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 31
提出年月日	平成 30 年 4 月 26 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 4 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

	7 <i>L</i> + > >	以足腹座
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	 ・改5の内,「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定(「5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」のうち,「5.11.5 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁」を新規作成) ・改9の内,「5.14 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁止水シールについて」を改定

→ * · *	改定日	
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 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明」を新規作成し追加・「6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明」を新規作成し追加・「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

改定	改定日 (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

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 31 H30.4.26]
- 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 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について[改9 H30.2.22]
- 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[改 20 H30.4.4]
- 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
 - 5.11.1 概要[改 5 H30.2.13]
 - 5.11.2 防潮堤(鋼製防護壁)[改31 H30.4.26]
 - 5.11.3 防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁) 「改 31 H30.4.26]
 - 5.11.4 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]
 - 5.11.5 防潮堤(鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)[改 24 H30.4.11]
 - 5.11.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸[改 5 H30.2.13]
 - 5.11.7 防潮扉[改 28 H30.4.19]

[]内は、当該箇所を提出 (最新) したときの改訂を示 す。

- 5.11.8 構內排水路逆流防止設備「改 5 H30.2.13]
- 5.12 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
- 5.13 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「改 28 H30.4.19]
- 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
 - 5.14.1 防潮堤止水ジョイント部材について[改 16 H30.3.19]
 - 5.14.2 鋼製防護壁シール材について「改 21 H30.4.6]
- 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[改 24 H30.4.11]
- 5.16 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
- 5.17 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「改 5 H30.2.13]
- 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[改 28 H30.4.19]
- 5.19 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]
- 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
- 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明
- 6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 27 H30.4.18]
- 6.2 鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
- 6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
- 6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明資料[改 24 H30.4.11]
- 6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料
- 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
- 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
- 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」「改 28 H30.4.19」(土木)
- 6.6 放水路ゲートに関する補足説明
- 6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明「改 23 H30.4.10]
- 6.7 構内排水路逆流防止設備に関する補足説明
- 6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明
- 6.8 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]

[]内は、当該箇所を提出 (最新) したときの改訂を示 す。

- 6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明
- 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。

4.1 設計に用いる遡上波の流速について

津波防護施設への漂流物荷重は、構造物に対する漂流物の流速に依存するため、防潮堤及び貯留堰についての流速を整理した。

遡上波の流速は、基準津波による平面2次元津波シミュレーション結果の値を用いる。

4.1.1 防潮堤

(1) 基準津波時

基準津波時の流速は平面 2 次元津波シミュレーション(防波堤無しモデル)で最も大きくなる。防波堤無しモデルでの基準津波時における防潮堤前面海域での評価点及び最大流速一覧を図 4.1-1 及び表 4.1-1 に示す。最大流速の内,全方向最大流速は,各評価点において $V \times \mathcal{D} U V \times \mathcal{D} U \times$

防潮堤前面海域では流速に大きな傾向の違いは見られず,防潮堤近傍の F-1 地点で最大 の流速が確認できる。

防潮堤近傍では,防潮堤北側で防潮堤のない方向へ流れて行く No.08-a (防潮堤北東側)で最大流速となっている。

以上の結果から、防潮堤に対する法線方向を含む全ての方向の流速ベクトルの中での最大流速は防潮堤近傍の No. 08-a 地点(防潮堤北東側)で 10.71 m/s となる。

防潮堤近傍の最大流速発生地点の流速時刻歴及び波高時刻歴を図 4.1-5 に示す。

防潮堤の設計に用いる遡上波の流速は、漂流物荷重の大きさは構造物に対して法線方向の流速による影響が大きいため、本来は法線方向の速度値に着目するが、ここでは保守的に全ての方向の流速ベクトルを含めた中での最大流速の数値を切り上げた 11.0 m/s とする。すなわち、この設計用の流速は、防潮堤近傍における基準津波時の法線方向最大流速である7.08 m/s を 5 割増しした値に相当する。

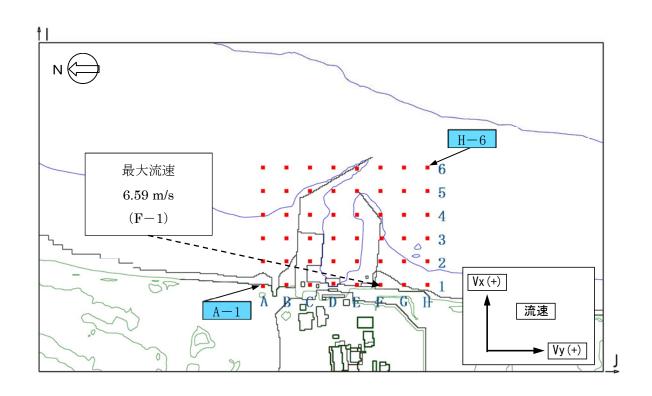


図 4.1-1 防潮堤前面海域での評価点

表 4.1-1 防潮堤前面海域での各方向での最大流速一覧

表 4.1-1 奶槲娃則面侮啾 C 0 各方向 C 0 取入佩座一覧							
/ W	Vx方向最大流速	Vy方向最大流速	全方	向最大流過			
評価位置	(m/s)	(m/s)	V x	Vу	全方向 (√Vx ² +Vy ²)		
A-1	-5.53	-2.05	-5. 53	-0.42	5. 55		
A-2	-5.32	2.90	-5.32	-0.99	5.41		
A-3	-4.85	-2. 18	-4.85	-1.57	5. 10		
A-4	-4.61	3.55	-4.61	-3. 55	5.82		
A-5	-3.58	-3.01	-3.58	-2.37	4. 29		
A-6	-3.39	-2.99	-3.39	-1.55	3.72		
B-1	-5.68	-2.09	-5. 68	1. 32	5. 83		
B-2	-4.56	-2.09	-4.56	-0.15	4.56		
B-3	-4.60	-2. 26	-4.60	-1.76	4. 92		
B-4	-4. 75	-2.31	-4.74	-2.01	5. 15		
B-5	-4.22	-3. 56	-4. 22	-3.07	5. 21		
B-6	-3. 27	-3. 19	2.84	2. 67	3. 90		
C-1	-6.00	-3. 34	-6. 00	-1.01	6. 08		
C-2	-6. 21	2.22	-6. 21	-1. 58	6. 41		
C-3	-5.85	-2.73	-5. 85	-0.63	5. 88		
C-4	-3.91	4.05	1. 91	3. 82	4. 27		
C-5	-4. 25	-4.81	-4. 25	-4. 43	6. 14		
C-6	-3.14	3. 27	2. 25	3. 27	3.97		
D-1	-2.80	-1. 95	-2.80	-1.08	3.00		
D-2	-3.90	-1.48	-3.90	-1.06	4. 04		
D-3	-4. 57	1.42	-4. 57	0. 51	4. 60		
D-4	-5. 03	-2. 57	-5.03	-0.67	5. 07		
D-5	-3.47	-4. 20	-1. 56	-4. 14	4. 42		
D-6	-3. 29	-2.75	-3. 29	-1. 96	3. 83		
E-1	-2.23	2.06	-2.01	1. 83	2. 72		
E-2	-3.82	-1.96	-3.82	-1. 03	3.96		
E-3	-3.84	-1.93	-3.84	-0.75	3. 92		
E-4	-4.00	-3.70	-4.00	-0. 97 -5. 82	4. 11		
E-5	-3.36	-5. 82	-1. 07		5. 91		
E-6	-4. 26	-3.79	-4. 26	0.50	4. 29		
F-1	-6. 36	1.95	-6. 36	-1. 72	6. 59		
F-2	-3.88	4.75	2. 01	4. 75			
F-3	-4. 83 -2. 86	-1. 86 -2. 62	-4. 83	-0.27	4. 84		
F-4 F-5	-3. 86 -3. 31	-2. 62 -2. 75	-3. 84 -3. 31	-0. 88 -0. 77	3. 94 3. 39		
F-6	-3. 31 -3. 19	2. 68	-3. 31 2. 84	2. 13	3. 55		
G-1	-3. 19	-2. 24	-3. 62	-1. 33	3. 86		
G-2	-5. 30		-5. 30	-1. 33 -1. 90	5. 63		
G-3	-3. 91	-2. 02 -1. 79	-3. 91	-1. 90 -0. 38	3. 92		
G-4	-3. 62	-1.61	-3. 62	-0.63	3. 67		
G-5	-3. 41	-2. 04	-3. 41	-0. 73	3. 48		
G-6	-3. 15	2.62	-3. 07	-1. 05	3. 24		
H-1	-3. 47	-1. 91	-3. 47	-0.94	3. 60		
H-2	-3.90	-1. 91	-3. 90	-0. 43	3. 92		
H-3	-3.77	-1.84	-3. 77	-0. 56	3. 81		
H-4	-3.60	-1. 54	-3. 60	-0.64	3. 65		
H-5	-3.42	-1. 78	-3. 42	-0. 58	3. 47		
H-6	-3. 20	2.30	-3. 20	-0.89	3. 32		
H-6	-3.20	2.30	-3. 20	-0.89	3. 32		

: 防潮堤前面海域における各方向での最大流速

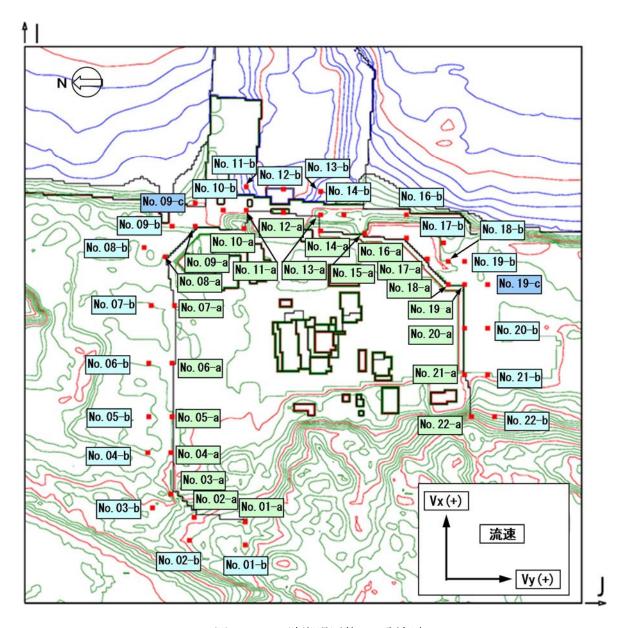


図 4.1-2 防潮堤近傍での評価点

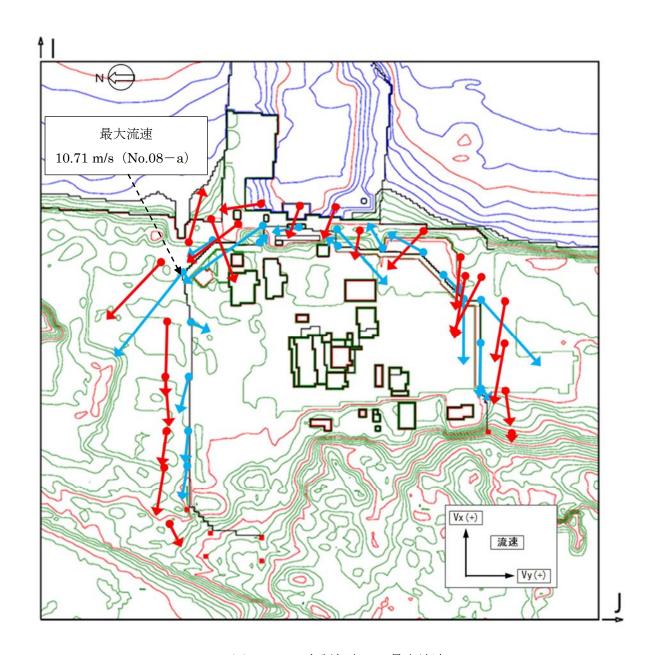


図 4.1-3 各評価点での最大流速

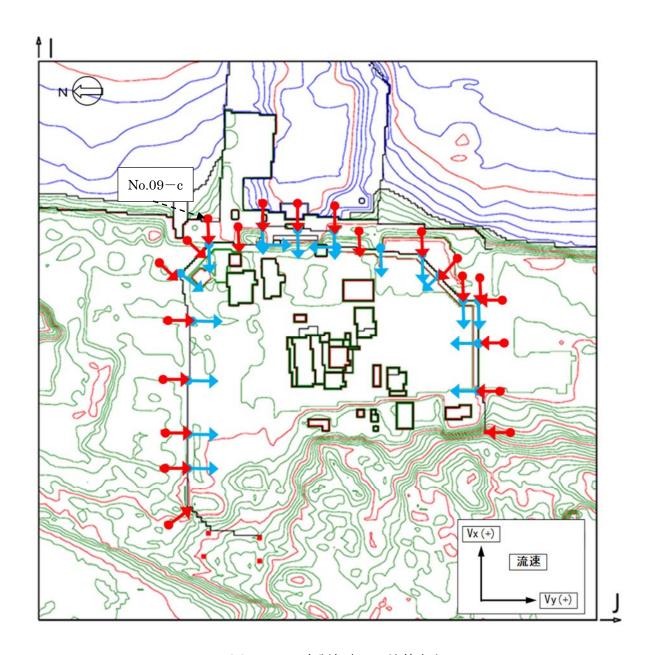


図 4.1-4 各評価点での法線方向

表 4.1-2 防潮堤近傍での各方向での最大流速一覧

	17 十六月十次字	v 七白見上法法		全方	向最大流過	東 (m/s)
評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	法線方向最大流速 (m/s)	Vx	Vу	全方向
	(III/ 5)	(111/ 57)	(m/ 5)	V A	v y	$(\sqrt{V_X^2} + V_y^2)$
No. 01-a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 02-a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 03-a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 04-a	-3.57	0.64	0.25	-3.57	-0.44	3.60
No. 05-a	-3.16	0. 59	0. 59	-3. 16	-0.22	3. 16
No. 06-a	-3.69	-1.03	0.60	-3.69	-1.03	3.83
No. 07-a	1.62	1.73	1. 73	-0.69	1.73	1.86
No. 08-a	-8.91	-5.95	5. 72	-8. 91	-5. 95	10.71
No. 09-a	1.91	-2.67	-1.63	-1.63	-2.53	3.01
No. 10-a	0.85	0.76	0. 76	0.85	0.76	1.14
No. 11-a	-5.90	-6. 78	-5.90	-5. 90	-6.78	8.99
No. 12-a	0.76	-1.98	-0.34	-0.34	-1.98	2.01
No. 13-a	-5.77	4.05	-5.77	-5.77	4.05	7.05
No. 14-a	1. 17	-1. 16	-1.16	0.80	-1.16	1.41
No. 15-a	2. 78	-2.05	-0.75	2.53	-1.27	2.84
No. 16-a	2. 16	-3. 17	-1.93	2. 16	-3.17	3.84
No. 17-a	-2.52	1.86	1. 52	-1.99	1.86	2.73
No. 18-a	-6.91	0.90	-6.91	-6. 91	-0.07	6.91
No. 19-a	-6.98	5. 12	-6.98	-6. 98	5. 12	8.65
No. 20-a	-5.67	-0.41	-0.41	-5. 67	-0.07	5.67
No. 21-a	-1.29	0.94	-0.59	-1.29	0.94	1.60
No. 22-a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

			N /	全方	向最大流過	東 (m/s)
評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	法線方向最大流速 (m/s)	Vx	Vу	全方向 (√Vx ² +Vy ²)
No. 01-b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 02-b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 03-b	-2.20	1. 28	1. 28	-2.20	0.97	2.40
No. 04-b	-5. 26	-0.94	0.87	-5. 26	-0.60	5.30
No. 05-b	-3.74	-0.73	0.51	-3.74	-0.46	3.76
No. 06-b	-5.09	0.98	0.98	-5.09	0.38	5. 11
No. 07-b	-8.34	0.61	0.61	-8.34	-0.08	8.34
No. 08-b	-6.32	-4.47	1.41	-6. 32	-4.47	7.74
No. 09-b	5.71	2. 25	5.30	5. 71	1.30	5.85
No. 09-c	-7.08	1.89	-7.08	-7.08	1.89	7.33
No. 10-b	-4.37	-4. 16	-4. 37	-4. 37	-4.16	6.03
No. 11-b	-2.03	-3.53	-2.03	-0.80	-3.53	3.62
No. 12-b	-3.62	-2.00	-3.62	-3.62	-0.95	3.75
No. 13-b	-3.65	1.50	-3.65	-3.65	-0.82	3.74
No. 14-b	-3.46	-1.60	-3.46	-3.46	-0.41	3.49
No. 16-b	-4.36	-2.86	-4.36	-4.36	-2.86	5.21
No. 17-b	-5.72	0.99	4. 51	-5.72	-0.39	5.73
No. 18-b	-6.70	-2.41	-6.70	-6.70	-0.95	6.77
No. 19-b	-6.14	-3. 19	-6. 14	-6.14	-2.47	6.62
No. 19-c	-6.70	3.44	-1.59	-6. 70	-0.90	6.76
No. 20-b	-6.68	-1.11	-1. 11	-6.68	-0.89	6.74
No. 21-b	-3.71	1.03	-0.82	-3.71	0.31	3.72
No. 22-b	-0.83	0.31	-0.29	-0.83	-0.06	0.84

: 防潮堤近傍における各方向での最大流速

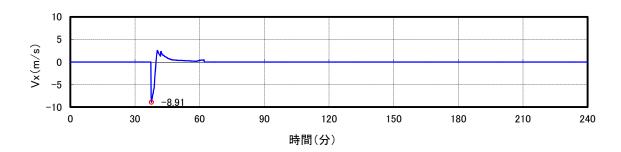


図 4.1-5 (1) 防潮堤の最大流速発生地点 (No.08-a) の流速時刻歴 (Vx 方向)

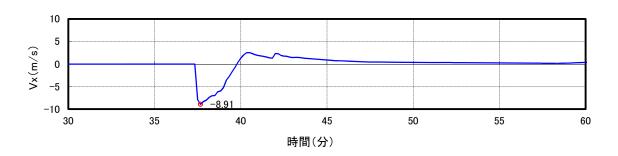


図 4.1-5 (2) 防潮堤の最大流速発生地点 (No.08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

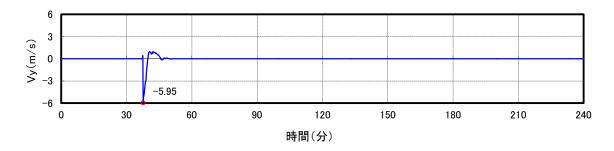


図 4.1-5 (3) 防潮堤の最大流速発生地点 (No.08-a) の流速時刻歴 (Vy 方向)

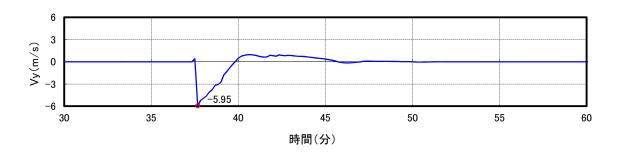


図 4.1-5 (4) 防潮堤の最大流速発生地点 (No.08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

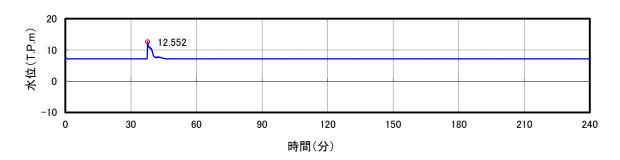


図 4.1-5 (5) 防潮堤の最大流速発生地点 (No.08-a) の波高時刻歴

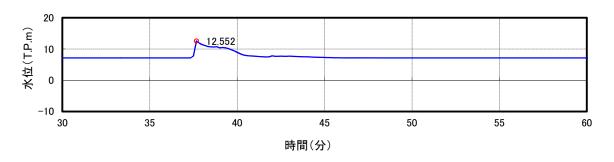


図 4.1-5 (6) 防潮堤の最大流速発生地点 (No.08-a) の波高時刻歴 (拡大図)

(2) T.P. +24.0 m 津波時

平面 2次元津波シミュレーション結果に基づく T.P. +24.0 m 津波時における防潮堤前面海域での評価点及び最大流速一覧を図 4.1-6 及び表 4.1-3 に示す。最大流速の内,全方向最大流速は,各評価点においてV x 及びV y の流速時刻歴から全方向での流速が最大となる時刻のものを抽出して求めた。表中にその時のV x 及びV y もあわせて記載した。

防潮堤前面海域では流速に大きな傾向の違いは見られず, E-5 地点で最大の流速が確認できる。

防潮堤近傍では、防潮堤北側で防潮堤のない方向へ流れて行く No. 08-a (防潮堤北東側)で最大流速となっている。

以上の結果から、防潮堤に対する法線方向を含む全ての方向の流速ベクトルの中での最大流速は防潮堤近傍の No. 8-a 地点(防潮堤北東側)で 14. 23 m/s となる。

図 4.1-10 に防潮堤前面の最大流速発生地点の流速時刻歴及び波高時刻歴を示す。

防潮堤の設計に用いる遡上波の流速は、漂流物荷重の大きさは構造物に対して法線方向の流速による影響が大きいため、本来は法線方向の速度値に着目するが、ここでは保守的に全ての方向の流速ベクトルを含めた中の最大流速の数値を切り上げた $15.0\,\text{m/s}$ とする。すなわち、この設計用の流速は $\text{T. P.} + 24.0\,\text{m}$ 津波時の法線方向最大流速である $9.98\,\text{m/s}$ を 5 割増しした値に相当する。

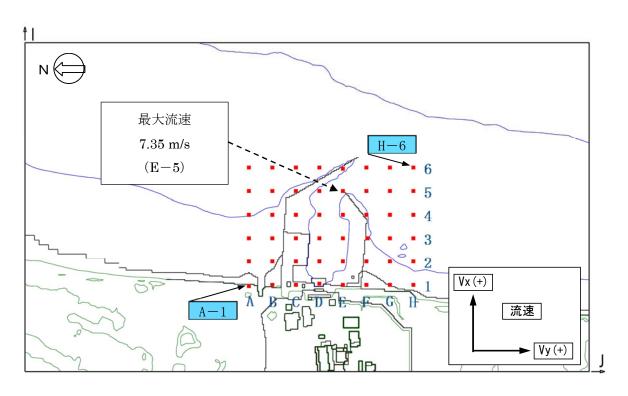


図 4.1-6 防潮堤前面海域での評価点

表 4.1-3 防潮堤前面海域での各方向での最大流速一覧

	<u> </u>	朝堤削囬海域での谷			
	Vx方向最大流速	Vy方向最大流速	全方	向最大流過	
評価位置	(m/s)	(m/s)	Vx	Vу	全方向。
	(III/ 57	(111/ 57)	V A	v y	$(\sqrt{V_X^2} + V_y^2)$
A-1	-6.69	-1.42	-6.69	-0.08	6.69
A-2	-6.70	3. 17	-6.70	-1.23	6.81
A-3	-5.93	-2.97	-5.93	-1.93	6.23
A-4	-5.03	-4.94	-4.35	-4.94	6.58
A-5	-4. 46	-3.82	-4.44	-1.99	4.86
A-6	-4.22	-3.82	-4.22	-1.86	4. 61
B-1	-6.47	-2.11	-6. 47	0.62	6.50
B-2	-5. 29	-3. 19	-5. 29	1. 26	5.43
B-3	-5. 16	-3.45	-5. 16	-2.38	5. 68
B-4	-4.71	-2.68	-4. 66	-2.06	5. 10
B-5	-4. 45	-4. 63	-2.81	-4.63	5. 42
B-6	-4. 19	-4. 18	-1.93	-4. 18	4. 61
C-1	-4.69	-3. 10	4. 69	-3.10	5.62
C-2	-6.85	3. 92	-6.85	-2.42	7. 27
C-3	-6. 37	-2.84	-6.37	-2.84	6. 97
C-4	-4. 40	6. 08	1.60	6.08	6. 28
C-5	-4.38	-5. 24	-0.62	-5. 24	5. 27
C-6	-3.94	-4. 13	-3.94	-1.96	4. 40
D-1	-4.11	-2.53	-4. 11	-1.24	4.30
D-2	-4.80	-2. 27	-4.80	-1.42	5.00
D-3	-6.90	-1.68	-6. 90	-0.03	6.90
D-4	-6.32	-2.68	-6.32	-1.66	6.53
D-5	-4.14	-5.53	-1.65	-5. 53	5. 77
D-6	-4.03	-3.87	-4.02	-1.83	4. 42
E-1	-3.57	2. 71	-3.57	-0.27	3. 58
E-2	-4.99	-5.69	0.81	-5.69	5. 75
E-3	-4. 72	-2. 12	-4.72	-1.21	4.87
E-4	-4.84	-5.60	1. 27	-5.60	5. 75
E-5	-4. 13	-7. 35	-0.12	-7.35	7. 35
E-6	-5.00	-5.08	2.46	4. 56	5. 18
F-1	-6.80	2.39	-6.80	-2.37	7. 20
F-2	-4.99	4. 37	-4.99	-2.12	5.42
F-3	-4.86	-2.05	-4.86	2.05	5. 27
F-4	-4. 97	-3. 48	-4.97	2.14	5.41
F-5	-4. 75	-3. 31	-4. 75	1. 47	4. 98
F-6	-4.66	3. 40	-4.66	1. 13	4.80
G-1	-5. 22	-2. 38	-5. 22	-1.94	5. 57
G-2	-5. 38	-2.90	-5. 38	2. 15	5. 79
G-3	-5. 26	-2.46	-5. 26	0.47	5. 28
G-4	-4. 42	-2.51	-4. 42	-1. 33	4.61
G-5	-4. 15	-2.36	-4.13	-1. 72	4.47
G-6	-3.98	3. 84	-3. 97	-1.65	4.30
H-1	-4. 49	-3. 08	-4. 49	-1.36	4. 69
H-2	-4.68	-2.63	-4.66	-1.60	4. 93
H-3	-4. 97	-2.14	-4. 97	-0.01	4.97
H-4	-4. 37	-2.70	-4. 32	-1. 45	4.56
H-5	-4. 21	-2.32	-4. 21	-1. 45	4.46
H-6	-3.99	2. 99	-3.95	-1.64	4. 27

: 防潮堤前面海域における各方向での最大流速

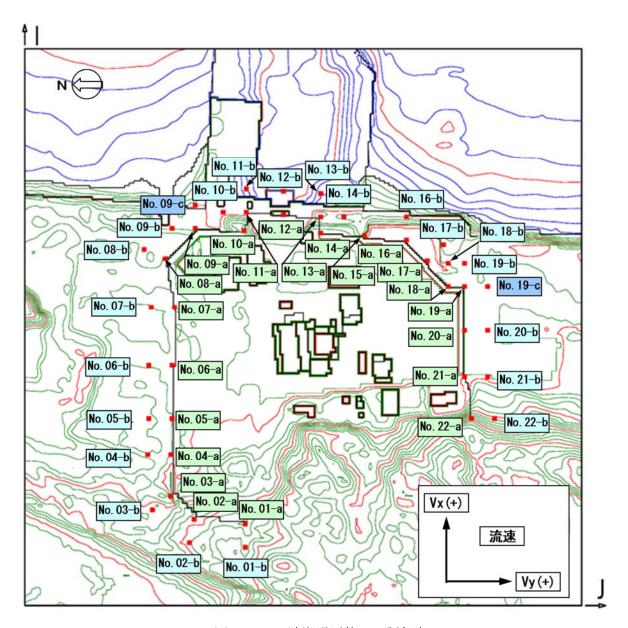


図 4.1-7 防潮堤近傍での評価点

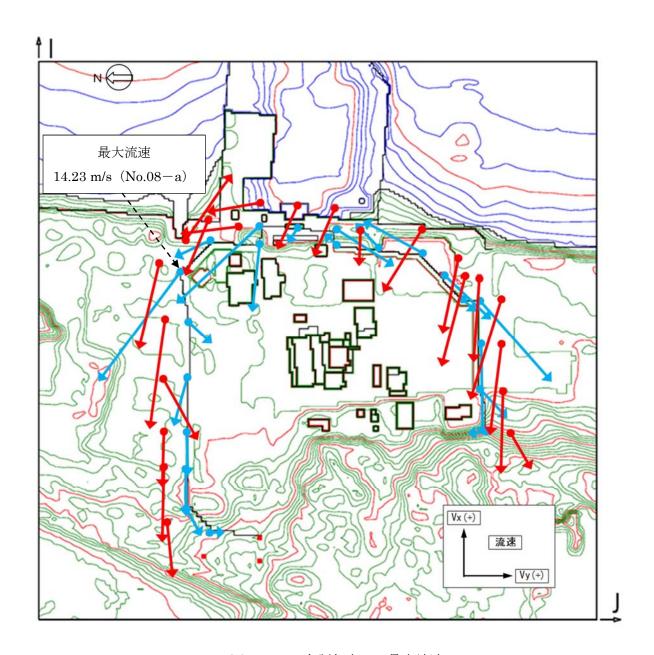


図 4.1-8 各評価点での最大流速

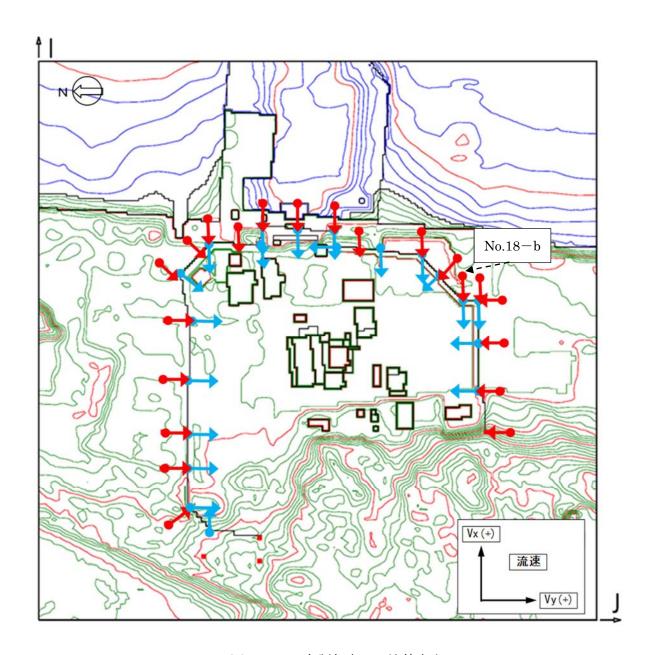


図 4.1-9 各評価点での法線方向

表 4.1-4 防潮堤近傍での各方向での最大流速一覧

	17 七中月上次字	17 七中目上次字		全方	向最大流過	東 (m/s)
評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	法線方向最大流速 (m/s)	Vx	Vу	全方向
					-	$(\sqrt{V_X^2} + V_y^2)$
No. 01-a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 02-a	0.38	-1.71	0.38	0.03	-1.71	1.71
No. 03-a	-2.80	1. 57	1. 57	-2.80	1.57	3.21
No. 04-a	-5.04	-0.65	0. 19	-5.04	-0.37	5.06
No. 05-a	-4.77	-0.50	0.10	-4.77	-0.14	4.78
No. 06-a	-5.05	-1.18	0. 16	-5.05	-1.18	5. 19
No. 07-a	-2.25	2. 28	2. 28	-2.25	2.28	3.20
No. 08-a	-11.78	-7. 98	2.70	-11. 78	-7.98	14. 23
No. 09-a	5. 03	-3.51	-2.02	5. 03	2.57	5.65
No. 10-a	-7.04	2.05	-7.04	-7.04	-0.71	7.07
No. 11-a	-8.41	-8. 10	-8.41	-8.41	-8.10	11.68
No. 12-a	-1.45	-1. 79	-1.45	0. 13	-1.79	1.79
No. 13-a	-4.10	5. 47	-4.10	-3.86	5.47	6.69
No. 14-a	1. 42	-1.20	-1.20	1.42	-1.20	1.86
No. 15-a	3.08	-3.20	-0.35	3.03	-2.33	3.82
No. 16-a	3. 32	-4.76	-2.23	3. 32	-4.76	5.80
No. 17-a	-5.02	4.67	0.33	-5.02	4.67	6.85
No. 18-a	-1.21	1.30	-1.21	-1.21	1.30	1.77
No. 19-a	9.88	7. 21	-8.90	-8.90	7.21	11.46
No. 20-a	-9.81	-0.36	-0.36	-9.81	0.13	9.81
No. 21-a	-2.90	2.54	-1.22	-2.90	2.54	3.85
No. 22-a	-1.89	-1.61	-1.61	-1.89	0.26	1.91

	1 / 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1			全方	向最大流過	東 (m/s)
評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	法線方向最大流速 (m/s)	Vx	Vу	全方向 (√Vx ² +Vy ²)
No. 01-b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 02-b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
No. 03-b	-6.04	1. 99	1. 99	-6.04	0.53	6.06
No. 04-b	-7. 98	-1.01	0.17	-7.98	-0.11	7.98
No. 05-b	-6.02	0.99	0.99	-6.02	-0.28	6.03
No. 06-b	-7.07	2.92	2.92	-6.55	2.92	7. 17
No. 07-b	-11.75	1.64	1.64	-11.75	-1.16	11.81
No. 08-b	-9. 29	-4. 36	5. 12	-9. 29	-1.69	9.44
No. 09-b	6.84	3.79	1.88	6. 77	3. 79	7.75
No. 09-c	-7.16	-2.26	-7.16	-7. 16	0.45	7.18
No. 10-b	-5. 78	-4.72	-5. 78	-5. 78	-1.86	6.08
No. 11-b	-1.20	-4. 17	-1.20	-1.20	-4.16	4.33
No. 12-b	-4.79	-2.55	-4.79	-4. 79	-1.49	5.01
No. 13-b	-5.43	3.48	-5.43	-5.43	-1.65	5. 67
No. 14-b	-3.82	-1.57	-3.82	-3.82	-0.15	3.82
No. 16-b	-6.92	-3. 13	-6.92	-6.92	-3.13	7.60
No. 17-b	-8.16	-2.56	6.77	-8. 16	-1.04	8.22
No. 18-b	-9.98	-2.95	-9.98	-9.98	-1.72	10. 13
No. 19-b	-9.20	-3.72	-9. 20	-9. 20	-0.51	9.22
No. 19-c	-10.96	4.84	-2.53	-10.96	-2.53	11. 25
No. 20-b	-9.72	-1.50	-1.50	-9.72	-1.12	9.78
No. 21-b	-8.98	1.57	-1. 16	-8. 98	-0.28	8.98
No. 22-b	-4.04	1.83	-0.57	-4.04	1.83	4. 43

]:防潮堤近傍における各方向での最大流速

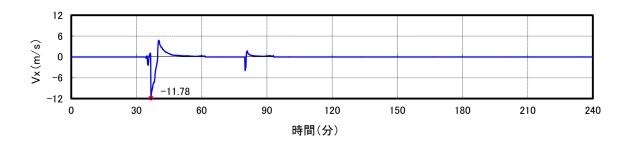


図 4.1-10 (1) 防潮堤の最大流速発生地点 (No.08-a) の流速時刻歴 (Vx 方向)

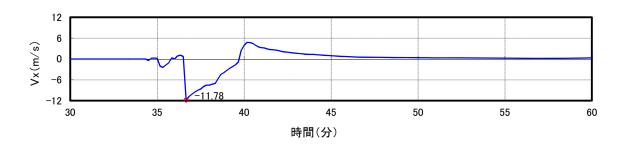


図 4.1-10 (2) 防潮堤の最大流速発生地点 (No.08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

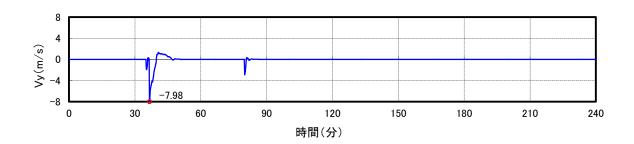


図 4.1-10 (3) 防潮堤の最大流速発生地点 (No.08-a) の流速時刻歴 (Vy 方向)

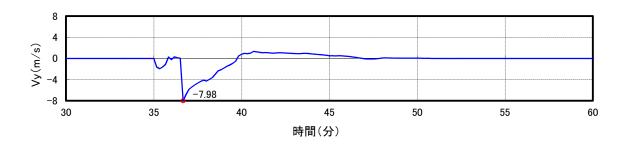


図 4.1-10 (4) 防潮堤の最大流速発生地点 (No.08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

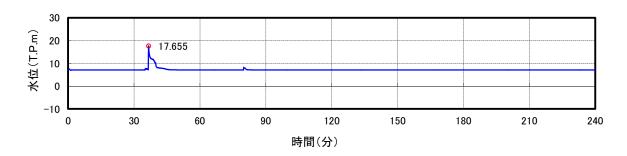


図 4.1-10 (5) 防潮堤の最大流速発生地点 (No.08-a) の波高時刻歴

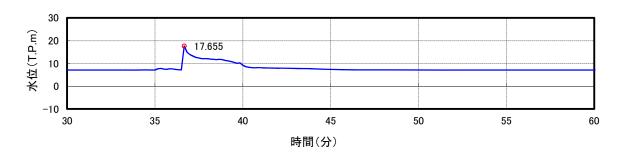


図 4.1-10(6) 防潮堤の最大流速発生地点(No.08-a)の波高時刻歴(拡大図)

4.1.2 貯留堰

平面 2 次元津波シミュレーション結果に基づく貯留堰近傍での評価点及び各方向での最大流速を図 4.1-11 及び表 4.1-5 に示す。

貯留堰<mark>近傍で</mark>の最大流速は上昇側 F4 地点で 3.96 m/s となる。

また、貯留堰における流速は概ね下降側に比べ上昇側の波の際に流速が大きくなることが 読み取れる。

貯留堰<mark>における遡上波の設計用流速は、防潮堤近傍における基準津波時の遡上波の設計用</mark>流速と同じく 11.0 m/s とする。

貯留堰近傍の最大流速発生地点の流速時刻歴及び波高時刻歴を図 4.1-12 に示す。

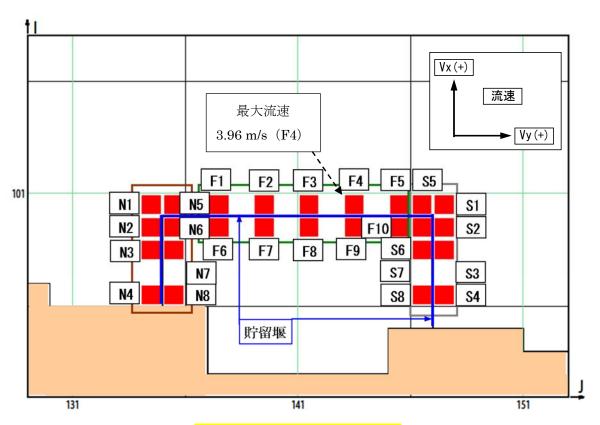


図 4.1-11 貯留堰近傍の評価点

表 4.1-5(1) 貯留堰近傍での各方向での最大流速(下降側)

	v 十户具上法法 v 十户具上法法		全方向最大流速 (m/s)			
評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	Vх	Vу	全方向	
	(111/5)	(111/5)	V A	v y	$(\sqrt{V_X^2}+V_y^2)$	
F-1	-1.01	-1.42	-0.44	-1.42	1.49	
F-2	-0.94	-1. 14	-0.72	-1.14	1.35	
F-3	-1.04	-1.03	-0.86	-0.97	1. 29	
F-4	-1.18	-0.97	-1.18	-0.60	1.33	
F-5	-1.27	-0.93	-1.27	-0.44	1.34	
F-6	-0.64	-1.34	-0.09	-1.34	1.34	
F-7	-0.64	-1.07	-0.64	-1.00	1. 19	
F-8	-0.72	-0.99	-0.72	-0.92	1. 17	
F-9	-0.78	-0.93	-0.78	-0.87	1. 17	
F-10	-0.86	-0.88	-0.81	-0.82	1. 15	
N-1	-1.54	-1.70	-1.54	0.76	1.72	
N-2	-1.65	-1.69	0.02	-1.69	1.69	
N-3	-1.38	-1.62	0.03	-1.62	1.62	
N-4	-1.30	-1.34	0.04	-1.34	1.34	
N-5	-1.15	-1.54	-0.16	-1.54	1.55	
N-6	-0.70	-1.41	0.02	-1.41	1.41	
N-7	-0.56	-1.39	0.01	-1.39	1.39	
N-8	-0.43	-1. 21	-0.43	-1.13	1.21	
S-1	-1.47	0.97	-1.47	0.34	1.51	
S-2	-1.51	0.84	-1.51	0.19	1.52	
S-3	-1.28	0.80	-1.28	0.09	1.28	
S-4	-0.59	-0.97	-0.25	-0.97	1.00	
S-5	-1.29	-0.91	-1.29	-0.32	1.33	
S-6	-0.89	-0.86	-0.83	-0.77	1. 13	
S-7	-0.77	-0.84	-0.75	-0.75	1.06	
S-8	-0.54	-1. 13	-0.35	-1.13	1. 19	

: 貯留堰近傍における各方向での最大流速

表 4.1-5(2) 貯留堰近傍での各方向での最大流速(上昇側)

		v 1.4 B 1 3434	全方向最大流速 (m/s)		
評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速	Vх	Vу	全方向
					$(\sqrt{V_X^2} + V_y^2)$
F1	-3.60	-2.48	-3.60	-1.39	3.86
F2	-3.71	-2.24	-3.71	-1.27	3.92
F3	-3. 78	-2.06	-3.78	-1.12	3.95
F4	-3.86	-1.95	-3.86	-0.89	3.96
F5	-3.78	-1.95	-3. 78	-0.90	3.89
F6	-3.10	-2.50	-3.10	-1.16	3. 31
F7	-3.51	-2.23	-3.51	-1.16	3.69
F8	-3.67	-2.04	-3.67	-1.03	3.81
F9	-3.42	-2.05	-3.42	-0.93	3.54
F10	-2.80	-2.11	-2.80	-1.04	2.99
N1	-3. 37	-2.80	-3.37	-1.63	3.74
N2	-2.67	-2.85	-2.67	-1.50	3.06
N3	-1.62	-2.86	-0.24	-2.86	2.87
N4	-1.03	-2.74	-0.28	-2.74	2.75
N5	-3.42	-2.59	-3.42	-1.48	3.73
N6	-2.50	-2.59	-2.50	-1.22	2.78
N7	-1.67	-2.63	-0.20	-2.63	2.64
N8	-1.25	-2.53	-0.28	-2.53	2.55
S1	-3.80	-1.77	-3.80	-0.85	3.89
S2	-2.60	-1.78	-2.60	-0.86	2.74
S3	-1.93	-1.81	-1.93	-0.78	2.08
S4	-1.54	-1.84	-0.61	-1.84	1.94
S5	-3.77	-1.93	-3.77	-0.91	3.88
S6	-2.58	-2.03	-2.58	-1.03	2.78
S7	-1.95	-2.04	-1.95	-1.22	2.30
S8	-1.59	-2.02	-1.59	-1.71	2. 33

: 貯留堰近傍における各方向での最大流速

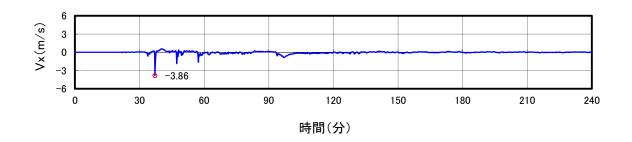


図 4.1-12(1) 貯留堰の最大流速発生地点(F4)の流速時刻歴(Vx 方向)

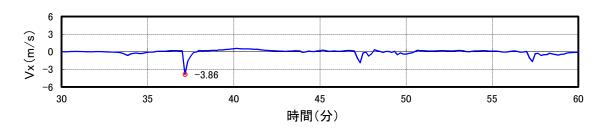


図 4.1-12 (2) 貯留堰の最大流速発生地点 (F4) の流速時刻歴 (拡大図)

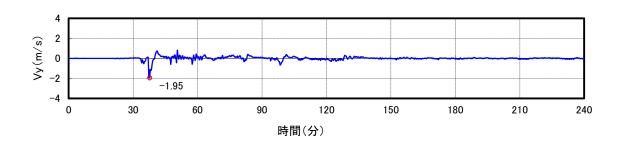


図 4.1-12 (3) 貯留堰の最大流速発生地点 (F4) の流速時刻歴 (Vy 方向)

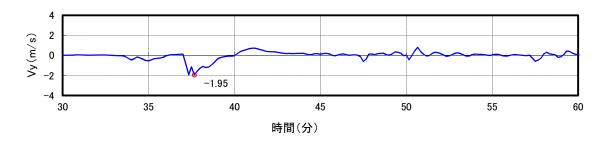


図 4.1-12(4) 貯留堰の最大流速発生地点(F4)の流速時刻歴(拡大図)

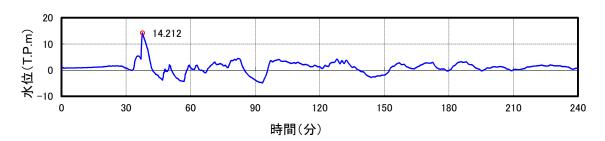


図 4.1-12 (5) 貯留堰の最大流速発生地点 (F4) の波高時刻歴

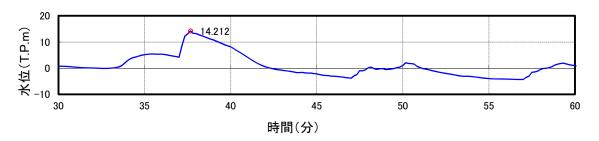


図 4.1-12 (6) 貯留堰の最大流速発生地点 (F4) の波高時刻歴 (拡大図)

4.1.3 漂流物荷重算定に用いる流速について

文献※1によれば、津波による漂流物の漂流流速は、津波の表面流速(津波流速)よりも 小さいとされている(図 4.1-13)。文献^{※2,3}によれば、漂流物の衝突直前の漂流流速 v (m/s) と水の表面流速U (m/s) の比率αについて,漂流流速vは表面流速(津波流速) U に対して 0~60 %に低下するとされている。文献**3で述べられている比重 0.6 の漂流物の 場合の表面流速に対する漂流流速 v の比率 α の確率分布を図 4.1-14 に示す。図 4.1-14 の 通り、 $\alpha = v/U = 0.1$ (10 %程度)以下において相対頻度が最も高いことを示している。 以上の知見はあるが、津波防護施設の設計のための漂流物荷重算定に用いる漂流流速vは

 $\alpha = v / U = 1.0 (100 %) となるように設定する。$

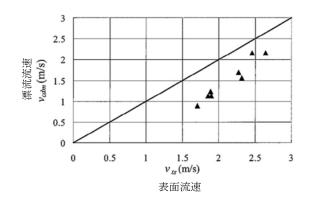


図 4.1-13 表面流速と漂流流速の関係

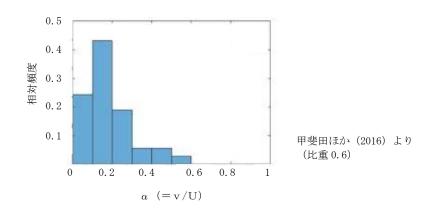


図 4.1-14 表面流速に対する漂流流速の比率 α (= v/U) の確率分布

※1: 遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験、海岸工学論文集、第54巻(2007) (有川ら)

※2:原子力発電所における津波漂流物の影響評価技術-現状調査とその適用に関する考察-研究報告: o 16010, 電力中央研究所報告(2017)

※3: 陸上遡上津波中の漂流物挙動に関する研究,土木学会論文集 B2(海岸工学) (2016) (甲斐田ら)

5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について

津波防護施設等の津波波圧は、陸上構造物に対しては朝倉ら(2000)他*^{1,2}で示される算定式を、海中構造物に対しては「防波堤の耐津波設計ガイドライン」*³で示される算定式を参考にして求める。

算定式を適用するにあたっては、東海第二発電所における遡上津波の特徴を把握する必要があることから基準津波を対象とした水理模型実験を実施し、さらにその検証のための断面 2 次元津波シミュレーション解析を行った。断面 2 次元津波シミュレーション解析では、防潮堤と海岸線との離隔距離が津波波圧に与える影響や津波遡上高さ等が異なる津波が防潮堤に与える影響についても検討した。

各構造物の適用算定式を表1に示す。

表1 各構造物の適用算定式

構造物名	津波波圧の算定に用いた規格・基準類		
防潮堤(鋼製防護壁、鉄筋コンクリート防	*1:朝倉ら(2000):護岸を越流した		
潮壁,鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)	津波による波圧に関する実験的		
防潮扉	研究,海岸工学論文集,第 47		
構内排水路逆流防止設備	卷, 土木学会		
	*2:港湾の津波避難施設の設計ガイ		
	ドライン(平成 25 年 10 月)		
貯留堰	*3:防波堤の耐津波設計ガイドライ		
	ン(平成 27 年 12 月一部改訂)		

5.4.1 津波荷重の算定式

津波防護施設の津波荷重の算定式は、朝倉ら(2000)の研究を元にした「港湾の津波避難施設の設計ガイドライン(国土交通省港湾局、平成25年10月)」や「防波堤の耐津波設計ガイドライン(平成27年12月一部改訂)等を参考に設定する。以下に、参考にした文献の津波荷重算定式の考え方と津波防護施設への適用性を示す。

(1) 津波波圧算定式に関する文献の記載

a. NRA技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」 (平成28年12月)

水理実験及び解析を実施した結果,従来の評価手法でフルード数が 1 以下になることが確認できれば、水深係数は3を適用できるとしている。

b. 東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件 に係る暫定指針(平成23年)

構造設計用の進行方向の津波波圧は、図 1-1 に示す概念に基づき、次式により算定する。

 $qz = \rho g (ah - z)$

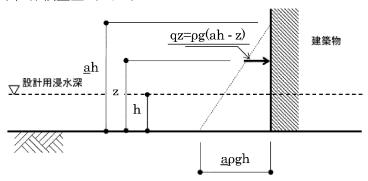
q z:構造設計用の進行方向の津波波圧 (kN/m²)

h:設計用浸水深(m)

z: 当該部分の地盤面からの高さ $(0 \le z \le a \ h)$ (m)

a:水深係数

ρg:海水の単位体積重量(kN/m³)



「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた

津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針 (平成 23 年)」より 図 1-1 津波波圧算定の概念

c. 港湾の津波避難施設の設計ガイドライン (平成 25 年 10 月)

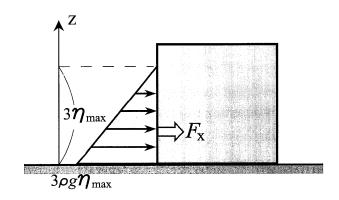
文献 a. に基づく。ただし、津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や、海岸等から 500 m以上離れている場合において、水深係数は 3 以下にできるとしている。

d. 朝倉ら(2000): 護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究,海岸工学論文集,第47巻、土木学会、pp. 911-915

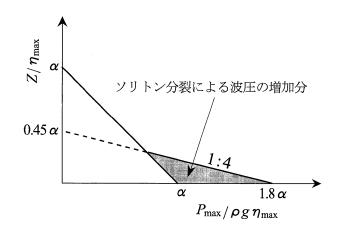
直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する津波波圧について実験水路を用いて検討している。

その結果,非分裂波の場合「朝倉ら(2000):護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究,海岸工学論文集,第47巻,土木学会」によれば,構造物前面に作用する波圧分布を規定する水平波圧指標(遡上水深に相当する静水圧分布の倍率)αは,最大で3程度以下であることが示されている。

非分裂波における津波最大波圧分布を図 1-2 に、分裂波における無次元最大波圧分布を図 1-3 に示す。ソリトン分裂波の場合は図 1-3 に示されるように、構造物底面標高における非分裂波の α に対し、 1.8α となるとしている。ただし、図 1-2 及び図 1-3 に示される波圧分布は、同時刻で発生したものではない。



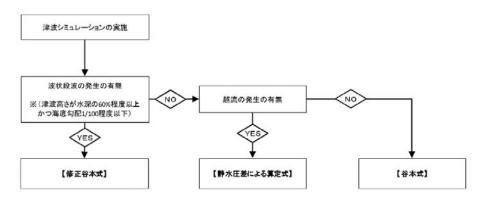
「朝倉ら(2000):護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究,海岸工学論文集,第47巻,土木学会」より図 1-2 非分裂波における津波最大波圧分布



「朝倉ら(2000):護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究,海岸工学論文集,第47巻,土木学会」より図 1-3 分裂波における無次元最大波圧分布

e. 防波堤の耐津波設計ガイドライン (平成27年12月一部改訂)

防波堤の津波波圧の適用の考え方として、ソリトン分裂波が発生する場合は修正谷本式を、ソリトン分裂波が発生せず津波が防波堤を越流する場合は静水圧差による算定式を、ソリトン分裂波が発生せず越流しない場合は谷本式を用いることとしている。防波堤に対する津波荷重算定手順を図 1-4 に、越流する場合の静水圧差による算定式を図 1-5 に示す。



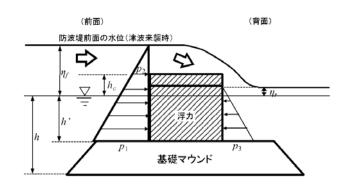
「防波堤の耐津波設計ガイドライン (平成27年12月一部改訂)」より

図1-4 防波堤に対する津波荷重算定手順

$$p_1 = \alpha_f \rho_0 g(\eta_f + h')$$

$$p_3 = \alpha_r \rho_0 g(\eta_r + h')$$

 $p_2 = \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} p_1$



 p_1 : 直立壁前面の底面における波圧強度 (kN/m^2) p_2 : 直立壁前面の天端面にける波圧強度 (kN/m^2) p_3 : 直立壁背面の底面における波圧強度 (kN/m^2)

ρ₀g : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

h': 直立壁の底面の水深(m)

 h_c : 静水面から直立壁天端面までの高さ(m) η_f : 直立壁前面の静水面からの津波高さ(m) η_r : 直立壁背面の静水面からの津波高さ(m)

 a_f :直立壁前面の静水圧補正係数 a_r :直立壁背面の静水圧補正係数

「防波堤の耐津波設計ガイドライン (平成 27 年 12 月一部改訂)」より 図 1-5 越流する場合の静水圧差による算定式

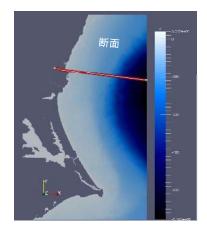
5.4.2 陸上構造物に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

(1) 分裂波発生に関する検討

沖合から伝播してくる津波がサイト前面においてソリトン分裂波を伴うか否かの判定にあたっては、「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において以下の2つの条件に合致する場合、ソリトン分裂波が発生するとされている。

- ① おおむね入射津波高さが水深の30%以上(津波数値解析等による津波高さが水深の60%以上)
- ② 海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅

東海第二発電所前面の海底地形は約 1/200 勾配で遠浅であり、入射波津波高さと水深の関係についても入射津波高さが水深の 30 %以上であることから、両方の条件に合致する。そこで、沖合におけるソリトン分裂波及び砕波の発生の有無や陸上へ遡上する過程での減衰の状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無を定量的に確認するため、東海第二発電所のサイト特性を考慮した水理模型実験を行い、防潮堤が受ける波圧分布等を測定した。海底地形断面位置図及び海底地形断面図を図 2-1、津波高さと水深の関係を表 2-1 に示す。



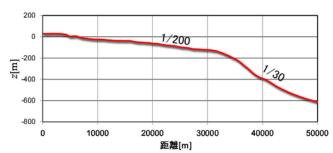


図 2-1 海底地形断面位置図及び海底地形断面図

表 2-1 津波高さと水深の関係

地点	地点 (1) 水深 (2) 入射津波高さ*		(2) / (1)
東海第二発電所前面	7.5 m	4.7 m	62 %

*津波数値解析による津波高さの1/2を入射津波高さと定義(防潮堤の耐津波ガイドライン)

(2) 水理模型実験

a. 目的

基準津波の策定に用いた波源は、2011 年東北地方太平洋沖地震で得られた知見を踏まえて設定した波源のすべり領域を拡大することや、すべり量の割増しを行うなどの保守的な設定を複数加えたものである。

水理模型実験は、ソリトン分裂波が生じない沖合 5.0 km における津波波形を入力し、ソリトン分裂波や砕波の発生の有無及び陸上へ遡上する過程での減衰状況と防潮堤が受ける 津波波圧への有意な影響の有無並びにフルード数の把握を目的に実施した。

b. 検討断面

東海第二発電所前面の海底地形は概ね一様の地形となっていることから,本実験では,津波水位が最大となる地点を基に,津波の伝播特性を踏まえ,等深線図に直交する断面を選定した。検討断面位置図を図 2-2 に示す。

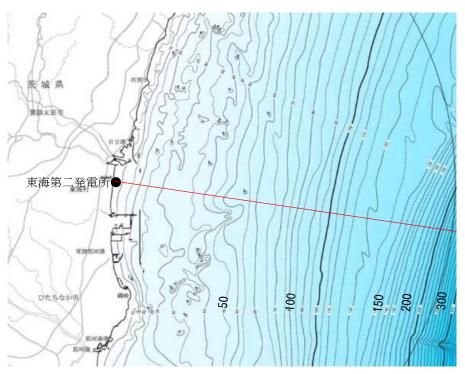
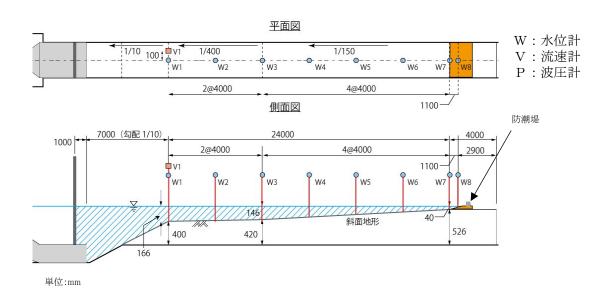


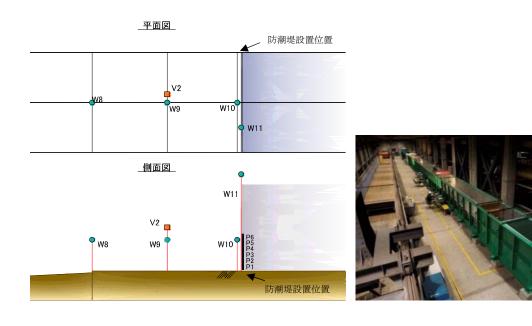
図 2-2 検討断面位置図

c. 実験条件

断面 2次元実験施設の水路は、長さ 60 m×幅 1.2 m (貯水部は 1.8 m) ×高さ 1.5 m とし、沖合 5 km から陸側の範囲を再現するために実験縮尺 (幾何縮尺) は $\lambda=1/200$ とした。実験の概要を図 2-3 に示す。



(a) 計測位置図



(b) 防潮堤位置拡大図 (c) 実験施設写真 図 2-3 実験の概要

5.4 - 7

d. 入射津波の造波

水理模型実験における再現範囲の最沖地点はソリトン分裂波が発生しない沖合 5.0 km の位置とし、基準津波の波源モデルを用いた数値解析から求めた同地点における津波波形を入力した。また、この津波波形を防潮堤位置で平面 2 次元津波シミュレーション解析結果と同様の高さになるよう振幅を調整した。沖合 5 km 地点における入射津波の造波波形図を図 2-4 に示す。

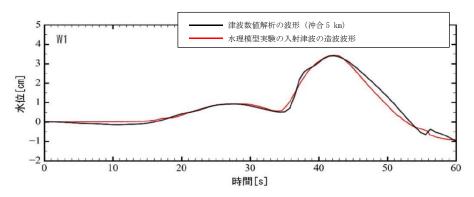


図 2-4 沖合 5 km 地点における入射津波の造波波形図

e. 水理模型実験の結果

(a) 水理模型実験におけるソリトン分裂波の確認

平面 2 次元津波シミュレーション解析に即した津波波形を造波し、水理模型実験を行った。水理模型実験における時刻歴図を図 2-5 に示す。その結果、目視観察と波高計による計測により、沖合約 220 m 地点(W 7)においてソリトン分裂波が生じることを確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。なお、W 1 0 及びW 1 1 で確認できる波形は、津波の進行波と反射波が合わさった瞬間の波形であり、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。

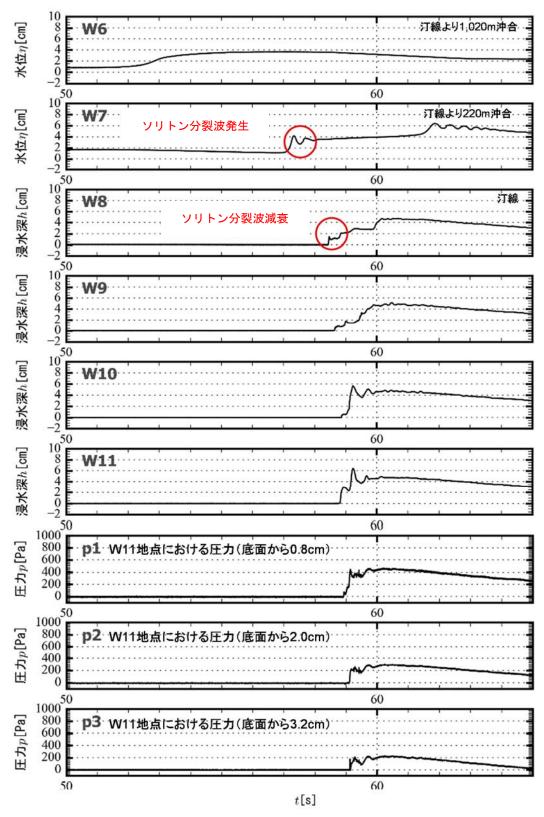


図 2-5 水理模型実験における時刻歴図

(b) フルード数

防潮堤がないモデルで防潮堤位置の最大浸水深を計測し、同時刻における流速からフルード数を算定した。

その結果,通過波のフルード数は平均で 0.8 (<1.0) であったことから,水深係数 3 で 津波波圧分布を評価し,防潮堤の設計に適用できることを確認した。通過波検定結果表を 表 2-2 に,持続波領域における最大浸水深,流速及びフルード数の時系列図を図 2-6 に 示す。

	フルード数
	(最大浸水深時)
1回目	0.9
2 回目	0.9
3回目	0.6
4回目	0.8
5回目	0. 7
6回目	0.9
平均値	0.8

表 2-2 通過波検定結果表

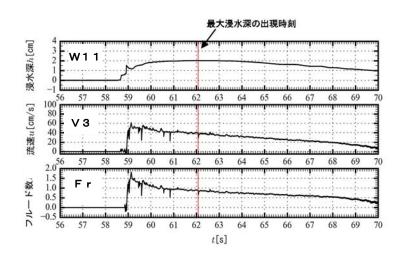


図 2-6 持続波領域における最大浸水深、流速及びフルード数の時系列図

(c) 防潮堤壁面におけるソリトン分裂波の最大津波波圧

防潮堤壁面における津波波圧計測結果を通過波の最大浸水深で除して無次元化した 結果を以下に示す。

東海第二発電所前面海域の地形を模擬した水理模型実験で計測した防潮堤壁面の最大津波波圧は、構造物前面に作用する波圧分布を規定する水深係数 α を 3 で評価したときの非分裂波の場合における無次元最大波圧分布の実験式(以下、「朝倉式①」という。)及び、ソリトン分裂波を伴い構造物の下方 1/3 について非分裂波の α を 1.8 倍した無次元最大波圧分布の実験式(以下、「朝倉式②」という。)よりも小さくなった。

また、実験により得られた波圧分布においては、朝倉式②のような波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結果となった(朝倉式①の方が津波波圧分布の再現性がよいことを確認した。)。水理模型実験において、ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。既往の津波波圧算定式との比較を図 2-7 に示す。

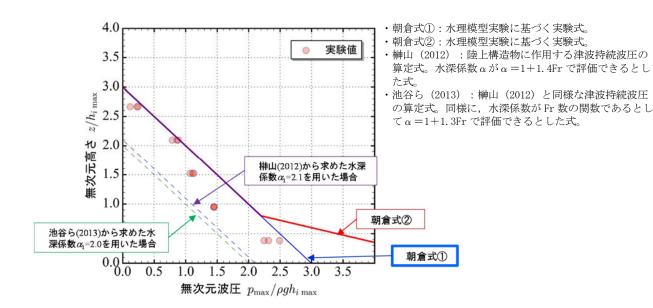


図 2-7 既往の津波波圧算定式との比較 (無次元最大津波波圧分布図)

(3) 水理模型実験結果の検証(再現性検討)

水理模型実験結果について、断面2次元津波シミュレーション解析を実施し、防潮堤位置での津波波圧算定式が朝倉式①で妥当であることを検証した。断面2次元津波シミュレーション解析は、分散波理論に基づいた解析手法でありソリトン分裂波を表現可能な数値波動水路CADMAS-SURF/2D(Ver. 5. 1)を用いた。

a. 水理模型実験結果の再現性

水理模型実験でモデル化した区間と同じ区間を解析領域としてモデル化した。解析モデル図を図 2-8 に示す。また、入射波は水理模型実験の入力波形に合わせて作成した。

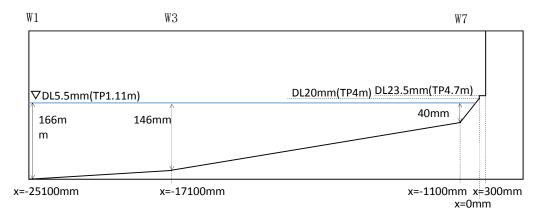


図2-8 解析モデル図

断面 2次元津波シミュレーション解析結果を図 2-9 に示す。水理模型実験結果と同様、沖合約 220 m 地点(W 7)においてソリトン分裂波を確認した。ただし、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。なお、W 1 0 及びW 1 1 で確認できる波形は、津波の進行波と反射波が合わさった瞬間の波形であり、防潮堤位置における波圧分布への有意な影響は認められない。

防潮堤壁面に作用する津波波圧は実験値とほぼ同等のものとなり、朝倉式①による波圧 分布を下回るとともに、朝倉式②のような波圧分布は認められず、朝倉式①と整合する結 果となった。

断面 2 次元津波シミュレーション解析においても、ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

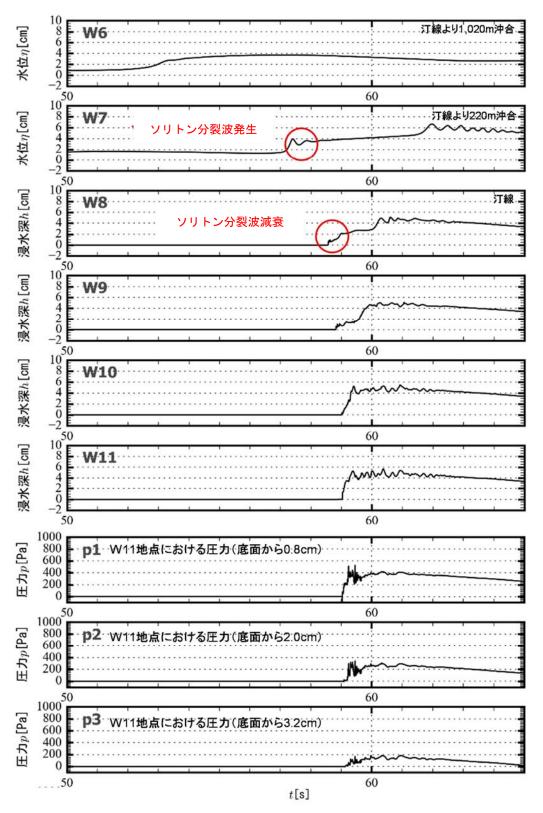


図 2-9 (1) 断面 2 次元津波シミュレーション解析結果 (時刻歴図)

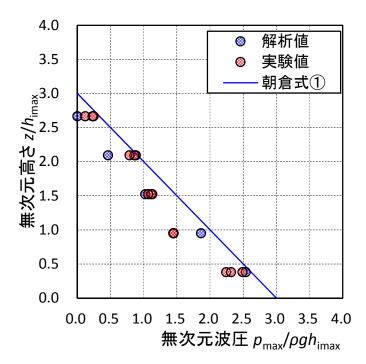
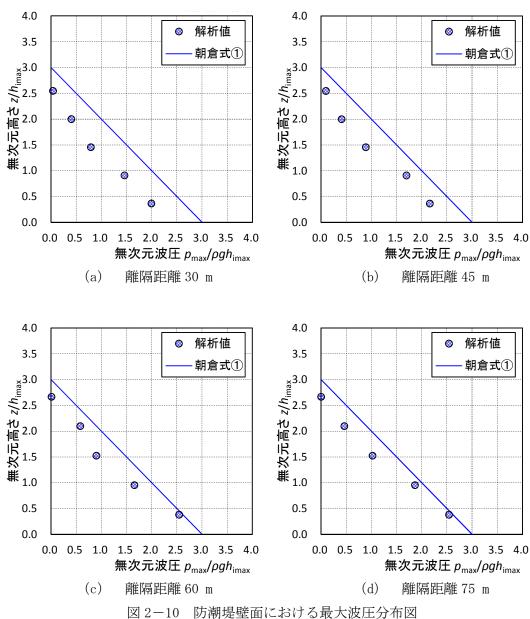


図 2-9 (2) 断面 2 次元津波シミュレーション解析結果(最大波圧分布図)

b. 防潮堤と海岸線との離隔距離の違いが津波波圧に与える影響検討

防潮堤の設置位置は、海岸線から最も近いところで約30 mであるが、遡上津波水位が最 も高くなる防潮堤と海岸線との離隔距離は、約60 m地点である。そこで、防潮堤全域にわ たって離隔距離の違いが津波波圧に与える影響を確認するため、離隔距離を30 m,45 m, 60 m, 75 m と変化させた検討を実施した。なお,入力波形は基準津波を用いて実施した。 その結果、防潮堤と海岸線との離隔距離が津波波圧に与える影響は認められず、朝倉式 ①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。海岸線 からの離隔距離別の防潮堤壁面における最大波圧分布図を図 2-10 に示す。



c. 津波遡上高さが異なる津波が防潮堤に与える影響について

基準津波の決定にあたっては、津波シミュレーション解析において、断層の破壊開始点位置や破壊伝播速度等をパラメータスタディした中で、防潮堤位置での津波遡上高さが最も高くなる波を抽出している。ここでは、防潮堤位置での津波遡上高さが大きい沖合 5 km 地点における上位 10 波の沖合波形を用いて、防潮堤壁面の津波波圧を確認した。

防潮堤位置における遡上高さ上位 10 波の特性を表 2-3 に、水位上昇時間の定義図を図 2-11 に、破壊開始点位置図を図 2-12 に示す。

ケース*1	津波遡上高さ	水位上昇時間	周期	破壊伝播速度*2	破壊	立ち上り時間*3
	(T. P. (m))	[min]	[min]	[km/s]	開始点	[s]
1	17. 2	1.5	6. 0	3.0	6	30.0
2	17. 0	1.5	6. 0	2.5	6	30.0
3	16.8	1.5	6. 0	3.0	6	60.0
4	16. 2	1. 7	6.8	2.0	6	30.0
5	16. 1	1.5	6. 0	3.0	4	30.0
6	15. 9	1. 7	6.8	3.0	3	30.0
7	15.8	1. 7	6.8	3.0	5	30.0
8	15. 6	1. 7	6.8	2.5	4	30.0
9	15. 5	1.8	7. 2	1.5	6	30.0
10	15. 5	1.7	6.8	3.0	1	30.0

表 2-3 防潮堤位置の遡上高さ上位 10 波の特性

注記 *1:「津波波源選定モデル」の数値計算におけるケース名である。

*2:破壊開始点から断層破壊が進行する速度である。

*3: 断層のある点において破壊開始から終了するまでの時間である。

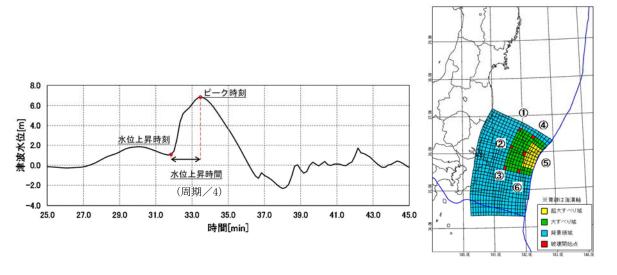


図 2-11 水位上昇時間の定義図

図 2-12 破壞開始点位置図

断面 2 次元津波シミュレーション解析による最大波圧分布図を図 2-13 に示す。最大津波遡上高さであるケース 1 の基準津波時を含め、いずれのケースにおいても、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、波圧分布は朝倉式①と整合する結果となった。

また、横軸を海底勾配、縦軸を波形勾配としたソリトン分裂の発生条件の結果整理図を図 2-14 に示す。縦軸の波形勾配は、波高の波長に対する比であり、波形勾配をDと表記すると、次式*で表される。

$$D = \frac{H}{L} \quad (-) \quad (1)$$

$$T = \frac{L}{c} \quad (s) \qquad (2)$$

$$c = \sqrt{g h} \quad (m) \quad (3)$$

注記 *:「水理公式集(平成11年版),土木学会」よりここで、

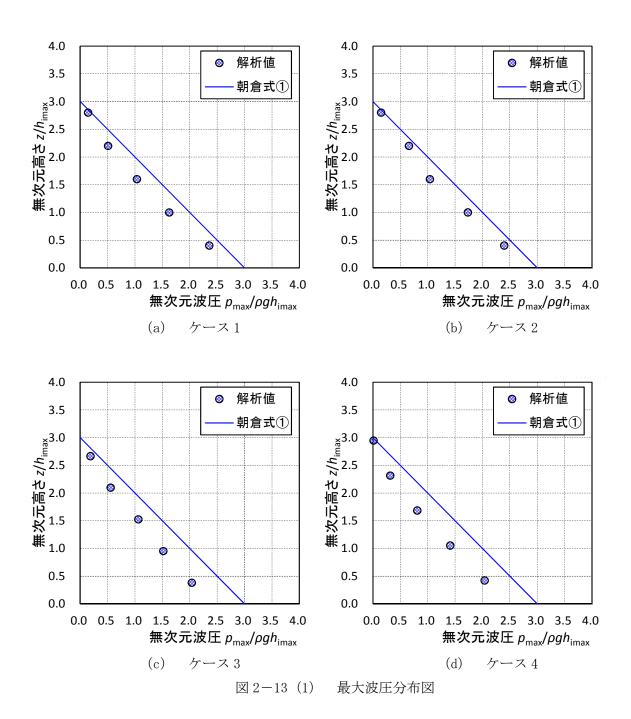
H(m): 波高,L(m): 波長,g(m/s²): 重力加速度,h(m): 水深,T(s): 周期である。

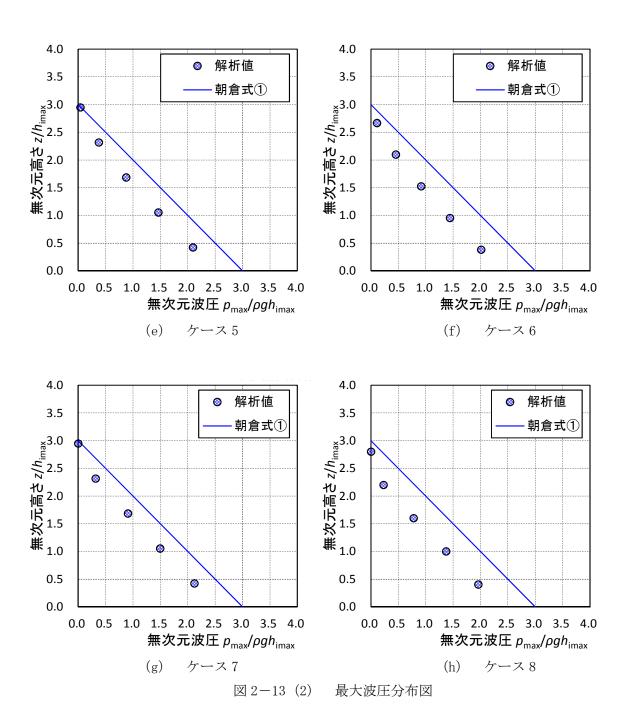
したがって,式(1)~(3)より,

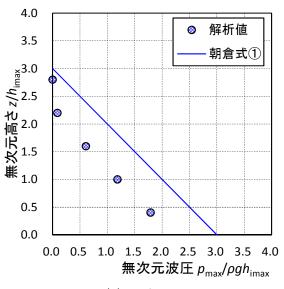
$$D = \frac{H}{\sqrt{g h \cdot T}} (-)$$

と、波形勾配は表されることから、図 2-14 から波高を一定としたとき、周期が短いほど 波形勾配は大きくなりソリトン分裂波は発生しやすいことが分かる。

以上のことから,防潮堤位置の遡上高さ上位10波において,最大津波遡上高さを与え,かつソリトン分裂波が発生しやすい短周期であるケース1(基準津波)を平面2次元津波シミュレーション解析,水理模型実験及び断面2次元津波シミュレーション解析に用いて,防潮堤に対する津波波圧の評価を行うことは,適切であることを確認した。



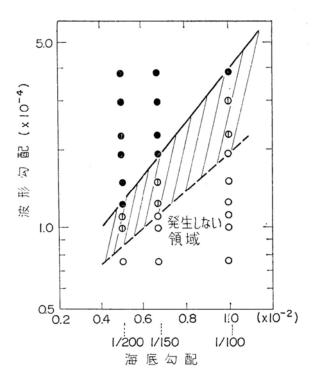




4.0 3.5 ※a.0 ※a.0 ※a.0 ※b.0 1.5 1.0 0.5 0.0 0.0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 4.0 無次元波圧 $p_{\text{max}}/pgh_{\text{imax}}$ (j) ケース 10

(i) ケース 9

図 2-13 (3) 最大波圧分布図



凡例

●:明瞭にソリトン分裂が発生したケース

●: 段波先端で波の分裂が起き始めているケース

○:ソリトン分裂が発生しなかったケース

「久保田ら:断面一次元数値解析手法によるソリトン 分裂の発生条件の検討,海岸工学講演会論文集,33巻 (1986),土木学会」より

図 2-14 ソリトン分裂の発生条件の結果整理図

(4) 適用算定式

水理模型実験結果から、東海第二発電所の敷地前面においては、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波が減衰することを確認した。また、伝播する津波による防潮堤壁面の津波波圧は、持続波による津波波圧式(朝倉式①、朝倉式②)から求められる津波波圧よりも小さく、朝倉式①での再現性が最もよいことを確認した。また、フルード数は1.0を下回ることを確認した。ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

断面 2 次元津波シミュレーション解析を用いた水理模型実験の結果検証においても、津波はソリトン分裂波を生じるものの、陸上に遡上する過程で分裂波は減衰することを確認した。防潮堤壁面における津波波圧は、朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、朝倉式①と整合する結果となった。ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。防潮堤と海岸線との離隔距離を変えたケースにおいても同様に、防潮堤壁面の津波波圧は朝倉式①による波圧分布を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合する結果となった。

これら水理模型実験結果及び分散波理論に基づく断面 2 次元津波シミュレーション解析結果のいずれにおいても、防潮堤壁面での最大波圧は朝倉式①による波圧を下回るとともに、分布形は朝倉式①と整合し、ソリトン分裂波及び砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく、単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。防潮堤壁面における最大波圧分布を図 2-15 に示す。

以上のことから、陸上構造物に対する設計用津波波圧の算定においては、朝倉式①により 算定することとする。

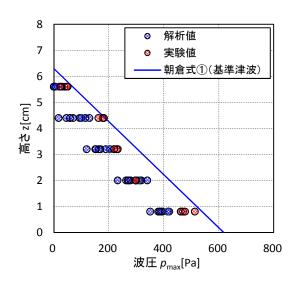


図 2-15 防潮堤壁面における最大波圧分布

(5) η (設計浸水深) の検討

a. 防潮堤東側に関する検討

津波荷重の作用イメージ図を図 2-16 及び図 2-17 に、検討ポイントを図 2-18 に示す。朝倉式①に用いる η (設計浸水深)について,「平面 2 次元津波シミュレーション解析(構造物有り)で得られた各構造物前面における最大津波水位標高と地盤標高の差分を 1/2 倍した値」と「平面 2 次元津波シミュレーション解析(構造物無しのフラット地形)で得られた浸水深」とを比較した。なお,図 2-18 で示される T.P. +3.0 m ラインから内陸側は T.P. +3.0 m よりも地盤標高が高い。すなわち,敷地内陸部に向かうに従い,地盤標高が高くなっていくことから,平面 2 次元津波シミュレーション解析(構造物無しのフラット地形)モデルの地盤標高(T.P. +3.0 m)と乖離が生じるため,両者の浸水深に関する比較を行うことは妥当ではない。

したがって、両者の浸水深を適切に比較できるよう、平面 2 次元津波シミュレーション解析(構造物無しのフラット地形)モデルの地盤標高(T. P. +3.0 m)と実際の地盤標高がおおむね同様であり、津波波圧の影響が大きい防潮堤東側前面において最大津波水位標高を示す範囲を含む領域に着目して検討を行う。設計浸水深の比較を表 2-4 に、最大波圧分布の比較を図 2-19 に示す。ただし、図 2-19 に示される最大波圧分布は、同時刻で発生したものではない。

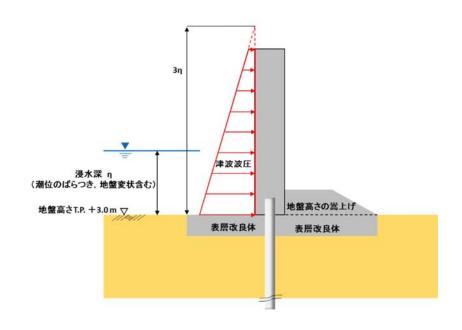


図 2-16 津波荷重の作用イメージ図

 (η) (設計浸水深)を平面 2 次元津波シミュレーション解析(構造物無しのフラット地形) による浸水深とした場合)

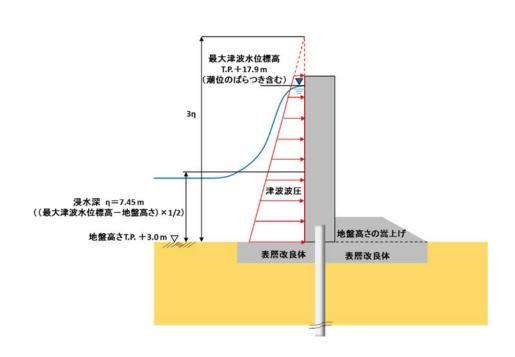


図 2-17 津波荷重の作用イメージ図

(η(設計浸水深)を平面2次元津波シミュレーション解析(構造物有り)による 各構造物前面の最大津波水位標高と地盤標高の差分の1/2倍とした場合)

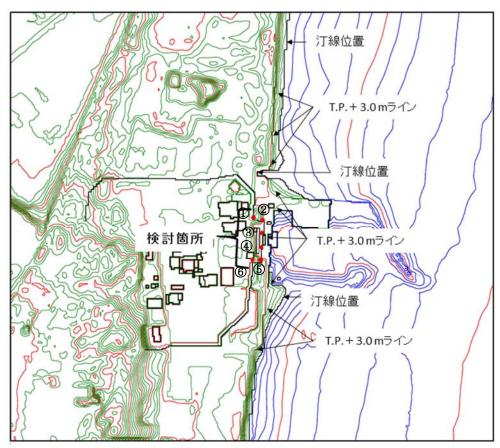


図 2-18 検討ポイント

表 2-4 設計浸水深の比較

番号	平面2次元津波シミュレーシ		最大津波水位標高*2と地盤
	ョン解析で得られた浸水深*1		標高の差の 1/2 倍
	(m)		(m)
1	6.89	<	
2	6.71	<	
3	6. 35	<	7.45
4	6.74	<	7.45
5	6. 96	<	
6	6. 87	<	

注記 *1: 平面 2 次元津波シミュレーション解析(構造物無しのフラット地形)において,フラット地形モデルの地盤標高を T.P.+3.0 m とした場合の計算結果である。

*2: 平面 2 次元津波シミュレーション解析 (構造物有り) による防潮堤前面で の最大津波水位標高である。

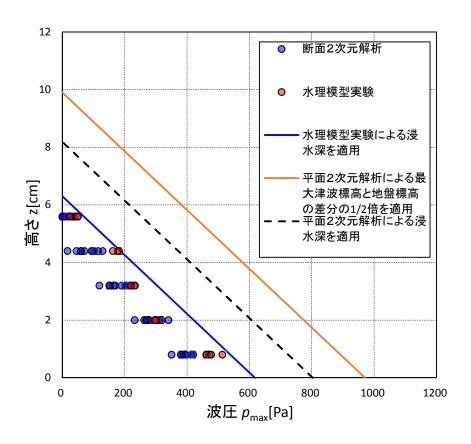


図 2-19 最大波圧分布の比較

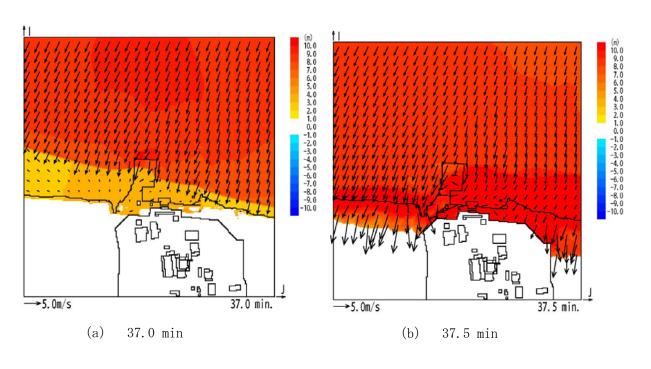
地盤のフラットモデル標高 (T.P.+3.0 m) と実際の地盤標高がおおむね同様であり、津波波圧の影響が大きい防潮堤東側前面において最大津波遡上高さ示す範囲を含む領域に着目して検討を行った結果、各構造物前面における最大津波水位標高と地盤標高の差分の 1/2 倍として求めた浸水深は、平面 2 次元津波シミュレーション解析で得られた浸水深に比べて大きな値となることが確認されたことから、朝倉式①で求まる津波波圧についても同様のことが言える。

また、図 2-19 から、各構造物前面における最大津波水位標高と地盤標高の差分の 1/2 倍を浸水深として求めた最大波圧分布は、平面 2 次元津波シミュレーション解析から得られた浸水深及び水理模型実験により確認した浸水深から求めた最大波圧分布よりも保守的であることが確認できる。

b. 防潮堤北側及び南側に関する検討

(a) 流れ方向

各時刻における津波の流れ方向を図 2-20 に示す。なお、各時刻は、津波の原因となる地震発生後の経過時間である。この図から、防潮堤東側では、津波の進行波は防潮堤直角方向に卓越するのに対し、防潮堤北側及び南側では、防潮堤に沿う方向に卓越することが分かる。



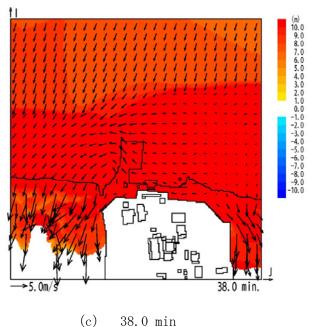


図 2-20 津波の流れ方向

5.4 - 26

(b) 津波に伴う圧力

図 2-20 より,防潮堤北側及び南側においては,津波の流れ方向は,防潮堤に沿う方向に卓越していることから,これらの領域で作用する津波に伴う圧力は,朝倉式①で算定される津波波圧ではなく,静水圧に近くなるものと考えられる。したがって,防潮堤北側及び南側については,各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の 1/2 倍を η (設計浸水深)として朝倉式①から算出される最大津波波圧と最大静水圧を比較することによって,前者の保守性を確認する。

陸上構造物位置図を図 2-21 に、陸上構造物の基準津波に対する最大津波波圧算定 結果を表 2-5 に、最大遡上津波高さに対する静水圧算定結果及び防潮堤天端まで津波 水位が達したと仮定して求めた静水圧算定結果(参考)を表 2-6 に示す。

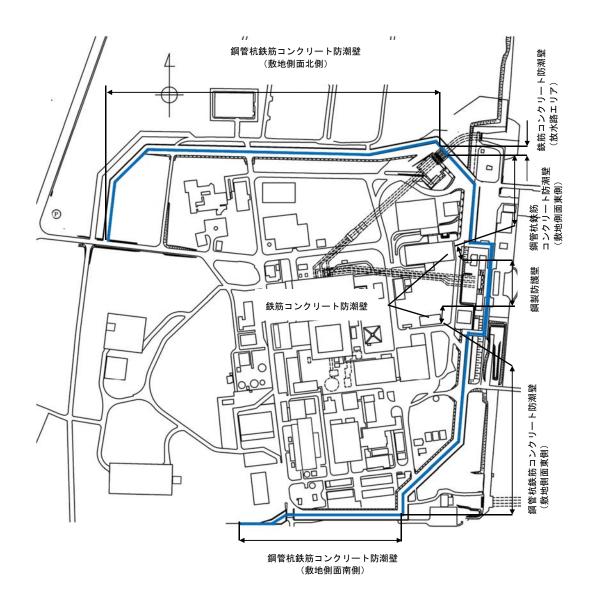


図 2-21 陸上構造物位置図

表 2-5 陸上構造物の基準津波に対する津波波圧算定結果

構造物名		入力津波高さ	地盤標高	設計浸水深	最大津波波圧*1
		(T. P. (m))	(T. P. (m))	η (m)	$p_{lmax}(kN/m^2)$
防潮堤(鋼管杭鉄筋コ	敷地側面南側	16.8	8. 0	4. 40	133. 3
ンクリート防潮壁)	敷地側面北側	15. 4	8. 0	3. 70	112. 1

表 2-6 陸上構造物の最大津波遡上高さに対する静水圧算定結果

及び津波水位が防潮堤天端と仮定した場合の静水圧算定結果(参考)

		入力津波高さ	地盤標高	最大浸水深	最大静水圧*2	最大静水圧
構造物名		(T. P. (m))	(T. P. (m))	h (m)	$p_{2\text{max}}(k\text{N}/\text{m}^2)$	(津波水位が防潮
件垣物	1名					堤天端と仮定)
						$p_{3max}(kN/m^2)$
防潮堤(鋼管杭鉄	敷地側面南側	16.8	8.0	8.8	88.9	101.0
筋コンクリート防 潮壁)	敷地側面北側	15. 4	8. 0	7. 4	74. 7	101.0

注記 *1:津波波圧算定式は次式により算出する。

 $p_{\text{1max}} = \alpha \cdot \rho \cdot g \cdot \eta \quad (kN/m^2)$

ここに,

 α :水深係数 ($\alpha = 3$)

 ρ :海水密度 ($\rho = 1.03 \text{ t/m}^3$)

g:重力加速度($g=9.80665 \text{ m/s}^2$)

である。

注記 *2:最大静水圧は次式により算出する。

 $p_{2max} = \rho \cdot g \cdot h \quad (kN/m^2)$

ここに,

 ρ : 海水密度 ($\rho = 1.03 \text{ t/m}^3$)

g:重力加速度 (g=9.80665 m/s²)

である。

表 2-5 及び表 2-6 より,各構造物に対して,各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の 1/2 倍を η (設計浸水深)として朝倉式①から算出される最大津波波圧は,最大津波遡上高さから求められる最大静水圧及び津波水位が防潮堤天端まで達したと仮定し,参考として求めた最大静水圧よりも十分に大きいことを確認した。

したがって、防潮堤北側及び南側についても、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の 1/2 倍を η (設計浸水深) として算定する朝倉式①を適用することによって、保守的に津波波圧を評価することができる。

(7) まとめ

陸上構造物に対する津波波圧算定式の適用に関する検討を行った。その結果、陸上構造物に対する津波波圧は、各構造物前面における最大津波水位標高と各構造物設置地盤標高の差分の 1/2 倍を η (設計浸水深) として朝倉式①により算定することによって、保守的な津波波圧算定の設定となることが確認された。

したがって、陸上構造物に対する津波波圧は、各構造物前面における最大津波水位標高と 各構造物設置地盤標高の差分の 1/2 倍を η (設計浸水深) として、朝倉式①により算定する。

5.4.3 海中構造物に対する津波波圧算定式の適用に関する検討

(1) 貯留堰

津波又は溢水への配慮が必要な施設のうち海中構造物として、貯留堰が挙げられる。貯留堰の鳥瞰図を図3-1に、断面図を図3-2に示す。

貯留堰は、鋼管矢板を連結した構造であり、引き波時に海底面から突出した鋼管矢板頂部 (T.P.-4.9 m) において海水を貯留する。

このため、貯留堰に有意な津波波力が作用するのは、引き波により海水貯留堰が海面から露出し、その後、押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン(国土交通省港湾局)」(平成27年12月一部改訂)によると、津波が構造物を越流する場合の津波荷重の算定については、若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合は、それより水位の低い越流直前の状態の方が高い波力となる可能性があるため、両者を比較して適切に設定する。

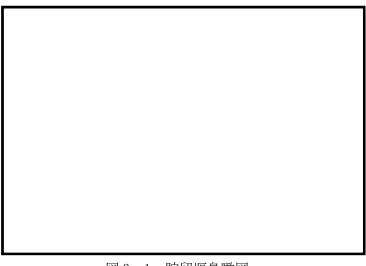


図 3-1 貯留堰鳥瞰図



図 3-2 貯留堰断面図

(2) 津波波圧算定式の検討

a. 越流直前の津波波圧の設定方針

貯留堰周りにおける引き波水位の時刻歴図を図3-3に示す。

貯留堰前面の水位は若干残るものの保守的に海底面が露出したと仮定し、その後の押し 波を遡上波と考え津波波圧を設定する。

具体的には、津波高さは貯留堰に作用する津波波圧が保守的になるように貯留堰前面の海底面(設計用海底面標高 T.P. -7.39 m)まで水位が低下した後に到達する津波を考慮することとし、貯留堰に津波が越流する直前の状態として貯留堰天端(T.P. -4.9 m)までを想定する。

津波波圧は、「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」の考え方に従って、津波高さの3倍の高さまで静水圧荷重を考慮する。津波波圧の作用イメージ図を図3-4に示す。

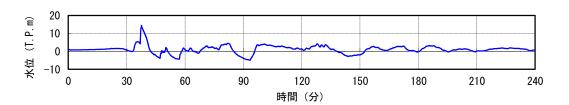


図3-3 貯留堰周りにおける引き波水位の時刻歴図

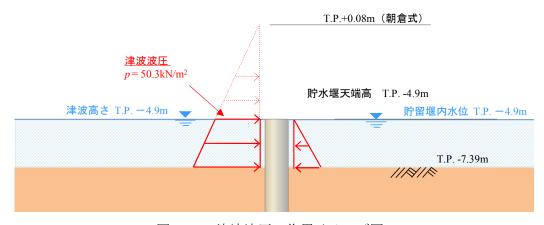


図3-4 津波波圧の作用イメージ図

b. 越流時の津波波圧の設定方針

引き波後に到達する津波が貯留堰を越流する際、貯留堰の内外での水位差はつきにくいが、保守的に引き波水位とその後の押し波水位の差が最も大きくなるものを選定し、津波波圧を算定した。

津波高さとしては貯留堰天端からの越流を考慮して、「防波堤の耐津波設計ガイドライン (国土交通省港湾局)」(平成27年12月一部改訂)による静水圧差による算定式を参考に 設定する。

貯留堰の内外の水位差が最大となる時刻歴水位波形図を図 3-5 に、津波波圧の作用イメージ図を図 3-6 に示す。

設計に用いる津波高さは、貯留堰天端高以下となった後の最大水位差となる時刻の水位標高 (T.P.+3.7 m) に潮位のばらつき (+0.18 m) を考慮し、T.P.+3.9 m とする。

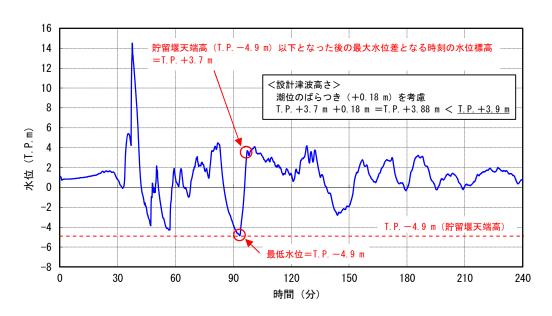


図3-5 貯留堰の内外の水位差が最大となる時刻を含む時刻歴水位波形図

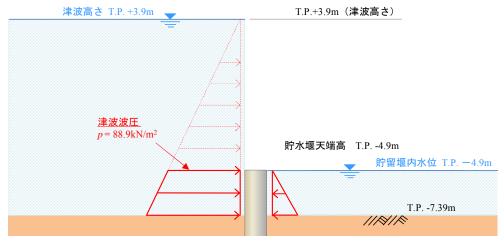


図3-6 津波波圧の作用イメージ図

(3) まとめ

海中構造物である貯留堰における津波波圧について、越流直前の波力及び越流時の静水圧差について検討した。この結果、越流時の静水圧差の方が越流直前の津波波圧を上回る結果となった。このため、貯留堰における津波波圧として、保守的に越流時の静水圧差を考慮することとする。

5.11.2 防潮堤(鋼製防護壁)

鋼製防護壁の平面図位置図を図 5.11.2-1 に,構造図を図 5.11.2-2 に,断面図を図 5.11.2-3 に示す。

鋼製防護壁は、幅約81 m, 高さ約17 m, 奥行約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。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎は、鋼製防護壁アンカーによって剛結合され、上部構造からの引抜き力、せん断力を基礎上部の頂版鉄筋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。

地中連続壁基礎の耐震性は、堤軸方向及び堤軸直交方向断面に対して地盤と構造物の連成モデルによる2次元有効応力解析を実施し、構造物の健全性及び支持性能について評価する。鋼製防護壁の耐震性は、南北それぞれの地中連続壁基礎との結合部に時刻歴応答を入力する3次元動的解析を実施し、構造物の健全性について評価する。

一方, 津波に対する評価は, 鋼製防護壁と地中連続壁基礎を一体でモデル化した3次元 フレームモデルを用いた応答変位法により実施する。

また、既設の取水構造物に鋼製防護壁の自重を負荷しないために、鋼製防護壁底部と取水構造物の間には、津波時の浸水を防護する観点から底部止水機構を設置する。

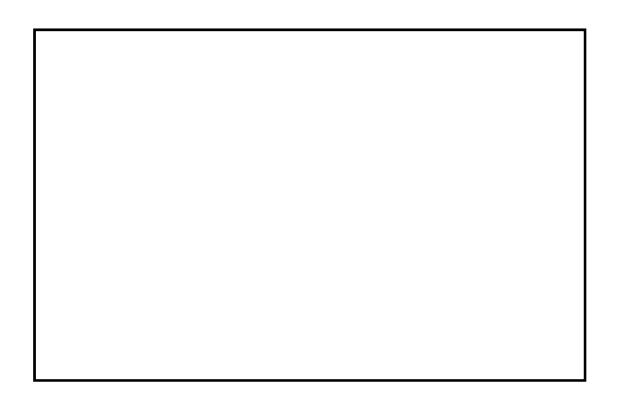


図 5.11.2-1 鋼製防護壁平面配置図

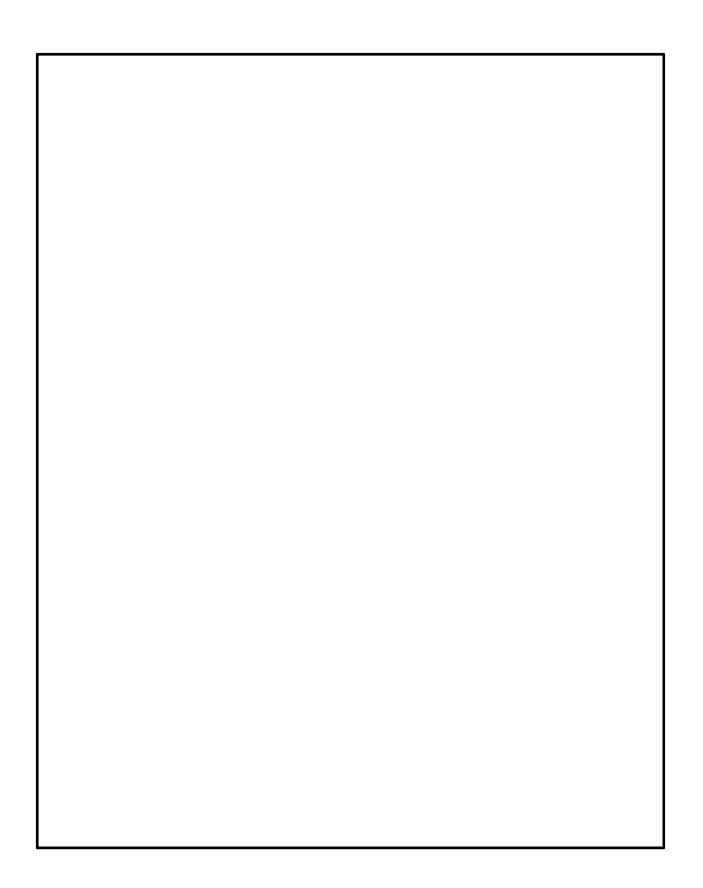


図 5.11.2-2 鋼製防護壁構造図

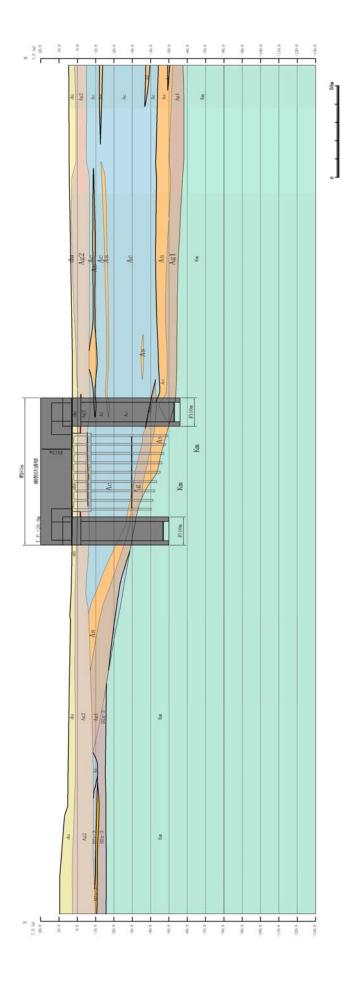


図 5.11.2-3(1) 鋼製防護壁断面図(A-A断面)

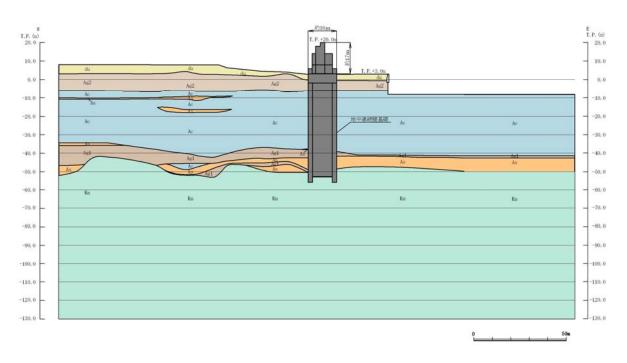


図 5.11.2-3(2) 鋼製防護壁断面図(B-B断面)

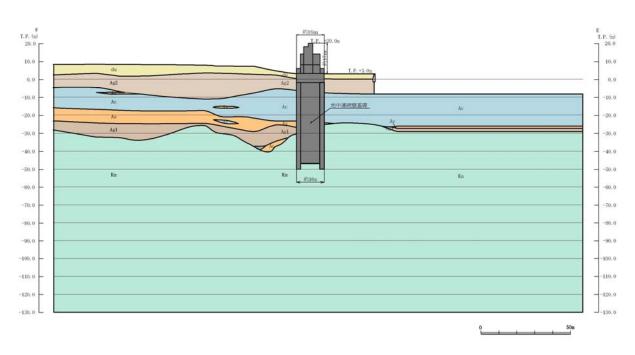


図 5.11.2-3(3) 鋼製防護壁断面図(C-C断面)

(1) 評価候補断面の整理

評価候補断面の特徴を表 5.11.2-1 に示す。

鋼製防護壁の地中連続壁基礎は、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。鋼製防 護壁周辺の地質は、岩盤上面が南側から北側に傾斜し、その上部に第四紀層が堆積してい る。

A-A断面は縦断方向の断面であり、上部<mark>構造について</mark>相対的に断面係数が大きい<mark>ことから</mark>強軸断面方向となる。

B-B断面は北側基礎を通る横断方向断面、C-C断面は南側基礎を通る横断方向断面であり、北側のB-B断面は南側のC-C断面と比較して第四紀層が厚く、地中連続壁基礎の下端深度が深い。

表 5.11.2-1 鋼製防護壁評価候補断面の特徴

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
A – A	・鋼製防護壁の強軸断面方向である。・南北の地中連続壁基礎の下端深度が異なる。	岩盤上面が南側から北側へ傾斜し, その上部に第四紀 層が堆積している。	<mark>底部止水</mark> 機構
B – B	・鋼製防護壁の弱軸断面方向である。・南側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が深い。	第四紀層が厚い。	<mark>底部止水</mark> 機構
C-C	・鋼製防護壁の弱軸断面方向である。・北側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が浅い。	第四紀層が薄い。	底部止水 機構

(2) 評価対象断面の選定

鋼製防護壁の上部<mark>構造</mark>は、相対的に断面係数が大きい縦断方向が強軸断面方向となる。

一方、地中連続壁基礎は取水構造物を挟んで南側北側それぞれに設置されており、平面 形状が正方形で、<mark>弱軸断面方向が明確でない</mark>。また、北側と南側で下端深度及び地盤条件 が異なる。

鋼製防護壁は、南側と北側で地中連続壁基礎下端の深度が異なるので、地中連続壁基礎の上に設置する鋼製防護壁(上部構造)はその深度の違いを考慮する必要がある。したがって、鋼製防護壁の耐震評価においては、縦断方向(堤軸方向)1 断面(A-A断面)及び南北基礎の横断方向(堤軸に対して直交する方向)2 断面(B-B断面、C-C断面)を評価対象断面とする。

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5.11.2-2 に示す。

表 5.11.2-2 鋼製防護壁評価対象断面の選定結果

選定結果	・南北の地中連続壁基礎の下端深度が異なる。 ・下部構造の弱軸断面方向が明確でない。 以上より、評価対象断面とする。	・上部構造の弱軸断面方向である。 ・ 南側と北側では地中連続壁基礎の下端深度が深いため, 基礎の変位はCーC断面より大きくなる。 る。 以上より, 評価対象断面とする。	 ・上部構造の弱軸断面方向である。 ・鋼製防護壁(上部構造)を設置する地中連続基礎の下端深度は南側と北側で異なることを考慮する必要がある。 以上より、評価対象断面とする。
評価断面	0	0	0
間接支持する設備	底部止水機構	底部止水機構	底部止水機構
周辺地質	岩盤上面が南側から北側へ傾斜し,その上部に第四紀層が堆積している。	第四紀層が厚い。	第四紀層が薄い。
構造的特徴	・鋼製防護壁の強軸断面方向である。・南北の地中連続壁基礎の下端深度が異なる。	・鋼製防護壁の弱軸断面方向である。 る。 ・南側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が深い。	・鋼製防護壁の弱軸断面方向である。 も。 ・北側に比べ地中連続壁基礎の下端深度が浅い。
	A-A	B – B) —)

・耐電評価を実施

5.11.3 防潮堤(鉄筋コンクリート防潮壁)

鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図を図 5.11.3-1 に,構造図を図 5.11.3-2 に, 断面図を図 5.11.3-3 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁は、1 ブロックの縦断方向長さ 11 m \sim 20 m 程度、天端高 T.P. +20 m、奥行約 10 m の鉄筋コンクリートの構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁(上部<mark>構造</mark>)のたて壁と地中連続壁基礎(下部<mark>構造</mark>)とは、 鉄筋コンクリートフーチングを介して一体構造とする。また、北側の鉄筋コンクリート 防潮壁に防潮扉 1 を設置する。

地中連続壁基礎の耐震性は、堤軸方向断面及び堤軸直交方向断面に対して地盤と構造物の連成モデルによる2次元有効応力解析を実施し、構造物の健全性及び支持性能について評価する。鉄筋コンクリート防潮壁(上部構造)は、たて壁下端を固定端とした片持ち梁で静的震度法により評価する。

一方、津波に対する評価は、鉄筋コンクリート防潮壁(上部構造)と地中連続壁基礎とを一体でモデル化した3次元フレームモデルを用いた応答変位法により実施する。

なお、鉄筋コンクリート防潮壁の隅角部は、上部構造がL字型に屈曲することから、 津波荷重を 2 方向から受けることになるため、重畳時において3次元フレームモデルに より評価する。

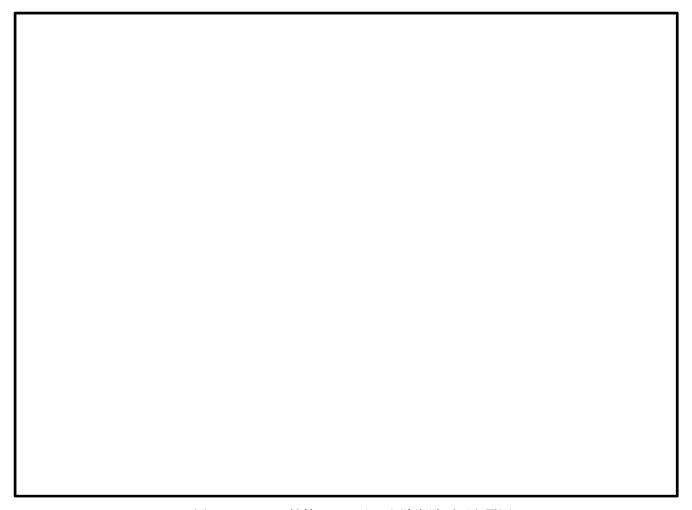
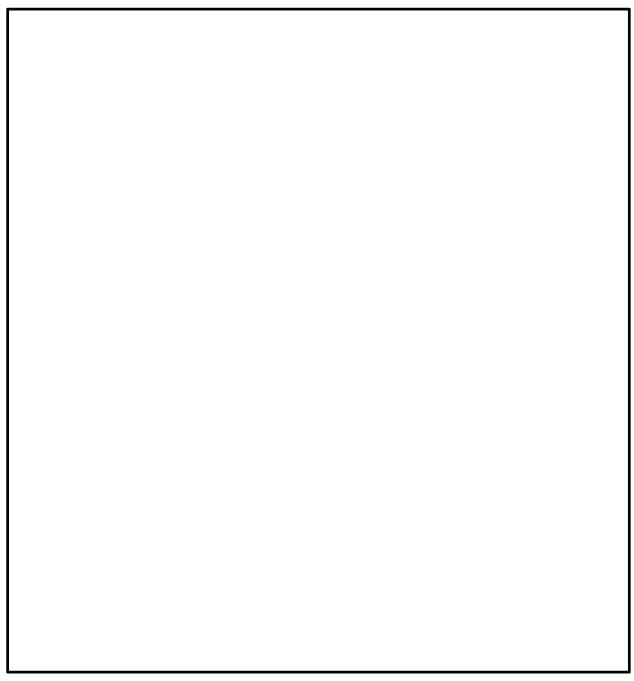


図 5.11.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁平面配置図



注記 : 仕様については今後の検討によって変更の可能性がある。

図 5.11.3-2 鉄筋コンクリート防潮壁構造図

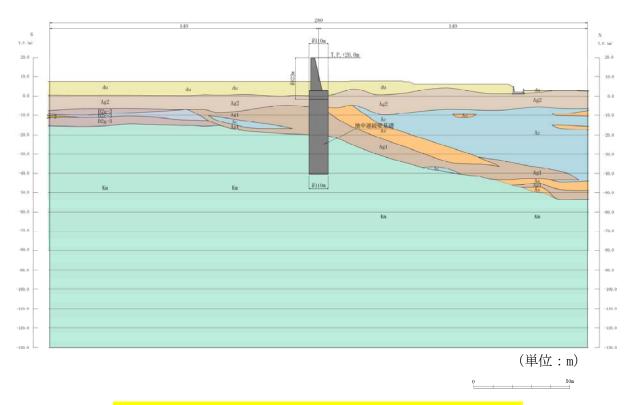
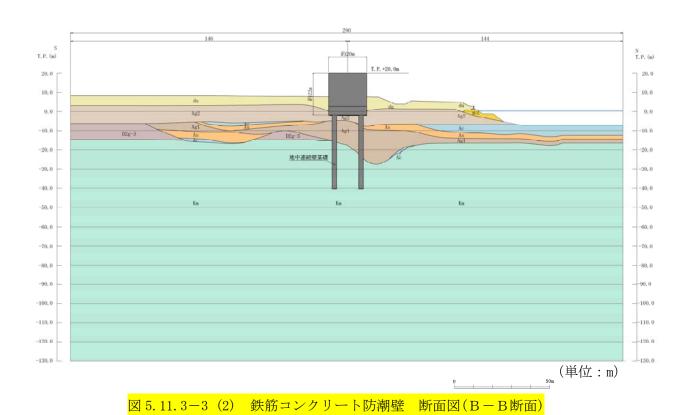


図 5.11.3-3(1) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(A-A断面)



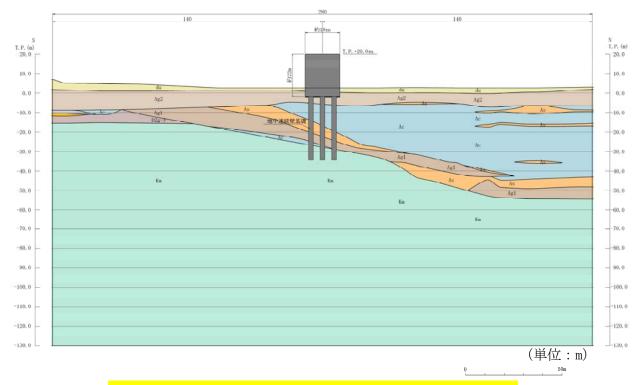


図 5.11.3-3(3) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(C-C断面)

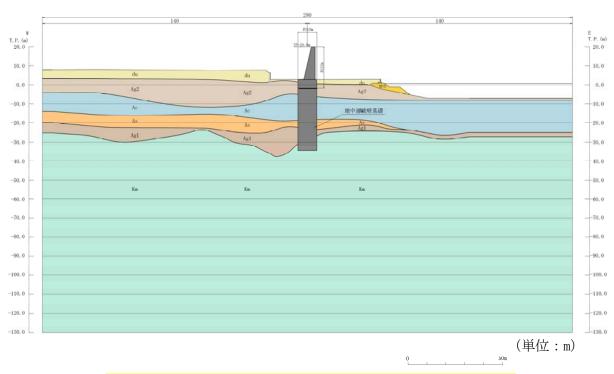


図 5.11.3-3(4) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(D-D断面)

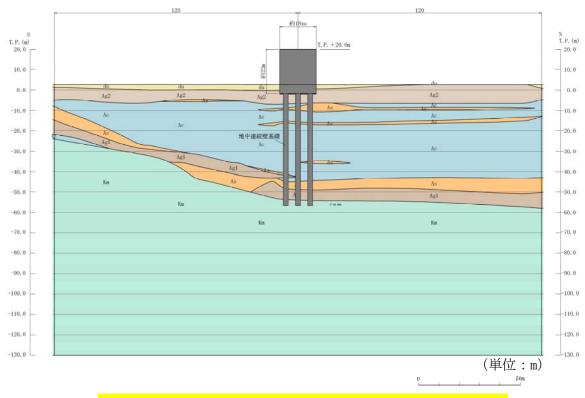


図 5.11.3-3(5) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(E-E断面)

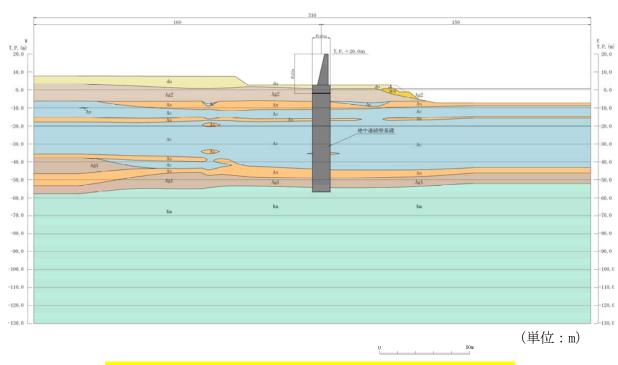


図 5.11.3-3(6) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(F-F断面)

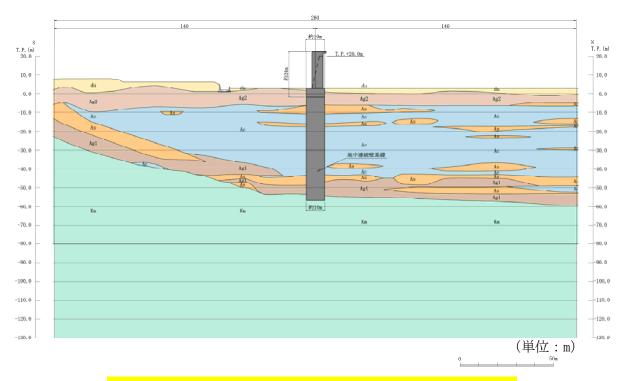


図 5.11.3-3(7) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(G-G断面)

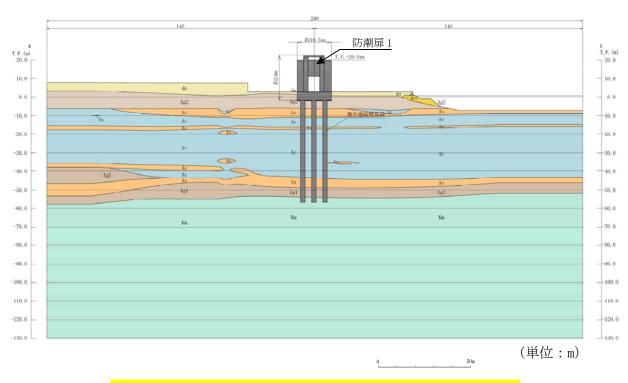


図 5.11.3-3(8) 鉄筋コンクリート防潮壁 断面図(H-H断面)

(1) 評価候補断面の整理

鉄筋コンクリート防潮壁の地中連続壁基礎は、岩盤に直接設置する。鉄筋コンクリート 防潮壁周辺の地質は、岩盤上面が南側から北側に傾斜し、その上部に第四紀層が堆積して いる。岩盤上面の分布は、南側の東西方向では起伏があり、北側の東西方向では概ね水平 成層である。

したがって,取水構造物の南側及び北側それぞれについて,防潮堤の法線方向が汀線方向,汀線直交方向となる範囲毎に評価候補断面を設定する。

評価候補断面の特徴を表 5.11.3-1 に示す。

A-A断面~D-D断面は南側の断面,E-E断面~H-H断面は北側の断面である。 鉄筋コンクリート防潮壁 (上部構造) の縦断方向(堤軸方向)の断面(B-B断面,C-C断面,E-E断面,H-H断面)は,加振方向と平行に躯体が連続して配置されるため強軸断面方向となる。一方,地中連続壁基礎は,縦断方向が加振方向と平行に配置される部材の断面係数が小さいことから弱軸断面方向となる。

A-A断面(B-B断面)位置以外の地表面高さはT.P.+3.0 m程度であるのに対し、A-A断面(B-B断面)位置の地表面高さはT.P.+8.0 m程度である。A-A断面(B-B断面)位置以外においては、地表上の上部構造の高さがA-A断面(B-B断面)位置と比較して高いことから津波荷重が大きくなる。

なお、C-C断面,D-D断面及びE-E断面,F-F断面にフラップゲートを設置し,G-G断面,H-H断面に防潮扉 1 を設置する。

表 5.11.3-1 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価候補断面の特徴(南側)

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持
四四	(番)巨的竹钗	<u> </u>	する設備
A - A	・上部 <mark>構造</mark> の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い	
AA		(第四紀層が薄い)。	
B – B	・下部 <mark>構造</mark> の弱軸断面方向である。	岩盤上面標高が高い	_
В В		(第四紀層が薄い)。	
	・下部 <mark>構造</mark> の弱軸断面方向である。		
C-C	・地表上の上部構造の高さが高	岩盤上面標高が高い	フラップ
	v _o	(第四紀層が薄い)。	ゲート
	フラップゲートを設置する。		
	・上部 <mark>構造</mark> の弱軸断面方向である。		
D-D	・地表上の上部構造の高さが高	岩盤上面標高が高い	<mark>フラップ</mark>
	ν _ο	(第四紀層が薄い)。	ゲート
	フラップゲートを設置する。		

表 5.11.3-1 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価候補断面の特徴(北側)

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持 する設備
E – E	・下部構造の弱軸断面方向である。・地表上の上部構造の高さが高い。・フラップゲートを設置する。	岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い)。	フラップ ゲート
F - F	・上部構造の弱軸断面方向である。・地表上の上部構造の高さが高い。・フラップゲートを設置する。	岩盤上面標高が低い(第四紀層が厚い)。	フラップ ゲート
G-G	 ・上部構造の弱軸断面方向である。 ・地表上の上部構造の高さが高い。 ・上部構造の重量が重い。 ・防潮扉を設置する。 	岩盤上面標高が低い(第四紀層が厚い)。	防潮扉
н-н	・下部構造の弱軸断面方向である。・上部構造の重量が重い。・防潮扉を設置する。	岩盤上面標高が低い(第四紀層が厚い)。	防潮扉

(2) 評価対象断面の選定

鉄筋コンクリート防潮壁は、上部<mark>構造</mark>と下部<mark>構造</mark>の弱軸断面方向が異なることから、堤軸方向と堤軸直交方向の断面を組み合せて選定する。

a. 取水構造物南北位置における地震応答の比較

岩盤上面が南側から北側に傾斜しており、取水構造物の南北で異なる応答となることが予想されることから、図 5.11.3-4 に示す南側(地点①②)及び北側(③④)において本震時の1次元地震応答解析(SHAKE)を実施する。1次元地震応答解析モデルを図5.11.3-5 に示す。

1次元地震応答解析では、地表面から基礎下端間の変位及びひずみ並びに機器・配管系が上載される位置での地表面最大加速度を比較する。表 5.11.3-2 に 1次元地震応答解析結果の比較を示し、図 5.11.3-6 に深度方向の応答分布図を示す。

変位は岩盤上面の深度に応じて北側(地点③④)が大きく、中でも地点④が最大となる。せん断ひずみの最大レベルは概ね同様であるが、北側(地点③④)の方が第四紀層の堆積厚が厚いことから大きいせん断ひずみが発生する深度の範囲が広く、変位の累積傾向に反映されている。一方、南側(地点①②)では軟弱粘性土層(Ac 層)と砂礫層(Ag1 層)の境界部においてせん断ひずみが集中する傾向にあるものの、北側(地点③④)と比べて変位の深度方向の変化率は同程度であることから、地中連続壁基礎への曲げ作用は南側(地点①②)に比べ変位が2倍程度発生している北側(地点③④)の方が大きくなるものと考察される。

地表面最大加速度は北側(地点③④)に比べ南側(地点②)が大きくなる傾向にある。 以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価においては、地中連続壁基礎の 変位が大きくなる北側の断面から選定する。

ただし、機器・配管系への加速度応答抽出に用いる評価対象断面は、地表面最大加速 度が大きい地点②のC-C断面、D-D断面を選定する。



図 5.11.3-4 1次元地震応答解析実施位置

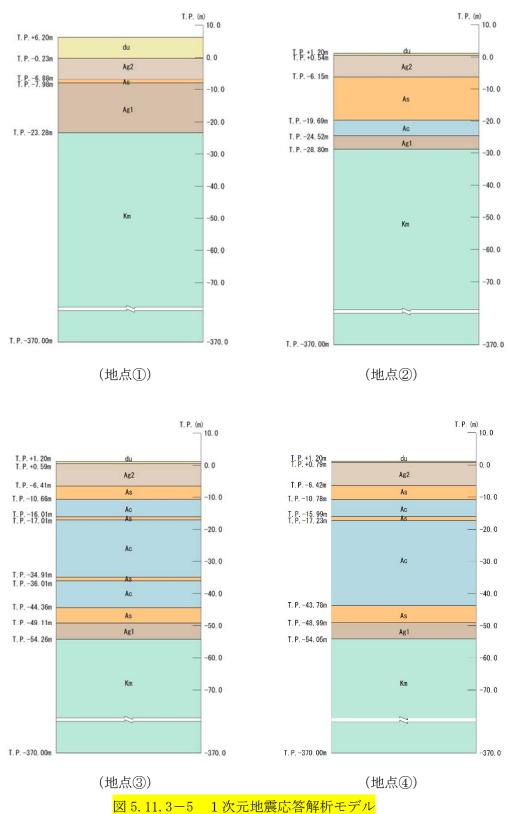


表 5.11.3-2 (1) 1 次元地震応答解析結果の比較 (地表面-基礎下端間の最大変位 (cm))

地震動	方向	南側		北側	
地辰期	刀凹	地点①	地点②	地点③	地点④
S_s-D1		9	7	14	16
C 1 1	汀線	2	1	9	9
$S_{s}-11$	汀線直交	3	2	6	6
$S_s - 12$	汀線	3	2	13	13
S _s -12	汀線直交	3	2	8	8
C 1.9	汀線	3	2	12	13
$S_{s}-13$	汀線直交	3	2	8	8
C 1.4	汀線	3	2	8	8
$S_{s}-14$	汀線直交	2	1	7	8
C 0.1	汀線	4	3	11	11
$S_s = 2.1$	汀線直交	3	2	7	7
S _s -22	汀線	4	3	8	8
	汀線直交	4	3	8	8
S _s -31	_	9	7	19	19

注記 :着色枠は最大値を示す。

表 5.11.3-2 (2) 1 次元地震応答解析結果の比較

(最大せん断ひずみ(%))

地電新	+141	南側		北側	
地震動	方向	地点①	地点②	地点③	地点④
S_s-D1	_	0.6	0.7	0.4	0.5
S _ 1 1	汀線	0.1	0. 1	0.3	0.3
$S_{s}-11$	汀線直交	0.2	0. 2	0.2	0.2
$S_s - 12$	汀線	0.2	0. 2	0.4	0.4
S _s -12	汀線直交	0.2	0. 2	0.2	0.2
$S_{s} - 13$	汀線	0.1	0. 2	0.4	0.4
3 _s -13	汀線直交	0.2	0. 2	0.2	0. 2
$S_{s} - 14$	汀線	0.1	0. 2	0.2	0.2
S _s -14	汀線直交	0.1	0. 1	0.2	0. 2
S _ 9 1	汀線	0.3	0.3	0.4	0.4
$S_s - 2.1$	汀線直交	0.2	0. 2	0.2	0.2
S - 2 2	汀線	0.3	0.3	0.3	0.2
$S_s - 22$	汀線直交	0.3	0. 3	0. 2	0.2
$S_{s} = 3.1$	_	0.6	0. 7	0.7	0.7

注記:着色枠は最大値を示す。

表 5.11.3-2 (3) 1 次元地震応答解析結果の比較

(最大せん断ひずみ発生時刻における地表面-基礎下端間の最大変位 (cm))

地震動	方向	南	南側		北側	
地辰期	刀凹	地点①	地点②	地点③	地点④	
S_s-D1	_	9	7	13	15	
$S_s - 1.1$	汀線	1	1	8	9	
3 _s -11	汀線直交	3	2	6	6	
$S_s - 12$	汀線	3	2	13	13	
S _s -12	汀線直交	3	2	7	8	
S _ 1 9	汀線	3	2	12	13	
$S_s - 1 \ 3$	汀線直交	3	2	5	5	
S 1.4	汀線	2	2	8	8	
S_s-14	汀線直交	2	1	7	7	
S 9.1	汀線	4	3	10	10	
$S_s - 21$	汀線直交	3	2	7	7	
S _s -22	汀線	4	2	6	7	
	汀線直交	4	3	4	4	
$S_{s} = 3.1$	_	9	7	19	19	

注記 :着色枠は最大値を示す。

表 5.11.3-2 (4) 1 次元地震応答解析結果の比較

(機器・配管系が上載される位置での地表面最大加速度(cm/s²))

地震動	方向	南側	北	側
地辰期	刀凹	地点②	地点③	地点④
S_s-D1	_	600	458	441
S _s -11	汀線	302	212	200
S _s -11	汀線直交	347	274	269
$S_s = 1.2$	汀線	325	307	300
S _s -12	汀線直交	294	269	267
$S_{s} - 13$	汀線	343	283	277
S _s -13	汀線直交	303	275	273
$S_s - 1.4$	汀線	314	257	252
S _s -14	汀線直交	261	225	226
$S_{s}-21$	汀線	578	432	425
S _s -21	汀線直交	444	321	317
$S_{s} - 22$	汀線	511	365	363
3 _s -22	汀線直交	455	433	428
$S_{s} = 3.1$	_	524	540	532

注記:着色枠は最大値を示す。

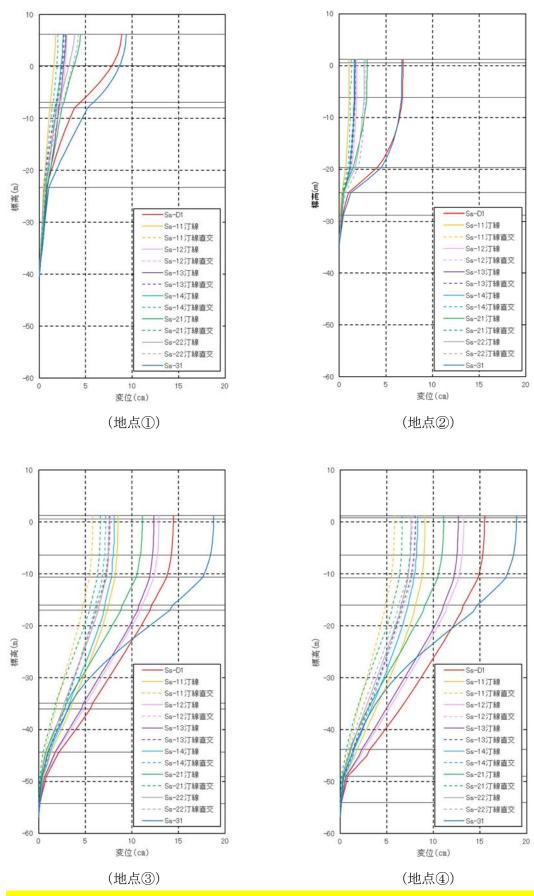


図 5.11.3-6(1) 地表面-基礎下端間の最大変位発生時刻における変位の深度分布

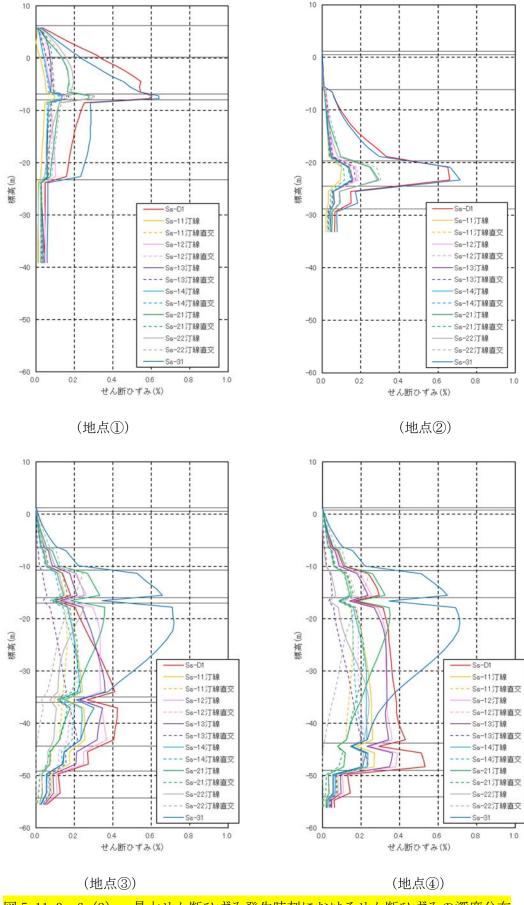
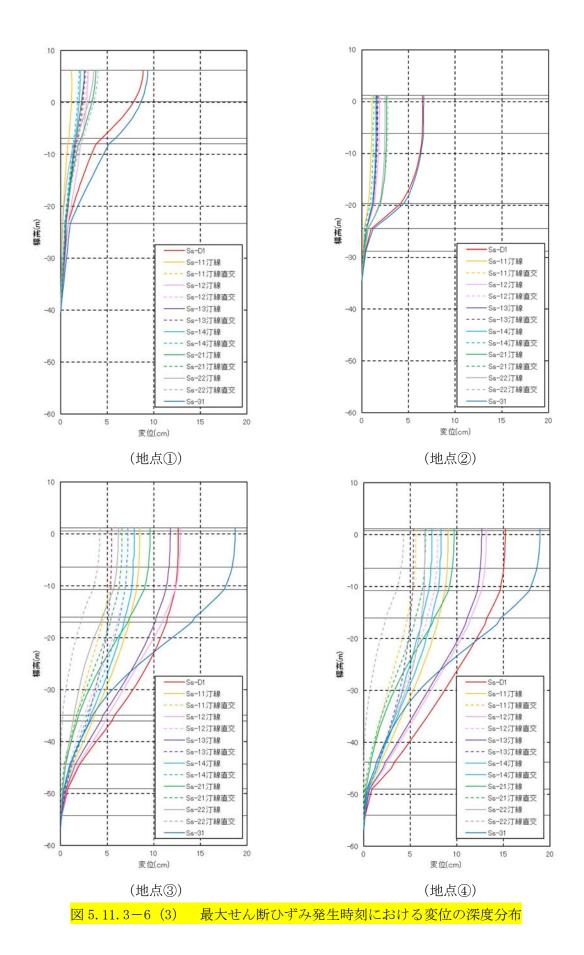
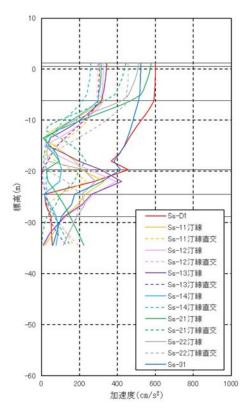


図 5.11.3-6(2) 最大せん断ひずみ発生時刻におけるせん断ひずみの深度分布



5.11 - 19





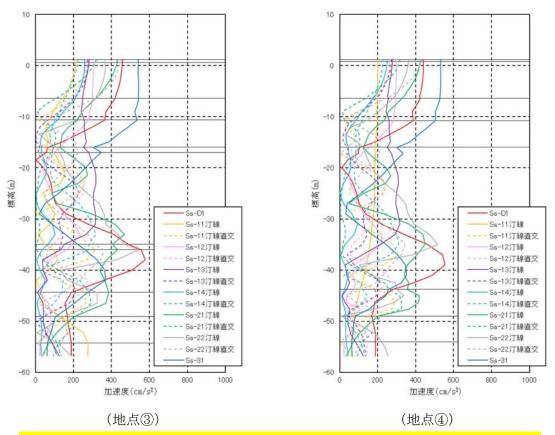


図 5.11.3-6(4) 機器・配管系が上載される位置での地表面最大加速度発生時刻 における加速度の深度分布

b. 取水構造物北側における評価対象断面の選定

表 5.11.3-2 に 1 次元地震応答解析結果を示す。最大変位、最大ひずみ及び最大せん 断ひずみ発生時刻における最大変位が概ね同様であるため、下部構造の発生応力に差異 はないと考えられる。下部構造の照査は上部構造の影響を考慮に入れることから上部構 造の重量に着目して評価対象を選定する。

北側断面上部構造の単位幅当たり重量の算定根拠を図 5.11.3-7 に示す。地表面最大加速度から地点ごとの設計震度を設定し、上部構造に作用する慣性力の比較を表 5.11.3-3 示す。慣性力は防潮扉を設置する地点④の方が地点③より大きくなった。

また、上部構造に作用する津波荷重の荷重図を図 5.11.3-8 に示し、津波荷重(単位 奥行き当り合力)の比較を表 5.11.3-4 に示す。津波荷重についても地点④の方が地点③ より大きくなった。

以上のことから、慣性力及び津波荷重が大きくなる地点④のG-G断面、H-H断面を 耐震評価の評価対象断面として選定する。

表 5.11.3-3 北側断面上部構造の慣性力の比較

地点	断面	単位幅当たり 重量 (kN/m)	地表面最大 加速度* m/s ²	設計水平震度 m/s ²	慣性力 (kN)
地点③	E-E断面 F-F断面	1696	5. 40	0. 55	934
地点④	G-G断面 H-H断面	1872	5. 32	0.54	1016

注記 *:地表面最大加速度は表 5.11.3-2(4)より各地点の最大値を抽出する。 着色枠は最大値を示す。

表 5.11.3-4 津波荷重(単位奥行き当たりの合力)の比較*1*2

## 生	₩C Z Z	基準津波	T.P. +24 m 津波
地点	断面	(kN/m)	(kN/m)
地点③	F-F断面	2971	4708
地点④	G-G断面	3048	4925

注記 *1:着色枠は最大値を示す。

*2:ゲートハウスに作用する津波波力は含まない。

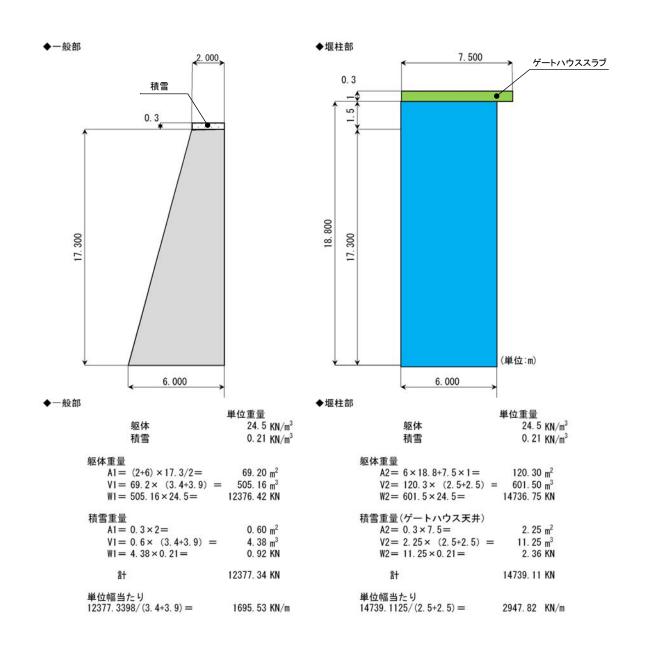
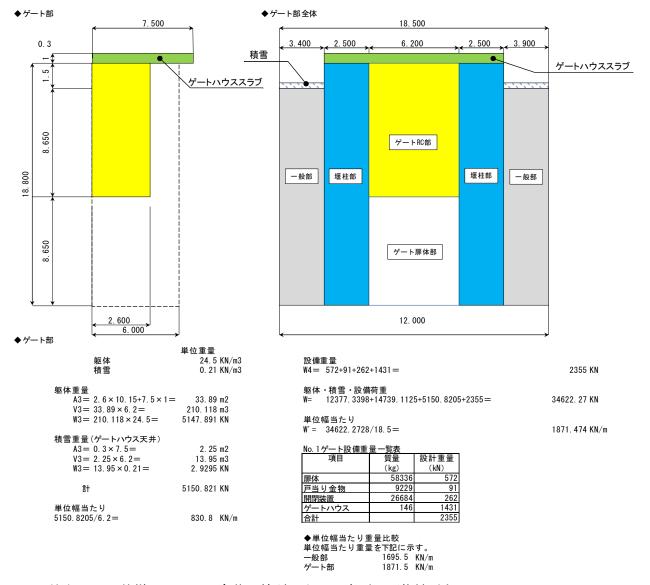
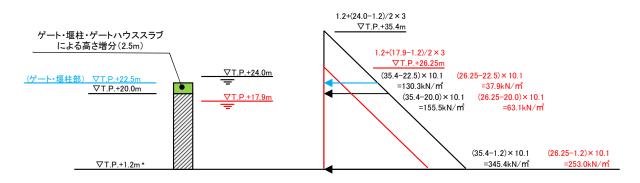


図 5.11.3-7 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁上部構造の重量の算定*



注記 *: 仕様については今後の検討によって変更の可能性がある。

図 5.11.3-7(2) 鉄筋コンクリート防潮壁上部構造の重量の算定*



注記 *1:本震による地盤沈下(1.5 m)を考慮する。

*2: 赤文字: 基準津波時, 黒文字: T. P. +24 m 津波時

図 5.11.3-8 津波荷重図 (G-G断面, F-F断面) *1*2

c. B-B断面における地中連続壁基礎の間隔について

取水構造物南側の地盤高さは、地点①のA-A断面、B-B断面はT.P.+8.0 m程度、地点②のC-C断面、D-D断面はT.P.+3.0 m程度と異なる。鉄筋コンクリート防潮壁は同一形状で施工し、地点①のA-A断面、B-B断面については、施工後周囲の地盤高に埋戻す計画である。

地点①のA-A断面, B-B断面の地盤高はT.P.+8.0 m程度で,他の候補断面位置 に比べて5m程度高くなるため、津波荷重が小さくなる。

一方,本震時及び余震時については、慣性力に比べて地盤のせん断変形の影響が支配 的と考えられることから、地中連続壁基礎の間隔によらず同程度となる。

それぞれの断面における津波荷重の比較を表 5.11.3-5 に、荷重図を図 5.11.3-9 に示す。地点①及び地点②において余震時の 1 次元地震応答解析(FLIP)を実施しその結果を用いて、地中連続壁基礎 1 枚当たりで負担する余震時の上部構造の慣性力を算定し、津波荷重と加算した結果の比較を表 5.11.3-6 に示す。地中連続壁基礎 1 枚当たりの負担荷重は地点②のC-C断面、D-D断面に比べ、地点①のA-A断面、B-B断面の方が小さくなる。

以上のことから、地点①のA-A断面、B-B断面は評価対象断面としない。

断面地中連続壁基礎 1 枚当たりの津波荷重(kN/枚)基準津波時T. P. +24 m 津波時A-A断面1411426588

17828

28251

表 5.11.3-5 津波荷重の比較

地点

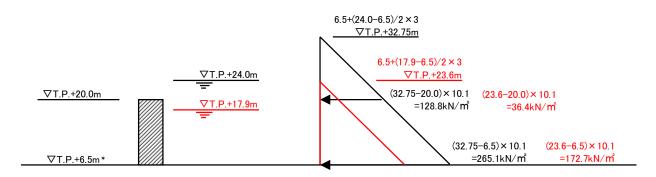
地点①

地点②

D-D断面

表 5.11.3-6 南側候補断面位置における地中連続壁基礎 1 枚当たり負担荷重の比較

		地点①	地点②
	荷重	A-A断面	C-C断面
		B-B断面	D-D断面
津波荷	f重(T.P.+24 m津波時)	26588 kN/枚	28251 kN/枚
	原地盤に基づく液状化強	1696 kN/m	1696 kN/m
		$\times 1.67/9.80665 \times 10$ m	$\times 2.93/9.80665 \times 6 \text{ m}$
慣性力	度特性を用いた解析	=2888 kN/枚	=3040 kN/枚
貝性力	原地盤において非液状化	1696 kN/m	1696 kN/m
	の条件を仮定した解析	$\times 2.36/9.80665 \times 1~0$ m	$\times 2.87/9.80665 \times 6 \text{ m}$
	の未件を収定した解例	=4081 kN/枚	=2978 kN/枚
	原地盤に基づく液状化強	90476 1-N/ t/c	21201 l-N/ l/r
△ ∌I.	度特性を用いた解析	29476 kN/枚	31291 kN/枚
合計	原地盤において非液状化	20660 1-N/#r	21220 l-N/#r
	の条件を仮定した解析	30669 kN/枚	31229 kN/枚

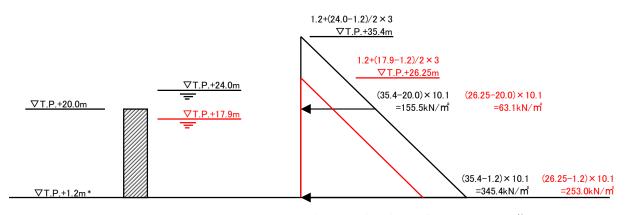


(128.8+265.1)/2×(20.0-6.5)×10.0m = 26588 kN/枚 (36.4+172.7)/2×(20.0-6.5)×10.0m = 14114 kN/枚

注記 *:本震による地盤沈下(1.5 m)を考慮する。

*: 赤文字: 基準津波時, 黒文字: T.P. +24 m 津波時

(a) A-A断面



(155.5+345.4)/2×(20.0-1.2)×6.0m = 28251 kN/枚 (63.1+253.0)/2×(20.0-1.2)×6.0m = 17828 kN/枚

注記 *1:本震による地盤沈下 (1.5 m) を考慮する。

*2: 赤文字: 基準津波時, 黒文字: T.P. +24 m 津波時

(b) D-D断面

図 5.11.3-9 津波荷重図*1*2

(3) 断面選定結果

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価においては、地中連続壁基礎の変位が大きく、防潮 扉及び開閉装置を設置することで上部構造の重量が大きくなる地点④のG-G断面、H-H 断面を評価対象断面とする。評価対象断面の選定結果を表 5.11.3-7 に示す。

ただし、機器・配管系への加速度応答抽出の観点より、地点②のC-C断面、D-D断面を用いて、フラップゲートの耐震評価のための加速度応答を抽出する。

また、防潮扉1の耐震評価のための加速度応答の抽出についてはG-G断面、H-H断面を用いる。

計用の加速度応答抽出断面とす · C - C 断面, D - D 断面より地 以上より、評価対象断面としな ・A-A断面, B-B断面より地 表上の上部構造の高さが高いた め、津波荷重及び慣性力が大き ・北側に比べて加速度が大きくな ・フラップゲートの設計用の加速 以上より,<mark>フラップゲートの設</mark> 表上の上部構造の高さが低く, <u> 津波荷重及び慣性力が小さい。</u> 選定結果 度応答を抽出する。 くなる。 % % ν_ο 評価断面 評価対象断面の選定結果(南側) する設備 間接支持 フラップ フラップ ゲート ゲート 岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い)。 岩盤上面標高が高い 岩盤上面標高が高い 岩盤上面標高が高い (第四紀層が薄い) (第四紀層が薄い) (第四紀層が薄い) 鉄筋コンクリート防潮壁 哥辺地質 ・地表上の上部構造の高さが高い。 ・上部構造の弱軸断面方向である。 ・下部構造の弱軸断面方向である。 ・地表上の上部構造の高さが高い。 ・上部構造の弱軸断面方向である。 ・下部<mark>構造</mark>の弱軸断面方向である。 ・フラップゲートを設置する。 ・フラップゲートを設置する。 表 5.11.3-7 (1) 構造的特徴 D-DB - BA - AC-C断面 地点① 地点② 若河

- : 耐震評価を省略

・地中連続壁基礎の変位が南側 以上より, 評価対象断面とし ・地中連続壁基礎の変位が南側 ・防潮扉の設計用の加速度応答 以上より, 評価対象断面とす 面, HーH断面よりも小さ 上部構造の重量がG-G断 ・上部構造の重量はEーE断 面,F一F断面よりも大き 選定結果 に比べて大きい。 に比べて大きい。 を抽出する。 ない。 ν_ο 評価断面 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面の選定結果(北側) \bigcirc \bigcirc 間接支持 する設備 フラップ フラップ ゲート ゲート 防潮扉 防潮扉 岩盤上面標高が低い 岩盤上面標高が低い 岩盤上面標高が低い 岩盤上面標高が低い (第四紀層が厚い) (第四紀層が厚い) (第四紀層が厚い) (第四紀層が厚い) 哥辺地質 ・下部構造の弱軸断面方向である。 ・地表上の上部構造の高さが高い。 ・上部構造の弱軸断面方向である。 ・上部構造の弱軸断面方向である。 ・地表上の上部構造の高さが高い。 ・地表上の上部構造の高さが高い。 ・下部構造の弱軸断面方向である。 ・フラップゲートを設置する。 ・フラップゲートを設置する。 表 5.11.3-7 (2) ・上部構造の重量が重い。 構造的特徴 ・上部構造の重量が重い。 ・ 防潮扉を設置する。 ・ 防潮扉を設置する。 五 一 三 G - GH - HĹŢ 断面 H H 地点③ 地点④ 塔河

〇:耐震評価を実施 一:耐震評価を省略

6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明資料

6.12.1 概要

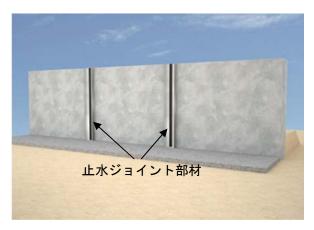
V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す通り、防潮堤においては、構造上の境界部及び構造物間には地震時の荷重に伴う部材間の相対変位に追従する止水ジョイント部材を設置し、機能維持を図る設計とする。また、津波時における漂流物の衝突による止水ジョイント部材の損傷が懸念される箇所に鋼製防護部材を設置する。

本資料は、止水ジョイント部材の相対変位量に関して、その算出方法とその結果に対するゴムジョイントとシートジョイントの設置位置、それぞれのアンカー部の強度及び 防潮壁間の相互の支圧力に対するコンクリートの強度を確認するものである。

6.12.2 基本方針

(1) 設置位置及び構造概要

止水ジョイント部材の設置イメージ図を図 6.12.2-1 に、止水ジョイント部材の詳細図を図 6.12.2-2 に示す。ゴムジョイントとシートジョイントの使用位置は解析結果に応じて決定する。



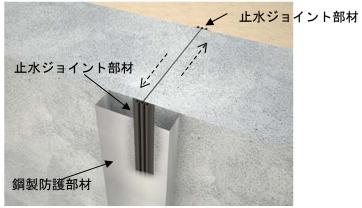
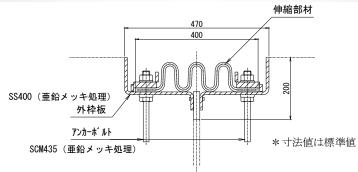


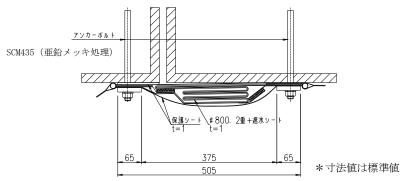
図 6.12.2-1 止水ジョイント部材 設置イメージ図





止水ジョイント部材 (ゴムジョイント)





止水ジョイント部材 (シートジョイント)

図 6.12.2-2 止水ジョイント部材詳細図

6.12 - 3

(2) 評価方針

地震時に発生する構造物間の最大変位が、止水ジョイント部材が追従できる変位量以下であることを確認する。また、地震後に津波及び余震が襲来すること(以下「重畳時」)を想定し、地震後の残留相対変位量に余震による最大相対変位量を加えた値が、止水ジョイント部材が津波時の健全性を保つことができる変位量以下であることを確認する。止水ジョイント部材の設計フローを図 6.12.2-3 に示す。

止水ジョイント部材を固定する鋼製アンカーの強度評価は、表 6.12.2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。また、防潮壁間の相互の支圧力に対して、鉄筋コンクリートの健全性評価を行う。

止水ジョイント部材の仕様は、津波荷重に耐え、構造物間の相対変位に追従して有意な漏えいを生じない機能を維持できる材料を設定し、性能試験によってこれらを確認する。

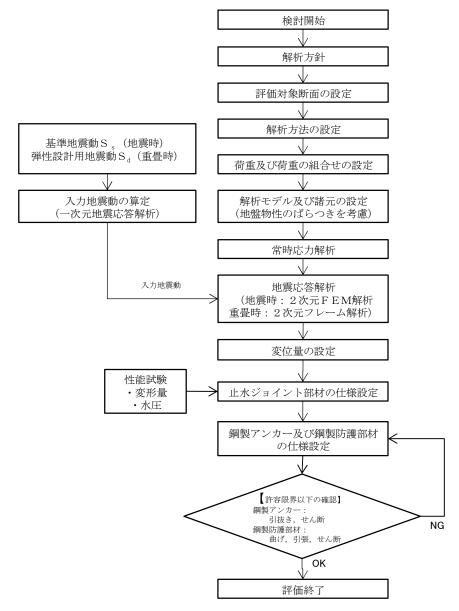


図 6.12.2-3 止水ジョイント部材の設計に関する評価フロー

表 6.12.2-1 鋼製アンカーの評価項目

評価	評価	部位	評価	許容
方針	項目	亩 β1 <u>1</u> 7.	方法	限界
構造強度を	構造部材の	鋼製アンカー	発生応力が許容限界以	短期許容応力度
有すること	健全性		下であることを確認	应别计谷心刀及
有意な漏え	構造部材の		発生応力が許容限界以	
いを生じな	一件	鋼製アンカー	光生心力が計谷成外以 下であることを確認	短期許容応力度
いこと) (建土 土		「こののことを推診	

(3) 適用基準

表 6.12.2-2 に適用する規格,基準類を示す。

表 6.12.2-2 適用する規格,基準類

	項目	適用する規格,基準類	備考
使用材料および材料定数		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	・永久荷重+偶発荷重+従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討
許容限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	・曲げに対する照査は、発生応力が、短期許容応力度以下であることを確認・せん断に対する照査は、発生応力または発生せん
	鋼製アンカー	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編(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 力度以下であることを確 認
地震応答解析		・原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-2015 ・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

(4) 相対変位算出における評価対象断面

相対変位算出における評価対象断面は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁評価対象断面の うち、上部工の断面選定で1次元地震応答解析の地表面加速度が最も大きかった断面①と 第四紀層が厚く堆積し津波波力が最も大きかった断面③で実施する。評価対象断面の位置 図を、図 6.12.2-4 に示す。また、横断方向だけでなく縦断方向の相対変位も必要になる ため、縦断方向でも解析を実施する。

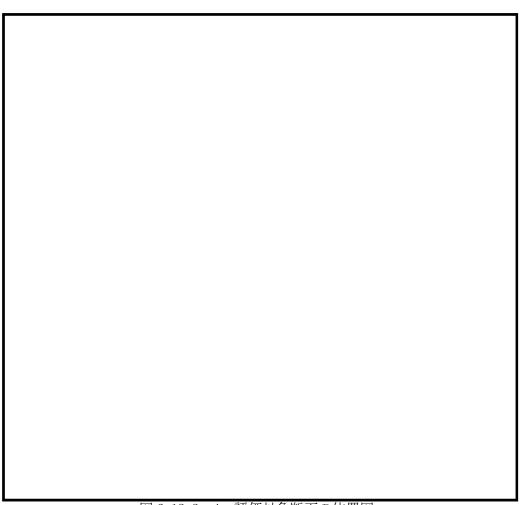


図 6.12.2-4 評価対象断面の位置図

(5) 相対変位の算出方法

地震時の構造物間の相対変位は、地震応答解析により算出する。防潮堤が直線上に並んでいる一般部においては、地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、地震時の構造物の変形量及び位相は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、地盤変位に対して保守性を考慮して、豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させた場合の相対変位を求める。設計用の相対変位としては、その相対変位を2倍したものを使用する。隅角部においては、一般部で算出された相対変位を、隅角部の角度に合わせ角度補正して算出する。異種構造物間においては、それぞれの構造物での変形量を同様にして地震応答解析により算出し、異種構造物間での相対変位を計算する。

津波時の構造物間の相対変位は、地震時における残留変位の最大値に、2次元フレーム解析で算出した津波時の最大変位を加えたものとする。隅角部及び異種構造物間での相対変位の算出方法は、津波時の一般部での相対変位を基に、地震時と同様にして算出する。

重畳時の構造物間の相対変位は、地震時における残留変位の最大値に、2次元フレーム解析で算出した重畳時の最大変位を加えたものとする。隅角部及び異種構造物間での相対変位の算出方法は、津波時の一般部での相対変位を基に、地震時と同様にして算出する。

図 6.12.2-5 に相対変位算出方法のフローを示す。

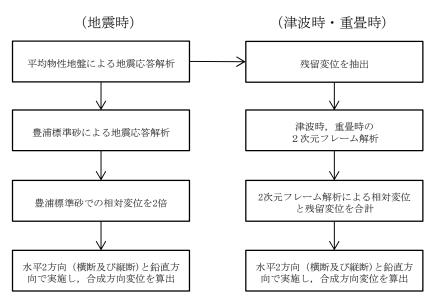


図 6.12.2-5 に相対変位算出方法のフロー

6.12.3 地震応答解析

(1) 評価対象断面

図 6.12.3-1 に評価対象断面の位置図,図 6.12.3-2~図 6.12.3-5 に評価対象断面の断面図を示す。

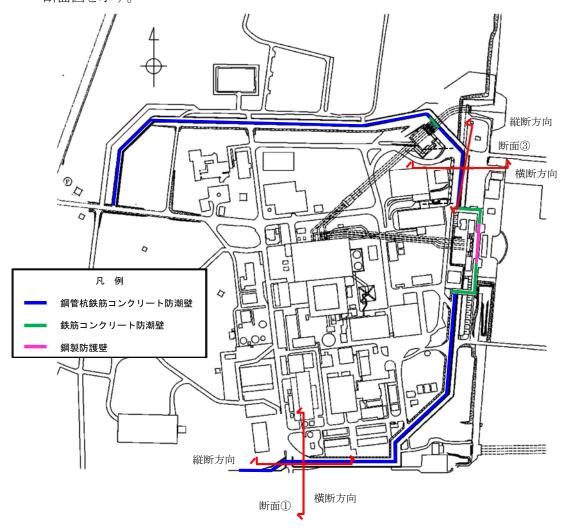


図 6.12.3-1 評価対象断面位置図

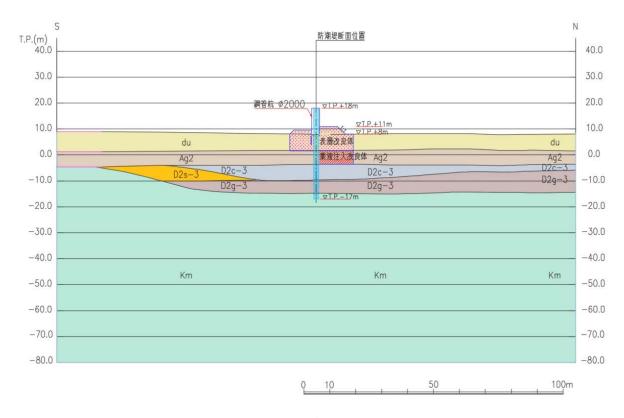


図 6.12.3-2 地震応答解析対象断面図(断面①:横断方向)

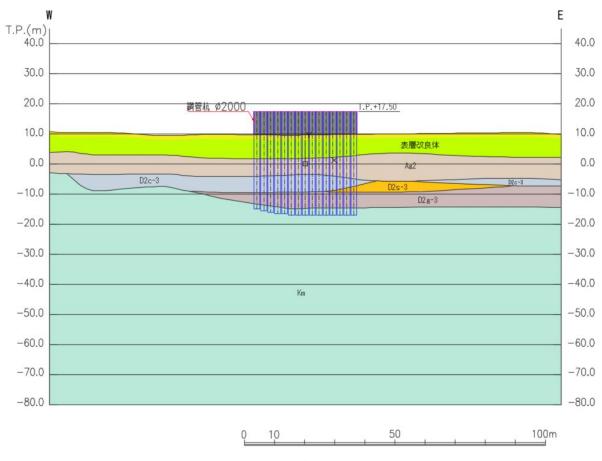


図 6.12.3-3 地震応答解析対象断面図(断面①:縦断方向)

6. 12 - 10

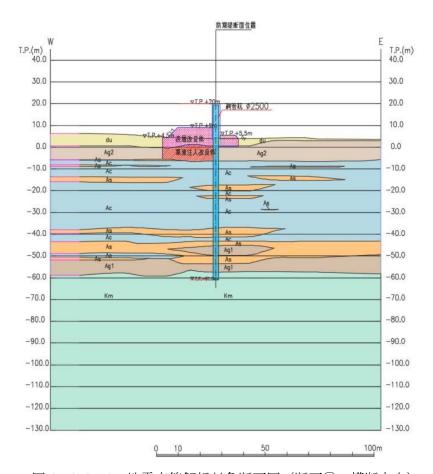


図 6.12.3-4 地震応答解析対象断面図(断面③:横断方向)

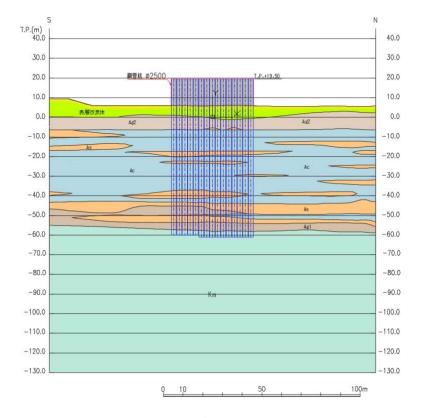


図 6.12.3-5 地震応答解析対象断面図(断面③:縦断方向)

(2) 解析方法

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

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

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

上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」(資料番号:付録 24)に示す。

a. 地震応答解析手法

防潮壁の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。鋼管杭には梁要素を用いることとし、線形はり要素でモデル化する。地盤については液状化時の非線形性を考慮できるモデルとし、双曲線型せん断ひずみ-減衰定数関係を再現できるマルチスプリング要素と過剰間隙水圧モデルの一つである液状化フロントの概念を考慮する。

地震応答解析手法の選定フローを図 6.12.3-6 に示す。

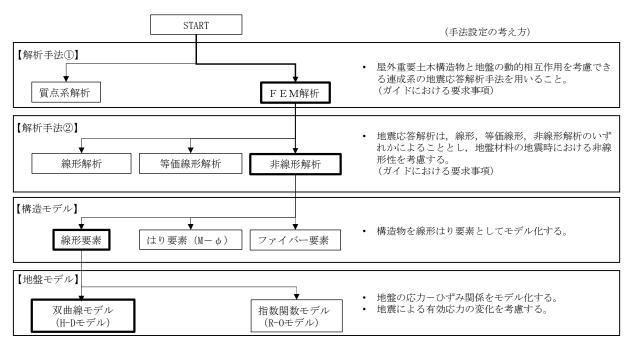


図 6.12.3-6 地震応答解析手法の選定フロー

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

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

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

b. 構造部材

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

c. 地盤

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

d. 減衰特性

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

(詳細は(5)解析モデル及び諸元 a. 解析モデルの設定に示す。)

(3) 荷重及び荷重の組合せ

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

a. 耐震安全性評価上考慮する状態

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

(a) 運転時の状態

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

(b) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(c) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(d) 重大事故時の状態

重大事故時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

b. 荷重

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。津波監視カメラは軽量なため考慮していない。

(b) 地震荷重

基準地震動S。による荷重を考慮する。

(c) 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。

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

風荷重として、風速30 m/sの風圧力を考慮する。

c. 荷重の組合せ 荷重の組合せを表 6.12.3-1 に示す。

表 6.12.3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考慮荷重	躯体自重	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
		機器・配管自重		・津波監視カメラは軽量のため考慮しない
		土被り荷重		・土被りはないため考慮しない
		上載荷重		・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない
	静止土圧		0	・常時応力解析により設定する
	外水圧		\bigcirc	・地下水位に応じた静水圧として設定する ・地下水の密度を考慮する
	内水圧		_	・内水はないため考慮しない
	積雪荷重		0	・積雪荷重を考慮する
変動荷重		風荷重以外	1	・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	0	・風荷重を考慮する
偶発荷重 (地震荷重)		水平地震動	\circ	・基準地震動S。による水平・鉛直同時加振する
		鉛直地震動	\circ	・躯体,動土圧を考慮する
		動水圧	_	・自由水はないため動水圧は考慮しない

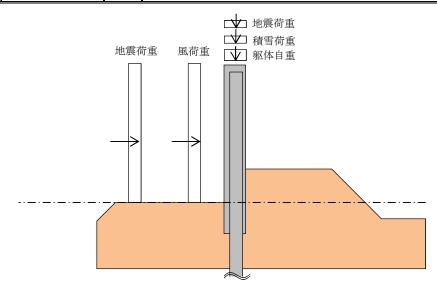


図 6.12.3-7 荷重概念図

(4) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_sを 1 次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。地震応答解析モデルについては、「3.5 解析モデル及び諸元」に示す。入力地震動算定の概念図を図 6.12.3-8 に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 6.12.3-9 ~図 6.12.3-10 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」(資料番号:付録39)に示す。

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

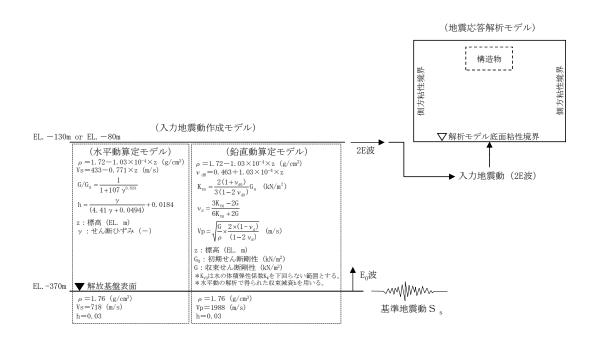
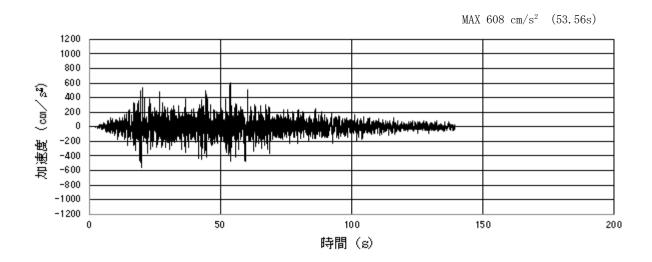
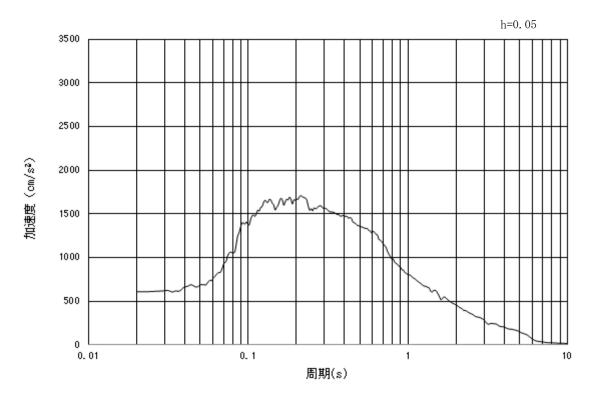


図 6.12.3-8 入力地震動算定の概念図

a. 断面①



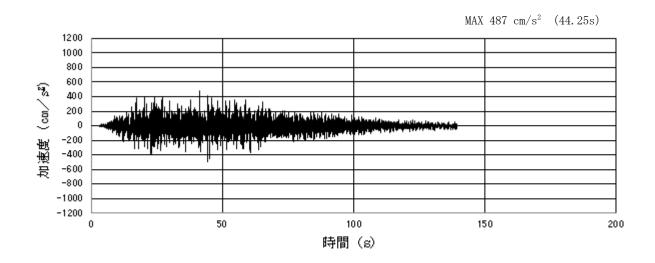
(a) 加速度時刻歷波形

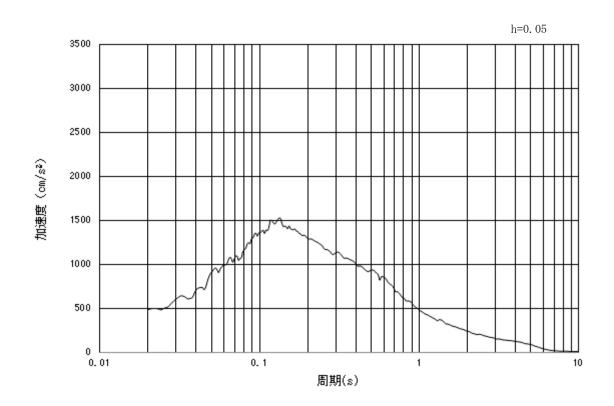


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.12.3-9 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-D1)

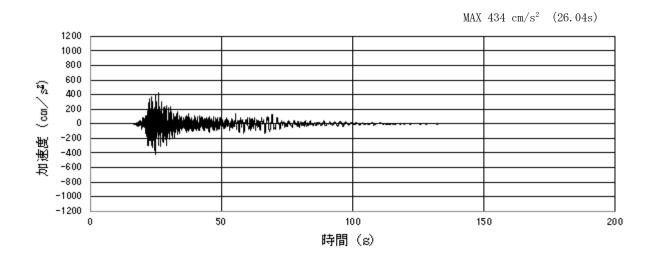
6.12-18

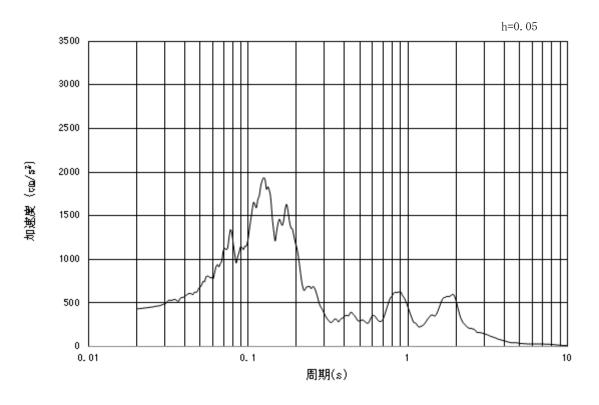




(b) 加速度応答スペクトル

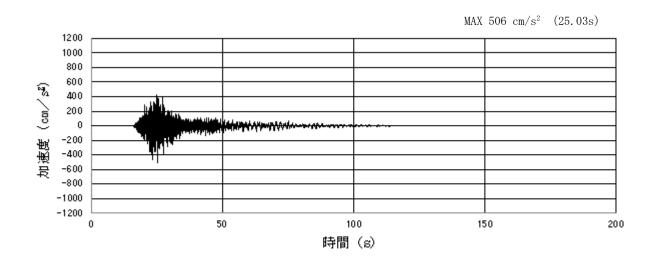
図 6.12.3-9 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-D1)

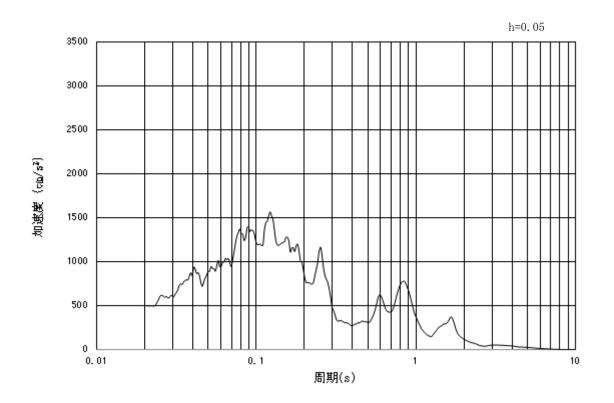




(b) 加速度応答スペクトル

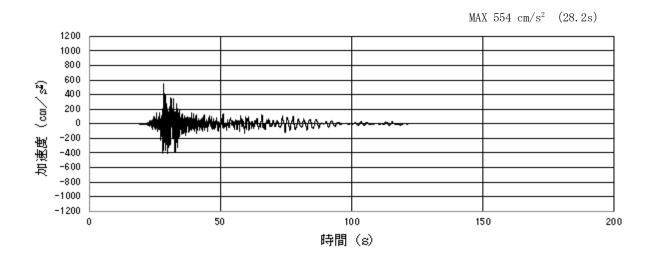
図 6.12.3-9 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル $(水平方向: S_s-1 \ 1)$

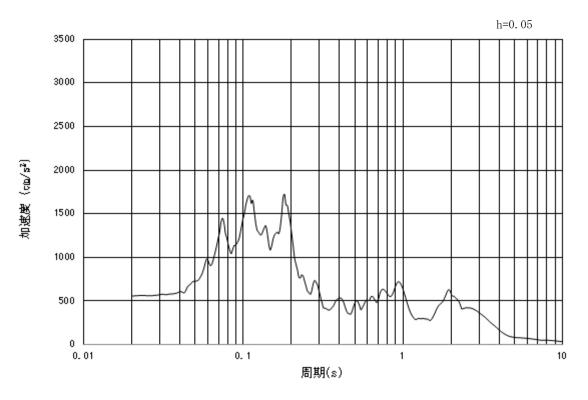




(b) 加速度応答スペクトル

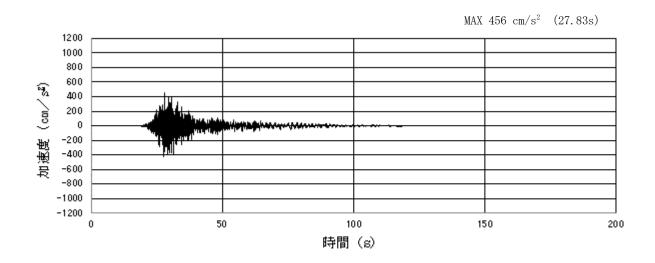
図 6.12.3-9 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-11)

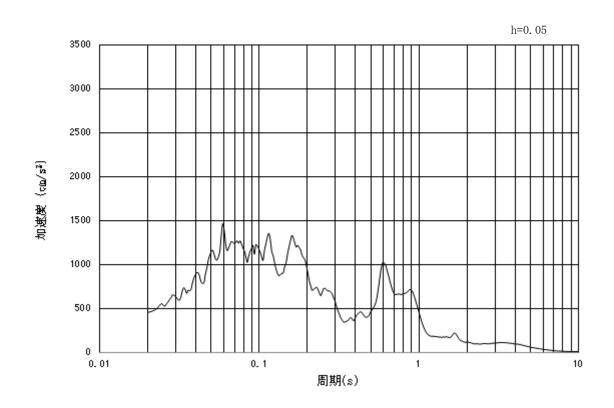




(b) 加速度応答スペクトル

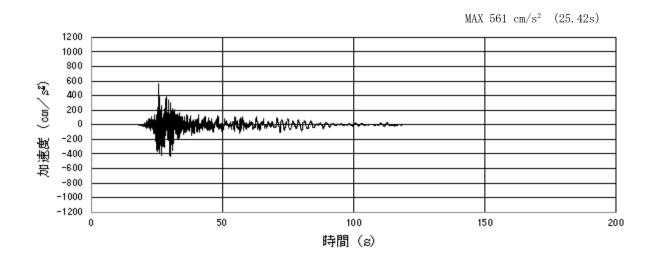
図 6.12.3-9 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル $(水平方向: S_s-1 \ 2)$

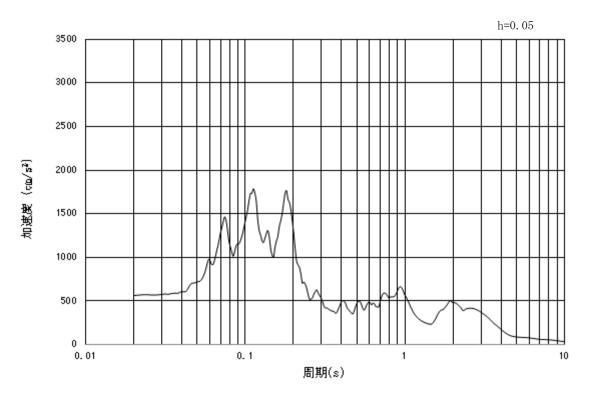




(b) 加速度応答スペクトル

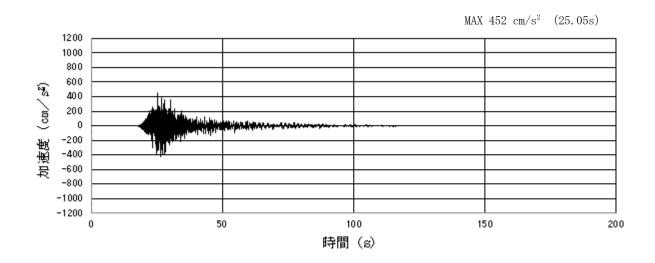
図 6.12.3-9 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-12)

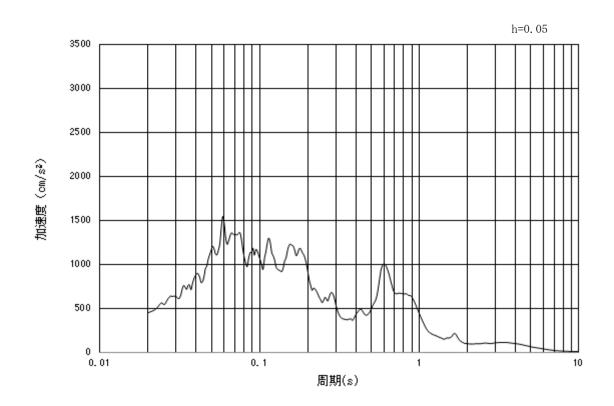




(b) 加速度応答スペクトル

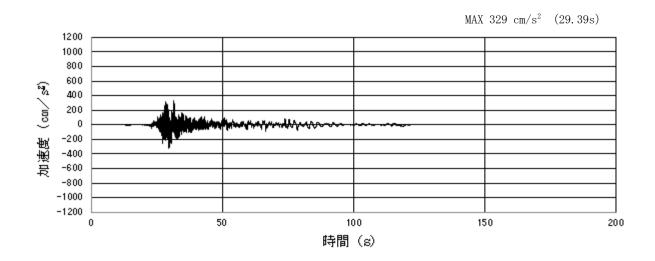
図 6.12.3-9 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル $(水平方向: S_s - 1 \ 3)$

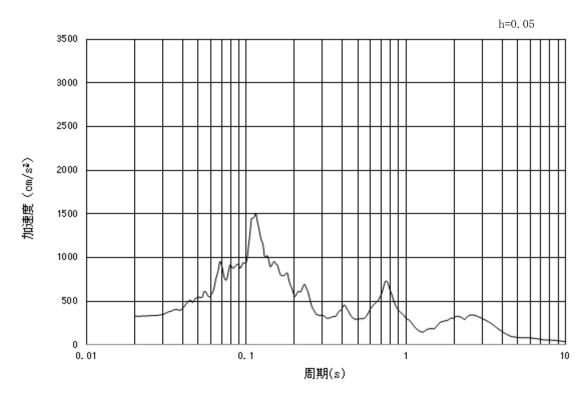




(b) 加速度応答スペクトル

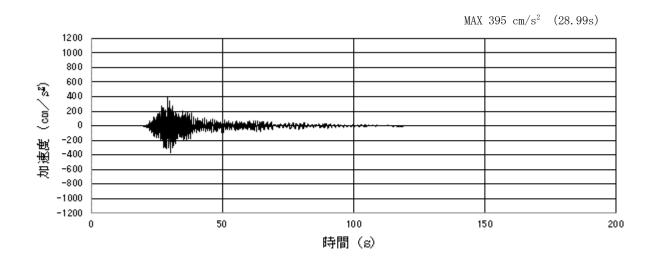
図 6.12.3-9 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-13)

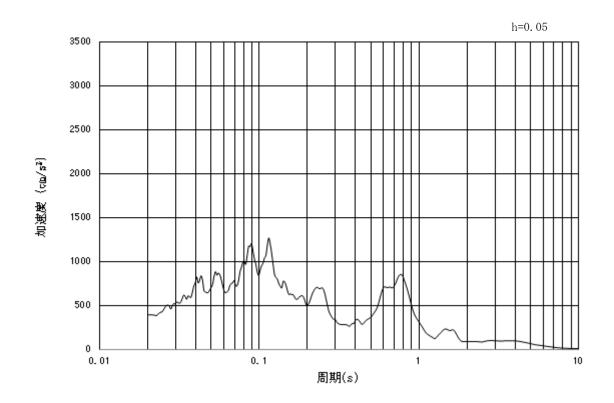




(b) 加速度応答スペクトル

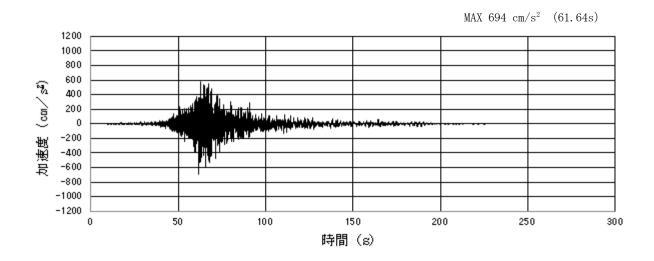
図 6.12.3-9 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル $(水平方向: S_s-1 \ 4)$

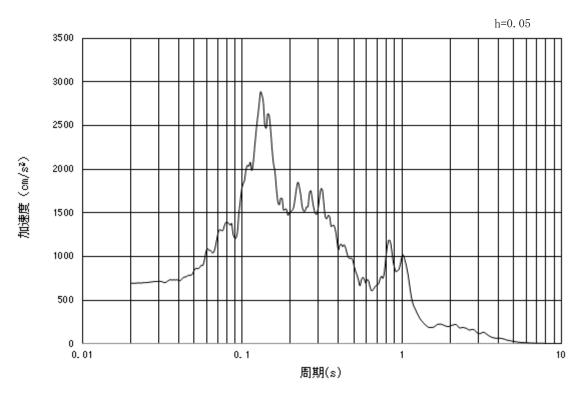




(b) 加速度応答スペクトル

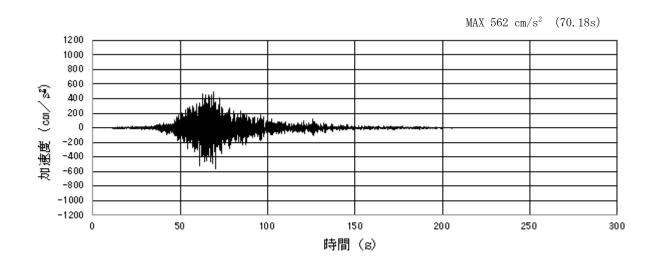
図 6.12.3-9 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-14)

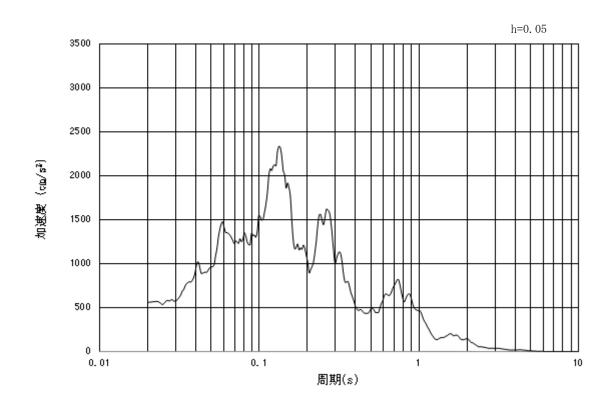




(b) 加速度応答スペクトル

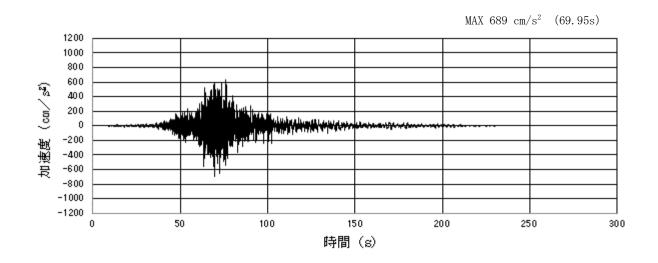
図 6.12.3-9 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-21)

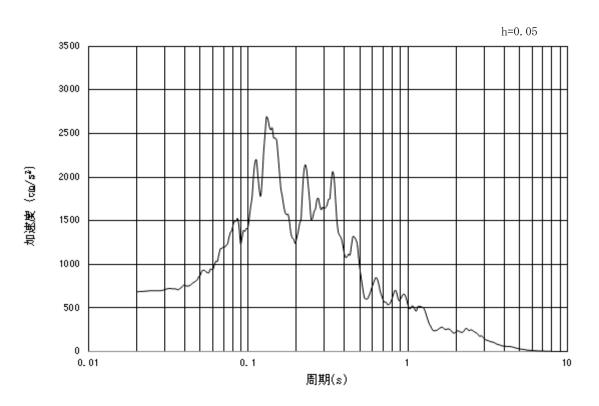




(b) 加速度応答スペクトル

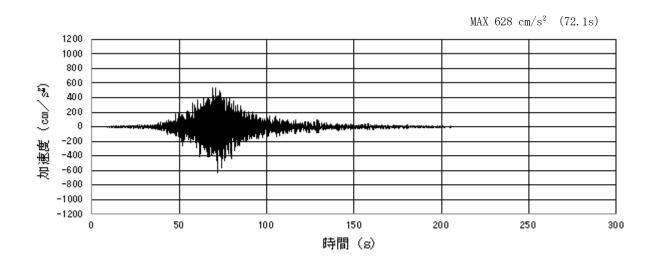
図 6.12.3-9 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-21)

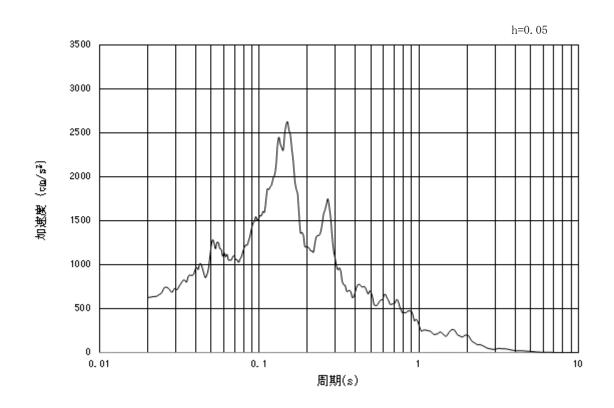




(b) 加速度応答スペクトル

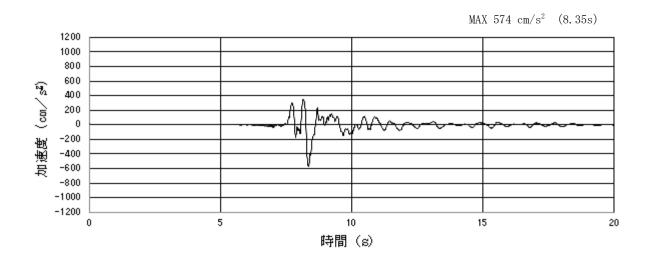
図 6.12.3-9 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-22)

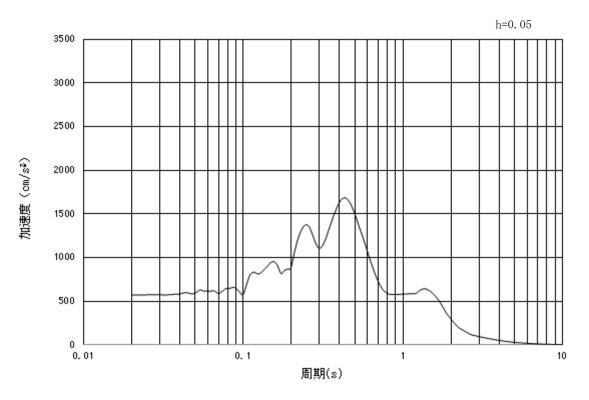




(b) 加速度応答スペクトル

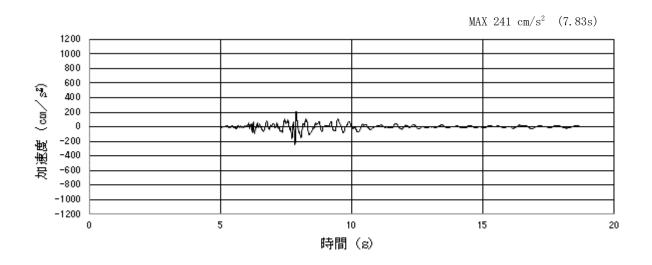
図 6.12.3-9 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-22)

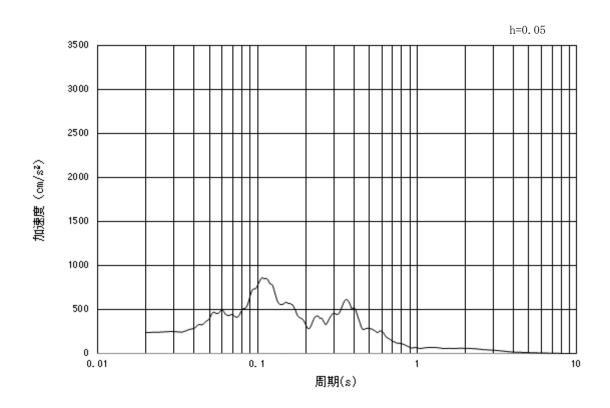




(b) 加速度応答スペクトル

図 6.12.3-9 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-31)

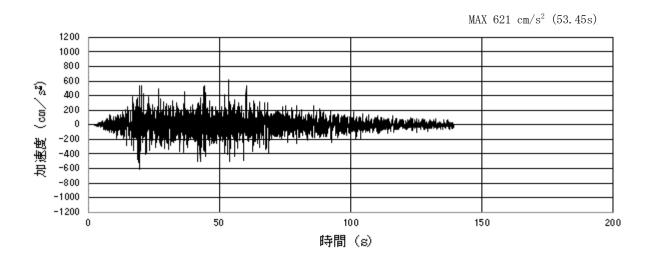


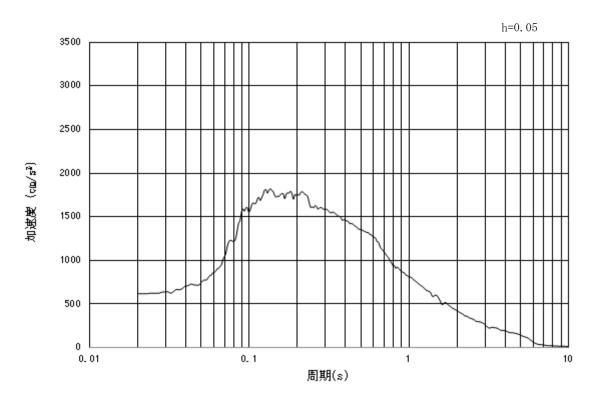


(b) 加速度応答スペクトル

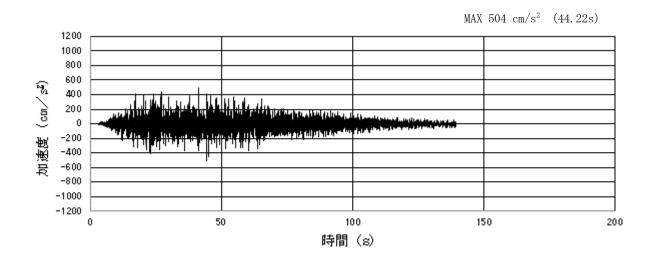
図 6. 12. 3 - 9 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: $S_s - 31$)

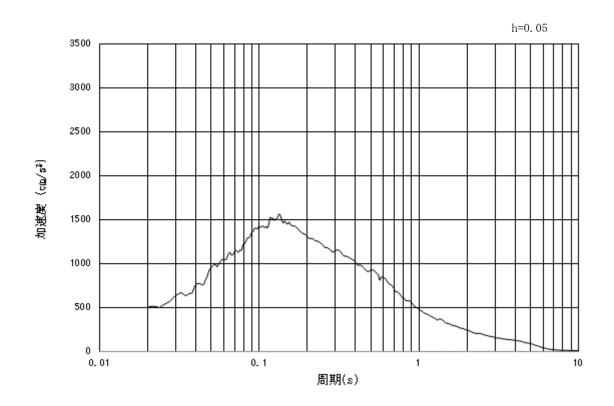
b. 断面③





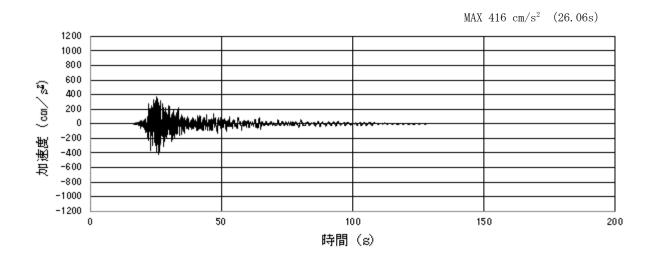
(b) 加速度応答スペクトル

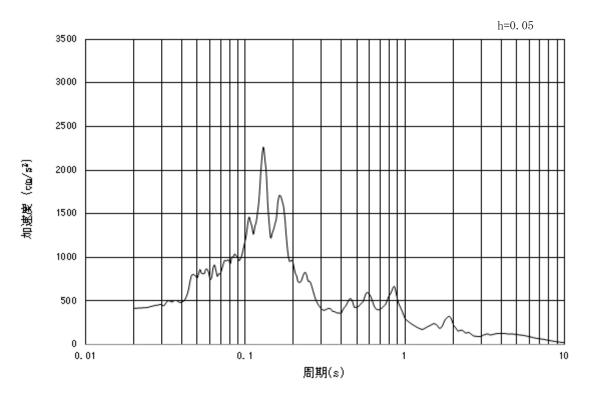




(b) 加速度応答スペクトル

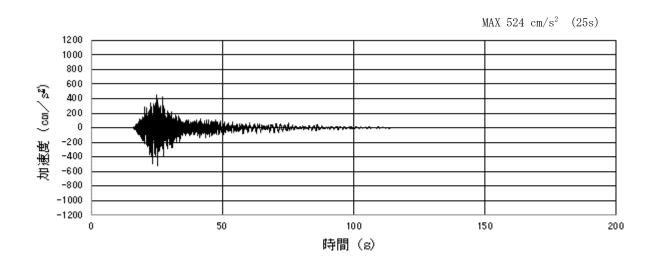
図 6.12.3-10 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-D1)

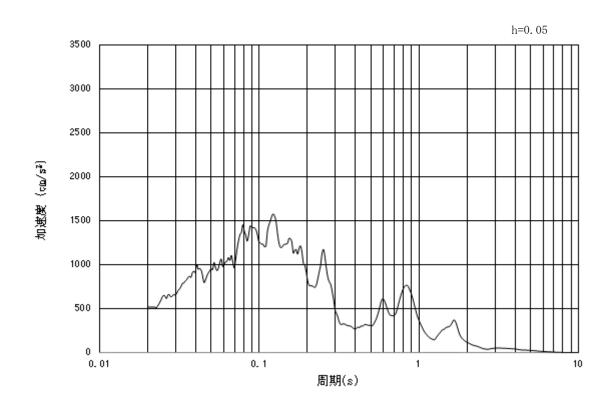




(b) 加速度応答スペクトル

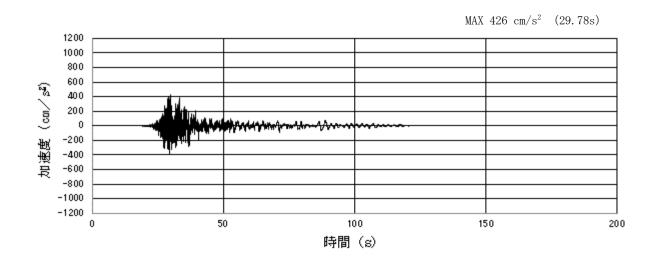
図 6.12.3-10 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-11)

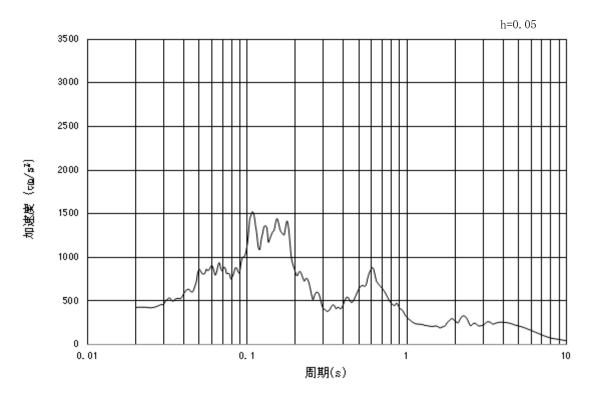




(b) 加速度応答スペクトル

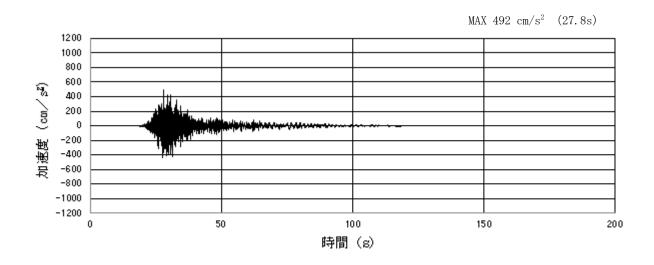
図 6.12.3-10 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-11)

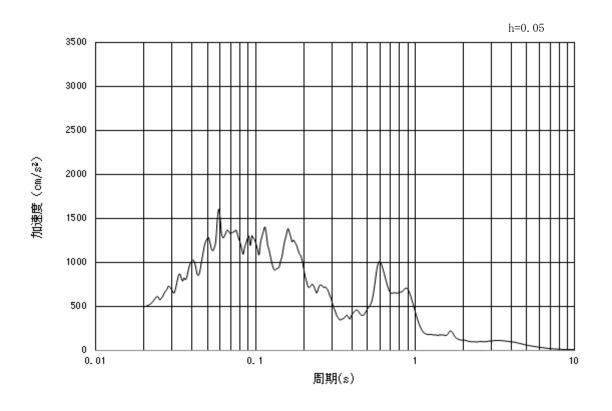




(b) 加速度応答スペクトル

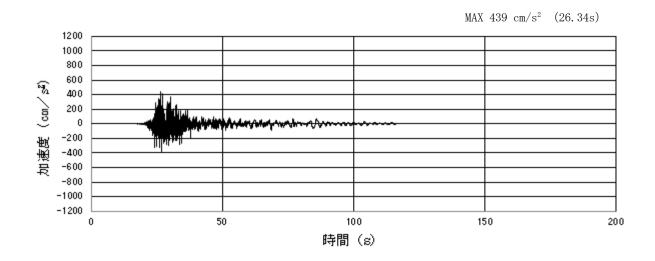
図 6.12.3-10 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-12)

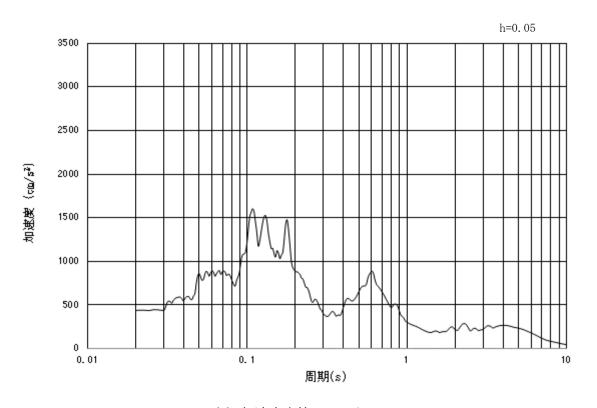




(b) 加速度応答スペクトル

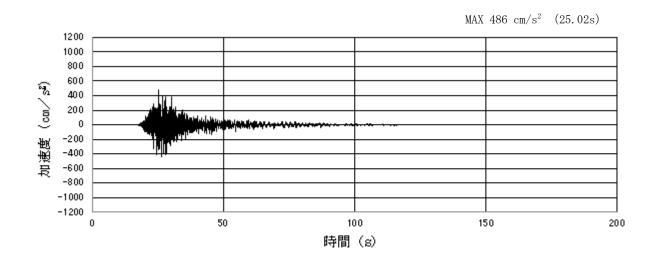
図 6.12.3-10 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-12)

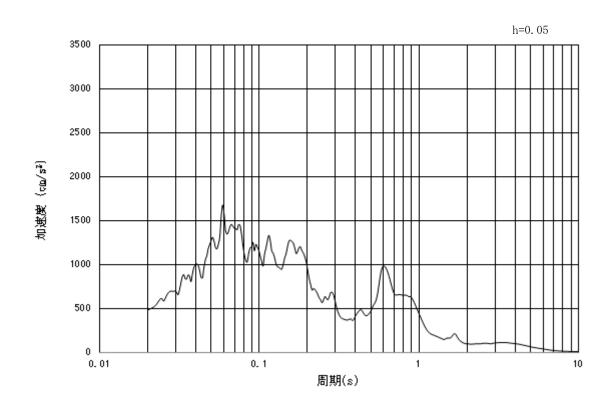




(b) 加速度応答スペクトル

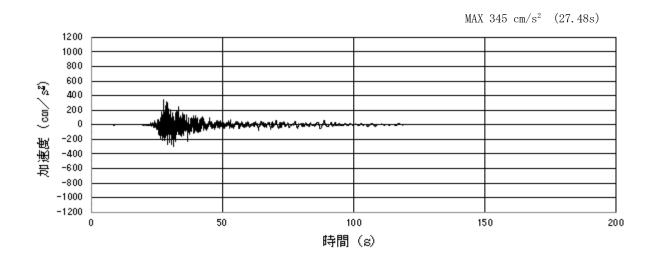
図 6.12.3-10 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-13)

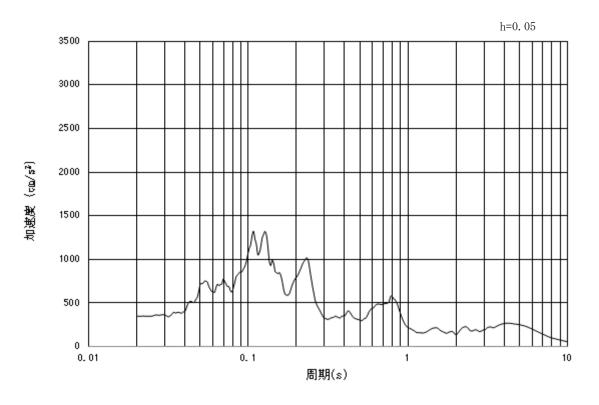




(b) 加速度応答スペクトル

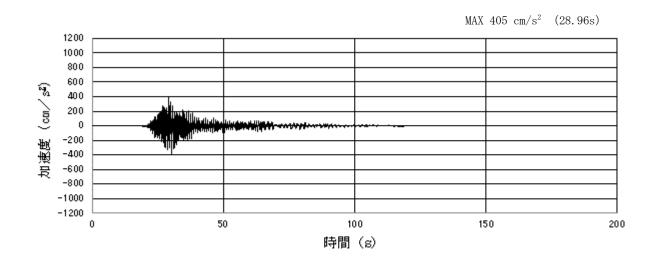
図 6.12.3-10 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-13)

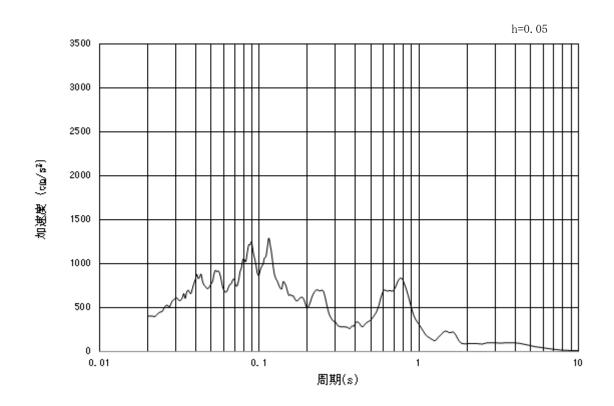




(b) 加速度応答スペクトル

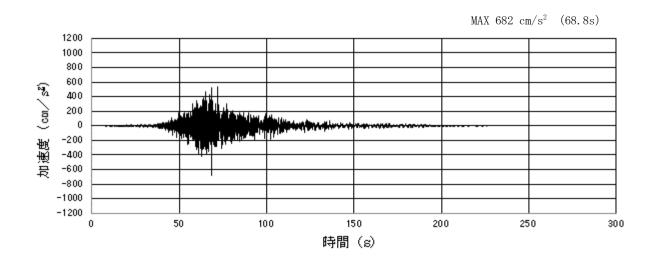
図 6.12.3-10 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-14)

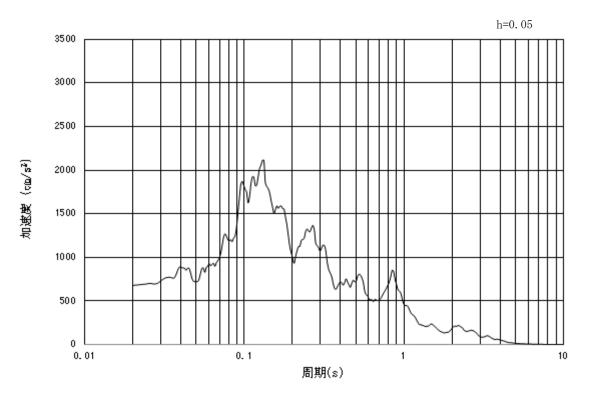




(b) 加速度応答スペクトル

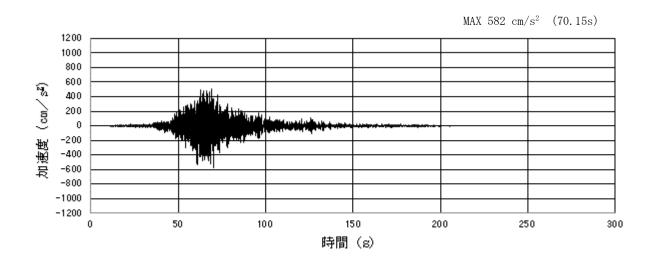
図 6.12.3-10 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-14)

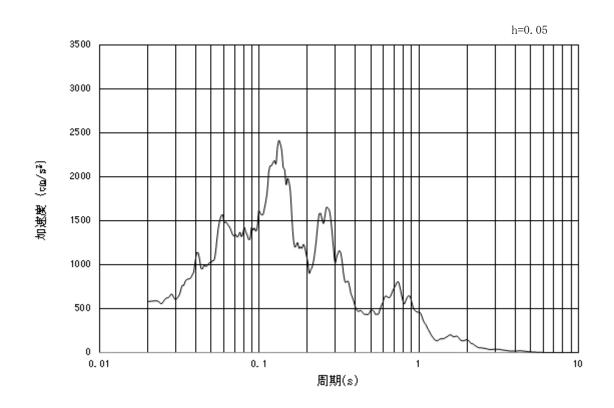




(b) 加速度応答スペクトル

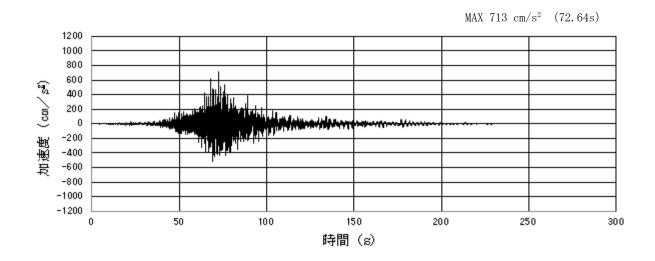
図 6.12.3-10 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル $(水平方向: S_s-2.1)$

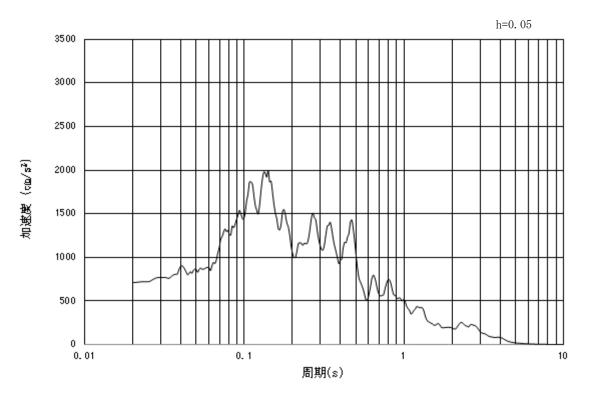




(b) 加速度応答スペクトル

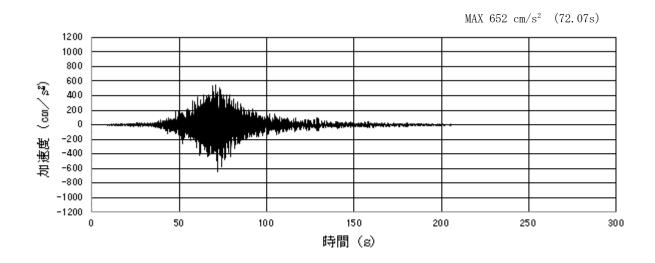
図 6.12.3-10 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-21)

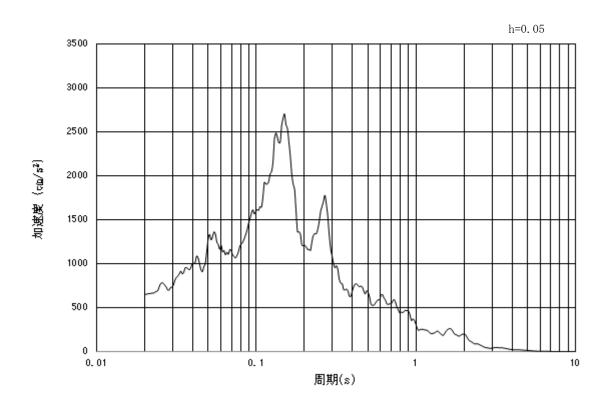




(b) 加速度応答スペクトル

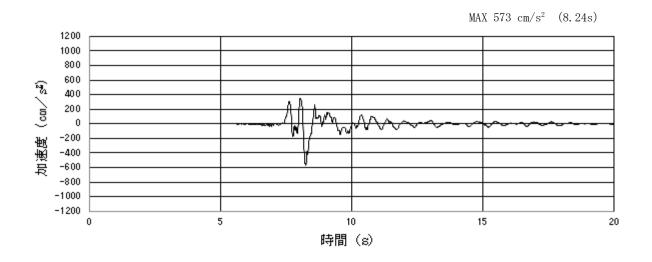
図 6.12.3-10 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-22)

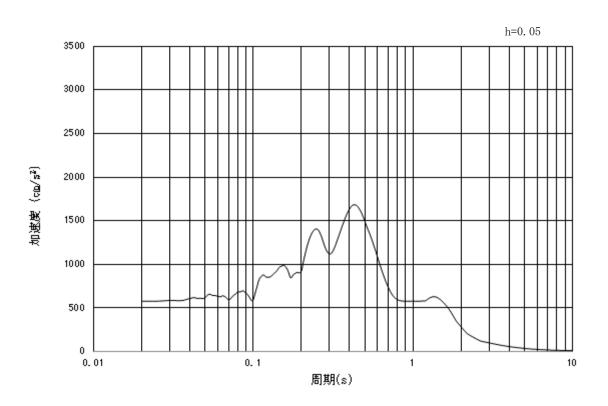




(b) 加速度応答スペクトル

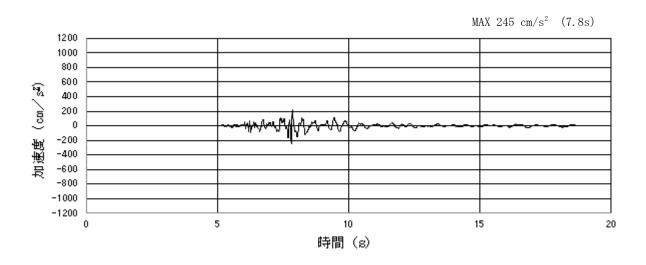
図 6.12.3-10 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-22)

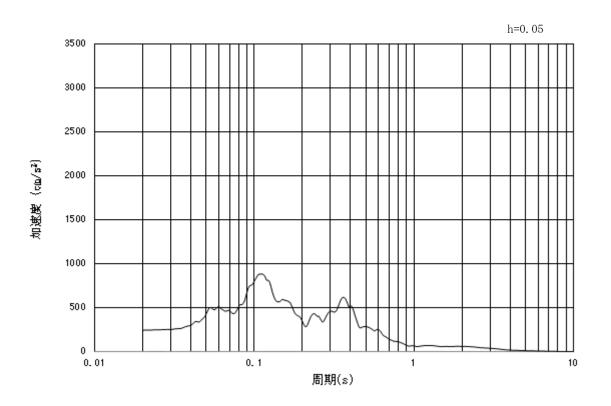




(b) 加速度応答スペクトル

図 6.12.3-10 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル $(水平方向: S_s-3.1)$





(b) 加速度応答スペクトル

図 6.12.3-10 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-31)

(5) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデルの設定

(a) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは,境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう,十分に広い領域とする。具体的には,JEAG4601-1987 を適用し,図 6.12.3-11 に示すとおりモデル幅の 5 倍以上,モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。ただし,本設計の対象構造物である,防潮壁は鋼管杭が対象構造物であることから,構造物の 5 倍となると $10m\sim12.5m$ となり解析領域としては狭すぎる。そこで,本設計では両側 100m 程度までモデル化することとする。なお,対象断面によって,地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長に 対して5または4分割以上になるように要素高さを設定している。

解析モデルの下端については、Km 層の分布によって異なるが、南側用地の Km 層が 浅い位置に分布する断面①については、T. P. -80.0m までモデル化する。Km 層が深部 に分布し、第四紀層が厚く堆積する断面③については T. P. -130.0m までモデル化する。

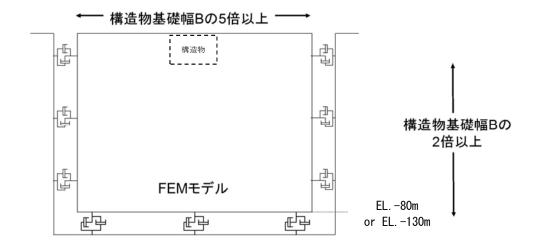


図 6.12.3-11 モデル化範囲の考え方

(b) 境界条件

解析領域の側方及び底面には、粘性境界を設ける。

- (c) 構造物のモデル化 構造物は、線形はり要素でモデル化する。
- (d) 地盤のモデル化

地盤は, マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し, 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。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析モデルを図 6.12.3-12~図 6.12.3 -15に示す。

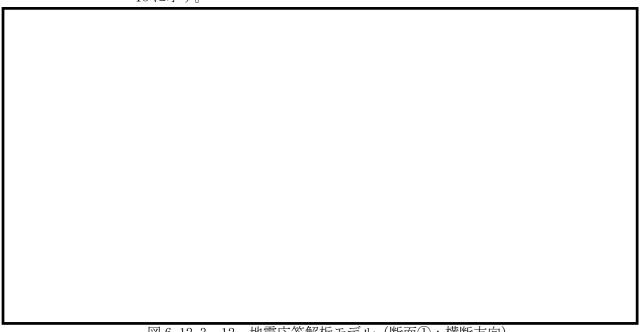


図 6.12.3-12 地震応答解析モデル (断面①:横断方向)

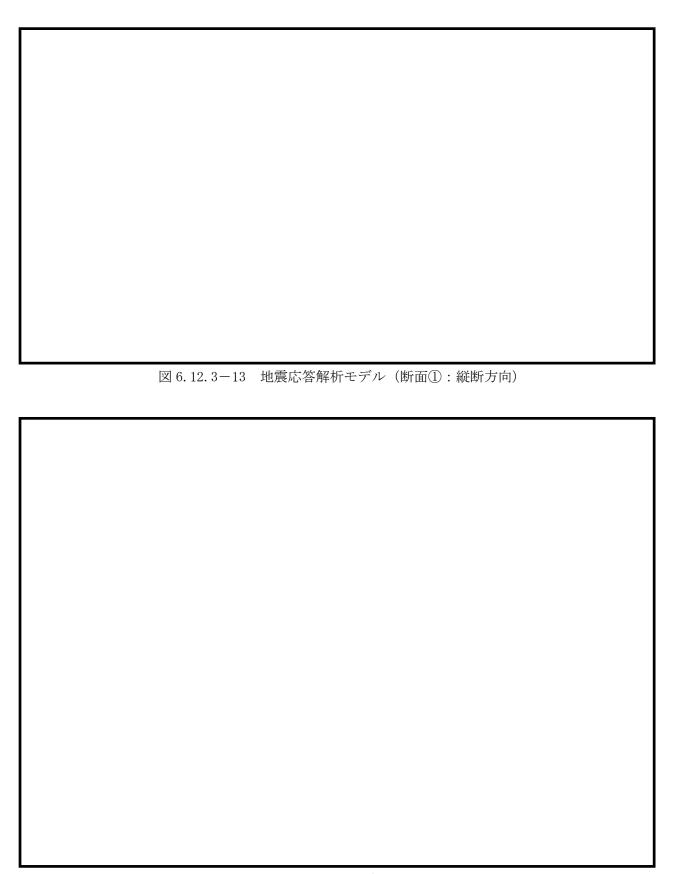


図 6.12.3-14 地震応答解析モデル (断面③:横断方向)

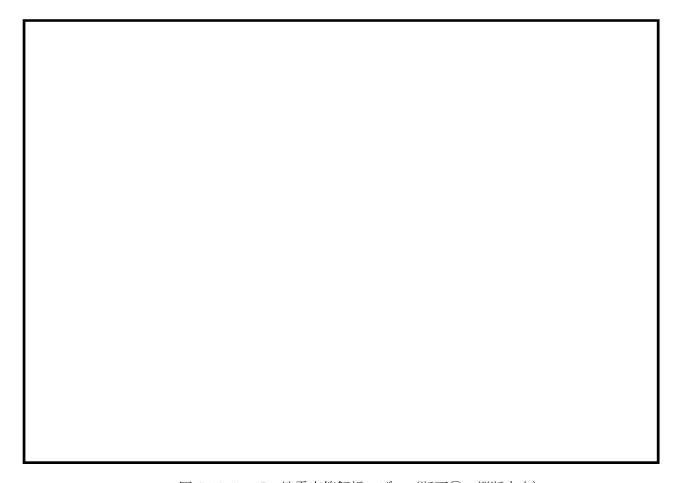


図 6.12.3-15 地震応答解析モデル (断面③:縦断方向)

(e) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部,あるいは、地盤改良体と地盤の境界部にジョイント要素を 設けることにより、対象となる界面に剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向、接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向は、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。 接線方向では、地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr — Coulomb 式により規定される。 c , ϕ は周辺地盤の c , ϕ とする。 (表 6.12.3—2 参照)

 $au_{f} = c + \sigma' \tan \phi$ ここで,

τ f : せん断強度

c : 粘着力

φ : 内部摩擦角

表 6.12.3-2 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺	の状況	粘着力 C (N/mm²)	内部摩擦角 φ (度)	備考
	du 層	0	37. 3	_
	Ag2 層	0	37. 4	_
	Ac 層	0.025	29. 1	_
第四紀層	As 層	0.012	41.0	_
分凹心眉	Ag1層	0	37. 4	_
	D2c-3 層	0. 026	35. 6	_
	D2s-3 層	0.010	35. 8	_
	D2g-3 層	0	44. 4	_
新第三系	Km 層	C=0. 358-0. 00603 • Z	φ=23. 2+0. 0990 • Z	_

Z:標高(m)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集(沿岸開発技術センター)に従い、表 6.12.3-3のとおり設定する。

表 6.12.3-3 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	1.0×10^{6}	1.0×10^{6}

ジョイント要素の概念図を表 6. 12. 3-4 に示す。ジョイント要素の設置位置を図 6. 12. 3-16~図 6. 12. 3-19 に示す。

ジョイント要素の力学的特性 法線方向 せん断方向 直応力 ♠ せん断応力 圧縮 すべり τf kv ks 剥離 直ひずみ せん断 ひずみ 引張 すべり -rf

表 6.12.3-4 ジョイント要素の力学特性

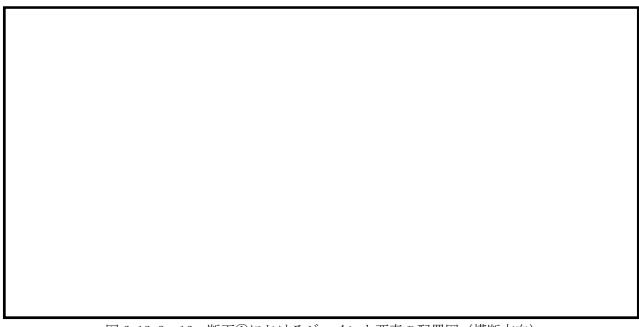


図 6.12.3-16 断面①におけるジョイント要素の配置図(横断方向)

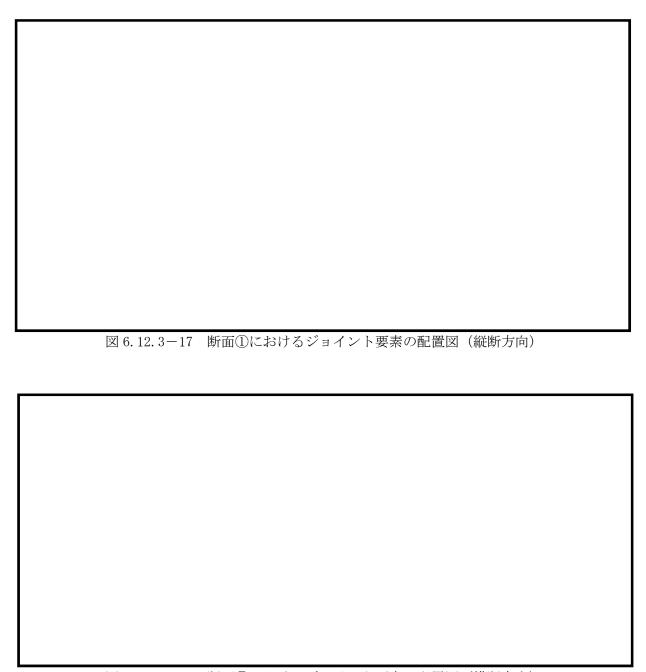


図 6.12.3-18 断面③におけるジョイント要素の配置図(横断方向)

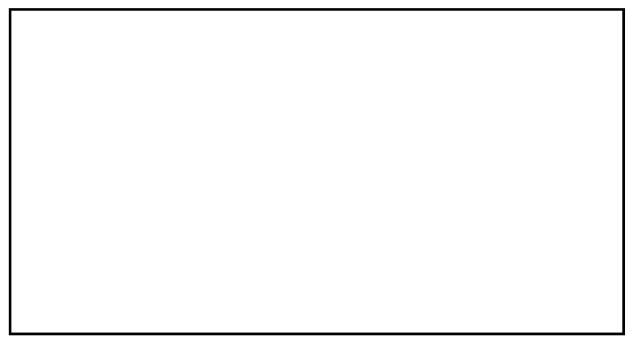


図 6.12.3-19 断面③におけるジョイント要素の配置図 (縦断方向)

(f) 杭-地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭ー地盤相互作用ばねを設けることにより,地盤と杭の相互作用における3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭ー地盤相互作用ばねの杭軸方向では、地盤と杭のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr — Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とする。(表 6.12.3—5 参照)

 $\tau_{\rm f} = c + \sigma' \tan \phi$

ここで,

τ f : せん断強度

c :付着力

φ : 内部摩擦角

表 6.12.3-5 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺	!の状況	粘着力 c (N/mm²)	内部摩擦角 (度)	備考
	du 層	0	37. 3	
第四紀層	Ag2 層	0	37. 4	_
另四和僧	D2c-3 層	0. 026	35. 6	
	D2g-3	0	44. 4	
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	_

z :標高 (m)

杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 6.12.3-6 のとおり設定する。

また、杭ー地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については、杭径及び杭間隔より設定される**。

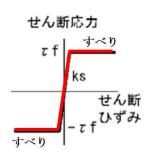
図 6.12.3-20 に杭-地盤相互作用ばね設定の考え方を示す。

※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 6.12.3-6 杭-地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 ks
	(kN/m^3)
杭軸方向	1.0×10^{6}

(a) 杭-地盤相互作用ばね配置図 (追而)



(b) 杭-地盤相互作用ばね(杭軸方向)の力学的特性

図 6.12.3-20 杭-地盤相互作用ばね設定の考え方

(g) 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより, 杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 6.12.3-7 のとおり設定する。図 6.12.3-21 に杭下端ジョイントばね設定の考え方を示す。

表 6.12.3-7 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k _v
	(kN/m)
杭軸方向	1.0×10^{6}

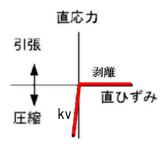


図 6.12.3-21 杭下端ジョイントばね設定の考え方

(h) 地盤の設定

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。

(i) 減衰定数の設定

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

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

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

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

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

[C]:減衰係数マトリックス

[M]:質量マトリックス

[K]:剛性マトリックス

 α , β : 係数

係数 α , β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで,

f:固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が

支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している)とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3%(道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説(平成14年3月))とする。

図 6.12.3-22 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 6.12.3-8 に固有値解析結果を示す。

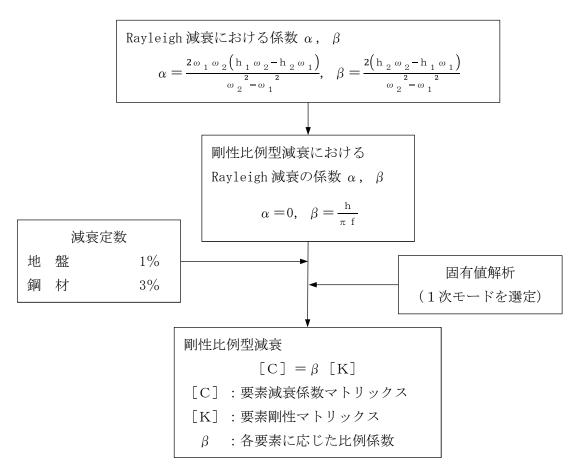


図 6.12.3-22 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 6.12.3-8 固有値解析結果 (追而)

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 6.12.3-9 に、材料の物性値を表 6.12.3-10 に示す。

表 6.12.3-9 使用材料

諸元								
鉄筋	SD490							
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²							
鋼管杭	敷地前面東側 : φ 2500 mm (SM570)							
野門 目 77L	敷地側面北側及び南側: φ2000 mm (SM570)							

表 6.12.3-10 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	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24. 5	3.10×10^4	0. 2	-
鋼管杭	77. 0	2.00×10^{5}	0.3	3

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、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 6.12.3-11 に示す。

表 6.12.3-11 (1) 地盤の解析用物性値一覧(液状化検討対象層)

							原均	也盤				
	パラメータ			埋戻土	埋戻土 第四系(液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1. 98 (1. 82)	1. 98 (1. 82)	2. 01 (1. 89)	1.74	2. 01 (1. 89)	1. 92	2. 15 (2. 11)	2. 01 (1. 89)	1. 958
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 _{CD}	-	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_{ma}	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_{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	φ _{CD}	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
主	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 6.12.3-11 (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		
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km		
物理特	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1. 65	1.77	1. 47 (1. 43)	1. 77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ · z		
性	間隙比	е	_	1.59	1.09	2.8	1. 09	1. 16		
	ポアソン比	ν _{CD}	_	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' _{ma}	kN/m²	480	696	249 (223)	696	能44. 76TV. H. 141.) > 甘 ベ ヤ.		
特性	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G _{ma}	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 _{CD}	度	29. 1	35. 6	27. 3	35. 6	23. 2+0. 0990 · z		

z:標高 (m)

表 6.12.3-11 (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}	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)	
2	10 9		10. 5 9. 5	1. 72	0. 16	298	24. 2	425 426	310, 675	353, 317	504	0.0	0. 105	0.464	1,640	1,640,000
3	8		8.5	1.72	0. 16 0. 16	304 310	24. 1 24. 0	427	312, 139 313, 606	354, 982 356, 650	504 504	0.0	0. 105 0. 105	0. 464 0. 464	1,644	1, 644, 000 1, 648, 000
4	7		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		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		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		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	0		0.5	1.72	0. 16 0. 16	352 358	23. 3	432 433	320, 993 322, 481	365, 051 366, 743	504 504	0.0	0. 107 0. 107	0. 463 0. 463	1,646 1,650	1, 646, 000 1, 650, 000
12	-1		-0.5	1.72	0. 16	364	23. 1	434	323, 972	368, 439	504	0.0	0. 107	0. 463	1,653	1,653,000
13	-2		-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		-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		-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		-7.5 -0.5	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 -10		-8. 5 -9. 5	1. 72	0. 16 0. 16	412	22. 3 22. 2	440 441	332, 992 334, 507	378, 697 380, 420	504 504	0.0	0. 110 0. 110	0. 462 0. 462	1,656 1,659	1, 656, 000 1, 659, 000
22	-10 -12	-11 ~ -13 ~	-9. 5 -11	1. 72	0. 16	430	22. 2	441	334, 507	380, 420 382, 147	504	0.0	0. 110	0. 462	1,663	1,663,000
23	-14		-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		-15	1. 72	0. 16	454	21. 6	445	340, 603	387, 352	504	0.0	0. 111	0. 461	1,654	1,654,000
25	-18	−19 ~	-17	1.72	0.16	467	21. 4	447	343, 671	390, 842	504	0.0	0. 112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~	-19	1.72	0.16	479	21. 2	448	345, 211	392, 593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	−23 ~	-21	1.72	0. 15	491	21. 0	450	348, 300	381, 471	498	0.0	0. 112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	−25 ~	-23	1.72	0. 15	503	20. 8	452	351, 403	384, 870	498	0.0	0. 113	0. 461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~	-25	1.72	0. 15	515	20. 6	453	352, 959	386, 574	498	0.0	0. 113	0. 460	1,664	1,664,000
30	-28 -30	-29 ∼ -31 ∼	-27 -29	1.72	0. 15 0. 15	527 539	20. 4	455 456	356, 083 357, 650	389, 996 391, 712	498 498	0.0	0. 114	0. 460 0. 460	1,672 1,675	1, 672, 000 1, 675, 000
32	-32	-33 ∼	-31	1.72	0. 15	551	20. 2	458	360, 794	395, 155	498	0.0	0. 115	0. 460	1,683	1,683,000
33	-34		-33	1.72	0. 15	563	19. 8	459	362, 371	396, 883	498	0.0	0. 115	0. 459	1,667	1, 667, 000
34	-36	−37 ~	-35	1.72	0. 15	575	19. 6	461	365, 536	400, 349	498	0.0	0. 115	0. 459	1,675	1,675,000
35	-38	−39 ~	-37	1.72	0.15	587	19. 4	462	367, 124	402, 088	498	0.0	0. 116	0. 459	1,678	1, 678, 000
36	-40	-41 ~	-39	1.72	0. 15	599	19. 2	464	370, 309	405, 577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1, 685, 000
37	-42		-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 40	-46	-47 ∼ -49 ∼	-45 -47	1.72	0. 15	635	18. 6	468 470	376, 721	412, 599	498 498	0.0	0. 117	0. 458 0. 458	1,681	1,681,000
41	-48 -50	-49 ∼ -51 ∼	-49	1. 72	0. 15 0. 15	647 660	18. 4 18. 3	470	379, 948 385, 416	416, 134 422, 122	498	0.0	0. 118 0. 118	0. 458	1,688	1, 688, 000 1, 696, 000
42	-52	-53 ∼	-51	1.73	0. 15	672	18. 1	473	387, 051	423, 913	498	0.0	0.118	0. 458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ∼	-53	1. 73	0. 15	684	17. 9	475	390, 331	427, 505	498	0.0	0. 118	0. 457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ∼	-55	1. 73	0. 15	696	17. 7	476	391, 976	429, 307	498	0.0	0. 119	0. 457	1,692	1,692,000
45	-58	−59 ~	-57	1.73	0. 15	708	17. 5	478	395, 277	432, 922	498	0.0	0. 119	0. 457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ∼	-59	1.73	0. 15	720	17. 3	479	396, 933	434, 736	498	0.0	0. 120	0. 457	1,702	1, 702, 000
47	-62	-63 ~	-61	1. 73	0. 14	732	17. 1	481	400, 255	422, 491	492	0.0	0. 120	0. 457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ∼ -67 ∼	-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 50	-66 -68	-67 ∼ -69 ∼	-65 -67	1.73	0. 14 0. 14	756 768	16. 7 16. 5	484 485	405, 263 406, 939	427, 778 429, 547	492 492	0.0	0. 120 0. 121	0. 456 0. 456	1, 702 1, 705	1, 702, 000 1, 705, 000
51	-68 -70		-69	1. 73	0. 14	780	16. 3	485	410, 302	429, 547	492	0.0	0. 121	0. 456	1,705	1, 705, 000
52	-72		-71	1. 73	0.14	792	16. 1	489	413, 679	436, 661	492	0.0	0. 121	0. 456	1,719	1, 719, 000
53	-74	-75 ∼	-73	1. 73	0. 14	804	15. 9	490	415, 373	438, 449	492	0.0	0. 122	0. 455	1,705	1, 705, 000
54	-76	-77 ∼	-75	1.73	0. 14	816	15. 7	492	418, 771	442, 036	492	0.0	0. 122	0. 455	1,712	1, 712, 000
55	-78	−79 ~	-77	1.73	0.14	828	15. 5	493	420, 475	443, 835	492	0.0	0. 122	0. 455	1,716	1, 716, 000
56	-80		-79	1.73	0. 14	840	15. 3	495	423, 893	447, 443	492	0.0	0. 122	0. 455	1,723	1, 723, 000
57	-82	-85 ∼	-81	1. 73	0. 14	852	15. 1	496	425, 608	449, 253	492	0.0	0. 123	0. 455	1,726	1, 726, 000
58	-88		-85	1. 73	0. 14	889	14. 5	501	434, 232	458, 356	492	0.0	0. 124	0. 454	1,726	1, 726, 000
59 60	-92 -98	-95 ∼ -101 ∼	-90 -95	1.73	0. 14 0. 14	913 949	14. 1 13. 5	504 509	439, 448 448, 210	463, 862 473, 111	492 492	0.0	0. 124 0. 125	0. 454 0. 453	1,736 1,736	1, 736, 000 1, 736, 000
61	-98 -104		-95 -101	1. 73	0. 14	949	12. 9	513	448, 210 455, 282	463, 485	492	0.0	0. 125	0. 453	1, 736	1, 736, 000
62	-112		-108	1. 73	0. 13	1, 033	12. 1	519	465, 995	474, 391	486	0.0	0. 127	0. 452	1, 737	1, 737, 000
63	-118		-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
												-		•		

e. 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

(6) 解析ケース

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震設計における検討ケースを表 6.12.3-12 に示す。

表 6.12.3-12 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の相対変位算出における検討ケース

	検討ケージ	ζ	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)	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
	液状化強度特性 の設定		原地盤に基づく液状 化強度特性(標準偏 差を考慮)	敷地に存在しない豊 浦標準砂に基づく液 状化強度特性
	S _s -D1	(++) (+-) (-+) ()	1 1 1 1	
地震	$S_s - 11$ $S_s - 12$	(++) (++)	1 1	1*
地震波(位相	$S_s - 13$ $S_s - 14$	(++) (++)	1 1	
相	$S_s - 21$	(++)	1	
	$S_s - 22$	(++)	1	
	$S_s - 3.1$	(-+)	1	
	計		12	1

*: ①において、最も厳しい(鋼管杭の許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を 用いて実施する。

6.12.4 2次元フレーム解析

(1) 評価対象断面

図 6.12.4-1 に評価対象断面の位置図を示す。

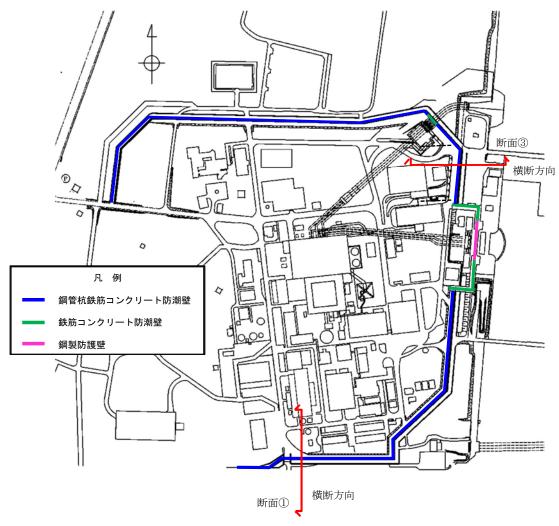


図 6.12.4-1 評価対象断面位置図

(2) 解析方法

防潮壁の津波時及び重畳時の解析手法は、鋼管を線材とし、地盤抵抗をバネで表現するフレーム解析を適用する。ここで、鋼管については線形の梁要素とし、地盤抵抗については、受働土圧強度あるいはせん断強度を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに付与する。この時、嵩上げ部の地盤抵抗を見込むため、該当箇所に地盤バネを付与する。なお、地震時の地盤沈下を考慮するため、堤内側の嵩上げ部の地盤抵抗は計画高さより1m下がった位置からバネを付ける。

津波荷重については防潮壁の鋼管を線材でモデル化するが、地表面から鋼管天端までの間に分布荷重として鋼管1本が分担する荷重を載荷する。漂流物については鋼管に加わる曲げモーメントが最大となるように鋼管天端に載荷する。重畳時については、1次元地震応答解析よる算出された地盤変位を杭バネの外側から入力する。さらに、鋼管全体に1次元地震応答解析から算出された地表面における最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図 6.12.4-2 に示す。

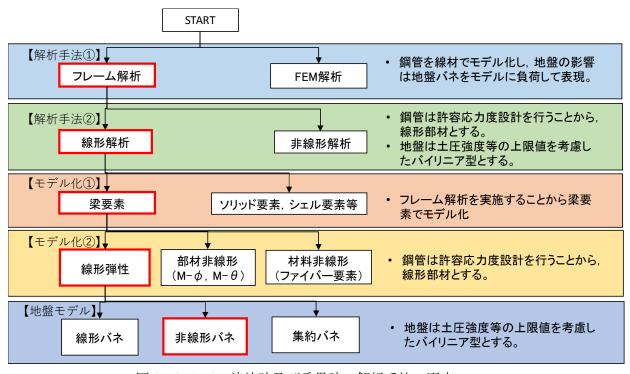


図 6.12.4-2 津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

a. 解析モデルの設定

鋼管杭は2次元静的フレーム解析モデルにより、鋼管1本をフレームでモデル化することから、一本当たりの分担面積は杭間隔となる。解析モデルは杭天端から杭先端までをモデル化し、地盤及び地盤高さの嵩上げ工位置については地盤抵抗を表現するバネを付与する。この時、付与する地盤バネは上限値を有するバイリニア型とする。図6.12.4-3にモデル概念図を示す。

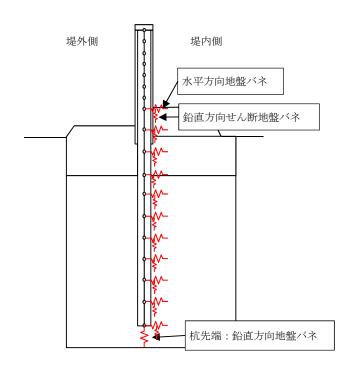


図 6.12.4-3 フレーム解析モデル概念図

b. 地盤沈下の考慮

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

- ・地盤沈下によって地盤高さの嵩上げ部の層厚を堤内側は1 m, 堤外側は1.5 m 小さくするものとし、その他の層厚は変化させない。
- ・地盤沈下は荷重作用範囲および地盤バネを考慮する範囲に影響を及ぼすものとする。

(a) 荷重

堤外側の嵩上げ部が原地盤高さまで1.5 m 沈下することを想定し、津波波力および動水 圧は沈下した原地盤高さより上に作用するものとする。

(b) 地盤バネ

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

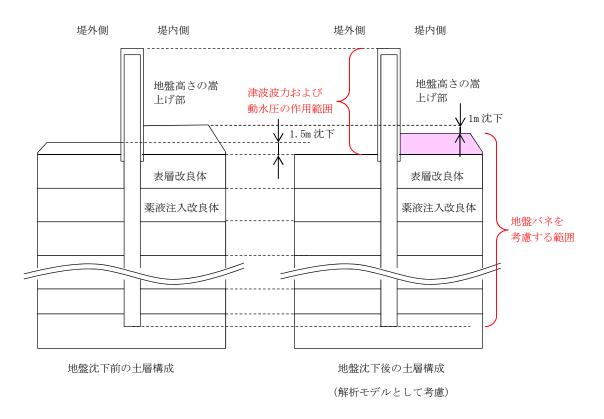


図 6.12.4-4 地盤沈下の考慮概念図

(3) 荷重及び荷重の組合せ

相対変位算出に用いる荷重及び荷重の組み合わせは、強度計算と同様に、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。

a. 荷重

相対変位算出に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(a) 固定荷重

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

(b) 積雪荷重

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工 細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m²/cm として、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。

(c) 風荷重

津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。

(d) 遡上津波荷重

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

(e) 衝突荷重

衝突荷重として,表 6.12.4-1 に示す 0.69 t 車両の FEMA*式による漂流物荷重を考慮する。

漂流物荷重 (kN) 基準津波時 759 24 m 津波時 1035

表 6.12.4-1 FEMA*式による漂流物荷重

*: FEMA: Guideline for design of structures for vertical evacuation from tsunami 2nd Edition, FEMA p646, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2012

(f) 余震荷重

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。 余震と津波の「重畳時」は余震荷重として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。 地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

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

b. 荷重の組合せ

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 6.12.4-2 および表 6.12.4-3 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波および 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 6.12.4-5~図 6.12.4-8 に示す。

表 6.12.4-2 荷重の組合せ (津波時)

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 慮荷重	機器・配管自重	1	・津波監視カメラは軽量のため考慮しない	
	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等はないことから、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	・地下水位に応じた静水圧として設定する ・地下水の密度を考慮する	
		内水圧	1	・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	1	・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		・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	・FEMA 式による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	

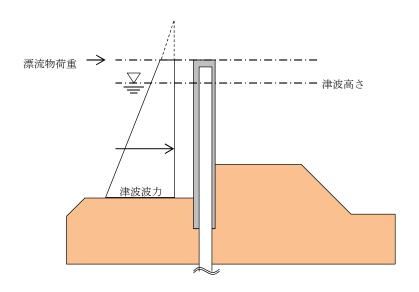


図 6.12.4-5 津波時(基準津波時)の作用図

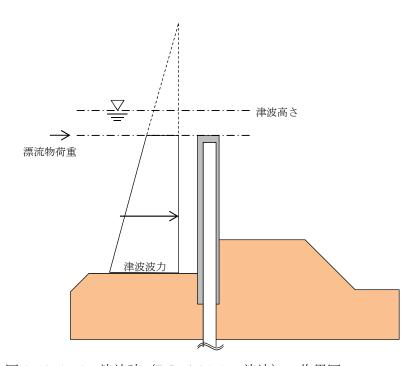


図 6.12.4-6 津波時 (T.P.+24.0 m 津波) の作用図

表 6.12.4-3 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重		算定方法	
	常時考慮荷重	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	
		機器・配管自重	_	・津波監視カメラは軽量のため考慮しない	
		土被り荷重		・土被りはないため考慮しない	
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	・常時応力解析により設定する	
	外水圧		0	・地下水位に応じた静水圧として設定する・地下水の密度を考慮する	
	内水圧		_	・内水はないため考慮しない	
	積雪荷重		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・鉛直同時加揚を考慮する	
		動水圧	0	・動水圧を考慮する	

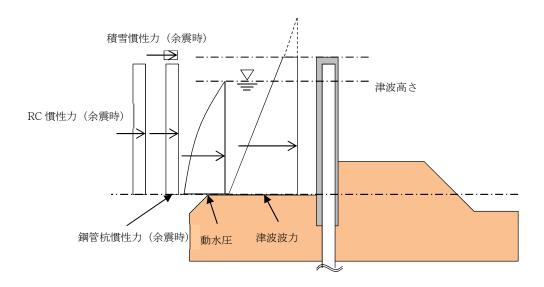


図 6.12.4-7 重畳時(基準津波時)の作用図

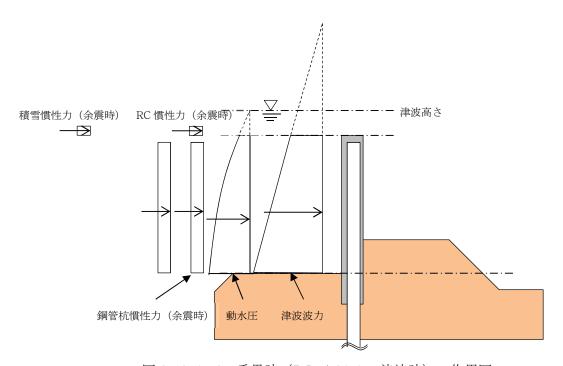


図 6.12.4-8 重畳時 (T.P.+24.0 m 津波時) の作用図

(4) 解析モデル及び諸元

a. 2次元静的フレーム解析モデル

保守的な配慮として、鋼管杭のみでも津波に抵抗可能とするため、鋼管杭のみをモデル 化した静的フレーム解析を行い、津波時及び重畳時の鋼管杭基礎の構造健全性を確認する。 解析モデルは鋼管杭を2次元梁要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、地盤バネ を設置する。

解析モデル概念図を図 6.12.4-9 に示す。

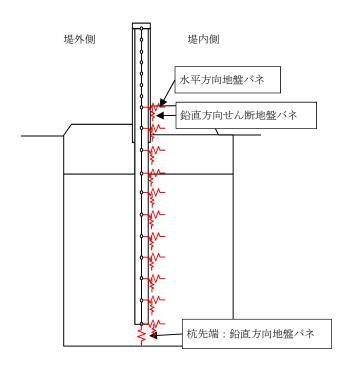


図 6.12.4-9 解析モデル概念図

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および鉛直方向せん断地盤バネ、杭先端に鉛直方向地盤バネを設定する。

本検討では、津波波力および漂流物荷重などの堤外側から堤内側に作用する荷重を主たる荷重として扱うため、地盤高さの嵩上げ部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは地盤高さの嵩上げ部上面から杭先端までの範囲で考慮し、設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

地盤バネは表 6.12.4-3 に示す 4 ケースを考慮する。

k. 7 8	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	1佣 右	
地盤バネ1	初期せん断剛性	ピーク強度(平均値)から設定	地盤抵抗が	
(津波時)	から設定	こ一ク独及(平均恒)がり設定	大きいケース	
地盤バネ2	静弾性係数	残留強度(-1σ低減値)から設定	地盤抵抗が	
(津波時)	から設定	/发笛型及(-10 仏/ / / / り 放 た	小さいケース	
地盤バネ3	Sd波に。	地盤抵抗が		
(重畳時)	地表面加速度量	大きいケース		
地盤バネ4	Sa波に。	地盤抵抗が		
(重畳時)	地表面変位最	小さいケース		

表 6.12.4-3 地盤バネケース

^{* 1}次元地震応答解析については、「6.12.4(4)1次元応答解析」に示す。

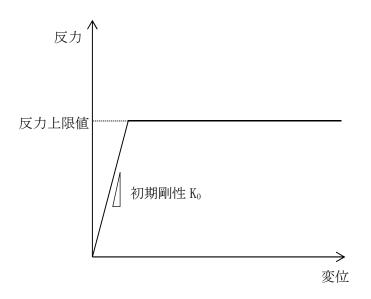


図 6.12.4-10 地盤バネのバイリニアモデル

(a) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h バネ定数 k_hの算定方法を以下に示す。

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

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μを考慮したバネ定数を設定する。

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

ここで,

L: 杭中心間隔(m)

D: 杭径(m)

 η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

a_k: 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」p. 435, 436 に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 6.12.4-4 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_{k}
粘性土地盤	2/3	1. 5
砂質土地盤	2/3	1. 5

k_H:水平方向地盤反力係数(kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」p. 285, 286 に従い,水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

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

ここで,

k_H: 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」p. 285, 286 に従い,水平方向地盤反力係数 kmを以下の式より算定する。

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

ここで,

 α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$ とする。)

E₀:地盤の変形係数:地盤バネケースに応じて設定

表 6.12.4-5 地盤の変形係数 E₀の設定方法

	E_0 は以下の式より算定する。						
地盤バネ1	$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_0$						
(津波時)	ここで、						
(伴仮时)	$ u_d$:動ポアソン比						
	G_0 : 初期せん断剛性(平均値)(kN/m^2)						
地盤バネ2	E_{θ} は「地盤の支持性能について」に基づく静弾性係数より設定する。						
(津波時)							
	E₀は一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のケース						
	から設定する。						
	$E_S = 2(1 + \nu_d)G_S$						
	$G_S = \frac{ au_S}{\gamma}$						
地盤バネ3	$\tau_{s} = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_{m}}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left \frac{\gamma}{C \times cos\phi_{CD} + \sigma'_{m} \times sin\phi_{CD}}\right }$						
(重畳時)	ここで、						
	$ u_d:$ 動ポアソン比						
	G_s :割線せん断剛性(kN/m^2)						
	$ au_s$: 骨格曲線上のせん断応力($ ext{kN/m}^2$)						
	γ: せん断ひずみ						
	C: 粘着力(kN/m²)						
	φ _{CD} : 内部摩擦角 (°)						
地盤バネ4	E_{θ} の算定方法は地盤バネ3と同様とする。ただし, Es は一次元有効応力解析で得						
(重畳時)	られる地盤物性のうち地表面変位が最大となるケースから設定する。						

B_H: 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」p.286 に従い B_H を算定する。なお,杭基礎の特性値 β は初期値 1.0,許容誤差 1.0E-5 を設定し,繰り返し計算により算定する。

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

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

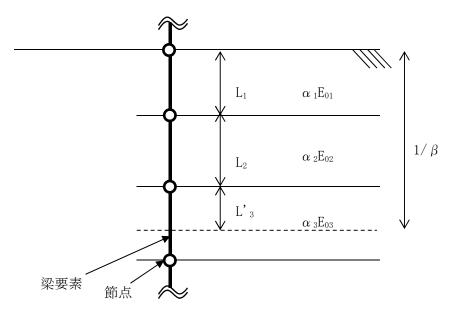
D: 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅=杭径

β: 杭基礎の特性値(m⁻¹)

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

EI: 杭の曲げ剛性(kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」p. 287 の記述に従い,換算載荷幅 B_H は,設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha = 1$) を用いて算定する。



$$\alpha E_0 (1/\beta$$
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 6.12.4-11 換算載荷幅 B_H算定時のαE₀

(b) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h 反力上限値 P_b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/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_{WV} を算定する。

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

ここで

 η_{ρ} : 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

 p_U : 地震時受動土圧強度 (kN/m^2) : 地盤バネケースに応じて設定 $\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 6.12.4-6 補正係数 η_pα_p

対象	$\eta_{\scriptscriptstyle P}$	α_{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

D: 杭径(m)

H: 支配長さ(m)

^{*} 表中の L, D はそれぞれ L: 杭の中心間隔(m), D: 杭径(m)

地盤バネケースに応じた地震時受働土圧強度 p_Vの設定方法を以下に示す。

表 6.12.4-7 地震時受働土圧強度 puの設定方法

	p_U の算定式を以下の値とする。
	$p_U = C$
	ここで,
地盤バネ1	C: 粘着力(kN/m²)
(津波時)	
	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。
	p_U の算定方法は地盤バネ 1 と同様とする。
地盤バネ2	ただし、C は以下の値を用いる。
	・表層改良体および Km 層以外の C は残留強度 (-1 σ) とする。
(津波時)	・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。
	p_U は一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。
地盤バネ3	$\sigma_f = C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin\phi_{CD})$
(重畳時)	ここで,
(里宜时)	C: 粘着力(kN/m²)
	φ cD: 內部摩擦角 (CD 条件)
	σ'm: 平均有効主応力(kN/m²)
地盤バネ4	p_U の算定方法は地盤バネ3と同様とする。ただし, $\sigma_{ m f}$ は一次元有効応力解析で得
(重畳時)	られる地盤物性のうち地表面変位が最大となるケースから算出する。

(c) 鉛直方向せん断地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」p. 468, 469 に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

 $k_{sv} = 0.3k_h$

ここに,

 $k_h:$ 水平方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

 k_{sv} : 鉛直方向せん断地盤バネのバネ定数 (kN/m)

(d) 鉛直方向せん断地盤バネの反力上限値 P_{sv}

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,

 $au_{
m f}:1$ 次元有効応力解析で得られる時刻 $t_{
m max}$ における $\sigma'_{
m m}$ に対応するせん断応力の上限 値

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

ここで,

c:粘着力(kN/m²)

φ_{CD}: 内部摩擦角

σ'm: 平均有効主応力(kN/m²)

表 6.12.4-9 鉛直方向せん断地盤バネの反力上限値の設定方法

地盤バネ3	一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
(重畳時)	が最大となるケースから算出する。
地盤バネ4	一次元有効応力解析で得られる地盤物性のうち地表面変位が
(重畳時)	最大となるケースから算出する。

D: 杭径(m)

H: 支配長さ(m)

(e) 杭先端の鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成 14 年 3 月)」p. 285 に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_{v} = k_{v0} \left(\frac{B_{v}}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで,

kv: 杭先端の鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

 $k_{\nu\theta}$: 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_s: 地盤の変形係数 (kN/m³): 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の 方法で算定する。(表 6.12.4-3 参照)

B_v:基礎の換算載荷幅(m)

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

ここで,

A_v:鉛直方向の載荷面積(m²)

(f) 杭先端の鉛直方向地盤バネの反力上限値 *P_v* 重畳時の反力上限値 *P_v* の算定方法を以下に示す。

 $P_{v} = \sigma_{f} A_{v}$ $\subset \subset \mathcal{C},$

 σ_f : 一次元有効応力解析で得られる時刻 t_{max} における σ'_m に対応する軸圧縮応力の上限

値

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

ここで,

C: 粘着力(kN/m²)

φ cD: 内部摩擦角

σ'm: 平均有効主応力(kN/m²)

表 6.12.4-11 杭先端の鉛直方向地盤バネの反力上限値の設定方法

地盤バネ3	一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
(重畳時)	が最大となるケースから算出する。
地盤バネ4	一次元有効応力解析で得られる地盤物性のうち地表面変位が
(重畳時)	最大となるケースから算出する。

 A_v : 杭先端の面積 (m²) = $\pi/4 \times D^2$ (D は杭径 (m))

b. 1次元地震応答解析

重畳時の地盤剛性及びバネの上限値を設定するために1次元地震応答解析を実施する。 1次元地震応答解析は、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる 有効応力解析を実施する。

地震応答解析には、解折コード「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、別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」(資料番号:付録 24)に示す。

(a) 地盤のモデル化

地盤は、FLIP におけるマルチスプリング要素でモデル化する。

(b) 減衰特性

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

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次

固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化してい

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

採用した。

くことを考慮できる。

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

[C]:減衰係数マトリックス

「M】:質量マトリックス

[K]:剛性マトリックス

 α , β : 係数

係数 α , β は以下のように求めている。

 $\alpha = 0$

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

ここで,

f:固有値解析により求められた1次固有振動数

h: 各材料の減衰定数

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

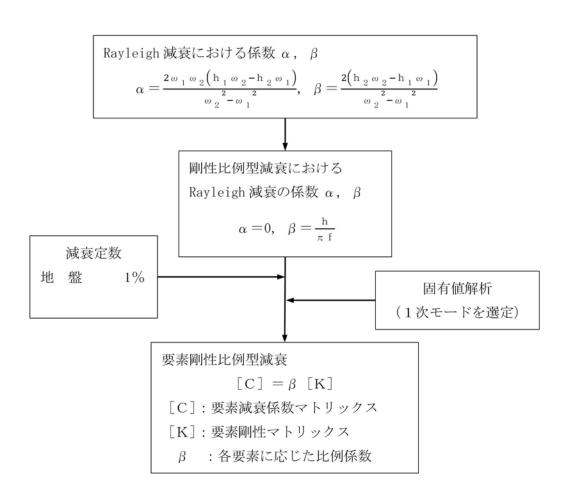


図 6.12.4-12 Rayleigh 減衰の設定フロー

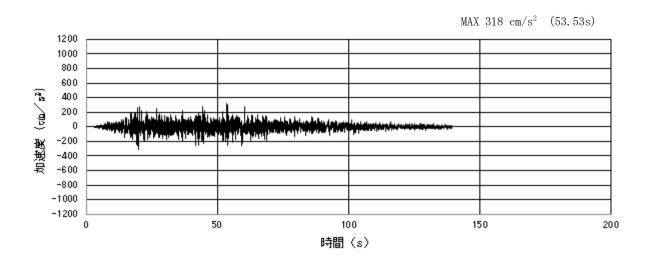
表 6.12.4-12 固有値解析結果(追而)

(c) 入力地震動

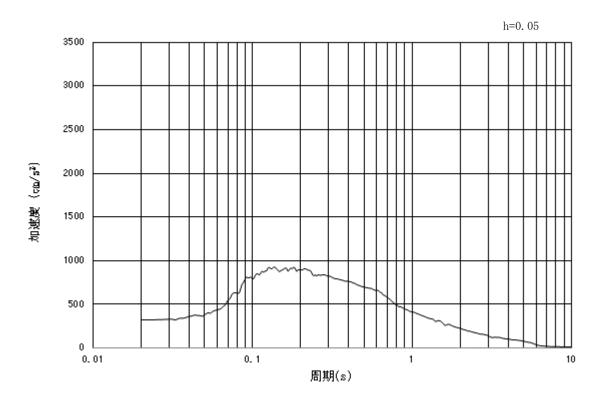
入力地震動は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は,解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D 1を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものを用いる。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,別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。(資料番号:付録 39)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 6.12.4-13 及び図 6.12.4-14 に示す。

イ. 断面①

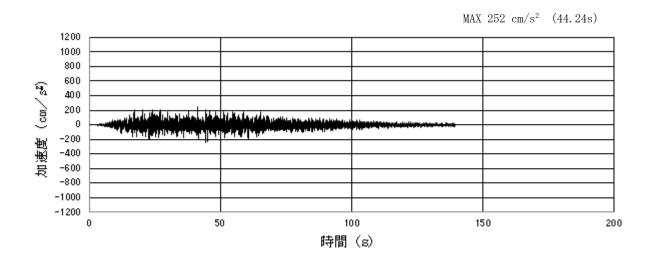


(a) 加速度時刻歷波形

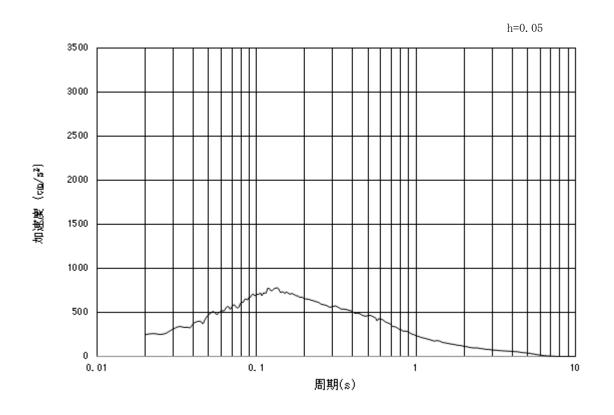


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.12.4-13 (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)



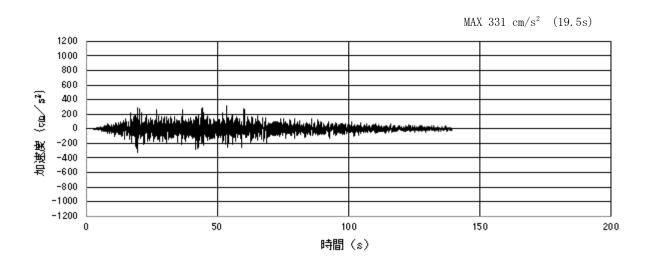
(a) 加速度時刻歷波形



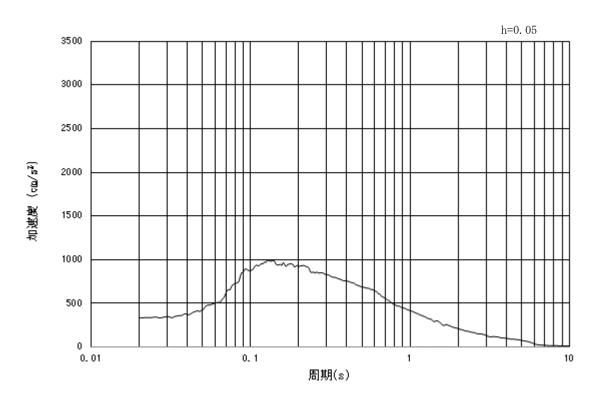
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.12.4-13 (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)

口. 断面③



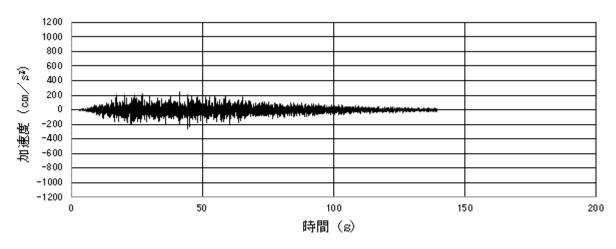
(a) 加速度時刻歷波形



(b) 加速度応答スペクトル

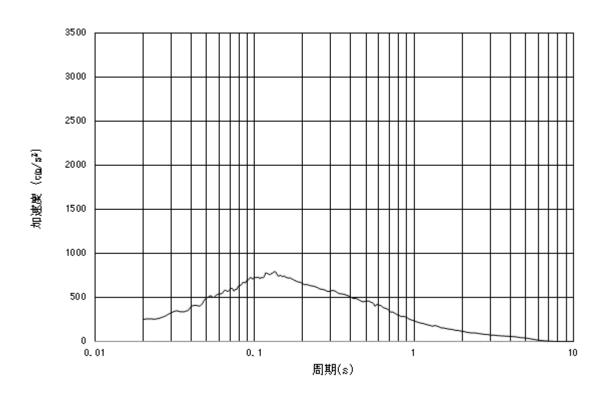
図 6.12.4-14(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_d-D1)

MAX 256 cm/s 2 (44.22s)



(a) 加速度時刻歷波形

h=0.05



(b) 加速度応答スペクトル

図 6.12.4-14(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_d-D1)

c. 解析ケース

津波時の 2 次元静的フレーム解析における解析ケースは、地盤バネを「6.12.4(2) 2 次元静的フレーム解析モデル」で示した 2 つのケースで設定し、それぞれに「6.12.4(3) 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した津波時の荷重を、基準津波時及び T.P.+24.0 m 津波時で載荷し照査する。

重畳時は、表 6.12.4-13 に示したケースで1次元地震応答解析を実施し、地表面変位最大となるケースと地表面加速度が最大になるケースを用いて地盤バネ及び鋼管杭の変位を2ケース設定し、それぞれに「6.12.4(3) 荷重及び荷重の組み合わせ」で示した重畳時の荷重を、基準津波時及びT.P.+24.0 m津波時で載荷し照査する。

表 6.12.4-13 2次元静的フレーム解析における1次元地震応答解析検討ケース

検討	ケース	① 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 σ)した解 析ケース	③ 地盤物性の ばらつきを 考慮(-1 σ)した解 析ケース	④ 地盤を強制 的に液状化 させること を仮定した 解析ケース	⑤ 原地盤にお いて非液状 化の条件を 仮定した解 析ケース	⑥ 地盤物性のば らつきを考慮 (+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 砂に基づ く液状化 強度特性	液状化パ ラメータ を非適用	液状化パラ メータを非 適用
地震波	$S_d - D1$	1	1	1	1	1	1
	計	1	1	1	1	1	1

6.12.5 許容限界

(1) 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。

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,

P_a: 引張力に対する許容限界(N)

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

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

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。

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

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_a/Ao≦fn

pa: 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/md)

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。

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

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

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

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

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_{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)

φ₁, φ₂: 低減係数 (短期荷重用: φ₁=1.0, φ₂=2/3)

 $s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 $(s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_{v})$ (N/m²))

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。

c σ{ga}: コンクリートの支圧強度 (_c σ_{ga}=0.5√ (Fc · Ec))

 $_{c}\sigma_{t}$: 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/m²)

Ec:コンクリートのヤング係数 (N/m²)

 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 π 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。

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

(2) コンクリート

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)」に基づき、基準津波時は鉄筋コンクリートの許容応力度に 対して1.5 倍の割増を考慮した短期許容応力度とする。また、T.P. +24 m 津波時は、 降伏応力度とする。

表 6.12.5-1 コンクリートの許容限界 (基準津波時)

	評価項目					
コンクリート	コンクリート f'ck=40 N/mm² 許容支圧応力度σca					

(T.P.+24 m津波時)

	評価項目				
コンクリート	24				

(3) 鋼材

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

表 3.4-5 鋼材の許容限界

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

*t:鋼材の板厚

6.12.6 評価方法

(1) 一般部の地震時相対変位

防潮堤が直線上に並んでいる一般部においては、地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、地震時の構造物の変形量及び位相は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、地盤変位に対して保守性を考慮して、豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させた場合の相対変位を求める。設計用の相対変位としては、その相対変位を2倍したものを使用する。

x 方向の相対変位 δ x:

 $\delta x = abs \{ \delta x (豊浦砂) \} \times 2$

y 方向の相対変位 δ y:

 $\delta y = abs \{ \delta y (豊浦砂) \} \times 2$

z 方向の相対変位 δ z:

 $\delta z = abs \{ \delta z (豊浦砂) \} \times 2$

合成方向変位(3 方向合成) $\delta: \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$

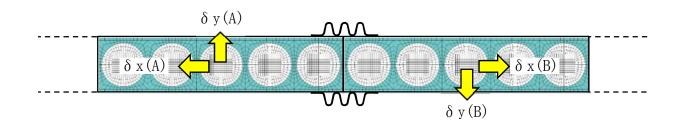


図 6.12.6-1 地震時の相対変位の概念図

(2) 隅角部及び異種構造物間の相対変位量

隅角部及び異種構造物間の変位量の設定は、一般部の結果より、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部及び異種構造物間の相対変位 概念図を図 6.12.6-2 及び図 6.12.6-3 に示す。

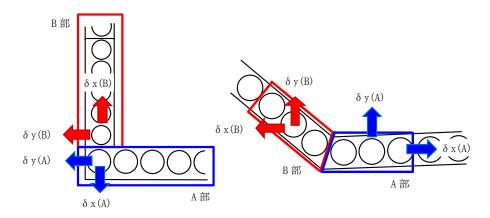


図 6.12.6-2 隅角部の相対変位 概念図

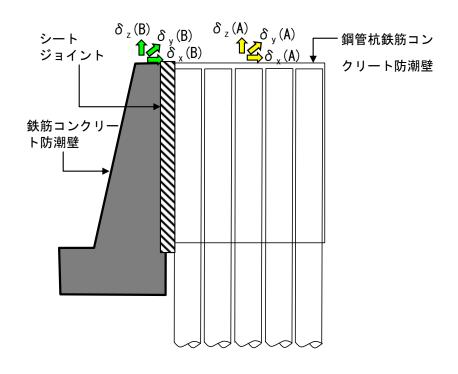


図 6.12.6-3 異種構造物間の相対変位 概念図

(3) 一般部の津波時相対変位量

津波時においては、地震時の残留変位に津波時の変位を加えて、防潮壁ブロック間の相対変位を設定する。津波時の設計用相対変位は、以下の式により水平 2 方向(x 方向,y 方向)及び鉛直方向(z 方向)それぞれについて算出する。さらに、x 方向,y 方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。津波時の相対変位の概念図を図 6.12.6-4 に示す。

x方向の相対変位 δx : $\delta x = \delta x(A) + \delta x(B)$

y 方向の相対変位 δ y : δ y = δ y (A) + δ y (B)

z方向の相対変位 δz : $\delta z = \delta z(A) + \delta z(B)$

合成方向変位(3 方向合成) δ : $\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$

ここで,

 $\delta x(A)$, $\delta y(A)$, $\delta z(A)$: 地震時の残留変位 $\delta x(B)$, $\delta y(B)$, $\delta z(B)$: 津波時の相対変位

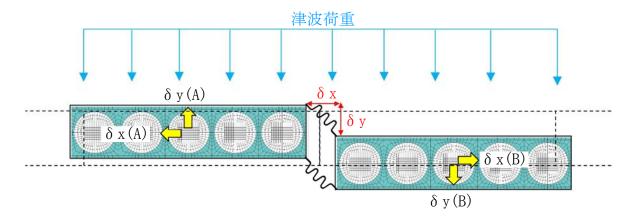


図 6.12.6-4 津波時の相対変位の概念図

(4) 隅角部及び異種構造物間の津波時相対変位量

隅角部及び異種構造物間の変位量の設定は、地震時と同様に津波時の一般部の相対変位を基準とし、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部及び異種構造物間の相対変位 概念図を図 6.12.3-5 及び図 6.12.3-6 に示す。

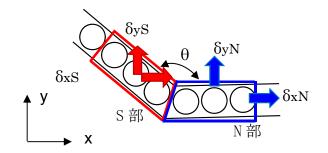


図 6.12.6-5 隅角部及び異種構造物間の津波時相対変位量の概念図

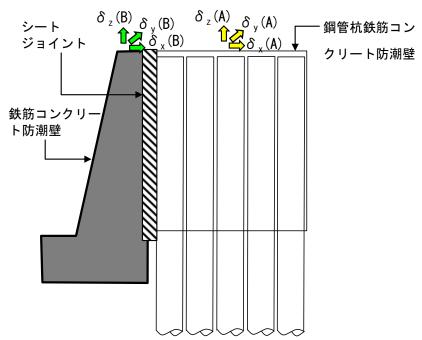


図 6.12.6-6 異種構造物間の津波時相対変位 概念図

(5) 一般部の重畳時相対変位量

重畳時(津波+余震)においては、地震時の残留変位に重畳時の相対変位を加えて、相対変位を設定する。

重畳時(津波+余震時)の設計用相対変位は、以下の式により水平 2 方向(x 方向、y 方向)及び鉛直方向(z 方向)それぞれについて算出する。さらに、x 方向、y 方向及び z 方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。重畳時(津波+余震時)の相対変位の概念図を図 6.12.6-7 に示す。

x 方向の相対変位 δx : $\delta x = \delta x(A) + \delta x(B)$

y 方向の相対変位 δ y : δ y = δ y (A) + δ y (B)

z方向の相対変位 δz : $\delta z = \delta z(A) + \delta z(B)$

合成方向変位(3 方向合成) $\delta: \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$

ここで,

 $\delta x(A)$, $\delta y(A)$, $\delta z(A)$: 地震時の残留変位 $\delta x(B)$, $\delta y(B)$, $\delta z(B)$: 津波時の相対変位

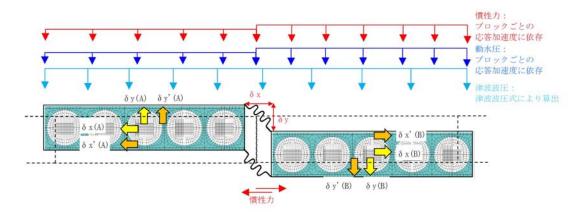


図 6.12.6-7 重畳時(津波+余震時)の相対変位の概念図

(6) 隅角部及び異種構造物間の重畳時(津波+余震時)の相対変位量

隅角部及び異種構造物間の変位量の設定は、重畳時の一般部を基準とし、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部及び異種構造物間の相対変位 概念図を図 6.12.6-8 及び図 6.12.6-9 に示す。

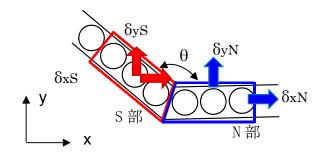


図 6.12.6-8 隅角部及び異種構造物間の重畳時(津波+余震時)の相対変位量の概念図

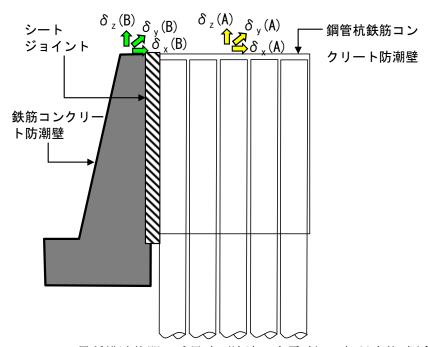


図 6.12.6-9 異種構造物間の重畳時(津波+余震時)の相対変位 概念図

(7) 防潮壁間の相互の支圧力の評価方法

防潮壁境界部は空隙を設けない構造とすることから、隣接する躯体同士が地震時の相互 の支圧力に対して、鉄筋コンクリート壁体が損傷をしないことを確認する。

具体的には、以下の式により隣接する防潮壁躯体あるいは鉄筋コンクリート防潮壁側の 竪壁の慣性力を防潮壁側面に載荷して、支圧応力の照査を実施する。ここで、慣性力と防 潮壁側面の概念図を図 6.12.6-10 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁側に働く慣性力 F:

$$F = ma$$

m:鉄筋コンクリート防潮壁の質量

a: 地震時加速度

防潮壁側支圧応力度 σ cv:

$$\sigma_{cv} = \frac{F}{b \cdot h} \le \sigma_{ca}$$

b: 防潮壁の幅 h: 防潮壁高さ

σ_{ca}: 支圧応力度の許容応力度

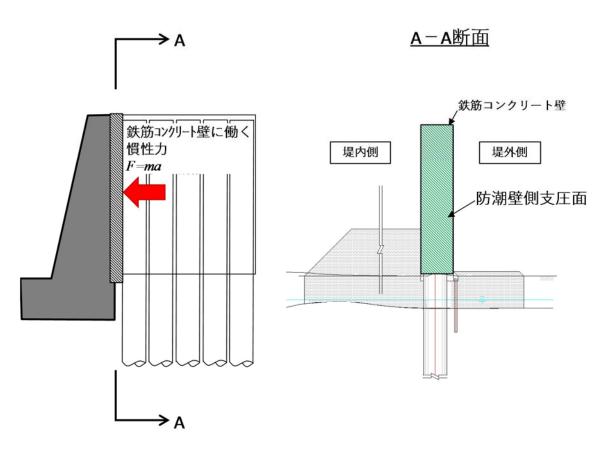


図 6.12.6-10 慣性力と防潮壁側面の概念図

(8) 止水ジョイント部材鋼製アンカーの評価方法

a. シートジョイント

シートジョイントの取付けボルトの評価は、シートジョイントに作用する最大張力によるせん断力 S と引張力 T を考慮して、以下の式で行う。

$$\sigma_{sa} = T / (n \cdot A)$$

 $\tau_{sa} = S / (n \cdot A)$

ここで, σ_{sa}:取付けボルト鋼材の引張短期許容応力度

τ sa: 取付けボルト鋼材のせん断短期許容応力度

A:取付けボルトの断面積

n:アンカーボルトの 1m あたりの本数

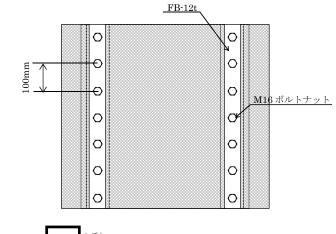
シートジョイントのアンカーボルトの評価は、取付けボルトと同様に、シートジョイントに作用する荷重が、アンカーボルトの許容限界よりも小さいことを確認する。

T≦P_a

S≦qa

ここで、Pa: 引張力に対する許容限界(N)

qa: せん断力に対する許容限界 (N)



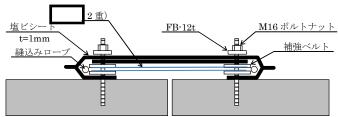


図 6.12.6-11 シートジョイント概要図

b. ゴムジョイント

ゴムジョイントのアンカーボルトの評価は、ゴムジョイントに作用する荷重が許 容限界よりも小さいことを確認する。

 $T \leq P_a$

S≦qa

ここで、Pa: 引張力に対する許容限界(N)

qa: せん断力に対する許容限界 (N)

コンクリートの評価は、アンカーボルトがせん断力を受けるため、コンクリート破壊について評価する。図 6.12.6-5 よりコンクリートの破断面積 Ac を次式により求め、発生するせん断応力が許容限界よりも小さいことを確認する。

 $Ac = 2 \cdot (B_1 + B_2 / \sin 45^{\circ}) \cdot L_1$

ここで, Ac: コンクリートの破断面積 (mm²)

 $B_1: \sim 0$ あき (mm)

B₂:へりあき (mm)

 $L_1: アンカーの埋め込み長さ (mm)$

 $\sigma_1 = S/Ac$

ここで、 σ_1 : 発生せん断応力 (mm^2)

S: せん断力 (N)

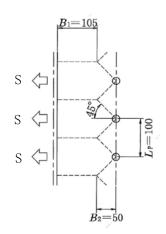


図 6.12.6-12 アンカーボルト 設置平面図

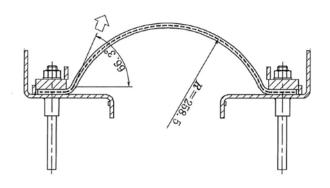


図 6.12.6-13 ゴムジョイント概要図

追而

6.12.7 評価結果 追而

6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明

6.13.1 概要

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、防潮堤においては、構造上の境界部及び構造物間には地震時の荷重に伴う部材間の相対変位に追従する止水ジョイント部材を設置し、機能維持を図る設計とする。また、津波時における漂流物の衝突による止水ジョイント部材の損傷が懸念される箇所に鋼製防護部材を設置する。

本資料は、防潮堤のブロック間相対変位に対応可能な構造とする鋼製防護部材を設置するにあたり、鋼製防護部材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、アンカーにより防潮堤に設置されていることを確認するものである。

C	10	0	#++41
h.	13.	7.	基本方針

V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 機能維持の方針」を踏まえ、鋼製防護部材の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

(1) 位置

鋼製防護部材の位置図を図 6.13.2-1 に示す。

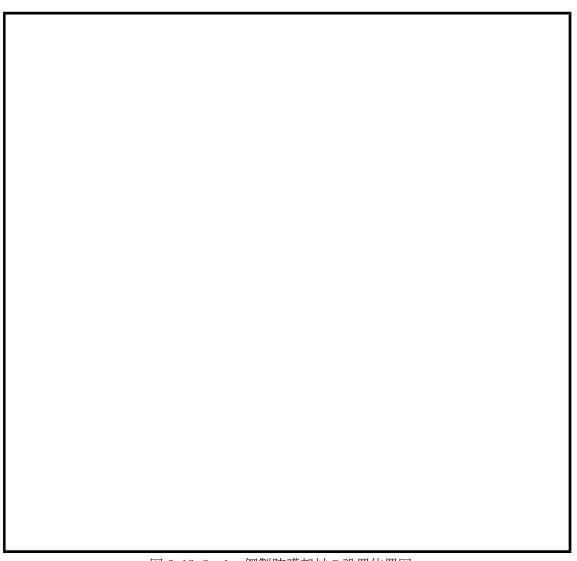
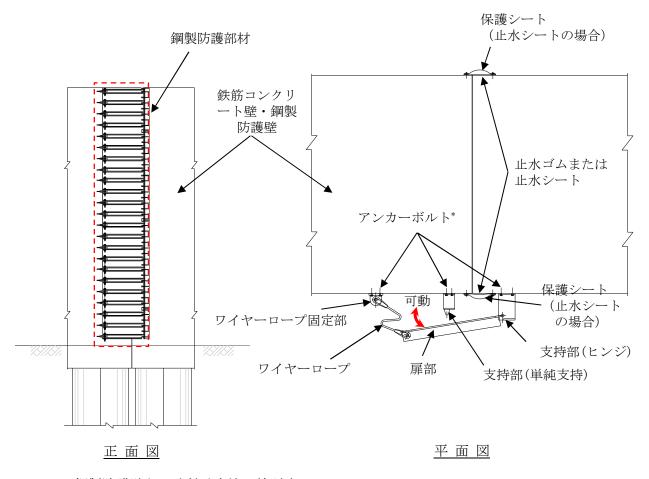


図 6.13.2-1 鋼製防護部材の設置位置図

(2) 構造概要

防潮壁と隣接する構造物との境界には、止水性を確保するための止水ジョイント部材が 設置される。この止水ジョイントを漂流物から防護するために、鋼製防護部材が取り付け る。

鋼製防護部材の構造概要図を図 6.13.2-2 に、構造詳細図を図 6.13.2-3 及び図 6.13.2 -4 に示す。



*鋼製防護壁との取付け方法は検討中

図 6.13.2-2 構造概要図

図 6.13.2-3 構造詳細図 (一般部) 追而

図 6.13.2-4 構造詳細図 (隅角部) 追而

防潮堤のブロック間相対変位に対する追随性を確保するために、鋼製防護部材の形状に 必要な条件を表 6.13.2-1 に示す。

表 6.13.2-1 鋼製防護部材 形状条件

	変位量追随性の検討	议	
対	対象部位 検討項目		必要条件
三拉	扉体	長さ	防潮堤のブロック間相対変位が生じても,支持部(単純支持)から外れないように十分な長さを有する。
扉部	扉部ヒンジ	回転可能角度	防潮堤のブロック間相対変位が生じ ても, 扉部を拘束しない十分に大き い角度の回転が可能である。
ワイヤーロープ	ワイヤーロープ ワイヤーロープ本体		防潮堤のブロック間相対変位が生じ ても, 扉部を拘束しない十分な長さ を有する。

(3) 設計方針

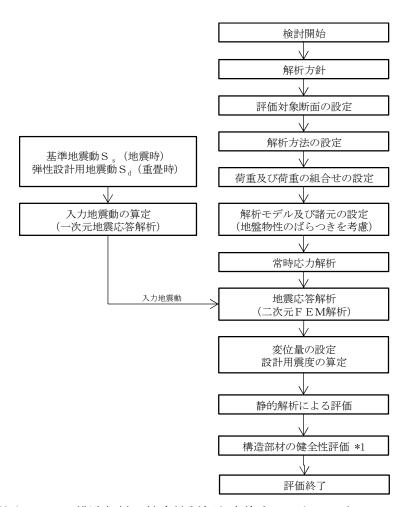
鋼製防護部材の強度評価は,表 6.13.2-2の鋼製防護部材の評価項目に示すとおり,構造部材の健全性評価を行う。

鋼製防護部材の強度評価の検討フローを図 6.13.2-5 に示す。

表 6.13.2-2 鋼製防護部材の評価項目

評価	評価	部位		評価	許容
方針	項目			方法	限界
			扉 体	発生応力が許容限界以	短期許容応力度
			79F Y **	下であることを確認	应为ITI 在心乃及
			回転軸	発生応力が許容限界以	短期許容応力度
		扉部	121年24年1	下であることを確認	应朔计台心刀反
		構造 部	扉部ヒンジ	発生応力が許容限界以	短期許容応力度
構造強度	<u> </u>			下であることを確認	应朔计台心刀及
神旦强度 を有する	材の		アンカーボ	発生応力が許容限界以	短期許容応力度
を有りる	クリード 健全性		ルト*	下であることを確認	应别计台心刀及
) (建土) (土)		ワイヤーロ	発生応力が許容限界以	短期許容応力度
		ワイヤ・	ープ本体	下であることを確認	应别计台心刀及
		, ,	ワイヤーロ	発生応力が許容限界以	短期許容応力度
		プ部	ープ固定部	下であることを確認	应别计谷心刀及
		/ pp	アンカーボ	発生応力が許容限界以	短期許容応力度
			ルト*	下であることを確認	应判计台心刀及

^{*}鋼製防護壁の場合は検討中。



注記 *1: 構造部材の健全性評価を実施することで,表 6.13.2-2 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 6.13.2-5 鋼製防護部材の評価フロー

(4) 適用基準

表 6.13.2-3 に適用する規格,基準類を示す。

表 6.13.2-3 適用する規格,基準類

項目		適用する規格,基準類	備考
使用材料および材料定数		・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕 (2002 年)	_
荷重及び荷重の組み合わせ		・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002年)	・永久荷重+偶発荷重+従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討
許容限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002年)	・曲げに対する照査は、発生応力が、短期許容応力度以下であることを確認・せん断に対する照査は、発生応力または発生せん断力が、短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認
	鋼材, 接合ボルト	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編(平成14年3月)	
	アンカーボルト	・各種合成構造設計指針・同解 説(2010年11月)	
	ワイヤーロープ	・津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)(平成21年)・日本工業規格(JIS G 3549-2000)	
地震応答解析		・原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-2015・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

(5) 地震応答解析における評価対象断面

地震応答解析では、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁解析モデルの天端での応答加速度を 求める。鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁天端での応答加速度は、岩盤標高が高く第四紀層 の厚さが薄い I 区間および II 区間で大きくなるため、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評 価対象断面である断面①と断面②で地震応答解析を実施する。断面①, 断面②における基 準地震動 S_sによる防潮壁天端での加速度の最大値を用いて、鋼製防護部材に与える静的 震度を算出する。評価対象断面の位置図を、図 6.13.2-6 に示す。

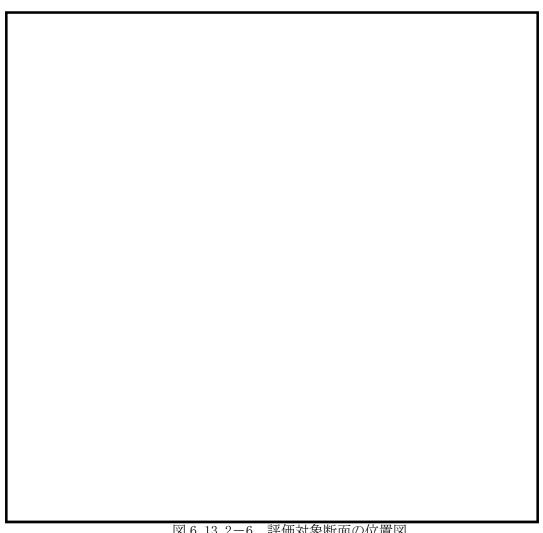


図 6.13.2-6 評価対象断面の位置図

6.13.3 地震応答解析

(1) 解析方法

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

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

a. 構造部材

鋼製防護部材を取り付ける鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

b. 地盤

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

c. 減衰特性

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

(2) 荷重及び荷重の組合せ

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

a. 耐震安全性評価上考慮する状態

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

(a) 運転時の状態

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

(b) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(c) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(d) 重大事故時の状態

重大事故時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

b. 荷重

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体自重を考慮する。津波監視カメラは軽量なため考慮していない。

(b) 地震荷重

基準地震動S。による荷重を考慮する。

(c) 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。

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

風荷重として,風速30 m/sの風圧力を考慮する。

c. 荷重の組合せ 荷重の組合せを表 6.13.3-1 に示す。

表 6.13.3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考慮荷重	躯体自重	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
		機器・配管自重		・津波監視カメラは軽量のため考慮しない
		土被り荷重		・土被りはないため考慮しない
		上載荷重		・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない
	静止土圧		\circ	・常時応力解析により設定する
	外水圧		0	・地下水位に応じた静水圧として設定する・地下水の密度を考慮する
	内水圧			・内水はないため考慮しない
	積雪荷重		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	0	・風荷重を考慮する
偶発荷重 (地震荷重)		水平地震動	\circ	・基準地震動Ssによる水平・鉛直同時加振する
		鉛直地震動	0	・躯体,動土圧を考慮する
		動水圧	_	・自由水はないため動水圧は考慮しない

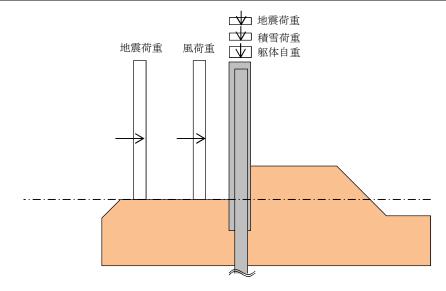


図 6.13.3-1 荷重概念図

(3) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S _s を 1 次元波動論によって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。地震応答解析モデルについては、「d 解析モデル及び諸元」に示す。入力地震動算定の概念図を図 6.13.3-2 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」(資料番号:付録39)に示す。

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

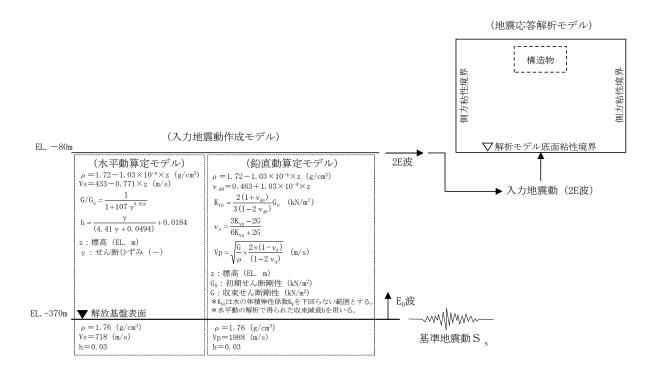
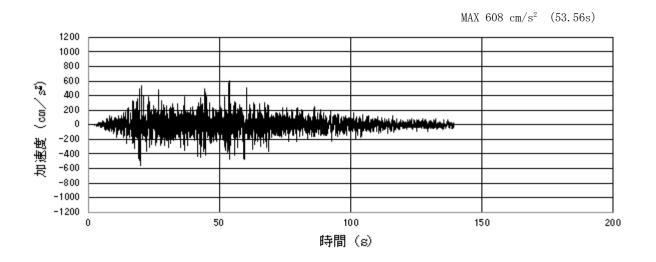
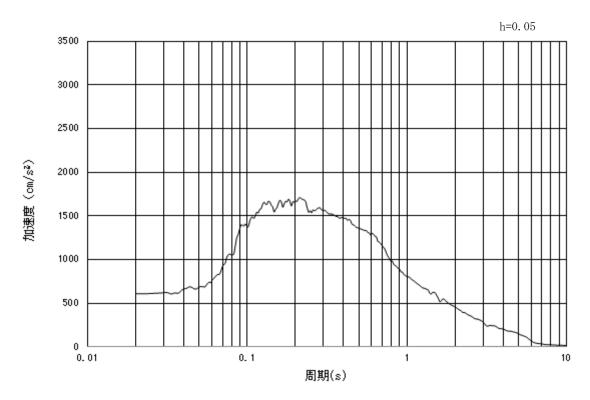


図 6.13.3-2 入力地震動算定の概念図

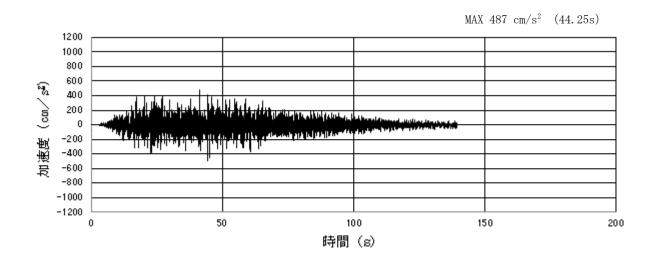
a. 断面①

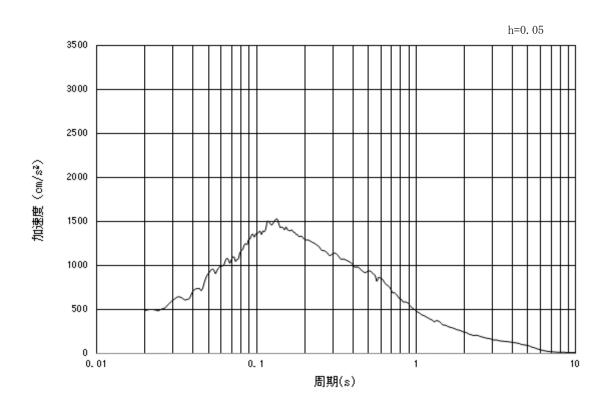




(b) 加速度応答スペクトル

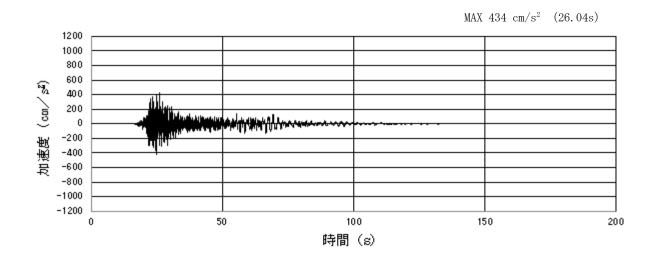
図 6.13.3-3 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-D1)

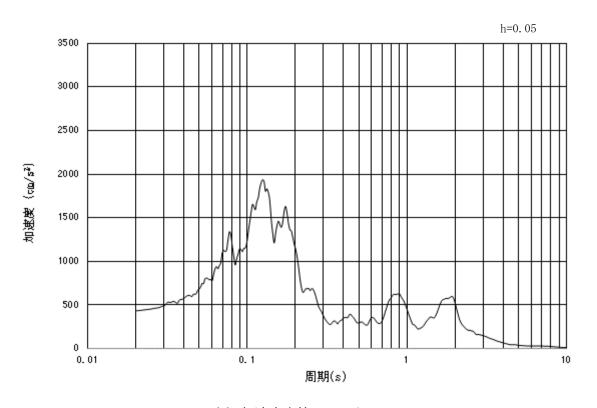




(b) 加速度応答スペクトル

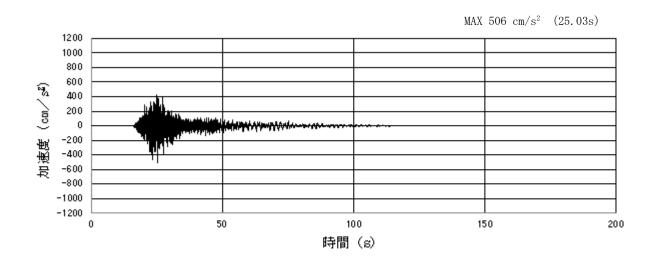
図 6.13.3-3 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-D1)

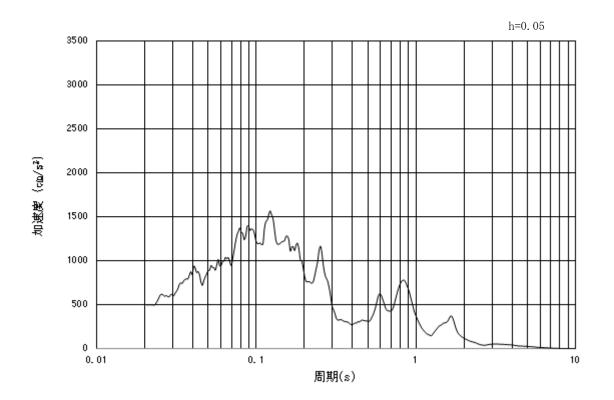




(b) 加速度応答スペクトル

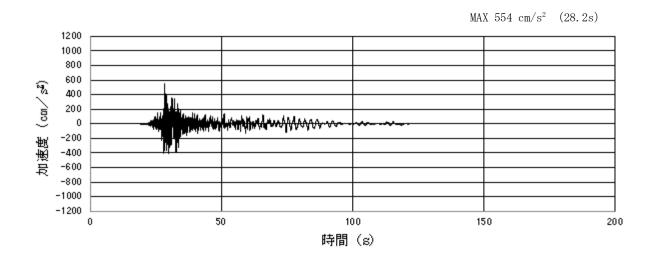
図 6.13.3-3 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル $(水平方向: S_s - 1 \ 1)$

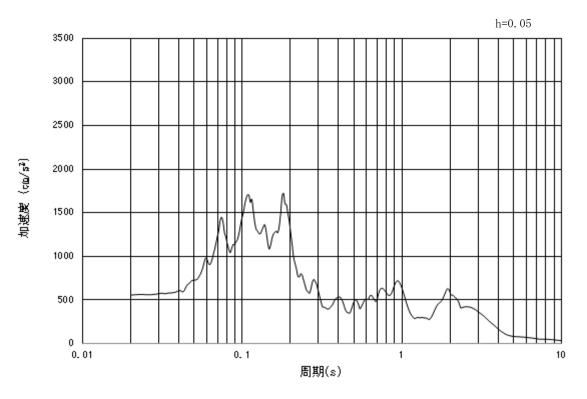




(b) 加速度応答スペクトル

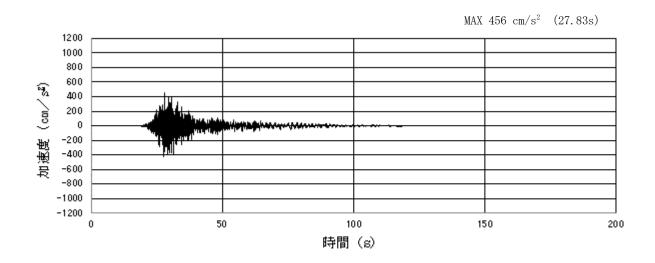
図 6.13.3-3 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-11)

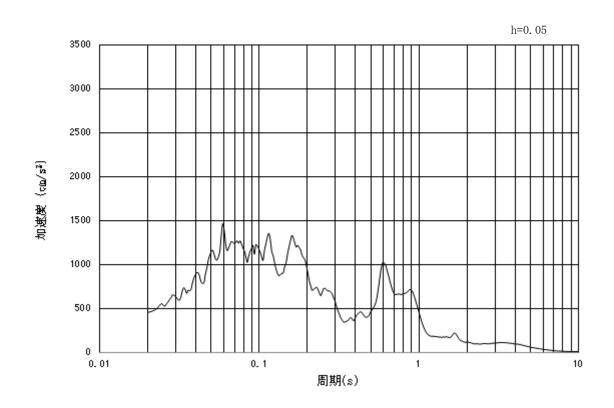




(b) 加速度応答スペクトル

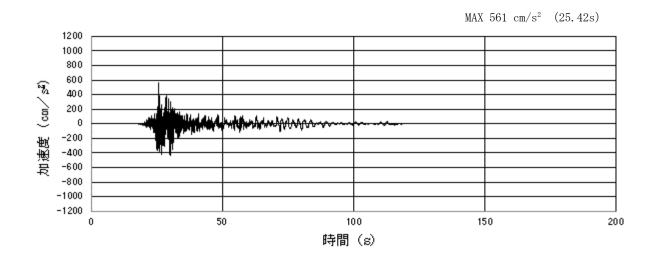
図 6.13.3-3 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル $(水平方向: S_s - 1 \ 2)$

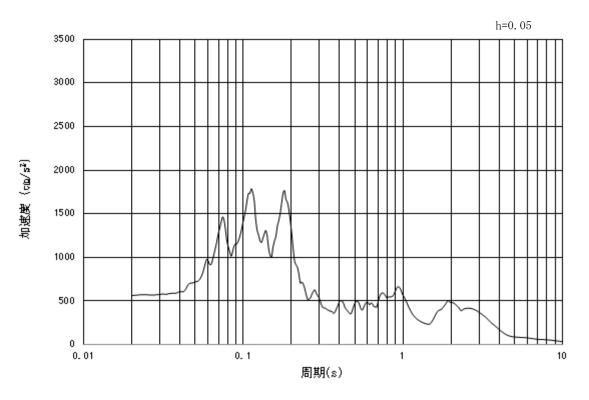




(b) 加速度応答スペクトル

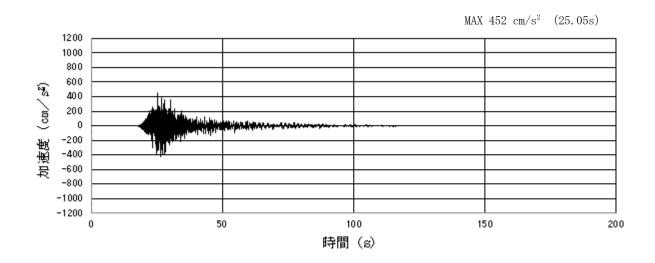
図 6.13.3-3 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-12)

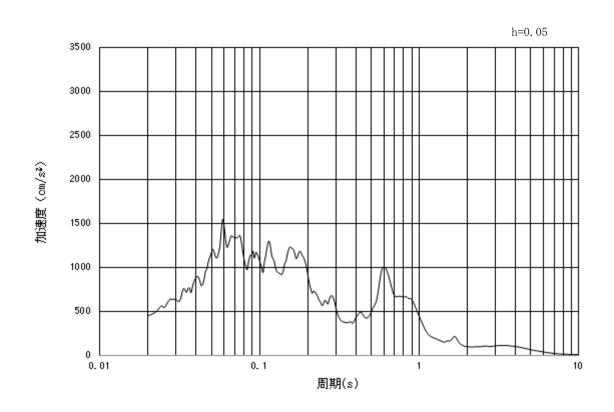




(b) 加速度応答スペクトル

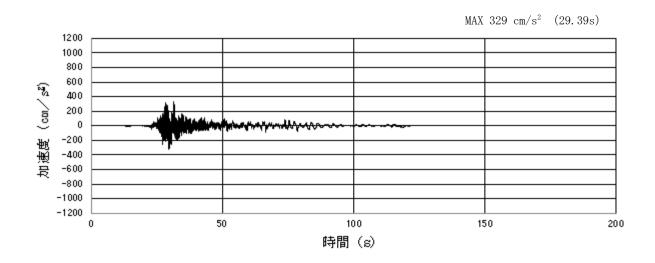
図 6.13.3-3 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル $(水平方向: S_s - 1 \ 3)$

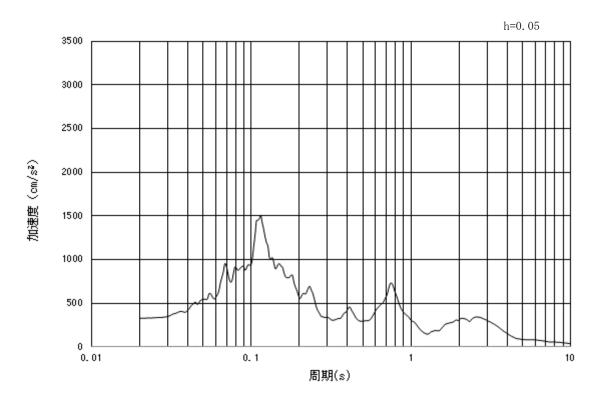




(b) 加速度応答スペクトル

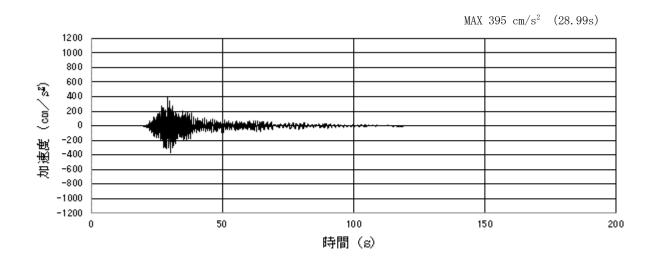
図 6.13.3-3 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-1 3)

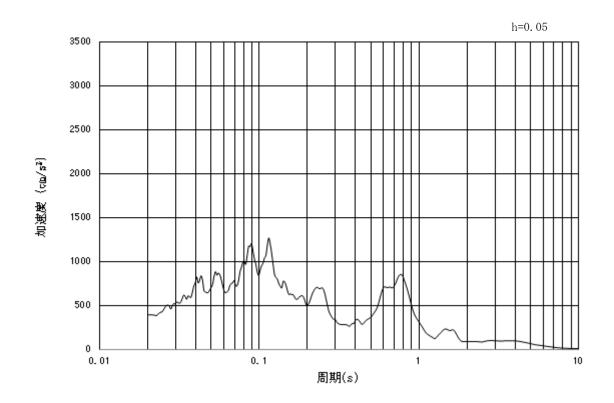




(b) 加速度応答スペクトル

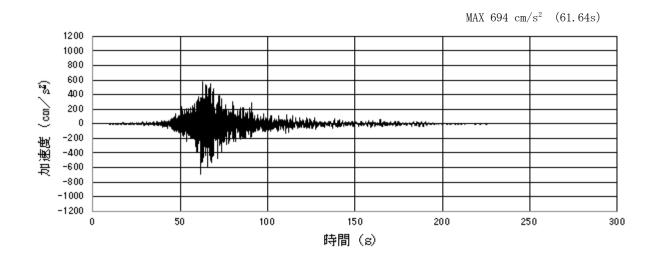
図 6.13.3-3 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル $(水平方向: S_s-1 \ 4)$

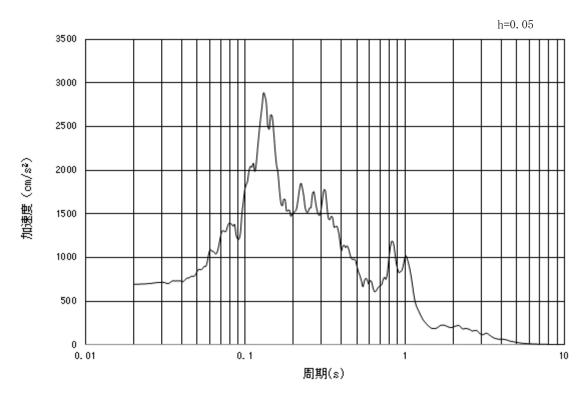




(b) 加速度応答スペクトル

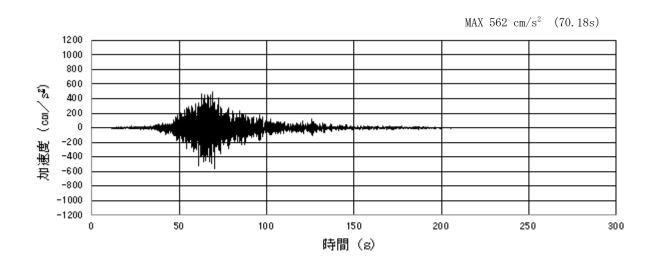
図 6.13.3-3 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-14)

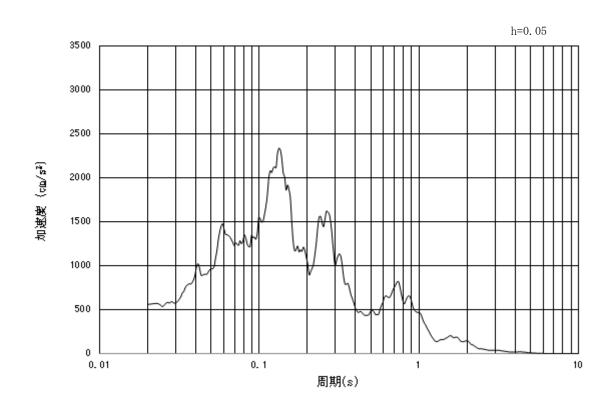




(b) 加速度応答スペクトル

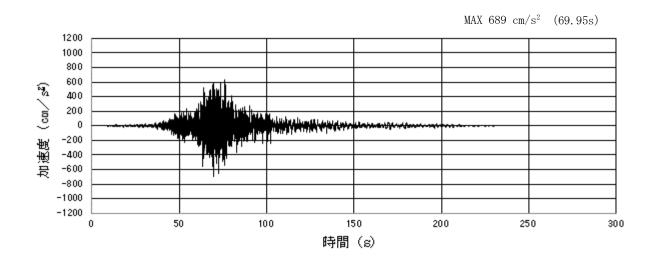
図 6.13.3-3 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-21)

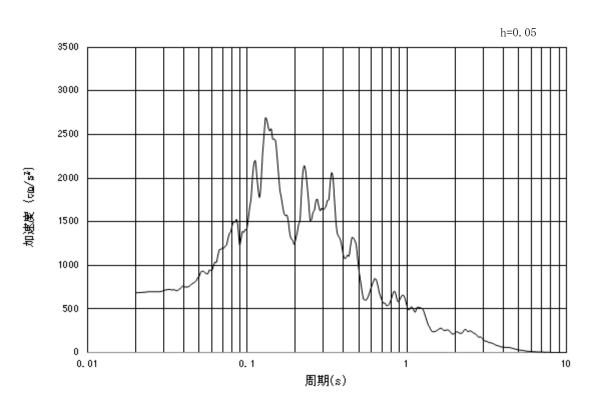




(b) 加速度応答スペクトル

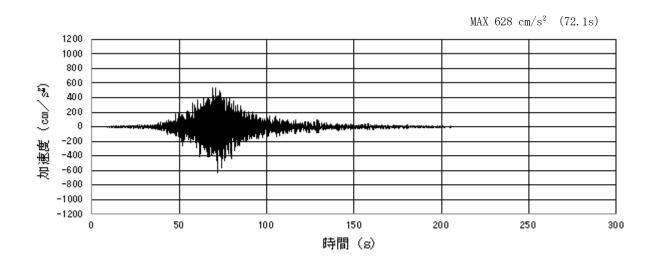
図 6.13.3-3 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-21)

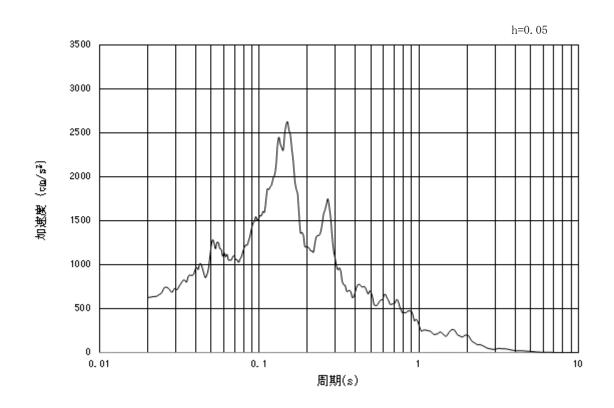




(b) 加速度応答スペクトル

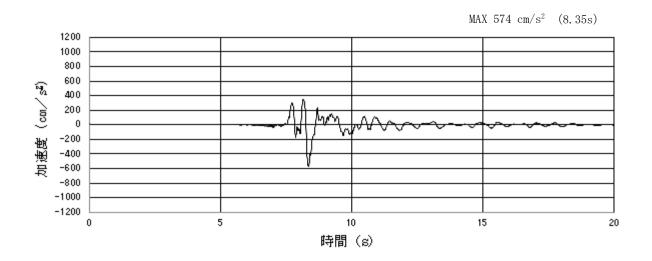
図 6.13.3-3 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-22)

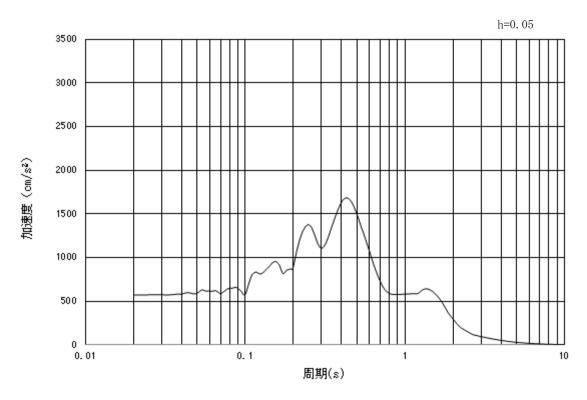




(b) 加速度応答スペクトル

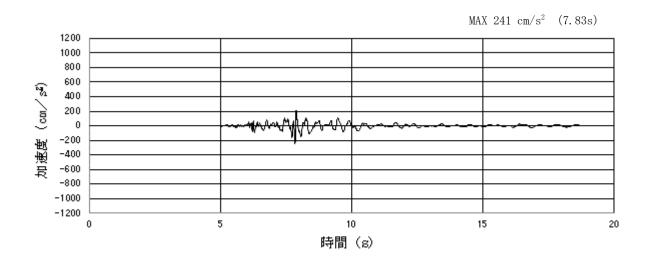
図 6.13.3-3 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-22)

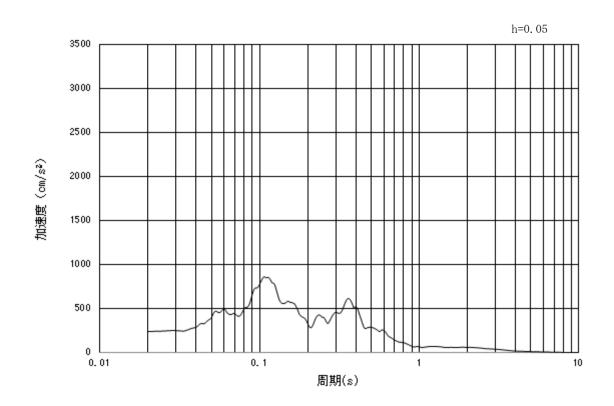




(b) 加速度応答スペクトル

図 6.13.3-3 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-31)

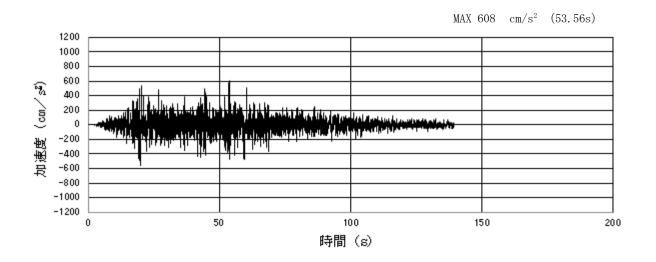


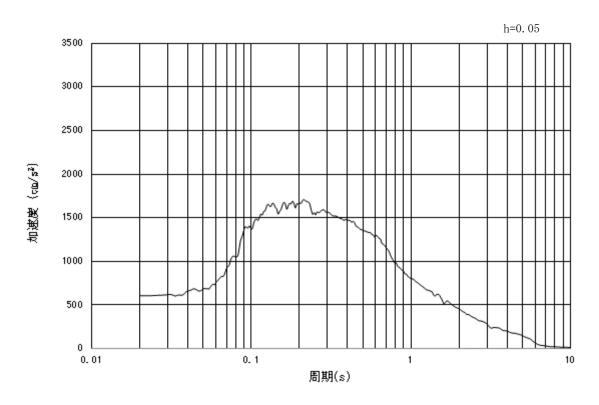


(b) 加速度応答スペクトル

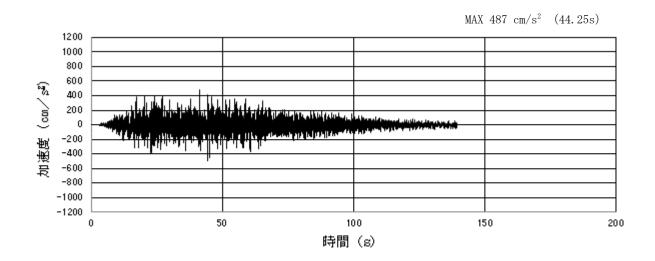
図 6.13.3-3 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-31)

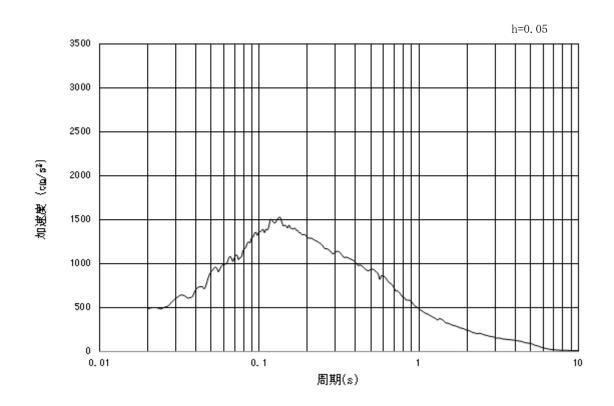
b. 断面②





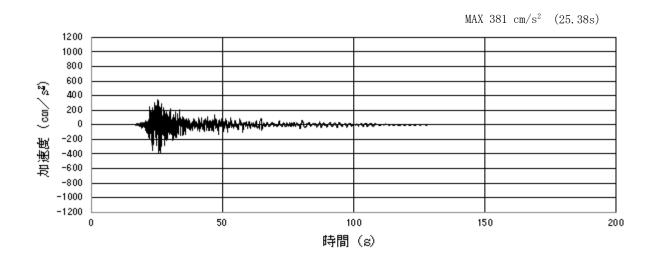
(b) 加速度応答スペクトル

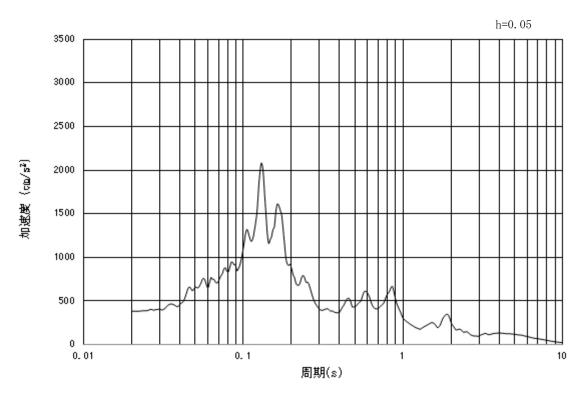




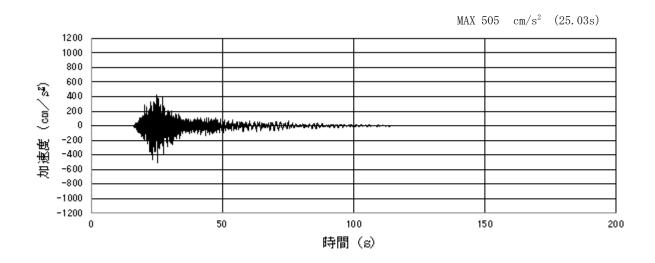
(b) 加速度応答スペクトル

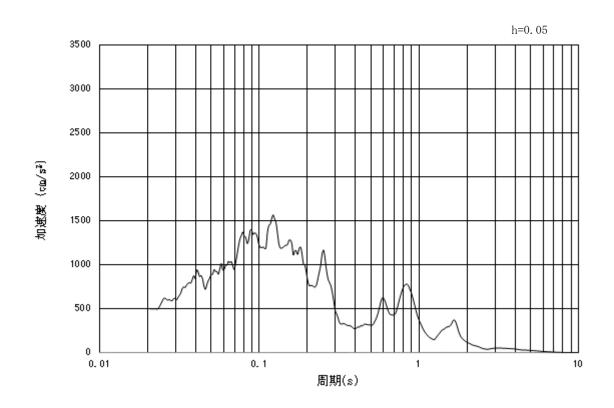
図 6.13.3-4 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-D1)





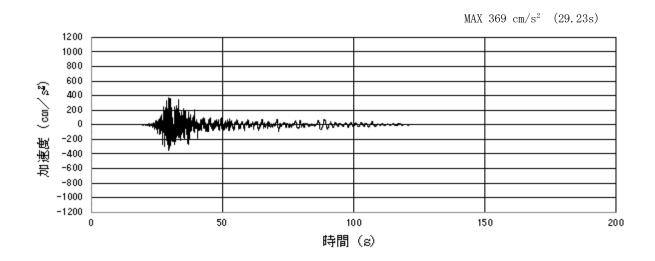
(b) 加速度応答スペクトル

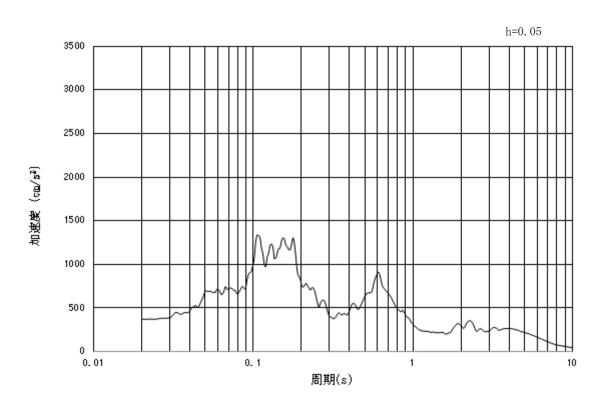




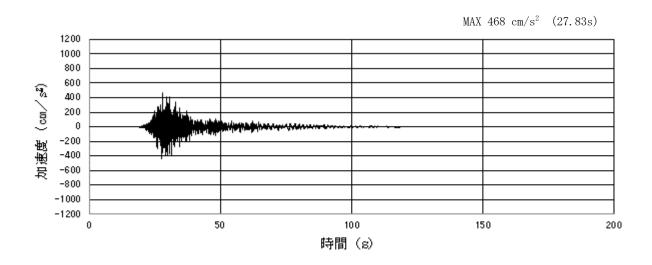
(b) 加速度応答スペクトル

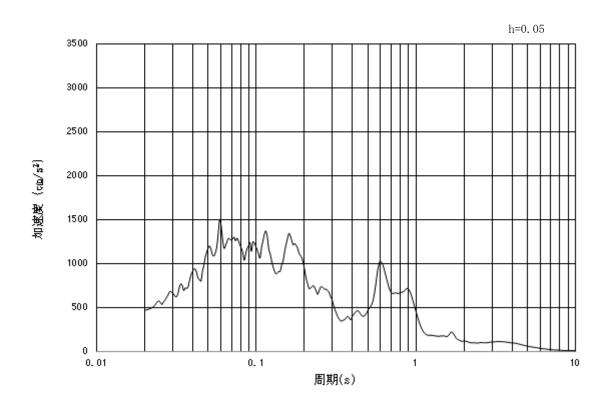
図 6.13.3-4 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-11)





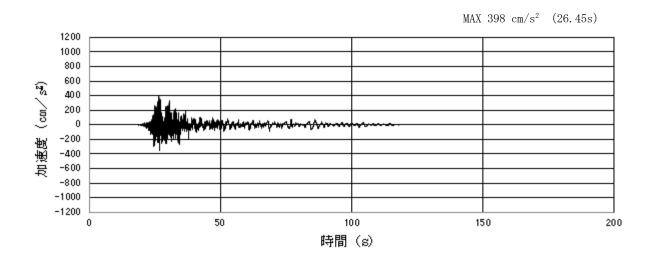
(b) 加速度応答スペクトル

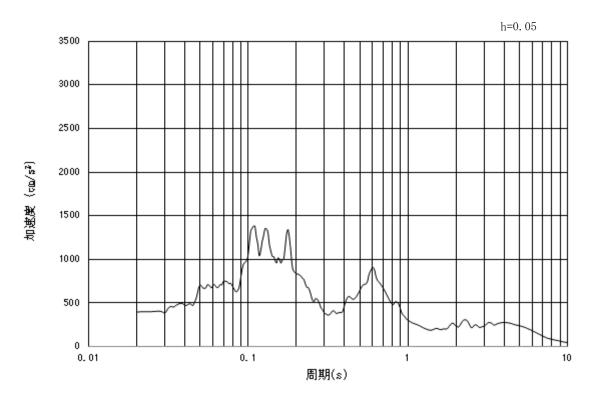




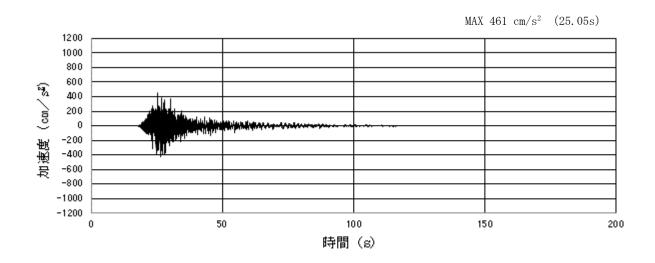
(b) 加速度応答スペクトル

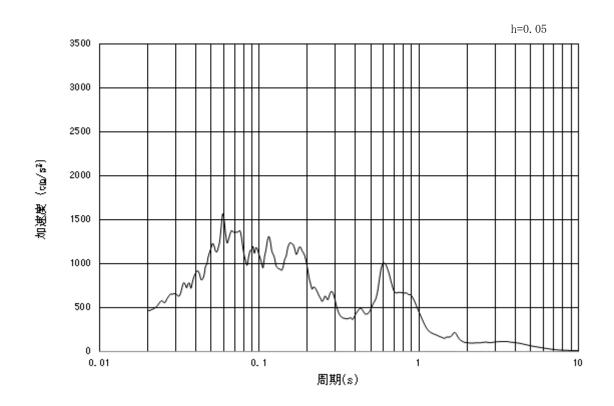
図 6.13.3-4 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-12)





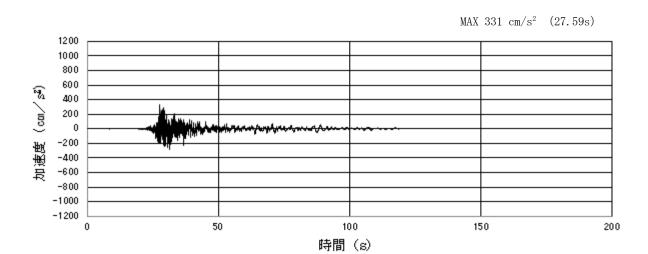
(b) 加速度応答スペクトル

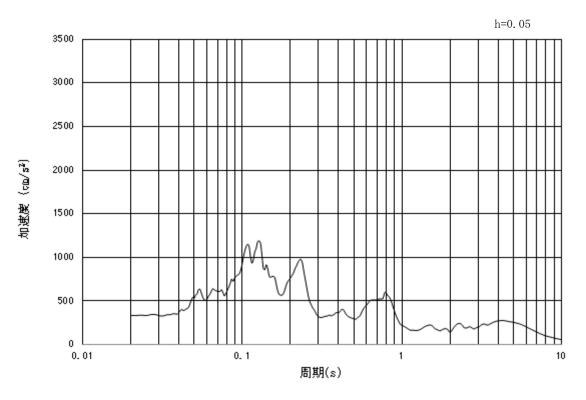




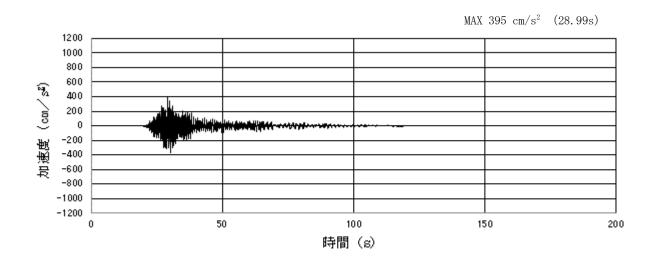
(b) 加速度応答スペクトル

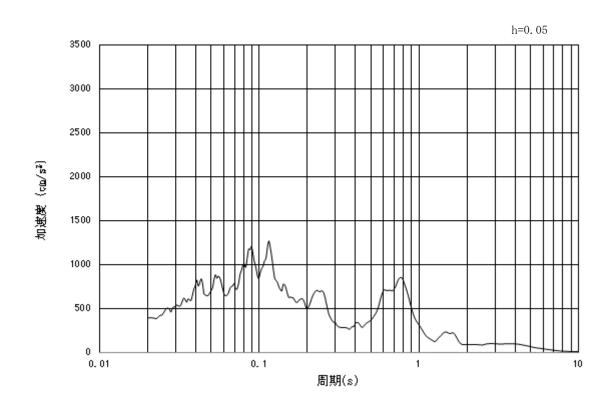
図 6.13.3-4 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-13)





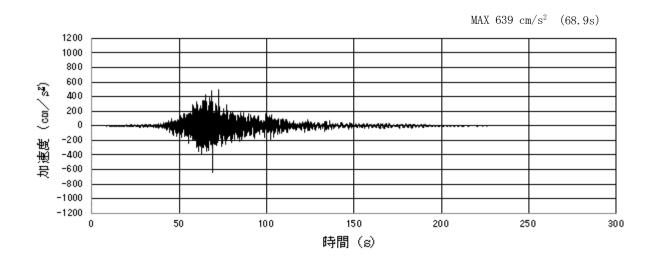
(b) 加速度応答スペクトル

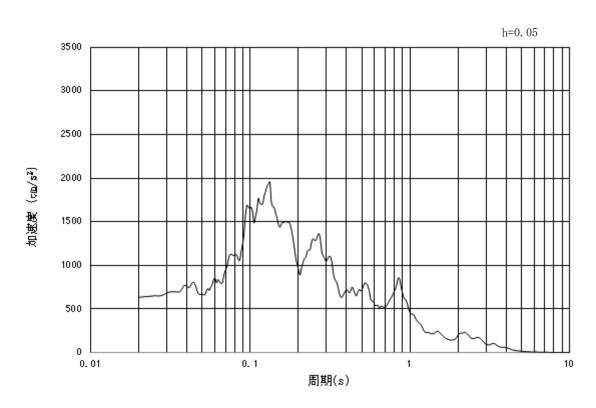




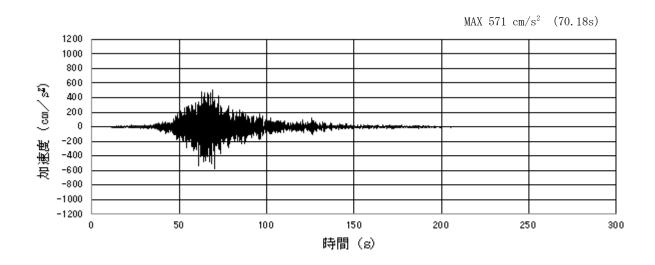
(b) 加速度応答スペクトル

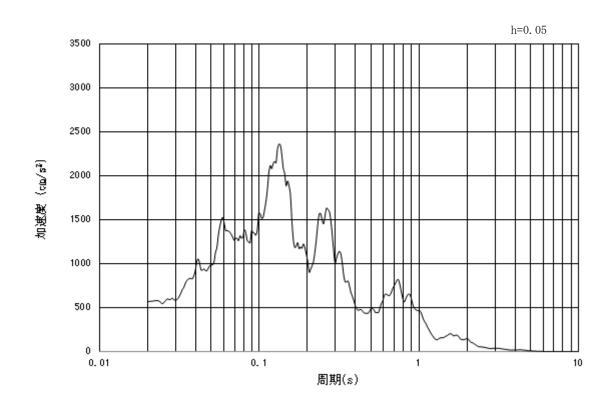
図 6.13.3-4 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-14)





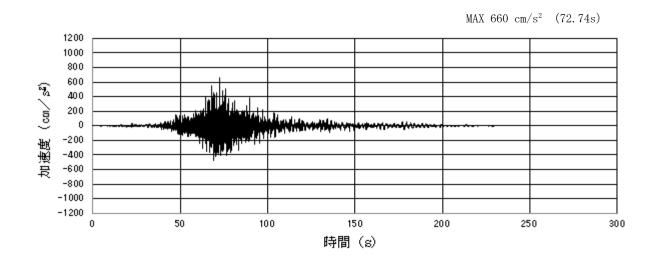
(b) 加速度応答スペクトル

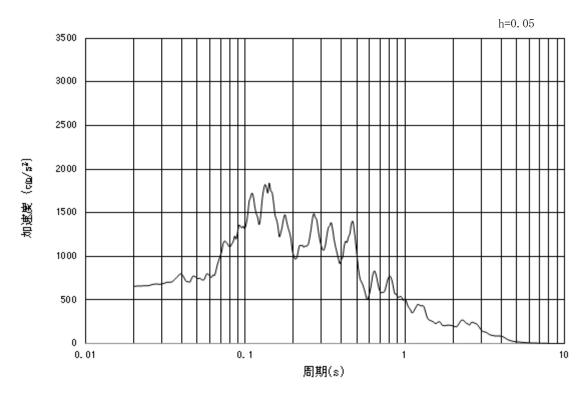




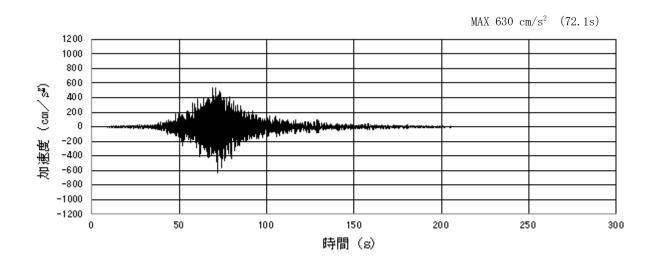
(b) 加速度応答スペクトル

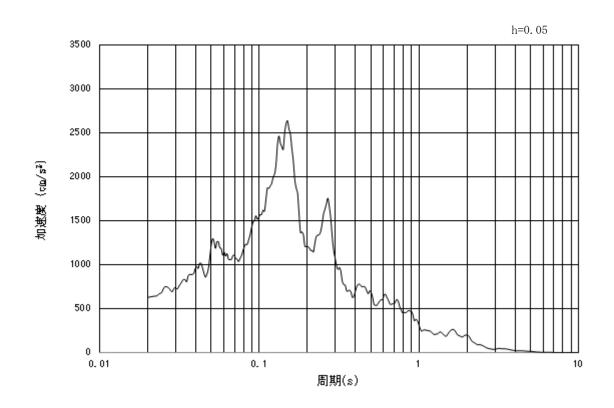
図 6.13.3-4 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-21)





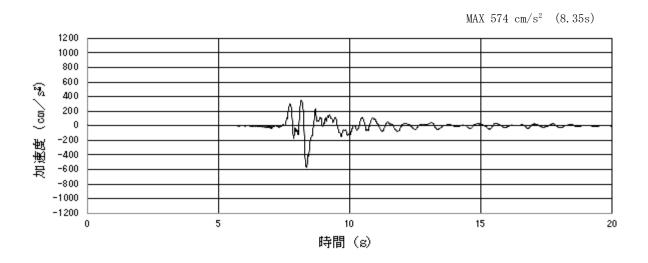
(b) 加速度応答スペクトル

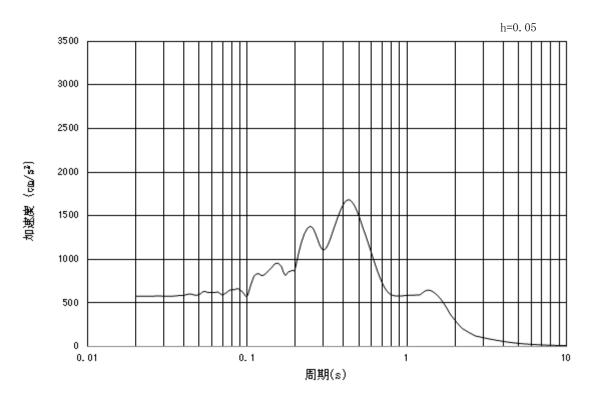




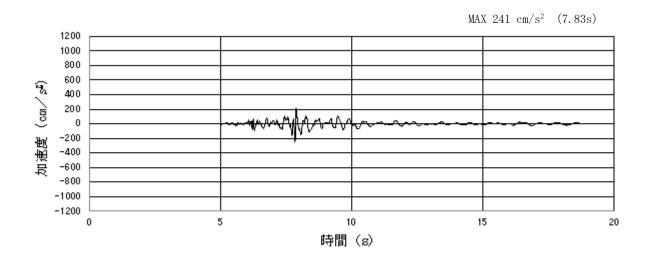
(b) 加速度応答スペクトル

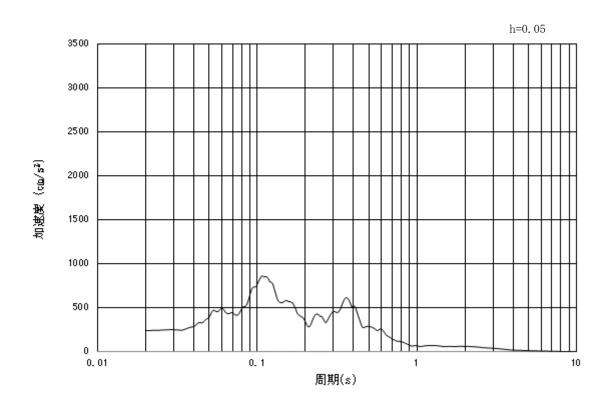
図 6.13.3-4 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-22)





(b) 加速度応答スペクトル





(b) 加速度応答スペクトル

図 6.13.3-4 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-31)

(4) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

(イ) 解析領域

地震応答解析モデルは,境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう,十分に広い領域とする。具体的には,JEAG4601-1987を適用し,図 6.13.3-5 に示すとおりモデル幅の 5 倍以上,モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。ただし,本設計の対象構造物である,防潮壁は鋼管杭が対象構造物であることから,構造物の 5 倍となると $10m\sim12.5m$ となり解析領域としては狭すぎる。そこで,本設計では両側 100m 程度までモデル化することとする。なお,対象断面によって,地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長 に対して5または4分割以上になるように要素高さを設定している。

解析モデルの下端については、Km 層の分布によって異なるが、南側用地の Km 層が浅い位置に分布する断面①、断面②については、T.P.-80.0mまでモデル化する。

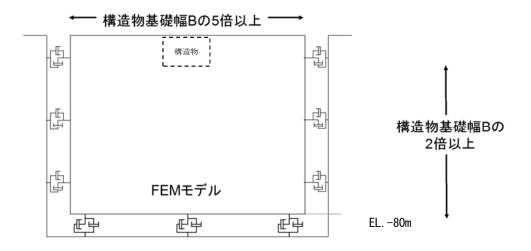


図 6.13.3-5 モデル化範囲の考え方

(口) 境界条件
解析領域の側面及び底面には、粘性境界を設ける。
(ハ) 構造物のモデル化
構造物は、線形はり要素でモデル化する。
(ニ) 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。
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析モデルを図 6.13.3-6 および図
6. 13. 3-7 に示す。
図 6.13.3-6 地震応答解析モデル (断面①)

図 6.13.3-7 地震応答解析モデル (断面②)

(ホ) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部,あるいは,地盤改良体と地盤の境界部にジョイント要素 を設けることにより,対象となる界面に剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向、接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向は、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。接線方向では、地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr – Coulomb 式により規定される。 c , ϕ は周辺地盤の c , ϕ とする。 (表 6.13.3 – 2 参照)

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

τ f: せん断強度

c : 粘着力

φ : 内部摩擦角

表 6.13.3-2 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺	!の状況	粘着力 C (N/mm²)	内部摩擦角φ (度)	備考
	du 層	0	37. 3	_
	Ag2 層	0	37. 4	_
	Ac 層	0. 025	29. 1	_
第四紀層	As 層	0.012	41.0	_
分四心 眉	Ag1層	0	37. 4	_
	D2c-3 層	0. 026	35. 6	_
	D2s-3 層	0.010	35. 8	_
	D2g-3 層	0	44. 4	_
新第三系	Km 層	C=0. 358-0. 00603 • Z	ϕ =23. 2+0. 0990 • Z	_

Z:標高(m)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集(沿岸開発技術センター)に従い、表 6.13.3-3のとおり設定する。

表 6.13.3-3 ジョイント要素のバネ定数

	せん断剛性 ks	圧縮剛性 k _n
	(kN/m^3)	(kN/m^3)
側方及び底面	1.0×10^{6}	1.0×10^{6}

ジョイント要素の概念図を表 6.13.3-4 に示す。ジョイント要素の設置位置を図 6.13.3-8 及び図 6.13.3-9 に示す。

ジョイント要素の力学的特性 法線方向 せん断方向 ♠ せん断応力 ▲ 直応力 すべり 圧縮 τf kv ks せん断 剥離 直ひずみ ひずみ すべり -rf 引張

表 6.13.3-4 ジョイント要素の力学特性

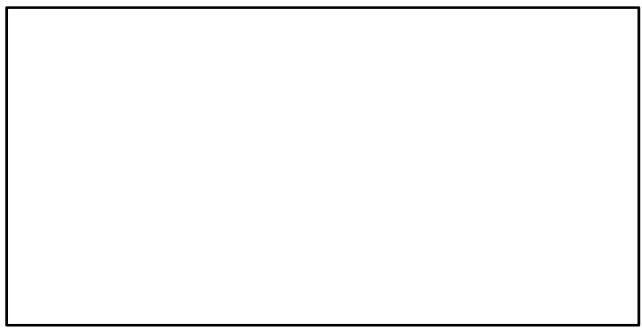


図 6.13.3-8 断面①におけるジョイント要素の配置図



図 6.13.3-9 断面②におけるジョイント要素の配置図

(へ) 杭一地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭ー地盤相互作用ばねを設けることに より、地盤と杭の相互作用における3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭ー地盤相互作用ばねの杭軸方向では、地盤と杭のせん断抵抗力以上のせん断応 力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。せん断強度 $\tau_{\rm f}$ は次式の Mohr - Coulomb 式により規定される。 c , ϕ は周辺地盤の c , ϕ とする。 (表 6.13.3-5参照)

 $\tau_{\rm f} = c + \sigma' \tan \phi$

ここで,

τ f: せん断強度

c :付着力

φ : 内部摩擦角

表 6.13.3-5 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺	の状況	粘着力 c (N/mm²)	内部摩擦角 (度)	備考
然 四 红豆	du 層	0	37. 3	
	Ag2 層	0	37. 4	
第四紀層	D2c-3 層	0. 026	35. 6	
	D2g-3	0	44. 4	
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	_

z :標高 (m)

杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 6.13.3-6 のとおり設定する。

また、杭-地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については、杭径及び杭間隔より設定される^{**}。

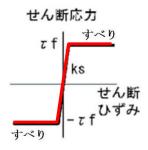
図 6.13.3-10 に杭-地盤相互作用ばね設定の考え方を示す。

※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 6.13.3-6 杭-地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 ks
	(kN/m^3)
杭軸方向	1.0×10^{6}

(a) 杭-地盤相互作用ばね配置図 (追而)



(b) 杭-地盤相互作用ばね(杭軸方向)の力学的特性

図 6.13.3-10 杭-地盤相互作用ばね設定の考え方

(ト) 杭下端ジョイントばねの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントばねを設けることにより, 杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントばねは,常時状態以上の引張が生 じた場合,剛性及び応力をゼロとし,剥離を考慮する。

杭下端ジョイントばねのばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 6.13.3-7のとおり設定する。図 6.13.3-11に杭下端ジョイントばね設定の考え方を示す。

表 6.13.3-7 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 k _v
	(kN/m)
杭軸方向	1.0×10^{6}



図 6.13.3-11 杭下端ジョイントばね設定の考え方

(チ) 地盤の設定

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。

(リ) 減衰定数の設定

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

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

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

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

$$\lceil C \rceil = \alpha \lceil M \rceil + \beta \lceil K \rceil$$

[C]:減衰係数マトリックス

「M]:質量マトリックス

[K]:剛性マトリックス

 α , β : 係数

係数 α , β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

トトで

f:固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を

採用している)とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は 3% (道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説(平成14年3月))とする。

図 6.13.3-12 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 6.13.3-8 に固有値解析結果を示す。

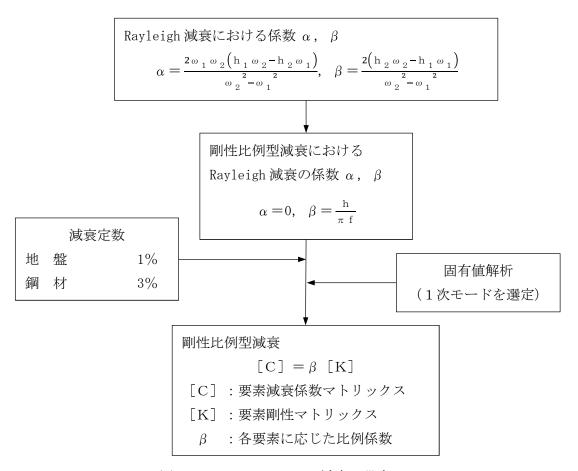


図 6.13.3-12 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 6.13.3-8 固有値解析結果 (追而)

- b. 使用材料及び材料の物性値
 - (a) 鋼材使用する鋼材は、SS400 又は SM570 とする。
 - (b) 接合ボルト 接合ボルトは、SCM430とする。
 - (c) アンカーボルト アンカーボルトは,頭付きアンカーボルトとする。
 - (d) ワイヤーロープ ワイヤーロープは, 構造用ストランドロープ (構成 7×19 , ST1670) とする。

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、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 6.13.3-9 に示す。

表 6.13.3-9 (1) 地盤の解析用物性値一覧(液状化検討対象層)

							原均	也盤				
	パラメータ		埋戻土	埋戻土 第四系 (液状化検討対象層)								
				f1	fl du Ag2 As Ag1 D2s-3 D2g-3 D1g-1						D1g-1	
物理特	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1. 98 (1. 82)	1. 98 (1. 82)	2. 01 (1. 89)	1.74	2. 01 (1. 89)	1. 92	2. 15 (2. 11)	2. 01 (1. 89)	1. 958
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 _{CD}	-	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_{ma}	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_{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	φ _{CD}	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
主	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 6.13.3-9(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	
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km	
物理特	密度 () は地下水位以浅		g/cm ³	1. 65	1. 77	1. 47 (1. 43)	1. 77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ · z	
性	間隙比	е	_	1.59	1. 09	2.8	1. 09	1. 16	
	ポアソン比	ν _{CD}	_	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' _{ma}	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 _{ma}	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	特中文的		度	29. 1	35. 6	27. 3	35. 6	23. 2+0. 0990 · z	

z:標高 (m)

表 6.13.3-9 (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 T	P(m)	ρ	V CD	C_{CD}	ф съ	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/cm3)		(kN/m²)	(°)	(m/s)	(kN/m²)	(kN/m²)	(kN/m²)	mG, mK	hmax (-)		(m/s)	
1	10 9	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	8	8. 5 7. 5	~	9. 5 8. 5	1.72	0. 16 0. 16	304 310	24. 1 24. 0	426 427	312, 139 313, 606	354, 982 356, 650	504 504	0.0	0. 105 0. 105	0. 464	1, 644 1, 648	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	23. 4	431	319, 509	363, 363	504	0.0	0. 107	0. 463	1,642	1,642,000
10 11	0	0. 5 -0. 5	~	1.5 0.5	1.72	0. 16 0. 16	352 358	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, 646, 000 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. 107	0. 463	1,653	1,653,000
13	-2	-2. 5	~	-1.5	1.72	0. 16	370	23. 0	435	325, 467	370, 139	504	0. 0	0. 108	0. 463	1,657	1,657,000
14	-3	-3. 5	~	-2.5	1.72	0. 16	376	22. 9	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0. 108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5	~	-3.5	1.72	0.16	382	22. 8	436	326, 965	371, 843	504	0.0	0. 108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5. 5	~	-4.5	1.72	0.16	388	22. 7	437	328, 467	373, 551	504	0.0	0. 109	0.462	1,644	1, 644, 000
17	-6	-6. 5	~	-5. 5	1.72	0. 16	394	22. 6	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0. 109	0. 462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5	~	-6.5	1.72	0. 16	400	22. 5	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0. 109	0. 462	1,648	1,648,000
19 20	-8 -9	-8. 5 -9. 5	~	-7. 5 -8. 5	1.72	0.16	406 412	22. 4 22. 3	439 440	331, 480 332, 992	376, 977 378, 697	504 504	0.0	0. 109	0. 462 0. 462	1,652 1,656	1,652,000
20	-9 -10	-9. 5 -11	~	-8. 5 -9. 5	1.72	0. 16 0. 16	412	22. 3	440	332, 992 334, 507	378, 697	504 504	0.0	0.110	0. 462	1,659	1, 656, 000 1, 659, 000
22	-10	-13	~	-9. 5	1.72	0. 16	430	22. 2	441	336, 026	382, 147	504	0.0	0. 110	0. 462	1,663	1,663,000
23	-14	-15	~	-13	1.72	0. 16	442	21. 8	444	339, 074	385, 614	504	0.0	0. 111	0. 462	1,671	1,671,000
24	-16	-17	~	-15	1.72	0. 16	454	21.6	445	340, 603	387, 352	504	0.0	0. 111	0. 461	1,654	1,654,000
25	-18	-19	~	-17	1.72	0.16	467	21. 4	447	343, 671	390, 842	504	0.0	0. 112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21	~	-19	1.72	0.16	479	21. 2	448	345, 211	392, 593	504	0.0	0. 112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23	~	-21	1.72	0. 15	491	21.0	450	348, 300	381, 471	498	0.0	0. 112	0. 461	1,673	1,673,000
28	-24	-25	~	-23	1.72	0. 15	503	20. 8	452	351, 403	384, 870	498	0.0	0. 113	0. 461	1,680	1,680,000
29 30	-26 -28	-27 -29	~	-25	1.72	0. 15	515	20. 6	453	352, 959	386, 574	498 498	0.0	0. 113	0. 460 0. 460	1,664	1,664,000
31	-30	-29	~	-27 -29	1.72	0. 15 0. 15	527 539	20. 4	455 456	356, 083 357, 650	389, 996 391, 712	498	0.0	0. 114	0. 460	1, 672 1, 675	1, 672, 000 1, 675, 000
32	-32	-33	~	-31	1.72	0. 15	551	20. 0	458	360, 794	395, 155	498	0.0	0. 114	0. 460	1,683	1,683,000
33	-34	-35	~	-33	1.72	0. 15	563	19. 8	459	362, 371	396, 883	498	0.0	0. 115	0. 459	1,667	1,667,000
34	-36	-37	~	-35	1.72	0.15	575	19. 6	461	365, 536	400, 349	498	0.0	0. 115	0. 459	1,675	1,675,000
35	-38	-39	~	-37	1.72	0. 15	587	19. 4	462	367, 124	402, 088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41	~	-39	1.72	0. 15	599	19. 2	464	370, 309	405, 577	498	0.0	0. 116	0. 459	1,685	1,685,000
37	-42	-43	~	-41	1.72	0. 15	611	19. 0	465	371, 907	407, 327	498	0.0	0. 117	0. 459	1, 689	1,689,000
38	-44	-45	~	-43	1.72	0. 15	623	18. 8	467 468	375, 113	410, 838	498	0.0	0. 117	0. 458	1,678	1,678,000
40	-46 -48	-47 -49	~	-45 -47	1.72	0. 15 0. 15	635 647	18. 6 18. 4	470	376, 721 379, 948	412, 599 416, 134	498 498	0.0	0. 117	0. 458 0. 458	1,681	1, 681, 000 1, 688, 000
41	-50	-51	~	-49	1.73	0. 15	660	18. 3	472	385, 416	422, 122	498	0.0	0. 118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53	~	-51	1. 73	0. 15	672	18. 1	473	387, 051	423, 913	498	0.0	0. 118	0. 458	1, 699	1,699,000
43	-54	-55	~	-53	1.73	0. 15	684	17. 9	475	390, 331	427, 505	498	0.0	0. 118	0. 457	1,688	1,688,000
44	-56	-57	~	-55	1.73	0. 15	696	17. 7	476	391, 976	429, 307	498	0.0	0.119	0. 457	1,692	1,692,000
45	-58	-59	~	-57	1.73	0. 15	708	17. 5	478	395, 277	432, 922	498	0.0	0. 119	0. 457	1,699	1,699,000
46	-60	-61	~	-59	1.73	0. 15	720	17. 3	479	396, 933	434, 736	498	0.0	0. 120	0. 457	1,702	1,702,000
47 48	-62 -64	-63 -65	~	-61 -63	1.73	0. 14	732 744	17. 1 16. 9	481 482	400, 255 401, 921	422, 491 424, 250	492 492	0.0	0. 120 0. 120	0. 457 0. 456	1,709	1, 709, 000 1, 695, 000
49	-66	-67	~	-65	1. 73	0. 14	756	16. 7	484	401, 921	424, 250	492	0.0	0. 120	0. 456	1,702	1, 702, 000
50	-68	-69	~	-67	1.73	0. 14	768	16. 5	485	406, 939	429, 547	492	0.0	0. 121	0. 456	1,705	1, 705, 000
51	-70	-71	~	-69	1. 73	0. 14	780	16. 3	487	410, 302	433, 097	492	0.0	0. 121	0. 456	1,712	1,712,000
52	-72	-73	~	-71	1.73	0. 14	792	16. 1	489	413, 679	436, 661	492	0.0	0. 121	0. 456	1,719	1, 719, 000
53	-74	-75	~	-73	1.73	0.14	804	15. 9	490	415, 373	438, 449	492	0.0	0. 122	0. 455	1,705	1, 705, 000
54	-76	-77	~	-75	1.73	0. 14	816	15. 7	492	418, 771	442, 036	492	0.0	0. 122	0. 455	1,712	1, 712, 000
55	-78	-79	~	-77	1. 73	0. 14	828	15. 5	493	420, 475	443, 835	492	0.0	0. 122	0. 455	1,716	1, 716, 000
56 57	-80	-81 _ee	~	-79 -01	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 58	-82 -88	-85 -90	~	-81 -85	1.73	0. 14	852 889	15. 1 14. 5	496 501	425, 608 434, 232	449, 253 458, 356	492 492	0.0	0. 123 0. 124	0. 455 0. 454	1, 726 1, 726	1, 726, 000 1, 726, 000
59	-92	-95	~	-90	1. 73	0. 14	913	14. 1	504	439, 448	463, 862	492	0.0	0. 124	0. 454	1,726	1, 736, 000
60	-98	-101	~	-95	1. 73	0. 14	949	13. 5	509	448, 210	473, 111	492	0.0	0. 125	0. 453	1,736	1, 736, 000
61	-104	-108	~	-101	1.73	0. 13	985	12. 9	513	455, 282	463, 485	486	0.0	0. 126	0. 452	1,733	1, 733, 000
62	-112	-115	~	-108	1.73	0. 13	1, 033	12. 1	519	465, 995	474, 391	486	0.0	0. 127	0. 451	1,737	1, 737, 000
63	-118	-122	~	-115	1.73	0.13	1, 070	11.5	524	475, 016	483, 575	486	0.0	0. 127	0.451	1,754	1, 754, 000
64	-126	-130	~	-122	1.73	0. 13	1, 118	10.7	530	485, 957	494, 713	486	0.0	0. 128	0. 450	1,758	1, 758, 000

d. 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

(5) 解析ケース

鋼製防護部材の設計に使用する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析の検討ケースを,表 6.13.3-10 に示す。

表 6.13.3-10 鋼製防護部材の設計に使用する地震応答解析検討ケース

	検討ケー	-ス	④ 地盤を強制的に液状 化させることを仮定し た解析ケース	⑤ 原地盤において非液 状化の条件を仮定し た解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつき を考慮(+1σ)して 非液状化の条件を仮 定した解析ケース
液状化強度特性 の設定		敷地に存在しない豊 浦標準砂に基づく液 状化強度特性	液状化パラメータを非 適用	液状化パラメータを非 適用	
		(++)		1	
	C D 1	(+-)		1	
	S_s-D1	(-+)		1	
		()	1	1	1
地震波	S _s -11	(++)		1	
波	$S_s - 12$	(++)	⑤において,加速度	1	⑤において,加速度
位 相	$S_{s}-13$	(++)	応答が最も大きくなる	1	応答が最も大きくなる
相	$S_{s}-14$	(++)	地震動を用いて実施	1	地震動を用いて実施
	$S_s - 21$	(++)	する。	1	する。
	$S_{s}-22$	(++)		1	
	$S_s = 3.1$	(++)		1	
$S_s = 3.1$		(-+)		1	
計		1	12	1	

地震応答解析モデル(断面①及び断面②)の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁のモデル天端より算定される応答加速度の最大値から、静的設計震度を算出して適用する。

6.13.4 評価方法

- (1) 評価対象部位
 - a. 地震時における評価対象部位 鋼製防護部材の扉部,ワイヤーロープ部を評価する。
 - b. 津波時及び重畳時における評価対象部位

津波時は基準津波及び T. P. +24 m 津波による津波波圧,重畳時は T. P. +24 m 津波による津波波圧及び弾性設計用地震動 S $_{\rm d}$ による余震荷重を考慮して,鋼製防護部材の扉部,ワイヤーロープ部を評価する。

(2) 荷重及び荷重の組合せ

a. 荷重

鋼製防護部材の構造部材の健全性評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 固定荷重

固定荷重として, 躯体自重を考慮する。

(b) 地震荷重(地震時) 基準地震動 S。による荷重を考慮する。

(c) 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。

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

風荷重として、風速30 m/sの風圧力を考慮する。

(e) 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。

(f) 衝突荷重

衝突荷重として,表 6.13.4-1 に示す 0.69 t 車両の FEMA*式による漂流物荷重を考慮する。

表 6.13.4-1 FEMA*式による漂流物荷重

	漂流物荷重(kN)
基準津波時	759
24 m 津波時	1035

st: FEMA: Guideline for design of structures for vertical evacuation from tsunami 2nd Edition, FEMA p646, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2012

(g) 余震荷重 (重畳時)

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。 余震と津波の「重畳時」は余震荷重として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。 防潮堤天端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。

(h) 動水圧

余震と津波の「重畳時」は、余震による防潮天端における最大加速度に応じた水平 震度に基づき算定される動水圧を考慮する。

b. 荷重の組合せ

地震時,津波時,重畳時の荷重の組合せを表 6.13.4-2 に,荷重概要図を図 6.13.4 -1 示す。

表 6.13.4-2(1) 荷重の組合せ(地震時)

種	訠	荷重		算定方法					
	Me m I. Ja	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	_	・機器等は設置されないため考慮しない					
⇒. h	慮荷重	土被り荷重		・土被りはないため考慮しない					
永久 荷重		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					
19 里		静止土圧	_	・地中構造物はないので考慮しない					
		外水圧		・地中構造物はないので考慮しない					
		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	0	・地震時は風荷重を考慮する					
/H 3 ∨	一世壬	水平地震動	0	・基準地震動S。による水平・鉛直同時加振する					
	荷重活重	鉛直地震動	0	・躯体慣性力を考慮する					
(地层	:191 里/	動水圧	_	・動水圧は考慮しない					

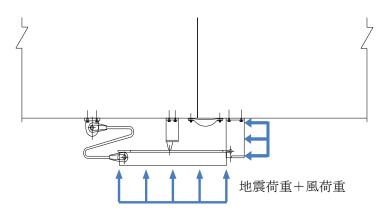


図 6.13.4-1(1) 荷重概念図(地震時)

表 6.13.4-1 (2) 荷重の組合せ (津波時)

種	種別 荷重 算定方法		算定方法	
	Manufa In	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	_	・機器等は設置されないため考慮しない
⇒. <i>h</i>	慮荷重	土被り荷重	_	・土被りはないため考慮しない
永久 荷重		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
刊里		静止土圧		・地中構造物はないので考慮しない
		外水圧 -		・地中構造物はないので考慮しない
		内水圧		・内水はないため考慮しない
		積雪荷重		・積雪荷重を考慮する
変動荷重		風荷重以外		・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重(地震荷重)と組み合わせるべき変動荷重はない
汉 马、) N <u>*</u>	風荷重	ı	・風荷重は考慮しない
		津波荷重	0	・基準津波及び T.P.+24 m 津波を考慮する
衝突	衝突荷重 漂流物荷重		\circ	・FEMA 式による漂流物荷重を考慮する

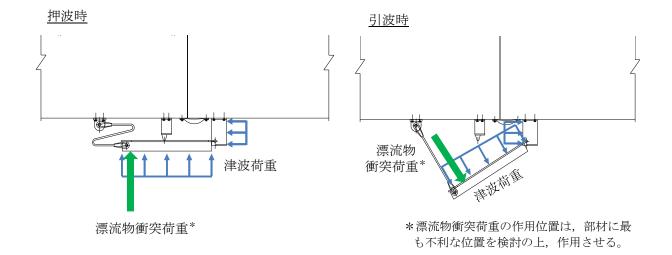


図 6.13.4-1 (2) 荷重概念図 (津波時)

表 6.13.4-1 (3) 荷重の組合せ (重畳時)

種	別	荷重		算定方法	
	Me m I. Ja	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	_	・機器等は設置されないため考慮しない	
→. h	思刊里	土被り荷重	_	・土被りはないため考慮しない	
永久 荷重		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	
19年		静止土圧	_	・地中構造物はないので考慮しない	
	外水圧 -		_	・地中構造物はないので考慮しない	
		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	ı	・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	
汉 马	/ 143 至	風荷重	0	・地震時は風荷重を考慮する	
		津波荷重	0	・基準津波及び T.P.+24 m 津波を考慮する	
∤田 ⇒☆	本 番	水平地震動	0	・弾性設計用地震動Sℴによる水平・鉛直同時加振する	
	荷重	鉛直地震動	0	・躯体慣性力を考慮する	
(木辰	:'刊 里/	動水圧	0	・津波による動水圧を考慮する	

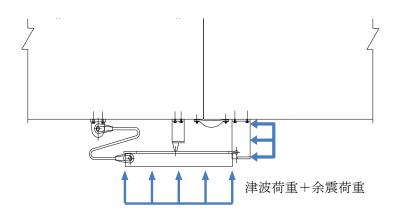


図 6.13.4-1 (3) 荷重概念図 (重畳時)

(3) 許容限界

鋼製防護部材の許容限界は,「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し,設定する。

a. 鋼材

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

表 6.13.4-2 鋼材の許容限界

鋼材種別		短期許容応力度			降伏応力度(24 m 津波時)			
		(N/mm^2)		(N/mm^2)				
		圧縮, 引張,	曲げ	せん断	圧縮,	引張,	曲げ	せん断
SS400	t≦40*	210		120		235		135
SM570	t≦40*	382.5		217. 5		450		260

*t:鋼材の板厚

b. 接合ボルト

接合ボルトの許容限界は、「道路橋示方書・同解説」 ((社)日本道路協会、平成 14 年 3 月) に基づき、表 6.13.4-3 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 6.13.4-3 接合ボルトの許容限界

使用位置	ボルト諸元 短期許容応力度 (N/mm²)		
	強度区分	引張	せん断
ワイヤーロープ取付部 軸ボルト	10. 9	830	479

c. アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は,「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。

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

Φ1, Φ2: 低減係数

s σ pa:アンカーボルトの引張強度で,s σ pa=s σ 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/mm)

Fc: コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

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

pa: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/mi)

(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。

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

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

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

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

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

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

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

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 σ{ga}: コンクリートの支圧強度 (_c σ_{ga}=0.5√ (Fc • Ec))

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

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/mm²)

 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。は, 次式を満たすように選定するものとする。

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

d. ワイヤーロープ

ワイヤーロープの許容限界は「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター、(社)寒地港湾技術研究センター、平成 21 年)」に基づき、「日本工業規格(JIS G 3549-2000)」にて規定された破断強度の 4 分の 3 とする。表 6.13.4-4 に許容限界を示す。

表 6.13.4-4 ワイヤーロープの許容限界

仕様	破断強度 (kN)	許容限界 (kN) 引張
構造用ストランドロープ ST1670, 構成 7×19, φ56mm	2190	1642

(4) 評価方法

作用荷重は条件が最も厳しくなる鋼製防護部材下端での荷重を用いて照査する。

a. 扉部

(a) 扉体

扉体は図に示すように単純梁としてモデル化する。津波時は衝突荷重の位置を図 6.13.4-2 のように 3 箇所を想定する。曲げモーメント及びせん断力は以下に示す式により計算する。また、目地部のずれを考慮して、支点間距離を変更したケースも検討する。

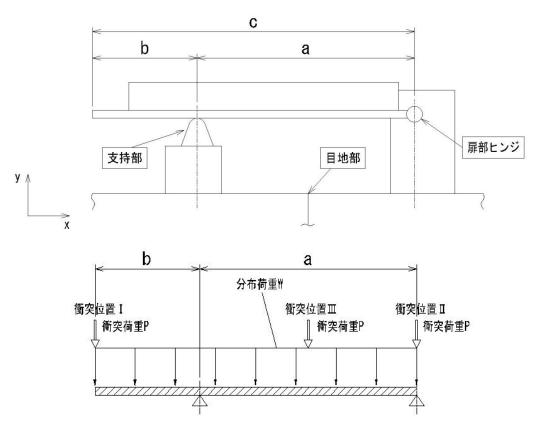


図 6.13.4-2 扉体モデル図

表 6.13.4-5 衝突荷重の作用位置の違いによる扉体の最大曲げモーメント及び最大せん断力

衝突位置	最大曲げモーメントM	最大せん断力 S
I	$W \cdot b^2 / 2 + P_c \cdot b$	$\mathbb{W} \cdot (a^2 + b^2) / 2a + P \cdot (a + b) / a$
П	$(W \cdot (a^2-b^2)^2)/8a^2$	$W \cdot (a^2 - b^2) / 2a + P$
Ш	$(W \cdot (a^2-b^2)^2)/8a^2+P \cdot a/4$	$a \cdot W/2 + W \cdot (a^2 - b^2) / 2a + P/2$

曲げ応力度 $\sigma = M/Z$

ここで, Z: 断面係数 (cm³)

せん断応力度 $\tau = S/Aw$

ここで, Aw: ウェブ断面積 (cm²)

(b) 回転軸

扉体と同様にモデル化し、発生するせん断力を単位長さあたりに含まれるヒンジの 数で割り回転軸に発生するせん断力を計算する。

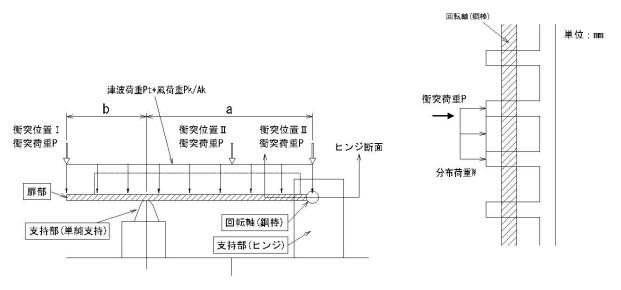


図 6.13.4-3 回転軸への荷重作用図

表 6.13.4-6 衝突荷重の作用位置の違いによる回転軸に作用する最大せん断力

衝突位置	最大せん断力 S
I	$(\mathbf{W} \cdot (\mathbf{a}^2 + \mathbf{b}^2) / 2\mathbf{a} + \mathbf{P} \cdot (\mathbf{a} + \mathbf{b}) / \mathbf{a}) / \mathbf{n}$
П	$(W \cdot (a^2-b^2)/2a+P)/n$
Ш	$(a \cdot W/2 + W \cdot (a^2 - b^2)/2a + P/2)/n$

n:単位長さあたりのヒンジの数

せん断応力度 $\tau = S/A$

ここで, A:回転軸断面積 (cm²)

(c) 扉部ヒンジ

扉部に鉛直下向きの荷重が作用した場合の支持鋼板の押し抜きせん断について照査 する。

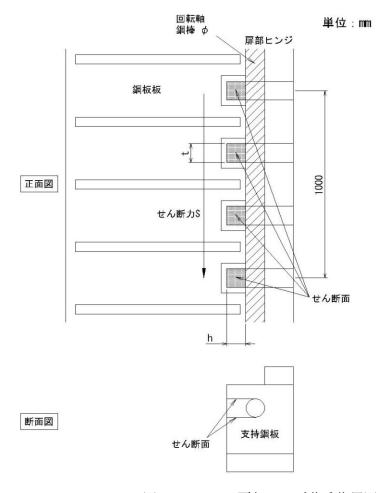


図 6.13.4-4 扉部ヒンジ荷重作用図

 $S = V_1 \times (kv+1)$

ここで, S: せん断力

V1: 扉体重量+積雪重量

kv:鉛直静的設計震度

 $\tau = S/(t \cdot h)$

(d) 扉体支持部アンカーボルト

イ. 鉛直方向

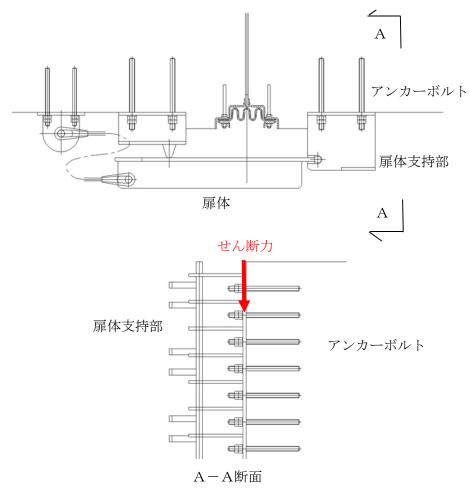


図 6.13.4-5 扉体支持部アンカーボルトの荷重作用図

扉体支持部アンカーボルトのせん断応力について照査する。発生するせん断力を 以下の式により計算する。

 $S = (V_1 + V_2) \times (kv + 1)$

ここで、V1: 扉体重量+積雪重量

V2: 扉体支持部重量

kv:鉛直静的設計震度

せん断応力度 $\tau = S/A$

ここで、A:アンカーボルト断面積 (cm²)

口. 水平方向

水平方向の扉体支持部アンカーボルトの照査は、図 6.13.4-6 のようにブロック間がずれた時も考慮して算出する。また、津波時の漂流物荷重の作用位置も図 6.13.4-6 に示す2ケースを考慮し、その最大値で照査する。扉体支持部アンカーボルト位置に発生する最大断面力は、以下の式により計算する。

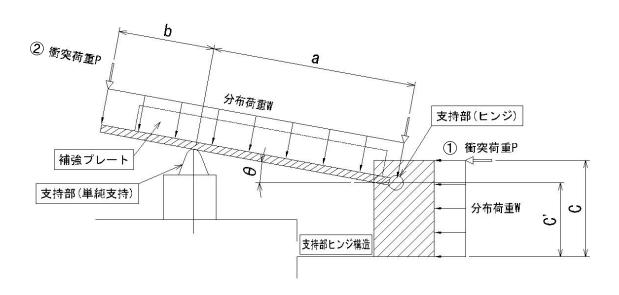


図 6.13.4-6 扉体支持部アンカーボルト水平方向照査時の荷重作用図

M=MAX (①: W ·
$$(a^2-b^2)/2a \cdot \sin \theta \cdot C' + P \cdot c + W \cdot C^2/2$$
,
②: $-W \cdot (a^2-b^2)/2a \cdot \sin \theta \cdot C' + P \cdot b/a \cdot \sin \theta \cdot C'$)

S=MAX (①W ·
$$(a^2-b^2)/2a \cdot \sin \theta + P + W \cdot C$$
,
② $-W \cdot (a^2-b^2)/2a \cdot \sin \theta + P \cdot b/a \cdot \sin \theta$)

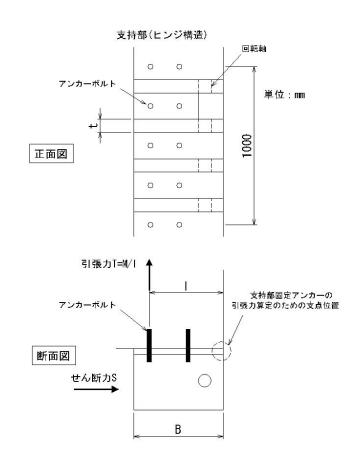


図 6.13.4-7 扉体支持部アンカーボルト荷重作用図

扉体支持部アンカーボルトに作用する荷重は以下の式により計算する。

T=M/I

ここで, T:引張力 (kN/m)

I: 扉体支持部アンカーボルト引張力算定のための支点位置からアンカーボルトまでの距離 (m)

b. ワイヤーロープ部

(a) ワイヤーロープ本体

ワイヤーロープ本体の照査は図のように, ワイヤーロープ部の評価において保守的 になるように引波時に扉体の背面に衝突物荷重がかかるケースで照査する。

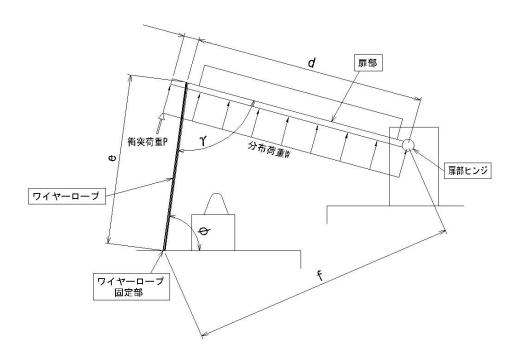


図 6.13.4-8 ワイヤーロープ本体荷重作用図

ワイヤーロープ部に作用する荷重は次式により計算する。

 $Rpw = W \cdot (d+0.20)^2 / (2d)$

 $Rps1 = Pc \cdot (d+0.20) / d$

Rpw+ps1 = (Rpw+Rps1)/siny

(0.20m は扉部ワイヤーロープ取付位置から扉体端部までの張出長)

ここで、W=Pt+Pk/Ak

Rpw:津波荷重により扉部のワイヤーロープ取付位置に作用する外力 (kN/m)

Rps1: 衝突荷重により扉部のワイヤーロープ取付位置に作用する外力 (kN/m)

Rpw+ps1:津波荷重+衝突荷重によるワイヤーロープ張力(kN+m)

また、Rpw+ps1を鉛直成分Rv及び水平成分RHに分解し、以下の式より算定する。

 $R_V = (R_{pW} + ps1) \cdot sin \phi$

 $R_H = (Rpw + ps1) \cdot cos \phi$

 R_V 及び R_H を 1m あたりのワイヤーロープの本数で除したものが、ワイヤーロープー本当たりに作用する荷重となる。

(b) ワイヤーロープ取付ボルト

ワイヤーロープ本体に引張荷重が作用した場合のワイヤーロープ取付ボルトに発生 する最大発生断面力を以下の式により計算する。

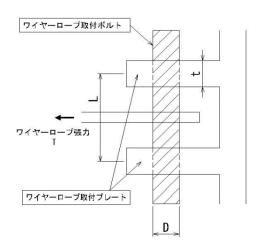


図 6.13.4-9 ワイヤーロープ取付ボルト荷重作用図

 $M = T \cdot L/8$

S = T

ここで、M:最大曲げモーメント (kN・m)

S:最大せん断力(kN)

T:ワイヤーロープ張力(kN)

(c) ワイヤーロープ取付プレート

ワイヤーロープ本体に引張荷重が作用した場合のワイヤーロープ取付プレートに発 生する最大発生断面力を以下の式により計算する。

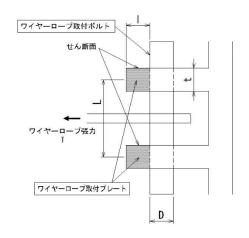


図 6.13.4-10 取付けプレート荷重作用図

S = T

ここで、S:最大せん断力(kN)

T:ワイヤーロープ張力(kN)

6.13 - 74

(d) ワイヤーロープ固定部アンカーボルト

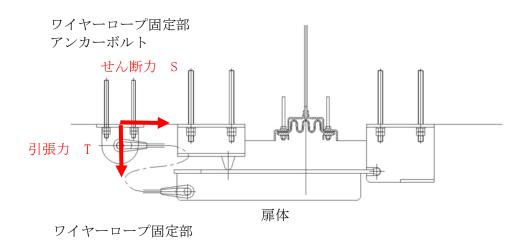


図 6.13.4-11 ワイヤーロープ固定部荷重作用図

 $T = R_V / n$

 $S=R_H/n$

ここで、T:ワイヤーロープ固定部に作用する最大引張力 (kN)

S:ワイヤーロープ固定部に作用する最大せん断力 (kN)

R_v: ワイヤーロープ張力 (Rpw+ps1) の鉛直成分 (kN)

R_H: ワイヤーロープ張力 (Rpw+ps1) の水平成分 (kN)

6.13.5 評価結果

(1) 地震応答解析結果

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の断面①及び断面②の基準地震動における防潮壁天端で の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示す。

a. 断面①

(a) 加速度時刻歷波形

(b) 加速度応答スペクトル

- 図 6.13.5-1 (1) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-D1)
- 図 6.13.5-1 (2) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-D1)
- 図 6.13.5-1 (3) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-11)
- 図 6.13.5-1 (4) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-11)
- 図 6.13.5-1 (5) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-12)
- 図 6.13.5-1 (7) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-13)
- 図 6.13.5-1 (8) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-13)
- 図 6.13.5-1 (9) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-14)
- 図 6.13.5-1 (10) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

追而

(鉛直方向: S_s-14)

- 図 6.13.5-1 (11) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-21)
- 図 6.13.5-1 (12) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-21)
- 図 6.13.5-1 (13) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: $S_s 22$)
- 図 6.13.5-1 (14) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-22)
- 図 6.13.5-1 (15) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: $S_s 31$)
- 図 6.13.5-1 (16) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-31)
- b. 断面②

- (a) 加速度時刻歷波形
- (b) 加速度応答スペクトル
- 図 6.13.5-2 (1) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-D1)
- 図 6.13.5-2 (2) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-D1)
- 図 6.13.5-2 (3) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-11)
- 図 6.13.5-2 (4) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-11)

追而

- 図 6.13.5-2 (5) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-12)
- 図 6.13.5-2 (6) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-12)
- 図 6.13.5-2 (7) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-13)
- 図 6.13.5-2 (8) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-13)
- 図 6.13.5-2 (9) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: $S_s-14)$
- 図 6.13.5-2 (10) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-14)
- 図 6.13.5-2 (12) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-21)
- 図 6.13.5-2 (13) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-22)
- 図 6.13.5-2 (14) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-22)
- 図 6.13.5-2 (15) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (水平方向: S_s-31)
- 図 6.13.5-2 (16) 防潮堤天端での加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向: S_s-31)

(2) 照査結果

- a. 扉部
 - (a) 扉体

扉体に作用する断面力を表 6.13.5-1 に、扉体の断面性能を表 6.13.5-2 に示す。

表 6.13.5-1 衝突荷重の作用位置の違いによる扉体に作用する断面力

衝突位置	最大曲げモーメントM	最大せん断力S
I		
П		
Ш		

表 6.13.5-2 扉体の断面性能

	断面性能
断面係数	
ウェブ断面積	

扉体の照査結果を表 6.13.5-3 に示す。

表 6.13.5-3 扉体の照査結果

評価項目	最大発生応力	許容限界	安全率	判定
曲げ応力度				
せん断応力度				

(b) 回転軸

回転軸に作用する最大せん断力を表 6.13.5-4 に、回転軸の断面性能を表 6.13.5 -5 に示す。

表 6.13.5-4 衝突荷重の作用位置の違いによる回転軸の最大せん断力

衝突位置	最大せん断力 S
I	
П	
Ш	

表 6.13.5-5 回転軸の断面性能

	断面性能
ヒンジ数	
断面積	

回転軸の照査結果を表 6.13.5-6 に示す。

表 6.13.5-6 回転軸の照査結果

評価項目	最大発生応力	許容限界	安全率	判定
せん断応力度				

(c) 扉部ヒンジ

扉部ヒンジに作用する最大せん断力を表 6.13.5-7 に,扉部ヒンジの断面性能を表 6.13.5-8 に示す。

表 6.13.5-7 扉部ヒンジの最大せん断力

	最大せん断力 S
扉部ヒンジ	

表 6.13.5-8 扉部ヒンジの断面性能

	断面性能
板厚	
回転軸から支持鋼板端	
までの最少長さ	
支持鋼板の個数	

扉部ヒンジの照査結果を表 6.13.5-9 に示す。

表 6.13.5-9 扉部ヒンジの照査結果

評価項目	最大発生応力	許容限界	安全率	判定
せん断応力度				

(d) 扉体支持部アンカーボルト

イ. 鉛直方向

扉体支持部アンカーボルトに作用する最大せん断力を表 6.13.5-10 に、扉体支持部アンカーボルトの断面性能を表 6.13.5-11 に示す。

表 6.13.5-10 扉体支持部アンカーボルトの最大せん断力

最大せん断力 S	

表 6.13.5-11 扉体支持部アンカーボルトの断面性能

	断面性能
アンカーボルト断面積	
アンカーボルト本数	

扉体支持部アンカーボルトの照査結果(鉛直方向)を表 6.13.5-12に示す。

表 6.13.5-12 扉体支持部アンカーボルトの照査結果(鉛直方向)

評価項目	最大発生応力	許容限界	安全率	判定
せん断応力度				

口. 水平方向

扉体支持部に作用する断面力を表 6.13.5-13 に,扉体支持部の断面性能を表 6.13.5-14 に示す。

表 6.13.5-13 衝突荷重の作用位置の違いによる扉体支持部に作用する断面力

衝突位置	最大曲げモーメントM	最大せん断力S
1		
2		

表 6.13.5-14 扉体支持部の断面性能

	断面性能
支持部固定アンカーボルト引張力算定のための支	
点位置から支持部固定アンカーボルトまでの距離	

扉体支持部アンカーボルトの照査結果(水平方向)を表 6.13.5-15 に示す。

表 6.13.5-15 扉体支持部アンカーボルトの照査結果(水平方向)

評価項目	最大発生応力	許容限界	安全率	判定
引張応力				
せん断応力				

b. ワイヤーロープ部

(a) ワイヤーロープ本体

ワイヤーロープ本体に作用する断面力を表 6.13.5-16 に, ワイヤーロープの断面性能を表 6.13.5-17 に示す。

表 6.13.5-16 ワイヤーロープ本体に作用する断面力

	Rpw (kN)	Rps1 (kN)	Rpw+ps1 (kN)	R _V (kN)	R _H (kN)
荷重					

表 6.13.5-17 ワイヤーロープの断面性能

	断面性能
断面積	

ワイヤーロープ本体の照査結果を表 6.13.5-18 に示す。

表 6.13.5-18 ワイヤーロープ本体の照査結果

評価項目	最大発生応力	許容限界	安全率	判定
引張応力				

(b) ワイヤーロープ取付ボルト

ワイヤーロープ取付ボルトに作用する断面力を表 6.13.5-19 に,ワイヤーロープ取付ボルトの断面性能を表 6.13.5-20 に示す。

表 6.13.5-19 ワイヤーロープ取付ボルトに作用する断面力

	最大曲げモーメントM	最大せん断力 S
取付けボルト		

表 6.13.5-20 ワイヤーロープ取付ボルトの断面性能

	断面性能
プレートスパン	
プレート厚	
軸径	

ワイヤーロープ取付ボルトの照査結果を表 6.13.5-21 に示す。

表 6.13.5-21 ワイヤーロープ取付ボルトの照査結果

評価項目	最大発生応力	許容限界	安全率	判定
引張応力度				
せん断応力度				

(c) ワイヤーロープ取付プレート

ワイヤーロープ取付プレートに作用する断面力を表 6.13.5-22 に,ワイヤーロープ取付プレートの断面性能を表 6.13.5-23 に示す。

表 6.13.5-22 ワイヤーロープ取付プレートに作用する断面力

	最大せん断力 S
取付けプレート	

表 6.13.5-23 ワイヤーロープ取付プレートの断面性能

	断面性能
プレート厚	
プレートせん断長さ	
せん断面積	

ワイヤーロープ取付プレートの照査結果を表 6.13.5-24 に示す。

表 6.13.5-24 ワイヤーロープ取付プレートの照査結果

評価項	頁目	最大発生応力	許容限界	安全率	判定
せん断り	芯力度				

追而

(d) ワイヤーロープ固定部アンカーボルト

ワイヤーロープ固定部アンカーボルトに作用する最大せん断力を表 6.13.5-25 に, ワイヤーロープ固定部アンカーボルトの断面性能を表 6.13.5-26 に示す。

表 6.13.5-25 ワイヤーロープ固定部アンカーボルトの最大せん断力

	最大引張力 T	最大せん断力 S
固定部アンカーボルト		

表 6.13.5-26 ワイヤーロープ固定部アンカーボルトの断面性能

	断面性能
アンカーボルト断面積	
アンカーボルト本数	

ワイヤーロープ固定部アンカーボルトの照査結果を表 6.13.5-27 に示す。

表 6.13.5-27 ワイヤーロープ固定部アンカーボルトの照査結果

評価項目	最大発生応力	許容限界	安全率	判定
引張応力度				
せん断応力度				

6.13.6 まとめ