部」という。）の二つの構造形式に区分される。

構内排水路逆流防止設備（杭間部）は、防潮堤の杭間を通る鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水桝及び出口側の集水桝に設置される鋼製のフラップゲートから構成される構造物である。

構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）は、鉄筋コンクリート防潮壁の底版内に埋設される鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水桝及び出口側の集水桝に設置される鋼製のフラップゲートから構成される構造物である。

集水桝は、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。支持形式の違いにより、鋼管杭を介するもの（以下、「集水桝（杭間部）」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化させるもの（以下、「集水桝（RC防潮壁部）」という。）に区分される。堤内側で接続する集水桝（以下、「入口側集水桝」という。）と堤外側で接続する集水桝（以下、「出口側集水桝」という。）があり、構内排水路逆流防止設備は出口側集水桝に設置する。

貫通部配水管は、管の縦断方向の数ヶ所で鋼管杭基礎（以下、「貫通部排水管杭基礎」という。）により支持されているものと、鉄筋コンクリート防潮壁の底版に埋設されるもの（以下、「貫通部配水管RC底版」という。）に区分される。

評価対象は耐震重要度分類Sクラスである構内排水路逆流防止設備及び出口側集水桝が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重や余震荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。

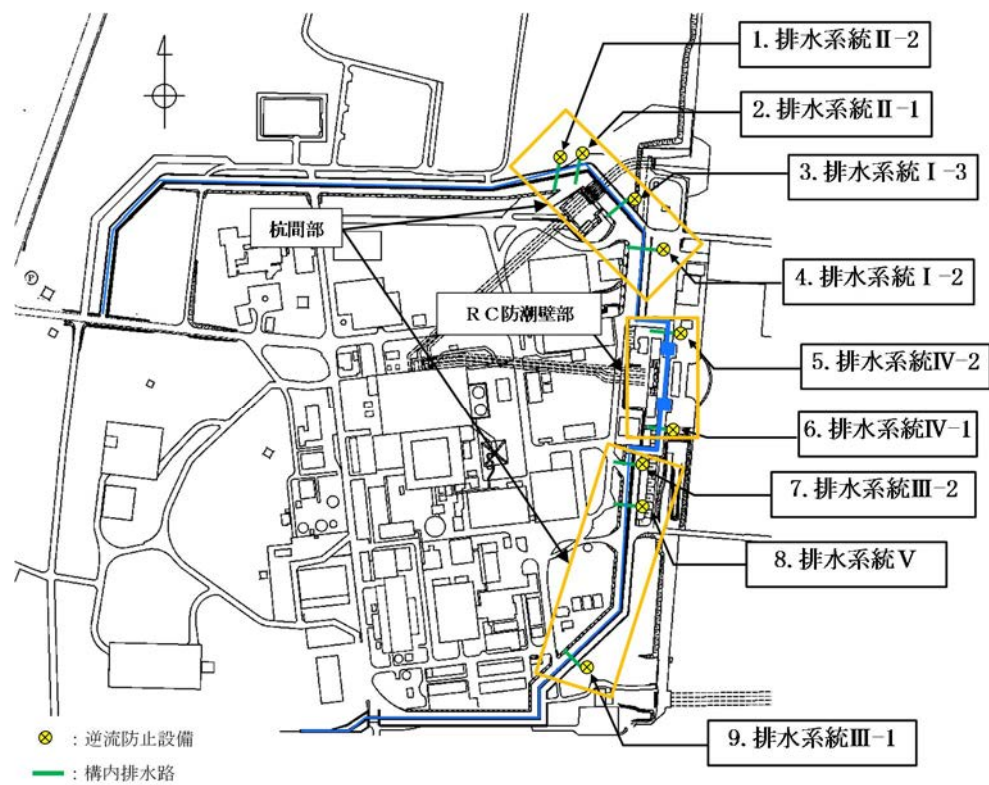
2. 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 機能維持の方針」を踏まえて、構内排水路逆流防止設備の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

構内排水路逆流防止設備は、構内排水路の出口側集水枡に設置する。

構内排水路逆流防止設備の設置位置を図 2.1-1 に示す。



(平面図)

図 2.1-1 構内排水路逆流防止設備の設置位置図

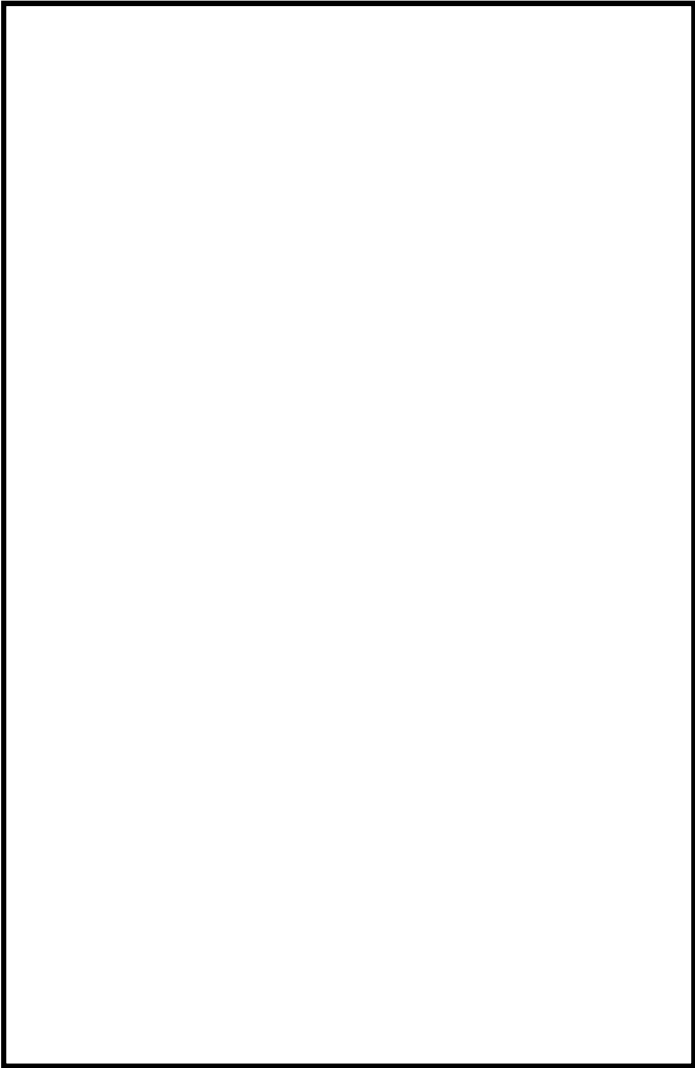
2.2 構造概要

構内排水路逆流防止設備の構造は、スキンプレートに主桁及び補助桁を組合せた構造とする。本体をヒンジ、ジョイント、吊りピン及びアンカーを介して出口側集水枡に固定し、構内排水路を経由した津波の流入を防止する。構内排水路逆流防止設備の構造概要を表 2.2-1 及び表 2.2-2 に示す。集水枡（杭間部）の構造概要図を図 2.2-1 に示す。また、出口側集水枡（RC 防潮壁部）及び貫通部排水管 RC 底版の構造概要図を図 2.2-2 に示す。

表 2.2-1 構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）（杭間部）の構造概要

設備名称	構造概要		説 明 図
	主体構造	支持構造	
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9 （杭間部）	スキンプレート及び主桁並びに補助桁の組合せにより構成する。	本体をヒンジ、ジョイント、吊りピン及びアンカーを介して出口側集水枡に固定する。	 <p style="text-align: right;">（単位：mm）</p>

表 2.2-2 構内排水路逆流防止設備 (5, 6) (RC 防潮壁部) の構造概要

設備名称	構造概要		説明図
	主体構造	支持構造	
構内排水路 逆流防止設備 5, 6 (RC 防潮壁部)	スキンプ レート及 び主桁並 びに補助 桁の組合 せにより 構成す る。	本体をヒン ジ, ジョイ ント, 吊り ピン及びア ンカーを介 して出口側 集水枡に固 定する。	 <p>(単位 : mm)</p>

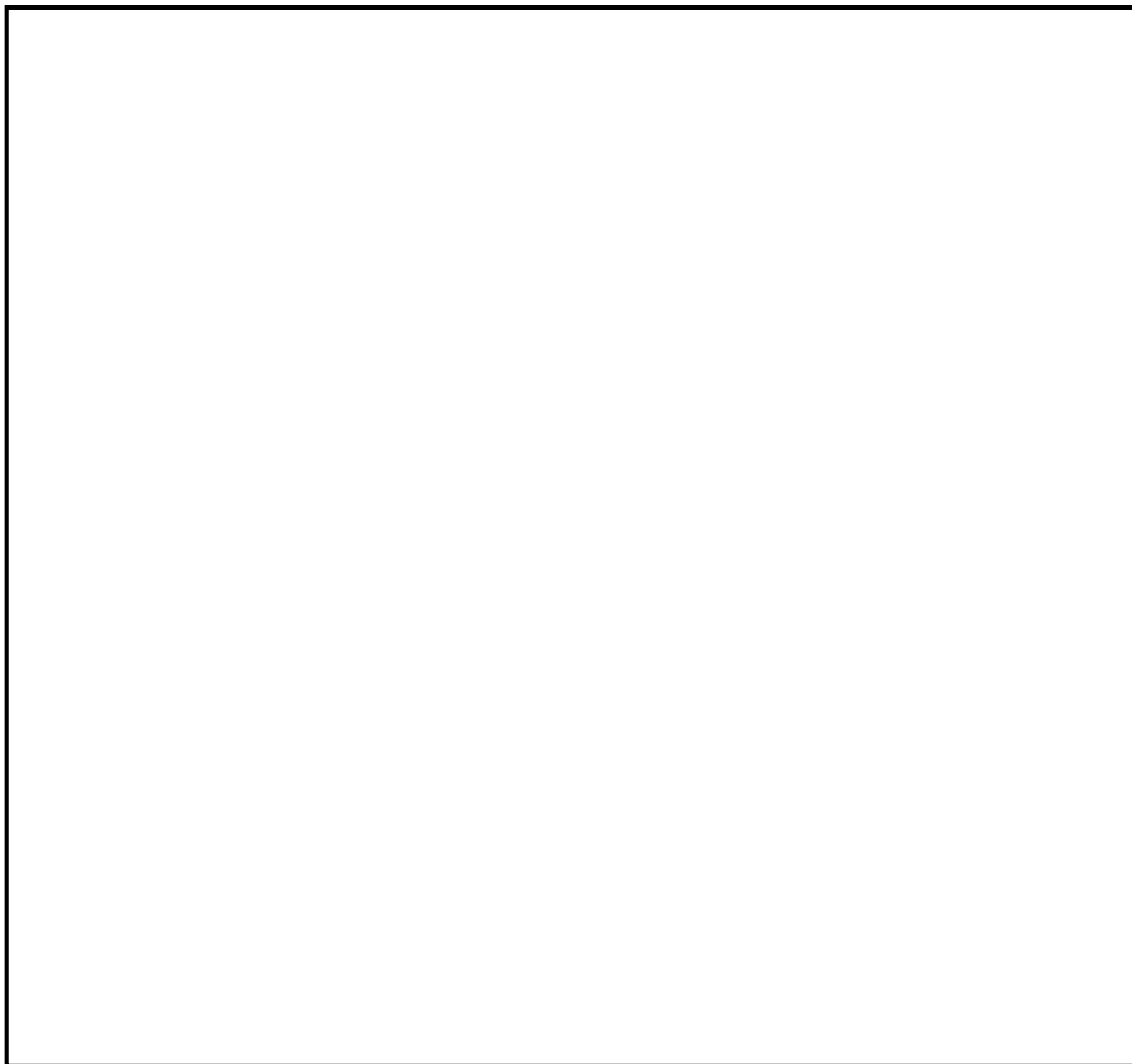
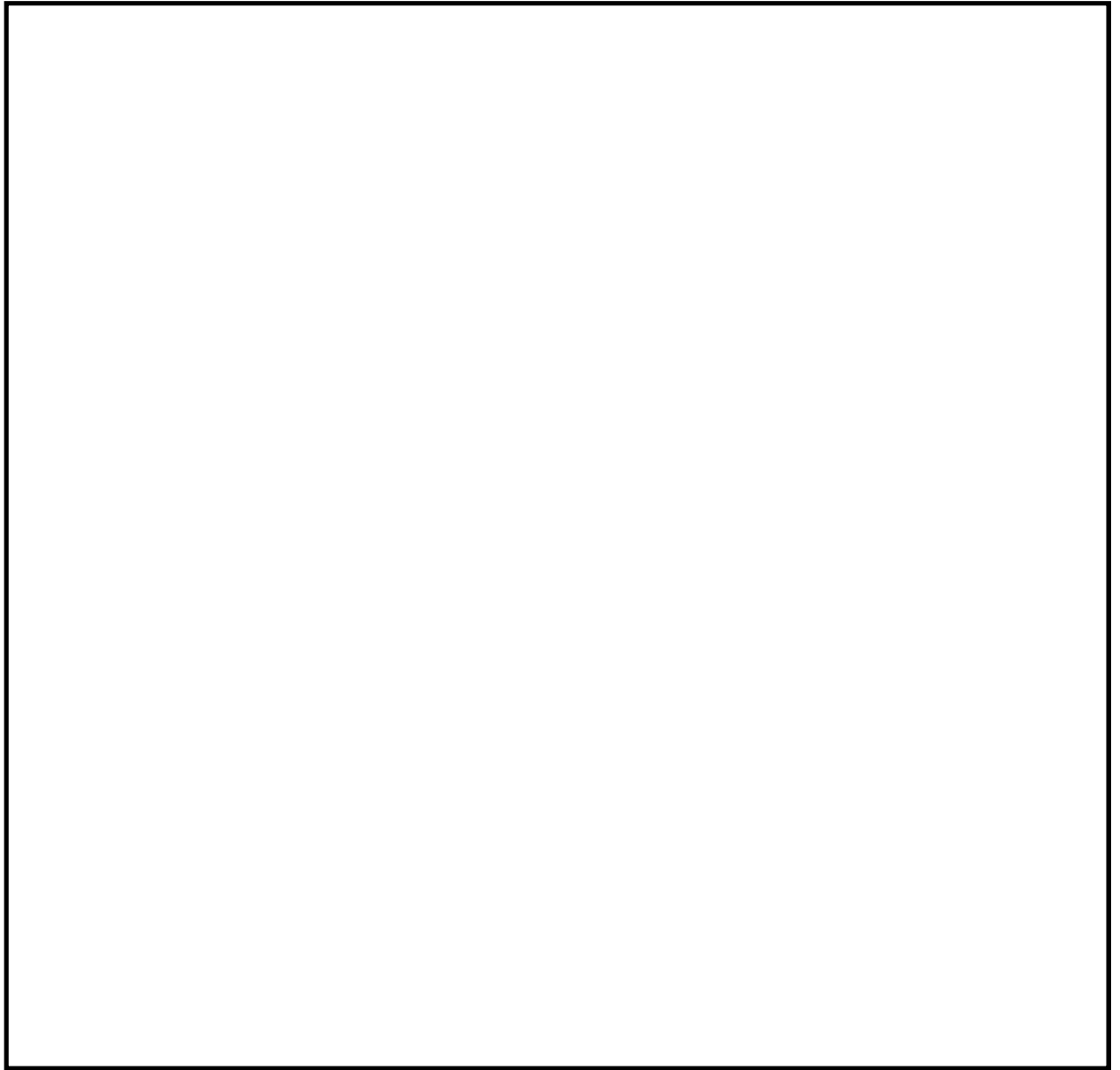


図 2.2-1 (1) 構内排水路（杭間部） 出口側集水枡構造図(排水系統 I -2)



(排水系統Ⅰ-3)

(排水系統Ⅱ-1)

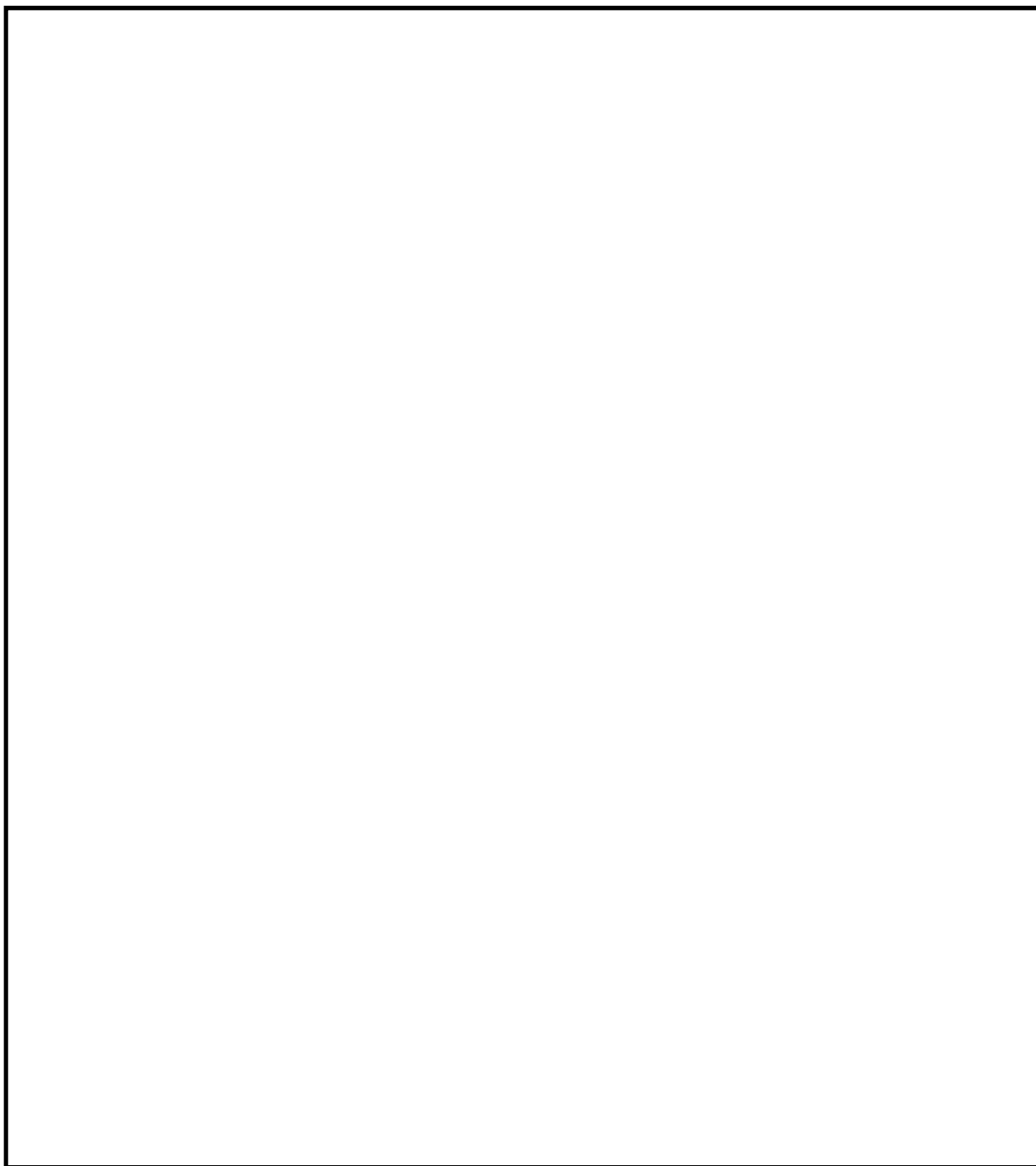
図 2.2-1 (2) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅰ-3・Ⅱ-1)



(排水系統Ⅱ-2)

(排水系統Ⅲ-1)

図 2.2-1 (3) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅱ-2・Ⅲ-1)



(排水系統Ⅲ-2)

(排水系統Ⅴ)

図 2.2-1 (4) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅲ-2・Ⅴ)

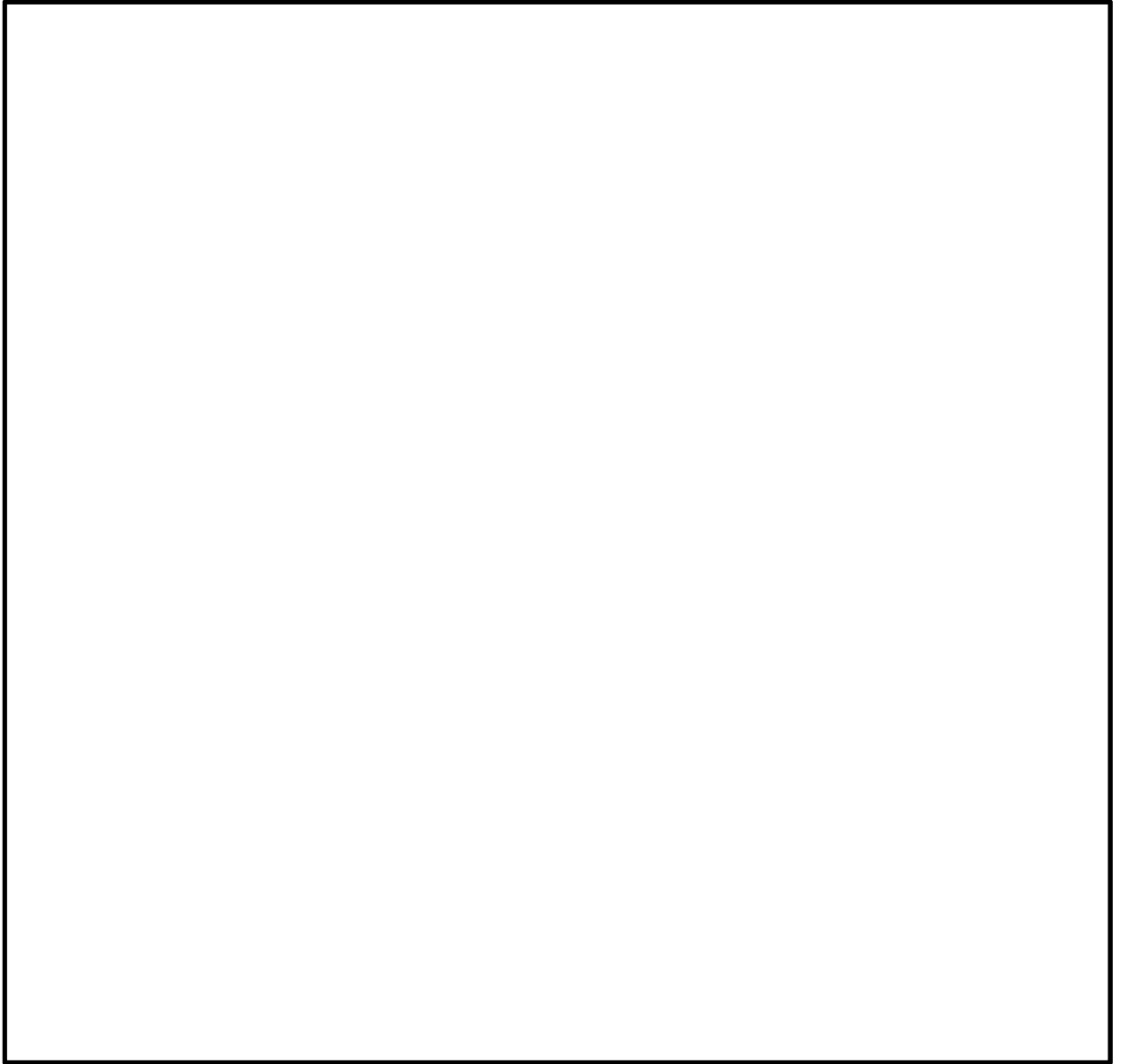


図 2.2-2 集水桝（R C 防潮壁部）及び貫通部配管 R C 底版の構造概要図

2.3 評価方針

2.3.1 概要

構内排水路逆流防止設備及び出口側集水桝の強度評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」にて確認する。

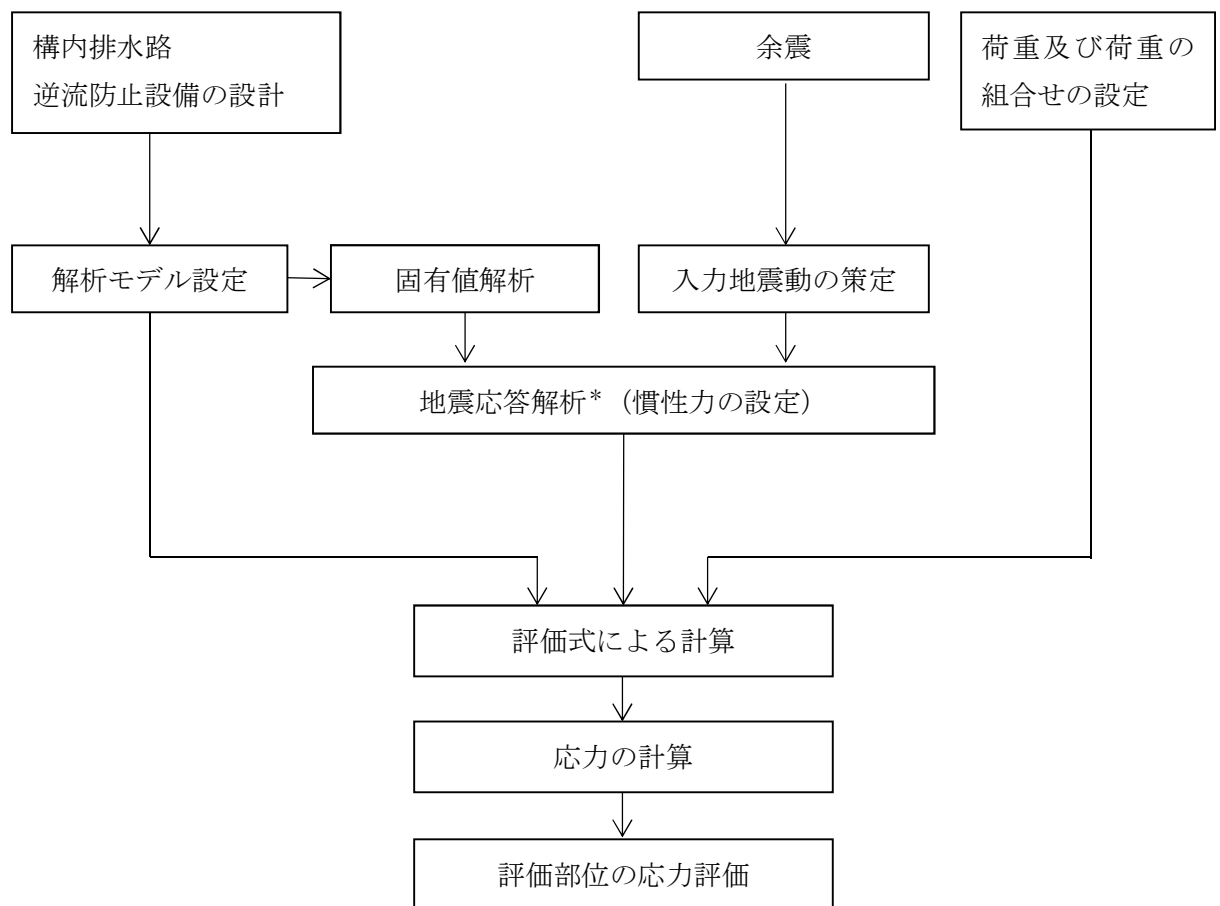
出口側集水桝の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時(以下、「津波時」という。)及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時(以下、「重畳時」という。)について行う。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

(1) 構内排水路逆流防止設備

構内排水路逆流防止設備の強度評価フローを図 2.3.1-1 に示す。構内排水路逆流防止設備の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下、「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下、「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時においては、添付資料 V-1-1-2-2-5「津波防護に関する施設の設計方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた最大床応答加速度の最大値を静的震度として用いる。

また、上記評価を実施するに当たり、構内排水路逆流防止設備をモデル化した固有値解析を行う。



注記 *：評価対象断面における 1 次元地震応答解析

図 2.3.1-1 構内排水路逆流防止設備の強度評価フロー

(2) 出口側集水桝（杭間部）

出口側集水桝（杭間部）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3.1-1 の出口側集水桝（杭間部）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価を行う。

表 2.3.1-1 出口側集水桝（杭間部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水桝の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		出口側集水桝を支持する鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水桝の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		出口側集水桝を支持する鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

構造部材の健全性評価については、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

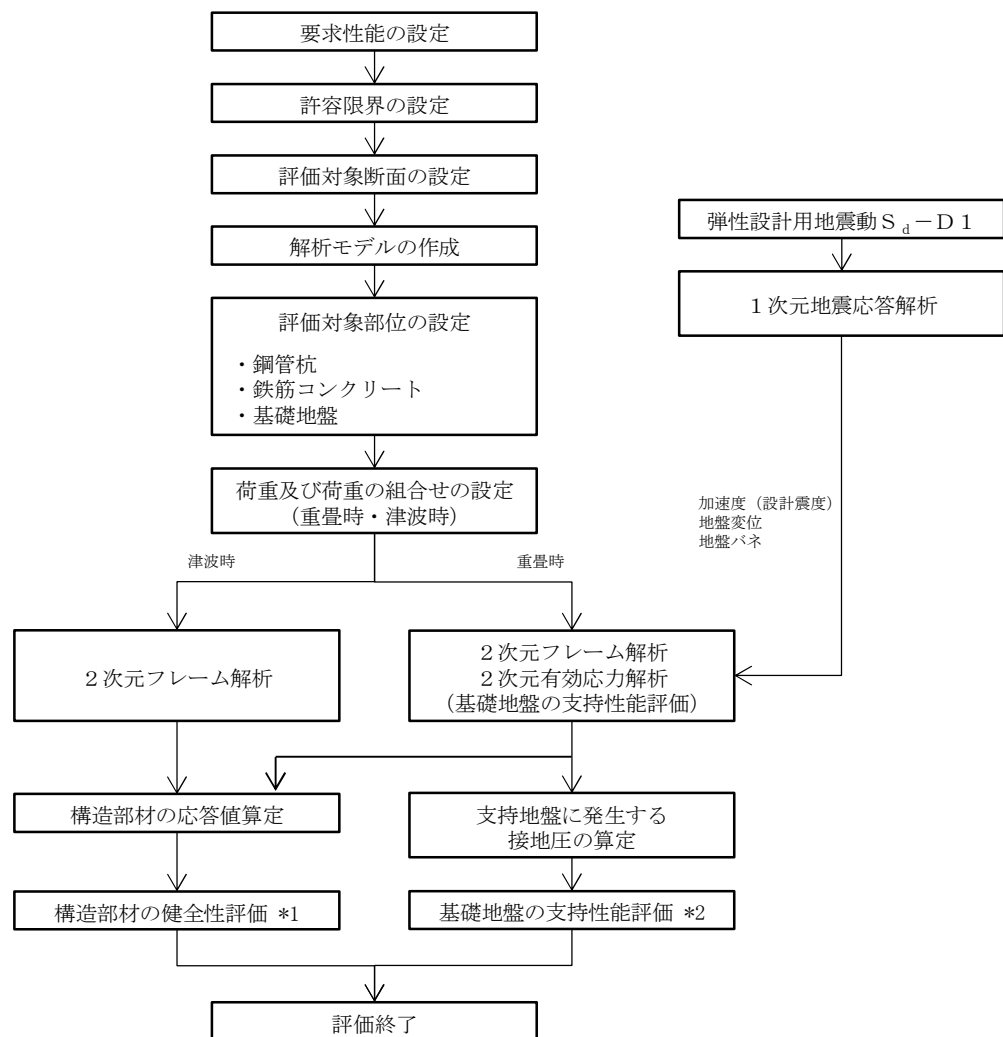
基礎地盤の支持性能評価については、構造物と地盤の動的相互作用を適切に評価できる2次元FEM解析を実施し、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。表 2.3.1-2 に津波時の検討で実施する解析ケース、表 2.3.1-3 に重畳時の検討で実施する解析ケースを示す。また、出口側集水桝（杭間部）の強度評価フローを図 2.3.1-2 に示す。

表 2.3.1-2 津波時の検討で実施する解析ケース

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

表 2.3.1-3 重畳時の検討で実施する解析ケース

検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
1	平均剛性	液状化パラメータ適用
2	+1 σ 剛性	
3	-1 σ 剛性	
4	豊浦標準砂	
5	平均剛性	非液状化
6	+1 σ 剛性	



注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3.1-1 に示す「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3.1-1 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2.3.1-2 出口側集水桝（杭間部）の強度評価フロー

(3) 出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）

出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）の強度評価は，設計基準対象施設として表 2.3.1-2 の出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）の評価項目に示すとおり，構造部材の健全性評価を行う。

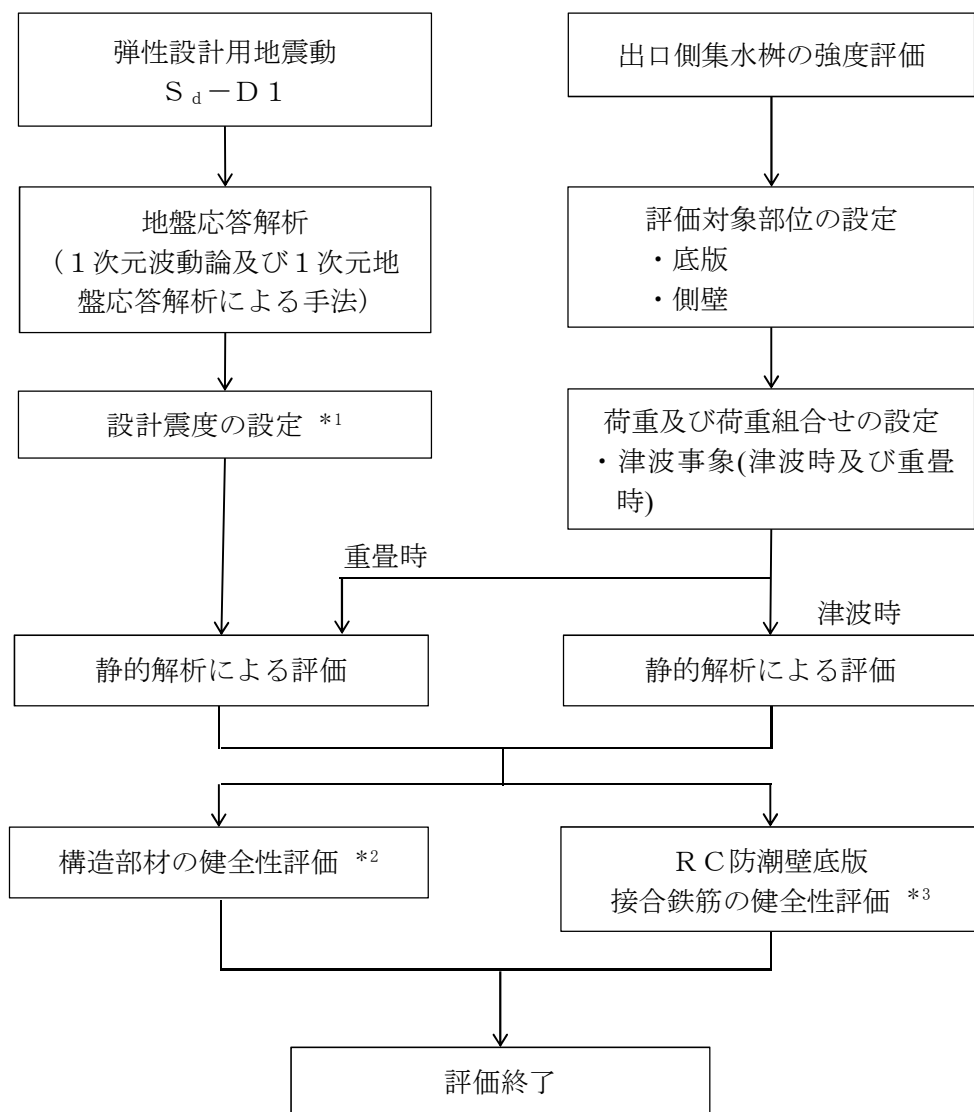
構造部材の健全性評価については，部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。また，出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）の支持性能評価については，出口側集水桝が鉄筋コンクリート防潮壁底版と一体化することから，底版との接合鉄筋に生ずる発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水桝の強度評価フローを図 2.3.1-3 に示す。

表 2.3.1-2 出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水桝の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造部材の支持性能	ＲＣ防潮壁底版との一体化部 底版との接合鉄筋	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水桝の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：地震時応答解析にて算出された最大加速度による設計用震度を設定する。

*2：R C構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3.1-2「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。

*3：R C防潮壁底版接合鉄筋の健全性評価を実施することで、表 2.3.1-2 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2.3.1-3 出口側集水桝（R C防潮壁部）の強度評価フロー

2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法

(1) 出口側集水桝（杭間部）

出口側集水桝の津波時及び重畳時の解析手法は、集水桝の前背面壁、底版、及び桝を支持する鋼管杭を線材、集水桝の面内壁を平面ひずみ要素、地盤抵抗をバネで表現するフレーム解析を適用する。ここで、集水桝の各部材及び鋼管杭については線形の梁要素あるいは平面ひずみ要素とし、地盤抵抗については、受働土圧強度あるいはせん断強度を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに付与する。なお、地震時の地盤沈下を考慮するため、地表面から 1.5m 下がった位置からバネを付ける。

津波荷重は集水桝の奥行き幅である 4.1m 分の荷重を載荷し、鋼管杭は 1 箇所あたり奥行き方向に 2 本並ぶことから、杭 2 本分の断面諸元を有する要素としてモデル化する。重畳時については、1 次元地震応答解析により算出された地盤変位を杭バネの外側から入力する。さらに、構造物全体に 1 次元地震応答解析から算出された地表面における最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図 2.3.2-1 に示す。

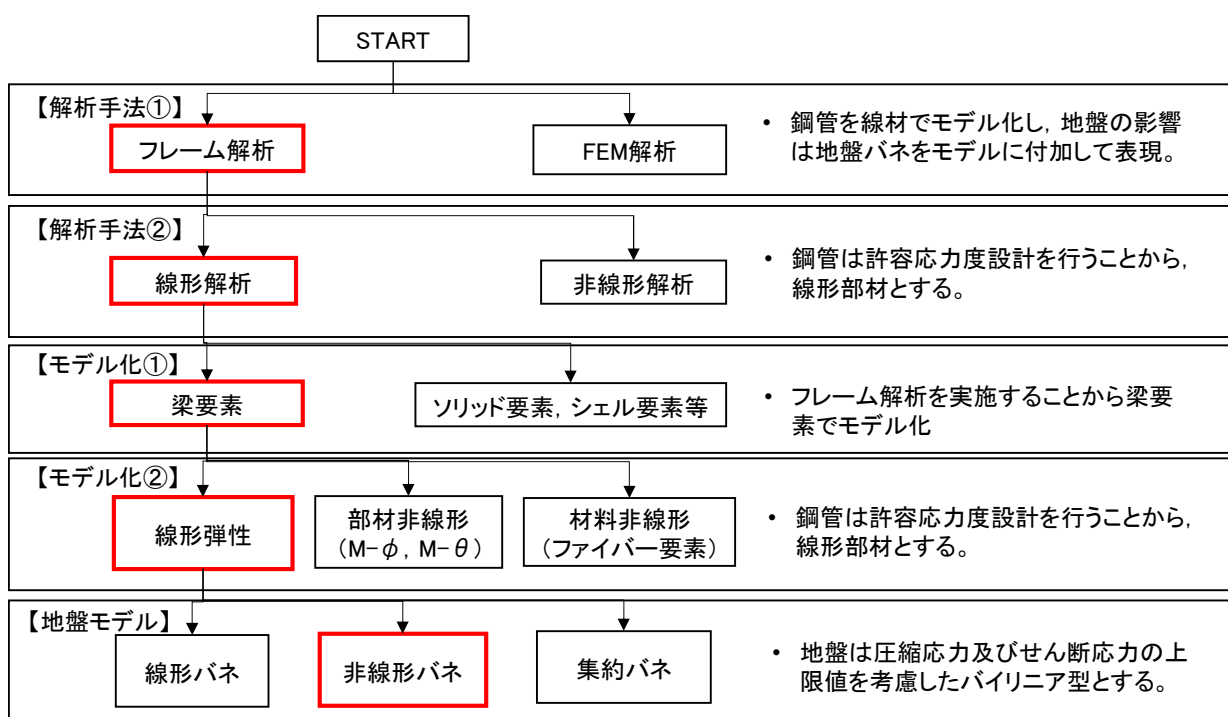


図 2.3.2-1 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

(2) 出口側集水桝（R C 防潮壁部）

出口側集水桝の津波時及び重畳時の解析手法は、集水桝の防潮壁基礎側を固定支持とした片持ち梁による解析を適用する。

2.3.3 解析モデルの設定

(1) 出口側集水桝（杭間部）

集水桝の前背面壁と底版，及び鋼管杭を梁要素，集水桝の面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。集水桝の奥行き方向幅 4.1 m でのモデル化を行うことから，鋼管杭は奥行き方向 2 本分の断面特性を有する要素としてモデル化する。

地盤位置については地盤抵抗を表現するバネを付与する。この時，付与する地盤バネは上限値を有するバイリニア型とする。図 2.3.3-1 にモデル概念図を示す。

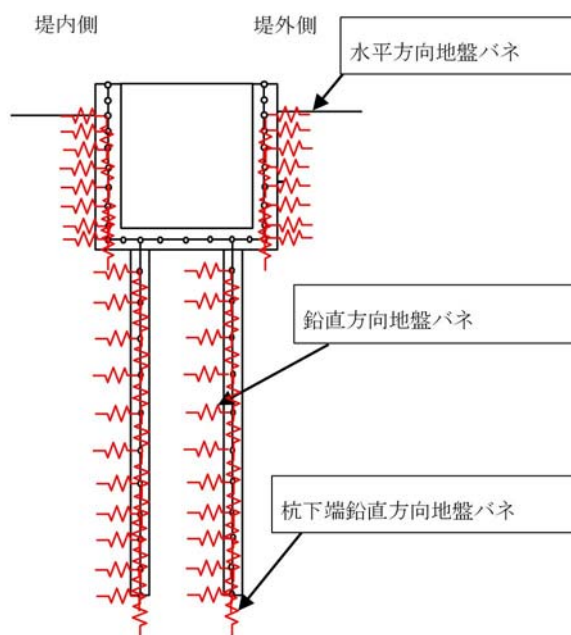


図 2.3.3-1 フレーム解析モデル概念図

重畳時の基礎地盤の支持性能評価に用いる 2 次元 F E M 解析モデルは，「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」に記載する 2 次元地震応答解析モデルとする。

(2) 出口側集水桝（R C防潮壁部）

a. 底版

集水桝のR C防潮壁側を固定支持とし，底版と側壁を断面に考慮した片持ち梁としてモデル化する。片持ち梁のモデル概念図を図 2.3.3-2 に示す。

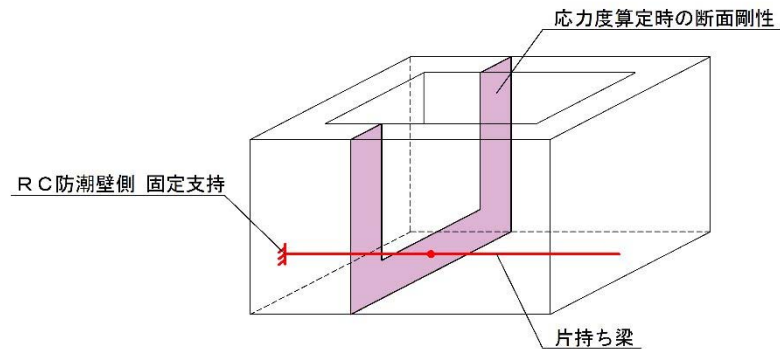


図 2.3.3-2 片持ち梁モデル概念図

b. 側壁

集水桝の側壁については，底版及び両側壁との連結部を固定端，開口面となる上面を自由端とする三辺固定一边自由スラブとしてモデル化する。三辺固定版のモデル概念図を図 2.3.3-3 に示す。

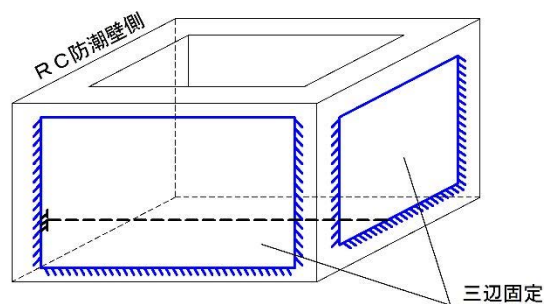


図 2.3.3-3 三辺固定版モデル概念図

2.3.4 地盤沈下の考慮

出口側集水樹（杭間部）の津波時及び重畳時は，本震によって地盤が沈下した状態を想定することで安全側の検討を実施する。地盤沈下量については，「1.2 遡上浸水域の考え方について（参考1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」において保守的に設定した敷地東側の想定沈下量 1.5 m を適用し，以下を考慮する。

- ・地盤沈下によって改良体（堤内側）及び原地盤（堤外側）が 1.5 m 沈下することを想定し，沈下後の地盤面から杭下端の範囲に地盤バネを考慮する。

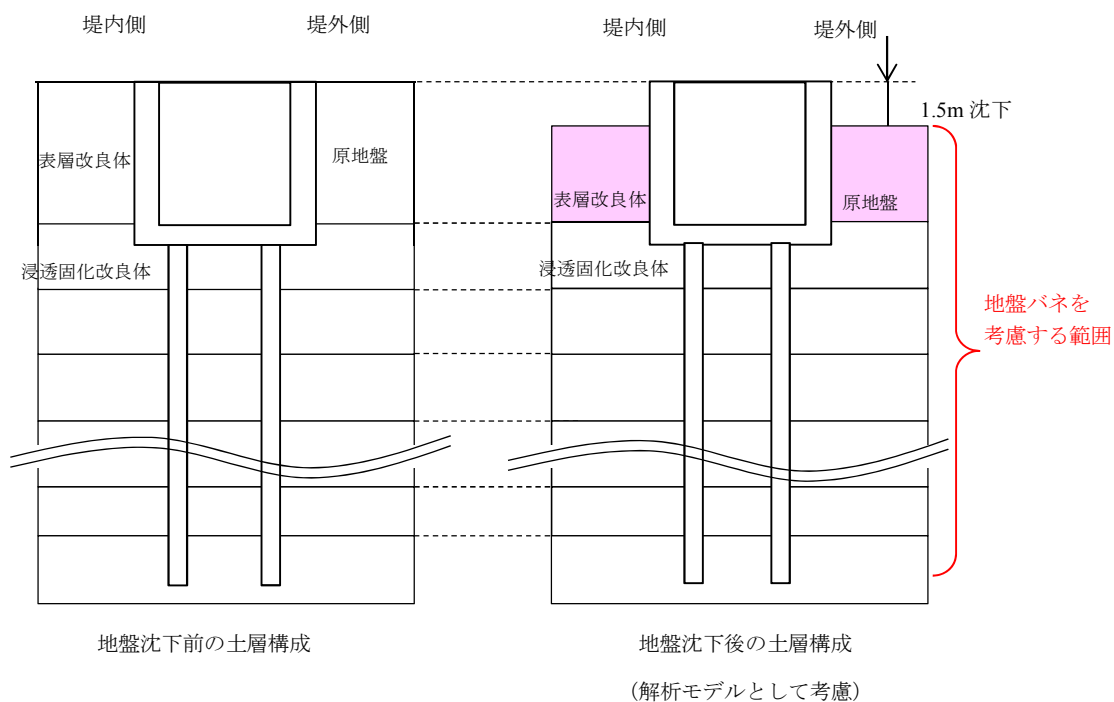


図 2.3.4-1 地盤沈下の考慮概念図

2.4 適用基準

表 2.4-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討
許容 限界	フラップゲート	・ダム・堰施設技術基準（案） 〔基準解説編・マニュアル 編〕（平成 25 年 6 月）	・曲げ軸力に対する照査 は，発生応力が，短期許 容応力度以下であることを 確認 ・せん断力に対する照査 は，発生応力または発生 せん断力が，短期許容応 力度または短期許容せん 断応力度以下であることを 確認
	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） ・道路土工 カルバート工指針 （平成 21 年度版）	
	鉄筋	・道路橋示方書・同解説 IV 下 部構造編（平成 24 年 3 月）	
	鋼管杭	・道路橋示方書・同解説 IV 下 部構造編（平成 14 年 3 月）	
地震応答解析		・J E A G 4 6 0 1 -1987 ・原子力発電所屋外重要土木構 造物の耐震性能照査指針・マ ニュアル（2005 年）	・有限要素法による 2 次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号の定義

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
K_{sd}	kN/m ²	余震荷重
P_c	kN	衝突荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
P_s	kN	積雪荷重
τ_{sa}	N/mm ²	鋼管杭の許容せん断応力度
σ_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の許容引張応力度，許容圧縮応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
σ_{sa2}	N/mm ²	鉄筋の許容曲げ引張応力度
σ	N/mm ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M	N・mm	最大曲げモーメント
Z	mm ³	断面係数
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
τ	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S	kN	せん断力
V_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断力
V_{sa}	N/mm ²	斜め引張鉄筋の許容せん断力
b_w	mm	有効幅
d	Mm	有効高さ
A_w	mm ²	斜め引張鉄筋断面積
s	mm	斜め引張鉄筋間隔
p	kN/m ²	作用水圧
σ_{bk}	N/mm ²	戸当り部コンクリートの支圧応力度
τ_c	N/mm ²	戸当り部コンクリートのせん断応力度
B	mm	水密幅
D_r	mm	支圧板中心径
κ	—	せん断応力度の分布係数 (2.0)

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 杭間部

構内排水路逆流防止設備の評価対象断面及び評価対象部位は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえて設定する。

出口側集水桝の評価対象部位は、桝本体の底版と前背面壁、及び桝を支持する鋼管杭、支持力、杭頭部とする。

出口側集水桝の評価対象断面は、出口側集水桝を含む断面のうち、地震時の地盤変位の大きい排水系統 I-2 の断面とする。

評価対象断面選定の詳細については、「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 5.10.8 構内排水路逆流防止設備」に示す。

評価対象断面位置図を図 3.2.1-1 に、評価対象断面図を図 3.2.1-2 に示す。

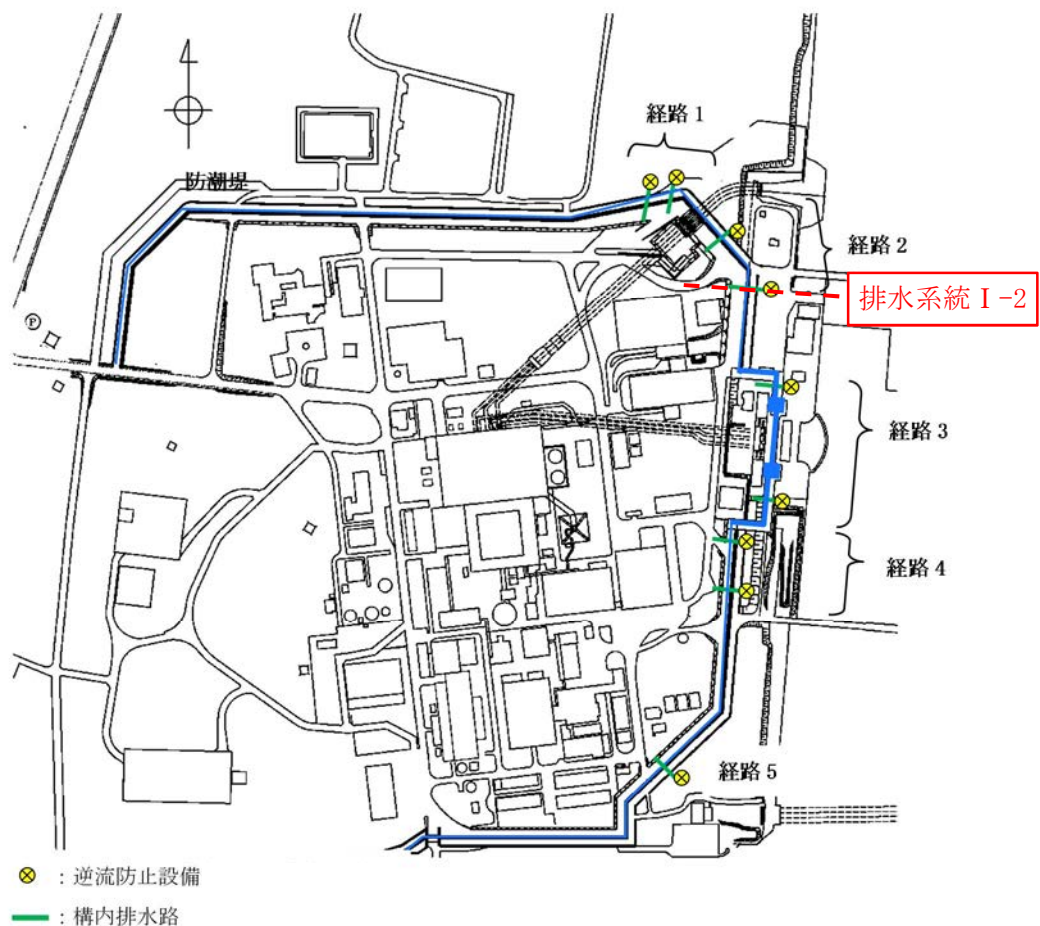


図 3.2.1-1 評価対象断面位置図（杭間部）

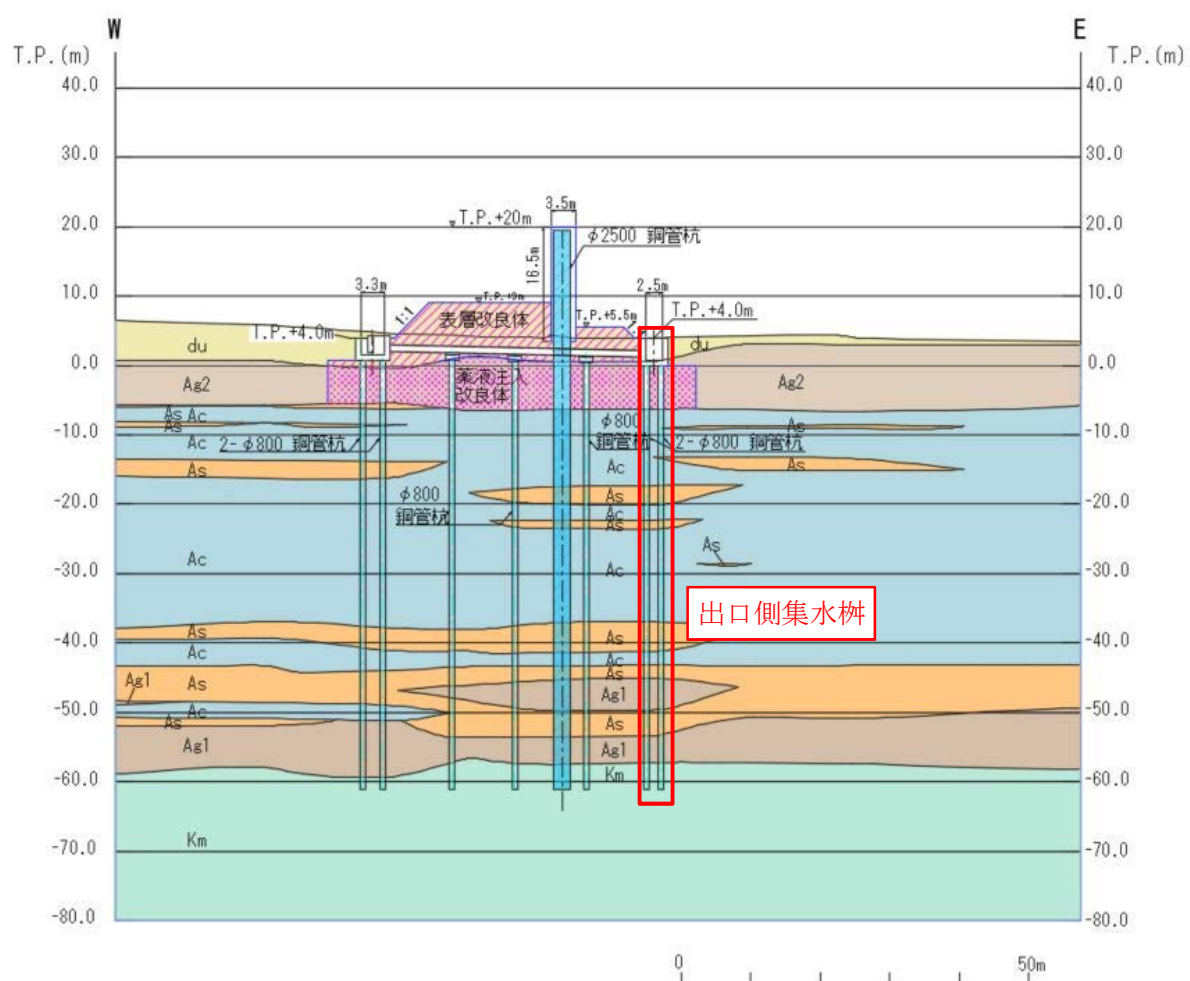


図 3. 2. 1-2 出口側集水樹（杭間部）の評価対象断面図（排水系統 I-2）

3.2.2 RC防潮壁部

構内排水路逆流防止設備及び出口側集水桝の評価対象断面及び評価対象部位は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3.2 許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえて設定する。

評価対象断面選定の詳細については、「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 5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）」に示す。

排水系統Ⅳ-1 の断面位置を図 3.2.2-1 に示す。また、排水系統Ⅳ-1 の断面図を図 3.2.2-2 に示す。

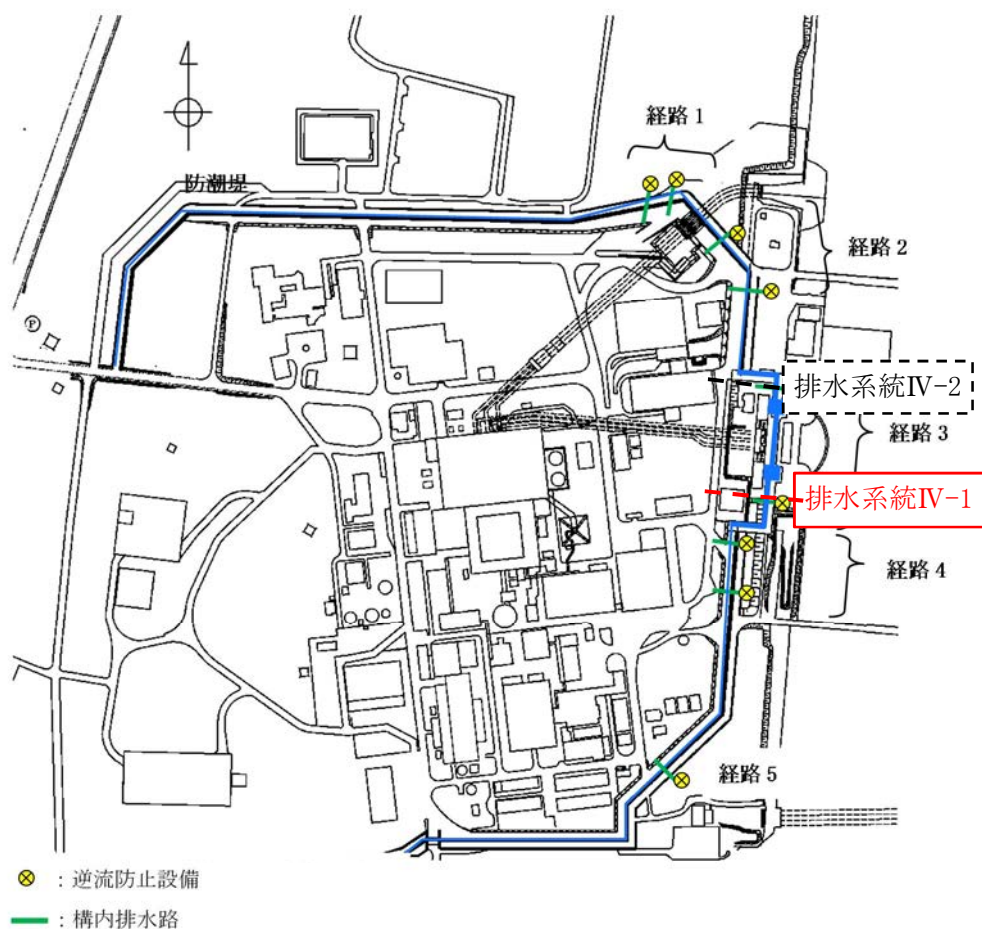


図 3.2.2-1 構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）の配置及び評価対象断面位置図

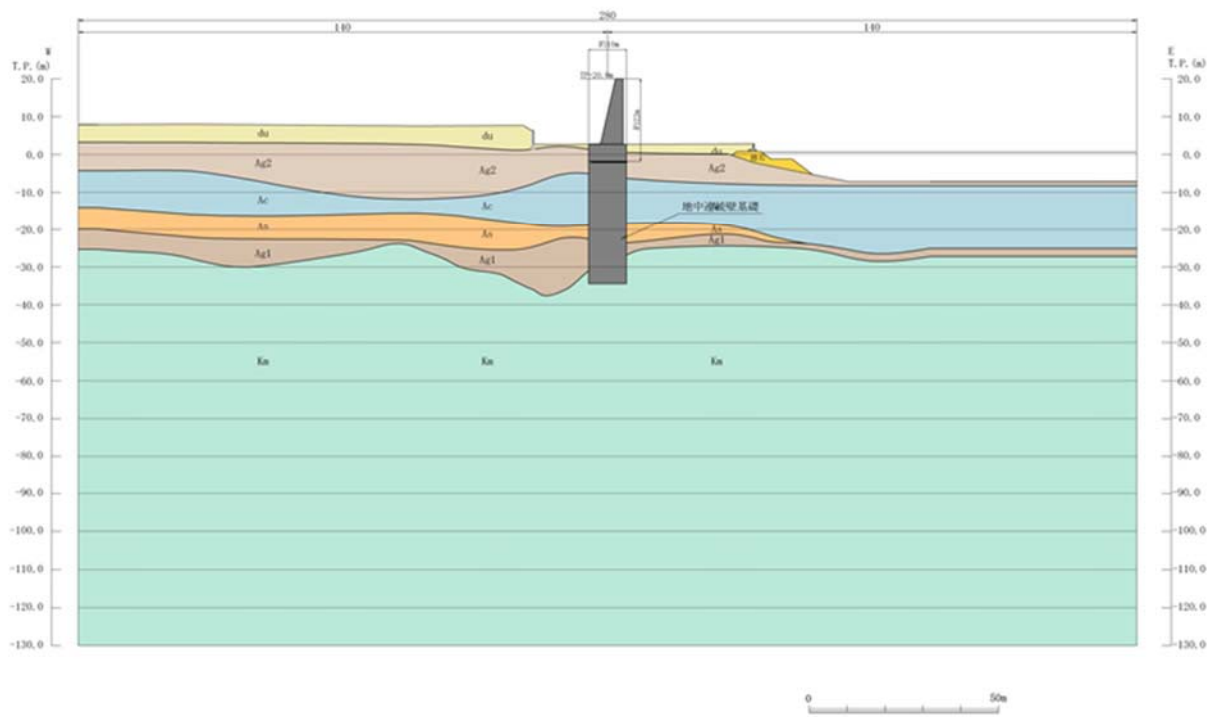


图 3.2.2-2 RC防潮壁部 評価対象断面図 (排水系統IV-1)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せはV-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

3.3.1 荷重

(1) 構内排水路逆流防止設備

追而

(2) 出口側集水桝（杭間部）

出口側集水桝の強度評価には、以下の荷重を用いる。

- a. 固定荷重(G)
固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。
- b. 積載荷重(P)
積載荷重として、構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
- c. 遡上津波荷重(P_t)
堤外側の集水桝に作用する遡上津波荷重を考慮する。
- d. 余震荷重(K_{sd})
余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。
余震と津波の「重畳時」は余震荷重(K_{sd})として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。
- e. 衝突荷重(P_c)
構内排水路逆流防止設備は、津波の遡上時には海面下であり、グレーチングがあることから考慮しない。
- f. 風荷重(P_k)
構造物全体が地表面以深にあり、風荷重は考慮しない。
- g. 積雪荷重(P_s)
構内排水路逆流防止設備は、津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重は考慮しない。

(3) 出口側集水桝（RC防潮壁部）

出口側集水桝の強度評価には、以下の荷重を用いる。

- a. 固定荷重(G)
固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。
- b. 積載荷重(P)
積載荷重として、構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
- c. 遡上津波荷重(P_t)
堤外側の集水桝に作用する遡上津波荷重を考慮する。
- d. 余震荷重(K_{sd})
余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重(K_{sd})として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

e. 衝突荷重(P_c)

構内排水路逆流防止設備は津波の遡上時には海面下であり、構造物が地表に突出していないことから、衝突荷重は考慮しない。

f. 風荷重(P_k)

構造物全体が地表面以深にあり、風荷重は考慮しない。

g. 積雪荷重(P_s)

構内排水路逆流防止設備は、津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重は考慮しない。

3.3.2 荷重の組合せ

(1) 構内排水路逆流防止設備

追而

(2) 出口側集水桝（杭間部）

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-1 及び表 3.3.2-2 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び T.P. +24.0m 津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-1～図 3.3.2-4 に示す。

表 3.3.2-1 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		—	・津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下であり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重 （津波荷重）		津波波圧	○	・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による津波波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・漂流物荷重は考慮しない。
		余震荷重	—	・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平・鉛直同時加振は考慮しない。
		動水圧	—	・動水圧は考慮しない。

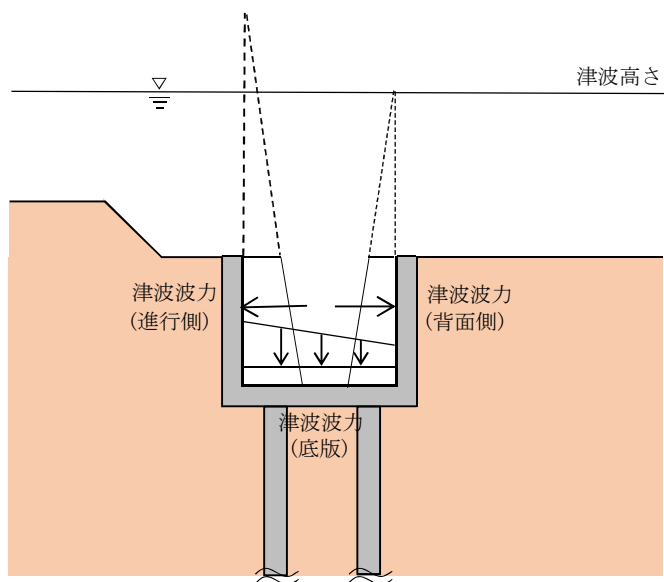


図 3.3.2-1 津波時（基準津波時）の作用図

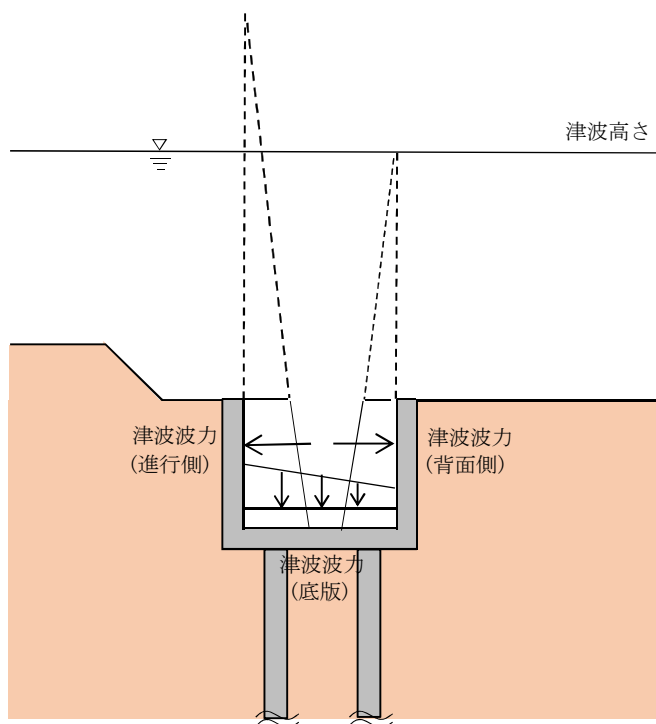


図 3.3.2-2 津波時（T.P. + 24.0 m 津波）の作用図

表 3.3.2-2 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		—	・津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下であり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重 （津波荷重）		津波波圧	○	・基準津波及び T. P. +24.0 m 津波による津波波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・漂流物荷重は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平・鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・動水圧を考慮する。

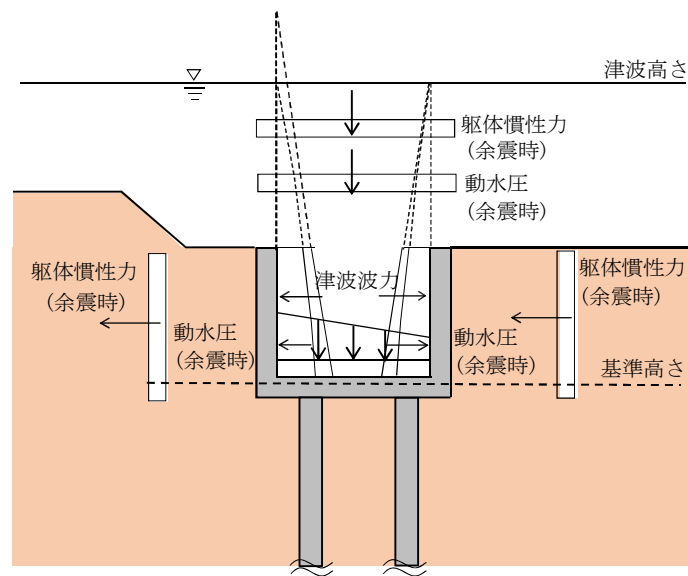


図 3.3.2-3 重畳時（基準津波時）の作用図

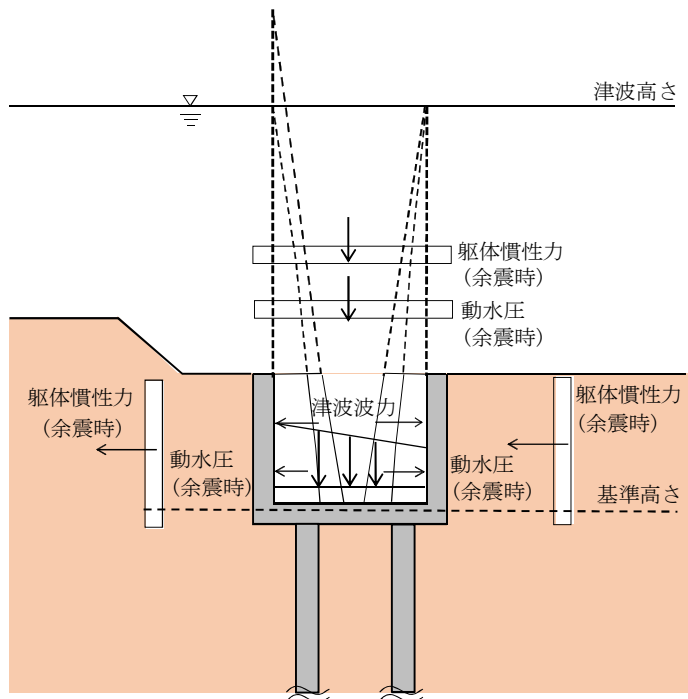


図 3.3.2-4 重畳時（T.P. + 24.0 m 津波時）の作用図

(3) 出口側集水桝（R C防潮壁部）

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-3 及び表 3.3.2-4 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び T.P. +24.0m 津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-5～図 3.3.2-8 に示す。

表 3.3.2-3 荷重の組合せ（津波時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		—	・津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下であり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重 （津波荷重）		津波波圧	○	・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による津波波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・漂流物荷重は考慮しない。
		余震荷重	—	・弾性設計用地震動 S_d-D1 による水平・鉛直同時加振は考慮しない。
		動水圧	—	・動水圧は考慮しない。

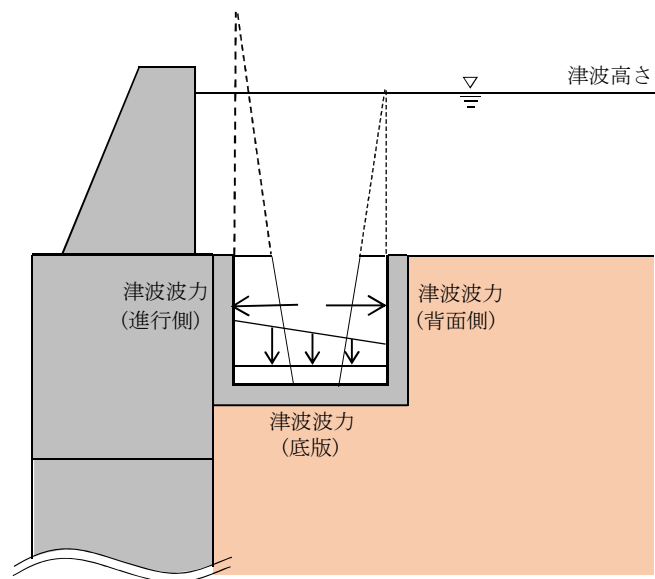


図 3.3.2-5 津波時（基準津波時）の作用図

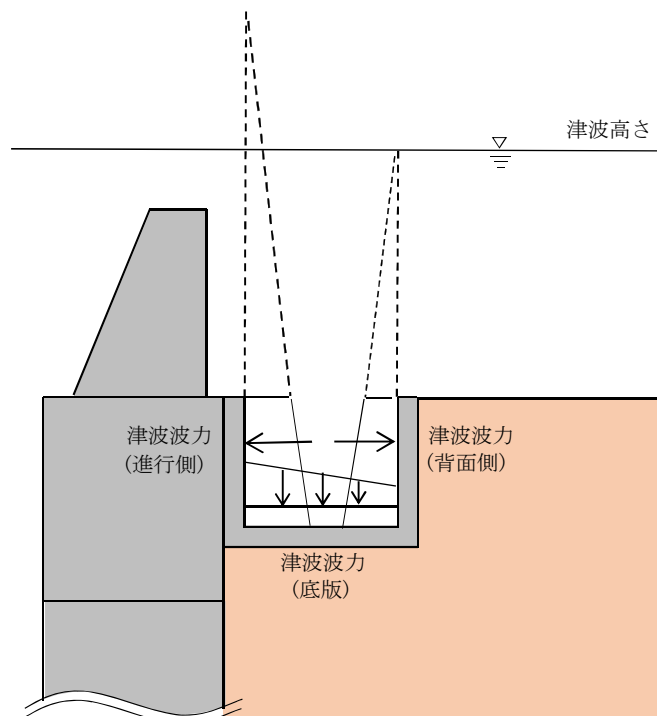


図 3.3.2-6 津波時（T.P. + 24.0 m 津波時）の作用図

表 3.3.2-4 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	・構内排水路逆流防止設備の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○	・津波高さに応じた静水圧による荷重を考慮する。
	積雪荷重		—	・津波の遡上時には海面下であり、積雪荷重を考慮しない。
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
		風荷重	—	・津波の遡上時には海面下であり、風荷重は考慮しない。
偶発荷重 （津波荷重）		津波波圧	○	・基準津波及び T.P. +24.0 m 津波による津波波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	・漂流物荷重は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平・鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・動水圧を考慮する。

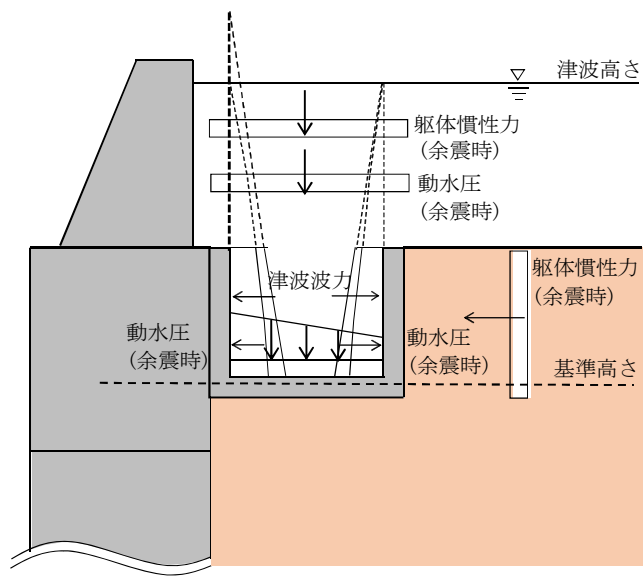


図 3.3.2-7 重畳時（基準津波時）の作用図

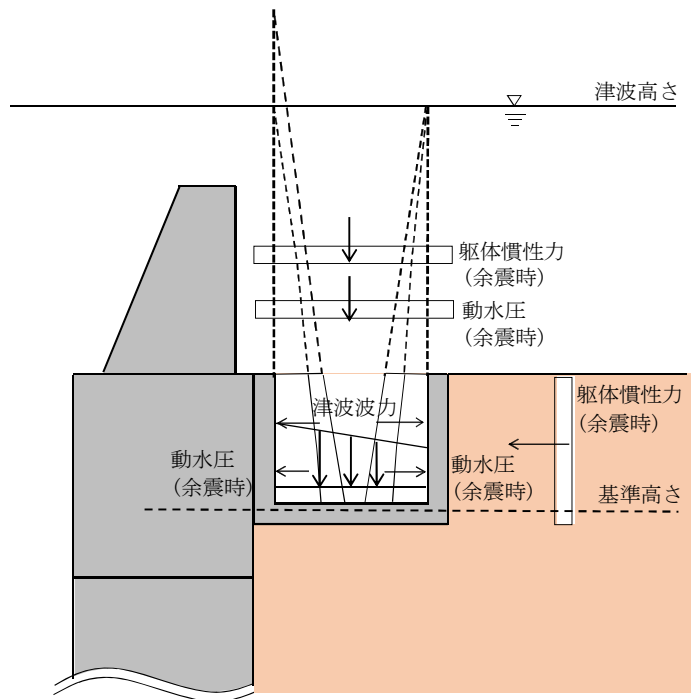


図 3.3.2-8 重畳時（T.P. + 24.0 m 津波時）の作用図

3.4 許容限界

3.4.1 構内排水路逆流防止設備

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象断面の応力や変形の状態を考慮し、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 扉体部の許容限界

扉体部の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づき、表 3.4.1-1 に示す許容限界とする。許容限界値は、基準津波時及び余震＋基準津波時に対しては 1.5 倍、T.P. +24 m 津波時に対しては 2.0 倍の割増しを考慮する。

また、止水性については部材を弾性範囲内の変形に留め、戸当り部との圧着構造を保つことで止水性を確保するものとする。

表 3.4.1-1 鋼材の許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)	
		基準津波時	T.P. +24 m 津波時
SUS 316L	許容曲げ応力度 σ_{ca}	135	180
	許容圧縮応力度，許容引張応力度 σ_{ca}	135	180
	許容せん断応力度 τ_a	75	100
	許容支圧応力度 σ_{ca}^*	175	175

注記 *：許容支圧応力の上限值は降伏点とする。

(2) 戸当り部の許容限界

戸当り部の許容限界は、鋼材については扉体と同様とする。コンクリートの許容限界は、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）」及び「道路土工 カルバート工指針（（社）日本道路協会 平成 21 年度版）」に基づき、表 3.4.1-2 に示す許容限界とする。許容限界値は、基準津波時及び余震＋基準津波時に対してはコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍、T.P. +24 m 津波時に対してはコンクリートの許容応力度に対して 2.0 倍の割増しを考慮する。

表 3.4.1-2 コンクリートの許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)	
			基準津波時	T.P. +24 m 津波時
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²	許容圧縮応力度 σ_{ca}	21 ^{*1}	28 ^{*1}
		許容支圧応力度 σ_{ca}	18 ^{*1}	24 ^{*1}
		許容せん断応力度 τ_a	0.825 ^{*1}	1.1 ^{*1}
		許容付着応力度 σ_{ca} ^{*3}	3.0 ^{*1}	4.0 ^{*1}
	設計基準強度 50 N/mm ²	許容圧縮応力度 σ_{ca}	24 ^{*2}	32 ^{*2}
		許容支圧応力度 σ_{ca}	22.5 ^{*1}	30 ^{*1}
		許容せん断応力度 τ_a	0.825 ^{*1}	1.1 ^{*1}
		許容付着応力度 σ_{ca} ^{*3}	3.0 ^{*1}	4.0 ^{*1}

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：道路土工 カルバート工指針（（社）日本道路協会 平成 21 年度版）

*3：異形鉄筋の場合を示す。

3.4.2 出口側集水桝

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「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 14 年 3 月）」に基づき，表 3.4.1-3 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，基準津波時における鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また，T.P. +24 m 津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 3.4.1-3 鋼管杭の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)	
			基準津波時	T.P. +24 m 津波時
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ_{sa1}	382.5	433.5
		許容圧縮応力度 σ_{sa1}		
		許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5	246.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は，「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）」及び「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 14 年 3 月）」，「道路土工 カルバート工指針（（社）日本道路協会 平成 21 年度版）」に基づき，表 3.4.1-4 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

また，杭頭部に関しても，鉄筋コンクリートは表 3.4.1-4 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表 3.4.1-4 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)	
			基準津波時	T. P. +24 m 津波時
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21 ^{*1}	28 ^{*1}
		許容せん断応力度 τ_{a1} ^{*1}	0.825 ^{*4}	1.1 ^{*4}
		許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}'	1.65 ^{*1}	2.2 ^{*1}
		許容支圧応力度 σ_{ca}'	18 ^{*1}	24 ^{*1}
	設計基準強度 50 N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	24 ^{*3}	32 ^{*3}
		許容せん断応力度 τ_{a1} ^{*1}	0.825 ^{*4}	1.1 ^{*4}
		許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}'	1.1 ^{*1}	2.2 ^{*1}
		許容支圧応力度 σ_{ca}'	22.5 ^{*1}	30 ^{*1}
鉄筋	SD345 ^{*1}	許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	294	323.4
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	294	323.4
	SD490 ^{*2}	許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	435	478.5
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	300	330

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：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）

*3：道路土工 カルバート工指針（（社）日本道路協会 平成 21 年度版）

*4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「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）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} ：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} ：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

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 ：有効幅

j ：1/1.15

d ：有効高さ

A_w ：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、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 14 年 3 月）により以下の支持力算定式により設定する。極限支持力度を表 4.3-3 に示す。

極限支持力算定式（杭基礎〔中掘り工法〕）

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum L_i \cdot f_i \quad (\text{kN})$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭下端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²) : コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* $c_{cu} = q_u/2$ より， $q_u = c_{cu} \times 2$ 。ここで， c_{cu} は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表 4.1-1 における K_m 層の非排水せん断強度

A : 杭下端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度 (kN/m²)

表 4.3-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	杭先端標高	支持岩盤の一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	極限支持力度 q_d (kN/m ²)
排水系統 I-2	T. P. -61.0 m	2096	6288

3.5 評価方法

構内排水路逆流防止設備の耐震評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 構内排水路逆流防止設備

a. 扉体部

(a) 主桁

主桁は、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化する。

主桁のモデル図を図 3.5.1-1 に示す。

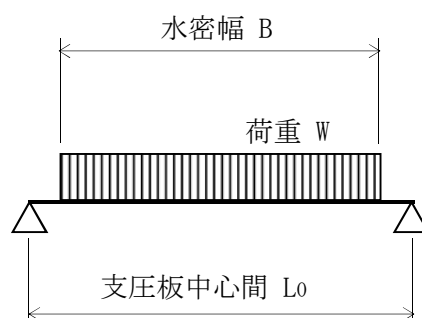


図 3.5.1-1 主桁のモデル図

(b) スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定支持された平板としてモデル化し、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」の式により曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 3.5.1-2 に示す。

$$\sigma = \frac{k \cdot a^2 \cdot P}{100 \cdot t^2}$$

σ : 応力度 (N/mm)

k : 辺長比 (b/a) による係数

a : 短辺 (mm)

b : 長辺 (mm)

p : 水圧 (N/mm²)

t : 板厚 (mm)

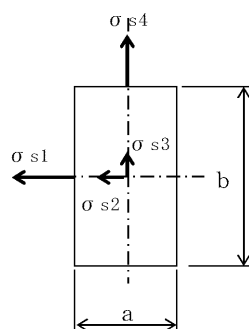


図 3.5.1-2 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(c) 補助桁

補助桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が亀甲形または菱形に作用したものとして、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）」の式により曲げ応力及びせん断応力を算定する。

また、補助桁はスキンプレートの補剛材であるため、衝突荷重についても考慮する。衝突荷重は曲げモーメント時は桁中央に、せん断力時は桁端部に 1/2 の集中荷重が作用したとして計算する。

補助桁のモデル図及び応力算定式を図 3.5.1-3 に示す。

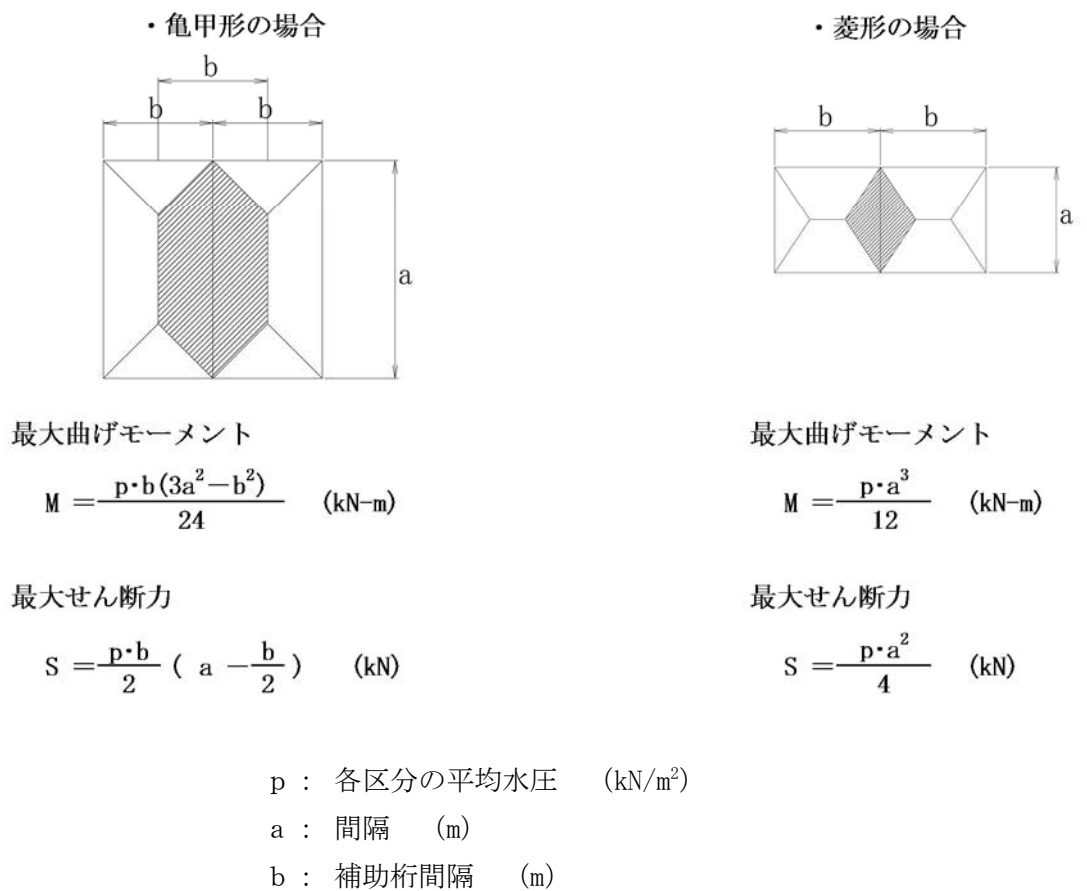


図 3.5.1-3 補助桁のモデル図及び応力算定式

(d) 縦桁

端桁は主桁端部に生じた反力を戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する役割を果たしている。よって「ダム・堰施設技術基準（案）（（社）ダム・堰施設技術協会，2011 年発行 第 2 版）基準解説編 3-2-8」に従い，垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の照査を行う。

端桁腹板には垂直補剛材として主桁ウェブとスチフナを有する。縦桁腹板は天地方向に，主桁ウェブは径間方向に部材が伸びているが，実際に荷重が作用している有効断面のみで検討するため，有効幅はそれぞれの板厚の 12 倍までとする。ただし，補剛材（主桁ウェブ）については，全有効断面積が補剛材断面積の 1.7 倍を超える場合は有効幅を小さくし，全有効断面積が補剛材断面積の 1.7 倍となるようにする。

端桁のモデル図を図 3.5.1-4 に示す。

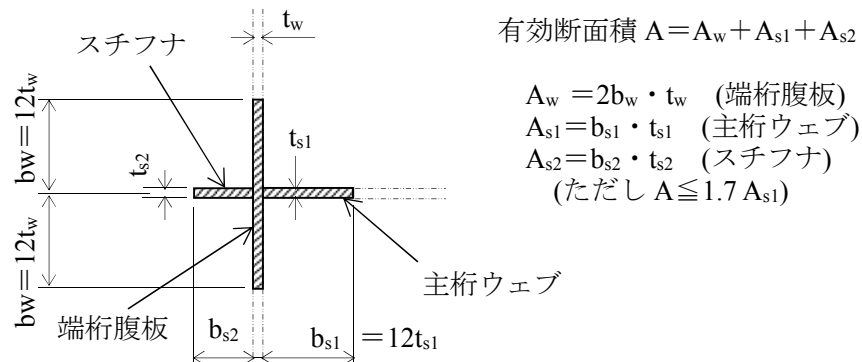


図 3.5.1-4 端桁のモデル図

(e) 支圧板

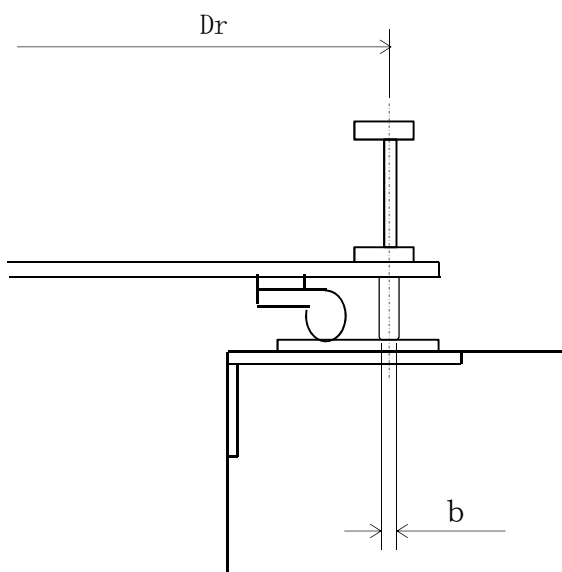
支圧板の面圧は、水圧については踏面の全体で負担するものとする。

端桁のモデル図及び応力算定式を図 3.5.1-5 に示す。

$$\sigma_{p1} = \frac{W \cdot S}{2 \cdot b}$$

ここに、 σ_p : 支圧板の面圧 N/mm^2
W : 作用荷重

S : 扉体水密幅
b : 支圧板の有効幅



ここに、
Dr : 支圧板中心径 (mm)
b : 支圧板有効幅 (mm)

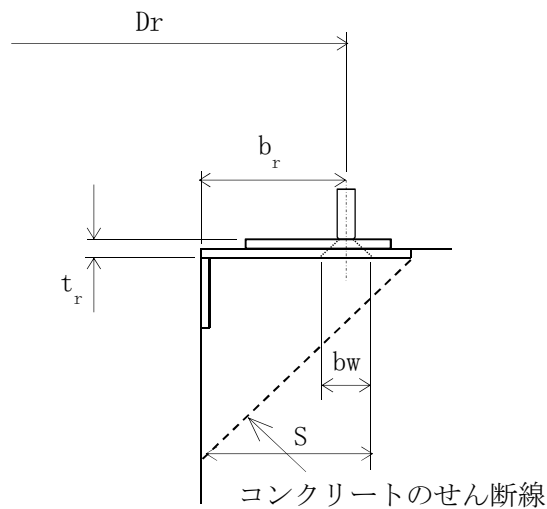
図 3.5.1-5 支圧板のモデル図及び応力算定式

b. 戸当り部

評価対象部位における発生応力が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのコンクリートは、下部水圧が計算高に作用しているとして、支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 3.5.1-6 に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot A}{\pi \cdot Dr \cdot bw}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{\sigma_{bk} \cdot bw}{2 \cdot S}$$

ここに、

q : 下部作用水圧 (N/mm²)

Dr : 支圧板中心径 (mm)

bw : 支圧幅 = t0 + 2br (mm)

t0 : 扉体支圧板有効幅 (mm)

br : 管内面から戸当り中心距離 (mm)

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

S : 戸当り幅 (mm)

図 3.5.1-6 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式

(2) 出口側集水桝（杭間部）

集水桝の壁と底版，及び桝を支持する鋼管杭を２次元フレーム解析モデルで表現する。このモデルに地盤バネを接続したモデルで応答変位法による２次元静的フレーム解析を行い，津波時の桝の各部材及び鋼管杭の構造健全性及び支持性能を確認する。

a. ２次元静的フレーム解析に用いる地盤バネの設定

２次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造（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。

本検討では，津波波力及び漂流物荷重などの堤外側から堤内側に作用する荷重を主たる荷重として扱うためフーチング側部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは沈下した地盤面から杭先端までの範囲で考慮する。

津波時の地盤バネは，地盤の剛性及び反力上限値の低下が無いと仮定した地盤バネ 1，及び地盤の剛性及び反力上限値の低下を考慮した地盤バネ 2 の 2 ケースを考慮する。

表 3.5.1-1 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値） から設定	地盤抵抗が大きいと仮定した 場合
地盤バネ 2	静弾性係数 から設定	残留強度（ -1σ 低減値） から設定	地盤抵抗が小さいと仮定した 場合

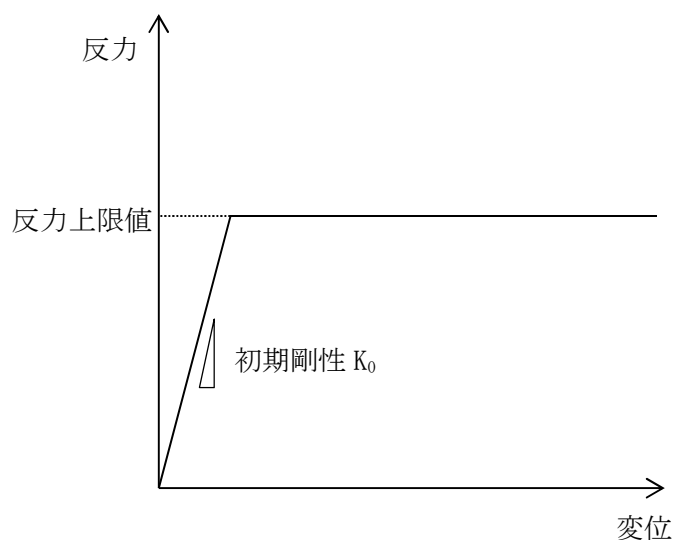


図 3.5.1-7 地盤バネのバイリニアモデル

(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの上限値を以下のように設定する。

イ. 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

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)」に従い、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)」に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.1-2 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)」に従い、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)」に従い、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 ($\alpha = 1$ とする。)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_0$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_0 : 初期せん断剛性 (kN/m²)

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)」に従い 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、

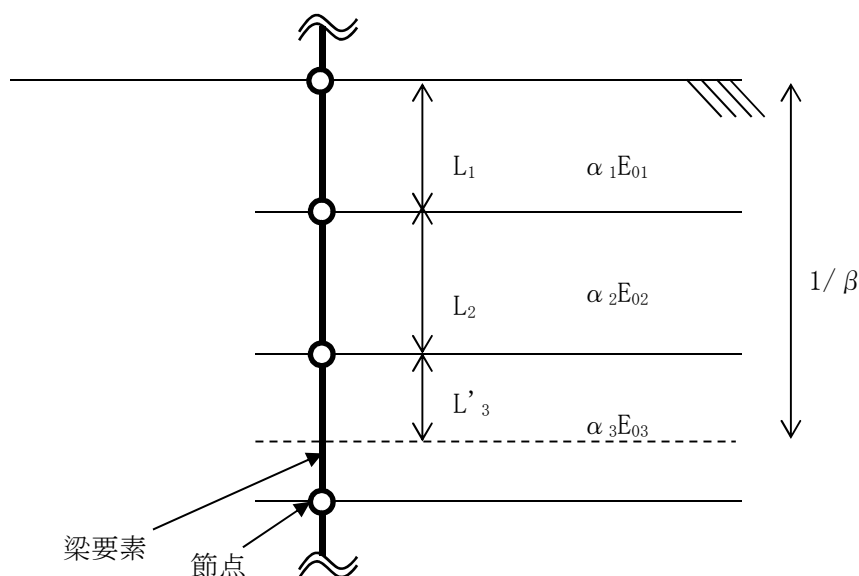
D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

B : 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)」の記述に従い、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。



$$\alpha E_0 \text{ (} 1/\beta \text{ の範囲の平均値)} = \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 3.5.1-8 換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

ロ. 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU} D H$$

ここで,

P_{HU} : 受働土圧強度 (kN/m^2)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 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

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.1-3 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) より

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

p_U : 地震時受動土圧強度 (kN/m²)

$$p_U = C$$

ここで, C : 粘着力 (kN/m²)

C は以下の値を用いる。

・ C はピーク強度 (平均値) とする。

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

ハ. 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

ニ. 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$\text{鋼管杭} : P_{sv} = \tau_f H \pi D$$

ここで,

τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 表 3.5.1-4 により計算する。

表 3.5.1-4 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値の設定方法

砂質土	粘性土
2N (≦100)	0.8c 又は 8N (≦100)

* 表中の N , c はそれぞれ N : 標準貫入試験の平均 N 値, c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

$$\text{躯体側面} : P_{sv} = \tau_f H B$$

ここで,

τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 土質試験の結果に基づき, 次式により求める。

$$(\text{ア}) \text{砂質土} : \tau_f = \min[1N, 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi)] \leq 50$$

(イ) 粘性土 : $\tau_f = 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi) \leq 100$

ここに, p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

Φ : 土の内部摩擦角 (°)

B: 基礎幅 (m)

ホ. 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで,

k_v : 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m³): 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで,

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

ヘ. 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 次式で算出する。

$$P_v = q_d A_v$$

ここで,

q_d : 極限支持力度

$$q_d = 3q_u$$

ここで, q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

A_v : 杭下端面積 (m²) = $\pi / 4 \times D^2$ (D は杭径 (m))

(b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの上限値を以下のように設定する。

イ. 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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)」に従って算出する。ただし, 地盤の変形係数 E_0 は静弾性係数とする。

ロ. 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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)」に従って算出する。ただし, p_U : 地震時受動土圧強度(kN/m^2)については, 以下に示す値を使用する。

$$p_U = C$$

ここで, C : 粘着力(kN/m^2)

C は以下の値を用いる。

- ・ K_m 層以外の C は残留強度 (-1σ) とする。
- ・ K_m 層の C はピーク強度 (平均値) とする。

ハ. 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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)」 p. 468, 469 に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

ニ. 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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)」に従って算出する。ただし, τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m^2) の算出に使用する N 値及び地盤の粘着力 c の値は以下の値を使用する。

N : 標準貫入試験の N 値 (-1σ)

c : K_m 層以外の C は残留強度 (-1σ) とする。

K_m 層の C はピーク強度 (平均値) とする。

ホ. 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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)」に従って算出する。ただし, E_0 : 地盤の変形係数(kN/m^3)は静弾性係数とする。

ヘ. 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」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)」に従って算出する。

b. 評価方法

(a) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

ロ. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(b) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(c) 基礎地盤の支持力

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に作用する接地圧が地震時及び重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

(3) 出口側集水桝（ＲＣ防潮壁部）

出口側集水桝のＲＣ防潮壁側を固定支持とし、底版と側壁を断面に考慮した片持ち梁モデルとして２次元静的フレイム解析により鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。ただし、津波の遡上時には出口側集水桝が海面下にあることから、保守的に地盤バネは考慮しない。片持ち梁モデル図を図 3.5.1-9 に示す。

２次元静的フレイム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-39「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

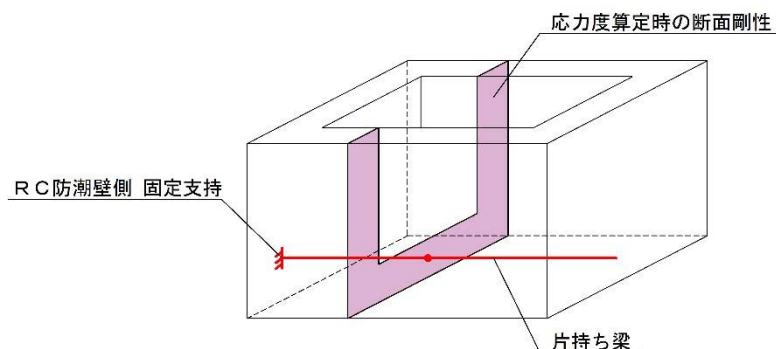


図 3.5.1-9 片持ち梁モデル概要図

(a) 梁部材としての評価

イ. 解析手法

出口側集水桝のＲＣ防潮壁基礎側を固定支持とした片持ち梁として鉄筋コンクリートの構造健全性の確認を行う。

ロ. 解析モデル及び諸元

片持ち梁の断面は底版及び側壁を考慮する。

棲壁に作用する土圧については津波波圧と逆向きに作用する場合は保守的に考慮しないものとする。土圧作用の概念図を図 3.5.1-10 に示す。

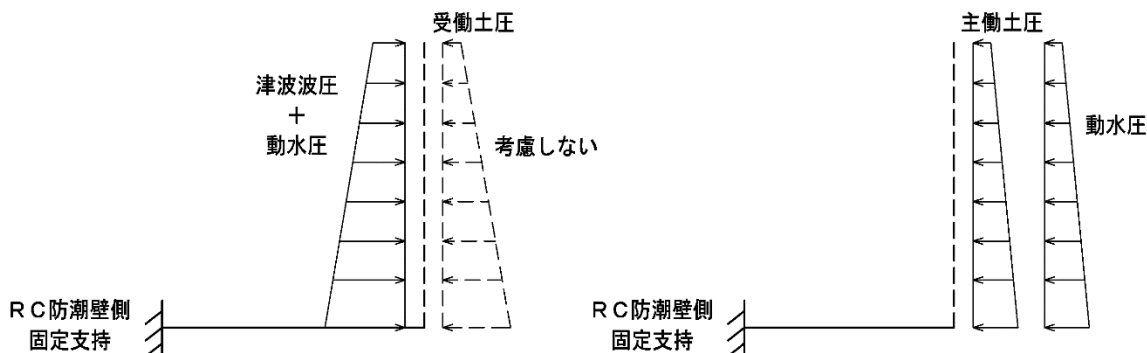


図 3.5.1-10 土圧作用の概念図

ハ. 底版の評価

片持ち梁に生じる曲げモーメント及び軸力を底版及び底版に垂直な両側の側壁を考慮した断面剛性によって応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。また、せん断については側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

(b) 面部材としての評価

出口側集水桝の側壁については、底版及び面外側の側壁との結合部を固定端、開口面となる上面を自由端とする三辺固定一边自由スラブとして鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。三辺固定版モデル概要図を図 3.5.1-11 に示す。

土圧作用の考え方については「(a) 梁部材としての評価」と同様とする。

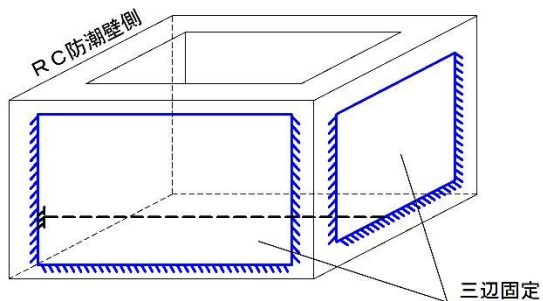


図 3.5.1-11 三辺固定版モデル概要図

イ. 解析手法

三辺固定一边自由スラブとして曲げモーメント及びせん断力を算出し、鉄筋コンクリートの構造健全性の確認を行う。

ロ. 解析モデル及び諸元

三辺固定一边自由スラブとして生じる応力が保守側となる箇所により構造健全性を確認する。

ハ. 側壁の評価

側壁に生じる曲げモーメント及びせん断によって側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

3.5.2 重畳時

(1) 構内排水路逆流防止設備

重畳時においては構内排水路逆流防止設備の静的解析に必要な設計震度を1次元地盤応答解析により算出する。算出した設計震度は地震動として考慮し、構内排水路逆流防止設備の構造健全性を確認する。

a. 1次元有効応力解析

重畳時の検討で実施する1次元有効応力解析は、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(a) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(b) 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。「3.5.3 使用材料及び材料の物性値」に物性値を示す。

(c) 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトしていくことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで,

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。) とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5.2-1 に、固有値解析結果を表 3.5.2-1 に示す。

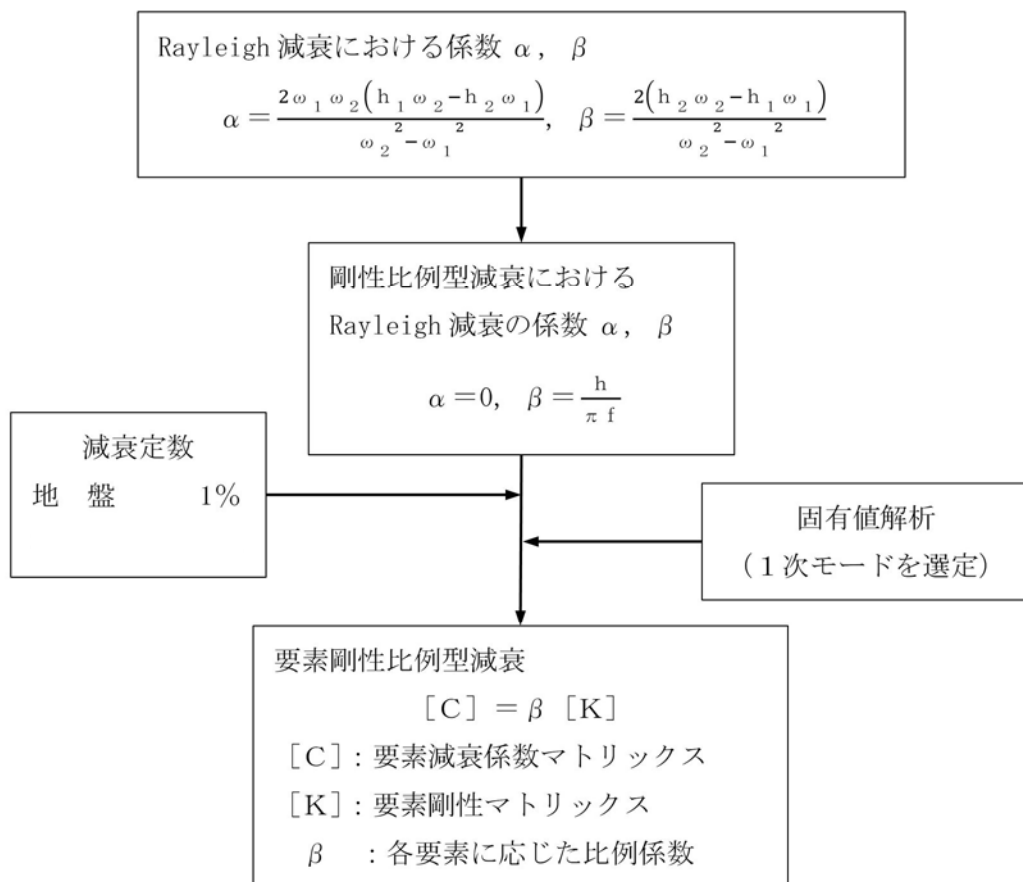


図 3.5.2-1 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.2-1 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.523	34.67	1次として採用
2	1.236	26.11	—
3	1.946	11.91	—
4	2.825	7.43	—
5	3.763	6.67	—
6	4.490	6.61	—
7	5.220	4.16	—
8	6.118	2.92	—
9	7.027	4.17	—

表 3.5.2-1 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.558	35.82	1次として採用
2	1.291	25.22	—
3	2.099	10.91	—
4	3.026	7.39	—
5	4.005	7.14	—
6	4.760	5.88	—
7	5.632	3.62	—
8	6.590	3.44	—
9	7.382	4.45	—

表 3.5.2-1 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.482	33.42	1次として採用
2	1.177	26.65	—
3	1.784	13.54	—
4	2.597	7.63	—
5	3.471	6.08	—
6	4.209	6.77	—
7	4.810	5.42	—
8	5.570	2.90	—
9	6.486	2.47	—

表 3.5.2-1 (4) 固有値解析結果 (検討ケース④：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解析ケース)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.487	34.81	1次として採用
2	1.210	25.13	—
3	1.830	14.46	—
4	2.626	6.89	—
5	3.607	5.90	—
6	4.309	7.24	—
7	4.957	4.77	—
8	5.789	2.75	—
9	6.734	3.39	—

(d) 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを用いる。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。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を図3.5.2-3に示す。

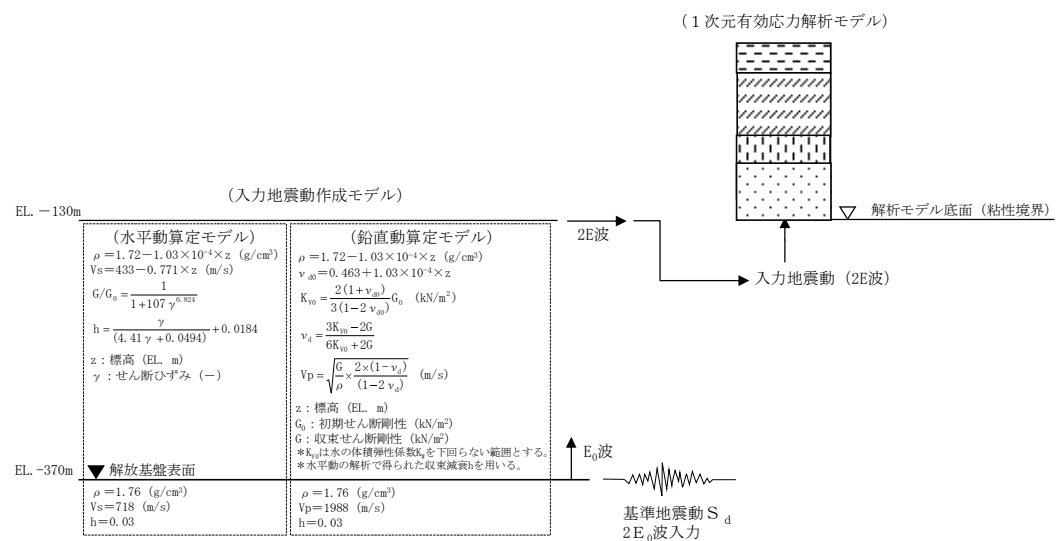
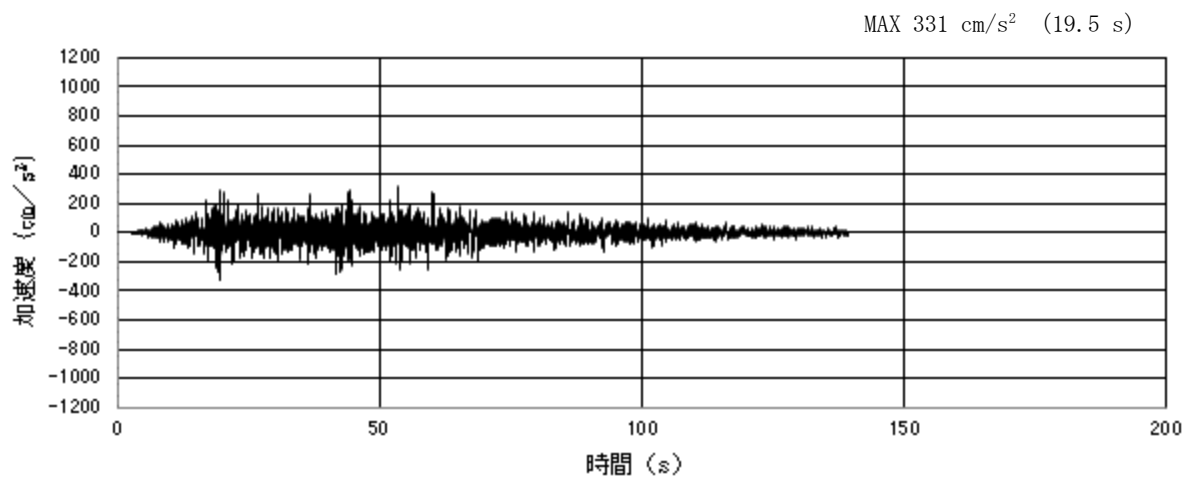
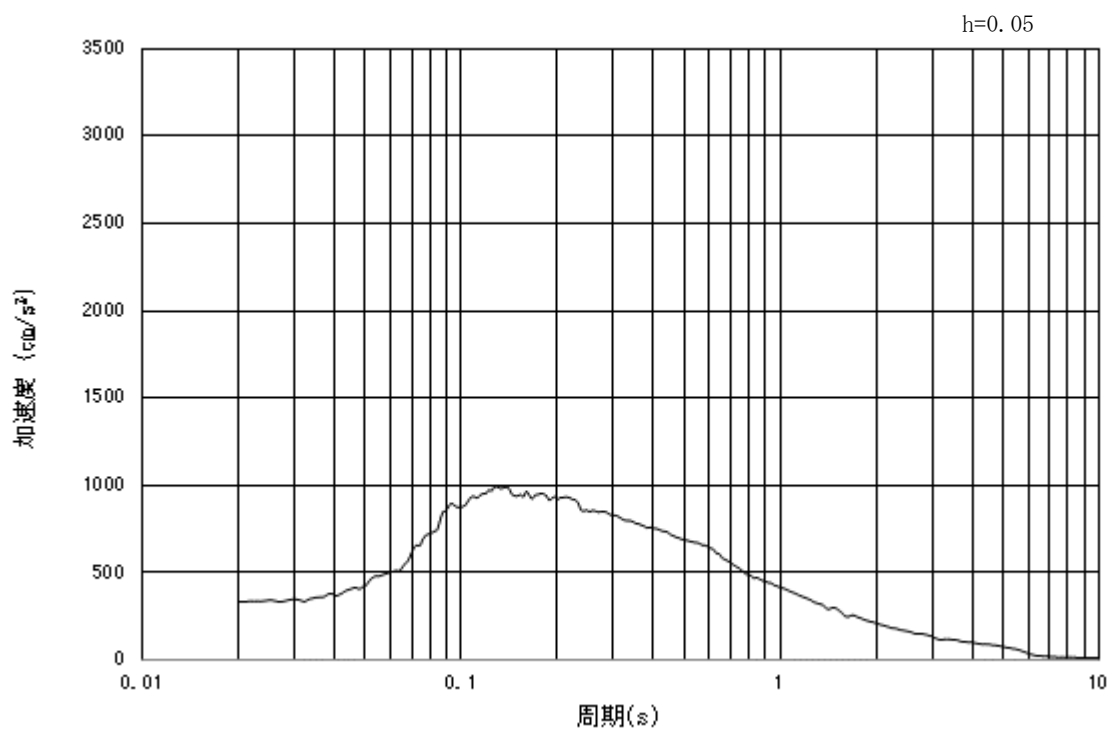


図 3.5.2-2 入力地震動算定の概念図

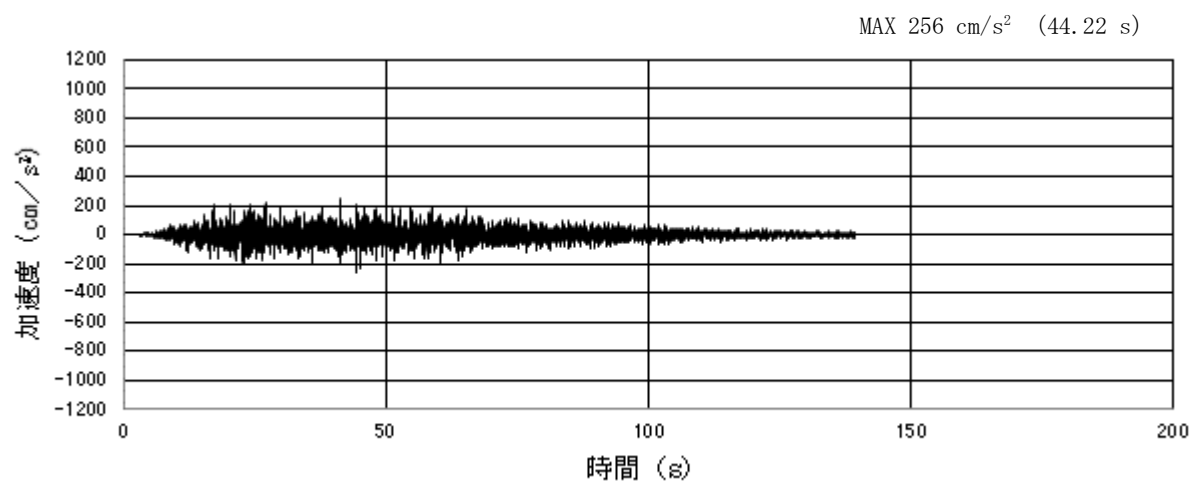


(a) 加速度時刻歴波形

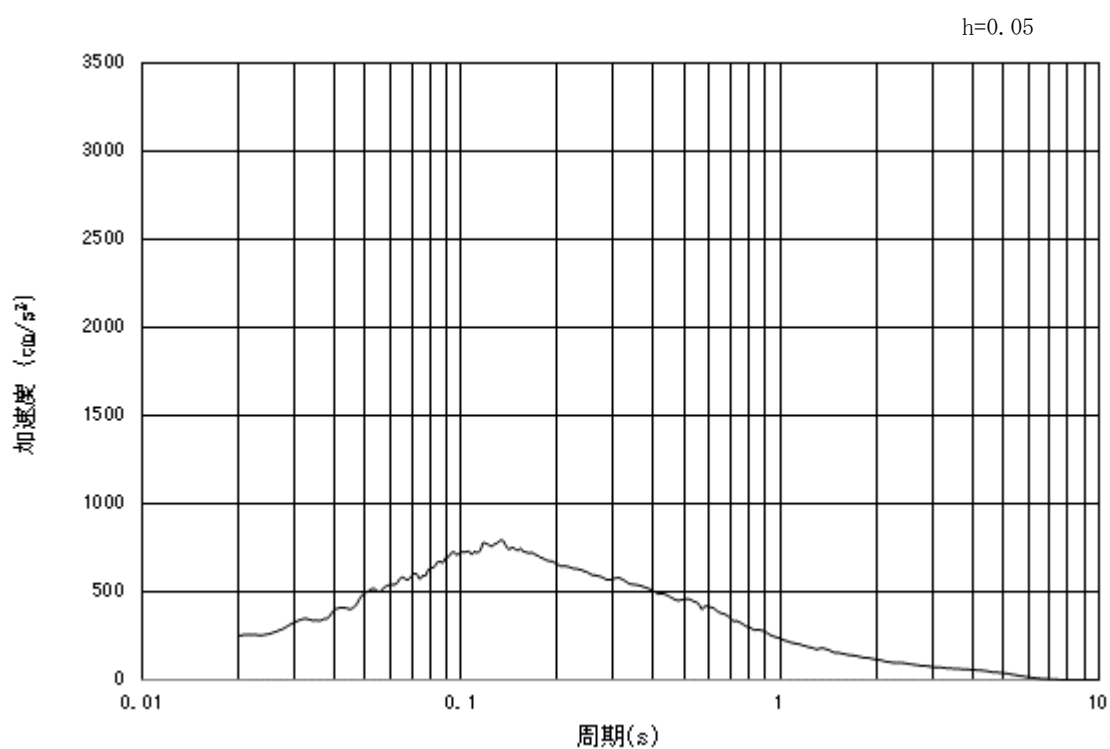


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.2-3 (1) 杭間部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D 1)

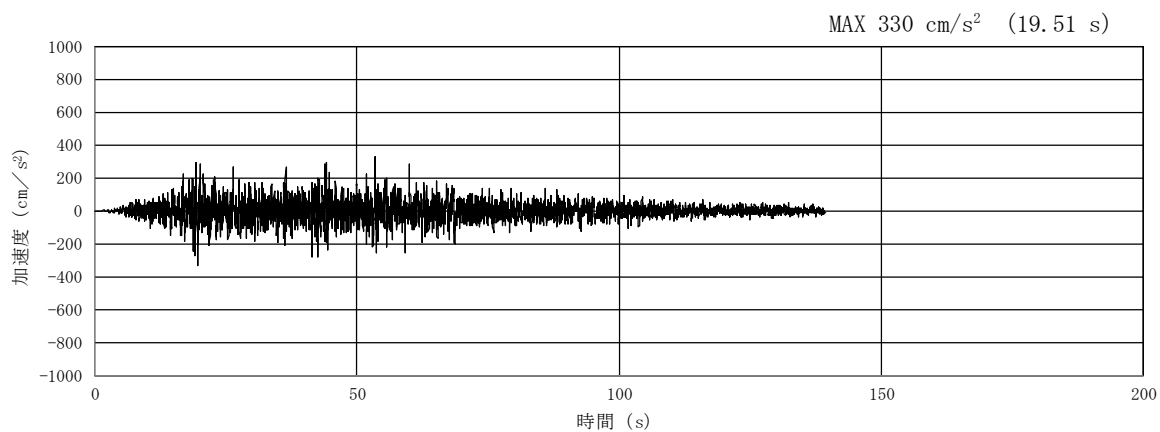


(a) 加速度時刻歴波形

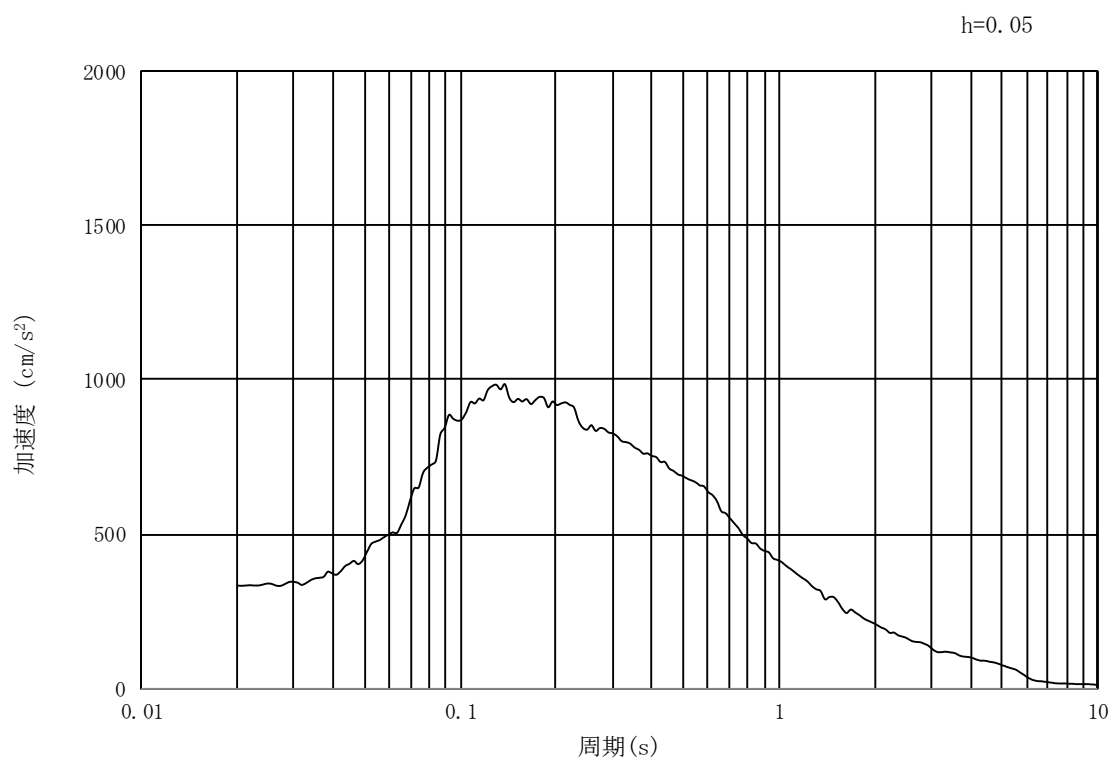


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.2-3 (2) 杭間部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(鉛直方向： S_d-D1)

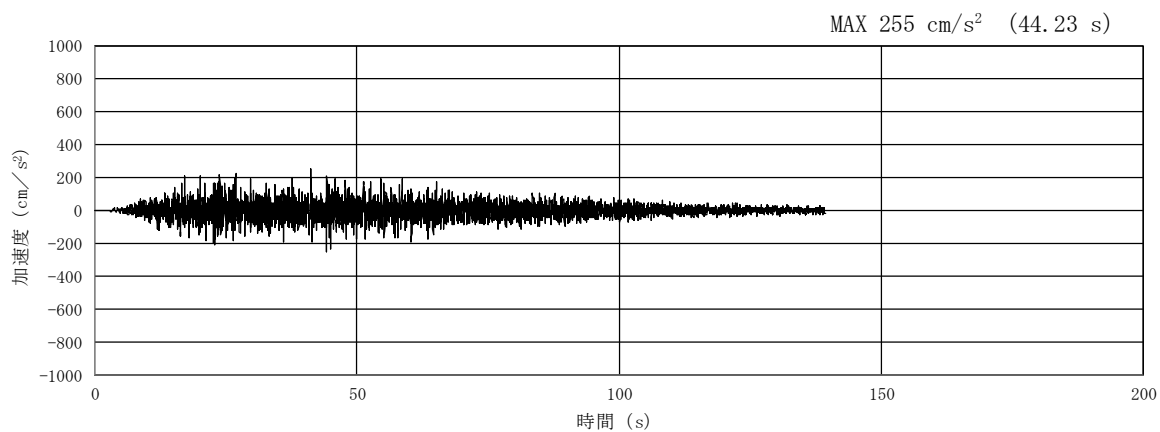


(a) 加速度時刻歴波形

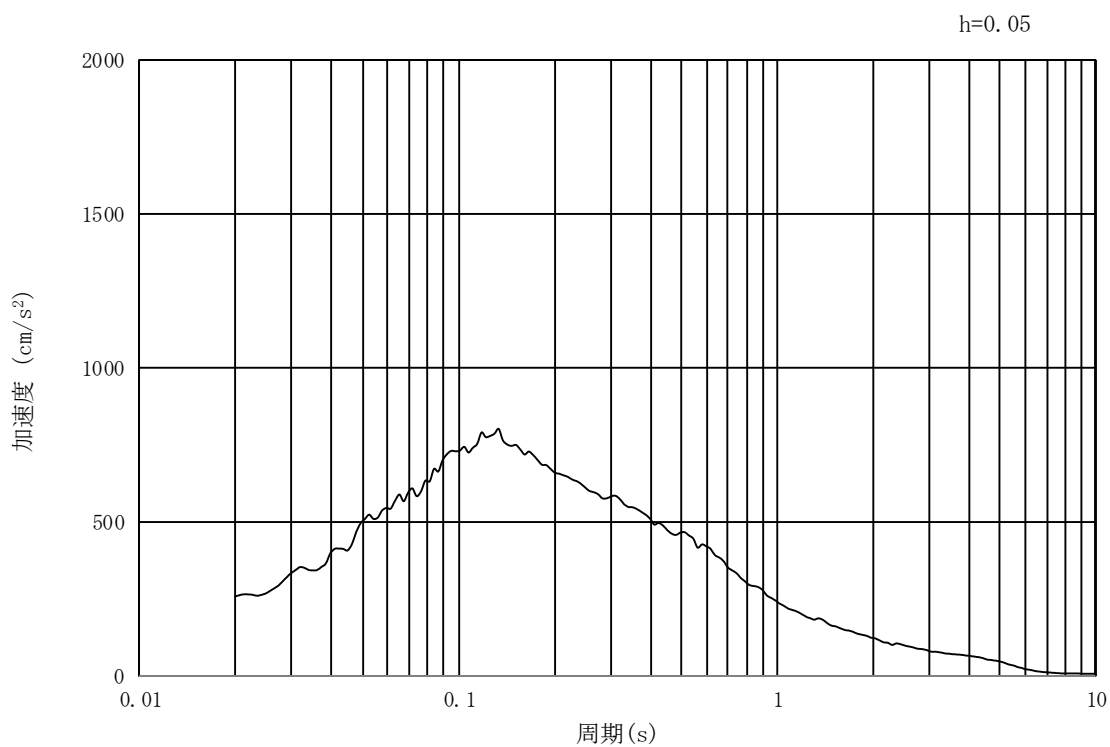


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.2-3 (3) RC防潮壁部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.2-3 (4) RC 防潮壁部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_d-D1)

b. 評価方法

(a) 扉体部

扉体部の評価方法は「3.5.1 津波時」と同じとする。

(b) 戸当り部

戸当り部の評価方法は「3.5.1 津波時」と同じとする。

(2) 出口側集水樹（杭間部）

a. 2次元静的フレーム解析

重畳時も津波時同様，2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「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。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ，杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

重畳時の地盤バネは，表 3.5.2-2 に示すケースにおいて S_d 波による 1 次元有効応力解析を実施し，地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ時刻における物性により設定し，表 3.5.2-3 に示す 3 ケースを考慮する。

表 3.5.2-2 2次元静的フレーム解析における 1 次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		① 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)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 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	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)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)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	$S_d - D1$	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

* 上記のケースより，地表面加速度最大ケース，地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

表 3.5.2-3 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 3	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大加速度発生時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が 大きいケース
地盤バネ 4	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大変位発生時刻における地盤物性により設定*		地盤抵抗が 小さいケース
地盤バネ 5	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 最大せん断ひずみ発生時刻における地盤物性により設定*		

* 1 次元有効応力解析については，「3.5.2(1)a. 1 次元有効応力解析」に示す。

(a) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

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）」に従い、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）」に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.2-4 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）」に従い、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）」に従い、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3)、地表面最大変位発生時刻(地盤バネ4)及び最大せん断ひずみ発生時刻(地盤バネ5)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。

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

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

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

ここで,

ν_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)」に従い 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)」の記述に従い、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。

(b) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

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)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 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

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.2-5 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)

p_U : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

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 3), 地表面最大変位発生時刻 (地盤バネ 4) 及び最大せん断ひずみ発生時刻 (地盤バネ 5) 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設定する。

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

ここで,

C: 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (CD 条件)

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

D: 杭径 (m)

H: 支配長さ (m)

- (c) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

- (d) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

重畳時の反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sh} = \tau_f H \pi D$$

ここで,

τ_f : 1 次元有効応力解析で得られる地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ 3）, 地表面最大変位発生時刻（地盤バネ 4）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ 5） t_{max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$\tau_f = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}$$

ここで,

c : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

- (e) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで,

k_v : 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m³): 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで,

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

- (f) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v の算定方法を以下に示す。

$$P_v = \sigma_f A_v$$

ここで,

σ_f : 1次元有効応力解析で得られる地表面発生加速度発生時刻（地盤バネ3）, 地表面最大変位発生時刻（地盤バネ4）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ5） t_{\max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

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

ここで,

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

A_v : 杭下端面積 (m²) = $\pi/4 \times D^2$ (D は杭径 (m))

b. 評価方法

(a) 鋼管杭

鋼管杭の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(b) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(c) 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、 S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元FEM静的解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

入力地震動 S_d-D1 により発生する基礎地盤の接地圧は、「3.5.2 (3) 1次元有効応力解析」で実施した解析ケースのうち地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースの3つの解析ケースに対して、2次元有効応力解析を実施し求める。2次元有効応力解析に使用する解析モデルは、「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」に記載する2次元有効応力解析モデルと同じモデルを使用し、入力地震動以外の解析条件は同じとする。

津波波圧及び動水圧による接地圧も、同じ3つのケースに対応する地盤剛性を用い2次元FEM静的解析を実施し求める。2次元FEM静的解析に使用する解析モデルは、「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」に記載する2次元有効応力解析における常時応力解析モデルに基づく図3.5.2-4に示す2次元FEM静的解析モデルを使用し、津波波圧及び動水圧を作用させること及び側方境界条件を水平ローラーとすること以外の解析条件は同じとする。

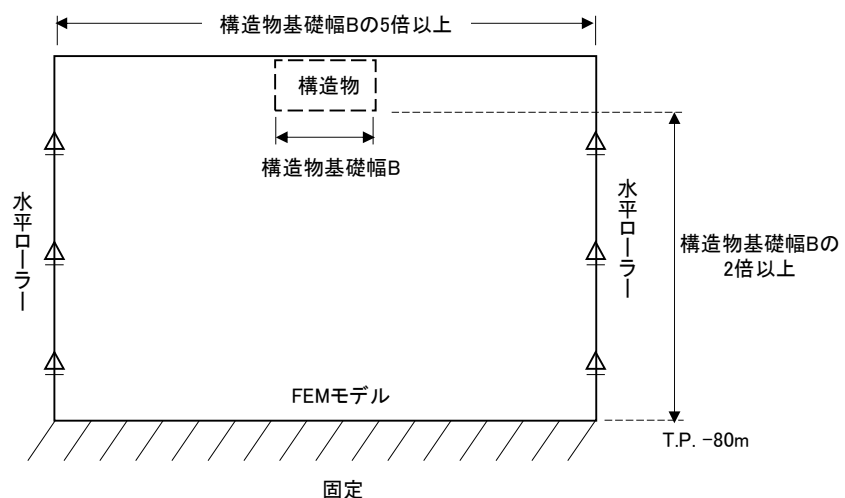
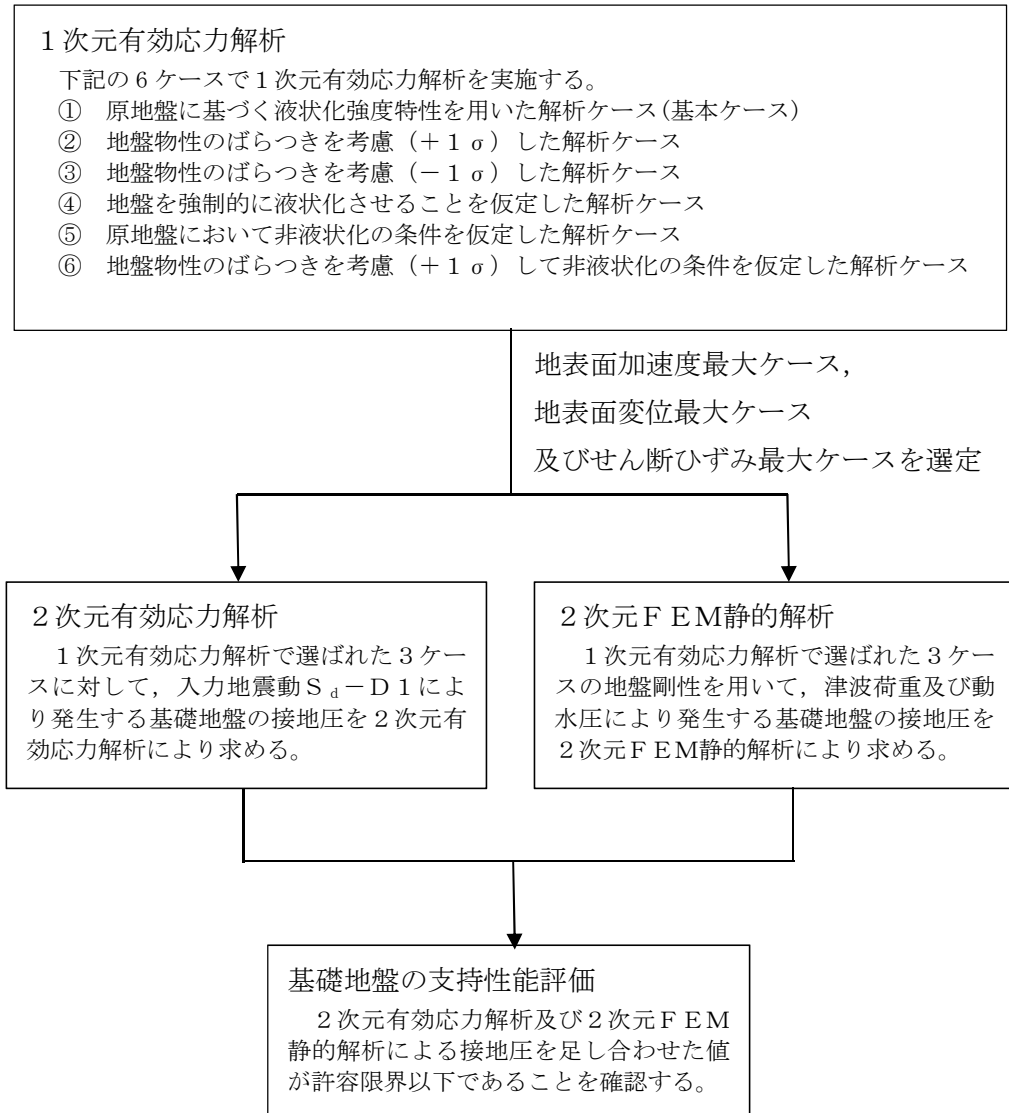


図 3.5.2-4 2次元FEM静的解析モデル

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。図 3.5.2-5 に基礎地盤の支持性能評価フローを示す。



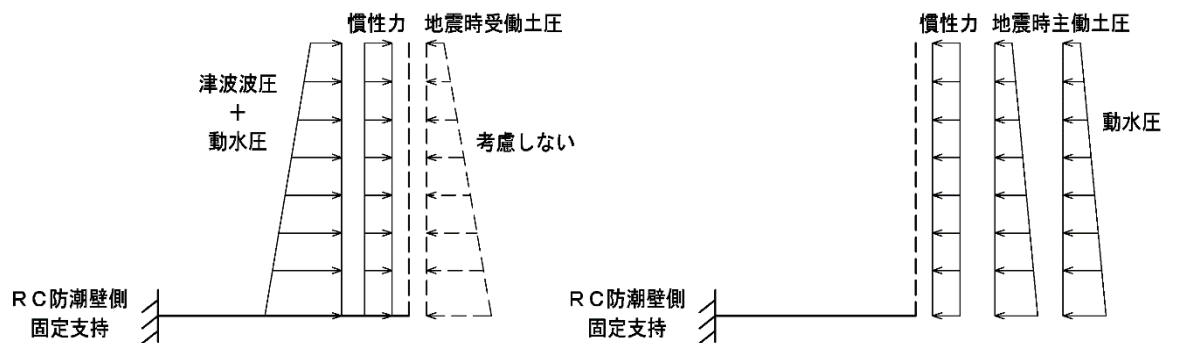
* 上記の2次元有効応力解析及び2次元FEM静的解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 3.5.2-5 基礎地盤の支持性能評価フロー

(3) 出口側集水桝（RC防潮壁部）

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

地震時土圧については，慣性力と逆向きに作用する場合は保守的に考慮しないものとする。土圧作用の概念図を図 3.5.2-6 に示す。



3.5.3 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.3-1, 材料の物性値を表 3.5.3-2, 地盤の物性値を表 3.5.3-3 に示す。

表 3.5.3-1 使用材料

諸元		
出口側集水桝 (杭間部)	鉄筋	SD490
	コンクリート	設計基準強度 : 50 N/mm ²
出口側集水桝 (R C 防潮壁部)	鉄筋 (主筋)	SD490
	コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²
鋼管杭 (杭間部)		φ 800 mm (SM570) t = 40

* : 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部工編に従い腐食代 1 mm を考慮する。杭の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.3-2 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート*	40 N/mm ²	24.5	3.10×10^4	0.2
	50 N/mm ²	24.5	3.30×10^4	0.2
鋼管杭 (杭間部) *		77.0	2.00×10^5	0.3

注記 * : 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 14 年 3 月)

表 3.5.3-3 (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 （）は地下水位で浅	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	ボアソン比	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 （）は地下水位で浅	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 （）は地下水位で浅	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 3.5.3-3 (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				
				第四系（非液状化層）				新第三系
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km
物理特性	密度 () は地下水位で浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 () は地下水位で浅	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
	基準初期せん断剛性 () は地下水位で浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z：標高（m）

表 3.5.3－3 (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 ³)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 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

表 3.5.3-3 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5\text{N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5\text{N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	

* 地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度： 1.5 N/mm^2

4. 評価結果

4.1 津波時の強度評価結果

4.1.1 杭間部

(1) 扉体及び戸当り

追而

(2) 出口側集水桝

出口側集水桝の津波時の評価結果を示す。

a. 鋼管杭の評価結果

(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 4.1.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.1-2～表 4.1.1-3 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は最大となる値を示している。

表 4.1.1-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
排水系統 I-2	40	0.09299	0.01682

表 4.1.1-2 曲げ軸力に対する安全率 (基準津波時)

	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	14	620	7	382.5	0.02
地盤バネ 2	120	631	14	382.5	0.04

表 4.1.1-3 曲げ軸力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	14	810	10	433.5	0.03
地盤バネ 2	120	869	16	433.5	0.04

(b) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.1-4～表 4.1.1-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

表 4.1.1-4 セン断力に対する安全率（基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	15	0	217.5	0.00
地盤バネ 2	31	1	217.5	0.01

表 4.1.1-5 セン断力に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	17	0	246.5	0.00
地盤バネ 2	31	1	246.5	0.01

b. 鉄筋コンクリートの評価結果

(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 4.1.1-6 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.1-7 及び表 4.1.1-8 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.1-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	0.15	0.65	D32@200	3971
壁部	0.15	0.65	D32@200	3971

表 4.1.1-7 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時）

	部材	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		
地盤 バネ 1	壁部	60	465	0.24	—	21	435	0.02	—
	底版部	261	-15	0.91	29	21	435	0.05	0.07
地盤 バネ 2	壁部	58	519	0.25	—	21	435	0.02	—
	底版部	310	16	1.08	33	21	435	0.06	0.08

表 4.1.1-8 曲げ軸力に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

	部材	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		
地盤 バネ 1	壁部	81	594	0.32	—	21	435	0.02	—
	底版部	339	-43	1.18	38	21	435	0.06	0.09
地盤 バネ 2	壁部	84	636	0.33	—	21	435	0.02	—
	底版部	368	2	1.28	40	21	435	0.07	0.10

(b) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.1-9 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.1-10 及び表 4.1.1-11 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.1-9 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	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 (mm ²)
底版部	D22@200	0.4	1935
壁部	D22@200	0.4	1935

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

$$V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1000 = 233.15$$

$$V_s = 1935 \times 300/1.15 \times 0.65/0.4/1000 = 820.27$$

$$V_a = 233.15 + 820.27 = 1053.42$$

表 4.1.1-10 セン断力に対する安全率（基準津波時）

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	26	1053.4	0.03
	底版部	127	1053.4	0.13
地盤バネ 2	壁部	17	1053.4	0.02
	底版部	153	1053.4	0.15

・ T.P. +24 m 津波時

$$V_c = 1/2 \times 1.1 / 1.15 \times 0.65 \times 1.0 \times 1000 = 310.86$$

$$V_s = 1935 \times 330 / 1.15 \times 0.65 / 0.4 / 1000 = 902.29$$

$$V_a = 310.86 + 902.29 = 1213.15$$

表 4.1.1-11 セン断力に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	35	1213.1	0.03
	底版部	165	1213.1	0.14
地盤バネ 2	壁部	21	1213.1	0.02
	底版部	185	1213.1	0.16

4.1.2 R C防潮壁部

(1) 扉体及び戸当り

追而

(2) 出口側集水桝

a. 鉄筋コンクリートの評価結果

(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 4.1.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.2-2 及び表 4.1.2-3 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部				
壁部	追而			

表 4.1.2-2 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
底版部	追而						
壁部							

表 4.1.2-3 曲げ軸力に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
底版部	追而						
壁部							

(b) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.2-4 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.2-5 及び表 4.1.2-6 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.2-4 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	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 (mm ²)
底版部	追而		
壁部			

表 4.1.2-5 セン断力に対する安全率（基準津波時）

	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	安全率	判定
底版部	追而			
壁部				

表 4.1.2-6 セン断力に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	安全率	判定
底版部	追而			
壁部				

4.2 重畳時の強度評価結果

4.2.1 杭間部

(1) 扉体及び戸当り

追而

(2) 出口側集水桝

出口側集水桝の重畳時の評価結果を示す。

a. 鋼管杭の評価結果

(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 4.2.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.1-2～表 4.2.1-3 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は最大となる値を示している。

表 4.2.1-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
排水系統 I-2	40	0.09299	0.01682

表 4.2.1-2 曲げ軸力に対する安全率 (基準津波時)

	鉛直 慣性力	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	上向き	662	869	49	382.5	0.13
	下向き	662	1130	51	382.5	0.14
地盤バネ 4	上向き	1809	127	109	382.5	0.29
	下向き	1809	151	109	382.5	0.29
地盤バネ 5	上向き	2095	148	126	382.5	0.33
	下向き	2095	165	126	382.5	0.33

表 4.2.1-3 曲げ軸力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時)

	鉛直 慣性力	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	633	1100	49	433.5	0.12
	下向き	633	1399	53	433.5	0.13
地盤バネ 4	上向き	1808	196	110	433.5	0.26
	下向き	1808	231	110	433.5	0.26
地盤バネ 5	上向き	2095	215	127	433.5	0.30
	下向き	2095	239	127	433.5	0.30

(b) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.1-4～表 4.2.1-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

表 4.2.1-4 せん断力に対する安全率（基準津波時）

	鉛直 慣性力	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	126	3	217.5	0.02
	下向き	126	3	217.5	0.02
地盤バネ 4	上向き	646	14	217.5	0.07
	下向き	646	14	217.5	0.07
地盤バネ 5	上向き	572	12	217.5	0.06
	下向き	572	12	217.5	0.06

表 4.2.1-5 せん断力に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

	鉛直 慣性力	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	119	3	246.5	0.02
	下向き	119	3	246.5	0.02
地盤バネ 4	上向き	646	14	246.5	0.06
	下向き	646	14	246.5	0.06
地盤バネ 5	上向き	572	12	246.5	0.05
	下向き	572	12	246.5	0.05

b. 鉄筋コンクリートの評価結果

(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 4.2.1-6 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.1-7 及び表 4.2.1-8 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.1-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	0.15	0.65	D32@200	3971
壁部	0.15	0.65	D32@200	3971

表 4.2.1-7(1) 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 3）

	部材	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		
上向き	壁部	363	-159	1.25	44	21	435	0.03	0.05
	底版部	1053	-109	3.66	117	21	435	0.04	0.05
下向き	壁部	380	-31	1.32	42	21	435	0.04	0.05
	底版部	1125	-97	3.91	125	21	435	0.04	0.05

表 4.2.1-7(2) 曲げ軸力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 4）

	部材	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		
上向き	壁部	48	499	0.23	—	21	435	0.02	—
	底版部	327	55	1.14	34	21	435	0.06	0.08
下向き	壁部	53	536	0.25	—	21	435	0.02	—
	底版部	348	59	1.22	36	21	435	0.06	0.09

表 4.2.1-7(3) 曲げ軸力に対する安全率 (基準津波時・地盤バネ 5)

	部材	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		
上向き	壁部	50	497	0.23	—	21	435	0.02	—
	底版部	343	53	1.20	35	21	435	0.06	0.09
下向き	壁部	356	55	1.24	—	21	435	0.06	—
	底版部	356	55	1.24	37	21	435	0.06	0.09

表 4.2.1-8(1) 曲げ軸力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 3)

	部材	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		
上向き	壁部	378	49	1.32	39	28	478.5	0.05	0.09
	底版部	1101	-107	3.82	122	28	478.5	0.14	0.26
下向き	壁部	393	185	1.38	37	28	478.5	0.05	0.08
	底版部	1183	-99	4.11	131	28	478.5	0.15	0.28

表 4.2.1-8(2) 曲げ軸力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 4)

	部材	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		
上向き	壁部	78	613	0.31	—	28	478.5	0.02	—
	底版部	387	43	1.35	40	28	478.5	0.05	0.09
下向き	壁部	81	648	0.33	—	28	478.5	0.02	—
	底版部	413	46	1.44	43	28	478.5	0.06	0.09

表 4.2.1-8(3) 曲げ軸力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 5)

	部材	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		
上向き	壁部	76	615	0.31	—	28	478.5	0.02	—
	底版部	400	43	1.40	42	28	478.5	0.05	0.09
下向き	壁部	78	638	0.32	—	28	478.5	0.02	—
	底版部	417	45	1.46	44	28	478.5	0.06	0.10

(b) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.1-9 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.1-10 及び表 4.2.1-11 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.1-9 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	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 (mm ²)
底版部	D22@200	0.4	1935
壁部	D22@200	0.4	1935

表 4.2.1-10(1) セン断力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 3）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	135	1053.4	0.13
	底版部	336	1053.4	0.32
下向き	壁部	138	1053.4	0.14
	底版部	380	1053.4	0.37

表 4.2.1-10(2) セン断力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 4）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	28	1053.4	0.03
	底版部	145	1053.4	0.14
下向き	壁部	27	1053.4	0.03
	底版部	159	1053.4	0.16

表 4.2.1-10(3) セン断力に対する安全率（基準津波時・地盤バネ 5）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	22	1053.4	0.03
	底版部	147	1053.4	0.14
下向き	壁部	22	1053.4	0.03
	底版部	156	1053.4	0.15

表 4.2.1-11(1) セン断力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 3)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	149	1213.1	0.13
	底版部	336	1213.1	0.28
下向き	壁部	151	1213.1	0.13
	底版部	418	1213.1	0.35

表 4.2.1-11(2) セン断力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 4)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	31	1213.1	0.03
	底版部	179	1213.1	0.15
下向き	壁部	30	1213.1	0.03
	底版部	194	1213.1	0.16

表 4.2.1-11(3) セン断力に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 5)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	25	1213.1	0.03
	底版部	180	1213.1	0.15
下向き	壁部	24	1213.1	0.02
	底版部	191	1213.1	0.16

c. 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 4.2.1-12 及び表 4.2.1-13 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 4.2.1-12 極限支持力に対する安全率（基準津波時）

地盤	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	987	6288
地盤バネ 4 地盤バネ 5	1091	6288

表 4.2.1-13 極限支持力に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

地盤	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	1025	6288
地盤バネ 4 地盤バネ 5	1132	6288

4.2.2 RC防潮壁部

(1) 扉体及び戸当り

追而

(2) 出口側集水桝

a. 鉄筋コンクリートの評価結果

(a) 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.2-1 に、曲げに対する照査結果を表 4.2.2-2 及び表 4.2.2-3 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	追而			
壁部				

表 4.2.2-2 曲げに対する安全率（基準津波時）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
底版部	追而						
壁部							

表 4.2.2-3 曲げに対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
底版部	追而						
壁部							

(b) セン断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.2-1 及び表 4.2.2-4 に、セン断に対する照査結果を表 4.2.2-5 及び表 4.2.2-6 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、セン断力が許容セン断応力以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.2-4 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	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 (mm ²)
底版部	追而		
壁部			

表 4.2.2-5 セン断に対する安全率（基準津波時）

	セン断力 (kN)	許容セン断力 (kN)	安全率	判定
底版部	追而			
壁部				

表 4.2.2-6 セン断に対する安全率（T.P. +24 m 津波時）

	セン断力 (kN)	許容セン断力 (kN)	安全率	判定
底版部	追而			
壁部				

4.3 まとめ

「4.1 津波時の強度評価結果」及び「4.2 重畳時の強度評価結果」による全ての評価項目において、構内排水路逆流防止設備の出口側集水桝の評価対象部位に作用する応力の照査値及び接地圧が許容限界以下であることを確認した。

構内排水路逆流防止設備の強度評価に関する参考資料

(参考1) 1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。

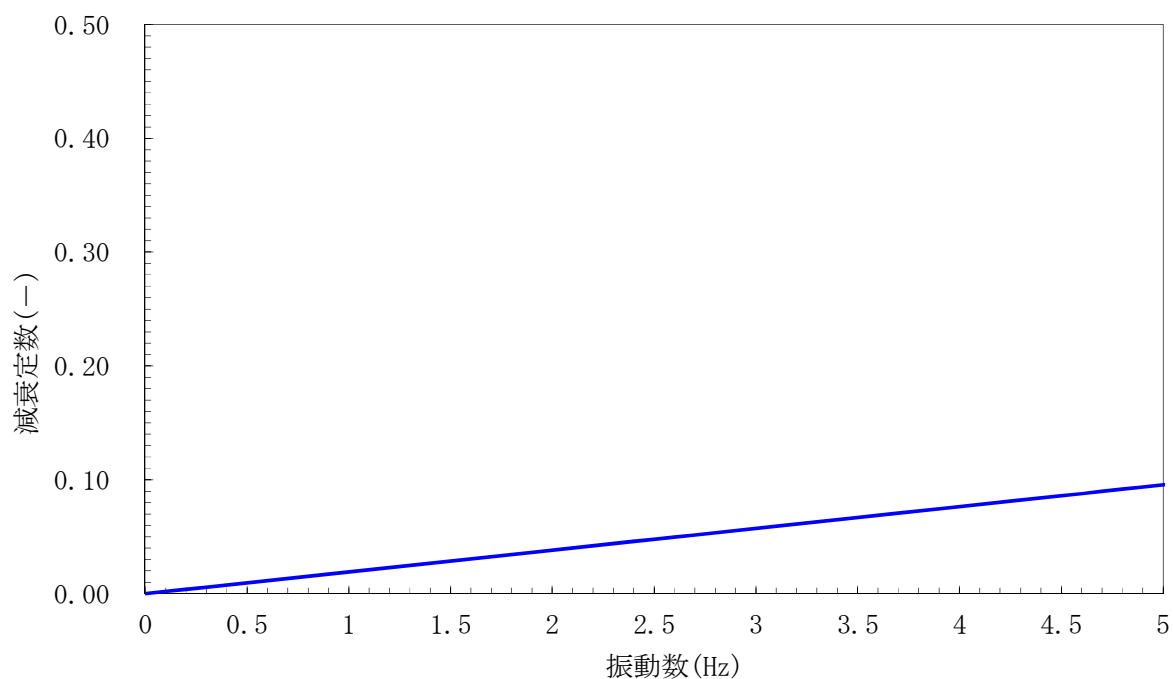


図 1-1 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

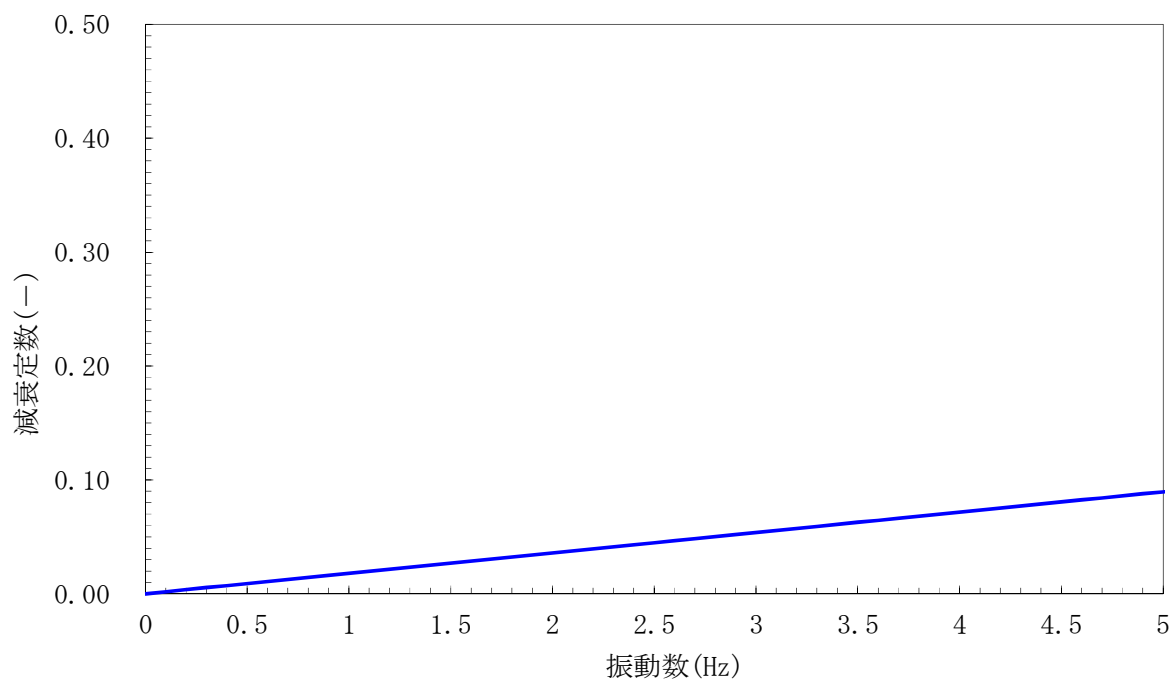


図 1-1 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+ 1 σ) した解析ケース)

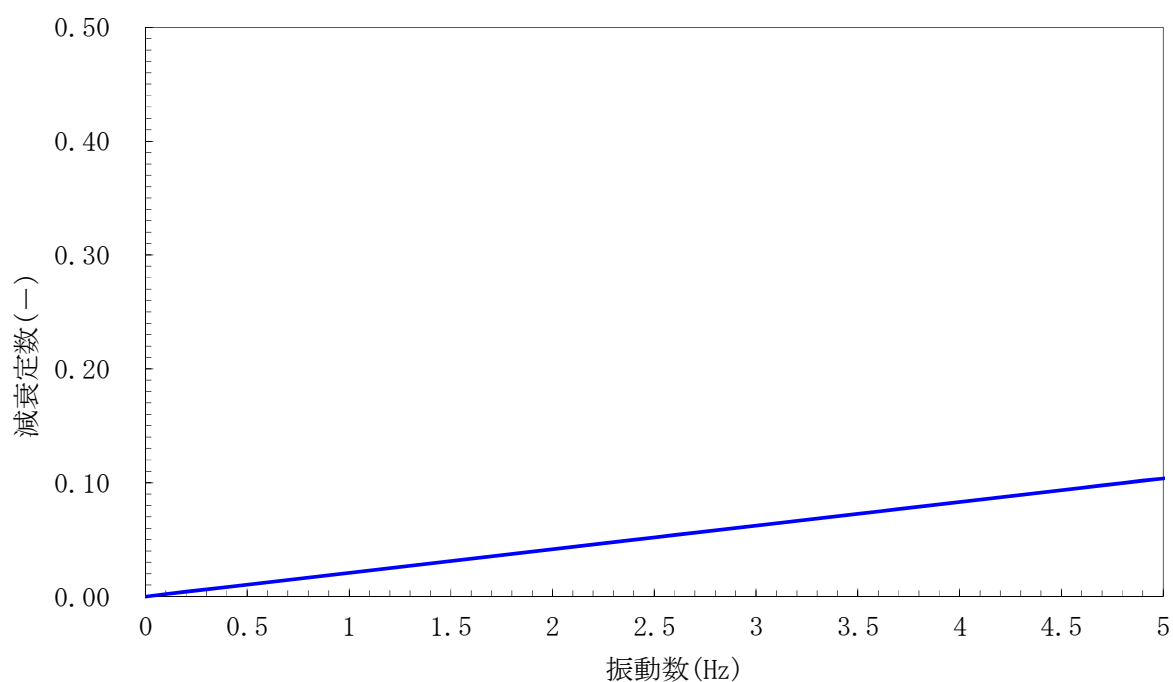


図 1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (- 1 σ) した解析ケース)

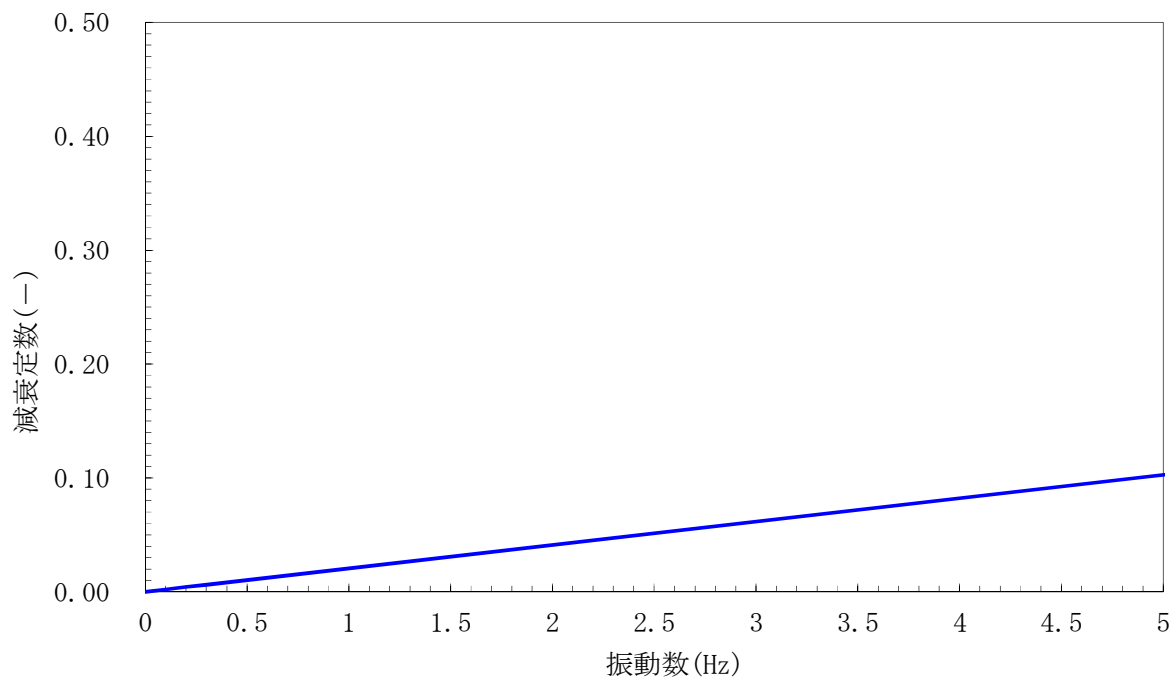


図 1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(I - 2 断面 検討ケース④ : 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解析ケース)

6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足資料

目次

1. 概要	65
2. 基本方針	66
2.1 位置	66
2.2 構造概要	68
2.3 評価方針	71
2.4 適用基準	77
3. 強度評価方法	78
3.1 記号の定義	78
3.2 評価対象断面及び部位	80
3.3 荷重及び荷重の組合せ	86
3.4 変位及び変位の組合せ	93
3.5 解析方法	94
3.6 許容限界	133
3.7 評価方法	138
4. 評価結果	144
4.1 強度評価結果	144
4.2 まとめ（追而）	163

1. 概要

本資料は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、貯留堰が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部材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ものである。

2. 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 機能維持の方針」を踏まえ、貯留堰の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

貯留堰の平面配置図を図 2.1-1 に示す。

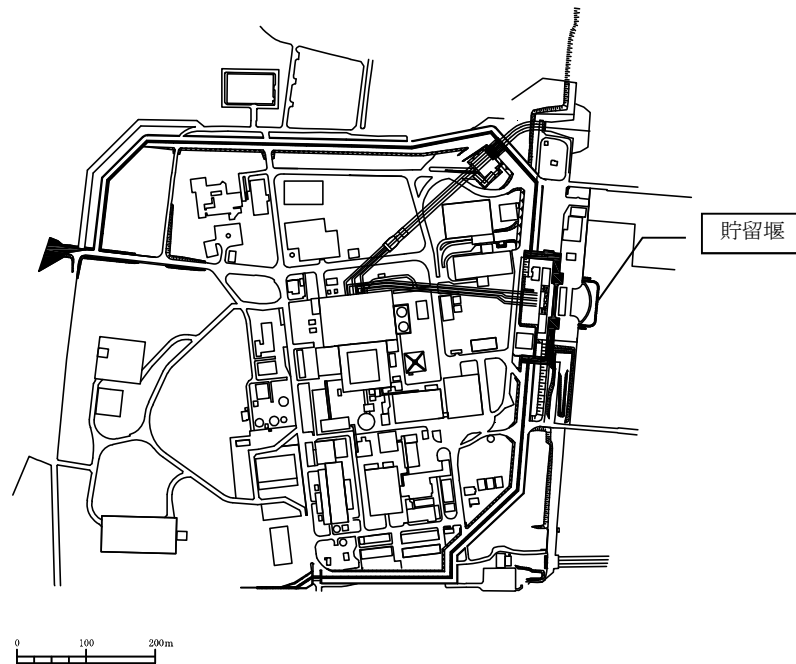


図 2.1-1 (1) 貯留堰の平面配置図（全体図）

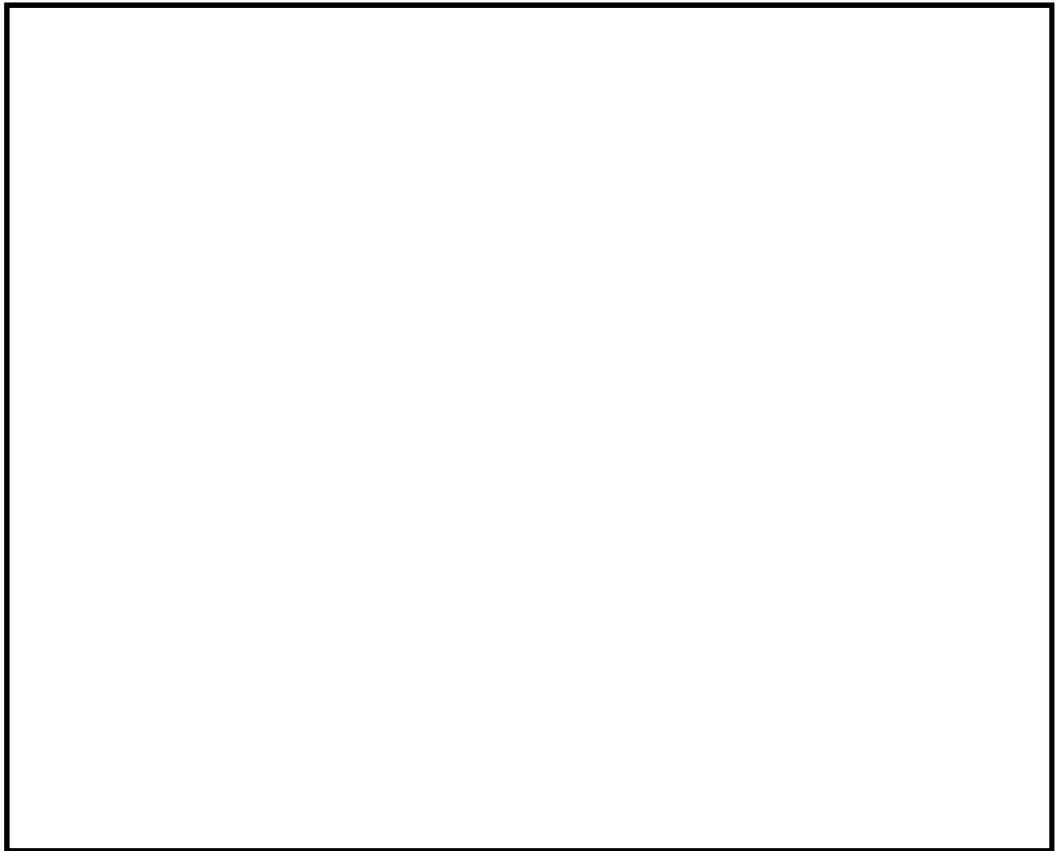


図 2.1-1 (2) 貯留堰の平面配置図 (拡大図)

2.2 構造概要

貯留堰は、その機能及び目的から貯留堰本体及び護岸接続部に区分され、このうち貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、護岸接続部は止水ゴム、防護材及びこれらを取り付けるための鋼材より構成される。

鋼管矢板は、 $\phi 2000$ mmの炭素鋼鋼管であり、全47本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、天端は、非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、海底地盤レベルT.P. -6.9 mに対して天端高さをT.P. -4.9 mとしており、約2 mの堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約65 m \times 約24 mである。また、貯留堰には、海水による腐食防止のため、電気防食を施す。

貯留堰の平面図を図2.2-1、断面図を図2.2-2、縦断断面図を図2.2-3に示す。

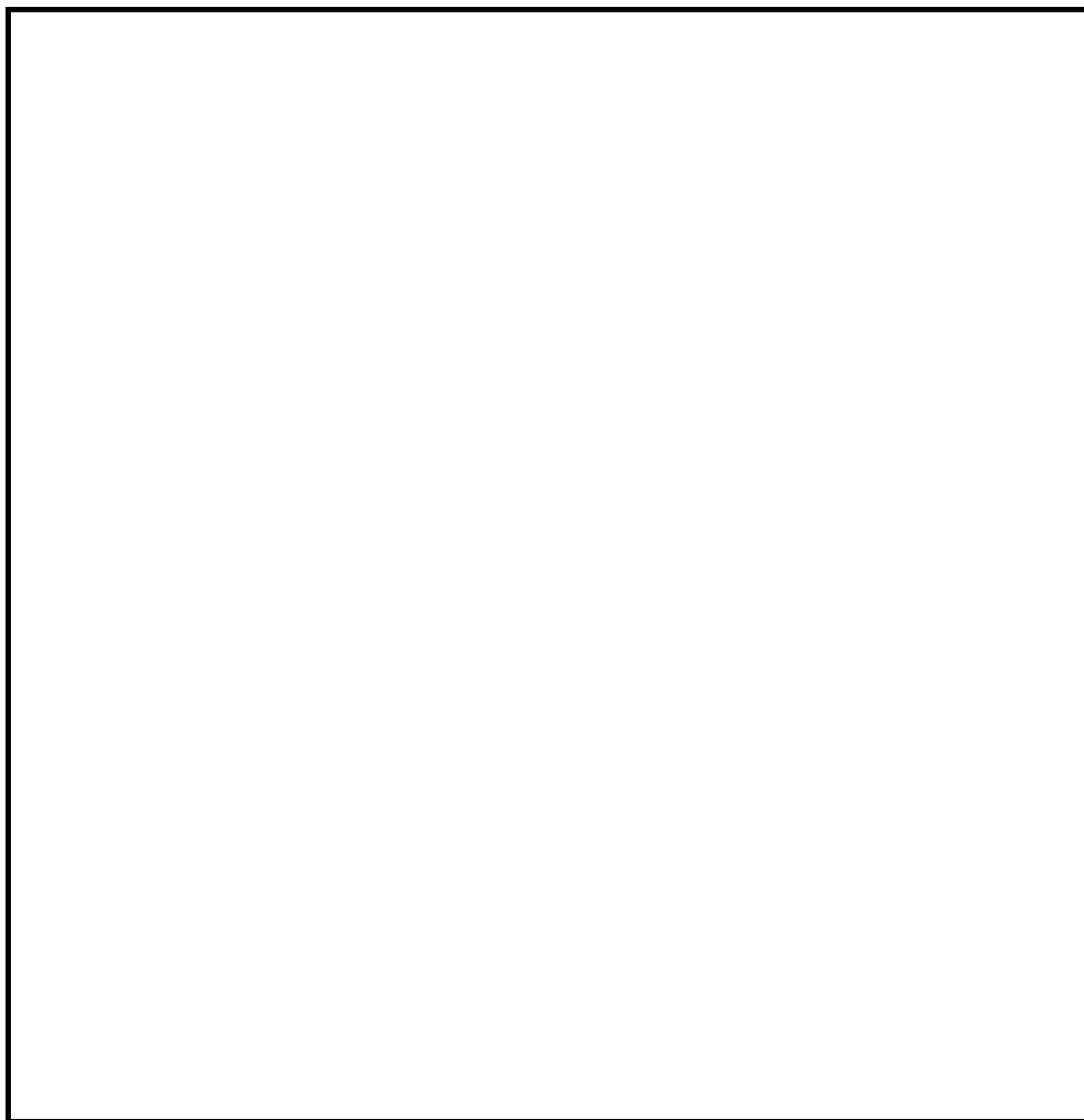


図 2.2-1 (1) 貯留堰の平面図

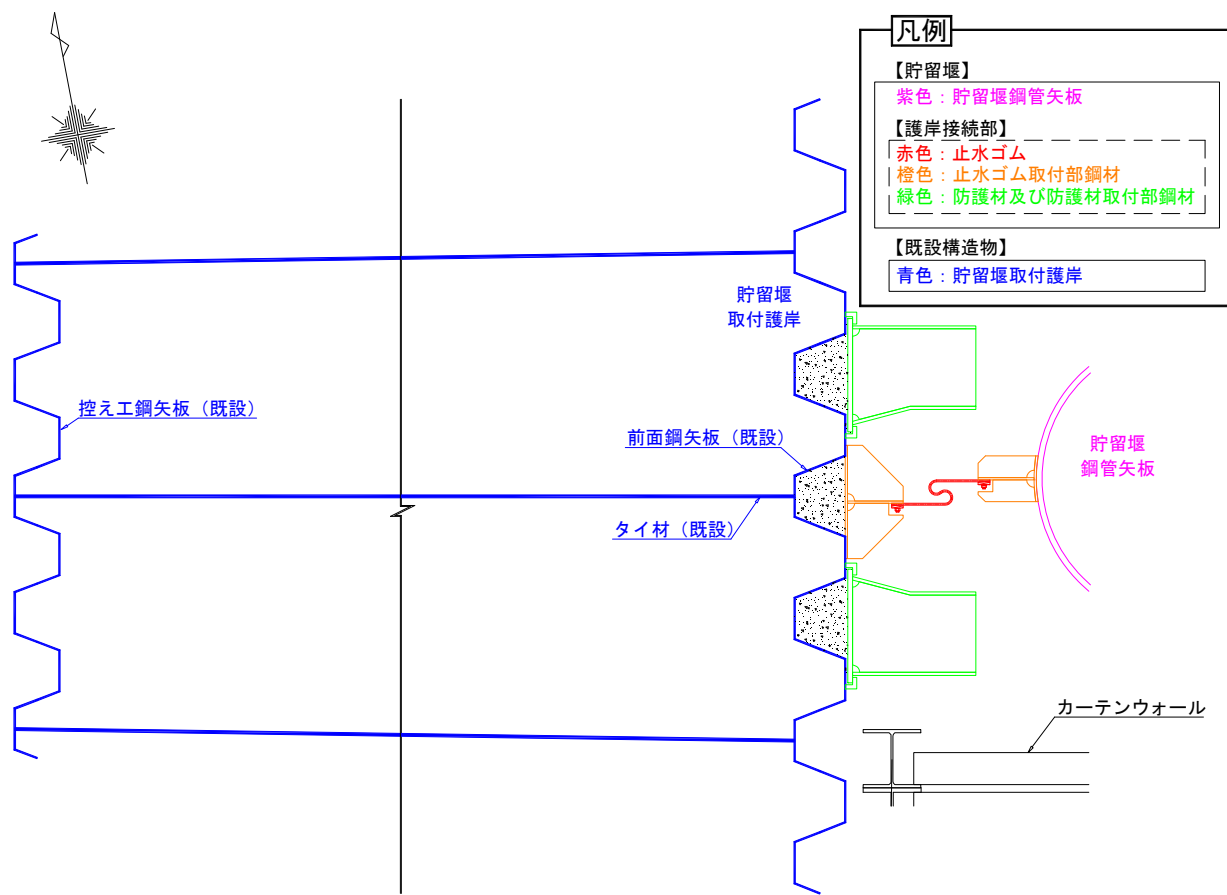


図 2.2-1 (2) 貯留堰の平面図 (A 部拡大)

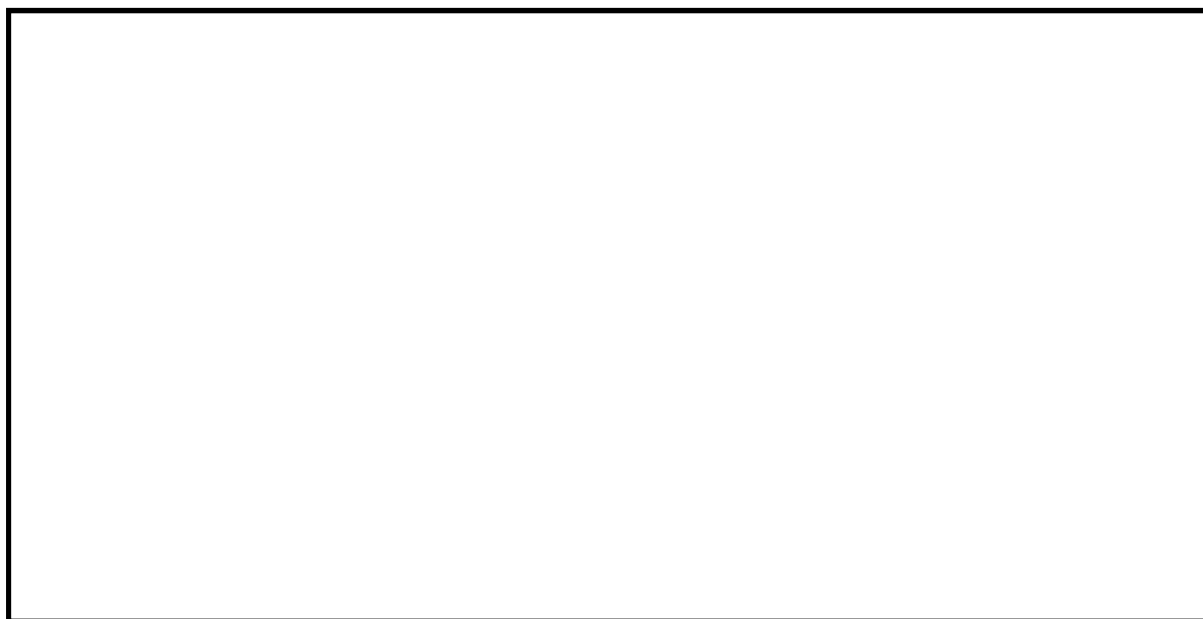


図 2.2-2 貯留堰の断面図

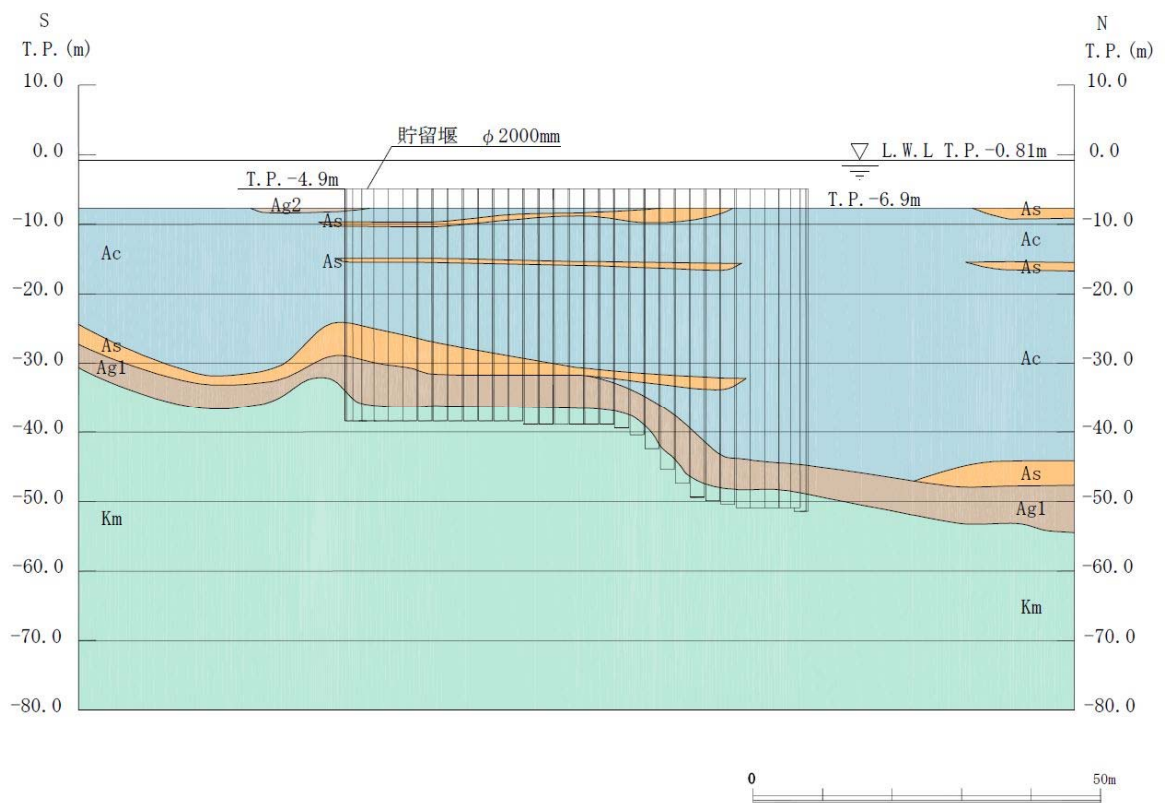


図 2.2-3 (1) 貯留堰の縦断断面図 (A-A 断面)

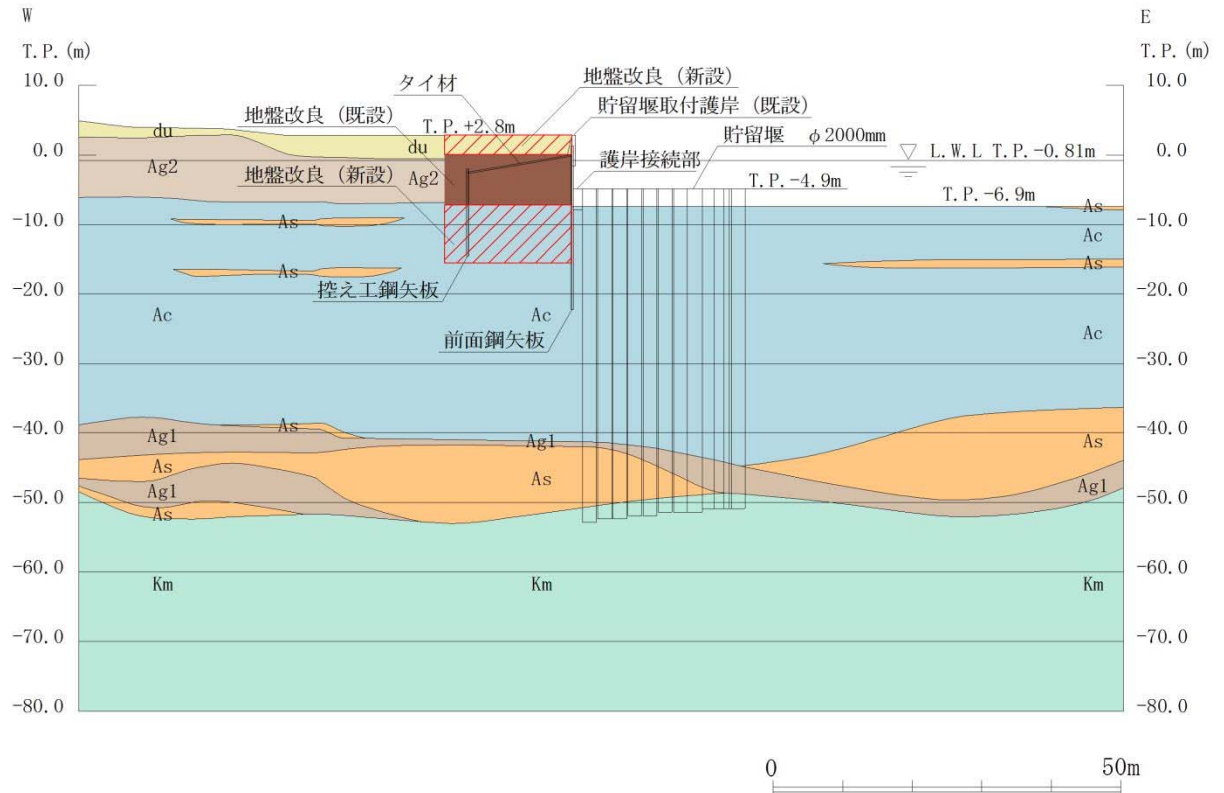


図 2.2-3 (2) 貯留堰の縦断断面図 (B-B 断面)

2.3 評価方針

2.3.1 概要

貯留堰は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設である浸水防護施設及び非常用取水設備である屋外重要土木構造物に、重大事故等対処施設においては、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

貯留堰の強度評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」にて設定している、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、貯留堰の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下となることを、「3. 強度評価方法」に示す方法により評価し、「4. 評価結果」より、貯留堰の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

貯留堰に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に、評価項目を表 2.3-2 に示す。

貯留堰においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下、「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。

貯留堰の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の貯留堰の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価については、貯留堰の鋼管矢板が 1 列に並んでいる構造であることから、津波荷重による接地圧への影響がほぼないこと及び重畳時の余震荷重よりも地震時の地震荷重の方が接地圧への影響が大きいことを考慮して、耐震計算書において実施する。

構造部材の健全性評価のうち、津波時の検討では、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の軟化の影響を考慮するため、表 2.3-3 に示すように 2 次元静的フレーム解析における地盤ばねの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1 次元有効応力解析から地盤ばねの剛性及び上限値を設定した 2 次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3-4 に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

構造物の変形性評価については、止水ゴムの変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

貯留堰の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

表 2.3－1 貯留堰に関する要求機能と設計評価方針

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	
貯留堰	・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、貯留堰の要求される機能を損なうおそれがない設計とする。 ・貯留堰は、水位低下時において海水ポンプの取水に必要な高さと設置し、止水性を維持する設計とする。 ・貯留堰の設計における荷重の組み合わせとしては、常時作用する荷重、津波荷重、余震荷重及び漂流物による衝突荷重を適切に考慮する。	・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震及び漂流物の衝突を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。	・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波に対し、余震及び漂流物の衝突を考慮した場合においても、水位低下時における海水ポンプの取水に必要な高さまでの施工により海水を確保し、主要な構造体の境界部への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波に対し、余震及び漂流物の衝突を考慮した場合においても、水位低下時において海水ポンプの取水に必要な高さを考慮した天端高さT.P. -4.90mとし、海水ポンプ室前面を取り囲むように海中に設置する設計とする。 鋼管矢板は鋼管矢板継手にて連結し、岩盤に支持する構造とすることにより、止水性を保持する設計とする。 鋼管矢板と貯留堰取付護岸との境界部は、試験などにより止水性を確認した止水ゴムを設置することによる止水処置を講じる設計とする。	・貯留堰は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、鋼管矢板下端は岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、貯留堰取付護岸との境界部には止水ゴムを設置し、変形により有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼管矢板が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鋼管矢板	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留める設計とすること、境界部に設置する止水ゴムが、有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。	止水ゴム	変形	有意な漏えいに至る変形	メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である止水ゴム取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	止水ゴム取付部鋼材	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	防護材	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	防護材取付部鋼材	曲げ，せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。

表 2.3-2 貯留堰の評価項目

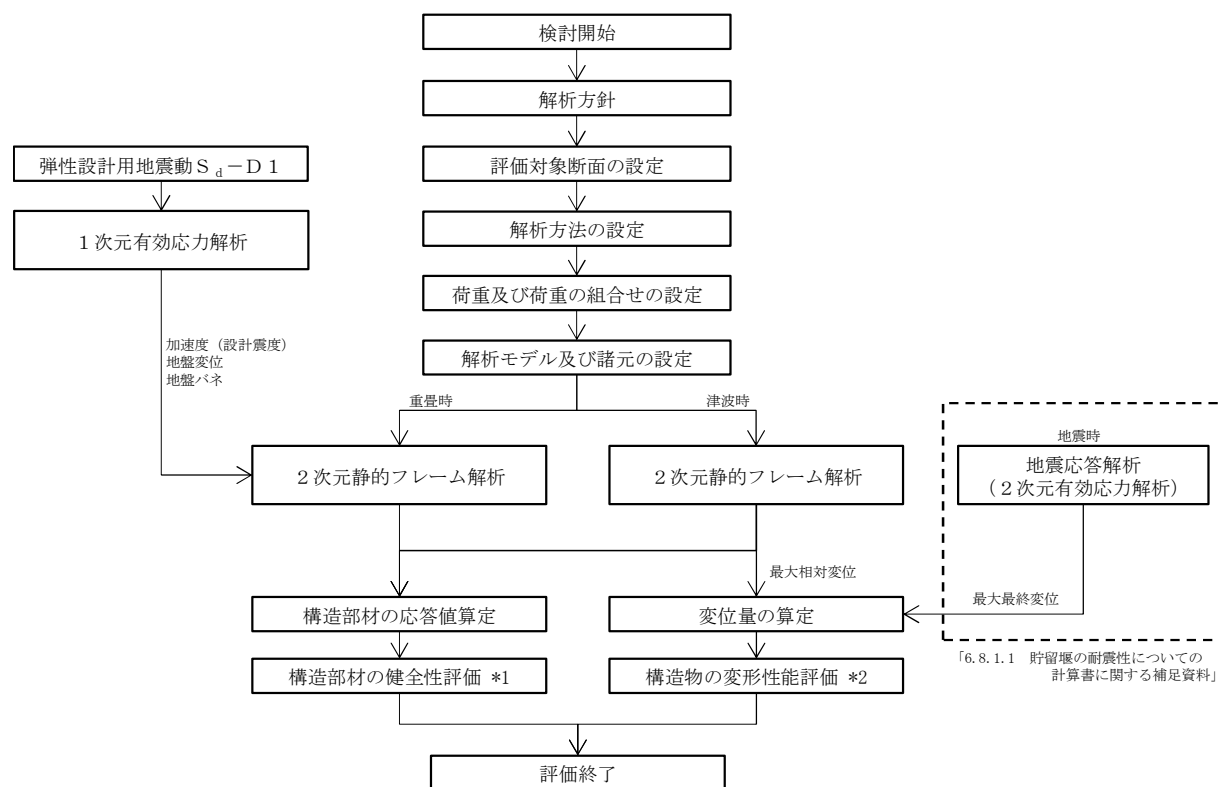
評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造物の変形性	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

表 2.3-3 津波時の検討で考慮する地震動の影響評価ケース

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

表 2.3-4 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
1	平均剛性	液状化パラメータ適用
2	+1 σ 剛性	
3	-1 σ 剛性	
4	豊浦標準砂	
5	平均剛性	非液状化
6	+1 σ 剛性	



注記 *1：構造部材の健全性を評価することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：構造物の変形性評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3-1 貯留堰の強度評価フロー

2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法

貯留堰の津波時及び重畳時の解析手法は、鋼管矢板を線材はり要素、地盤を1次元有効応力解析の応答値より設定したバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化した2次元静的フレーム解析とする。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図2.3-2に示す。

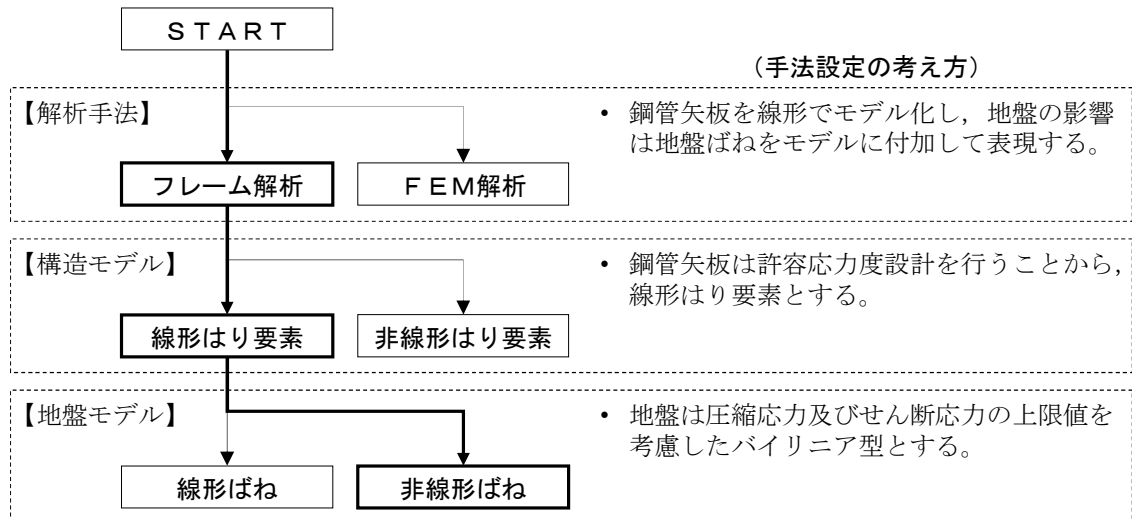


図 2.3-2 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月） ・道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成 14 年 3 月） 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年改訂） ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月） 	・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月） ・道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（平成 14 年 3 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発生応力度が，許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力度が許容応力度以下であることを確認
評価方法	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007 年度） 	・腐食代の設定
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年） ・J E A G 4 6 0 1 -1987 	・有限要素法による 1 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

貯留堰の強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
g	m/s^2	重力加速度
h	m	浸水深
k_h	—	水平震度
k_v	—	鉛直震度
p_1	kN/m^2	直立壁前面の底面における波圧強度
p_2	kN/m^2	直立壁前面の天端面における波圧強度
p_3	kN/m^2	直立壁背面の底面における波圧強度
η_f	m	直立壁前面の静水面からの津波高さ
η_r	m	直立壁背面の静水面からの津波高さ
h'	m	直立壁の底面の水深
h_c	m	静水面から直立壁天端面までの高さ
P_c	kN	衝突荷重
P_d	kN/m^2	動水圧
P_t	kN/m^2	津波荷重
v	m/s	貯留堰位置での津波最大流速
W_c	kN	漂流物の重量
y	m	動水圧の作用高さ
γ_w	kN/m^3	海水の単位体積重量
ρ	kg/m^3	海水の密度
G	kN	固定荷重
K_{sd}	kN	余震荷重
σ	N/mm^2	曲げモーメント及び軸力による応力
σ_a	N/mm^2	許容曲げ圧縮応力度
M	$N \cdot mm$	最大曲げモーメント

表 3.1-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
Z	mm ³	断面係数
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
τ	N/mm ²	せん断応力
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
S	kN	せん断力
κ	—	せん断応力の分布係数

3.2 評価対象断面及び部位

評価対象断面及び部位は、貯留堰の構造物の配置、荷重条件及び地盤条件を考慮し設定する。

3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、貯留堰鋼管矢板が縦断方向に対し一様な設備形状であることを踏まえ、鋼管矢板の周辺の地質状況に基づき設定する。

図 3.2-1 に示す平面図及び図 3.2-2 に示す断面図より、南北方向では北に向かって第四紀層が厚くなっていることから、貯留堰の本体に着目した検討断面として、以下の 4 断面より選定する。図 3.2-3 に各断面の地層構成を示す。岩盤上面深度に着目し、岩盤上面標高が最も高い断面 3 と最も低い断面 4 を強度評価の評価対象断面とする。

断面 1 : 貯留堰の長手方向直線部の北側端部（岩盤上面標高が低い断面）

断面 2 : 貯留堰の長手方向直線部の南側端部（岩盤上面標高が中間程度の高さの断面）

断面 3 : 貯留堰の短手方向直線部の南側端部（岩盤上面標高が最も高い断面）

断面 4 : 貯留堰の短手方向直線部の北側端部（岩盤上面標高が最も低い断面）

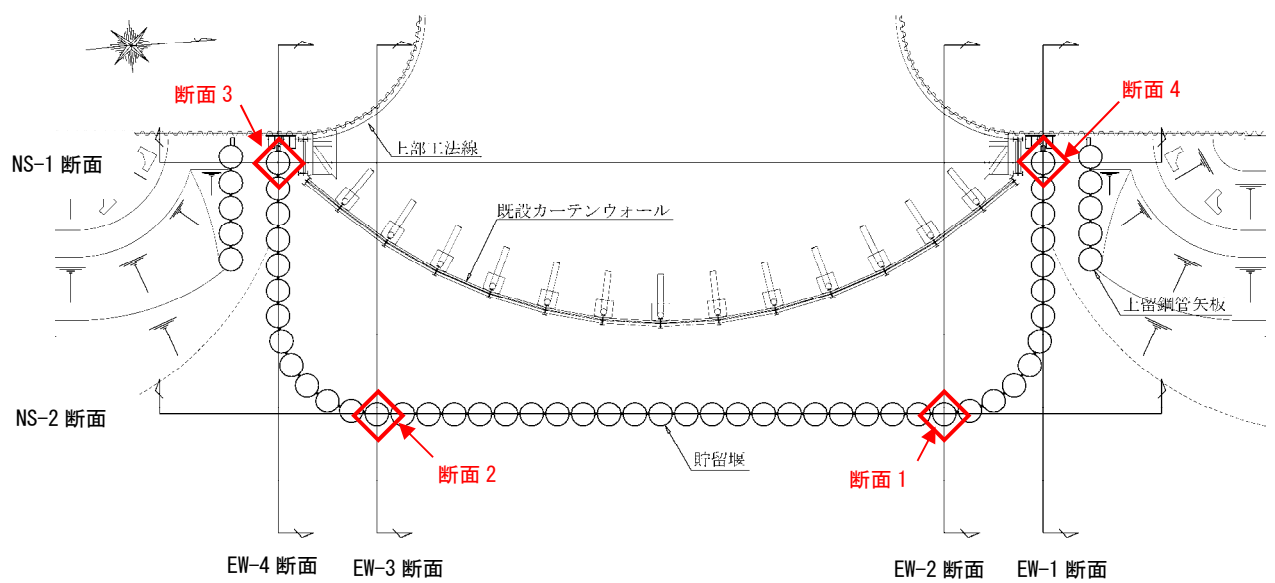


図 3.2-1 貯留堰の平面図

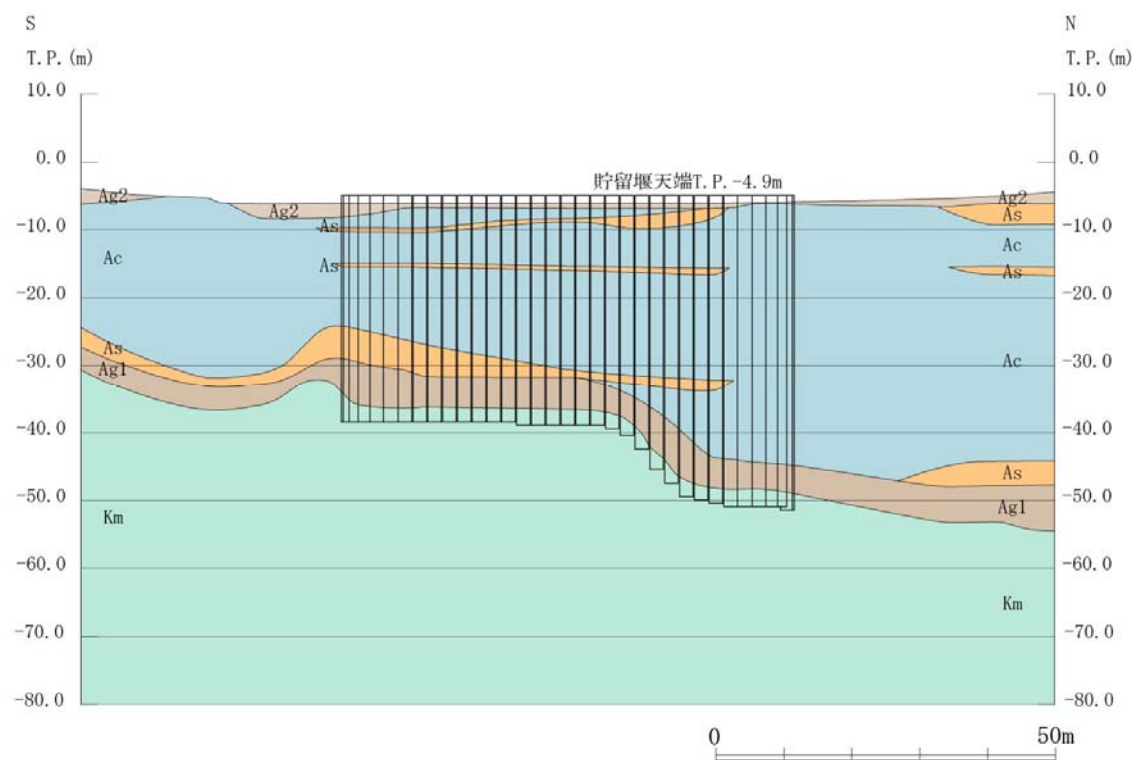
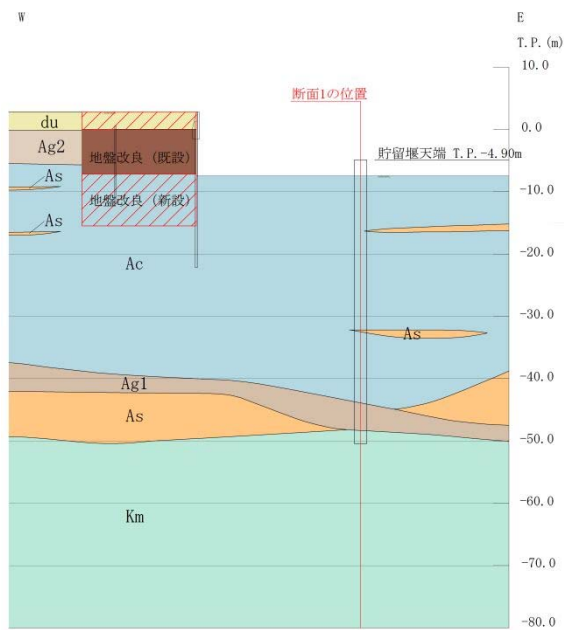


図 3.2-2 貯留堰の断面図 (NS-2)

地層構成の抽出位置（EW-2 断面）



断面 1（成層）

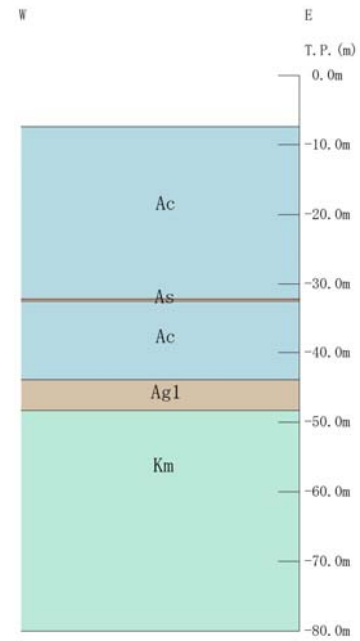
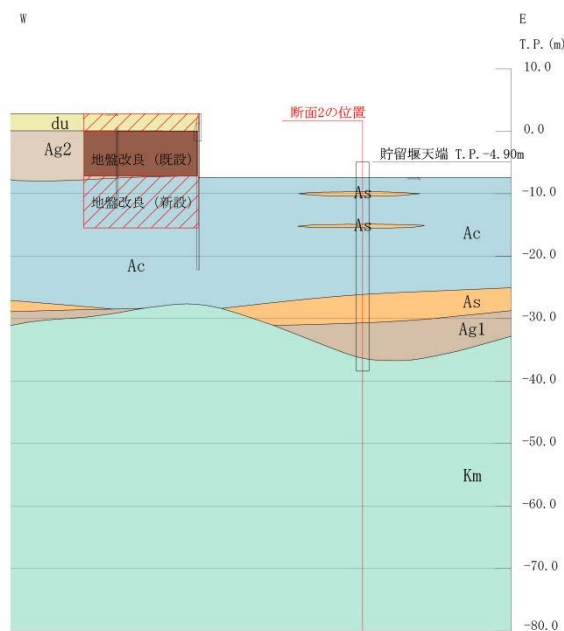


図 3.2-3 (1) 地層構成（断面 1）

地層構成の抽出位置（EW-3 断面）



断面 2（成層）

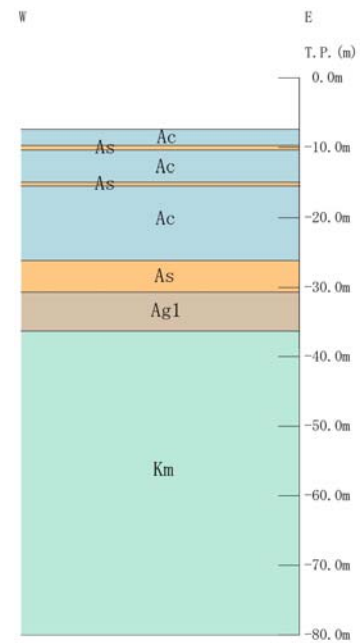
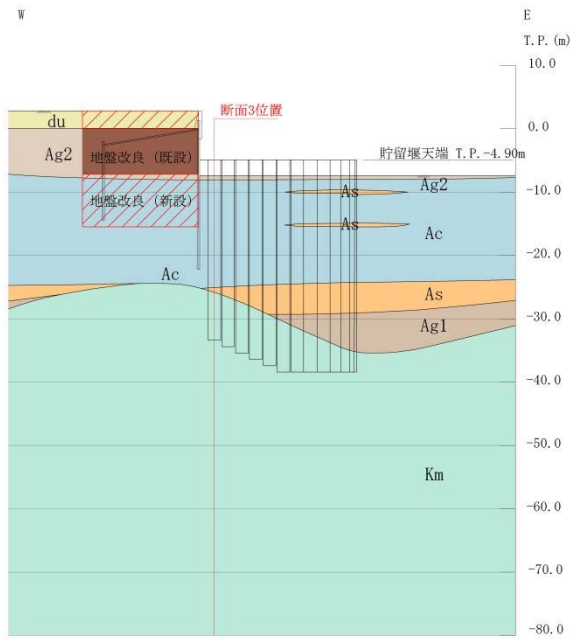


図 3.2-3 (2) 地層構成（断面 2）

地層構成の抽出位置（EW-4 断面）



断面 3（成層）

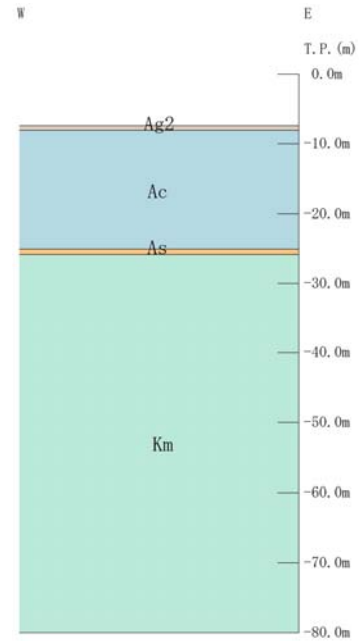
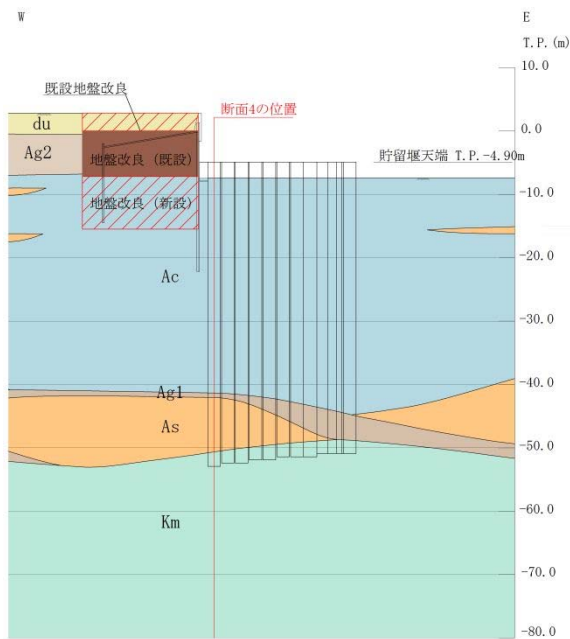


図 3.2-3 (3) 地層構成（断面 3）

地層構成の抽出位置（EW-1 断面）



断面 4（成層）

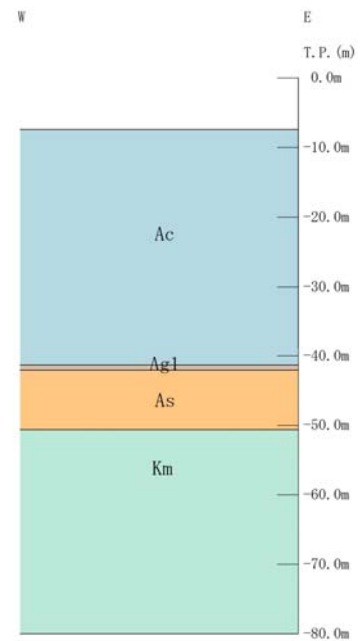


図 3.2-3 (4) 地層構成（断面 4）

3.2.2 評価対象部位

図 3.2-4 に評価対象部位を示す。

(1) 鋼管矢板

構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴム取付部鋼材を評価対象部位とする。

(3) 防護材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材を評価対象部位とする。

(4) 防護材取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材取付部鋼材を評価対象部位とする。

(5) 止水ゴム

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴムを評価対象部位とする。

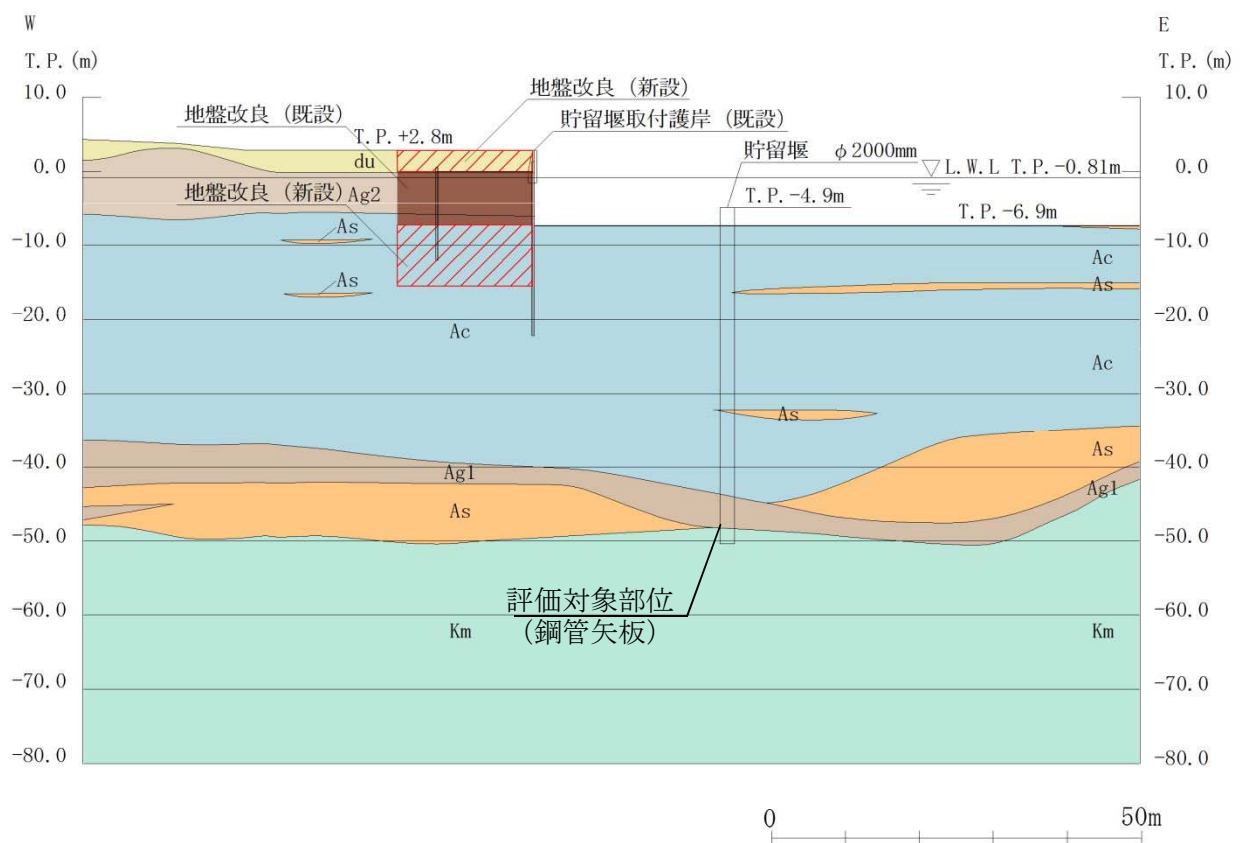


図 3.2-4 (1) 評価対象部位 (1/3)

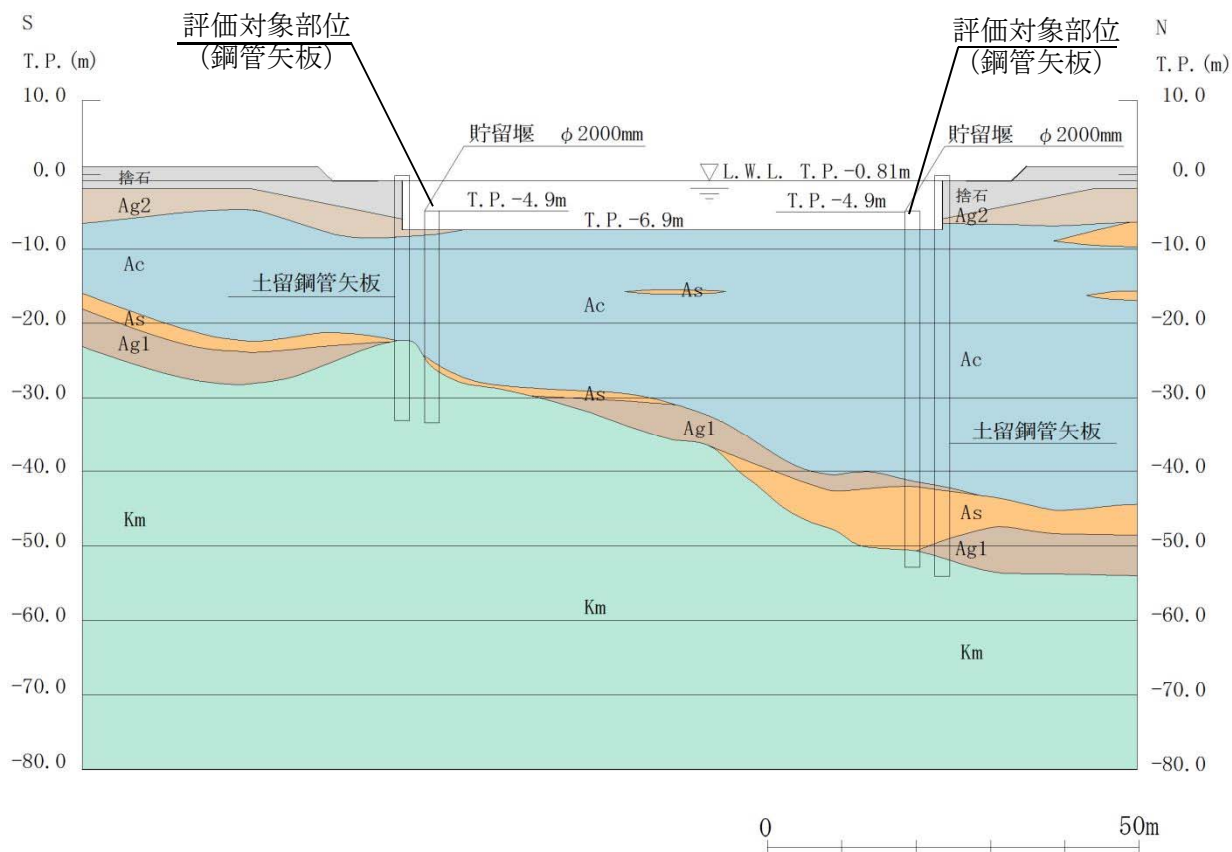


図 3.2-4 (2) 評価対象部位 (2/3)

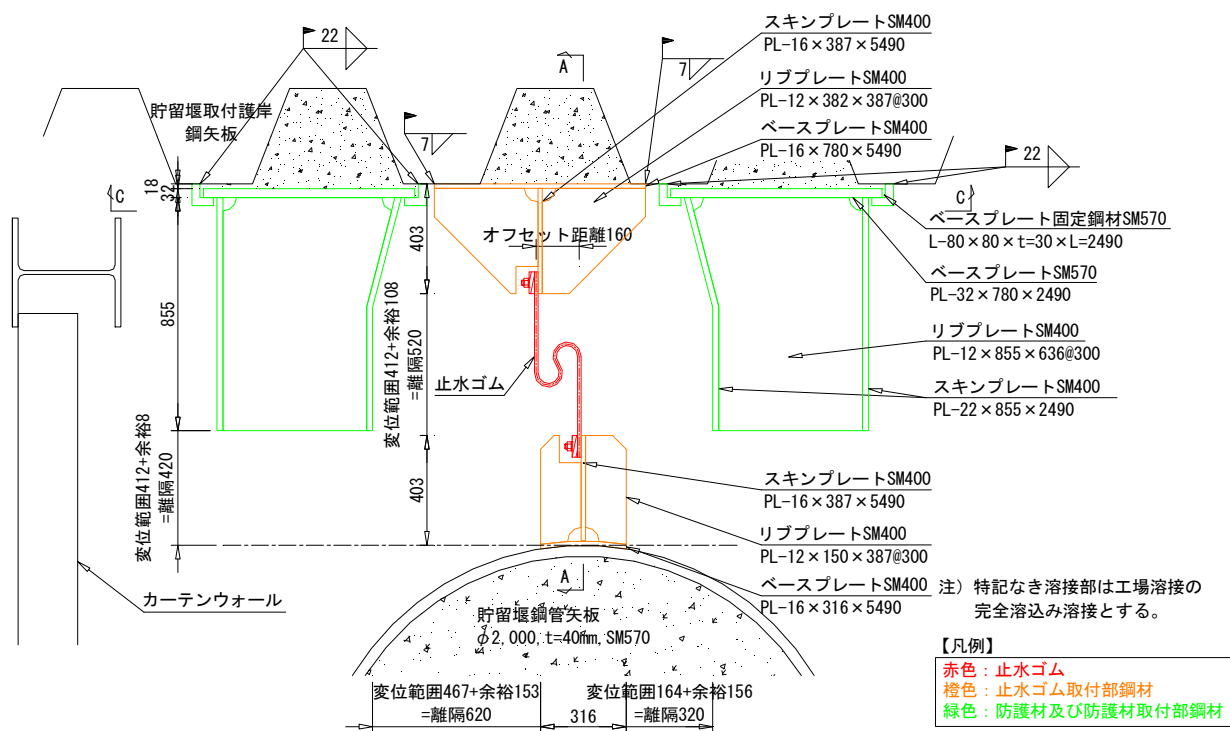


図 3.2-4 (3) 評価対象部位 (3/3)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

貯留堰の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、構造物及び海水の自重を考慮する。

(2) 津波荷重 (P_t)

津波荷重として、貯留堰を越流する直前の津波波力と越流時の津波波力（静水圧差）を算定し、保守的なものを適用する。

(3) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、0.69 tである車両のFEMA（2012）*による漂流物荷重を適用する。表 3.3-1 に衝突荷重を示す。

注記 * : FEMA : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3-1 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759

(4) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、構造物中心位置で実施した1次元有効応力解析の地表面最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、躯体慣性力や動水圧を考慮する。

なお、動水圧については、弾性設計用地震動 $S_d - D1$ を入力地震動とした、1次元有効応力解析の地表面加速度に基づき設定した水平震度、及び Westergaard の式を用いて設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の組合せを表 3.3-2 及び表 3.3-3 に、荷重作用図を図 3.3-1 及び図 3.3-2 に示す。

表 3.3-2 荷重の組合せ（鋼管矢板 津波時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	○	・質量が 0.69 t である車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	—	・津波時であることから動水圧は考慮しない。

貯留堰外側

貯留堰内側

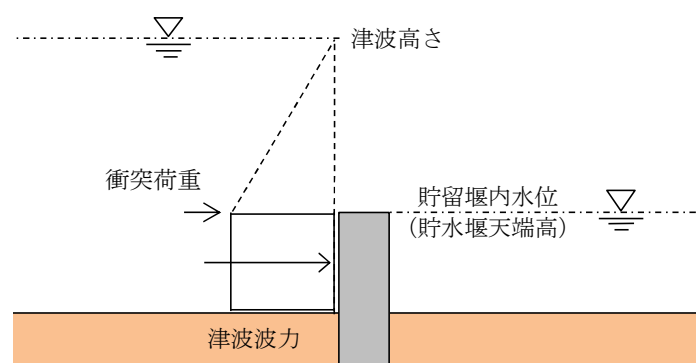


図 3.3-1 荷重作用図（鋼管矢板 津波時）

表 3.3-3 荷重の組合せ（鋼管矢板 重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	—	・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 S_d-D1 による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・重畳時であることから動水圧を考慮する。

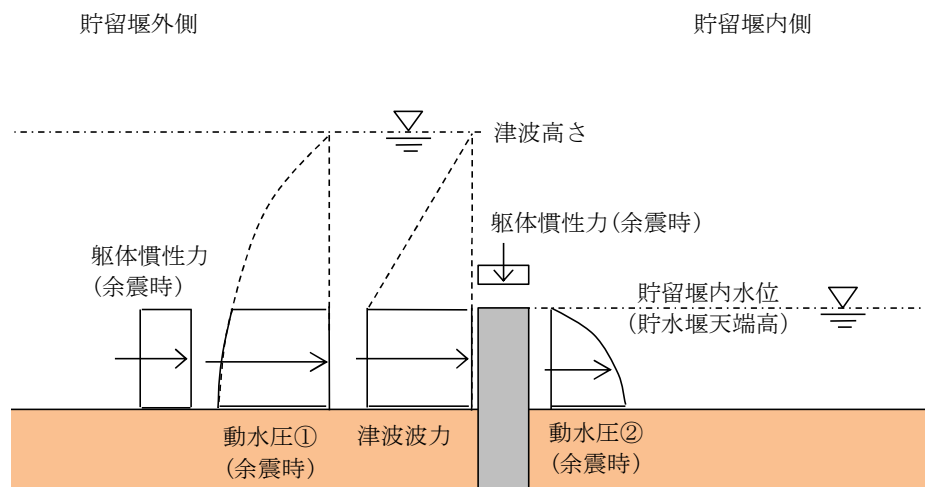


図 3.3-2 荷重作用図（鋼管矢板 重畳時）

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し，荷重の組合せを表 3.3-4 及び表 3.3-5 に，荷重作用図を図 3.3-3 及び図 3.3-4 に示す。

表 3.3-4 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 津波時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	—	・他の荷重と比較し非常に小さいため，考慮しない。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから，考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから，考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	—	・防護材内側のため，漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	—	・津波時であることから動水圧は考慮しない。

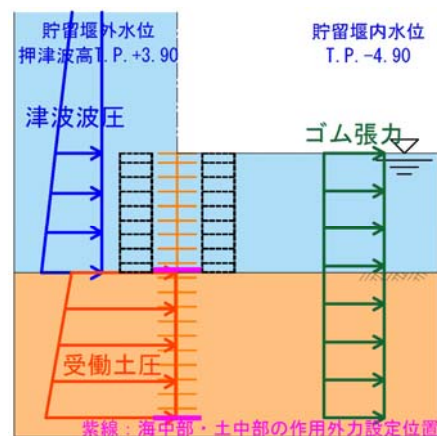


図 3.3-3 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 津波時）

表 3.3-5 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材 重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	—	・他の荷重と比較し非常に小さいため，考慮しない。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから，考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから，考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	—	・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 S_d-D1 による水平・鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・重畳時であることから動水圧を考慮する。

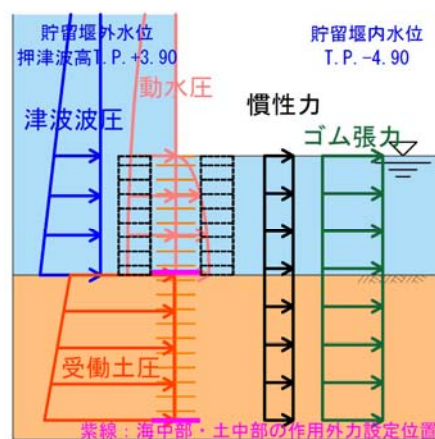


図 3.3-4 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 重畳時）

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の組合せを表 3.3-6 及び表 3.3-7 に、荷重作用図を図 3.3-5 及び図 3.3-6 に示す。

表 3.3-6 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材 津波時）

種別		荷重	算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	－ ・他の荷重と比較し非常に小さいため、考慮しない。
		機器・配管自重	－ ・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	－ ・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－ ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		－ ・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○ ・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		－ ・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	－ ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		風荷重	－ ・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	－ ・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○ ・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	○ ・質量が 0.69 t である車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	－ ・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	－ ・津波時であることから動水圧は考慮しない。

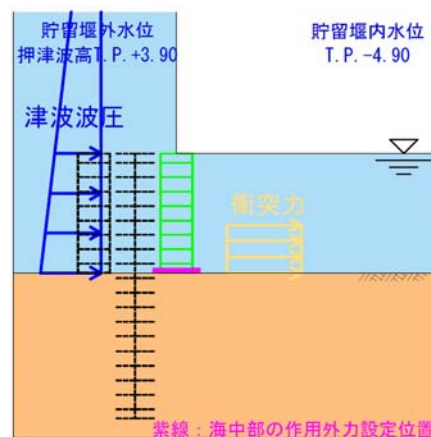


図 3.3-5 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 津波時）

表 3.3-7 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材 重畳時）

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	—	・他の荷重と比較し非常に小さいため，考慮しない。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから，考慮しない。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから，考慮しない。
	静止土圧		—	・静止土圧は考慮しない。
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから，考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。
		風荷重	—	・土中及び水中の構造物であることから，考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		津波荷重	○	・基準津波による津波波力を考慮する。
		衝突荷重	—	・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	・弾性設計用地震動 S_d-D1 による水平・鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	・重畳時であることから動水圧を考慮する。

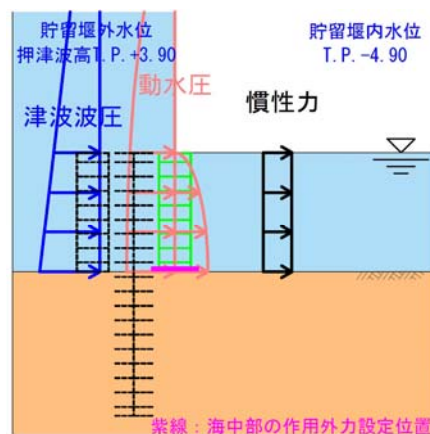


図 3.3-6 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 重畳時）

3.4 変位及び変位の組合せ

止水ゴムの変形性評価に用いる津波時及び重畳時の構造物間の相対変位は、地震時における最終変位の最大値に、2次元静的フレーム解析で算出した津波時及び重畳時の最大相対変位をそれぞれ加えたものとする。

津波時及び重畳時の構造物間の相対変位算出方法のフローを図3.4-1に示す。

なお、地震時の構造物間の相対変位に対する止水ゴムの変形性評価は、「6.8.1.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料」において実施するものとする。

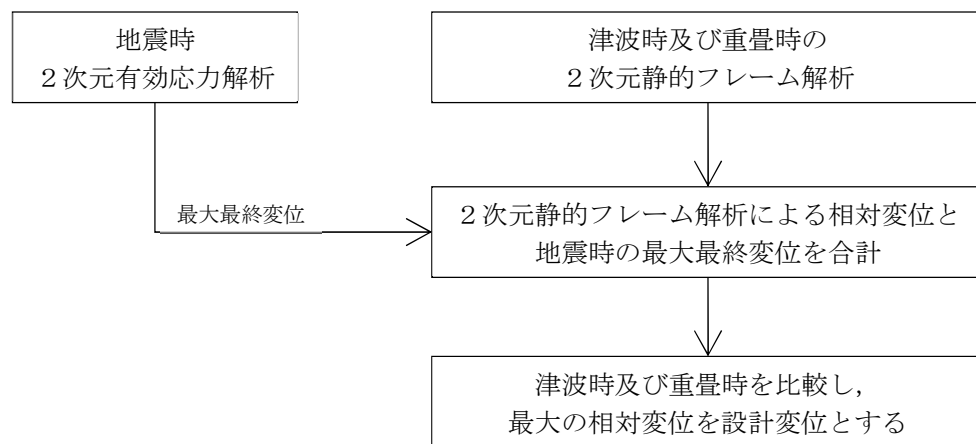


図3.4-1 相対変位算出方法のフロー（津波時及び重畳時）

3.5 解析方法

3.5.1 鋼管矢板

(1) 津波時

a. 解析概要

津波時に発生する応答値は、永久荷重に加え、基準津波による津波荷重を作用させるとともに、衝突荷重を貯留堰に作用させた2次元静的フレーム解析より算定する。

2次元静的フレーム解析には、解析コード「FREMING Ver. 14.1B」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-41「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

b. 2次元静的フレーム解析

2次元静的フレーム解析では、貯留堰を構成する鋼管矢板に継手間隔を加えた 2.18 m を鋼管矢板 1 本あたりの分担幅とし、鋼管矢板の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行きあたりに換算した物性値を用いる。貯留堰（鋼管矢板）を線形はり要素、地盤をバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化する。津波時の検討で用いる解析モデルを図 3.5-1 に示す。また、津波時の地盤ばねの設定は、表 3.5-1 に示すとおり地盤抵抗が大きいと仮定した地盤ばね 1，及び地盤抵抗が小さいと仮定した地盤ばね 2 の 2 ケースを考慮し、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

貯留堰外側

貯留堰内側

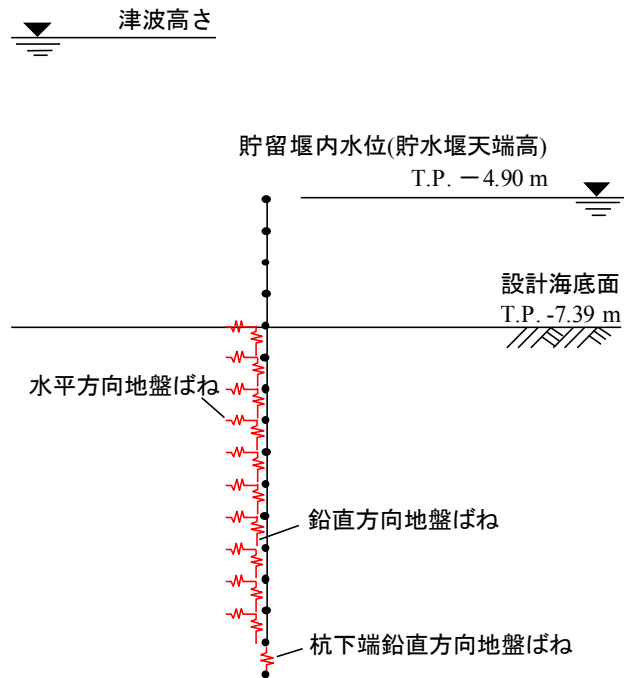


図 3.5-1 解析モデル

表 3.5-1 地盤ばねケース（津波時）

ケース名	地盤反力係数	地盤反力度の上限値	備考
地盤ばね 1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値） から設定	地盤抵抗が大きいと仮定 した場合
地盤ばね 2	静弾性係数 から設定	残留強度（ -1σ 低減値） から設定	地盤抵抗が小さいと仮定 した場合

c. 地盤反力係数

イ) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

津波襲来前に発生する地震に起因する地盤剛性及び応力の上限値の低下が無いものと仮定し、地盤反力係数を以下のように設定する。

① 水平方向地盤ばね

水平方向地盤ばねに用いる地盤反力係数は以下のとおり設定する。

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

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

$$E = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_m$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \quad (\leq \sqrt{DL_e})$$

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

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

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

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

ν_d : 動ポアソン比

G_m : 初期剛性 (kN/m²)

$$G_m = G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}} \right)^{0.5}$$

G_{ma} : 基準初期せん断弾性係数 (kN/m²)

σ'_{ma} : 基準平均有効主応力 (kN/m²)

σ'_m : 常時状態における平均有効主応力 (kN/m²)

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

② 鉛直方向地盤ばね

鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数を用いて以下のとおり設定する。

$$k_{SV} = 0.3 \times k_H$$

ここに、

k_{SV} : 鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

③ 杭下端鉛直方向地盤ばね

杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数と同じ値を用いるものとする。

$$k_V = k_H$$

ここに、

k_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

ロ) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

津波襲来前に発生する地震に起因する地盤剛性及び応力の上限値の低下が大きいものと考え、地盤反力係数を以下のように設定する。

① 水平方向地盤ばね

水平方向地盤ばねに用いる地盤反力係数は以下のとおり設定する。

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

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

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \quad (\leq \sqrt{DL_e})$$

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

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

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

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)

E : 静弾性係数 (kN/m²)

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

② 鉛直方向地盤ばね

鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数を用いて以下のとおり設定する。

$$k_{SV} = 0.3 \times k_H$$

ここに、

k_{SV} : 鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

③ 杭下端鉛直方向地盤ばね

杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数と同じ値を用いる。

$$k_V = k_H$$

ここに、

k_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

d. 地盤反力度の上限値

イ) 水平方向地盤ばね

水平方向地盤ばねの地盤反力度の上限値は以下のとおり設定する。

$$p_{Hu} = \alpha_p \times p_{EP}$$

ここに,

p_{Hu} : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増係数で以下のとおり求める。

ただし、N 値 2 以下の軟弱な粘性土では、 $\alpha_p = 1.0$ とする。

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0$$

ここに,

z : 設計上の地盤面からの深さ (m)

B_e : 基礎の有効前面幅 (m)

p_{EP} : 以下に示す、深さ z における地震時の地盤の受働土圧強度 (kN/m²)

$$p_{EP1} = K_{EP1} \gamma_1 h_1 + 2c_1 \sqrt{K_{EP1}}$$

$$p_{EP2} = K_{EP2} \gamma_2 h_2 + 2c_2 \sqrt{K_{EP2}} + K_{EP2} \gamma_1 h_1$$

$$p_{EP3} = K_{EP3} \gamma_3 h_3 + 2c_3 \sqrt{K_{EP3}} + K_{EP3} (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_E) \sin(\varphi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

ここに,

$p_{EP1}, p_{EP2}, p_{EP3}$: 深さ $h_1, h_1 + h_2, h_1 + h_2 + h_3$ の地震時
受働土圧強度 (kN/m²)

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

φ : 土のせん断抵抗角 (°)

δ : 常時の壁面と土の摩擦角 (°) ($\delta = -\varphi/3$)

δ_E : 地震時の壁面と土の摩擦角 (°) ($\delta = -\varphi/6$)

α : 地表面と水平面のなす角度 (°)

ロ) 鉛直方向地盤ばね

鉛直方向地盤ばねの地盤反力度の上限値は以下のとおり設定する。

- ・砂質土の場合

$$\tau_f = \min[1N, 0.5(c + p_0 \tan \phi)] \leq 50$$

- ・粘性土の場合

$$\tau_f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 100$$

ここに,

τ_f : 鉛直方向地盤ばねの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 土の粘着力 (kN/m²)

p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

ハ) 杭下端鉛直方向地盤ばね

杭下端鉛直方向地盤ばねの地盤反力度の上限値は、水平方向地盤ばねの地盤反力度の上限値と同じ値を用いる。

$$p_V = p_{Hu}$$

ここに,

p_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力度の上限値 (kN/m²)

p_{Hu} : 水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)

e. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-2 に、材料の物性値を表 3.5-3 に示す。

表 3.5-2 使用材料

諸元		
鋼管矢板	貯留堰	φ 2000 mm×t40 mm ^{*1} (SM570)

注記 *1：外側 1 mm の腐食代を考慮する。内側は中詰コンクリートを充填するため腐食代を考慮しない。

表 3.5-3 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼管矢板	77.0 ^{*1}	2.00×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

f. 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-4 に示す。

表 3.5-4 (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								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 () は地下水位以浅	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	ボアゾン比	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 3.5-4 (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					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・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・z	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	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 () は地下水位以浅	G_{mn}	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・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

z：標高（m）

表 3.5-4 (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 ³)	静ポアソン比 ν_{co}	粘着力 C_{co} (kN/mf)	内部摩擦角 ϕ_{co} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/mf)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/mf)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/mf)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 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

(2) 重畳時

a. 解析概要

鋼管矢板で津波荷重及び余震荷重に抵抗するため、鋼管矢板をモデル化した2次元静的フレーム解析を行い、重畳時の鋼管矢板の構造健全性を確認する。2次元静的フレーム解析で考慮する余震に伴う地盤変位や静的震度は、構造物中心位置の地盤モデルに対する1次元有効応力解析より設定する。

2次元静的フレーム解析については、解析コード「FREEMING Ver. 14.1B」を、1次元有効応力解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、それぞれ、V-5-41「計算機プログラム（解析コード）の概要」及びV-5-10「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

b. 2次元静的フレーム解析

2次元静的フレーム解析モデルは、「3.5.1(1) 津波時」と同様とする。

なお、重畳時の地盤ばねの設定は、表3.5-5に示す解析ケースにおいて、 S_d 波による1次元有効応答解析を実施し、地表面加速度最大時刻、地表面変位最大時刻及びせん断ひずみ最大時刻における物性により設定し、表3.5-6に示す3ケースを考慮する。

表 3.5-5 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース（重畳時）

検討ケース		①	②	③	④	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 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）	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	S_d -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

表 3.5-6 地盤ばねケース（重畳時）

ケース名	地盤反力係数	地盤反力度の上限値	備考
地盤ばね 3	S _d 波による 1 次元有効応答解析から 地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 大きいケース
地盤ばね 4	S _d 波による 1 次元有効応答解析から 地表面変位最大時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 小さいケース
地盤ばね 5	S _d 波による 1 次元有効応答解析から せん断ひずみ最大時刻における地盤物性により設定		

c. 1次元有効応力解析

イ) 解析モデル

解析モデルは、構造物設置位置の地層構成に基づきモデル化する。

ロ) 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1(1) 津波時」と同様とする。

ハ) 入力地震動

入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.5-2に、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を図3.5-3にそれぞれ示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-25「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

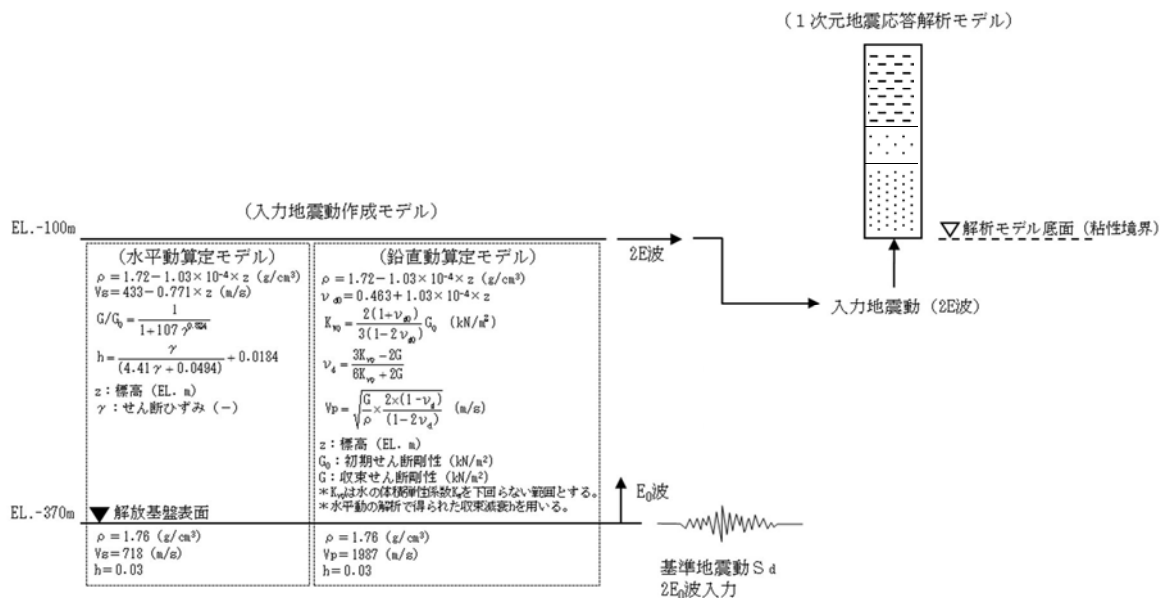
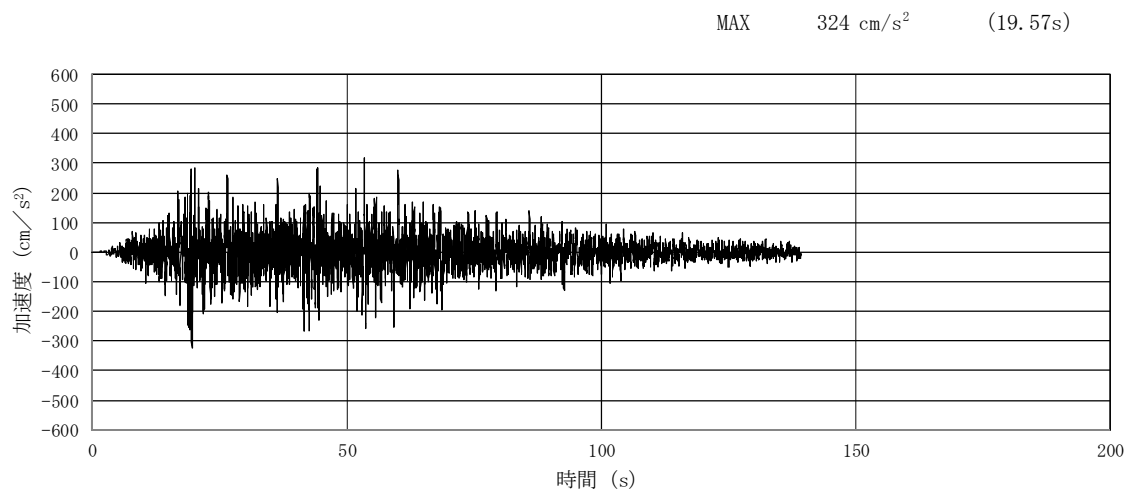
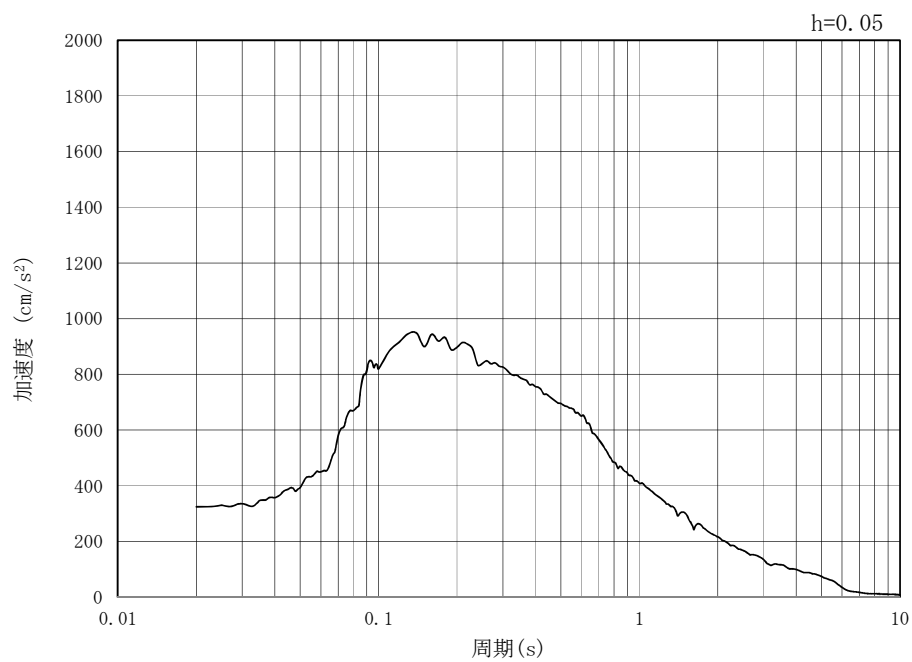


図 3.5-2 入力地震動算定の概念図

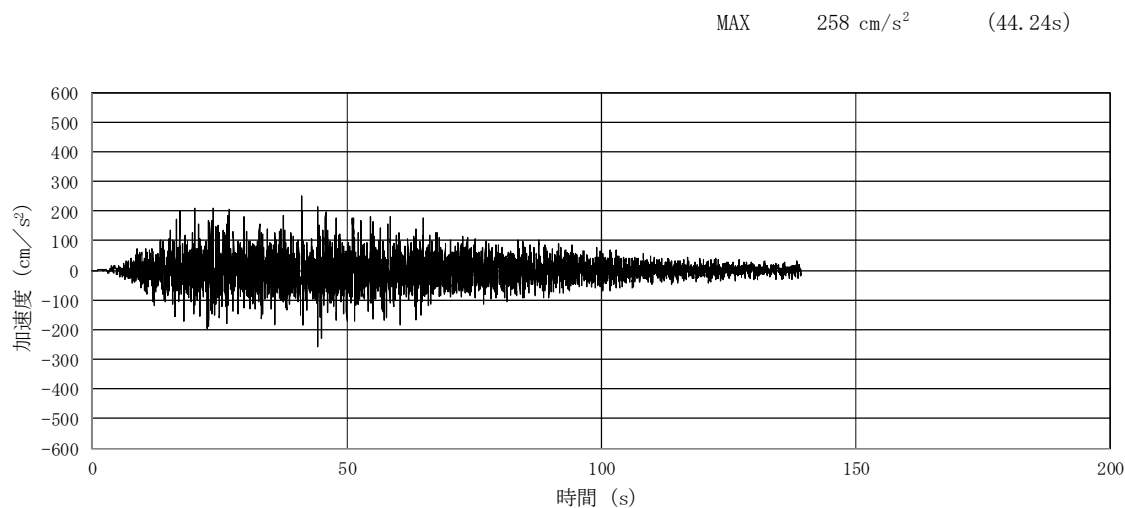


(a) 加速度時刻歴波形

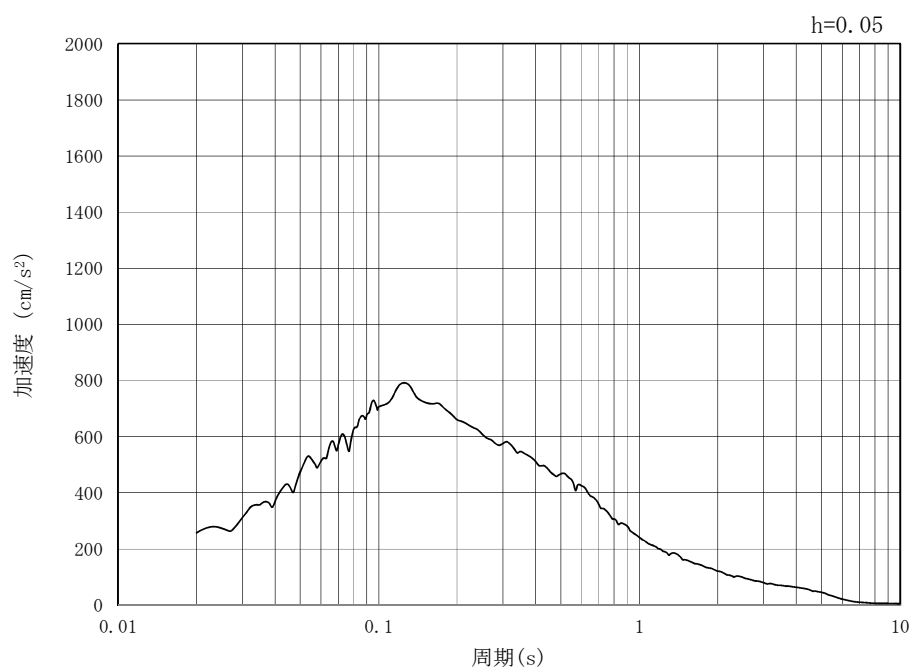


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-3 (1) 入力地震動の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-3 (2) 入力地震動の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_d-D 1)

二) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M] の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している）とする。

図 3.5-4 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5-7 に固有値解析結果を示す。

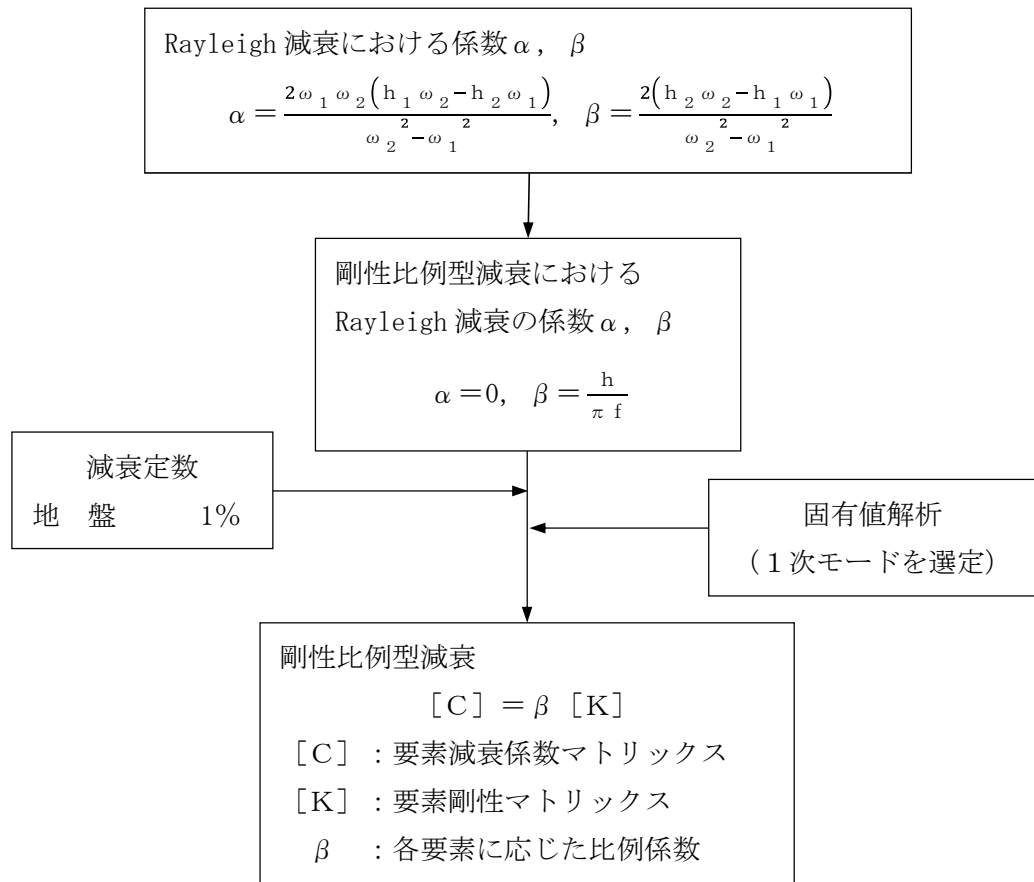


図 3.5-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-7 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) 断面 3

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.056	10.40	1 次として採用
2	1.980	-5.04	—
3	4.077	2.99	—
4	4.506	0.00	—
5	5.135	1.62	—
6	7.102	1.78	—
7	8.448	-0.82	—
8	10.154	-1.23	—
9	11.935	-0.58	—

(b) 断面 4

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.683	8.77	1 次として採用
2	1.764	-6.60	—
3	2.584	4.06	—
4	3.731	-1.85	—
5	4.475	0.00	—
6	4.978	1.29	—
7	6.212	-1.73	—
8	6.985	1.58	—
9	8.268	0.66	—

表 3.5-7 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(a) 断面 3

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.080	10.65	1 次として採用
2	2.112	-4.54	—
3	4.169	3.08	—
4	4.506	0.00	—
5	5.515	1.40	—
6	7.230	1.77	—
7	9.084	0.85	—
8	10.361	1.14	—
9	12.637	0.80	—

(b) 断面 4

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.740	9.00	1 次として採用
2	1.848	-6.68	—
3	2.787	3.46	—
4	4.082	-1.75	—
5	4.478	0.00	—
6	5.404	1.46	—
7	6.562	-1.87	—
8	7.511	1.13	—
9	9.040	-0.63	—

表 3.5-7 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) 断面 3

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.020	10.02	1 次として採用
2	1.846	-5.72	—
3	3.923	2.70	—
4	4.506	0.00	—
5	4.773	2.11	—
6	6.894	1.60	—
7	7.788	-1.15	—
8	9.931	1.17	—
9	10.952	-0.68	—

(b) 断面 4

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.620	8.53	1 次として採用
2	1.659	-6.28	—
3	2.390	4.80	—
4	3.361	-2.11	—
5	4.473	0.00	—
6	4.493	-1.19	—
7	5.726	-1.28	—
8	6.570	2.00	—
9	7.464	0.91	—

表 3.5-7 (4) 固有値解析結果

(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)

(a) 断面 3

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.053	10.39	1 次として採用
2	1.973	-5.07	—
3	4.068	2.97	—
4	4.504	0.00	—
5	5.107	1.65	—
6	7.088	1.77	—
7	8.375	-0.84	—
8	10.129	-1.22	—
9	11.760	-0.56	—

(b) 断面 4

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.662	8.83	1 次として採用
2	1.732	-6.49	—
3	2.524	4.27	—
4	3.621	-1.88	—
5	4.485	0.00	—
6	4.855	-1.25	—
7	6.074	1.68	—
8	6.848	-1.67	—
9	8.035	0.73	—

ホ) 地盤ばね

重畳時の検討では、表 3.5-6 に示すとおり、1次元有効応力解析における地表面加速度最大発生時刻（地盤ばね3）、地表面変位最大発生時刻（地盤ばね4）及びせん断ひずみ最大発生時刻（地盤ばね5）それぞれの時刻での割線せん断剛性 G_s を用いて、以下の手順で地盤反力係数及び地盤反力度の上限値を設定する。

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

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

$$E_0 = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_m$$

$$G_s = \tau_m / \gamma$$

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

$$B_H = \sqrt{D / \beta} \quad (\leq \sqrt{D L_e})$$

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

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

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

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)

E_0 : 変形係数 (kN/m²)

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断弾性係数 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線状のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

G_{ma} : 基準初期せん断弾性係数 (kN/m²)

σ'_{ma} : 基準平均有効主応力 (kN/m²)

σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

C_{CD} : 地盤の粘着力 (kN/m²)

φ_{CD} : 地盤の内部摩擦角 (°)

β : 基礎の特性値 (m⁻¹)

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数を用いて以下のとおり設定する。

$$k_{SV} = 0.3 \times k_H$$

ここに、

k_{SV} : 鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数については、水平方向地盤反力係数と同じ値を用いるものとする。

$$k_V = k_H$$

ここに、

k_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

また、地盤ばねの上限値についても、1次元有効応力解析における地表面加速度最大発生時刻（地盤ばね3）、地表面変位最大発生時刻（地盤ばね4）及びせん断ひずみ最大発生時刻（地盤ばね5）それぞれの時刻 t_{max} における地盤の応力及びせん断ひずみ状態に着目し、以下の手順で設定する。

$$\sigma_f = \alpha_p \times \{C_{CD} \times \cos \varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \varphi_{CD})\}$$

$$\tau_f = C_{CD} \times \cos \varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \varphi_{CD}$$

$$p_V = \sigma_f$$

ここに、

σ_f : 水平方向地盤ばねの上限値 (kN/m²)

τ_f : 鉛直方向地盤ばねの上限値 (kN/m²)

p_V : 杭下端鉛直方向地盤ばねに用いる地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 割増係数

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5 \times (z/B_E) \leq 3.0$$

z : 設計上の地盤面からの深さ（要素中心） (m)

B_E : 基礎の有効前面幅 (m)

σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

C_{CD} : 地盤の粘着力 (kN/m²)

φ_{CD} : 地盤の内部摩擦角 (°)

3.5.2 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の照査対象部材は、リブプレート及び現場隅肉溶接を行うベースプレートと貯留堰取付護岸矢板もしくは貯留堰鋼管矢板の溶接部とする。なお、スキンプレートとリブプレートとベースプレートの溶接部は工場溶接の完全溶込み溶接とするため、溶接部のど厚が母材と同等となり、母材同等の耐力となる。したがって、完全溶込み溶接部の照査は省略する。

止水ゴム取付部鋼材に関する使用材料を表 3.5-7 に示す。

表 3.5-7 使用材料（止水ゴム取付部鋼材）

諸元		
止水ゴム取付部鋼材	スキンプレート	t16 mm ^{*1} (SM400)
	リブプレート	t12 mm ^{*1} (SM400)
	ベースプレート	t16 mm ^{*1} (SM400)

注記 *1：片面 1 mm の腐食代を考慮する。

(1) 津波時

a. 解析概要

津波時に発生する応答値は、基準津波による津波荷重及び止水ゴムのゴム張力を作用させたはり構造として解析を行う。

部材ごとの解析方法を以下に記す。

イ) リブプレート

リブプレートに作用する荷重に対し照査を行う。リブプレート幅の小さい貯留堰鋼管矢板側のモデルについて検討する。

① モデル化

リブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を図 3.5-5 に示す。

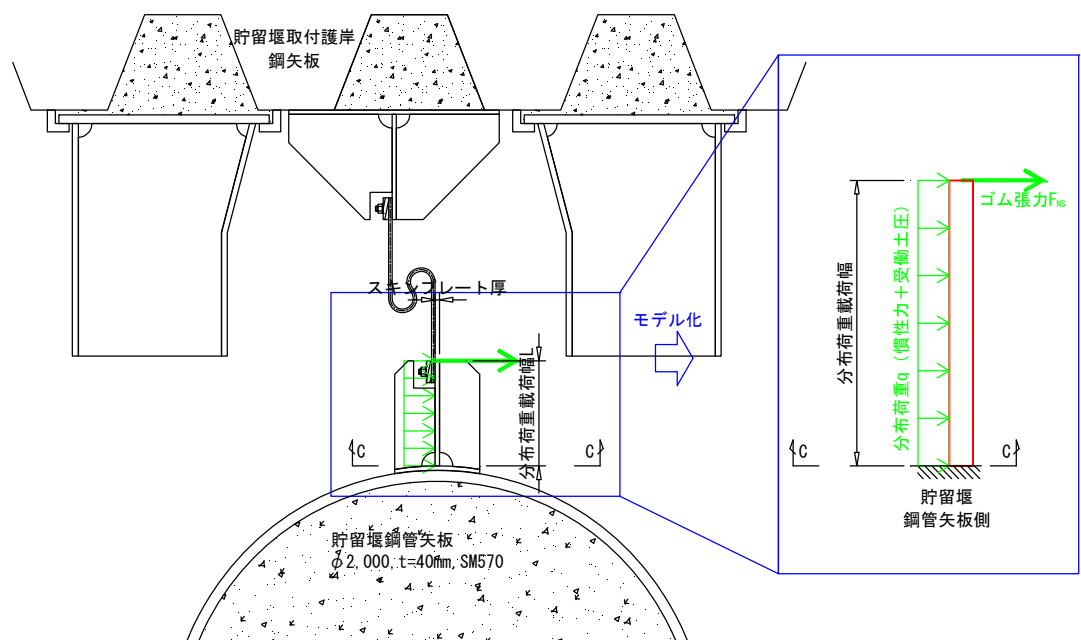


図 3.5-5 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 スキンプレート）

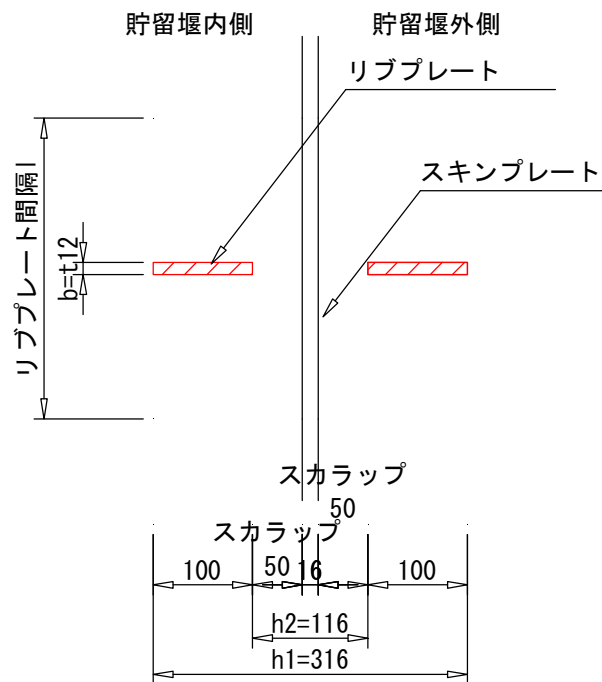


図 3.5-6 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 スキンプレート）

② 断面照査方法

リブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式，発生応力算出式，及び照査値算出式を以下に記す。（追而）

ロ) ベースプレート

ベースプレート全域はリブプレートにより補強されているため，リブプレートが健全であることを確認することで，ベースプレートの健全性確認とする。したがって，ベースプレートに対する照査は省略する。

ハ) ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

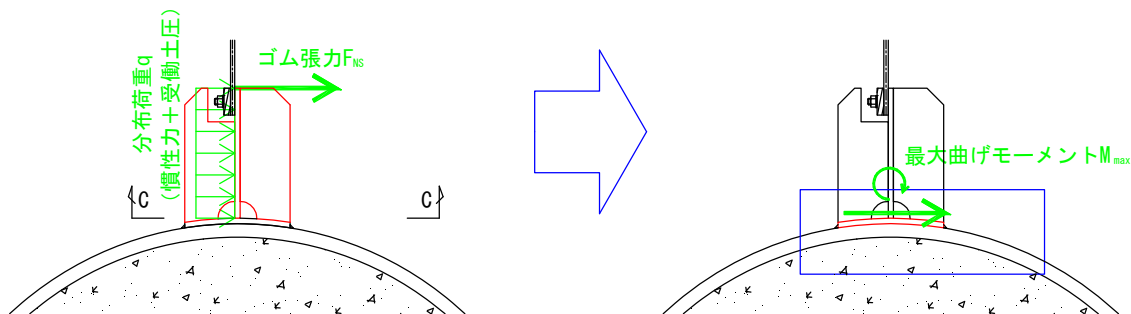
ベースプレートは、貯留堰取付護岸の鋼矢板もしくは貯留堰の鋼管矢板に溶接されている。このときのベースプレートと鋼矢板もしくは鋼管矢板との溶接部の照査を行う。ここで、溶接部の許容応力度は母材の許容応力度のうち、低い方の許容応力度となる。許容応力度の設定は、許容応力度の低いベースプレートと貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部の値を採用する。断面力については図 3.5-7 に示す溶接箇所間隔 W が小さく発生断面力が大きくなる貯留堰鋼管矢板側のモデルについて検討を行う。

① モデル化

ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部に作用する荷重とモデル化の考え方を図 3.5-7 に示す。

【①スキンPL・リブPLに作用する外力】

【②ベースPLに作用する荷重】



【③ベースPLと貯留堰鋼管矢板溶接部に作用する荷重】

※溶接部拡大図

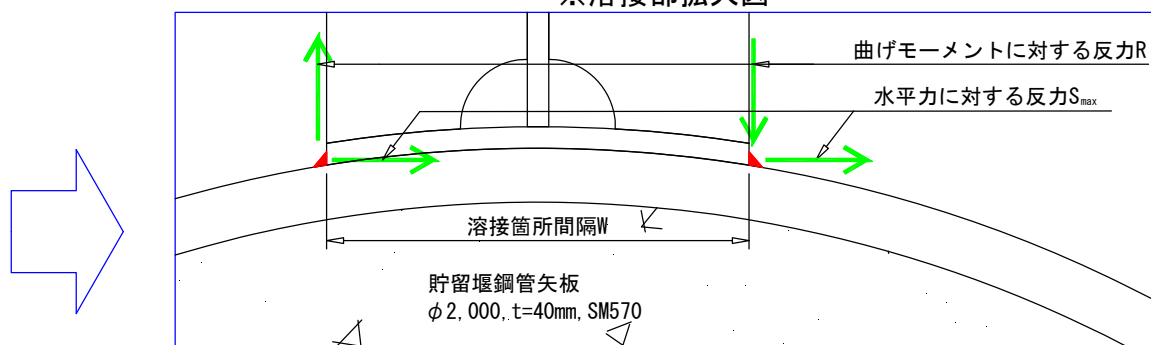


図 3.5-7 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部）

② 断面照査方法

ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部に発生する断面力算出式、部材の断面性能算出式、発生応力算出式、照査値算出式を以下に記す。

（追而）

(2) 重畳時

a. 解析概要

重畳時に発生する応答値は、慣性力、動水圧、基準津波による津波荷重及び止水ゴムのゴム張力を作用させたはり構造として解析を行う。

部材ごとの解析方法は、津波時と同様のモデル化及び断面照査方法であるため、「3.5.2(1) 津波時」を参照とする。

3.5.3 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の照査対象部材は、スキンプレートとリブプレート、ベースプレート、ベースプレート取付部鋼材及び現場隅肉溶接を行うベースプレート取付部鋼材と貯留堰取付護岸矢板の溶接部とする。なお、スキンプレートとリブプレートとベースプレートの溶接部は工場溶接の完全溶込み溶接とするため、溶接部のど厚が母材と同等となり、母材同等の耐力となる。そのため、完全溶込み溶接部の照査は省略する。

防護材及び防護材取付部鋼材に関する使用材料を表 3.5-8 に示す。

表 3.5-8 使用材料（防護材及び防護材取付部鋼材）

諸元		
防護材及び 防護材取付部鋼材	スキンプレート	t22 mm ^{*1} (SM400)
	リブプレート	t12 mm ^{*1} (SM400)
	ベースプレート	t32 mm ^{*1} (SM570)
	ベースプレート固定鋼材	t30 mm ^{*1} (SM570)

注記 *1：片面 1 mm の腐食代を考慮する。

(1) 津波時

a. 解析概要

津波時に発生する応答値は、基準津波による津波荷重及び衝突荷重を作用させたはり構造として解析を行う。

部材ごとの解析方法を以下に記す。

イ) スキンプレート及びリブプレート

スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重に対し照査を行う。

① モデル化

スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を図 3.5-8 に示す。

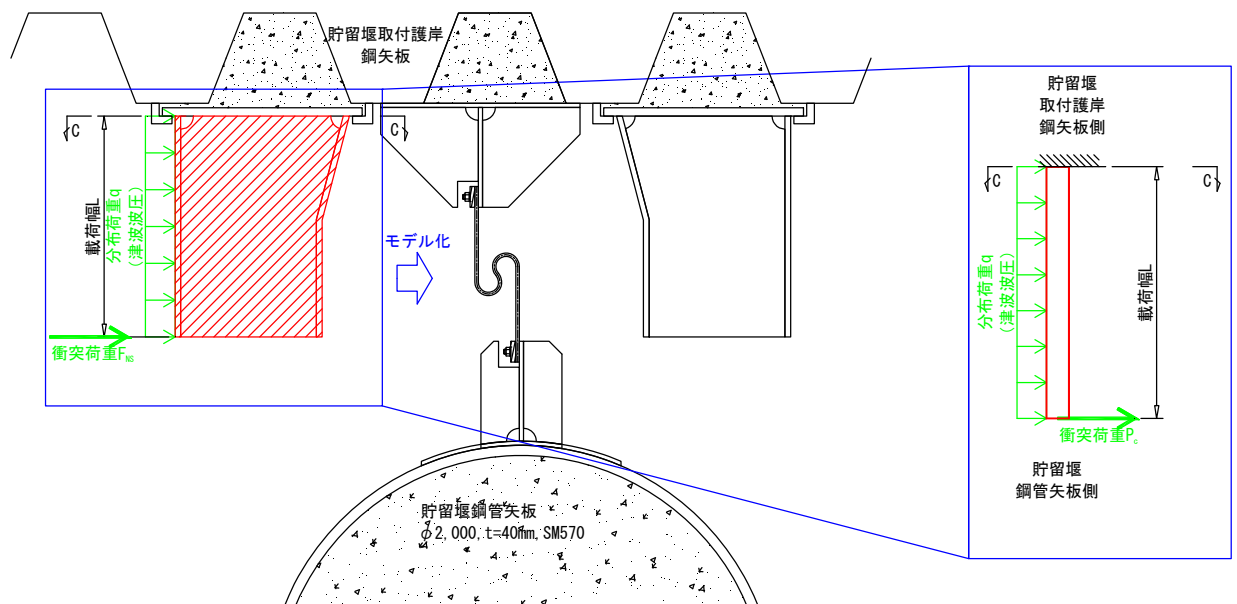


図 3.5-8 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート）

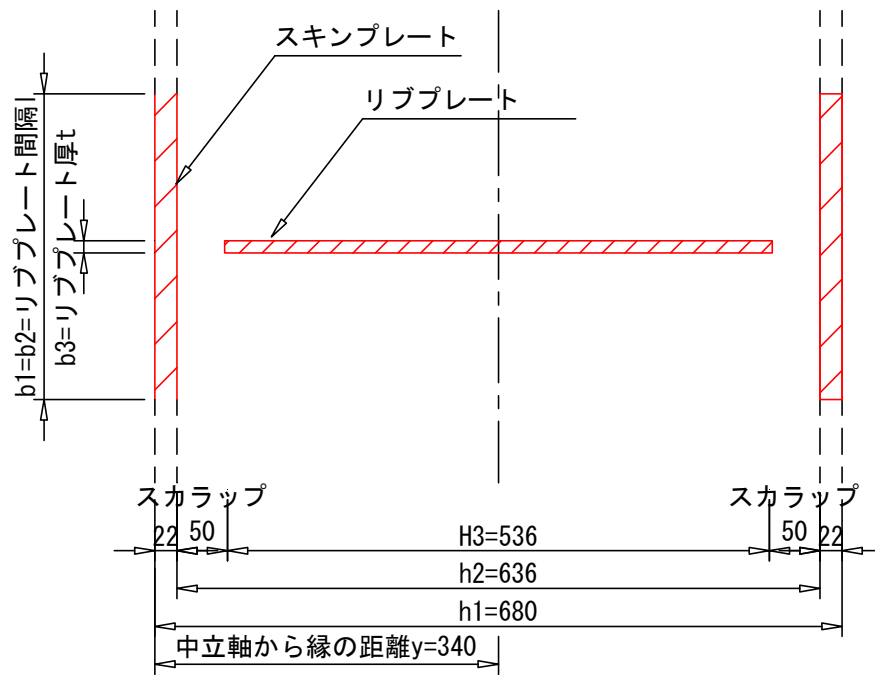


図 3.5-9 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート）

② 断面照査方法

スキンプレート及びリブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式，発生応力算出式，照査値算出式を以下に記す。

（追而）

ハ) ベースプレート固定鋼材

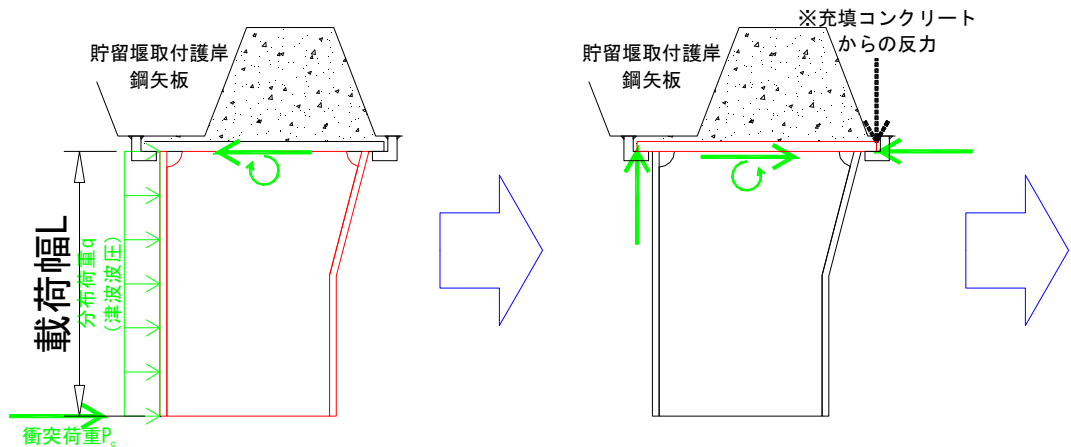
ベースプレート固定鋼材に作用する荷重に対し照査を行う。

① モデル化

ベースプレート固定鋼材に作用する荷重とモデル化の考え方を図 3.5-12 に示す。

【①スキンPL・リブPLに作用する外力】

【②ベースPLに作用する荷重】



【③ベースPL固定鋼材に作用する荷重】

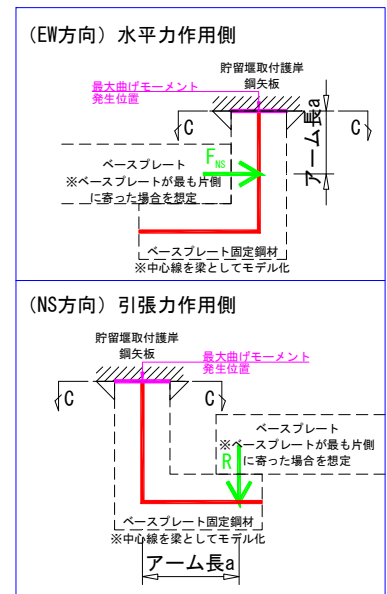
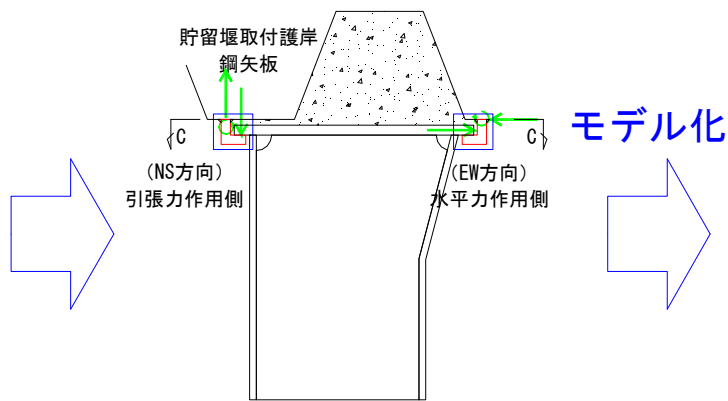


図 3.5-12 照査モデル図 (止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材)

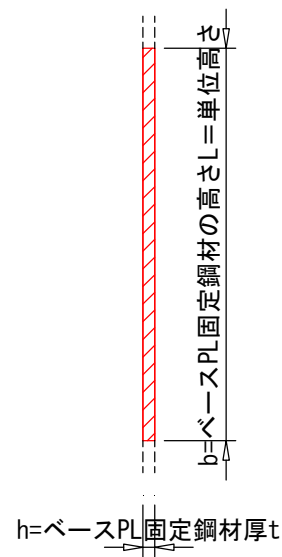


図 3.5-13 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材）

② 断面照査方法

ベースプレート固定鋼材に発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式，発生応力算出式，照査値算出式を以下に記す。

（追而）

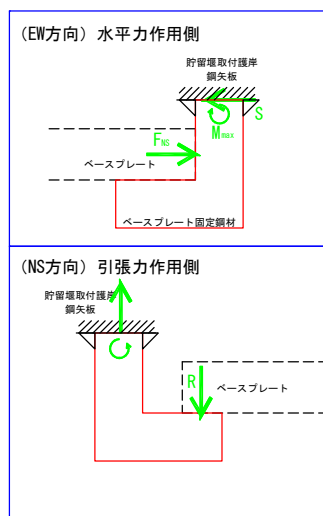
ニ) ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に作用する荷重に対し照査を行う。

① モデル化

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に作用する荷重とモデル化の考えを図 3.5-14 に示す。

【①ベースPL固定鋼材に作用する荷重（拡大）】



【②ベースPL固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に作用する荷重（拡大）】

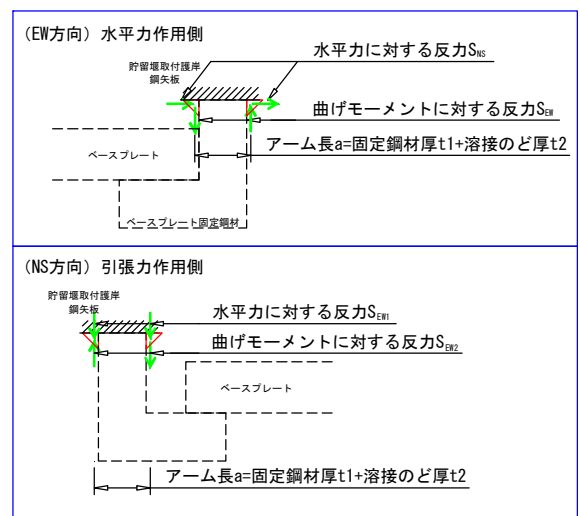


図 3.5-14 照査モデル図

(止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部)

② 断面照査方法

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式，発生応力算出式，照査値算出式を以下に記す。

(追而)

(2) 重畳時

a. 解析概要

重畳時に発生する応答値は，慣性力，動水圧及び基準津波による津波荷重を作用させたはり構造として解析を行う。

部材ごとの解析方法は，津波時と同様のモデル化及び断面照査方法であるため，「3.5.3(1) 津波時」を参照とする。

3.5.4 止水ゴム

止水ゴムの変位量は 3 方向の合成距離として以下のとおり算定し，その変位量が許容限界以下であることを確認する。なお，貯留堰の X 方向（護岸法線平行方向）の変位量は，負方向（貯留堰外側方向）よりも正方向（貯留堰内側方向）が大きいため，あらかじめ負方向側（貯留堰外側）へのオフセット距離を考慮した設置位置とする。

変位方向の定義を図 3.5-15 に，各変位及び距離の定義を図 3.5-16 にそれぞれ示す。

$$\delta = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2}$$

$$\delta x = \delta x(-) + Lx$$

$$\delta y = \delta y(-) + Ly$$

$$Ly = \delta y(+) + W$$

$$\delta z = \delta z(+)$$

ここに，

δ : 止水ゴムの設計変位 (cm)

δx : X 方向（護岸法線平行方向）の変位 (cm)

δy : Y 方向（護岸法線直角方向）の変位 (cm)

δz : Z 方向（鉛直方向）の変位 (cm)

$\delta x(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板の絶対変位（既設護岸の変位=0） (cm) ,

+ 方向 = 貯留堰内側方向，- 方向 = 貯留堰外側方向

$\delta y(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板と既設護岸との相対変位 (cm) ,

+ 方向 = 既設護岸が近づく方向，- 方向 = 既設護岸が離れる方向

$\delta z(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板と既設護岸との相対変位 (cm) ,

+ 方向 = 既設護岸の沈下方向，- 方向 = 既設護岸の上昇方向

Lx : X 方向（護岸法線平行方向）のオフセット距離 (cm)

Ly : Y 方向（護岸法線直角方向）の初期離隔距離 (cm)

W : 変形時に止水ゴムと鋼材が干渉しないために必要な裕度 (cm)

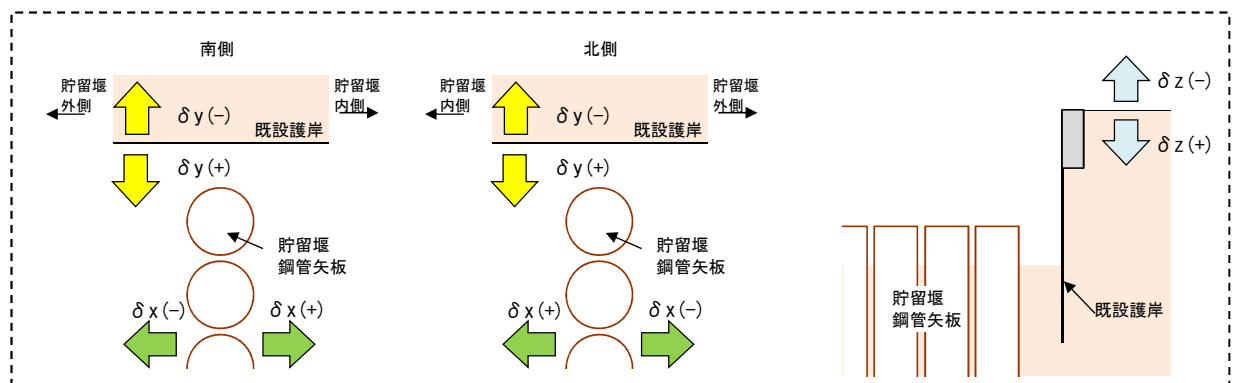


図 3.5-15 変位方向の定義

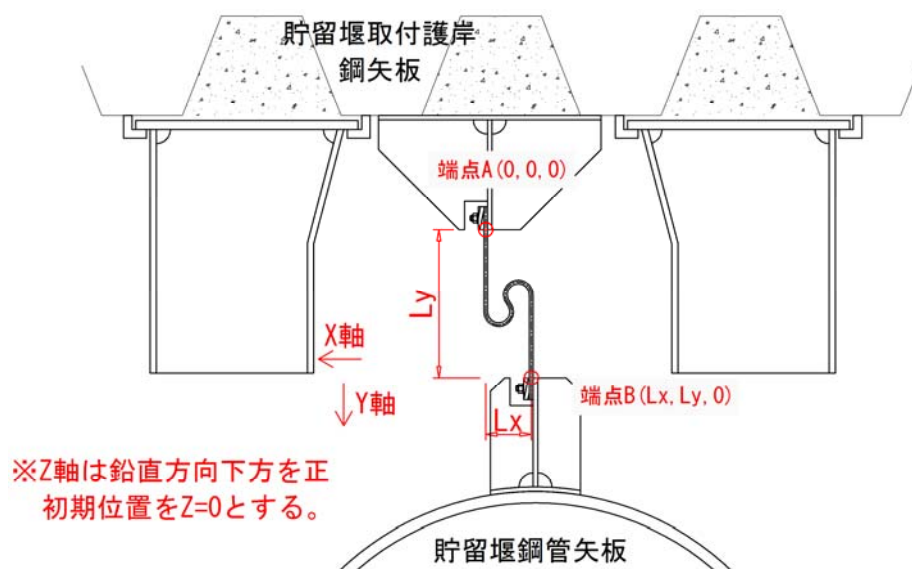


図 3.5-16 (1) 各変位及び距離の定義 (1 / 3)

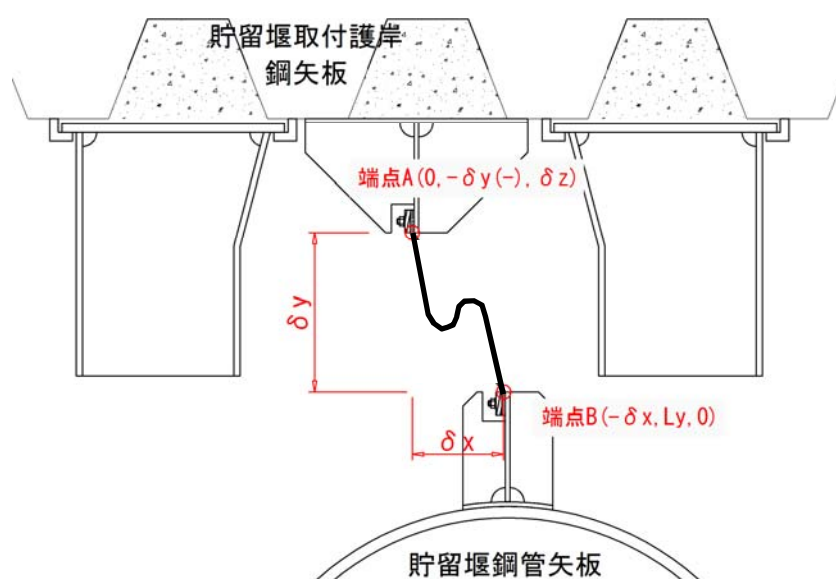


図 3.5-16 (2) 各変位及び距離の定義 (2 / 3)

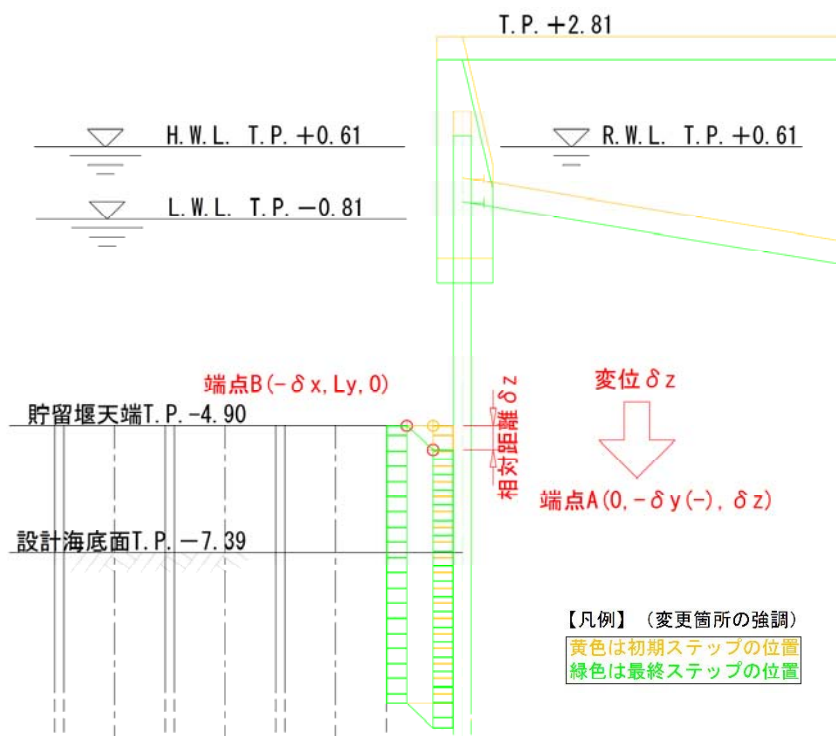


図 3.5-16 (3) 各変位及び距離の定義 (3 / 3)

3.6 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.6.1 鋼管矢板

鋼管矢板の許容限界は、「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14年3月）」に基づき，鋼管矢板の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表3.6-1のとおり設定する。

表 3.6-1 鋼管矢板の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ 2000	SM570	許容曲げ応力度	382.5
		許容せん断応力度	217.5

3.6.2 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の許容限界は、「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14年3月）」に基づき，表3.6-2に示すとおり設定する。なお，表3.6-2に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，基準津波時における鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.6-2 止水ゴム取付部鋼材の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	SM400	許容曲げ応力度	210
		許容せん断応力度	120

また，止水ゴム取付部材は貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（SP-V型，SY295）に水中溶接にて設置する。水中溶接の評価に用いるSY295の許容限界は，「鋼矢板 設計から施工まで（鋼管杭協会，2007年4月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009年版）」に基づき，表3.6-3に示すとおり設定する。なお，表3.6-3に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，基準津波時における鋼矢板の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。ただし，水中溶接部の許容応力度として30%減じたものとする。

表 3.6-3 鋼矢板（貯留堰取付護岸）の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
前面鋼矢板	SP-V型 SY295	許容せん断応力度 (水中溶接部)	105

3.6.3 防護材

防護材の許容限界は、「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14年3月）」に基づき，表 3.6－4 に示すとおり設定する。なお，表 3.6－4 に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，基準津波時における鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.6－4 防護材の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
防護材	SM400	許容曲げ応力度	210
		許容せん断応力度	120

3.6.4 防護材取付部鋼材

防護材取付部鋼材の許容限界は、「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14年3月）」に基づき、表3.6-5に示すとおり設定する。なお、表3.6-5に示す許容応力度は短期許容応力度とし、短期許容応力度は、基準津波時における鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.6-5 防護材取付部鋼材の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
防護材 取付部鋼材	SM570	許容曲げ応力度	382.5
		許容せん断応力度	217.5

また、防護材取付部鋼材は貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（S P－V型，SY295）に水中溶接にて設置する。水中溶接の評価に用いる SY295 の許容限界は、「鋼矢板 設計から施工まで（鋼管杭協会，2007 年 4 月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき、表 3.6-6 に示すとおり設定する。なお、表 3.6-6 に示す許容応力度は短期許容応力度とし、短期許容応力度は、基準津波時における鋼矢板の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。ただし、水中溶接部の許容応力度として 70%の値に減じたものとする。

表 3.6-6 鋼矢板（貯留堰取付護岸）の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
前面鋼矢板	S P－V型 SY295	許容せん断応力度 (水中溶接部)	105

3.6.5 止水ゴム

止水ゴムの変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3.6-7 に止水ゴムの変形量の許容限界を示す。

表 3.6-7 止水ゴムの変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ゴム	貯留堰と貯留堰取付護岸の相対変位：1050mm

3.7 評価方法

貯留堰の評価方法は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.7.1 鋼管矢板

(1) 津波時

鋼管矢板の評価は、鋼管の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が「3.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ	: 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm ²)
M	: 最大曲げモーメント (N・mm)
Z	: 断面係数 (mm ³)
N	: 軸力 (N)
A	: 有効断面積 (mm ²)

b. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ	: 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm ²)
S	: せん断力 (N)
A	: 有効断面積 (mm ²)
κ	: せん断応力の分布係数 (パイプ型断面の場合 $\kappa = 2.0$)

(2) 重畳時

鋼管矢板の評価は、「3.7.1(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

3.7.2 止水ゴム取付部鋼材

(1) 津波時

止水ゴム取付部鋼材の評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が「3.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式によりせん断応力を算定する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : せん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数

リブプレートの場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)

溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が一方向に作用する場合は、上式によりせん断応力を算定し、せん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

せん断力が二方向に作用する場合は、上式により各方向のせん断応力を算定し、次式による確認を行う。

$$\left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.00$$

ここで、

τ_x, τ_y : x 方向もしくは y 方向に作用するせん断応力 (N/mm²)

τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

(2) 重畳時

止水ゴム取付部鋼材の各部材の評価は、「3.7.2(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

3.7.3 防護材及び防護材取付部鋼材

(1) 津波時

防護材及び防護材取付部鋼材の評価は、曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が「3.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式によりせん断応力を算定する。

スキンプレートとリブプレートについては「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）」を参照し，せん断応力を算出する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : せん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

※スキンプレートとリブプレートの場合は腹板（リブプレート）の面積のみ有効とする。

κ : せん断応力の分布係数

スキンプレートとリブプレートの場合 $\kappa = 1.0$

ベースプレートの場合 $\kappa = 1.5$ （矩形断面）

ベースプレート取付部鋼材の場合 $\kappa = 1.5$ （矩形断面）

溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が一方向に作用する場合は、上式によりせん断応力を算定し、せん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

せん断力が二方向に作用する場合は、上式により各方向のせん断応力を算定し、次式による確認を行う。

$$\left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.00$$

ここで、

τ_x, τ_y : x 方向もしくは y 方向に作用するせん断応力 (N/mm²)

τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

(2) 重畳時

防護材及び防護材取付部鋼材の各部材の評価は、「3.7.3(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

3.7.4 止水ゴム

(1) 津波時

発生変位量が「3.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(2) 重畳時

発生変位量が「3.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

4. 評価結果

4.1 強度評価結果

評価対象部位ごとに津波時及び重畳時の評価結果を示す。

4.1.1 鋼管矢板

(1) 津波時

断面 3 及び断面 4 における S_d 波による断面力（曲げモーメント、軸力、及びせん断力）を図 4.1-1 及び図 4.1-2 に示す。

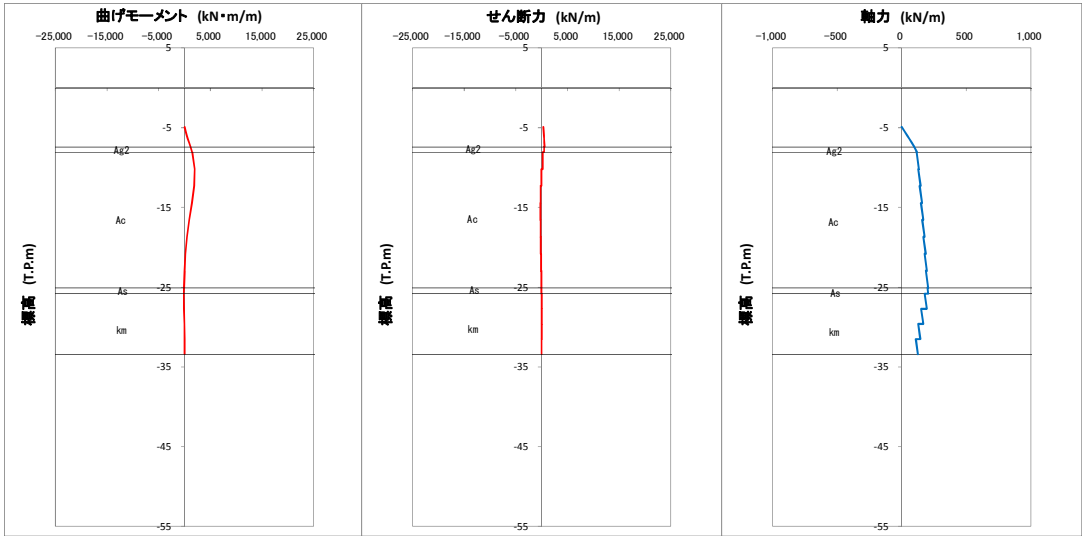


図 4.1-1 (1) 断面 3 の発生断面力（津波時、地盤ばね 1）

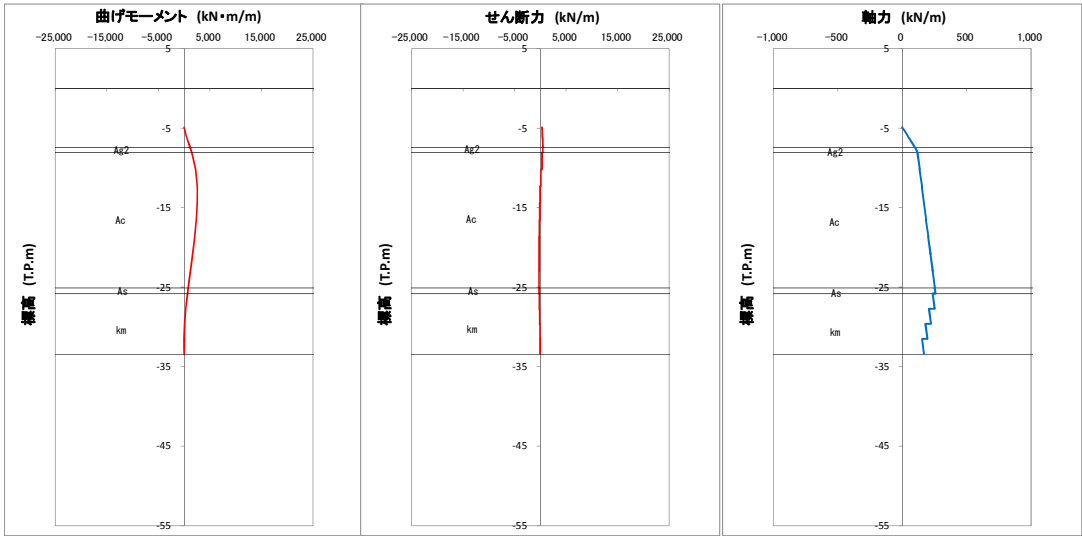


図 4.1-1 (2) 断面 3 の発生断面力（津波時、地盤ばね 2）

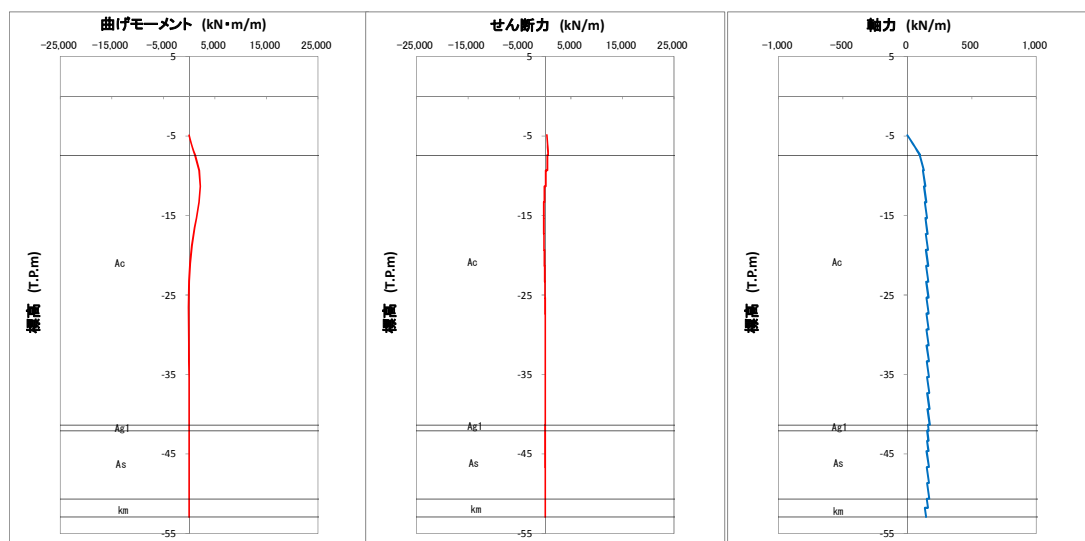


図 4.1-2 (1) 断面 4 の発生断面力 (津波時, 地盤ばね 1)

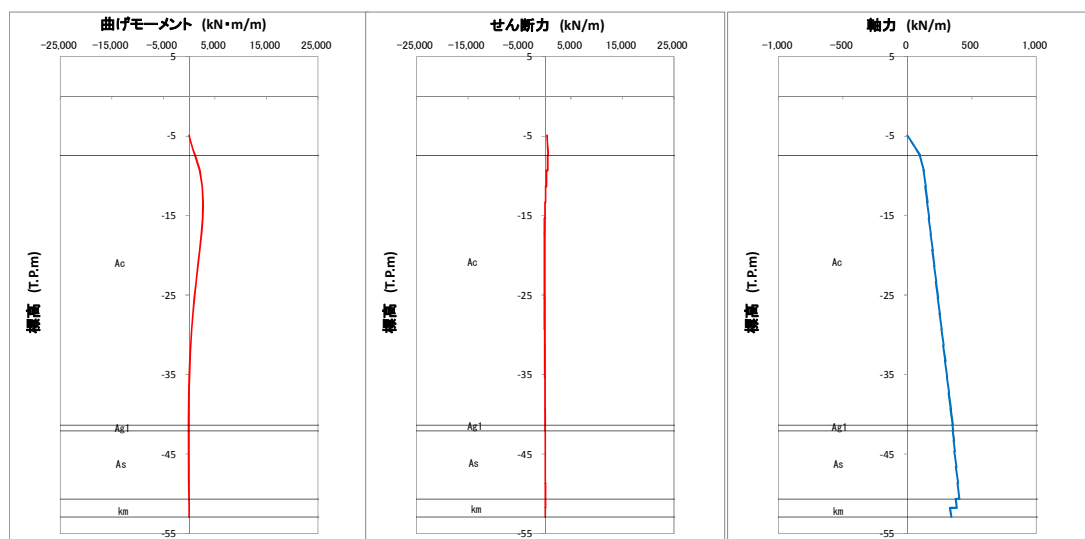


図 4.1-2 (2) 断面 4 の発生断面力 (津波時, 地盤ばね 2)

a. 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生曲げ応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-2 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1-3 に示す。なお、照査に用いた断面積及び断面係数は鋼管矢板延長 1 m あたりの値とする。

表 4.1-2 鋼管矢板 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2/m)	断面係数 (m^3/m)	備考
3	40	0.110	0.05289	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)
4	40	0.110	0.05289	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 4.1-3 (1) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面 3)

ケース名	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤ばね 1	1,947	134	38	382.5	0.10
地盤ばね 2	2,561	169	50	382.5	0.13

表 4.1-3 (2) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面 4)

ケース名	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤ばね 1	2,169	139	42	382.5	0.11
地盤ばね 2	2,712	156	53	382.5	0.14

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1-1 に、せん断に対する照査結果を表 4.1-4 に示す。

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査の結果、発生せん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.1-4 (1) せん断力に対する照査結果 (断面 3)

ケース名	せん断力 (kN)	発生せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	570	10	217.5	0.05
地盤ばね 2	570	10	217.5	0.05

表 4.1-4 (2) せん断力に対する照査結果 (断面 4)

ケース名	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	570	10	217.5	0.05
地盤ばね 2	570	10	217.5	0.05

(2) 重畳時

1次元有効応力解析により，地表面加速度，地表面変位及びせん断ひずみがそれぞれ最大となることを確認した，地盤ばねの設定に用いた地盤物性を表 4.1-5 に示す。

表 4.1-5 地盤ばねの設定に用いた地盤物性

地盤ばね	検討断面	地盤物性
地盤ばね 3	断面 3	検討ケース⑤ 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
	断面 4	検討ケース⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液化化の条件を仮定した解析ケース
地盤ばね 4	断面 3	検討ケース④ 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース
	断面 4	検討ケース③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
地盤ばね 5	断面 3	検討ケース④ 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース
	断面 4	検討ケース④ 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース

断面 3 及び断面 4 における S_d 波による断面力（曲げモーメント、軸力、及びせん断力）を図 4.1-3 及び図 4.1-4 に示す。

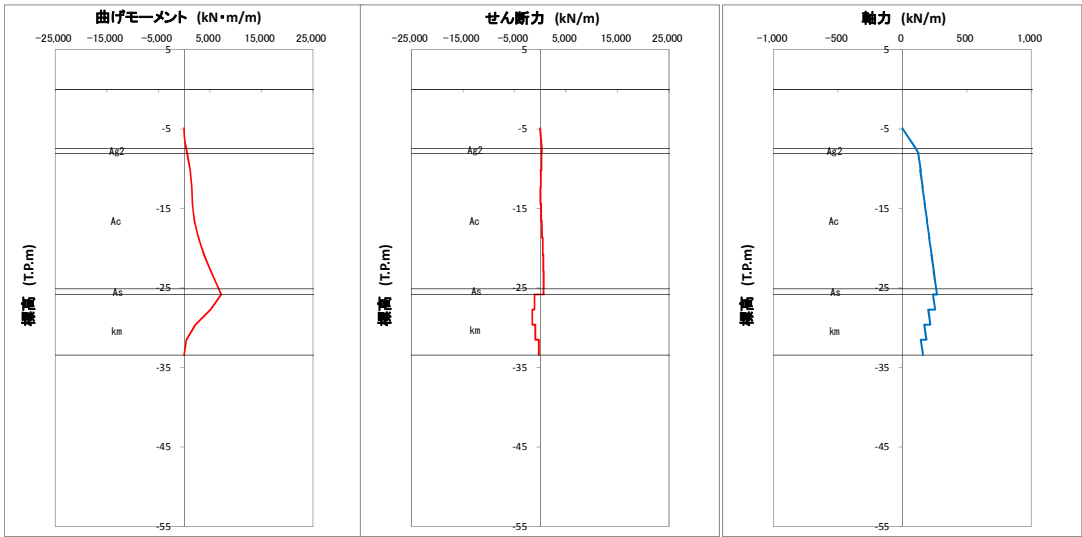


図 4.1-3 (1) 断面 3 の発生断面力（重畳時、地盤ばね 3）

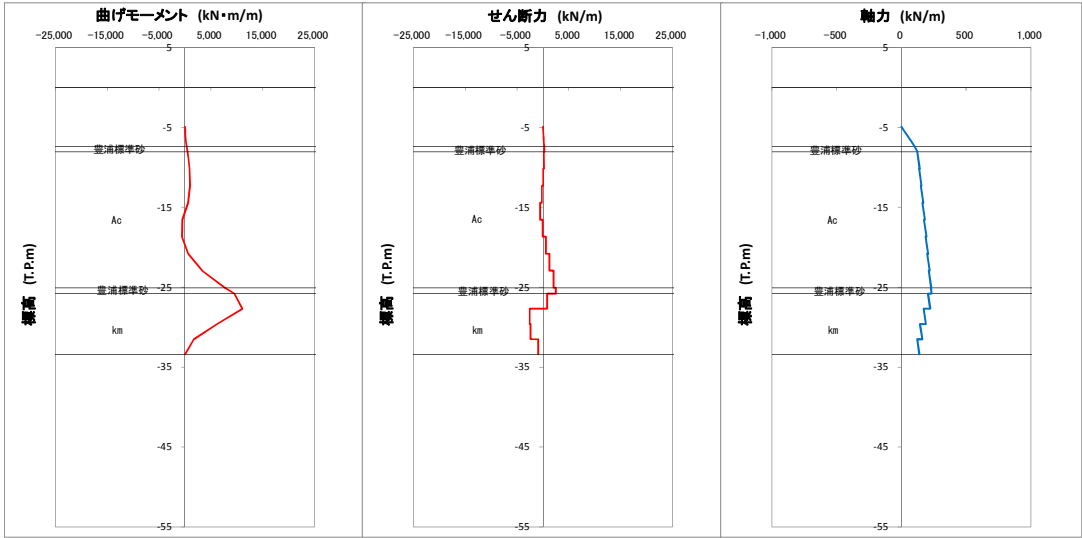


図 4.1-3 (2) 断面 3 の発生断面力（重畳時、地盤ばね 4）

図 4.1-3 (3) 断面 3 の発生断面力（重畳時、地盤ばね 5）（追而）

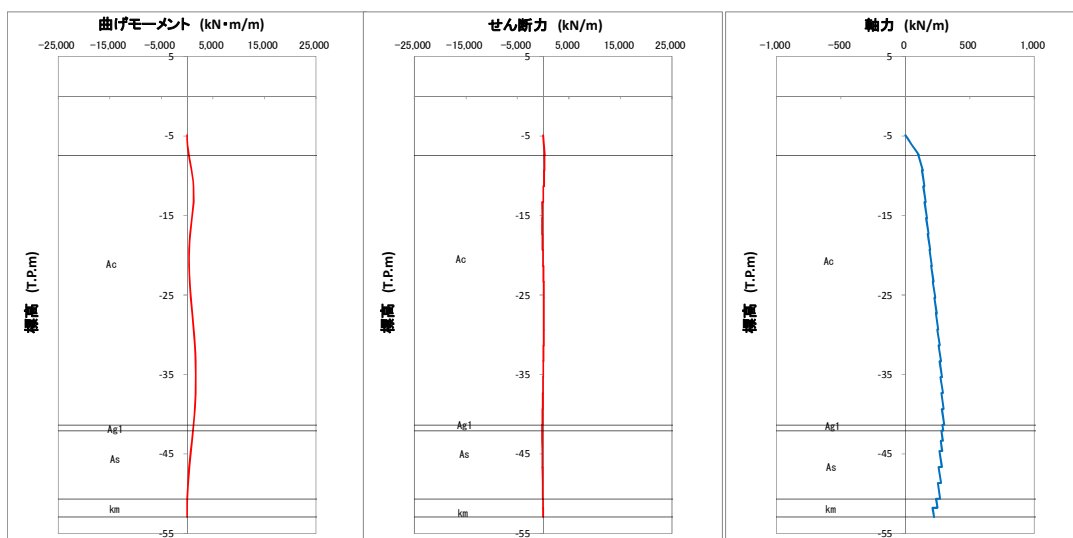


図 4.1-4 (1) 断面 4 の発生断面力（重畳時，地盤ばね 3）

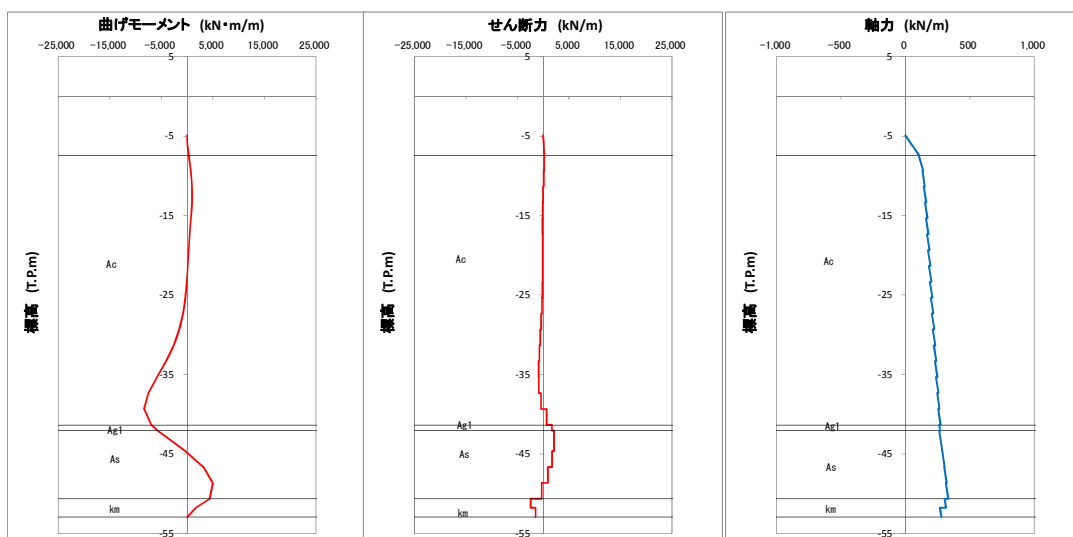


図 4.1-4 (2) 断面 4 の発生断面力（重畳，地盤ばね 4）

図 4.1-4 (3) 断面 4 の発生断面力（重畳時，地盤ばね 5）（追而）

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1-6 に示す。鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生曲げ応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.1-6 (1) 曲げ軸力に対する照査値 (断面 3) (追而)

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	7,209	270	139	382.5	0.36
地盤ばね 4	11,045	222	211	382.5	0.55
地盤ばね 5					

表 4.1-6 (2) 曲げ軸力に対する照査値 (断面 4) (追而)

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	1,688	285	35	382.5	0.09
地盤ばね 4	8,343	254	160	382.5	0.42
地盤ばね 5					

b. セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1-1 に、セン断力に対する照査結果を表 4.1-7 に示す。

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生セン断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.1-7 (1) セン断力に対する照査値 (断面 3) (追而)

ケース名	セン断力 (kN)	発生セン断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	1,541	28	217.5	0.13
地盤ばね 4	2,557	46	217.5	0.21
地盤ばね 5				

表 4.1-7 (2) セン断力に対する照査値 (断面 4) (追而)

ケース名	セン断力 (kN)	発生セン断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	298	6	217.5	0.03
地盤ばね 4	2,412	44	217.5	0.20
地盤ばね 5				

(3) 重畳時（鋼管矢板端部）

貯留堰の貯留堰取付護岸側の端部は、防護材等の付属物によって作用外力が一般部と比較して大きくなる。ここでは、それらの荷重を考慮した鋼管矢板端部に対する静的フレーム解析結果を示す。なお、一般部の津波時及び重畳時で照査値が最も大きくなったケースに対して検討を実施するものとする。

表 4.1-8 検討ケース（鋼管矢板端部）

検討断面	検討ケース	
	地盤ばね	地盤物性
断面 3	地盤ばね 4	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
断面 4	地盤ばね 4	検討ケース③ 地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

断面 3 及び断面 4 における S_d 波による断面力（曲げモーメント，軸力，及びせん断力）を図 4.1-5～図 4.1-6 に示す。

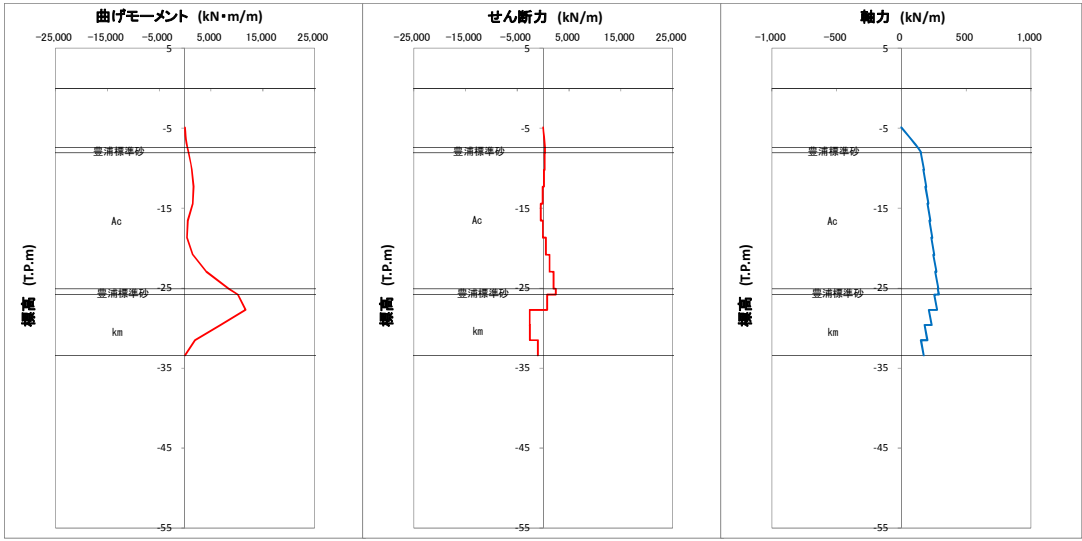


図 4.1-5 (1) 断面 3 の発生断面力（重畳時（鋼管矢板端部））

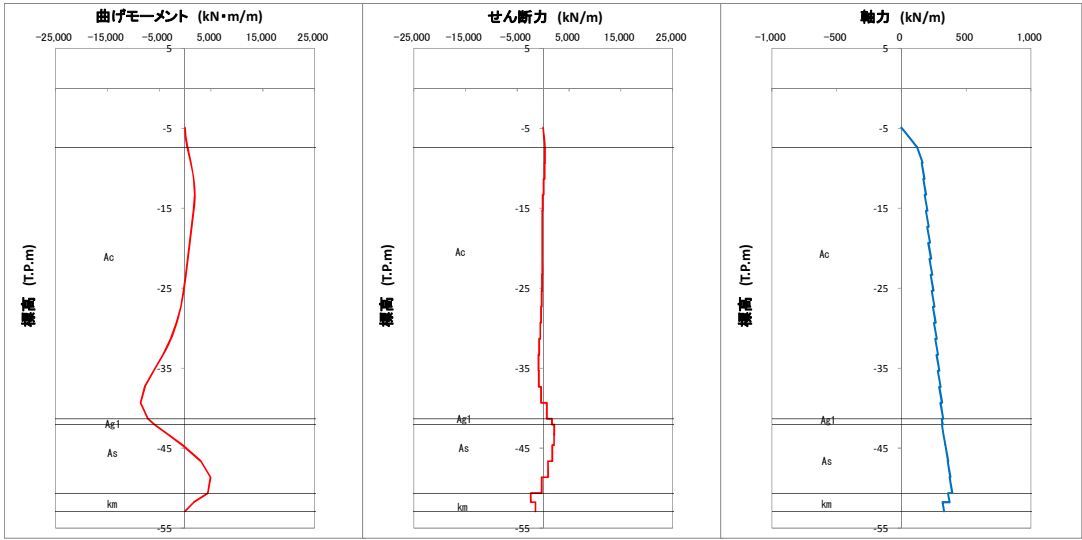


図 4.1-5 (2) 断面 4 の発生断面力（重畳時（鋼管矢板端部））

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 4.1-9 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1-10 に示す。鋼管矢板に対して許容応力度法による照査の結果、発生曲げ応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.1-9 鋼管矢板端部 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2/m)	断面係数 (m^3/m)	備考
3	40	0.115	0.05517	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)
4	40	0.115	0.05517	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 4.1-10 曲げ軸力に対する照査値 (鋼管矢板端部)

ケース名	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
断面 3	11,694	275	214	382.5	0.56
断面 4	8,591	313	158	382.5	0.41

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1-11 に示す。

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生せん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.1-11 せん断に対する照査値 (鋼管矢板端部)

ケース名	せん断力 (kN)	発生せん断 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
断面 3	2,588	46	217.5	0.21
断面 4	2,389	42	217.5	0.19

4.1.2 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の照査を以下に示す。止水ゴム取付部鋼材は、最も照査値が大きくなる重畳時、土中部のケースを示す。

(1) リブプレート

表 4.1-12 作用する断面力（リブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
19	0	60

表 4.1-13 断面性能（リブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.001960	0.000141120	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.1-14 断面照査結果（リブプレート）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	135	210	0.64
せん断力	46	120	0.38

(2) ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

表 4.1-15 作用する断面力（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW 方向) せん断力 (kN)	(NS 方向) せん断力 (kN)
-	-	196	100

表 4.1-16 断面性能（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.003950	-	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.1-17 断面照査結果（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

評価項目	(EW 方向) 発生応力度 (N/mm^2)	(NS 方向) 発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	50	25	105	0.28

4.1.3 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の照査を以下に示す。防護材及び防護材取付部鋼材は、最も照査値が大きくなる津波時のケースを示す。

(1) スキンプレート及びリブプレート

表 4.1-18 作用する断面力（スキンプレートとリブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
204	0	251

表 4.1-19 断面性能（スキンプレートとリブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.005340	0.004207040	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.1-20 断面照査結果（スキンプレートとリブプレート）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	48	210	0.23
せん断力	47	120	0.39

(2) ベースプレート

表 4.1-21 作用する断面力 (ベースプレート)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
44	0	874

表 4.1-22 断面性能 (ベースプレート)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.030000	0.000150000	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 4.1-23 断面照査結果 (ベースプレート)

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	293	382.5	0.77
せん断力	44	217.5	0.20

(3) ベースプレート固定鋼材

表 4.1-24 作用する断面力（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
28	0	835

表 4.1-25 断面性能（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.028000	0.000130667	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.1-26 断面照査結果（ベースプレート固定鋼材 水平力作用側）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	214	382.5	0.56
せん断力	45	217.5	0.21

表 4.1-27 作用する断面力（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
46	0	874

表 4.1-28 断面性能（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.028000	0.000130667	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

表 4.1-29 断面照査結果（ベースプレート固定鋼材 引張力作用側）

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	352	382.5	0.92
せん断力	47	217.5	0.22

(4) ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部

表 4.1-30 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW 方向) せん断力 (kN)	(NS 方向) せん断力 (kN)
-	-	628	418

表 4.1-31 断面性能 (ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.014560	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 4.1-32 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

評価項目	(EW 方向) 発生応力度 (N/mm^2)	(NS 方向) 発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	43	29	105	0.24

表 4.1-33 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
-	-	1469

表 4.1-34 断面性能 (ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.014560	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

表 4.1-35 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

評価項目	発生応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	101	105	0.96

4.1.4 止水ゴム

(1) 津波時

津波時と比較して、重畳時における相対変位が大きいため、津波時の検討を省略する。

(2) 重畳時

重畳時における変位量算出結果を表 4.1-36 に示す。最終相対変位は、地震時の 2 次元有効応力解析結果から抽出した、検討ケース④（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解析ケース）の値である。また、最大相対変位についても、重畳時における 2 次元静的フレーム解析のうち相対変位が最大となる検討ケース（地盤ばね 4，検討ケース④：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解析ケース）の値である。

ただし、 $\delta y(+, -)$ 及び $\delta z(+, -)$ については、地震時の 2 次元有効応力解析結果から抽出した値を保守的に重畳時の値として採用する。

$\delta x(+, -)$ 、 $\delta y(+, -)$ 及び $\delta z(+, -)$ の 3 方向の合成距離を算出した結果、発生する変位量が「3.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認した。変形性照査結果を表 4.1-37 に示す。

表 4.1-36 変位量算出結果（追而）

変位 方向	ケース	+ 方向 (cm)			- 方向 (cm)			備考
		最終 相対変位	最大 相対変位	(※3) 合計	最終 相対変位	最大 相対変位	(※3) 合計	
$\delta x(+, -)$	重畳時	31.0	(※1) 15.6	46.6	—	(※1) 15.6	15.6	地震時 (NS-1) + 重畳時
$\delta y(+, -)$		0.1	(※2) 7.1	7.2	0.0	(※2) 3.0	3.0	地震時 (EW-1)
$\delta z(+, -)$		8.4	(※2) 12.5	20.9	0.0	(※2) 0.0	0.0	地震時 (EW-1)

※1： $\delta x(+, -)$ の最大相対変位（重畳時）は、2 次元静的フレーム解析結果より算出した値の最大値

※2： $\delta y(+, -)$ 及び $\delta z(+, -)$ の最大相対変位（重畳時）は、保守側に地震時の最大相対変位から引用した値を採用

※3：止水ゴムの変形性照査に用いる解析値（最終相対変位と最大相対変位との合計）

表 4.1-37 変形性照査結果（追而）

4.2 まとめ (追而)

貯留堰の強度計算書に関する参考資料

(参考) 1次元有効応力解析における減衰の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1% (解析における減衰は、ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。) とする。

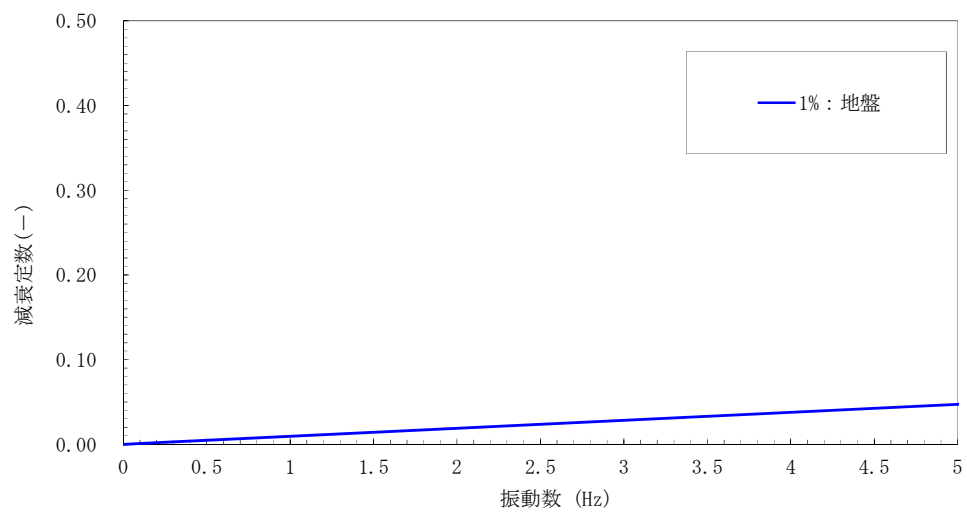


図 1-1 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 3 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

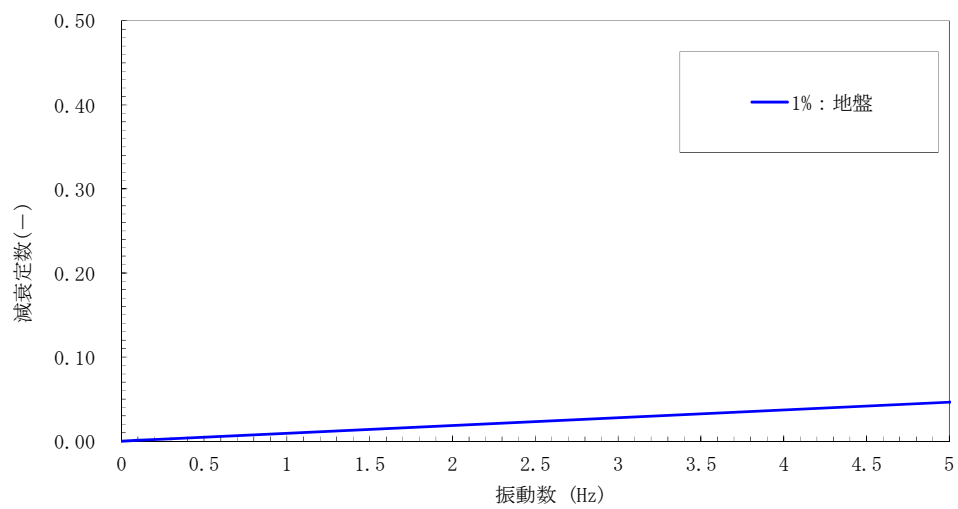


図 1-1 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 3 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

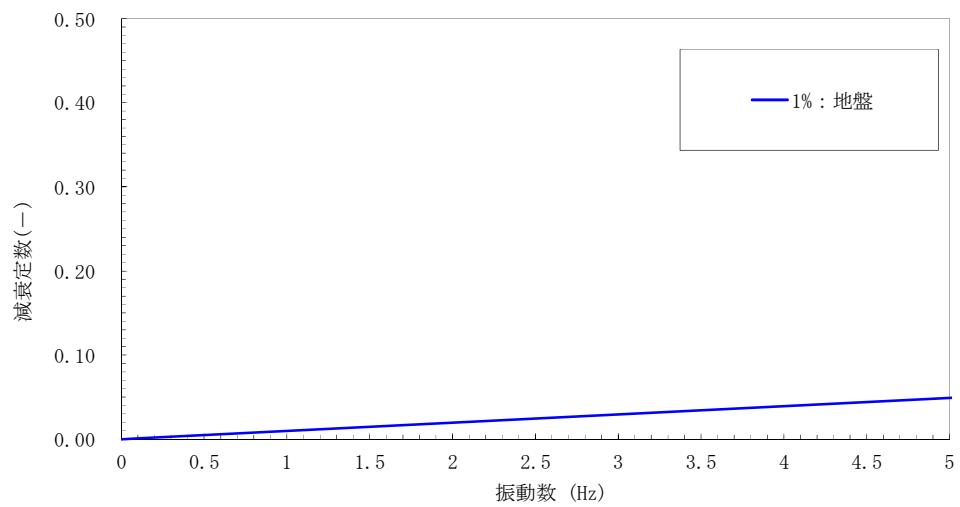


図 1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 3 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

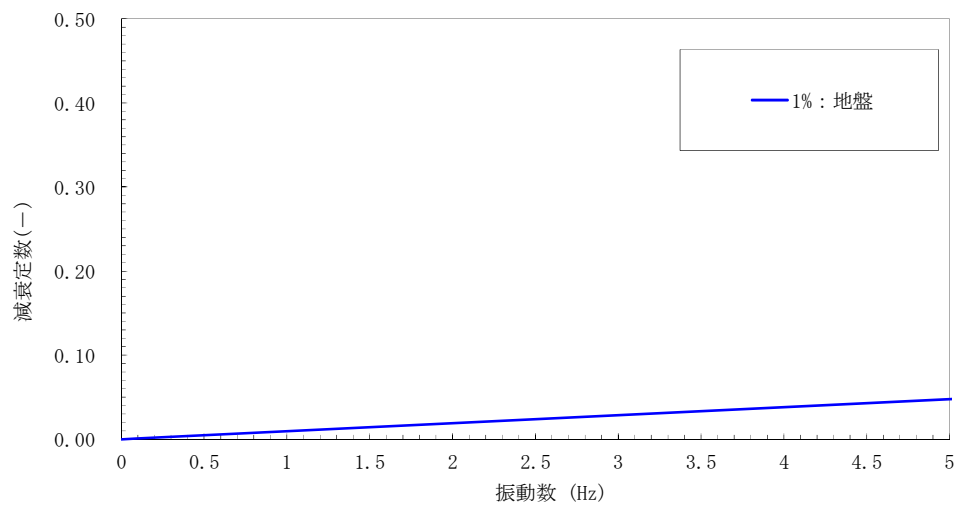


図 1-1 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 3 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)

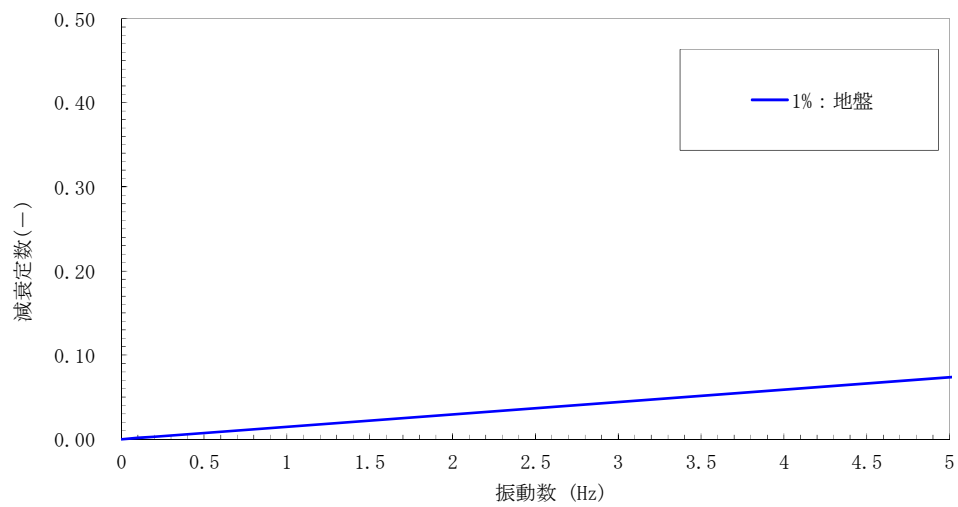


図 1-1 (5) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 4 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

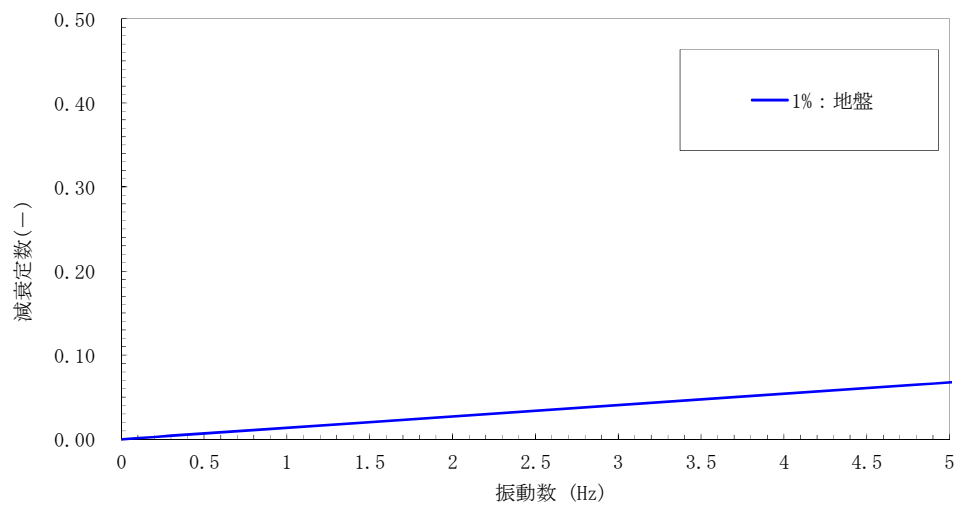


図 1-1 (6) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 4 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

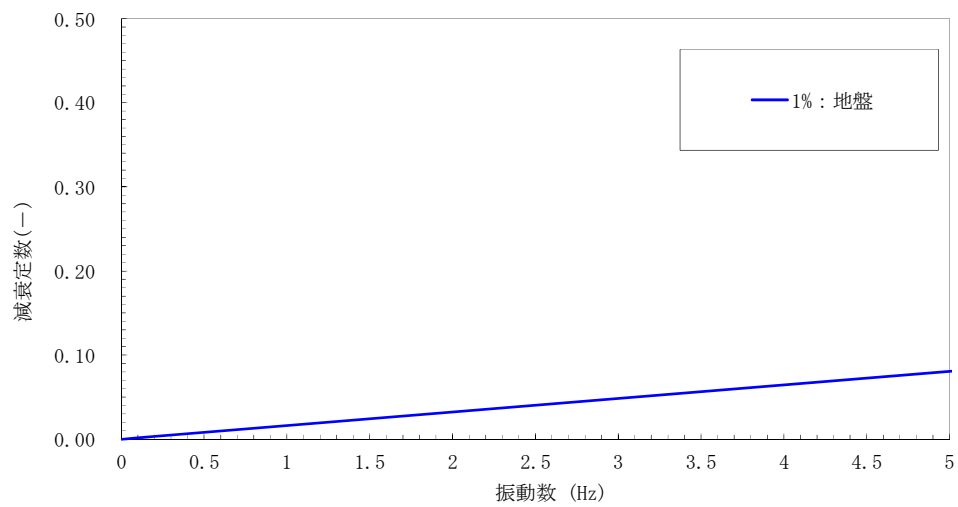


図 1-1 (7) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 4 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

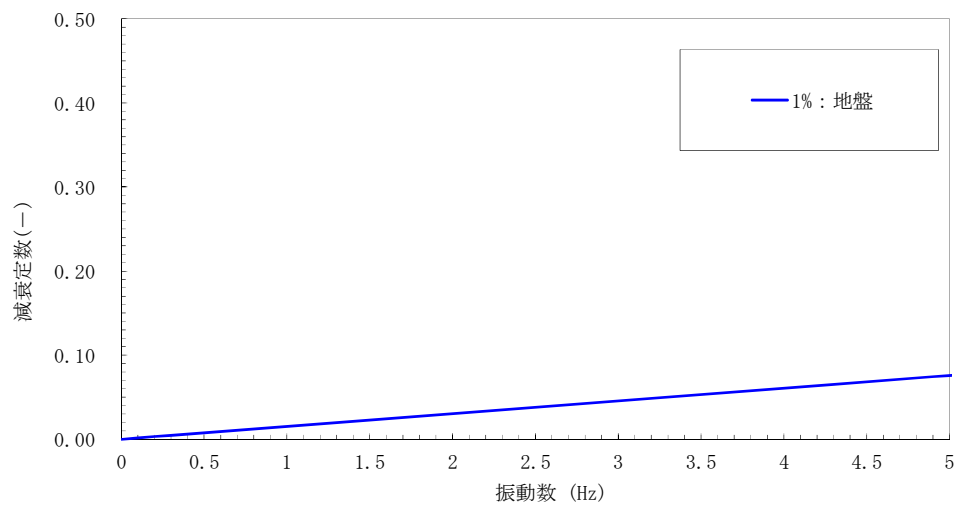


図 1-1 (8) 設定した Rayleigh 減衰

(断面 4 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)