

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 42
提出年月日	平成 30 年 5 月 31 日

東海第二発電所

工事計画に係る説明資料

(V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書)

平成 30 年 5 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

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

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

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

改定	改定日 (提出年月日)	改定内容
改 34	H30. 5. 7	<ul style="list-style-type: none"> ・改 27 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 ・「6. 7. 1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明」を新規作成し、追加
改 35	H30. 5. 14	<ul style="list-style-type: none"> ・改 34 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 止水機構の実証試験の記載等について適正化
改 36	H30. 5. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・「5. 19 許容応力度法における許容限界について」を新規追加 ・「6. 1. 1. 2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加 ・「6. 5. 1. 2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明」を新規作成し、追加
改 37	H30. 5. 17	<ul style="list-style-type: none"> ・改 4 の内、「1. 1 潮位観測記録の考え方について」及び「1. 3 港湾内の局所的な海面の励起について」を改定 ・改 18 の内、「3. 1 砂移動による影響確認について」を改定 ・「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」に名称を変更
改 38	H30. 5. 18	<ul style="list-style-type: none"> ・改 24 の内、「5. 10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5. 10. 5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」を改定） ・改 31 の内、「5. 10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5. 10. 3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）」を改定） ・改 31 の内、「6. 12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」を改定
改 39	H30. 5. 22	<ul style="list-style-type: none"> ・改 35 の「6. 1. 3 止水機構に関する補足説明」を改定 止水機構の解析結果及び実証試験結果について記載を追記。 ・改 34 「6. 7. 1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明」を改訂
改 40	H30. 5. 25	<ul style="list-style-type: none"> ・「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を新規作成し、追加 ・改 22 の「6. 9. 2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について」を改定
改 41	H30. 5. 29	<ul style="list-style-type: none"> ・改 40 の「6. 9. 1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明」を改定
改 42	H30. 5. 31	<ul style="list-style-type: none"> ・改 5 の内、「5. 10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」を改定（「5. 10. 6 貯留堰及び貯留堰取付護岸」を改定） ・改 24 の内、「6. 4. 1. 1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」を改定 ・改 24 の内、「6. 8. 1. 1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明」を改定 ・改 28 の内、「5. 12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について」を改定

下線は、今回提出資料を示す。

目 次

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

1. 入力津波の評価
 - 1.1 潮位観測記録の考え方について[改 37 H30. 5. 17]
 - 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について[改 12 H30. 3. 1]
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について[改 37 H30. 5. 17]
 - 1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて[改 12 H30. 3. 1]
 - 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について[改 29 H30. 4. 19]
 - 1.6 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 37 H30. 5. 17]
 - 3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について
 - 3.3 電源喪失による除塵装置の機能喪失に伴う取水性の影響について
4. 漂流物に関する考慮事項
 - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について[改 32 H30. 5. 1]
 - 4.2 漂流物による影響確認について[改 26 H30. 4. 13]
 - 4.3 漂流物衝突力について
5. 設計における考慮事項
 - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について[改 7 H30. 2. 19]
 - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて[改 12 H30. 3. 1]
 - 5.3 強度計算に用いた規格・基準について
 - 5.4 津波波力の選定に用いた規格・基準類の適用性について[改 31 H30. 4. 26]
 - 5.5 津波防護施設のアンカーの設計に用いる規格・基準類の適用性について
 - 5.6 浸水量評価について[改 26 H30. 4. 13]
 - 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について[改 15 H30. 3. 9]
 - 5.8 浸水防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
 - 5.9 浸水防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて[改 20 H30. 4. 4]
 - 5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について
 - 5.10.1 概要[改 5 H30. 2. 13]
 - 5.10.2 防潮堤（鋼製防護壁）[改 31 H30. 4. 26]
 - 5.10.3 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）[改 38 H30. 5. 18]
 - 5.10.4 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））[改 24 H30. 4. 11]
 - 5.10.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）[改 38 H30. 5. 18]
 - 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸[改 42 H30. 5. 31]
 - 5.10.7 防潮扉[改 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 42 H30. 5. 31]
 - 5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について
 - 5.13.1 防潮堤止水ジョイント部材について[改 16 H30. 3. 19]
 - 5.13.2 鋼製防護壁シール材について[改 32 H30. 5. 1]
 - 5.14 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について[改 24 H30. 4. 11]
 - 5.15 地殻変動後の基準津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
 - 5.16 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について[改 33 H30. 5. 7]
 - 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について[改 28 H30. 4. 19]
 - 5.18 津波荷重の算出における高潮の考慮について[改 7 H30. 2. 19]
 - 5.19 許容応力度法における許容限界について[改 36 H30. 5. 17]
6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.1 鋼製防護壁に関する補足説明
 - 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明
 - 6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明[改 32 H30. 5. 1]
 - 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明[改 36 H30. 5. 17]
 - 6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明
 - 6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 39 H30. 5. 22]
 - 6.2 鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
 - 6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
 - 6.2.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明資料[改 24 H30. 4. 11]
 - 6.2.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明資料[改 33 H30. 5. 7]
 - 6.2.2 フラップゲートに関する補足説明
 - 6.3 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する補足説明
 - 6.3.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の設計に関する補足説明
 - 6.3.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震計算書に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]
 - 6.3.1.2 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
 - 6.4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する補足説明
 - 6.4.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明
 - 6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明[改 42 H30. 5. 31]
 - 6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
 - 6.5 防潮扉に関する補足説明
 - 6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明[改 23 H30. 4. 10]
 - 6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明[改 28 H30. 4. 19]（土木）
 - 6.5.1.2 防潮扉の強度計算書に関する補足説明[改 36 H30. 5. 17]
 - 6.6 放水路ゲートに関する補足説明
 - 6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明[改 23 H30. 4. 10]

[]内は，当該箇所を提出（最新）したときの改訂を示す。

- 6.7 構内排水路逆流防止設備に関する補足説明
 - 6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明[改 39 H30. 5. 22]
 - 6.7.1.1 構内排水路逆流防止設備の耐震計算書に関する補足説明[改 32 H30. 5. 1]
 - 6.7.1.2 構内排水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明
- 6.8 貯留堰に関する補足説明
 - 6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明
 - 6.8.1.1 貯留堰の耐震計算書に関する補足説明[改 42 H30. 5. 31]
 - 6.8.1.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明[改 33 H30. 5. 7]
 - 6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明[改 28 H30. 4. 19]
- 6.9 浸水防護設備に関する補足説明
 - 6.9.1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明[改 41 H30. 5. 29]
 - 6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について[改 40 H30. 5. 25]
 - 6.9.3 津波荷重(突き上げ)の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について
- 6.10 津波監視設備に関する補足説明
 - 6.10.1 津波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 38 H30. 5. 18]
- 6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明[改 31 H30. 4. 26]

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

5. 10. 6 貯留堰及び貯留堰取付護岸

貯留堰及び貯留堰取付護岸の平面配置図を **図 5. 10. 6-1** に、断面図を **図 5. 10. 6-2** に示す。貯留堰は、その機能及び目的から貯留堰本体及び護岸接続部に区分され、このうち貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、護岸接続部は止水ゴム、防護材及びこれらを取り付けるための鋼材より構成される。既設構造物である貯留堰取付護岸は、貯留堰の間接支持構造物であり、前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成される。

貯留堰は、鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成し、鋼管矢板の下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保する。鋼管矢板の天端は、非常用海水ポンプの取水性を確保するため、海底地盤レベル約 T.P. -6.9 m に対して天端高さを T.P. -4.9 m としており、約 2 m の堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約 65 m × 約 24 m である。

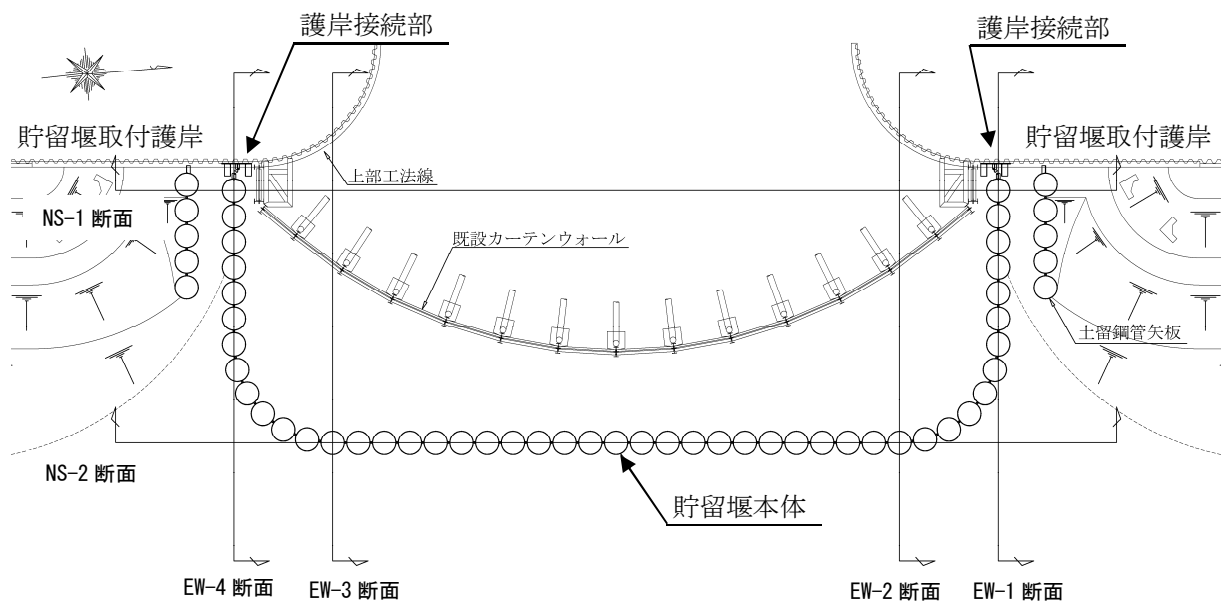


図 5. 10. 6-1 貯留堰及び貯留堰取付護岸の平面配置図

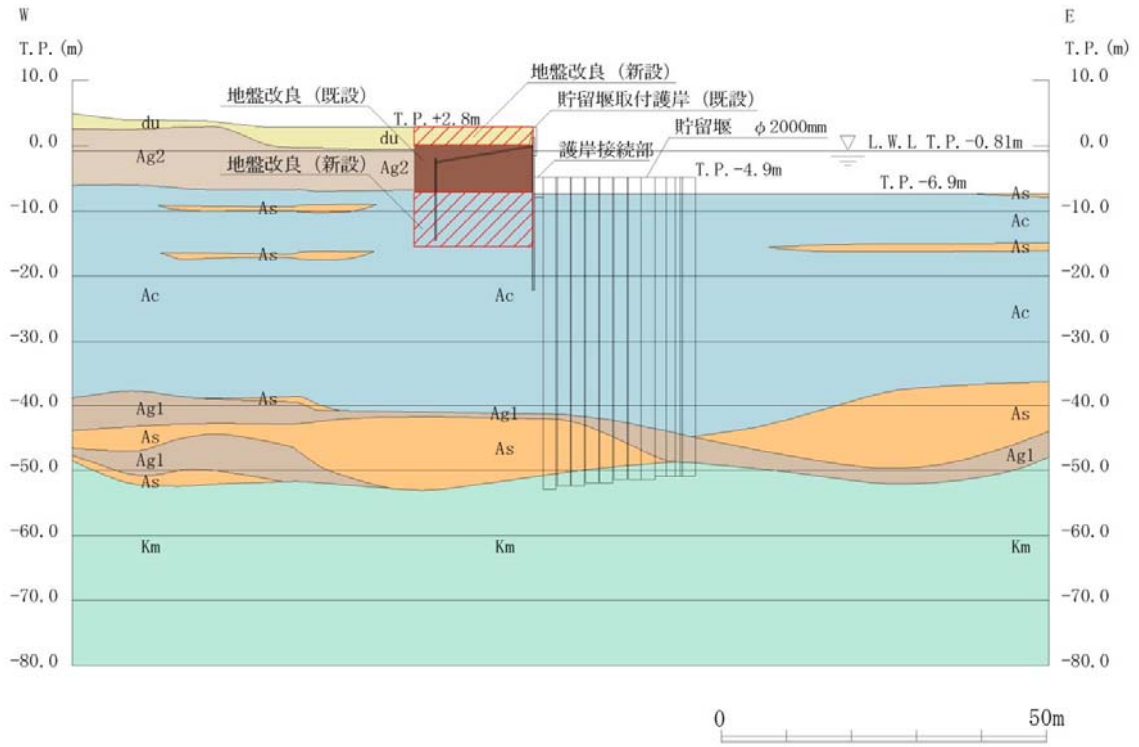


図 5. 10. 6-2 (1) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-1)

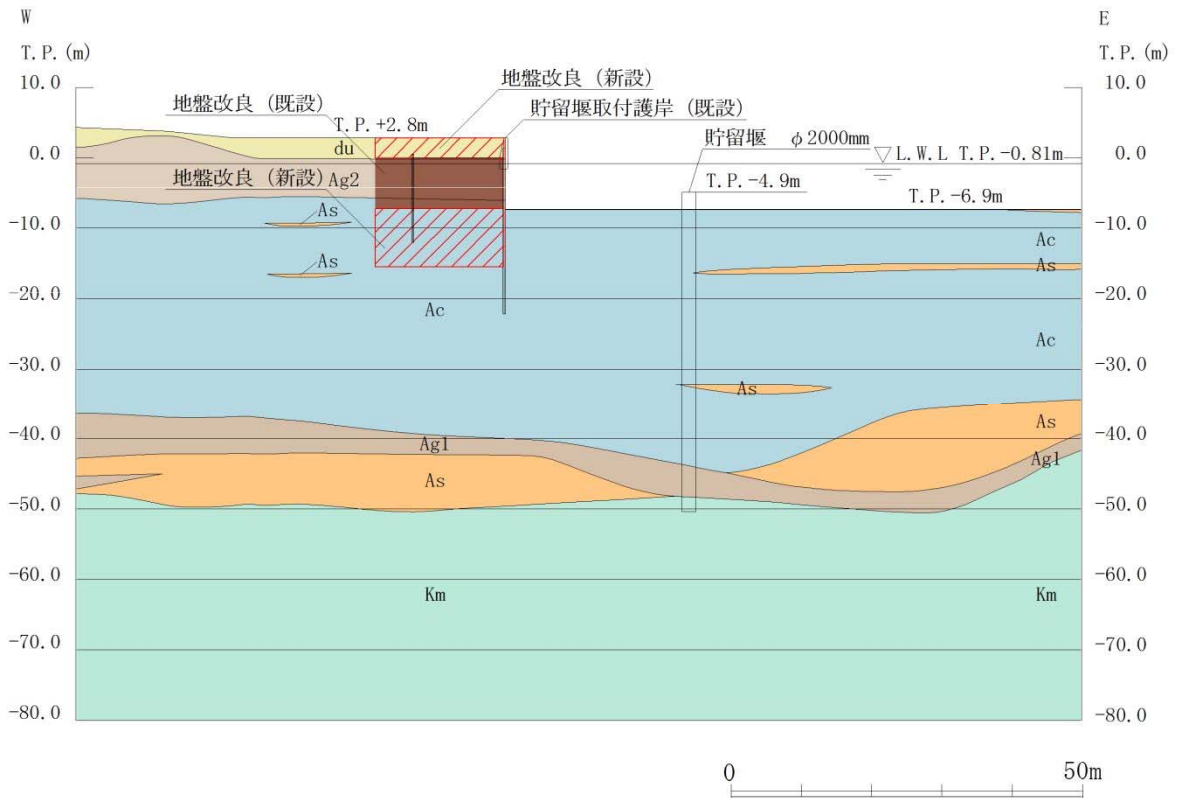


図 5. 10. 6-2 (2) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-2)

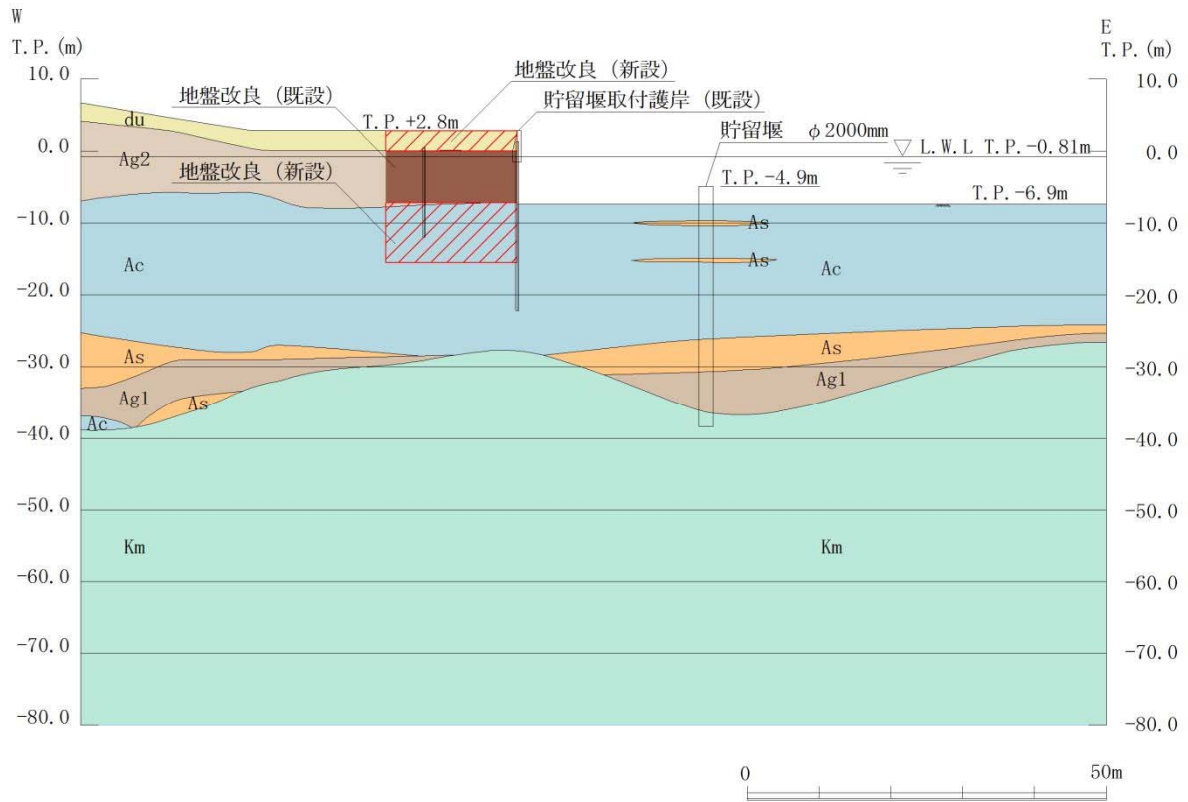


図 5.10.6-2 (3) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-3)

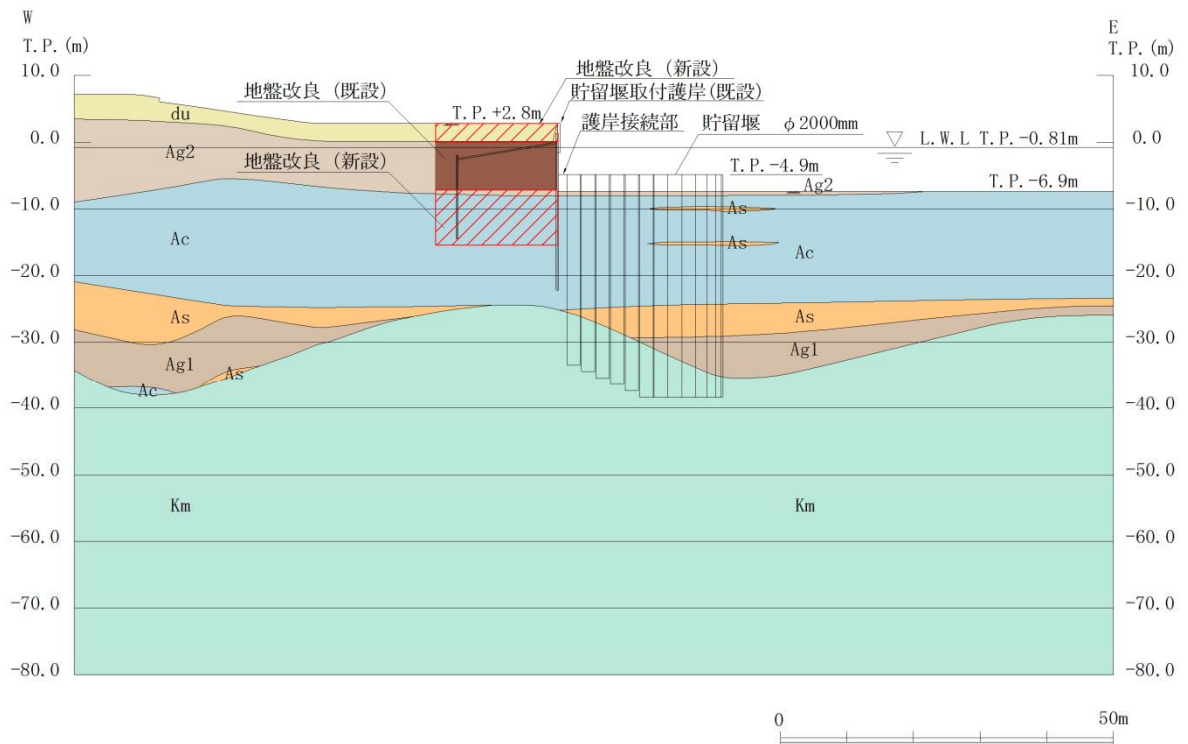


図 5.10.6-2 (4) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (EW-4)

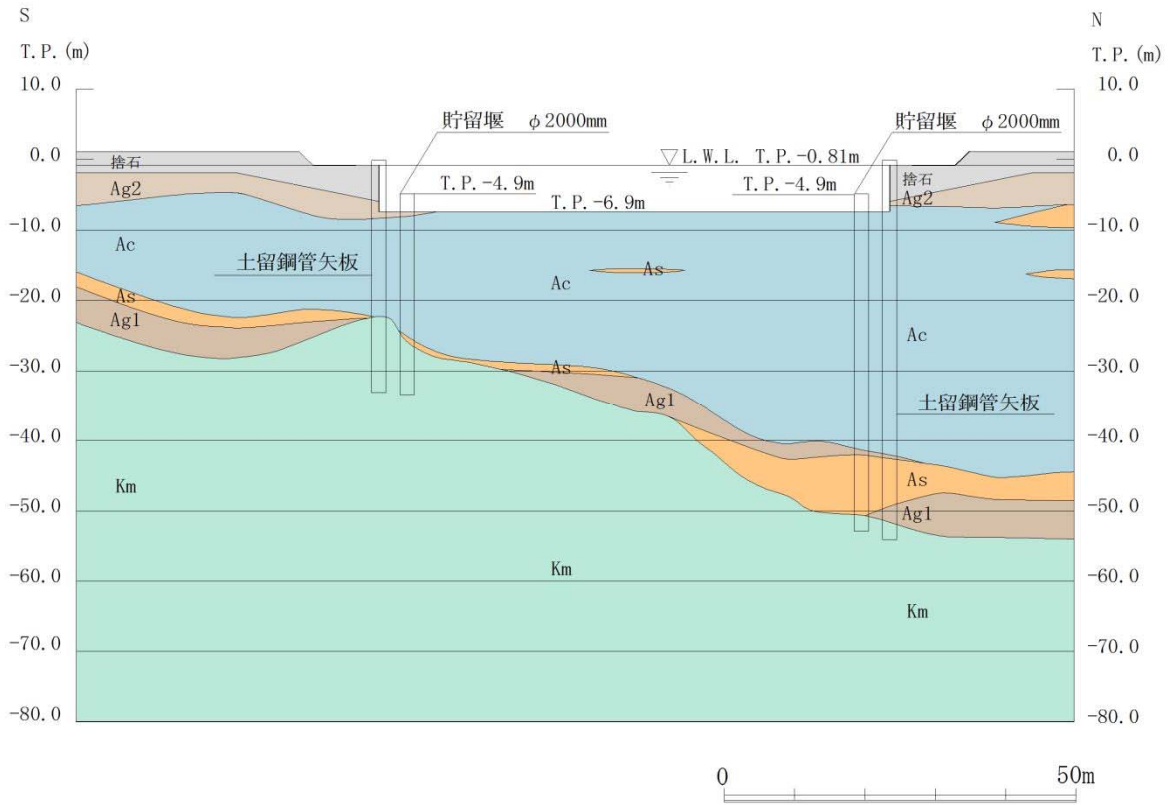


図 5. 10. 6-2 (5) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (NS-1)

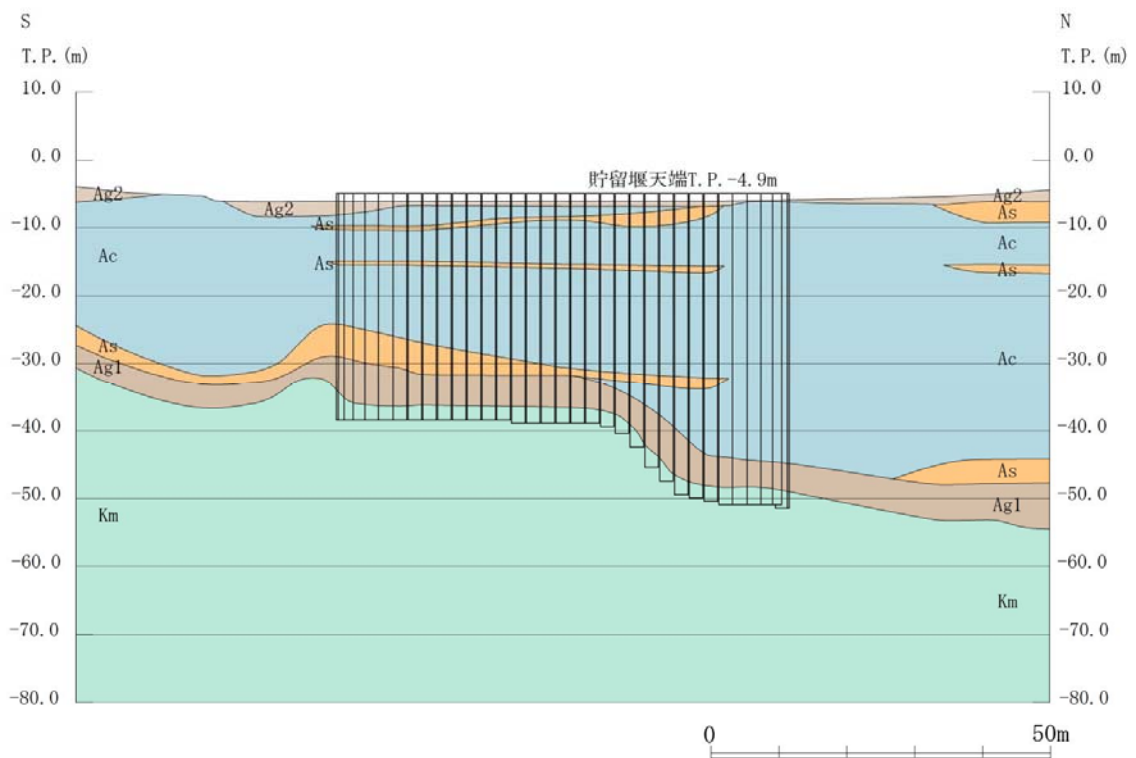


図 5. 10. 6-2 (6) 貯留堰及び貯留堰取付護岸の断面図 (NS-2)

(1) 評価候補断面の特徴

評価候補断面の特徴を表 5. 10. 6-1 に示す。

表 5. 10. 6-1 貯留堰及び貯留堰取付護岸 評価候補断面の特徴

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備
EW-1	<ul style="list-style-type: none">・ 東西方向（北側端部）・ 強軸断面方向（縦断方向）・ 護岸接続部を通る断面	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—
EW-2	<ul style="list-style-type: none">・ 東西方向・ 弱軸断面方向（横断方向）	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—
EW-3	<ul style="list-style-type: none">・ 東西方向・ 弱軸断面方向（横断方向）	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—
EW-4	<ul style="list-style-type: none">・ 東西方向（南側端部）・ 強軸断面方向（縦断方向）・ 護岸接続部を通る断面	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—
NS-1	<ul style="list-style-type: none">・ 南北方向（西側端部）・ 弱軸断面方向（横断方向）・ 護岸接続部を通る断面	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—
NS-2	<ul style="list-style-type: none">・ 南北方向（東側端部）・ 強軸断面方向（縦断方向）	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—

(2) 評価対象断面の選定

貯留堰縦断方向は、加振方向に対して、鋼管が縦列に連結された鋼管矢板の構造断面性能により抵抗することから、強軸断面方向となる。一方、横断方向は、加振方向に隣接する鋼管矢板がないことから、弱軸断面方向となる。したがって、貯留堰の評価対象断面の選定では、弱軸断面方向の断面を選定する。

また、護岸接続部及び貯留堰取付護岸の検討を行うことを目的とし、護岸接続部を通る断面についても選定する。

なお、貯留堰の耐震評価においては、地中に分布する第四紀層の影響が支配的と考えられるため、岩盤上面標高の異なる断面に対して地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻における鋼管矢板の発生曲げモーメントに着目した比較検討を行い、断面を選定する。

(3) 岩盤上面標高の異なる解析断面の比較検討

岩盤上面標高が高い断面（断面①）と岩盤上面標高が低い断面（断面②）に対して1次元有効応力解析を実施し、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻における鋼管矢板の発生曲げモーメントに着目した比較検討を行う。断面①及び断面②の平面位置図、地層構成を図 5.10.6-3 及び図 5.10.6-4 にそれぞれ示す。

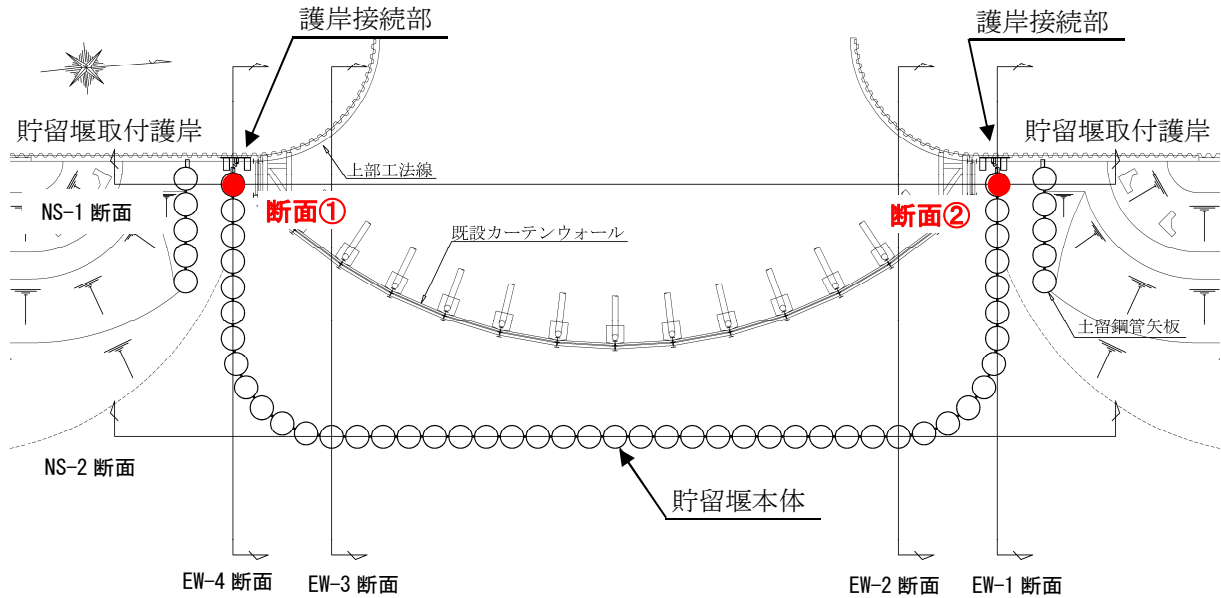
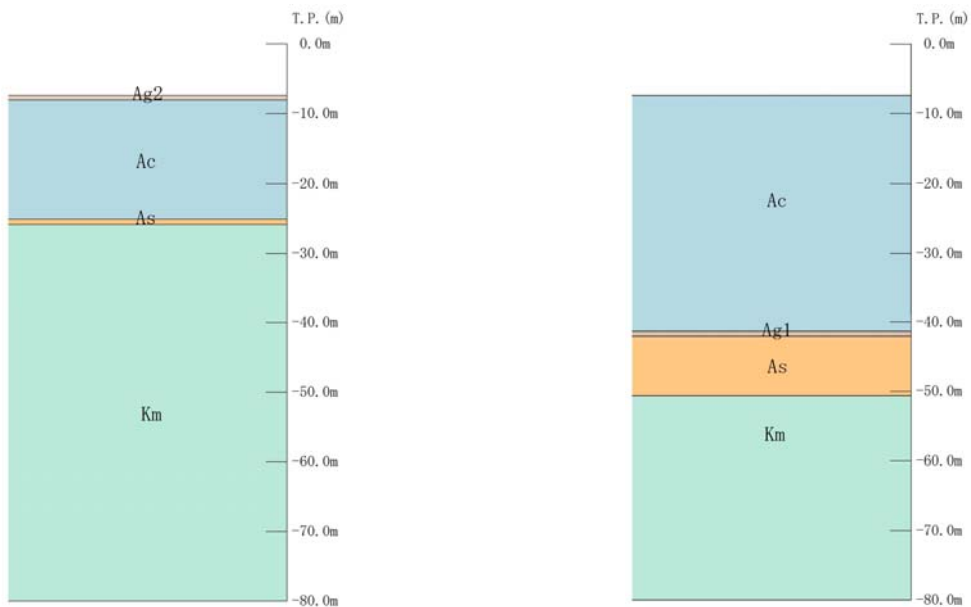


図 5.10.6-3 平面位置図（断面①及び断面②）

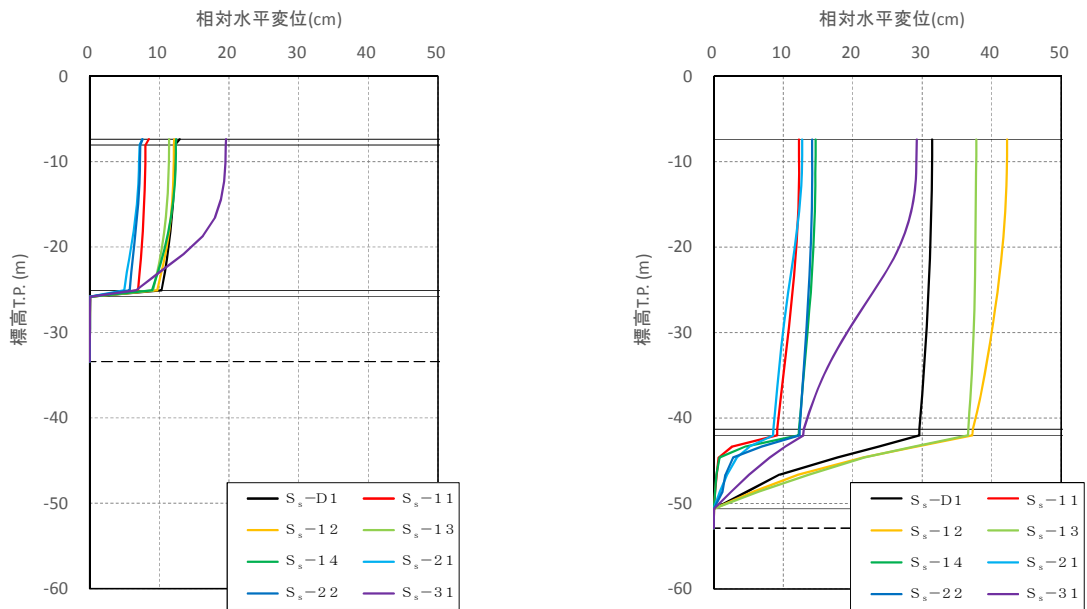


(a) 断面①（岩盤上面標高が高い断面）

(b) 断面②（岩盤上面標高が低い断面）

図 5.10.6-4 地層構成（断面①及び断面②）

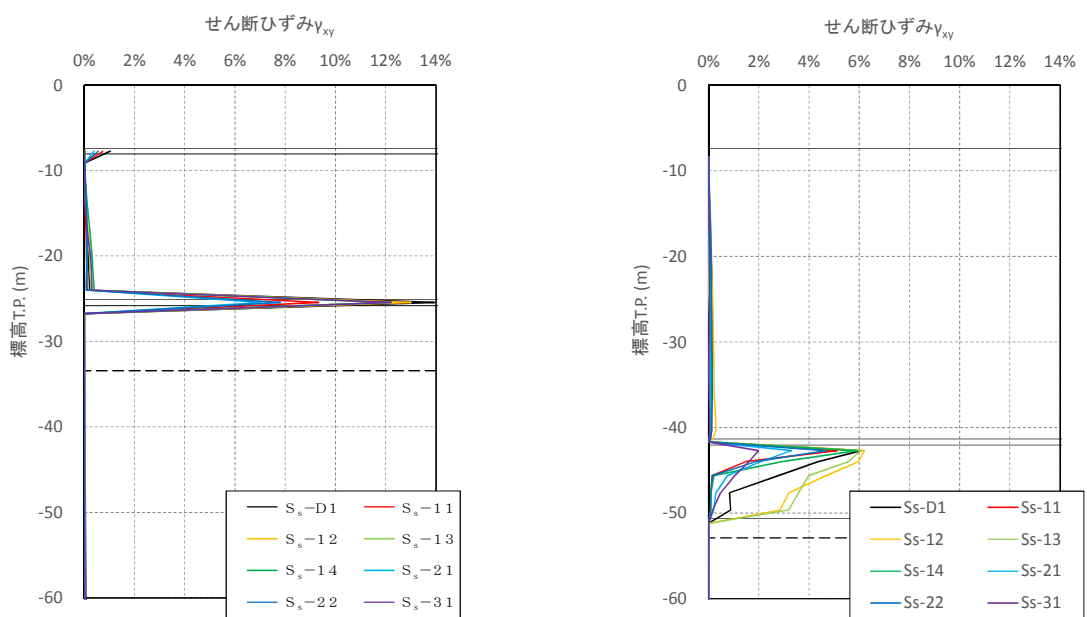
1次元有効応力解析結果のうち、断面①（岩盤上面標高が高い断面）及び断面②（岩盤上面標高が低い断面）における、地表面最大変位発生時刻における変位分布及び最大せん断ひずみ発生時刻におけるせん断ひずみ分布を図 5.10.6-4 及び図 5.10.6-5 にそれぞれ示す。



(a) 断面①（岩盤上面標高が高い断面）

(b) 断面②（岩盤上面標高が低い断面）

図 5.10.6-4 地表面最大変位発生時刻の変位分布（断面①及び断面②）



(a) 断面①（岩盤上面標高が高い断面）

(b) 断面②（岩盤上面標高が低い断面）

図 5.10.6-5 評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

断面①（岩盤上面標高が高い断面）と断面②（岩盤上面標高が低い断面）に対して、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻における鋼管矢板の発生曲げモーメントに着目した比較結果を表 5.10.6-2 に示す。

杭先端を基準とした地表面最大変位は断面②が断面①より大きい、最大せん断ひずみは断面①が断面②より大きい。

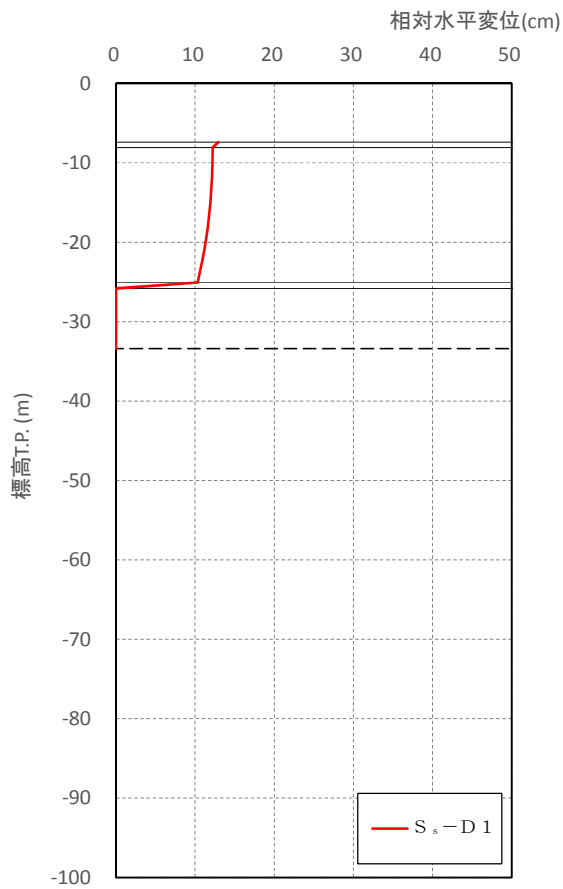
そこで、断面①に対して最大せん断ひずみが発生した S_s-D1 の地震波で原地盤における 1 次元有効応力解析を実施し、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤剛性を地盤ばねとし、同時刻の地盤変位を鋼管矢板に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。断面②については地表面最大変位が発生した S_s-12 の地震波で原地盤における 1 次元有効応力解析を実施し、地表面最大変位発生時刻の地盤剛性を地盤ばねとし、同時刻の地盤変位を鋼管矢板に与えた時の曲げモーメント分布をフレーム解析により算出した。

その結果、表 5.10.6-2 に示すとおり、発生する最大曲げモーメントを比較すると断面②（岩盤上面標高が低い断面）が断面①（岩盤上面標高が高い断面）より大きくなることから、評価対象断面の選定においては、岩盤上面標高が低い断面を選定する。

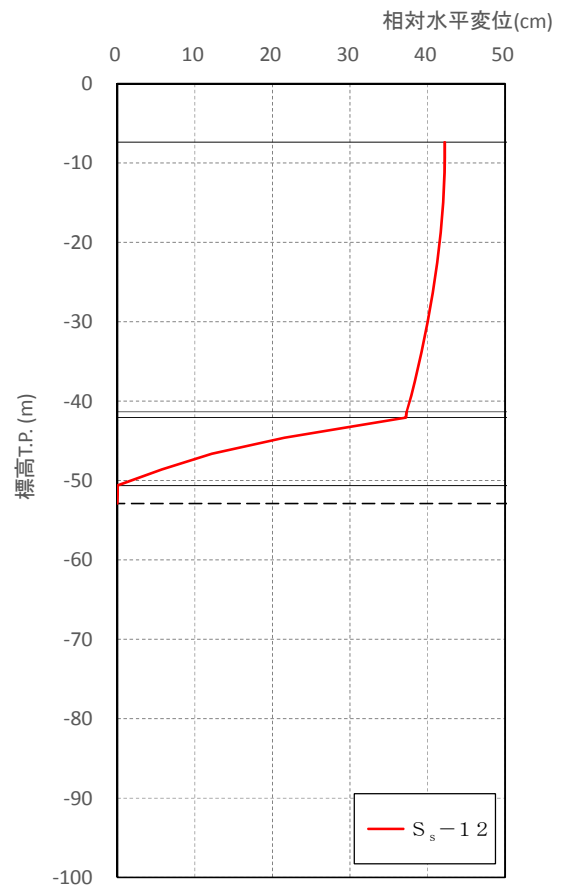
フレーム解析の入力値となる地盤の変位分布を図 5.10.6-6 に示す。また、フレーム解析結果として鋼管矢板の変位分布及び曲げモーメント分布を図 5.10.6-7 及び図 5.10.6-8 にそれぞれ示す。

表 5.10.6-2 比較結果

	地表面最大変位 (m)	最大せん断ひずみ (%)	最大曲げモーメント (kN・m)	比較結果	
断面①	0.196 (S_s-31)	13.94 (S_s-D1)	5.86×10^3 (最大せん断ひずみ発生時刻)	—	断面②に比べて最大曲げモーメントが小さいため、岩盤上面標高が高い断面は評価対象断面に選定しない。
断面②	0.442 (S_s-12)	6.21 (S_s-12)	14.79×10^3 (地表面最大変位発生時刻)	○	断面①に比べて最大曲げモーメントが大きいため、岩盤上面標高が低い断面を評価対象断面に選定する。

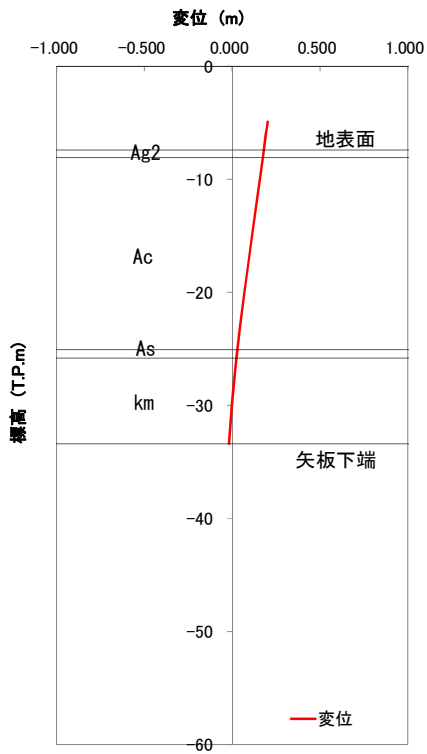


(a) 断面① (岩盤上面標高が高い断面)
 (最大せん断ひずみ発生時刻: $S_s-D 1$)

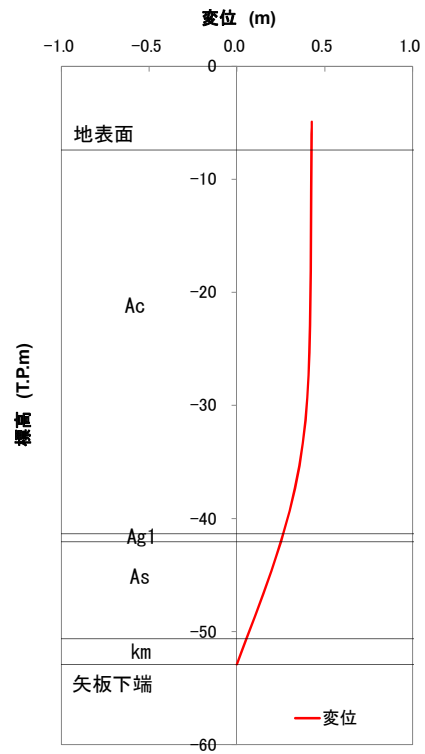


(b) 断面② (岩盤上面標高が低い断面)
 (地表面最大変位発生時刻: $S_s-1 2$)

図 5.10.6-6 地盤の変位分布 (断面①及び断面②)
 (フレーム解析入力値)

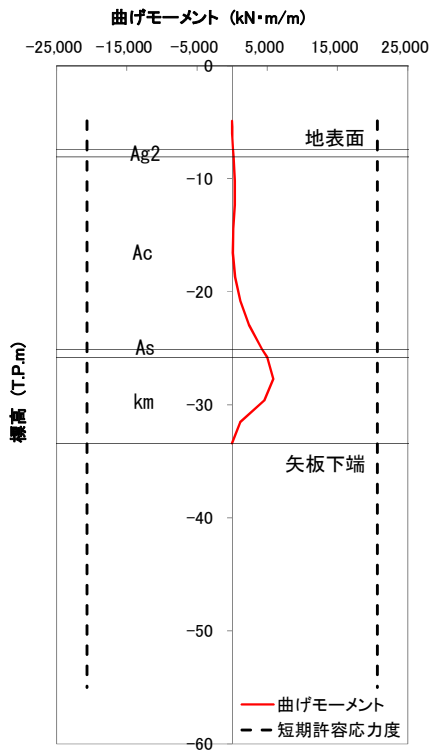


(a) 断面① (岩盤上面標高が高い断面)

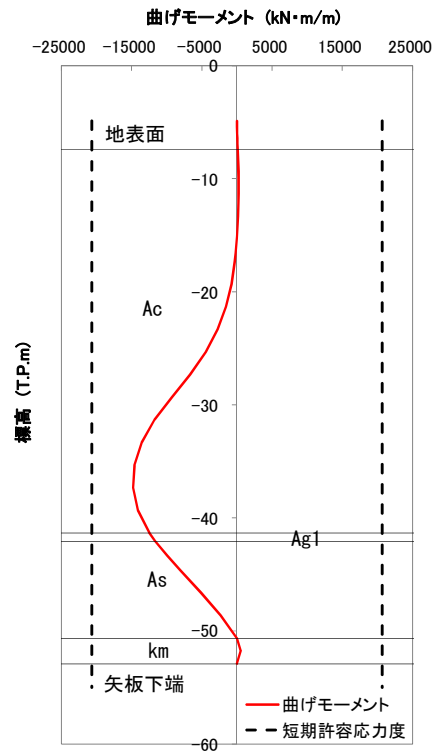


(b) 断面② (岩盤上面標高が低い断面)

図 5.10.6-8 フレーム解析による鋼管矢板の変位分布 (断面①及び断面②)



(a) 断面① (岩盤上面標高が高い断面)



(b) 断面② (岩盤上面標高が低い断面)

図 5.10.6-9 フレーム解析による曲げモーメント分布 (断面①及び断面②)

(4) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5.11.6-3 に示す。

表 5.10.6-3 評価対象断面の選定結果（貯留堰及び貯留堰取付護岸）

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価断面	選定結果
EW-1	<ul style="list-style-type: none"> ・ 東西方向（北側端部） ・ 強軸断面方向（縦断方向） ・ 護岸接続部を通る断面 	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—	○	護岸接続部及び貯留堰取付護岸の検討断面として選定する。
EW-2	<ul style="list-style-type: none"> ・ 東西方向 ・ 弱軸断面方向（横断方向） 	岩盤上面標高が低い（第四紀層が厚い）。	—	○	貯留堰本体の検討断面として選定する。
EW-3	<ul style="list-style-type: none"> ・ 東西方向 ・ 弱軸断面方向（横断方向） 	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—	—	EW-2と比較して第四紀層が薄いため評価対象断面としない。
EW-4	<ul style="list-style-type: none"> ・ 東西方向（南側端部） ・ 強軸断面方向（縦断方向） ・ 護岸接続部を通る断面 	岩盤上面標高が高い（第四紀層が厚い）。	—	—	EW-1と比較して第四紀層が薄いため評価対象断面としない。
NS-1	<ul style="list-style-type: none"> ・ 南北方向（西側端部） ・ 弱軸断面方向（横断方向） ・ 護岸接続部を通る断面 	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—	○	護岸接続部の検討断面として選定する。
NS-2	<ul style="list-style-type: none"> ・ 南北方向（東側端部） ・ 強軸断面方向（縦断方向） 	岩盤上面が南側から北側へ向かって傾斜している。	—	—	強軸断面方向のため評価対象断面としない。

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

5.12.1 概要

貯留堰内の貯水に対して、スロッシングによる溢水量が貯留堰貯水量へ与える影響を評価する。具体的には、余震（ S_d-D1 ）によるスロッシングによって発生する貯留堰からの溢水量を算定し、貯留堰の有効容量から溢水量を減じた場合における非常用海水ポンプの取水可能時間が、引き波の継続時間（水位が貯留堰天端を下回る時間約 3 分）に対して余裕があることを確認する。また、非常用海水ポンプ※位置での水位の時刻歴を確認し、非常用海水ポンプの取水可能限界水位を下回っていないことを確認する。

貯留堰鳥瞰図を図 5.12-1 に、貯留堰の平面図及び断面図を図 5.12-2 に示す。また、引き波の継続時間約 3 分の考え方を図 5.12-3 に示す。

※ 残留熱除去系海水系ポンプ：4 機，非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：2 機，
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ：1 機
詳細位置を図 5.12-4 に示す。



図 5.12-1 貯留堰鳥瞰図

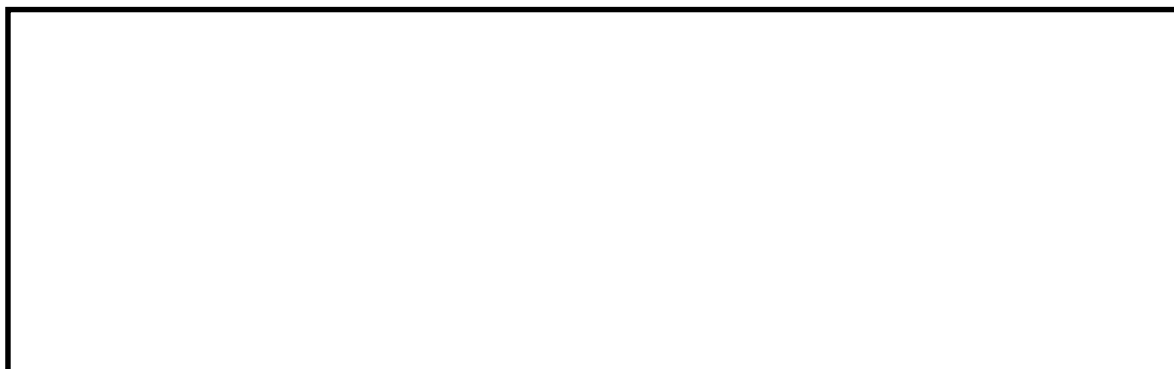


図 5.12-2 貯留堰断面図

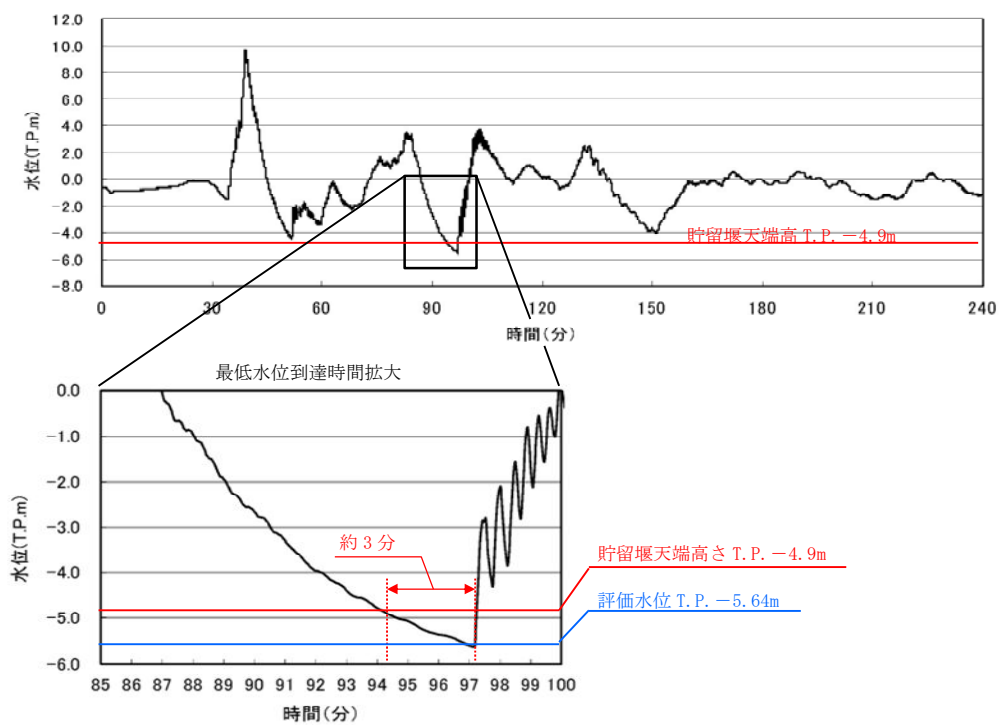


図 5.12-3 引き波の継続時間 (約 3 分) の考え方

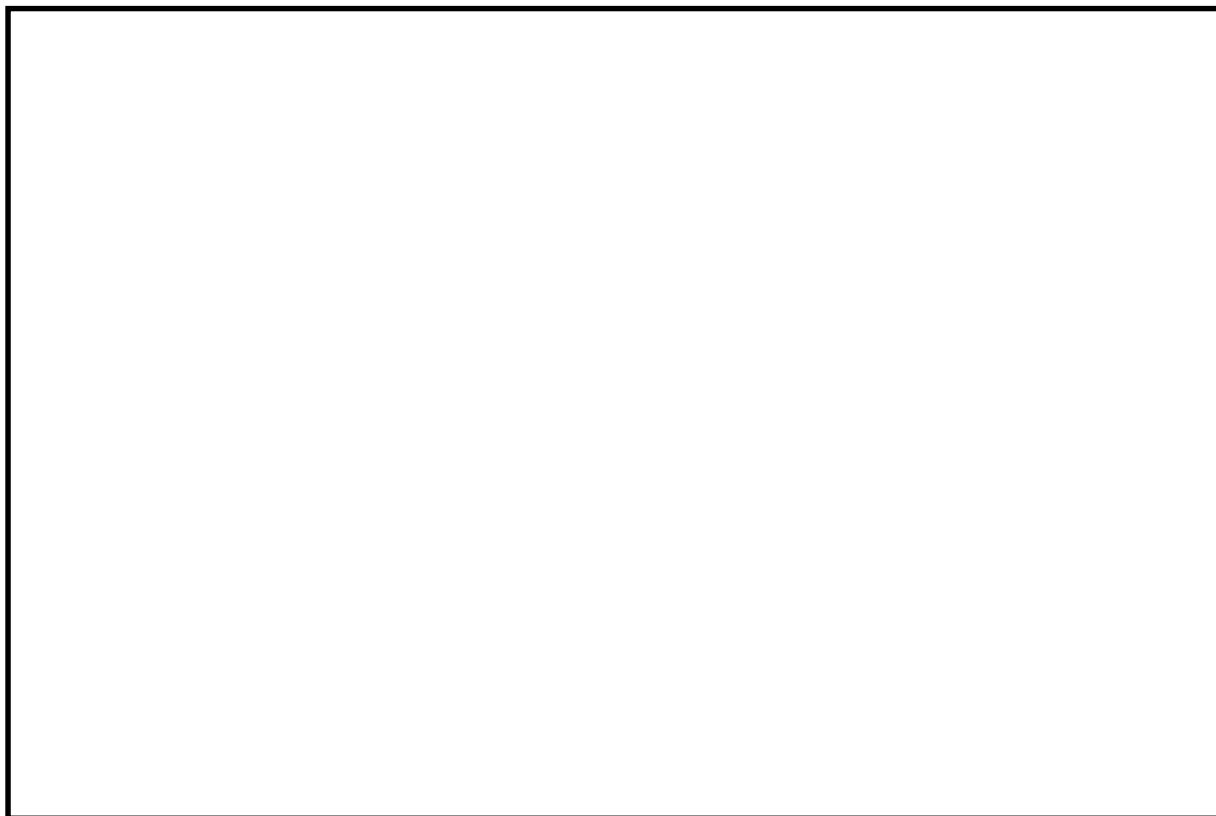


図 5.12-4 非常用海水ポンプ詳細位置図

5.12.2 検討方針

(1) 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認)

引き波によって水位が貯留堰天端を下回る時間(約 3 分)と余震(S_d-D1)との重畳を考慮したスロッシング解析によりに溢水量を算出し、その溢水量を考慮しても貯留量が確保されていることを確認する。

溢水量の算定においては、水位が貯留堰天端を下回る時間の約 3 分に対して保守的な結果を得るため、5 分間(300 秒間)のスロッシングによる溢水量を算定するものとする。

(2) 検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認)

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の水位時刻歴波形を算出し、余震継続時間内における貯留堰内水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位(T.P. -5.7 m)を下回っていないことを確認する。スロッシング解析時間は、検討項目 1 と同様に 5 分間とする。

スロッシング検討フローを図 5.12-5 に示す。

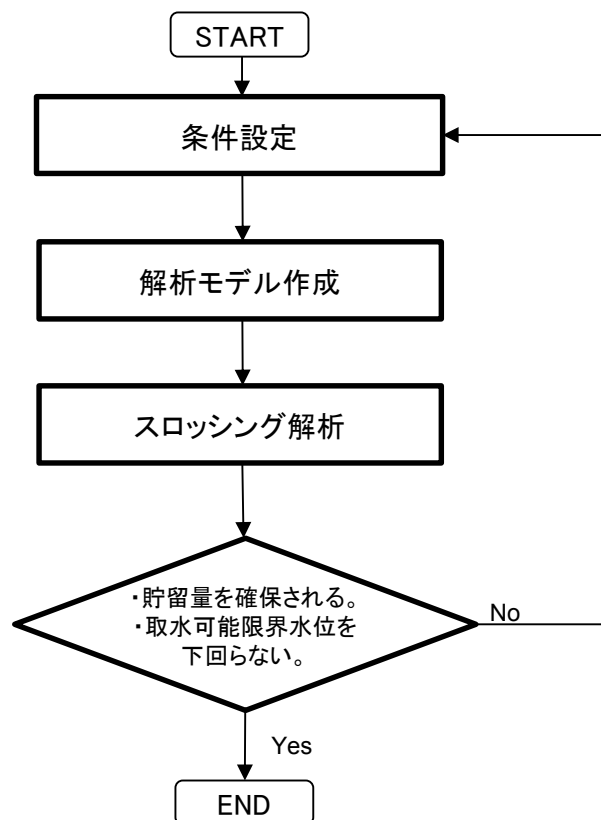


図 5.12-5 スロッシング検討フロー

5.12.3 入力地震動

(1) 地震動の引き上げ手法

地震動は、解放基盤 T.P. -370 m からスロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）までの引き上げを行う。

解放基盤 T.P. -370 m から地震応答解析モデル底面位置（T.P. -100 m）までの地震動の引き上げは、1次元地震応答解析（SHAKE）により行うものとする。

地震応答解析モデル底面位置（T.P. -100 m）からスロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）までの第四紀層の液状化検討対象層を含む範囲の地震動の引き上げについては、1次元地震応答解析（FLIP）により行うものとする。1次元地震応答解析に有効応力解析 FLIP を用いる理由は以下のとおりである。

スロッシングには、長周期地震動による水塊の共振が支配的に影響する。したがって、地盤の地震応答の長周期化を考慮できる地盤地震応答解析を用いる必要がある。有効応力の変化に応じた地盤剛性の軟化及び地震応答の長周期化は、有効応力解析 FLIP により評価することができる。よって、スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価では、1次元地震応答解析に有効応力解析 FLIP を用いる。

(2) 地震動の引き上げ位置

余震時のスロッシング解析は貯留堰からの溢水量を評価することが主目的なので、地震動の引き上げ位置は、貯留堰の設置位置で解析モデル下端まで引上げた地震動を使用する。

貯留堰の設置位置の地層構成は、長周期側成分が卓越する地層構成として、岩盤上面深度が深く、第四紀層が厚くなる地点を選定する。地震動の引き上げに用いる地層構成の選定に用いた地層断面位置図及び地層断面図をそれぞれ図 5.12-6 及び図 5.12-7 に示す。また、それぞれの図に地層構成抽出地点を合わせて示す。選定した地層構成抽出地点の地震応答解析モデル図を図 5.12-8 に示す。

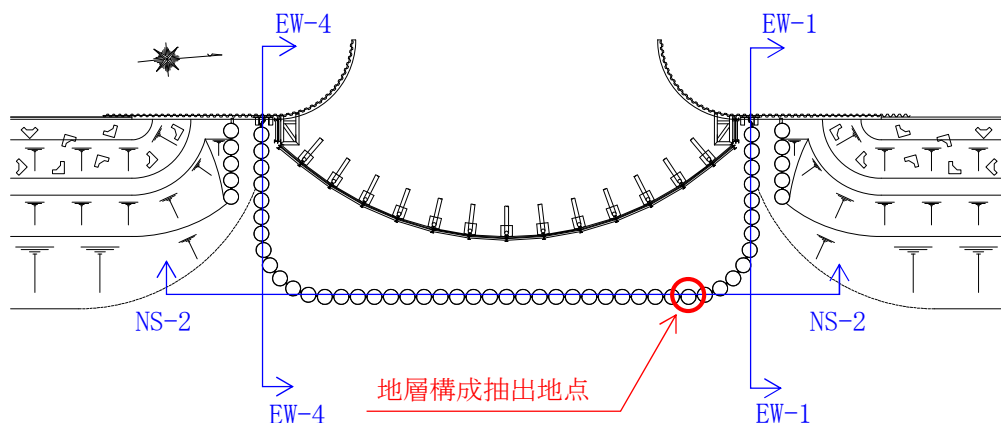


図 5.12-6 地震動の選定に用いる地層断面位置図

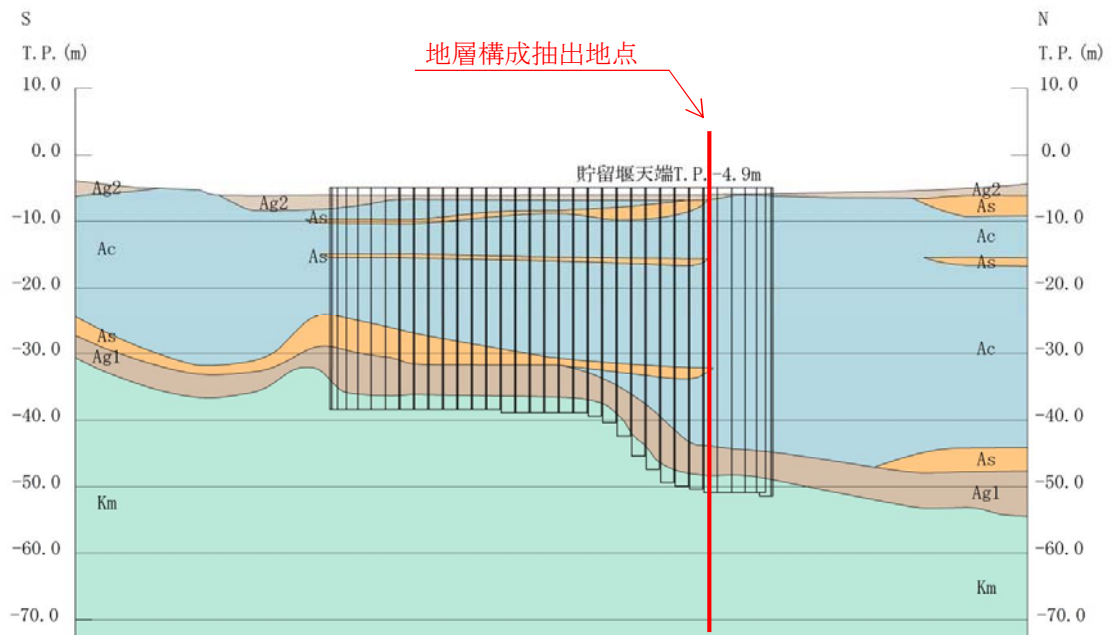


图 5.12-7 (1) 地層断面图 (NS-2)

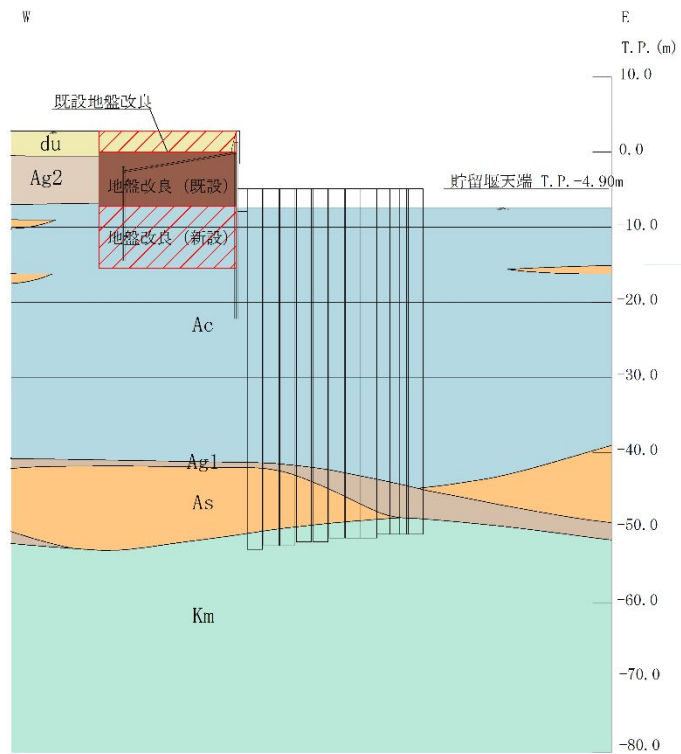


图 5.12-7 (2) 地層断面图 (EW-1)

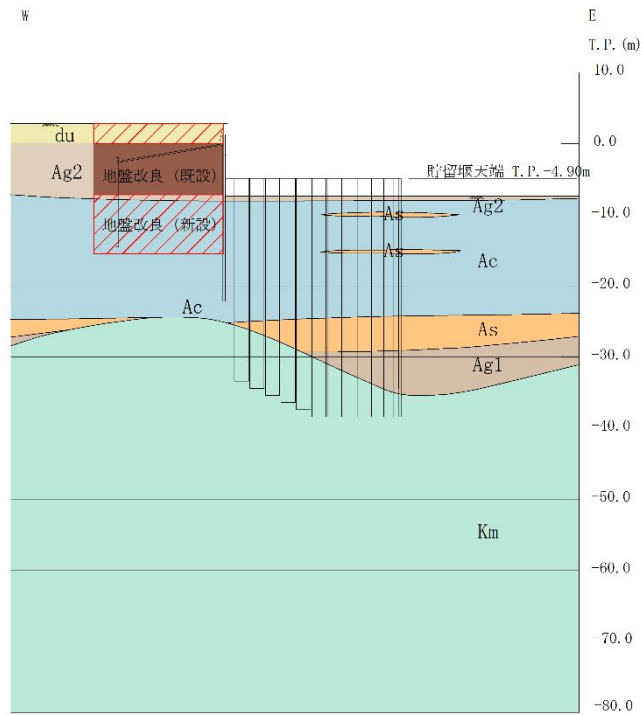


図 5.12-7 (3) 地層断面図 (EW-4)

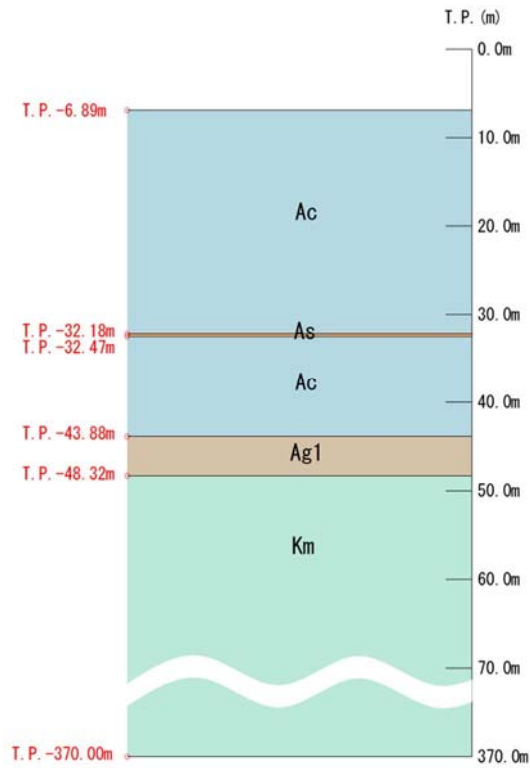


図 5.12-8 地震応答解析モデル図 (地層構成抽出地点)

(2) 地盤物性値

検討に用いる地盤の物性値を表 5.12-1 に示す。

表 5.12-1 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 5.12-1 (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 ²	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		$0.358-0.00603 \cdot z$
	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)

表 5.12-1 (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*V _p
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-83 ~ -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) 地震動の選定

(a) 地震動の選定概要

スロッシング解析に用いる地震動の選定は、 S_d-D1 に対して地盤物性のばらつきを考慮したものとする。また、スロッシング波高は入力する地震動の速度応答スペクトルと比例する^{*}。このため、スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトルを比較し、貯留堰水面の1次固有周期を考慮した地震動の選定を行う。

※ 容器構造設計指針・同解説（日本建築学会）より

(b) 地震動の選定に用いる地盤物性

地震動の選定において考慮する地盤物性は表 5.12-2 に示す6ケースとする。

表 5.12-2 地震動の選定において考慮する地盤物性検討ケース

ケース番号	①	②	③	④	⑤	⑥
ケース名称	V_s 平均値 (液状化パラメータ適用)	$V_s + 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	$V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用)	豊浦標準砂	V_s 平均値 (非液状化)	$V_s + 1\sigma$ (非液状化)
地盤物性の考え方	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

(c) 水面の1次固有周期の算出

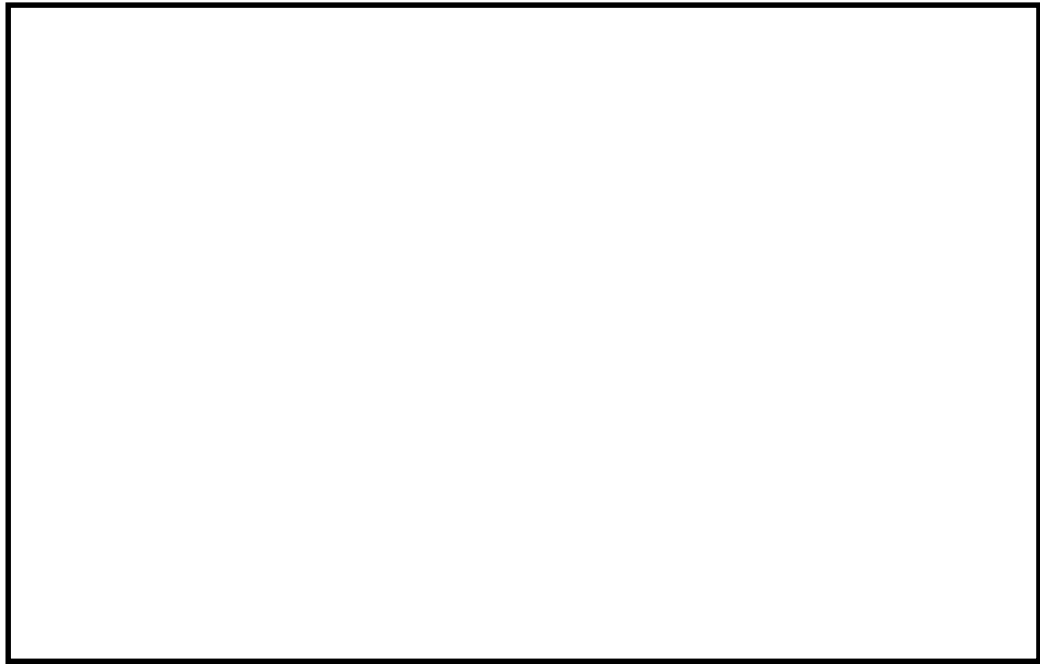
加振方向、水槽形状を考慮した3ケースについて、水面の1次固有周期を算出する。算出には以下の式*を用いる。検討に用いた3ケースの水槽形状の考え方を図5.12-9に、1次固有周期算定結果を表5.12-3に示す。

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega}$$
$$\omega^2 = \sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{g}{l} \cdot \tanh\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{h}{l}\right)$$

ここに、

- T_s : 1次固有周期
- ω : 1次固有円振動数
- g : 重力加速度
- l : 水槽の幅の半分 (貝代 10 cm 考慮)
- h : 水深

※ 容器構造設計指針・同解説 (日本建築学会) より



(a) 平面図



(b) 断面図

図 5.12-9 水槽形状の考え方

表 5.12-3 1次固有周期算定結果

項目	記号	単位	ケースA	ケースB	ケースC	数式
水槽の幅	$2l$	m	77.53	62.46	7.25	
	l	m	38.77	31.23	3.63	
貯留堰天端		T.P.m	-4.90	-4.90	-4.90	
底面		T.P.m	-6.89	-6.89	-7.75	
水深	h	m	1.99	1.99	2.85	
重力加速度	g	m/s^2	9.80665	9.80665	9.80665	
固有円振動数の2乗	ω^2	1/s	0.0324	0.0499	3.6201	$(5/2)^{0.5} * g / l * \tanh((5/2)^{0.5} * h / l)$
固有円振動数	ω	1/s	0.180	0.223	1.903	$(\omega^2)^{0.5}$
固有周期	T_S	s	34.91	28.14	3.30	$\text{round}(2\pi/\omega, 2)$

(d) 地震動の選定

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における速度応答スペクトル（水平方向）を図 5.12-10 に示す。貯留堰水面の 1 次固有周期を考慮し、⑤ V_s 平均値（非液状化）をスロッシング解析に用いる入力地震動として選定する。

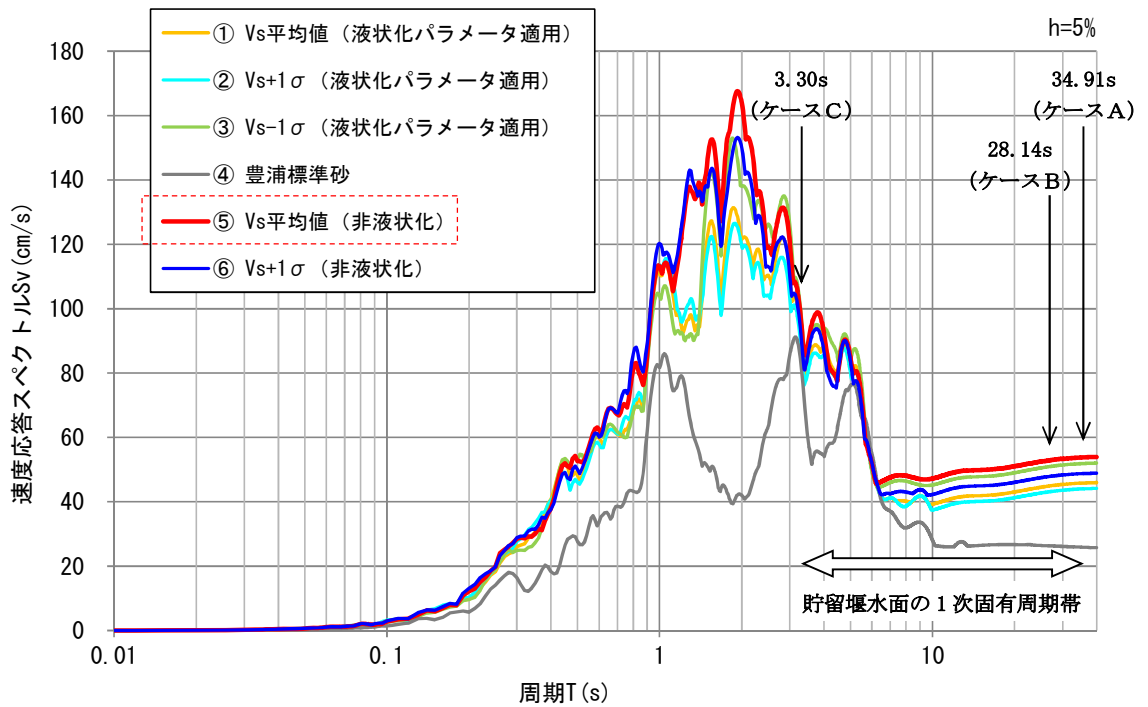


図 5.12-10 (1) 速度応答スペクトル（水平方向）

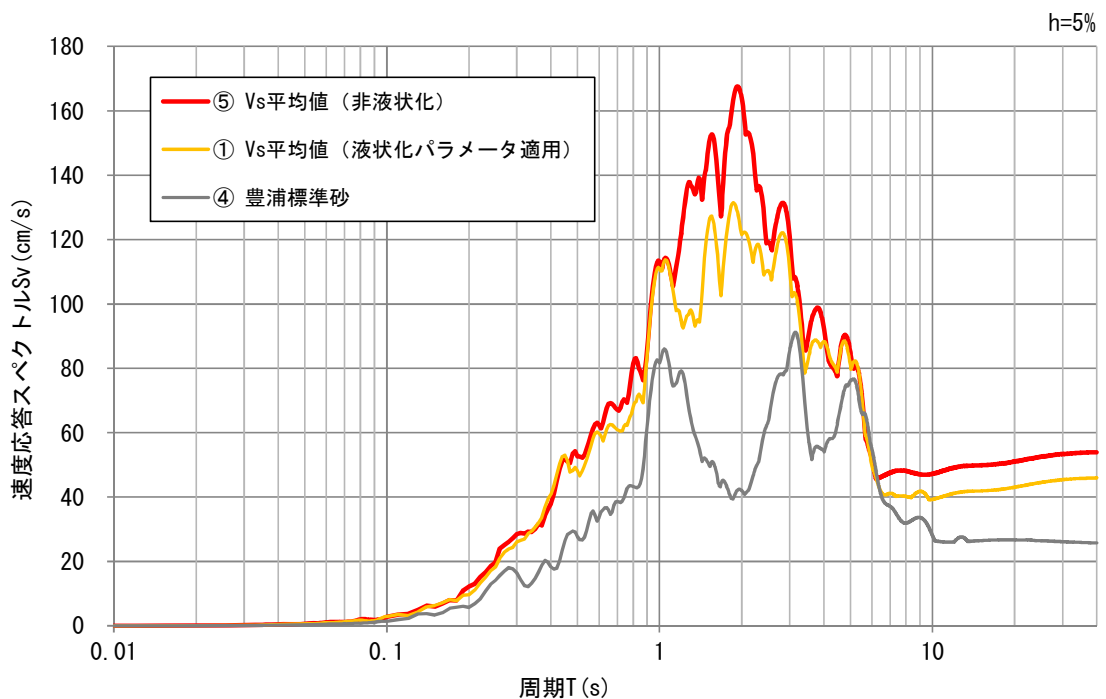
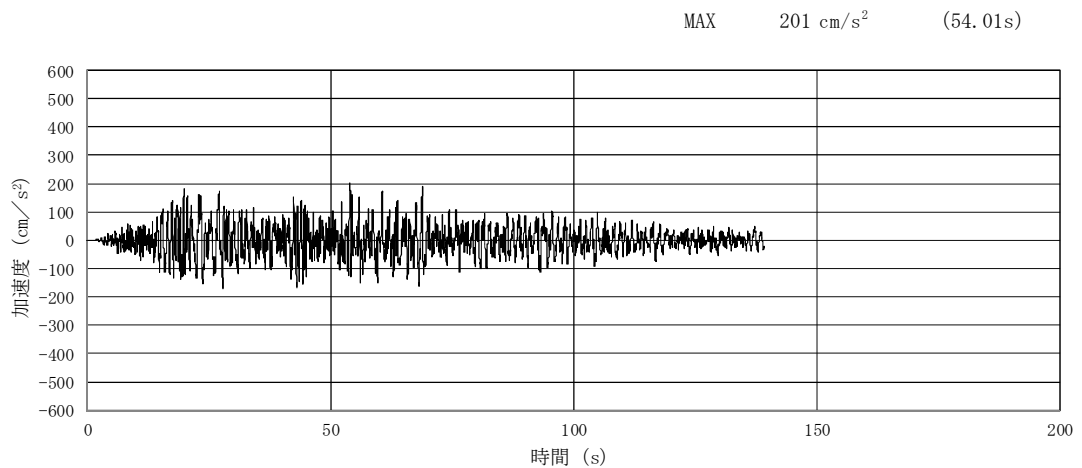


図 5.12-10 (2) 速度応答スペクトル（水平方向）【抜粋】

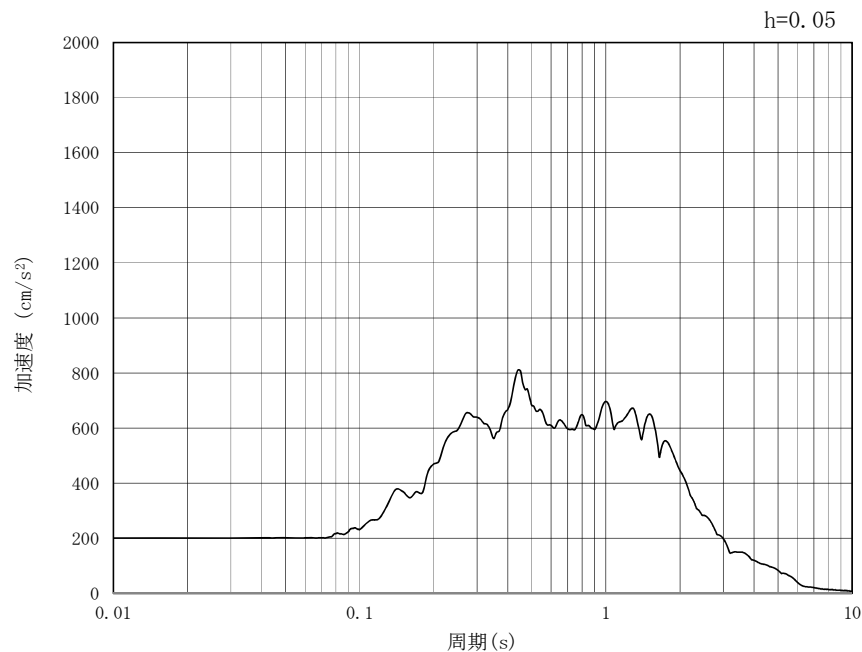
(d) 入力地震動

スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における S_d-D1 (⑤V s 平均値（非液状化）) の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を図 5.12-11 示す。

S_d-D1 の水平成分は方向を持たないため、護岸法線直角（東西）方向に加振した場合と護岸法線平行（南北）方向に加振した場合の 2 ケースに対してスロッシング解析を実施する。



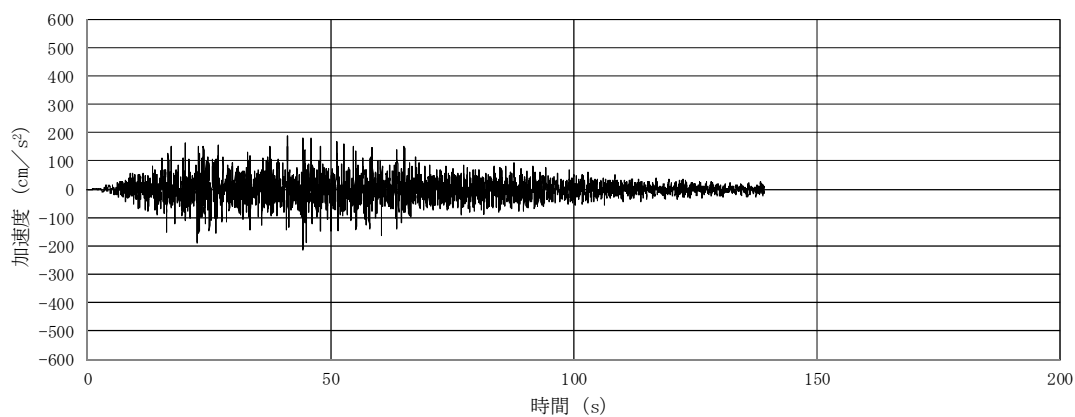
(a) 加速度時刻歴波形



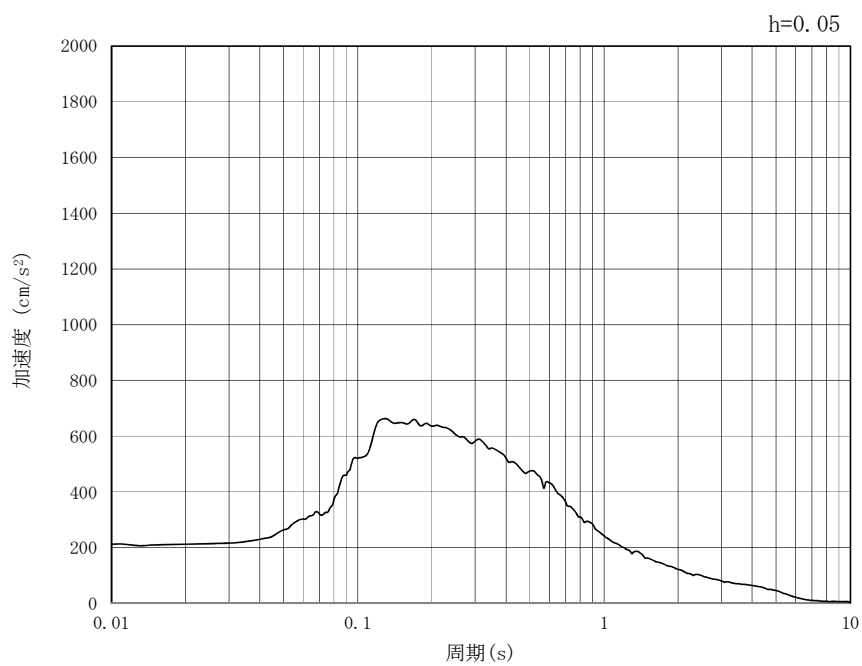
(b) 加速度応答スペクトル

図 5.12-11 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（水平方向）
（S_d-D1, ⑤V s 平均値（非液状化））

MAX 212 cm/s² (44.3s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5.12-11 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)
($S_d-D 1$, ⑤ V s 平均値 (非液化化))

5.12.4 検討ケースの選定

(1) 初期水位

スロッシング解析の初期水位は、貯留堰天端高である T.P. -4.9 m に加え、引き波が継続する間も非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位についても初期水位として検討するものとする。考慮する非常用海水ポンプによる取水時間は、引き波の継続時間を保守的に考慮した 5 分間とする。

検討項目 1 (貯留量が確保されていることを確認) については、水位が高い場合に溢水量が大きくなるため、初期水位を T.P. -4.9 m として検討する。また、検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認) については、水位が低い場合に厳しい条件となるため、初期水位を T.P. -5.1 m として検討する。

5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位は以下のとおり。解析に用いる初期水位を表 5.12-4 に示す。

$$\begin{aligned} \text{5 分間の水位低下量} &= (\text{非常用海水ポンプ取水能力} \times 5 \text{ 分}) / \text{有効貯水面積} \\ &= (72.05 \text{ m}^3/\text{min} \times 5 \text{ min}) / 3,129.16 \text{ m}^2 \\ &= 0.115 \text{ m} \end{aligned}$$

5 分間非常用海水ポンプによる

$$\begin{aligned} \text{取水が行われた場合の水位} &= \text{貯留堰天端高} - \text{5 分間の水位低下量} \\ &= \text{T.P. -4.9 m} - 0.115 \text{ m} \\ &= \text{T.P. -5.015 m} \rightarrow \underline{\text{T.P. -5.1 m}} \end{aligned}$$

表 5.12-4 初期水位

対象検討項目	初期水位	備考
検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認)	T.P. -4.9 m	貯留堰天端高
検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認)	T.P. -5.1 m	5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位

(2) 有効容量

検討に用いる貯留堰の有効容量と運転継続可能時間の関係を表 5.12-5 に示す。

表 5.12-5 有効容量と運転継続可能時間

有効容量	2,378 m ³
運転継続可能時間	33 分

5.12.5 解析条件

スロッシング解析は、オープンソースの有限体積法(Finite Volume Method) (以下「FVM」という)解析コード OpenFOAM を用いた三次元解析を実施する。

本検討では、VOF 法による 2 相流解析ソルバー-interFOAM を用いる。計算メッシュ全体に加速度時刻歴を入力することにより、計算領域内部の気相(空気)および液相(海水)の挙動を解析する。

モデル化範囲及び解析条件を表 5.12-6 に示す。また、水位時刻歴波形の抽出位置(①~③)を図 5.12-12 に、スロッシング解析モデルを図 5.12-13 に示す。

表 5.12-6 モデル化範囲及び解析条件

モデル化範囲	<ul style="list-style-type: none"> ● 貯留堰からポンプ室まで
溢水量	<ul style="list-style-type: none"> ● 取水口前面に設置する貯留堰天端高さ (T.P. -4.9 m) 以上に上昇し、貯留堰より外側に溢れた水を溢水量として計算。
初期水位	<ul style="list-style-type: none"> ● T.P. -4.9 m (貯留堰天端高) ● T.P. -5.1 m (5 分間非常用海水ポンプによる取水が行われた場合の水位)
計算時間	<ul style="list-style-type: none"> ● 5 分間 (300 秒間) (引き波を継続時間約 3 分を保守的に考慮) ● 地震動による加振 (余震継続時間 139.28 秒) 終了後も解析を継続する。
解析コード	<ul style="list-style-type: none"> ● OpenFOAM (v1706) ● オープンソースの流体解析ソフトウェアであり、実験結果等との比較を行い、スロッシング現象を精度よく計算できることが確認されている。
水位抽出位置	<ul style="list-style-type: none"> ● 非常用海水ポンプ部での水位変動を確認するために、非常用海水ポンプ (残留熱除去系海水ポンプ) 位置である①~④の 4 点を水位抽出位置とする。 ● 貯留堰天端を超える様子を確認するために、貯留堰東端、北端及び南端の代表点として⑤~⑦の 3 点 (各壁の中央部) を水位抽出位置とする。
その他	<ul style="list-style-type: none"> ● 貯留堰内部の構造物 (カーテンウォールやその支柱、スクリーンなど) は溢水量を保守的に考慮するため、モデル化しない。 ● 格子サイズは $D_x = 25\text{cm}$, $D_y = 25\text{cm}$, $D_z = 20\text{cm}$ を基本とする。 ● 貯留堰鋼管矢板 ($\phi 2,000$) は、モデル簡略化のため貯留堰内側の壁面形状を直線 (隅角部は曲線) としてモデル化する。

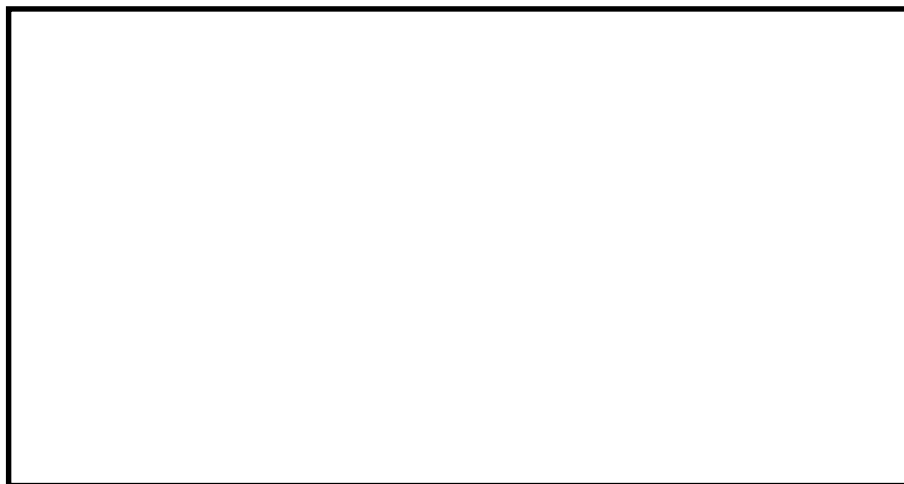
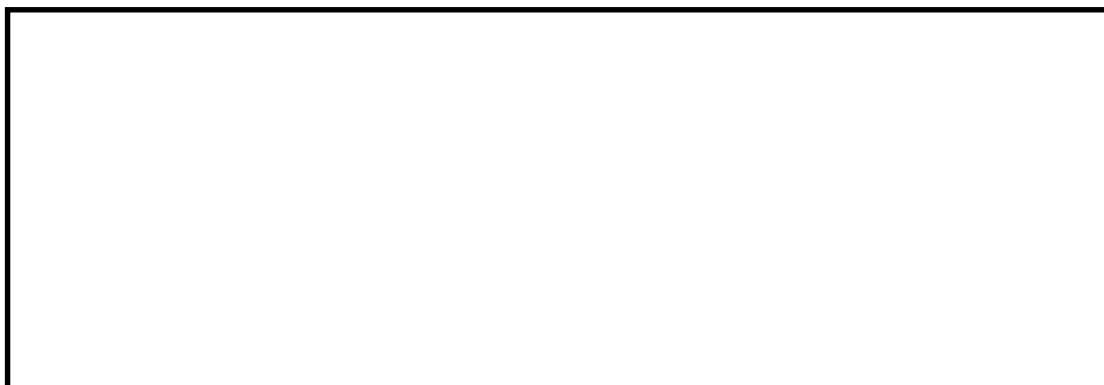


図 5.12-12 水位時刻歴波形抽出位置



(a) 平面図



(b) 鳥瞰図（北側より）



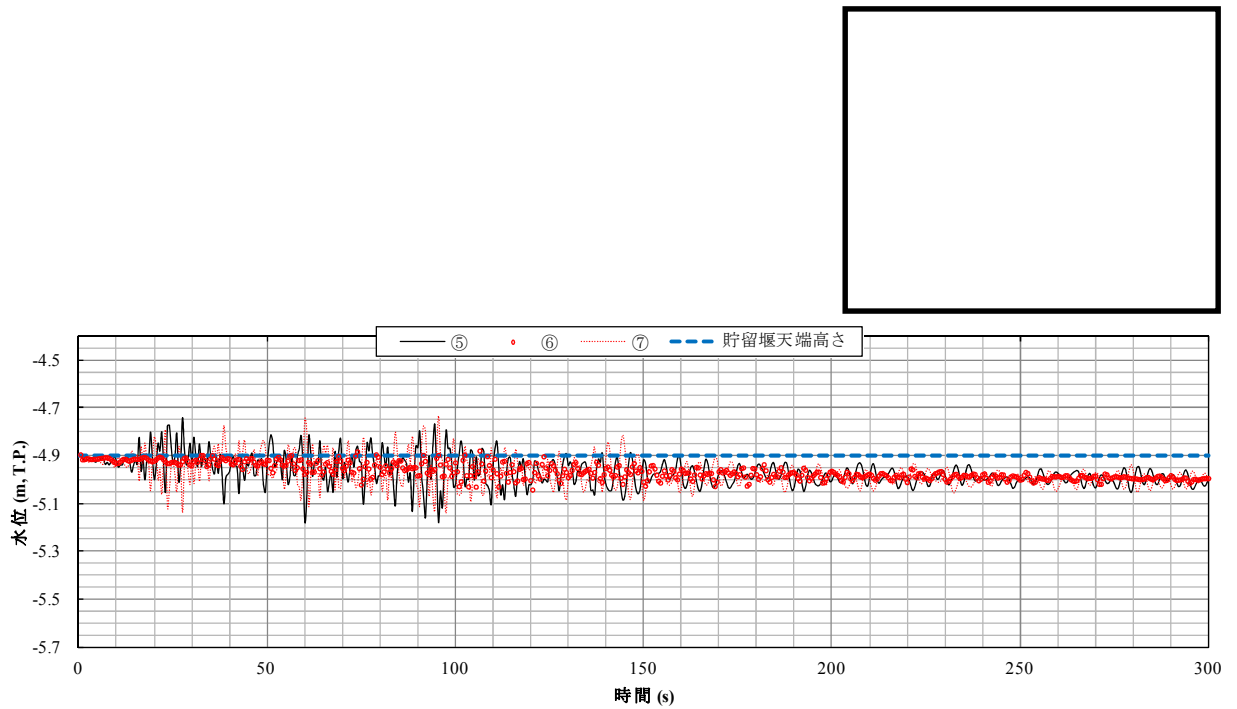
(c) 鳥瞰図（東側より）

図 5.12-13 解析モデル (OpenFOAM)

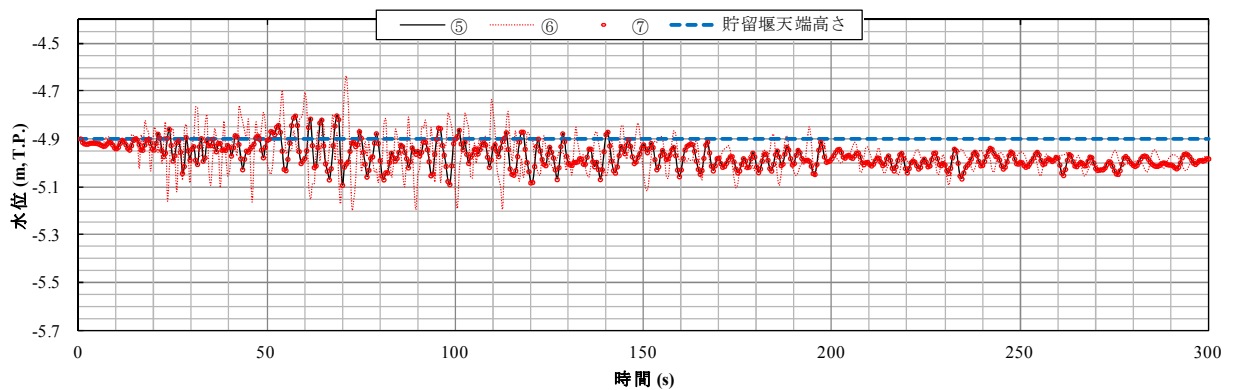
5.12.6 解析結果

(1) 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認, 初期水位=T.P. -4.9 m)

貯留堰位置 (⑤~⑦) におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフを図 5.12-14 に示す。また, スロッシングによる 5 分間の溢水量を表 5.12-7 に示す。



(a) 護岸法線平行方向に加振



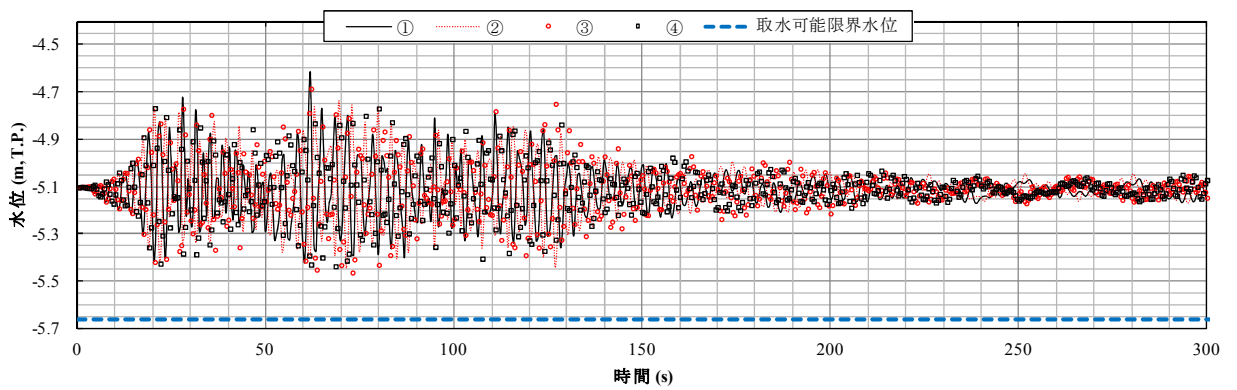
(b) 護岸法線直角方向に加振

図 5.12-14 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ

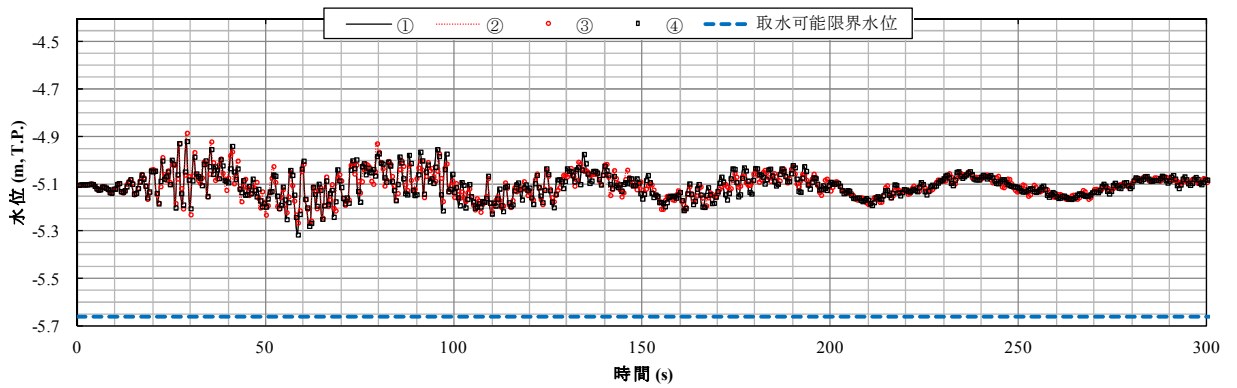
表 5.12-7 スロッシングによる 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量
(a) 護岸法線平行方向に加振	301 m ³
(b) 護岸法線直角方向に加振	301 m ³

(2) 検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認, 初期水位=T.P. -5.1 m)
 非常用海水ポンプ位置 (①~④) におけるスロッシング時の水位時刻歴を図 5.12-15
 に示す。また, 非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位を表 5.12-8 に示す。



(a) 護岸法線平行方向に加振



(b) 護岸法線直角方向に加振

図 5.12-15 スロッシング時の水位時刻歴 (護岸法線平行方向に加振)

表 5.12-8 スロッシング時の最低水位

加振方向	①における 最低水位	②における 最低水位	③における 最低水位	④における 最低水位
(a) 護岸法線平行方向に加振	T.P. -5.41 m	T.P. -5.44 m	T.P. -5.46 m	T.P. -5.43 m
(b) 護岸法線直角方向に加振	T.P. -5.31 m	T.P. -5.26 m	T.P. -5.26 m	T.P. -5.31 m

5.12.7 検討結果まとめ

(1) 貯留量の確保について（溢水量の評価）

スロッシングによる5分間の溢水量は、301 m³であり、スロッシングによる溢水を考慮した非常用海水ポンプの運転継続可能時間は約28分となる。よって、スロッシングによる溢水を考慮しても、水位が貯留堰天端を下回る時間の約3分に対して十分な貯留量が確保されていることを確認した。図5.12-16に水位イメージ図を示す。

・スロッシングによる5分間の溢水量 = 301 m³

・溢水を考慮した非常用海水

$$\begin{aligned} \text{ポンプの運転継続可能時間} &= (\text{有効容量} - \text{溢水量}) \div \text{非常用海水ポンプ取水能力} \\ &= (2,378 \text{ m}^3 - 301 \text{ m}^3) \div 72.05 \text{ m}^3/\text{分} \\ &= 28.83 \text{ 分} \rightarrow \underline{28 \text{ 分}} \end{aligned}$$

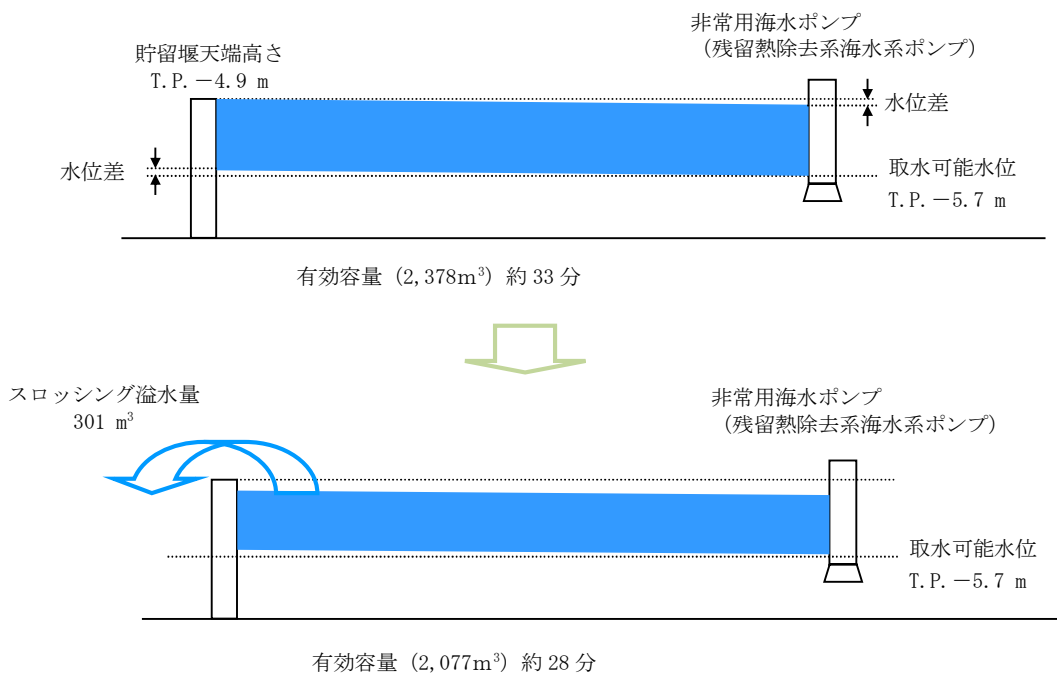


図5.12-16 水位イメージ図

(2) 取水可能限界水位を下回らないことの確認について

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は約T.P. -5.5 mである。よって、スロッシングによる溢水及び水面の乱れを考慮した場合においても、水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位 (T.P. -5.7 m) を下回らないことを確認した。

・スロッシング時の最低水位 = T.P. -5.46 m → T.P. -5.5 m

スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価に関する参考資料

(参考) スロッシング解析に用いた解析コード「OpenFOAM」の適用性について

1. 解析コード概要

<p>項目</p>	<p>コード名 OpenFOAM</p>
<p>使用目的</p>	<p>3次元数値流体解析（スロッシング解析）</p>
<p>開発機関</p>	<p>OpenCFD Ltd</p>
<p>開発時期</p>	<p>2004年</p>
<p>使用したバージョン</p>	<p>v1706</p>
<p>計算機コードの概要</p>	<p>本解析コードは、2004年からGPL（GNU General Public License）のもとでソースコードが公開されている流体解析モデルである。 本解析コードは、多相流や燃焼、磁場などの用途に応じた各種ソルバーを有しており、前処理や後処理のためのアプリケーションも充実している。コードはC++で記述されたオブジェクト群で構成されている。¹⁾ 化学反応や熱伝達を含む複雑な流体の流れのシミュレーションが可能である。</p>
<p>検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)</p>	<p>OpenFOAM v1706は、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシングの評価に用いている。</p> <p>【検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの検証及び妥当性確認の内容は、次の通りである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは、国内外の土木建築分野のみならず多くの分野において、3次元数値流体力学ツールとしての使用実績を有している。 ・本解析コードはVOF法（Volume of Fluid法）による自由表面解析手法を有する。VOF法は「原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008」において、スロッシング解析における精度の高い手法であり、複雑な容器形状や流体の非線形現象を考慮する場合に有効であると記載されている。 ・本解析コードによる解析結果とスロッシング実験画像とを比較し、双方の水面形変化が概ね一致することを確認している。

2. 解析手法について

2.1 一般事項

本解析コードは、数値流体力学の解析コードである。今回は、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシング解析に用いている。

2.2 解析コードの特徴

OpenFOAM の主な特徴を以下に示す。²⁾

- ① 水と空気の不混和流体の非圧縮性の二相流を対象とした解析コード（interFoam ソルバー）を有する。
- ② 非圧縮性流体の連続式及び Navier-Stokes 方程式を基礎方程式として、有限体積法によって離散化し PISO 法（Pressure-Implicit with Splitting of Operators）を用いて流速と圧力を計算する。
- ③ 気液界面の追跡には VOF 法（Volume of Fluid 法）を選択できる。
- ④ 遡上津波等の沿岸の津波挙動や波浪変形、越波、越流などが計算可能である。

2.3 解析理論

2.3.1 基礎方程式¹⁾

基礎方程式は、以下に示す連続式 (式 1) と非圧縮性流体の Navier-Stokes 方程式 (式 2) である。

$$\nabla \cdot U = 0 \quad \dots \text{(式 1)}$$

$$\frac{\partial \rho U}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho U U) = -\nabla p^* + \nabla \cdot \tau + \rho g + f_s \quad \dots \text{(式 2)}$$

ここに,

∇ : 3次元領域におけるベクトル微分演算子

U : 流速ベクトル

ρ : 密度

p^* : 擬似動圧

τ : 粘性応力テンソル

g : 重力加速度ベクトル

f_s : 表面張力に相当する体積力

2.3.2 VOF (Volume of Fluid) の移流方程式¹⁾

OpenFOAM の interFoam ソルバーでは、(式 1) 及び (式 2) を有限体積法によって離散化し、PISO (Pressure-Implicit with Splitting of Operators) 法を用いて流速と圧力を計算している。気液界面の追跡には、VOF (Volume of Fluid) 法を用いている。

OpenFOAM における VOF の移流方程式を以下に示す。

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot U \alpha + \nabla \cdot U_C \alpha (1 - \alpha) = 0 \quad \dots \text{(式 3)}$$

$$U = \alpha U_{water} + (1 - \alpha) U_{air} \quad \dots \text{(式 4)}$$

$$U_C = U_{water} - U_{air} \quad \dots \text{(式 5)}$$

ここに,

α : 流体の体積率を表す VOF 値 ($0 \leq \alpha \leq 1$)

U : 流速

U_C : 気液の相対流速

U_{water} : 液相の流速

U_{air} : 気相の流速

2.3.3 VOF (Volume of Fluid) 法について

VOF 法とは、気液二相流などの二つの流体が存在する流れ場を解析する手法の一つである。気液二相流の場合、各計算セル中における液体の体積割合を流体率 α として定義し、流体率の輸送計算を行うことで気液界面位置の変化を計算する。³⁾

VOF 値の概念図を図 1 示す。

$$\alpha = \frac{V_{water}}{V} \quad \dots (式 6)$$

ここに、

α : 流体の体積率を表す VOF 値 ($0 \leq \alpha \leq 1$)

V_{water} : 流体 (水) の体積

V : 計算メッシュの体積

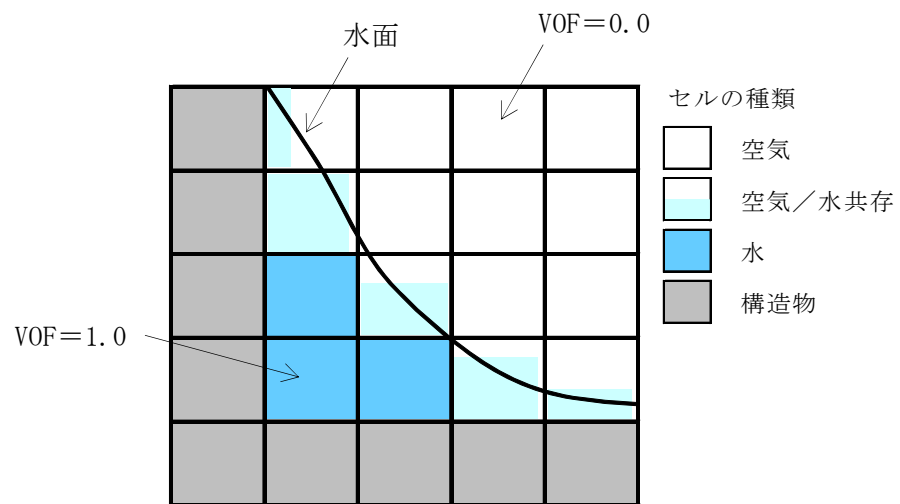


図 1 VOF 値の概念図

3. 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

3.1 スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較

本解析コードを今回の解析に用いるに当たり、検証及び妥当性確認として、スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較を実施した。実験画像には、土木学会によるスロッシングベンチマークテスト⁴⁾においても引用されている Kishev et al. 2006 を使用した。

スロッシングタンク内の水面形変化の比較を表 1 に示す。また、スロッシングタンク内における左側壁 ($x=0.0\text{m}$)、タンク中央 ($x=0.3\text{m}$)、右側壁 ($x=0.6\text{m}$) の 3 点を抽出し、OpenFOAM の水位時刻歴と実験画像の水面位置とを比較した結果を表 2 に示す。

OpenFOAM による数値解析結果は、スロッシング実験画像を良好に再現できている。

表 1 スロッシングタンク内の水面形変化の比較

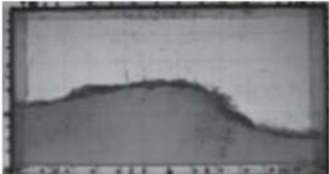

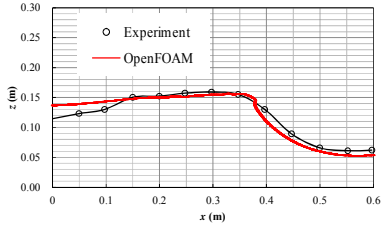
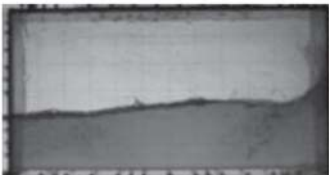

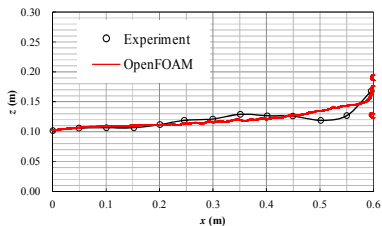
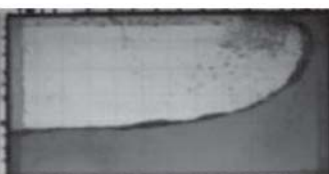
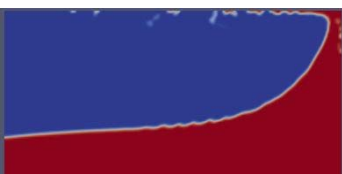
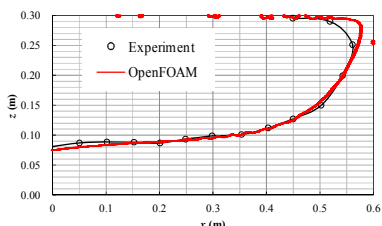
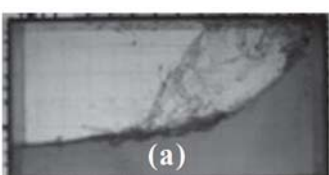
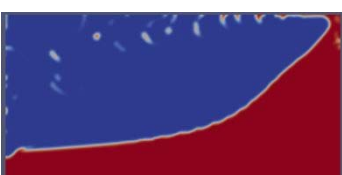
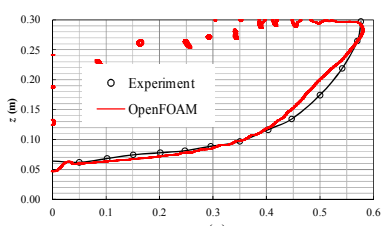
時刻 (s)	① 実験画像 (Kishev et al. 2006 より)	② OpenFOAM 解析結果	③ ①と②の水面形比較画像重ね合わせ
1.50			
1.63			
1.76			
1.89			

表2 スロッシングタンク内の水位時刻歴の比較

位置 x (m)	水位時刻歴の比較
0.0 (左側壁)	
0.3 (タンク中央)	
0.6 (右側壁)	

3.2 評価結果

「3.1 スロッシング実験画像と OpenFOAM の解析結果との比較」に示す比較結果より、OpenFOAM はスロッシングタンク内の水面形変化を精度良く再現できることから、貯留堰内のスロッシング現象を十分再現可能である。

したがって、津波引き波時に発生する余震による貯留堰内のスロッシングの評価にあたっては、OpenFOAM は適用可能である。

5. 参考資料

- 1) 3次元数値流体力学ツール OpenFOAM における自由表面解析手法の妥当性に関する検討, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol. 69, No. 2, I_748-753, 2013
- 2) 原子力発電所の津波評価技術 2016 本編 6.1.4, 平成 28 年 9 月
- 3) 国立研究開発法人 日本原子力研究開発機構 原子力機構の研究開発成果ウェブサイト (http://jolisfukyu.tokai-sc.jaea.go.jp/fukyu/review_jp/kaisetsu/636.html)
- 4) 「統一ベンチマークテストによる数値モデルの特性評価, 土木学会水工学委員会・海岸工学委員会, 水工学シリーズ 12-B-8, 2012 年 8 月」

1. 概要

「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」では、貯留堰水面の1次固有周期帯で速度応答スペクトルが最大となる⑤Vs平均値(非液状化)をスロッシング解析に用いる地震動として選定し、スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響を評価した。

本参考資料では、「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」において選定した⑤Vs平均値(非液状化)のみならず、全周期帯で比較した場合に速度応答スペクトルの大きさが拮抗しているケース、並びに標準的な解析ケース(①Vs平均値(液状化パラメータ適用))についても同様のスロッシング解析を補足的に実施し、スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響を確認した。

スロッシング解析モデル下端(計画海底面 T.P. -6.89 m)における速度応答スペクトル(水平方向)を図1-1に示す。

本参考資料では、「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」において選定した周期2秒付近で最大となる⑤Vs平均値(非液状化)に加え、周期0.8秒付近で最大となる⑥Vs+1σ(非液状化)、周期3秒付近で最大となる③Vs-1σ(液状化パラメータ適用)並びに標準的な解析ケースである①Vs平均値(液状化パラメータ適用)の全4ケースに対して整理を行う。

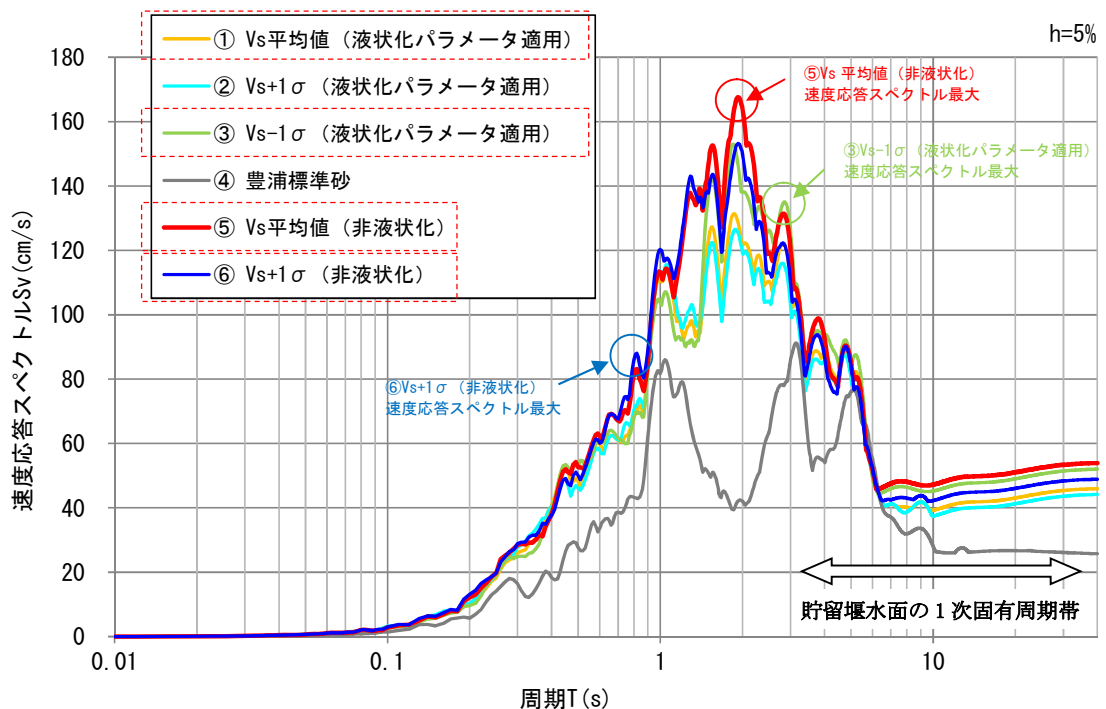


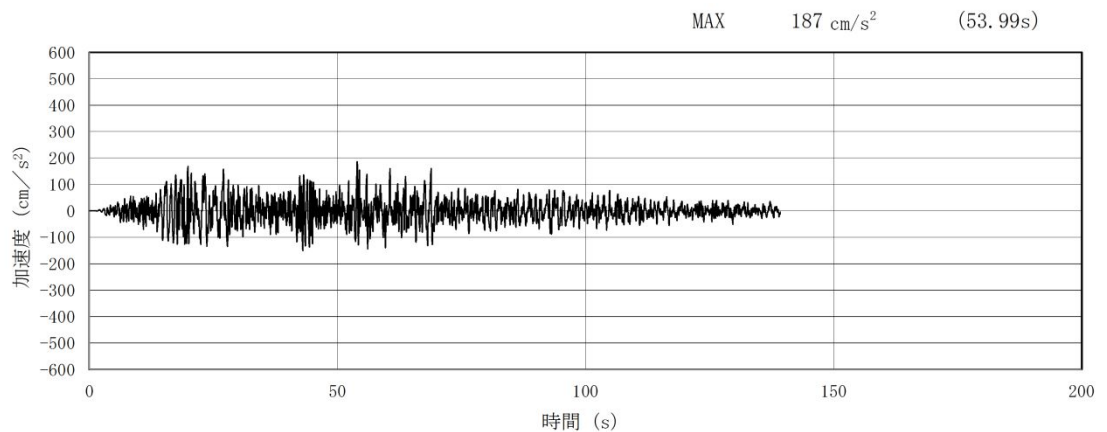
図1-1 速度応答スペクトル(水平方向)

2. 検討方針

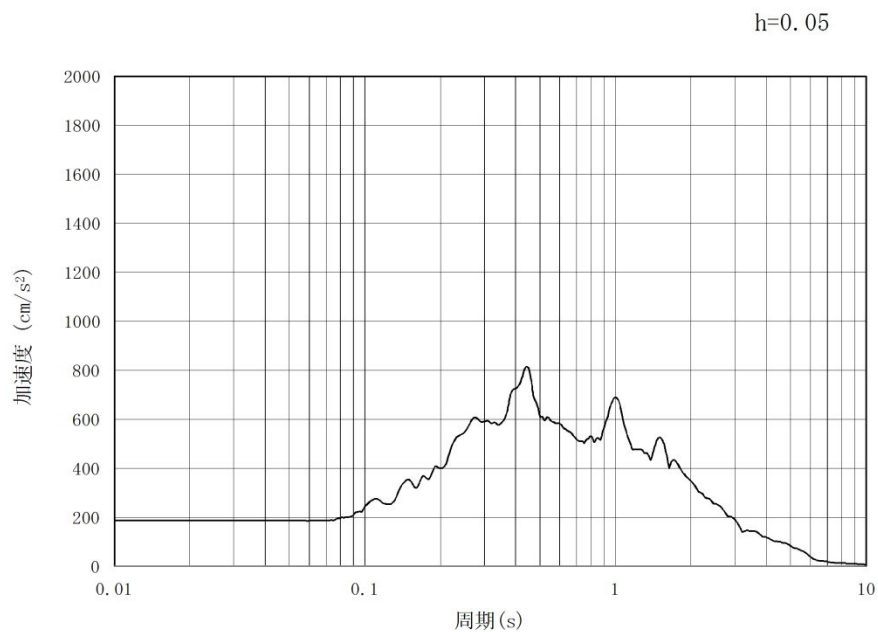
検討方針は、「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」と同様である。

3. 入力地震動

入力地震動についての考え方については、「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」と同様である。スロッシング解析モデル下端（計画海底面 T.P. -6.89 m）における S_d-D1 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル（水平方向及び鉛直方向）を、地盤物性毎に図3-1に示す。



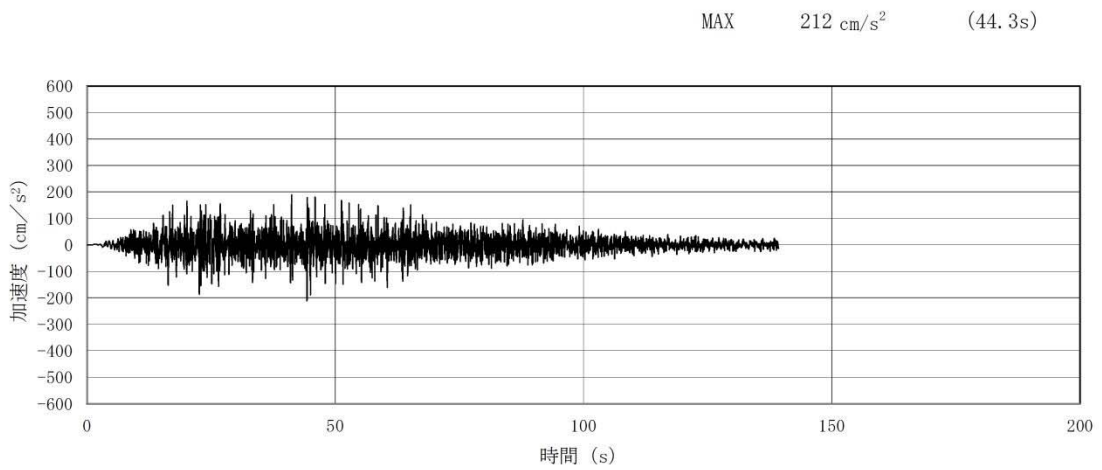
(a) 加速度時刻歴波形



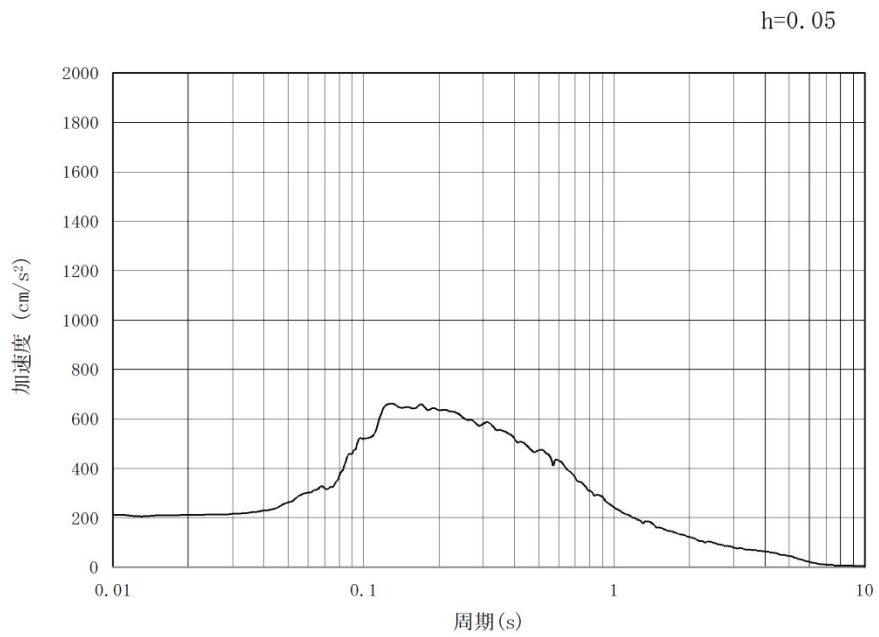
(b) 加速度応答スペクトル

図3-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（水平方向）
（ S_d-D1 ，①Vs 平均値（液状化パラメータ適用））

（参考） 5.12-11

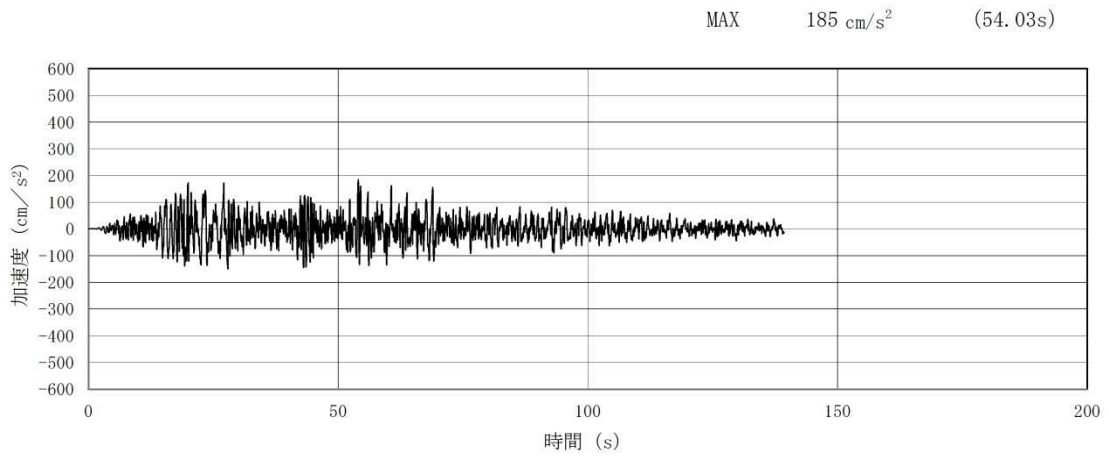


(a) 加速度時刻歴波形

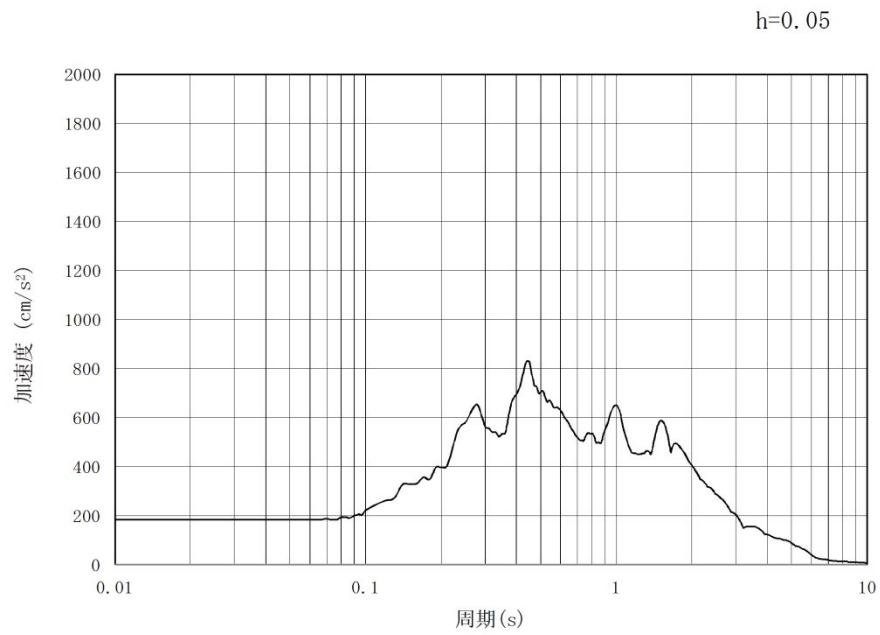


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (鉛直方向)
(S_d-D1 , ① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用))

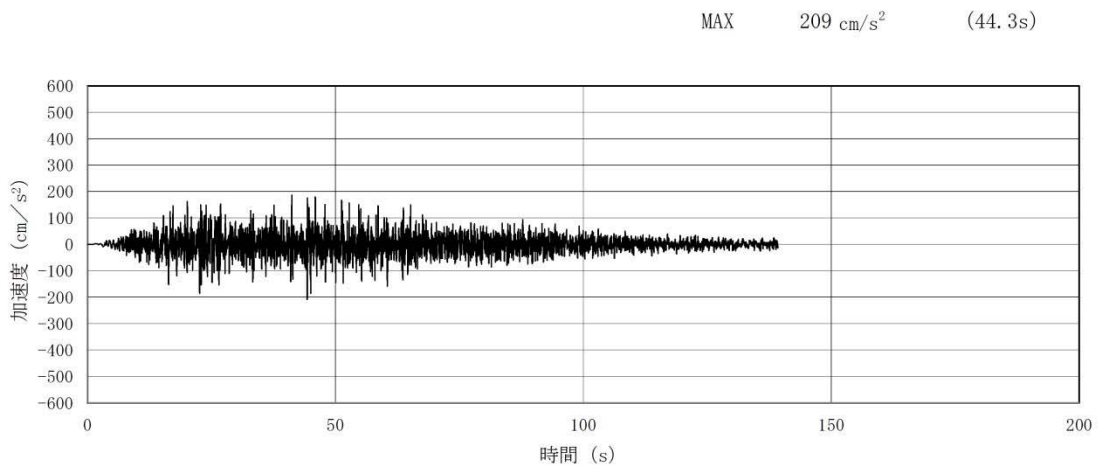


(a) 加速度時刻歴波形

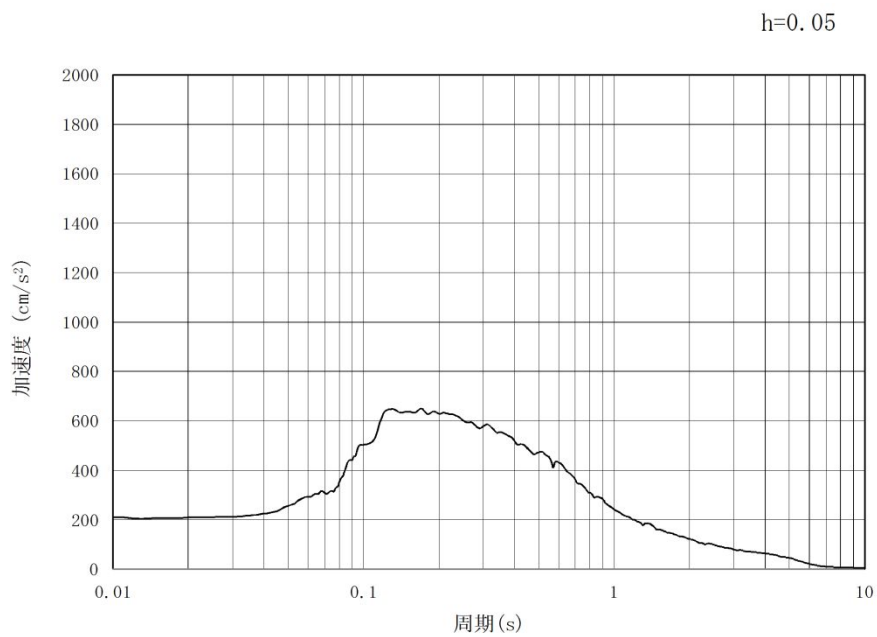


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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_d-D1, ③Vs-1σ (液状化パラメータ適用))

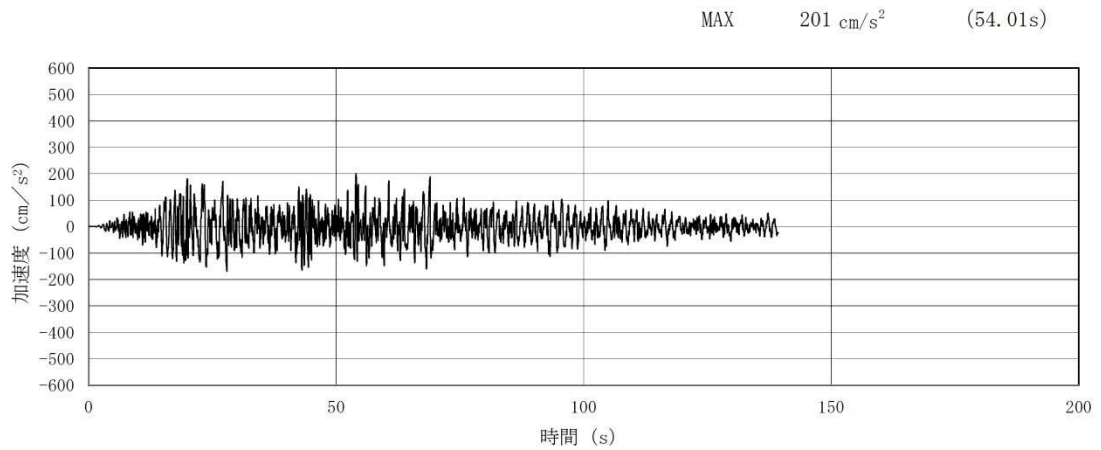


(a) 加速度時刻歴波形

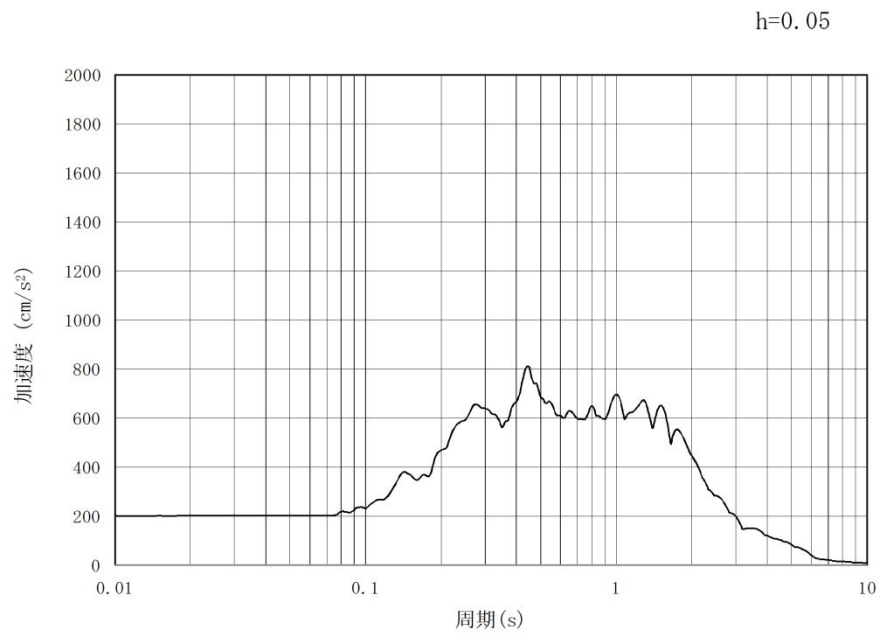


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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_d-D1 , ③ $V_s-1\sigma$ (液状化パラメータ適用))

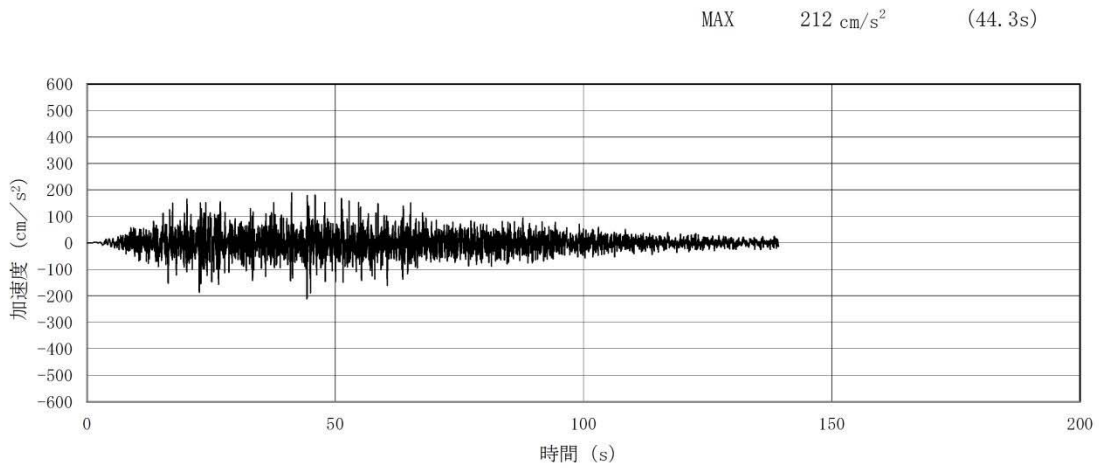


(a) 加速度時刻歴波形

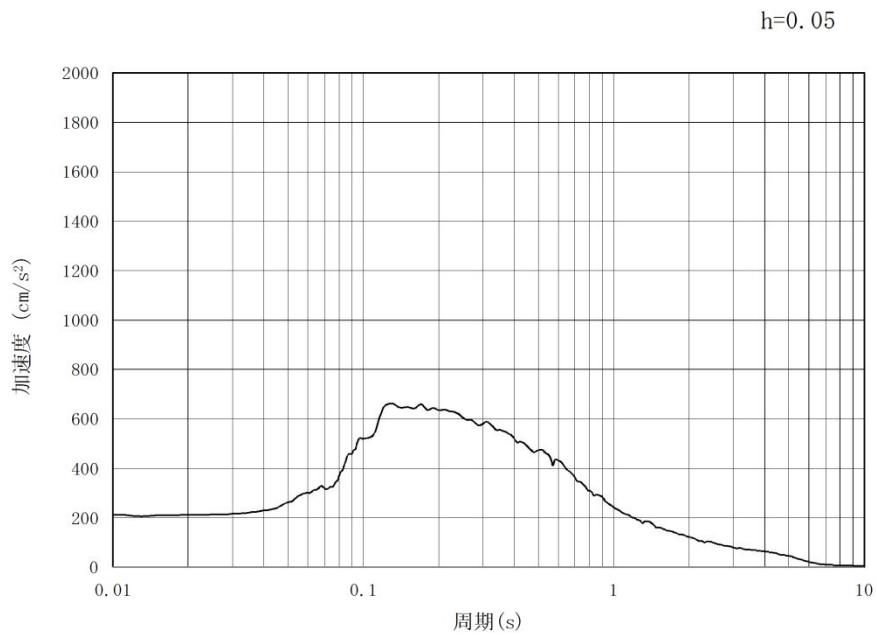


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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_d-D1, ⑤V_s 平均値 (非液状化))

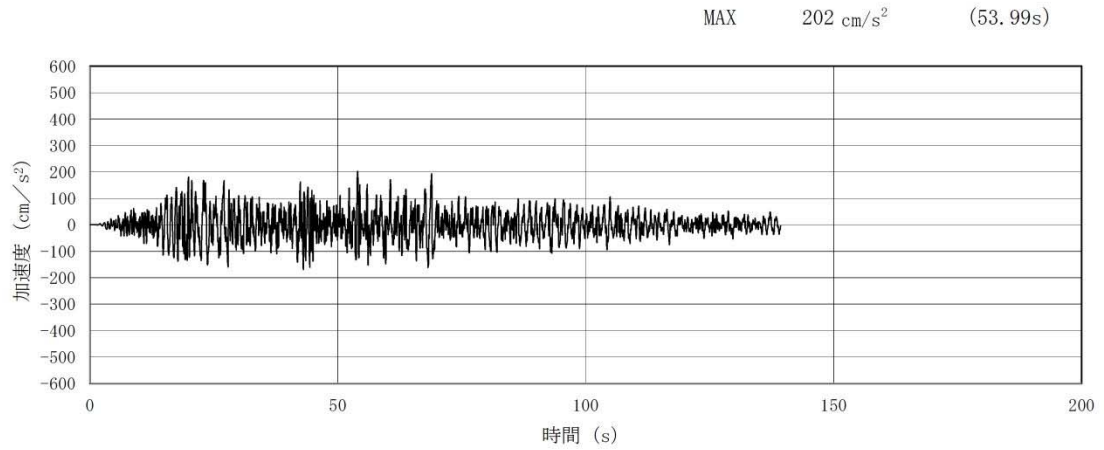


(a) 加速度時刻歴波形

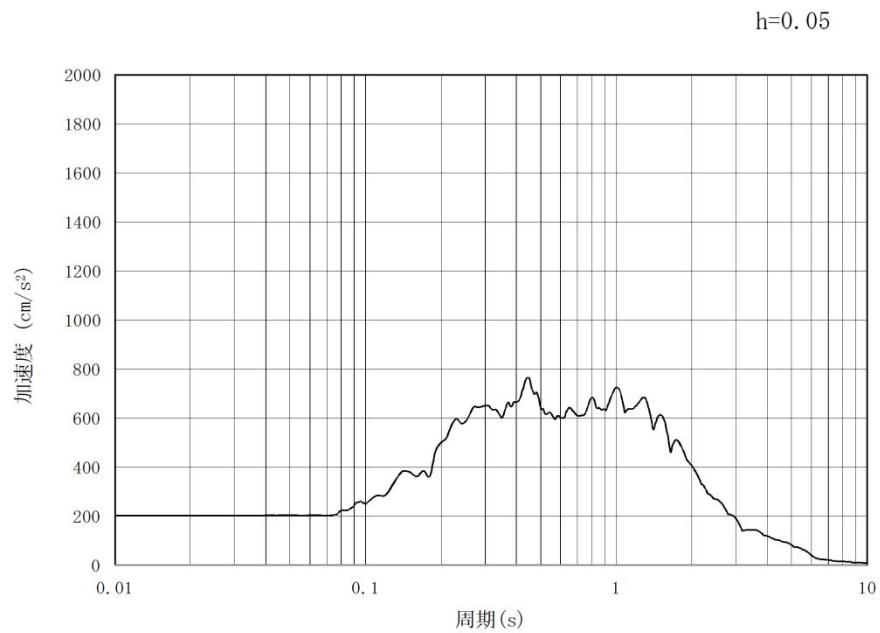


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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_d-D 1, ⑤V s 平均値 (非液化化))

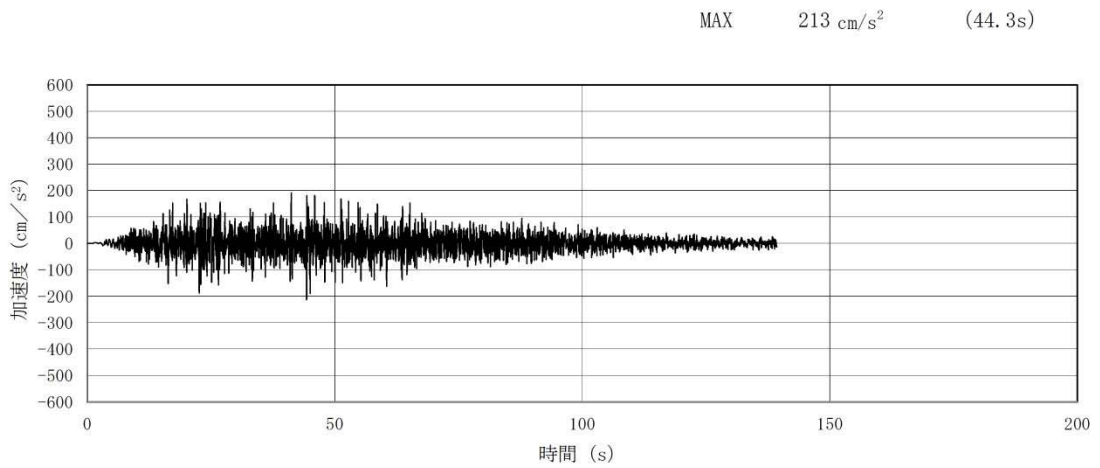


(a) 加速度時刻歴波形

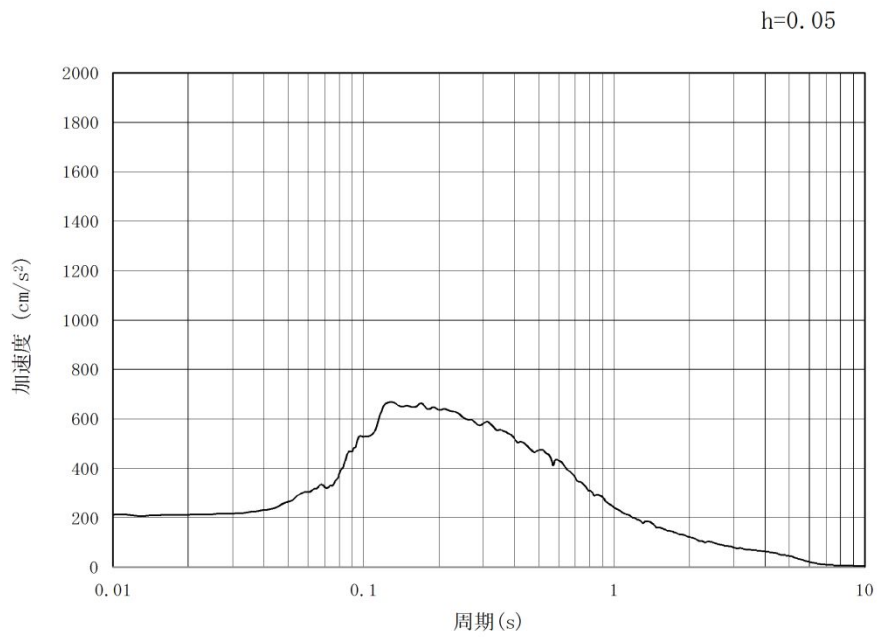


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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_d-D1 , ⑥Vs+1 σ (非液化化))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-1 (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_d-D1, ⑥Vs+1σ (非液化化))

4. 検討ケースの選定

初期水位の検討ケースの選定は、「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」と同様である。

5. 解析条件

解析条件は、「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」と同様である。

6. 解析結果

6.1 検討項目 1 (貯留量が確保されることを確認, 初期水位=T.P. -4.9 m)

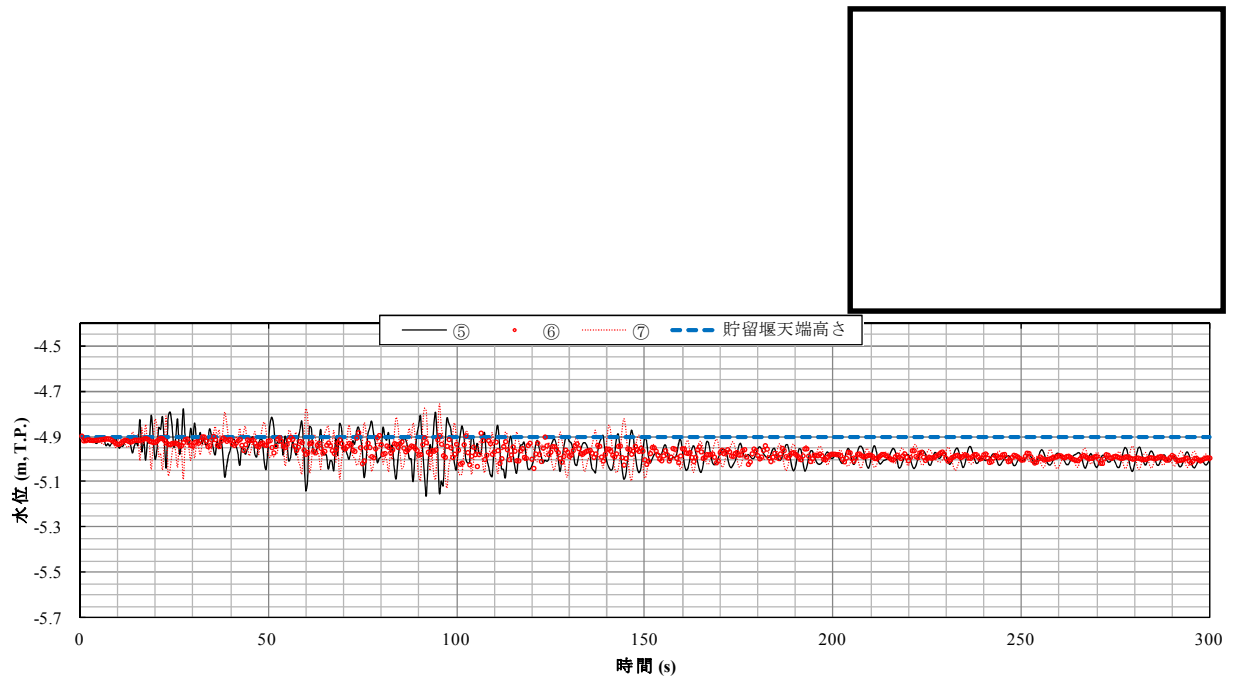
スロッシングによる 5 分間の溢水量を表 6-1 に示す。また, 貯留堰位置 (⑤~⑦) におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフを図 6-1 に示す。

スロッシングによる 5 分間の溢水量は最大で 301 m³ となり, 十分な貯留量を確保できることを確認した。

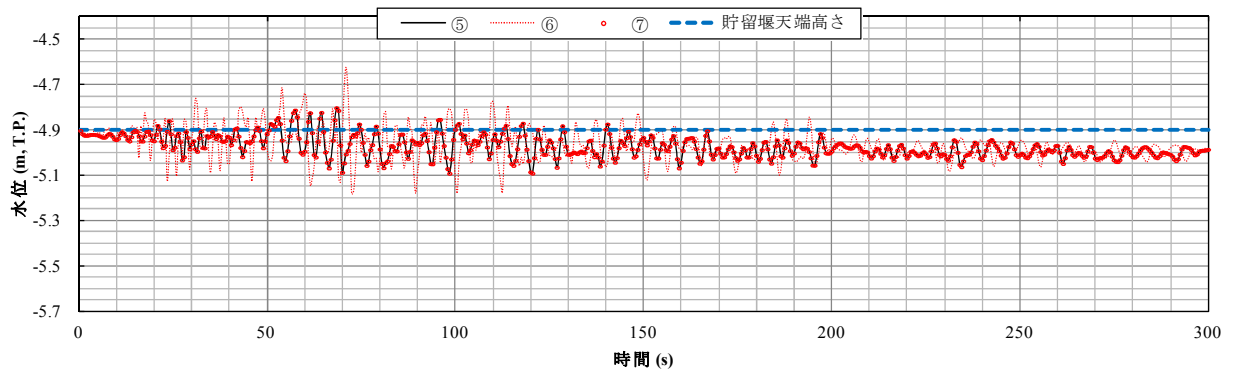
また, 「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」において貯留堰水面の 1 次固有周期帯を考慮して選定した⑤ V_s 平均値 (非液状化) のケースで溢水量が最大となることを再確認した。

表 6-1 スロッシングによる 5 分間の溢水量

加振方向	溢水量			
	① V _s 平均値 (液状化パラ メータ適用)	③ V _s -1σ (液状化パラ メータ適用)	⑤ V _s 平均値 (非液状化)	⑥ V _s +1σ (非液状化)
(a) 護岸法線平行方向に加振	298 m ³	301 m ³	301 m ³	300 m ³
(b) 護岸法線直角方向に加振	297 m ³	299 m ³	301m ³	300 m ³



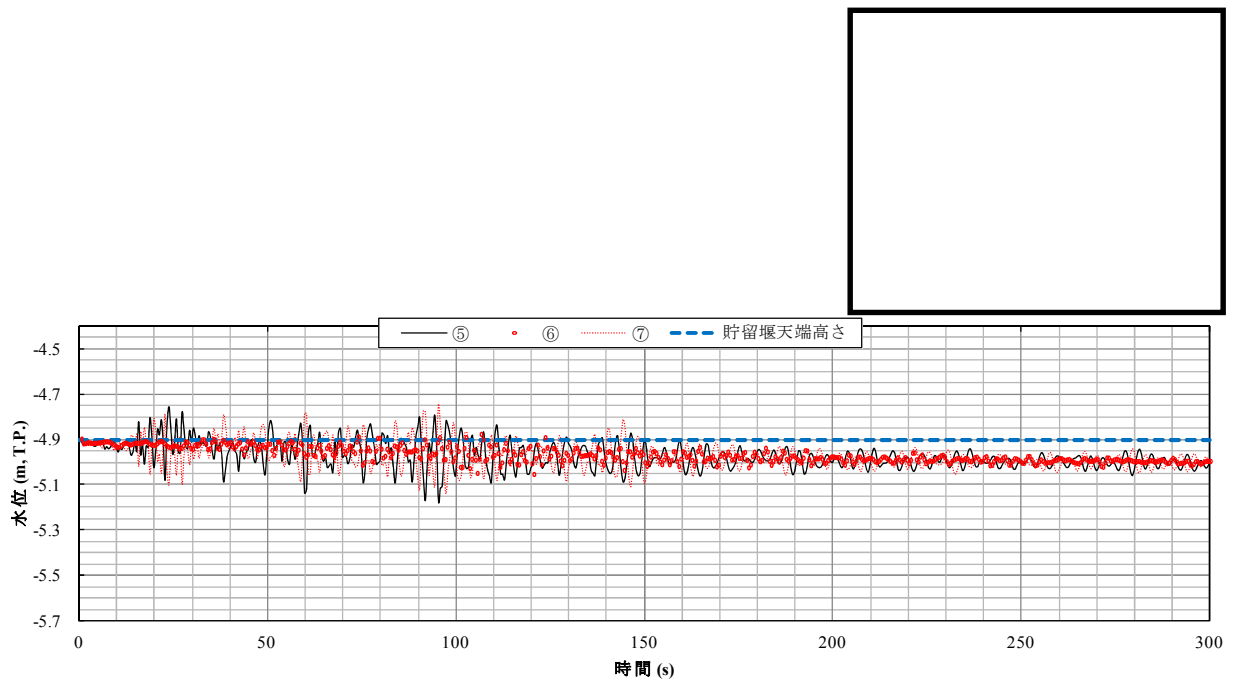
(a) 護岸法線平行方向に加振



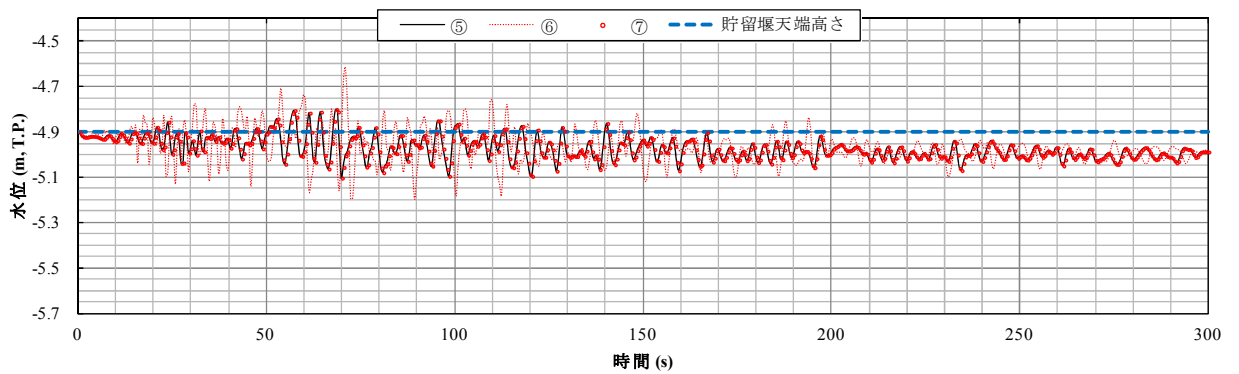
(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-1 (1) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ

($S_d - D1$, ① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用))



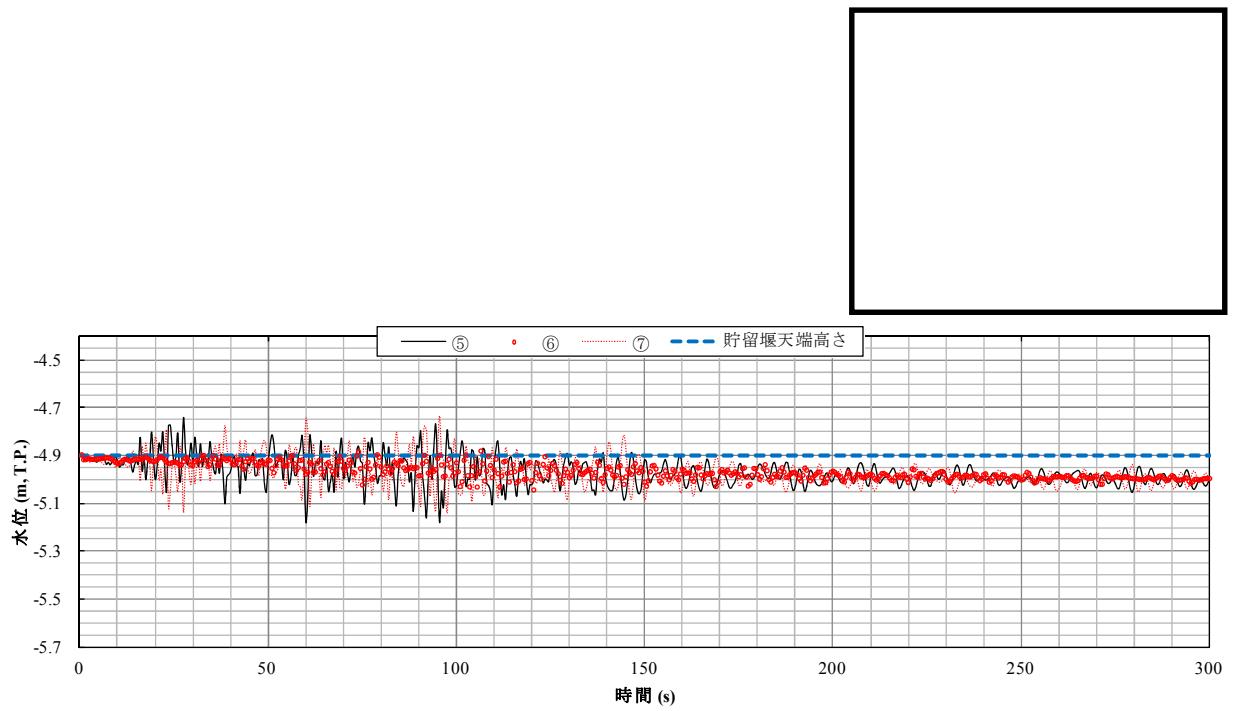
(a) 護岸法線平行方向に加振



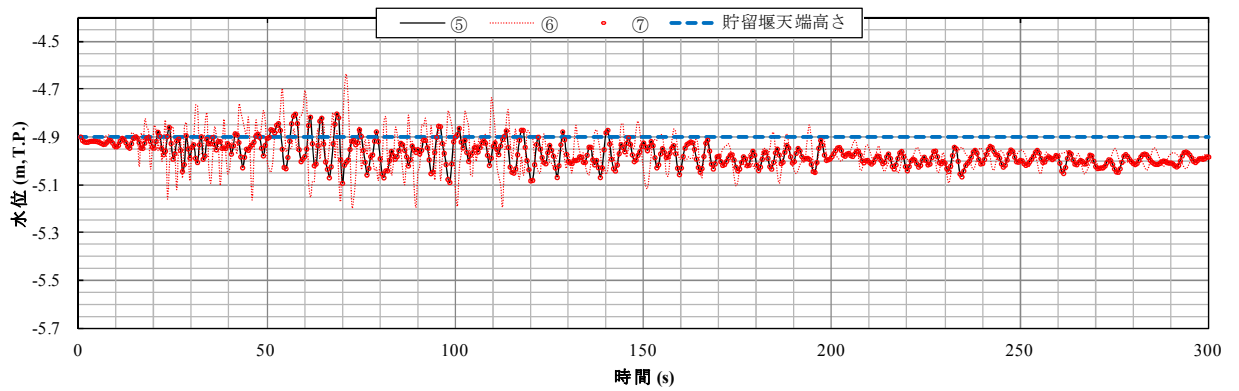
(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-1 (2) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ

($S_d - D 1$, ③ $V s - 1 \sigma$ (液状化パラメータ適用))

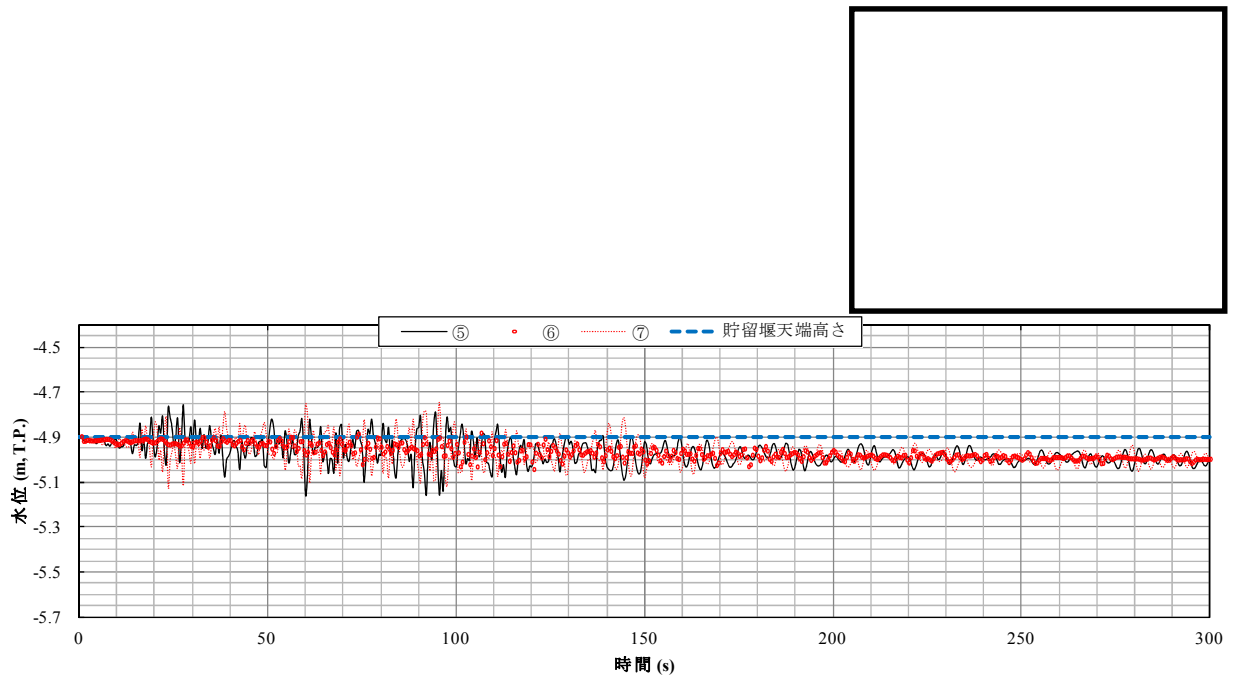


(a) 護岸法線平行方向に加振

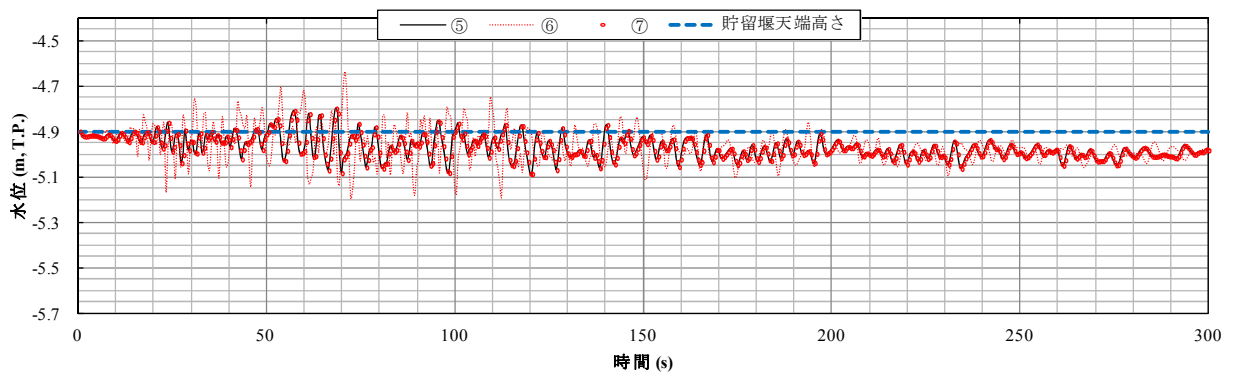


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-1 (3) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ
(S_d-D1 , ⑤Vs 平均値 (非液状化))



(a) 護岸法線平行方向に加振



(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-1 (4) 貯留堰位置におけるスロッシング時の水位時刻歴グラフ

($S_d - D 1$, ⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化))

6.2 検討項目 2 (取水可能限界水位を下回らないことを確認, 初期水位=T.P. -5.1 m)

非常用海水ポンプ位置 (①~④) でのスロッシング時の最低水位を表 6-2 に示す。非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴を図 6-2 に示す。

非常用海水ポンプ位置でのスロッシング時の最低水位は, 最低で T.P. -5.46 m となり, 水位が非常用海水ポンプの取水可能限界水位 (T.P. -5.7 m) を下回らないことを確認した。

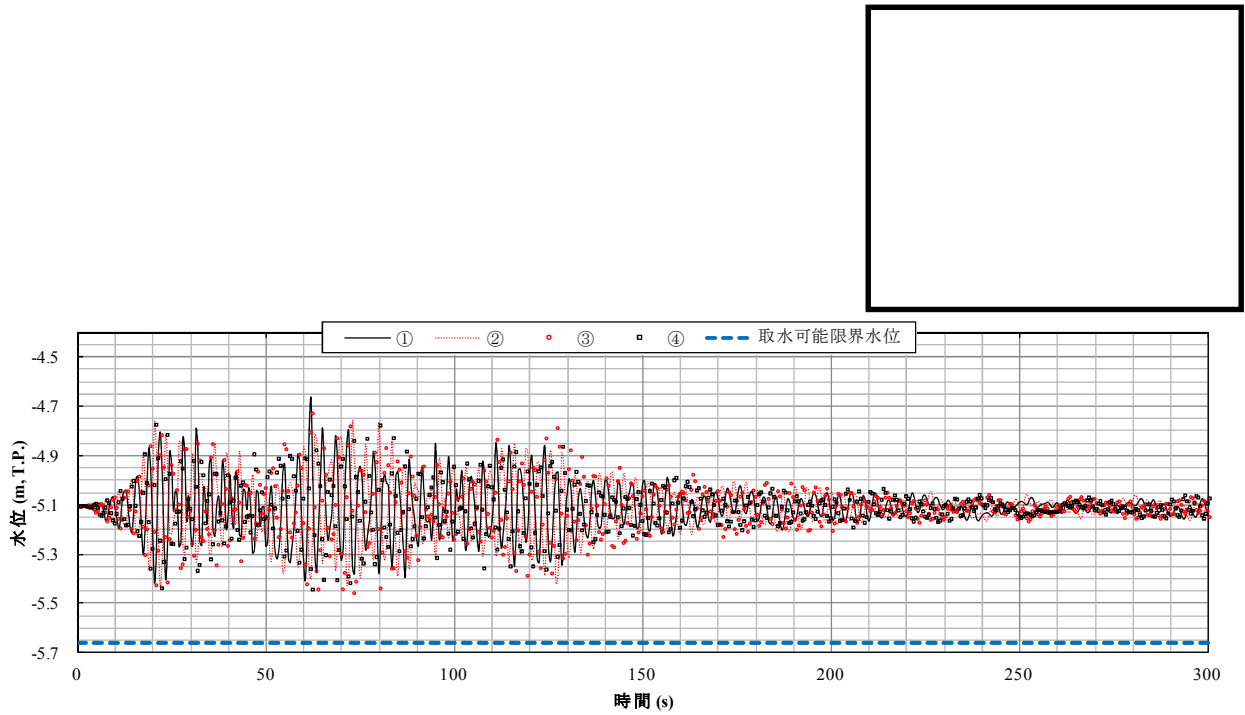
また, 「5.12 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価」において貯留堰水面の 1 次固有周期帯を考慮して選定した⑤ V s 平均値 (非液状化) のケースでスロッシング時の最低水位が最も低くなることを再確認した。

表 6-2 スロッシング時の最低水位

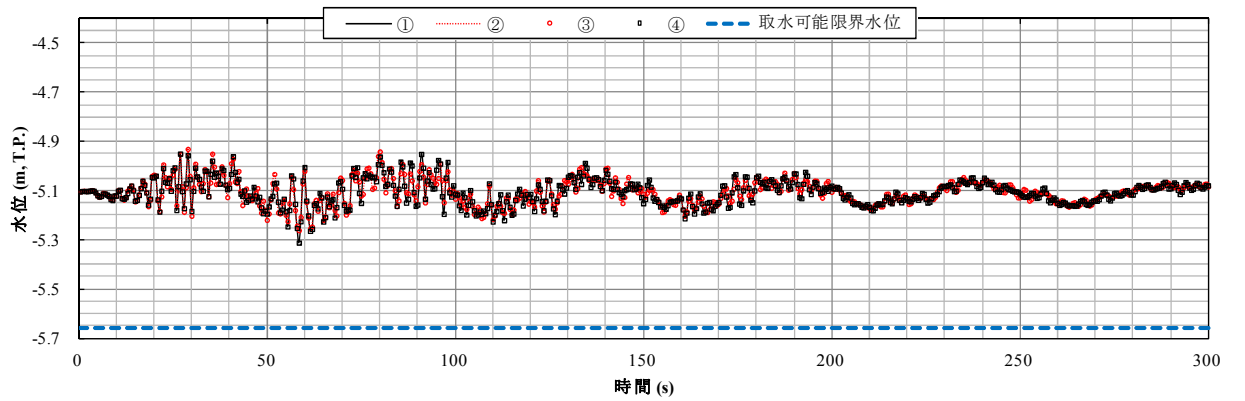
検討ケース	加振方向	①における最低水位	②における最低水位	③における最低水位	④における最低水位
① V s 平均値 (液状化パラメータ適用)	護岸法線平行方向	-5.41	-5.43	-5.45	-5.44
	護岸法線直角方向	-5.31	-5.26	-5.26	-5.31
③ V s +1σ (液状化パラメータ適用)	護岸法線平行方向	-5.42	-5.43	-5.45	-5.45
	護岸法線直角方向	-5.31	-5.26	-5.26	-5.31
⑤ V s 平均値 (非液状化)	護岸法線平行方向	-5.41	-5.44	-5.46	-5.43
	護岸法線直角方向	-5.31	-5.26	-5.26	-5.31
⑥ V s +1σ (非液状化)	護岸法線平行方向	-5.41	-5.42	-5.46	-5.43
	護岸法線直角方向	-5.32	-5.27	-5.27	-5.32

(単位 : T.P. m)



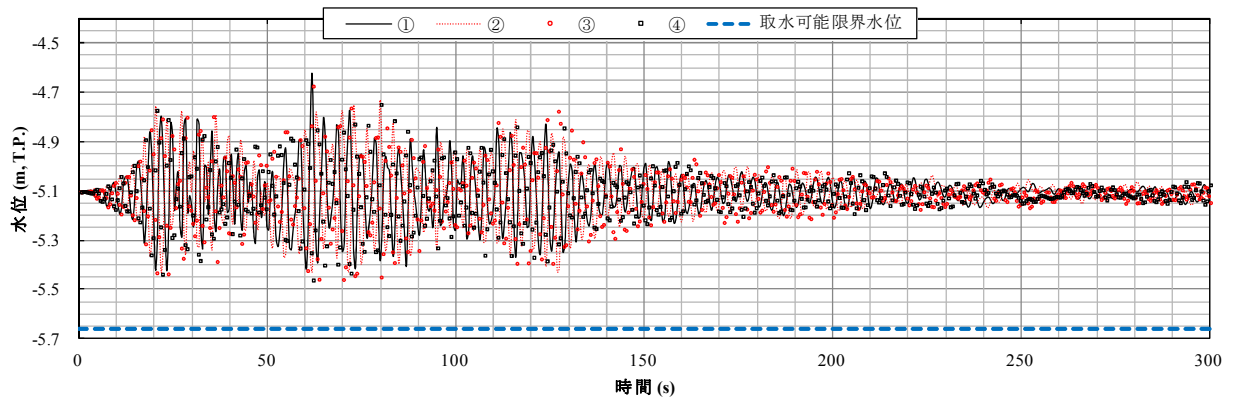


(a) 護岸法線平行方向に加振

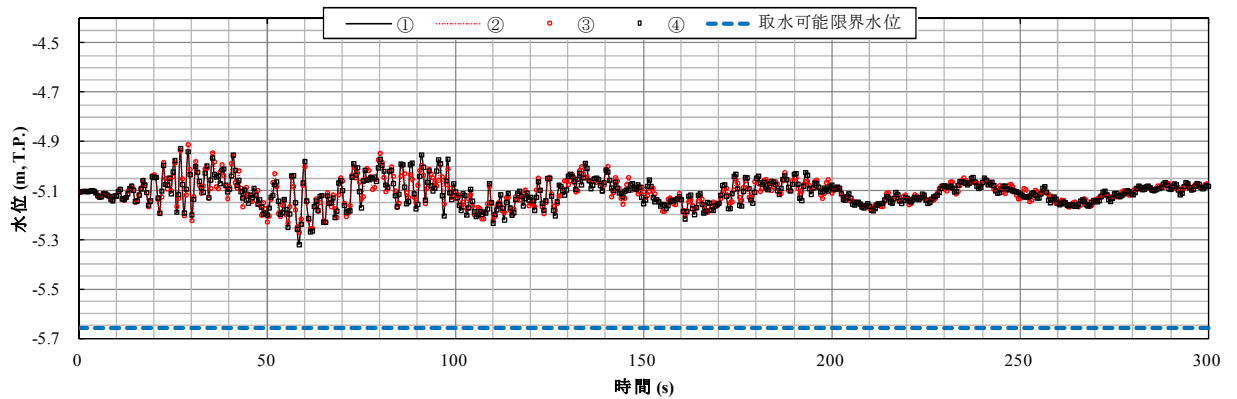


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-2 (1) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
($S_d - D1$, ① V_s 平均値 (液状化パラメータ適用))

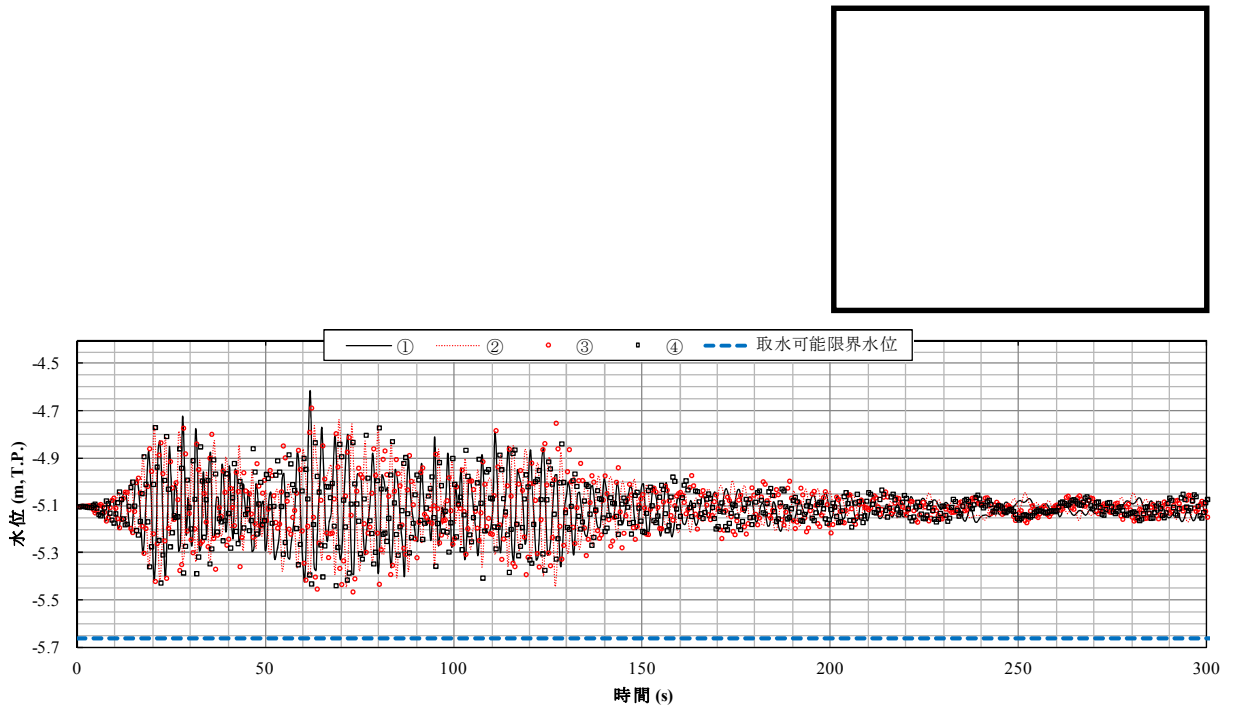


(a) 護岸法線平行方向に加振

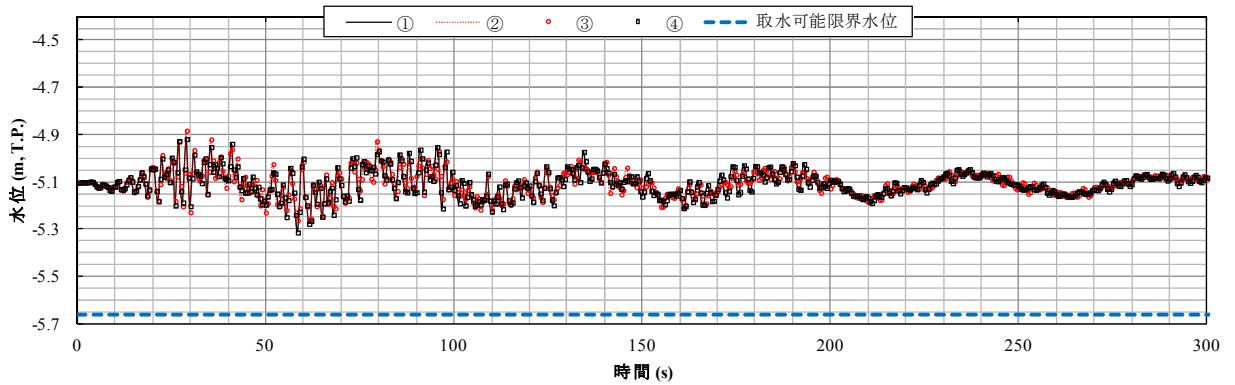


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-2 (2) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
 ($S_d - D1$, ③ $V_s - 1\sigma$ (液状化パラメータ適用))

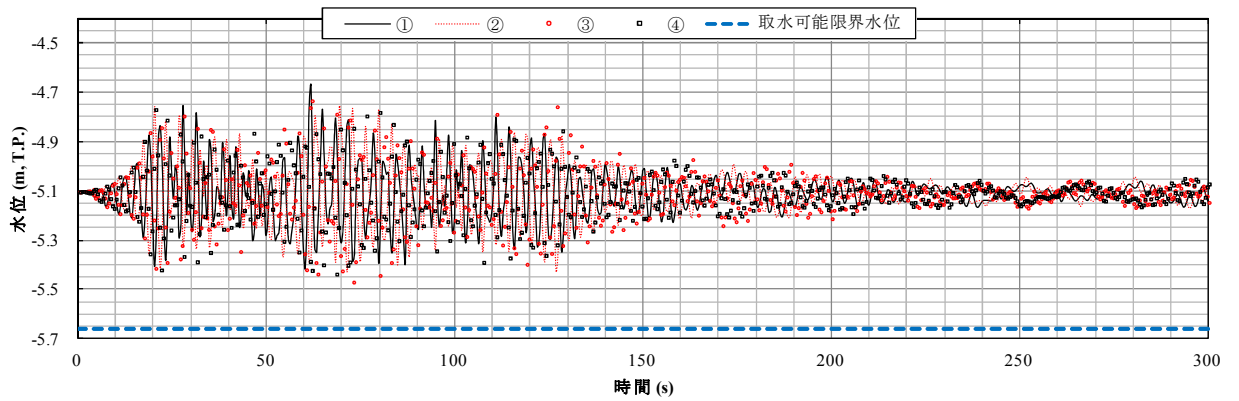


(a) 護岸法線平行方向に加振

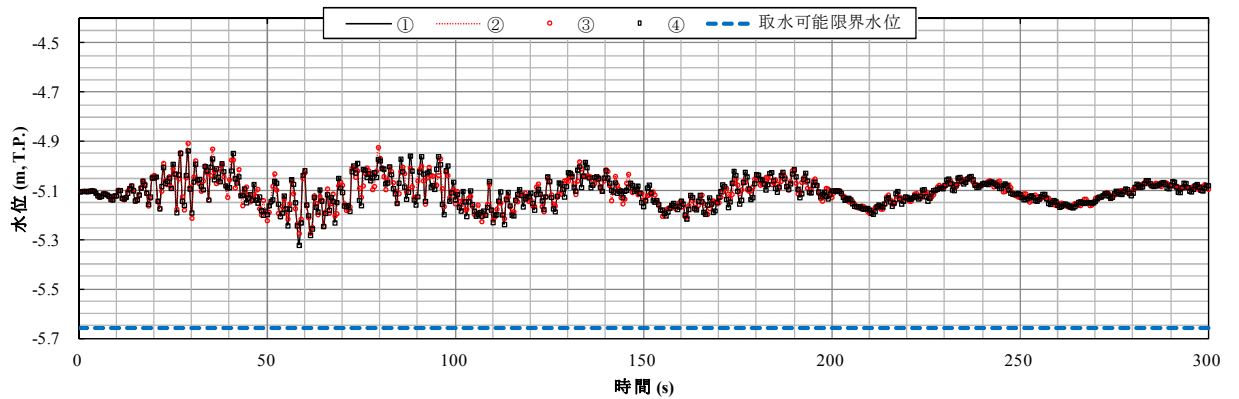


(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-2 (3) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
($S_d - D1$, ⑤ V_s 平均値 (非液状化))



(a) 護岸法線平行方向に加振



(b) 護岸法線直角方向に加振

図 6-2 (4) 非常用海水ポンプ位置におけるスロッシング時の水位時刻歴
($S_d - D1$, ⑥ $V_s + 1\sigma$ (非液状化))

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

目次

1.	概要	2
2.	基本方針	3
2.1	位置	3
2.2	構造概要	4
2.3	評価方針	9
2.4	適用基準	14
2.5	評価対象断面の方向	15
2.6	評価対象断面の選定	16
3.	地震応答解析	17
3.1	評価対象断面	17
3.2	解析方法	21
3.3	荷重及び荷重の組合せ	24
3.4	入力地震動	28
3.5	解析モデル及び諸元	93
4.	耐震評価	121
4.1	評価対象部位	121
4.2	解析方法	125
4.3	許容限界	125
4.4	解析モデル及び諸元	129
4.5	評価方法	143
5.	評価結果	145
5.1	地震応答解析結果	145
5.2	耐震評価結果	161
5.3	まとめ	189

1. 概要

本資料は、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、防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が基準地震動 S_s に対して十分な強度を有していること及び有意な漏えいを生じない構造であることを確認するものである。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮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

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図2.1-1に示す。

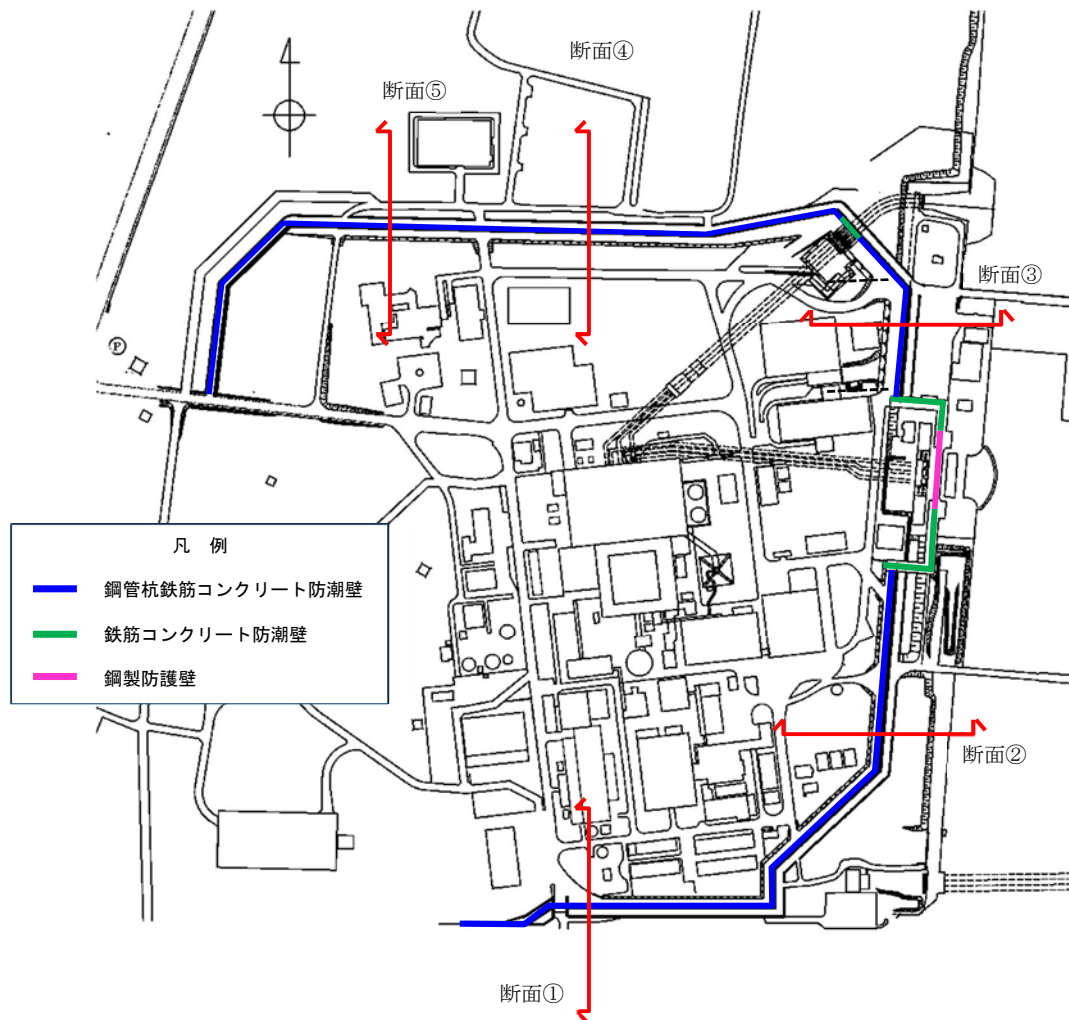


図2.1-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁位置図

2.2 構造概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭による下部構造と、5本の鋼管杭を杭間からの津波の浸水を防止する鉄筋コンクリートの壁による上部構造から構成される。

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

隣接する構造物との境界には、有意な漏えいを生じさせないための止水ジョイント部材を設置する。

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

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

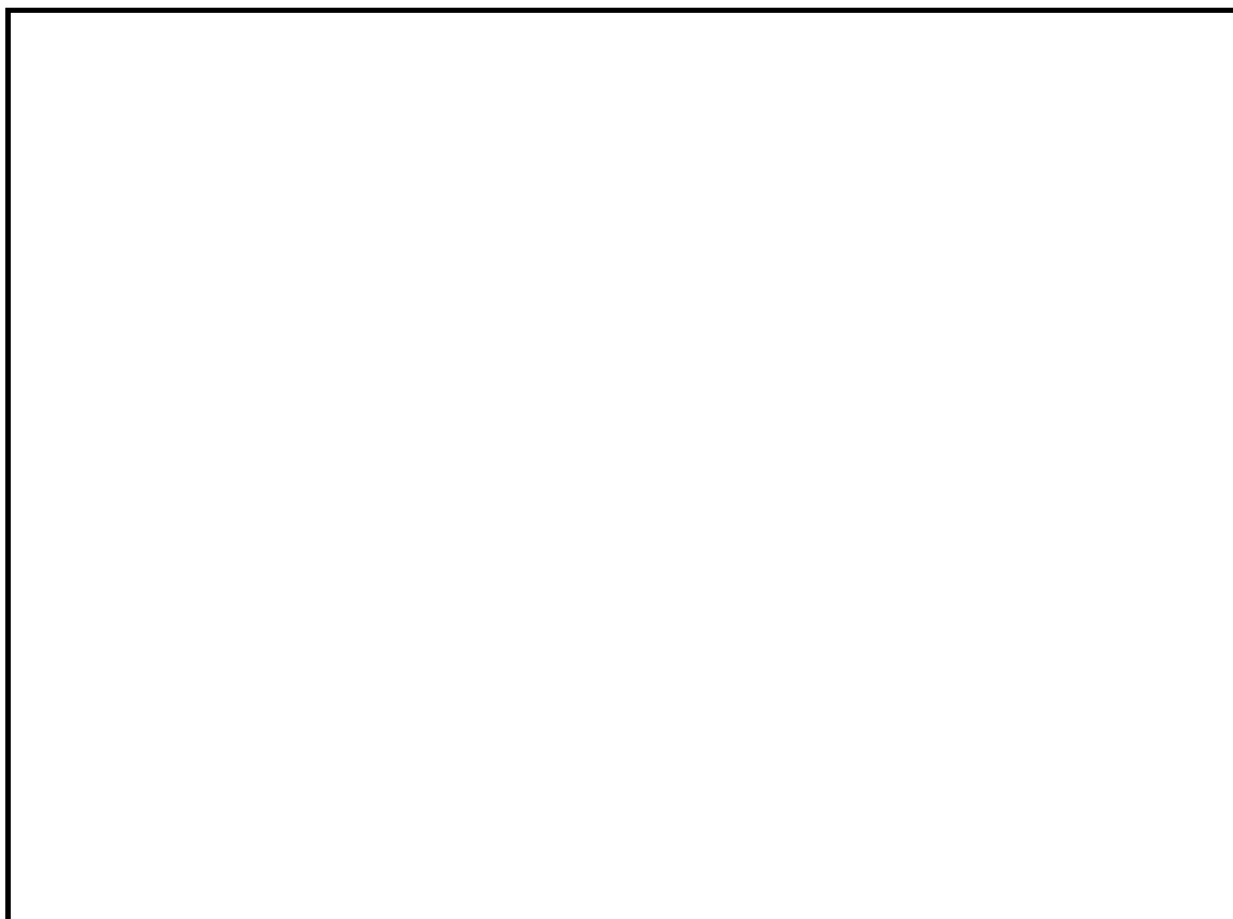


図 2.2-1 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図

(断面③：正面図及び断面図)

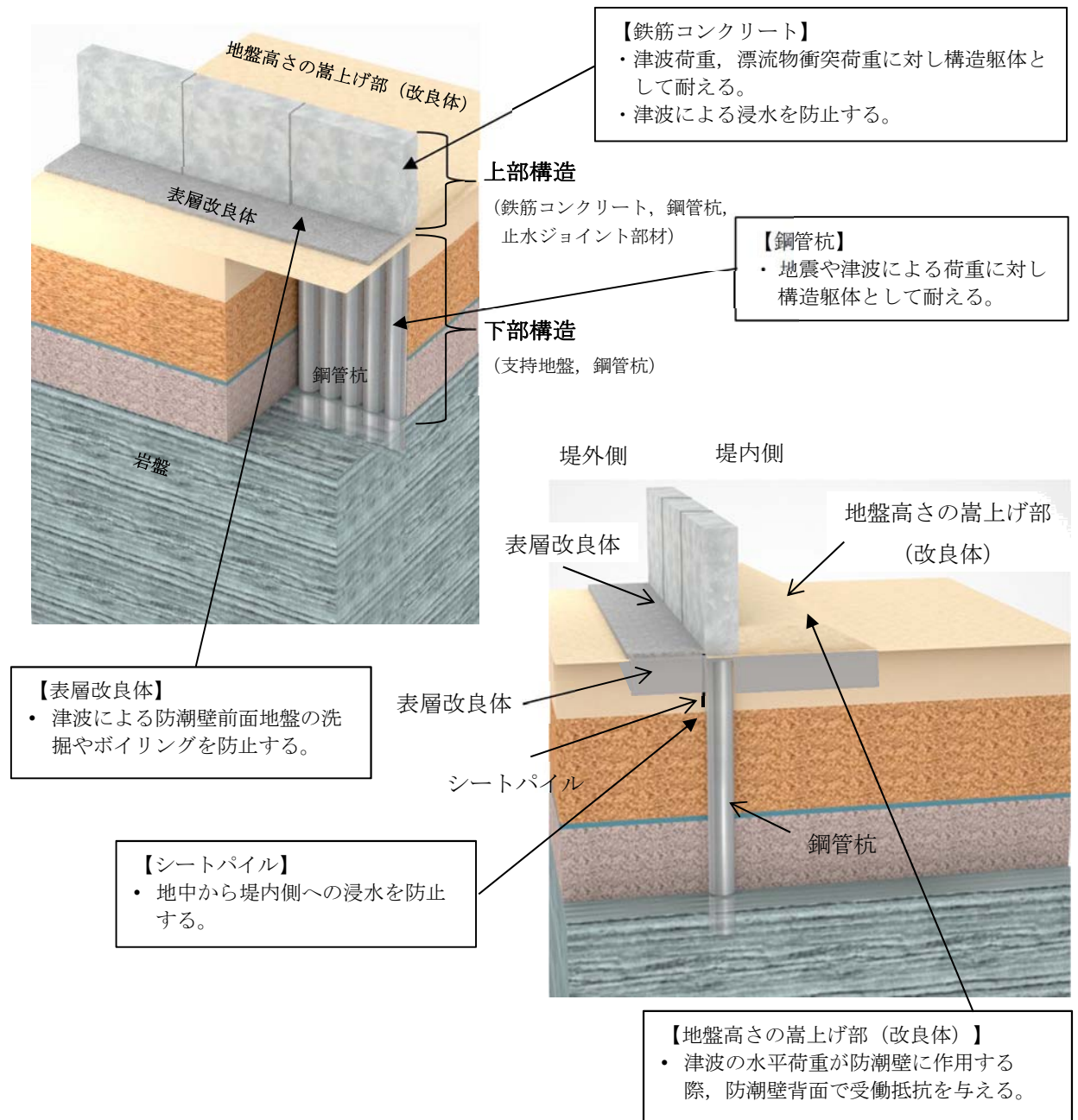


図 2.2-1 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図 (2/2)

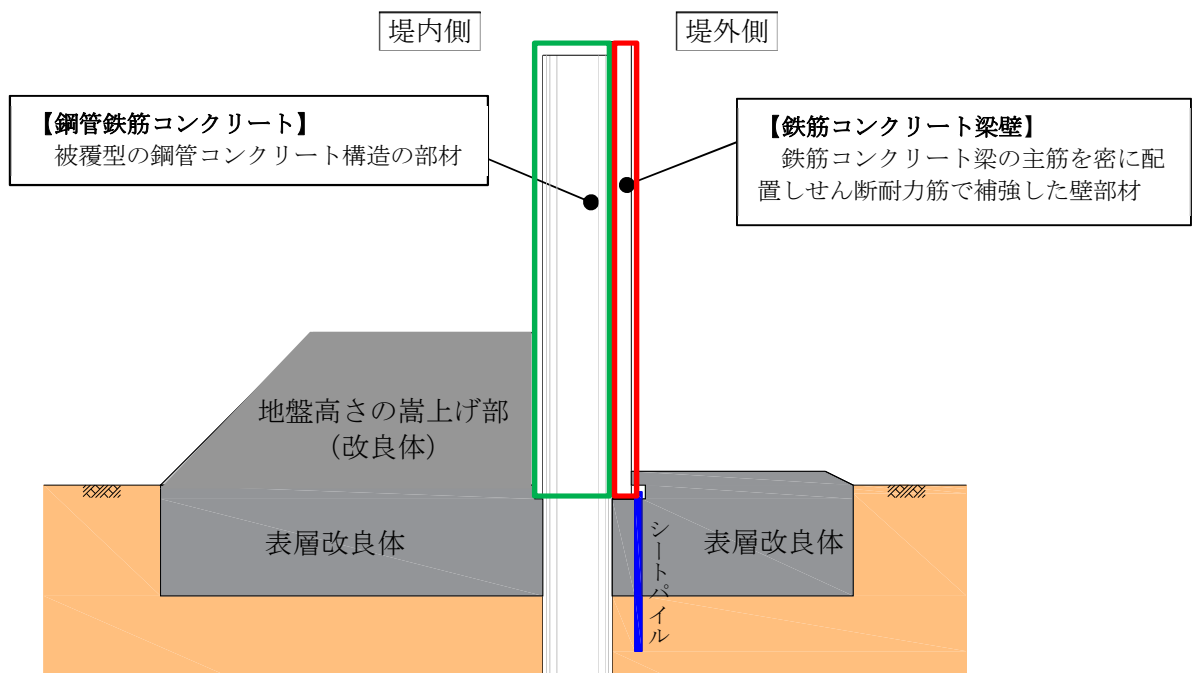
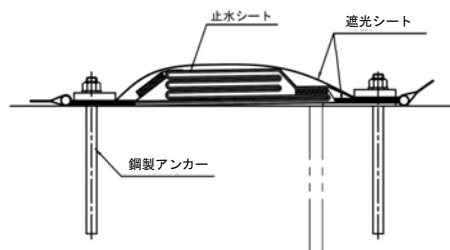
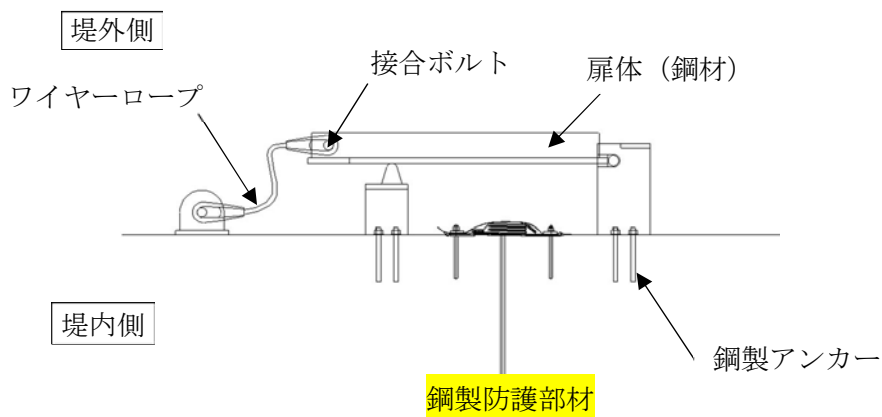


図 2.2-2 上部構造概要図



シートジョイント

図 2.2-3 鋼製防護部材, 止水ジョイント部材概念図

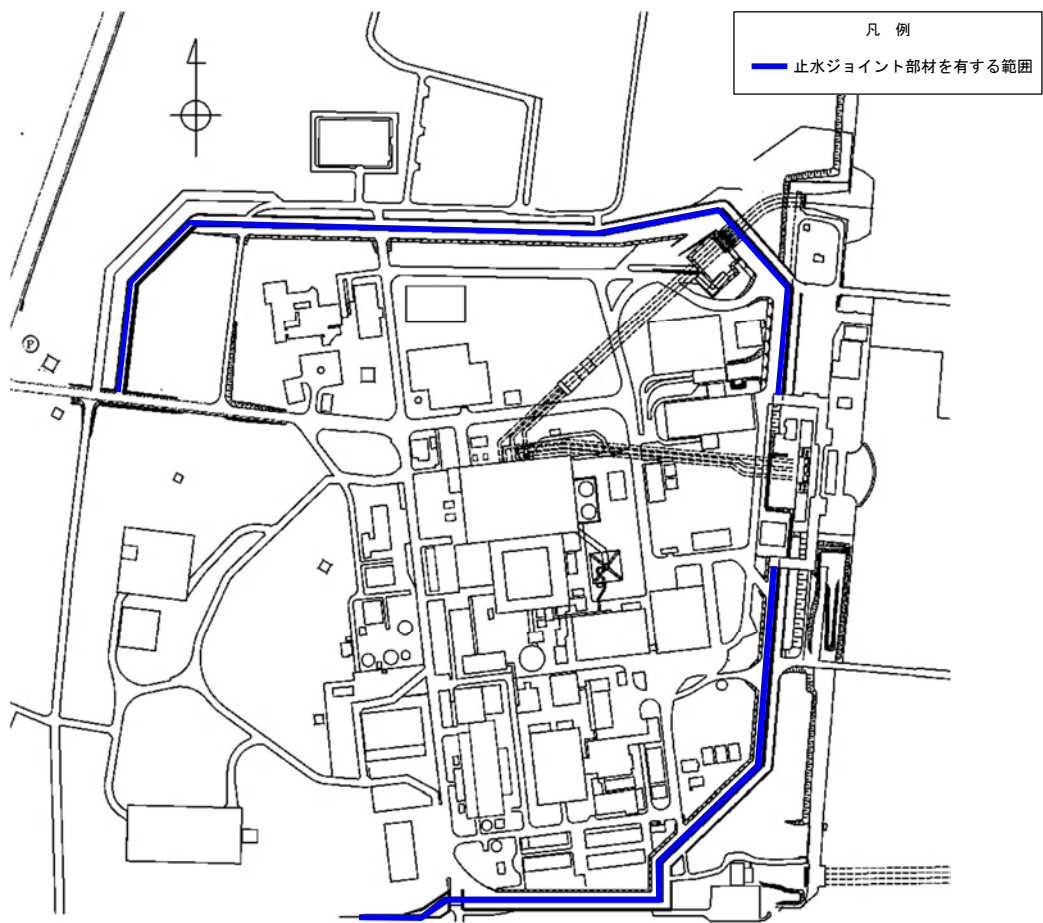


図 2.2-4 止水ジョイント部材を有する範囲

地震時の荷重伝達の概念図を図 2.2-5 に示す。地震時には、地震時慣性力と地盤の変位が生じる。地震時慣性力により上部構造が変形し、上部構造の変形により鋼管杭に変形が生じ、嵩上げ工及び表層改良体に荷重が伝達する。地盤の変位及び上部構造からの変形により鋼管杭が変形し、鋼管杭に曲げモーメント及びせん断力が生じる。上部構造の変形による嵩上げ工及び表層改良体への荷重伝達により、嵩上げ工及び表層改良体にせん断力が生じる。

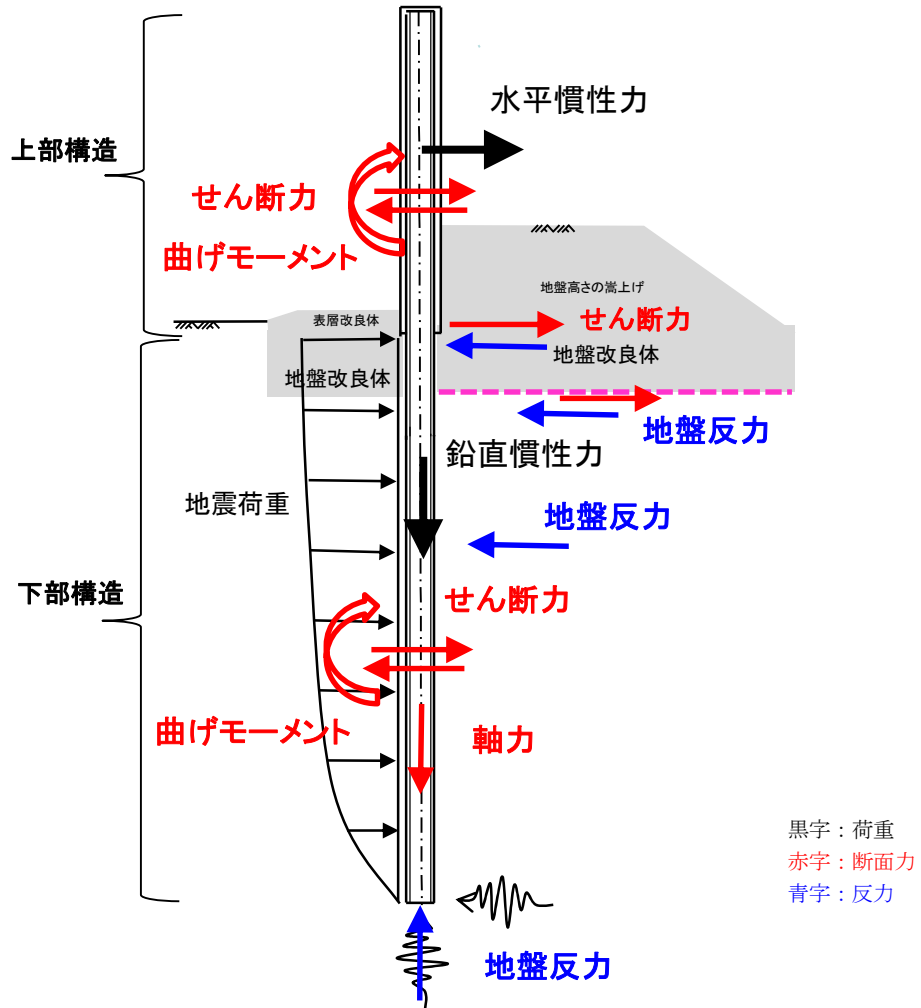


図 2.2-5 荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。表 2.3-1 に要求機能と設計方針を示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が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を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価の検討フローを図 2.3-1, 図 2.3-2 に示す。

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

表 2.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の要求機能と設計方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界		
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード			
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）	<p>基準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、当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変形能力（終局耐力時の変形）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>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s に対し、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s に対し、主要な構造部材の構造健全性を維持することで、津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s に対し、 ①鋼製や鉄筋コンクリート製の耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。 ②上部構造は、杭を梁で連結させる構造とすることで変位を抑制し、鉄筋コンクリートによる止水性を保持する設計とする。 ③上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、試験等により地震時の変形に追従し止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することによる止水処置を講じる設計とする。 ④上部構造の内側の地盤高さの嵩上げが地震時に滑動・内部すべりを起こさない幅や強度を確保することで、津波時における止水性を保持する設計とする。 ⑤表層改良は、セメント系の改良体とすることで、地震時に損壊しない設計とする。 ⑥シートパイルは、鋼材を連結し連続する構造とし、ボイリングによる地中からの止水性を保持する設計とする。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、鋼製の杭、鉄筋コンクリート製の上部構造、地盤高さの嵩上げ、セメント系の表層改良体で構成し、津波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や防潮壁前面の地盤には、止水ジョイント部材や表層改良体を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</p>	<p>基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、作用する押し込み力や引抜力が許容支持力以下に留まることを確認する。</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）」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
						鋼管杭		曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。		
						<p>基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</p>	上部構造	鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・V 耐震設計編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。（コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認。）	
						<p>基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</p>		鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。	
						<p>基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置するゴムジョイント及びシートジョイントが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。</p>		止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形、引張	有意な漏えいに至る変形、引張	メーカー規格及び基準並びに必要なに応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
									鋼製アンカー	引張、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
									止水ジョイント部材の鋼製防護部材	曲げ、引張、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						<p>基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、地盤として滑動しない抵抗性を保持する設計とするため、地盤高さの嵩上げ部底面が滑動しないこと及び受働崩壊角にすべりが発生しないことを確認する。</p>		地盤高さの嵩上げ部（改良体）	せん断	地盤高さの嵩上げ部の底面が滑動に至る状態、上部構造背面の地盤がすべりに至る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した受働せん断面方向等のせん断耐力以内とする。	
						<p>基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、洗掘防止対策やボイリング対策としての機能を保持するため、表層改良体にせん断破壊が生じないことを確認する。</p>	表層改良体	せん断	表層改良体がせん断破壊に至る状態	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。		
						<p>基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、ボイリング対策としての機能を保持するため、シートパイルにせん断破壊が生じないことを確認する。</p>	シートパイル	せん断	部材がせん断破壊に至る状態	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。		

表 2.3-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体		発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		鋼製防護部材	鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			接合ボルト		
	ワイヤーロープ				
シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*			
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	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度	
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体		発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		鋼製防護部材	鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			接合ボルト		
	ワイヤーロープ				
シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*			
構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量		

注記 *：妥当な安全余裕を確保する。

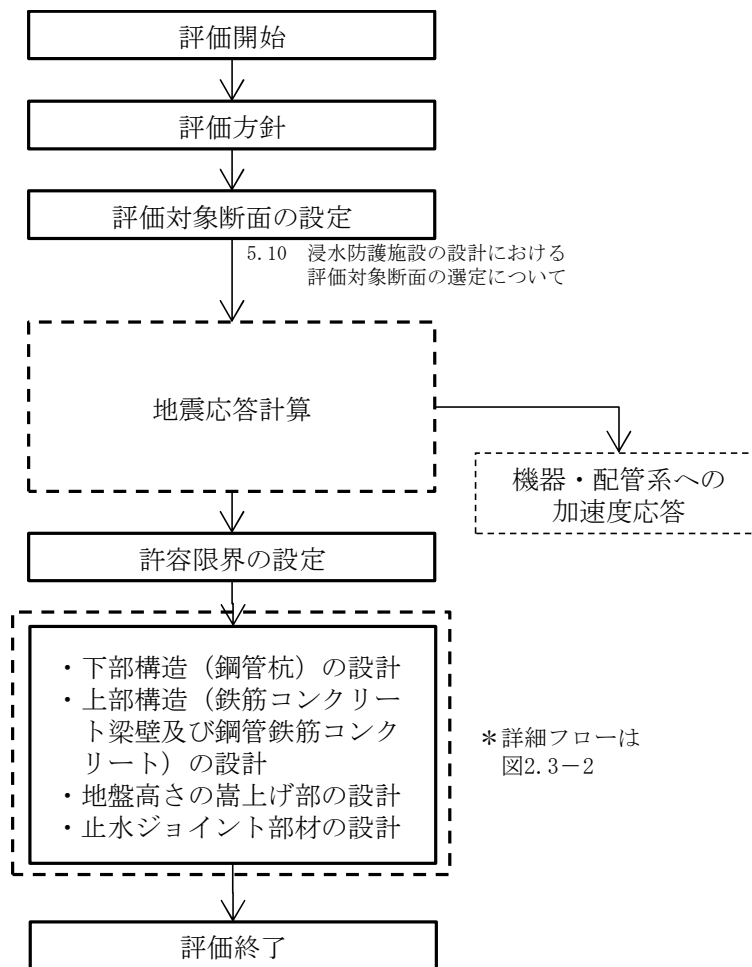


図 2.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フロー

2.4 適用基準

表 2.4-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準等	備考		
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	—		
荷重及び荷重の組み合わせ	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討		
許容 限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年）	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発 生応力が，短期許容応力 度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は， 発生応力または発生せん 断力が，短期許容せん断 応力度以下であることを確 認 	
	鋼管杭，鉄筋	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編（平成 14 年 3 月）		
	鋼製アンカー	・各種合成構造設計指針・同解 説（2010 年 11 月）		
	鋼製 防護 部材	鋼材		・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編（平成 14 年 3 月）
		接合ボルト		・道路橋示方書・同解説 II 鋼 橋編（平成 14 年 3 月）
		ワイヤー ロープ		・津波漂流物対策施設設計ガイ ドライン（案）（財）沿岸技術 研究センター，（社）寒地港湾 技術研究センター，平成 21 年） ・日本工業規格（JIS G 3549- 2000）
シートパイル	・港湾の施設の技術上の基準・ 同解説（平成元年 2 月版 （社）日本港湾協会）			
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

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

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

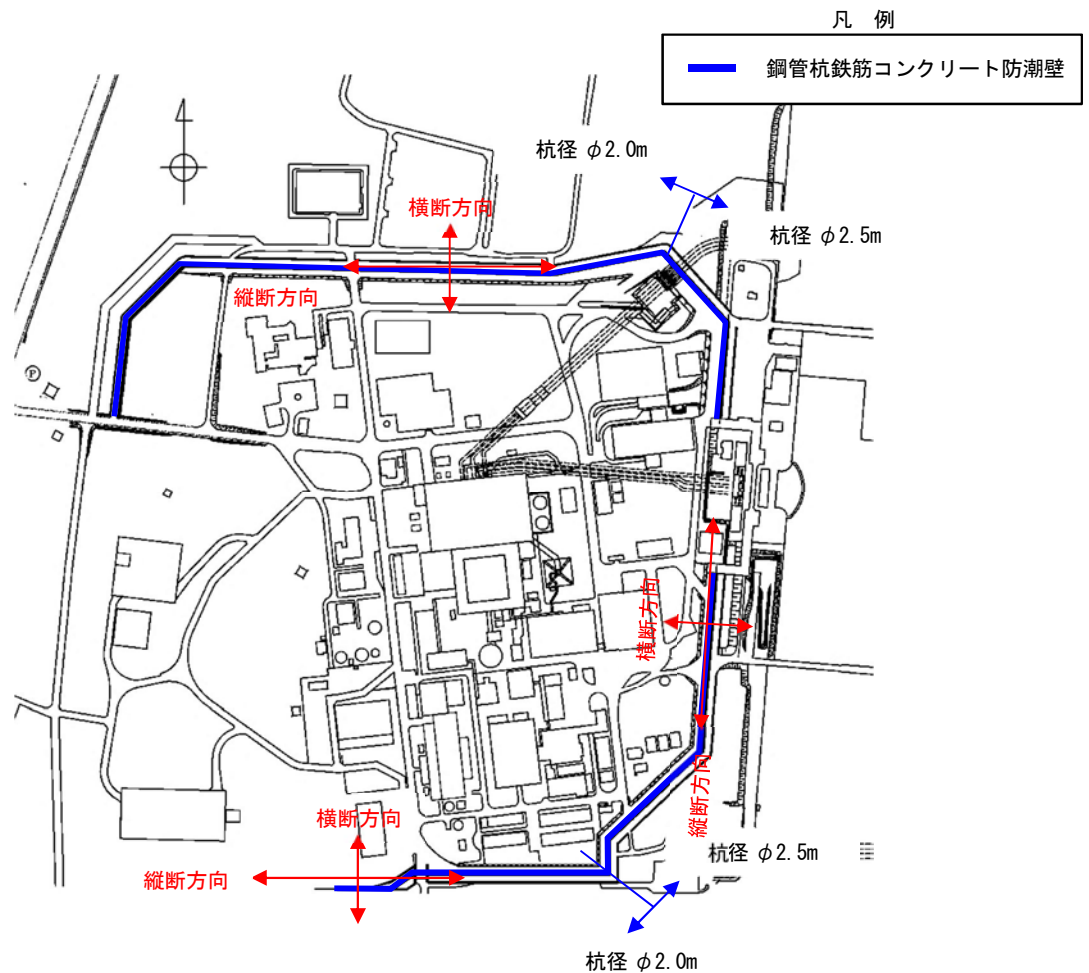


図 2.5-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図

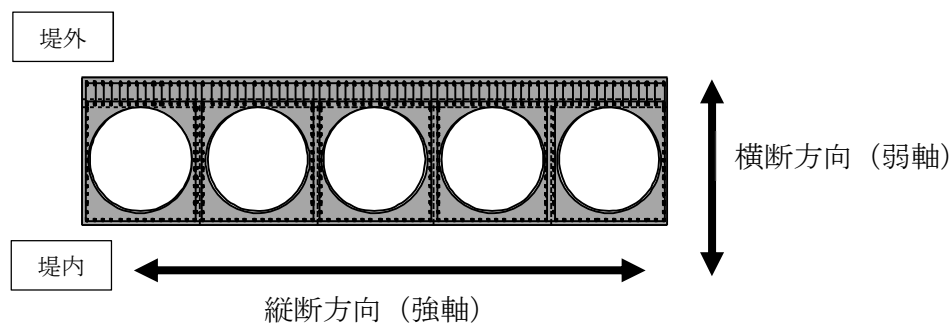


図 2.5-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁断面図

2.6 評価対象断面の選定

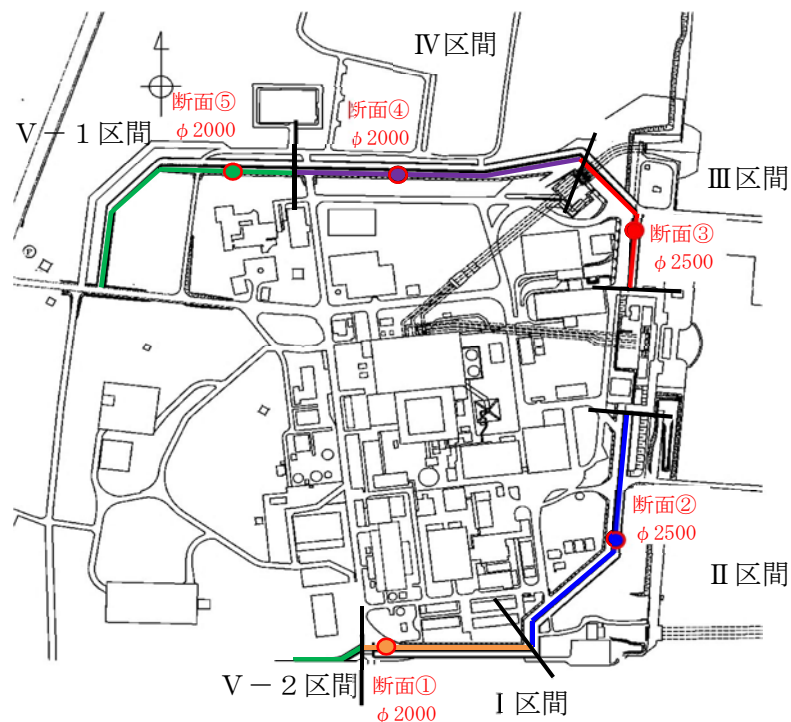
評価対象断面の選定は、防潮堤設置区間を津波高さと第四紀層の層厚に応じて5区間に分け、下部構造と上部構造の構造を考慮して、それぞれについて実施した。

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

上部構造に関しては、構造別に鋼管杭径φ2000区間（Ⅰ区間、Ⅳ区間、Ⅴ区間）、鋼管杭径φ2500区間（Ⅱ区間、Ⅲ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。上部構造の構造決定には、地震よりも津波による影響が支配的なため、重畳時の津波波圧+慣性力を比較して、断面を選定する。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.5 防潮値（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」に示す。

図2.6-1に区間割りと評価対象断面位置を示す。



凡例	区間	鋼管杭径 (mm)	第四紀層の層厚(岩盤上面標高)
—	Ⅰ区間	φ2000	一定の厚さで薄い(高い)。
—	Ⅱ区間	φ2500	一定の厚さで薄い(高い)。
—	Ⅲ区間	φ2500	一定の厚さで厚い(低い)。
—	Ⅳ区間	φ2000	一定の厚さで厚い(低い)。
—	Ⅴ区間	φ2000	一定ではない(傾斜)。

図2.6-1 評価対象断面の平面配置図

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

評価対象断面位置図を図 3.1-1 に示す。

図 3.1-2～図 3.1-6 に評価対象断面の断面図を示す。

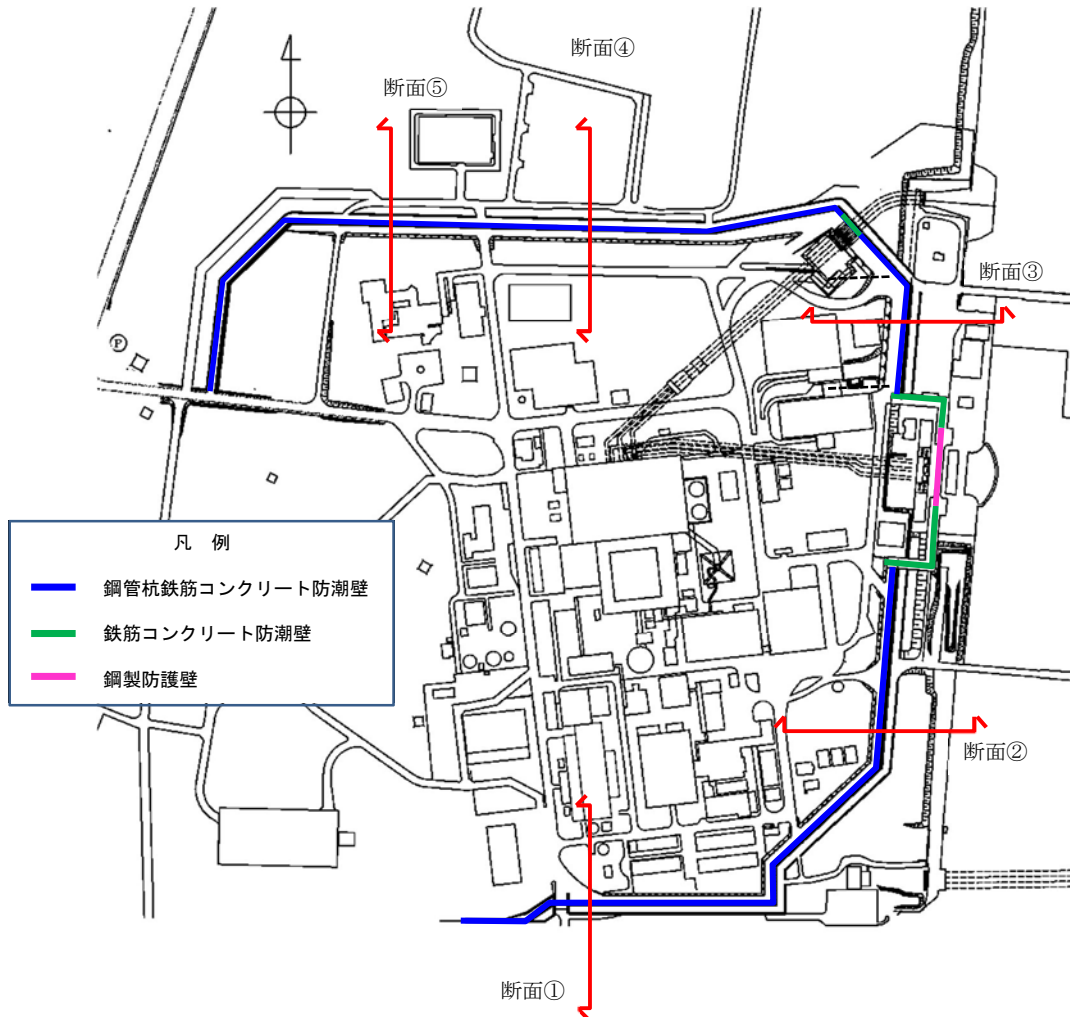


図 3.1-1 評価対象断面位置図

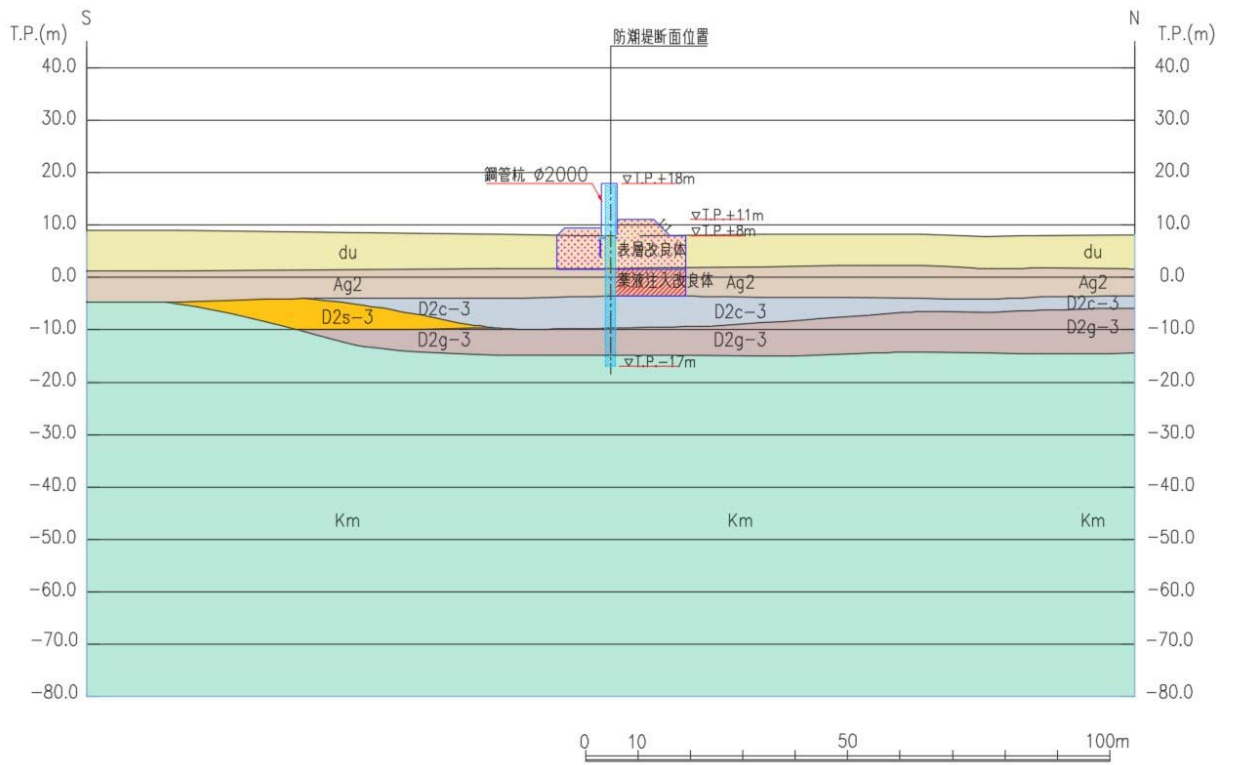


图 3.1-2 地震応答解析対象断面図 (断面①)

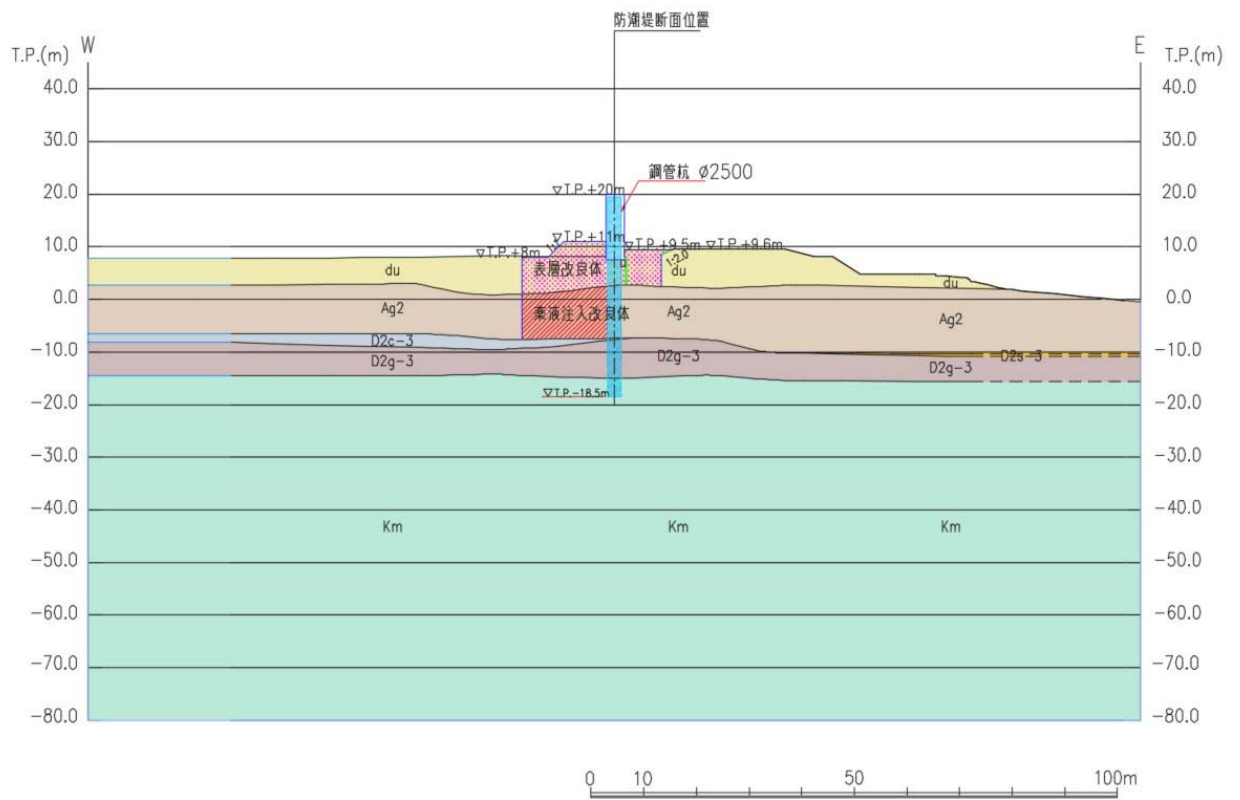


图 3.1-3 地震応答解析対象断面図 (断面②)

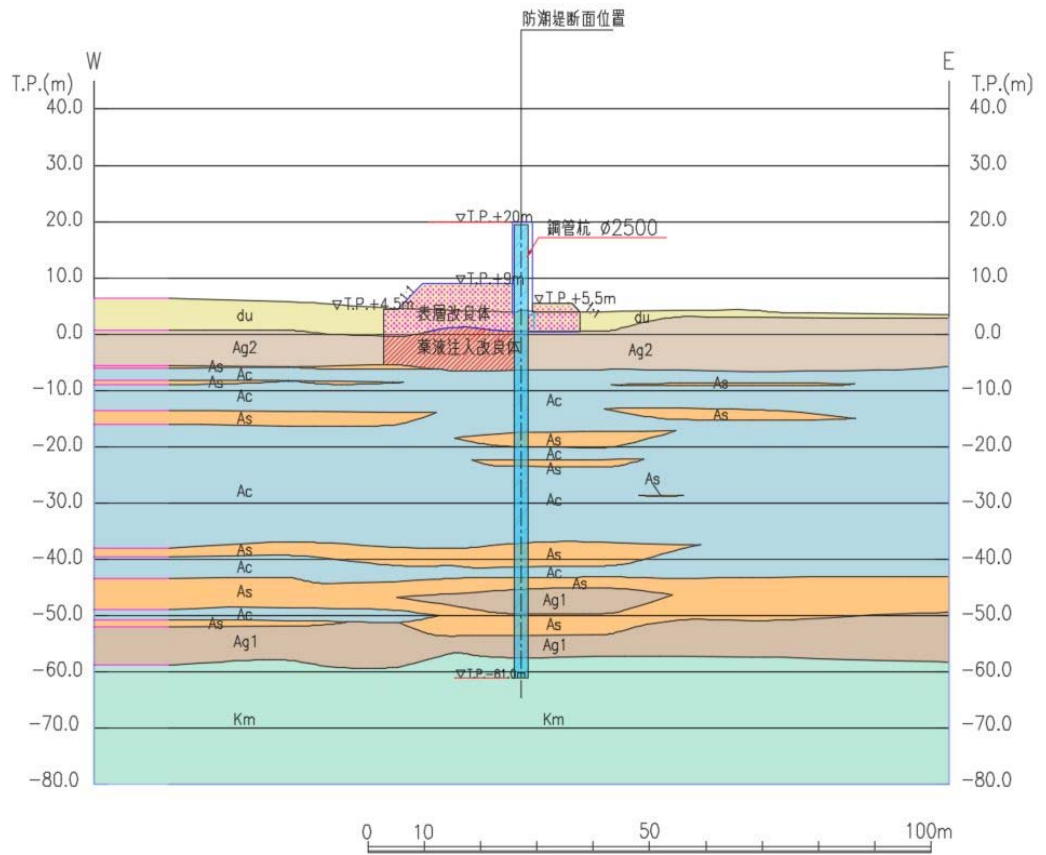


图 3.1-4 地震応答解析対象断面図 (断面③)

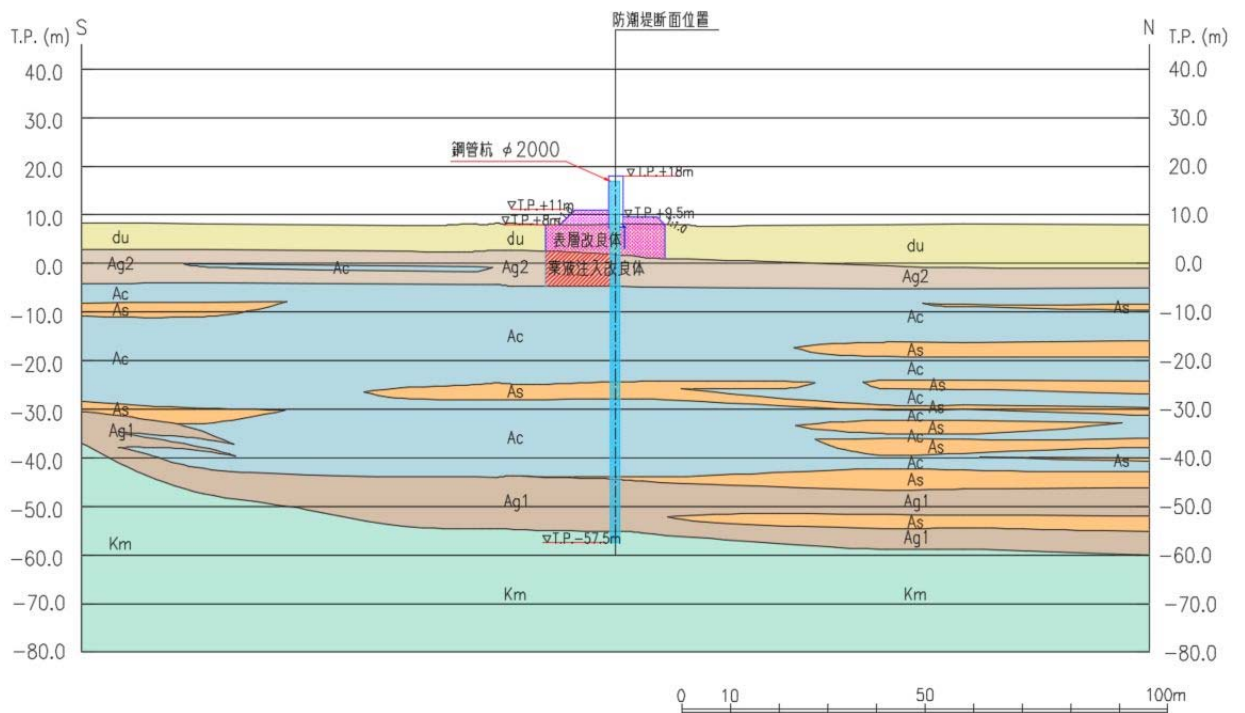


图 3.1-5 地震応答解析対象断面図 (断面④)

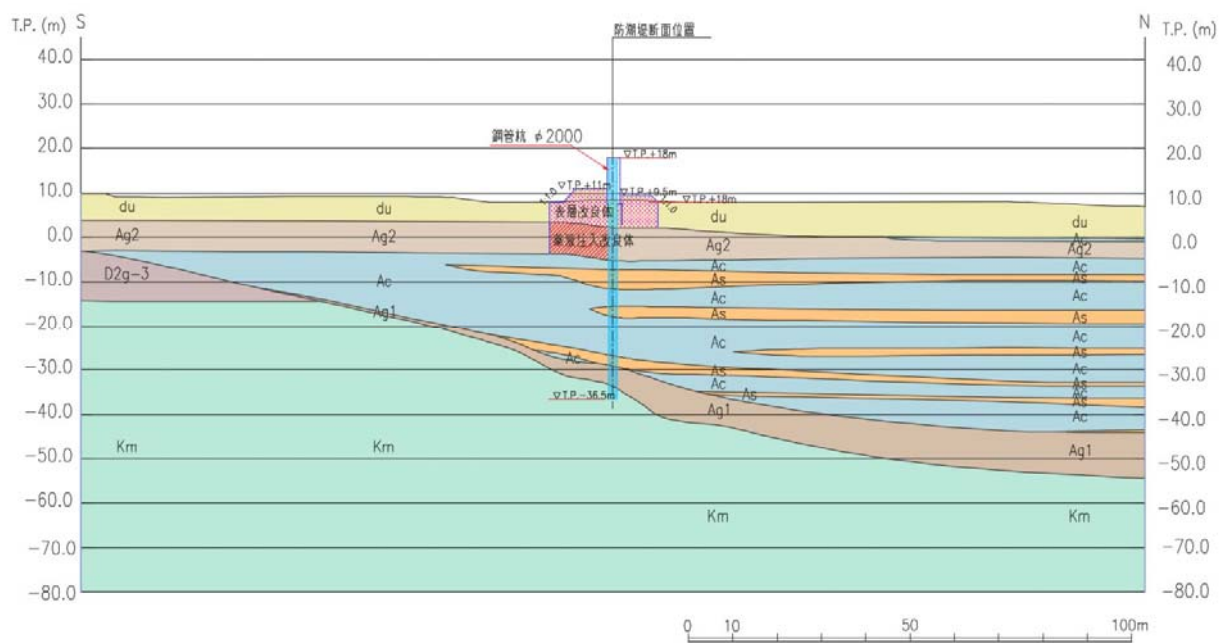


图 3.1-6 地震応答解析対象断面図 (断面⑤)

3.2 解析方法

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

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

地中土木構造物及び機器・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の液状化強度特性）を設定する。

上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、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。

3.2.1 地震応答解析手法

防潮壁の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元FEM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。鋼管杭には梁要素を用いることとし、線形はり要素でモデル化する。地盤については液状化時の非線形性を考慮できるモデルとし、双曲線型せん断ひずみ-減衰定数関係を再現できるマルチスプリング要素と過剰間隙水圧モデルの一つである液状化フロントの概念を考慮する。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2.1-1に示す。

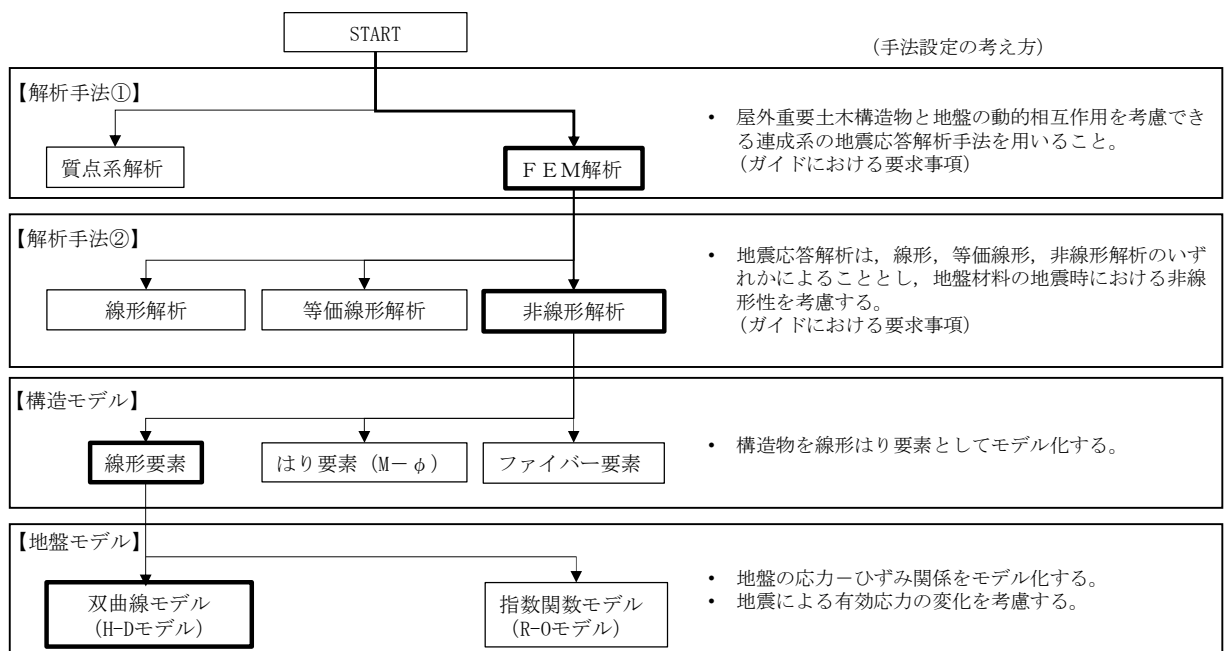


図 3.2.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

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

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

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

3.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

3.2.3 地盤

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

3.2.4 減衰特性

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

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析において、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

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故時の状態

重大事故時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

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

(1) 常時考慮荷重

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

(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 $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ 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。

(4) 風荷重

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

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

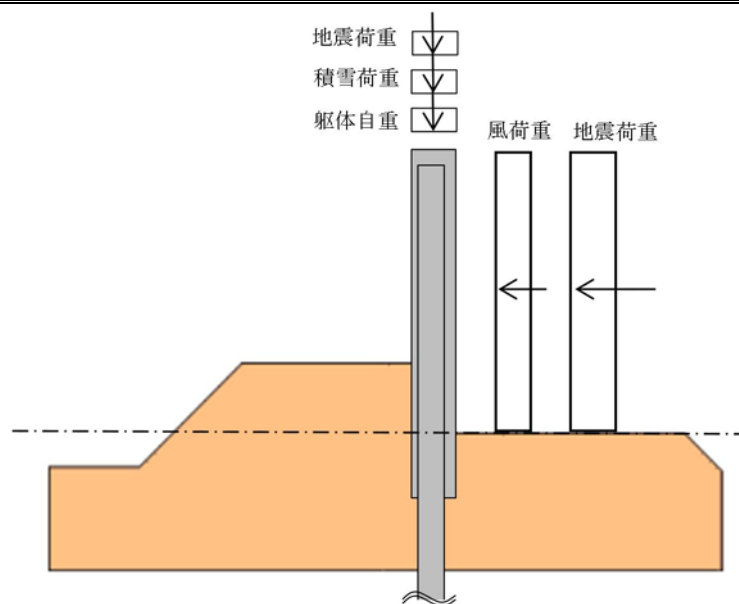


図 3.3.3-1 荷重概念図

3.3.4 解析ケース

(1) 耐震設計における検討ケース

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震設計における検討ケースを表 3.3.4-1 に示す。

表 3.3.4-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の耐震設計における検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+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の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (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				
	S _s -2 2	(++)	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(上部構造及び下部構造)毎に1波選定する。

(2) 機器・配管系（津波監視カメラ）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 3.3.4-2 に示す。

表 3.3.4-2 機器・配管系（津波監視カメラ）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の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用	
地震波（位相）	S _s -D 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。	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。	
		(+-)			
		(-+)			
		(--)			
	S _s -1 1	(++)			1
	S _s -1 2	(++)			1
	S _s -1 3	(++)			1
	S _s -1 4	(++)			1
	S _s -2 1	(++)			1
	S _s -2 2	(++)			1
S _s -3 1	(++)	1			
	(-+)	1			
計		1	12	1	

3.4 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。地震応答解析モデルについては、「3.5 解析モデル及び諸元」に示す。入力地震動算定の概念図を図3.4-1に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.4.1-1～図3.4.1-4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、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 ～ 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地震動を設定する。

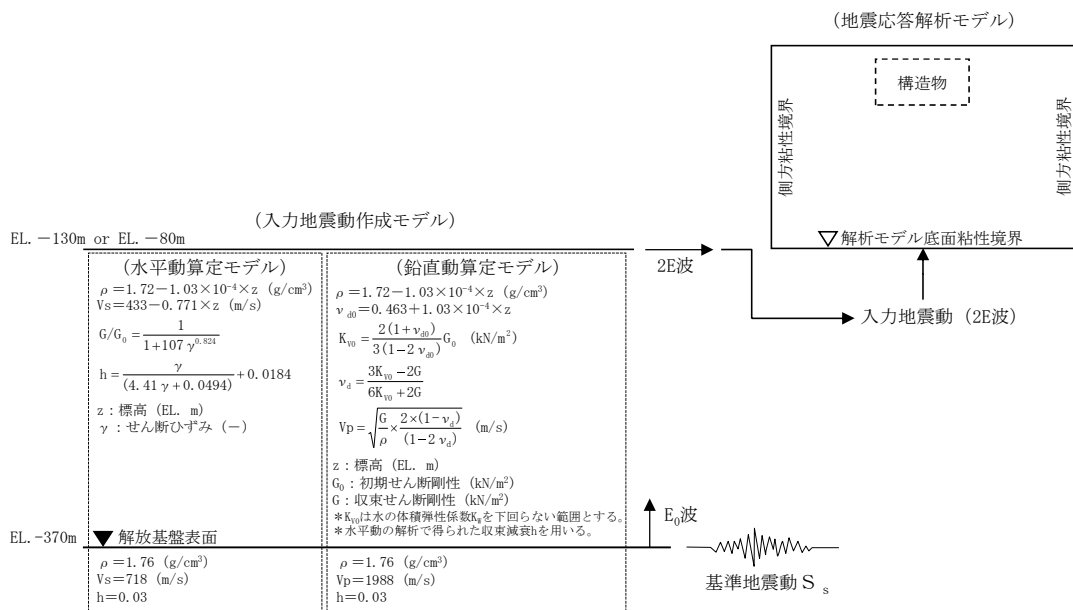
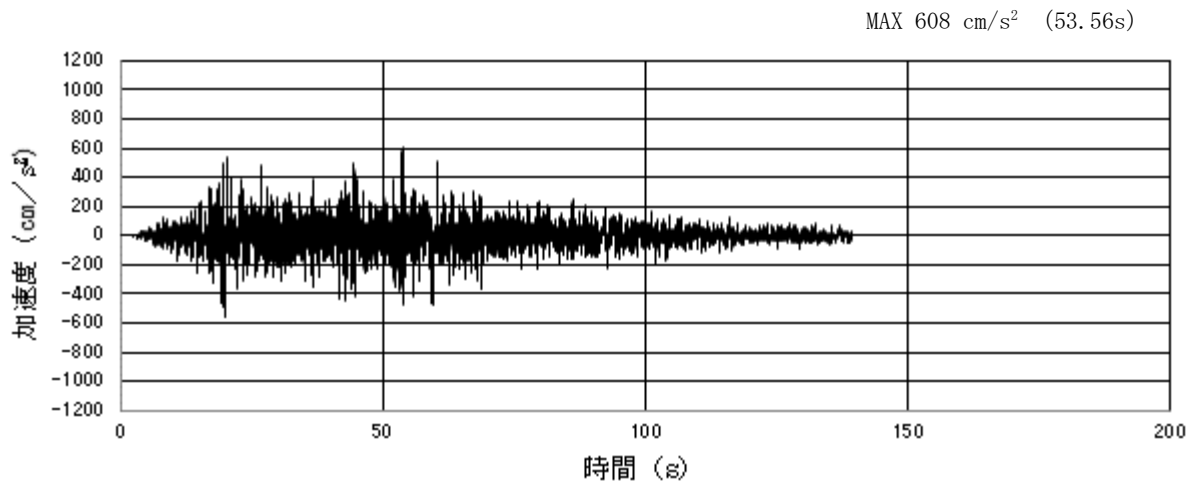
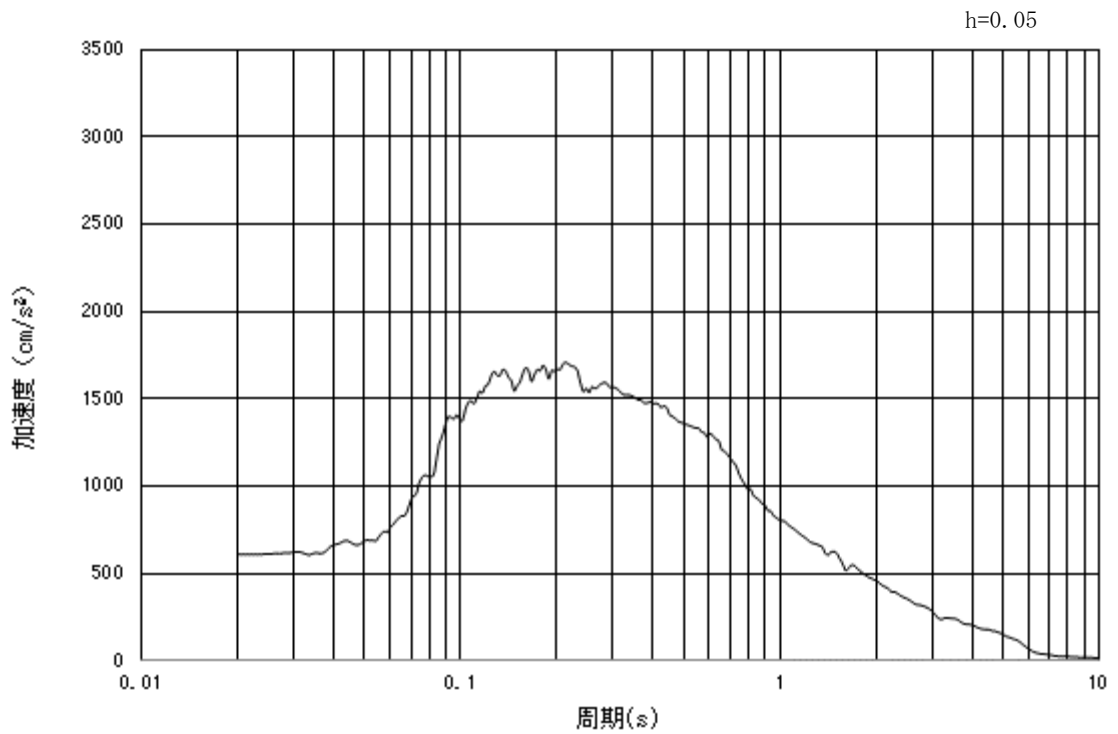


図3.4-1 入力地震動算定の概念図

3.4.1 断面①

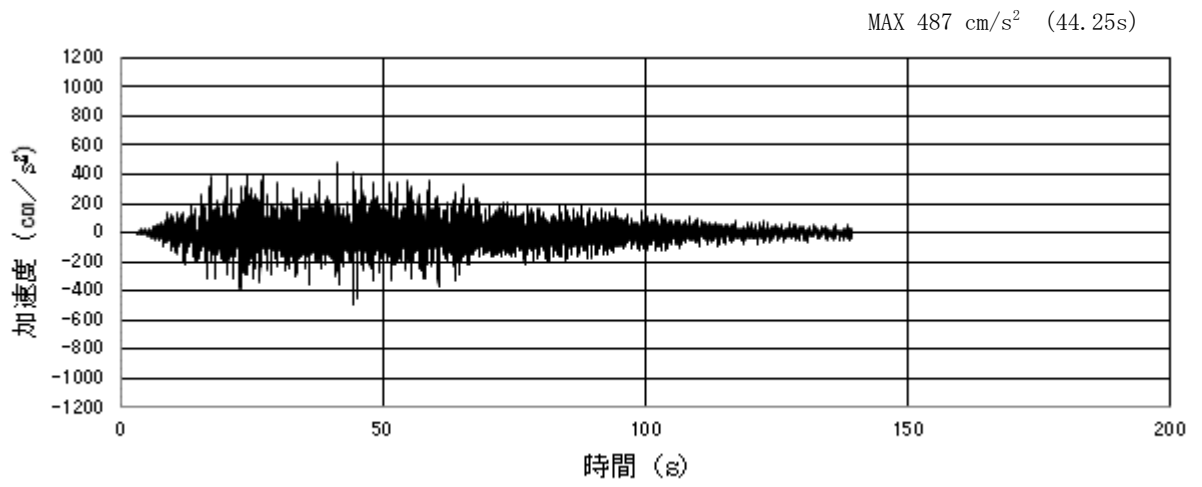


(a) 加速度時刻歴波形

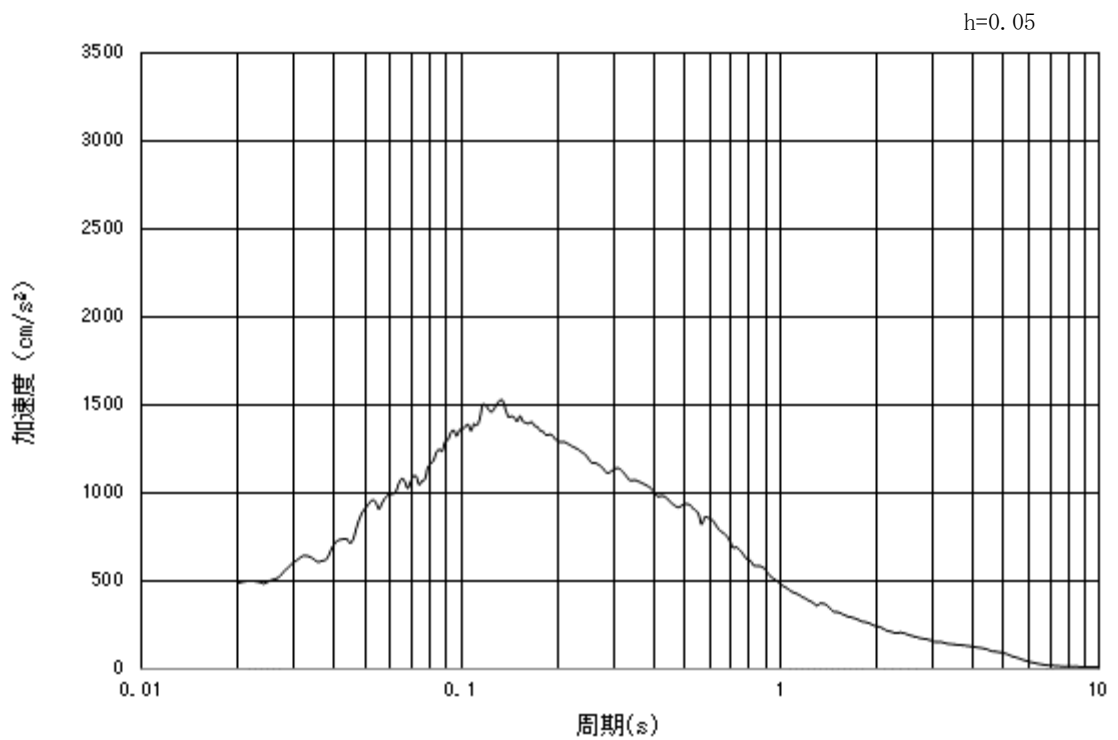


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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: $S_s - D 1$)

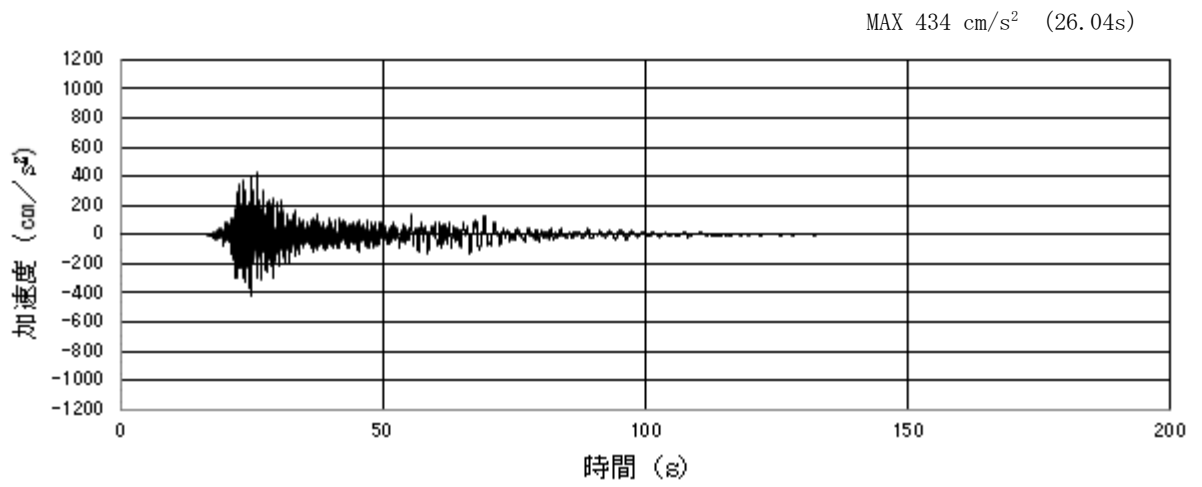


(a) 加速度時刻歴波形

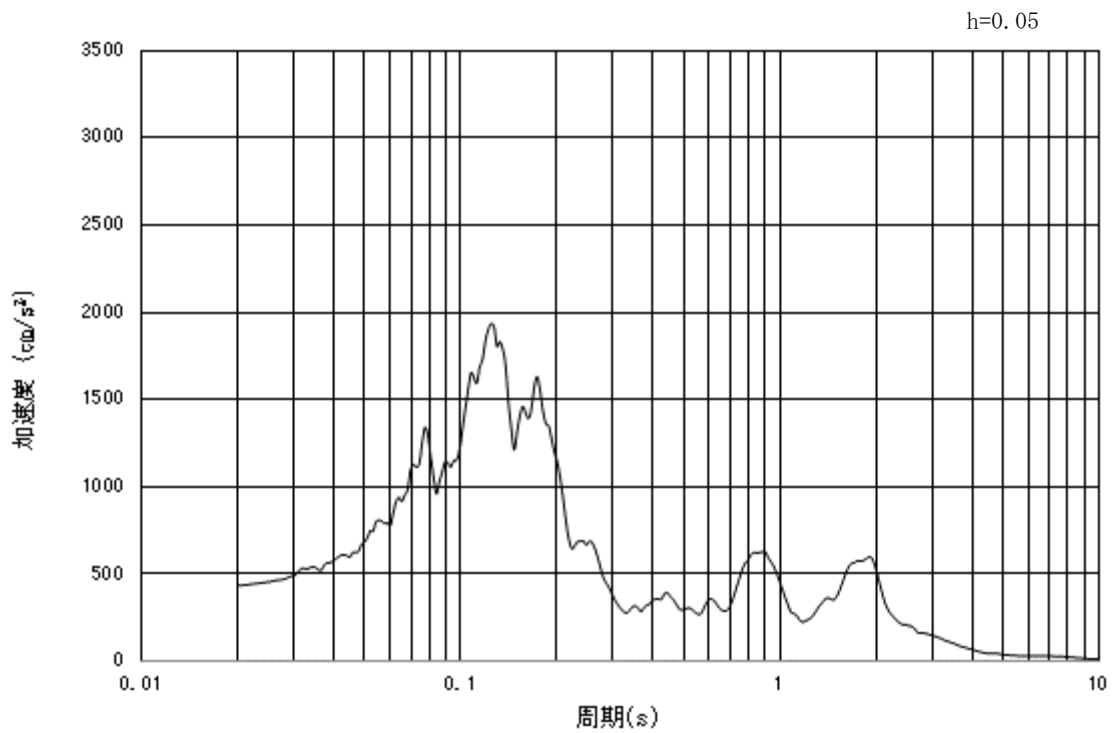


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： $S_s - D1$)

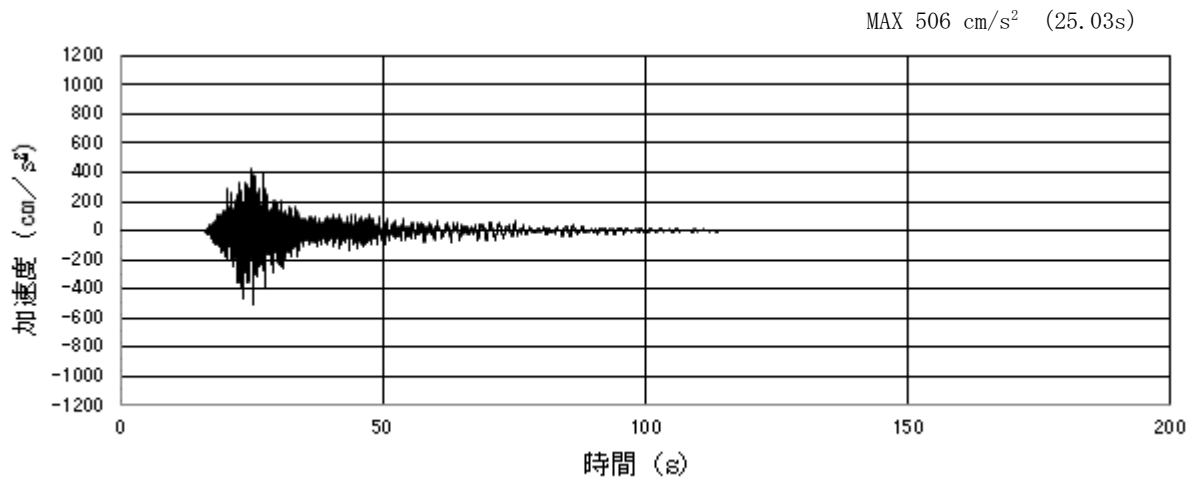


(a) 加速度時刻歴波形

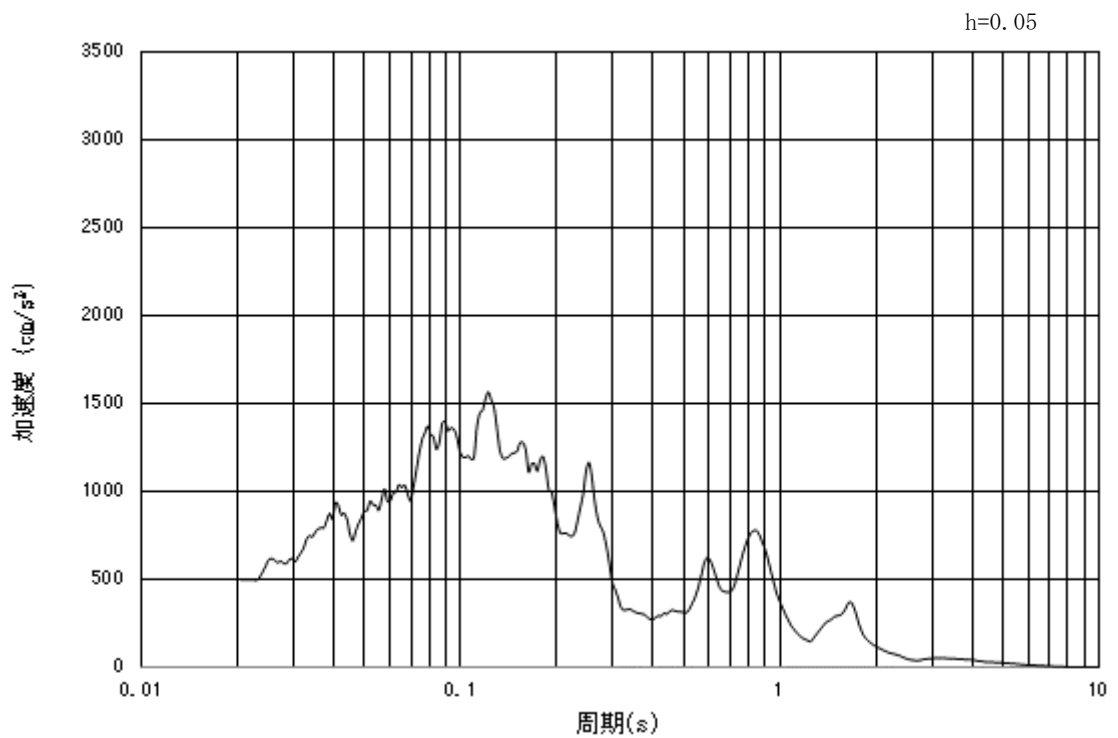


(b) 加速度応答スペクトル

図 3. 4.1-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 1 1)

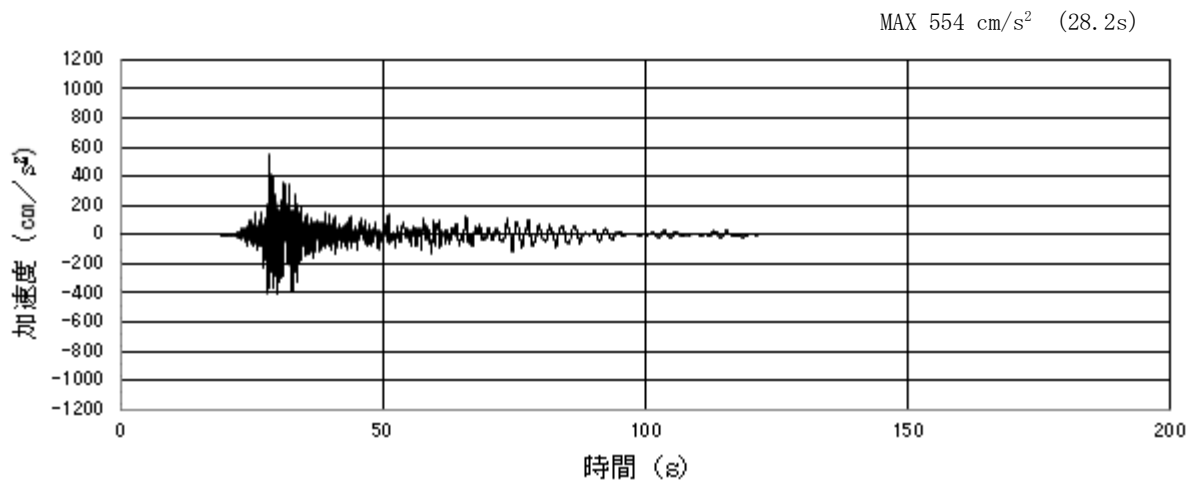


(a) 加速度時刻歴波形

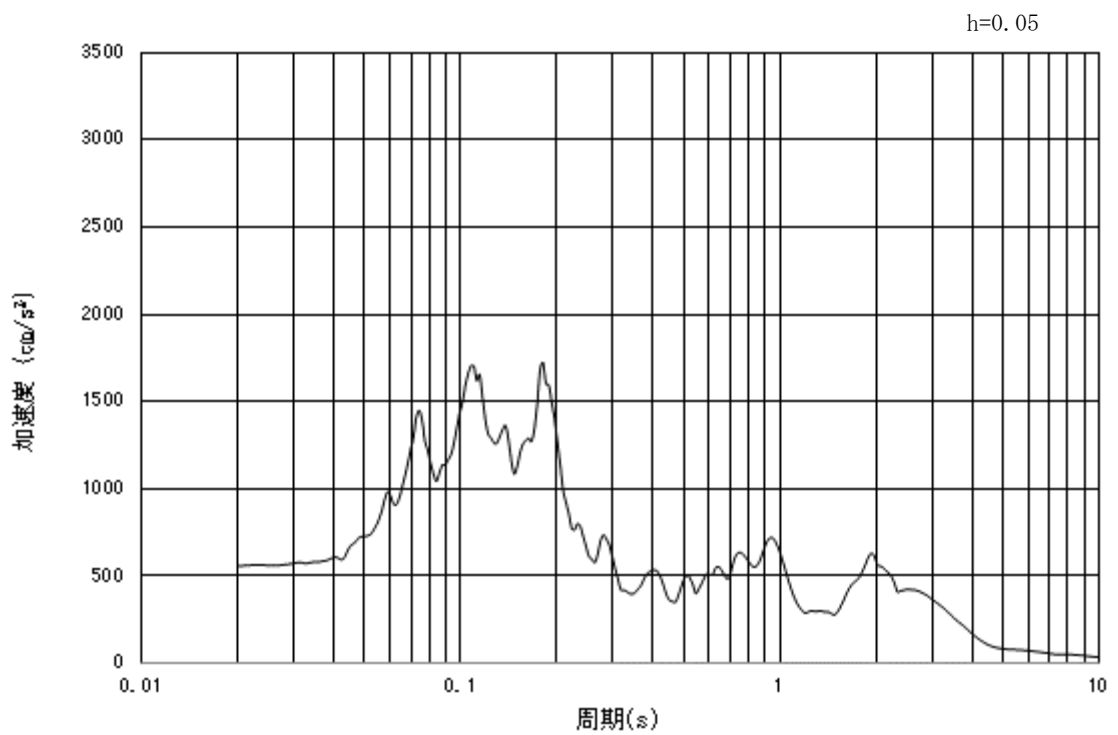


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

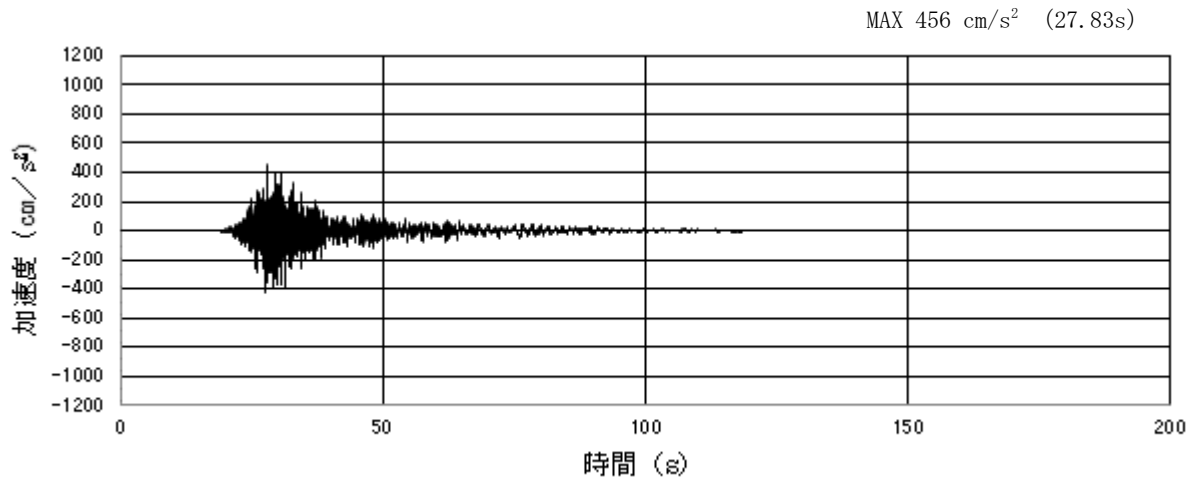


(a) 加速度時刻歴波形

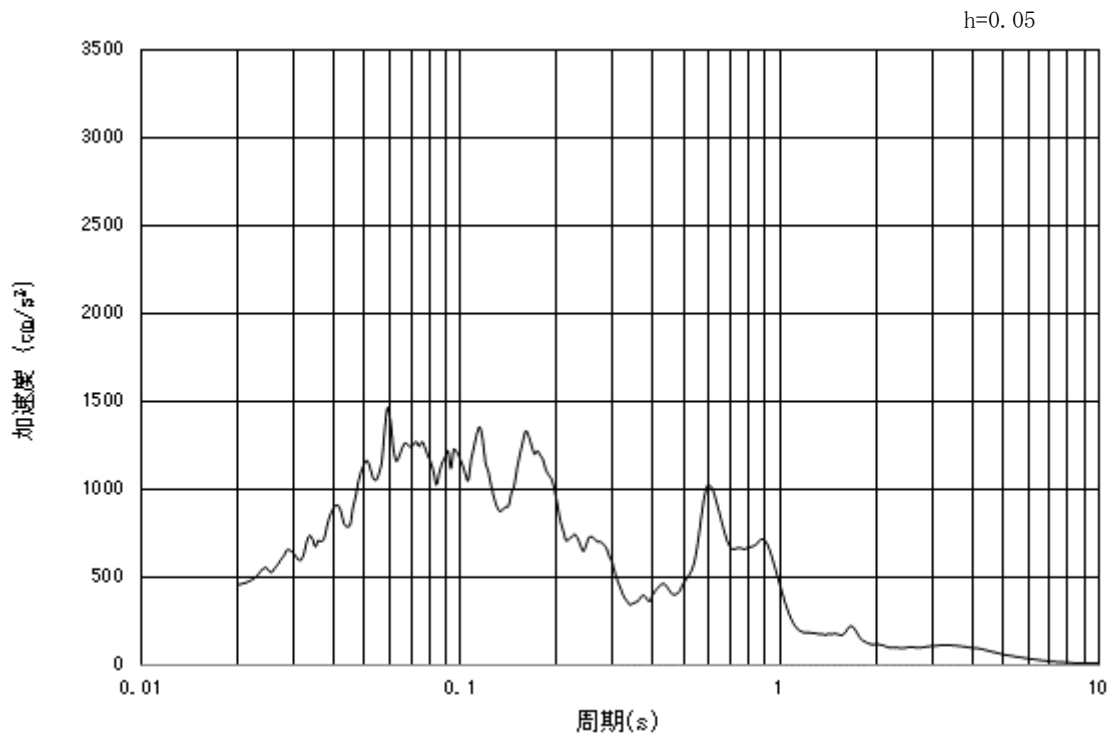


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.2$)

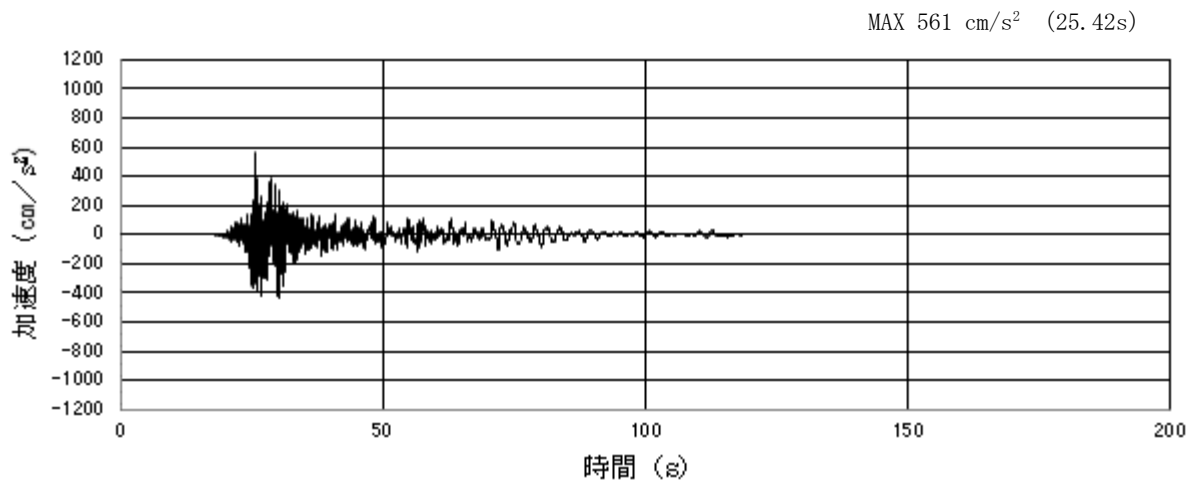


(a) 加速度時刻歴波形

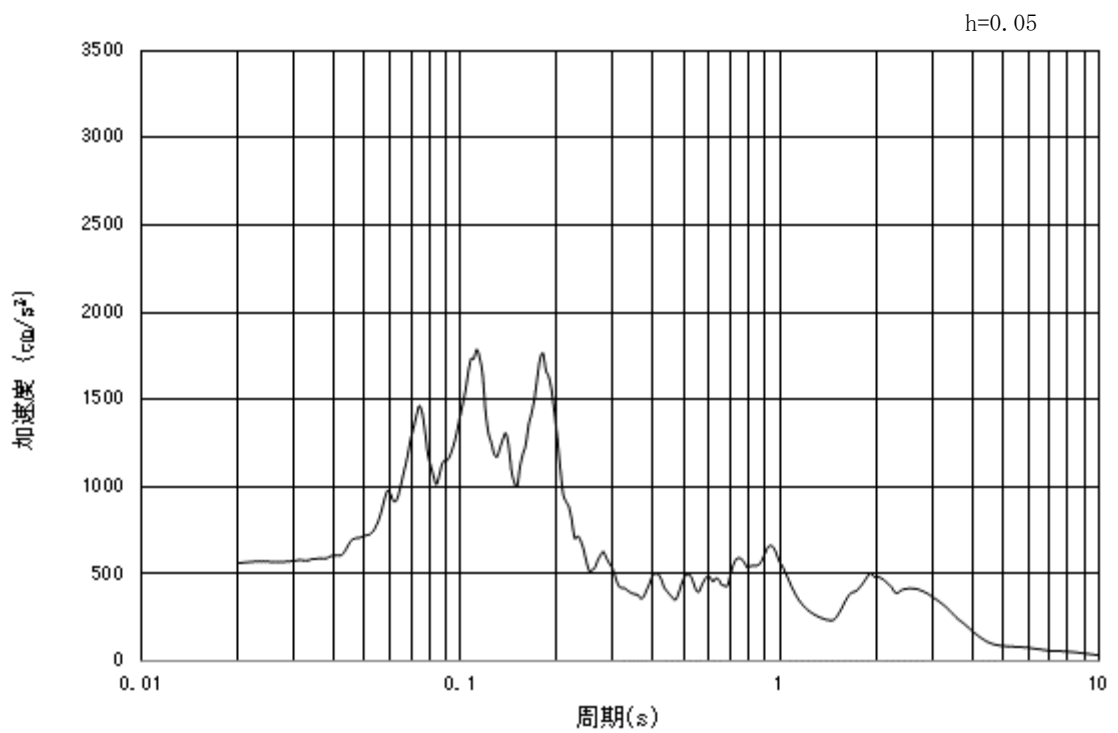


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S_s-12)

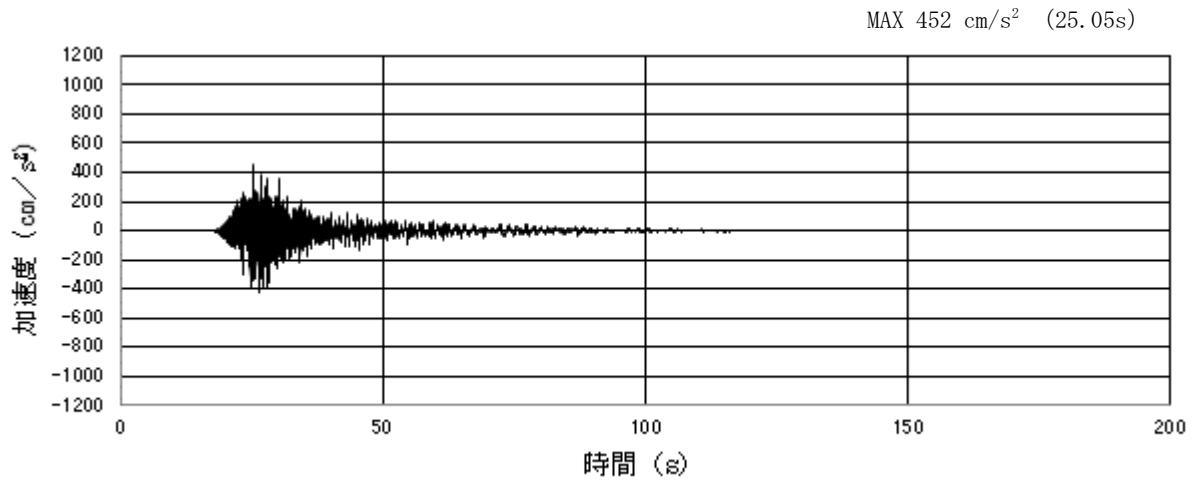


(a) 加速度時刻歴波形

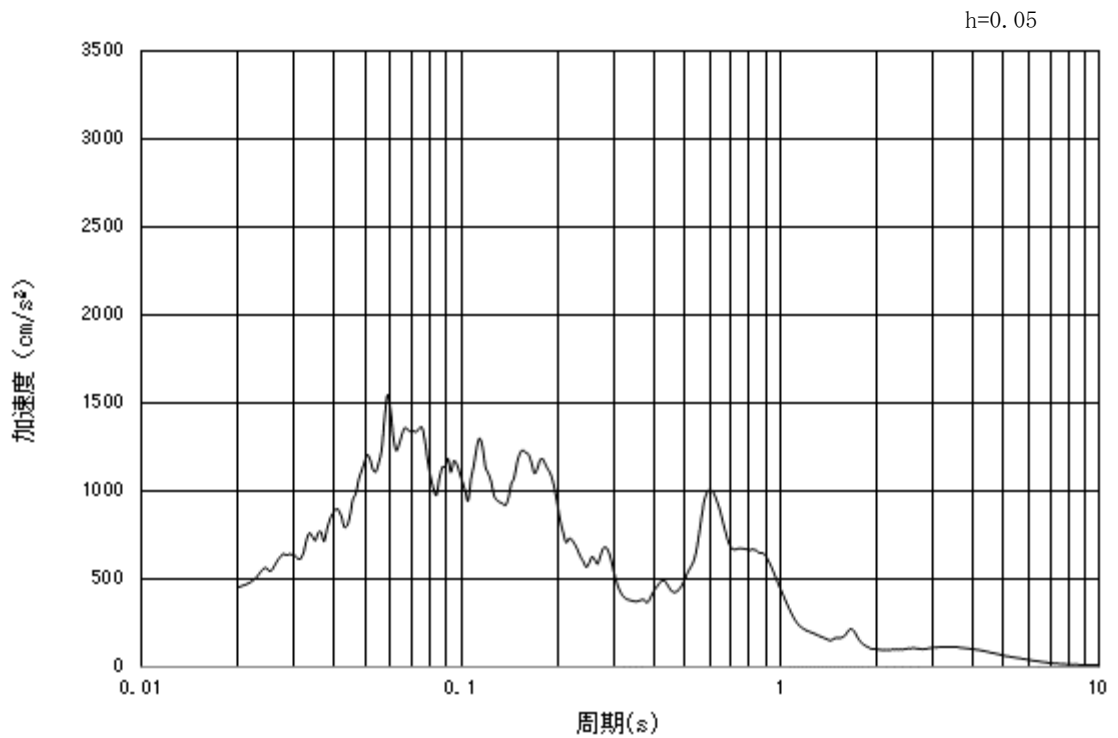


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 1 3)

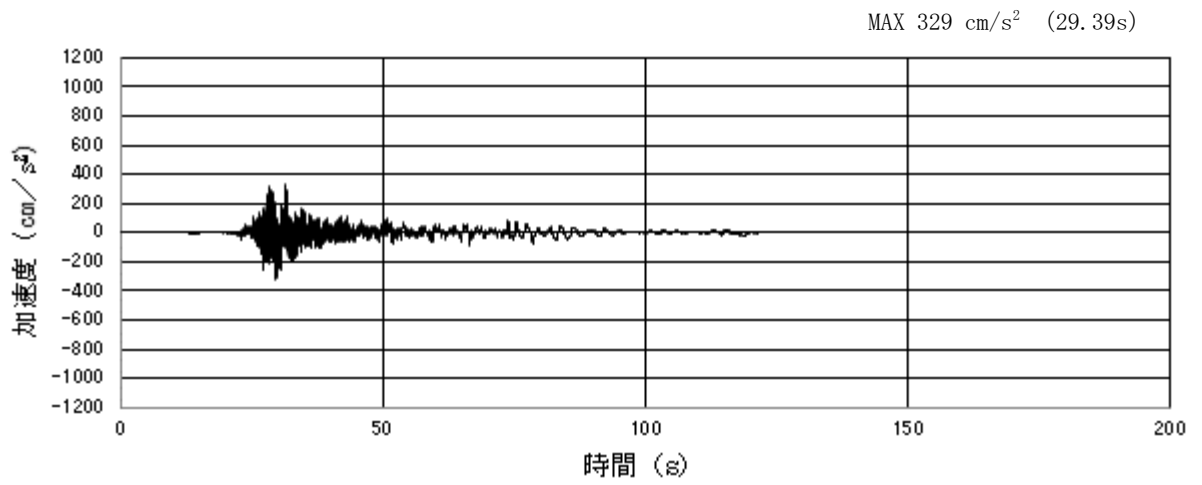


(a) 加速度時刻歴波形

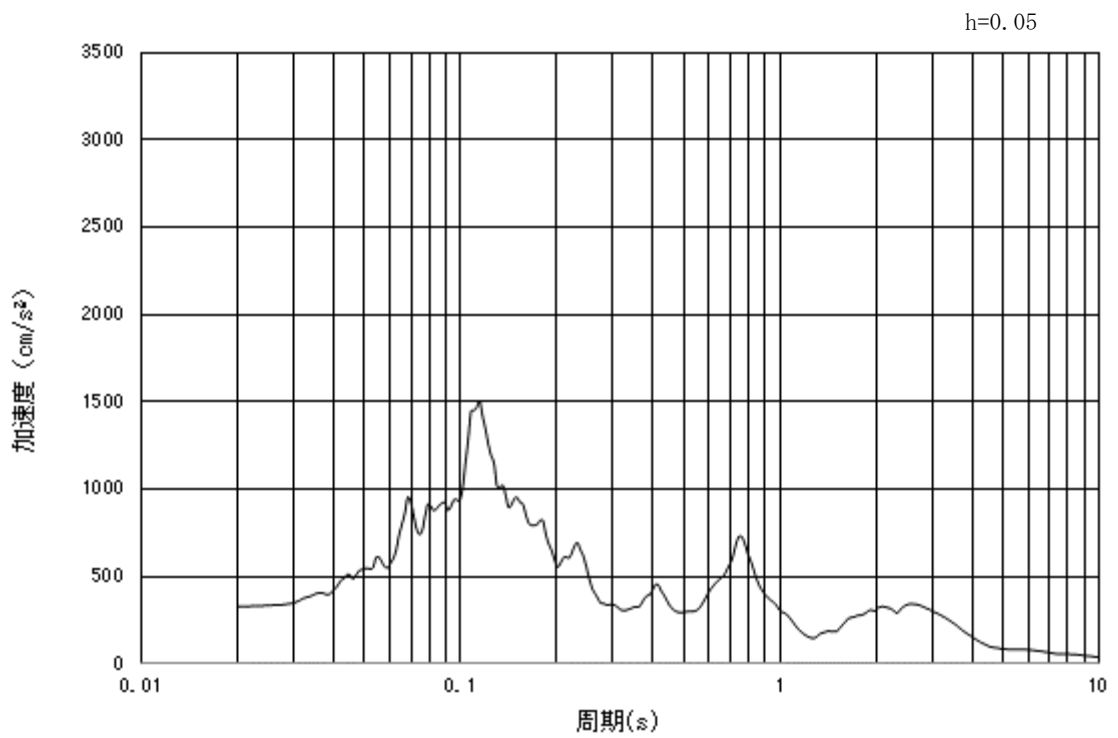


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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)

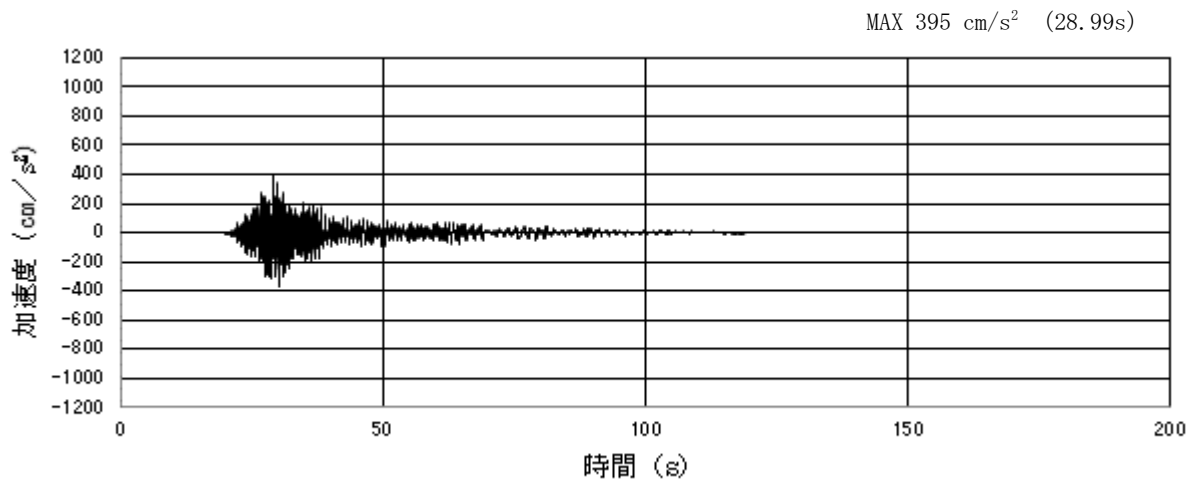


(a) 加速度時刻歴波形

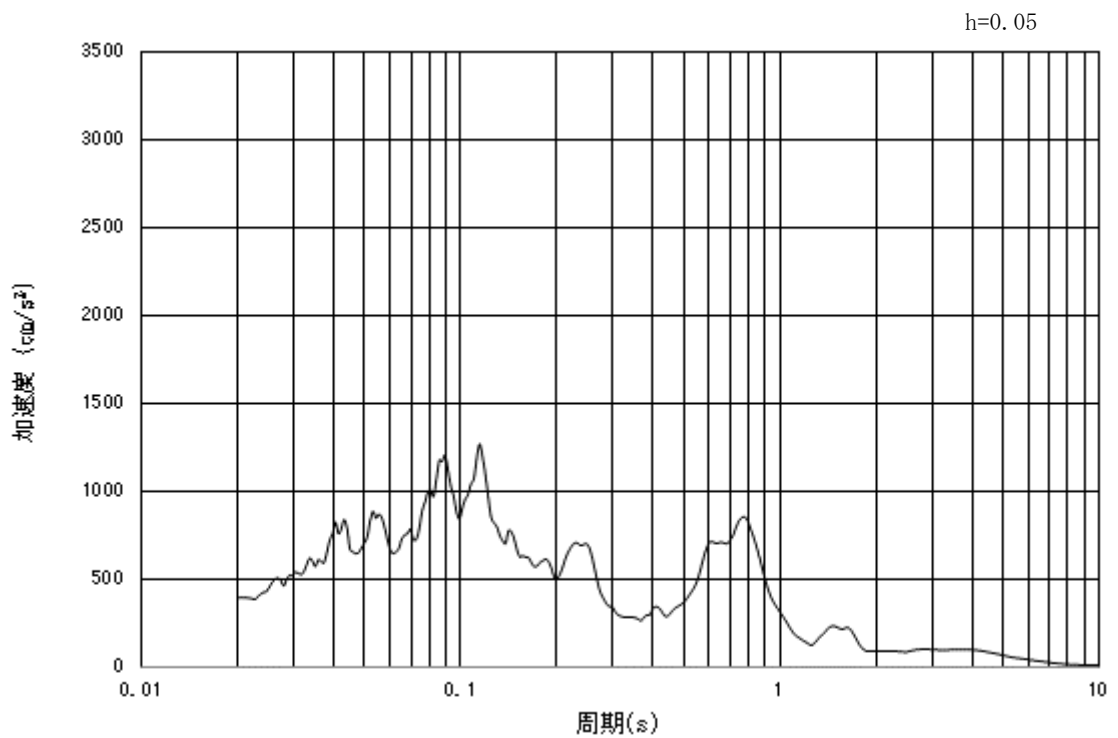


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-1.4)

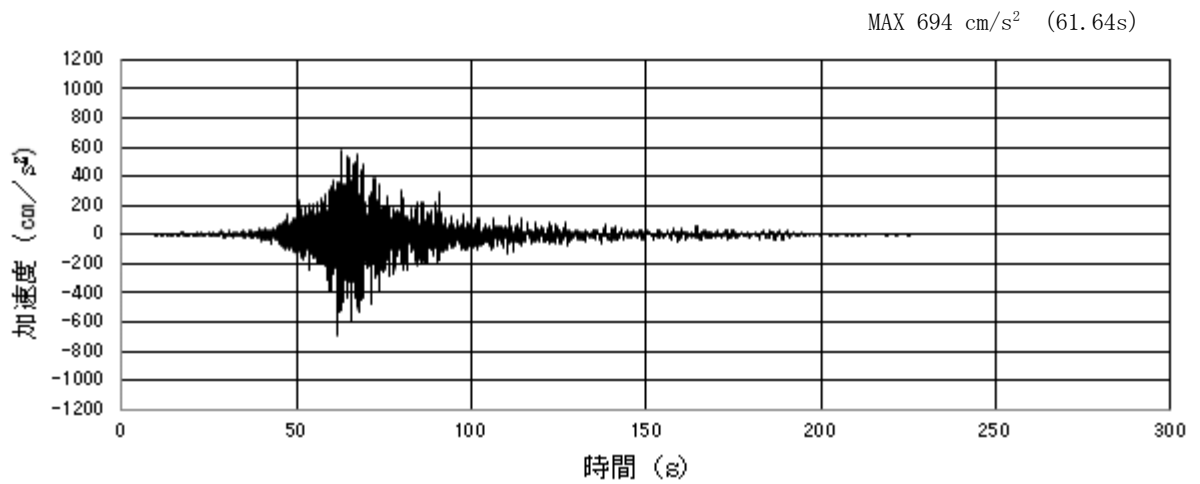


(a) 加速度時刻歴波形

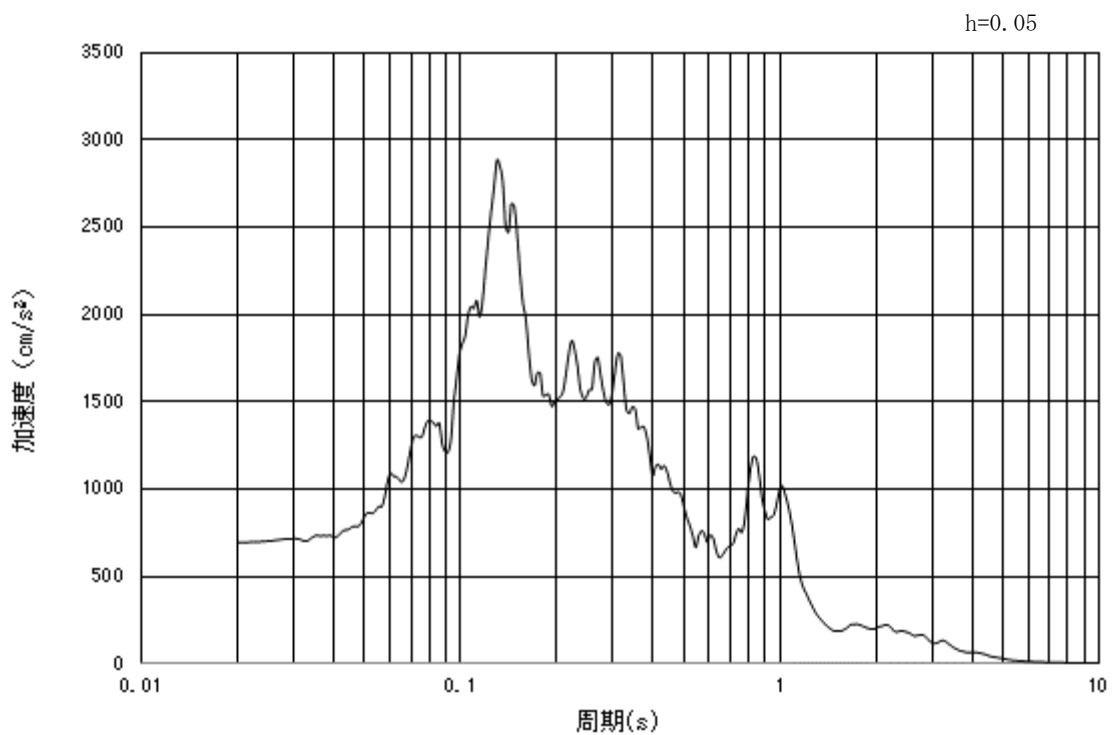


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

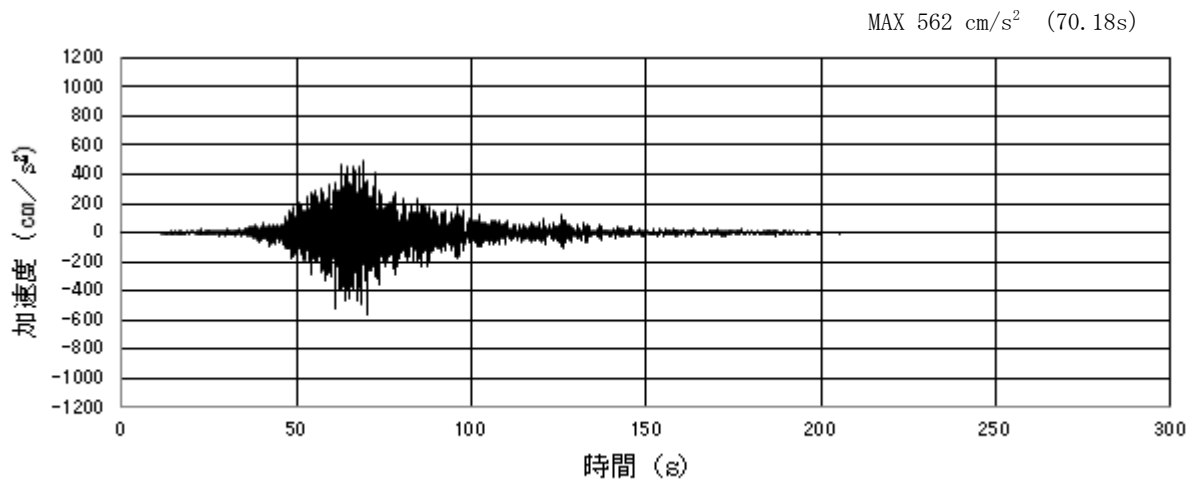


(a) 加速度時刻歴波形

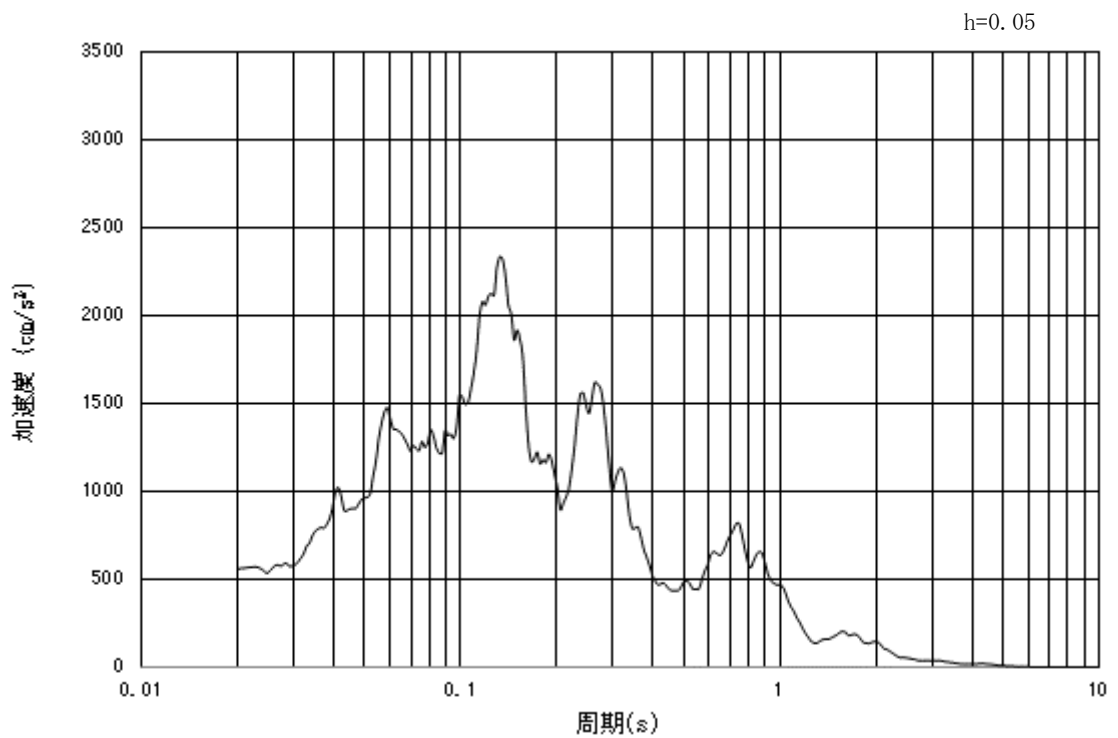


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-21)

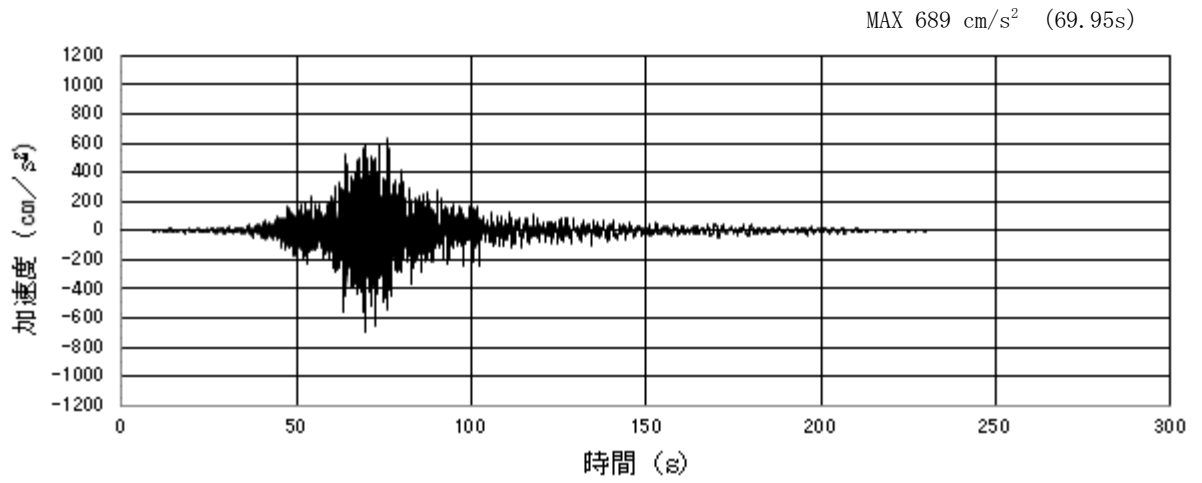


(a) 加速度時刻歴波形

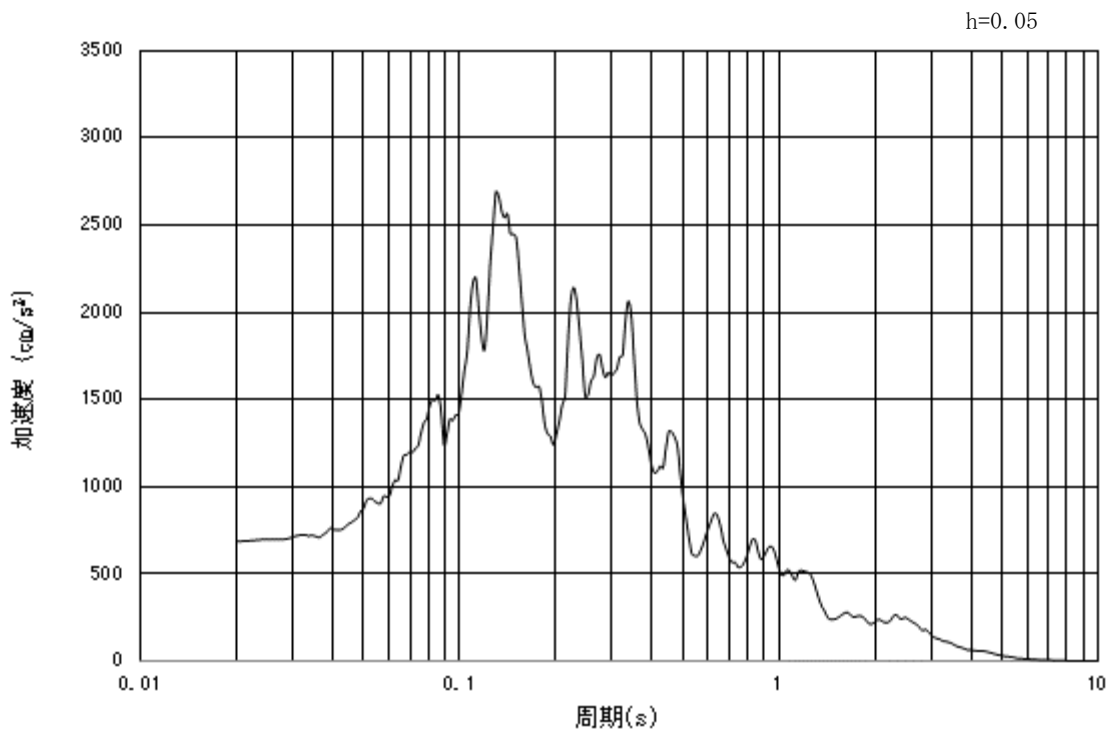


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S_s - 2 1)

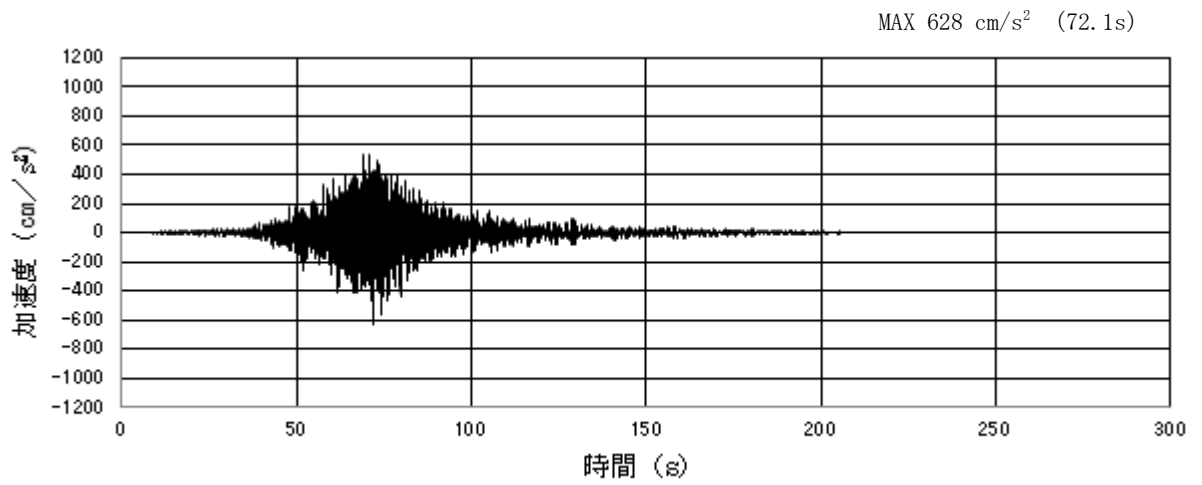


(a) 加速度時刻歴波形

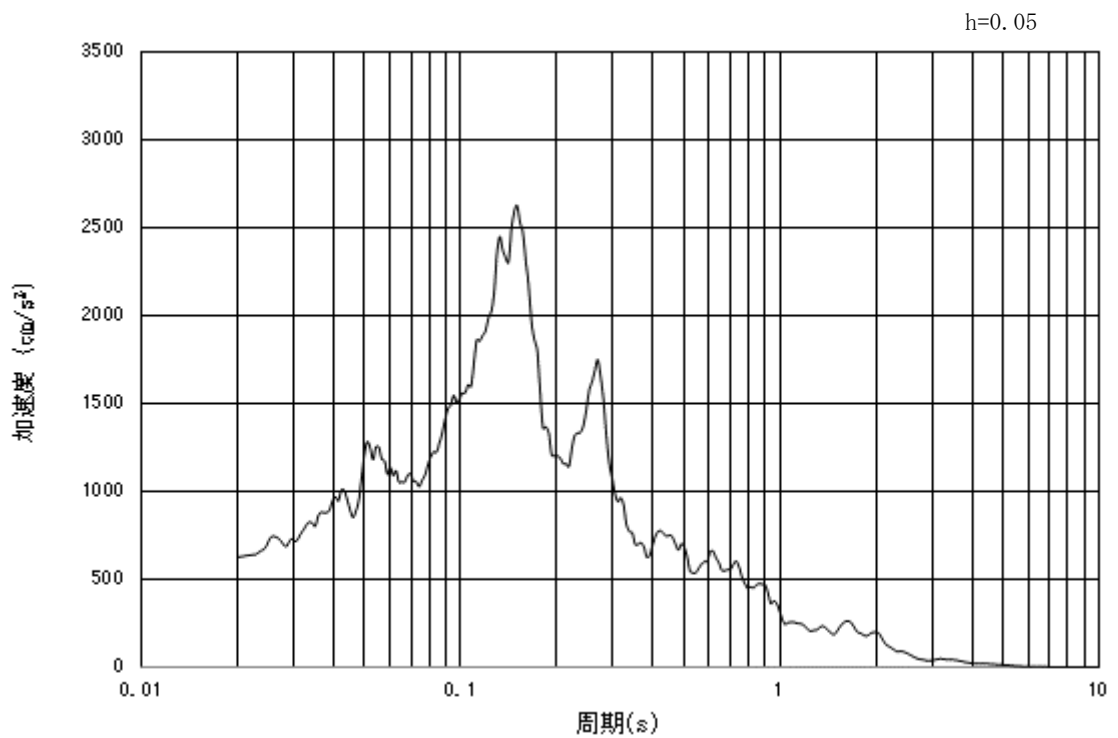


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-22)

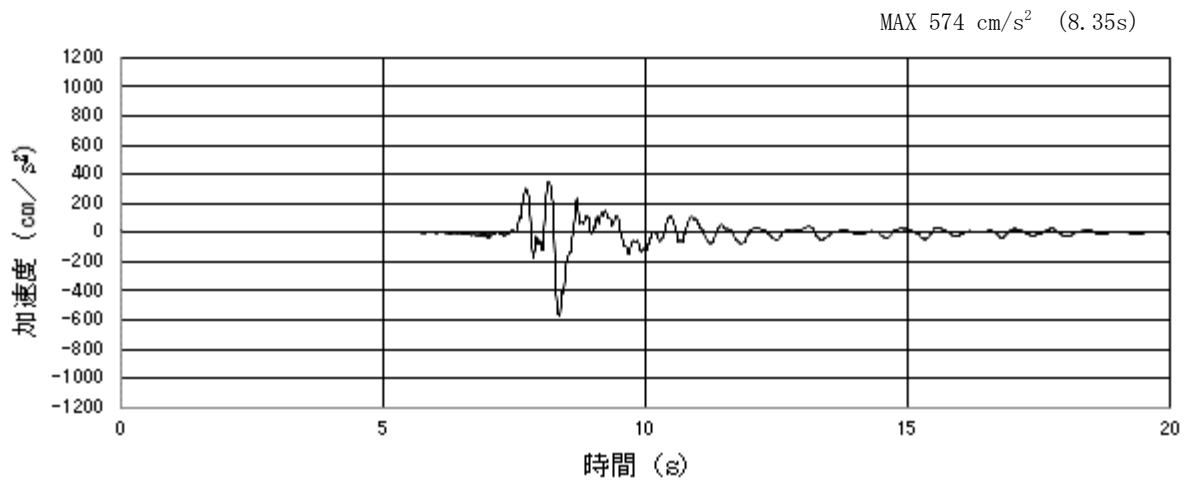


(a) 加速度時刻歴波形

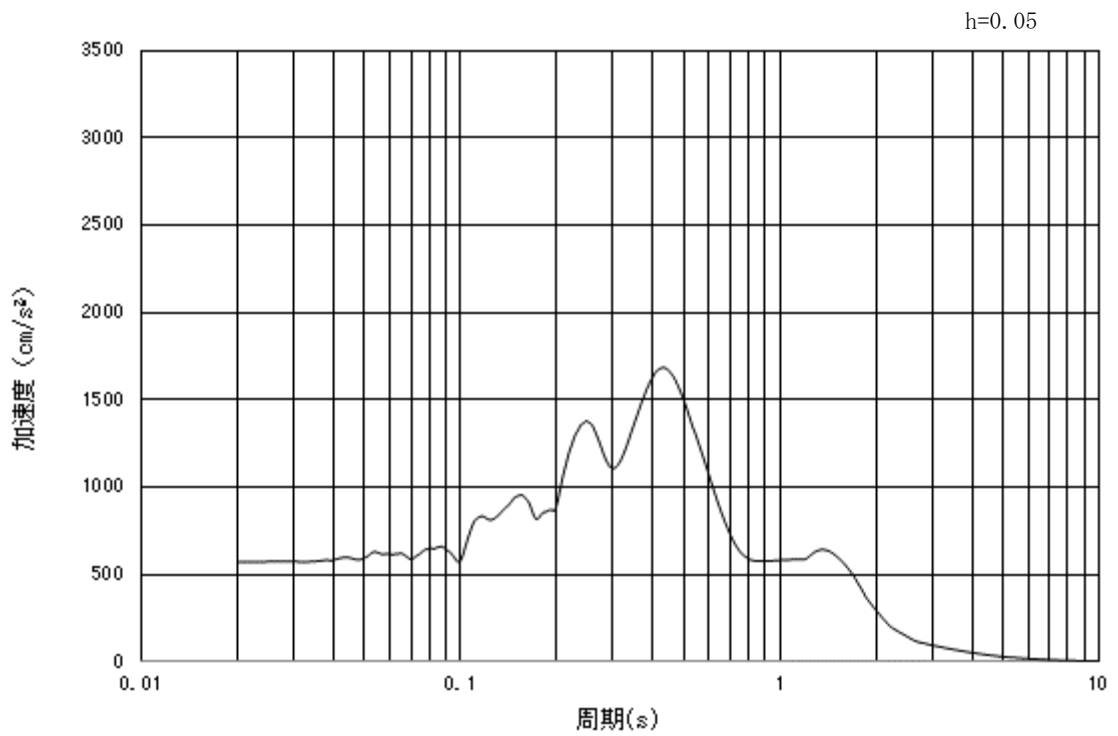


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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)

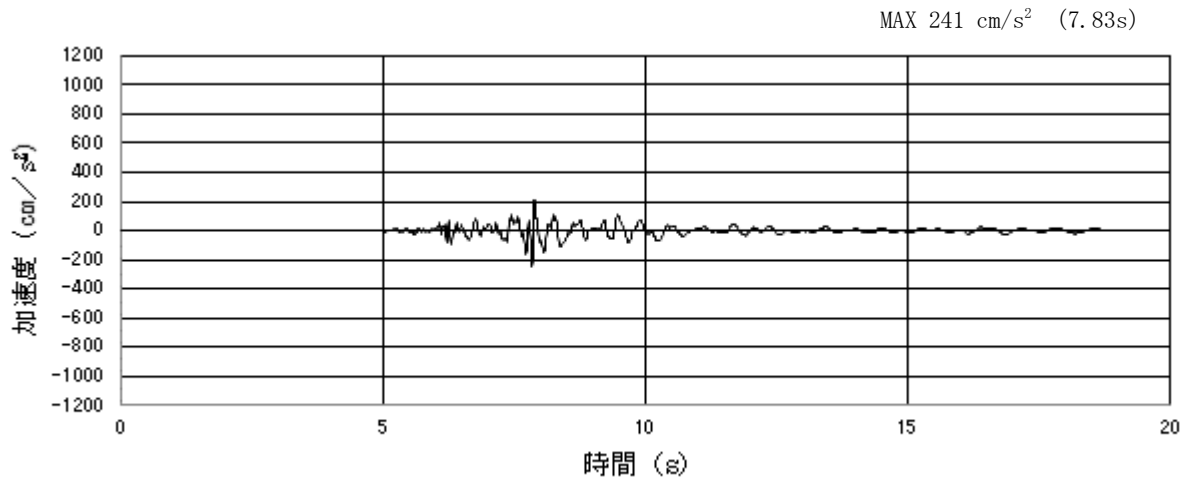


(a) 加速度時刻歴波形

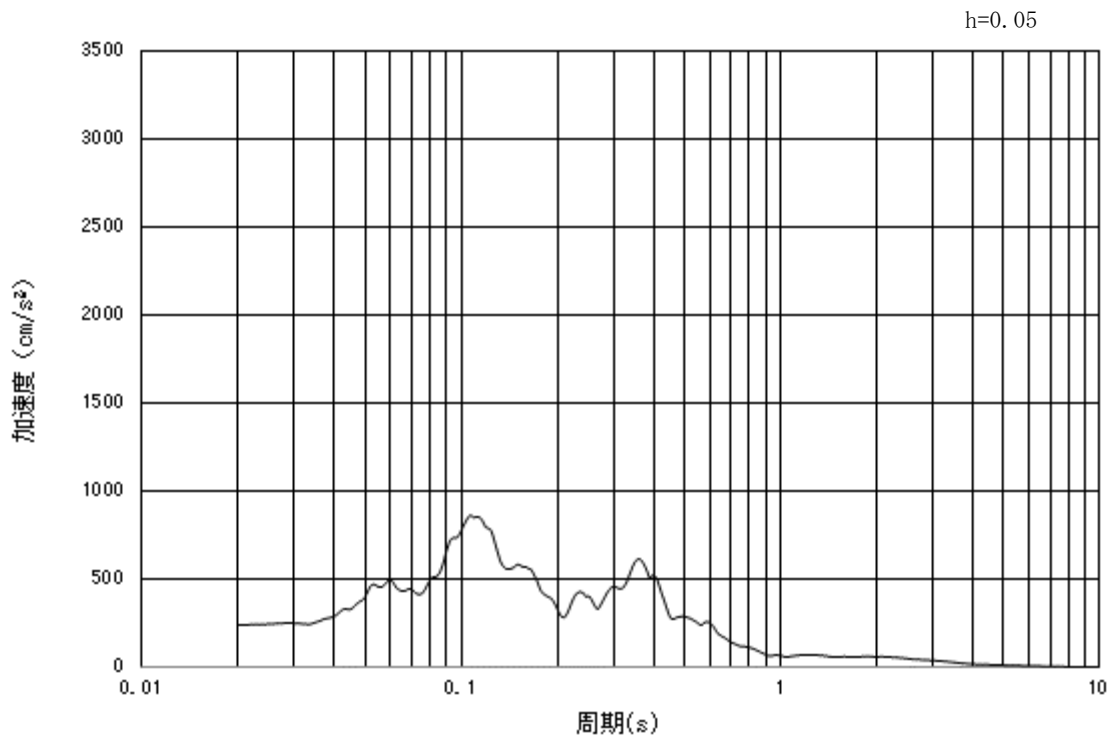


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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)



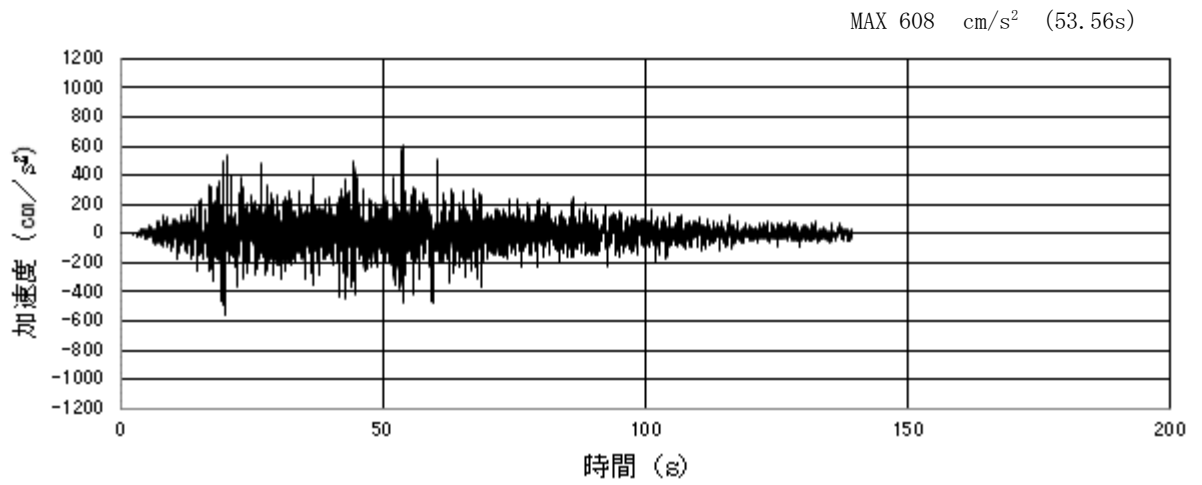
(a) 加速度時刻歴波形



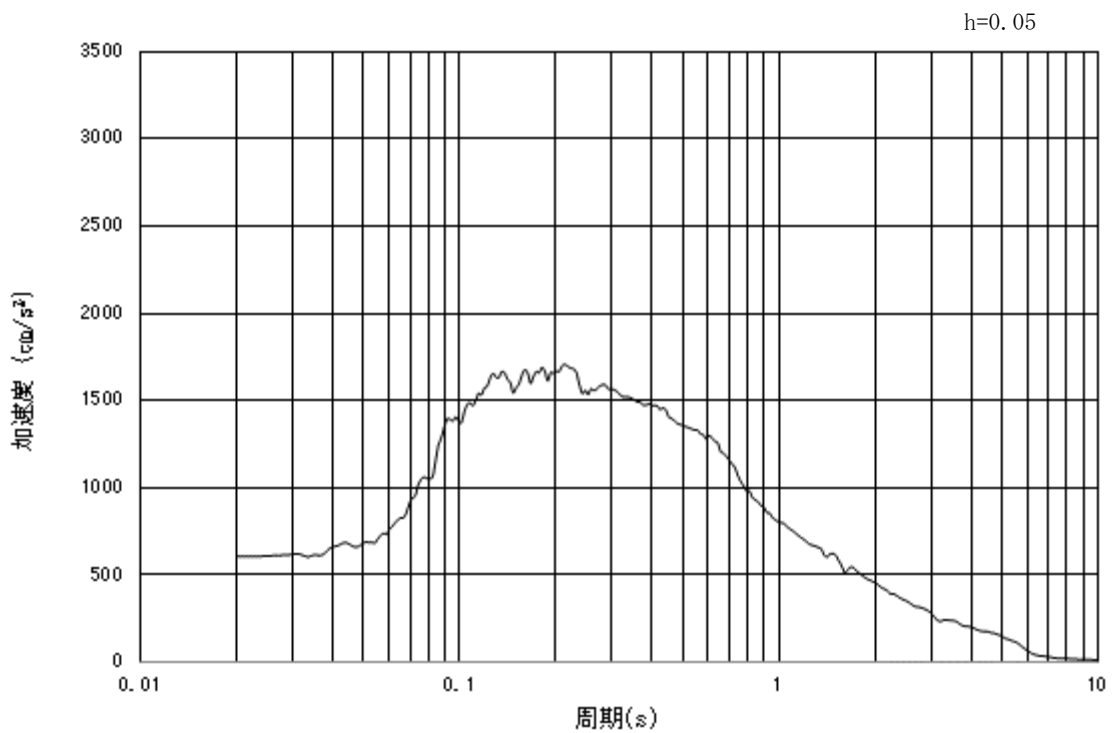
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 (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 : $S_s - 31$)

3.4.2 断面②

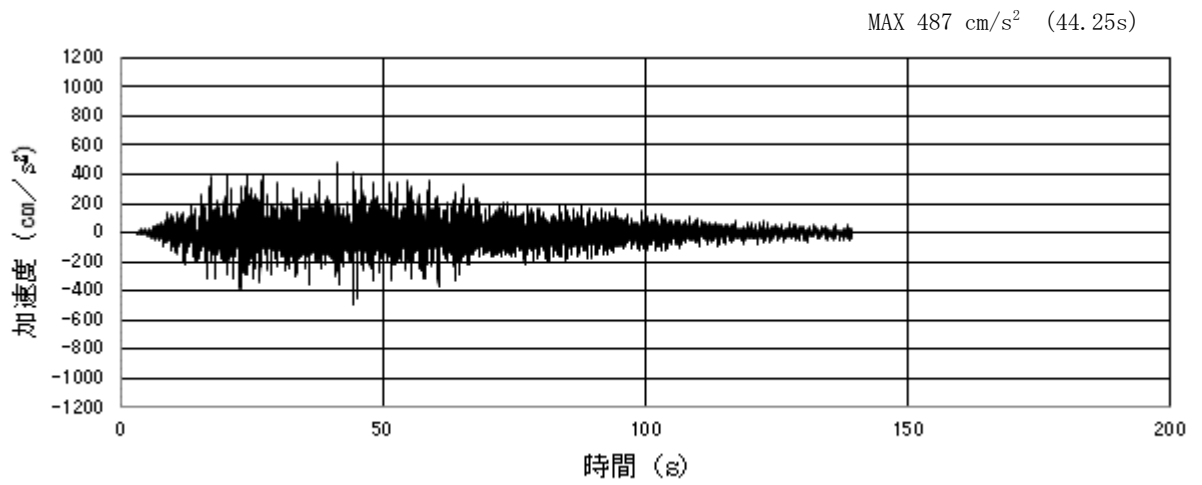


(a) 加速度時刻歴波形

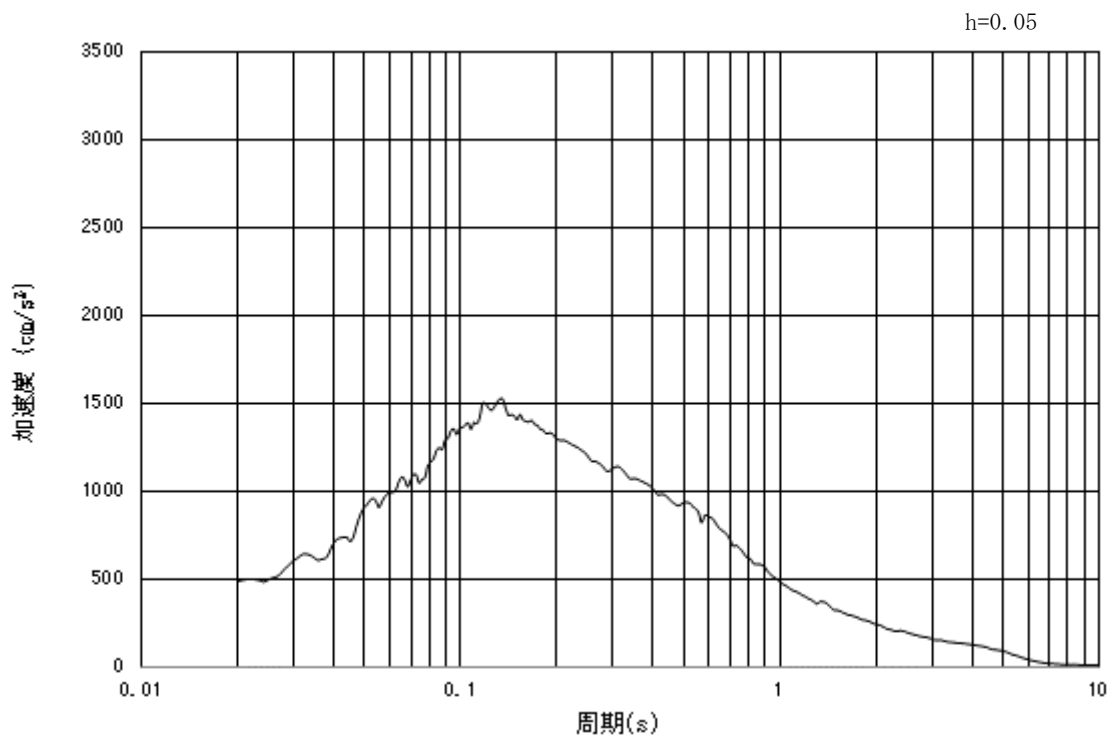


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - D1$)

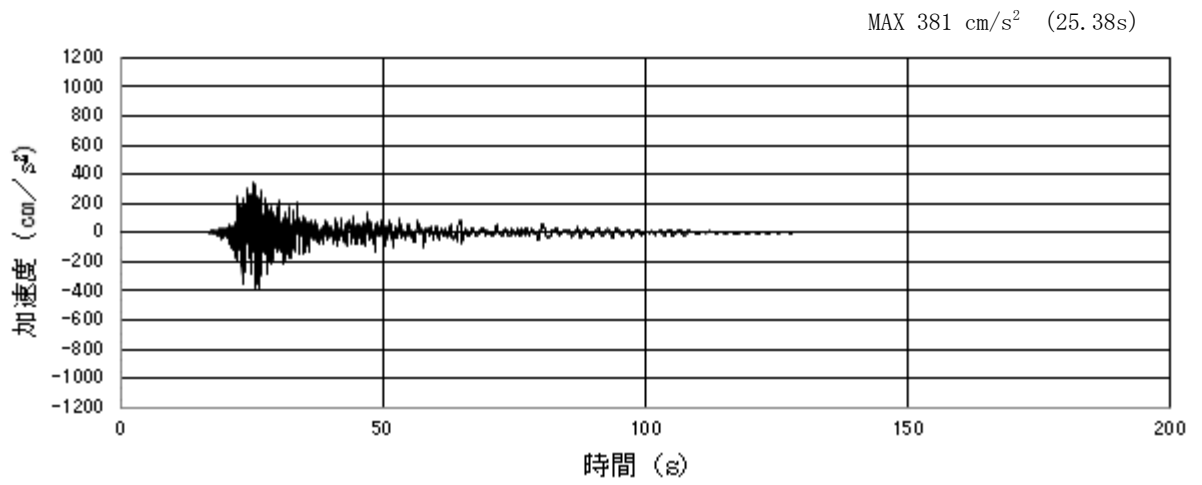


(a) 加速度時刻歴波形

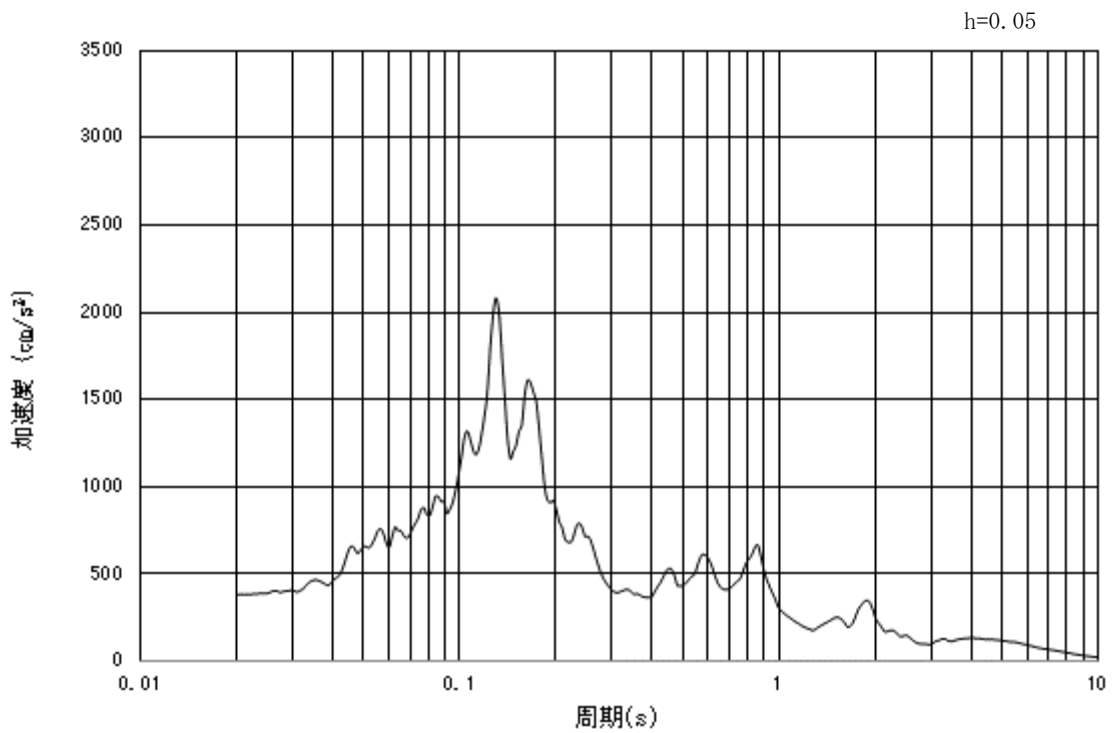


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_s-D1)

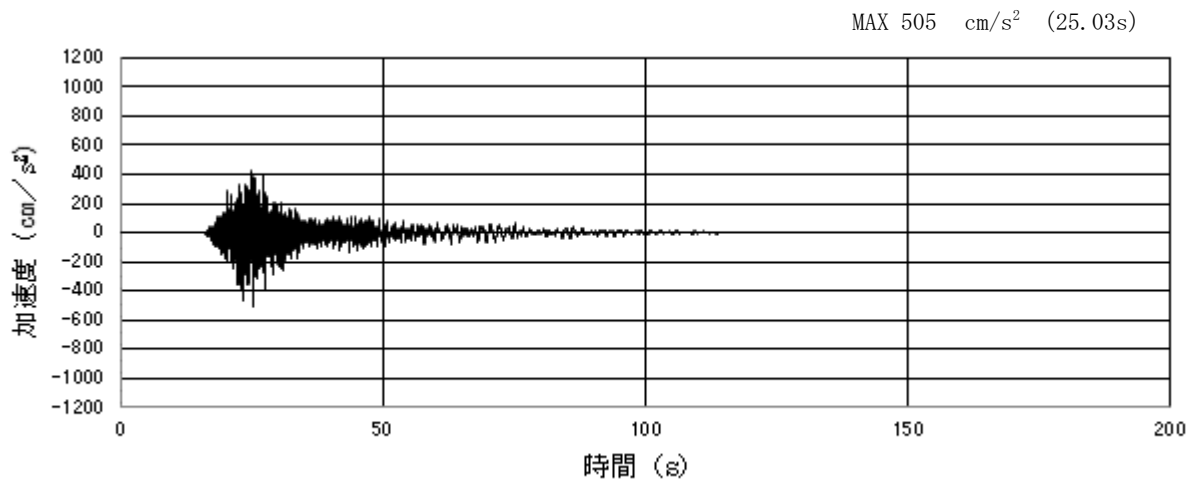


(a) 加速度時刻歴波形

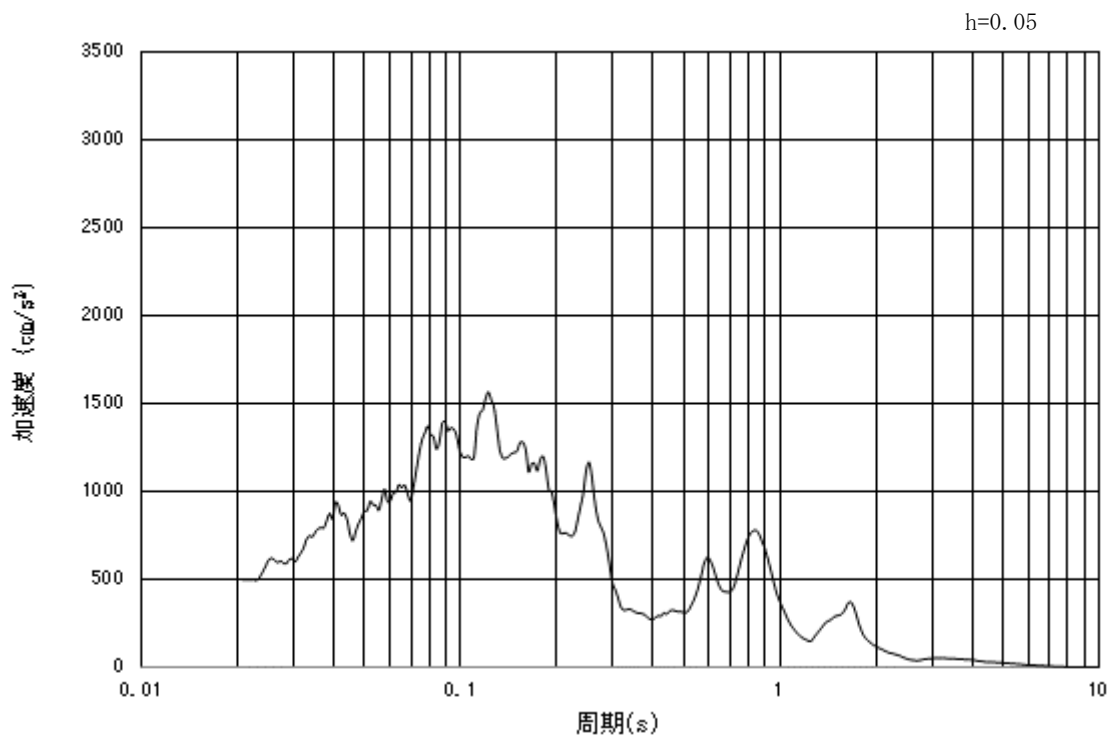


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

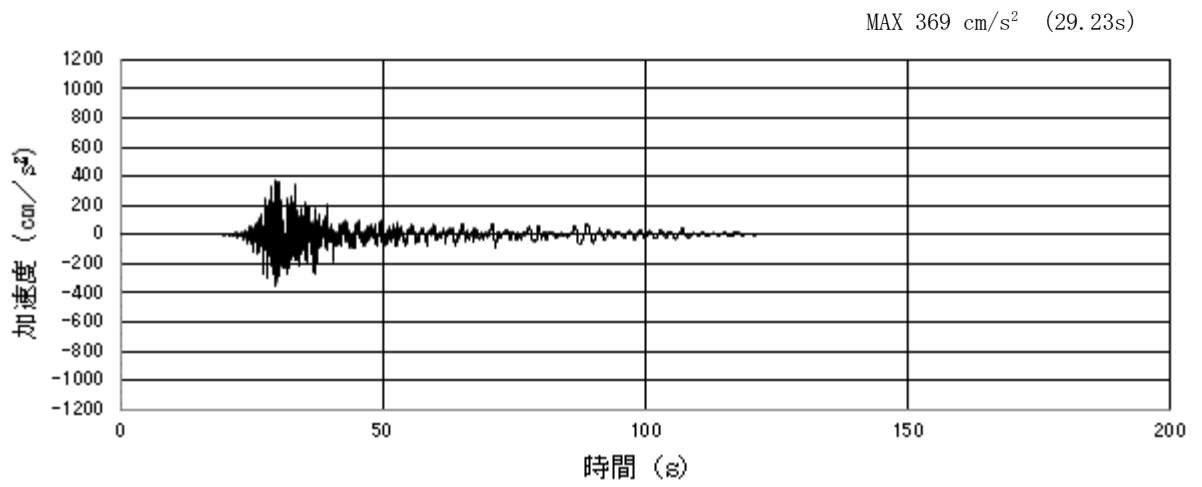


(a) 加速度時刻歴波形

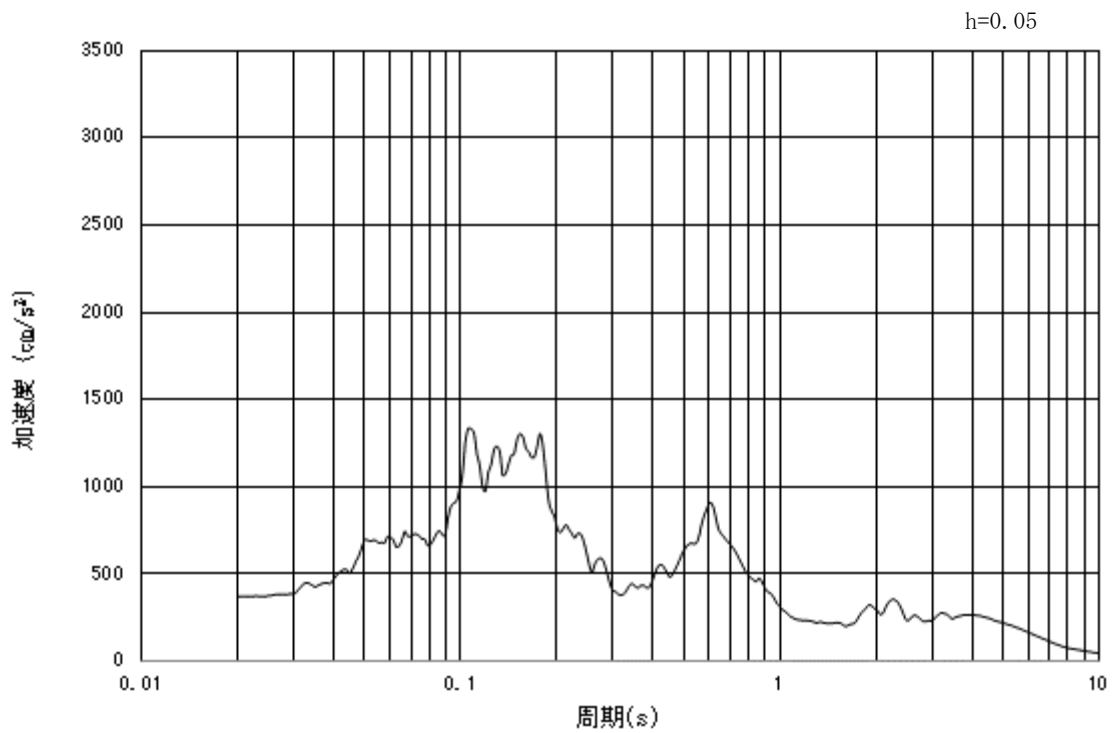


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

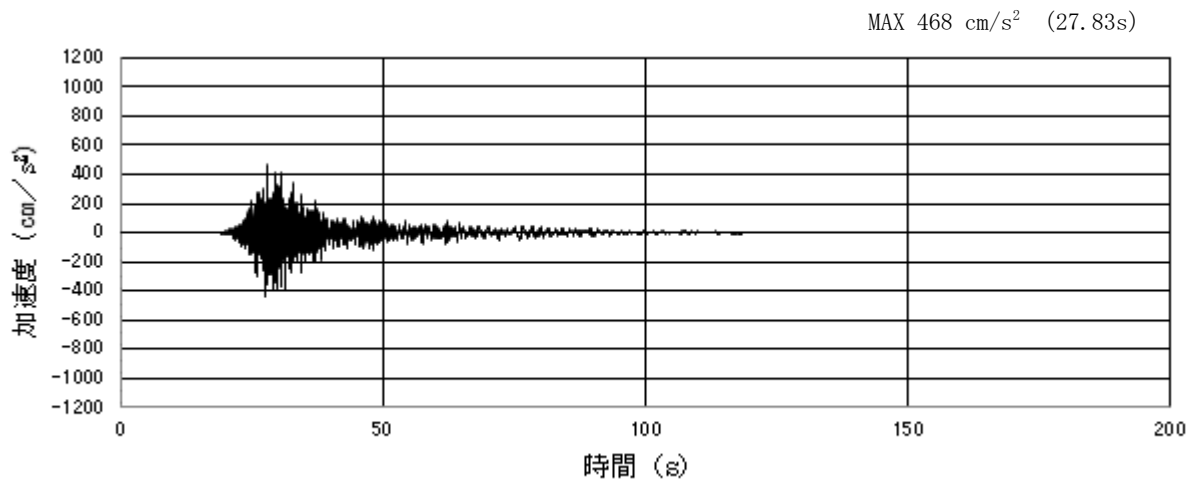


(a) 加速度時刻歴波形

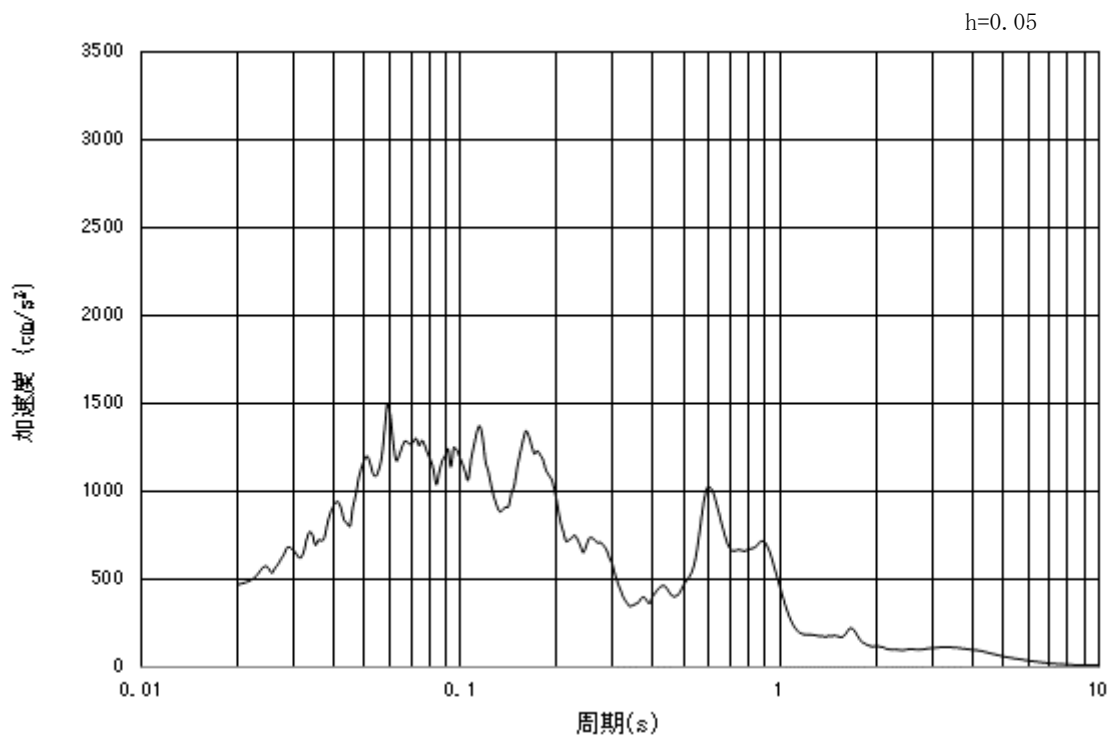


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.2$)

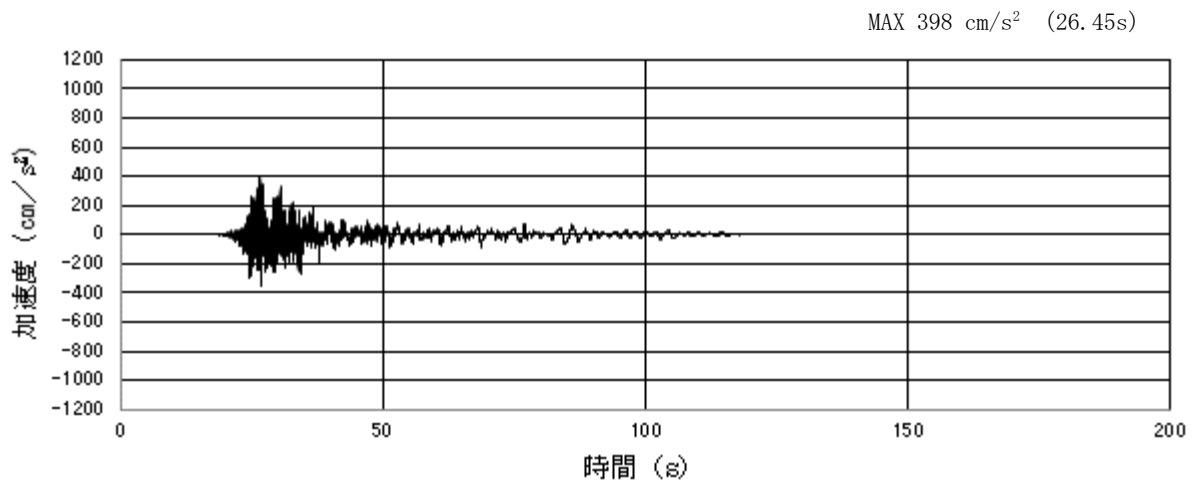


(a) 加速度時刻歴波形

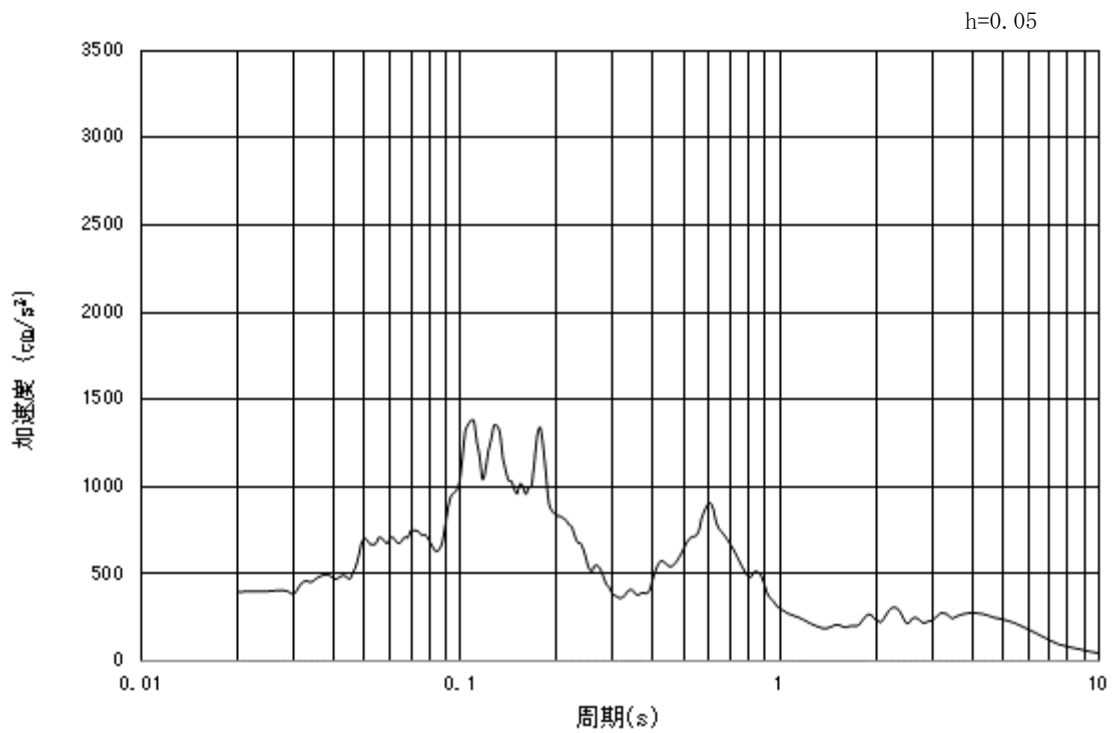


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 12$)

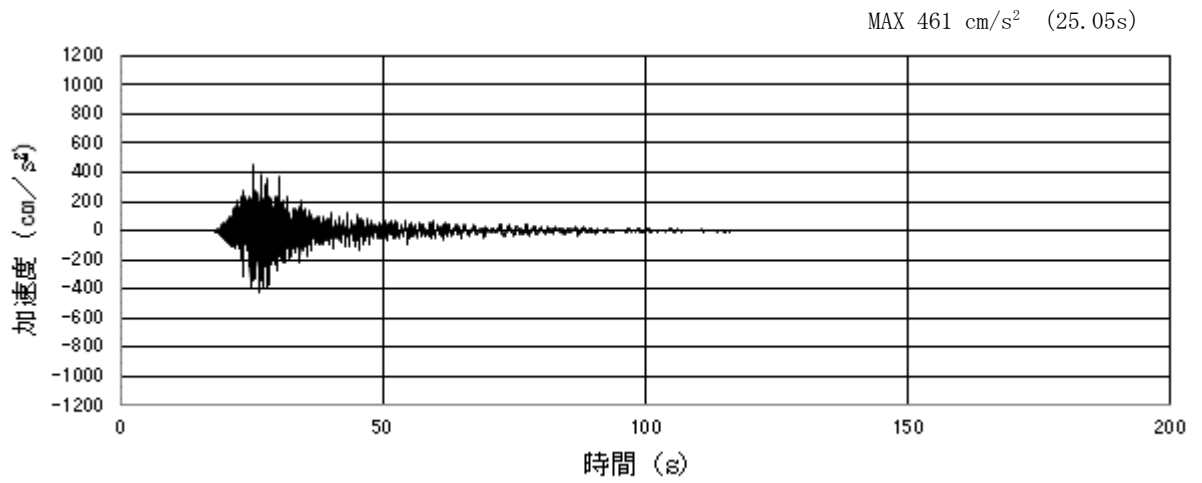


(a) 加速度時刻歴波形

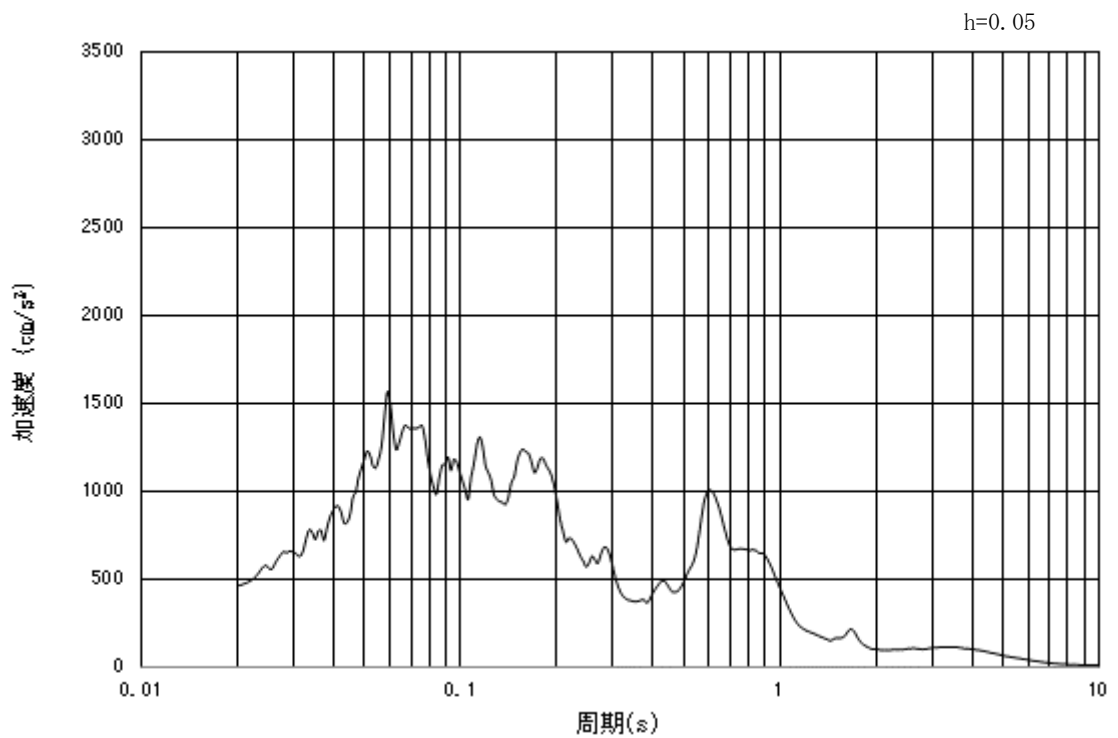


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.3$)

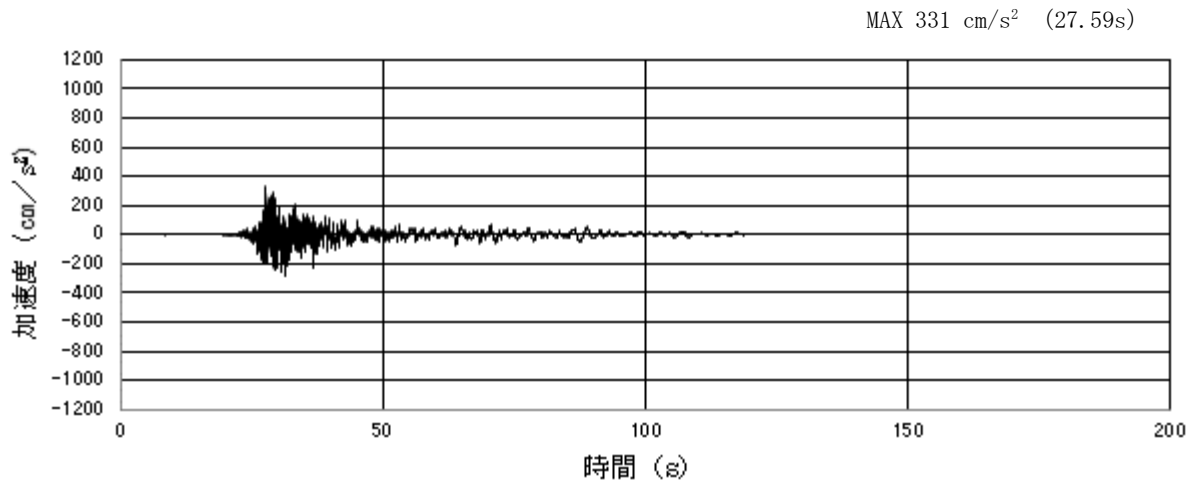


(a) 加速度時刻歴波形

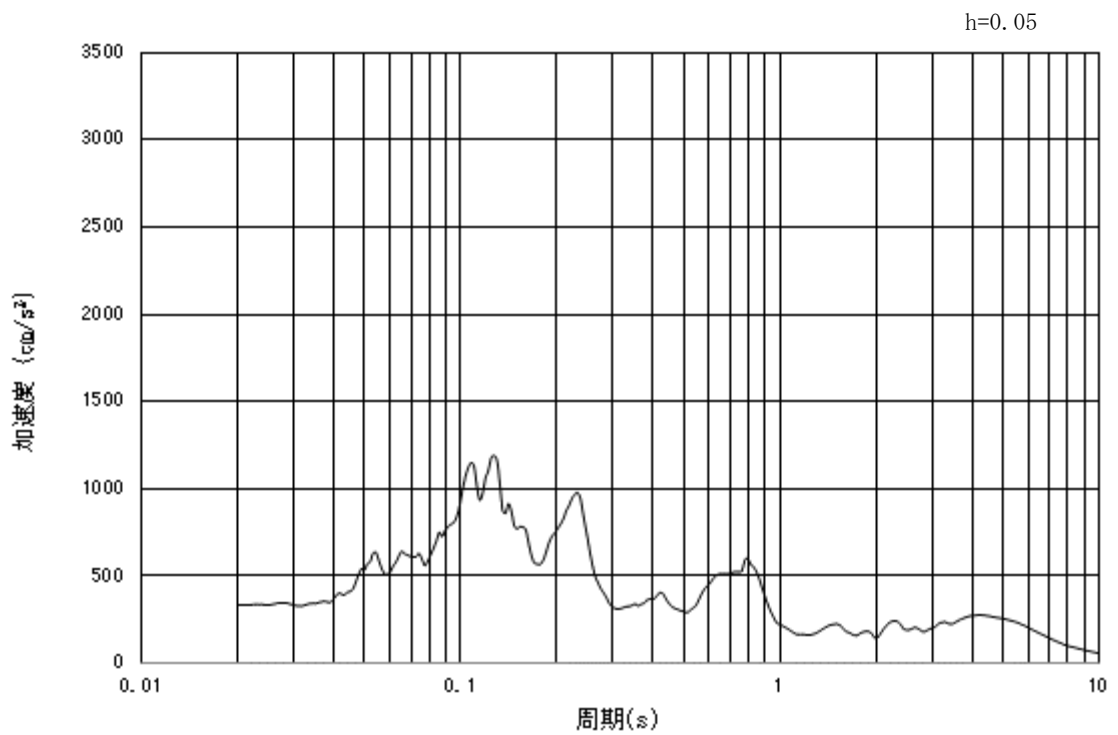


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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)

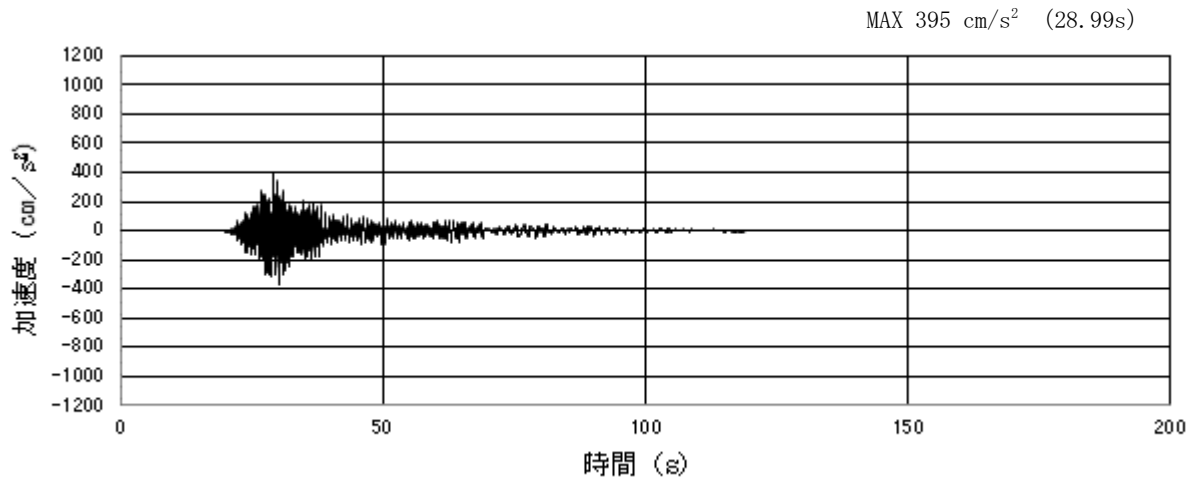


(a) 加速度時刻歴波形

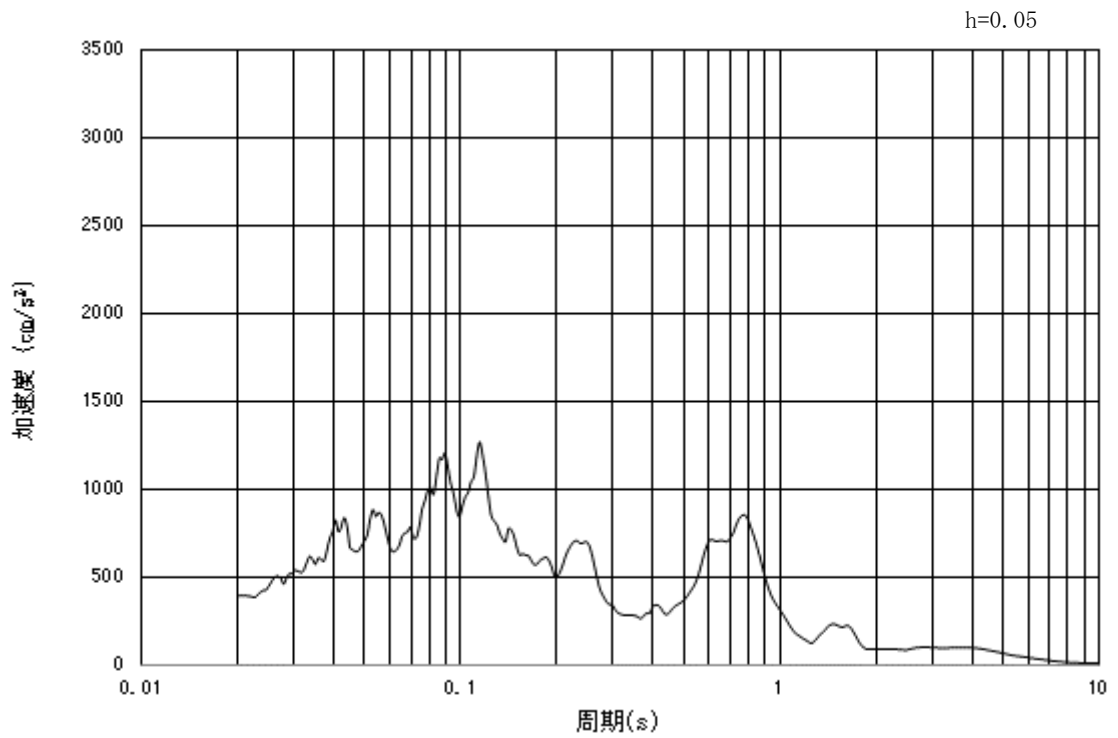


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.4$)

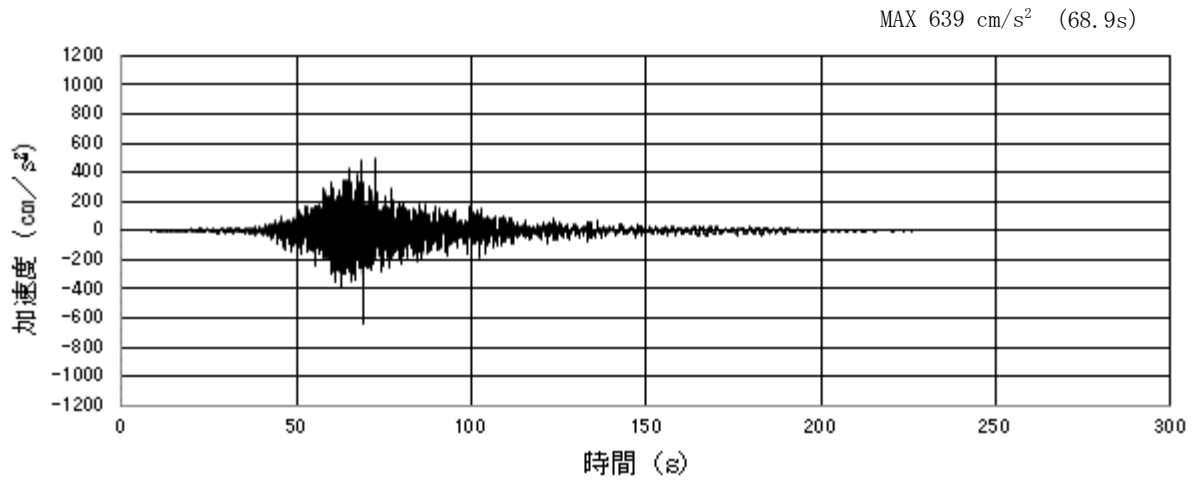


(a) 加速度時刻歴波形

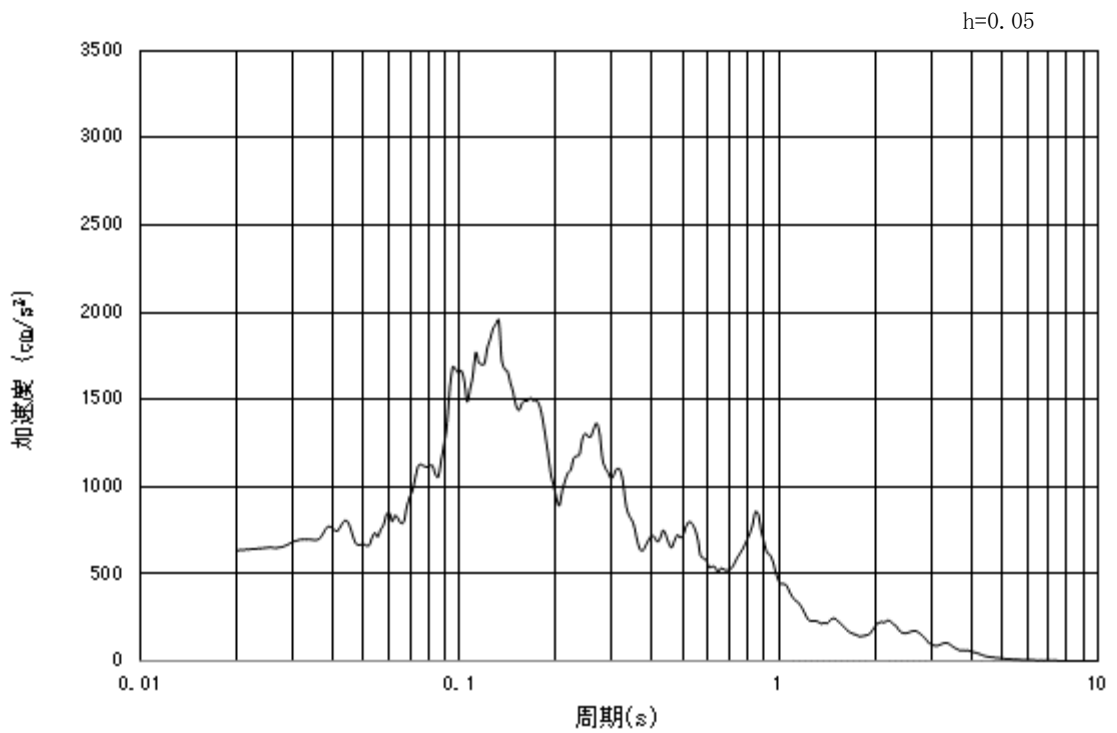


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : $S_s - 1.4$)

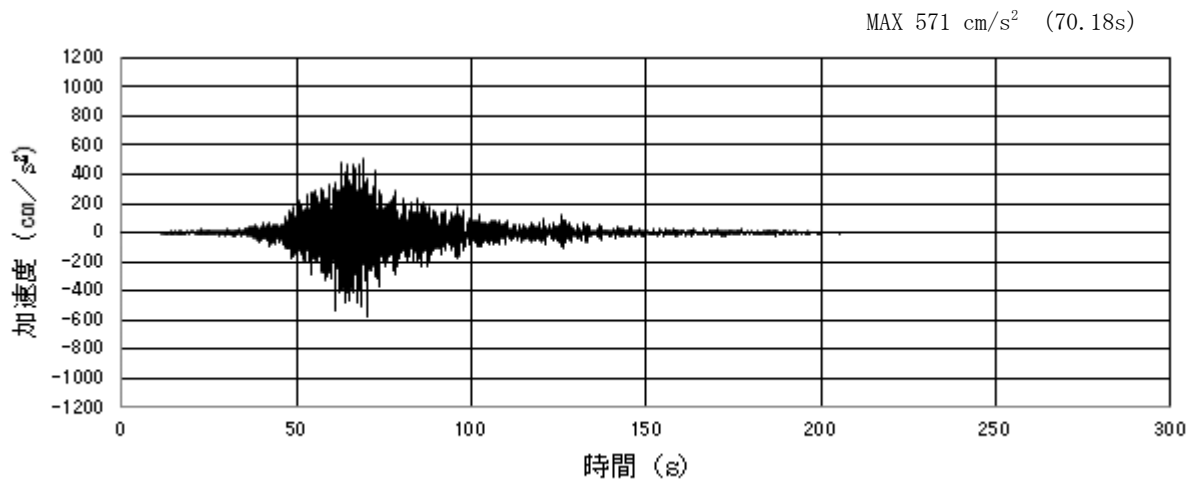


(a) 加速度時刻歴波形

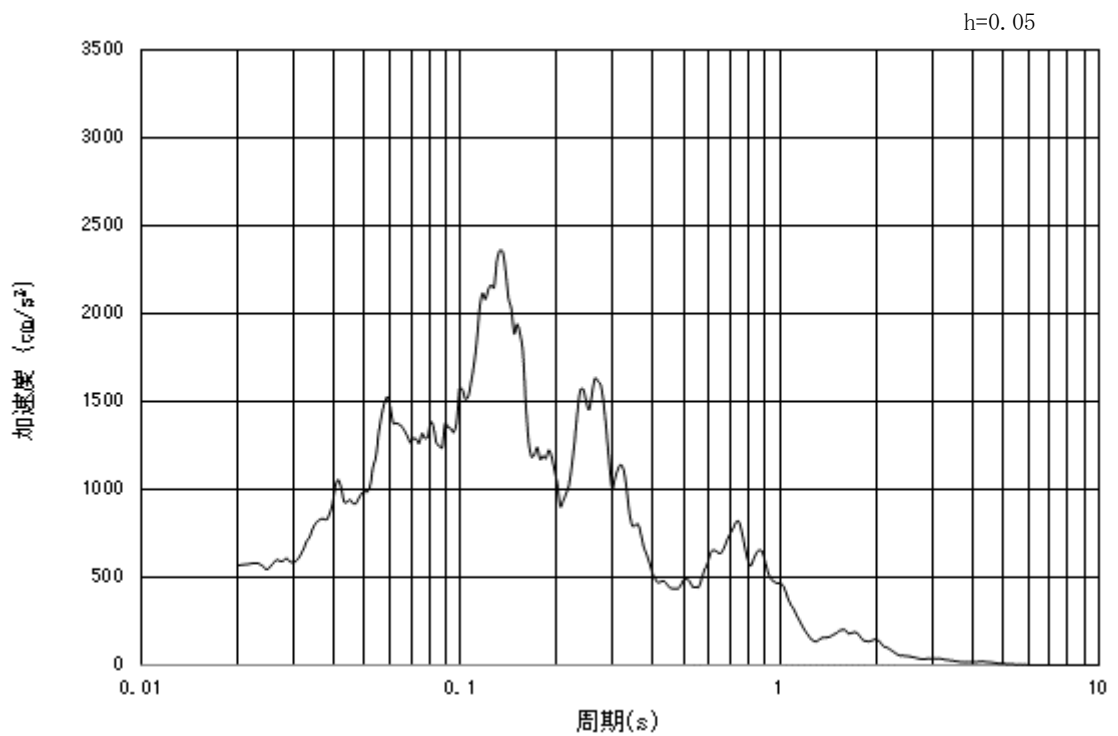


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.1$)

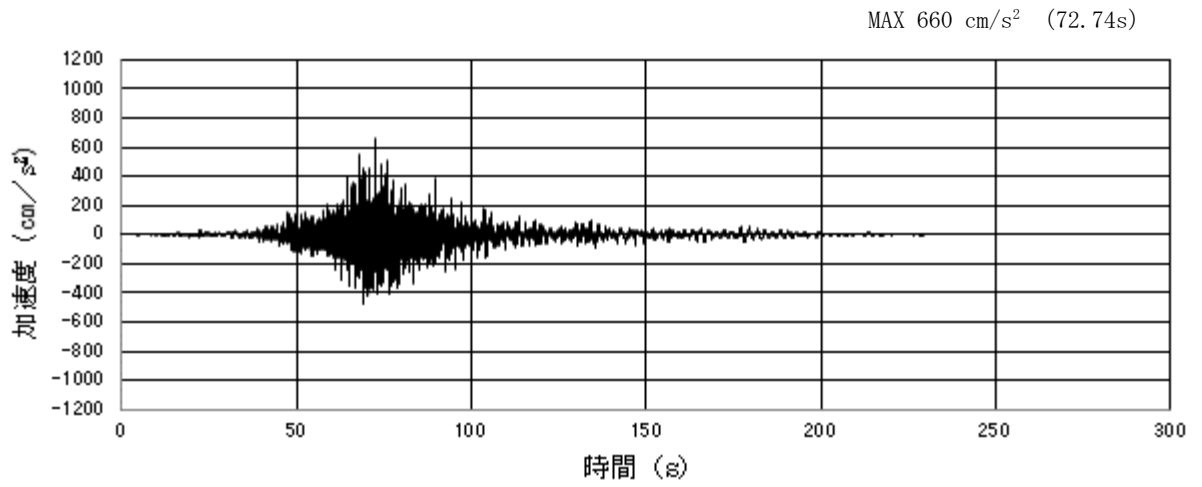


(a) 加速度時刻歴波形

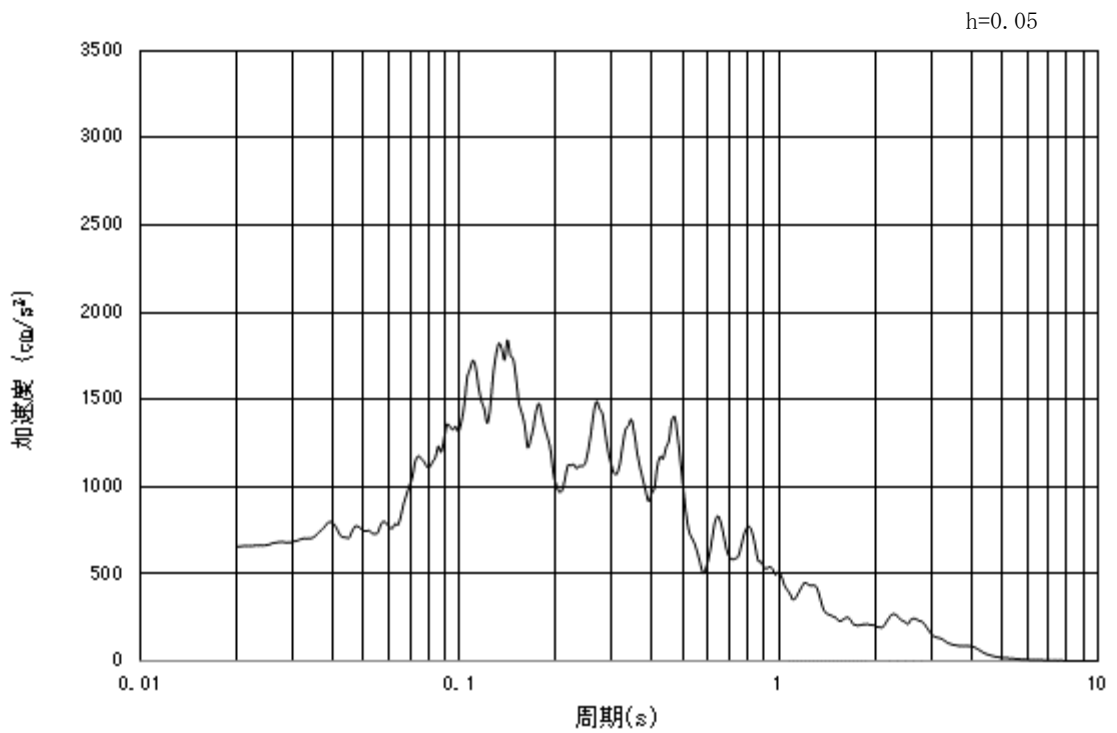


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S_s - 2 1)

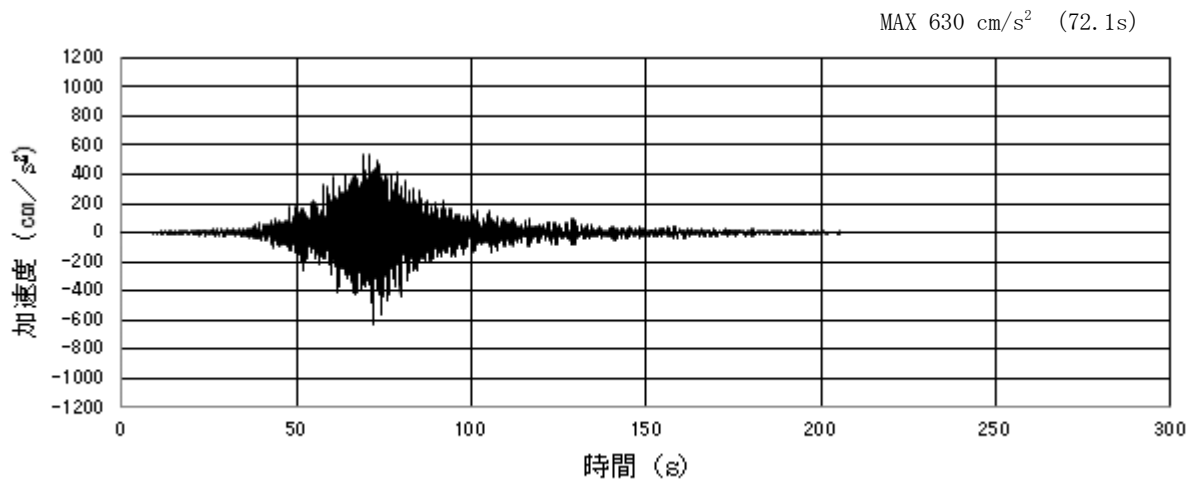


(a) 加速度時刻歴波形

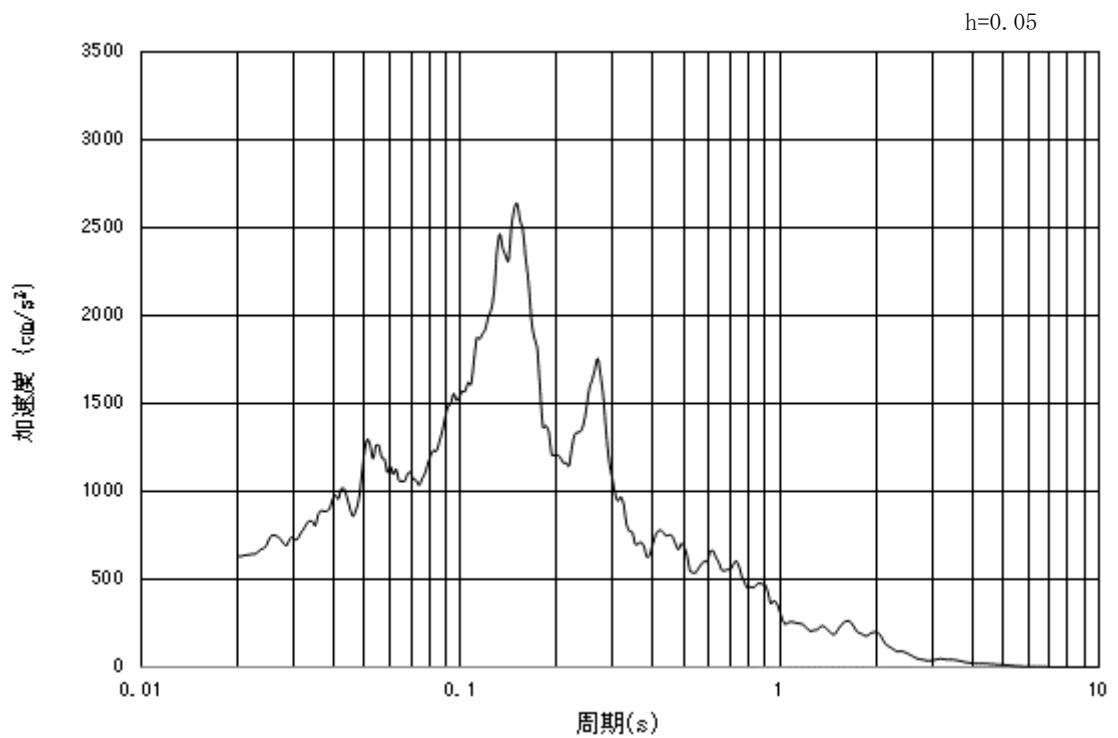


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-22)

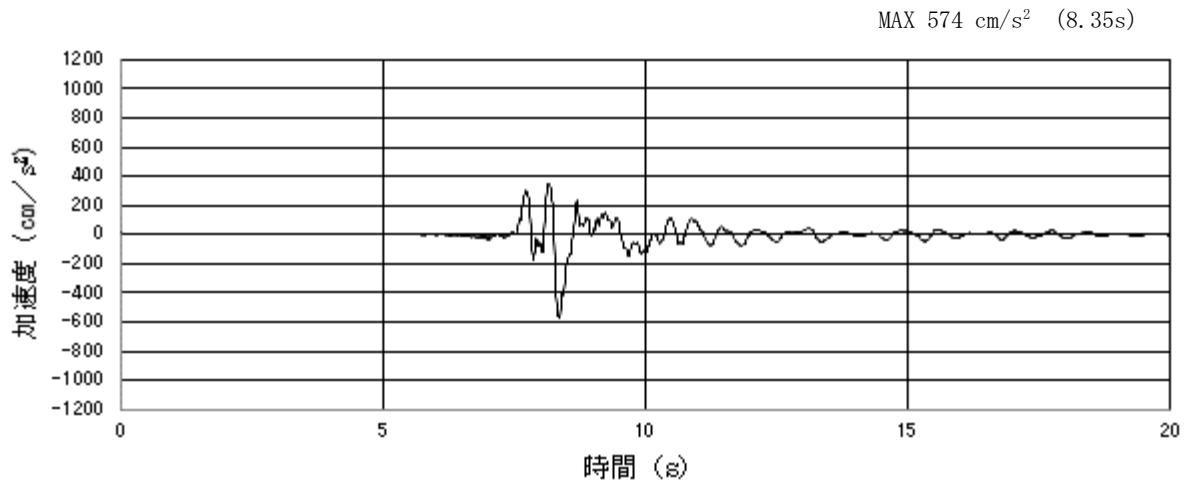


(a) 加速度時刻歴波形

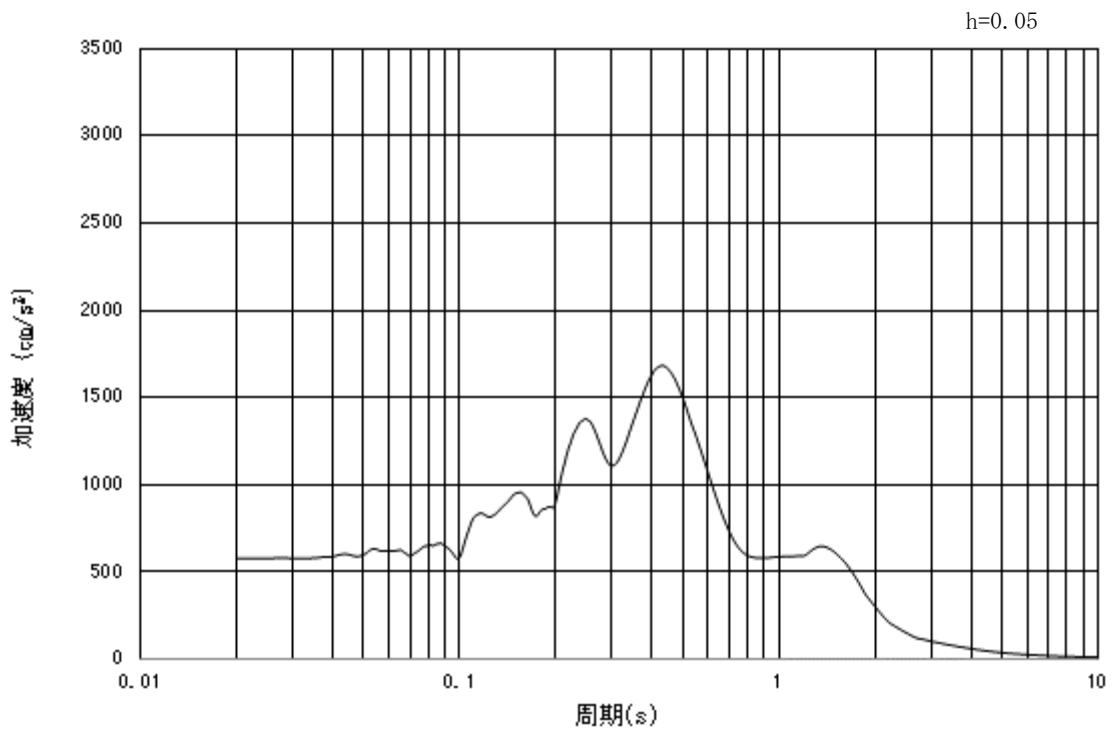


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (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: $S_s - 22$)

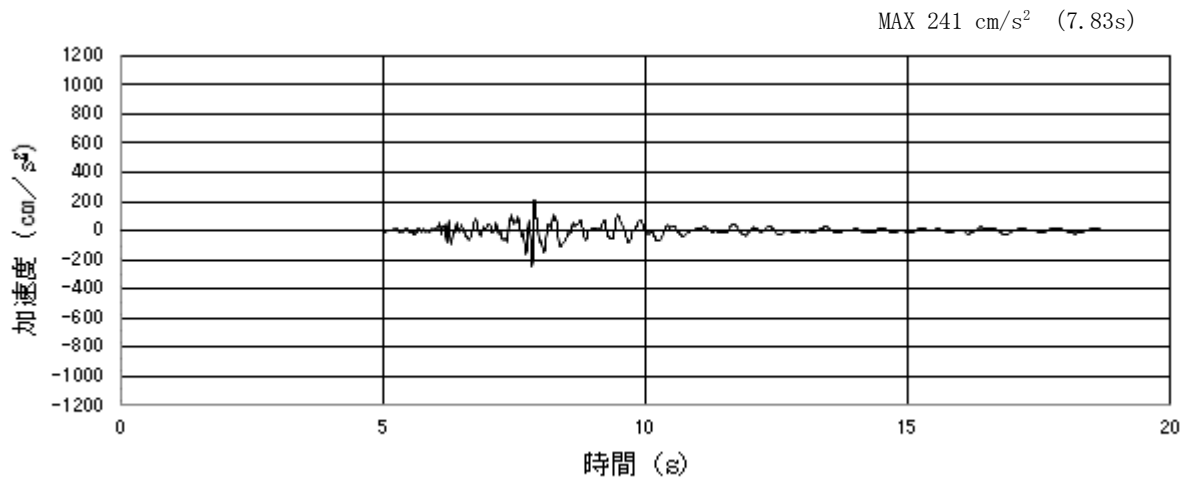


(a) 加速度時刻歴波形

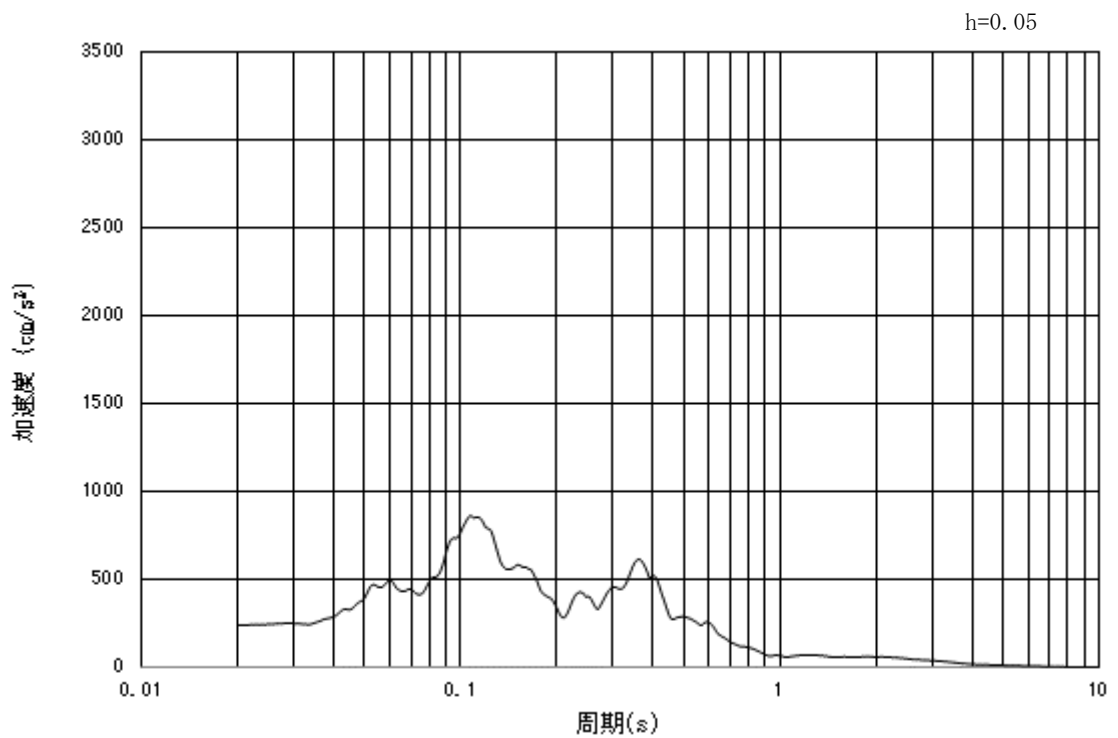


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-3 1)



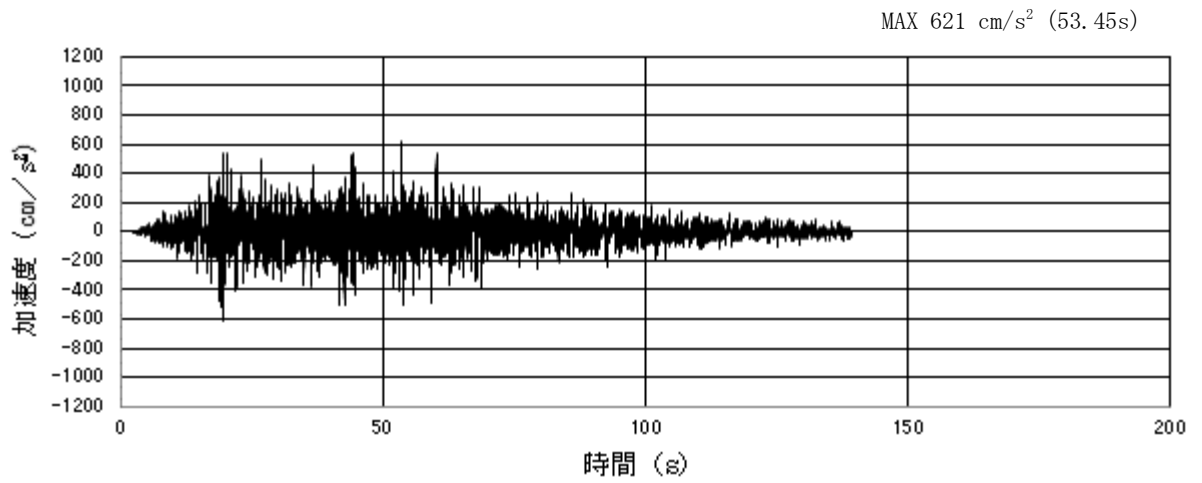
(a) 加速度時刻歴波形



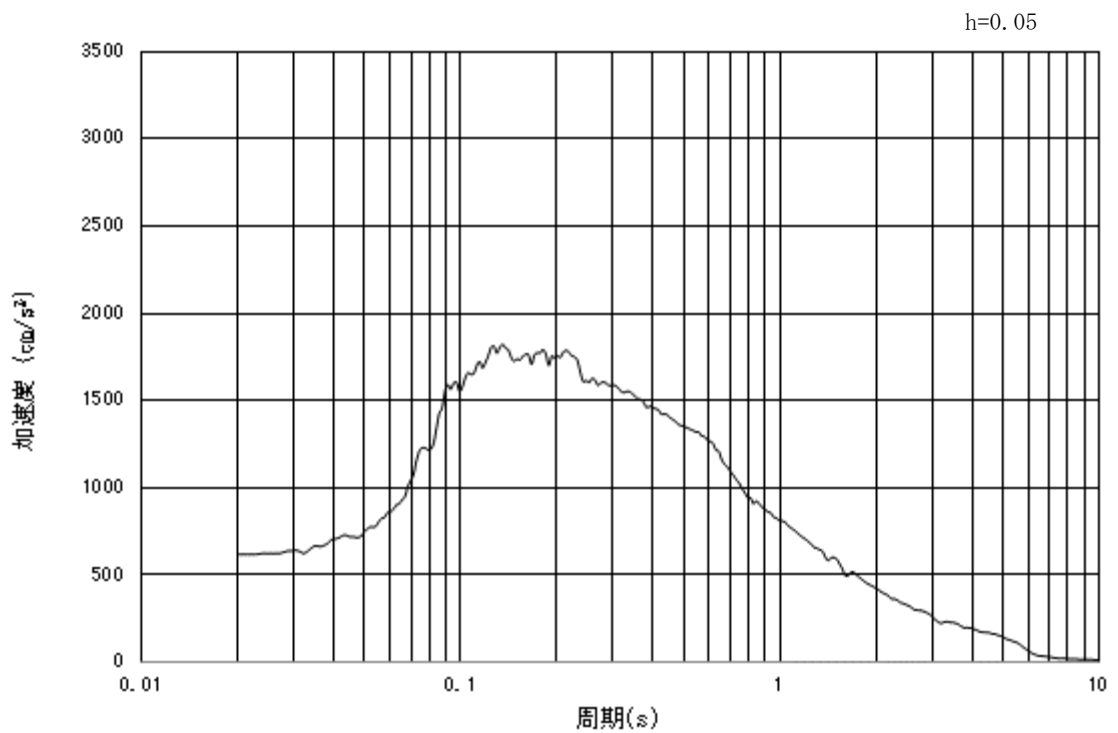
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-1 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 31$)

3.4.3 断面③

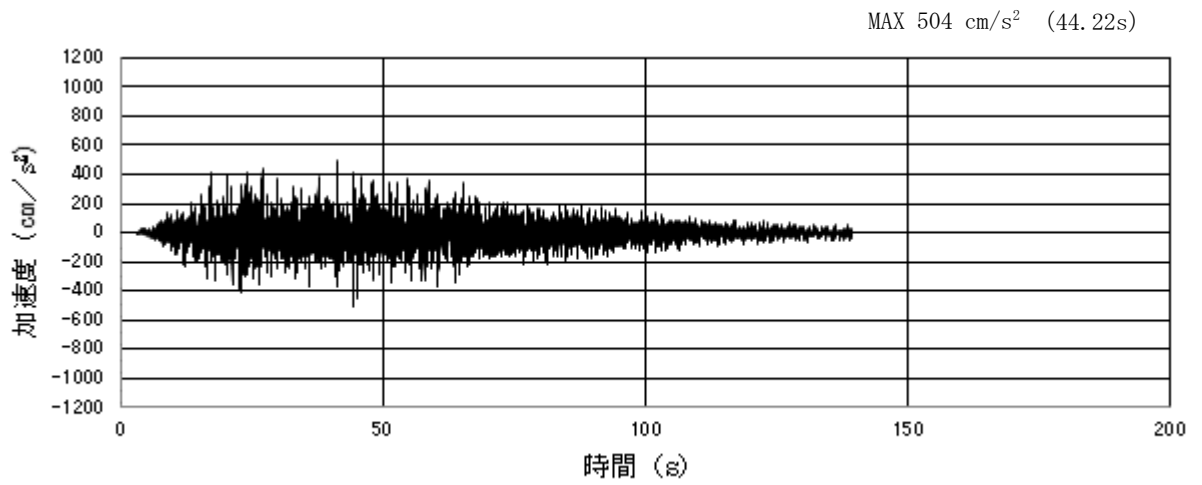


(a) 加速度時刻歴波形

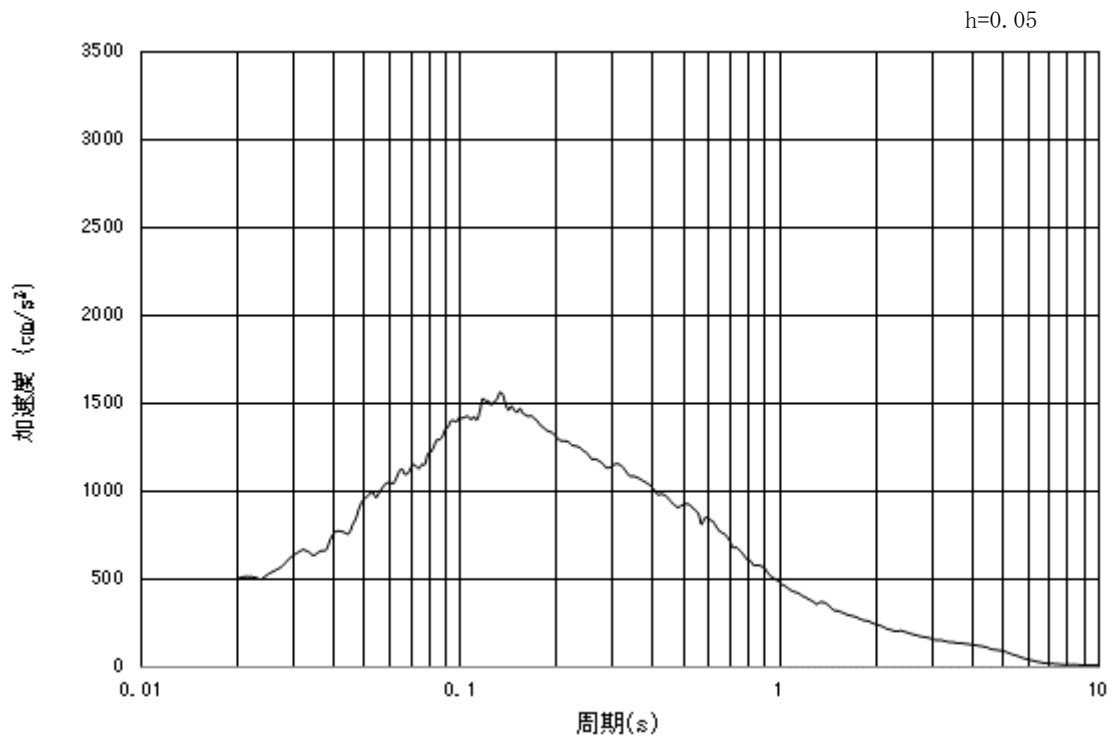


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-D1)

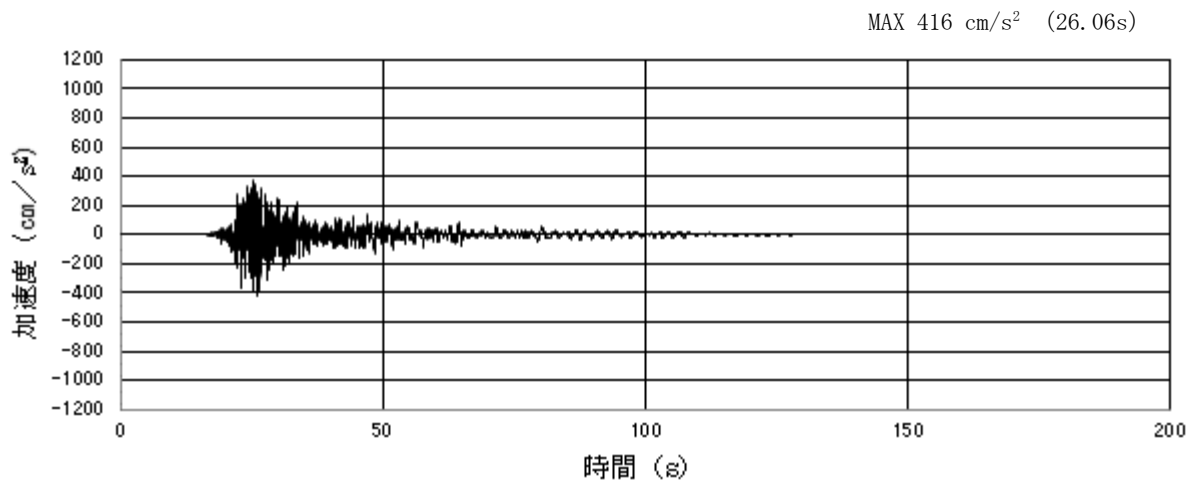


(a) 加速度時刻歴波形

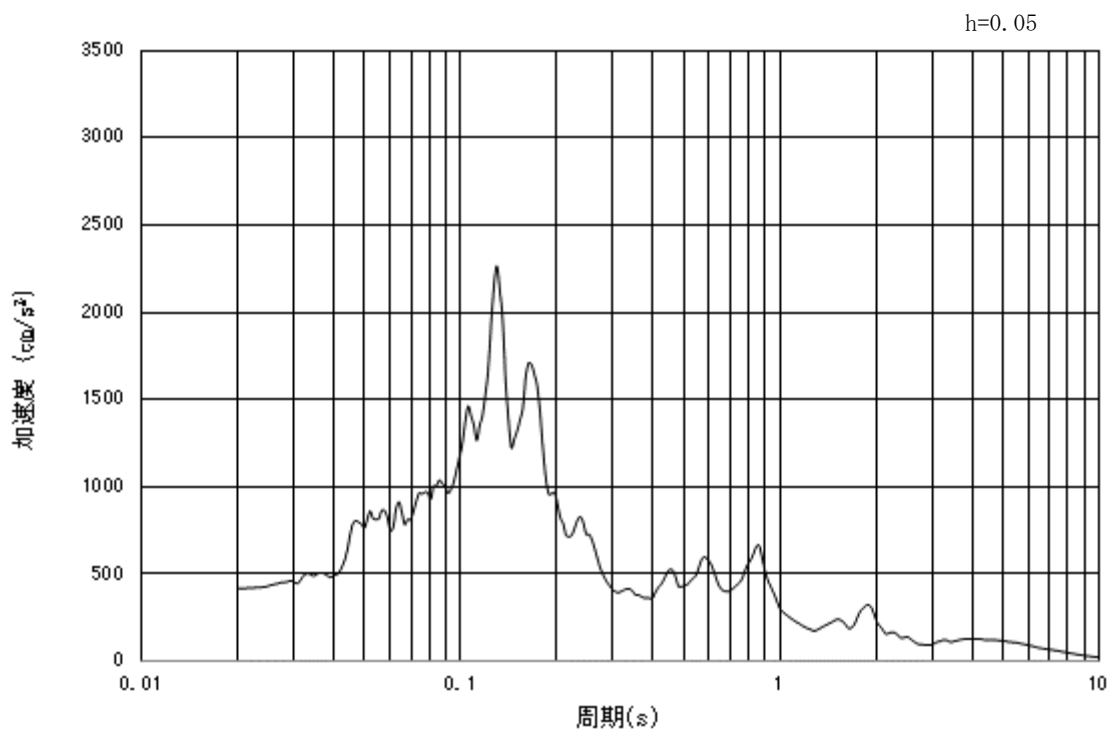


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： $S_s - D1$)

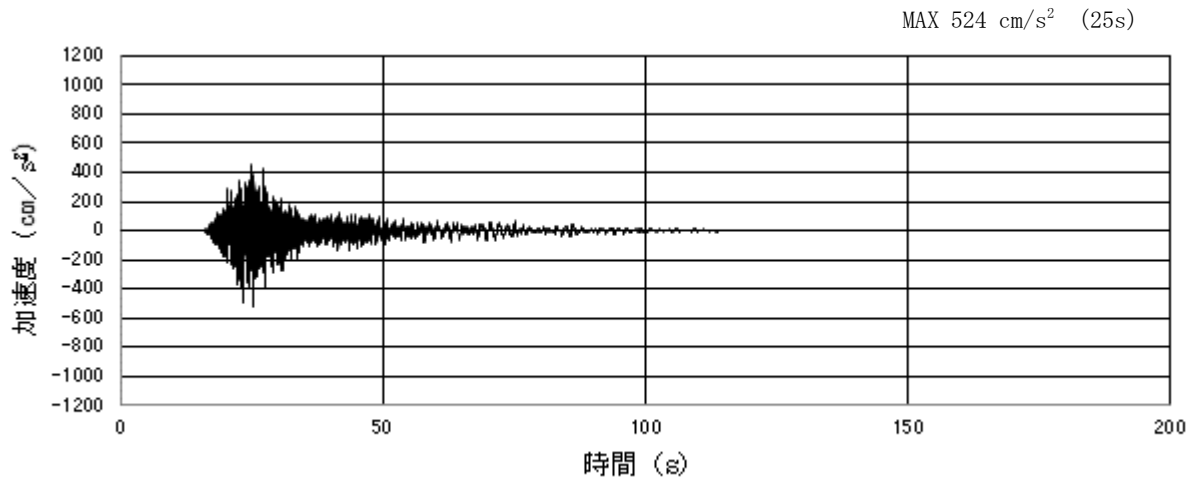


(a) 加速度時刻歴波形

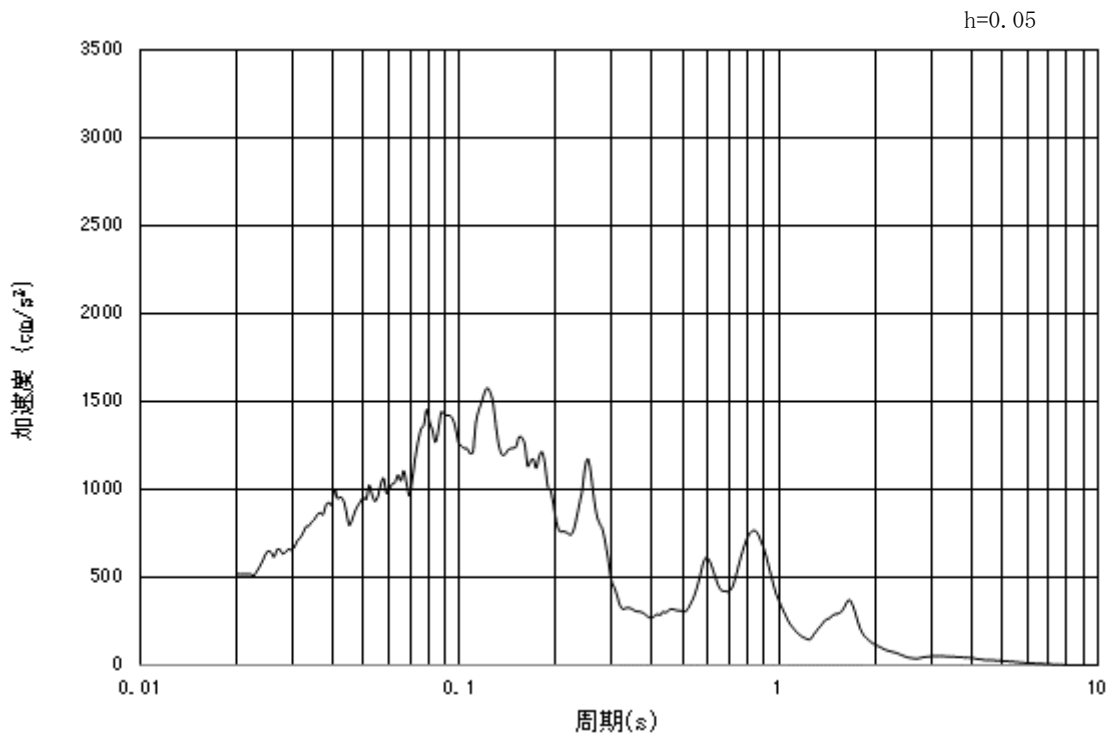


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

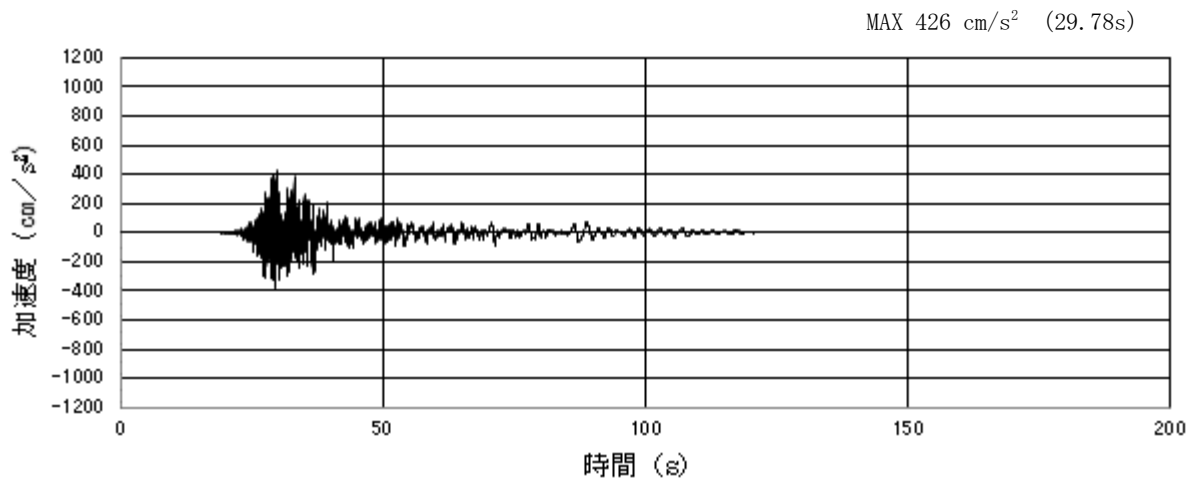


(a) 加速度時刻歴波形

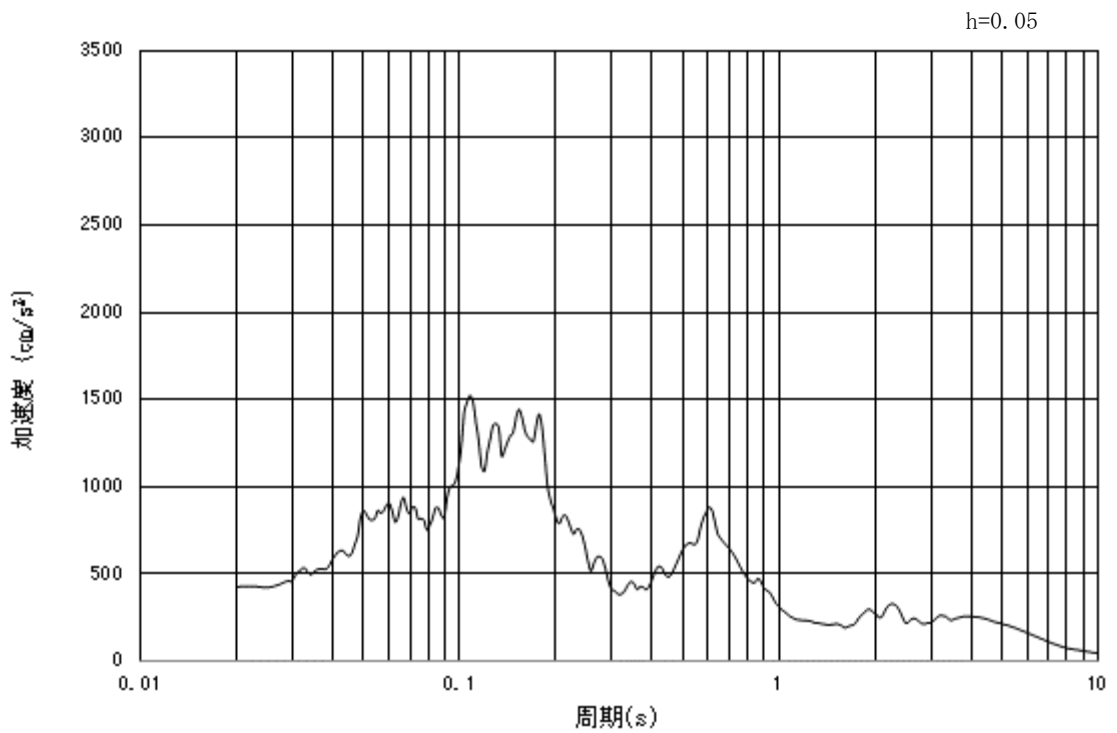


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

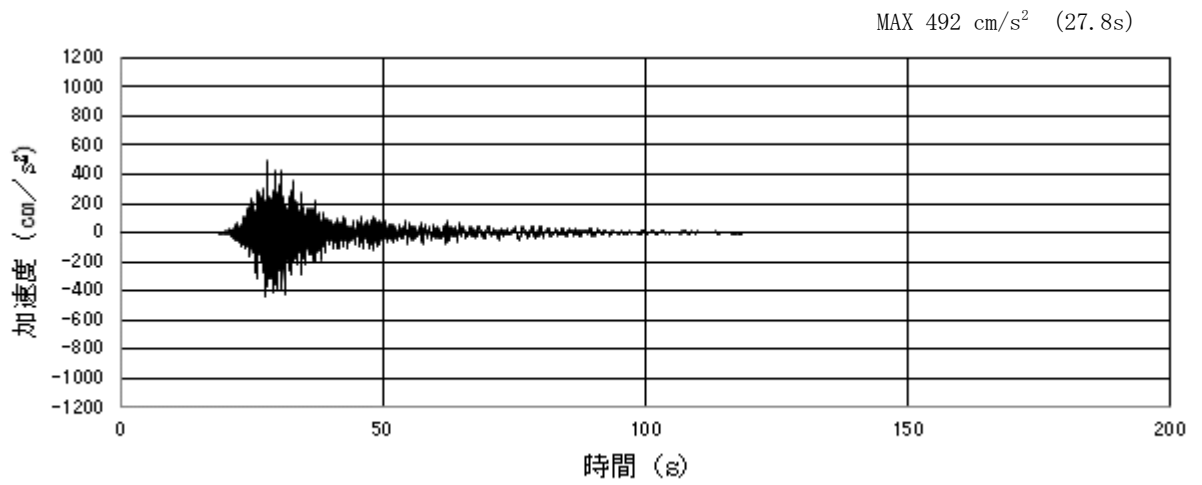


(a) 加速度時刻歴波形

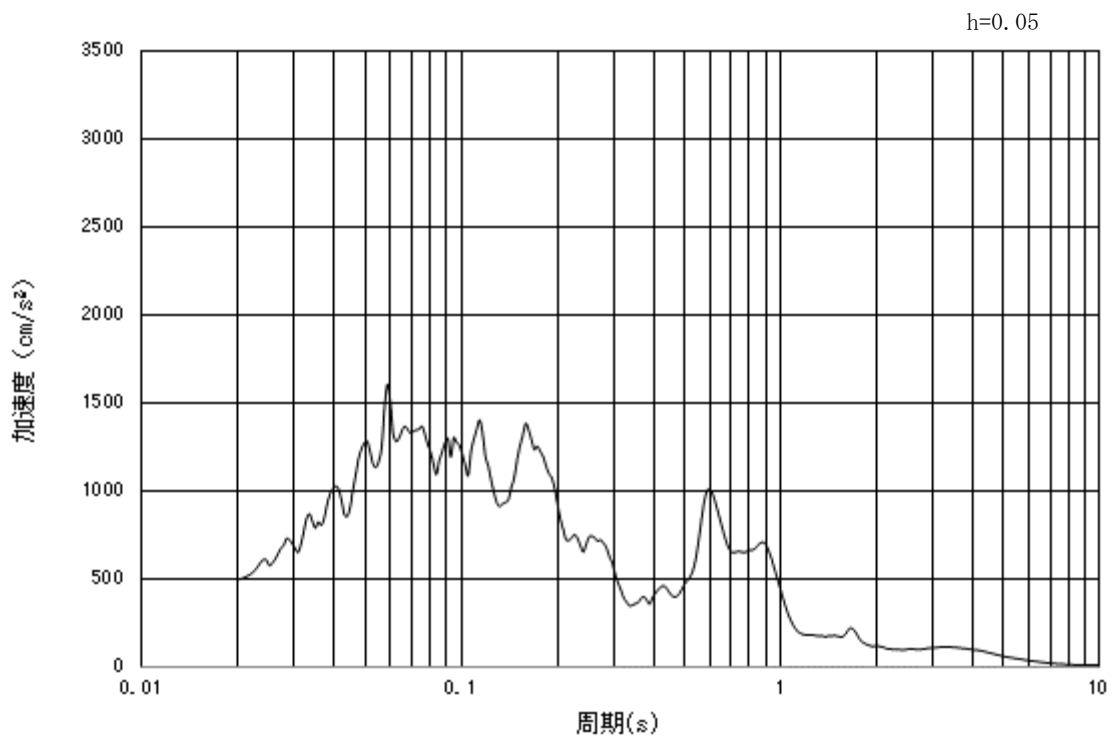


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.2$)

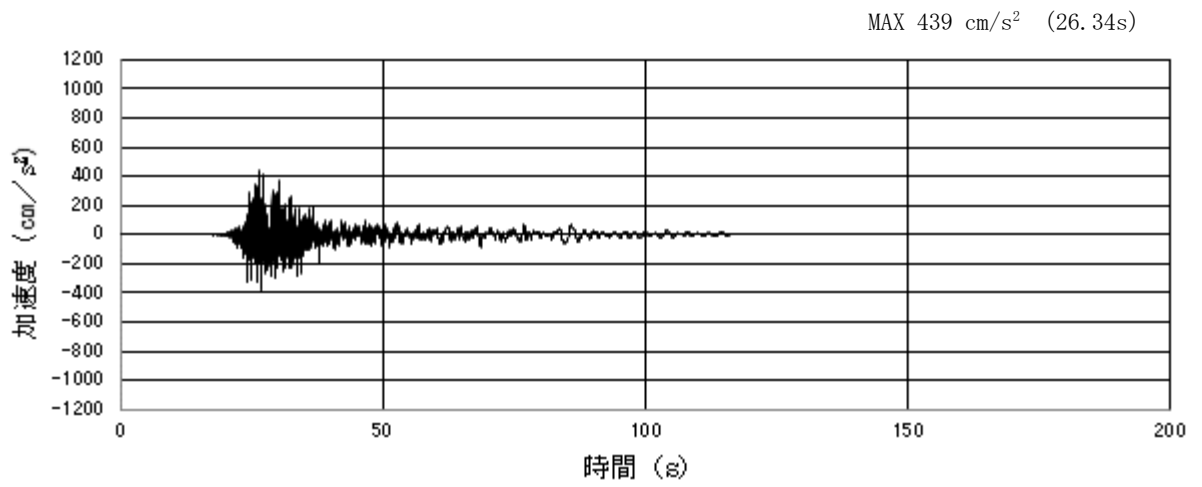


(a) 加速度時刻歴波形

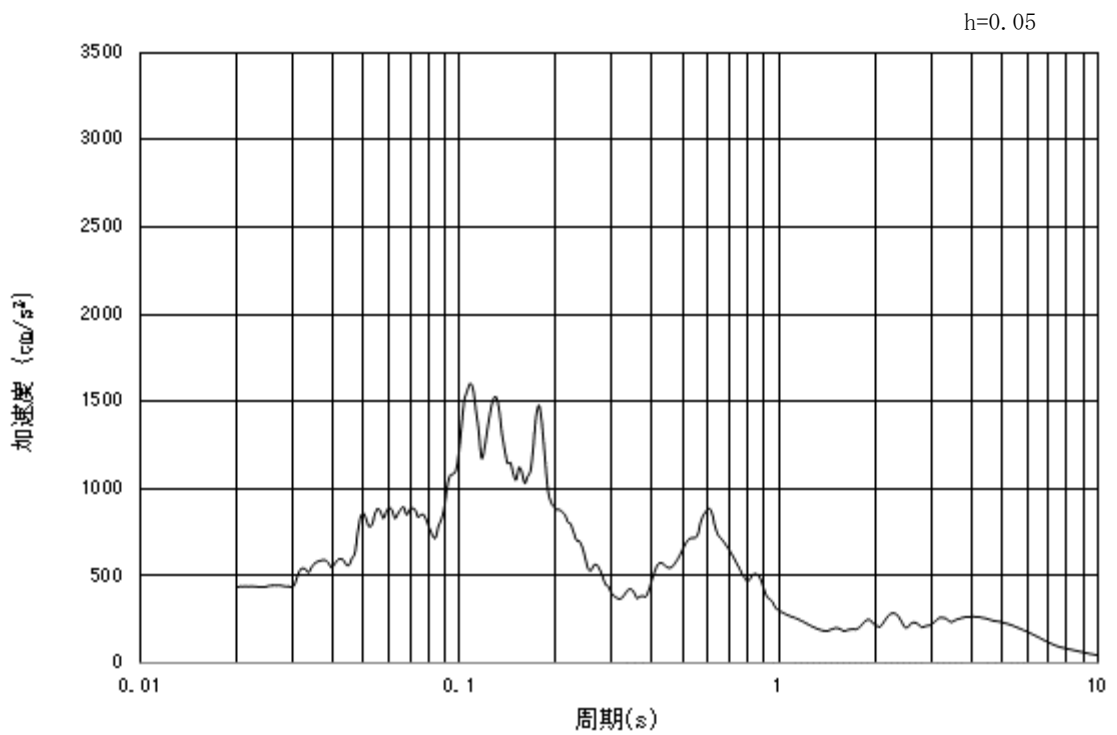


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 12$)

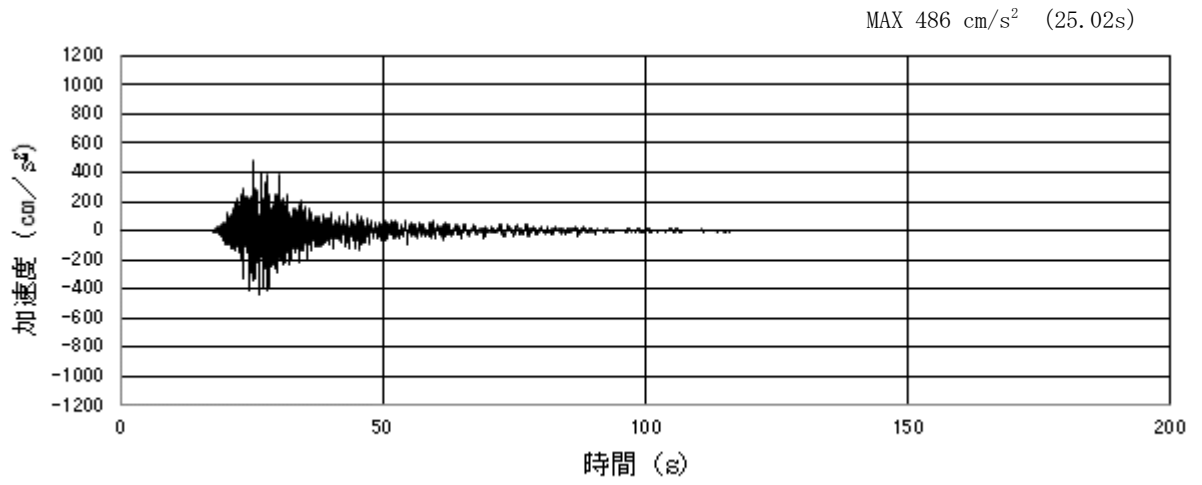


(a) 加速度時刻歴波形

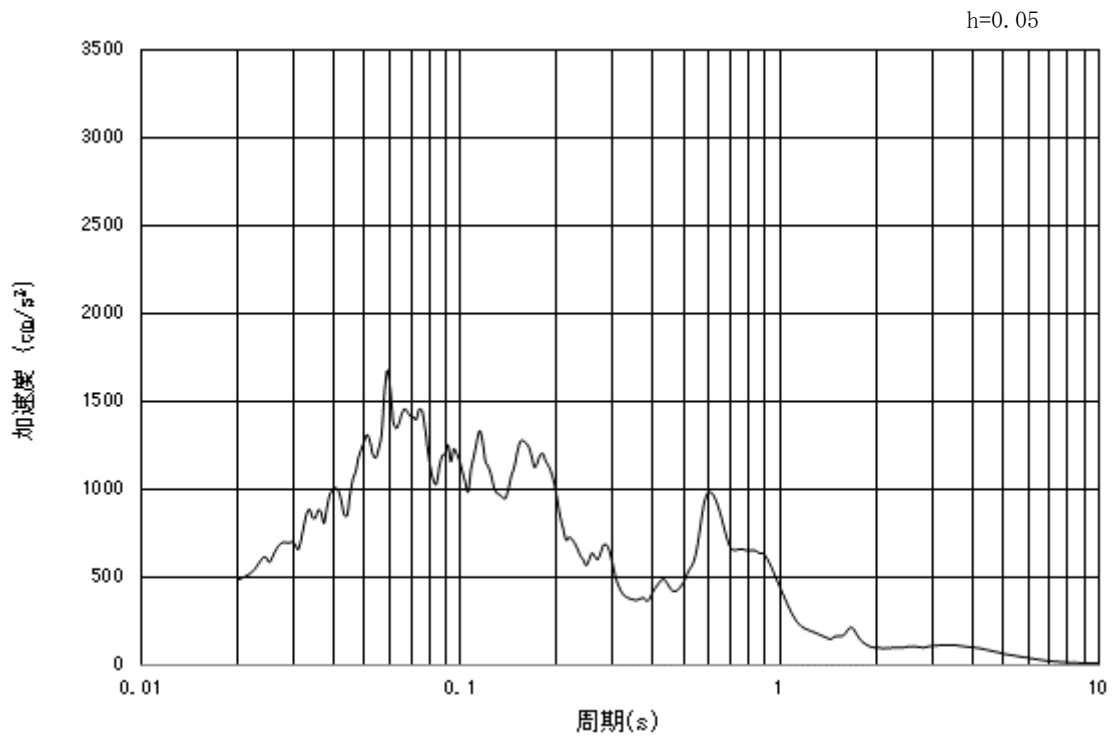


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_s - 1.3$)

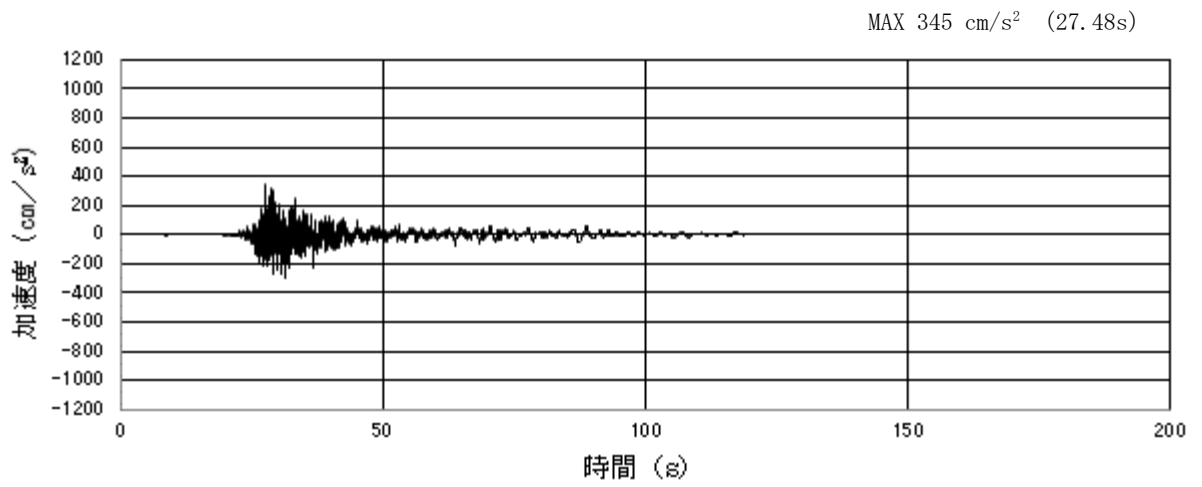


(a) 加速度時刻歴波形

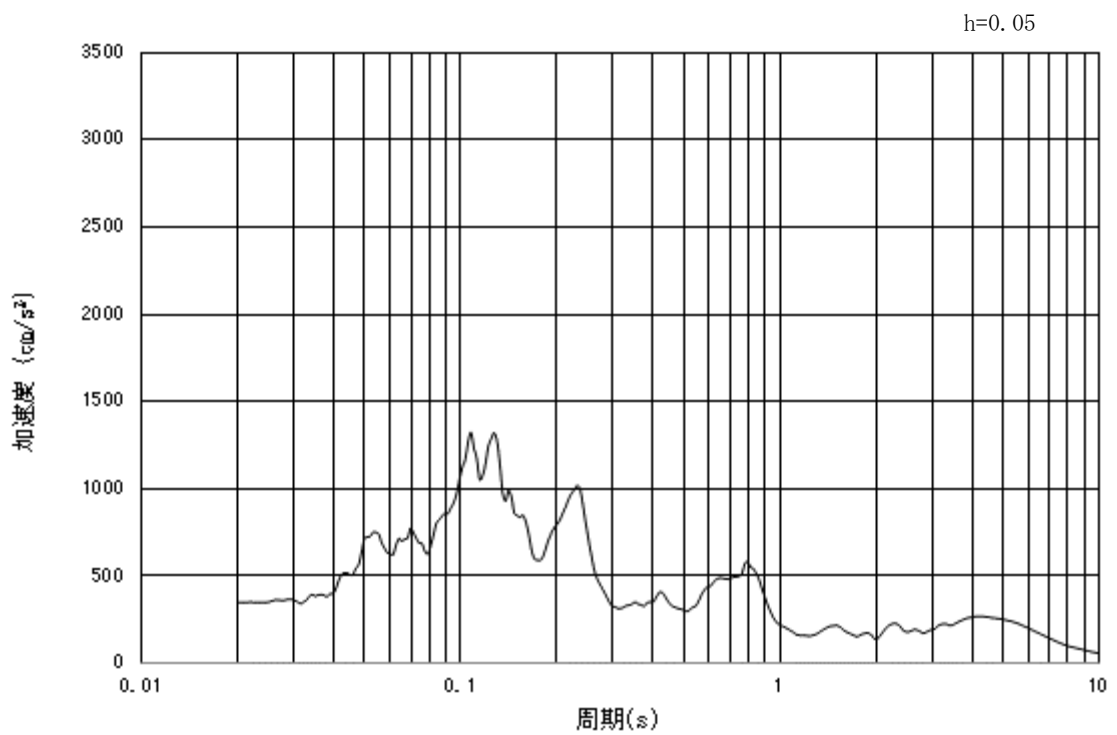


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.3$)

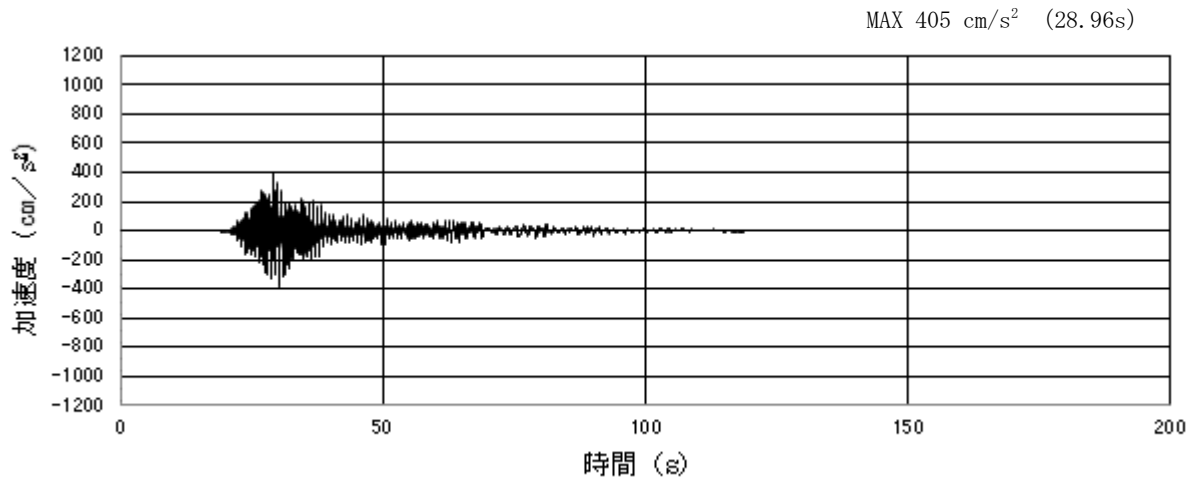


(a) 加速度時刻歴波形

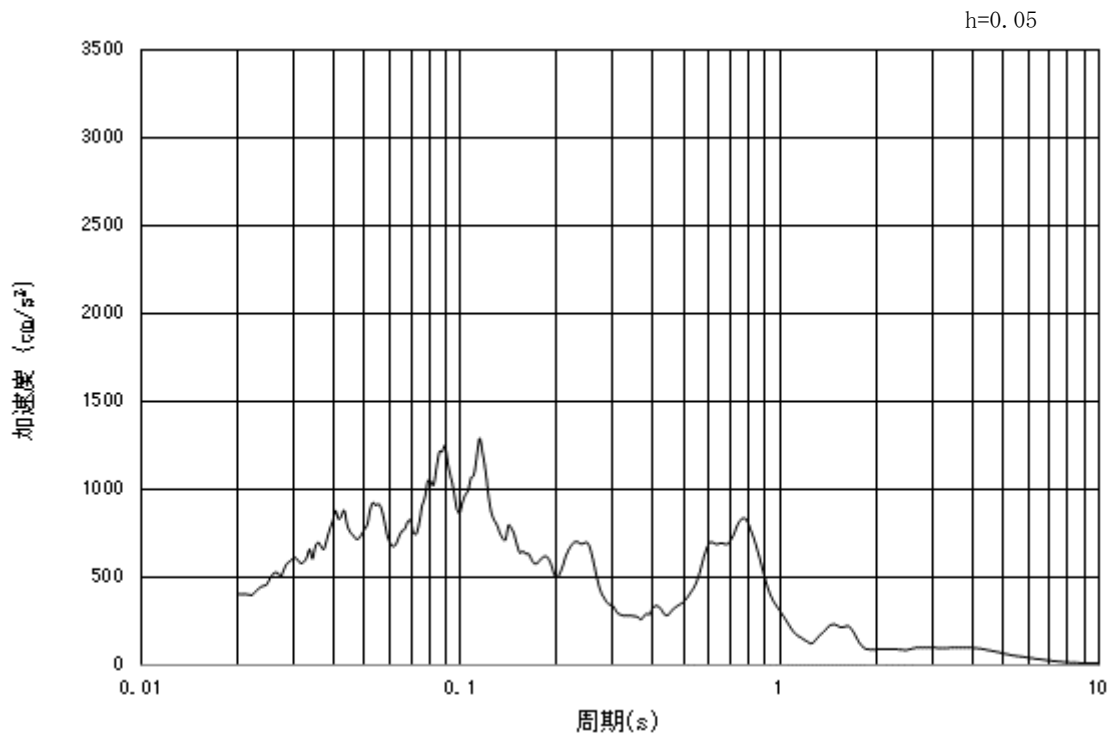


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-14)

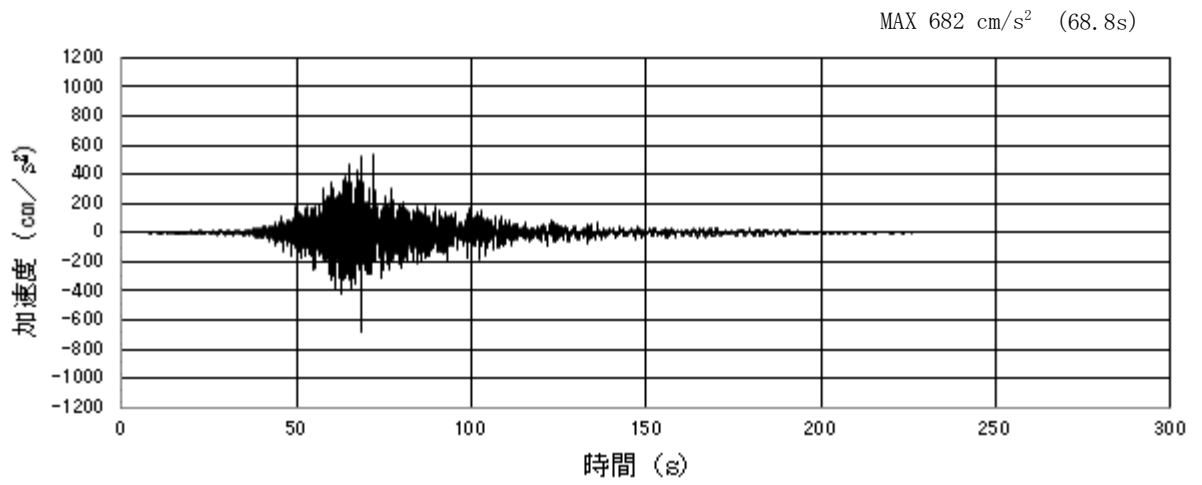


(a) 加速度時刻歴波形

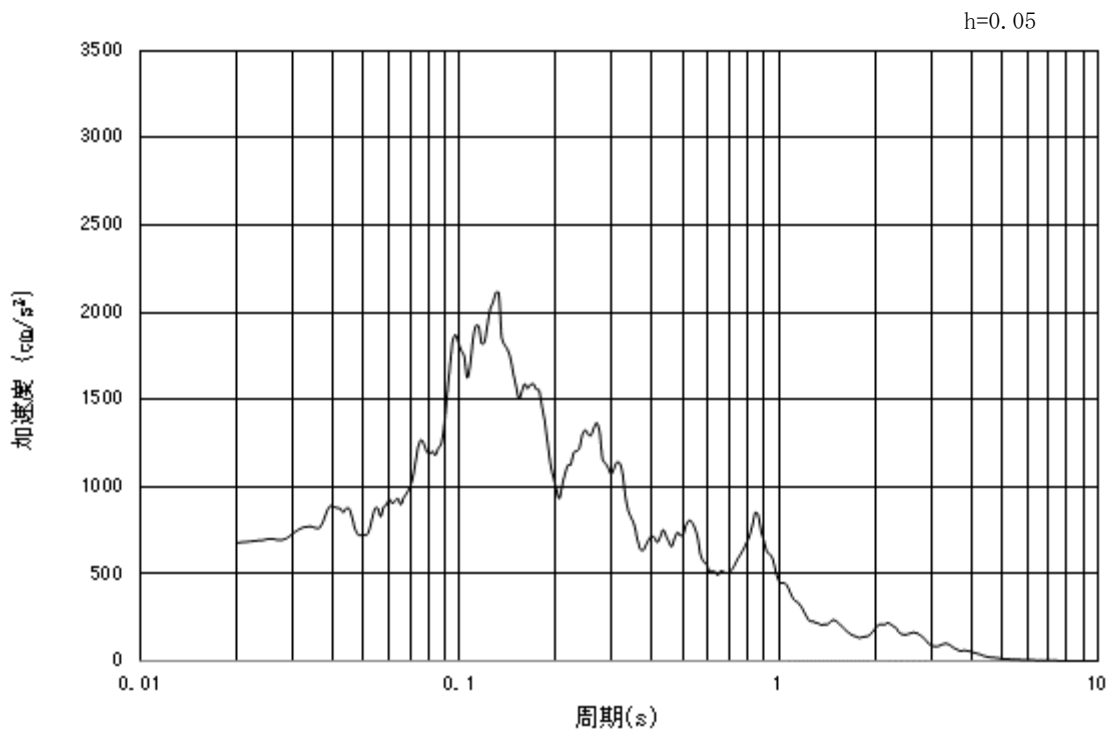


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

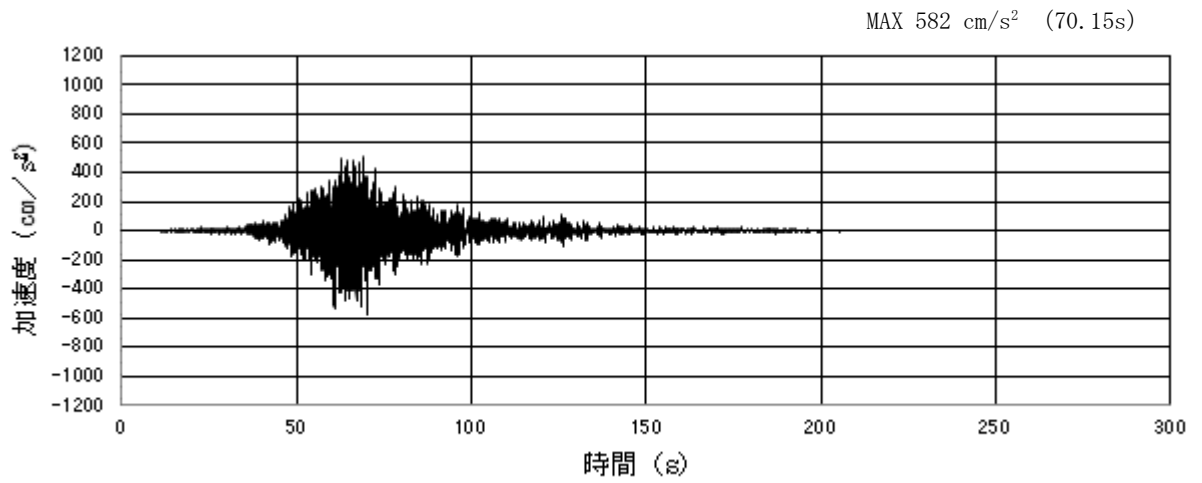


(a) 加速度時刻歴波形

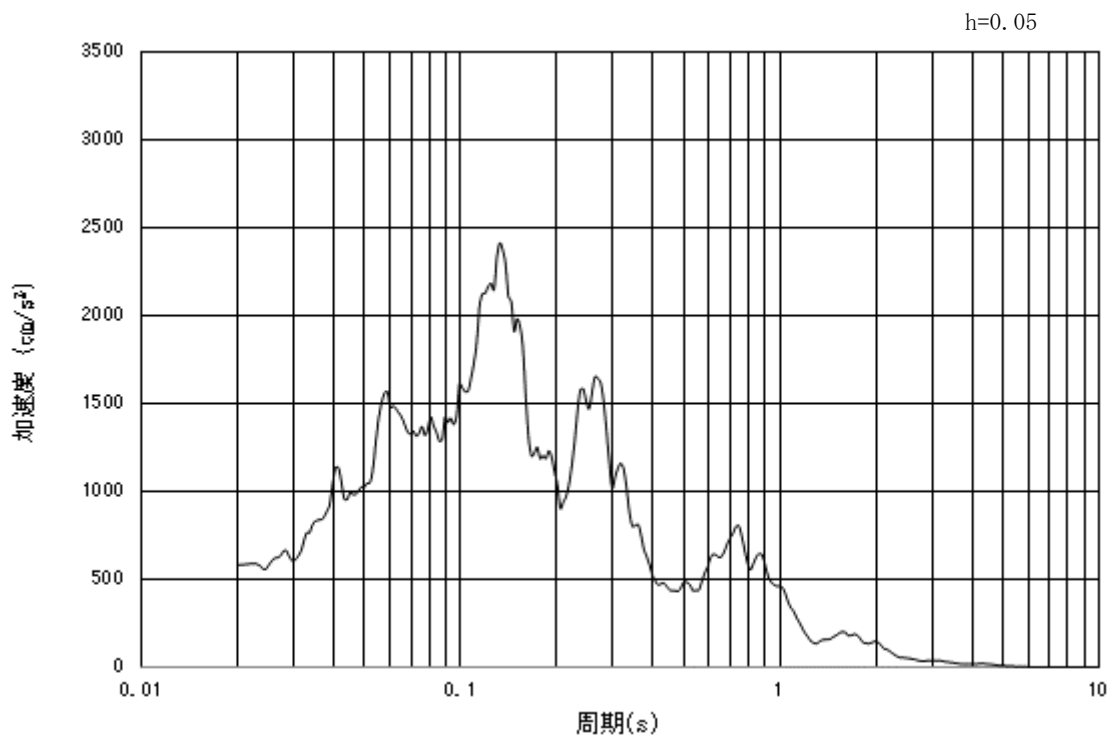


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-21)

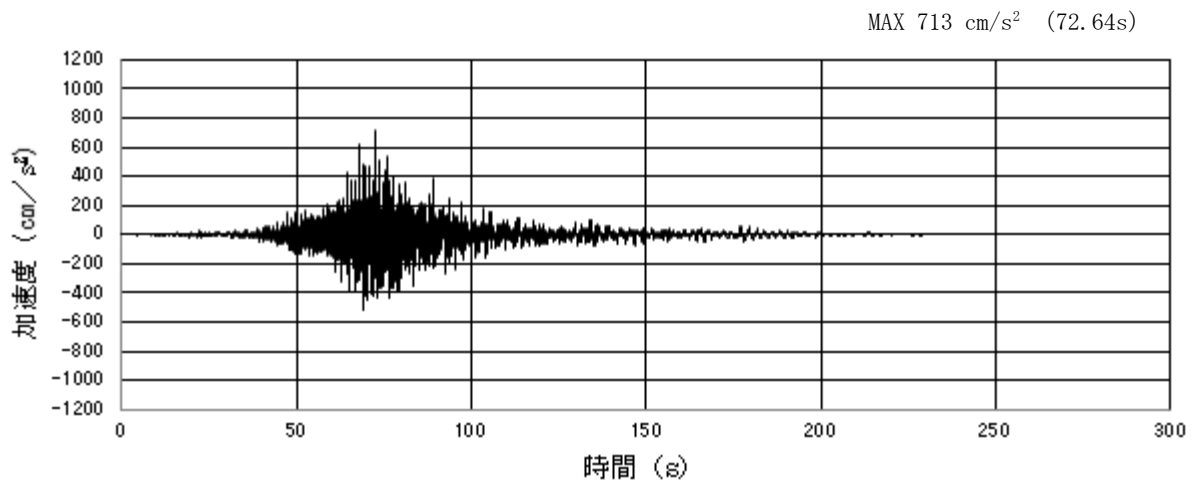


(a) 加速度時刻歴波形

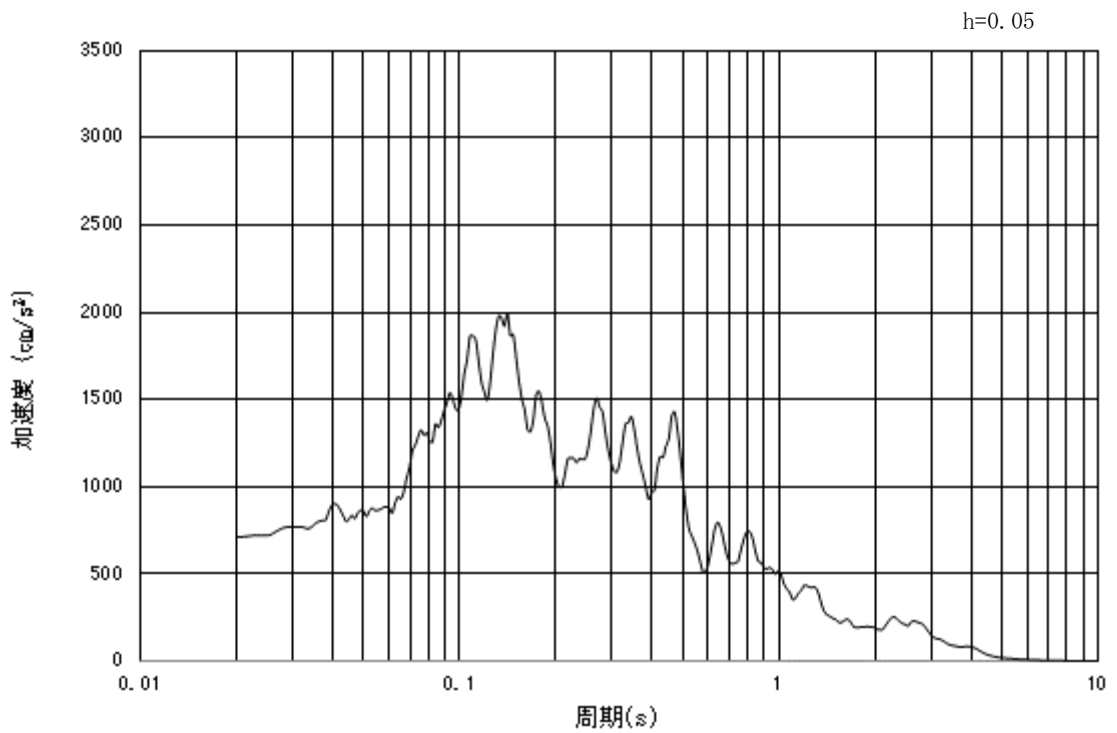


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

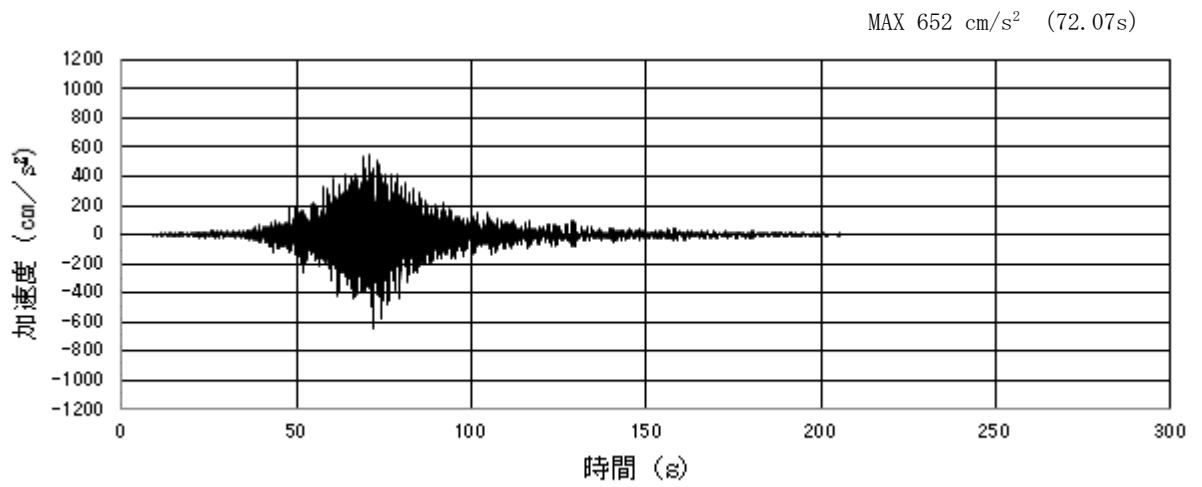


(a) 加速度時刻歴波形

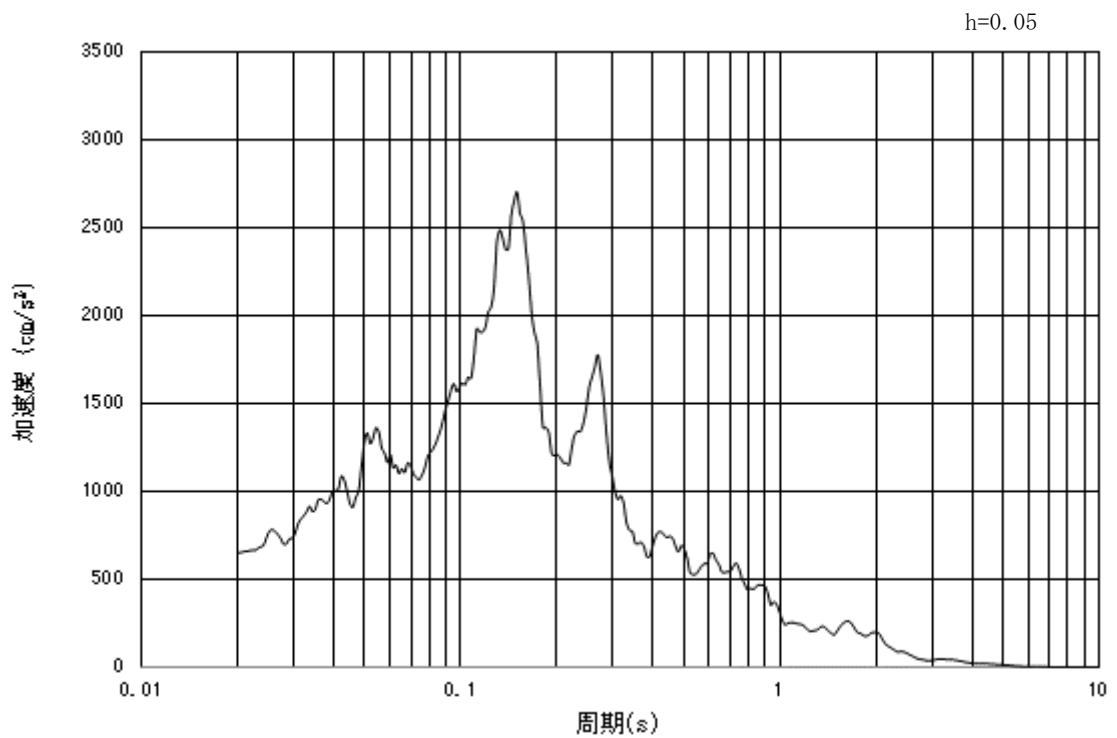


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-22)

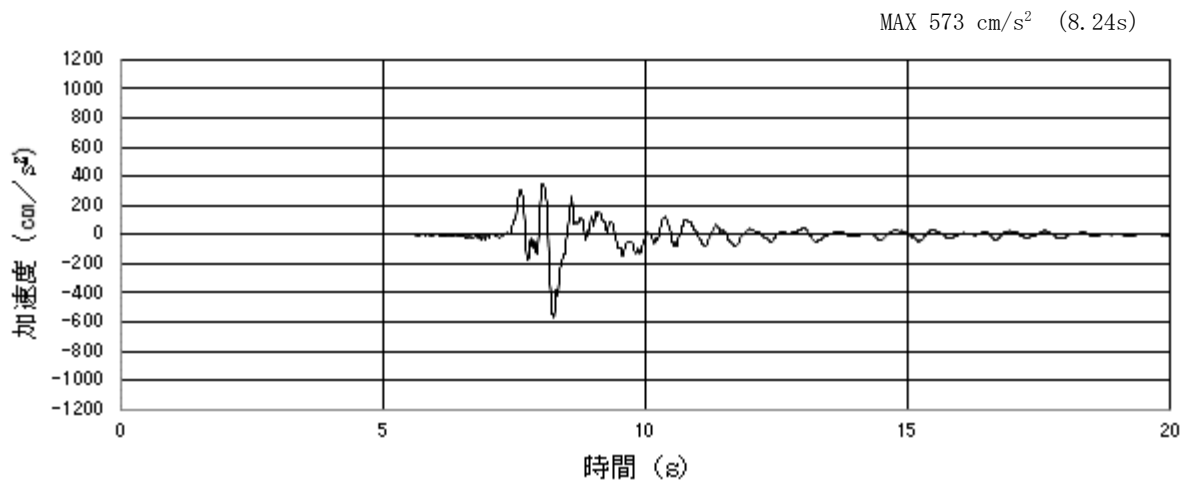


(a) 加速度時刻歴波形

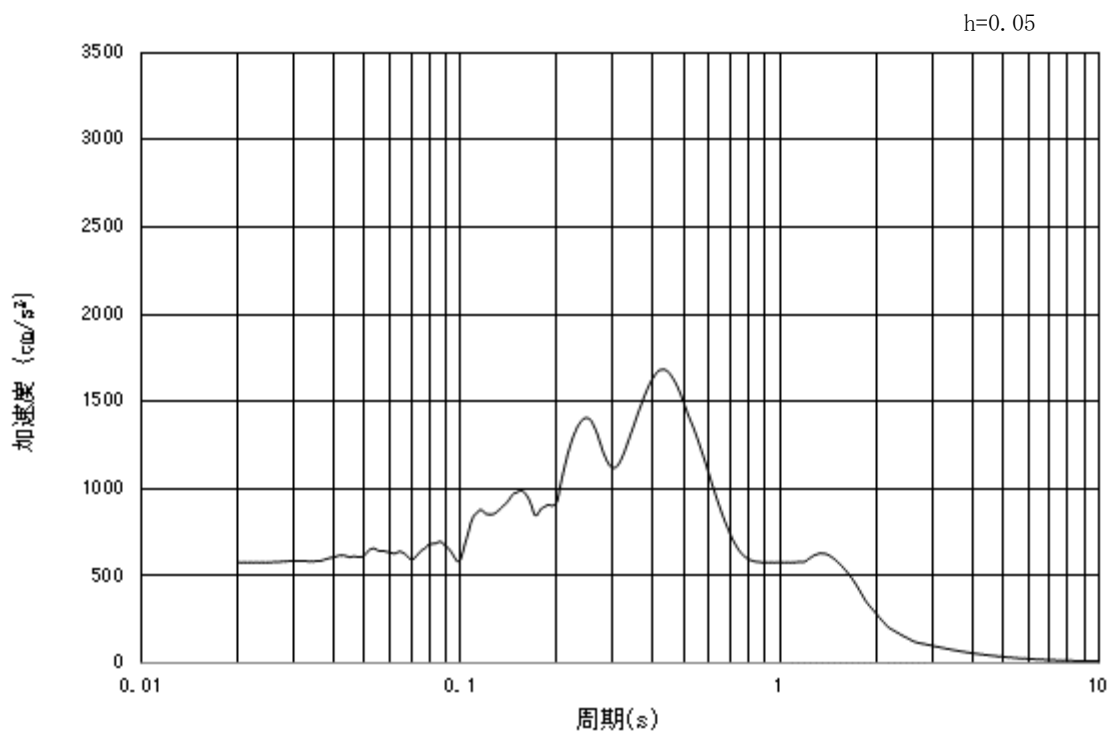


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.2$)

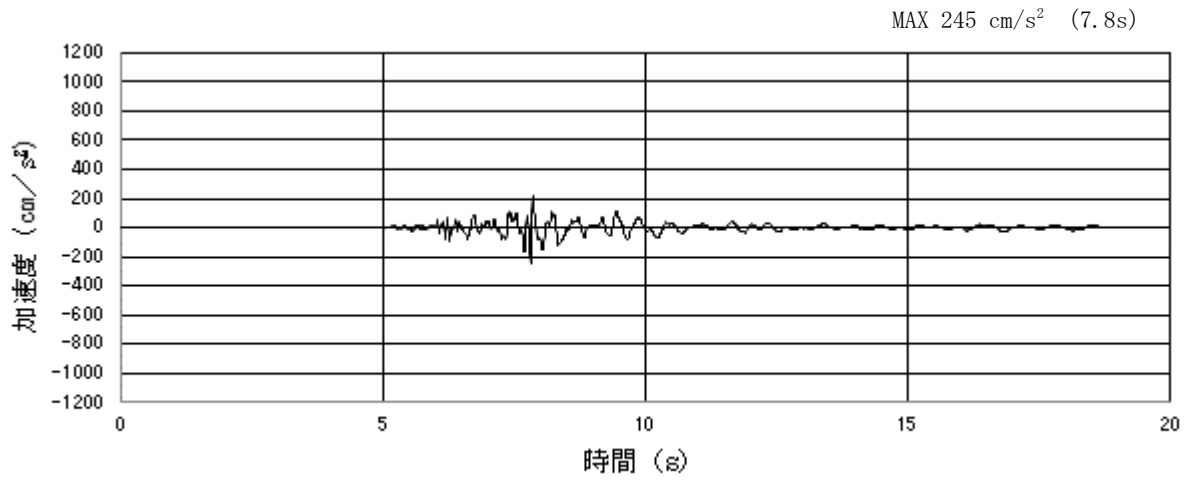


(a) 加速度時刻歴波形

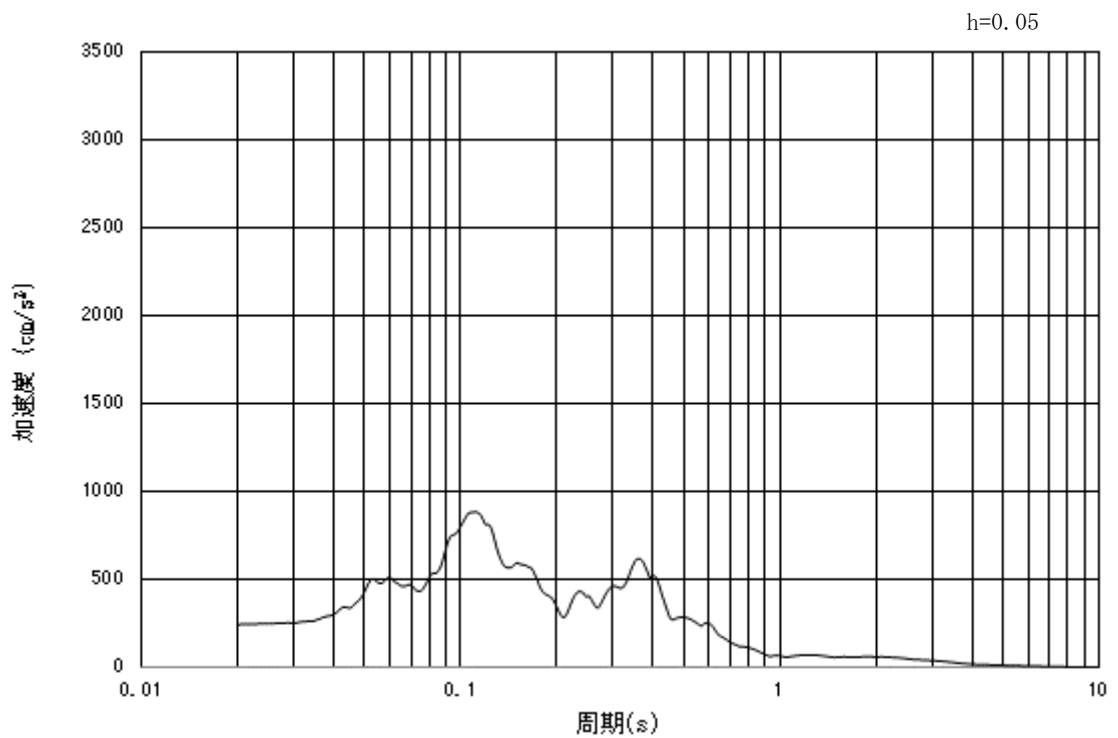


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 3 1)



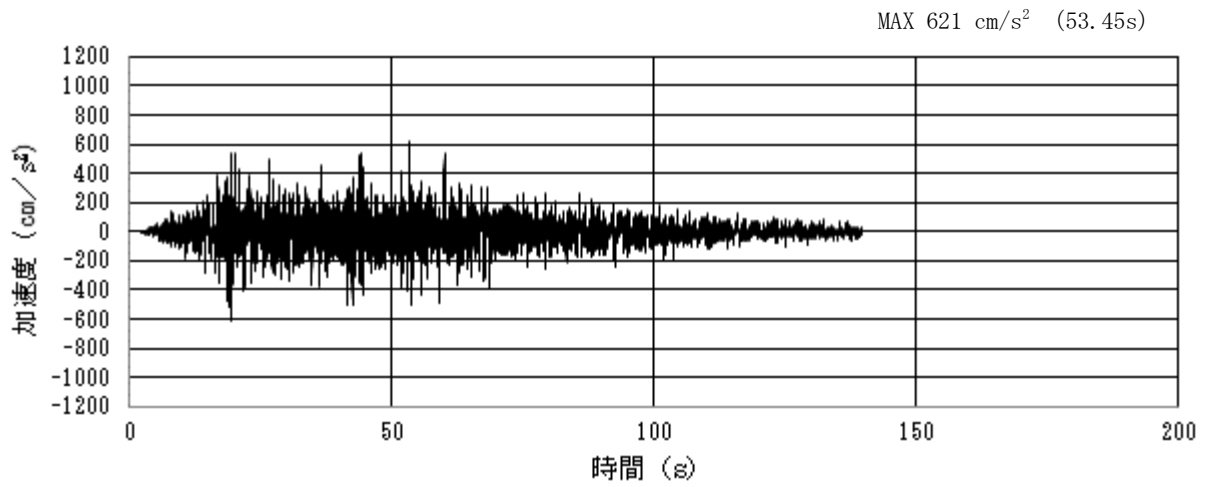
(a) 加速度時刻歴波形



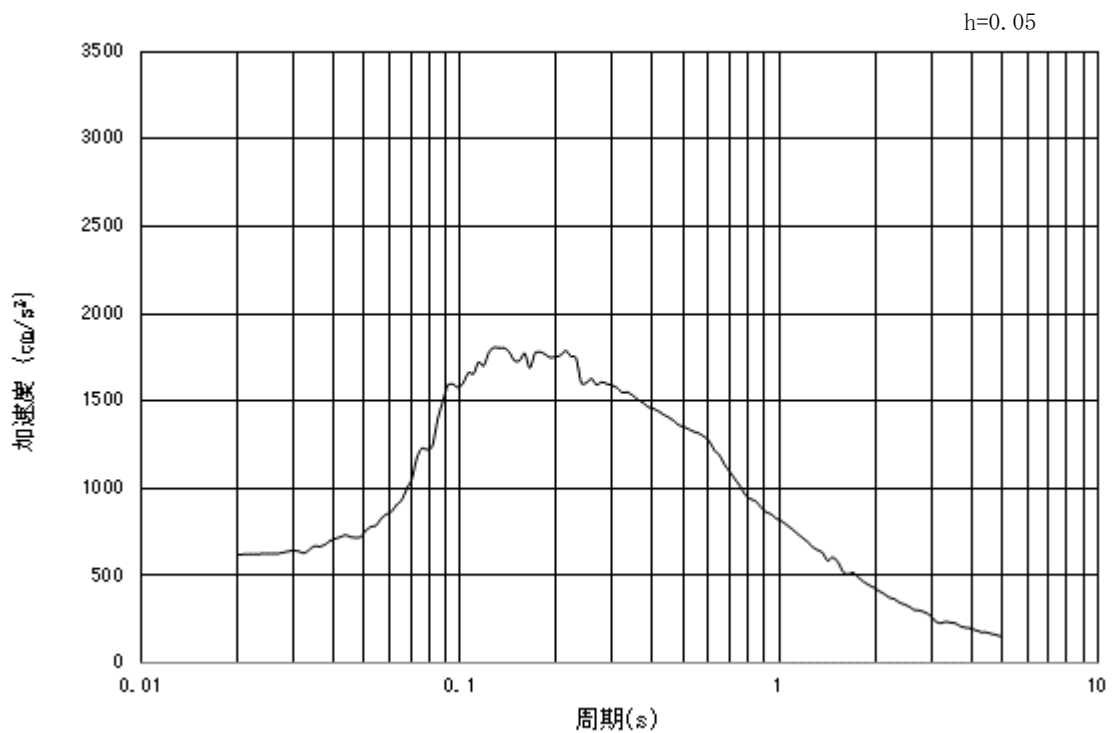
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 (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: $S_s - 31$)

3.4.4 断面④, 断面⑤

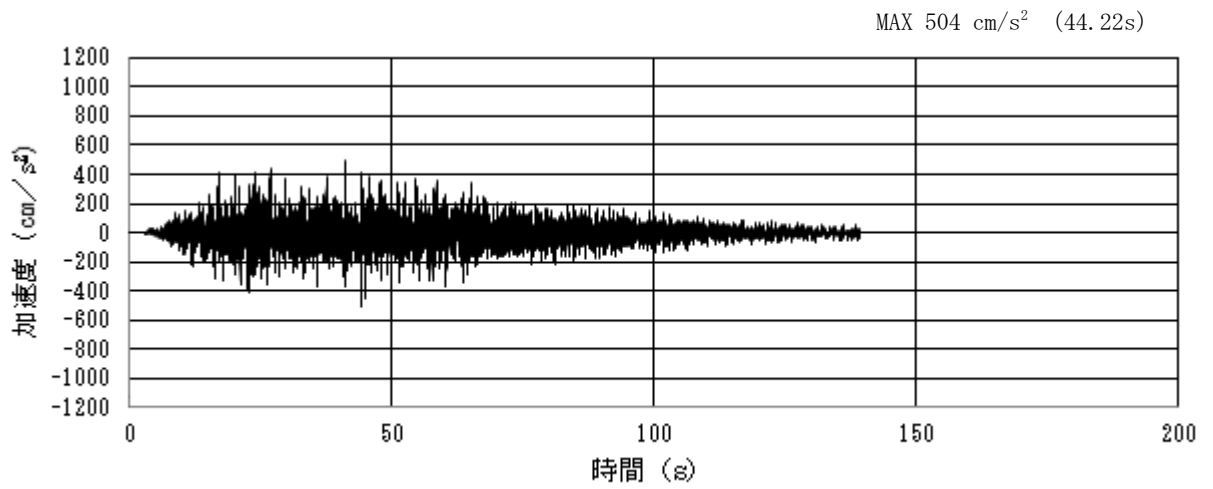


加速度時刻歴波形

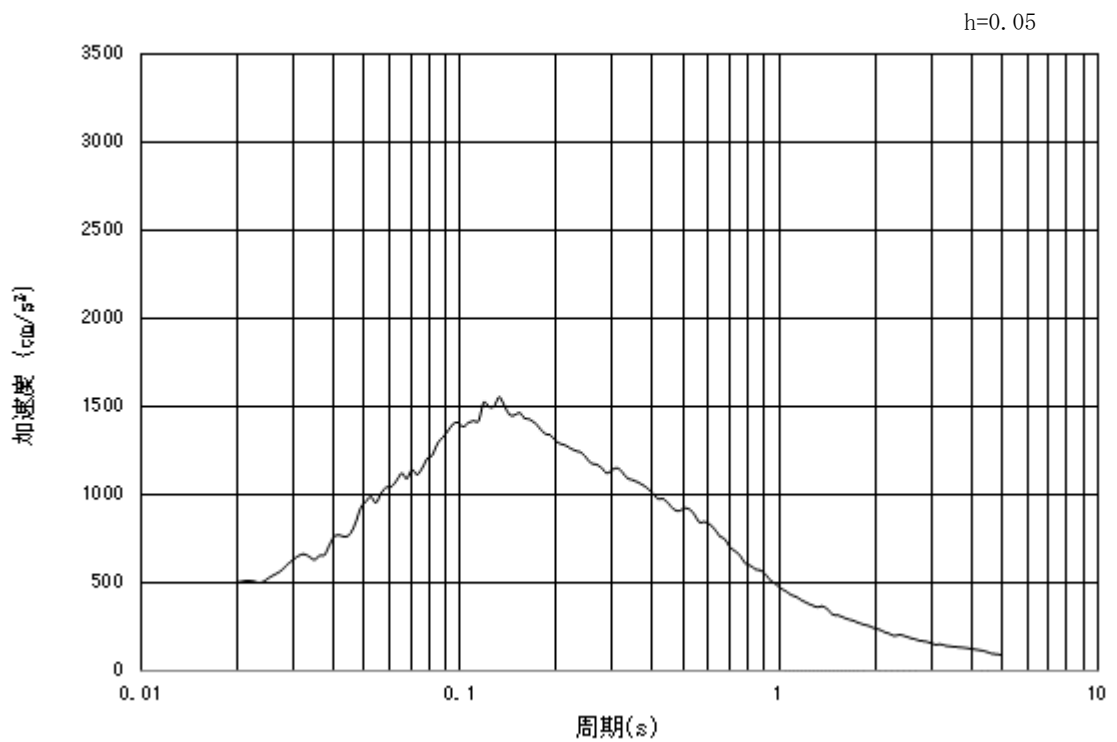


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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: $S_s - D 1$)

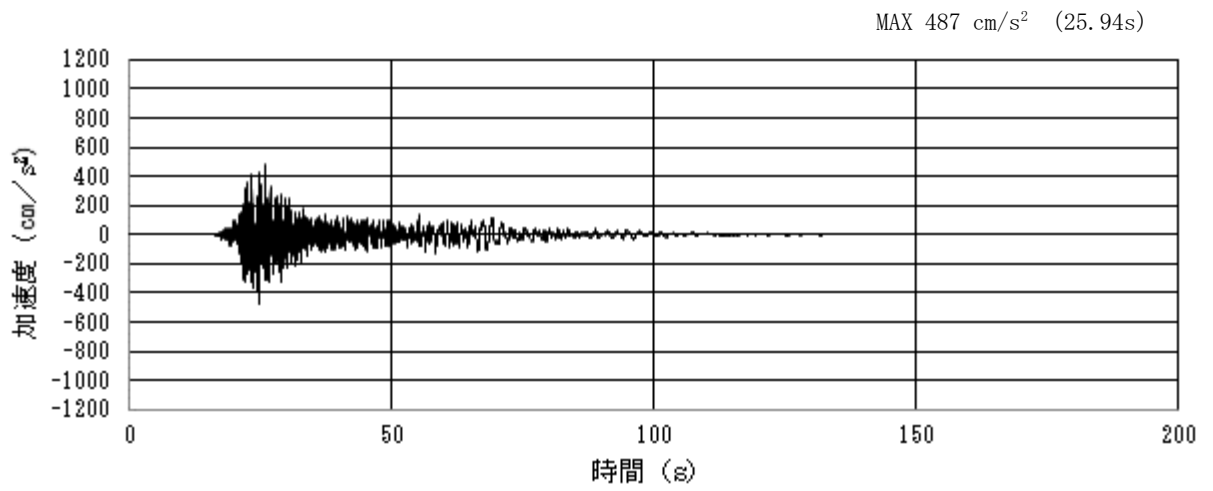


加速度時刻歴波形

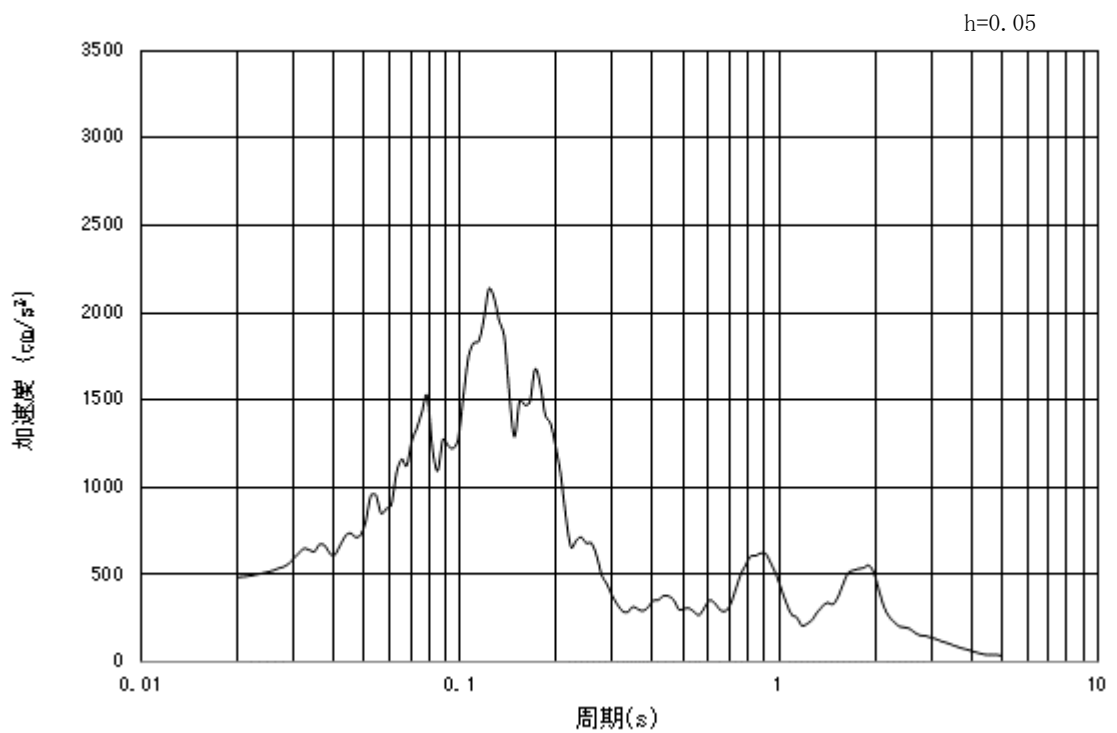


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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: $S_s - D1$)

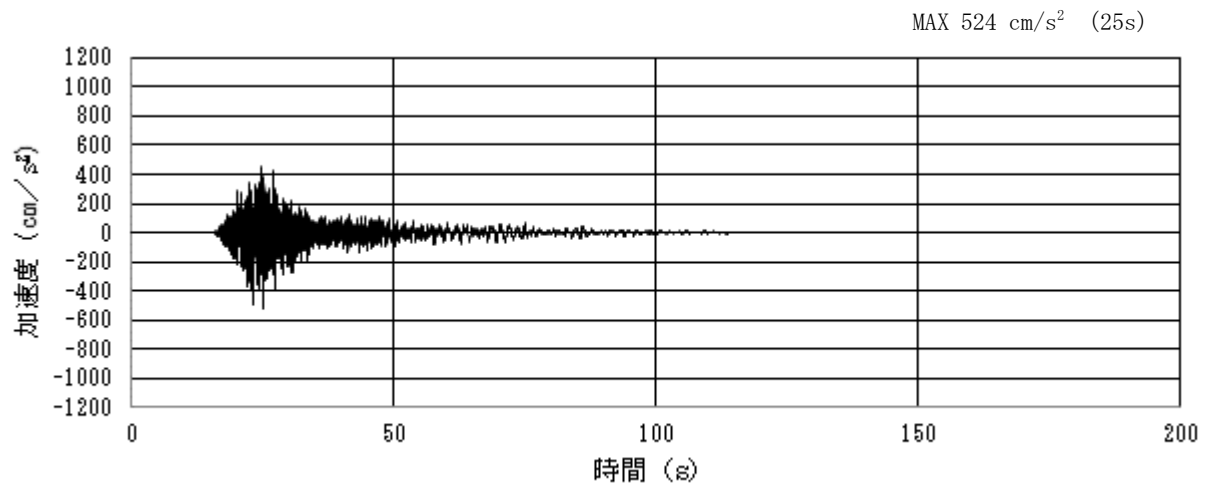


加速度時刻歴波形

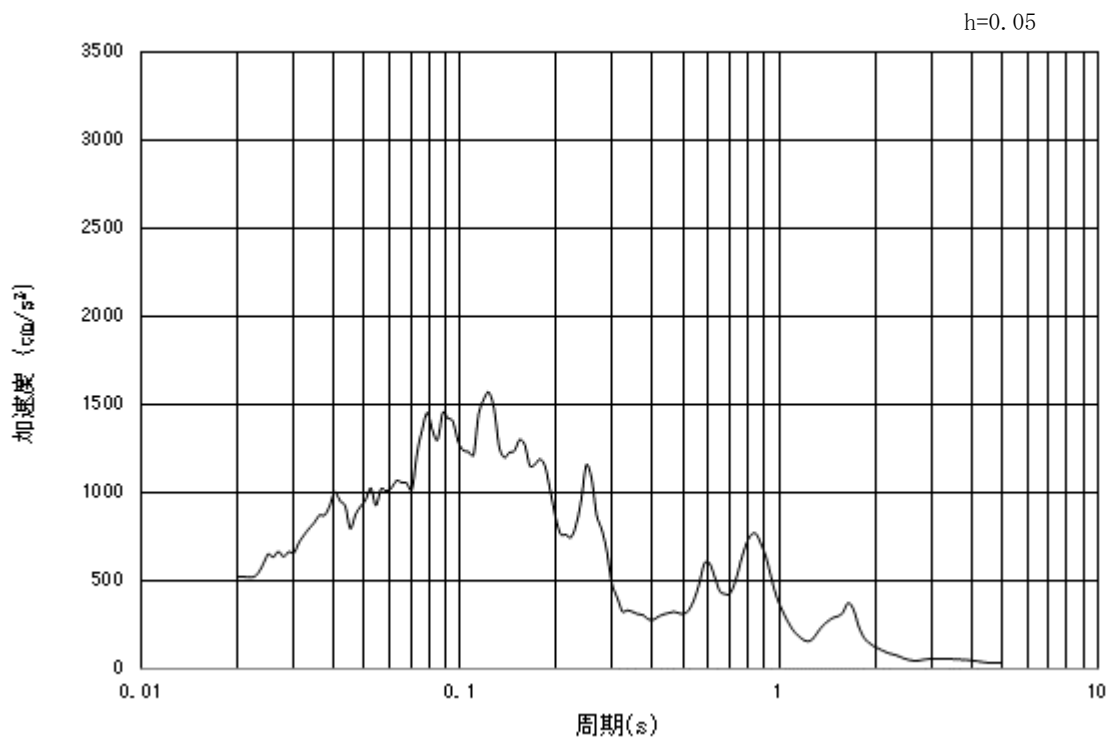


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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 : $S_s - 1.1$)

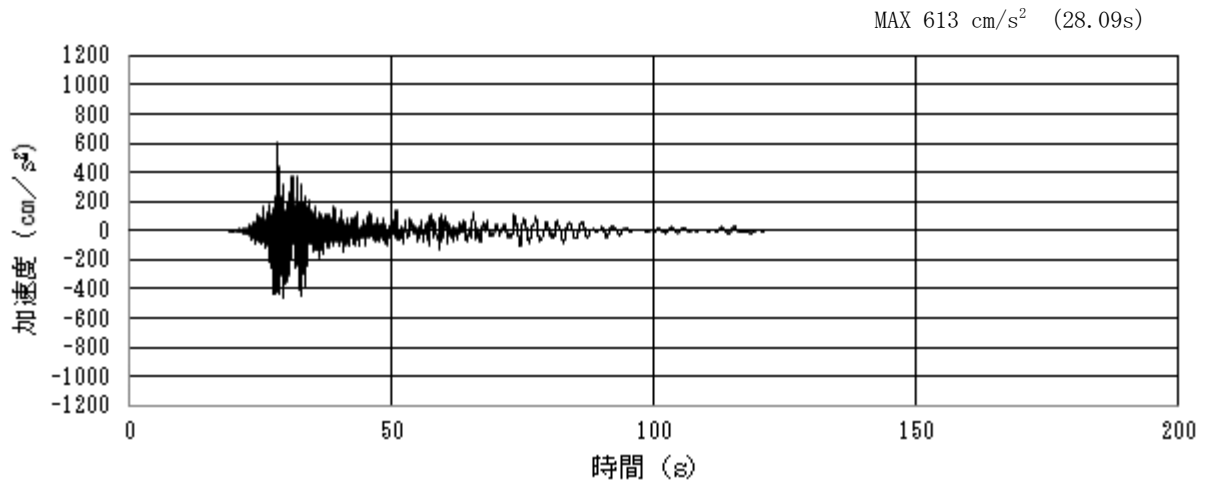


加速度時刻歴波形

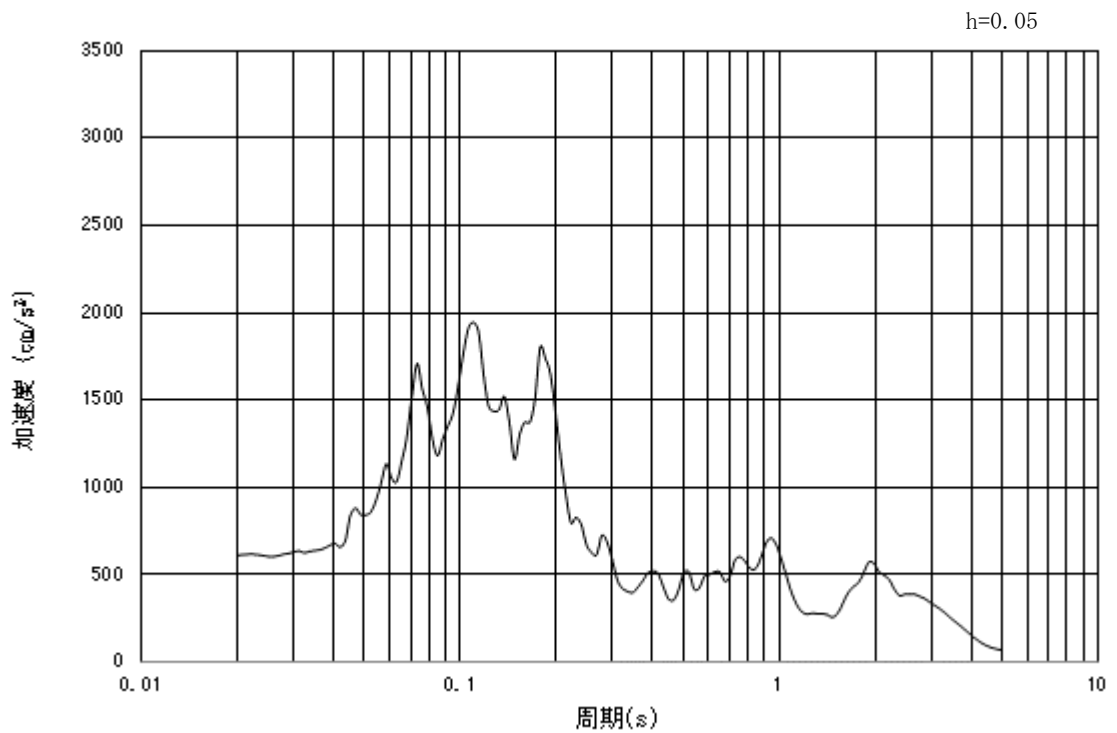


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.1$)

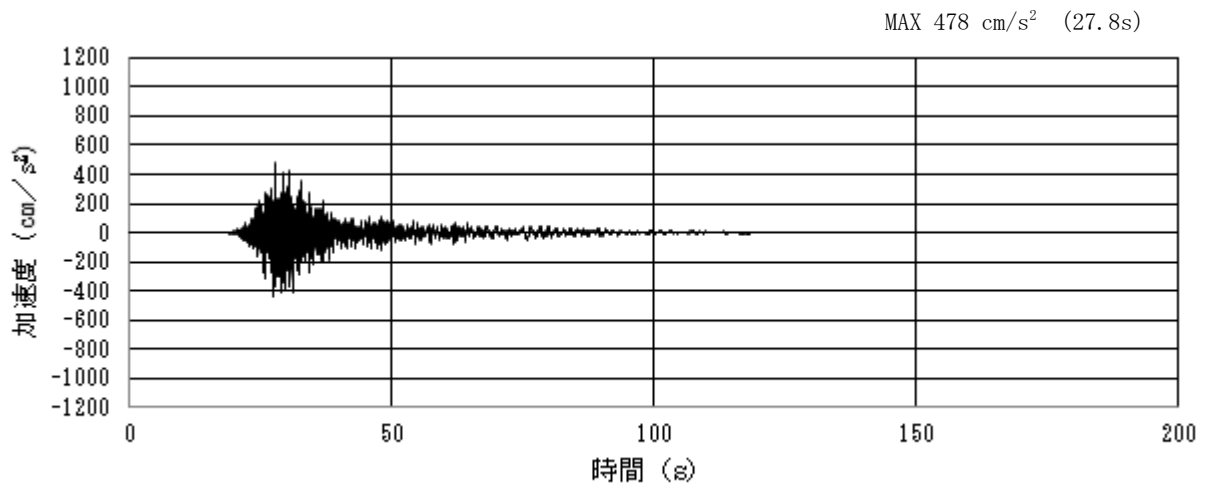


加速度時刻歴波形

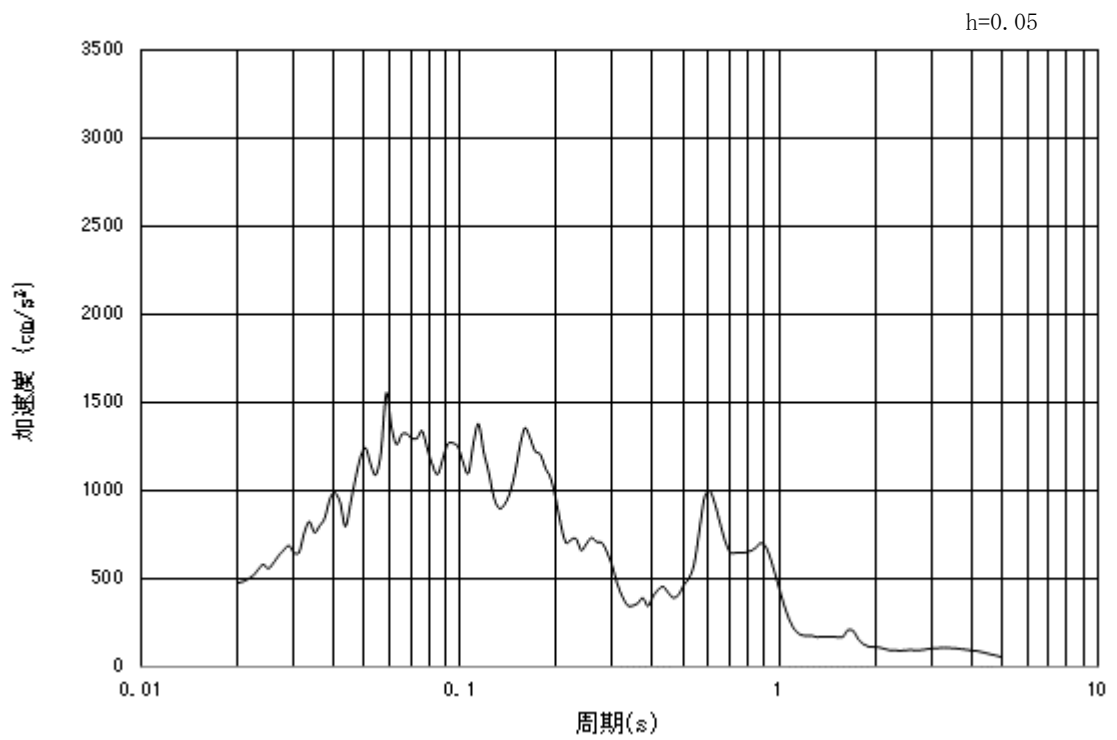


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-12)

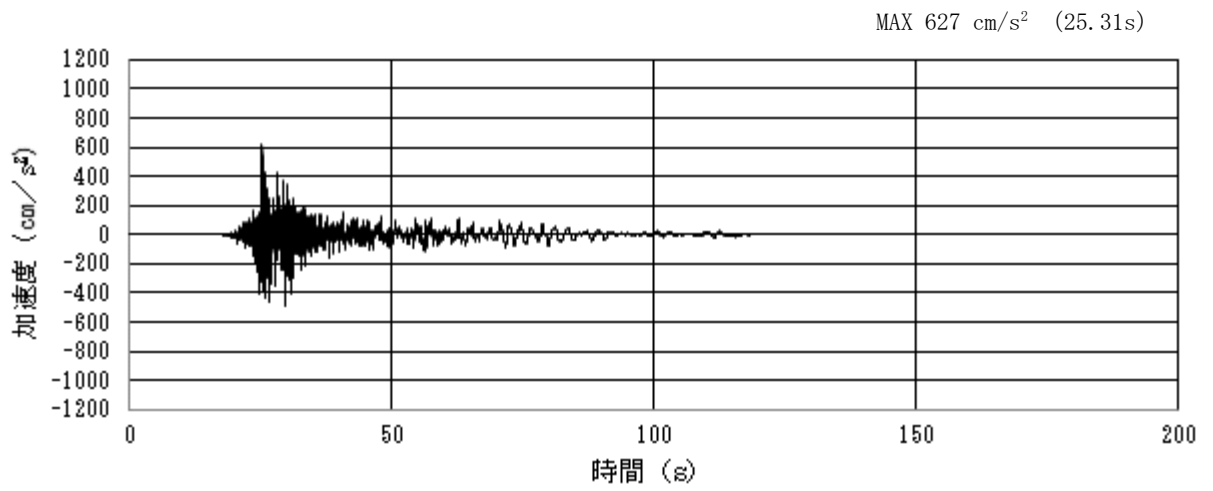


加速度時刻歴波形

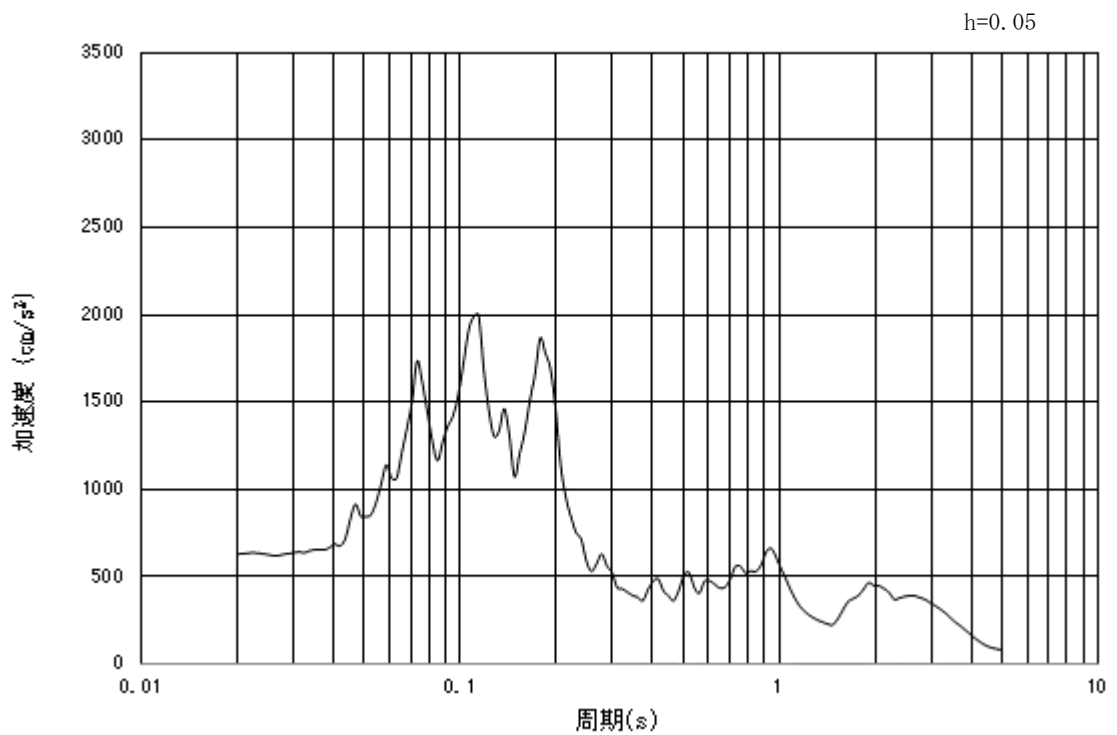


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 12$)

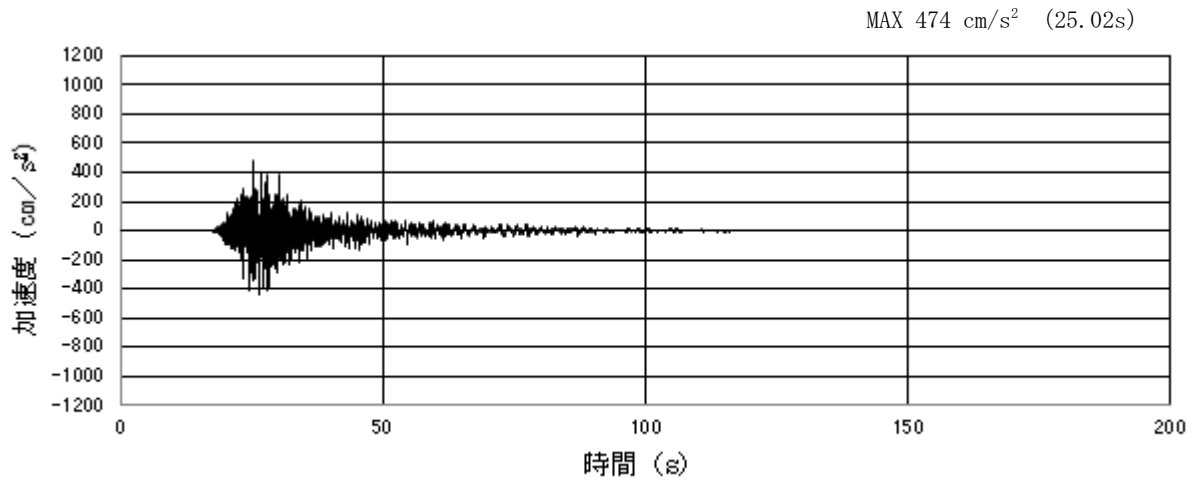


加速度時刻歴波形

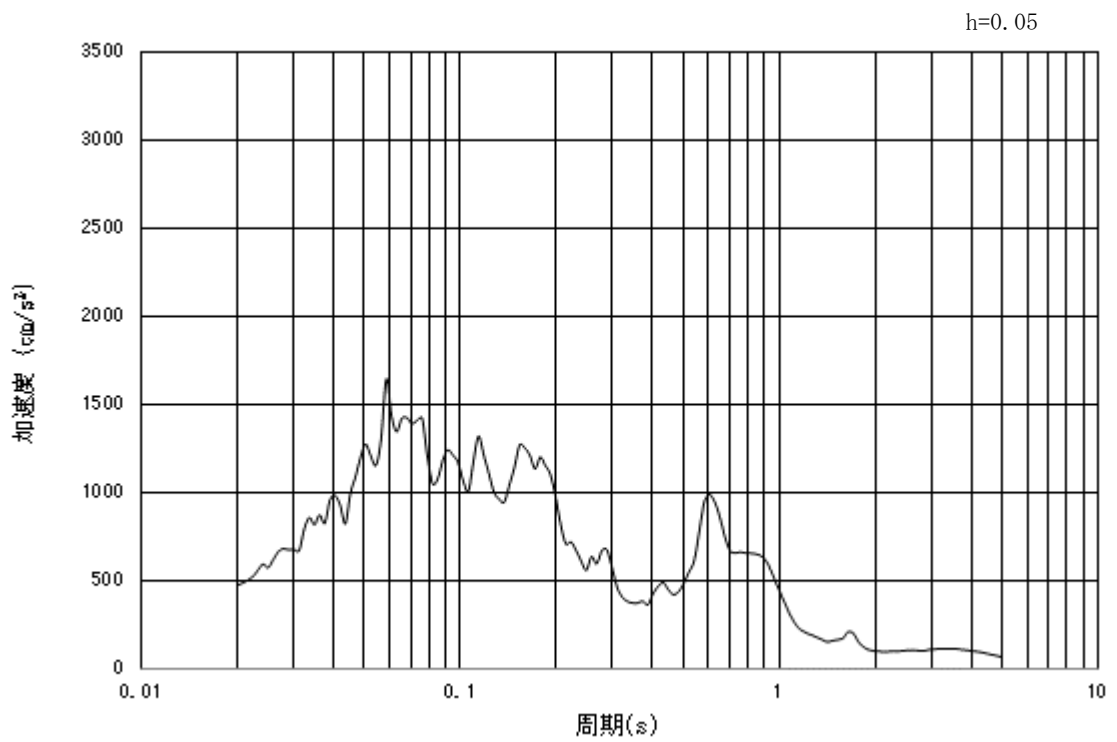


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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)

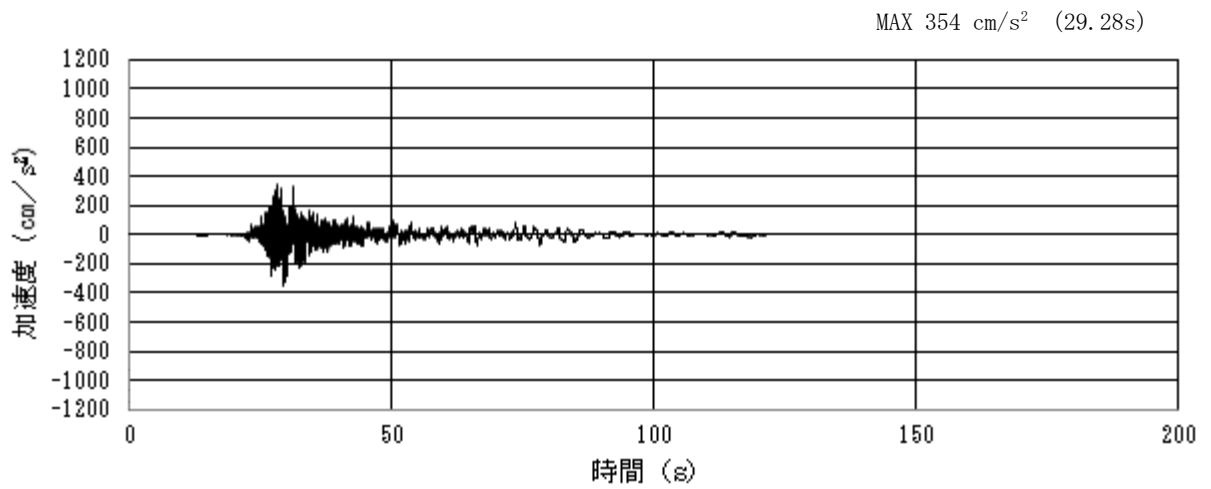


加速度時刻歴波形

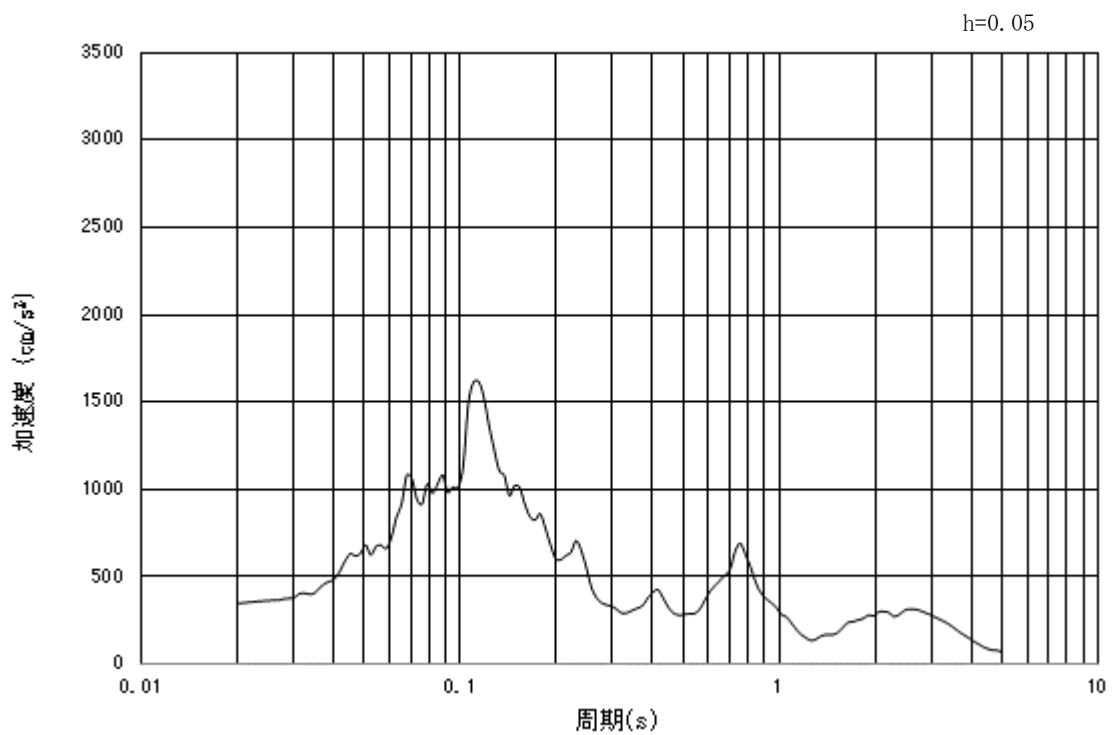


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.3$)

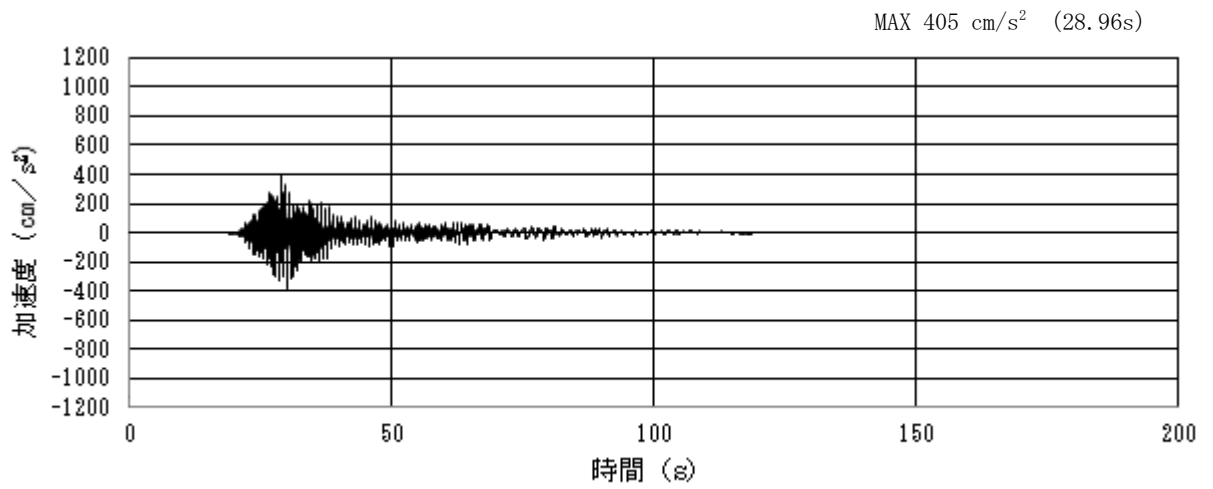


加速度時刻歴波形

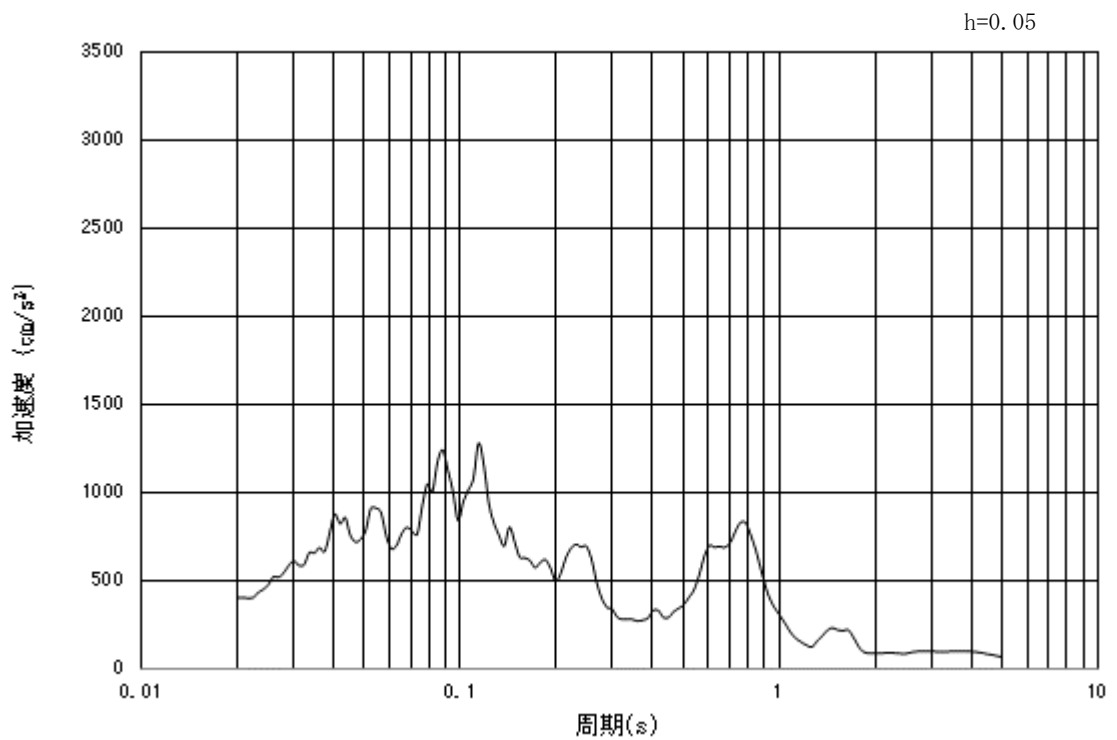


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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)

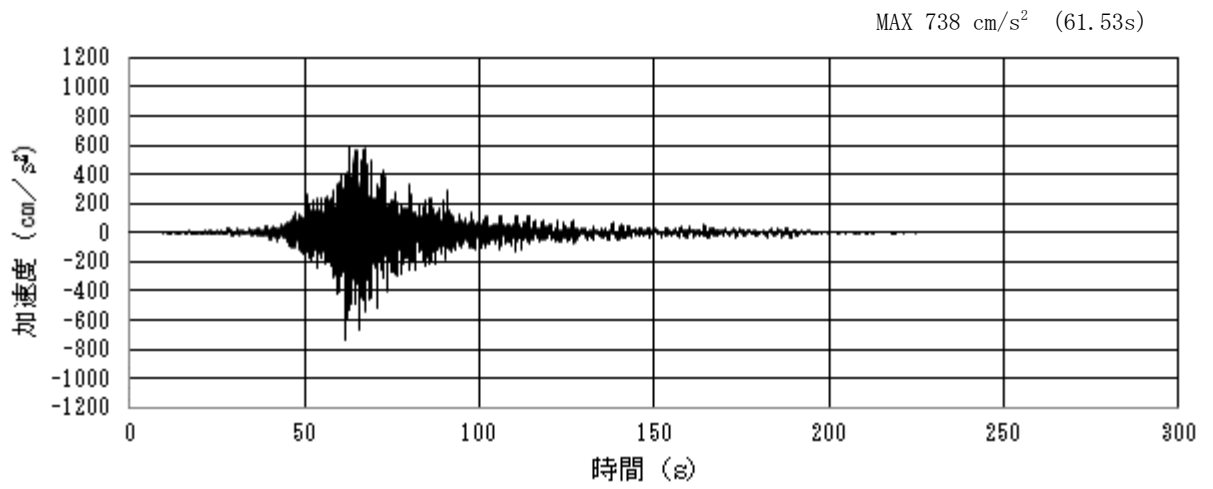


加速度時刻歴波形

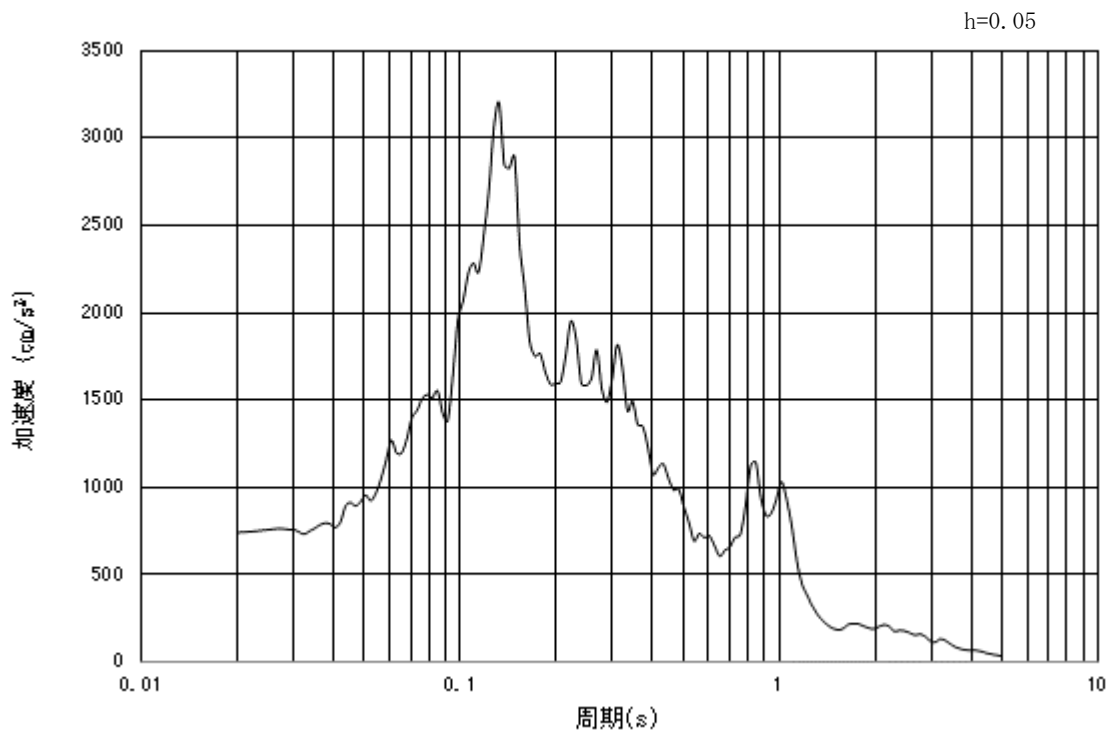


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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: $S_s - 1.4$)

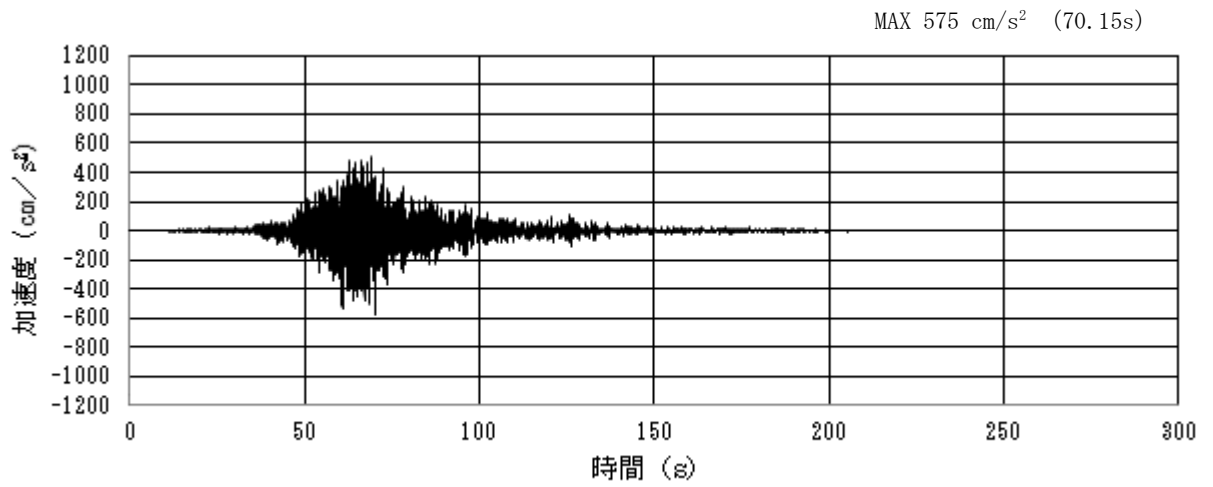


加速度時刻歴波形

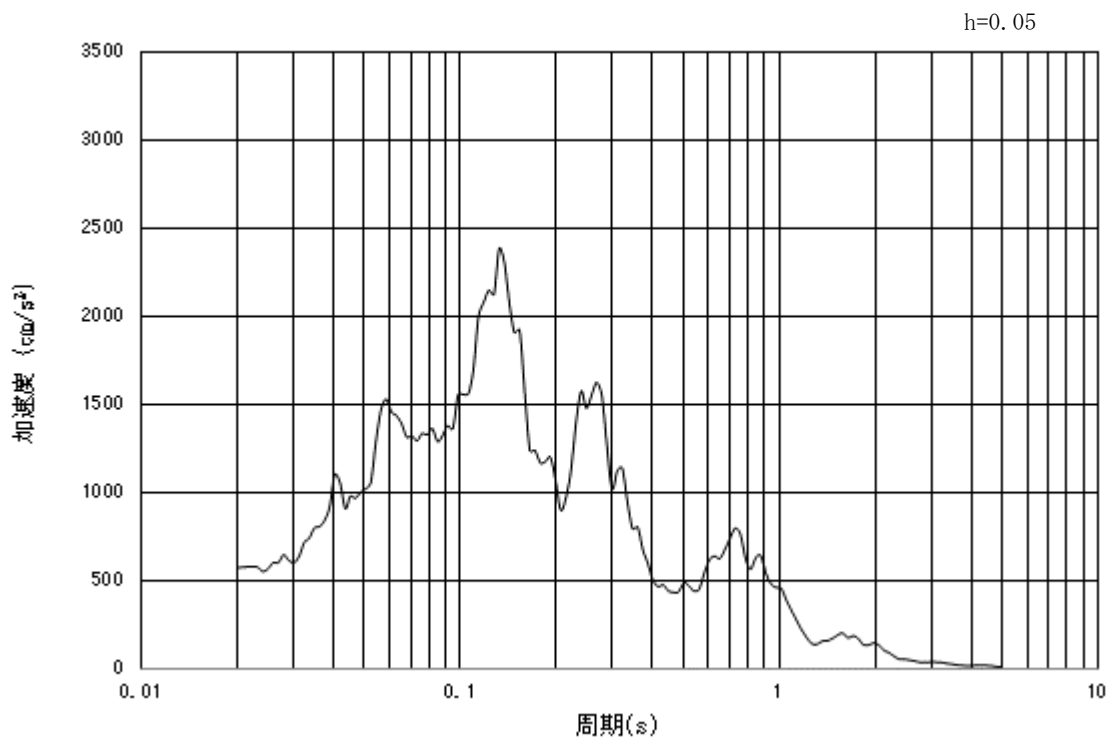


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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)

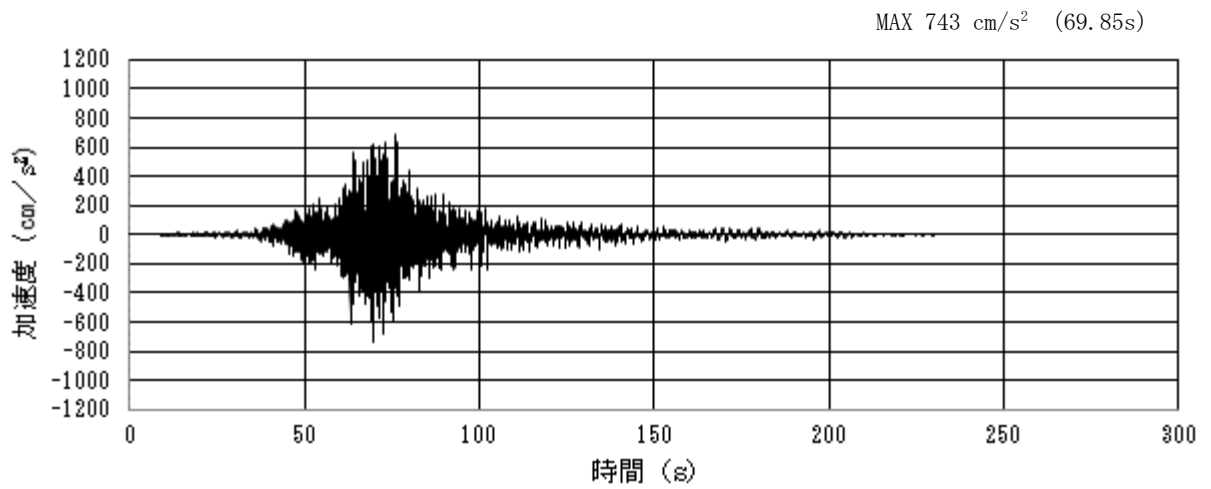


加速度時刻歴波形

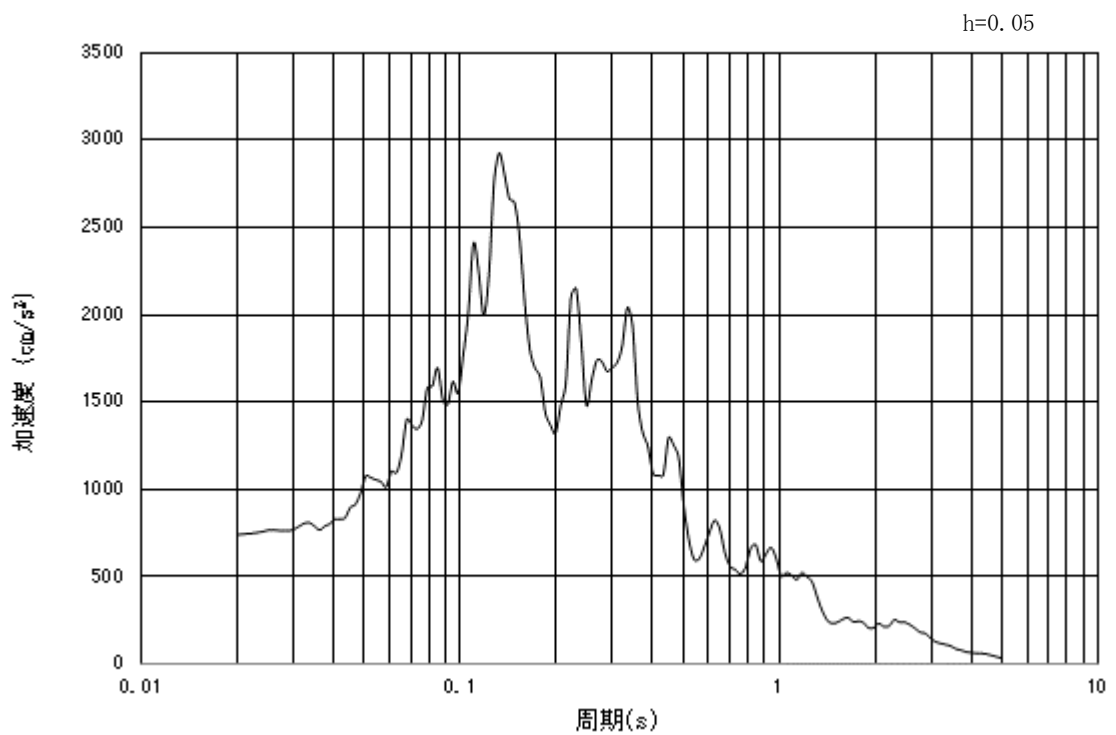


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

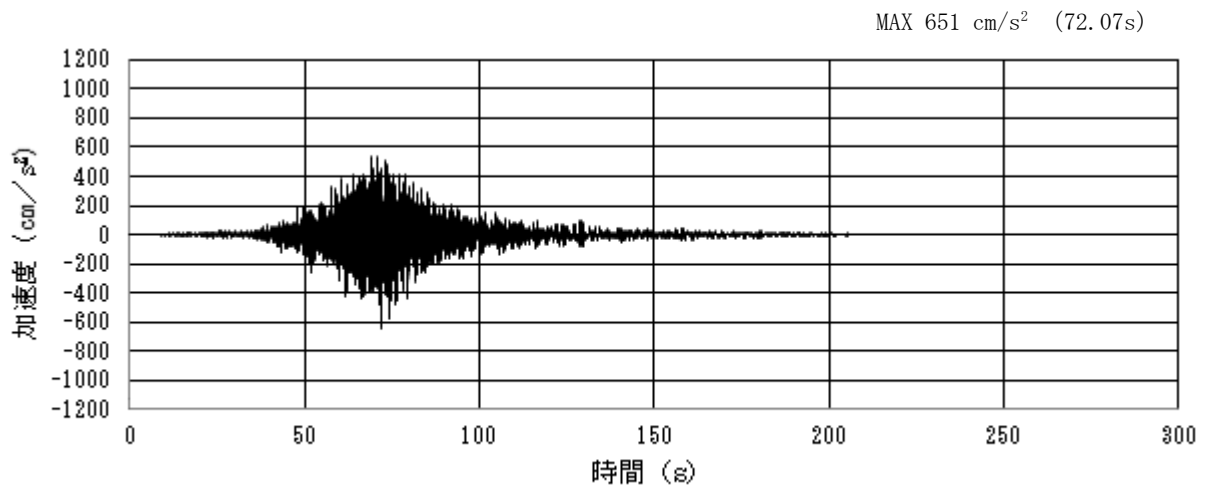


加速度時刻歴波形

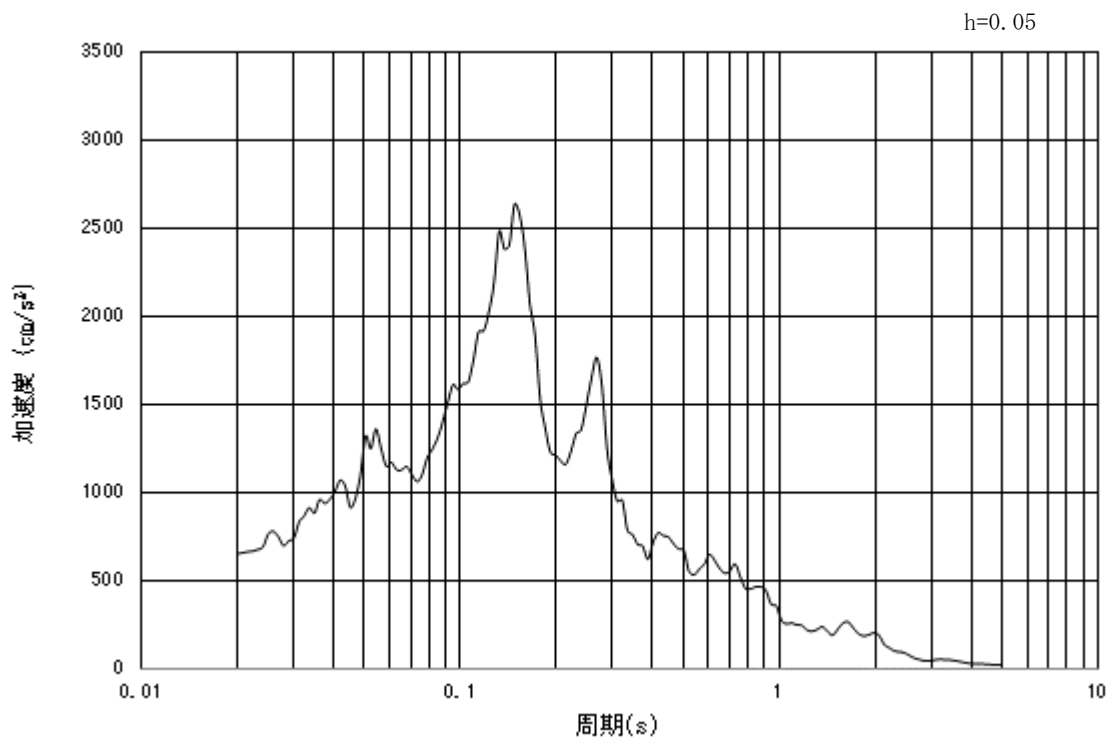


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-22)

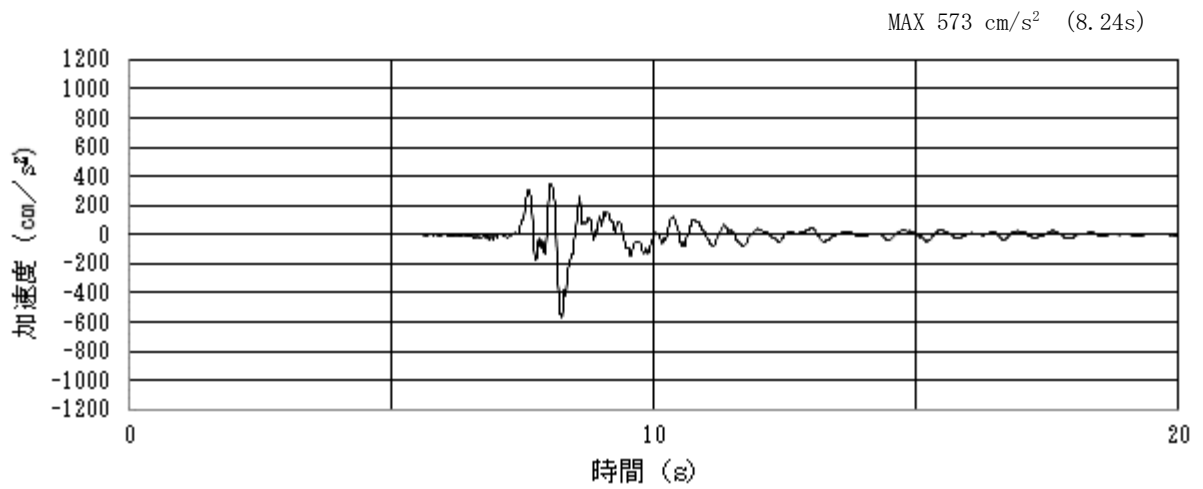


加速度時刻歴波形

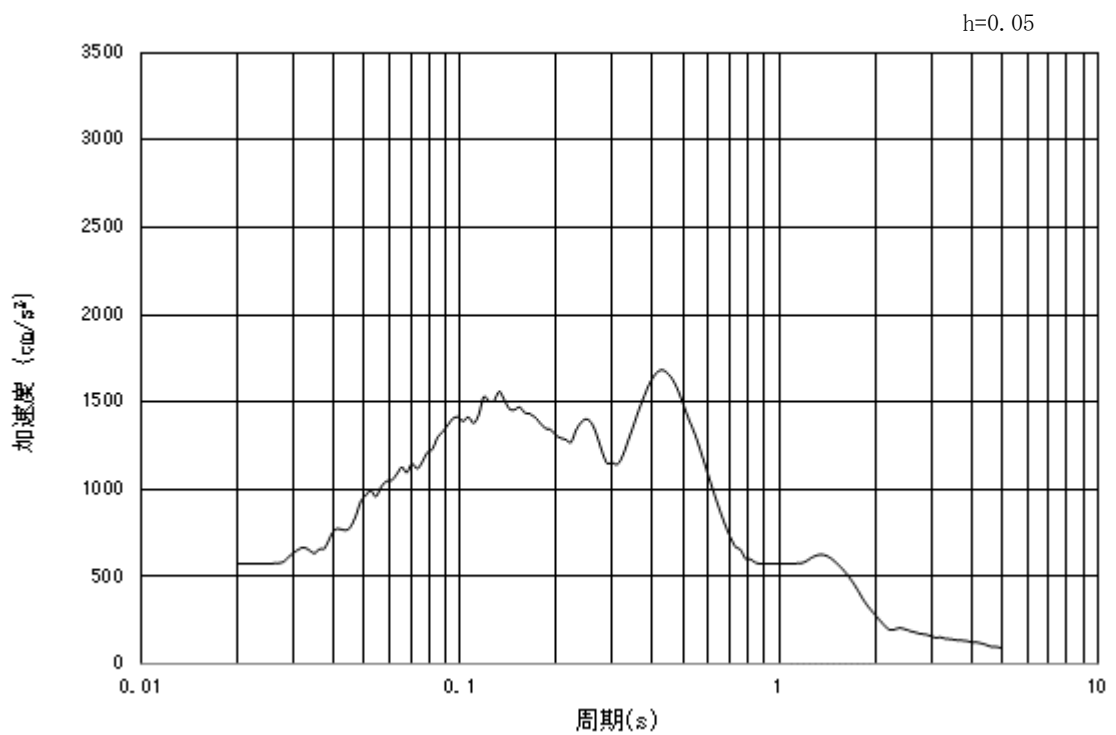


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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)

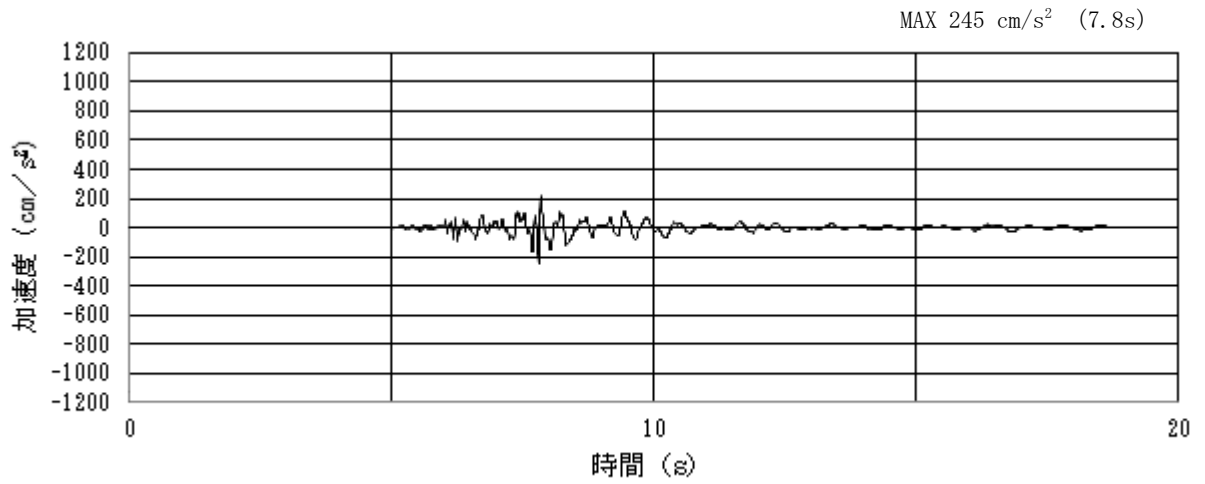


加速度時刻歴波形

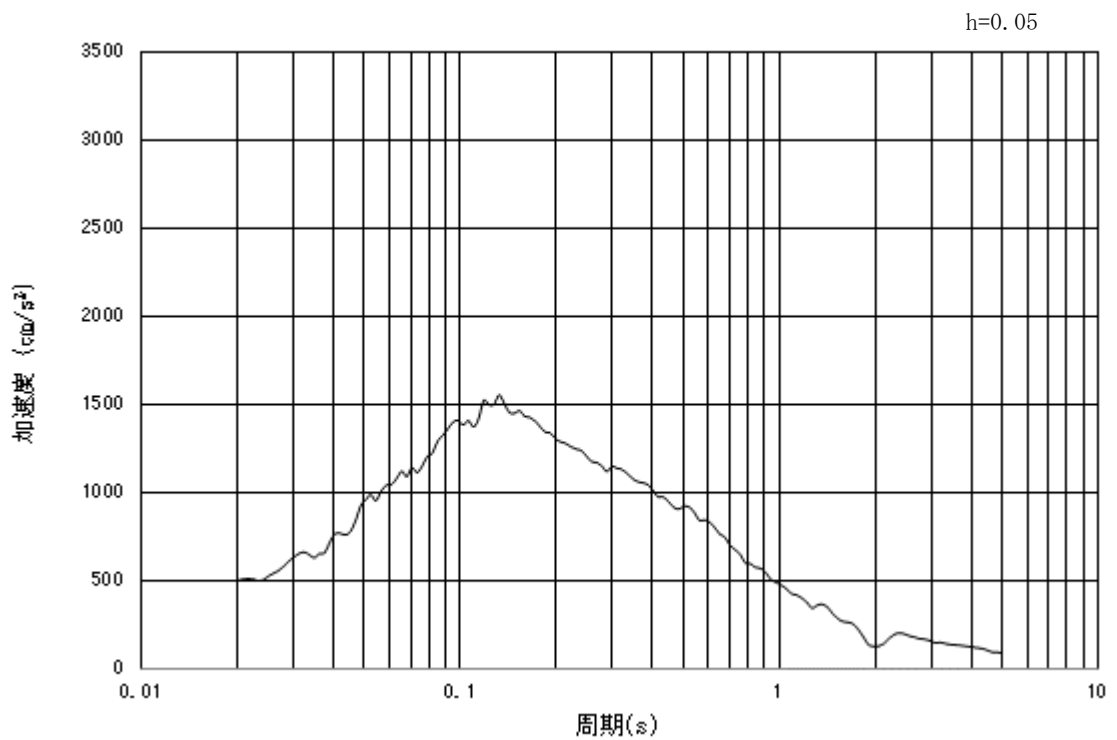


加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 3 1)



加速度時刻歴波形



加速度応答スペクトル

図 3.4.4-1 (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: $S_s - 31$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデルの設定

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 - 1987 を適用し、図 3-15 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。ただし、本設計の対象構造物である、防潮壁は鋼管杭が対象構造物であることから、構造物の 5 倍となると 10 m ~ 12.5 m となり解析領域としては狭すぎる。そこで、本設計では両側 100m 程度までモデル化することとする。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

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

解析モデルの下端については、Km 層の分布によって異なるが、南側用地の Km 層が浅い位置に分布する断面①、断面②については、T.P. -80.0m までモデル化する。Km 層が深部に分布し、第四紀層が厚く堆積する断面③、断面④及び断面⑤については T.P. -130.0m までモデル化する。

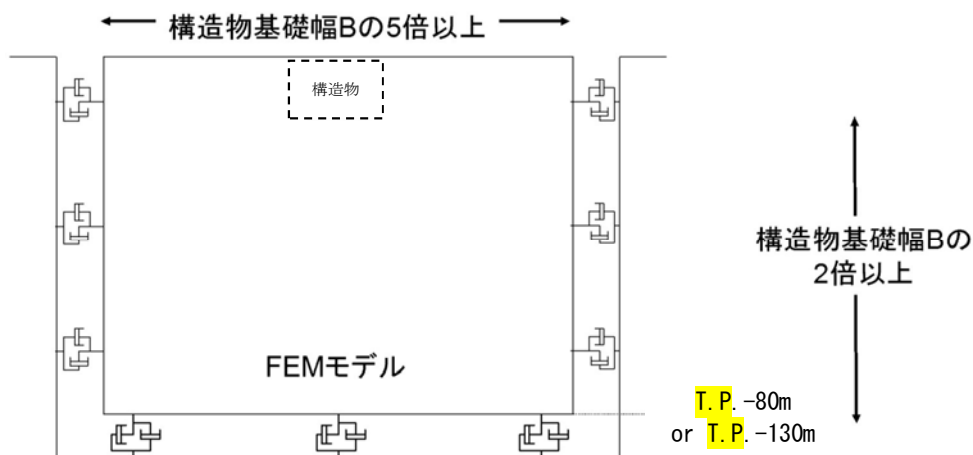


図 3.5.1-1 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3.5.1-2に示す。

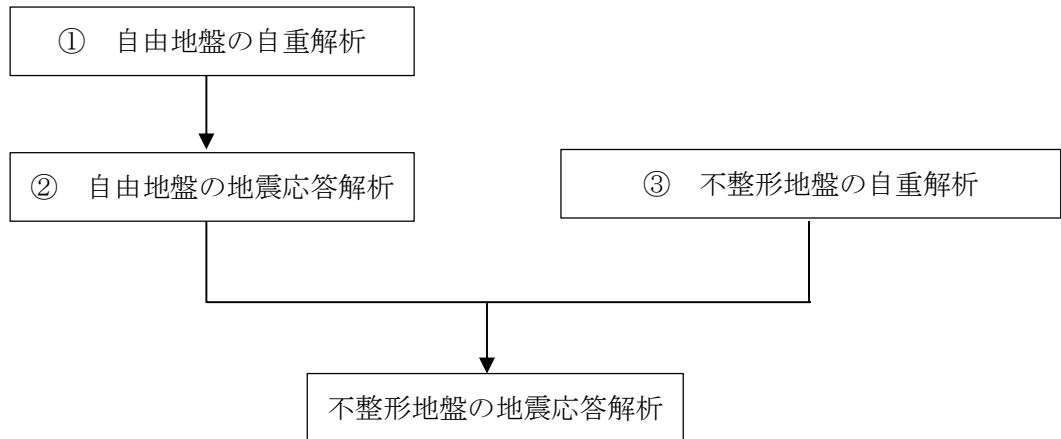


図3.5.1-2 自由地盤の自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越する変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5.1-3に示す。

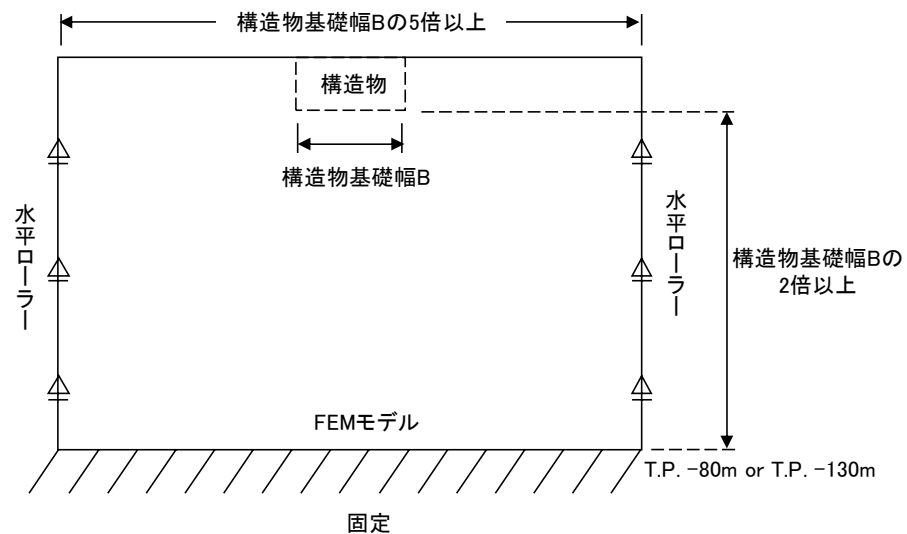


図3.5.1-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 自重解析時

自重解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、自重解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

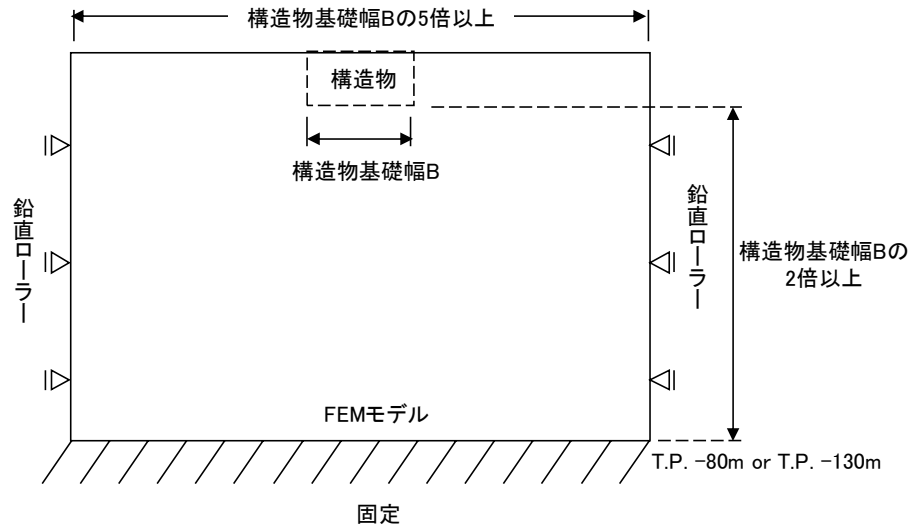


図 3.5.1-4 常時解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

(3) 構造物のモデル化

構造物は、線形はり要素によりモデル化する。

(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。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析モデルを図 3.5.1-5～図 3.5.1-9 に示す。



図 3.5.1-5 地震応答解析モデル(1/5) (断面①)

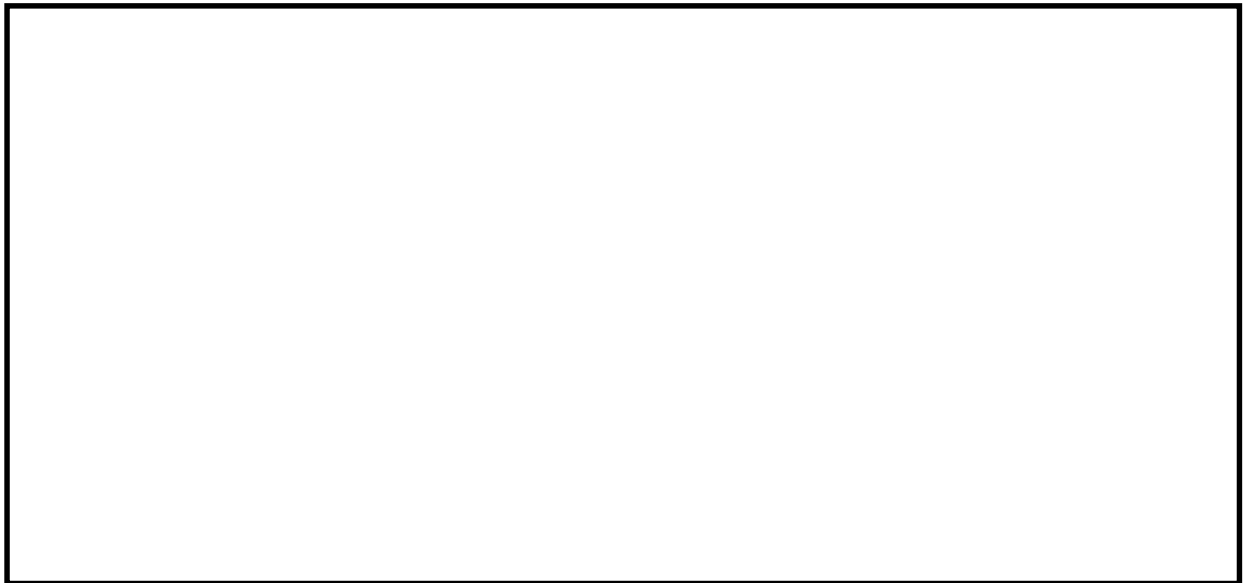


図 3.5.1-6 地震応答解析モデル(2/5) (断面②)

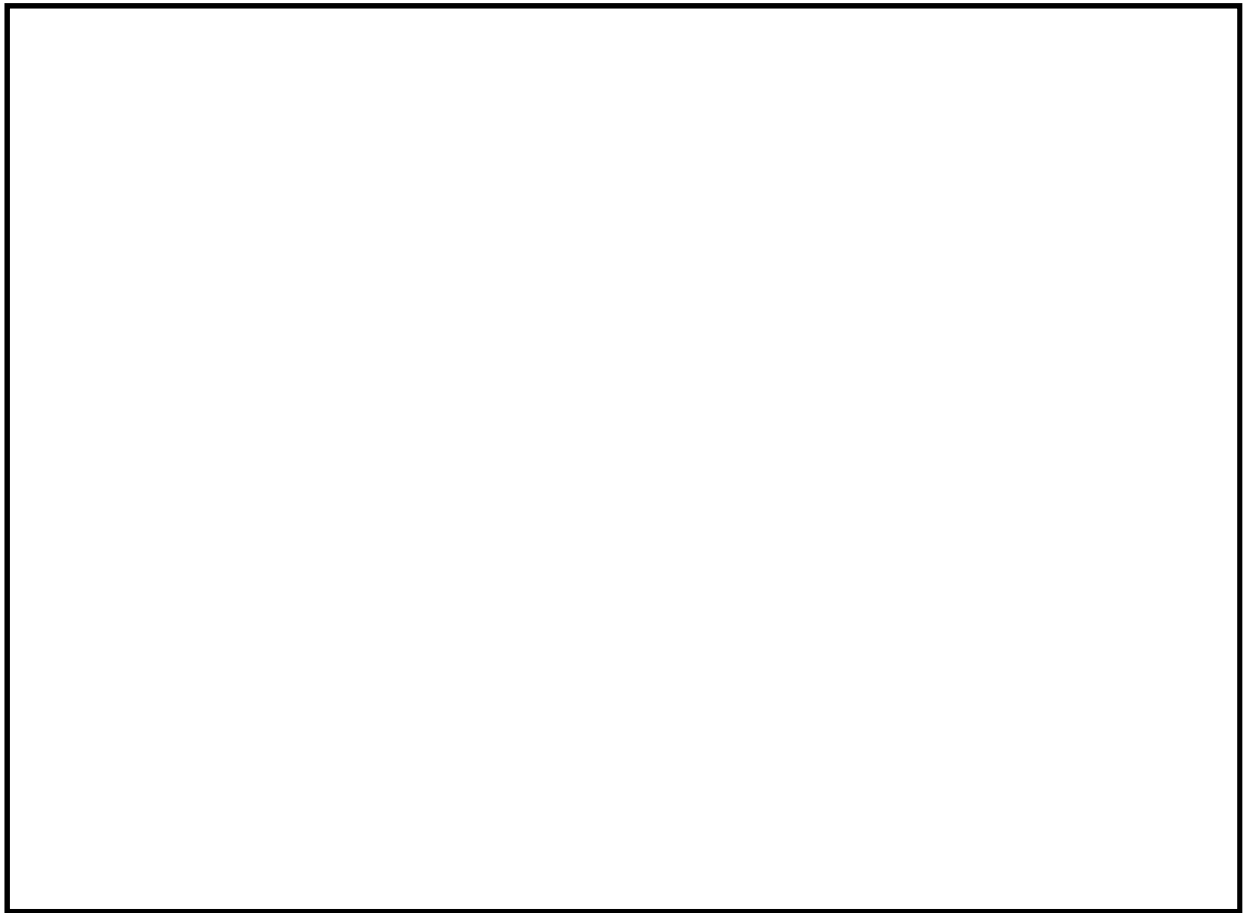


図 3.5.1-7 地震応答解析モデル(3/5) (断面③)

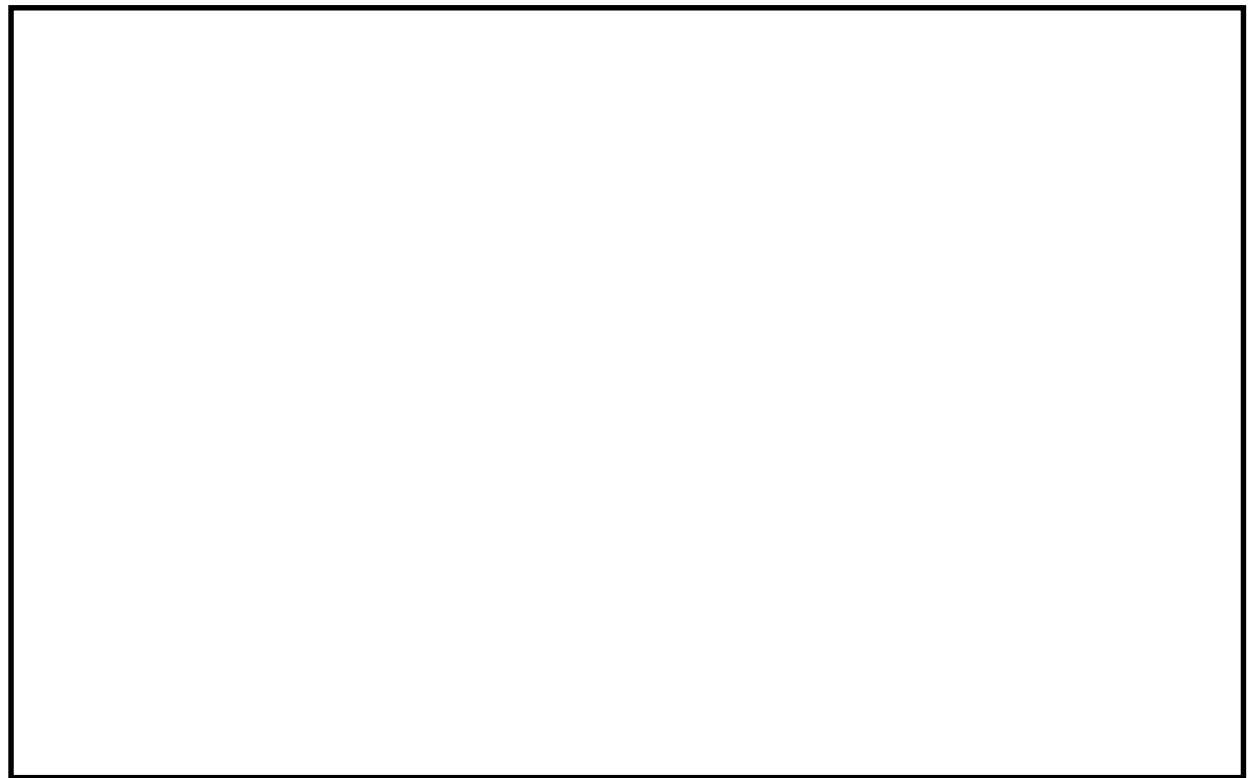


図 3.5.1-8 地震応答解析モデル(4/5) (断面④)

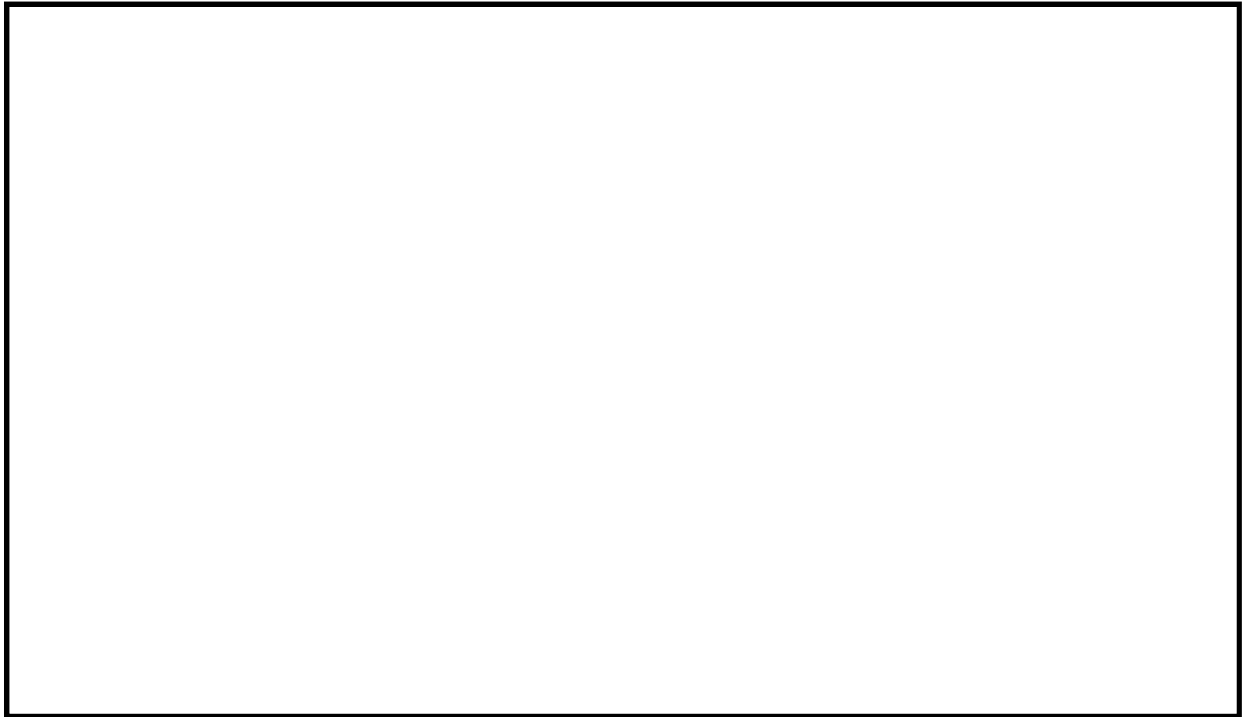


図 3.5.1-9 地震応答解析モデル(5/5) (断面⑤)

(5) ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。表 3.5.1-3 にジョイント要素の力学特性、図 3.5.1-10～14 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c、 ϕ は周辺地盤の c、 ϕ とする。(表 3.5.1-1 参照)

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-1 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

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

z : 標高(m)

q_u : 一軸圧縮強さ(N/mm²)

ジョイント要素のバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.5.1-2 のとおり設定する。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のバネ定数

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

表 3.5.1-3 ジョイント要素の力学特性

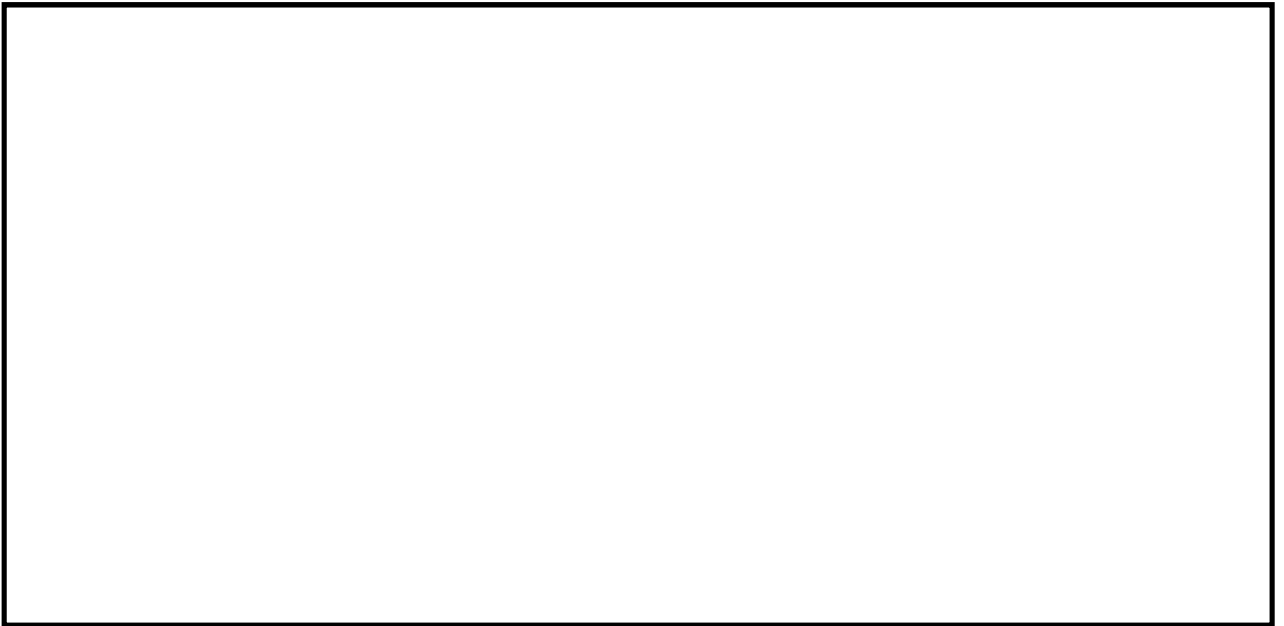
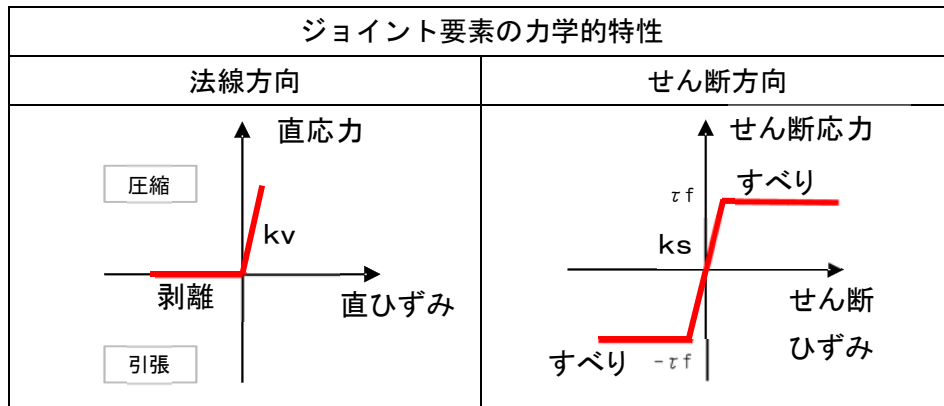


図 3.5.1-10 断面①におけるジョイント要素の配置図

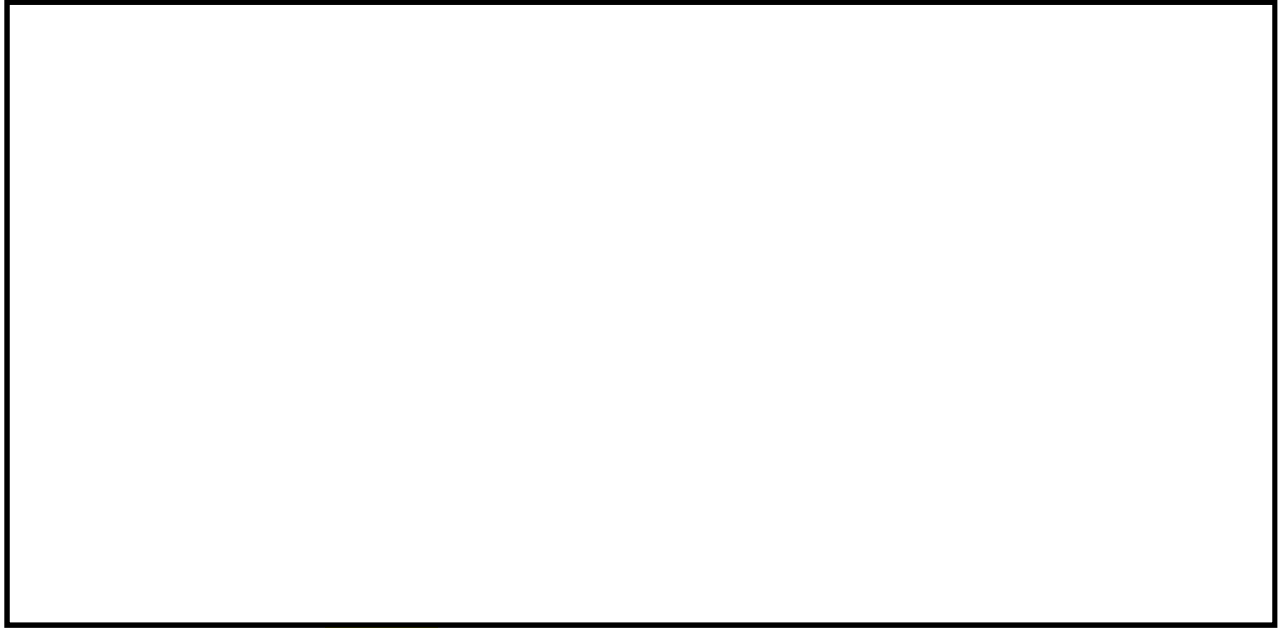


図 3.5.1-11 断面②におけるジョイント要素の配置図

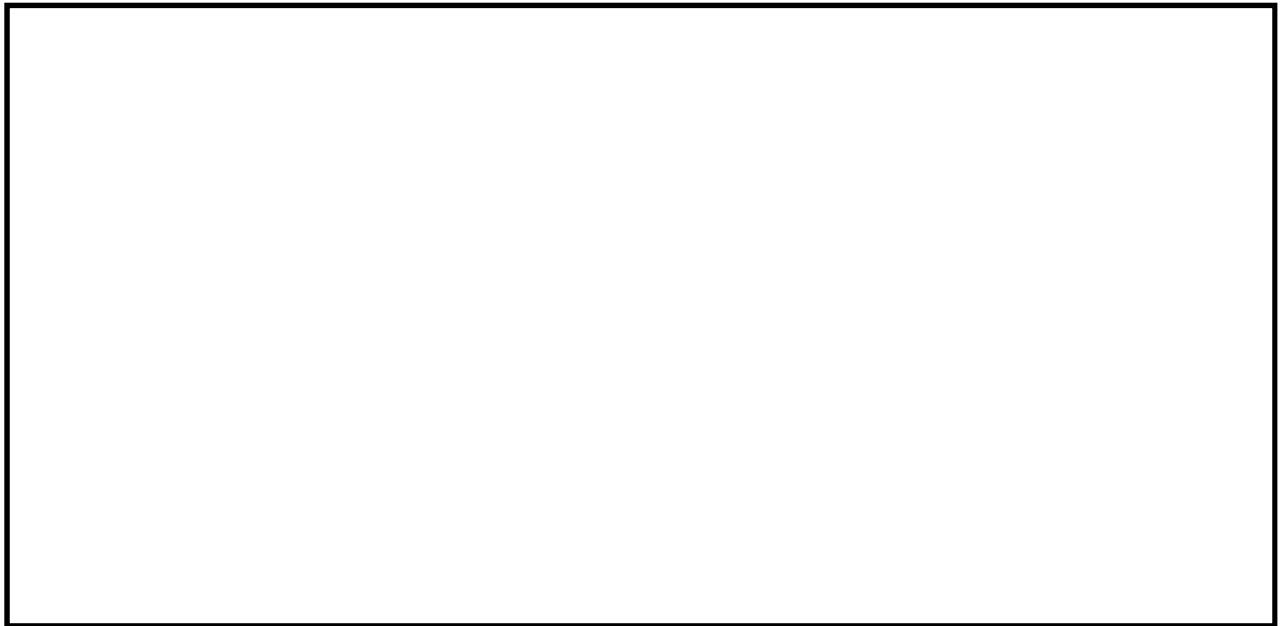


図 3.5.1-12 断面③におけるジョイント要素の配置図

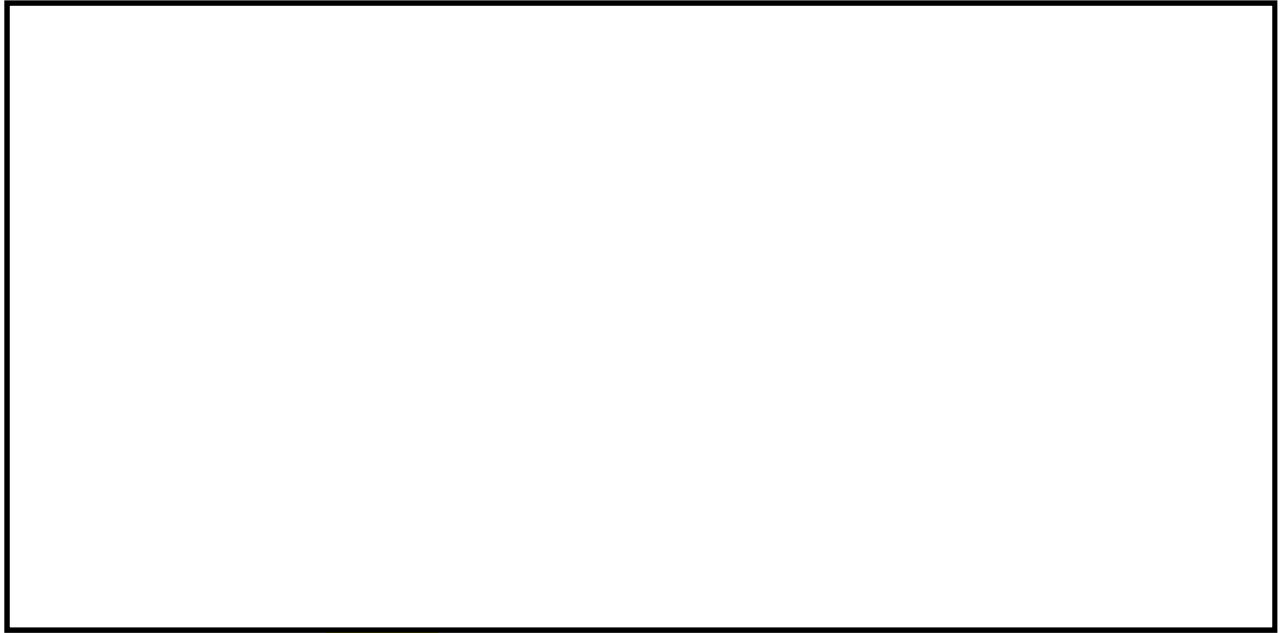


図 3.5.1-13 断面④におけるジョイント要素の配置図

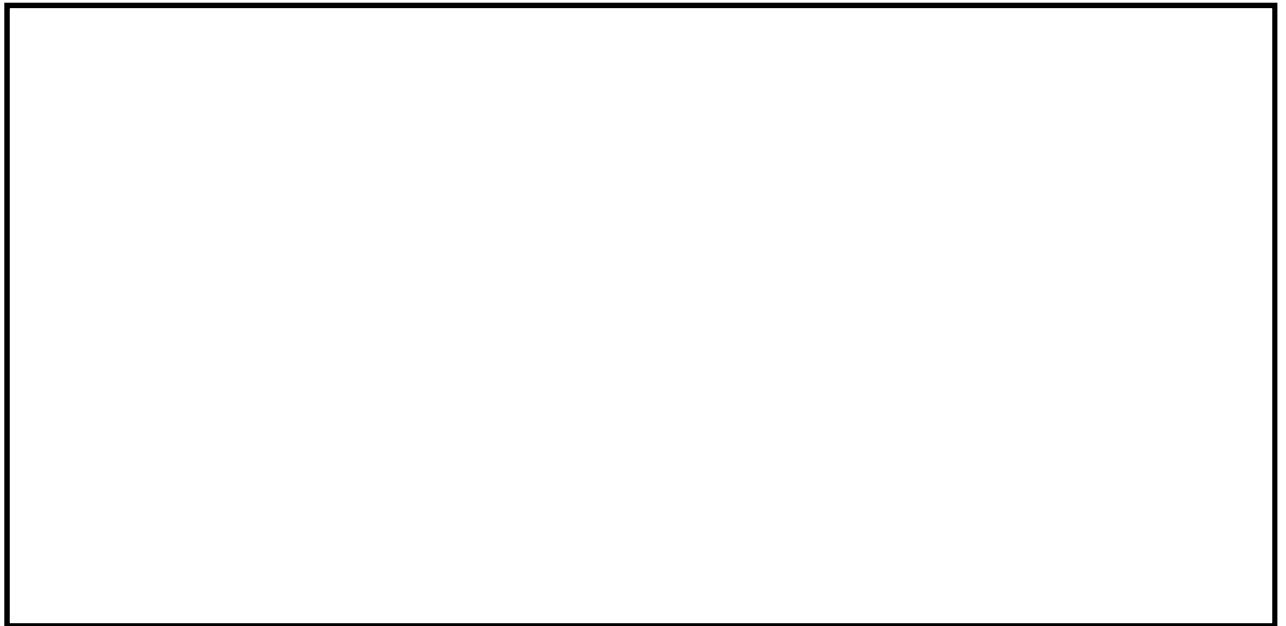


図 3.5.1-14 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

(6) 杭-地盤相互作用バネの設定

地盤と杭が接している箇所の側方境界部に杭-地盤相互作用バネ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-地盤相互作用バネの杭軸方向では、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 3.5.1-4 参照)

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 付着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-4 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

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

z : 標高(m)

q_u : 一軸圧縮強さ(N/mm²)

杭-地盤相互作用バネの杭軸方向のバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1-5 のとおり設定する。

また、杭-地盤相互作用バネの杭軸直角方向のバネ定数については、杭径及び杭間隔より設定される*。* FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

図 3.5.1-15 に杭-地盤相互作用バネの配置図を、図 3.5.1-16 に杭-地盤相互作用バネの力学的特性を示す。

表 3.5.1-5 杭-地盤相互作用バネのバネ定数

	せん断剛性 k_s (kN/m ³)
杭軸方向	1.0×10^6

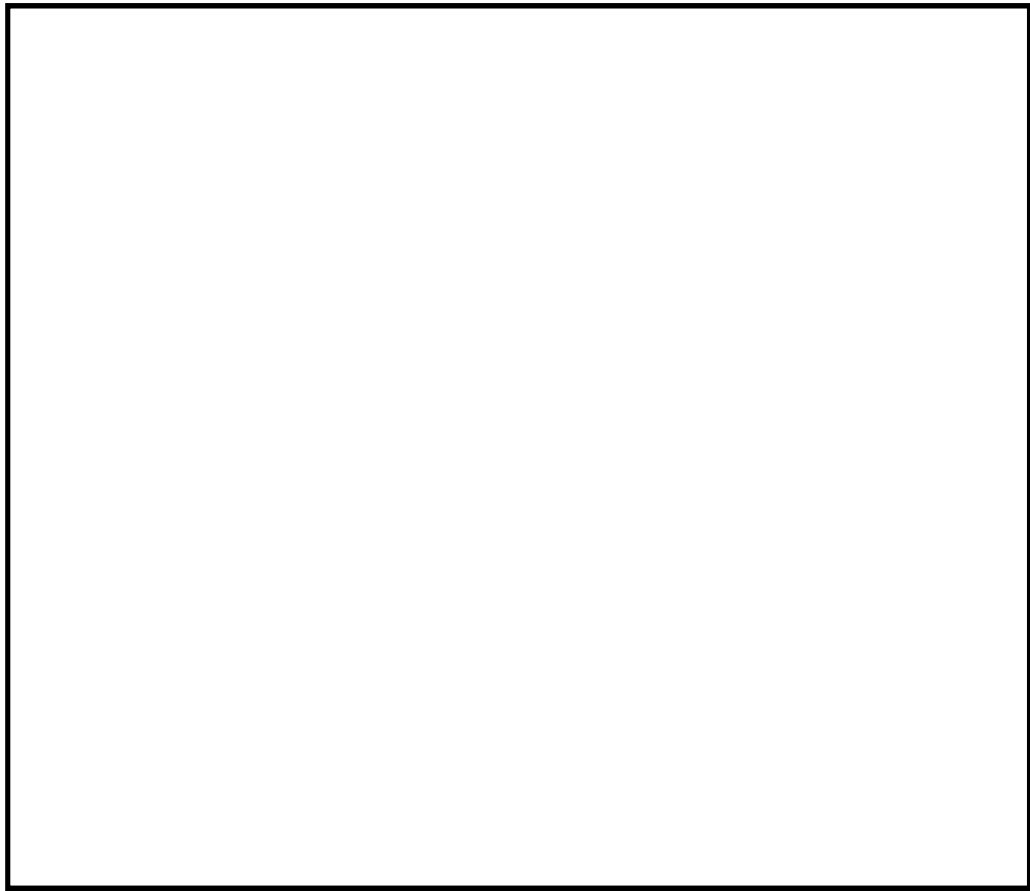


図 3.5.1-15 (1) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面①)

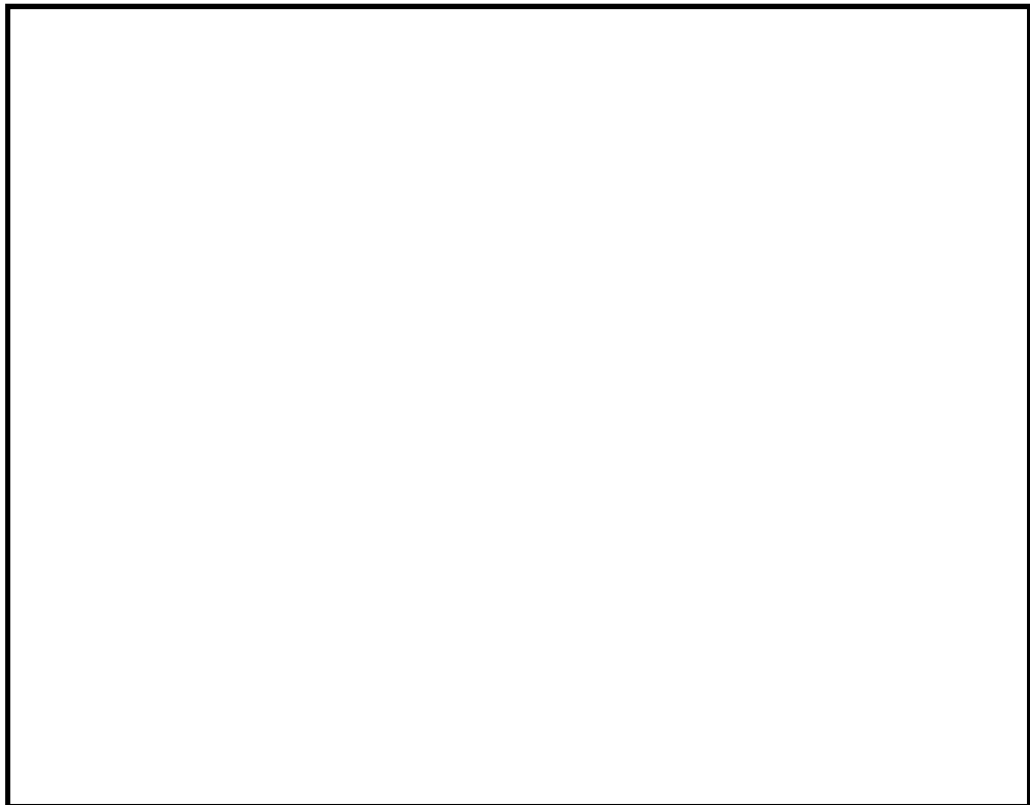


図 3.5.1-15 (2) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面②)

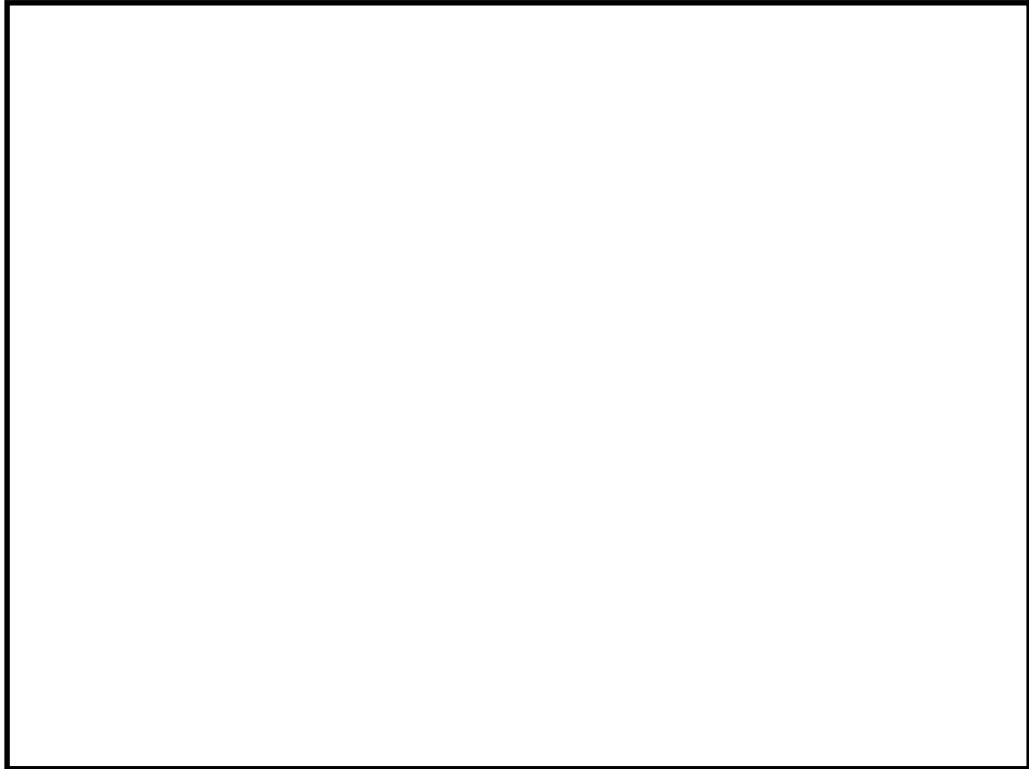


図 3.5.1-15 (3) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面③)

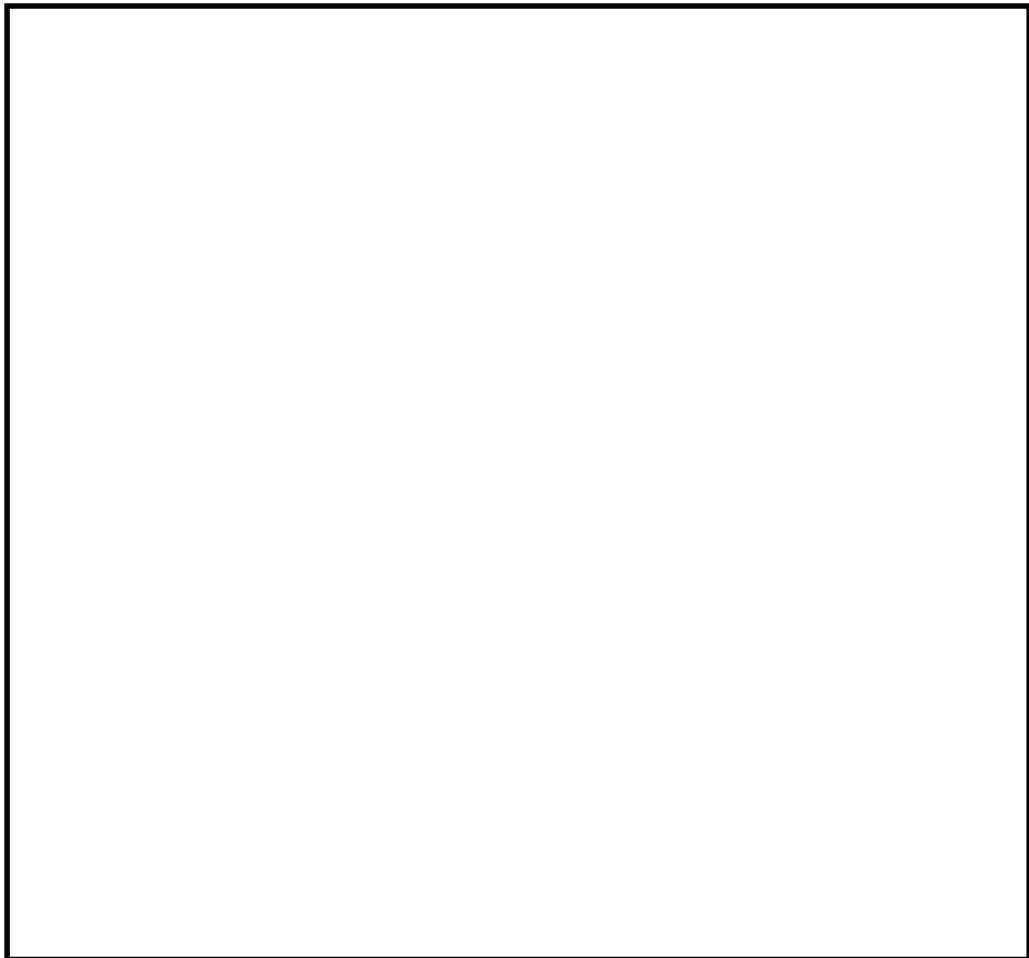


図 3.5.1-15 (4) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面④)

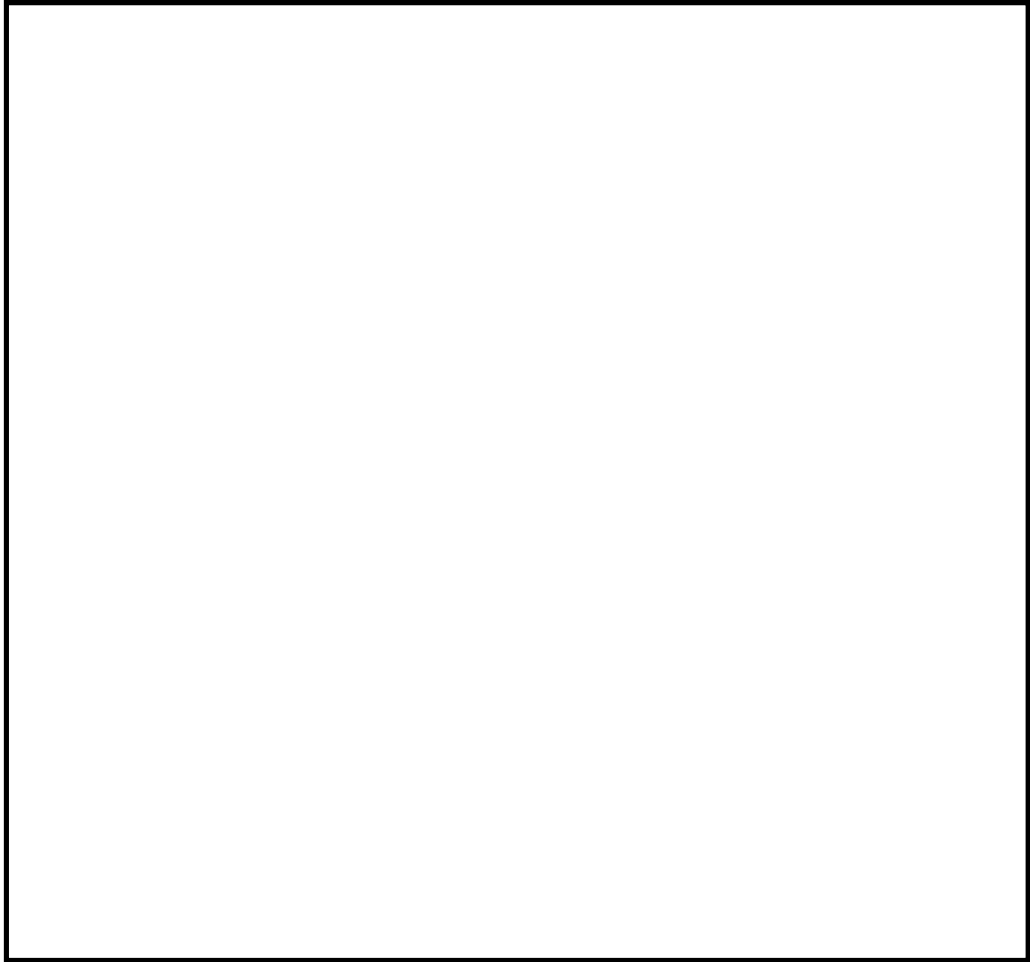


図 3.5.1-15 (5) 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面⑤)

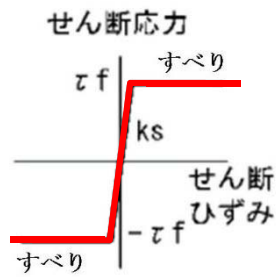


図 3.5.1-16 杭-地盤相互作用バネ (杭軸方向) の力学的特性

(7) 杭下端ジョイントバネの設定

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

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

杭下端ジョイントバネのバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1-6 のとおり設定する。図 3.5.1-17 に杭下端ジョイントバネ設定の力学的特性を示す。

表 3.5.1-6 杭下端ジョイントバネのバネ定数

	圧縮剛性 k_v (kN/m)
杭軸方向	1.0×10^6

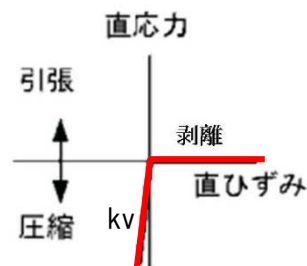


図 3.5.1-17 杭下端ジョイントバネ設定の力学的特性

(8) 減衰定数の設定

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

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトしていくことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 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3.5.1-18にRayleigh減衰の設定フローを、表3.5.1-7に固有値解析結果を示す。

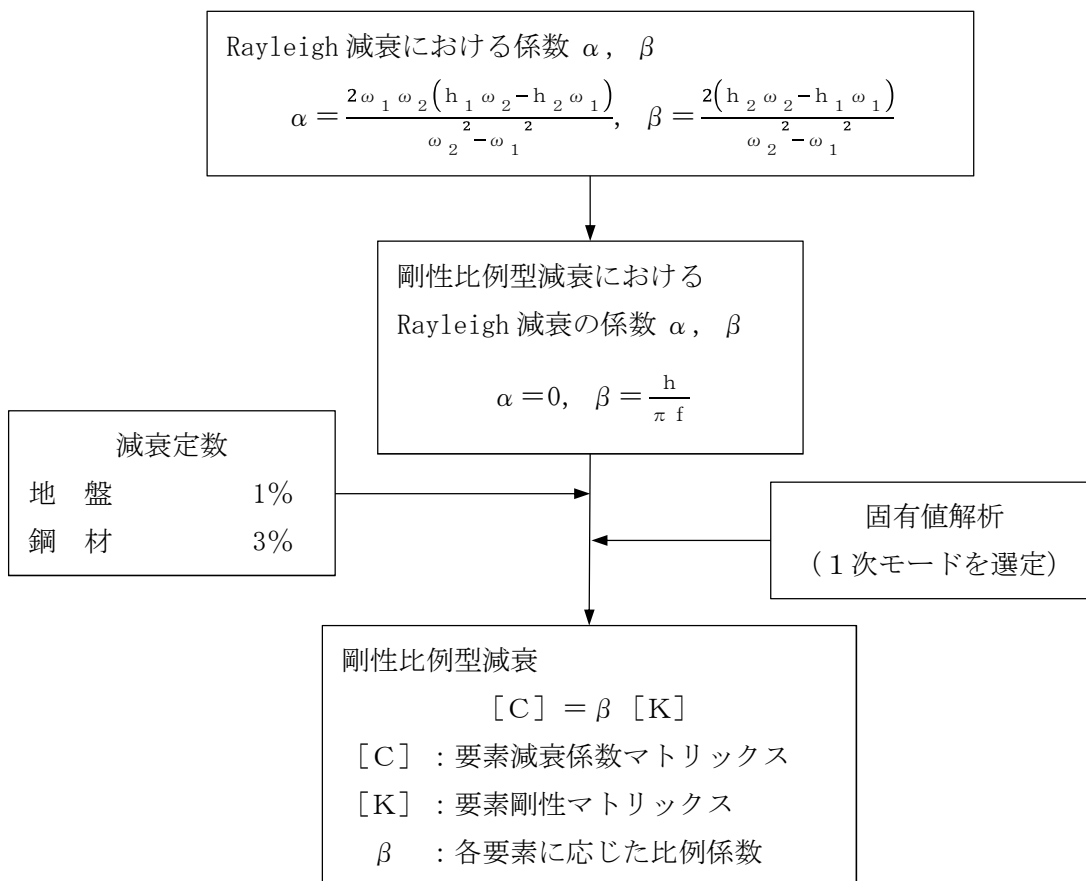


図 3.5.1-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.1-7 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.092	240.83	地盤の1次として採用
2	1.678	5.21	—
3	2.195	-2.41	—
4	2.503	3.43	—
5	2.592	30.29	—
6	2.644	4.23	—
7	2.912	64.35	構造物の1次として採用
8	3.088	-24.72	—
9	3.298	-3.42	—

(b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.108	263.68	地盤の1次として採用
2	1.720	14.60	—
3	2.222	-10.37	—
4	2.479	-0.25	—
5	2.627	14.85	—
6	2.695	7.69	—
7	2.852	-71.99	構造物の1次として採用
8	3.065	31.44	—
9	3.317	8.69	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.581	244.21	地盤の1次として採用
2	1.037	8.78	—
3	1.234	76.22	—
4	1.350	-141.06	構造物の1次として採用
5	1.430	-9.20	—
6	1.588	7.97	—
7	1.883	4.91	—
8	2.017	3.84	—
9	2.175	28.92	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.585	273.690	地盤の1次として採用
2	0.874	-3.221	—
3	1.151	-18.886	—
4	1.262	85.886	—
5	1.325	-145.130	構造物の1次として採用
6	1.343	16.066	—
7	1.465	2.229	—
8	1.536	10.831	—
9	1.664	3.096	—

(e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.648	296.040	地盤の1次として採用
2	0.957	90.662	—
3	1.232	40.878	—
4	1.337	91.041	—
5	1.459	55.978	—
6	1.555	44.059	構造物の1次として採用
7	1.684	49.659	—
8	1.806	30.769	—
9	2.005	3.042	—

表 3.5.1-7 (2) 固有値解析結果

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

(a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.097	241.58	地盤の1次として採用
2	1.706	4.36	—
3	2.197	-1.79	—
4	2.565	11.30	—
5	2.658	-6.71	—
6	2.738	-26.46	—
7	3.026	63.75	構造物の1次として採用
8	3.200	27.27	—
9	3.360	-10.05	—

(b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.113	264.70	地盤の1次として採用
2	1.754	14.00	—
3	2.223	-8.67	—
4	2.613	-1.64	—
5	2.678	12.18	—
6	2.791	0.45	—
7	3.004	-75.63	構造物の1次として採用
8	3.234	-26.40	—
9	3.400	8.41	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.614	251.76	地盤の1次として採用
2	1.121	9.78	—
3	1.322	91.29	—
4	1.420	-116.57	建造物の1次として採用
5	1.497	28.57	—
6	1.729	6.68	—
7	2.038	3.21	—
8	2.152	2.66	—
9	2.343	28.54	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.612	281.350	地盤の1次として採用
2	0.932	-0.642	—
3	1.236	-31.821	—
4	1.309	55.846	—
5	1.385	145.480	建造物の1次として採用
6	1.462	-16.110	—
7	1.527	-2.253	—
8	1.640	10.205	—
9	1.811	2.543	—

(e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.666	304.45	地盤の1次として採用
2	1.002	74.67	—
3	1.307	12.62	—
4	1.380	87.75	—
5	1.540	42.24	—
6	1.600	62.21	建造物の1次として採用
7	1.770	52.50	—
8	1.920	24.04	—
9	2.089	3.29	—

表 3.5.1-7 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.084	239.70	地盤の1次として採用
2	1.650	6.77	—
3	2.193	-3.63	—
4	2.395	-17.84	—
5	2.473	26.94	—
6	2.627	-4.18	—
7	2.769	65.36	構造物の1次として採用
8	2.953	22.28	—
9	3.240	1.75	—

(b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.100	262.29	地盤の1次として採用
2	1.682	15.18	—
3	2.219	12.93	—
4	2.335	0.74	—
5	2.524	12.45	—
6	2.646	-34.09	—
7	2.697	63.86	構造物の1次として採用
8	2.882	-34.87	—
9	3.157	-18.58	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.541	235.13	地盤の1次として採用
2	0.936	5.82	—
3	1.129	-58.26	—
4	1.275	-159.51	構造物の1次として採用
5	1.359	-9.66	—
6	1.438	-12.23	—
7	1.716	-6.01	—
8	1.866	9.66	—
9	1.974	22.58	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.550	264.220	地盤の1次として採用
2	0.810	5.527	—
3	1.053	-10.457	—
4	1.195	-66.697	—
5	1.232	-116.410	—
6	1.269	-122.090	構造物の1次として採用
7	1.365	-9.282	—
8	1.454	8.226	—
9	1.513	3.869	—

(e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.623	283.660	地盤の1次として採用
2	0.906	107.630	—
3	1.138	58.357	—
4	1.287	105.940	—
5	1.368	37.957	—
6	1.507	50.896	構造物の1次として採用
7	1.592	30.540	—
8	1.675	41.104	—
9	1.911	0.655	—

表 3.5.1-7 (4) 固有値解析結果 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(a) 防潮壁横断方向 (断面①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.046	230.72	地盤の1次として採用
2	1.532	17.49	—
3	1.996	25.66	—
4	2.150	28.41	—
5	2.210	20.31	—
6	2.252	-67.52	構造物の1次として採用
7	2.446	-42.52	—
8	2.582	-2.87	—
9	2.801	17.27	—

(b) 防潮壁横断方向 (断面②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.059	251.57	地盤の1次として採用
2	1.538	-13.60	—
3	1.946	11.53	—
4	2.174	-40.94	—
5	2.215	-36.86	—
6	2.289	82.53	構造物の1次として採用
7	2.360	29.88	—
8	2.626	-8.68	—
9	2.760	4.31	—

(c) 防潮壁横断方向 (断面③)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.561	243.69	地盤の1次として採用
2	0.982	14.67	—
3	1.188	-63.10	—
4	1.325	-144.23	構造物の1次として採用
5	1.362	22.99	—
6	1.516	7.85	—
7	1.777	-6.59	—
8	1.825	6.82	—
9	2.036	31.19	—

(d) 防潮壁横断方向 (断面④)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.558	270.770	地盤の1次として採用
2	0.791	-19.220	—
3	1.074	-14.143	—
4	1.181	-67.825	—
5	1.246	-15.120	—
6	1.294	-150.060	構造物の1次として採用
7	1.357	-36.362	—
8	1.471	-11.546	—
9	1.547	4.289	—

(e) 防潮壁横断方向 (断面⑤)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.626	285.890	地盤の1次として採用
2	0.887	108.930	—
3	1.168	40.889	—
4	1.298	80.021	—
5	1.374	68.721	—
6	1.472	42.841	構造物の1次として採用
7	1.538	71.397	—
8	1.664	15.491	—
9	1.834	20.551	—

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²
鋼管杭	敷地前面東側 : φ 2500 mm (SM570) 敷地側面北側及び南側 : φ 2000 mm (SM570)

表 3.5.2-2 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	24.5 ^{*1}	3.10×10 ⁴ ^{*1}	0.2 ^{*1}	-
鋼管杭	77.0 ^{*1}	2.00×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}

注記 *1 : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

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

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表3.5.3-1に示す。

表3.5.3-1 (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3.5.3-1 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）					新第三系
				Ac	D2c-3	D2c-2	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	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	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき、Z（標高）毎に物性値を設定
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	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	$23.2+0.0990 \cdot z$

z：標高（m）

表 3.5.3-1 (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_D (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_{CD} (°)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G _{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K _{ma} (kN/m ²)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 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Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

表 3.5.3-1 (4) 地盤改良体の物性値一覧

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

* 地盤改良体 (嵩上げ部) の一軸圧縮強度 : 1.5 N/mm²

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、下部構造及び上部構造の鋼管杭とする。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、上部構造のうち鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）とする。

(3) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤とする。

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

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

(5) シートパイル

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

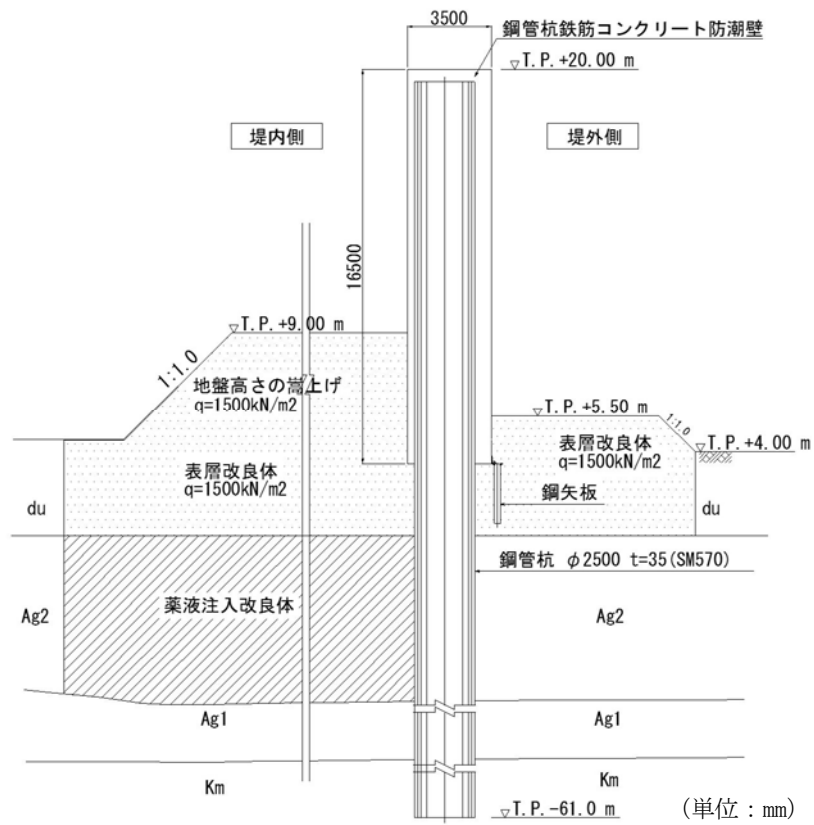


図 4.1-3 断面③断面図

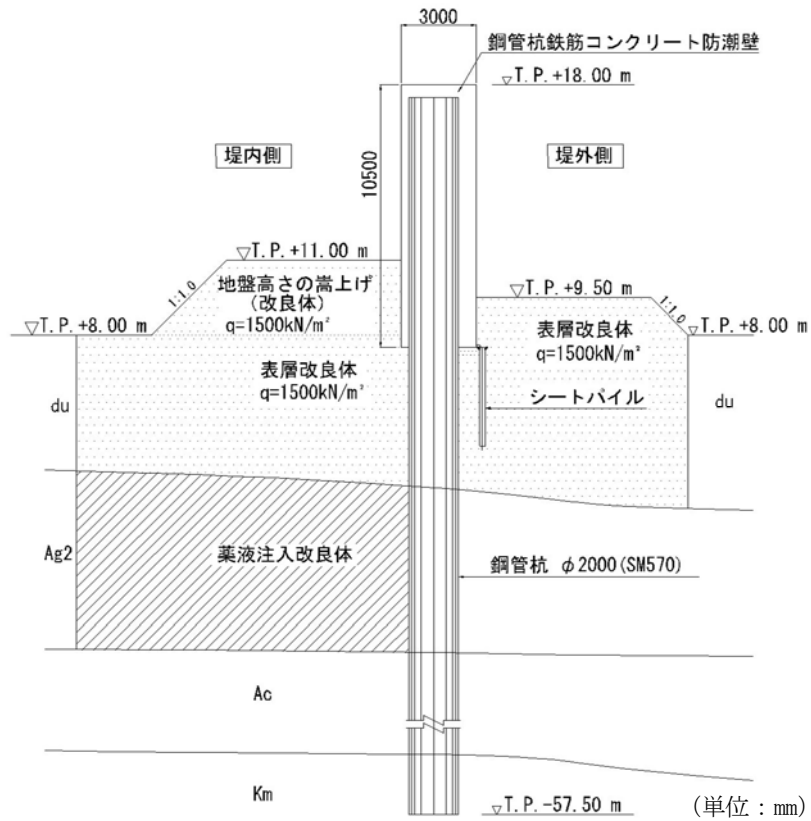


図 4.1-4 断面④断面図

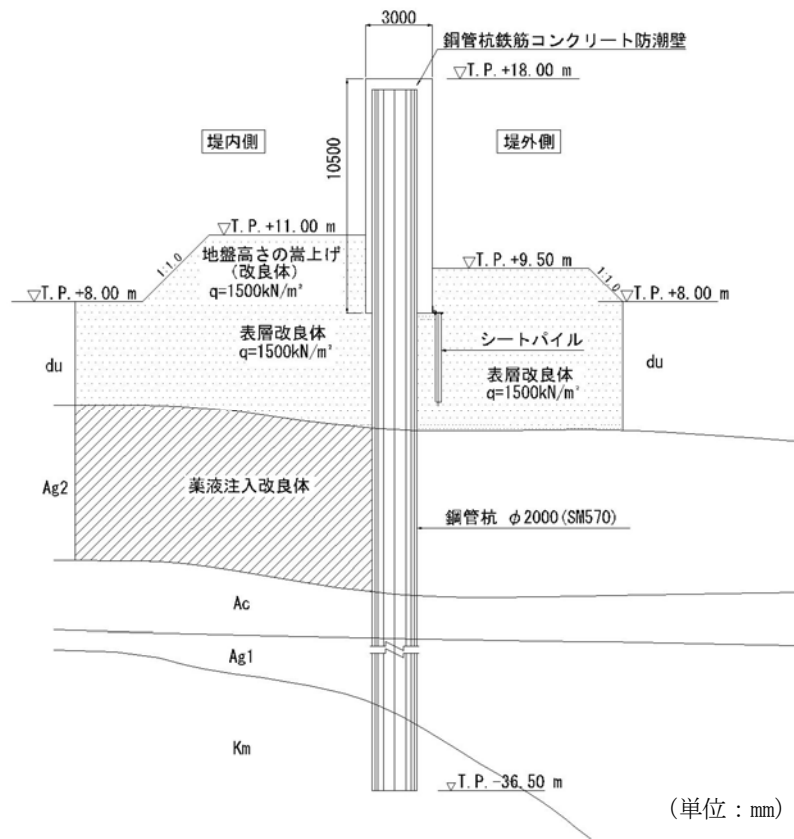


図 4.1-5 断面⑤断面図

4.2 解析方法

(1) 鋼管杭及び鋼管杭基礎

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、地震時の鋼管杭基礎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。

(2) 上部構造

上部構造については、2次元梁バネモデルで実施する。3次元FEMモデルによる解析は、2次元梁バネモデルの妥当性検証のため、断面③にて実施する。

4.3 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。

(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4.3-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 4.3-1 鋼管杭の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管杭	SM570	許容引張応力度 σ_{sa1}	382.5
		許容圧縮応力度 σ_{sa1}	
		許容せん断応力度 τ_{sa1}	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4.3-2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。

表4.3-2 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*1	f' _{ck} = 40 N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ _{ca}	21
		許容せん断応力度 τ _{a1}	0.825*3
鉄筋*2	SD490	許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (軸方向鉄筋)	435
		許容曲げ引張応力度 σ _{sa2} (せん断補強筋)	300

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）」を適用し，次式により求められる許容せん断力（V_a）を許容限界とする。

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

ここで，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

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

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(3) 基礎地盤の支持力

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

押込み力に対する支持力評価において、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

道路橋示方書による杭基礎（中掘り工法）の支持力算定式を以下に、極限支持力度を表4.3-3に示す。

極限支持力

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ：杭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）

* q_u は「補足-340-1 地盤の支持性能について」の表4.1-1における K_m 層の非排水せん断強度 $\times 2$

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力度（kN/m²）

表 4.3-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

	杭先端標高	支持岩盤の一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	極限支持力度 q_d (kN/m ²)
断面①	T. P. -17.0 m	1790	5370
断面②	T. P. -18.5 m	1802	5406
断面③	T. P. -61.0 m	2096	6288
断面④	T. P. -57.5 m	2070	6210
断面⑤	T. P. -36.5 m	1926	5778

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，平成 25 年）」を考慮し，せん断強度に基づき設定する。

表 4.3-4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力の許容限界

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

(5) シートパイル

シートパイルの許容限界は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年 2 月版（社）日本港湾協会）」の許容応力度に基づき設定する。許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4.3-9 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
SY390	352.5	190

4.4 解析モデル及び諸元

鋼管杭及び鋼管杭基礎の解析モデルは鋼管杭を線形はり要素でモデル化した地震応答解析のモデルを使用する。上部構造の耐震評価は、鉄筋コンクリート梁壁のみで外力に対して成立する構造とし、鉄筋コンクリート梁壁をモデル化した2次元梁バネモデルにより実施する。2次元梁バネモデルの妥当性検証のための3次元FEMモデルは、現実の3次元構造のとおり鋼管杭及び鉄筋コンクリートをモデル化する。

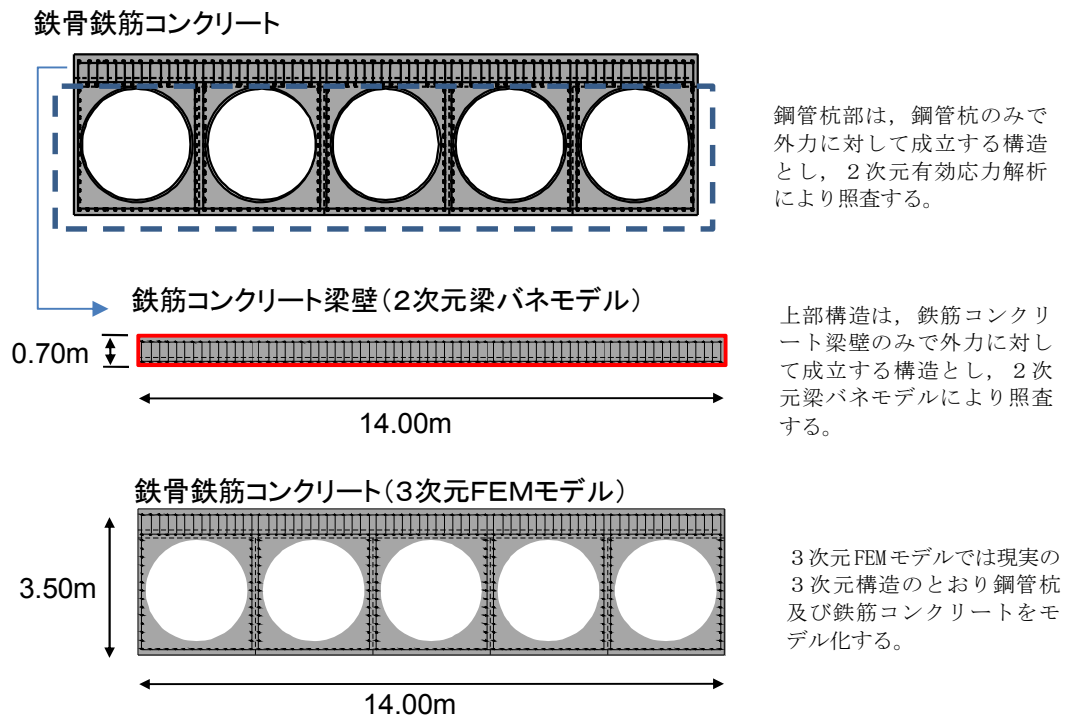


図 4.4-1 上部構造のモデル化

4.4.1 2次元梁バネモデル

梁バネモデルは、図 4.4.1-1 に示すように鉄筋コンクリート梁壁に作用する水平力の合力中心位置とする。

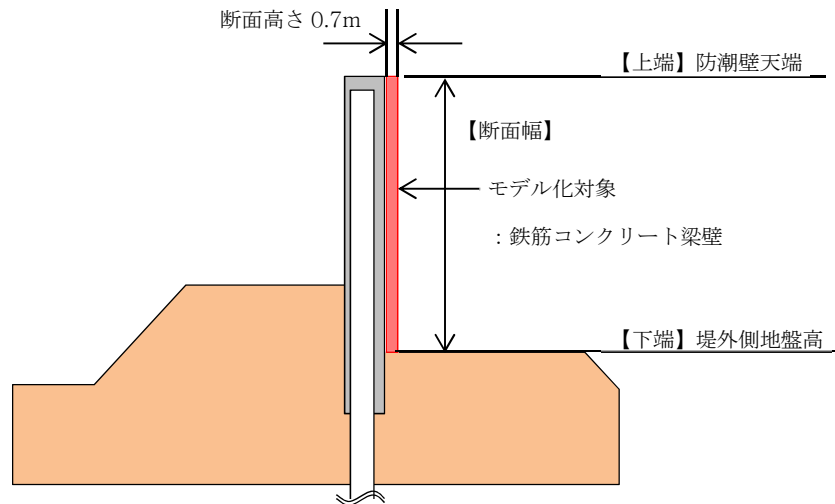


図 4.4.1-1 2次元梁バネモデル モデル化対象

解析モデルは、鉄筋コンクリート梁壁を梁要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、鋼管杭の位置に地盤バネ（集約バネ）を水平方向に設置する。地盤バネは、原地盤のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の2ケースで設定する。

2次元梁バネモデルの概要図を図 4.4.1-2 に示す。

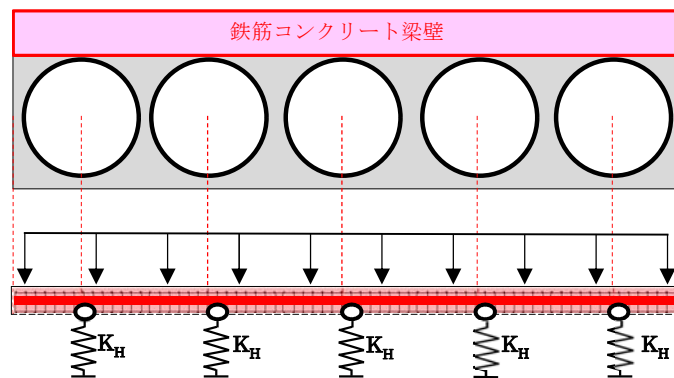


図 4.4.1-2 2次元梁バネモデル

地盤バネの設定方法を以下に示す。鋼管杭を図 4.4.1-3 に示すように水平力の合力の高さ h まで突出した杭として考え、道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）に基づく突出杭のバネ定数を算出する。

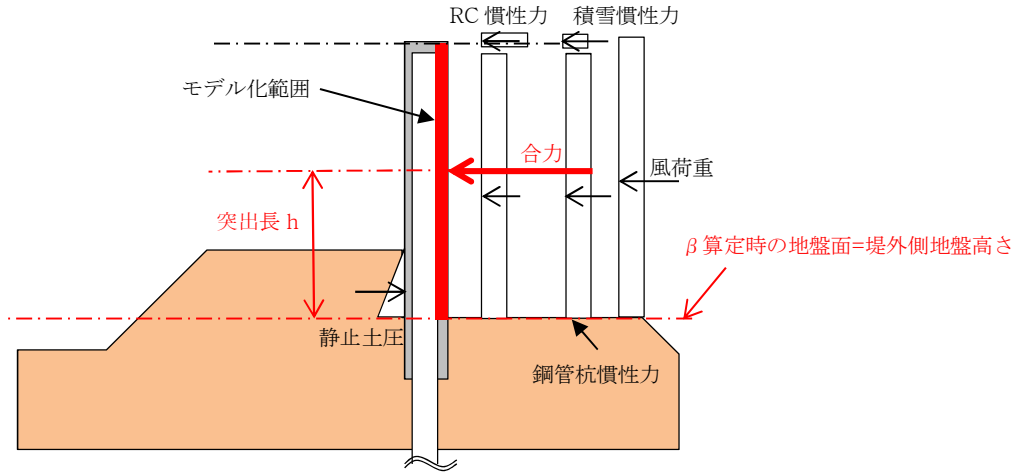


図 4.4.1-3 地盤バネ算定時の突出長 h の算定方法

水平方向のバネ定数は以下の式により算出する。

$$K_H = \mu \frac{3EI\beta^3}{(1 + \beta h)^3 + 0.5}$$

ここに、

K_H : 杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

μ : 補正係数

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

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

$$\beta : \text{杭の特性値} \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1})$$

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

D : 杭径 (m)

EI : 杭の曲げ剛性 (kN · m²)

h : 杭の突出長 (m)

(1) 原地盤のばらつきを考慮した場合

水平方向地盤バネについては、図 4.4.1-4 に示すように両端の鋼管杭位置に地盤バネの最小値と最大値を設定し、中央3箇所の鋼管杭位置には両端の地盤バネの平均値を設定する。

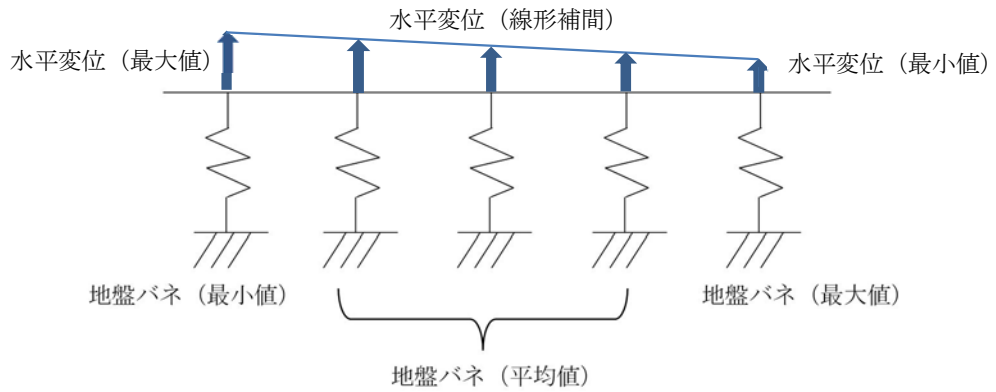


図 4.4.1-4 地盤バネ及び水平変位の設定方法

水平地盤バネの最小値と最大値は以下の方法で設定する。

平均剛性地盤で実施した有効応答解析による鋼管杭の評価で安全率が最も小さい地震波を用いて、表 3.3.4-1 に示す検討ケース②③⑤⑥において1次元有効応力解析を実施する。その中で地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）の各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネ（集約バネ）の最大値及び最小値を算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、上記の2つの地盤物性を用いた1次元有効応力解析結果における地表面最大変位を、両端のバネにそれぞれ与え、中央3箇所のバネには両端の変位を線形で補間した値を与える。

水平方向地盤反力係数は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に基づき、以下の式で算定する。

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

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

μ : 補正係数（「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」p.406より）

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

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³) 「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 285, 286 に基づき, 水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

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

ここで,

α : 地盤反力係数の換算係数 (α は一律 1.0 とする。)

E_0 : 地盤の変形係数

1次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース (地盤バネ最小値) と地表面加速度最大ケース (地盤バネ最大値) のそれぞれの E_s を使用して, 最大値, 最小値を設定する。

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

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

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

ここで,

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

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

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

ここで,

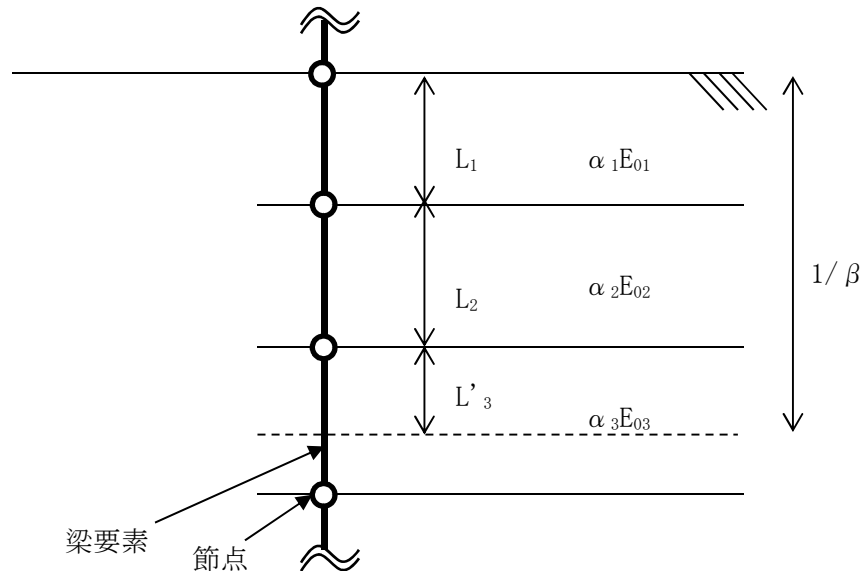
D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m⁻¹)

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

EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づき、換算載荷幅 B_H を算定する際の k_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha=1$) を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。



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

図 4.4.1-5 換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

(2) 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

水平地盤バネは以下の方法で設定する。

平均剛性地盤で実施した有効応答解析による鋼管杭の評価で安全率が最も小さい地震波を用いて、表 3.3.4-1 に示す検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースにおいて 1 次元有効応力解析を実施し、各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネ（集約バネ）を算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、1 次元有効応力解析結果における地表面最大変位を与える。

バネ定数及び反力上限値は、原地盤のばらつきを考慮した場合と同様に「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づいて算出する。

4.4.2 3次元FEMモデル

3次元FEMモデルは、上部構造をソリッド要素、鋼管杭をシェル要素によりモデル化し、地盤抵抗を表現するための地盤バネを設定する。

・ソリッド要素

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

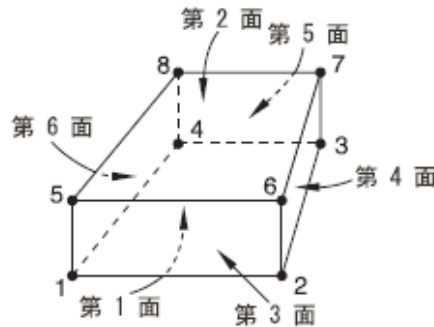


図 4.4.2-1 3次元ソリッド要素

・シェル要素

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

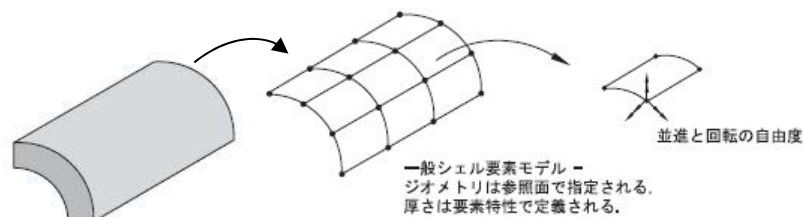


図 4.4.2-2 シェル要素

・地盤バネ

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

地盤バネの設定方法は、2次元梁バネモデルと同様に、原地盤のばらつきを考慮した場合と敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の2ケースで設定する。

(1) 原地盤のばらつきを考慮する場合

両端の鋼管杭に地盤バネの最小値と最大値を設定し、中央3箇所の鋼管杭には両端の地盤バネの平均値を設定する。

水平地盤バネの最小値と最大値は以下の方法で設定する。

平均剛性地盤で実施した有効応答解析による鋼管杭の評価で安全率が最も小さい地震波を用いて、表 3.3.4-1 に示す検討ケース②③⑤⑥において1次元有効応力解析を実施する。その中で地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）の各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネの最大値及び最小値を算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、上記の2つの地盤物性を用いた1次元有効応力解析結果における変位分布を、両端のバネにそれぞれ与え、中央3箇所のバネには両端バネの変位を線形で補間した値を与える。

地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に基づき、以下の式で算定する。

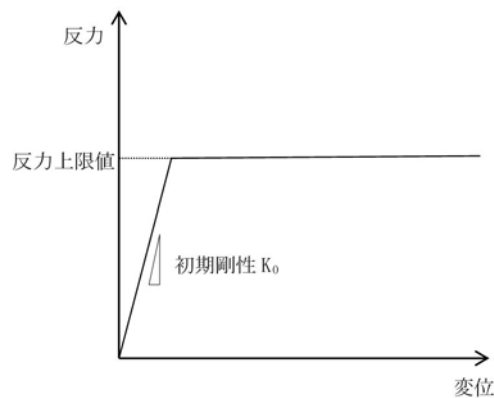


図 4.4.2-3 地盤バネのバイリニアモデル

a. 水平方向地盤バネのバネ定数

鋼管杭周辺の地盤バネは全周の半径方向の面分布バネとしてモデル化する。鋼管杭シールドは円周方向に48分割しているため、以下の式により計算する。

$$K_{h1} = k_h \times \pi / 48$$

ここで、 K_{h1} ：半径方向拘束バネのバネ定数 (kN/m)

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネは以下の式により計算する。

$$K_{h2} = k_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 K_{h2} ：防潮壁堤内側の地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

L：分担幅 (m)

H_w ：分担高さ (m)

D: 杭径 (m)

H: 支配長さ (m)

バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで、

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 406 に基づき、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

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

ここで、

L: 杭中心間隔 (m)

D: 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

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

表 4.4.2-1 η_k , α_k の値

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

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

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

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

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

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」 p. 285, 286 に基づき、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

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

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数

1次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）のそれぞれの E_s を使用して、最大値、最小値を設定する。

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

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

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

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m^2)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m^2)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m^2)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 ($^\circ$)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」 p. 286 に基づき B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0、許容誤差 1.0×10^{-5} を設定し、繰り返し計算により算定する。

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

ここで、

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m^{-1})

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

EI : 杭の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

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

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

b. 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値 P_{h1} は、鋼管杭シェルは円周方向に 48 分割しているため、以下の式により計算する。

$$P_{h1} = P_h \times \pi / 48$$

ここで、 P_{h1} ：鋼管杭周辺地盤バネの反力上限値 (kN/m)

P_h ：水平方向地盤バネの反力上限値 (kN/m)

また、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤内側の地盤バネの反力上限値 P_{h2} は、以下の式により計算する。

$$P_{h2} = P_h \times L \times H_w / (D \times H)$$

ここで、 P_{h2} ：防潮壁堤内側の地盤バネの反力上限値 (kN/m)

P_h ：水平方向地盤バネの反力上限値 (kN/m)

L：分担幅 (m)

H_w ：分担高さ (m)

D：杭径 (m)

H：支配長さ (m)

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

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

ここで、

P_{HU} ：受動土圧強度 (kN/m²)

D：杭径 (m)

H：支配長さ (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」p. 435 に基づき、受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

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

ここで

η_p ：群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

p_U ：地震時受動土圧強度 (kN/m²)

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 4.4.2-2 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

対象	η_p	α_p	$\eta_p \alpha_p$
粘性土地盤 ($N > 2$)	1.0	1.5	1.5
粘性土地盤 ($N \leq 2$)	1.0	1.0	1.0
砂質土地盤	—	3.0	$L/D (\leq \alpha_p)$

※ 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）p. 435, 436 より

※ 表中の L, D はそれぞれ L：杭の中心間隔 (m), D：杭径 (m)

地震時受働土圧強度 p_v は、1次元有効応力解析結果における地表面変位最大ケース（地盤バネ最小値）と地表面加速度最大ケース（地盤バネ最大値）において、以下の式により算出された σ_f とする。

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

ここで、

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (CD 条件)

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

(2) 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

水平地盤バネは以下の方法で設定する。

平均剛性地盤で実施した有効応答解析による鋼管杭の評価で安全率が最も小さい地震波を用いて、表 3.3.4-1 に示す検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースにおいて1次元有効応力解析を実施し、各地盤深度の平均有効主応力とせん断ひずみにより求めた割線剛性を用いて地盤バネを算出し、地盤バネを算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、1次元有効応力解析結果における変位分布を与える。

バネ定数及び反力上限値は、原地盤のばらつきを考慮した場合と同様に「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に基づいて算出する。

3次元FEMモデルの概要図を図 4.4.2-4 に示す。

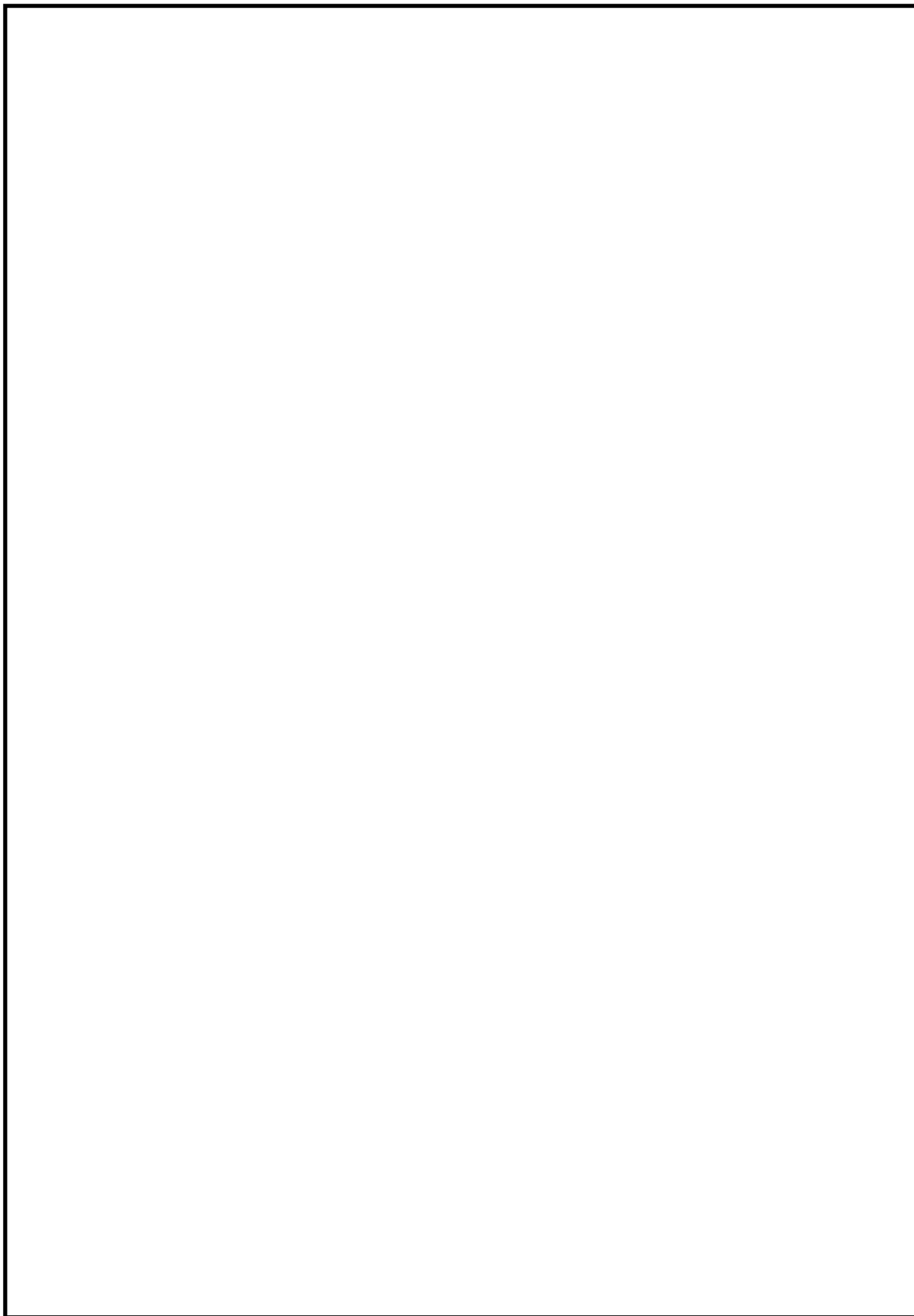


図 4.4.2-4 3次元FEM解析モデル

4.4.3 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.2 使用材料及び材料の物性値」と同じ値を使用する。

4.5 評価方法

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値及び「4.5 解析モデル及び諸元」で示した上部構造モデルに発生する応力が、「4.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鋼管杭

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

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

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

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

ここで、

- σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

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

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

ここで、

- τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 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。

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地震時の有効応力解析による結果より、地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力が改良体の許容限界以下であることを確認する。

(5) シートパイル

シートパイルに発生するせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面⑤における基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5.1-1～図 5.1-5 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，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の断面①～断面⑤において，最大せん断ひずみ分布図を図 5.1-6 及び図 5.1-7 に示し，過剰間隙水圧比の分布図を図 5.1-8 及び図 5.1-9 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。

図 5.1-1 (1) 断面①の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (2) 断面①の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (3) 断面①の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (4) 断面①の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (5) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (6) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (7) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (8) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (9) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (10) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (11) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-1 (12) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (1) 断面②の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (2) 断面②の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (3) 断面②の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (4) 断面②の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (5) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (6) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (7) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (8) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (9) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (10) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (11) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-2 (12) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-3 (1) 断面③の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-3 (2) 断面③の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-3 (3) 断面③の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-3 (4) 断面③の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-3 (5) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = 00.00s$)

図 5.1-3 (6) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = 00.00s$)

図 5.1-3 (7) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 00.00s$)

図 5.1-3 (8) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = 00.00s$)

図 5.1-3 (9) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = 00.00s$)

図 5.1-3 (10) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 00.00s$)

図 5.1-3 (11) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-3 (12) 断面③の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (1) 断面④の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (2) 断面④の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (3) 断面④の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (4) 断面④の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (5) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (6) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (7) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (8) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (9) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (10) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (11) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-4 (12) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-5 (1) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-5 (2) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-5 (3) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-5 (4) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-5 (5) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-5 (6) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-5 (7) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-5 (8) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-5 (9) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-5 (10) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-5 (11) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-5 (12) 断面⑤の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-6 (1) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-6 (2) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-6 (3) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-6 (4) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-6 (5) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-6 (6) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-6 (7) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-6 (8) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-6 (9) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-6 (10) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-6 (11) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-6 (12) 断面①の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-7 (1) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V+]$)

図 5.1-7 (2) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H+, V-]$)

図 5.1-7 (3) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V+]$)

図 5.1-7 (4) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D1 [H-, V-]$)

図 5.1-7 (5) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)

図 5.1-7 (6) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

図 5.1-7 (7) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

図 5.1-7 (8) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)

図 5.1-7 (9) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)

図 5.1-7 (10) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 22$)

図 5.1-7 (11) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H+, V+]$)

図 5.1-7 (12) 断面②の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 31 [H-, V+]$)

図 5.1-8 (1) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-8 (2) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-8 (3) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-8 (4) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-8 (5) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-8 (6) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-8 (7) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-8 (8) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-8 (9) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-8 (10) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-8 (11) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-8 (12) 断面③の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-9 (1) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-9 (2) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-9 (3) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-9 (4) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-9 (5) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-9 (6) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-9 (7) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-9 (8) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-9 (9) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-9 (10) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-9 (11) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-9 (12) 断面④の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-10 (1) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-10 (2) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-10 (3) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-10 (4) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-10 (5) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-10 (6) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-10 (7) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-10 (8) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-10 (9) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-10 (10) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-10 (11) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-10 (12) 断面⑤の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-11 (1) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-11 (2) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-11 (3) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-11 (4) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-11 (5) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-11 (6) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-11 (7) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-11 (8) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-11 (9) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-11 (10) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-11 (11) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-11 (12) 断面①の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-12 (1) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-12 (2) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-12 (3) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-12 (4) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-12 (5) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-12 (6) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-12 (7) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-12 (8) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-12 (9) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-12 (10) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-12 (11) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-12 (12) 断面②の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-13 (1) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-13 (2) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-13 (3) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-13 (4) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-13 (5) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-13 (6) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-13 (7) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-13 (8) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-13 (9) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-13 (10) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-13 (11) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-13 (12) 断面③の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-14 (1) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-14 (2) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-14 (3) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-14 (4) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-14 (5) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-14 (6) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-14 (7) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-14 (8) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-14 (9) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-14 (10) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-14 (11) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-14 (12) 断面④の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-15 (1) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-15 (2) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-15 (3) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-15 (4) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-15 (5) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-15 (6) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-15 (7) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-15 (8) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-15 (9) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-15 (10) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-15 (11) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-15 (12) 断面⑤の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

5.2 耐震評価結果

5.2.1 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2.1-1 に、曲げに対する照査結果を表 5.2.1-2～表 5.2.1-6 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、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 5.2.1-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m ²)	断面係数 (m ³)
①			
②			
③			
④			
⑤			

追而

表 5.2.1-2 曲げに対する安全率 (断面①)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	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

表 5.2.1-3 曲げに対する安全率 (断面②)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	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

表 5.2.1-4 曲げに対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	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

表 5.2.1-5 曲げに対する安全率 (断面④)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	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

表 5.2.1-6 曲げに対する安全率 (断面⑤)

地盤	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	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)						

(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 5.2.1-1 に、せん断に対する照査結果を表 5.2.1-7～表 5.2.1-11 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、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 5.2.1-7 せん断に対する安全率 (断面①)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	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)					

表 5.2.1-8 せん断に対する安全率 (断面②)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	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)					

追而

表 5.2.1-9 せん断に対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	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)					

表 5.2.1-10 せん断に対する安全率 (断面④)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	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)					

表 5.2.1-11 せん断に対する安全率 (断面⑤)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	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)					

5.2.2 鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2.2-1 に、2次元梁バネモデルによる曲げに対する照査結果を表 5.2.2-2 及び表 5.2.2-3 に、3次元FEM解析モデルによる曲げに対する照査結果を表 5.2.2-4 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 5.2.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
①				
③				

表 5.2.2-2 曲げに対する安全率 (断面①：2次元梁バネモデル)

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

表 5.2.2-3 曲げに対する安全率 (断面③：2次元梁バネモデル)

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

表 5.2.2-4 曲げに対する安全率 (断面③：3次元FEM解析モデル)

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

(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 5.2.2-1 及び表 5.2.2-5 に、2次元梁バネモデルによるせん断に対する照査結果を表 5.2.2-6 及び表 5.2.2-7 に、3次元FEM解析モデルによるせん断に対する照査結果を表 5.2.2-8 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 5.2.2-5 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
①			
③			

表 5.2.2-6 せん断に対する安全率 (断面①：2次元梁バネモデル)

地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定

表 5.2.2-7 せん断に対する安全率 (断面③：2次元梁バネモデル)

地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定

表 5.2.2-8 せん断に対する安全率 (断面③：3次元FEM解析モデル)

地震動	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	安全率	判定

追而

5.2.3 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5.2.3-1～表 5.2.3-5 に示す。

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

表 5.2.3-1 極限支持力に対する安全率（断面①）

地盤	地震動	接地圧 (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)					

追而

表 5.2.3-2 極限支持力に対する安全率 (断面②)

地盤	地震動	接地圧 (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)					

追而

表 5.2.3-3 極限支持力に対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	接地圧 (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)					

追而

表 5.2.3-4 極限支持力に対する安全率 (断面④)

地盤	地震動	接地圧 (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)					

追而

表 5.2.3-5 極限支持力に対する安全率 (断面⑤)

地盤	地震動	接地圧 (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)					

5.2.4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査結果を表 5.2.4-1～表 5.2.4-5 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果，発生せん断応力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力は，各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.4-1 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面①）

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

表 5.2.4-2 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面②）

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

表 5.2.4-3 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面③）

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

表 5.2.4-4 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面④）

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

表 5.2.4-5 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する安全率（断面⑤）

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

5.2.5 シートパイルに対する評価結果

シートパイルのせん断に対する照査結果を表 5.2.5-1～表 5.2.5-5 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は、各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2.5-1 せん断に対する安全率（断面①）

地盤	地震動	せん断力 (kN)	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)					

追而

表 5.2.5-2 せん断に対する安全率 (断面②)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	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)					

追而

表 5.2.5-3 せん断に対する安全率 (断面③)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	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)					

追而

表 5.2.5-4 せん断に対する安全率 (断面④)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	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)					

追而

表 5.2.5-5 せん断に対する安全率 (断面⑤)

地盤	地震動	せん断力 (kN)	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)					

追而

5.3 まとめ

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震安全性評価に関する参考資料

1 減衰の設定について

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

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

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

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3%（道路橋示方書（V 耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とする。

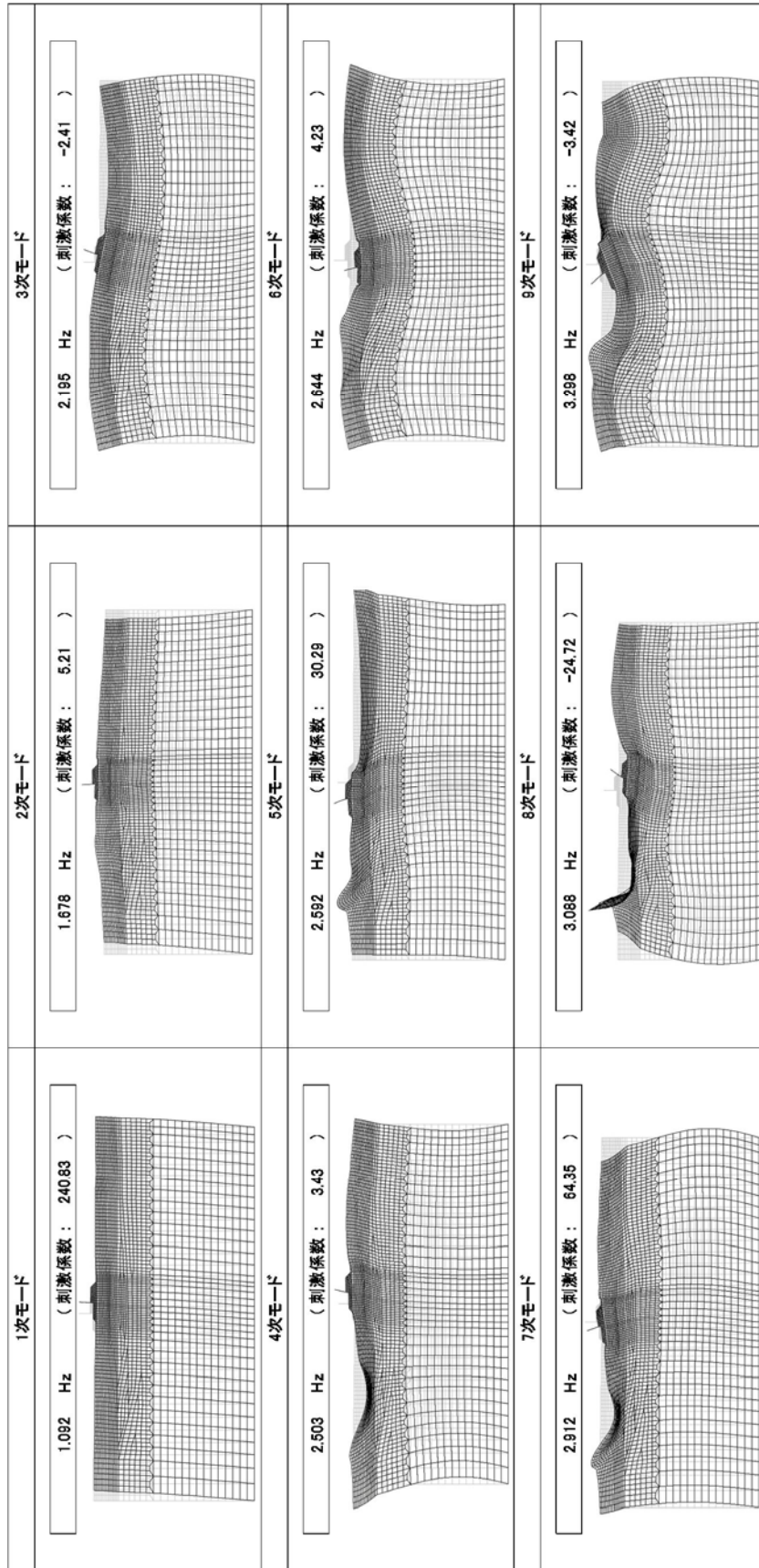


図1-1 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面① 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

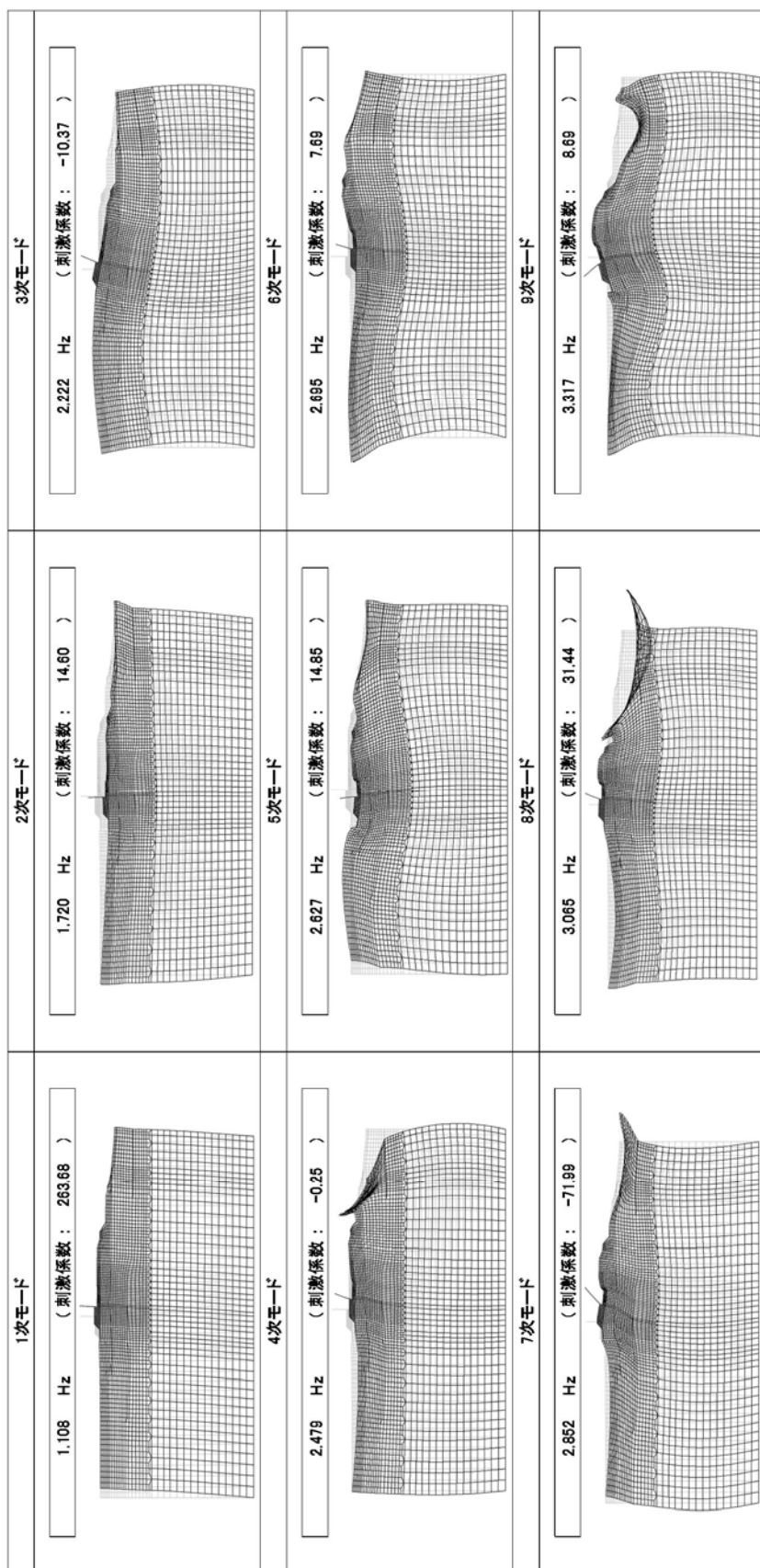


図1-1 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面② 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

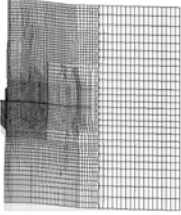
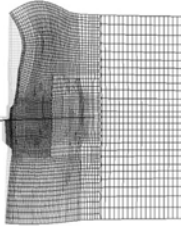
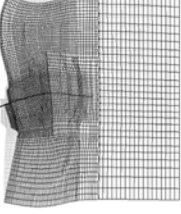
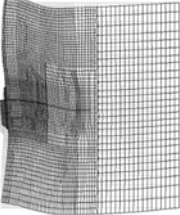
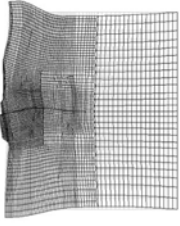
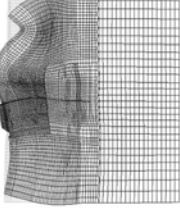
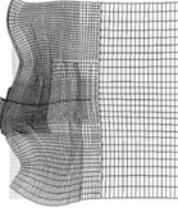
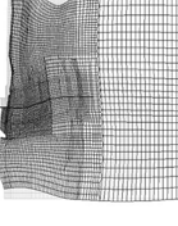
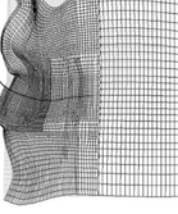
<p>1次モード</p> <p>0.581 Hz (刺激係数 : 244.21)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.037 Hz (刺激係数 : 8.78)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.234 Hz (刺激係数 : 76.22)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.350 Hz (刺激係数 : -141.06)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.430 Hz (刺激係数 : -9.20)</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.588 Hz (刺激係数 : 7.97)</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.883 Hz (刺激係数 : 4.91)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.017 Hz (刺激係数 : 3.84)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.175 Hz (刺激係数 : 28.92)</p> 

図 1-1 (3) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面③ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

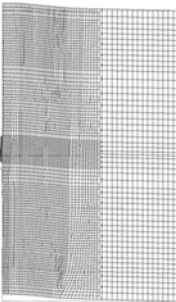
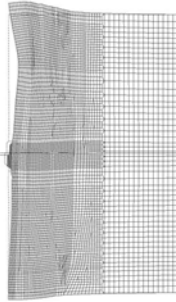
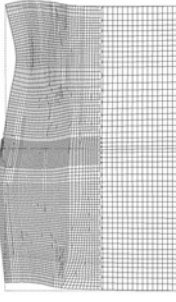
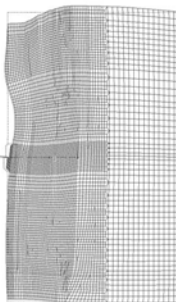
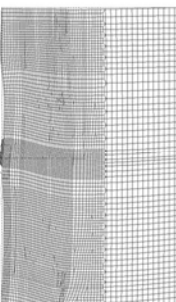
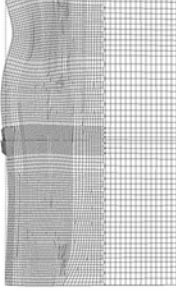
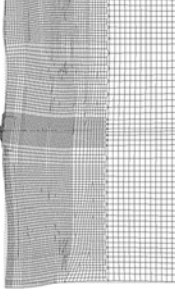
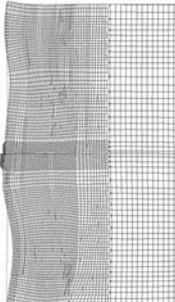
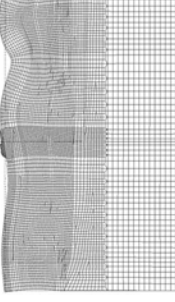
<p>1次モード</p> <p>0.565 Hz (刺激係数 : 273.69)</p> 	<p>2次モード</p> <p>0.874 Hz (刺激係数 : -3.22)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.151 Hz (刺激係数 : -18.89)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.262 Hz (刺激係数 : 85.89)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.325 Hz (刺激係数 : -145.13)</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.343 Hz (刺激係数 : 16.07)</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.465 Hz (刺激係数 : 2.23)</p> 	<p>8次モード</p> <p>1.536 Hz (刺激係数 : 10.83)</p> 	<p>9次モード</p> <p>1.664 Hz (刺激係数 : 3.10)</p> 

図1-1 (4) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面④ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

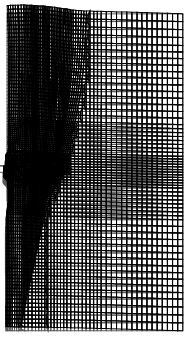
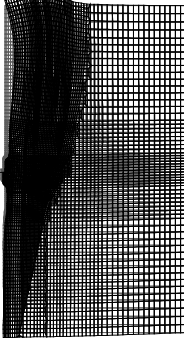
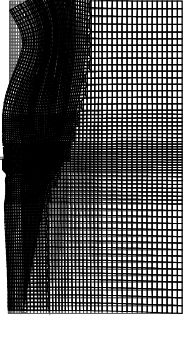
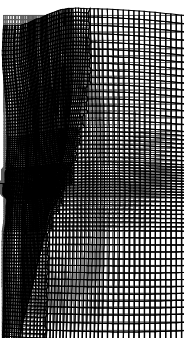
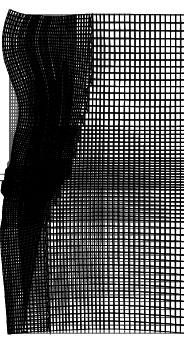
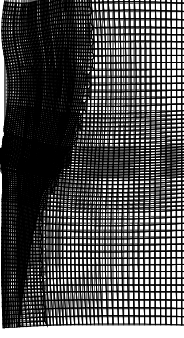
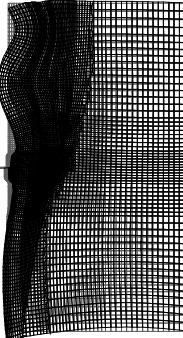
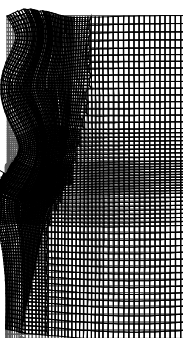
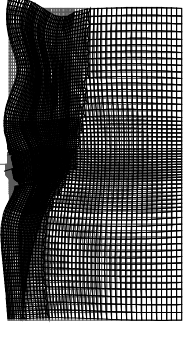
<p>1次モード</p> <p>0.648 Hz (刺激係数 : 296.04)</p> 	<p>2次モード</p> <p>0.957 Hz (刺激係数 : 90.66)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.232 Hz (刺激係数 : 40.88)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.337 Hz (刺激係数 : 91.04)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.459 Hz (刺激係数 : 55.98)</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.555 Hz (刺激係数 : 44.06)</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.684 Hz (刺激係数 : 49.66)</p> 	<p>8次モード</p> <p>1.806 Hz (刺激係数 : 30.77)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.005 Hz (刺激係数 : 3.04)</p> 

図 1-1 (5) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面⑤ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

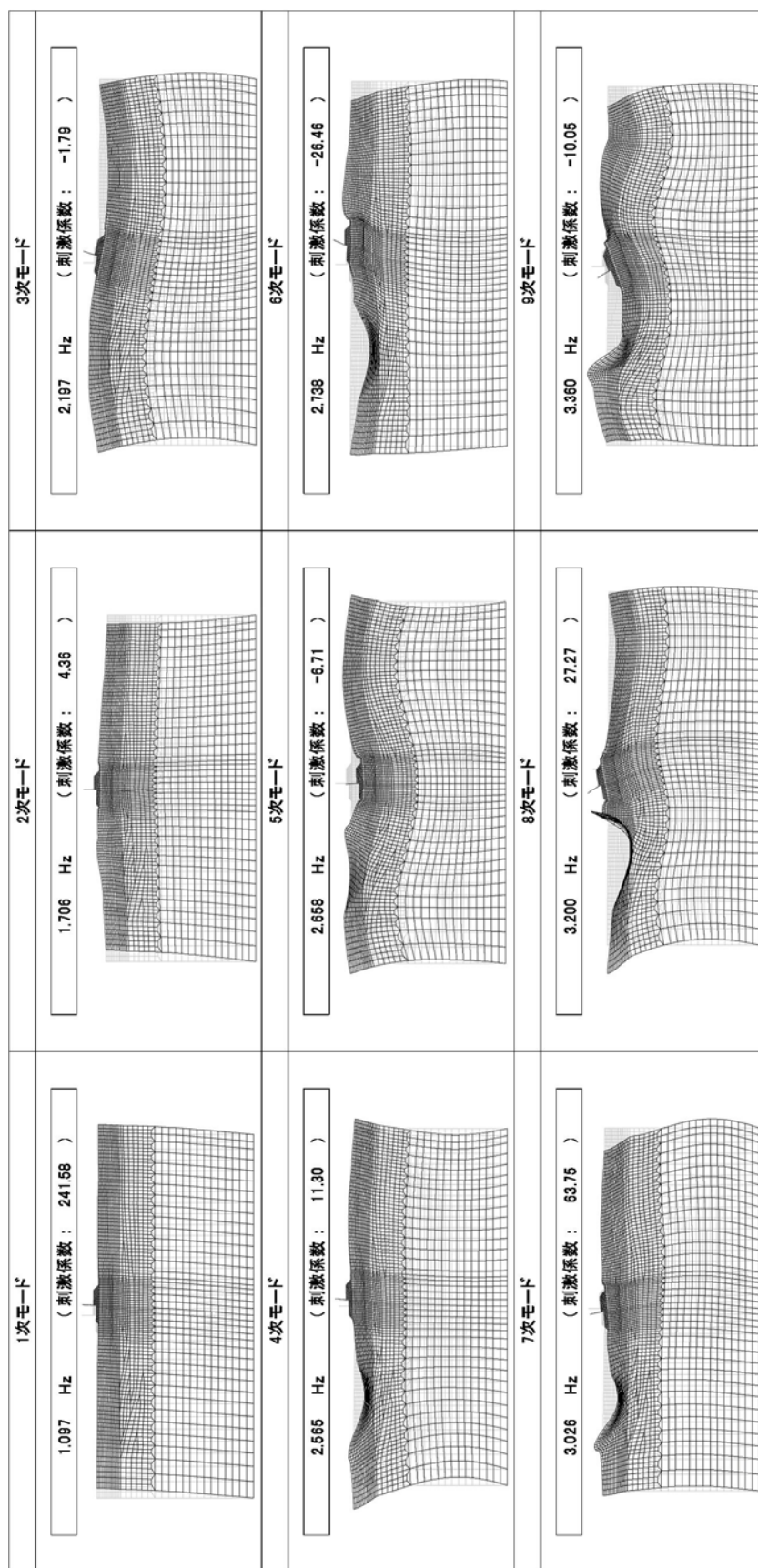


図1-1 (6) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

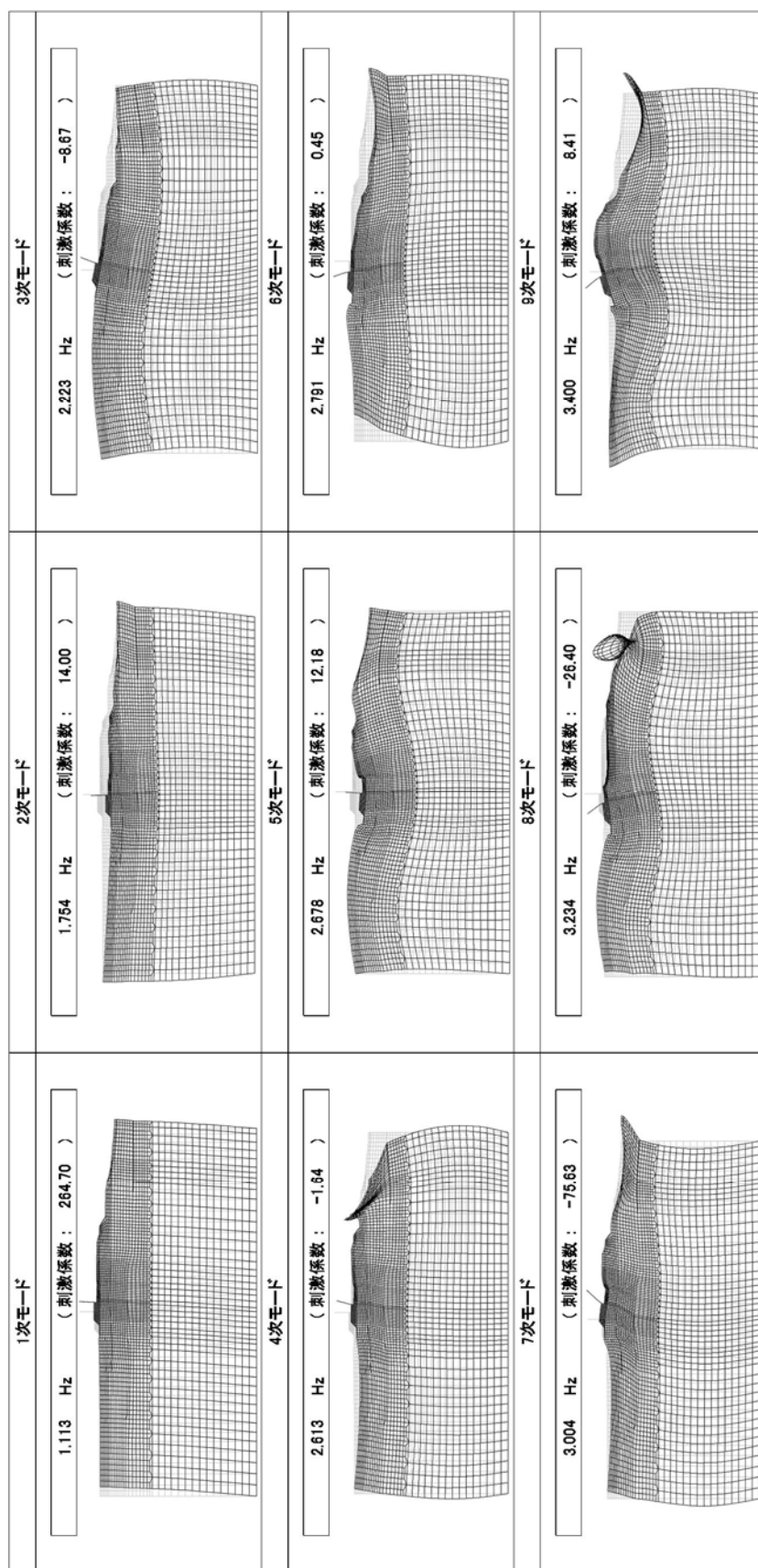


図 1-1 (7) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

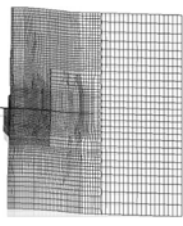
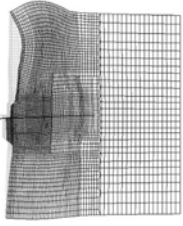
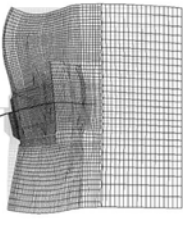
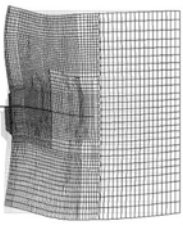
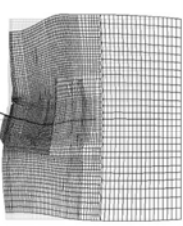
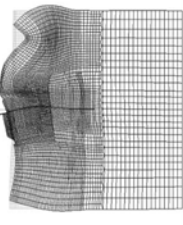
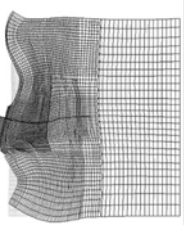
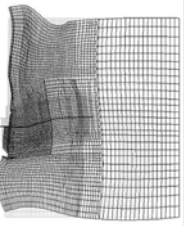
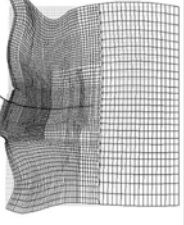
<p>1次モード</p> <p>0.614 Hz (刺激係数 : 251.76)</p> 	<p>2次モード</p> <p>1.121 Hz (刺激係数 : 9.78)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.322 Hz (刺激係数 : 91.29)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.420 Hz (刺激係数 : -116.57)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.497 Hz (刺激係数 : 28.57)</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.729 Hz (刺激係数 : 6.68)</p> 
<p>7次モード</p> <p>2.038 Hz (刺激係数 : 3.21)</p> 	<p>8次モード</p> <p>2.152 Hz (刺激係数 : 2.66)</p> 	<p>9次モード</p> <p>2.343 Hz (刺激係数 : 28.54)</p> 

図 1-1 (8) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

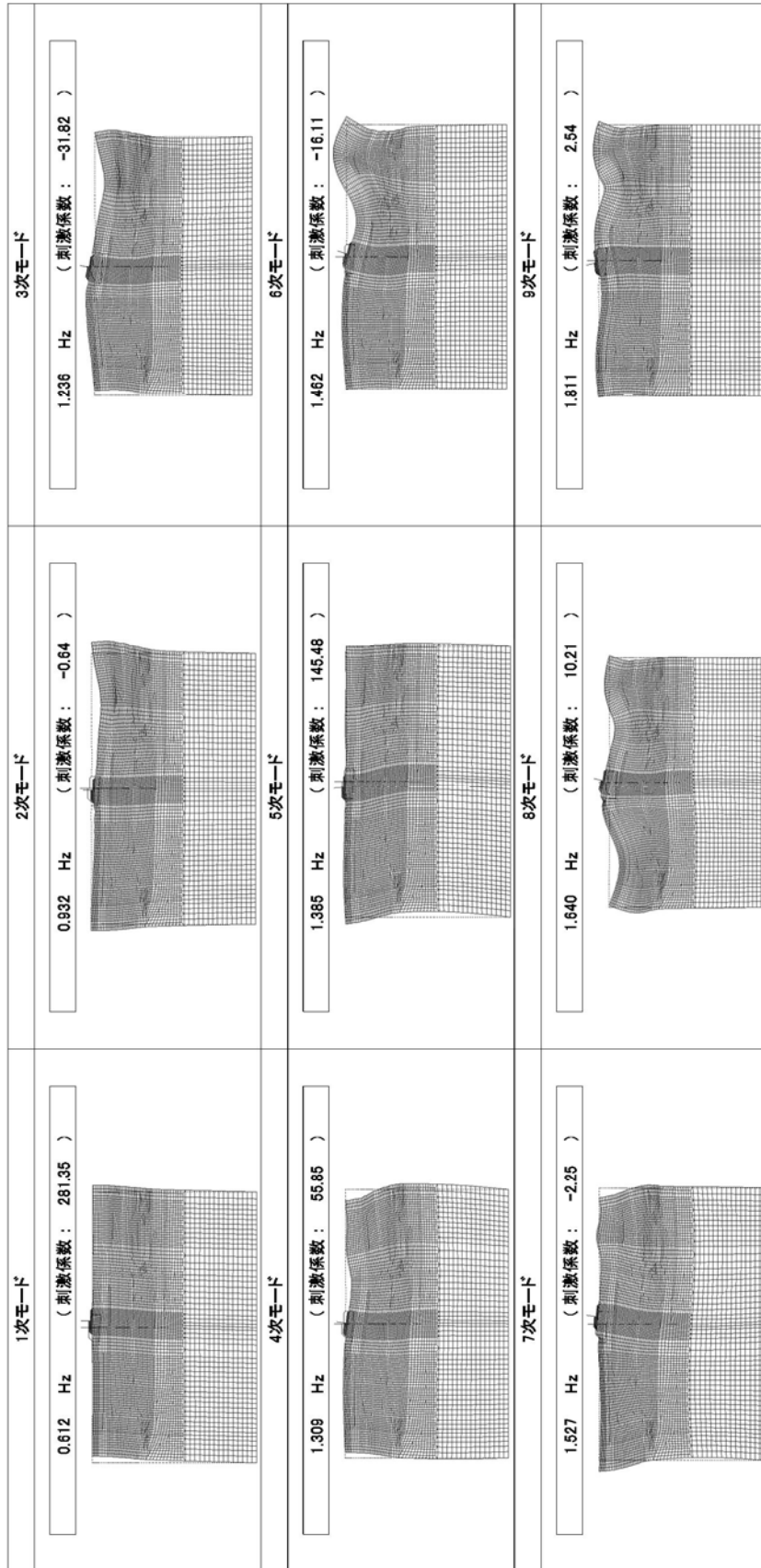


図 1-1 (9) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

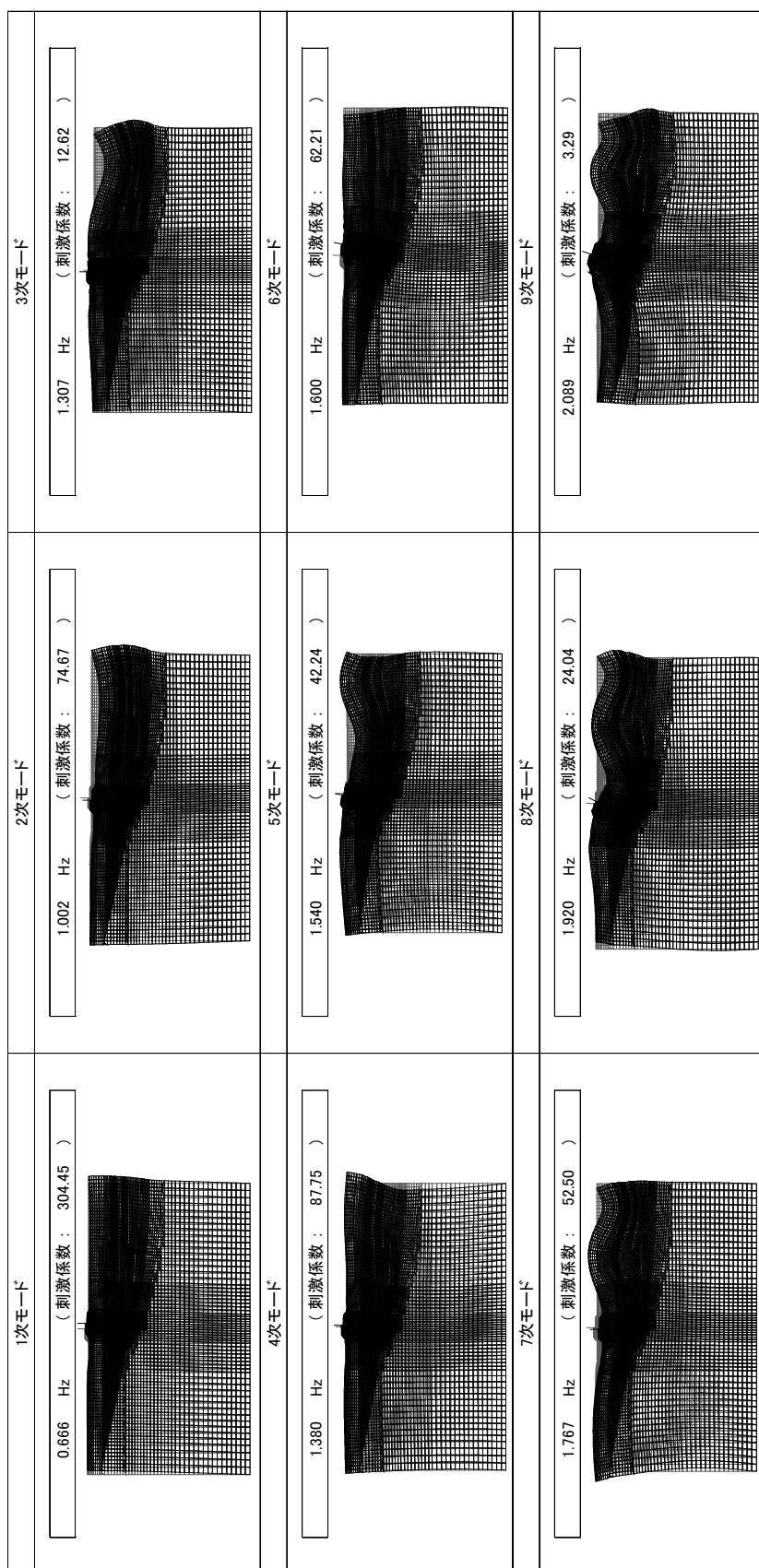


図 1-1 (10) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面⑤ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

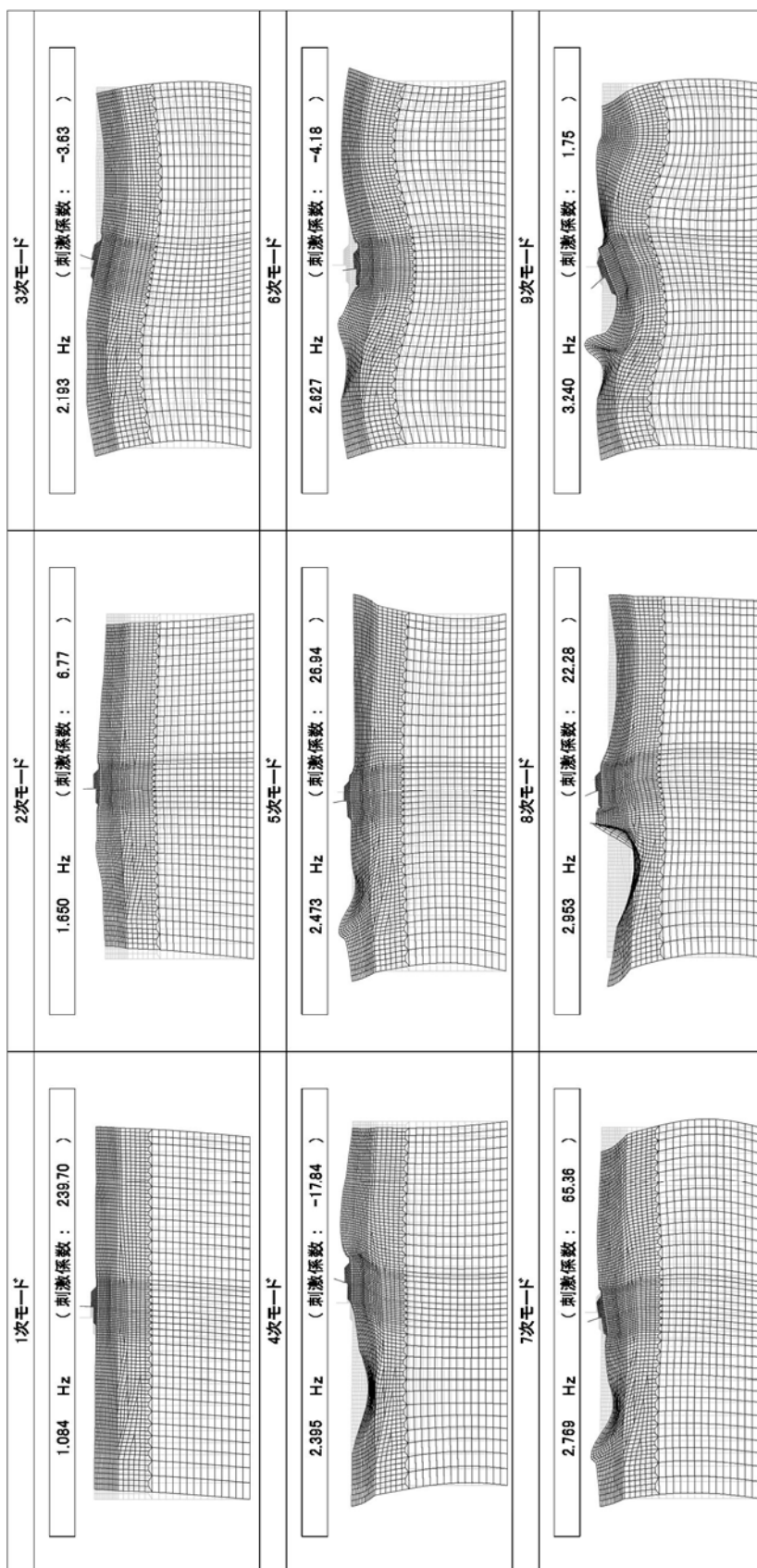


図 1-1 (11) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

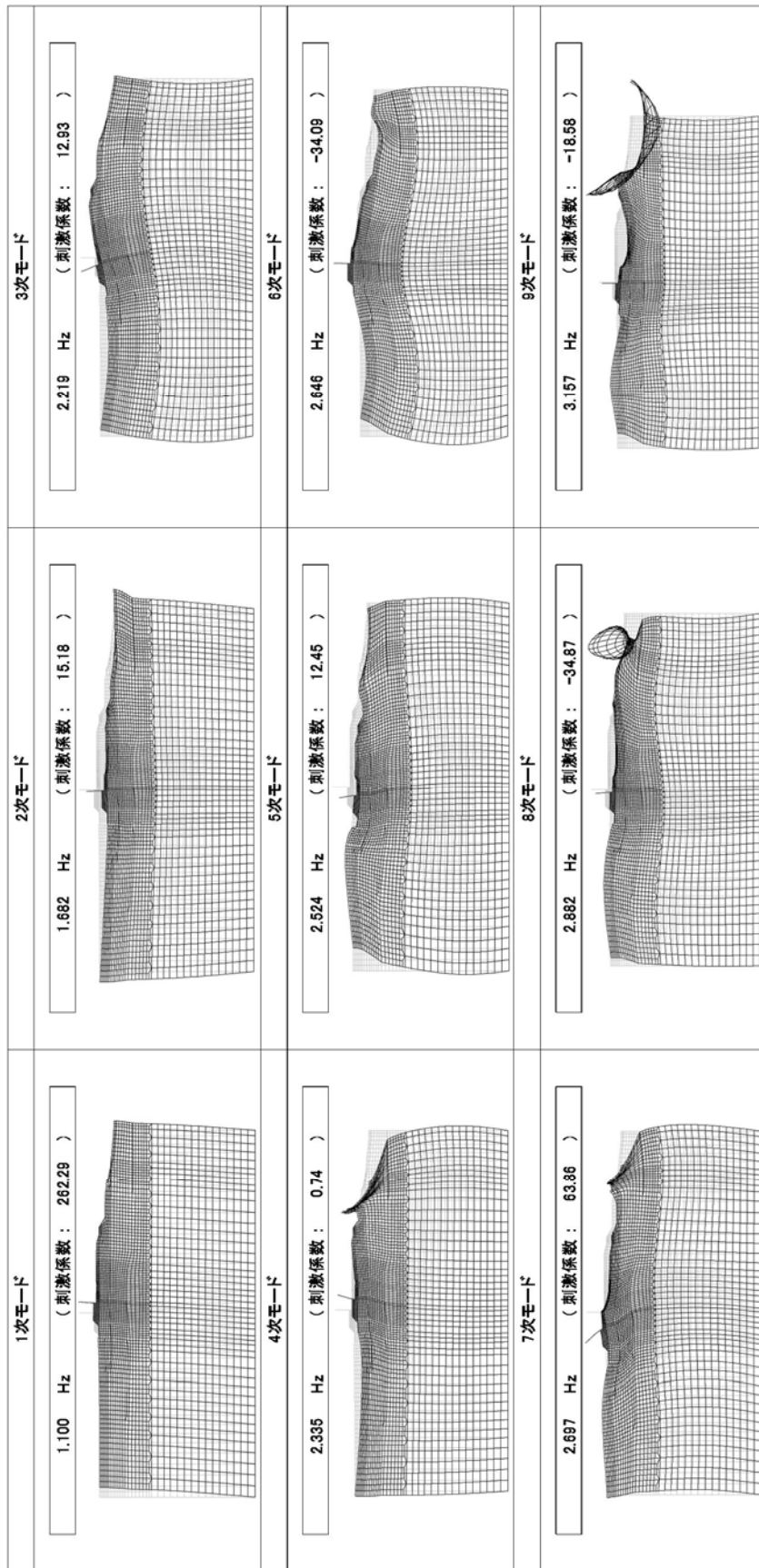


図 1-1 (12) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

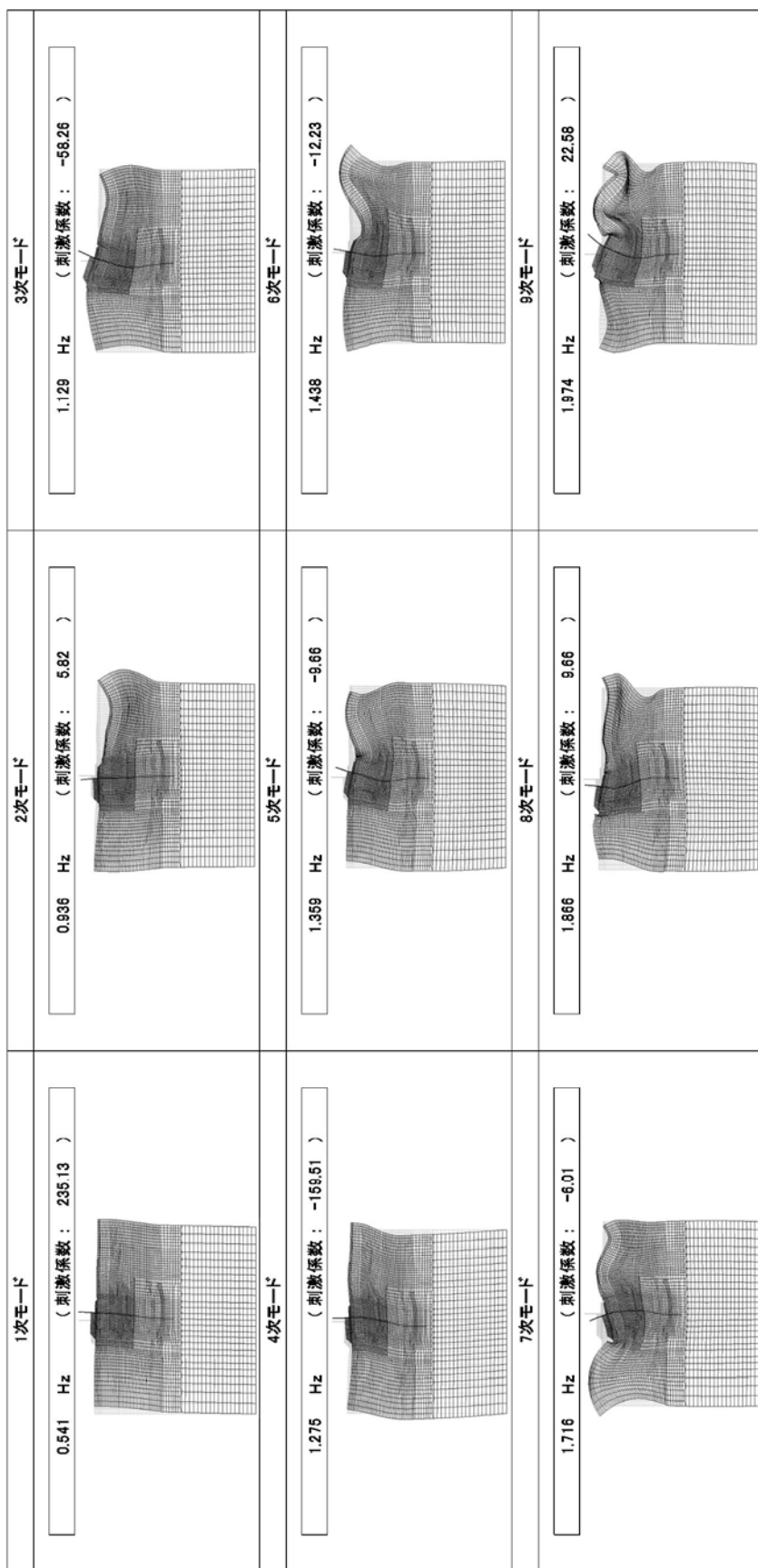


図 1-1 (13) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

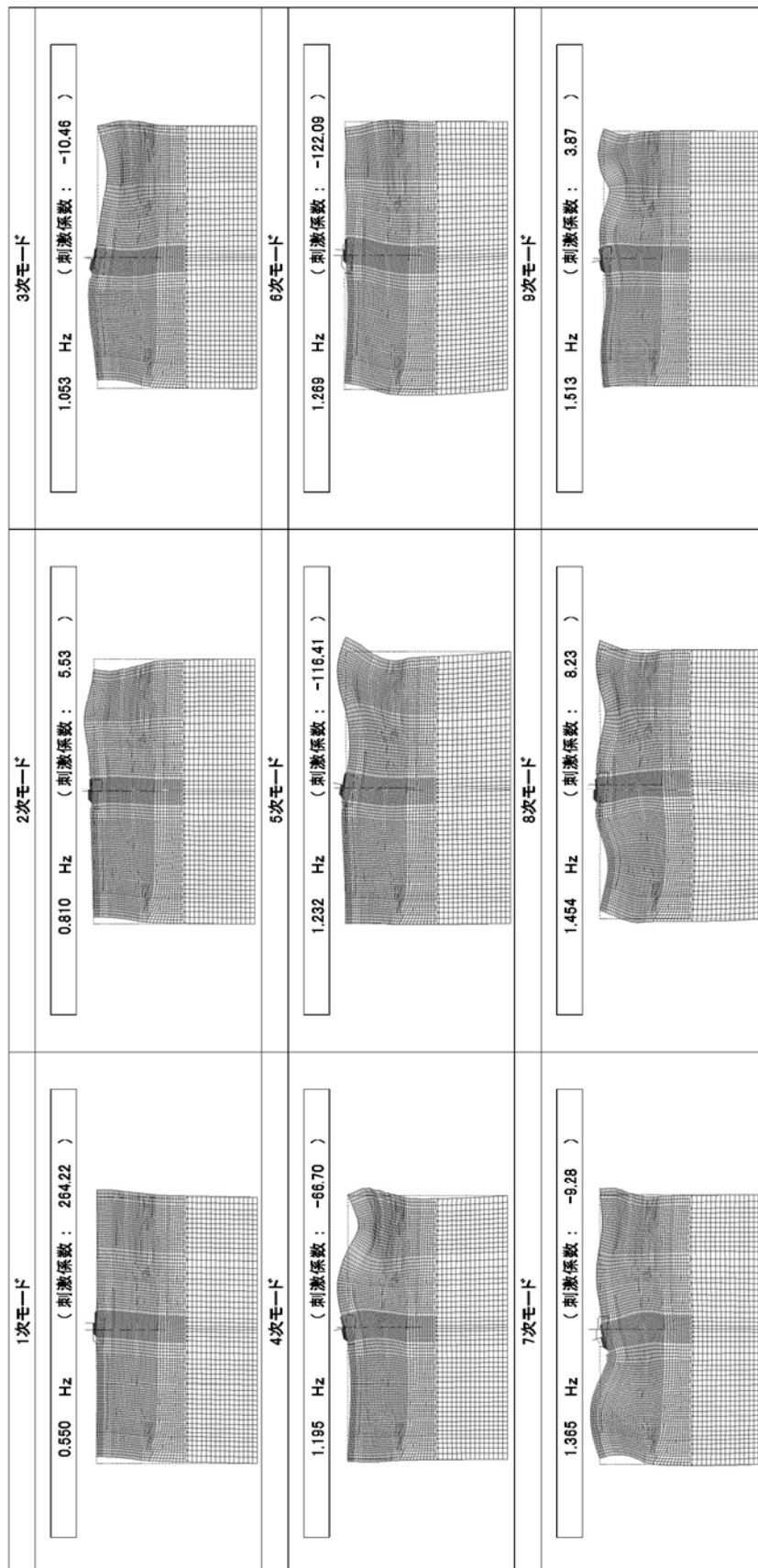


図 1-1 (14) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

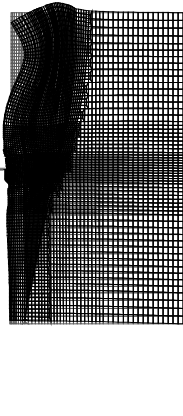
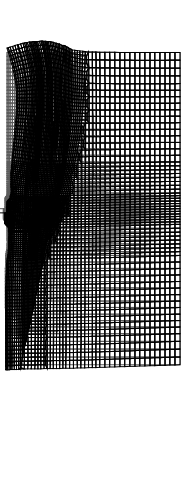
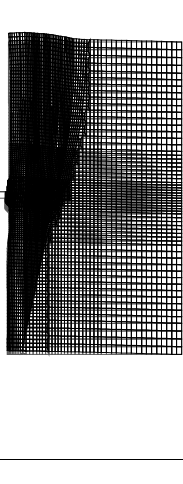
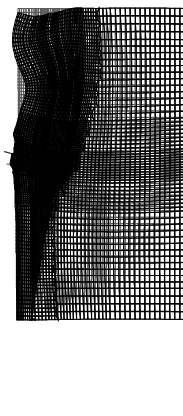
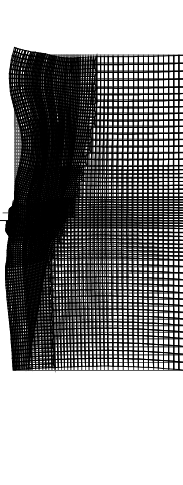
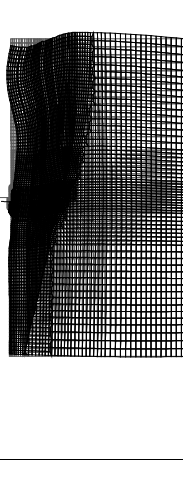
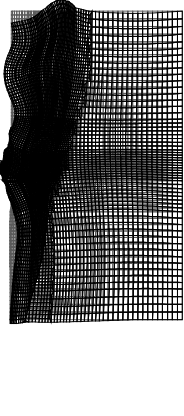
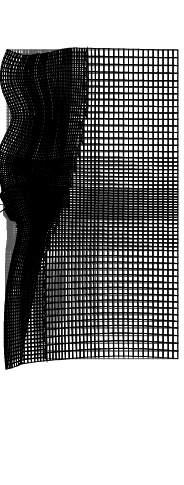
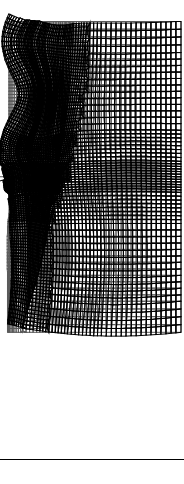
<p>1次モード</p> <p>0.623 Hz (刺激係数: 283.66)</p> 	<p>2次モード</p> <p>0.906 Hz (刺激係数: 107.63)</p> 	<p>3次モード</p> <p>1.138 Hz (刺激係数: 58.36)</p> 
<p>4次モード</p> <p>1.287 Hz (刺激係数: 105.94)</p> 	<p>5次モード</p> <p>1.368 Hz (刺激係数: 37.96)</p> 	<p>6次モード</p> <p>1.507 Hz (刺激係数: 50.90)</p> 
<p>7次モード</p> <p>1.592 Hz (刺激係数: 30.54)</p> 	<p>8次モード</p> <p>1.675 Hz (刺激係数: 41.10)</p> 	<p>9次モード</p> <p>1.911 Hz (刺激係数: 0.66)</p> 

図 1-1 (15) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面⑤ 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

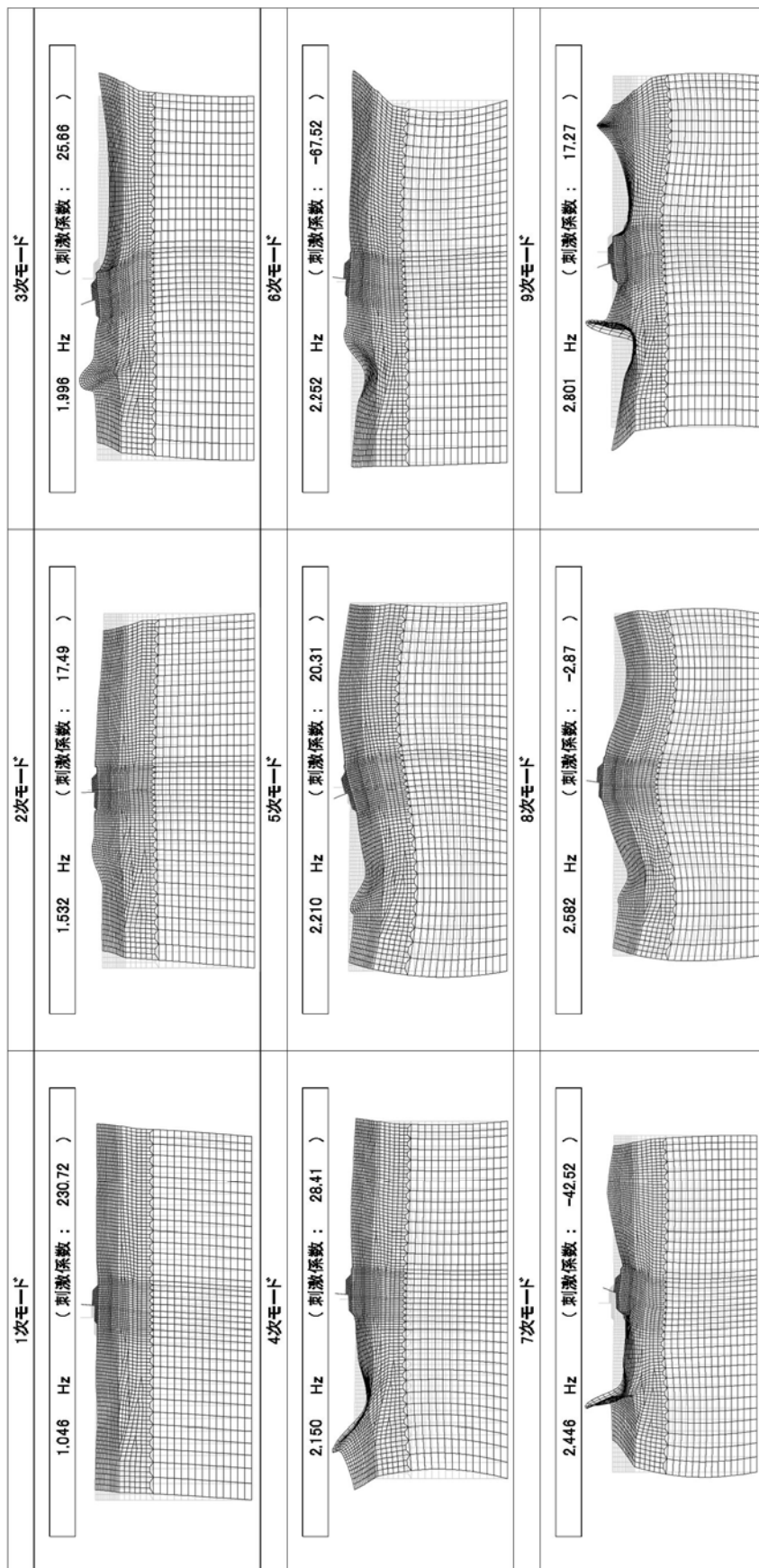


図 1-1 (16) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面① 検討ケース④)：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

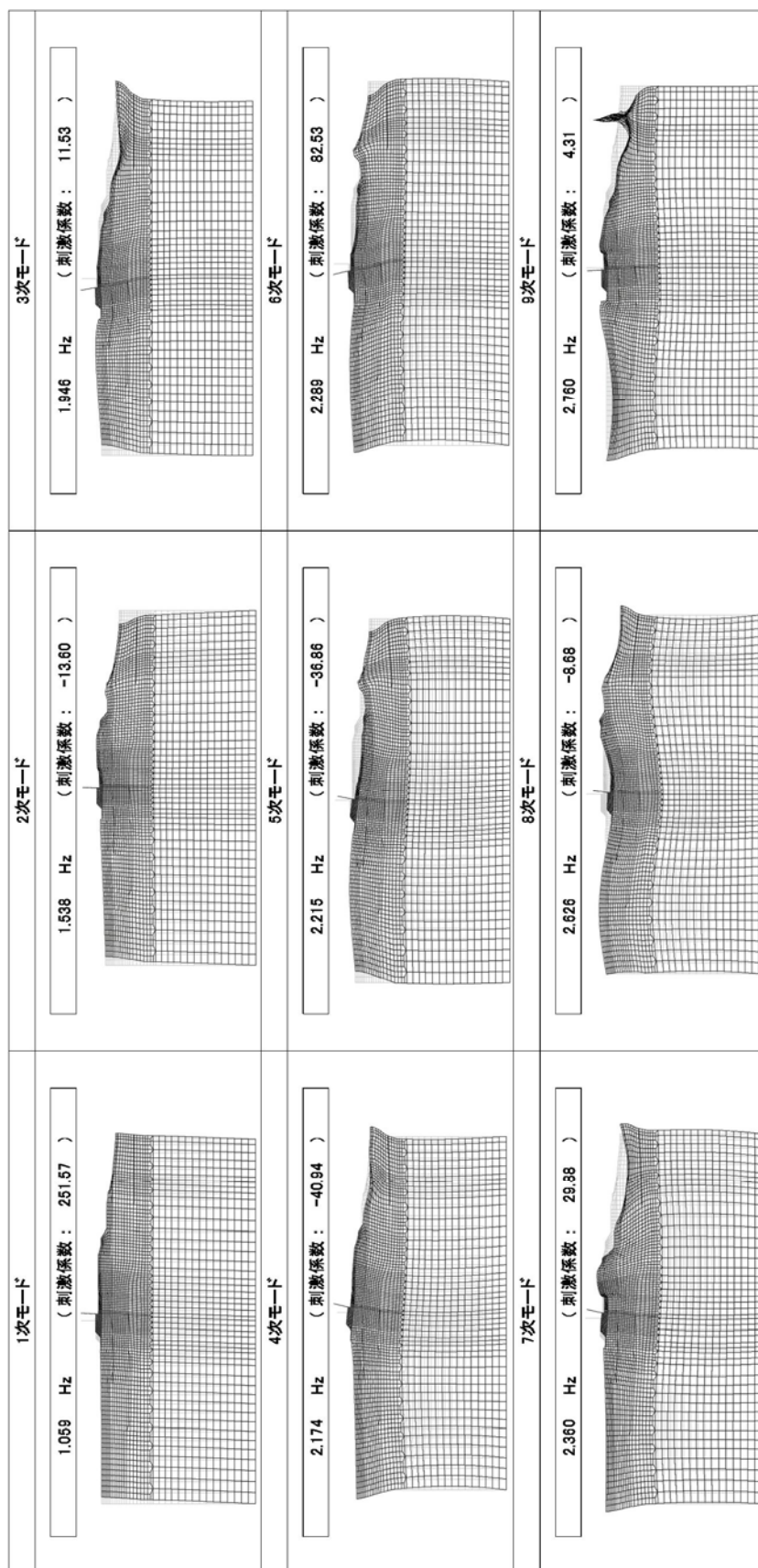


図 1-1 (17) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面② 検討ケース④：敷地に存在しない、豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

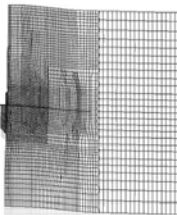
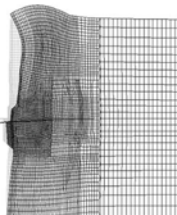
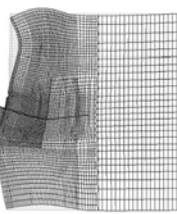
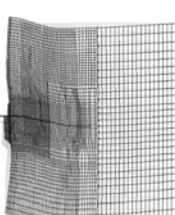
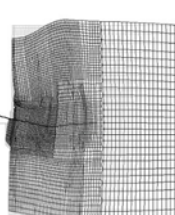
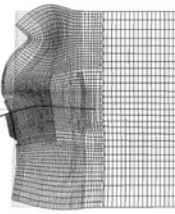
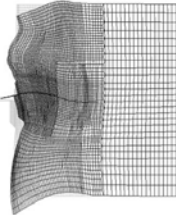
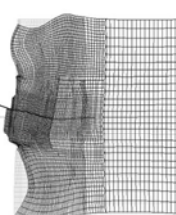
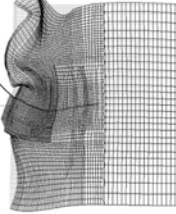
1次モード	2次モード	3次モード
0.561 Hz (刺激係数 : 243.69) 	0.982 Hz (刺激係数 : 14.67) 	1.188 Hz (刺激係数 : -63.10) 
4次モード	5次モード	6次モード
1.325 Hz (刺激係数 : -144.23) 	1.362 Hz (刺激係数 : 22.99) 	1.516 Hz (刺激係数 : 7.85) 
7次モード	8次モード	9次モード
1.777 Hz (刺激係数 : -6.59) 	1.825 Hz (刺激係数 : 6.82) 	2.036 Hz (刺激係数 : 31.19) 

図 1-1 (18) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面③ 検討ケース④) : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

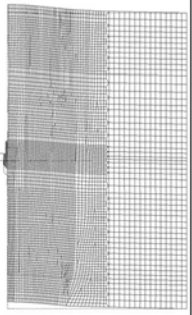
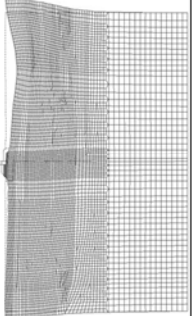
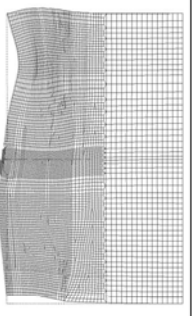
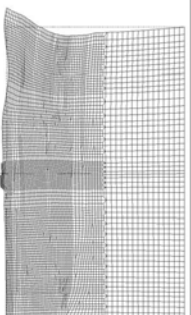
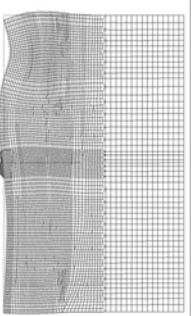
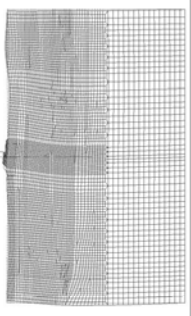
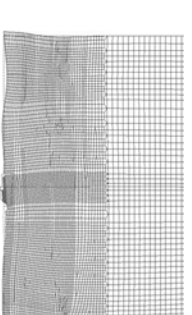
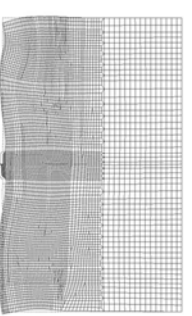
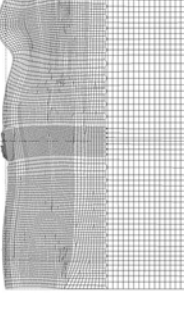
1次モード	2次モード	3次モード
0.558 Hz (刺激係数: 270.77) 	0.791 Hz (刺激係数: -19.22) 	1.074 Hz (刺激係数: -14.14) 
4次モード	5次モード	6次モード
1.181 Hz (刺激係数: -87.83) 	1.246 Hz (刺激係数: -15.12) 	1.294 Hz (刺激係数: -150.06) 
7次モード	8次モード	9次モード
1.357 Hz (刺激係数: -36.36) 	1.471 Hz (刺激係数: -11.55) 	1.547 Hz (刺激係数: 4.29) 

図 1-1 (19) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

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

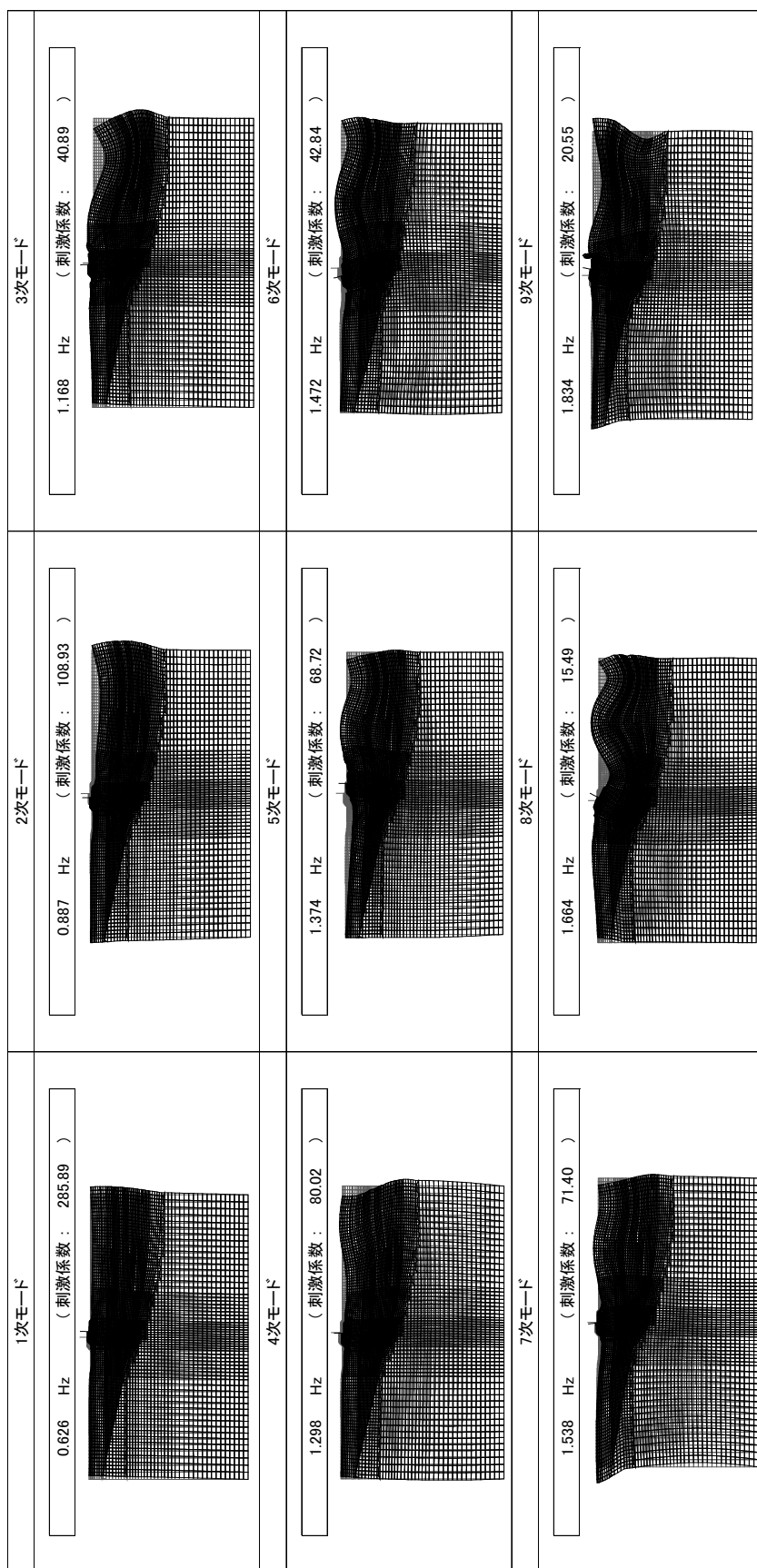


図 1-1 (20) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の固有値解析結果

(断面⑤ 検討ケース④: 敷地に存在しない、豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

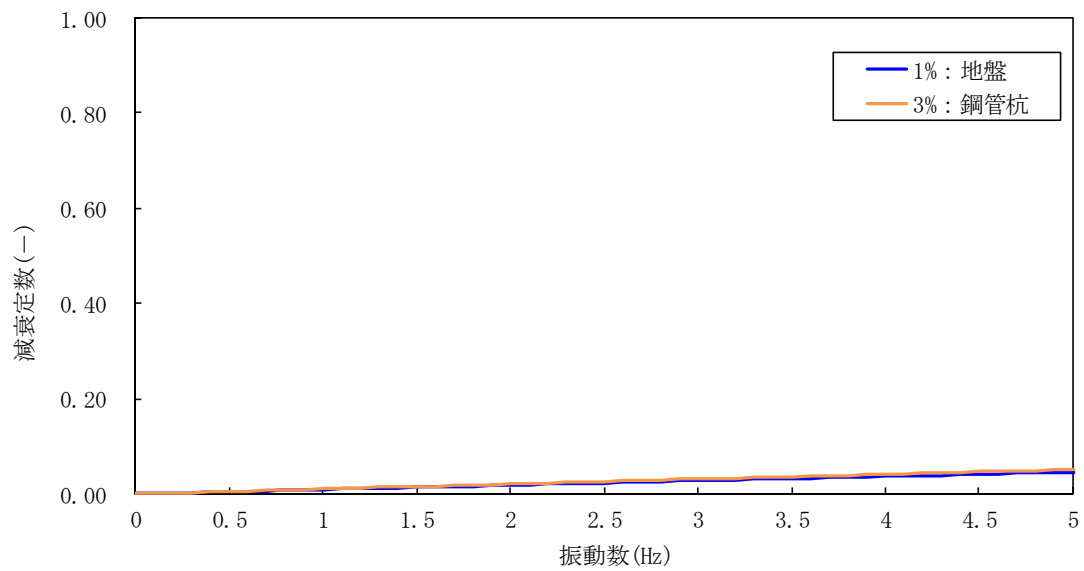


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

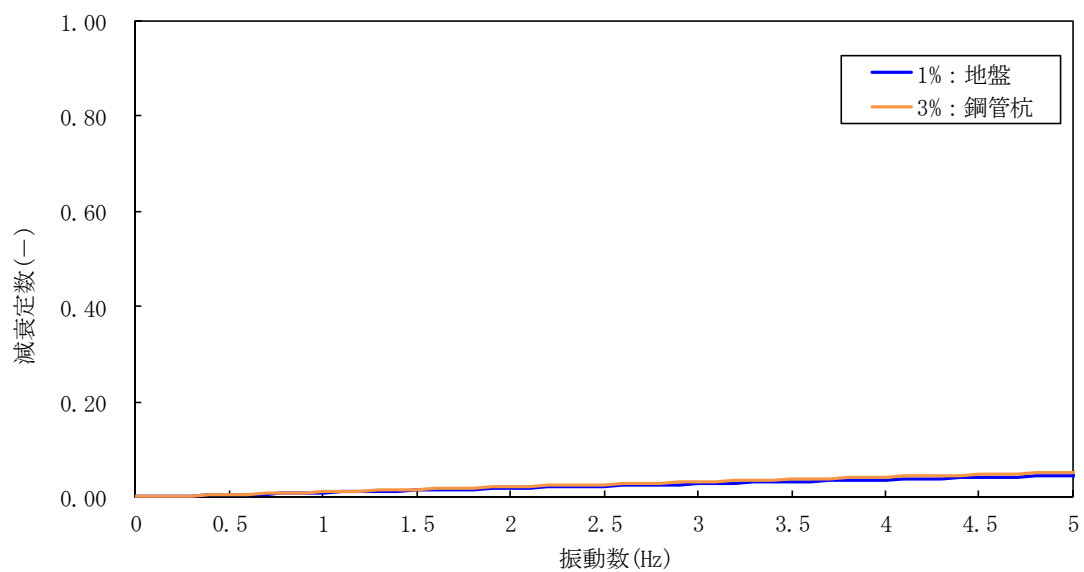


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

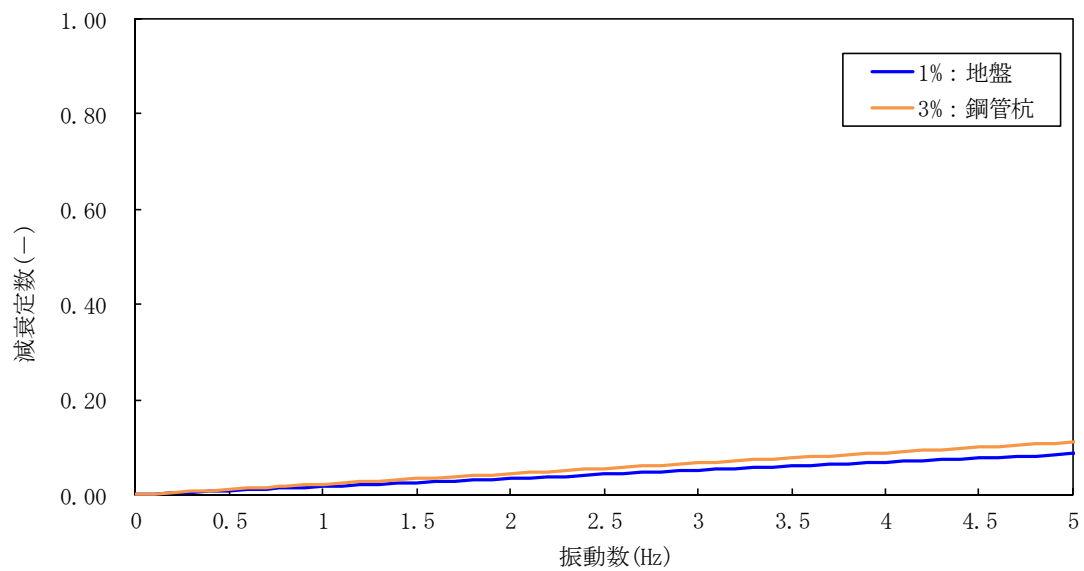


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(断面③ 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

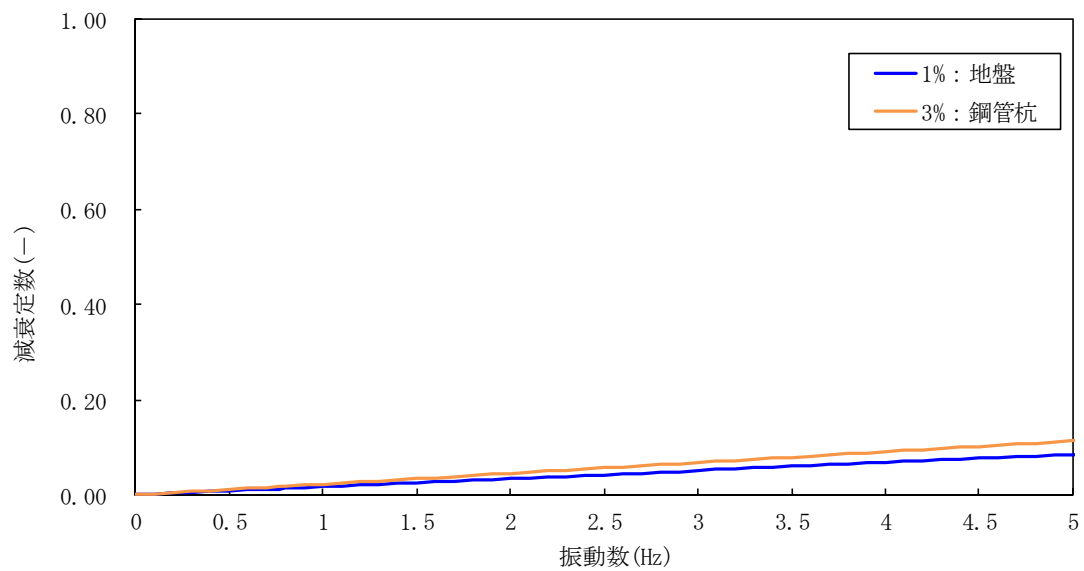


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(断面④ 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

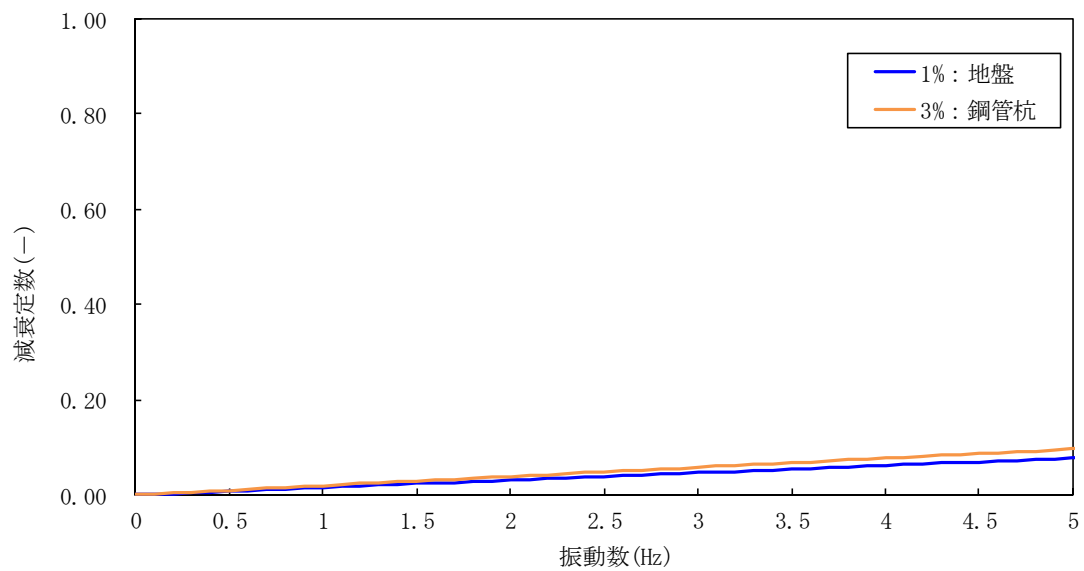


図 1-2 (5) 設定した Rayleigh 減衰

(断面⑤ 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

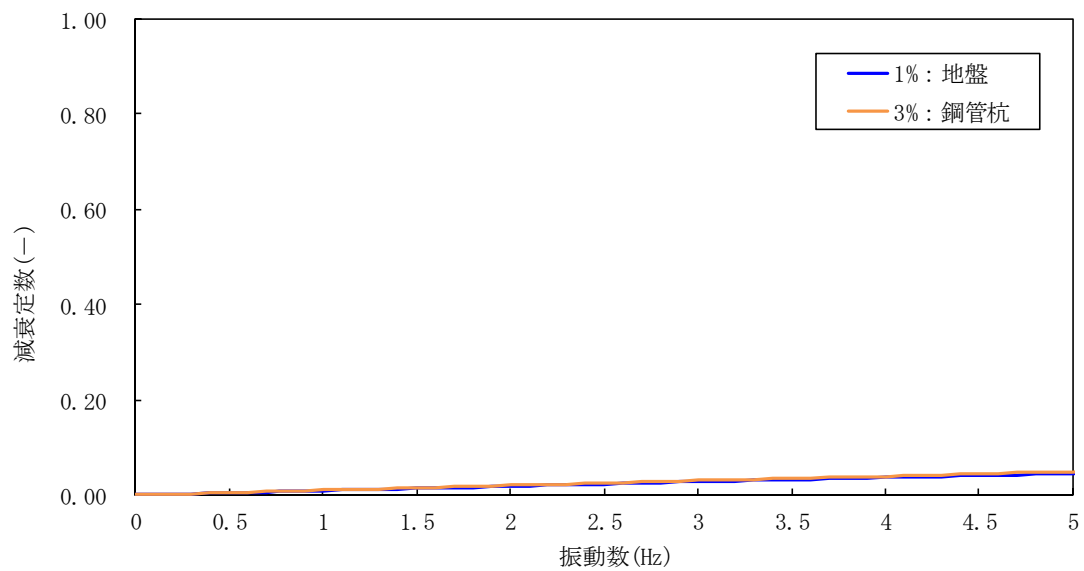


図 1-2 (6) 設定した Rayleigh 減衰

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

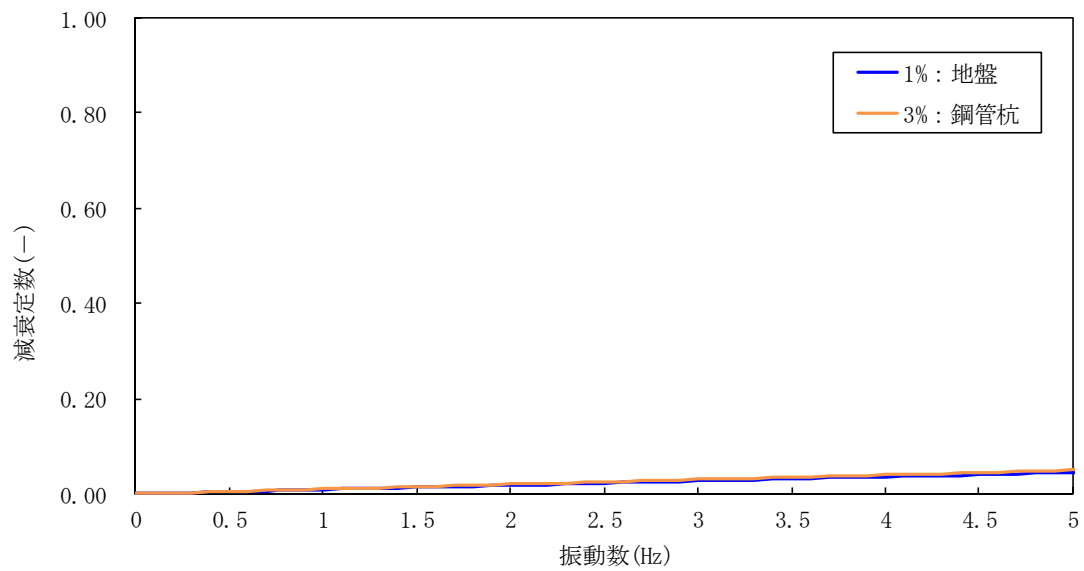


図 1-2 (7) 設定した Rayleigh 減衰

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

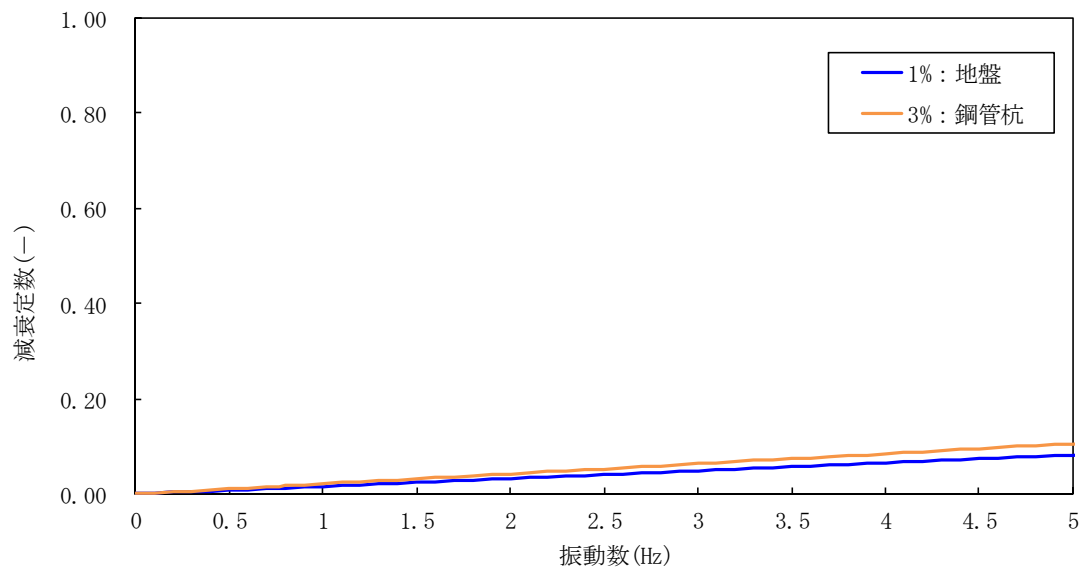


図 1-2 (8) 設定した Rayleigh 減衰

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

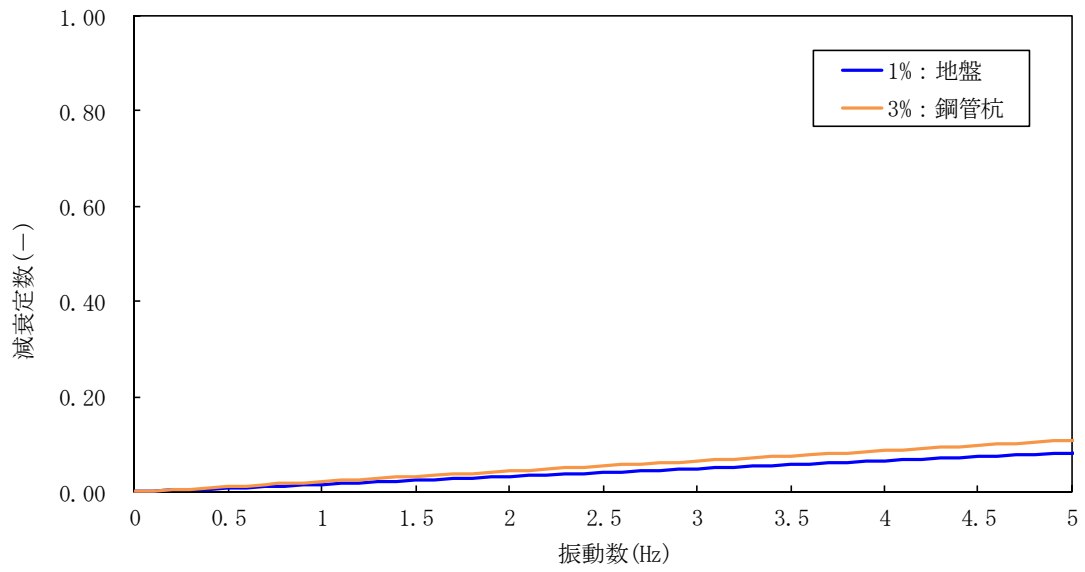


図 1-2 (9) 設定した Rayleigh 減衰

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

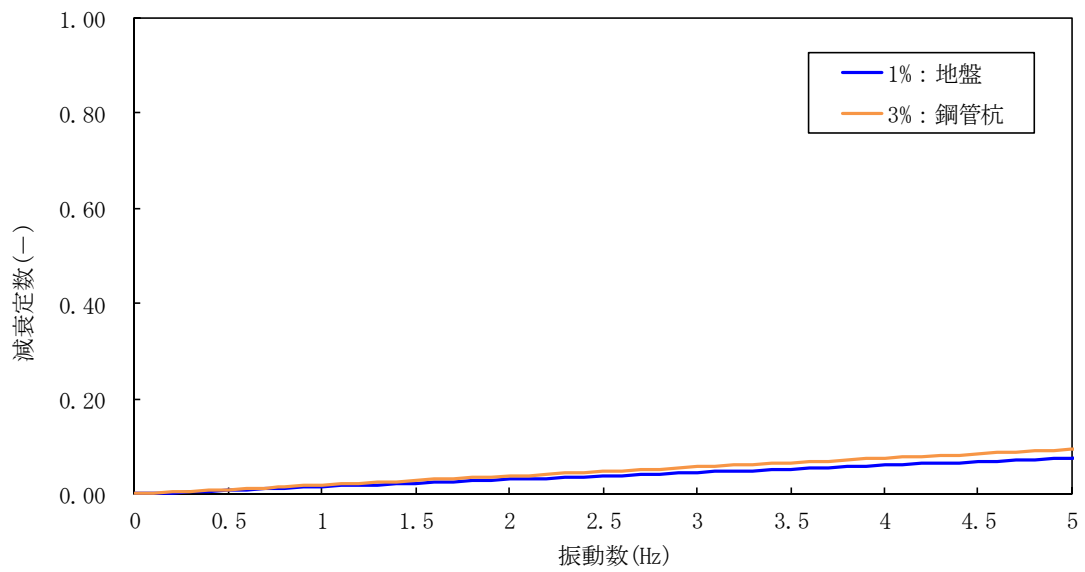


図 1-2 (10) 設定した Rayleigh 減衰

(断面⑤ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

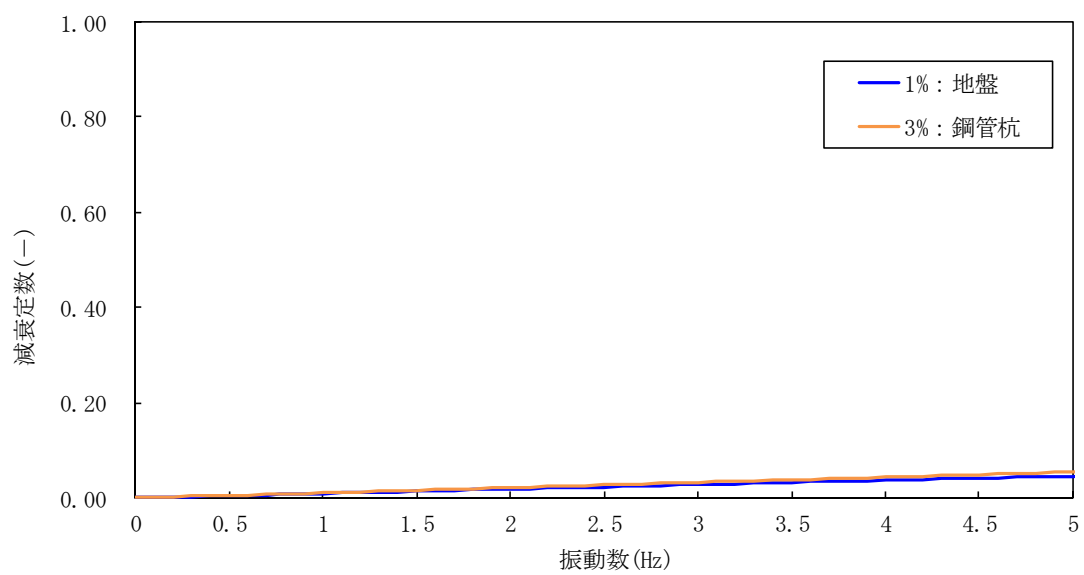


図 1-2 (11) 設定した Rayleigh 減衰

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

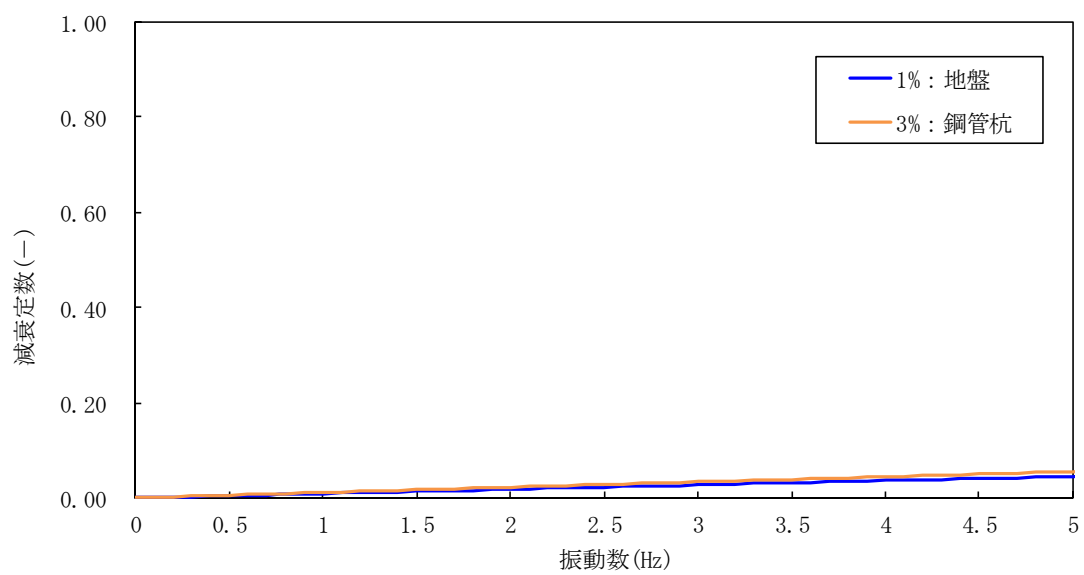


図 1-2 (12) 設定した Rayleigh 減衰

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

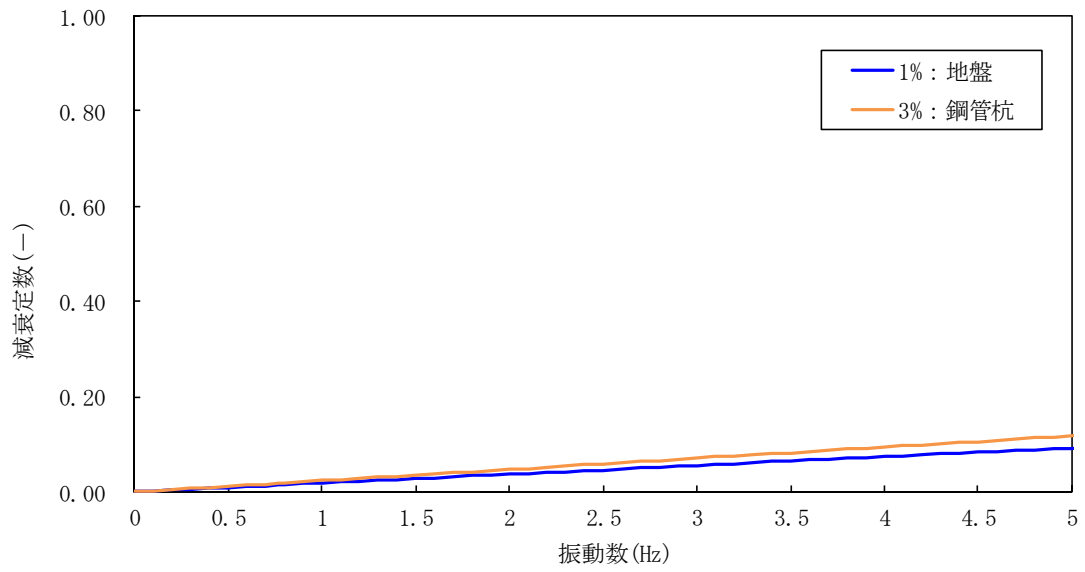


図 1-2 (13) 設定した Rayleigh 減衰

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

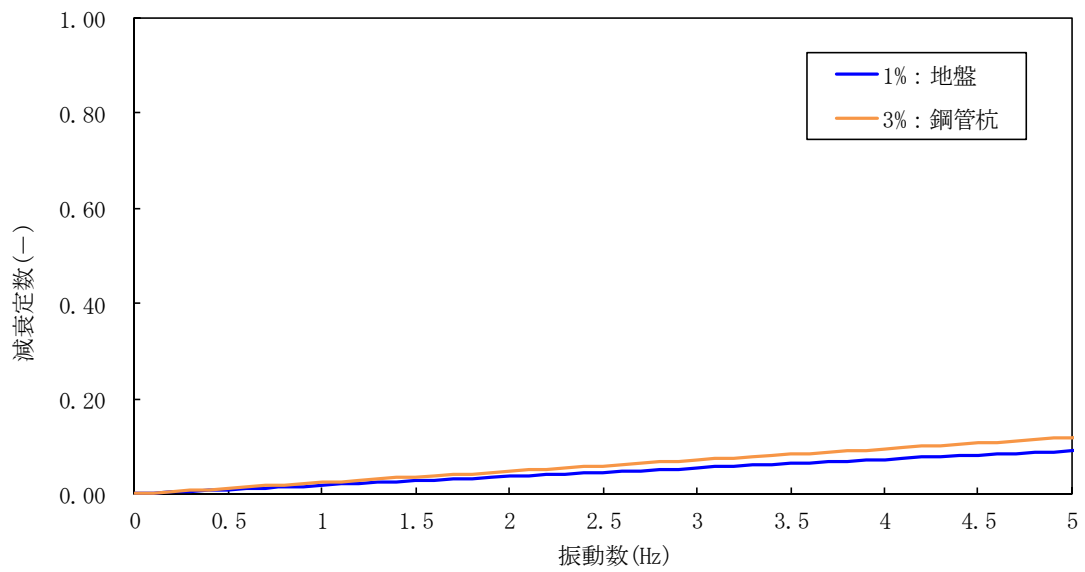


図 1-2 (14) 設定した Rayleigh 減衰

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

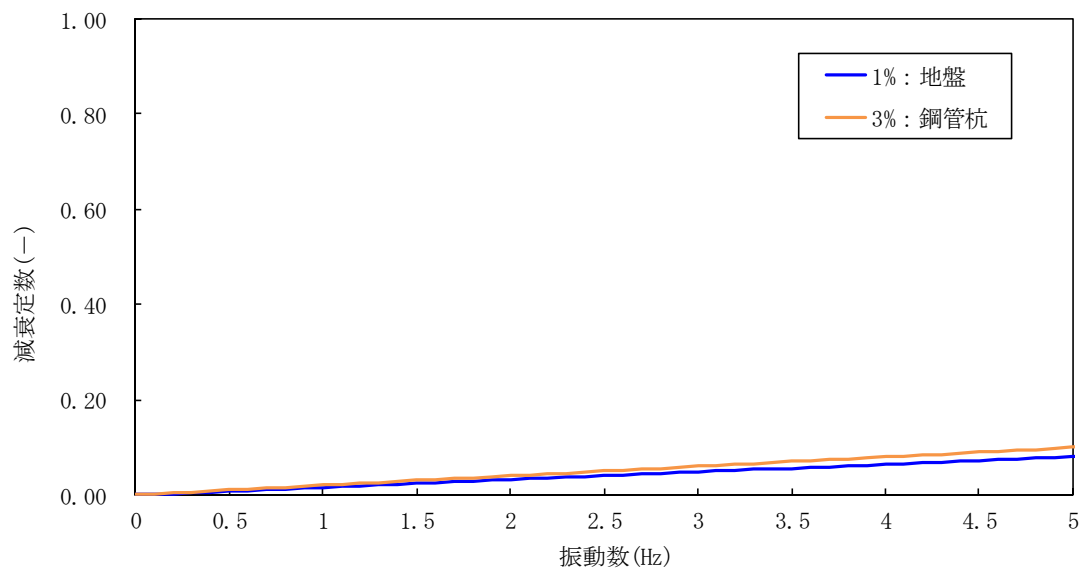


図 1-2 (15) 設定した Rayleigh 減衰

(断面⑤ 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

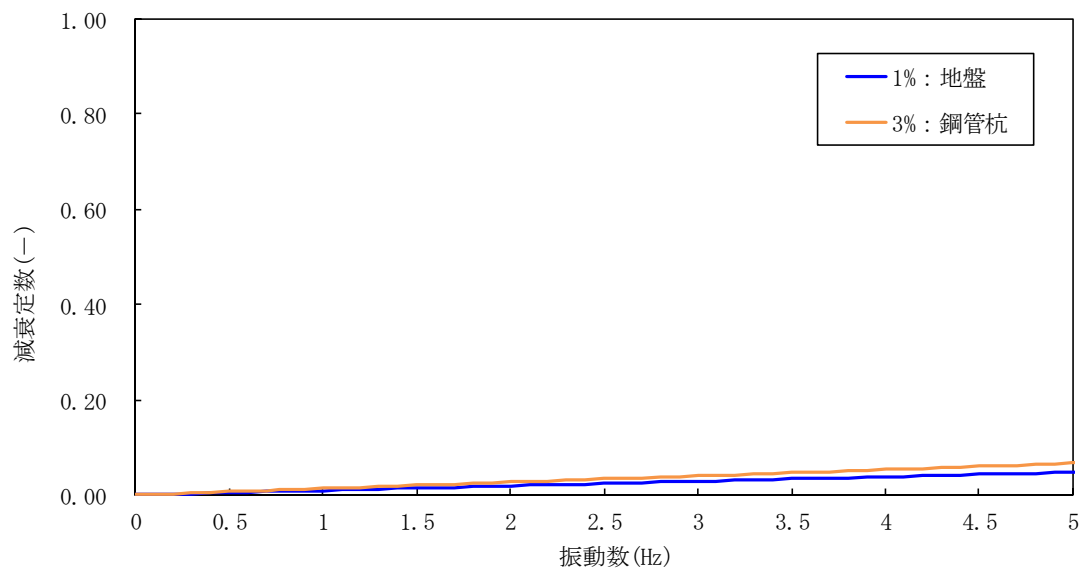


図 1-2 (16) 設定した Rayleigh 減衰

(断面① 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

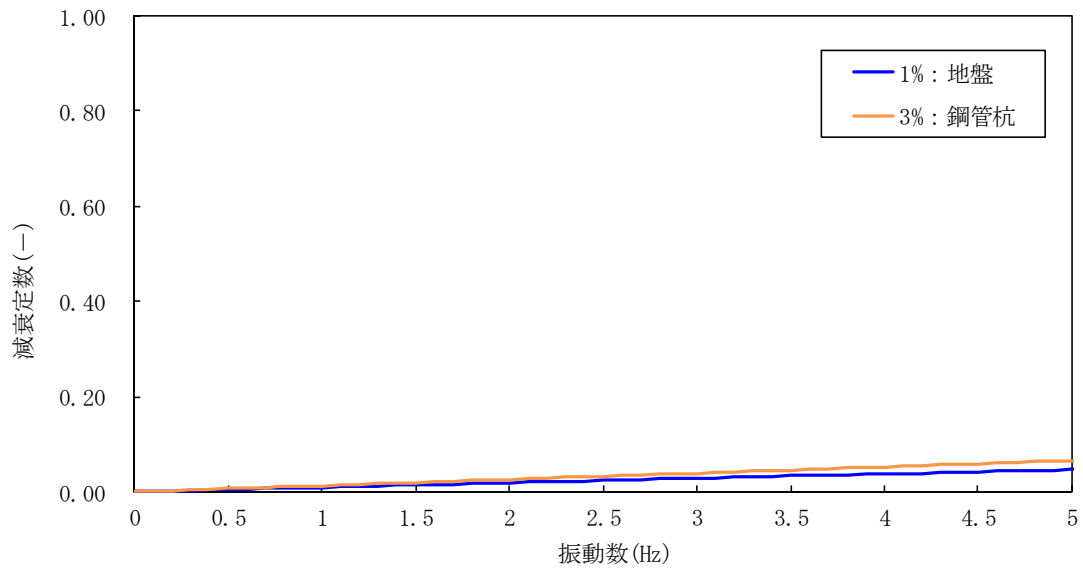


図 1-2 (17) 設定した Rayleigh 減衰

(断面② 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

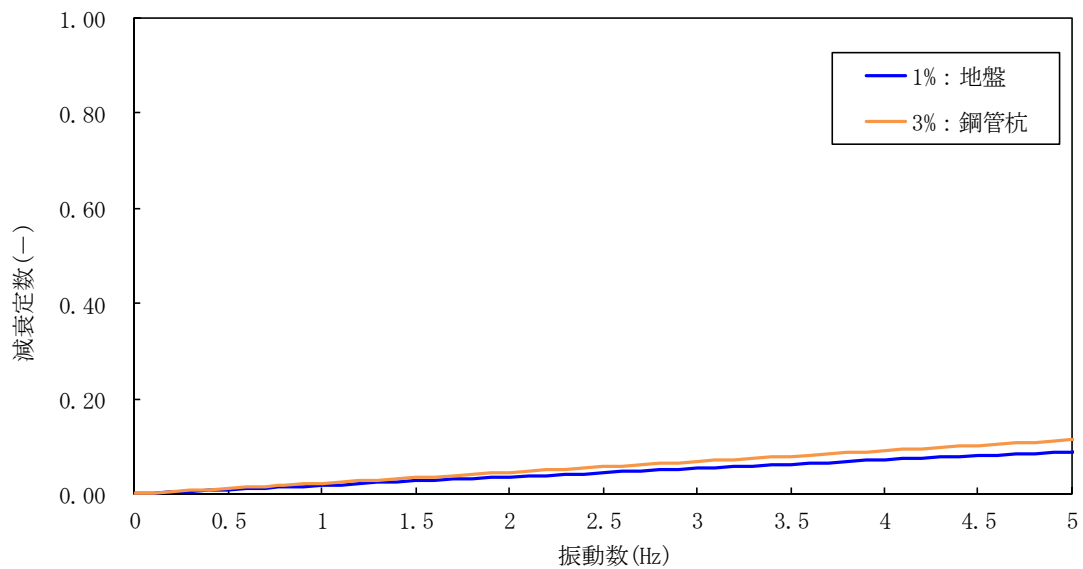


図 1-2 (18) 設定した Rayleigh 減衰

(断面③ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

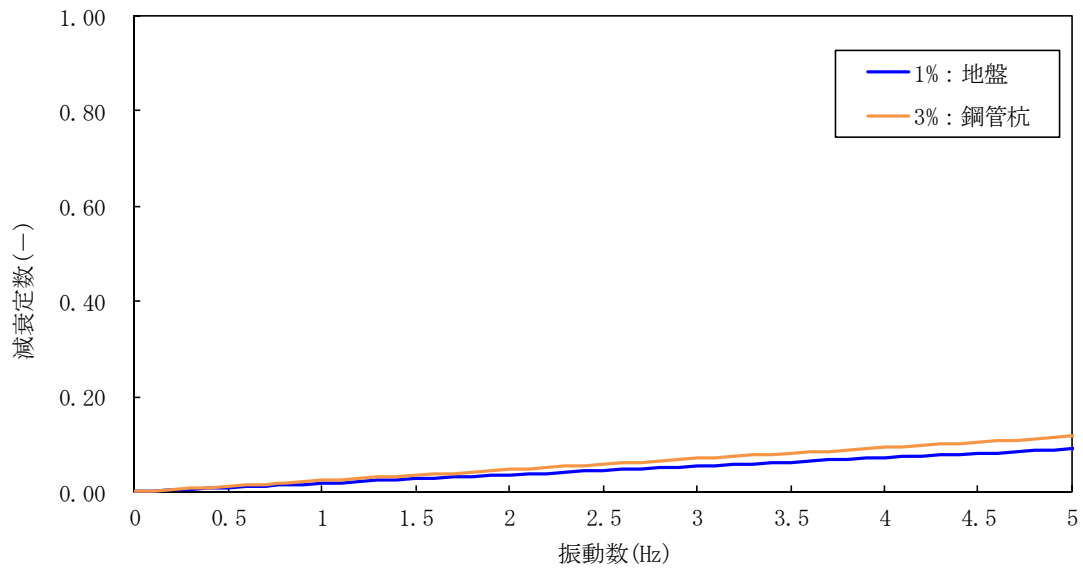


図 1-2 (19) 設定した Rayleigh 減衰

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

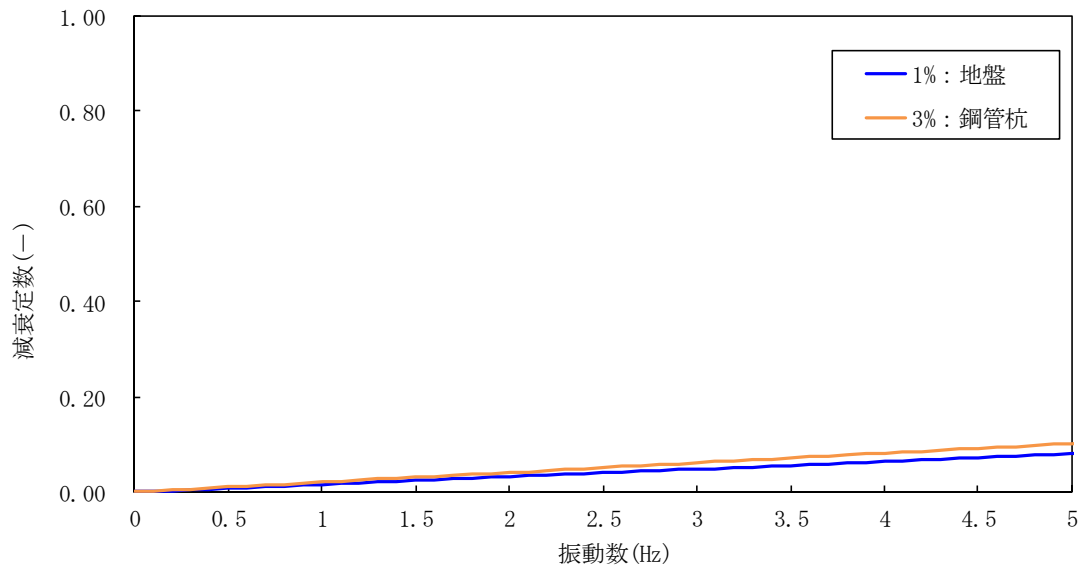


図 1-2 (20) 設定した Rayleigh 減衰

(断面⑤ 検討ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

- 6.8 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 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足資料

目次

1. 概要	2
2. 基本方針	3
2.1 位置	3
2.2 構造概要	4
2.3 評価方針	7
2.4 適用基準	11
2.5 使用材料及び材料定数	12
2.6 地下水位	16
2.7 評価対象断面及び部位	16
3. 地震応答解析	22
3.1 解析方法	22
3.2 解析モデルの設定	24
3.3 荷重の組合せ	34
3.4 地震応答解析の検討ケース	35
3.5 入力地震動	36
3.6 減衰特性	65
4. 耐震評価	71
4.1 許容限界	71
4.1 評価方法	75
4.2 評価結果（追而）	76
4.3 まとめ（追而）	76

1. 概要

本資料は、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及び機能維持の設計方針に基づき、貯留堰が基準地震動 S_0 に対して十分な構造強度及び止水性を有していることを確認するものである。

貯留堰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

貯留堰の平面配置図を図 2.1-1 に示す。

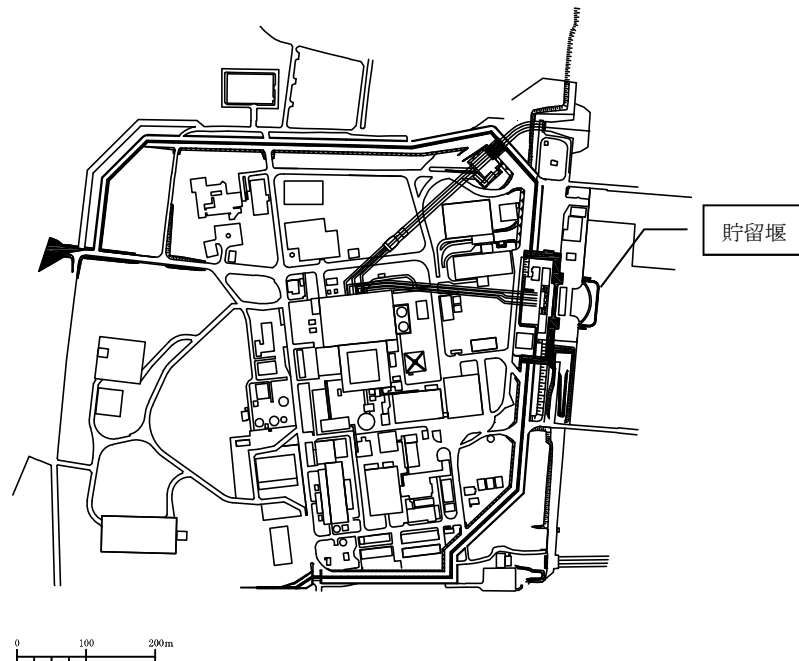


図 2.1-1 (1) 貯留堰 平面配置図 (全体図)



図 2.1-1 (2) 貯留堰 平面配置図 (拡大図)

2.2 構造概要

貯留堰は、その機能及び目的から貯留堰本体及び護岸接続部に区分され、このうち貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、護岸接続部は止水ゴム、防護材及びこれらを取り付けるための鋼材より構成される。既設構造物である貯留堰取付護岸は、貯留堰の間接支持構造物であり、前面鋼矢板とタイ材及び控え工鋼矢板より構成される。

鋼管矢板は、 $\phi 2000$ mmの炭素鋼鋼管であり、全47本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、天端は、非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、海底地盤レベル約T.P. -6.9 mに対して天端高さをT.P. -4.9 mとしており、約2 mの堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約65 m×約24 mである。

貯留堰の平面図を図2.2-1、断面図を図2.2-2、縦断断面図を2.2-3に示す。

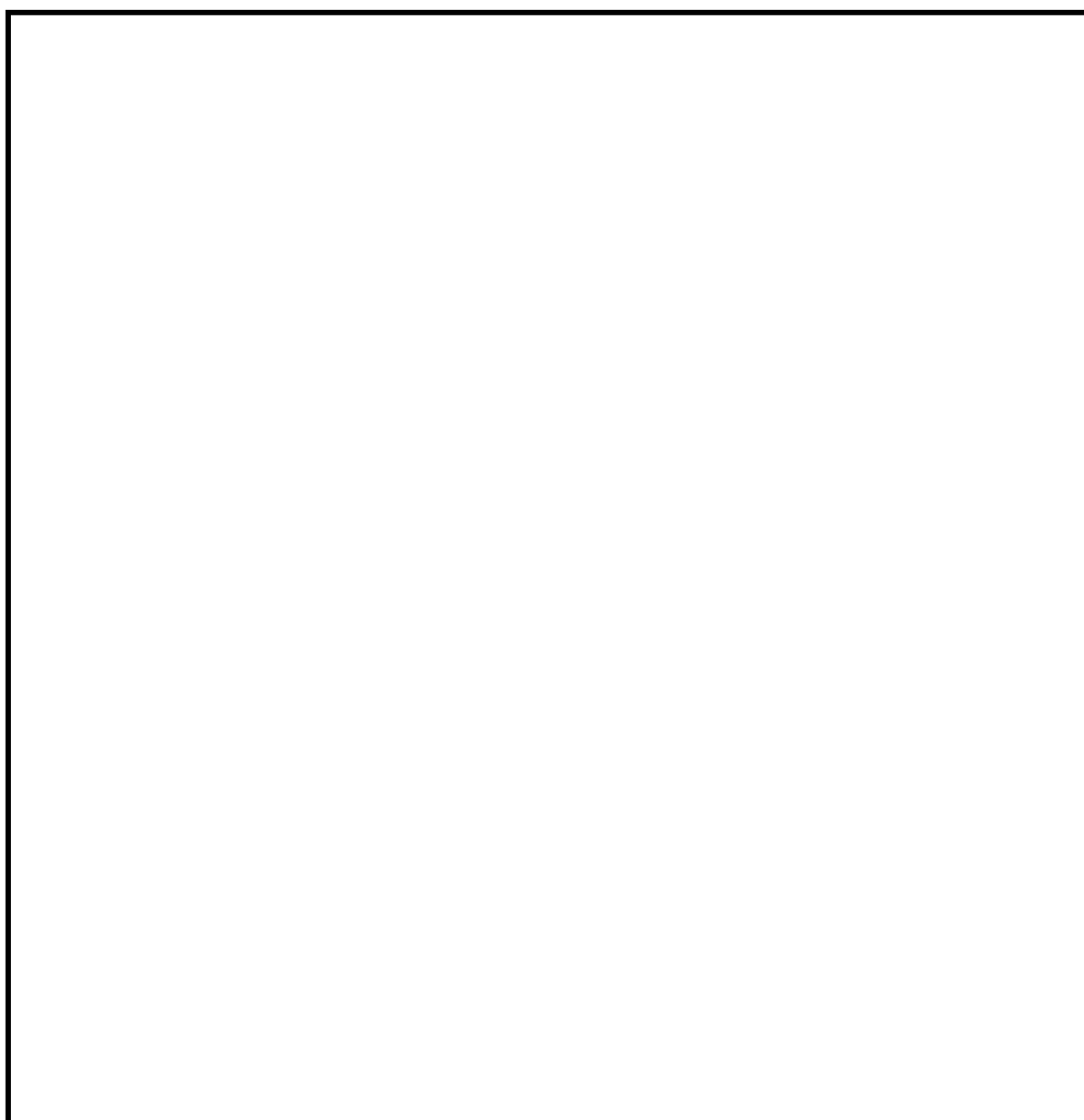


図 2.2-1 (1) 貯留堰の平面図

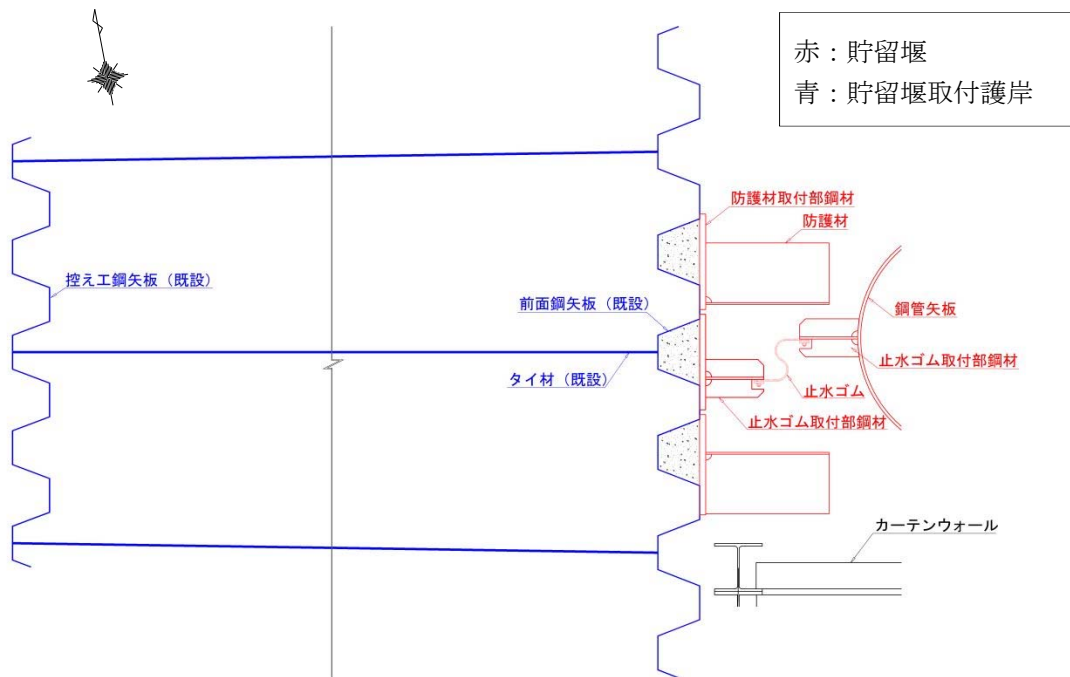
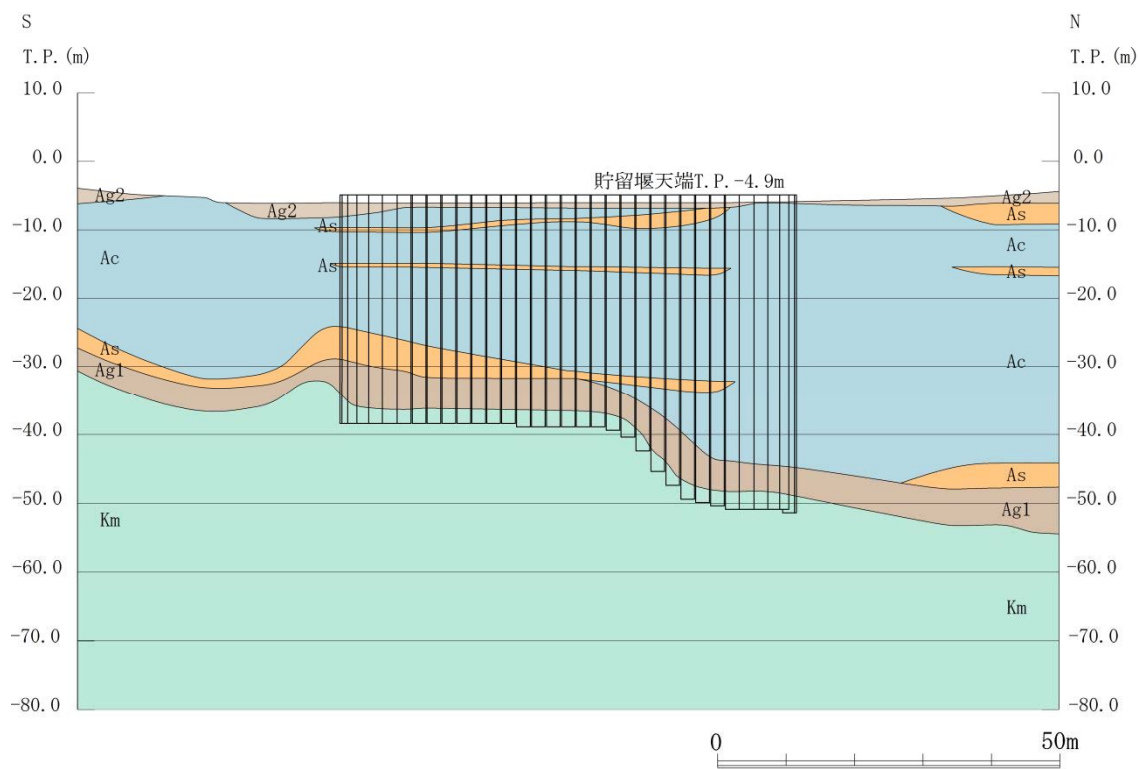


図 2.2-1 (2) 貯留堰の平面図 (A 部拡大)



図 2.2-2 貯留堰の断面図



護岸平行方向断面

図 2.2-3 貯留堰の縦断断面図 (A-A 断面)

2.3 評価方針

貯留堰は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設である浸水防護施設及び非常用取水設備である屋外重要土木構造物に、重大事故等対処施設においては、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。表 2.3-1 に要求機能と設計方針を示す。

貯留堰の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設として、表 2.3-2 の貯留堰の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び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、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、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、止水ゴムの変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

貯留堰の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

ここで、貯留堰は、運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力、温度等について、耐震評価における手法及び条件に有意な差異はなく、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

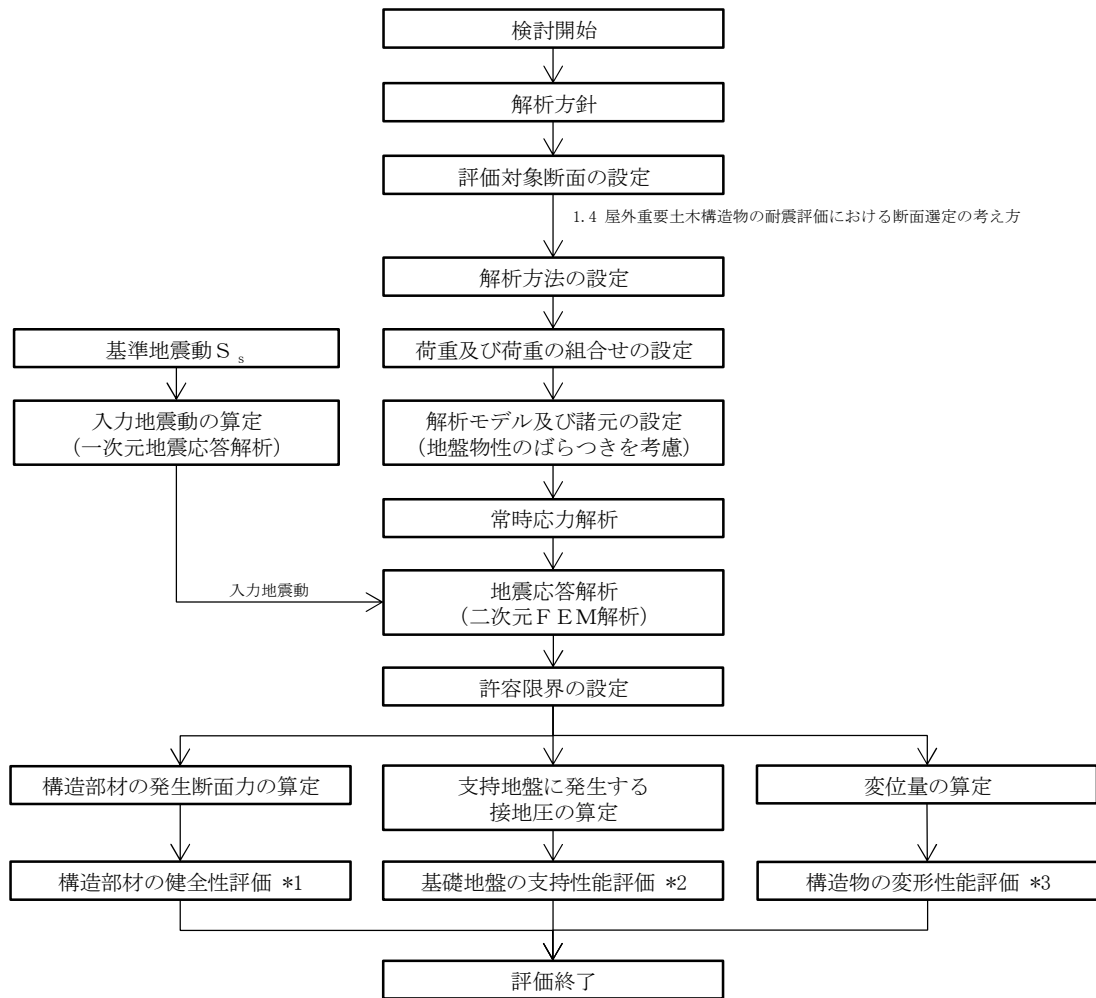
表 2.3-1 貯留堰の要求機能と設計方針

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（評価方針）	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	
貯留堰	<ul style="list-style-type: none"> 貯留堰は、基準地震動 S_s に対して、貯留堰の要求される機能を損なうおそれがない設計とする。 貯留堰は、構造全体として変形能力及び安定性について十分な余裕を有するとともに、貯留堰に要求される機能が保持できるものとする。 基準地震動 S_s による地震力は、水平 2 方向及び鉛直方向について適切に組み合わせて算定するものとする。 	<ul style="list-style-type: none"> 貯留堰は、基準地震動 S_s に対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。 	<ul style="list-style-type: none"> 貯留堰は、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。 	<ul style="list-style-type: none"> 貯留堰は、基準地震動 S_s に対し、水位低下時において海水ポンプの取水に必要な高さを考慮した天端高さ T.P.-4.90m とし、海水ポンプ室前面を取り囲むように海中に設置する設計とする。 鋼管矢板は鋼管矢板継手にて連結し、岩盤に支持する構造とすることにより、止水性を保持する設計とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 貯留堰は、基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、作用する押し込み力や引抜力が許容支持力以下に留まることを確認する。 	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）」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。
						<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼管矢板が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 	鋼管矢板	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ゴムが、有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 	止水ゴム	変形	有意な漏えいに至る変形	メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。
						<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である止水ゴム取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 	止水ゴム取付部鋼材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 	防護材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
						<ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s による地震時荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である防護材取付部鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 	防護材取付部鋼材	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。

表 2.3-2 貯留堰の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	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	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	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	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *： 妥当な安全余裕を考慮する。



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

図 2.3-1 貯留堰の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月） 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年） 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重＋偶発荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月） 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発生応力度が，許容応力度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は，発生応力度が許容応力度以下であることを確認
評価方法	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007 年度） ・J E A C 4 6 1 6 -2009 	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾は，腐食代の設定 ・J E A C は，支持力照査の安全率の設定
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005 年） ・J E A G 4 6 0 1 -1987 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

2.5 使用材料及び材料定数

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 2.5-1 に、材料物性値を表 2.5-2 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 2.5-3 に示す。

表 2.5-1 使用材料

諸元		
鋼管矢板	貯留堰 土留鋼管矢板（南側）	SM570
	土留鋼管矢板（北側）	SKY490
鋼矢板	貯留堰取付護岸	SY295
タイ材	貯留堰取付護岸	F130T（ダブル）

表 2.5-2 材料物性値

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 (%)
鋼管矢板	77.0 ^{*1}	2.0×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}
鋼矢板	77.0 ^{*1}	2.0×10 ⁵ ^{*1}	0.3 ^{*1}	3 ^{*2}
タイ材	—	1.86×10 ⁵ ^{*3}	—	3 ^{*2}

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

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

*3：港湾関連民間技術の確認審査・評価依頼者提出資料 第 08003 号，岸壁・護岸耐震補強アンカー工法（摩擦圧縮型・ナット定着グラウンドアンカーを用いた岸壁・護岸の耐震補強工法）（沿岸技術研究センター，平成 21 年 5 月）

表 2.5-3 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤							豊浦標準砂	
				埋戻土		第四系 (液状化検討対象層)						
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 2.5-3 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤					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		$0.358-0.00603 \cdot z$
	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)

表 2.5-3 (4) 地盤改良体の物性値一覧

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

表 2.5-3 (5) 地盤改良体の一軸圧縮強度

部位	一軸圧縮強度 (N/mm ²)
地盤改良 (新設) 上側	1.0
地盤改良 (既設)	3.0 (砂質土)
	1.0 (粘性土)
地盤改良 (新設) 下側	1.0 (粘性土)

2.6 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

2.7 評価対象断面及び部位

評価対象断面及び部位は，貯留堰の構造物の配置，荷重条件及び地盤条件を考慮し設定する。

2.7.1 評価対象断面

評価対象断面は，貯留堰鋼管矢板が縦断方向に対し，一様な設備形状であることを踏まえ，鋼管矢板の周辺の地質状況に基づき設定する。

図 2.7-1 に示す平面図及び図 2.7-2 に示す断面図より，南北方向では北に向かって第四紀層が厚くなっていることから，貯留堰の本体に着目した検討断面として，構造の安定性に支配的な弱軸断面方向のうち，第四紀層が厚くなる EW-2 断面を選定し，基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。また，護岸との接続部については，接続部に着目した検討断面として，EW-1 断面及び NS-1 断面を選定し，基準地震動 S_s による耐震評価を実施する。

評価対象断面選定の詳細については，「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.6 貯留堰及び貯留堰取付護岸」に示す。

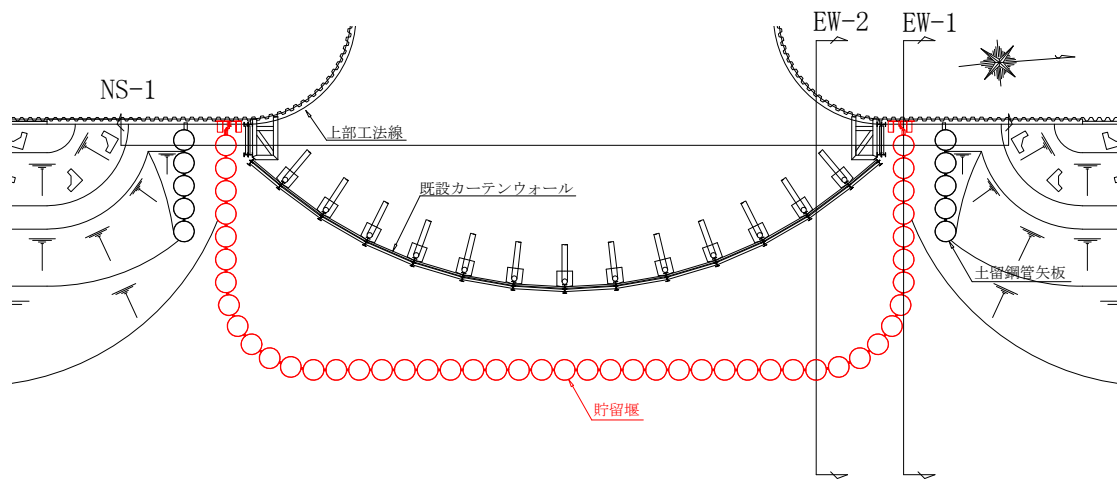


図 2.7-1 貯留堰の平面図

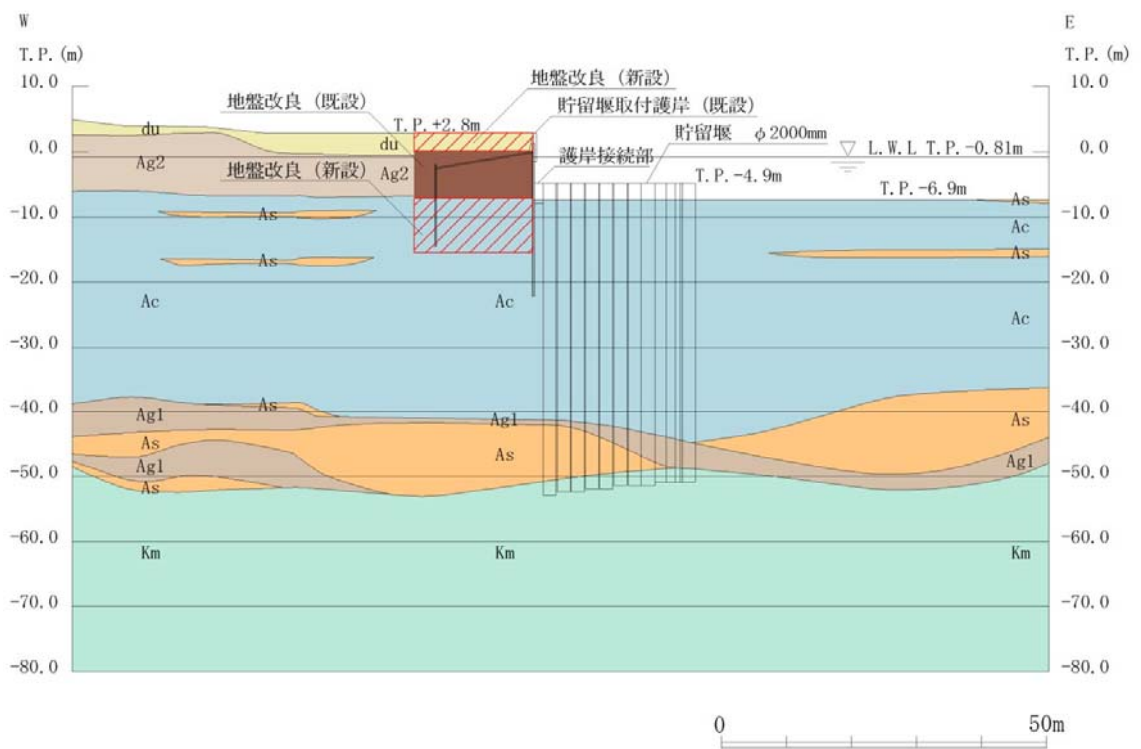


図 2.7-2 (1) 貯留堰の断面図 (EW-1)

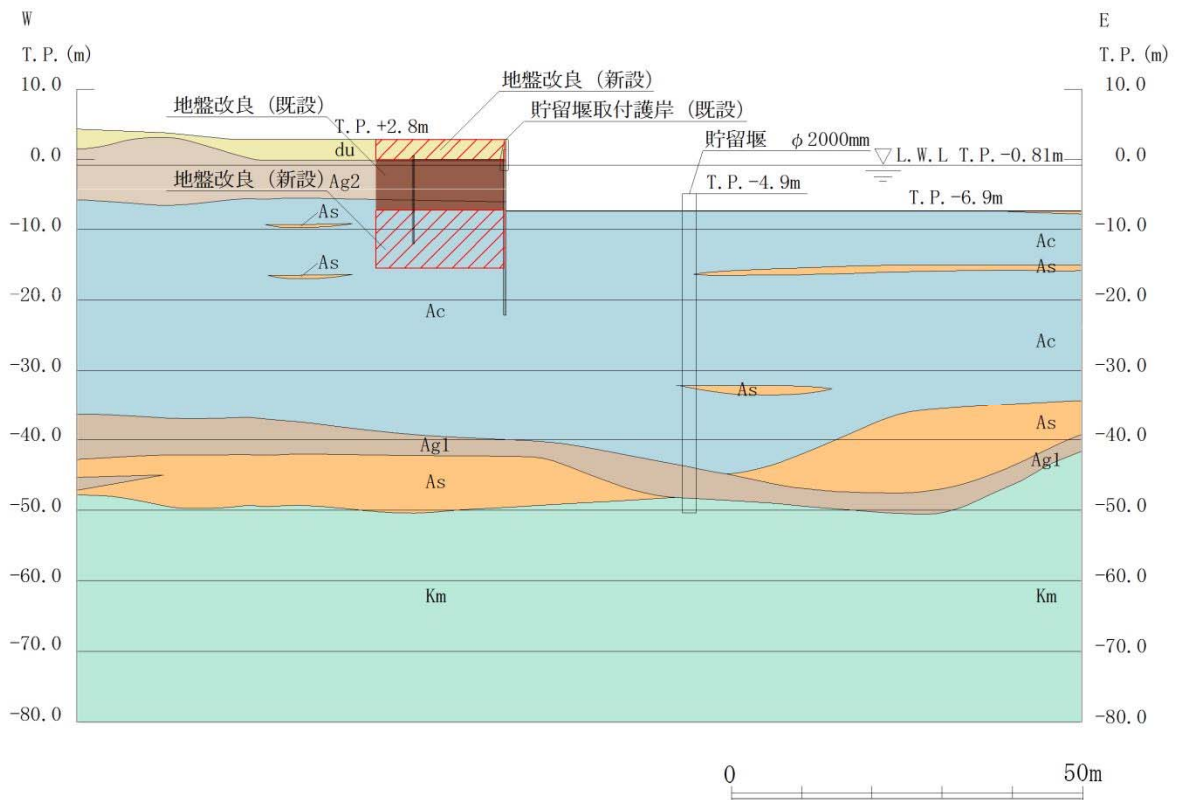


図 2.7-2 (2) 貯留堰の断面図 (EW-2)

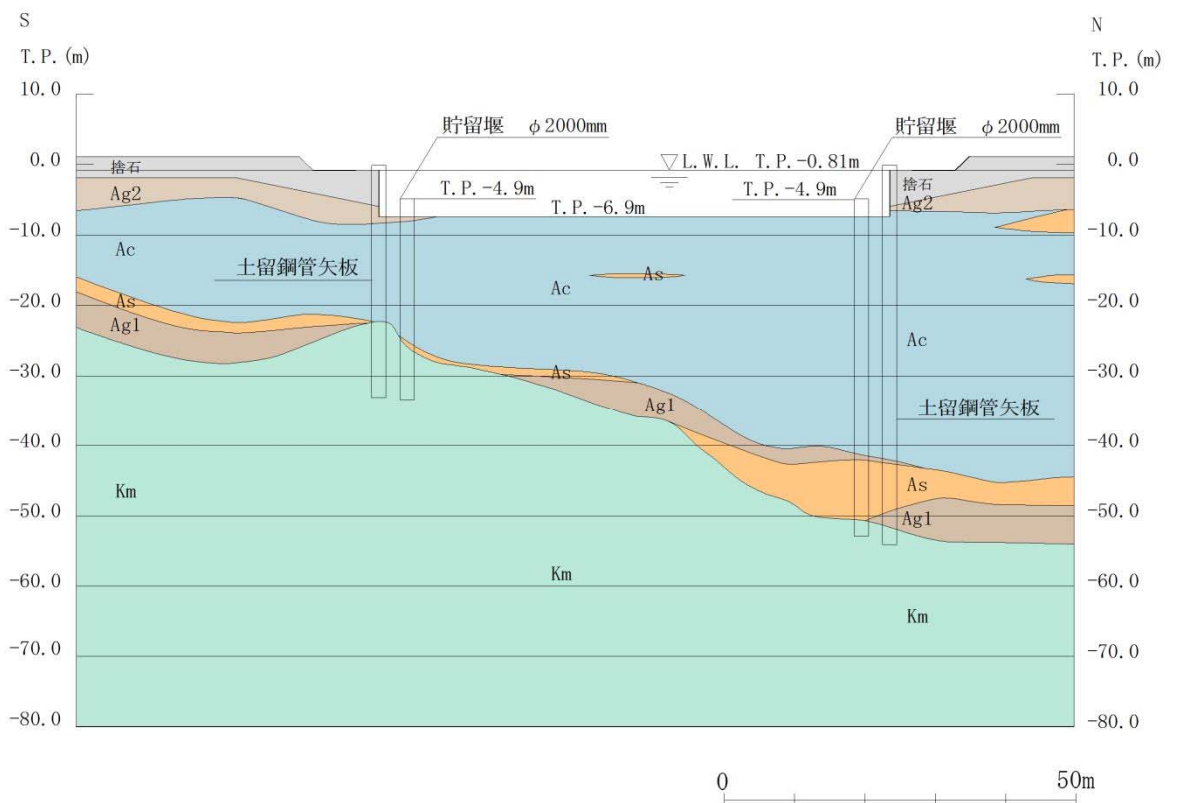


図 2.7-2 (3) 貯留堰の断面図 (NS-1)

2.7.2 評価対象部位

評価対象部位を図 2.7-3 に示す。

(1) 鋼管矢板

構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

(2) 止水ゴム

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴムを評価対象部位とする。

(3) 止水ゴム取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴム取付部鋼材を評価対象部位とする。

(4) 防護材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材を評価対象部位とする。

(5) 防護材取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材取付部鋼材を評価対象部位とする。

(6) 基礎地盤

鋼管矢板を支持する基礎地盤を評価対象部位とする。

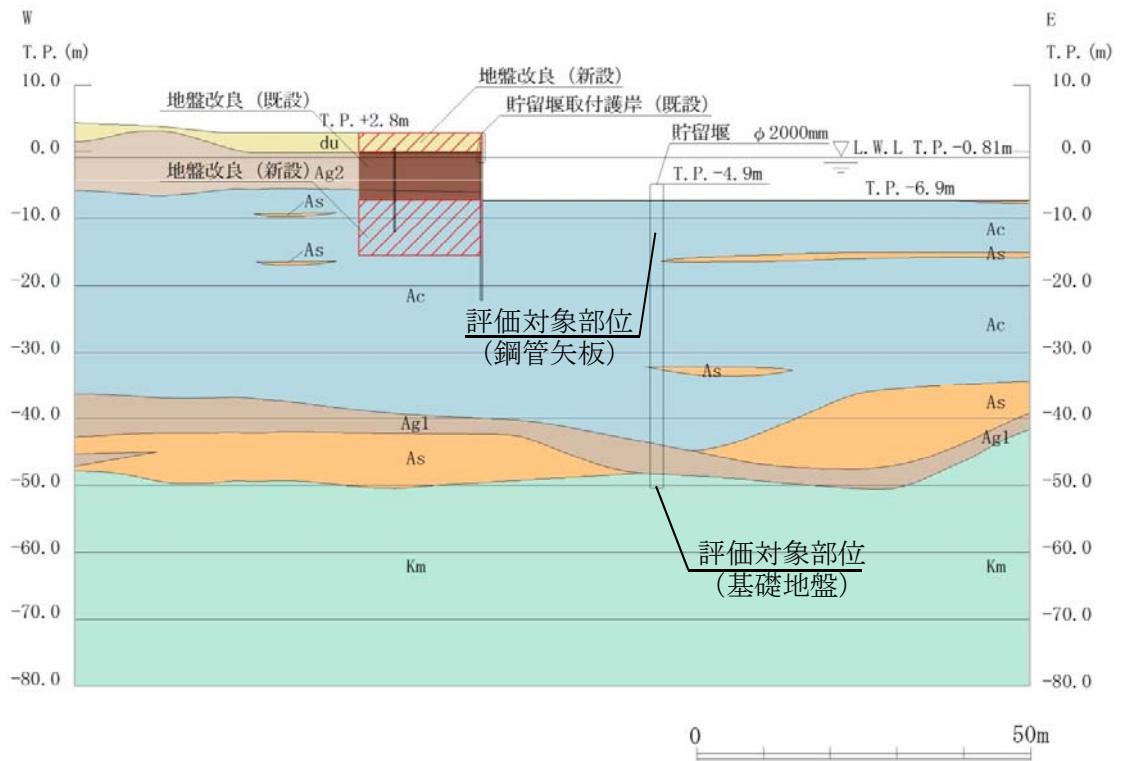


図 2.7-3 (1) 評価対象部位 (1/3)

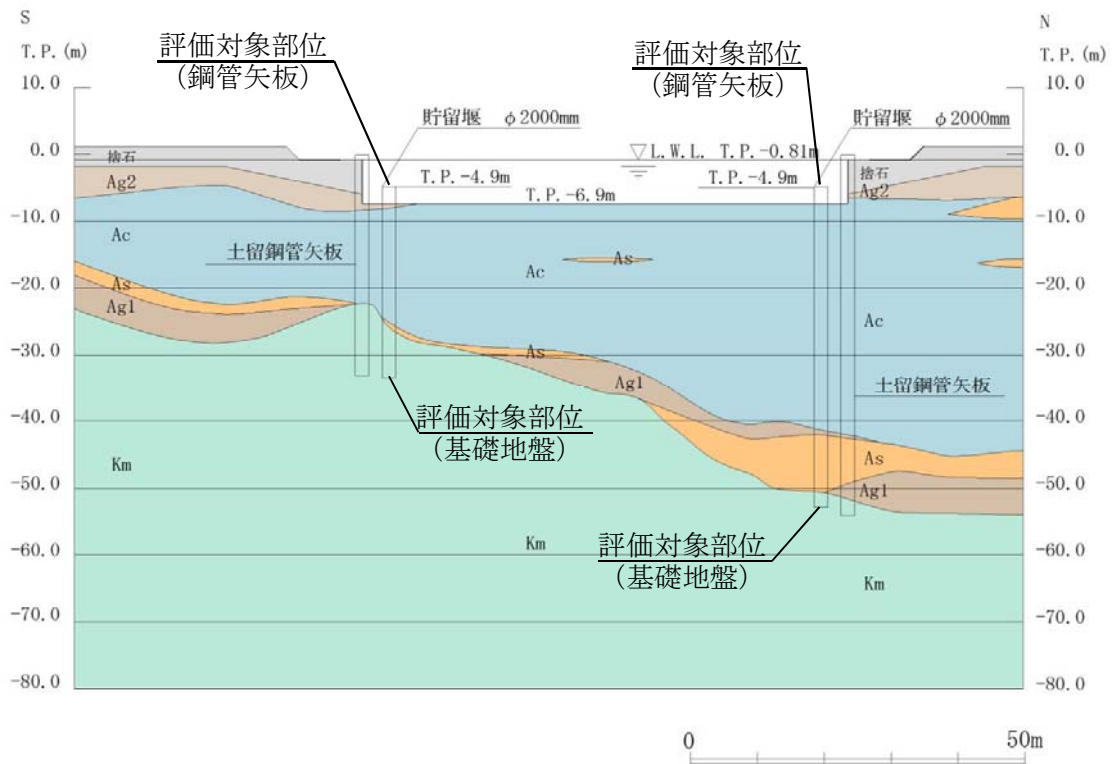


図 2.7-3 (2) 評価対象部位 (2/3)

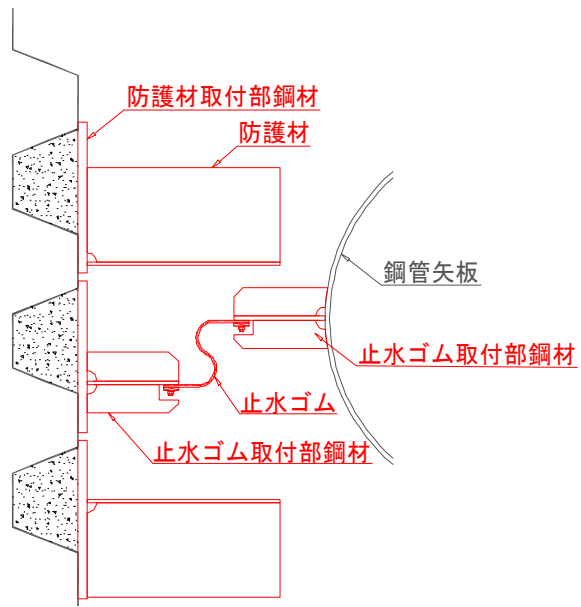


図 2.7-3 (3) 評価対象部位 (3/3)

3. 地震応答解析

3.1 解析方法

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

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

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。

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3.1-1に示す。

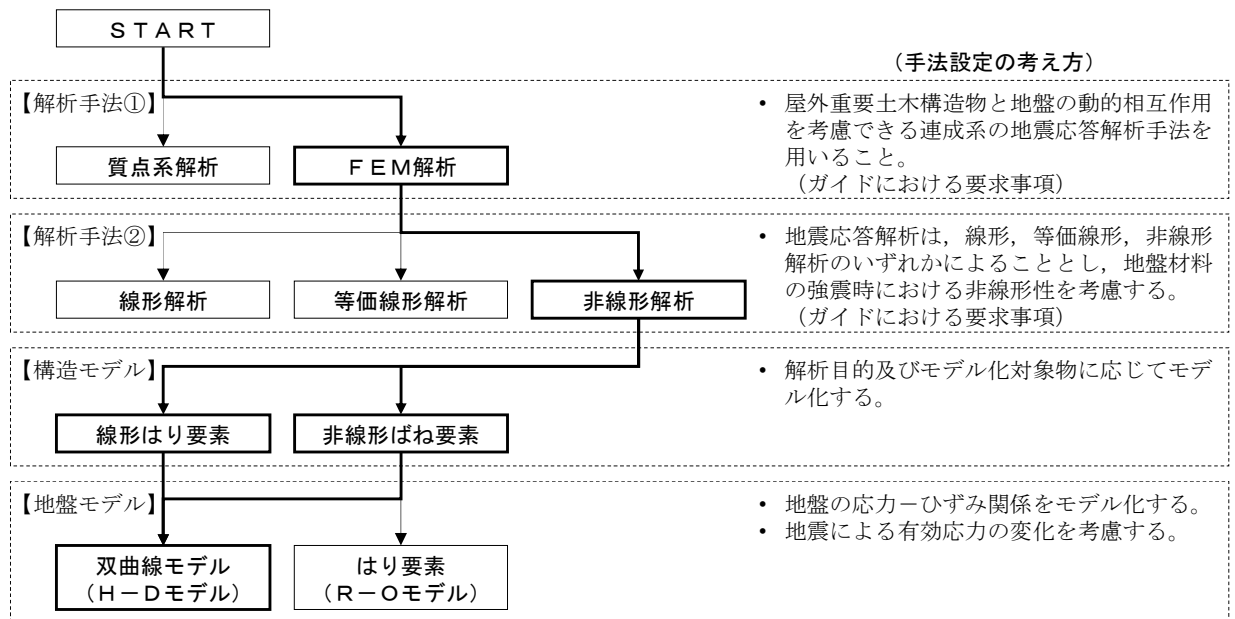


図 3.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

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

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

のせん断応力の上限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 解析モデルの設定

3.2.1 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 3.2-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

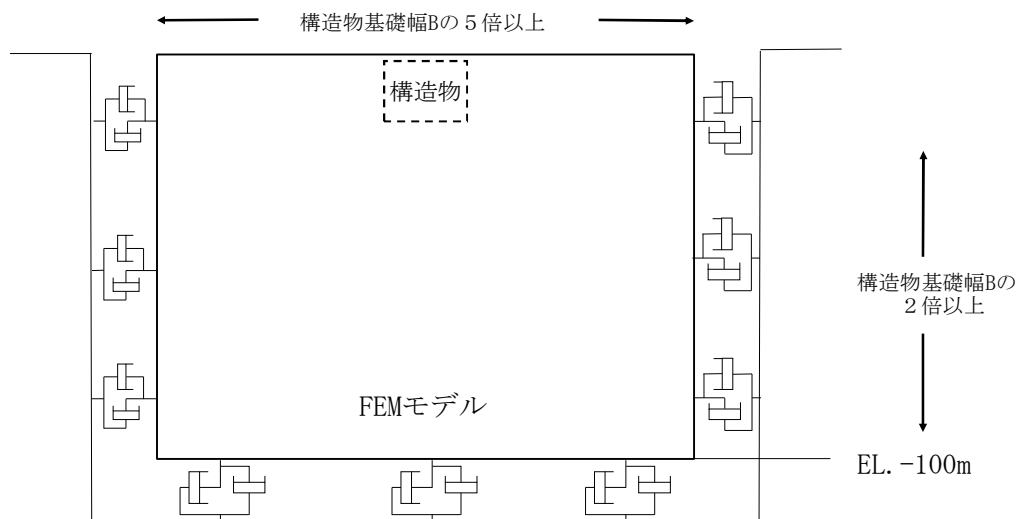


図 3.2-1 モデル範囲の考え方

3.2.2 解析モデル

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の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3.2-2に示す。

貯留堰の地震応答解析モデルを図3.2-3に示す。

なお、貯留堰の地震応答解析モデル（EW-1）は、貯留堰の直線部を構成する鋼管矢板が7本並ぶ断面となる。この断面における貯留堰については、図3.2-3（1）に示すとおり、貯留堰縦断方向の変形量を適切に評価するために、貯留堰の直線部を構成する7本の鋼管矢板をその中心位置において、鋼管矢板7本分の断面積及び断面二次モーメントを有する1本の線形はり要素によりモデル化する。

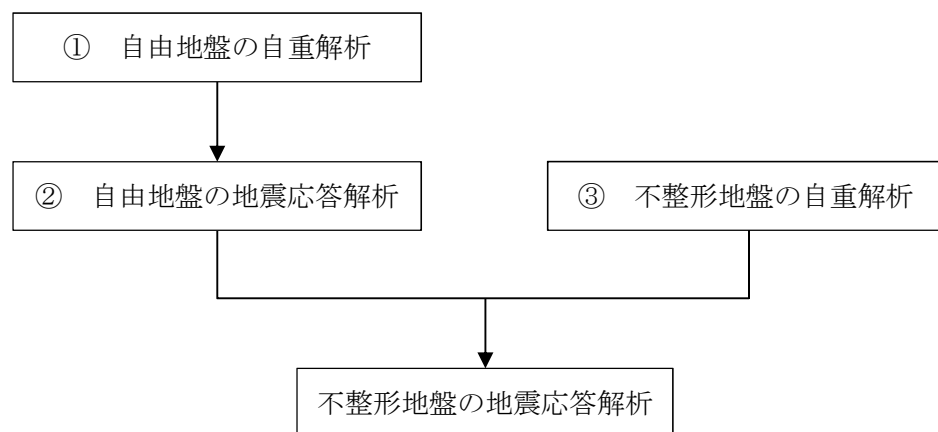


図3.2-2 自由地盤の自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

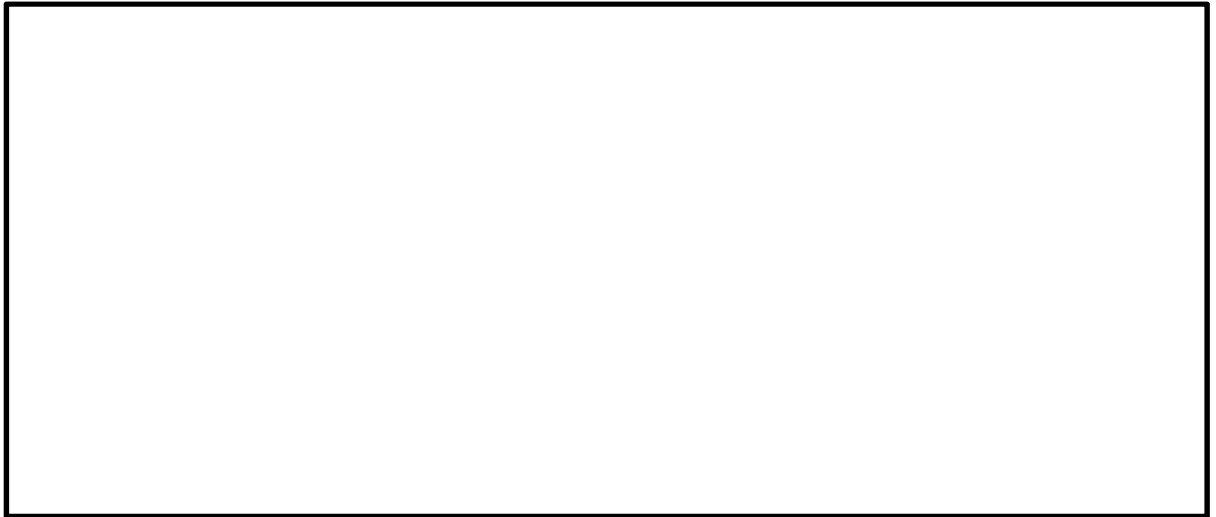


図 3.2-3 (1) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-1)



図 3.2-3 (2) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-2)

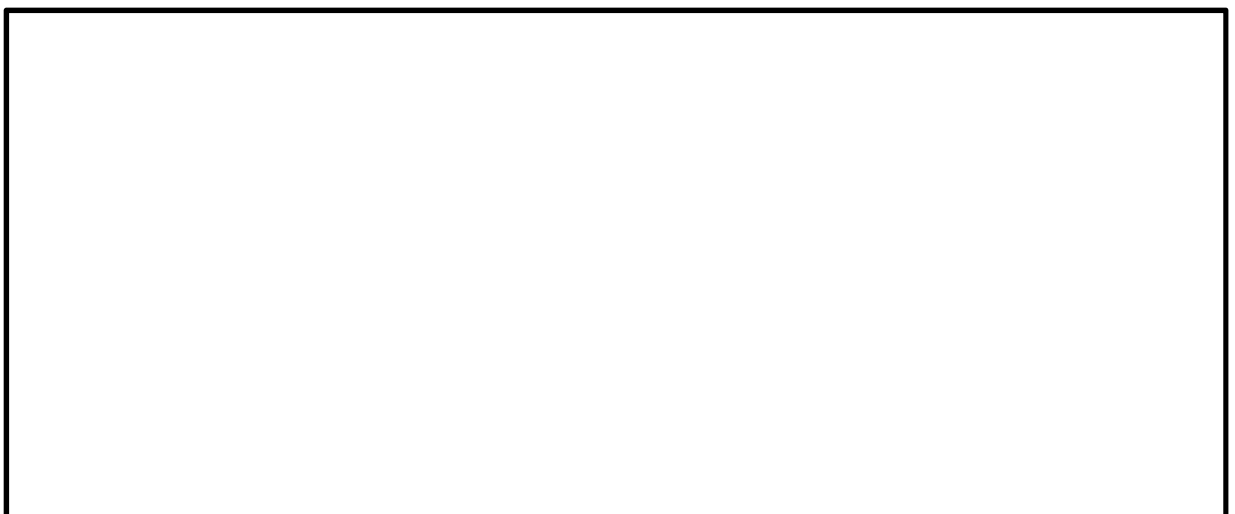


図 3.2-3 (3) 貯留堰の地震応答解析モデル (NS-1)

3.2.3 ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 3.2-4 に、ジョイント要素の考え方を示す。

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c、 ϕ は周辺地盤の c、 ϕ とする。(表 3.2-1 参照)

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3.2-1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (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	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—
地盤改良体		$c = 1/2 \times q_u$	0.0	—

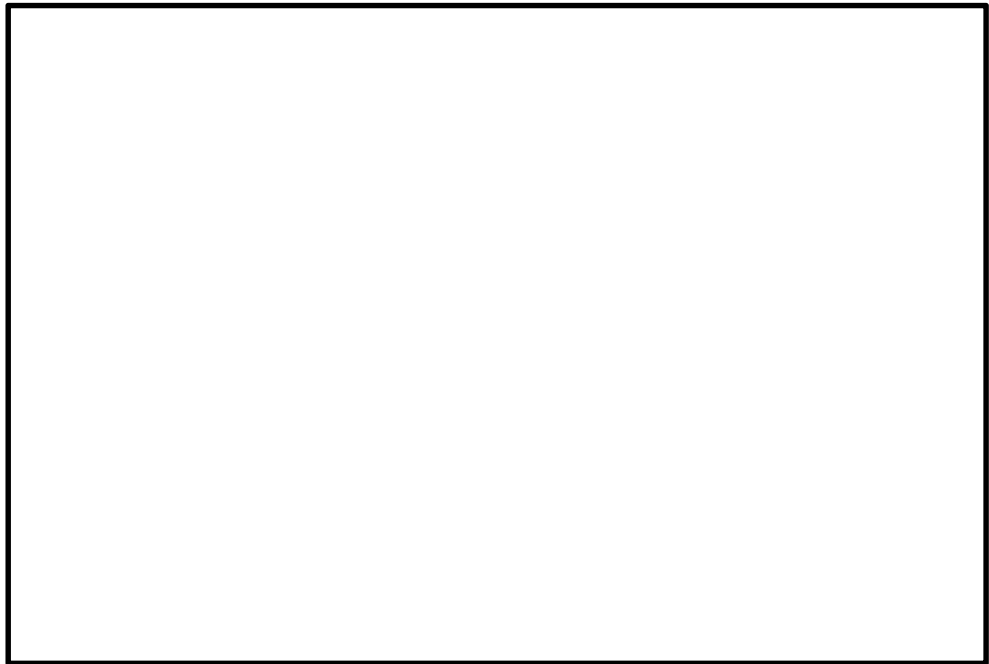
z : 標高 (m)

q_u : 一軸圧縮強さ (N/mm²)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.2-2 のとおり設定する。

表 3.2-2 ジョイント要素のばね定数

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

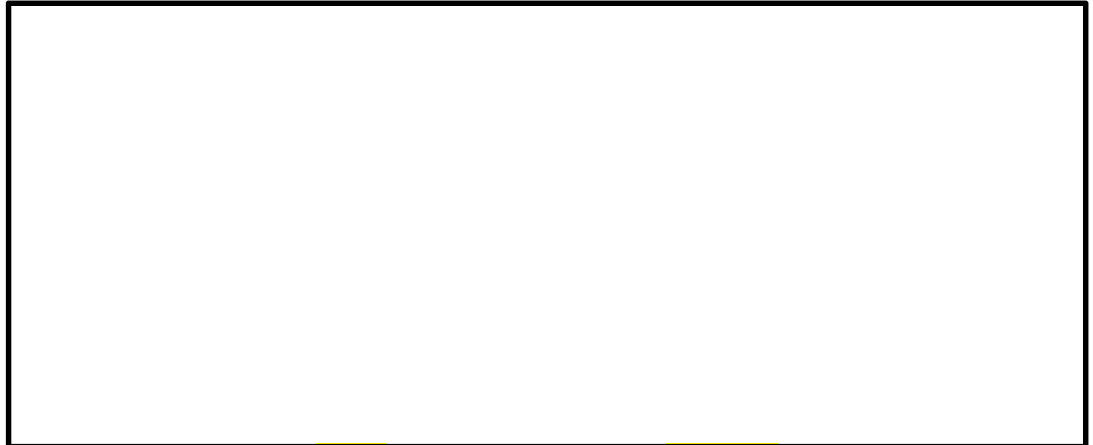


(a) ジョイント要素配置図 (EW-1)

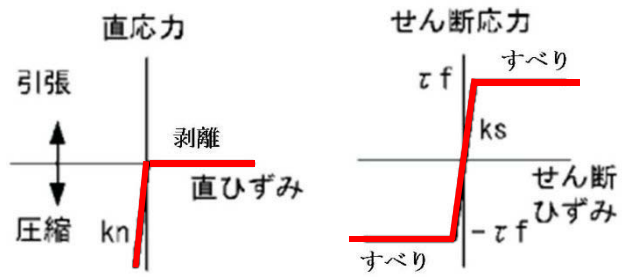


(b) ジョイント要素配置図 (EW-2)

図 3.2-4 (1) ジョイント要素の考え方 (1 / 2)



(c) ジョイント要素配置図 (NS-1)



(d) ジョイント要素の力学的特性

図 3.2-4 (2) ジョイント要素の考え方 (2 / 2)

3.2.4 杭-地盤相互作用ばねの設定

地盤と杭の接合面に杭-地盤相互作用ばねを設けることにより、強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向については、地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 3.2-5 に杭-地盤相互作用ばねの考え方を示す。

なお、せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c、 ϕ は周辺地盤の c、 ϕ とする。(表 3.2-3 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 3.2-3 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	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—

z : 標高 (m)

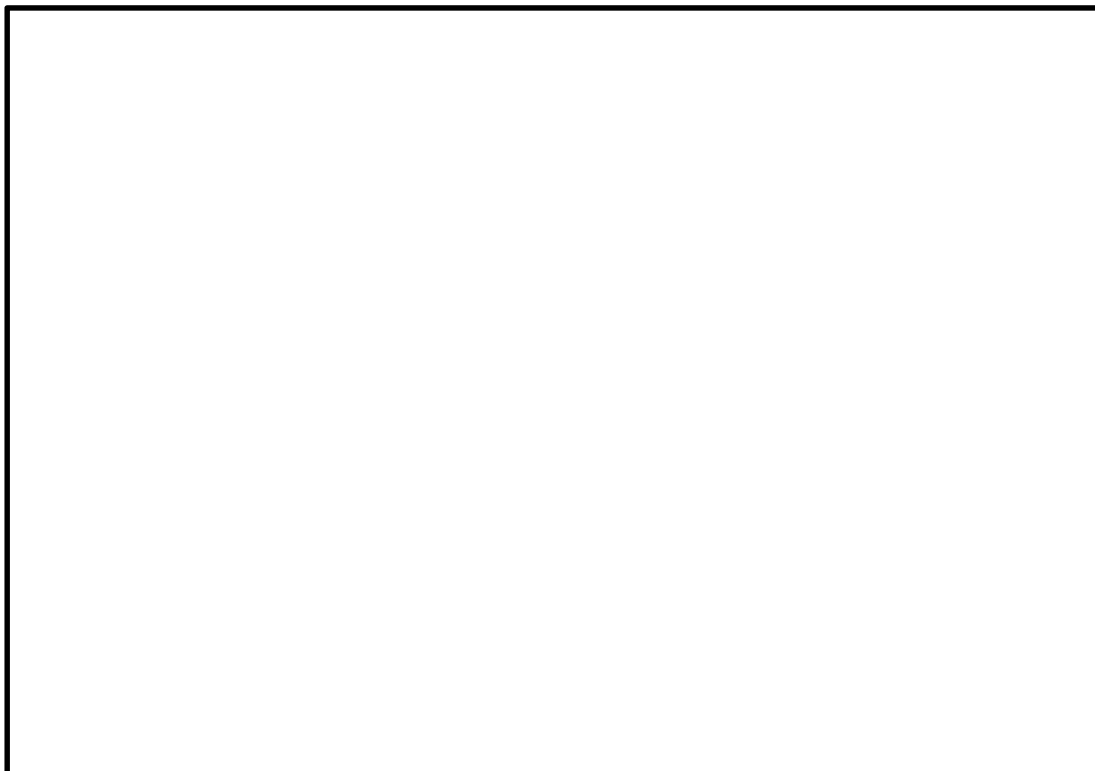
杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 3.2-4 のとおり設定する。

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*。

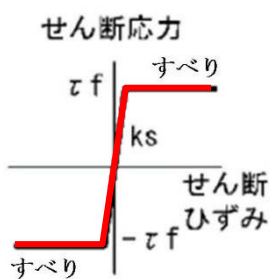
※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 3.2-4 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



(a) 杭-地盤相互作用ばね配置図 (EW-1)



(b) 杭-地盤相互作用ばね (杭軸方向) の力学的特性

図 3.2-5 杭-地盤相互作用ばねの考え方

3.2.5 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。

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い値として、表 3.2-5 のとおり設定する。図 3.2-6 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 3.2-5 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

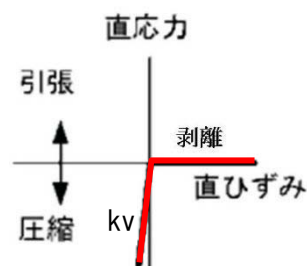


図 3.2-6 杭下端ジョイントばねの考え方

3.2.6 材料特性の設定

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。

構造部材は、線形はり要素及び非線形ばね要素によりモデル化する。

3.3 荷重の組合せ

耐震性能照査にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧、動水圧による荷重が含まれるものとする。

荷重の組合せを表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	・機器・配管設備はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定する。
		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		○	・海水面に応じた静水圧として設定する。 ・海水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水圧を考慮する構造形式ではないことから、考慮しない。
変動荷重	積雪荷重		—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	風荷重		—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない。
	積雪荷重及び風荷重以外		—	・積雪荷重及び風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮する。
	動水圧		○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様とする。

3.4 地震応答解析の検討ケース

貯留堰の耐震設計における検討ケースを表 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 貯留堰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の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (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				
	S _s -2 2	(++)	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(上部構造及び下部構造)毎に1波選定する。

3.5 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論により地震応答解析モデル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3.5-1に、基準地震動 S_s の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図3.5-2に示す。

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

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

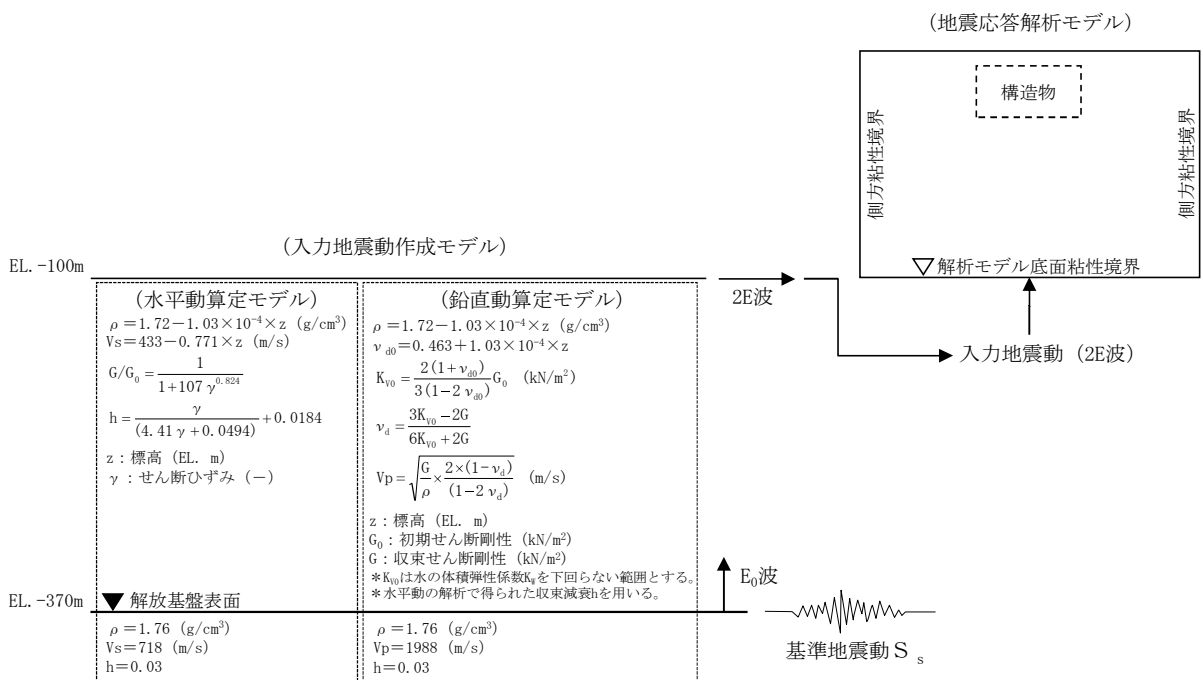
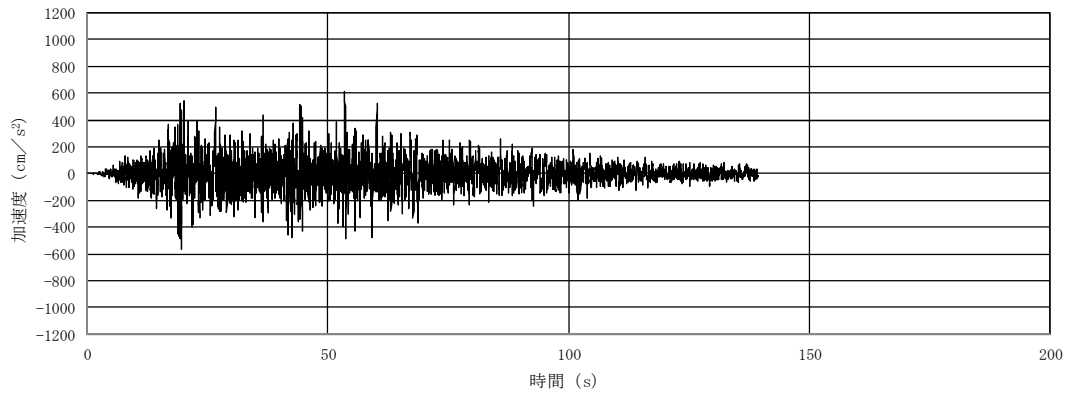
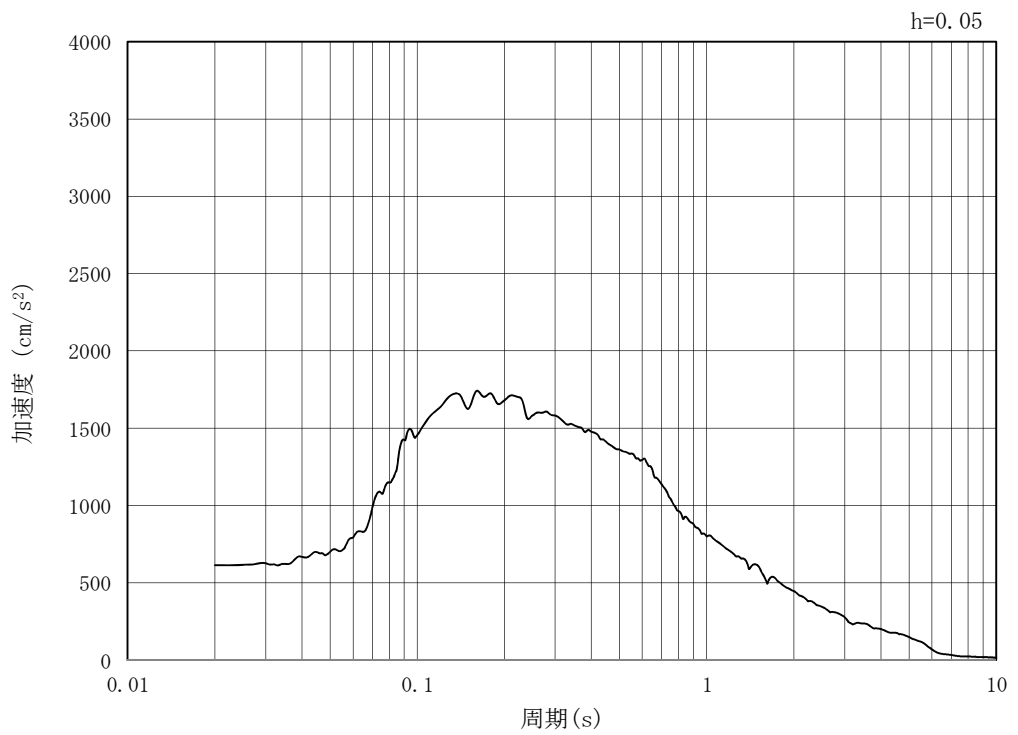


図 3.5-1 入力地震動算定の概念図

MAX 614 cm/s² (53.52s)



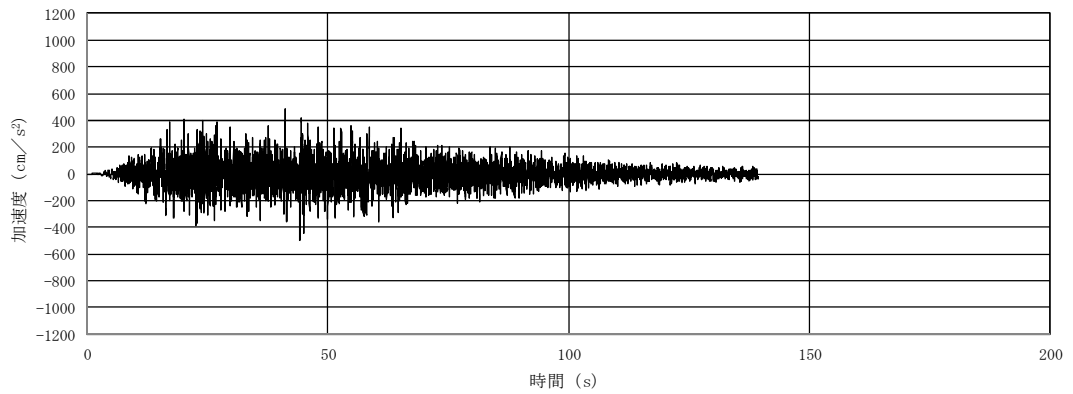
(a) 加速度時刻歴波形



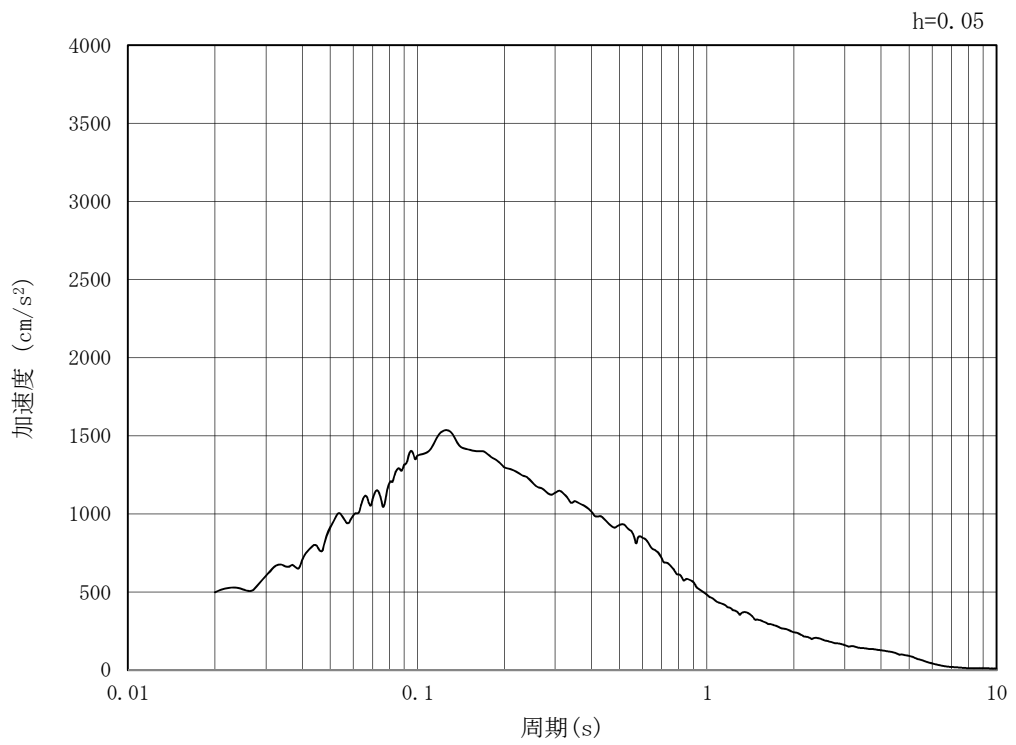
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (共通)
(水平方向: S_s-D1)

MAX 499 cm/s^2 (44.24s)



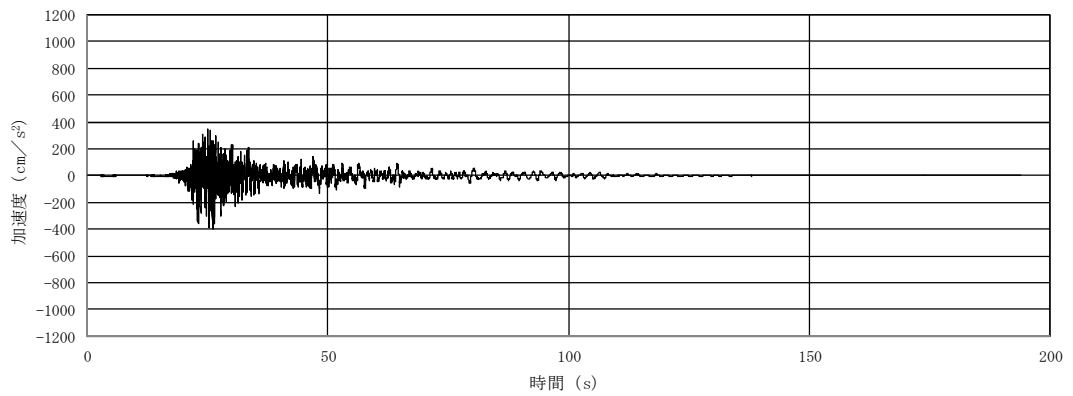
(a) 加速度時刻歴波形



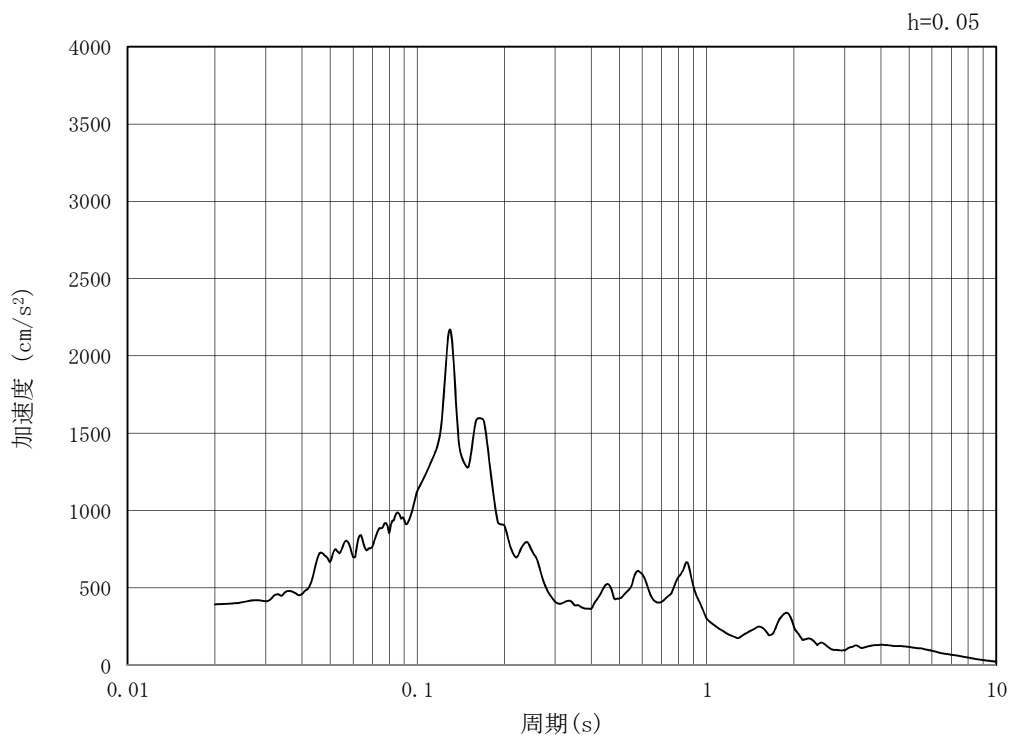
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (共通)
(鉛直方向: S_s-D1)

MAX 393 cm/s² (26.13s)



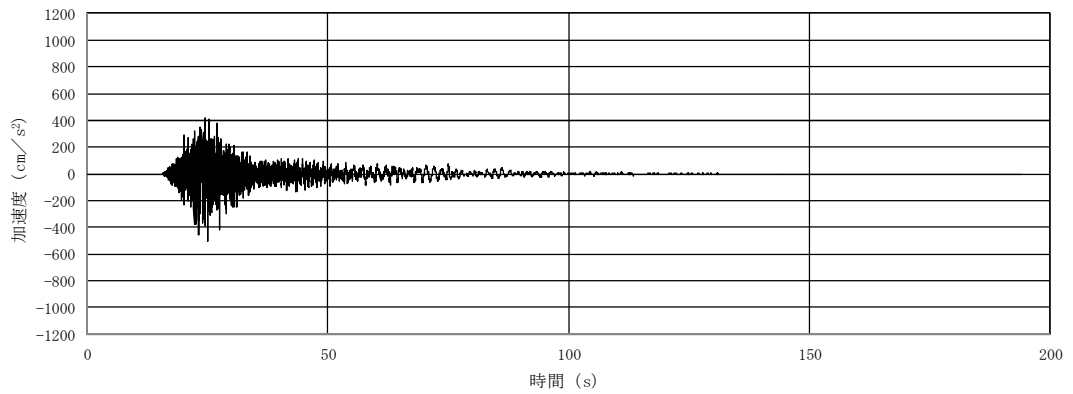
(a) 加速度時刻歴波形



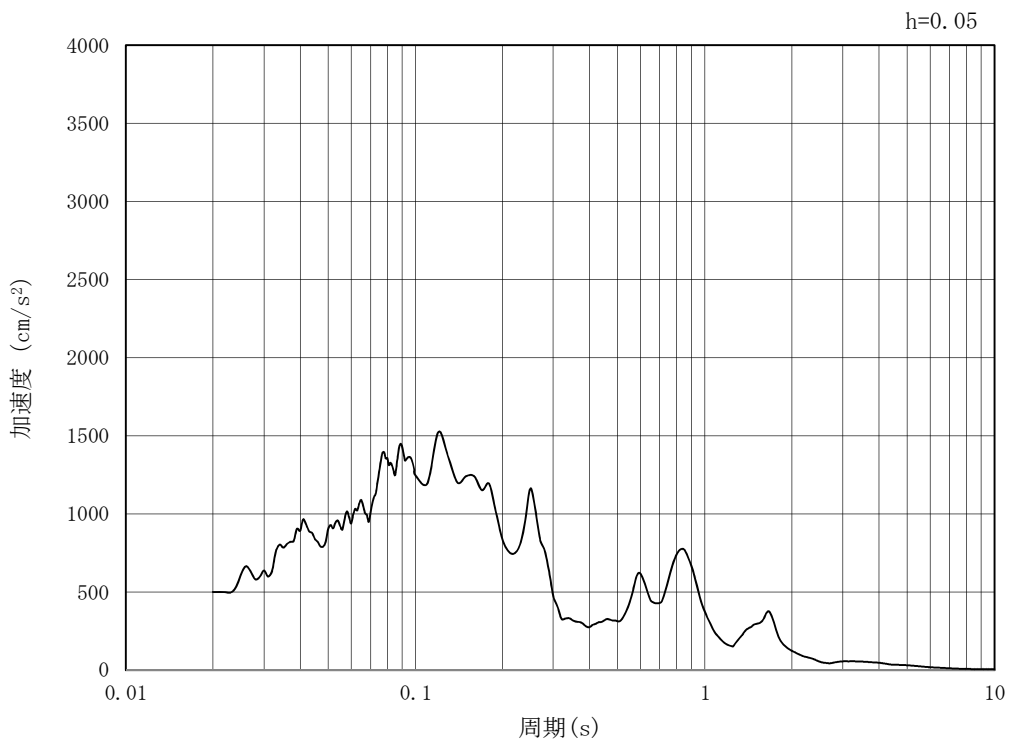
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (3) 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 (EW-1, EW-2)
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

MAX 501 cm/s² (25.03s)



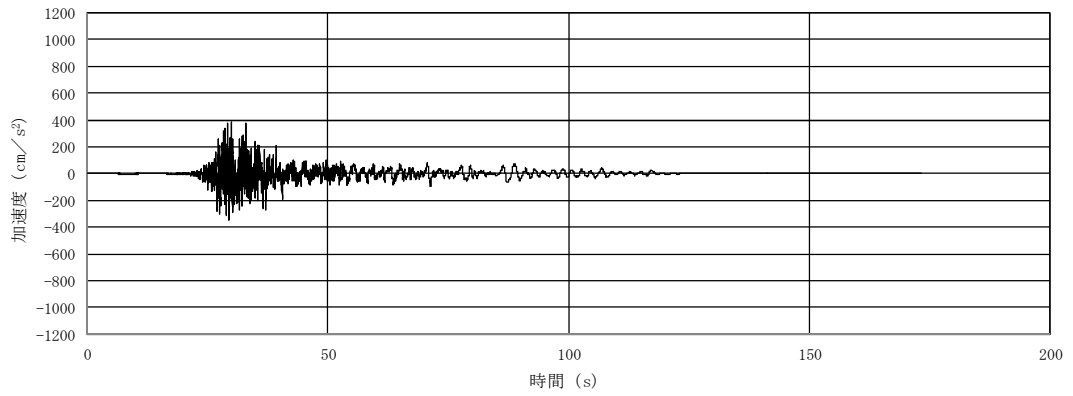
(a) 加速度時刻歴波形



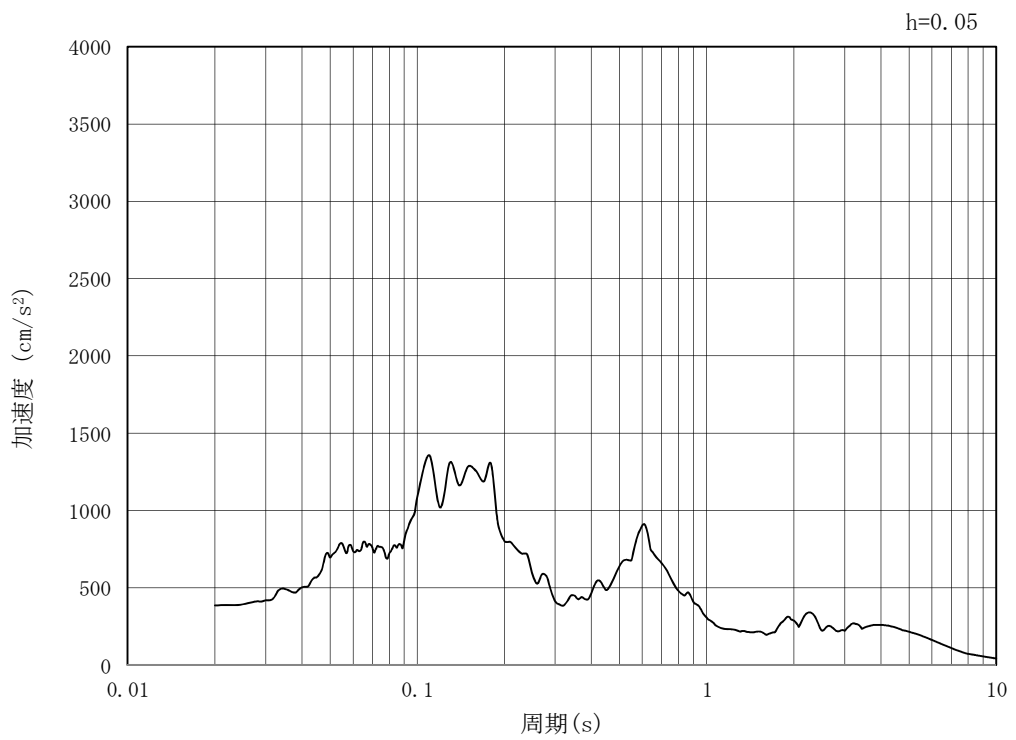
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向 : $S_s - 1.1$)

MAX 387 cm/s² (29.85s)



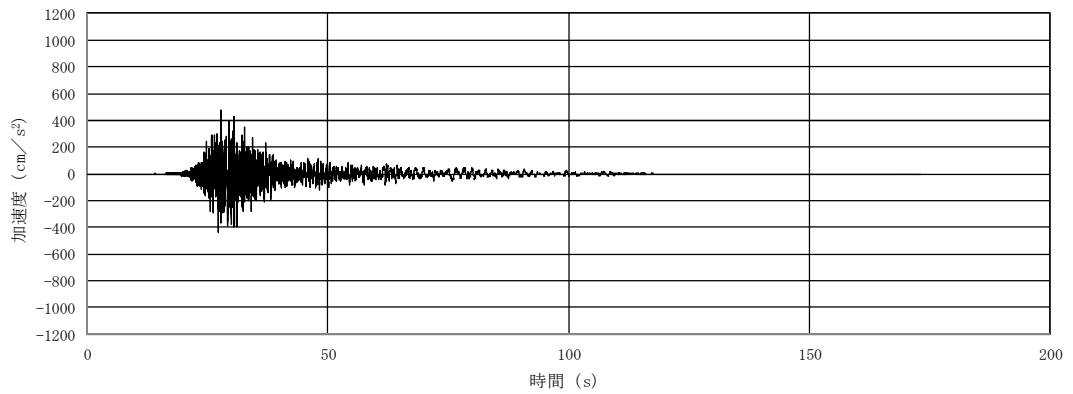
(a) 加速度時刻歴波形



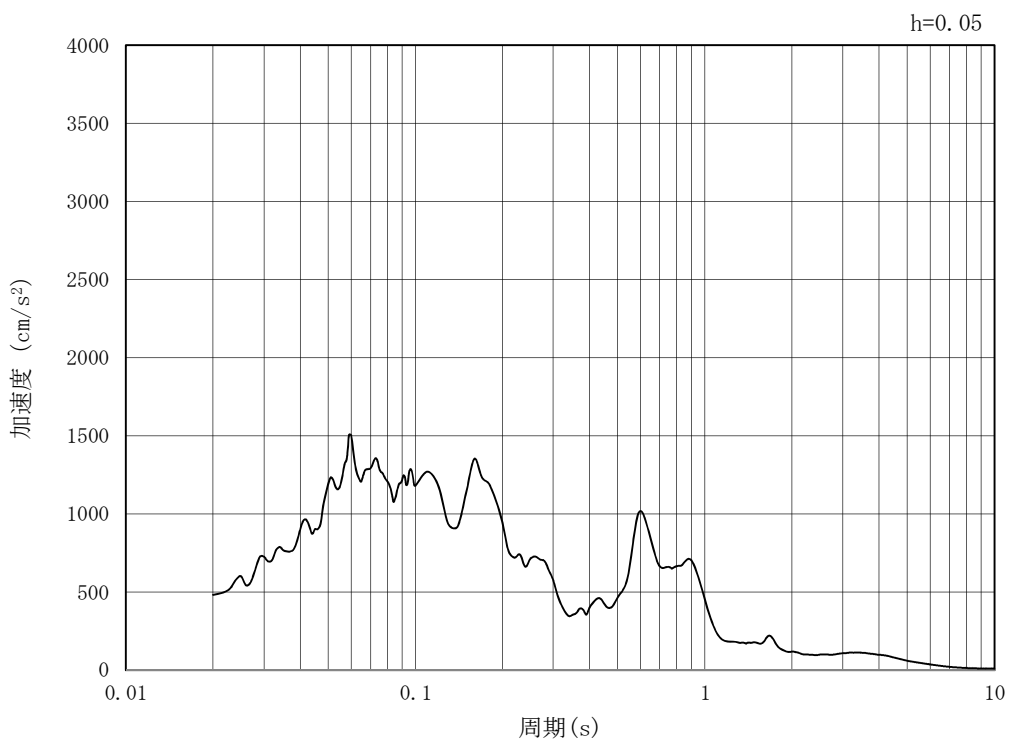
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向: $S_s - 1.2$)

MAX 482 cm/s² (27.83s)



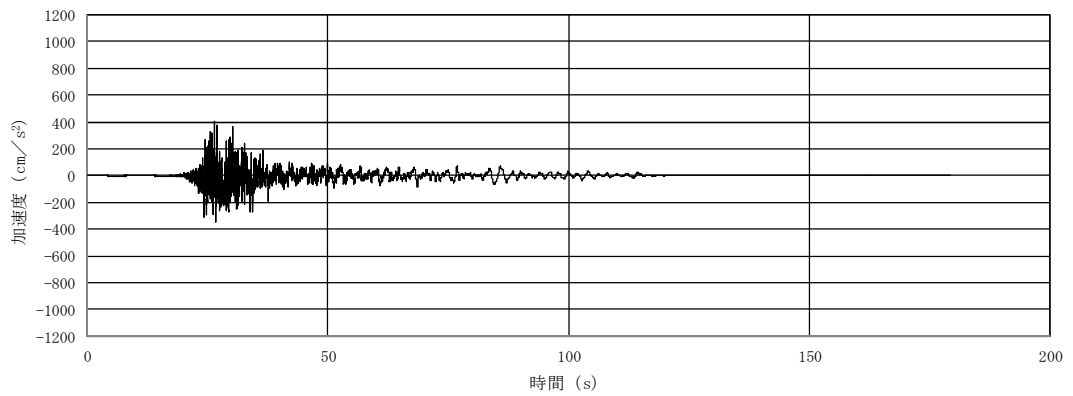
(a) 加速度時刻歴波形



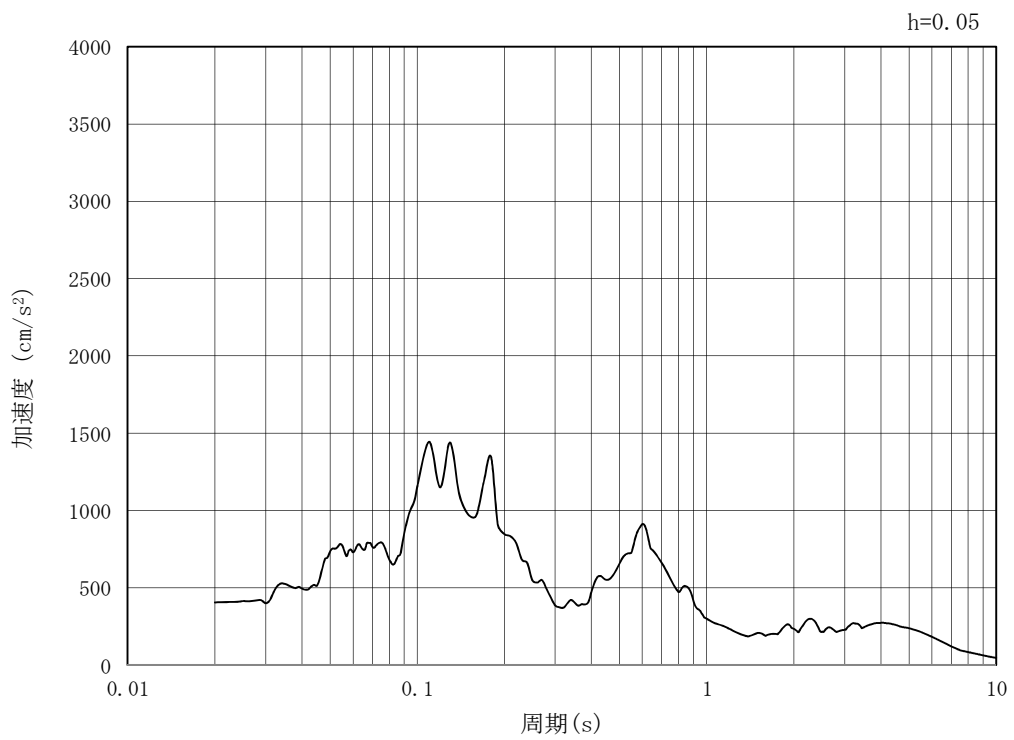
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (6) 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 (EW-1, EW-2)
(鉛直方向 : $S_s - 1.2$)

MAX 406 cm/s^2 (26.41s)



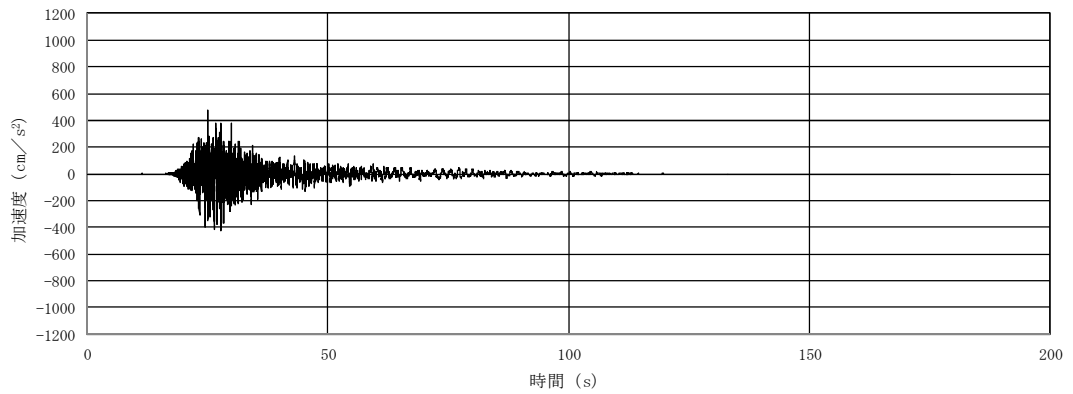
(a) 加速度時刻歴波形



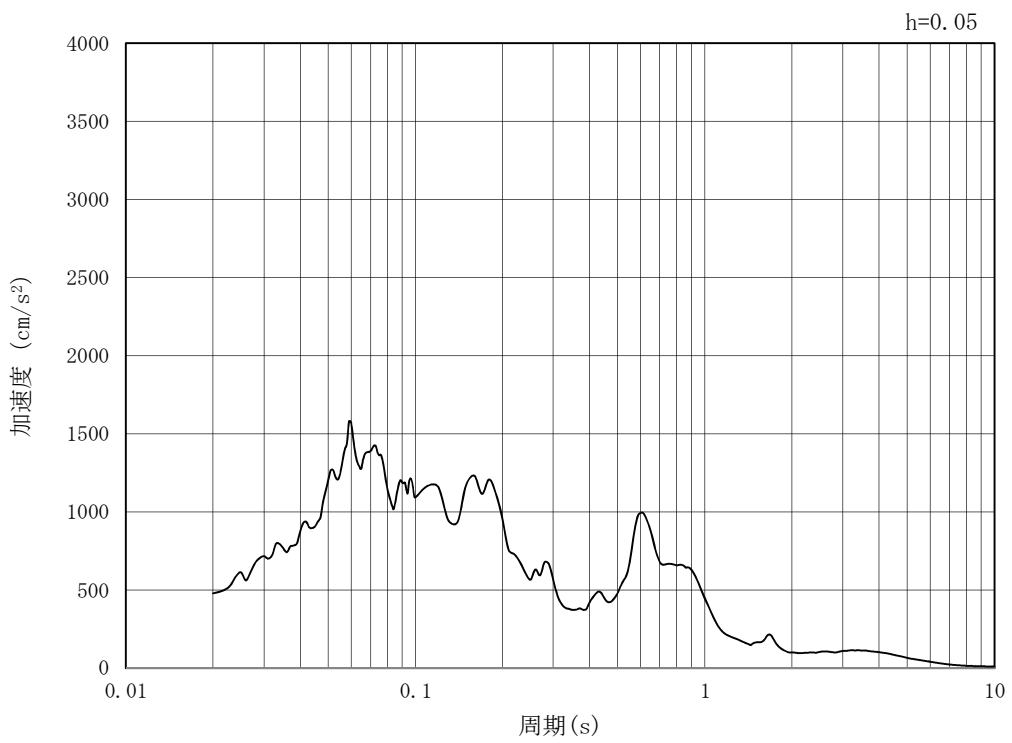
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向 : $S_s - 1.3$)

MAX 478 cm/s^2 (25.05s)



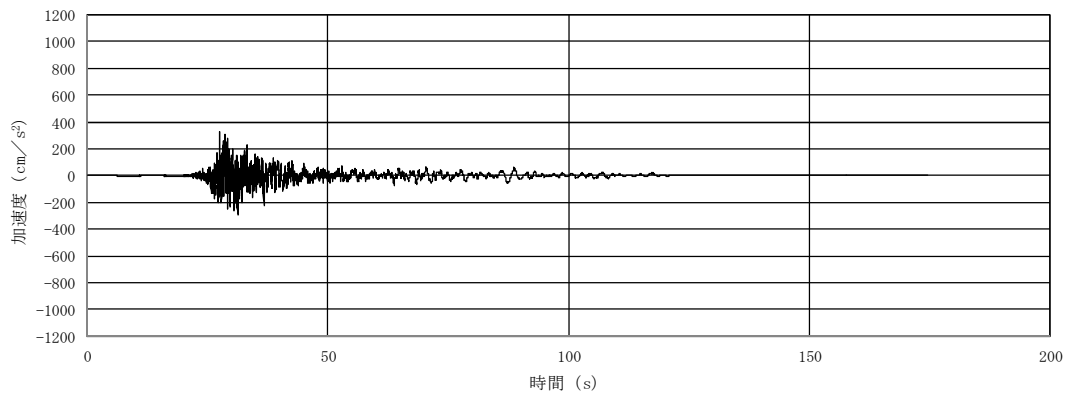
(a) 加速度時刻歴波形



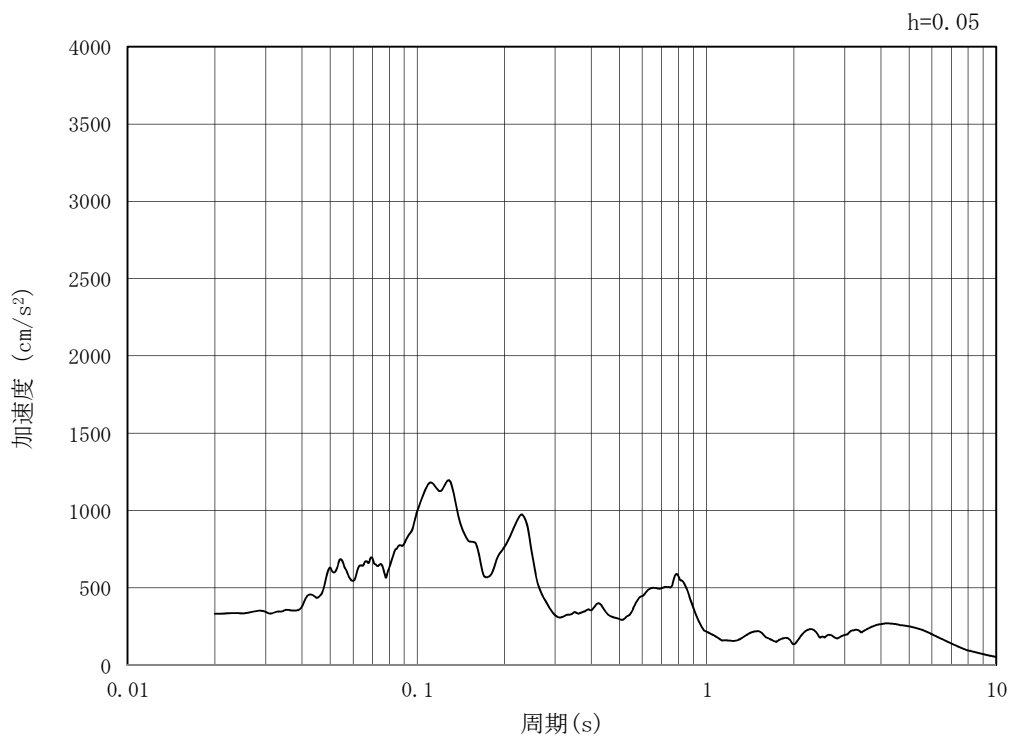
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向 : $S_s - 1.3$)

MAX 332 cm/s² (27.56s)



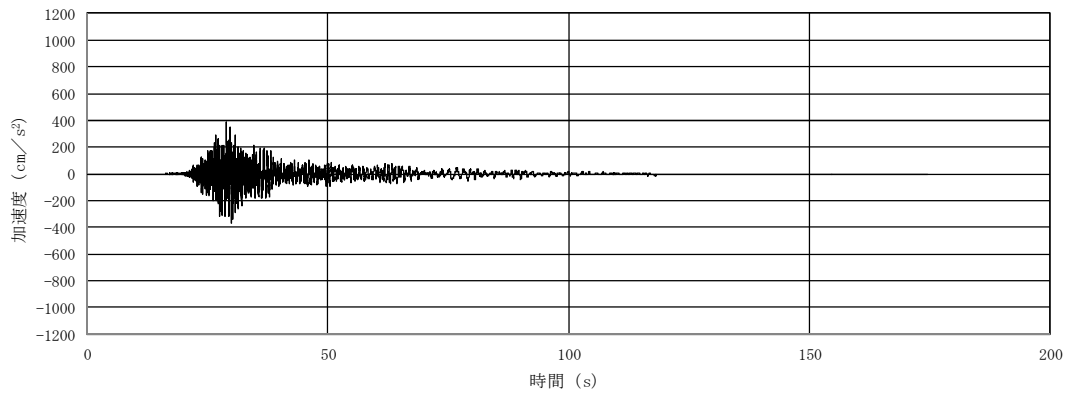
(a) 加速度時刻歴波形



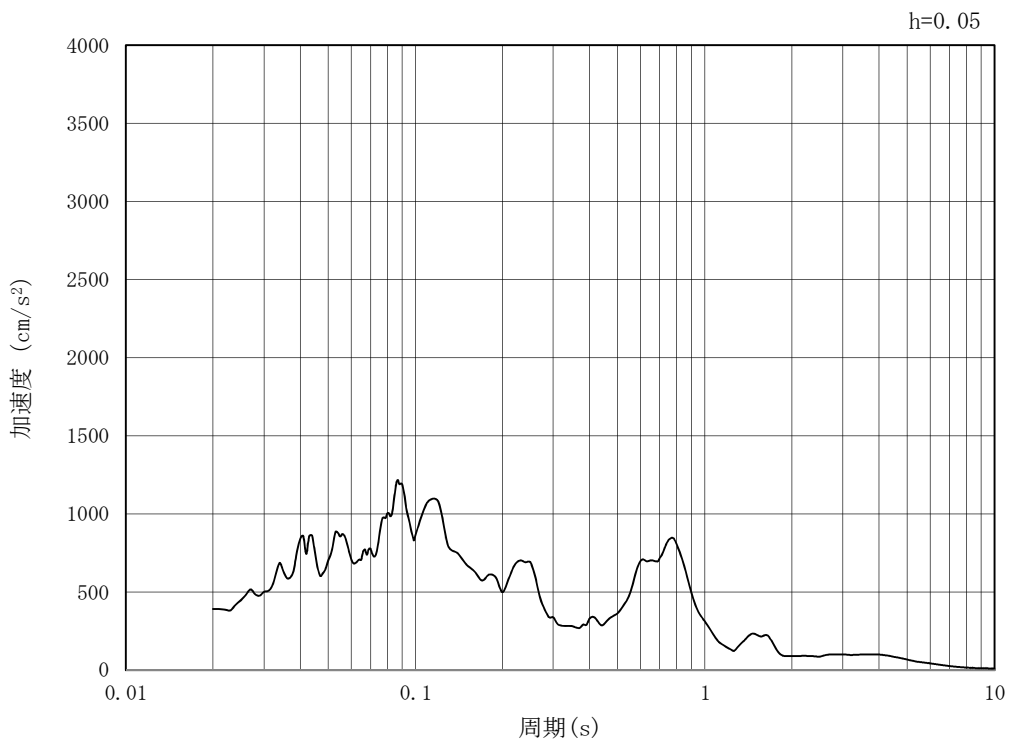
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向 : S_s - 1 4)

MAX 391 cm/s² (28.99s)



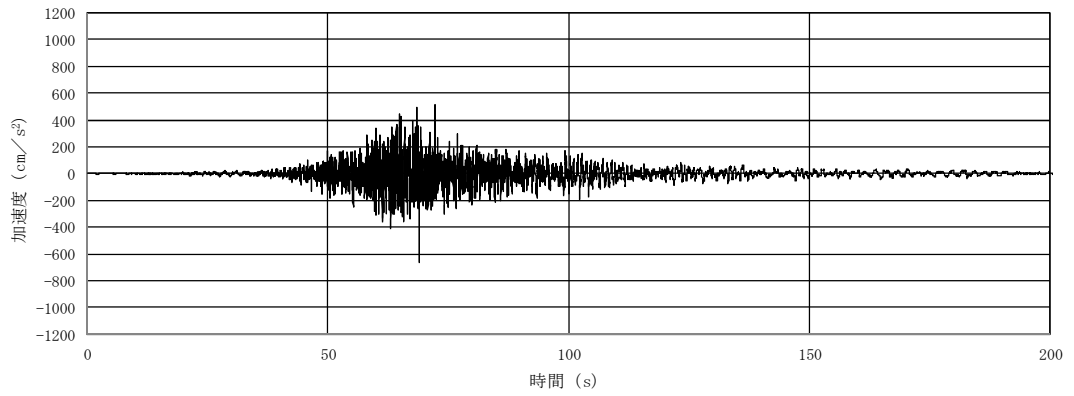
(a) 加速度時刻歴波形



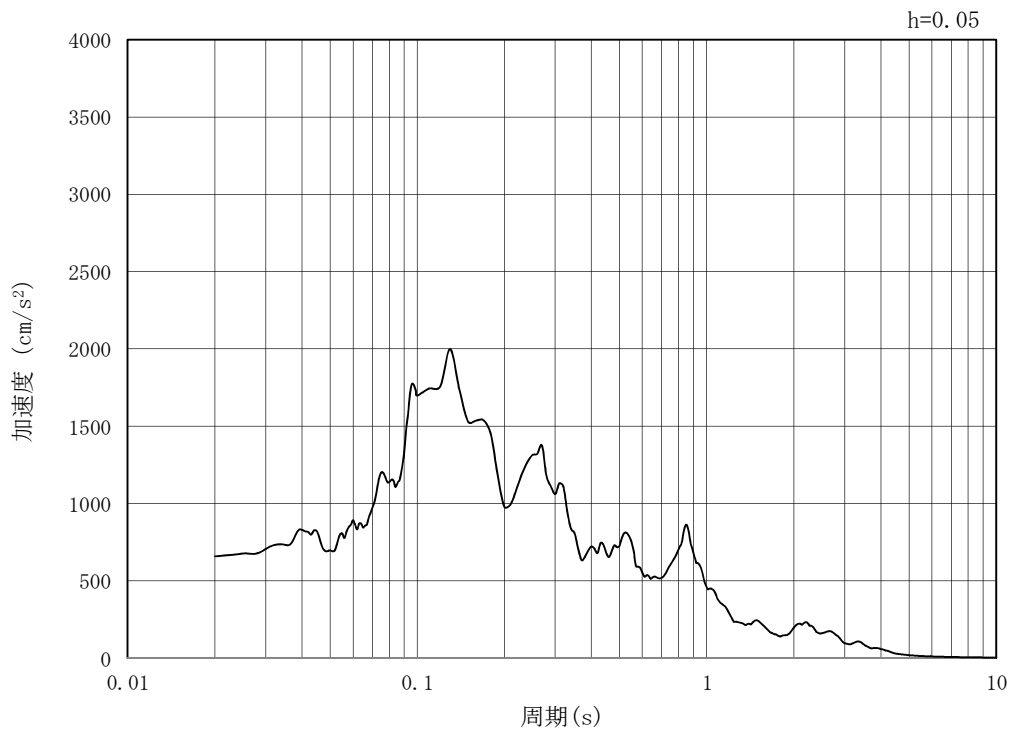
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 1.4$)

MAX 659 cm/s^2 (68.87s)



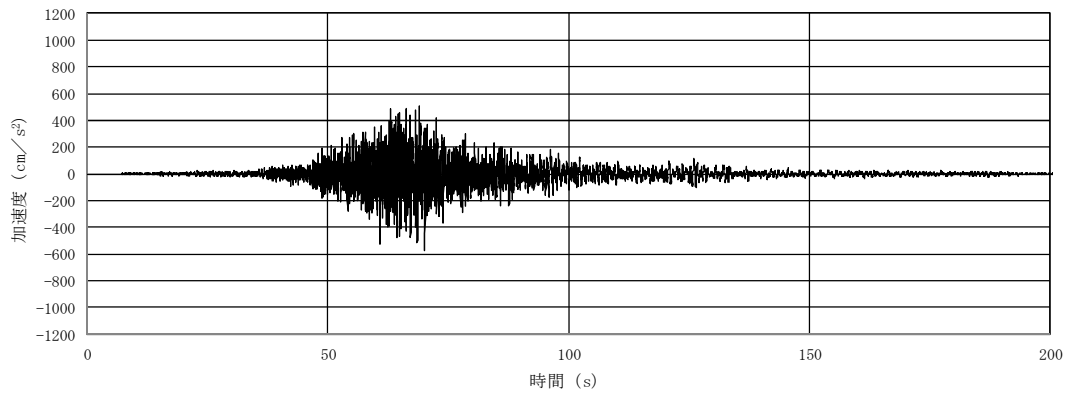
(a) 加速度時刻歴波形



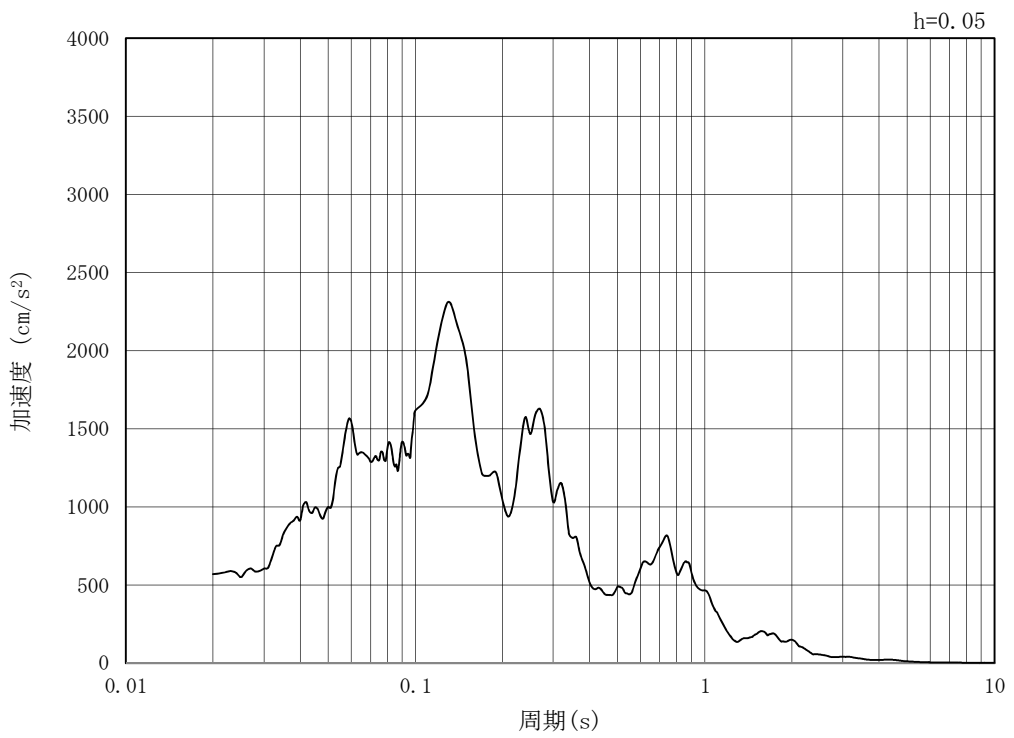
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向 : $S_s - 21$)

MAX 570 cm/s² (70.18s)



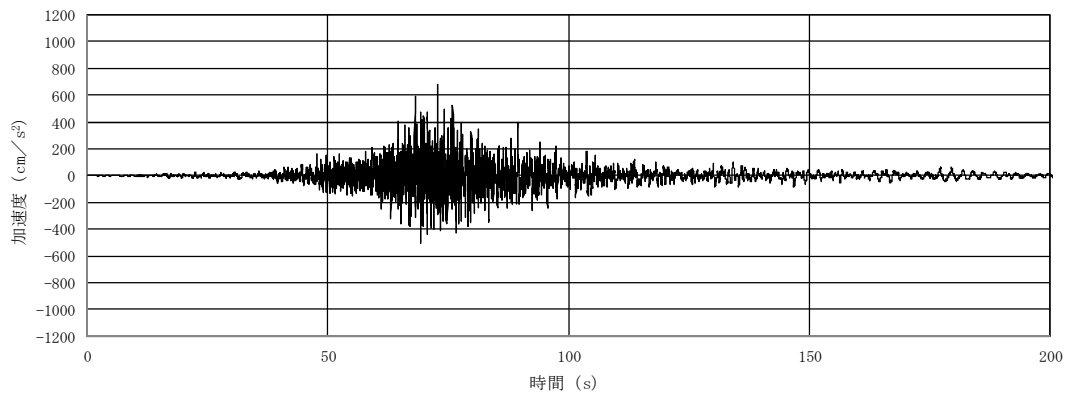
(a) 加速度時刻歴波形



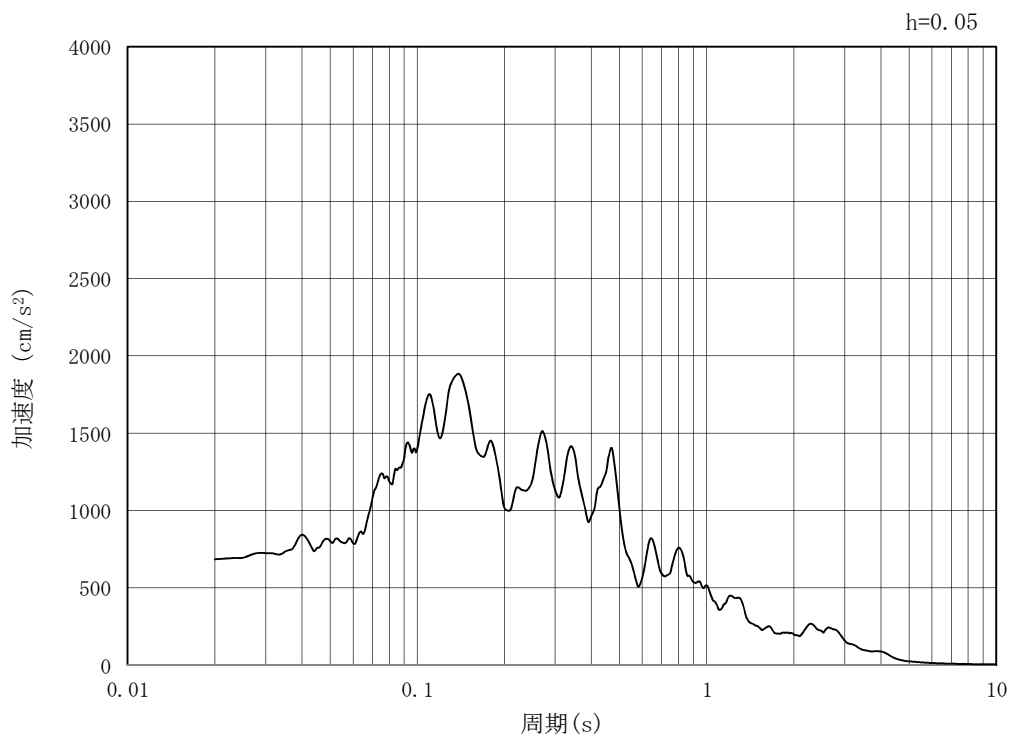
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向: $S_s - 2.1$)

MAX 684 cm/s² (72.71s)



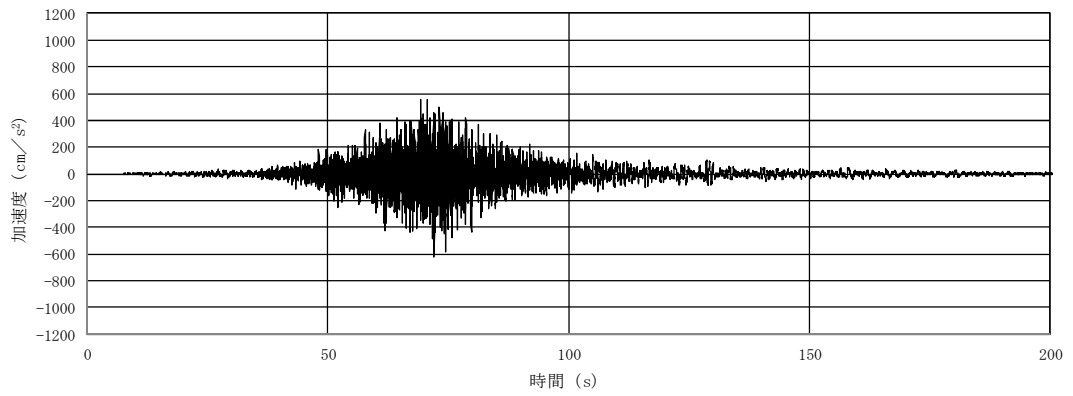
(a) 加速度時刻歴波形



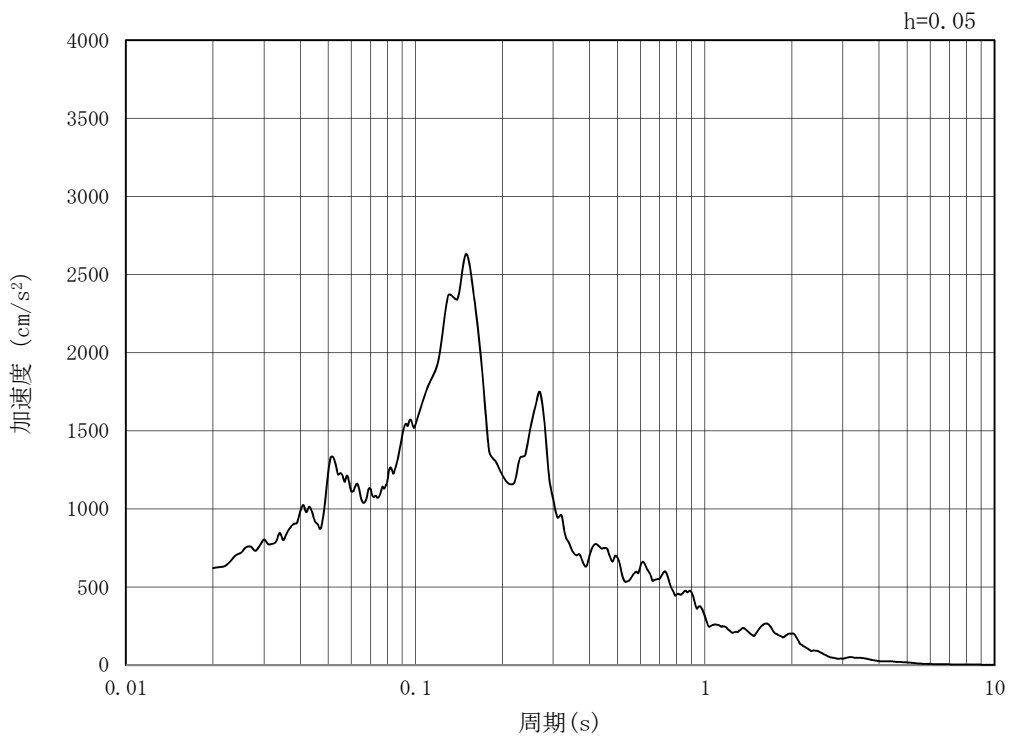
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(水平方向 : S_s-2 2)

MAX 621 cm/s^2 (72.1s)



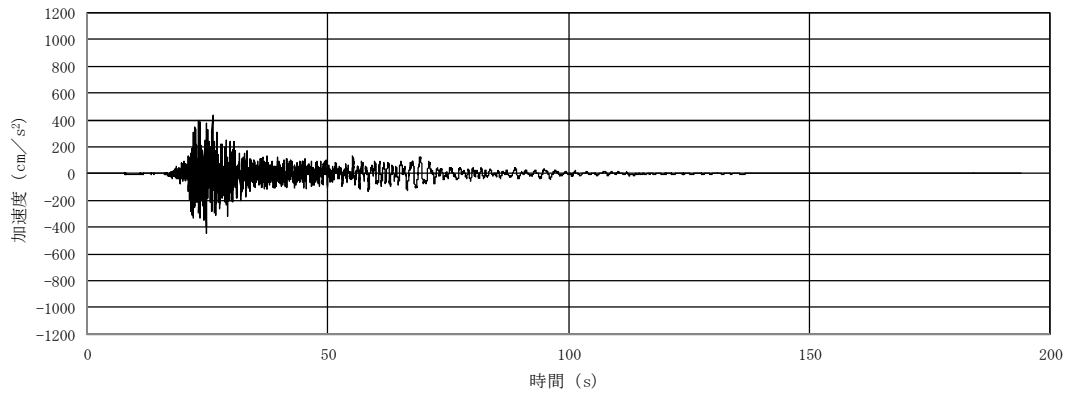
(a) 加速度時刻歴波形



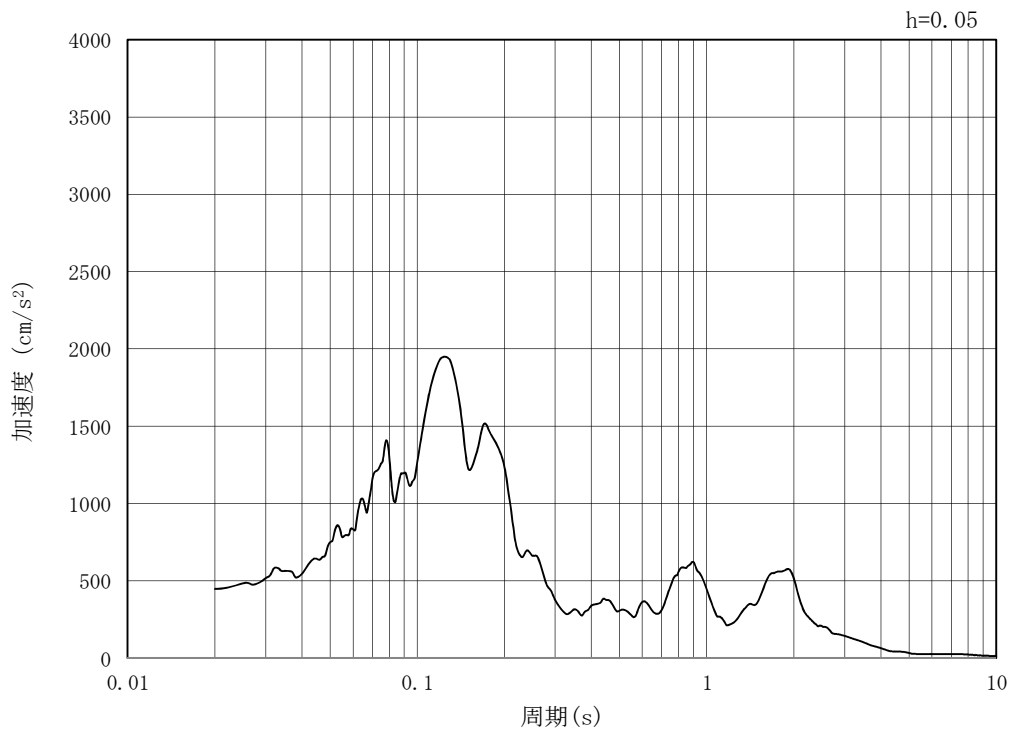
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (EW-1, EW-2)
(鉛直方向 : $S_s - 2.2$)

MAX 448 cm/s^2 (24.66s)



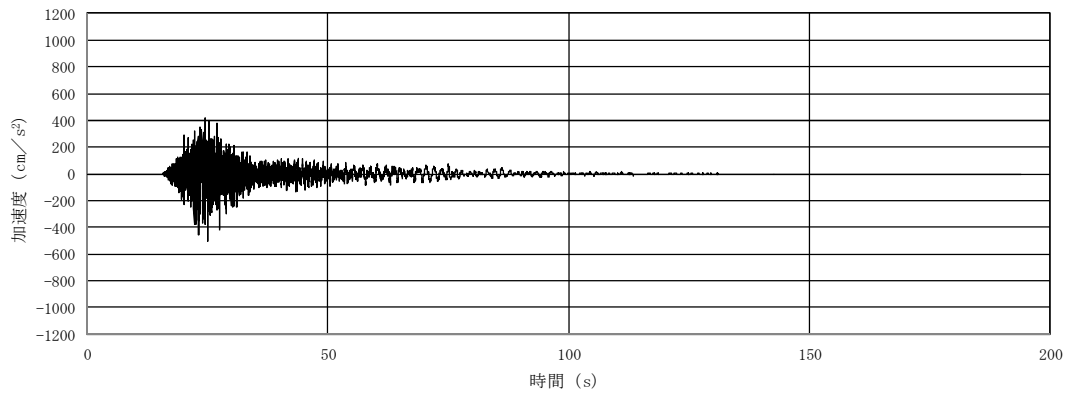
(a) 加速度時刻歴波形



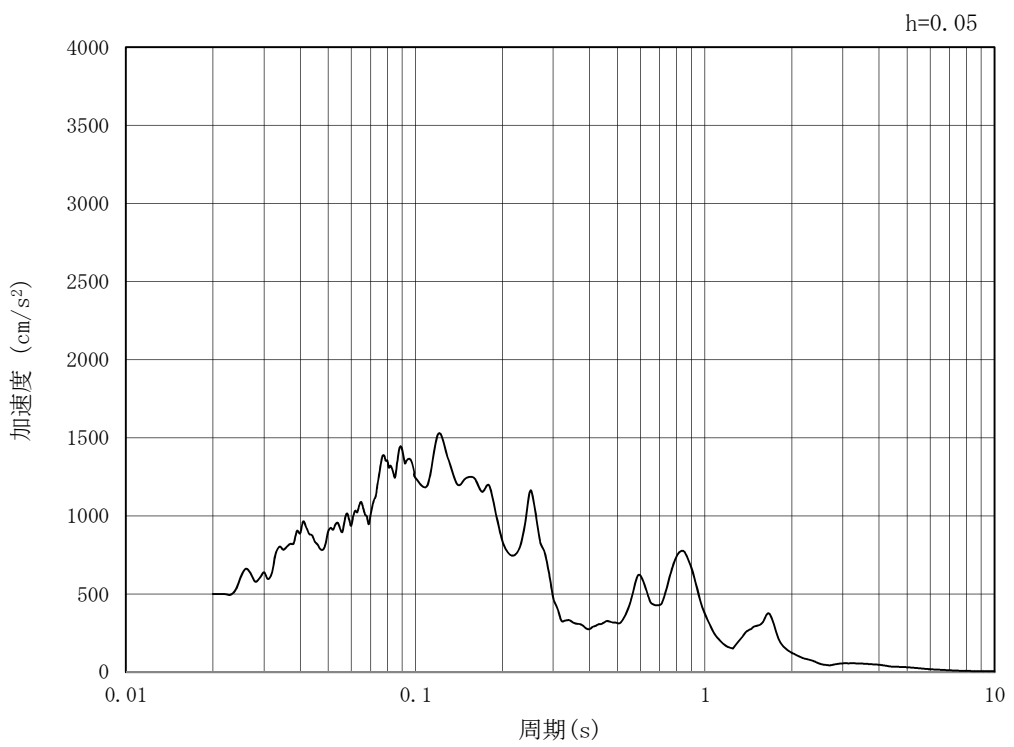
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.1$)

MAX 501 cm/s² (25.03s)



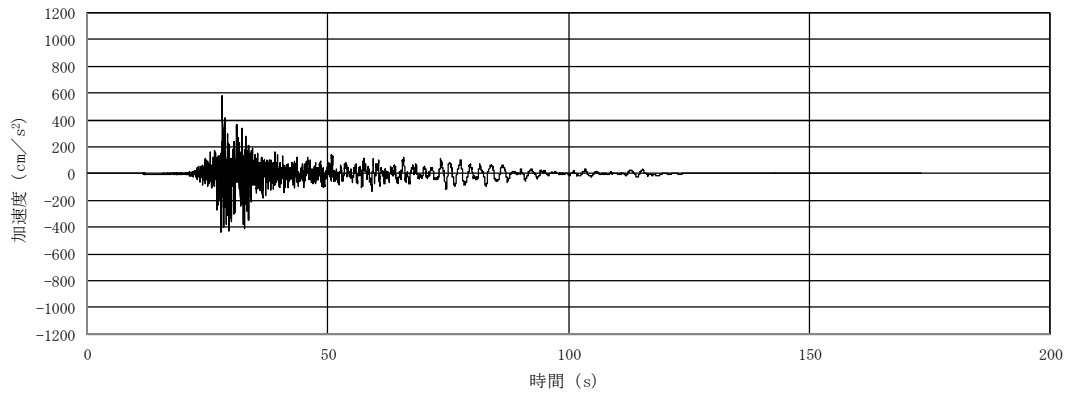
(a) 加速度時刻歴波形



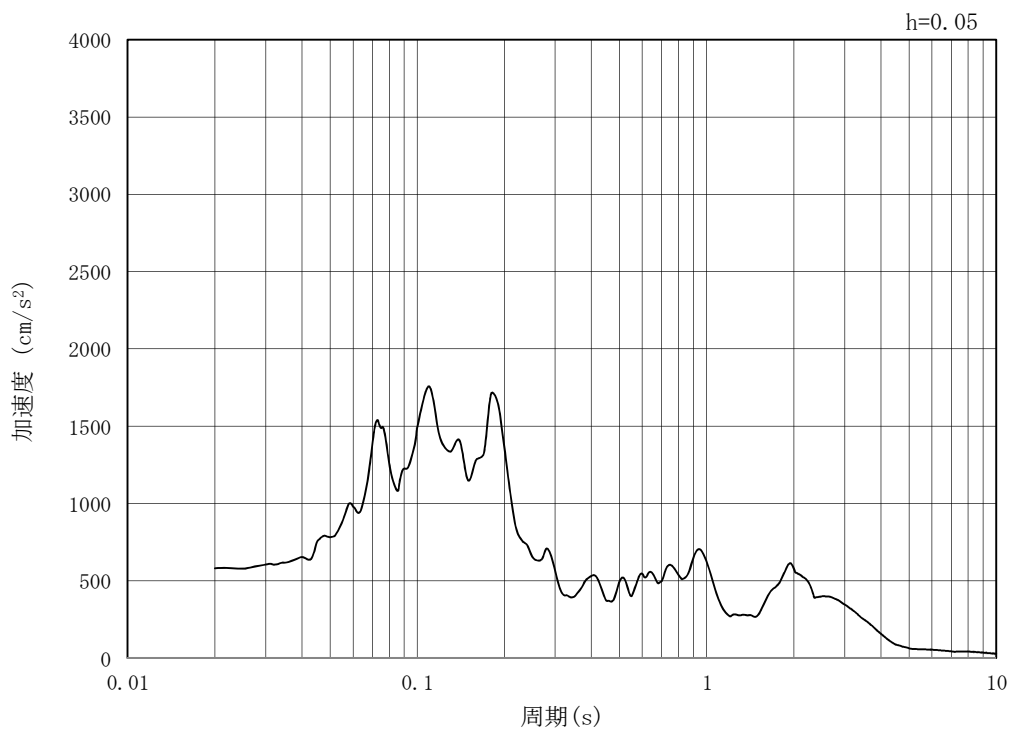
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)
(鉛直方向 : S_s - 1 1)

MAX 582 cm/s² (28.16s)



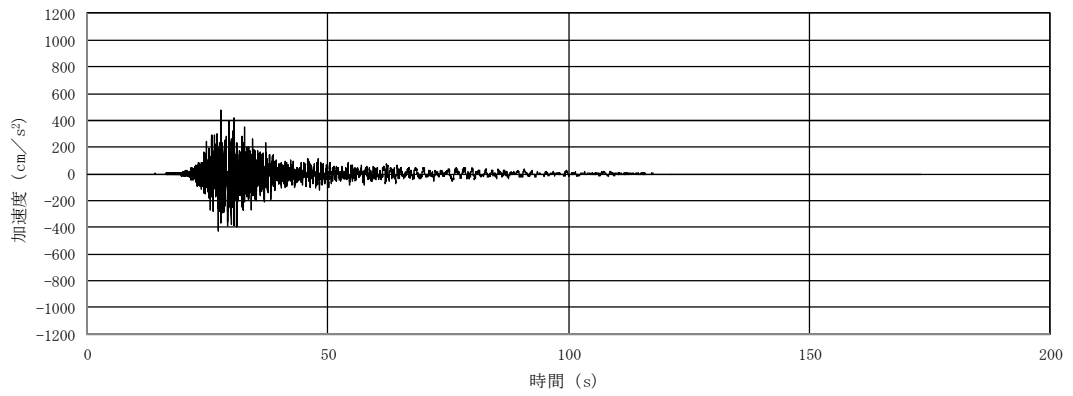
(a) 加速度時刻歴波形



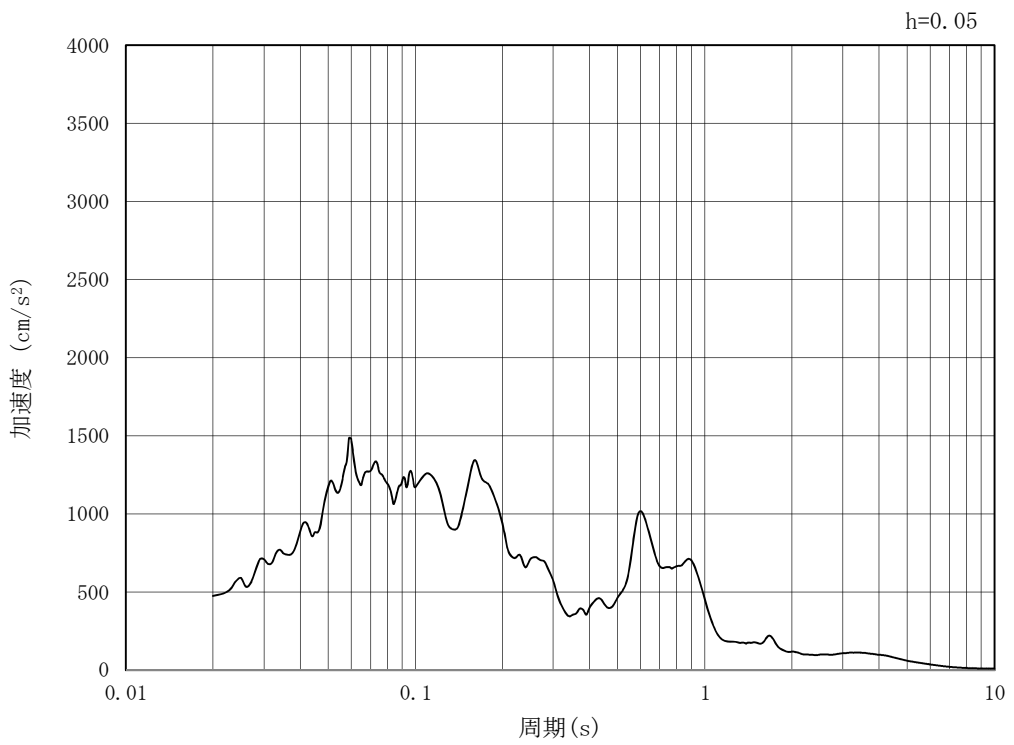
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)
(水平方向 : $S_s - 1.2$)

MAX 475 cm/s² (27.83s)



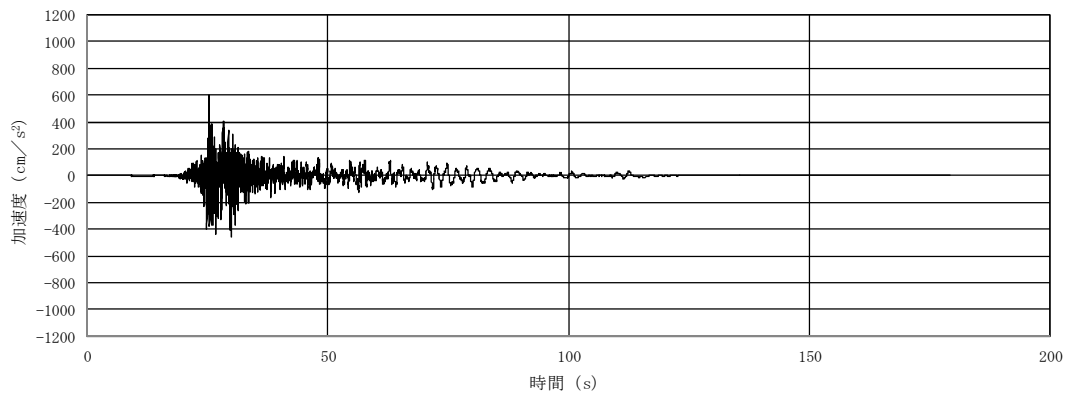
(a) 加速度時刻歴波形



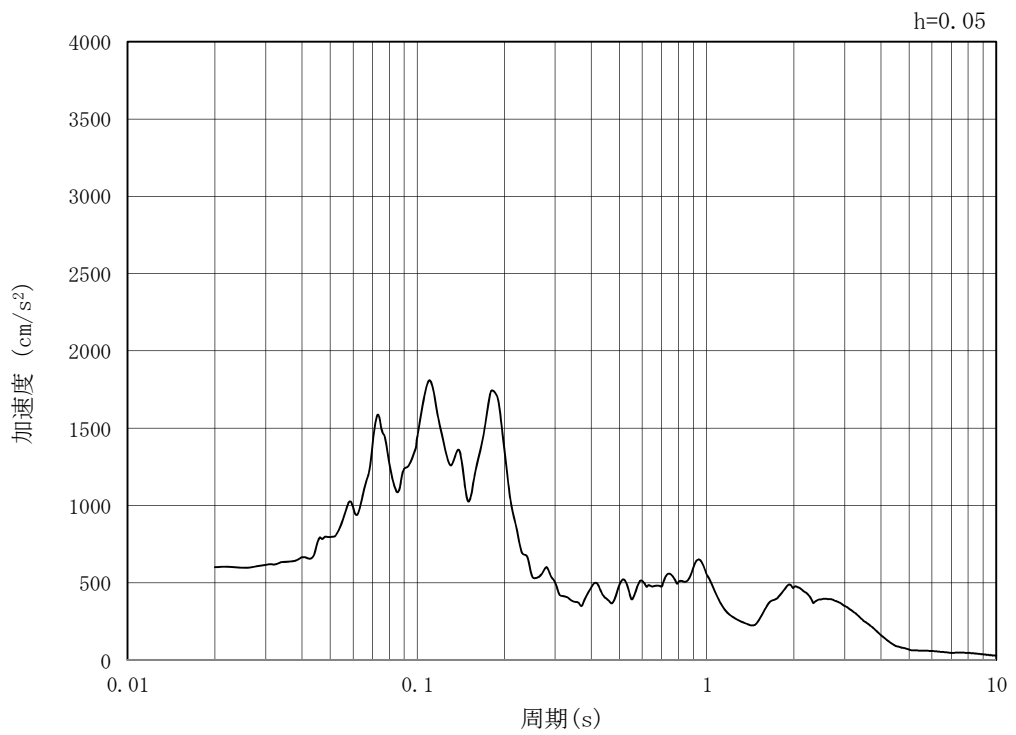
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)
(鉛直方向 : S_s - 1 2)

MAX 601 cm/s² (25.38s)



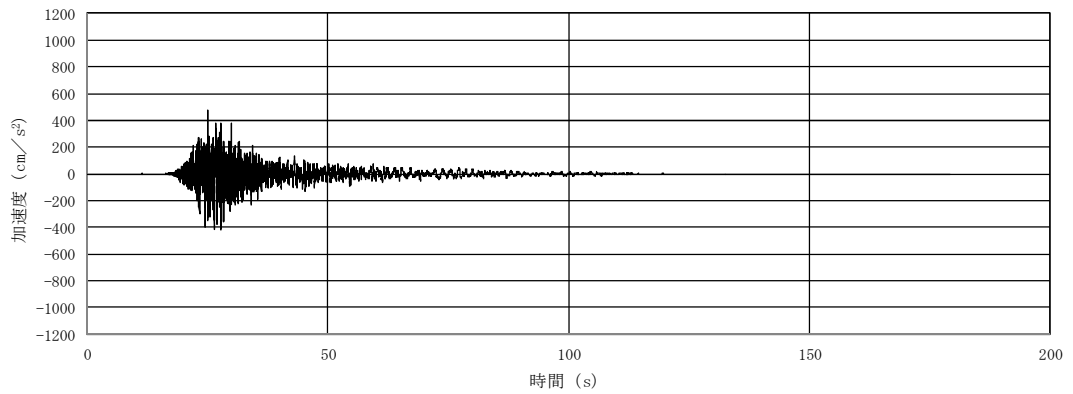
(a) 加速度時刻歴波形



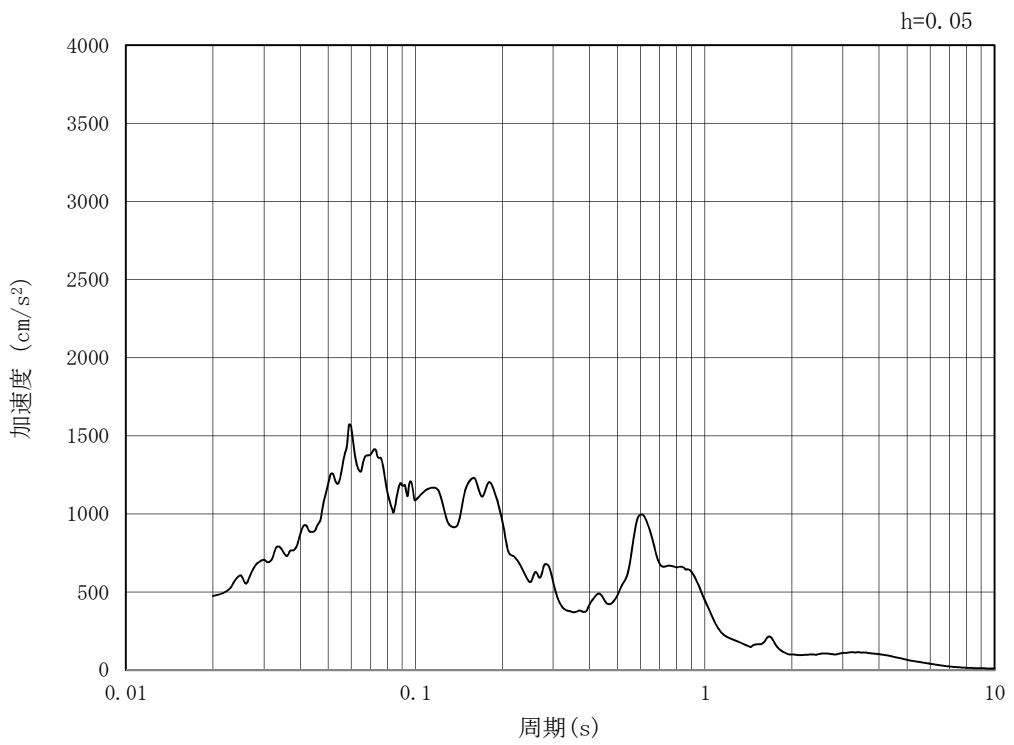
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)
(水平方向 : S_s - 1 3)

MAX 474 cm/s^2 (25.05s)



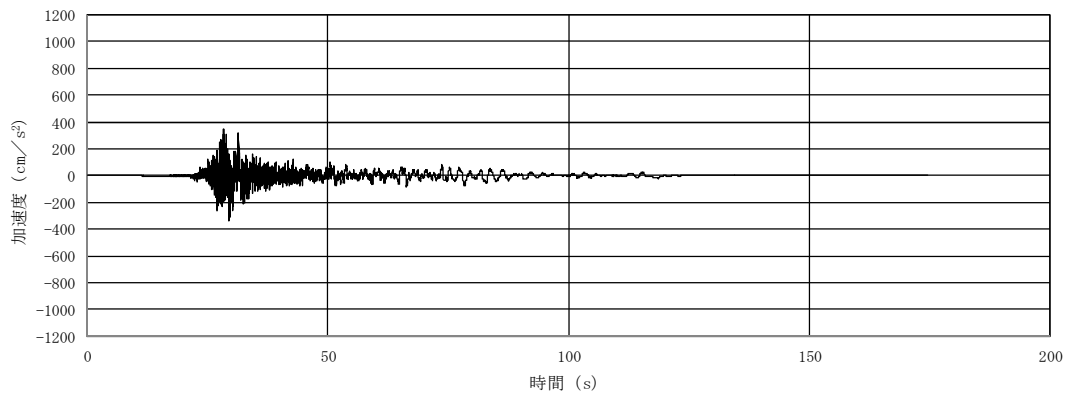
(a) 加速度時刻歴波形



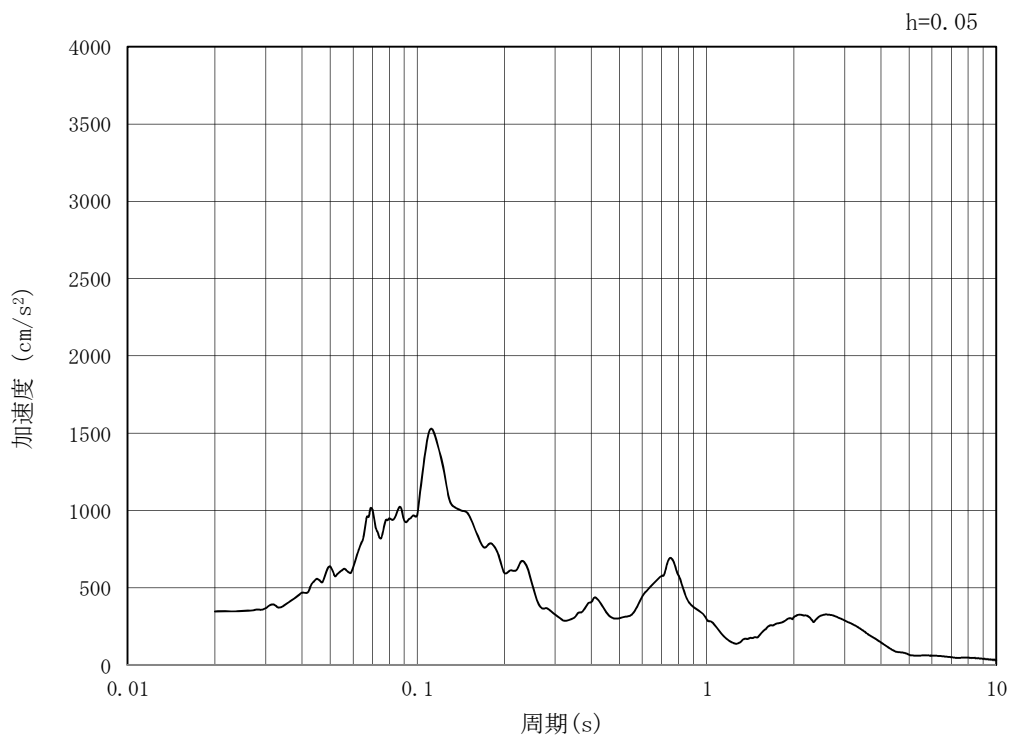
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)
(鉛直方向 : $S_s - 1.3$)

MAX 348 cm/s² (28.27s)



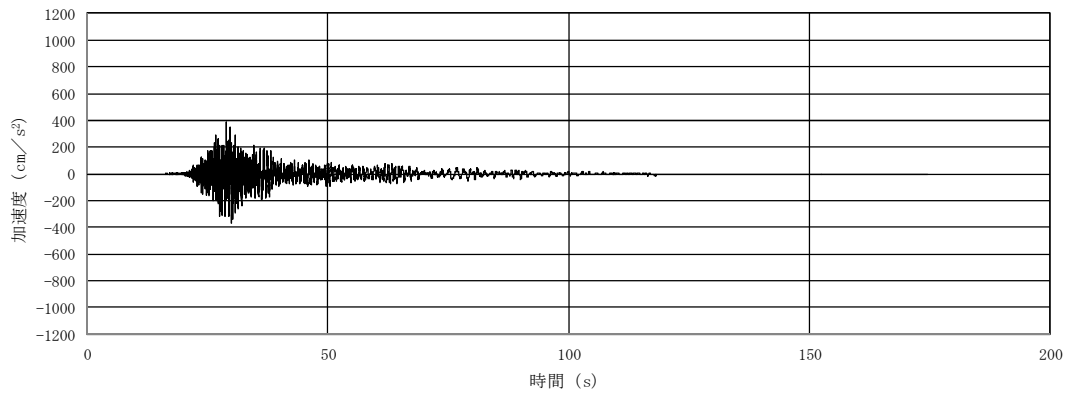
(a) 加速度時刻歴波形



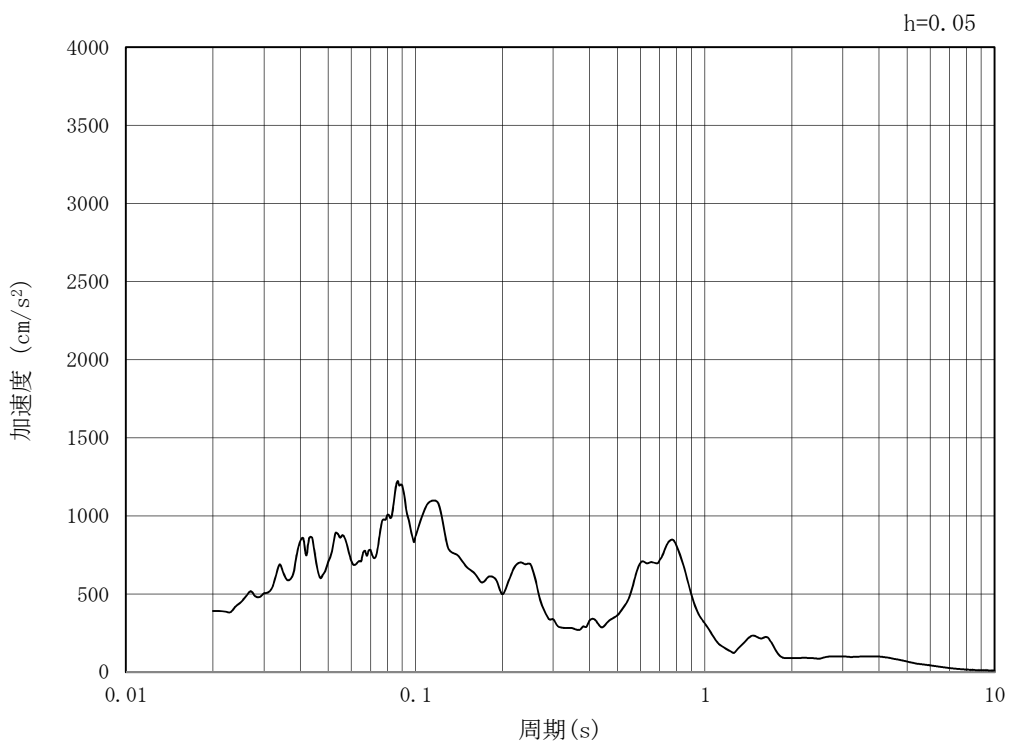
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)
(水平方向 : S_s - 1 4)

MAX 392 cm/s² (28.99s)



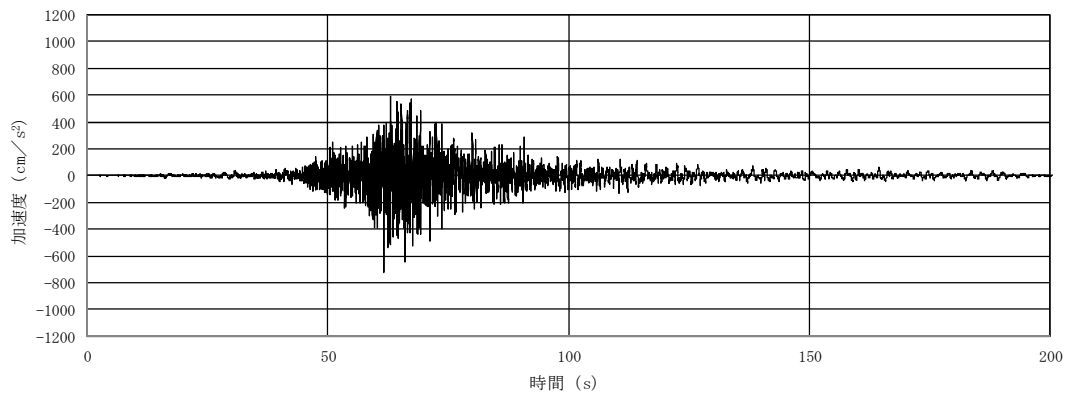
(a) 加速度時刻歴波形



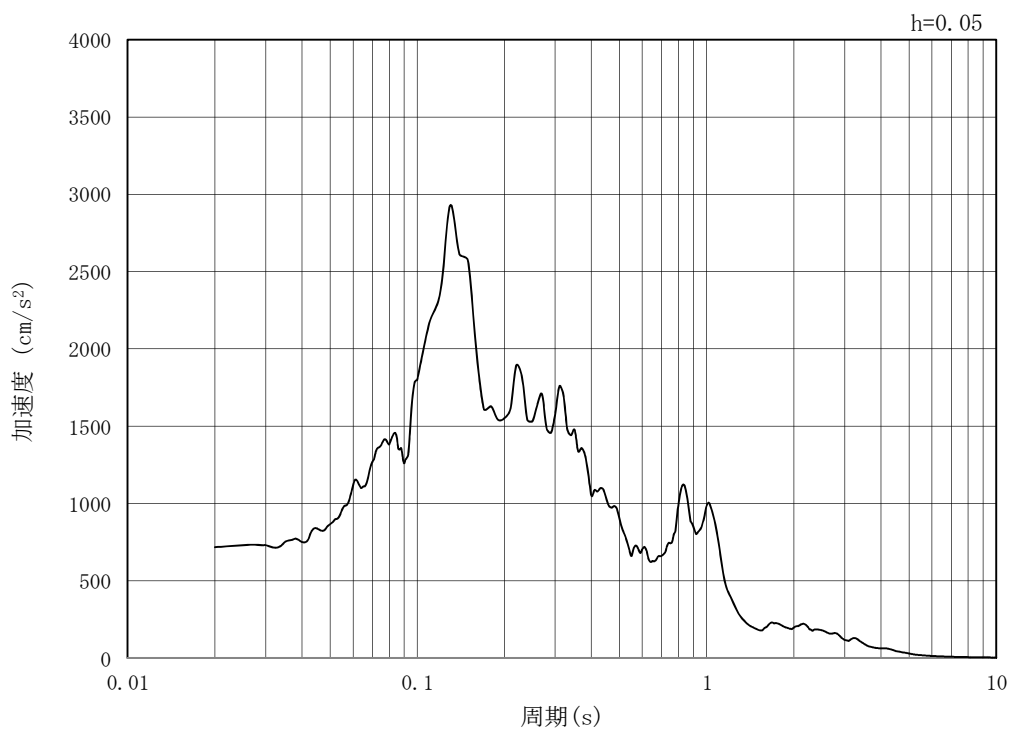
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)
(鉛直方向 : S_s - 1 4)

MAX 718 cm/s² (61.6s)



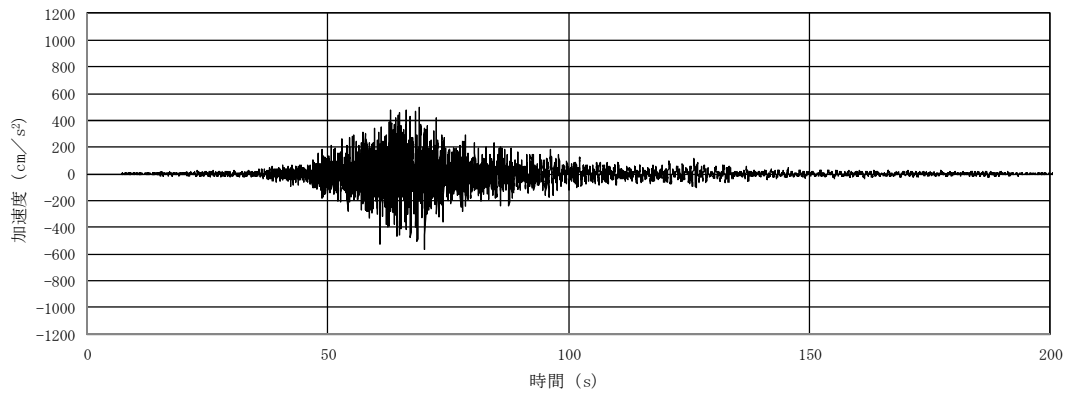
(a) 加速度時刻歴波形



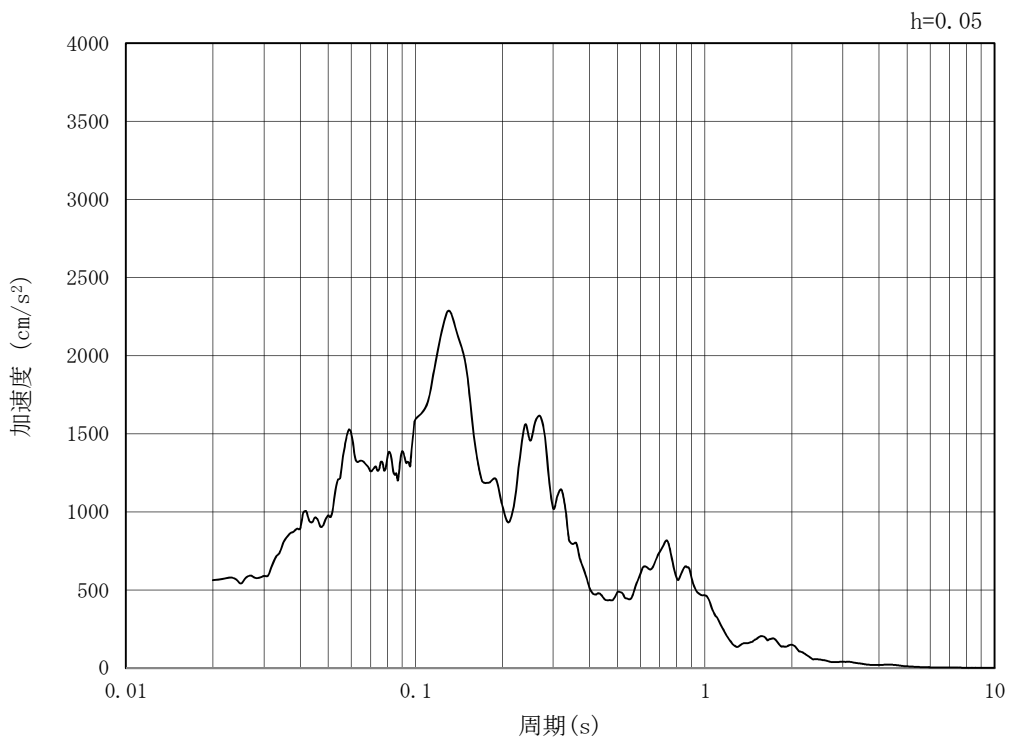
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)
(水平方向 : S_s - 2 1)

MAX 563 cm/s² (70.18s)



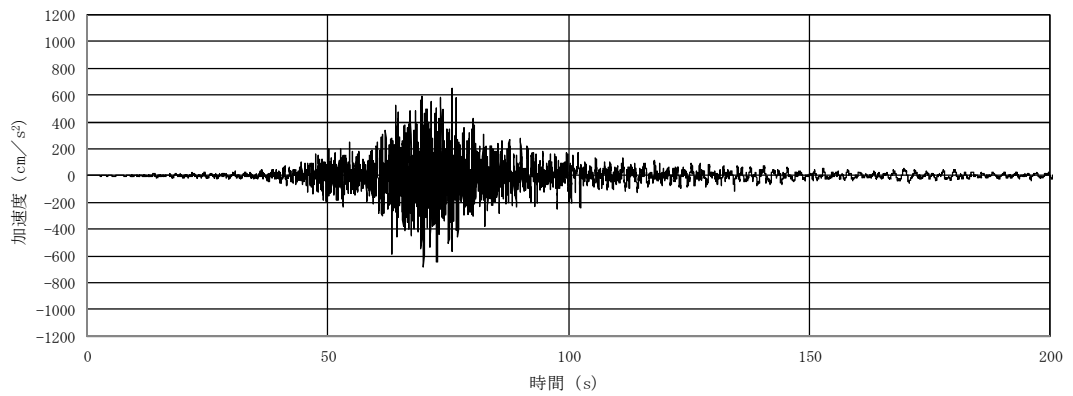
(a) 加速度時刻歴波形



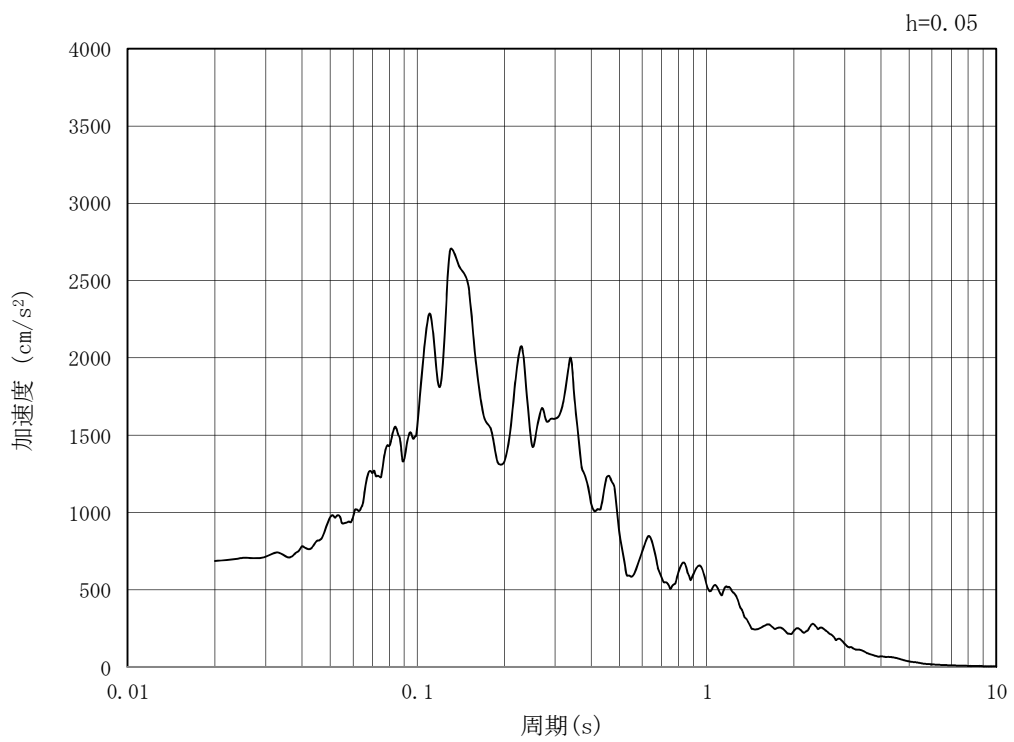
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)
(鉛直方向 : S_s - 2 1)

MAX 687 cm/s² (69.92s)



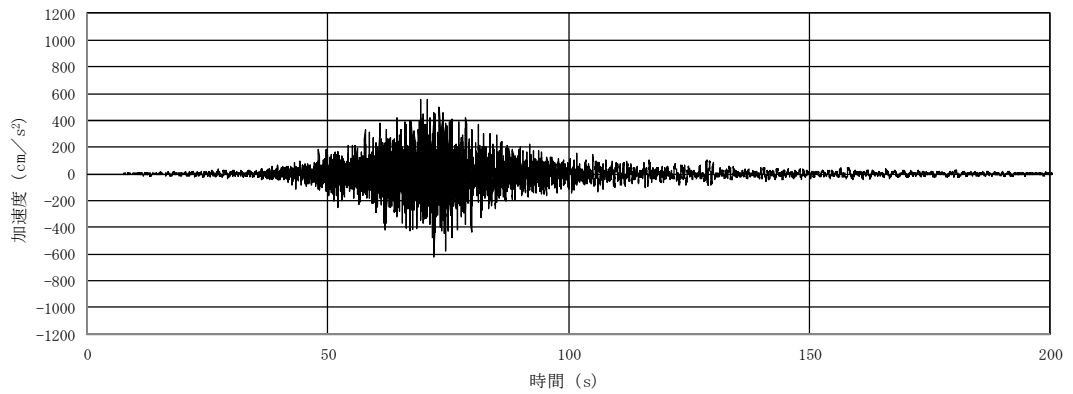
(a) 加速度時刻歴波形



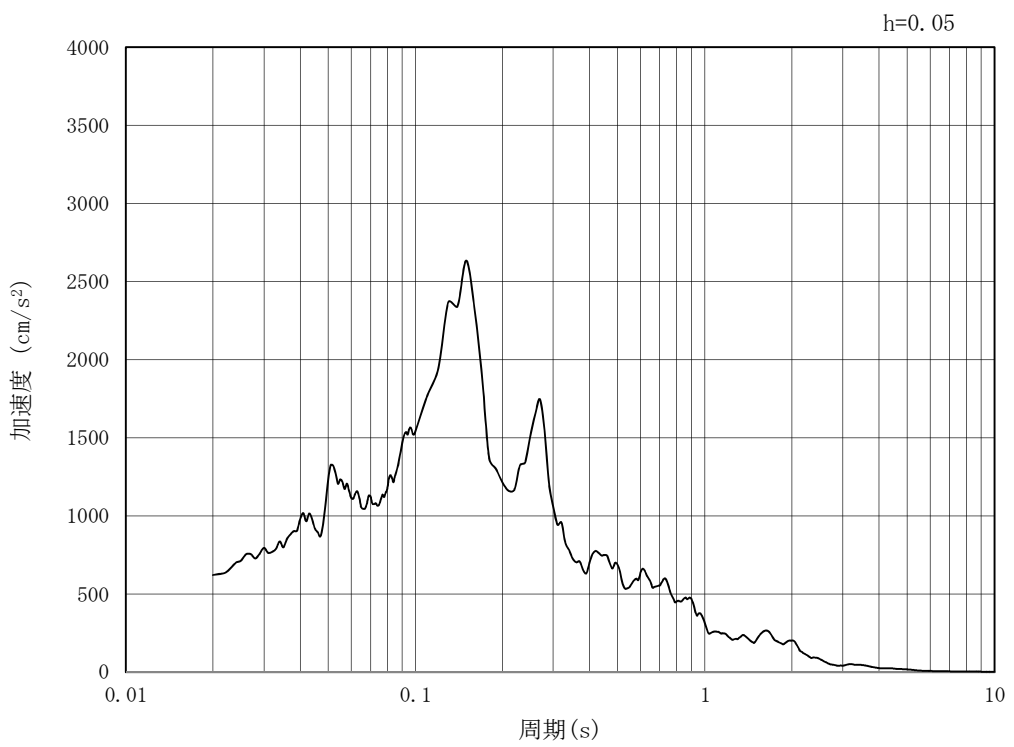
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)
(水平方向 : S_s - 2 2)

MAX 622 cm/s² (72.1s)



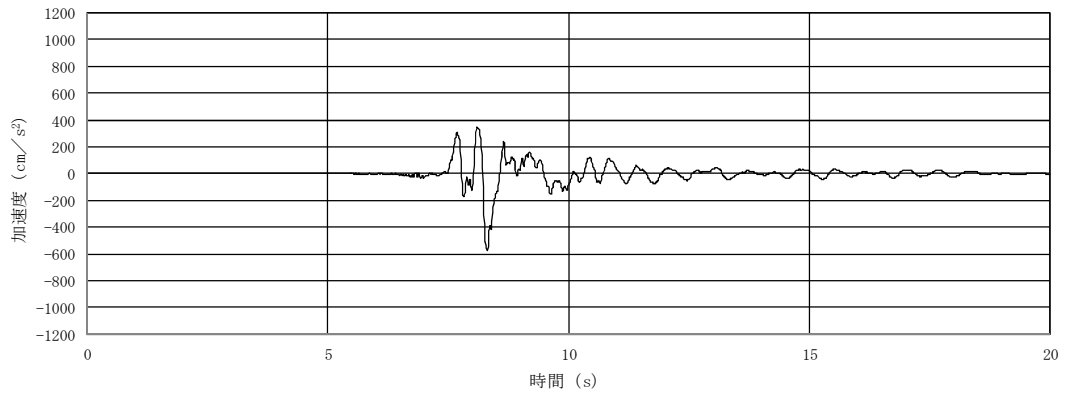
(a) 加速度時刻歴波形



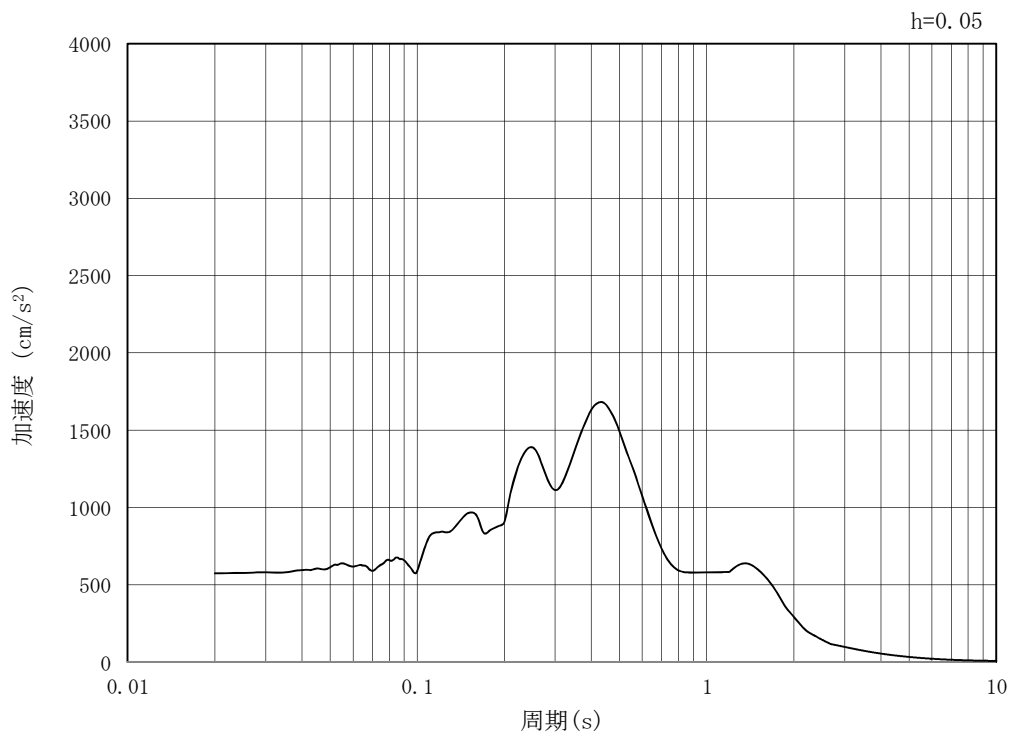
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)
(鉛直方向 : S_s - 2 2)

MAX 574 cm/s² (8.32s)



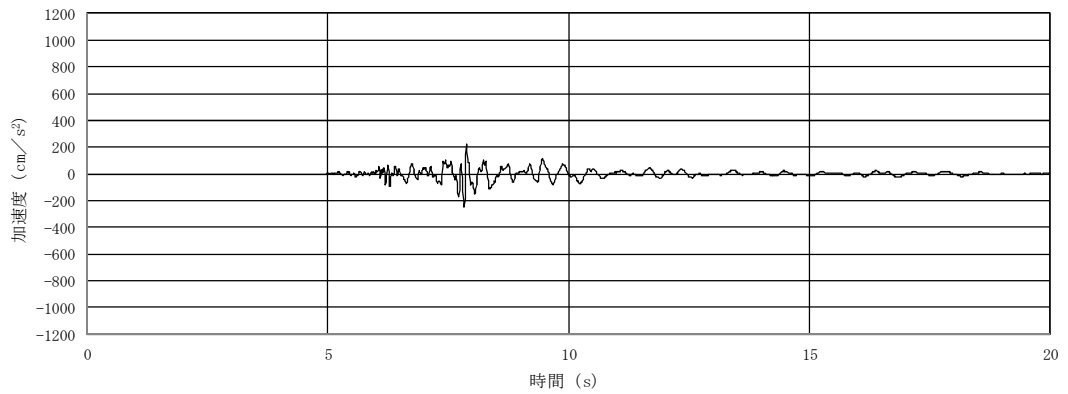
(a) 加速度時刻歴波形



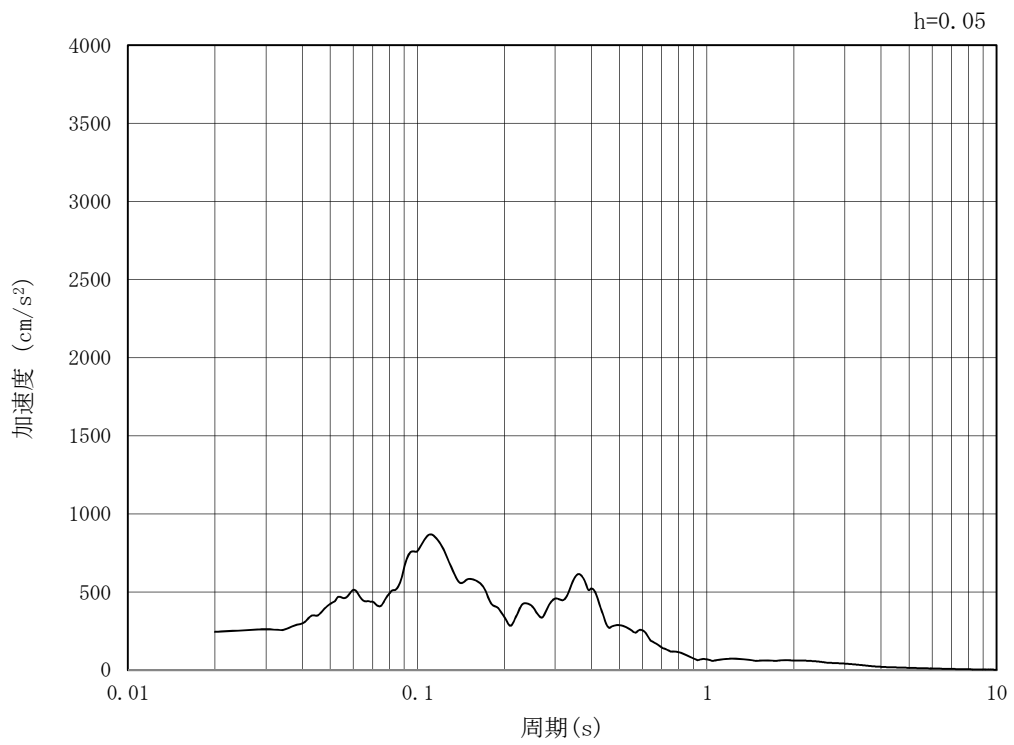
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (共通)
(水平方向 : S_s - 3 1)

MAX 245 cm/s² (7.83s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (共通)
(鉛直方向 : S_s - 3 1)

3.6 減衰特性

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

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

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

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

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

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月））とする。

図3.6-1にRayleigh減衰の設定フローを、表3.6-1に固有値解析結果を示す。

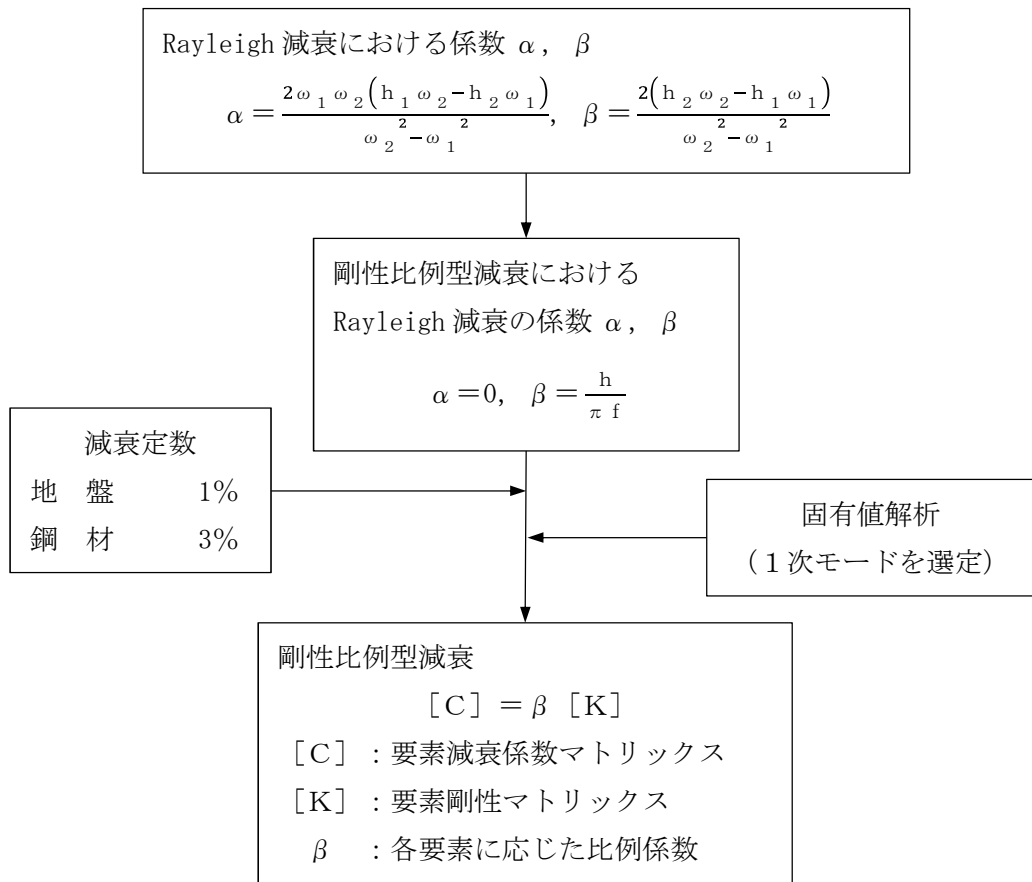


図 3.6-1 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.6-1 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) EW-1 断面

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

(b) EW-2 断面

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

(c) NS-1 断面

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.638	117.17	地盤の1次として採用
2	0.853	90.21	—
3	0.933	-59.06	—
4	1.159	90.32	構造物の1次として採用
5	1.206	50.13	—
6	1.387	-47.64	—
7	1.425	-13.55	—
8	1.518	-28.32	—
9	1.597	-14.63	—

表 3.6-1 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

(a) EW-1 断面

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

(b) EW-2 断面

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

(c) NS-1 断面

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

表 3.6-1 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) EW-1 断面

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

(b) EW-2 断面

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

(c) NS-1 断面

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

表 3.6-1 (4) 固有値解析結果 (検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(a) EW-1 断面

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

(b) EW-2 断面

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

(c) NS-1 断面

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

4. 耐震評価

4.1 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。

4.1.1 構造部材に対する許容限界

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板に対する許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，鋼管矢板の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，表4.1-1のとおり設定する。

表 4.1-1 鋼管矢板の短期許容応力度

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ2000	SM570	許容曲げ応力度	382.5
		許容せん断応力度	217.5

(2) 止水ゴム

止水ゴムの変形量の許容限界は，メーカー規格，漏水試験及び変形試験により，有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表3.5-2に止水ゴムの変形量の許容限界を示す。

表 3.5-2 止水ゴムの変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ゴム	貯留堰と貯留堰取付護岸の相対変位：1050mm

(3) 止水ゴム取付鋼材

止水ゴム取付部鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 3.5-3 に示すとおり設定する。

表 3.5-3 止水ゴム取付部鋼材の許容限界

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)	
止水ゴム 取付部鋼材	SM400	許容曲げ応力度	210
		許容せん断応力度	120

(4) 防護材

防護材の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 3.5-4 に示すとおり設定する。

表 3.5-4 防護材の許容限界

評価項目		短期許容応力度 (N/mm ²)	
防護材	SM400	許容曲げ応力度	210
		許容せん断応力度	120

(5) 防護材取付部鋼材

防護材取付部鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，表 3.5-5 に示すとおり設定する。

表 3.5-5 防護材取付部鋼材の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
防護材 取付部鋼材	SM570	許容曲げ応力度	382.5
		許容せん断応力度	217.5

また，防護材取付部材は貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（S P-V 型，SY295）に水中溶接にて設置する。水中溶接の評価に用いる SY295 の許容限界は，「鋼矢板 設計から施工まで（鋼管杭協会，2007 年 4 月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，表 3.5-6 に示すとおり設定する。なお，表 3.5-6 に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，基準津波時における鋼矢板の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。ただし，水中溶接部の許容応力度として 70% の値に減じたものとする。

表 3.5-6 鋼矢板（貯留堰取付護岸）の許容限界

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
前面鋼矢板	S P-V 型 SY295	許容せん断応力度 (水中溶接部)	105

4.1.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

押し込み力に対する支持力評価において、豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

道路橋示方書による杭基礎（打込み工法）の支持力算定式を以下に、基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4.1-2に示す。

$$R_u = P_u + U \sum L_i f_i$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

P_u : 杭先端の極限支持力 (kN)

$$P_u = 440 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* q_u は K_m 層の非排水せん断強度 $\times 2$

A_t : 鋼管杭の先端純断面積 (m²)

A_i : 鋼管杭の先端閉塞面積 (m²)

A : 鋼管杭の先端面積 (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力度 (kN/m²)

表 4.1-2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界 (追而)

4.1 評価方法

「3. 地震応答解析」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。

4.1.1 構造部材

構造部材の評価は、鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力、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。

(1) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

鋼管矢板に発生する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)

(2) せん断力に対する照査

鋼管矢板に発生する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)

4.1.2 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。

4.2 評価結果 (追而)

4.3 まとめ (追而)

貯留堰の耐震性についての計算書に関する参考資料

(参考) 減衰の設定について

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

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

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

なお、初期減衰定数は、地盤については 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。) とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3% (道路橋示方書 (V 耐震設計編) 同解説 (平成 14 年 3 月)) とする。

(追而)

図 1-1 (1) 貯留堰の固有値解析結果

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(追而)

図 1-1 (2) 貯留堰の固有値解析結果

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

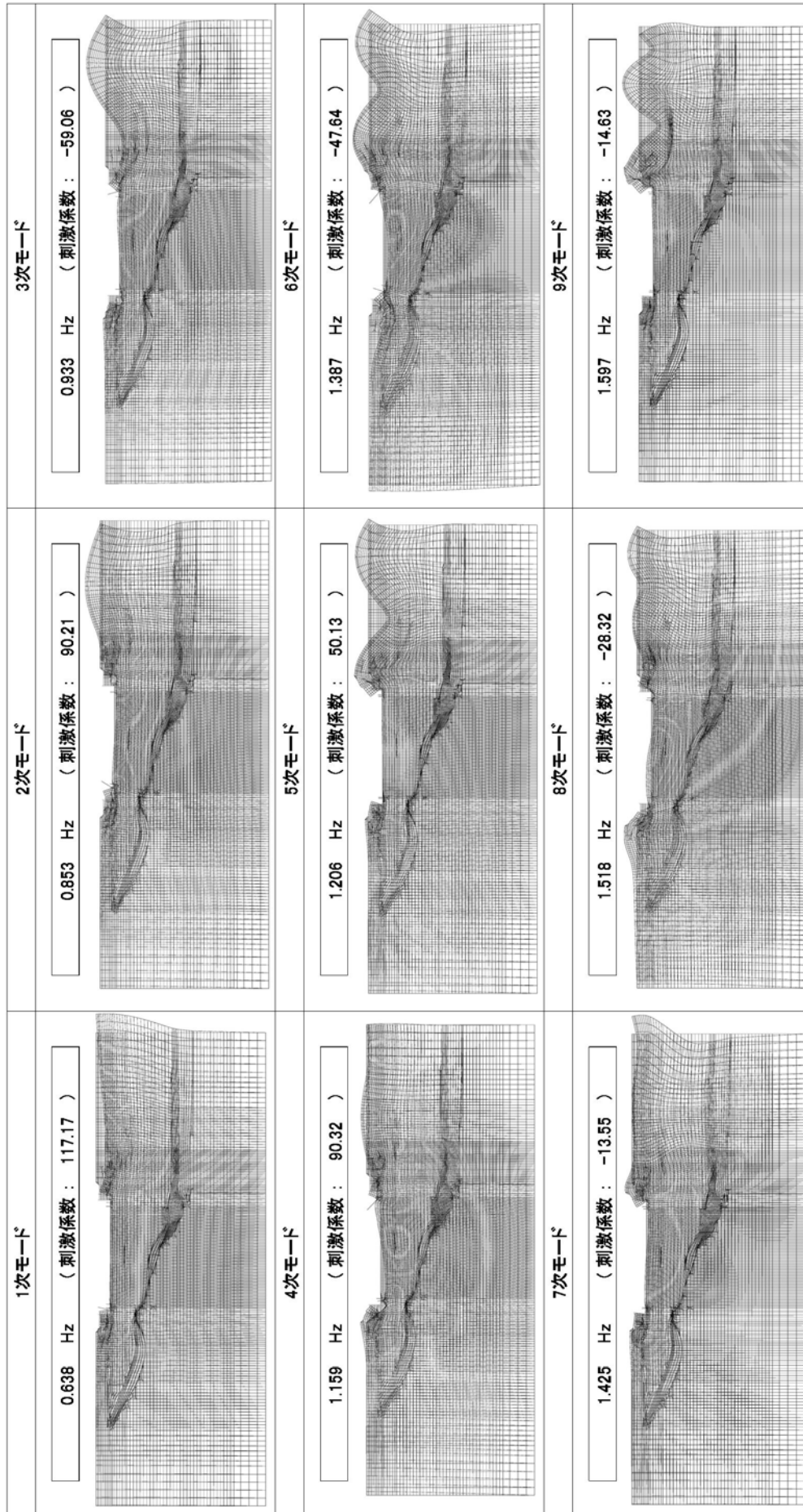


図 1-1 (3) 貯留堰の固有値解析結果

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(追而)

図 1-1 (4) 貯留堰の固有値解析結果

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

(追而)

図 1-1 (5) 貯留堰の固有値解析結果

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

(追而)

図 1-1 (6) 貯留堰の固有値解析結果

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

(追而)

図 1-1 (7) 貯留堰の固有値解析結果

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

(追而)

図 1-1 (8) 貯留堰の固有値解析結果

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

(追而)

図 1-1 (9) 貯留堰の固有値解析結果

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

(追而)

図 1-1 (10) 貯留堰の固有値解析結果

(EW-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化させたことを仮定した解析ケース)

(追而)

図 1-1 (11) 貯留堰の固有値解析結果

(EW-2 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化させたことを仮定した解析ケース)

(追而)

図 1-1 (12) 貯留堰の固有値解析結果

(NS-1 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化させたことを仮定した解析ケース)

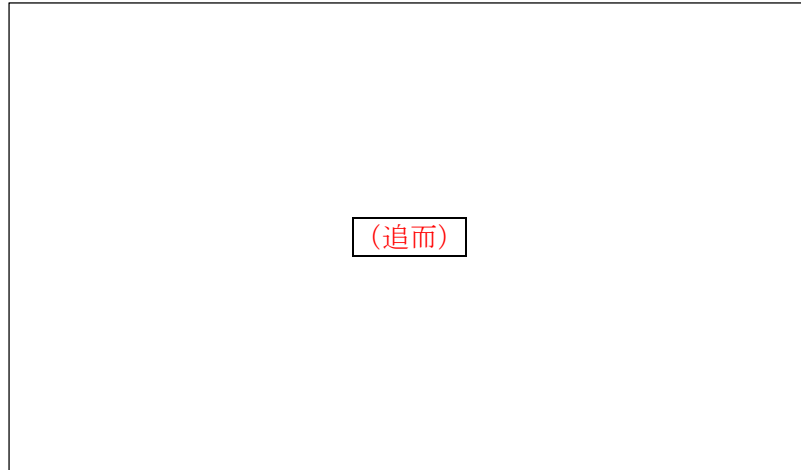


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

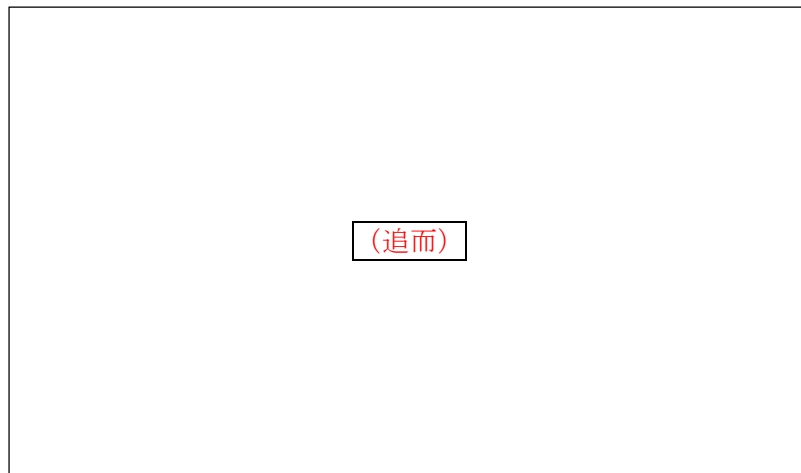


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(EW-2 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

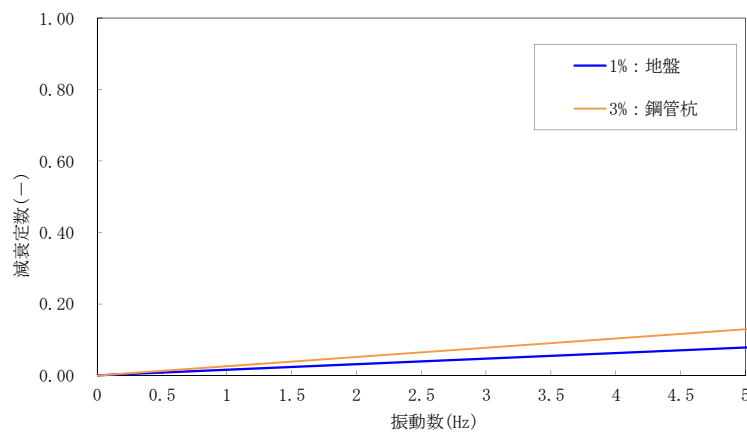


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

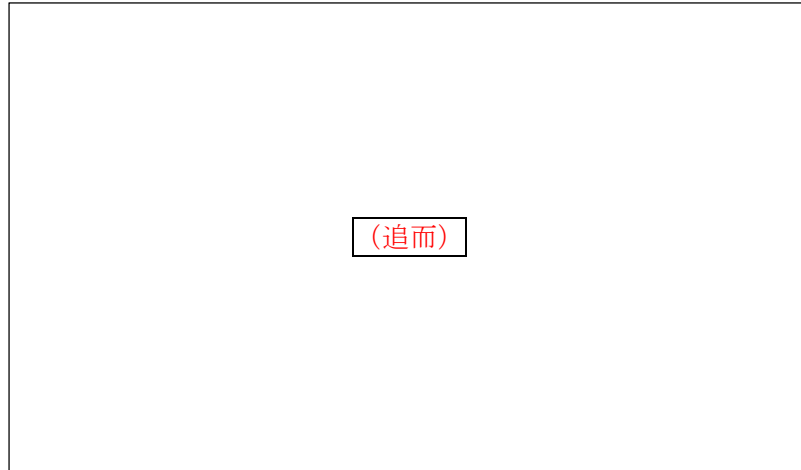


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

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

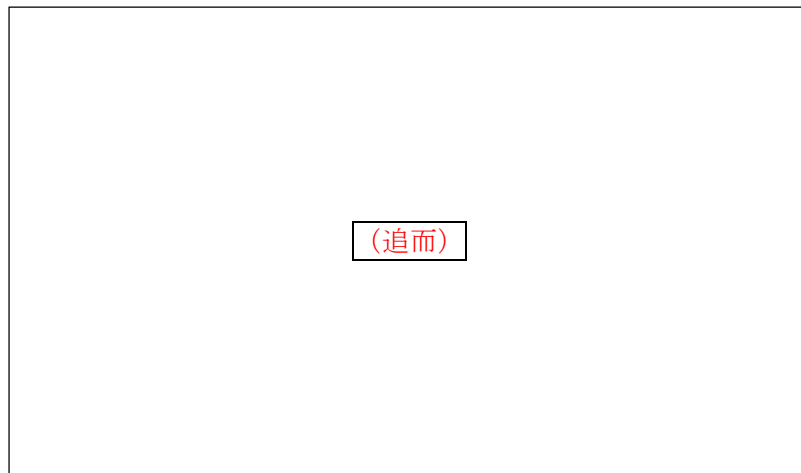


図 1-2 (5) 設定した Rayleigh 減衰

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

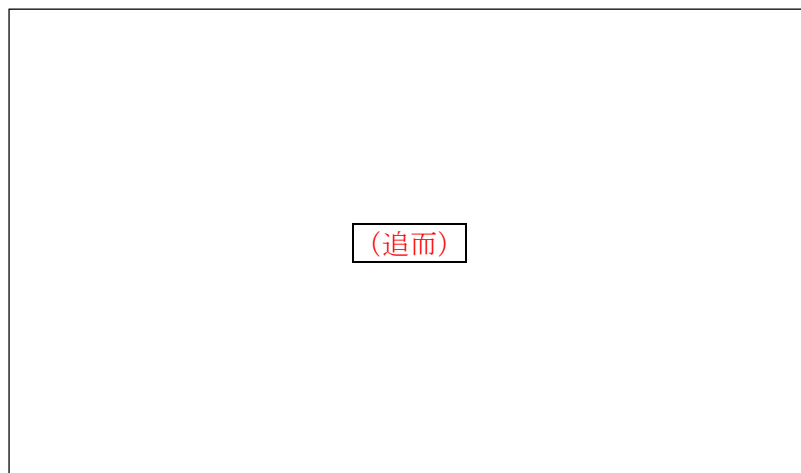


図 1-2 (6) 設定した Rayleigh 減衰

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

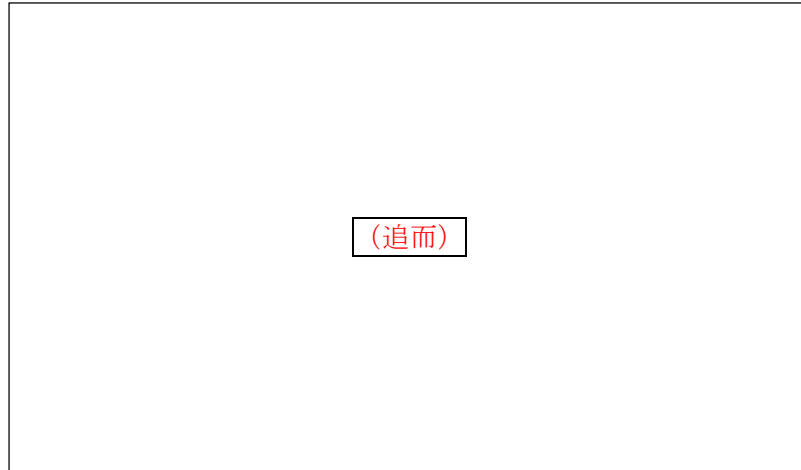


図 1-2 (7) 設定した Rayleigh 減衰

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

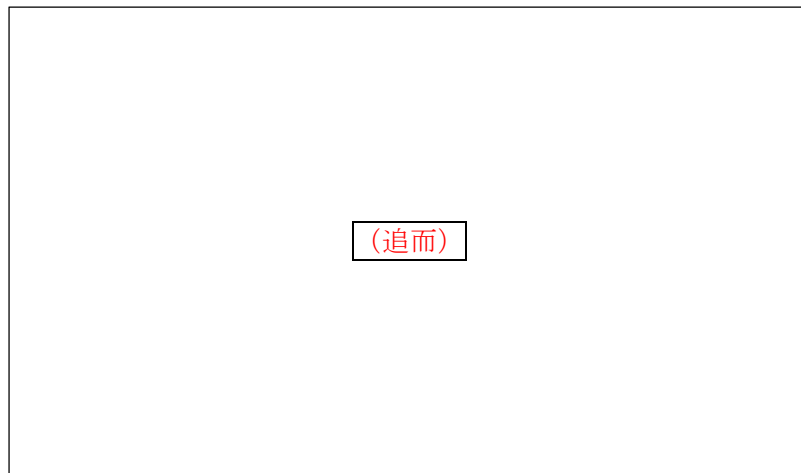


図 1-2 (8) 設定した Rayleigh 減衰

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

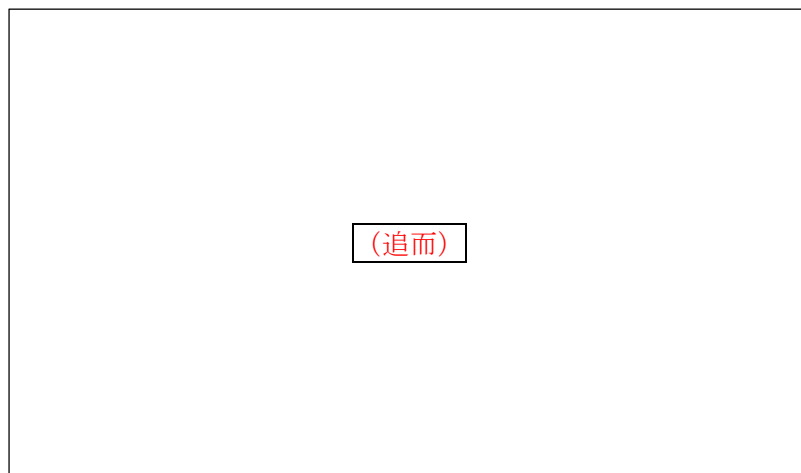


図 1-2 (9) 設定した Rayleigh 減衰

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

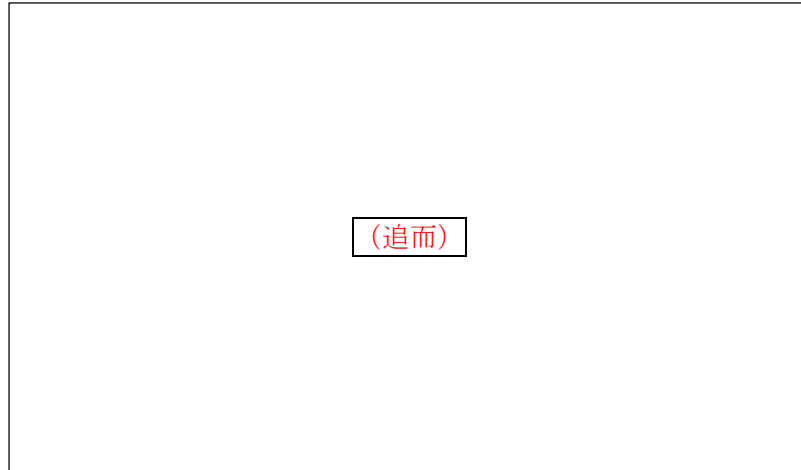


図 1-2 (10) 設定した Rayleigh 減衰 (EW-1 検討ケース④) : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

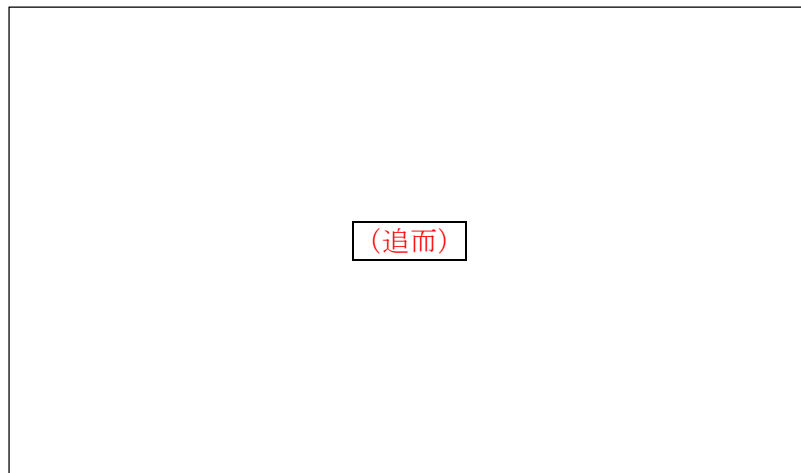


図 1-2 (11) 設定した Rayleigh 減衰 (EW-2 検討ケース④) : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

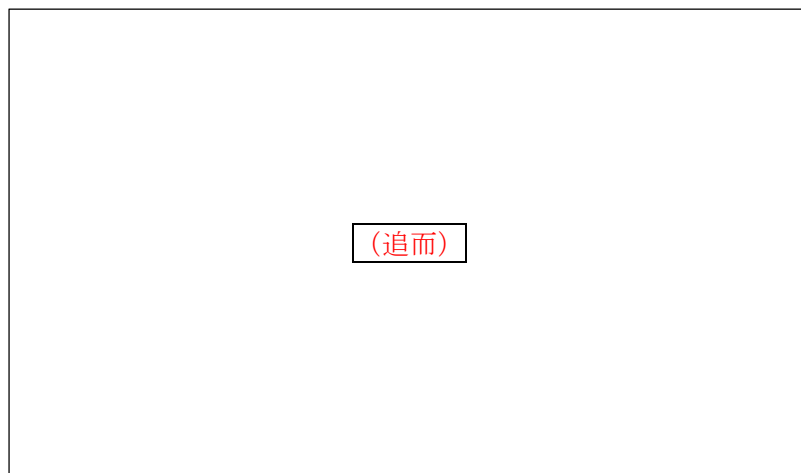


図 1-2 (12) 設定した Rayleigh 減衰 (NS-1 検討ケース④) : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(参考) 鋼管矢板継手部の健全性について

1. 検討概要

貯留堰を構成する鋼管矢板については、鋼管杭本体の健全性のみならず、継手部の健全性も確保する必要がある。

本検討では、基準地震動 S_s による地震力や津波波力といった外力が作用した場合においても、継手部の健全性が確保されることを確認する。継手部の健全性は、せん断応力及び曲げ応力が許容限界以下であることを確認する。

2. せん断応力について

2.1 検討方法

継手部に作用するせん断応力を保守的に評価するために、両端の鋼管が完全に固定された状態で中央の1本の鋼管のみに荷重が作用し、その全ての荷重を継手部で負担した場合を仮定し、継手鋼材及び溶接部に対してせん断応力度照査を実施する。検討イメージを図1に示す。

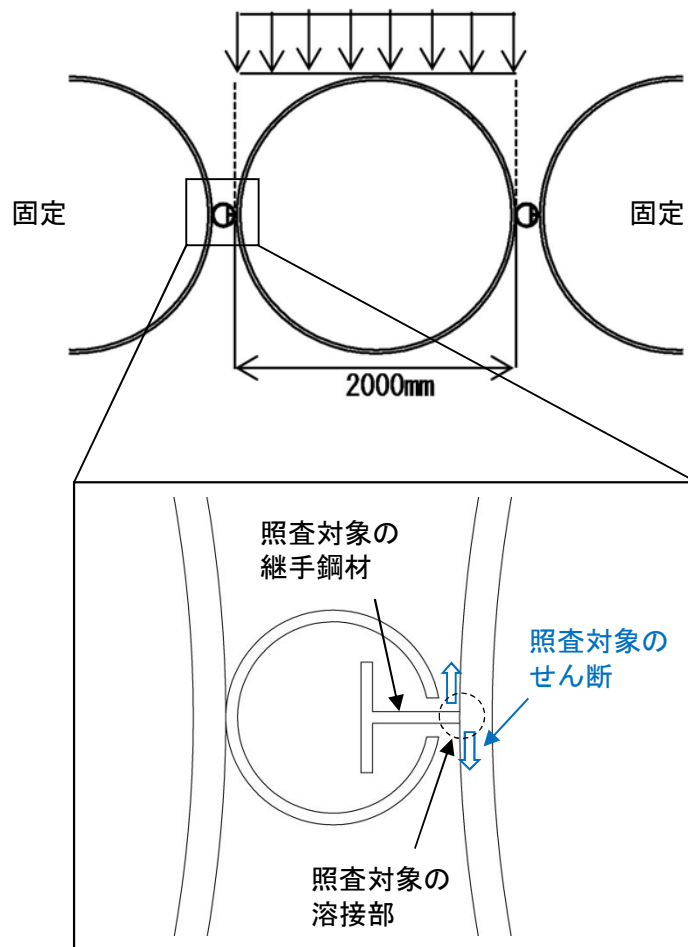


図1 検討イメージ

2.2 検討ケース

検討ケース及び荷重作用図を表1に示す。表1に示す分布荷重 (kN/m) は、鋼管1本 (幅2m) あたりに作用する分布荷重である。この分布荷重のうち、最も発生せん断力が大きくなる位置での分布荷重の合計値を照査用せん断荷重強度として照査を実施する。

表1 検討ケース及び作用荷重

水中部	① 本震時		せん断荷重強度 99.5 kN/m
	② 津波時		せん断荷重強度 936.8 kN/m (採用)
	③ 重畳時		せん断荷重強度 266.5 kN/m
	④ 土中部 (共通)		せん断荷重強度 408.0 kN/m
土中部	④ 土中部 (共通)		

2.3 継手部の断面諸元

(1) 断面性能

継手部の仕様を図 2 に示す。また、継手鋼材及び溶接部の断面積（単位高さあたり）は以下のとおり。

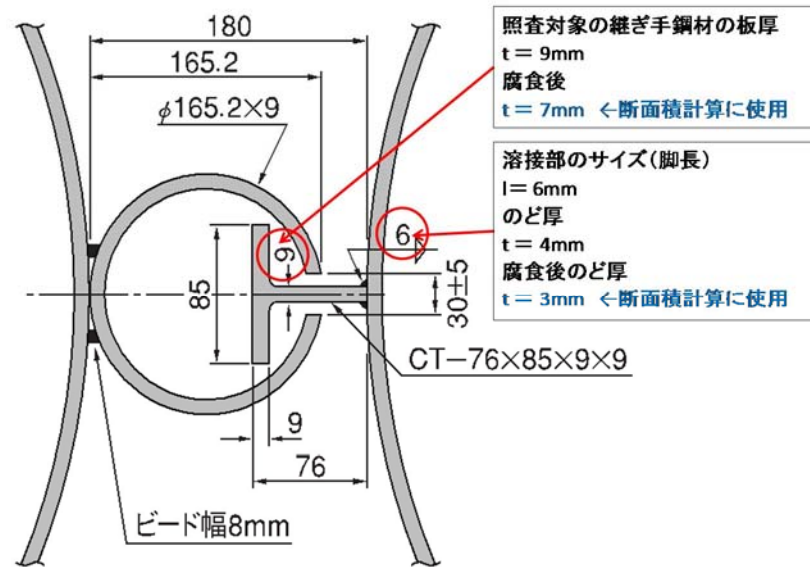


図 2 継手部の仕様

- ・継手鋼材の断面積A（単位高さあたり）

$$A = \text{継ぎ手部材の板厚} \times 1.0 = 0.007 \text{ m}^2/\text{m}$$

- ・溶接部の断面積 A_y （単位高さあたり）

$$A_y = 0.006 \times 1.0 = 0.006 \text{ m}^2/\text{m}$$

(2) 許容応力度

継手鋼材（SS400 材）の許容せん断応力度を以下に示す。

$$\text{短期許容せん断応力度} : \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{短期許容せん断応力度（溶接部）} : \tau_{ay} = 120 \text{ N/mm}^2$$

2.4 せん断応力度照査

せん断応力度が許容せん断応力度以下となることを確認する。なお、せん断応力度の照査は、照査用せん断荷重強度が最大となる「② 水中部・津波時」に対して実施する。

(1) せん断力算定

鋼管矢板が受ける分布荷重は 2 か所の継手部で分担するものとし、照査用荷重を P とした場合のせん断力 S は、以下のとおりである。

$$S = P / 2 = 936.8 \text{ kN/m} / 2 = 468.4 \text{ kN/m}$$

(2) せん断応力度照査

1) 継手鋼材

$$\tau = S / A = 468.4 \text{ kN/m} / 0.007 \text{ m}^2/\text{m} = 66.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 66.9 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

2) 溶接部

$$\tau_y = S / A = 468.4 \text{ kN/m} / 0.006 \text{ m}^2/\text{m} = 78.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = 78.1 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ay} = 120 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{O.K.}$$

3. 曲げ応力について

曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても、継手部に生じる曲げ応力は短期許容応力度以下となる。図3に鋼管と継手部の応力分布を示す。

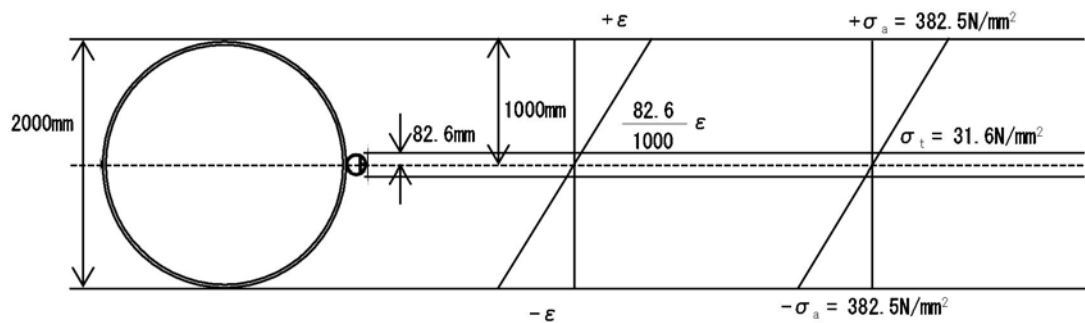


図3 鋼管及び継手鋼材の応力分布

鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合の継手部の応力度を算出すると、以下のとおりとなる。

- ・ 鋼管外縁での応力度 (SM570 の短期許容応力度)

$$\sigma_a = 382.5 \text{ N/mm}^2$$

- ・ 継手部に生じる応力度

$$\sigma_t = 382.5 \times 82.6 / 1000 = 31.6 \text{ N/mm}^2 \leq 210 \text{ N/mm}^2 \text{ (SS400 の短期許容応力度)}$$

4. まとめ

せん断応力については、両端の鋼管が完全に固定された状態で中央の1本の鋼管のみに荷重が作用し、その全ての荷重を継手部で負担した場合を仮定し、保守的に継手部の評価を行った。その結果、継手部はせん断に対して健全であることを確認した。

また、曲げ応力については、曲げによって鋼管外縁が短期許容応力度に達した場合を仮定しても、継手部に生じる曲げ応力度は短期許容応力度以下となることを確認した。

したがって、貯留堰を構成する鋼管矢板の継手部は、基準地震動 S_0 による地震力や津波波力といった外力が作用した場合においても、健全性を維持し、貯留堰の止水性は確保される。