

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 32
提出年月日	平成 30 年 5 月 1 日

東海第二発電所

工事計画に係る説明資料

(V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書)

平成 30 年 5 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

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

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

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

下線は、今回提出資料を示す。

目 次

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

1. 入力津波の評価
 - 1.1 潮位観測記録の考え方について[改 4 H30. 2. 13]
 - 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について[改 12 H30. 3. 1]
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について[改 4 H30. 2. 13]
 - 1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて[改 12 H30. 3. 1]
 - 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について[改 29 H30. 4. 19]
 - 1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討[改 13 H30. 3. 6]
2. 津波防護対象設備
 - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
 - 3.1 砂移動による影響確認について[改 18 H30. 3. 30]
 - 3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について
 - 3.3 電源喪失による除塵装置の機能喪失に伴う取水性の影響について
4. 漂流物に関する考慮事項
 - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について[改 32 H30. 5. 1]
 - 4.2 漂流物による影響確認について[改 26 H30. 4. 13]
 - 4.3 漂流物衝突力について
5. 設計における考慮事項
 - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について[改 7 H30. 2. 19]
 - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて[改 12 H30. 3. 1]
 - 5.3 強度計算に用いた規格・基準について
 - 5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について[改 31 H30. 4. 26]
 - 5.5 津波防護施設のアンカーの設計に用いる規格・基準類の適用性について
 - 5.6 浸水量評価について[改 26 H30. 4. 13]
 - 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について[改 15 H30. 3. 9]
 - 5.8 浸水防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
 - 5.9 浸水防護施設の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]
 - 5.9 浸水防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて[改 20 H30. 4. 4]
 - 5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について
 - 5.10.1 概要[改 5 H30. 2. 13]
 - 5.10.2 防潮堤（鋼製防護壁）[改 31 H30. 4. 26]
 - 5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）[改 31 H30. 4. 26]
 - 5.10.4 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））[改 24 H30. 4. 11]
 - 5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）[改 24 H30. 4. 11]
 - 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸[改 5 H30. 2. 13]
 - 5.10.7 防潮扉[改 28 H30. 4. 19]

- 5.10.8 構内排水路逆流防止設備[改 32 H30. 5. 1]
 - 5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について
 - 5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について[改 28 H30. 4. 19]
 - 5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について
 - 5.13.1 防潮堤止水ジョイント部材について[改 16 H30. 3. 19]
 - 5.13.2 鋼製防護壁シール材について[改 32 H30. 5. 1]
 - 5.14 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について[改 24 H30. 4. 11]
 - 5.15 地殻変動後の基準津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
 - 5.16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について[改 5 H30. 2. 13]
 - 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について[改 28 H30. 4. 19]
 - 5.18 津波荷重の算出における高潮の考慮について[改 7 H30. 2. 19]
6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.1 鋼製防護壁に関する補足説明
 - 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明
 - 6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明[改 32 H30. 5. 1]
 - 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明
 - 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明
 - 6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 27 H30. 4. 18]
 - 6.2 鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
 - 6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
 - 6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明資料[改 24 H30. 4. 11]
 - 6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料
 - 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
 - 6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明[改 32 H30. 5. 1]

[]内は、当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

- 6.7.1.2 構内排水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明
- 6.8 貯留堰に関する補足説明
 - 6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明
 - 6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30.4.11]
 - 6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明
 - 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_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。

同様に、防潮堤近傍での評価点を図4.1-2に示す。そのうち、各評価点での各方向での最大流速ベクトルを図示したものを図4.1-3、防潮堤に向かう法線方向を図示したものを図4.1-4に示す。また、各評価点における各方向での最大流速一覧を表4.1-2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、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。

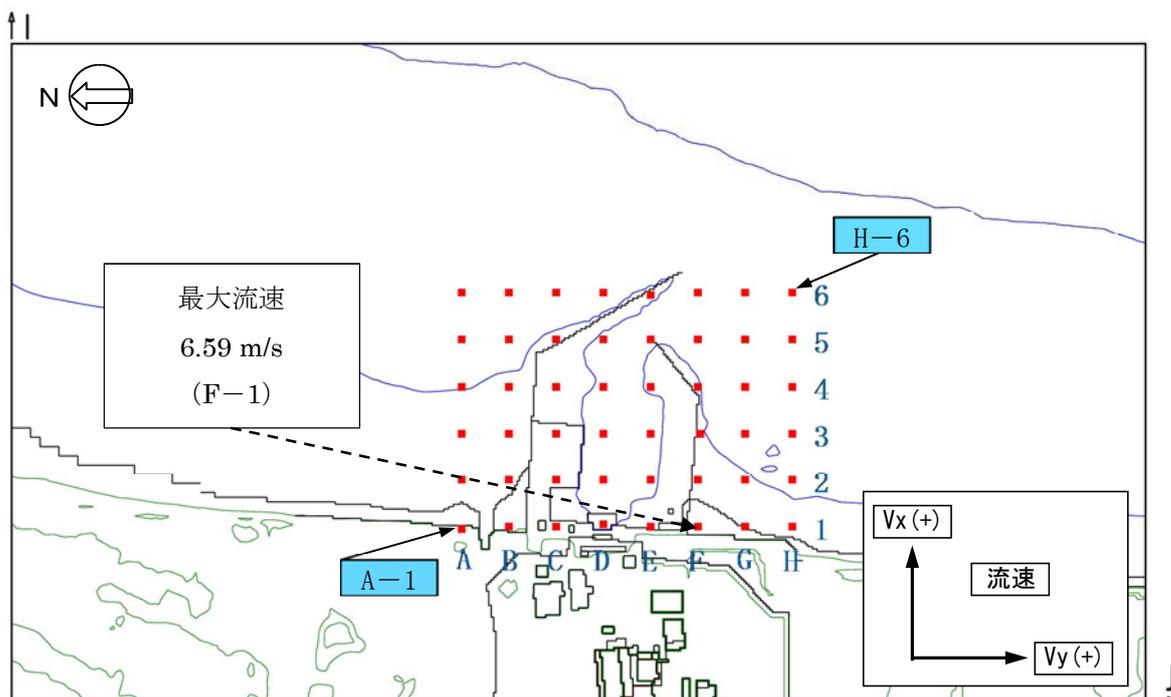


図 4.1-1 防潮堤前面海域での評価点

表 4.1-1 防潮堤前面海域での各方向での最大流速一覧

評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	全方向最大流速 (m/s)		
			V x	V y	全方向 ($\sqrt{V_x^2+V_y^2}$)
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	4.11
E-5	-3.36	-5.82	-1.07	-5.82	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	5.15
F-3	-4.83	-1.86	-4.83	-0.27	4.84
F-4	-3.86	-2.62	-3.84	-0.88	3.94
F-5	-3.31	-2.75	-3.31	-0.77	3.39
F-6	-3.19	2.68	2.84	2.13	3.55
G-1	-3.62	-2.24	-3.62	-1.33	3.86
G-2	-5.30	-2.02	-5.30	-1.90	5.63
G-3	-3.91	-1.79	-3.91	-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

□ : 防潮堤前面海域における各方向での最大流速

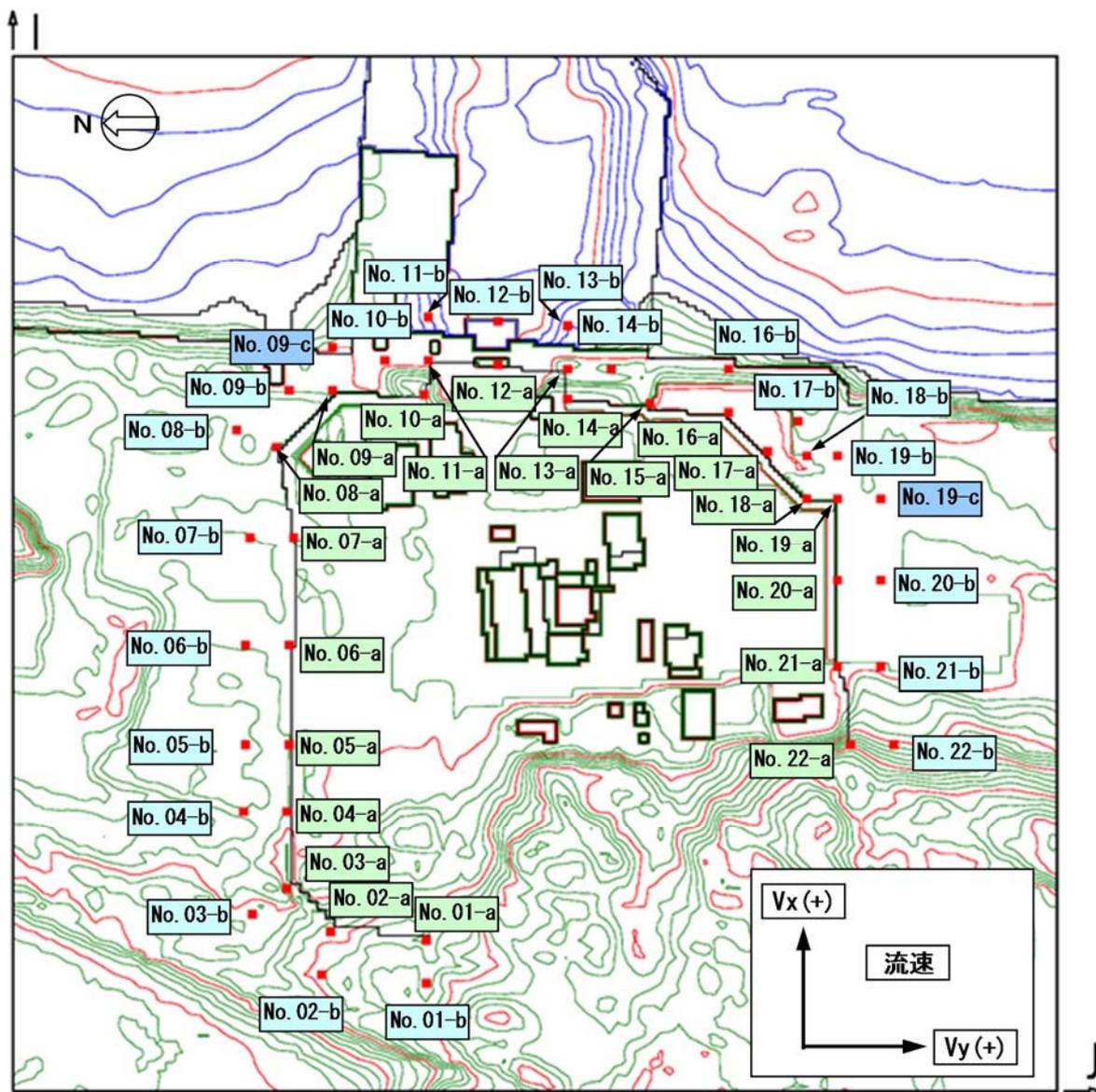


図 4.1-2 防潮堤近傍での評価点

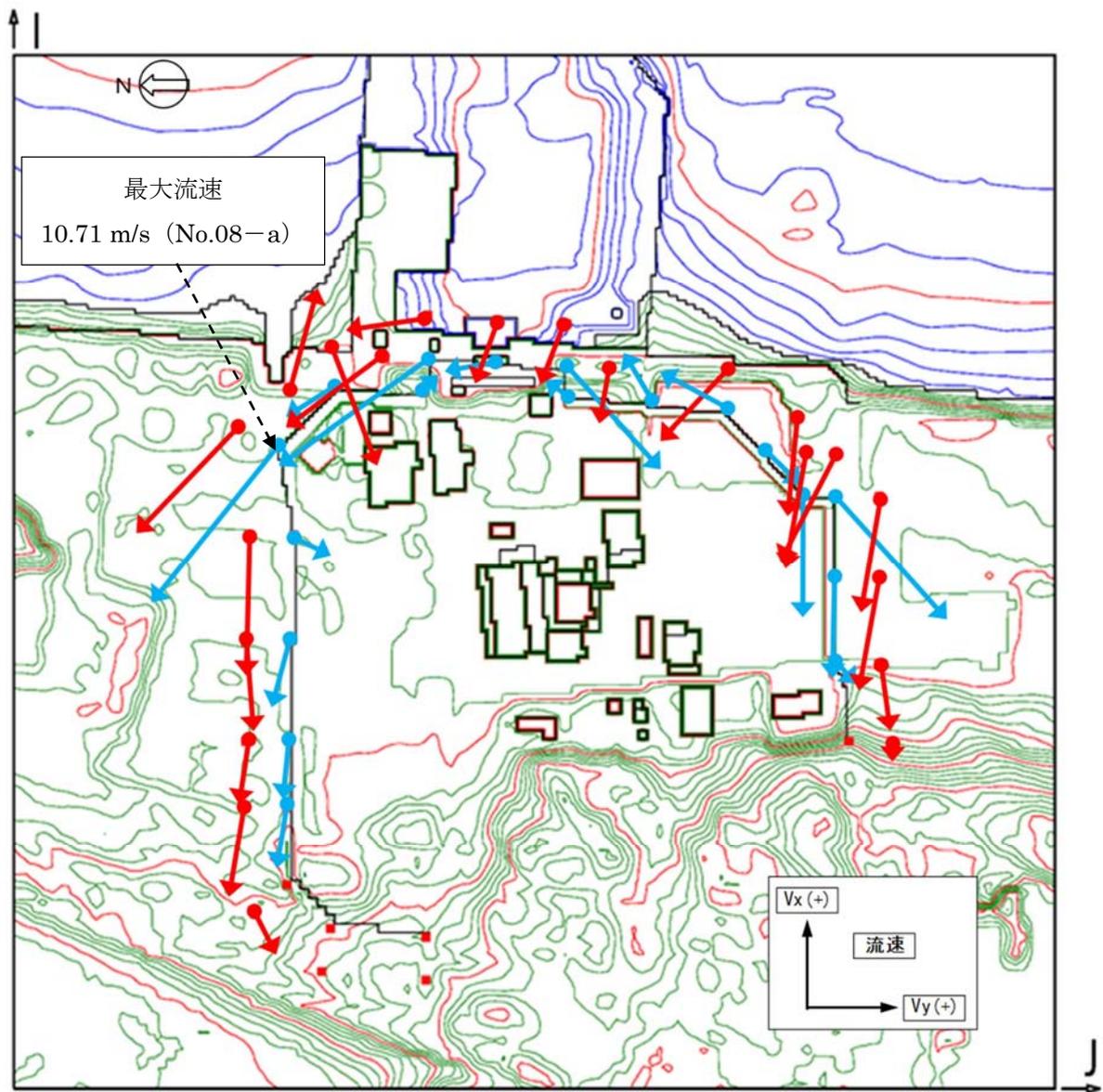


図 4.1-3 各評価点での最大流速

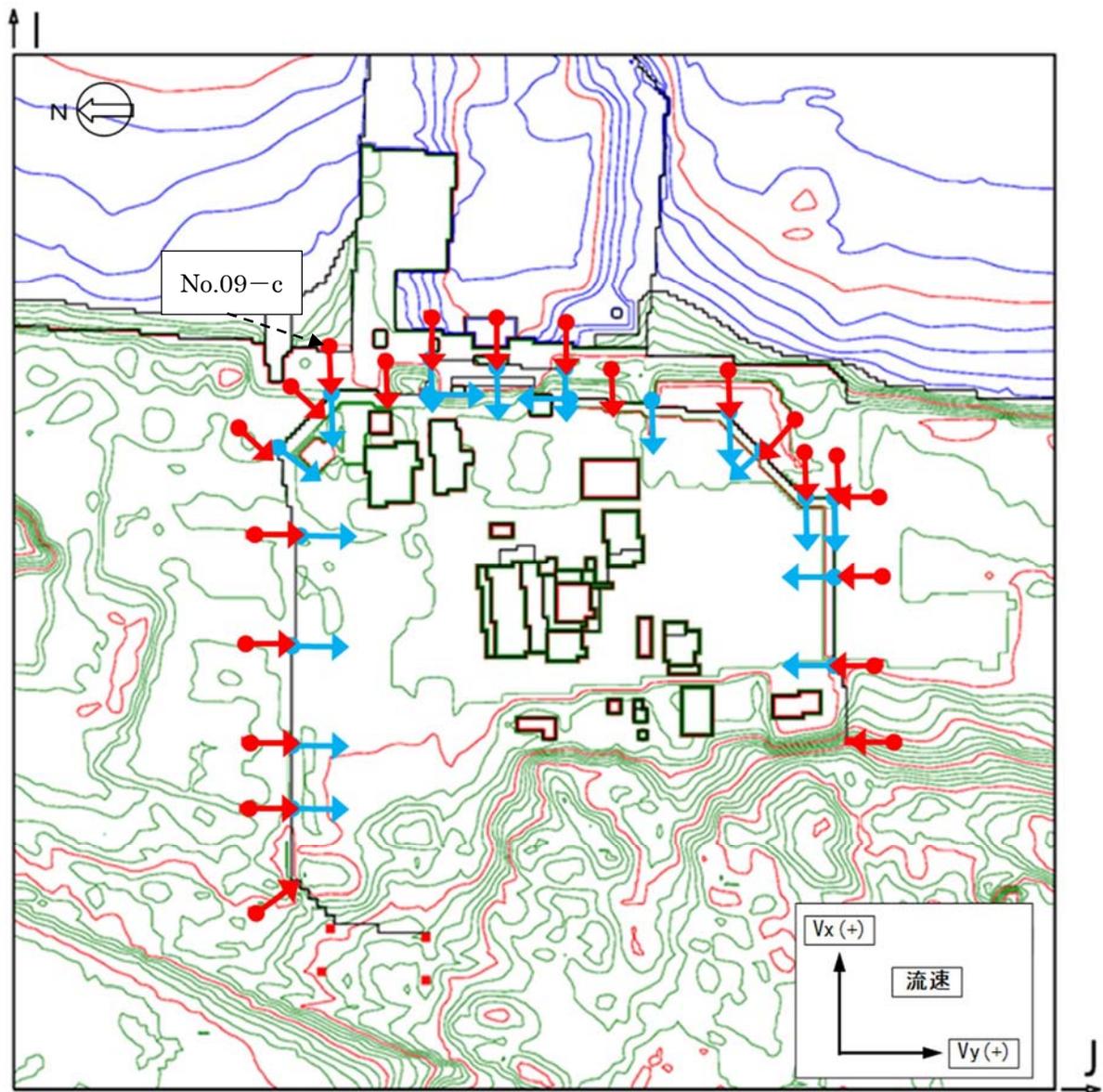


図 4.1-4 各評価点での法線方向

表 4.1-2 防潮堤近傍での各方向での最大流速一覧

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)	全方向最大流速 (m/s)		
				V x	V y	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	0.00	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

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)	全方向最大流速 (m/s)		
				V x	V y	全方向 ($\sqrt{V_x^2+V_y^2}$)
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

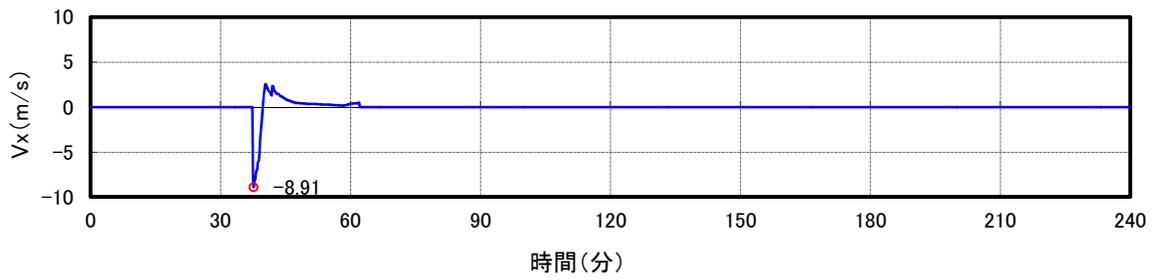


図 4.1-5 (1) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (V_x 方向)

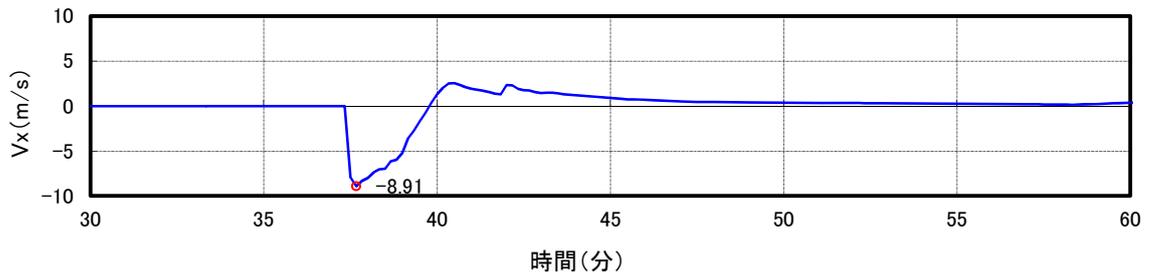


図 4.1-5 (2) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

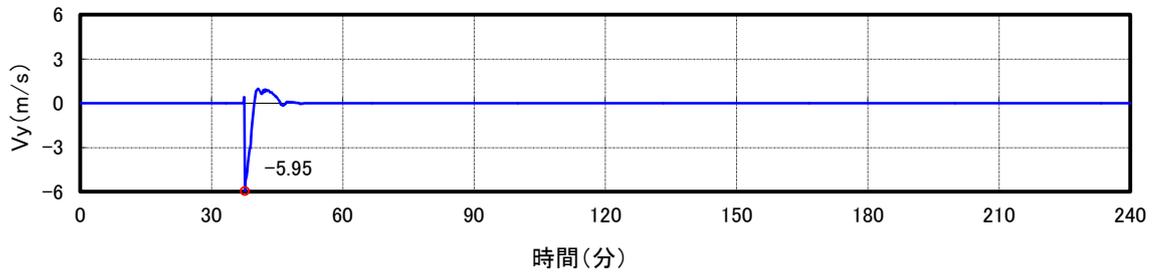


図 4.1-5 (3) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (V_y 方向)

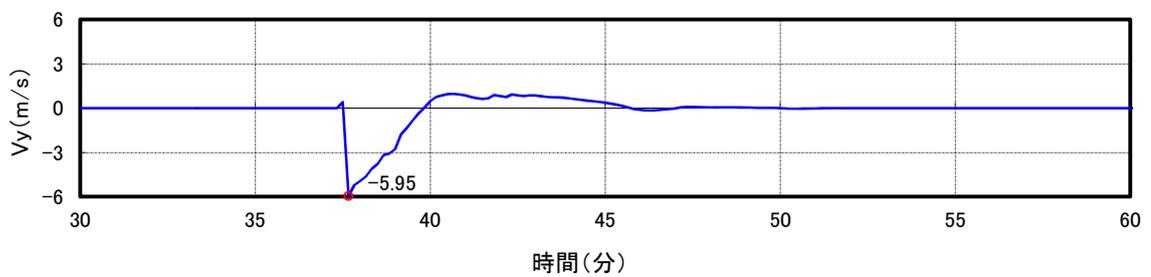


図 4.1-5 (4) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

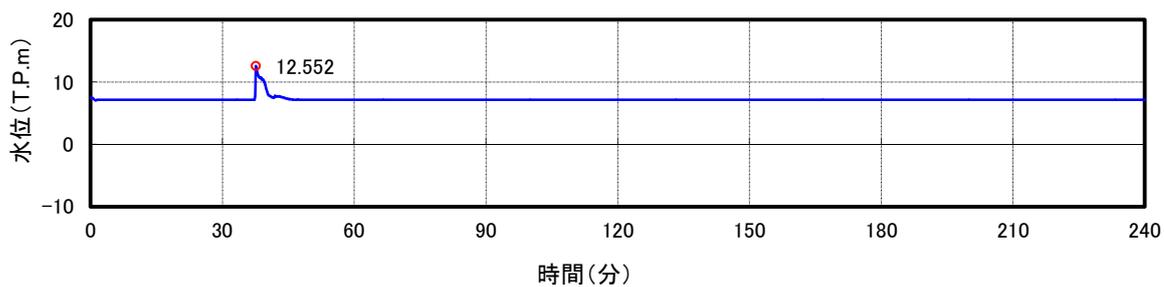


図 4.1-5 (5) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴

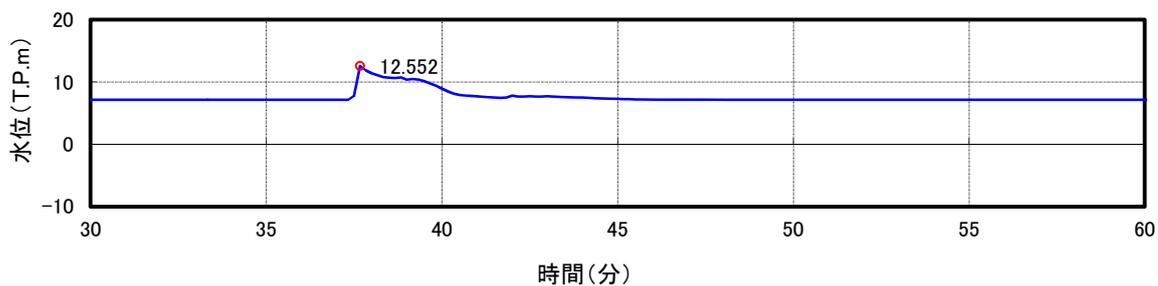


図 4.1-5 (6) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴 (拡大図)

(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。

同様に、防潮堤近傍での評価点を図 4.1-7 に示す。そのうち、各評価点での各方向での最大流速ベクトルを図示したものを図 4.1-8、防潮堤に向かう法線方向を図示したものを図 4.1-9 に示す。また、各評価点における各方向での最大流速一覧を表 4.1-4 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 m/s とする。すなわち、この設計用の流速は T.P. +24.0 m 津波時の法線方向最大流速である 9.98 m/s を 5 割増しした値に相当する。

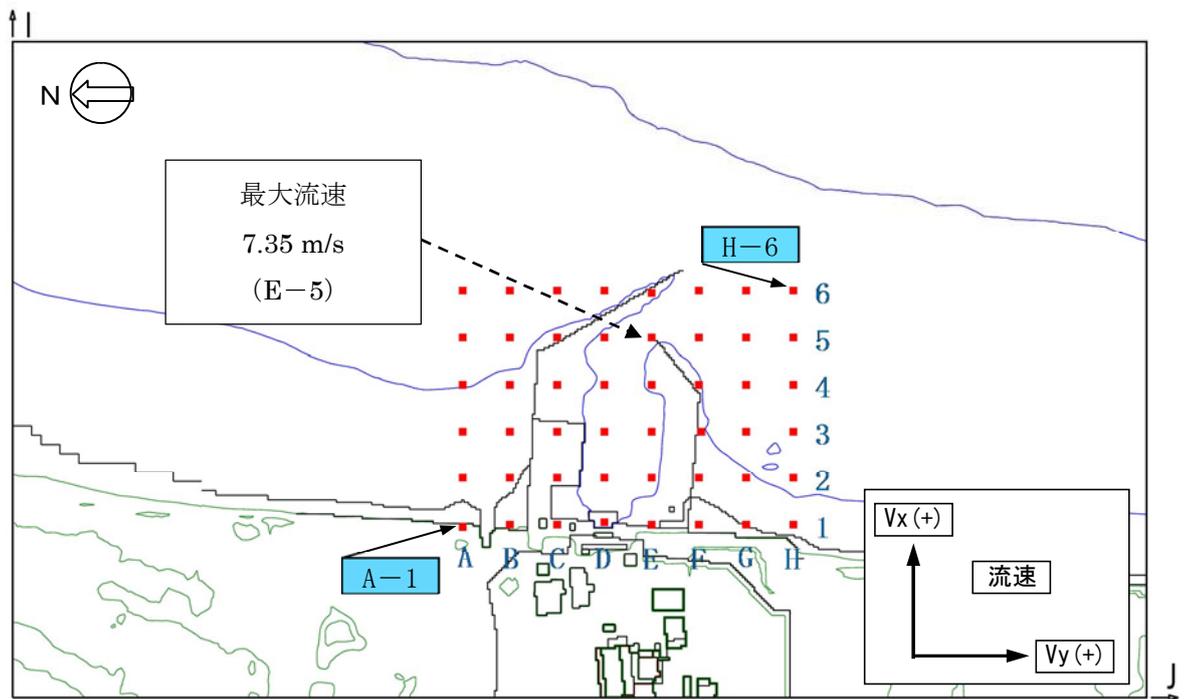


図 4.1-6 防潮堤前面海域での評価点

表 4.1-3 防潮堤前面海域での各方向での最大流速一覧

評価位置	Vx方向最大流速 (m/s)	Vy方向最大流速 (m/s)	全方向最大流速 (m/s)		
			V x	V y	全方向 ($\sqrt{V_x^2+V_y^2}$)
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

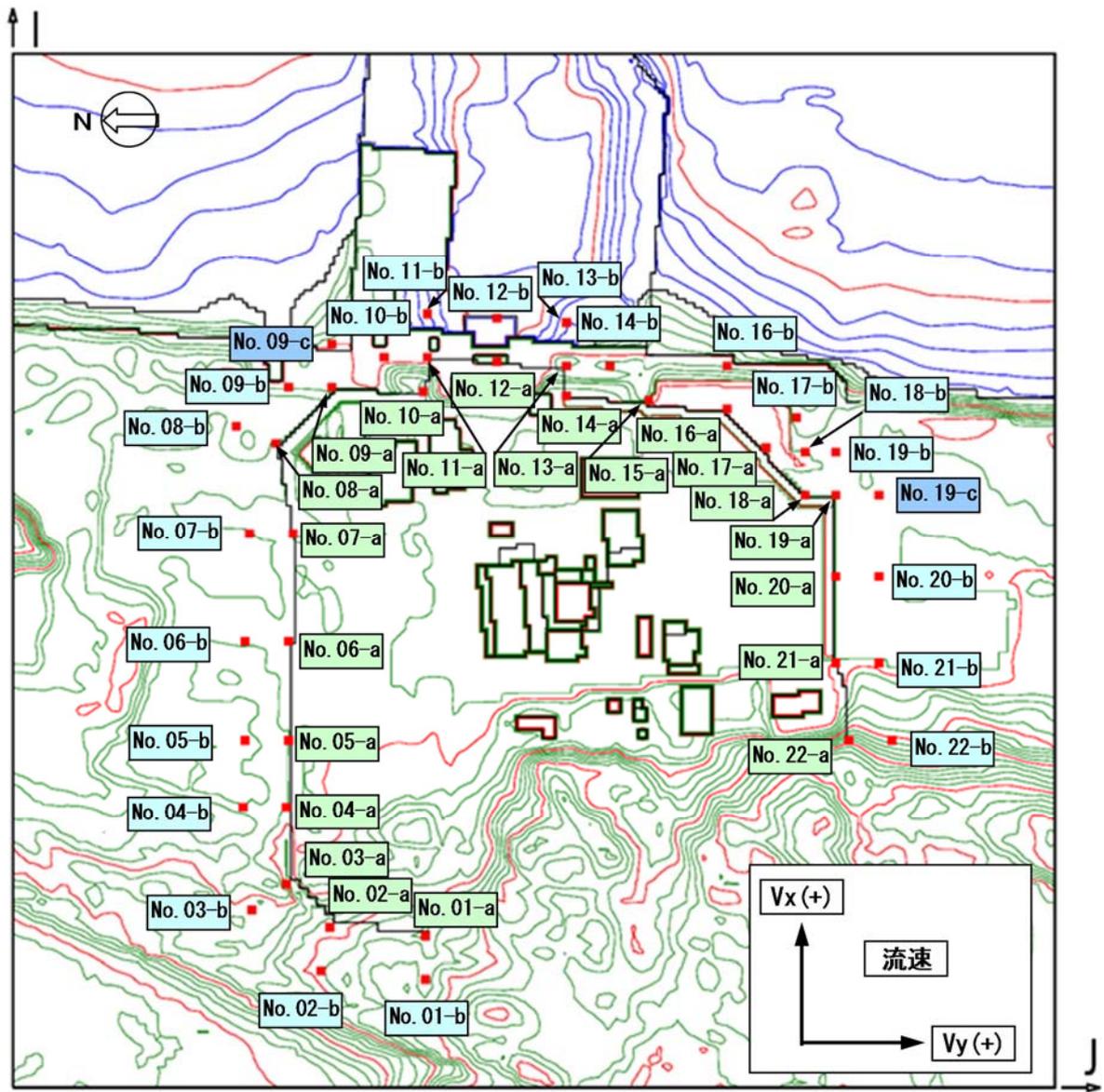


図 4.1-7 防潮堤近傍での評価点

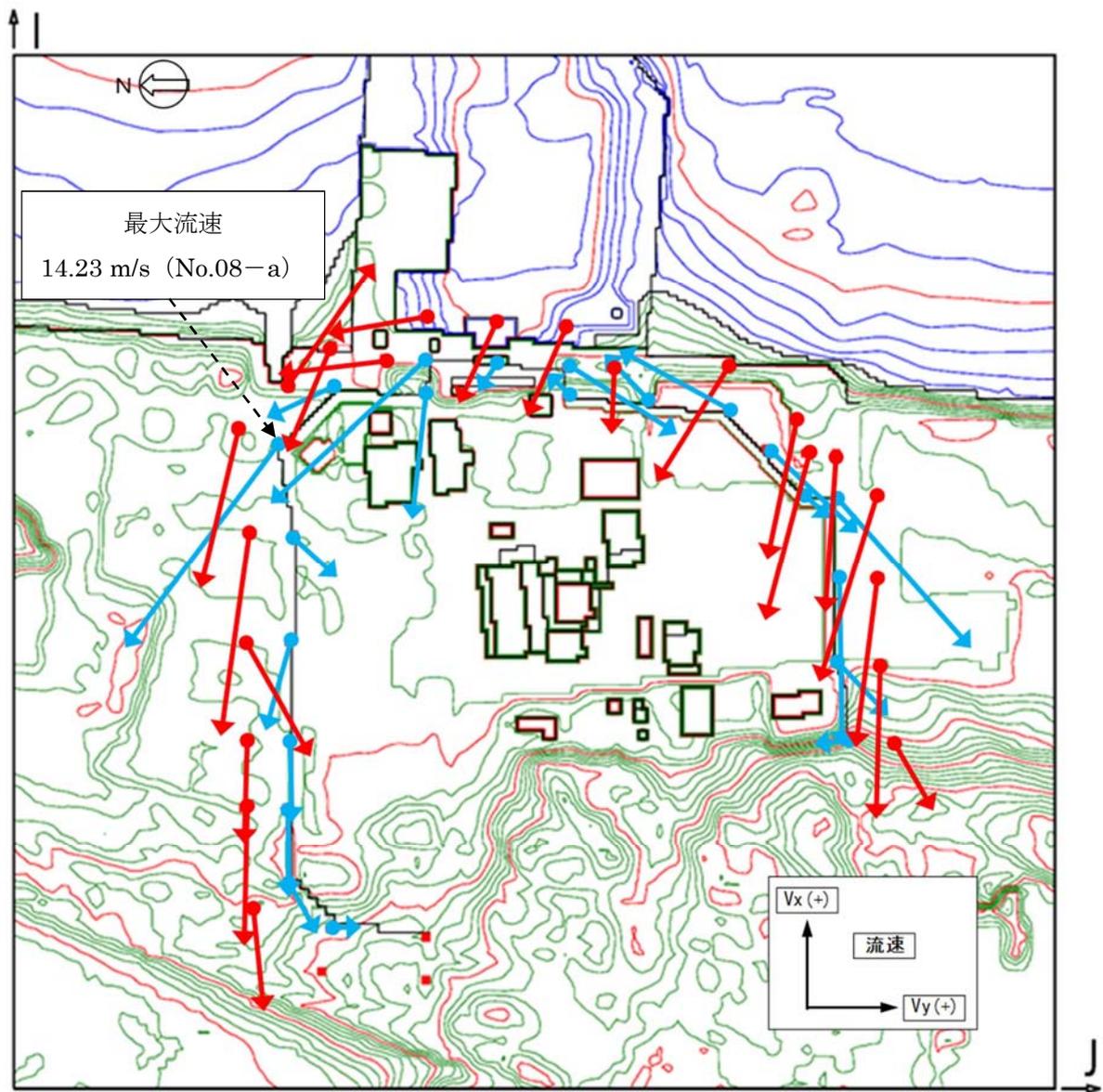


図 4.1-8 各評価点での最大流速

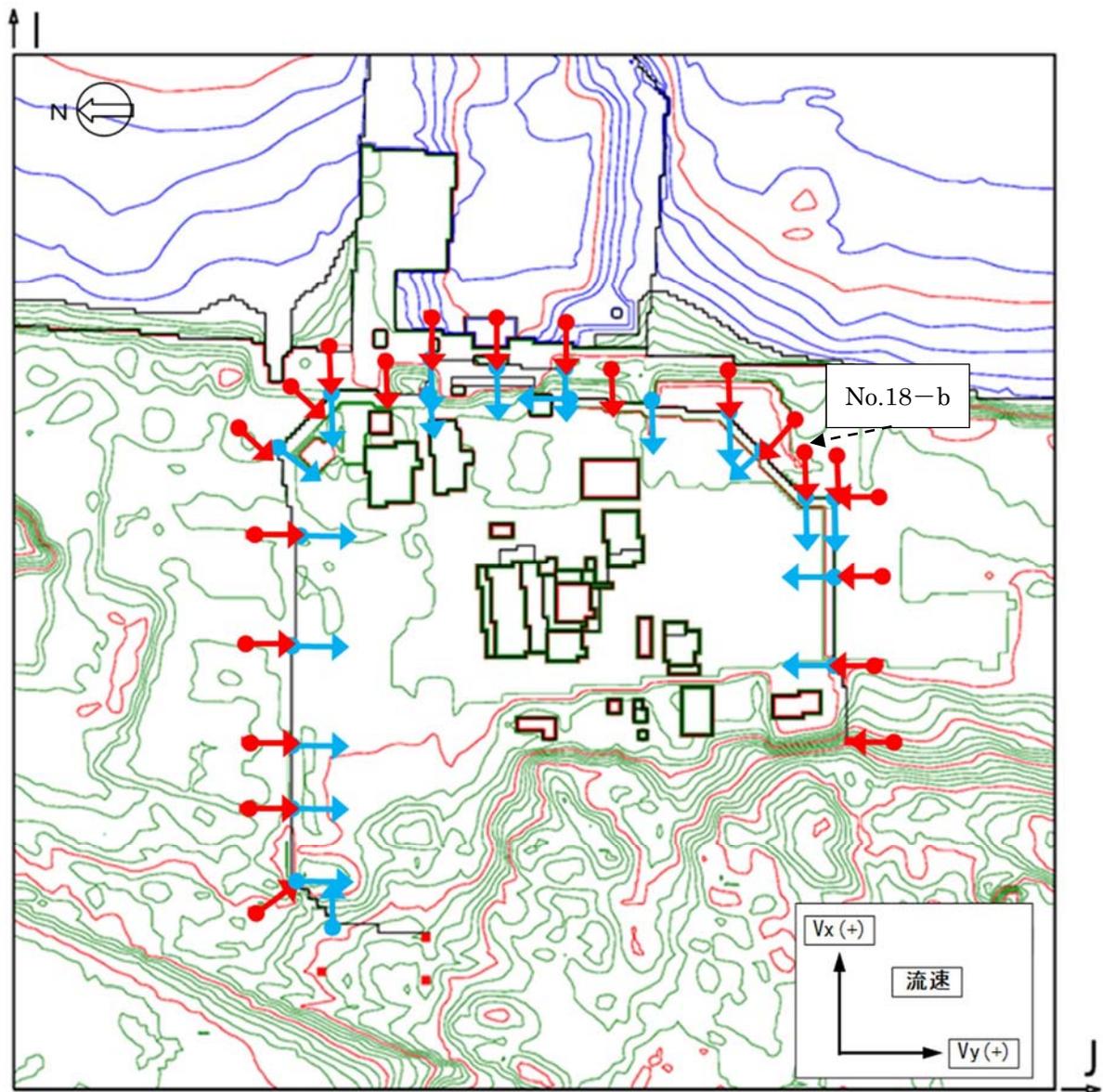


図 4.1-9 各評価点での法線方向

表 4.1-4 防潮堤近傍での各方向での最大流速一覧

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)	全方向最大流速 (m/s)		
				V x	V y	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

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)	全方向最大流速 (m/s)		
				V x	V y	全方向 ($\sqrt{V_x^2+V_y^2}$)
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

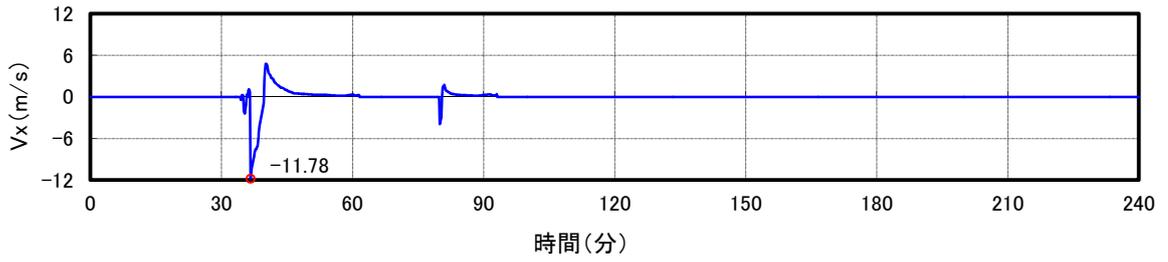


図 4.1-10 (1) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (Vx 方向)

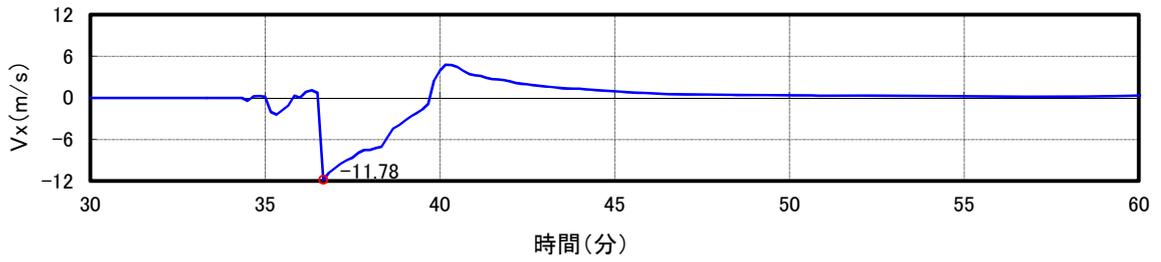


図 4.1-10 (2) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

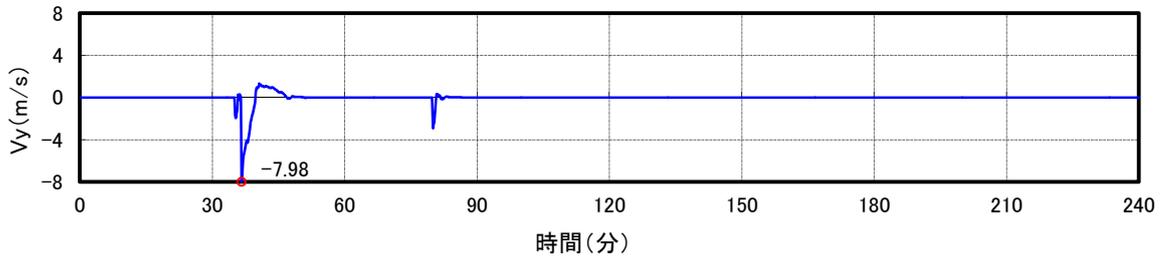


図 4.1-10 (3) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (Vy 方向)

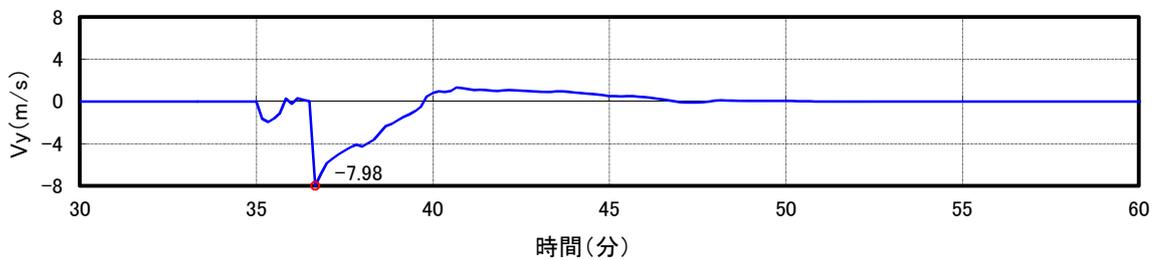


図 4.1-10 (4) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

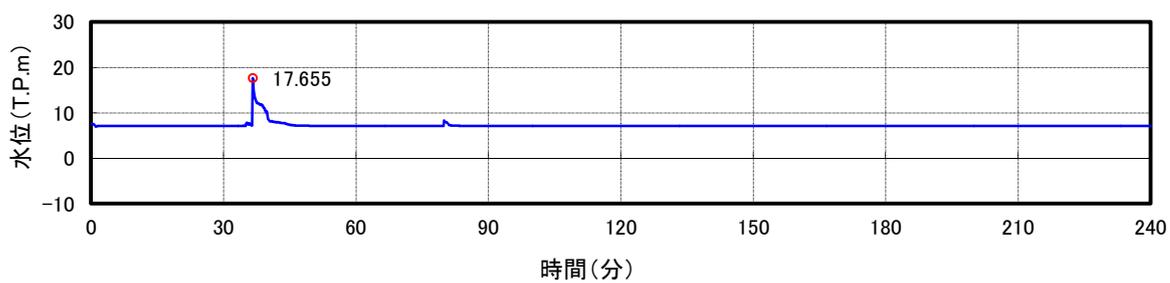


図 4.1-10 (5) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴

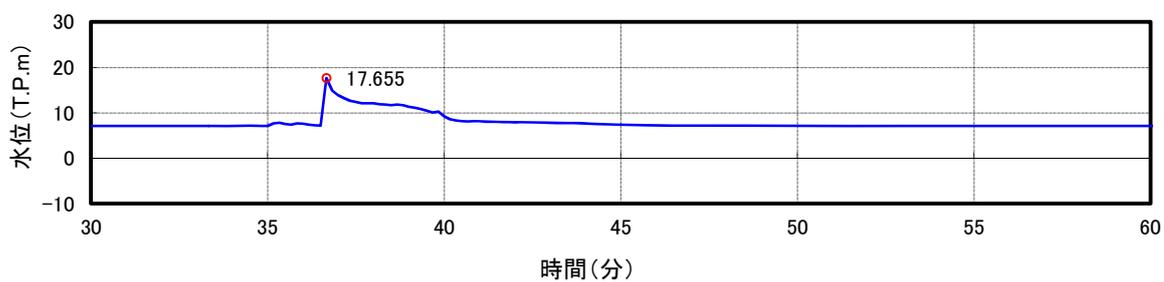


図 4.1-10 (6) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴 (拡大図)

4.1.2 貯留堰

平面二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。

貯留堰近傍で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。

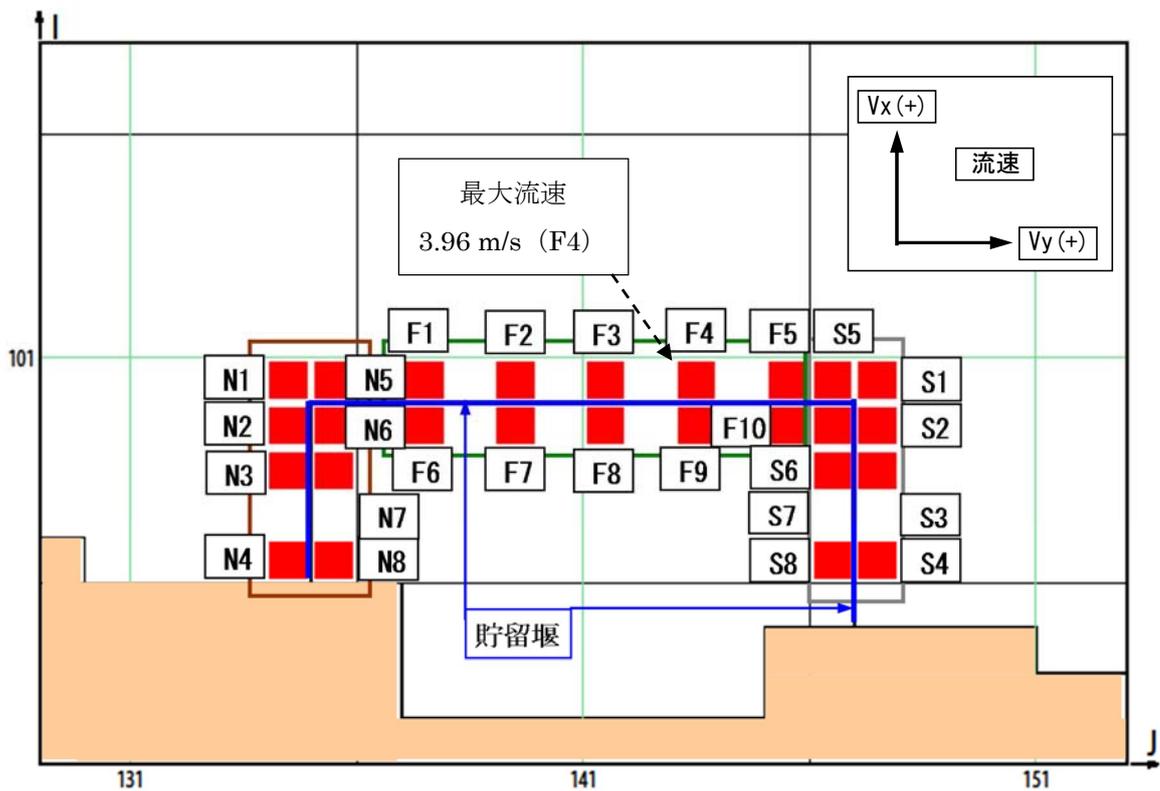


図 4.1-11 貯留堰近傍の評価点

表 4.1-5 (1) 貯留堰近傍での各方向での最大流速（下降側）

評価位置	V _x 方向最大流速 (m/s)	V _y 方向最大流速 (m/s)	全方向最大流速 (m/s)		
			V _x	V _y	全方向 ($\sqrt{V_x^2+V_y^2}$)
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)

評価位置	V _x 方向最大流速 (m/s)	V _y 方向最大流速 (m/s)	全方向最大流速 (m/s)		
			V _x	V _y	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

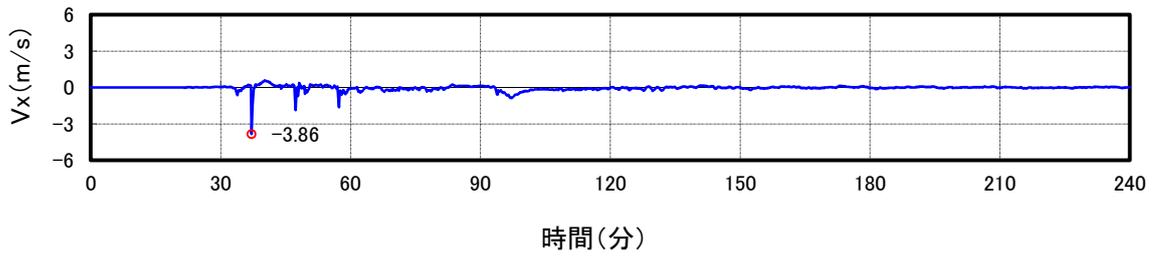


図 4.1-12 (1) 貯留堰の最大流速発生地点 (F4) の流速時刻歴 (Vx 方向)

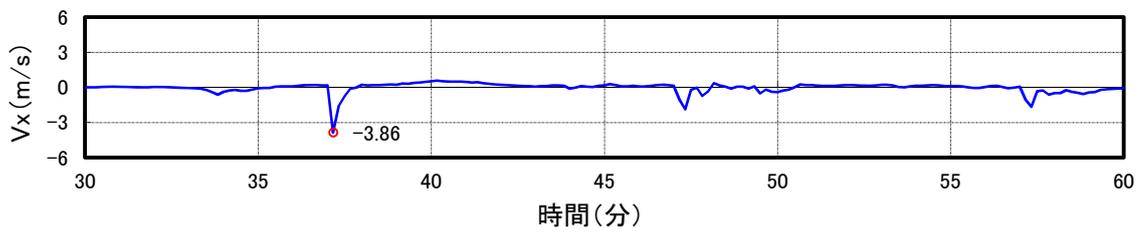


図 4.1-12 (2) 貯留堰の最大流速発生地点 (F4) の流速時刻歴 (拡大図)

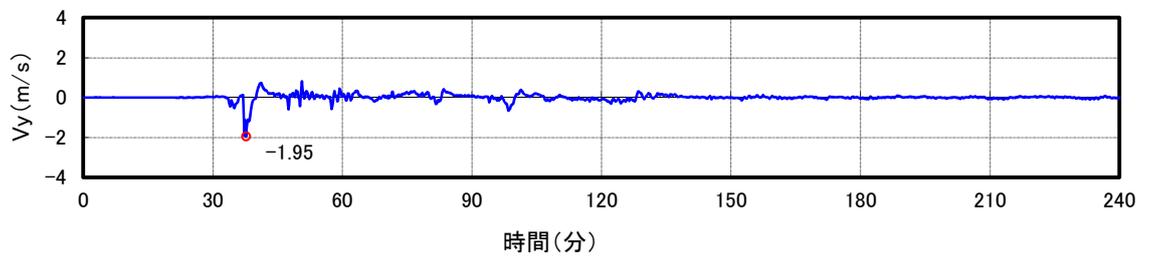


図 4.1-12 (3) 貯留堰の最大流速発生地点 (F4) の流速時刻歴 (Vy 方向)

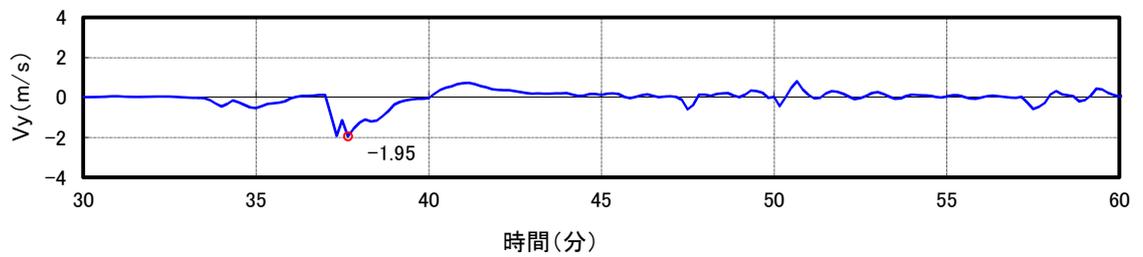


図 4.1-12 (4) 貯留堰の最大流速発生地点 (F4) の流速時刻歴 (拡大図)

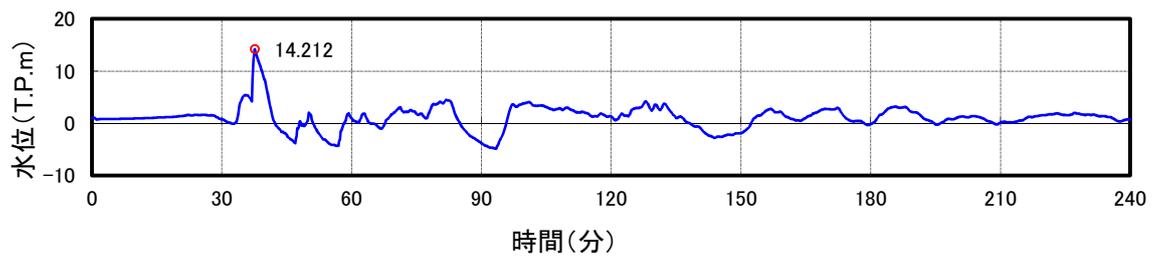


図 4.1-12 (5) 貯留堰の最大流速発生地点 (F4) の波高時刻歴

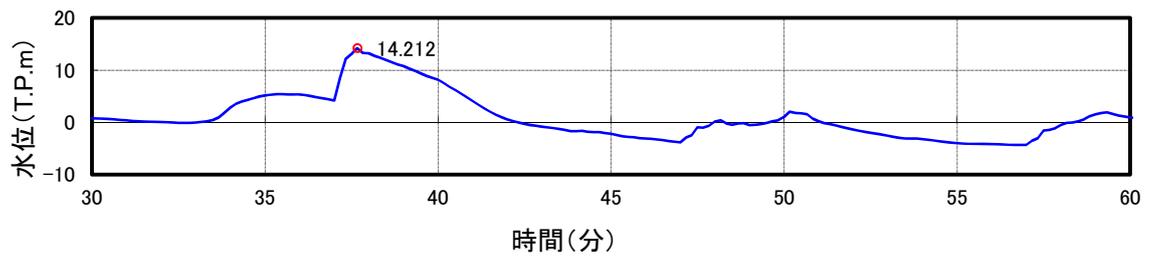


図 4.1-12 (6) 貯留堰の最大流速発生地点 (F4) の波高時刻歴 (拡大図)

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。

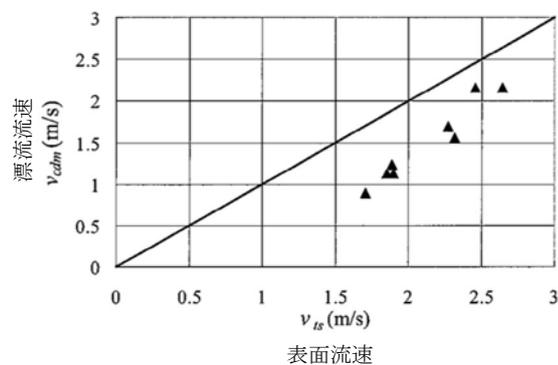
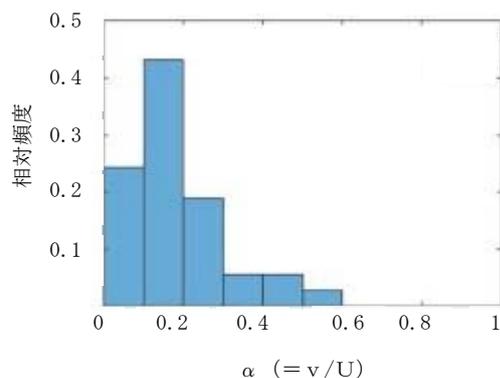


図 4.1-13 表面流速と漂流流速の関係



甲斐田ほか (2016) より
(比重 0.6)

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：o16010，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. 10. 8 構内排水路逆流防止設備

構内排水路は、入口側集水桝、貫通部排水管、出口側集水桝、構内排水路逆流防止設備からなる（図 5. 10. 8-2 及び図 5. 10. 8-5 参照）。構内排水路は、大きく分けて、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭間部に設置するもの（以下「杭間部」とする。）と鉄筋コンクリート防潮壁部に設置するもの（以下「RC防潮壁部」とする。）の二つの構造形式に区分される。構内排水路の平面位置図を図 5. 10. 8-1 に示す。

構内排水路（杭間部）の入口側及び出口側集水桝、貫通部排水管基礎は鋼管杭により支持する構造である。構内排水路（RC防潮壁部）の入口側及び出口側集水桝は、鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化し、貫通部排水管が鉄筋コンクリート防潮壁内を貫通する構造である。

本資料では、津波防護施設である「構内排水路逆流防止設備」及びこの間接支持構造物である「出口側集水桝」に対する耐震評価の断面選定を記載する。

構内排水路（杭間部）の断面図を図 5. 10. 8-2 に、平面図を図 5. 10. 8-3 に、入口側及び出口側集水桝の構造図を図 5. 10. 8-4 に、構内排水路（RC防潮壁部）の断面図を図 5. 10. 8-5 に、平面図を図 5. 10. 8-6 に、入口側及び出口側集水桝の構造図を図 5. 10. 8-7 に示す。

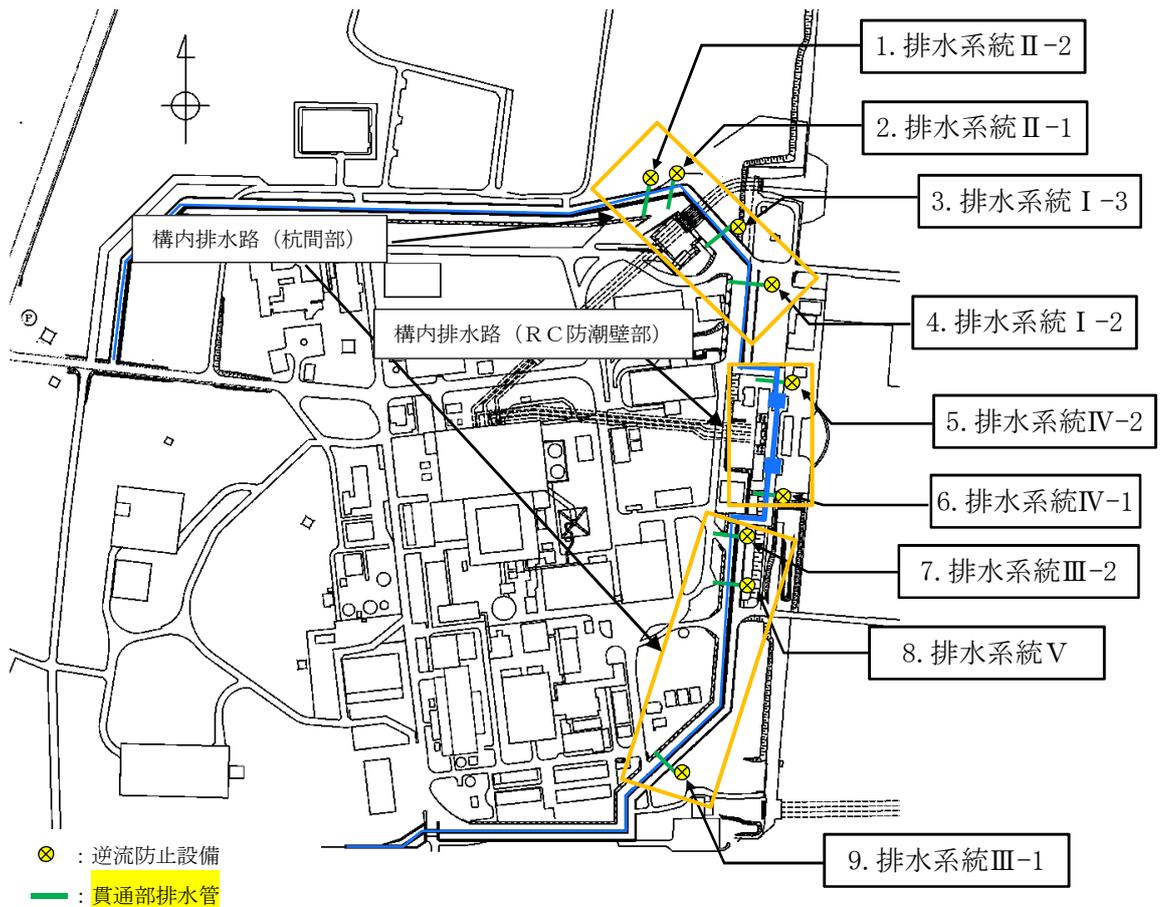


図 5. 10. 8-1 構内排水路の平面位置図



図 5.10.8.1-2 構内排水路（杭間部：排水系統 I-2）断面図

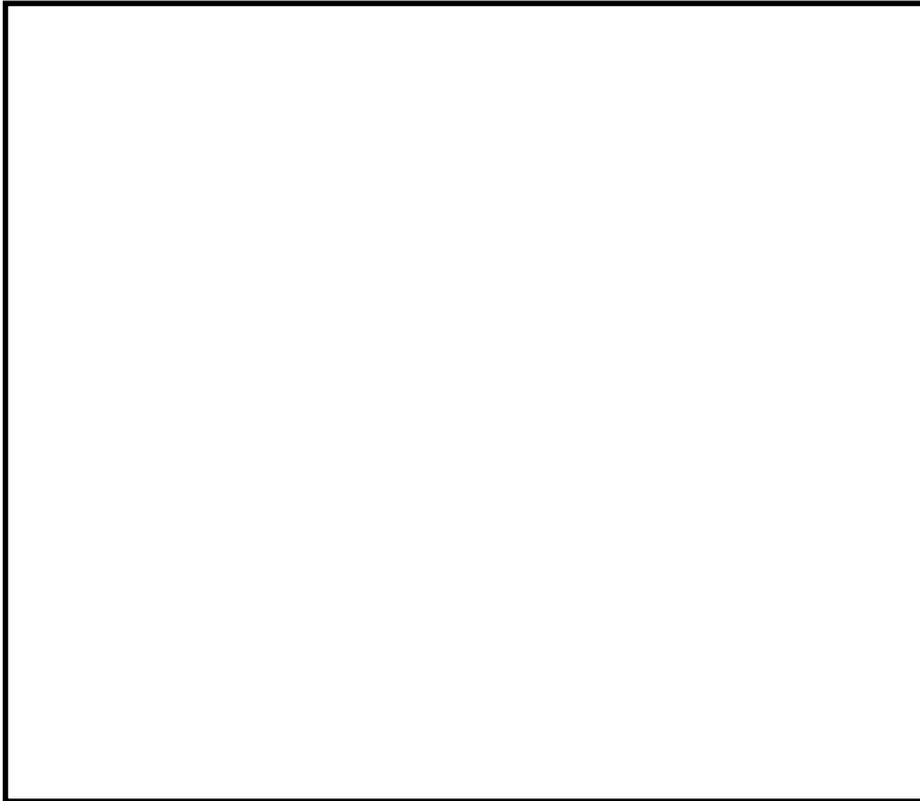
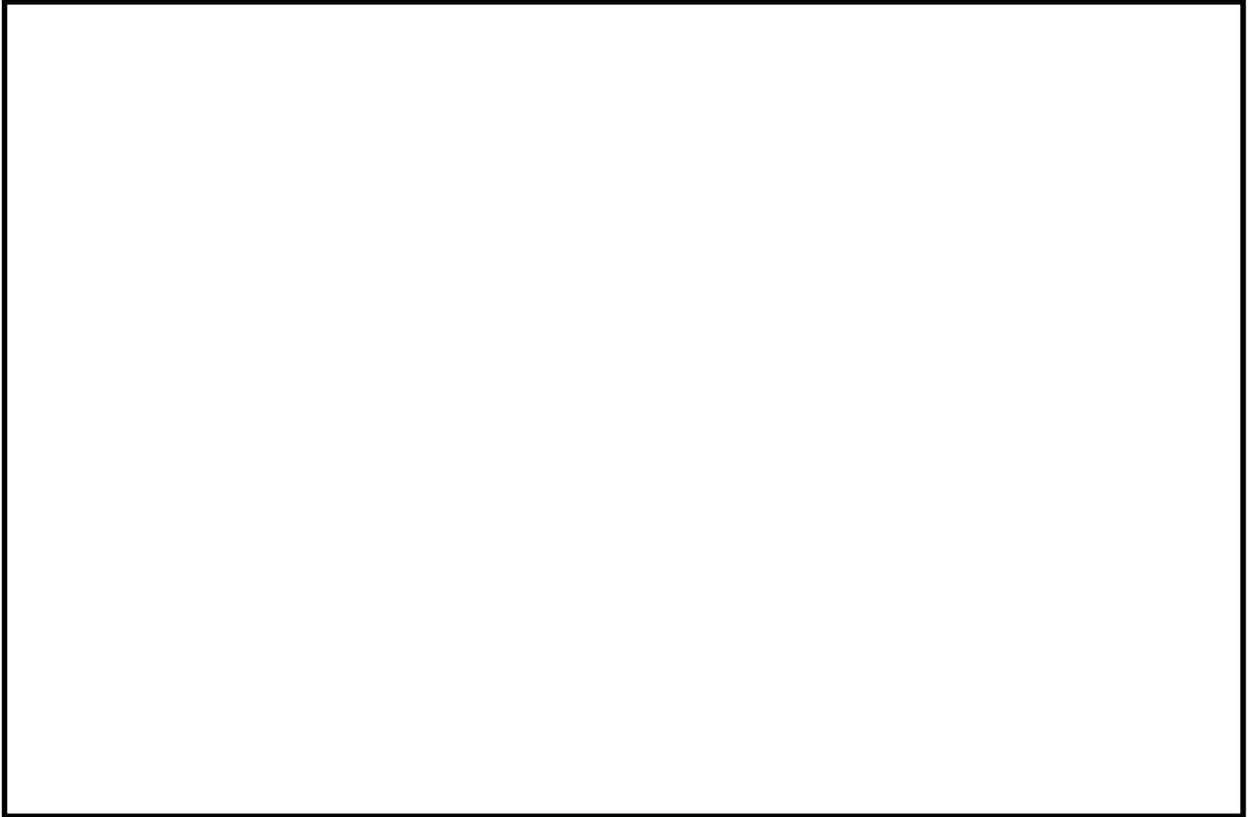
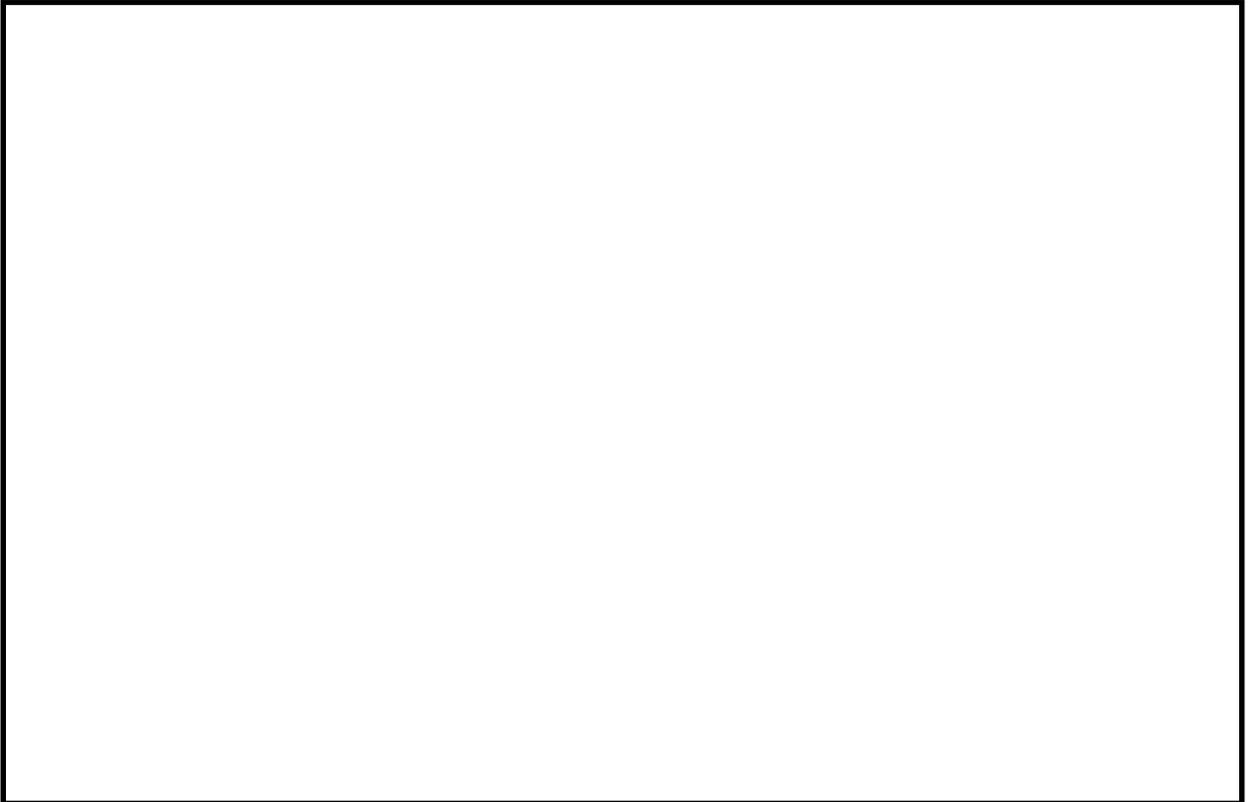


図 5.10.8-3 構内排水路（杭間部：排水系統 I-2）平面図



入口側集水樹



出口側集水樹

図 5.10.8-4 集水樹（杭間部：排水系統 I-2）構造図



図 5.10.8-5 構内排水路（R C防潮壁部）の断面図

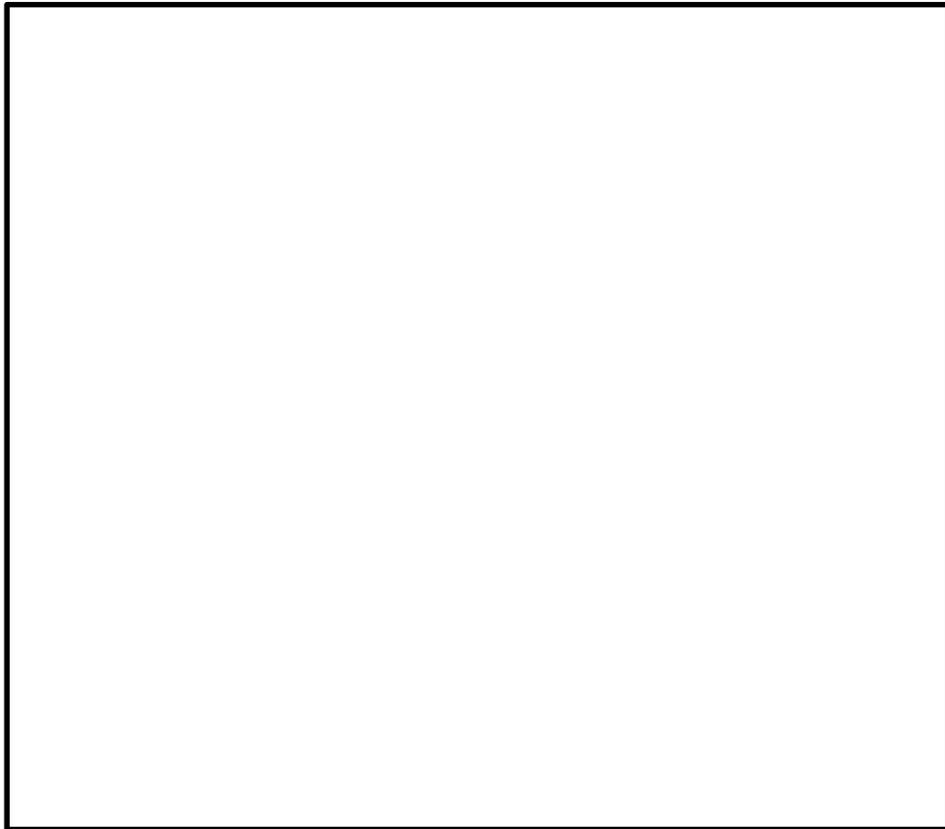


図 5.10.8-6 (1) 構内排水路（R C防潮壁部：排水系統IV-1）の平面図

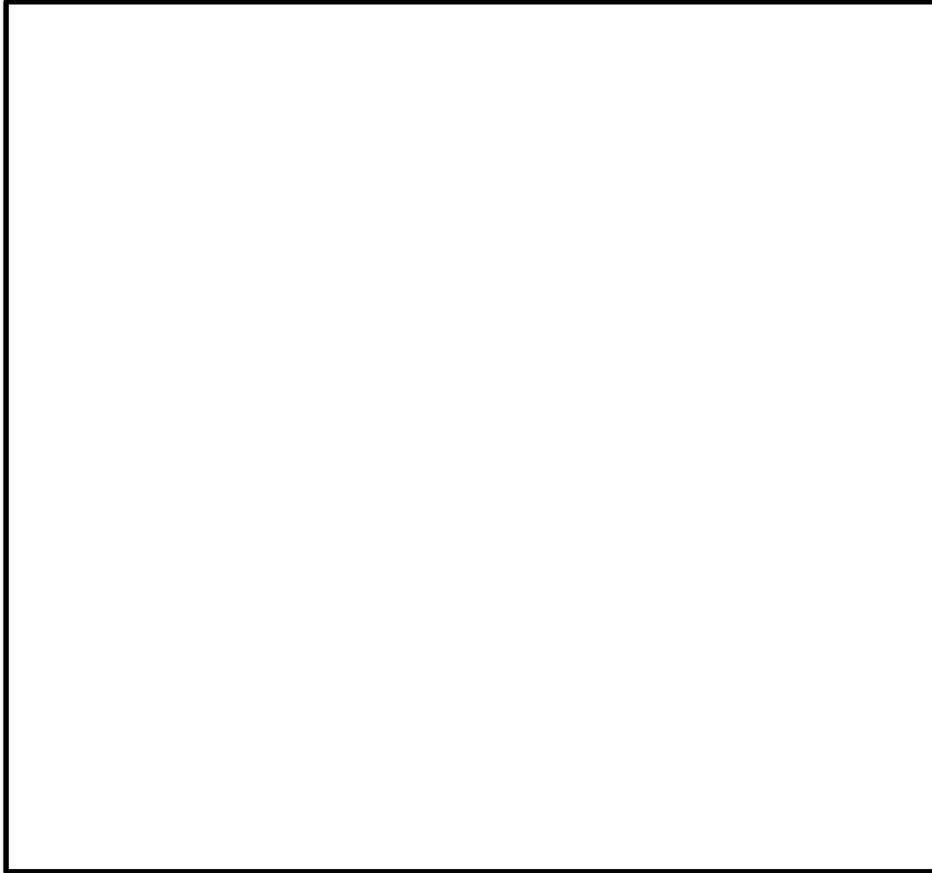


図 5.10.8-6 (2) 構内排水路 (R C防潮壁部 : 排水系統IV-2) の平面図

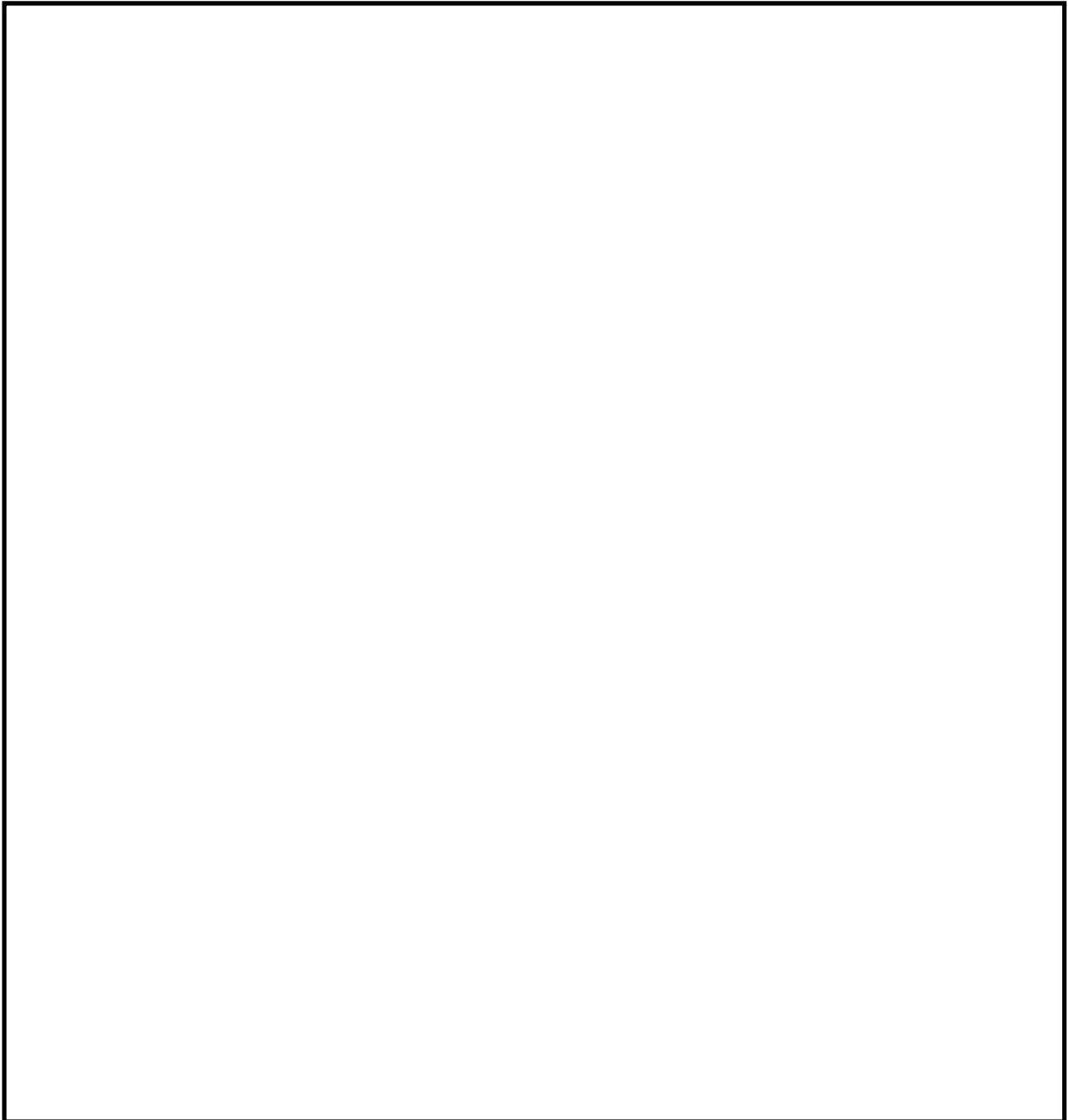


図 5.10.8-7 (1) 構内排水路 (R C 防潮壁部) (排水系統IV-1, IV-2) 入口側集水柵構造図

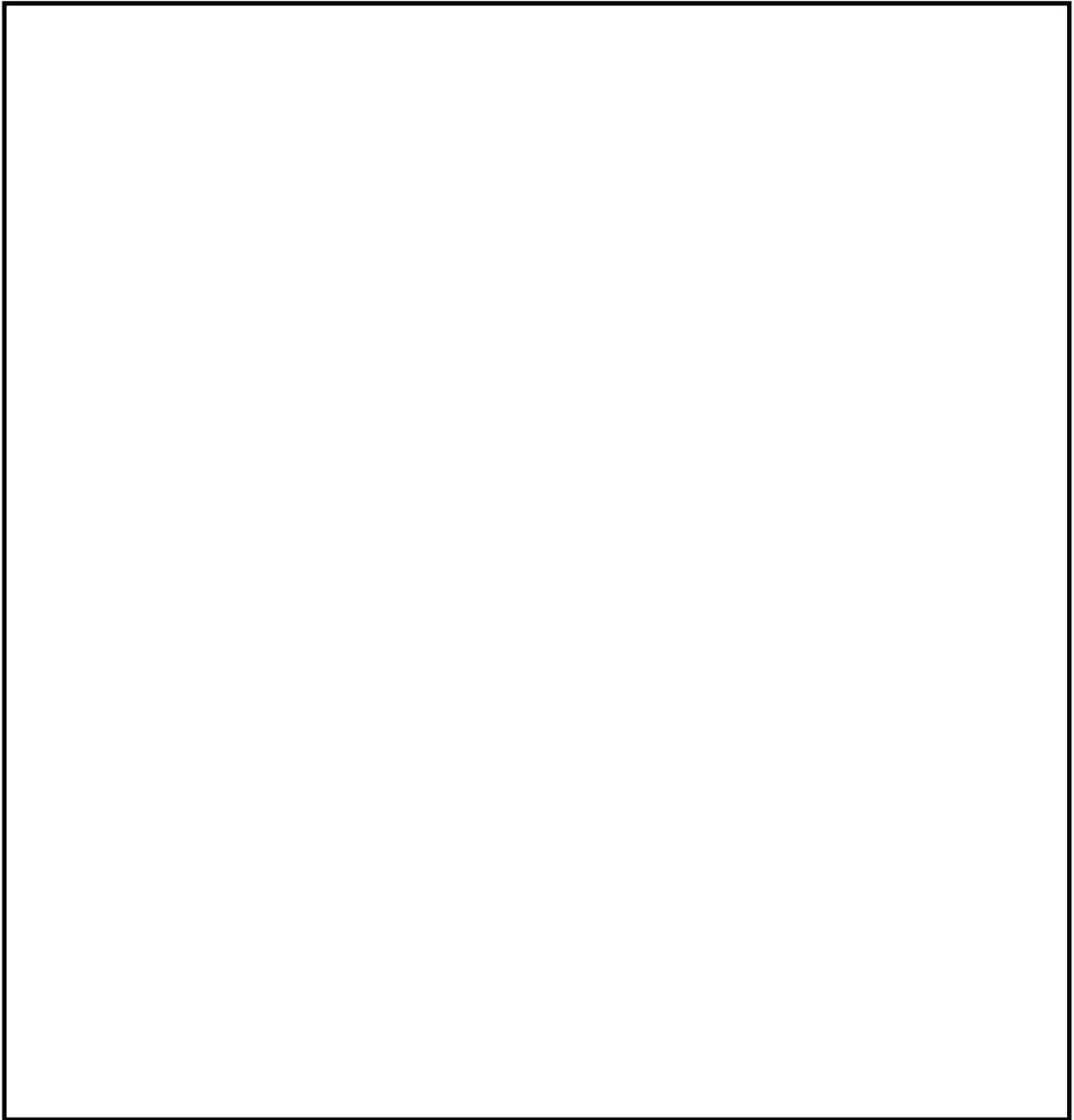


図 5.10.8-7 (2) 構内排水路 (R C 防潮壁部) (排水系統IV-1, IV-2) 出口側集水柵構造図

(1) 評価候補断面の特徴

a. 杭間部

構内排水路（杭間部）は、防潮堤の評価候補断面の特徴において設定した 5 区間のうち、Ⅱ区間とⅢ区間の範囲に設置される。Ⅱ区間は比較的津波高さが高く第四紀層が薄い区間であり、Ⅲ区間は比較的津波高さが高く第四紀層が厚く堆積している区間である。

構内排水路（杭間部）の評価候補断面の特徴を表 5.10.8-1 に示す。

表 5.10.8-1 構内排水路（杭間部）の評価候補断面の特徴

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備
I-2	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	比較的津波高 さが高い。	T.P. +4.0 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート
I-3	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	比較的津波高 さが高い。	T.P. +4.0 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート
Ⅱ-1	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	比較的津波高 さが高い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート
Ⅱ-2	Ⅲ区間	・杭基礎構造 である。	比較的津波高 さが高い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート
Ⅲ-1	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	比較的津波高 さが低い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート
Ⅲ-2	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	比較的津波高 さが低い。	T.P. +7.7 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート
V	Ⅱ区間	・杭基礎構造 である。	比較的津波高 さが低い。	T.P. +7.7 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート

注記 *：「5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」の図 5.10.5-4 図 評価候補断面の平面図において設定した区間

b. RC防潮壁部

構内排水路（RC防潮壁部）の設置位置は比較的津波高さが高く、排水系統IV-1では第四紀層が薄い箇所、排水系統IV-2では第四紀層が厚く堆積している箇所に位置する。

構内排水路（RC防潮壁部）の評価候補断面の特徴を表5.10.8-2に示す。

表5.10.8-2 構内排水路（RC防潮壁部）の評価候補断面の特徴

断面 (排水 系統)	構造的特徴	津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備
IV-1	・RC防潮壁と一体構造である。	比較的津波高 さが高い。	T.P. +2.7 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート
IV-2	・RC防潮壁と一体構造である。	比較的津波高 さが高い。	T.P. +2.7 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート

(2) 評価対象断面の選定

a. 杭間部

構内排水路（杭間部）の評価対象断面は、鋼管杭基礎の照査が厳しくなる第四紀層が厚く堆積し岩盤上面標高が低いⅢ区間のうち、津波波力が大きい断面を選定する。表 5.10.8-1 に示すⅢ区間にある排水系統のうち、排水系統 I-2 及び I-3 は、集水柵の設置地盤標高が他の排水系統に比べて低いため、津波波力が大きくなる。また、排水系統 I-2 のほうが排水系統 I-3 よりもより海側に面しているため、津波波力による影響が大きい。また、排水系統 I-2 周辺の地盤は過圧密粘土層である A c 層が厚く堆積しており、集水柵及び排水管を支持する杭体に発生する地震時の応力が大きくなると考えられる。よって、排水系統 I-2 を評価対象断面とする。

b. RC防潮壁部

構内排水路（RC防潮壁部）は、表 5.10.8-2 に示すとおり、排水系統Ⅳ-1 及びⅣ-2 は津波高さが同じであり、津波波力の相違はない。また、排水系統Ⅳ-1 及びⅣ-2 は同一の構造である。

鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化することから、鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析により設計震度を求める。排水系統Ⅳ-1 の方がⅣ-2 に比べ第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高いため、設計震度が大きくなる。

よって、排水系統Ⅳ-1 を評価対象断面とする。

(3) 評価対象断面の選定結果

a. 杭間部

構内排水路（杭間部）の評価対象断面の選定結果を表 5.10.8-3 に、選定した評価対象断面図を図 5.10.8-8 に示す。

表 5.10.8-3 (1) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (1/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
I-2	Ⅲ区間	・杭基礎構造である。	比較的津波高さが高い。	T.P. +4.0 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	フラップゲート	○	津波波力が大きく、I-3 よりも海側に面し津波の影響を大きく受けること、杭体に発生する地震時の応力が大きいと考えられることから評価対象断面として選定する。
I-3	Ⅲ区間	・杭基礎構造である。	比較的津波高さが高い。	T.P. +4.0 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	フラップゲート	—	I-2 と同等の津波波力であるが、I-2 よりも陸側に位置するため、評価対象断面としない。
II-1	Ⅲ区間	・杭基礎構造である。	比較的津波高さが高い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	フラップゲート	—	I-2 に比べて設置地盤標高が高く津波波力が小さいため、評価対象断面としない。
II-2	Ⅲ区間	・杭基礎構造である。	比較的津波高さが高い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	フラップゲート	—	I-2 に比べて設置地盤標高が高く津波波力が小さいため、評価対象断面としない。

注記 * : 「5.10.5 防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)」の図 5.10.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

表 5.10.8-3 (2) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (2/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
III-1	II 区間	・杭基礎構造である。	比較的津波高さが低い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	フラップゲート	—	区間IIIに比べて津波波力が小さく、また岩盤上面標高が高く杭体に生じる応力が区間IIIに比べて小さいため、評価対象断面としない。
III-2	II 区間	・杭基礎構造である。	比較的津波高さが低い。	T.P. +7.7 m	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	フラップゲート	—	区間IIIに比べて津波波力が小さく、また岩盤上面標高が高く杭体に生じる応力が区間IIIに比べて小さいため、評価対象断面としない。
V	II 区間	・杭基礎構造である。	比較的津波高さが低い。	T.P. +7.7 m	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	フラップゲート	—	区間IIIに比べて津波波力が小さく、また岩盤上面標高が高く杭体に生じる応力が区間IIIに比べて小さいため、評価対象断面としない。

注記 * : 「5.10.5 防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)」の図 5.10.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

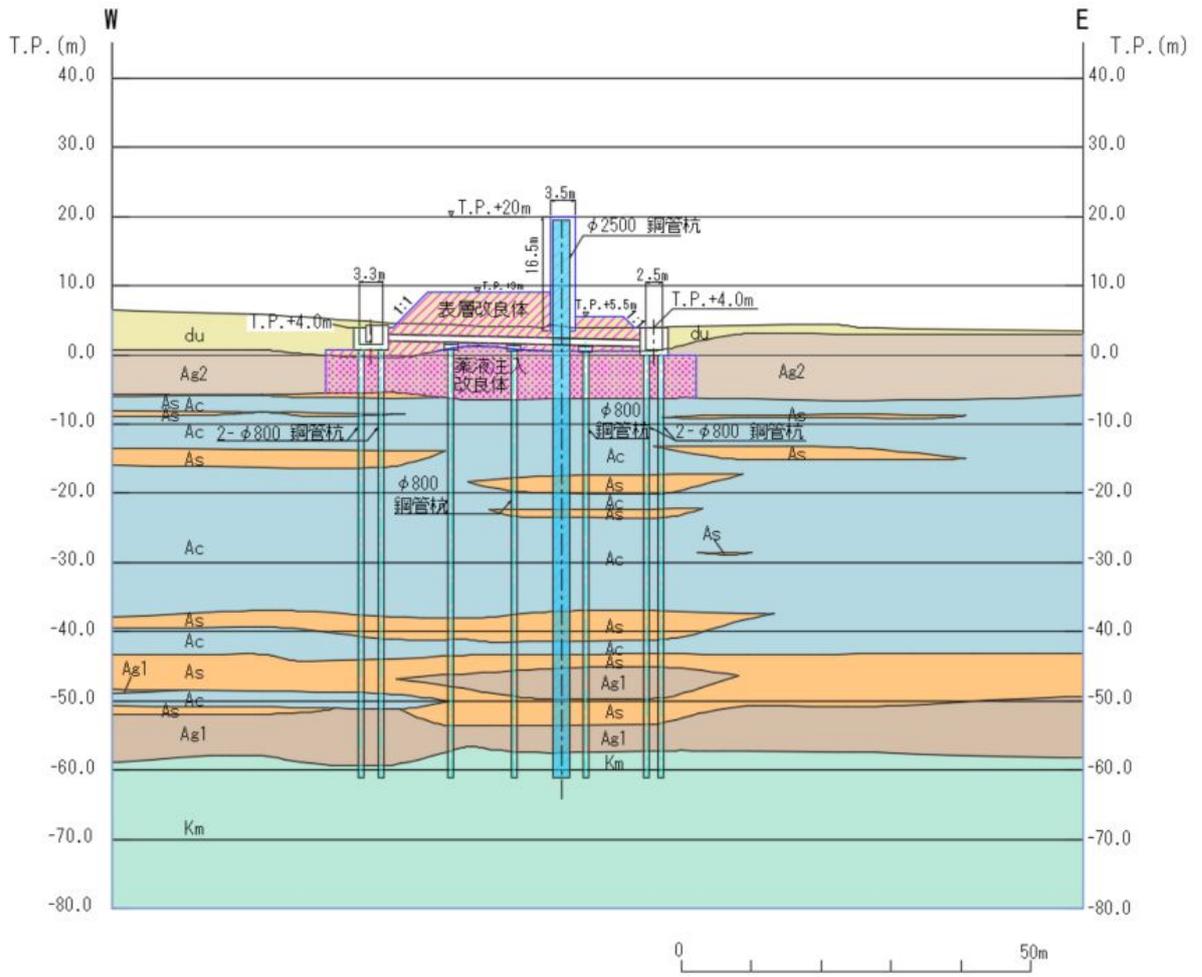


図 5. 10. 8-8 構内排水路（杭間部）の評価対象断面（排水系統 I-2）

b. RC防潮壁部

構内排水路逆（RC防潮壁部）の評価対象断面の選定結果を表 5.10.8-4 に、選定した評価対象断面図を図 5.10.8-9 に示す。

表 5.10.8-4 評価対象断面の選定結果（R C防潮壁部）

断面 (排水 系統)	構造的特徴	津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
IV-1	・ R C防潮壁と一 体構造である。	比較的津波高 さが高い。	T.P. + 2.7 m	第四紀層が薄く 堆積し、岩盤上 面標高が高い。	フラップ ゲート	○	排水系統IV-2 と同一構造であるが、排水系統 IV-2 に比べて第四紀層が薄く堆積し、設計震 度が大きいため評価対象断面とする。
IV-2	・ R C防潮壁と一 体構造である。	比較的津波高 さが高い。	T.P. + 2.7 m	第四紀層が厚く 堆積し、岩盤上 面標高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統IV-1 と同一構造であるが、排水系統 IV-1 に比べて第四紀層が厚く堆積し、設計震 度が小さいため評価対象断面としない。

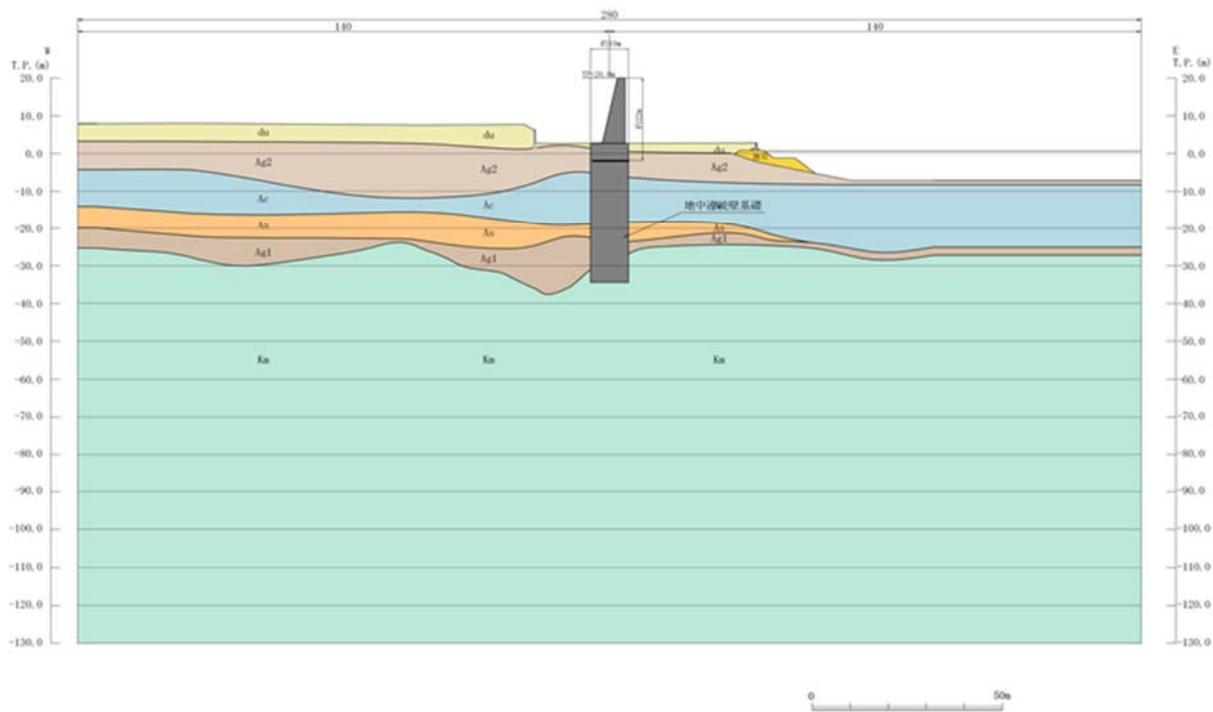


図 5.10.8-9 構内排水路 (RC防潮壁部) の評価対象断面 (排水系統IV-1)

5. 13. 2 鋼製防護壁シール材について

5. 13. 2. 1 概要及び評価方針

(1) 概要

鋼製防護壁は鋼殻ブロックを積み重ねて連結する構造である。鋼殻ブロック同士は添接板を高力ボルトで締め付けて固定するため、地震時及び津波時に鋼殻ブロック同士の相対変位は生じない設計である。

また、鋼殻ブロック継目部の添接板と添接板の間にはシール材を設置する。シール材は、添接板継目部との接着性を高めるため、プライマーを塗布した後に設置する。

継目部のシール材を評価対象とし、津波時の波圧に対して漏えいが生じないことを性能確認試験により確認する。長期的な耐久性に関しては、シール材の耐候性試験（熟老化試験、乾湿繰り返し試験）により、50年相当の健全性を確認する。また、地震時、津波時、及び重畳時（余震と津波時）の変形が漏えいを生じない変形に留まることを確認する。鋼殻ブロック概要図を図 5. 13. 2. 1-1 に、鋼殻ブロック継目部拡大図を図 5. 13. 2. 1-2 に示す。

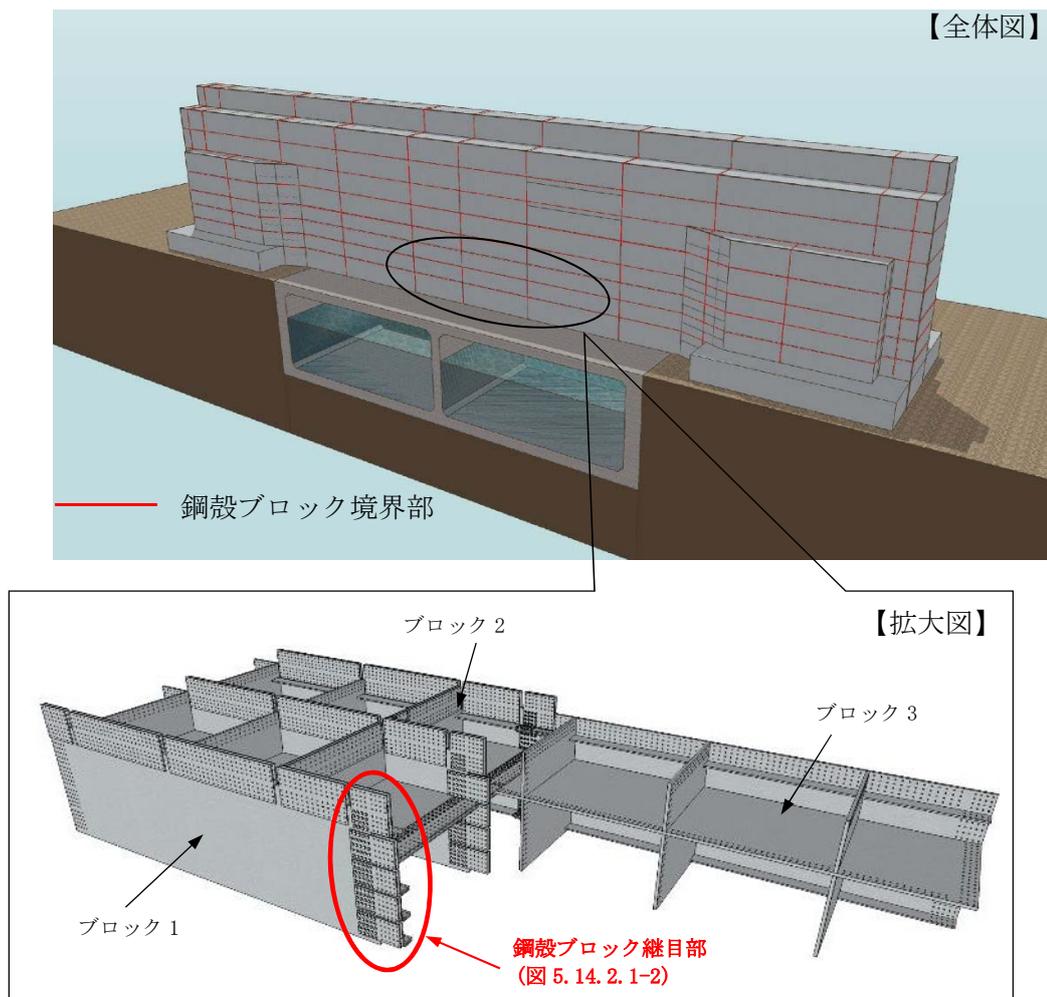


図 5. 13. 2. 1-1 鋼殻ブロック概要図

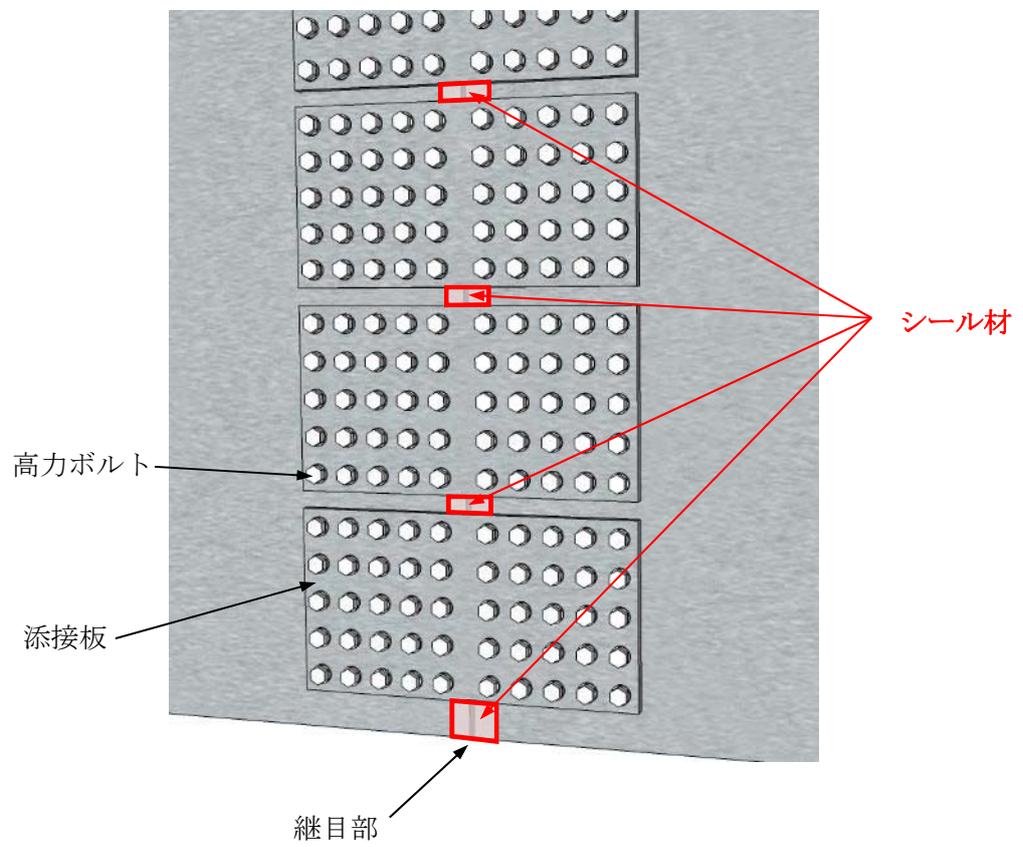


図 5. 13. 2. 1-2 鋼殻ブロック継目部拡大図

(2) 評価方針

シール材の評価方針として、シール材を設置した継目部から津波時の波圧に対して漏えいが生じないことを確認する。評価フローを図 5.13.2.1-3 に示す。

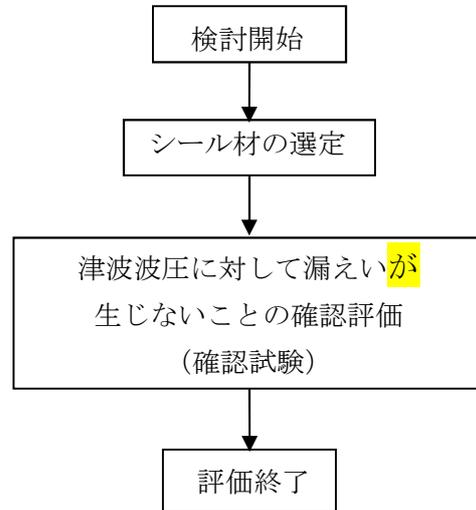


図 5.13.2.1-3 シール材の評価フロー

(3) シール材の選定

シール材の材料選定については、所定の水圧に対して漏えいが生じない性能を保持できる条件に合った材料を選定した。シール材の選定については、表 5.13.2.1-1 に示すシール材を候補に選び、その中から漏えいが生じない性能以外の要求性能として耐候性及び施工性の観点から [] を選定した。

表 5.13.2.1-1 シール材の選定

シール材名称	主成分	引張強度 (N/mm ²)	耐候性	施工性	選定 結果
[]	2液性特殊変性 シリコーン エポキシ樹脂	2.45	50年	シール材設置前の養生が容易	○
[]	1成分脱オキシム型 シリコーン シーリング材	0.91	不明	シール材設置前の養生が容易	—
[]	2液性 ポリウレタン樹脂	13.2	10 ～ 15年	吹付け設置のため材料が飛散する	—

(4) 検討方針

シール材の機能要求は、津波時の波圧に対して漏えいを生じないこと、長期的な耐久性に関して耐候性を有すること、地震時、津波時及び重畳時の変形が漏えいを生じない変形に留まることである。これらの機能要求を踏まえ、耐圧試験、耐候性試験（メーカーにより行われた試験データに基づく評価）及び変形性能確認を行う。機能要求を表 5.13.2.1-2 に、試験項目を表 5.13.2.1-3 に示す。

表 5.13.2.1-2 シール材の機能要求

評価項目	要求性能
止水性	津波時の波圧に対して漏えいが生じないこと
耐候性	長期的な使用のための耐久性に関して耐候性を有すること
変形量	地震時、津波時及び重畳時の変形が漏えいを生じない変形に留まること

表 5.13.2.1-3 試験項目

評価項目	試験内容
止水性	耐圧試験
耐候性	耐候性試験
変形量	変形性能確認

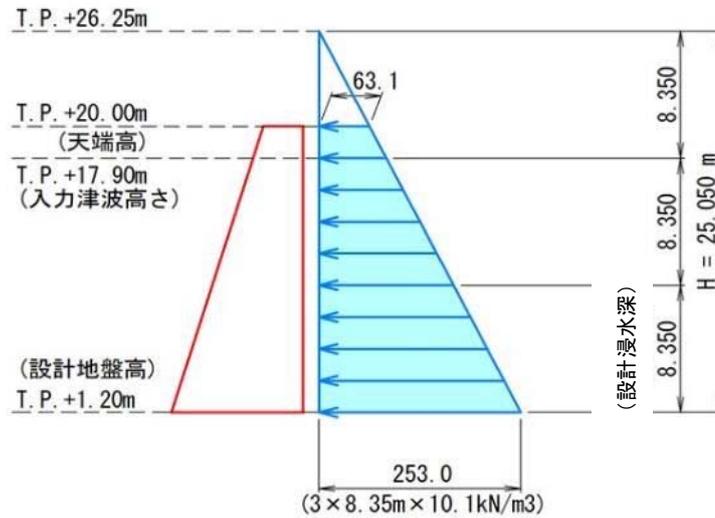
a. 試験条件の設定

(a) 津波波圧に応じた試験水圧と必要耐圧保持時間

津波波圧は、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤施工地盤標高の差分の3/2倍を考慮して算定する。

イ. 基準津波時

図 5.13.2.1-4 に示すとおり、基準津波時の波圧は 0.25 MPa であることから、試験水圧は基準津波時の波圧に保守性を持たせて 0.35 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。



津波の最大遡上高さ：T.P. +17.9 m

設置地盤高さ：T.P. +1.2 m

$$(17.9 - 1.2) \times 1/2 \times 3 \times 1.03 \times 9.80665 = 0.25 \text{ MPa}$$

図 5.13.2.1-4 基準津波時の最大波圧

ロ. T.P. +24.0 m 津波時

T.P. +24.0 m 津波時の波圧は 0.43 MPa であることから、試験水圧は T.P. +24.0 m 津波時の波圧に保守性を持たせて 0.50 MPa とする。必要耐圧保持時間は津波の作用時間を考慮して 10 分以上とする。

(b) シール材の仕様、施工方法

選定したシール材 は、主成分が 2 液性特殊変性シリコーンエポキシ樹脂、引張強度 2.45 N/mm²、耐候年数が 50 年相当である。

シール材は、下地（塗装）との密着性を高めるためのプライマーを使用する。シール材の施工方法を図 5.13.2.1-5 に示す。

は、内外水圧に対する高い防水性能を要求されるシールドトンネルでの目地材として開発された。シール材の施工実績は多数あり、シールドトンネルの目地材の他に鋼製防護壁と同様に気中での環境における施工実績も有する。気中での環境における主な施工実績を表 5.13.2.1-4 に示す。

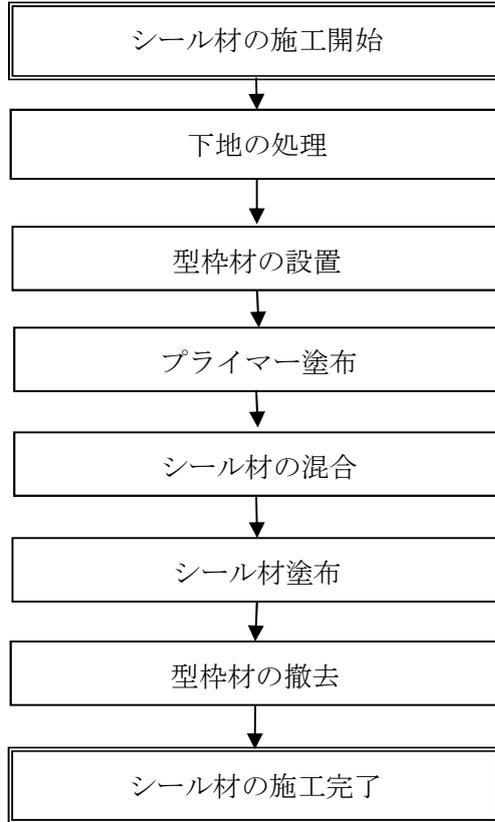


図 5.13.2.1-5 シール材の施工方法

表 5.13.2.1-4 主な 施工実績

--	--

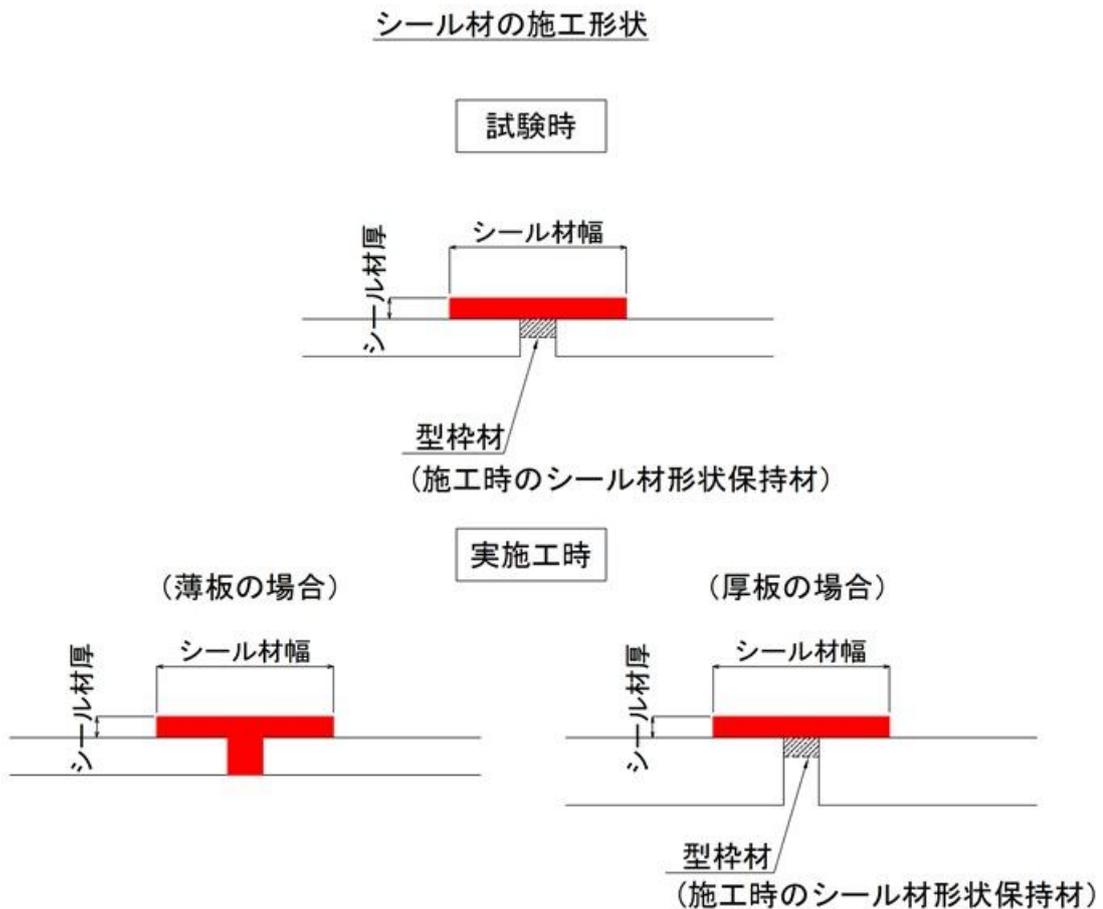
(c) シール材の厚さ及び幅の設定

イ. 継目幅の設定と継目部のシール設置方法

継目幅の設計値は 10 mm である。施工管理上継目幅の管理許容値を ± 5 mm としているため、許容値の上限である 15 mm を試験時の継目幅として設定する。

シール材は、被着体との接着性を高めるため、プライマーを塗布した後、被着体に設置する。

連結する鋼製防護壁の板厚は 12 mm から 65 mm と様々である。現場における施工を模擬した施工概要は図 5.13.2.1-5 に示す 2 通りになる。本試験は最も厳しい条件となる板厚の場合において試験を実施する。最も厳しい条件とは、シール材の形状を保持するために継目間に型枠材を設置し、継目間にプライマーを塗布しない状況である。図 5.13.2.1-6 にシール材の試験時と実施工時の施工形状を示す。



※実施工では試験時に確認したシール材幅と厚さを満たすように施工を実施する。

図 5.13.2.1-6 シール材施工形状

ロ. シール材の厚さ設定

シール材の厚さの設定は、継目部でシール材に与えられる設定水圧に対して曲げ変形に耐える厚さとした。許容値はシール材の最大曲げ引張応力度である。また、シール材の厚さは施工時誤差を考慮し、計算値による厚さの+1 mmを設計値とした。

表 5.13.2.1-5 に、シール材の厚さと継目部での最大試験水圧 0.50 MPa における曲げ引張応力度（シール材の厚さを計算値とした場合の曲げ引張り応力度）の算定結果を示す。

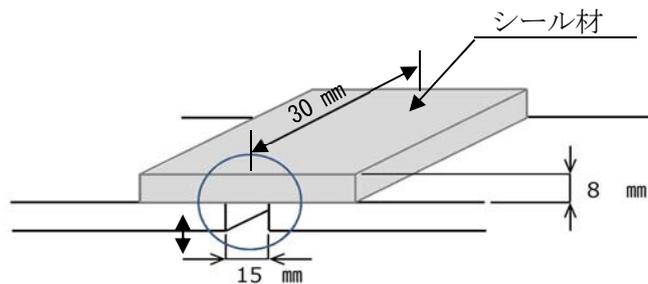
表 5.13.2.1-5 シール材の設定厚さ

シール材の厚さ		0.50 MPa 時 継目部 最大曲げ引張応力度	
設計値	計算値	計算値	許容値
9 mm	8 mm	0.88 N/mm ²	2.45 N/mm ²

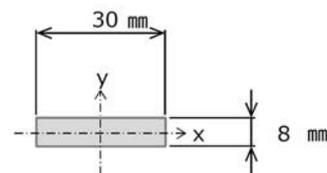
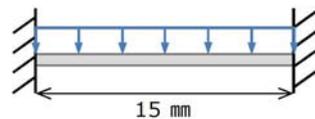
設計水圧： 0.50 MPa

計算幅： 30 mm

計算厚さ： 8 mm



$$q = 0.5 \times 30 = 15.0 \text{ (N/mm)} \\ \text{(N/mm}^2\text{) (mm)}$$



設計曲げモーメント

$$M = 1/12 \times 15 \times 15^2 = 281.250 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

断面諸量

$$I_x = 1/12 \times 30 \times 8^3 = 1,280 \text{ mm}^4$$

$$y = 4.0 \text{ mm}$$

最大曲げ引張応力度

$$\sigma_1 = M \times y / I_x = 281.25 \times 4.0 / 1280 = \underline{0.88 \text{ N/mm}^2}$$

$$< 2.45 \text{ N/mm}^2$$

ハ、シール材の幅の設定

シール材の幅の設定は、継目部でシール材に作用する引張力に対して耐える幅とした。

表 5.13.2.1-6 に、シール材の幅と継目部での最大試験水圧 0.50 MPa における引張せん断応力の算定結果を示す。

表 5.13.2.1-6 シール材の設定幅

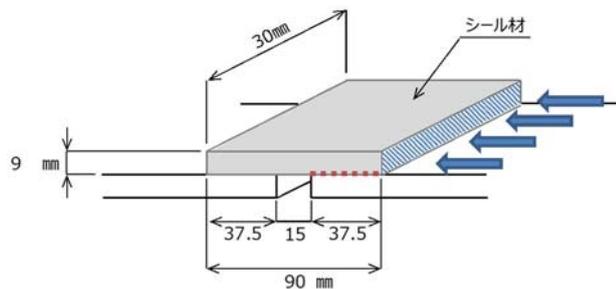
シール材幅		0.50 MPa 時 継目部最大引張せん断応力	
全長	接着長	計算値	許容値
90 mm	37.5 mm	0.12 N/mm ²	1.80 N/mm ²

設計水圧： 0.50 MPa

計算幅： 30 mm

接着幅： 37.5 mm

計算厚さ： 9 mm



引張作用力

$$P = 30 \times 9 \times 0.5 = 135 \text{ N}$$

引張力の作用面積

$$A = 30 \times 37.5 = 1125 \text{ mm}^2$$

引張せん断応力

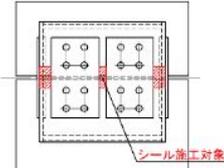
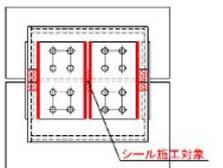
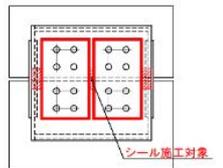
$$\tau = 135 \div 1125 = 0.12 \text{ N/mm}^2 < 1.80 \text{ N/mm}^2$$

(d) シール材の設置の範囲設定

イ. シール材の設置範囲

鋼製防護壁は添接板を高力ボルトで締付けて固定しており、添接板のない継目部の他に添接板周りからの漏えいがないことを確認するため、表 5.13.2.1-7 に示す 3 通りで実施する。CASE-1 は、継目部のみにシール材を設置する。CASE-2 は、継目部に加え添接板継目部に横断する方向の隅肉部のみにシール材を設置する。CASE-3 は、継目部に加え添接板全周の隅肉部にシール材を設置する。

表 5.13.2.1-7 シール材の設置範囲一覧表

シール材設置範囲		
CASE-1	CASE-2	CASE-3
継目部のみ	継目部+添接板（継目部に横断する方向）	継目部+添接板（全周）
		

ロ. 添接板周りのシール材の形状

実施工における最小添接板厚が 9 mm であるため、厳しい条件として試験時の添接板周りのシール高さを 9 mm として試験を実施する。

(e) シール材の試験条件の整理

試験体の継目幅やシール形状（平面部、角部）は、実施工を模擬した形状とする。シール材の試験条件は、継目幅、シール厚及びシール幅について、最も厳しい条件とする。すなわち、継目幅については最も幅が広い場合、シール厚については最も厚みが薄い場合、シール幅については最も幅が狭い場合とする。表 5.13.2.1-8 にシール材の試験条件と実施工との比較を示す。

表 5.13.2.1-8 シール材の試験条件と実施工との比較

	試験条件	実施工
継目幅	15 mm	5 mm～15 mm
シール厚	9 mm	9 mm以上
シール幅	90 mm	90 mm以上

5.13.2.2 性能確認試験

(1) 継目部のシール材の耐圧試験

a. 目的

鋼製防護壁の鋼殻ブロック継目部を模擬した試験体に、シール材を設置して水圧を作用させる。基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の水圧に対して、シール材を設置した継目部から漏えい生じないことを確認する。

b. 試験条件

試験条件として表 5.13.2.2-1 に示す水圧を段階的に作用させる。必要耐圧保持時間を 10 分以上にあることに対して、加圧時間は、基準津波時で 60 分、T.P. +24.0 m 津波時で 10 分とした。試験では加圧時間中及び加圧時間経過後、シール材の継目部からの漏えいが生じないことを確認する。各試験体における、シール材の種類及びシール材の設置範囲を表 5.13.2.2-2 に、性能確認試験フローを図 5.13.2.2-1 に示す。

また、耐圧試験装置説明図を図 5.13.2.2-2、図 5.13.2.2-3 に、耐圧試験概念図を図 5.13.2.2-4 に示す。

表 5.13.2.2-1 試験条件

水 圧	必要耐圧保持時間	加圧時間
0.35 MPa	10 分以上	60 分
0.50 MPa	10 分以上	10 分

表 5.13.2.2-2 シール材の種類及びシール材の設置範囲一覧

試験体名称	シール材の種類	シール材の設置範囲
Case-1		継目部のみ
Case-2		継目部+添接板（継目部に横断する方向）
Case-3		継目部+添接板（全周）

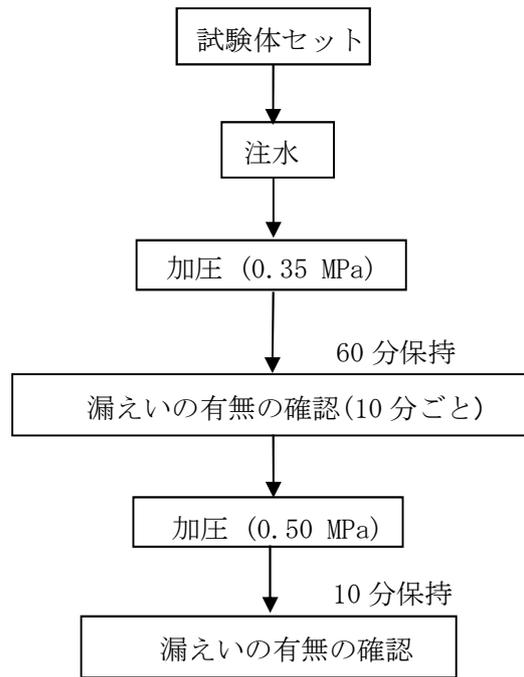


図 5. 13. 2.2-1 性能確認試験フロー

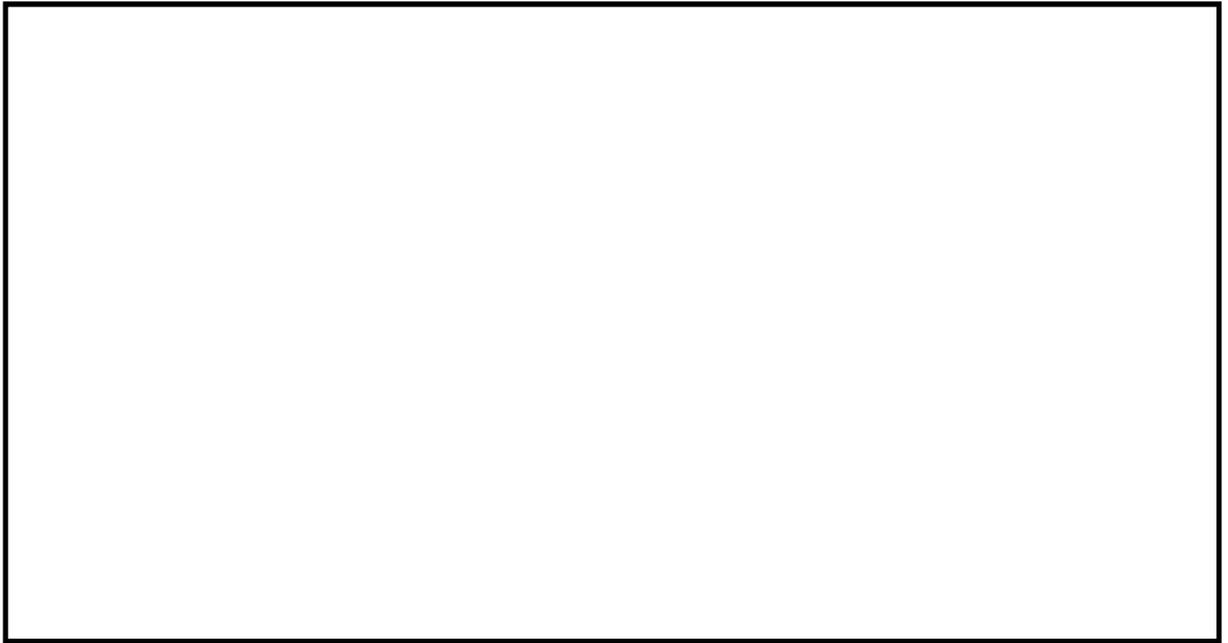


図 5.13.2.2-2 耐圧試験装置説明図（試験体設置前）

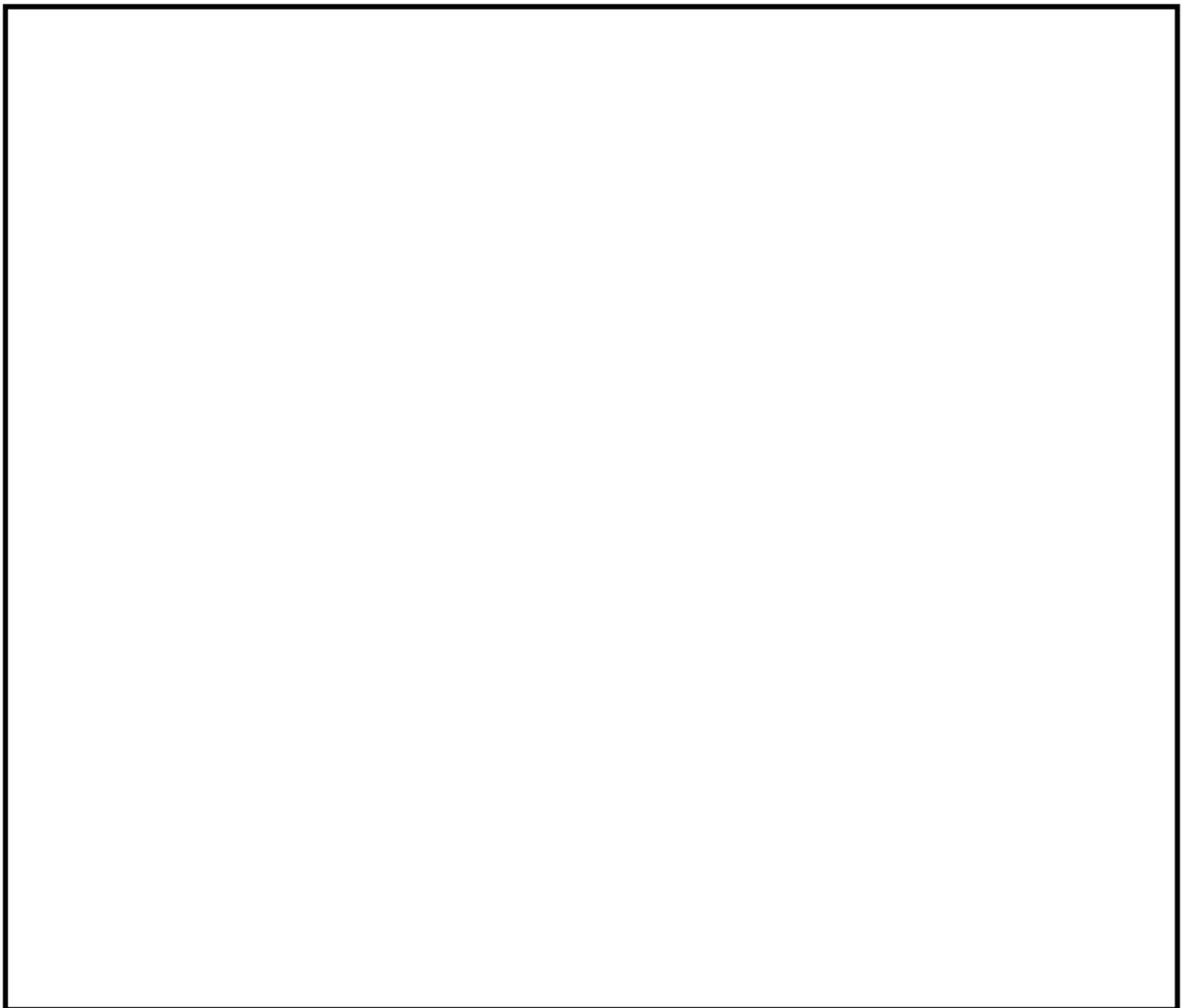


図 5.13.2.2-3 耐圧試験装置説明図（試験体設置後）



図 5. 13. 2. 2-4 耐圧試験概念図

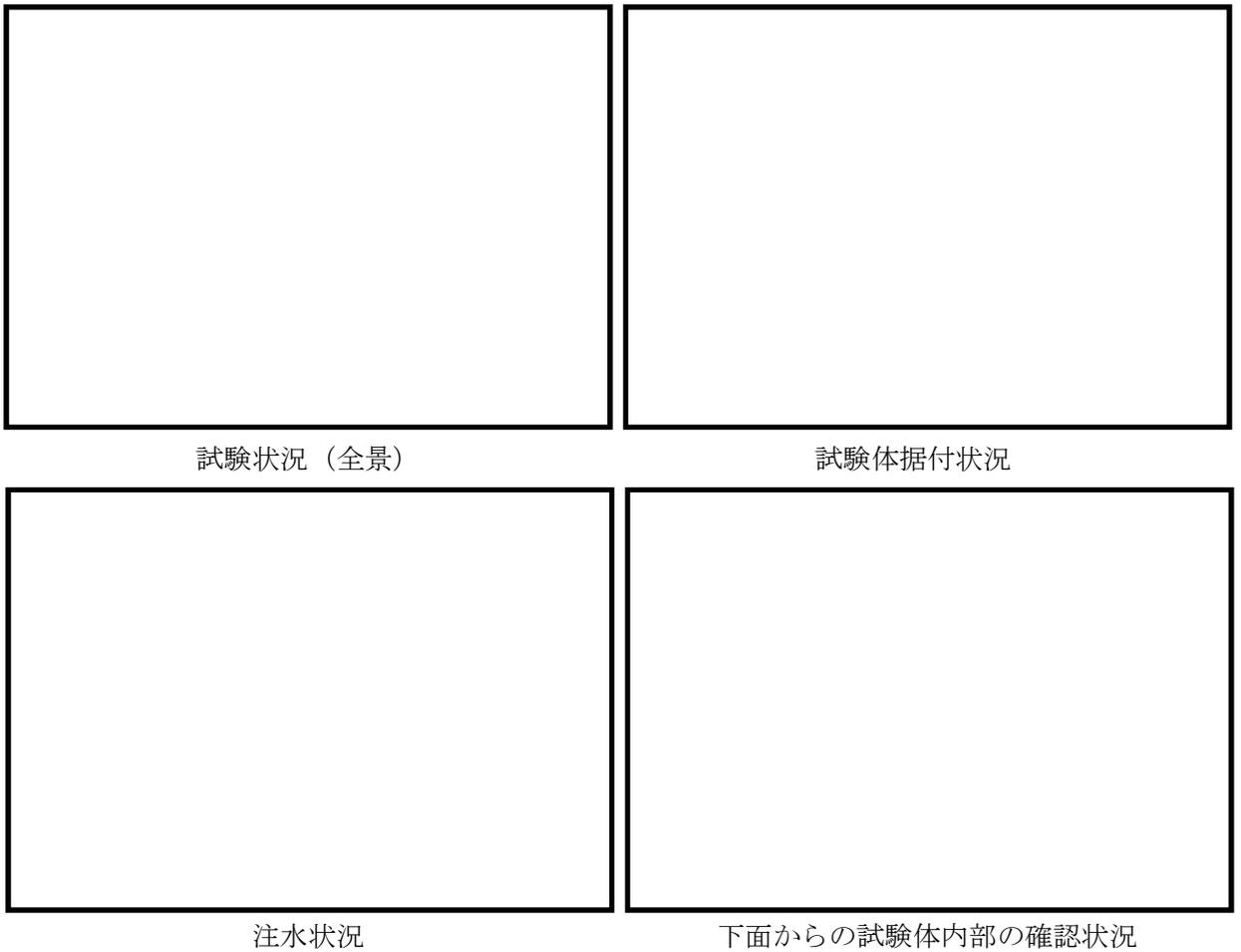


図 5. 13. 2. 2-5 耐圧試験状況

c. 試験状況写真

(a) Case-1 (シール材 設置方法;継目部のみ)

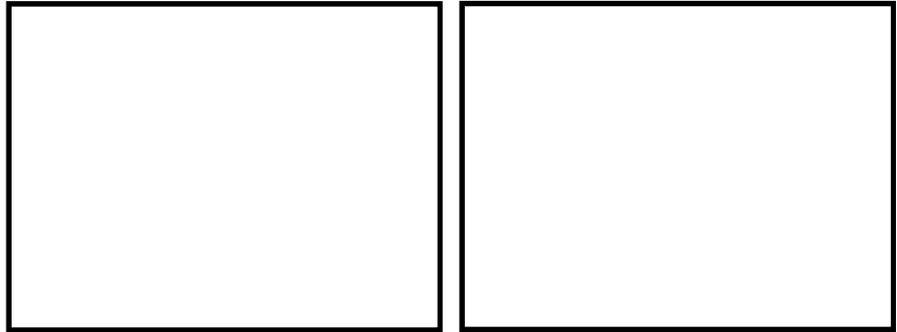


図 5. 13. 2. 2-6 シール材の設置状況

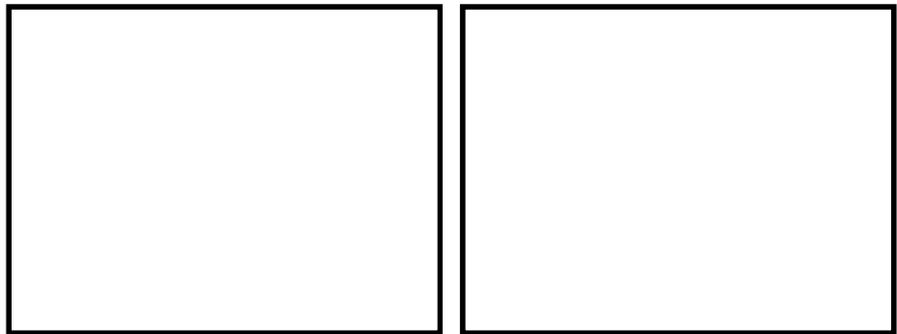


図 5. 13. 2. 2-7 試験体設置完了状況

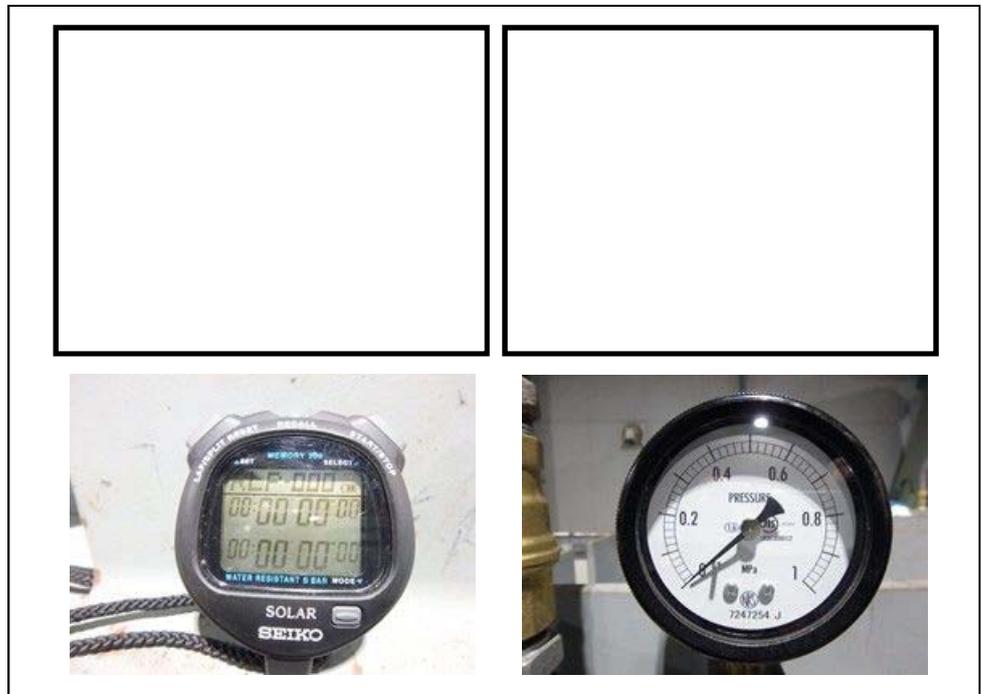


図 5. 13. 2. 2-8 加圧前状況

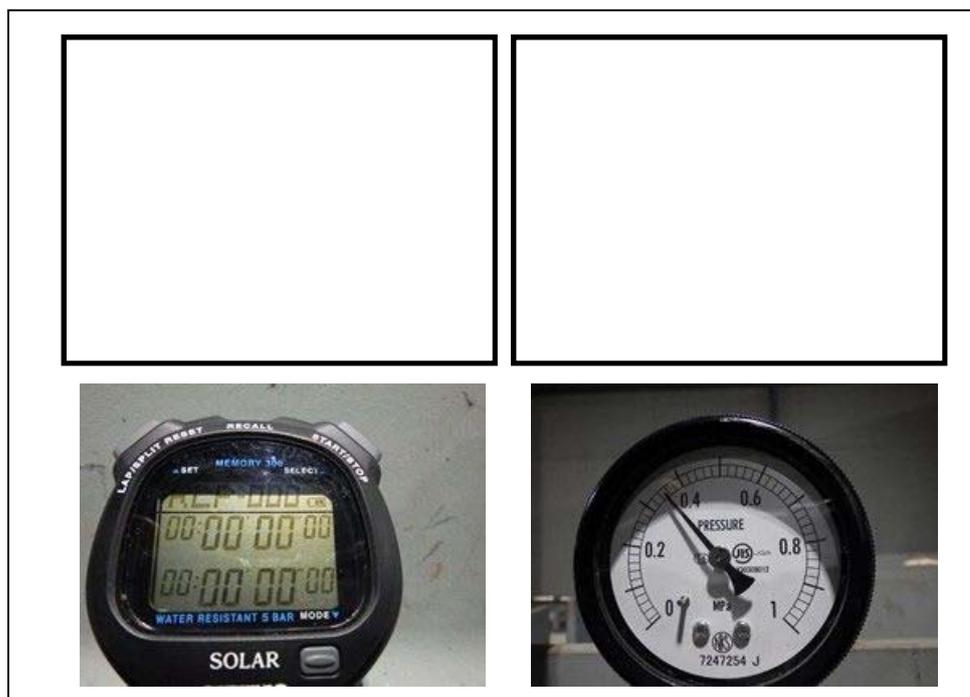


図 5. 13. 2. 2-9 0.35 MPa 加圧開始

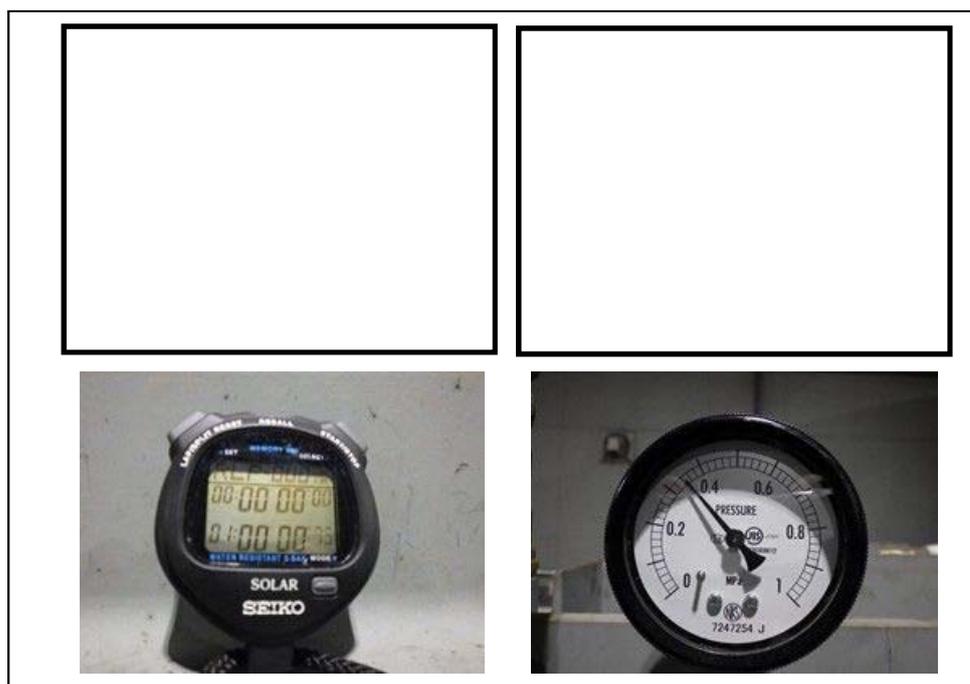


図 5. 13. 2. 2-10 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

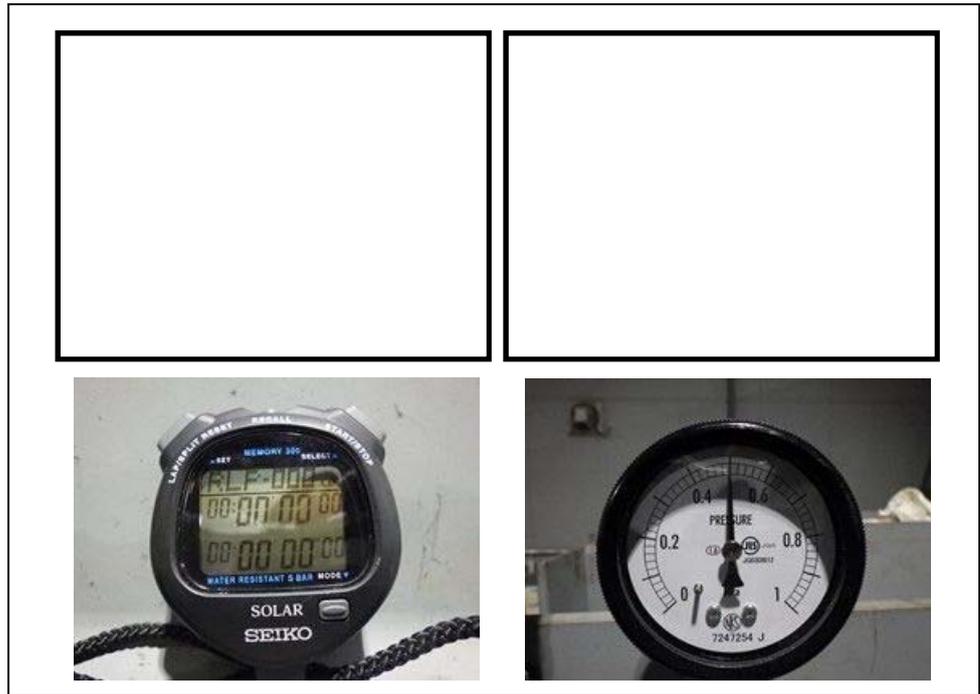


図 5. 13. 2. 2-11 0.50 MPa 加圧開始

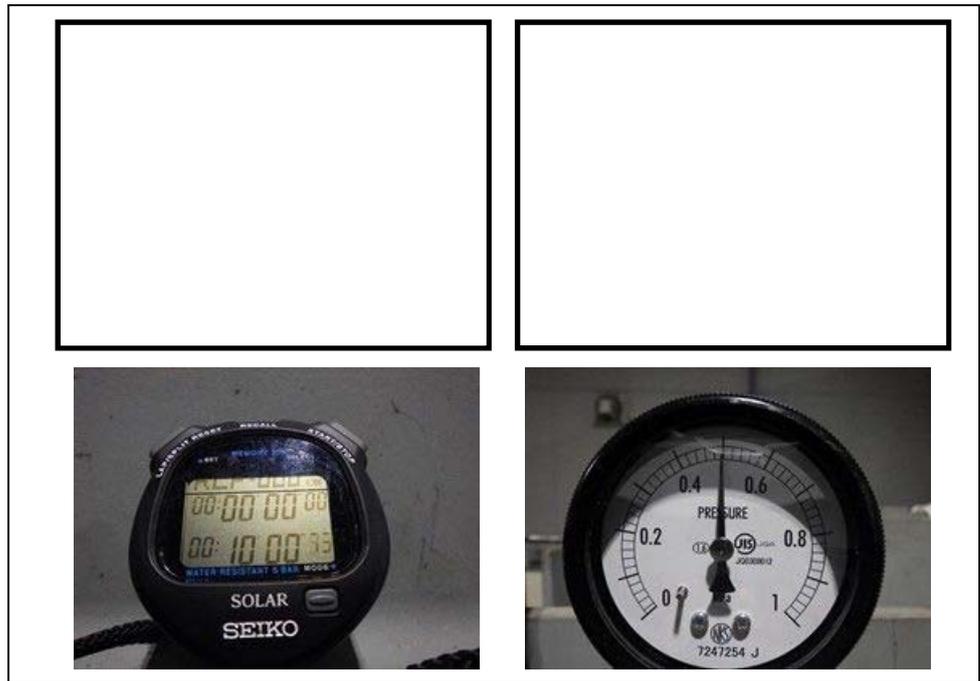


図 5. 13. 2. 2-12 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

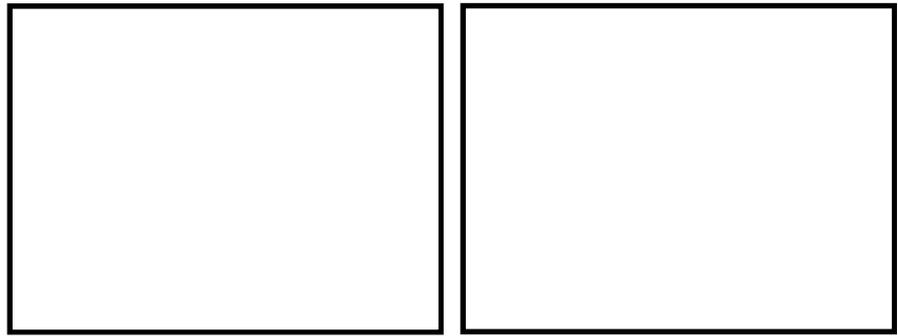


図 5. 13. 2. 2-13 試験終了後試験体状況

(b) Case-2 (シール材  設置方法;継目部+添接板 (直角方向))

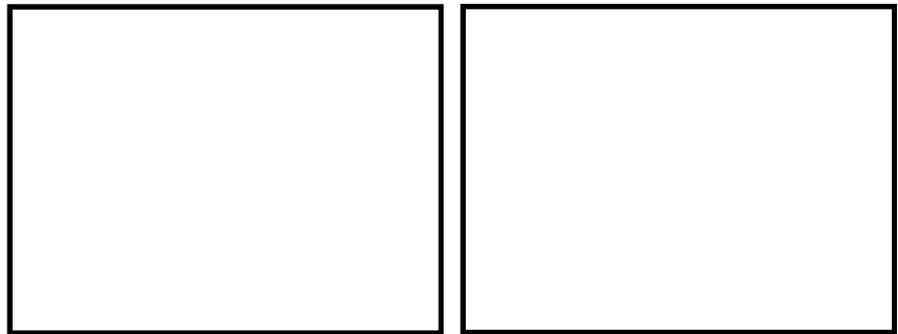


図 5. 13. 2. 2-14 シール材の設置状況

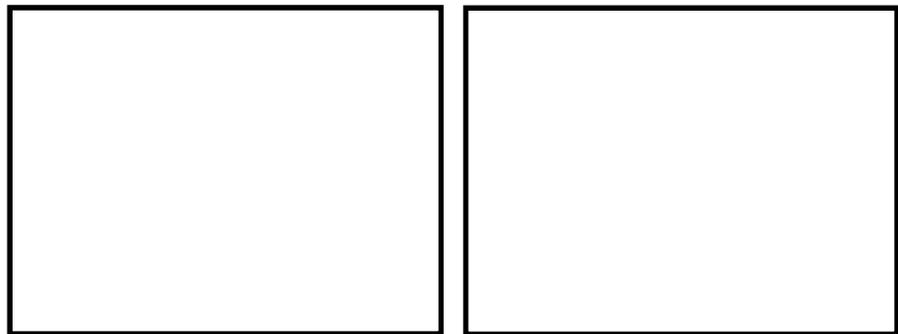


図 5. 13. 2. 2-15 試験体設置完了状況



図 5. 13. 2. 2-16 0.35 MPa 加圧開始

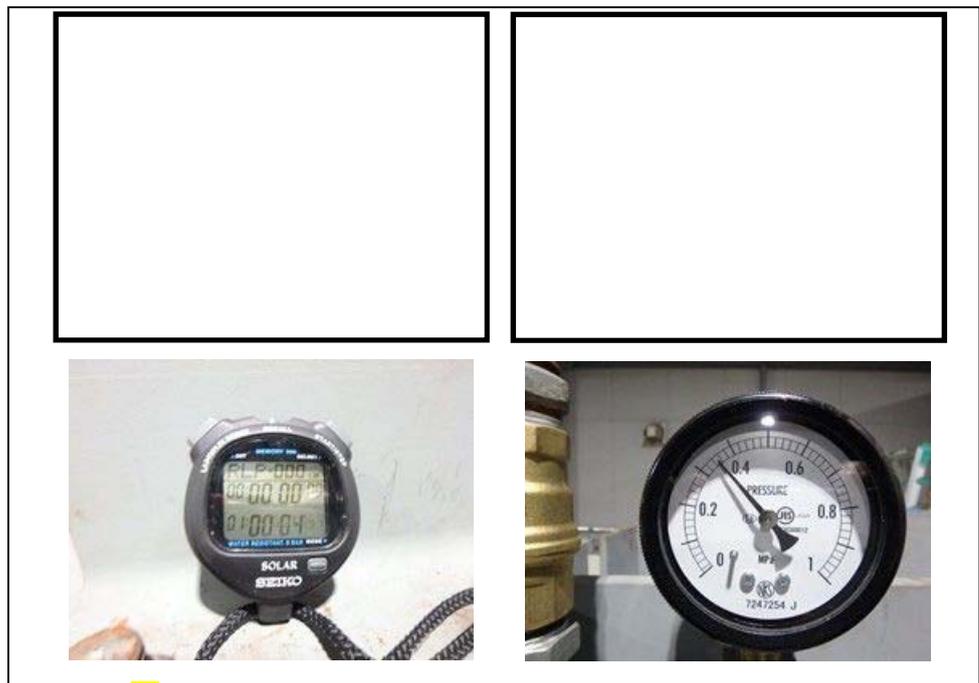


図 5. 13. 2. 2-17 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)



図 5. 13. 2. 2-18 0.50 MPa 加圧開始



図 5. 13. 2. 2-19 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

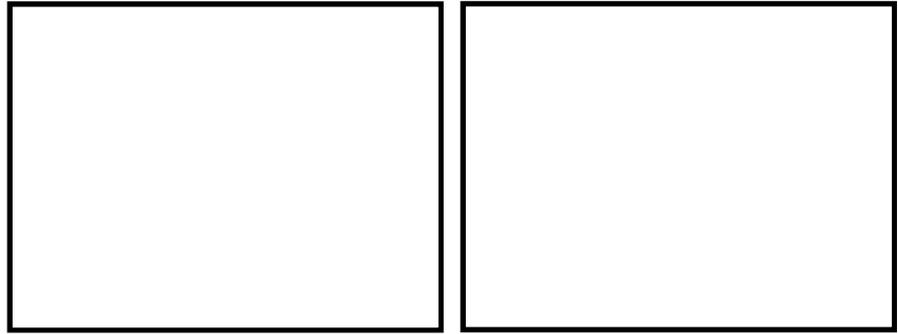


図 5. 13. 2. 2-20 試験終了後試験体状況

(c) Case-3 (シール材 設置方法;継目部+添接板全周)

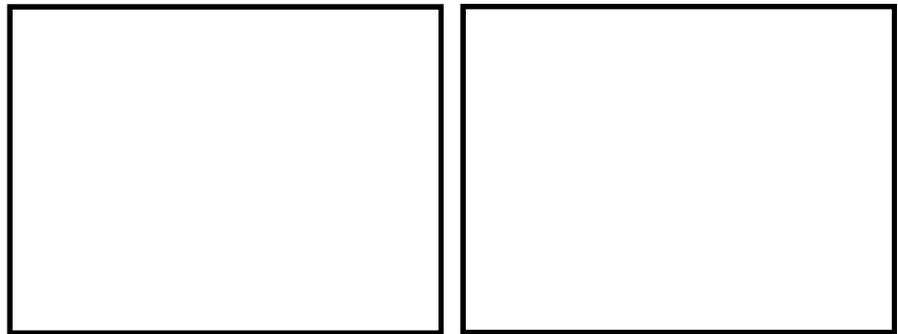


図 5. 13. 2. 2-21 シール材設置完了状況

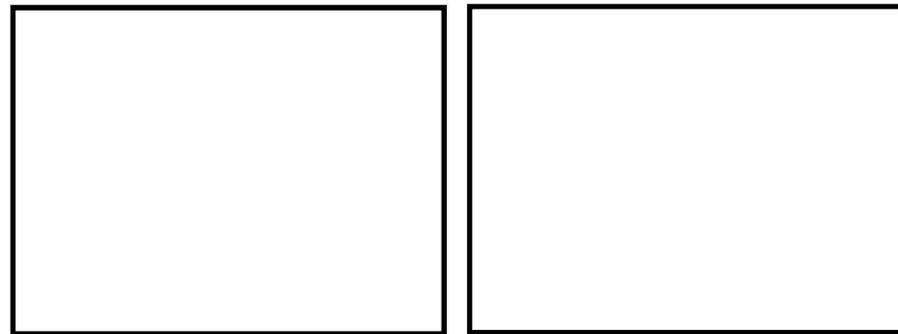


図 5. 13. 2. 2-22 試験体設置完了状況



图 5. 13. 2. 2-23 加压前状况



図 5. 13. 2. 2-24 0.35 MPa 加圧開始

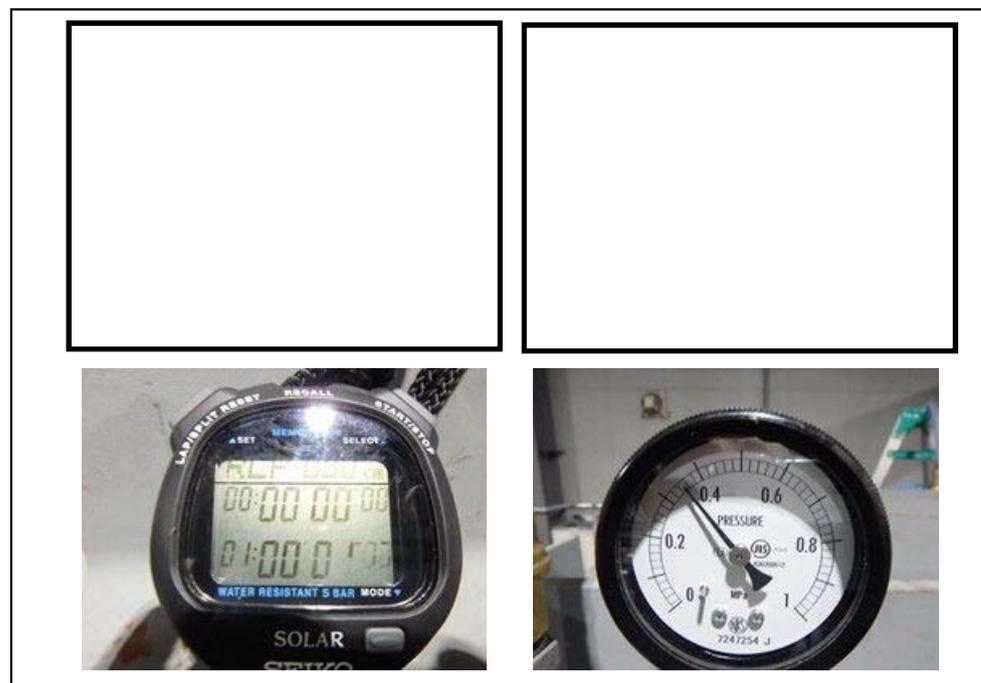


図 5. 13. 2. 2-25 0.35 MPa 60 分経過後(漏えい無し)

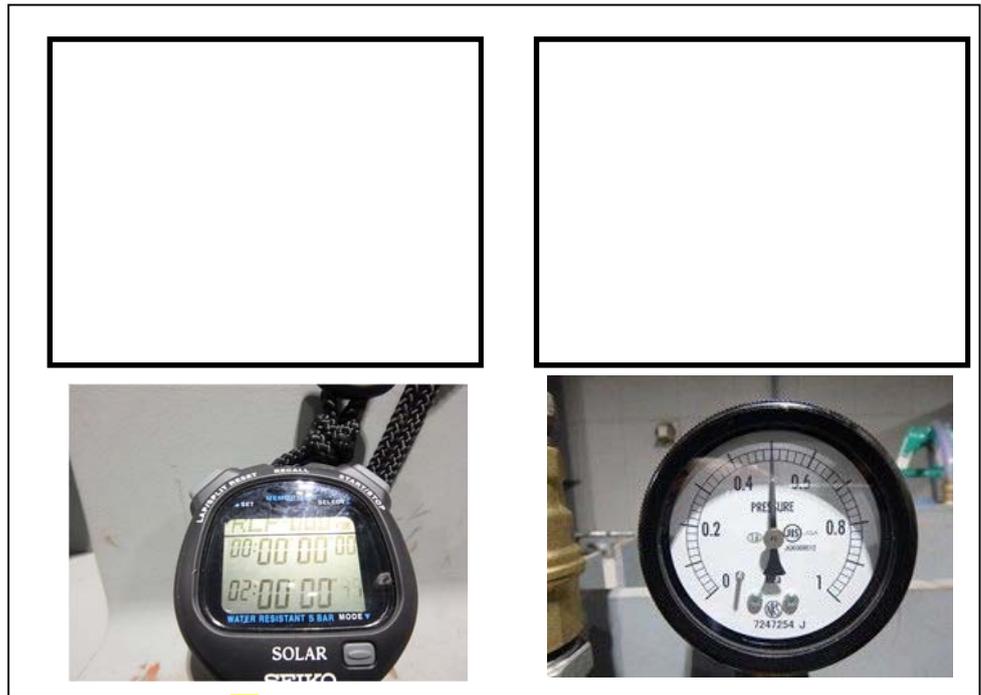


図 5.13.2.2-26 0.50 MPa 加圧開始

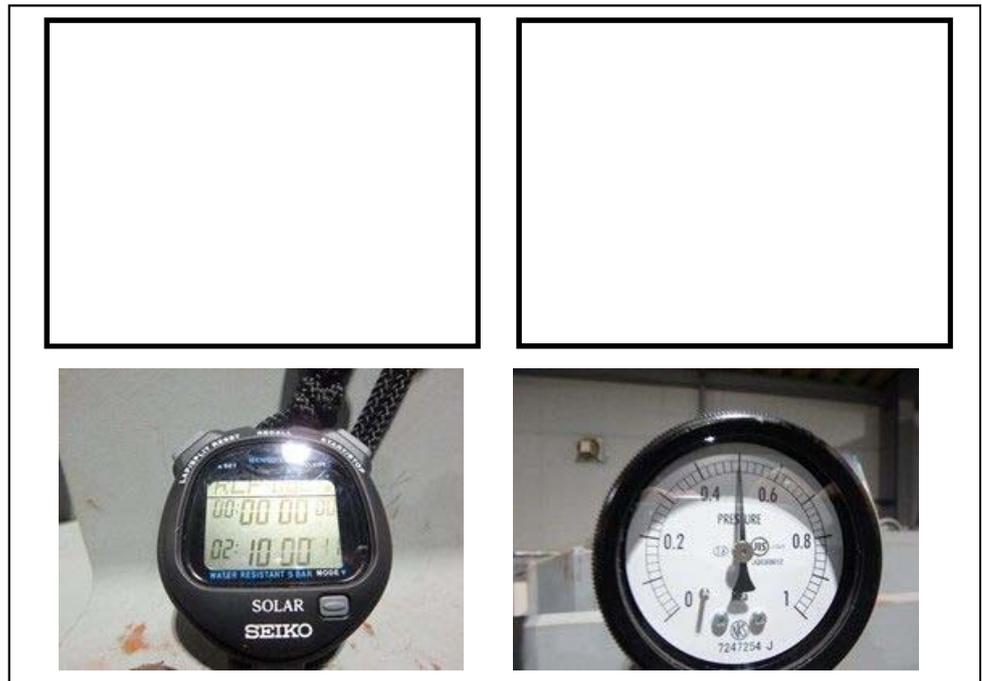


図 5.13.2.2-27 0.50 MPa 10 分経過後(漏えい無し)

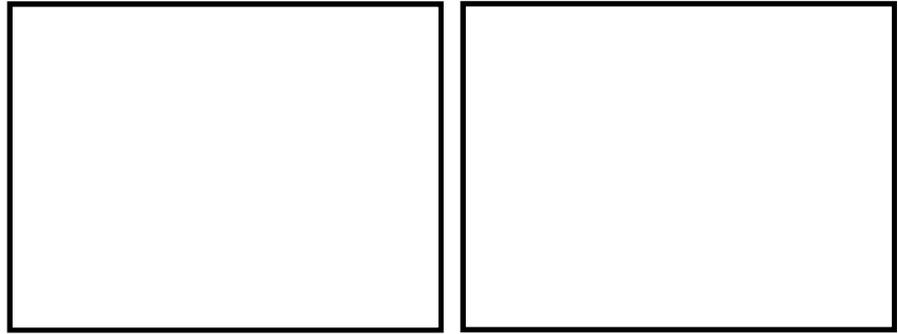


図 5. 13. 2. 2-28 試験終了後試験体状況

d. 試験結果

所定の水圧により加圧時間経過後、漏えいの有無を確認した結果、全てのケースにおいて漏えいがないことを確認した。試験結果を表 5. 13. 2. 2-3 に示す。

表 5. 13. 2. 2-3 試験結果

試験体ケース	水圧	必要耐圧保持時間	漏えい	判定
Case-1	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-2	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK
Case-3	0.35 MPa	10 分以上	無	OK
	0.50 MPa	10 分以上	無	OK

(2) シール材の耐候性試験

長期的な使用のための耐久性に関しては、メーカーによるシール材の耐候性試験（熱老化試験、乾湿繰り返し試験）により確認する。

a. 熱老化試験

熱老化試験による耐熱接着耐久性（JIS K 6850 接着剤の引張せん断接着強さ試験方法に準ずる）試験結果を表 5. 13. 2. 2-4 に示す。この表より [] が熱老化性に優れ 80 °C で 10,000 時間、100 °C で 2000 時間の長期の熱暴露後においても接着強度の低下がないことを確認した。熱老化試験の温度と時間から常温における耐久性を推定式により算定すると 10,000 時間は 73 年、2000 時間は 53 年に相当する。したがって、長期に渡りシール材としての機能を維持するものである。

表 5. 13. 2. 2-4 耐熱接着耐久性試験結果

試験条件		変性シリコン系 ^o 樹脂系接着剤	
		引張せん断 接着強さ (N/mm ²)	破断箇所 ^{*1}
初期		5.7	cf
80°C 熱老化	500H ^{*2}	5.5	cf
	1000H	5.8	cf
	2000H	5.6	cf
	4000H	5.5	cf
	10000H	5.9	cf
100°C 熱老化	500H	5.3	cf
	1000H	5.6	cf
	2000H	5.5	cf

*1 破壊状態 af：接着剤と金属界面の破壊 cf：接着剤の界面破壊

*2 H：時間



b. 乾湿繰り返し試験

乾湿繰り返し試験（JIS K 7350-4 プラスチックー実験室光源による暴露試験方法ー第 4 部：オープンフレームカーボンアークランプに準ずる）結果及び引張試験（JIS K 6251 加硫ゴムの引っ張り試験方法に準ずる）結果を表 5. 13. 2. 2-5 に示す。この表より 35,000 時間後も 70 % の伸びを保持している。一般的にウェザーメーター照射は 300 時間が 1 年に相当すると考えられており、35,000 時間は 116 年に相当する。したがって、「(3) 変形性能確認」より本震時は 0.009 %、重畳時は 0.004 % と伸びは極僅かであるため、長期に渡り伸び性能を維持するものである。

また、「(3) 変形性能確認」より本震時及び重畳時の最大たわみ時の引張応力は、乾湿繰り返し試験の 35,000 時間後（116 年に相当）の破断強度 2.16 N/mm² に対し

て、本震時は $2.2 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^2$ 、余震時は 0.88 N/mm^2 と十分に余裕があることを確認した。

表 5. 13. 2. 2-5 乾湿繰り返し試験及び引張試験結果

ウェザーメーター照射 (時間)	フィルム物性	
	破断強度 (N/mm^2)	伸び (%)
ブランク	4.06	135
2,000	3.56	80
7,000	2.82	105
35,000	2.16	70

試験方法：JIS K 6251 「加硫ゴムの引っ張り試験方法」

形状：ダンベル形状 3 号

引張速度：100 mm/min

初期養生：20℃，65%RH×7 日

乾湿繰り返し（耐候性）：サンシャインウェザーメーター照射

温度：ブラックパネル温度 $63 \pm 3^\circ\text{C}$

水噴射：2100±100ml/min 120 分照射中に 18 分 水温 $16 \pm 5^\circ\text{C}$



(3) 変形性能確認

a. 地震時の継目部の伸び量

本震時の3次元動的フレーム解析による鋼製防護壁中央部下端の直角方向の変位は266 mmである。保守的に直角方向の変位量を300 mm, 計算支間長を $L=54.1$ mとし, 円弧で変形すると仮定した場合の継目部の伸び量を算定する。

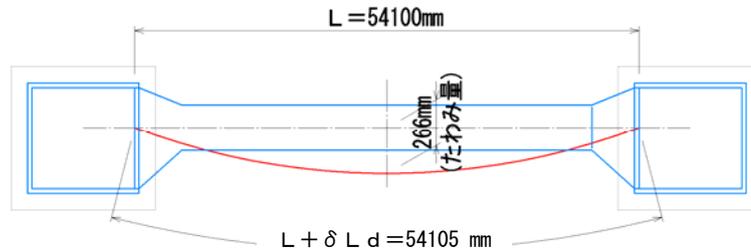


図 5.13.2.2-29 鋼製防護壁の本震時たわみ及び伸び量の算定図

$$L = 54100 \text{ mm}$$

$$L/2 = 27050 \text{ mm}$$

$$W = 300 \text{ mm}$$

$$R = (w^2 + (L/2)^2) / (2 \cdot w) = 1219654 \text{ mm}$$

$$\cos(\theta/2) = (R-w)/R = 0.999754$$

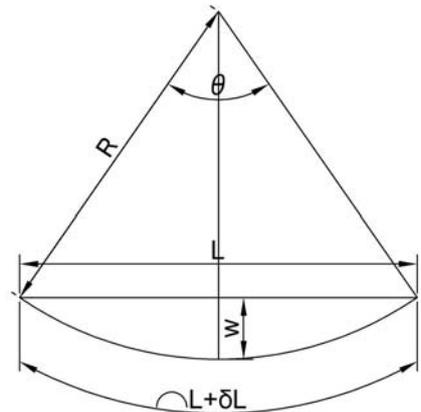
$$\theta/2 = 0.02218 \text{ rad}$$

$$\theta = 0.04436 \text{ rad}$$

$$L1 = R \cdot \theta = 54104.4 \text{ mm}$$

$$\delta L = L1 - L = 4.4 \text{ mm}$$

$$\delta L_d = 5.0 \text{ mm}$$



L : 鋼製防護全長(mm)

w : 鋼製防護壁支間中央下端のたわみ量(mm)

R : たわみ形状を円弧と仮定した場合の半径(mm)

θ : 中心角(rad)

$L1$: R と θ からなる弧長(mm)

δL : たわみによる伸び量(mm)

δL_d : 設計伸び量(mm)

鋼製防護壁全長 $L = 54.1$ m

地震時の防護壁伸び量 $\delta L_d = 5$ mm

最大継目幅 $x = 15$ mm

地震時の継目部の伸び量を δx とすると, 以下の式が成り立つ。

$$(L + \delta L_d) : L = (x + \delta x) : x$$

$$\triangle x = x \cdot \delta L_d / L \quad \therefore \delta x = 1.4 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

伸び率とした場合,

$$\varepsilon = 1.4 \times 10^{-3} / 15 \times 100 = \underline{0.009 \%}$$

b. 重畳時 (余震+T.P.+24.0 m 津波時) の継目幅の伸び量

重畳時 (余震+T.P.+24.0 m 津波時) の3次元動的フレーム解析による鋼製防護壁中央部下端の直角方向の変位は108 mmである。保守的に直角方向の変位量を150 mm, 計算支間長をL=54.1 mとし, 円弧で変形すると仮定した場合の継目部の伸び量を算定する。

$$L = 54100 \text{ (mm)}$$

$$L/2 = 27050 \text{ (mm)}$$

$$W = 150 \text{ (mm)}$$

$$R = (w^2 + (L/2)^2) / (2 \cdot w) = 2439083 \text{ mm}$$

$$\cos(\theta/2) = (R - w) / R = 0.999939$$

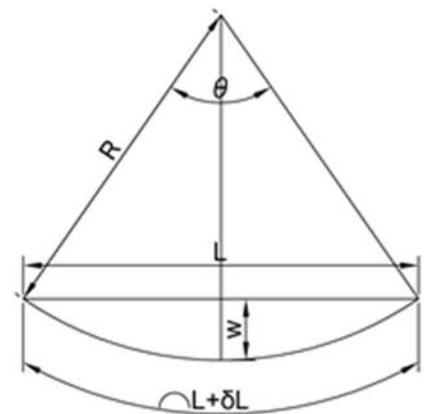
$$\theta/2 = 0.01109 \text{ rad}$$

$$\theta = 0.02218 \text{ rad}$$

$$L1 = R \cdot \theta = 54101.1 \text{ mm}$$

$$\delta L = L1 - L = 1.1 \text{ mm}$$

$$\delta L_d = 2.0 \text{ (mm)}$$



L : 鋼製防護全長 (mm)

w : 鋼製防護壁支間中央下端のたわみ量 (mm)

R : たわみ形状を円弧と仮定した場合の半径 (mm)

θ : 中心角 (rad)

L1 : R と θ からなる弧長 (mm)

δL : たわみによる伸び量 (mm)

δL_d : 設計伸び量 (mm)

鋼製防護壁全長 $L = 54.1 \text{ m}$

津波時の防護壁伸び量 $\delta L_d = 2 \text{ mm}$

最大継目幅 $x = 15 \text{ mm}$

地震時の継目部の伸び量を δx とすると, 以下の式が成り立つ。

$$(L + \delta L_d) : L = (x + \delta x) : x$$

$$\delta x = x \cdot \delta L_d / L \quad \therefore \delta x = 5.5 \times 10^{-4} \text{ mm}$$

伸び率とした場合,

$$\varepsilon = 5.5 \times 10^{-4} / 15 \times 100 = \underline{0.004 \%}$$

c. シール材の許容伸び量

のカタログ記載値より、引張強度（最大強度）100 %の伸び性能を許容値とする。

継目幅 15 mmに対して許容伸び量は、

$$15 \text{ mm} \times (100/100) = 15 \text{ mm}$$

性状

(※) 国土交通省首都圏外郭放水路二次履工省略型
シールドトンネル目地材スッペクに適用

項目	主 剤	硬 化 剤	備 考
主成分	エポキシ樹脂	特殊硬化剤	
外観	白色ペースト状	灰色ペースト状	目視観察
不揮発分 (%)	98	96	105℃×3時間
比重	1.3	1.3	比重カップ法
粘度 (Pa·s) (PI/20℃)	600 (6000)	300 (3000)	B型粘度計
混合比	1	1	重量比
混合物粘度 (Pa·s) (PI/20℃)	370 (3700)		B型粘度計
混合比重	1.3		比重カップ法
可使用時間 (20℃)	120分/20℃ (3.4kg混合時)		ヘラ直し可使用時間
タックフリータイム	180分/20℃		フィルム厚 5mm
スランプ (mm)	0/20℃、30℃		JISA 5758 40×20/目地
引張り強度 ※	破断強度	2.45N/mm ²	JIS K 6251による
	最大強度	100 (%)	
接着強度 ※	曲げ接着強度	6.86 N/mm ²	JIS A 6024による
	引張り剪断	2.45 N/mm ²	JIS K 6850による
	剥離	68.60 N/25mm	JIS K 6854による
硬 度	50		ショアA (20℃×14日)
	B以上		鉛筆硬度 ※

d. 変形性能確認結果

本震時及び重畳時（余震+T.P.+24.0 m津波時）による継目幅の伸び率を表5.13.2.2-6に示す。計算の結果、許容伸び率100%に対し、本震時は0.009%、津波時は0.004%と伸び率が極僅かであることを確認した。したがって、本震時及び重畳時のシール材の変形が漏えいを生じない変形に留まると考えられる。

表 5.13.2.2-6 継目部の伸び率算定結果

	伸び量 (mm)	伸び率 (%)	許容伸び率 (%)	判定
本震時による継目幅の伸び量	1.4×10^{-3}	0.009	100	OK
重畳時（余震+T.P.+24.0 m津波時）の継目幅の伸び量	5.5×10^{-4}	0.004	100	OK

e. 本震時最大たわみ時の強度計算

伸びと引張応力の関係より、本震時のシール材の伸び量による引張応力度を算出する。

$$\text{本震時のシール材の伸び量} \quad 1.4 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$\text{本震時のシール材の伸び率} \quad 0.009 \%$$

$$\sigma_{\text{本震時}} = 0.009 \times 2.45 / 100 = 2.2 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^2 < 2.45 \text{ N/mm}^2$$

f. 重畳時（余震+T.P.+24.0 m津波時）最大たわみ時の強度計算

本震時と同様に重畳時のシール材の伸び量による引張応力度を算出する。

$$\text{重畳のシール材の伸び量} \quad 5.5 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$\text{重畳時のシール材の伸び率} \quad 0.004 \%$$

$$\sigma_1 = 0.004 \times 2.45 / 100 = 9.8 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^2$$

T.P.+24.0 m津波（0.50 Mpa）による曲げ引張応力度は、「(4)a.(c)ロ. シール材厚さの設定」より、

$$\sigma_2 = 0.88 \text{ N/mm}^2$$

したがって、重畳時のシール材に作用する引張応力度は、

$$\sigma_{\text{重畳時}} = 9.8 \times 10^{-5} + 0.88 = 0.88 \text{ N/mm}^2 < 2.45 \text{ N/mm}^2$$

(4) シール材の接着性の確認

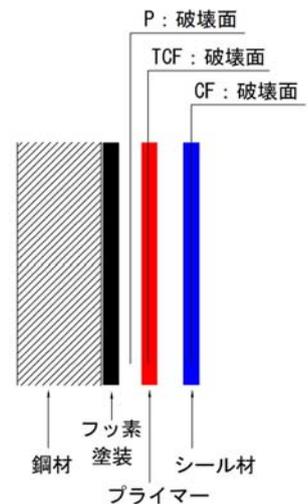
シール材と塗装との接着性試験として、引張時の接着部せん断強さ試験を実施した。

表 5.13.2.2-7 に引張時の接着部せん断強さ試験結果を示す。「(4)a. (c)ロ. シール材厚さの設定」の最大試験水圧 (0.5 MPa) のせん断応力 0.12 N/mm^2 に対してせん断強さは 2.12 N/mm^2 となる。したがって、本震時、津波時、重畳時に対してシール材が剥がれないと考えられる。

また、破壊状態には、シール材自身が破壊する凝集破壊 (CF)、被着面に極薄くシール材が残って破壊する薄層凝集破壊 (TCF)、プライマーが破壊するプライマー破壊 (P) がある。破壊状態が凝集破壊 (CF) あるいは薄層凝集破壊 (TCF) である場合、一般的に接着性が良いとされる。試験結果はいずれの試験体も凝集破壊および薄層凝集破壊である。

表 5.13.2.2-7 引張せん断接着強さ試験結果

試験体 名称	せん断強さ (N/mm^2)	破壊状態 (%)		
		CF	TCF	P
1	1.8	100	0	0
2	2.3	80	20	0
3	1.8	90	10	0
4	2.3	95	5	0
5	2.4	90	10	0
平均	2.12	91	9	0



(4) まとめ

本資料では、津波時の波圧に対して漏えいが生じないことの確認のために耐圧試験を実施し、長期的な耐久性についての確認を目的に、耐候性試験の試験データを評価した。地震時、津波時及び重畳時の変形量の計算を実施した。

試験の結果、基準津波時及び T.P. +24.0 m 津波時の波圧に対して漏えいがないことを確認し、シール材の耐候性試験データから 50 年相当以上の耐候性があることを確認した。また、地震時、津波時及び重畳時の変形が漏えいを生じない変形に留まることを確認した。なお、試験結果を踏まえ、Case-1 (継目部のみ) の方法で施工を実施する。

5.13.2.3 シール材の施工管理要領

耐圧試験結果より、添接板回りの止水方法を変えた3ケースのいずれにおいても、漏えいが生じないことを確認した。また、設定したシール材の厚さ及び幅で止水性を確認することができた。したがって、シール材は以下の仕様、施工方法及び施工管理により施工することとする。

(1) 施工方法及び出来形管理値

図 5.13.2.3-1 にシール材の施工方法及び出来形管理を示す。

シール材の施工範囲は継目部のみとする。

シール材の厚さは 9 mm を設計値とし、出来形管理は設計値以上とする。型枠材の使用は鋼製防護壁板厚が 12 mm より厚い場合と 12 mm で使い分けることとする。シール材の幅は、試験時の施工幅 90 mm で止水性を確認が出来ていることから、設計値を 90 mm とし、出来形管理は設計値以上とする。

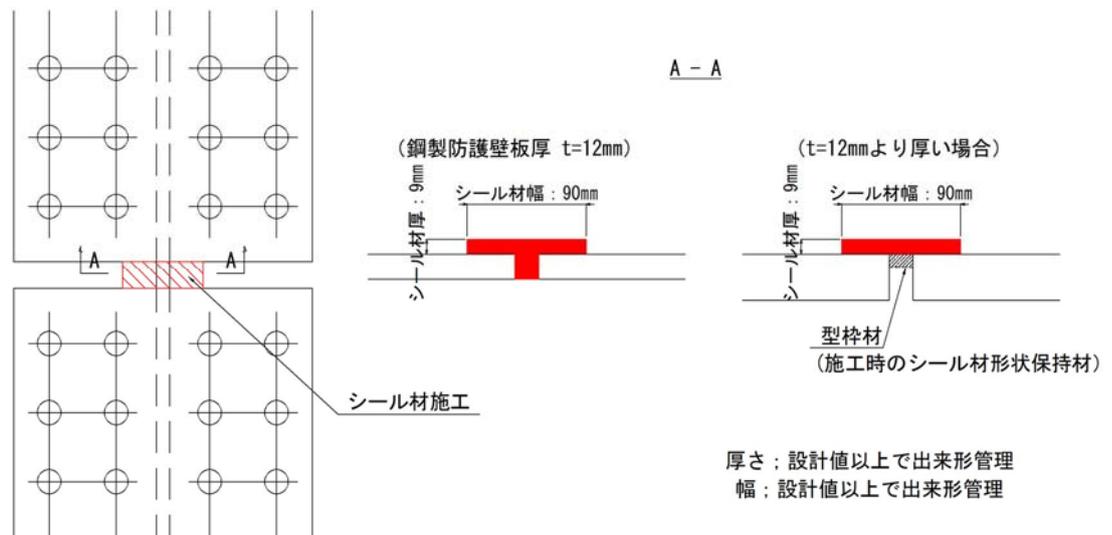


図 5.13.2.3-1 シール材施工方法及び出来形管理

(2) 施工手順

図 14.5.2.3-2 にシール材施工手順を示す。シール材は鋼製防護壁の継目部に施工するため、鋼殻ブロック同士を連結する添接板の塗装完了後に施工する。

シール材塗布範囲をウェスなど用いて汚れを取り除き、その後、型枠材を設置し、塗装面とシール材の接着性を高める目的でプライマーを塗布する。プライマーの乾燥時間は、施工温度により異なるため、施工温度に応じた乾燥時間を設定して管理する。乾燥時間経過後、シール材を施工する。

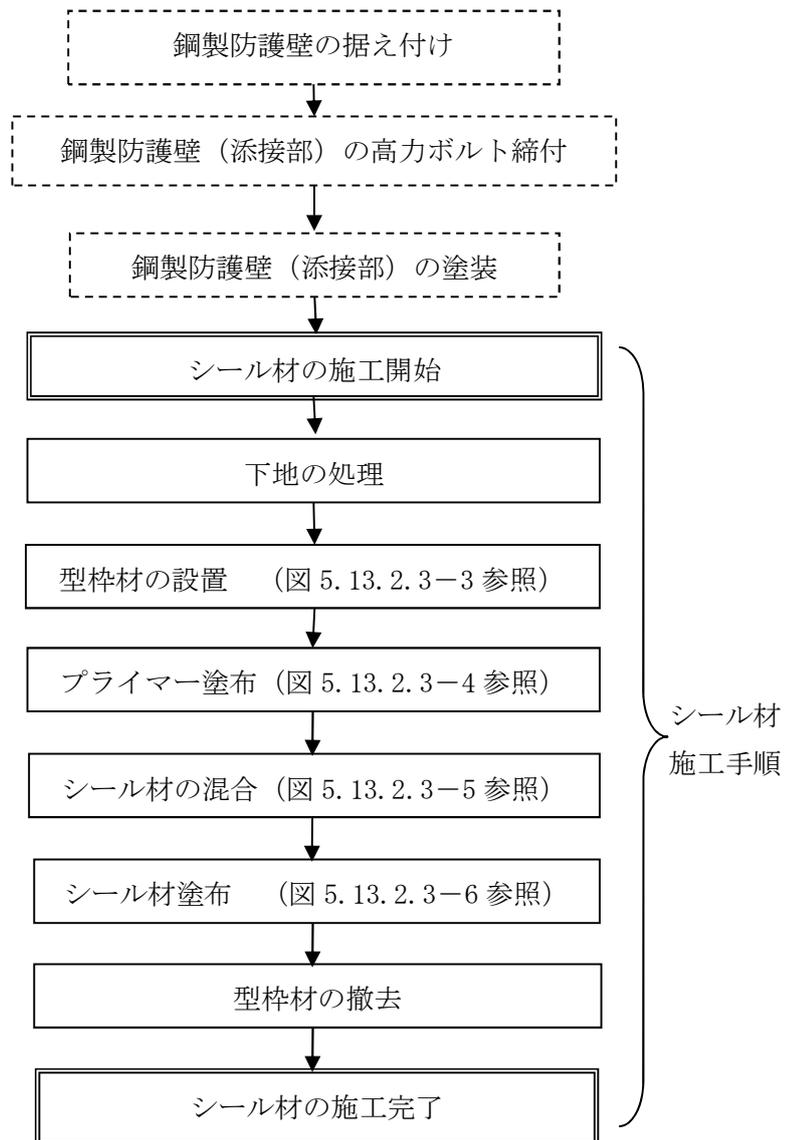


図 5.13.2.3-2 シール材の施工手順



図 5.13.2.3-3 型枠材の設置状況

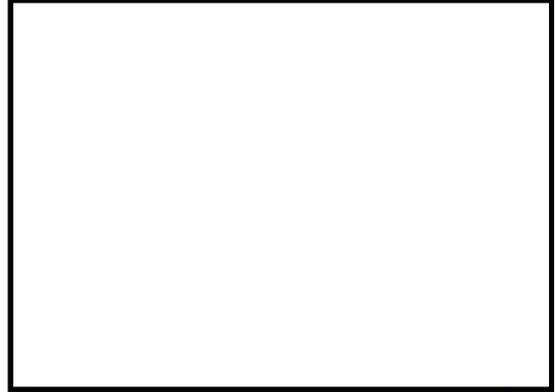


図 5.13.2.3-4 プライマー塗布状況



図 5.13.2.3-5 シール材の混合



図 5.13.2.3-6 シール材施工状況

(3) 維持管理

シール材の耐用年数は、熱老化試験や乾湿繰り返し試験により 50 年相当であることに
 対して、表 5.13.2.2-8 に示すとおり鋼製防護壁の塗装であるフッ素樹脂塗装の耐久性は
 海岸部の厳しい環境で 30 年と推定されている。したがって、鋼製防護壁の塗装の耐用年
 数毎にシール材も再施工する。

表 5.13.2.2-8 各防食使用の推定耐久年数（（社）日本橋梁建設協会 技術短信 No.10）

項目				耐久年数			
塗	初期塗装	塗替え塗装		塗装名称	一般環境 (山間部)	やや厳しい 環境 (市街地部)	厳しい 環境 (海岸部)
		景観維持	Ra-III				
装	A-5	防食維持	Rc-I or Rc-II	長油性 フタル酸 樹脂塗料	10年	7年	—
		防食維持	—		15年	10年	—
	C-5 全工場 塗装	景観維持	Rc-IV	フッ素 樹脂塗装	35年	30年	20年
		防食維持	—		60年	45年	30年
I:薄膜形 重防食 全工場塗装	景観維持	Rc-IV	ポリウレタン 樹脂塗料	20年	14年	—	
	防食維持	—		30年	20年	—	
塗 装 以 外 の 防 食	溶亜鉛メッキ			100年	60年	25年	
	溶亜鉛メッキ合金溶射+封孔処理			100年	70年	60年	
	溶亜鉛メッキ合金溶射+ 全面フッ素樹脂塗装			—	—	90年	
	耐候性鋼材（原板プラスト）			200年 ※1	200年 ※1	—	
	耐候性鋼材+さび安定化補助処理			200年 ※1	200年 ※1	—	
	（参考）ニッケル系高耐候性鋼材			—	—	200年 ※1	

- ・ 塗装仕様の記号は鋼道路塗装・防食便覧による。
 - ・ 景観維持は塗膜が防食機能を維持している状態で塗替えをする。
 - ・ 防食維持は塗膜が防食機能を失い錆発生が10%~15%になった時点で塗替えをする。
 - ・ LCC計算時の塗替周期は、景観維持の耐久性年数を基本とし、防食維持の耐久年数は使用しない。
- ※1 飛来塩分量別板厚減少予測値（「JIS耐候性鋼の腐食予測曲線（鋼道路橋塗装・防食便覧）」）より推定した。

(4) 再施工

図 5.13.2.3-7 にシール材の再施工手順を示す。シール材の再施工状況を図 5.13.2.3-8 ～図 5.13.2.3-13 に示す。

鋼殻ブロックの塗り替え塗装では、塗料を塗布する面を清浄し適度に粗にすることにより塗料の密着を良くし塗膜の防錆効果を高めるために素地調整を実施する。素地調整は図 5.13.2.3-14 に示すような動力工具を用いて行い、カッターで除去しきれなかったシール材を含め塗膜と共に除去する。

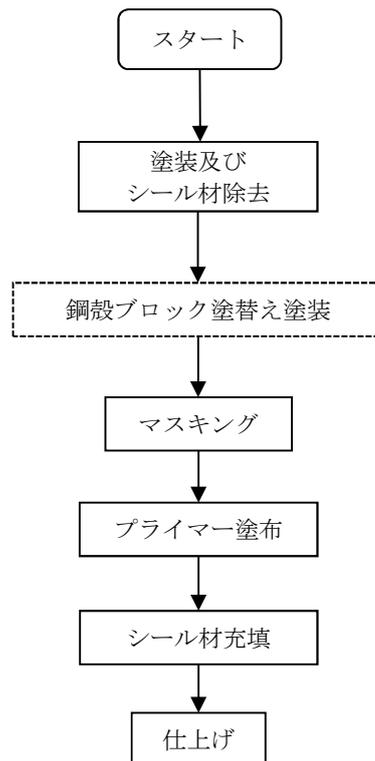


図 5.13.2.3-7 シール材の再施工手順



図 5.13.2.3-8 シール材の除去



図 5.13.2.3-9 シール材除去状況



図 5.13.2.3-10 マスキング



図 5.13.2.3-11 プライマー塗布

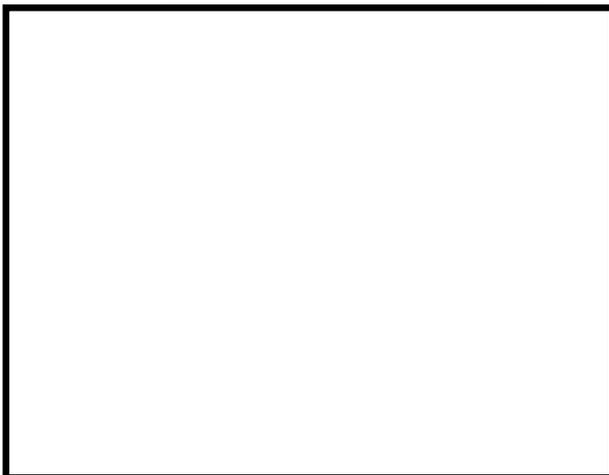


図 5.13.2.3-12 シール材充填



図 5.13.2.3-13 仕上げ



図 5.13.2.3-14 素地調整用動力工具の例

6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明資料

6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明資料

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	16
2.4	適用基準	21
3.	地震応答解析	22
3.1	評価対象断面	22
3.2	解析方法	25
3.3	荷重及び荷重の組合せ	27
3.4	入力地震動	29
3.5	解析モデル及び諸元	58
3.6	解析ケース	74
4.	耐震評価	76
4.1	評価対象部位	76
4.2	許容限界	77
4.3	評価方法	83
5.	評価結果	91
5.1	鋼製防護壁（地中連続壁基礎）	91
5.2	鋼製防護壁（上部構造）	106
5.3	鋼製防護壁（接合部）	110
5.4	まとめ	113

1. 概要

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

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

2. 基本方針

2.1 位置

鋼製防護壁の位置図を図 2-1 に示す。

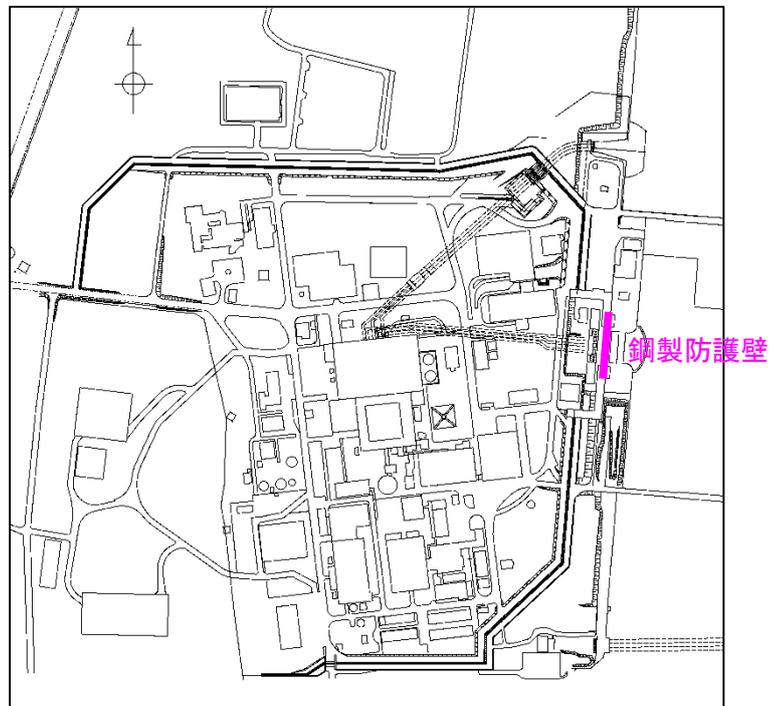


図 2-1 鋼製防護壁位置図

2.2 構造概要

2.2.1 構造概要

鋼製防護壁は、幅約 81 m、高さ約 17 m、奥行き約 5 m の鋼製の構造物であり、幅約 50 m の取水構造物を横断し、取水構造物の側方の地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鋼製防護壁周辺の地盤は新第三系の岩盤上面が南側から北側に傾斜し、その上部に第四系の地質が堆積しているため、第四系の地層は北側で厚く分布している。

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

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

基礎部は、図 2-5 に示すとおり、南北両側に配置した地中連続壁基礎にて構成され、津波荷重等を受ける鋼製防護壁を支持する。地中連続壁基礎の内側には中実鉄筋コンクリートを充填し、地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートはスタッドにより一体化し、両者で発生断面力を負担する。

鋼製防護壁の構造イメージを図 2-6 に示す。鋼製防護壁は、下端標高 T.P. +3.20 m から天端標高 T.P. +20.0 m までを頂部鋼板を含めて 10 層の水平隔壁に分割した構造とし、法線、法線直交方向の鉛直隔壁並びに外面鋼板で構成される。各層は、図 2-6 に示すブロックが複数結合された構造である。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎は直接定着式アンカーを用いて、接合部の構造は頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリートと地中連続壁（中実鉄筋コンクリートを含む）を鉄筋により結合して一体構造とする。

鋼製防護壁の基礎直上は図 2-7 に示すとおり、鋼殻内に必要な高さまで中詰め鉄筋コンクリートを打設して鋼殻と一体化し、鋼製防護壁アンカーへの確実な荷重伝達を図る。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部イメージ図を図 2-8 に、結合部構造図を図 2-9 に示す。また、各部材の設計上の役割を表 2-1 に示す。

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の境界部に止水性維持のために止水ジョイント部材を設置する。鋼製防護壁の底面と取水構造物との境界部には、止水性維持のために底部止水機構を設置する。

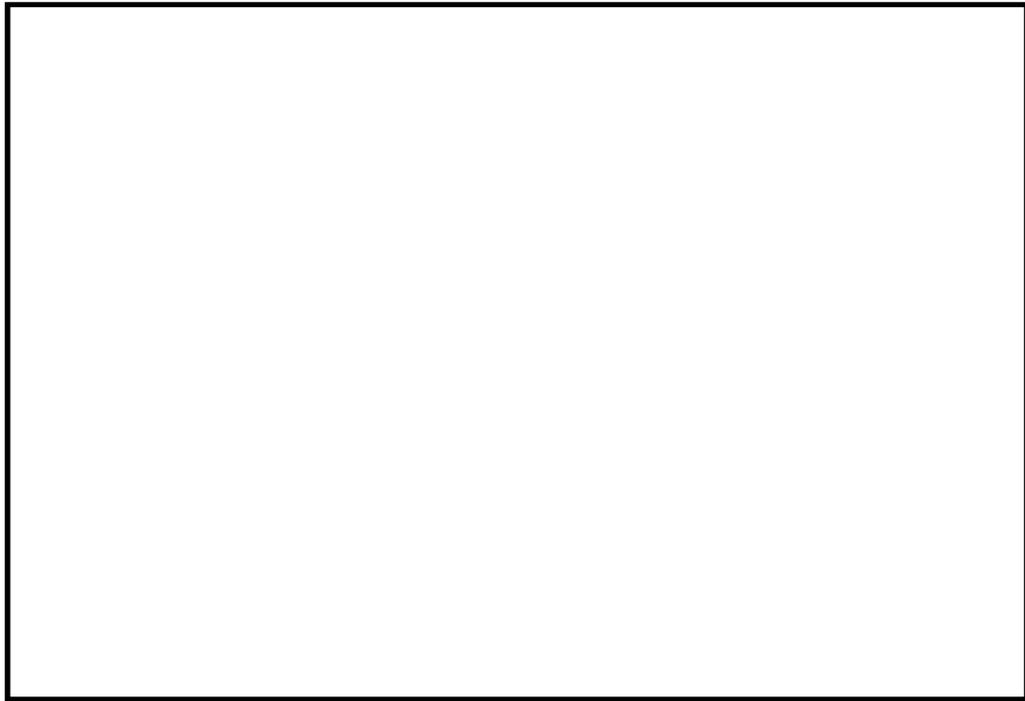
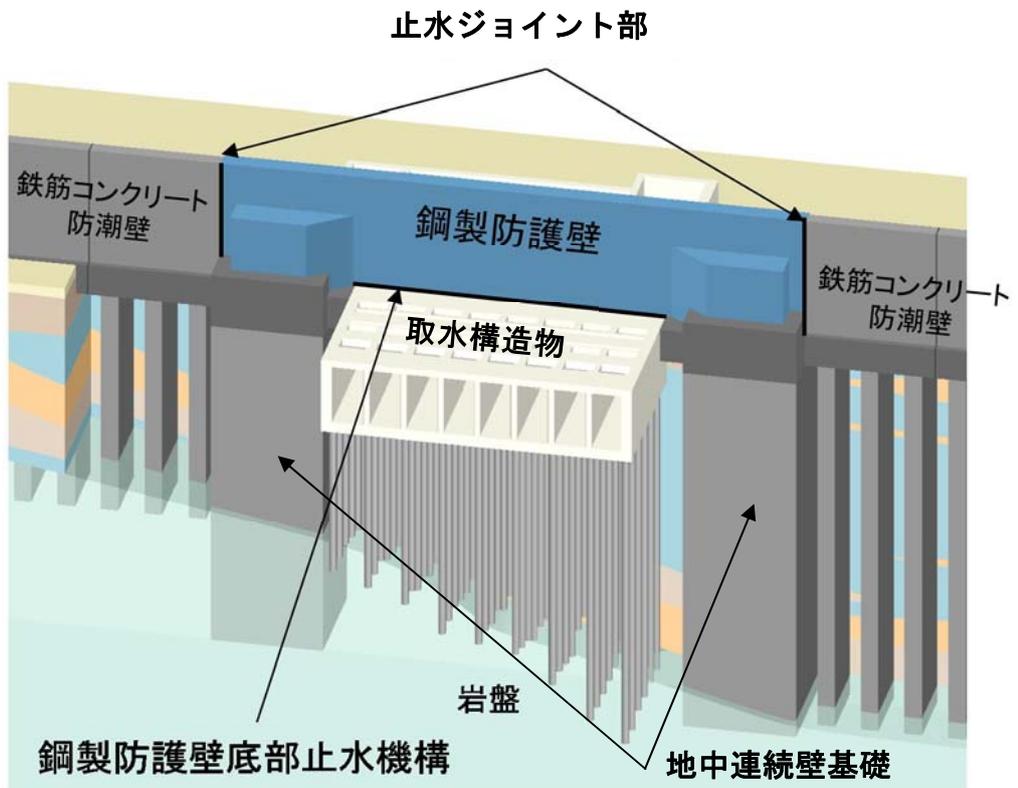


図 2-2 鋼製防護壁 検討対象位置平面図



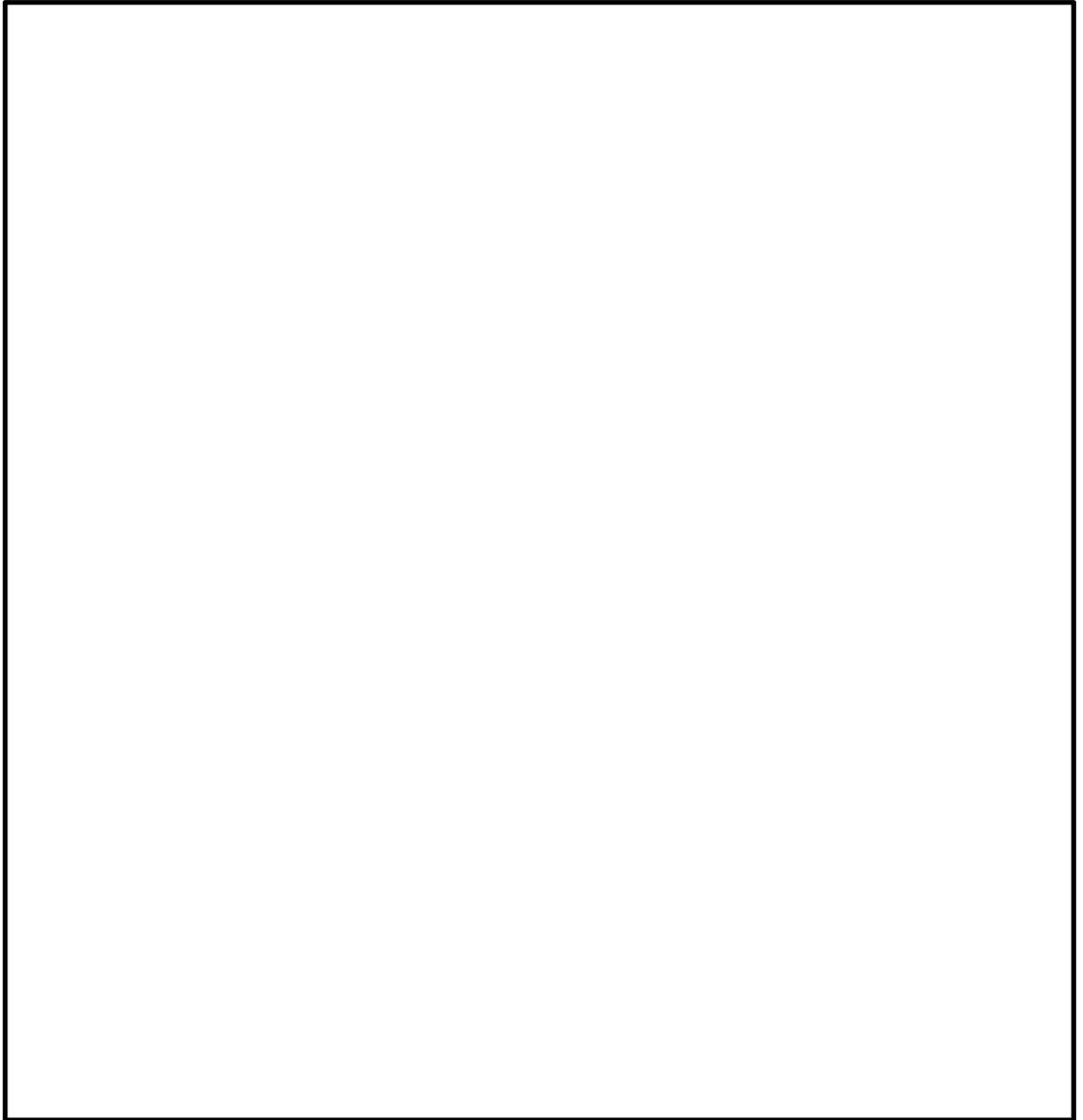


図 2-4 鋼製防護壁構造図

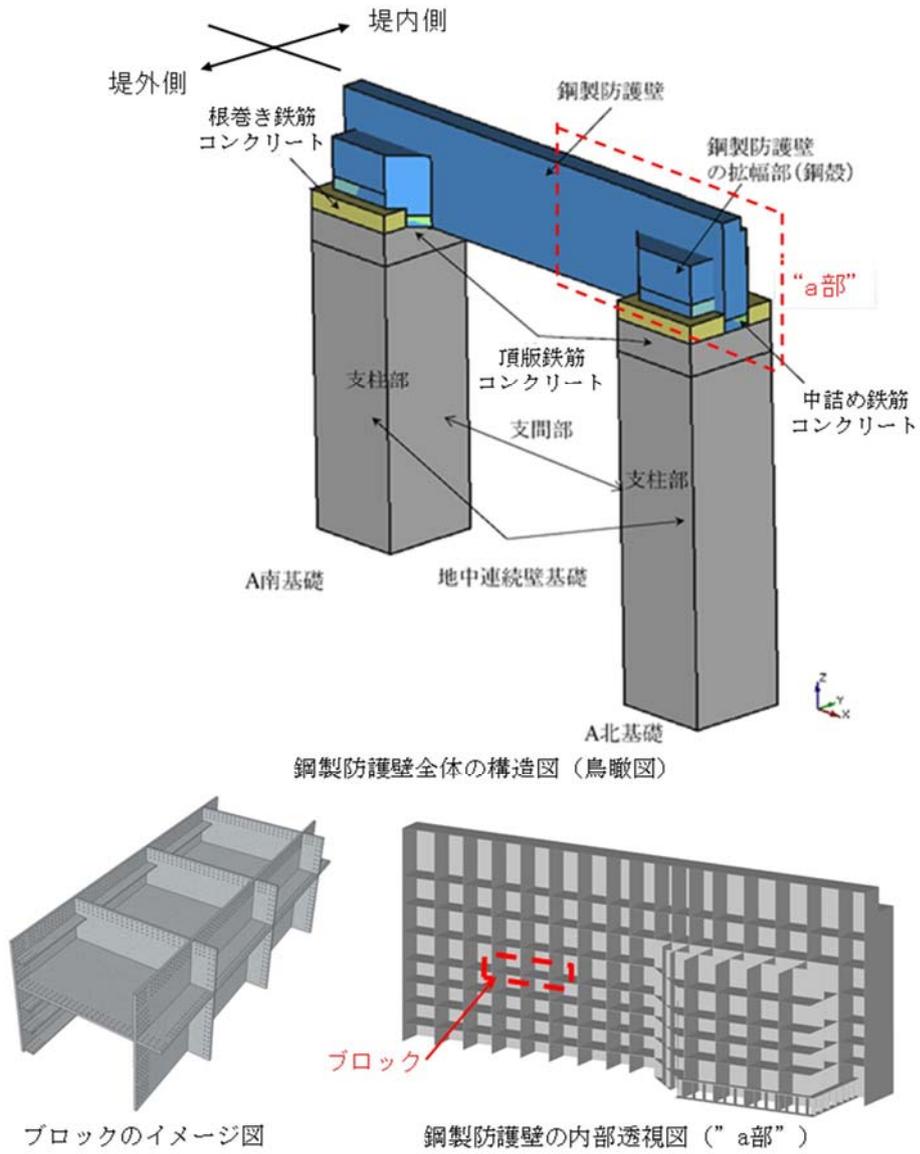


図 2-5 鋼製防護壁全体の構造イメージ図

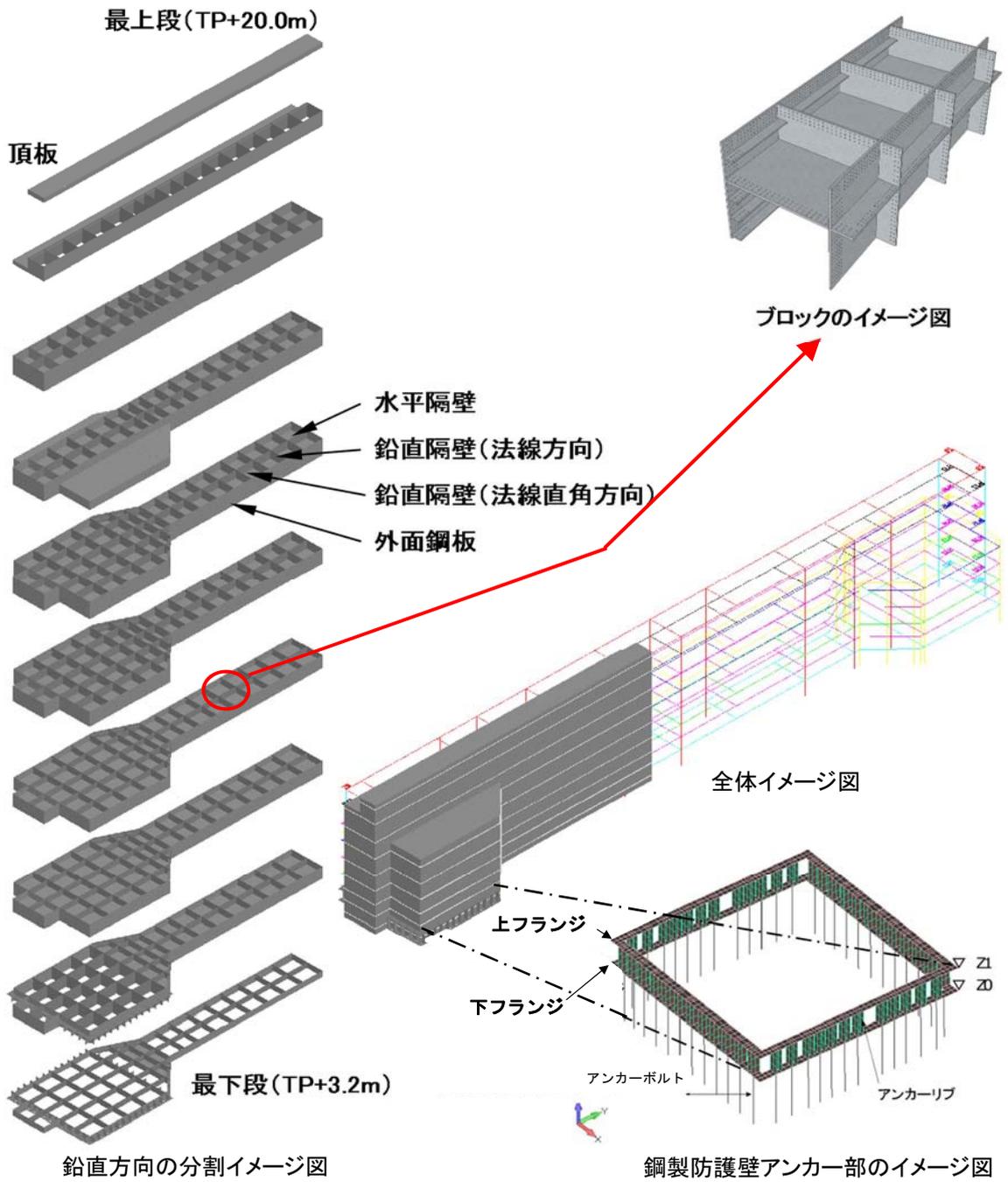


図 2-6 (1) 鋼製防護壁上部構造の構造イメージ図

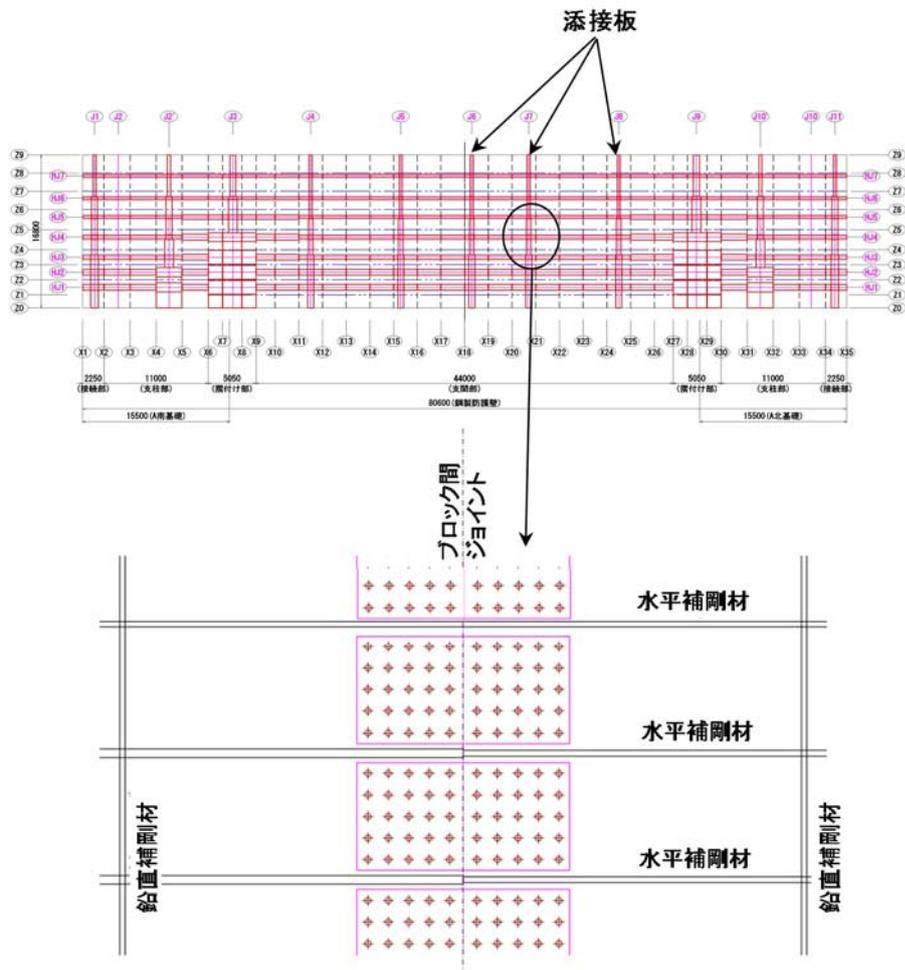


図 2-6 (2) 鋼製防護壁上部構造の構造イメージ図

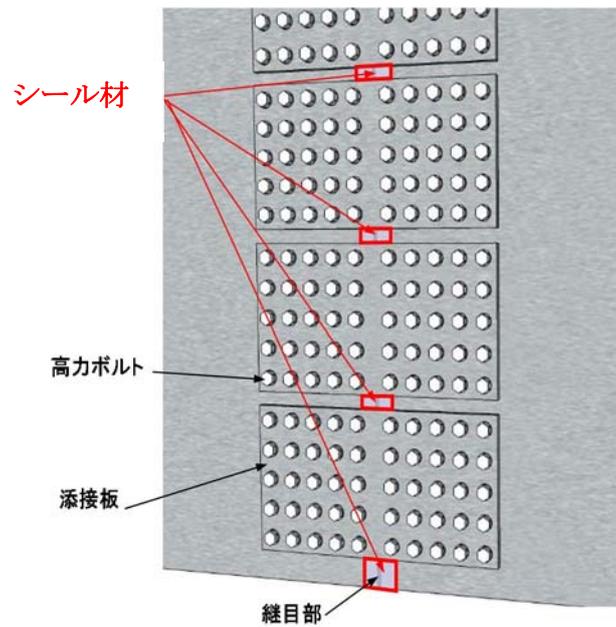


図 2-6 (3) シール材の概念

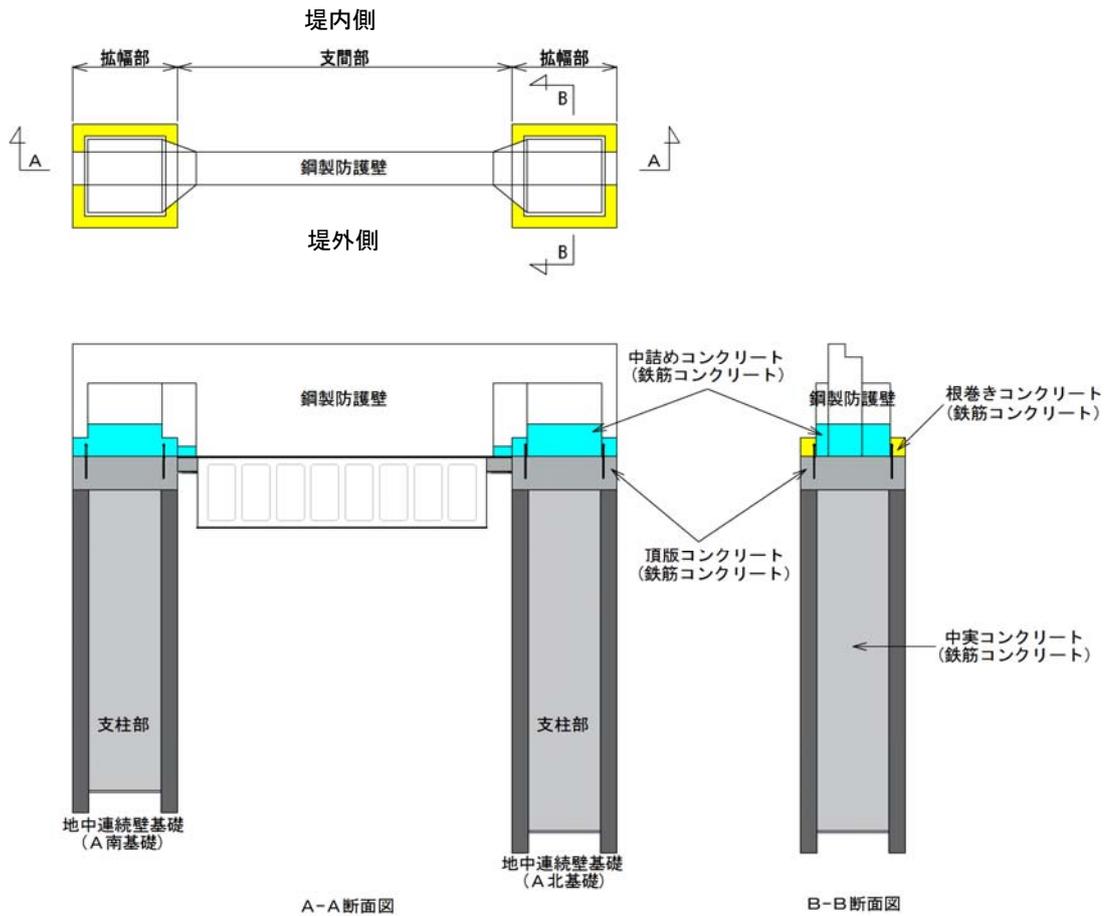


図 2-7 (1) 鋼製防護壁の全体構成図

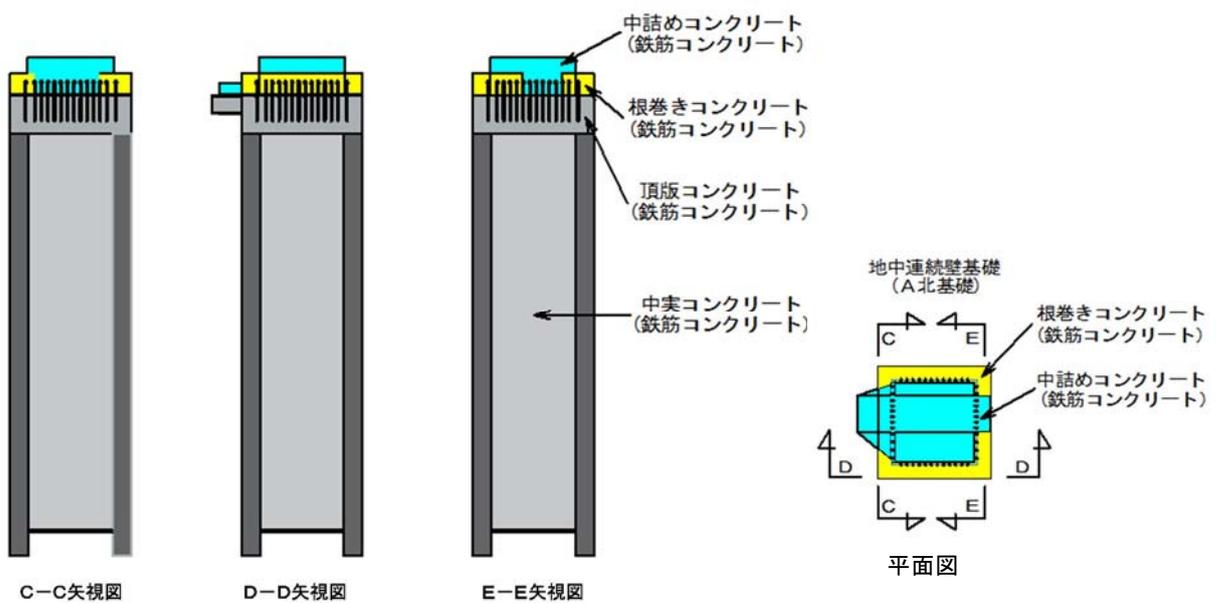


図 2-7 (2) 鋼製防護壁 (地中連続壁基礎) の構成図

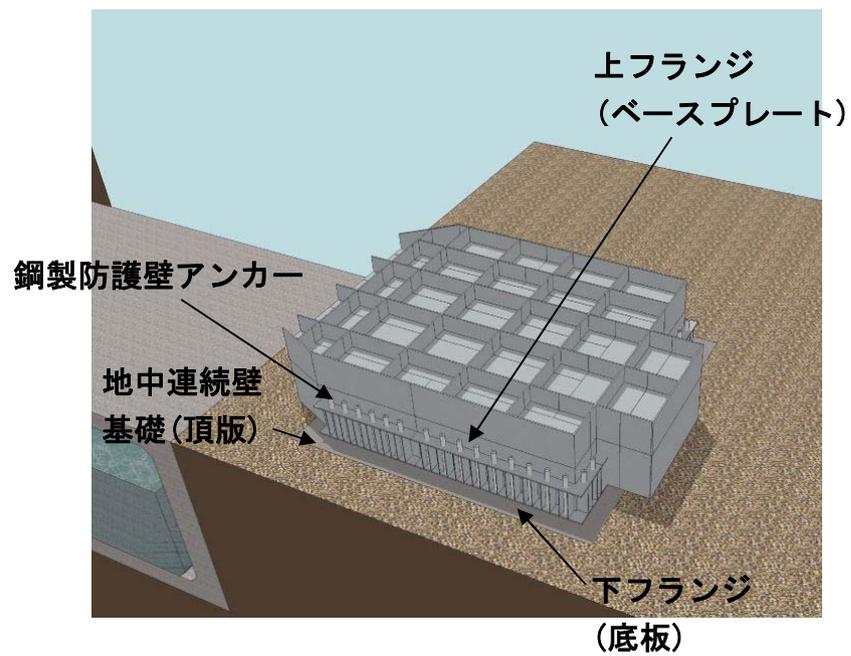
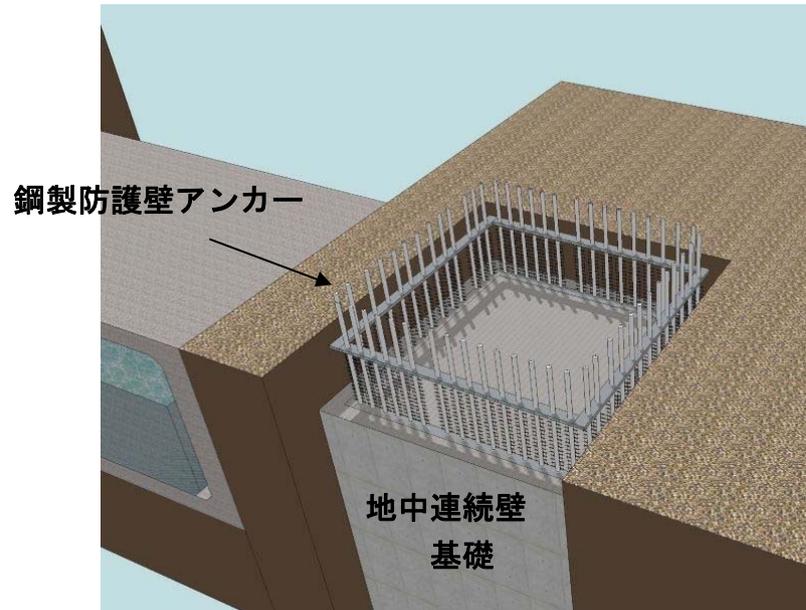


図 2-8 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部イメージ図



図 2-9 (1) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (A-A 断面)

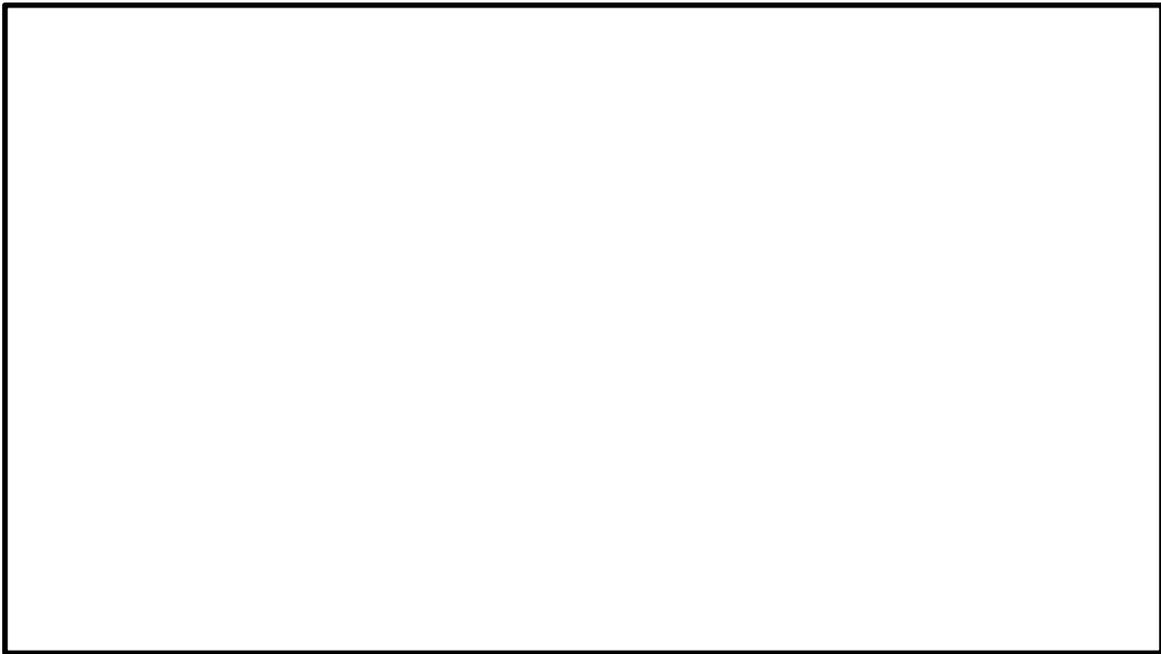


図 2-9 (2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (B-B 断面)

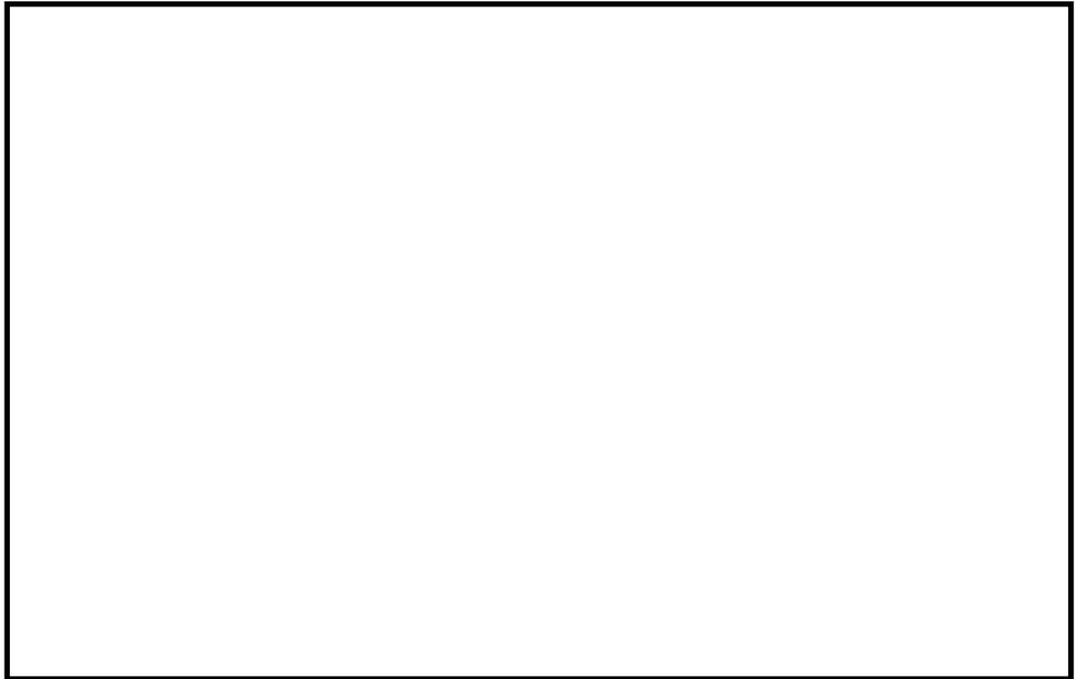


図 2-9 (3) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (C-C 断面)

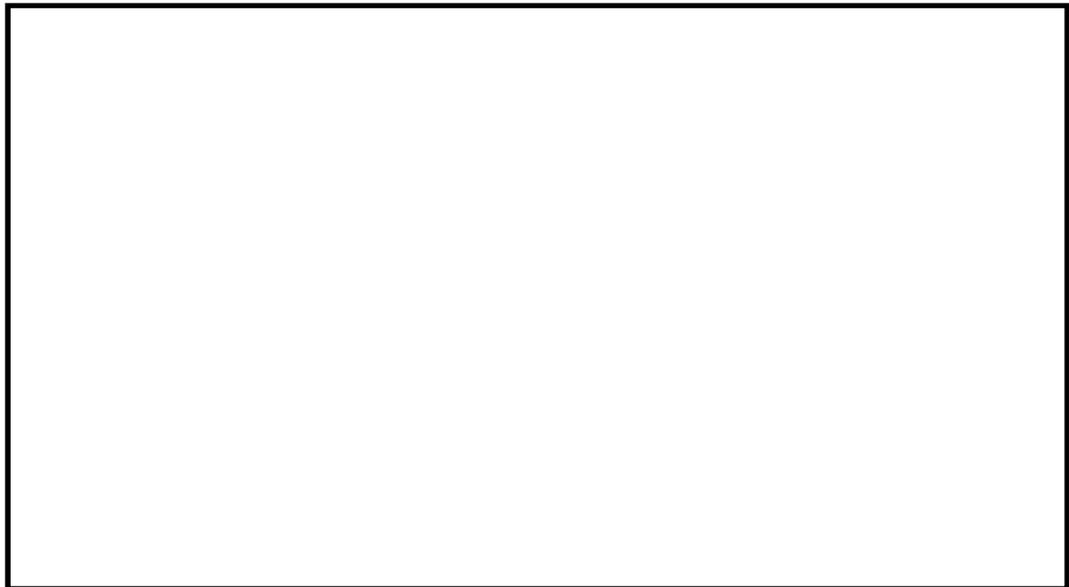


図 2-9 (4) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (D-D 断面)

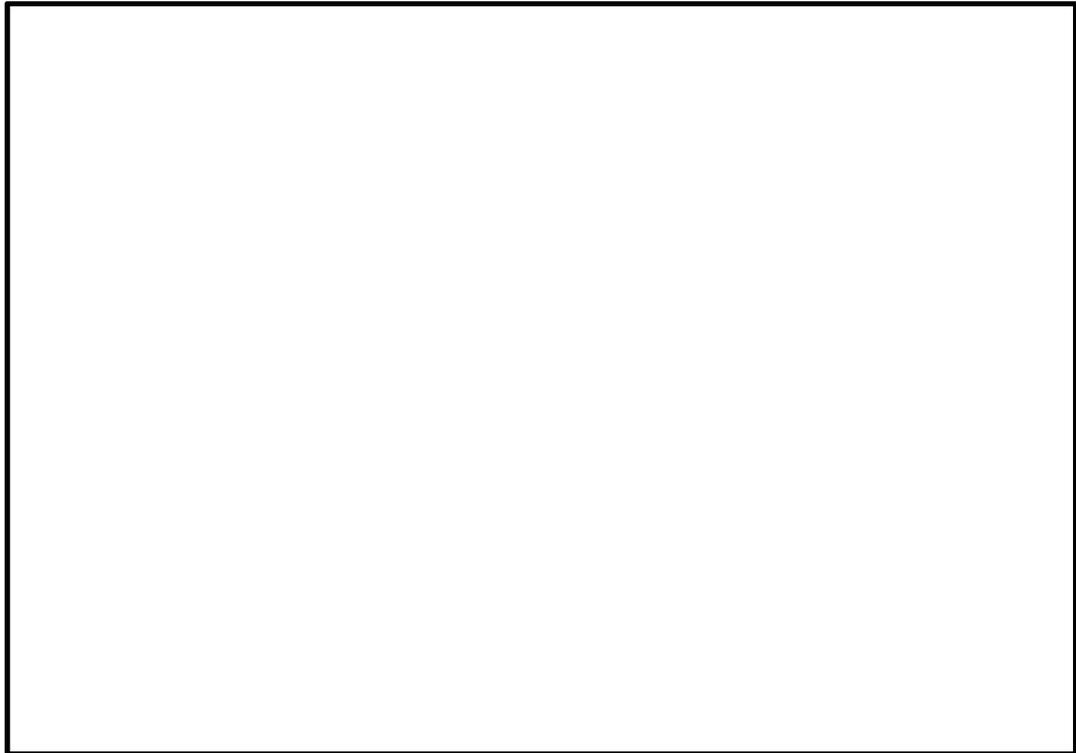


図 2-9 (5) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部構造図 (E-E 断面)

表 2-1 部材と設計上の役割

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

2.2.1 鋼製防護壁の平面配置における配置位置

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

鋼製防護壁の平面配置における設置位置の状況を図 2-10 に示す。

(1) 上部構造（鋼製防護壁）の中心位置の設定

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

下部構造の中心位置に上部構造を設置する場合、上部構造の堤外側角落しとの隔離が約 20 cm あることから、堤外側角落しから必要離隔 120 cm を確保するため、上部構造を陸側へ 100 cm 離れた位置に設定する。

(2) 下部構造（地中連続壁基礎）の中心位置の設定

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

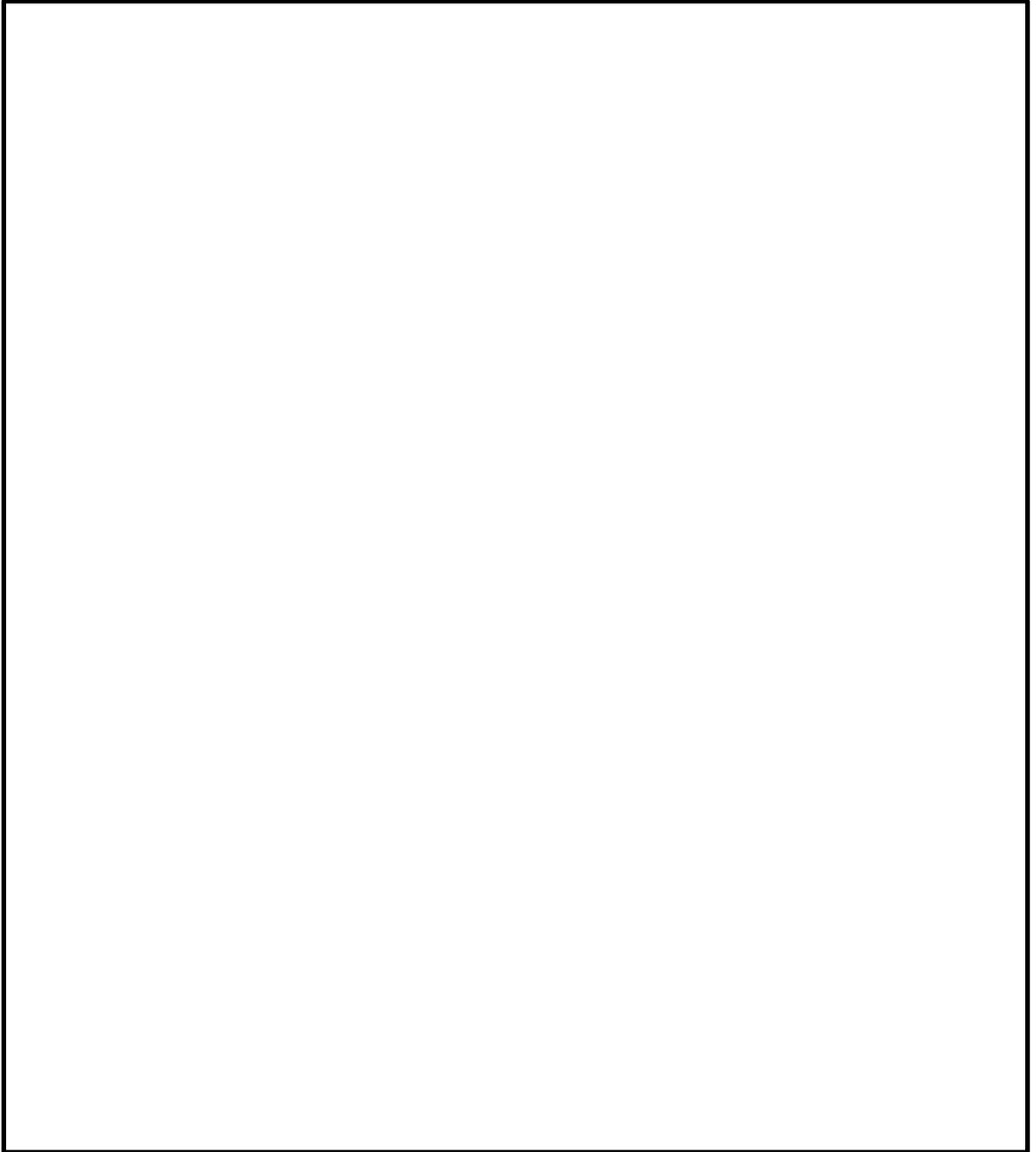


図 2-10 鋼製防護壁の平面配置における設置位置の状況

2.3 評価方針

防潮堤（鋼製防護壁）は，Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鋼製防護壁に関する要求機能と設計方針を表 2-2 に示す。

鋼製防護壁の耐震評価は，設計基準対象施設の評価として，表 2-3 に示すとおり，構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

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

構造物の変形性評価については，止水ジョイント部材の変形量が試験により確認した許容限界以下であることを確認する。

鋼製防護壁の耐震評価フローを図 2-11 に示す。

表 2-2 鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針

津波防護に関する施設は、津波の発生に伴い、津波防護対象設備がその安全性又は重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないような設計とする。

「津波防護に関する施設の設計について」の要求機能、機能設計、構造強度設計を以下に示す。

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
/>
 青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界			
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	応力等の状態		損傷モード		
海水ポンプ室周防護壁	<p>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド</p> <p>5.1 津波防護施設の設計</p> <p>津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。</p> <p>(1) 要求事項に適合する設計方針であることを確認する。</p> <p>(2) 設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。</p> <p>① 荷重組合せ</p> <p>a) 余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時+津波、常時+津波+地震(余震)</p> <p>② 荷重の設定</p> <p>a) 津波による荷重(波圧、衝撃力)の設定に関して、考慮する知見(例えば、国交省の暫定指針等)及びそれらの適用性。</p> <p>b) 余震による荷重として、サイト特性(余震の震源、ハザード)が考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。</p> <p>c) 地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。</p> <p>③ 許容限界</p> <p>a) 津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の变形能力(終局耐力時の变形)に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。(なお、機能損傷に至った場合、補修にある程度の期間が必要となることから、地震、津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。)</p> <p>基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド</p> <p>6.3 津波防護施設、浸水防止設備等津波防護機能を有する施設、浸水防止機能を有する設備及び敷地における津波監視機能を有する設備のうち建物及び構築物は、常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して、当該建物・構築物が構造物全体としての变形能力(終局耐力時の变形)について十分な余裕を有するとともに、その施設に要求される機能(津波防護機能、浸水防止機能)を保持すること</p>	<p>・ポンプ室周防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。</p> <p>・ポンプ室周防護壁は、基準地震動 S_sに対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</p>	<p>・ポンプ室周防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した潮上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さの設定及び構造体の境界部等への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p> <p>・ポンプ室周防護壁は、基準地震動 S_sに対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>・ポンプ室周防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した潮上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ(浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m)の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。</p> <p>②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>④上部構造を、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。</p> <p>⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。</p> <p>⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。</p>	<p>・ポンプ室周防護壁は、基準地震動 S_sによる地震時荷重に対し、鉄筋コンクリート製の地中連続壁基礎、鉄筋コンクリート及び鋼製の境界部には止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p>	<p>・ポンプ室周防護壁は、基準地震動 S_sによる地震時荷重に対し、鉄筋コンクリート製の地中連続壁基礎、鉄筋コンクリート及び鋼製の上部構造で構成し、津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p>	<p>・ポンプ室周防護壁は、基準地震動 S_sによる地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。</p>	下部構造	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力とする。
		地中連続壁基礎	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準地震動 S _s ・基準津波・余震+基準津波時に対して】「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき短期許容応力度とする。 【T.P.+24m 津波時、余震+T.P.+24m 津波時に対して】「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき降伏応力度・せん断強度とする。							
		鋼製防護壁	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準地震動 S _s ・基準津波時・余震+基準津波時に対して】「道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編)」に基づき短期許容応力度とする。 【T.P.+24m 津波時、余震+T.P.+24m 津波時に対して】「道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編)」に基づき降伏応力度とする。							
		鋼製防護壁アンカー	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準地震動 S _s ・基準津波時・余震+基準津波時に対して】「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説(II 鋼橋編・III コンクリート橋編)」鋼構造物設計基準」「道路土工カルパート工指針」に基づき短期許容応力度とする。 【T.P.+24m 津波時・余震+T.P.+24m 津波時に対して】「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説(II 鋼橋編・III コンクリート橋編)」鋼構造物設計基準」「道路土工カルパート工指針」に基づき降伏応力度とする。							
		止水ジョイント部※	止水ジョイント部材	変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力とする。						
			鋼製アンカー	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度とする。						
			止水ジョイント部の鋼製防護部材	曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度とする。						
			鋼製防護壁底部止水機構	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・II 鋼橋編)」水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度とする。						

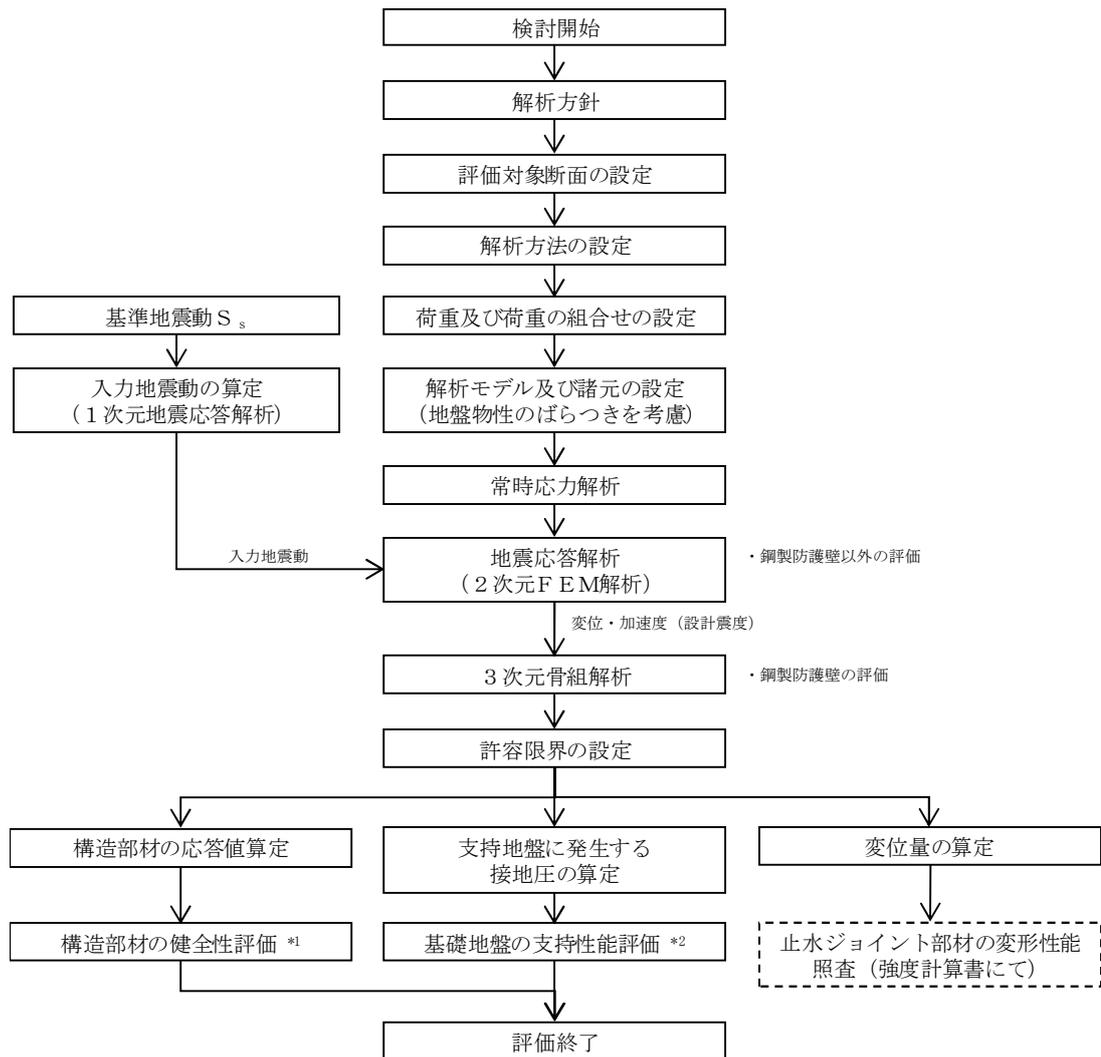
※止水ジョイント部の設計に用いる許容限界

- ・基準地震動 S_s、基準津波時、余震+基準津波時：短期許容応力度
- ・T.P.+24m 津波時、余震+T.P.+24m 津波時：降伏応力度

表 2-3 鋼製防護壁の評価項目

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

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。



- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2-3 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2-3 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2-11 (1) 鋼製防護壁の耐震評価フロー

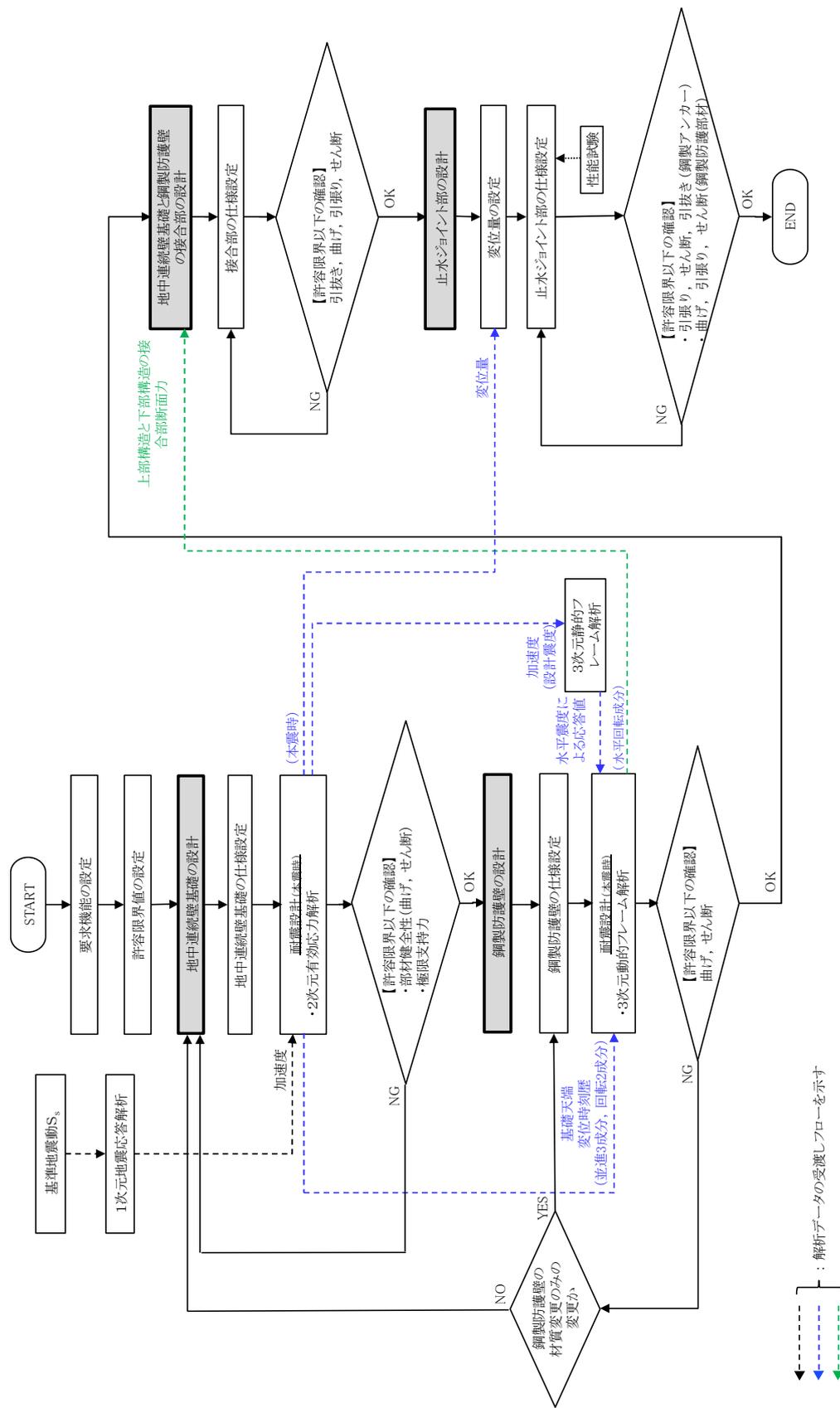


図 2-11 (2) 鋼製防護壁の詳細設計フロー

}: 解析データの受渡しフローを示す
 ---: 解析データの受渡しフローを示す
 ---: 解析データの受渡しフローを示す

2.4 適用基準

表 2-4 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-4 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定) ・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，2010 年 11 月) ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会，平成 24 年 3 月) ・道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会，平成 24 年 3 月) ・道路橋示方書 (V 耐震設計編) ・同解説 ((社) 日本道路協会，平成 24 年 3 月) ・鋼構造物設計基準 (II 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月) 	—
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定) ・建築基準法 (昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号) ・建築基準法施行令 (昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号) 	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定) ・道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会，平成 24 年 3 月) ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (平成 24 年 3 月) ・道路橋示方書 (I 共通編・III コンクリート橋編) ・同解説 (平成 24 年 3 月) ・鋼構造設計基準—許容応力度設計法— ((社) 日本建築学会，2005 年 9 月) ・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，2010 年 11 月) ・道路土工カルバート工指針 (平成 21 年度版) ((社) 日本道路協会，平成 22 年 3 月) ・鋼構造物設計基準 (II 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力度又は発生せん断力が，短期許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1 -1987 ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会，2005 年) 	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼製防護壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて選定する。図 3-1 に評価対象断面位置図を、図 3-2 に評価対象断面図を示す。

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

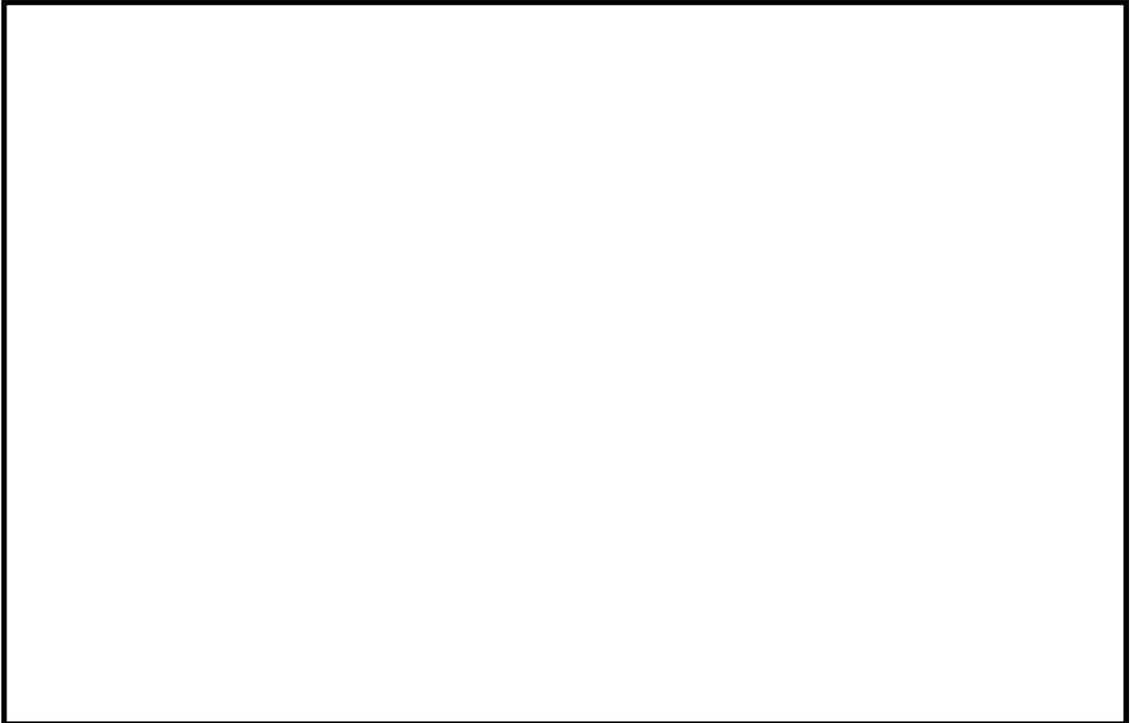


図 3-1 鋼製防護壁の評価対象断面位置図

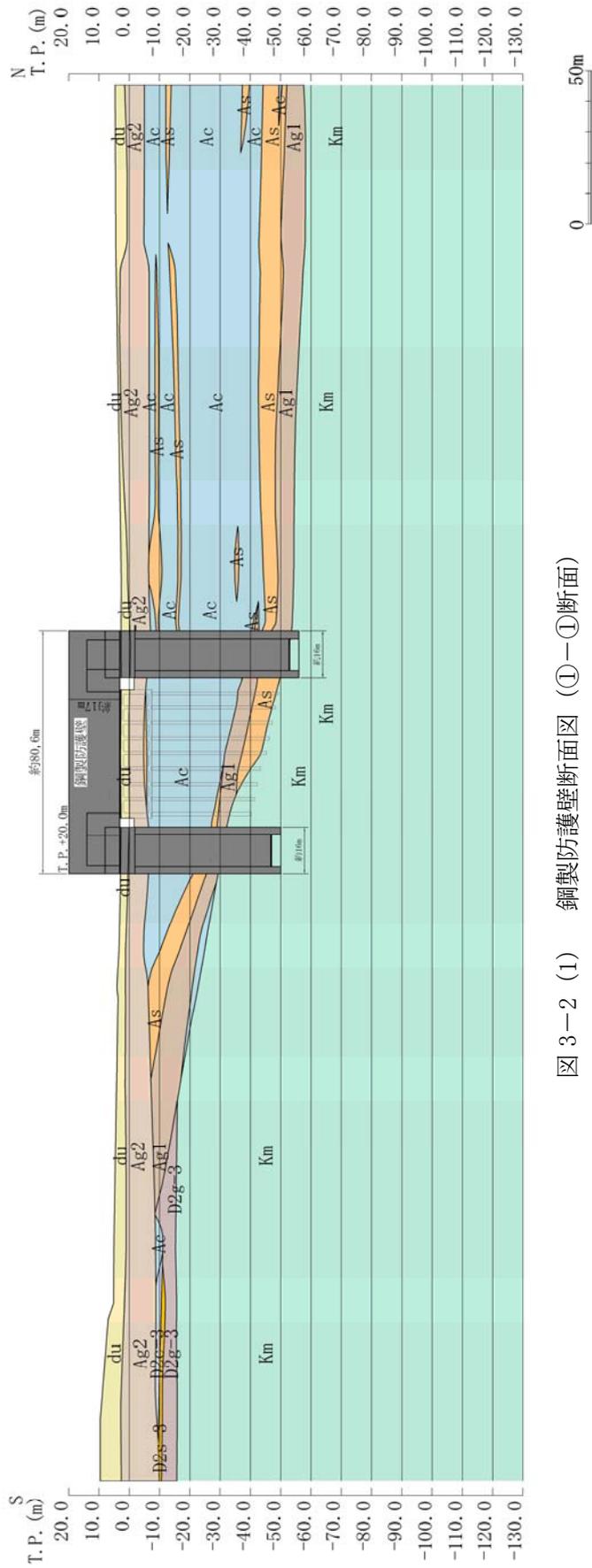


图 3-2 (1) 鋼製防護壁断面图 (①-①断面)

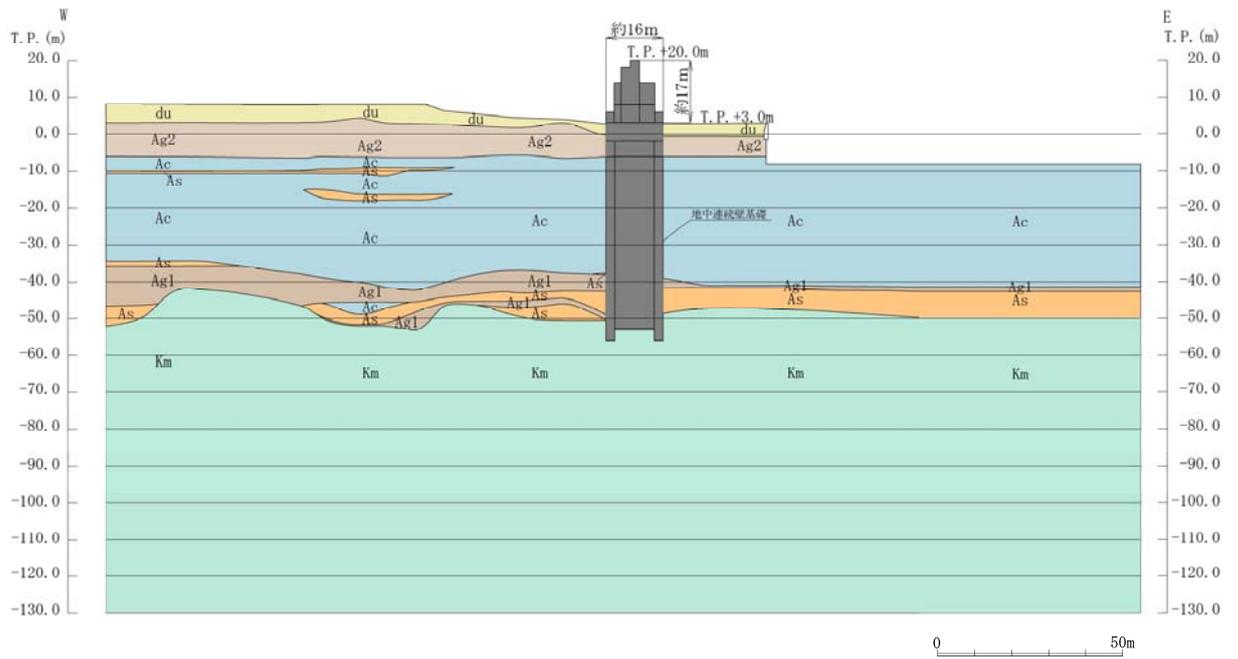


図 3-2 (2) 鋼製防護壁断面図 (②-②断面)

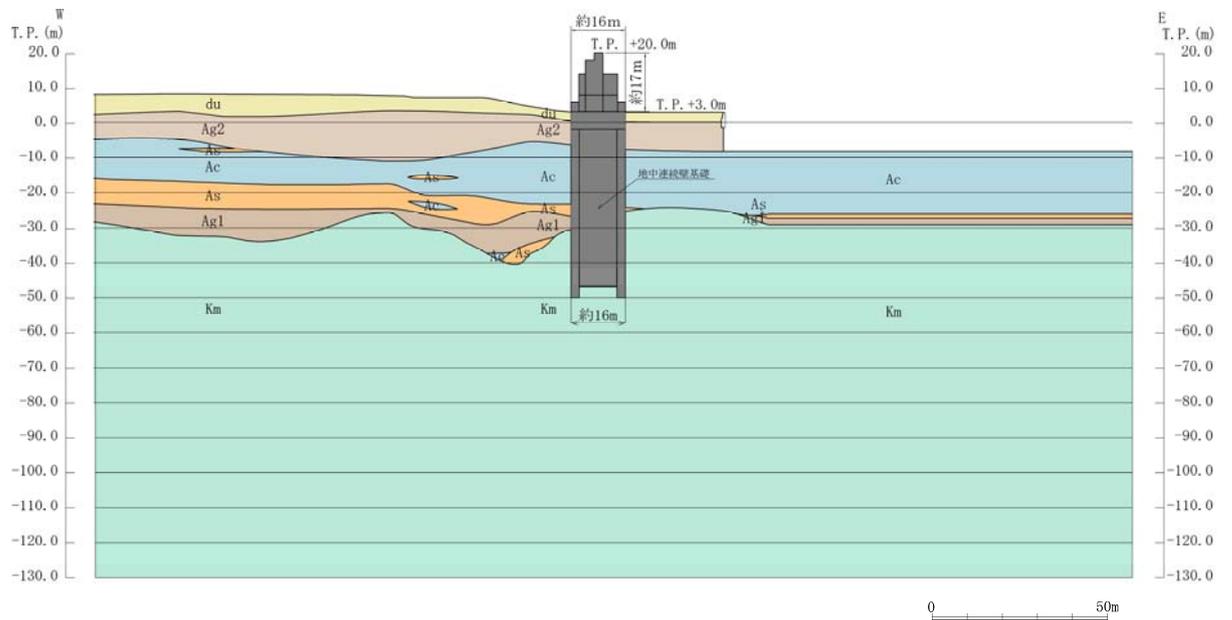


図 3-2 (3) 鋼製防護壁断面図 (③-③断面)

3.2 解析方法

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

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

地中土木構造物及び機器・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、地盤の非液状化の影響を考慮する場合は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

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

地震応答解析手法の選定フローを図3-3に示す。

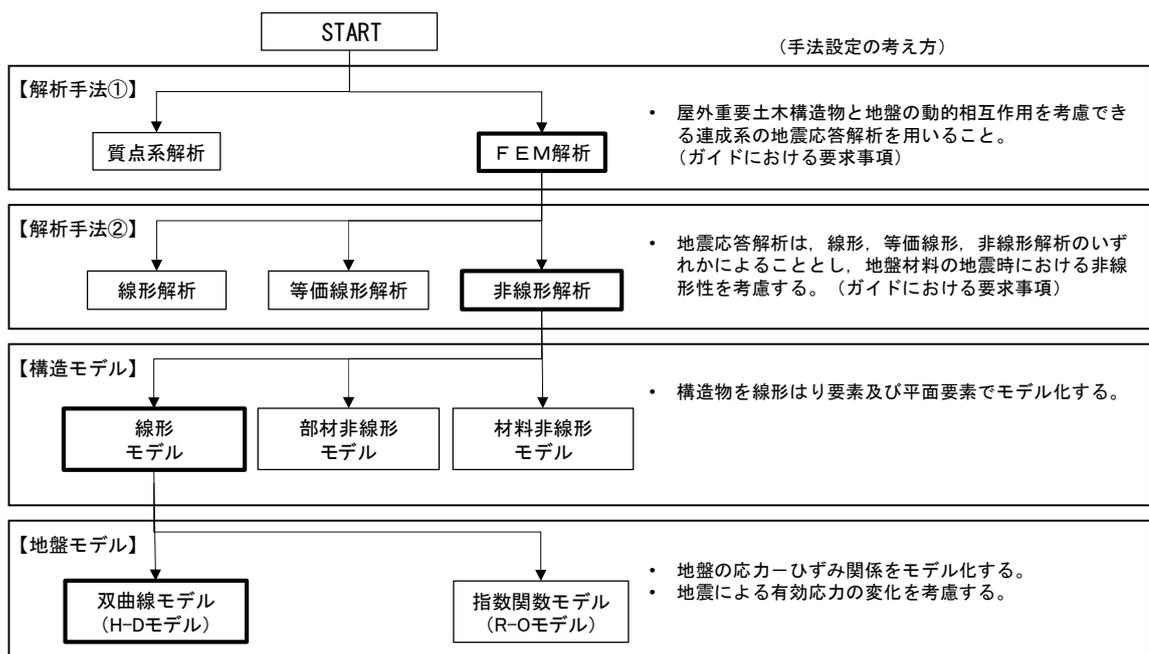


図3-3 地震応答解析手法の選定フロー

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

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断力は上限値に達し、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

応力の上限值は有効応力に応じて変化する特徴がある。

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

3.2.1 地震応答解析手法

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

3.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素及び平面要素でモデル化する。

3.2.3 地盤

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

3.2.4 減衰特性

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

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

鋼製防護壁の地震応答解折において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鋼製防護壁の地震応答解折において、考慮する荷重を次に示す。

(1) 常時考慮荷重

常時考慮荷重として、躯体及び機器・配管自重を考慮する。

(2) 地震荷重

基準地震動 S_0 による荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重

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

(4) 風荷重

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-1 に示し、荷重概念図を図 3-4 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

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

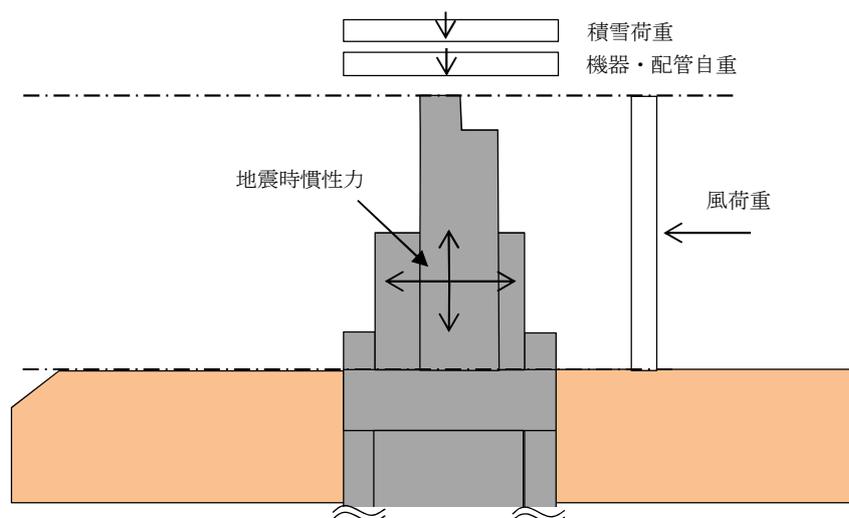


図 3-4 荷重概念図

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3-5に示す。

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

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

図3-6～図3-33に入力地震動の加速度時刻歴波形並びに加速度応答スペクトルを示す。

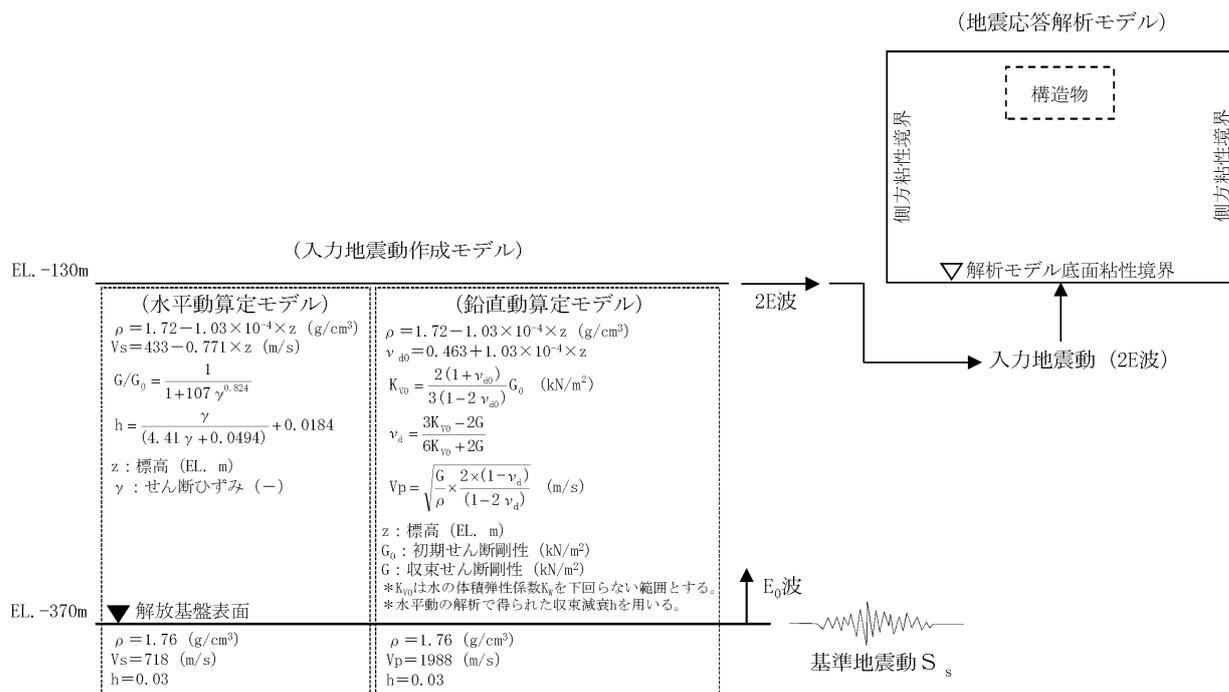
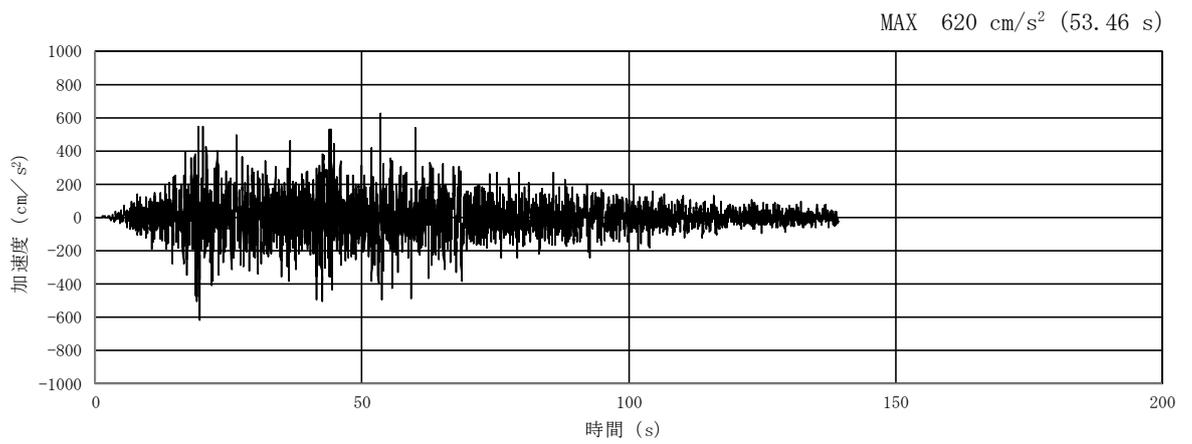
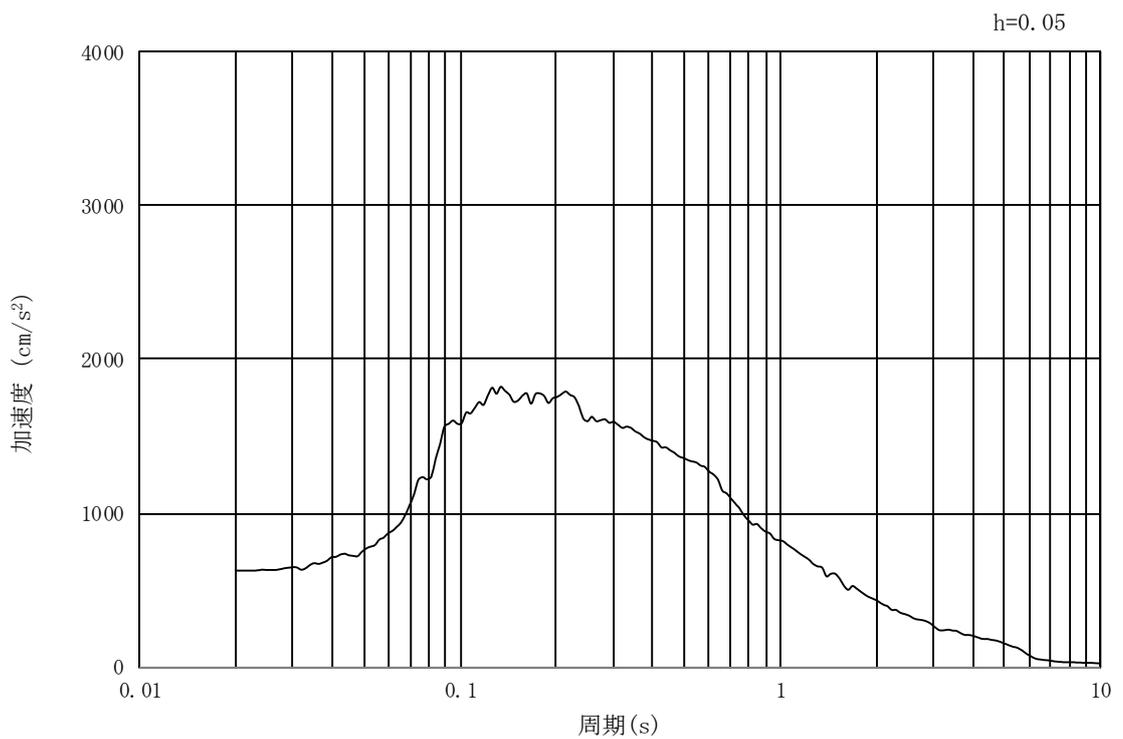


図3-5 入力地震動算定の概念図

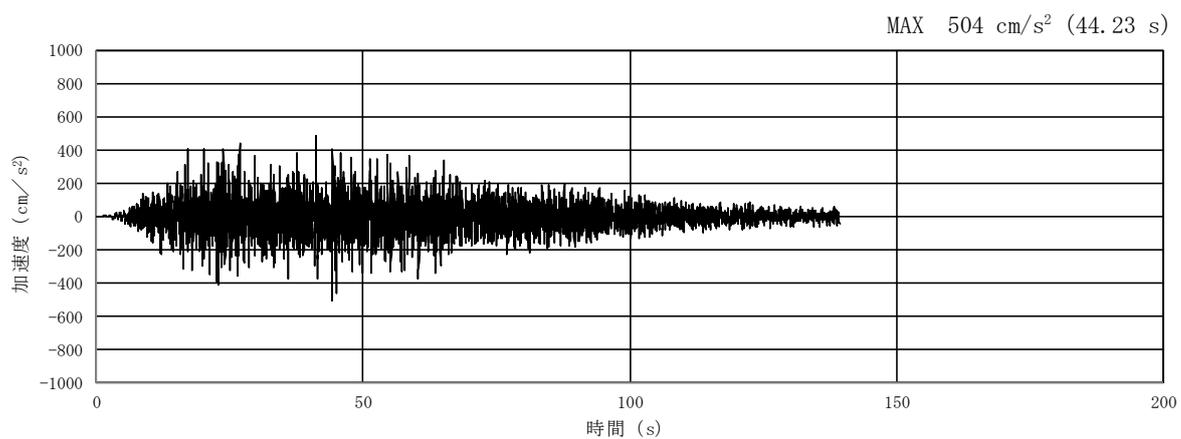


(a) 加速度時刻歴波形

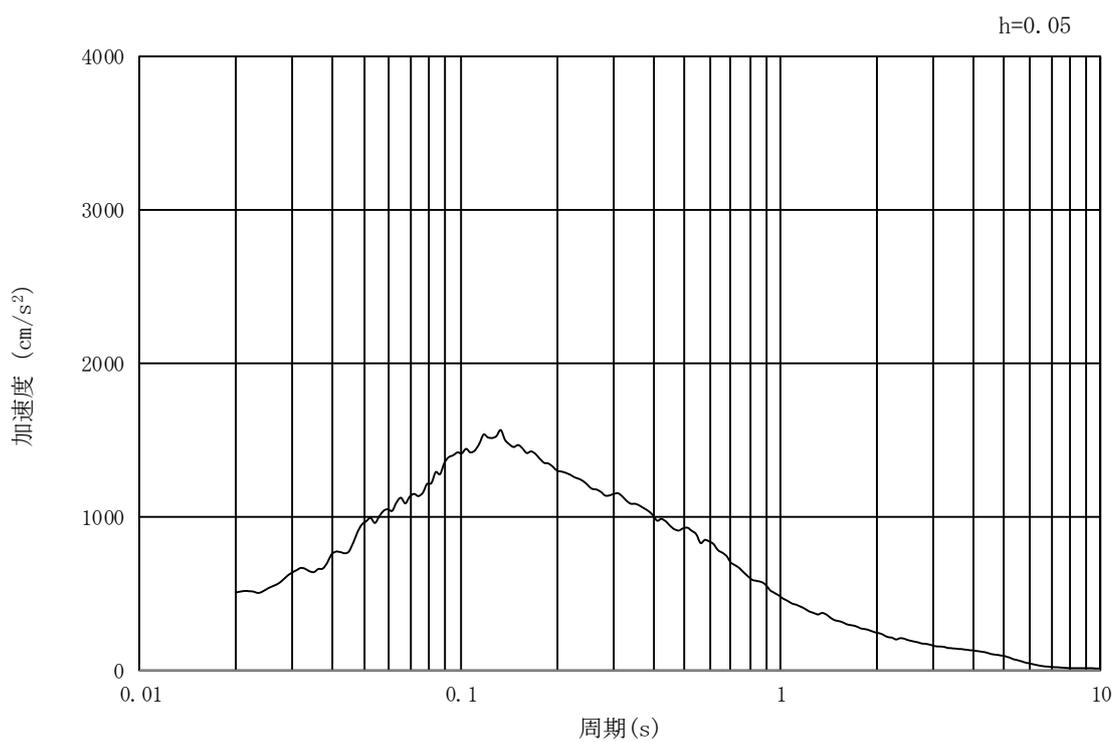


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線・汀線直交方向断面, 水平成分: S_s-D1)

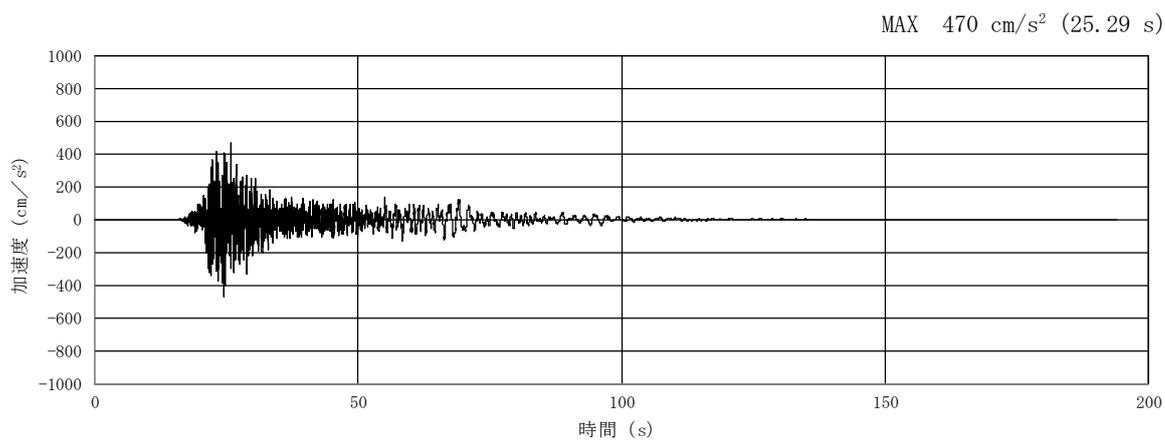


(a) 加速度時刻歴波形

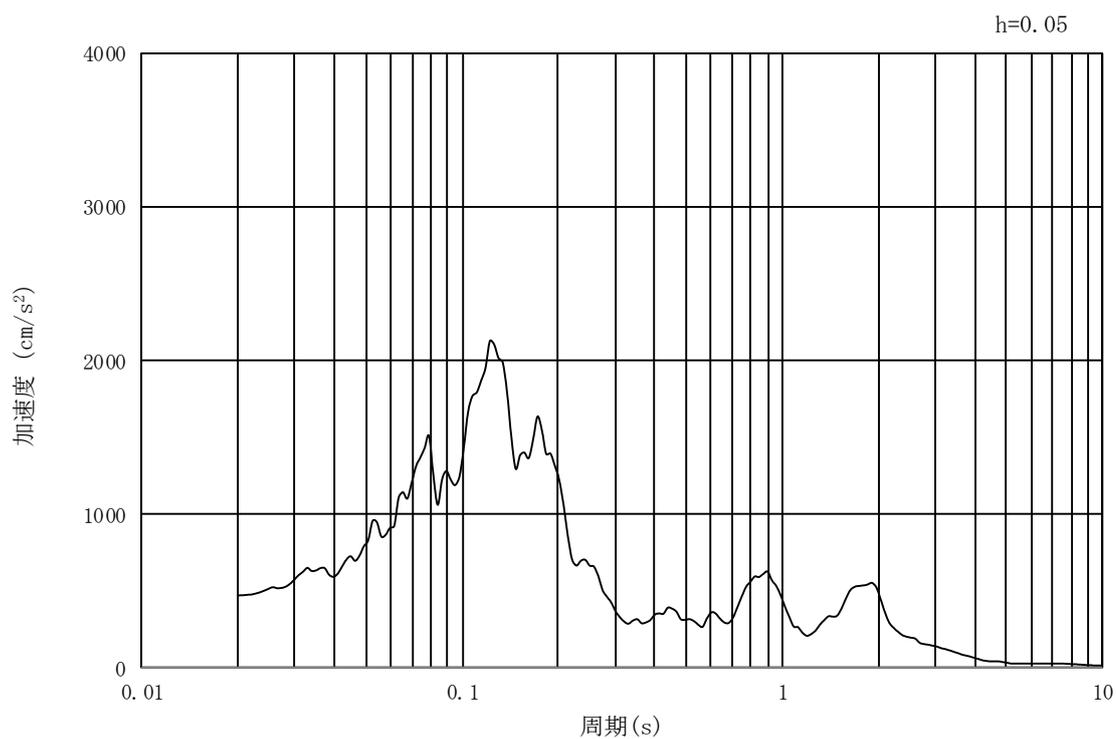


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線・汀線直交方向断面, 鉛直成分: $S_s - D1$)

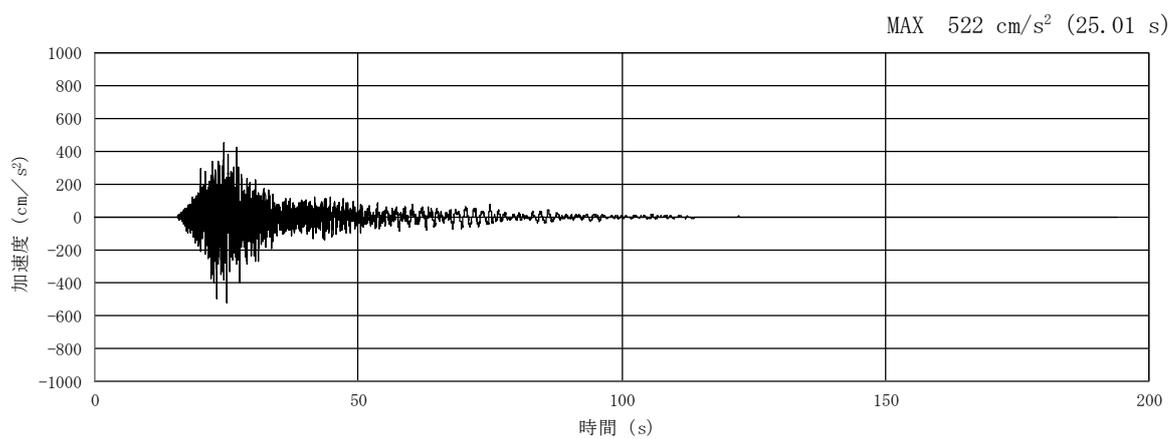


(a) 加速度時刻歴波形

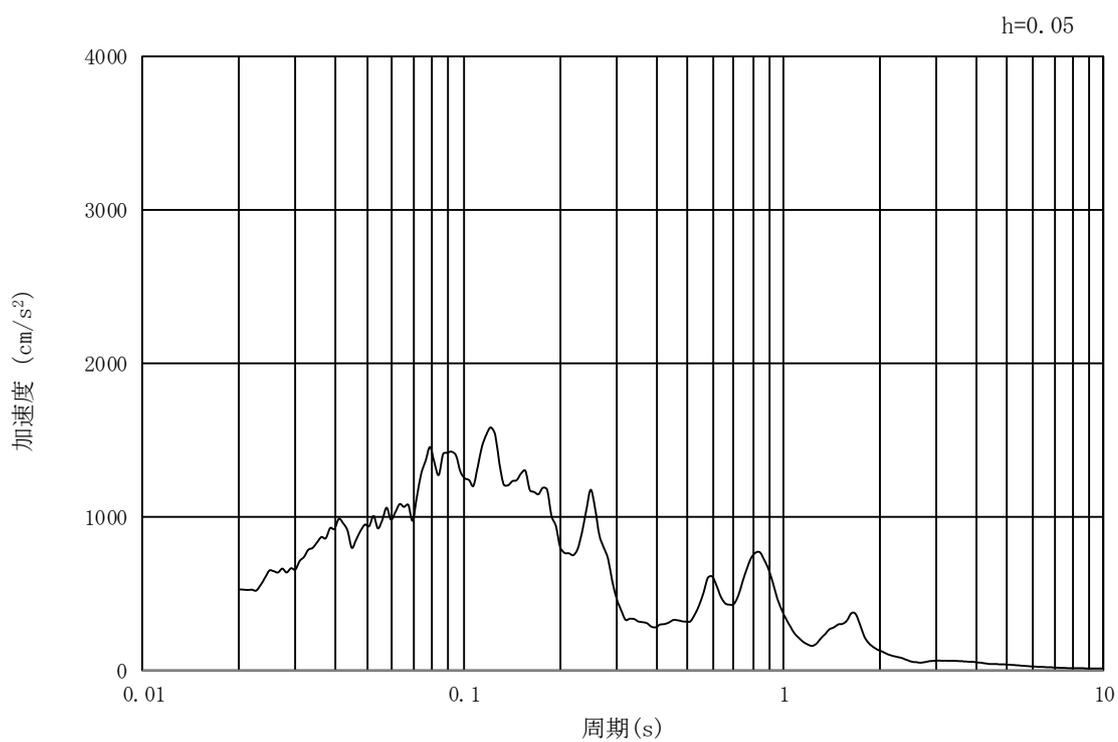


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 水平成分: S_s-11)

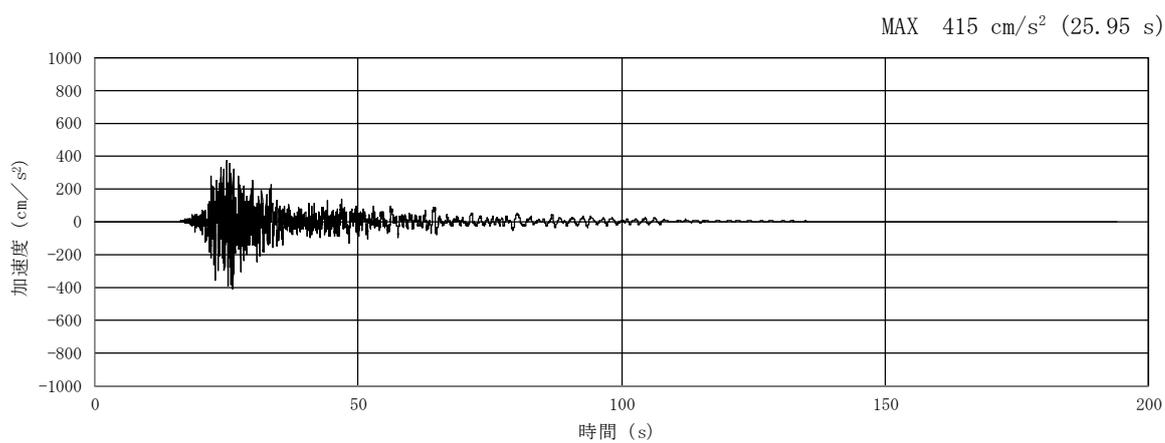


(a) 加速度時刻歴波形

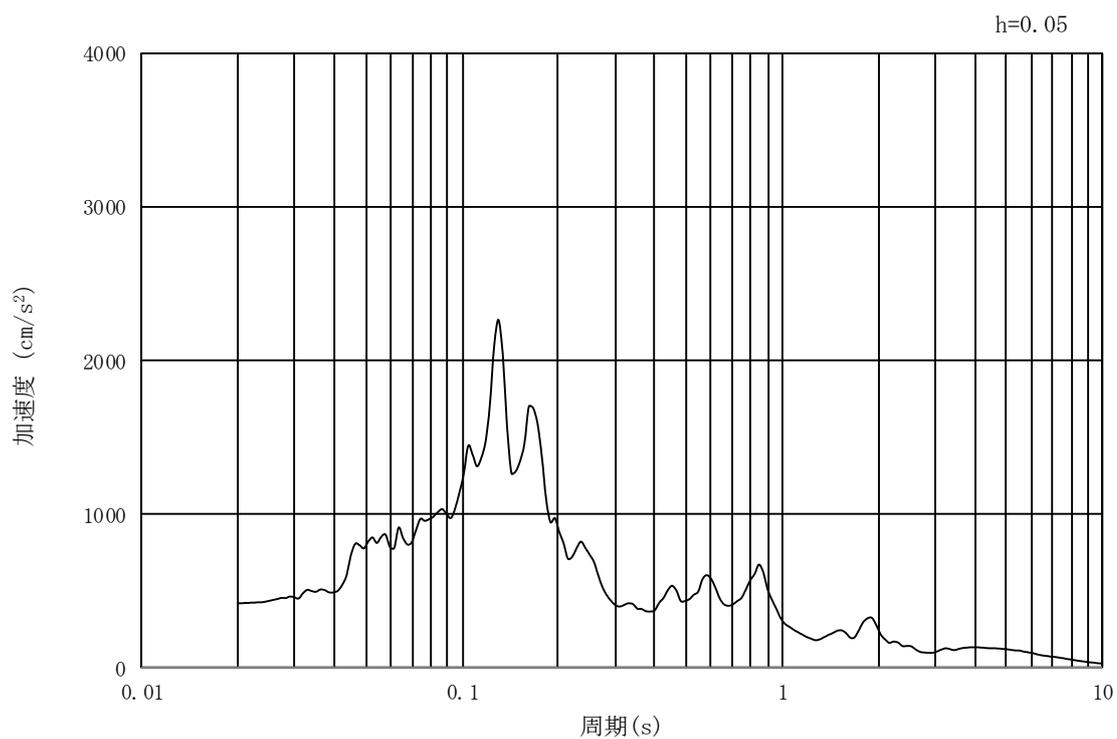


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(汀線方向断面, 鉛直成分: $S_s - 11$)

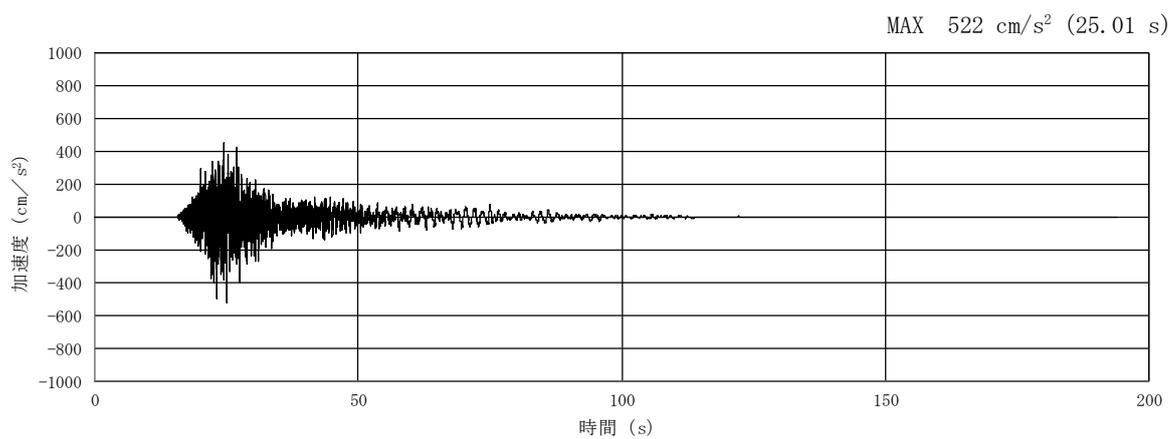


(a) 加速度時刻歴波形

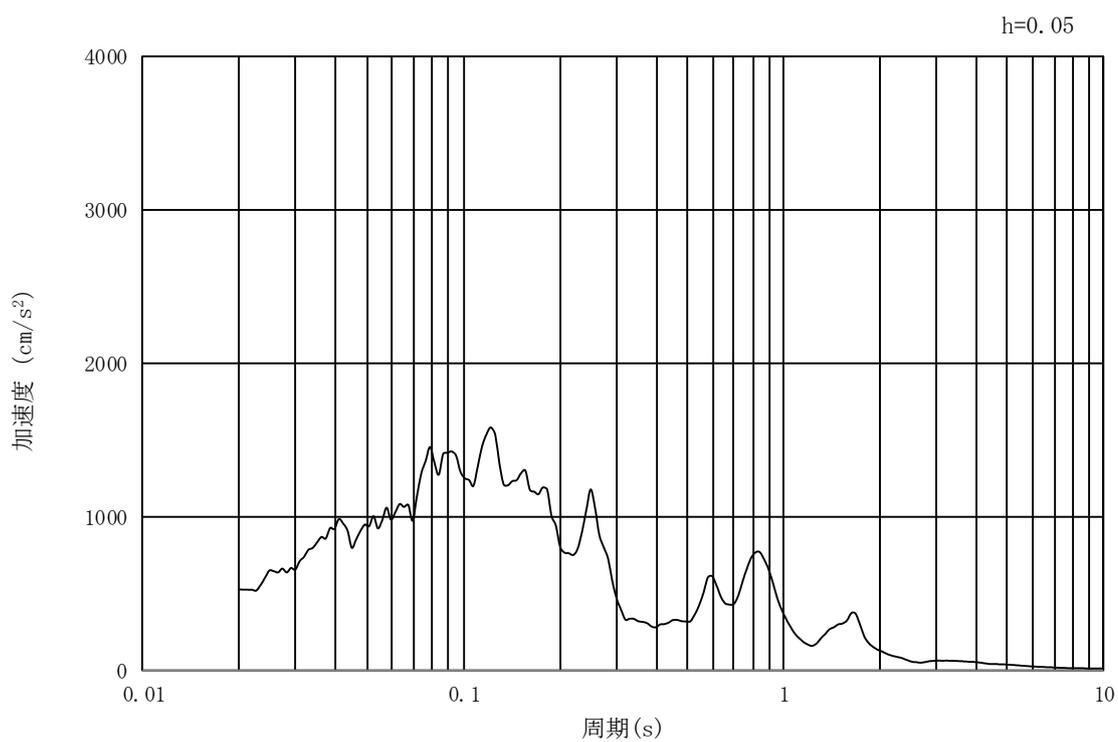


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(汀線直交方向断面, 水平成分: S_s-1 1)

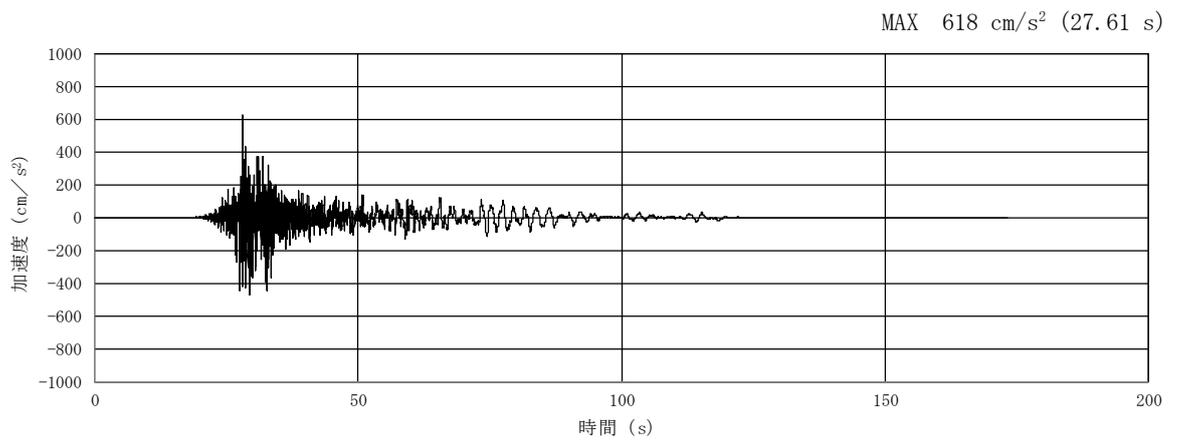


(a) 加速度時刻歴波形

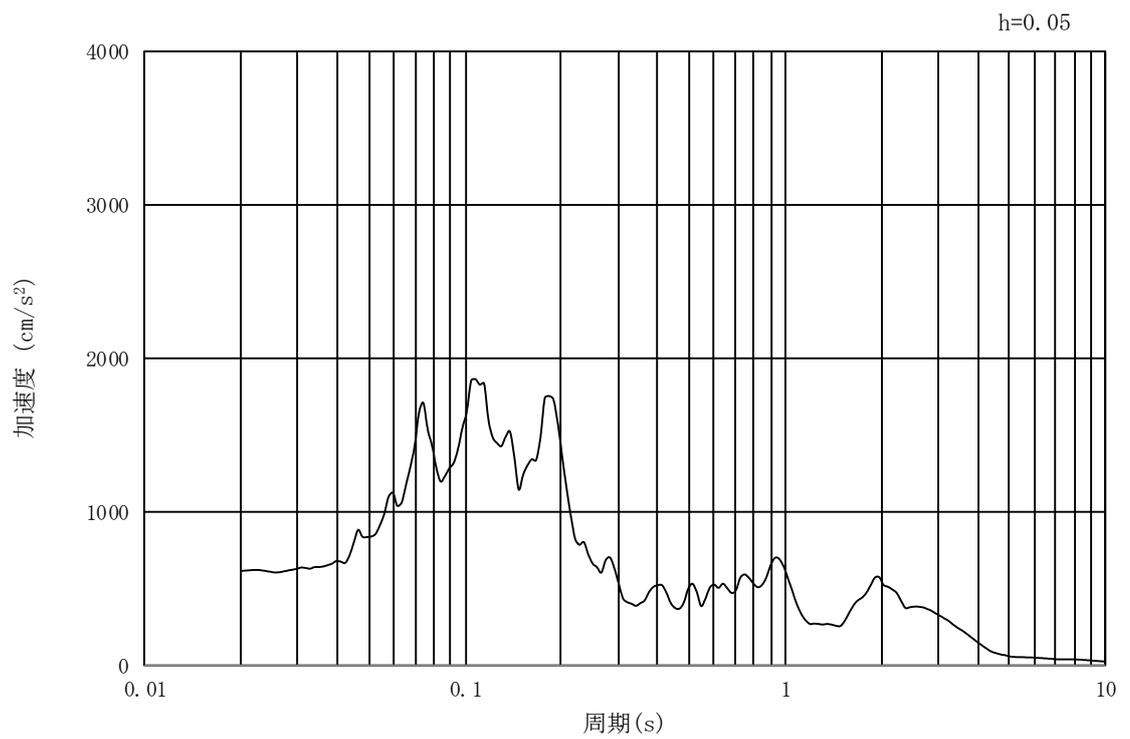


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.1$)

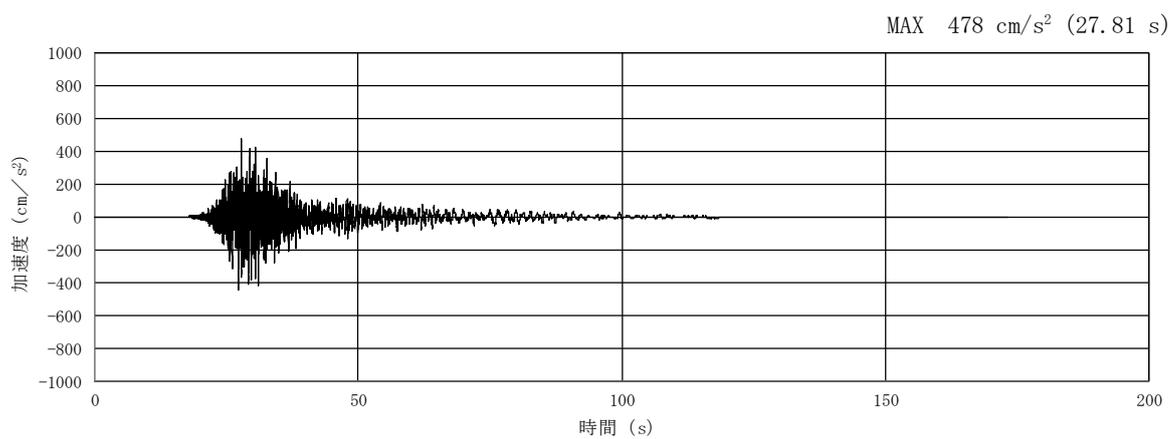


(a) 加速度時刻歴波形

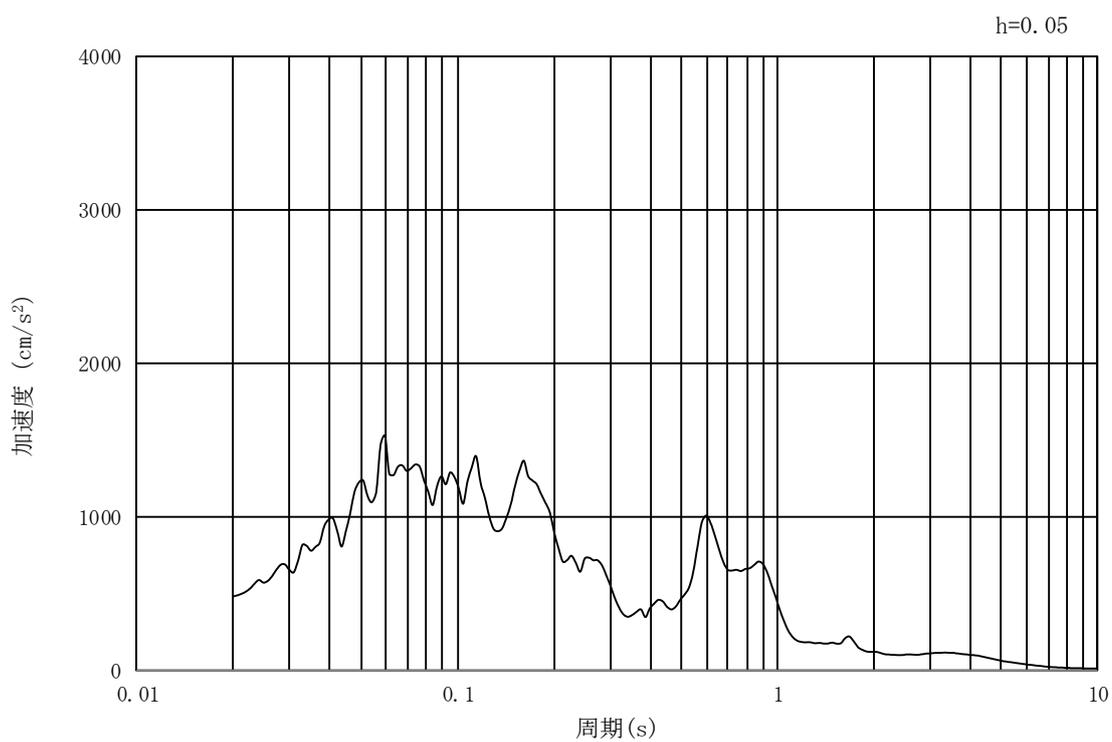


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 1.2$)

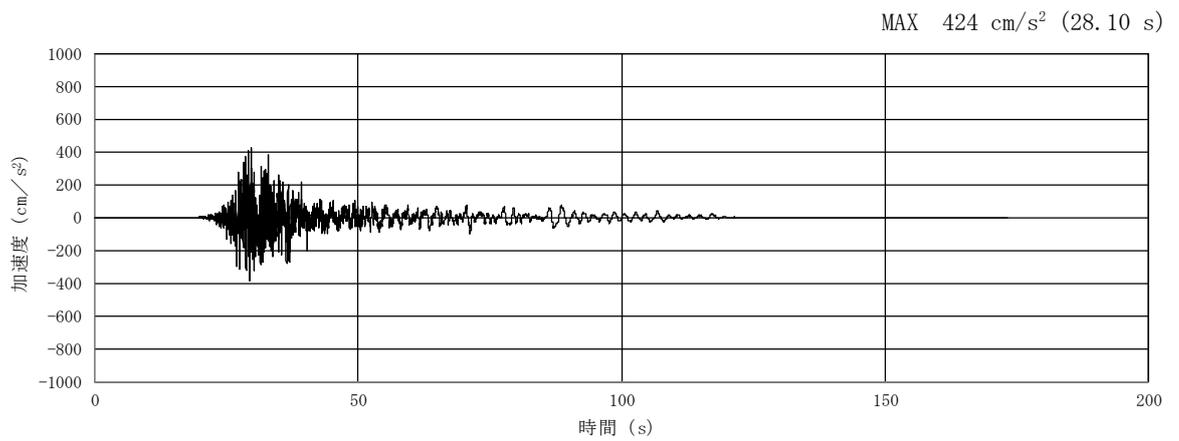


(a) 加速度時刻歴波形

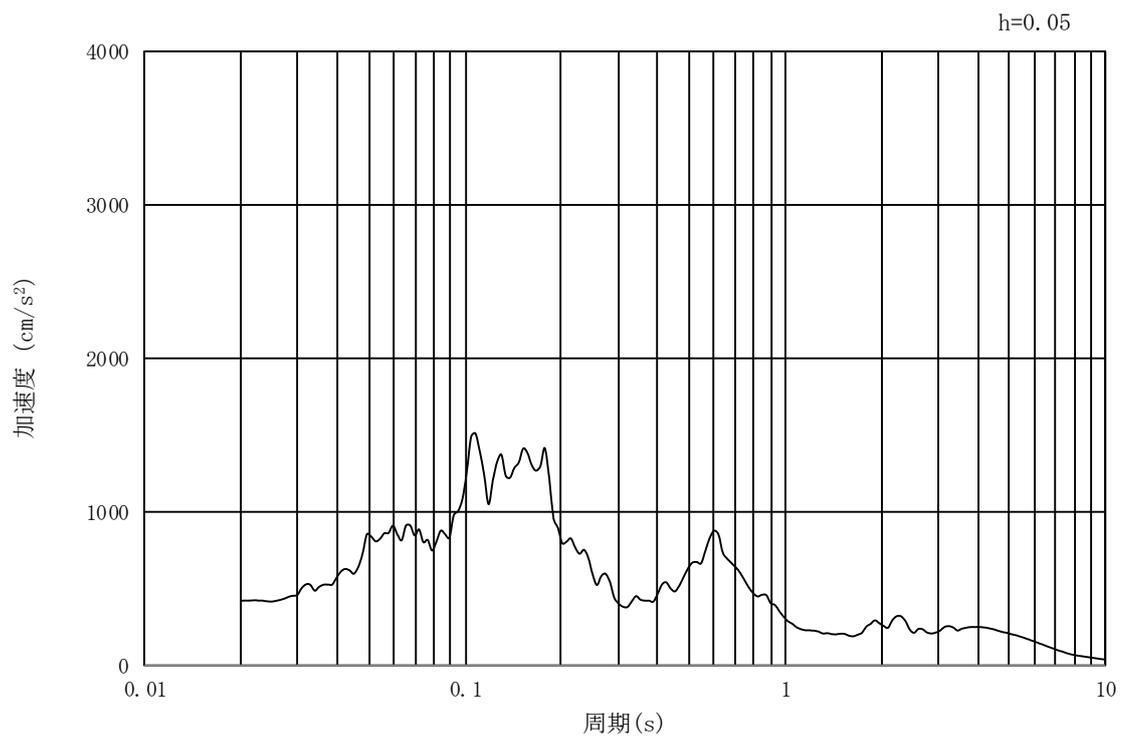


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 鉛直成分: $S_s - 1.2$)

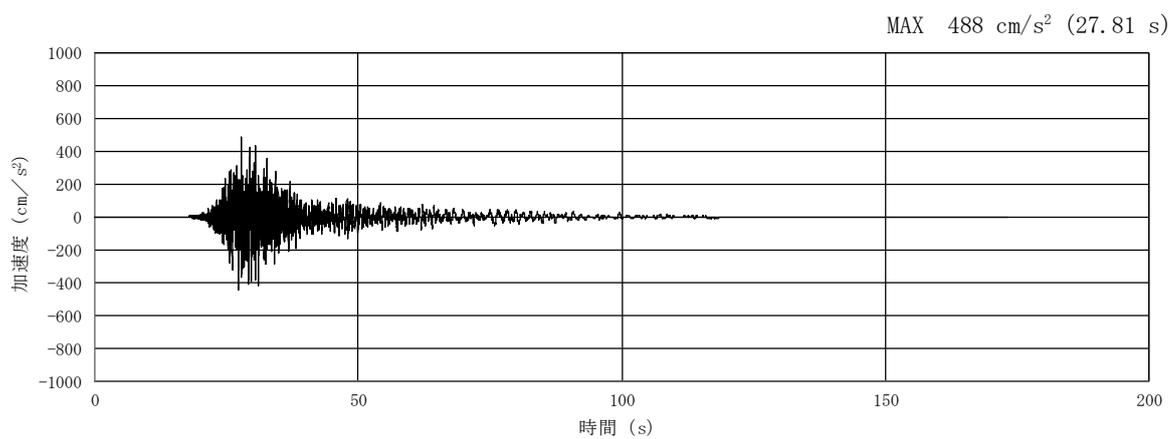


(a) 加速度時刻歴波形

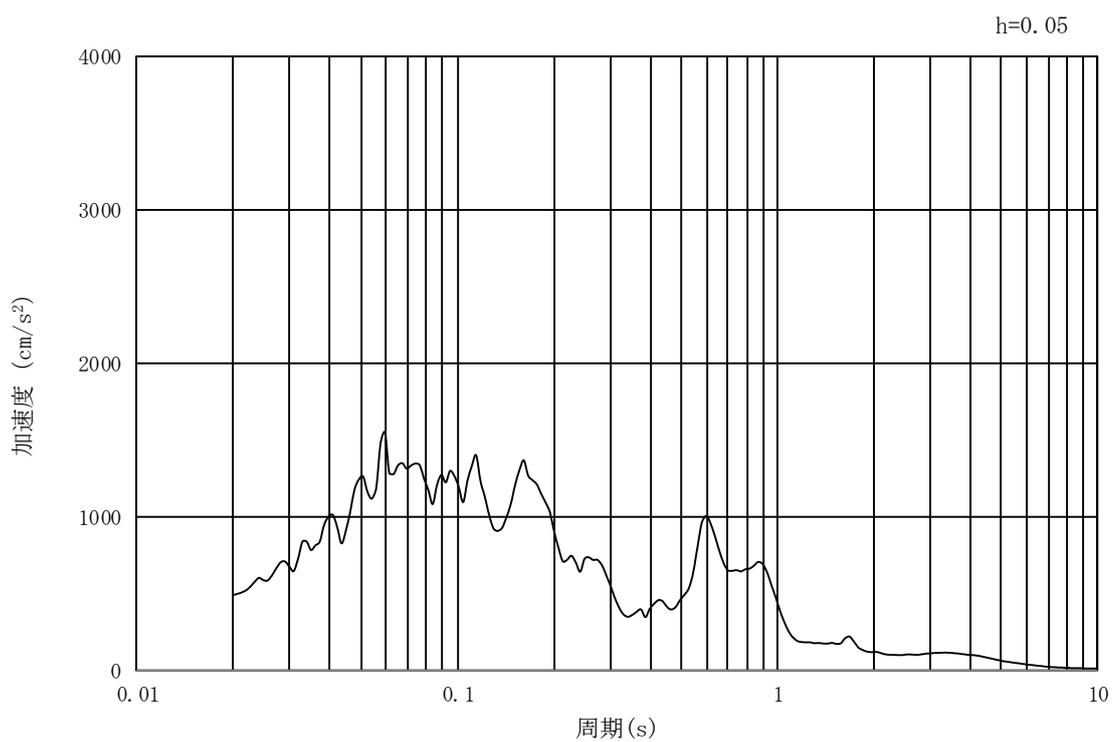


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 1.2$)

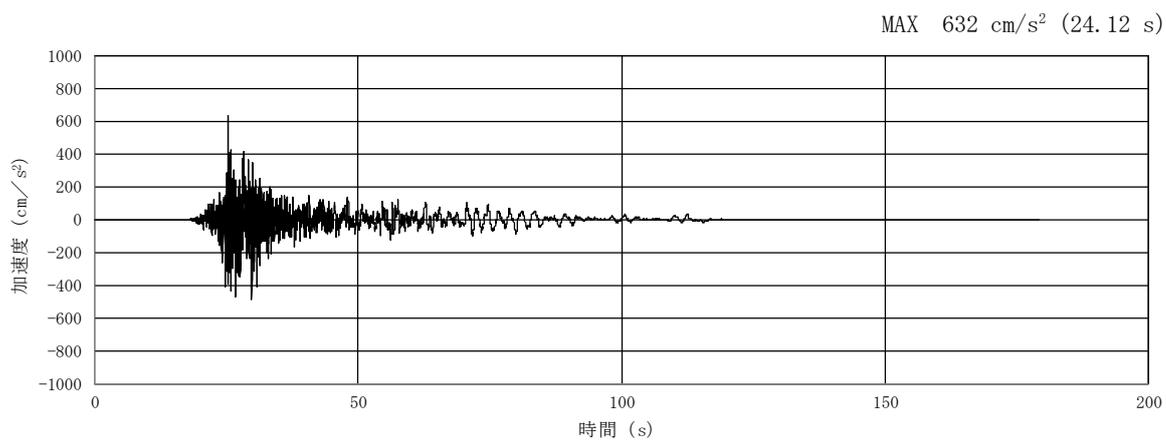


(a) 加速度時刻歴波形

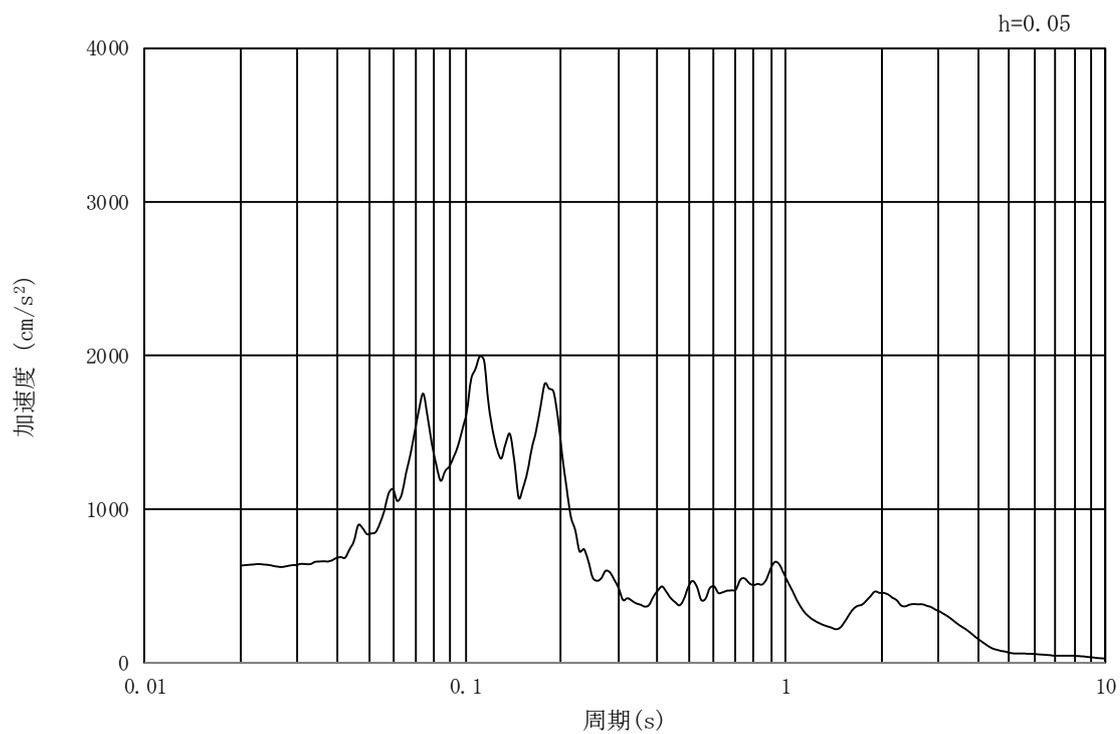


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面, 鉛直成分: $S_s - 1.2$)

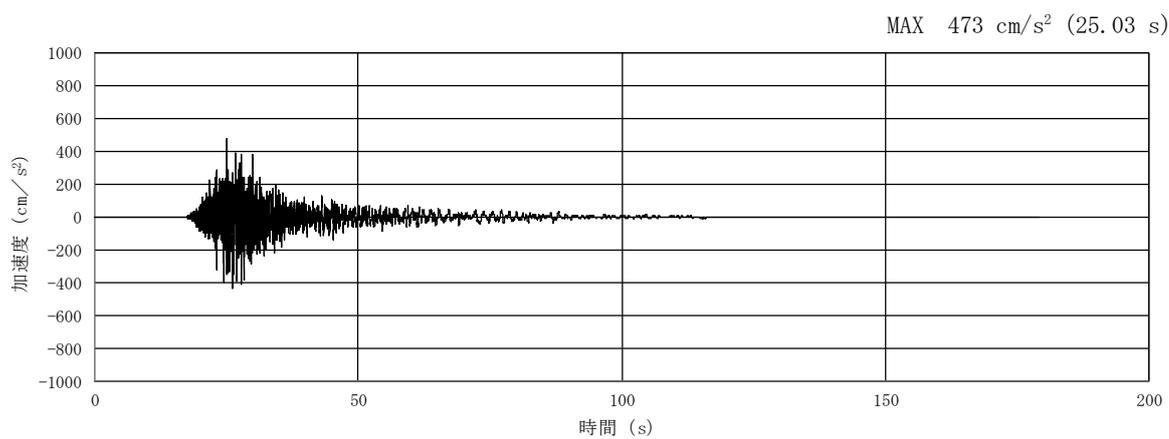


(a) 加速度時刻歴波形

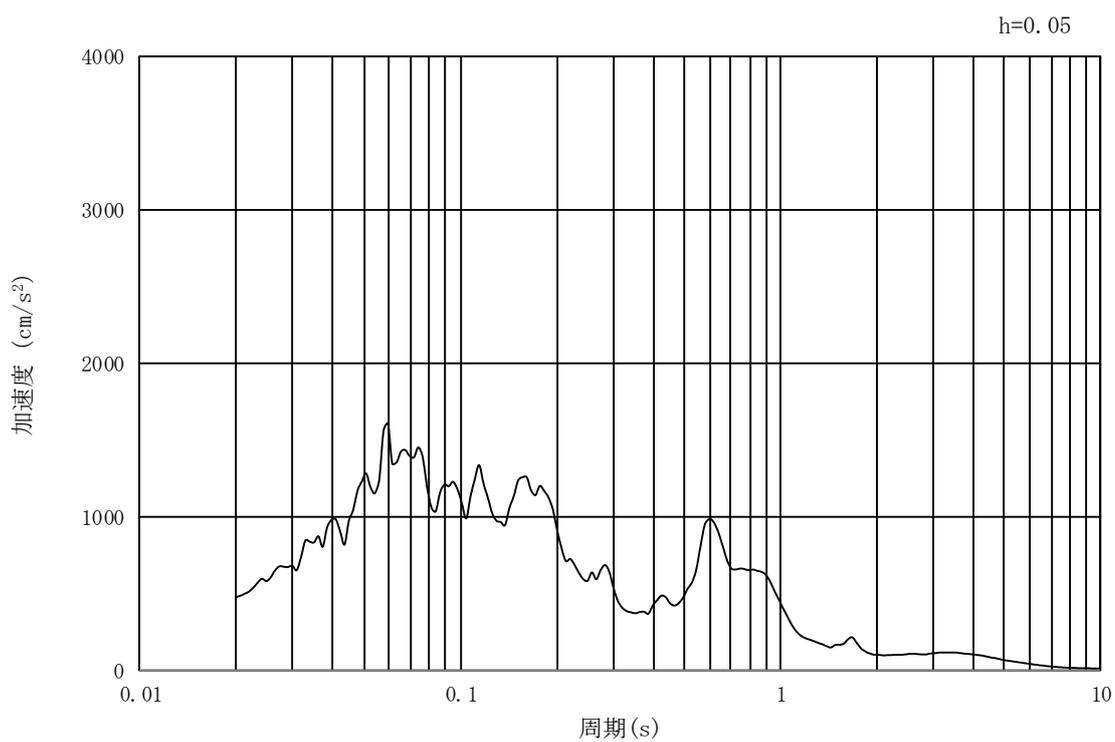


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 1.3$)

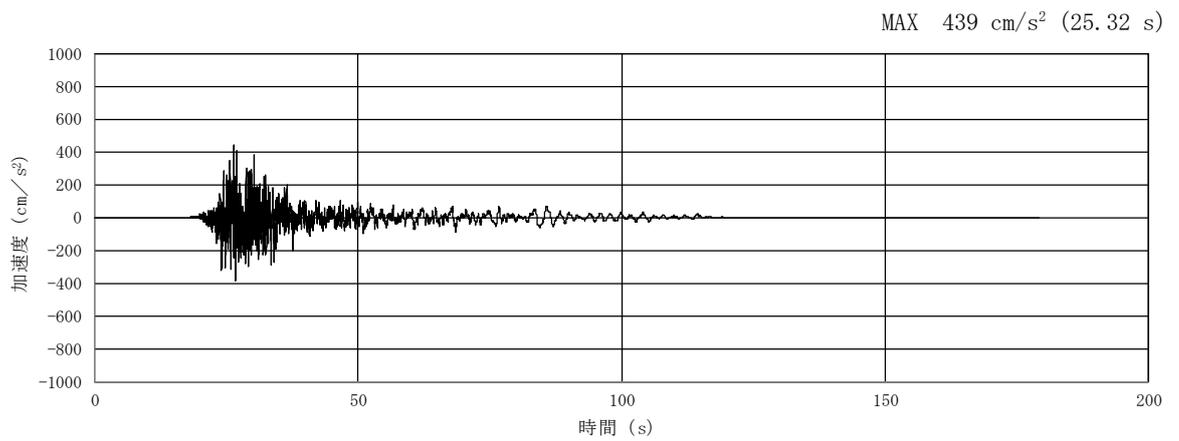


(a) 加速度時刻歴波形

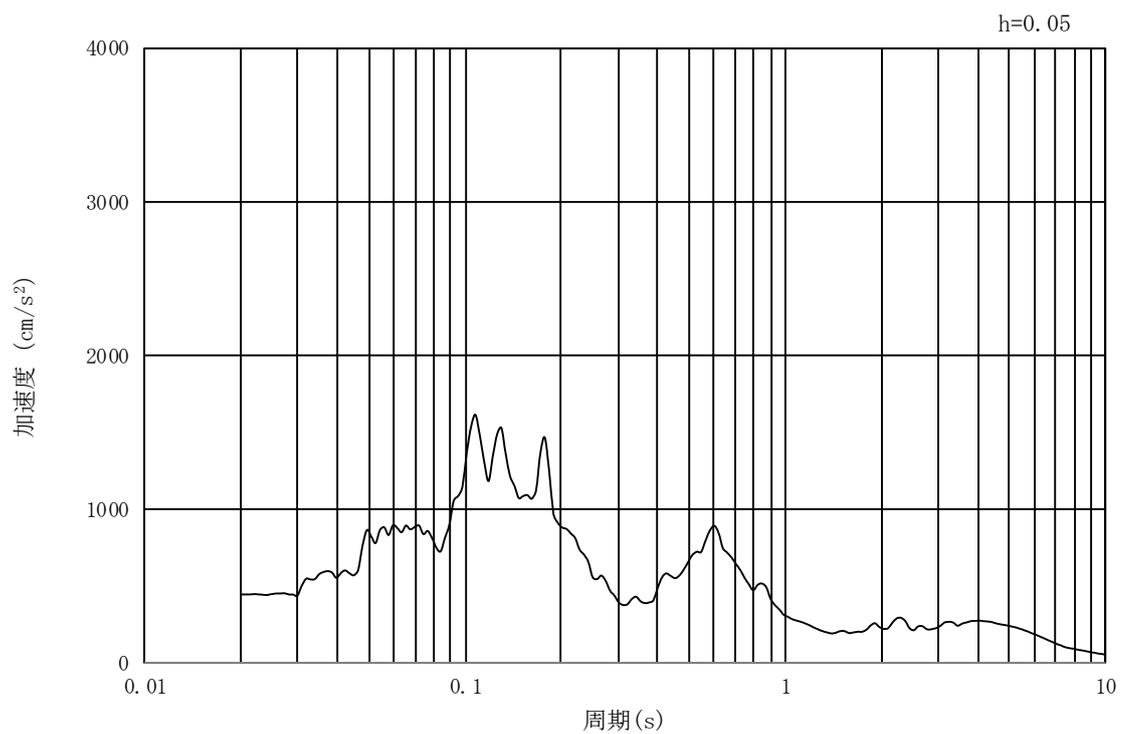


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 鉛直成分: $S_s - 13$)

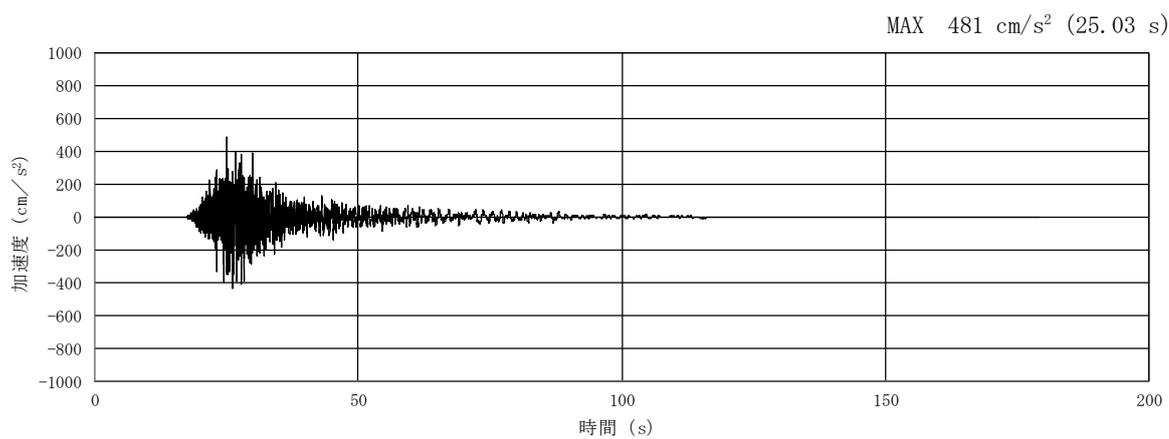


(a) 加速度時刻歴波形

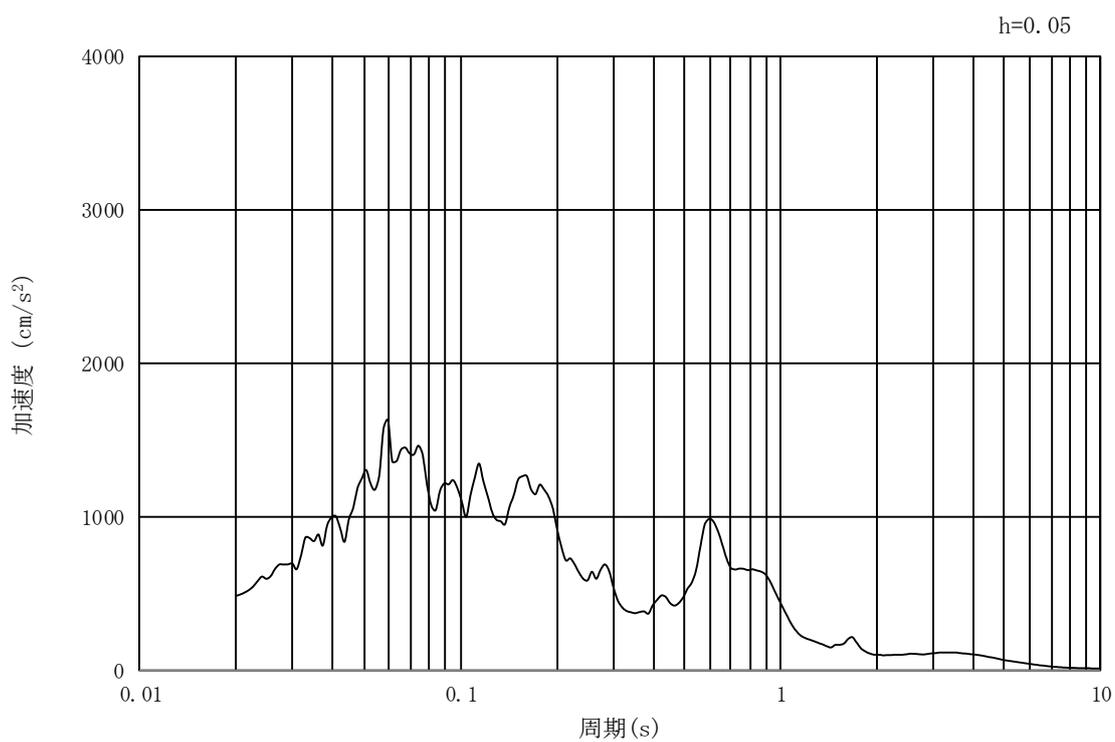


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 1.3$)

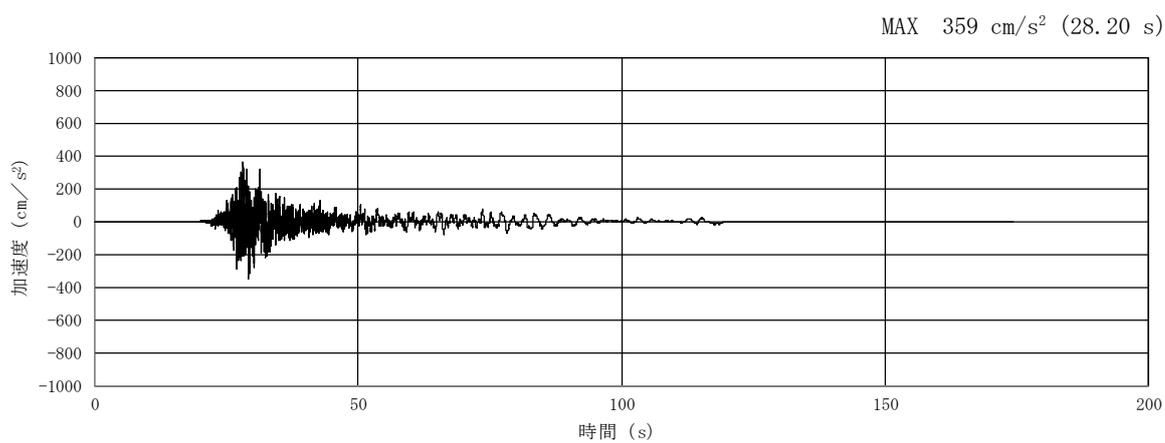


(a) 加速度時刻歴波形

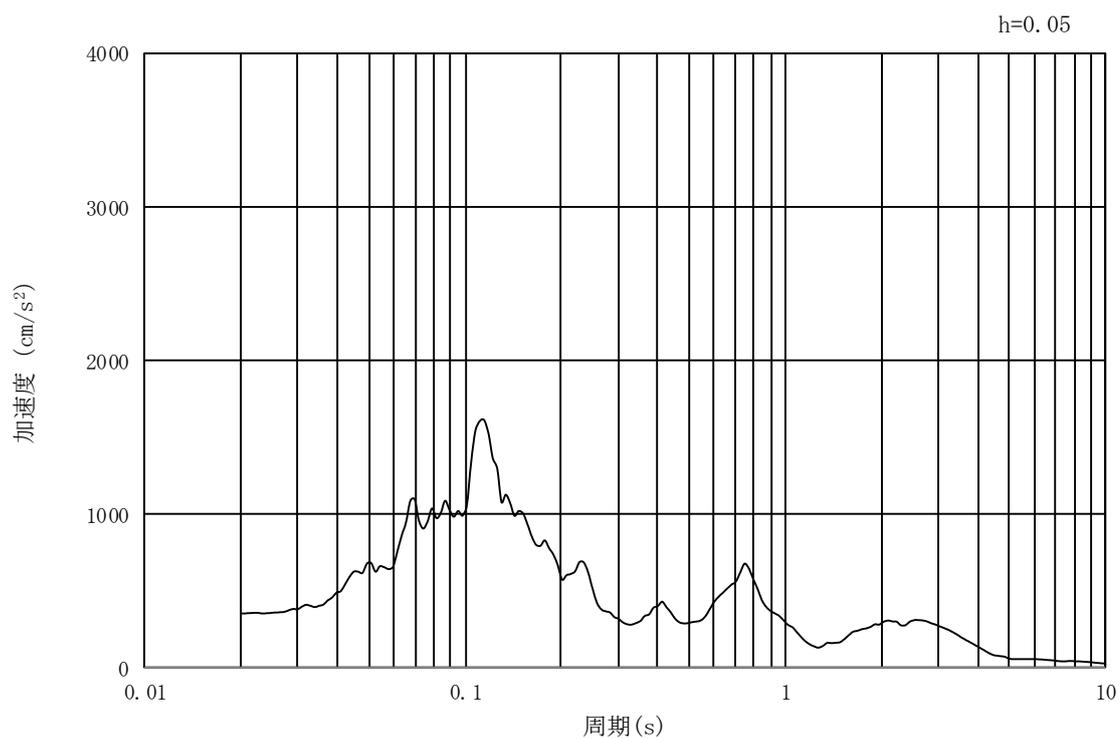


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面, 鉛直成分: $S_s - 1.3$)

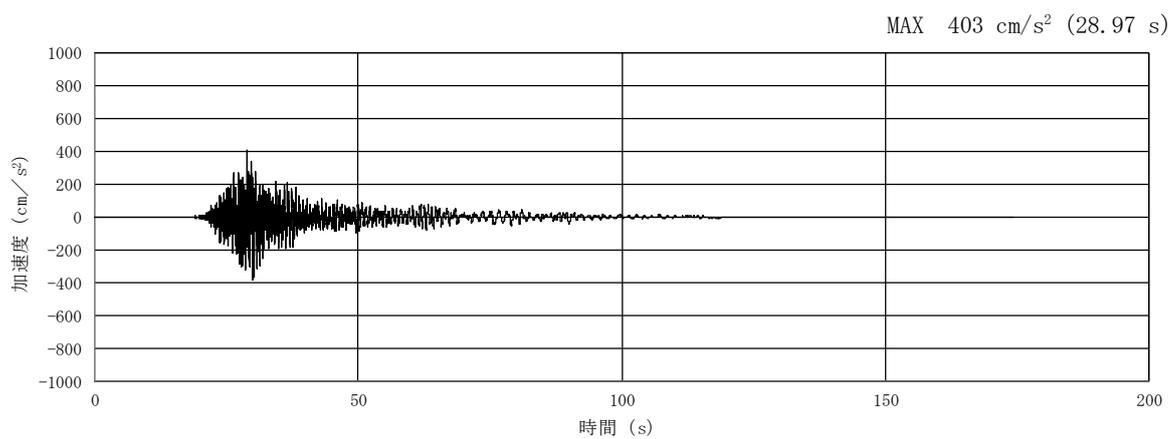


(a) 加速度時刻歴波形

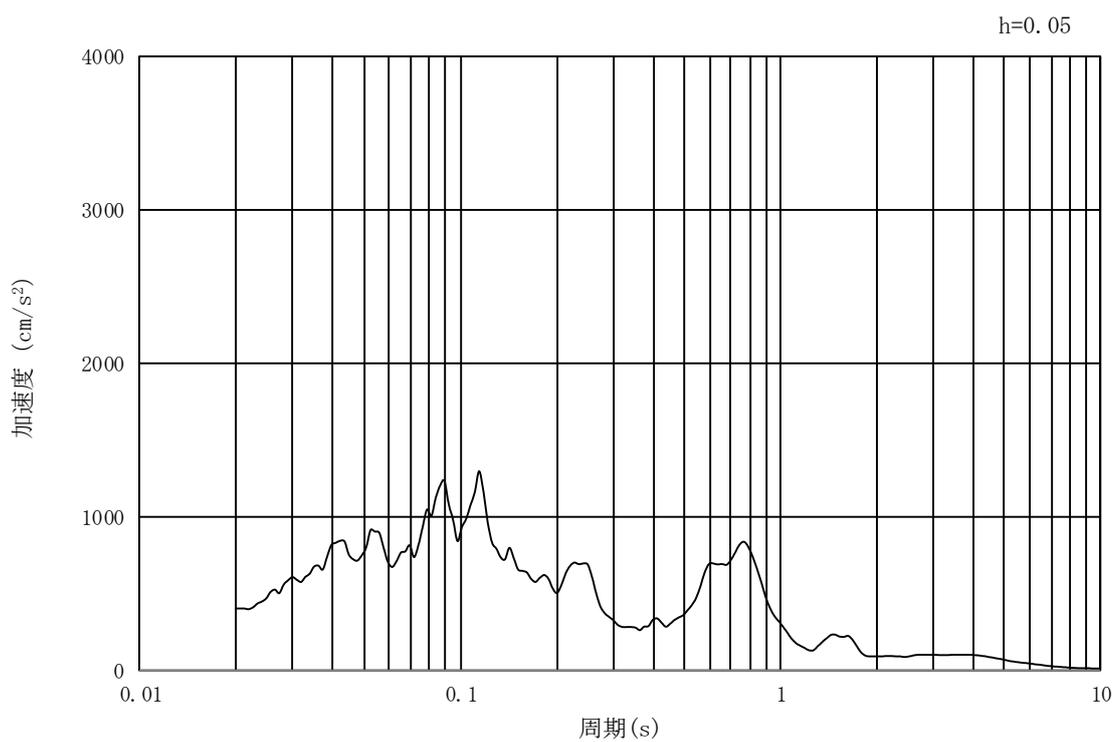


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 1.4$)

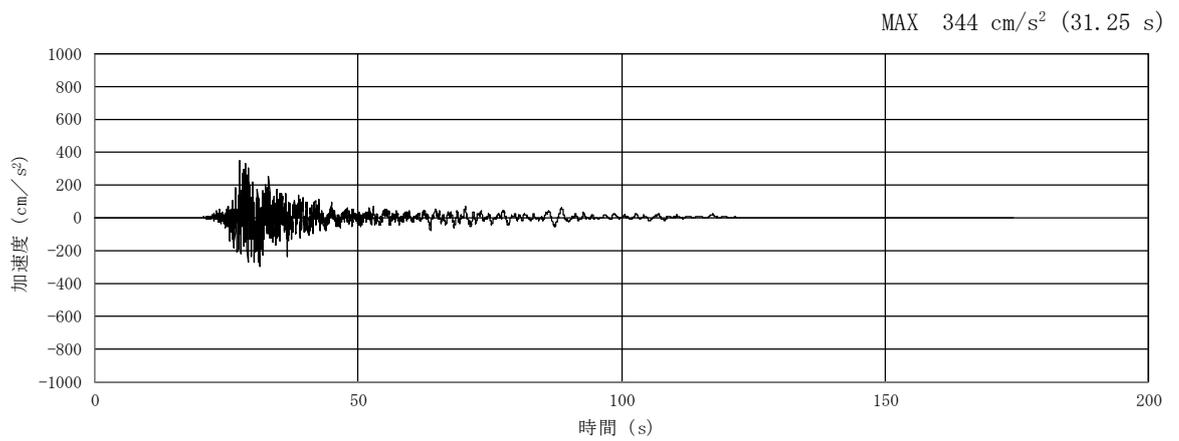


(a) 加速度時刻歴波形

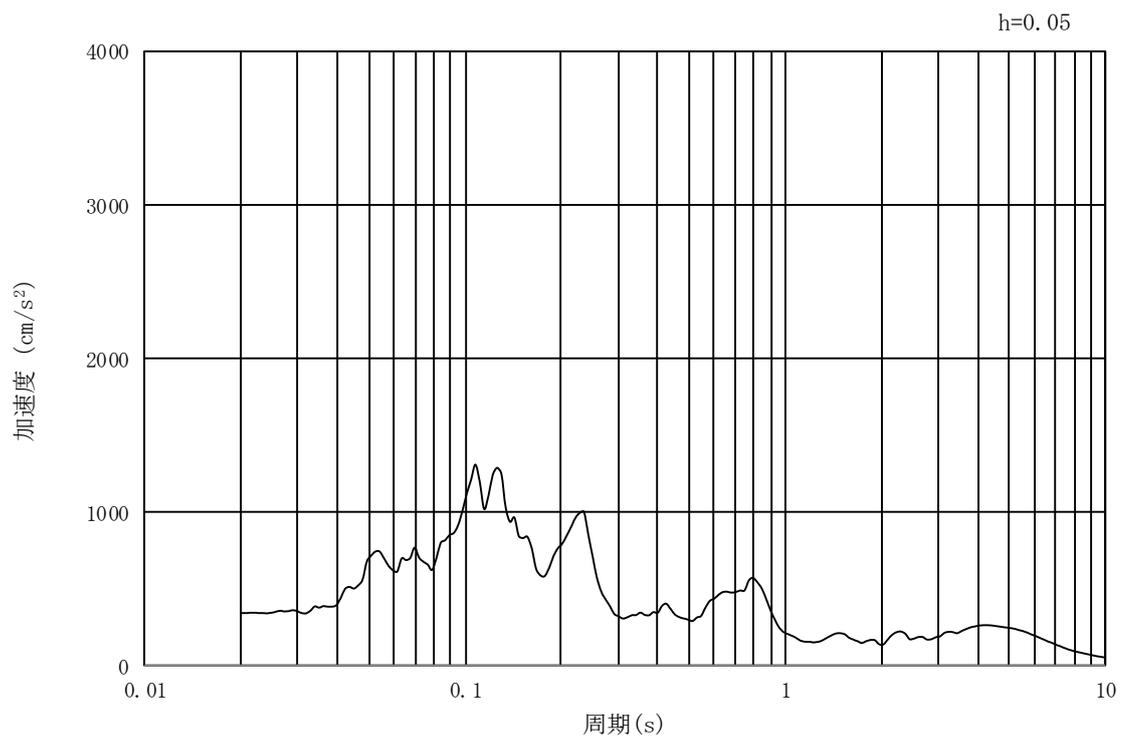


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 鉛直成分: $S_s - 1.4$)

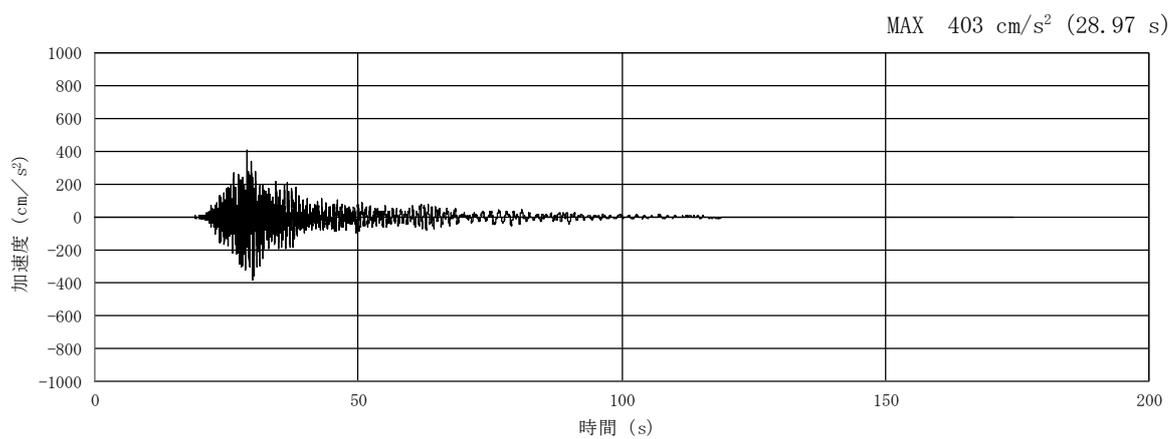


(a) 加速度時刻歴波形

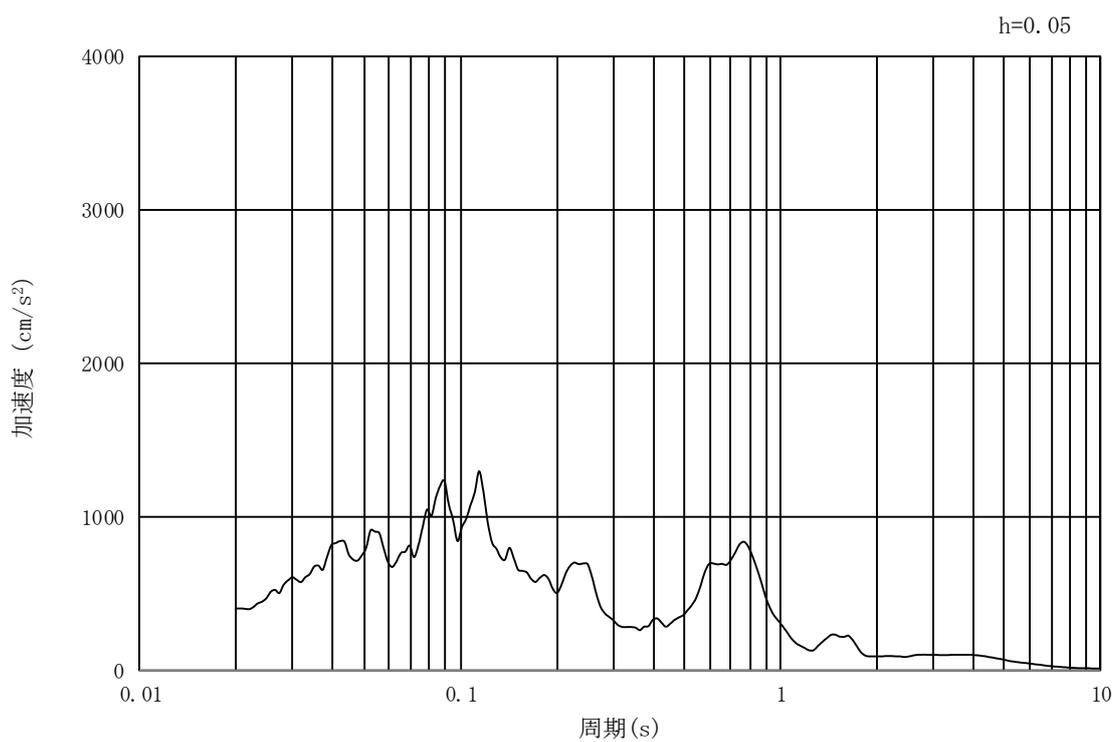


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面, 水平成分: S_s-1 4)

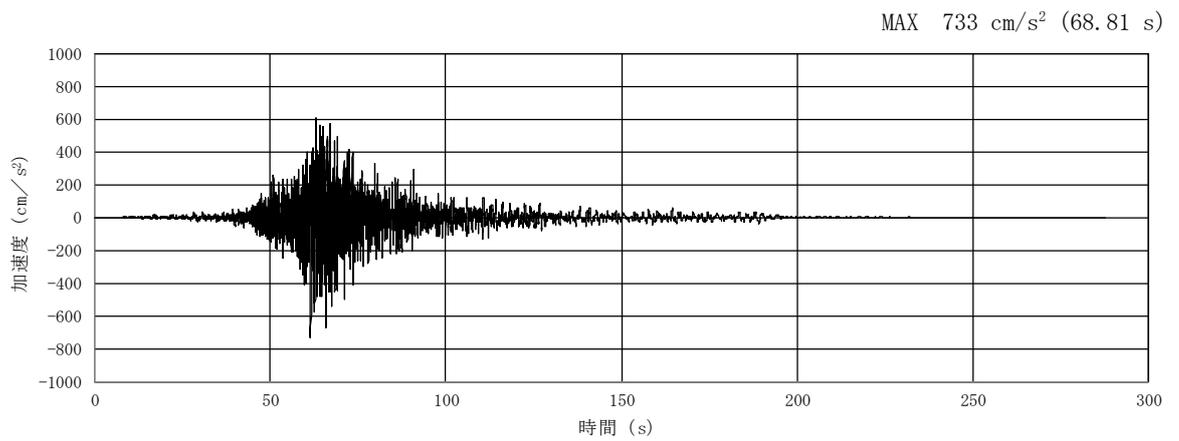


(a) 加速度時刻歴波形

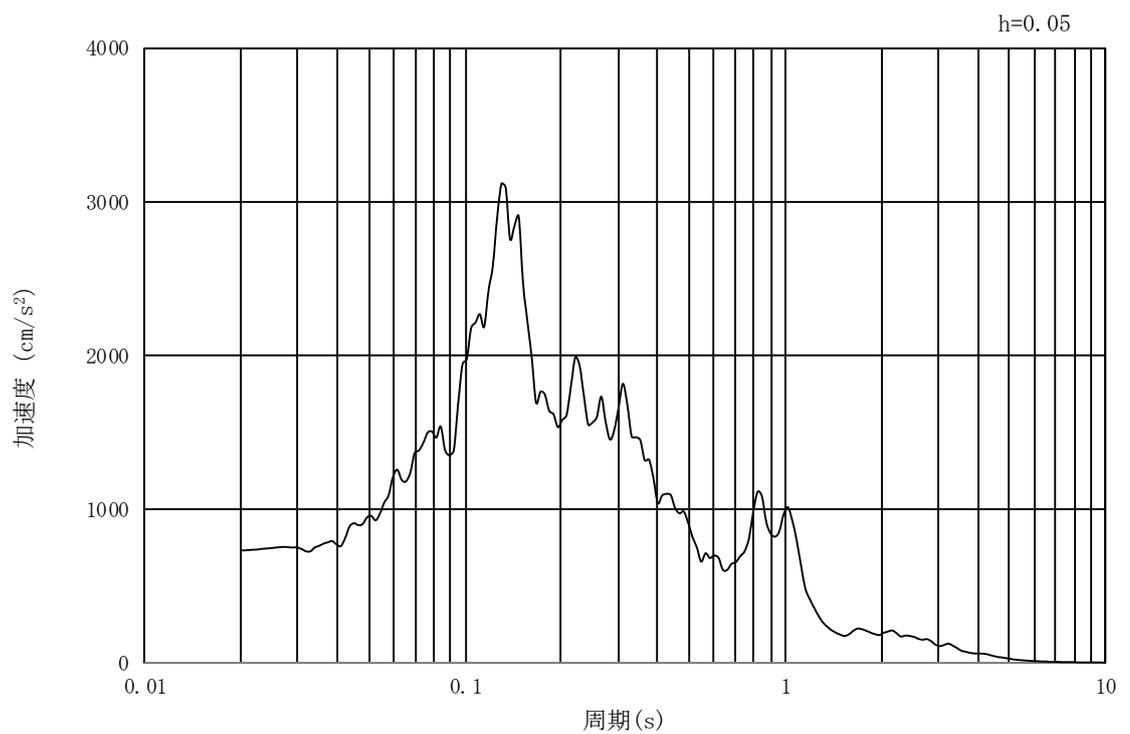


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 1.4$)

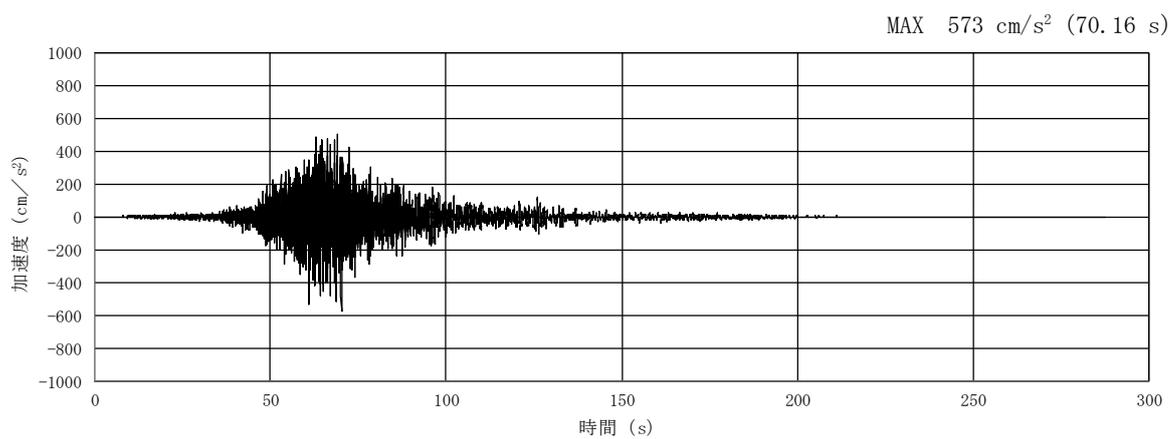


(a) 加速度時刻歴波形

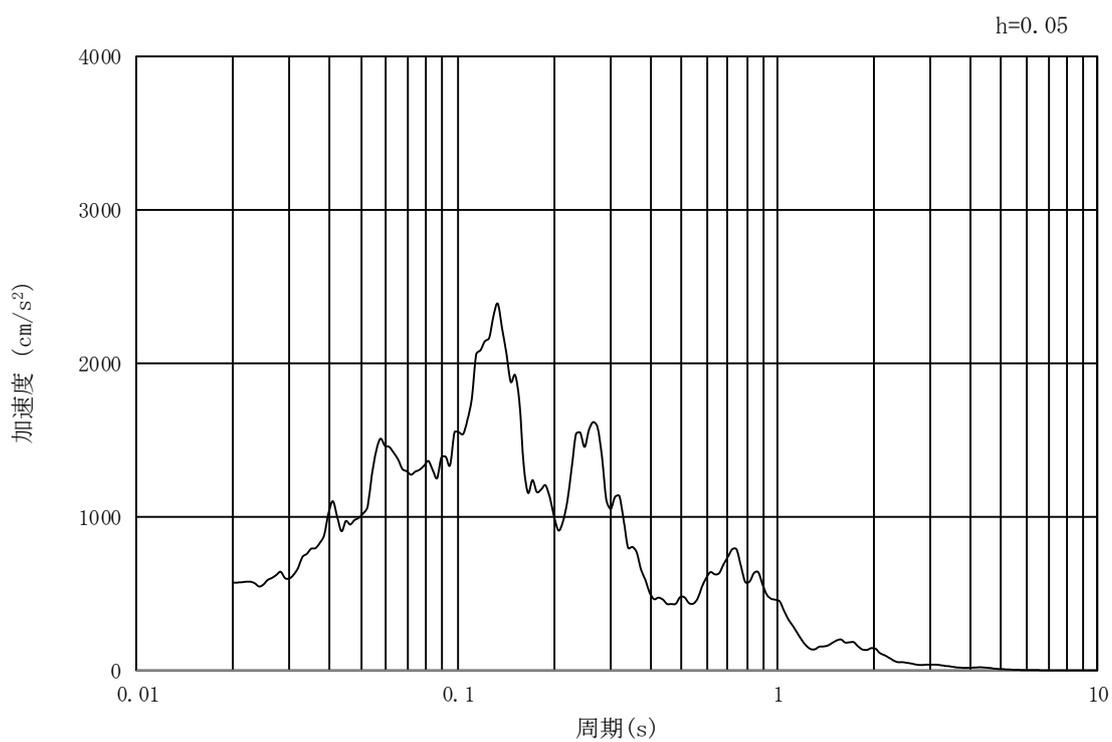


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 水平成分: S_s-2 1)

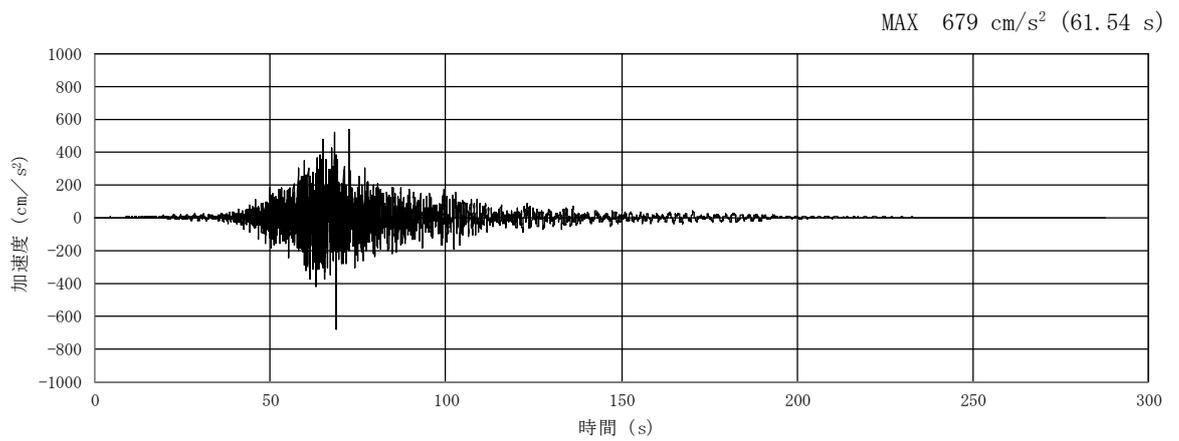


(a) 加速度時刻歴波形

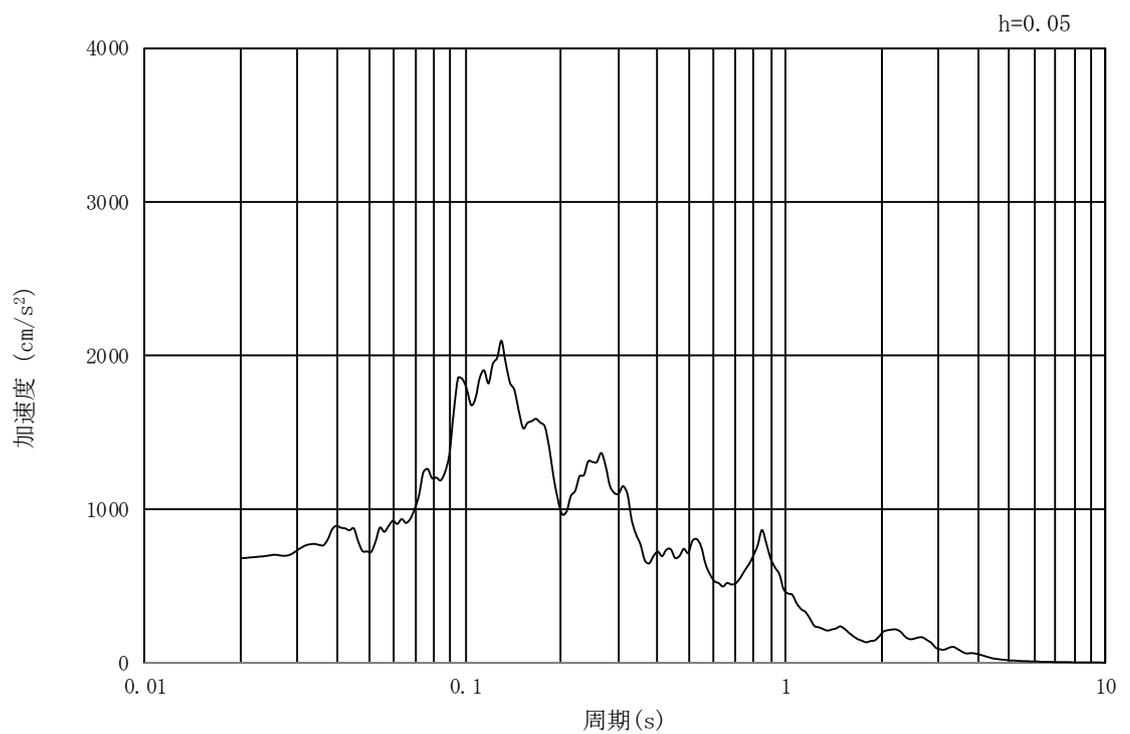


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 鉛直成分: $S_s - 21$)

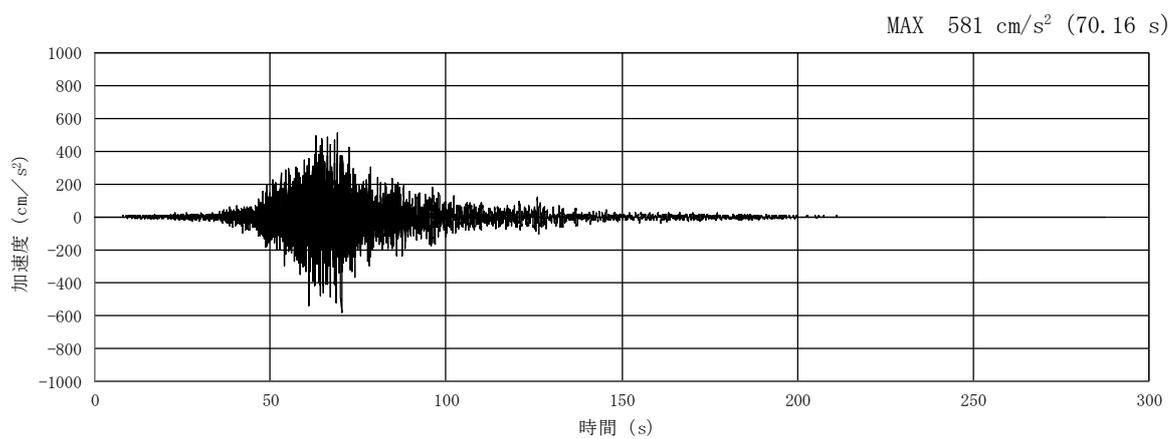


(a) 加速度時刻歴波形

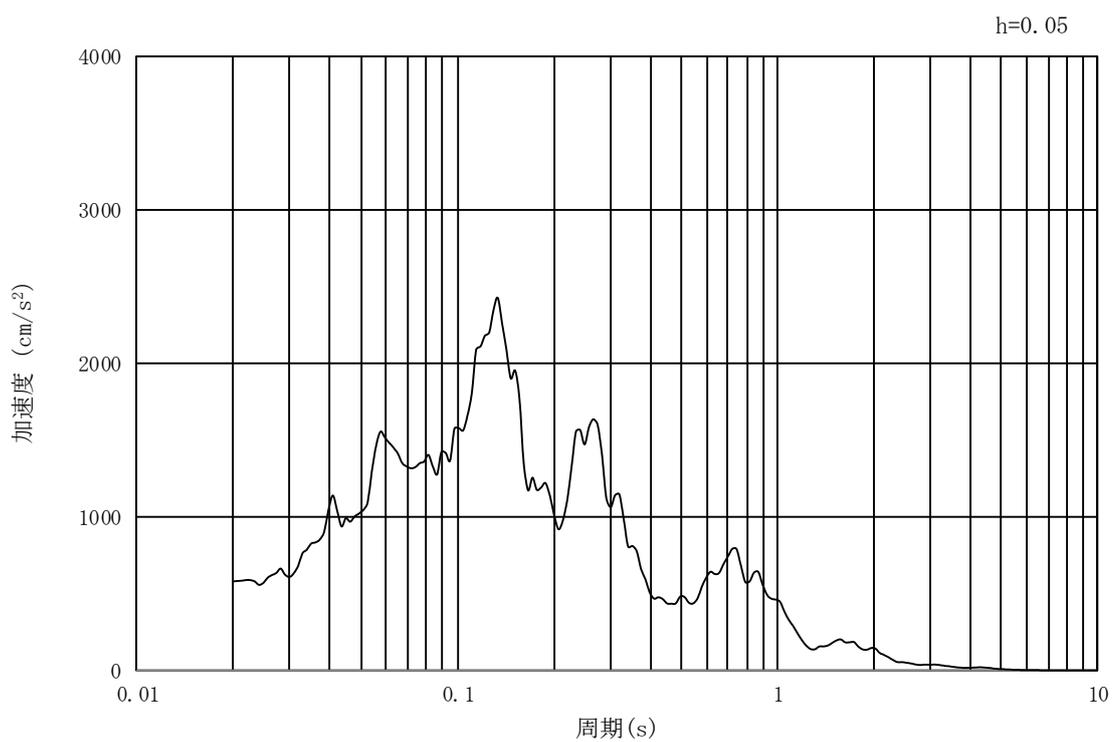


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面, 水平成分: S_s-2 1)

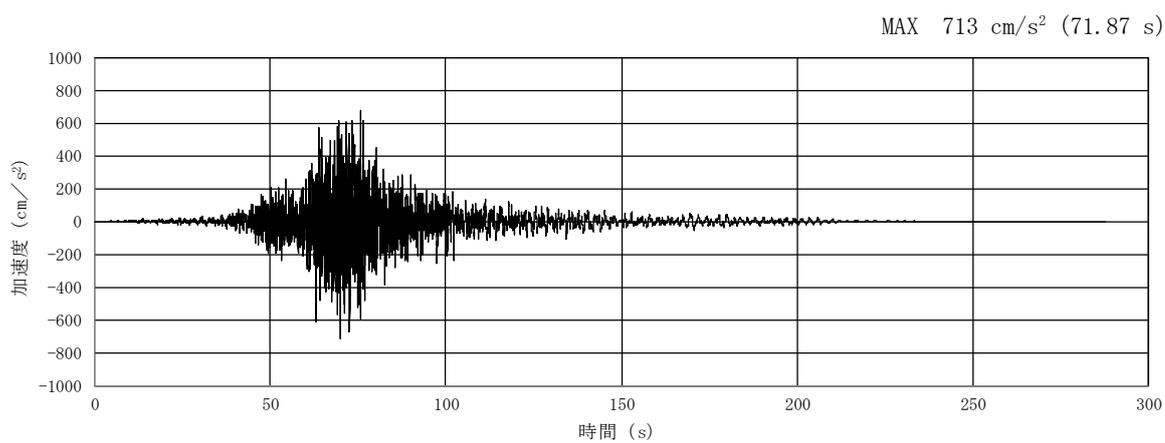


(a) 加速度時刻歴波形

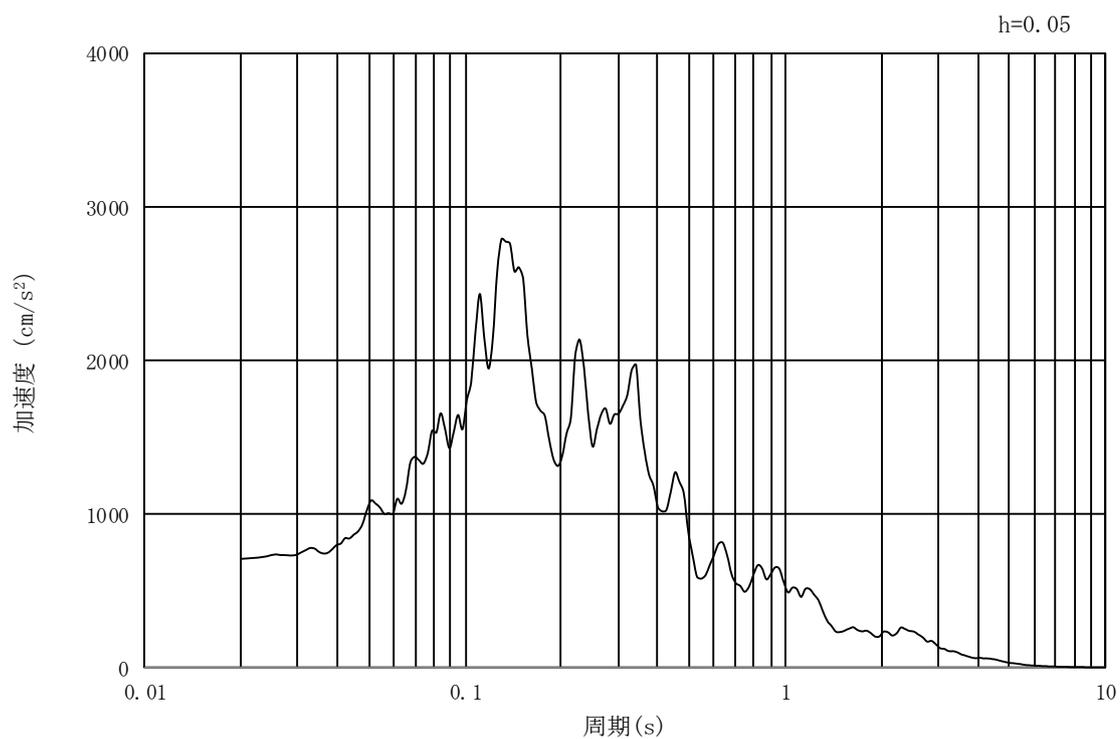


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 21$)

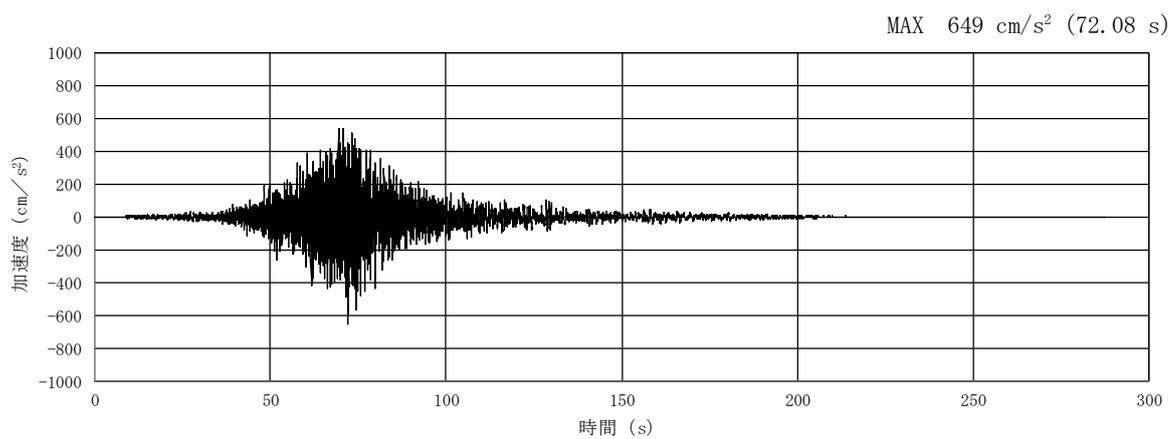


(a) 加速度時刻歴波形

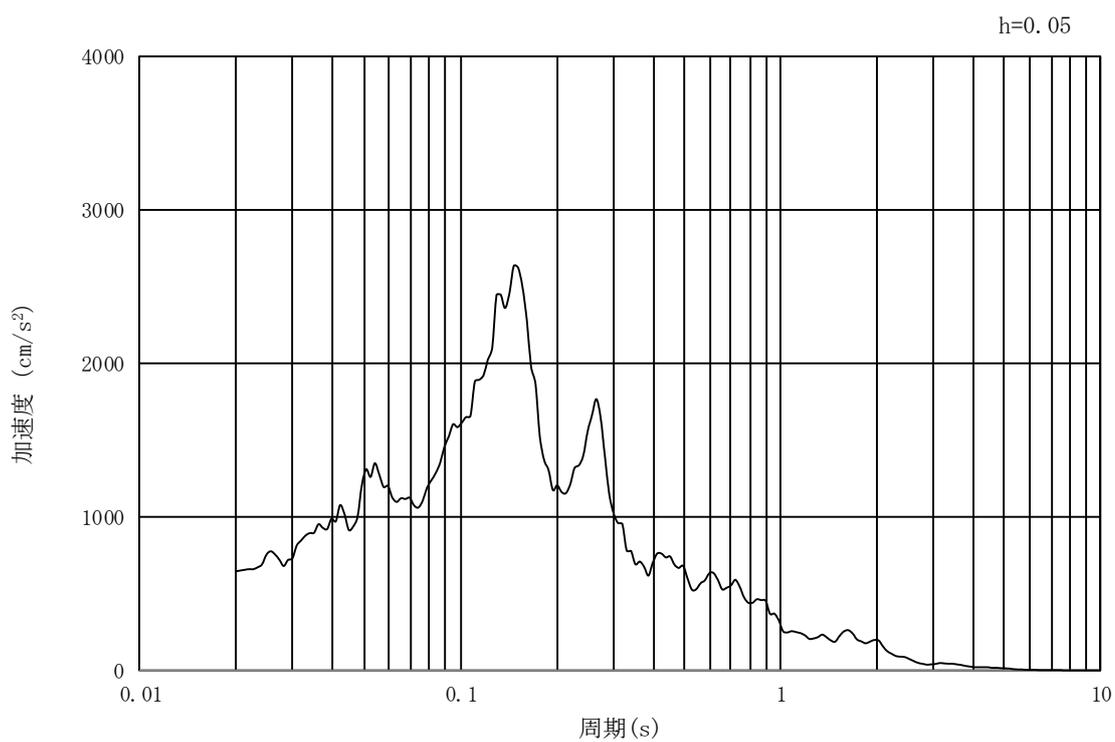


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 水平成分: S_s-22)

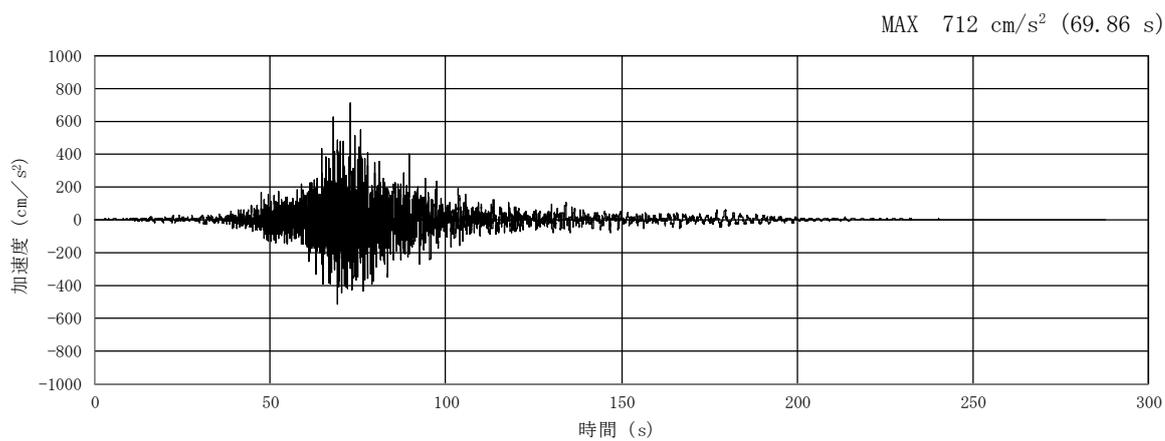


(a) 加速度時刻歴波形

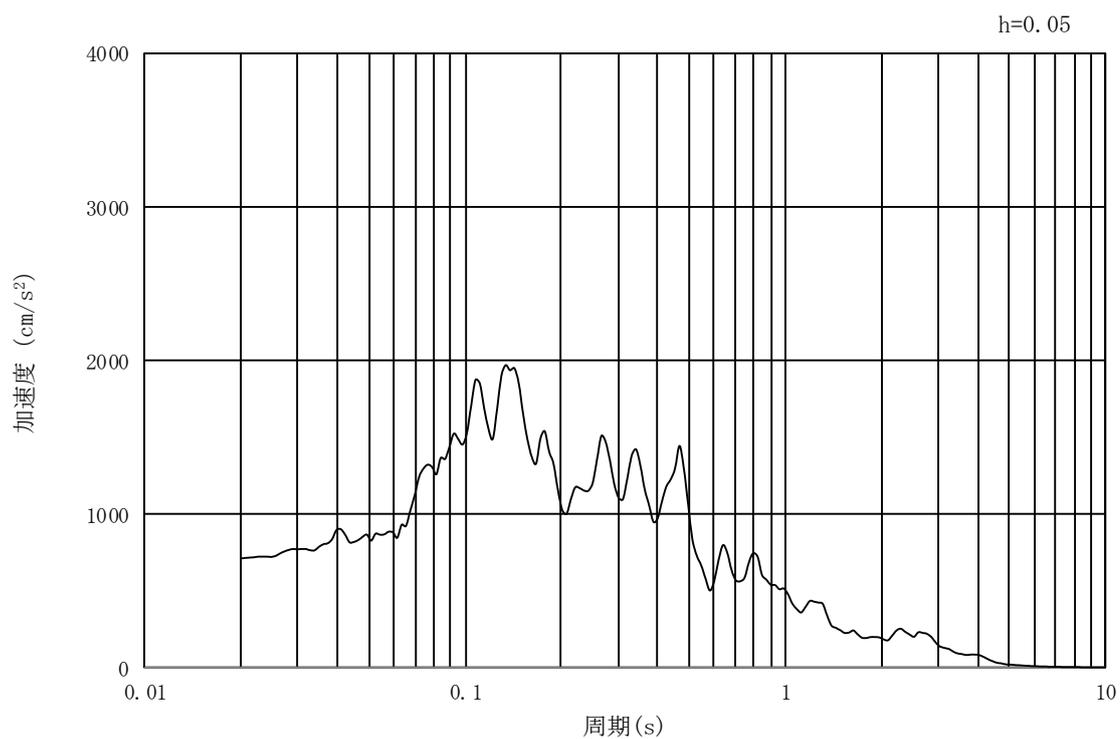


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 鉛直成分: $S_s - 22$)

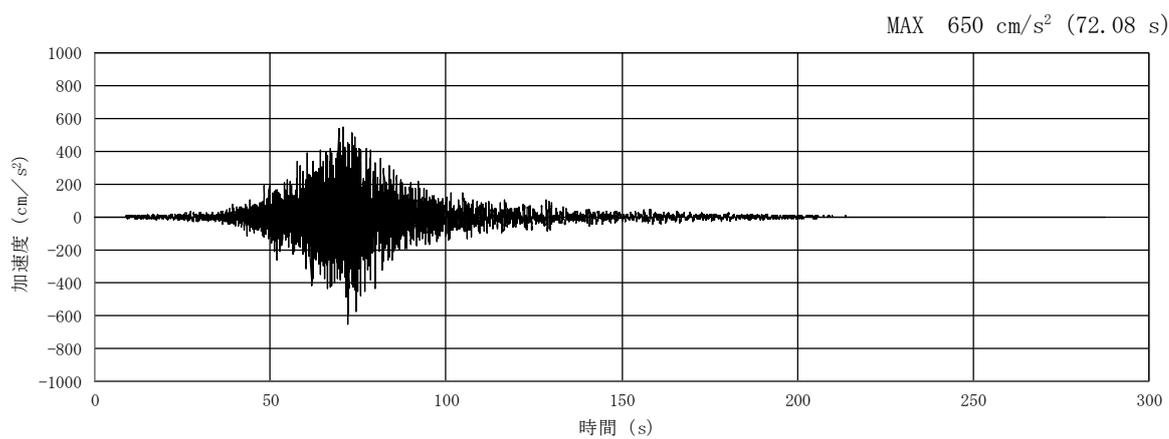


(a) 加速度時刻歴波形

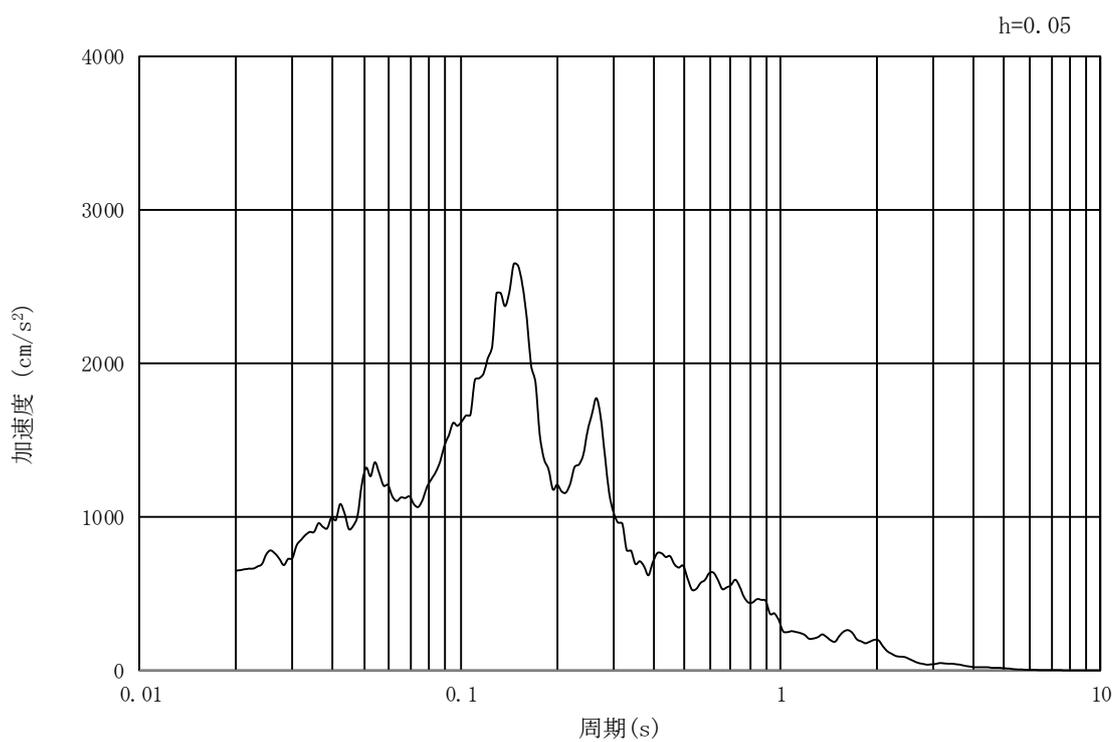


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 2.2$)

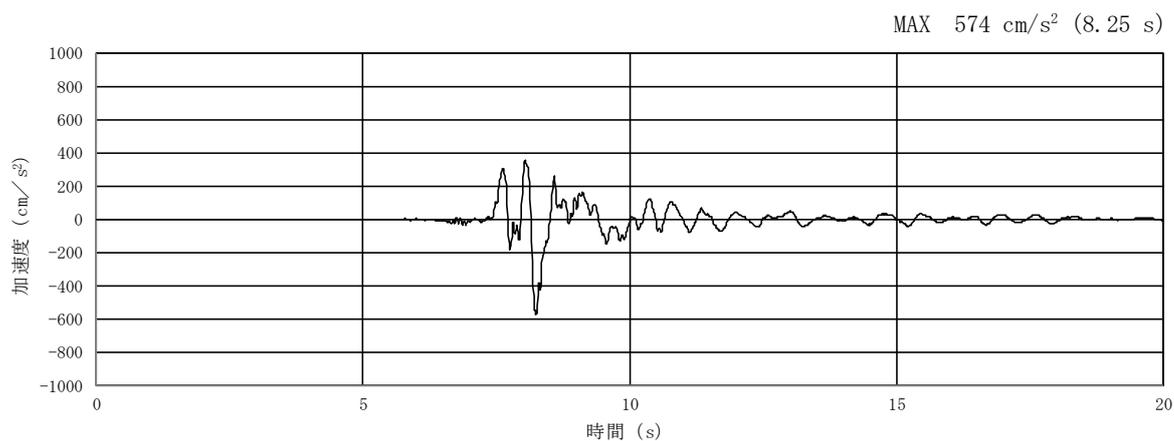


(a) 加速度時刻歴波形

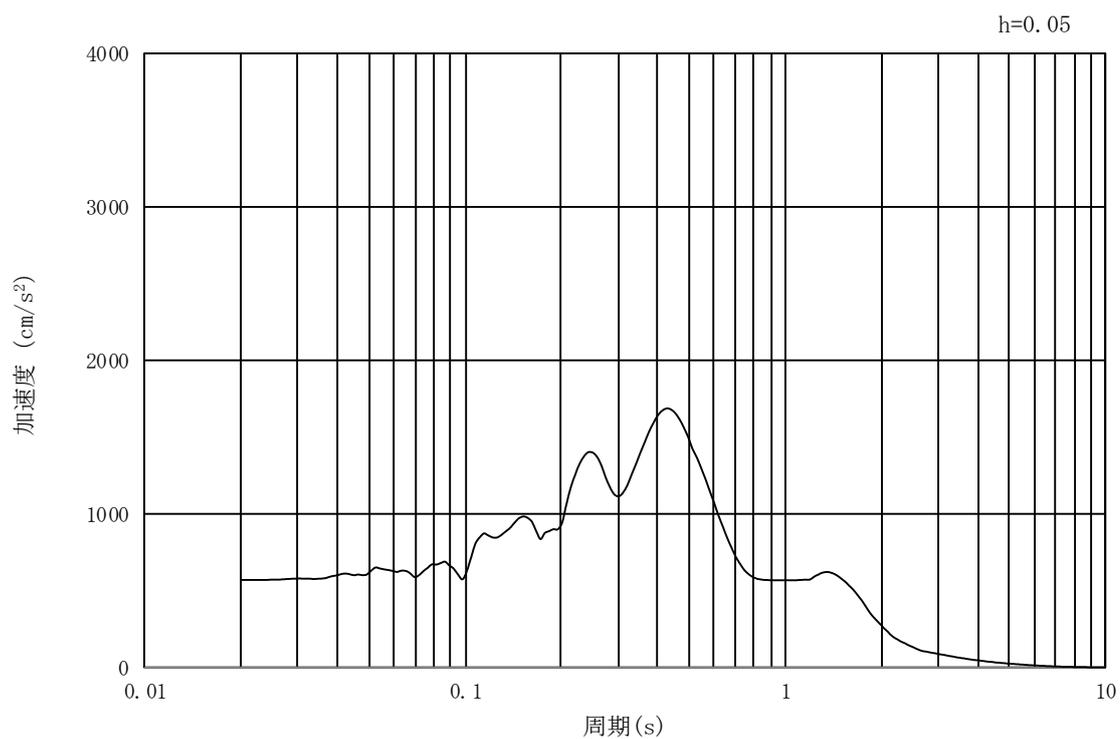


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面，鉛直成分： $S_s - 22$)

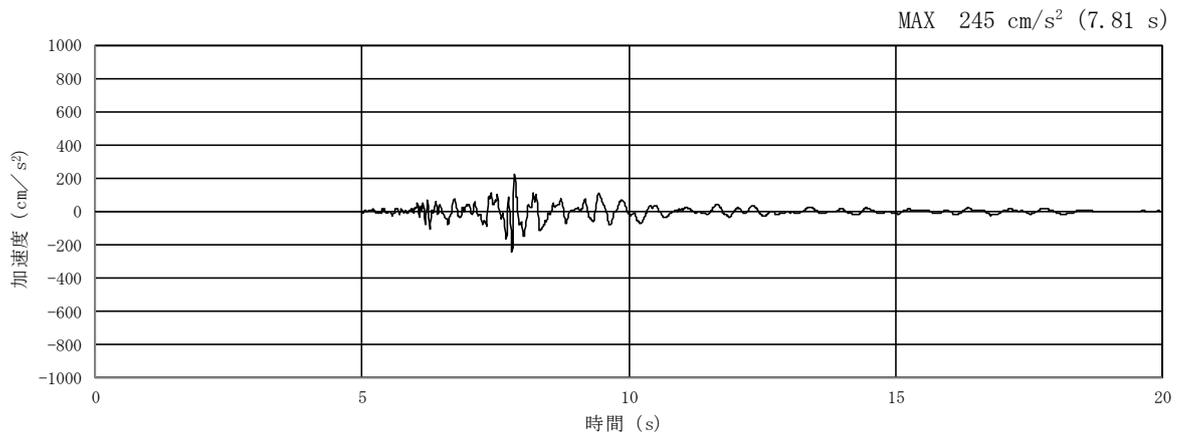


(a) 加速度時刻歴波形

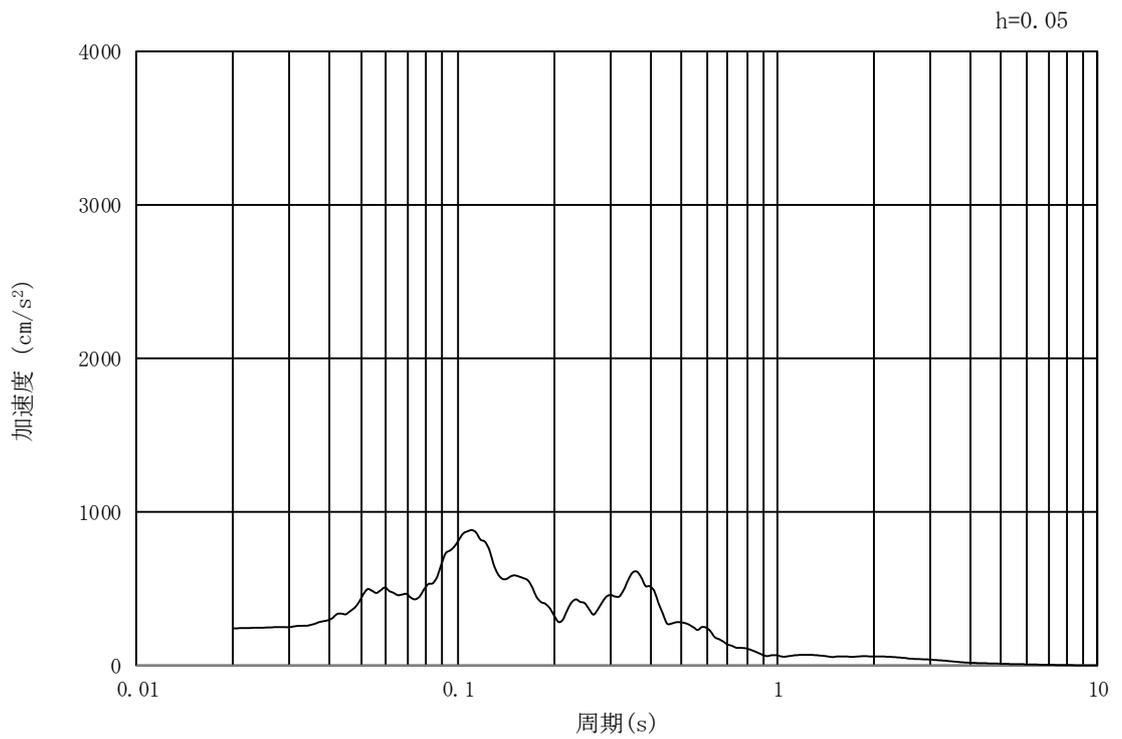


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線・汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-33 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線・汀線直交方向断面, 鉛直成分: $S_s - 31$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 2次元有効応力解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987を参考に、図3-34に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の5倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の2倍以上確保する。なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

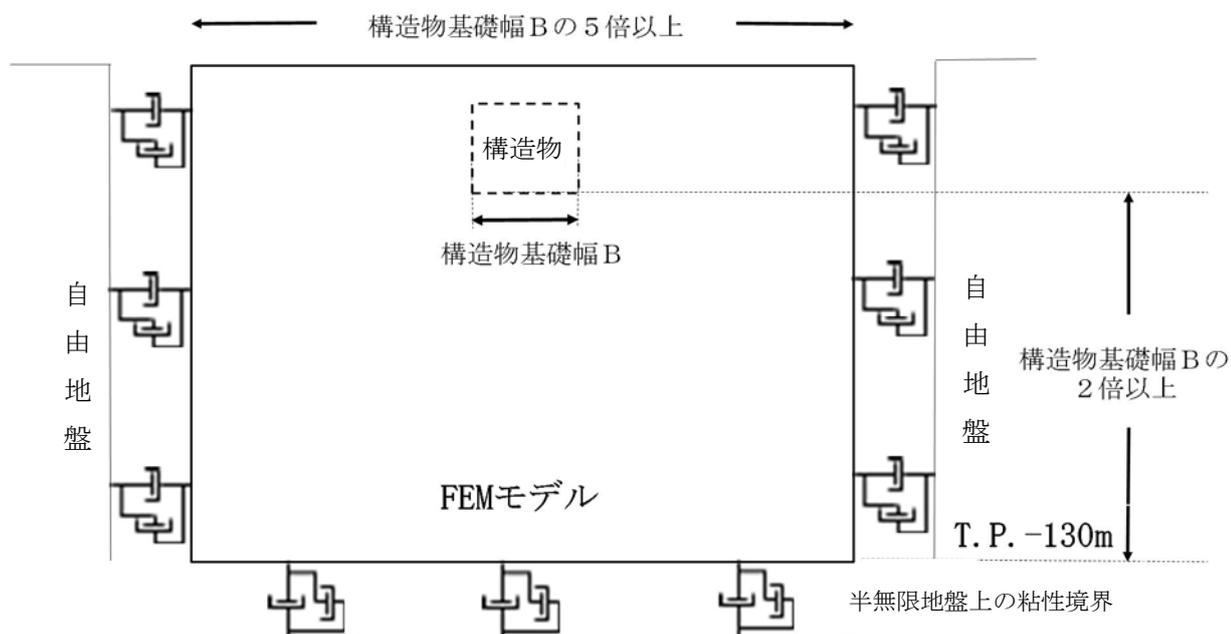


図3-34 解析領域の考え方

(2) 解析モデル

鋼製防護壁の2次元有効応力解析モデルを図3-36に示す。

この図で示される2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺の地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を持つ1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ構造で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-35に示す。

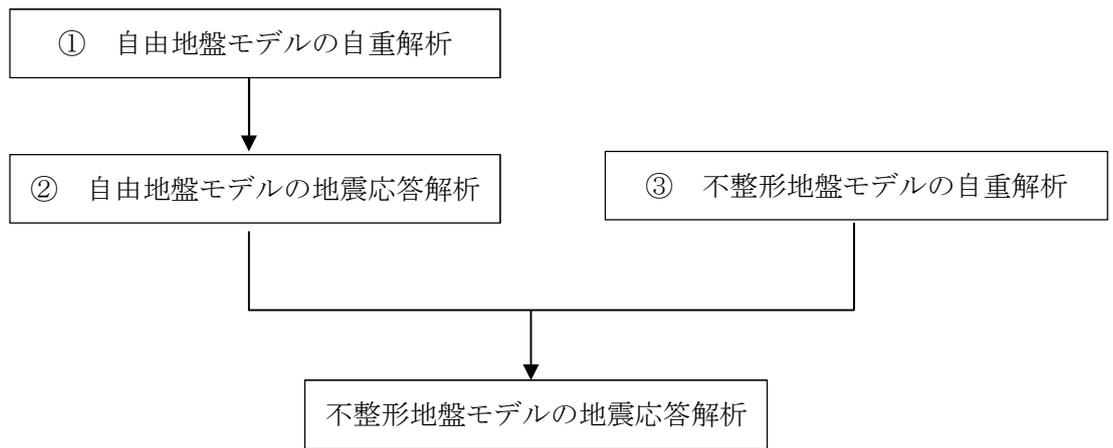


図 3-35 自由地盤の自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

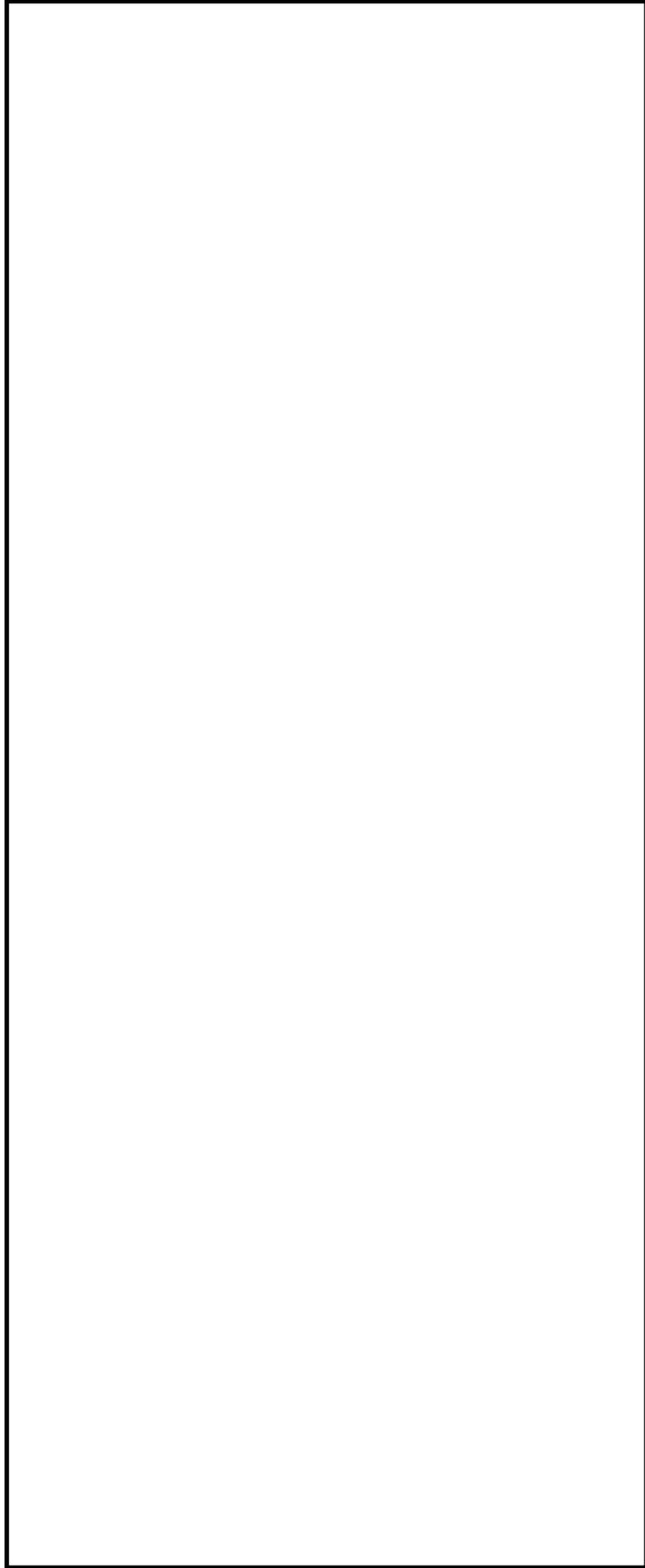


図 3-36 (1) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (①-①断面)

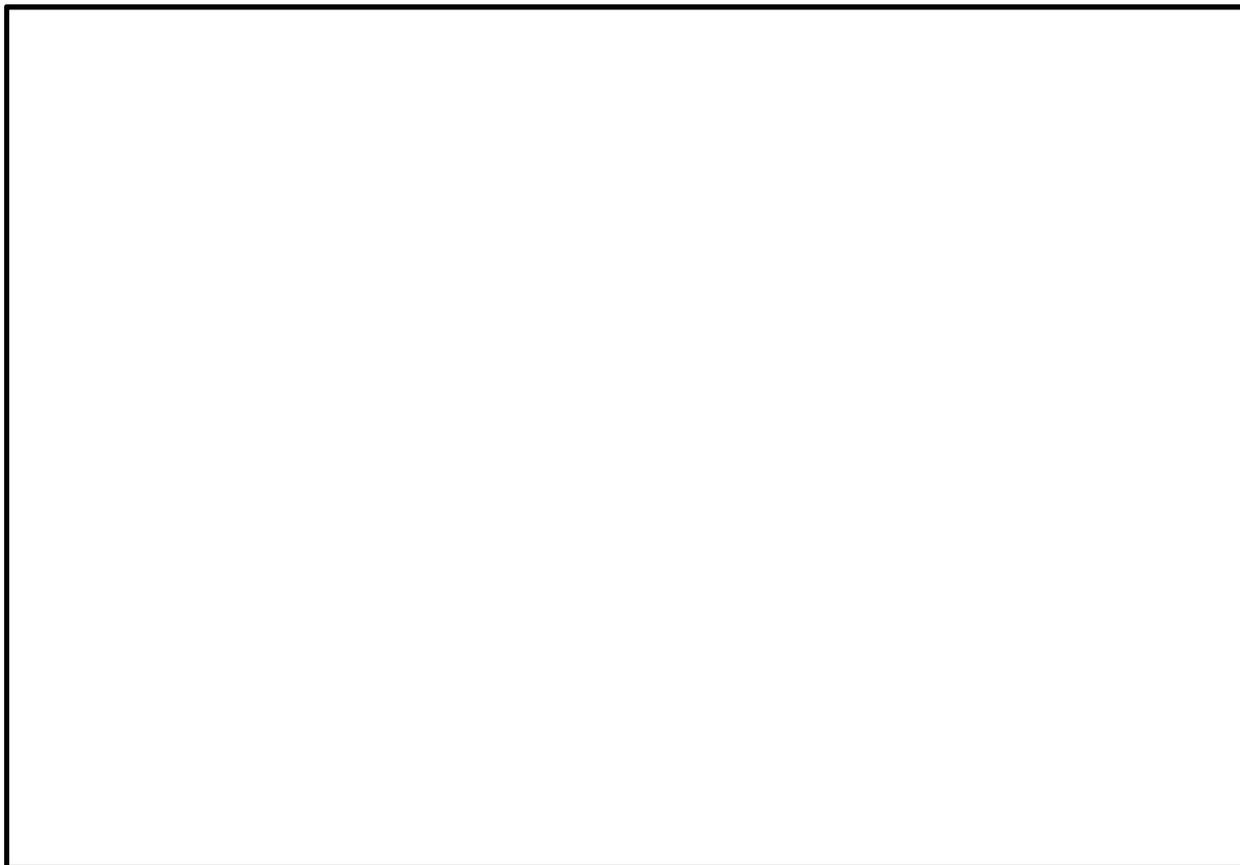


図 3-36 (2) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (①-①断面)

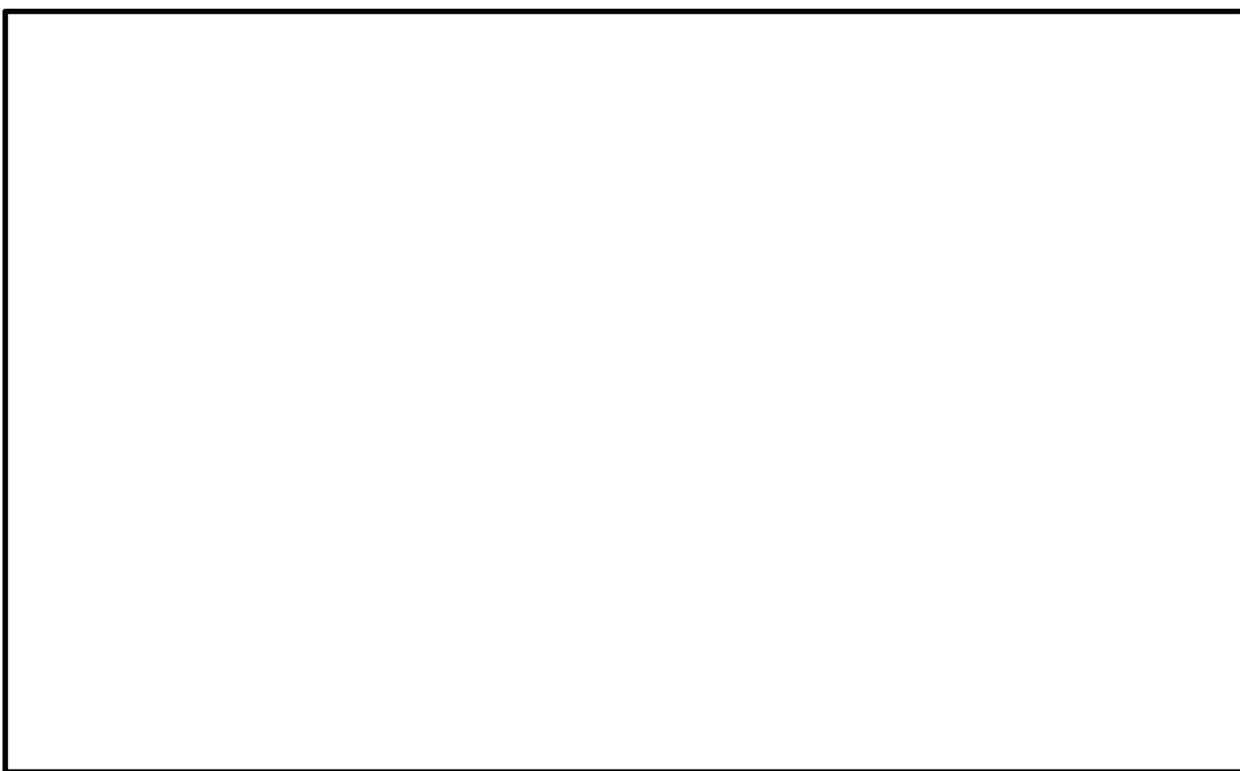


図 3-36 (3) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル全体図 (②-②断面)

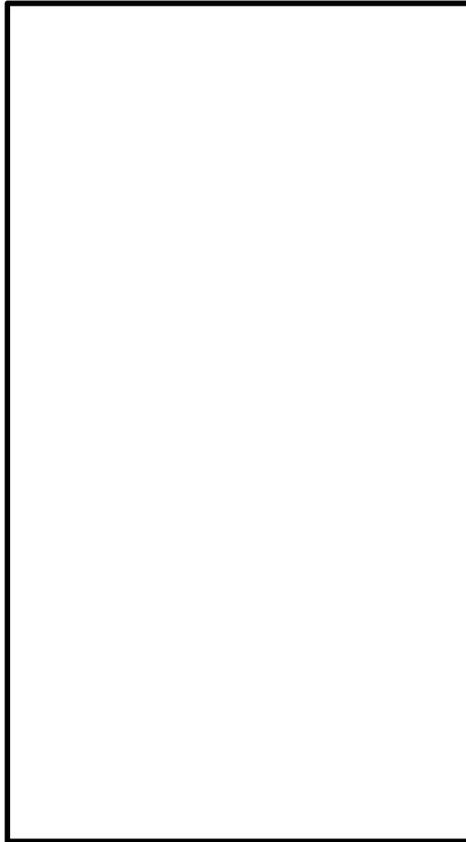


図 3-36 (4) 鋼製防護壁の 2次元有効応力解析モデル拡大図 (②-②断面)

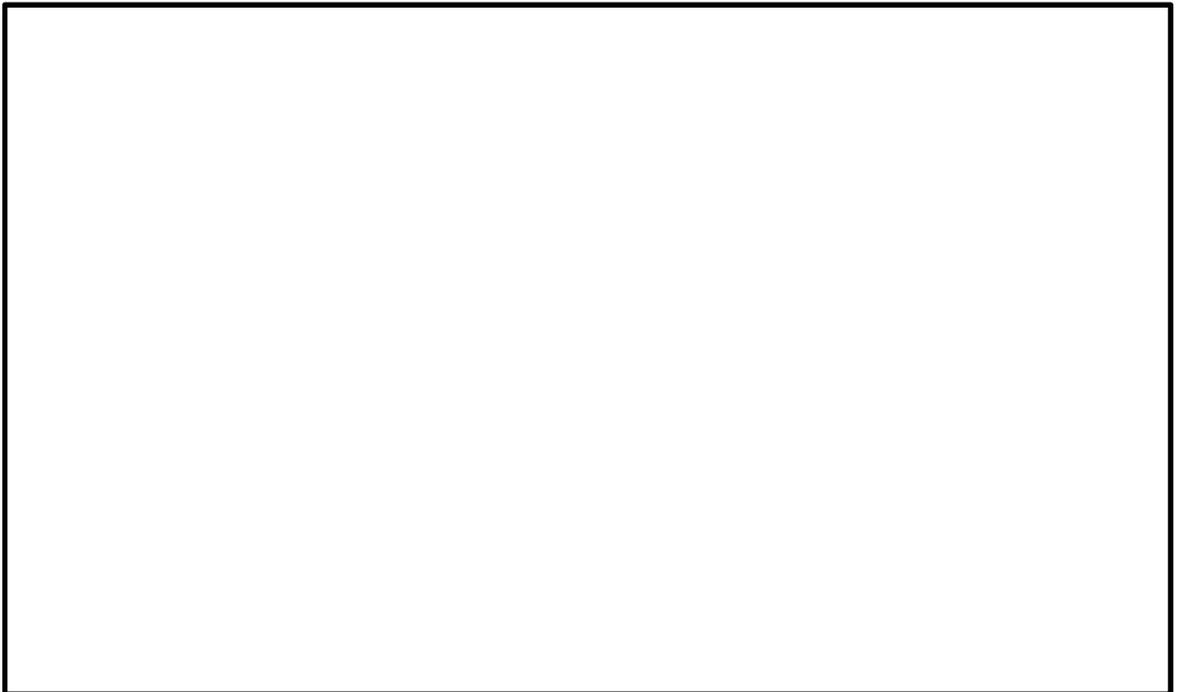


図 3-36 (5) 鋼製防護壁の 2次元有効応力解析モデル全体図 (③-③断面)

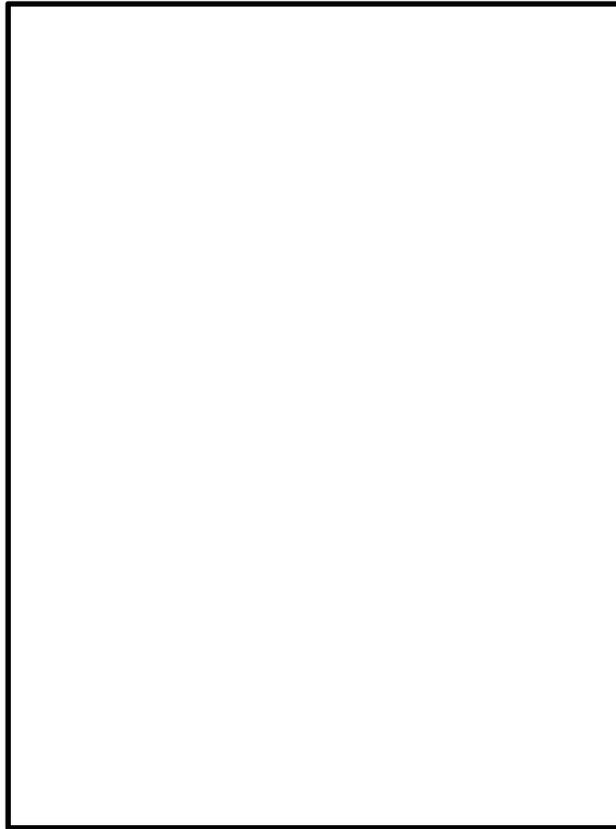


図 3-36 (6) 鋼製防護壁の 2 次元有効応力解析モデル拡大図 (③-③断面)

(3) 構造物のモデル化

構造部材は、線形はり要素でモデル化する。

構造物のモデル化の概念図を図 3-37 に示す。

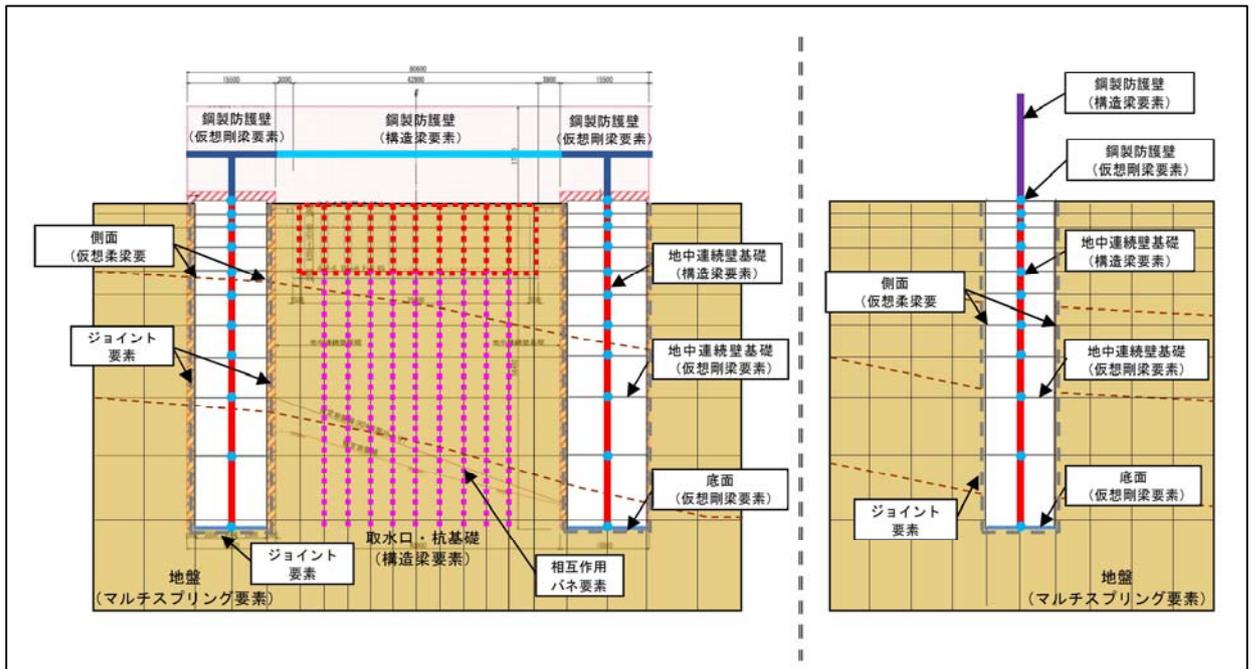


図 3-37 鋼製防護壁の構造物モデル概念図

(4) 地盤のモデル化

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

(5) ジョイント要素の設定

一般に、地盤と構造体の境界面の法線方向に対して強震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の境界面のせん断方向に対して強震時のせん断荷重を与え、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。さらに、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。

有効応力解析では、強震時の地盤と構造体の境界面におけるこれらの力学特性の特徴を適切に構成則としてモデル化するため、地盤と構造物の境界面にジョイント要素を設けることにより、強震時の地盤と構造体の境界面における剥離及びすべりを考慮する。

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

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c、 ϕ は周辺地盤の c、 ϕ とする。(表 3-2 参照)

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

ここで、

τ_f : せん断強度 (N/mm²)

c : 粘着力 (N/mm²)

ϕ : 内部摩擦角 (°)

表 3-2 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

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

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

定する。図 3-38 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

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

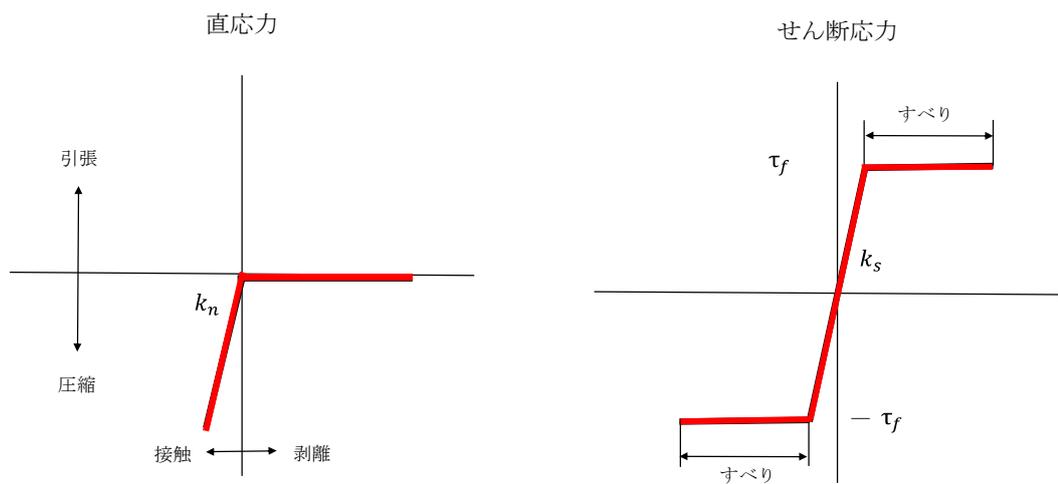
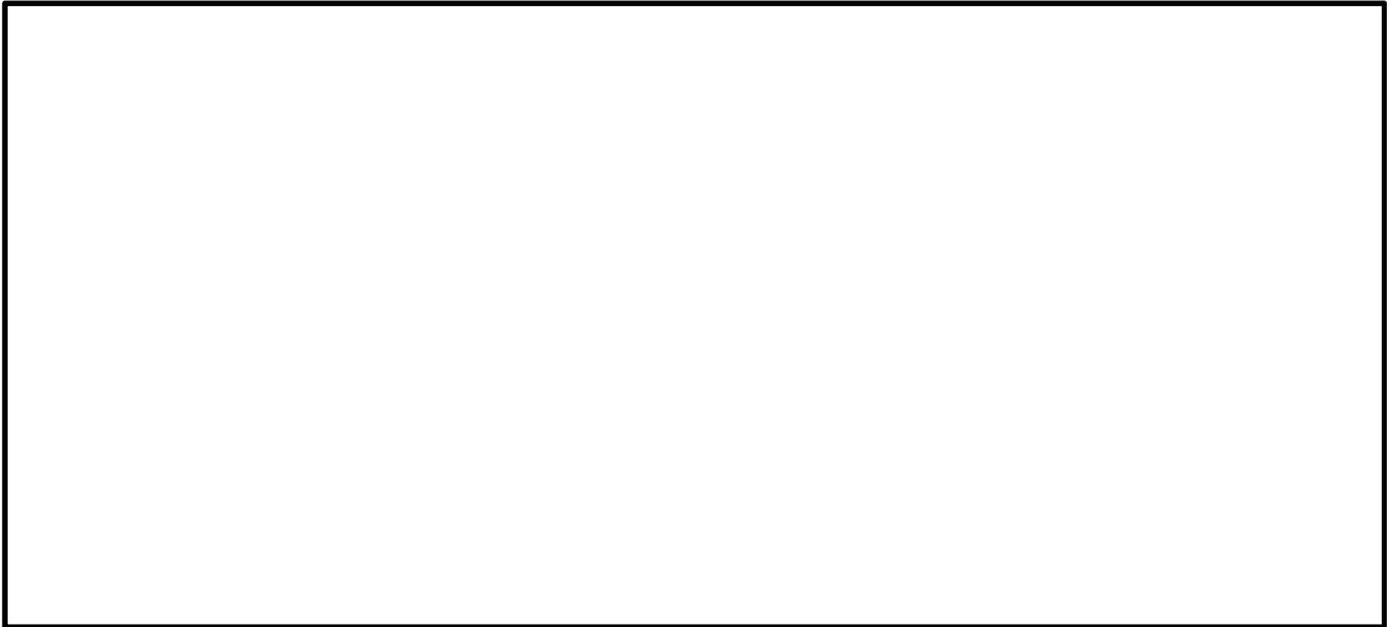


図 3-38 ジョイント要素の考え方

(6) 減衰定数

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

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

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

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

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

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

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

図3-39にRayleigh減衰の設定フローを、表3-4に固有値解析結果を示す。

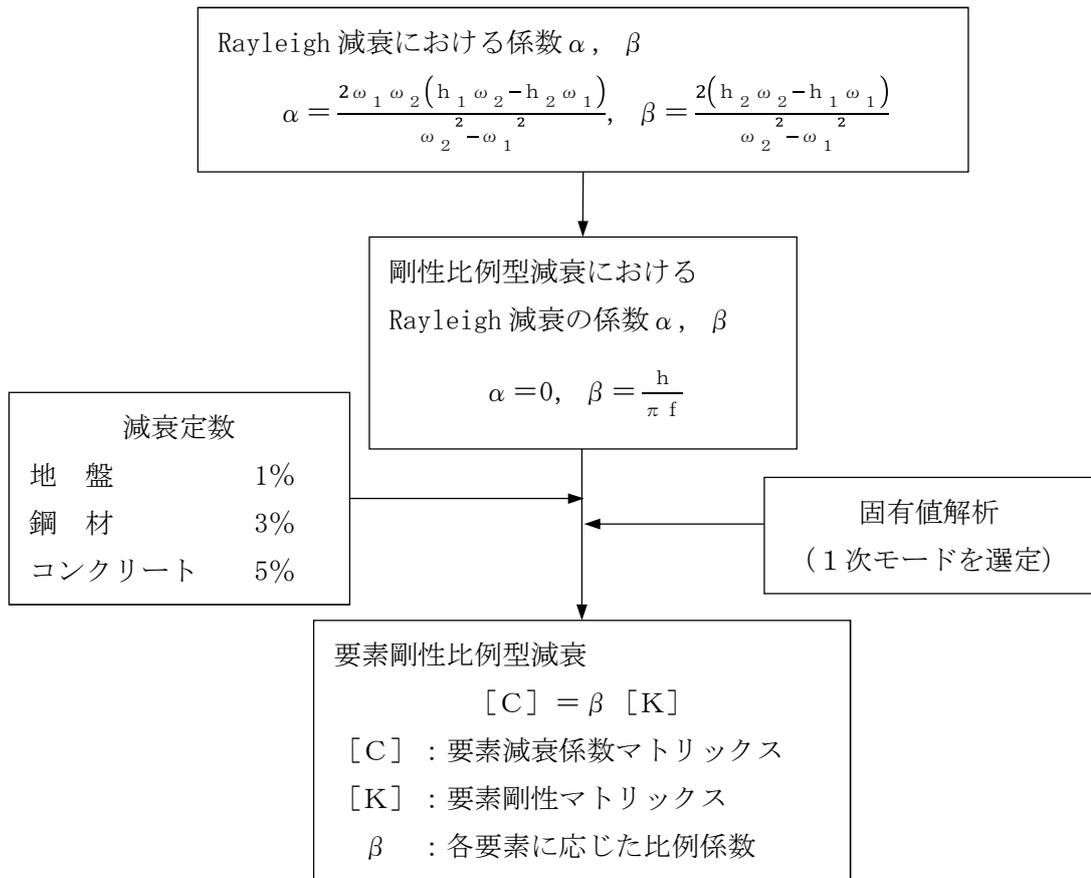


図 3-39 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3-4 固有値解析結果 (追而)

3.5.2 鋼製防護壁の動的解析モデル

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

(1) 鋼製防護壁のモデル化

水平(X方向)隔壁及び鉛直(Z方向)隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とし、それらを結合したはり要素で構成される格子モデルとする。モデル化のイメージ図を図3-40に示す。

- i) 主桁部材(水平方向)は、外壁鋼板をフランジ、水平(X方向)隔壁をウェブとみなしたI断面とする(図3-40の青色表示部分)。
- ii) 横桁部材(鉛直方向)は、外壁鋼板をフランジ、鉛直(Z方向)隔壁をウェブとみなしたI断面とする(図3-40の赤色表示部分)。
- iii) ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじれ剛性を両部材に考慮する。

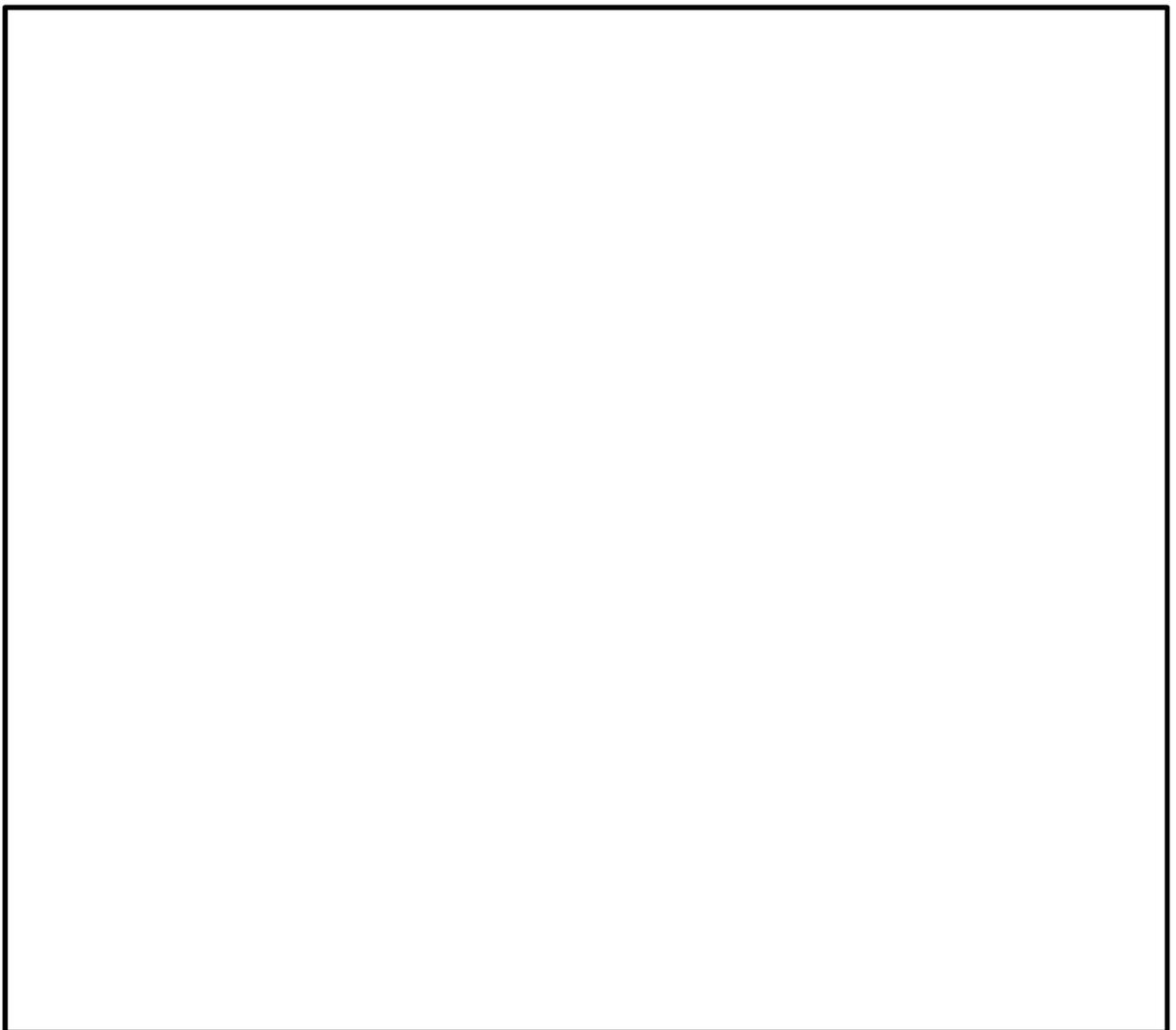


図3-40 鋼製防護壁上部構造のモデル化イメージ図

(2) 荷重条件

(a) 基礎天端の変位時刻歴

2次元有効応力解析により算定される基礎天端中心における並進3成分（堤軸方向，堤軸直交方向，鉛直方向）及び回転2成分（堤軸方向断面内，堤軸直交方向断面内の回転成分）の変位時刻歴を強制変位として与える。これにより鋼製防護壁に慣性力が作用することとなる。2次元有効応力解析からの変位時刻歴入力概念図を図3-41に示す。

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

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



図3-41 2次元有効応力解析による変位時刻歴の入力概念図

(b) 水平回転成分の考慮

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

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

水平回転成分の重ね合わせの概念を図3-42に示す。

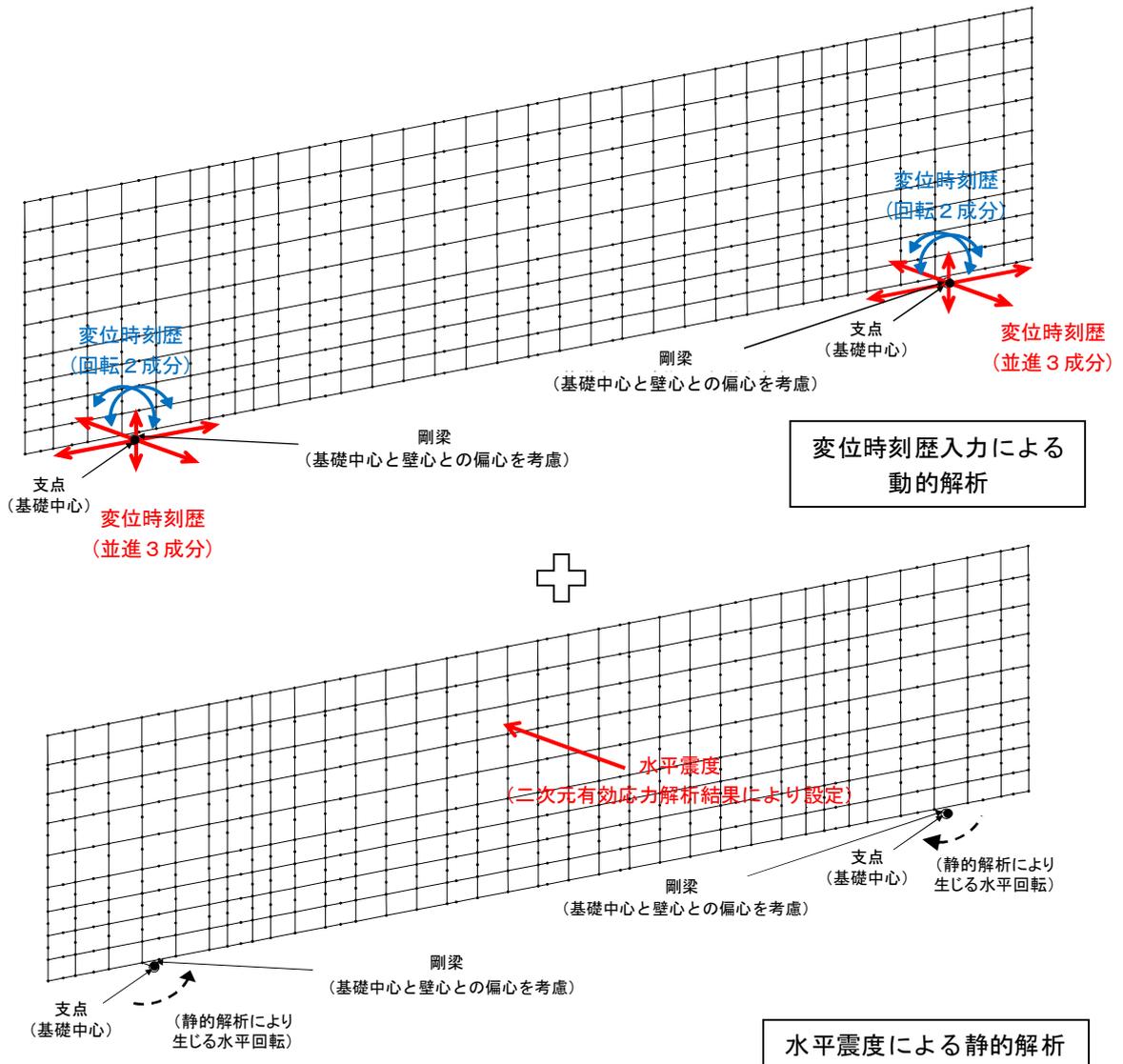


図3-42 水平回転成分の考慮

3.5.3 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 3-4 に、材料物性値を表 3-5 に示す。

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

表 3-4 使用材料

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

表 3-5 材料の物性値

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

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

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

*3: 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)

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

*5: J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)

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

表 3-6 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 3-6 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤					捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系	
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1	Km	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づきz (標高) 毎に物性値を設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	$0.358-0.00603 \cdot z$	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$	35

z : 標高 (m)

地盤の解表 3-6 (3) 析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

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

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

鋼製防護壁の耐震設計における検討ケースを表 3-7 に示す。また、機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケースを表 3-8 に示す。

表 3-7 鋼製防護壁の耐震設計における検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+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		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震波 (位相)	S _s -D 1	(++)	1	1	1	1	1	
		(+-)	1					
		(-+)	1					
		(--)	1					
	S _s -1 1	(++)	1					
	S _s -1 2	(++)	1					
	S _s -1 3	(++)	1					①の検討において、最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を用いて実施する。 最も厳しい地震動の選定にあたっては、各施設の評価部位(上部構造及び下部構造)毎に1波選定する。
	S _s -1 4	(++)	1					
	S _s -2 1	(++)	1					
	S _s -2 2	(++)	1					
S _s -3 1	(++)	1						
	(-+)	1						
計		12	1	1	1	1	1	

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

表 3-8 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

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

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製防護壁の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性

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

(2) 基礎地盤の支持性能

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

(3) 止水ジョイント部材

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

(4) 鋼製アンカー

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

(5) 鋼製防護部材

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

4.2 許容限界

許容限界は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鉄筋コンクリート（地中連続壁基礎）の許容限界

鉄筋コンクリート（地中連続壁基礎）の許容限界は、規格、基準類に基づき表 4-1 のとおり設定する。短期許容応力度は、コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4-1 鉄筋コンクリートの許容限界

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

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

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

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

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

*5：鋼構造物設計基準（II 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）におけるコンクリートの設計基準強度 27 N/mm² に対応する値を適用する。

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

ここで、

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

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

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

- τ_{sa} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度
 b_w : 有効幅
 j : 1/1.15
 d : 有効高さ
 A_w : 斜め引張鉄筋断面積
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度
 s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 鋼製防護壁、鋼製防護壁アンカーの許容限界

鋼製防護壁で使用する鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）「鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）」に基づき表 4-2 のとおり設定する。短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4-2 鋼材の許容限界

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)	
鋼材	SS400* ¹	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	210
	SM400* ¹	許容せん断応力度 τ_{sa}	120
	SM490* ¹	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	277.5
		許容せん断応力度 τ_{sa}	157.5
	SM490Y* ¹	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	315
		許容せん断応力度 τ_{sa}	180
	SM520B 相当* ²	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	355
		許容せん断応力度 τ_{sa}	120
	SM570* ¹	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	382.5
		許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5

注記 *1：板厚が 40mm 以下，及び 40mm を超える場合は「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）に示される許容応力度を用いる。

*2：直接定着方式のアンカー「レベル 2 地震動に対する耐震設計に用いる鋼材の照査応力度」（「鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）」）

(3) 基礎地盤の支持力に対する許容限界

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

極限支持力は、道路橋示方書の支持力算定式等に基づき、対象施設の岩盤の室内試験結果（せん断強度）等より設定する。

道路橋示方書による直接基礎の支持力算定式を以下に示す。

極限支持力

$$R_u = q_d A$$

R_u : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度* (kN/m²)

注記 * : q_u はk m層の非排水せん断強度×2

A : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m²)

(4) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4-3 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4-3 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	200 mm
	シートジョイント	2 m

(5) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定する。コンクリートの許容限界は、表 4-1 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

a. 引張力に対する許容限界

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

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

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

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

ここに、

- P_a : 引張力に対する許容限界 (N)
 P_{a1} : アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
 P_{a2} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
 ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数
 $s \sigma_{pa}$: アンカーボルトの引張強度で, $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。
 $s c a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。
 $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度
 $(c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c})$ (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積で, $A_c = \pi \cdot l_{ce}(l_{ce} + D)$ とする。
 l_{ce} : アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで, $l_{ce} = l_e$ とする。
 l_e : アンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ
 d : アンカーボルト軸部の直径
 D : アンカーボルト頭部の直径

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

$$p_a / A_o \leq f_n$$

- p_a : アンカーボルト頭部の支圧力
 A_o : アンカーボルト頭部の支圧面積で, $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする
 F_n : コンクリートの支圧強度で, $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c} \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする。
 ただし, $\sqrt{(A_c / A_o)}$ が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mm²)

b. せん断力に対する許容限界

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

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

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

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

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

ここに、

- q_a : せん断力に対する許容限界 (N)

- q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用: $\phi_1=1.0, \phi_2=2/3$)
 $s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 ($s \sigma_{qa}=0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²))
 $s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度
 $s c a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。
 $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 ($c \sigma_{qa}=0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$)
 $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t=0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ($A_{qc}=0.5 \pi c^2$)
 C : へりあき寸法 (mm)

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

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

(6) 鋼製防護部材

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

a. 鋼材

鋼材の許容限界は、「道路橋示方書・同解説」((社)日本道路協会, 平成14年3月) に基づき、表 3.4-5 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.4-5 鋼材の許容限界

鋼材種別		短期許容応力度 (N/mm ²)	
		圧縮, 引張, 曲げ	せん断
SS400	$t \leq 40^*$	210	120

* 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5-5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5-5 接合ボルトの許容限界

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

c. ワイヤーロープ

ワイヤーロープの許容限界は「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター,(社)寒地港湾技術研究センター,平成21年)」に基づき,「日本工業規格(JIS G 3549-2000)」にて規定された破断強度の4分の3とする。表5-6に許容限界を示す。

表5-6 ワイヤーロープの許容限界

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

4.3 評価方法

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

4.3.1 鋼製防護壁

(1) 鋼製防護壁

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

方向ごとに動的解析を実施して得られる断面力を、組合せ係数法（組合せ係数 0.4）により重ね合わせて照査する。なお、鉛直成分については、それぞれの方向の解析から得られる変位時刻歴のうち、南北基礎の相対変位が大きくなる方の結果を採用する。

「追而」

(2) 補剛材

a) 補剛材の評価

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

b) 主構断面の座屈照査

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

「追而」

(3) 添接板継手部

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

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

鋼殻ブロックの添接板継手部イメージを図4-1に示す。

「追而」

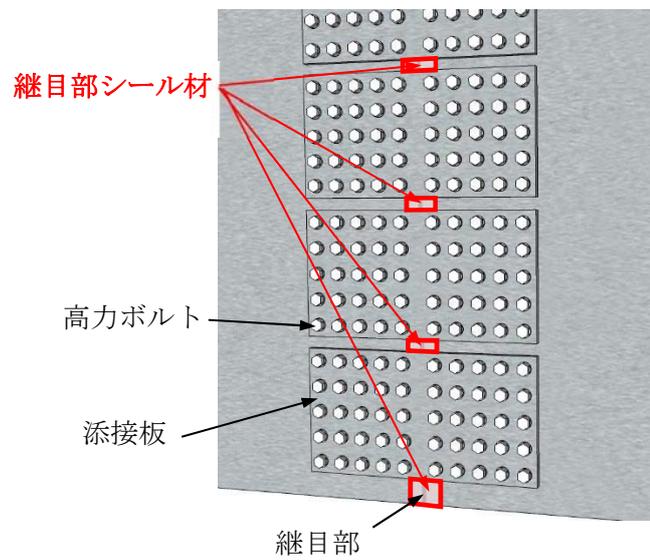
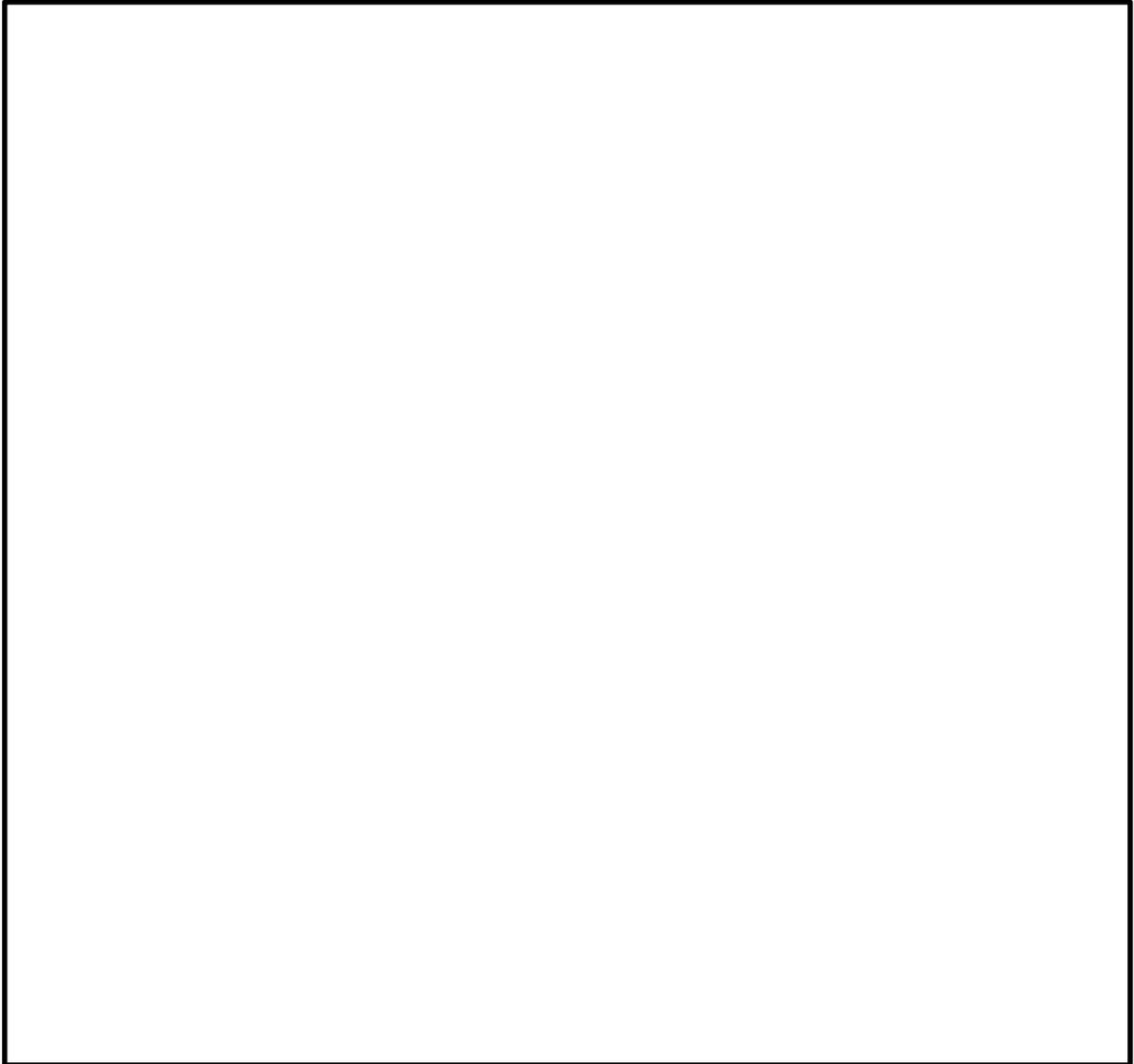


図 4-1 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ

(4) スタッド

中詰め鉄筋コンクリート部の鋼殻には、ずれ止めとしてスタッドを配置して、コンクリートと鋼板を一体化する。スタッドの許容せん断力は次式により算定する。

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

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

ここに、

Q_a : スタッドの許容せん断力 (N/本)

D : スタッドの軸径 (mm)

H : スタッドの全高, 150mm 程度を標準とする (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (=50 N/mm²)

4.3.2 鋼製防護壁アンカー

(1) 設計思想

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

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

(2) 接合部の設計方針

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

鋼製防護壁本体の自重及び地震や津波による設計荷重を確実に基礎へ伝達させる。

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

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

接合部の荷重の伝達及び分担の概念図を図4-2に示す。

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

(3) 三次元解析（COM3）による確認

a) 直接定着式アンカーの鋼製防護壁への適用性

設計荷重に対する各部材の応力が弾性範囲内に収まっていること及び三次元の詳細な解析により、アンカーボルト1本ごとの応力状態や部位ごとの応力分布を確認し、設計荷重に対して構造健全性を確保していることを確認する。

b) 接合部の設計方法の妥当性

アンカーボルトと中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートは、準拠する技術基準を各部材ごとに適用して、それぞれが負担すべき設計荷重を弾性範囲内で受けもてる弾性設計を行うが、これらの部材が一体となった三次元構造においても、各部材が弾性範囲内で設計荷重を受けもつことができていることを確認する。

鋼製防護壁の接合部の中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートには設計基準強度 50 N/mm^2 のコンクリートを用いるが、保守的な配慮として、アンカーボルトの定着に関するコンクリートの発生応力が設計基準強度 27 N/mm^2 に対応する照査応力度以下

であることを確認する。

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

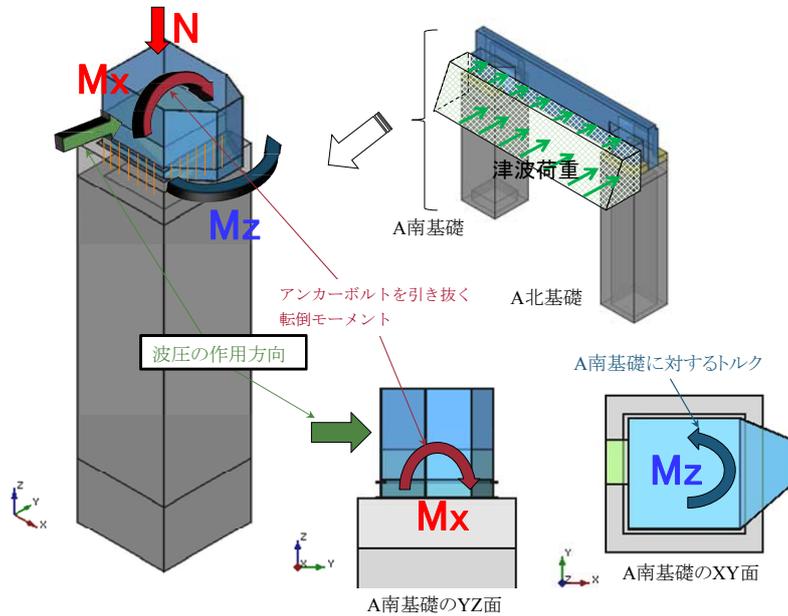


図 4-2(1) 津波荷重伝達のイメージ

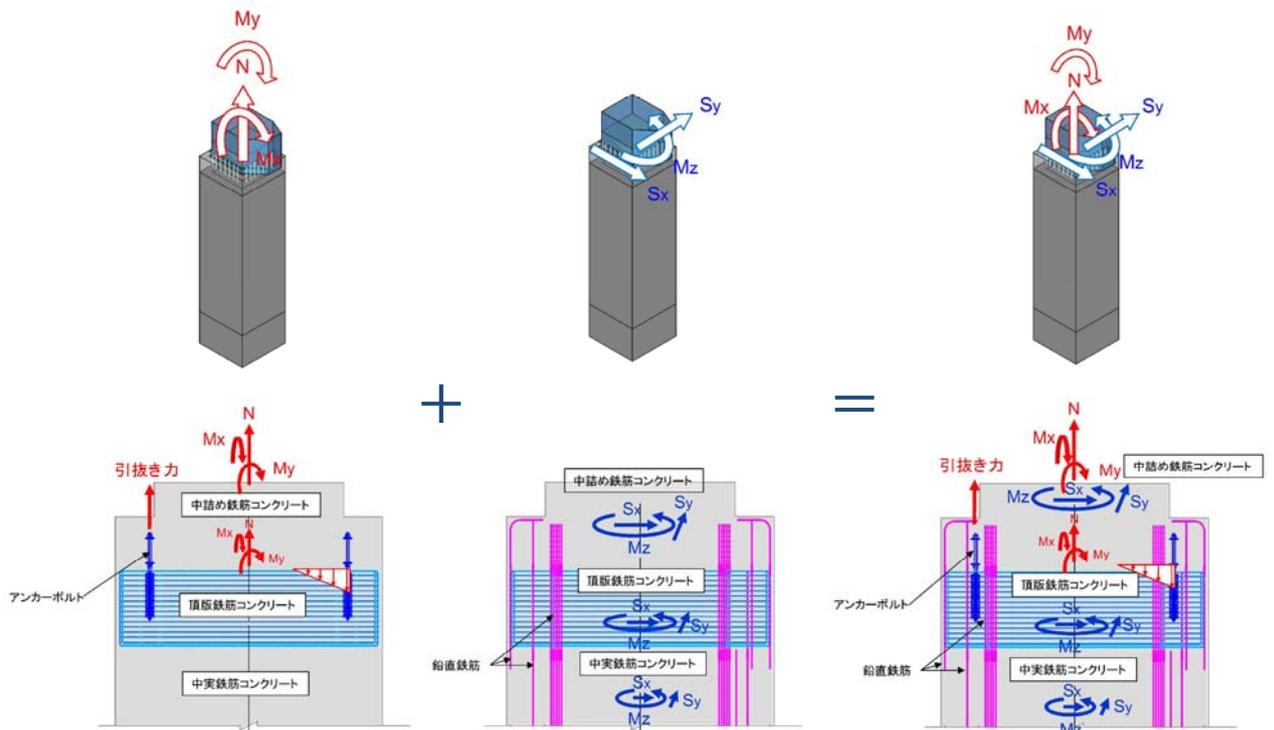


図 4-2(2) 接合部の荷重分担の概念図

(4) 接合部の評価

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

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

アンカーボルトの設計定着長及び埋込長は、アンカーボルトの許容応力度と母材の断面積をもとに算定する。

(5) アンカーボルトの埋め込み長、定着長に対する評価

アンカーボルトの埋め込み長、定着長は付着強度によって決定する。

アンカーボルトの埋め込み長、定着長の概念図を図4-3に示す。

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

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

ここに、

σ_{sa} : アンカーボルトの許容応力度 (N/mm²)

τ_a : 許容付着応力度 (N/mm²)

Ab : アンカーボルトの有効断面積 (mm²)

D : アンカーボルトの公称径 (m)

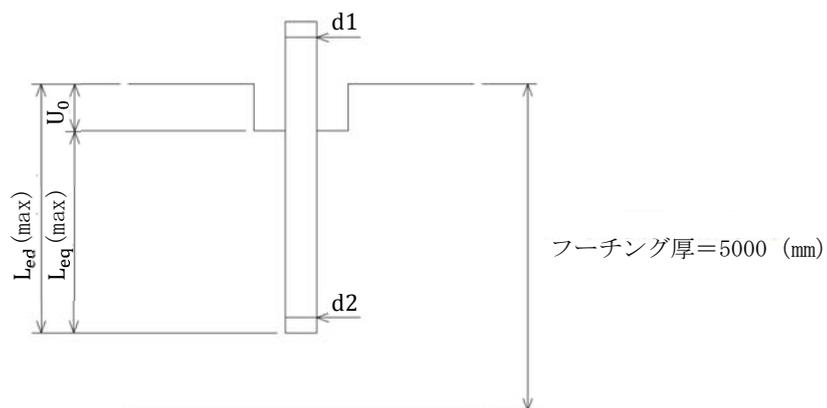


図4-3 アンカー埋め込み長、定着長の概念図

(6) 定着部コーンせん断に対する評価

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

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

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

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

コーンせん断面の有効水平投影面積を図4-4に示す。

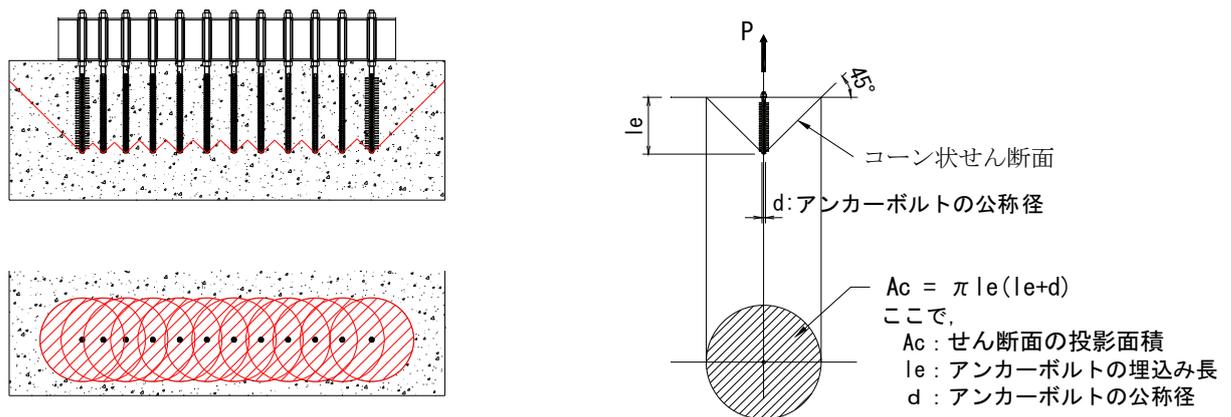


図4-4 アンカーが近接する場合の有効水平投影面積

4.3.3 地中連続壁基礎

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

4.3.4 基礎地盤の支持性能評価

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

4.3.5 止水ジョイント部材

地震応答解析で求められる相対変位が許容限界以下であることを確認する。

「追而」

4.3.6 鋼製アンカー

アンカーの引張力、せん断力及びコンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

「追而」

4.3.7 鋼製防護部材

鋼製防護部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

「追而」

5. 評価結果

5.1 鋼製防護壁（地中連続壁基礎）

5.1.1 地中連続壁基礎の地震応答解析結果

地中連続壁基礎の基準地震動 S_s による照査用断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図5-1～図5-2に示す。これらの図は，構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

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



曲げモーメント (kN・m) 軸力 (kN)

せん断力 (kN)

*評価位置における断面力

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 5-1 (1) 汀線方向の地震時断面力 (S_s-D1 [H+, V+])

図 5-1 (2) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H+, V-])

図 5-1 (3) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H-, V+])

図 5-1 (4) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H-, V-])

図 5-1 (5) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - 1 1$)

図 5-1 (6) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - 1 2$)

図 5-1 (7) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - 1 3$)

図 5-1 (8) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - 1 4$)

図 5-1 (9) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - 2 1$)

図 5-1 (10) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - 2 2$)

図 5-1 (11) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - 3 1$ [H+, V+])

図 5-1 (12) 汀線方向の地震時断面力 ($S_s - 3 1$ [H-, V+])

せん断力図「追而」

軸力図「追而」

曲げモーメント図「追而」

曲げモーメント (kN・m) 軸力 (kN)

せん断力 (kN)

*評価位置における断面力
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 5-2 (1) 汀線直交方向の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H+, V+])

図 5-2 (2) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-D 1 [H+, V-])

図 5-2 (3) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-D 1 [H-, V+])

図 5-2 (4) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-D 1 [H-, V-])

図 5-2 (5) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-1 1)

図 5-2 (6) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-1 2)

図 5-2 (7) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-1 3)

図 5-2 (8) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-1 4)

図 5-2 (9) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-2 1)

図 5-2 (10) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-2 2)

図 5-2 (11) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-3 1 [H+, V+])

図 5-2 (12) 汀線直交方向の地震時断面力 (S_s-3 1 [H-, V+])

図 5-3 (1) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5-3 (2) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5-3 (3) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5-3 (4) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5-3 (5) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 5-3 (6) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 1-3 (7) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 5-3 (8) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 5-3 (9) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 5-3 (10) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 5-3 (11) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5-3 (12) 汀線方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5-4 (1) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5-4 (2) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5-4 (3) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5-4 (4) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5-4 (5) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 5-4 (6) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 5-4 (7) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 5-4 (8) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 5-4 (9) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 5-4 (10) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 5-4 (11) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5-4 (12) 汀線直交方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5-5 (1) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5-5 (2) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5-5 (3) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5-5 (4) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5-5 (5) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 1$)

図 5-5 (6) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 2$)

図 5-5 (7) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 3$)

図 5-5 (8) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 4$)

図 5-5 (9) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 1$)

図 5-5 (10) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 2$)

図 5-5 (11) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5-5 (12) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5-6 (1) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5-6 (2) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5-6 (3) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5-6 (4) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5-6 (5) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 1$)

図 5-6 (6) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 2$)

図 5-6 (7) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 3$)

図 5-6 (8) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 4$)

図 5-6 (9) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 1$)

図 5-6 (10) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 2$)

図 5-6 (11) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5-6 (12) 汀線直交方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

5.1.2 地中連続壁基礎の耐震評価結果

配筋要領図を図 5-7 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5-1 に示す。



図 5-7 配筋要領図

「追而」

表 5-1 (1) 断面諸元一覧表 (短辺方向)

部位	評価位置	断面性状				有効筋 (外面, 上面)				主筋 (外面, 上面)				せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S _b (m)	S _s (m)	断面積 (単位幅) A _w (cm ²)		
				外面, 上面	内面, 下面											外面, 上面	内面, 下面
防護壁																	
地中連続壁 基礎 (水平)																	
地中連続壁 基礎 (鉛直)																	

表 5-1 (2) 断面諸元一覧表 (長辺方向)

部位	評価位置	断面性状				有効筋 (外面, 上面)				せん断補強筋					
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S _b (m)	S _s (m)	断面積 (単位幅) A _w (cm ²)
				外面, 上面	内面, 下面										
防護壁															
地中連続壁 基礎 (水平)															
地中連続壁 基礎 (鉛直)															

(1) 構造部材の曲げに対する評価結果

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

鋼製防護壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

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

「追而」

表 5-2 コンクリートの曲げ照査結果（汀線方向）

表 5-3 (1) コンクリートの曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-3 (2) コンクリートの曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-3 (3) コンクリートの曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-4 鉄筋の曲げ照査結果（汀線方向）

表 5-5 (1) 鉄筋の曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-5 (2) 鉄筋の曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-5 (3) 鉄筋の曲げ照査結果（汀線直交方向）

(2) 構造部材のせん断に対する評価結果

せん断に対する照査結果を表 5-6～表 5-7 に示す。

鋼製防護壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてせん断応力度が許容せん断応力度以下、又は発生せん断力がコンクリートの許容せん断力 ($V_{c.a}$) と斜め引張鉄筋の許容せん断力 ($V_{s.a}$) を合わせた許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、発生応力度及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

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

表 5-6 せん断照査結果 (汀線方向)

「追而」

表 5-7 (1) せん断照査結果 (汀線直交方向)

表 5-7 (2) せん断照査結果 (汀線直交方向)

表 5-7 (3) せん断照査結果 (汀線直交方向)

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の接地圧分布図を図 5-8 に、接地圧を表 5-8 に示す。また、支持性能評価結果を表 5-9 に示す

鋼製防護壁の接地圧は S_s-D1 [H+, V+] (●●断面方向) で ●● kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力 ●● kN/m^2 以下である。

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

「追而」

図 5-8 接地圧分布図

「追而」

表 5-8 (1) 接地圧 (汀線方向)

地震時	接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1 [H+, V+]	
S _s -D 1 [H+, V-]	
S _s -D 1 [H-, V+]	
S _s -D 1 [H-, V-]	
S _s -1 1	
S _s -1 2	
S _s -1 3	
S _s -1 4	
S _s -2 1	
S _s -2 2	
S _s -3 1 [H+, V+]	
S _s -3 1 [H-, V+]	

表 5-8 (2) 接地圧 (汀線直交方向)

地震時	接地圧 (kN/m ²)
S _s -D 1 [H+, V+]	
S _s -D 1 [H+, V-]	
S _s -D 1 [H-, V+]	
S _s -D 1 [H-, V-]	
S _s -1 1	
S _s -1 2	
S _s -1 3	
S _s -1 4	
S _s -2 1	
S _s -2 2	
S _s -3 1 [H+, V+]	
S _s -3 1 [H-, V+]	

表 5-9 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (汀線方向)

「追而」

表 5-9 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (汀線直交方向)

5.2 鋼製防護壁（上部構造）

5.1.2 上部構造の地震応答解析結果

構成防護壁上部構造の基準地震動 S_s による照査用断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図5-9～図5-20に示す。



曲げモーメント (kN・m) 軸力 (kN)

せん断力 (kN)

*評価位置における断面力
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 5-9 地震時断面力 (S_s-D 1 [H+, V+])

図 5-10 地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H-, V+])

図 5-11 地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H-, V-])

図 5-12 地震時断面力 ($S_s - 1 1$)

図 5-13 地震時断面力 ($S_s - 1 2$)

図 5-14 地震時断面力 ($S_s - 1 3$)

図 5-15 地震時断面力 ($S_s - 1 4$)

図 5-16 地震時断面力 ($S_s - 1 4$)

図 5-17 地震時断面力 ($S_s - 2 1$)

図 5-18 地震時断面力 ($S_s - 2 2$)

図 5-19 地震時断面力 ($S_s - 3 1$ [H+, V+])

図 5-20 地震時断面力 ($S_s - 3 1$ [H-, V+])

5.2.2 上部構造の耐震評価結果

板厚構成図を図 5-21 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5-10 に示す。

「追而」

図 5-21 板厚構成図

「追而」

表 5-10 断面諸元一覧表

部材名称	板厚 (mm)	材質	備考

5.3 鋼製防護壁（接合部）

5.3.1 接合部の地震応答解析結果

接合部の耐震評価に用いる断面力は、鋼製防護壁の地震応答解析結果から抽出する。接合部の耐震評価に用いる断面力を表 5-11 に示す。断面力の概念図を図 5-22 に示す。

「追而」

表 5-11 接合部の耐震評価に用いる断面力

地震時	M_x (N/mm ²)	M_y (N/mm ²)	M_z (N/mm ²)	N (N/mm ²)	S_x (N/mm ²)	S_y (N/mm ²)
S_s-D1 [H+, V+]						
S_s-D1 [H+, V-]						
S_s-D1 [H-, V+]						
S_s-D1 [H-, V-]						
S_s-11						
S_s-12						
S_s-13						
S_s-14						
S_s-21						
S_s-22						
S_s-31 [H+, V+]						
S_s-31 [H-, V+]						

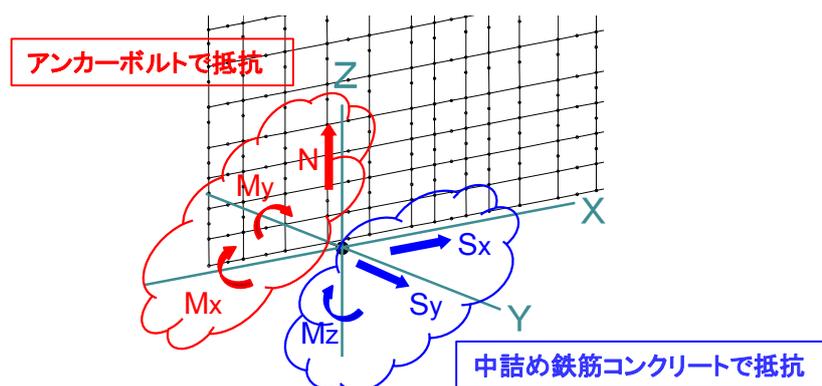


図 5-22 断面力の概念図

5.3.2 接合部の耐震評価結果

(1) アンカーボルトの発生応力。

アンカーボルトの発生応力を表 5-12 に示す。

「追而」

表 5-12 アンカーボルトの発生応力

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

(2) アンカーボルトの定着長

アンカーボルトの定着長を表 5-13 に示す。

「追而」

表 5-13 アンカーボルトの発生応力

定着長 (cm)	必要定着長 (cm)	照査値	判定

(3) アンカーボルトのコーンせん断

アンカーボルトのコーンせん断に対する許容応力度と鉄筋の照査に関する表を表 5-14 に示す。

「追而」

表 5-14 アンカーボルトのコーンせん断

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

5.4 まとめ

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

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

6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明

6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明

目次

1.	概要	2
2.	基本方針	3
2.1	位置	3
2.2	構造概要	5
2.3	評価方針	10
2.4	適用基準	16
2.5	評価対象断面の方向	17
2.6	評価対象断面の選定	18
3.	地震応答解析	23
3.1	評価対象断面	23
3.2	解析方法	27
3.3	荷重及び荷重の組合せ	30
3.4	入力地震動	33
3.5	解析モデル及び諸元	51
3.6	解析ケース	63
4.	構内排水路逆流防止設備の耐震評価	66
4.1	評価対象部位	66
4.2	解析方法	66
4.3	許容限界	66
4.4	評価方法	66
4.5	評価結果	66
5.	出口側集水桝の耐震評価	67
5.1	評価対象部位	67
5.2	解析方法	67
5.3	許容限界	67
5.4	評価方法	72
5.5	評価結果	76

1. 概要

本資料は、添付資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち構内排水路逆流防止設備が設計用地震力に対して十分な構造健全性を有することを説明するものである。

構内排水路逆流防止設備が設置される構内排水路は、大きく分けて、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭間部に設置するもの（以下「杭間部」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁部に設置するもの（以下「RC防潮壁部」という。）の二つの構造形式に区分される。

構内排水路（杭間部）は、防潮堤の杭間を通る鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水榦及び出口側の集水榦に設置される構内排水路逆流防止設備から構成される。

構内排水路（RC防潮壁部）は、鉄筋コンクリート防潮壁の底版内に埋設される鋼製の排水管、排水管の両側に接続する入口側、出口側の鉄筋コンクリート製の集水榦及び出口側の集水榦に設置される構内排水路逆流防止設備から構成される。

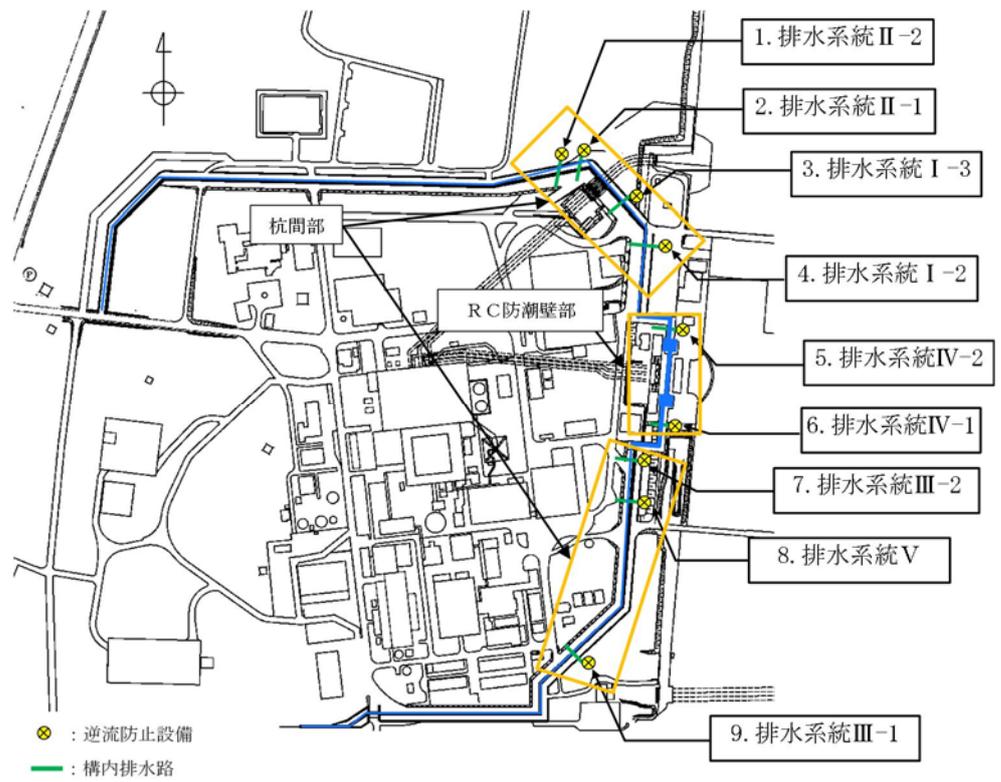
集水榦は、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。支持形式の違いにより、鋼管杭を介するもの（以下、「集水榦（杭間部）」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化させるもの（以下、「集水榦（RC防潮壁部）」という。）に区分される。堤内側で接続する集水榦（以下、「入口側集水榦」という。）と堤外側で接続する集水榦（以下、「出口側集水榦」という。）があり、構内排水路逆流防止設備は出口側集水榦に設置する。

構内排水路逆流防止設備、出口側集水榦に要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

構内排水路逆流防止設備は、構内排水路の出口側集水枡に設置する。
構内排水路逆流防止設備の設置位置を図 2-1 に示す。



(平面図)

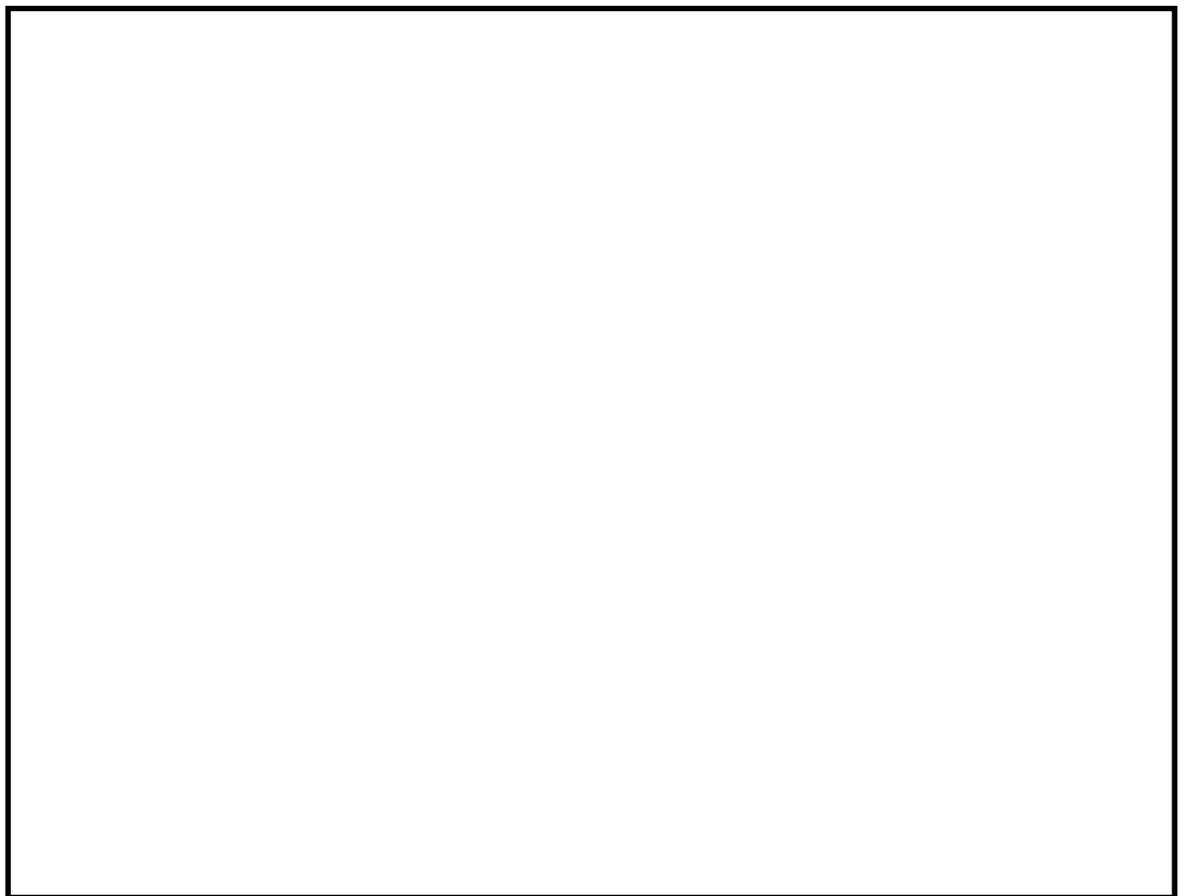


図 2-1 構内排水路逆流防止設備の設置位置図

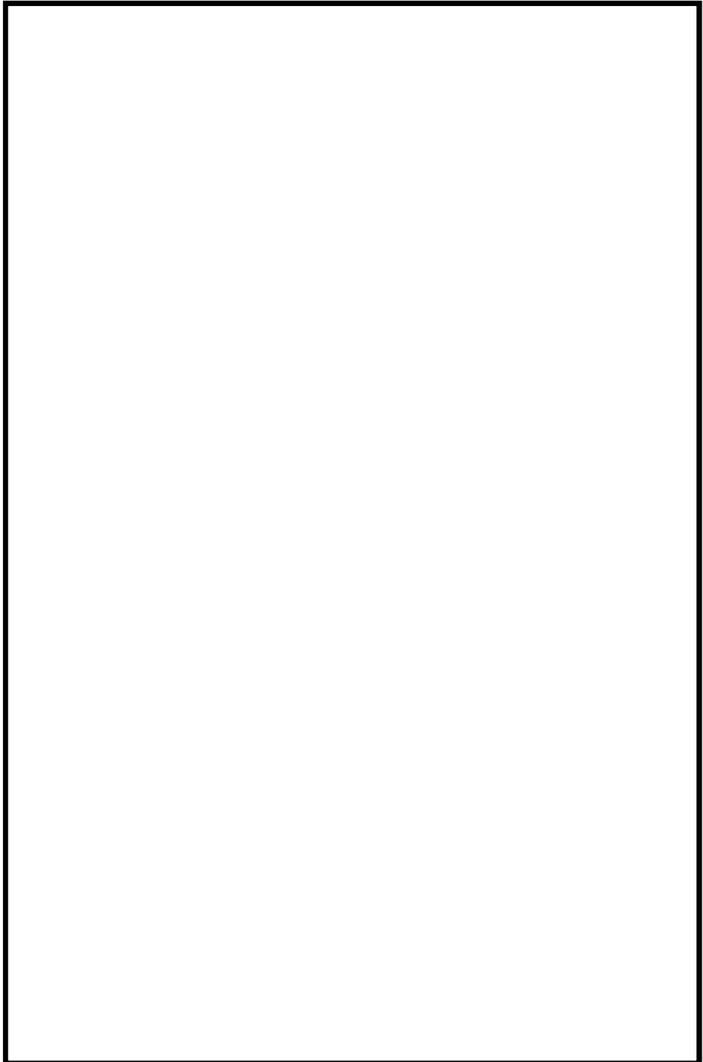
2.2 構造概要

構内排水路逆流防止設備の構造は、スキンプレートに主桁及び補助桁を組合せた構造とする。本体をヒンジ、ジョイント、吊りピン及びアンカーを介して出口側集水枡に固定し、構内排水路を経由した津波の流入を防止する。構内排水路逆流防止設備の構造概要を表 2-1 及び表 2-2 に示す。集水枡（杭間部）の構造概要図及び貫通部配水管杭基礎を図 2-2 及び図 2-3 に示す。また、集水枡（RC防潮壁部）及び貫通部排水管RC底版の構造概要図を図 2-4 に示す。

表 2-1 構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）の構造概要

設備名称	構造概要		説明図
	主体構造	支持構造	
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	スキンプレート及び主桁並びに補助桁の組合せにより構成する。	本体をヒンジ、ジョイント、吊りピン及びアンカーを介して出口側集水枡に固定する。	(単位 : mm)

表 2-2 構内排水路逆流防止設備 (5, 6) の構造概要

設備名称	構造概要		説明図
	主体構造	支持構造	
構内排水路 逆流防止設 備 5, 6	スキンプ レート及 び主桁並 びに補助 桁の組合 せにより 構成す る。	本体をヒン ジ, ジョイ ント, 吊り ピン及びア ンカーを介 して出口側 集水桁に固 定する。	

(単位 : mm)

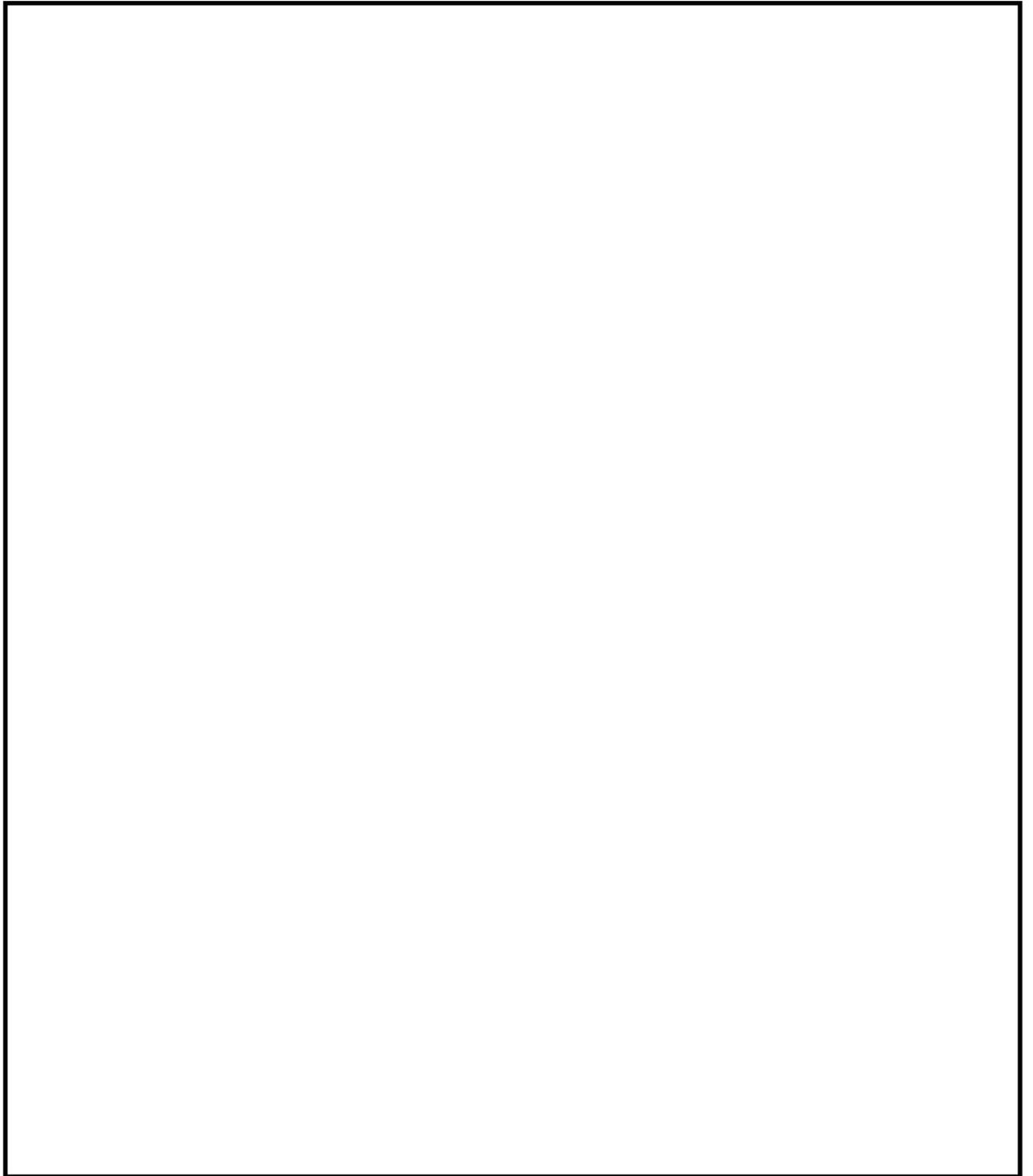


図 2-2 集水桝の構造概要図

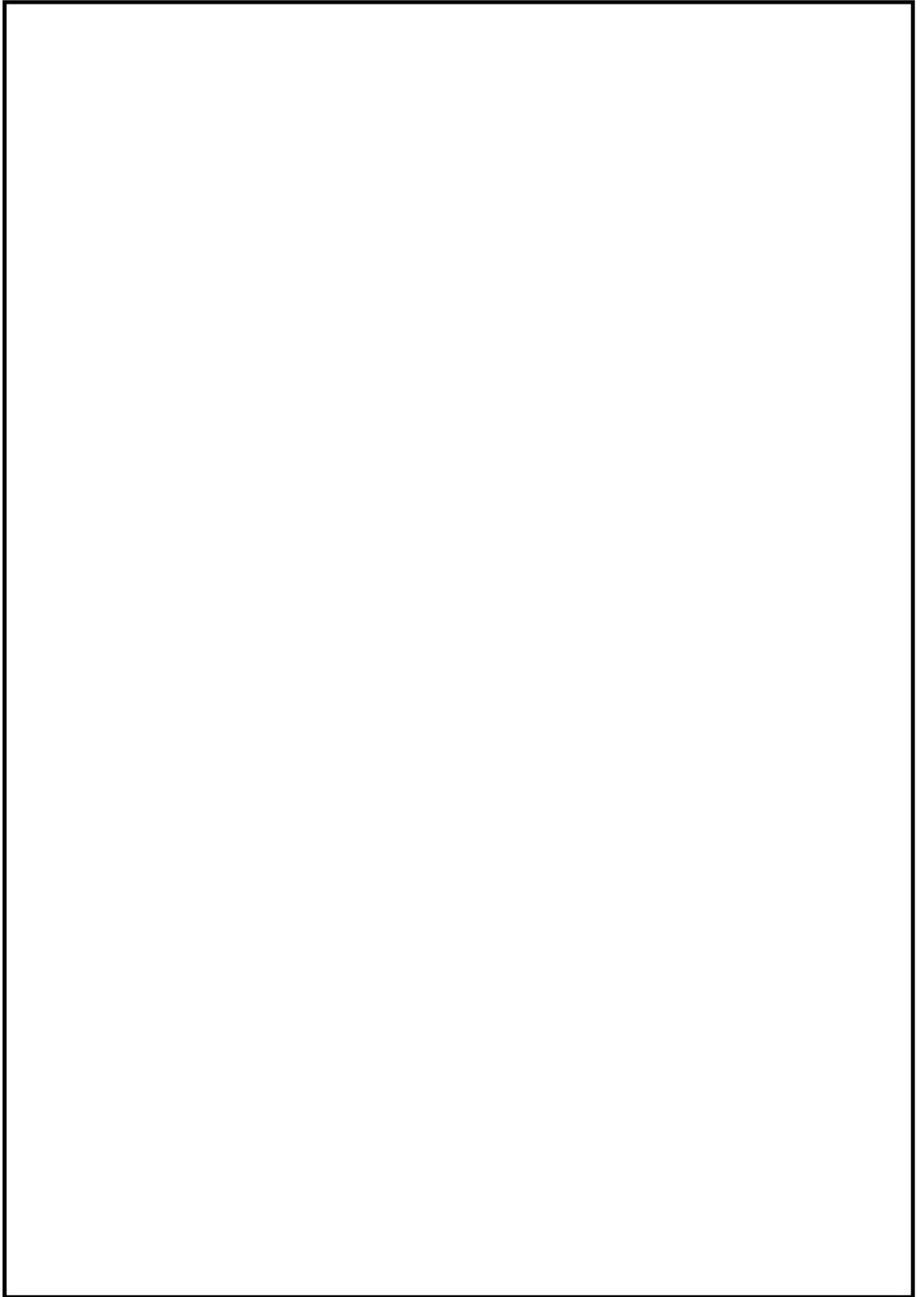


図 2-3 貫通部配管杭基礎の構造概要図

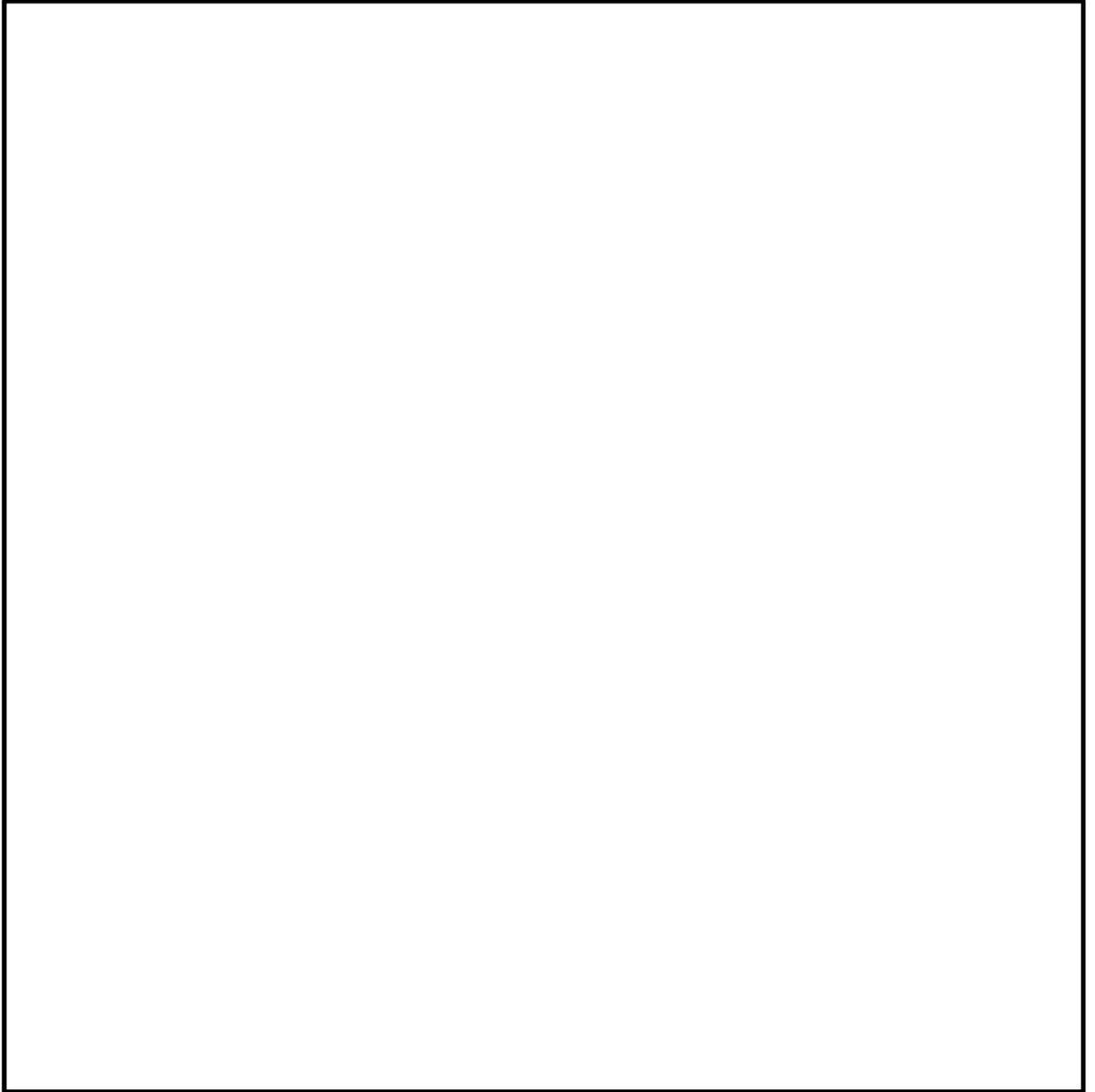


図 2-4 集水枿（R C 防潮壁部）及び貫通部配管 R C 底版の構造概要図

2.3 評価方針

構内排水路逆流防止設備は、設計基準対象施設においてSクラス施設である浸水防護施設に分類される。また、出口側集水柵は構内排水路逆流防止設備の間接支持構造物として耐震性能が要求される。

構内排水路逆流防止設備及び出口側集水柵の評価においては、地震応答解析により得られる応答値を用いて各々の耐震評価を行う。なお、構造上の特徴の違いから、耐震評価は構内排水路逆流防止設備及び出口側集水柵に分けて実施する。

a. 杭間部

(1) 構内排水路逆流防止設備（杭間部）

構内排水路逆流防止設備の耐震評価は、構内排水路逆流防止設備の評価対象部位に作用する応力が許容限界以下であることを「3. 耐震評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 耐震評価結果」にて確認する。

構内排水路逆流防止設備の耐震評価では、地震発生時に各部に作用する荷重を考慮する。耐震評価フローを図2-5に示す。

また、上記評価を実施するに当たり、構内排水路逆流防止設備をモデル化した固有値解析を行う。

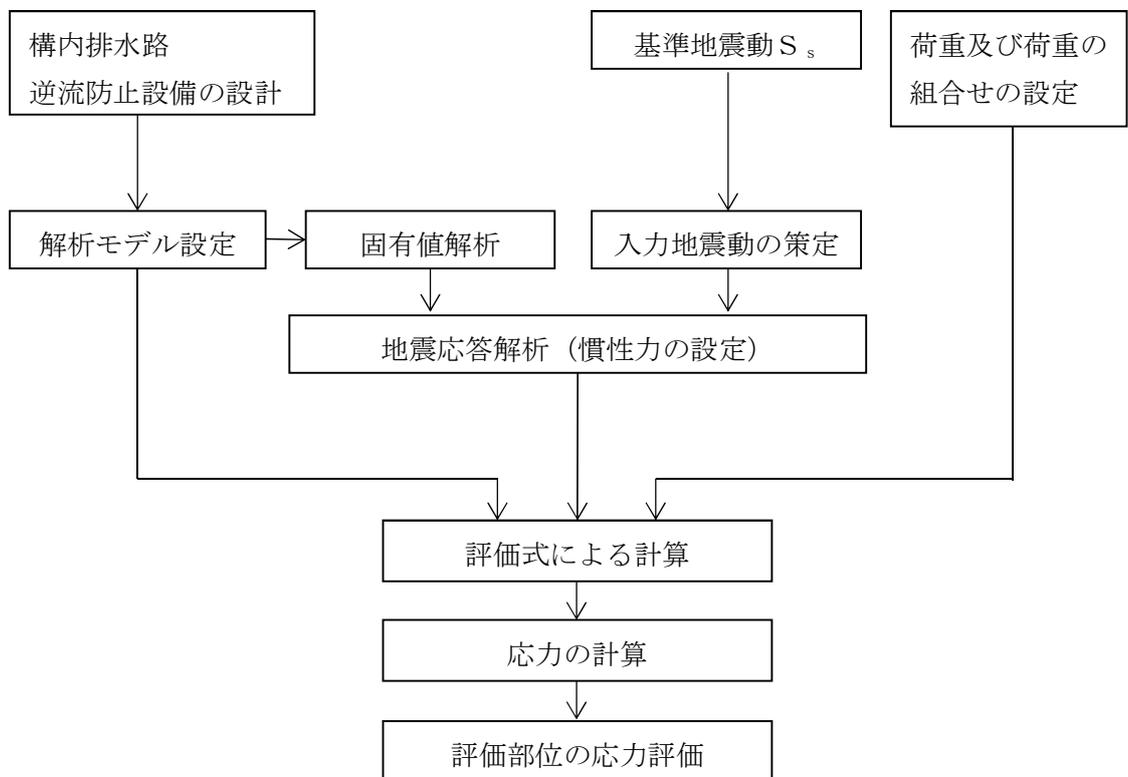


図2-5 構内排水路逆流防止設備（杭間部）の耐震評価フロー

(2) 出口側集水桝（杭間部）

出口側集水桝（杭間部）の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設として表 2-3 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

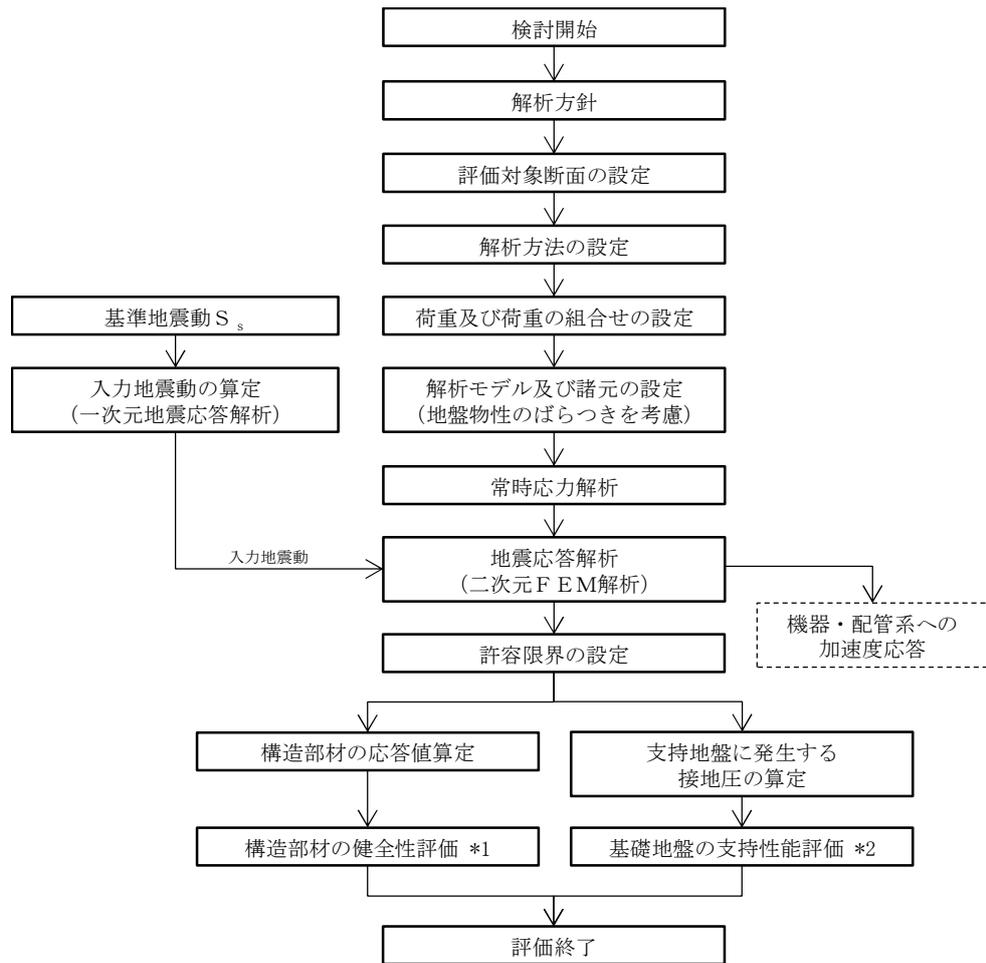
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

集水桝の耐震評価フローを図 2-6 に示す。

表 2-3 出口側集水桝（杭間部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水桝（杭間部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水桝（杭間部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2-3 に示す「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。
 *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2-3 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2-6 出口側集水柵（杭間部）の耐震評価フロー

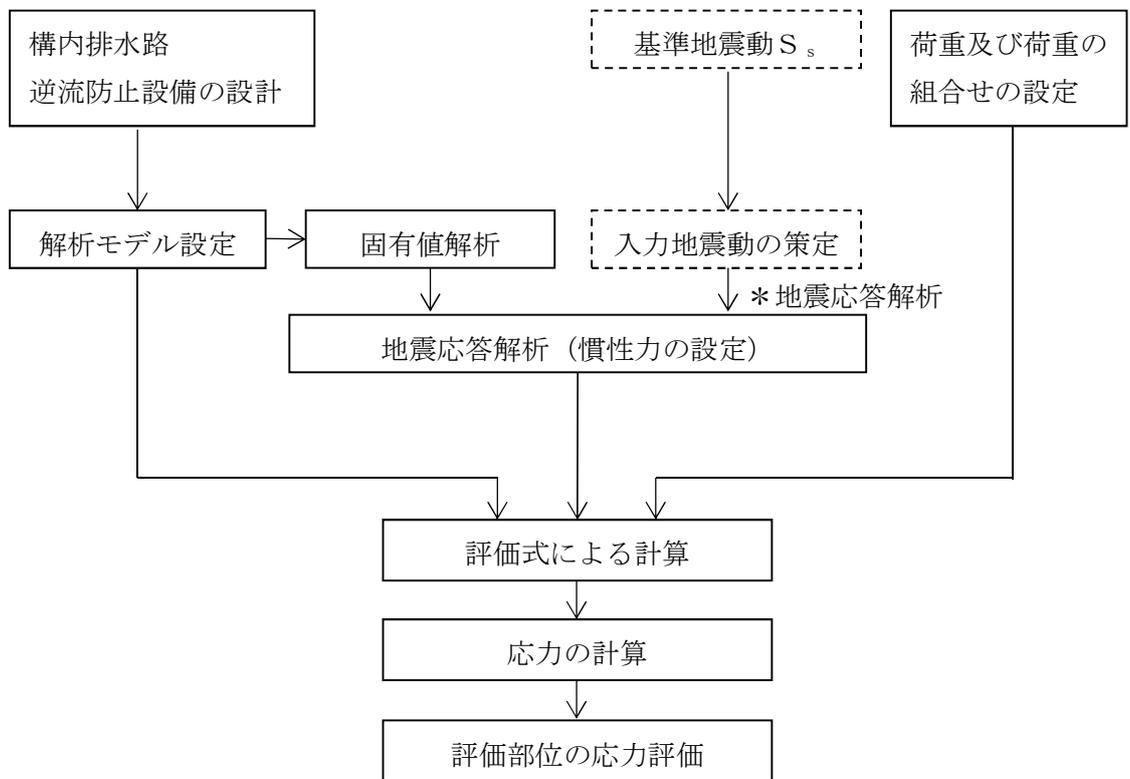
b. RC防潮壁部

(1) 構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）

構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）の耐震評価は、構内排水路逆流防止設備の評価対象部位に作用する応力が許容限界以下であることを「4. 耐震評価」に示す方法により計算し、「5. 耐震評価結果」にて確認する。

構内排水路逆流防止設備の耐震評価では、地震発生時に各部に作用する荷重を考慮する。耐震評価フローを図2-7に示す。

また、上記評価を実施するに当たり、構内排水路逆流防止設備をモデル化した固有値解析を行う。



注記 *：地盤応答解析は、「5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の地震応答解析結果」を用いる。

図2-7 構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）の耐震評価フロー

(2) 出口側集水桝（RC防潮壁部）

出口側集水桝（RC防潮壁部）の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設として表 2-4 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

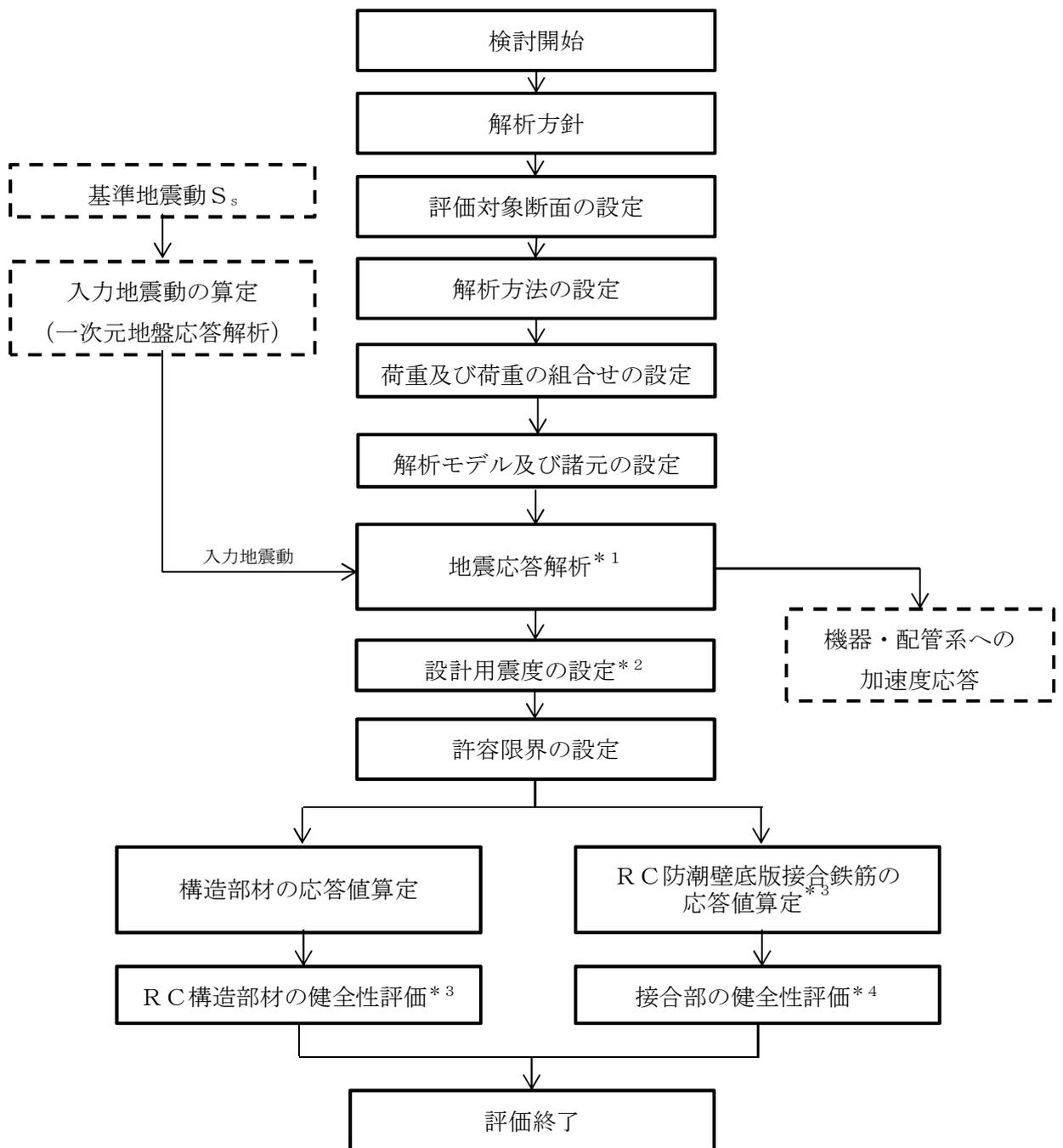
構造部材の健全性評価については、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水桝（RC防潮壁部）の支持性能評価については、鉄筋コンクリート防潮壁底版と一体化することから、底版との接合鉄筋に生ずる発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水桝（RC防潮壁部）の耐震評価フローを図 2-8 に示す。

表 2-4 出口側集水桝（RC防潮壁部）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水桝（RC防潮壁部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造物の支持性能	RC防潮壁底版と一体可部 底版との接合鉄筋	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水桝（RC防潮壁部）の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度



- 注記 *1：地盤応答解析は、「5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の地震応答解析結果」を用いる。
- *2：地震時応答解析にて算出された最大加速度による設計用震度を設定する。
- *3：RC構造部材の健全性評価を実施することで、表 2-4「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。
- *4：RC防潮壁底板接合鉄筋の健全性評価を実施することで、表 2-4 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2-8 出口側集水柵（RC防潮壁部）の耐震評価フロー

2.4 適用基準

出口側集水桝の耐震評価に当たっては、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987（（社）日本電気協会）、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）等に準拠するが、鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）を適用する。

表2-5に適用する規格、基準類を示す。

表2-5 適用する規格、基準等

項目	適用する規格、基準等	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	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年） ・道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月） ・道路土工 カルバート工指針（平成21年度版）	・曲げに対する照査は、発生応力が、短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は、発生応力または発生せん断力が、短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認
地震応答解析	・J E A G 4 6 0 1 - 1987 ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年）	・有限要素法による2次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

2.5 評価対象断面の方向

a. 杭間部

出口側集水桝（杭間部）は防潮堤横断方向と防潮堤縦断方向で同じ構造であること、構内排水路逆流防止設備の検討が横断方向であることを考慮して、防潮堤横断方向を評価対象断面方向として選定する。

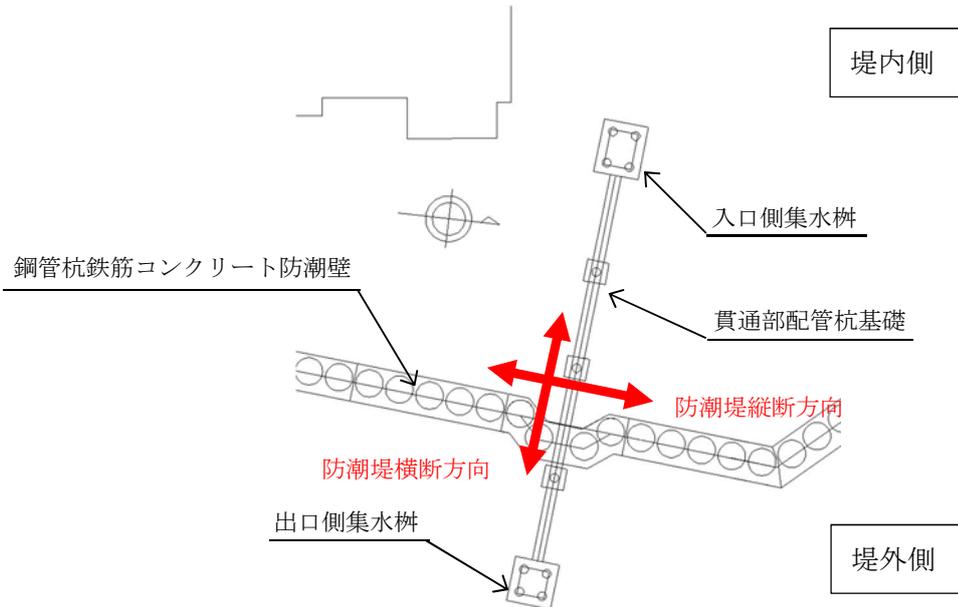


図 2-9 構内排水路逆流防止設備平面図

b. RC防潮壁部

出口側集水桝（RC防潮壁部）は防潮堤横断方向と防潮堤縦断方向で同じ構造であること、RC防潮壁側を固定支持とする片持ち梁モデルにて評価すること、構内排水路逆流防止設備の検討が横断方向であることを考慮して、防潮堤横断方向を評価対象断面方向として選定する。

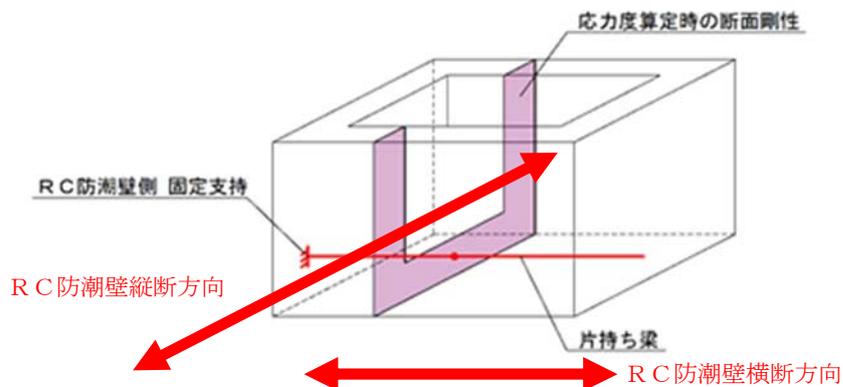


図 2-10 片持ち梁モデル図

2.6 評価対象断面の選定

a. 杭間部

評価対象断面は、集水桝及び貫通部排水管を含む断面のうち、入力津波高さが高く、防潮堤盛土による排水管の土被り厚が大きい、排水系統 I-2 の断面とする。評価対象断面の選定結果を表 2-6 に示す。

表 2-6 (1) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (1/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
I-2	Ⅲ区間	・杭基礎構 である。	比較的津波高さ が高い。	T.P. +4.0 m	第四層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	○	津波波力が大きく、I-3 よりも海 側に面し津波の影響を大きく受け ること、杭体に発生する地震時の 応力が大きいと考えられることか ら評価対象断面として選定する。
I-3	Ⅲ区間	・杭基礎構 である。	比較的津波高さ が高い。	T.P. +4.0 m	第四層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	I-2 と同等の津波波力であるが、 I-2 よりも陸側に位置するため、 評価対象断面としない。
II-1	Ⅲ区間	・杭基礎構 である。	比較的津波高さ が高い。	T.P. +8.0 m	第四層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	I-2 に比べて設置地盤標高が高く 津波波力が小さいため、評価対象 断面としない。
II-2	Ⅲ区間	・杭基礎構 である。	比較的津波高さ が高い。	T.P. +8.0 m	第四層が厚く堆 積し、岩盤上面標 高が低い。	フラップ ゲート	—	I-2 に比べて設置地盤標高が高く 津波波力が小さいため、評価対象 断面としない。

注記 * : 「5.11.5 防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁) 」の図 5.11.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

表 2-6 (2) 評価対象断面の選定結果 (杭間部) (2/2)

断面 (排水 系統)	区間*	構造的特徴	津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
III-1	II 区間	・杭基礎構 である。	比較的津波高さ が低い。	T.P. +8.0 m	第四紀層が薄く堆 積し、岩盤上面標 高が高い。	フラップ ゲート	—	区間 III に比べて津波波力が小さ く、また岩盤上面標高が高く杭体 に生じる応力が区間 III に比べて小 さいため、評価対象断面としな い。
III-2	II 区間	・杭基礎構 である。	比較的津波高さ が低い。	T.P. +7.7 m	第四紀層が薄く堆 積し、岩盤上面標 高が高い。	フラップ ゲート	—	区間 III に比べて津波波力が小さ く、また岩盤上面標高が高く杭体 に生じる応力が区間 III に比べて小 さいため、評価対象断面としな い。
V	II 区間	・杭基礎構 である。	比較的津波高さ が低い。	T.P. +7.7 m	第四紀層が薄く堆 積し、岩盤上面標 高が高い。	フラップ ゲート	—	区間 III に比べて津波波力が小さ く、また岩盤上面標高が高く杭体 に生じる応力が区間 III に比べて小 さいため、評価対象断面としな い。

注記 * : 「5.11.5 防潮堤 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)」の図 5.11.5-4 評価対象断面候補の平面配置図において設定した区間

b. RC防潮壁部

評価対象断面は、排水管がRC防潮壁基礎を貫通する2つの経路のうち、各地震応答解析結果の応答値より得られる設計震度が大きい排水系統IV-1を選定する。評価対象断面の選定結果を表2-7に示す。

表 2-7 評価対象断面の選定結果 (RC防潮壁部)

断面 (排水 系統)	構造的特徴	津波高さ	設置地盤標高	周辺地質	間接支持 する設備	評価 断面	選定結果
IV-1	<ul style="list-style-type: none"> RC防潮壁と一体構造である。 	比較的津波 高さが高い。	T.P. +2.7 m	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	フラップ ゲート	○	排水系統IV-2 と同一構造であるが、排水系統IV-2 に比べて第四紀層が薄く堆積し、設計震度が大きいたため評価対象断面とする。
IV-2	<ul style="list-style-type: none"> RC防潮壁と一体構造である。 	比較的津波 高さが高い。	T.P. +2.7 m	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	フラップ ゲート	—	排水系統IV-1 と同一構造であるが、排水系統IV-1 に比べて第四紀層が厚く堆積し、設計震度が小さいため評価対象断面としない。

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

a. 杭間部

排水系統 I-2 の断面位置を図 3-1 に示す。また、排水系統 I-2 の断面図を図 3-2 に示す。

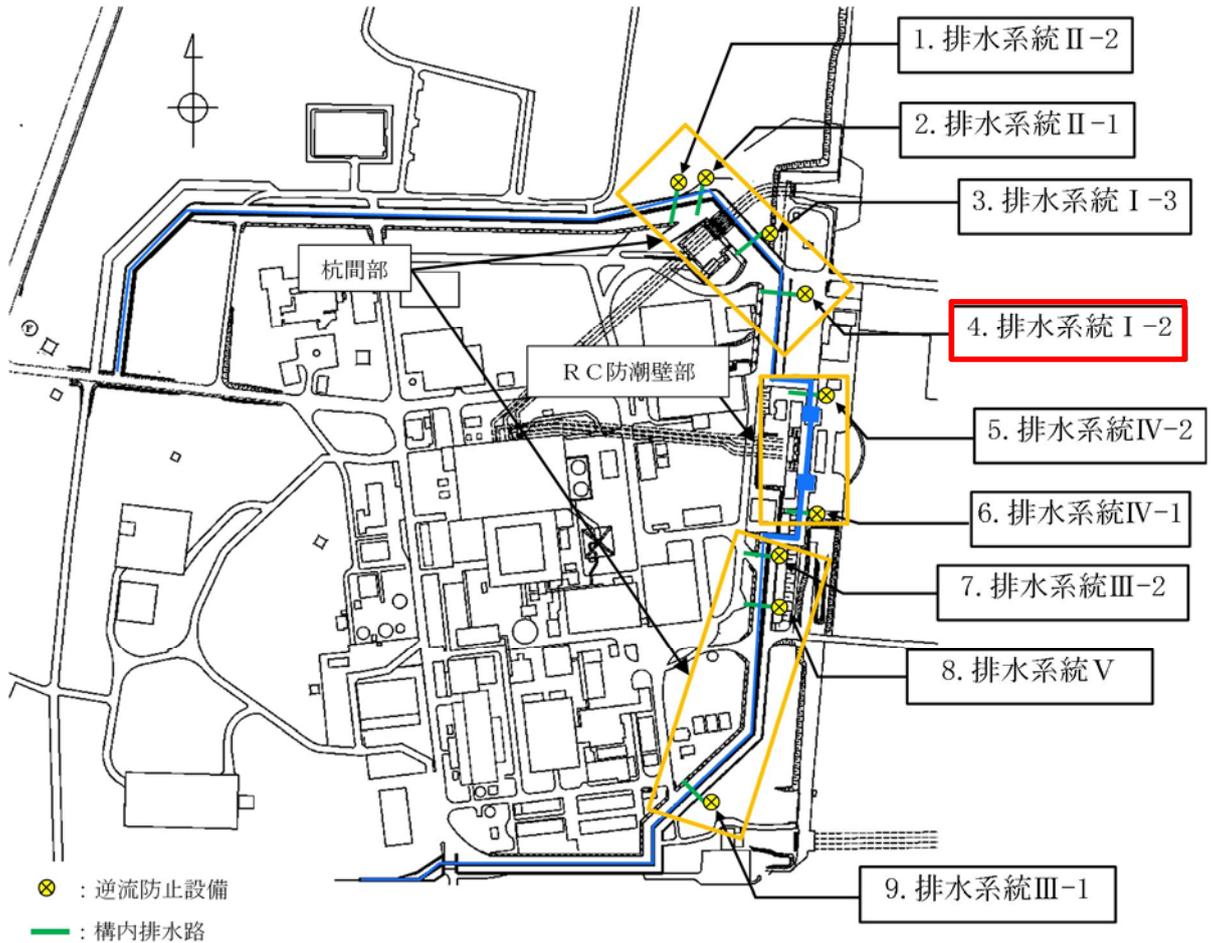


図 3-1 構内排水路逆流防止設備の配置及び地震応答解析断面位置図

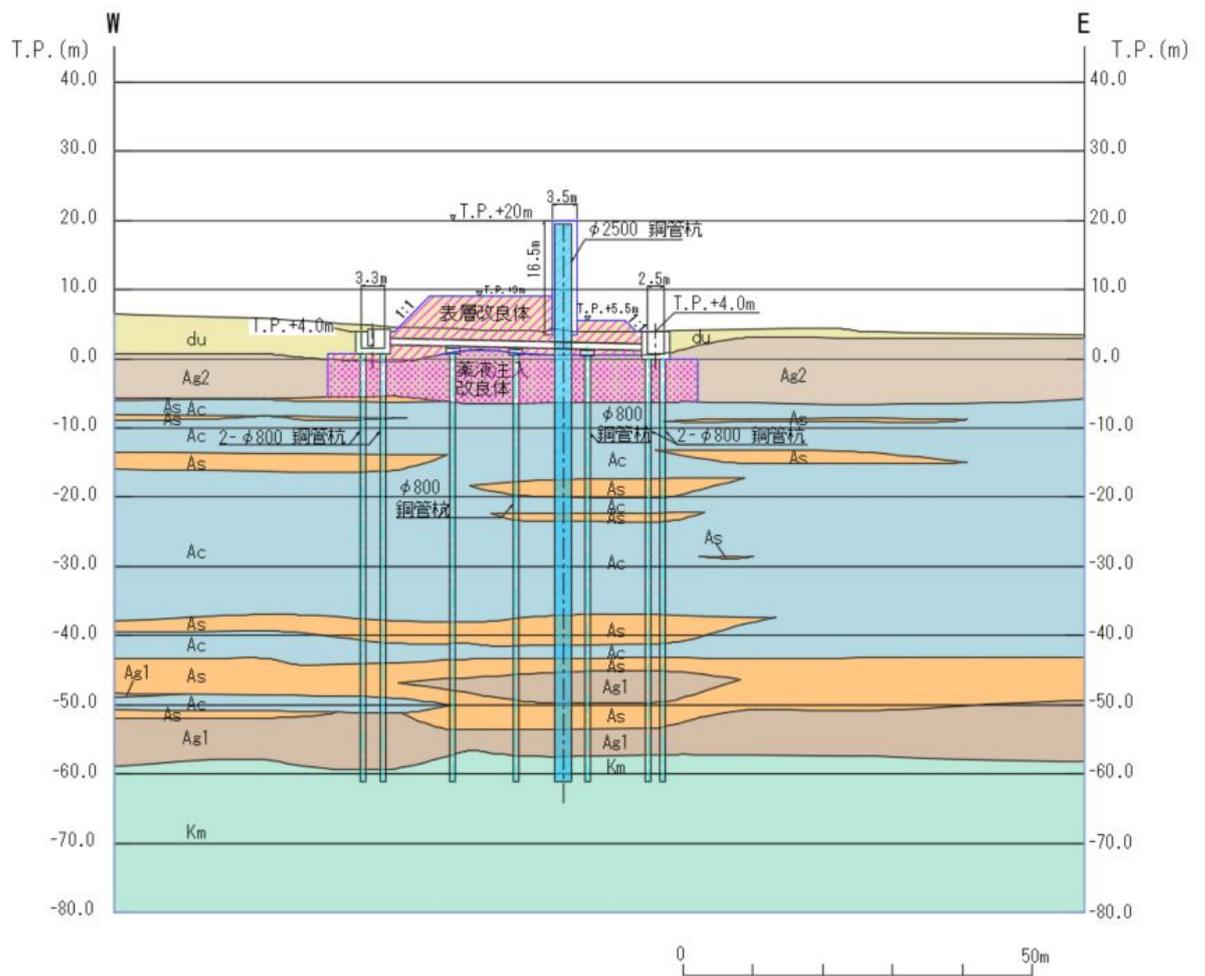


图 3-2 評価対象断面図 (排水系統 I-2)

b. RC防潮壁部

排水系統IV-2の断面位置を図3-3に示す。また、排水系統IV-2の断面図を図3-4に示す。

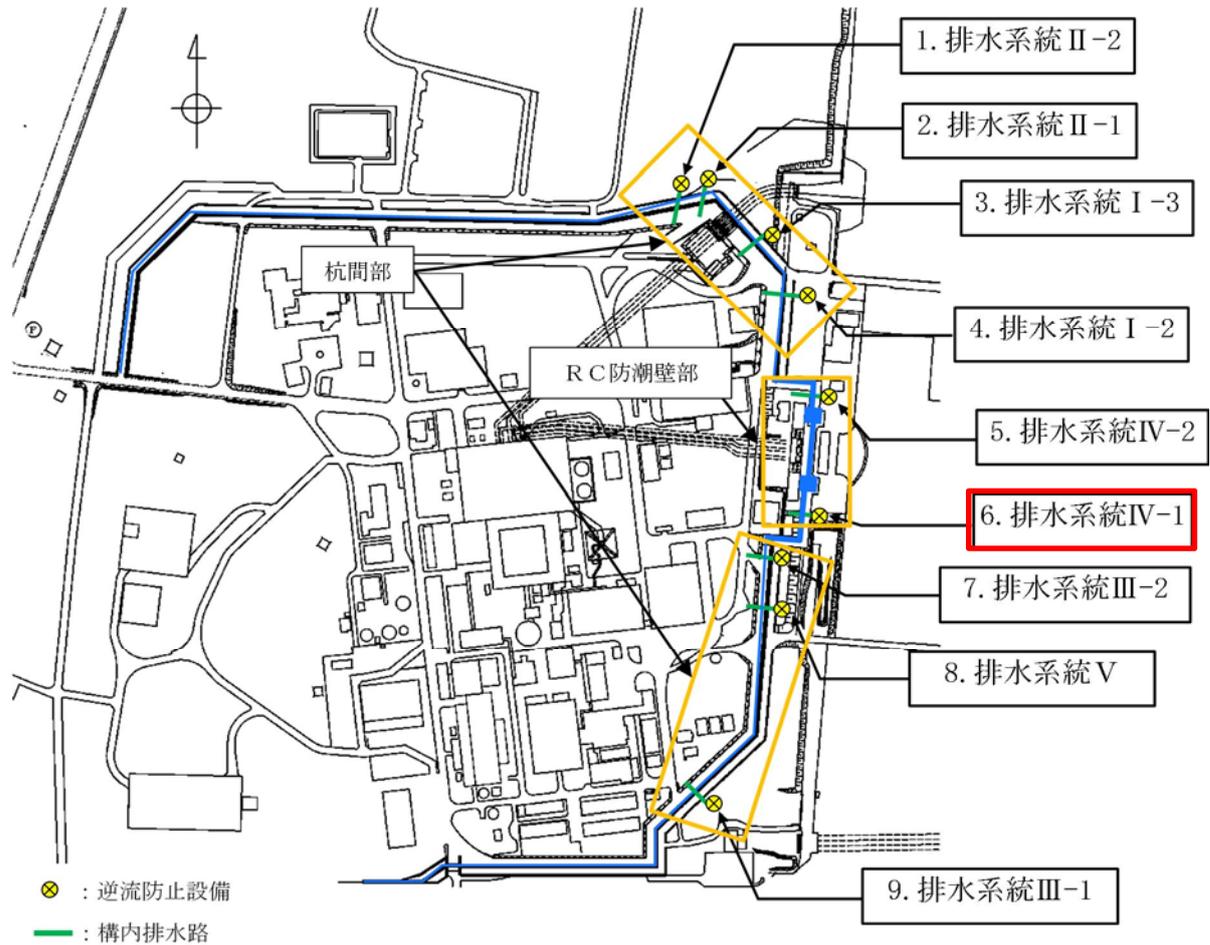


図3-3 構内排水路逆流防止設備の配置及び評価対象断面位置図

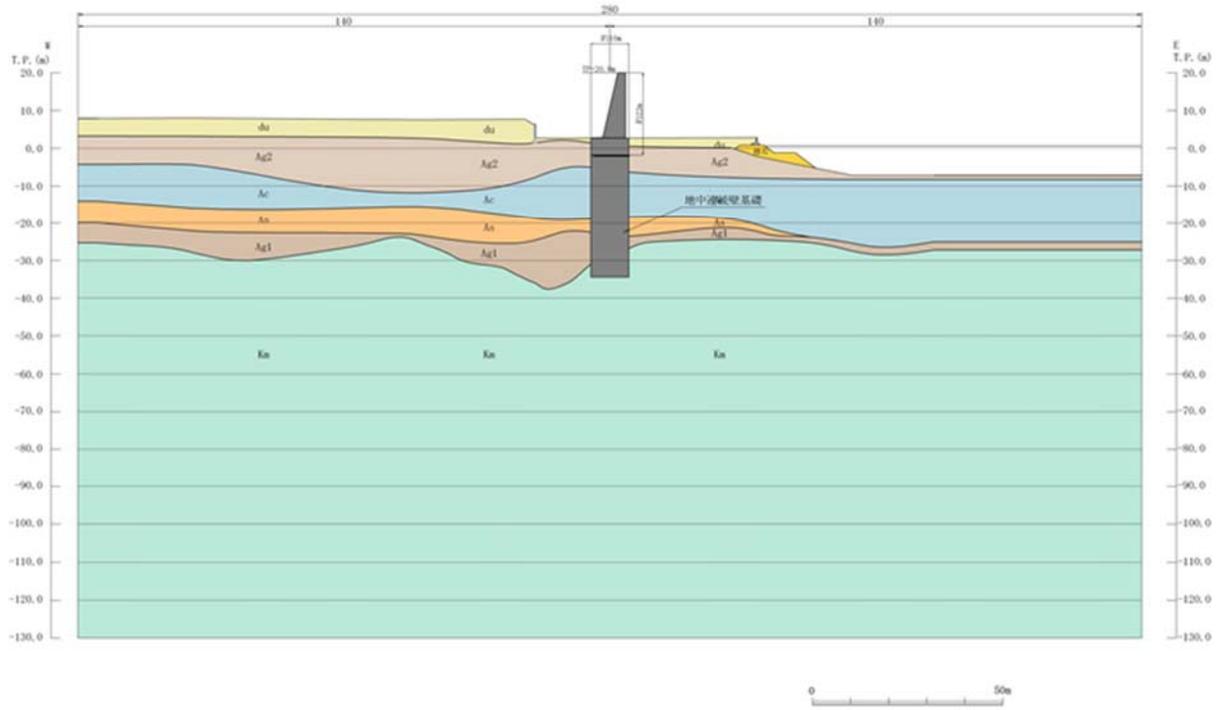


图 3-4 評価対象断面図 (排水系統IV-1)

3.2 解析方法

a. 杭間部

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

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

地中土木構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂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、地盤の非液状化の影響を考慮する場合は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

図3-5に構内排水路逆流防止設備の地震応答解析フロー図を示す。

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

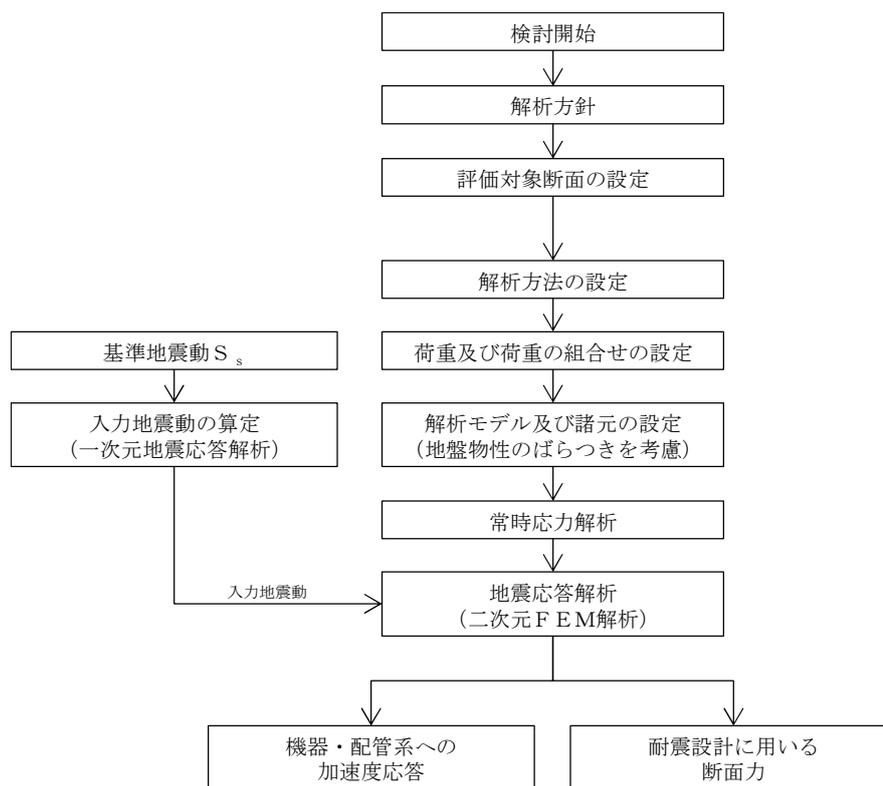


図3-5 構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）の地震応答解析フロー

(1) 構造部材

底版及び縦断面に垂直な側壁を線形はり要素でモデル化し，縦断面に平行な面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。

(2) 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。

(2) 減衰特性

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

b. RC防潮壁部

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

図3-6に構内排水路逆流防止設備の地震応答解析フロー図を示す。

集水桝の地震応答解析は、必要となる設計震度を応答値より算出し、算出した設計震度によって水平地震動と鉛直地震動を同時加振し、鉄筋コンクリート部材としての構造健全性を確認する。なお、応答値の算出には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

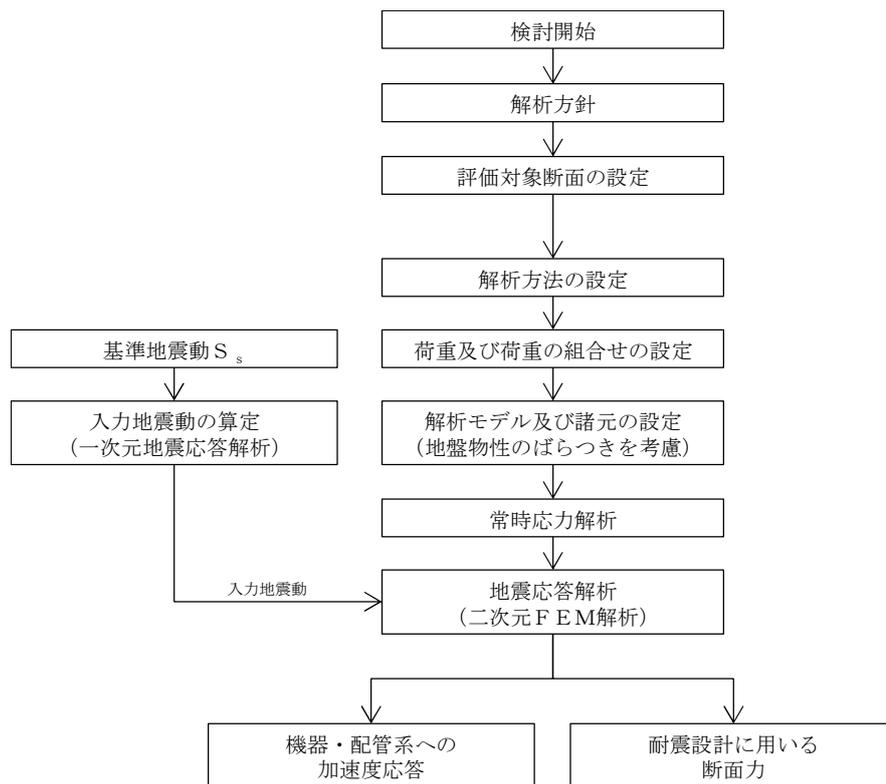


図3-6 構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）の地震応答解析フロー

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

集水桝の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

構内排水路逆流防止設備の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重

固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。

(2) 積載荷重

積載荷重として、集水桝内が満水状態の静水圧による荷重を考慮する。

(3) 地震荷重

基準地震動 S_0 による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重

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

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重

風荷重は考慮しない。

3.3.3 荷重の組合せ

(1) 杭間部

荷重の組合せを表3-1に、荷重概念図を図3-7示す。

表3-1 荷重の組合せ

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

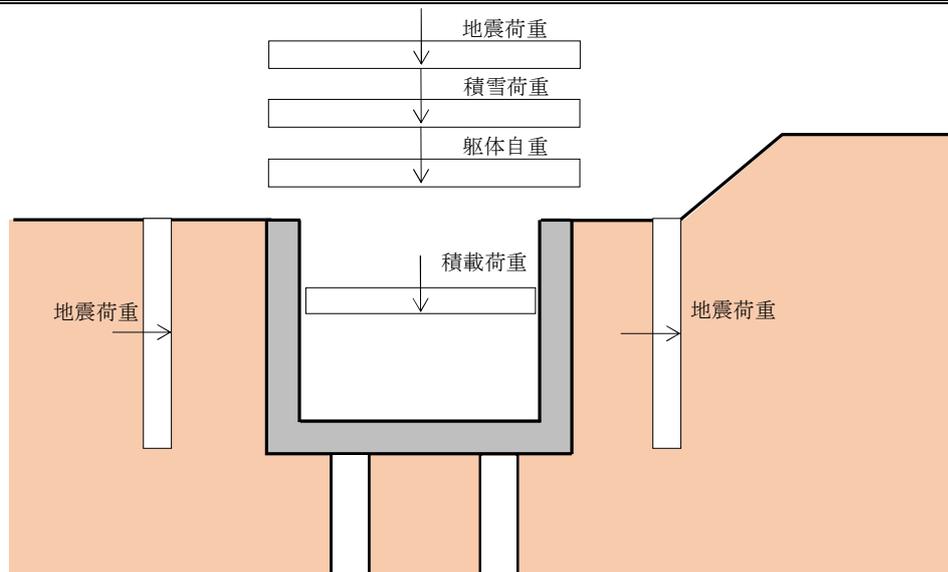


図3-7 荷重概念図

(2) RC防潮壁部

荷重の組合せを表3-2に示す。

表3-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない
		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
		外水圧	○	・地下水位に応じた静水圧として設定する
		内水圧	—	・内水はないため考慮しない
		雪荷重	○	・雪荷重を考慮する
変動荷重		風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない
		風荷重	—	・風荷重を考慮しない
偶発荷重 (地震荷重)		水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	・動水圧を考慮する

3.4 入力地震動

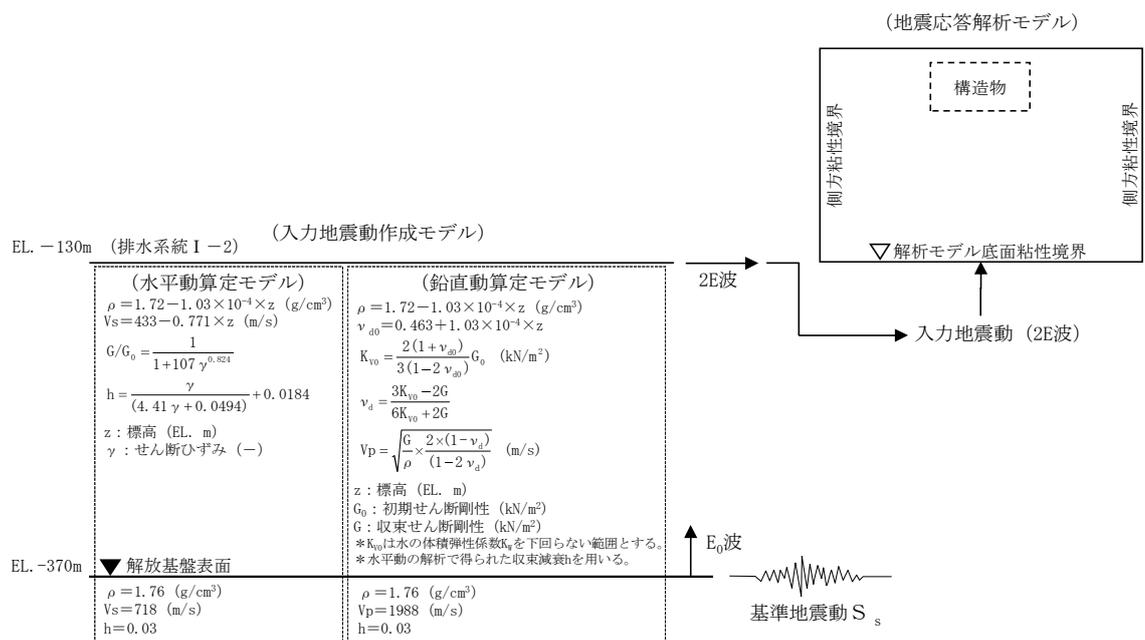
a. 杭間部

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3-7に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3-8に示す。

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

なお、特定の方向性を有しない地震動については、位相を反転させた場合の影響も確認する。断層モデル波である $S_s-11 \sim S_s-22$ 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。

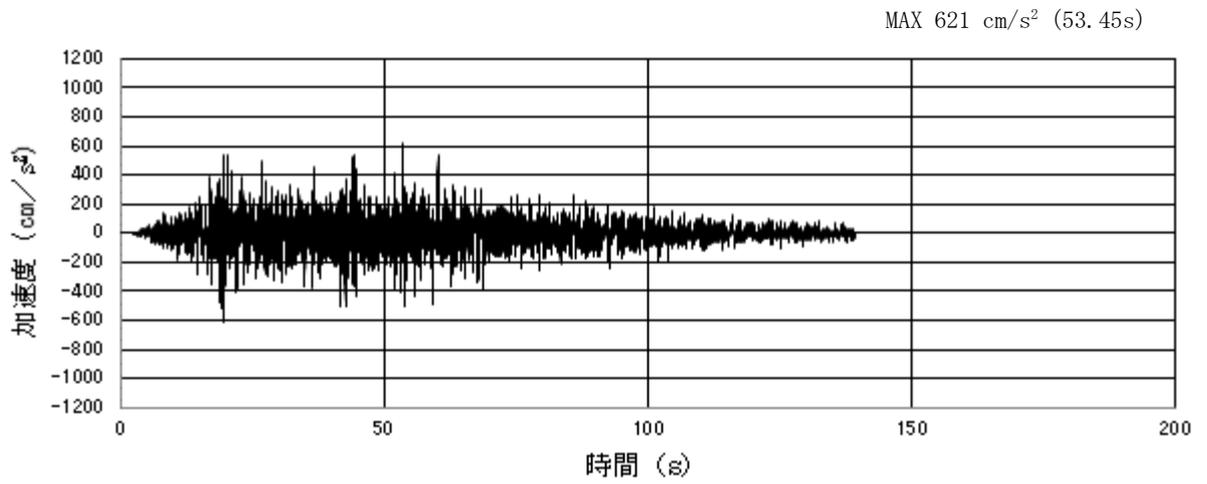


EL. -370m ▼ 解放基盤表面

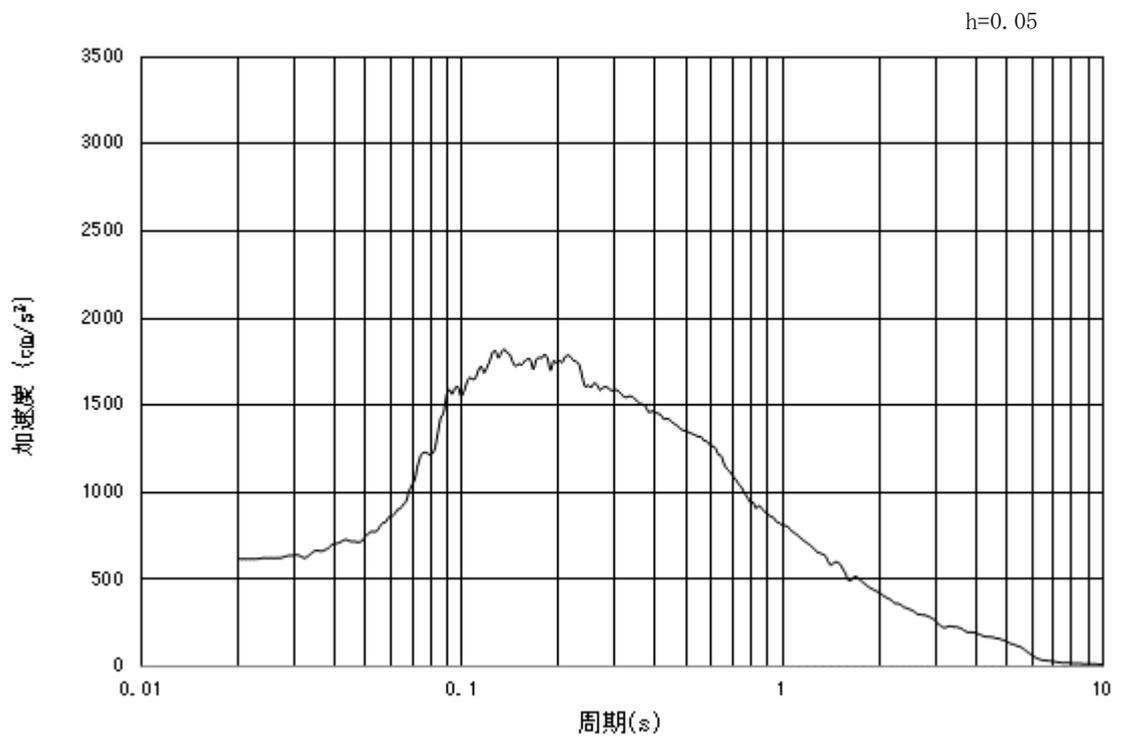
$\rho = 1.76$ (g/cm ³) $V_s = 718$ (m/s) $h = 0.03$	$\rho = 1.76$ (g/cm ³) $V_p = 1988$ (m/s) $h = 0.03$
---	--

基準地震動 S_s

図3-8 入力地震動算定の概念図

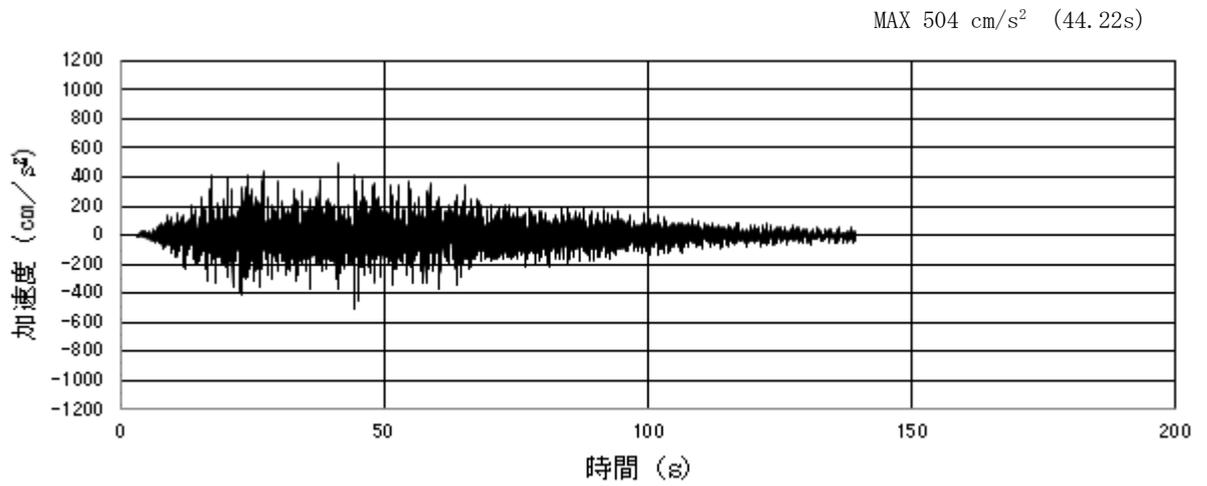


(a) 加速度時刻歴波形

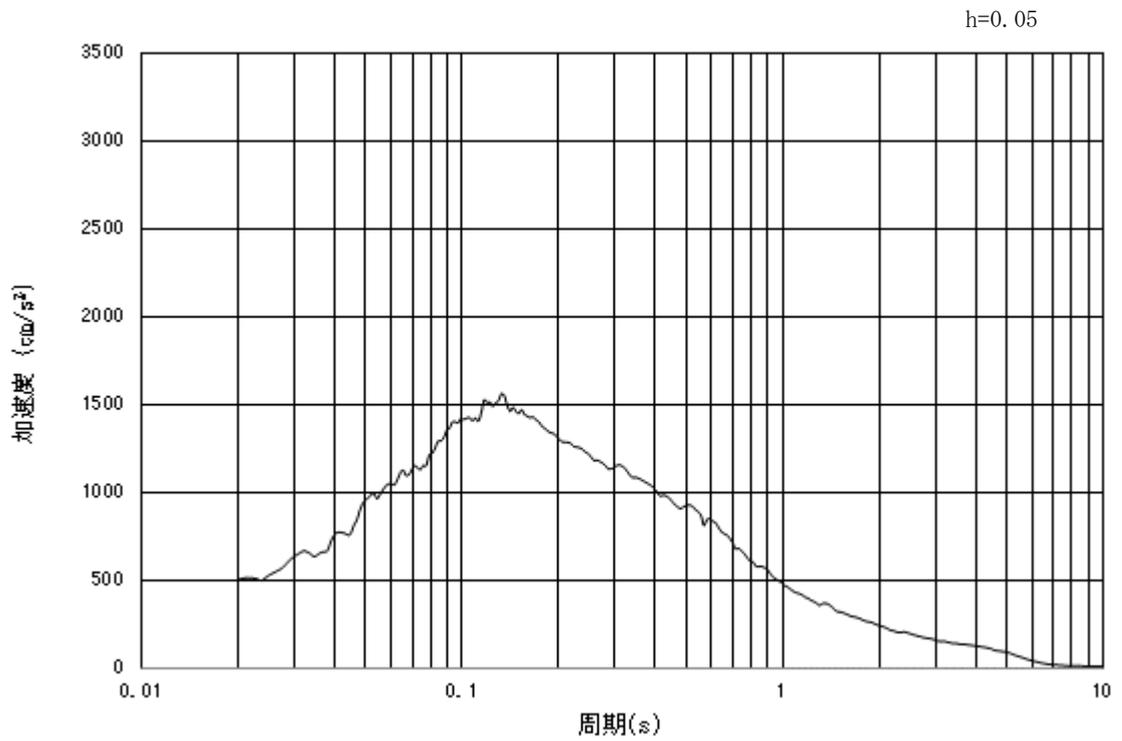


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 (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)

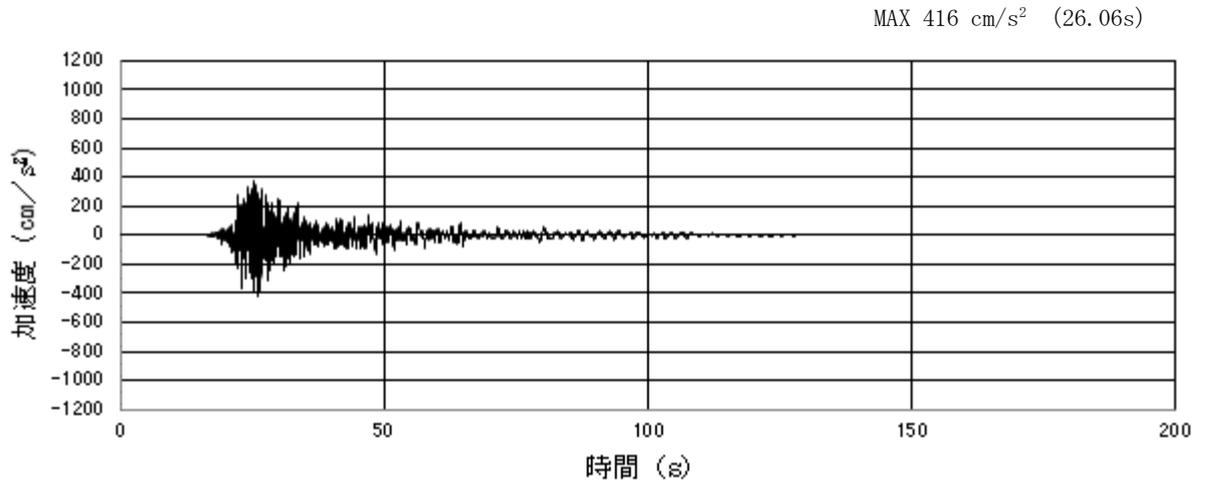


(a) 加速度時刻歴波形

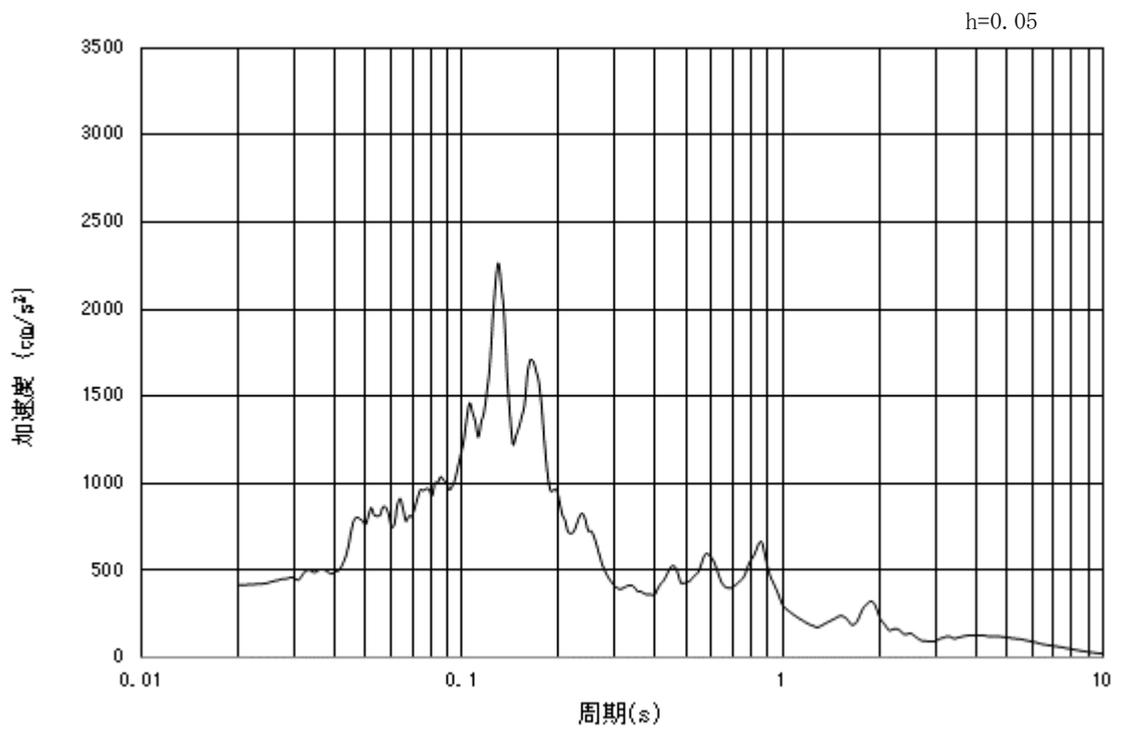


(b) 加速度応答スペクトル

図 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)

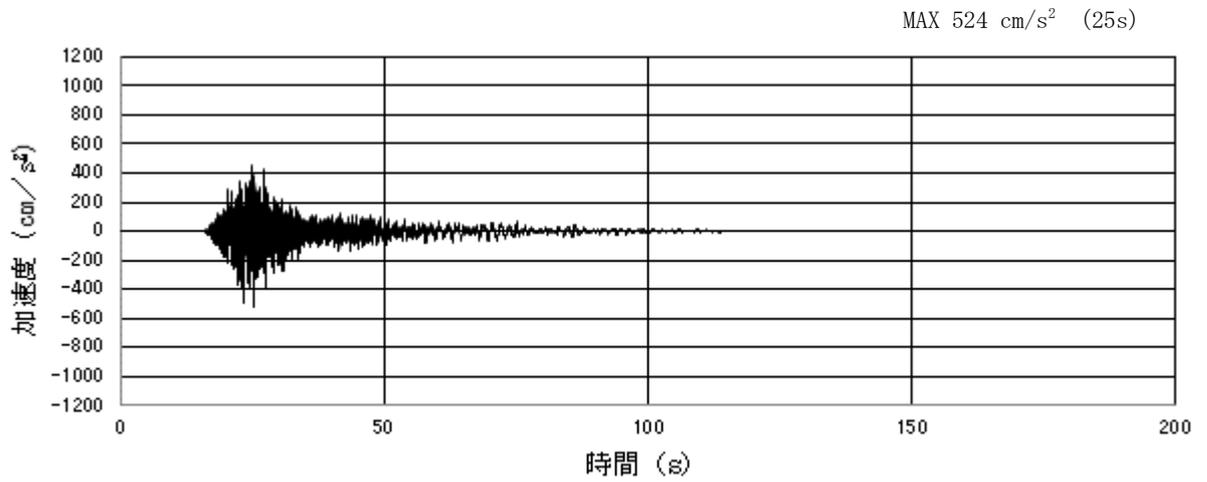


(a) 加速度時刻歴波形

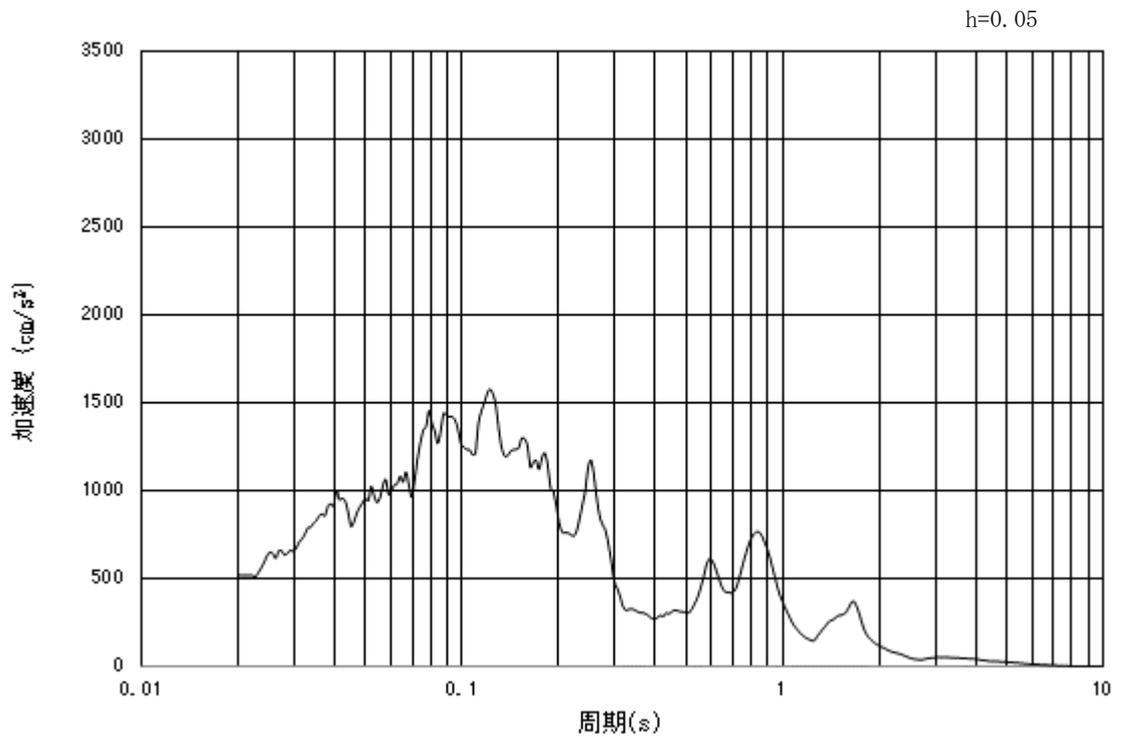


(b) 加速度応答スペクトル

図 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)

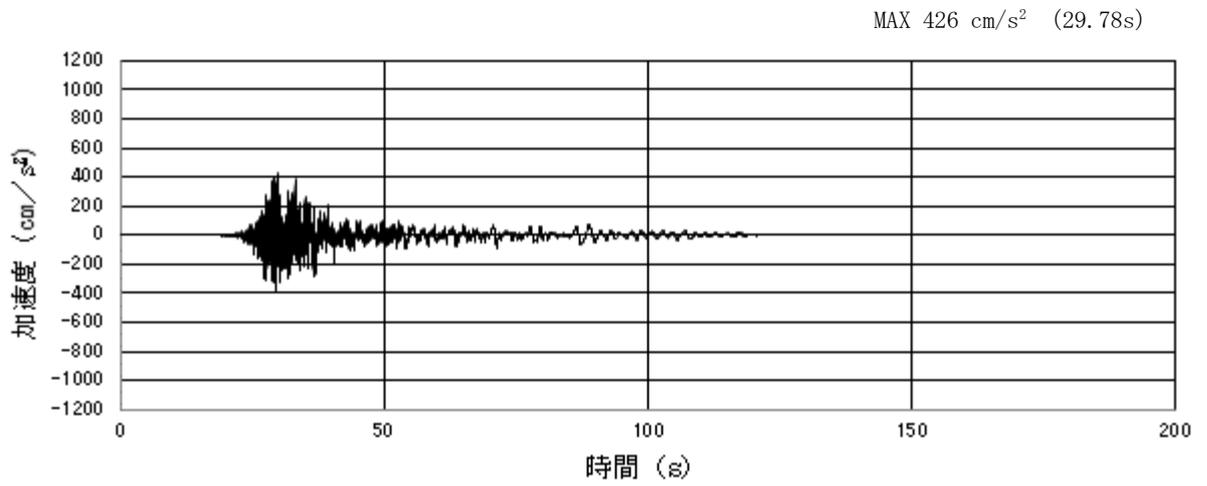


(a) 加速度時刻歴波形

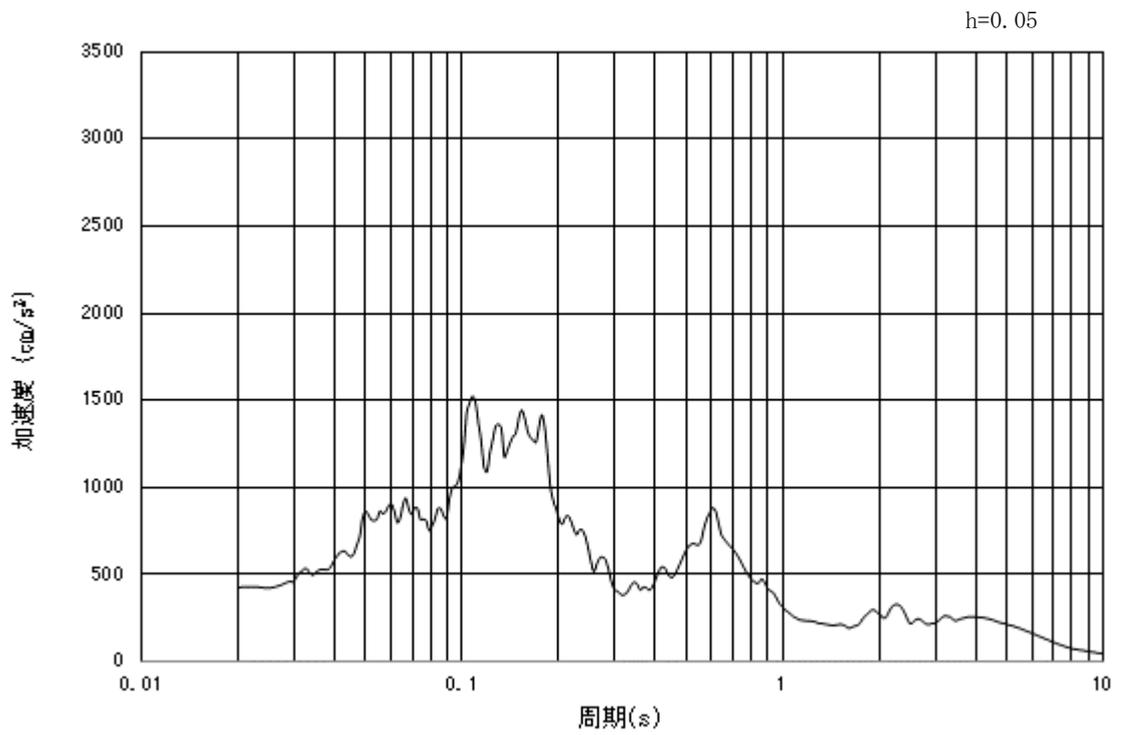


(b) 加速度応答スペクトル

図 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)

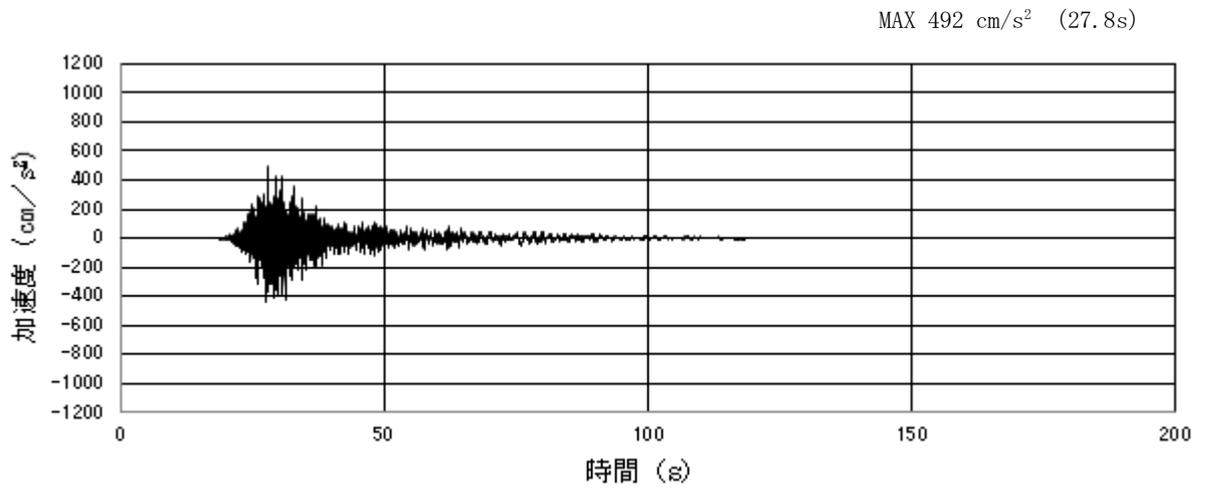


(a) 加速度時刻歴波形

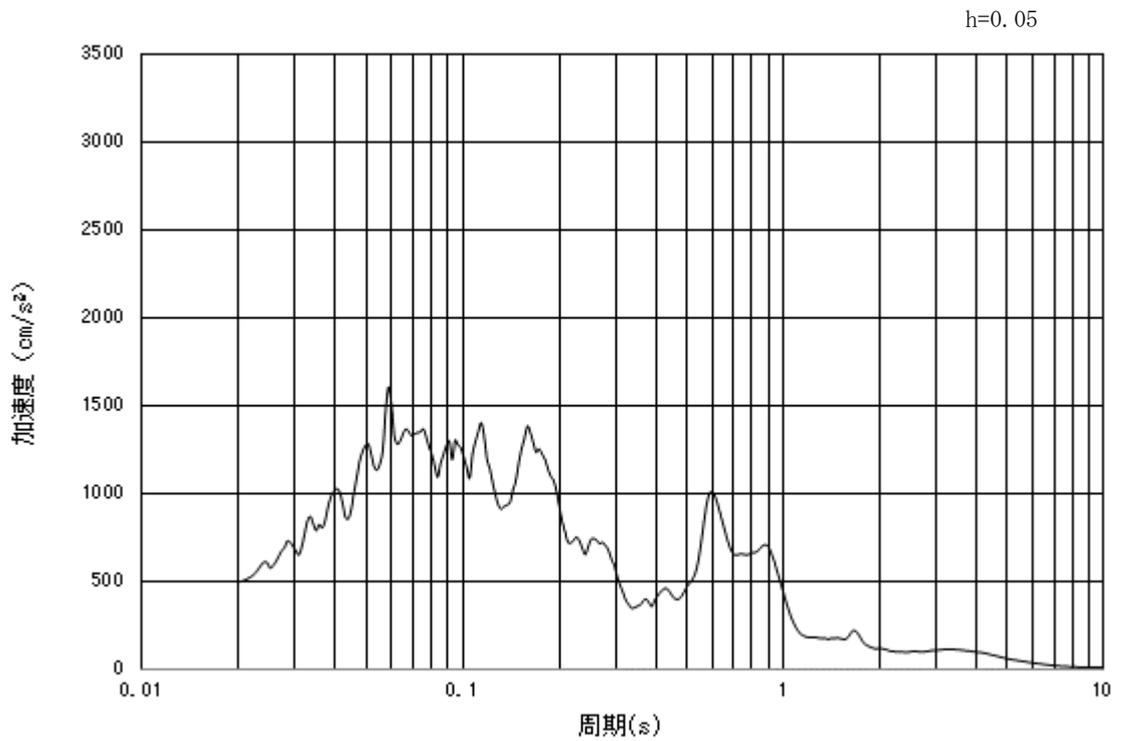


(b) 加速度応答スペクトル

図 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 : $S_s - 1.2$)

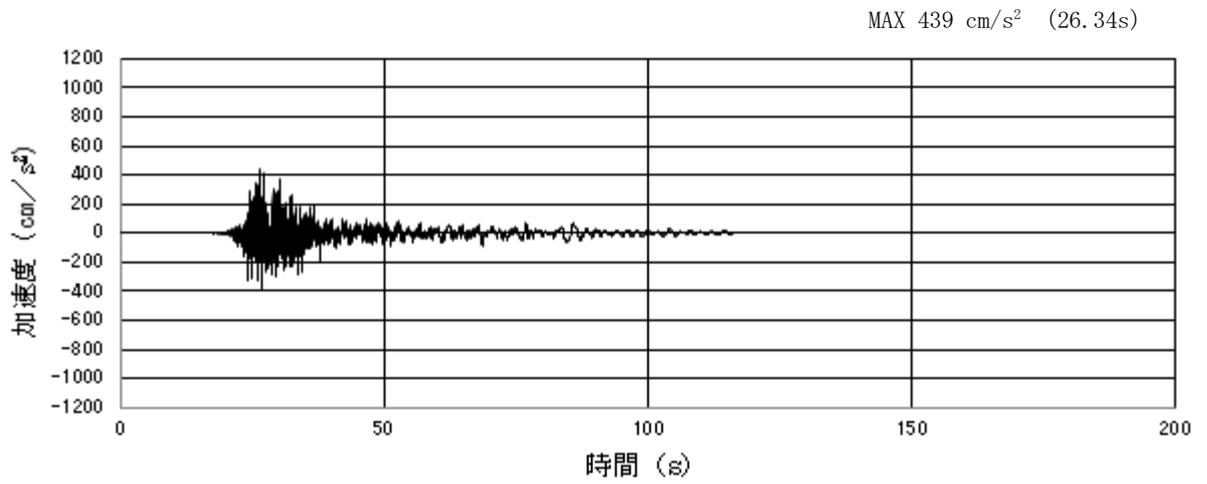


(a) 加速度時刻歴波形

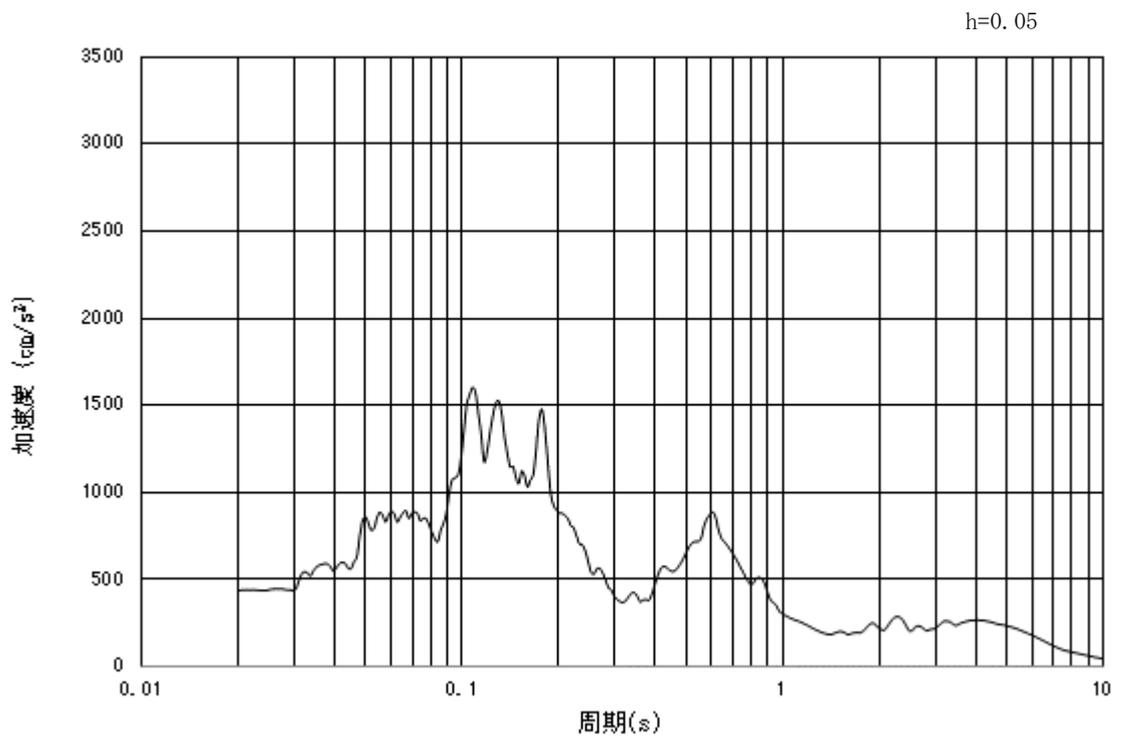


(b) 加速度応答スペクトル

図 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: $S_s - 1.2$)

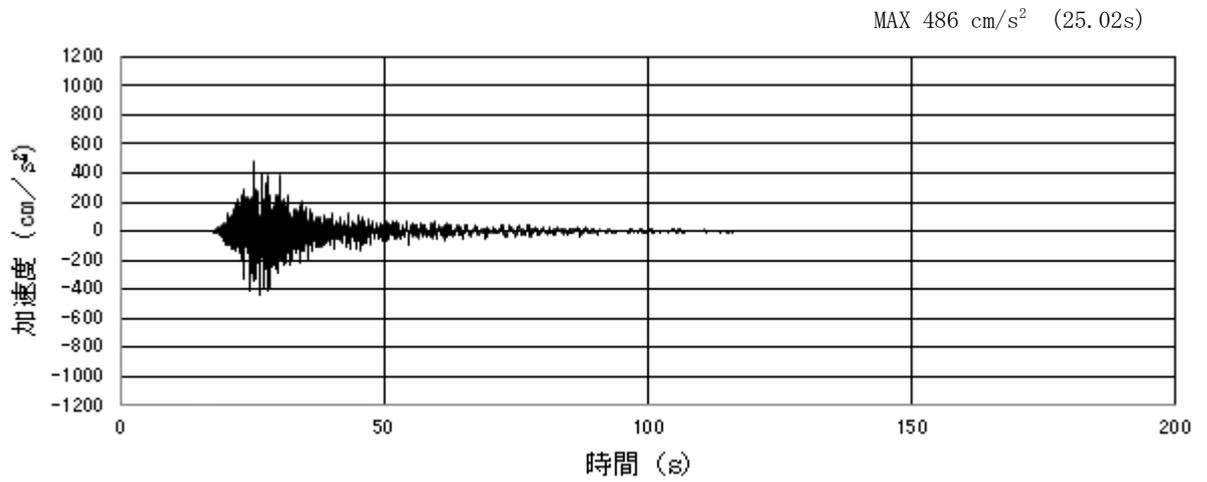


(a) 加速度時刻歴波形

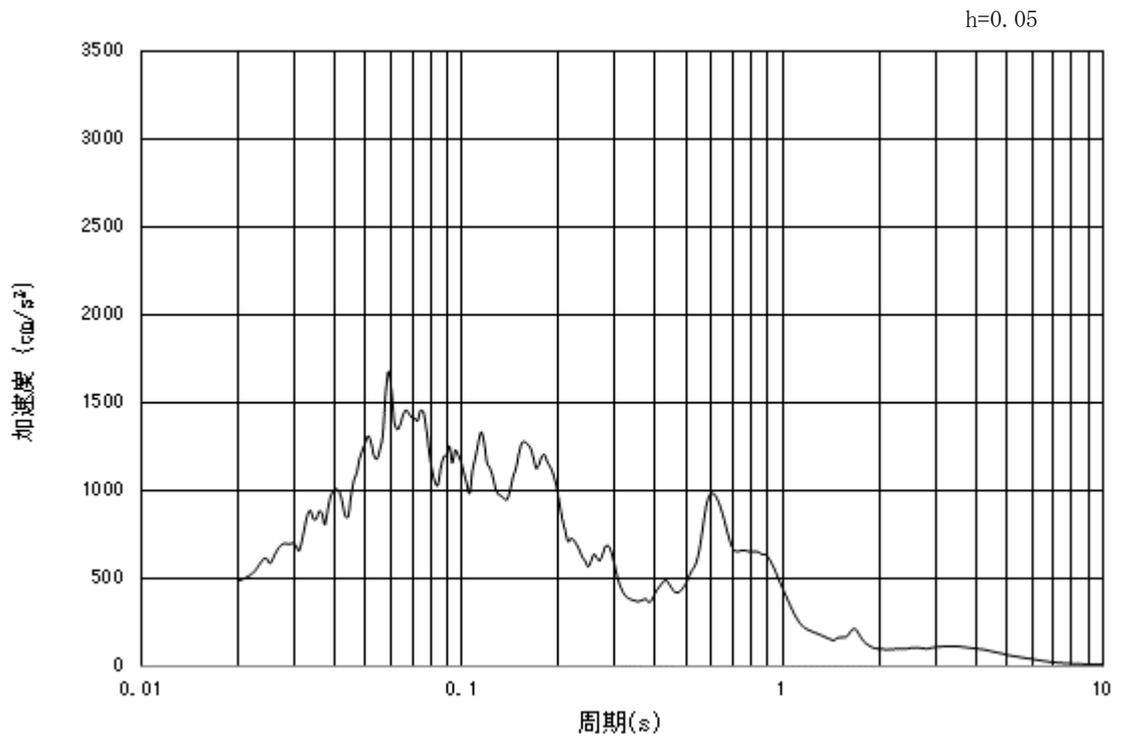


(b) 加速度応答スペクトル

図 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 - 13)

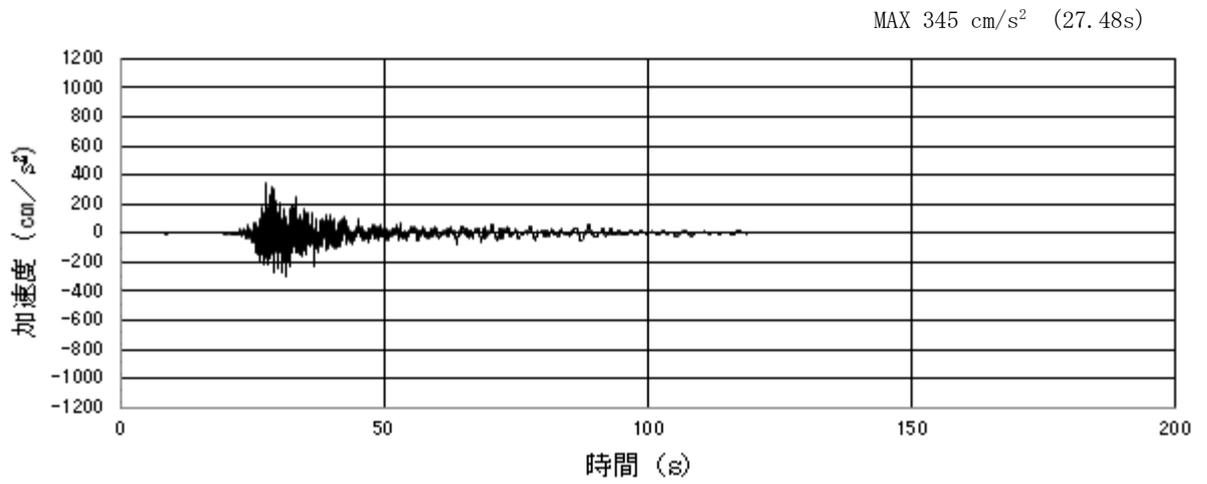


(a) 加速度時刻歴波形

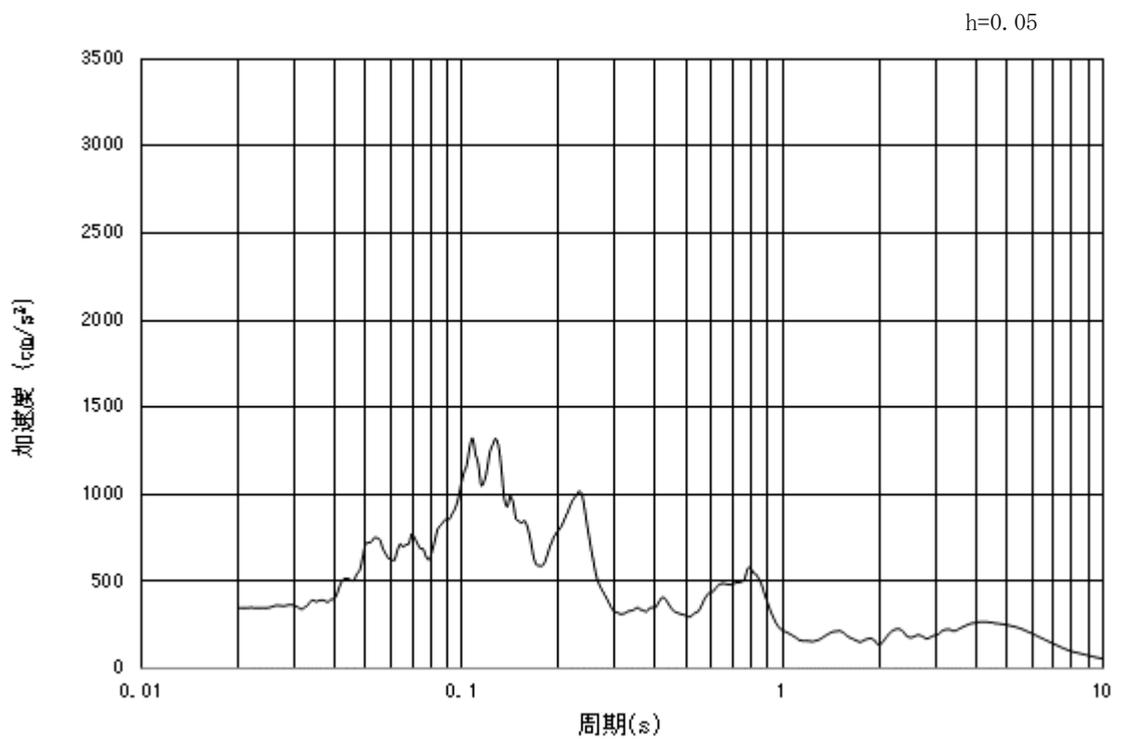


(b) 加速度応答スペクトル

図 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)

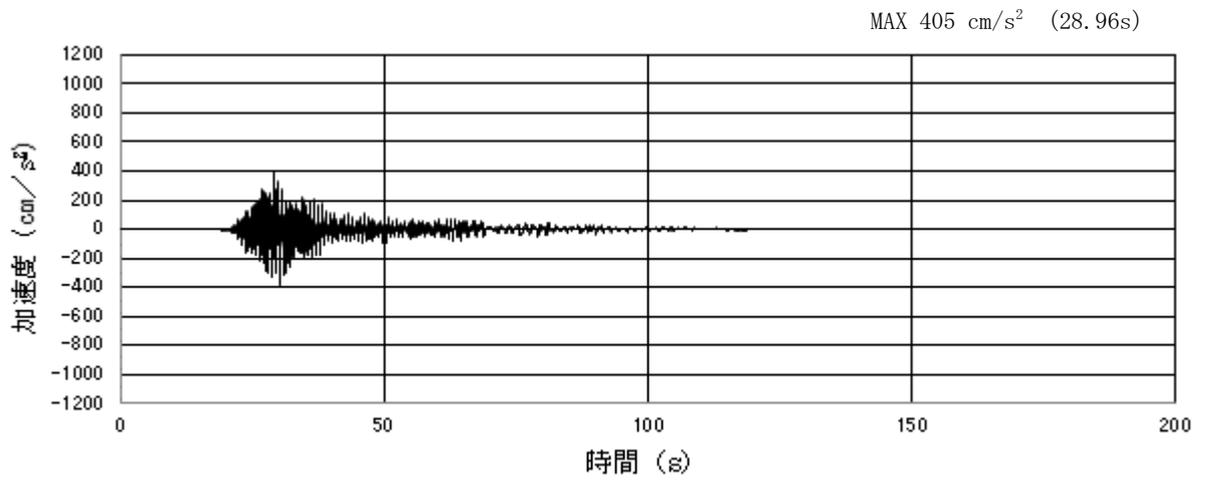


(a) 加速度時刻歴波形

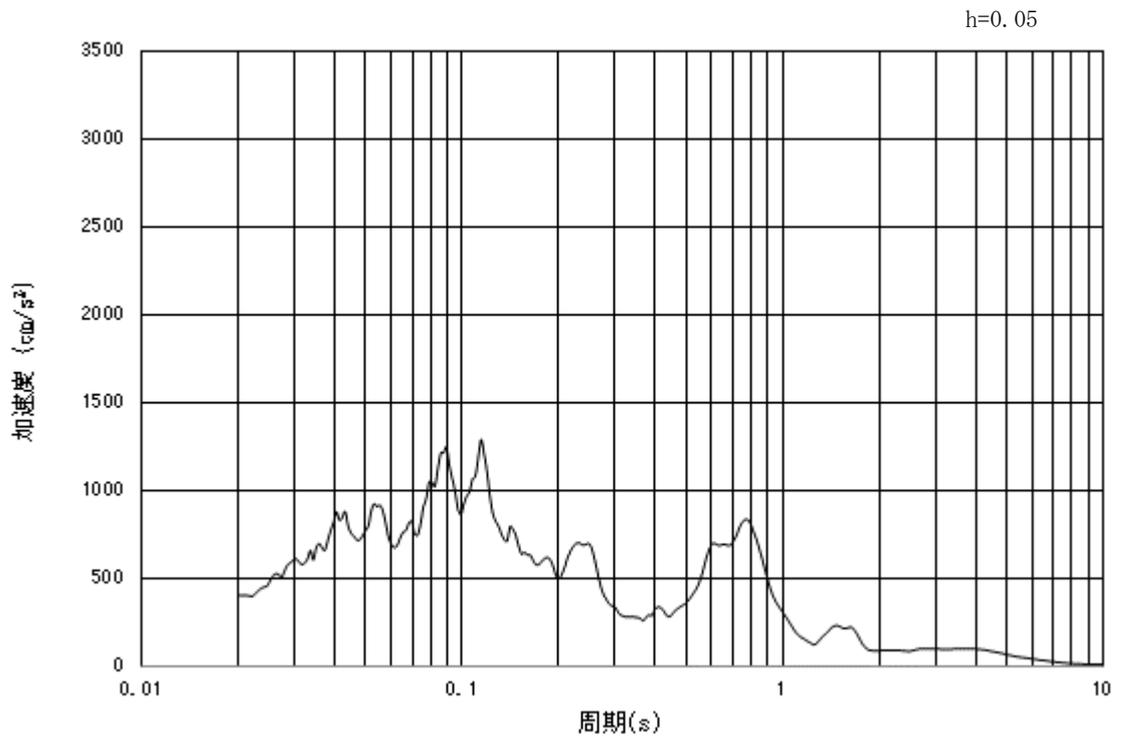


(b) 加速度応答スペクトル

図 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)

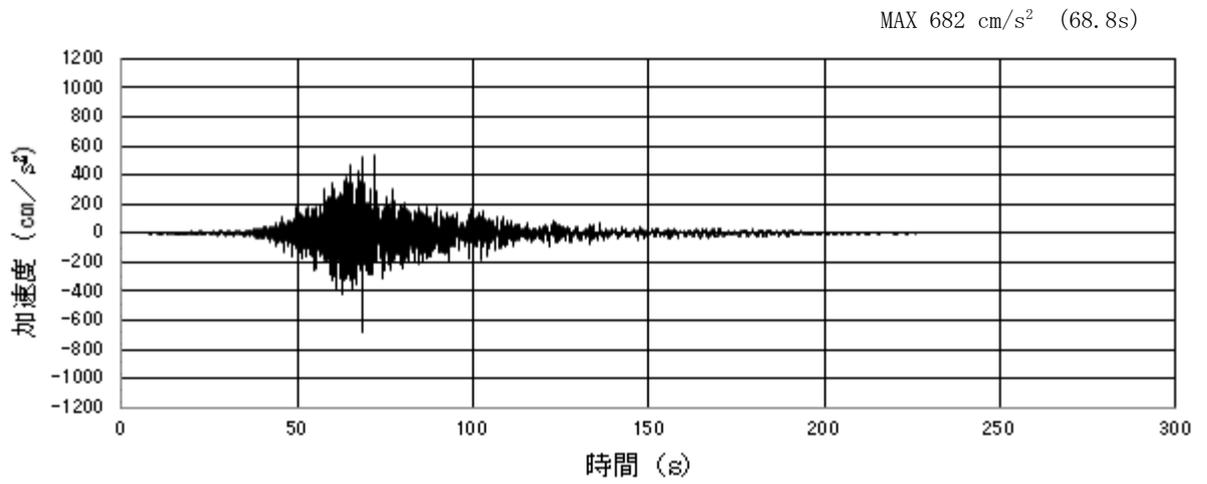


(a) 加速度時刻歴波形

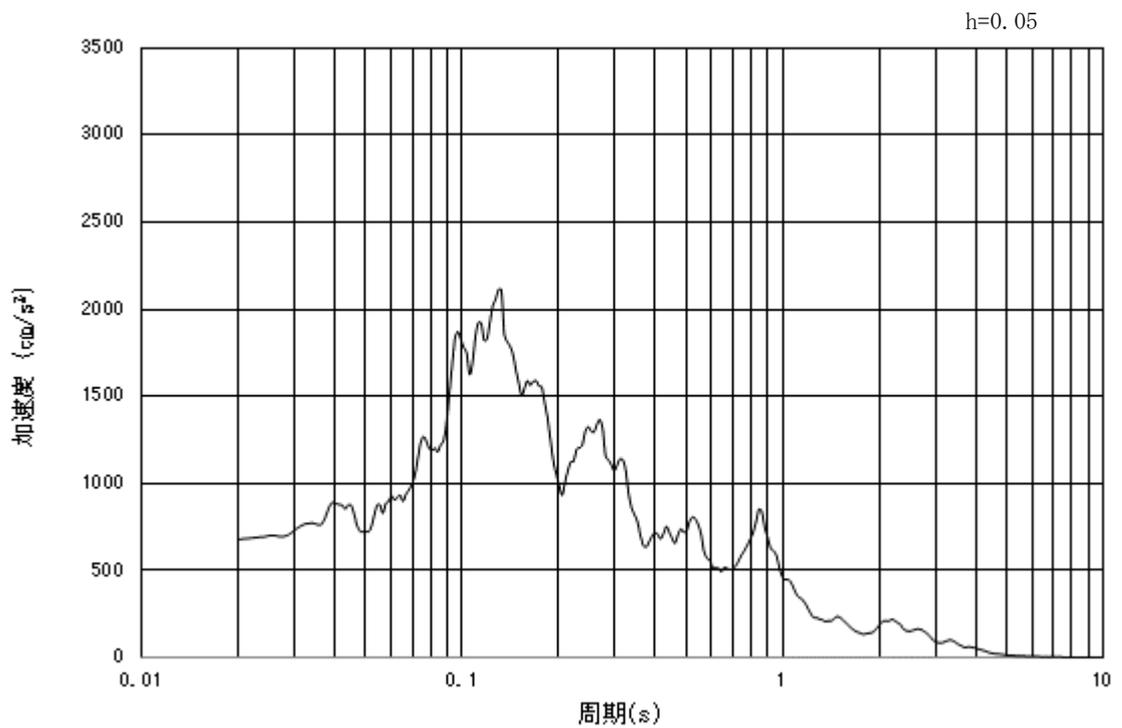


(b) 加速度応答スペクトル

図 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: $S_s - 1.4$)

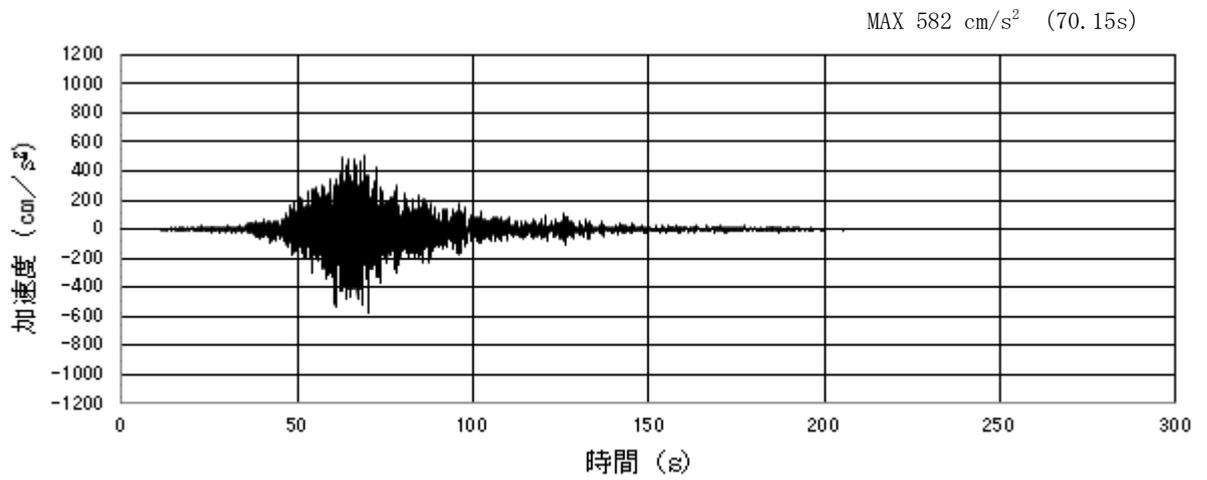


(a) 加速度時刻歴波形

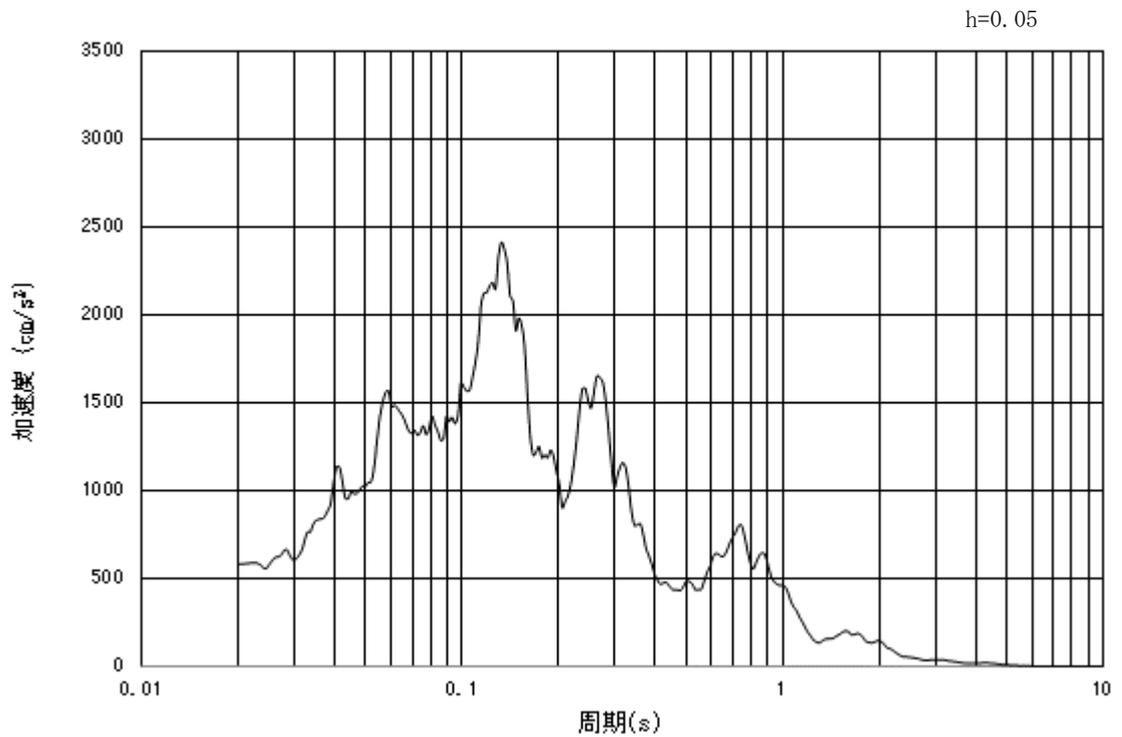


(b) 加速度応答スペクトル

図 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 - 2 1)

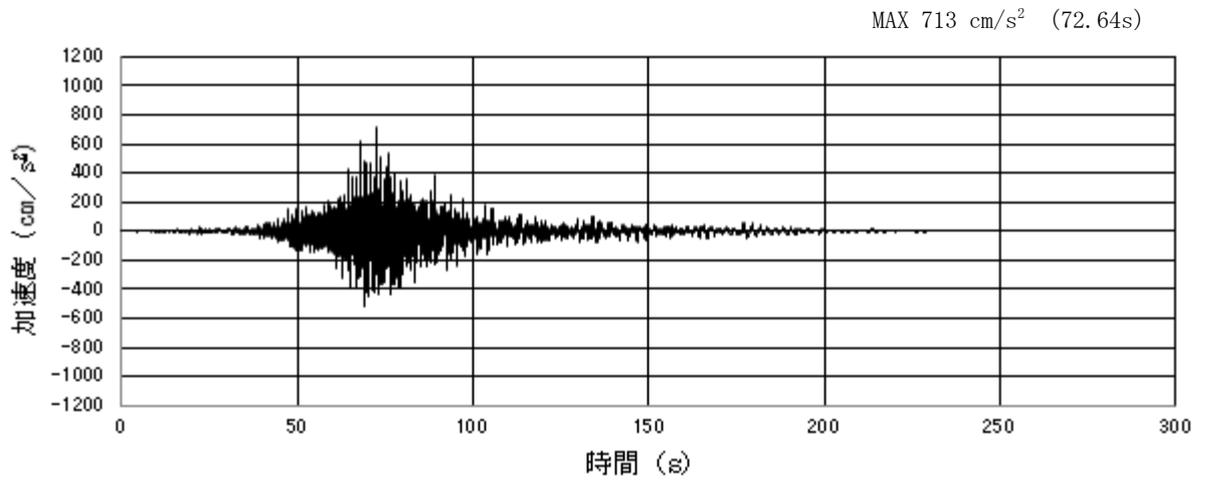


(a) 加速度時刻歴波形

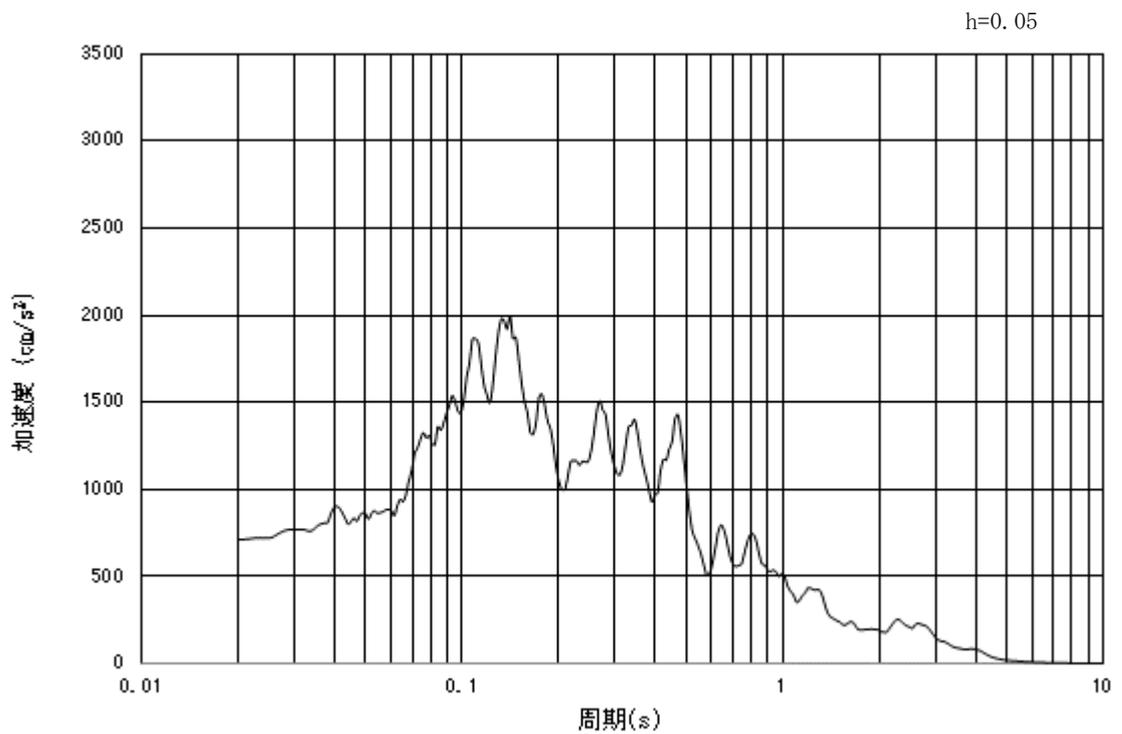


(b) 加速度応答スペクトル

図 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: $S_s - 21$)

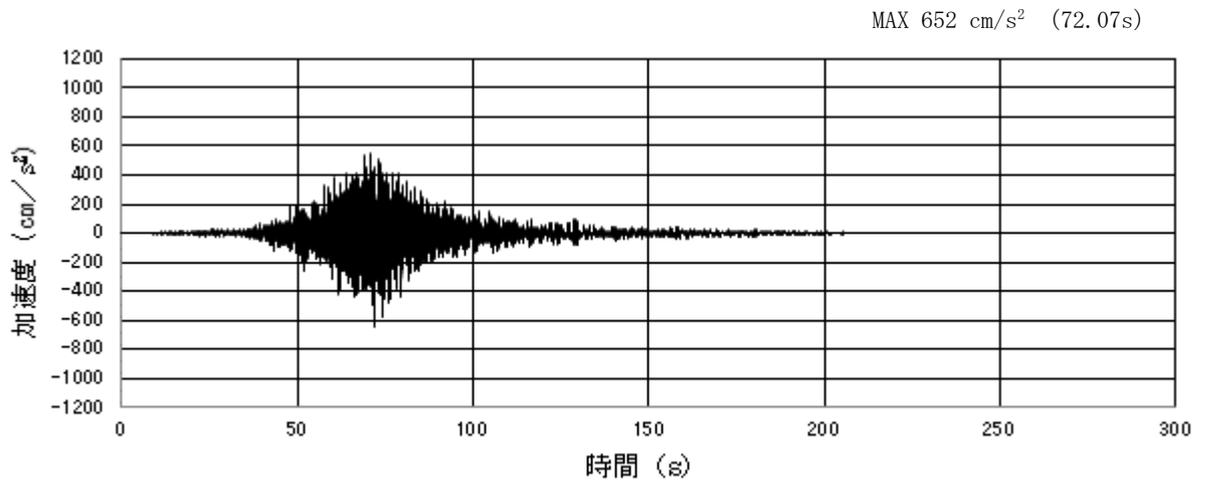


(a) 加速度時刻歴波形

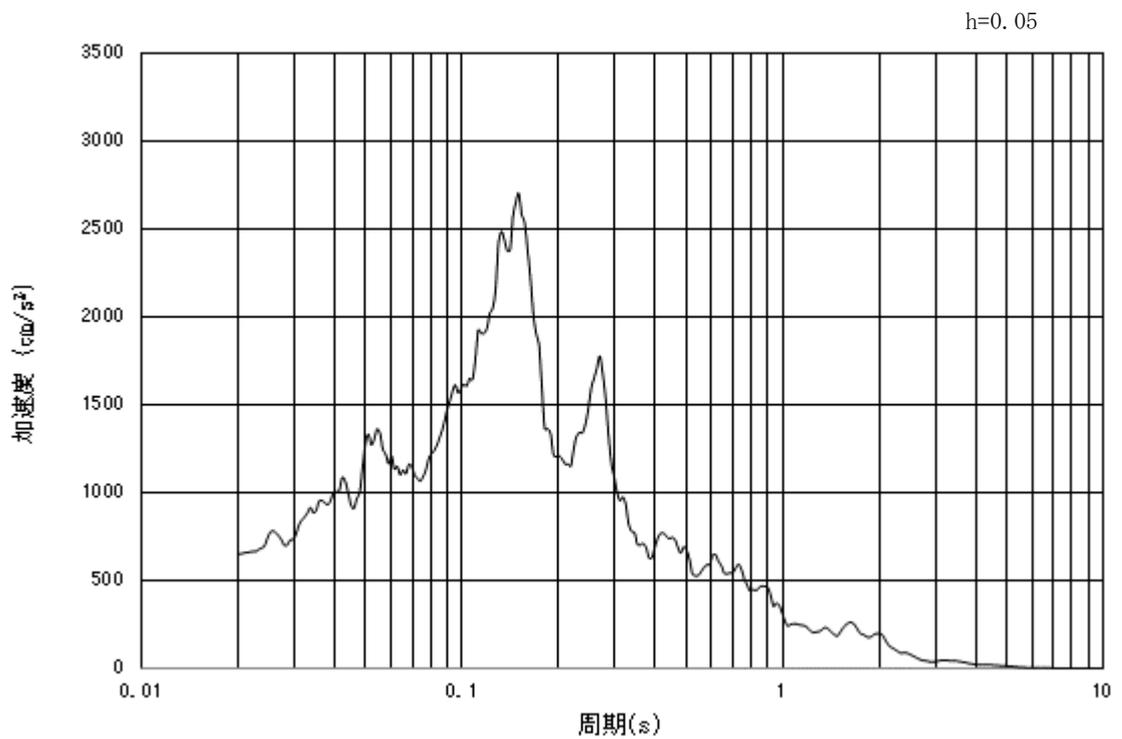


(b) 加速度応答スペクトル

図 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 - 2 2)

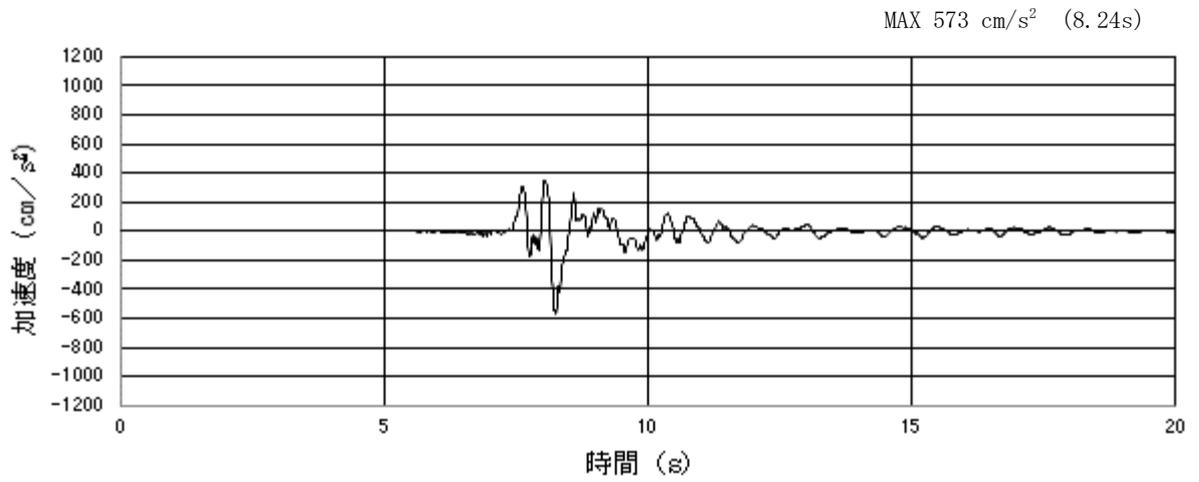


(a) 加速度時刻歴波形

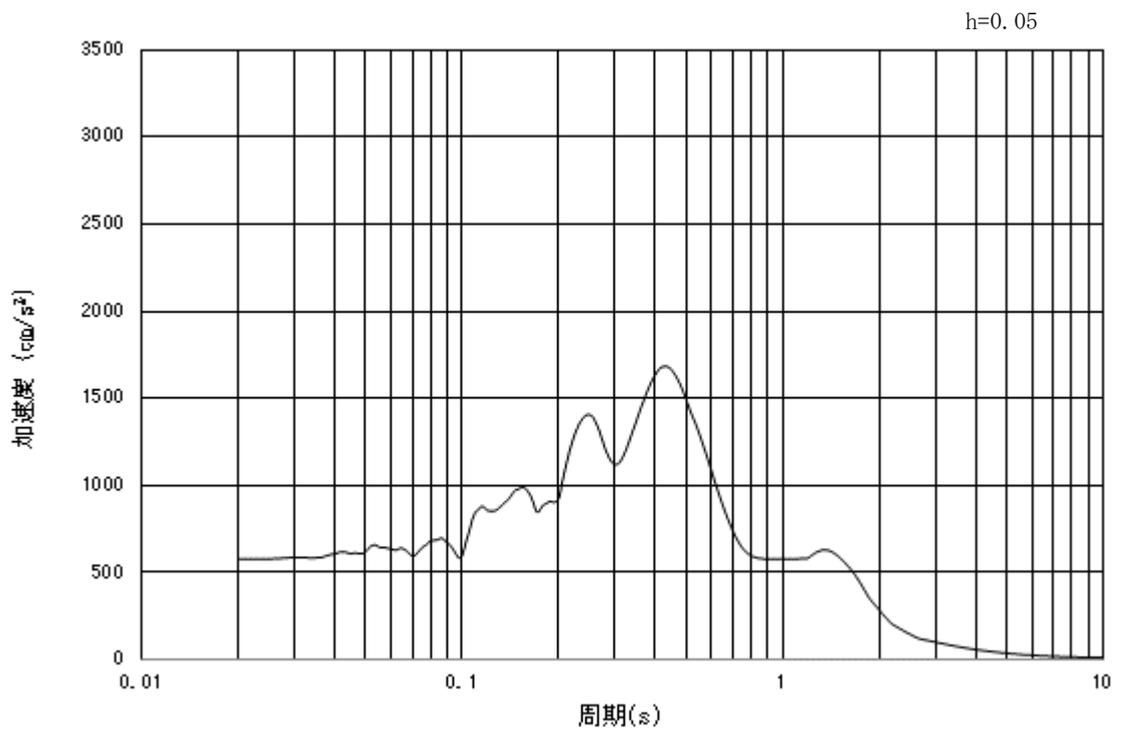


(b) 加速度応答スペクトル

図 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)

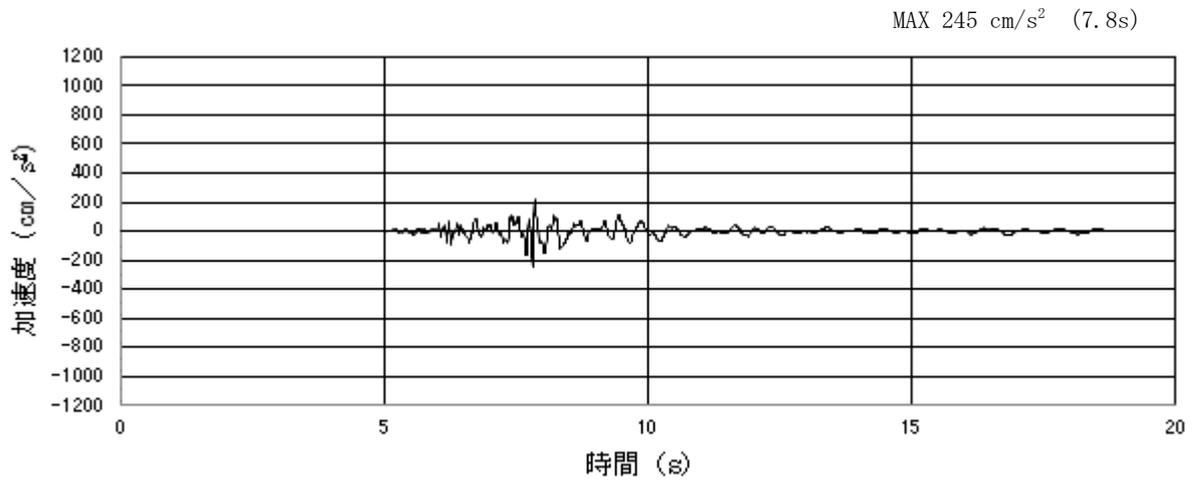


(a) 加速度時刻歴波形

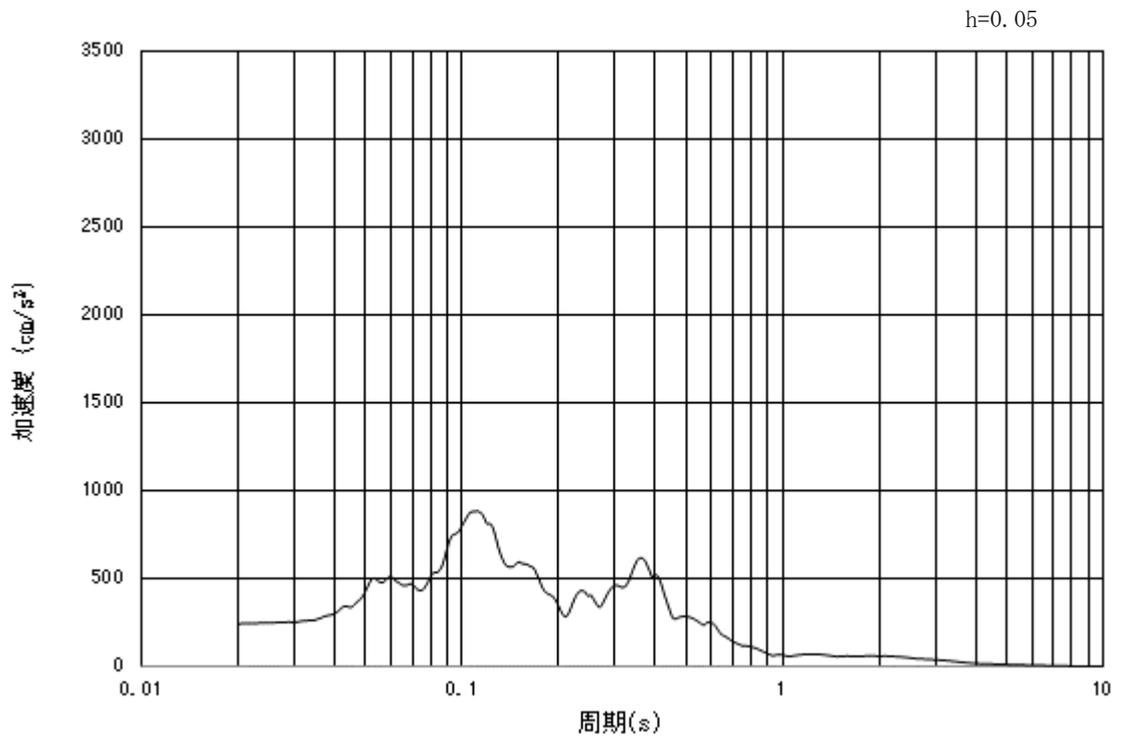


(b) 加速度応答スペクトル

図 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 : $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 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. RC防潮壁部

「5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の地震応答解析結果」に示す入力地震動とする。

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 杭間部

a. 解析モデル

モデル化範囲の考え方を図3-10に示す。

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1-1987を適用し、図3-9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。

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、T.P. -130.0mまでモデル化する。

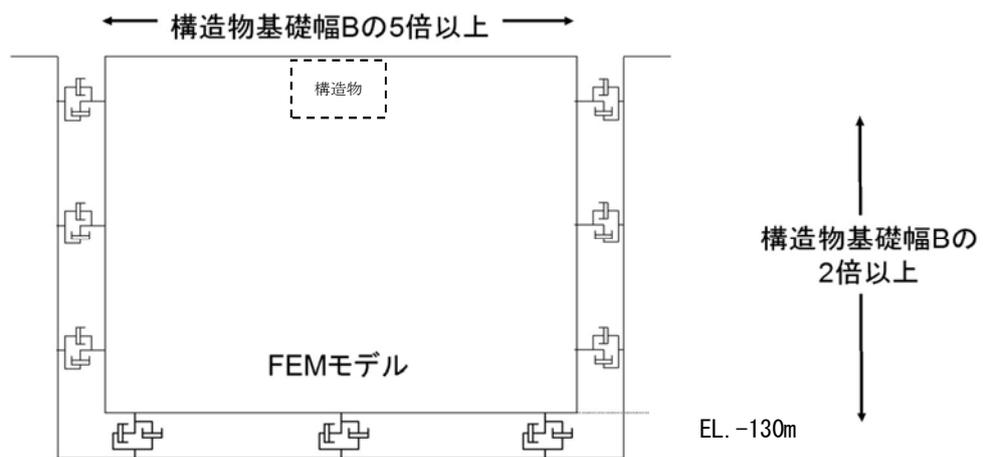


図3-10 モデル化範囲の考え方

(2) 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。

(3) 構造物のモデル化

底版及び縦断面に垂直な側壁を線形はり要素でモデル化し、縦断面に平行な面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

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

構内排水路逆流防止設備の地震応答解析モデルを図 3-11 に示す。

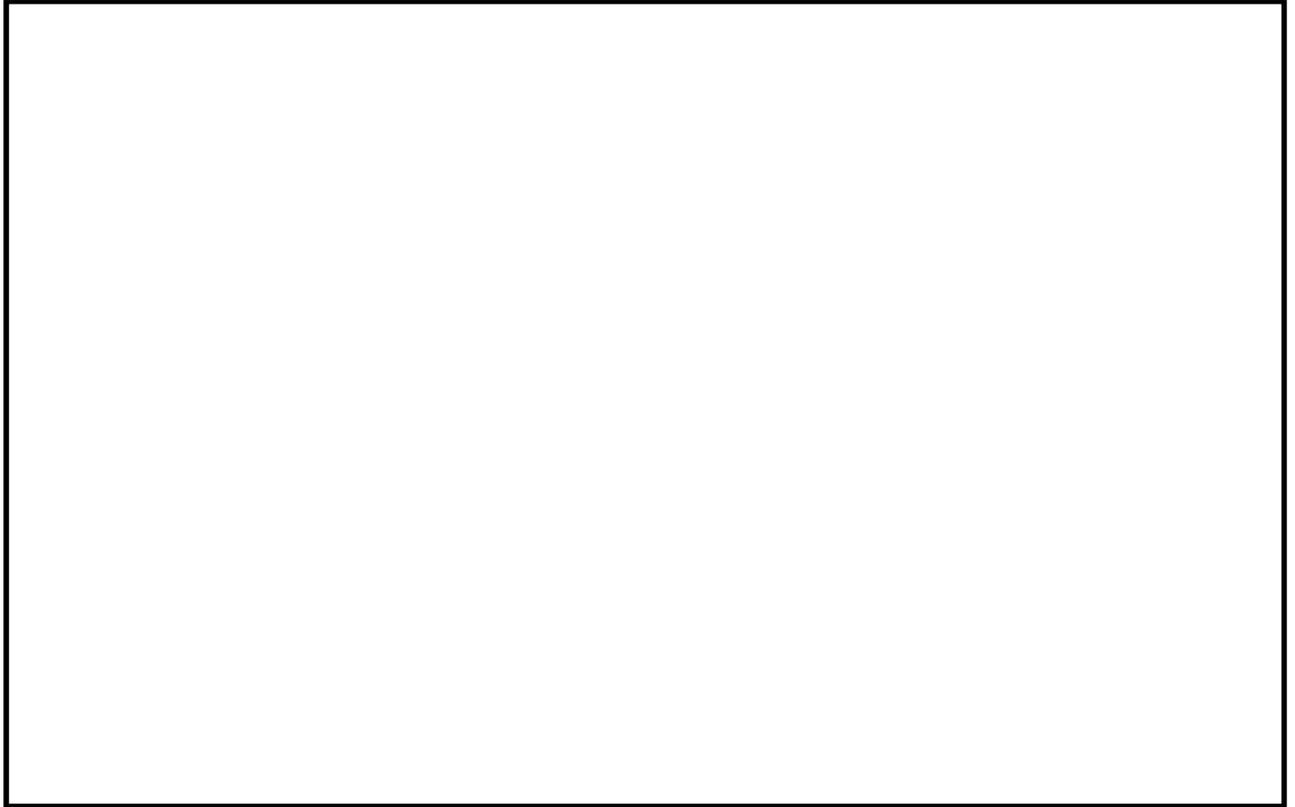


図 3-11 地震応答解析モデル

(5) 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 3-2 参照）

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

ここで，

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3-2 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/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$C=0.358-0.00603 \cdot z$	$\phi=23.2+0.0990 \cdot z$	—

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 3-3 のとおり設定する。

表 3-3 ジョイント要素のバネ定数

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

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

表 3-4 ジョイント要素の力学特性

ジョイント要素の力学的特性	
法線方向	せん断方向
<p>圧縮</p> <p>引張</p>	

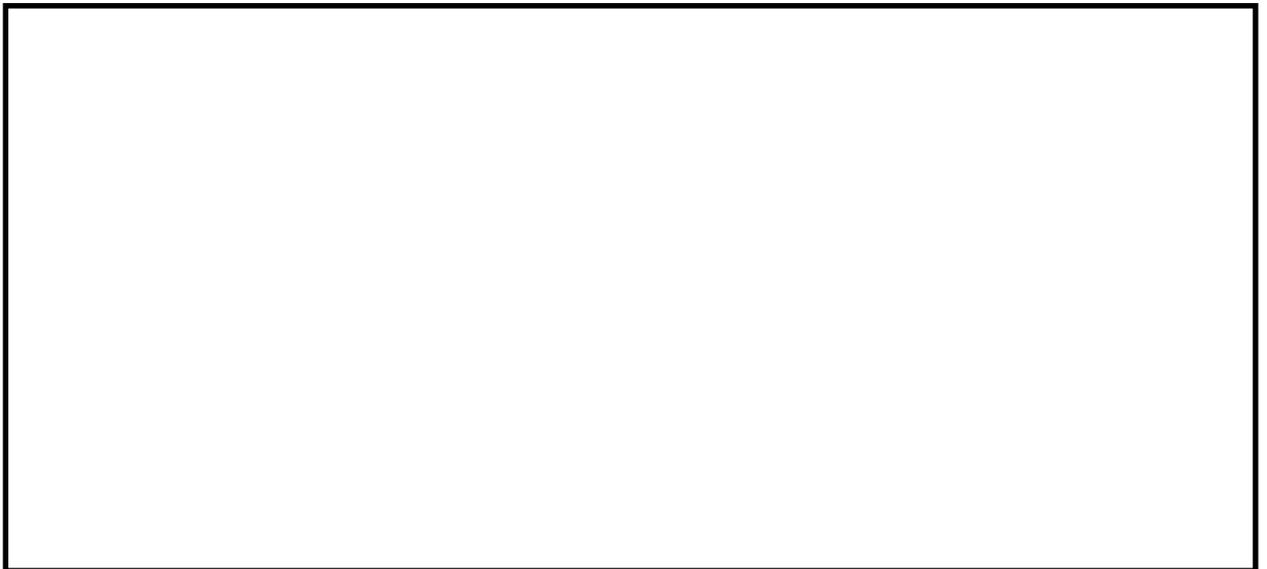


図 3-12 構内排水路逆流防止設備におけるジョイント要素の配置図

(6) 杭-地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭-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-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 3-5 参照)

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 付着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3-5 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—

z : 標高 (m)

杭-地盤相互作用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 3-6 のとおり設定する。

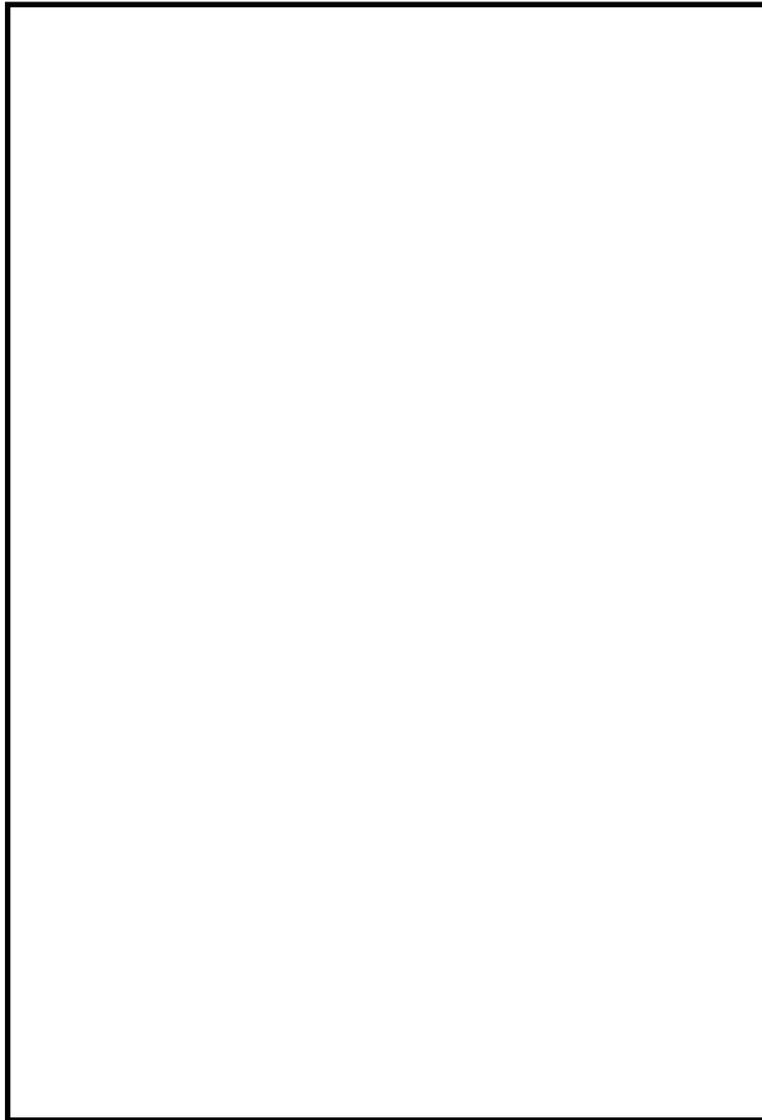
また、杭-地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数については、杭径及び杭間隔より設定される*。

図 3-13 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」

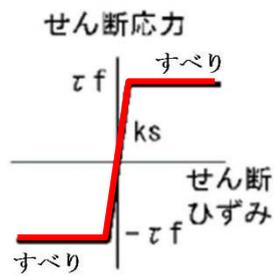
表 3-6 杭-地盤相互作用ばねのばね定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6



- : 線形はり要素
(防潮堤本体・桁及び
排水管の支持杭)
- : 杭-地盤相互作用ばね
- : 杭下端ジョイントばね

(a) 杭-地盤相互作用ばね配置図



(b) 杭-地盤相互作用ばね（杭軸方向）の力学的特性

図 3-13 杭-地盤相互作用ばね設定の考え方

(7) 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.3-7 のとおり設定する。図 3-14 に杭下端ジョイントばね設定の考え方を示す。

表 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

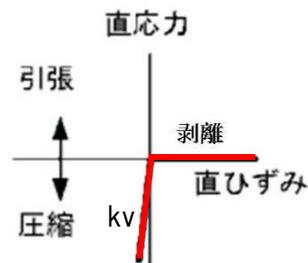


図 3-14 杭下端ジョイントばね設定の考え方

(8) 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。

(9) 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3-15にRayleigh減衰の設定フローを、表3-8に固有値解析結果を示す。

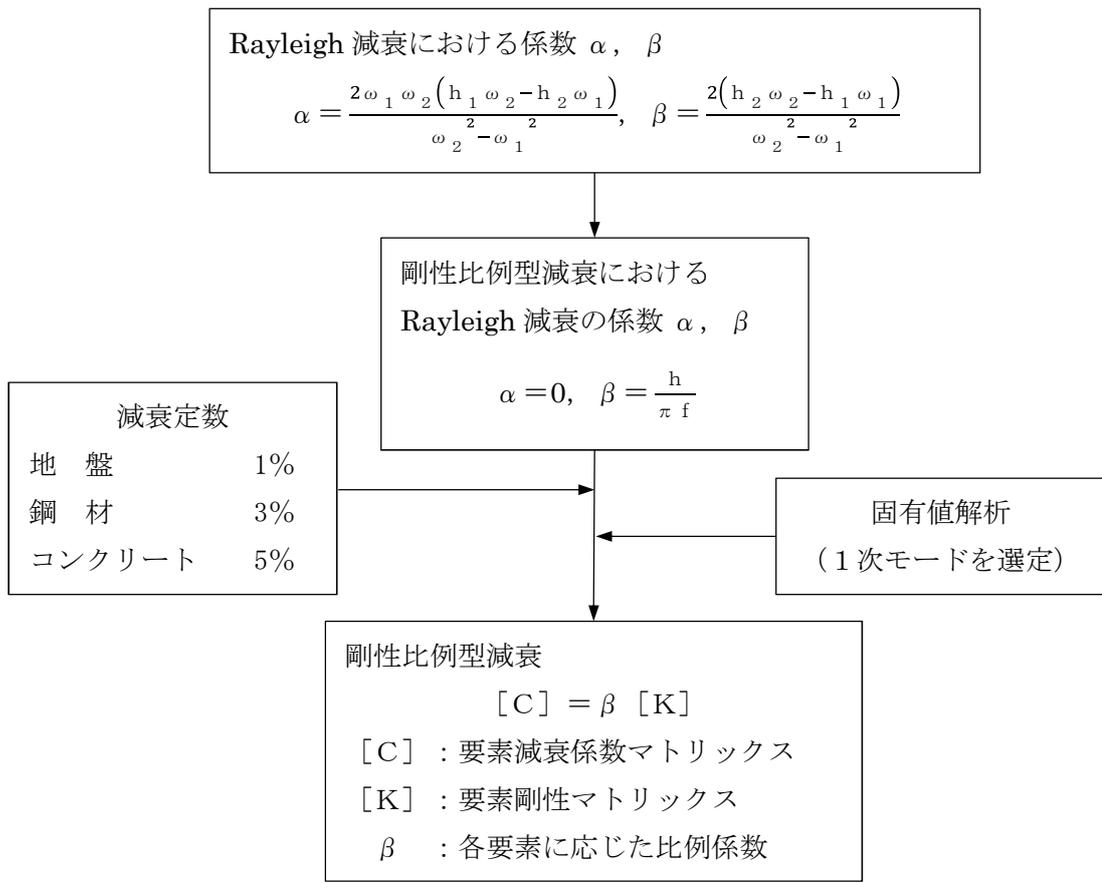


図 3-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 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 3-9 に、材料の物性値を表 3-10 に示す。

表 3-9 使用材料

諸元		
集水桝	鉄筋	SD490
	コンクリート	設計基準強度：50 N/mm ²
貫通部排水管基礎	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度：24 N/mm ²
基礎杭		φ 800 mm (SM570)

表 3-10 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5	3.30×10 ⁴	0.2	5
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、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表3-11に示す。

表3-11 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤									豊浦標準砂
				埋戻土		第四系 (液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D2g-2	D1g-1	
物理特性	密度 (ϕ)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)	2.15	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 (ϕ)は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 (ϕ)は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	1362035	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0
	液状化パラメータ	S_L	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_L	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_L	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.60	0.50	0.80
液状化パラメータ	C_L	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	3.82	2.83	1.44	

表3-11 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤					新第三系
				第四系 (非液状化層)					
				Ac	D2c-3	D2c-2	Im	D1c-1	
物理特性	密度 (ϕ)は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 (ϕ)は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき、Z (標高) 毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 (ϕ)は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z : 標高 (m)

表 33-11 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

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

3.5.2 RC防潮壁部

地盤応答解析は、「5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の地震応答解析結果」を用いる。

3.6 解析ケース

3.6.1 杭間部

a. 耐震設計における検討ケース

構内排水路逆流防止設備（杭間部）及び出口側集水柵（杭間部）の耐震設計における検討ケースを表 3-12 に示す。

表 3-12 構内排水路逆流防止設備（杭間部）及び出口側集水柵（杭間部）の耐震設計における検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+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		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S _s -D 1	(++)	1	1	1	1	1
		(+-)	1				
		(-+)	1				
		(--)	1				
	S _s -1 1	(++)	1				
	S _s -1 2	(++)	1				
	S _s -1 3	(++)	1				
	S _s -1 4	(++)	1				
	S _s -2 1	(++)	1				
		(+-)	1				
S _s -3 1	(++)	1					
	(+-)	1					
計		12	1	1	1	1	1

①において、最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施する。最も厳しい地震動の選定にあたっては、各施設の評価部位ごとに1波選定する。

- b. 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース
 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表3-13に示す。

表3-13 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

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

3.6.2 RC防潮壁部

構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）及び出口側集水柵（RC防潮壁部）の加速度応答抽出における検討ケースを表3-14に示す。

表3-14 構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）及び出口側集水柵（RC防潮壁部）の加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S _s -D 1	(++)	1 ①の検討において、最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施	1 ①の検討において、最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用いて実施
		(+-)		
		(-+)		
		(--)		
	S _s -1 1	(++)		
	S _s -1 2	(++)		
	S _s -1 3	(++)		
	S _s -1 4	(++)		
	S _s -2 1	(++)		
	S _s -2 2	(++)		
	S _s -3 1	(++)		
		(-+)		
	S _d -D 1	(++)		
計		2	13	2

4. 構内排水路逆流防止設備の耐震評価

4.1 評価対象部位

追而

4.2 解析方法

追而

4.3 許容限界

追而

4.4 評価方法

追而

4.5 評価結果

追而

5. 出口側集水桝の耐震評価

5.1 評価対象部位

a. 杭間部

評価対象部位は、出口側集水桝（杭間部）の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、出口側集水桝（杭間部）を支持する鋼管杭とする。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、出口側集水桝（杭間部）の底版及び縦断面に垂直な側壁とする。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、出口側集水桝（杭間部）を支持する基礎地盤とする。

b. RC防潮壁部

評価対象部位は、出口側集水桝（RC防潮壁部）の底版及び縦断面に垂直な側壁とし、鉄筋コンクリート部材とする。

5.2 解析方法

a. 杭間部

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる2次元地震応答解析を行い、地震時の各構造部位の構造健全性及び支持性能を確認する。有効応力の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、2次元地震応答解析を実施する。

貫通部排水管基礎は、杭芯を固定端とする片持ち梁とみなして、構造健全性を確認する。

b. RC防潮壁部

地震応答解析は、必要となる設計震度を応答値より算出し、算出した設計震度によって水平地震動と鉛直地震動を同時加振し、鉄筋コンクリート部材としての構造健全性を確認する。

5.3 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

a. 杭間部

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表5-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表5-1 鋼管杭の許容限界

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)	
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ_{sa1}	382.5
		許容圧縮応力度 σ_{sa1}	
		許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) 」及び「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会 平成 14 年 3 月) 」に基づき, 表 5-2 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

また, 杭頭部に関しても, 鉄筋コンクリートは表 5-2 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表 5-2 鉄筋コンクリート (杭間部) の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	f' _{ck} = 24 N/mm ² *1	許容曲げ圧縮応力度 σ _{ca}	13.5
		許容せん断応力度 τ _{a1}	0.675*4
	f' _{ck} = 50 N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ _{ca} *3	24.0
		許容せん断応力度 τ _{a1} *1	0.825*4
		許容押抜きせん断応力度 τ _{a1'} *1	1.1
許容支圧応力度 σ _{ca'} *1	22.5		
鉄筋	SD345*1	許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (軸方向鉄筋)	294
		許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (せん断補強筋)	294
	SD490*2	許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (軸方向鉄筋)	435
		許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (せん断補強筋)	300

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

*2: 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会 平成 14 年 3 月)

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

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

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

ここで,

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

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

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

- τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度
 b_w : 有効幅
 j : 1/1.15
 d : 有効高さ
 A_w : 斜め引張鉄筋断面積
 σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度
 s : 斜め引張鉄筋間隔

(3) 基礎地盤の支持力

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

極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum L_i \cdot f_i \quad (\text{kN})$$

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度 (kN/m²)

b. RC防潮壁部

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」及び「道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成14年3月）」に基づき，表5-3に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，鉄筋コンクリートの許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表5-3 鉄筋コンクリートの許容限界（RC防潮壁部）

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	f' _{ck} =24 N/mm ² *1	許容曲げ圧縮応力度 σ _{ca}	13.5
		許容せん断応力度 τ _{a1}	0.675*3
	f' _{ck} =40 N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ _{ca} *1	21.0
		許容せん断応力度 τ _{a1} *1	0.825*3
		許容押抜きせん断応力度 τ _{a1'} *1	1.65
許容支圧応力度 σ _{ca'} *1	18.0		
鉄筋	SD345*1	許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (軸方向鉄筋)	294
		許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (せん断補強筋)	294
	SD490*2	許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (軸方向鉄筋)	435
		許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (せん断補強筋)	300

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

*2：道路橋示方書（I共通編・IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成14年3月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会 2002年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

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

ここで，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

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

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

- τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度
 b_w : 有効幅
 j : 1/1.15
 d : 有効高さ
 A_w : 斜め引張鉄筋断面積
 σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度
 s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 出口側集水桝底版の支持力

出口側集水桝（RC防潮壁部）はRC防潮基礎底版と一体化することから、防潮壁基礎と集水桝の接続鉄筋の健全性評価の確認をもって支持性能評価を満足するものとする。

5.4 評価方法

集水桝の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が、「5.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

a. 杭間部

出口側集水桝の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が、「5.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼管杭の評価手法

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

ロ. せん断力に対する照査

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

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

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 鉄筋コンクリート

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

(3) 基礎地盤の支持力

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

b. RC防潮壁部

出口側集水桝の耐震評価は、地震応答解析により得られる照査用応答値が、「5.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 底版

地震応答解析にて算定された最大加速度により設計用震度を設定し、慣性力を考慮した2次元静的フレーム解析により鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。解析モデルは、集水桝のRC防潮壁側を固定支持とし、底版と側壁を断面に考慮した片持ち梁モデルとする。2次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、V-5-39「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

片持ち梁のモデル概念図を図5-1に示す。

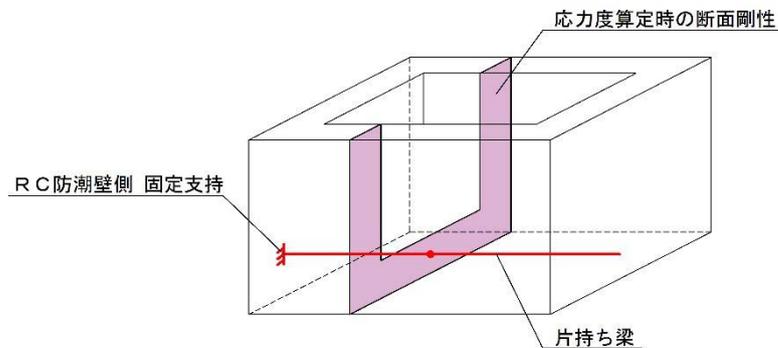


図5-1 片持ち梁モデル概念図

片持ち梁に生じる曲げモーメント及び軸力を底版及び底版に垂直な両側の側壁を考慮した断面剛性によって応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。また、せん断については側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

地震時土圧については、慣性力と逆向きに作用する場合は保守側に考慮しないものとする。土圧作用の概念図を図5-2に示す。

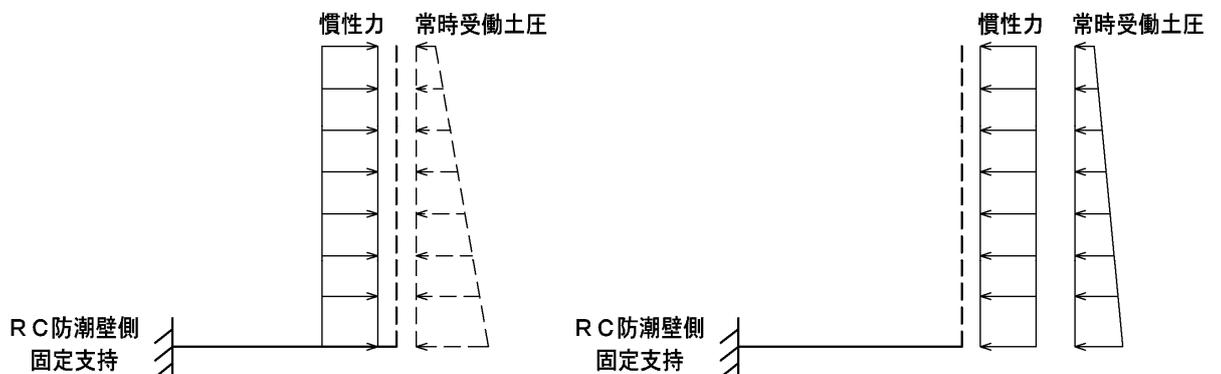


図5-2 土圧作用の概念図

(2) 側壁

集水枿の側壁については、底版及び両側壁との連結部を固定端、開口面となる上面を自由端とする三辺固定一辺自由スラブとして鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。

底版と同様に、地震応答解析にて算定された最大加速度により設計用震度を設定し、慣性力を考慮するものとする。

固定版のモデル概念図を図5-3に示す。

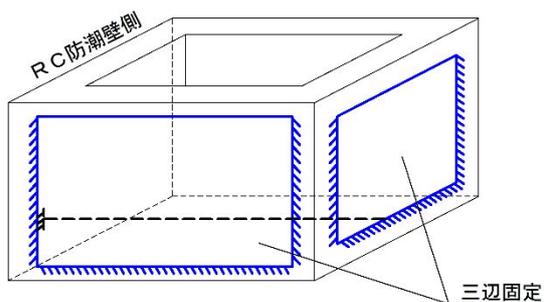


図5-3 三辺固定版モデル概念図

側壁に生じる曲げモーメント及びせん断によって側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

また、地震時土圧については底版と同様とする。

5.5 評価結果

追而

5.5.1 杭間部

a. 地震応答解析結果

構内排水路逆流防止設備の I-2 断面における基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5-4 に示す。本図は鋼管杭の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる評価時刻におけるの断面力を示したものである。

また，構内排水路逆流防止設備の I-2 断面において，最大せん断ひずみ分布図を図 5-5 示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 5-6 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。

追而

図 5-4 (1) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-D 1 [H+,V+]$, $t=00.00s$)

図 5-4 (2) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-D 1 [H+,V-]$, $t=00.00s$)

図 5-4 (3) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-D 1 [H-,V+]$, $t=00.00s$)

図 5-4 (4) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-D 1 [H-,V-]$, $t=00.00s$)

図 5-4 (5) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-1 1$, $t=00.00s$)

図 5-4 (6) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-1 2$, $t=00.00s$)

図 5-4 (7) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-1 3$, $t=00.00s$)

図 5-4 (8) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-1 4$, $t=00.00s$)

図 5-4 (9) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-2 1$, $t=00.00s$)

図 5-4 (10) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-2 2$, $t=00.00s$)

図 5-4 (11) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-3 1 [H+,V+]$, $t=00.00s$)

図 5-4 (12) I-2 断面の地震時断面力 ($S_s-3 1 [H-,V+]$, $t=00.00s$)

追而

図 5-5 (1) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5-5 (2) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5-5 (3) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5-5 (4) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5-5 (5) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 5-5 (6) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 5-5 (7) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 5-5 (8) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 5-5 (9) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 5-5 (10) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 5-5 (11) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5-5 (12) I-2 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5-6 (1) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5-6 (2) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5-6 (3) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5-6 (4) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5-6 (5) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5-6 (6) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5-6 (7) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5-6 (8) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5-6 (9) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5-6 (10) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5-6 (11) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5-6 (12) I-2 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

b. 耐震評価結果

(1) 鋼管杭の評価結果

追而

イ. 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-4 に、曲げに対する照査結果を表 5-5 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5-4 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
I-2			

表 5-5 曲げに対する安全率 (I-2 断面)

追而

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

ロ. せん断に対する照査

追而

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5-4 に、せん断に対する照査結果を表 5-6 に示す。

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

表 5-6 せん断に対する安全率 (I-2 断面)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
	V _s +1σ 剛性				
V _s -1σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1σ 剛性 (非液状化)					

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

追而

イ. 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-7 に、曲げに対する照査結果を表 5-8 に示す。

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

表 5-7 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
I-2				

表 5-8 曲げに対する安全率 (I-2 断面)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

追而

(2) せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5-9 に、せん断に対する照査結果を表 5-10 に示す。

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

表 5-9 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
I-2			
B-B			

表 5-10 せん断に対する安全率 (I-2 断面)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	発生せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
V _s +1σ 剛性					
V _s -1σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1σ 剛性 (非液状化)					

(3) 基礎地盤の支持力に対する評価結果

追而

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5-10 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、設置圧が極限支持力以下であることを確認した。なお、設置圧は、各地震動において最大となる値を示している。

表 5-11 極限支持力に対する安全率 (I-2 断面)

地盤	地震動	発生応力 (kN/m ²)	極限支持力 (kN/m ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++				
	S _s -D 1 +-				
	S _s -D 1 -+				
	S _s -D 1 --				
	S _s -1 1				
	S _s -1 2				
	S _s -1 3				
	S _s -1 4				
	S _s -2 1				
	S _s -2 2				
	S _s -3 1 ++				
	S _s -3 1 -+				
V _s +1σ 剛性					
V _s -1σ 剛性					
豊浦標準砂					
平均剛性 (非液状化)					
V _s +1σ 剛性 (非液状化)					

5.5.2 RC防潮壁部

a. 鉄筋コンクリートの評価結果

追而

曲げに対する照査結果を表5-12に示す。

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

表5-12 曲げに対する安全率

コンクリート

荷重ケース	設計基準強度	発生曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	許容曲げ圧縮 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地震時 (本震)	40 N/mm ²				

鉄筋

荷重ケース	配筋 (SD490)	発生曲げ引張 応力 (N/mm ²)	許容曲げ引張 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地震時 (本震)	D32@150				

b. せん断に対する照査

追而

せん断に対する照査結果を表 5-13 に示す。

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

表 5-13 せん断に対する安全率

コンクリート

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断 応力 (N/mm ²)	許容せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地震時 (本震)	40 N/mm ²				

鉄筋

荷重ケース	スターラップ (SD345)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	許容せん断 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
地震時 (本震)	D19@150				

5.5.3 まとめ

追而