

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 33
提出年月日	平成 30 年 5 月 7 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 5 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

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

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

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 28	H30. 4. 19	<ul style="list-style-type: none"> ・改 5 の内, 「5. 11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定(「5. 11. 7 防潮扉」を改定) ・改 24 の内, 「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・改 21 の内, 「5. 4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」 ・「5. 13 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について」を新規作成し, 追加 ・「5. 18 津波に対する止水性能を有する施設の評価について」を新規作成し, 追加 ・「6. 5. 1 防潮扉の設計に関する補足説明」(土木)を新規作成し, 追加 ・「6. 8. 2 貯留堰取付護岸に関する補足説明」を新規作成し, 追加
改 29	H30. 4. 19	<ul style="list-style-type: none"> ・改 18 の内, 「1. 5 入力津波のパラメータスタディの考慮について」を改定
改 30	H30. 4. 27	<ul style="list-style-type: none"> ・H30. 4. 23 時点での最新版一式として, 改 29 (H30. 4. 19) までの最新版をとりまとめ, 一式版を作成
改 31	H30. 4. 26	<ul style="list-style-type: none"> ・改 28 の内, 「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・改 28 の内, 「5. 4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について」 ・改 5 の内, 「5. 11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定(「5. 11. 2 防潮堤(鋼製防護壁)」, 「5. 11. 3 防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁)」を改定) ・「6. 12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」を新規作成し, 追加 ・「6. 13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」を新規作成し, 追加
改 32	H30. 5. 1	<ul style="list-style-type: none"> ・改 31 の内, 「4. 1 設計に用いる遡上波の流速について」を改定 ・「5. 9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について」を削除し, 5. 9 以降の番号を繰り上げ ・改 5 の内, 「5. 10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定(「5. 10. 8 構内排水路逆流防止設備」を改定) ・改 21 の内, 「5. 13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」を改定(「5. 13. 2 鋼製防護壁シール材について」を改定) ・「6. 1. 1. 1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加 ・「6. 7. 1. 1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加
改 33	H30. 5. 7	<ul style="list-style-type: none"> ・改 5 の内, 「5. 16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について」を改定 ・「6. 2. 1. 2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料」を新規作成し, 追加 ・「6. 3. 1. 2 鉄筋コンクリート防潮壁(放水路エリア)の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加 ・「6. 4. 1. 2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加 ・「6. 8. 1. 2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加

下線は、今回提出資料を示す。

目 次

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

1. 入力津波の評価
 - 1.1 潮位観測記録の考え方について[改 4 H30. 2. 13]
 - 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について[改 12 H30. 3. 1]
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について[改 4 H30. 2. 13]
 - 1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて[改 12 H30. 3. 1]
 - 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について[改 29 H30. 4. 19]
 - 1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討[改 13 H30. 3. 6]
2. 津波防護対象設備
 - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
 - 3.1 砂移動による影響確認について[改 18 H30. 3. 30]
 - 3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について
 - 3.3 電源喪失による除塵装置の機能喪失に伴う取水性の影響について
4. 漂流物に関する考慮事項
 - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について[改 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 漂流物衝突力について
5. 設計における考慮事項
 - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について[改 7 H30. 2. 19]
 - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて[改 12 H30. 3. 1]
 - 5.3 強度計算に用いた規格・基準について
 - 5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について[改 31 H30. 4. 26]
 - 5.5 津波防護施設のアンカーの設計に用いる規格・基準類の適用性について
 - 5.6 浸水量評価について[改 26 H30. 4. 13]
 - 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について[改 15 H30. 3. 9]
 - 5.8 浸水防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
 - 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 31 H30. 4. 26]
 - 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 24 H30. 4. 11]
 - 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸[改 5 H30. 2. 13]
 - 5.10.7 防潮扉[改 28 H30. 4. 19]
 - 5.10.8 構内排水路逆流防止設備[改 32 H30. 5. 1]

- 5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について
- 5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について[改 28 H30. 4. 19]
- 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 32 H30. 5. 1]
- 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 24 H30. 4. 11]
- 5.15 地殻変動後の基準津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
- 5.16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について[改 33 H30. 5. 7]
- 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]

[]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 32 H30. 5. 1]
 - 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明
 - 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明
 - 6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 27 H30. 4. 18]
- 6.2 鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
 - 6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
 - 6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明資料[改 24 H30. 4. 11]
 - 6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料[改 33 H30. 5. 7]
 - 6.2.2 フラップゲートに関する補足説明
- 6.3 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する補足説明
 - 6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明
 - 6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]
 - 6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
- 6.4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
 - 6.4.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
 - 6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]
 - 6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
- 6.5 防潮扉に関する補足説明
 - 6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明[改 23 H30. 4. 10]
 - 6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明[改 28 H30. 4. 19]（土木）
 - 6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明
- 6.6 放水路ゲートに関する補足説明
 - 6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明[改 23 H30. 4. 10]
- 6.7 構内排水路逆流防止設備に関する補足説明

- 6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明
 - 6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明[改 32 H30.5.1]
 - 6.7.1.2 構内排水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明
- 6.8 貯留堰に関する補足説明
 - 6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明
 - 6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30.4.11]
 - 6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30.5.7]
 - 6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明[改 28 H30.4.19]
- 6.9 浸水防護設備に関する補足説明
 - 6.9.1 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁の設計に関する補足説明
 - 6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について[改 22 H30.4.6]
 - 6.9.3 津波荷重（突き上げ）の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について
- 6.10 津波監視設備に関する補足説明
 - 6.10.1 津波監視カメラの設計に関する補足説明
 - 6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明
 - 6.10.3 加振試験の条件について
 - 6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について
- 6.11 耐震計算における材料物性値のばらつきの影響に関する補足説明
- 6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明[改 31 H30.4.26]
- 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]

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

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

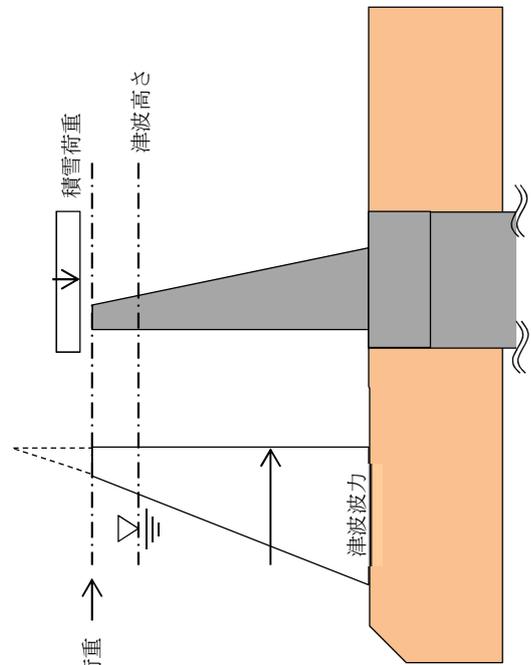
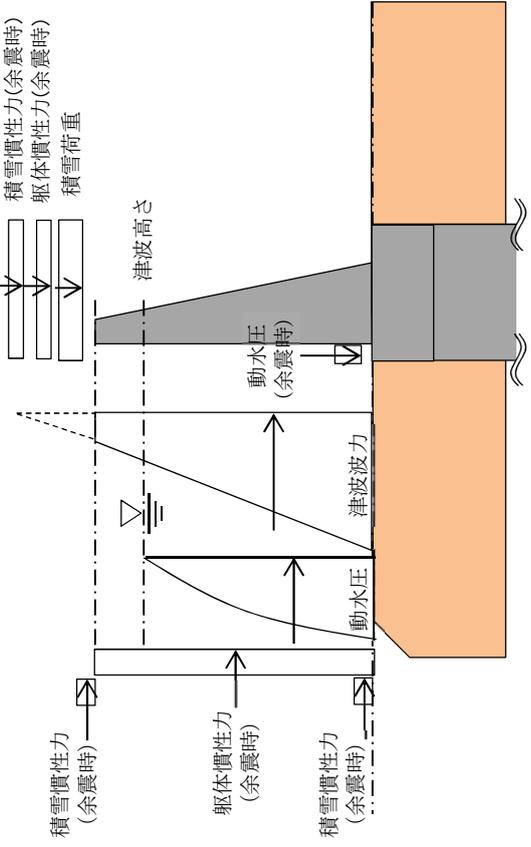
5. 16.1 各施設における津波時及び重畳時の荷重作用状況

防潮堤，貯留堰，防潮扉及び構内排水路逆流防止設備（集水柵）の強度計算における津波時及び重畳時に考慮する荷重については，その施設の設置位置や形状等により設定している。第 5. 16-1 表に各施設における津波時及び重畳時の荷重作用状況を示す。第 5. 16-1 表では，各施設の解析手法に従い，静的解析，2次元静的有限要素法解析及び2次元動的有限要素法解析における荷重作用状況を示しているが，詳細については各施設の強度計算書に示す。

第 5.16-1 表 (1) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (1/7)

施設名	津波時	重畳時																		
防 潮 堤 の ち ゝ 鋼 製 防 護 壁	<p>※図は基準津波時における荷重作用図を示す。</p>	<p>※図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。</p>																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">防潮堤高さ</th> <th>T.P. + 20.0 m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>入力</td> <td>基準津波時</td> <td>T.P. + 17.9 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ</td> <td>T.P. + 24.0 m 津波時</td> <td>T.P. + 24.0 m</td> </tr> <tr> <td colspan="2">地盤高さ</td> <td>T.P. + 1.2 m</td> </tr> <tr> <td>設計用</td> <td>基準津波時</td> <td>8.35 m</td> </tr> <tr> <td>浸水深</td> <td>T.P. + 24.0 m 津波時</td> <td>11.40 m</td> </tr> </tbody> </table>			防潮堤高さ		T.P. + 20.0 m	入力	基準津波時	T.P. + 17.9 m	津波高さ	T.P. + 24.0 m 津波時	T.P. + 24.0 m	地盤高さ		T.P. + 1.2 m	設計用	基準津波時	8.35 m	浸水深	T.P. + 24.0 m 津波時	11.40 m
防潮堤高さ		T.P. + 20.0 m																		
入力	基準津波時	T.P. + 17.9 m																		
津波高さ	T.P. + 24.0 m 津波時	T.P. + 24.0 m																		
地盤高さ		T.P. + 1.2 m																		
設計用	基準津波時	8.35 m																		
浸水深	T.P. + 24.0 m 津波時	11.40 m																		

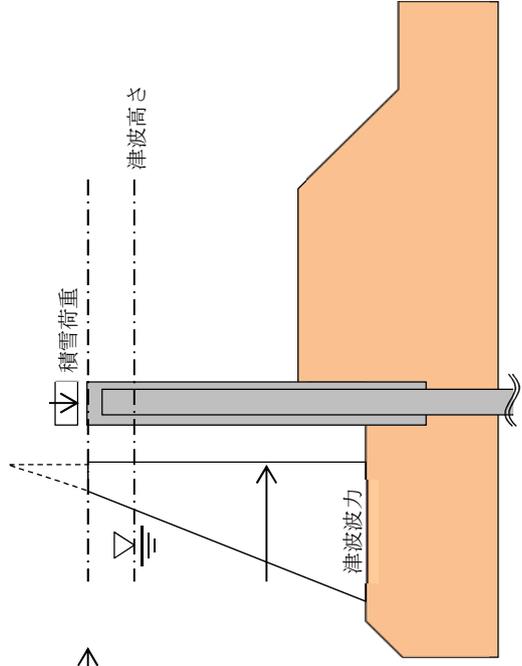
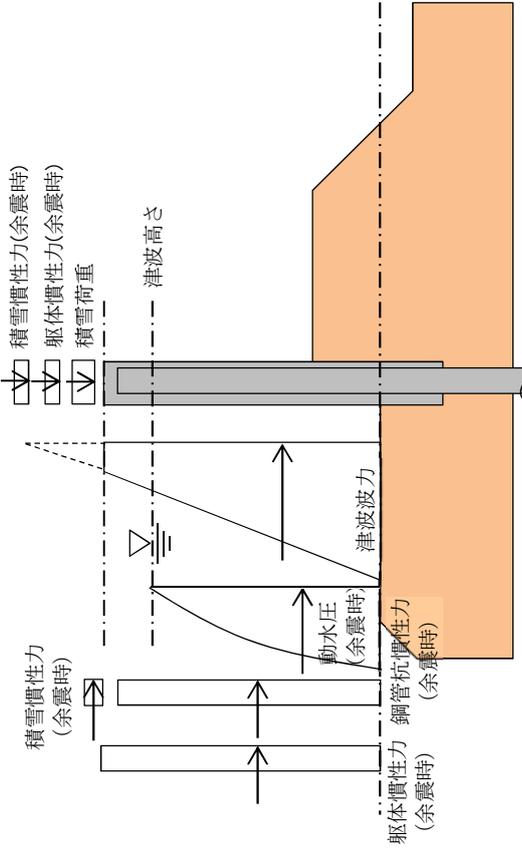
第 5.16-1 表 (2) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (2/7)

施設名	津波時	重畳時																		
防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁	 <p>※図は基準津波時における荷重作用図を示す。</p>	 <p>※図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。</p>																		
	<table border="1" data-bbox="1050 667 1305 1541"> <thead> <tr> <th colspan="2">防潮堤高さ</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>入力</td> <td>T. P. +20.0 m</td> </tr> <tr> <td>基準津波時</td> <td>T. P. +17.9 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ</td> <td>T. P. +24.0 m 津波時</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ</td> <td>T. P. +24.0 m</td> </tr> <tr> <td>基礎津波時</td> <td>T. P. +1.2 m</td> </tr> <tr> <td>設計用</td> <td>8.35 m</td> </tr> <tr> <td>浸水深</td> <td>11.40 m</td> </tr> <tr> <td>基礎津波時</td> <td>T. P. +24.0 m 津波時</td> </tr> </tbody> </table>		防潮堤高さ		入力	T. P. +20.0 m	基準津波時	T. P. +17.9 m	津波高さ	T. P. +24.0 m 津波時	地盤高さ	T. P. +24.0 m	基礎津波時	T. P. +1.2 m	設計用	8.35 m	浸水深	11.40 m	基礎津波時	T. P. +24.0 m 津波時
防潮堤高さ																				
入力	T. P. +20.0 m																			
基準津波時	T. P. +17.9 m																			
津波高さ	T. P. +24.0 m 津波時																			
地盤高さ	T. P. +24.0 m																			
基礎津波時	T. P. +1.2 m																			
設計用	8.35 m																			
浸水深	11.40 m																			
基礎津波時	T. P. +24.0 m 津波時																			

第 5.16-1 表 (3) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (3/7)

施設名	津波時	重畳時												
防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）	<p>漂流物荷重 →</p> <p>津波高</p> <p>津波波力</p> <p>積雪荷重</p>	<p>積雪慣性力 (余震時)</p> <p>積載慣性力 (余震時)</p> <p>躯体慣性力 (余震時)</p> <p>積雪荷重</p> <p>動水圧 (余震時)</p> <p>津波波力</p> <p>津波高</p> <p>↓積載慣性力 (余震時)</p> <p>↓積載荷重 (余震時)</p>												
	*図は基準津波時における荷重作用図を示す。	*図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。												
	<table border="1" data-bbox="1082 761 1375 1444"> <tbody> <tr> <td>放水路エリア</td> <td></td> </tr> <tr> <td>防潮堤高さ</td> <td>T. P. + 20.0 m</td> </tr> <tr> <td>入力</td> <td>基準津波時 T. P. + 17.9 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ</td> <td>T. P. + 24.0 m 津波時 地盤高さ T. P. + 6.6 m</td> </tr> <tr> <td>設計用</td> <td>基準津波時 5.65 m</td> </tr> <tr> <td>浸水深</td> <td>T. P. + 24.0 m 津波時 8.70 m</td> </tr> </tbody> </table>		放水路エリア		防潮堤高さ	T. P. + 20.0 m	入力	基準津波時 T. P. + 17.9 m	津波高さ	T. P. + 24.0 m 津波時 地盤高さ T. P. + 6.6 m	設計用	基準津波時 5.65 m	浸水深	T. P. + 24.0 m 津波時 8.70 m
放水路エリア														
防潮堤高さ	T. P. + 20.0 m													
入力	基準津波時 T. P. + 17.9 m													
津波高さ	T. P. + 24.0 m 津波時 地盤高さ T. P. + 6.6 m													
設計用	基準津波時 5.65 m													
浸水深	T. P. + 24.0 m 津波時 8.70 m													

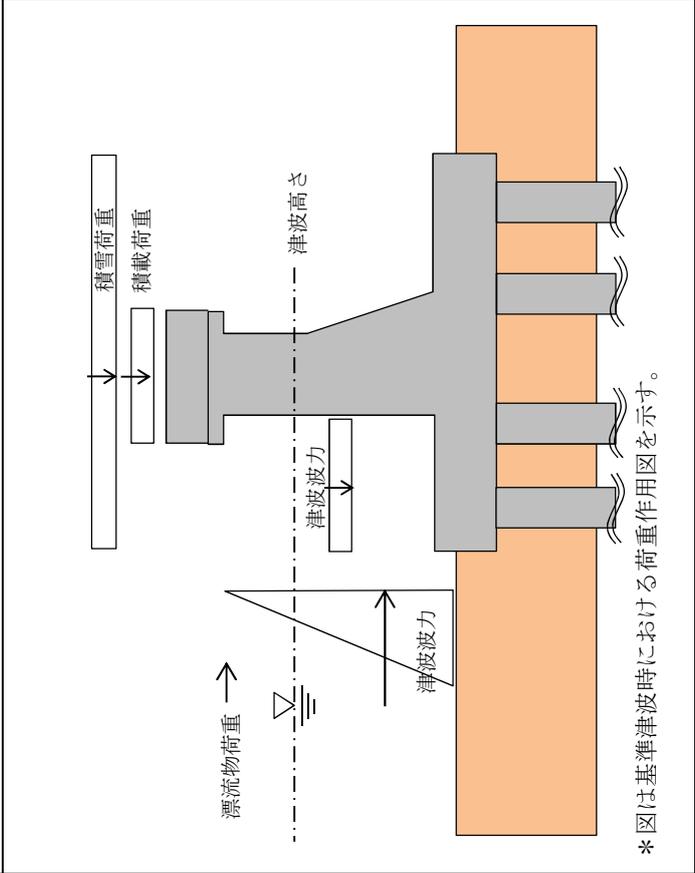
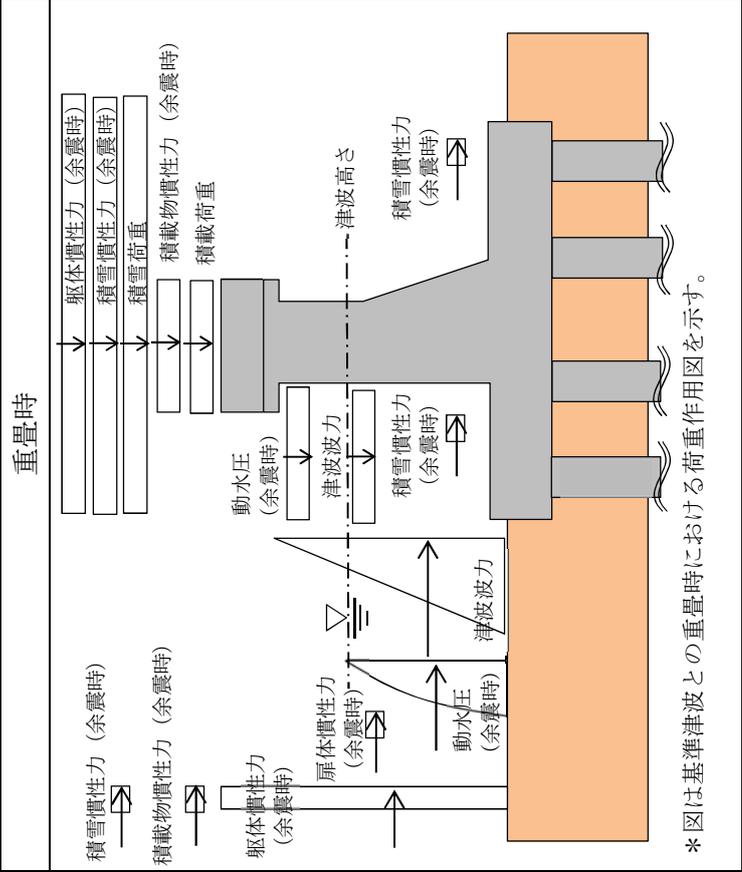
第 5.16-1 表 (4) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (4/7)

施設名	津波時	重畳時																																								
防 潮 堤 の ち ゝ 鋼 管 杭 鉄 筋 コ ン ク リ ー ト 防 潮 壁	 <p>* 図は基準津波時における荷重作用図を示す。</p>	 <p>* 図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。</p>																																								
	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th colspan="2">敷地前面東側</th> <th colspan="2">敷地前面北側</th> </tr> <tr> <th></th> <th>断面②</th> <th>断面③</th> <th>断面④</th> <th>断面⑤</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>防潮堤天端高さ</td> <td>T.P. + 20.0 m</td> <td>T.P. + 20.0 m</td> <td>T.P. + 18.0 m</td> <td>T.P. + 18.0 m</td> </tr> <tr> <td>防潮堤高さ</td> <td>T.P. + 17.9 m</td> <td>T.P. + 17.9 m</td> <td>T.P. + 15.4 m</td> <td>T.P. + 15.4 m</td> </tr> <tr> <td>入力</td> <td>T.P. + 24.0 m</td> <td>T.P. + 24.0 m</td> <td>T.P. + 24.0 m</td> <td>T.P. + 24.0 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ</td> <td>T.P. + 8.0 m</td> <td>T.P. + 4.0 m</td> <td>T.P. + 8.0 m</td> <td>T.P. + 8.0 m</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ</td> <td>4.40 m</td> <td>4.95 m</td> <td>3.70 m</td> <td>3.70 m</td> </tr> <tr> <td>設計用浸水深</td> <td>8.00 m</td> <td>10.00 m</td> <td>8.00 m</td> <td>8.00 m</td> </tr> </tbody> </table>			敷地前面東側		敷地前面北側			断面②	断面③	断面④	断面⑤	防潮堤天端高さ	T.P. + 20.0 m	T.P. + 20.0 m	T.P. + 18.0 m	T.P. + 18.0 m	防潮堤高さ	T.P. + 17.9 m	T.P. + 17.9 m	T.P. + 15.4 m	T.P. + 15.4 m	入力	T.P. + 24.0 m	津波高さ	T.P. + 8.0 m	T.P. + 4.0 m	T.P. + 8.0 m	T.P. + 8.0 m	地盤高さ	4.40 m	4.95 m	3.70 m	3.70 m	設計用浸水深	8.00 m	10.00 m	8.00 m	8.00 m			
	敷地前面東側		敷地前面北側																																							
	断面②	断面③	断面④	断面⑤																																						
防潮堤天端高さ	T.P. + 20.0 m	T.P. + 20.0 m	T.P. + 18.0 m	T.P. + 18.0 m																																						
防潮堤高さ	T.P. + 17.9 m	T.P. + 17.9 m	T.P. + 15.4 m	T.P. + 15.4 m																																						
入力	T.P. + 24.0 m	T.P. + 24.0 m	T.P. + 24.0 m	T.P. + 24.0 m																																						
津波高さ	T.P. + 8.0 m	T.P. + 4.0 m	T.P. + 8.0 m	T.P. + 8.0 m																																						
地盤高さ	4.40 m	4.95 m	3.70 m	3.70 m																																						
設計用浸水深	8.00 m	10.00 m	8.00 m	8.00 m																																						

第 5.16-1 表 (5) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (5/7)

施設名	津波時	重畳時						
貯留堰								
<table border="1" data-bbox="1066 667 1235 1536"> <tr> <td data-bbox="1066 967 1107 1536">貯留堰高さ</td> <td data-bbox="1066 667 1107 967">T.P. - 4.9 m</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1107 1384 1149 1536">入力 津波高さ</td> <td data-bbox="1107 967 1149 1536">基準津波時 T.P. + 3.9 m</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1149 1384 1190 1536">地盤高さ</td> <td data-bbox="1149 667 1190 1536">T.P. - 7.39 m</td> </tr> </table>			貯留堰高さ	T.P. - 4.9 m	入力 津波高さ	基準津波時 T.P. + 3.9 m	地盤高さ	T.P. - 7.39 m
貯留堰高さ	T.P. - 4.9 m							
入力 津波高さ	基準津波時 T.P. + 3.9 m							
地盤高さ	T.P. - 7.39 m							

第 5.16-1 表 (6) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (6/7)

施設名	津波時	重畳時													
防潮扉 2															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">敷地側面南側</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>防潮堤高さ</td> <td>T. P. + 24.0 m</td> </tr> <tr> <td>入力 基準津波時</td> <td>T. P. + 16.8 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ T. P. + 24.0 m 津波時</td> <td>T. P. + 24.0 m</td> </tr> <tr> <td>地盤高さ</td> <td>T. P. + 8.0 m</td> </tr> <tr> <td>設計用 基準津波時</td> <td>4.40 m</td> </tr> <tr> <td>浸水深 T. P. + 24.0 m 津波時</td> <td>8.00 m</td> </tr> </tbody> </table>		敷地側面南側		防潮堤高さ	T. P. + 24.0 m	入力 基準津波時	T. P. + 16.8 m	津波高さ T. P. + 24.0 m 津波時	T. P. + 24.0 m	地盤高さ	T. P. + 8.0 m	設計用 基準津波時	4.40 m	浸水深 T. P. + 24.0 m 津波時
敷地側面南側															
防潮堤高さ	T. P. + 24.0 m														
入力 基準津波時	T. P. + 16.8 m														
津波高さ T. P. + 24.0 m 津波時	T. P. + 24.0 m														
地盤高さ	T. P. + 8.0 m														
設計用 基準津波時	4.40 m														
浸水深 T. P. + 24.0 m 津波時	8.00 m														

第 5.16-1 表 (7) 津波時及び重畳時の荷重作用状況 (7/7)

施設名	津波時	重畳時											
構内排水路逆流防止設備(集水柵)	<p>*図は基準津波時における荷重作用図を示す。</p>	<p>*図は基準津波との重畳時における荷重作用図を示す。</p>											
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">排水系統 I-2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>防潮堤高さ</td> <td>T. P. +20.0 m</td> </tr> <tr> <td>入力</td> <td>基準津波時 T. P. +17.9 m</td> </tr> <tr> <td>津波高さ</td> <td>T. P. +24.0 m 津波時 基準高さ</td> </tr> <tr> <td>設計用</td> <td>基準津波時 8.95 m</td> </tr> <tr> <td>浸水深</td> <td>T. P. +24.0 m 津波時 12.00 m</td> </tr> </tbody> </table>		排水系統 I-2		防潮堤高さ	T. P. +20.0 m	入力	基準津波時 T. P. +17.9 m	津波高さ	T. P. +24.0 m 津波時 基準高さ	設計用	基準津波時 8.95 m	浸水深
排水系統 I-2													
防潮堤高さ	T. P. +20.0 m												
入力	基準津波時 T. P. +17.9 m												
津波高さ	T. P. +24.0 m 津波時 基準高さ												
設計用	基準津波時 8.95 m												
浸水深	T. P. +24.0 m 津波時 12.00 m												

- 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
- 6.2.1.2 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

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	9
2.4 適用基準	17
3. 強度評価方法	18
3.1 記号の定義	18
3.2 評価対象断面及び部位	20
3.3 荷重及び荷重の組合せ	23
3.4 許容限界	29
3.5 評価方法	35
4. 評価結果	66
4.1 解析結果	66
4.2 強度評価結果	66
4.3 まとめ	71

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、鉄筋コンクリート防潮壁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、十分な支持性能を有する地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

鉄筋コンクリート防潮壁の検討対象断面位置は、V-3-別添 3-1「津波又は溢水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」を踏まえて選定する。鉄筋コンクリート防潮壁の「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の位置図を図2-1に示す。

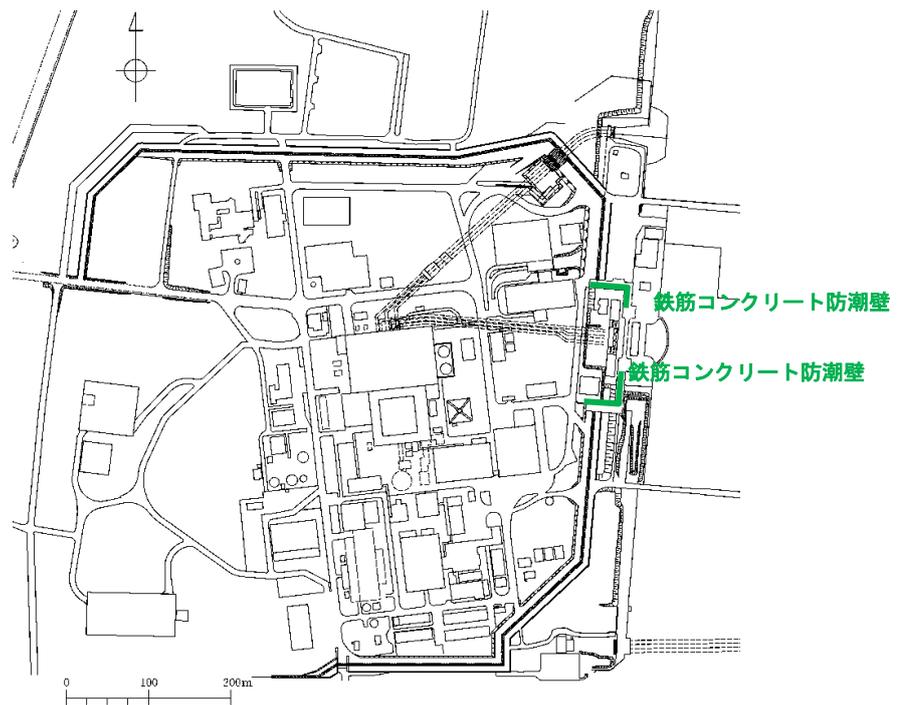


図2-1 鉄筋コンクリート防潮壁位置図

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。

鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と地中連続壁基礎は、それぞれの軸方向鉄筋を鉄筋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検討対象位置平面図を図2-2に、概要図を図2-3に、構造図を図2-4に示す、配筋概要図を図2-5に示す。

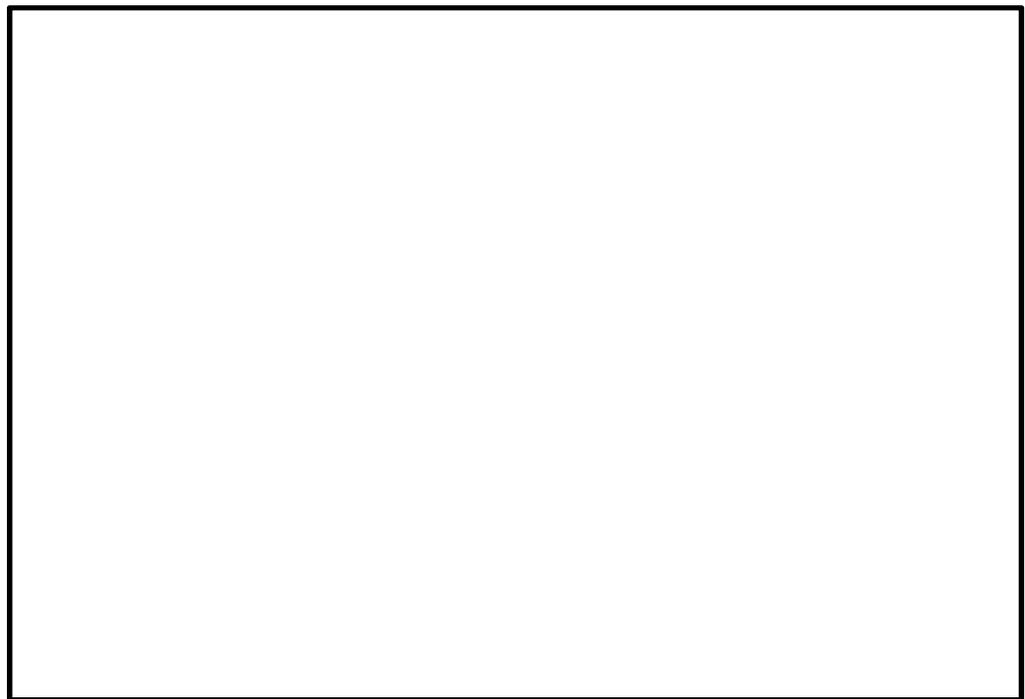
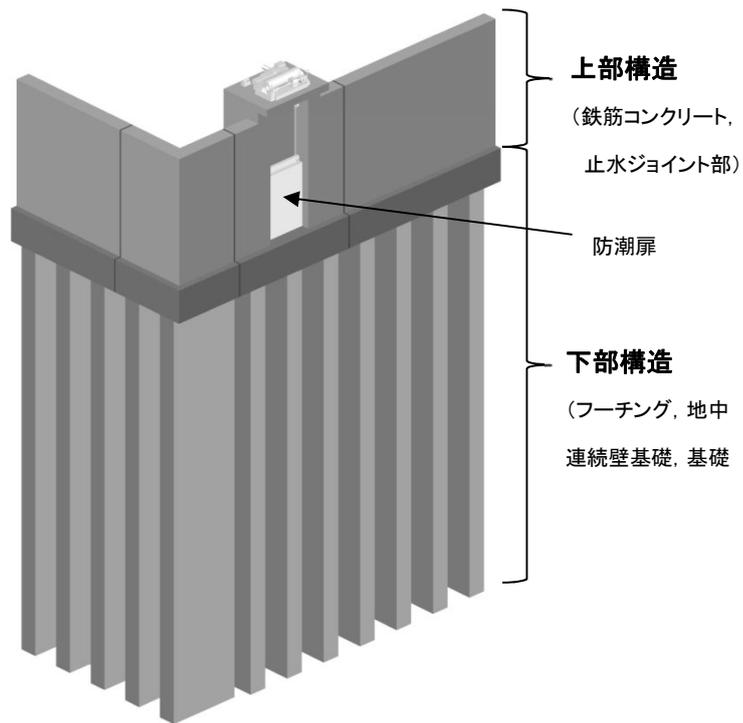
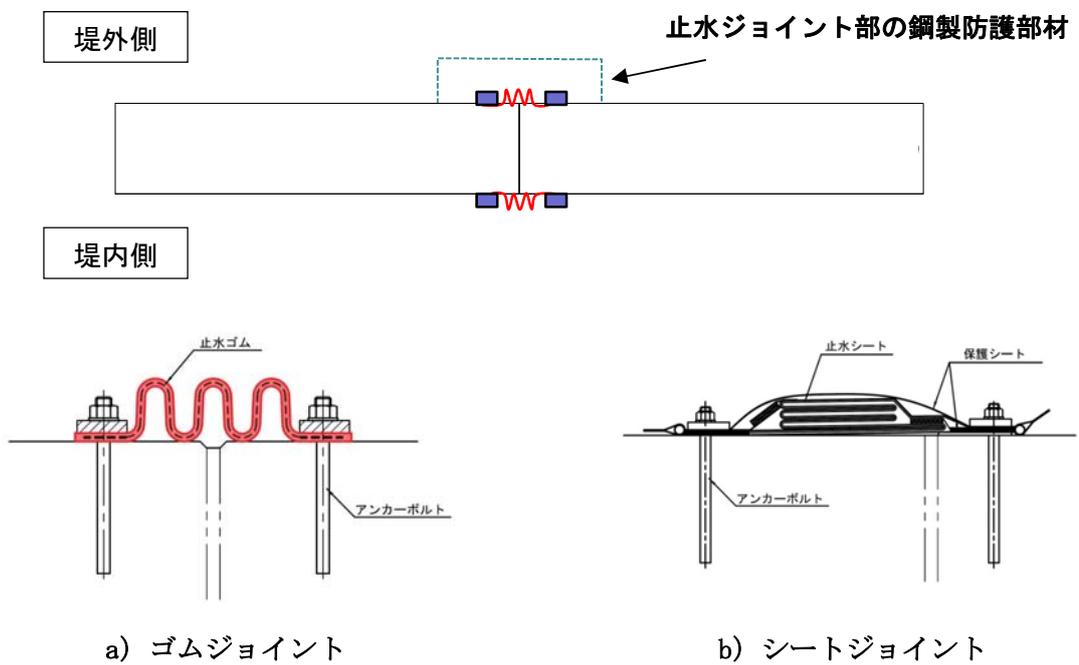


図2-2 鉄筋コンクリート防潮壁 平面図



鉄筋コンクリート防潮壁の取水構造物の北側概要図



止水ジョイント部材の概要図

図 2-3 鉄筋コンクリート防潮壁構造概要図

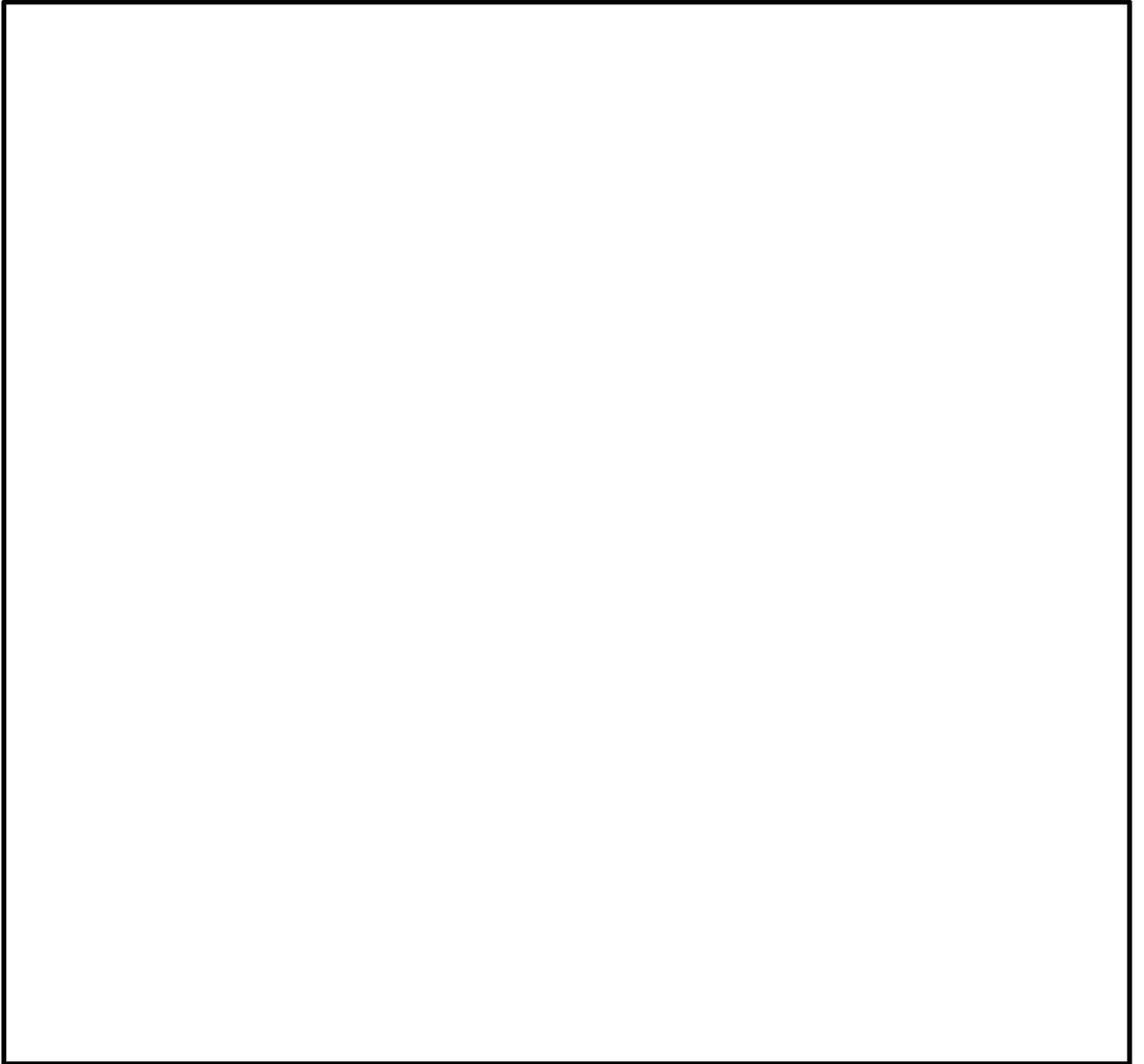


図 2-4 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (フラップゲート部)

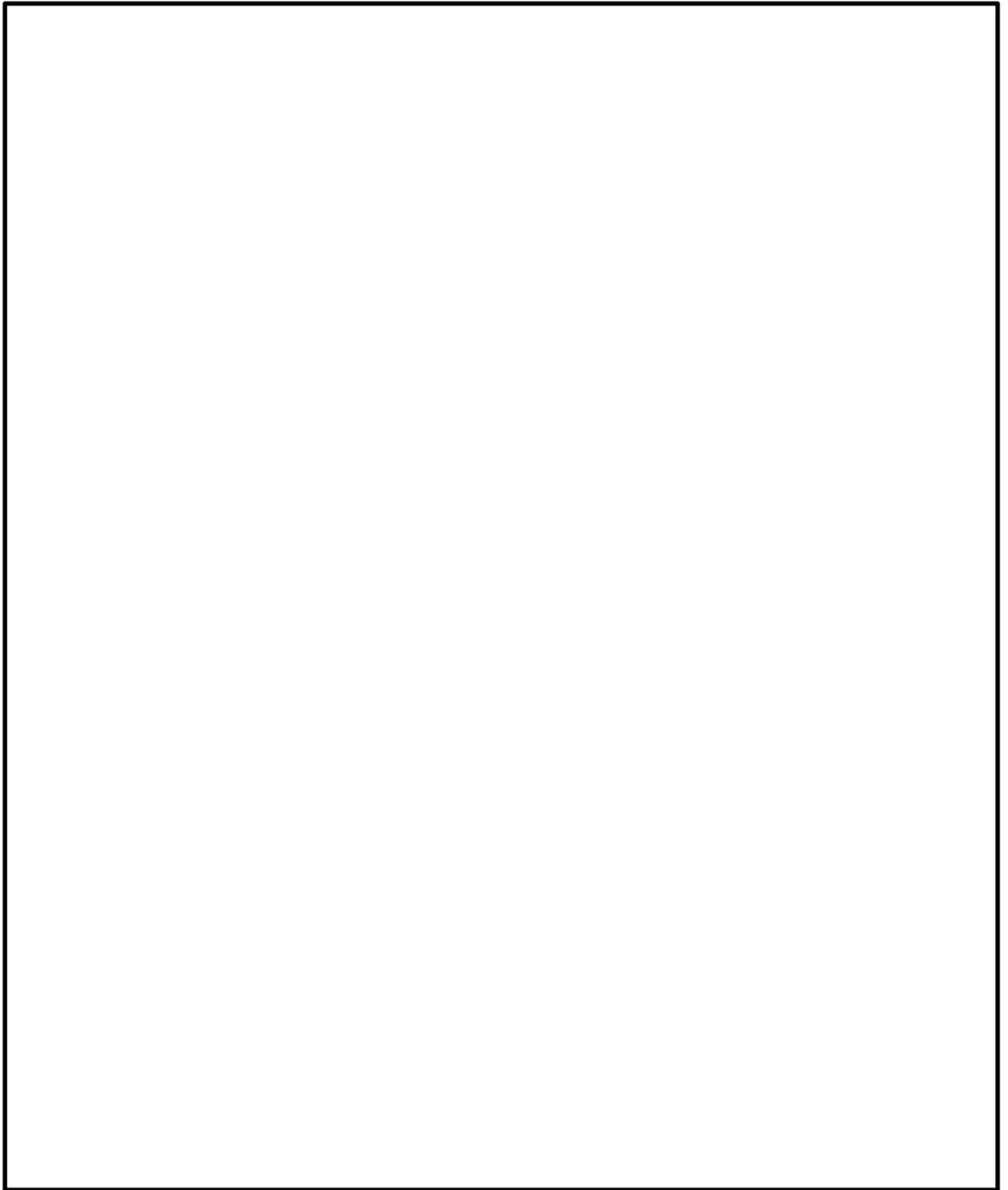


図 2-4 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (防潮扉部)

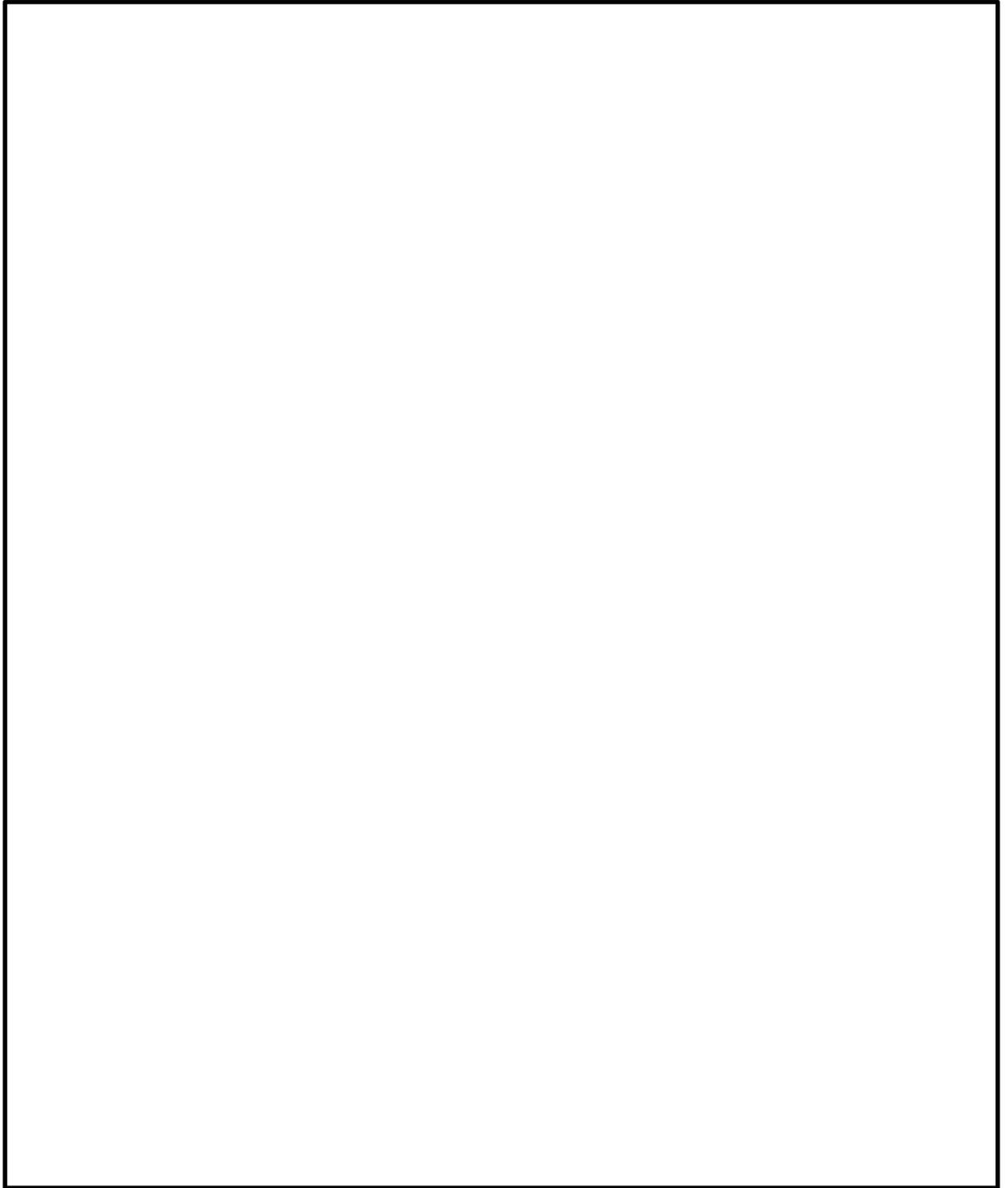


図 2-5 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁配筋概要図 (一般部)

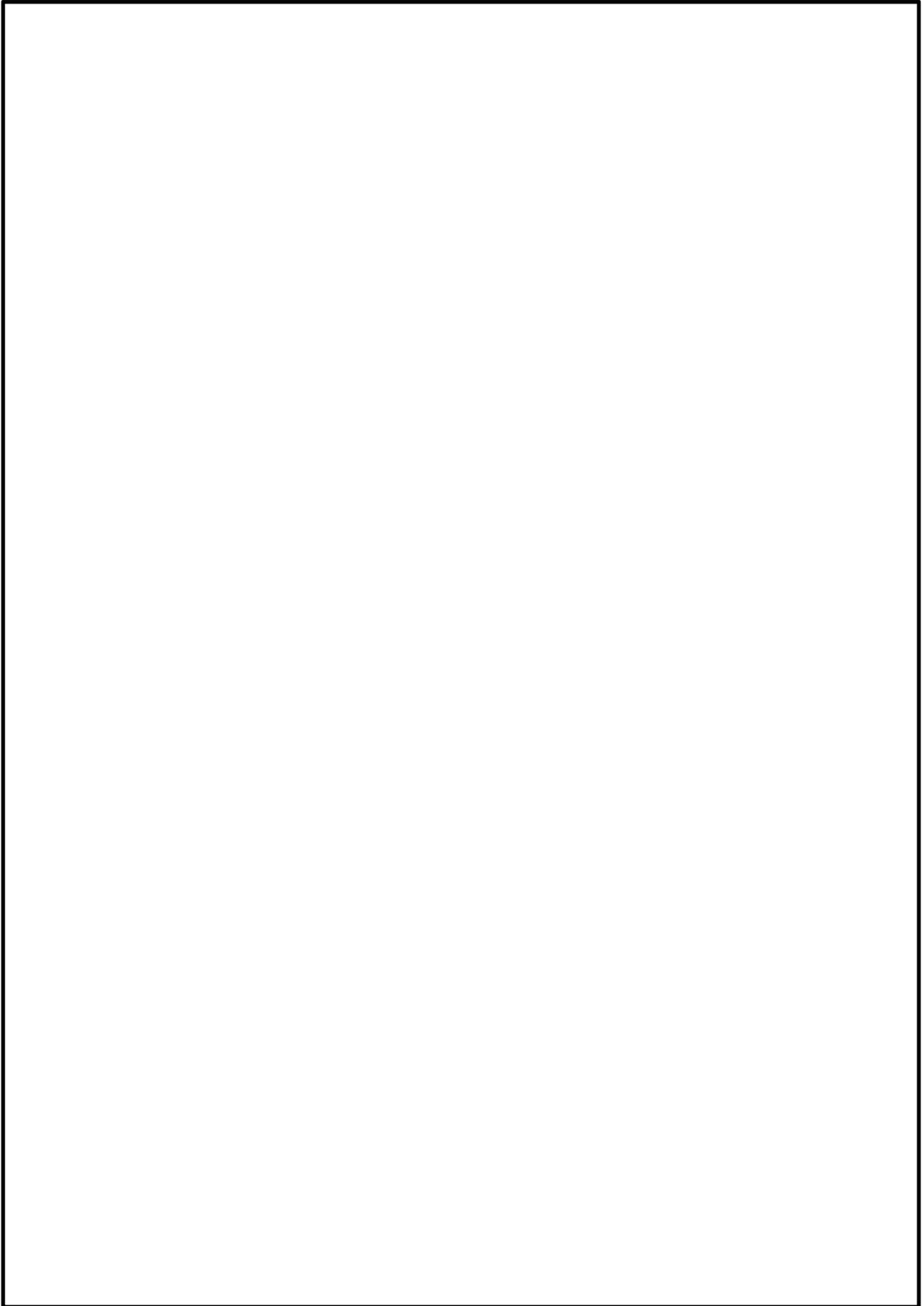


図 2-5 (2) 地中連続壁基礎配筋概要図 (一般部)

2.3 評価方針

2.3.1 概要

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、鉄筋コンクリート防潮壁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確認する。

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 2-1 に、評価項目を表 2-2 に、強度評価フローを図 2-6、図 2-7 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波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は、上部構造と下部構造を一体とした3次元モデルで強度評価を行う。地中連続壁基礎をはり要素、鉄筋コンクリート及びフーチングを平面要素でモデル化する。

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 2-2 の鉄筋コンクリート防潮壁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。

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、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。

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。

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_a-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。

防潮扉の評価をV-3-別添 3-2-4「防潮扉の強度計算書」に示す。

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 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次元有効応力解析から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 2.4.1-3 に示すような地盤物性のバラツキの影響評価を実施する。

表 2-1 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	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		
防護壁（鉄筋コンクリート防潮壁）	・鉄筋コンクリート防潮壁は、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の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は、入力津波に対して鉄筋コンクリート防潮壁の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。 ・鉄筋コンクリート防潮壁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、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。	・鉄筋コンクリート防潮壁は、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、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。	・鉄筋コンクリート防潮壁は、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、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防潮堤高さの設定及び構造体の境界部等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。	・鉄筋コンクリート防潮壁は、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、風及び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.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m）の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。 ②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ④上部構造を、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連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ⑤上部構造の施工境界部や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り止水処置を講ずる設計とする。 ⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。	・鉄筋コンクリート防潮壁は、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、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。	
							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】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編・V 耐震設計編)」に基づき短期許容応力度以下とする。 【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・V 耐震設計編)」 「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
							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	【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき短期許容応力度以下とする。 【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)」 「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。
							鉄筋コンクリート	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)」に基づき短期許容応力度以下とする。 【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)」 「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。
							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。	
							止水ジョイント部材の鋼製防護部材	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。	
				・鉄筋コンクリート防潮壁は、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、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。	上部構造						

表 2-2 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
		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*
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
		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*
	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	漏えいが生じないことを確認した変形量

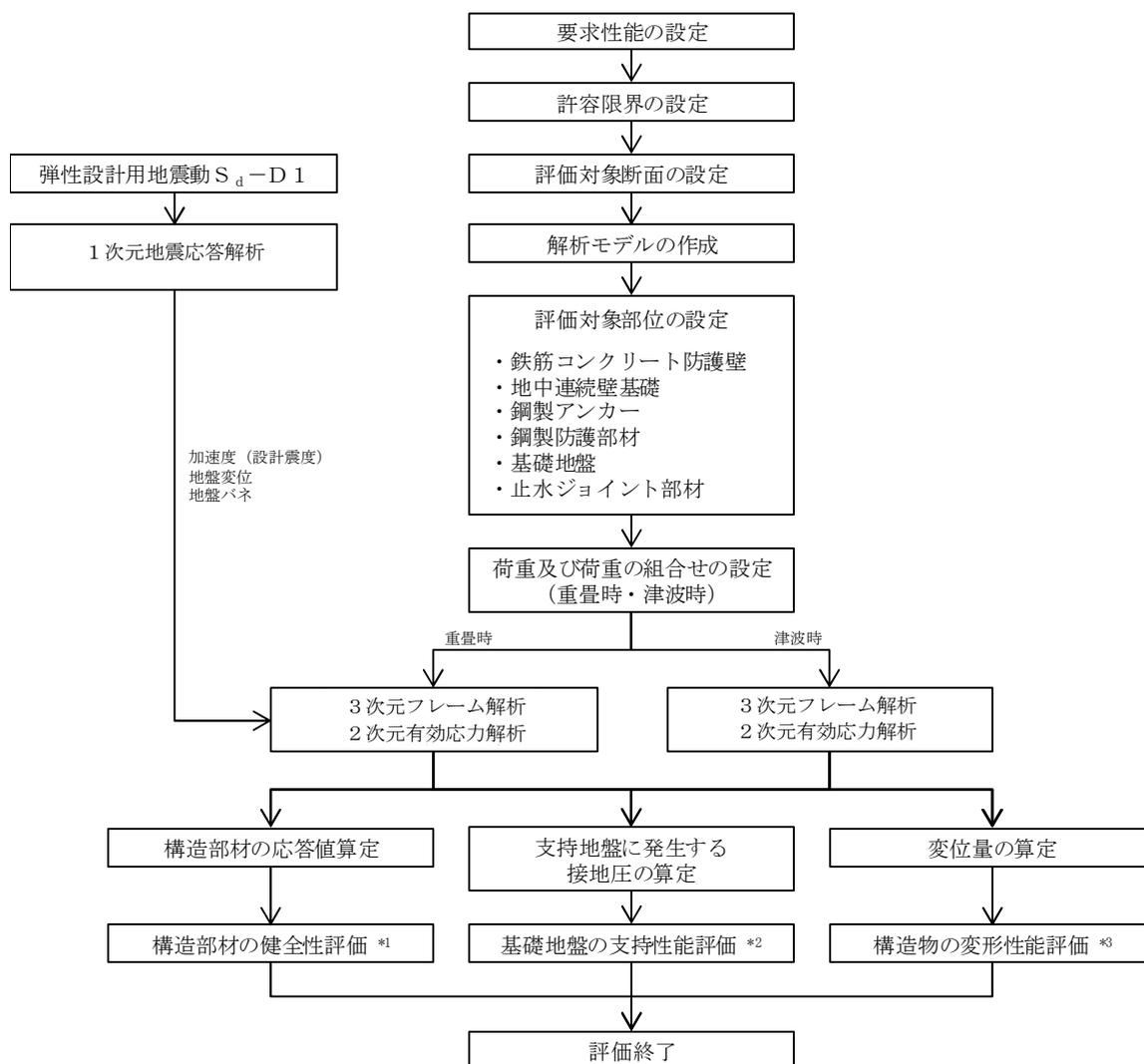
注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-3 (1) 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 (2) 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	平均剛性	非液状化
5	+1 σ 剛性	
6	豊浦標準砂	液状化パラメータ適用



- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2-2 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 2-2 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。
- *3：構造物の変形性能評価を実施することで、表 2-2 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 2-6 鉄筋コンクリート防潮壁の耐津波評価フロー

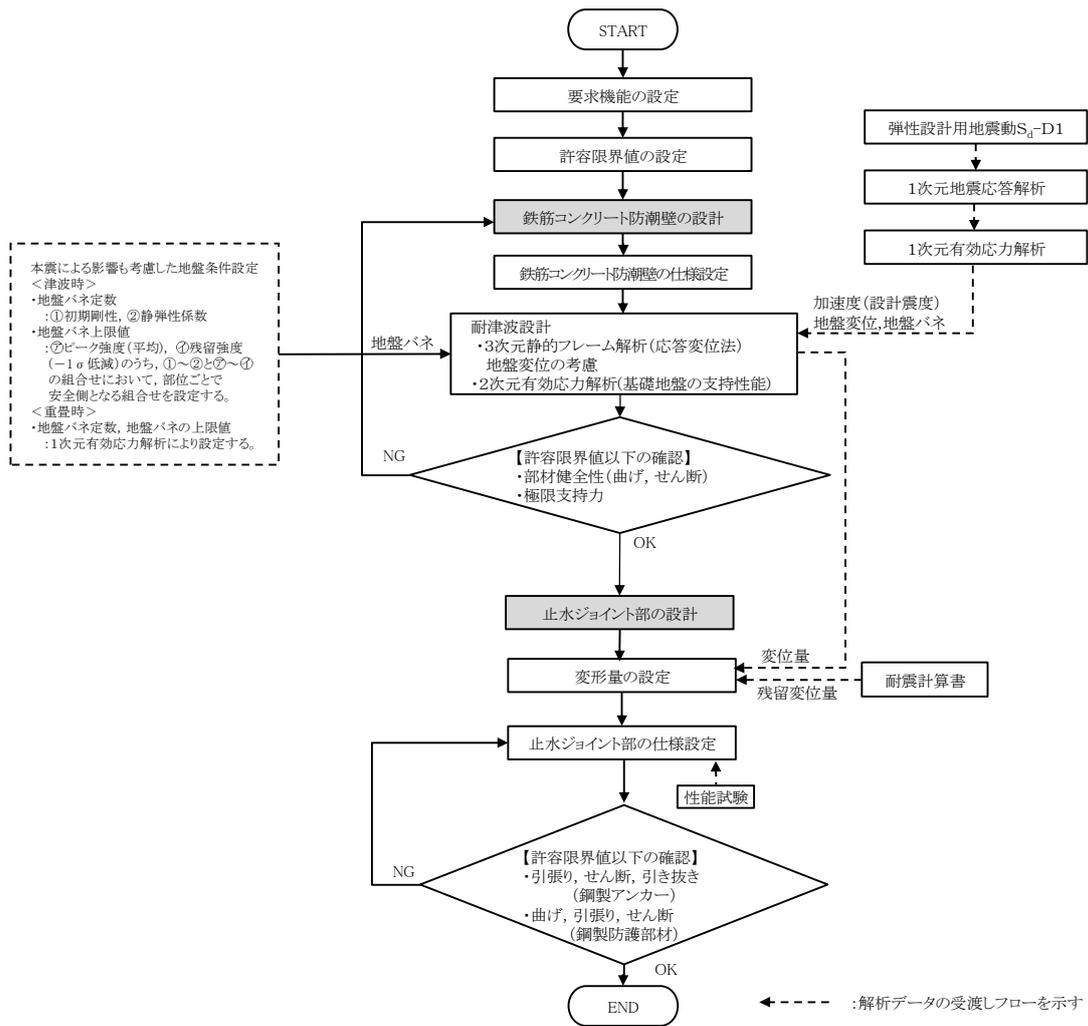


図 2-7 鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法

鉄筋コンクリート防潮壁の津波時及び重畳時の解析手法は、構造部材は線形要素でモデル化し、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、地中連続壁基礎については線形の梁要素とし、地盤抵抗については、津波時は受働土圧強度並びにせん断強度、重畳時は軸圧縮応力並びにせん断応力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、本地震による1.5 m地盤沈下を考慮する。

津波荷重については地表面から鉄筋コンクリート防潮壁天端までの間に分布荷重として載荷する。漂流物については鉄筋コンクリート防潮壁に加わる曲げモーメントが最大となるように鉄筋コンクリート防潮壁天端に載荷する。重畳時については、1次元有効応力解析により算定された地盤変位を地盤バネの外側から入力する。さらに、鉄筋コンクリート防潮壁全体に1次元有効応力解析から算定された地表面地盤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2-8に示す。

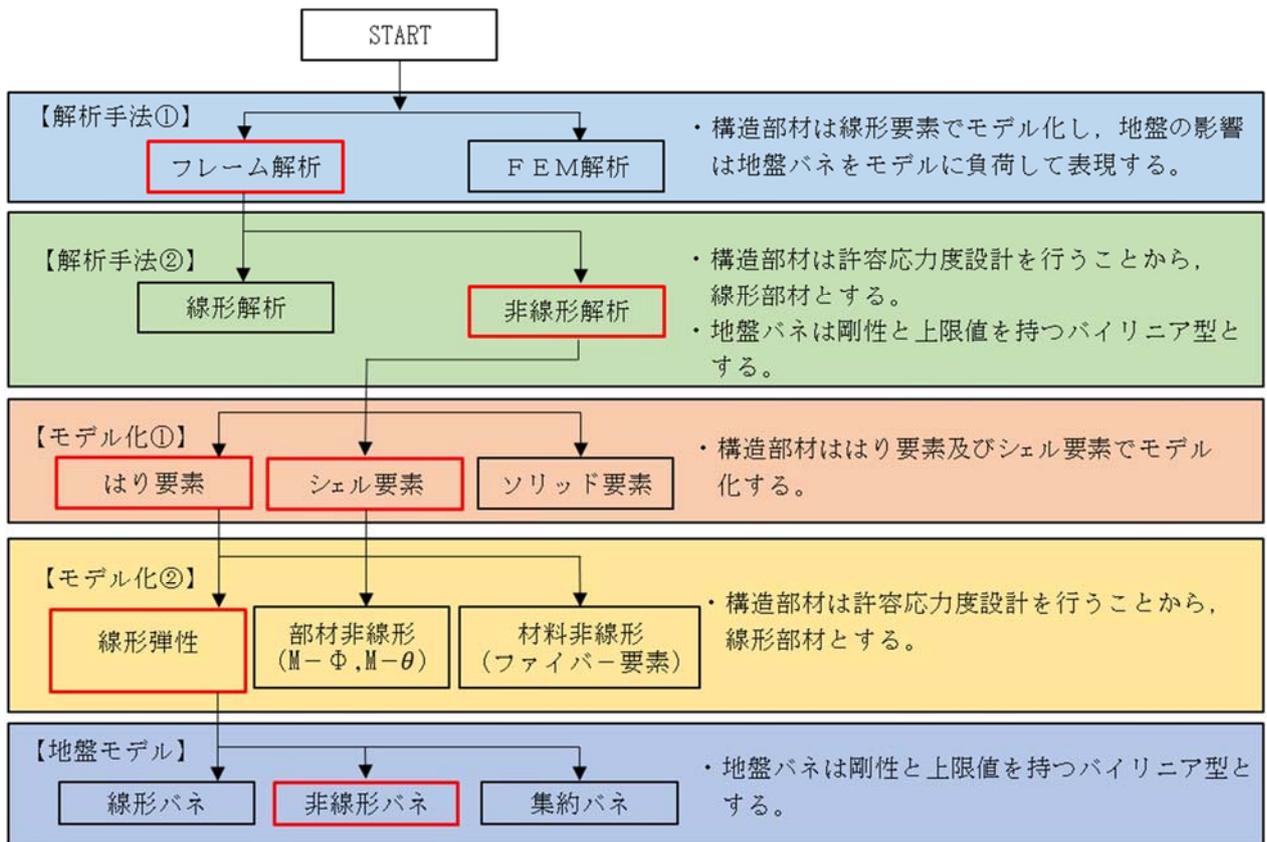


図2-8 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

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。地盤沈下の考慮について図 2-9 に示す。現地盤の地表面から 1.5 m 下げた地盤面を地表面とした解析モデルとする。

(1) 荷重

津波波力及び動水圧は沈下後の地盤より上側に作用するものとする。

(2) 地盤バネ

地盤バネは沈下後の地表面以深に考慮するものとする。

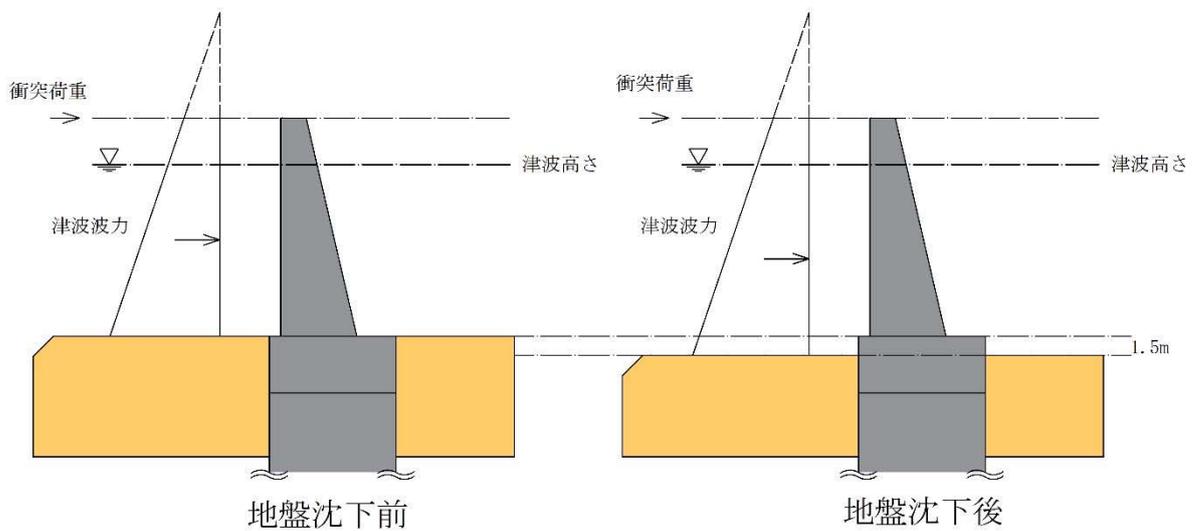


図 2-9 地盤沈下の考慮に関する概念図

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を表 2-4 に示す。

表 2-4 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） ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11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） 	—
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） ・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） 	<ul style="list-style-type: none"> ・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	<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24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） ・鋼構造設計基準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年9月） ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月） ・津波漂流物対策施設設計ガイドライン（（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター，2014年3月） ・日本工業規格（JIS G 3549-2000） 	<ul style="list-style-type: none"> ・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 ・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	<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会） 	<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. 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 に示す。

表 3-1 (1) 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	kN	積載荷重
P_s	kN	積積雪荷重
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
B	m	地中連続壁基礎の前面幅
D	m	地中連続壁基礎の側面幅
γ	kN/m ³	単位体積重量
P_{n1}	kN/m ²	最大津波波圧 (地表面の津波波圧)
P_{n2}	kN/m ²	壁天端の津波波圧
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_{ca}'	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
σ_c	N/mm ²	コンクリートの圧縮応力度
σ_{sa}	N/mm ²	鋼材の許容曲げ圧縮応力度
M	N・mm	最大曲げモーメント
N	N	軸力
S	kN	せん断力
Z	mm ³	断面係数
A	mm ²	有効断面積

表 3-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
f'_{ck}	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度
f_{yk}	N/mm ²	鋼材の引張降伏強度
E_c	kN/mm ²	コンクリートのヤング係数
E_s	kN/mm ²	鋼材のヤング係数
F_s	--	安全率
u	kN/m ²	平均過剰間隙水圧
w	kN/m ²	土の有効重量
γ'	kN/m ³	土の水中単位体積重量
l	m	浸透流路長
h_w	m	水面から掘削底面までの深さ (水位差)

3.2 評価対象断面及び部位

鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面は、V-3-別添 3-1「津波又は溢水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」にて示している評価対象部位を踏まえて設定する。

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設定する。図 3-1 に評価対象断面位置図を、図 3-2 に評価対象の断面図を示す。

(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、鉄筋コンクリート防潮壁、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。

(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。

(3) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の評価対象部位は、構造物間に設置するゴムジョイント及びシートジョイントとする。

(4) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの評価対象部位は、止水ジョイント部材の取り付け部の鋼製アンカーとする。

(5) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の評価対象部位は、止水ジョイント部材を防護する鋼製防護部材とする。

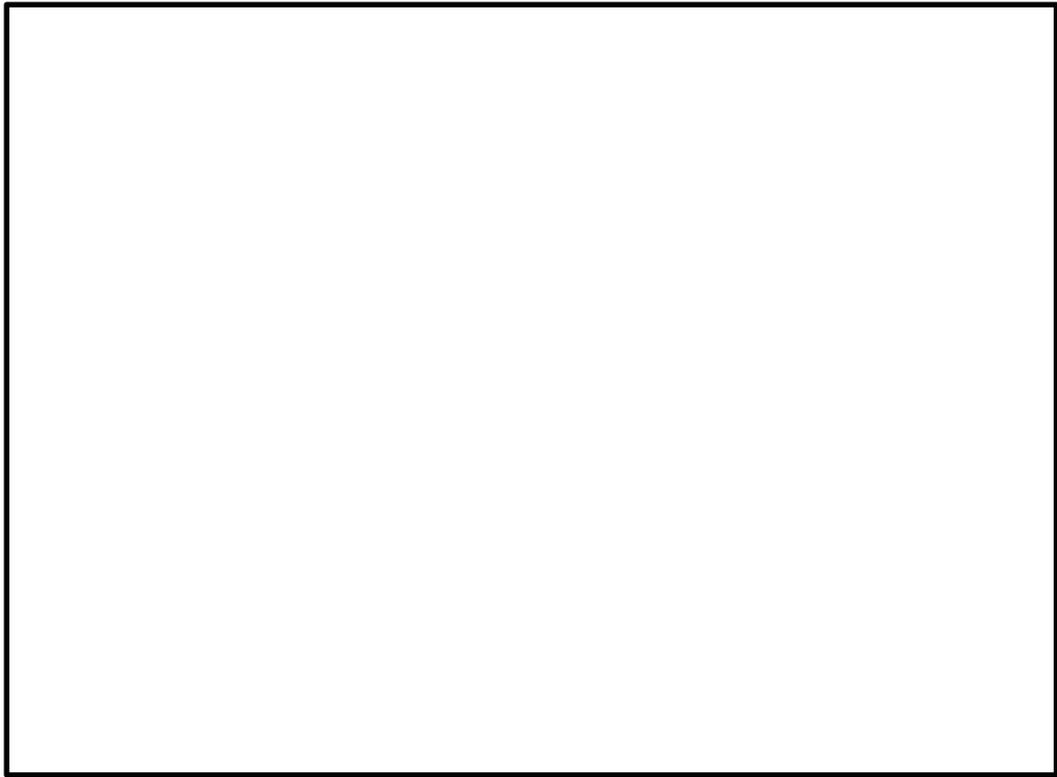


図 3-1 鉄筋コンクリート防潮壁の検討対象断面位置

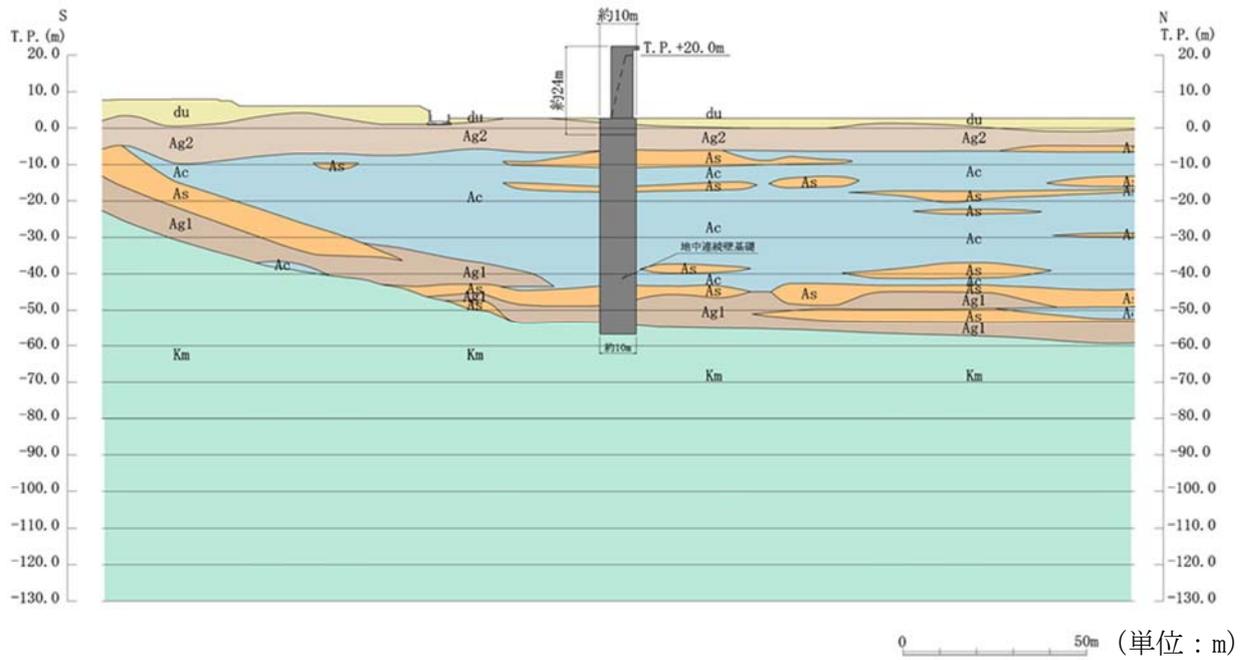


図 3-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁断面図 (①-①断面)

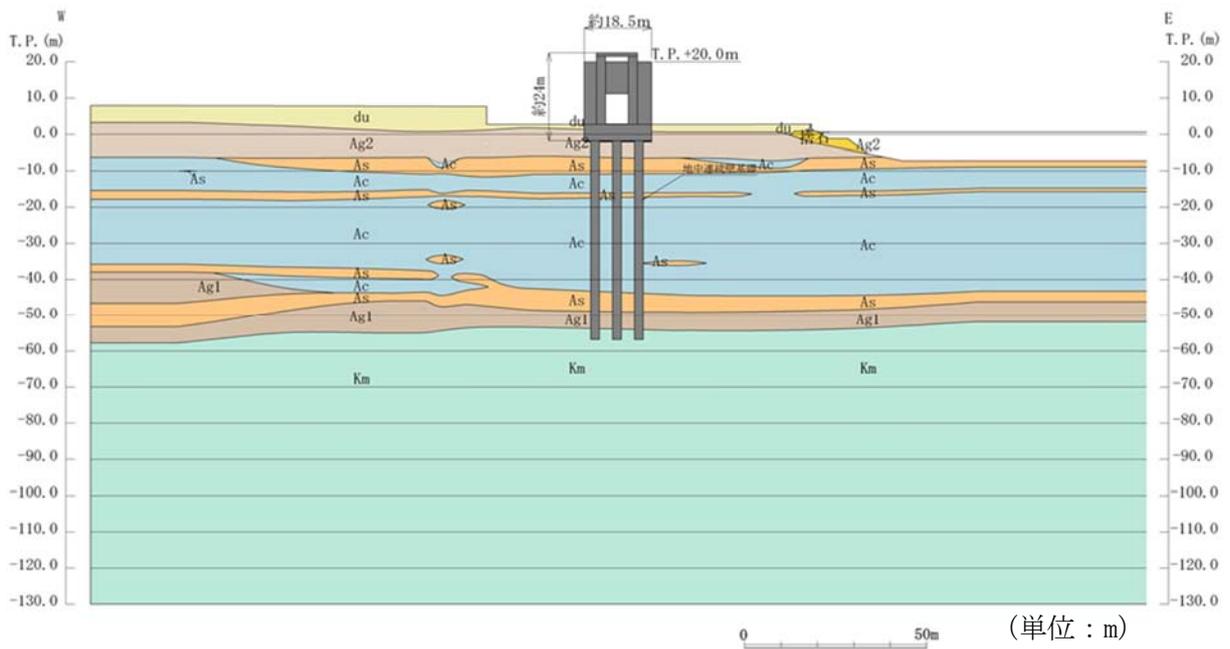


図 3-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁断面図 (②-②断面)

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「津波又は溢水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の強度評価において、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、躯体自重及び機器・配管自重を考慮する。

(2) 遡上津波荷重

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 $3/2$ 倍を考慮して算定する。

(3) 余震荷重

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。

重畳時は、余震荷重として水平慣性力、鉛直慣性力及び応答変位を考慮する。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、積積雪荷重に対応する慣性力を作用させる。

(4) 衝突荷重

衝突荷重として、表 3-2 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 3-2 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

(5) 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 N/m²/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/m²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。

(6) 風荷重

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 及び表 3-4 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. +24.0 m 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～図 3-6 に示す。

表 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	○ ・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		○ ・構造物位置の柱状図から算定する。
	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。
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		－ ・考慮しない。
	動水圧		－ ・動水圧は考慮しない。

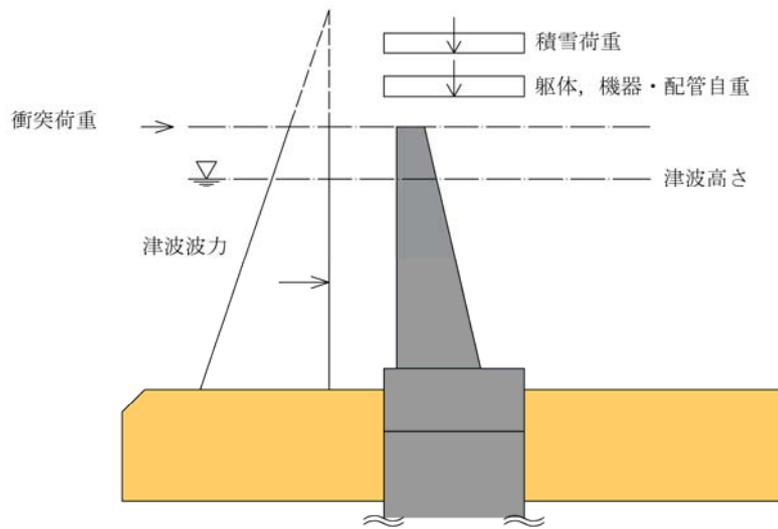


図 3-3 基準津波時の作用図

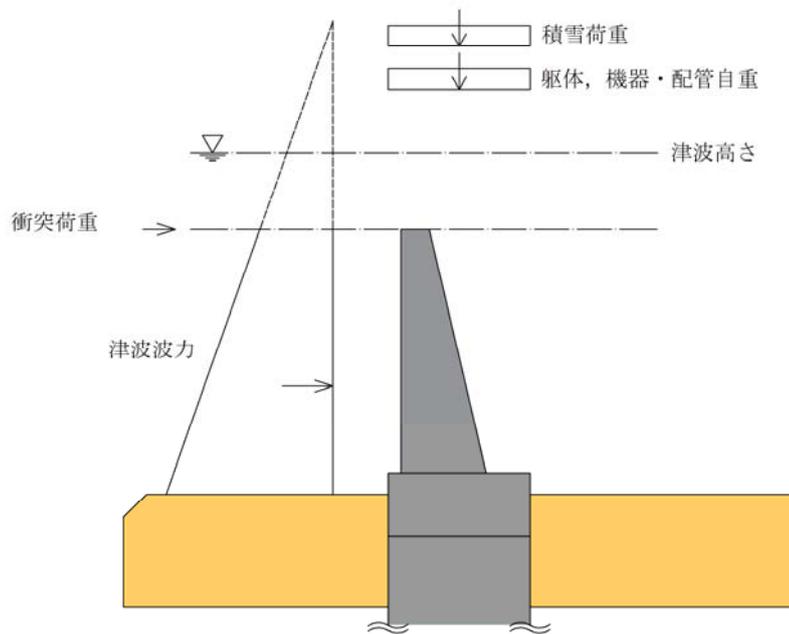


図 3-4 T.P. +24.0 m 津波時の作用図

表 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	○ ・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		○ ・構造物位置の柱状図から算定する。
	外水圧		○ ・地下水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。
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 $S_d - D 1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧		○ ・動水圧を考慮する。

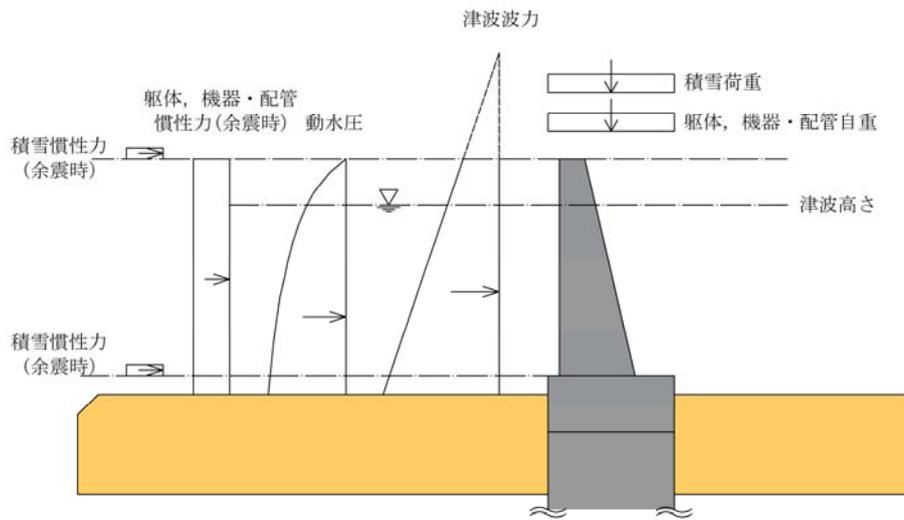


図 3-5 重畳時（基準津波時）の作用図

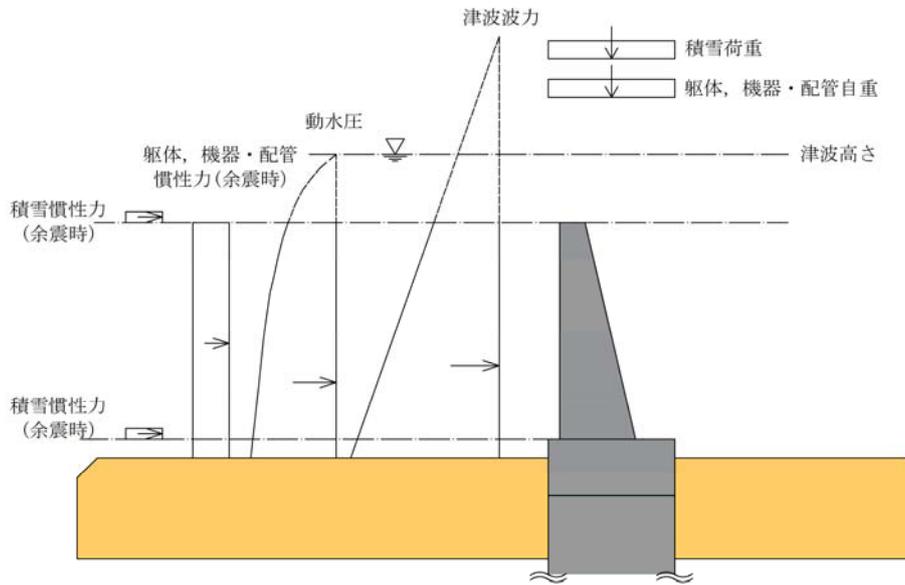


図 3-6 重畳時（T.P. +24.0 m 津波時）の作用図

3.4 許容限界

鉄筋コンクリート防潮壁の許容限界は、「3.2 評価対象断面」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「津波又は溢水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) 鉄筋コンクリートの許容限界

許容応力度については各規格、基準類に基づき表 3-5 のとおり設定する。第 3-5 表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 3-5 (1) 許容応力度（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}	21.0
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3
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	許容曲げ引張応力度 σ_{sa} (軸方向)	435
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa} (上記以外)	300

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）」に適用する。

表 3-5 (2) 許容応力度 (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	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ *1	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	28.0
		許容せん断応力度 τ_{a1}	1.1*3
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	許容曲げ引張応力度 σ_{sa} (軸方向)	478.5
		許容曲げ引張応力度 σ_{sa} (上記以外)	330

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

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

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) 基礎地盤の支持性能評価における許容限界

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 (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。

$$R_u = q_d A$$

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 K_m 層の非排水せん断強度 $\times 2$

A : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m²)

(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 3-6 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-6 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	ゴムジョイント	200 mm
	シートジョイント	2 m

(4) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定する。コンクリートの許容限界は、表 3-5 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

a. 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界 P_a については、アンカーボルトの降伏により決まる P_{a1} と定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる P_{a2} を比較し、値が小さい方を許容限界として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここに、

P_a : 引張力に対する許容限界 (N)

P_{a1} : アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

P_{a2} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数

$s \sigma_{pa}$: アンカーボルトの引張強度で、 $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。

$s c a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積で, $A_c = \pi \cdot l_{ce}(l_{ce} + D)$ とする。

l_{ce} : アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで, $l_{ce} = l_e$ とする。

l_e : アンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ

d : アンカーボルト軸部の直径

D : アンカーボルト頭部の直径

アンカーボルトの許容引張力時の頭部支圧応力度は、コンクリートの支圧強度 f_n 以下となるようにする。

$$p_a / A_o \leq f_n$$

p_a : アンカーボルト頭部の支圧力

A_o : アンカーボルト頭部の支圧面積で, $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする

f_n : コンクリートの支圧強度で, $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c} \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする。

ただし, $\sqrt{(A_c / A_o)}$ が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mm²)

b. せん断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界 q_a については、アンカーボルトのせん断強度によりきまる q_{a1} , 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a2} , 及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a3} を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに,

q_a : せん断力に対する許容限界 (N)

q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用: $\phi_1 = 1.0$, $\phi_2 = 2/3$)

$s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 ($s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²))

$s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 ($c \sigma_{qa} = 0.5\sqrt{(F_c \cdot E_c)}$)

${}_c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (${}_c\sigma_t=0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ($A_{qc}=0.5\pi c^2$)

c : へりあき寸法 (mm)

短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ l_e は、次式を満たすように選定するものとする。

$$s\sigma_{qa} \cdot s_c a \leq {}_c\sigma_t \cdot A_c$$

(5) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の許容限界は、「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 24 年 3 月)」及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン ((財) 沿岸技術研究センター, (社) 寒地港湾技術研究センター, 2014 年 3 月)」に基づき設定する。

a. 鋼材

鋼材の許容限界は、「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 24 年 3 月)」に基づき、基準津波時は許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮した短期許容応力度とする。なお、24 m 津波時は降伏応力度とする。

表 3-7 鋼材の許容限界

鋼材種別		短期許容応力度 (N/mm ²)		降伏応力度 (24m 津波時) (N/mm ²)	
		圧縮, 引張, 曲げ	せん断	圧縮, 引張, 曲げ	せん断
SS400	t ≤ 40*	210	120	235	135

*t : 鋼材の板厚

b. 接合ボルト

接合ボルトの許容限界は、「道路橋示方書・同解説」((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき、表 3-8 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3-8 接合ボルトの許容限界

使用位置	ボルト諸元	短期許容応力度 (N/mm ²)	
		引張	せん断
ワイヤーロープ取付部 軸ボルト	10.9	830	479

c. ワイヤーロープ

ワイヤーロープの許容限界は「津波漂流物対策施設設計ガイドライン ((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）」に基づき，「日本工業規格（JIS G 3549-2000）」にて規定された破断強度の 4 分の 3 とする。表 3-9 に許容限界を示す。

表 3-9 ワイヤロープの許容限界

仕様	破断強度 (kN)	許容限界 (kN)
		引張
構造用ストランドロープ ST1670，構成 7×19，φ 56mm	2190	1642.5

3.5 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の評価は、V-3-別添 3-1「津波又は溢水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。

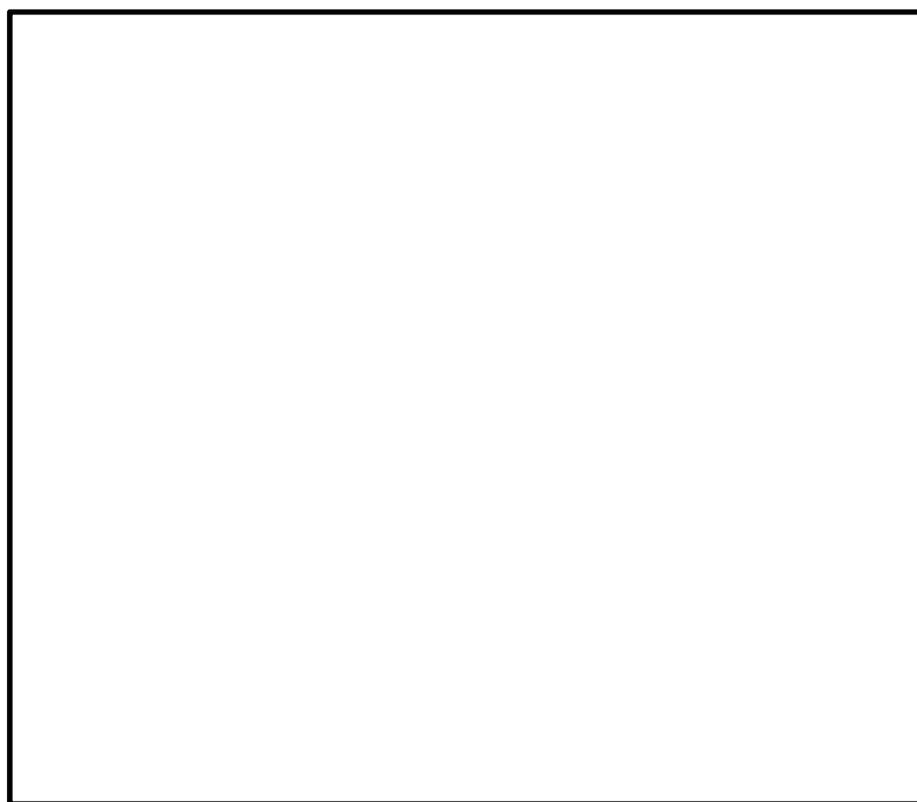
鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、解析結果により得られる照査用応答値が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

3.5.1 津波時

鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価に用いる解析モデル及び評価方法を以下に示す。

(1) 3次元静的フレーム解析モデル（部材の評価）

津波時における鉄筋コンクリート防潮壁は、上部構造と下部構造を一体とした3次元フレームモデルで強度評価を行う。津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の3次元静的フレーム解析モデル概念図を図3-7に示す。3次元静的フレー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。



- 注記 *1：基礎底面の鉛直方向地盤バネ
基礎前面の面直方向地盤バネ
*2：基礎底面の水平方向地盤バネ
基礎側面の水平方向地盤バネ
基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ
基礎側面の鉛直方向地盤バネ

図3-7 鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の3次元静的フレーム解析モデル概念図

a. 構造物のモデル化

地中連続壁基礎をはり要素，鉄筋コンクリート防潮壁及びフーチングを平面要素でモデル化する。地中連続壁基礎をモデル化したはり要素の長辺（堤軸直交）方向には仮想梁を配置し，地中連続壁基礎の幅を考慮する。鉄筋コンクリート防潮壁には津波越流時の排水用開口及びフラップゲートが設置されるが，地震時には開口部の控除を行わない方が安全側となることから開口の影響は考慮しない。

地中連続壁基礎の要素分割サイズは，重畳時の検討における余震影響としての地盤応答変位を地中連続壁基礎に設定することを考慮して，1次元地震応答解析で用いる地盤の要素高と一致させる。地盤の要素高は，波動の伝播をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して4～5分割以上になるように設定している。フーチング及び鉄筋コンクリートについてもこれと同等の分割サイズとしている。

b. 地盤のモデル化

3次元静的フレーム解析モデルにおいて，地盤は非線形バネ要素でモデル化する。非線形バネ要素でモデル化される地盤バネは，津波時において表3-10及び下記のように設定する。

津波時の地盤バネは，地盤の剛性及び強度低下が無いと仮定した地盤バネ1及び地盤の剛性及び強度の低下を考慮した地盤バネ2の2ケースを考慮する。

地盤バネ及び地盤バネの反力上限値は道路橋示方書（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）に基づいて設定する。

表3-10 3次元静的フレーム解析モデルにおける地盤バネの設定（津波時）

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 (津波時)	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値）から設定	地盤の剛性と強度低下 がないと仮定した場合
地盤バネ2 (津波時)	静弾性係数 から設定	残留強度(-1σ低減値)から設定	地盤の剛性及び強度の 低下を考慮した場合

(a) 地盤バネのバネ定数

ア. 基礎底面の鉛直方向地盤バネ

基礎底面の鉛直方向地盤バネは、次式により求める。ただし、鉛直方向の載荷面積 A_v は、基礎本体の底面積 A とする。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここで、

k_v : 鉛直方向地盤バネ (kN/m^3)

k_{v0} : 直径 0.3m の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バネ (kN/m^3) で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、 $k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ により求める。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m) で、 $B_v = \sqrt{A_v}$ により求める。

E_0 : 地盤変形係数 (kN/m^3)

地盤バネ 1 : 初期せん断剛性 G_0 から設定

E_0 は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_0$$

ν_d : 動ポアソン比

G_0 : 初期せん断剛性 (平均値) (kN/m^2)

地盤バネ 2 : 静弾性係数 E_s から設定

$$E_s = E_0$$

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$ とする。)

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m^2)

イ. 基礎底面の水平方向地盤バネ

基礎底面の水平方向地盤バネは、次式により求める。ただし、このときの k_v は「ア。」で示す値とする。

$$k_s = 0.3k_v$$

ここで、

k_s : 基礎底面の水平方向地盤バネ (kN/m^3)

k_v : 基礎底面の鉛直方向地盤バネ (kN/m^3)

ウ. 基礎前面の面直方向地盤バネ

基礎前面の面直方向地盤バネは、次式により求める。

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

ここで、

k_H : 基礎前面の面直方向地盤バネ (kN/m^3)

k_{H0} : $k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ により求められる水平方向地盤バネ (kN/m^3)

α_k : 1.0

B_H : 基礎前面の換算載荷幅 (m) で、 $B_H = B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$ により求める。

B_e : 基礎の有効前面幅 (m)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

エ. 基礎側面の水平方向地盤バネ

基礎側面の水平方向地盤バネは、次式により求める。

$$k_{SHD} = 0.6k_{HD}$$

ここで、

k_{SHD} : 基礎側面の水平方向地盤バネ (kN/m^3)

k_{HD} : 基礎側面の水平方向地盤バネ (kN/m^3) で、

$$k_{HD} = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3} \right)^{-3/4} \text{ により求める。}$$

D_H : 基礎側面の換算載荷幅 (m) で、 $D_H = D_e (\leq \sqrt{D_e L_e})$ により求める。

D_e : 基礎の有効側面幅 (m)

オ. 基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ

基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネは、次式により求める。

$$k_{SVB} = 0.3 k_H$$

ここで、

k_{SVB} : 基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ (kN/m^3)

カ. 基礎側面の鉛直方向地盤バネ

基礎側面の鉛直方向地盤バネは、次式により求める。

$$k_{SVD} = 0.3 k_{HD}$$

ここで、

k_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向地盤バネ (kN/m^3)

なお、基礎先端付近の側壁及び隔壁内周面の鉛直方向地盤反力は、一般には図 3-8 に示すように、前背面や側面の鉛直方向地盤バネを割増すことにより考慮する。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。

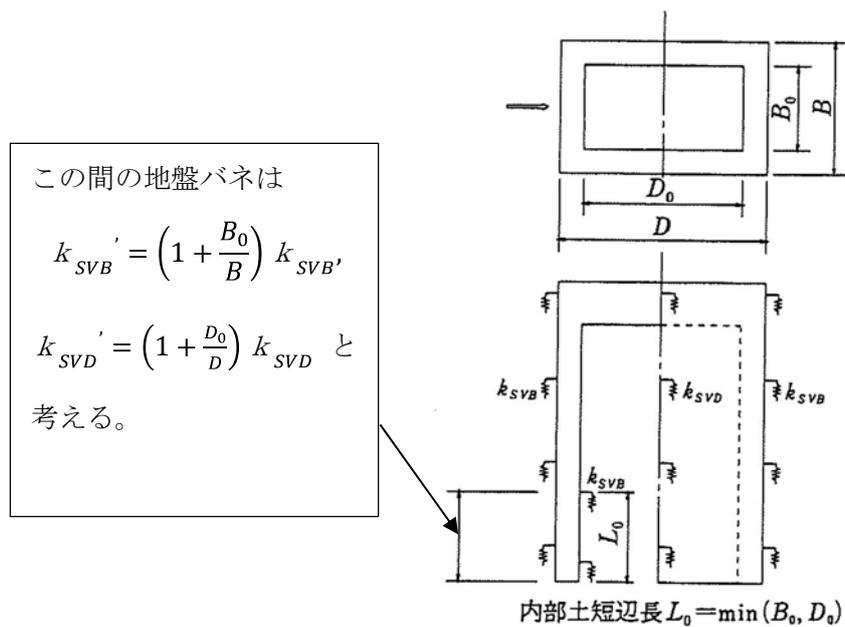


図 3-8 内外周面の鉛直方向地盤反力

(b) 地盤バネの反力上限値

ア. 基礎前面及び側面の水平地盤バネの反力上限値

基礎前面及び側面の水平地盤バネの反力上限値は、次式により求める。

$$P_{Hu} = \alpha_p P_{EP}$$

ここで、

P_{Hu} : 基礎前面及び側面の水平地盤バネの反力上限値 (kN/m²)

α_p : 水平地盤バネの反力上限値の割増係数で、 $\alpha_p = 1.0 + 0.5 \left(\frac{z}{B_e}\right) \leq 3.0$

により求める。ただし、N値2以下の軟弱な粘性土では、 $\alpha_p = 1.0$ とする。

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} : 地震時の地盤受働土圧強度

$$P_{EPi} = K_{EPi} \gamma_i h_i + 2c_i \sqrt{K_{EPi}} + K_{EPi} \left(\sum_{k=1}^{i-1} \gamma_k h_k \right)$$

P_{EPi} : i 層目下面の位置のレベル 1 地震時の受働土圧強度 (kN/m²)

γ_i : i 層目の単位体積重量 (kN/m³)

h_i : i 層目下面の深さ (m)

c_i : i 層目土の粘着力 (kN/m²)

i : 層数 ($i \geq 2$)

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

$$K_{EP} = \frac{(\cos \phi)^2}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

δ_E : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で, $-\phi/3$ とする。

α : 地表面と水平面のなす角度 (°) で, その正負は図3-9に示すように算定する。

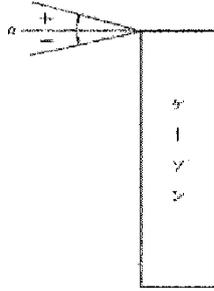


図3-9 α の符号の取り方

イ. 基礎前面及び側面の水平方向地盤バネの反力上限値並びに鉛直方向地盤バネの反力上限値

基礎前面及び側面の水平方向地盤バネの反力上限値並びに鉛直方向地盤バネの反力上限値は, 次式により求める。

$$\tau_f = c + p_0 \tan \phi$$

ここで,

τ_f : 基礎前面及び側面の水平方向及び鉛直方向地盤バネの反力上限値
(kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

p_0 : 基礎に作用する静止土圧 (kN/m²)

Φ : 土の内部摩擦角 (°)

c. 使用材料及び材料定数

強度計算に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 3-11 に、材料物性値を表 3-12 に示す。

地盤の諸定数は、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 3-13 に示す。

表 3-11 使用材料

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

表 3-12 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 3-13 (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'_{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_D	—	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 3-13 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤						捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系		
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km		
物理特性	密度 () は地下水位以浅	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
粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z			0.02
強度特性	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 3-13 (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/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{cb} ($^{\circ}$)	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 m _f , m _k	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	線密波 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	315,976	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) 2次元有効応力静的解析モデル（支持性能評価）

a. 解析モデル領域

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3-9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、底面のみ固定、側面に水平ローラーとする。

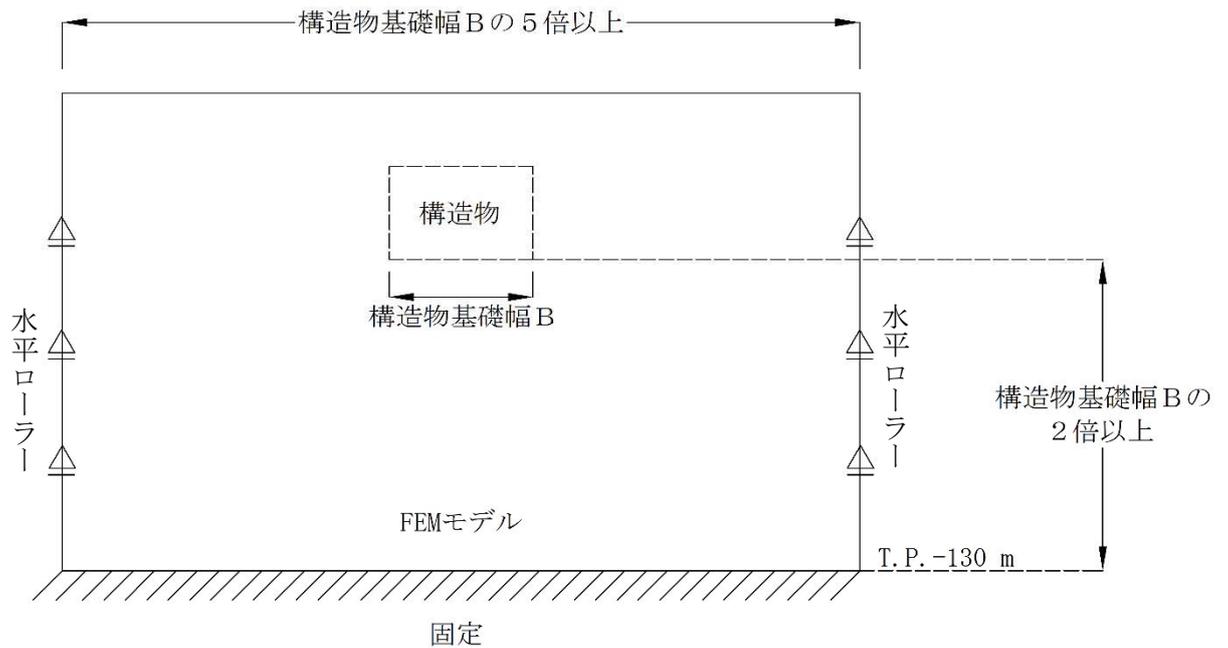


図3-9 解析領域の考え方

b. 解析モデル

鉄筋コンクリート防潮壁の2次元有効応力解析モデルを図3-10に示す。

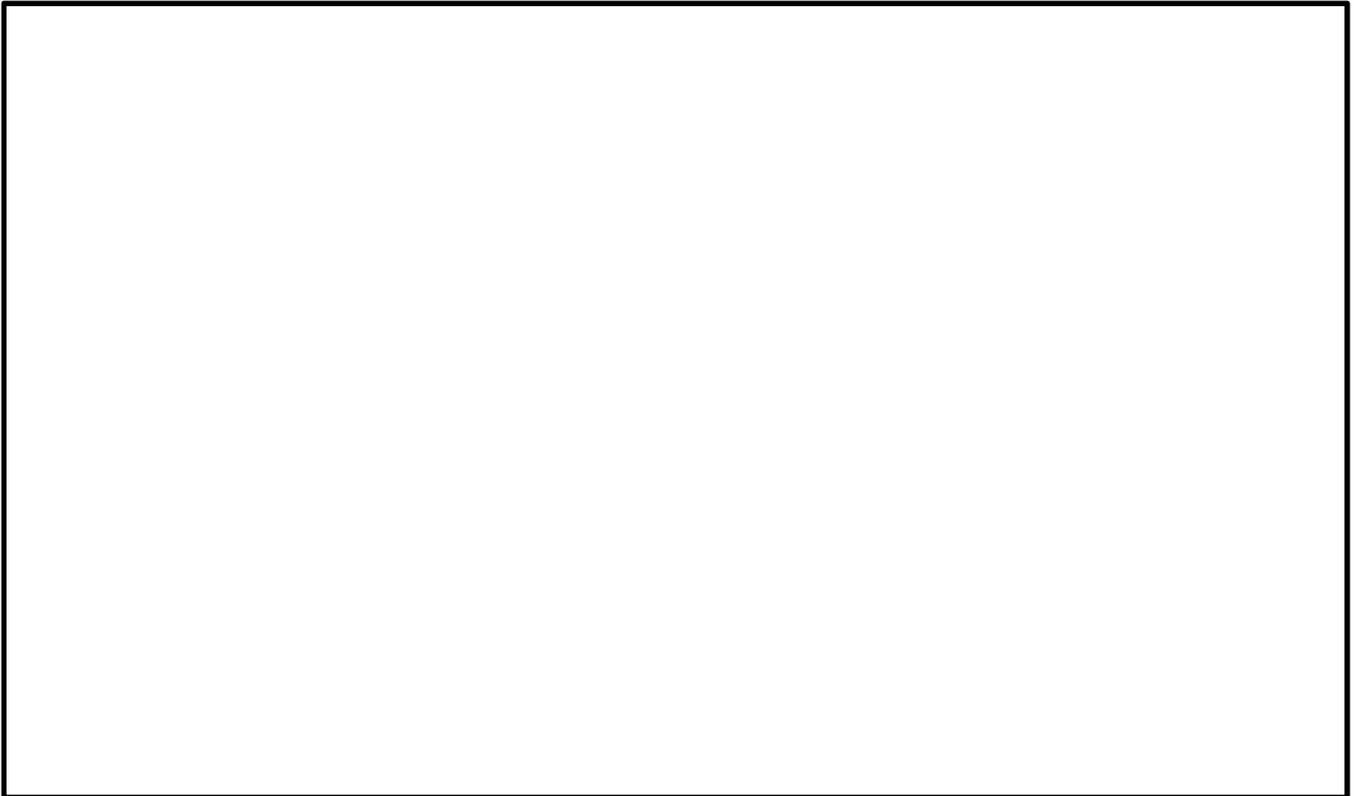


図3-10 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の2次元有効応力解析モデル全体図 (①-①断面)

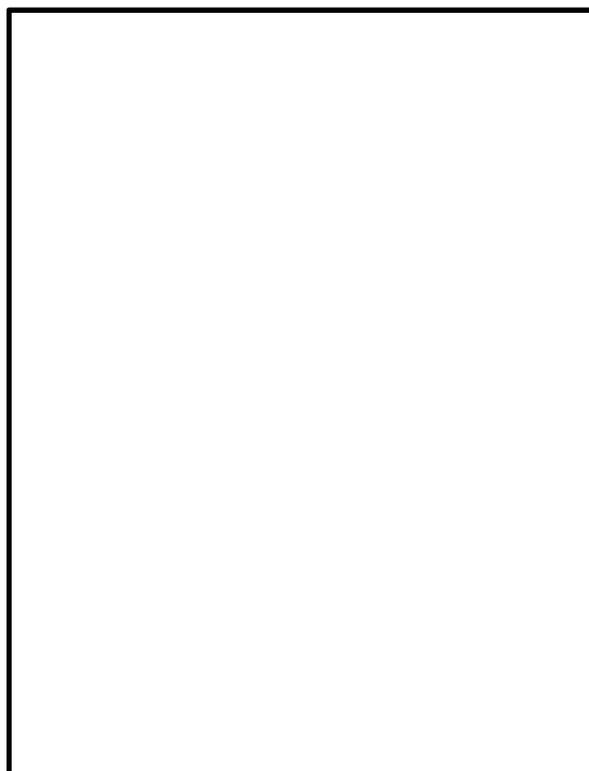


図3-10 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁の2次元有効応力解析モデル拡大図 (①-①断面)

c. 構造物のモデル化

構造物のモデル化の概念図を図 3-11 に示す。

構造部材は線形はり要素でモデル化する。

鉄筋コンクリート防潮壁は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偏心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フーチングは，縦梁（構造弾性梁要素），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。

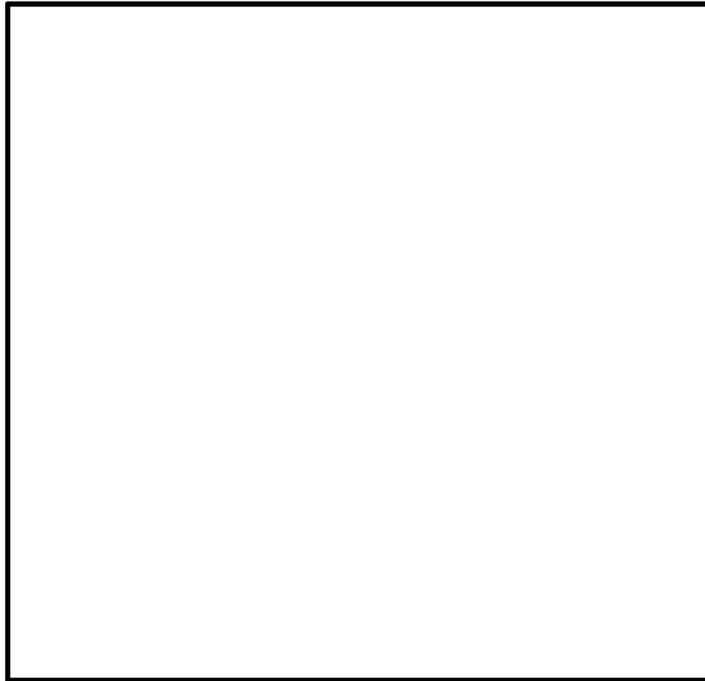


図 3-11 鉄筋コンクリート防潮壁の構造物モデル概念図

d. 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，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。

e. 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 3-12 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 3-14 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 3-14 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	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高(m)

ジョイント要素のバネ定数は、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、港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い、表 3-15 のとおり設定する。図 3-12 にジョイント要素設定の考え方を示す。

表 3-15 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

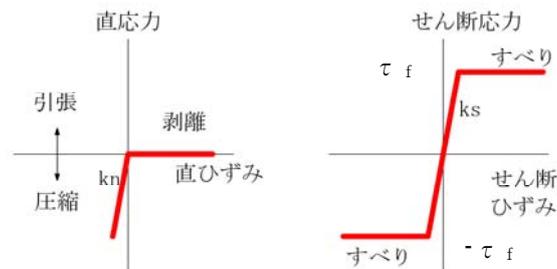


図 3-12 ジョイント要素の考え方

(3) 津波時の評価方法

上記で示した津波時における鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデルを用いた評価方法を整理すると下記のとおりとなる。

a. 鉄筋コンクリート防潮壁

地中連続壁基礎と一体となった 3 次元モデルに津波荷重を載荷して評価する。

b. フーチング

地中連続壁基礎と一体となった 3 次元モデルに津波荷重を載荷して評価する。

c. 地中連続壁基礎

地盤バネを設定した 3 次元フレームモデルに津波荷重を載荷して評価する。

d. 基礎地盤の支持力

地中連続壁基礎底面において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。

- e. 止水ジョイント部材
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。
- f. 鋼製アンカー
津波荷重が止水ジョイント部材へ载荷された際に、アンカーの引張応力及び鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。
- g. 鋼製防護部材
鋼製防護部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

3.5.2 重畳時

鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時の評価に用いる解析モデル及び評価方法を以下に示す。

(1) 1次元有効応力解析モデル

a. 解析領域

1次元有効応力解析モデル底面は T.P. -130 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. -130 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次元有効応力解析モデル概念図を図 3-13 に示す。1次元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。

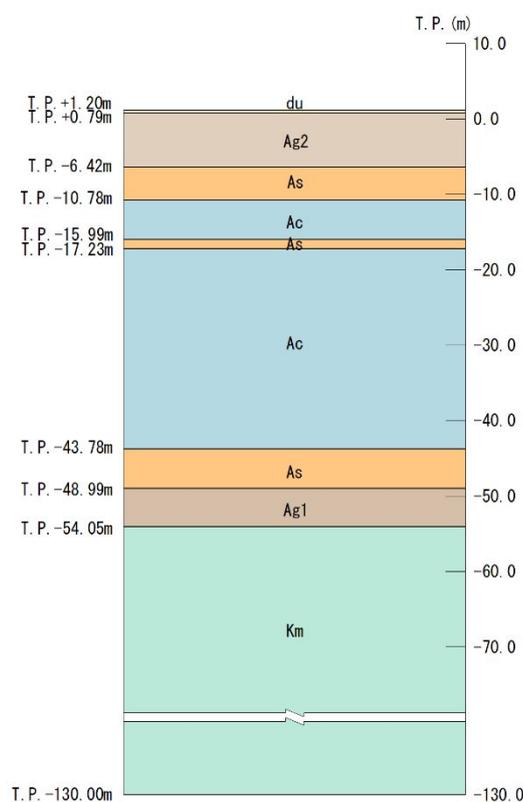


図 3-13 1次元有効応力解析モデル概念図

b. 入力地震動

地震応答解析の入力地震動は、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下記のようにして設定する。

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 $S_d - D 1$ 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。なお、入力地震動作成のための地盤モデル及び解放基盤表面の設定については、基準地震動策定時に使用した地盤調査結果から得られた解析モデル下端から解放基盤表面までの地盤モデルを使用する。

図3-14に入力地震動策定の概念図を示す。

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3-15に余震荷重 (K_{S_d}) の算定に用いた入力地震動 $S_d - D 1$ 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。

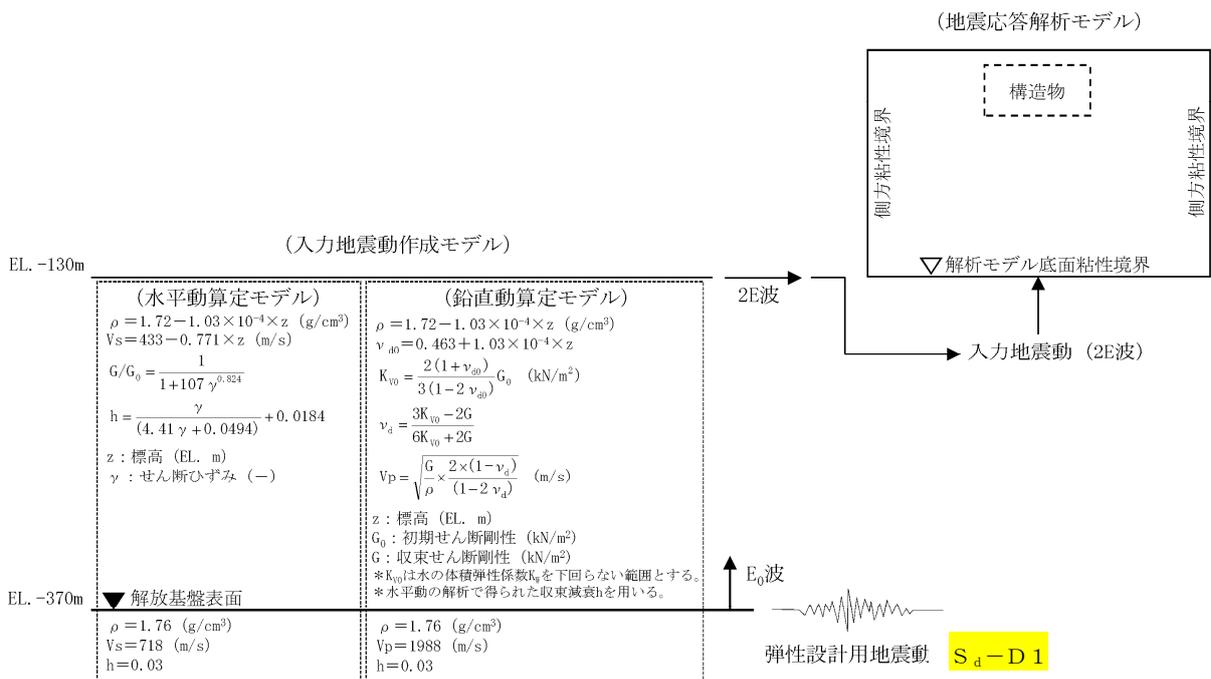
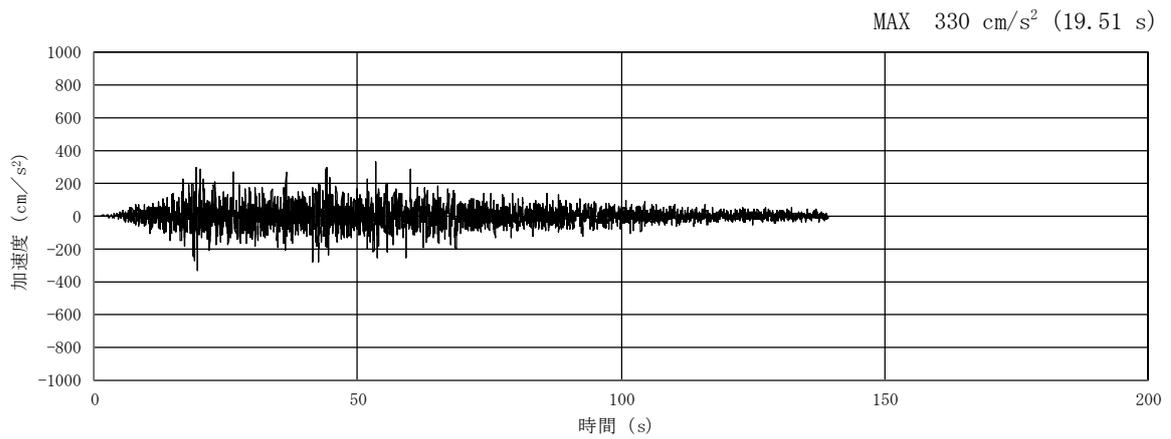
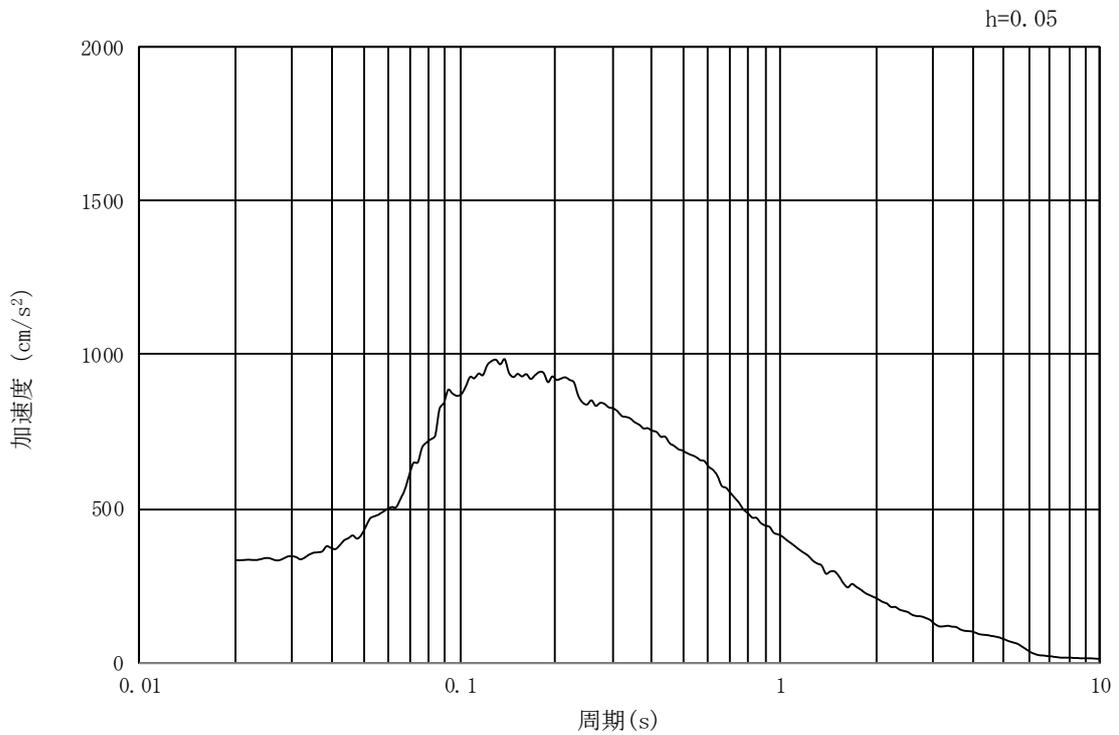


図3-14 入力地震動算定の概念図

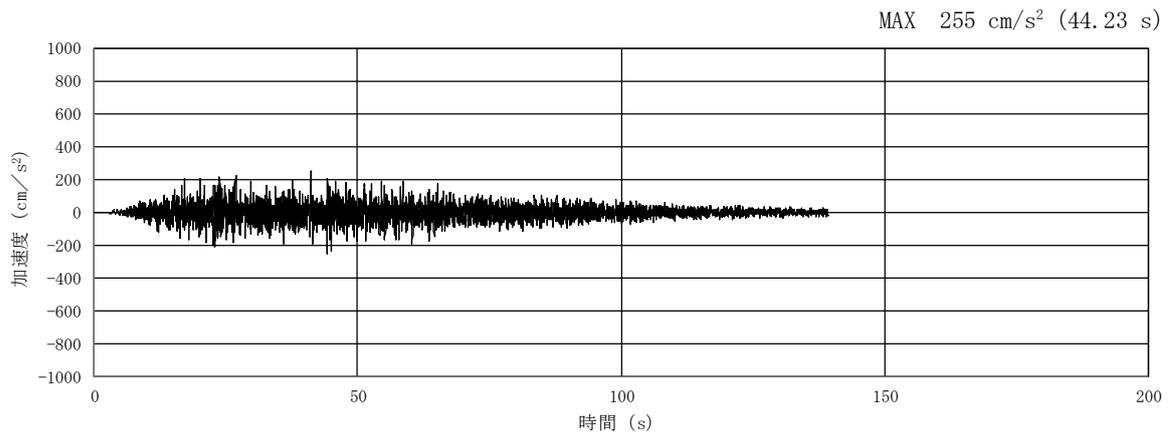


(a) 加速度時刻歴波形

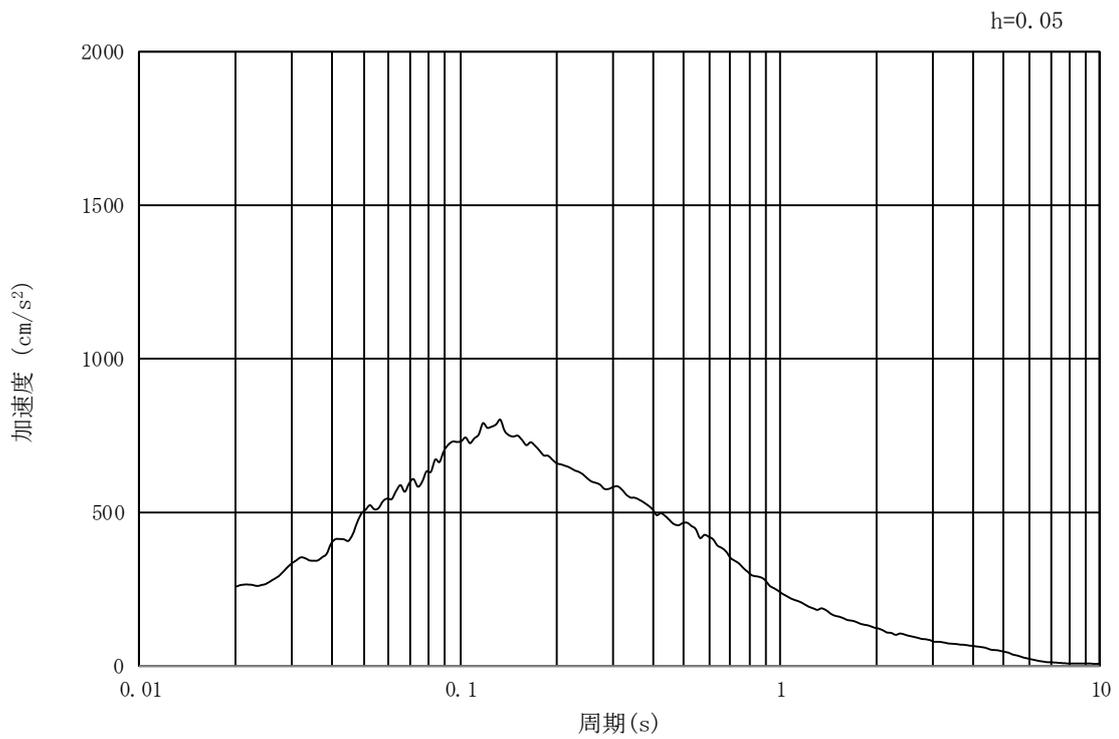


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-15 (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
(汀線・汀線直交方向断面, 水平成分: S_d-D 1)



(a) 加速度時刻歴波形



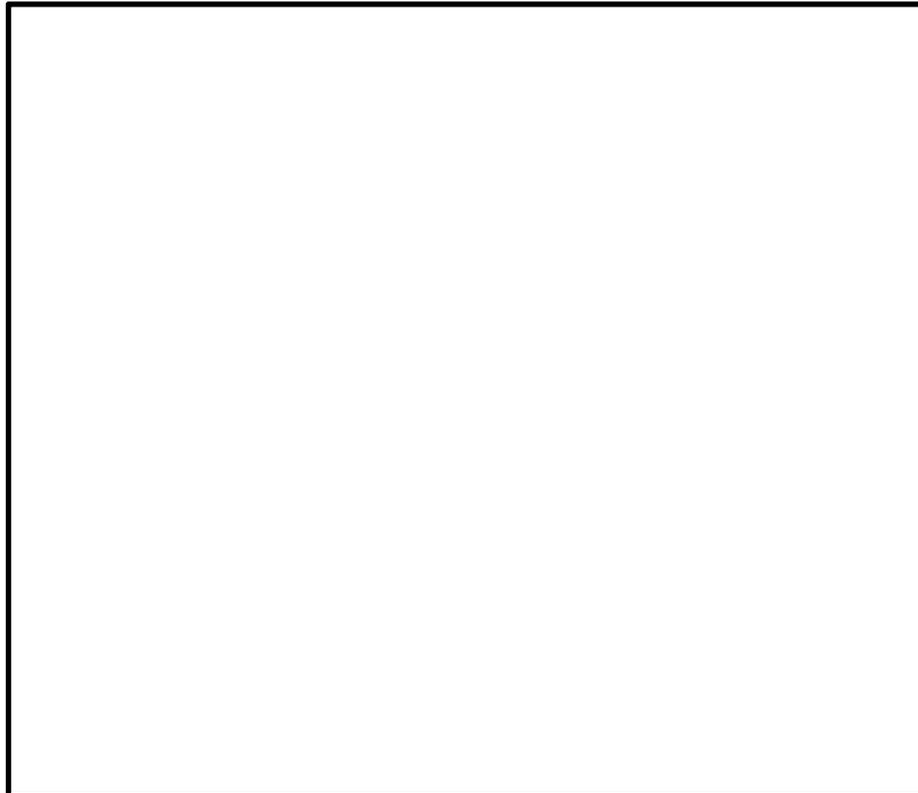
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-15 (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, 鉛直成分: S_d-D 1)

(2) 3次元静的フレーム解析モデル（部材の評価）

a. 解析モデル

重畳時における鉄筋コンクリート防潮壁も津波時と同様に上部構造と下部構造を一体とした3次元フレームモデルで強度評価を行う。重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の3次元静的フレーム解析モデル概念図を図3-16に示す。3次元静的フレー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。



注記 *1：基礎底面の鉛直方向地盤バネ
基礎前面の面直方向地盤バネ
*2：基礎底面の水平方向地盤バネ
基礎側面の水平方向地盤バネ
基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ
基礎側面の鉛直方向地盤バネ

図3-16 鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時の3次元静的フレーム解析モデル概念図

b. 入力地震動

入力地震動は1次元有効応力解析で用いる地震動と同じとする。

c. 構造物のモデル化

地中連続壁基礎をはり要素，鉄筋コンクリート防潮壁及びフーチングを平面要素でモデル化する。地中連続壁基礎をモデル化したはり要素の長辺(堤軸直交)方向には仮想剛梁を配置し，地中連続壁基礎の幅を考慮する。鉄筋コンクリート防潮壁には津波越流時の排水用開口及びフラップゲートが設置されるが，地震時には開口部の控除を行わない方が慣性力の観点から安全側となることにより開口の影響は考慮しない。

地中連続壁基礎の要素分割サイズは，重畳時の検討における余震影響としての地盤応答変位を地中連続壁基礎に設定することを考慮して，1次元有効応力解析で用いる地盤の要素高と一致させる。地盤の要素高は，波動の伝播をなめらかに表現するために，対象とする波長に対して4~5分割以上になるように設定している。フーチング及び鉄筋コンクリートについてもこれと同等の分割サイズとしている。

d. 地盤のモデル化

3次元静的フレーム解析モデルにおいて，地盤は津波時と同様に剛性と減衰の非線形特性を考慮してモデル化する。

重畳時の地盤バネは，表 3-16 に示した1次元有効応力解析検討ケースから表 3-17 に示す2種類の地盤条件を選定する。選定した2種類の地盤条件において得られる骨格曲線上のせん断応力とせん断ひずみを用いて地盤バネを設定し，平均有効主応力及び粘着力並びに内部摩擦角を用いて地盤バネの反力上限値を設定する。

表 3-16 1次元有効応力解析検討ケース

	①	②	③	④	⑤	⑥
検討ケース	原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して液化強度特性を用いた解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)して液化強度特性を用いた解析ケース	地盤を強制的に液化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液化条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液化条件を仮定した解析ケース

表 3-17 3次元静的フレーム解析モデルにおける非線形バネ要素の設定(重畳時)

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(重畳時)	S _g 波による1次元有効応力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
地盤バネ4(重畳時)	S _g 波による1次元有効応力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

(a) 地盤バネのバネ定数

ア. 基礎底面の鉛直方向地盤バネ

基礎底面の鉛直方向地盤バネは、次式により求める。ただし、鉛直方向の載荷面積 A_v は、基礎本体の底面積 A とする。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここで、

k_v : 鉛直方向地盤バネ (kN/m³)

k_{v0} : 直径 0.3m の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バネ (kN/m³) で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は、 $k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_s$ により求める。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m) で、 $B_v = \sqrt{A_v}$ により求める

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$ とする。)

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

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

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

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

γ : せん断ひずみ,

σ'_{m} : 平均有効主応力 (kN/m²) ,

E_s : 変形係数 (kN/m²)

ν_d : 動ポアソン比,

G_s : 骨格曲線上の割線剛性 (kN/m²) ,

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

G_{ma} : 基準平均主応力

σ'_{ma} における微小せん断ひずみでの初期せん断剛性 (kN/m²)

σ'_{ma} : 基準平均有効主応力 (kN/m²)

c : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

イ. 基礎底面の水平方向地盤バネ

「3.5.1 津波時」と同様に設定する。

ウ. 基礎前面の面直方向地盤バネ

「3.5.1 津波時」と同様に設定する。

エ. 基礎側面の水平方向地盤バネ

「3.5.1 津波時」と同様に設定する。

オ. 基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ

「3.5.1 津波時」と同様に設定する。

カ. 基礎側面の鉛直方向地盤バネ

「3.5.1 津波時」と同様に設定する。

(b) 地盤バネの反力上限値

$$\tau_f = c \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}$$

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

τ_f : 時刻 t_{\max} における各地盤深度の σ'_m に対応するせん断応力の上限値
(kN/m²)

σ_f : 時刻 t_{\max} における各地盤深度の σ'_m に軸圧縮応力の上限値 (kN/m²)

(3) 2次元有効応力動的解析モデル(支持性能評価)

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、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3-17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。

地盤については、波動の伝播をなめらかに表現するために、対象とする波長に対して4~5分割以上になるように要素高さを設定している。

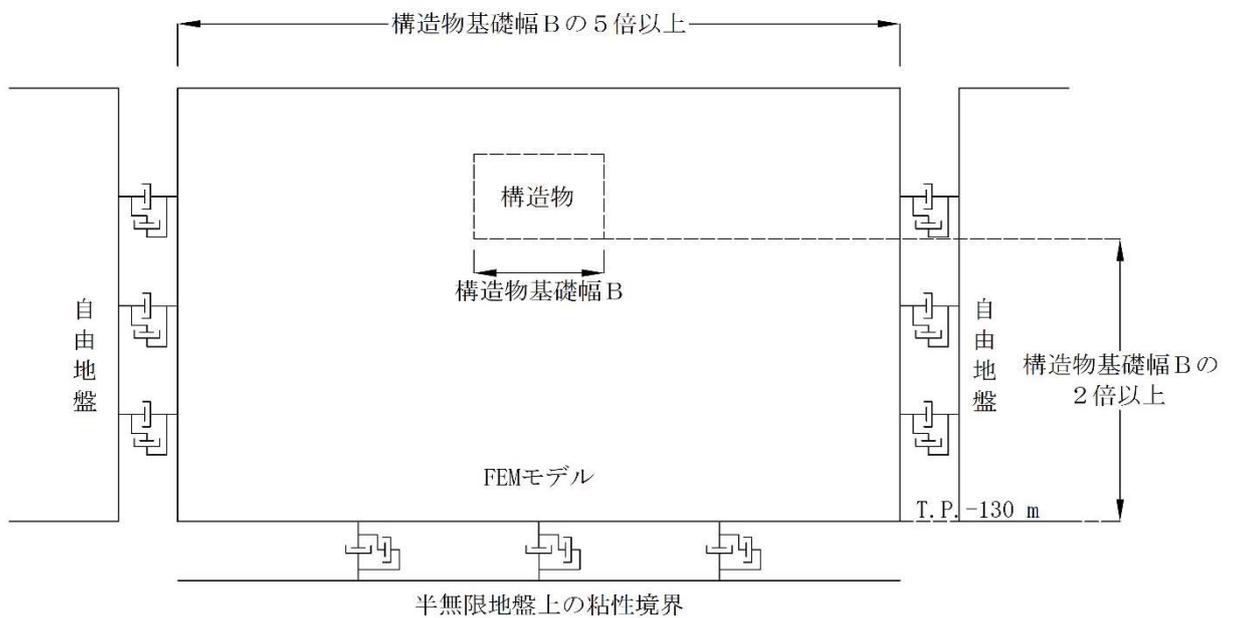


図3-17 解析領域の考え方

b. 入力地震動

入力地震動は1次元有効応力解析で用いる地震動と同じとする。

c. 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自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-18に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の2次元有効応力解析モデルを図3-19に示す。

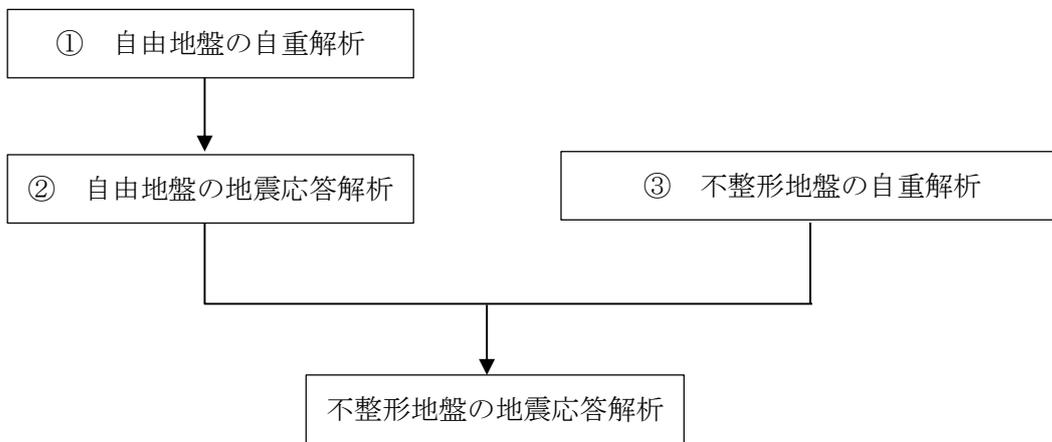


図3-18 自由地盤の自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

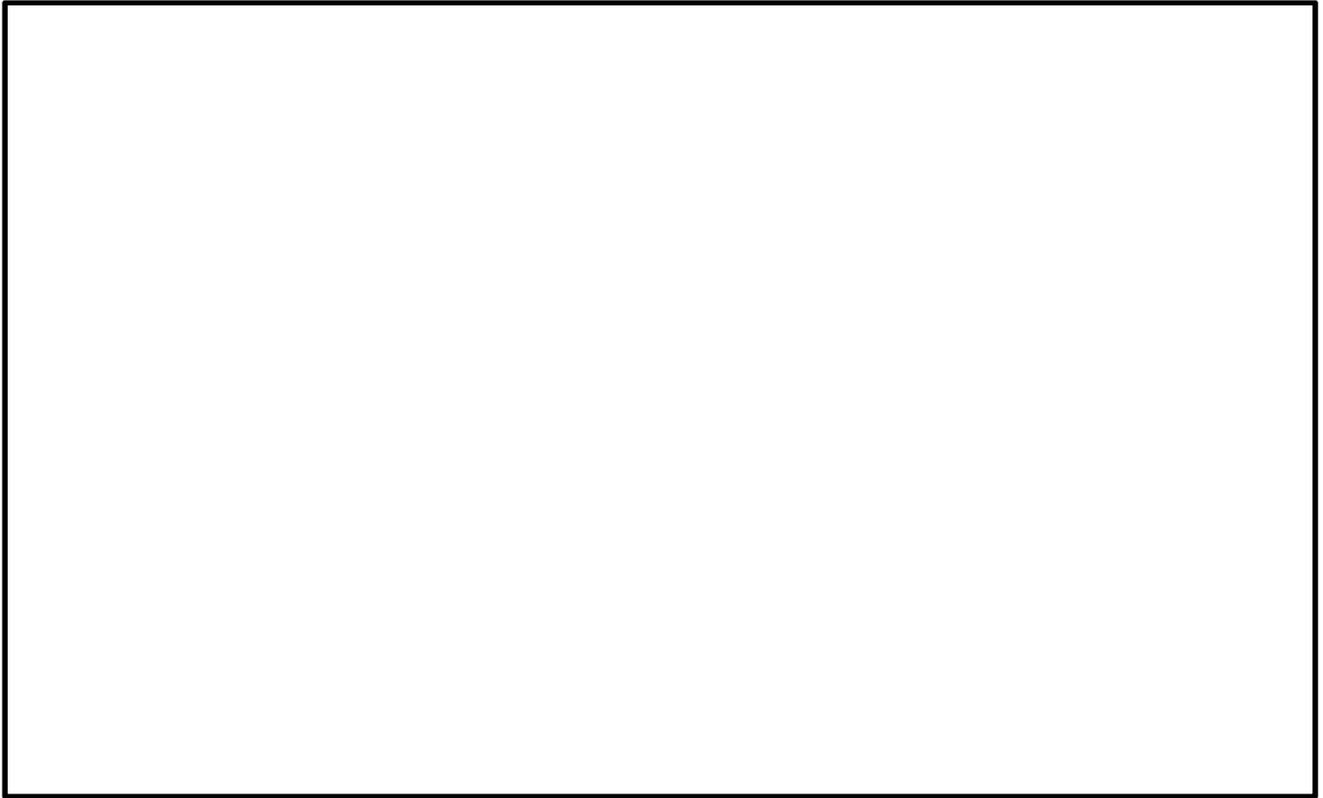


図 3-19 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (①-①断面)

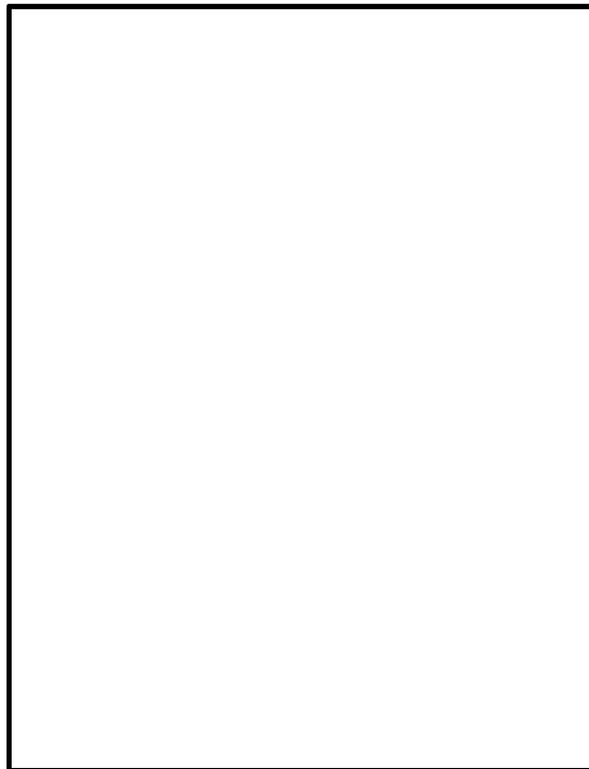


図 3-19 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (①-①断面)

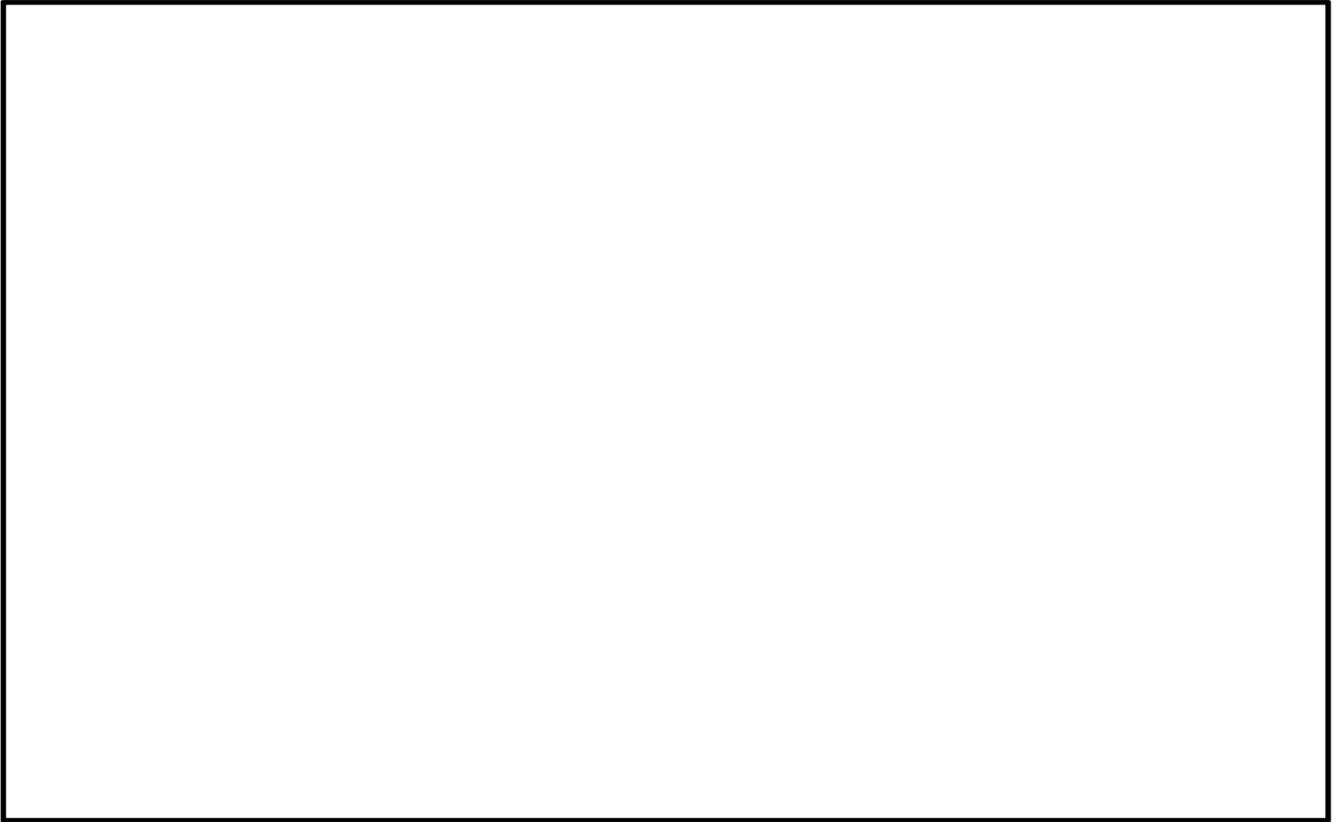


図 3-19 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (②-②断面)



図 3-19 (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)

d. 構造物のモデル化

構造物のモデル化の概念図を図 3-20 に示す。

構造部材は線形はり要素及び平面要素でモデル化する。

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。

堤軸方向におけるフーチングは、軸線位置における構造梁要素でモデル化し、鉄筋コンクリート防潮壁下端との間を多点拘束要素で連結する。地中連続壁基礎は構造弾性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、地中連続壁基礎ならびにフーチングとの偏心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フーチングは、縦梁（構造弾性梁要素）、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。

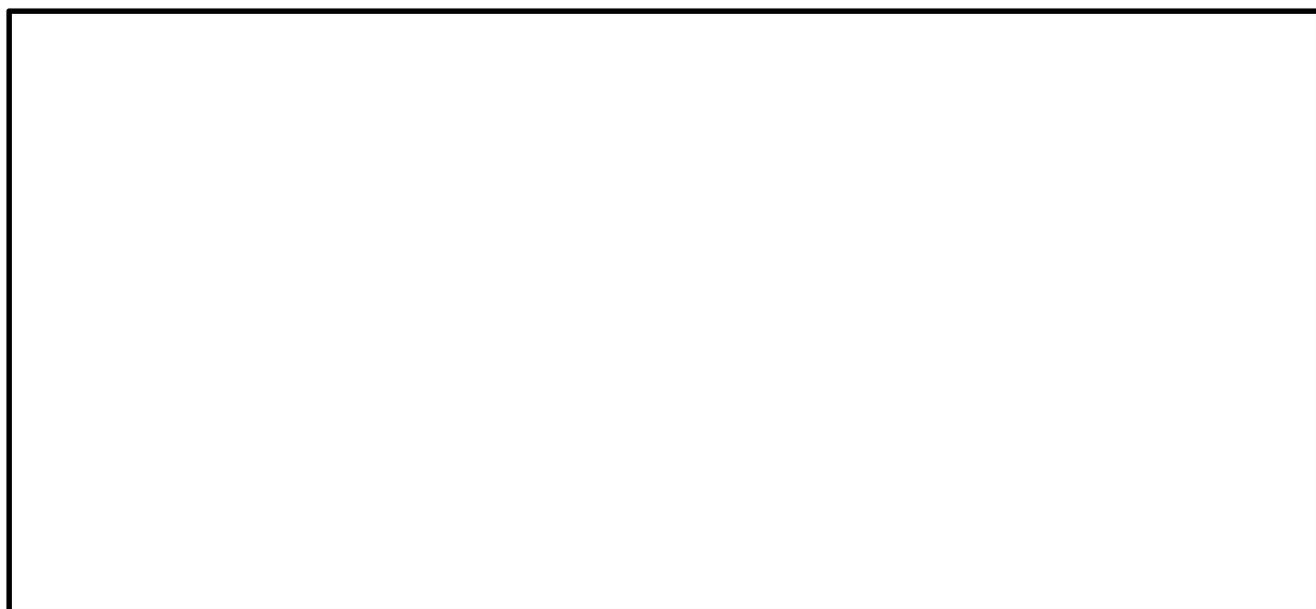


図 3-20 鉄筋コンクリート防潮壁の構造物モデル概念図

e. 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。

f. ジョイント要素の設定

「3.5.1 津波時」と同様に設定する。

g. 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 $\alpha = 0$ とす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。

図3-21にRayleigh減衰の設定フローを、表3-18に固有値解析結果を示す。

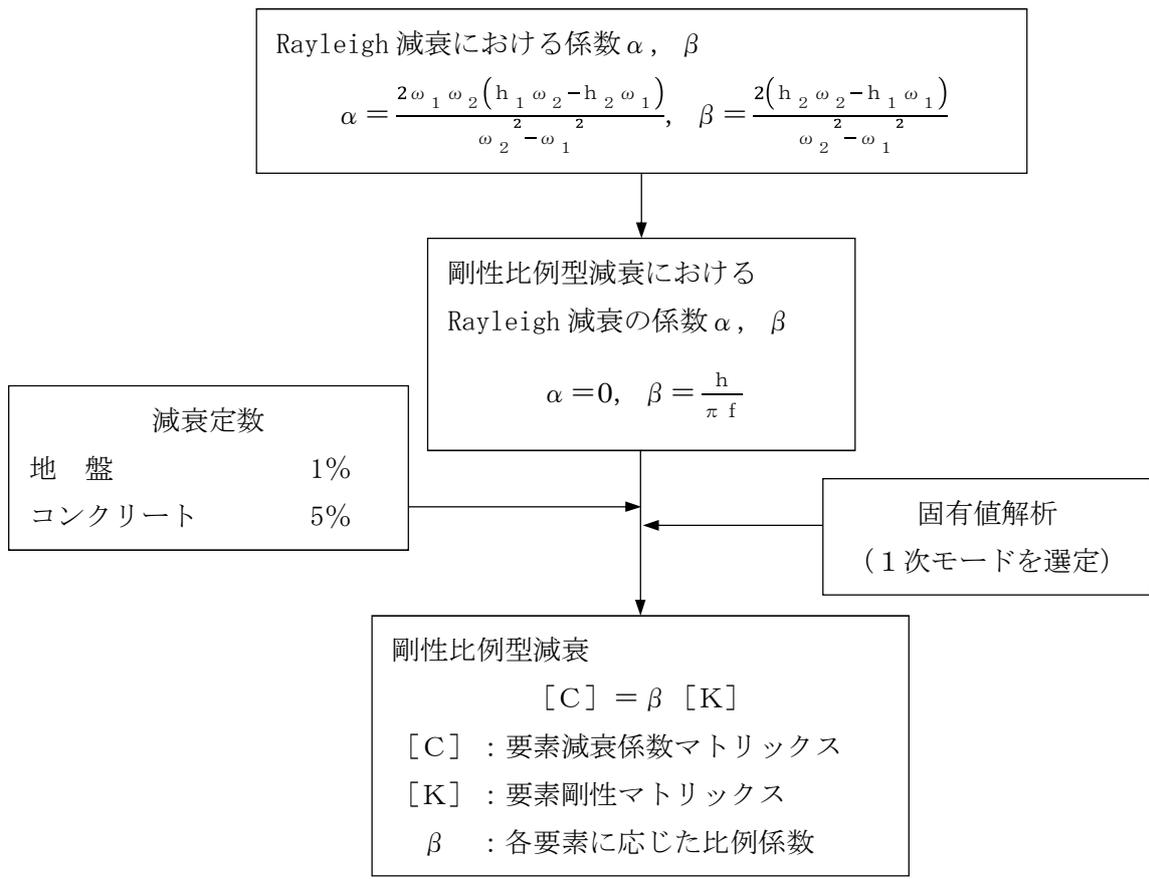


図 3-21 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3-18 固有値解析結果 (追而)

(4) 使用材料及び材料定数

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) 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、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. 鉄筋コンクリート防潮壁

地中連続壁基礎と一体となった3次元モデルに津波荷重や余震荷重を載荷して評価する。

b. フーチング

地中連続壁基礎と一体となった3次元モデルに津波荷重や余震荷重を載荷して評価する。

c. 地中連続壁基礎

地盤バネを設定した3次元フレームモデルに津波荷重や余震荷重を考慮して評価する。

d. 基礎地盤の支持力

2次元有効応力解析による、地中連続壁基礎底面において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。

e. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価は、本震後の余震時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。

f. 鋼製アンカー

鋼製アンカーの重畳時の評価は「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。

g. 鋼製防護部材

鋼製防護部材の重畳時の評価は「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。

3.5.3 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

4. 評価結果

4.1 解析結果

鉄筋コンクリート防潮壁の断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図4-1～図4-2に示す。これらの図は，構造部材の曲げ及びせん断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を示したものである。

図4-1 汀線方向の津波時断面力

「追而」

図4-2 汀線方向の重畳時断面力

4.2 強度評価結果

配筋要領図を図4-3に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表4-1に示す。

「追而」

図4-3 配筋要領図

「追面」

表 4-1 (1) 断面諸元一覧表 (短辺方向)

部位	評価位置	断面性状						有効筋 (外面, 上面)			主筋 (外面, 上面)			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり		有効高さ		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A_s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A_s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S_b (m)	S_s (m)	断面積 (単位幅) A_w (cm ²)
				外面, 上面	内面, 下面	外面, 上面	内面, 下面										
鉄筋コンクリート防潮壁																	
フーチング																	
地中連続壁基礎 (水平)																	
地中連続壁基礎 (鉛直)																	

表 4-1 (2) 断面諸元一覧表 (長辺方向)

部位	評価位置	断面性状						有効筋 (外面, 上面)			せん断補強筋						
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり		有効高さ		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A_s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A_s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S_b (m)	S_s (m)	断面積 (単位幅) A_w (cm ²)
				外面, 上面	内面, 下面	外面, 上面	内面, 下面										
防潮壁																	
フーチング																	
地中連続壁基礎 (水平)																	
地中連続壁基礎 (鉛直)																	

(1) 構造部材の曲げに対する評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 4-2～表 4-3 に、鉄筋の曲げ照査結果を表 4-4～表 4-5 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。なお、発生応力度は各地震動、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。

表 4-2 コンクリートの照査結果（汀線方向）

「追而」

表 4-3 コンクリートの照査結果（汀線直交方向）

表 4-4 鉄筋の曲げ照査結果（汀線方向）

表 4-5 鉄筋の曲げ照査結果（汀線直交方向）

(2) 構造部材のせん断に対する評価結果

せん断に対する照査結果を表 4-6～表 4-7 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、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。

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。

「追而」

表 4-6 せん断照査結果 (汀線方向)

表 4-7 せん断照査結果 (汀線直交方向)

(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4-8に、接地圧を表4-8に示す。また、支持性能評価結果を表4-9に示す

鉄筋コンクリート防潮壁の接地圧は $S_s - D1$ 〔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。

図4-8 接地圧分布図

「追而」

表4-8 (1) 接地圧 (汀線方向)

表4-8 (2) 接地圧 (汀線直交方向)

表4-9 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (汀線方向)

表4-9 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (汀線直交方向)

4.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁について、構造物の曲げ及びせん断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、要求機能を維持できる。

「追而」

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（追而）	61
4.1 解析結果	61
4.2 強度評価結果（追而）	64
4.3 まとめ	75

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。

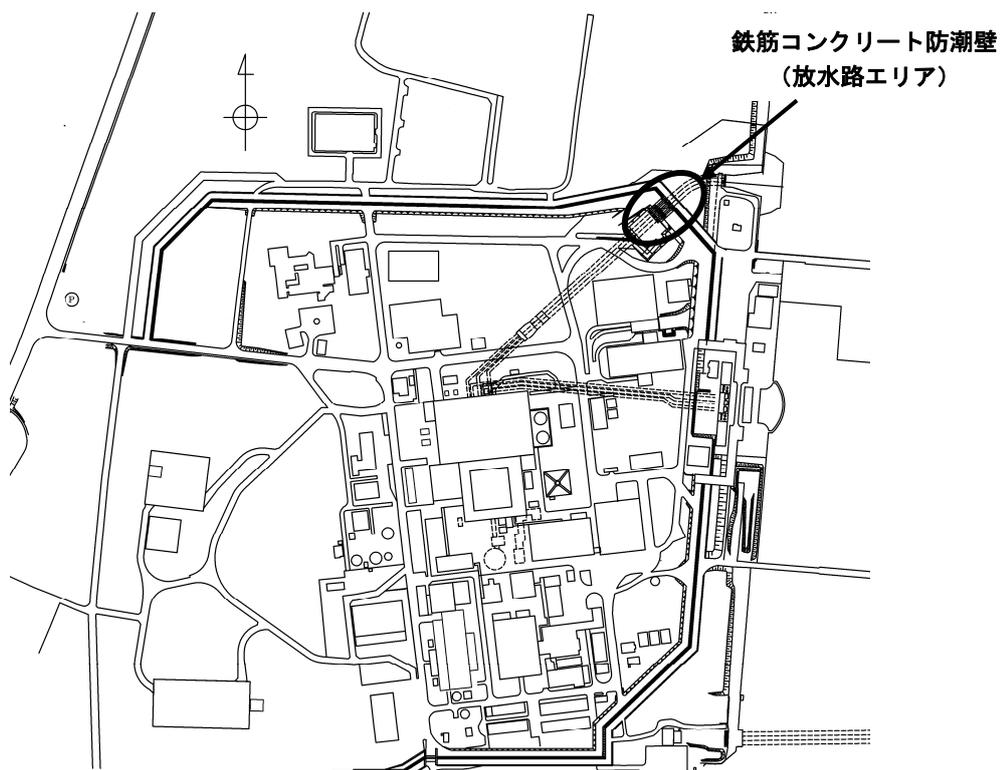


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の位置図

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。

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、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は、止水性の維持のため、伸縮性を有する止水ジョイント部材を設置する。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。

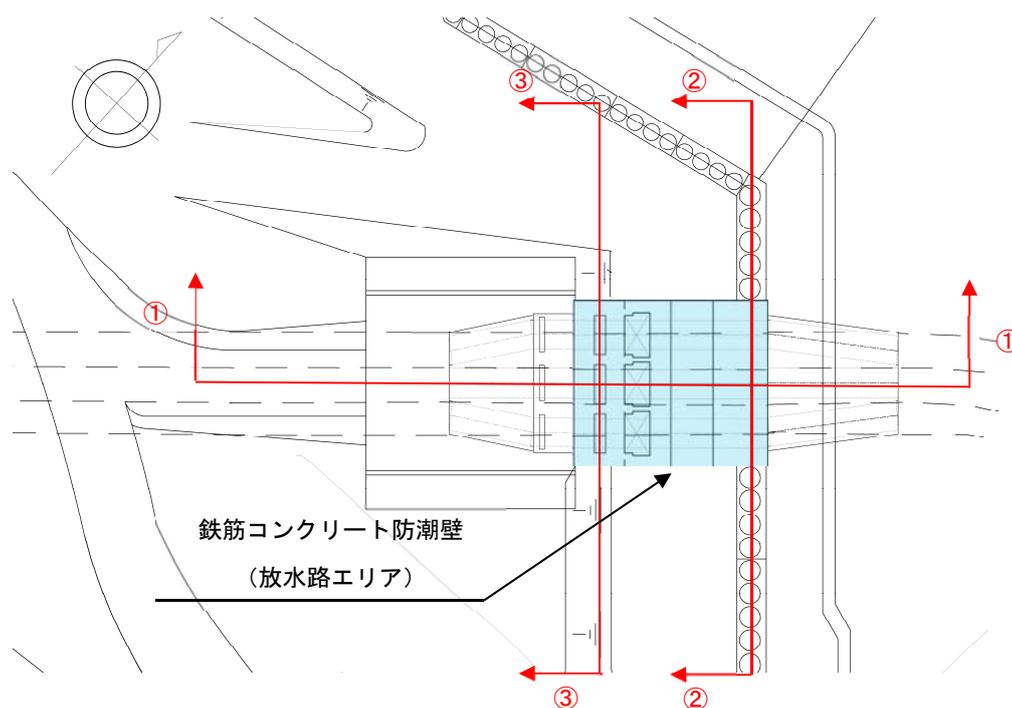
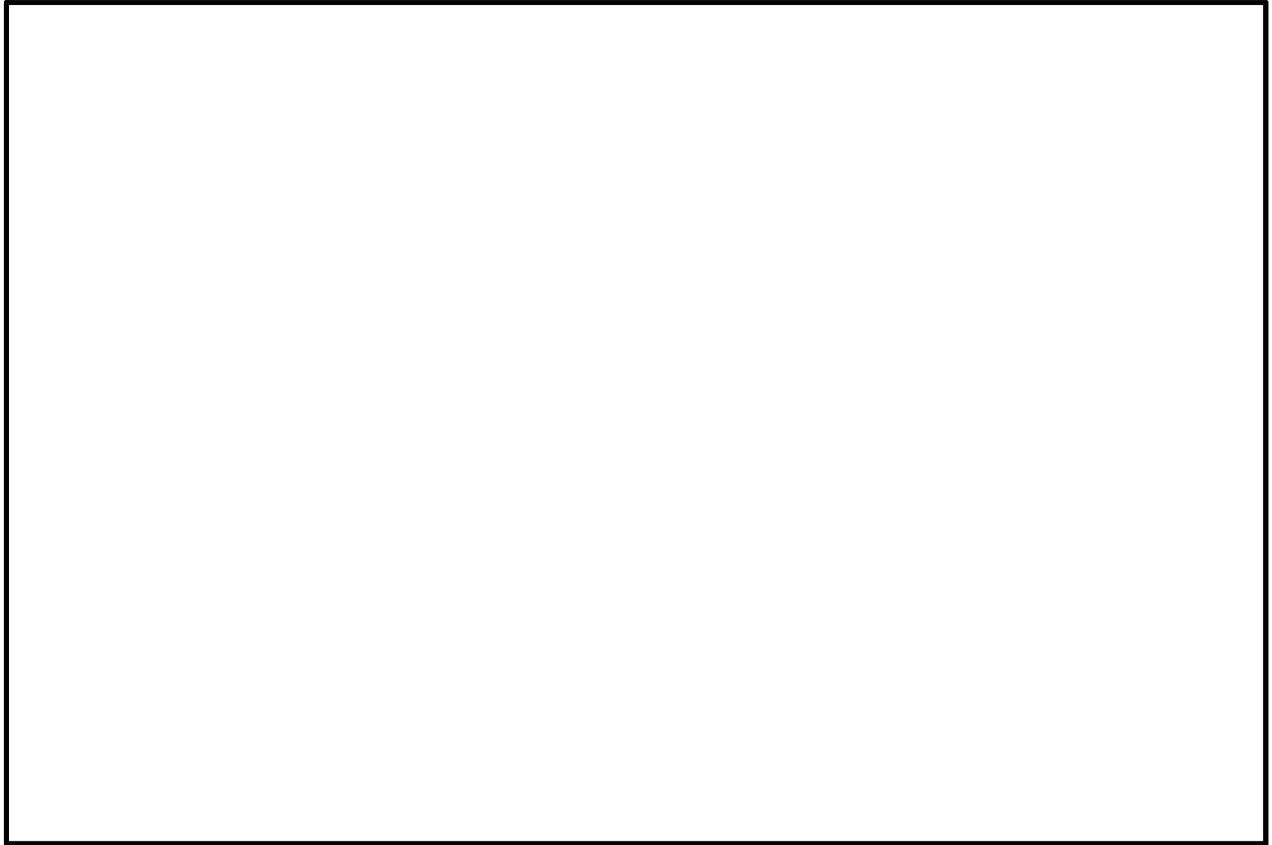


図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図

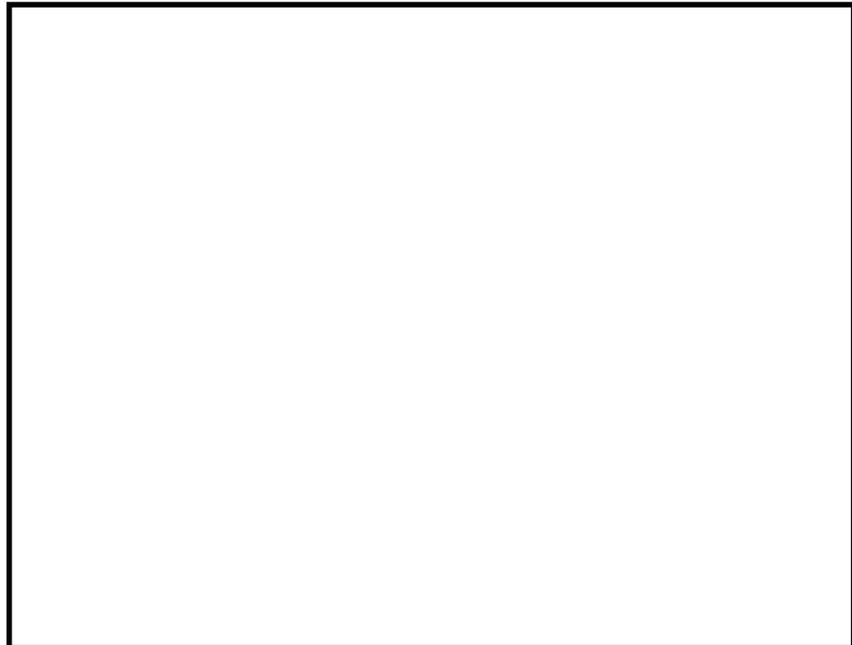


図 2.2-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図



防潮壁縦断方向：②—②断面

防潮壁縦断方向：③—③断面



水平方向：④—④断面

注：寸法は mm を示す。

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

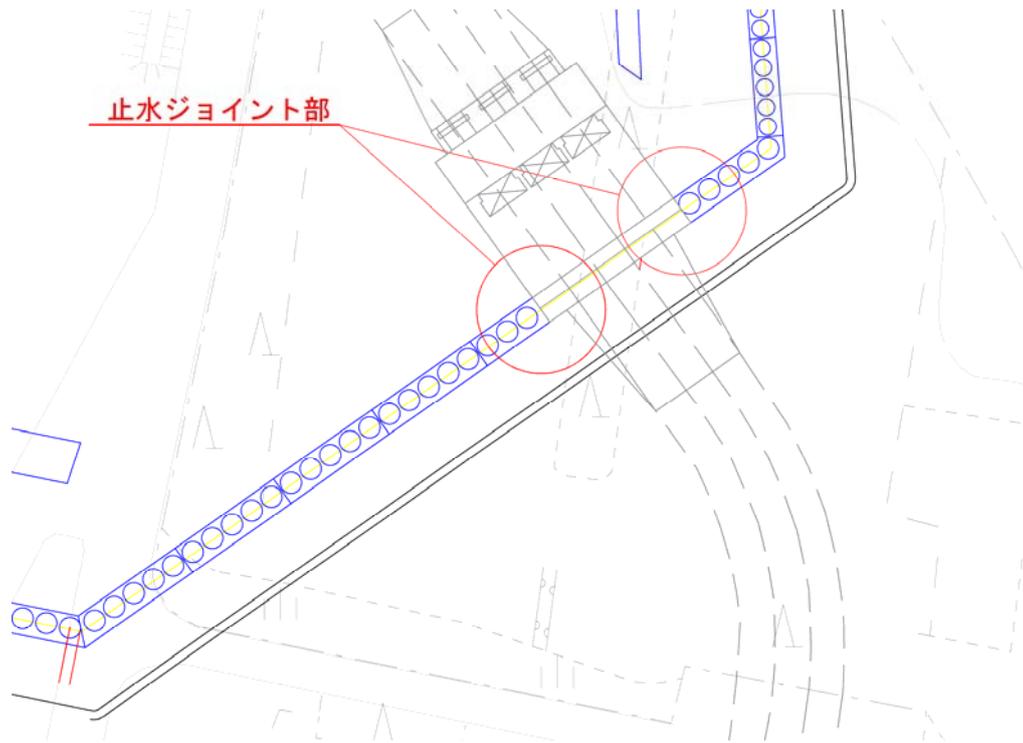


図 2.2-3 止水ジョイント部材の設置位置図

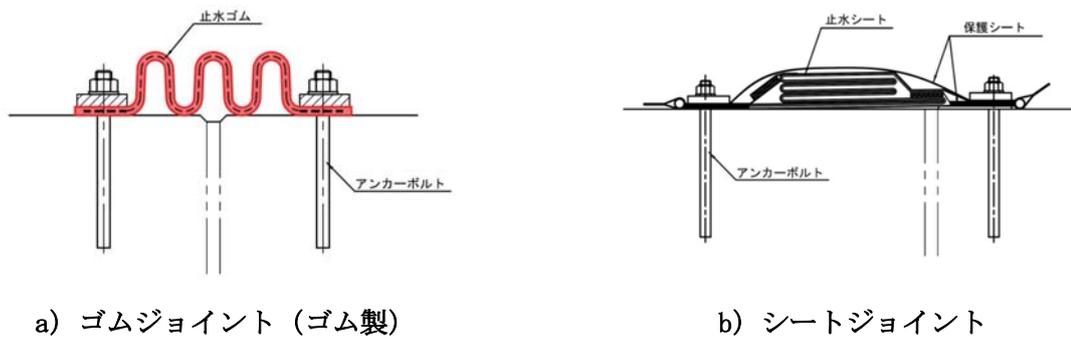
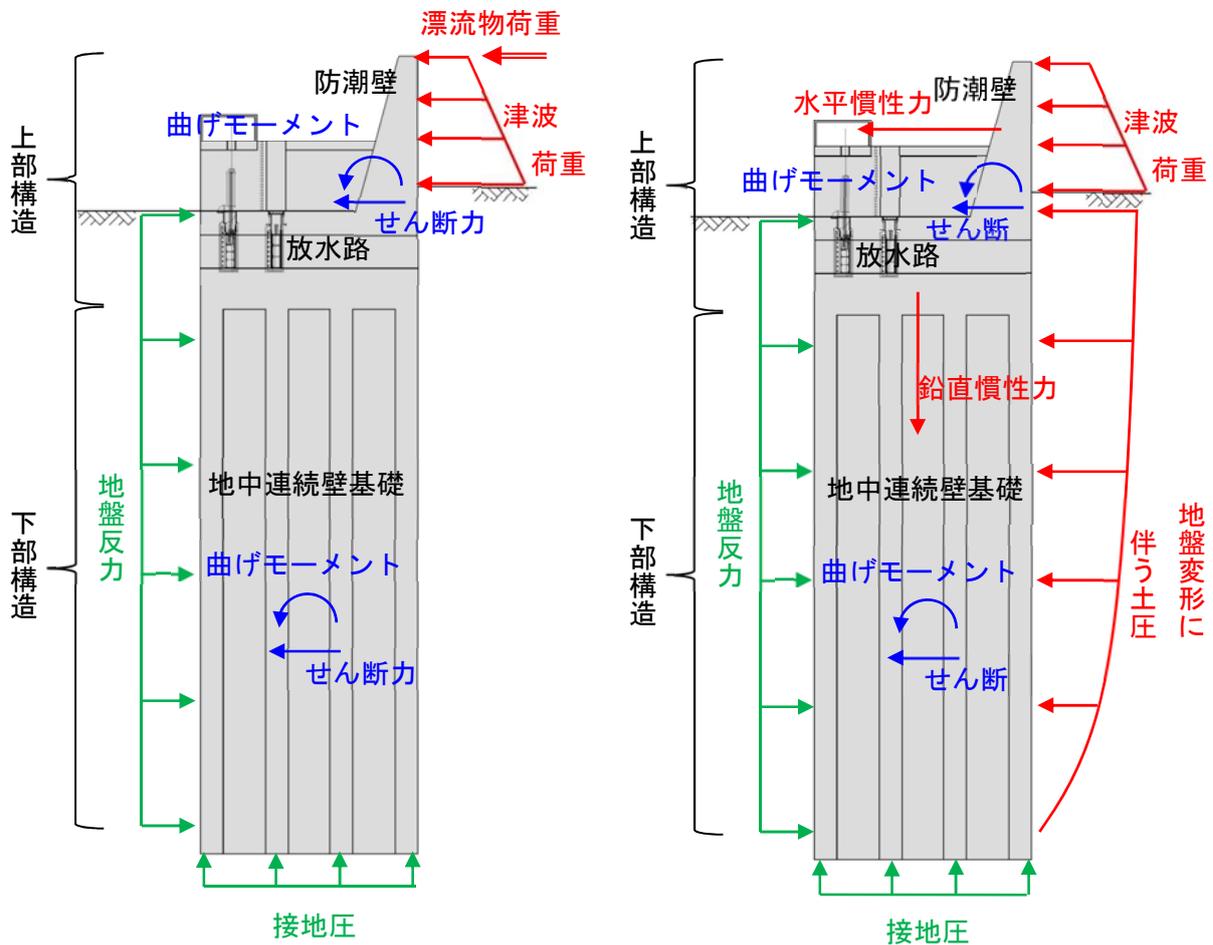


図 2.2-4 止水ジョイント部材の概要図

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 2.3-4 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 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））	<ul style="list-style-type: none"> 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。 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）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。 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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、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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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、風及び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。 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。 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従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。 	<ul style="list-style-type: none"> 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、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。 	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。
							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。
							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。
						上部構造	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

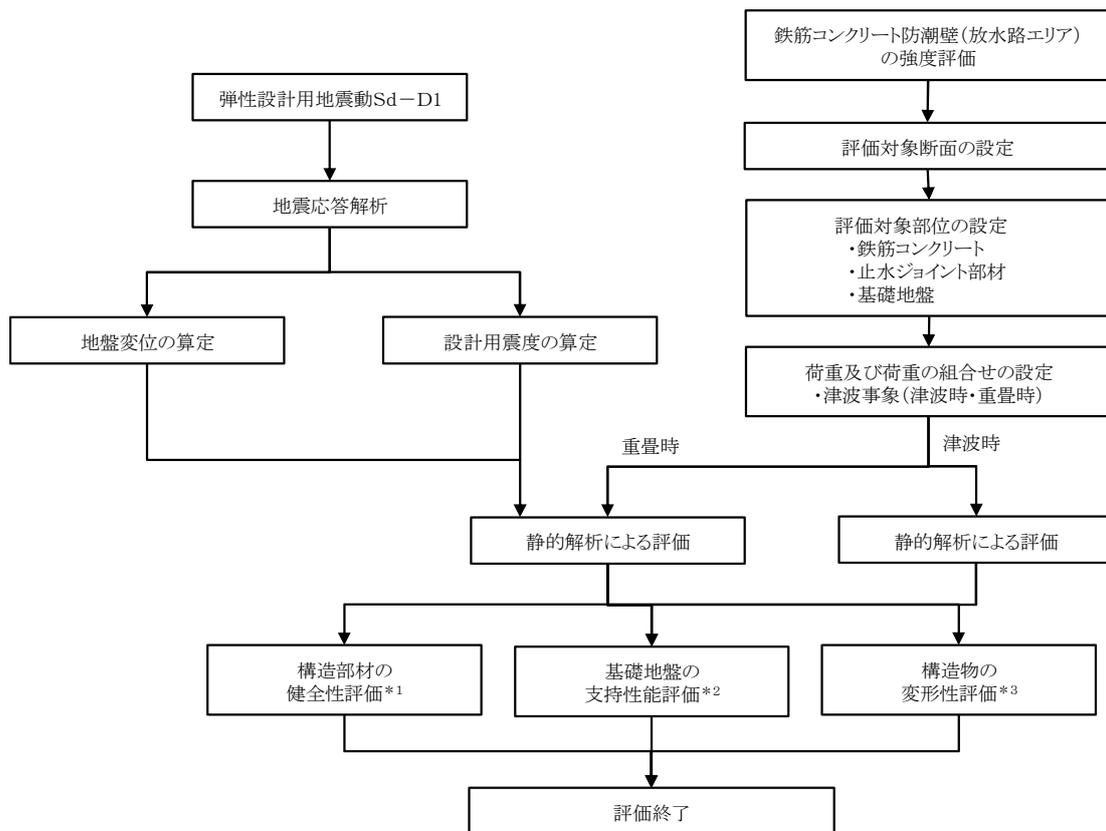
検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
1	平均剛性	液状化パラメータ適用
2	+1 σ 剛性	
3	-1 σ 剛性	
4	平均剛性	非液状化
5	+1 σ 剛性	
6	豊浦標準砂	液状化パラメータ適用

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。

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

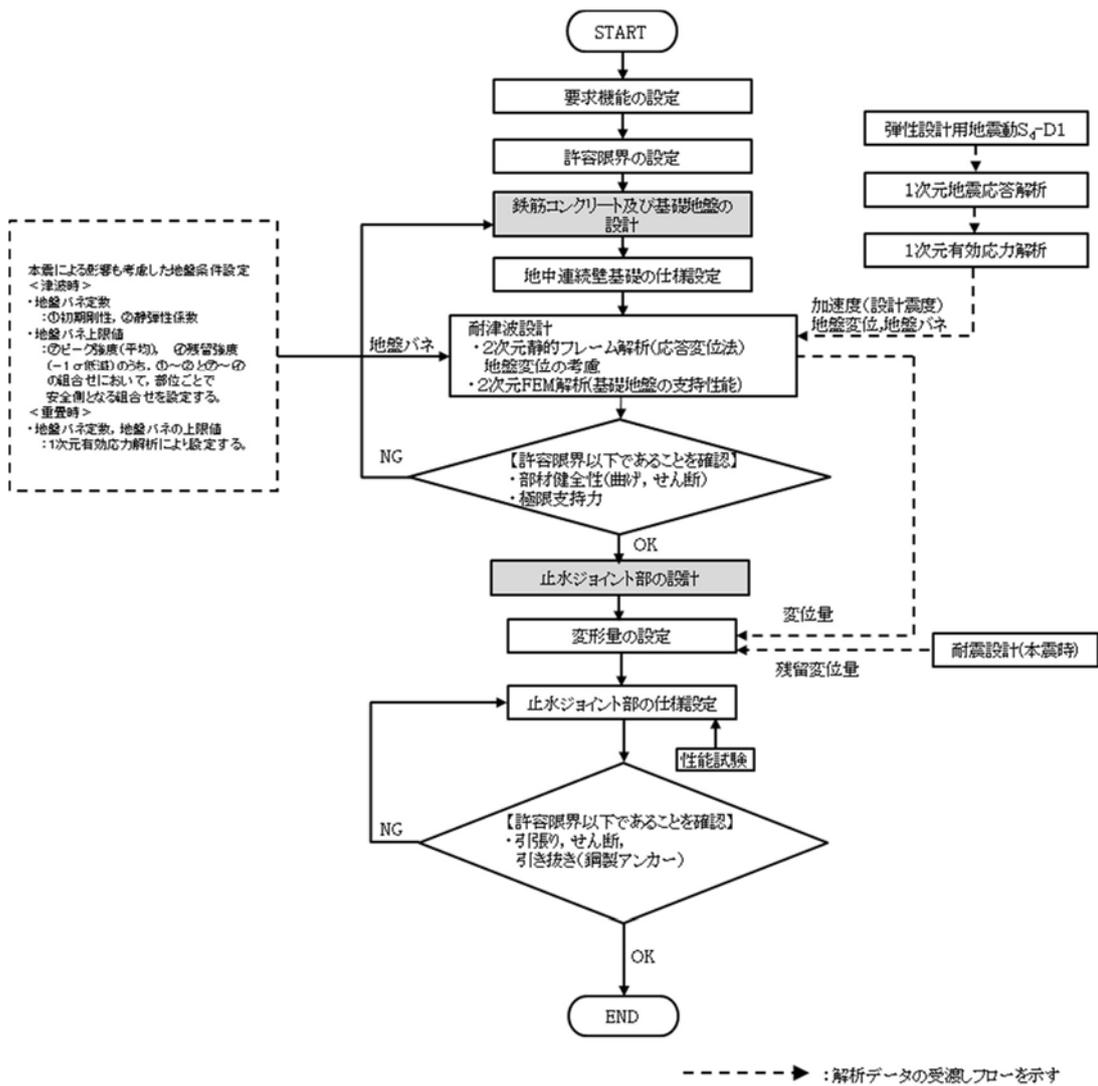


図 2.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の詳細設計フロー

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）を線形はり要素、放水路（中壁及び側壁）を線形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とし、2次元FEM解析では応力～ひずみ関係を双曲線（H-Dモデル）でモデル化した非線形平面要素とする。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図2.3-3に示す。

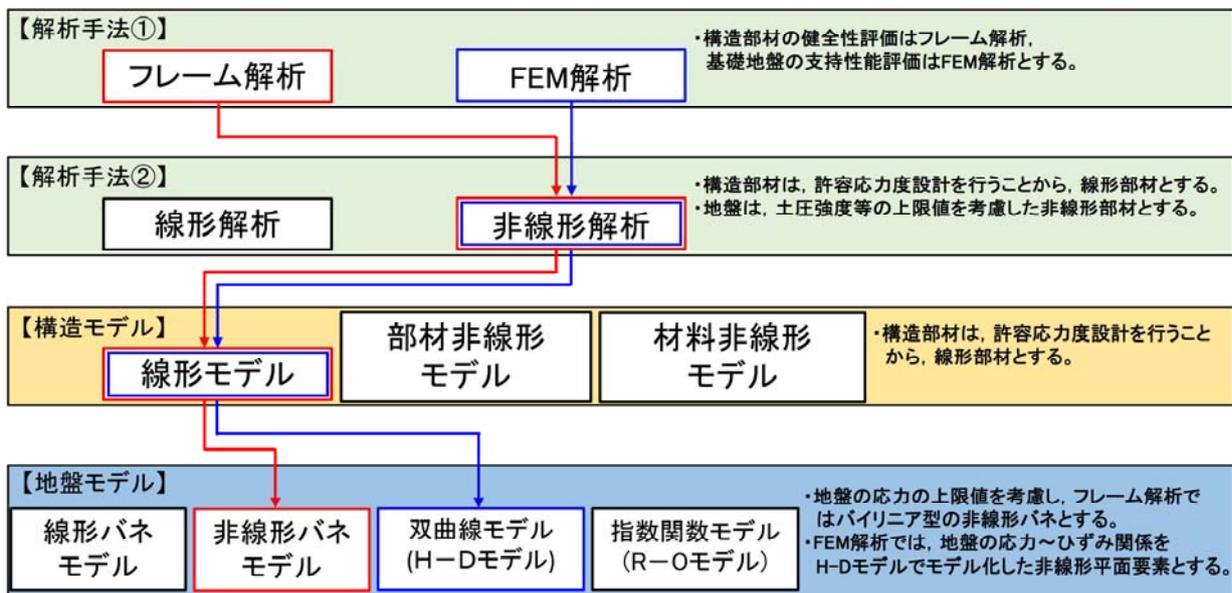


図 2.3-3 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

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1.5 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。

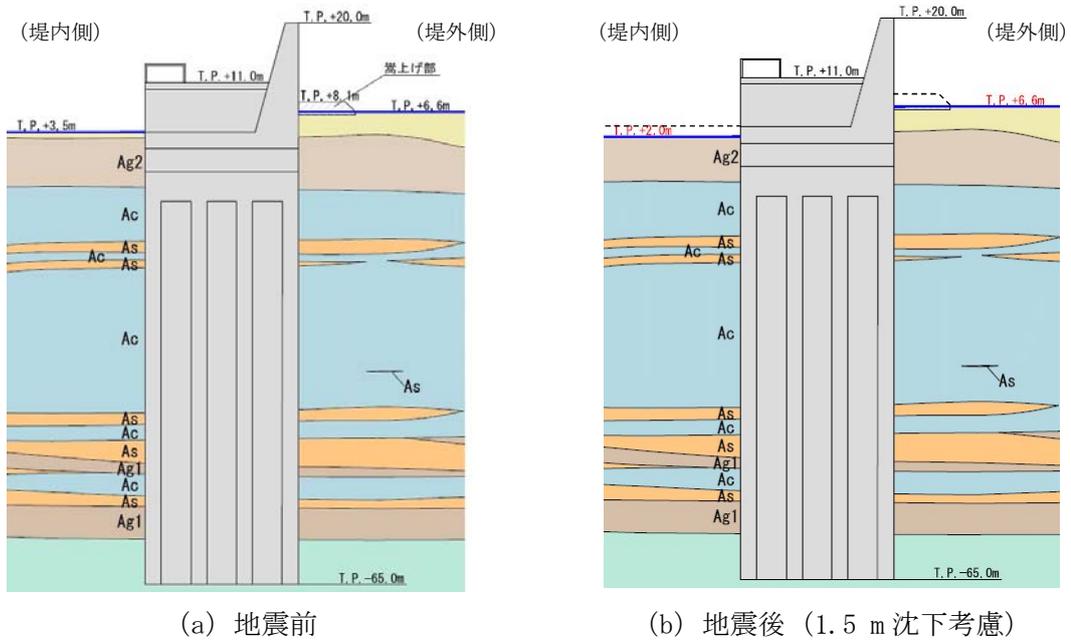


図 2.3-4 本震に伴う地盤沈下の考慮方法

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_{S_d}	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

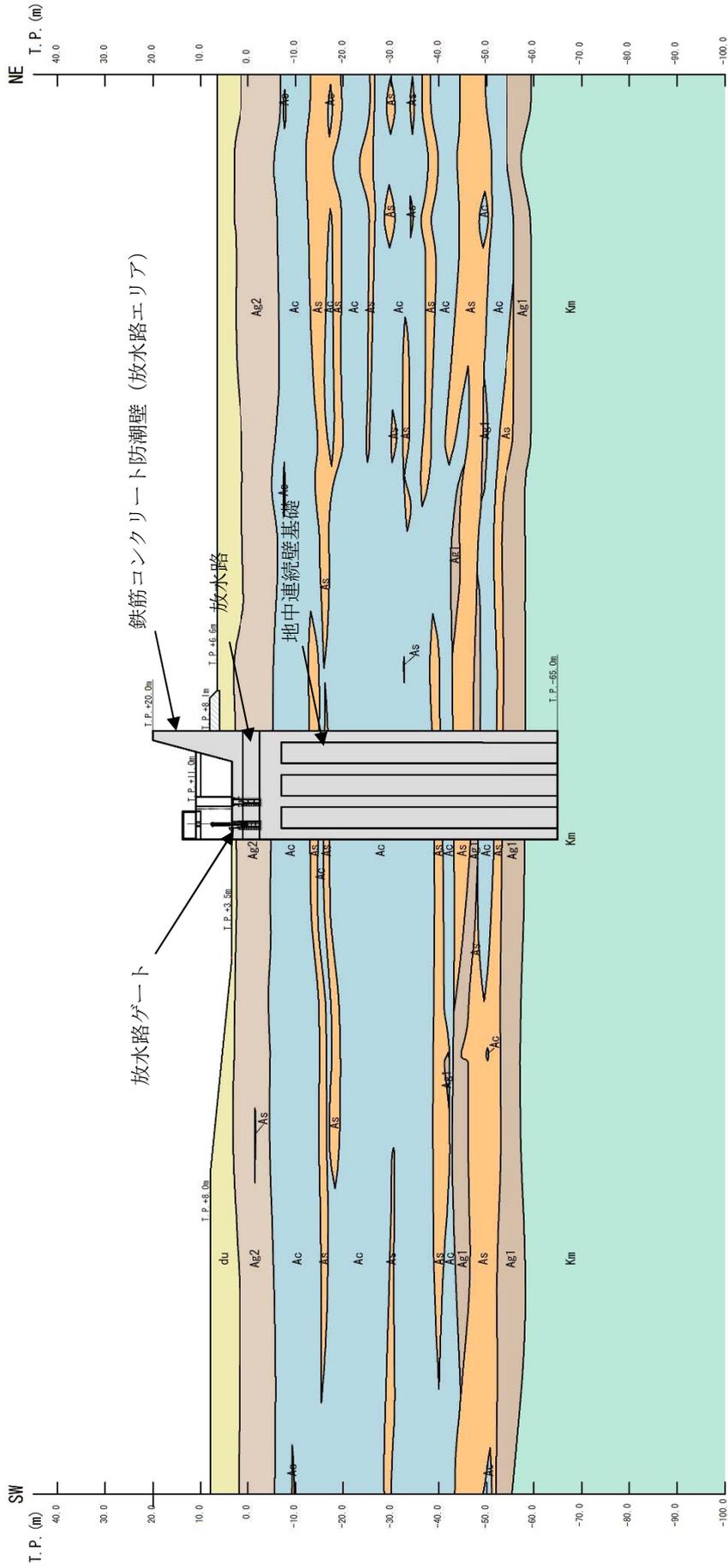
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）では、津波時及び重畳時ともに、防潮壁に作用する津波波力が主荷重であり、津波波力の作用方向と同じ方向に余震荷重や衝突荷重等が作用した場合が構造成立性に対して最も厳しいことになる。したがって、津波時及び重畳時の検討では、防潮壁横断方向を評価対象断面とする。図 3.2-1 に評価対象断面を示す。

(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。



注記：津波襲来前に発生する地震時沈下量として1.5mを別途考慮

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。

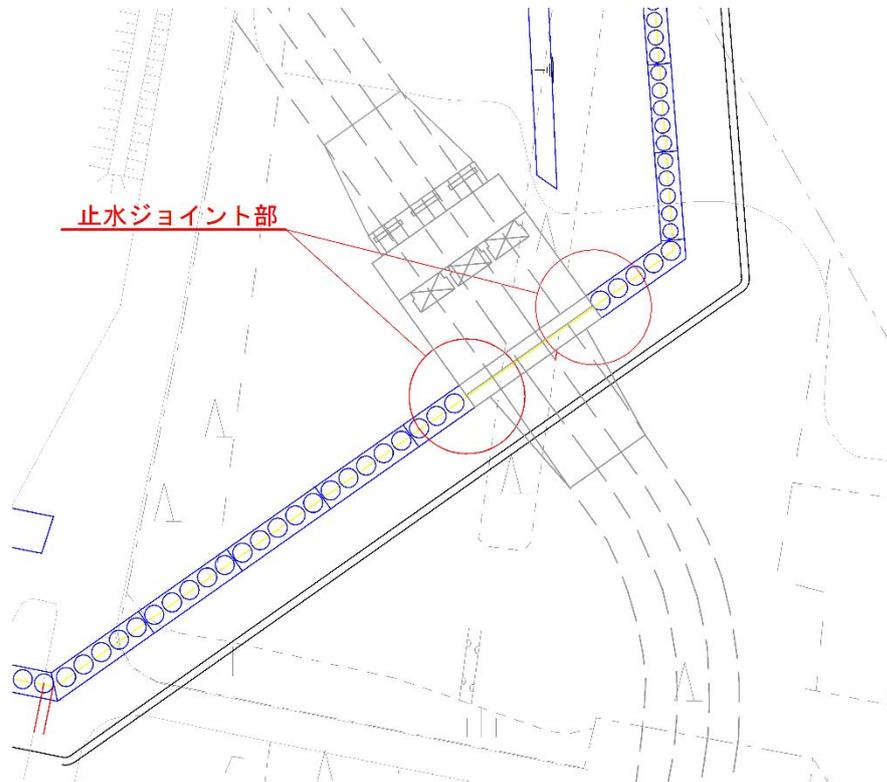


図 3.2-2 止水ジョイント部材の位置図

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 3/2 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 による地震力及び動水圧を考慮する。2次元静的フレーム解析では、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、躯体慣性力や動水圧を考慮する。また、2次元FEM有効応力解析では、構造物及び周辺地盤を考慮した解析モデル底面に S_d-D1 を入力することで躯体及び地盤に作用する慣性力を考慮し、防潮壁の最大水平加速度から設定した水平震度より動水圧を算定する。

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次元有効応力解析における地表面最大加速度、または2次元FEM有効応力解析における防潮壁の最大水平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。

(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 : Guidelines 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)

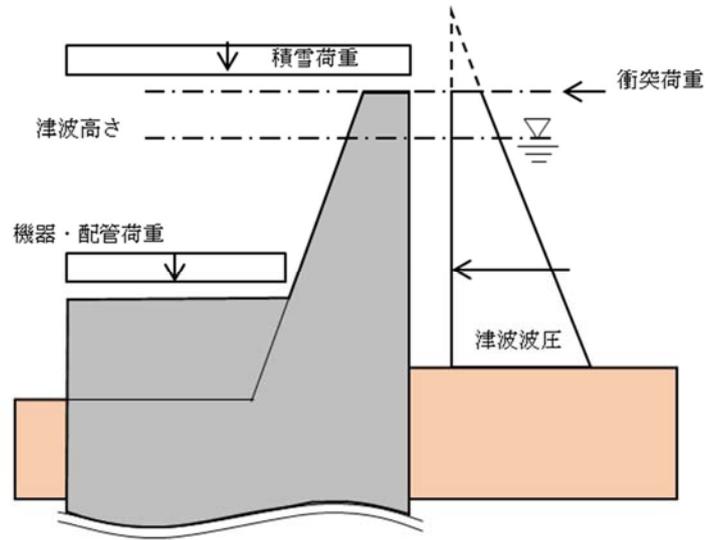
風荷重は、津波時及び重畳時に主荷重となる津波遡上荷重と作用方向が逆向きであるため、保守的に考慮しない。

3.3.2 荷重の組合せ

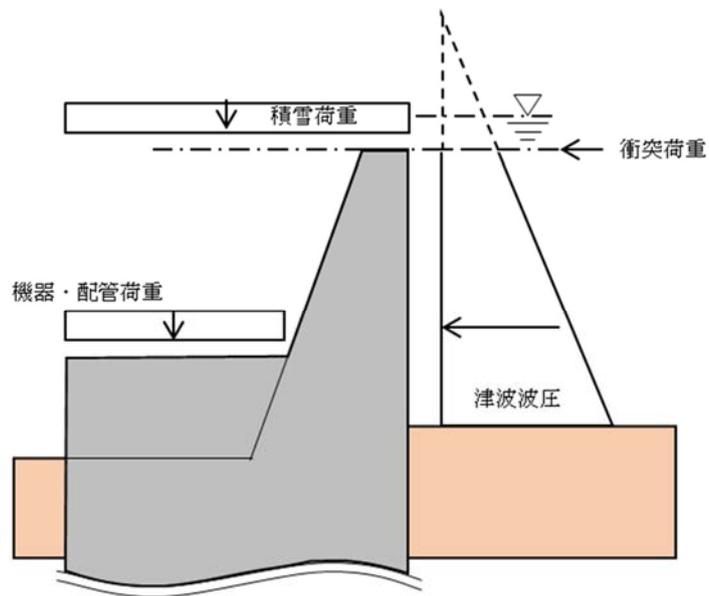
荷重の組合せを表 3.3-3 及び表 3.3-4 に示し、荷重の概念図を図 3.3-1 及び図 3.3-2 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分する。

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（地震荷重）と組合せ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

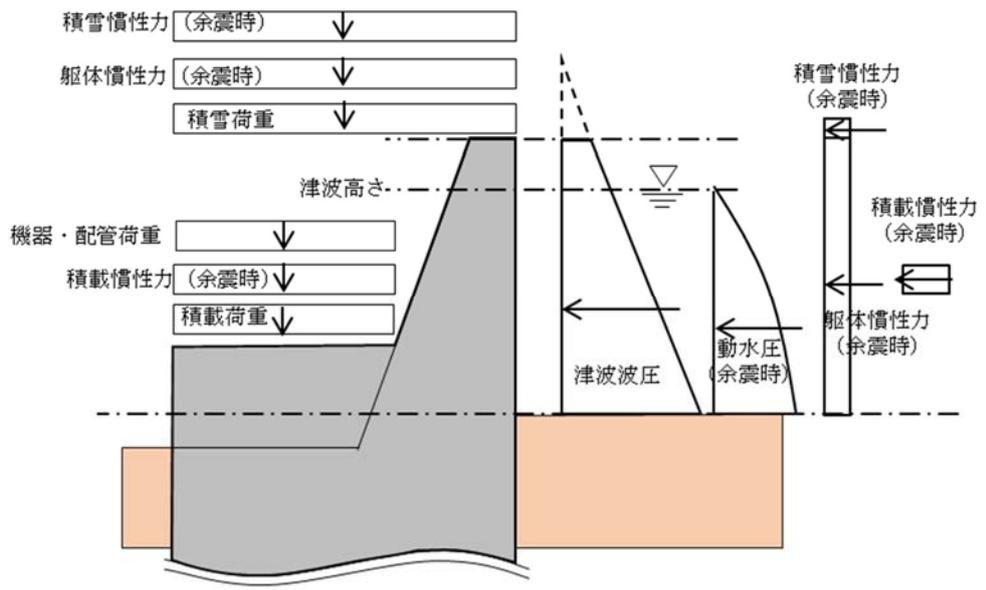


(b) T.P. +24 m 津波時

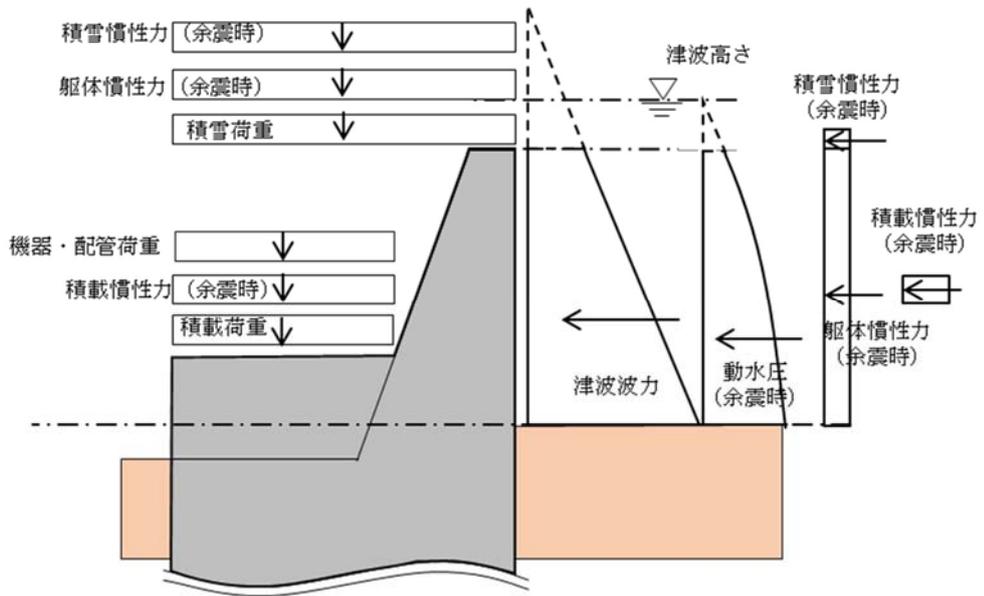
図 3.3-1 荷重概念図 (津波時)

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（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)	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 $S_d - D 1$ 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、第 3.4-1 表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	$f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825* ¹
		許容せん断応力度 τ_{a2}	3.6
		許容せん断応力度 τ_a	1.35* ²
鉄筋	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	294
	SD390	許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD490	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	$f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	28
		許容せん断応力度 τ_{a1}	1.1* ¹
		許容せん断応力度 τ_{a2}	4.8
		許容せん断応力度 τ_a	1.35* ²
鉄筋	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	323.4
	SD390	許容引張応力度 σ_{sa}	339.9
	SD490	許容引張応力度 σ_{sa}	478.5

注記 *1: 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

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

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: 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。

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

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 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
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	200 mm
	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、別紙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

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線形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線形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し、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。基礎側壁及び隔壁内の地盤は、線形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。なお、線形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。

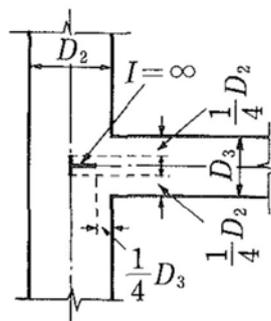


図 3.5-1 剛域の設定方法

荷重作用方向に対して強軸部材となる放水路側壁及び隔壁は、シェル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、2次元静的フレーム解析で用いるシェル要素は、モデル奥行方向の応力をゼロとする平面応力状態とし、以下に示すように、モデル化対象範囲に対する壁厚を考慮した等価剛性を設定する。

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

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

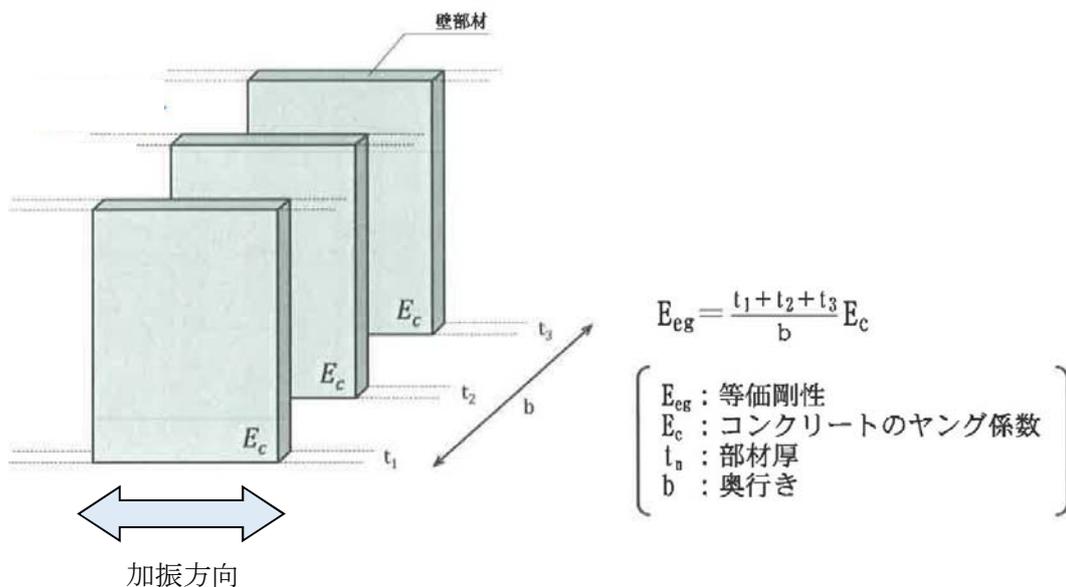


図 3.5-2 壁部材の等価剛性の考え方

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。

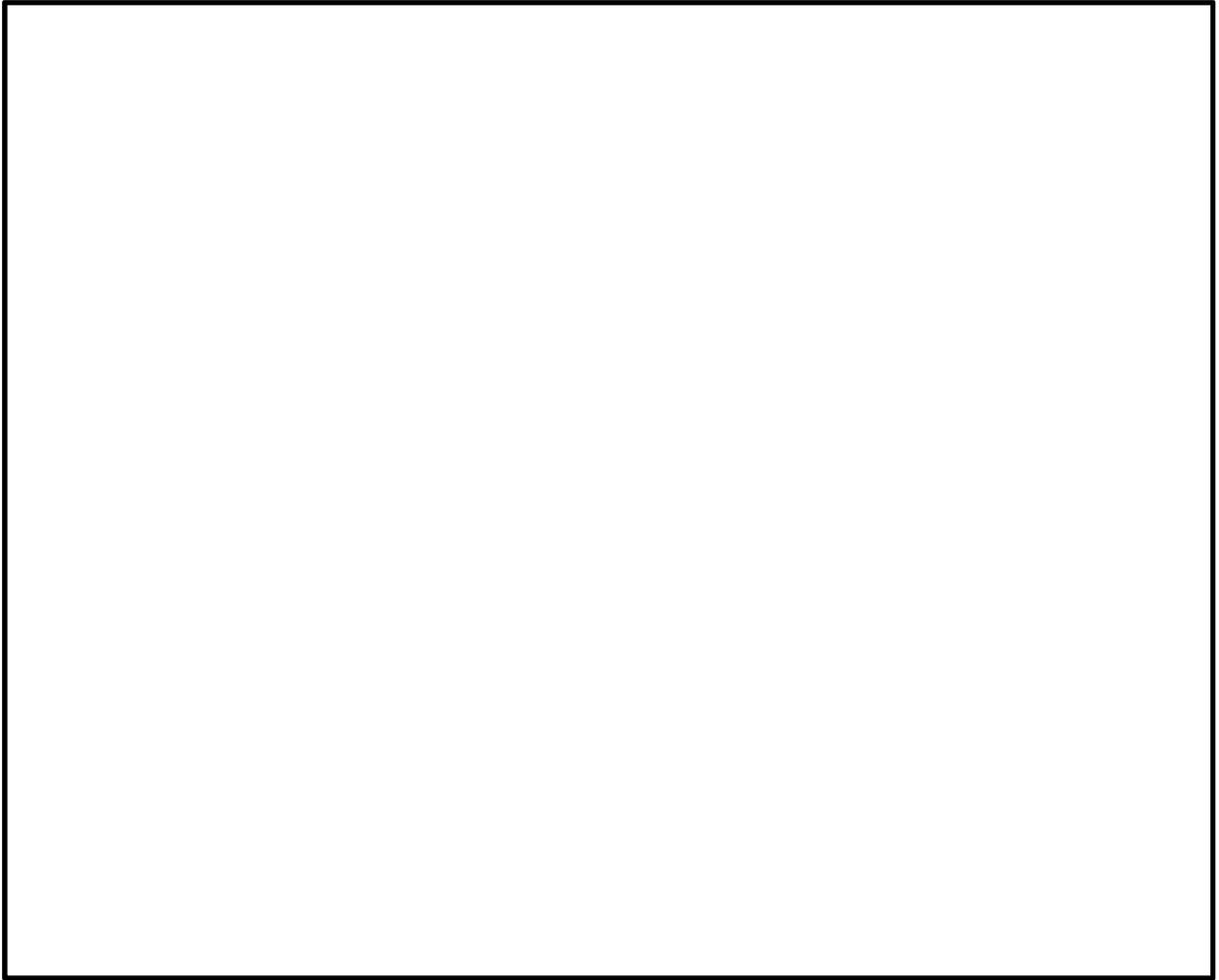


図 3.5-3 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の2次元静的フレーム解析モデル

2次元静的フレーム解析で用いる地盤ばねは、津波襲来前の地震による地盤剛性や強度の低下を考慮するため、以下に示すように、地盤の変形係数及び上限値を増減させた設定とする。

a. 地盤の剛性と強度低下がないと仮定した場合

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值の低下が無いものとし、地盤のバネ定数及び地盤バネの上限值を以下のように設定する。

$$k_0 = \frac{1}{0.3} \alpha E$$

$$E = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_m$$

ここに、

k_0 : 水平方向及び鉛直方向の地盤反力係数

α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)

E : 変形係数

ν_d : 動ポアソン比

G_m : 初期せん断弾性係数

$$G_m = G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}} \right)^{m_G}$$

G_{ma} : 基準初期せん断弾性係数

σ'_{ma} : 基準平均有効主応力

σ'_m : 常時状態における平均有効主応力

m_G : 拘束圧依存性パラメータ

また、地盤バネの上限值は、ピーク強度を用いて設定する。

b. 地盤の剛性及び強度低下を考慮する場合

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值の低下を考慮し、地盤のバネ定数及び地盤バネの上限值を以下のように設定する。

$$k_0 = \frac{1}{0.3} \alpha E$$

ここに、

- k_0 : 水平方向及び鉛直方向の地盤反力係数
- α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)
- E : 静弾性係数
- ν_d : 動ポアソン比

また、地盤バネの上限值は、残留強度を用いて設定する。

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-1 に、材料の物性値を表 3.5-2 に示す。

表 3.5-1 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 3.5-2 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 3.5-3 に、地盤改良体の物性値を表 3.5-4 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 3.5-3 (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	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 3.5-3 (2) 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_{cs}	粘着力 C _{cs} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{cs} (°)	せん断波 速度V _s (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 l _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	破壊波 速度V _p (m/s)	1000*V _p
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 3.5-4 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 ρ_t (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 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm 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 (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/mm²

(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、線形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。

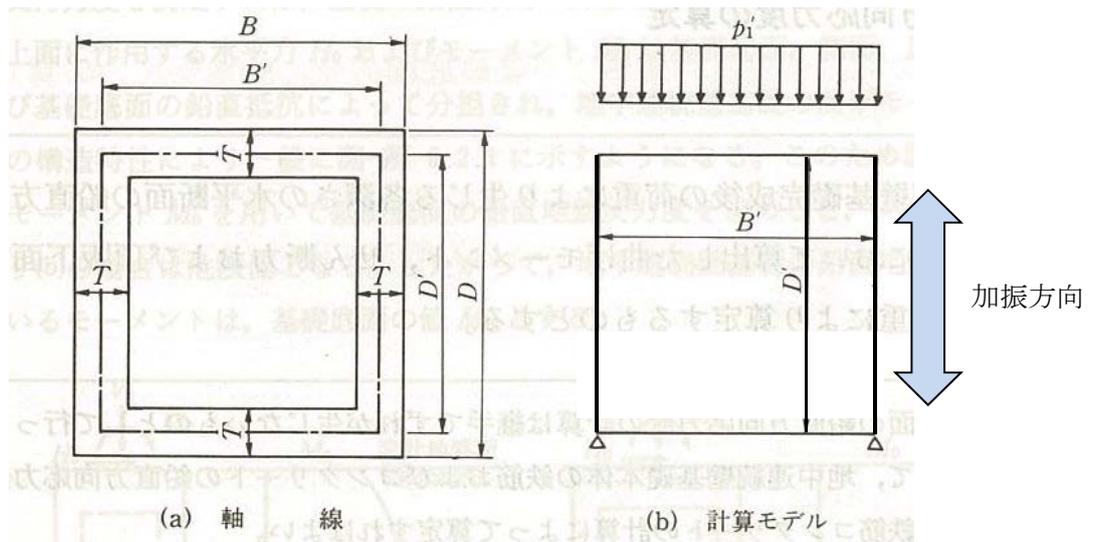
(b) 放水路側壁及び隔壁

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、シェル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、線形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、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3.5-4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3.5-4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80%に低減する。



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 3.5-4 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ると考えら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。

3.5.2 重畳時

重畳時において構造物に発生する変形量や断面力は、固定荷重、積載荷重及び積雪の長期荷重に加え、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た 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 有効応力解析より別途算定する。

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 3.5-5 に示す。

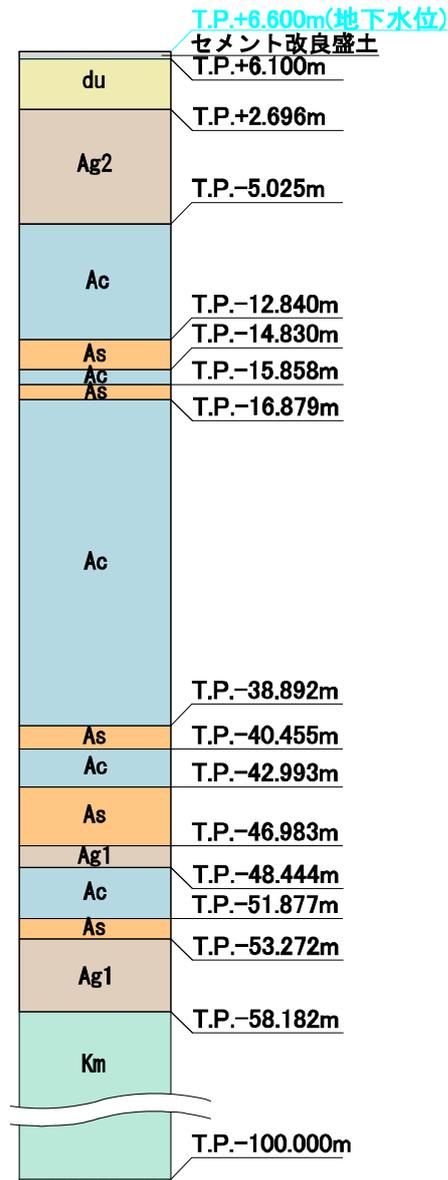


図 3.5-5 1次元有効応力解析で用いる解析モデル概要図

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3.5-6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3.5-7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。

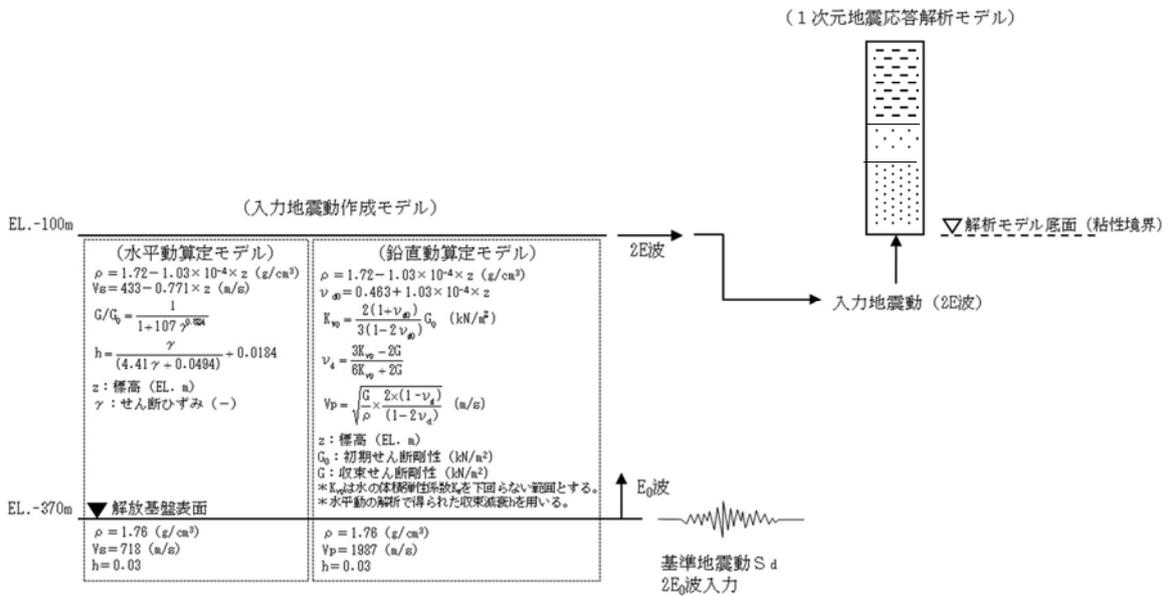
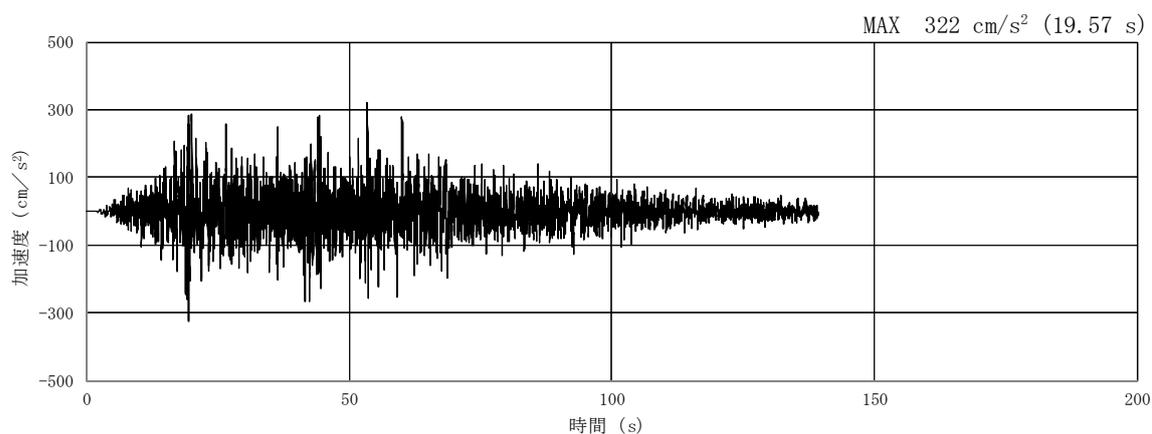
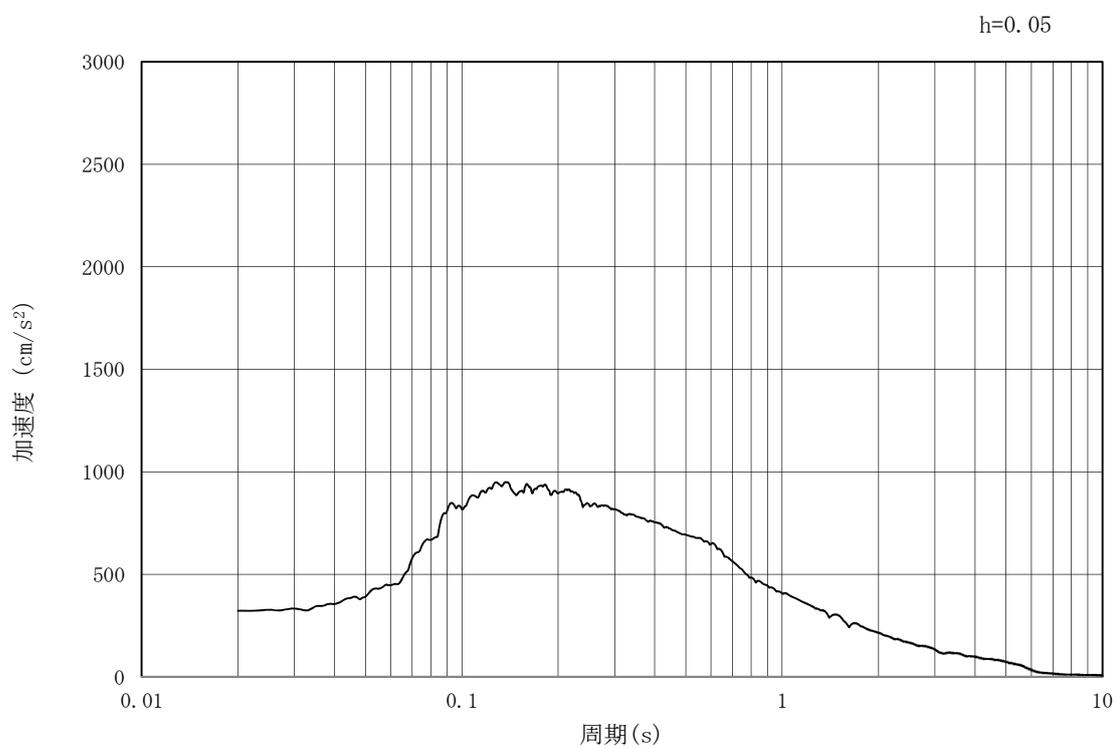


図 3.5-6 入力地震動算定の概念図

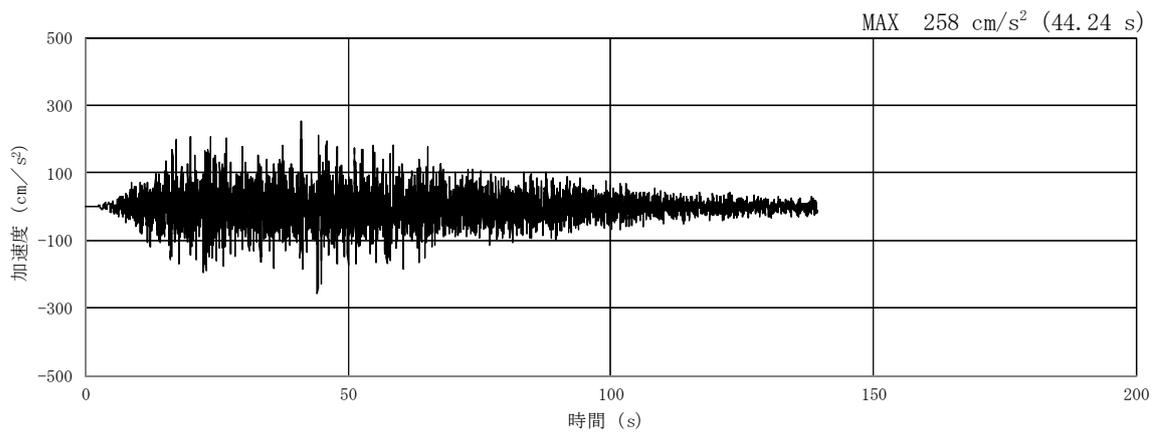


(a) 加速度時刻歴波形

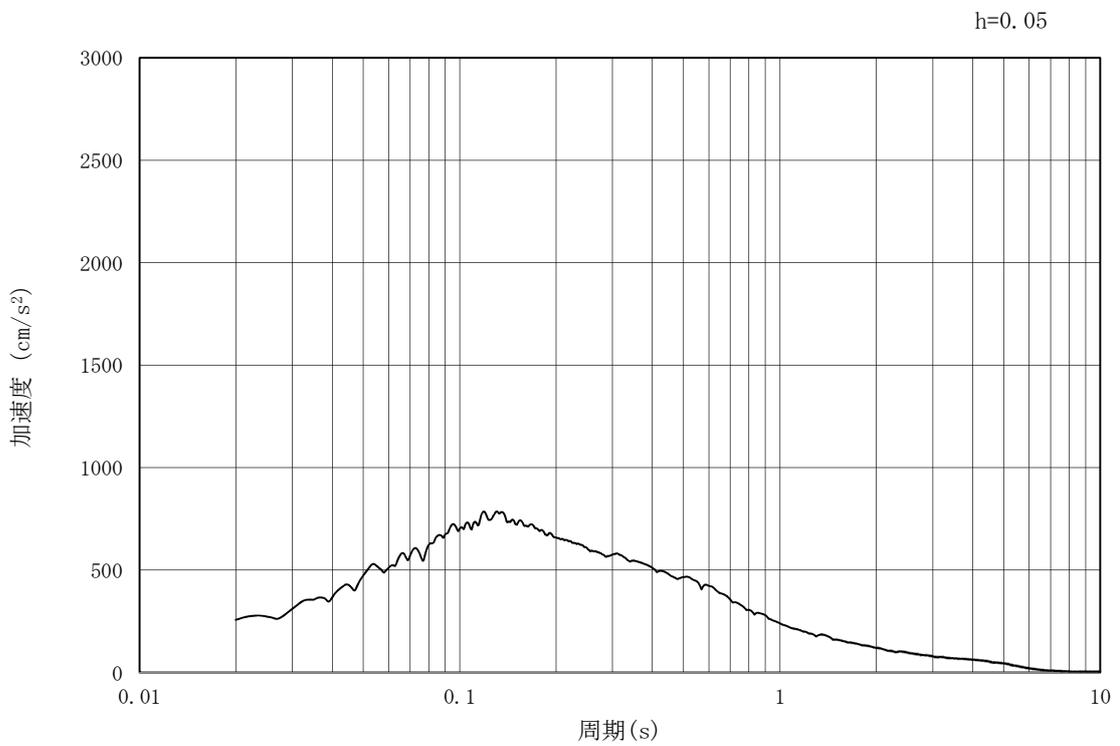


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-7 (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 3.5-7 (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 : $S_d - D 1$)

c. 地盤ばねの設定

重畳時の検討では、1次元有効応力解析より求められる基礎底面を基準とした地表面位置の相対水平変位最大時刻 t_{max} に着目し、時刻 t_{max} における地盤の応力状態に基づき、以下の手順で地盤反力係数及び上限値を設定する。

$$k_0 = \frac{1}{0.3} \alpha E$$

$$E = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_m$$

$$G_m = \frac{\tau_m}{\gamma}$$

$$\tau_m = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_{m'}}{\sigma'_{ma}} \right)^{m_G} + \left| \frac{\gamma}{C_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_{m'} \times \sin \phi_{CD}} \right|}}$$

ここに、

- k_0 : 水平方向及び鉛直方向の地盤反力係数
- α : 地盤反力係数の換算係数 (=1)
- E : 変形係数
- ν_d : 動ポアソン比
- G_m : 時刻 t_{max} における地盤のせん断弾性係数
- τ_m : 時刻 t_{max} における地盤の発生せん断応力
- γ : 時刻 t_{max} における地盤の発生せん断ひずみ
- G_{ma} : 基準初期せん断弾性係数
- σ'_{ma} : 基準平均有効主応力
- $\sigma'_{m'}$: 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力
- m_G : 拘束圧依存性パラメータ
- C_{CD} : 地盤の粘着力
- ϕ_{CD} : 地盤の内部摩擦角

$$\tau_f = C_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_{m'} \times \sin \phi_{CD}$$

$$\sigma_f = C_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_{m'} \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここに、

- τ_f : せん断方向の地盤バネ上限値
- σ_f : 面直方向の地盤バネ上限値
- $\sigma'_{m'}$: 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力
- C_{CD} : 地盤の粘着力
- ϕ_{CD} : 地盤の内部摩擦角

(2) 2次元静的フレーム解析

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（頂版及び底板）を線形はり要素、放水路（中壁及び側壁）を線形平面要素、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、土木学会マニュアル（断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度。部材の断面厚または有効高さの約2.0倍より大きくしてはいけない。）に準じる。

重畳時の検討で用いる解析モデルを図3.5-8に示す。

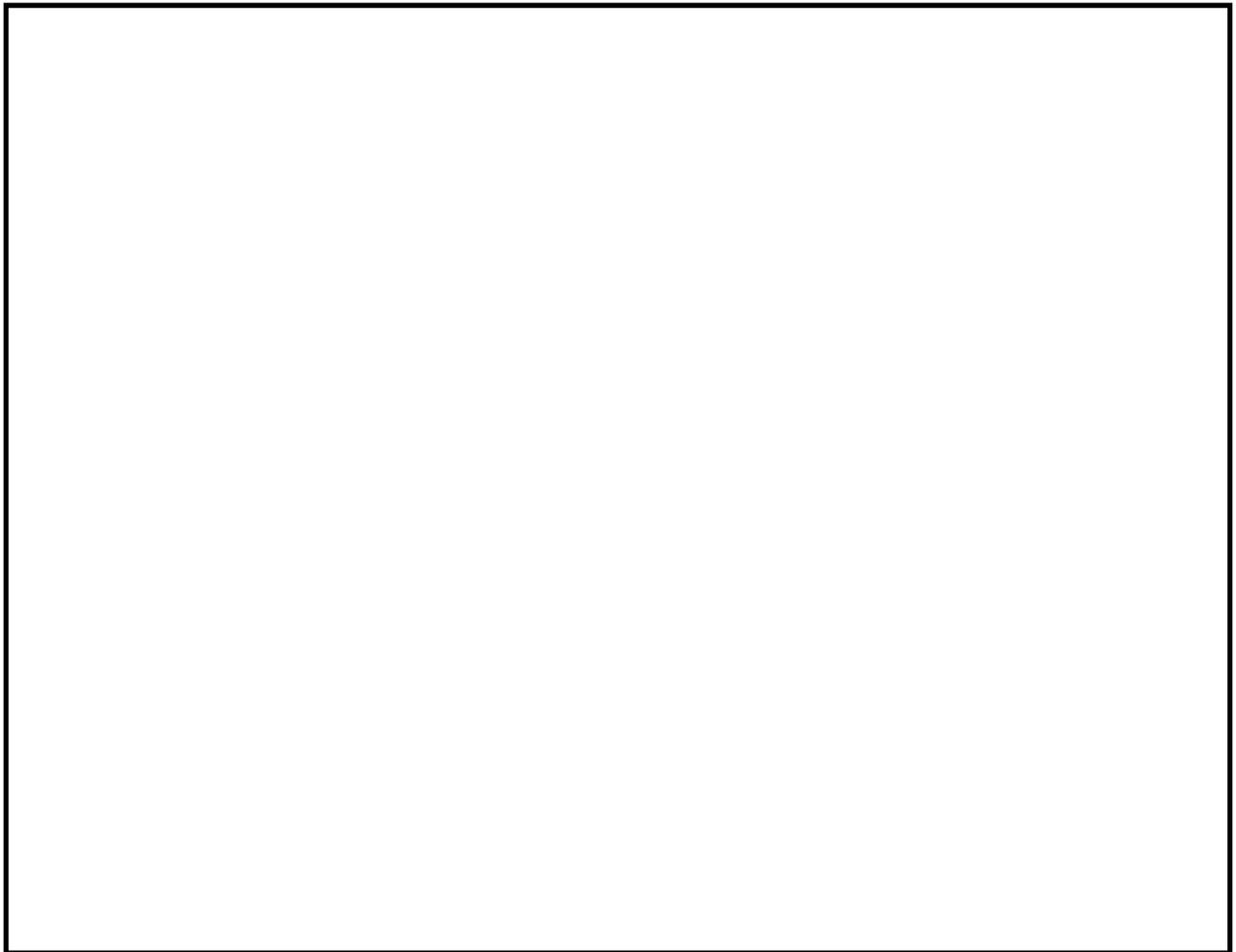


図3.5-8 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の2次元静的フレーム解析モデル

(3) 2次元FEM有効応力解析

a. 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、J E A C 4 6 0 1 - 2008 を参考に、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。

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、対象とする波長に対して5、又は4分割以上になるように要素高さを設定している。

b. 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自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5-9に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の2次元FEM有効応力解析モデルを図3.5-10に示す。

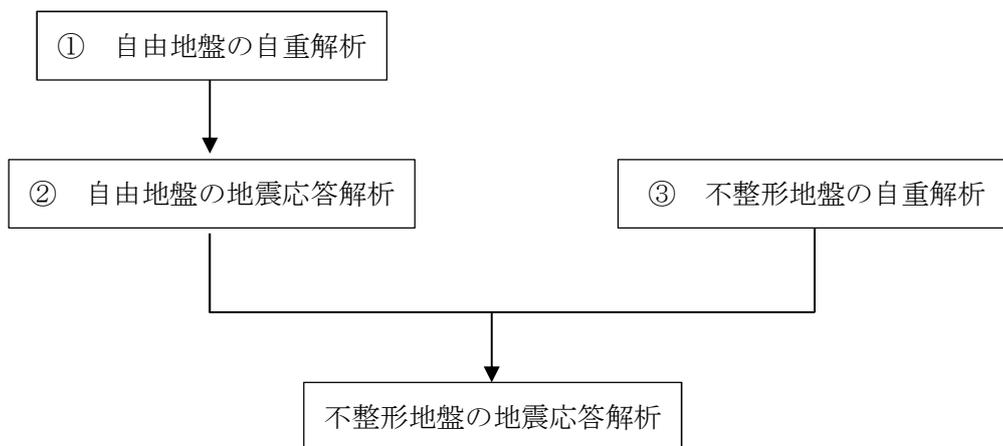


図 3.5-9 自由地盤の自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

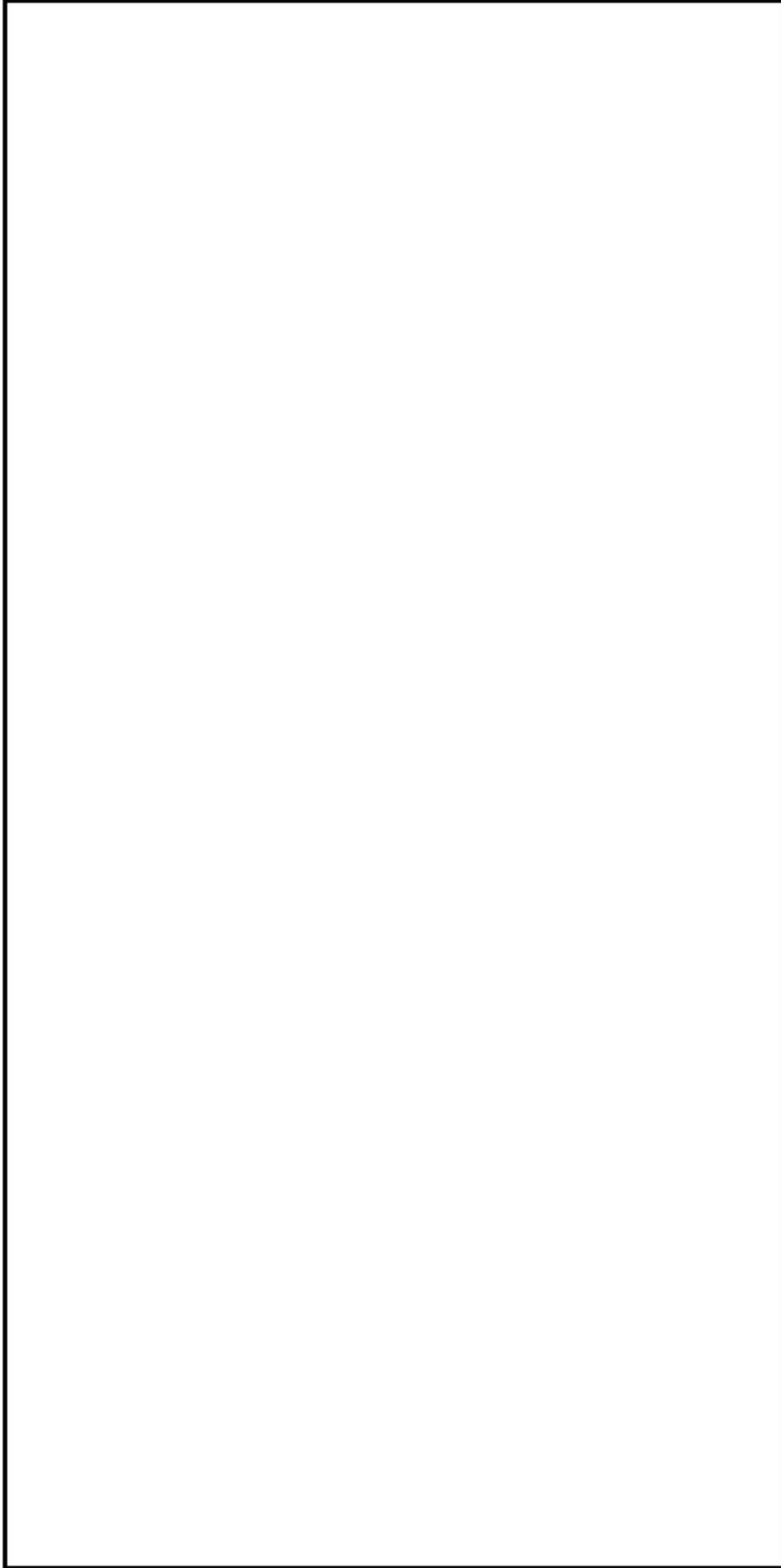


図 3.5-10 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル（防潮壁横断方向）

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、線形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線形はり要素をモデル化する。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し、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。基礎側壁及び隔壁内の地盤は、線形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。線形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 3.5-11 に示すように剛域を設定する。

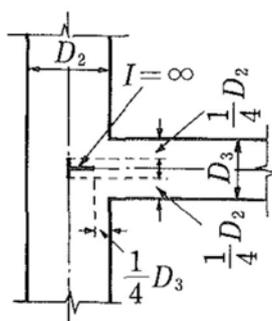


図 3.5-11 剛域の設定方法

荷重作用方向に対して強軸部材となる放水路側壁及び隔壁は、線形平面要素を用いてモデル化する。2次元FEM有効応力解析で用いる線形平面要素は、モデル奥行方向に連続している平面ひずみ要素として考慮されるが、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、以下に示すように、壁部材を平面応力要素としてモデル化する。

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

$$E' = E_{eq} \times \frac{1+2\nu}{(1+\nu)^2}$$

$$\nu' = \frac{\nu}{1-\nu}$$

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

E' : 平面応力要素とした線形平面要素のヤング係数

ν : コンクリートのポアソン比

ν' : 平面応力要素とした線形平面要素のポアソン比

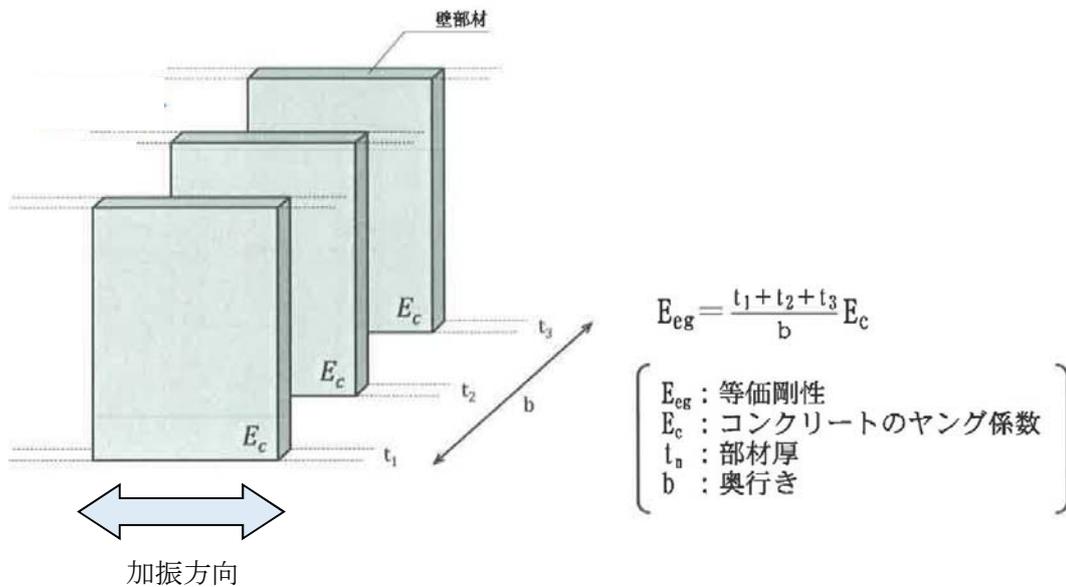


図 3.5-12 壁部材の等価剛性の考え方

放水路ゲート格納室については、加振方向に対して強軸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、土木学会マニュアル（断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度。部材の断面厚または有効高さの約 2.0 倍より大きくしてはいけない。）かつ、地盤の要素分割に準じる。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 3.5-13 に示す。

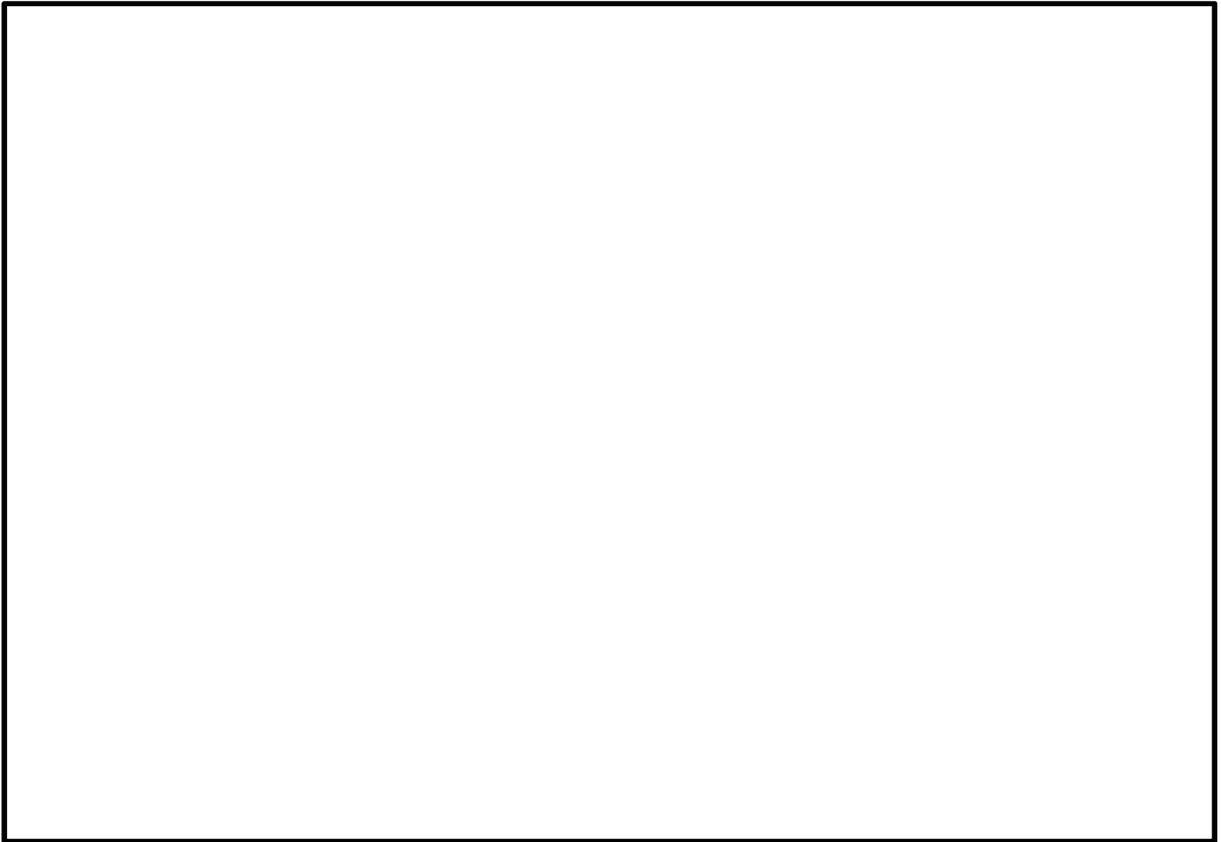


図 3.5-13 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図

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 3.5-5 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 3.5-5 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（沿岸開発技術センター）に従い、表 3.5-6 のとおり設定する。ジョイント要素設定の考え方を図 3.5-14 に示す。

表 3.5-6 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

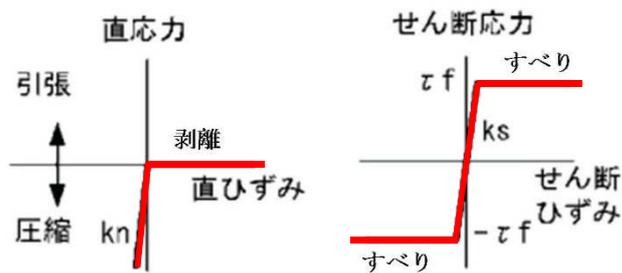


図 3.5-14 ジョイント要素設定の考え方

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 3.5-15 に、固有値解析結果を表 3.5-7 に示す。なお、地盤の 1 次固有振動数は、解析モデル全体の 1 次モードを採用し、構造物の 1 次固有振動数は、構造系全体が水平方向に変形するモードに着目し、刺激係数が大きい振動モードを選定した。

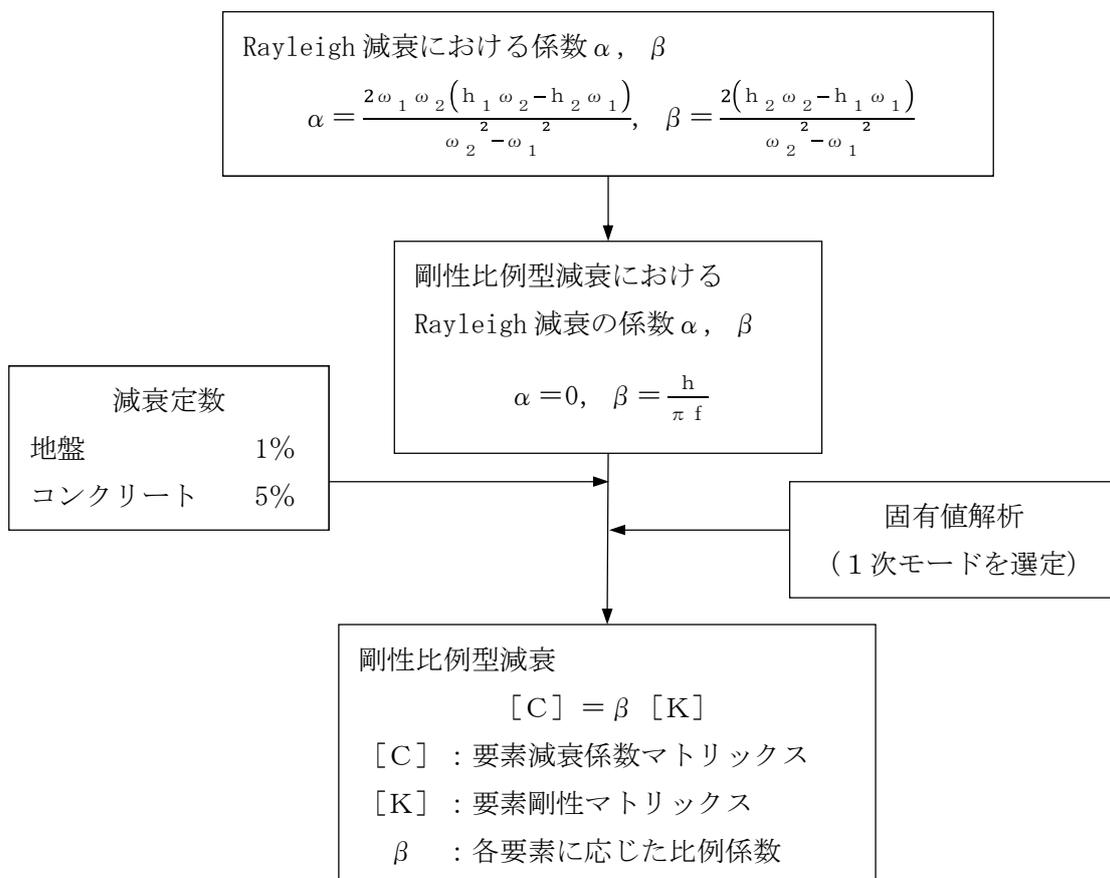


図 3.5-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-7 (1) 固有値解析結果

(a) 平均剛性

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	水平方向の変形が卓越し刺激係数が大きいため、構造物の1次として採用
8	1.846	23.73	
9	1.965	5.93	

(b) +1 σ 剛性 (追而)

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 3.5-7 (2) 固有値解析結果

(c) -1σ 剛性 (追而)

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) 豊浦標準砂 (追而)

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。

(7) 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静的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。

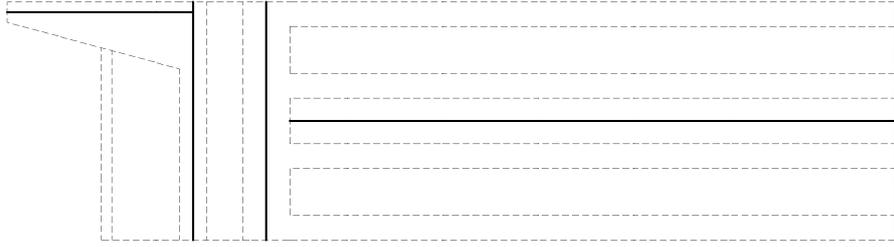
c. 止水ジョイント部材の変形量

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。

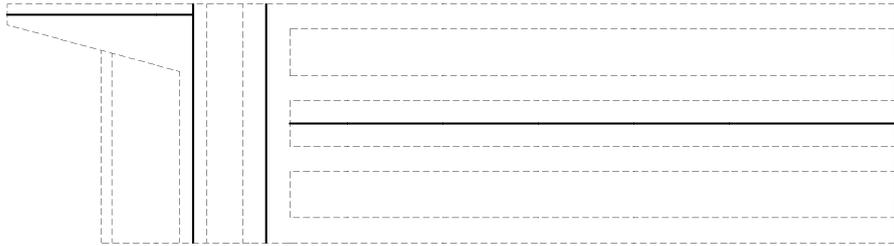
4. 評価結果（追而）

4.1 解析結果

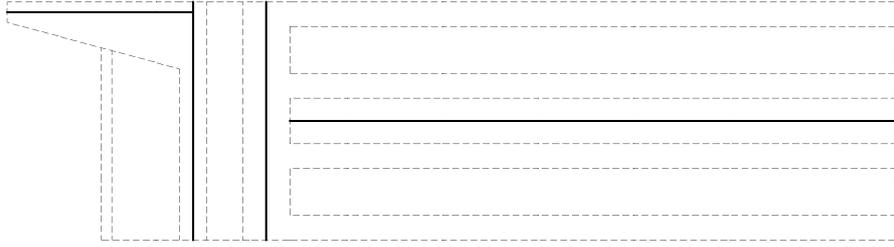
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 4.1-1～図 4.1-2 に示す。



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

図 4.1-1 (1) 津波時断面力 (基準津波時)

図 4.1-1 (2) 津波時断面力 (T.P. +24.0m 津波時)

図 4.1-2 (1) 重畳時断面力 (基準津波時)

図 4.1-2 (2) 重畳時断面力 (T.P. +24.0m 津波時)

4.2 強度評価結果（追而）

(1) 構造部材の曲げに対する評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 4.2-1 に，鉄筋の曲げ照査結果を表 4.2-2 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，許容応力度以下であることを確認した。

概略配筋図を図 4.2-1 に，断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 4.2-3 に示す。

表 4.2-1 (1) コンクリートの曲げ照査結果 (津波時：基準津波時)

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	判定
防潮壁					
地中連読壁 基礎					

注記 * : 評価位置は下図に示す。

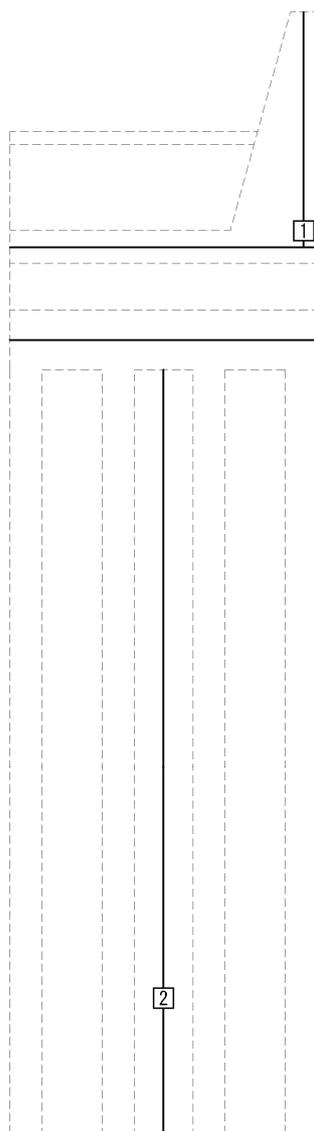


表 4.2-1 (2) コンクリートの曲げ照査結果 (津波時 : T.P. +24.0 m 津波時)

表 4.2-1 (3) コンクリートの曲げ照査結果 (重畳時 : 基準津波時)

表 4.2-1 (4) コンクリートの曲げ照査結果 (重畳時 : T.P. +24.0 m 津波時)

表 4.2-2 (1) 鉄筋の曲げ照査結果 (津波時：基準津波時)

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	判定
防潮壁					
地中連読壁 基礎					

注記 * : 評価位置は下図に示す。

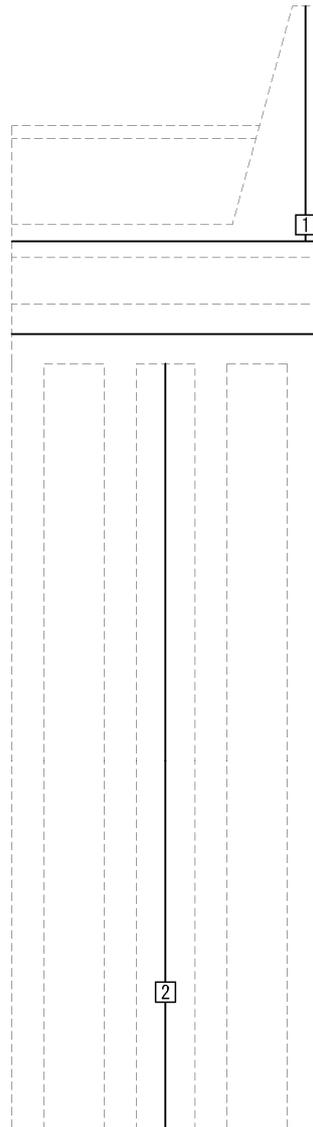


表 4.2-2 (2) 鉄筋の曲げ照査結果 (津波時 : T.P. +24.0 m 津波時)

表 4.2-2 (3) 鉄筋の曲げ照査結果 (重畳時 : 基準津波時)

表 4.2-2 (4) 鉄筋の曲げ照査結果 (重畳時 : T.P. +24.0 m 津波時)

「追而」

図 4.2-1 配筋要領図 (横断方向)

表 4.2-3 断面諸元一覧表 (横断方向)

部位	材料 NO.	断面性状				主鉄筋 (外面・上面)				主鉄筋 (内面・下面)				せん断補強筋				判定	
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A w (cm ²)				
防潮壁				外面・ 上面	内面・ 下面														
地中連続壁 基礎 (水平)				外面・ 上面	内面・ 下面														
地中連続壁 基礎 (鉛直)				外面・ 上面	内面・ 下面														

(2) 構造部材のせん断に対する評価結果

せん断に対する照査結果を表 4.2-4 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。

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 4.2-2 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 4.2-5 に示す。

表 4.2-4 (1) せん断照査結果 (津波時：基準津波時)

評価位置*		照査用 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査用 せん断力 (kN)	許容 せん断力 (kN)	照査値	判定
防潮壁							
放水路 側壁・隔壁							
地中連読壁 基礎							

注記 *：評価位置は下図に示す。

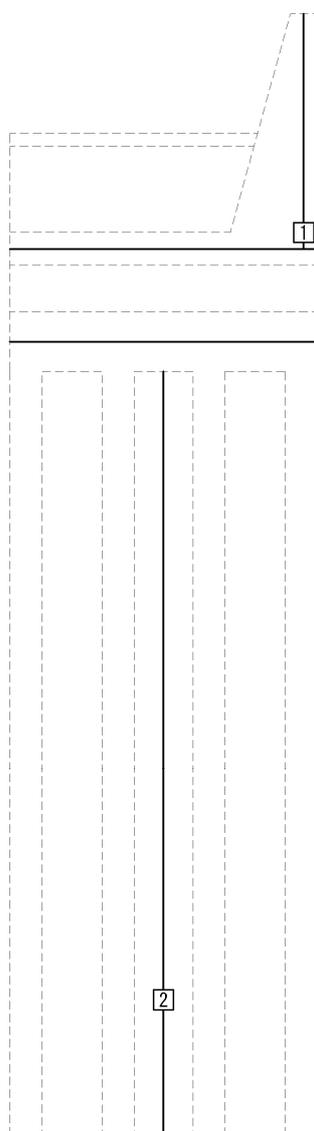


表 4.2-4 (2) せん断照査結果 (津波時 : T.P. +24.0 m 津波時)

表 4.2-4 (3) せん断照査結果 (重畳時 : 基準津波時)

表 4.2-4 (4) せん断照査結果 (重畳時 : T.P. +24.0 m 津波時)

図 4.2-2 概略配筋図 (横断方向)

表 4.2-5 断面諸元一覧表 (横断方向)

部位	材料 NO.	断面性状				主鉄筋 (外面・上面)				主鉄筋 (内面・下面)				せん断補強筋				判定
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A w (cm ²)			
防潮壁				内面・ 下面	外面・ 上面													
地中連読壁 基礎 (水平)				内面・ 下面	外面・ 上面													
地中連読壁 基礎 (鉛直)				内面・ 下面	外面・ 上面													

(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 4.2-6 に、接地圧分布図を図 4.2-3 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（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 4.2-6 基礎地盤の支持性能評価結果

最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)	照査値	判定

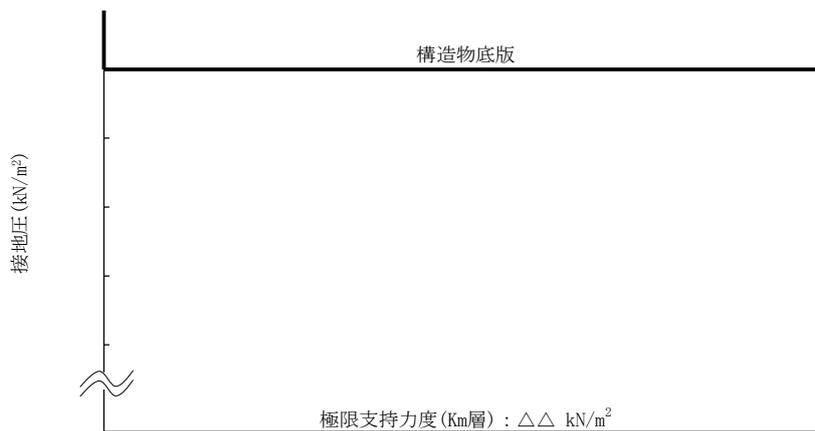


図 4.2-3 横断方向の接地圧分布図

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，構造物の曲げ及びせん断，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。

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

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	9
2.4 適用基準	18
3. 強度評価方法	19
3.1 記号の定義	19
3.2 評価対象断面及び部位	21
3.3 解析方法	26
3.4 許容限界	71
3.5 評価方法	78
4. 評価結果	83
4.1 津波時の強度評価結果	83
4.2 重畳時の強度評価結果	95
4.3 まとめ	109

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、防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁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、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「2.1 機能維持の方針」を踏まえ、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

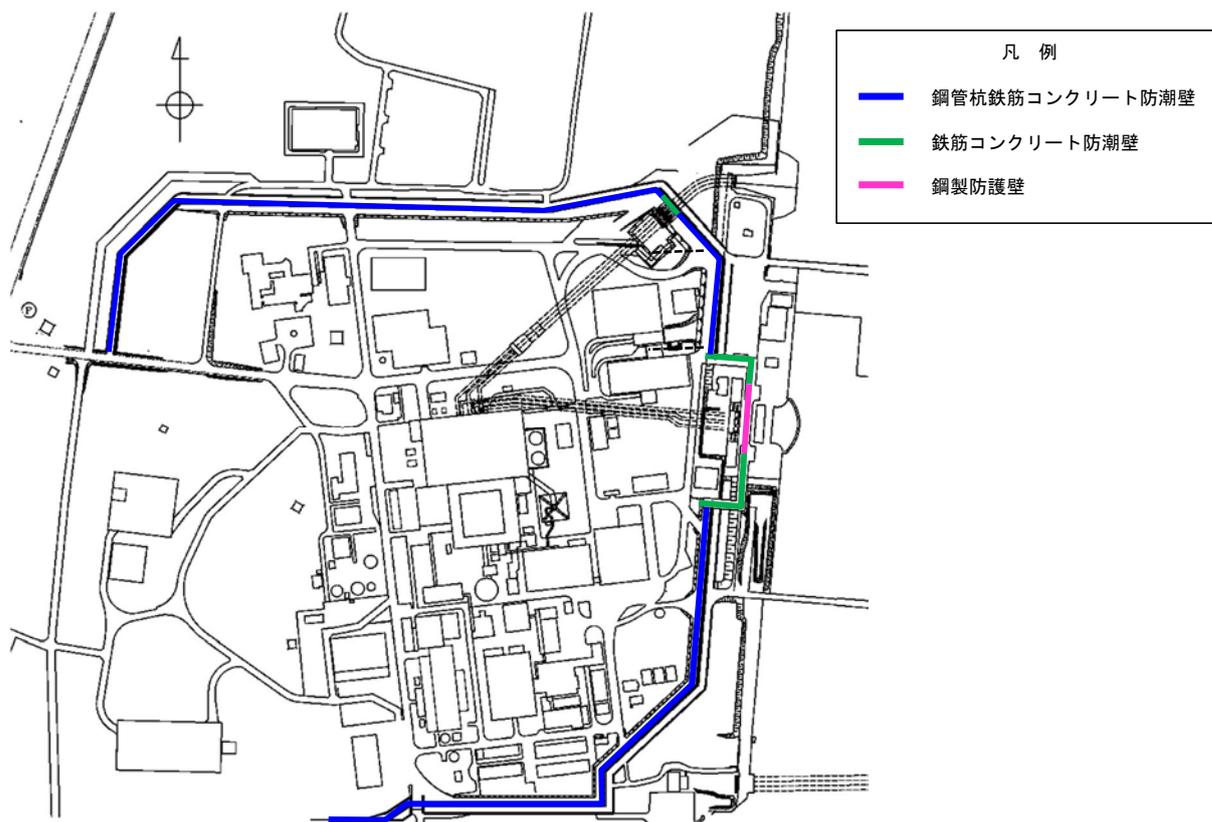


図 2.1-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の位置図

2.2 構造概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭による下部構造と、5本の鋼管杭を束ね止水機能を確保する鉄筋コンクリートの壁による上部構造から構成される。

下部構造は鋼管杭、上部構造は鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリート（SRC構造）の一体構造で構築される。大口径で肉厚の厚い鋼管杭を地震及び津波荷重に耐える構造躯体とし、杭間からの津波の浸水を防止する観点で、鋼管杭に鉄筋コンクリートを被覆する上部構造とした。

隣接する構造物との境界には、止水性を確保するための止水ジョイント部材を設置する。

防潮壁の堤内側には、耐津波に対する受働抵抗を目的とした改良体による地盤高さの嵩上げを行うとともに、洗掘防止対策やボーリング対策として、堤内及び堤外の表層部の地盤改良を実施する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図を図 2.2-1、上部構造概要図を図 2.2-2、止水ジョイント部材概念図を図 2.2-3、止水ジョイント部材を有する範囲を図 2.2-4 に示す。



図 2.2-1 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図 (1/2)
(断面③：正面図と断面図)

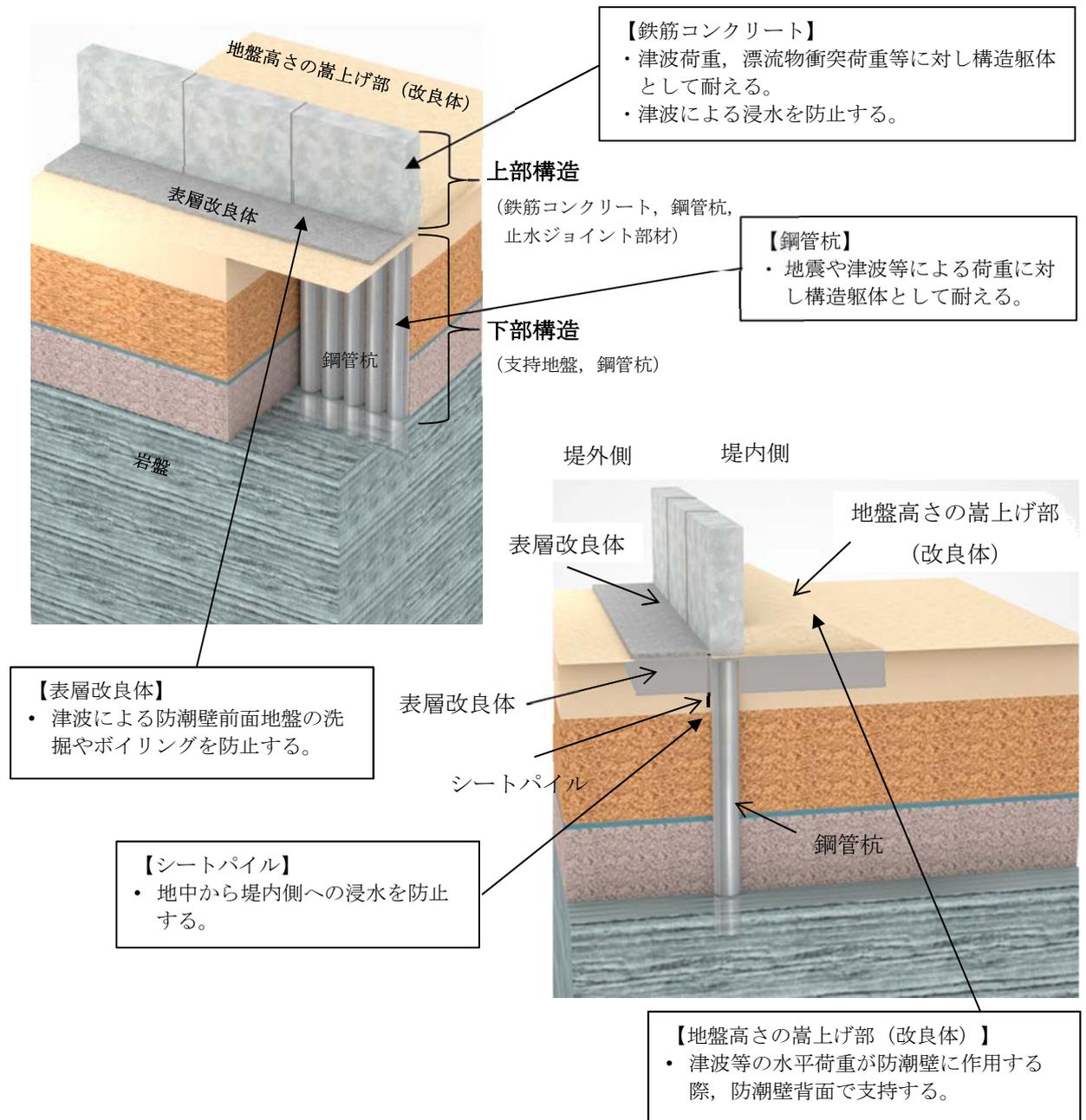


図 2.2-1 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図 (2/2)

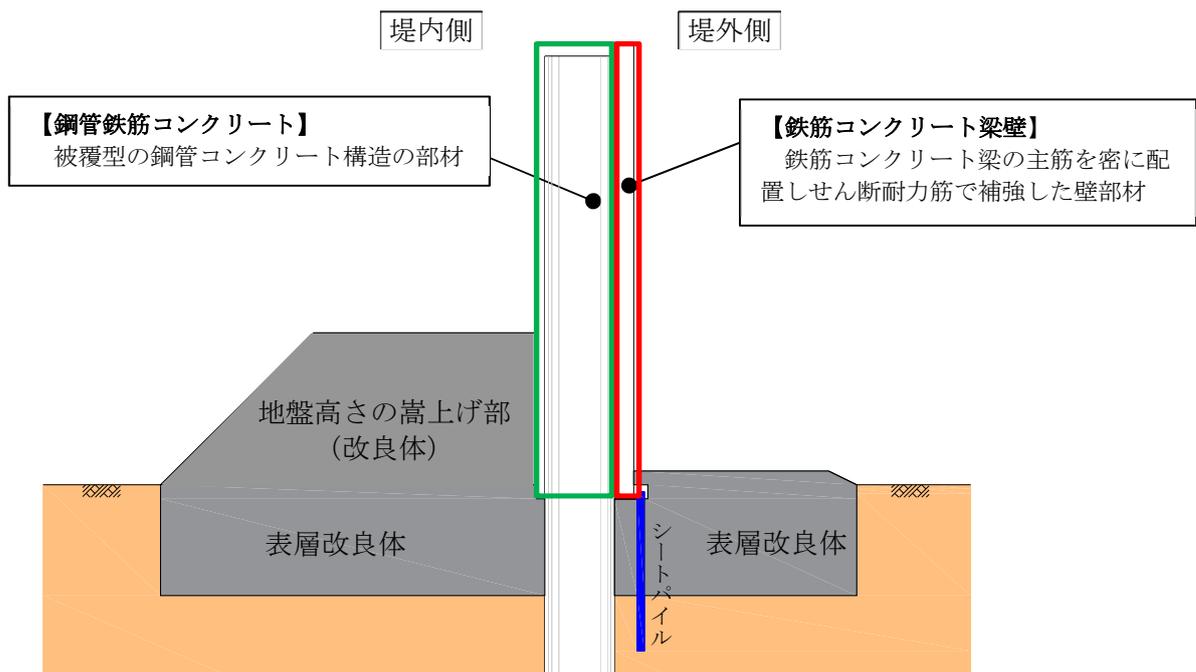


図 2.2-2 上部構造概要図

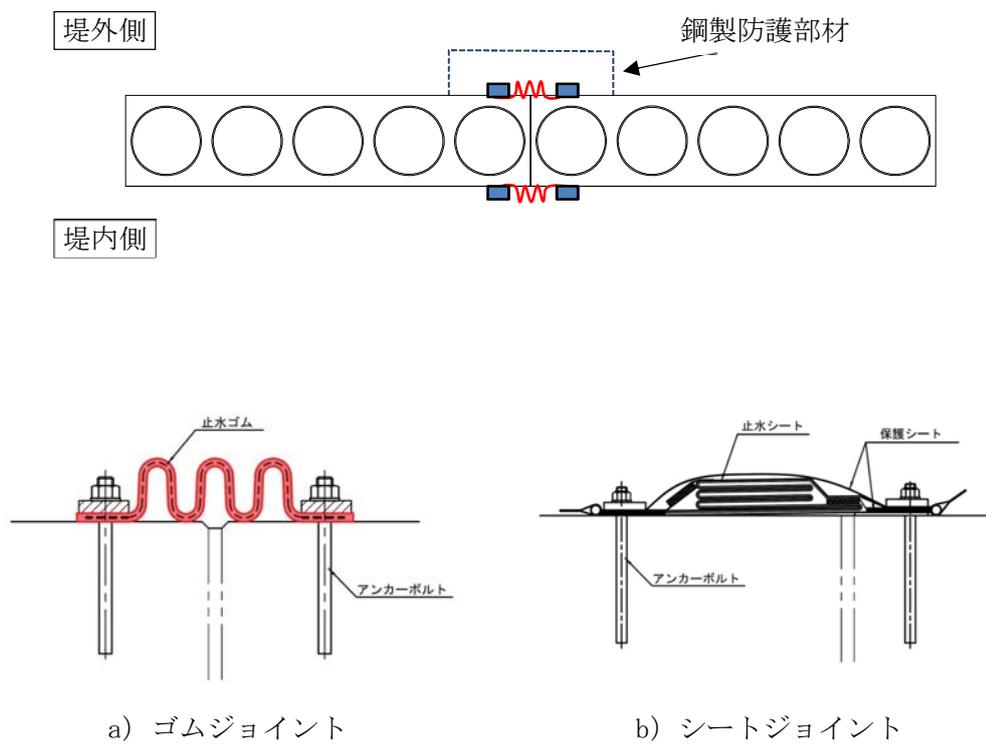


図 2.2-3 止水ジョイント部材概念図

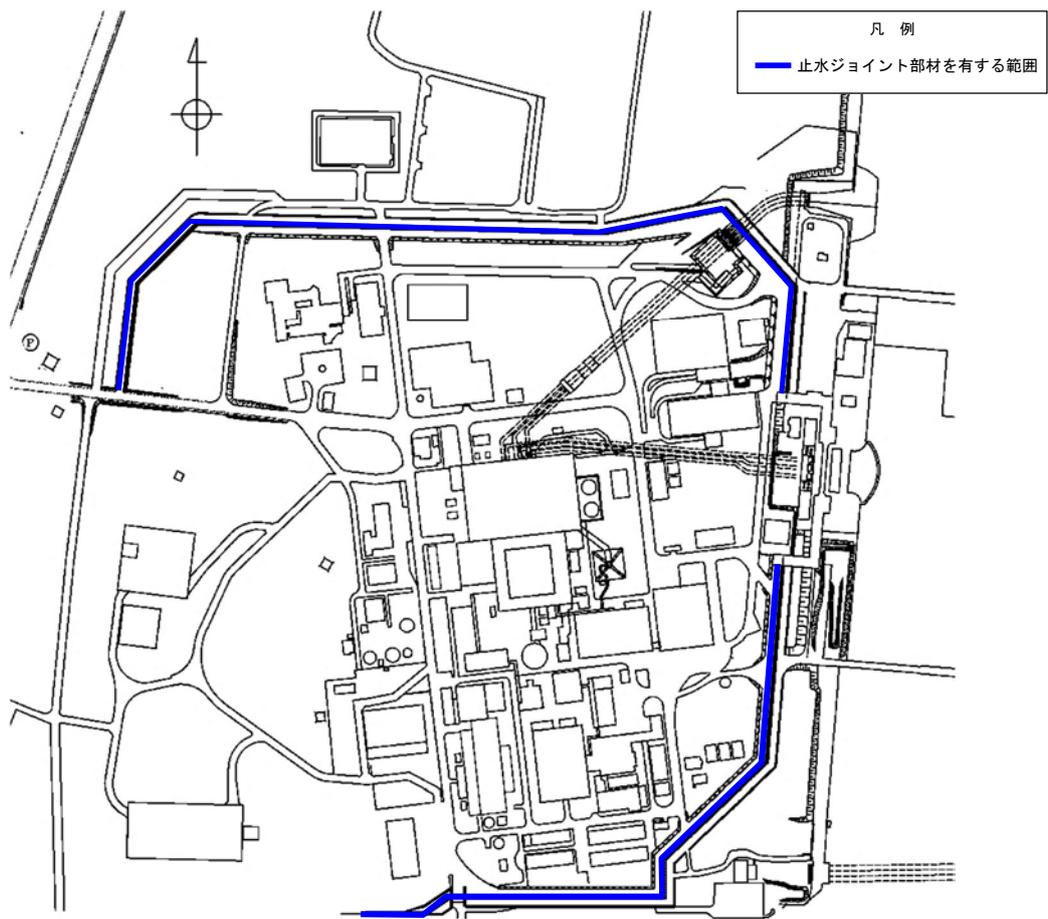


図 2.2-4 止水ジョイント部材を有する範囲

津波時及び津波+余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図を図2-6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。上部構造の変形により、嵩上げ工及び地盤改良体に荷重が伝わる。嵩上げ工及び地盤改良体に作用する荷重により、嵩上げ工及び地盤改良の底面にせん断抵抗が生じる。

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。上部構造の変形は嵩上げ工及び地盤改良体に伝わる。嵩上げ工及び地盤改良体に作用する荷重により、嵩上げ工及び地盤改良体の底面にせん断抵抗が生じる。

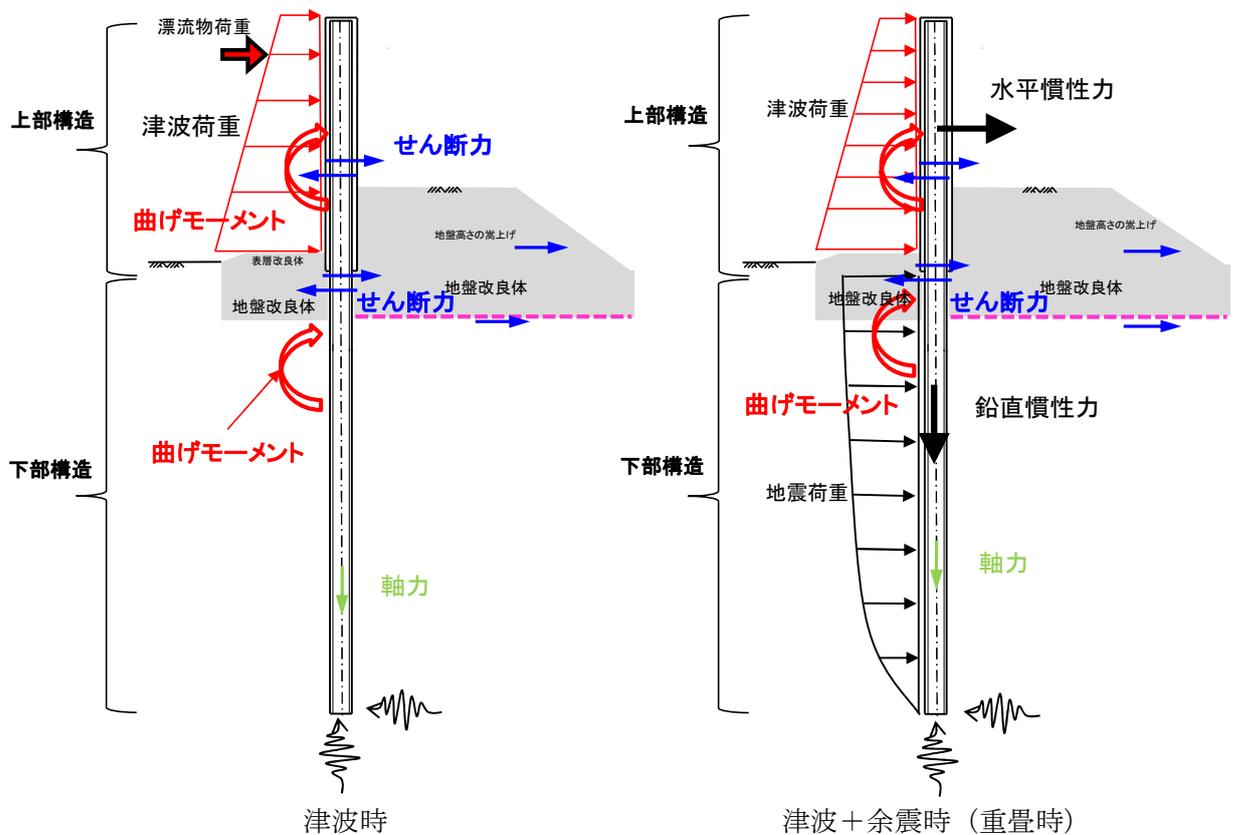


図 2. 2-5 津波時及び津波+余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

2.3.1 概要

鋼管杭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。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、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、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁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。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁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。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震津波設計における要求機能と設計評価方針を表 2.3.1-1 に、評価項目を表 2.3.1-2 に示す。

鋼管杭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 の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁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。

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次元地震応答解析から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 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐津波設計における要求機能と設計評価方針

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							
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	<p>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド</p> <p>5.1 津波防護施設の設計</p> <p>津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。</p> <p>(1) 要求事項に適合する設計方針であることを確認する。</p> <p>(2) 設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。</p> <p>① 荷重組合せ</p> <p>a) 余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時＋津波、常時＋津波＋地震（余震）</p> <p>② 荷重の設定</p> <p>a) 津波による荷重（波圧、衝撃力）の設定に関して、考慮する知見（例えば、国交省の暫定指針等）及びそれらの適用性。</p> <p>b) 余震による荷重として、サイト特性（余震の震源、ハザード）が考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。</p> <p>c) 地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。</p> <p>③ 許容限界</p> <p>a) 津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の変形能力（終局耐力時の変形）に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。（なお、機能損傷に至った場合、補修にある程度の期間が必要となることから、地震、津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。）</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、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、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が、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>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、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、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防潮堤高さの設定及び構造体の境界部等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。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、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、風及び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. +15.4m～T.P. +17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P. +18.0m～T.P. +20.0m）の設定により、敷地を取り囲むように設置する設計とする。</p> <p>②防潮堤の上部工は、原則として 5 本の上部構造の天端から連続する鋼製の杭を鉄筋コンクリートで一体化させた壁を構築し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>③防潮壁は、鉄筋コンクリート製の上部構造を上部構造の天端から連続する鋼製の杭で、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。</p> <p>④上部構造の内側の地盤高さを嵩上げすることにより止水性を保持する設計とする。</p> <p>⑤上部構造の施工境界部や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>⑥津波の波力による侵食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有する表層改良により、止水性を保持する設計とする。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、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、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼製の杭、鉄筋コンクリート製の上部構造、地盤高さの嵩上げ、セメント系の表層改良体で構成し、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。同時に、主要な構造体の境界部や防潮壁前面の地盤には、止水ジョイント部材や表層改良体を設置し、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。</p>	地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、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、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	下部工	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。 【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・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遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、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、構造部材である鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）						鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）	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。） 【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・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遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、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、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	上部工	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	【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 【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）」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度・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遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、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、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。						止水ジョイント部材	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り力以下とする。
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、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、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。							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。
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、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、構造部材である鋼管杭が、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。						
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、地盤として滑動しない抵抗性を保持する設計とするため、地盤高さの嵩上げ部底面が滑動しないこと及び受働崩壊角にすべりが発生しないことを確認する。	地盤高さの嵩上げ部（改良体）	せん断	地盤高さの嵩上げ部の底面が滑動に至る状態、上部構造背面の地盤がすべりに至る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した受働せん断面方向等のせん断耐力以内とする。						
						地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、洗掘防止対策やボーリング対策としての機能を保持するため、表層改良体にせん断破壊が生じないことを確認する。	表層改良体	せん断	表層改良体がせん断破壊に至る状態	妥当な安全余裕を考慮した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遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、ボーリング対策としての機能を保持するため、シートパイルにせん断破壊が生じないことを確認する。	シートパイル	せん断	部材がせん断破壊に至る状態	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。						

表 2.3.1-2 鋼管杭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
		地盤高さの嵩上げ部(改良体)及び表層改良体	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		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
		シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
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
		地盤高さの嵩上げ部(改良体)及び表層改良体	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		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
		シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
	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 * : 妥当な安全余裕を確保する。

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	平均剛性	非液状化
5	+1 σ 剛性	
6	豊浦標準砂	液状化パラメータ適用

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。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価フローを図 2.3.1-1 及び図 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。
また、地下水位は地表面位置に設定する。

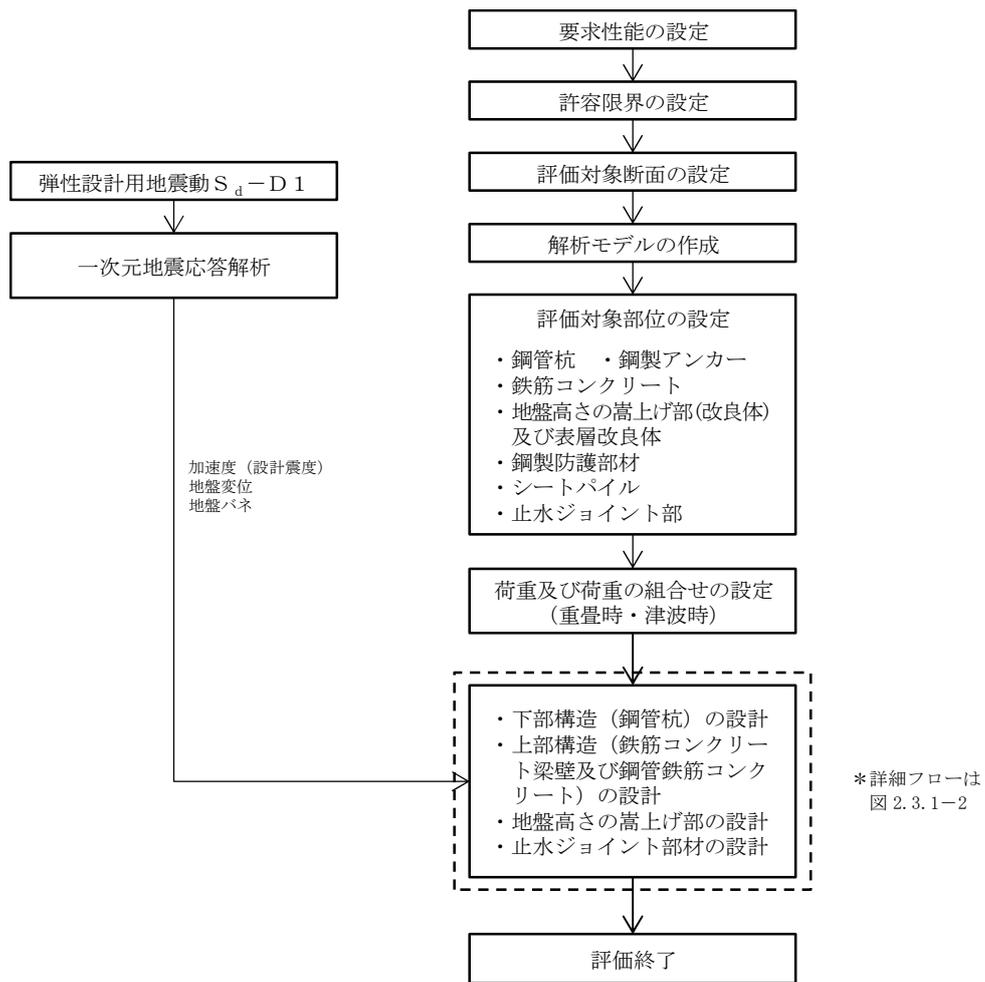


図 2.3.1-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価の検討フロー

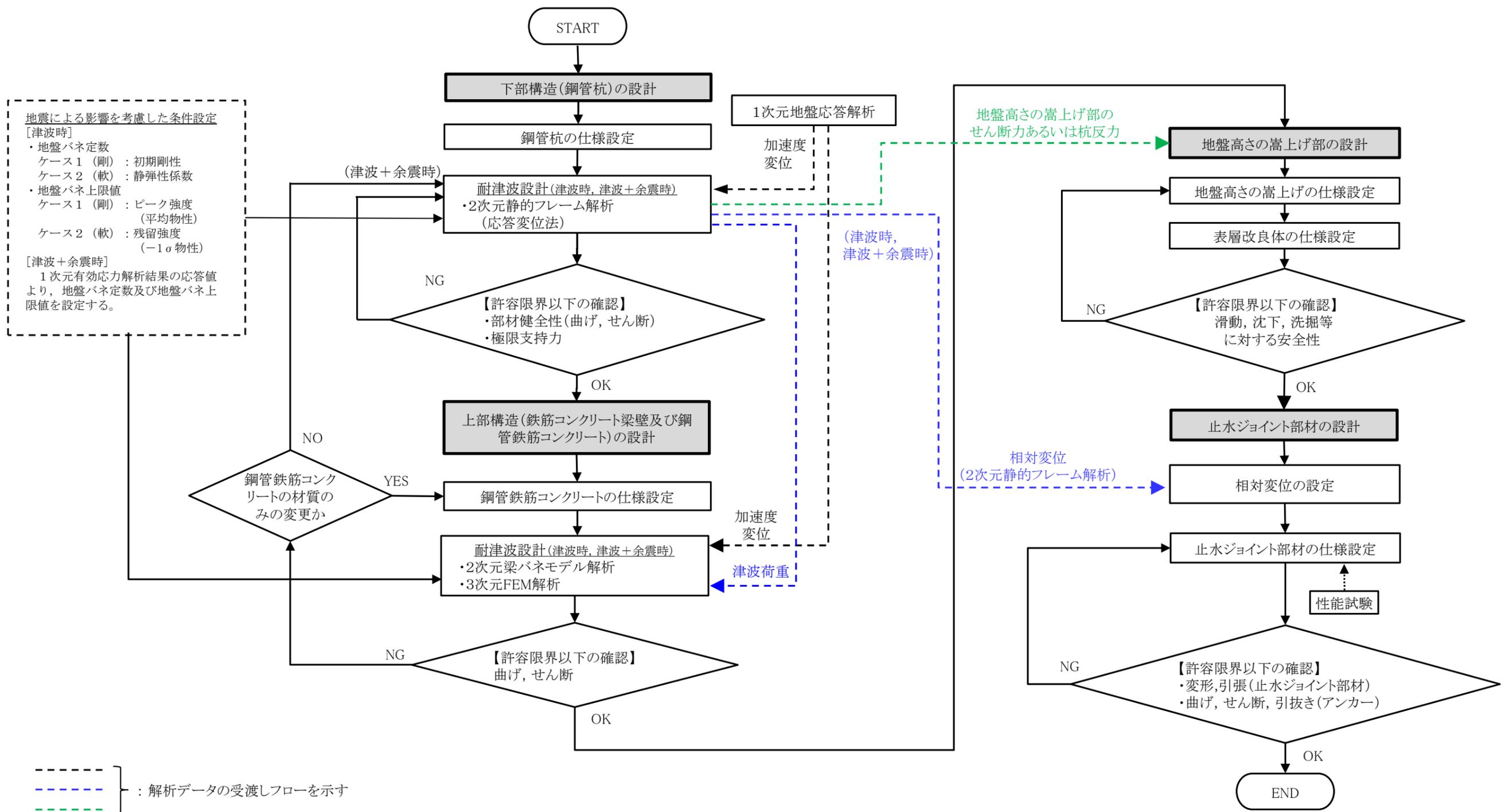


図 2.3.1-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

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、鋼管を線材とし、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。この時、嵩上げ部の地盤抵抗を見込むため、該当箇所に地盤バネを付与する。なお、地震時の地盤沈下を考慮するため、堤内側の嵩上げ部の地盤抵抗は計画高さより 1 m 下がった位置からバネを付ける。

津波荷重については防潮壁の鋼管を線材でモデル化するが、地表面から鋼管天端までの間に分布荷重として鋼管 1 本が分担する荷重を載荷する。漂流物については鋼管に加わる曲げモーメントが最大となるように鋼管天端に載荷する。重畳時については、1 次元地震応答解析による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。

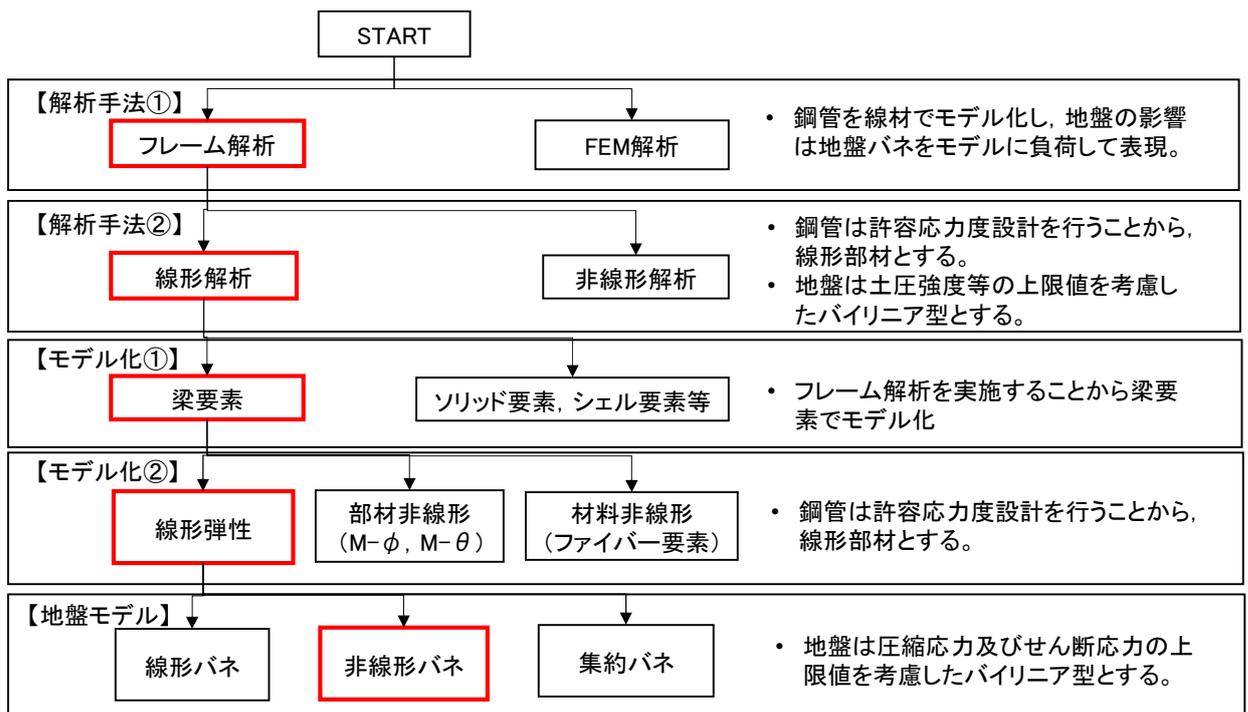


図 2.3.2-1 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

2.3.3 解析モデルの設定

鋼管杭は2次元静的フレーム解析モデルにより、鋼管1本をフレームでモデル化することから、一本当たりの分担面積は杭間隔となる。解析モデルは杭天端から杭下端までをモデル化し、地盤及び地盤高さの嵩上げ工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。

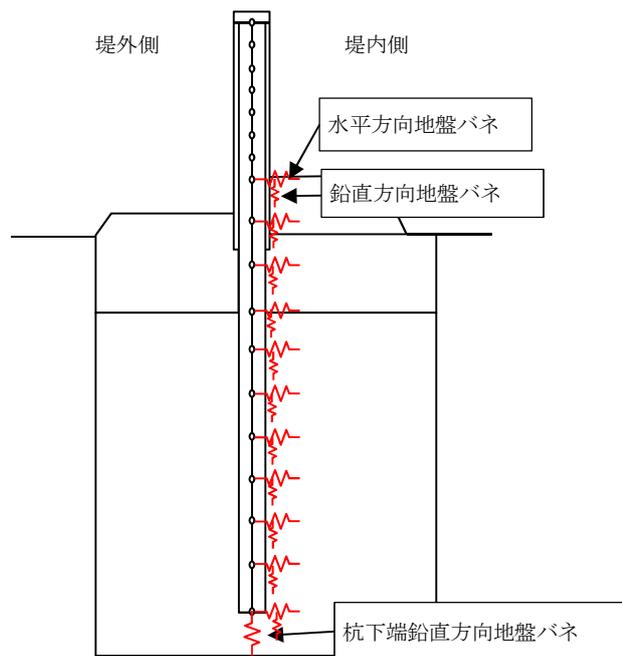


図 2.3.3-1 フレーム解析モデル概念図

鉄筋コンクリート梁壁は、2次元梁バネモデルで解析する。3次元FEM解析は、2次元梁バネモデルによる解析の検証のため、断面③にて実施する。解析モデルについては、「3.3.1 解析モデル及び諸元」に示す。

2.3.4 地盤沈下の考慮

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。地盤沈下の考慮について以下に示す。

- ・地盤沈下によって地盤高さの嵩上げ部の層厚を堤内側は1 m、堤外側は1.5 m小さくする。

(1) 荷重

堤外側の嵩上げ部が原地盤高さまで1.5 m沈下することを想定し、津波波力及び動水圧は沈下した後の地盤高さより上に作用させる。

(2) 地盤バネ

堤内側の地盤高さの嵩上げ部は1 m沈下することを想定し、沈下後の嵩上げ部上面から杭下端の範囲に地盤バネを考慮する。

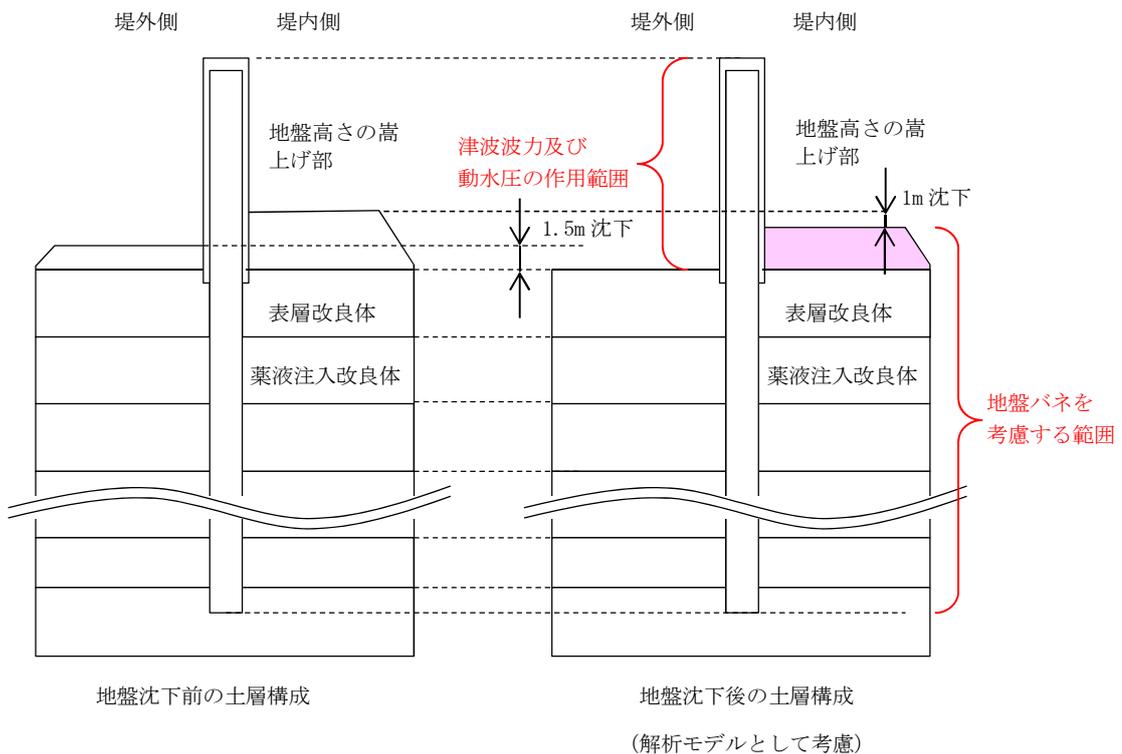


図 2.3.4-1 地盤沈下の考慮概念図

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）	<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， 発生応力または発生せん 断力が，短期許容せん断 力度または短期許容せん断 力度以下であることを確 認 	
	鋼管杭，鉄筋	・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， 接合ボルト		・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編（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)
シートパイル		・港湾の施設の技術上の基準・ 同解説（平成元年 2 月版 (社)日本港湾協会) ・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，2016 年制定）		
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 (1) 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	積雪荷重
P_k	kN	風荷重
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_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度
τ_{sa1}	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_{a1}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
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	コンクリートの許容せん断力
V_{sa}	kN	斜め引張鉄筋の許容せん断力
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_{sa2}	N/mm ²	鉄筋の許容引張応力度
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
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
M	N・mm	最大曲げモーメント
Z	mm ³	断面係数
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 (2.0)

表 3.1-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
F_s	—	安全率
u	kN/m^2	シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧
w	kN/m^2	土の有効重量
γ'	kN/m^3	土の水中単位体積重量
l_d	m	シートパイルの根入れ深さ
l	m	浸透流路長
h_w	m	水面から掘削底面までの高さ (水位差)

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の縦断方向は、加振方向と平行に配置される躯体及び杭基礎を耐震設計上見込むことができるため強軸断面方向となる。一方、横断方向は、加振方向と平行に躯体及び杭基礎が配置されないことから、弱軸断面方向となる。

以上のことから、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である横断方向を評価対象断面の方向とする。

評価対象断面の選定は、防潮堤設置区間を津波高さと第四紀層の層厚に応じて5区間に分け、下部構造と上部構造の構造を考慮して、それぞれについて実施した。

下部構造に関しては、各区間における岩盤標高の高さの違いや津波波圧に応じた鋼管杭径の違いを考慮して、下部構造である鋼管杭に影響を与える杭下端を基準とした相対変位、せん断ひずみ及び鋼管杭に発生する曲げモーメントに着目し、各区間において評価対象断面を選定する。

上部構造に関しては、構造別に鋼管杭径 $\phi 2000$ 区間（Ⅰ区間、Ⅳ区間、Ⅴ区間）、鋼管杭径 $\phi 2500$ 区間（Ⅱ区間、Ⅲ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。上部構造の構造決定には、地震よりも津波による影響が支配的なため、重畳時の津波波圧+慣性力を比較して、断面を選定する。

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～図 3.2.1-6 に示す。

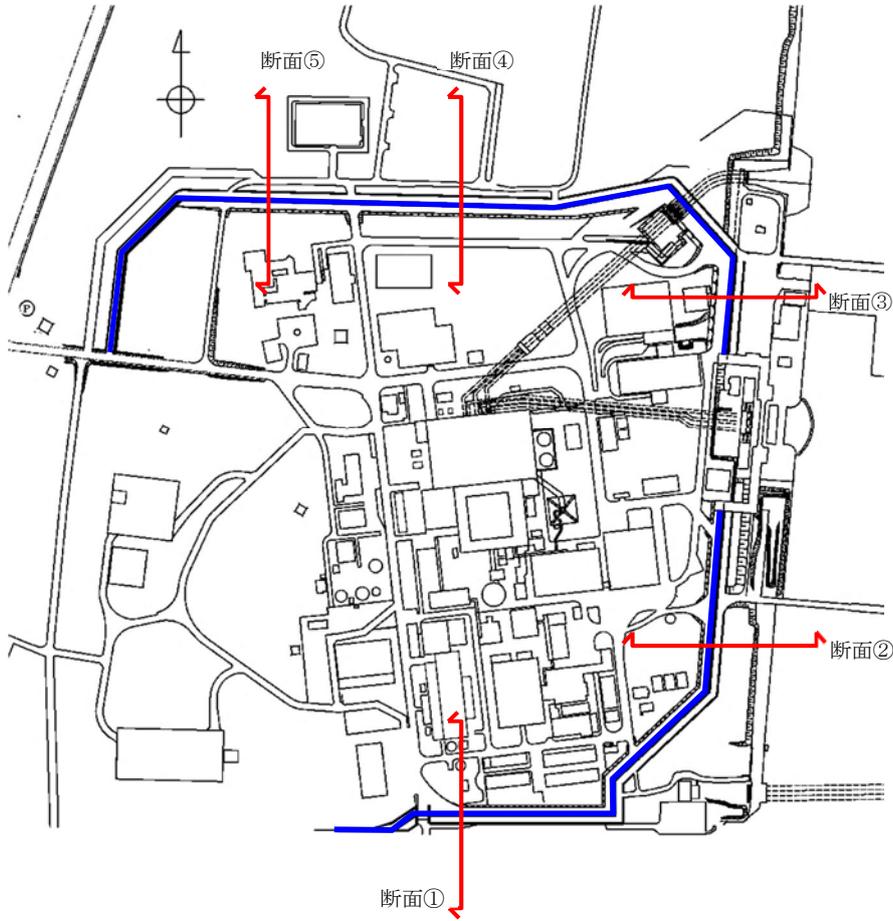


図 3. 2. 1-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面位置図

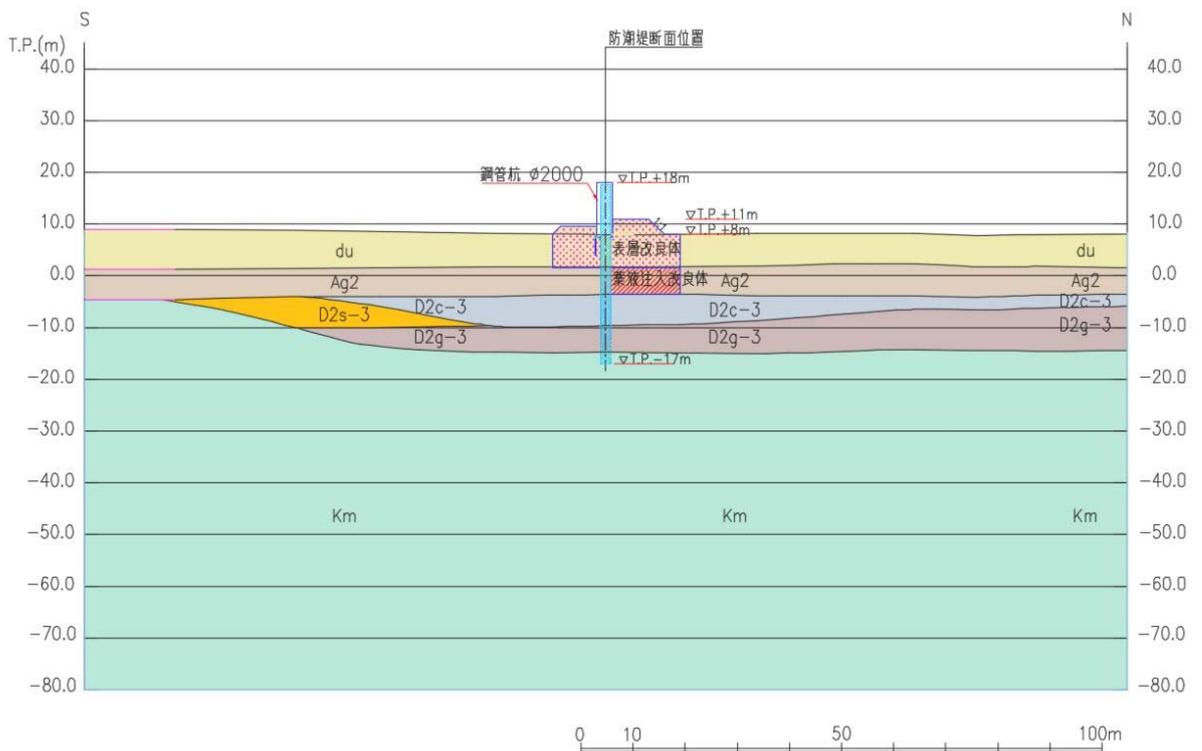


図 3. 2. 1-2 地震応答解析対象断面図 (断面①)

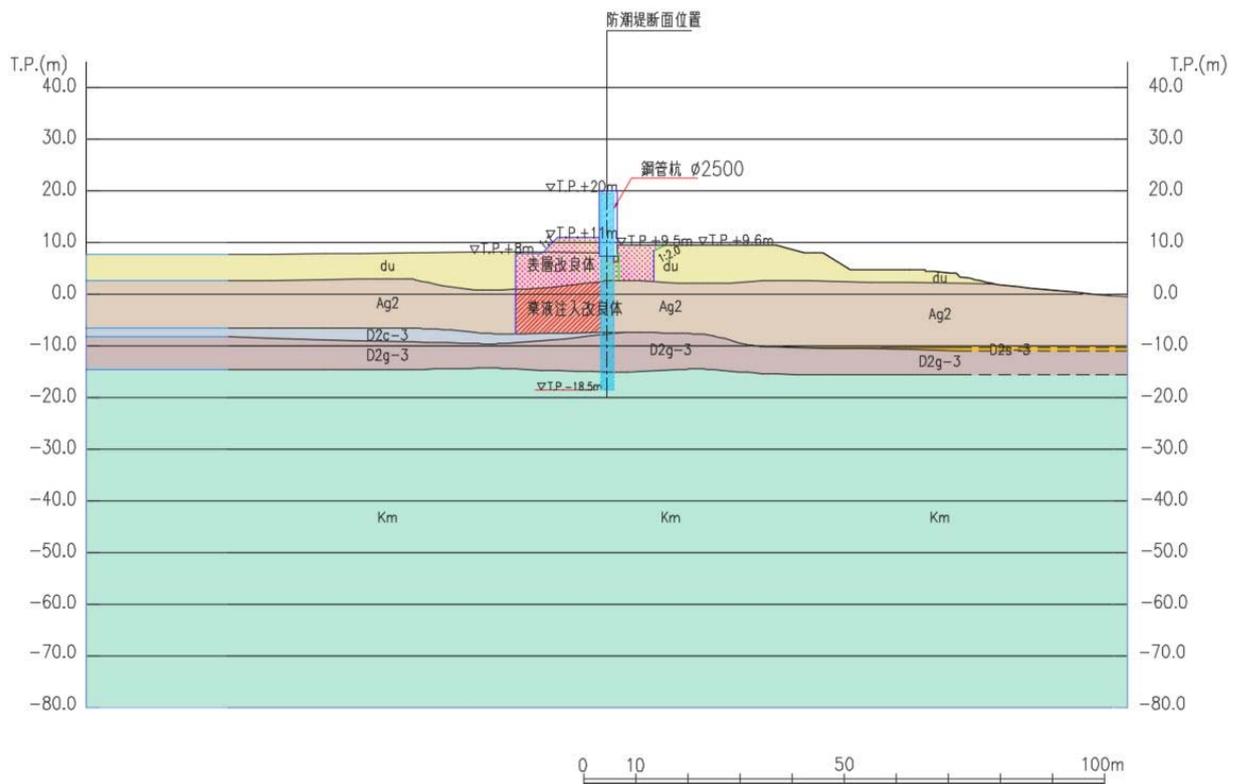


图 3.2.1-3 地震応答解析対象断面図 (断面②)

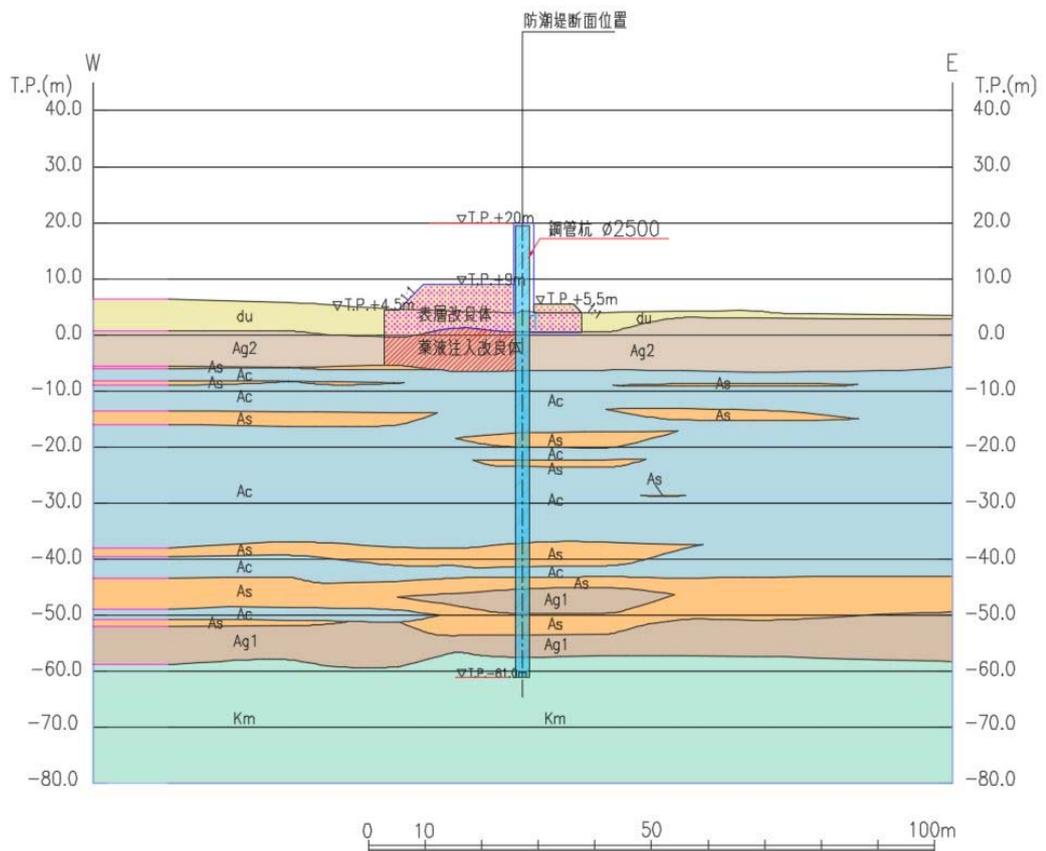


图 3.2.1-4 地震応答解析対象断面図 (断面③)

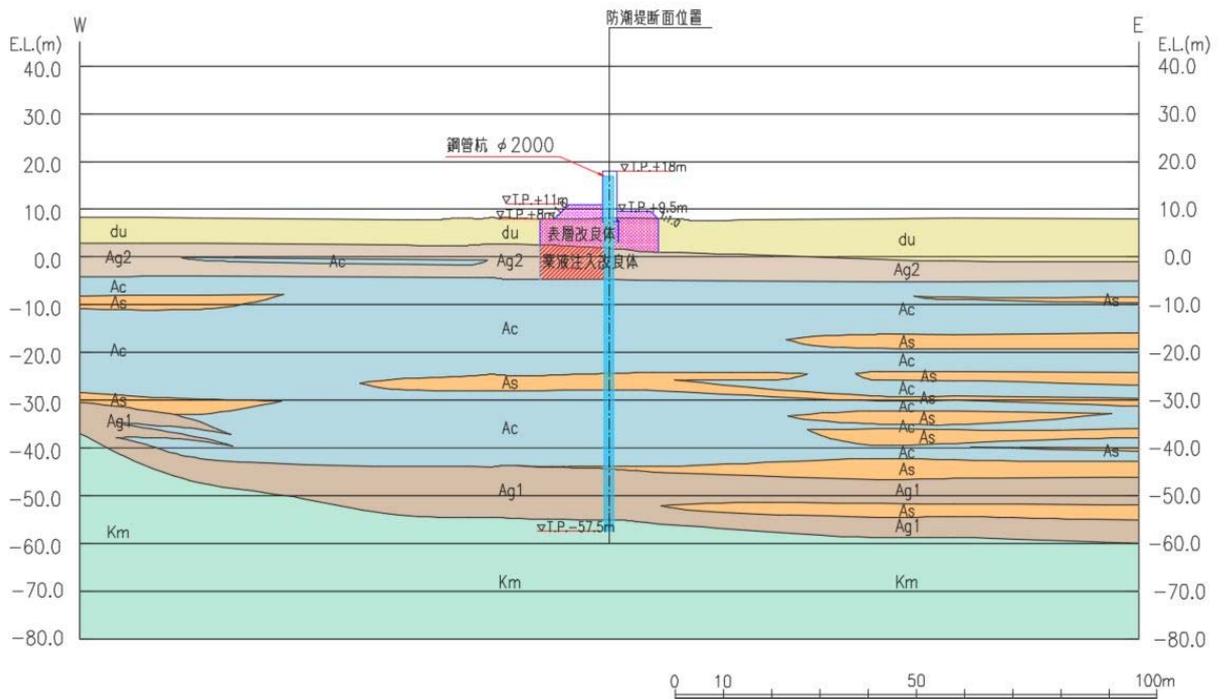


图 3.2.1-5 地震応答解析対象断面図 (断面④)

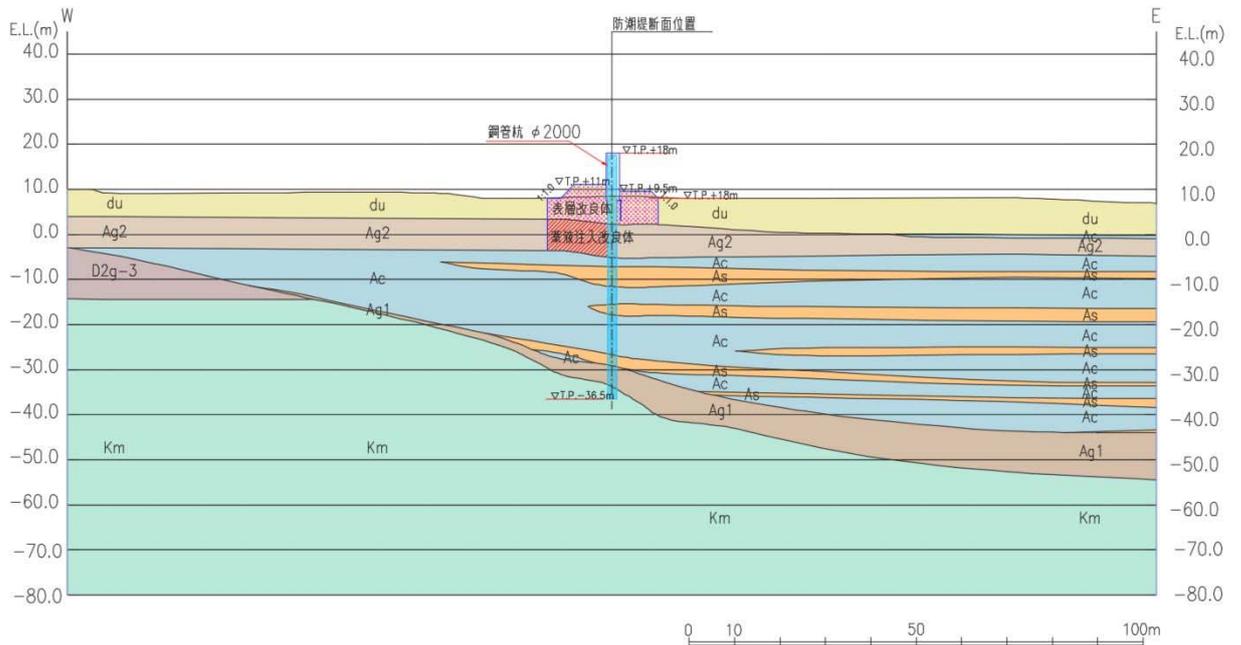


图 3.2.1-6 地震応答解析対象断面図 (断面⑤)

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造上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、下部構造及び上部構造の鋼管杭とする。

(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、上部構造のうち鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）とする。

(3) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の評価対象部位は、堤外側の地盤高さの嵩上げ部（改良体）と堤外側及び堤内側の表層改良体とする。

(4) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の評価対象部位は、構造物間に設置するゴムジョイント及びシートジョイントとする。

(5) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの評価対象部位は、止水ジョイント部材の取り付け部の鋼製アンカーとする。

(6) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の評価対象部位は、止水ジョイント部材を防護する鋼製防護部材とする。

(7) シートパイル

シートパイルの評価対象部位は、地中から堤内側への浸水を防止するシートパイルとする。

3.3 解析方法

3.3.1 解析モデル及び諸元

(1) 2次元静的フレーム解析モデル

保守的な配慮として、鋼管杭のみでも津波に抵抗可能とするため、鋼管杭のみをモデル化した静的フレーム解析を行い、津波時及び重畳時の鋼管杭基礎の構造健全性を確認する。

解析モデルは鋼管杭を2次元梁要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、地盤バネを設置する。

解析モデル概念図を図3.3.1-1に示す。

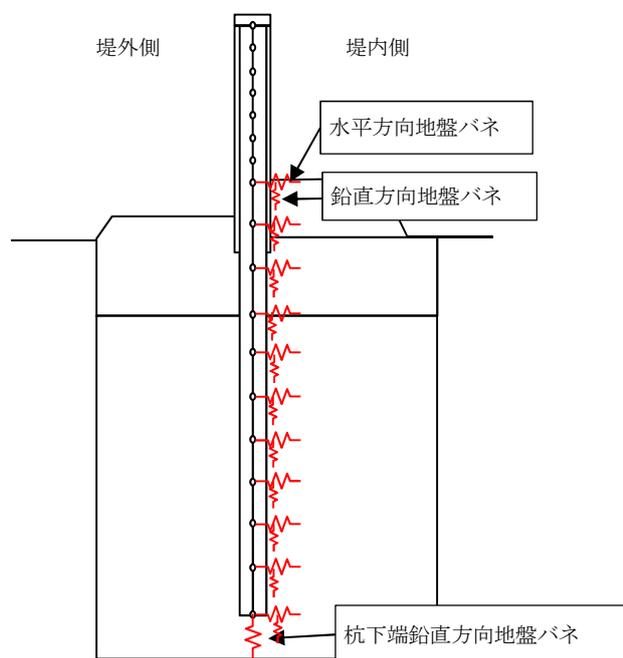


図3.3.1-1 解析モデル概念図

a. 津波時

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。

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，地盤高さの嵩上げ部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは地盤高さの嵩上げ部上面から杭下端までの範囲で考慮し，設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

津波時の地盤バネは，地盤の剛性及び強度低下が無いと仮定した地盤バネ 1，及び地盤の剛性及び強度の低下を考慮した地盤バネ 2 の 2 ケースを考慮する。

表 3.3.1-1 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	地盤の剛性と強度低下がないと仮定した場合
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	地盤の剛性及び強度の低下を考慮した場合

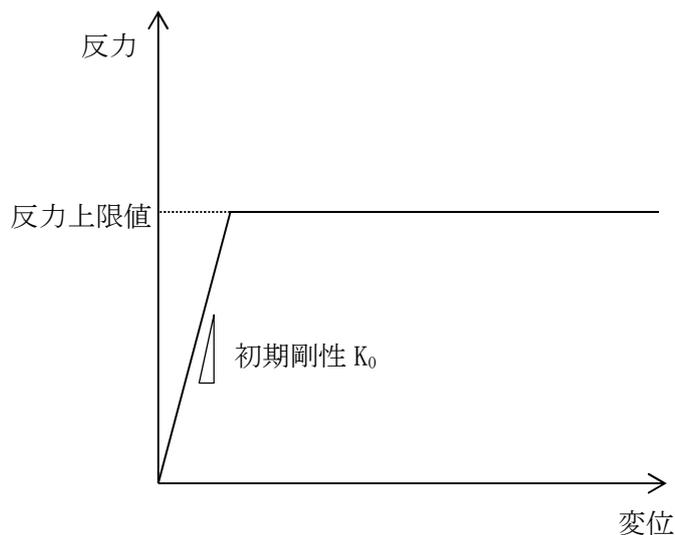


図 3.3.1-2 地盤バネのバイリニアモデル

(a) 地盤の剛性と強度低下がないと仮定した場合

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し、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)」 p. 406 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)」 p. 435, 436 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 3.3.1-2 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)」 p. 285, 286 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)」 p. 285, 286 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 (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)」 p. 286 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 $1.0\text{E}-5$ 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,

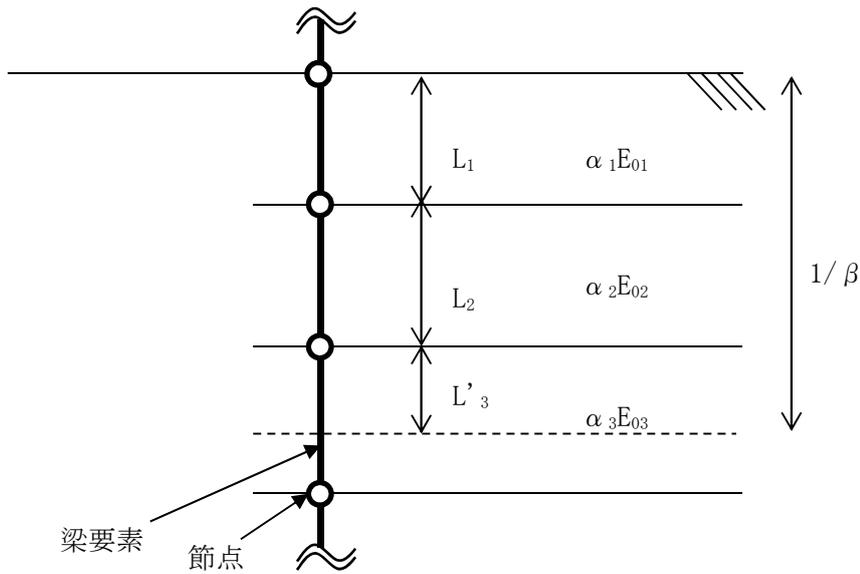
D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

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)」 p. 287 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 3.3.1-3 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)」

p. 435 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 3.3.1-3 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 ≤ 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) p. 435, 436 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。

- ・ 表層改良体以外の C はピーク強度 (平均値) とする。
- ・ 表層改良体の C は $C=qu/2$ (qu は一軸圧縮強度 (kN/m²)) 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)」
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}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sv} = \tau_f H \pi D$$

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 3.3.1-4 により計算する。

表 3.3.1-4 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)

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）」 p. 285
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_s : 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) 地盤の剛性及び強度の低下を考慮する場合

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を考慮し、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)」
p. 406 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)」
p. 435, 436 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 3.3.1-5 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)」
p. 285, 286 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)」 p. 285, 286 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 は静弾性係数より設定する。

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)」 p. 286 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 ($kN \cdot m^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 287 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。(図 3.3.1-3 参照)

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)」 p. 435 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 3.3.1-6 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) p. 435, 436 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): 地盤バネケースに応じて
設定

$$p_U = C$$

ここで, C: 粘着力 (kN/m²)

C は以下の値を用いる。

- ・表層改良体及び K_m 層以外の C は残留強度 (-1σ) とする。
- ・表層改良体の C は $C = q_u / 2$ (q_u は一軸圧縮強度 (kN/m²)) とする。
- ・ K_m 層の 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)」
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}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sv} = \tau_f H \pi D$$

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 3.3.1-7 により計算する。

表 3.3.1-7 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 N 値 (1
σ_{min}) , c : 地盤の粘着力 (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)」 p. 285
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) = π/4 × D² (D は杭径 (m))

b. 重畳時

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， S_d 波による1次元地震応答解析から地表面加速度最大時刻及び地表面変位最大時刻における物性により設定し，表 3.3.1-8 に示す2ケースを考慮する。

表 3.3.1-8 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次元地震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
地盤バネ 4	S_d 波による1次元地震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

*1次元地震応答解析については，「3.3.1(4) 1次元応答解析」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）」p. 406 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）」p. 435, 436 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 3.3.1-9 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)」
p. 285, 286 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)」
p. 285, 286 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 1 次元地震応答解析で得られる割線せん断剛性のうち地表面加速度最大ケース (地盤バネ 3) 及び地表面変位最大ケース (地盤バネ 4) で設定する。

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

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

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

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)」 p. 286 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 ($kN \cdot m^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 287 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。

$$P_h = P_{HU} D H$$

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)」 p. 435 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 3.3.1-10 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) p. 435, 436 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 は 1 次元地震応答解析で得られる地盤物性のうち地表面加速度が最大となるケースから算出する。

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

ここで,

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (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)」

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}

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 次元地震応答解析で得られる地表面加速度最大時刻 (地盤バネ 3) 及び地表面変位最大時刻 (地盤バネ 4) t_{max} における σ'_m に対応するせん断応力の上限値

$$\tau_f = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}$$

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）」 p. 285
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_s : 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 の算定方法を以下に示す。

$$P_v = \sigma_f A_v$$

ここで、

σ_f : 1 次元地震応答解析で得られる地表面加速度最大時刻（地盤バネ 3）及び地表面変位最大時刻（地盤バネ 4）時刻 t_{\max} における σ'_m に対応する軸圧縮応力の上限值

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

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))

(2) 2次元梁バネモデル

上部構造については、2次元梁バネモデルを用いて解析する。

上部構造の解析モデルを以下に示す。解析モデルは、鉄筋コンクリート梁壁をビーム要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、地盤バネを設置する。地盤バネは、モデルの杭の位置に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネを設定する。重畳時においては、原地盤のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦砂の場合に分けて設定する。

2次元梁バネモデルの概念図を図3.3.1-4に示す。

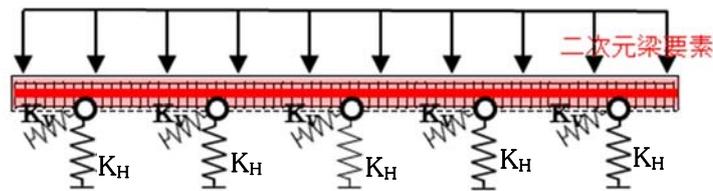


図 3.3.1-4 2次元梁バネモデル概念図

地盤バネの設定方法を以下に示す。

a. 原地盤のばらつきを考慮した場合

津波時の水平方向地盤バネについては、図3.3.1-5に示すように両端の鋼管杭位置に地盤バネの最小値と最大値を設定し、中央3箇所鋼管杭位置には両端の地盤バネの平均値を設定する。鉛直方向地盤バネは、5本とも同じ地盤バネを設定する。

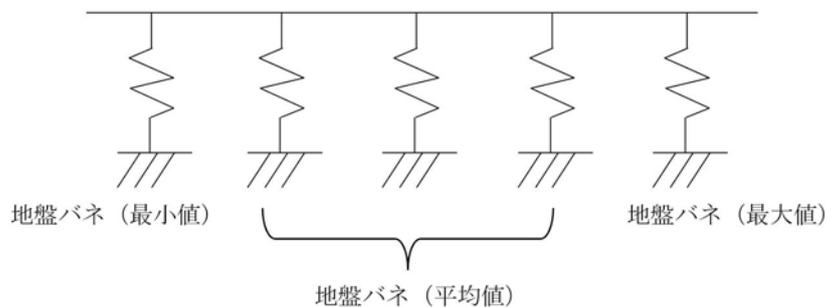


図 3.3.1-5 地盤バネの設定方法

重畳時においては弾性解析用地震動 S_d による鋼管杭の変形を考慮するため、図3.3.1-6に示すように両端に1次元地震応答解析による変位の最大値と最小値を与え、間の杭には線形補間した変位を与える。

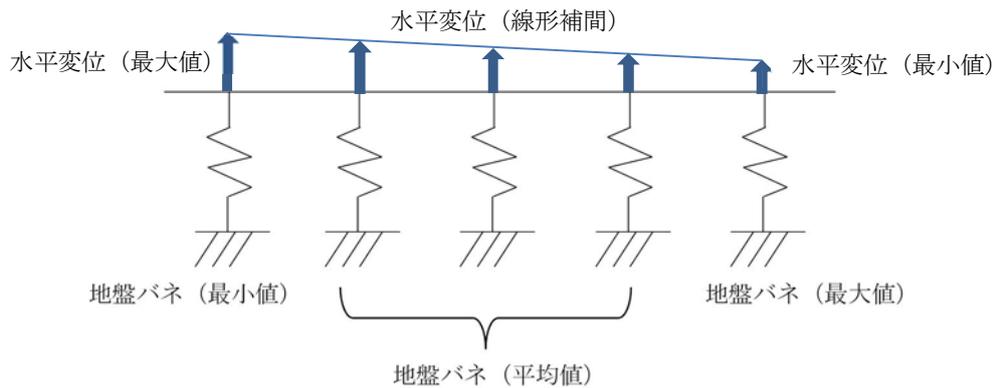


図 3.3.1-6 水平変位の設定方法

地盤バネは表 3.3.1-11 に示すように、津波時の検討として地盤バネ 5 と地盤バネ 6 を両端に設置し、重畳時の検討として地盤バネ 7 と地盤バネ 8 を両端に設置する。

表 3.3.1-11 地盤バネケース

ケース名		地盤バネのバネ定数	備考
津波時	地盤バネ 5	初期せん断剛性から設定	地盤抵抗が大きいケース
	地盤バネ 6	静弾性係数から設定	地盤抵抗が小さいケース
重畳時	地盤バネ 7	S _d 波による 1 次元地震応答解析から 地表面加速度最大時刻における物性により設定*	地盤抵抗が大きいケース
	地盤バネ 8	S _d 波による 1 次元地震応答解析から 地表面変位最大時刻における物性により設定*	地盤抵抗が小さいケース

*1 次元地震応答解析については、「3.3.1(4) 1 次元地震応答解析」に示す。

(a) 水平方向地盤反力係数 k_H

水平方向地盤反力係数 k_H は、2 次元静的フレーム解析モデルと同様に算定する。

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

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

μ : 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)」 p. 406 より)

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

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

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)」 p. 285, 286 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。

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

α : 地盤反力係数の換算係数 (α は一律 1.0 とする。)

E_0 : 地盤の変形係数 (2次元静的フレーム解析と同様に、初期せん断剛性 (地盤バネ5) 及び静弾性係数 (地盤バネ6) より算出)

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)」 p.286 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 ($kN \cdot m^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p.287 の記述に従い、換算載荷幅 B_H を算定する際の k_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 ($\alpha=1$) を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。(図 3.3.1-3 参照)

(b) 鉛直バネ K_v の設定

鉛直バネ K_v は以下式から設定する。

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L}$$

ここに、

A_p : 杭の純断面積 (mm^2)

E_p : 杭のヤング係数 (kN/mm^2)

L : 杭長 (m)

b. 豊浦標準砂の場合

豊浦標準砂による重畳時の水平方向地盤バネについては、豊浦標準砂に置き換えた場合の 1次元地震応答解析による割線せん断剛性から地盤バネを設定し、解析用地震動 S_d による鋼管杭の変形を考慮し、図 3.3.1-7 に示すように変位を与える。地盤バネ及び鋼管杭の変位は 5 本とも同じ値とする。

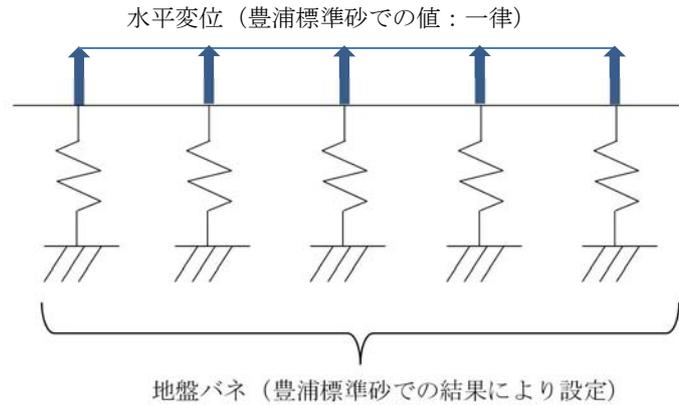


図 3.3.1-7 水平変位の設定方法

(a) 水平方向地盤反力係数 k_H

水平方向地盤反力係数 k_H は, 2次元静的フレーム解析モデルと同様に算定する。

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

ここで,

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

μ : 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)」 p. 406 より)

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

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

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)」 p. 285, 286 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。

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

α : 地盤反力係数の換算係数 (α は一律 1.0 とする。)

E_0 : 地盤の変形係数 (1次元地震応答解析で得られる割線せん断剛性のうち地表面加速度最大ケース (地盤バネ 7) 及び地表面変位最大ケース (地盤バネ 8) で設定する。)

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)」 p. 286 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 ($kN \cdot m^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p.287 の記述に従い、換算載荷幅 B_H を算定する際の k_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 ($\alpha=1$) を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。(図 3.3.1-3 参照)

(b) 鉛直バネ K_v の設定

鉛直バネ K_v は以下式から設定する。

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L}$$

ここに、

A_p : 杭の純断面積 (mm^2)

E_p : 杭のヤング係数 (kN/mm^2)

L : 杭長 (m)

(3) 3次元FEMモデル

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

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

a. ソリッド要素

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

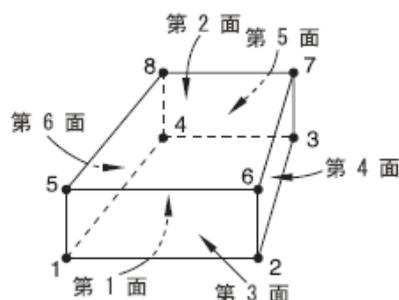


図 3.3.1-8 3次元ソリッド要素

b. シェル要素

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

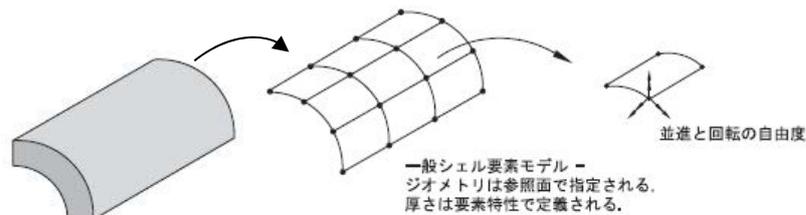


図 3.3.1-9 シェル要素

c. 地盤バネ

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

津波時の地盤バネの設定方法は、2次元梁バネモデルと同様に両端の鋼管杭に地盤バネの最小値と最大値を設定し、中央3箇所の鋼管杭には両端の地盤バネの平均値を設定する。鉛直方向地盤バネも同様に、両端の鋼管杭に地盤バネの最小値と最大値を設定し、中央3箇所の鋼管杭には両端の地盤バネの平均値を設定する。

重畳時においては、原地盤のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦砂の場合に分けて設定する。原地盤のばらつきを考慮する場合は、1次元地震応答解析において地表面最大変位時刻の変位分布と地表面加速度最大時刻の変位分布をそれぞれ端部の鋼管杭に与え、間の杭には線形補間した変位を与える。豊浦標準砂による重畳時の水平方向地盤バネについては、豊浦標準砂に置き換えた場合の1次元地震応答解析による割線せん断剛性から地盤バネを設定し、地表面変位最大時刻の変位を与える。地盤バネ及び鋼管杭の変位は5本とも同じ値とする。

水平方向地盤バネのバネ定数 k_h 、水平方向地盤バネの反力上限値 P_h 、鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv} 、鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv} 、杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v 、杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v の算出方法は、「3.3.1(1) 2次元静的フレーム解析モデル」と同じ算出方法を適用する。

3次元FEMモデルの概要を図3.3.1-11に示す。

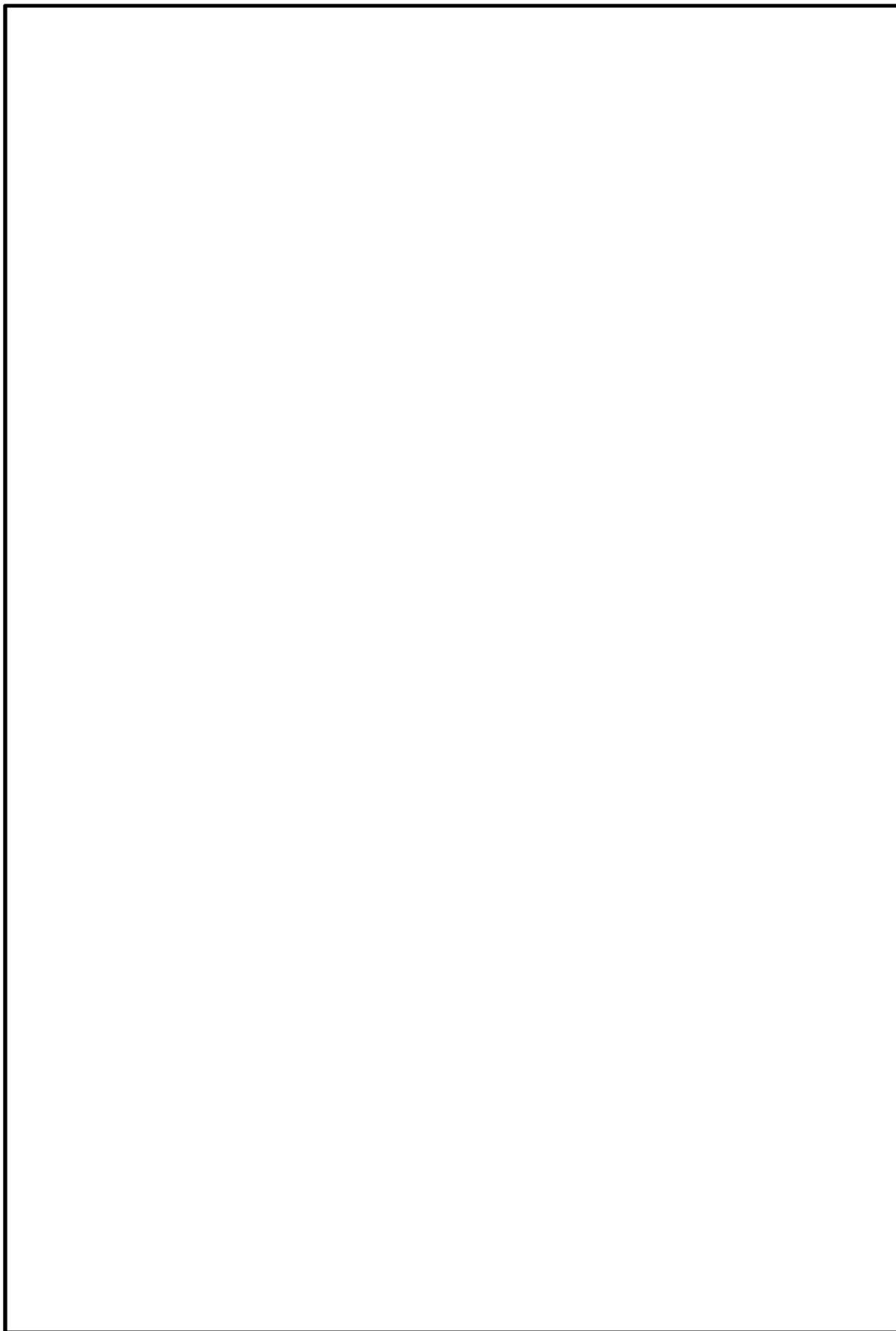


図 3.3.1-11 3次元FEM解析モデル

(4) 1次元地震応答解析

重畳時の検討で実施する1次元地震応答解析は、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。

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。

a. 地盤のモデル化

地盤は、FLIPにおけるマルチスプリング要素でモデル化する。

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3.3.1-12に、固有値解析結果を表3.3.1-13に示す。

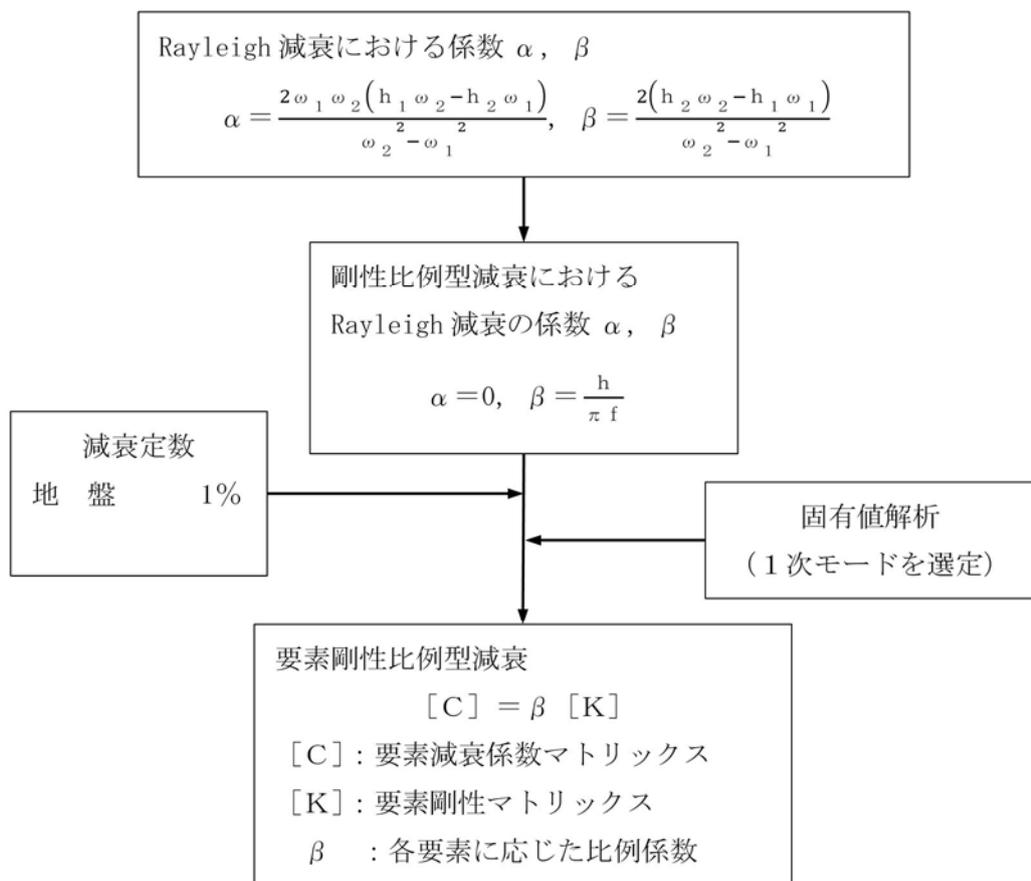


図 3.3.1-12 Rayleigh減衰の設定フロー

表 3.3.1-13 固有値解析結果（追而）

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。

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 3.3.1-14～図 3.3.1-17 に示す。

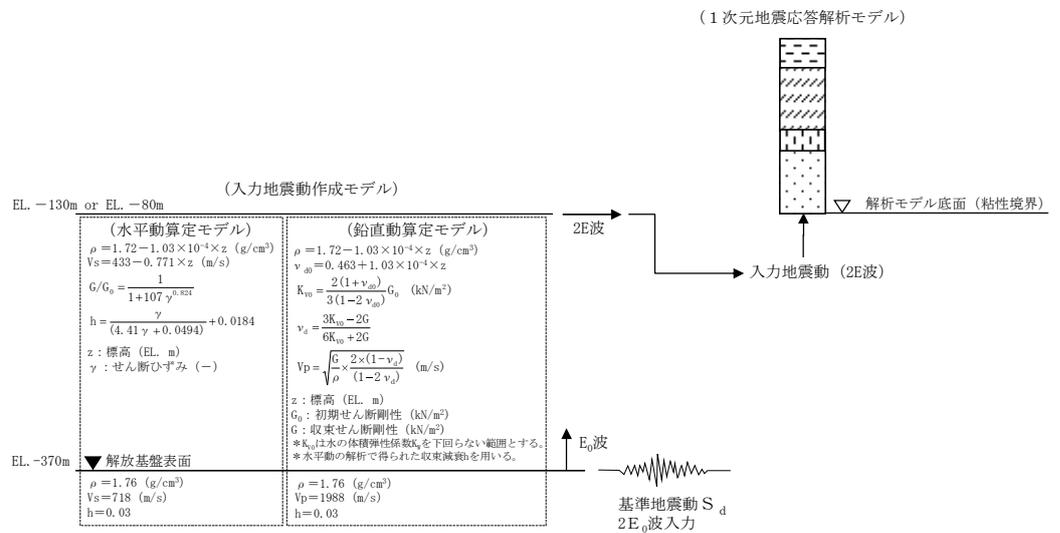
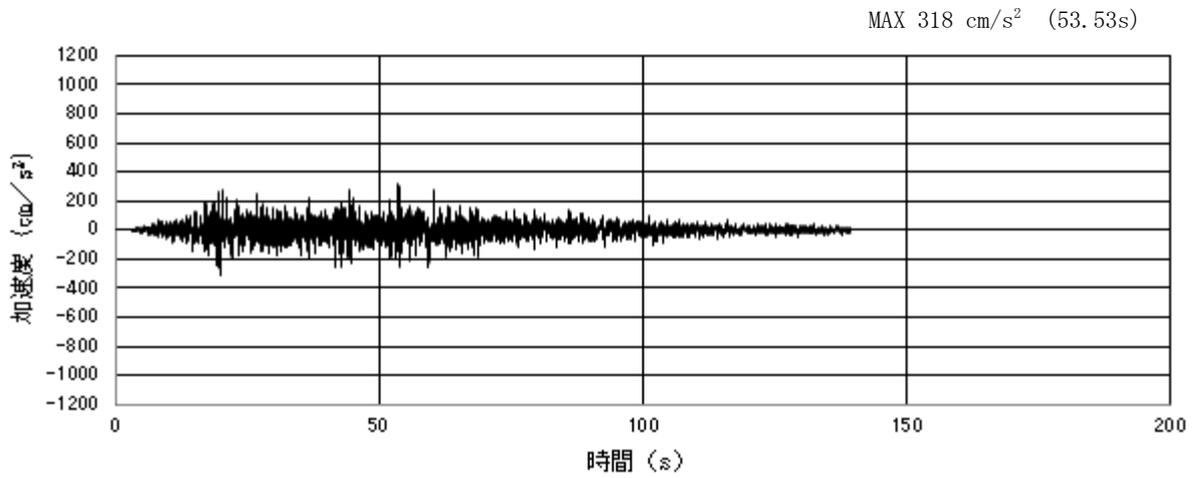
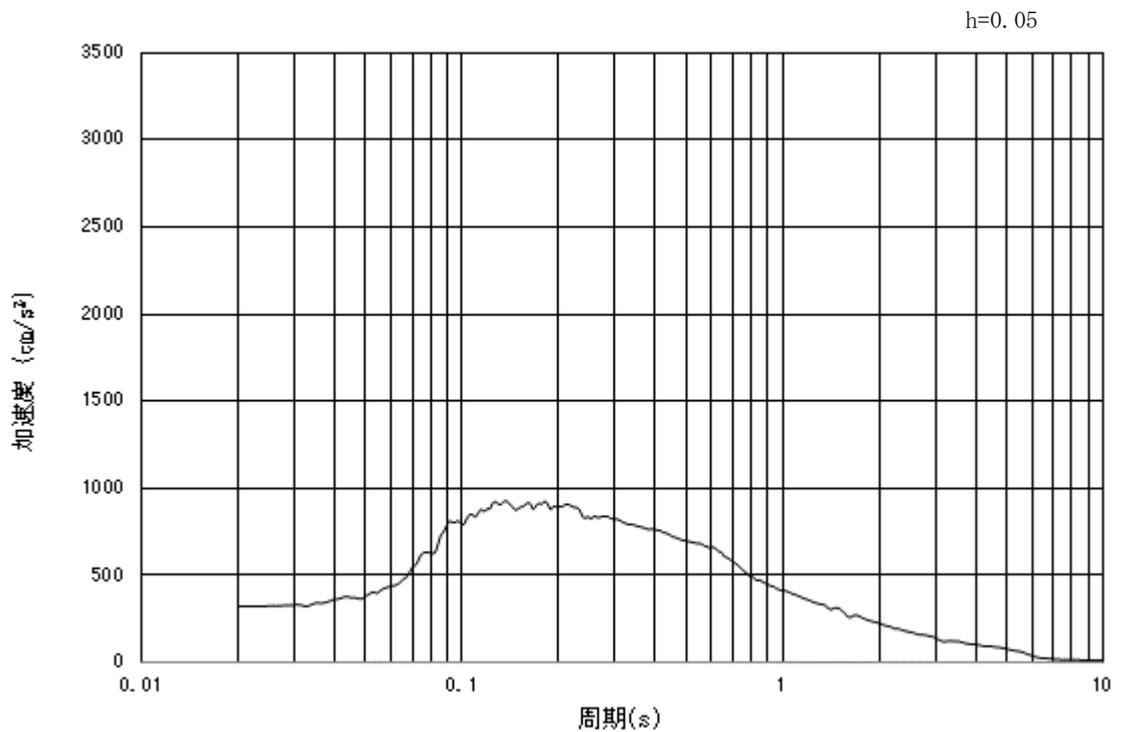


図 3.3.1-13 入力地震動算定の概念図

(a) 断面①

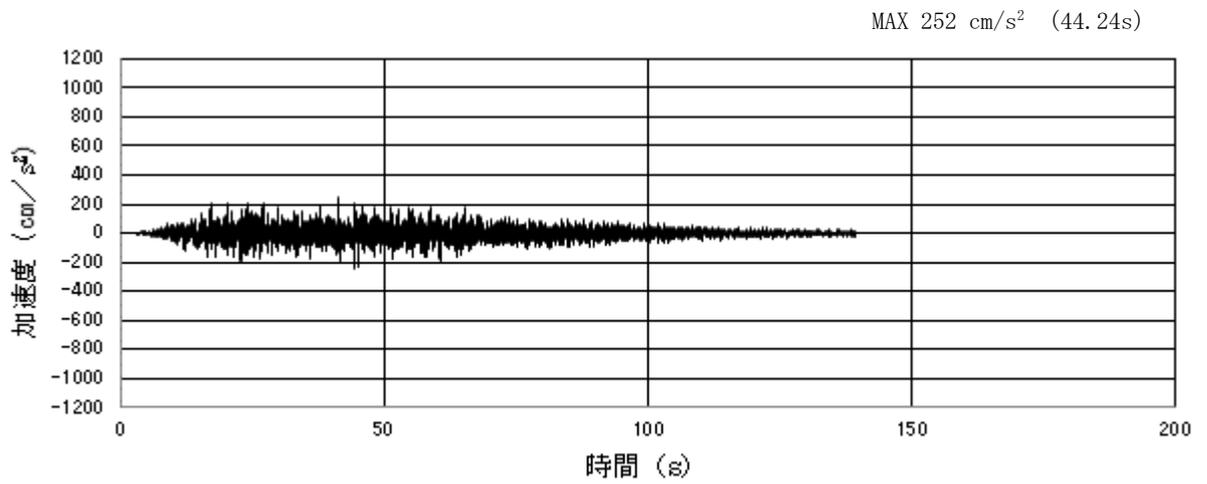


(a) 加速度時刻歴波形

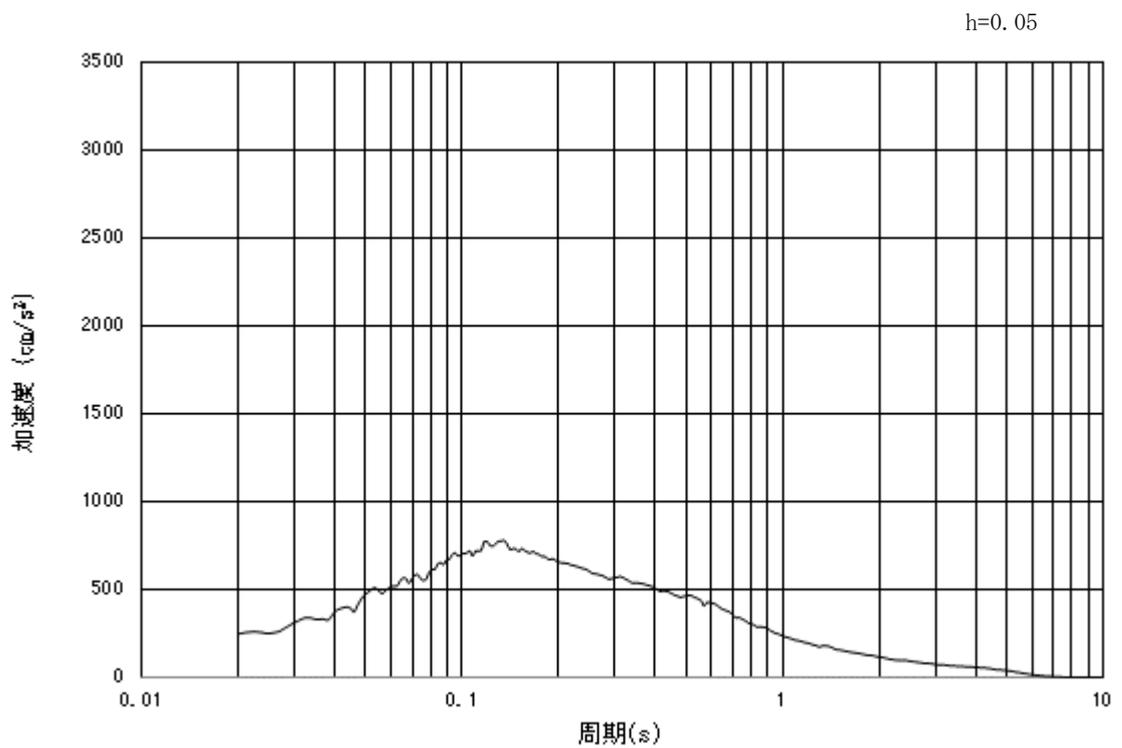


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3.1-14 (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_a-D1)



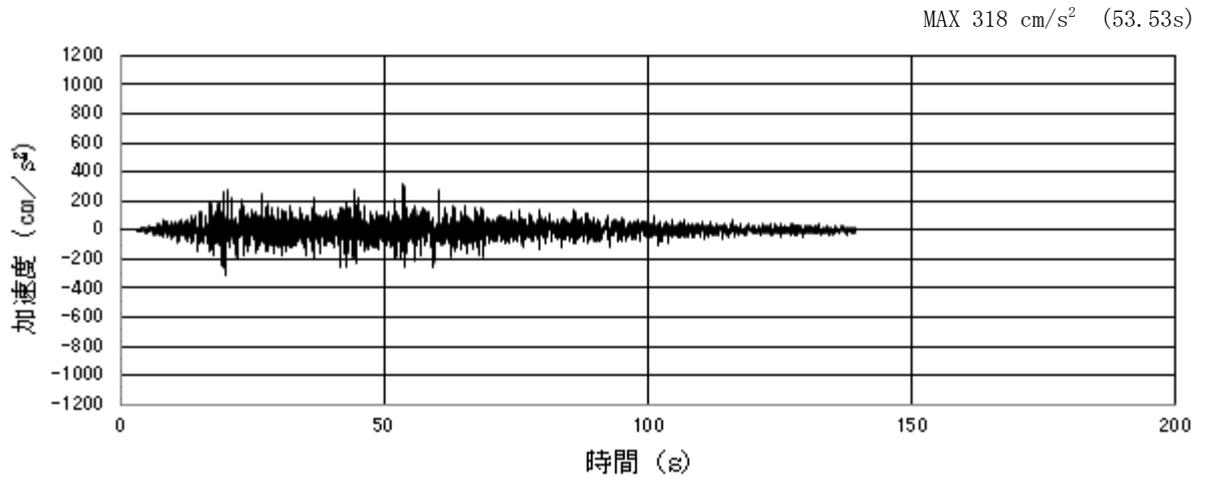
(a) 加速度時刻歴波形



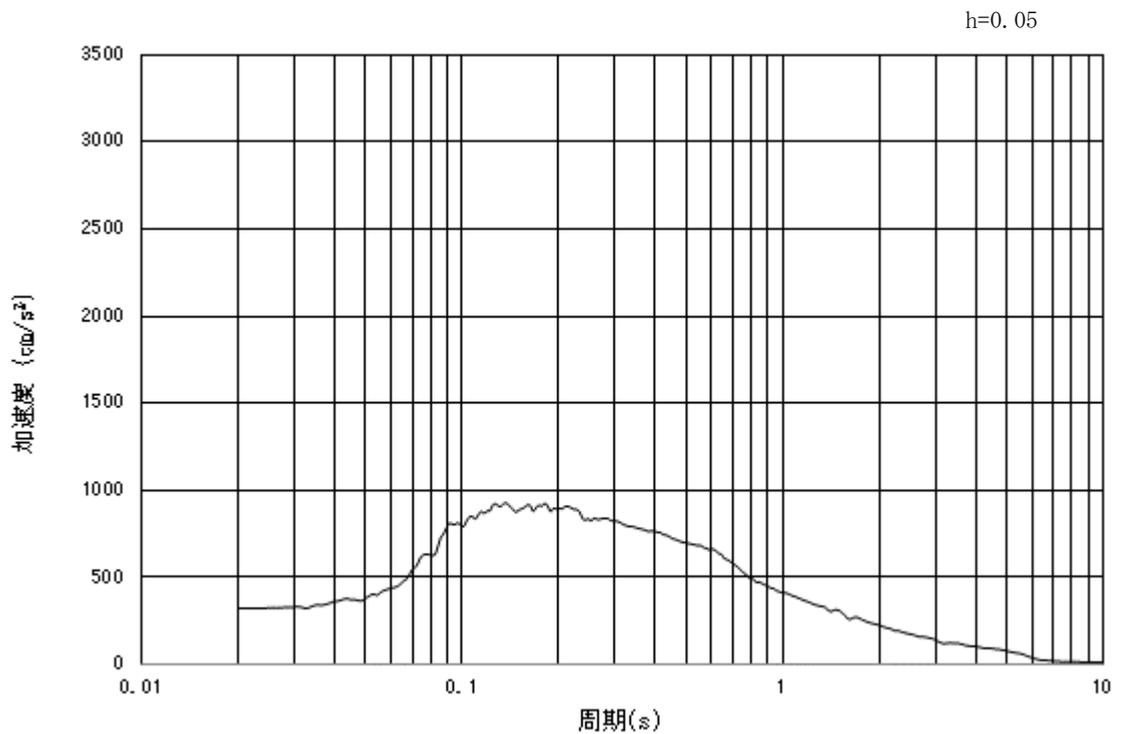
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3.1-14 (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)

(b) 断面②

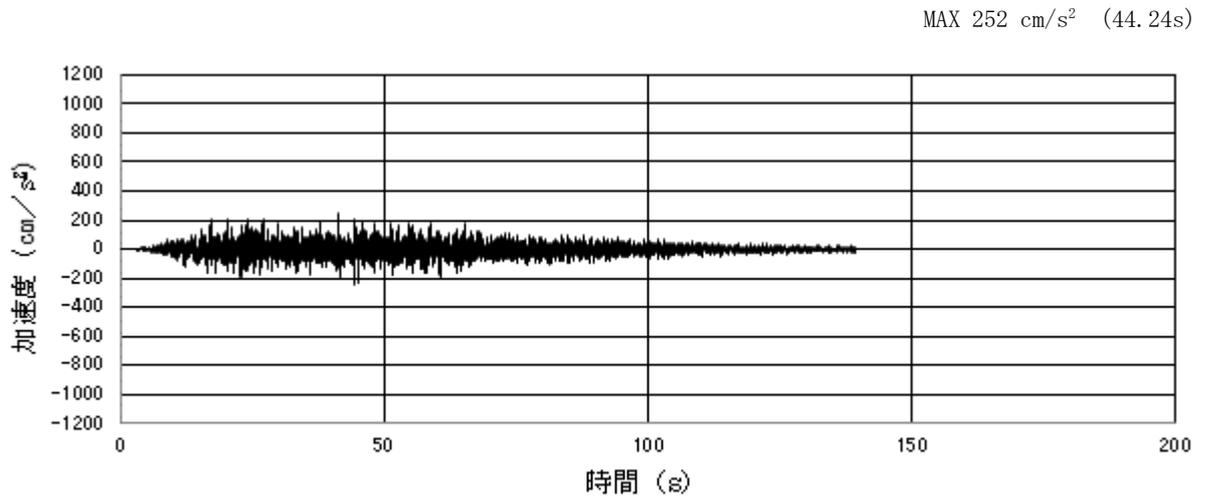


(a) 加速度時刻歴波形

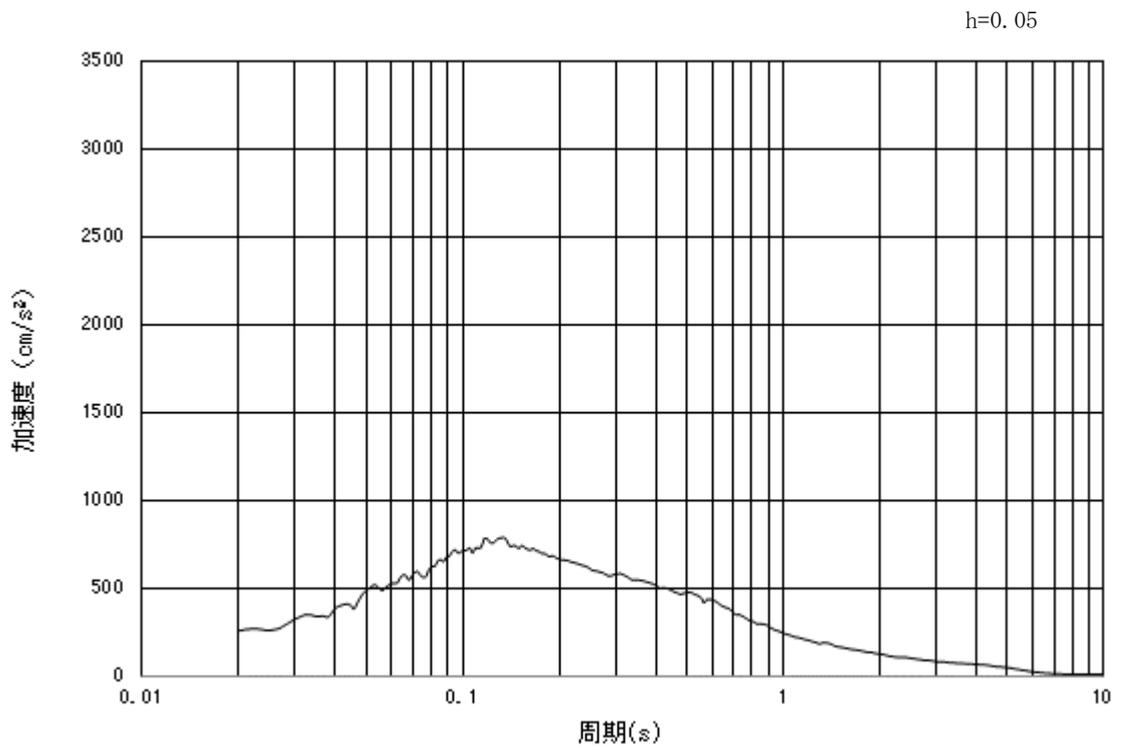


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3.1-15 (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)



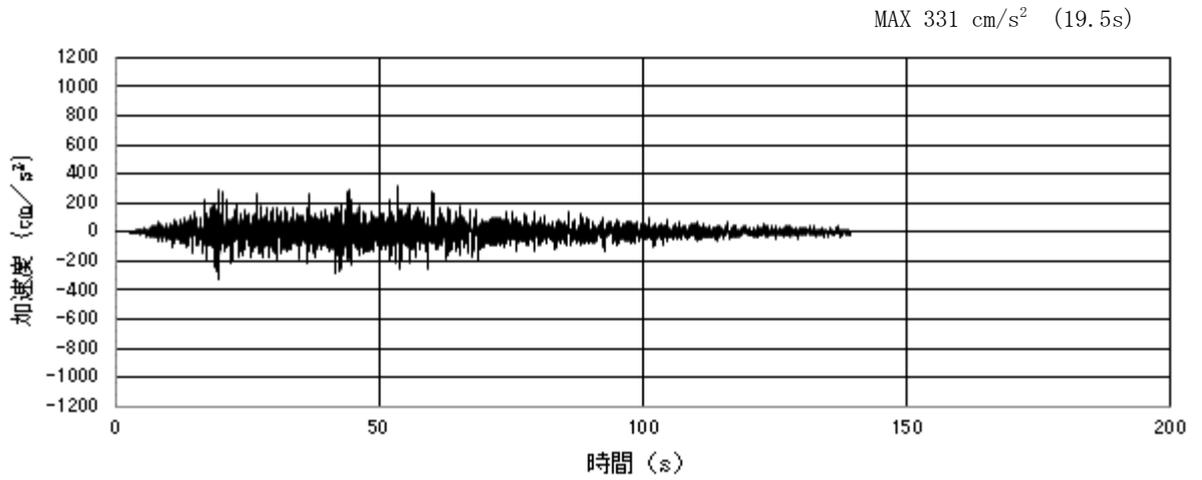
(a) 加速度時刻歴波形



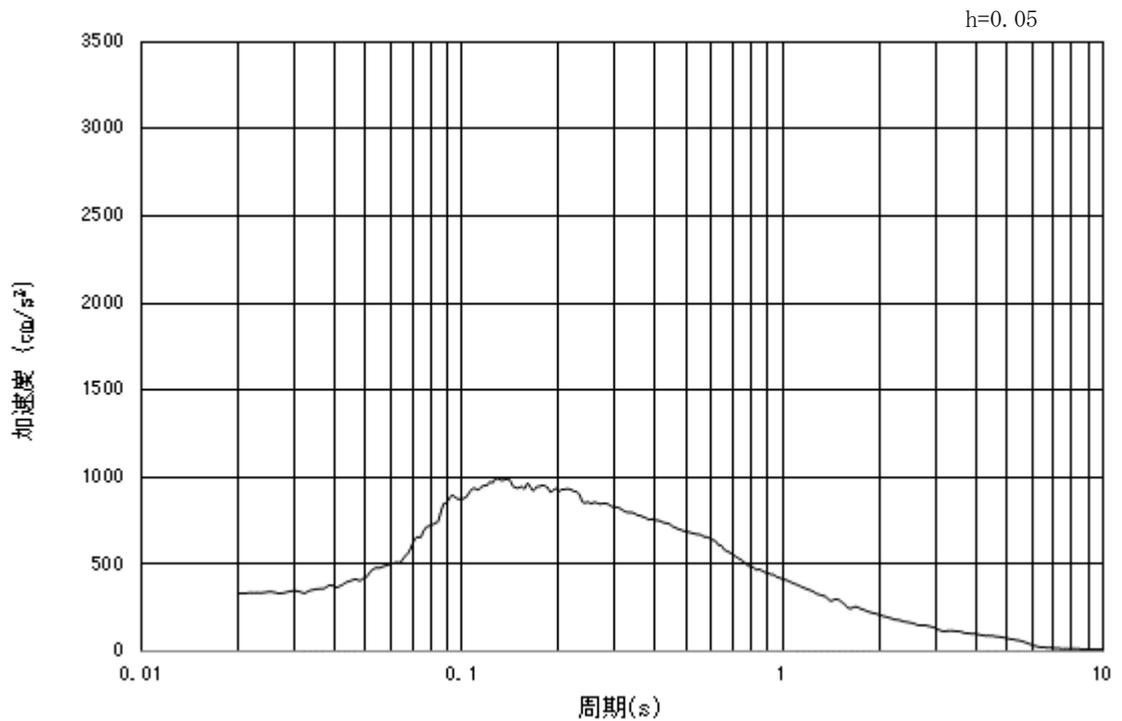
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3.1-15 (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_a-D1)

(c) 断面③



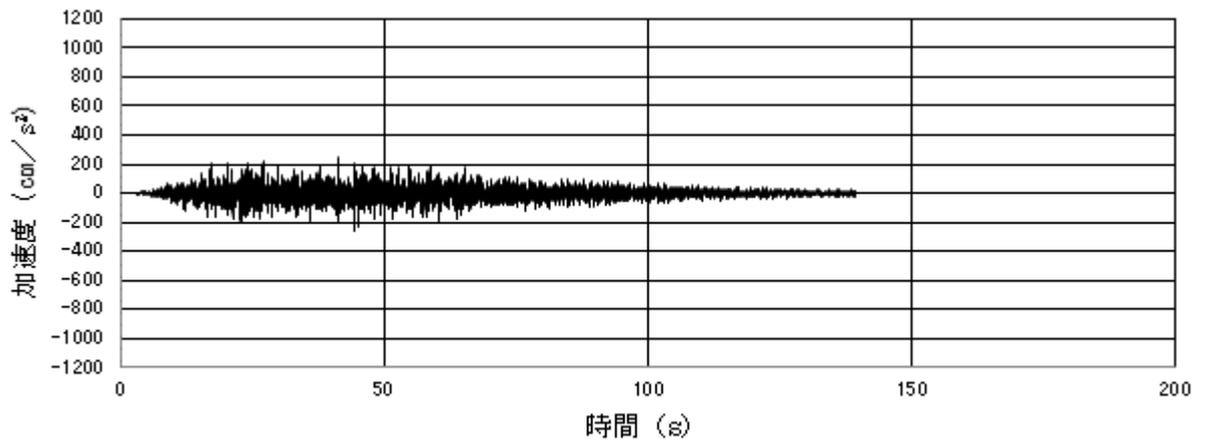
(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

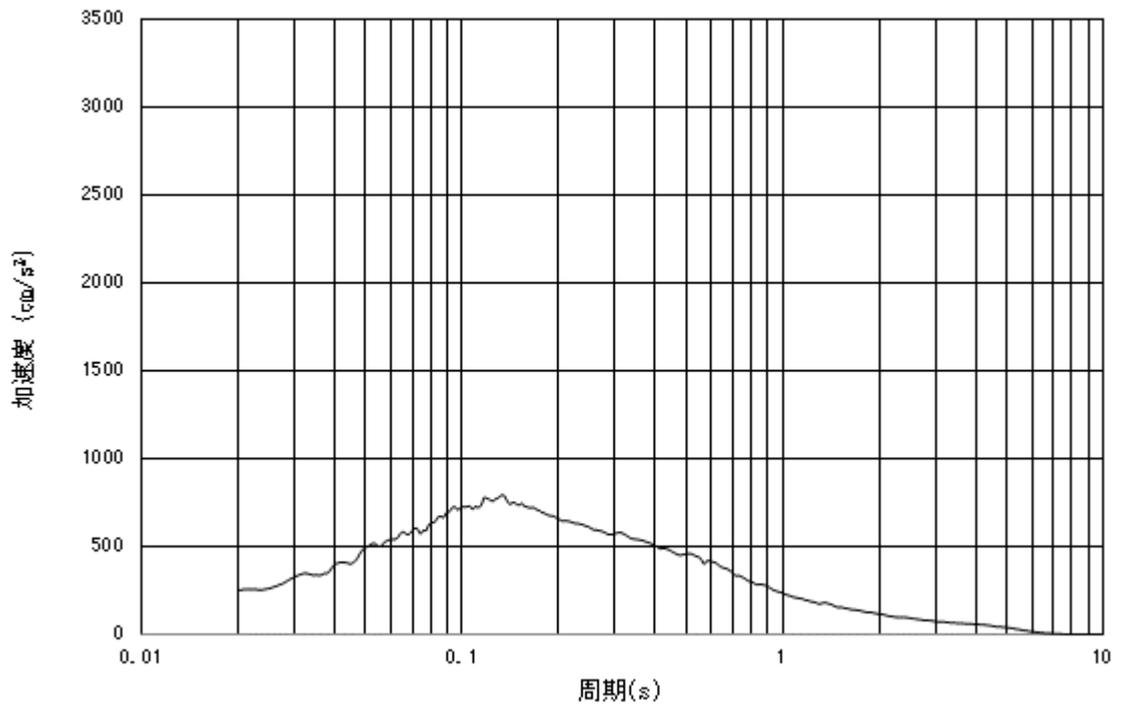
図 3.3.1-16 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_a-D1)

MAX 256 cm/s² (44.22s)



(a) 加速度時刻歴波形

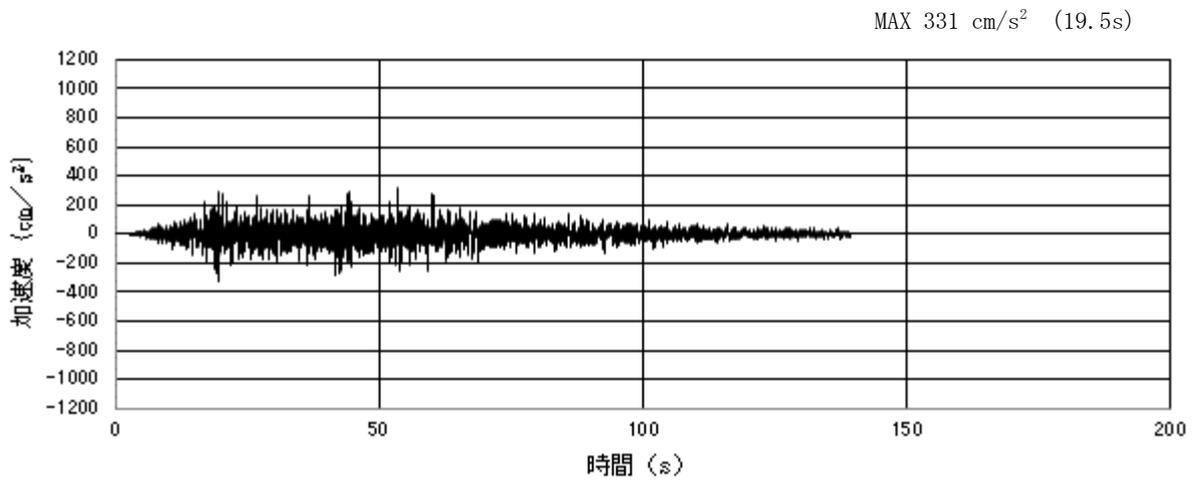
h=0.05



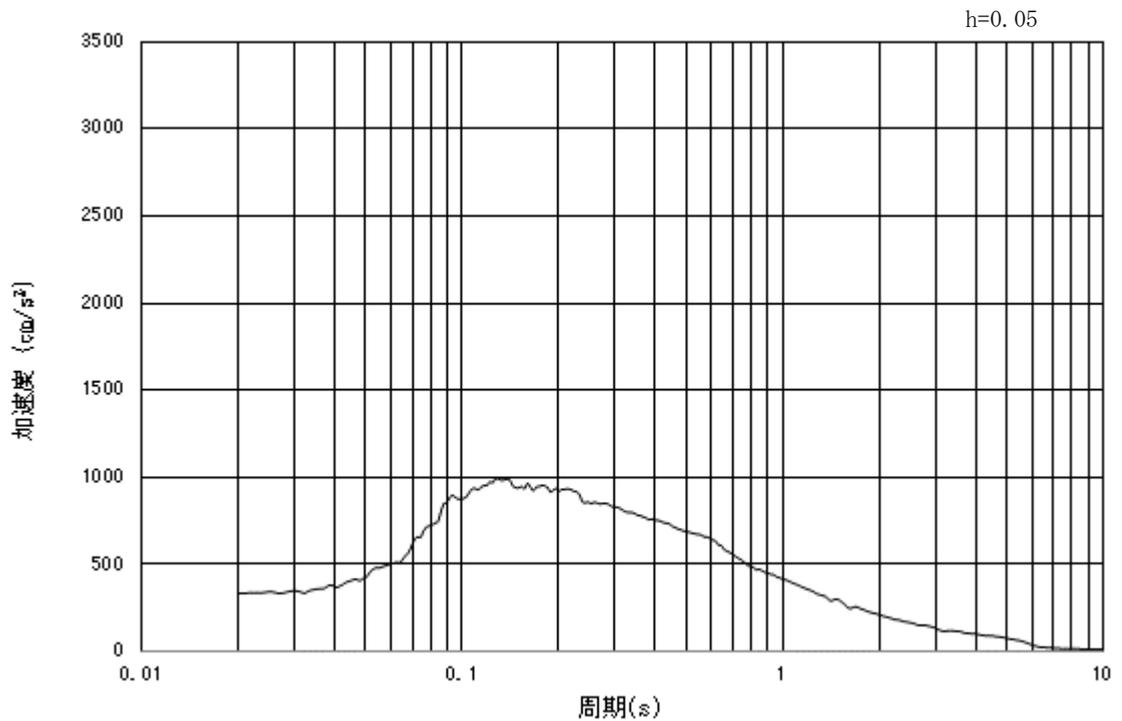
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3.1-16 (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)

(d) 断面④, 断面⑤



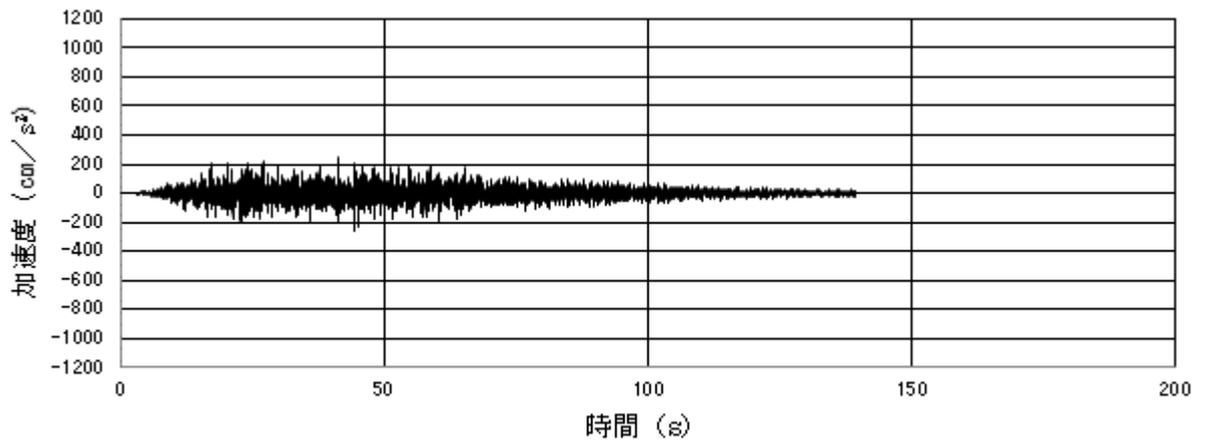
(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

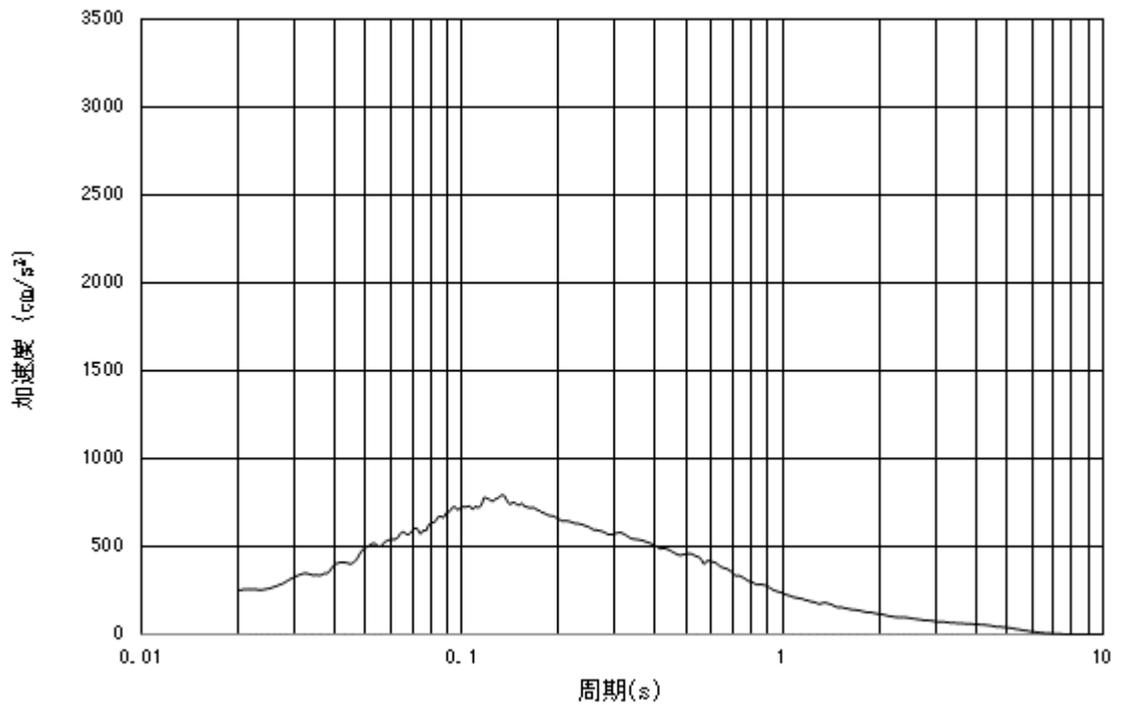
図 3.3.1-17 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_a-D1)

MAX 256 cm/s^2 (44.22s)



(a) 加速度時刻歴波形

$h=0.05$



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3.1-17 (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)

(5) 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3.3.1-14に示す。

表 3.3.1-14 (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	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
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 3.3.1-14 (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	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	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	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	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_{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	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z : 標高 (m)

表 3.3.1-14 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

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

表 3.3.1-14 (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 (≤8.5N/mm ² の場合)	一軸圧縮強度 (>8.5N/mm ² の場合)
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の原地盤の平均密度×1.1	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm 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 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm 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 (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/mm²

(6) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

(7) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.3.1-15 に、材料の物性値を表 3.3.1-16 に示す。

表 3.3.1-15 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	敷地前面東側 : φ 2500 mm (SM570) 敷地側面北側及び南側 : φ 2000 mm (SM570)

表 3.3.1-16 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

3.3.2 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。

(1) 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重

固定荷重として、躯体自重、地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の静止土圧、並びに杭体内の土の重量を考慮する。

b. 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 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、地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。

c. 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。

d. 遡上津波荷重

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 3/2 倍を考慮して算定する。

e. 衝突荷重

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

f. 余震荷重

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。

余震と津波の「重畳時」は、余震による地表面最大加速度に応じた水平震度に基づき算定される動水圧を考慮する。

(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	—	・津波監視カメラは軽量のため考慮しない。
		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。

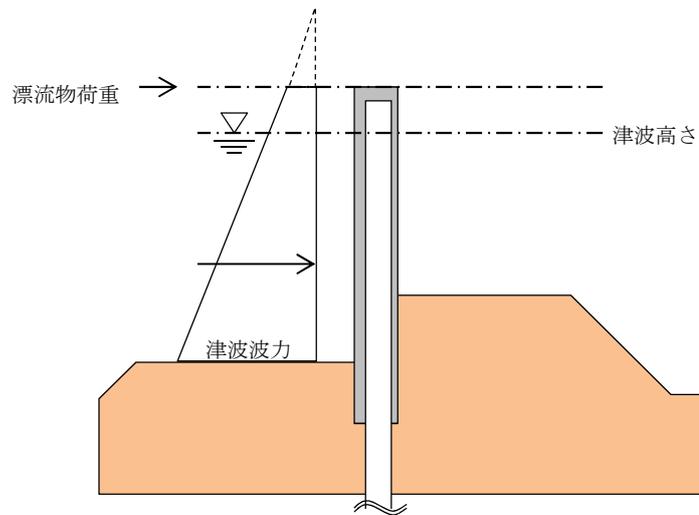


図 3.3.2-1 津波時（基準津波時）の作用図

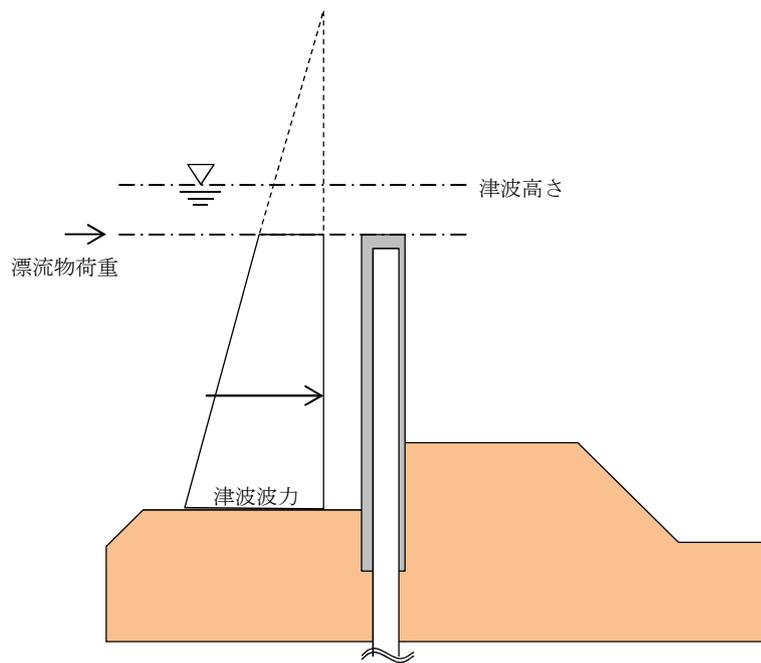


図 3.3.2-2 津波時（T.P. + 24.0 m 津波）の作用図

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	—	・津波監視カメラは軽量のため考慮しない。
		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。

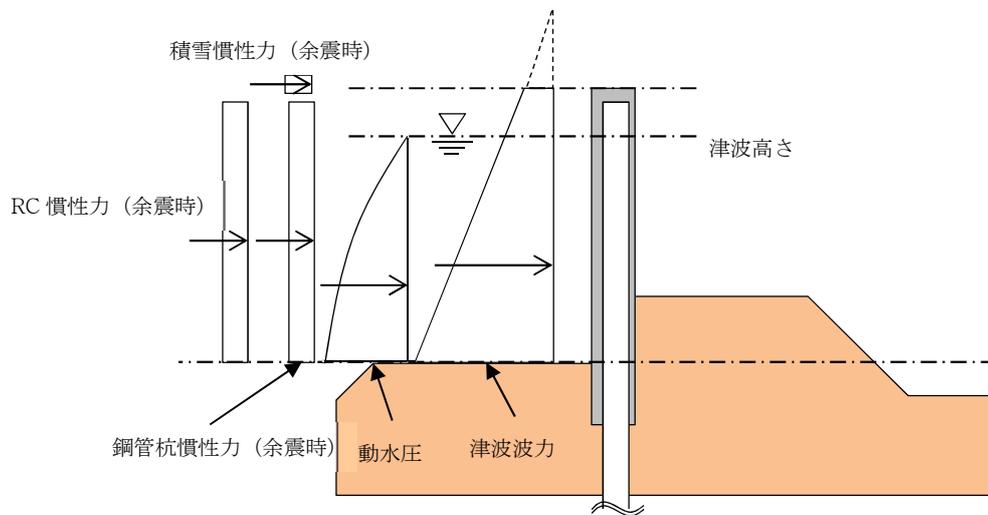


図 3.3.2-3 重畳時 (基準津波時) の作用図

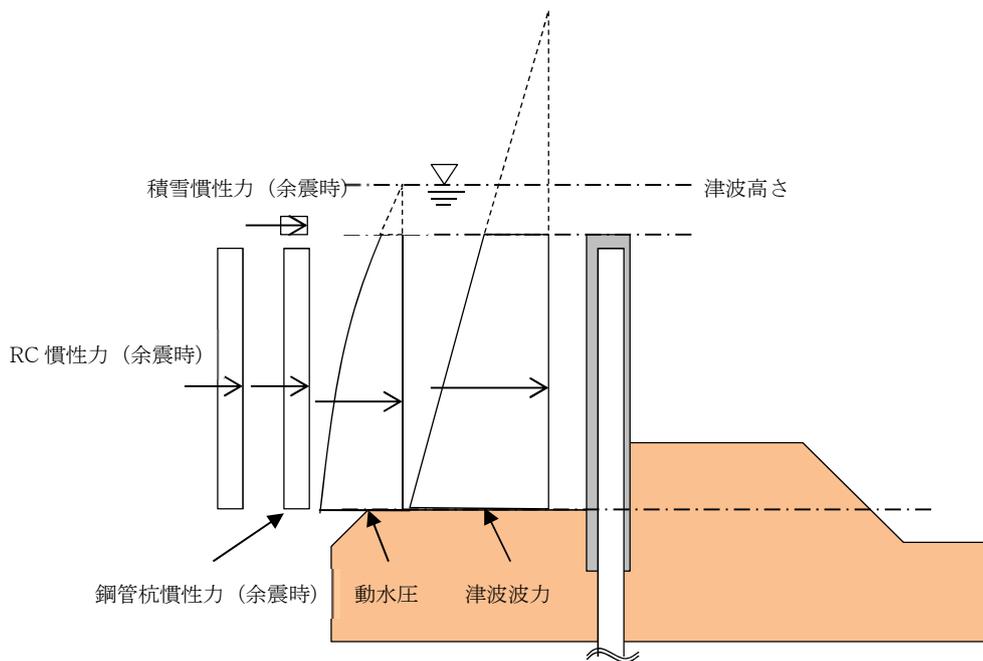


図 3.3.2-4 重畳時 (T.P. +24.0 m 津波時) の作用図

3.3.3 解析ケース

(1) 2次元静的フレーム解析における解析ケース

津波時の2次元静的フレーム解析における解析ケースは、地盤バネを「3.3.1(1) 2次元静的フレーム解析モデル」で示した2つのケースで設定し、それぞれに「3.3.2 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した津波時の荷重を、基準津波時及びT.P. +24.0 m津波時で載荷し照査する。

重畳時は、表 3.3.1-1 に示したケースで1次元地震応答解析を実施し、地表面変位最大となるケースと地表面加速度が最大になるケースを用いて地盤バネ及び鋼管杭の変位を2ケース設定し、それぞれに「3.3.2 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した重畳時の荷重を、基準津波時及びT.P. +24.0 m津波時で載荷し照査する。

表 3.3.3-1 2次元静的フレーム解析における1次元地震応答解析検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
		原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液化の条件を仮定した解析ケース
液化強度特性の設定		原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液化強度特性	液化化パラメータを非適用	液化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と地表面変位最大ケースを選定して照査する。

(2) 2次元梁バネモデル

津波時の2次元梁バネモデルによる解析ケースは、地盤バネを「3.3.1(2) 2次元梁バネモデル」で示した方法で設定し、「3.3.2 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した津波時の荷重を、基準津波時及びT.P. +24.0 m津波時で載荷し照査する。

重畳時の2次元梁バネモデルによる解析ケースの地盤バネの設定方法については、敷地に存在しない豊浦標準砂の場合と原地盤のばらつきを考慮した場合の2つに分けて検討する。1次元地震応答解析を実施し、地盤バネ及び鋼管杭の変位を「3.3.1(2) 2次元梁バネモデル」で示した方法で設定し、「3.3.2 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した重畳時の荷重を、基準津波時及びT.P. +24.0 m津波時で載荷し照査する。

(3) 3次元FEMモデル

3次元FEMモデルによる解析は、2次元梁バネモデルの検証として断面③で実施する。

津波時の3次元FEMモデルによる解析ケースは、地盤バネを「3.3.1(3)3次元FEMモデル」で示した方法で設定し、「3.3.2 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した津波時の荷重を、基準津波時及びT.P. +24.0 m津波時で載荷し照査する。

重畳時は、2次元梁バネモデルと同様に、敷地に存在しない豊浦標準砂の場合と原地盤のばらつきを考慮した場合の2つに分けて検討する。1次元地震応答解析を実施し、地盤バネ及び鋼管杭の変位を「3.3.1(3)3次元FEMモデル」で示した方法で設定し、「3.3.2 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した重畳時の荷重を、基準津波時及びT.P. +24.0 m津波時で載荷し照査する。

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) 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，基準津波時は許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮した短期許容応力度とする。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 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 14 年 3 月）」に基づき，基準津波時は鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮した短期許容応力度とする。また，T.P. +24 m 津波時においては，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。

表 3.4-2 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*1	f' _{ck} = 40 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
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 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
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 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

(3) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の許容限界は、「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）」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，平成 25 年 6 月）」を考慮し，せん断強度に基づき設定する。

表 3.4-3 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力の許容限界

評価項目	許容限界
地盤高さの嵩上げ部（改良体） 及び表層改良体	許容せん断応力 $qu/2 = 750 \text{ kN/m}^2$

(4) 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 3.4-4 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-4 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	ゴムジョイント	200 mm
	シートジョイント	2 m

(5) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定する。コンクリートの許容限界は，表5-2に示す短期許容応力度を許容限界とする。

a. 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界 P_a については，アンカーボルトの降伏により決まる P_{a1} と定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる P_{a2} を比較し，値が小さい方を許容限界として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s_{ca} a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここに，

P_a ：引張力に対する許容限界 (N)

P_{a1} ：アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容引張力 (N)

P_{a2} ：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容引張力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 ：低減係数

$s \sigma_{pa}$ ：アンカーボルトの引張強度で， $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。

s_{ca} ：アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm²)

F_c ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c ：コーン状破壊面の有効水平投影面積で， $A_c = \pi \cdot l_{ce} (l_{ce} + D)$ とする。

l_{ce} ：アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで， $l_{ce} = l_e$ とする。

l_e ：アンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ

d ：アンカーボルト軸部の直径

D ：アンカーボルト頭部の直径

アンカーボルトの許容引張力時の頭部支圧応力度は，コンクリートの支圧強度 f_n 以下となるようにする。

$$p_a / A_o \leq f_n$$

p_a ：アンカーボルト頭部の支圧力

A_o ：アンカーボルト頭部の支圧面積で， $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする

f_n ：コンクリートの支圧強度で， $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c} \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする。

ただし， $\sqrt{(A_c / A_o)}$ が6を超える場合は6とする。(N/mm²)

b. せん断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界 q_a については、アンカーボルトのせん断強度によりきまる q_{a1} 、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a2} 、及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a3} を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。

$$q_a = \min (q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s \sigma_{qa} \cdot {}_{sc} a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c \sigma_{qa} \cdot {}_{sc} a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot {}_c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに、

q_a : せん断力に対する許容限界 (N)

q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用 : $\phi_1 = 1.0, \phi_2 = 2/3$)

${}_s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 (${}_s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot {}_s \sigma_y$ (N/mm²))

${}_s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度

${}_{sc} a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

${}_c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (${}_c \sigma_{qa} = 0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$)

${}_c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (${}_c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ($A_{qc} = 0.5\pi c^2$)

c : へりあき寸法 (mm)

短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ l_e は、次式を満たすように選定する。

$${}_s \sigma_{qa} \cdot {}_{sc} a \leq {}_c \sigma_t \cdot A_c$$

(6) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の許容限界は、「道路橋示方書・同解説」((社)日本道路協会,平成14年3月)及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン」((財)沿岸技術研究センター,(社)寒地港湾技術研究センター,2014年3月)に基づき設定する。

a. 鋼材

鋼材の許容限界は、「道路橋示方書・同解説」((社)日本道路協会,平成14年3月)に基づき,基準津波時は許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮した短期許容応力度とする。なお,24m津波時の短期許容応力度は1.7倍の割増しを考慮する。

表 3.4-5 鋼材の許容限界

鋼材種別		短期許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度(24m津波時) (N/mm ²)	
		圧縮, 引張, 曲げ	せん断	圧縮, 引張, 曲げ	せん断
SS400	t ≤ 40*	210	120	238	136
SM570	t ≤ 40*	382.5	217.5	433.5	246.5

*t: 鋼材の板厚

b. 接合ボルト

接合ボルトの許容限界は、「道路橋示方書・同解説」((社)日本道路協会,平成14年3月)に基づき,表3.4-6に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は,許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.4-6 接合ボルトの許容限界

使用位置	ボルト諸元	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	強度区分	引張	せん断
ワイヤーロープ取付部 軸ボルト	10.9	830	479

c. ワイヤーロープ

ワイヤーロープの許容限界は「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)」に基づき,「日本工業規格(JIS G 3549-2000)」にて規定された破断強度の4分の3とする。表3.4-7に許容限界を示す。

表 3.4-7 ワイヤーロープの許容限界

仕様	破断強度 (kN)	許容限界 (kN)
		引張
構造用ストランドロープ ST1670, 構成 7×19, φ56mm	2190	1642.5

(7) シートパイプ

シートパイプの許容限界は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年 2 月版（社）日本港湾協会）」の許容応力度に基づき設定する。基準津波時は、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 3.4-8 鋼材の許容限界値

鋼材種別	短期許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度(24m 津波時) (N/mm ²)	
	圧縮, 引張, 曲げ	せん断	圧縮, 引張, 曲げ	せん断
SY390	352.5	190	390	215

3.5 評価方法

鋼管杭鉄筋コンクリート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) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体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、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。

(3) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

津波時の2次元フレーム解析結果より、地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力が改良体の許容限界以下であることを、次式により確認する。

$$F=R/Q$$

F : 安全率 (≥ 1.2)

R : せん断抵抗力

せん断抵抗力は、道路橋示方書 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）「10.3.3 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力」に準拠し以下の式で算出する。

$$R=c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B$$

c_B : 付着力 (改良体, 嵩上げ部は一軸圧縮強度 $q_u/2$, 原地盤面と接する位置については原地盤面と改良体の C 値の小さいほうの値とする)

A_e : 有効載荷面積

V : 鉛直力

ϕ_B : 摩擦角 (解析計画書 7 章その他より地盤条件は CU 条件で $\phi = 0^\circ$)

Q : すべり力 (二次元静的フレーム解析結果として得られるバネ反力値)

(4) 止水ジョイント部材

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。

(5) 鋼製アンカー

津波荷重が止水ジョイント部へ載荷された際に、アンカーの引張力、せん断力及びコンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(6) 鋼製防護部材

鋼製防護部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

(7) シートパイル

シートパイルに発生す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。

a. ボイリングに対する評価

ボイリングに対する評価は、堤内側の地盤の有効重量とシートパイル先端位置に作用する平均過剰間隙水圧との比を求める次式に基づいて実施する。

$$F_s = \frac{w}{u}$$

ここで、

u : シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧

w : 土の有効重量

$$w = \gamma' l_d$$

γ' : 土の水中単位体積重量

l_d : シートパイルの根入れ深さ

なお、安全率(F_s)は、「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，2016年制定）」に準拠し、 $F_s \geq 1.2$ を確保する。

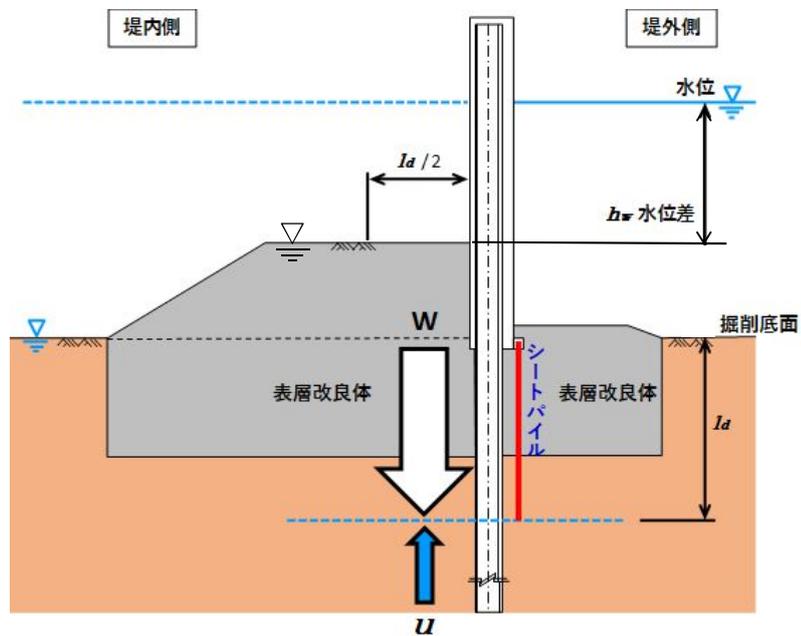


図 3.5.1-1 ボイリング防止対策の説明図

b. パイピングに対する評価

パイピングに対する評価は、堤外側から堤内側の浸透経路長と水位差の比を求める次式に基づいて実施する。

$$l/h_w \geq F_s$$

ここで、

l : 浸透流路長

h_w : 水面から掘削底面までの高さ（水位差）

なお、安全率（ F_s ）は、「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，2016年制定）」に準拠し、 $F_s \geq 2.0$ を確保する。

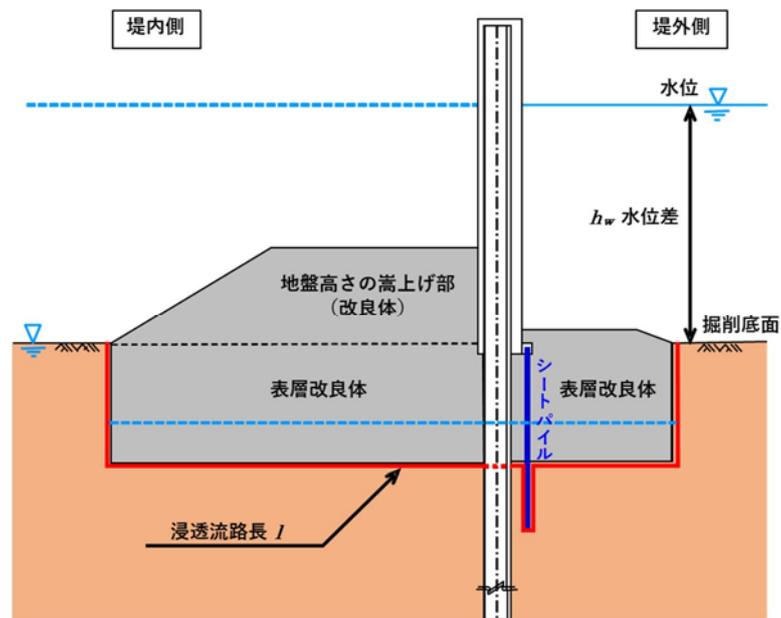


図 3.5.1-2 パイピング防止対策の説明図

3.5.2 重畳時

(1) 鋼管杭

鋼管杭の重畳時の評価は「(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。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「(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) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ式により、許容限界以下であることを確認する。ただし、照査に用いるすべり力は、2次元静的フレーム解析結果として得られるバネ反力値に加え表層改良体・地盤高さの嵩上げ部自重による慣性力も加味する。慣性力を算定する際の震度は余震時の地表面水平方向加速度最大値(絶対値)を用いることとする。

(4) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価は、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。

(5) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの重畳時の評価は「(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。

(6) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の重畳時の評価は「(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。

(7) シートパイル

シートパイルの重畳時の評価は「(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。

4. 評価結果

4.1 津波時の強度評価結果

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面⑤における津波時の評価結果を示す。

4.1.1 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.1-1 に、曲げに対する照査結果を表 4.1.1-2～表 4.1.1-11 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 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)
①			
②			
③			
④			
⑤			

表 4.1.1-2 曲げに対する安全率 (断面① : 基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1					
地盤バネ 2					

表 4.1.1-3 曲げに対する安全率 (断面① : T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1					
地盤バネ 2					

追而

表 4.1.1-4 曲げに対する安全率 (断面②：基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1					
地盤バネ 2					

表 4.1.1-5 曲げに対する安全率 (断面②：T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1					
地盤バネ 2					

表 4.1.1-6 曲げに対する安全率 (断面③：基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1					
地盤バネ 2					

表 4.1.1-7 曲げに対する安全率 (断面③：T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1					
地盤バネ 2					

表 4.1.1-8 曲げに対する安全率 (断面④：基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1					
地盤バネ 2					

追而

表 4.1.1-9 曲げに対する安全率 (断面④ : T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1					
地盤バネ 2					

表 4.1.1-10 曲げに対する安全率 (断面⑤ : 基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1					
地盤バネ 2					

表 4.1.1-11 曲げに対する安全率 (断面⑤ : T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1					
地盤バネ 2					

(2) せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.1-1 に、せん断に対する照査結果を表 4.1.1-12～表 4.1.1-21 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 4.1.1-12 せん断に対する安全率（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.1-13 せん断に対する安全率（断面①：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.1-14 せん断に対する安全率（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.1-15 せん断に対する安全率（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.1-16 せん断に対する安全率（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

追而

表 4.1.1-17 せん断に対する安全率 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.1-18 せん断に対する安全率 (断面④ : 基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.1-19 せん断に対する安全率 (断面④ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.1-20 せん断に対する安全率 (断面⑤ : 基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.1-21 せん断に対する安全率 (断面⑤ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

4.1.2 鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.2-1 に、2次元梁バネモデルによる曲げに対する照査結果を表 4.1.2-2 及び表 4.1.2-3 に、3次元FEM解析モデルによる曲げに対する照査結果を表 4.1.2-4 及び表 4.1.2-5 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 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 (cm ²)
①				
③				

表 4.1.2-2 曲げに対する安全率（基準津波時：2次元梁バネモデル）

	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
断面①							
断面③							

表 4.1.2-3 曲げに対する安全率（T.P.+24 m津波時：2次元梁バネモデル）

	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
断面①							
断面③							

表 4.1.2-4 曲げに対する安全率（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③							

表 4.1.2-5 曲げに対する安全率（T.P.+24 m津波時：3次元FEM解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③							

(2) せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.2-1 及び表 4.1.2-6 に、2次元梁バネモデルによるせん断に対する照査結果を表 4.1.2-7 及び表 4.1.2-8 に、3次元FEM解析モデルによるせん断に対する照査結果を表 4.1.2-9 及び表 4.1.2-10 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 4.1.2-6 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 (cm ²)
①			
③			

表 4.1.2-7 せん断に対する安全率 (基準津波時：2次元梁バネモデル)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面①				
断面③				

表 4.1.2-8 せん断に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面①				
断面③				

表 4.1.2-9 せん断に対する安全率 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③				

表 4.1.2-10 せん断に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③				

4.1.3 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査結果を表 4.1.3-1～表 4.1.3-10 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果、発生せん断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、各地震動において最大となる値を示している。

表 4.1.3-1 改良体に対する安全率（断面①：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.3-2 改良体に対する安全率（断面①：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.3-3 改良体に対する安全率（断面②：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.3-4 改良体に対する安全率（断面②：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.3-5 改良体に対する安全率（断面③：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

追而

表 4.1.3-6 改良体に対する安全率 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.3-7 改良体に対する安全率 (断面④ : 基準津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.3-8 改良体に対する安全率 (断面④ : T.P. +24 m 津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.3-9 改良体に対する安全率 (断面⑤ : 基準津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.3-10 改良体に対する安全率 (断面⑤ : T.P. +24 m 津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

追而

4.1.4 止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する評価結果

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、「6.11 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

4.1.5 鋼製防護部材に対する評価結果

鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.12 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。

4.1.6 シートパイルに対する評価結果

シートパイルのせん断に対する照査結果を表 4.1.6-1～表 4.1.6-10 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果、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、各地震動において最大となる値を示している。

表 4.1.6-1 せん断に対する安全率（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.6-2 せん断に対する安全率（断面①：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.6-3 せん断に対する安全率（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.6-4 せん断に対する安全率（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.6-5 せん断に対する安全率（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

追而

表 4.1.6-6 せん断に対する安全率 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.6-7 せん断に対する安全率 (断面④ : 基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.6-8 せん断に対する安全率 (断面④ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.6-9 せん断に対する安全率 (断面⑤ : 基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

表 4.1.6-10 せん断に対する安全率 (断面⑤ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 1				
地盤バネ 2				

4.2 重畳時の強度評価結果

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面⑤における重畳時の評価結果を示す。

4.2.1 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.1-1 に、曲げに対する照査結果を表 4.2.1-2～表 4.2.1-11 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 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)
①			
②			
③			
④			
⑤			

表 4.2.1-2 曲げに対する安全率 (断面①：基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3					
地盤バネ 4					

表 4.2.1-3 曲げに対する安全率 (断面①：T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3					
地盤バネ 4					

表 4.2.1-4 曲げに対する安全率 (断面②：基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3					
地盤バネ 4					

追而

表 4.2.1-5 曲げに対する安全率 (断面② : T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3					
地盤バネ 4					

表 4.2.1-6 曲げに対する安全率 (断面③ : 基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3					
地盤バネ 4					

表 4.2.1-7 曲げに対する安全率 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3					
地盤バネ 4					

表 4.2.1-8 曲げに対する安全率 (断面④ : 基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3					
地盤バネ 4					

表 4.2.1-9 曲げに対する安全率 (断面④ : T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3					
地盤バネ 4					

表 4.2.1-10 曲げに対する安全率 (断面⑤ : 基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3					
地盤バネ 4					

追而

表 4.2.1-11 曲げに対する安全率 (断面⑤ : T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3					
地盤バネ 4					

(2) せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.1-1 に、せん断に対する照査結果を表 4.2.1-12～表 4.2.1-21 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 4.2.1-12 せん断に対する安全率（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.1-13 せん断に対する安全率（断面①：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.1-14 せん断に対する安全率（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.1-15 せん断に対する安全率（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.1-16 せん断に対する安全率（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

追而

表 4.2.1-17 せん断に対する安全率 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.1-18 せん断に対する安全率 (断面④ : 基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.1-19 せん断に対する安全率 (断面④ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.1-20 せん断に対する安全率 (断面⑤ : 基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.1-21 せん断に対する安全率 (断面⑤ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

4.2.2 鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 原地盤のばらつきを考慮した場合

原地盤のばらつきを考慮した場合の地盤バネによる2次元梁バネモデルの解析結果を以下に示す。

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、2次元梁バネモデルによる曲げに対する照査結果を表4.2.2-2及び表4.2.2-3に、3次元FEM解析モデルによる曲げに対する照査結果を表4.2.2-4及び表4.2.2-5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 (cm ²)
①				
③				

表4.2.2-2 曲げに対する安全率（基準津波時：2次元梁バネモデル）

	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
断面①							
断面③							

表4.2.2-3 曲げに対する安全率（T.P.+24m津波時：2次元梁バネモデル）

	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
断面①							
断面③							

表4.2.2-4 曲げに対する安全率（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③							

表 4.2.2-5 曲げに対する安全率 (T.P. +24 m 津波時 : 3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③							

b. せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.2-1 及び表 4.2.2-6 に、2次元梁バネモデルによるせん断に対する照査結果を表 4.2.2-7 及び表 4.2.2-8 に、3次元FEM解析モデルによるせん断に対する照査結果を表 4.2.2-9 及び表 4.2.2-10 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 4.2.2-6 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 (cm ²)
①			
③			

表 4.2.2-7 せん断に対する安全率 (基準津波時 : 2次元梁バネモデル)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面①				
断面③				

表 4.2.2-8 せん断に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時 : 2次元梁バネモデル)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面①				
断面③				

表 4.2.2-9 せん断に対する安全率 (基準津波時 : 3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③				

表 4.2.2-10 せん断に対する安全率 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③				

(2) 豊浦標準砂の場合

豊浦標準砂の場合の地盤バネによる2次元梁バネモデルの解析結果を以下に示す。

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、2次元梁バネモデルによる曲げに対する照査結果を表 4.2.2-11 及び表 4.2.2-12 に、3次元FEM解析モデルによる曲げに対する照査結果を表 4.2.2-13 及び表 4.2.2-14 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 4.2.2-11 曲げに対する安全率 (基準津波時：2次元梁バネモデル)

	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
断面①							
断面③							

表 4.2.2-12 曲げに対する安全率 (T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル)

	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
断面①							
断面③							

表 4.2.2-13 曲げに対する安全率 (基準津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③							

表 4.2.2-14 曲げに対する安全率 (T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③							

b. せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.2-1 及び表 4.2.2-6 に、2次元梁バネモデルによるせん断に対する照査結果を表 4.2.2-15 及び表 4.2.2-16 に、3次元FEM解析モデルによるせん断に対する照査結果を表 4.2.2-17 及び表 4.2.2-18 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 4.2.2-15 せん断に対する安全率（基準津波時：2次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面①				
断面③				

表 4.2.2-16 せん断に対する安全率（T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面①				
断面③				

表 4.2.2-17 せん断に対する安全率（基準津波時：3次元FEM解析モデル）

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③				

表 4.2.2-18 せん断に対する安全率（T.P. +24 m 津波時：3次元FEM解析モデル）

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
断面③				

4.2.3 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査結果を表 4.2.3-1～表 4.2.3-10 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果、発生せん断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、各地震動において最大となる値を示している。

表 4.2.3-1 改良体に対する安全率（断面①：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.3-2 改良体に対する安全率（断面①：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.3-3 改良体に対する安全率（断面②：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.3-4 改良体に対する安全率（断面②：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.3-5 改良体に対する安全率（断面③：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

追而

表 4.2.3-6 改良体に対する安全率 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.3-7 改良体に対する安全率 (断面④ : 基準津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.3-8 改良体に対する安全率 (断面④ : T.P. +24 m 津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.3-9 改良体に対する安全率 (断面⑤ : 基準津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.3-10 改良体に対する安全率 (断面⑤ : T.P. +24 m 津波時)

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

追而

4.2.4 止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する評価結果

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、「6.11 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

4.2.5 鋼製防護部材に対する評価結果

鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.12 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。

4.2.6 シートパイルに対する評価結果

シートパイルのせん断に対する照査結果を表 4.2.6-1～表 4.2.6-10 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果、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、各地震動において最大となる値を示している。

表 4.2.6-1 せん断に対する安全率（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.6-2 せん断に対する安全率（断面①：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.6-3 せん断に対する安全率（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.6-4 せん断に対する安全率（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.6-5 せん断に対する安全率（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

追而

表 4.2.6-6 せん断に対する安全率 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.6-7 せん断に対する安全率 (断面④ : 基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.6-8 せん断に対する安全率 (断面④ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.6-9 せん断に対する安全率 (断面⑤ : 基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

表 4.2.6-10 せん断に対する安全率 (断面⑤ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地盤バネ 3				
地盤バネ 4				

追而

4.3 まとめ

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 解析方法	89
3.5 許容限界	108
3.6 評価方法	111
4. 評価結果（追而）	113
4.1 解析結果（追而）	113
4.2 強度評価結果（追而）	113
4.3 まとめ（追而）	113

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。

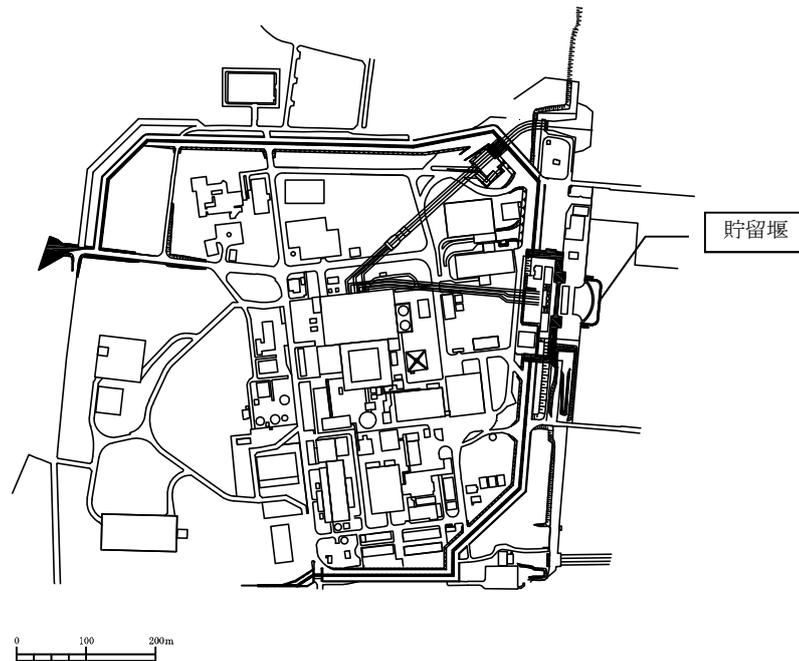


図 2.1-1 (1) 貯留堰の平面配置図 (全体図)

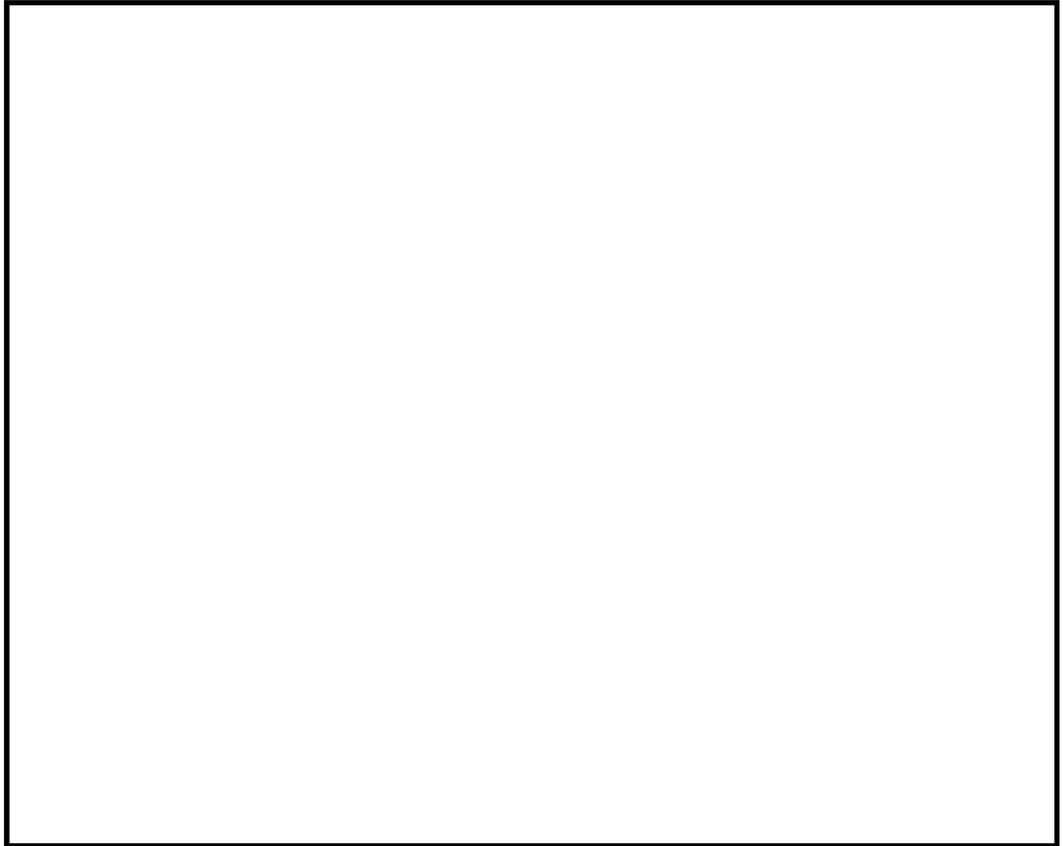


図 2.1-1 (2) 貯留堰の平面配置図 (拡大図)

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。

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。

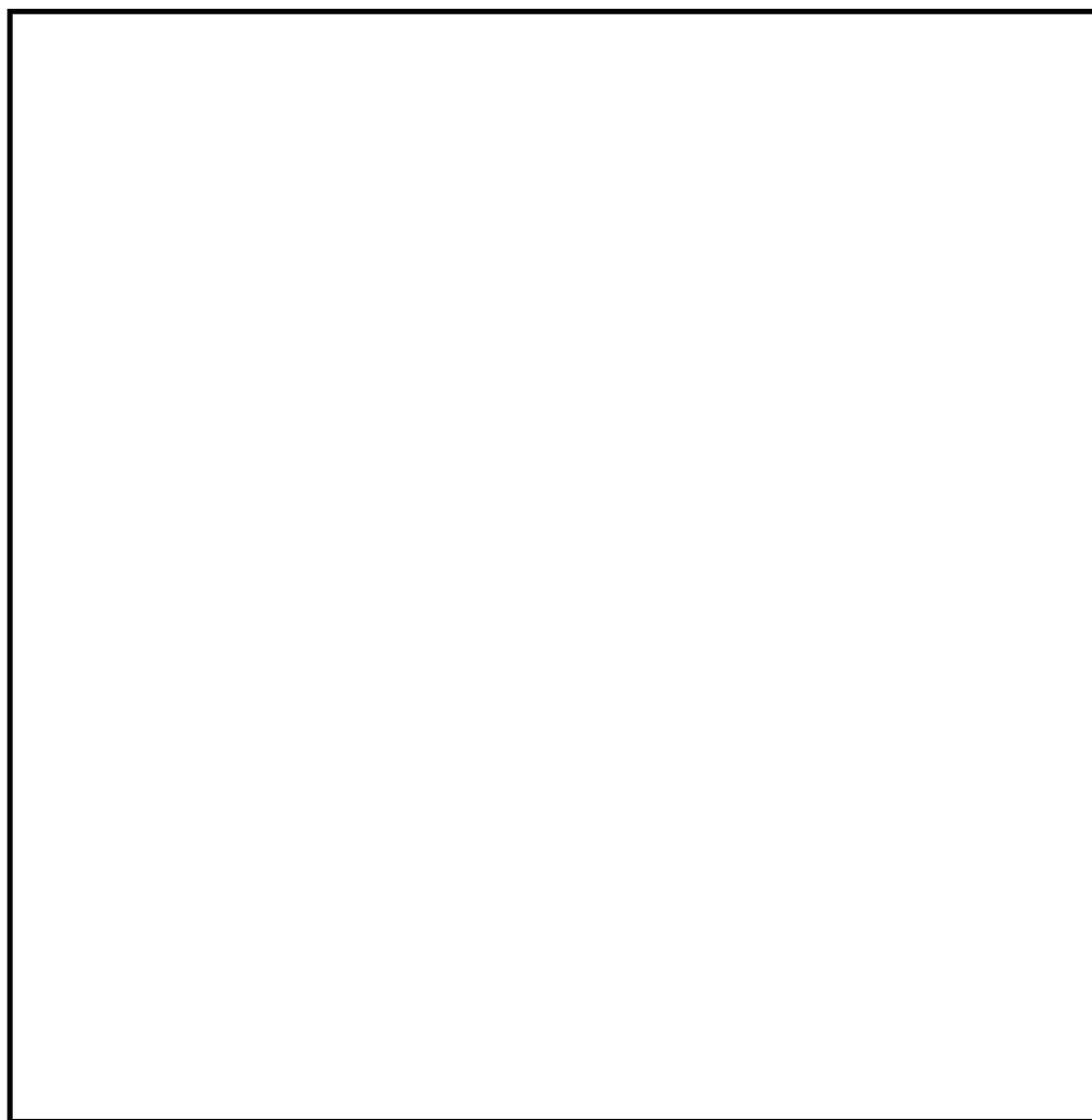


図 2.2-1 (1) 貯留堰の平面図

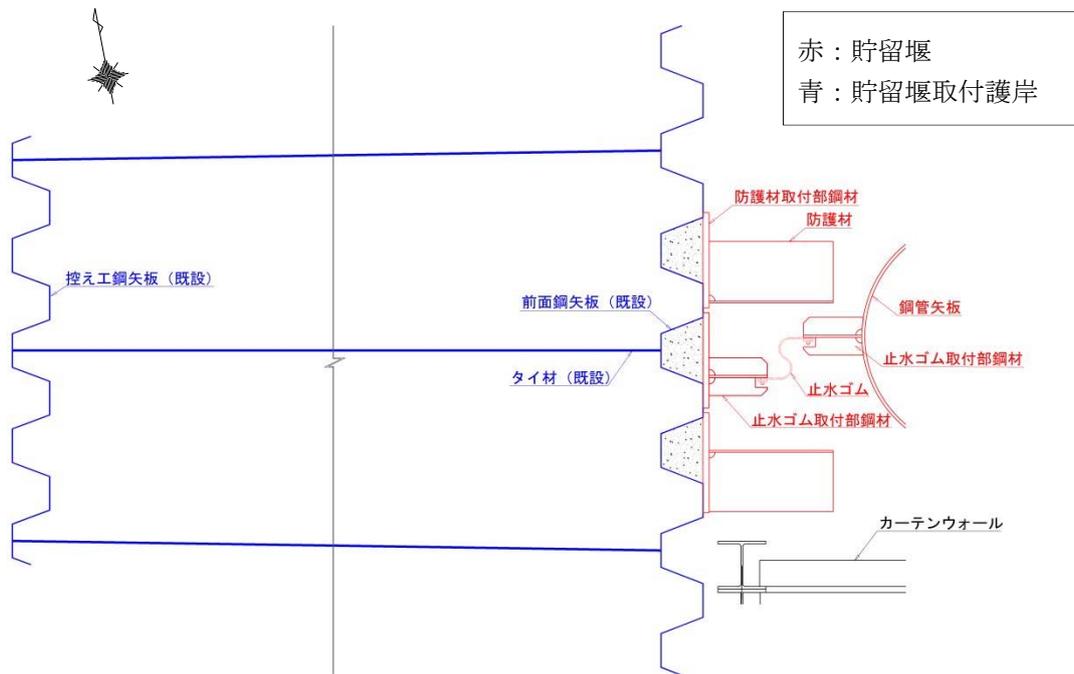
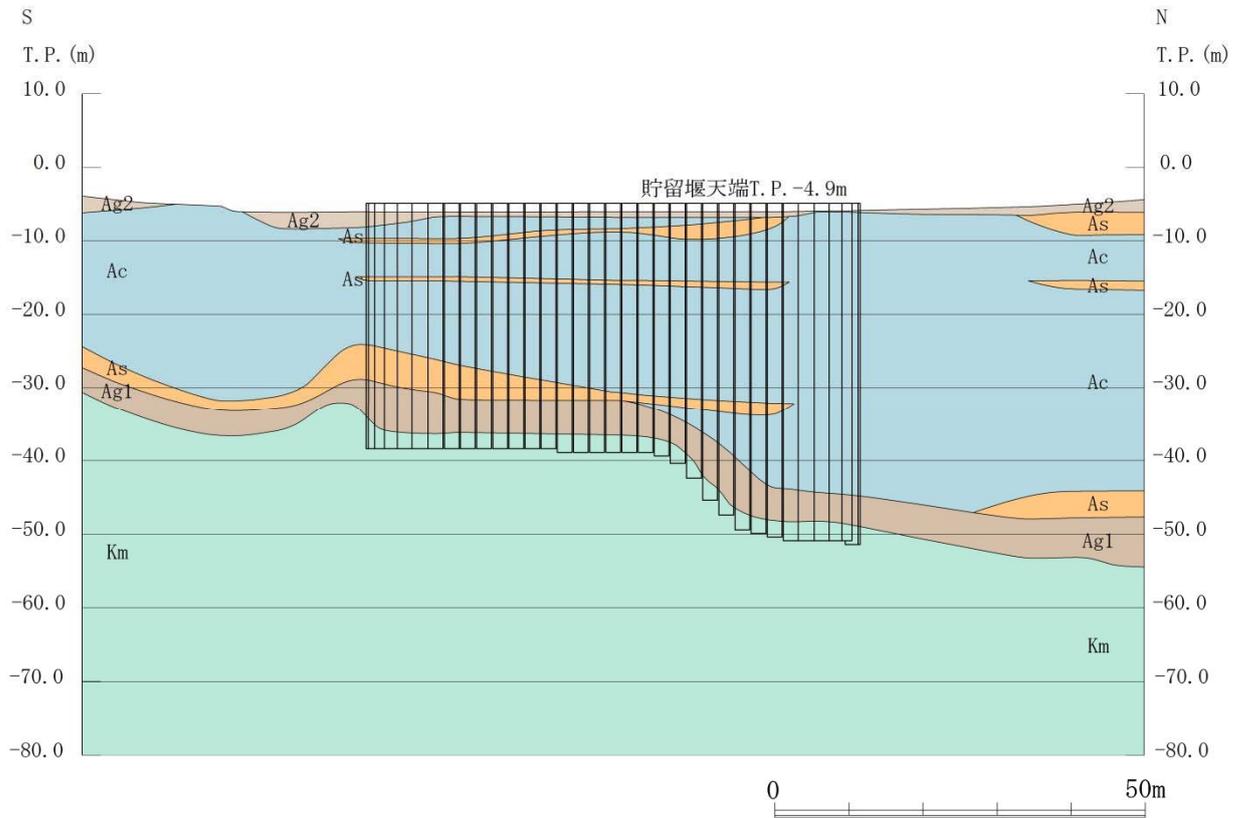


図 2.2-1 (2) 貯留堰の平面図 (A 部拡大)



図 2.2-2 貯留堰の断面図



護岸平行方向断面

図 2. 2-3 貯留堰の縦断断面図 (A-A 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、「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、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。

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。

構造部材の健全性評価については、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。

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	<p>・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。</p> <p>・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で設置し、止水性を維持する設計とする。</p> <p>・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。</p>	<p>・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。</p>	<p>・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。</p>	<p>・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まで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。</p> <p>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。</p> <p>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。</p>	<p>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。</p>	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。	
					<p>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ため、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。</p>	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。	
					<p>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。</p>	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。	
					<p>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。</p>	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。	
					<p>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。</p>	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

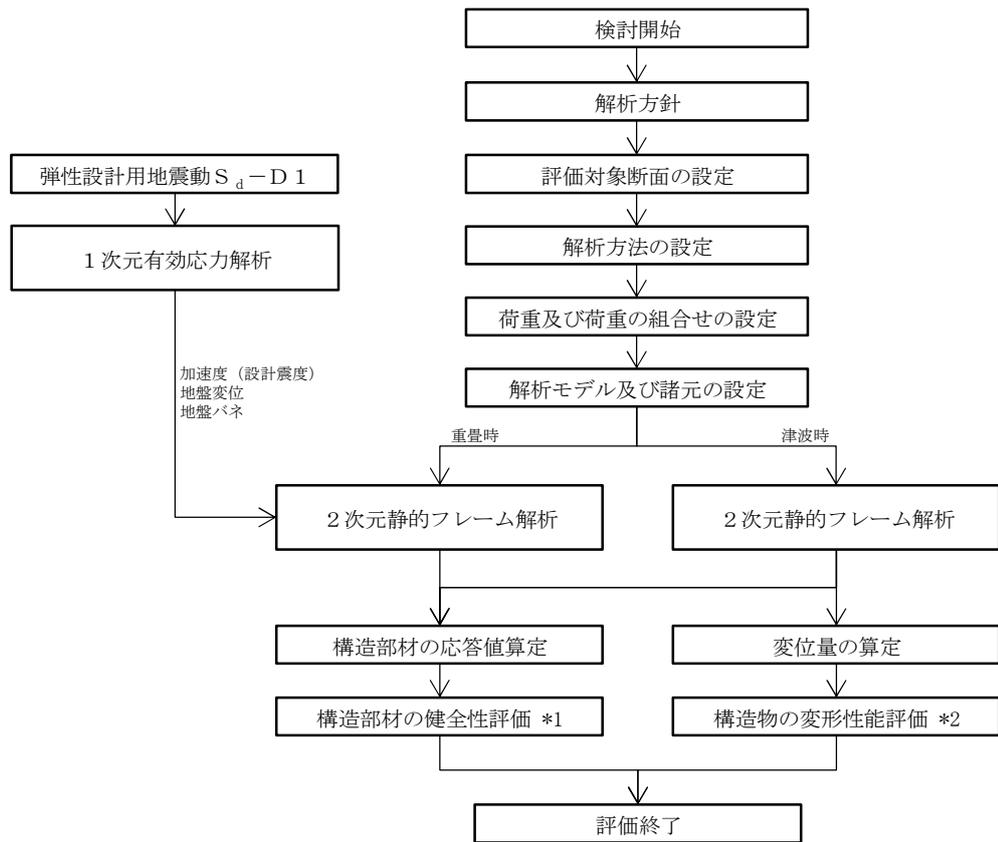
評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	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	平均剛性	非液状化
5	+1 σ 剛性	
6	豊浦標準砂	液状化パラメータ適用



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。

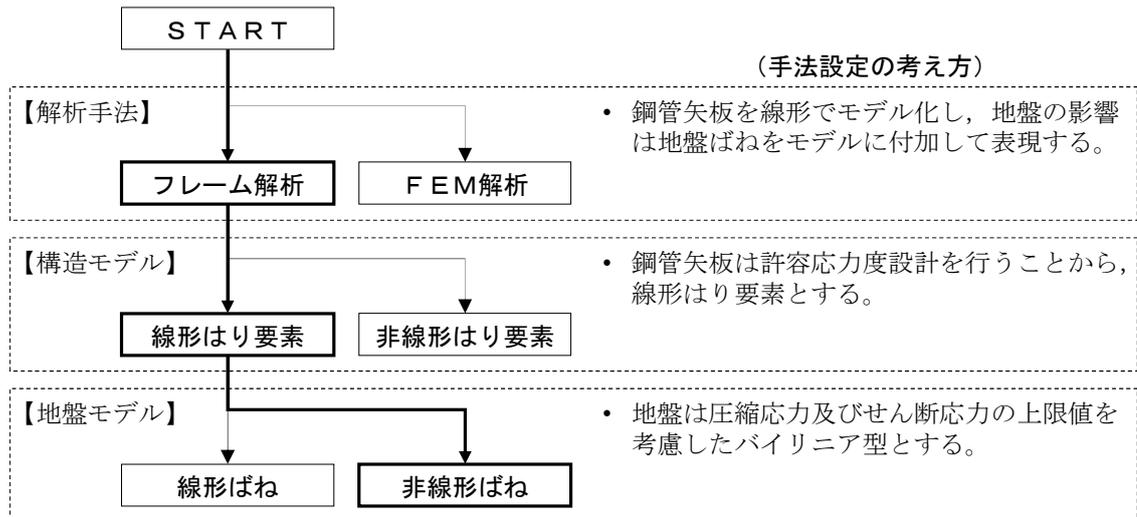


図 2.3-2 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

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） 	<ul style="list-style-type: none"> ・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） 	<ul style="list-style-type: none"> ・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 	<ul style="list-style-type: none"> ・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で ($\kappa = 2.0$)

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)

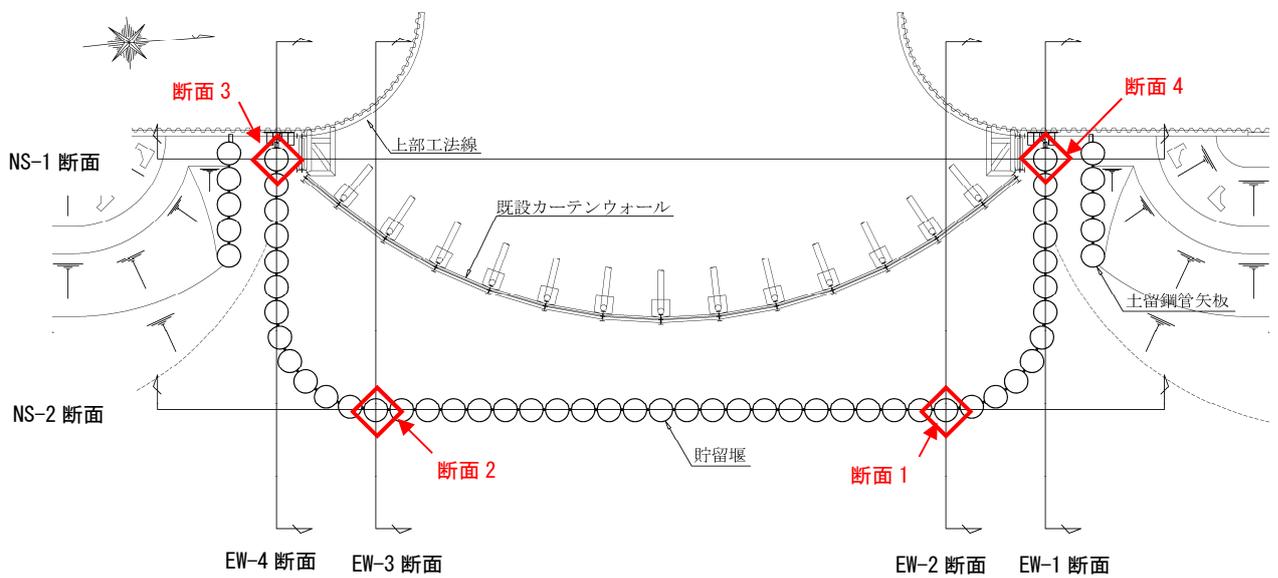


図 3.2-1 貯留堰の平面図

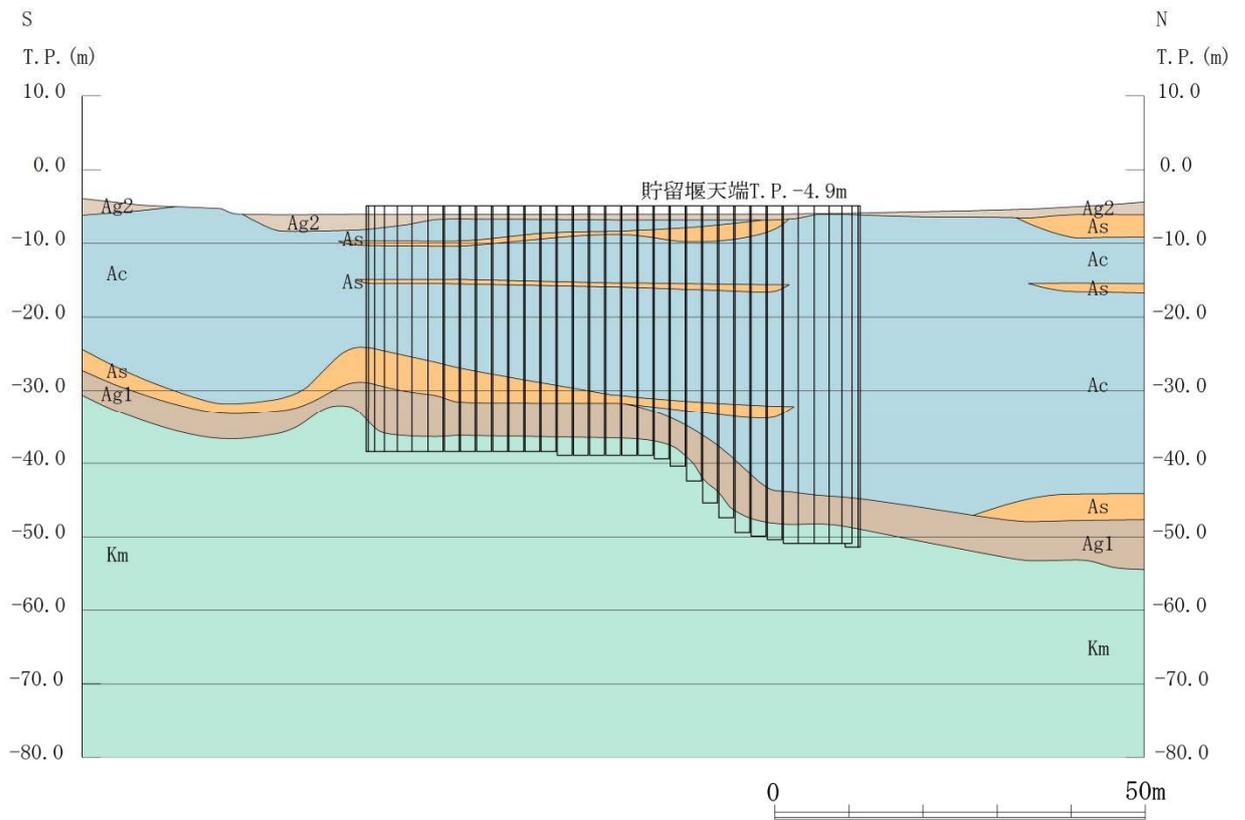


図 3.2-2 貯留堰の断面図 (NS-2)

地層構成の抽出位置 (EW-2 断面)

断面 1 (成層)

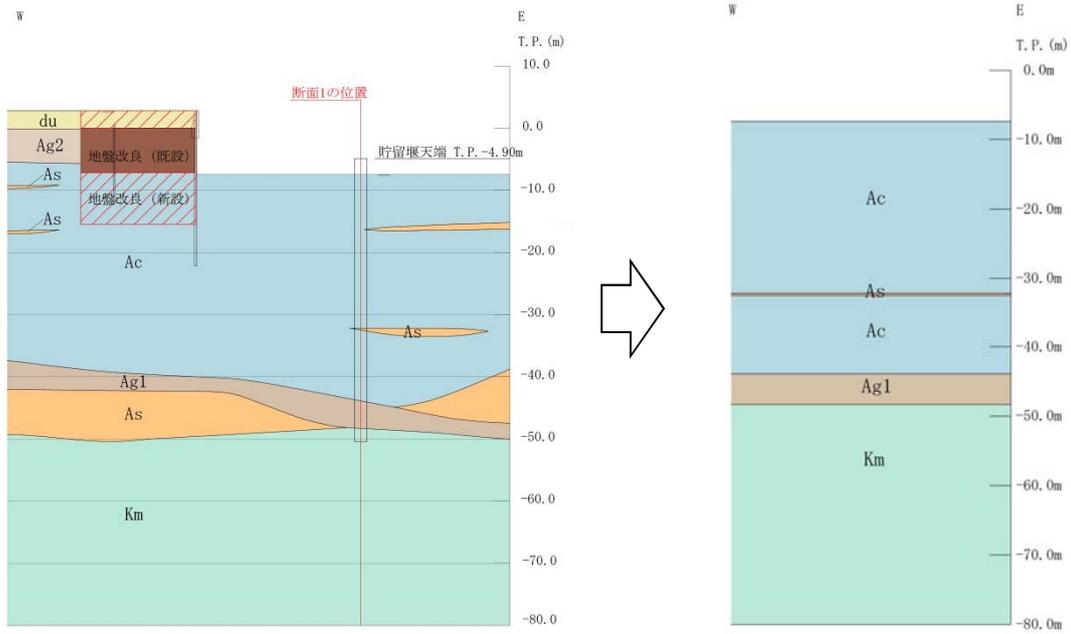


図 3.2-3 (1) 地層構成 (断面 1)

地層構成の抽出位置 (EW-3 断面)

断面 2 (成層)

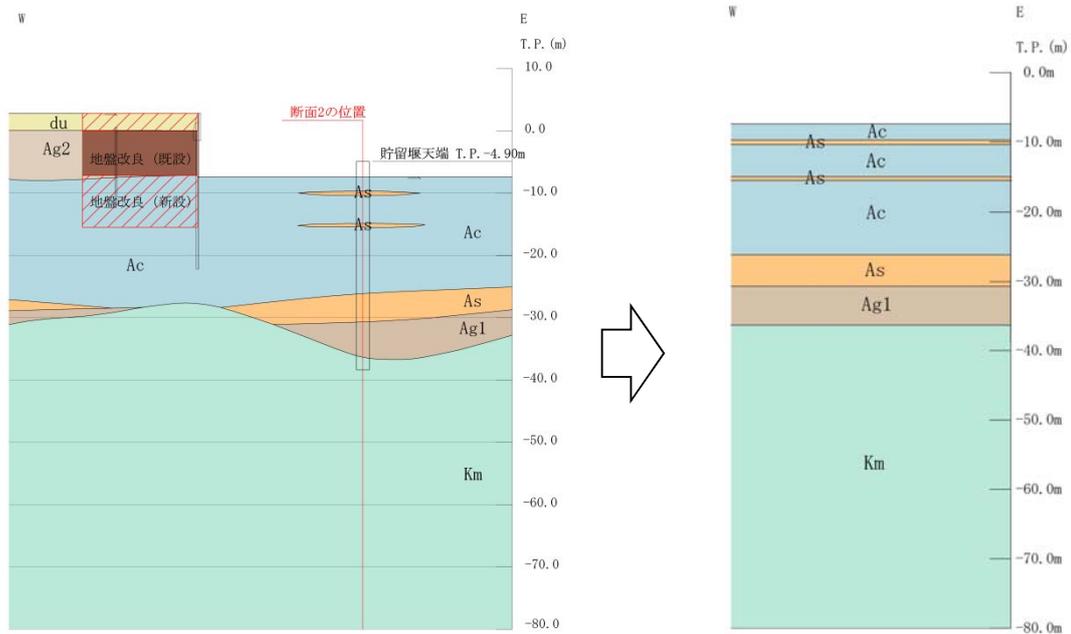
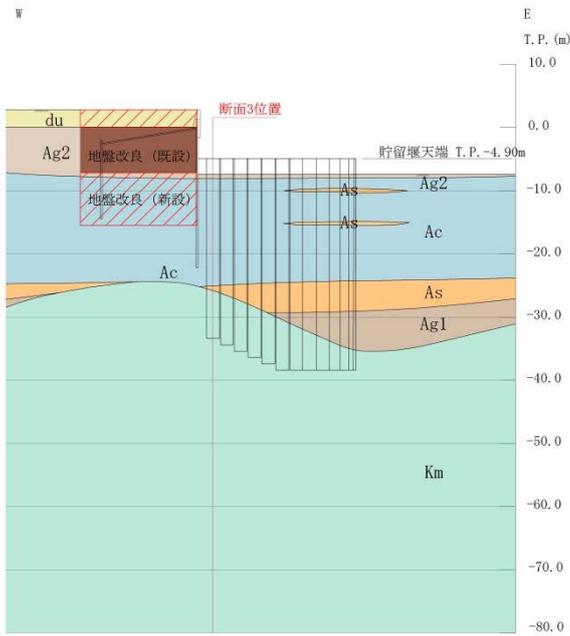


図 3.2-3 (2) 評価対象断面 (断面 2)

地層構成の抽出位置 (EW-4 断面)



断面 3 (成層)

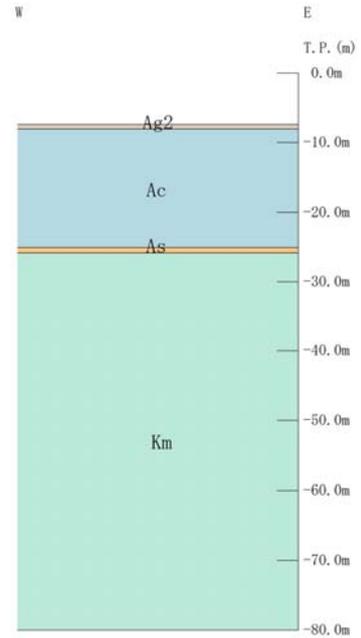
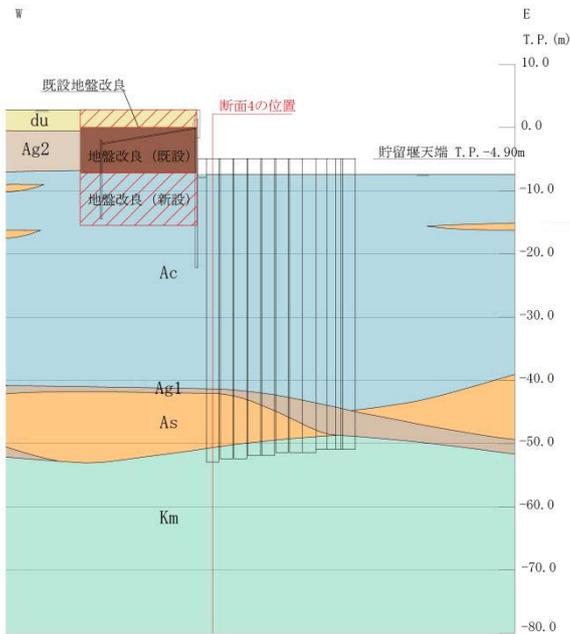


図 3.2-3 (3) 評価対象断面 (断面 3)

地層構成の抽出位置 (EW-1 断面)



断面 4 (成層)

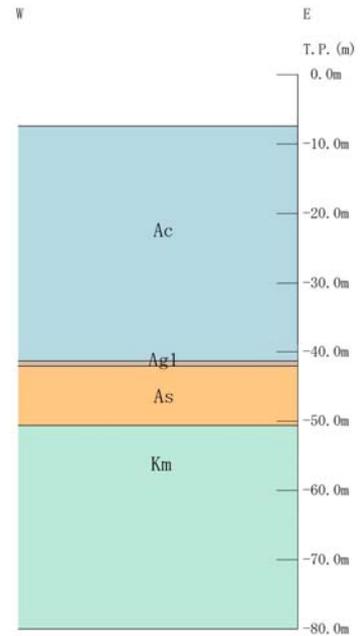


図 3.2-3 (4) 評価対象断面 (断面 4)

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
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。
- (3) 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。
- (4) 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。
- (5) 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。

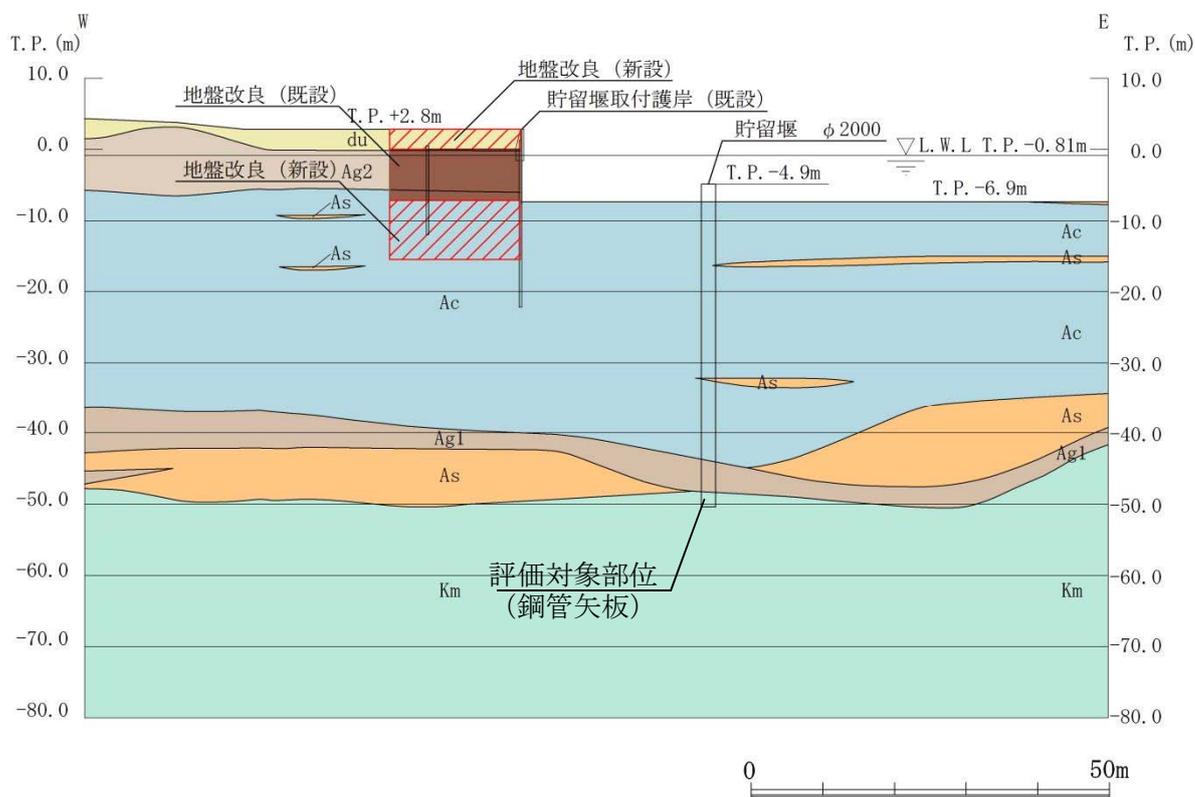


図 3.2-4 (1) 評価対象部位 (1/3)

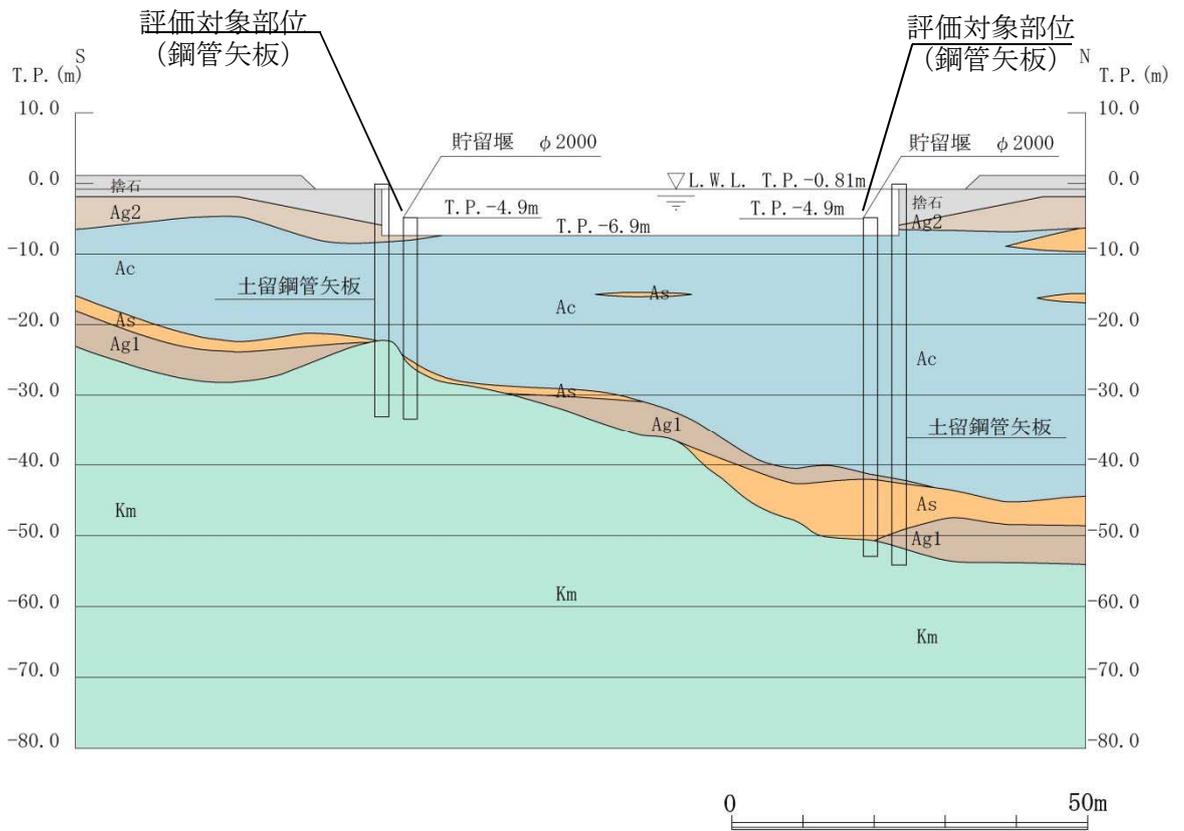


図 3.2-4 (2) 評価対象部位 (2/3)

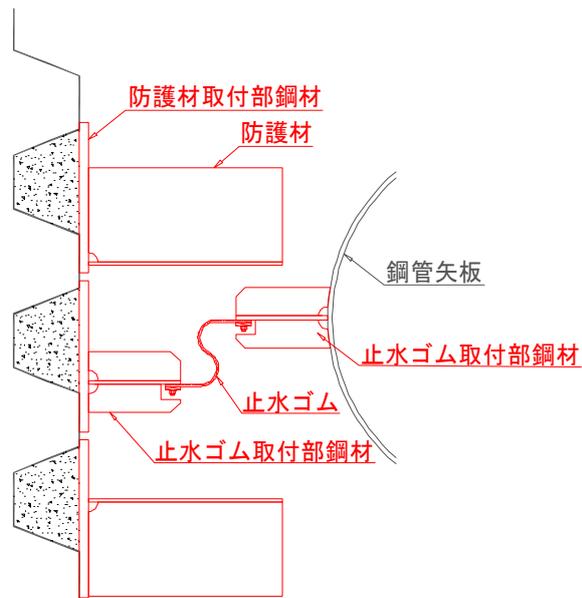


図 3.2-4 (3) 評価対象部位 (3/3)

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

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（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。

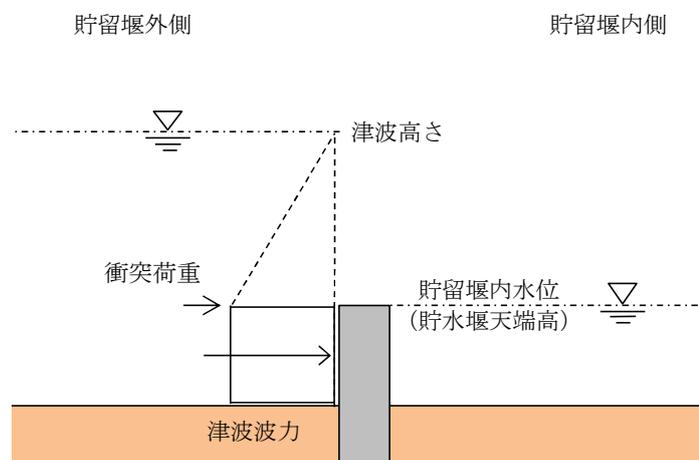


図 3.3-1 荷重作用図（津波時）

表 3.3-3 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・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 $S_d - D 1$ 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。

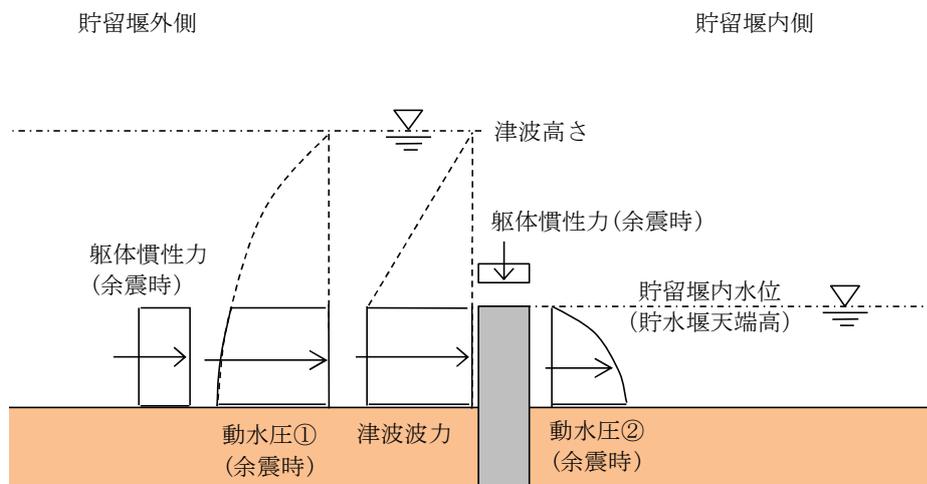


図 3.3-2 荷重作用図（重畳時）

3.4 解析方法

3.4.1 津波時

(1) 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。

(2) 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3.4-1に示す。また，津波時の地盤ばねの設定は，表3.4-1に示すとおり地盤の剛性及び強度低下が無いと仮定した地盤ばね1，及び地盤の剛性及び強度の低下を考慮した地盤ばね2の2ケースを考慮する。

貯留堰外側

貯留堰内側

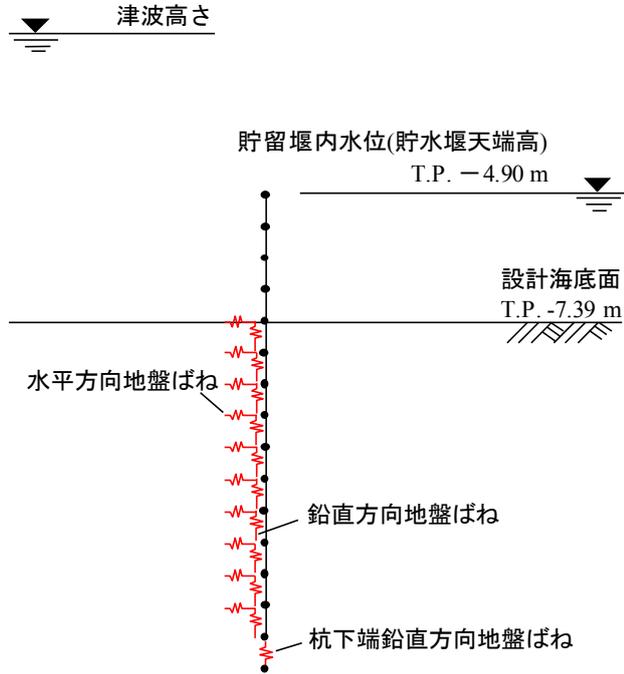


図 3.4-1 解析モデル

表 3.4-1 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	地盤の剛性と強度低下が無い 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 (-1 σ 低減値) から設定	地盤の剛性及び強度の低下を 考慮した場合

(3) 地盤反力係数

a. 地盤の剛性と強度低下が無いと仮定した場合

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值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。

イ) 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。

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

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

$$E = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_m$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \quad (\leq \sqrt{DL_e})$$

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

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 : 変形係数 (kN/m²)

ν_d : 動ポアソン比

G_m : 初期剛性 (kN/m²)

$$G_m = G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^x$$

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)

x : 第四紀層の場合 $x=0.5$, 第三紀層の場合 $x=0$

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)

ロ) 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)

ハ) 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)

b. 地盤の剛性及び強度の低下を考慮する場合

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。

イ) 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)

ロ) 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)

ハ) 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)

(4) 地盤反力度の上限値

a. 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 (°)

b. 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 (°)

c. 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)

(4) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.4-2 に、材料の物性値を表 3.4-3 に示す。

表 3.4-2 使用材料

諸元	
鋼管矢板	SM570

表 3.4-3 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	2.00×10^5	0.3

(5) 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3.4-4に示す。

表 3.4-4 (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	
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'_{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_D	—	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 3.4-4 (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					捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系	
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1		
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
	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 3.4-4 (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	通用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm ³)	静ポアソン比 ν_{cp}	粘着力 C_{cp} (kN/mf)	内部摩擦角 ϕ_{cp} (°)	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} (kN/mf)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/mf)	拘束圧 依存係数	最大履歴 減衰率 $\beta_{max}(-)$	動ポアソン比 ν_d	硬密波 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	326,967	371,843	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	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	337,544	383,874	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	342,139	389,096	498	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	498	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	346,754	394,349	498	0.0	0.113	0.460	1,680	1,680,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	348,300	396,107	498	0.0	0.113	0.460	1,684	1,684,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	350,851	397,867	498	0.0	0.113	0.460	1,688	1,688,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	352,406	399,629	498	0.0	0.114	0.460	1,696	1,696,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	353,965	401,393	498	0.0	0.114	0.460	1,702	1,702,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	355,527	403,159	498	0.0	0.115	0.460	1,709	1,709,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	357,093	404,927	498	0.0	0.115	0.459	1,716	1,716,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	358,662	406,697	498	0.0	0.115	0.459	1,723	1,723,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	360,236	408,467	498	0.0	0.116	0.459	1,726	1,726,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	361,814	410,241	498	0.0	0.116	0.459	1,733	1,733,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	363,397	412,019	498	0.0	0.117	0.459	1,736	1,736,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	364,984	413,801	498	0.0	0.117	0.458	1,743	1,743,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	366,576	415,587	498	0.0	0.117	0.458	1,746	1,746,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	368,172	417,377	498	0.0	0.118	0.458	1,754	1,754,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	369,772	419,171	498	0.0	0.118	0.458	1,757	1,757,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	371,376	420,969	498	0.0	0.118	0.458	1,764	1,764,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	372,984	422,771	498	0.0	0.118	0.457	1,767	1,767,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	374,596	424,577	498	0.0	0.119	0.457	1,774	1,774,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	376,211	426,387	498	0.0	0.119	0.457	1,777	1,777,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	377,829	428,199	498	0.0	0.120	0.457	1,784	1,784,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	379,450	429,999	492	0.0	0.120	0.457	1,787	1,787,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	381,074	431,801	492	0.0	0.120	0.456	1,794	1,794,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	382,701	433,607	492	0.0	0.120	0.456	1,797	1,797,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	384,331	435,417	492	0.0	0.121	0.456	1,804	1,804,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	385,964	437,229	492	0.0	0.121	0.456	1,807	1,807,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	387,600	439,043	492	0.0	0.121	0.456	1,814	1,814,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	389,239	440,859	492	0.0	0.122	0.455	1,817	1,817,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	390,881	442,677	492	0.0	0.122	0.455	1,824	1,824,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	392,526	444,497	492	0.0	0.122	0.455	1,827	1,827,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	394,174	446,319	492	0.0	0.122	0.455	1,834	1,834,000
57	-82	-83 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	395,824	448,143	492	0.0	0.123	0.455	1,837	1,837,000
58	-84	-85 ~ -83	1.73	0.14	864	14.9	498	397,476	449,969	492	0.0	0.123	0.455	1,844	1,844,000
59	-86	-87 ~ -85	1.73	0.14	876	14.7	499	399,130	451,797	492	0.0	0.124	0.454	1,847	1,847,000
60	-88	-89 ~ -87	1.73	0.14	888	14.5	501	400,786	453,627	492	0.0	0.124	0.454	1,854	1,854,000
61	-90	-91 ~ -89	1.73	0.14	900	14.3	502	402,444	455,459	492	0.0	0.124	0.454	1,857	1,857,000
62	-92	-93 ~ -91	1.73	0.14	912	14.1	504	404,104	457,293	492	0.0	0.124	0.454	1,864	1,864,000
63	-94	-95 ~ -93	1.73	0.14	924	13.9	505	405,766	459,129	492	0.0	0.125	0.453	1,867	1,867,000
64	-96	-97 ~ -95	1.73	0.14	936	13.7	506	407,430	460,967	492	0.0	0.125	0.453	1,874	1,874,000
65	-98	-99 ~ -97	1.73	0.14	948	13.5	507	409,096	462,807	492	0.0	0.125	0.453	1,877	1,877,000
66	-100	-101 ~ -99	1.73	0.14	960	13.3	508	410,764	464,649	492	0.0	0.126	0.452	1,884	1,884,000
67	-102	-103 ~ -101	1.73	0.13	972	13.1	509	412,434	466,493	486	0.0	0.126	0.452	1,887	1,887,000
68	-104	-105 ~ -103	1.73	0.13	984	12.9	510	414,106	468,339	486	0.0	0.127	0.451	1,894	1,894,000
69	-106	-107 ~ -105	1.73	0.13	996	12.7	511	415,780	470,187	486	0.0	0.127	0.451	1,897	1,897,000
70	-108	-109 ~ -107	1.73	0.13	1,008	12.5	512	417,456	472,037	486	0.0	0.127	0.451	1,904	1,904,000
71	-110	-111 ~ -109	1.73	0.13	1,020	12.3	513	419,134	473,889	486	0.0	0.127	0.451	1,907	1,907,000
72	-112	-113 ~ -111	1.73	0.13	1,032	12.1	514	420,814	475,743	486	0.0	0.128	0.450	1,914	1,914,000
73	-114	-115 ~ -113	1.73	0.13	1,044	11.9	515	422,496	477,599	486	0.0	0.128	0.450	1,917	1,917,000
74	-116	-117 ~ -115	1.73	0.13	1,056	11.7	516	424,180	479,457	486	0.0	0.128	0.450	1,924	1,924,000
75	-118	-119 ~ -117	1.73	0.13	1,068	11.5	517	425,866	481,317	486	0.0	0.128	0.450	1,927	1,927,000
76	-120	-121 ~ -119	1.73	0.13	1,080	11.3	518	427,554	483,179	486	0.0				

3.4.2 重畳時

(1) 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「FREMING 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。

(2) 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、「3.4.1 津波時」と同様とする。

なお、重畳時の地盤ばねの設定は、表3.4-5に示すとおり、 S_d 波による1次元有効応力解析から地表面加速度最大時刻及び地表面変位最大時刻における物性により設定する2ケースを考慮する。

表 3.4-5 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次元有効応力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次元有効応力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

(3) 1次元有効応力解析

a. 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。

b. 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.4.1 津波時」と同様とする。

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。

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 3.4-2 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 3.4-3 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。

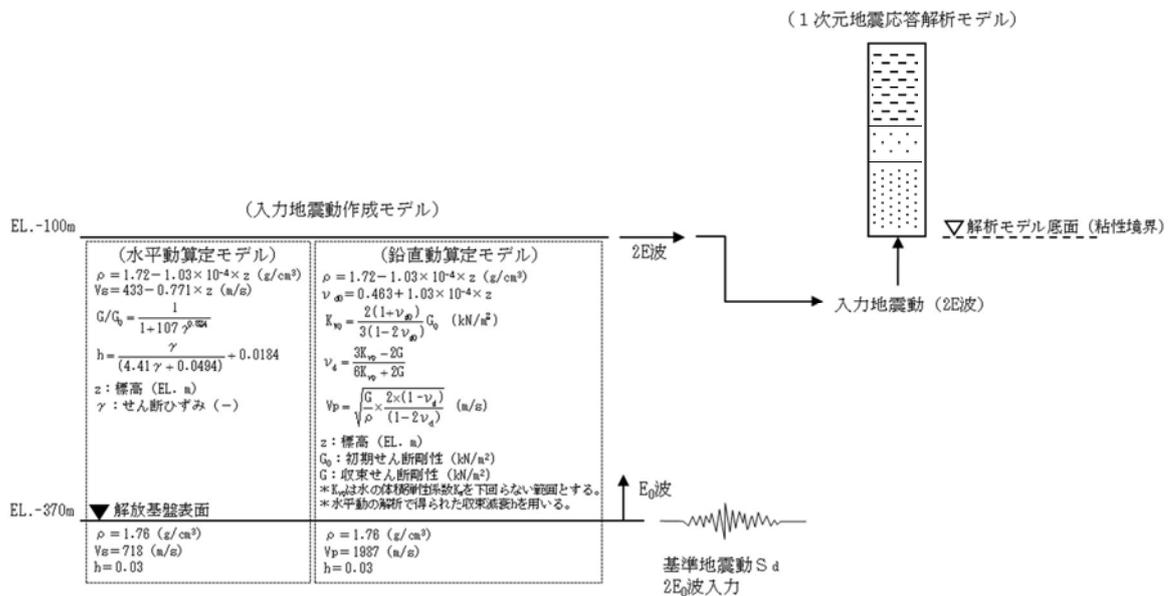
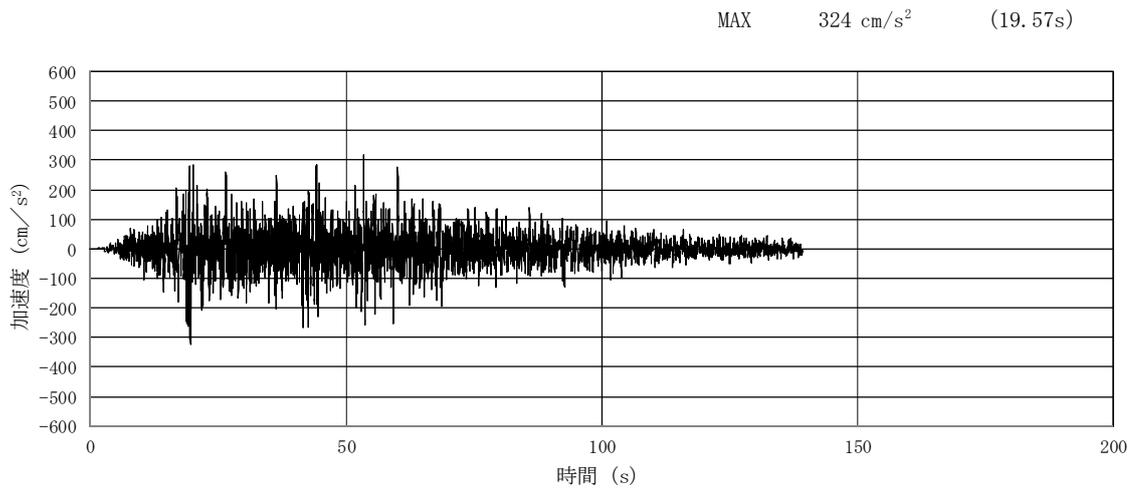
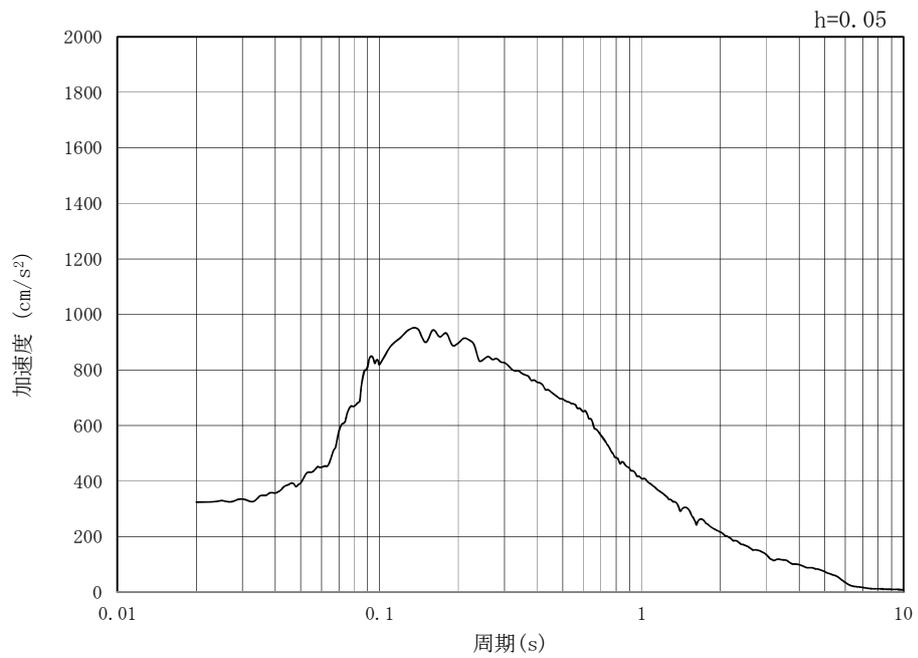


図 3.4-2 入力地震動算定の概念図



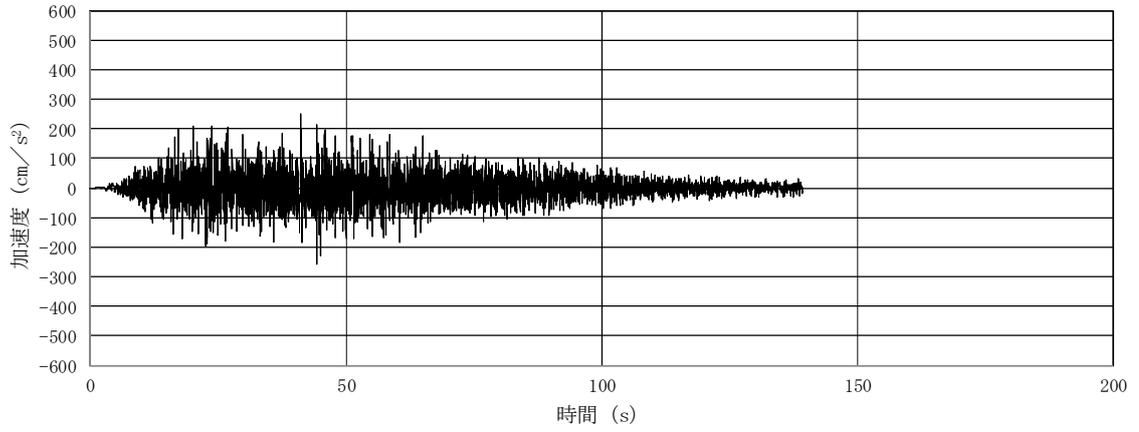
(a) 加速度時刻歴波形



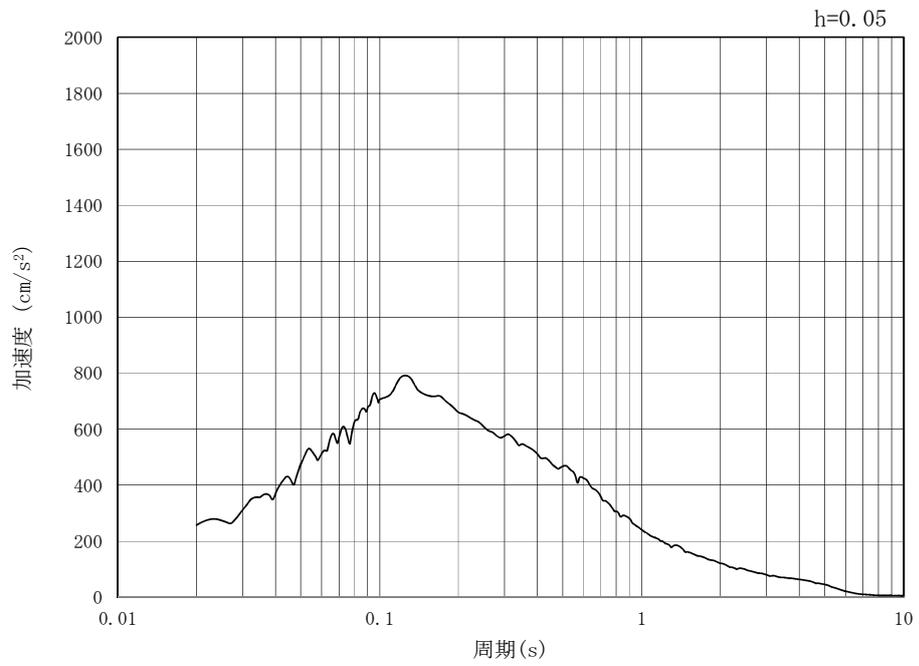
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 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_a-D 1)

MAX 258 cm/s² (44.24s)



(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及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S_d-D1)

d. 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。

図 3.4-4 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.4-6 に固有値解析結果を示す。

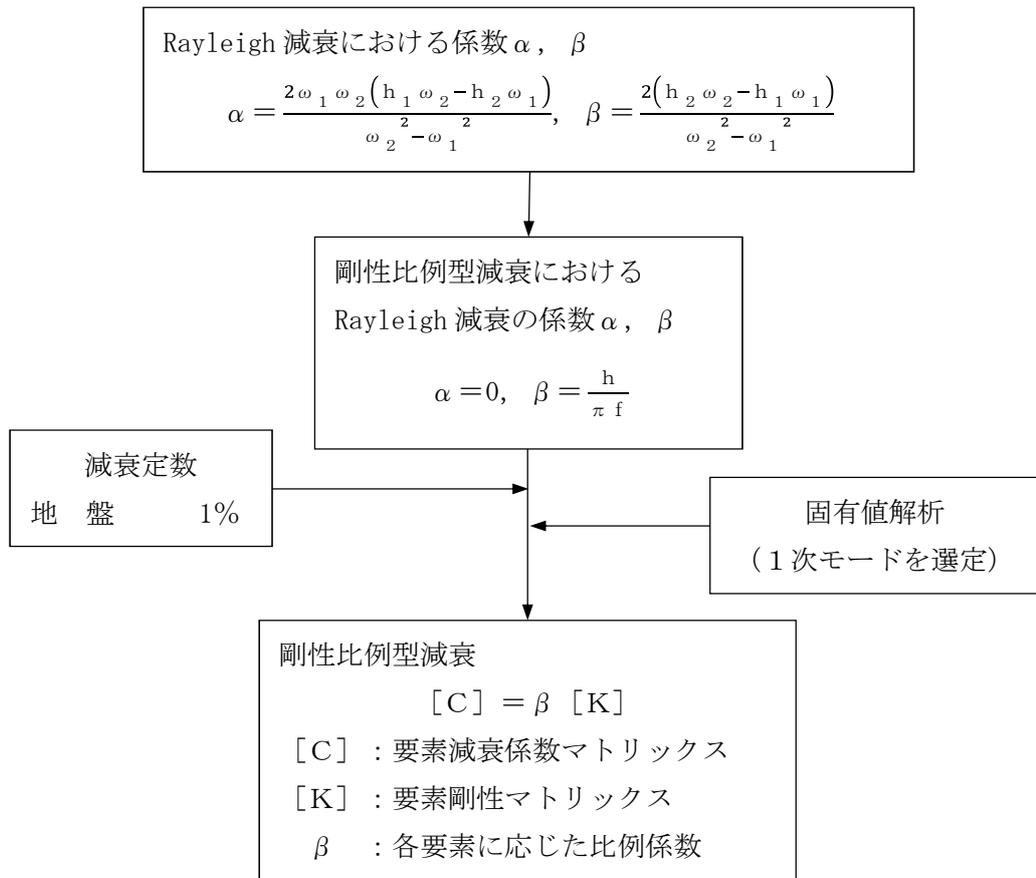


図 3.4-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.4-6 固有値解析結果 (追而)

e. 地盤ばね

重畳時の検討では、表 3.4-4 に示すとおり、地表面加速度最大時刻 t_{\max} 及び地表面変位最大時刻 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。

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

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

$$E = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_m$$

$$G_m = \tau_m / \gamma$$

$$\tau_m = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times (\sigma'_{m} / \sigma'_{ma})^{0.5}} + \left| \frac{\gamma}{C_{CD} \times \cos \varphi_{CD} + \sigma'_{m} \times \sin \varphi_{CD}} \right|}$$

$$B_H = \sqrt{D / \beta} \quad (\leq \sqrt{DL_e})$$

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

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 : 変形係数 (kN/m²)

ν_d : 動ポアソン比

G_m : 時刻 t_{\max} における地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

τ_m : 時刻 t_{\max} における地盤の発生せん断応力 (kN/m²)

γ : 時刻 t_{\max} における地盤の発生せん断ひずみ

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、地表面加速度最大時刻 t_{max} 及び地表面変位最大時刻 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。

$$\sigma_f = \alpha_p \times \{C_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\varphi_{CD})\}$$

$$\tau_f = C_{CD} \times \cos\varphi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\varphi_{CD}$$

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)

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 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。

3.5.1 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，表3.4-1のとおり設定する。なお，表3.5-1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鋼管矢板の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.5-1 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 φ2000	SM570	許容曲げ応力度	382.5
		許容せん断応力度	217.5

3.5.2 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3.5-2に止水ゴムの変形量の許容限界を示す。

表 3.5-2 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

3.5.3 止水ゴム取付鋼材

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3.5-3に示すとおり設定する。なお，表3.5-3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材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.5-3 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

3.5.4 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3.5-4に示すとおり設定する。なお，表3.5-4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 3.5-4 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

3.5.5 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 3.5-5 に示すとおり設定する。なお，表 3.5-5 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 3.5-5 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 3.5-6 に示すとおり設定する。なお，表 3.5-6 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 3.5-6 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 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。

3.6.1 津波時

(1) 鋼管矢板

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「3.5 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/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) 止水ゴム

発生変位量が「3.5 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。

(3) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材に発生する曲げ応力及びせん断応力が「3.5 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) 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材に発生する曲げ応力及びせん断応力が「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。

3.6.2 重畳時

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の評価は、「3.6.1 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。

(2) 止水ゴム

発生変位量が「3.5 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。

(3) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材に発生する曲げ応力及びせん断応力が「3.5 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) 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材に発生する曲げ応力及びせん断応力が「3.5 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 (追而)

4.1 解析結果 (追而)

4.2 強度評価結果 (追而)

4.3 まとめ (追而)