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 36
提出年月日	平成 30 年 5 月 17 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

	7 <i>L</i> + > >	以 尺 腹 座			
改定	改定日 (提出年月日)	改定内容			
改 0	Н30. 2. 5	・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	Н30. 2. 7	・「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	Н30. 2. 8	・改0の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定			
改3	Н30. 2. 9	・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	Н30. 2. 13	・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	Н30. 2. 13	・「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	Н30. 2. 15	・「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	Н30. 2. 19	・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	Н30. 2. 19	・「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	Н30. 2. 22	・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	Н30. 2. 23	・改2の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定			
改 11	Н30. 2. 27	・「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	Н30. 3. 1	・「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	Н30. 3. 6	・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	Н30. 3. 6	<ul> <li>・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)</li> <li>・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</li> </ul>			

<b>→</b> * · *	改定日	
改定	(提出年月日)	改定内容
改 15	Н30. 3. 9	・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	Н30. 3. 12	・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	Н30. 3. 22	・改 15 の内,「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 18	Н30. 3. 30	・「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	Н30. 4. 3	・改 18 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定
改 20	Н30. 4. 4	・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	Н30. 4. 6	・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	Н30. 4. 6	・「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	Н30. 4. 10	・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	・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・「6.4.1 瞬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・「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・「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	・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	・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	Н30. 4. 18	・改 25 の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定

-t	改定日	-1. (C. C1-)
改定	(提出年月日)	改定内容
改 28	Н30. 4. 19	・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	Н30. 4. 19	・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	Н30. 4. 27	・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	Н30. 4. 26	・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	Н30. 5. 1	<ul> <li>・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</li> <li>・「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</li> <li>・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)</li> <li>・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)</li> <li>・「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</li> <li>・「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</li> </ul>
改 33	Н30. 5. 7	・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 ・「6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 34	Н30. 5. 7	・改27の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定 ・「6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明」を新規 作成し,追加
改 35	Н30. 5. 14	・改34の「6.1.3 止水機構に関する補足説明」を改定 止水機構の実証試験の記載等について適正化
改 36	Н30. 5. 17	・「5.19 許容応力度法における許容限界について」を新規追加 ・「6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を新規作成 し,追加 ・「6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し, 追加

#### 目 次

- 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]

[ ]内は、当該箇所を提出 (最新) したときの改訂を示 す。

- 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]

[ ]内は, 当該箇所を提出

(最新) したときの改訂を示

す。

- 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について「改 28 H30.4.19]
- 5.18 津波荷重の算出における高潮の考慮について[改 7 H30.2.19]
- 5.19 許容応力度法における許容限界について[改 36 H30.5.17]
- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.1 鋼製防護壁に関する補足説明
- 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明
  - 6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明「改 32 H30.5.1]
  - 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明[改 36 H30.5.17]
- 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明
- 6.1.3 止水機構に関する補足説明「改 34 H30.5.7]
- 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[改 36 H30.5.17]
- 6.6 放水路ゲートに関する補足説明
  - 6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明「改 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[改 34 H30.5.7]
  - 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。

#### 5.19 許容応力度法における許容限界について

津波防護施設の許容応力度法による耐震設計にあたり、部材に適用する許容応力度及び短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会、2002年制定)」に基づき設定することを基本とする。「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会、2002年制定)」において対象部材に直接適用できる値が無い場合は、「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)」に基づき設定する。また、「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)」においても対象部材に直接適用できる値が無い場合は、その他の規格・基準等を検討し、適切に設定する。

表 5.19-1 に各部材の許容応力度,短期許容応力度及び適用する規格・基準類を,表 5.19-2 に各津波防護施設に適用する規格,基準類を示す。

表5.19-1 各部材の許容応力度,短期許容応力度及び適用する規格,基準類

	地廳時,3 許容応力度 (N/mm <sup>3</sup> )	地震時, 基準津波時, 余震+基準津波時		#m16+ 0 T	T.P.+24n津液時. 余霽+T.P.+24n津液時	2.4m津波時	3000000年,中日本十日年
<ul> <li></li></ul>	計容応力度 (N/mm²)			1.F.T-2mm		,	
股計基準強度 f'ck=50 N/mm² 股計基準強度 f'ck=40 N/mm² 股計基準強度 f'ck=24 N/mm²		割増し係数*1	短期許容応力度 (N/mm²)	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	割増し係数*1	短期許容応力度*2 (N/mm²)	週月9る城伶, 巻串類
R 計基準強度 f * ck = 40 N/mm² R 計基準強度 f * ck = 24 N/mm²	力度 16	1.5	24	16	2.0	32	・地震時,基準津波時の許容応力度及び割増し係数 並びにTP・24m津波時の許容応力度は,道路土工 カルバート上指針(平成21年度版)を適用 「T.P.+24m津波時の割増し係数は,コングリート標準 示方書,構造性能照查編]((社)土木学会,2002年制 定)を適用
	力度 0.55	1.5	0.825	0.55	2.0	1.1	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002年制定) を適用
	力度 14	1.5	21	14	2.0	28	
	5)度 0.55	1.5	0.825	0.55	2.0	1.1	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木
	応力度 1.1	1.5	1.65	1.1	2.0	2.2	学会, 2002年制定)を適用
	度 12	1.5	18	12	2.0	24	
	力度 9	1.5	13.5	6	2.0	18	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木
	5)度 0.45	1.5	0.675	0.45	2.0	6.0	学会, 2002年制定)を適用
SD490	度 290	1.5	435	290	1.65	478.5	・地震時、基準津波時の許容応力度及び割増し係数 並びにT.P.+24m津波時の許容応力度は、道路橋示 参考(1 共通報 V. F端春編)、同解説((社)日本 かからの、エル・バーの、カール・デー
許容引張応力度(せん断補強筋)	断補強筋) 200	1.5	300	200	1.65	330	温度的层,中区24年3月で適用 ・T.P454m散球時の割削、係数(ユンクリート標準示 方書[構造性能照查編] ((社) 土木学会, 2002年制 定)を適用
許容引張応力度	度 206	1.5	309	206	1.65	339.9	
SD390 許容引張り応力度(社心断補強筋)	J断補強筋) 206	1.5	309	206	1.65	339.9	コンクリート標準示方書[構造性能照査編]((社)土木
\$P\$946	度 196	1.5	294	196	1.65	323.4	学会, 2002年制定)を適用
52545 計容引張り応力度(せん断補強筋)	J - 断補強筋) 196	1.5	294	196	1.65	323.4	
計200mm 計20mm 計20mm 計20mm 計20mm	度 255	1.5	382.5	255	1.7	433.5	
許容せん断応力度	5度 145	1.5	217.5	145	1.7	246.5	
SM 400V	度 210	1.5	315	210	1.7	357	
SM 1501 許容せん断応力度	5度 120	1.5	180	120	1.7	204	(京聚 楼 平 士 丰 ( 1 年 ) 4 年 7 以 子 数 權 法 恒 ) , 国 图 当
201400 許容引張応力度	度 185	1.5	277.5	185	1.7	314.5	温时高4ン量(1 英四幡 17   即中近幡) 四年記 ((社)日本道路協会, 平成14年3月)を適用
剥(A) SM430 計容せん断応力度	5度 105	1.5	157.5	105	1.7	178.5	道路橋示方書(1共通編·11鋼橋編)·同解説((社) 日本治的均今 元書14年9日/李海田
PY P	度 140	1.5	210	140	1.7	238	I
SMI400 許容せん断応力度	5度 80	1.5	120	80	1.7	136	
scann scann	度 140	1.5	210	140	1.7	238	
55400 酢容せん断応力度	5度 80	1.5	120	80	1.7	136	

注記 \*1:設計に用いる許容応力度は地震及び津波の影響を考慮した荷重の組み合せに対して割増し係数を乗じた値とすることが上記の適用する規格,基準類に記載されている。 \*2:T.P.+24m津波時,余震+T.P.+24m津波時の許容限界は,降伏応力度であるが,保守的な配慮として,上記の適用する規格,基準類に記載されている割増し係数を用いて設定する。

表5.19-2 各津波防護施設に適用する規格, 基準類

		コンクリート		f'ck $(N/mm^2)$		鉄筋				鱼阁村		
	規格,基準類	20	40	24	SD490	SD390	SD345	0.25MS	SM490Y	SM490	SM400	SS400
		コ示, カルバート指	二元	二示	コン示, 道路橋	二元	二示	道路橋	道路橋	道路橋	道路橋	道路橋
	鋼製防護壁	0	0	ı	0	0	0	0	0	0	0	0
	鉄筋コンクリート防潮壁	ı	0	ı	0	0	0	-	-	-	-	ı
	鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)	ı	0	-	0	0	0	-	-	-	-	ı
津波防護 施設	鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁	ı	0	ı	0	1	ı	0	1	-	1	ı
	防潮扉	1	0	_	0	_	_	0	_	_	_	-
	構內排水路逆流防止設備	0	0	0	0	1	0	0	-	_	-	1
	貯留堰	1	-	_	-	_	_	0	_	_	_	-

- 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明資料
- 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明資料

## 目 次

1.	忧	岁
2.	基	本方針
2	2. 1	位置
2	2. 2	構造概要·····3
2	2. 3	評価方針・・・・・・・・・・・・・・・・・15
2	2. 4	適用基準
3.	強	度評価方法25
3	3. 1	記号の定義・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 25
3	3. 2	評価対象断面及び部位・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 27
3	3. 3	荷重及び荷重の組合せ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
3	3. 4	許容限界······36
3	3. 5	評価方法44
4.	評	価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 91
4	. 1	地中連続壁基礎(下部構造)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・91
4	. 2	鋼製防護壁(上部構造)・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・99
4	<b>4.</b> 3	鋼製防護壁 (接合部) … 102
4	4. 4	まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・

## 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、鋼製防護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

鋼製防護壁の検討対象断面位置は、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「3.2 機能維持の方針」を踏まえて選定する。鋼製防護壁の「2.1 位置」及び 「2.2 構造概要」を示す。

## 2.1 位置

鋼製防護壁の位置図を図2-1に示す。

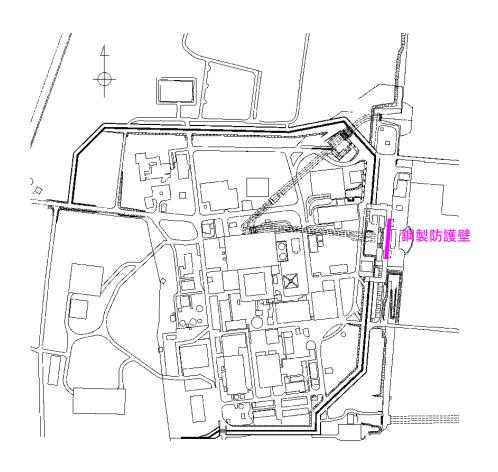


図 2-1 鋼製防護壁位置図

#### 2.2 構造概要

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

鋼製防護壁の検討対象位置平面図を図 2-2 に、構造概要図を図 2-3 に、構造図を図 2-4 に示す。

鋼製防護壁は鉛直及び水平方向に配置された鋼板で構成される鋼殻構造であり、施工性を考慮して分割したブロックの集合体として全体を構成する。各ブロックは添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合により結合する。

基礎部は、図 2-5 に示すとおり、南北両側に配置した地中連続壁基礎にて構成され、津波荷重等を受ける鋼製防護壁を支持する。地中連続壁基礎の内側には中実鉄筋コンクリートを充填し、地中連続壁基礎と一体化して両者で発生断面力を負担する。

図 2-6 に鋼製防護壁の構造概要を示す。鋼製防護壁は、下端標高 T. P. +3. 20 m から天端標高 T. P. +20.0 m までを頂部鋼板を含めて 10 層の水平隔壁に分割した構造とし、法線、法線直交方向の鉛直隔壁並びに外面鋼板とで構成される。各層は、図 2-6 に示すブロックが複数結合された構造である。鋼材ブロック継目部の添接板の間に止水性の維持のためシール材を設置する。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎とは鋼製防護壁アンカーによって剛結される。鋼製防護壁の基礎直上は図 2-7 に示すとおり、鋼殻内に必要な高さまで中詰め鉄筋コンクリートを打設して鋼殻と一体化し、下部構造への確実な荷重伝達を図る。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部イメージ図を図 2-8 に、結合部構造図を図 2-9 に示す。

また、止水性の維持のため、鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部を、鋼製防護壁の底面と既設取水構造物との境界部底部に止水機構を設置する。底部止水機構の評価は「6.1.3 止水機構に関する補足説明」に示す。

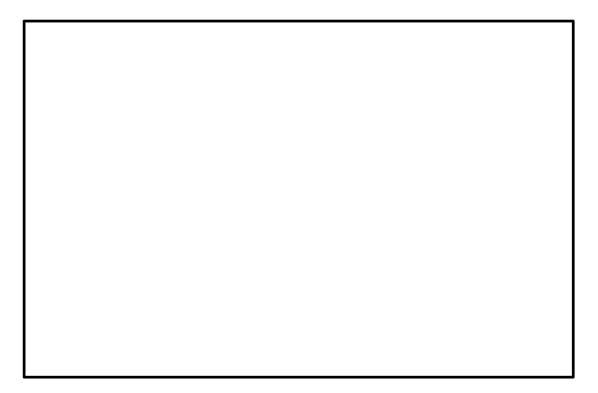


図 2-2 鋼製防護壁の検討対象位置平面図

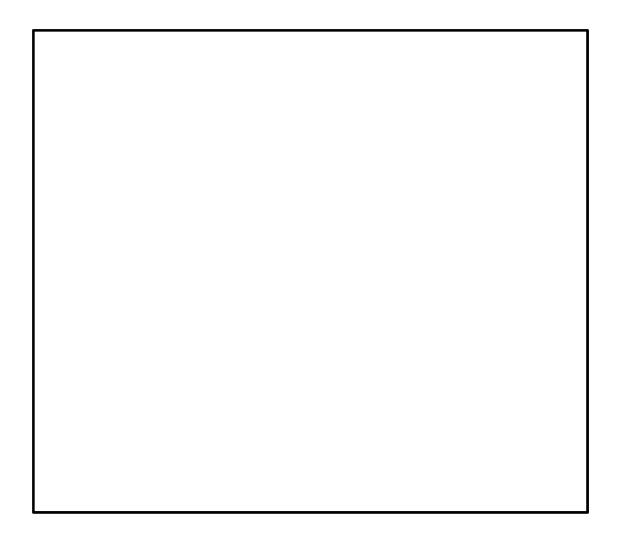


図 2-3 鋼製防護壁の構造概要図

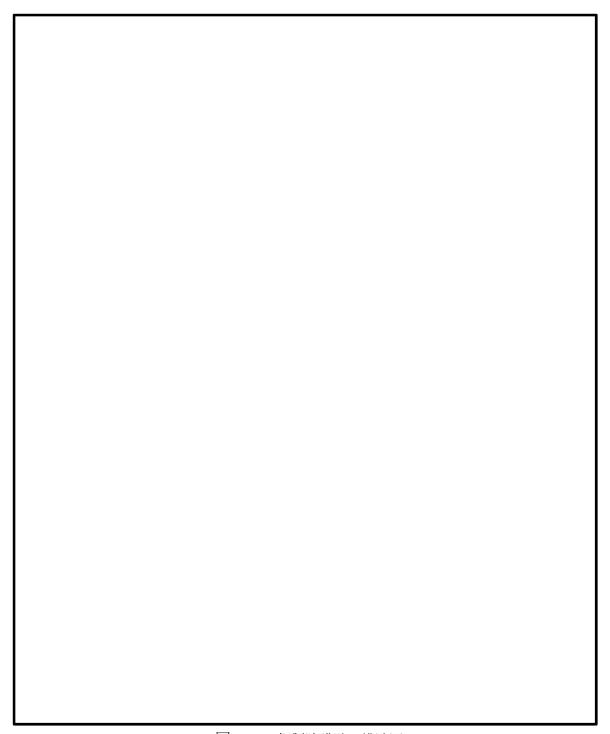


図 2-4 鋼製防護壁の構造図

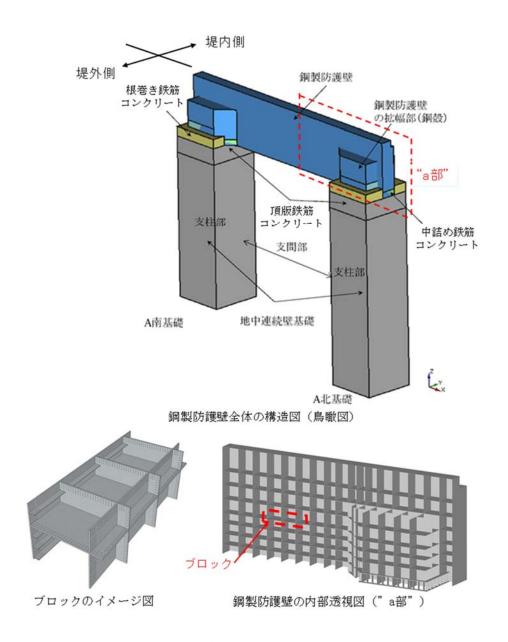


図 2-5 鋼製防護壁全体の構造概要図

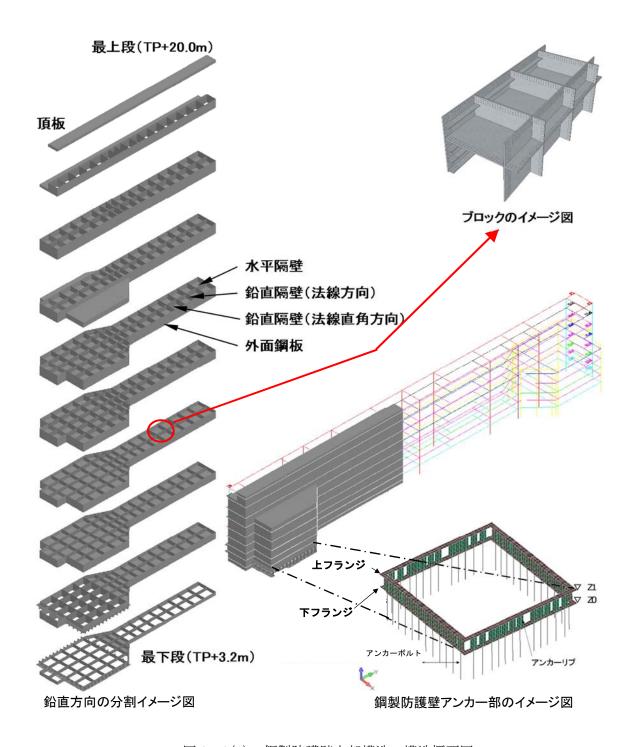


図 2-6(1) 鋼製防護壁上部構造の構造概要図

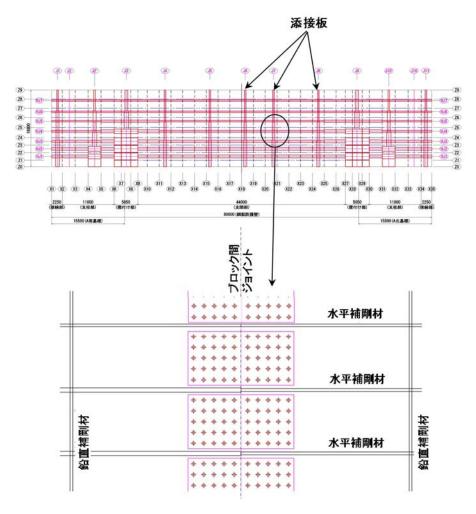


図 2-6 (2) 鋼製防護壁上部構造の構造概要図

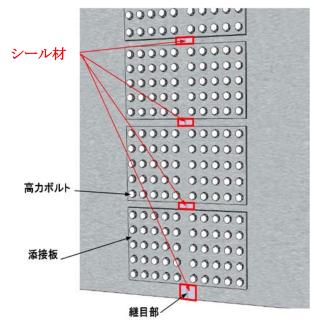


図 2-6 (3) シール材の概念図



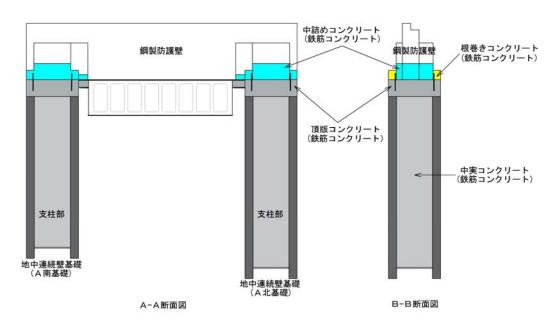


図 2-7(1) 鋼製防護壁の全体構成図

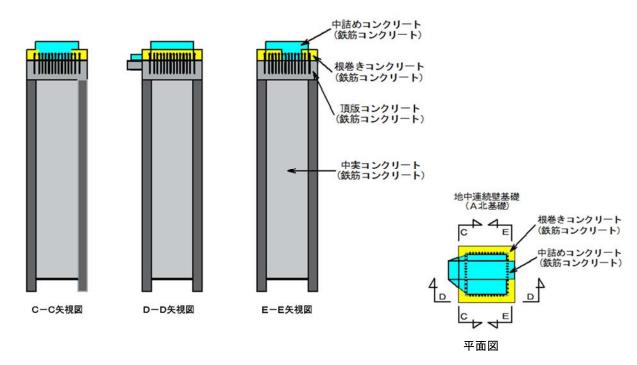
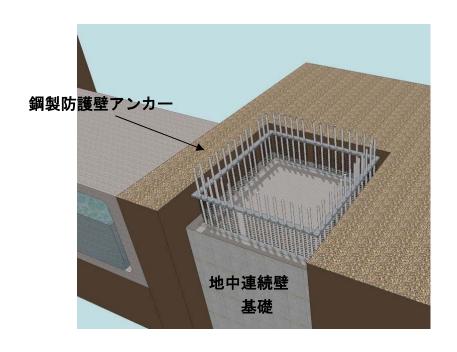


図 2-7 (2) 鋼製防護壁(地中連続壁基礎)の構成図



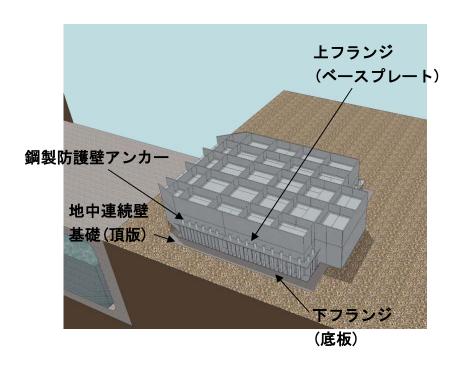


図 2-8 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部概要図

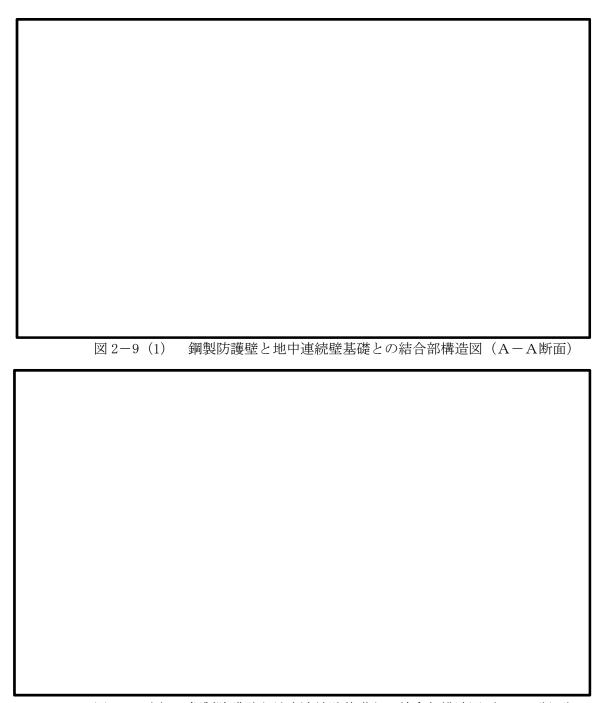


図 2-9 (2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (B-B断面)

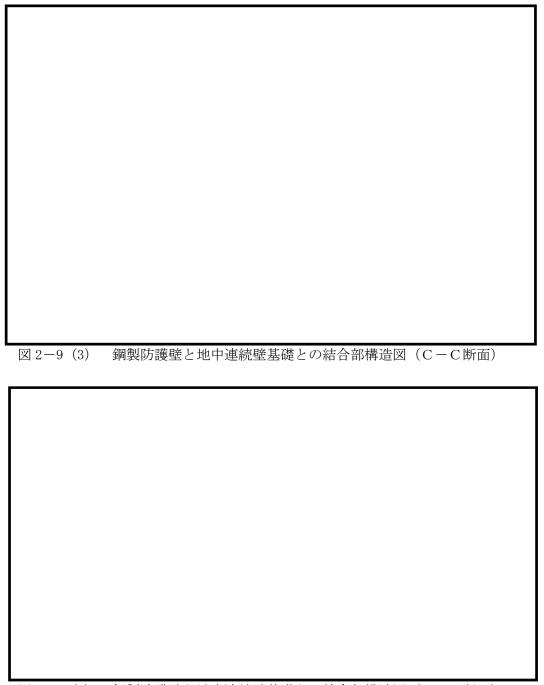


図 2-9 (4) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (D-D断面)

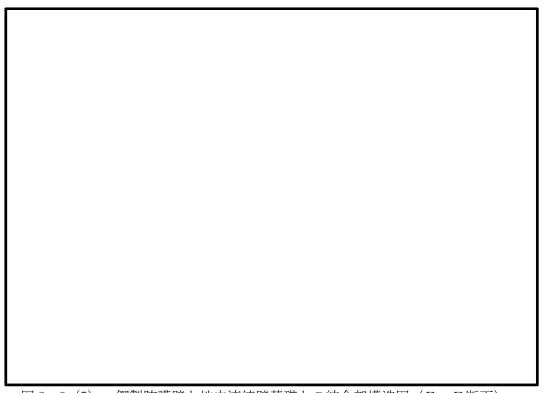


図 2-9 (5) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (E-E断面)

#### 2.3 評価方針

#### 2.3.1 概要

防潮堤(鋼製防護壁)は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鋼製防護壁の強度評価は、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、鋼製防護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。

鋼製防護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 2-10、図 2-11 に示す。

鋼製防護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。

鋼製防護壁は、上部構造(鋼製防護壁)と下部構造(地中連続壁基礎)が鋼製防護壁アンカーによって剛結され、上部構造からの軸力と水平軸回りの曲げモーメントを引抜き力、押込み力として基礎上部の頂版コンクリートに伝達することで一体構造として挙動するため、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、鋼製防護壁を格子状の梁要素でモデル化する。

鋼製防護壁の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-2 の鋼製防護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。

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3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3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 (2) 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。

## 表 2-1 鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針

赤字:荷重条件 緑字:要求機能 青字:対応方針

			機能	設計		構造強度設計													
施設名	基本設計方針	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評	価対象部位	応力等の 状態	損傷モード	設計に用いる許容限界								
	・鋼製防護壁は、地震後 の繰返しの襲来を想定し た入力津波に対して、鋼 製防護壁の要求される機 能を損なう恐れがない設 計とする。	・鋼製防護壁は、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、 流物の衝突、風及び積雪を 考慮した態施設が要求される 機能を損なう恐れがないよ	・鋼製防護壁は、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、風及びいても、 場合によいても、 もれる津波高さに余裕を考 慮した防潮堤高さの設定及	・鋼製防護壁は、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	・鋼製防護壁は、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 荷重に製の地中連続壁を 鋼製の上部構造で構成し、 鋼製の上部構造で構成し、	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	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。								
	・鋼製防護壁は、入力津 波に対して鋼製防護壁の 要求される機能を損なう 恐れがない設計とする。 ・鋼製防護壁は、津波の 流入による設計とする。 ・鋼製防護壁は、入力津	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。	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。	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	津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造 使全性を保持する設計とし、十分な支持性能設置するとと も地盤に設置する設計書とするととの境界的には止水ジョな の境界がには止水ジョなが、 ト部材を設置し、有意な漏	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	構造	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]」 「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部構造編)」に基づき短期許容応力度とする。 【IP+24m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」 「道路橋示方書・同解説(I共通編・IV下部構造編)」に基づき短期許容応力度とする。								
	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。 ・鋼製防護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			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、 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	えいを生じない設計とする ことを構造強度設計上の性 能目標とする。	地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		鋼製防護壁	曲げ, せん断	部材が弾性域に留 まらず塑性域に入 る状態	【基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・Ⅱ鋼橋編」に基づき短期許容応力度以下とする。 【TP+24m津波に対して】 「道路橋示方書・同解説(I共通編・Ⅱ鋼橋編」に基づき短期許容応力度以下とする。								
防護壁(鋼製	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。			る設計とする。 ④上部構造をフーケンコートートを連続を連結する。 クリート・を連続に連結する。 強整支持性能を有する地 盤に支持性能を計せる。 ⑥上部構造物間との変形に の場所による変形に の場所による変形に の場所による変形に が異種構造を用いて、 の場所による変形に の場所によるで表記に の地では、 が出ていたとの変形に にはないまる。		地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼製防護壁と地中連続壁基礎を考慮した荷重に対し、鋼製陸全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	トク	鋼製防護壁 アンカー (アンカーボル , 頂版鉄筋コン リート, 中詰鉄 筋めコンクリー ト)	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	【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]」 「道路橋示方書・同解説(1共通編・Ⅱ鋼橋編)」「鋼構造物設計基準(名古屋高速道路公社)」「道路土工カルバート工指針」に基づき短期許容応力度とする。 【TP+24m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」 「道路橋示方書・同解説(1共通編・Ⅱ鋼橋編)」「鋼構造物設計基準(名古屋高速道路公社)」「道路土工カルバート工指針」に基づき短期許容応力度とする。								
防護壁)				設置することにより止水 処置を講ずる。 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。	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	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	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	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 水に対して配性を有する フーチング厚を設定する ことにより、止水性を保	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 水に対して配性を有する フーチング厚を設定する ことにより, 止水性を保	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	ずる設計とす 波力による浸食 地盤内からの浸 て耐性を有する		上部	止水ジョイ ント部材	変形, 引張り	有意な漏えいに至 る変形, 引張り	メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施 する性能試験を参考に定める許容変形量及び許 容引張り力以下とする。		
											フーチング厚を設定する ことにより、止水性を保	フーチング厚を設定する ことにより、止水性を保	ことにより、止水性を保	ことにより、止水性を保	ことにより、止水性を保 持する設計とする。	チング厚を設定する こより、止水性を保	ことにより、止水性を保 持する設計とする。	ことにより、止水性を保 持する設計とする。	で性を保 で、 地震後の繰返し 流物の衝突、風
									じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ジョイント部材が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。また、止水ジョイント部材が止水性を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		止水ジョイン ト部材の	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	「鋼構造設計規準」に基づき短期許容応力度以 下とする。					
								鋼製 防護壁 底部 止水機構	曲げ,せん断	部材が弾性域に留 まらず塑性域に入 る状態	「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)」「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容 応力度以下とする。								

表 2-2 鋼製防護壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
		鋼製防護壁	発生応力が許容限界以 下であることを確認	短期許容応力度
構造強度	構造部材の	鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト, 頂版鉄筋コンクリート, 中詰鉄筋めコン 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
を有する こと	健全性	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*
	構造部材の健全性	鋼製防護壁	発生応力が許容限界以 下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎	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		鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト, 頂版鉄筋コンクリー ト,中詰鉄筋めコン 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
いこと		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	有意な漏えいが 生じないことを 確認した変形量

注記 \*:妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-3 (1) 津波時の検討で実施する解析ケース

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度 (平均)
2	静弹性係数	残留強度(-1σ)

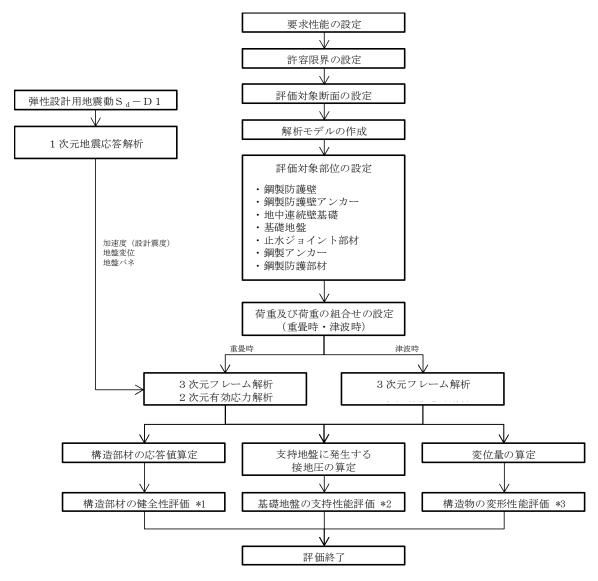
表 2-3 (2) 重畳時の検討で実施する解析ケース

検討ケース	地盤剛性	解析ケース
1	平均剛性	
2	+1σ剛性	液状化パラメータ適用
3	-1σ剛性	
4	豊浦標準砂	液状化パラメータ適用
5	平均剛性	非液状化
6	+1σ剛性	プトf(文4人1 <u>L</u>

基礎地盤の支持性能評価については、鋼製防護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。

重畳時の支持性能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  $S_d - D$  1 を 1 次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを用い る。また、地下水位は地表面位置に設定する。

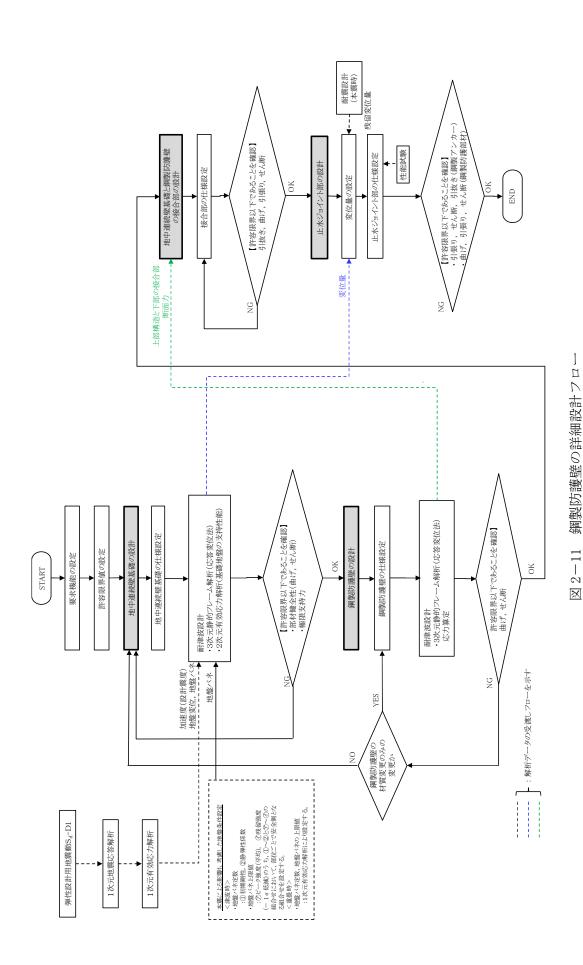


注記 \*1: 構造部材の健全性評価を実施することで、表 2-2 に示す「構造強度を有すること」 及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

\*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 2-10 鋼製防護壁の耐津波評価フロー



6.1-20

#### 2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法

鋼製防護壁の津波時及び重畳時の解析手法は、構造部材を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、鋼製防護壁及び地中連続壁基礎 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及びせん断強 度、重畳時は軸圧縮応力及び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鋼製防護壁天端までの間に分布荷重として載荷する。漂流物については鋼製防護壁に加わる曲げモーメントが最大となるように鋼製防護壁天端に載荷する。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、鋼製防護壁全体に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 2-12 に示す。

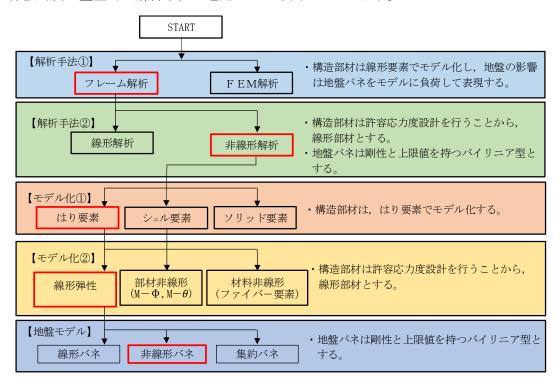


図 2-12 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

## 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 2-13 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。

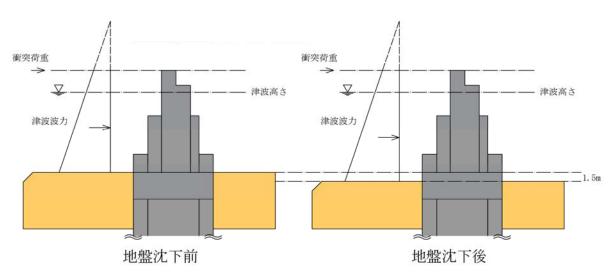


図 2-13 地盤沈下の考慮に関する概念図

## 2.4 適用基準

適用する規格、基準類を次の表 2-4 に示す。

表 2-4(1) 適用する規格,基準類

項目	適用する規格,基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会,2002年制定) ・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・II 鋼橋編)・同解説((社)日本道路協会,平成14年3月) ・道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会,平成14年3月) ・道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説(任)日本道路協会,平成24年3月) ・鋼構造物設計基準(II鋼製橋脚編,名古屋高速道路公社,平成15年10月)	
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul> <li>・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)</li> <li>・建築基準法(昭和25年5月24日法律第201号)</li> <li>・建築基準法施行令(昭和25年11月16日政令第338号)</li> </ul>	・永久荷重+偶発荷重+従た る変動荷重の適切な組合せ を検討

表 2-4(2) 適用する規格,基準類

	項	目	適用する規格,基準類	備考
	コンクリート 鉄筋		<ul> <li>・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)</li> <li>・道路土エカルバート工指針(平成21年度版)((社)日本道路協会,平成22年3月)</li> <li>・鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編,名古屋高速道路公社,平成15年10月)</li> </ul>	
			・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会,2002年制定) ・道路橋示方書 (I共通編・IV下部構造編)・同解説 ((社)日本道路協会, 平成24年3月)	・曲げに対する照査は、発生応力が、
許容限界	鋼製防護壁		・道路橋示方書(I共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説((社)日本道路協会,平成14年3月) ・鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編,名古屋高速道路公社,平成15年10月) ・各種合成構造設計指針・同解説(2010	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
	鋼製防護	製アンカー 鋼材, 接合ボルト	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 14 年 3 月) ・道路橋示方書 (Ⅱ 鋼橋編)・同解説」 ((社)日本道路協会,平成 14 年 3 月)	が,短期許容応力 度または短期許容 せん断応力度以下 であることを確認
		ワイヤーロープ	<ul> <li>・鋼構造設計規準-許容応力度設計法- ((社)日本建築学会,2005年9月)</li> <li>・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)</li> <li>・日本工業規格(JIS G 3549-2000)</li> </ul>	

# 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
Р	kN	積載荷重
P s	kN	積雪荷重
P <sub>t</sub>	$kN/m^2$	遡上津波荷重
Рс	kN	衝突荷重
K <sub>Sd</sub>	kN	余震荷重
P <sub>d</sub>	$\mathrm{kN/m^2}$	動水圧
В	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	${\rm kN/m^3}$	単位体積重量
P n 1	$\mathrm{kN/m^2}$	最大津波波圧 (地表面の津波波圧)
P n 2	$kN/m^2$	壁天端の津波波圧
σса	$\mathrm{N/mm^2}$	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ <sub>a 1</sub>	$\mathrm{N/mm^2}$	コンクリートの許容せん断応力度
оса,	$\mathrm{N/mm^2}$	コンクリートの許容支圧応力度
σс	$\mathrm{N}/\mathrm{mm}^2$	コンクリートの圧縮応力度
σ <sub>sa</sub>	$\mathrm{N/mm^2}$	鋼材の許容曲げ圧縮応力度
τsa	$\mathrm{N/mm^2}$	鋼材の許容せん断応力度
σs	$\mathrm{N/mm^2}$	鋼材の曲げモーメント及び軸力による応力
τ	$\mathrm{N}/\mathrm{mm}^2$	鋼材のせん断応力
M	N•mm	最大曲げモーメント
N	N	軸力
S	kN	せん断力
Z	$\mathrm{mm}^3$	断面係数
A	$\mathrm{mm}^2$	有効断面積

表 3-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

		<u></u>		
記号	単位	定義		
f ' c k	$\mathrm{N}/\mathrm{mm}^2$	コンクリートの設計基準強度		
f yk	$\mathrm{N}/\mathrm{mm}^2$	鋼材の引張降伏強度		
σу	$\mathrm{N}/\mathrm{mm}^2$	鋼材の基準降伏点		
t	mm	鋼板の厚さ		
b	mm	鋼板のフランジ幅		
h	mm	鋼部材の高さ		
Ес	${\rm kN/mm^2}$	コンクリートのヤング係数		
E s	${\rm kN/mm^2}$	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		
1	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

鋼製防護壁の評価対象断面は、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「4.2 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、鋼製防護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、鋼製防護壁、地中連続壁基礎を連結する鋼製防 護壁アンカー(アンカーボルト、頂版鉄筋コンクリート、中詰鉄筋めコンクリート)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。

#### (2) 基礎地盤の支持性能

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

#### (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

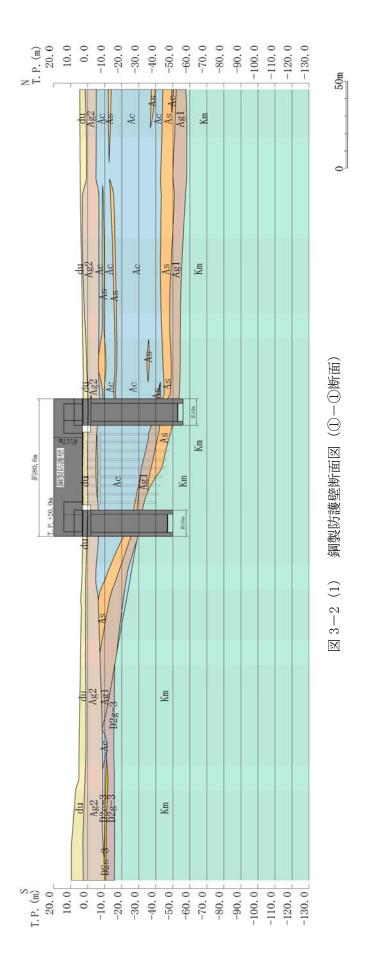
鋼製アンカーの評価対象部位は、止水ジョイント部材の取り付け部の鋼製アンカーとする。

#### (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 鋼製防護壁の検討対象断面位置



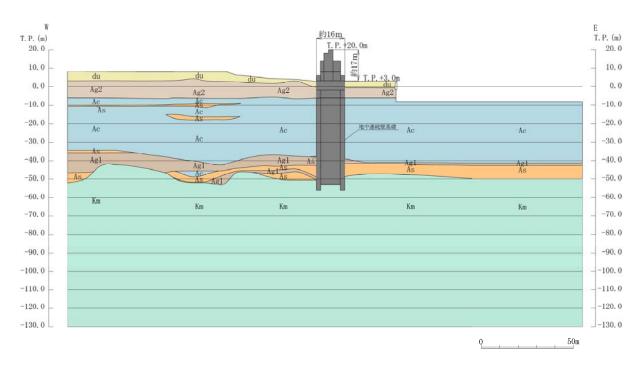


図 3-2 (2) 鋼製防護壁断面図 (②-②断面)

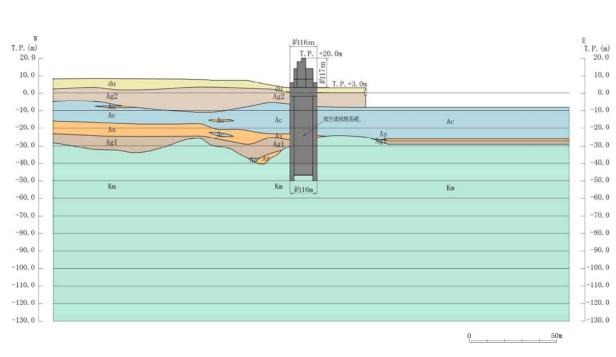


図 3-2 (3) 鋼製防護壁断面図 (③-③断面)

#### 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

鋼製防護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<sub>d</sub>-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

 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

表 3-2 衝突荷重

#### (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/m² 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		
, 11	躯体自重		$\circ$	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。		
	常時考	機器・配管自重		・機器・配管の自重を考慮する。		
	慮荷重	土被り荷重	_	・土被りはないため考慮しない。		
永久		上載荷重	_	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。		
荷重		静止土圧	0	・構造物位置の柱状図から算定する。		
		外水圧	$\supset$	・地下水位に応じた静水圧として設定する。		
	グト/八/工		0	・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		$\circ$	・積雪荷重を考慮する。		
				・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		
亦動	荷重	風荷重以外	_	を踏まえると、偶発荷重(地震荷重)と組み合わせるべき		
友 野	17円 里			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。		
		津波波圧	0	・基準津波による水平波圧を考慮する。		
偶発	荷重	衝突荷重	$\circ$	・0.69 t の車両の衝突を考慮する。		
(津波	荷重)	余震荷重		・考慮しない。		
		動水圧	_	・動水圧は考慮しない。		

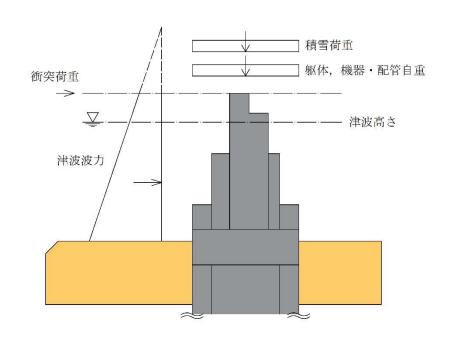


図 3-3 基準津波時の作用図

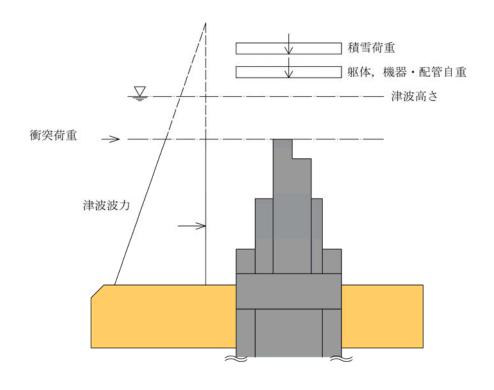


図 3-4 T.P. +24.0 m 津波時の作用図

表 3-4 荷重の組合せ(重畳時)

	スリュート (全重点)					
種	別	荷重		算定方法		
		躯体自重	$\circ$	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。		
	常時考	機器・配管自重	$\circ$	・機器・配管の自重を考慮する。		
	慮荷重	土被り荷重	1	・土被りはないため考慮しない。		
永久		上載荷重	l	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。		
荷重		静止土圧	0	・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。		
		外外土	0	・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	0	・積雪荷重を考慮する。		
				・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		
亦禹	荷重	風荷重以外	_	を踏まえると、偶発荷重(地震荷重)と組み合わせるべき		
<b>多</b> 期	彻里			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		津波波圧	0	・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。		
., .,	<sup>111</sup> 里 荷重)	人吞出毛		・弾性設計用地震動S գ - D 1 による水平及び鉛直同時加振		
(1手)及	四 生/	余震荷重	0	を考慮する。		
		動水圧	0	・動水圧を考慮する。		

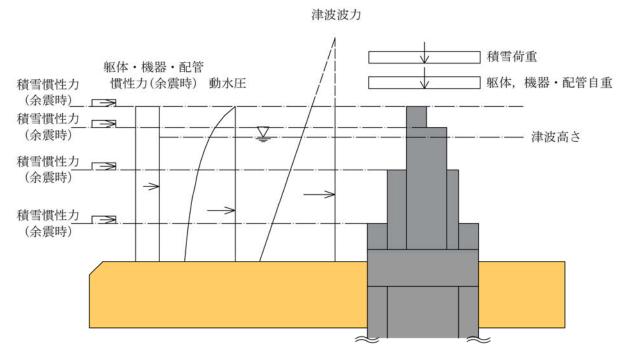


図3-5 重畳時(基準津波時)の作用図

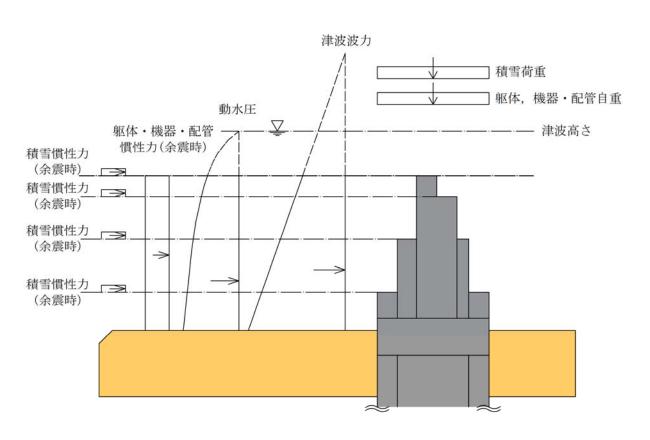


図 3-6 重畳時 (T.P. +24.0 m 津波時) の作用図

#### 3.4 許容限界

鋼製防護壁の許容限界は、「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「5.19 許容応力度法における許容限界について」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。表 3-5 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。

	37 /T 75 D					
	評価項目					
		許容曲げ圧縮応力度σ	ca	24. 0		
		許容せん断応力度 τ al		0.825*4		
	f'ck=50 N/mm <sup>2</sup> *3	許容付着応力度 τ a		4. 5*5		
コンクリート		コーンせん断応力度 τ coal		0.825*5		
		コーンせん断応力度 τ coa2		1.815*5		
	f'ck=40 N/mm <sup>2 *1</sup> SD490* <sup>2</sup>	許容曲げ圧縮応力度 σ ca		21. 0		
		許容せん断応力度 τ al		0.825*4		
		上 許容引張応力度 σ sa	軸方向	435		
鉄筋	30490	可各列派心刀及 0 sa	上記以外	300		
业人月月	SD390*1	許容引張応力度 σ sa		309		
	SD345*1	許容引張応力度 σ sa		294		

表 3-5(1) 許容応力度(基準津波時)

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

\*2: 道路橋示方書 (I 共通編·IV下部構造編) ·同解説 ((社)日本道路協会,平成 24 年 3 月)

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

\*4: 斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会,2002 年制定)」に適用し、次式により求められる許容せん断力 (V<sub>a</sub>)を許容限界とする。

\*5:鋼構造物設計基準 (Ⅱ鋼製橋脚編,名古屋高速道路公社,平成15年10月)における コンクリートの設計基準強度27 N/mm<sup>2</sup>に対応する値を適用する。

表 3-5 (2) 許容応力度 (T.P. +24 m 津波時)

	短期許容応力度			
	Γ	T		$(N/mm^2)$
		許容曲げ圧縮応力度σ	ca	32. 0
		許容せん断応力度 τ al		1.1*4
	f' <sub>ck</sub> =50 N/mm <sup>2</sup> *3	許容付着応力度 τ a		6. 0* <sup>5</sup>
コンクリート		コーンせん断応力度 τ coal		0.825*5
		コーンせん断応力度 τ coa2		1.815*5
	f'ck=40 N/mm <sup>2</sup> *1	許容曲げ圧縮応力度 σ ca		28. 0
		許容せん断応力度 τ al		1. 1*4
	SD490*2	許容引張応力度 σ sa	軸方向	478. 5
<i>ራ</i> ዞ <i>⁄⁄</i> ታ	SD490 * -		上記以外	330
鉄筋	SD390*1	許容引張応力度 σ sa		339. 9
	SD345*1	許容引張応力度 σ sa		323. 4

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

\*2: 道路橋示方書 (I 共通編·IV下部構造編) ·同解説 ((社)日本道路協会,平成 24 年 3 月)

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

\*4: 斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会、2002 年制定)」に適用し、次式により求められる許容せん断力 (V<sub>a</sub>)を許容限界とする。

\*5:鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編,名古屋高速道路公社,平成 15 年 10 月)におけるコンクリートの設計基準強度 27 N/mm<sup>2</sup>に対応する値を適用し,1.5倍の割増しを考慮する。

V  $_a\!=\!$  V  $_c$   $_a\!+\!$  V  $_s$   $_a$ 

ここで,

V ca: コンクリートの許容せん断力

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

Vsa: 斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

та1:斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b<sub>w</sub>:有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

Aw:斜め引張鉄筋断面積

σ sa:鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

# (2) 鋼製防護壁及び鋼製防護部材の許容限界

許容応力度については各規格,基準類に基づき表 3-6 のとおり設定する。表 3-6 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材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また,T.P.+24 m 津波時は 1.7 倍(鋼材)の割増を考慮する。

表 3-6(1) 許容応力度(基準津波時)

	評価	短期許容応力度 (N/mm²)	
	SS400	許容曲げ引張応力度 σ sa	210*1
	SM400	許容せん断応力度 τ sa	120*1
	SM490	許容曲げ引張応力度 σ sa	277. 5*1
		許容せん断応力度 τ sa	157. 5* <sup>1</sup>
鋼材	SM490Y	許容曲げ引張応力度 σ sa	315*1
		許容せん断応力度 τ sa	180*1
	SM520B 相当	許容曲げ引張応力度 σ sa	210*2
	SM570	許容曲げ引張応力度 σ sa	382. 5*1
	SM570	許容せん断応力度 τ sa	217. 5*1

注記 \*1: 道路橋示方書 (I 共通編・Ⅱ 鋼橋編)・同解説」 ((社)日本道路協会,平成 14 年 3 月)

上記値は, 板厚 40 mm 以下の値を示す。

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

\*2:鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編,名古屋高速道路公社,平成15年10月)

表 3-6 (2) 許容応力度 (T.P. +24 m 津波時)

	評価	短期許容応力度 (N/mm²)	
	SS400	許容曲げ引張応力度 σ sa	238*1
	SM400	許容せん断応力度 τ sa	136*1
	SM490	許容曲げ引張応力度 σ sa	314. 5*1
		許容せん断応力度 τ sa	178. 5*1
鋼材	SM490Y	許容曲げ引張応力度 σ sa	357*1
		許容せん断応力度 τ sa	204*1
	SM520B 相当	許容曲げ引張応力度 σ sa	355* <sup>2</sup>
	SM570	許容曲げ引張応力度 σ sa	433. 5*1
		許容せん断応力度 τ sa	246. 5*1

注記 \*1: 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説」 ((社)日本道路協会,平成 14 年 3 月)

上記値は, 板厚 40 mm 以下の値を示す。

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

\*2:鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編,名古屋高速道路公社,平成 15 年 10 月)を適用 し、降伏応力度を用いる。

#### (3) 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。

 $R_u = q_d \, A$ 

Ru: 基礎底面地盤の極限支持力(kN)

qd: 基礎底面地盤の極限支持力度(kN/m²)

 $q_d = 3 \cdot q_u$ 

qu:支持岩盤の一軸圧縮強度(kN/m²)

\*qu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)

#### (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 3-7 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-7 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評付	<b></b> 面項目	許容限界
止水ジョイント	ゴムジョイント	200 mm
部材	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 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。

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

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

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

ここに.

Pa: 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<sub>a2</sub>: 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)

φ1, φ2: 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。

sca: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 $\sqrt{Fc}$ )(N/m²)

Fc:コンクリートの設計基準強度 (N/mm)

 $Ac: コーン状破壊面の有効水平投影面積で、<math>Ac = \pi \cdot 1_{ce}(1_{ce} + D)$ とする。

 $1_{ce}: アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで , <math>1_{ce}=1_{e}$ とする。

1。: 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 fn 以下 となるようにする。

p<sub>a</sub>/Ao≦fn

p<sub>a</sub>:アンカーボルト頭部の支圧力

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

fn: コンクリートの支圧強度で、 $fn=\sqrt{(Ac\cdot Ao)\cdot Fc\pi(D^2-d^2)/4}$  とする。 ただし、 $\sqrt{(Ac/Ao)}$ が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mn)

#### 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。

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

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

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

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

ここに,

qa: 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<sub>a2</sub>: 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)

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

s σ v: アンカーボルトの規格降伏点強度

sca: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。

<sub>c</sub> σ<sub>qa</sub>: コンクリートの支圧強度 (<sub>c</sub> σ<sub>qa</sub>=0.5√ (Fc • Ec))

 $_{\rm c}\,\sigma_{\rm t}$ : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度  $\left(_{\rm c}\,\sigma_{\rm t}\!=\!0.31\sqrt{\rm Fc}\right)$   $\left({\rm N/mm}^2\right)$ 

Fc: コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

Ec:コンクリートのヤング係数 (N/mm)

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

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  $1_e$  は、次式を満たすように選定するものとする。

 $_{s}\,\sigma_{\,qa}$  •  $_{sc}a$   $\leq_{c}\sigma_{\,t}$  • Ac

#### (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(Ⅱ鋼橋編)・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(Ⅱ鋼橋編)・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。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 津波時の短期許容応力度は1.7倍の割増しを考慮する。

短期許容応力度 短期許容応力度 (24m 津波時) 鋼材種別  $(N/mm^2)$  $(N/mm^2)$ 圧縮, 引張, 曲げ せん断 圧縮, 引張, 曲げ せん断 t≦40\* 238 SS400 210 120 136

表 3-8 鋼材の許容限界

\*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 II 鋼橋編」 ((社)日本道路協会、平成 14 年 3 月) に基づき、表 3-9 に示す短期許容応力度とする。基準津波時の短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、敷地に遡上する津波時(T.P.+24 m)は 1.7 倍の割増を考慮する。

短期許容応力度 短期許容応力度(24 m 津波時) ボルト諸元  $(N/mm^2)$  $(N/mm^2)$ 使用位置 強度区分 引張 せん断 引張 せん断 ワイヤーロープ取付部 10.9 705 799 405 459 軸ボルト

表 3-9 接合ボルトの許容限界

# 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を敷地に遡上する津波時(T.P.+24 m)の短期許容応力度とする。基準津波時は,敷地に遡上する津波時(T.P.+24 m)の短期許容応力度を1.7で除して,1.5倍の割増を考慮する。表3-10に許容限界を示す。

表 3-10 ワイヤーロープの許容限界

仕様	破断強度 (kN)	短期許容応力度 (N/mm²)	短期許容応力度 (24 m 津波時) (N/mm²)
		引張	引張
構造用ストランドロープ		1.4.40	1649
ST1670,構成 7×19, φ 56mm	2190	1448	1642

## 3.5 評価方法

鋼製防護壁の評価方法は、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。

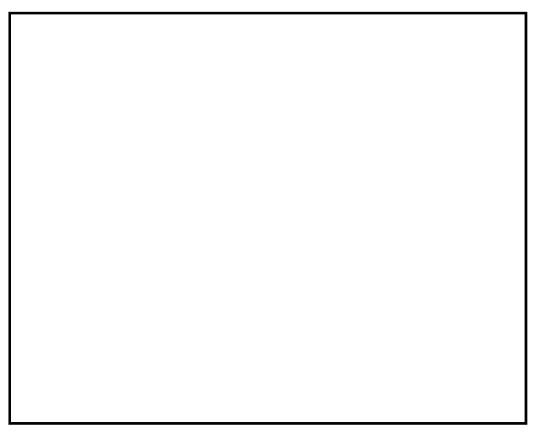
鋼製防護壁の強度評価は、解析結果により得られる照査用応答値が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

## 3.5.1 津波時

鋼製防護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)

津波時における鋼製防護壁は、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。津波時の鋼製防護壁の 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折コード「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 鋼製防護壁の津波時の 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

鋼製防護壁は、上部構造と下部構造を一体とし、地盤バネを設定した3次元フレーム 解析モデルに津波荷重等を載荷して評価する。

上部構造は、水平(X方向)隔壁及び鉛直(Z方向)隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とし、それらを結合したはり要素で構成される格子モデルとする。モデル化のイメージ図を図3-8に示す。

- i) 主桁部材(水平方向)は、外壁鋼板をフランジ、水平(X方向)隔壁をウェブとみなした I 断面とする(図3-8の青色表示部分)。
- ii) 横桁部材(鉛直方向)は、外壁鋼板をフランジ、鉛直(Z方向)隔壁をウェブとみなした I 断面とする(図 3-8 の赤色表示部分)。
- iii) ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじれ剛性を両部材に考慮する。

地中連続壁基礎及び鋼製防護壁をはり要素でモデル化する。地中連続壁基礎をモデル 化したはり要素には仮想梁を配置し、地中連続壁基礎の幅を考慮する。

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。要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz で算定される波長の5または4分割を考慮し、要素高さを1 m程度まで細分割して設定する。

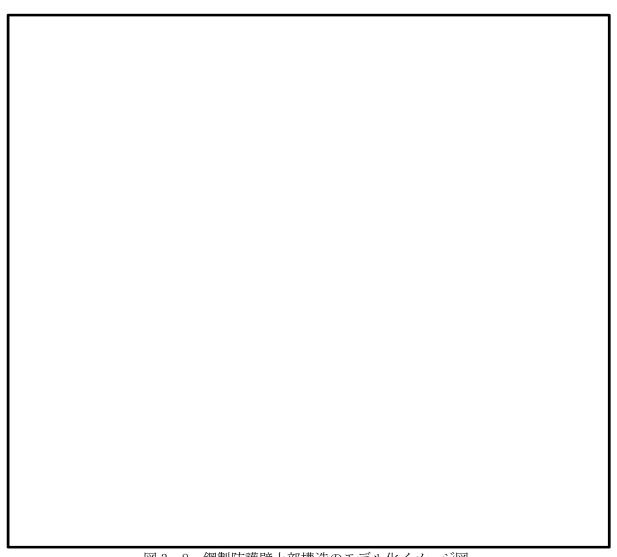


図 3-8 鋼製防護壁上部構造のモデル化イメージ図

主構断面となる隔壁には必要剛度を満たす補剛材を配置するため、補剛材自体の座屈に対する安全性を確認する。主構断面となる隔壁は、座屈に対する安全照査を実施し、補剛材の追加配置の必要性を確認する。鋼殻ブロックの継手部は現場での施工性を考慮し高力ボルト摩擦接合方式を採用するため、母材に作用するせん断力及び曲げモーメントに対して接合部の孔引抜き後の母材、添接板及び高ボルトの安全性を照査する。また、せん断力と曲げモーメントが同時に作用するため、合成した力に対しての安全性の照査も実施する。

#### 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 3-11 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。

20 11	0.000,000	- 1/11- 1/1 c / / 1 (c 401) @ 2 [III]		
h 7 H	地盤バネの	地盤バネの	備考	
ケース名	バネ定数	反力上限値		
地盤バネ1	初期せん断剛性	ピーク強度(平均値)から設定	地盤の剛性と強度低下	
(津波時)	から設定	こ一ク強度(平均恒)がり設定	がないと仮定した場合	
地盤バネ2	静弾性係数	産の発産(1-低速は)ふと 乳ウ	地盤の剛性と強度低下	
(津波時)	から設定	残留強度(-1σ低減値)から設定	を考慮した場合	

表 3-11 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)

## (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 $A_V$ とする。

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

ここで,

kw:鉛直方向地盤バネ (kN/m³)

 $\mathbf{k}_{v0}$ : 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  $(\mathbf{k}N/m^3)$  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, $\mathbf{k}_{v0}=\frac{1}{0.3}\alpha\mathbf{E}_o$ 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<sub>0</sub>: 地盤変形係数(kN/m³)

地盤バネ1:初期せん断鋼性 $G_0$ から設定  $E_0$ は以下の式より算定する。

 $E_0 = 2(1 + v_d)G_0$ 

 $\nu_d$ :動ポアソン比

 $G_0$ : 初期せん断剛性(平均値)(kN/m²)

地盤バネ 2: 静弾性係数Esから設定

$$E_s = E_0$$

 $\alpha$ : 地盤反力係数の換算係数 ( $\alpha = 1$ とする。)

A<sub>v</sub>:鉛直方向の載荷面積 (m²)

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 $\mathbf{k}_{\mathbf{v}}$ は「ア.」で示す値とする。

$$k_s = 0.3k_v$$

ここで,

ks:基礎底面の水平方向地盤バネ (kN/m³)

kw: 基礎底面の鉛直方向地盤バネ (kN/m3)

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<sub>H</sub>:基礎前面の面直方向地盤バネ (kN/m³)

 $k_{H0}: k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ により求められる水平方向地盤バネ (kN/m³)

 $\alpha_{k} : 1.0$ 

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

B<sub>e</sub>:基礎の有効前面幅(m)

Le: 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。

$$k_{SHD} = 0.3k_{HD}$$

ここで,

k<sub>SHD</sub>:基礎側面の水平方向地盤バネ (kN/m³)

k<sub>HD</sub>:基礎側面の水平方向地盤バネ(kN/m³)で,

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

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

De: 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。

$$\mathbf{k}_{\,\,\text{SVB}} = 0.3\ \mathbf{k}_{\,\,\text{HH}}\,\mathbf{k}_{\,\,\text{H}}$$

ここで,

k sva: 基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ (kN/m³)

# 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。

$$\label{eq:svd} \begin{array}{l} {\rm k}_{\rm \;SVD} = 0.3 \; {\rm k}_{\rm \;HD} \\ {\rm c.c.c.}, \end{array}$$

 $k_{SVD}$ : 基礎前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せん断地盤反力は、一般に は図 3-9 に示すように、前背面や側面の鉛直方向せん断地盤反力係数を割増すこ とにより考慮する。

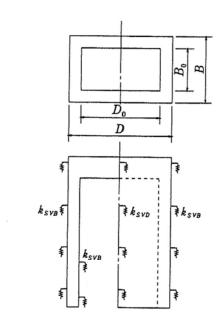


図 3-9 内外側面の鉛直方向地盤反力 (道路橋示方書より)

# (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,

PHu: 基礎前面及び側面の水平地盤バネの反力上限値 (kN/m²)

 $\alpha_p$ : 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)

Be: 基礎の有効前面幅(m)

P<sub>EP</sub>: 地震時の地盤受働土圧強度

$$\mathrm{p_{EPi}} \; = \; \mathrm{K_{EPi}} \gamma_{i} \mathrm{h_{i}} + 2 c_{i} \sqrt{\mathrm{K_{EPi}}} + \mathrm{K_{EPi}} \left( \sum_{k=1}^{i-1} \gamma_{k} \mathrm{h_{k}} \right)$$

p<sub>EPi</sub>: 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<sub>i</sub>:i層目の単位体積重量(kN/m³)

h<sub>i</sub>:i層目下面の深さ(m)

c<sub>i</sub>: i 層目土の粘着力(kN/m²)

i:層数(i≥2)

K<sub>EP</sub>: 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 (°)

 $\delta_{\rm E}$ : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角(゜)で、 $\delta_{\rm E}$ = $-\phi/6$ とする。

 $\alpha$  : 地表面と水平面のなす角度 (°) で、その正負は図 3-10 に示すように 算定する。

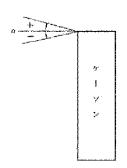


図 3-10 αの符号の取り方 (道路橋示方書より)

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。

 $\tau_{\rm f} = c + p_0 \tan \phi$   $c \in \mathcal{C},$ 

 $\tau_{\rm f}$ : 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  $(kN/m^2)$ 

c : 土の粘着力 (kN/m²)

p<sub>0</sub>: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 3-12 に、材料物性値を表 3-13 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 3-14 に示す。

2.5 000000										
	材料	諸元								
	頂版コンクリート (鉄筋コンクリート)	. 設計基準強度 50 N/mm <sup>2</sup>								
コンクリート	中詰コンクリート (鉄筋コンクリート)	→ 成計基準無度 50 N/mm°								
	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>								
	中実コンクリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2</sup>								
	(鉄筋コンクリート)									
	鉄筋	SD345, SD390, SD490								
		SS400, SM400, SM490,								
鋼材	鋼製防護壁	SM490Y, SM520B相当,								
		SM570								

表 3-12 使用材料

表 3-13 材料の物性値

	材料	単位体積重量	ヤング係数	ポアソン比	減衰定数	
	17) 17	$(kN/m^3)$ $(N/mm^2)$		がナノン比	(%)	
鉄筋コン	設計基準強度 50 N/mm <sup>2 *1</sup>	24. 5	$3.3 \times 10^4$	0. 2	5* <sup>5</sup>	
クリート	設計基準強度 40 N/mm <sup>2 *2</sup>	24. 5	3. $1 \times 10^4$	0.2	<u></u>	
	SS400*3, SM400*3					
鋼材	SM490*3, SM490Y*3	77. 0	$2.0 \times 10^{5}$	0.3	3*6	
	SM520B 相当*4, SM570*3					

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

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

\*3: 道路橋示方書 (I 共通編・Ⅱ 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

\*4:「鋼構造物設計基準(Ⅱ鋼製橋脚編,名古屋高速道路公社,平成15年10月)|

\*5: JEAG4601-1987 ((社) 日本電気協会)

\*6: 道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説((社)日本道路協会,平成14年3月)

表 3-14(1) 地盤の解析用物性値一覧(液状化検討対象層)

				原地盤										
	パラメータ			埋戻土	埋戻土 第四系 (液状化検討対象層)									
				f1	du	du Ag2 As Ag1 D2s-3 D2g-3 D			D1g-1					
物理	密度 () は地下水位以浅	ρ	$\rm g/cm^3$	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		
特性	間隙比	е	_	0.75	0. 75	0. 67	1. 2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702		
	ポアソン比	ν <sub>CD</sub>	_	0.26	0. 26	0. 25	0.26	0.25	0. 19	0. 26	0.25	0.333		
変形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	$\sigma'_{ma}$	$kN/m^2$	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6		
特性	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	$h_{\text{max}}$	_	0. 220	0. 220	0. 233	0.216	0. 221	0. 192	0. 130	0.233	0. 287		
強度	粘着力	$C_{CD}$	$\mathrm{N/mm}^2$	0	0	0	0.012	0	0. 01	0	0	0		
特性	内部摩擦角	ф съ	度	37. 3	37.3	37. 4	41	37. 4	35.8	44. 4	37. 4	30		
	液状化パラメータ	фр	_	34.8	34.8	34. 9	38. 3	34. 9	33.4	41.4	34. 9	28		
液	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		
状化	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		
特	液状化パラメータ	P <sub>1</sub>	_	1.26	1. 26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57		
性	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 3-14(2) 地盤の解析用物性値一覧(非液状化層)

				原地盤								
	パラメータ				第四系(非	液状化層)	新第三系	₩.T				
				Ac D2c-3 lm D1c-1		Km	捨石					
物理特	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm <sup>3</sup>	1.65	1.77	1. 47 (1. 43)	1.77	1. 72−1. 03×10 <sup>-4</sup> · z	2. 04 (1. 84)			
性	間隙比	е	_	1.59	1.09	2.8	1.09	1. 16	0.82			
	ポアソン比	ν <sub>CD</sub>	-	0.10	0. 22	0.14	0. 22	0.16+0.00025 · z	0. 33			
変形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ' <sub>ma</sub>	$\mathrm{kN/m^2}$	480	696	249 (223)	696		98			
特性	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	$G_{ma}$	${\rm kN/m^2}$	121829	285223	38926 (35783)	285223	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定	180000			
	最大履歴減衰率	$h_{\text{max}}$	-	0. 200	0. 186	0. 151	0. 186		0. 24			
強度	粘着力	$C_{CD}$	$\mathrm{N/mm}^2$	0. 025	0. 026	0. 042	0. 026	0. 358-0. 00603 · z	0. 02			
度特性	内部摩擦角	φ <sub>CD</sub>	度	29. 1	35. 6	27. 3	35. 6	23. 2+0. 0990 · z	35			

z:標高(m)

表 3-14 (3) 地盤の解析用物性値一覧(新第三系 Km 層)

区分	設定深度			密度	静ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	せん断波	基準初期	基準体積	基準平均有効	拘束圧	最大履歴	動ポアソン比	疎密波	
番号	TP(m)	適用深度	TP(m)	ρ	νcp	$C_{CD}$	фсв	速度Vs	せん断剛性 Gma	弾性係数 Kma	主応力 σ'ma	依存係数	減衰率	νd	速度Vp	1000*Vp
H 7	Z			(g/cm3)	V CD	(kN/m²)	(° )	(m/s)	(kN/m²)	(kN/m²)	$(kN/m^2)$	mG, mK	hmax(-)	νd	(m/s)	
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
3	9	8.5 ~ 7.5 ~	9.5	1.72	0. 16	304 310	24. 1	426 427	312, 139	354, 982	504	0.0	0. 105	0.464	1,644	1,644,000
4	7	6.5 ~	0.0	1.72	0. 16	316	23. 9	427	313, 606 315, 076	356, 650 358, 322	504 504	0.0	0. 105 0. 105	0. 464	1,651	1, 648, 000 1, 651, 000
5	6	5.5 ~		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 ~		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 ~		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 ~	0.0	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 -2	-1.5 ~ -2.5 ~	-0. 5 -1. 5	1.72	0. 16	364 370	23. 1 23. 0	434 435	323, 972 325, 467	368, 439 370, 139	504 504	0.0	0. 108 0. 108	0. 463 0. 463	1,653 1,657	1, 653, 000 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 ~		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 ~		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 ~	0.0	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 -14	-13 ~		1.72	0. 16	430 442	22. 0 21. 8	442 444	336, 026 339, 074	382, 147 385, 614	504 504	0.0	0. 110	0. 462 0. 462	1,663	1, 663, 000 1, 671, 000
24	-14	-17 ~		1.72	0. 16	454	21. 6	445	340, 603	387, 352	504	0.0	0. 111	0. 462	1,654	1, 654, 000
25	-18	-19 ~		1.72	0.16	467	21. 4	447	343, 671	390, 842	504	0.0	0. 111	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 ~		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 ~	21	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 -32	-31 ~	-29	1.72	0. 15 0. 15	539 551	20. 2	456 458	357, 650 360, 794	391, 712 395, 155	498 498	0.0	0. 114	0. 460 0. 460	1, 675 1, 683	1, 675, 000 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 ~		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 ~		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 -50	-49 ~ -51 ~		1.72	0. 15 0. 15	647 660	18. 4 18. 3	470 472	379, 948 385, 416	416, 134 422, 122	498 498	0.0	0. 118	0. 458 0. 458	1,688	1, 688, 000
42	-52	-53 ~		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 ~		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 ~	- 00	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 ~		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 -66	-65 ~ -67 ~		1.73	0. 14	744 756	16. 9 16. 7	482 484	401, 921 405, 263	424, 250 427, 778	492 492	0.0	0. 120 0. 120	0. 456 0. 456	1, 695 1, 702	1, 695, 000 1, 702, 000
50	-68	-69 ~		1.73	0.14	768	16. 7	485	406, 939	427, 778	492	0.0	0. 120	0. 456	1, 702	1, 702, 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 ~		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 ~		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 ~		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 ~		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 59	-88 -92	-90 ~ -95 ~	-85	1.73	0. 14	913	14. 5 14. 1	501 504	434, 232 439, 448	458, 356 463, 862	492 492	0.0	0. 124	0. 454 0. 454	1, 726 1, 736	1, 726, 000 1, 736, 000
60	-92 -98	-101 ~	- 00	1. 73	0.14	949	13. 5	509	439, 448	473, 111	492	0.0	0. 124	0. 454	1,736	1, 736, 000
61	-104	-108 ~		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 ~		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) 評価方法

上記で示した津波時における鋼製防護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. 鋼製防護壁

#### (a) 鋼製防護壁

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等を載荷して評価する。

#### (b) 補剛材

#### ア. 補剛材の評価

主構断面となる隔壁には、「道路橋示方書(Ⅱ鋼橋編)・同解説」((社)日本道路協会、平成24年3月)の規定に基づいた必要剛度を満たす補剛材を配置し、主部材の座屈に対する安全性を確保する。

#### イ. 主構断面の座屈照査

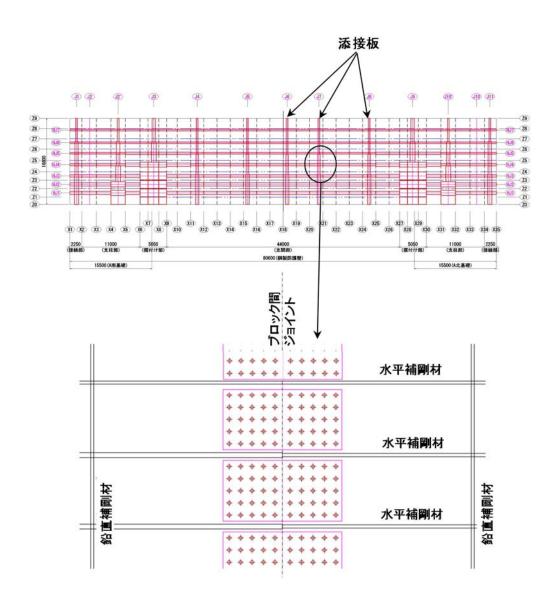
主構断面となる隔壁は、「道路橋示方書(Ⅱ鋼橋編)・同解説」((社)日本 道路協会、平成24年3月)の解説に基づいて座屈に対する安全照査を実施し、補 剛材の追加配置の必要性を確認する。

#### (c) 添接板継手部

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

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

鋼殻ブロックの添接板継手部イメージを図3-11示す。



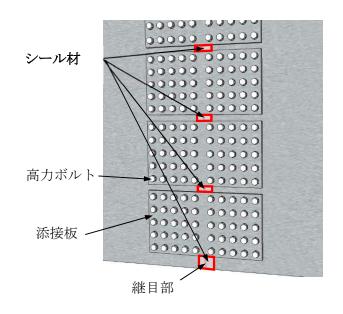


図 3-11 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ

## (d) 中詰めコンクリートと鋼殻との接合部

鋼製防護壁は、外壁と水平及び鉛直隔壁部材のみで荷重を受け持つ設計とするが、 頂版鉄筋コンクリートとの接合部においては、後述の通り、水平回転モーメント(水 平トルク)及び水平力によるせん断力に対しては、設計上アンカーボルトの抵抗力を 期待せず、鉄筋コンクリートのみで負担可能とする。したがって、鋼製防護壁(上部 構造)に作用する荷重を中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへ確実に 伝達するために、上部構造の鋼殻と中詰め鉄筋コンクリートを一体化する。

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

$$\begin{split} Q_a &= 9.4 d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} ~ (H/d \geq 5.5) \\ Q_a &= 1.72 dH \sqrt{\sigma_{ck}} ~ (H/d < 5.5) \\ &\subset \text{CC}, \end{split}$$

Qa:スタッドの許容せん断力(N/本)

D : スタッドの軸径 (mm)

H : スタッドの全高, 150mm 程度を標準とする (mm)

σ<sub>ck</sub>: コンクリートの設計基準強度 (=50 N/mm<sup>2</sup>)

#### b. 鋼製防護壁の上部構造と下部構造の接合部アンカー

#### (a) 設計思想

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

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

#### (b) 接合部の設計方針

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

鋼製防護壁本体の自重及び地震や津波による設計荷重を確実に基礎へ伝達させる。 引抜き力に対しては、「鋼構造物設計基準(名古屋高速道路公社)」を適用し設計 上アンカーボルトのみで負担可能とする。

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

接合部の荷重分担の概念図を図3-12に示す。

直接定着式アンカーの鋼製防護壁への適用性及び接合部の設計方法の妥当性を確認 するため、三次元解析(COM3)を行う。

#### (c) 三次元解析 (COM3) による確認

#### ア. 直接定着式アンカーの鋼製防護壁への適用性

地震荷重や津波荷重による6成分の設計断面力が同時に接合部へ作用した場合に,直接定着式アンカーボルトが負担する応力が弾性範囲内に収まることを3次元解析(COM3)により確認することで,直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性を示す。

#### イ. 接合部の設計方法の妥当性

アンカーボルトと中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートは、準拠する技術基準を各部材ごとに適用して、それぞれが負担すべき設計荷重を弾性範囲内で受けもてる弾性設計を行うが、これらの部材が一体となり、荷重分担を考慮した各構造部材の技術基準に基づく弾性設計をそれぞれ行うものであるが、これらの構造部材が一体となり、6成分の設計荷重が同時に接合部へ作用する。3次元構造においても、全ての部材の応力が弾性範囲内に収まることを3次元解析 (COM3) により確認することで、接合部の設計方法の妥当性を示す。

鋼製防護壁の接合部の中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートには設計基準強度 50 N/mm²のコンクリートを用いるが、保守的な配慮として、アンカーボルトの定着に関するコンクリートの発生応力が設計基準強度 27 N/mm²に対応する照査応力度以下であることを確認する。

また、設計荷重を超える荷重に対しては、十分な靭性を有する構造であること を確認し、荷重伝達メカニズムと三次元挙動を把握する。

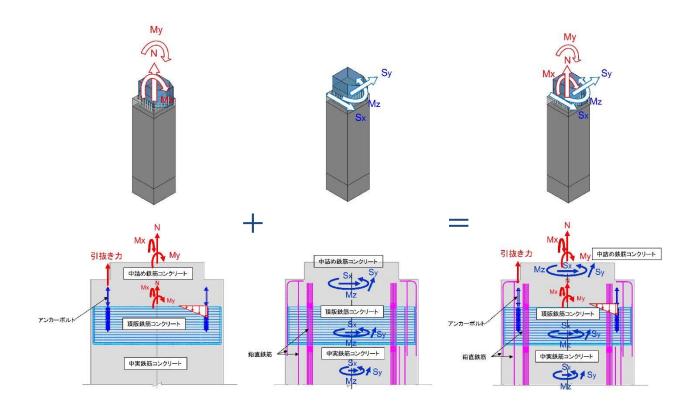


図 3-12 接合部の荷重分担の概念図

### (d) 接合部の評価

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

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

アンカーボルトの設計定着長及び埋込長は、アンカーボルトの許容応力度と母材の 断面積をもとに算定する。 2 軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面を図 3-13 に示す。

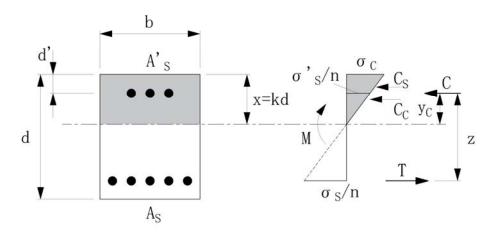


図 3-13 2 軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面

#### (e) 定着部コーンせん断に対する評価

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

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

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

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

コーンせん断面の有効水平投影面積を図3-14に示す。

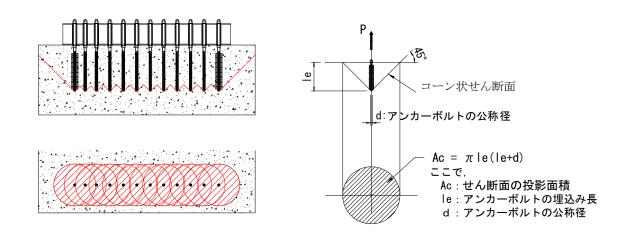


図 3-14 アンカーが近接する場合の有効水平投影面積

(f) アンカーボルトの埋め込み長,定着長に対する評価 アンカーボルトの埋め込み長 $\mathbf{L}_{eq}$ 及び定着長 $\mathbf{L}_{ed}$ は付着強度によって決定する。 アンカーボルトの埋め込み長,定着長の概念図を図 3-15 に示す。

$$L_{eq} = \sigma_{sa} \cdot Ab/\tau_a \cdot \pi \cdot D$$
(定着長)   
 $L_{ed} = L_{eq} + 2D$ (埋め込み長)

ここに,

 $\sigma_{sa}$ 

: アンカーボルトの許容応力度 (N/mm²)

 $au_a$  : 許容付着応力度  $(N/mm^2)$ 

Ab : アンカーボルトの有効断面積 (mm²)

D : アンカーボルトの公称径 (m)

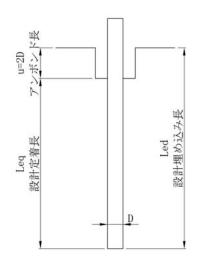


図3-15 アンカー埋め込み長、定着長の概念図

# c. 地中連続壁基礎

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

## d. 基礎地盤の支持性能評価

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に作用する接地圧が地震 時及び重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

#### e. 止水ジョイント部材

地震応答解析で求められる変形量が、試験により確認した許容限界以下であることを 確認する。

## f. 鋼製アンカー

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。

#### g. 鋼製防護部材

鋼製防護部材の発生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

鋼製防護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。 1次元有効応力解析実施位置図を図 3-16 に、 1次元有効応力解析モデル概念図を図 3-17 に示す。

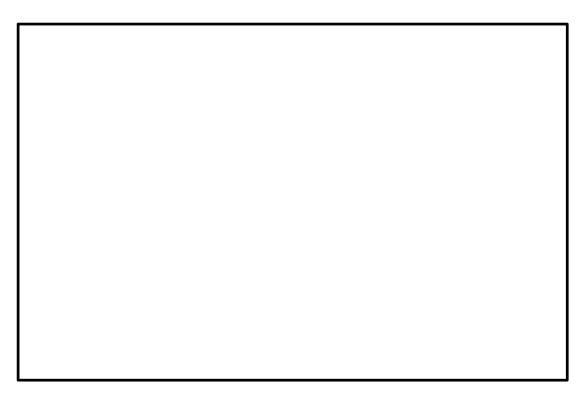


図 3-16 1 次元有効応力解析実施位置図

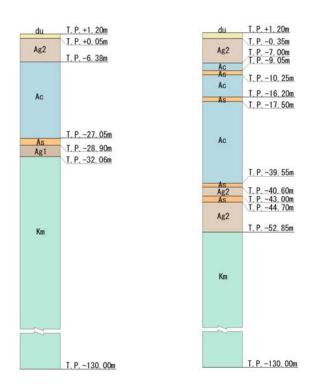


図 3-17 1 次元有効応力解析モデル概念図 (左:地点①,右:地点②)

### 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<sub>d</sub>-D1を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。図3-18に入力地震動算定の概念図を示す。

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 3-19 に余震荷重( $K_{Sd}$ )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及び加速度応答スペクトルを示す。

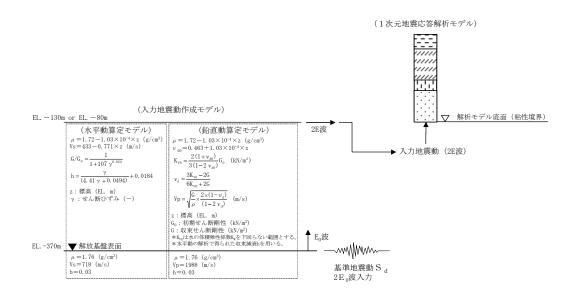
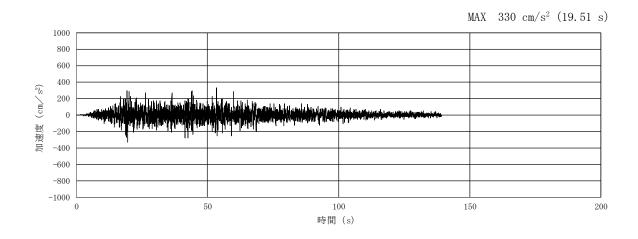
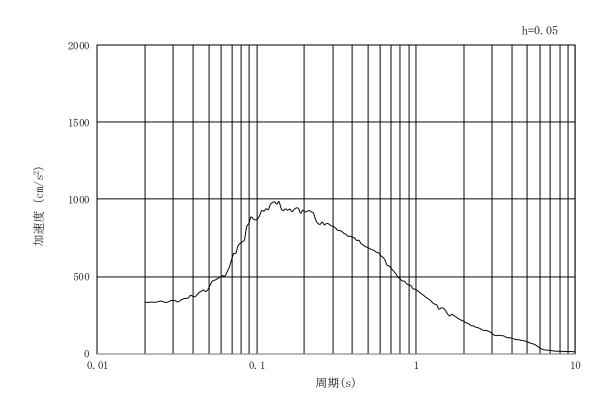


図 3-18 入力地震動算定の概念図

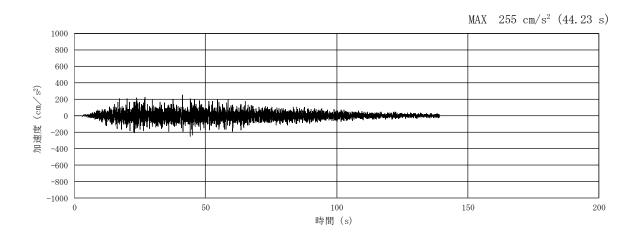


## (a) 加速度時刻歷波形

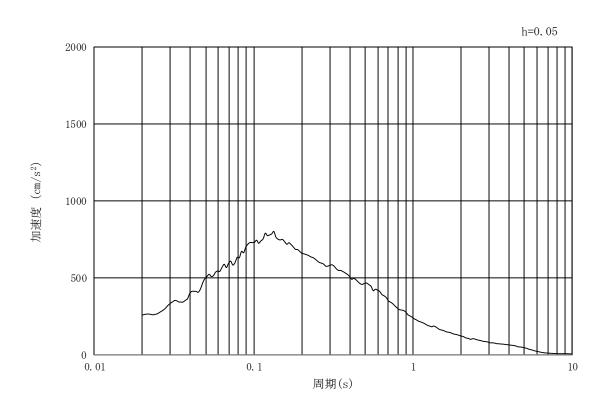


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-19 (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<sub>d</sub>-D1)



## (a) 加速度時刻歷波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-19(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<sub>d</sub>-D1)

- (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

重畳時における鋼製防護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。重畳時の鋼製防護壁の 3 次元静的フレーム解析モデル概念図を図 3-20 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 3-20 鋼製防護壁の重畳時の 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

「3.5.1 津波時」と同様に設定する。

# 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 3-15 に示した 1 次元有効応力解析検討ケースから表 3-16 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反力係数を設定し、平均有効主応力及び粘着力並びに内部摩擦角を用いて軸圧縮応力とせん断応力の上限値を設定する。

表 3-15 1 次元有効応力解析検討ケース

	1	2	3	4	(5)	6
	原地盤に	地盤物性	地盤物性	地盤を強	原地盤に	地盤物性
	基づく液	のばらつ	のばらつ	制的に液	おいて非	のばらつ
	状化強度	きを考慮	きを考慮	状化させ	液状化の	きを考慮
検討ケース	特性を用	$(+ 1 \sigma)$	$(-1 \sigma)$	ることを	条件を仮	$(+1 \sigma)$
検討グース	いた解析	して液状	して液状	仮定した	定した解	して非液
	ケース(基	化強度特	化強度特	解析ケー	析ケース	状化の条
	本ケース)	性を用い	性を用い	ス		件を仮定
		た解析ケ	た解析ケ			した解析
		ース	ース			ケース

<sup>\*</sup>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。

表 3-16 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	地盤バネの	備考	
	バネ定数	反力上限値		
地盤バネ3	Sa波による	地盤抵抗が		
(重畳時)	地表面加速度最大時	大きいケース		
地盤バネ4	Sa波による1次元有効応力解析から		地盤抵抗が	
(重畳時)	地表面変位最大時刻における地盤物性により設定		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 $A_V$ とする。

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

ここで,

**k<sub>v</sub>**: 鉛直方向地盤バネ (kN/m³)

 $\mathbf{k_{v0}}$ : 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  $(\mathbf{kN/m^3})$  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, $\mathbf{k_{v0}}=\frac{1}{0.3}\alpha E_s$ 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

 $\alpha$  : 地盤反力係数の換算係数 ( $\alpha=1$ とする。)

Av:鉛直方向の載荷面積 (m²)

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

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

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

γ: せん断ひずみ,

 $\sigma'_{m}$ : 平均有効主応力  $(kN/m^2)$ ,

Es:変形係数 (kN/m²)

 $\nu_{\rm d}$ : 動ポアソン比,

Gs: 骨格曲線上の割線剛性(kN/m²),

τs: 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

Gma: 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<sub>CD</sub>: 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. 基礎前面の水平方向地盤バネ

「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

$$\begin{split} & \tau_f = c \times cos\varphi_{CD} + \sigma_m' \times sin\varphi_{CD} \\ & \sigma_f = c \times cos\varphi_{CD} + \sigma_m' \times (1 + sin\varphi_{CD}) \end{split}$$

 $au_{\rm f}$ : 時刻  $t_{\rm max}$  における各地盤深度の  $\sigma$  '  $_{\rm m}$  に対応するせん断応力の上限値  $(k{\rm N}/{\rm m}^2)$ 

 $\sigma_{\rm f}$ : 時刻  $t_{\rm max}$  における各地盤深度の  $\sigma^{\prime}_{\rm m}$  に対応する軸圧縮応力の上限値  $\left(kN/m^2\right)$ 

tmax: 地盤バネ3: 地表面加速度最大時刻 地盤バネ4: 地表面変位最大時刻

### (3) 支持性能評価

入力地震動 $S_d$ -D1により発生する基礎地盤の接地圧は,「3.5.2 (1) 1次元有効応力解析モデル」で実施した解析ケースのうち地表面加速度最大ケース及び地表面変位最大ケースの2つの解析ケースに対して,2次元有効応力解析を実施し求める。津波波圧及び動水圧による接地圧も,同じ2つのケースに対応する地盤剛性を用い2次元静的FEM解析を実施し求める。同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で,余震荷重による接地圧,津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により,基礎地盤の支持性能を評価する。図3-21 に基礎地盤の支持性能評価フローを示す。

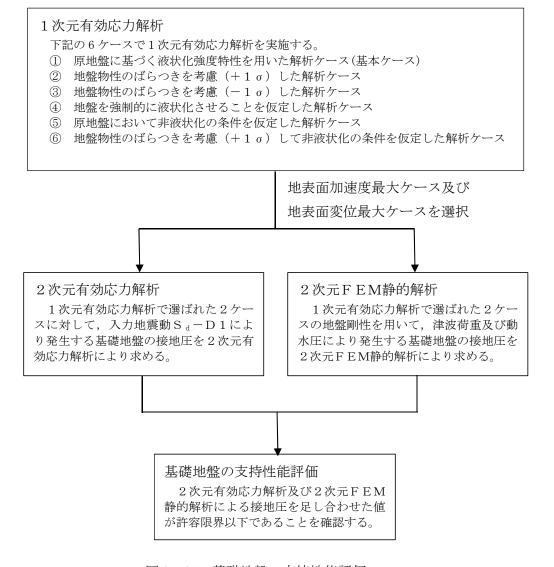


図 3-21 基礎地盤の支持性能評価フロー

## (4) 2次元有効応力解析モデル(支持性能評価)

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、 $S_d-D1$ を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元静的FEM解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

## 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、JEAG4601-1987を参考に、図3-22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。

要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz で 算定される波長の5または4分割を考慮し、要素高さを1 m 程度まで細分割して設定する。

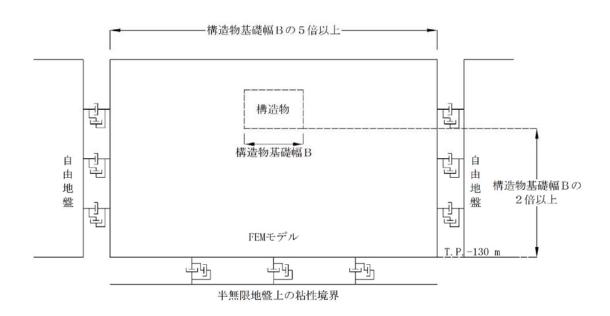


図 3-22 解析領域の考え方

## 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3-23に示す。

鋼製防護壁の2次元有効応力解析モデルを図3-24に示す。

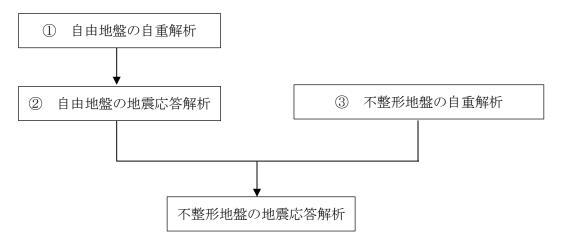
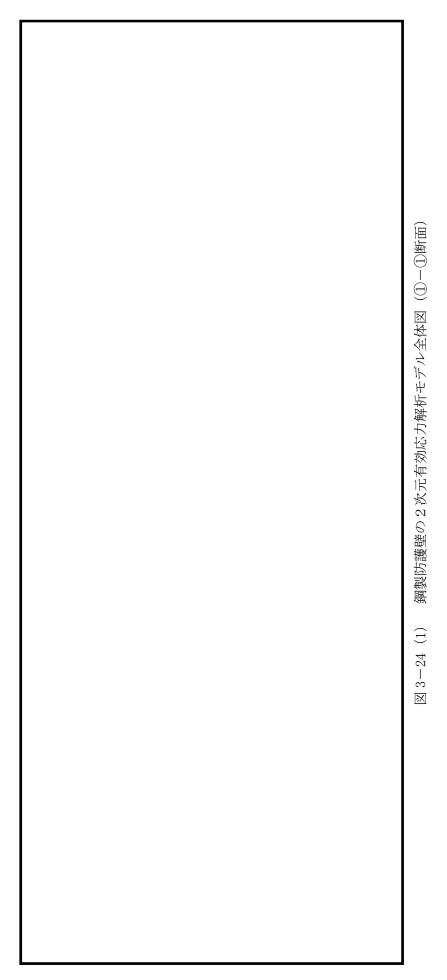


図 3-23 自由地盤の自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー



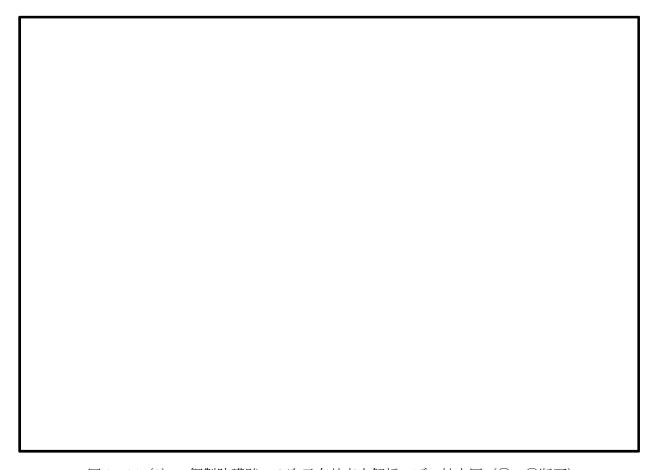


図 3-24 (2) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (①-①断面)

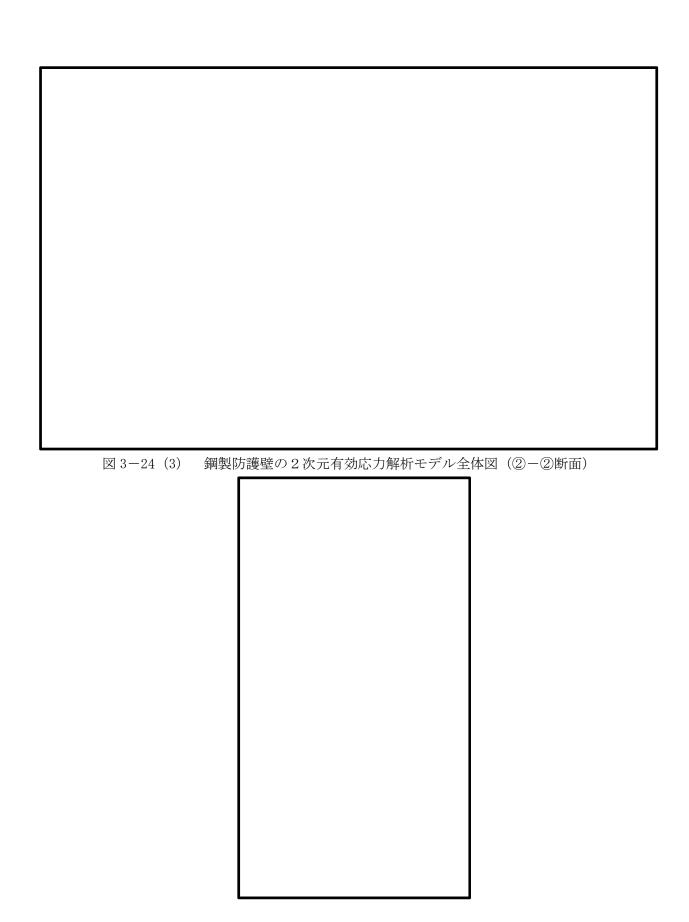


図 3-24(4) 鋼製防護壁の2次元有効応力解析モデル拡大図(②-②断面)

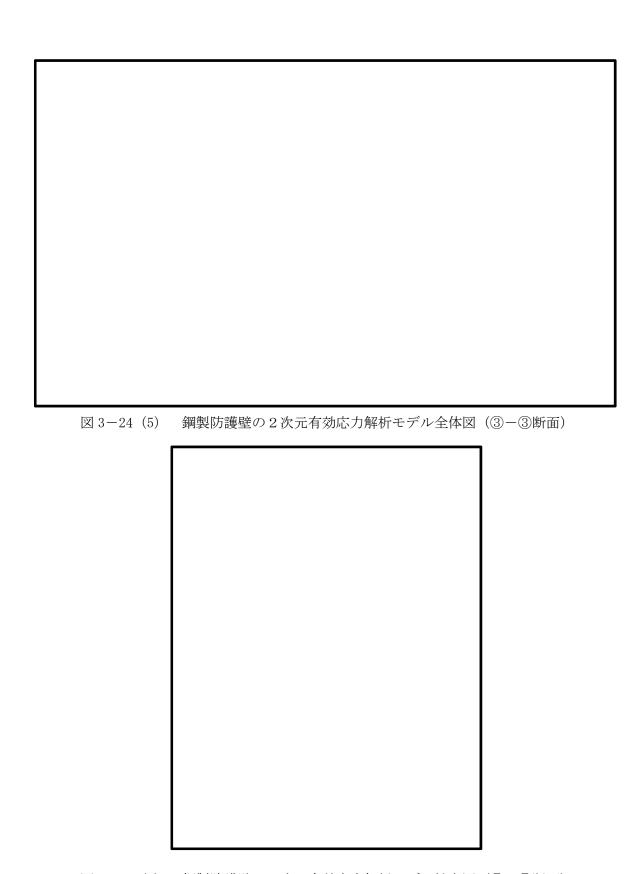


図 3-24 (6) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (③-③断面)

## d. 構造物のモデル化

構造物のモデル化の概念図を図3-25に示す。

構造部材は線形はり要素でモデル化する。

なお、鋼製防護壁(上部構造)の支間部の軸線位置と地中連続壁基礎の中心間には 1.15mの偏心を設ける必要がある。地中連続壁基礎及び鋼製防護壁の支柱部は鉛直方向 のはり部材としてモデル化することから、汀線直交方向の構造物のモデル化においては 偏心を考慮するための水平剛梁要素を設定する。

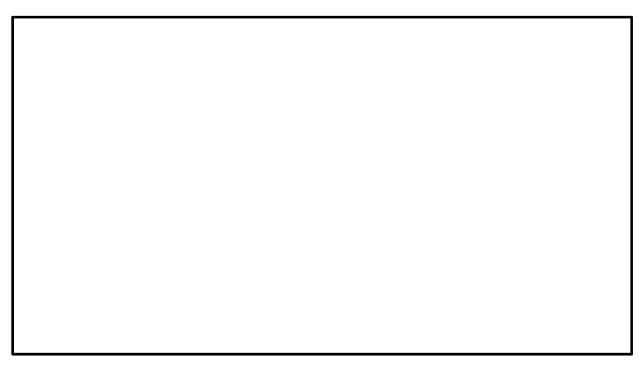


図 3-25 鋼製防護壁の構造物モデル概念図

#### 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

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3-26に、ジョイント要素の考え方を示す。

なお、せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr — Coulomb 式により規定される。 c 、  $\phi$  は周辺地盤の c 、  $\phi$  とする。(表 3-17 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 3-17 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

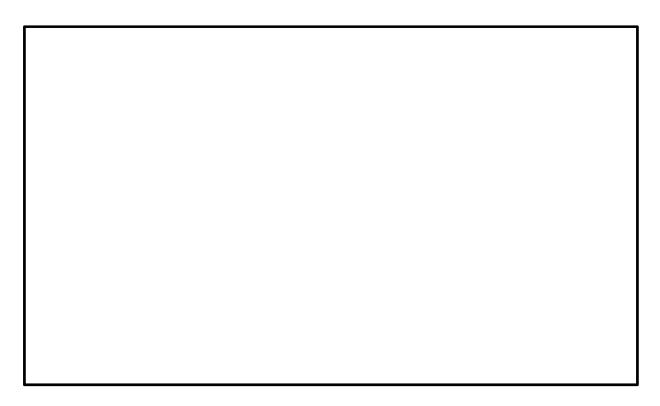
周辺の状況		粘着力 c(N/mm²)	内部摩擦角 φ (°)	備考
	du 層	0	37. 3	
第四紀層	Ag2 層	0	37. 4	_
	As 層	0	41.0	_
	Ag1層	0	37. 4	
	Ac 層	0.025	29. 1	_
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	

z:標高(m)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、港湾構造物設計事例集(沿岸開発技術センター)に従い、表 3-18 のとおり設定する。

表 3-18 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 ks	圧縮剛性 kn
	$(kN/m^3)$	$(kN/m^3)$
側方及び底面	$1.0 \times 10^{6}$	$1.0 \times 10^{6}$



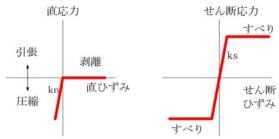


図 3-26 ジョイント要素の考え方

#### 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 $\alpha$ 、 $\beta$ 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

 $\alpha$ ,  $\beta$  :係数

係数 $\alpha$ ,  $\beta$ 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%(JEAG 4 6 0 1 -1987),鋼材の減衰定数は 3%(道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説(平成 24 年 3 月))とする。

図 3-27 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3-19 に固有値解析結果を示す。

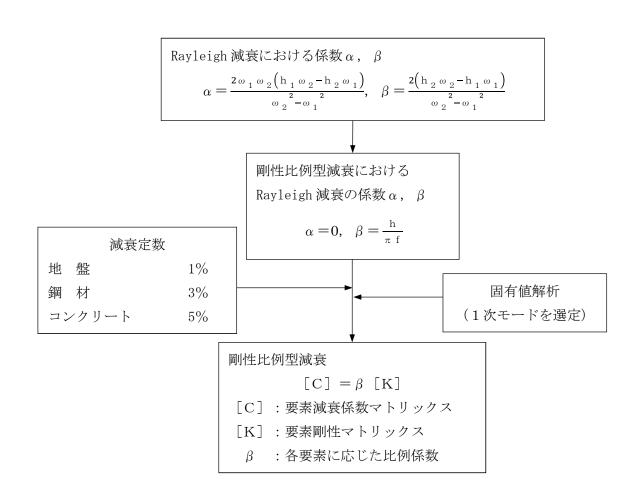


図 3-27 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3-19 固有値解析結果(追而)

## (5) 2次元静的FEM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、JEAG4601-1987を参考に、図 3-28 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。要素分割については、地盤の波動をなめらかに表現するために、最大周波数 20 Hz で算定される波長の 5 または 4 分割を考慮し、要素高さを 1 m程度まで細分割して設定する。

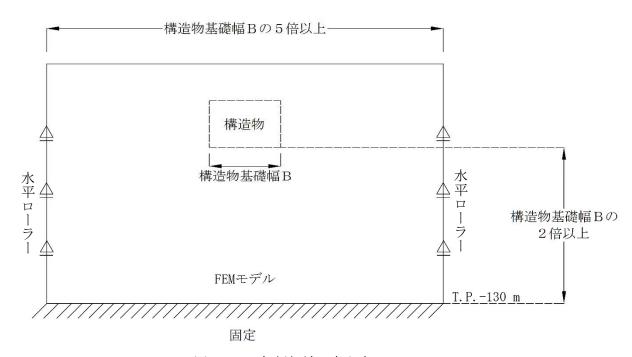
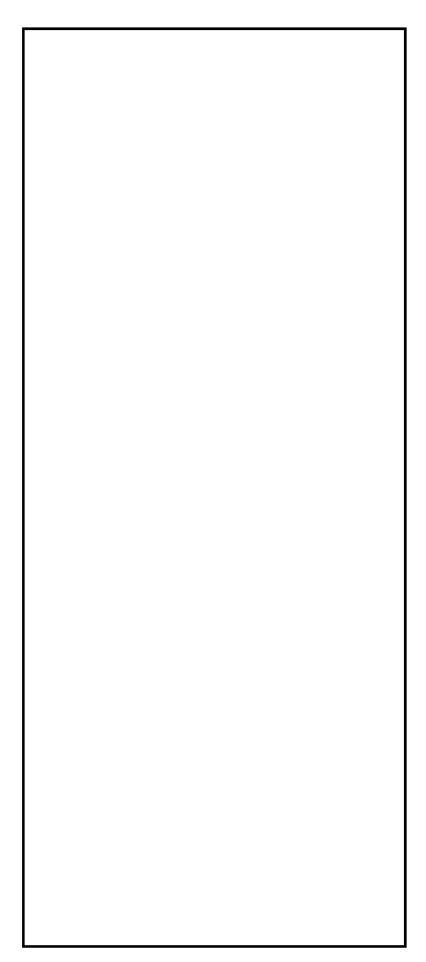


図 3-28 解析領域の考え方

#### b. 解析モデル

鋼製防護壁の2次元静的FEMモデルを図3-29に示す。



oxtimes 3-29 (1) 鋼製防護壁の2次元静的oxtimes EMモデル全体図 (①<math>-①断面)

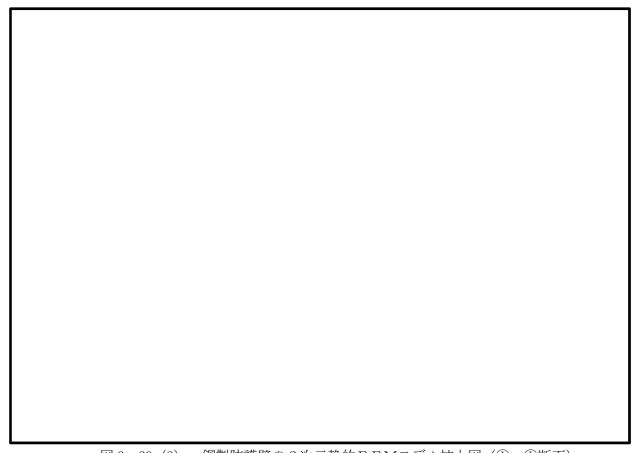


図 3-29 (2) 鋼製防護壁の2次元静的FEMモデル拡大図 (①-①断面)

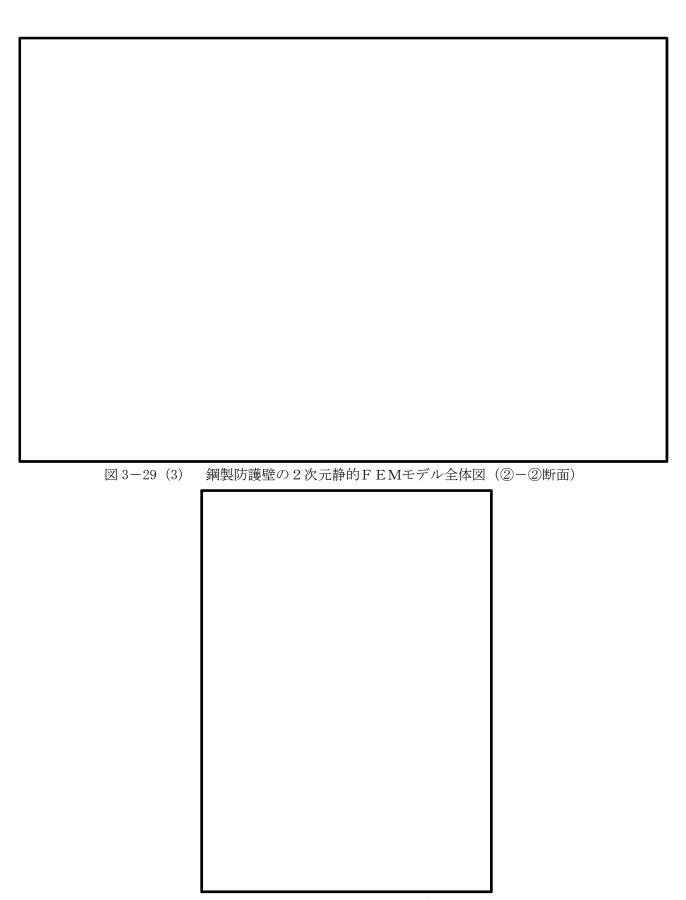


図 3-29(4) 鋼製防護壁の2次元静的FEMモデル拡大図(②-②断面)

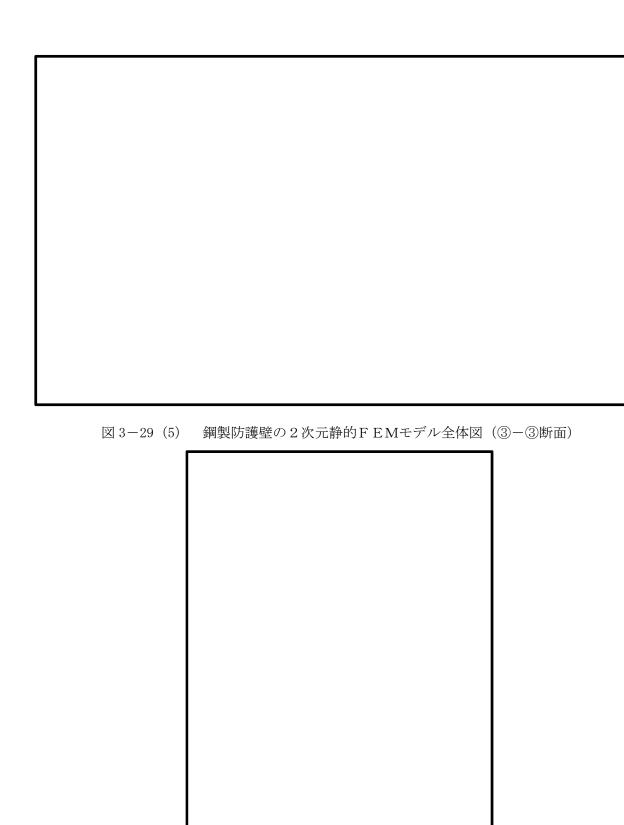


図 3-29 (6) 鋼製防護壁の2次元静的FEMモデル拡大図 (③-③断面)

### c. 構造物のモデル化

「3.5.2(3) 2次元有効応力解析モデル(支持性能評価)」と同様に設定する。

#### d. 地盤のモデル化

「3.5.2(3) 2次元有効応力解析モデル(支持性能評価)」と同様に設定する。

#### f. ジョイント要素の設定

「3.5.2(3) 2次元有効応力解析モデル(支持性能評価)」と同様に設定する。

#### (6) 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。

#### (7) 評価方法

鋼製防護壁の強度評価は、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. 鋼製防護壁

#### (a) 鋼製防護壁

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考慮して評価する。鋼製防護壁の評価は「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) 補鋼材

補鋼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。

#### (c) 添接板継手部

添接板継手部の重畳時の評価は「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。

## (d) 中詰めコンクリートと鋼殻との接合部

中詰めコンクリートと鋼殻との接合部の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

#### b. 鋼製防護壁アンカー

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等を考慮して評価する。鋼製防護壁アンカーの評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

### c. 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。地中連続壁基礎の評価は「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。

#### d. 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、 $S_d-D1$ を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元静的FEM解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

## 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 量が試験により確認した許容限界以下であることを確認する。

## 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。

## 4. 評価結果

- 4.1 地中連続壁基礎(下部構造)
  - 4.1.1 地中連続壁基礎の解析結果

地中連続壁基礎の津波時及び重畳時の照査用断面力(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。

\*評価位置における断面力 照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力 「追ണ」 せん断力図「追而」 津波時の汀線方向断面力 せん断力 (kN) 軸力図「追而」  $\boxtimes 4-1 \quad (1)$ 曲げモーメント (kN・m) 軸力 (kN) 曲げモーメント図「追而」

図 4-1 (2) 津波時の汀線直交方向断面力 図 4-1 (3) 津波時の鉛直方向断面力

「追而」

図 4-2(1) 重畳時の汀線方向断面力

図 4-2 (2) 重畳時の汀線直交方向断面力

図 4-2 (3) 重畳時の鉛直方向断面力

「追而」

# 4.1.2 地中連続壁基礎の強度評価結果

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

「追而」

表 4-1(1) 断面諸元一覧表(短辺方向)

	断面積 (単位幅)	$A_{\rm w}$ $(cm^2)$		
せん断補強筋	s"	(m)		
せん断	s c	(m)		
	鉄筋径	(mm)		
下面)	斯面積 (単位幅)	$A_{\rm s}~({ m cm}^2)$		
(內面,	副體			
主鉄筋	鉄筋径	(mm)		
(里干	断面積 (単位幅)	$A_{\rm s}~({\rm cm}^2)$		
(外面,				
主鉄筋	鉄筋径	(mm)		
	が (2)	内面, 下面		
	有効高さ d (m)	外面, 上面		
断面性状	がり (m)	内面, 下面		
里/第	かぶり d' (m)	外面, 上面		
	部材高 h (m)			
	部材幅 b	(m)		
部位			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)

	断面積 (単位幅)	$A_{\rm w} ({\rm cm}^2)$		
せん断補強筋	S.	(III)		
せん断	တို	(m)		
•	鉄筋径	(mm)		
下面)	斯面積 (単位幅) A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )			
(内面,	1200	(cm)		
主鉄筋	鉄筋径	(mm)		
上面)	断面積 (単位幅)	$A_{ m s}~({ m cm}^2)$		
(外面,	間層	(cm)		
主鉄筋	鉄筋径	(mm)		
	有効高さ d (m)	内面, 下面		
		外面, 上面		
性状	لا ئىجەدى <i>ر</i> d' (m)	内面, 下面		
		外面, 上面		
	部材高	(m)		
	部材幅 b	(m)		
評価位置				
部位			地中連続壁 基礎 (水平)	地中連続壁 工機 (約1)

#### (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  $4-2\sim$ 表 4-3 に、鉄筋の曲げ照査結果を表  $4-4\sim$ 表 4-5 にそれぞれ示す。

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

以上のことから,地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認 した。なお,発生応力度は各地震動,各部材において最大となる値を示している。

「追而」

表 4-2(1) 津波時におけるコンクリートの曲げ照査結果(汀線方向)

表 4-2(2) 津波時におけるコンクリートの津波時曲げ照査結果(汀線直交方向)

表 4-2 (3) 津波時におけるコンクリートの津波時曲げ照査結果(鉛直方向)

表 4-3 (1) 重畳時におけるコンクリートの曲げ照査結果(汀線方向)

表 4-3 (2) 重畳時におけるコンクリートの曲げ照査結果(汀線直交方向)

表 4-3 (3) 重畳時におけるコンクリートの曲げ照査結果(鉛直方向)

表 4-4(1) 津波時における鉄筋の曲げ照査結果(汀線方向)

表 4-4 (2) 津波時における鉄筋の曲げ照査結果 (汀線直交方向)

表 4-4 (3) 津波時における鉄筋の曲げ照査結果(鉛直方向)

表 4-5(1) 重畳時における鉄筋の曲げ照査結果(汀線方向)

表 4-5 (2) 重畳時における鉄筋の曲げ照査結果 (汀線直交方向)

表 4-5(3) 重畳時における鉄筋の曲げ照査結果(鉛直方向)

### (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。

地中連続壁基礎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( $V_{a}$ )と斜め引張鉄筋の許容せん断力( $V_{a}$ )を合わせた許容せん断力( $V_{a}$ )以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認 した。なお、発生応力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。

表 4-6(1) 津波時のせん断照査結果(汀線方向)

表 4-6 (2) 津波時のせん断照査結果(汀線直交方向)

表 4-6(3) 津波時のせん断照査結果(鉛直方向)

「追而」

表 4-7(1) 重畳時のせん断照査結果(汀線方向)

表 4-7(2) 重畳時のせん断照査結果(汀線直交方向)

表 4-7 (3) 重畳時のせん断照査結果(鉛直方向)

「追而」

## (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、接地圧表を表 4-8 に示す。また、支持性能評価結果を表 4-9 に示す。

鋼製防護壁の接地圧は○○時(○○方向)で○○ kN/m²であり,基礎地盤の極限支持力○○ kN/m²以下である。

以上のことから、鋼製防護壁の基礎地盤は、津波時及び重畳時に対し、支持性能を有する。

「追而」

図 4-8 接地圧分布図

「追而」

表 4-8(1) 接地圧(汀線方向)

	接地圧(kN/m²)
津波時	
重畳時	

表 4-8(2) 接地圧(汀線直交方向)

	接地圧(kN/m²)
津波時	
重畳時	

表 4-9 (1) 津波時における基礎地盤の支持性能評価結果(汀線方向) 表 4-9 (2) 津波時における基礎地盤の支持性能評価結果(汀線直交方向)

表 4-10(1) 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果(汀線方向)表 4-10(2) 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果(汀線直交方向)

## 4.2 鋼製防護壁(上部構造)

# 4.2.1 上部構造の解析結果

鋼製防護壁上部構造の津波時及び重畳時の照査用断面力(曲げモーメント、軸力、せん断力)を図 4-9~図 4-10 に示す。

重畳時の断面力

X = 4 - 10

図4-9 津波時の断面力

4 も悪しくよる副名 ツ光江奥団

\*評価位置における断面力 照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

せん断力 (kN)

曲げモーメント (kN・m) 軸力 (kN)

軸力図「追而」

せん断力図「追而」

曲げモーメント図「追而」

6.1-100

## 4.2.2 上部構造の耐震評価結果

## (1) 部材断面諸元

板厚構成図を図4-11に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表4-11に示す。

「追而」

## 図 4-11 板厚構成図

「追而」

表 4-11 断面諸元一覧表

板厚(mm)	材質	備考
	板厚 (mm)	板厚 (mm) 材質

## (2) 部材照查

解析によって求められた断面力に対して、部材照査を行う。

主桁及び横桁部材について,各荷重組合せ時の垂直応力度,合成応力度を算出し,許容値以下であることを確認する。

## 4.3 鋼製防護壁(接合部)

## 4.3.1 接合部の解析結果

接合部の評価に用いる断面力は、鋼製防護壁の地震応答解析結果から抽出する。接合部の評価に用いる断面力を表 4-12 に示す。断面力の概念図を図 4-12 に示す。

表 4-12 接合部の耐震評価に用いる断面力

「追而」

	$M_{\rm x}$	$M_{\rm y}$	$M_z$	N	$S_x$	$S_y$
	(kN • m)	(kN • m)	(kN • m)	(kN)	(kN)	(kN)
津波時						
重畳時						

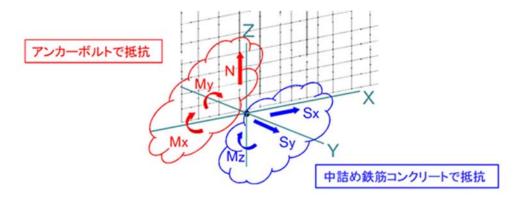


図 4-12 断面力の概念図

## 4.3.2 接合部の評価結果

(1) アンカーボルトの部材照査 アンカーボルトの部材照査結果を表 4-13 に示す。

「追而」

## 表 4-13 アンカーボルトの部材照査

	アンカーボルト			コンクリートの						
	引張	芯力(N/	mm <sup>2</sup> )	圧縮原	芯力(N/	mm <sup>2</sup> )	圧縮原	芯力(N/	mm <sup>2</sup> )	判定
	発生	許容	照査値	発生	許容	照査値	発生	許容	照査値	刊化
	応力	応力	照宜胆	応力	応力	即宜別	応力	応力	<b>無道</b>	
津波時										
重畳時										

(2) アンカーボルトの定着長 アンカーボルトの定着長を表 4-14 に示す。

「追而」

## 表 4-14 アンカーボルトの定着長照査

定着長(cm)	必要定着長 (cm)	照査値	判定

(3) アンカーボルトのコーンせん断照査

表 4-15 アンカーボルトのコーンせん断照査

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

## 4.4 まとめ

鋼製防護壁について、津波時及び重畳時に対し、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、鋼製防護壁は、津波時及び重畳時に対して、要求機能を維持できる。

## 6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明

# 目次

1.	概	要
2.	基	本方針・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
2	. 1	位置
2	. 2	構造概要
2	. 3	評価方針・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・10
2	. 4	適用基準19
3.	強	度評価方法20
3	. 1	記号の定義・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・20
3	. 2	評価対象断面及び部位・・・・・・・・・・・・・・・・・・23
3	. 3	荷重及び荷重の組合せ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・29
3	. 4	許容限界 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
3		評価方法45
4.	評	価結果‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥79
4	. 1	津波時の強度評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 79
4	. 2	重畳時の強度評価結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・84
4	. 3	まとめ・・・・・・・89

## 1. 概要

本資料は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す通り、防潮 扉が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷 重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部 材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

## 2. 基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 評価対象施設」を踏まえて、防潮扉の位置及び構造概要を示す。

## 2.1 位置

防潮扉は、敷地東側と敷地南側境界部に設置する。 防潮扉1及び防潮扉2の設置位置図を図2.1-1に示す。

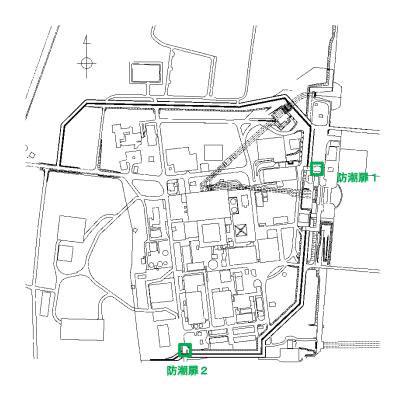


図 2.1-1 防潮扉の設置位置図

#### 2.2 構造概要

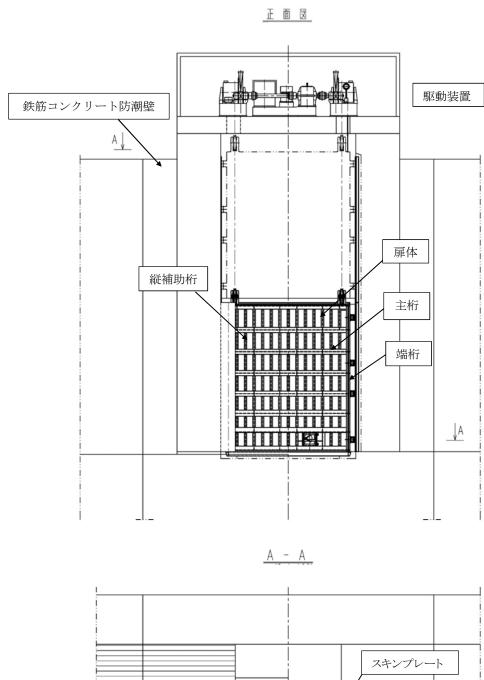
#### 2.2.1 防潮扉1

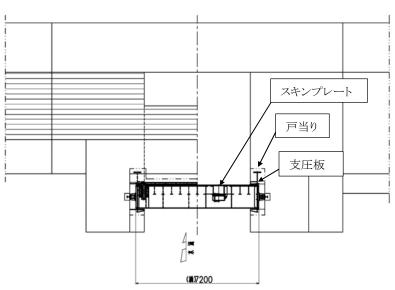
防潮扉1は、スライド式のゲートで扉体、戸当り、駆動装置、間接支持構造物(鉄筋コンクリート防潮壁)から構成されている。扉体は鋼製の構造であり、荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助桁、端桁により架構が構成され、スキンプレートに掛る荷重を架構が受ける構造である。扉体で受けた荷重については、扉体の支圧板から支承部の戸当りを介して間接支持構造物が受ける構造である。

扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

間接支持構造物は、鉄筋コンクリート防潮壁で構成され、鉄筋コンクリート造の構造物であり、隣接する鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部材を設置する。 鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。 鉄筋コンクリート防潮壁と地中連続壁基礎は、鉄筋コンクリート製のフーチングを介して一体構造とする。防潮扉1を間接支持する鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、 V-3-別添 3-2-1-2-1「防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁)の強度計算書」に示す。

防潮扉1の正面図及び平面図を図2.2.1-1,側面図を図2.2.1-2に示す。

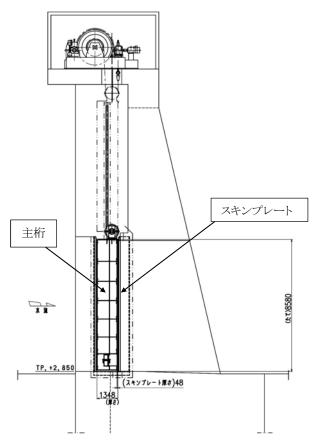




注:寸法は mm を示す。

図 2.2.1-1 防潮扉 1 正面図及び平面図

6.5 - 5



注:寸法は mm を示す。

図 2.2.1-2 防潮扉 1 側面図

## 2.2.2 防潮扉 2

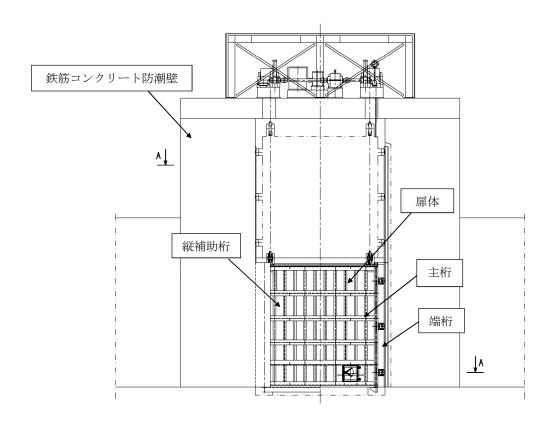
防潮扉 2 は、スライド式のゲートで扉体、戸当り、駆動装置、間接支持構造物(鉄筋コンクリート防潮壁)から構成されている。扉体は鋼製の構造であり、荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助桁、端桁により架構が構成され、スキンプレートに掛る荷重を架構が受ける構造である。扉体で受けた荷重については、扉体の支圧板から支承部の戸当りを介して間接支持構造物が受ける構造である。

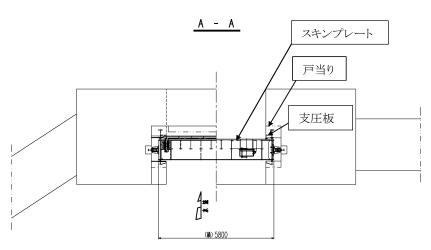
扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

間接支持構造物は、鉄筋コンクリート防潮壁で構成され、鉄筋コンクリート造の構造物であり、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部材を設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と鋼管杭基礎は、鉄筋コンクリート製のフーチングを介して一体構造とする。

防潮扉2の正面図及び平面図を図 2.2.2-1 に、側面図を図 2.2.2-2 に、鉄筋コンクリート防潮壁の構造図を図 2.2.2-3 に示す。

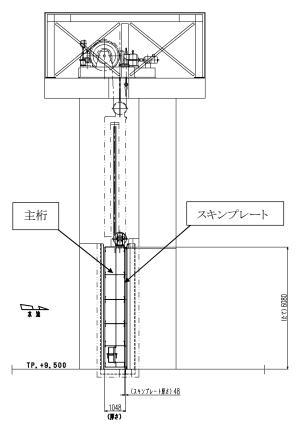
## 正面図





(単位:mm)

図 2.2.2-1 防潮扉 2 正面図及び平面図



注:寸法はmmを示す。

図 2.2.2-2 防潮扉 2 側面図

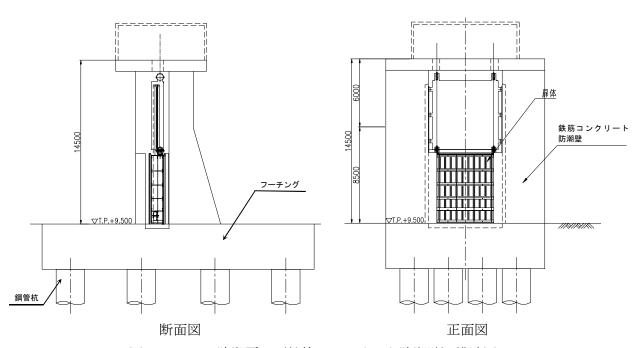


図 2.2.2-3 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁) 構造図

津波時及び津波+余震時(重畳時)の荷重伝達の概念図を図2.2.2-4に示す。

津波時には、津波荷重及び漂流物の衝突荷重により上部構造が変形する。上部構造の変形に より鋼管杭が変形し、鋼管杭が曲げ及びせん断力に抵抗する。

重畳時は地震による慣性力、地盤の変形と、津波荷重により上部構造に変形が生じる。上部 構造の慣性力による変形と地盤変位により鋼管杭に変形が生じ、曲げ及びせん断抵抗が発揮さ れる。

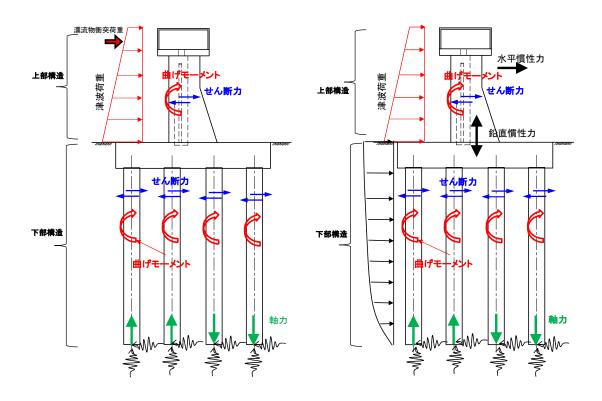


図 2.2.2-4 津波時及び津波+余震時(重畳時)の荷重伝達の概念図

#### 2.3 評価方針

#### 2.3.1 概要

防潮扉の強度評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、防潮扉の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。防潮扉の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時(以下、「津波時」という。)及び津波荷重に伴う荷重作用時と余震に伴う荷重作用時(以下、「重畳時」という。)について行う。

## (1) 扉体及び戸当り

防潮扉の強度評価は、スキンプレート、主桁、縦補助桁、端桁、支圧板の各部材に発生する応力を算定し、許容限界との比較を行う。

戸当りの強度評価は、H形鋼及び後打ちコンクリートに発生する応力を算定し、許容限界との比較を行う。強度評価のフローを図 2.3.1-1 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地 震動  $S_d-D1$ を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを用いる。

#### (2) 防潮壁

#### a. 防潮扉 1

防潮扉 1 における鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、V-3-別添 3-2-1-2-1 「防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁)の強度計算書」に示す。

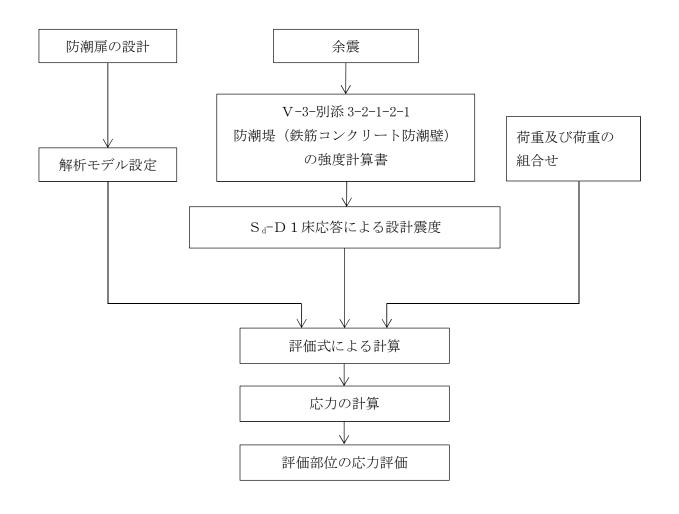


図 2.3.1-1 防潮扉 1 (扉体及び戸当り) の強度評価における評価フロー

#### b. 防潮扉 2

防潮扉 2 に関する要求機能と設計方針を表 2.3.1-1 に,評価項目を表 2.3.1-2 に示す。防潮扉 2 における鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は,設計基準対象施設として表 2.3.1-2 の防潮扉(防潮壁)の評価項目に示すとおり,構造部材の健全性評価,基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の沈下及び軟化の影響を考慮するため、表 2.3.1-3 に示すように2次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1次元有効応力解析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。

## 表 2.3.1-1 防潮扉 2の耐津波設計における要求性能と設計評価方針

青字: 対応方針 機能設計 構造強度設計 施設名 基本設計方針 要求機能 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 防潮扉は、地震後の ・防潮扉は、地震後の ・防潮扉は、地震後の ・防潮扉は、地震後の繰返 ・防潮扉は、地震後の繰返 ・地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時 繰返しの襲来を想定し 繰返しの襲来を想定し 繰返しの襲来を想定し しの襲来を想定した遡上波 しの襲来を想定した遡上波 の津波高さに応じた津波荷重並びに余震, 風及び積 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV下部 た入力津波に対して, 雪を考慮した荷重に対し、扉体として鋼製のスキン 支持力 た入力津波に対し、余 た遡上波に対し、余 の浸水に伴う津波荷重並び の浸水に伴う津波荷重,余 基礎地盤 支持機能を喪失する状態 構造編)」を踏まえ、妥当な安全余裕を考 震や漂流物の衝突, 積載 防潮扉の要求される機 震,漂流物の衝突,風 震, 漂流物の衝突, 積 に余震、漂流物の衝突、積 プレート、主桁、縦補助桁及び端桁が、支承部と 慮した極限支持力以下とする。 能を損なうおそれがな 及び積雪を考慮した場 載物、風及び積雪荷重に対 載物、風及び積雪を考 物, 風及び積雪を考慮した て戸当り及び躯体の鉄筋コンクリート部がおおむね い設計とする。 合においても, 防潮扉 慮した場合において し,鋼材で構成し,扉体は 荷重に対し、鋼材で構成 弾性状態にとどまることを確認する。また, 躯体と 防潮扉は、津波の流 が、要求される機能を も, 想定される津波高 戸当り及び支圧板を介して し, 扉体は戸当り及び支圧 して鉄筋コンクリート及び鋼管杭がおおむね弾性状 部 【基準津波に対して】 入による浸水及び漏水 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV下 損なう恐れがないよ さに余裕を考慮した防 コンクリート躯体部に固定 板を介してコンクリート躯 態にとどまることを確認する。 する構造とし、津波後の再 部構造編)」を踏まえた短期許容応力度以 を防止する設計とす う, 津波による浸水及 潮堤高さの設定及び構 体部に固定する構造とし、 部材が弾性域に留まらず塑性 曲げ, び漏水を防止すること 造体の境界部等への止 使用性を考慮し, 主要な構 津波後の再使用性を考慮 鋼管杭 【T.P.+24m 津波に対して】 せん断 域に入る状態 ・防潮扉は,入力津波 が要求される。 水処置により止水性を 造部材の構造健全性を維持 し, 主要な構造部材の構造 「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV下 高さを上回る高さで設 保持することを機能設 する設計とする。 健全性を保持する設計と 部構造編)」に基づき短期許容応力度・せ 置し、止水性を維持す 計上の性能目標とす し, 構造体の境界部には, ん断強度以下とする。 る設計とする。 止水ジョイント部材を設置 「ダム・堰施設技術基準(案) (基礎解説 ・防潮扉の設計におけ し、有意な漏えいを生じな る荷重の組み合わせと い設計とする。 曲げ, 部材が弾性域に留まらず塑性 編・マニュアル編) ((社)ダム・堰施設 扉体 しては、常時作用する 域に入る状態 技術協会,平成25年6月)」に基づき, 短期許容応力度以下とする。 荷重, 津波荷重, 余震 荷重,漂流物による衝 「ダム・堰施設技術基準(案)(基礎解説 突荷重及び自然条件と 曲げ, 部材が弾性域に留まらず塑性 編・マニュアル編) ((社) ダム・堰施設 戸当り して積雪荷重を適切に 域に入る状態 技術協会,平成25年6月)」に基づき, 考慮する。 短期許容応力度以下とする。 【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 とする。(コンクリート標準示方書【構 部材が弾性域に留まらず塑性 造性能照査編】でも確認。 鉄筋コンクリート 域に入る状態 【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)」に基づき短期許容応力度・せ ん断強度以下とする。 メーカー規格及び基準並びに必要に応じて 止水ジョイ 有意な漏えいに至る変形, 引 実施する性能試験を参考に定める許容変形 変形, 引張り ント部材 張り 量及び許容引張り力以下とする。 鋼製アンカ 引張り, せん 部材が弾性域に留まらず塑性 「各種合成構造設計指針・同解説」を踏ま 断, 引抜き 域に入る状態 えた短期許容応力度以下とする。 「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応 鋼製防護部 曲げ, 引張 部材が弾性域に留まらず塑性 材 り、せん断 域に入る状態 力度以下とする。

表 2.3.1-2 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁) の評価項目

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

注記 \*:妥当な安全余裕を考慮する。

表 2.3.1-3 津波時の検討で実施する解析ケース

検討ケース 地盤剛性		上限値
1	初期剛性	ピーク強度(平均)
2	静弹性係数	残留強度(-1σ)

表 2.3.1-4 重畳時の検討で実施する解析ケース

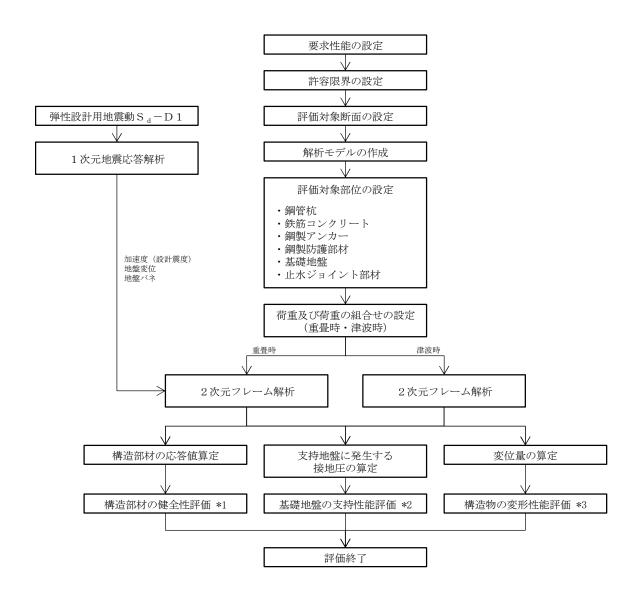
検討ケース	地盤剛性	液状化パラメータの適用
1	平均剛性	
2	+1σ剛性	液状化パラメータ適用
3	-1σ剛性	
4	豊浦標準砂	液状化パラメータ適用
5	平均剛性	非液状化
6	+1σ剛性	<u>ታ</u> ጉበጲ 1人1

基礎地盤の支持性能評価については、構造物と地盤の動的相互作用を適切に評価できる 2次元FEM解析を実施し、防潮扉2(鉄筋コンクリート防潮壁)を支持する基礎地盤に 発生する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時 に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため、 強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

防潮扉2 (鉄筋コンクリート防潮壁) の強度評価フローを図2.3.1-2に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D1を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを用いる。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 2.3.1-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

\*2:基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3.1-2 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

\*3:構造物の変形性評価を実施することで、表 2.3.1-2 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2.3.1-2 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁) の強度評価フロー

#### 2.3.2 津波時及び重畳時の解析手法

防潮壁の津波時及び重畳時の解析手法は、鋼管を線材とし、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。重畳時の基礎地盤の支持性能評価においては2次元FEM解析とする。

津波荷重については、地表面から防潮扉天端までの間に分布荷重として荷重を載荷する。 漂流物については防潮扉天端に載荷する。重畳時については、1次元有効応力解析より算 出された地盤変位を杭バネの外側から入力する。さらに、鋼管全体に1次元有効応力解析 から算出された地表面における最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図2.3.2-1に示す。

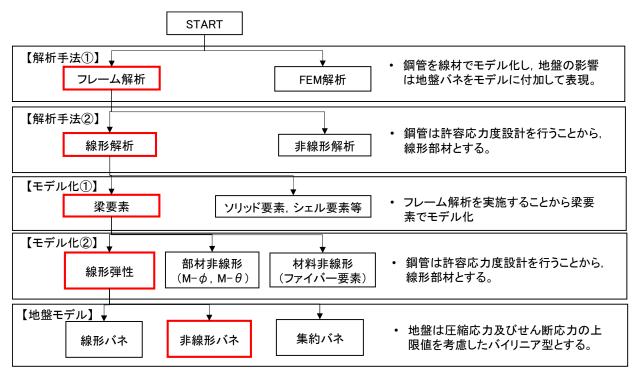


図 2.3.2-1 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

## 2.3.3 解析モデルの設定

解析モデルは操作建屋天端から杭下端までをモデル化し、地盤位置については地盤抵抗を表現するバネを付与する。この時、付与する地盤バネは上限値を有するバイリニア型とする。図 2.3.3-1 にモデル概念図を示す。

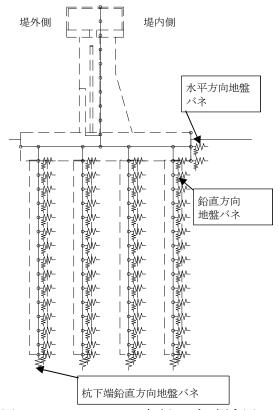


図 2.3.3-1 フレーム解析モデル概念図

重畳時の基礎地盤の支持性能評価に用いる2次元FEM解析モデルは,「6.5.1.1 防 潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元地震応答解析モデルとする。

## 2.3.4 地盤沈下の考慮

津波時及び余震+津波時は、本震によって地盤が沈下した状態を想定することで安全側の検討を実施する。地盤沈下の考慮について以下に示す。

・ 地盤沈下によってセメント改良部の層厚を 1.0 m 小さくするものとする。

## (1) 荷重

堤外側の地盤が 1.0 m 沈下することを想定し、津波波力及び動水圧は沈下後の地盤高さより上側に作用させる。

## (2) 地盤バネ

堤内側の地盤が 1.0 m 沈下することを想定し、沈下後の地盤面から杭下端の範囲に地盤 バネを考慮する。

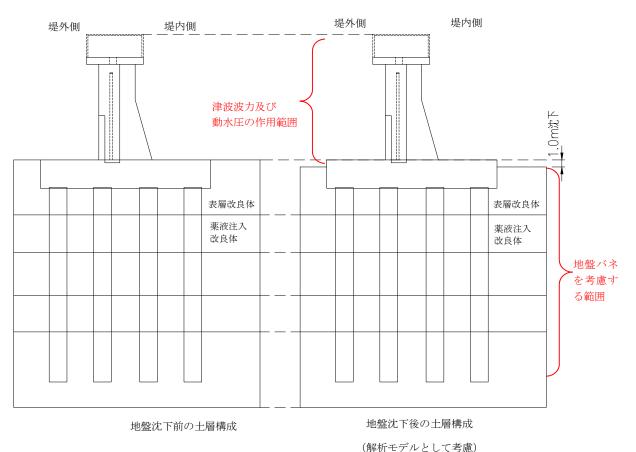


図 2.3.4-1 地盤沈下の考慮概念図

## 2.4 適用基準

表 2.4-1 に適用する規格,基準類を示す。

表 2.4-1 適用する規格,基準類

	項	Ϊ. E	適用する規格、基準類	備考
使用材料及び材料定数		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	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
	扉体 (鋼材)		・ダム・堰施設技術基準(案) 〔基準解説編・マニュアル 編〕(平成25年6月)	
	コンクリート 鋼管杭,鉄筋		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002 年)	・曲げに対する照査は、発
			・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編(平成14年3月)	生応力が,短期許容応力 度以下であることを確認
許容		鋼製アンカー	・各種合成構造設計指針・同解 説(2010年11月)	・せん断に対する照査は, 発生応力または発生せん
1201	鋼製	鋼材, 接合ボルト	・道路橋示方書・同解説 Ⅱ鋼 橋編(平成14年3月)	断力が,短期許容応力度 または短期許容せん断応
	                 		<ul> <li>・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)</li> <li>・日本工業規格(JIS G 3549-2000)</li> </ul>	力度以下であることを確認
	有効応力解析		2000)  ・JEAG4601-1987  ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005年)	・有限要素法による2次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析

## 3. 強度評価方法

# 3.1 記号の定義

## 3.1.1 扉体及び戸当り

扉体及び戸当りの強度評価に用いる記号を表 3.1.1-1 に示す。

表 3.1.1-1 扉体及び戸当りの強度評価に用いる記号(1/2)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P s	$kN/m^2$	静水圧
P <sub>e</sub>	$\mathrm{kN/m^2}$	動水圧
Ι <sub>g i</sub>	kN	地震時慣性力
W s	kN	積雪荷重
Рс	kN	漂流物衝突荷重
Н	m	津波高さ
Hs	m	水密高さ
$H_0$	m	津波時の設計水深
$H_1$	m	津波時の下端止水位置までの水深
H 2	m	津波時の上端止水位置までの水深
Нз	m	余震時の基礎地盤までの深さ
$H_4$	m	余震時の設計水深
В	m	水密幅
$\mathbf{W}_1$	${\rm kN/m^3}$	水の単位体積荷重
$W_{\mathrm{g}}$	kN	扉体自重による荷重
$K_{i}$	_	余震時の設計震度
P <sub>w</sub>	kN	風荷重
ρ	$kN \cdot s^2/m^4$	空気密度
$U_{\mathrm{d}}$	m/s	風速
G	_	ガスト応答係数
$C_{\mathrm{d}}$	_	形状係数
А	$\mathbf{m}^2$	投影面積
q s	$kN/m^2$	単位積雪荷重
$D_s$	m	<b>扉体総桁高</b>
Вѕ	m	<b>扉体受圧幅</b>

表 3.1.1-1 扉体及び戸当りの強度評価に用いる記号(2/2)

記号	単位	定義
M	kN•m	各評価対象部位における最大曲げモーメント
R	kN	各評価対象部位における最大圧縮力
σс	$\mathrm{N}/\mathrm{mm}^2$	各評価対象部位における最大曲げ、圧縮及び支圧応力
		度
S	kN	各評価対象部位における最大せん断力
τ	$\mathrm{N}/\mathrm{mm}^2$	各評価対象部位における最大せん断応力
δ	mm	各評価対象部位における最大たわみ
t s	mm	スキンプレート厚
σ f	$\mathrm{N}/\mathrm{mm}^2$	戸当り底面フランジの曲げ応力度
σ <sub>w</sub>	$\mathrm{N}/\mathrm{mm}^2$	戸当り腹板の圧縮応力度
τ с	$\mathrm{N}/\mathrm{mm}^2$	戸当りコンクリートのせん断応力度

# 3.1.2 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁)

防潮壁2 (鉄筋コンクリート防潮壁) の強度評価に用いる記号を表 3.1.2-1 に示す。

表 3.1.2-1 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁) の強度評価に用いる記号

G     kN     固定荷重       P     kN     積載荷重       P s     kN     積雪荷重	
P <sub>s</sub> kN 積雪荷重	
P k kN 風荷重	
P <sub>t</sub> kN/m <sup>2</sup> 遡上津波波力	
K <sub>Sd</sub> kN 余震荷重	
P。 kN 漂流物衝突荷重	
P <sub>d</sub> kN/m <sup>2</sup> 動水圧	
τ <sub>sal</sub> N/mm <sup>2</sup> 鋼管杭の許容せん断応力度	
σ <sub>ca</sub> N/mm <sup>2</sup> コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	
$\tau_{a1}$ N/mm <sup>2</sup> コンクリートの許容せん断応力度	
τ <sub>a1</sub> ' N/mm <sup>2</sup> コンクリートの許容押抜きせん断応力度	
σ <sub>ca</sub> ' N/mm <sup>2</sup> コンクリートの許容支圧応力度	
V。 kN コンクリートの負担するせん断力	
V。 kN 斜め引張鉄筋の負担するせん断力	
b <sub>w</sub> m 有効幅	
j - 1/1.15	
d m 有効高さ	
A <sub>w</sub> m <sup>2</sup> 斜め引張鉄筋断面積	
σ <sub>sal</sub> N/mm <sup>2</sup> 鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度	:
σ <sub>sa2</sub> N/mm <sup>2</sup> 鉄筋の許容曲げ引張応力度	
s m 斜め引張鉄筋間隔	
<ul><li>σ N/mm² 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定さ</li></ul>	れる応力
M N·mm 最大曲げモーメント	
Z mm <sup>3</sup> 断面係数	
N N 軸力	
A mm <sup>2</sup> 有効断面積	
τ N/mm² 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	1
S kN せん断力	
$\kappa$ - せん断応力の分布係数 ( $\kappa$ =2.0)	

## 3.2 評価対象断面及び部位

## 3.2.1 評価対象断面

防潮扉 2 の評価対象断面位置図を図 3. 2. 1-1 及び図 3. 2. 1-2 に、評価対象断面図を図 3. 2. 1-3 に示す。

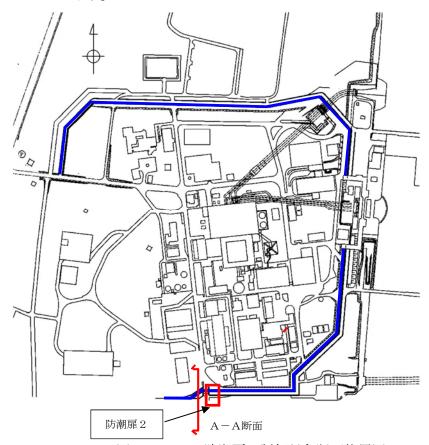


図 3.2.1-1 防潮扉 2 評価対象断面位置図

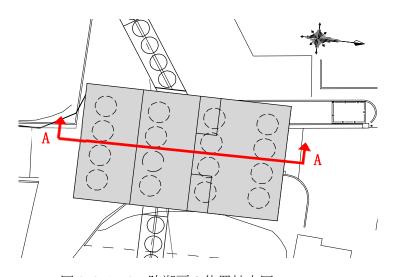


図 3.2.1-2 防潮扉 2位置拡大図

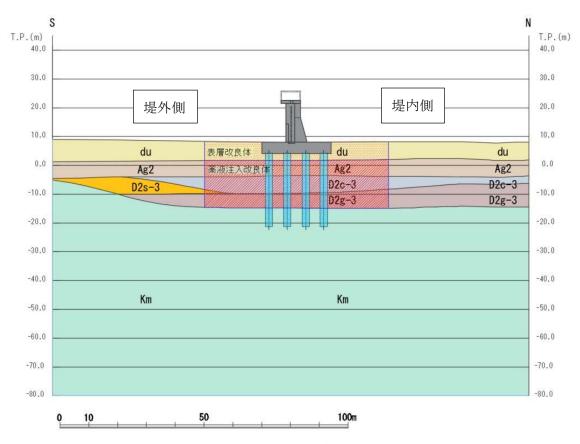


図 3.2.1-3 防潮扉 2 評価対象断面図 (A-A)

## 3.2.2 評価対象部位

## (1) 扉体及び戸当り

評価対象部位は、水圧等の荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助 桁、端桁により構成される架構の構造部材を評価対象部材とする。また、扉体の支圧板か ら支承部の戸当りについても評価対象部材にする。

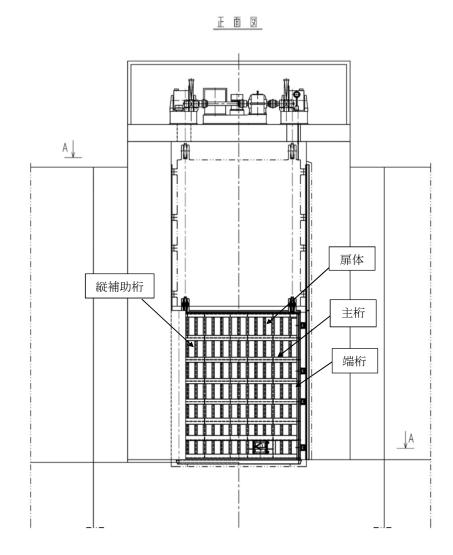
防潮扉1の部材名を図3.2.2-1及び図3.2.2-2に示す。

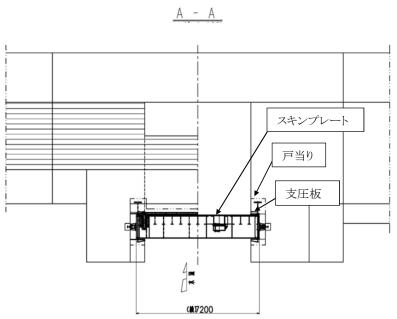
## a. 扉体の健全性

扉体は主桁, スキンプレート, 縦補助桁, 端桁, 支圧板について検討する。

## b. 戸当りの健全性

戸当りはコンクリート支圧応力,底面フランジ曲げ応力,コンクリートのせん断応力 それぞれについて検討する。

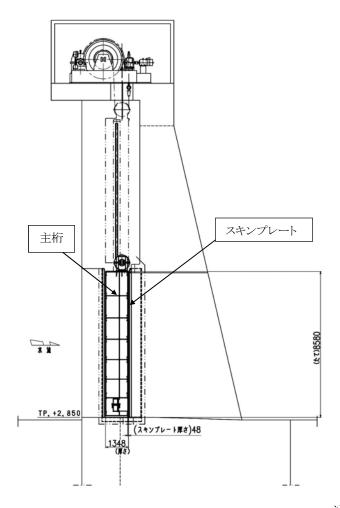




注:寸法は mm を示す。

図3.2.2-1 防潮扉の部材名(正面図,平面図)

6.5 - 26



注:寸法はmmを示す。

図 3.2.2-2 防潮扉の部材名 (側面図)

# (2) 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁) 評価対象部位は,防潮壁の構造上の特徴を踏まえ設定する。

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、防潮壁を支持する鋼管杭とする。

- b. 鉄筋コンクリート 鉄筋コンクリートの評価対象部位は、防潮壁とフーチングの鉄筋コンクリートとする。
- c. 基礎地盤の支持力 基礎地盤の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤とする。
- d. 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。
- e. 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アンカーとする。
- f. 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。

# 3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の 強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを 踏まえて設定する。

# 3.3.1 扉体及び戸当り

# (1) 荷重

荷重強度には,以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重(G)

固定荷重として、扉体自重(Wg)を考慮する。

b. 静水圧 (P<sub>s</sub>)

津波時の扉体への作用静水圧を考慮する。

$$P_{s} = \{H_{s} (p_{u} + p_{d}) B\}/2$$

$$p_u = W_1 \cdot H_2$$

$$p_d = W_1 \cdot H_1$$

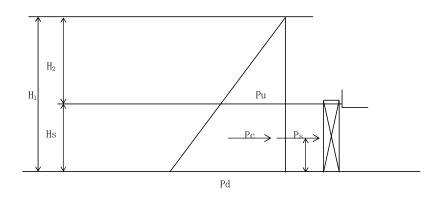


図 3.3.1-1 静水圧の荷重作用図

# c. 動水圧 (P<sub>e</sub>)

余震時の扉体への作用動水圧を考慮する。

$$P_e = 7/12 \cdot W_1 \cdot K_H \cdot \sqrt{H_3} \cdot (\sqrt{H_4^3} - \sqrt{H_5^3}) \cdot B$$

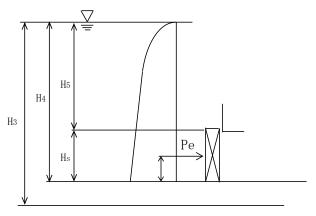


図 3.3.1-2 動水圧の荷重作用図

# d. 地震時慣性力(Igi)

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

 $I_{gi} = W_g \cdot K_i$ 

# e. 積雪荷重 (W<sub>s</sub>)

津波時・余震時とも扉体への積雪荷重を考慮する。

$$W_s = q_s \cdot D_s \cdot B_s$$

# f. 漂流物衝突荷重(P<sub>c</sub>)

津波時は漂流物として総排水トン 15 t の漁船による衝突荷重を集中荷重として考慮する。

# (2) 荷重の組合せ

扉体及び戸当りの設計に考慮する荷重の組合せを表 3.3.1-1 に示す。

 区分
 荷重の組合せ

 津波時
 G+Ps+Ws+Pc

 重畳時
 G+Ps+Pe+Igi+Ws

表 3.3.1-1 荷重の組合せ

# 3.3.2 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁)

#### (1) 荷重

防潮壁の強度評価には,以下の荷重を用いる。

### a. 固定荷重(G)

固定荷重として、構造物の自重及び浮力を考慮する。地下水位のレベルは地表面とする。

#### b. 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器荷重を考慮する。

#### c. 積雪荷重(P<sub>s</sub>)

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/m² を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

#### d. 風荷重 (P<sub>k</sub>)

津波の遡上時には海面下にあり, 風荷重は考慮しない。

### e. 遡上津波荷重(P<sub>t</sub>)

#### (a) 遡上津波波圧

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の 3/2 倍を考慮して算定する。

#### (b) 海水重量

防潮扉前面のフーチング上について津波の水塊による海水重量を考慮する。なお、海水の密度は  $\rho=1.03$  t/m³ とする。

# (c) 津波による揚圧力

津波波圧が防潮扉上部の軒を超える場合は津波による揚圧力を考慮する。

### f. 衝突荷重(P<sub>c</sub>)

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

 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

表 3.3.2-1 衝突荷重

#### g. 余震荷重(K<sub>Sd</sub>)

余震荷重として、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> - D1 による地震力及び動水圧を考慮する。 余震と津波の「重畳時」は余震荷重 (K<sub>Sd</sub>)として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮 する。有効応力解析で算定した地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、 慣性力を作用させる。

# (2) 荷重の組合せ

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-2 及び表 3.3.2-3 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び T.P.+24.0m 津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-1~図 3.3.2-4 に示す。

表 3.3.2-2 荷重の組合せ (津波時)

種	別	荷重		算定方法
	Monto do	躯体自重	0	・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。
	常時考慮荷重	機器・配管自重	0	・機器荷重を考慮する。
	思刊 里	土被り荷重	_	・土被りはないため考慮しない。
永久		上載荷重	_	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
荷重		静止土圧	0	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		0	<ul><li>・地下水位に応じた静水圧として設定する。</li><li>・地下水の密度を考慮する。</li></ul>
	内水圧			・内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		0	・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。
	津波波圧		0	・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。
偶発荷重		衝突荷重	0	・0.69 t の車両の漂流物荷重を考慮する。
(津波	荷重)	余震荷重	_	・弾性設計用地震動Sa-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。

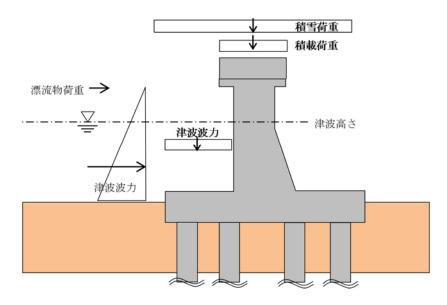


図3.3.2-1 津波時(基準津波時)の作用図

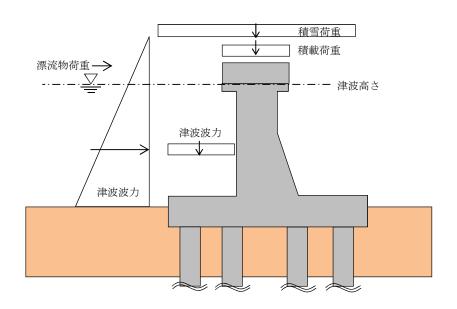


図3.3.2-2 津波時 (T.P.+24.0 m 津波) の作用図

表 3.3.2-3 荷重の組合せ (重畳時)

種	別	荷重		算定方法	
		躯体自重	0	・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。	
	常時考	機器・配管自重	0	・機器荷重を考慮する。	
	慮荷重	土被り荷重	_	・土被りはないため考慮しない。	
永久		上載荷重	_	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。	
荷重		静止土圧	0	・常時応力解析により設定する。	
		外水圧	0	<ul><li>・地下水位に応じた静水圧として設定する。</li><li>・地下水の密度を考慮する。</li></ul>	
	内水圧		_	<ul><li>・内水はないため考慮しない。</li></ul>	
		積雪荷重	0	・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。	
		津波波圧	0	・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。	
偶発荷重		衝突荷重	_	・漂流物の衝突は考慮しない。	
(津波	荷重)	余震荷重	0	・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	$\circ$	・動水圧を考慮する。	

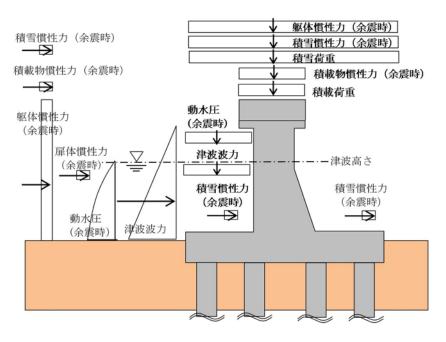


図3.3.2-3 重畳時(基準津波時)の作用図

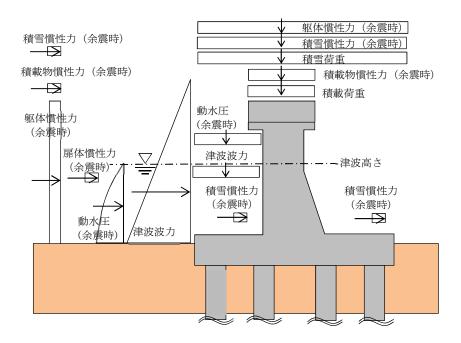


図 3.3.2-4 重畳時 (T.P.+24.0 m 津波時) の作用図

### 3.4 許容限界

防潮扉の許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象断面の機能損傷モードを考慮し、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している許容限界を踏まえて設定する。

#### 3.4.1 扉体及び戸当り

### (1) 扉体

扉体の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成25年6月)」に基づき、表3.4.1-1に示す短期許 容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時及び余震+基準津波時に対しては鋼材の 許容応力度に対して1.5倍、敷地に遡上する津波時(T.P.+24 m)及び余震+敷地に遡上 する津波時(T.P.+24 m)に対しては鋼材の許容応力度に対して2.0倍の割増しを考慮す る。

また, 止水性については許容限界を短期許容応力度とすることで部材をおおむね弾性域内の変形に留め、戸当りとの圧着構造を保つことで止水性を確保するものとする。

短期許容応力度 (N/mm²) 敷地に遡上する 評価項目 基準 津波時 津波時 (T. P. +24 m)許容曲げ応力度σca 240 320 スキンプレ 許容圧縮応力度, ート, 主 240 320 t≦40\*1 SM490 許容引張応力度σca 桁,補助 許容せん断応力度 τ a 135 180 桁,端桁 許容支圧応力度 σ ca \*2 360 480 許容支圧応力度 σ 。 \*2 支圧板 SUS304  $t \le 40^{*1}$ 225 300

表 3.4.1-1 鋼材の許容応力度(短期)

注記 \*1:t 鋼材の板厚 (mm)

\*2: 許容支圧応力の上限値は降伏点とする。

# (2) 戸当り

防潮扉戸当りの許容限界は、鋼材については扉体と同様とする。コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編] ((社)土木学会、2002年制定)」を適用し、表 3.4.1-2 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時及び余震+基準津波時に対してはコンクリートの許容応力度に対して1.5倍、敷地に遡上する津波時(T.P.+24 m)及び余震+敷地に遡上する津波時(T.P.+24 m)に対しては、2.0倍の割増しを考慮する。

表 3.4.1-2 コンクリートの許容応力度(短期)

				短期許容応力度(N/mm²)		
評価項目			基準	敷地に遡上する津波時		
			津波時	(T. P. +24 m)		
		許容圧縮応力度σca	21	28		
コンクリート	設計基準強度	許容支圧応力度 σ ca	18	24		
	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	許容せん断応力度 τ a	0.825	1.1		
		許容付着応力度 σ ca*	3.0	4. 0		

注記 \*: 異形鉄筋の場合を示す。

#### 3.4.2 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁)

#### (1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書 (I共通編・IV下部構造編)・同解説 ((社)日本道路協会、平成14年3月)」に基づき、表3.4.2-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時における鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。また、敷地に遡上する津波時(T.P.+24 m)は1.7倍の割増を考慮する。

表 3.4.2-1 鋼管杭の許容限界 基準津波時

	評価項目				
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ s a 1 許容圧縮応力度 σ s a 1	382. 5		
		許容せん断応力度 τ sal	217. 5		

敷地に溯上する津波時 (T.P.+24 m)

	短期許容応力度 (N/mm²)		
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ s a 1 許容圧縮応力度 σ s a 1	433. 5
		許容せん断応力度 τ s a 1	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、表3.4.2-2に示す短期許容応力度 とする。短期許容応力度は、基準津波時における鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5倍の割増を考慮する。また、敷地に遡上する津波時(T.P.+24 m)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。

なお、杭頭部に関しても、鉄筋コンクリートは表 3.4.2-2 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

# 表 3.4.2-2 コンクリート及び鉄筋の許容限界 基準津波時

	評価項目				
			$(N/mm^2)$		
		許容曲げ圧縮応力度 σ c a	21		
コンクリート*1	f'ck=40 N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度 τ a 1	0.825*3		
		許容押抜きせん断応力度 τ a 1 '	1. 65		
		許容支圧応力度 σ с а '	18		
		許容曲げ引張応力度 σ s a 2	435		
上 鉄筋* <sup>2</sup>	SD490	(軸方向鉄筋)	433		
业大月刀		許容曲げ引張応力度 σ s a 2	300		
		(せん断補強筋)	300		

#### 敷地に遡上する津波時 (T.P. +24 m)

	評価項目				
		許容曲げ圧縮応力度 σ c a	28		
コンクリート*1	f'ck=40 N/mm <sup>2</sup>	許容せん断応力度 τ a 1	1. 1*3		
		許容押抜きせん断応力度 τ a 1 '	2. 2		
		許容支圧応力度 σ с а '	24		
		許容曲げ引張応力度 σ s a 2	478. 5		
数筋* <sup>2</sup>	SD490	(軸方向鉄筋)	470. 0		
少大月刀		許容曲げ引張応力度 σ s a 2	330		
		(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<sub>a</sub>)を許容限界とする。

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

ここで,

V<sub>ca</sub>: 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<sub>a1</sub>:斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

6.5 - 39

bw: 有効幅 j: 1/1.15 d: 有効高さ

A<sub>w</sub> : 斜め引張鉄筋断面積σ<sub>sa2</sub> : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

# (3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書 (I共通編・IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会、平成14年3月)により設 定する。

道路橋示方書による杭基礎(中堀り工法)の支持力算定式を以下に示す。

杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について、豊浦標準砂の 液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四 系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭下端の支持岩盤への接地圧に対する支持力 評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体 とその上方の非液状化層が連続している場合は、杭周面摩擦力を支持力として考慮する場 合がある。

#### 極限支持力

 $R_{u} = q_{d} \cdot A + U \sum L_{i} \cdot f_{i} \qquad (kN)$ 

R... 地盤から決まる杭の極限支持力(kN)

q<sub>d</sub>: 杭下端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)

 $q_d$ =3 •  $q_u$ 

qu: 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²) \*quは Km層の非排水せん断強度×2

A: 杭下端面積 (m²)

U: 杭の周長 (m)

L<sub>i</sub>: 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f<sub>i</sub>: 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度 (kN/m²)

### (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 3.4.2-3 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4.2-3 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評付	西項目	許容限界
止水ジョイント	ゴムジョイント	200 mm
部材	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 3.4.2-2 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。

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

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

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

ここに,

Pa: 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<sub>a2</sub>: 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)

φ1, φ2: 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。

sca: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 $\sqrt{Fc}$ )(N/m²)

Fc: コンクリートの設計基準強度 (N/mm)

 $Ac: コーン状破壊面の有効水平投影面積で、<math>Ac = \pi \cdot 1_{ce} (1_{ce} + D)$  とする。

 $1_{ce}: アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで , <math>1_{ce}=1_{e}$ とする。

1。: 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 fn 以下となるようにする。

p<sub>a</sub>/Ao≦fn

p<sub>a</sub>:アンカーボルト頭部の支圧力

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

fn: コンクリートの支圧強度で、 $fn=\sqrt{(Ac\cdot Ao)\cdot Fc\pi}$  ( $D^2-d^2$ ) /4 とする。 ただし、 $\sqrt{(Ac/Ao)}$  が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mn)

#### 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,

qa: 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<sub>a3</sub>: 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)

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

ѕ σ ү: アンカーボルトの規格降伏点強度

sca: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 $\sqrt{ (Fc \cdot Ec) }$ )

 $c_0 \sigma_t$ : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度  $(c_0 \sigma_t = 0.31 \sqrt{\text{Fc}})$  (N/mil)

Fc: コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

Ec:コンクリートのヤング係数 (N/mm)

 $A_{qc}$ : 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 1。は, 次式を満たすように選定するものとする。  $_{\rm s} \sigma_{\rm qa} \cdot _{\rm sc} a \leq_{\rm c} \sigma_{\rm t} \cdot Ac$ 

# (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、表 3.4.2-4 に示す短期許容応力度とする。基準津波時の短期許容応力度は、許容応力度に対して1.5 倍の割増を考慮する。また、敷地に遡上する津波時(T.P.+24m)は1.7 倍の割増を考慮する。

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

表 3.4.2-4 鋼材の許容限界

\*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 II 鋼橋編」 ((社)日本道路協会、平成 14 年 3 月) に基づき、表 3.4.2-5 に示す短期許容応力度とする。基準津波時の短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、敷地に遡上する津波時 (T.P.+24 m) は 1.7 倍の割増を考慮する。

使用位置	ボルト諸元	元 短期許容応力度 (N/mm²)		短期許容応力度(24 m 津波時) (N/mm²)	
	強度区分	引張	せん断	引張	せん断
ワイヤーロープ取付部 軸ボルト	10.9	705	405	799	459

表 3.4.2-5 接合ボルトの許容限界

# 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 を敷地に遡上する津波時 (T. P. +24 m)の短期許容応力度とする。基準津波時は、敷地に遡上する津波時 (T. P. +24 m)の短期許容応力度を 1.7 で除して、1.5 倍の割増を考慮する。表 3.4.2 -6 に許容限界を示す。

表 3.4.2-6 ワイヤーロープの許容限界

仕様	破断強度 (kN)	短期許容応力度 (N/mm²)	短期許容応力度 (24 m 津波時) (N/mm²)
		引張	引張
構造用ストランドロープ	2190	1440	1642
ST1670,構成 7×19, φ 56mm	2190	1448	

### 3.5 評価方法

防潮壁の耐震評価は、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

#### 3.5.1 津波時

#### (1) 扉体及び戸当り

評価対象部位における発生応力が許容限界以下であることを確認する。

### a. 扉体

#### (a) 主桁

主桁は、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、支圧板の設置位置を 支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化する。

主桁のモデル図を図3.5.1-1に示す。

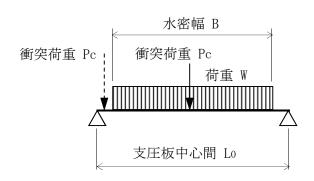


図 3.5.1-1 主桁のモデル図

# (b) スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定指示された平板としてモデル化し、「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編)((社)ダム・堰施設技術協会 平成25年6月)」の式により曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 3.5.1-2 に示す。

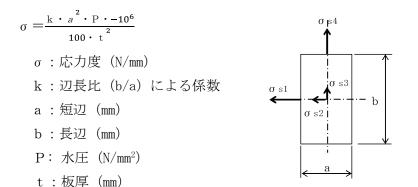


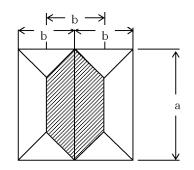
図3.5.1-2 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

# (c) 縦補助桁

縦補助桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が 亀甲形または菱形に作用したものとして、「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説 編・マニュアル編)((社)ダム・堰施設技術協会 平成25年6月)」の式により 曲げ応力及びせん断応力を算定する。

また,縦補助桁はスキンプレートの補剛材であるため,衝突荷重についても考慮する。衝突荷重は曲げモーメント時は桁中央に,せん断力時は桁端部に 1/2 の集中荷重が作用したとして計算する。

縦補助桁のモデル図及び応力算定式を図3-13に示す。



p: 各区分の平均水圧 (kN/m²)

Pc: 衝突荷重 (kN)

a: 主桁及び横補助桁間隔 (m)

b: 縦補助桁間隔 (m)

最大曲げモーメント

$$\mathbf{M} = \frac{\mathbf{p} \cdot \mathbf{b}}{24} \left( 3 \cdot \mathbf{a}^2 - \mathbf{b}^2 \right) + \frac{\mathbf{Pc} \cdot \mathbf{b}}{4} \left( \mathbf{kN} - \mathbf{m} \right)$$

最大せん断力

$$S = \frac{p \cdot b}{2} \; ( \; a \; -\frac{b}{2} \; ) \; + \frac{Pc}{2} \; (kN) \label{eq:S}$$

図 3.5.1-3 縦補助桁のモデル図及び応力算定式

### (d) 端桁

本設備はスライドゲートであるため、端桁は主桁端部に生じた反力が戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する役割を果たしている。よって「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編)((社)ダム・堰施設技術協会 平成25年6月)」に従い、垂直補 剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の照査を行う。

端桁腹板には垂直補剛材として主桁ウェブとスチフナを有する。縦桁腹板は天地方向に、主桁ウェブは径間方向に部材が伸びているが、実際に荷重が作用している有効断面のみで検討するため、有効幅はそれぞれの板厚の12倍までとする。ただし、補剛材(主桁ウェブ)については、全有効断面積が補剛材断面積の1.7倍を超える場合は有効幅を小さくし、全有効断面積が補剛材断面積の1.7倍となるようにする。

端桁のモデル図を図3.5.1-4に示す。

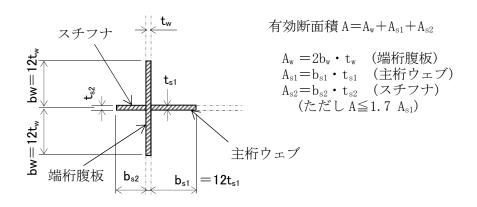


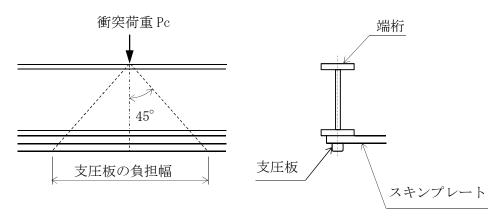
図 3.5.1-4 端桁のモデル図

# (e) 支圧板

支圧板の面圧は踏面に曲率を設けるため、「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編)((社)ダム・堰施設技術協会 平成25年6月)」のローラの線接触に倣って計算する。

なお、衝突荷重については扉体端桁に作用したとして、端桁高、スキンプレート厚 さ支圧板厚さを考慮した片側 45 度分布長で負担するものとする。

端桁のモデル図及び応力算定式を図3.5.1-5に示す。



$$p = 0.591 \sqrt{\frac{P \cdot E_1 \cdot E_2}{Lh \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}}$$

$$C = 1.080 \sqrt{\frac{P \cdot R \cdot (E_1 + E_2)}{Lh \cdot E_1 \cdot E_2}}$$

$$Z = 0.78 \cdot C$$

ここに、

p: ヘルツの接触応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

P: 計算荷重の常時換算値 =  $(Ps+Pc)/\gamma$  (N)

Ps:静水圧 (N/mm²) Pc:衝突荷重 (N)

pd: 扉体下端水圧 (N/mm<sup>2</sup>)

B: 扉体水密幅 (mm)

γ: 許容応力補正係数に裕度を乗じた係数

E<sub>1</sub>: 支圧板の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

 $E_2$ : 支圧板当りの弾性係数  $(N/mm^2)$ 

Lh: 支圧板計算高さ (mm)

R: 支圧板半径(mm)

C:接触幅の1/2 (mm)

Z:最大せん断応力度が発生する深さ(mm)

ν : 安全率=1.3(線接触の場合)

H<sub>B</sub>: 支圧板のブリネル硬さ

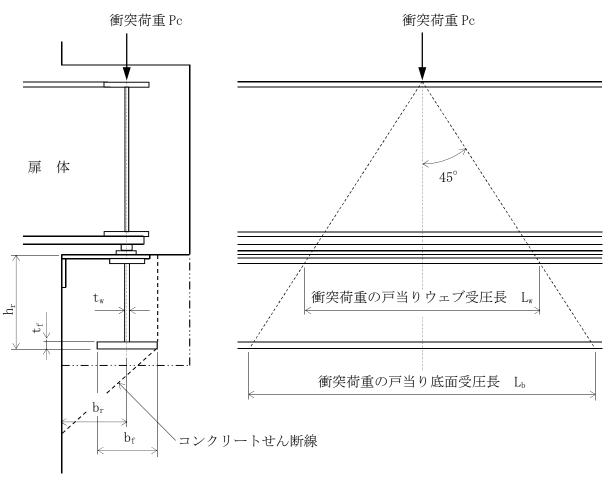
図3.5.1-5 支圧板のモデル図及び応力算定式

# b. 戸当り

評価位置において鋼材については底面フランジの曲げ応力,腹板の圧縮応力が,コンクリートについては支圧応力,せん断応力が許容限界以下であることを確認する。

#### (a) 鋼材

戸当りの鋼材は、下面の水圧が高いため作用水圧とする。また、衝突荷重は扉体端桁上流側フランジに作用したとして、片側 45 度の分布長で負担するものとする。 戸当りのモデル図及び応力算定式を図 3.5.1-6 に示す。



底面フランジ曲げ応力度

$$\sigma f = \frac{6 \cdot \sigma k \cdot bf^{2}}{8 \cdot t_{f}^{2}} (N/mm^{2})$$

腹板の圧縮応力度

$$\sigma \, \mathrm{cw} = \frac{pd \cdot B}{2 \cdot t_w} + \frac{Pc}{Lw \cdot \mathrm{bf}} \ (\text{N/mm}^2)$$

ここに、

 pd: 下部作用水圧
 (N/mm²)

 B: 扉体水密幅
 (mm)

 Pc: 衝突荷重
 (N)

hr:戸当り高

br: 水路面より戸当り中心までの距離 (mm)

(mm)

tw: 戸当りウェブ厚さ (mm) bf: 戸当り底面フランジ幅 (mm)

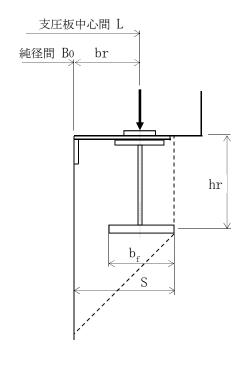
tf:戸当り底面フランジ厚さ (mm)

図 3.5.1-6 戸当り鋼材のモデル図及び応力算定式

# (b) コンクリート

戸当りのコンクリートは、前項の鋼材の作用力を負担するものとして支圧応力及び せん断応力を評価する。

戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式を図3.5.1-7に示す。



コンクリートの支圧応力度 
$$\sigma k = \frac{pd \cdot B}{2 \cdot bf} + \frac{Pc}{Lb \cdot bf} (N/mm^2)$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau k = \frac{\sigma k \cdot bf}{hr + 2 \cdot S} (N/mm^2)$$

ここに、

 支圧板中心間
 L (mm)

 純径間
 Bo (mm)

水路面より戸当り中心

までの距離 br (mm)

コンクリート支圧応力度 σk (N/mm<sup>2</sup>) 戸当り底面フランジ幅 bf (mm)

戸当り底面フランジ幅bf (mm)戸当り高さhr (mm)

堰柱側面から底面フランジ

端面までの距離 S = br + bf/2

図3.5.1-7 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

# (2) 鉄筋コンクリート防潮壁

# a. 2次元静的フレーム解析モデル

2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成14年3月)」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

本検討では、津波波力及び漂流物荷重などの堤外側から堤内側に作用する荷重を主たる荷重として扱うためフーチング側部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは地盤面から杭下端までの範囲で考慮する。

津波時の地盤バネは、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。

Ī	ケース名	地盤バネの	地盤バネの	備考
	ケー人名	バネ定数	反力上限値	/佣 ←
	地盤バネ1	初期せん断剛性	ピーク強度(平均値)	地盤の剛性と強度低下が
	地盛ハイΙ	から設定	から設定	ないと仮定した場合
	地盤バネ2	静弾性係数	残留強度(-1σ低減値)	地盤の剛性と強度低下を
	地盤ハイ 2	から設定	から設定	考慮した場合

表 3.5.1-1 地盤バネケース

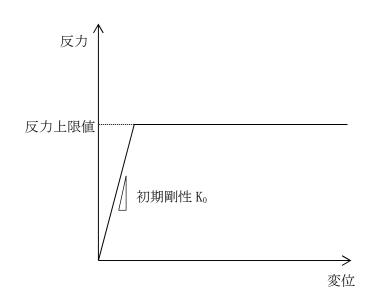


図3.5.1-8 地盤バネのバイリニアモデル

# (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<sub>b</sub>

バネ定数 k<sub>b</sub>の算定方法を以下に示す。

 $k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H DH$ 

ここで,

k<sub>b</sub>: 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 $\mu$  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)

 $\eta_k$ : 群杭効果を考慮した補正係数

ak: 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 3.5.1-2  $\eta_k$ ,  $\alpha_k$ の値

対象	$\eta_k$	$\alpha_{\mathrm{k}}$
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k<sub>H</sub>: 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<sub>H</sub>を算定する。

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

ここで,

kH: 水平方向地盤反力係数(kN/m3)

k<sub>H0</sub>: 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  $k_{HO}$ を以下の式より算定する。

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

ここで,

 $\alpha$ : 地盤反力係数の換算係数 ( $\alpha = 1$ とする。)

E<sub>0</sub>: 地盤の変形係数

E<sub>0</sub>は以下の式より算定する。

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

ここで,

 $\nu_d:$ 動ポアソン比

 $G_0$ : 初期せん断剛性(平均値)(kN/m²)

# B<sub>H</sub>: 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  $\beta$  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。

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

$$\subset \subset \mathcal{C},$$

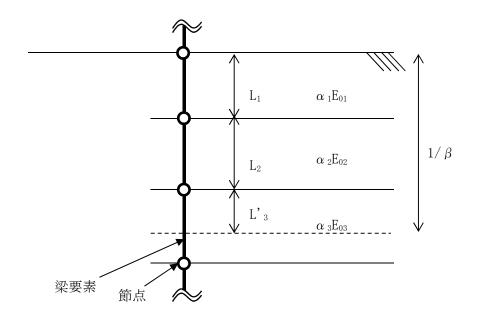
D: 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅=杭径

β: 杭基礎の特性値(m<sup>-1</sup>)

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

EI: 杭の曲げ剛性(kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」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  $\alpha$   $E_0$  ( $\alpha$  =1) を用いて算定する。



$$\alpha E_0 (1/\beta の範囲の平均値) = \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 3.5.1-9 換算載荷幅 B<sub>H</sub>算定時の α E<sub>0</sub>

ロ. 水平方向地盤バネの反力上限値 P<sub>h</sub> 反力上限値 P<sub>b</sub>の算定方法を以下に示す。

 $P_h = P_{HU}DH$ 

ここで,

P<sub>HU</sub>: 受動土圧強度(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  $P_{HV}$ を算定する。

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

ここで

ηρ: 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

 $a_p$ : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数  $n_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.1-3 補正係数 η<sub>p</sub>α<sub>p</sub>

対象	$\eta_{\scriptscriptstyle P}$	$\alpha_{p}$	$\eta_p a_p$
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)

6.5 - 54

pu: 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 ksv

「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<sub>b</sub>: 水平方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

 $k_{sn}$ : 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 Psv

反力上限値 Psyの算定方法を以下に示す。

鋼管杭:  $P_{sv} = \tau_f H \pi D$ 

ここで,

 $au_f$ : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値( $kN/m^2$ )

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従い、表 3.5.1-4により計算する。

表 3.5.1-4 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値の設定方法

砂質土	粘性土
2N (≦100)	0.8c 又は8N (≦100)

\* 表中の N, c はそれぞれ N:標準貫入試験の平均 N値, c:地盤 の粘着力  $(kN/m^2)$ 

D: 杭径(m)

H: 支配長さ(m)

躯体側面:  $P_{sv} = \tau_f H B$ 

ここで、 $au_f$ :鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値( $kN/m^2$ )

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従い、土質試験の結果に基づき、次式により求める。

 $(\mathcal{T})$ 砂質土: $\tau_f = \min[1N, 0.5 \cdot (c+p_0 \tan \phi)] \le 50$ 

(イ) 粘性土:  $\tau_f = 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi) \le 100$ 

ここに、 $p_0$ :壁面に作用する静止土圧強度( $kN/m^2$ )

Φ: 土の内部摩擦角 (°)

B:基礎幅(m)

ホ. 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k<sub>v</sub>

「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  $k_{\nu}$ 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)

 $k_{vo}$ : 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 $(kN/m^3)$ 

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

a:地盤反力係数の換算係数

E<sub>s</sub>: 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<sub>v</sub>: 基礎の換算載荷幅(m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

$$\subset \subset \mathcal{C},$$

A<sub>v</sub>:鉛直方向の載荷面積(m²)

 $\sim$ . 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値  $P_{\nu}$ 

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<sub>d</sub>:極限支持力度

 $q_d = 3q_u$ 

ここで, q<sub>u</sub>:一軸圧縮強度(kN/m²)

 $A_{\nu}$ : 杭下端面積(m<sup>2</sup>) =  $\pi/4 \times D^2$  (D は杭径(m))

# (b) 地盤の剛性と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<sub>h</sub>

バネ定数 khの算定方法を以下に示す。

 $k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H DH$ 

ここで,

k<sub>b</sub>: 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 $\mu$  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)

 $\eta_k$ : 群杭効果を考慮した補正係数

ak: 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 3.5.1-5  $\eta_k$ ,  $\alpha_k$ の値

対象	$\eta_k$	$\alpha_{\mathbf{k}}$
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  $(kN/m^3)$ 

「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,

kH: 水平方向地盤反力係数(kN/m3)

k<sub>H0</sub>: 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  $k_{HO}$ を以下の式より算定する。

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

ここで,

 $\alpha$ : 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<sub>H</sub>: 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  $\beta$  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。

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

$$\subset \subset \mathcal{C},$$

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<sup>-1</sup>)

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

EI: 杭の曲げ剛性(kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」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  $\alpha$   $E_0$  ( $\alpha$  =1) を用いて算定する。(図 3.5.1-3 参照)

ロ. 水平方向地盤バネの反力上限値 P<sub>b</sub>

反力上限値 P<sub>b</sub>の算定方法を以下に示す。

 $P_h = P_{HU}DH$ 

ここで,

P<sub>HII</sub>: 受動土圧強度(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。: 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

 $a_p$ : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

 $\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.1-6 補正係数 η<sub>p</sub>α<sub>p</sub>

対象	$\eta_{\scriptscriptstyle P}$	$\alpha_{p}$	$\eta_p a_p$
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/m<sup>2</sup>): 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 $(-1\sigma)$ 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。
- ・Km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 ksv

「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 Psv

反力上限値 Psyの算定方法を以下に示す。

鋼管杭:  $P_{sv} = \tau_f H \pi D$ 

ここで、 $au_f$ :鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値( $kN/m^2$ )

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従い、表 3.5.1-7 により計算する。

表 3.5.1-7 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( $1 \sigma_{min}$ ), c: 地盤の粘着力( $kN/m^2$ )

D: 杭径(m)

H: 支配長さ(m)

躯体側面:  $P_{sv} = \tau_f H B$ 

ここで,

τ<sub>f</sub>:鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」に従い、土質試験の結果に基づき、次式により求める。

(ア)砂質土:  $\tau_f = \min[1N, 0.5 \cdot (c+p_0 \tan \phi)] \le 50$ 

(イ) 粘性土:  $\tau_f = 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi) \le 100$ 

ここに、 $p_0$ :壁面に作用する静止土圧強度  $(kN/m^2)$ 

Φ: 土の内部摩擦角 (°)

B:基礎幅(m)

ホ. 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k<sub>v</sub>

「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,

kv: 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

 $k_{vo}$ : 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 $(kN/m^3)$ 

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

a:地盤反力係数の換算係数

E<sub>s</sub>: 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<sub>v</sub>: 基礎の換算載荷幅(m)

$$B_{v} = \sqrt{A_{v}}$$

$$\subset \subset \circlearrowleft,$$

Av: 鉛直方向の載荷面積(m²)

へ. 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P<sub>v</sub>

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。

$$P_{\nu} = q_d A_{\nu}$$

ここで,

q<sub>d</sub>:極限支持力度

 $q_d = 3q_u$ 

ここで, qu: 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. 評価方法

# (a) 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 (mm<sup>3</sup>)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

ロ. せん断力に対する照査

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

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで,

τ :鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (kN)

A : 有効断面積 (mm²)

κ: せん断応力の分布係数 (2.0)

(b) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせ ん断応力が許容限界以下であることを確認する。

# (c) 基礎地盤の支持力

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に作用する接地圧が地 震時及び重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

### (d) 止水ジョイント部材

地震時残留変位と津波荷重作用時変位の和で求められる相対変位が許容限界以下であることを確認する。

# (e) 鋼製アンカー

津波荷重が止水ジョイントへ載荷された際に、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。

# (f) 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

(1) 扉体及び戸当り

評価対象部位における発生応力が許容限界以下であることを確認する。

### a. 扉体

評価位置において主桁など鋼材の曲げ応力, せん断応力が, たわみ, スキンプレート の最大応力, 支圧板の支圧応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 主桁

主桁の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

(b) スキンプレート

スキンプレートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

(c) 縦補助桁

縦補助桁の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

(d) 端桁

端桁の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

(e) 支圧板

支圧板の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

b. 戸当り

評価位置において鋼材については底面フランジの曲げ応力, 腹板の圧縮応力が, コンクリートについては支圧応力, せん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 鋼材

鋼材の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

(b) コンクリート

コンクリートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により行う。

### (2) 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁)

#### a. 2次元静的フレーム解析

重畳時も津波時同様,2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編(平成14年3月)」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ,杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

重畳時の地盤バネは、表 3.5.2-1 に示すケースにおいて  $S_a$  波による 1 次元有効応力解析を実施し、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 3.5.2-2 に示す 2 ケースを考慮する。

表 3.5.2-1 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース

			741 0 7 1		, = 1 <b>1</b> ,,,,, = , <b>1</b> ,,		
検討	ケース	① 原地盤に基 づく液状化 強度特性を 用いた解析 ケース(基本 ケース)	② 地盤物性の ばらつ(+1 の)した解 析ケース	③ 地盤物性の ばらっ (-1 σ) した解 析ケース	④ 地盤を強制 的に被表状化 させるこした 解析ケース	⑤ 原地盤にお いて非液状 化の条件を 仮定した解 析ケース	⑥ 地盤物性のば らつきを考慮 (+1σ)し て非液状化の 条件を仮定し た解析ケース
	強度特性 設定	原地盤に 基づく放 状化強度 特性(標 準偏差を 考慮)	原地盤に 基づく強度 特性(標 準偏差を 考慮)	原地盤に 基づく強度 特性(標 準偏差を 考慮)	敷地に存 在しない 豊浦標準 砂に基状 く液状化 強度特性	液状化パ ラメータ を非適用	液状化パラ メータを非 適用
地震波	$S_d - D1$	1	1	1	1	1	1
	計	1	1	1	1	1	1

<sup>\*</sup>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。

表 3.5.2-2 地盤バネケース

<b>ケ</b> フタ	地盤バネの	地盤バネの	<b>/</b>		
ケース名	バネ定数	備考			
11年記 ベチュ	Sa波による	51次元有効応力解析から	地盤抵抗が		
地盤バネ3	地表面加速度最大時	大きいケース			
山原 原理 、	Sa波による	61次元有効応力解析から	地盤抵抗が		
地盤バネ4	地表面変位最大時	刻における地盤物性により設定*	小さいケース		

<sup>\*1</sup>次元有効応力解析については、「3.5.2(3)1次元有効応力解析」に示す。

水平方向地盤バネのバネ定数 k<sub>h</sub>
 バネ定数 k<sub>b</sub>の算定方法を以下に示す。

 $k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H DH$ 

ここで,

 $k_b$ : 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 $\mu$  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)

 $\eta_k$ : 群杭効果を考慮した補正係数

a<sub>k</sub>: 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 3.5.2-2  $\eta_k$ ,  $\alpha_k$ の値

対象	$\eta_{ m k}$	$lpha_{ m k}$
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<sub>H</sub>: 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

k<sub>H0</sub>: 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  $k_{HO}$ を以下の式より算定する。

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

ここで,

 $\alpha$ :地盤反力係数の換算係数 ( $\alpha = 1$ とする。)

E<sub>0</sub>: 地盤の変形係数

 $E_0$ は1次元有効応力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,

 $\nu_d$ :動ポアソン比

G<sub>s</sub>:割線せん断剛性 (kN/m²)

τs: 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)

 $\phi_{CD}$ : 内部摩擦角 (°)

### B<sub>H</sub>: 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  $\beta$  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<sup>-1</sup>)

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

EI: 杭の曲げ剛性(kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」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  $\alpha$   $E_0$  ( $\alpha$  = 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<sub>h</sub> 反力上限値 P<sub>b</sub>の算定方法を以下に示す。

 $P_h = P_{HU}DH$ 

ここで,

 $P_{HU}$ : 受動土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

「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  $P_{WV}$ を算定する。

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

ここで

η₂: 群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

 $a_p$ : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数  $\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.2-3	補正係数	$\eta_{\mathrm{p}}\alpha_{\mathrm{p}}$
-----------	------	--

対象	$\eta_{\scriptscriptstyle P}$	$\alpha_{p}$	$\eta_p a_p$
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	$L/D \ (\leqq \alpha_p)$

- \* 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)

pu: 地震時受動土圧強度(kN/m²)

 $p_U$ は1次元有効応力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 ksv

「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,

 $k_b$ : 水平方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

6.5 - 67

 $k_{sv}$ : 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 Psv

重畳時の反力上限値 Psv の算定方法を以下に示す。

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

ここで,

τ f: 1 次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻(地盤バネ3)及び地表 面変位最大時刻(地盤バネ4)tmax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 cp: 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<sub>v</sub>

「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<sub>v</sub>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<sub>v</sub>: 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

k<sub>v0</sub>: 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.

a:地盤反力係数の換算係数

E: 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<sub>v</sub>: 基礎の換算載荷幅(m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

$$\subset \subset \mathcal{C},$$

Av: 鉛直方向の載荷面積(m²)

へ. 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値  $P_{\nu}$  反力上限値  $P_{\nu}$  の算定方法を以下に示す。

 $P_v = \sigma_f A_v$   $\subset \subset \mathcal{C},$ 

 $\sigma_f$ : 1次元有効応力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 $\sigma'_m$ に対応する軸圧縮応力の上限値

 $\sigma'_{nf} = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_{m} \times (1 + \sin\phi_{CD})$   $\subset \subset \mathcal{C},$ 

C: 粘着力(kN/m²) φ<sub>CD</sub>: 内部摩擦角

σ'm: 平均有効主応力(kN/m²)

 $A_v$ : 杭下端面積 (m²) =  $\pi/4 \times D^2$  (D は杭径 (m))

#### b. 評価方法

#### イ. 鋼管杭

鋼管杭の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

#### ロ. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限 界以下であることを確認する。

#### ハ. 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、 $S_d-D1$ を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元FEM静的解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

入力地震動 S<sub>d</sub> - D 1 により発生する基礎地盤の接地圧は, 「3.5.2 (3) 1 次元有効応力解析」で実施した解析ケースのうち地表面加速度最大ケース及び地表面変位最大ケースの2つの解析ケースに対して, 2次元有効応力解析を実施し求める。津波波圧及び動水圧による接地圧も,同じ2つのケースに対応する地盤剛性を用い2次元FEM静的解析を実施し求める。同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で,余震荷重による接地圧,津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により,基礎地盤の支持性能を評価する。図 3.5.2-1 に基礎地盤の支持性能評価フローを示す。

# 1次元有効応力解析 下記の6ケースで1次元有効応力解析を実施する。 ① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース) ② 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース ③ 地盤物性のばらつきを考慮 $(-1\sigma)$ した解析ケース ④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース ⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース ⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース 地表面加速度最大ケース及び 地表面変位最大ケースを選択 2次元有効応力解析 2次元FEM静的解析 1次元有効応力解析で選ばれた2ケー 1次元有効応力解析で選ばれた2ケー スに対して、入力地震動S<sub>d</sub>-D1によ スの地盤剛性を用いて, 津波荷重及び動 り発生する基礎地盤の接地圧を2次元有 水圧により発生する基礎地盤の接地圧を 効応力解析により求める。 2次元FEM静的解析により求める。 基礎地盤の支持性能評価 2次元有効応力解析及び2次元FEM 静的解析による接地圧を足し合わせた値 が許容限界以下であることを確認する。

図 3.5.2-1 基礎地盤の支持性能評価フロー

#### ニ. 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、本震後の残留変位に加え、余震時の変形量 が許容限界以下であることを確認する。

#### ホ. 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。

#### へ. 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、発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

### (3) 1次元有効応力解析

重畳時の検討で実施する1次元有効応力解析は、地震時における地盤の有効応力の変化 に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には,解折コード「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 $\alpha$ 、 $\beta$ 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。

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

[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

 $\alpha$ ,  $\beta$ : 係数

係数 $\alpha$ ,  $\beta$ は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで,

f:固有値解析により求められた1次固有振動数

h: 各材料の減衰定数

減衰定数については、地盤 1%(解析における減衰は、ひずみが大きい領域では 履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。)とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5.2-4 に、固有値解析結果を表 3.5.2-1 に示す。

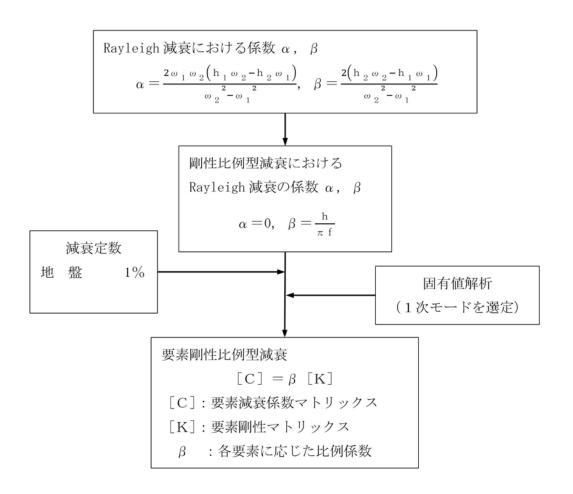


図 3.5.2-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.2-1 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。

有効応力解析に用いる入力地震動は,解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動  $S_d-D1$ を 1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを用いる。 入力地震動の算定には,解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コード の検証及び妥当性確認の概要については,V-5-25「計算機プログラム(解析コード) の概要」に示す。入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.5.2 -6 に示す。

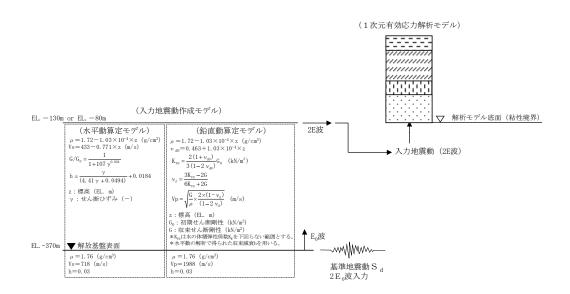
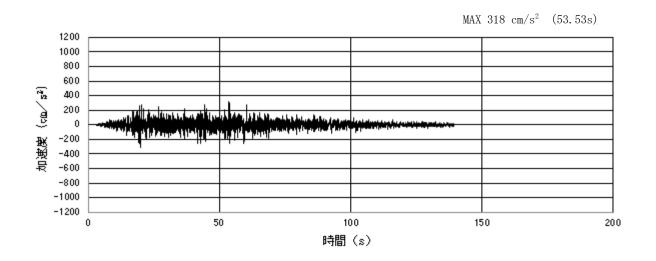
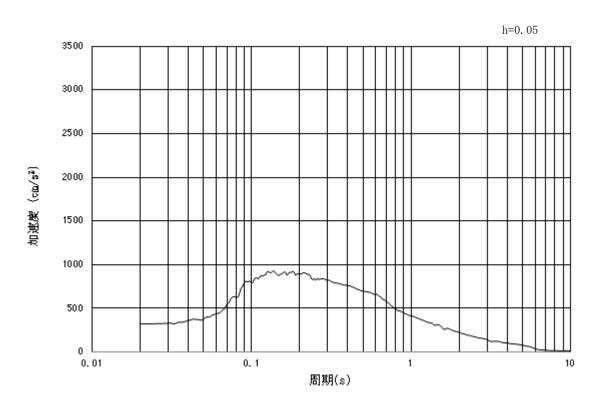


図 3.5.2-5 入力地震動算定の概念図

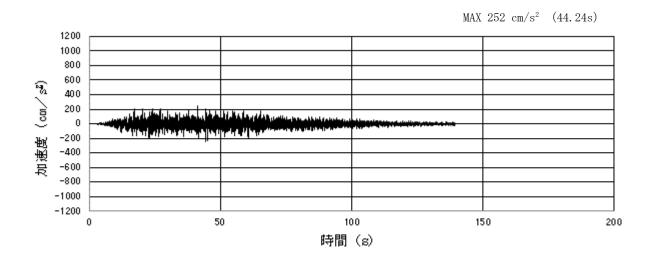


# (a) 加速度時刻歷波形

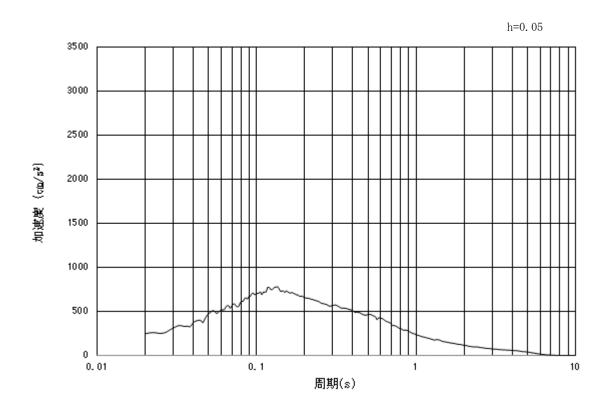


(b) 加速度応答スペクトル

図 3. 5. 2-6 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向:  $S_d-D1$ )



# (a) 加速度時刻歷波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.2-6 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向:  $S_d-D1$ )

# (4) 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-2(1) 地盤の解析用物性値一覧(液状化検討対象層)

							原均	地盤				
	パラメータ			埋戻土	埋戾土 第四系(液状化検討対象層)							豊浦標準砂
				fl	fl du Ag2 As Ag1 D2s-3 D2g-3 D1				D1g-1			
物理	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm <sup>3</sup>	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
特性	間隙比	е	_	0.75	0.75	0. 67	1. 2	0. 67	0.79	0. 43	0. 67	0.702
	ポアソン比	ν <sub>CD</sub>	-	0. 26	0. 26	0. 25	0. 26	0. 25	0.19	0. 26	0. 25	0. 333
変形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ' ma	kN/m²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12. 6
特性	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G <sub>ma</sub>	kN/m²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h <sub>max</sub>	-	0. 220	0. 220	0. 233	0. 216	0. 221	0. 192	0.130	0. 233	0. 287
強度	粘着力	$C_{CD}$	$\mathrm{N/mm}^2$	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
特性	内部摩擦角	ф ср	度	37. 3	37. 3	37. 4	41	37. 4	35. 8	44. 4	37. 4	30
	液状化パラメータ	ф р	-	34. 8	34. 8	34. 9	38. 3	34. 9	33. 4	41. 4	34. 9	28
Southern	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	液状化パラメータ	$\mathbf{W}_1$	_	6. 5	6. 5	56. 5	6. 9	51.6	17. 6	45. 2	10. 5	5. 06
化特性	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
1 1 1	液状化パラメータ	$P_2$	_	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0. 50	0.80
	液状化パラメータ	$C_1$	_	2. 00	2.00	3. 40	2. 27	3. 35	3. 15	3. 82	2. 83	1.44

表 3.5.2-2(2) 地盤の解析用物性値一覧(非液状化層)

						原均	也盤	
	パラメータ				第四系(非	液状化層)		新第三系
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km
物理特	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm <sup>3</sup>	1. 65	1. 77	1. 47 (1. 43)	1. 77	1.72-1.03×10 <sup>-4</sup> · z
性	間隙比	е	_	1.59	1. 09	2.8	1. 09	1. 16
	ポアソン比	ν <sub>CD</sub>	_	0. 10	0. 22	0. 14	0. 22	0.16+0.00025 · z
変形	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ' <sub>ma</sub>	kN/m²	480	696	249 (223)	696	能44.76TVA+44) > 甘 ベキ
特性	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G <sub>ma</sub>	kN/m²	121829	285223	38926 (35783)	285223	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定
	最大履歴減衰率	$h_{max}$	_	0. 200	0. 186	0. 151	0. 186	
強度	粘着力	$C_{CD}$	$\mathrm{N/mm}^2$	0.025	0. 026	0. 042	0. 026	0.358-0.00603·z
特性	内部摩擦角	φ <sub>CD</sub>	度	29. 1	35. 6	27. 3	35. 6	23. 2+0. 0990 · z

z:標高 (m)

表 3.5.2-2 (3) 地盤の解析用物性値一覧(新第三系 Km 層)

区分	設定深度				密度	静ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	せん断波	基準初期	基準体積	基準平均有効	拘束圧	最大履歴	動ポアソン比	疎密波	
番号	TP(m)	適用	架度 T	P(m)	ρ	V CD	$C_{CD}$	ф св	速度Vs	せん断剛性 Gma	弾性係数 Kma	主応力 σ'ma	依存係数	減衰率	νd	速度Vp	1000*Vp
	Z				(g/cms)		(kN/m²)	(° )	(m/s)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	mG, mK	hmax (-)		(m/s)	
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
3	9	8. 5 7. 5	~	9. 5 8. 5	1.72	0. 16	304	24. 1	426 427	312, 139 313, 606	354, 982 356, 650	504 504	0.0	0. 105	0. 464	1,644	1, 644, 000 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	346 352	23. 4	431 432	319, 509	363, 363	504	0.0	0. 107	0. 463	1,642	1, 642, 000 1, 646, 000
11	0	0. 5 -0. 5	~	0. 5	1.72	0. 16 0. 16	352	23. 3	432	320, 993 322, 481	365, 051 366, 743	504 504	0.0	0. 107	0. 463 0. 463	1,646 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 19	-7 -8	-7. 5 -8. 5	~	-6. 5 -7. 5	1.72	0. 16 0. 16	400 406	22. 5 22. 4	438 439	329, 972 331, 480	375, 262 376, 977	504 504	0.0	0. 109	0. 462 0. 462	1,648 1,652	1, 648, 000 1, 652, 000
20	-9	-9. 5	~	-8.5	1.72	0. 16	412	22. 4	440	332, 992	378, 697	504	0.0	0. 109	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	$\sim$	-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 27	-20 -22	-21 -23	~	-19 -21	1.72	0. 16 0. 15	479 491	21. 2 21. 0	448 450	345, 211 348, 300	392, 593 381, 471	504 498	0.0	0. 112	0. 461 0. 461	1,665 1,673	1, 665, 000 1, 673, 000
28	-24	-25	~	-23	1.72	0. 15	503	20. 8	452	351, 403	384, 870	498	0.0	0.112	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 35	-36 -38	-37 -39	~	-35 -37	1.72	0. 15 0. 15	575 587	19. 6 19. 4	461 462	365, 536 367, 124	400, 349 402, 088	498 498	0.0	0. 115 0. 116	0. 459 0. 459	1, 675 1, 678	1,675,000
36	-40	-41	~	-39	1.72	0. 15	599	19. 4	464	370, 309	402, 088	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 -54	-53 -55	~	-51 -53	1.73	0. 15 0. 15	672 684	18. 1 17. 9	473 475	387, 051 390, 331	423, 913 427, 505	498 498	0.0	0. 118	0. 458 0. 457	1,699	1, 699, 000 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 co	-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 51	-68 -70	-69 -71	~	-67 -69	1.73	0. 14	768 780	16. 5 16. 3	485 487	406, 939 410, 302	429, 547 433, 097	492 492	0.0	0. 121	0. 456 0. 456	1,705 1,712	1, 705, 000 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	1,712	1,712,000
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 59	-88 -92	-90 -95	~	-85 -90	1.73	0. 14	913	14. 5 14. 1	501 504	434, 232	458, 356	492 492	0.0	0. 124	0. 454 0. 454	1, 726 1, 736	1,726,000
60	-92 -98	-95 -101	~	-90 -95	1.73	0. 14	913	14. 1	504	439, 448 448, 210	463, 862 473, 111	492 492	0.0	0. 124 0. 125	0. 454	1, 736	1, 736, 000 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

# (5) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

# (6) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.2-3 及び表 3.5.2-4 に、材料の物性値を表 3.5.2-5 に示す。

表 3.5.2-3 扉体本体の使用材料

評価部材	諸元
スキンプレート,縦補助桁, 主桁,端桁	SM490
支圧板	SUS304

表 3.5.2-4 使用材料

	諸元
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度:40 N/mm²
鋼管杭	φ 2500 mm (SM570)

表 3.5.2-5 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m³)	ヤング係数 (N/mm²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート*1	設計基準強度: 40 N/mm <sup>2</sup>	24. 5	3. $10 \times 10^4$	0. 2
鋼管杭*2	SM570	77. 0	$2.00 \times 10^{5}$	0. 3

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·Ⅱ鋼橋編)·同解説((社)日本道路協会,平成14年3月)

### 4. 評価結果

- 4.1 津波時の強度評価結果
  - 4.1.1 扉体及び戸当り

追而

4.1.2 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁)

防潮扉2 (鉄筋コンクリート防潮壁) の津波時の評価結果を示す。

### (1) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.2-1 に、曲げに対する照査結果を表 4.1.2-2 表 4.1.2-3 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は最大となる値を示している。

表 4.1.2-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚	断面積	断面係数
图 固	(mm)	$(m^2)$	$(m^3)$
防潮扉(A-A)			

表 4.1.2-2 曲げに対する安全率(基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm²)	安全率	判定
地盤バネ1					
地盤バネ 2					

表 4.1.2-3 曲げに対する安全率 (T.P.+24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm²)	安全率	判定
地盤バネ1					
地盤バネ2					

# 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 4.1.2-1 に、せん断に対する照査結果を表 4.1.2-4~表 4.1.2-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果, せん断応力が短期許容応力度 以下であることを確認した。なお,発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示し ている。

表 4.1.2-4 せん断に対する安全率(基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm²)	安全率	判定
地盤バネ1				
地盤バネ2				

表 4.1.2-5 せん断に対する安全率 (T.P.+24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm²)	安全率	判定
地盤バネ1				
地盤バネ2				

# (2) 鉄筋コンクリートの評価結果

#### a. 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.2-6 に、曲げに対する照査結果を表 4.1.2-7 及 び表 4.1.2-8 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.2-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm²)
フーチング部				
壁部				

表 4.1.2-7 曲げに対する安全率(基準津波時)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm²)	安全率	判定
フーチング部							
壁部							

表 4.1.2-8 曲げに対する安全率 (T.P.+24 m 津波時)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm²)	安全率	判定
フーチング部							
壁部							

# 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 4.1.2-1 及び表 4.1.2-9 に、せん断に対する照 査結果を表 4.1.2-10 及び表 4.1.2-11 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.2-9 鉄筋コンクリート断面諸元

	斜め引張	区間 s	区間 s における
断面	鉄筋	(m)	斜め引張鉄筋断面積
			(mm <sup>2</sup> )
フーチング部			
壁部			

表 4.1.2-10 せん断に対する安全率(基準津波時)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm²)	安全率	判定
フーチング部				
壁部				

表 4.1.2-11 せん断に対する安全率 (T.P.+24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm²)	安全率	判定
フーチング部				
壁部				

- (3) 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) 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 重畳時の強度評価結果

### 4.2.1 扉体及び戸当り

追而

### 4.2.2 防潮扉 2 (鉄筋コンクリート防潮壁)

防潮扉2 (鉄筋コンクリート防潮壁) の重畳時の評価結果を示す。

### (1) 鋼管杭の評価結果

### a. 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.2-1 に、曲げに対する照査結果を表 4.2.2-2~表 4.2.2-3 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は最大となる値を示している。

表 4.2.2-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚	断面積	断面係数
別田	(mm)	(m <sup>2</sup> )	$(m^3)$
防潮扉(A-A)			_

表 4.2.2-2 曲げに対する安全率(基準津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm²)	安全率	判定
地盤バネ1					
地盤バネ2					

表 4.2.2-3 曲げに対する安全率 (T.P.+24 m 津波時)

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm²)	安全率	判定
地盤バネ1					
地盤バネ2					

# 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 に、せん断に対する照査結果を表 4.2.2-4~表 4.2.2-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果, せん断応力が短期許容応力度 以下であることを確認した。なお,発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示し ている。

表 4.2.2-4 せん断に対する安全率(基準津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm²)	安全率	判定
地盤バネ1				
地盤バネ2				

表 4.2.2-5 せん断に対する安全率 (T.P.+24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm²)	安全率	判定
地盤バネ1				
地盤バネ2				

# (2) 鉄筋コンクリートの評価結果

#### a. 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.2-6 に、曲げに対する照査結果を表 4.2.2-7 及 び表 4.2.2-8 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.2-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm²)
フーチング部				
壁部				

表 4.2.2-7 曲げに対する安全率(基準津波時)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm²)	安全率	判定
フーチング部							
壁部							

表 4.2.2-8 曲げに対する安全率 (T.P.+24 m 津波時)

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力 (N/mm²)	安全率	曲げ引張 応力 (N/mm²)	安全率	判定
フーチング部							
壁部							

# 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 4.2.2-9 に, せん断に対する照査結果を表 4.2.2-10 及び表 4.2.2-11 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.2-9 鉄筋コンクリート断面諸元

	斜め引張	区間 s	区間 s における
断面	鉄筋	(m)	斜め引張鉄筋断面積
			(mm <sup>2</sup> )
フーチング部			
壁部			

表 4.2.2-10 せん断に対する安全率(基準津波時)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm²)	安全率	判定
フーチング部				
壁部				

表 4.2.2-11 せん断に対する安全率 (T.P.+24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm²)	安全率	判定
フーチング部				
壁部				

# (3) 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 4.2.2-12 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果,接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 4.2.2-12 極限支持力に対する安全率

接地圧	極限支持力	安全率	判定
$(kN/m^2)$	$(kN/m^2)$	女 土十	117

# (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。

### (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。 4.3 まとめ