

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 24
提出年月日	平成 30 年 4 月 11 日

東海第二発電所

工事計画に係る説明資料

(V-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書)

平成 30 年 4 月

日本原子力発電株式会社

改定履歴

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

下線は、今回提出資料を示す。

目 次

1. 入力津波の評価
 - 1.1 潮位観測記録の考え方について[改 4 H30. 2. 13]
 - 1.2 遡上・浸水域の評価の考え方について[改 12 H30. 3. 1]
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について[改 4 H30. 2. 13]
 - 1.4 津波シミュレーションにおける解析モデルについて[改 12 H30. 3. 1]
 - 1.5 入力津波のパラメータスタディの考慮について[改 18 H30. 3. 30]
 - 1.6 SA用海水ピットの構造を踏まえた影響の有無の検討[改 13 H30. 3. 6]
2. 津波防護対象設備
 - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
 - 3.1 砂移動による影響確認について[改 18 H30. 3. 30]
 - 3.2 海水ポンプの波力に対する強度評価について
 - 3.3 電源喪失による除塵装置の機能喪失に伴う取水性の影響について
4. 漂流物に関する考慮事項
 - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について[改 24 H30. 4. 11]
 - 4.2 漂流物による影響確認について[改 12 H30. 3. 1]
 - 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 21 H30. 4. 6]
 - 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 12 H30. 3. 1]
 - 5.7 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について[改 15 H30. 3. 9]
 - 5.8 浸水防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
 - 5.9 浸水防護施設の評価に係る地盤物性値及び地質構造について[改 9 H30. 2. 22]
 - 5.10 浸水防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物荷重の組合せについて[改 20 H30. 4. 4]
 - 5.11 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について[改 24 H30. 4. 11]
 - 5.12 浸水防護施設の評価における衝突荷重、風荷重及び積雪荷重について
 - 5.13 スロッシングによる貯留堰貯水量に対する影響評価について
 - 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[改 21 H30. 4. 6]
 - 5.15 東海発電所の取放水路の埋戻の施工管理要領について[改 24 H30. 4. 11]
 - 5.16 地殻変動後の基準津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
 - 5.17 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について[改 5 H30. 2. 13]
 - 5.18 津波に対する止水性能を有する施設の評価について

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

5.19 津波荷重の算出における高潮の考慮について[改 7 H30. 2. 19]

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.1 鋼製防護壁に関する補足説明

6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明

6.1.2 鋼製防護壁アンカーに関する補足説明

6.1.3 止水機構に関する補足説明[改 23 H30. 4. 10]

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[改 24 H30. 4. 11]

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[改 24 H30. 4. 11]

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[改 24 H30. 4. 11]

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]

6.6 放水路ゲートに関する補足説明

6.6.1 放水路ゲートの設計に関する補足説明[改 23 H30. 4. 10]

6.7 構内排水路逆流防止設備に関する補足説明

6.7.1 構内排水路逆流防止設備の設計に関する補足説明

6.8 貯留堰に関する補足説明

6.8.1 貯留堰の設計に関する補足説明[改 24 H30. 4. 11]

6.8.2 貯留堰取付護岸に関する補足説明

6.9 浸水防護設備に関する補足説明

6.9.1 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁の設計に関する補足説明

6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について[改 22 H30. 4. 6]

6.9.3 津波荷重（突き上げ）の強度評価における鉛直方向荷重の考え方について

6.10 津波監視設備に関する補足説明

6.10.1 津波監視カメラの設計に関する補足説明

6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明

6.10.3 加振試験の条件について

6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について

6.11 耐震計算における材料物性値のばらつきの影響に関する補足説明

6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明

6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明

[]内は、当該箇所を提出
(最新)したときの改訂を示
す。

4.1 設計に用いる遡上波の流速について

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

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

4.1.1 防潮堤

(1) 基準津波時

基準津波時の流速は平面2次元津波シミュレーション（防波堤無しモデル）で最も大きくなる。防波堤無しモデルでの基準津波時における防潮堤前面海域での評価点及び防潮堤に向かう V_x （-）方向の最大流速を図4.1-1及び表4.1-1に示す。

同様に、防潮堤近傍での評価点を図4.1-2に示す。そのうち、各評価点での最大流速を図示したものを図4.1-3、最大流速の一覧を表4.1-2にそれぞれ示す。また、各評価点での法線方向を図示したものを図4.1-4、法線方向最大流速を表4.1-3にそれぞれ示す。

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

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

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

以上の結果から、防潮堤に対する法線方向以外の全ての方向の流速ベクトルを含めた中の最大流速は防潮堤近傍のNo.08-a地点（防潮堤北東側）で10.71 m/sとなる。

防潮堤の設計に用いる遡上波の流速については、最大流速の数値を切り上げた11.0 m/sとする。

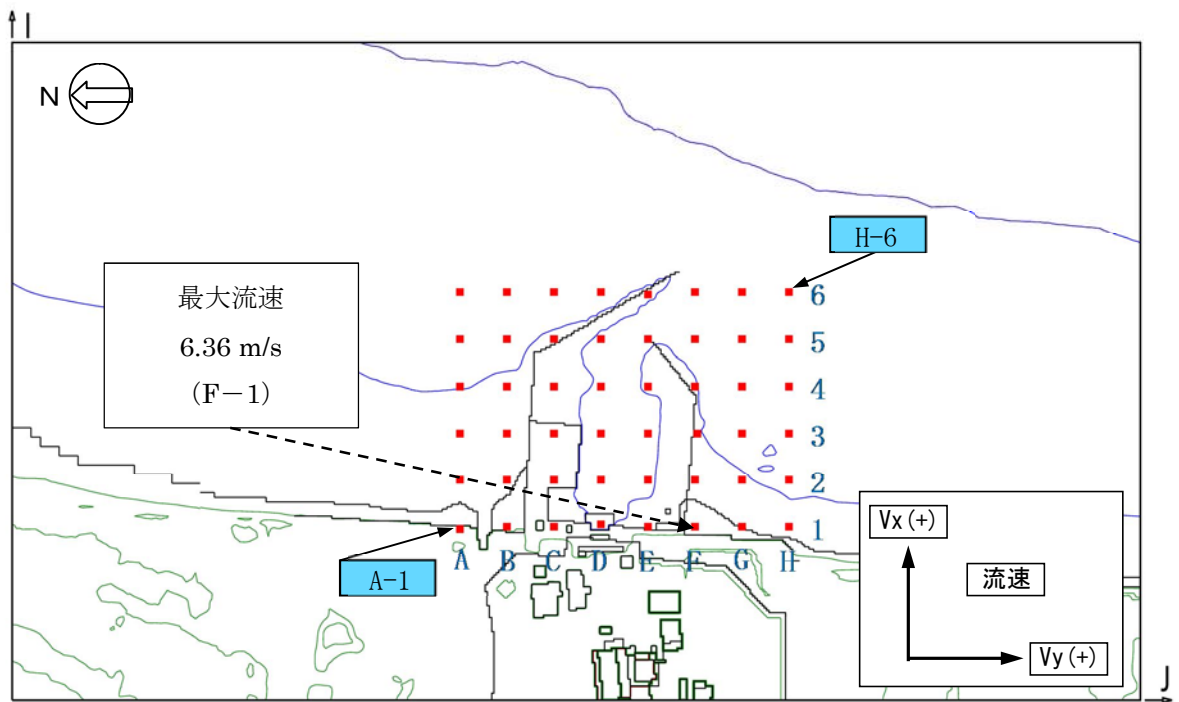


図 4.1-1 防潮堤前面海域での評価点

表 4.1-1 防潮堤前面海域での V_x (－) 方向の最大流速

		V_x 方向			
評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)
A-1	-5.53	D-1	-2.80	G-1	-3.62
A-2	-5.32	D-2	-3.90	G-2	-5.30
A-3	-4.85	D-3	-4.57	G-3	-3.91
A-4	-4.61	D-4	-5.03	G-4	-3.62
A-5	-3.58	D-5	-3.47	G-5	-3.41
A-6	-3.39	D-6	-3.29	G-6	-3.15
B-1	-5.68	E-1	-2.23	H-1	-3.47
B-2	-4.56	E-2	-3.82	H-2	-3.90
B-3	-4.60	E-3	-3.84	H-3	-3.77
B-4	-4.75	E-4	-4.00	H-4	-3.60
B-5	-4.22	E-5	-3.36	H-5	-3.42
B-6	-3.27	E-6	-4.26	H-6	-3.20
C-1	-6.00	F-1	-6.36		
C-2	-6.21	F-2	-3.88		
C-3	-5.85	F-3	-4.83		
C-4	-3.91	F-4	-3.86		
C-5	-4.25	F-5	-3.31		
C-6	-3.14	F-6	-3.19		

F-1 : 防潮堤前面海域における V_x (－) 方向最大流速

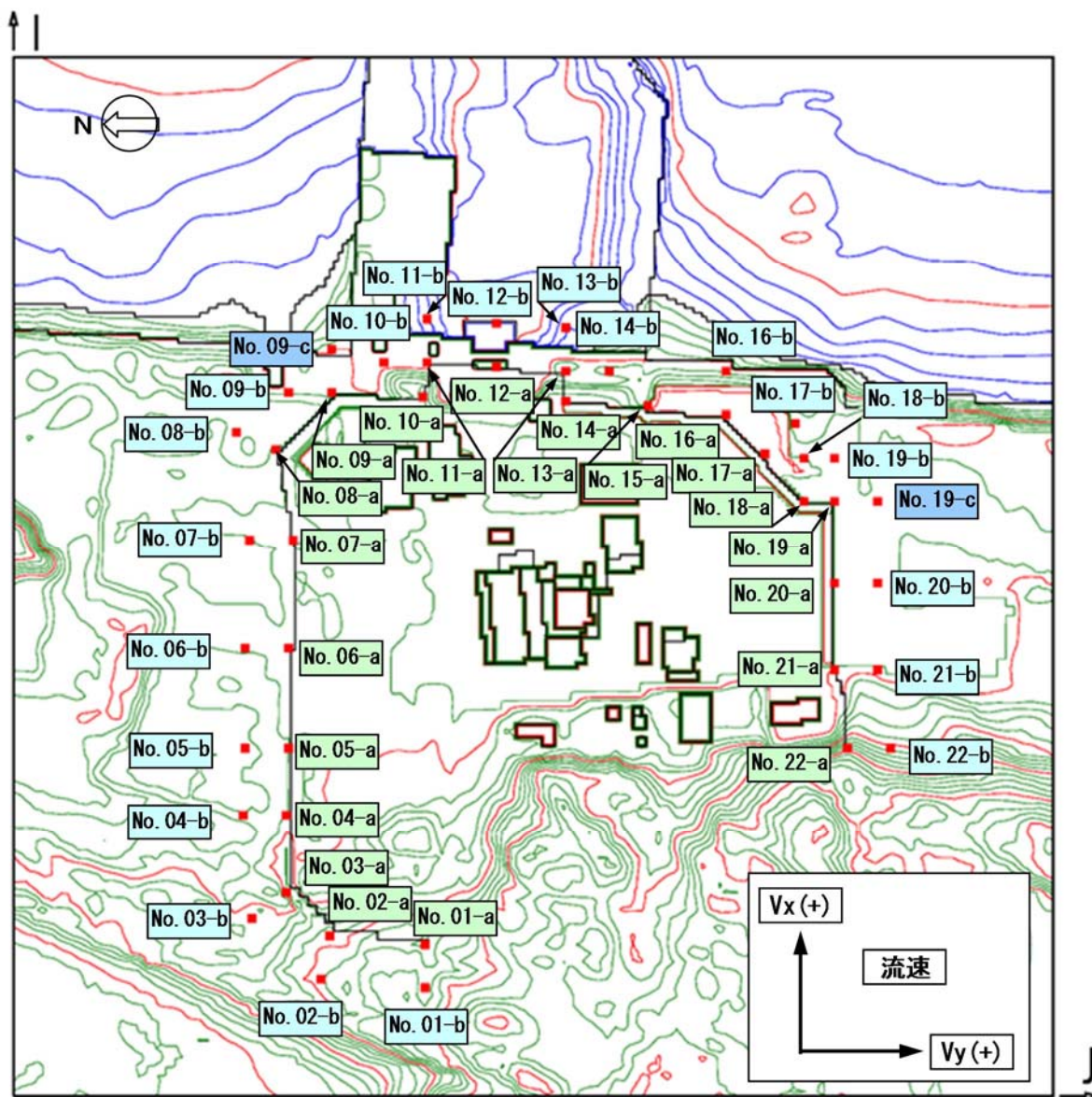


図 4.1-2 防潮堤近傍での評価点

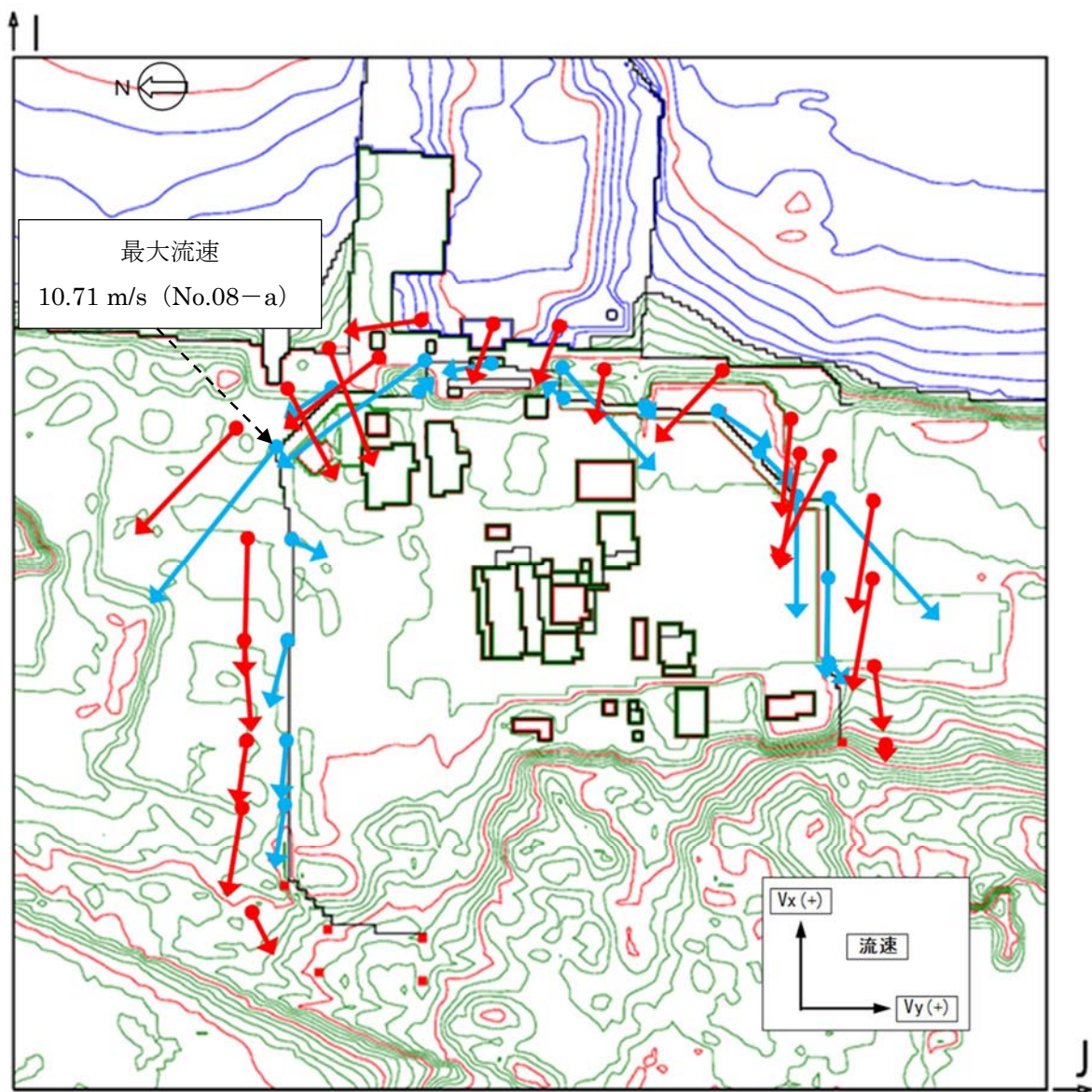


図 4.1-3 各評価点での最大流速

表 4.1-2 防潮堤近傍での最大流速

評価位置	最大流速 (m/s)	評価位置	最大流速 (m/s)
No. 01-a	0.00	No. 01-b	0.00
No. 02-a	0.00	No. 02-b	0.00
No. 03-a	0.00	No. 03-b	2.40
No. 04-a	3.60	No. 04-b	5.30
No. 05-a	3.16	No. 05-b	3.76
No. 06-a	3.83	No. 06-b	5.11
No. 07-a	1.86	No. 07-b	8.34
No. 08-a	10.71	No. 08-b	7.74
No. 09-a	3.01	No. 09-b	5.80
No. 10-a	1.14	No. 09-c	7.33
No. 11-a	8.99	No. 10-b	6.03
No. 12-a	2.01	No. 11-b	3.62
No. 13-a	7.05	No. 12-b	3.75
No. 14-a	1.24	No. 13-b	3.74
No. 15-a	0.99	No. 14-b	3.49
No. 16-a	3.37	No. 16-b	5.21
No. 17-a	2.73	No. 17-b	5.73
No. 18-a	6.91	No. 18-b	6.77
No. 19-a	8.65	No. 19-b	6.62
No. 20-a	5.67	No. 19-c	6.70
No. 21-a	1.60	No. 20-b	6.74
No. 22-a	0.00	No. 21-b	3.72
		No. 22-b	0.84

: 防潮堤近傍における最大流速

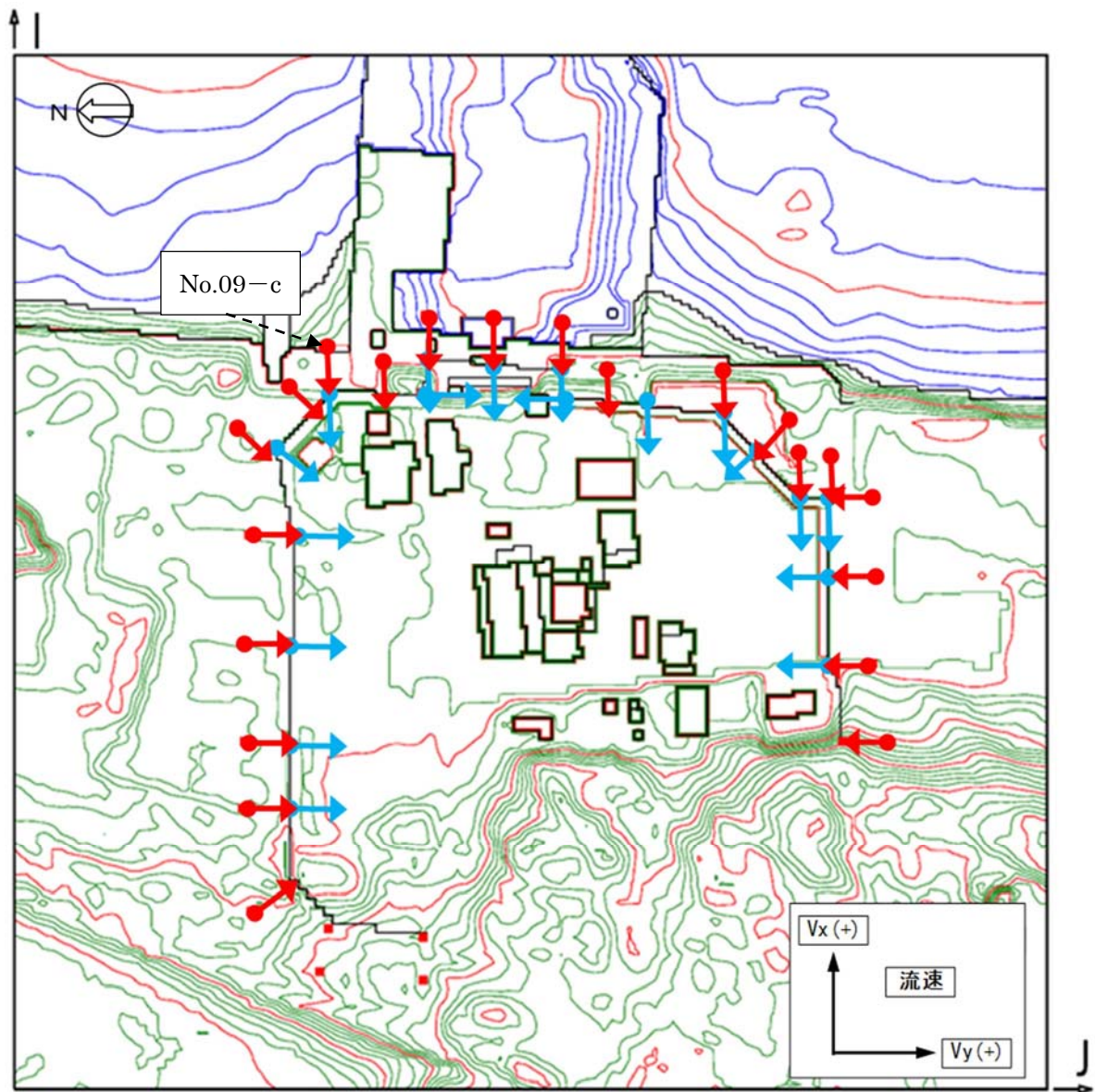


図 4.1-4 各評価点での法線方向

表 4.1-3 (1) 防潮堤近傍での法線方向最大流速 (防潮堤 0 m 離れ)

Vx方向		Vy方向		斜め方向	
評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)
No. 01-a	0.00	No. 03-a	0.00	No. 08-a	5.72
No. 02-a	0.00	No. 04-a	0.25	No. 17-a	-1.52
No. 09-a	-1.63	No. 05-a	0.59		
No. 11-a	-5.90	No. 06-a	0.60		
No. 12-a	-0.34	No. 07-a	1.73		
No. 13-a	-5.77	No. 10-a	0.76		
No. 15-a	-0.75	No. 14-a	-1.16		
No. 16-a	-1.93	No. 20-a	-0.41		
No. 18-a	-6.91	No. 21-a	-0.59		
No. 19-a	-6.98	No. 22-a	0.00		

表 4.1-3 (2) 防潮堤近傍での法線方向最大流速 (防潮堤 50 m 離れ)

Vx方向		Vy方向		斜め方向	
評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)
No. 01-b	0.00	No. 04-b	0.87	No. 03-b	1.28
No. 02-b	0.00	No. 05-b	0.51	No. 08-b	1.41
No. 09-c	-7.08	No. 06-b	0.98	No. 09-b	5.30
No. 10-b	-4.37	No. 07-b	0.61	No. 17-b	-4.51
No. 11-b	-2.03	No. 19-c	-1.59		
No. 12-b	-3.62	No. 20-b	-1.11		
No. 13-b	-3.65	No. 21-b	-0.82		
No. 14-b	-3.46	No. 22-b	-0.29		
No. 16-b	-4.36				
No. 18-b	-6.70				
No. 19-b	-6.14				

 : 防潮堤近傍における法線方向最大流速

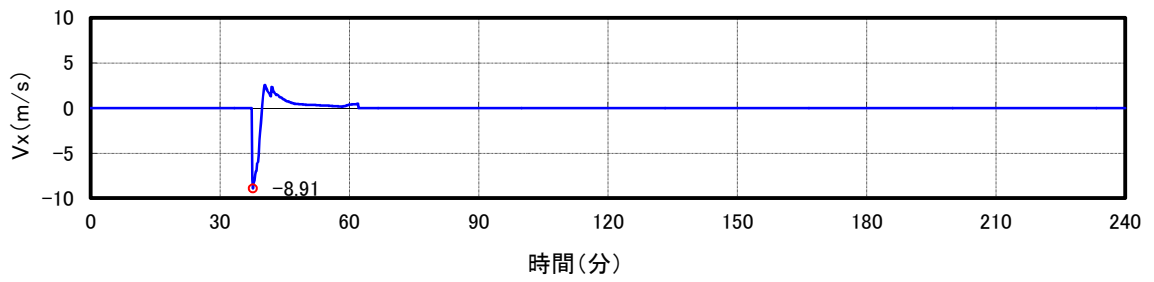


図 4.1-5 (1) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (V_x 方向)

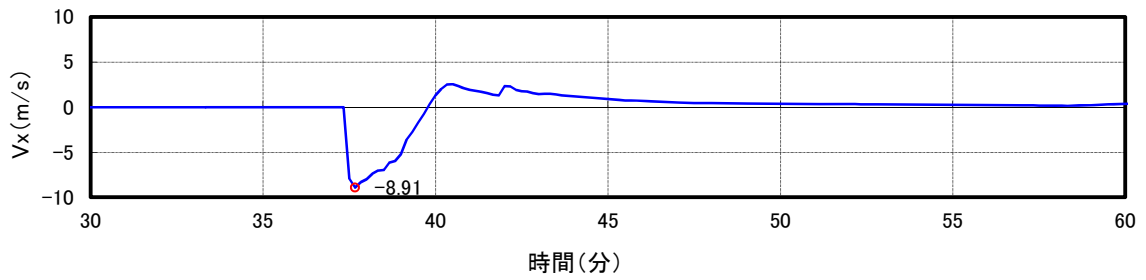


図 4.1-5 (2) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

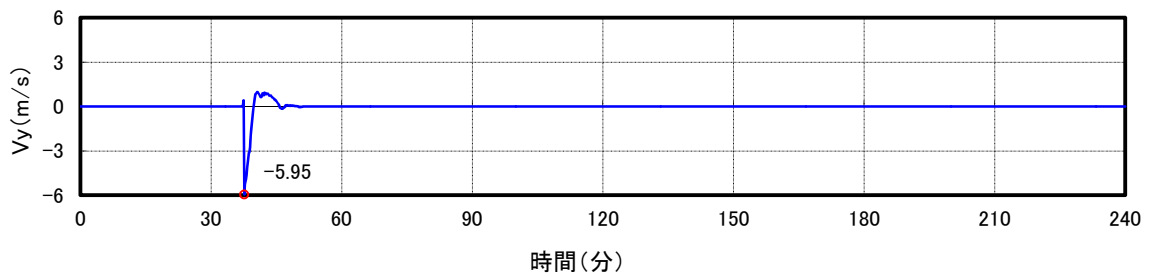


図 4.1-5 (3) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (V_y 方向)

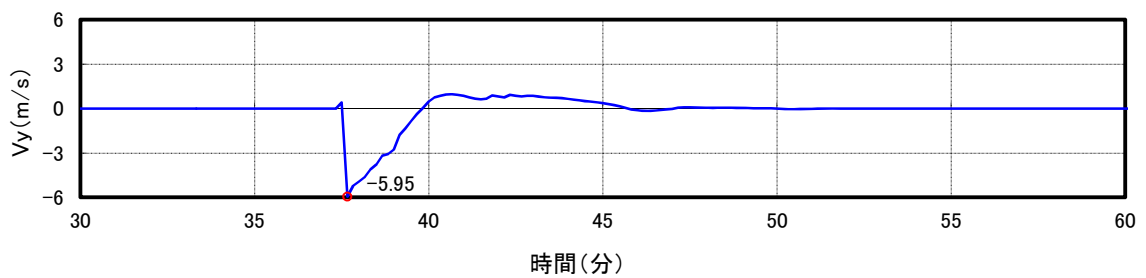


図 4.1-5 (4) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

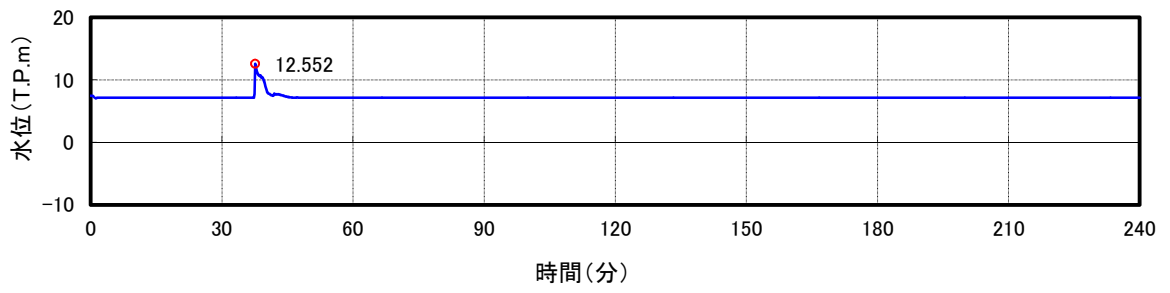


図 4.1-5 (5) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴

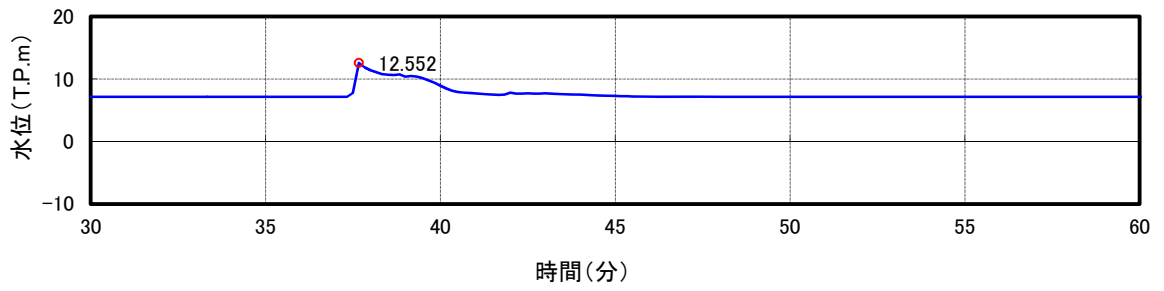


図 4.1-5 (6) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴 (拡大図)

(2) T.P. +24.0 m 津波時

平面2次元津波シミュレーション結果に基づく T.P. +24.0 m 津波時における防潮堤前面海域での評価点及び防潮堤に向かう V_x (-) 方向の最大流速を図 4.1-6 及び表 4.1-4 に示す。

同様に、防潮堤近傍での評価点を図 4.1-7 に示す。そのうち、各評価点での最大流速を図示したものを図 4.1-8、最大流速の一覧を表 4.1-5 にそれぞれ示す。また、各評価点での法線方向を図示したものを図 4.1-9、法線方向最大流速を表 4.2-6 に示す。図 4.1-10 に防潮堤前面の最大流速発生地点の流速時刻歴及び波高時刻歴を示す。

防潮堤前面海域では流速に大きな傾向の違いは見られず、D-3 地点で最大の流速が確認できる。

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

以上の結果から、防潮堤に対する法線方向以外の全ての方向の流速ベクトルを含めた中の最大流速は防潮堤近傍の No. 8-a 地点 (防潮堤北東側) で 14.23 m/s となる。

防潮堤の設計に用いる遡上波の流速については T.P. +24.0 m 津波時の最大流速の数値を切り上げた 15.0 m/s とする。

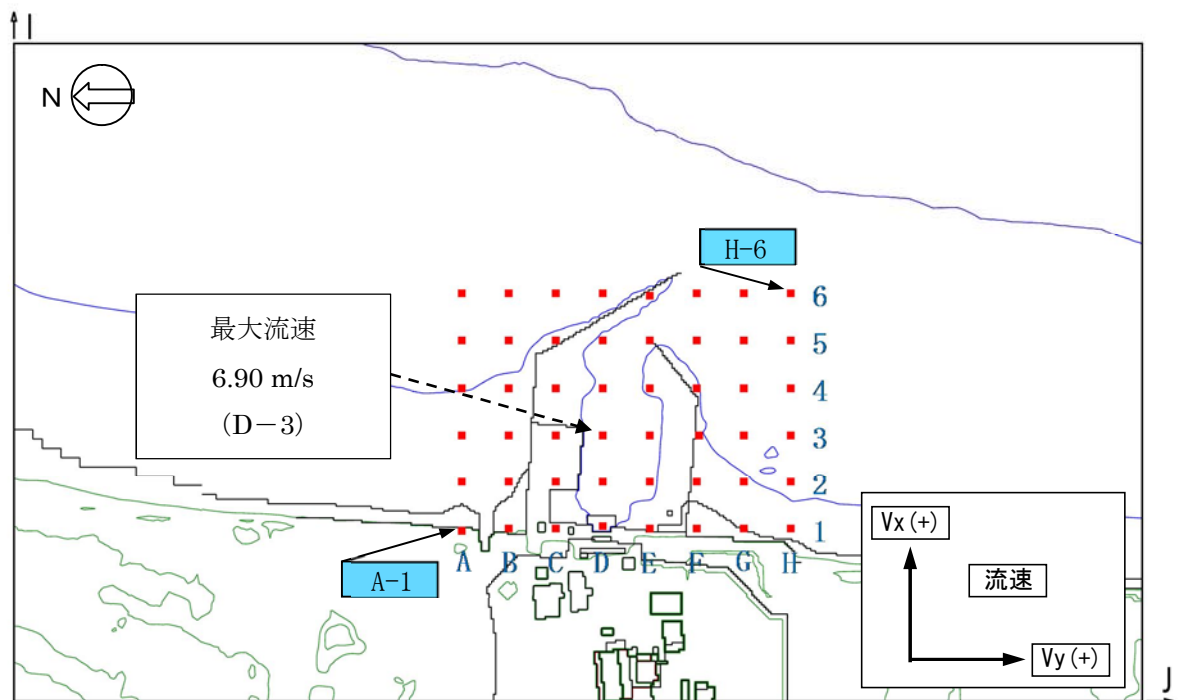


図 4.1-6 防潮堤前面海域での評価点

表 4.1-4 防潮堤前面海域での V_x (－) 方向の最大流速

V_x 方向					
評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)
A-1	-6.69	D-1	-4.11	G-1	-5.22
A-2	-6.70	D-2	-4.80	G-1	-5.38
A-3	-5.93	D-3	-6.90	G-1	-5.26
A-4	-5.03	D-4	-6.32	G-1	-4.42
A-5	-4.46	D-5	-4.14	G-1	-4.15
A-6	-4.22	D-6	-4.03	G-1	-3.98
B-1	-6.47	E-1	-3.57	H-1	-4.49
B-2	-5.29	E-2	-4.99	H-2	-4.68
B-3	-5.16	E-3	-4.72	H-3	-4.97
B-4	-4.71	E-4	-4.84	H-4	-4.37
B-5	-4.45	E-5	-4.13	H-5	-4.21
B-6	-4.19	E-6	-5.00	H-6	-3.99
C-1	-4.69	F-1	-6.80		
C-2	-6.85	F-2	-4.99		
C-3	-6.37	F-3	-4.86		
C-4	-4.40	F-4	-4.97		
C-5	-4.38	F-5	-4.75		
C-6	-3.94	F-6	-4.66		

D-3 : 防潮堤前面海域における V_x (－) 方向最大流速

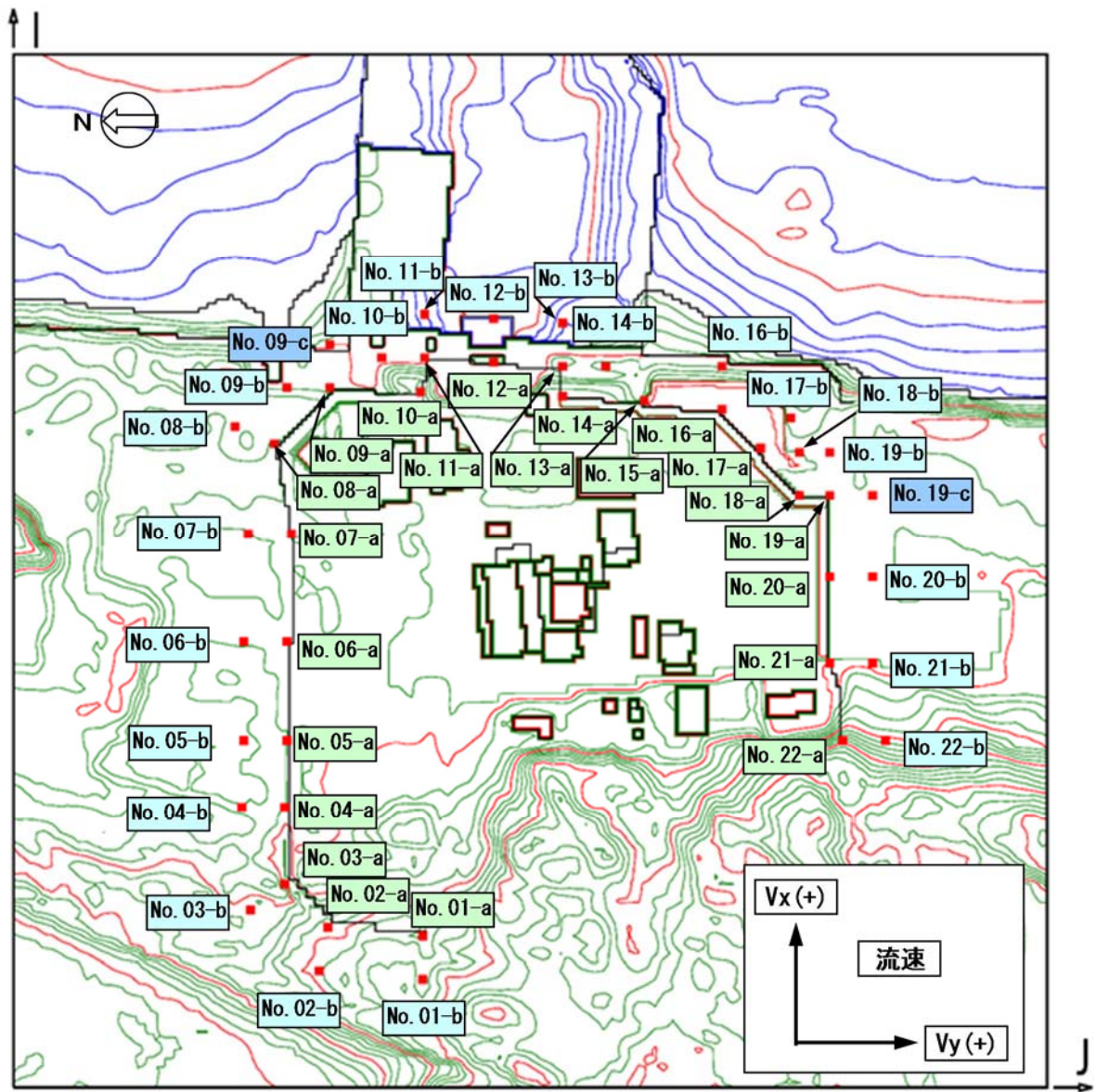


図 4.1-7 防潮堤近傍での評価点

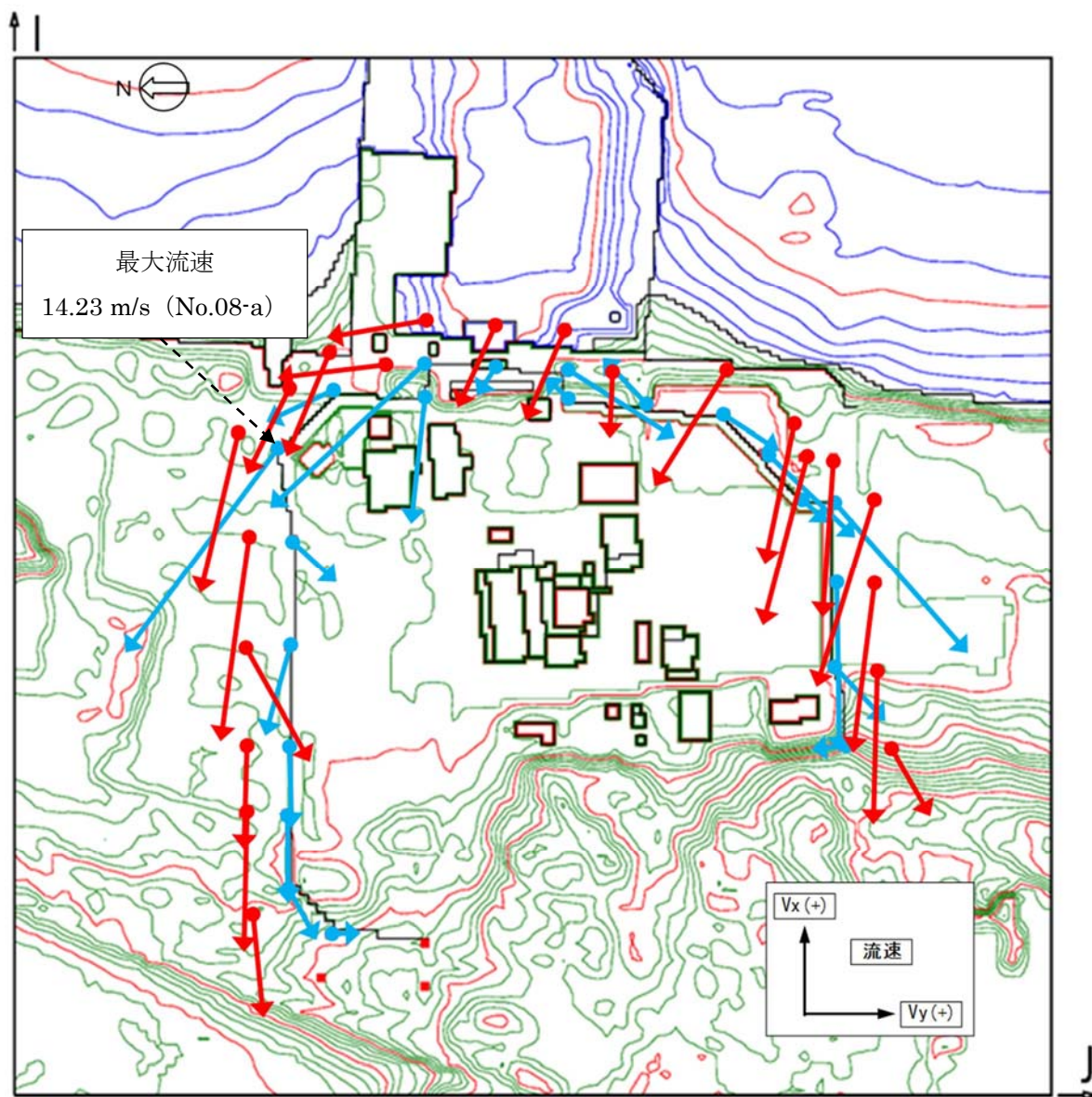


図 4.1-8 各評価点での最大流速

表 4.1-5 防潮堤近傍での最大流速

評価位置	最大流速 (m/s)	評価位置	最大流速 (m/s)
No. 01-a	0.00	No. 01-b	0.00
No. 02-a	1.41	No. 02-b	0.00
No. 03-a	3.21	No. 03-b	6.06
No. 04-a	5.06	No. 04-b	7.98
No. 05-a	4.78	No. 05-b	6.03
No. 06-a	5.19	No. 06-b	7.17
No. 07-a	3.20	No. 07-b	11.81
No. 08-a	14.23	No. 08-b	9.44
No. 09-a	3.87	No. 09-b	5.01
No. 10-a	7.07	No. 09-c	7.18
No. 11-a	11.68	No. 10-b	6.08
No. 12-a	1.76	No. 11-b	4.33
No. 13-a	6.69	No. 12-b	5.01
No. 14-a	1.86	No. 13-b	5.67
No. 15-a	3.09	No. 14-b	3.82
No. 16-a	3.58	No. 16-b	7.60
No. 17-a	6.85	No. 17-b	8.22
No. 18-a	1.77	No. 18-b	10.13
No. 19-a	11.46	No. 19-b	9.22
No. 20-a	9.81	No. 19-c	11.25
No. 21-a	3.85	No. 20-b	9.78
No. 22-a	0.30	No. 21-b	8.98
		No. 22-b	4.43

 : 防潮堤近傍における最大流速

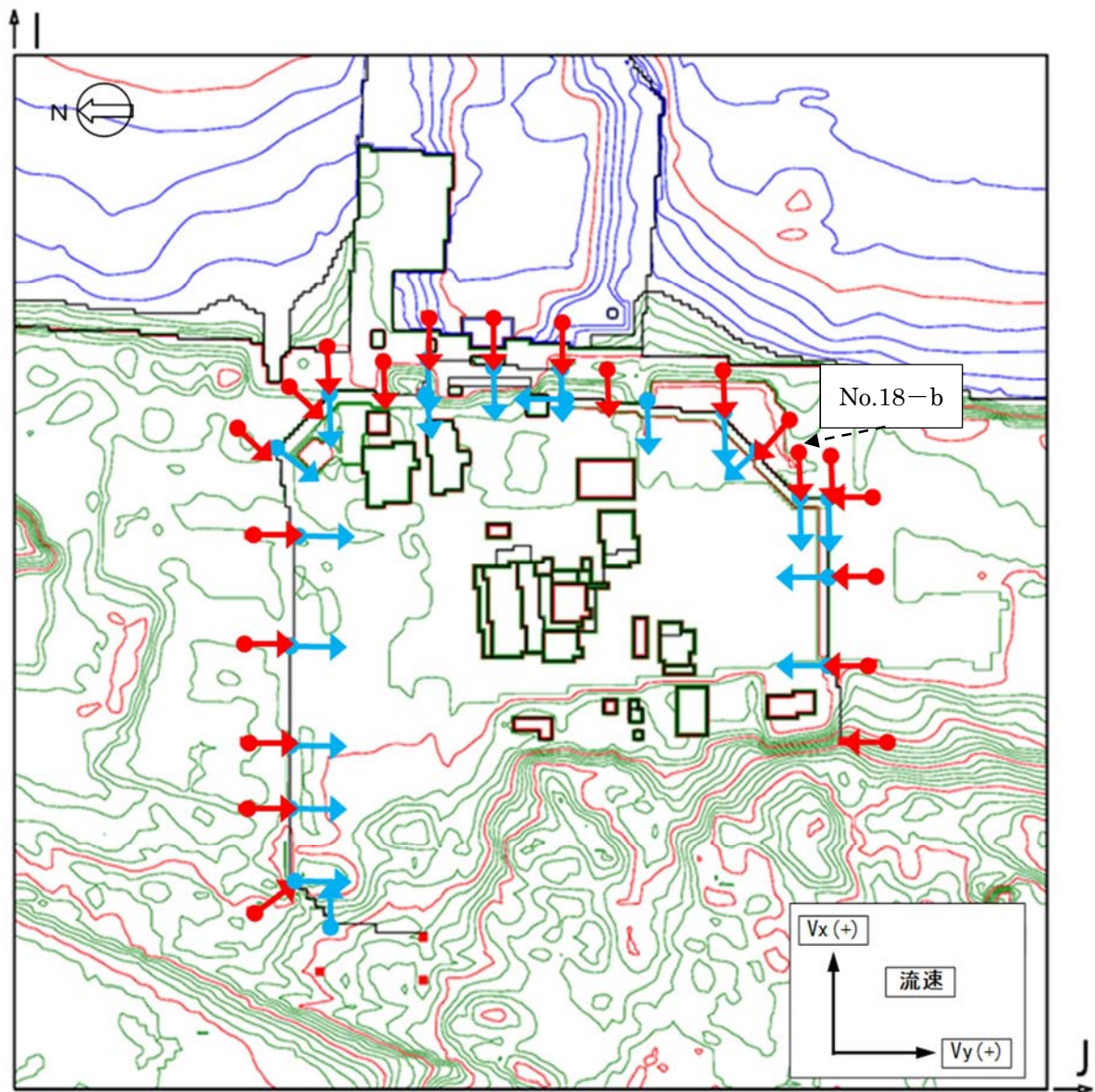


図 4.1-9 各評価点での法線方向

表 4.1-6 (1) 防潮堤近傍での法線方向最大流速 (防潮堤 0 m 離れ)

Vx方向		Vy方向		斜め方向	
評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)
No. 01-a	0.00	No. 03-a	1.57	No. 08-a	2.70
No. 02-a	0.38	No. 04-a	0.19	No. 17-a	-0.33
No. 09-a	-2.02	No. 05-a	0.10		
No. 10-a	-7.04	No. 06-a	0.16		
No. 11-a	-8.41	No. 07-a	2.28		
No. 12-a	-1.45	No. 14-a	-1.20		
No. 13-a	-4.10	No. 20-a	-0.36		
No. 15-a	-0.35	No. 21-a	-1.22		
No. 16-a	-2.23	No. 22-a	-1.61		
No. 18-a	-1.21				
No. 19-a	-8.90				

表 4.1-6 (2) 防潮堤近傍での法線方向最大流速 (防潮堤 50 m 離れ)

Vx方向		Vy方向		斜め方向	
評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)
No. 01-b	0.00	No. 04-b	0.17	No. 03-b	1.99
No. 02-b	0.00	No. 05-b	0.99	No. 08-b	5.12
No. 09-c	0.45	No. 06-b	2.92	No. 09-b	1.88
No. 10-b	-5.78	No. 07-b	1.64	No. 17-b	6.77
No. 11-b	-1.20	No. 19-c	-0.57		
No. 12-b	-4.79	No. 20-b	-2.53		
No. 13-b	-5.43	No. 21-b	-1.50		
No. 14-b	-3.82	No. 22-b	0.70		
No. 16-b	-6.92				
No. 18-b	-9.98				
No. 19-b	-9.20				

No. 18-b : 防潮堤近傍における法線方向最大流速

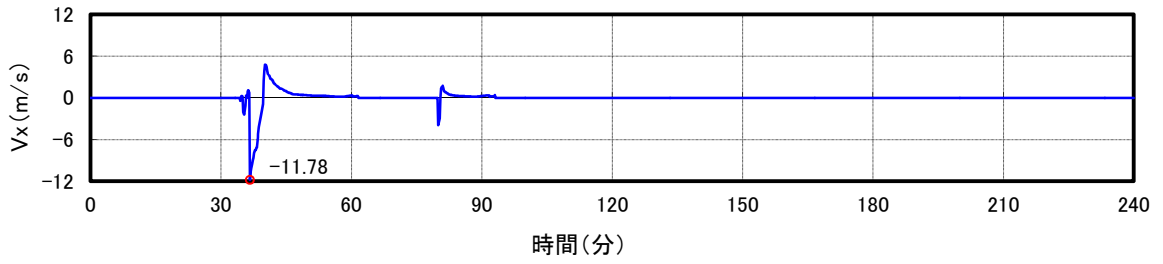


図 4.1-10 (1) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (V_x 方向)

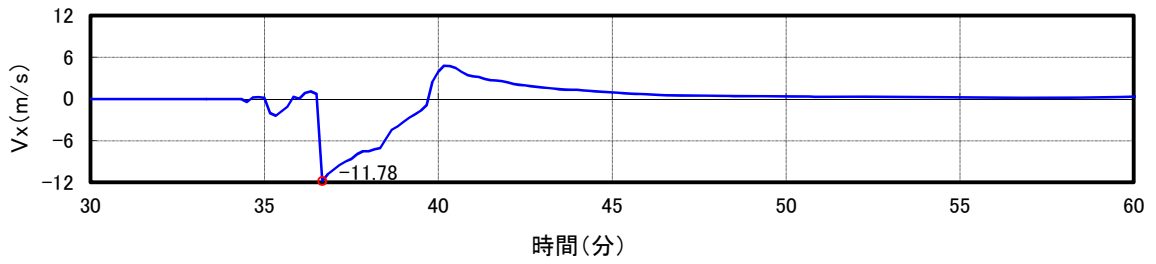


図 4.1-10 (2) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

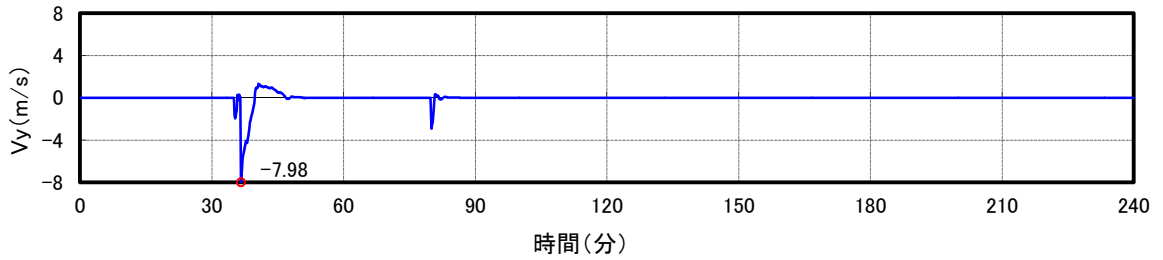


図 4.1-10 (3) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (V_y 方向)

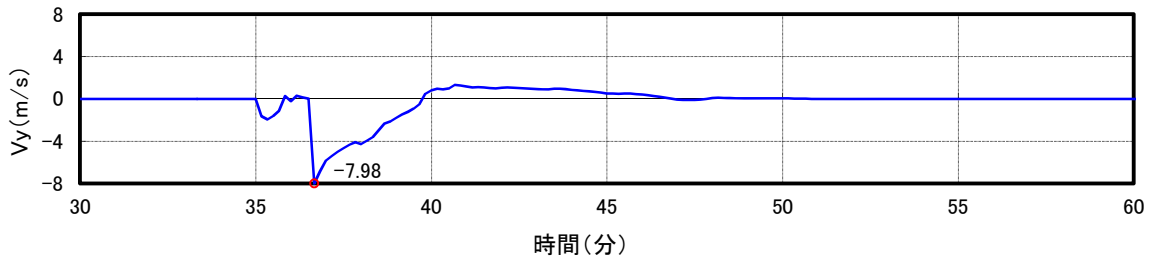


図 4.1-10 (4) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の流速時刻歴 (拡大図)

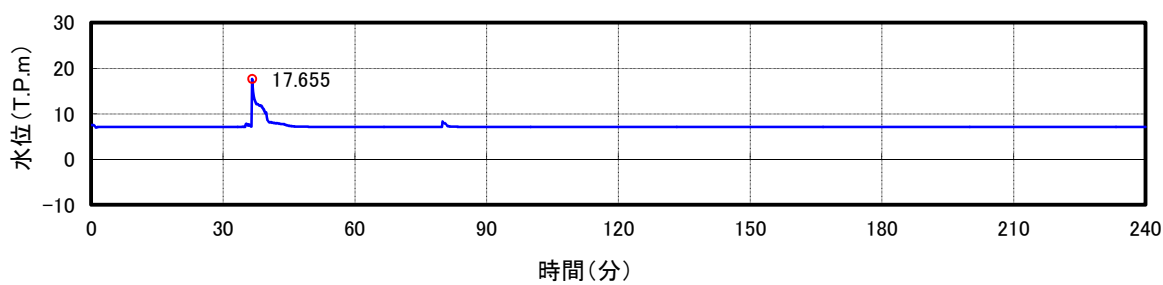


図 4.1-10 (5) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴

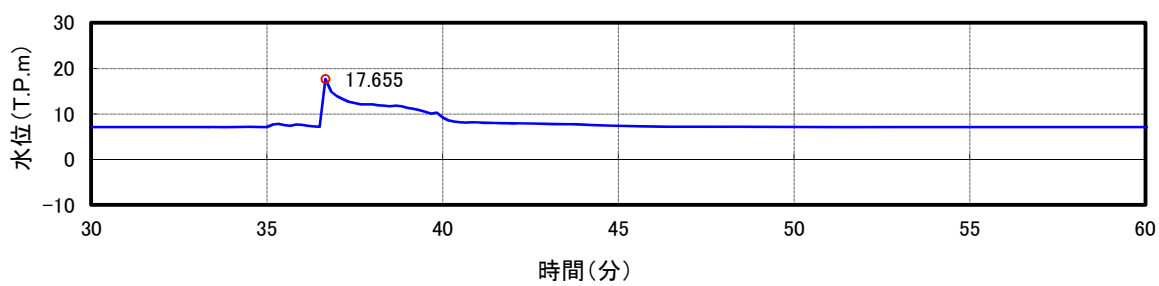


図 4.1-10 (6) 防潮堤の最大流速発生地点 (No. 08-a) の波高時刻歴 (拡大図)

4.1.2 貯留堰

平面2次元津波シミュレーション結果に基づく貯留堰近傍での評価点及び法線方向の最大流速を図4.1-11及び表4.1-7に示す。

貯留堰法線方向の最大流速は上昇側F4地点で3.86 m/sとなる。

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

貯留堰の設計に用いる遡上波の流速については、法線方向最大流速から保守的に数値を切り上げた5.0 m/sとする。貯留堰近傍の法線方向最大流速発生地点の流速時刻歴及び波高時刻歴を図4.1-12に示す。

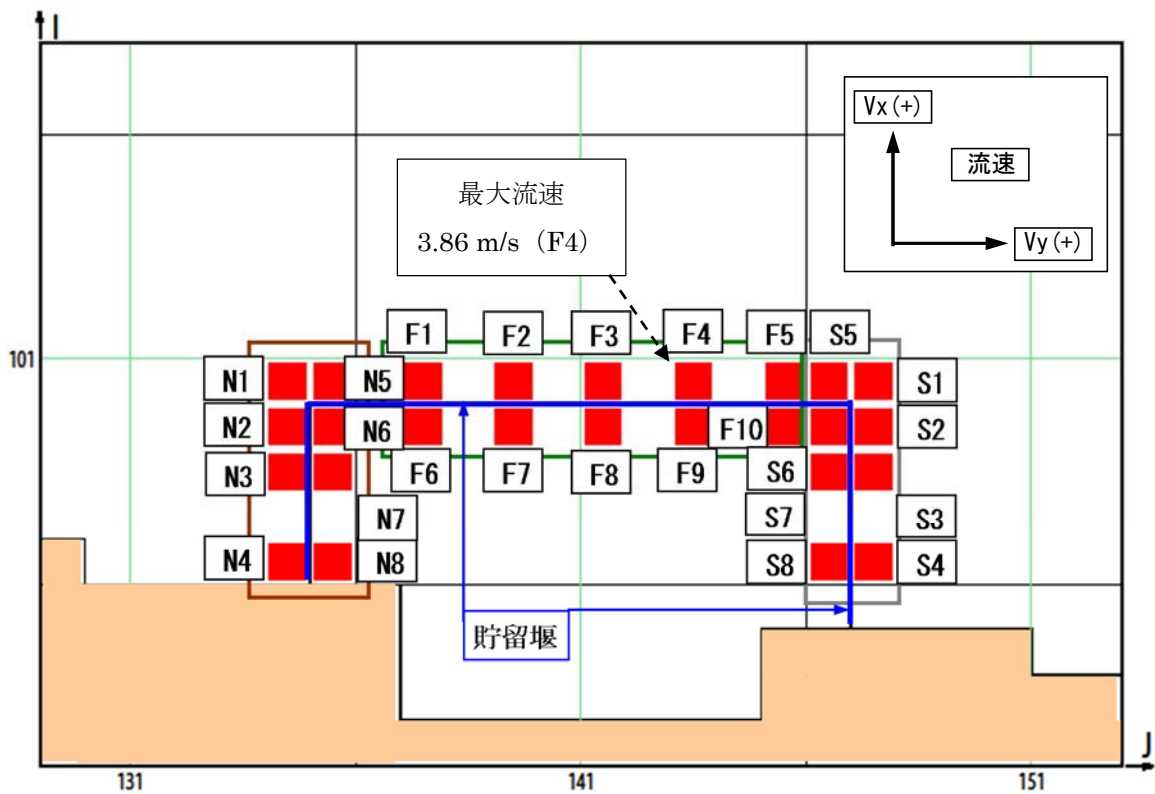


図 4.1-11 貯留堰近傍の評価点

表 4.1-7 (1) 貯留堰近傍での法線方向最大流速（下降側）

Vx方向		Vy方向	
評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)
F1	-1.01	N1	0.66
F2	-0.94	N2	0.71
F3	-1.04	N3	0.78
F4	-1.18	N4	0.56
F5	-1.27	N6	-1.41
F6	0.48	N7	-1.39
F7	0.28	N8	-1.21
F8	0.23	S1	-0.89
F9	0.31	S2	-0.83
F10	0.37	S3	-0.79
N1	-1.54	S4	-0.97
N5	-1.15	S6	0.65
N6	0.37	S7	0.66
S1	-1.47	S8	0.62
S5	-1.29		
S6	0.34		

表 4.1-7 (2) 貯留堰近傍での法線方向最大流速（上昇側）

Vx方向		Vy方向	
評価位置	法線方向最大流速 (m/s)	評価位置	法線方向最大流速 (m/s)
F1	-3.60	N1	0.72
F2	-3.71	N2	0.73
F3	-3.78	N3	0.76
F4	-3.86	N4	0.85
F5	-3.78	N6	-2.59
F6	0.42	N7	-2.63
F7	0.33	N8	-2.53
F8	0.37	S1	-1.77
F9	0.48	S2	-1.78
F10	0.51	S3	-1.81
N1	-3.37	S4	-1.84
N5	-3.42	S6	0.97
N6	0.34	S7	0.98
S1	-3.80	S8	1.04
S5	-3.77		
S6	0.43		

: 貯留堰近傍における法線方向最大流速

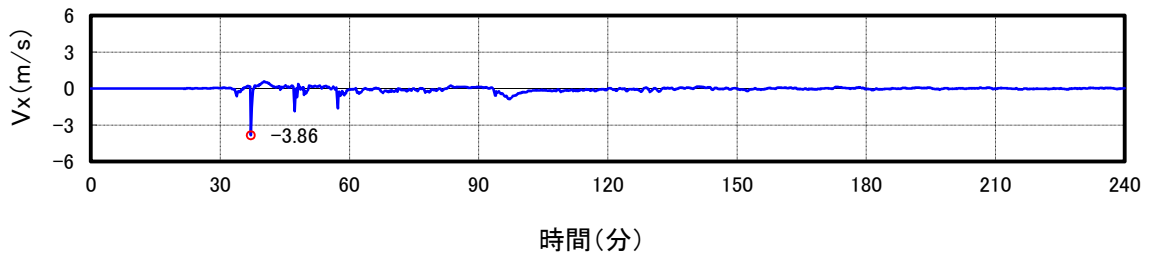


図 4.1-12 (1) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点 (F4) の流速時刻歴

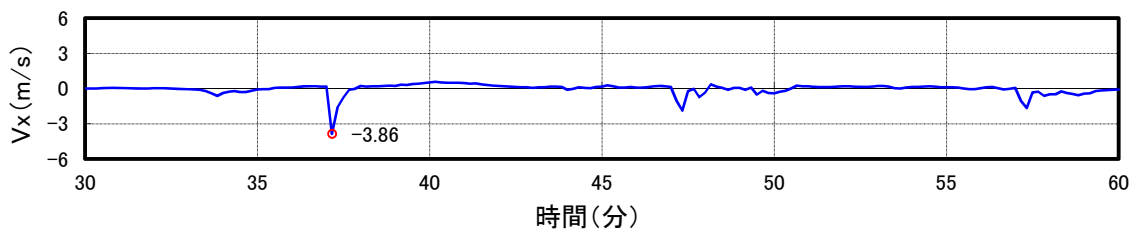


図 4.1-12 (2) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点 (F4) の流速時刻歴 (拡大図)

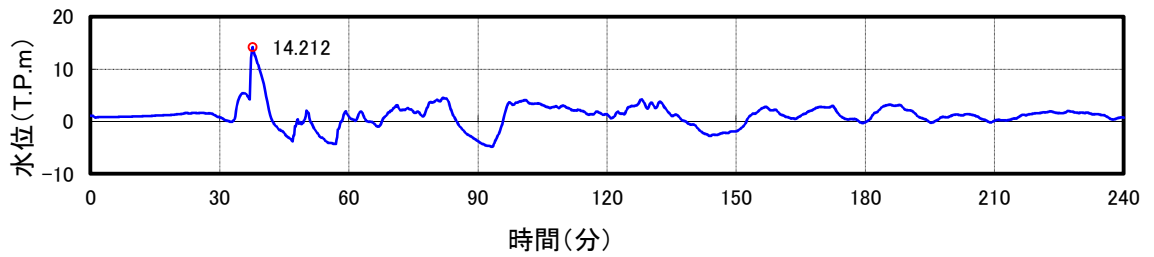


図 4.1-12 (3) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点 (F4) の波高時刻歴

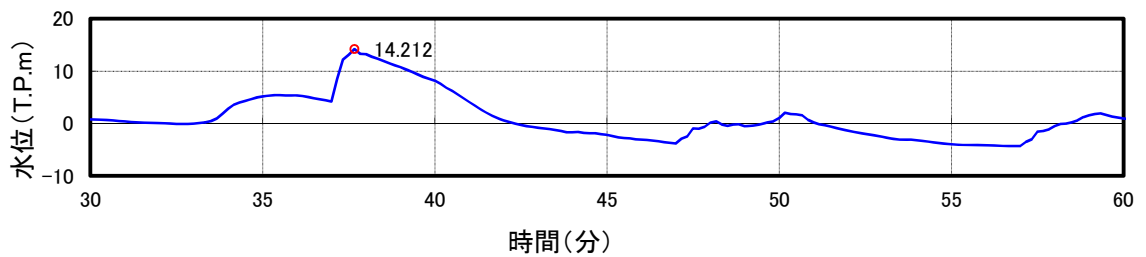


図 4.1-12 (4) 貯留堰の法線方向最大流速発生地点 (F4) の波高時刻歴 (拡大図)

4.1.3 漂流物荷重算定に用いる流速について

文献^{※1}によれば、津波による漂流物の漂流流速は、津波の表面流速（津波流速）よりも小さいとされている（図 4.1-13）。文献^{※2, 3}によれば、漂流物の衝突直前の漂流流速 v (m/s) と水の表面流速 U (m/s) の比率 α について、漂流流速 v は表面流速（津波流速） U に対して 0~60 % に低下するとされている。文献^{※3}で述べられている比重 0.6 の漂流物の場合の表面流速に対する漂流流速 v の比率 α の確率分布を図 4.1-14 に示す。図 4.1-14 の通り、 $\alpha = v/U = 0.1$ （10 % 程度）以下において相対頻度が最も高いことを示している。

以上の知見はあるが、津波防護施設の設計のための漂流物荷重算定に用いる漂流流速 v は $\alpha = v/U = 1.0$ （100 %）となるように設定する。

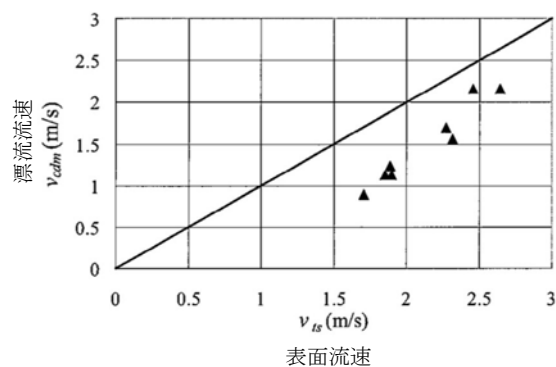
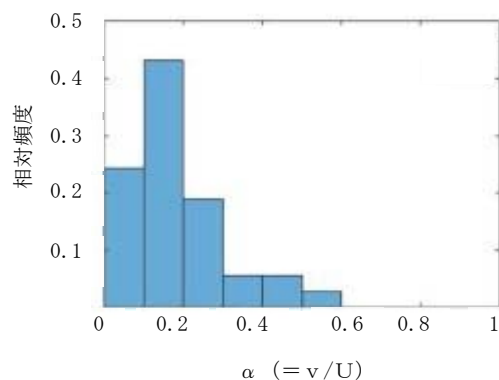


図 4.1-13 表面流速と漂流流速の関係



甲斐田ほか (2016) より
(比重 0.6)

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

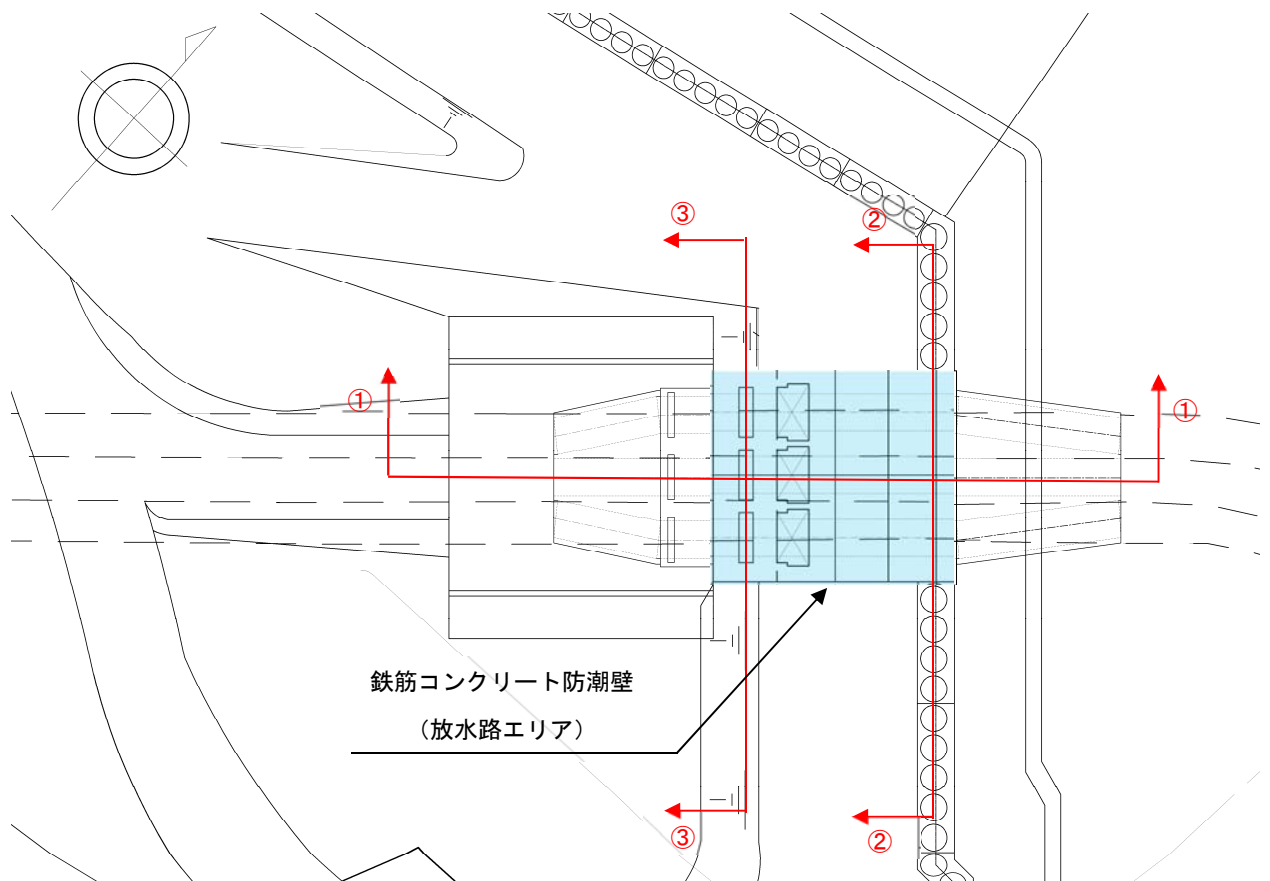
- ※1：遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験，海岸工学論文集，第 54 巻（2007）（有川ら）
- ※2：原子力発電所における津波漂流物の影響評価技術－現状調査とその適用に関する考察－研究報告：o16010，電力中央研究所報告（2017）
- ※3：陸上遡上津波中の漂流物挙動に関する研究，土木学会論文集 B2（海岸工学）（2016）（甲斐田ら）

5.11.4 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））

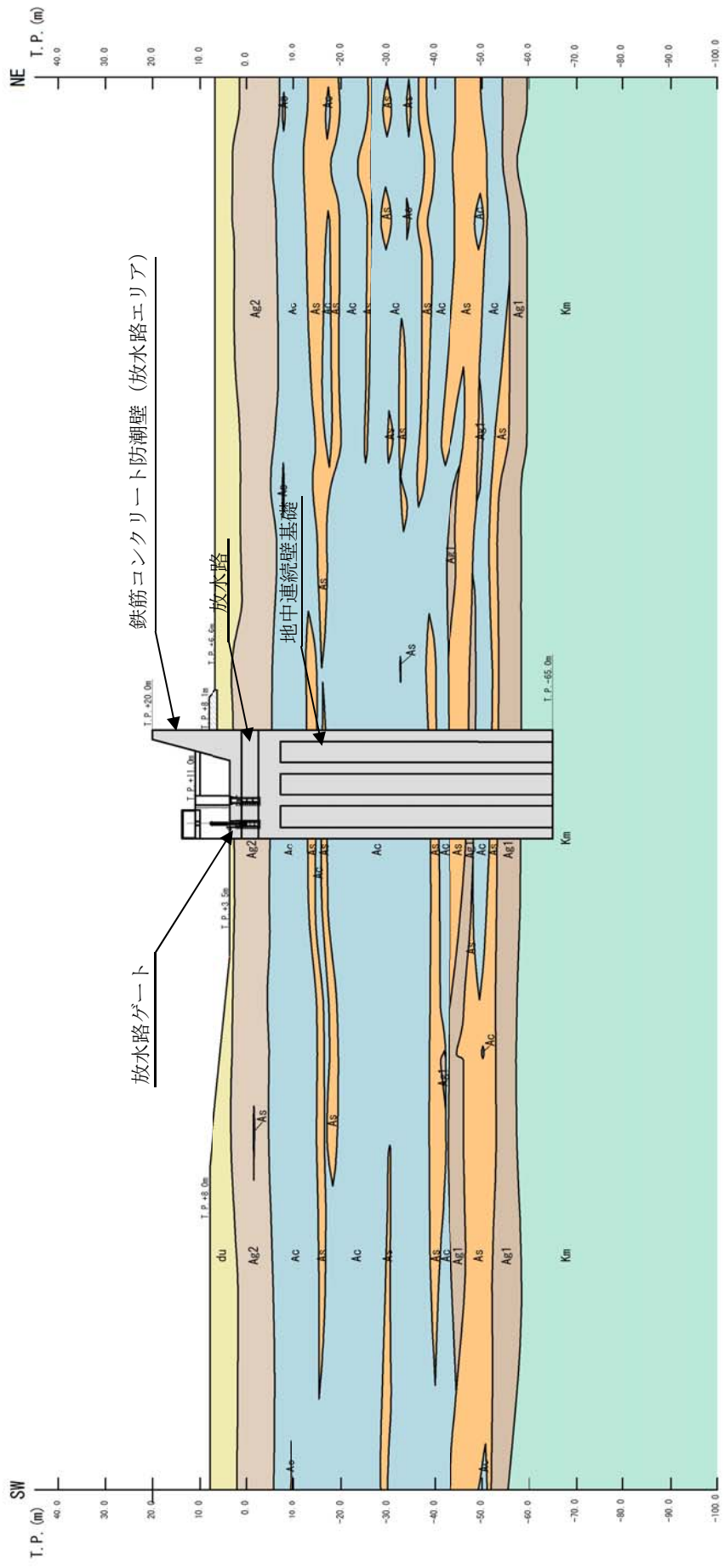
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図を第 5.11.4-1 図に、断面図を第 5.11.4-2 図～第 5.11.4-4 図に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は上部厚さ 2 m，下部厚さ 6.5 m，構造物全体の平面寸法は防潮壁横断方向約 23 m，防潮壁縦断方向約 20 m であり，地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。地中連続壁基礎は，壁厚 2.4 m の鉄筋コンクリートで隔壁及び側壁を構築し，T.P. 約 -60 m 以深に分布する岩盤に壁厚以上根入れする。

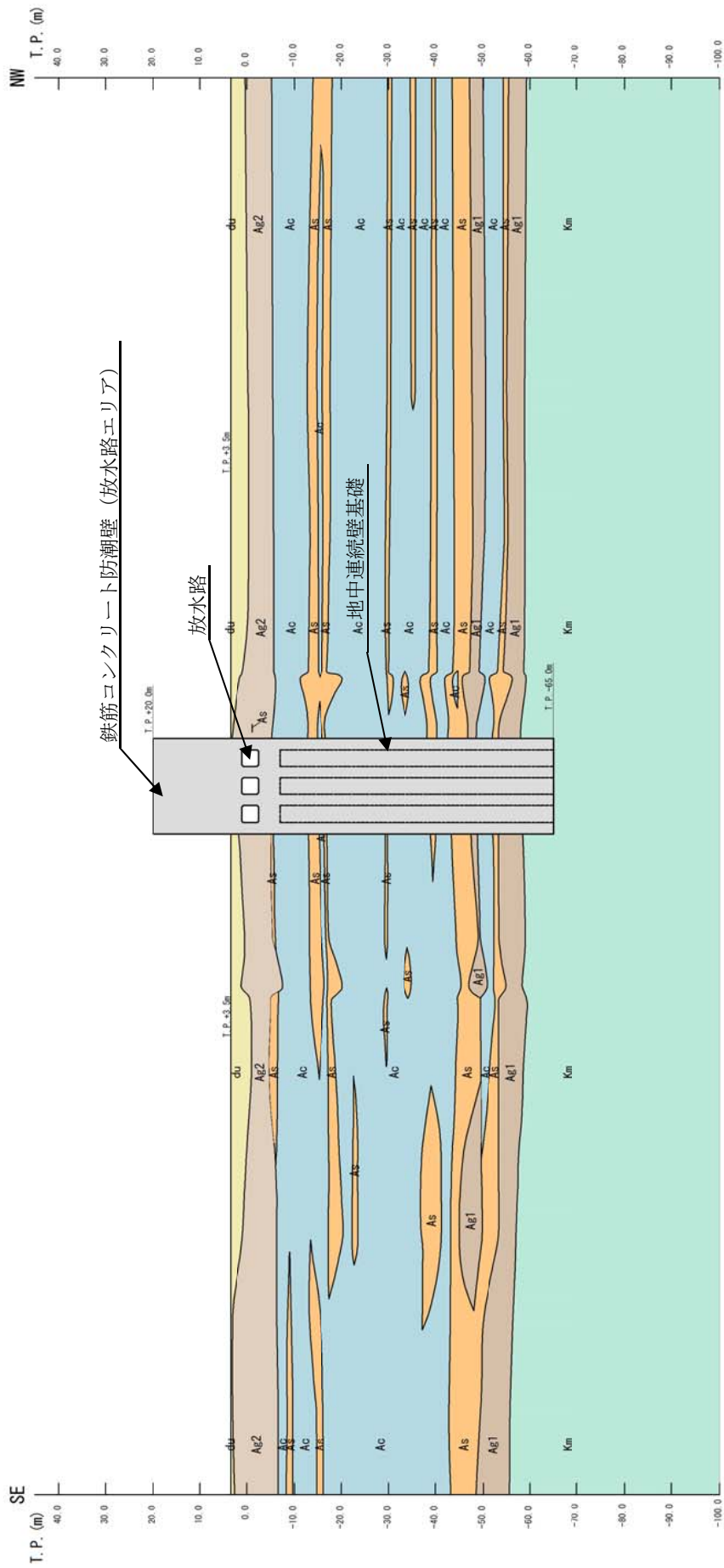
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，防潮壁，放水路，放水路ゲート及び地中連続壁基礎で構成され，防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎は鉄筋コンクリートで一体化した構造とする。



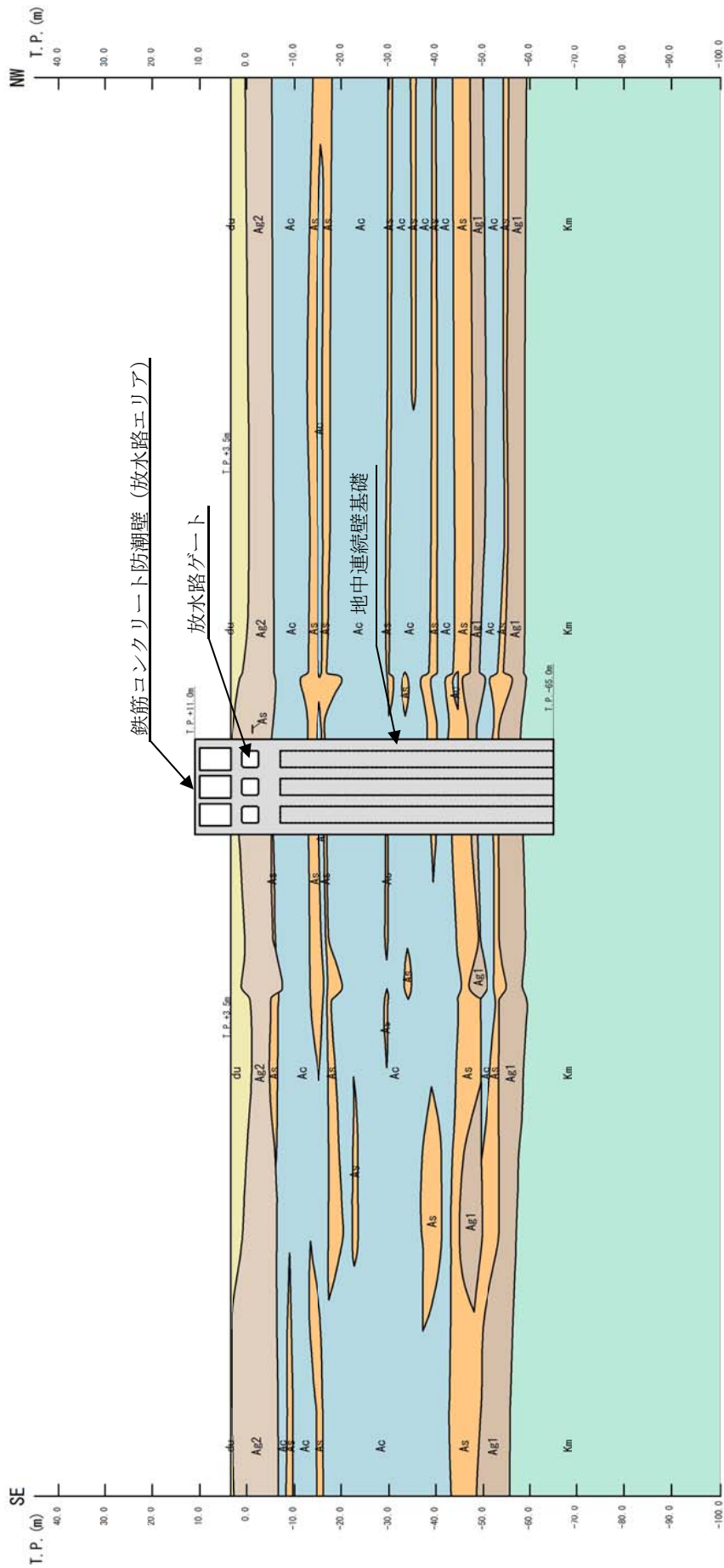
第 5.11.4-1 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図



第 5.11.4-2 図 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の断面図 (防潮壁横断方向：①-①断面)



第 5.11.4-3 図 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の断面図 (防潮壁縦断方向：②-②断面, 防潮壁部)



第 5.11.4-4 図 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の断面図 (防潮壁縦断方向：③-③断面, ゲート部)

(1) 評価候補断面の特徴

評価候補断面の特徴を第 5.11.4-1 表に示す。

第 5.11.4-1 表 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における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
①-①	・防潮壁横断方向断面である。	岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。	・放水路ゲート
②-②	・防潮壁縦断方向断面である。 ・防潮壁が位置する。	岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。	—
③-③	・防潮壁縦断方向断面である。 ・放水路ゲートが位置する。	岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。	・放水路ゲート

①-①断面は、防潮壁横断方向断面である。防潮壁の弱軸断面方向であるものの、放水路の強軸断面方向であり、地中連続壁基礎については強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でない。

②-②断面は、防潮壁位置における防潮壁縦断方向断面である。防潮壁の強軸断面方向であるものの、放水路の弱軸断面方向であり、地中連続壁基礎については強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でない。

③-③断面は、放水路ゲート位置における防潮壁縦断方向断面である。放水路の弱軸断面方向であるものの、地中連続壁基礎については強軸断面方向と弱軸断面方向が明確でない。

(2) 評価対象断面の選定

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の解析モデルは、上部工である防潮壁及び放水路は加振方向に対し、面外荷重を受ける部材を軸線位置で線形はり要素としてモデル化し、面内荷重を受ける部材を線形平面要素としてモデル化する。また、地中連続壁基礎は、水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし、水平断面中心位置で線形はり要素としてモデル化する。これらの要素を組合せた解析モデルは、部位によって強軸断面方向と弱軸断面方向が異なるかあるいは明確でないため、防潮壁横断方向及び防潮壁縦断方向の両方向断面を評価対象断面とする。

防潮壁横断方向については、断面位置によって形状や質量が大きく変化しないため、代表断面として①-①断面を設定する。一方、防潮壁縦断方向については防潮壁位置の断面と放水路ゲート位置の断面で上部工の形状が異なるため、防潮壁位置の断面（②-②断面）、及び放水路ゲート位置の断面（③-③断面）の2断面を評価対象断面として選定する。

なお、各断面の解析モデルは、単位奥行き幅に換算した物性を用いる。

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を第 5.11.4-2 表に示す。

第 5.11.4-2 表 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における評価対象断面の選定結果

断面	構造的特徴	周辺地質	間接支持する設備	評価対象断面	選定結果
①-①	<ul style="list-style-type: none"> 防潮壁横断方向断面である。 	<p>岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。</p>	<ul style="list-style-type: none"> 放水路ゲート 	○	<p>防潮壁横断方向の代表断面として選定する。</p>
②-②	<ul style="list-style-type: none"> 防潮壁縦断方向断面である。 防潮壁が位置する。 	<p>岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。</p>	—	○	<p>防潮壁縦断方向断面のうち、防潮壁位置の断面として選定する。</p>
③-③	<ul style="list-style-type: none"> 防潮壁縦断方向断面である。 放水路ゲートが位置する。 	<p>岩盤は T.P. 約-60 m 以深に分布し、岩盤上面は概ね水平である。</p>	<ul style="list-style-type: none"> 放水路ゲート 	○	<p>防潮壁縦断方向断面のうち、放水路ゲート位置の断面として選定する。</p>

5.11.5 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図を図 5.11.5-1 に、正面図及び断面図を図 5.11.5-2 及び図 5.11.5-3 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、延長約 1.5 km、直径 2.0 m 及び 2.5 m の複数の鋼管杭を鉄筋コンクリートで巻き立てた鉄筋コンクリート造の防潮壁を 1 つのブロックとした構造物であり、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、岩盤は南側から北側に傾斜しており、北東部で深くなっている。鋼管杭径は津波波力に応じて、海に面する東側で直径 2.5 m とし、それ以外の北側と南側で直径 2.0 m とする。

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。

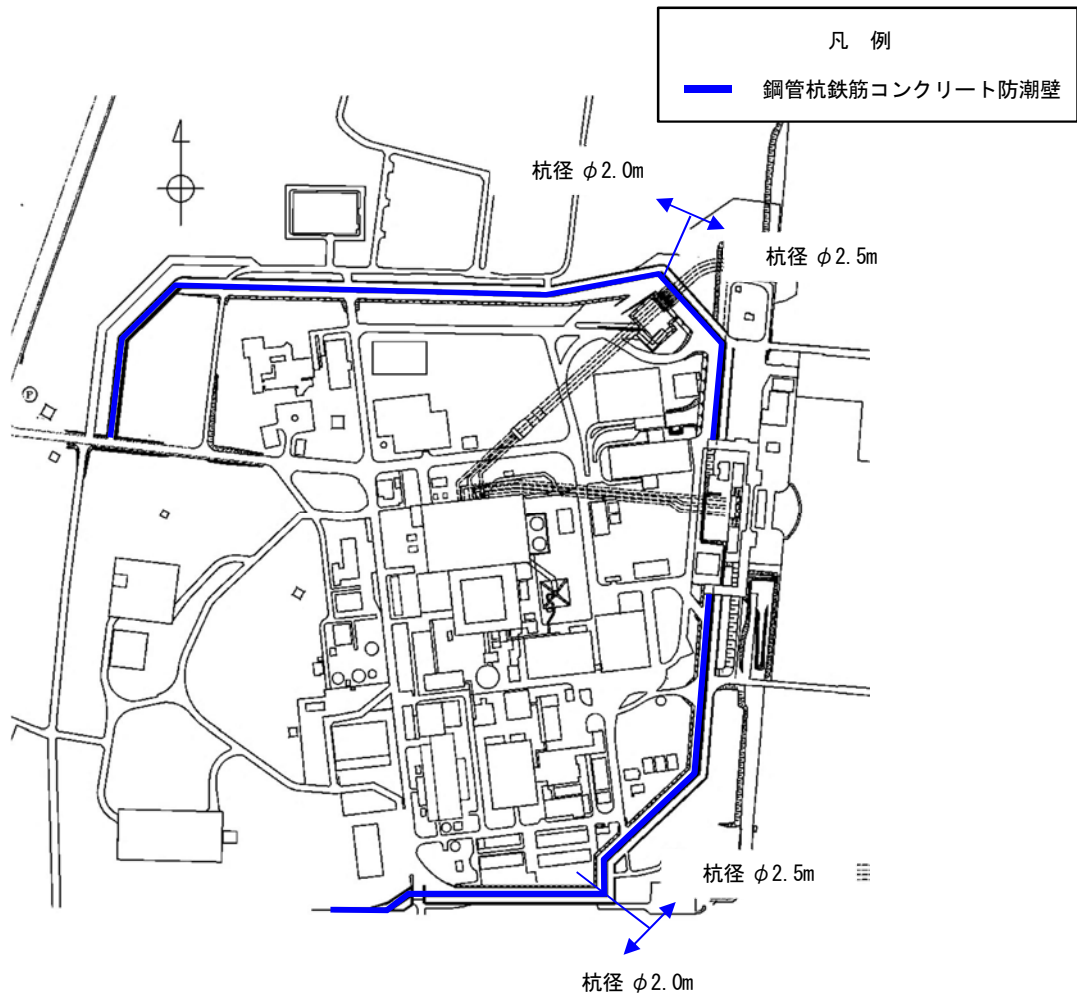


図 5.11.5-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図

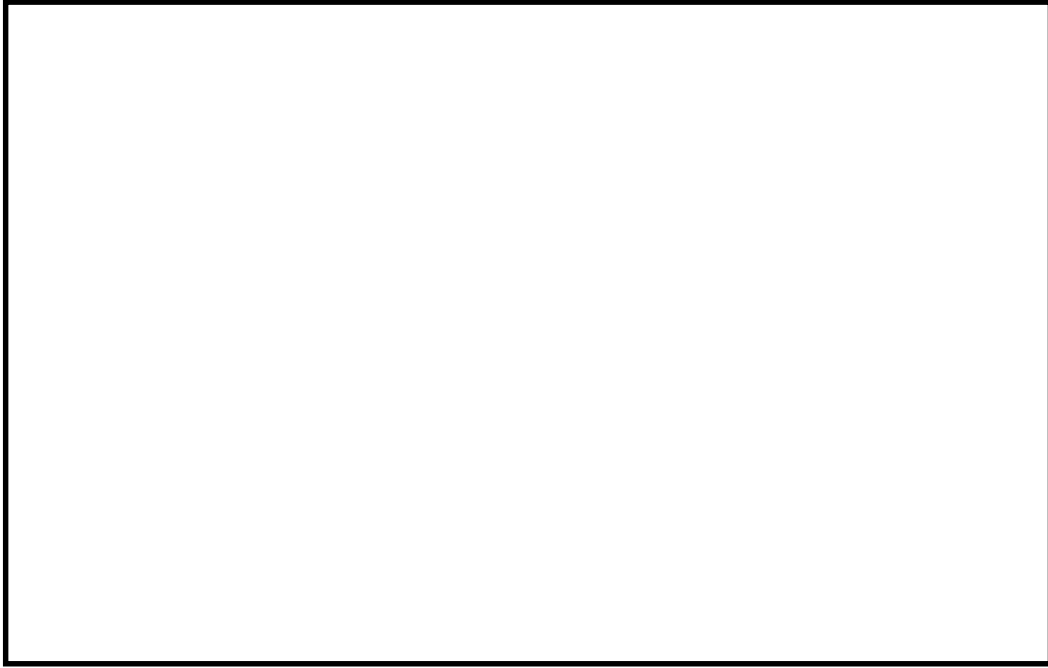


図 5.11.5-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 正面図及び断面図
(鋼管杭 ϕ 2500 標準断面)

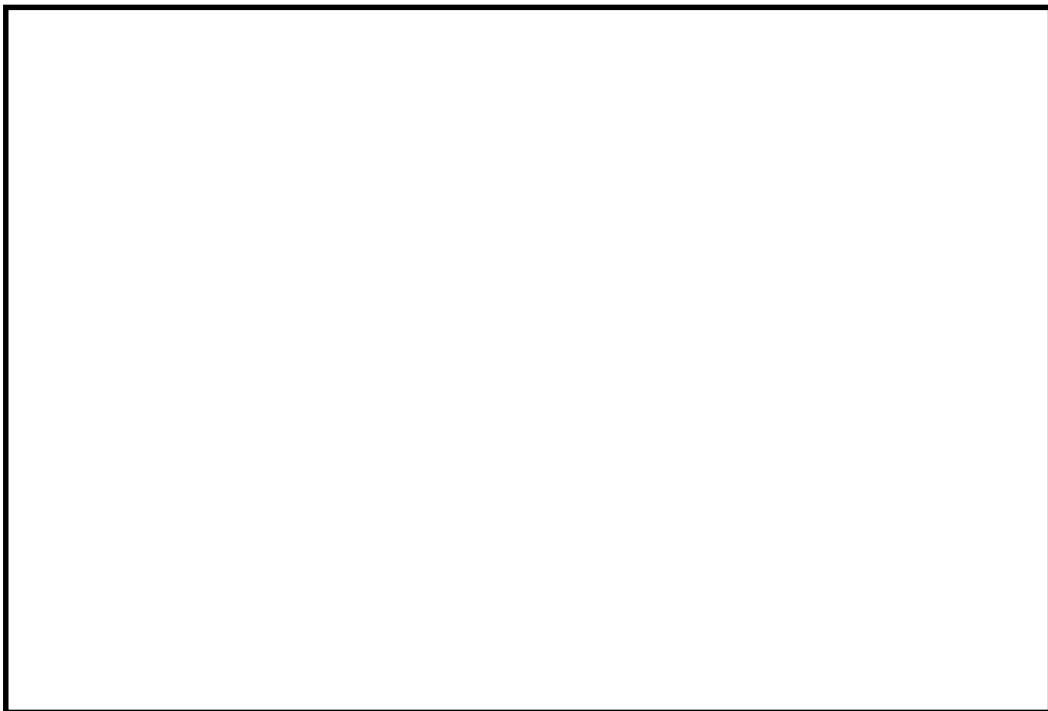


図 5.11.5-3 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 正面図及び断面図
(鋼管杭 ϕ 2000 標準断面)

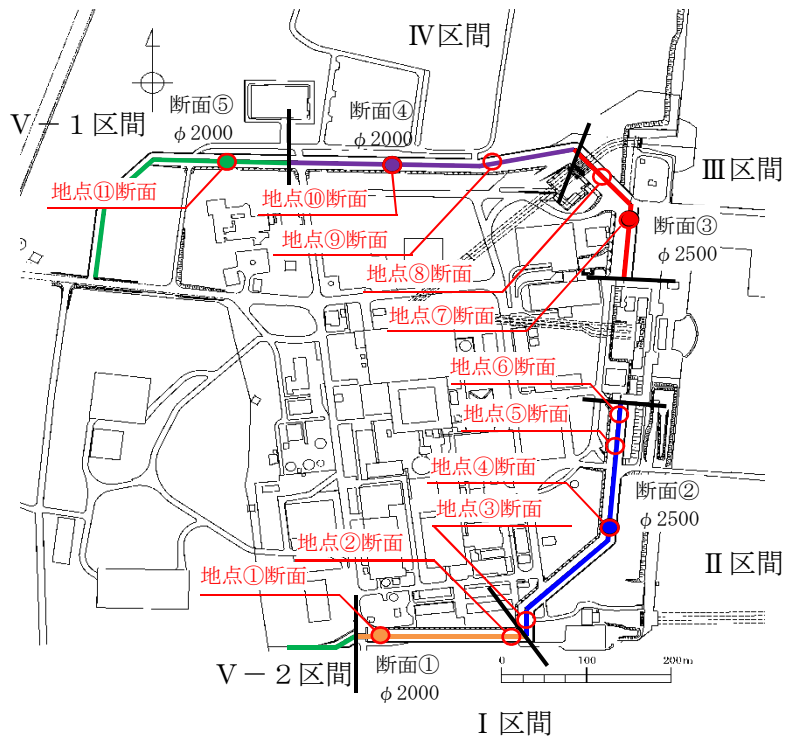
(1) 区間の特徴

防潮堤設置区間は、第四紀層の厚さと津波高さに応じて、大きく 5 区間に分類することができる。第四紀層が比較的薄く、津波高さの低いⅠ区間、第四紀層が比較的薄く、津波高さが高いⅡ区間、第四紀層が厚く、津波高さの高いⅢ区間、第四紀層が厚く、津波高さが比較的低いⅣ区間及び岩盤上面が傾斜するⅤ区間に分類できる。鋼管杭径は津波高さに応じて、津波高さが低いところはφ2000、津波高さが高いところはφ2500とした。

区間の特徴を表 5.11.5-1 に、評価候補断面の平面配置図を図 5.11.5-4 に、評価候補断面の地質縦断図を図 5.11.5-5 に示す。各区間での地盤条件や津波の影響を考慮し、図 5.11.5-4 や図 5.11.5-5 のように評価候補断面を選定し、評価対象断面の検討を実施する。

表 5.11.5-1 区間の特徴

区間	鋼管杭径 (mm)	津波高さ	周辺地質
Ⅰ区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。
Ⅱ区間	φ 2500	比較的津波高さが高い。	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。
Ⅲ区間	φ 2500	比較的津波高さが高い。	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。
Ⅳ区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。
Ⅴ区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	岩盤上面が傾斜しており、40 m程度の標高差が存在する。



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	φ 2000	一定の厚さで薄い(高い)。
—	II 区間	φ 2500	一定の厚さで薄い(高い)。
—	III 区間	φ 2500	一定の厚さで厚い(低い)。
—	IV 区間	φ 2000	一定の厚さで厚い(低い)。
—	V 区間	φ 2000	一定ではない(傾斜)。

図 5.11.5-4 評価候補断面の平面配置図

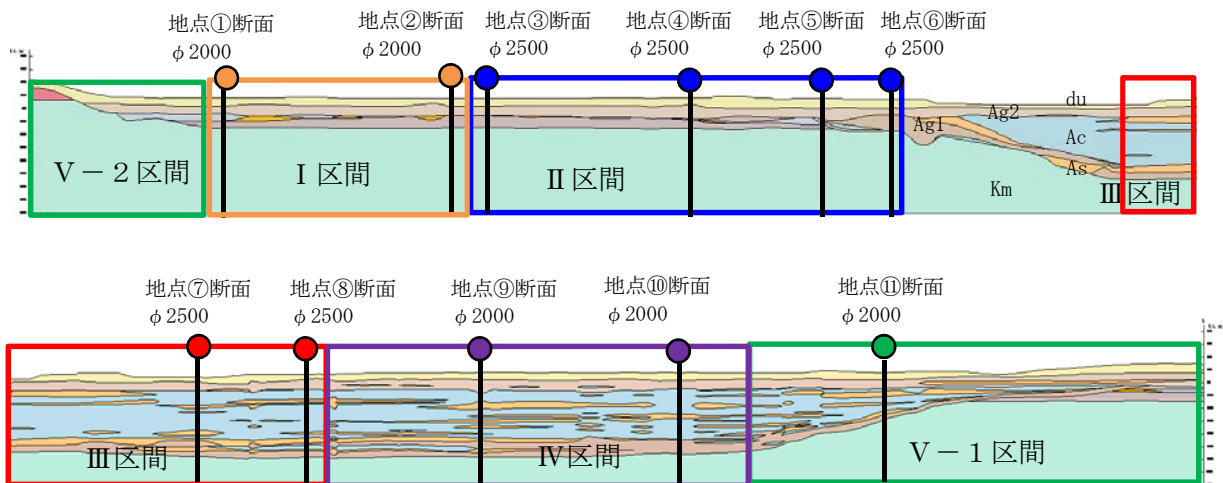


図 5.11.5-5 評価候補断面の地質縦断図

(2) 評価対象断面の選定

評価対象断面の選定は、下部構造と上部構造、それぞれに対して実施した。

a. 下部構造に対する断面選定

下部構造に対しては、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作用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。

(a) I 区間

I 区間は敷地南側に位置し、基準津波高さが T.P. +16.8 m と想定されている箇所である。この区間は、第四紀層が薄く、岩盤上面標高が比較的高く、T.P. -15.0 m 付近に分布する。第四紀層は概ね水平成層をなしているが、洪積粘性土である D2c-3 層が Ag2 層と D2g-3 層間に分布する。評価候補断面としては、D2c-3 層が最も厚くなる地点①断面と D2c-3 層が存在しない地点②断面を対象とし、1次元地震応答解析を実施した。

I 区間の評価対象断面選定結果を表 5.11.5-2 に、I 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.11.5-6、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.11.5-7、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.11.5-8 に示す。図 5.11.5-8 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、津波による防潮壁全面地盤の洗掘やボイリングを防止するため、du 層はセメント改良を行う設計としている。耐震評価における鋼管杭への影響を考えると、du 層は地盤改良対象層となり、原地盤よりも変位が抑えられることから、Ag2 層上部の変位に着目した。

I 区間においては、地点①断面の Ag2 層上部の変位が地点②断面よりも大きい、最大せん断ひずみは地点②断面の方が地点①断面よりも大きくなった。そこで、地点①断面の地表面最大変位発生時刻及び地点②断面の最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を用いて、鋼管杭に作用する曲げモーメントを、「水道施設耐震工法指針・解説（社）日本水道協会、1979 年版）に記載されている以下の構造力学計算により算出した。表 5.11.5-2 に最大曲げモーメントを示す。

$$M_i = \left(\sum_{j=1}^i R_{j-1} \right) \cdot (Y_{i-1} - Y_i) + M_{i-1}$$

ただし、 $Y_0 = M_0 = 0$

$$R_i = K_{Hi} \cdot (D_i - H)$$

$$H = \left(\sum_{i=1}^n K_{Hi} \cdot D_i \right) / \left(\sum_{i=1}^n K_{Hi} \right)$$

ここで、 M_i : 節点 i の曲げモーメント

R_i : 節点 i の反力

Y_i : 節点 i の座標（地表面を 0 とした深さ）

K_{Hi} : 節点 i の地盤の水平バネ

D_i : 節点 i の変位 (1 次元地震応答解析による相対変位)

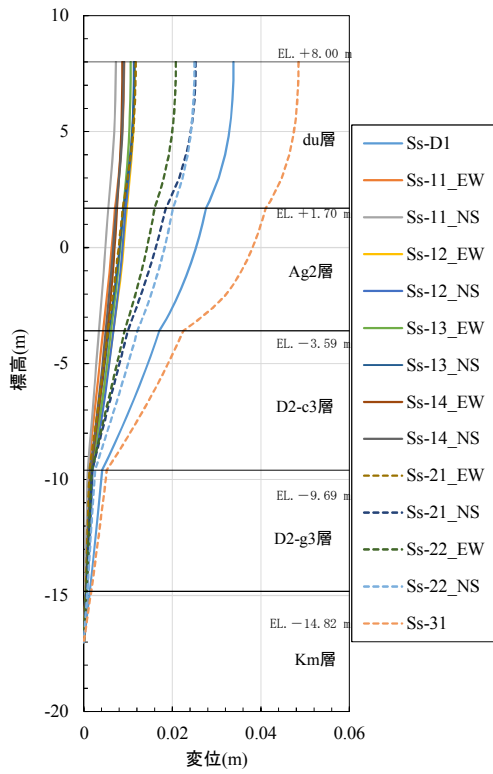
H : 杭先端の水平変位

I 区間においては、表 5.11.5-2 に示すように、地点①断面の A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが地点②断面よりも大きいことから、地点①断面を評価対象断面に選定する。

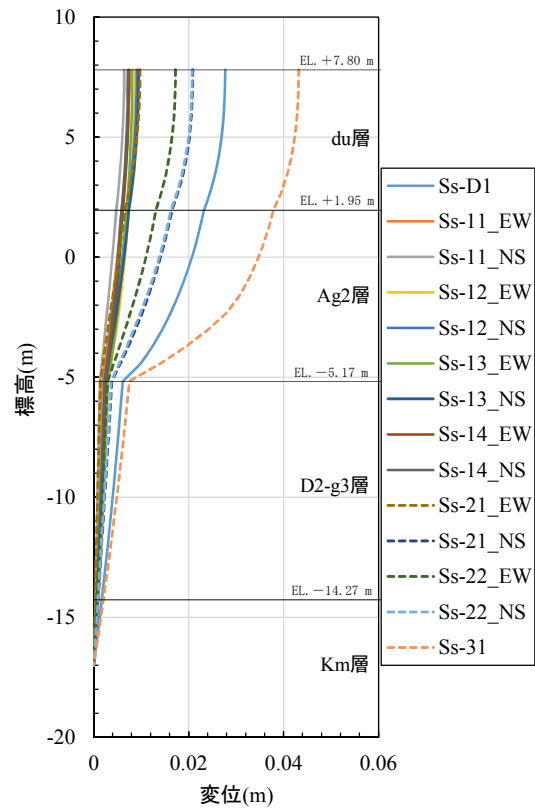
表 5.11.5-2 I 区間の評価対象断面選定結果

	A g 2 層上部の変位 (m)	最大せん断ひずみ (%)	最大曲げモーメント (kN・m)	評価断面	選定結果
地点①断面	0.041 (S_s-31)	0.72 (S_s-31)	地表面最大変位 発生時刻 9.80×10^5	○	A g 2 層上部の変位及び最大曲げモーメントが大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面①]
地点②断面	0.037 (S_s-31)	0.89 (S_s-31)	最大せん断ひずみ 発生時刻 8.94×10^5	—	地点①断面に比べて、A g 2 層上部の変位及び最大曲げモーメントが小さいため、評価対象断面に選定しない。

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

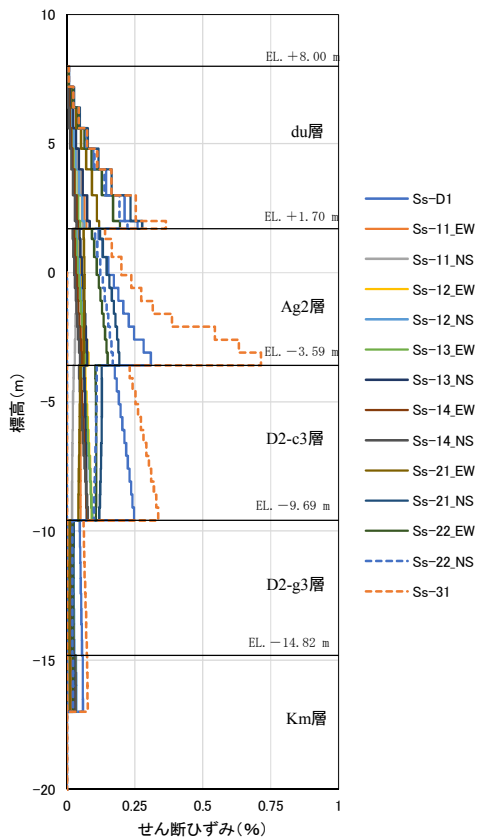


地点①断面

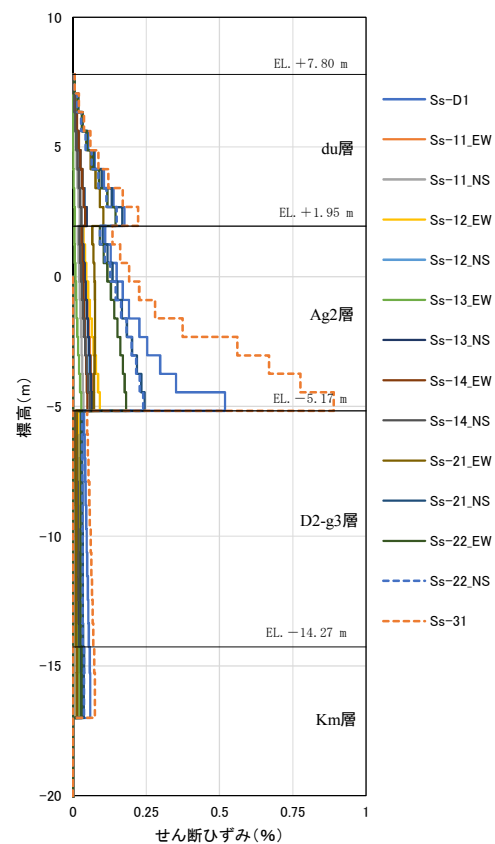


地点②断面

図 5.11.5-6 I 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

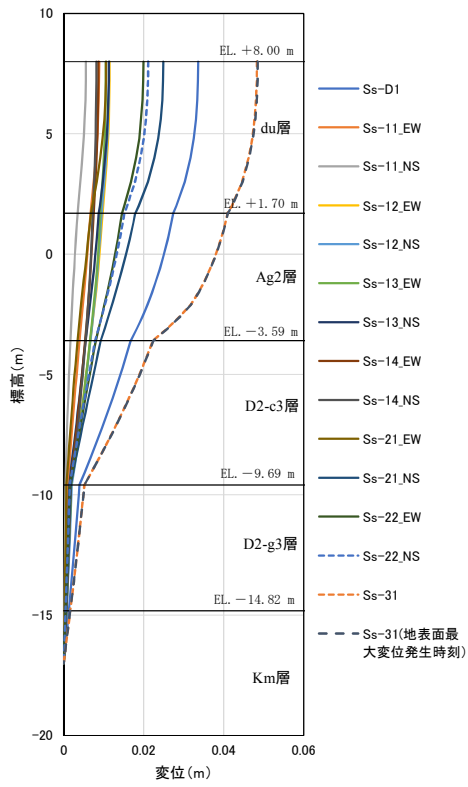


地点①断面

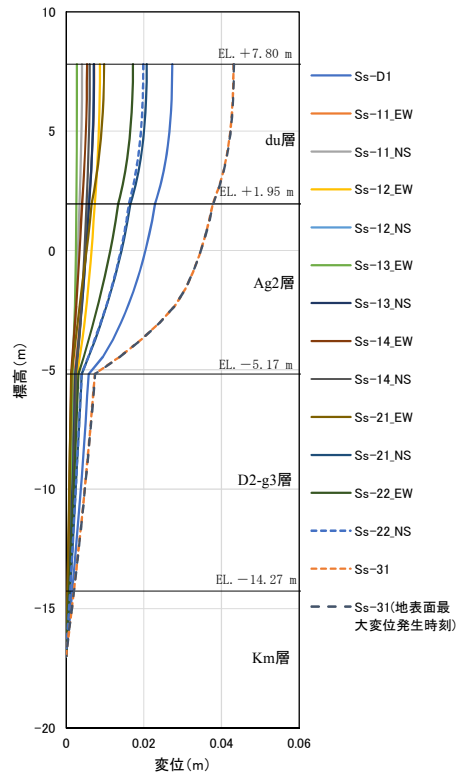


地点②断面

図 5.11.5-7 I 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の最大せん断ひずみ分布



地点①断面



地点②断面

図 5. 11. 5-8 I 区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

(b) II 区間

II 区間は汀線沿いの敷地南側に位置し、基準津波高さが T.P. +17.9 m と想定されている箇所である。この区間は I 区間と同様に第四紀層が薄く、岩盤上面標高が比較的高いが、ポンプ室南側では北側に向けて岩盤が傾斜している。評価候補断面としては、D2c-3 層が分布しない地点③断面、D2c-3 層が僅かに分布する地点④断面、D2c-3 層が区間内で最も厚く堆積する地点⑤断面、Ag1 層が最も厚く堆積する地点⑥断面を対象として、1次元地震応答解析を実施した。

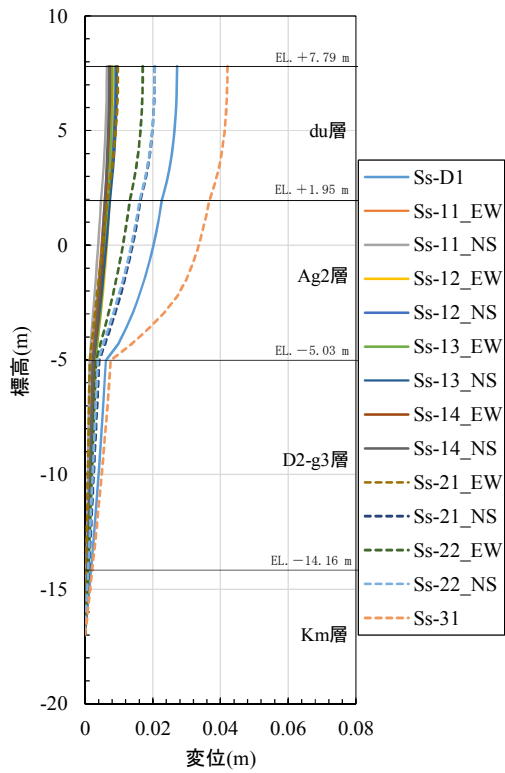
II 区間の評価対象断面選定結果を表 5.11.5-3 に、II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.11.5-9、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.11.5-10、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.11.5-11 に示す。図 5.11.5-11 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

II 区間においては、Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが最も大きい地点④断面を評価対象断面に選定する。

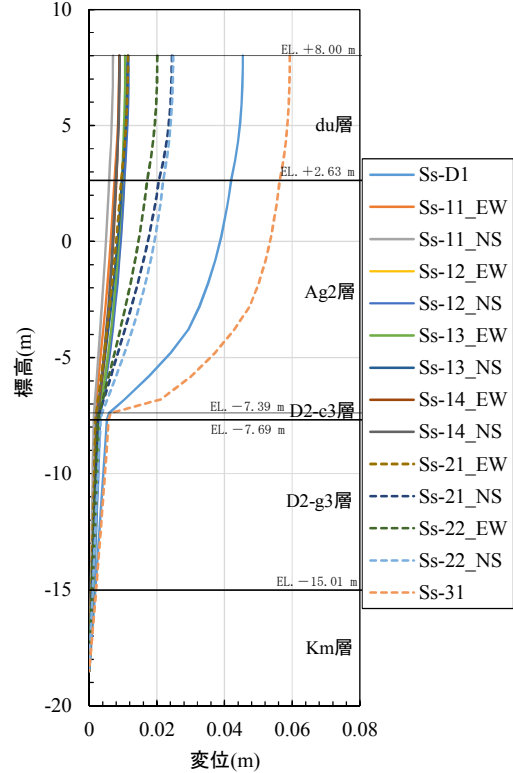
表 5.11.5-3 II 区間の評価対象断面選定結果

	Ag2 層上部の変位 (m)	最大せん断ひずみ (%)	評価断面	選定結果
地点③断面	0.036 (S _s -31)	0.86 (S _s -31)	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点④断面	0.056 (S _s -31)	2.53 (S _s -31)	○	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面②]
地点⑤断面	0.050 (S _s -31)	0.87 (S _s -31)	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点⑥断面	0.037 (S _s -31)	0.70 (S _s -31)	—	Ag2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが地点④断面に比べて小さいため、評価対象断面としない。

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

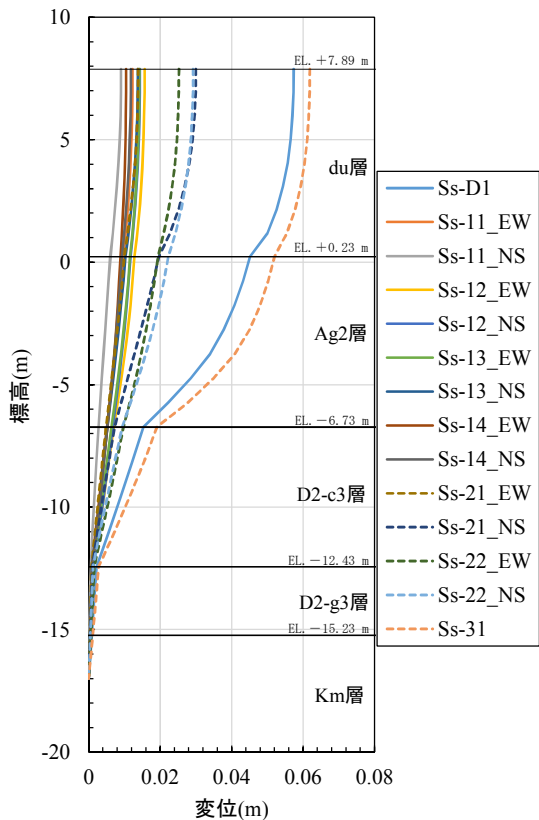


地点③断面

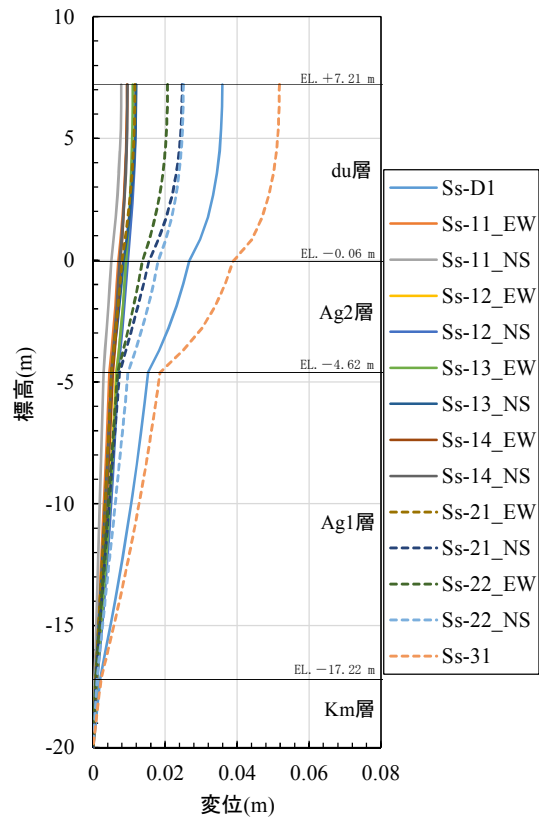


地点④断面

図 5.11.5-9 (1) II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

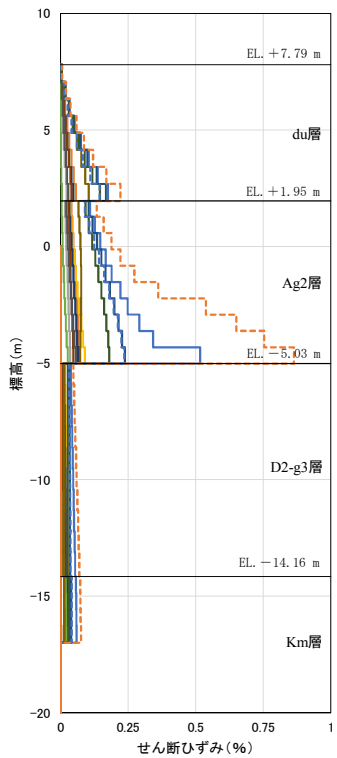


地点⑤断面

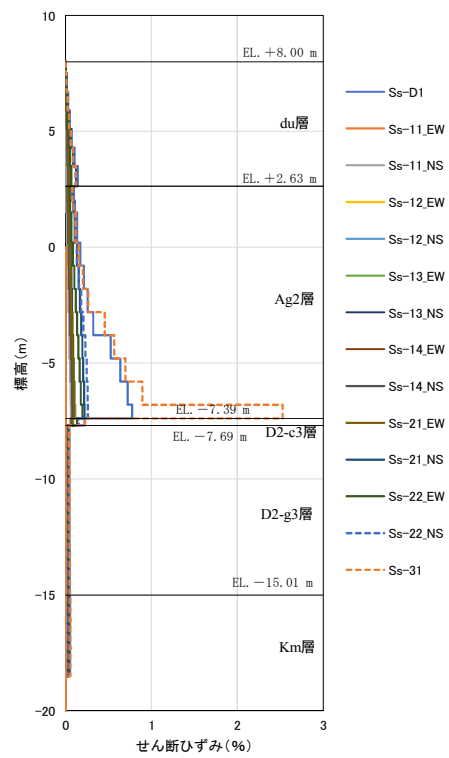


地点⑥断面

図 5.11.5-9 (2) II 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

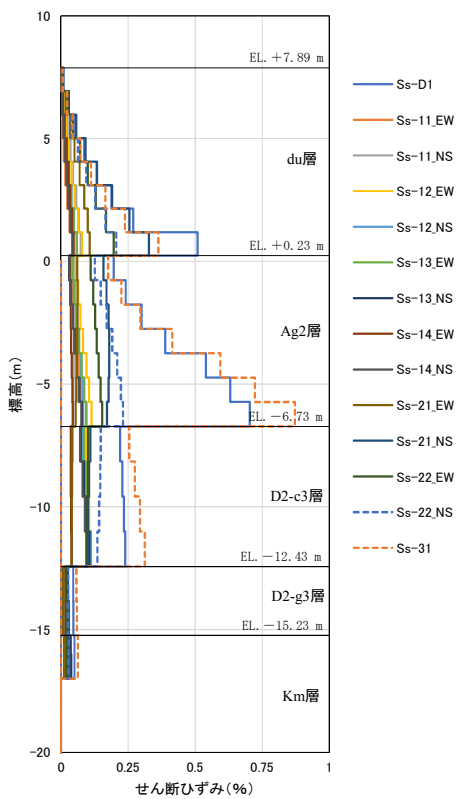


地点③断面

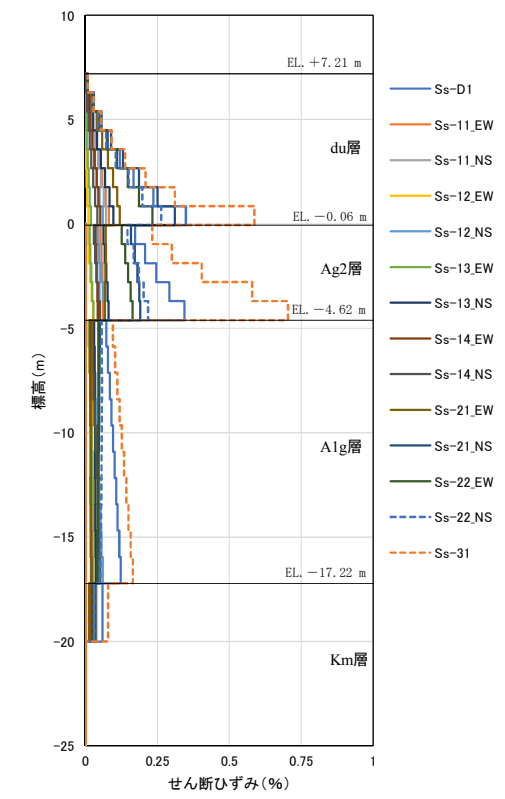


地点④断面

図 5. 11. 5-10 (1) II 区間の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

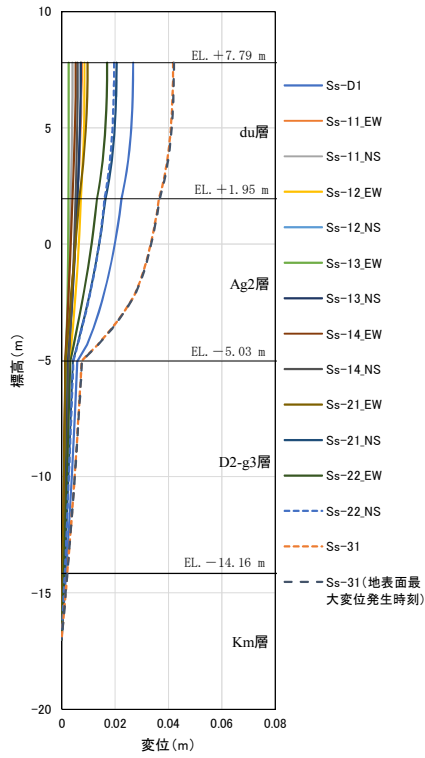


地点⑤断面

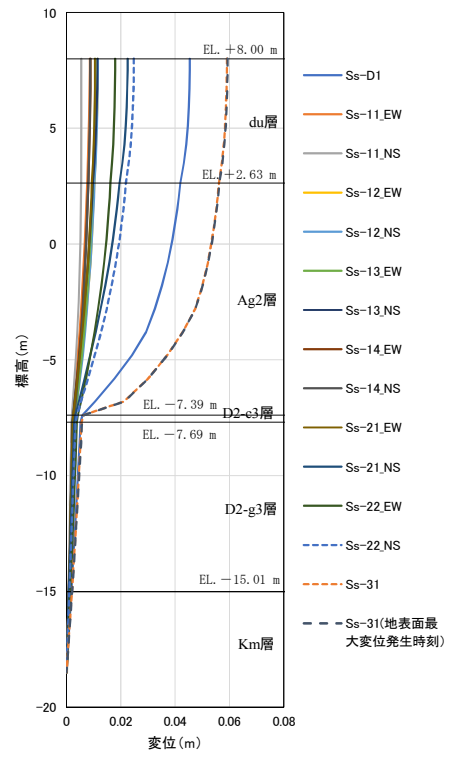


地点⑥断面

図 5. 11. 5-10 (2) II 区間の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

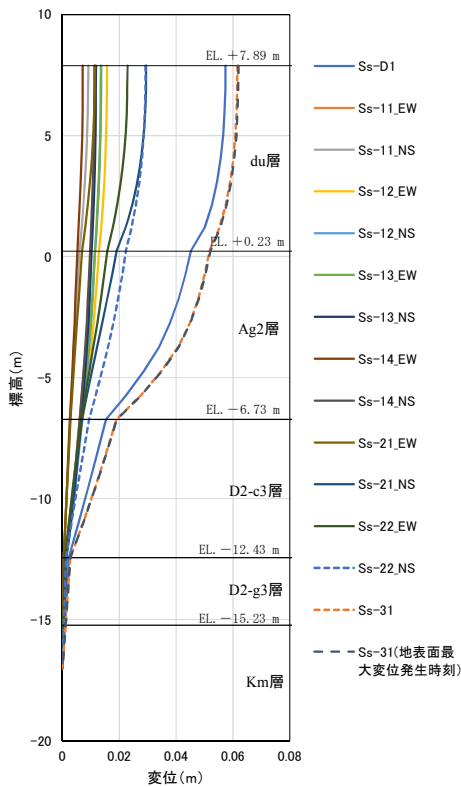


地点③断面

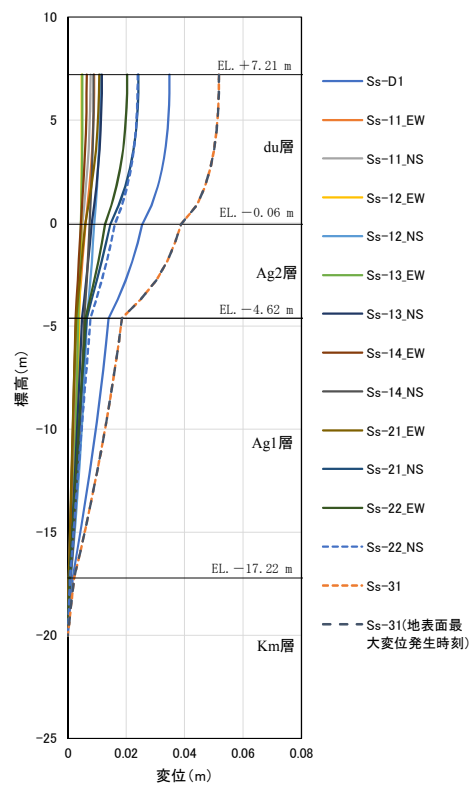


地点④断面

図 5.11.5-11 (1) II区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布



地点⑤断面



地点⑥断面

図 5.11.5-11 (2) II区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

(c) III区間

III区間は、汀線沿いの敷地北側に位置し、基準津波高さがT.P. +17.9 mと想定される箇所である。この区間は、第四紀層が厚く堆積する箇所であり、岩盤がT.P. -50.0 mからT.P. -60.0 m以深に分布する箇所である。評価候補断面としては、液状化検討対象層となるAs層及びAg1層が厚く堆積する地点⑦断面、過圧密粘土層であるAc層が最も厚く堆積する地点⑧断面を対象として、1次元地震応答解析を実施した。

III区間の評価対象断面選定結果を表5.11.5-4に、III区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図5.11.5-12、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.11.5-13、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図5.11.5-14に示す。図5.11.5-14には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

II区間およびIII区間はいずれも基準津波高さがT.P. +17.9 mの区間であるが、II区間の地盤高さがT.P. +8.0 mに対して、III区間はT.P. +4.0~6.7 mであり、最も津波高さが大きい区間である。

表5.11.5-5に、構造成立性検討で実施した地点⑦断面の曲げ照査結果の安全率を示す。表5.11.5-5に示すように、地震時よりもT.P. +24.0 m津波時のほうが鋼管杭の曲げ照査における安全率が小さくなる。津波波圧は、地点⑧断面と地点⑦断面の地盤高さの違いにより、津波波圧が地点⑧断面よりも地点⑦断面のほうが大きくなる。よって、III区間においては、地点⑦断面を評価対象断面とする。地点⑦断面は、液状化検討対象層となるAs層及びAg1層が厚く堆積する断面でもある。

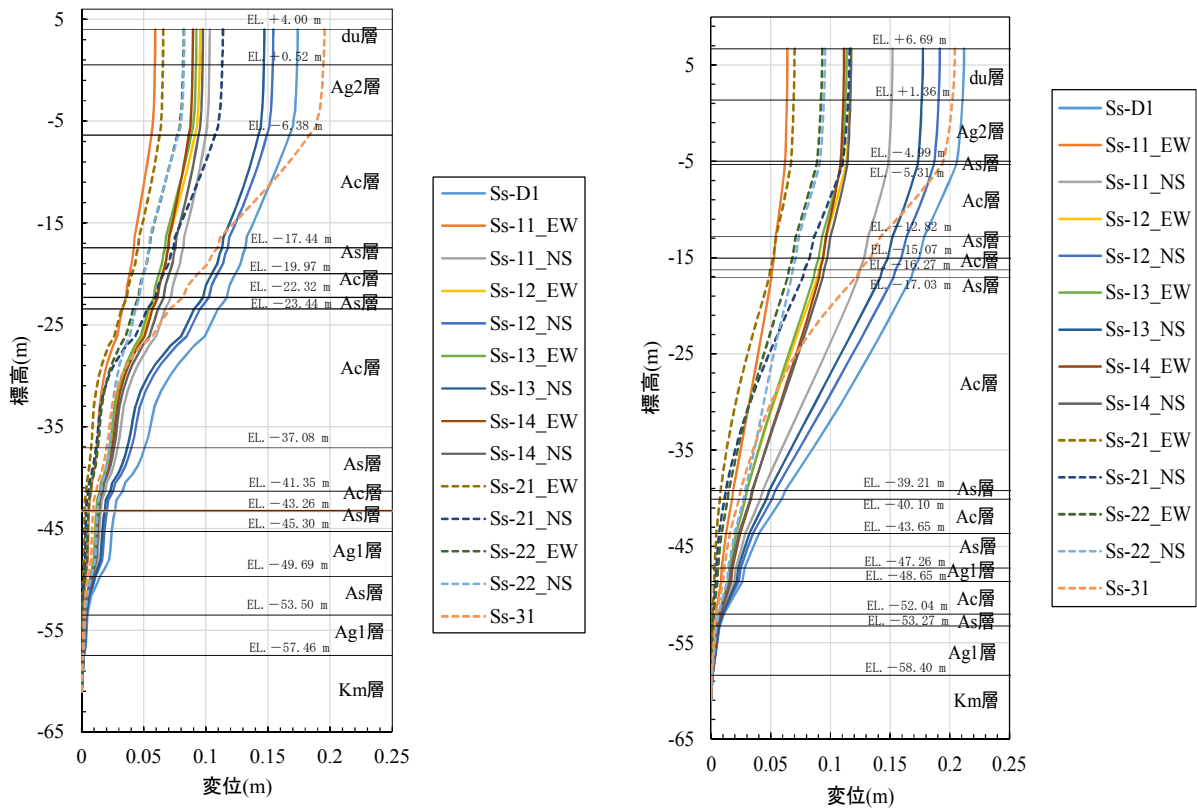
表5.11.5-4 III区間の評価対象断面選定結果

	A g 2 層上部 の変位 (m)	最大せん断 ひずみ (%)	地盤高さ (津波波圧)	評価 断面	選定結果
地点⑦断面	0.194 (S _s -31)	0.78 (S _s -31)	T.P. +4.0 m (303.03 kN/m ²)	○	地震の影響よりも津波の影響が大きく、地点⑧断面よりも津波波圧が大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面③]
地点⑧断面	0.210 (S _s -D1)	0.76 (S _s -31)	T.P. +6.7 m (262.12 kN/m ²)	-	地点⑦断面と比較して、津波波圧が小さいため評価対象断面としない。

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

表 5. 11. 5-5 地点⑦断面の鋼管杭の曲げ照査結果の安全率（構造成立性検討時）

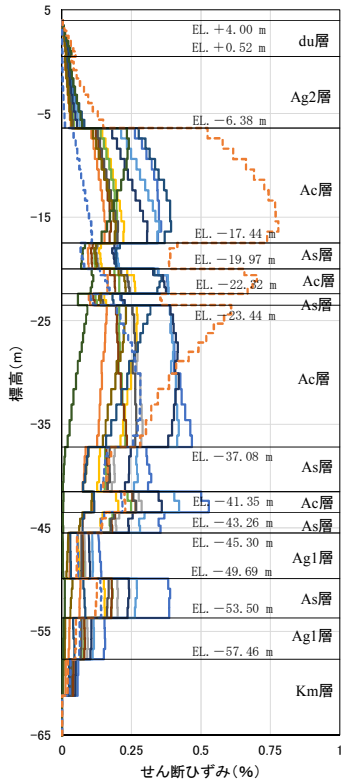
検討ケース	安全率
地震時（ $S_s - D1$ ）	1.46
基準津波時	1.95
T. P. +24 m 津波時	1.17



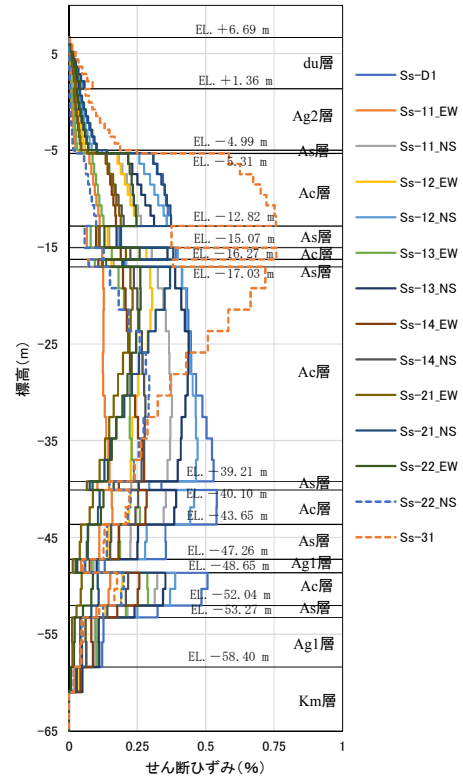
地点⑦断面

地点⑧断面

図 5. 11. 5-12 III 区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

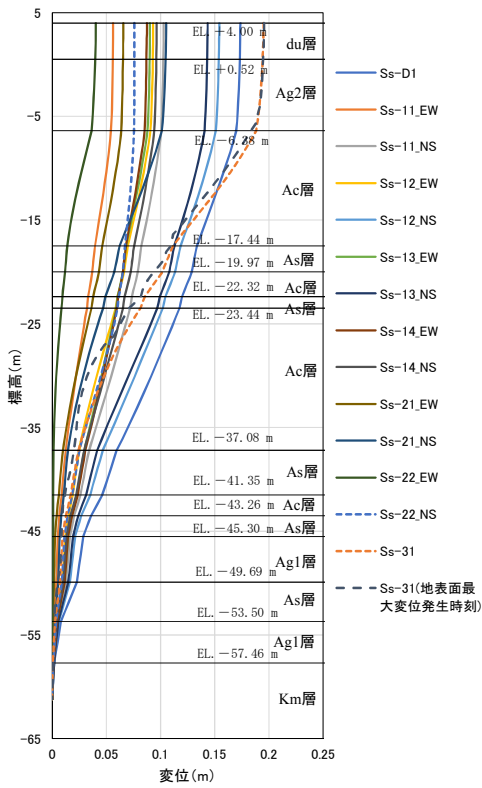


地点⑦断面

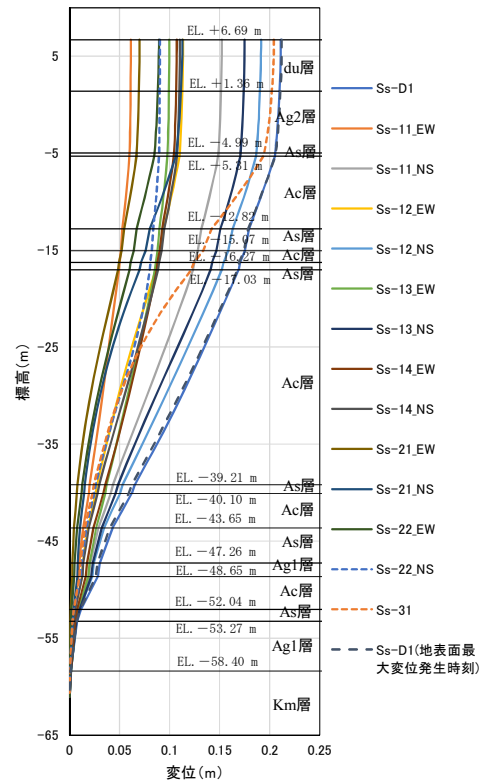


地点⑧断面

図 5.11.5-13 III区間の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



地点⑦断面



地点⑧断面

図 5.11.5-14 III区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

(d) IV区間

IV区間は、敷地北側に位置し、基準津波高さが T.P. +15.4 m と想定される箇所である。この区間は、III区間と同様に第四紀層が厚く堆積する箇所であり、岩盤も T.P. -50.0 m から T.P. -60.0 m 以深に分布する箇所である。評価候補断面としては、液状化検討対象層となる A s 層が最も厚く堆積する地点⑨断面、過圧密粘土層である A c 層が最も厚く堆積する地点⑩断面を対象として、1次元地震応答解析を実施した。

IV区間における A s 層及び A c 層の層厚分布を図 5.11.5-15 に、評価対象断面選定結果を表 5.11.5-6 に、IV区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布を図 5.11.5-16、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.11.5-17、最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布を図 5.11.5-18 に示す。図 5.11.5-18 には、地表面最大変位が発生した地震波の地表面最大変位発生時刻の変位分布を重ねている。

IV区間においては、A g 2 層上部の変位は地点⑨断面より地点⑩断面が大きい、最大せん断ひずみは地点⑨断面の方が地点⑩断面よりも大きい。そこで、I区間と同様に、地点⑨断面の最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布及び地点⑩断面の地表面最大変位発生時刻を用いて、鋼管杭に作用する曲げモーメントを算出し、最大曲げモーメントを表 5.11.5-6 に示す。表 5.11.5-6 に示すように、地点⑩断面の A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが地点⑨断面よりも大きいことから、地点⑩断面を評価対象断面に選定する。

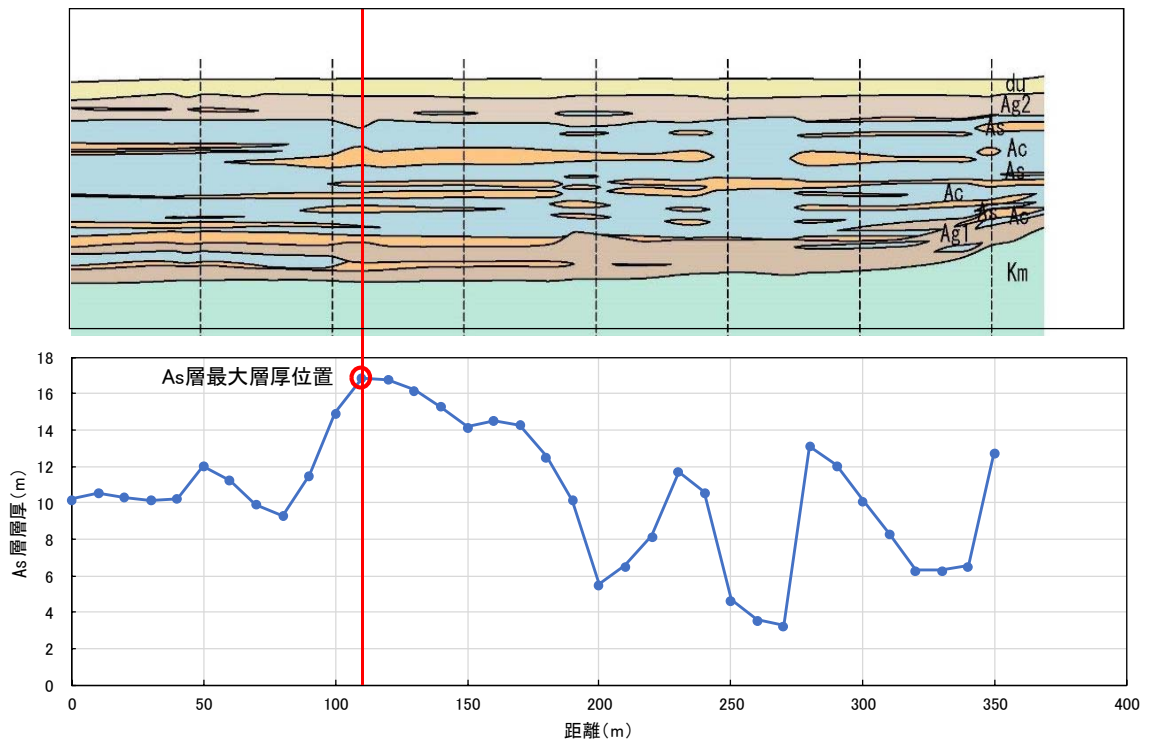


図 5.11.5-15 (1) IV区間における A s 層の層厚分布

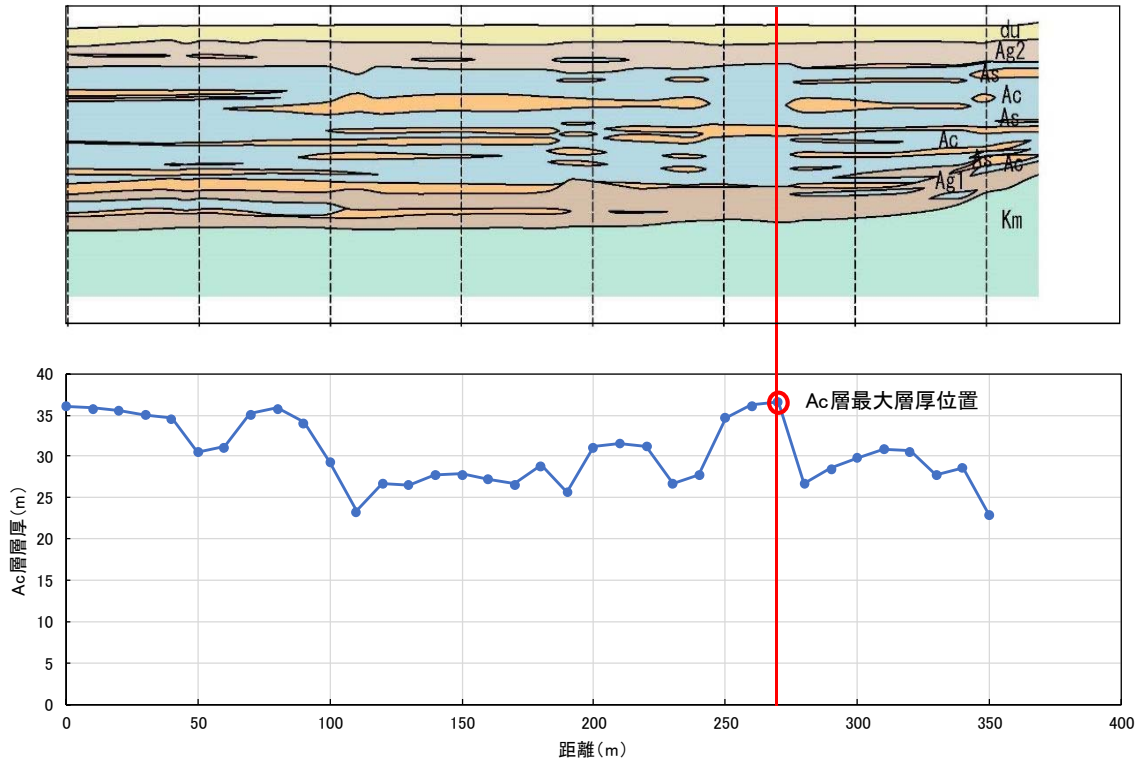
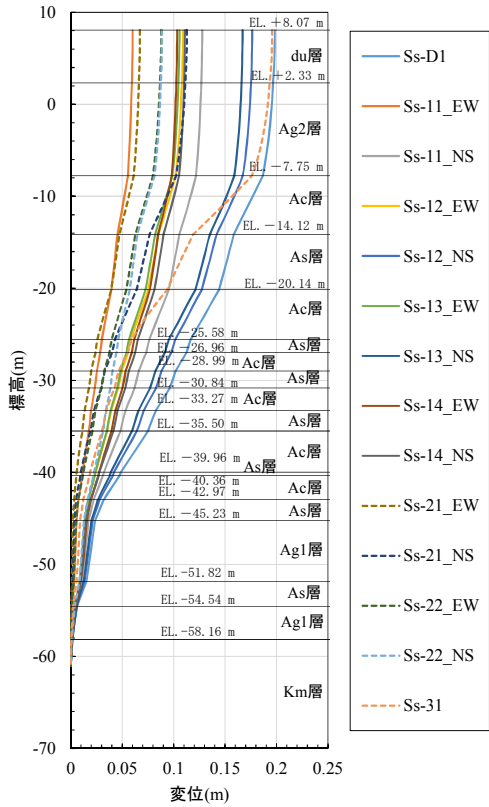


図 5.11.5-15 (2) IV区間におけるAc層の層厚分布

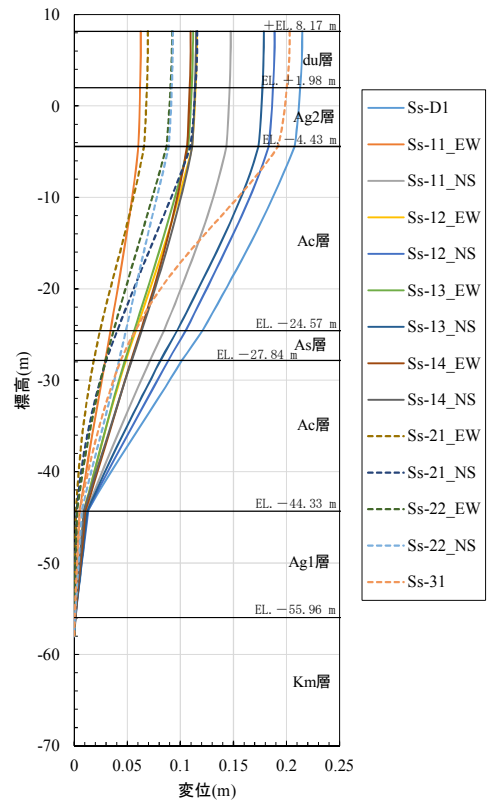
表 5.11.5-6 IV区間の評価対象断面選定結果

	Ag2層上部の変位 (m)	最大せん断ひずみ (%)	最大曲げモーメント (kN・m)	評価断面	選定結果
地点⑨断面	0.196 (S _s -D1)	0.93 (S _s -31)	最大せん断ひずみ 発生時刻 2.11×10 ⁷	—	Ag2層上部の変位及び最大曲げモーメントが地点⑩断面と比べて小さいため、評価対象断面としない。
地点⑩断面	0.212 (S _s -D1)	0.78 (S _s -31)	地表面最大変位 発生時刻 2.78×10 ⁷	○	Ag2層上部の変位及び最大曲げモーメントが大きいため評価対象断面に選定する。 [断面④]

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

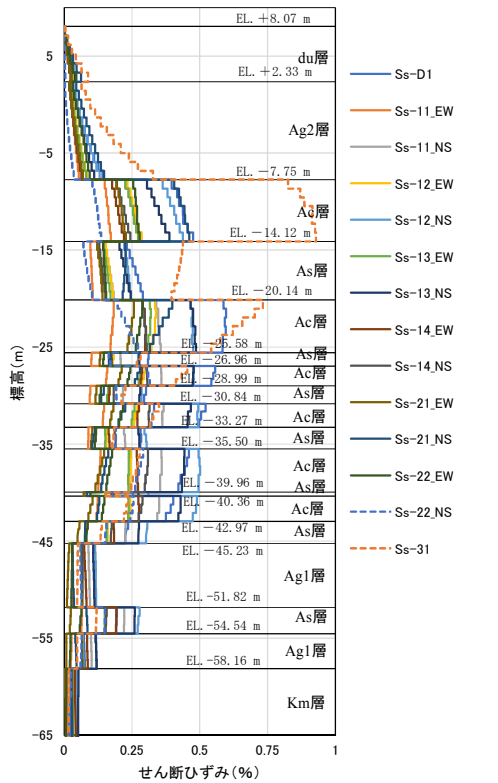


地点⑨断面

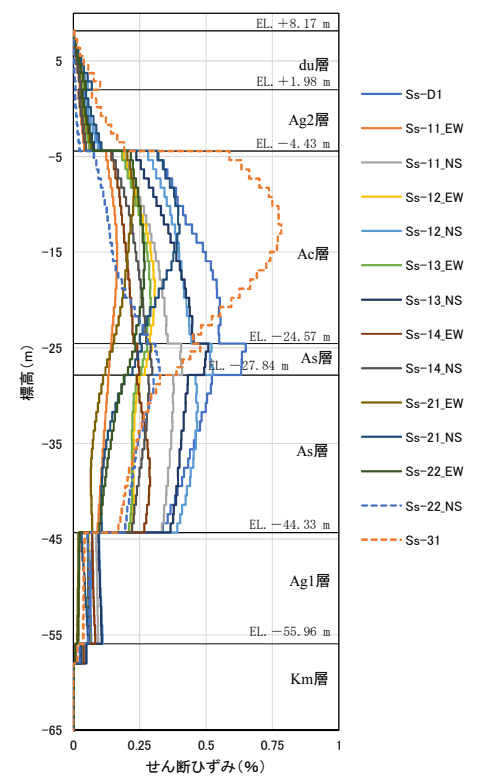


地点⑩断面

図 5. 11. 5-16 IV区間の評価候補断面における地表面最大変位発生時刻の変位分布

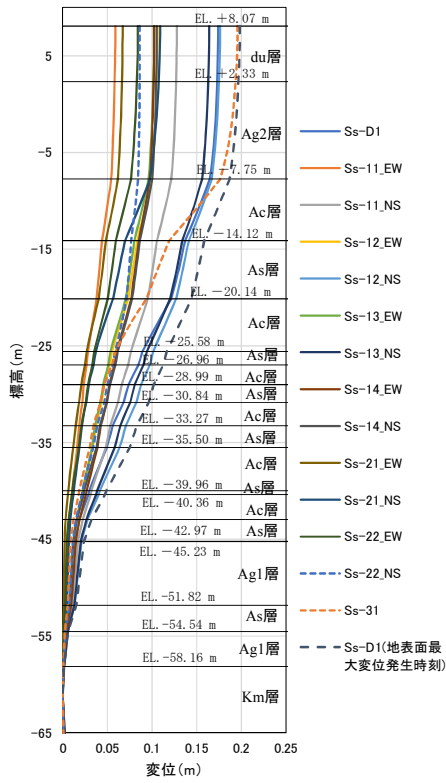


地点⑨断面

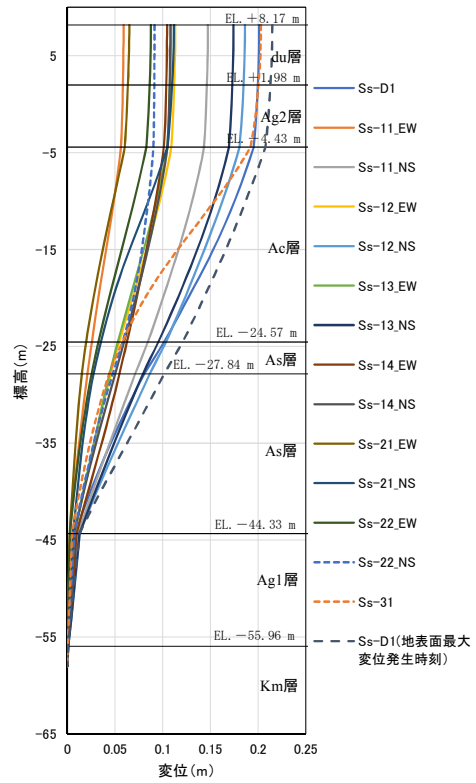


地点⑩断面

図 5. 11. 5-17 IV区間の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



地点⑨断面



地点⑩断面

図 5. 11. 5-18 IV区間の評価候補断面における最大せん断ひずみ発生時刻の変位分布

(e) V区間

V区間は、敷地北西側と南西側に位置し、津波高さが T.P. +16.8 m（敷地南西側）または 15.4 m（敷地北西側）と想定される箇所である。北西側のV-1区間は防潮壁が岩盤上面標高の等高線に対して斜めに横断しており、防潮壁の縦断方向断面及び横断方向断面に岩盤の傾斜が存在する。南西側のV-2区間は、防潮壁が岩盤上面標高の等高線に対して垂直に横断しており、縦断方向断面のみに岩盤の傾斜が現れる。

第四紀層の厚さは、V-1区間の方が厚く、防潮堤の下部構造である鋼管杭に発生する地震時の応力が大きくなることが予想されるため、V区間の検討はV-1区間を対象とする。

V区間においては、図 5.11.5-19 に示すように縦断方向及び横断方向とも岩盤上面標高の等高線が密になっており、岩盤の傾斜による影響が大きい地点①断面を評価対象断面として選定する。

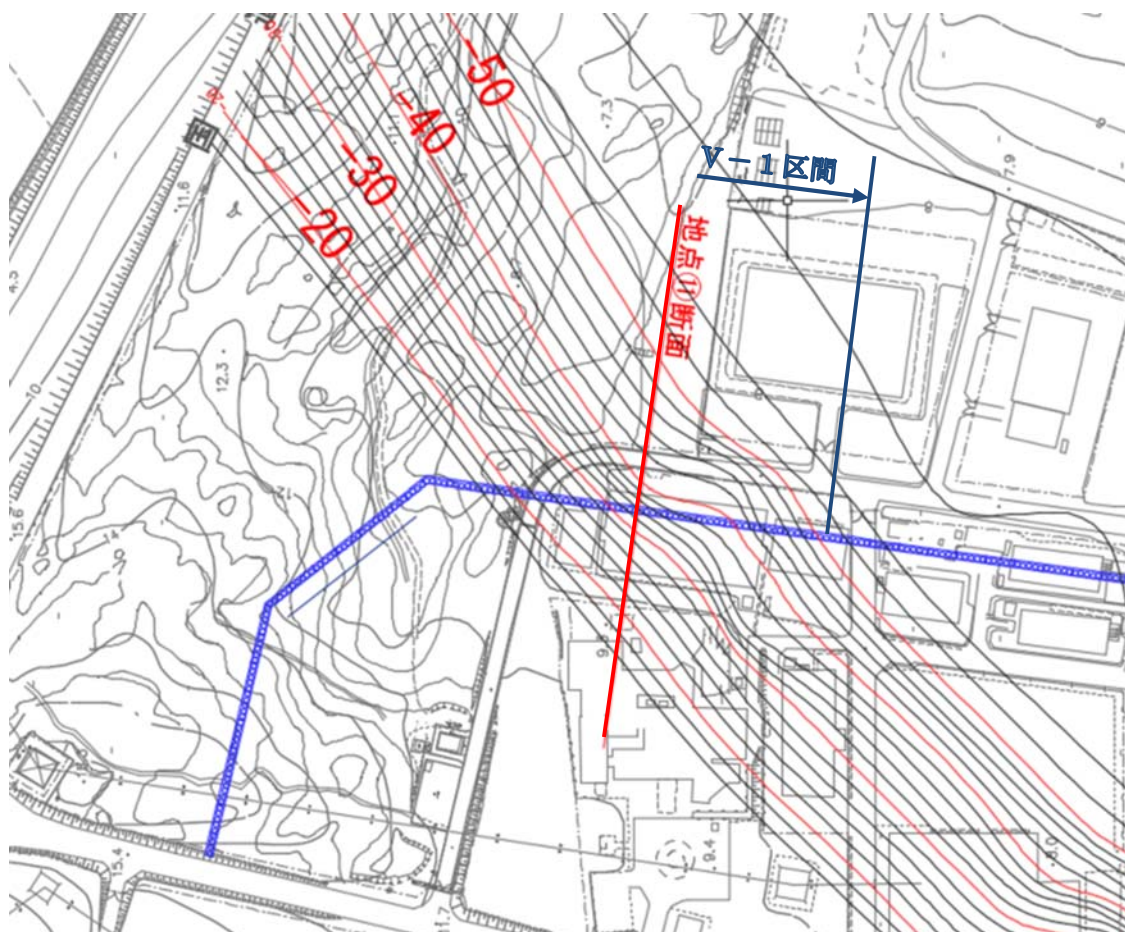


図 5.11.5-19 地点①断面における岩盤標高

b. 上部構造に対する断面選定

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。

上部構造の設計においては、地震および津波の重畳時の評価が支配的であることから、各断面における慣性力と波圧の合計値を算定し、合計値が一番大きい断面を評価対象断面とする。上部構造の断面選定に用いる慣性力としては各断面で実施した 1 次元地震応答解析結果における地表面最大加速度を用いた。表 5.11.5-7 および表 5.11.5-8 に各断面における慣性力を、表 5.11.5-9 および 5.11.5-10 に各断面における T.P. +24.0 m 津波時の津波波圧を、表 5.11.5-11 および表 5.11.5-12 に評価対象断面の選定結果を示す。鋼管杭径φ2000 区間では地点①断面を、鋼管杭径φ2500 区間では地点⑦断面を上部構造の評価対象断面と選定する。

表 5.11.5-7 鋼管杭径φ2000 区間における慣性力

区間	地点	地表面最大加速度 (cm/s ²)	水平震度	躯体自重 (kN/m ²)	慣性力 (kN/m ²)
Ⅰ	①	823.9 (S _s -2 1 N S)	0.840	40.1	33.68
	②	746.8 (S _s -3 1)	0.762	40.1	30.56
Ⅳ	⑨	458.4 (S _s -3 1)	0.467	40.1	18.73
	⑩	457.3 (S _s -3 1)	0.466	40.1	18.69
Ⅴ	⑪	451.0 (S _s -3 1)	0.460	40.1	18.45

躯体自重 1 m²あたり：

(幅 3.0 m×長さ 11.5 m-直径 2.0 m×2.0 m×3.14/4×5 本)

×24.5 kN/m³ /長さ 11.5 m=40.1 kN/m²

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

表 5.11.5-8 鋼管杭径 φ2500 区間における慣性力

区間	地点	地表面最大加速度 (cm/s^2)	水平震度	躯体自重 (kN/m^2)	慣性力 (kN/m^2)
II	③	755.2 (S_s-31)	0.770	42.8	32.96
	④	750.1 (S_s-21NS)	0.765	42.8	32.74
	⑤	771.6 (S_s-21NS)	0.787	42.8	33.68
	⑥	815.7 (S_s-31)	0.832	42.8	35.61
III	⑦	538.9 (S_s-31)	0.550	42.8	23.54
	⑧	488.5 (S_s-31)	0.498	42.8	21.31

躯体自重 1 m^2 あたり :

$$\begin{aligned} & (\text{幅 } 3.5 \text{ m} \times \text{長さ } 14.0 \text{ m} - \text{直径 } 2.5 \text{ m} \times 2.5 \text{ m} \times 3.14 / 4 \times 5 \text{ 本}) \times 24.5 \text{ kN/m}^3 \\ & \quad / \text{長さ } 14.0 \text{ m} = 42.8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

注記 () 内は最大値が発生した地震動名を示す。

表 5.11.5-9 鋼管杭径 φ2000 区間における津波波圧の比較 (T.P. +24.0 m 津波時)

区間	地点	地盤高さ	津波高さ	浸水深 (m)	津波波圧 (kN/m^2)
I	①	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	②	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
IV	⑨	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑩	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
V	⑪	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42

表 5.11.5-10 鋼管杭径 φ2500 区間における津波波圧の比較 (T.P. +24.0 m 津波時)

区間	地点	地盤高さ	津波高さ	浸水深 (m)	津波波圧 (kN/m^2)
II	③	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	④	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑤	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
	⑥	T.P. +8.0 m	T.P. +24.0 m	8.00	242.42
III	⑦	T.P. +4.0 m	T.P. +24.0 m	10.00	303.03
	⑧	T.P. +6.7 m	T.P. +24.0 m	8.65	262.12

表 5.11.5-11 鋼管杭径 φ2000 区間における評価対象断面選定結果

区間	地点	慣性力 (kN/m ²)	津波波圧 (kN/m ²)	慣性力+ 津波波圧 (kN/m ²)	評価断面	選定結果
I	①	33.68	242.42	276.10	○	重畳時における作用荷重が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面①]
	②	30.56	242.42	272.98		
IV	⑨	18.73	242.42	261.15		
	⑩	18.69	242.42	261.11		
V	⑪	18.45	242.42	260.87		

表 5.11.5-12 鋼管杭径 φ2500 区間における評価対象断面選定結果

区間	地点	慣性力 (kN/m ²)	津波波圧 (kN/m ²)	慣性力+ 津波波圧 (kN/m ²)	評価断面	選定結果
II	③	32.96	242.42	275.38		
	④	32.74	242.42	275.16		
	⑤	33.68	242.42	276.10		
	⑥	35.61	242.42	278.03		
III	⑦	23.54	303.03	326.57	○	重畳時における作用荷重が最も大きいため、評価対象断面に選定する。 [断面③]
	⑧	21.31	262.12	283.43		

(3) 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5.11.5-11 表に、選定した評価対象断面図を図 5.11.5-21 図に示す。

なお、防潮堤の頂部に設置される津波・構内監視カメラの設計のための加速度応答の観点としては、以下の理由により南側断面（断面①）、東南断面（汀線沿い南側、断面②）、東北断面（汀線沿い北側、断面③）を対象断面とする。

断面①：防潮壁高さが T.P. +18 m の個所で第四紀層が薄く堆積する個所。

断面②：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層は薄い個所。

断面③：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層が厚く堆積する個所。

北西側（斜面部）については、防潮壁高さ及び第四紀層の厚さが断面①と同様であるため、断面①を参照することで確認する。



図 5.11.5-20 津波・構内監視カメラ位置図及び選定断面位置

表 5.11.5-11 評価対象断面の選定結果

断面	区間	鋼管杭径 (mm)	津波高さ	周辺地質	間接支持 する設備	評価断面	選定結果
断面①	I 区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：I 区間は、A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが大きい断面を選定する。 上部構造：鋼管杭径 φ 2000 の区間で重畳時の作用荷重が最も大きい断面を選定する。
断面②	II 区間	φ 2500	比較的津波高さが高い。	第四紀層が薄く堆積し、岩盤上面標高が高い。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：II 区間は、A g 2 層上部の変位及び最大せん断ひずみが見えやすい断面を選定する。
断面③	III 区間	φ 2500	比較的津波高さが高い。	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：III 区間は、津波波圧が大きい断面を選定する。 上部構造：鋼管杭径 φ 2500 の区間で重畳時の作用荷重が最も大きい断面を選定する。
断面④	IV 区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	第四紀層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。	—	○	下部構造：IV 区間は、A g 2 層上部の変位及び鋼管杭に作用する曲げモーメントが大きい断面を選定する。
断面⑤	V 区間	φ 2000	比較的津波高さが低い。	岩盤上面が傾斜しており、40m 程度の標高差が存在する。	津波・構内 監視カメラ	○	下部構造：V 区間は、第四紀層が厚く岩盤の傾斜が大きい断面を選定する。

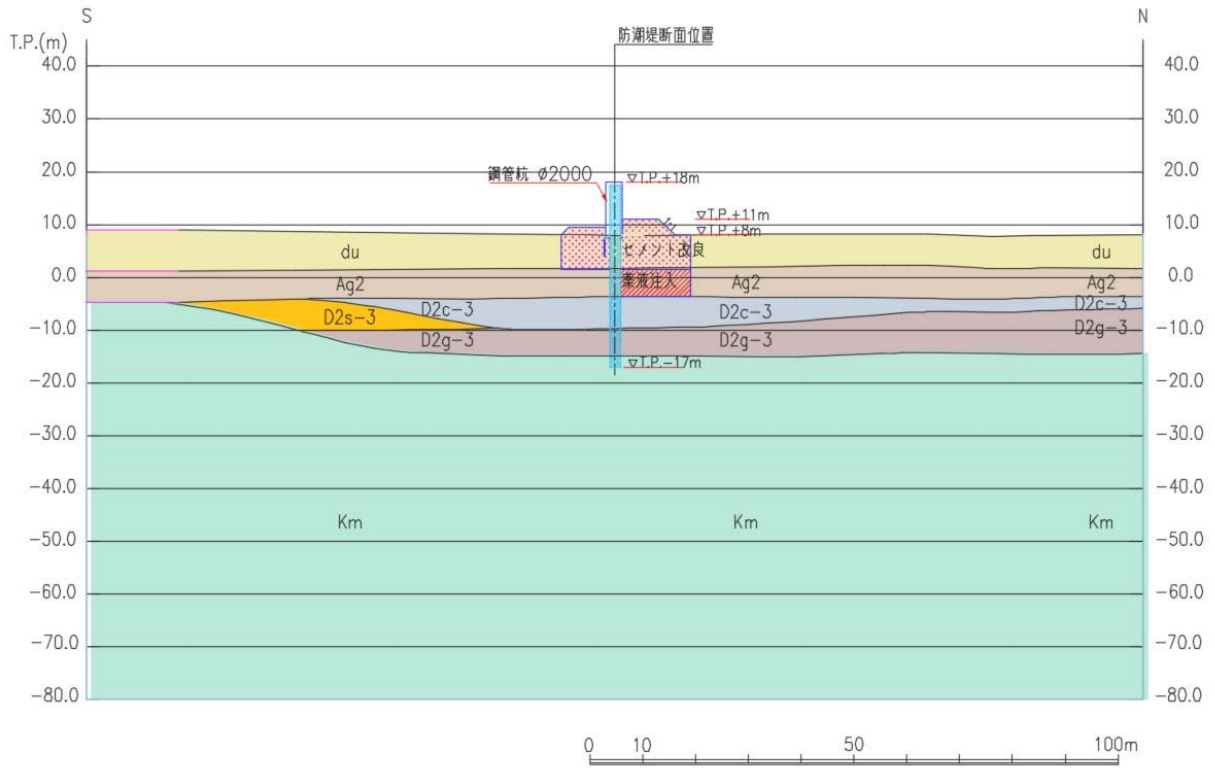


図 5. 11. 5-21 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面①)

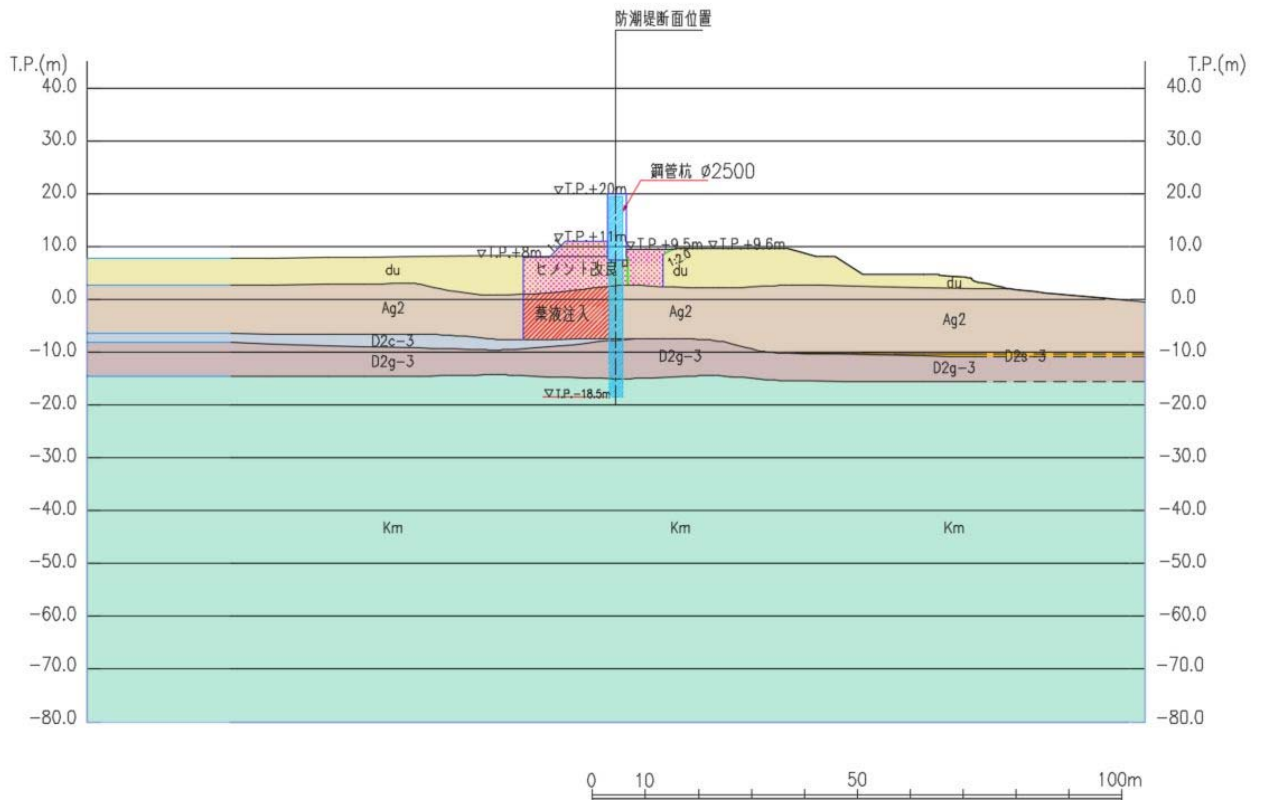


図 5. 11. 5-21 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面②)

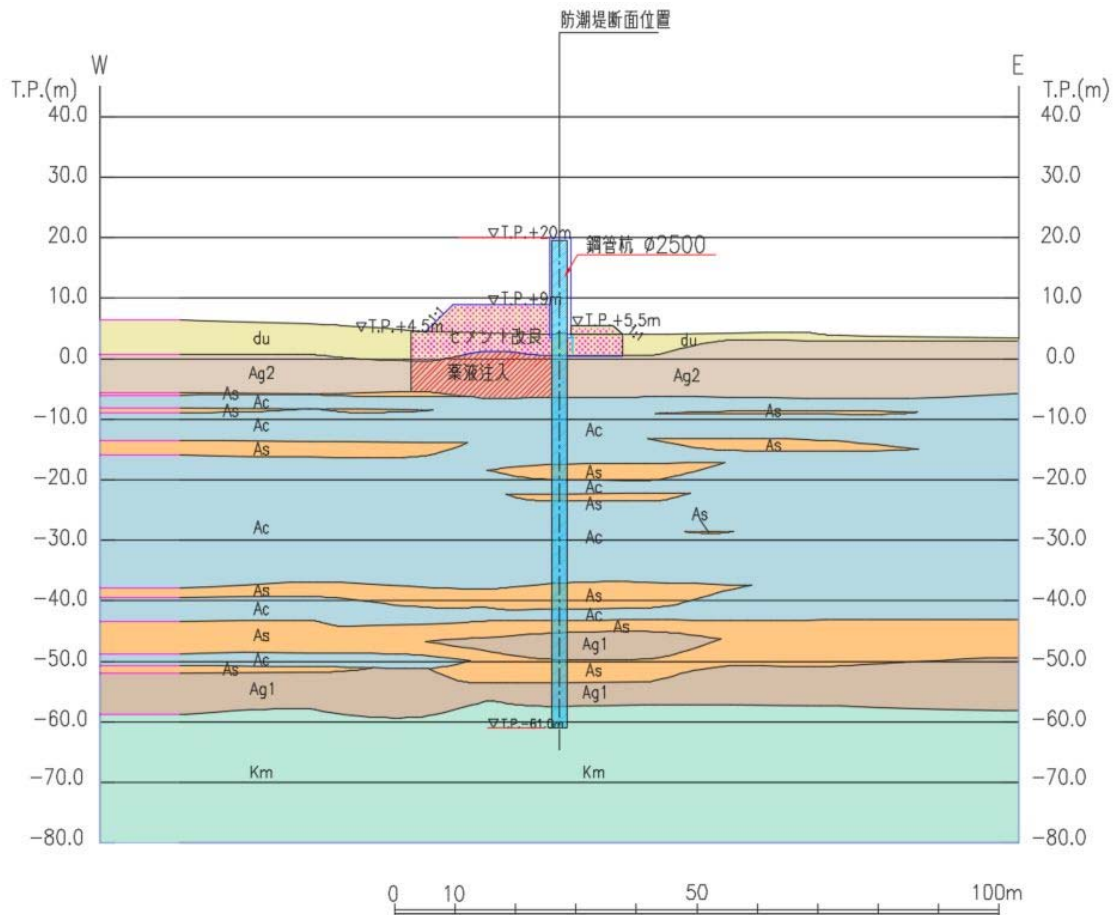


図 5. 11. 5—21 (3) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面③)

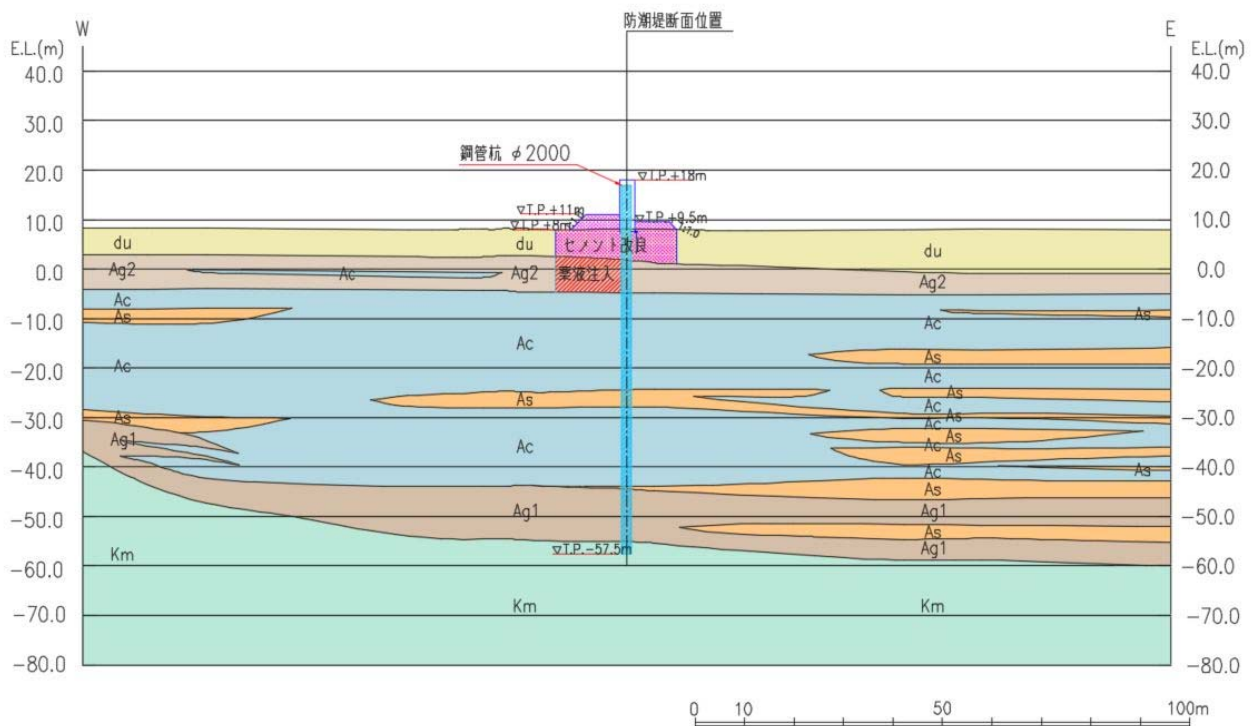


図 5. 11. 5—21 (4) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面図 (断面④)

5.15 東海発電所の取放水路埋戻し工の施工管理要領について

5.15.1 概要

東海第二発電所の津波防護施設である防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の構築に際して、図 5.15-1 に示すように既設の東海発電所の取放水路と交差する箇所が存在する。鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の施工のため、当該箇所に鉄筋コンクリート及び流動化処理土で内部を埋め戻す必要がある。

本章は取放水路埋戻し工の施工に当たり、施工方法、管理方法、管理基準を示したものである。

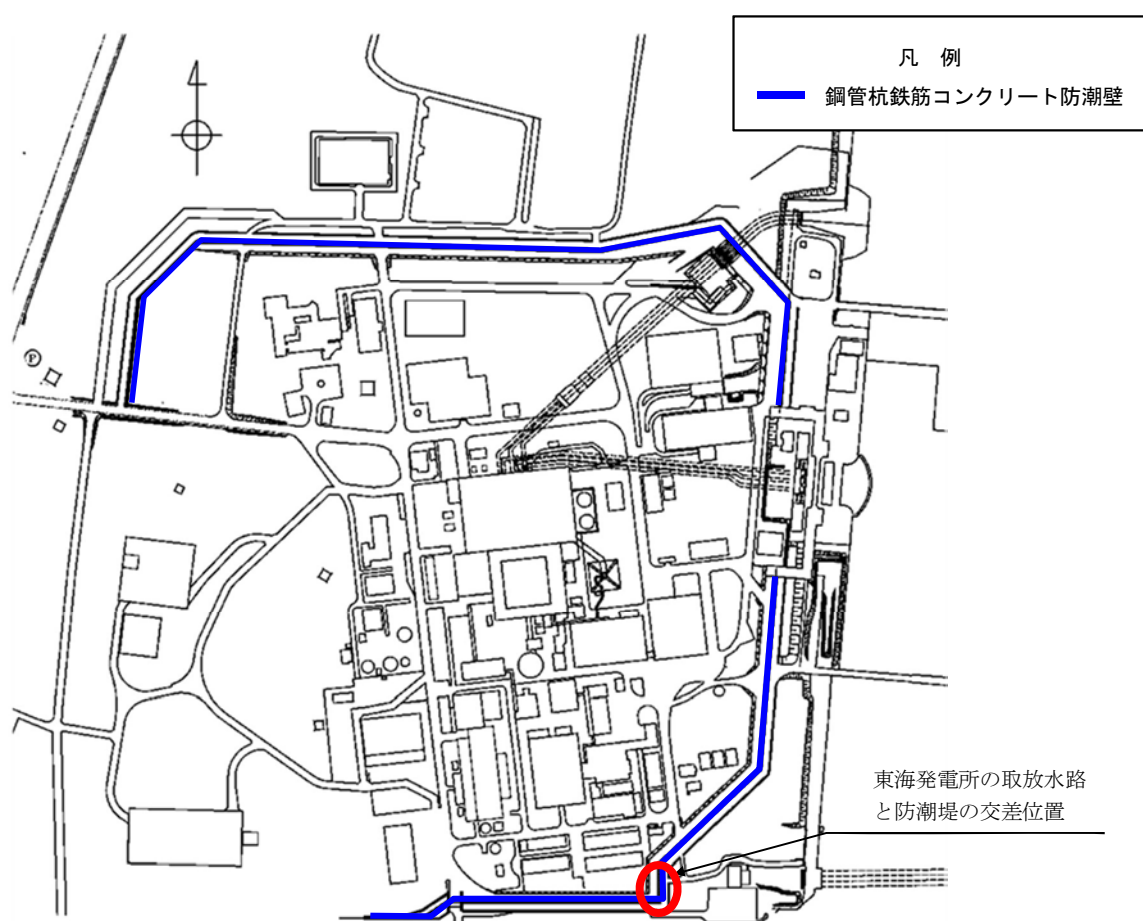


図 5.15-1 東海発電所の取放水路と防潮堤の交差位置図

5.15.2 要求機能

取放水路埋戻し位置の平面図を図 5.15-2 に、断面図を図 5.15-3 に示す。埋戻し工に要求される機能として、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁施工時に取放水路干渉部分を撤去する際、土砂が取放水路内部に流入することを防ぐこととし、そのために確実に埋め戻されていることが要求される。

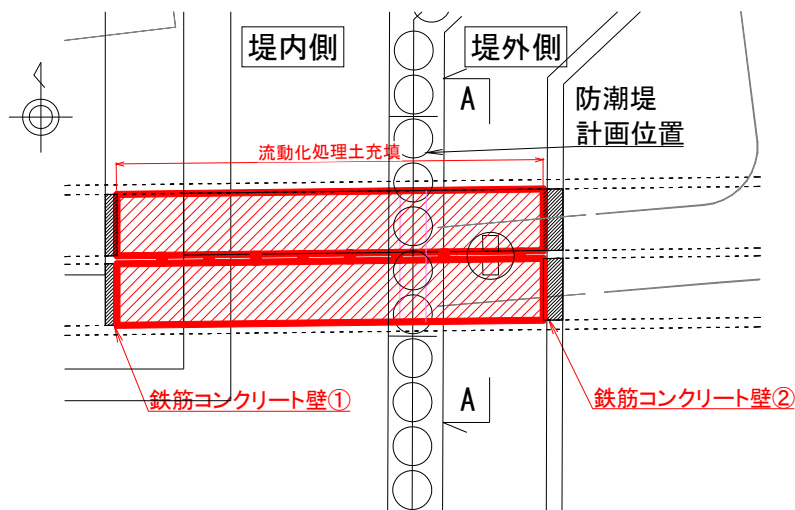


図 5.15-2 取放水路埋戻し位置平面図

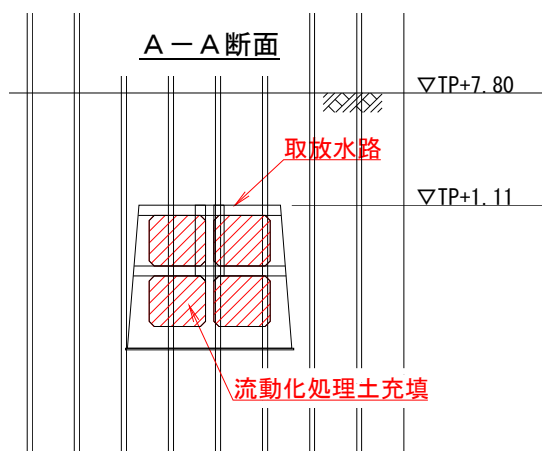


図 5.15-3 取放水路埋戻し位置断面図

5.15.3 準拠基準

施工及び施工管理は、下記の基準等に準じて行う。

- ・ 日本工業規格
- ・ 土木学会「コンクリート標準示方書」

※その他、流動化処理土の管理基準等は追而とする。

5.15.4 使用材料

(1) コンクリート（セメント，骨材，水及び混和剤）

使用するコンクリートは，コンクリート標準示方書の規格に適合するものとする。また，その品質は，コンクリート標準示方書に要求される所要の性能を有するものとする。

(2) 鉄筋

使用する鉄筋は，コンクリート標準示方書の規格に適合するものとする。また，その品質は，コンクリート標準示方書に要求される所要の性能を有するものとする。

(3) 流動化処理土

追而

5.15.5 施工方法

(1) 施工フロー

施工フローを図 5.15-3 に、施工ステップ図を図 5.15-4 に示す。

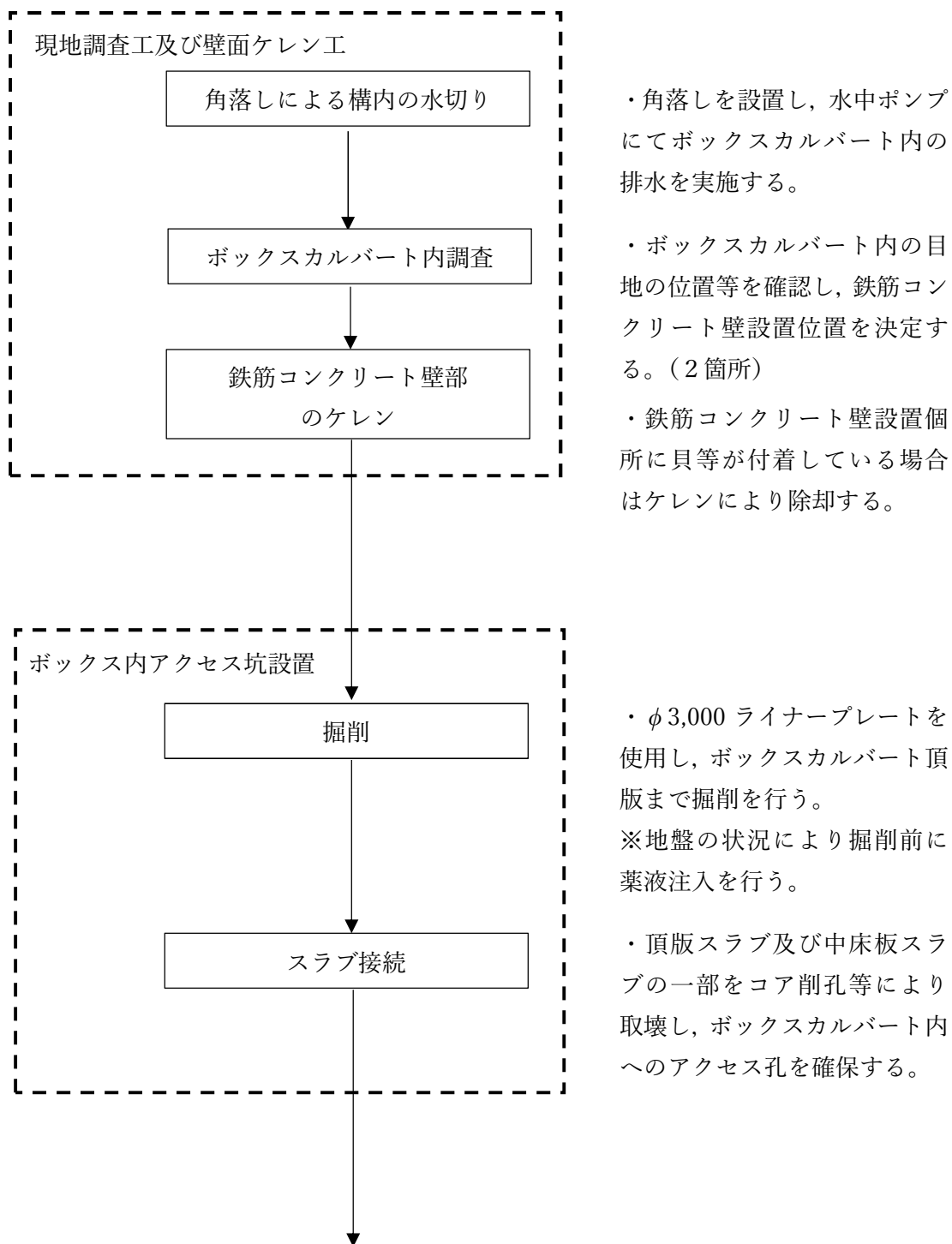


図 5.15-3(1) 施工フロー (1/3)

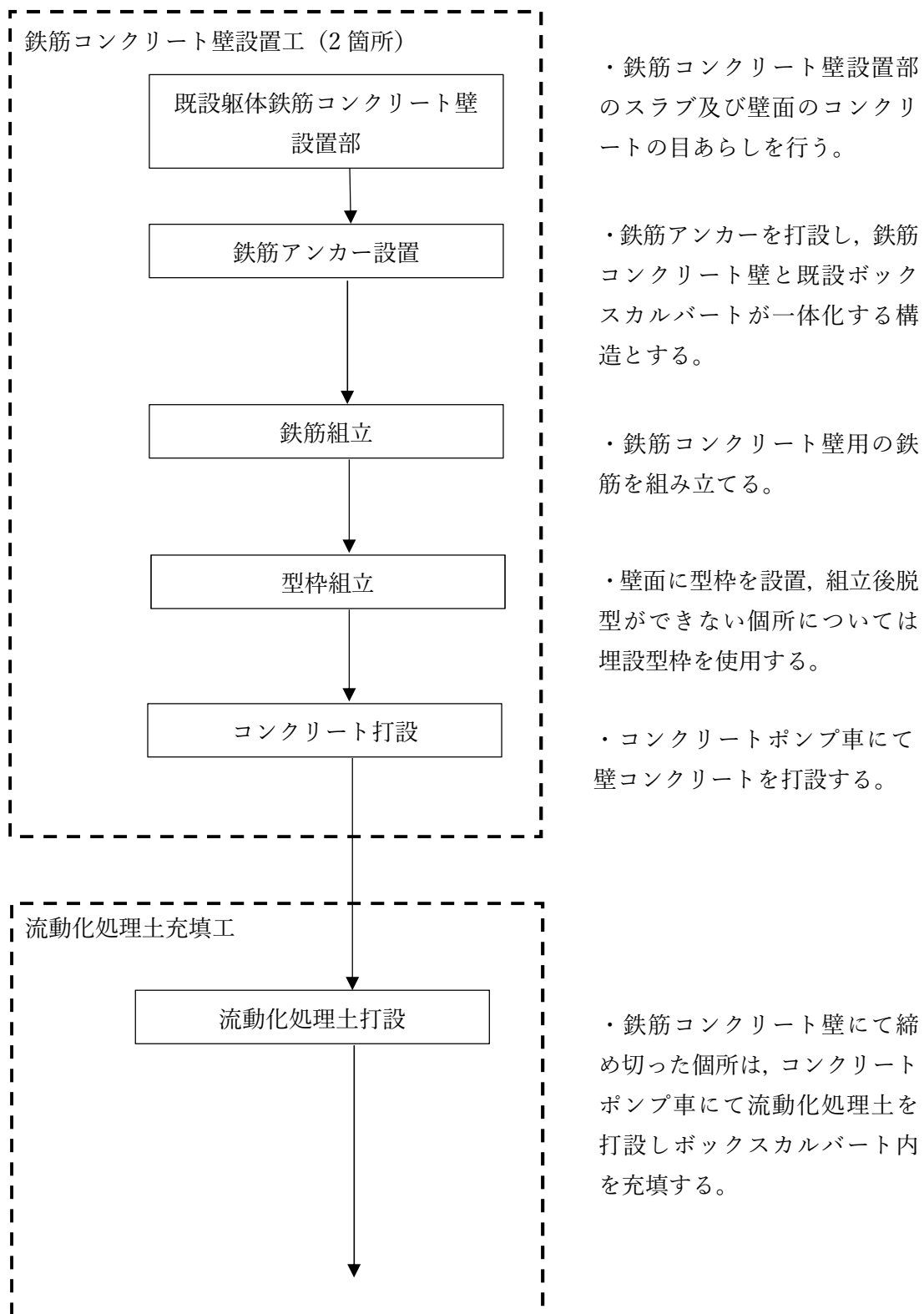
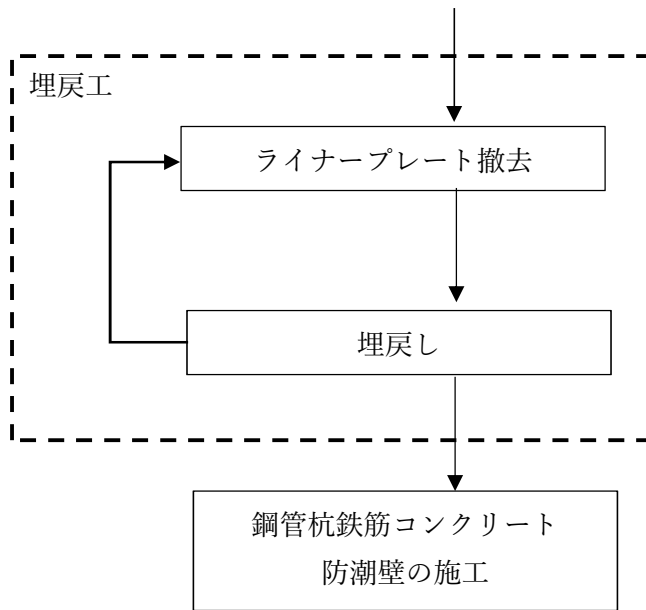
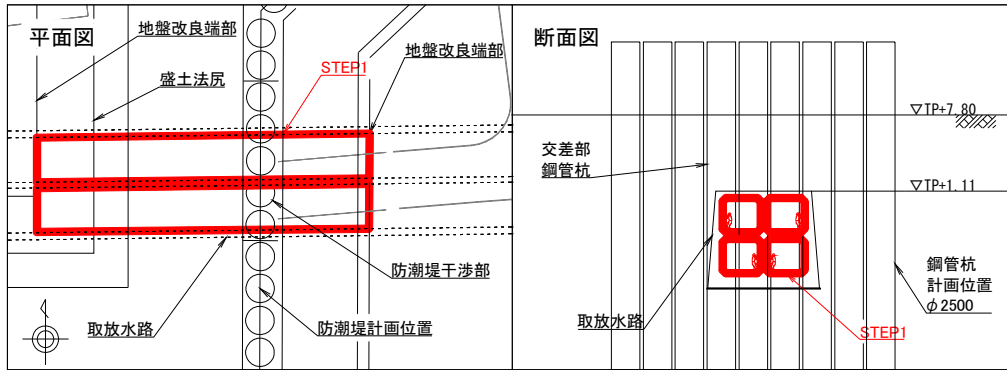


図 5.15-3(2) 施工フロー (2/3)



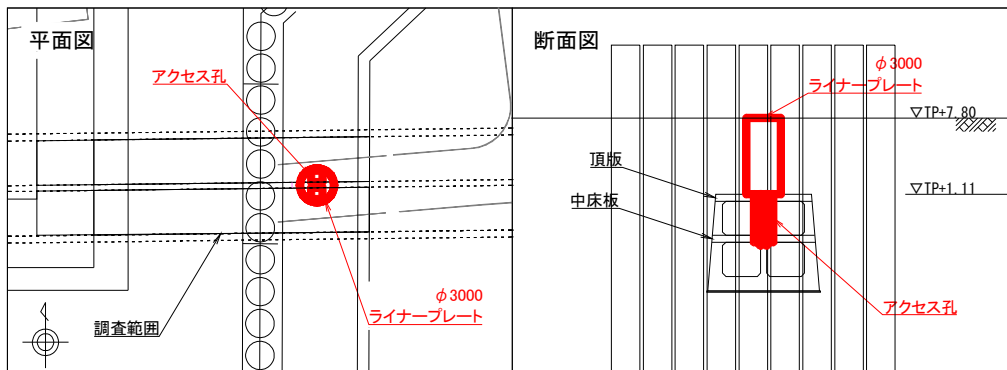
・充填完了後、下から順にライナープレートを撤去しながら、セメント改良した土砂で埋め戻す。

図 5.15-3(3) 施工フロー (3/3)



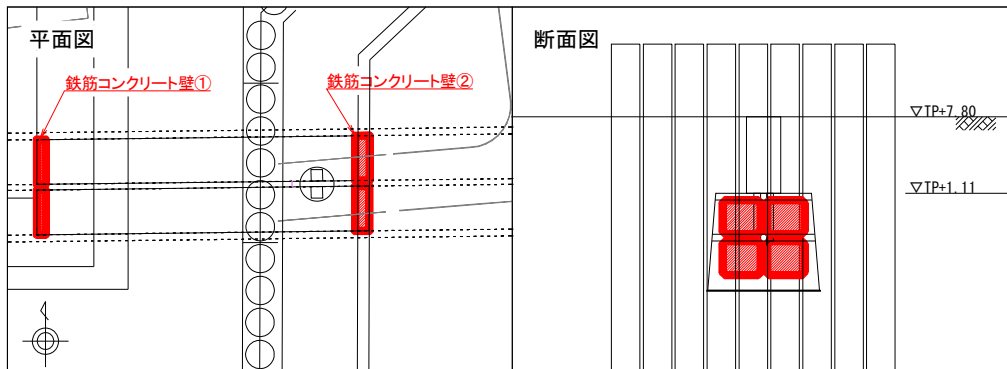
【STEP1】 現地調査工および壁面ケレン工

- 1) 角落しなどにより構内の水切りを行う。
- 2) ボックスカルバートの目地位置を確認する。
- 3) 貝が著しく付着している場合は、ケレンし除却する。



【STEP2】 ボックス内アクセス坑設置（ $\phi 3,000$ ライナープレート）

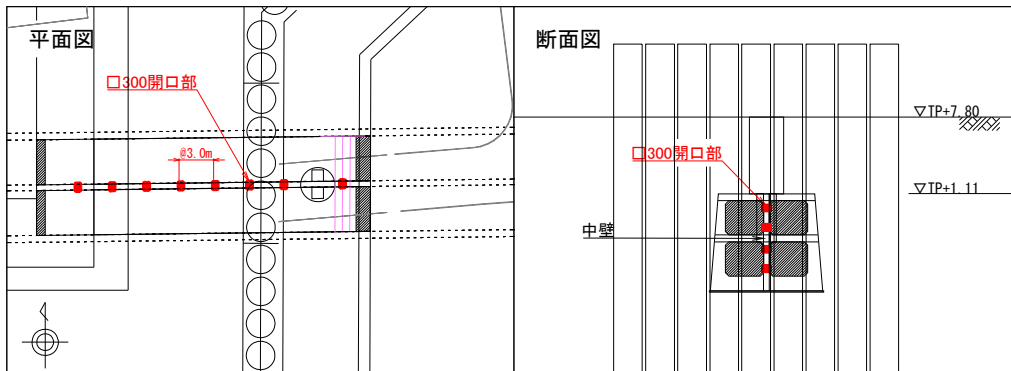
- 1) $\phi 3,000$ ライナープレートを使用し、地表から頂版まで掘削を行う。
※地盤の状況により掘削前に薬液注入を行う。
- 2) 頂版スラブおよび中床板スラブの一部を取壊し、ボックス内へのアクセス孔を確保する。



【STEP3】 鉄筋コンクリート壁設置工

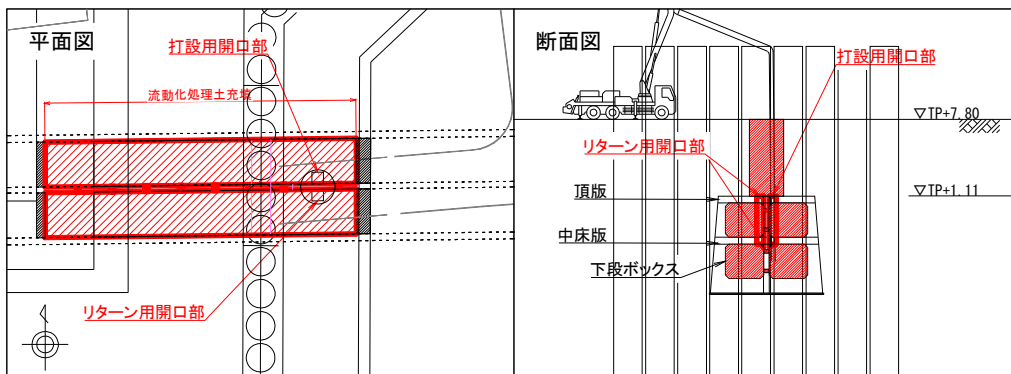
- 1) 防潮堤地盤改良箇所、海側、山側に鉄筋コンクリート壁①②を構築する。
※鉄筋コンクリート壁は、ボックスカルバートの目地を避けた位置に設置する。
- 2) 鉄筋コンクリート壁①～②区間は流動化処理土を充填し、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁施工時に、鋼管杭施工位置と干渉する取放水路ボックスカルバートを撤去する際に、土砂や水が取放水路内に流入することを防ぐ。

図 5.15-4(1) 施工ステップ図 (1/2)



【STEP4】 流動化処理土打設準備工

- 1) 中壁に□-300×300の開口部を4箇所/面開ける。



【STEP5】 流動化処理土打設工

- 1) 打設用開口部を利用してポンプ筒先を下段ボックスに入れる。
- 2) 流動化処理土をポンプ打設し、中床版リターン用開口部から流動化処理土が溢れ出たことを確認した時点で筒先をボックスカルバート頂版スラブ上まで引き上げる。
- 3) 連続して流動化処理土を打設し頂版のリターン用開口部から流動化処理土が溢れ出たことを確認して打設完了とする。
- 4) ライナープレートを撤去しながらセメント改良した掘削土で埋め戻す。

図 5.15-4(2) 施工ステップ図 (2/2)

(2) 現地調査工及び壁面ケレン工

既設の角落しを利用して、海水の流入を止める。その後、水中ポンプにて水替えを行い、鉄筋コンクリート壁設置個所に水溜りがない状態にする。ボックスカルバート内に立ち入る際は、送風機により換気を行い、酸素濃度等を調査し異常がない事を確認した後、内部に入る。人孔からボックス内に基準点を落とし、既設ボックスカルバートの目地がない個所に鉄筋コンクリート壁を設置する。設置個所は、2箇所で下記の箇所とする。

① 堤内側 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁地盤改良端部

② 堤外側 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁地盤改良端部

鉄筋コンクリート壁設置位置決定後、ボックスカルバート内面に貝等が付着していた場合はケレンにより除却する。

(3) ボックスカルバート内アクセス坑設置

φ3,000 mm ライナープレートを使用し、地表からボックスカルバート頂版まで掘削を行う。この際に地下水の高さによっては掘削できない可能性があるため、地下水位が高い場合は補助工法として薬液注入を行う。

ボックスカルバート頂版まで掘削完了後、コア削孔にて、ボックスカルバート内に昇降できるようなアクセス孔を設置する。削孔の際に必要な以上に鉄筋を切断しないように、鉄筋探査を行うとともに、完成図と比較して、鉄筋位置を確認しながら削孔を行う。



図 5.15-5 ライナープレート施工状況



図 5.15-6 連続コアによる削孔

(4) 鉄筋コンクリート壁設置工

a. 足場組立

鉄筋コンクリート壁設置個所に足場を組み立てる。流動化処理土を充填する外側は埋設型枠となるため内側に足場を組み立てる。(図 5.15-7 参照)

b. 既設躯体目あらし

足場組立完了後、既設ボックスカルバートと鉄筋コンクリート壁との接続箇所を目あらしを行い、一体化を図る。

鉄筋コンクリート壁打継部には水膨張性止水材を設置する。

c. 鉄筋アンカー、埋設型枠設置

鉄筋アンカーを設置する。

埋設型枠を組み立てる。

d. 鉄筋組立

鉄筋を組み立てる。鉄筋は定められた寸法及び形状に、材質を害さない適切な方法で加工し、これを所定の位置に配置して、堅固に組立て、検査により確認する。

e. 型枠組立

型枠を組み立てる。型枠工は必要な強度及び剛性を有し、構造物の形状及び寸法にずれが生じないように堅固に組み立てる。

また、脱型時期は、脱型可能な強度発現まで養生を行った後とする。

f. コンクリート打設

① 運搬

コンクリート製造プラントからコンクリート打設個所までの運搬は、荷卸が容易で運搬中に材料分離が生じにくい、アジデータ等の攪伴機能があるトラックミキサやトラックアジデータの運搬車を用いる。

② 打込み

・準備

コンクリート打設前には、型枠内の清掃を実施する。また、コンクリートを打設する打継面を湿潤にして吸水させた上で、表面の水を取り除いた後、コンクリートを打設する。なお、コンクリート打設前に、予想される日平均気温によっては、コンクリート標準示方書に基づく暑中コンクリート、又は寒中コンクリートとして施工を行う。また、コンクリート受

入れ時にはコンクリートの温度を確認する。

・打込み

コンクリート打設は、コンクリートポンプ車にて行う。型枠の途中に打設窓を設け打設高さが 1.5 m 以下となるように打設する。最終のコンクリート上面は上からの打設ができないため、確実に充填できるよう適切な打設方法、材料を使用する。

コンクリートの打込作業は、鉄筋や型枠が所定の位置から動いていないか監視しながら行う。計画した打継目以外では、コンクリートの打込みが完了するまで連続して打ち込むものとする。

尚、打上り面がほぼ水平になるように打ち込むことを原則とし、コンクリート打込の 1 層の高さは 50 cm 以下を標準とする。また、打込んだコンクリートは型枠内で横移動させないようにする。

・締固め

コンクリートの締固めは、棒状バイブレーターと壁バイブレーターを使用して行い、締固めを各層ごとに確実にやり、密実なコンクリートになるようにする。

・養生

コンクリート打込後の養生は、コンクリートのひび割れ防止及び抑制を考慮し、適切に養生が行える方法を選定する。

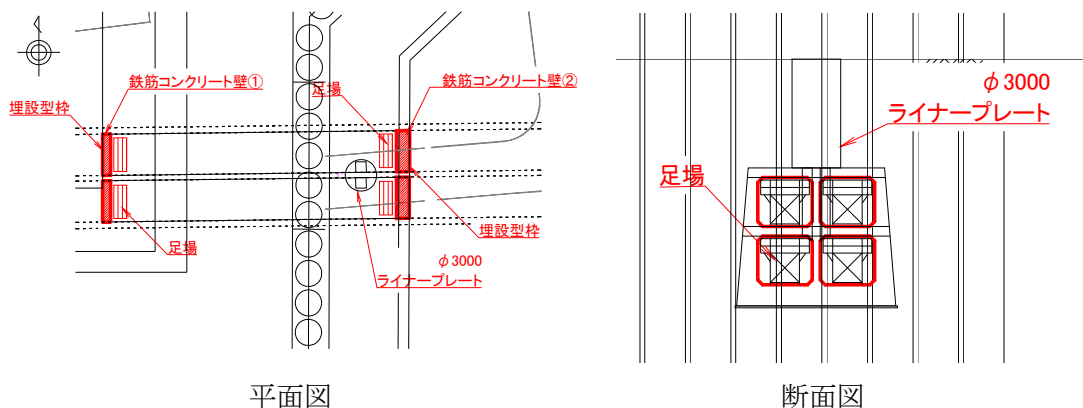


図 5.15-7 鉄筋コンクリート壁設置工計画図

(5) 流動化処理土充填工

打設用開口部を利用してコンクリートポンプ車の筒先を下段ボックスに入れる。流動化処理土をコンクリートポンプ車にて打設し、中床板リターン用開口部からのリターンを確認した時点で筒先をボックスカルバート頂版スラブまで引き上げる。連続して流動化処理土を打設し頂版のリターン用開口部から溢れ出たことを確認することで、内部が確実に埋め戻されたこととし打設完了とする。

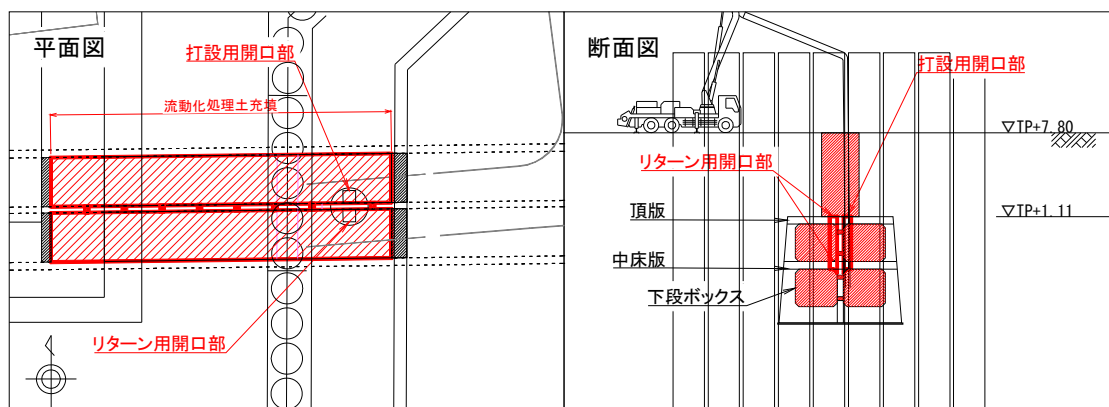


図 5.15-8 流動化処理土充填工計画図



図 5.15-9 流動化処理土打設状況

(6) 埋戻工

充填完了後、流動化処理土の強度が設計基準強度に達したことを確認したのち、ライナープレートの撤去を下段から順に行う。ライナープレートを撤去した個所から順に、セメント改良した土砂により埋め戻す。転圧機械の選定は換気を行う事を考慮し決定する。

5.15.6 品質管理及び検査

各種検査は、表 5.15-1 により行い、規格値を満足していることを確認する。

表 5.15-1 (1) 取放水路埋戻し工 品質、出来形及び検査一覧 (1/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理 内容	管理 値	検査方法 検査基準	検査 頻度
鉄筋加工 組立	材料	使用材料の受 入れ確認	規格、形状、数 量、溶鋼番号	計画通りの規格、数量 であること 形状寸法が規格値及び 設計値を満足すること 受入材料の溶鋼番号と 試験成績表が整合して いること	目視による。使用 材料確認願、納品 書、金札、製造工 場の試験成績表 (ミルシート) と、受け入れ材料 との照合	材料受入れ時
			外観	著しい錆、傷、変形等 の異常がない事	目視	
			化学成分 機械的性質	JIS G 3112に適合する こと	製造工場の試験成 績表等 (ミルシー ト) による確認	
	施工	鉄筋組立状況	鉄筋の清掃	付着を害するものがないこと	目視、スチール テープによる測定	打設前 全数
			鉄筋の種類・ 径・数量	設計図通りであること	製造会社の試験成 績表による確認、 目視、径の測定	加工 組立後 (打設前) 全数
			組み立てた鉄筋 の配置 (中心間 隔)	許容誤差±20mm	スケールなどに よる測定及び目視	組立後 (打設前) 及び 組立後長期間経過した とき
			組み立てた鉄筋 の配置 (かぶり)	耐久性照査時で設定し たかぶり以上であるこ と	スケールなどに よる測定及び目視	組立後 (打設前) 及び 組立後長期間経過した とき
			スペーサーの種 類	原則、モルタル製、コ ンクリート製であるこ と	目視確認	加工 組立後 (打設前) 全数
			スペーサーの配 置	鉄筋のかぶりが正しく 保たれるよう配置され ていること	スケールなどに よる測定及び目視	加工 組立後 (打設前) 全数
			鉄筋の固定方法	焼きなまし鉄線で緊結 または適切なクリップ で固定されているこ と。また、必要に応 じ、組立用鋼材を使用 していること。	目視確認	加工 組立後 (打設前) 全数

表 5.15-1 (2) 取放水路埋戻し工 品質, 出来形及び検査一覧 (2/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
コンクリート 製造 設備	材料	コンクリート 工場の選定	JIS認定の確認	JIS認証を受けている こと	JIS認証を受けて いることを示す資 料の確認	プラント決定・変更時 及び工事中
		材料の貯蔵設 備（セメン ト、混和材）	必要とする項目	防湿構造を有すること 品種別に区別して貯蔵 できること	目視、設備構造図 の確認 温度・湿度測定	プラント決定・変更時 及び工事中
		材料の貯蔵設 備（骨材）	必要とする項目	防湿構造を有すること 品種別に区別して貯蔵 できること	目視、設備構造図 の確認 温度・湿度測定	プラント決定・変更時 及び工事中
		材料の貯蔵設 備（混和剤）	必要とする項目	防湿構造を有すること 品種別に区別して貯蔵 できること	目視、設備構造図 の確認 温度・湿度測定	プラント決定・変更時 及び工事中
		計量設備（計 量器）	計量精度（静荷 重）	計量法の使用公差以内 であること	分銅または電気式 検査器による果汁 と表示値の誤差測 定	工事開始前及び工事中 1回/6箇月以上
		計量設備（計 量制御装置）	計量精度（動荷 重）	許容誤差1バッチ 水、セメント1% 混和剤、骨材3% 混和材2% （高炉スラグ微粉末は 1%）	設計値と実計測値 の誤差測定	工事開始前及び工事中 1回/6箇月以上
		バッチミキ サー	練混ぜ性能	JIS A 1119に適合する こと	JIS A 1119の方法	工事開始前及び工事中 1回/年以上
		試験設備	引張試験機・圧 縮試験機の性能	JIS B 7721	JIS B 7721の方法	工事開始前及び工事中 1回/年以上
コンクリート 材料	材料	日本工業規格 JISに規定され ているセメン ト	当該セメントの JISに規定されて いる項目（物理 試験含む）	当該セメントのJISに 規定に適合すること	製造会社の試験成 績表による確認。 または、JIS R 5201の方法	工事開始前、工事中1 回/月以上及び長期間 貯蔵した場合
		練混ぜ水（上 水道）	上水道であるこ と	上水道であること	上水道を使用して いることを示す資 料の確認	工事開始前
		練混ぜ水（上 水道以外の 水）	使用水の水質	JSCE-B101またはJIS- A5308付属書Cに適合す ること	JSCE B 101または JIS A 5308付属 書Cの方法	工事開始前、工事中1 回/年以上及び水質が 変わった場合
			（懸濁の量）	2g / l 以下		
			（溶解性蒸発残 留物の量）	1g / l 以下		
			（塩化物イオン 量）	200ppm以下		
			（セメント凝結 時間の差）	始発は30以内。終結は 60分以内。		
（モルタル圧縮 強度比）	材齢7及び28日で90% 以上					

表 5.15-1 (3) 取放水路埋戻し工 品質, 出来形及び検査一覧 (3/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
コンクリート材料	材料	練混ぜ水 (回収水)	使用水の水质	JIS-A5308付属書Cに適合すること。なお、回収水の原水は上水道又は上水道以外の水の規定に適合しなければならない	JIS A 5308付属書Cの方法	工事開始前、工事中1回/年以上及び水质が変わった場合
			(塩化物イオン量)	200ppm以下	JIS A 5308付属書Cの方法	工事開始前、工事中1回/年以上及び水质が変わった場合
			(セメント凝結時間の差)	始発は30以内、終結は60分以内		
			(モルタル圧縮強度比)	材令7及び28日で90%以上		
		混和剤 (AE剤、減水剤、A E減水剤、流動化剤、高性能減水剤)	JIS A 6204に準ずる	JIS A 6204に適合すること	製造会社の試験成績表による確認またはJIS A 6204の方法	工事開始前、工事中1回/3月以上及び長期貯蔵した場合
		細骨材 (砂)	絶乾密度 (g/cm ³)	2.5g/cm ³ 以上	JIS A 1109の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			吸水率 (%)	3.5%以下	JIS A 1109の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			粒度	ふるいの呼び寸法 (mm)/ふるいを通るものの質量百分率 (%) が次の範囲にあるものを標準とする。 10/100, 5/90~100, 2.5/80~100, 1.2/50~90, 0.6/25~65, 0.3/10~35, 0.15/2~10	JIS A 1102の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			粘土塊量	1.0%以下	JIS A 1137に準じた方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			微粒分量	コンクリートの表面がすりへり作用を受ける場合は3.0%以下、その他は5.0%以下	JIS A 1103の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			塩化物 (NaClとして)	0.04%以下	JSCE-C502または503の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合
			有機不純物	標準色又は色見本の色よりも淡い	JIS A 1105	工事開始前、工事中1回/年以上及び産地が変わった場合
			化学安定性 (アルカリシリカ反応性)	化学的、物理的に安定なもの	JIS A 1145, 1146の方法	工事開始前、工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合
			安定性試験 (耐凍害性)	10%以下	JIS A 1122の方法	工事開始前、工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合

表 5.15-1 (4) 取放水路埋戻し工 品質, 出来形及び検査一覧 (4/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度		
コンクリート材料	材料	粗骨材 (砂利)	絶乾密度	2.5g/cm ³ 以上	JIS A 1110の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合		
			吸水率	3.0%以下	JIS A 1110の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合		
		粗骨材 (砂利)	粒度	ふるいの呼び寸法(mm)/ふるいを通るものの質量百分率(%)が下記の範囲にあるものを標準とする。 ①最大寸法40mmの場合 50/100, 40/95~100, 20/35~70, 10/10~30, 2.5/0~5 ②最大寸法20mmの場合 25/100, 20/90~100, 10/20~55, 5/0~10, 2.5/0~5	JIS A 1102の方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合		
			粘土塊量	0.25%以下	JIS A 1137に準じた方法	工事開始前、工事中1回/月以上及び産地が変わった場合		
			微粒分量	1.0%以下	JIS A 1103の方法			
			化学安定性(アルカリシリカ反応性)	化学的、物理的に安定なもの	JIS A 1145, 1146の方法	工事開始前、工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合		
			安定性試験(耐凍害性)	12%以下	JIS A 1122の方法	工事開始前、工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合		
			すりへり減量	35%以下	JIS A 1121の方法	工事開始前、工事中1回/6月以上及び産地が変わった場合		
		試験練り	施工	配合設計	配合設計	要求品質(強度及びコンクリート性状)を満足すること	配合設計書の確認(JIS A 5308協議事項等)	施工前及び仕様、材料、製造設備変更の都度
				配合試験方法	試し練り方法	JIS A 1138に適合すること	試し練り計画書の確認	
配合試験(試し練り)	試し練り方法			試し練り計画書通りであること	手順の確認			
	試験室温度及び湿度			温度20±3℃ 湿度60%以上	温度計、湿度計			
	各材料の計量値			示方配合と整合していること	計量器による測定			

表 5.15-1 (5) 取放水路埋戻し工 品質, 出来形及び検査一覧 (5/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
試験練り	施工	配合試験 (試 練り)	スランブ又はス ランブフロー	スランブ管理 2.5cm±1.0cm 5及び6.5cm±1.5cm 8cm以上18cm以下± 2.5cm 21cm±1.5cm スランブフロー管理 50cm±7.5cm 60cm±10cm	スランブ管理 JIS A 1101 スランブフロー管 理 JIS A 1150	施工前及び仕様、材 料、製造設備変更の都 度
			空気量	±1.5%	JIS A 1116, 1118, 1128	
			コンクリート温 度	定められた条件に適合 すること	JIS A 1156の方法	
			単位容積質量	定められた条件に適合 すること	JIS A 1116の方法	
			供試体作成	定められた方法で作成 されていること	JIS A 1132	
			圧縮強度試験	定められた方法で実施 していること 1回の試験結果は呼び 強度の85%以上である こと 3回の試験結果の平均 値が呼び強度の強度値 以上であること	JIS A 1108, 1132, 5308 (附 属書E)の方法	
塩化物含有量	塩化物イオン濃度とし て 原則0.30kg/m ³ 以下	塩化物イオン濃度 試験はJIS A 1144 の方法				
単位水量	管理値 配合設計±15kg/m ³ 以内 指示値 配合設計±20kg/m ³ 以内	原則、空気量試験 による方法				
型枠支保工 組立	施工	型枠支保工組 立	型枠の形状寸法 及び位置	計画どおりであること	スケール、トラン シット、レベル等 による測定	組立後 全数
			型枠と最外鉄筋 とのあき	かぶりの規定に適合す ること	スケールによる測 定	組立後 全数
コンクリー ト打設	施工	レディミクス トコンクリー ト受入時	供試体作成	規格に適合しているこ と	JIS A 1132 JSCE-F515(高流 動)	打設箇所毎かつ 原則150m ³ に1回 150m ³ /日未満は1回/日
			スランブ又はス ランブフロー	スランブ管理 2.5cm±1.0cm 5cm以上8cm未満± 1.5cm 8cm以上18cm以下± 2.5cm 21cm±1.5cm スランブフロー管理 50cm±7.5cm 60cm±10cm	スランブ管理 JIS A 1101 スランブフロー管 理 JIS A 1150	荷卸時 1回/日または構造物の 重要度と工事の規模に 応じて20~150m ³ 毎に1 回 荷卸時に品質の変化が 認められたとき

表 5.15-1 (6) 取放水路埋戻し工 品質, 出来形及び検査一覧 (6/6)

工程 工種	管理 区分	管理 項目	管理内容	管理値	検査方法 検査基準	検査 頻度
コンクリート打設	施工	レディミクストコンクリート受入時	空気量	許容範囲±1.5%	JIS-A1116, 1118, 1128	荷卸時 1回/日または構造物の重要度と工事の規模に応じて20~150m ³ 毎に1回 荷卸時に品質の変化が認められたとき
			コンクリート温度	定められた条件に適合すること	JIS A 1156の方法	
			塩化物イオン量	原則0.30kg/m ³ 以下	JIS A 1144または信頼できる機関で評価を受けた試験方法	荷卸時
			配合 (その他コンクリート材料の単位量)	許容範囲内にあること	コンクリート材料の印字記録	荷卸時 午前2回以上、午後2回以上
			圧縮強度試験	定められた方法で実施していること 1回の試験結果は呼び強度の85%以上であること 3回の試験結果の平均値が呼び強度の強度値以上であること	JIS A 1108, 1132, 5308 (附属書E)の方法	1回/日または構造物の重要度と工事の規模に応じて20~150m ³ 毎に1回、及び荷卸時に品質の変化が認められたとき
			外気温	日平均気温 4℃以下：寒中コンクリート 25℃超：暑中コンクリートとして扱う	温度測定	打設開始前 打設中
流動化処理土	材料	追而				
	施工					

準拠資料

※1 日本工業規格

※2 コンクリート標準示方書 施工編 ((社) 土木学会, 2017年制定)

6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明資料

6.2.1 鉄筋コンクリート防潮壁の設計に関する補足説明資料

6.2.1.1 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

1. 概要

本資料は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、鉄筋コンクリート防潮壁が基準地震動に対して十分な構造強度、支持性能及び止水機能を有していることを確認するものである。

鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能の確認は、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

鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2-1 に示す。

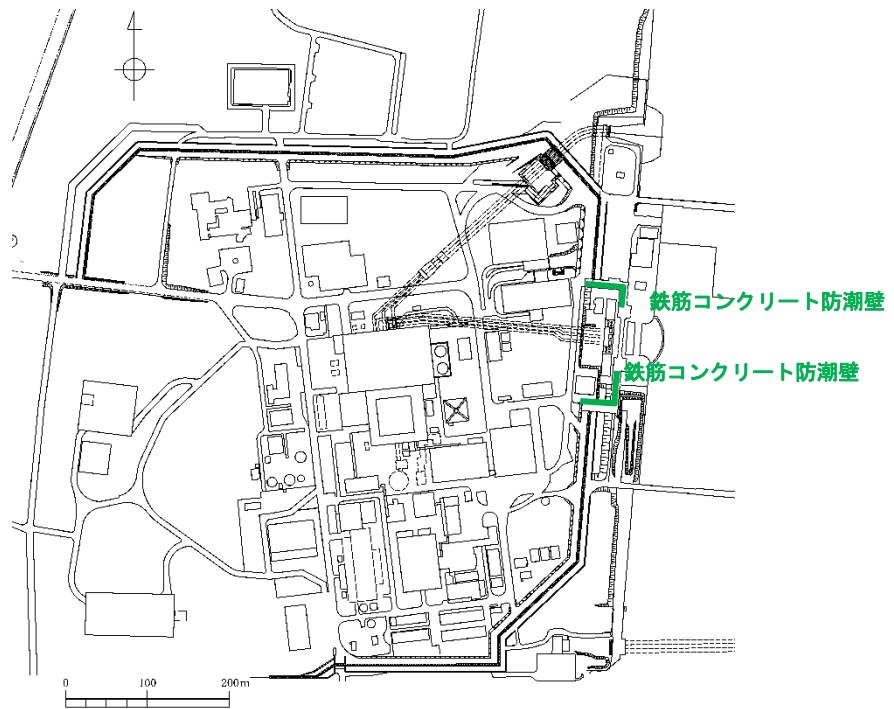


図 2-1 鉄筋コンクリート防潮壁位置図

2.2 構造概要

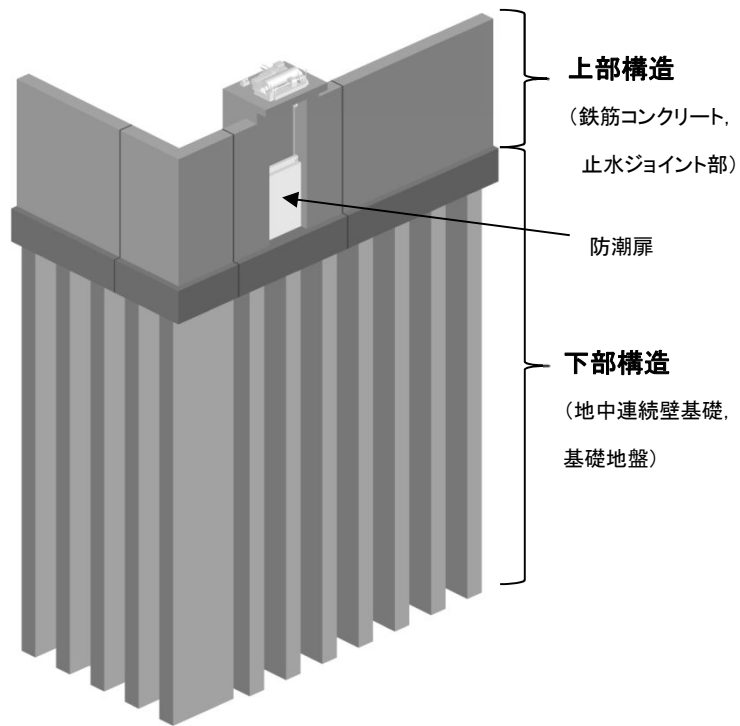
鉄筋コンクリート防潮壁は、1ブロック幅約11 m～20 m、天端高T.P. +20 m、奥行約10 mの鉄筋コンクリート造の構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉及びフラップゲートを設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と地中連続壁基礎とは、鉄筋コンクリートフーチングを介した剛結合で一体構造とする。

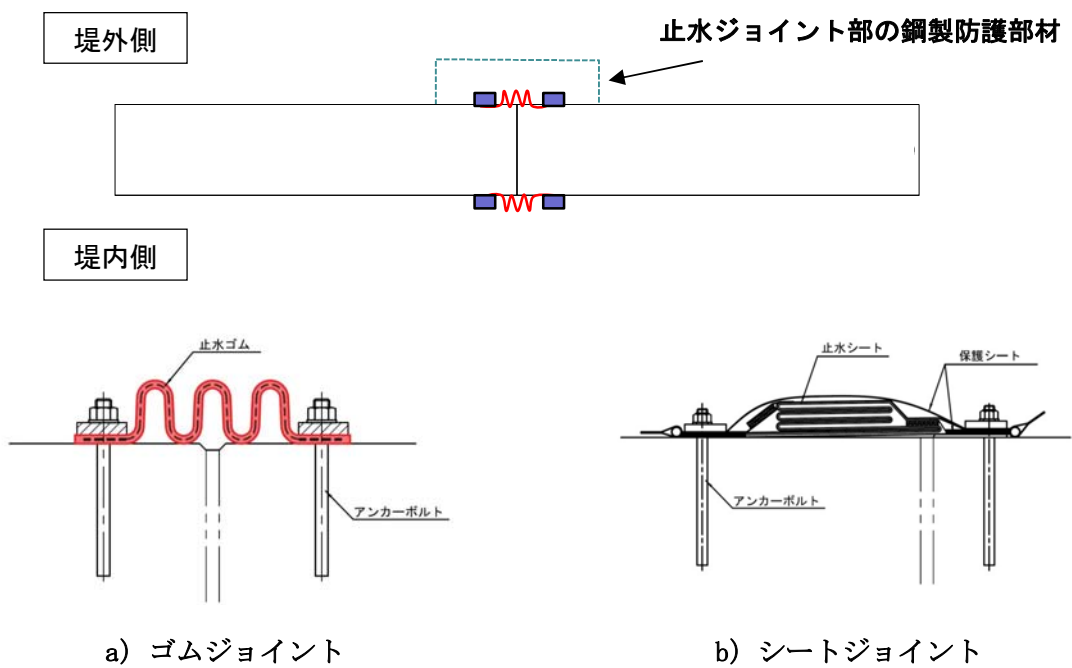
鉄筋コンクリート防潮壁の平面図を図2-2に、概要図を図2-3に、構造図を図2-4に示す。



図2-2 鉄筋コンクリート防潮壁 平面図



鉄筋コンクリート防潮壁の取水構造物の北側概要図



止水ジョイント部材の概要図

図 2-3 鉄筋コンクリート防潮壁構造概要図

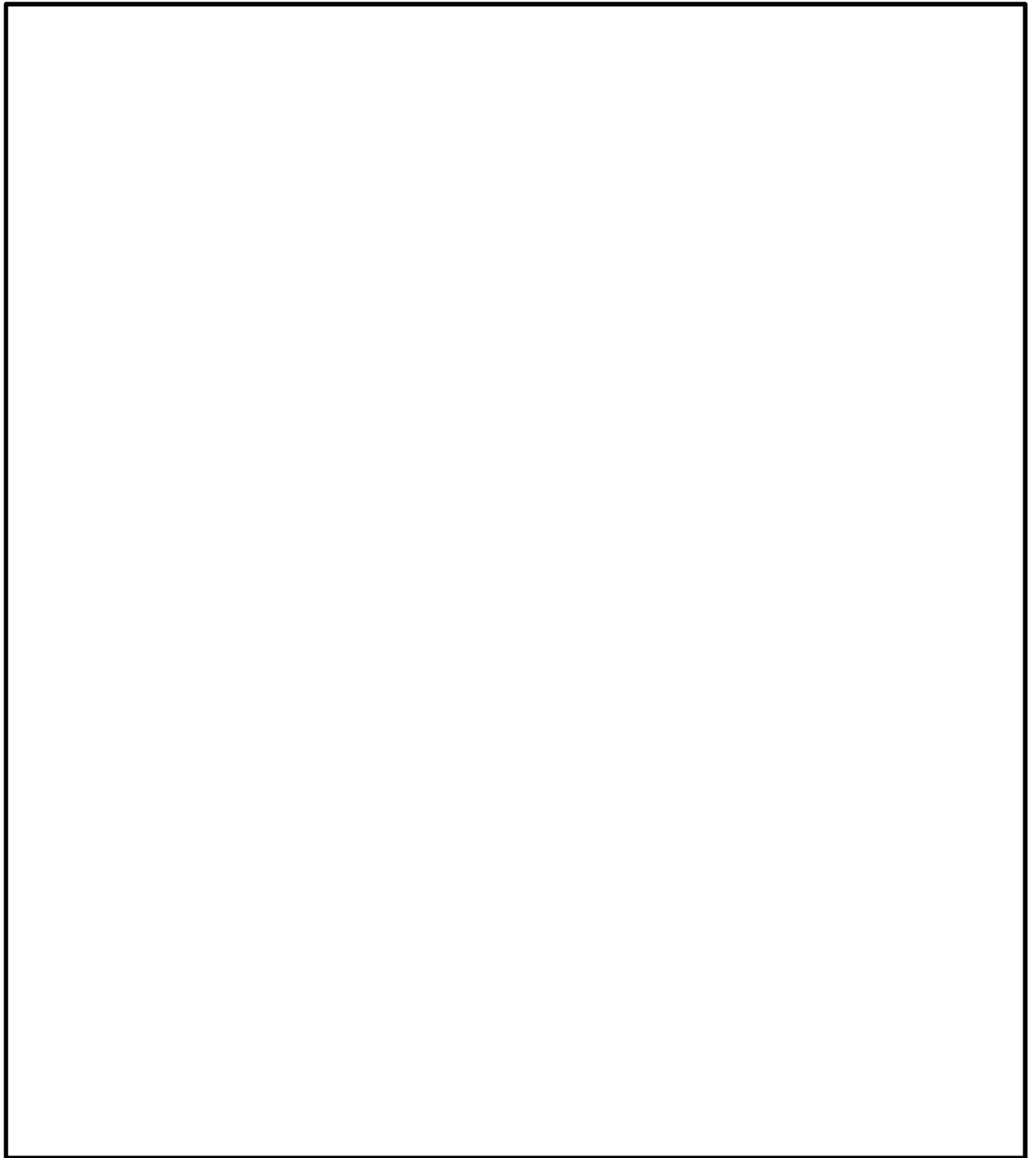


図 2-4 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (フラップゲート部)

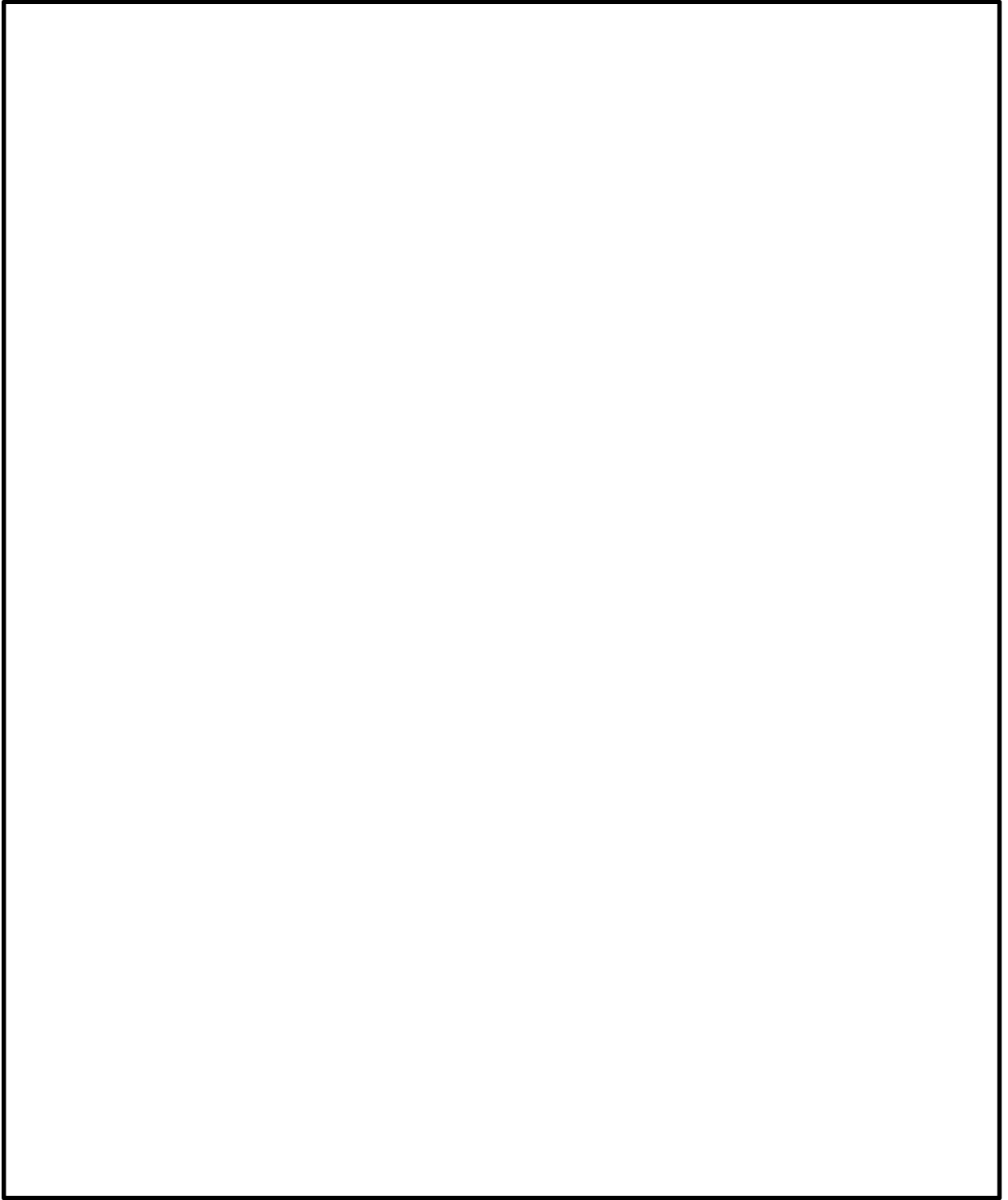


図 2-4 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (防潮扉部)

2.3 評価方針

防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、設計基準対象施設として、表 2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

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

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

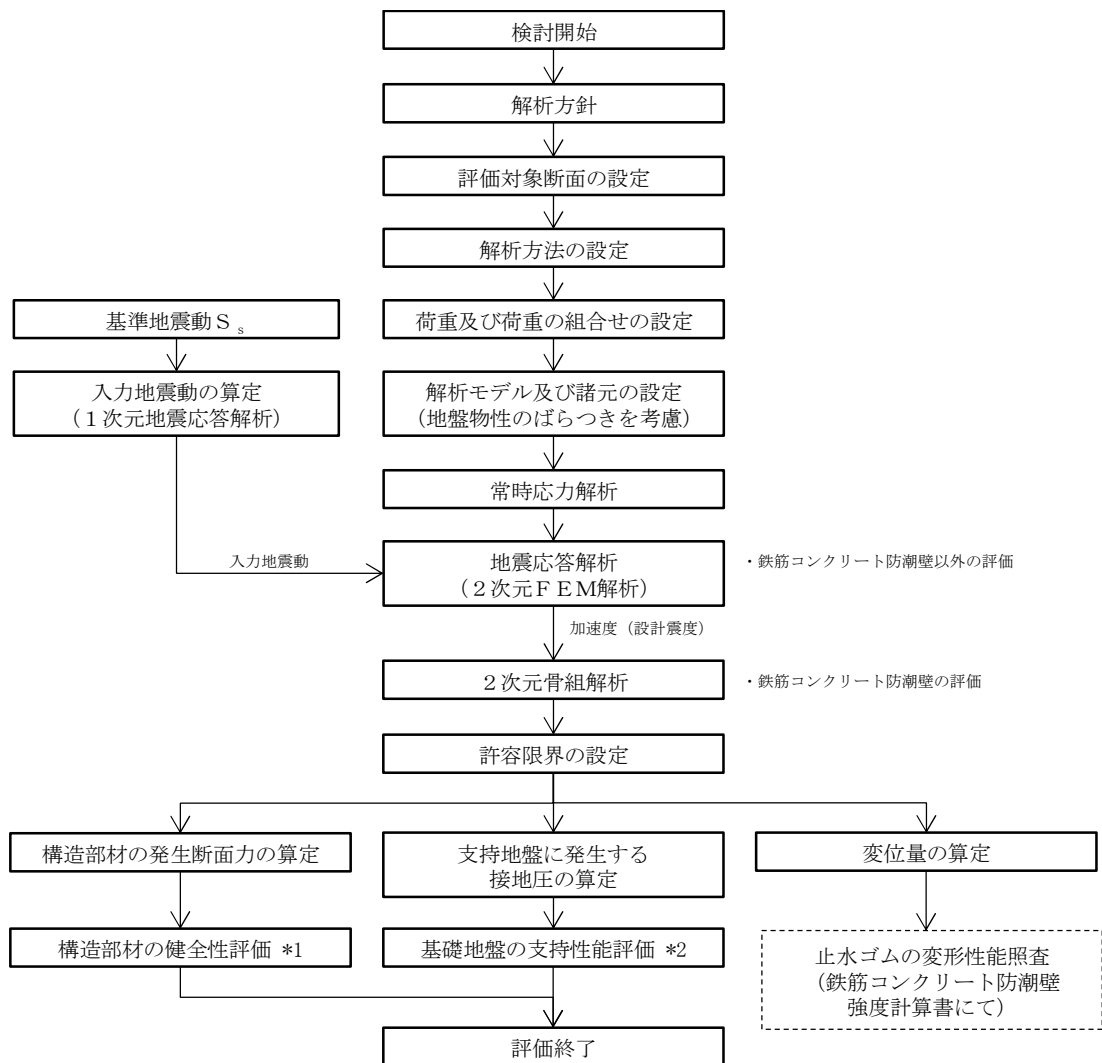
なお、防潮扉の評価を資料V-2-10-2-2-3「防潮扉の耐震性についての計算書」に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フローを図 2-5 に示す。

表 2-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

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

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2-1 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 2-1 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。

図 2-5 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フロー

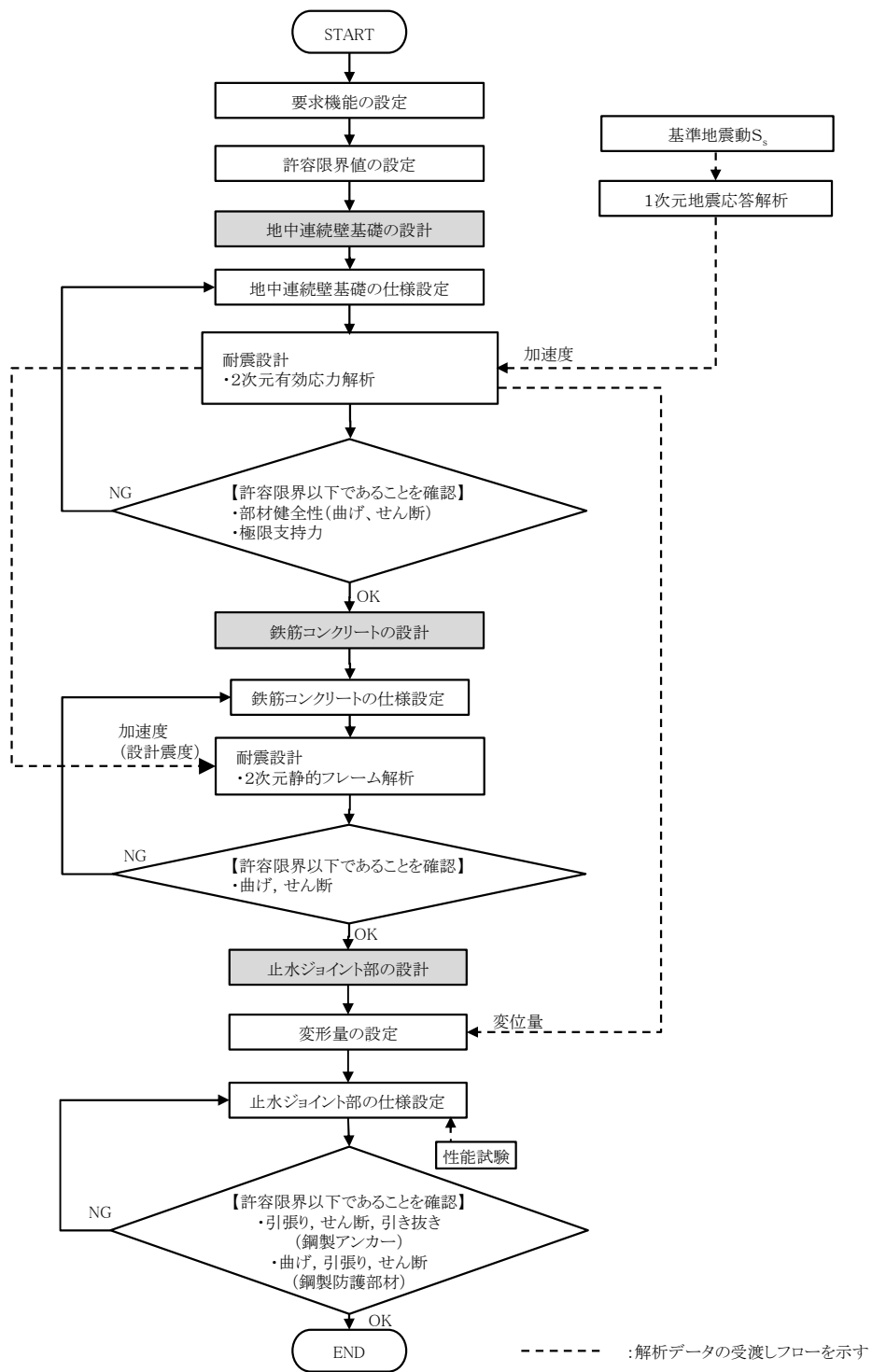


図 2-5 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を表 2-2 に示す。

表 2-2 適用する規格，基準等

項目	適用する規格，基準等	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定) ・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 年 11 月) ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月) 	—
荷重及び荷重の組み合わせ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定) ・建築基準法 (昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号) ・建築基準法施行令 (昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号) 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年制定) ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, (平成 24 年 3 月) ・鋼構造設計基準—許容応力度設計法— ((社) 日本建築学会, 2005 年 9 月) ・各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 2010 年 11 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げに対する照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認する。 ・せん断に対する照査は，発生応力度又は発生せん断力が，短期許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認する。
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・ 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

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

評価対象断面は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて選定する。図3-1に評価対象断面位置図を、図3-2に評価対象断面図を示す。

耐震評価は、①-①断面、②-②断面を用いて実施する。

防潮扉の耐震評価のための加速度応答については、①-①断面、②-②断面を用い、フラップゲートの耐震評価のための加速度応答については、③-③断面、④-④断面を用いて算定する。

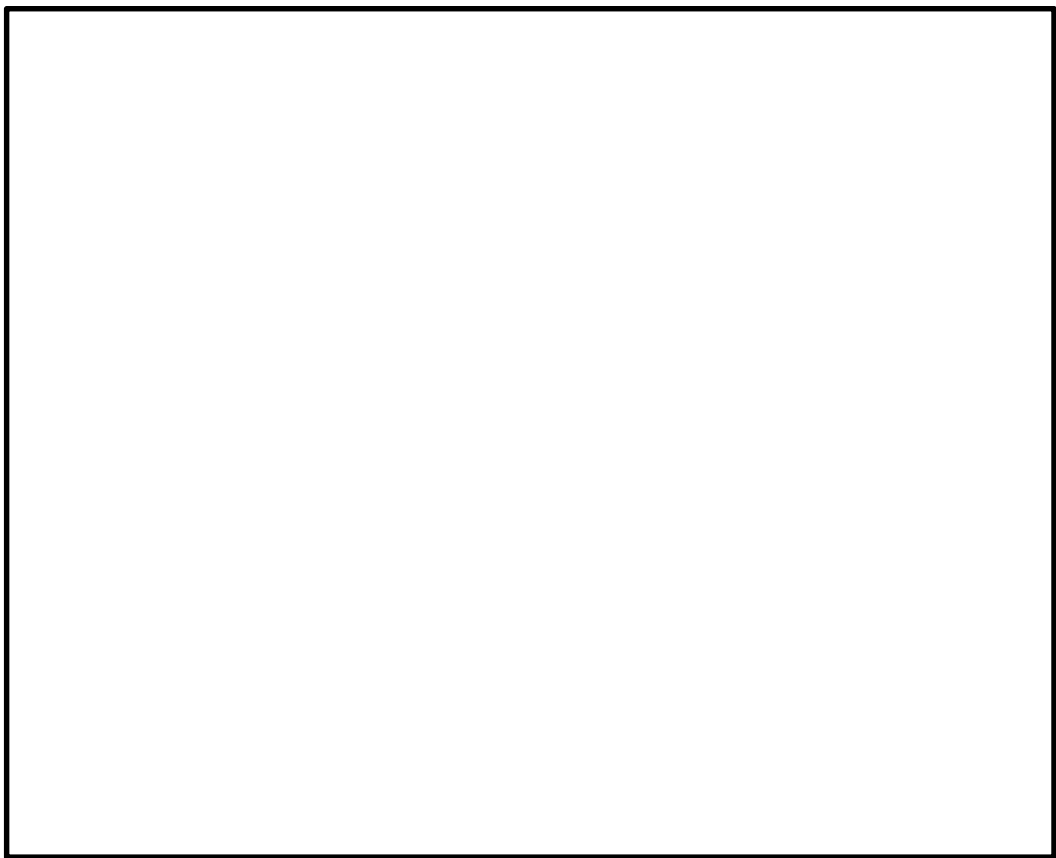


図3-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面位置図

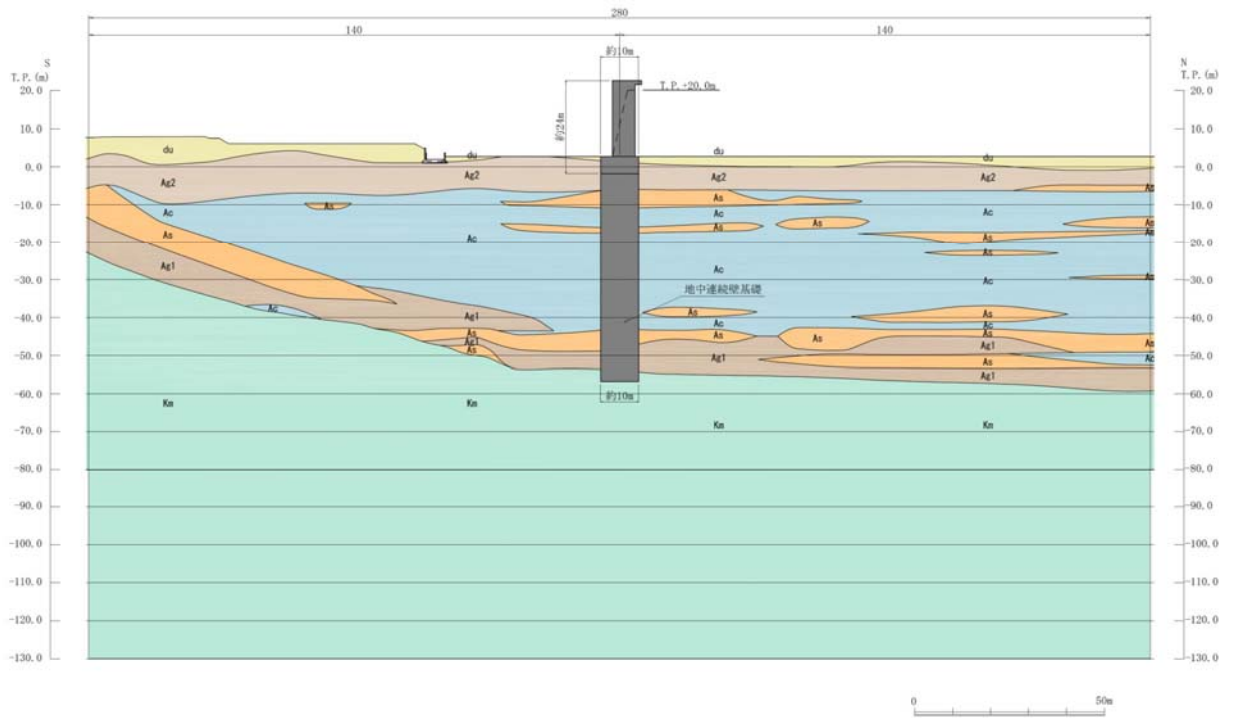


図 3-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (①-①断面)

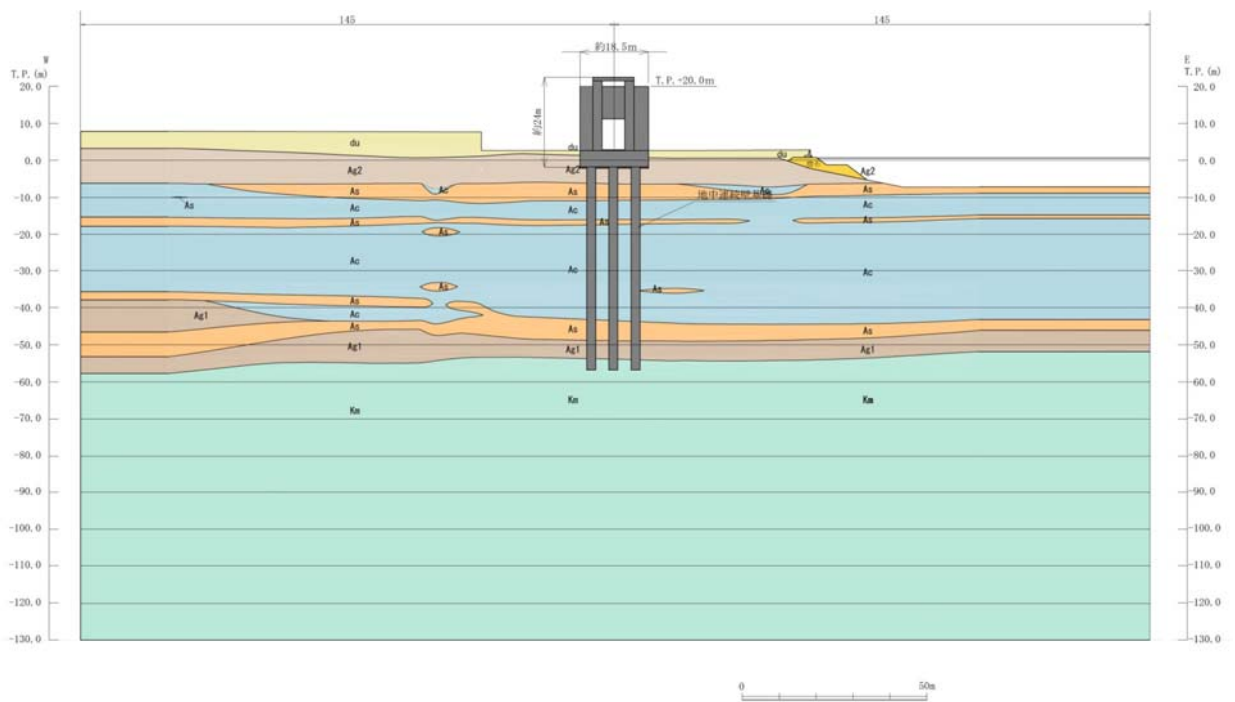


図 3-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (②-②断面)

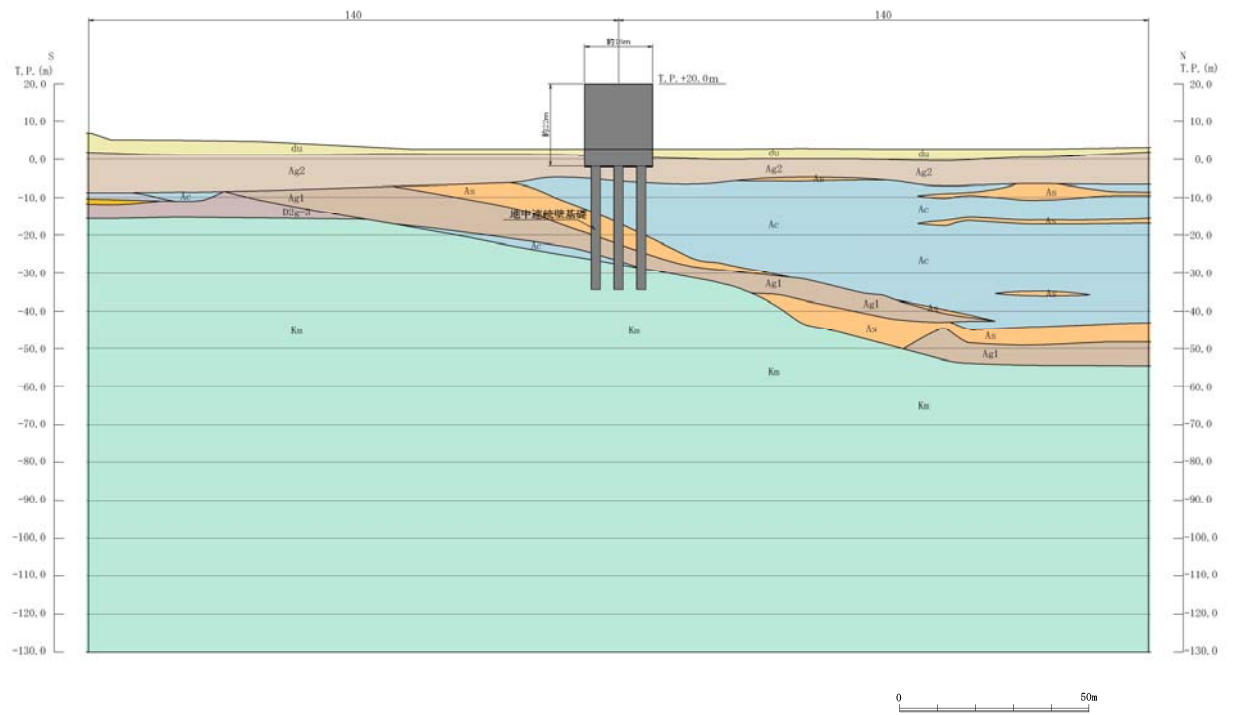


図 3-2 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (③-③断面)

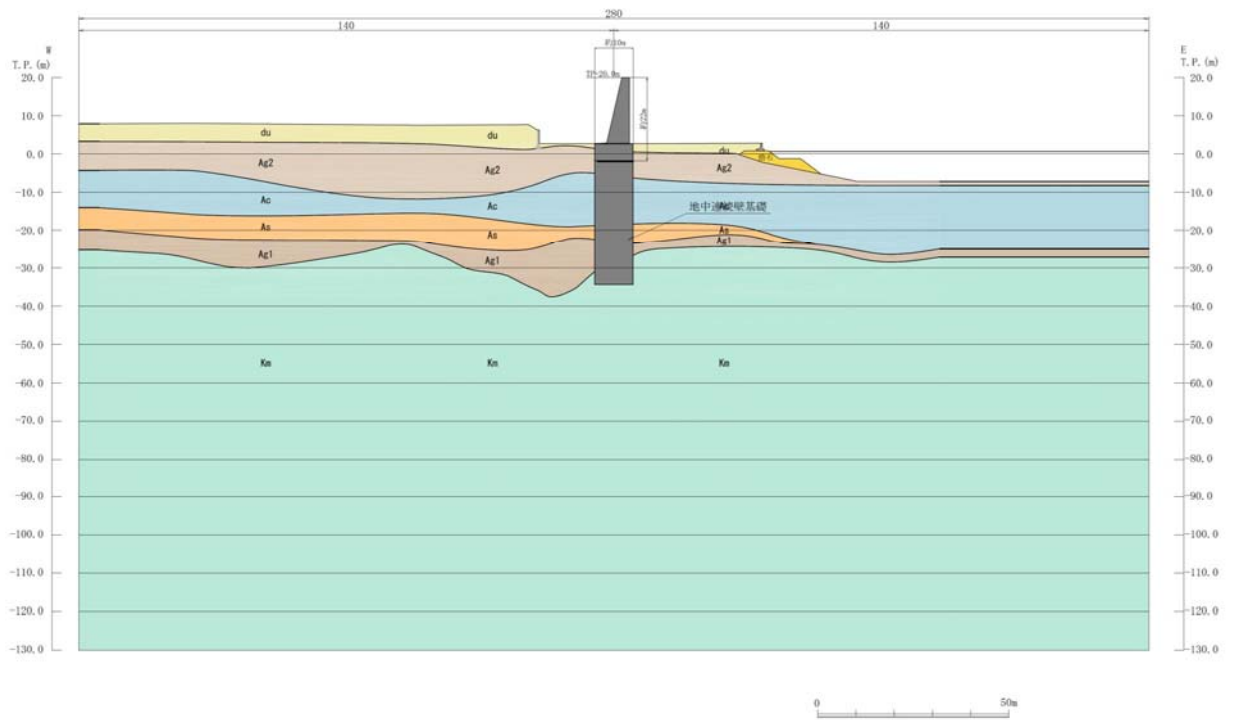


図 3-2 (4) 鉄筋コンクリート防潮壁 評価対象断面図 (④-④断面)

3.2 解析方法

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

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

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

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

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

地震応答解析手法の選定フローを図 3-3 に示す。

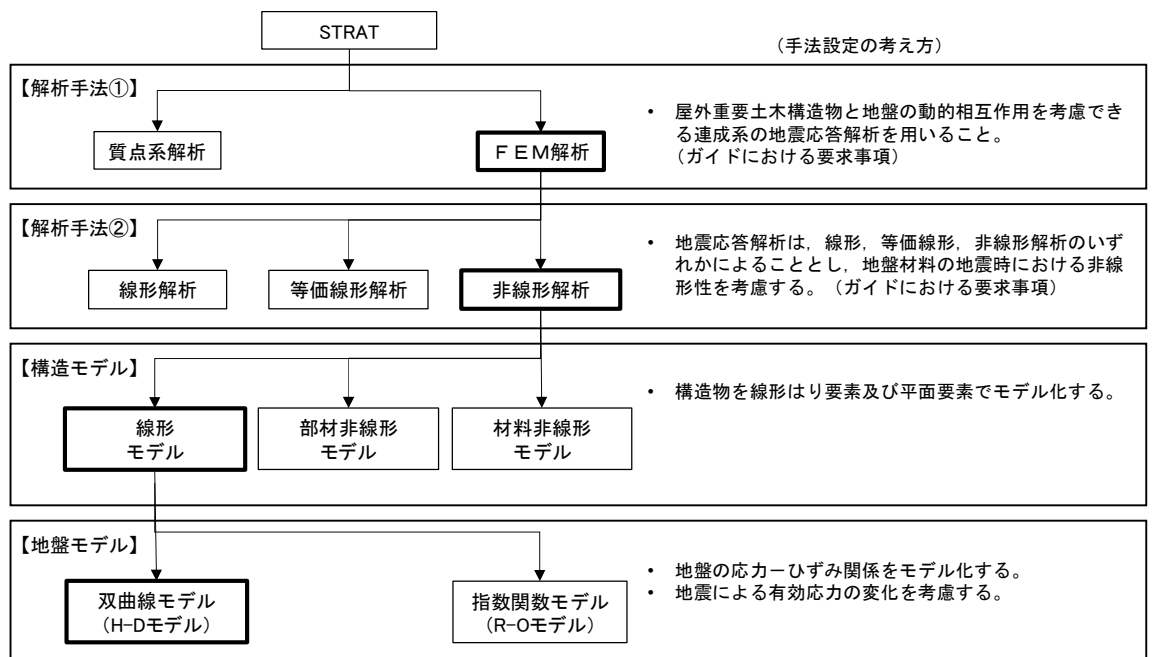


図 3-3 地震応答解析手法の選定フロー

H-D モデルの選定理由は次の通りである。すなわち、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。有効応

力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には、これら2つの特徴を表現できるモデルを採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には、双曲線モデル（H-Dモデル）と指数関数モデル（R-Oモデル）がある。双曲線モデル（H-Dモデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから、上記の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上限値に係る特徴を表現でき、かつ、上限値を有効応力の関数とすることができる。一方、指数関数モデル（R-Oモデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力の上限値をパラメータとして有していないことから、上記の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上限値に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから、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上記の2つの特徴を適切に表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。

3.2.1 地震応答解析手法

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

3.2.2 構造部材

構造部材は、線形はり要素及び平面要素でモデル化する。

（詳細は3.5.1 解析モデルの設定に示す。）

3.2.3 地盤

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

（詳細は3.5.1 解析モデルの設定に示す。）

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。

（詳細は3.5.1 解析モデルの設定に示す。）

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震安全性評価上考慮する状態

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

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解折において、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。

(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1cmあたりの荷重を $20\text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は30cm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。

(4) 風荷重

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表3-1に示し、荷重概念図を図3-4に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・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
		機器・配管自重	○	・機器・配管自重を考慮する
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない
変動荷重	積雪荷重		○	・積雪荷重を考慮
	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
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振	
	鉛直地震動	○		・躯体・機器・配管の慣性力、動土圧を考慮
	動水圧	—	・自由水はないため動水圧は考慮しない	

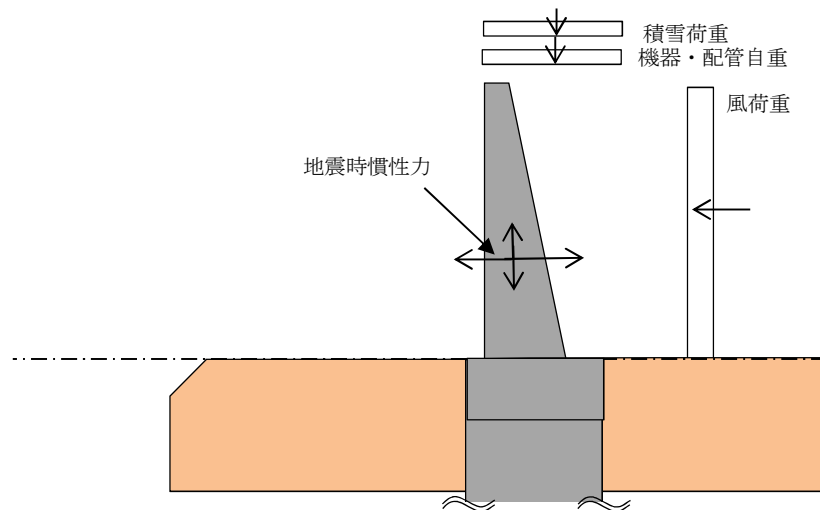


図 3-4 荷重概念図

3.4 入力地震動

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

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

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

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

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

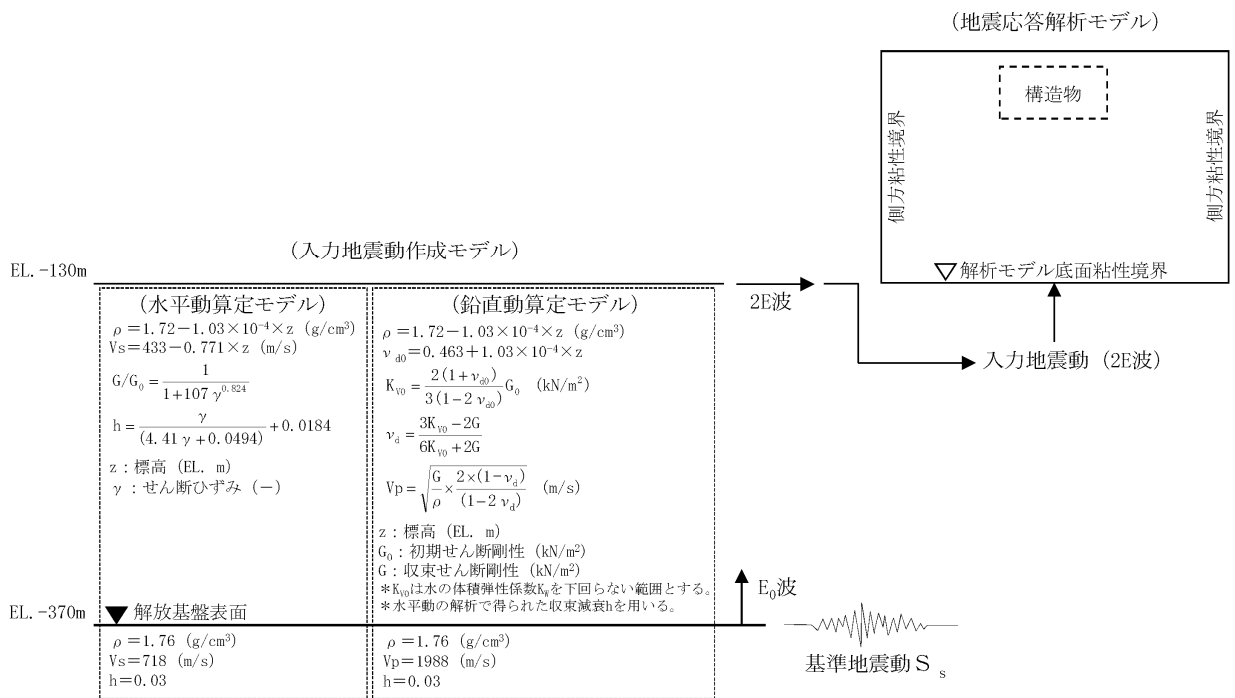
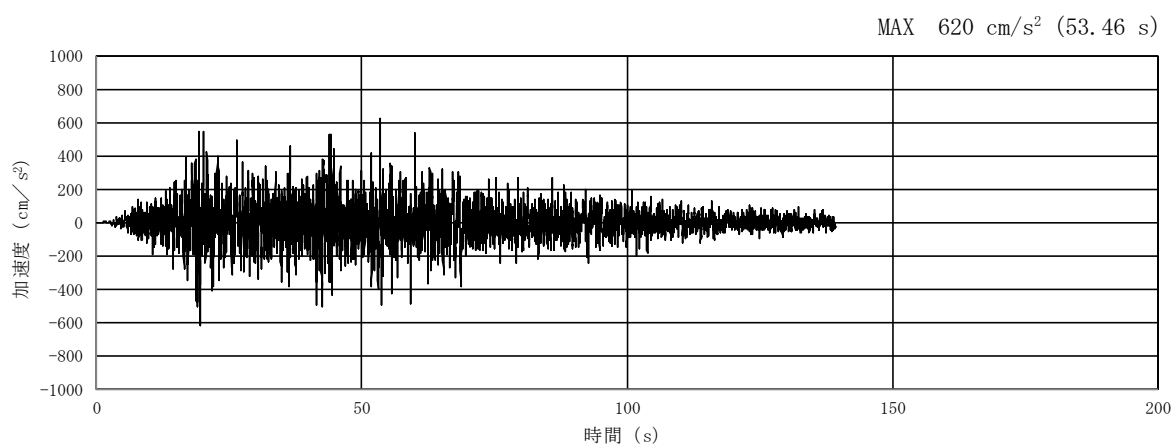
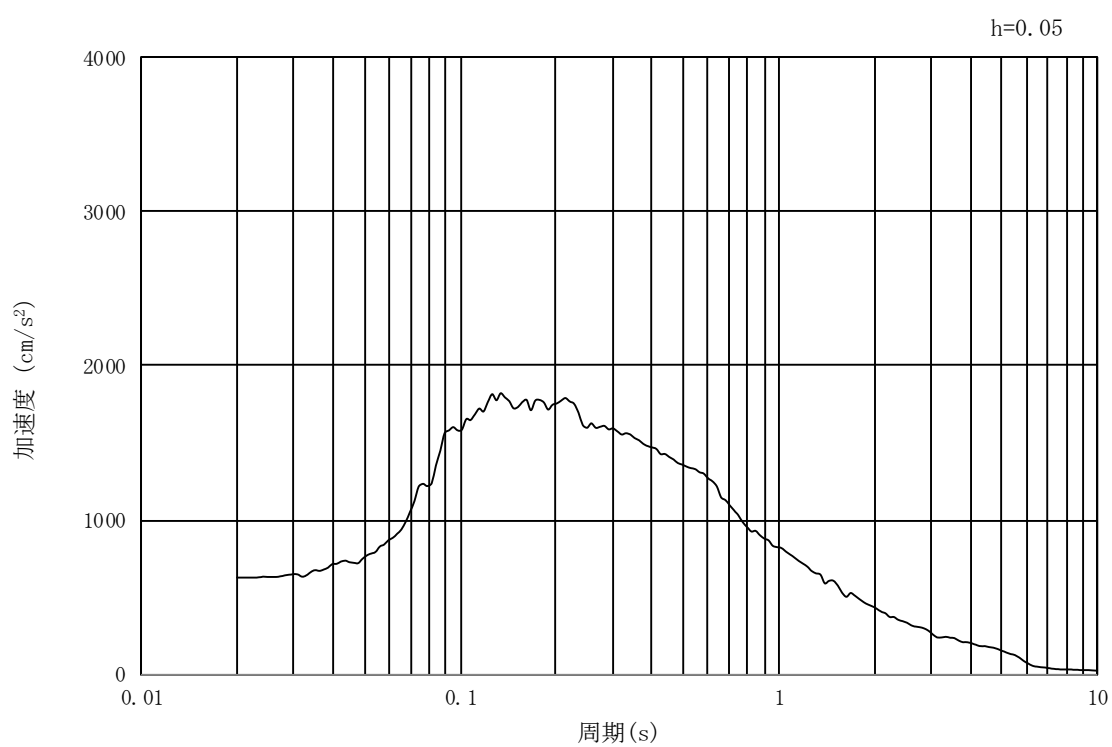


図3-5 入力地震動算定の概念図

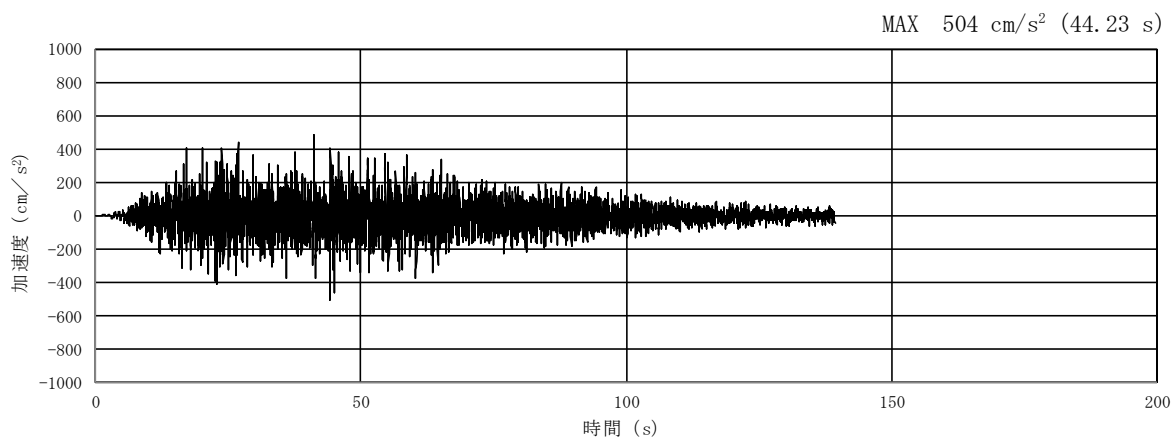


(a) 加速度時刻歴波形

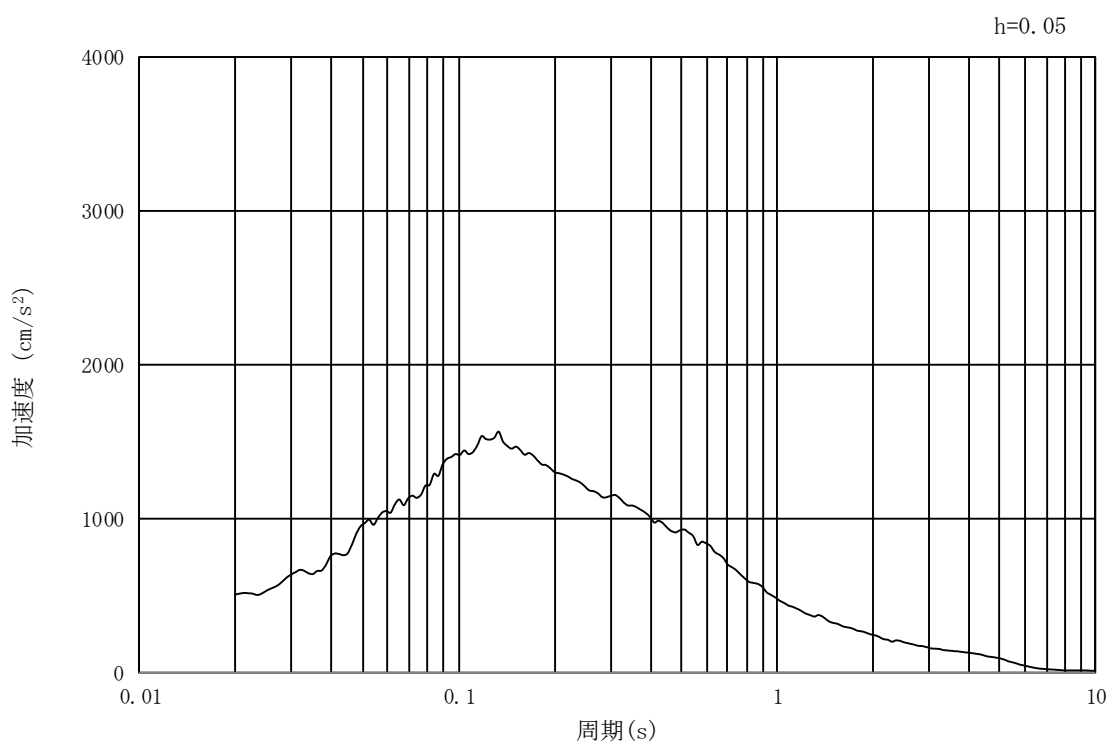


(b) 加速度応答スペクトル

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

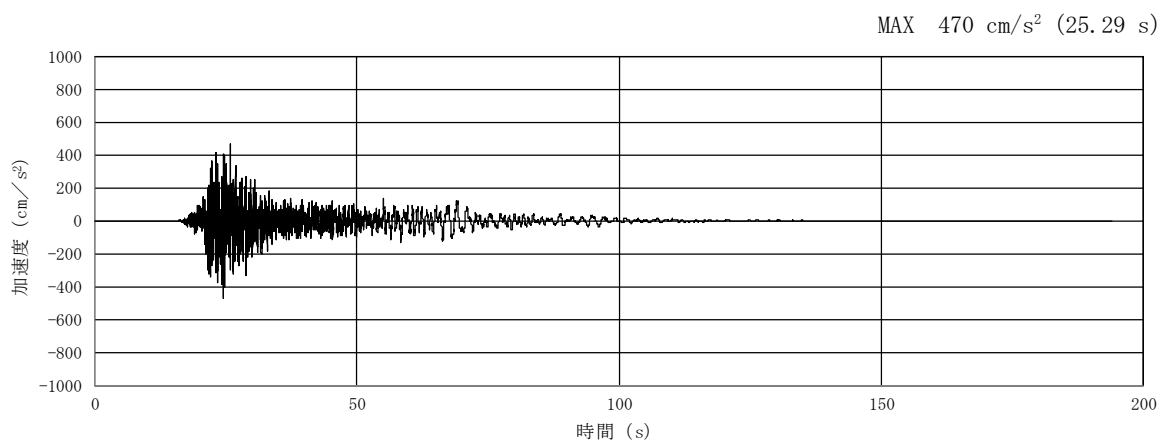


(a) 加速度時刻歴波形

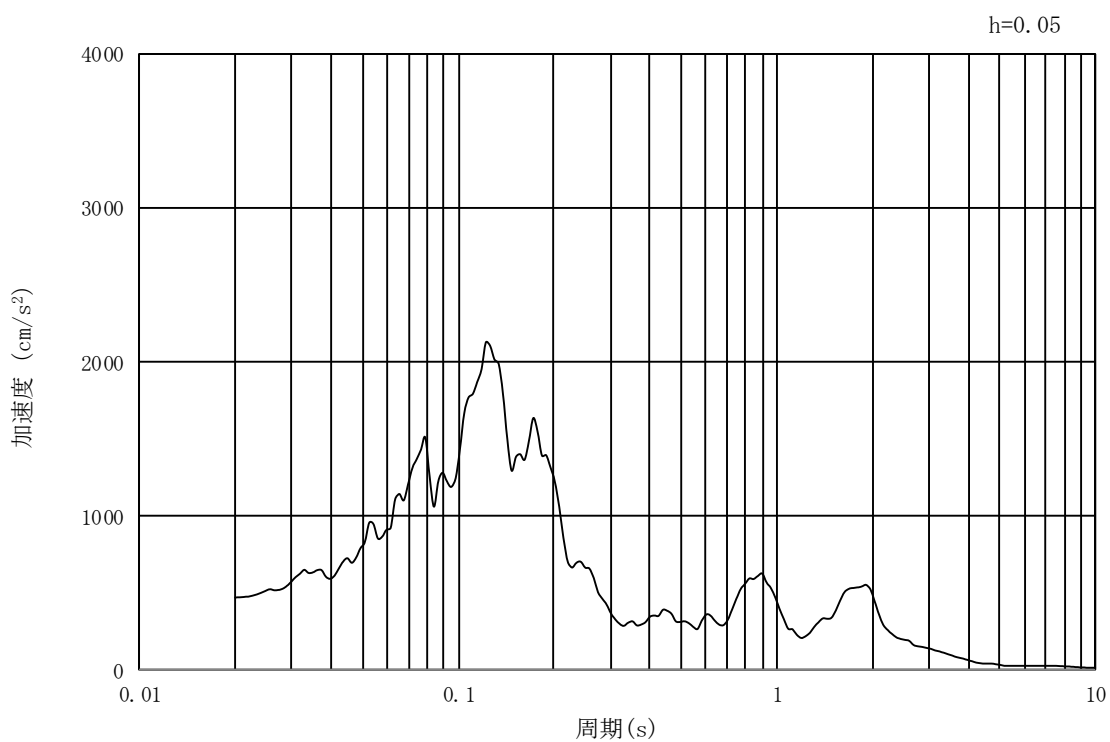


(b) 加速度応答スペクトル

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

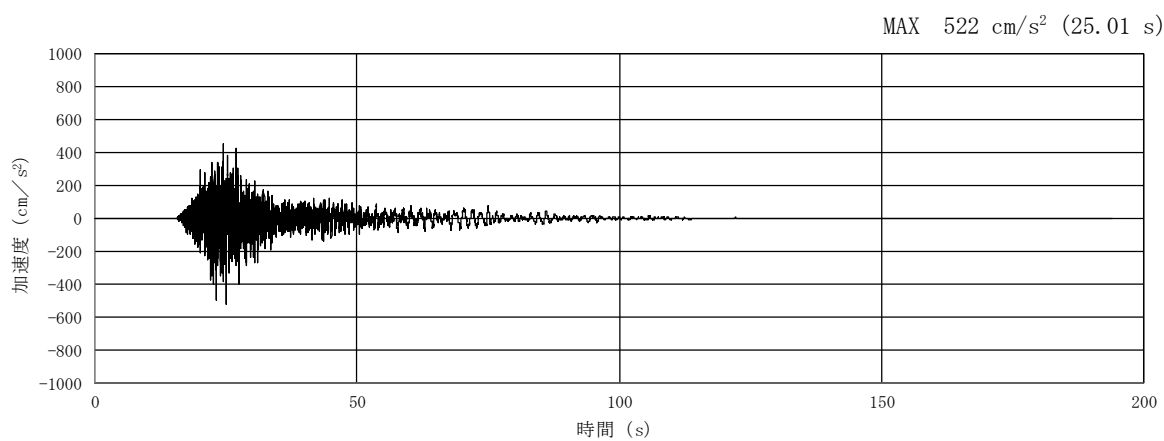


(a) 加速度時刻歴波形

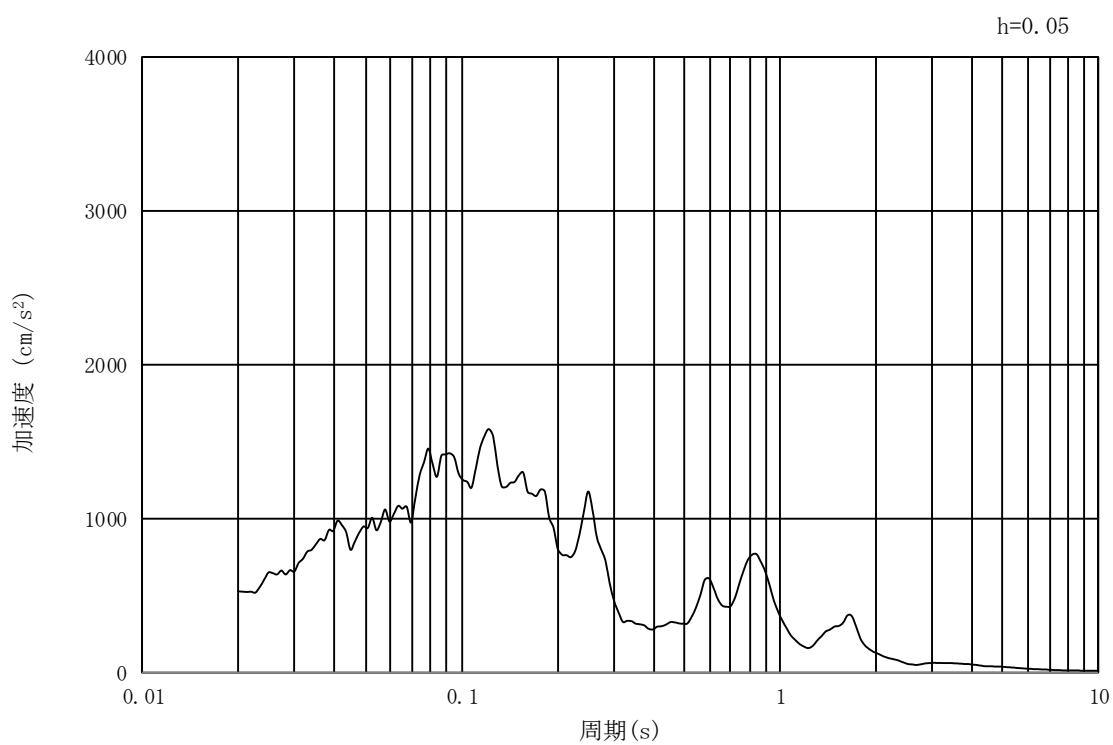


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 水平成分: S_s-1 1)

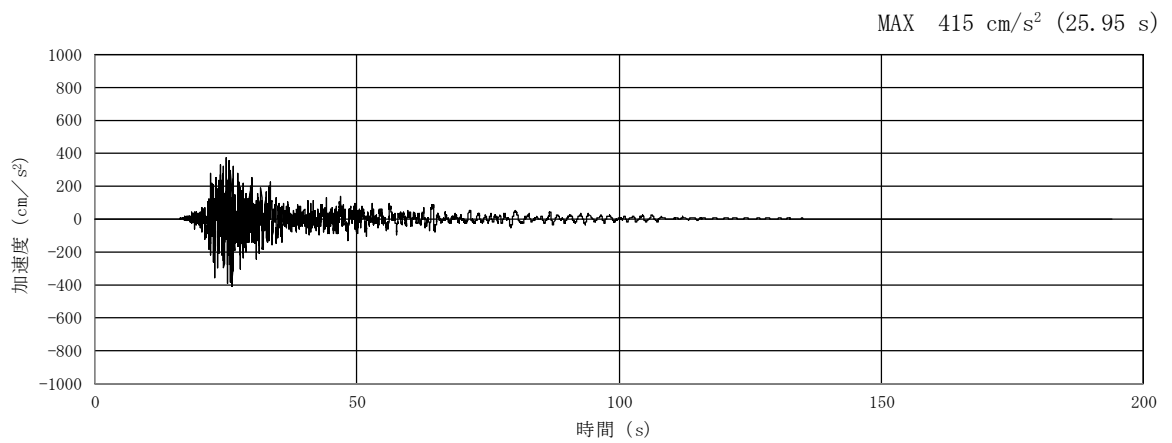


(a) 加速度時刻歴波形

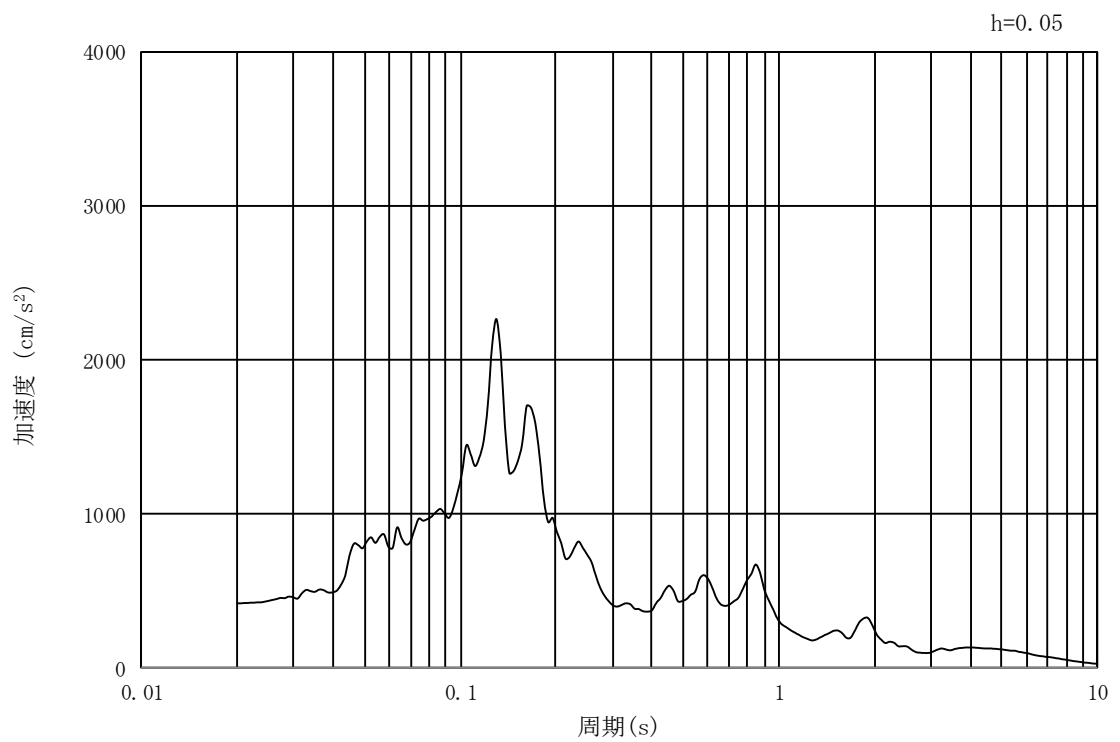


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 鉛直成分: $S_s - 11$)

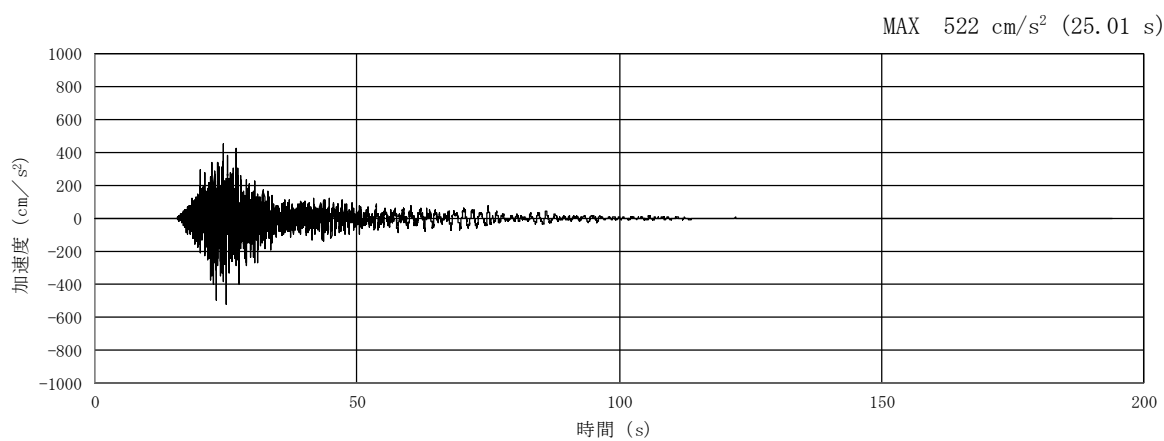


(a) 加速度時刻歴波形

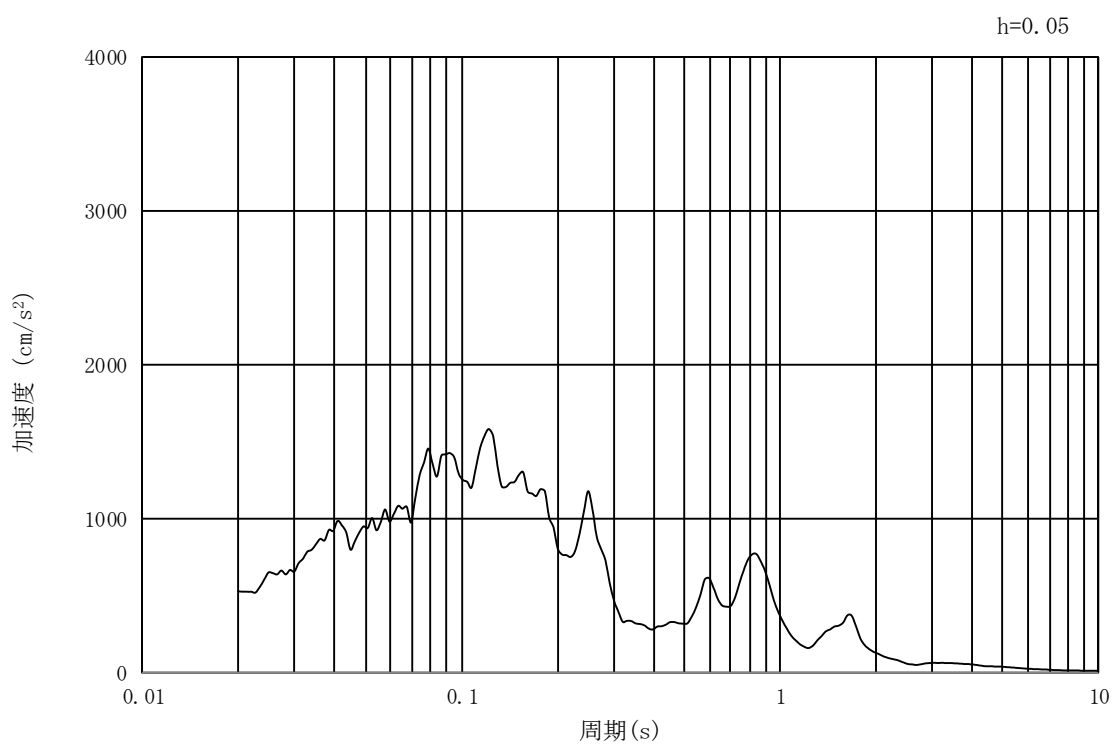


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 11$)

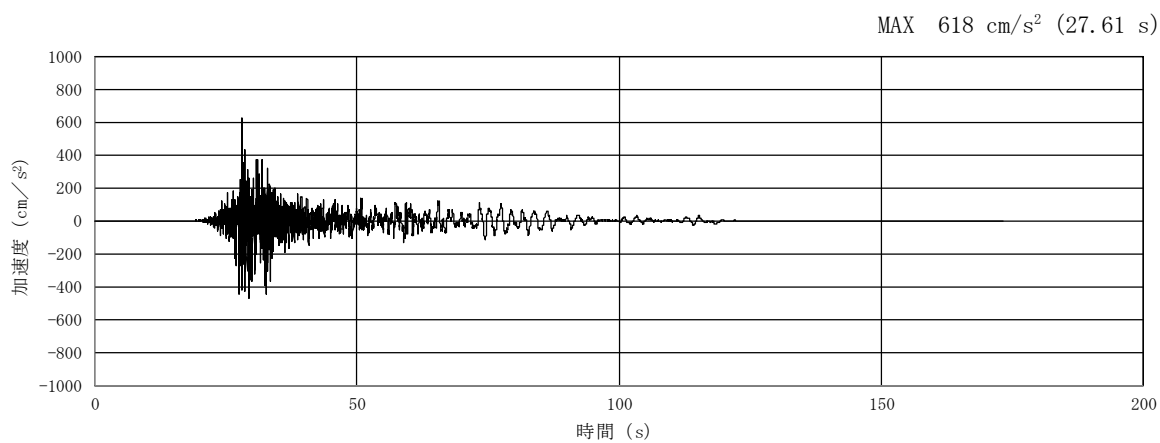


(a) 加速度時刻歴波形

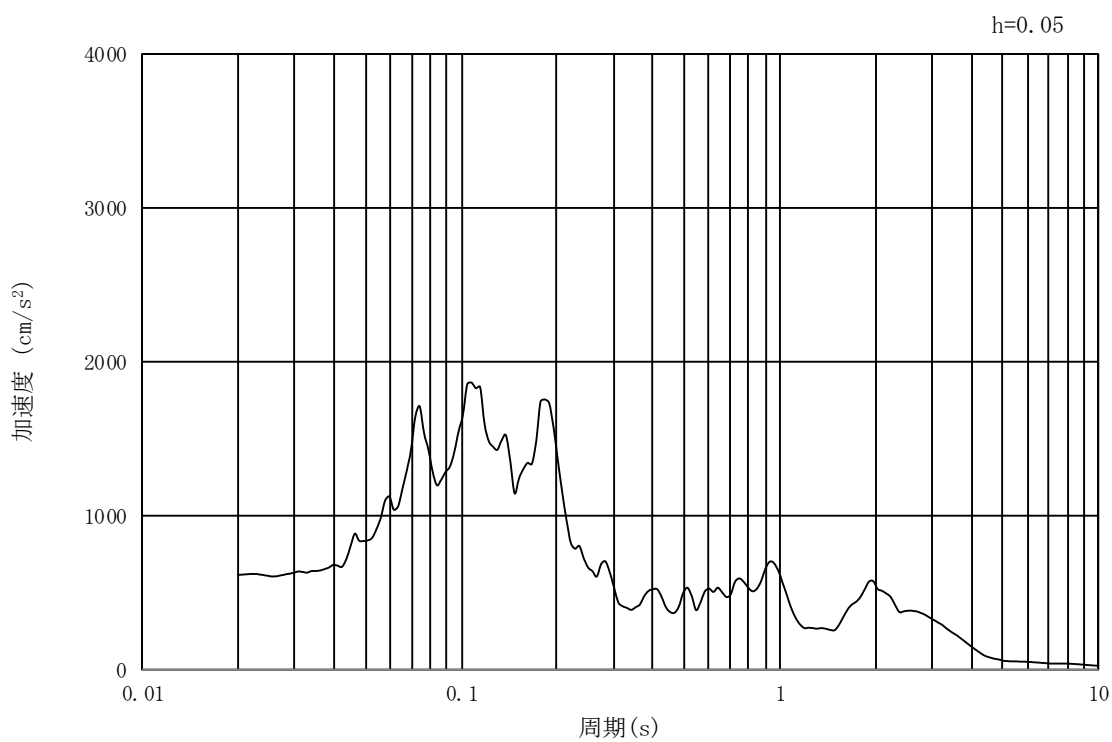


(b) 加速度応答スペクトル

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

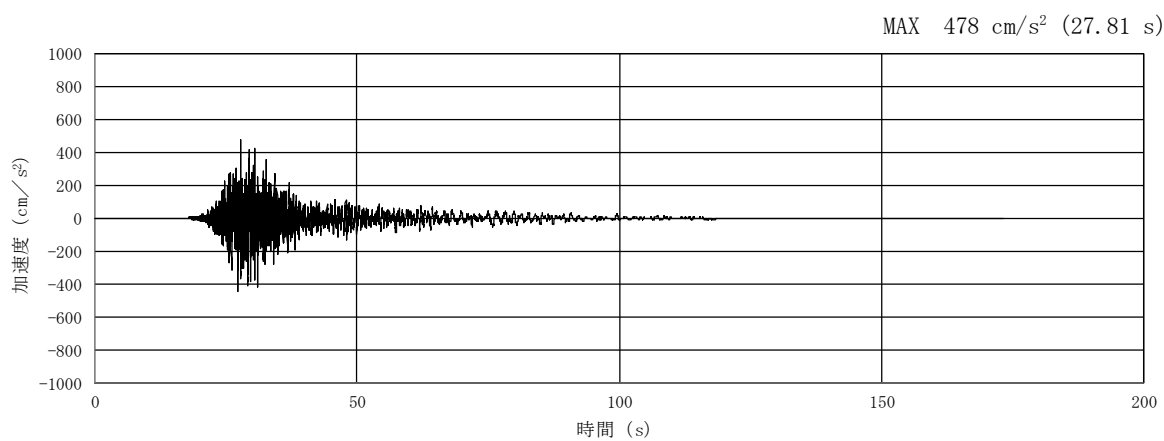


(a) 加速度時刻歴波形

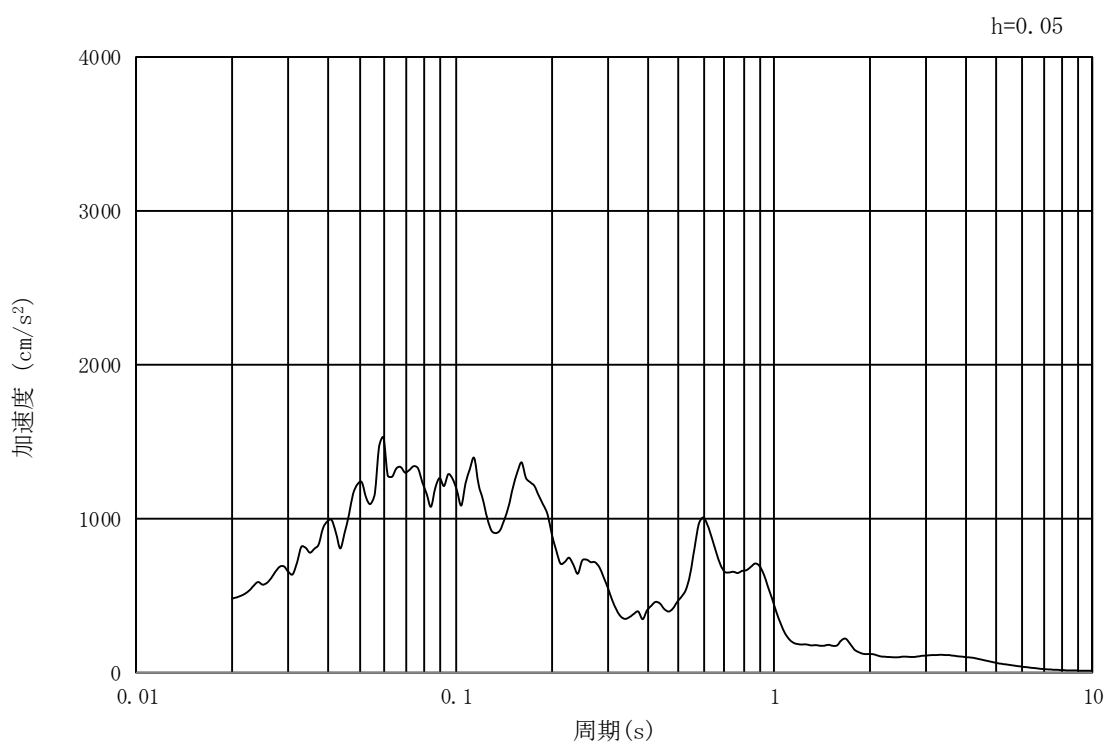


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 1.2$)

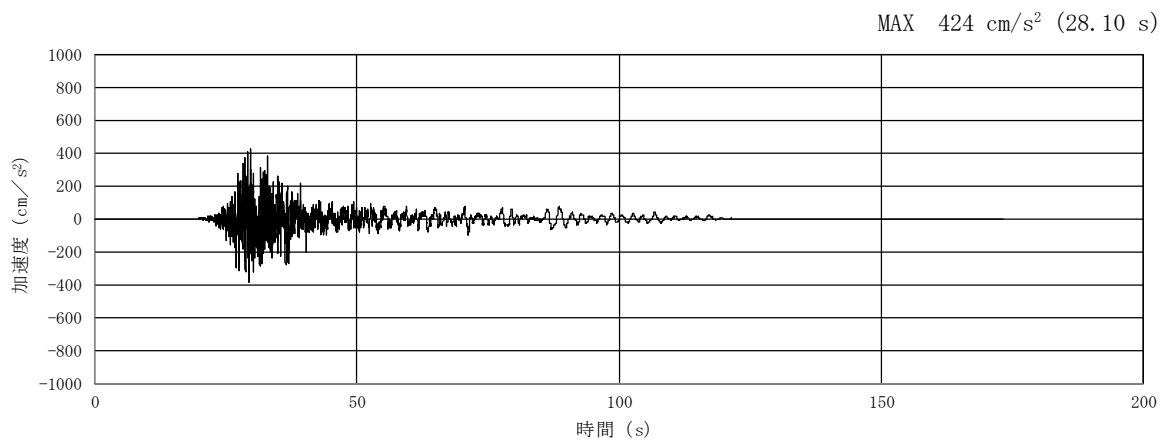


(a) 加速度時刻歴波形

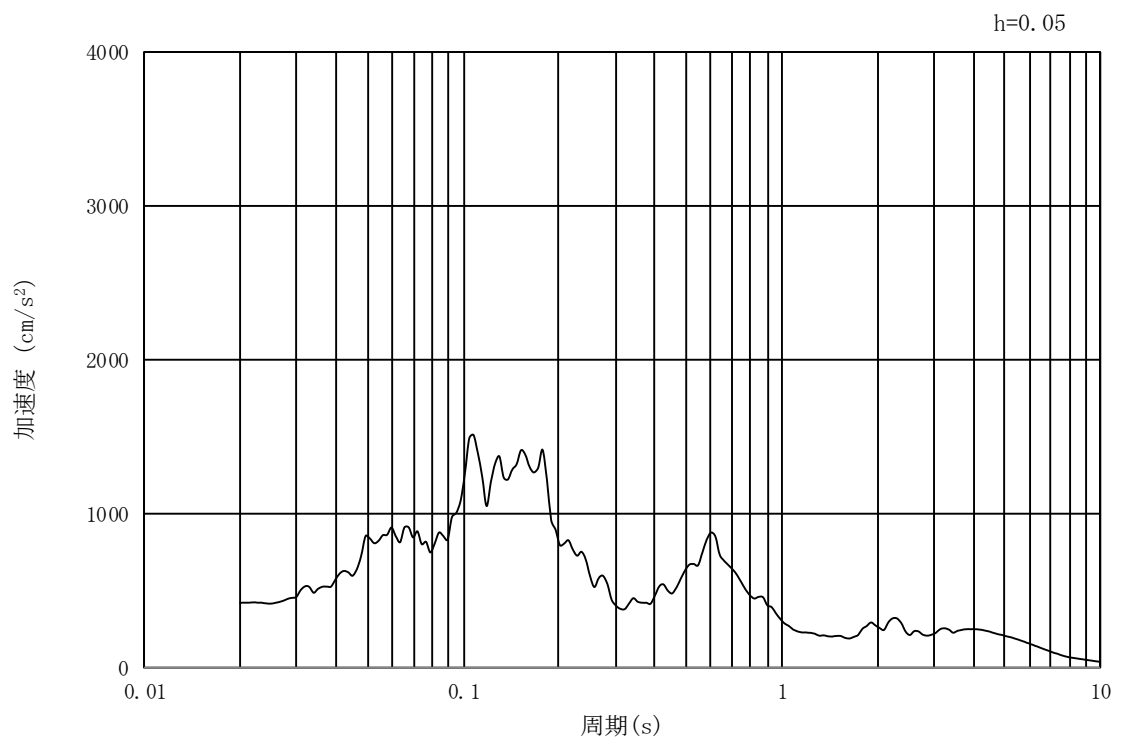


(b) 加速度応答スペクトル

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

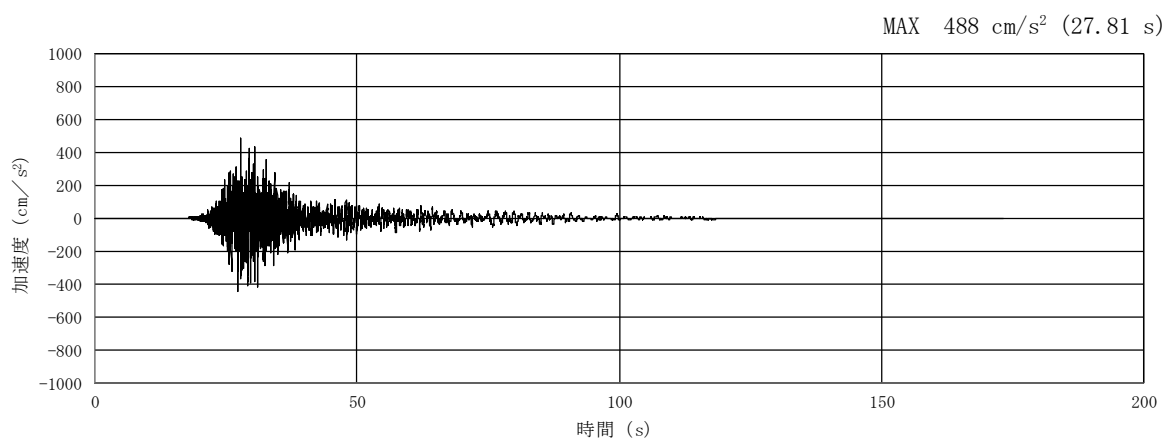


(a) 加速度時刻歴波形

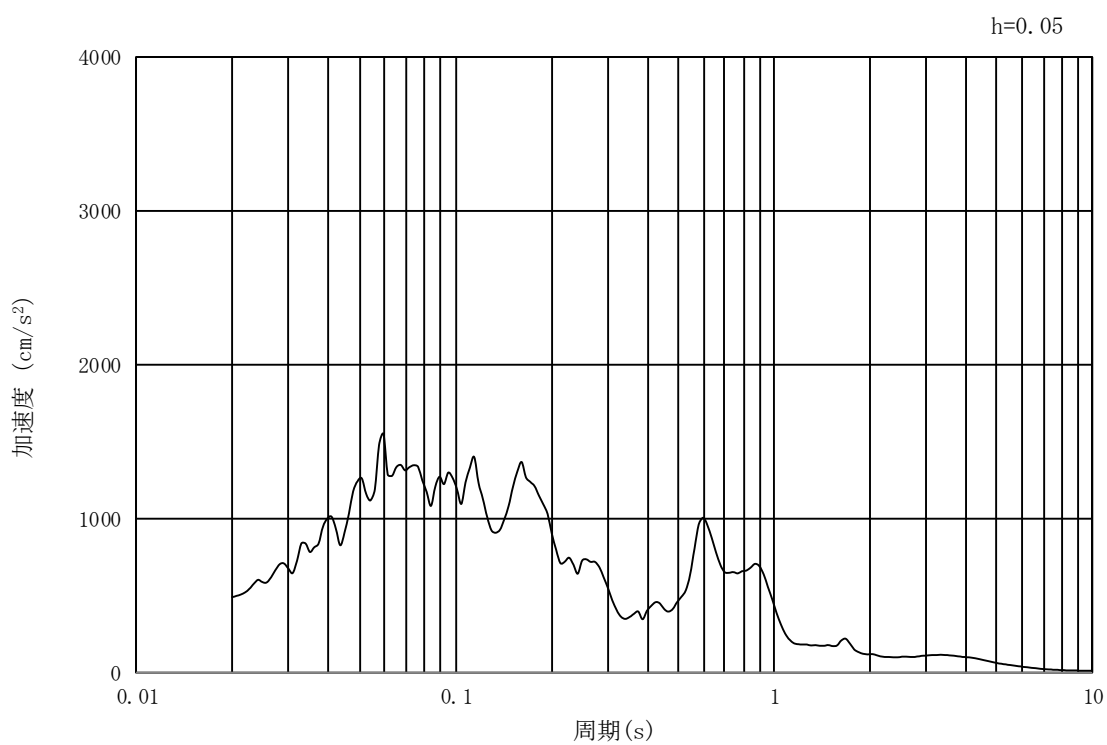


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 1.2$)

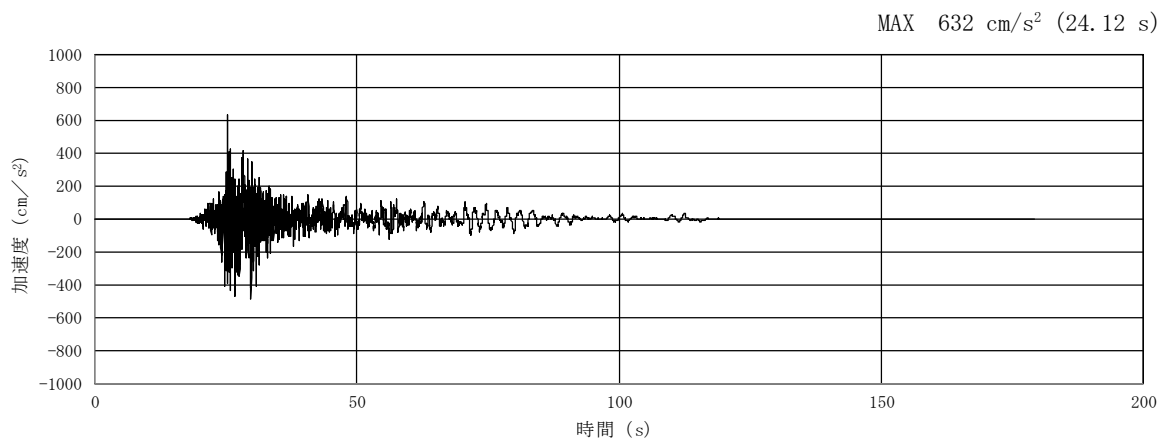


(a) 加速度時刻歴波形

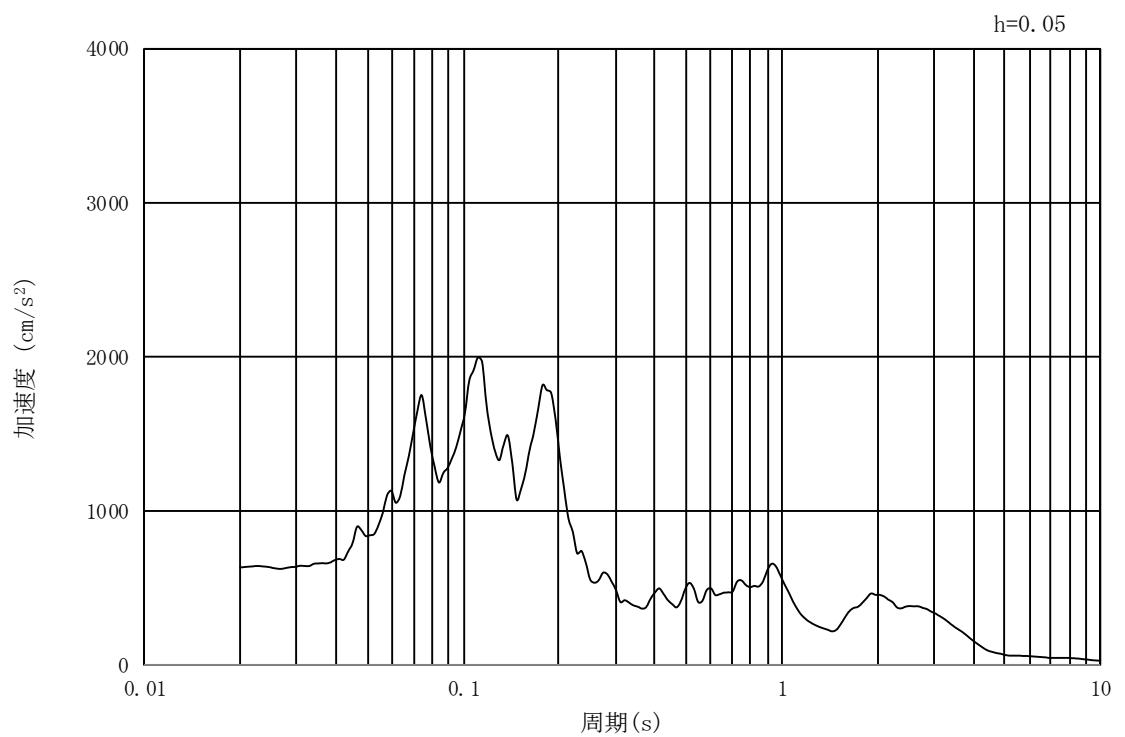


(b) 加速度応答スペクトル

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

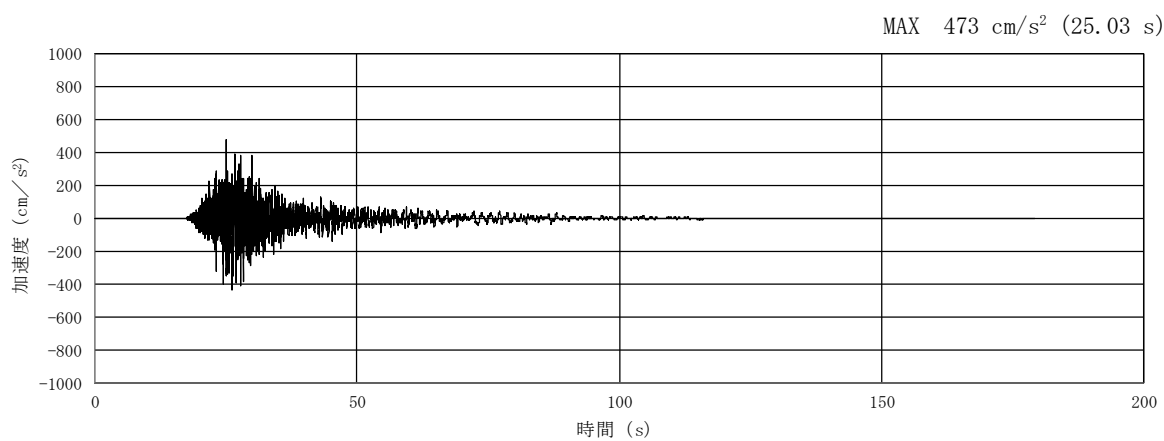


(a) 加速度時刻歴波形

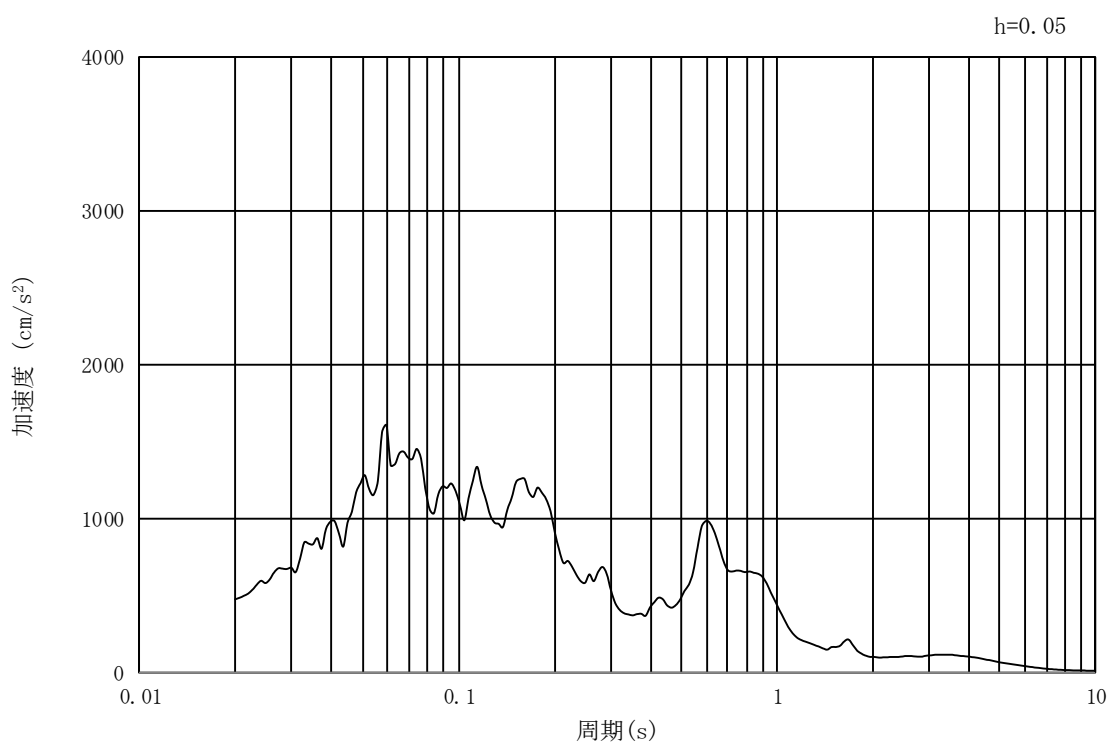


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線方向断面, 水平成分: $S_s - 13$)

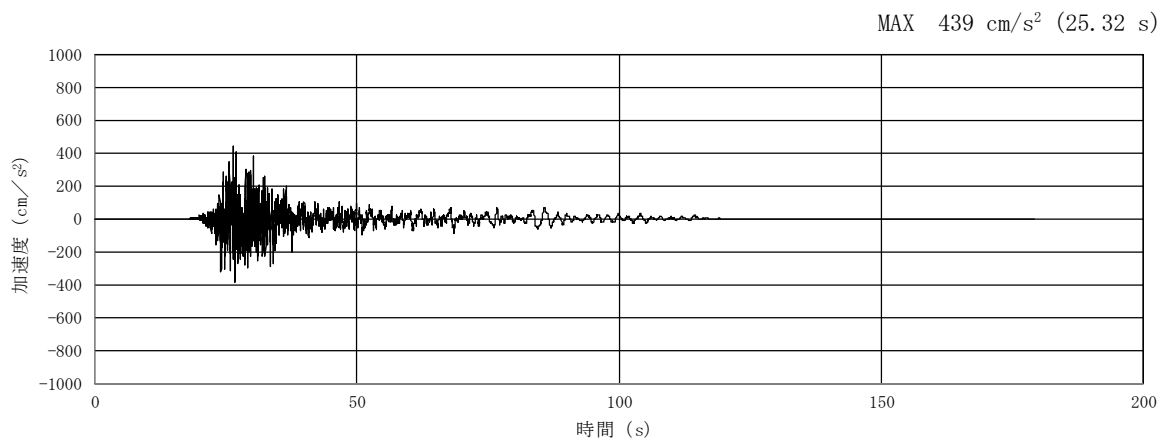


(a) 加速度時刻歴波形

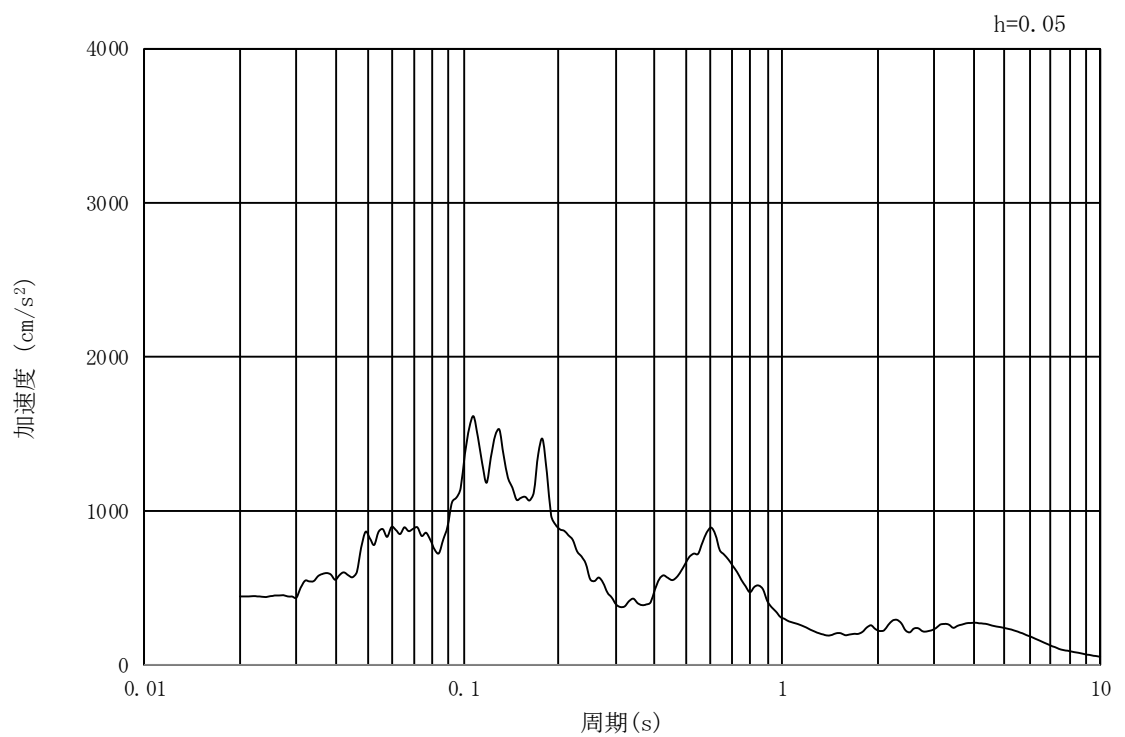


(b) 加速度応答スペクトル

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

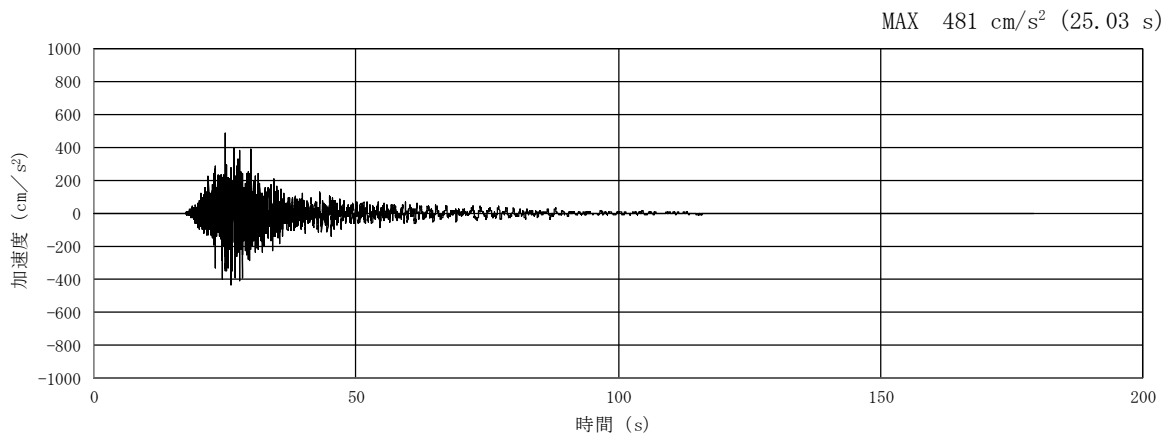


(a) 加速度時刻歴波形

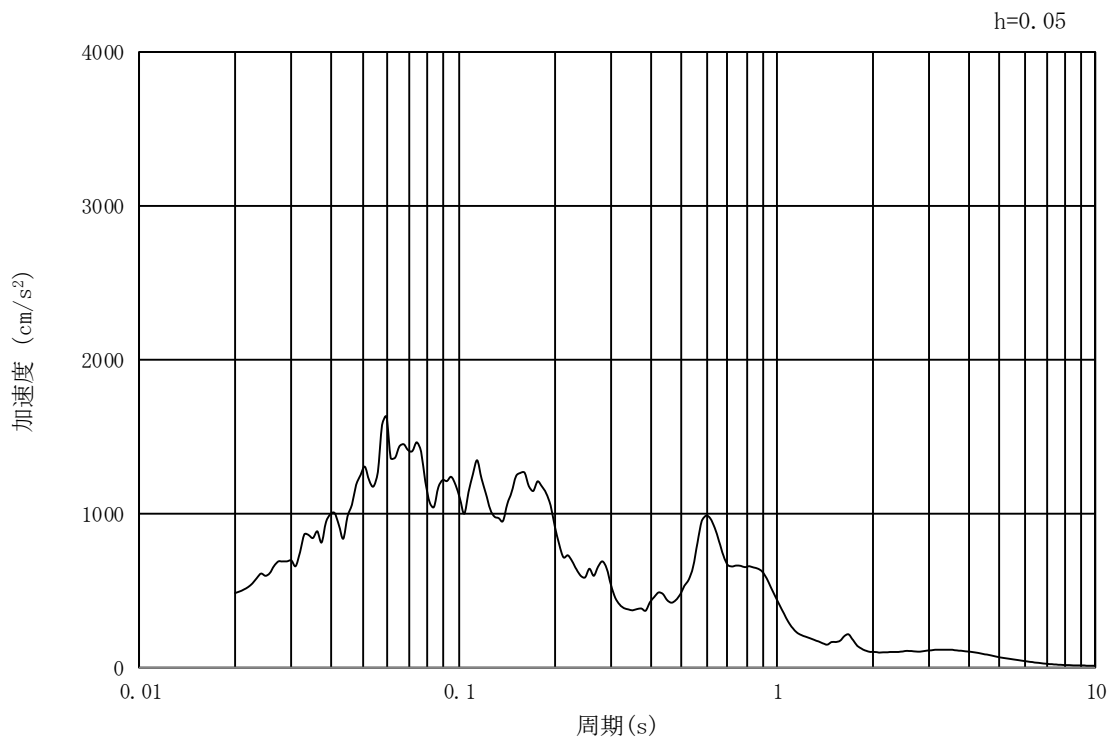


(b) 加速度応答スペクトル

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

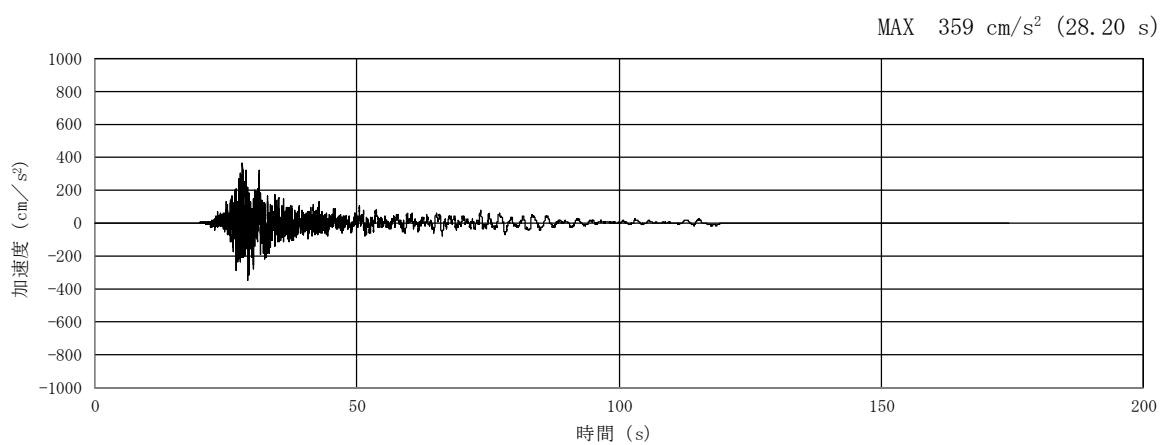


(a) 加速度時刻歴波形

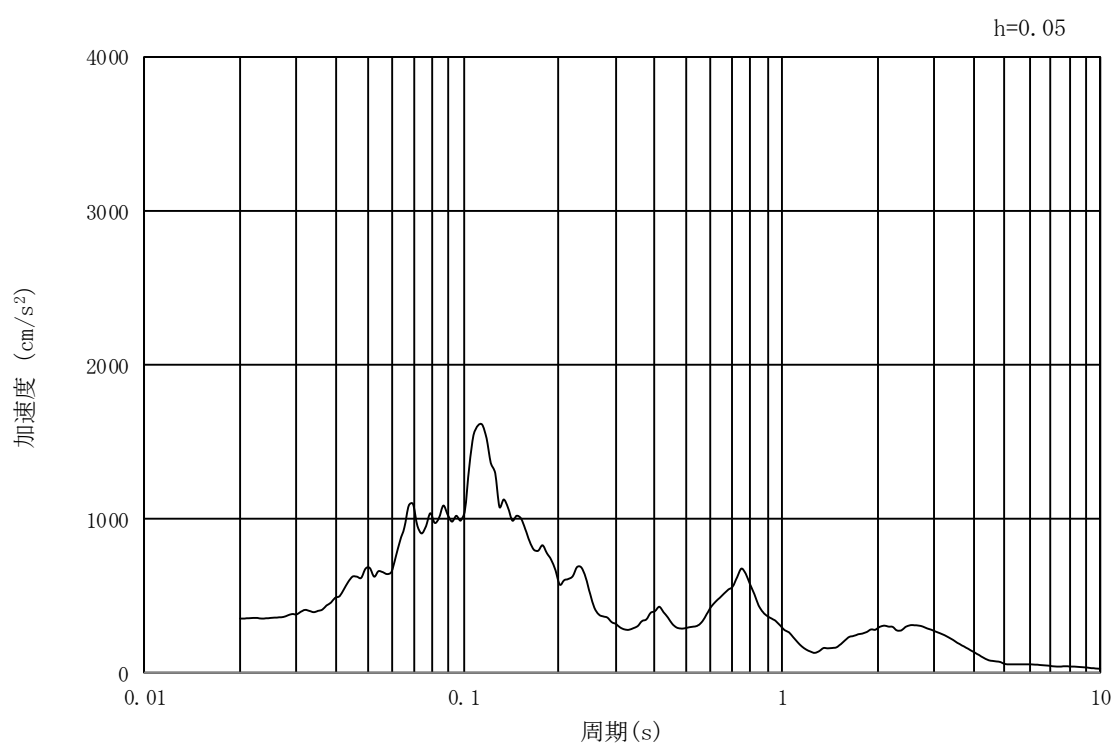


(b) 加速度応答スペクトル

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

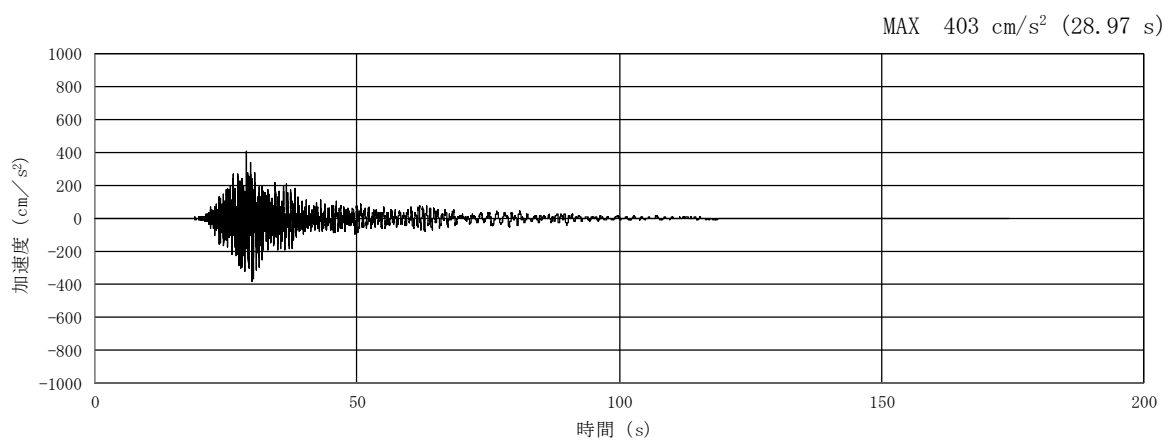


(a) 加速度時刻歴波形

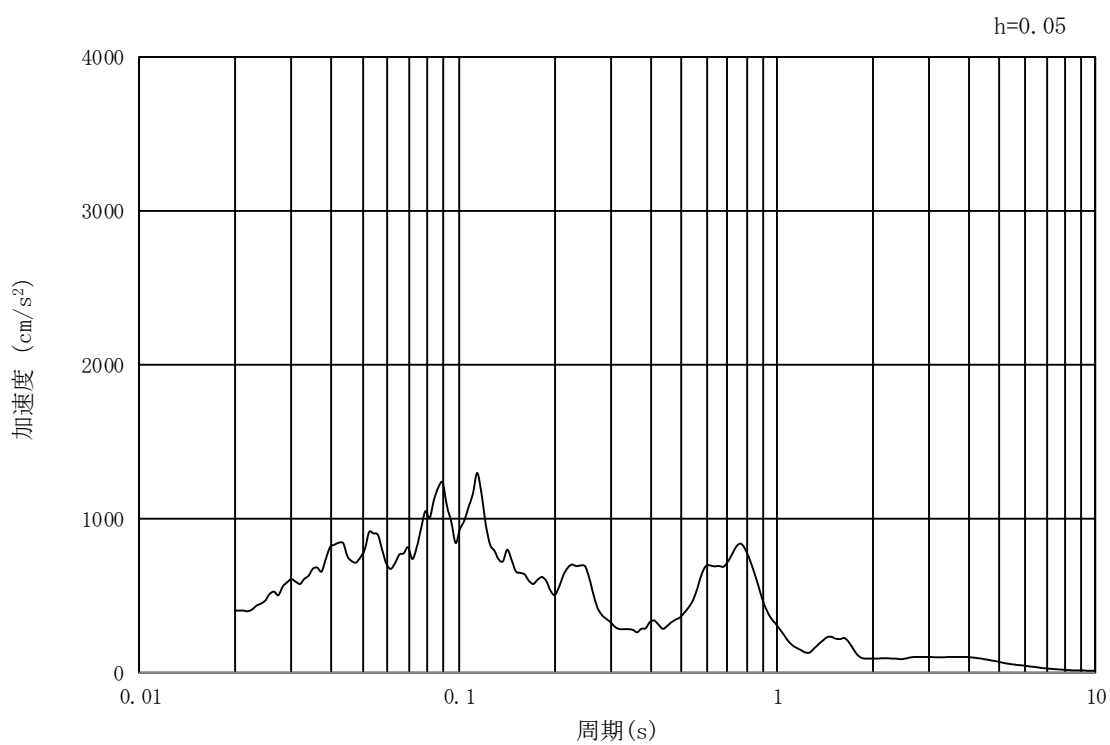


(b) 加速度応答スペクトル

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

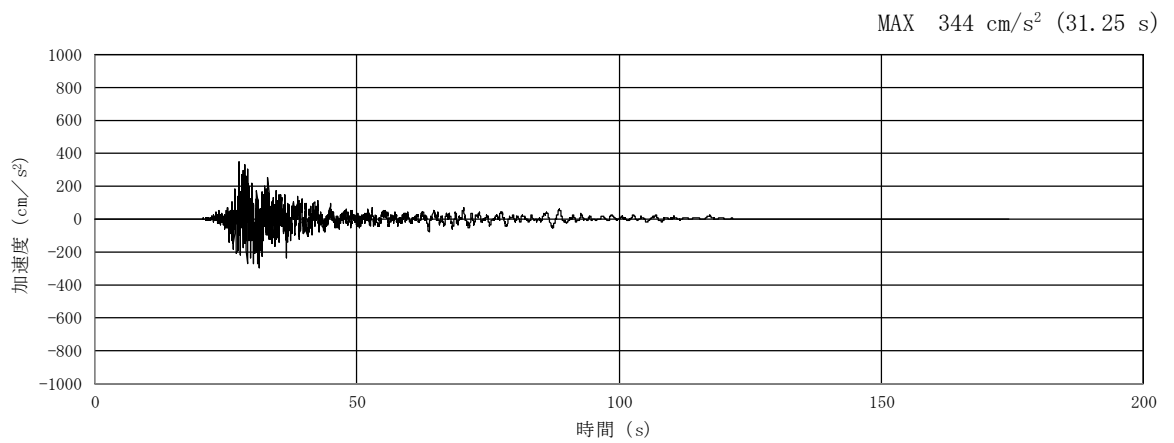


(a) 加速度時刻歴波形

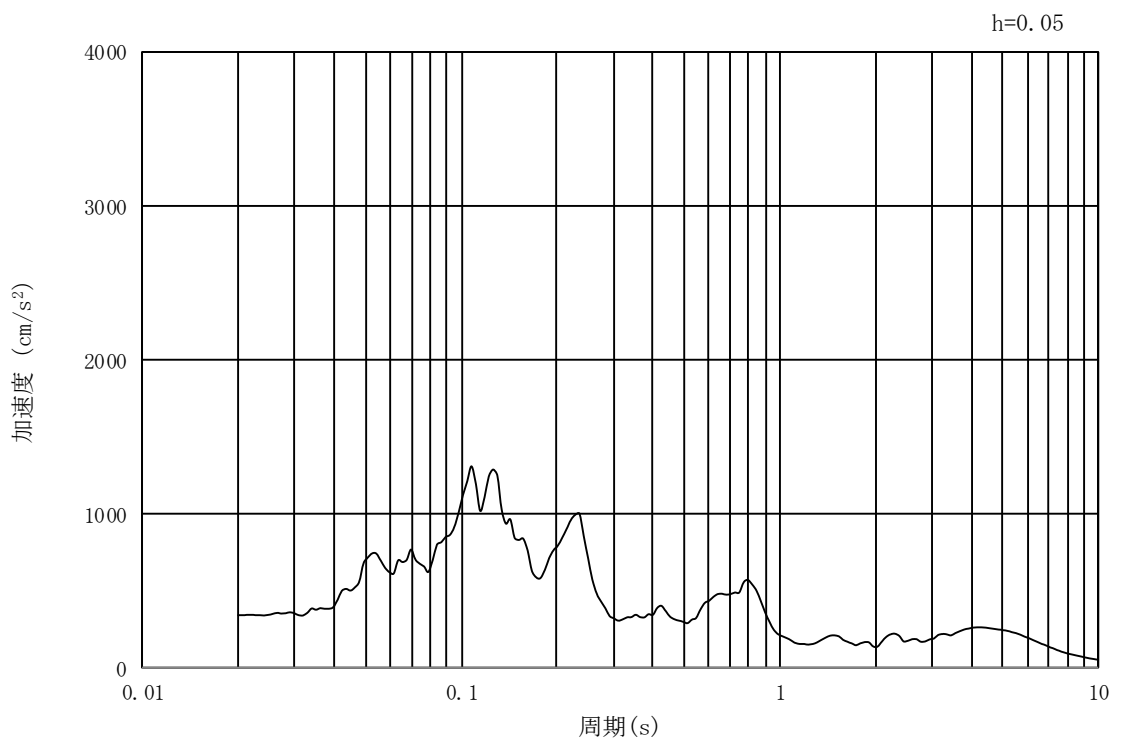


(b) 加速度応答スペクトル

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

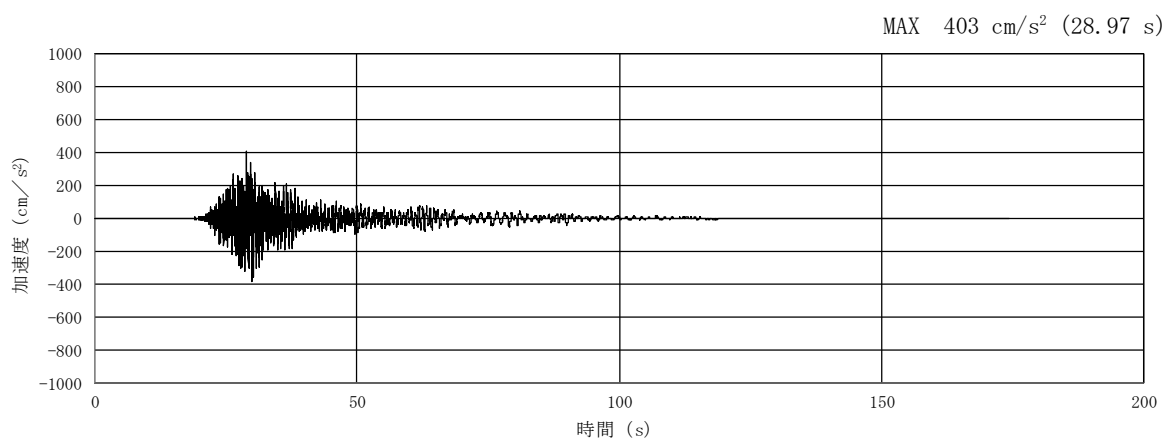


(a) 加速度時刻歴波形

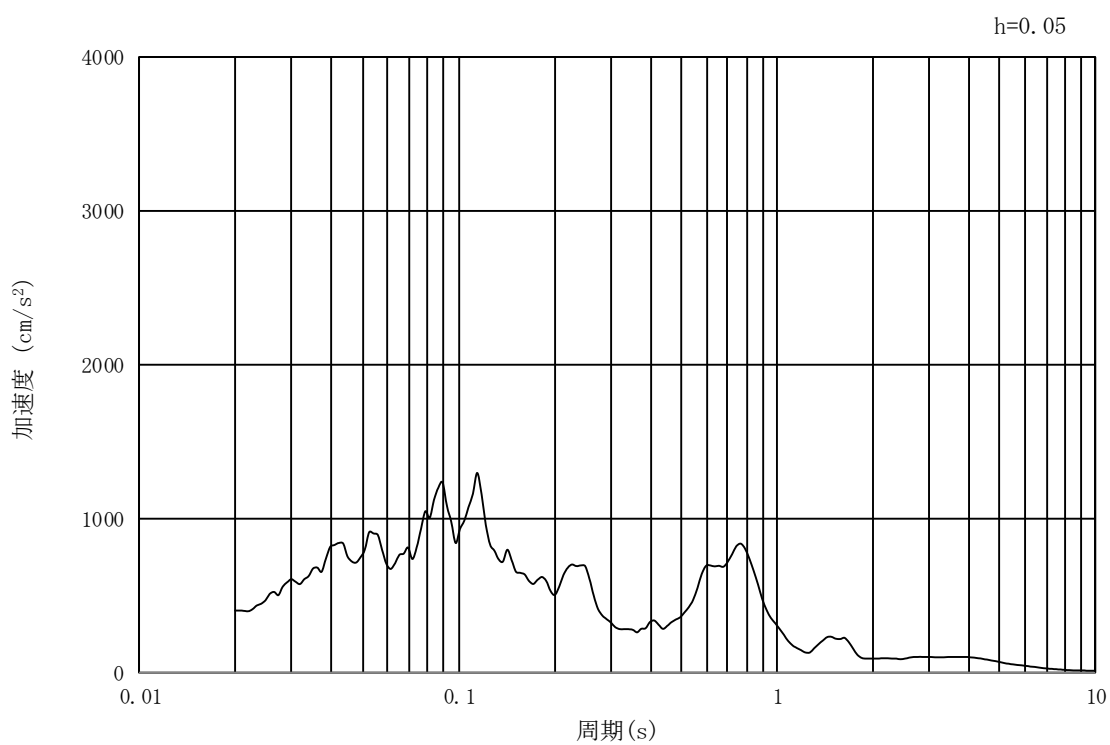


(b) 加速度応答スペクトル

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

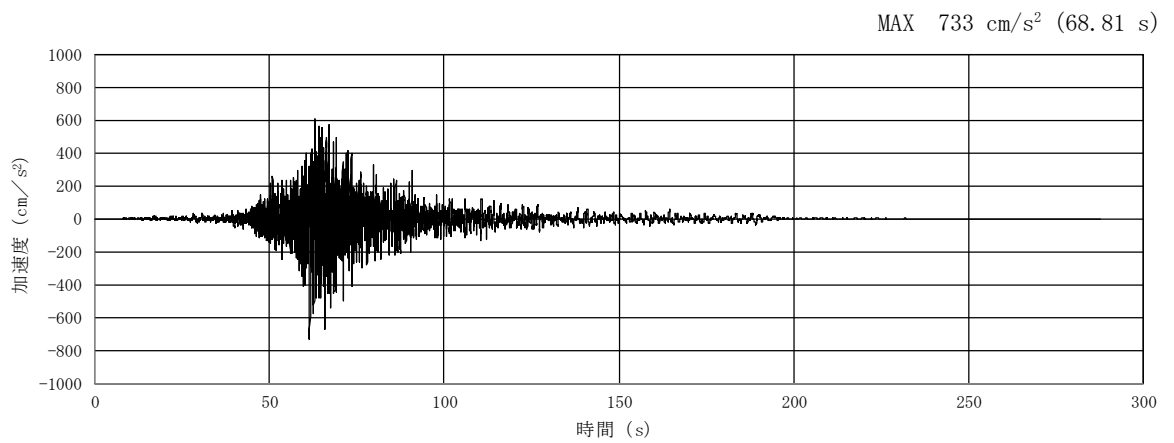


(a) 加速度時刻歴波形

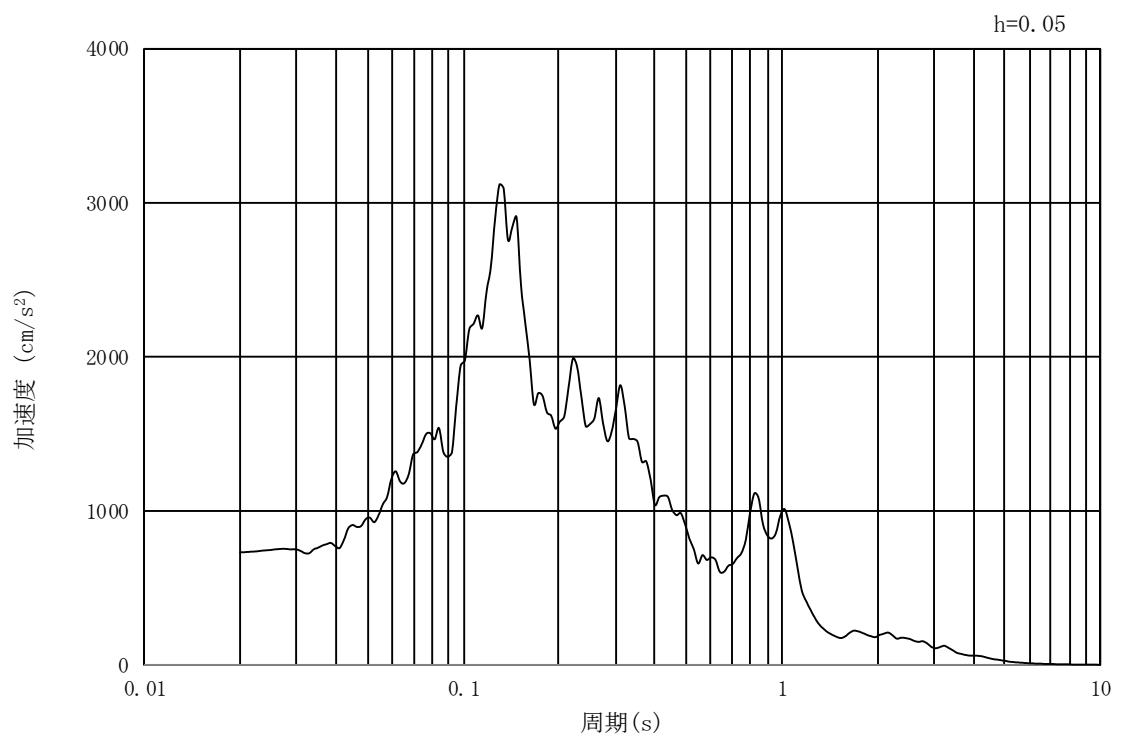


(b) 加速度応答スペクトル

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

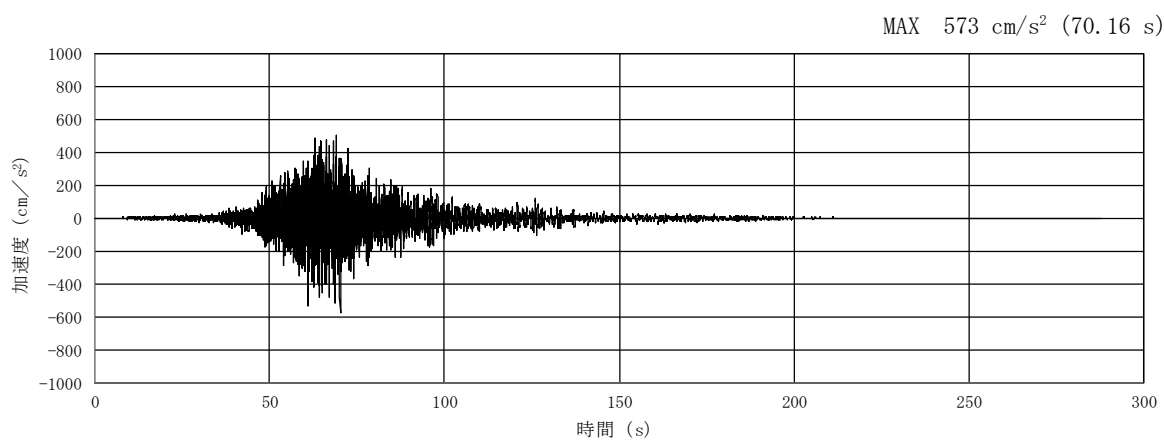


(a) 加速度時刻歴波形

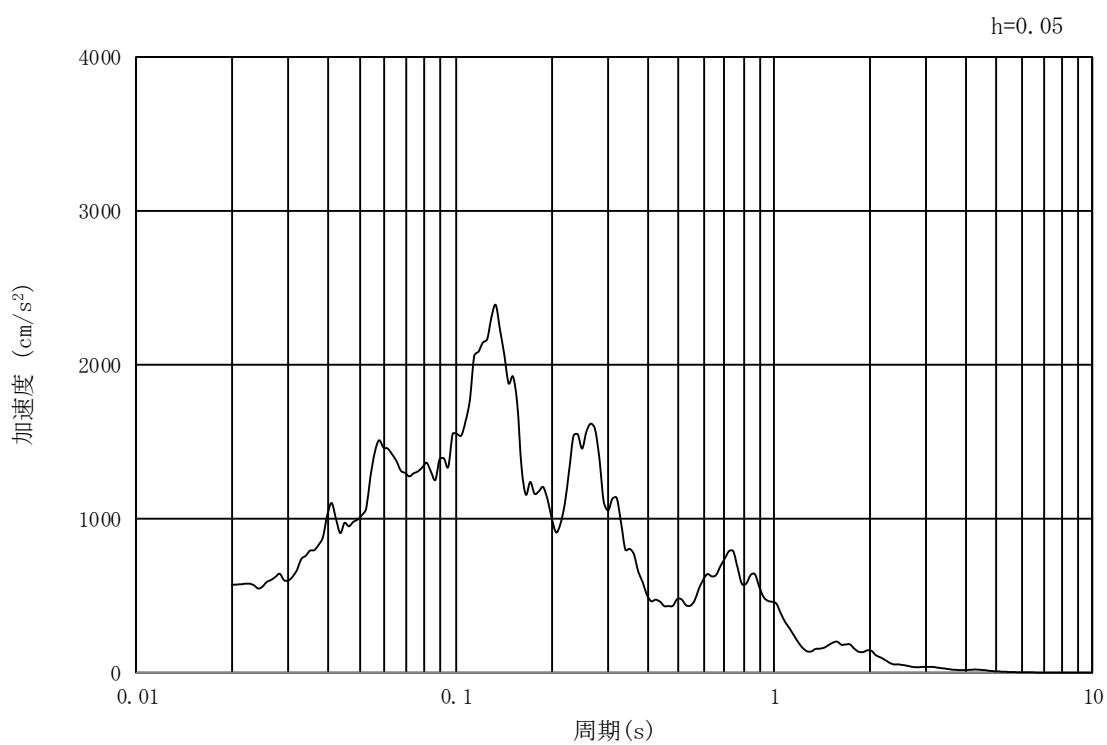


(b) 加速度応答スペクトル

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

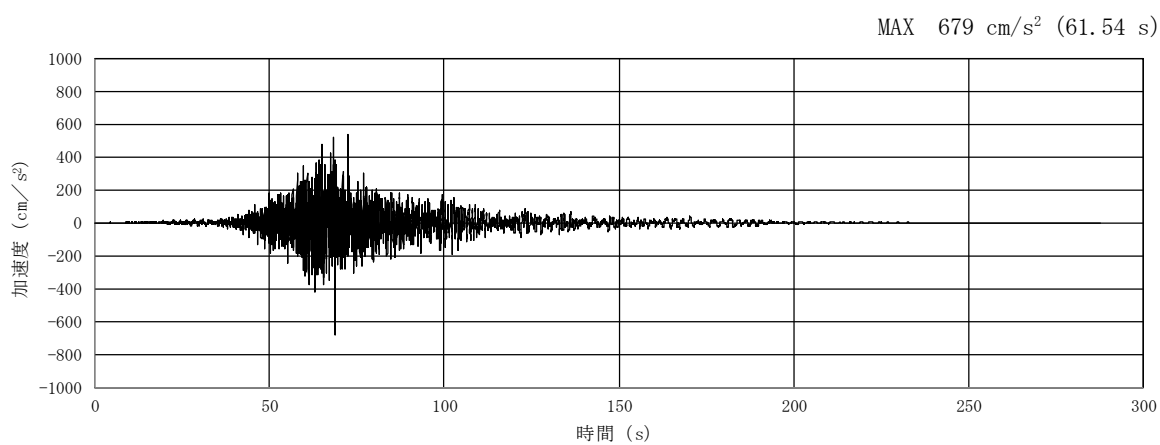


(a) 加速度時刻歴波形

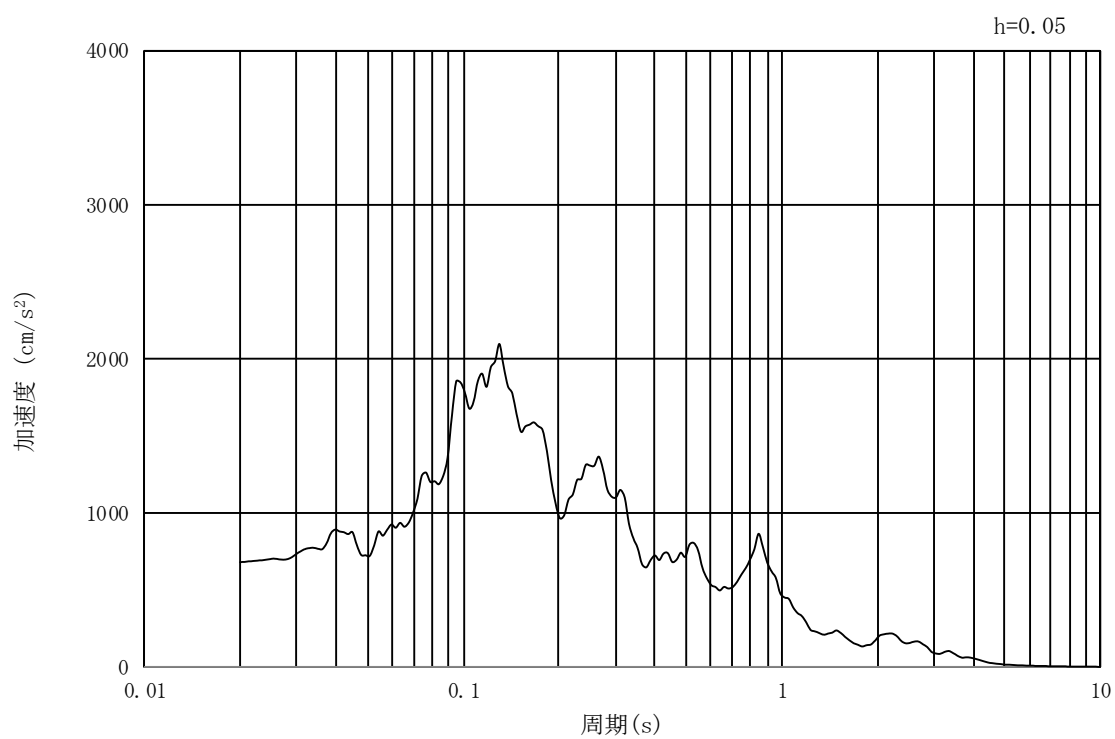


(b) 加速度応答スペクトル

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

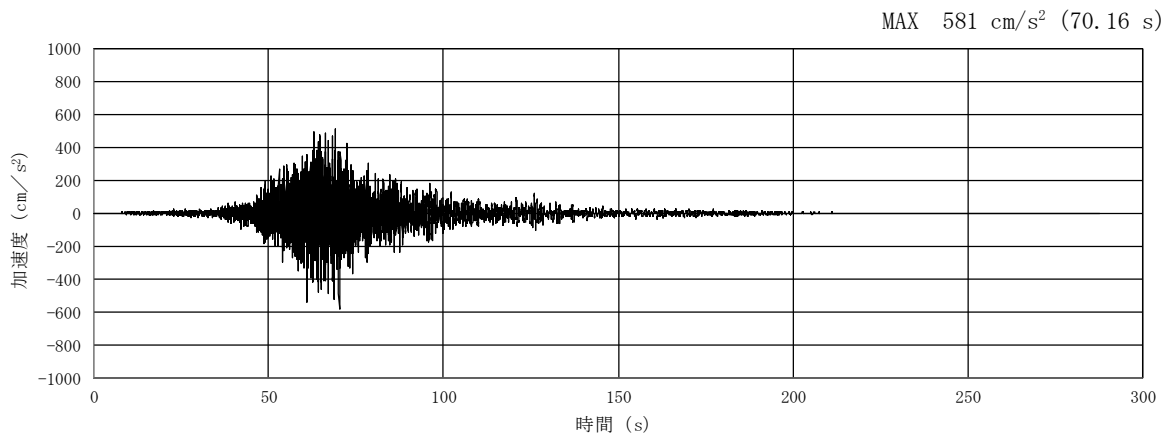


(a) 加速度時刻歴波形

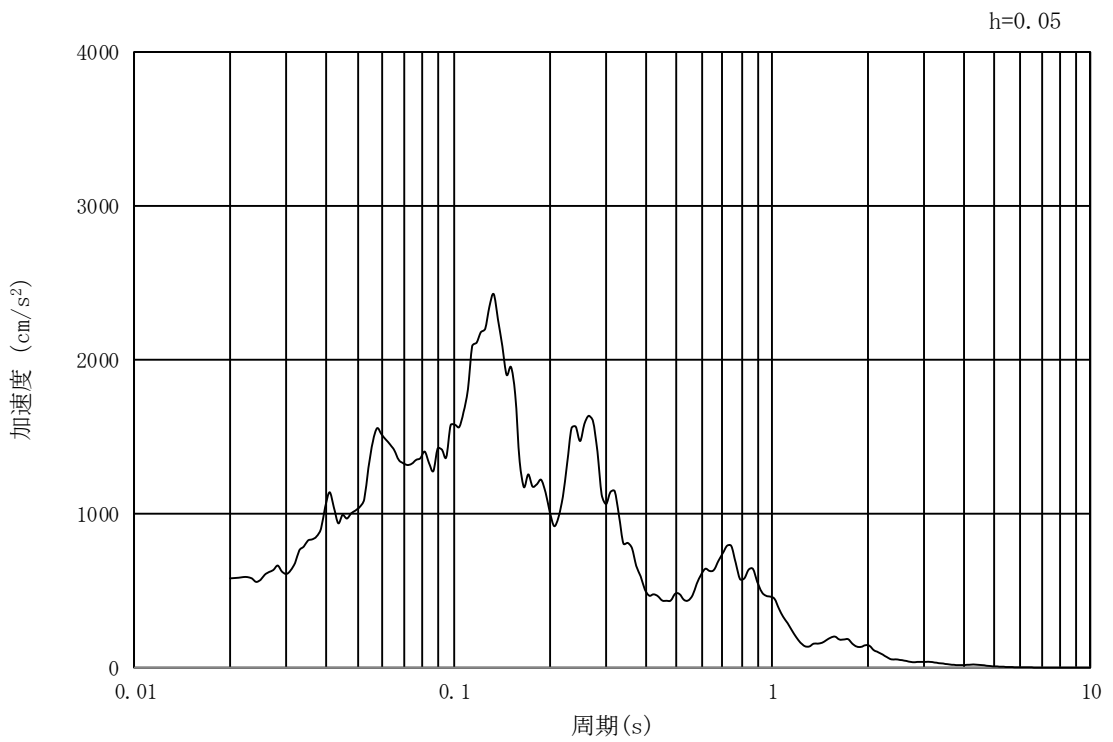


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面, 水平成分: $S_s - 21$)

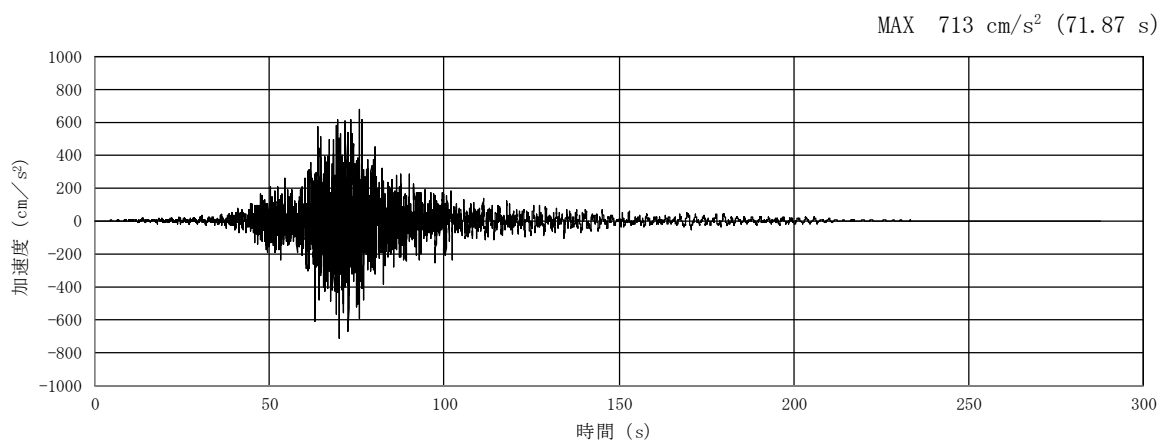


(a) 加速度時刻歴波形

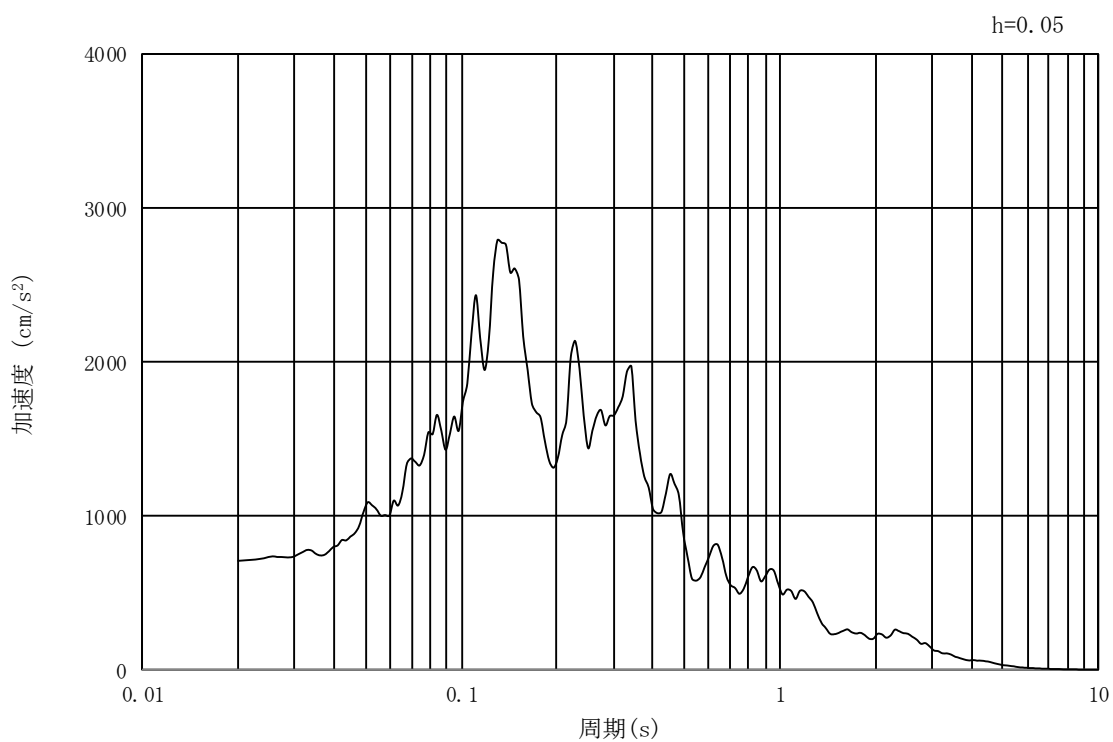


(b) 加速度応答スペクトル

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

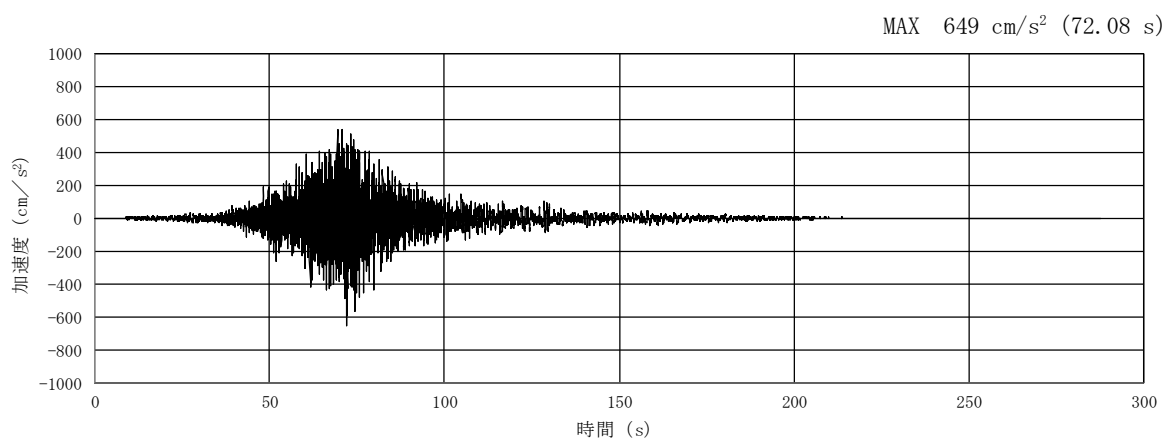


(a) 加速度時刻歴波形

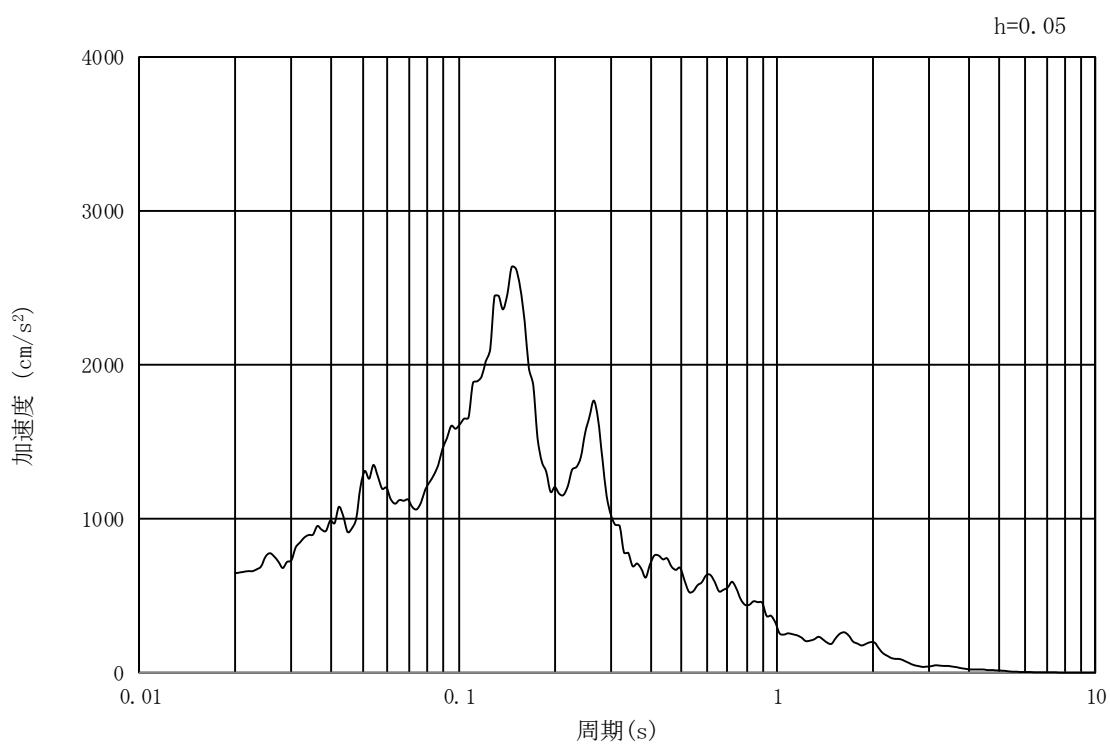


(b) 加速度応答スペクトル

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

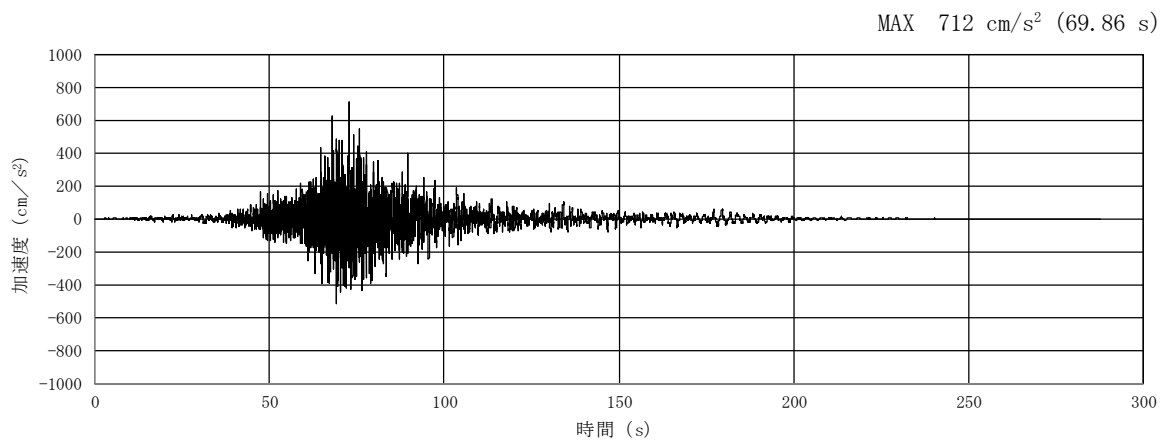


(a) 加速度時刻歴波形

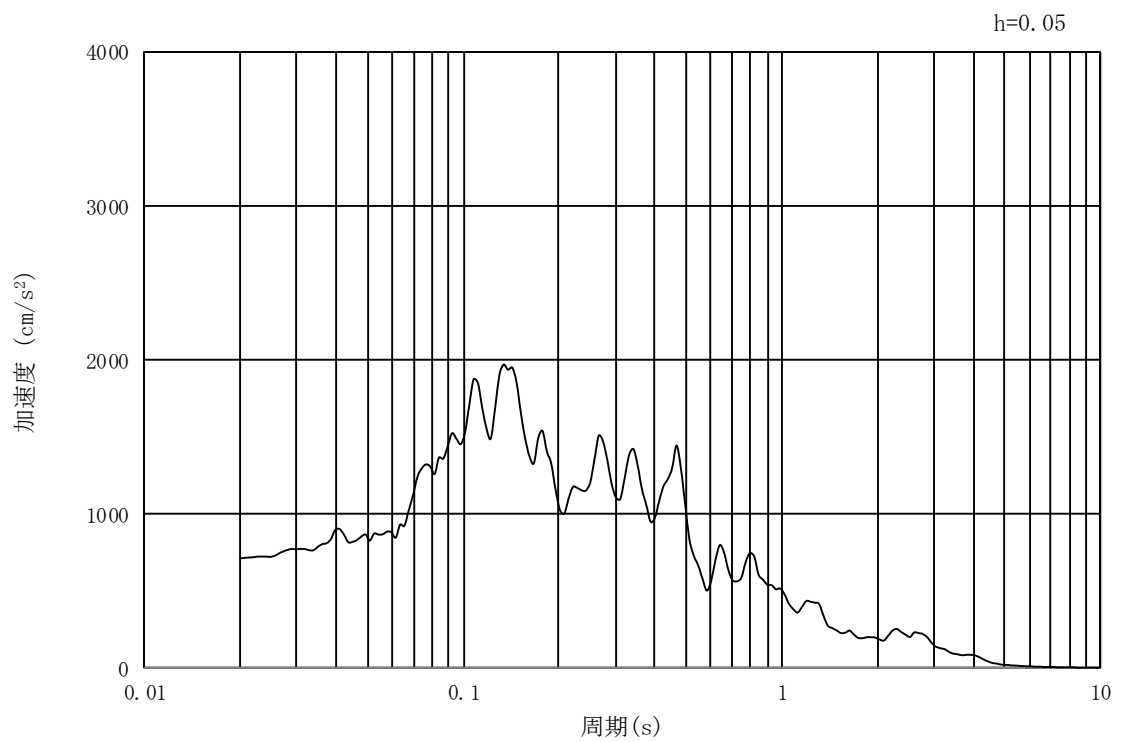


(b) 加速度応答スペクトル

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

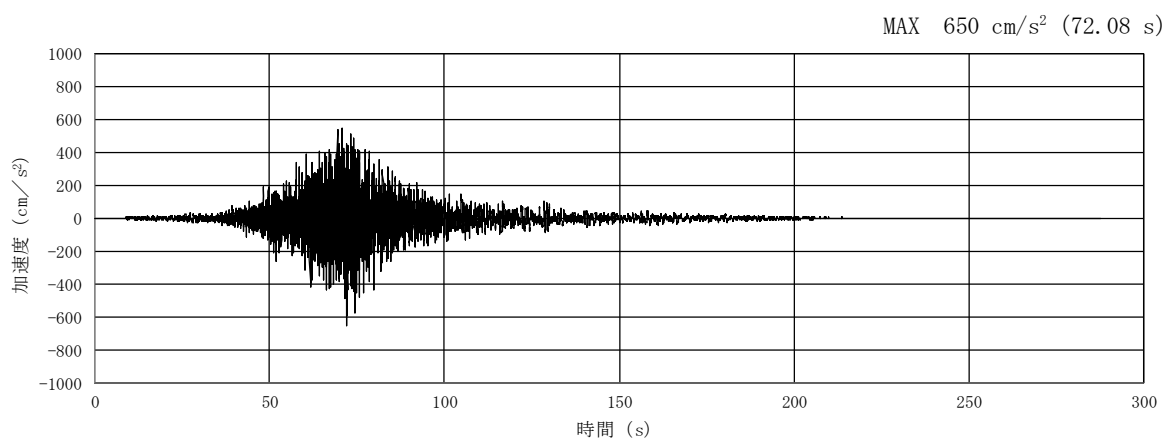


(a) 加速度時刻歴波形

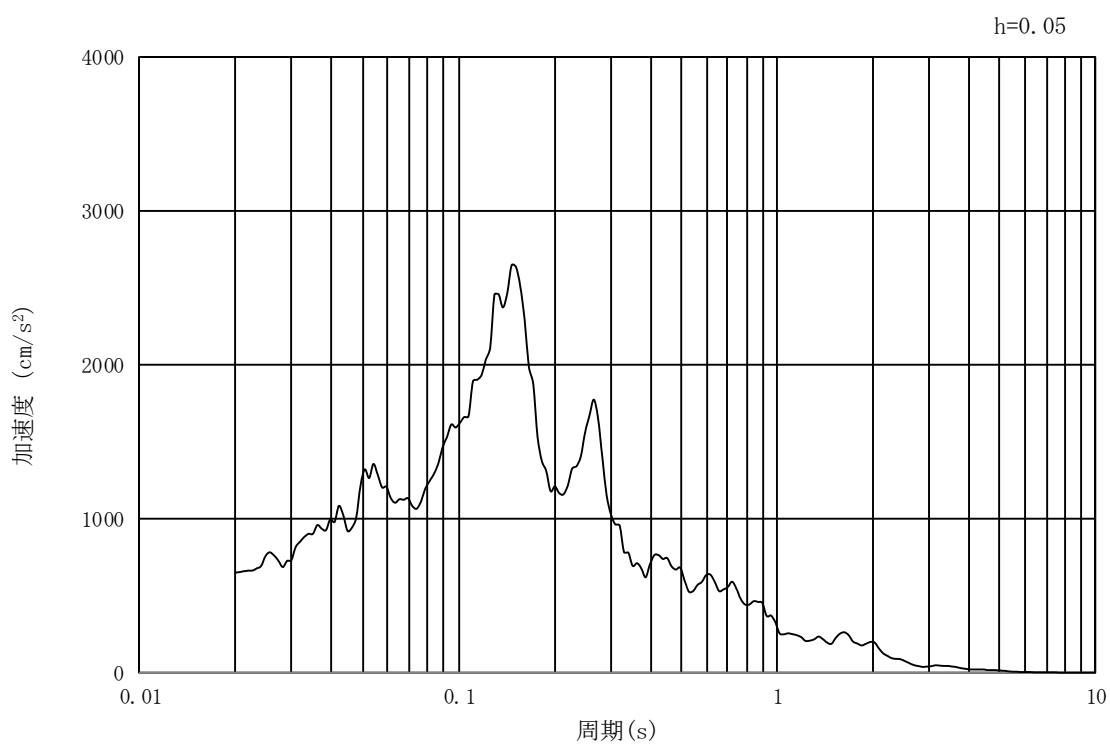


(b) 加速度応答スペクトル

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

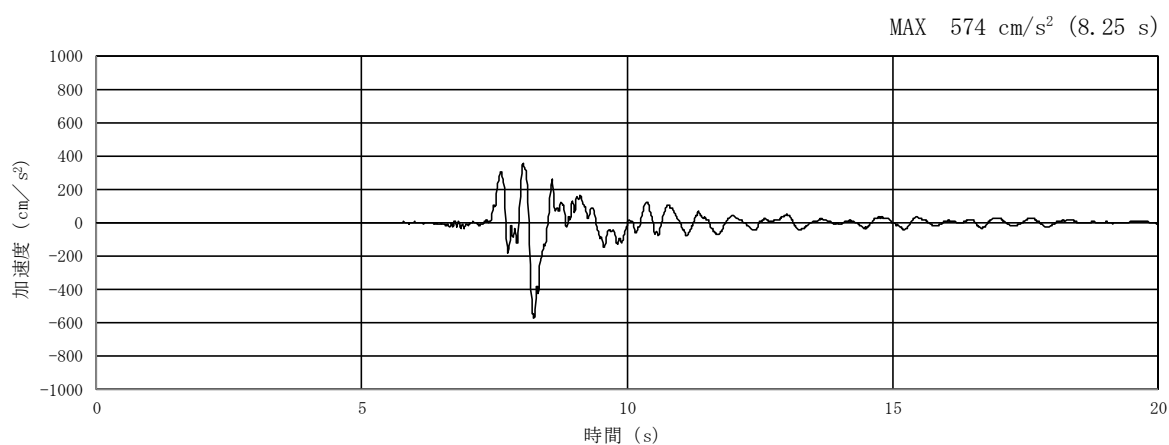


(a) 加速度時刻歴波形

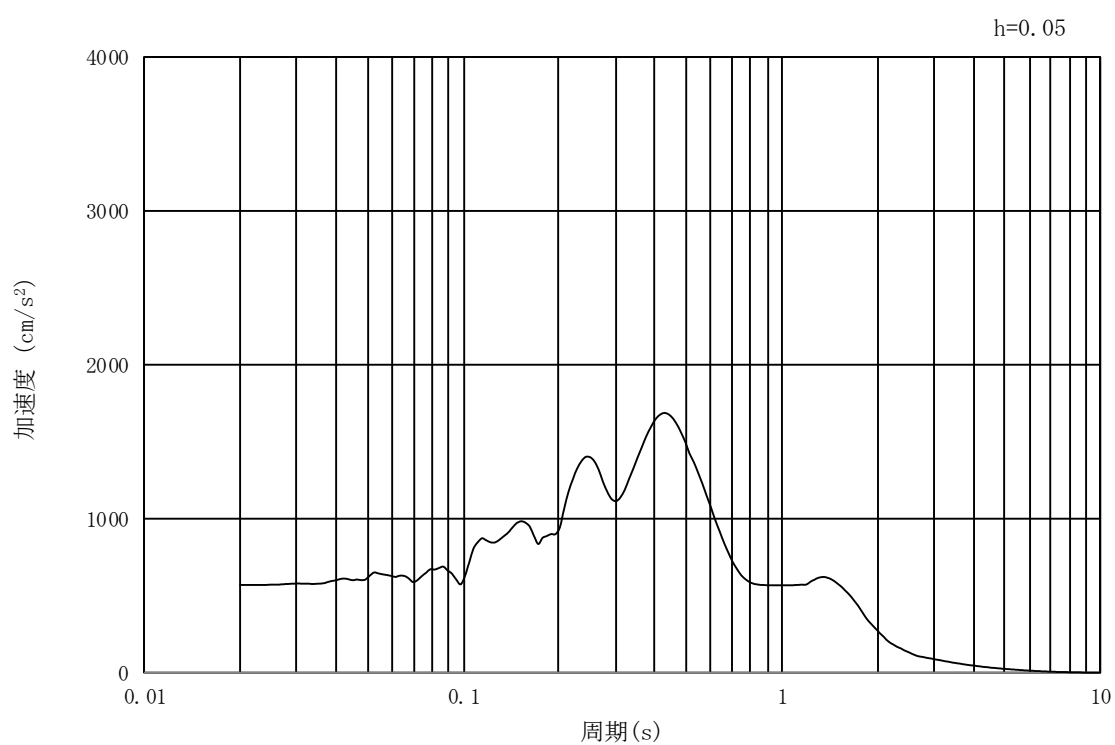


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(汀線直交方向断面, 鉛直成分: $S_s - 2.2$)

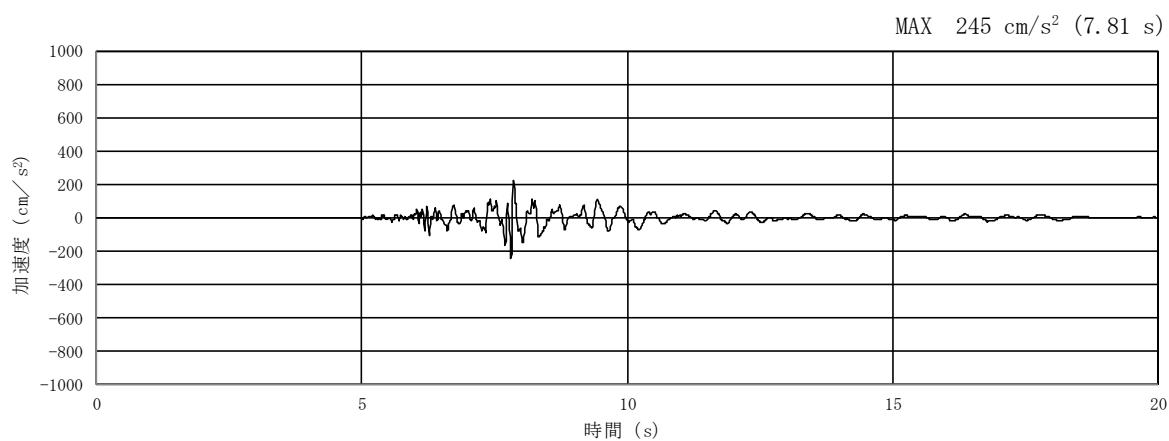


(a) 加速度時刻歴波形

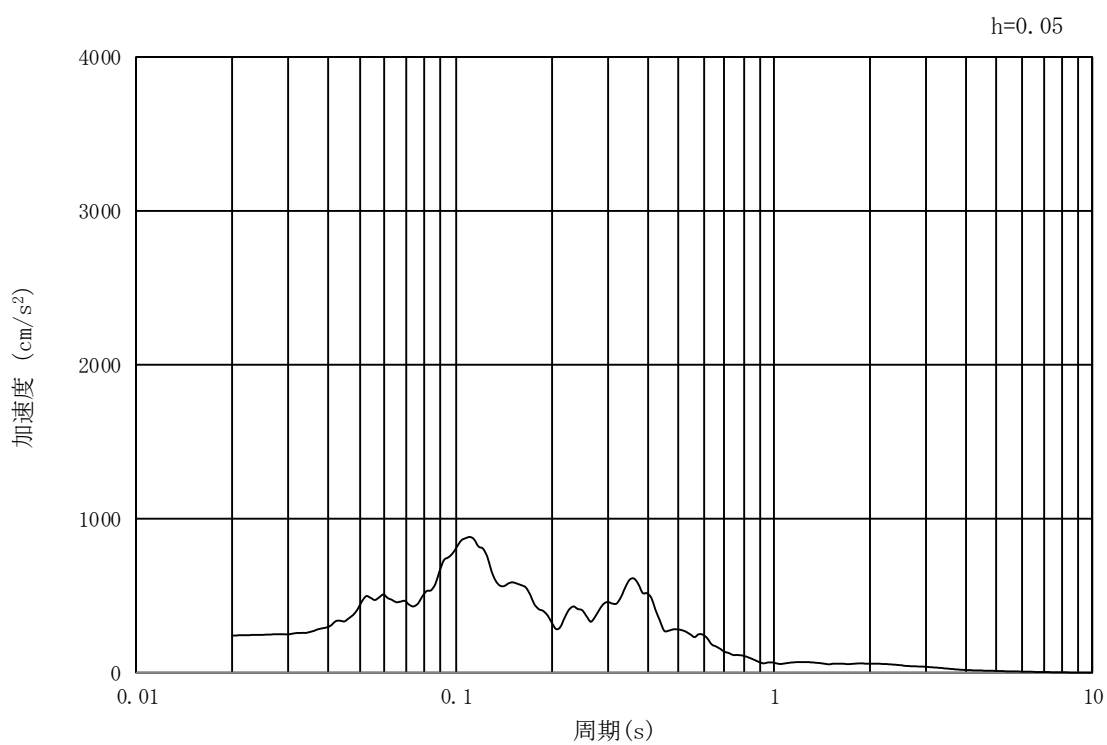


(b) 加速度応答スペクトル

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



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

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

3.5 解析モデル及び諸元

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

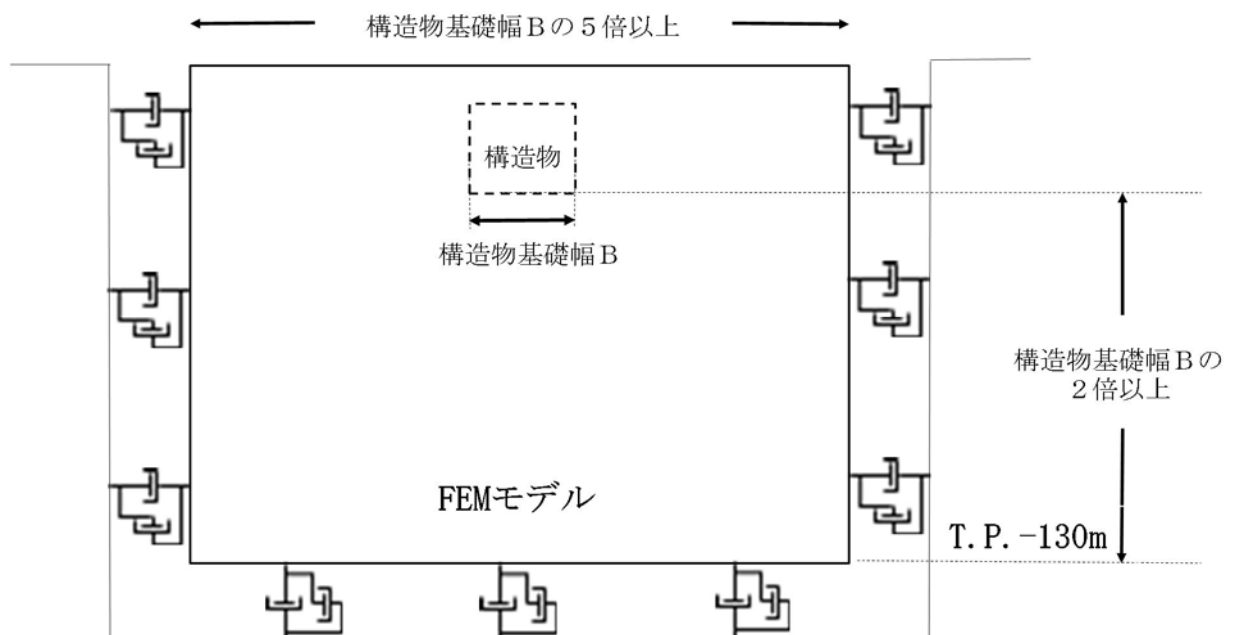


図 3-34 解析領域の考え方

(2) 解析モデル

鉄筋コンクリート防潮壁の2次元有効応力解析モデルを図3-35に示す。

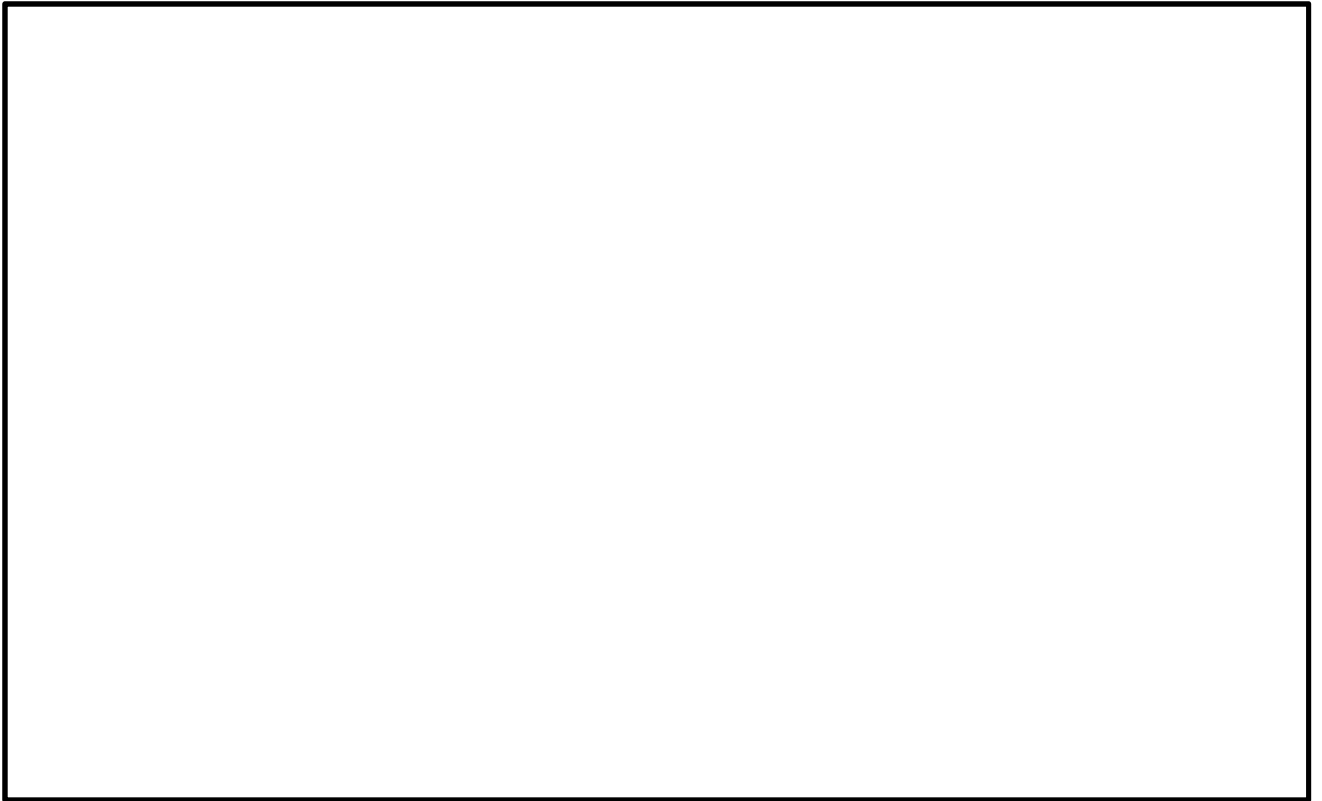


図3-35 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁の2次元有効応力解析モデル (①-①断面)

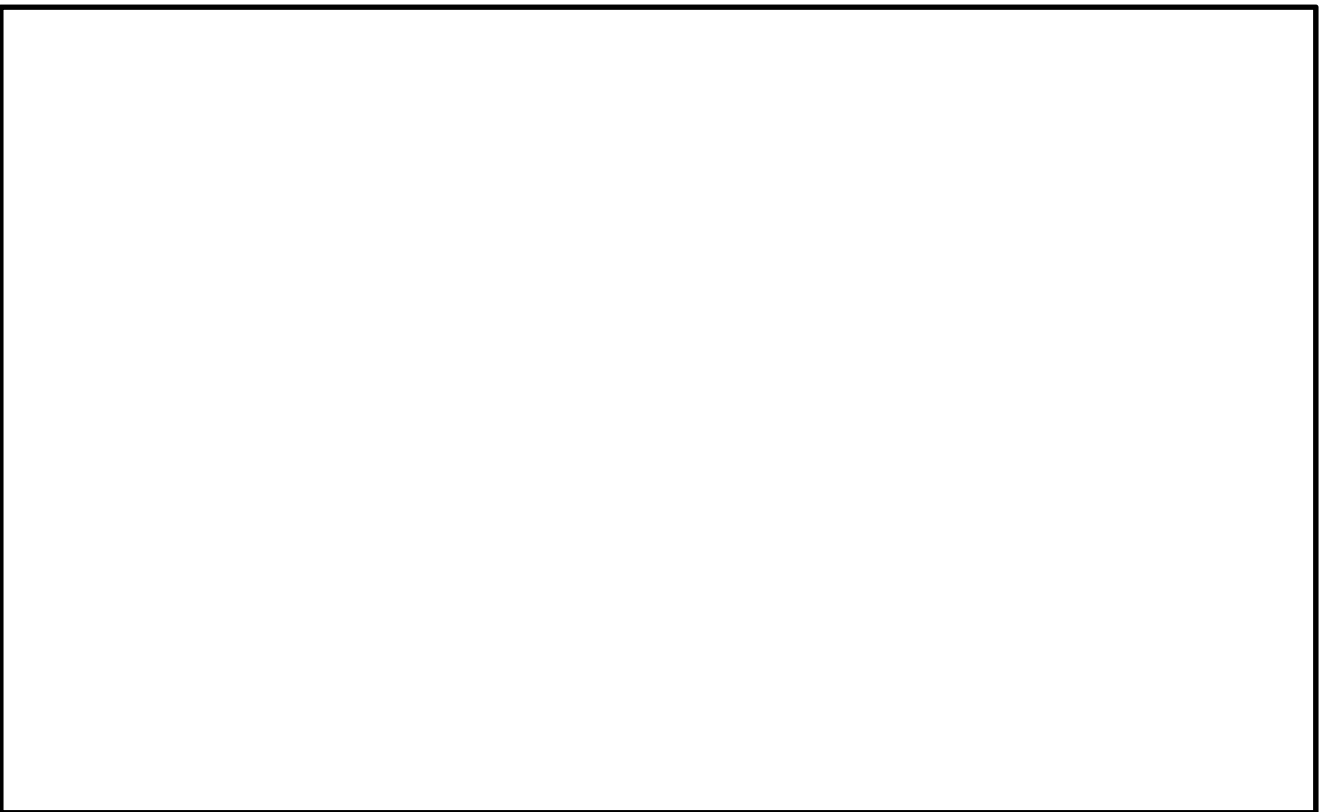


図3-35 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁の2次元有効応力解析モデル (②-②断面)

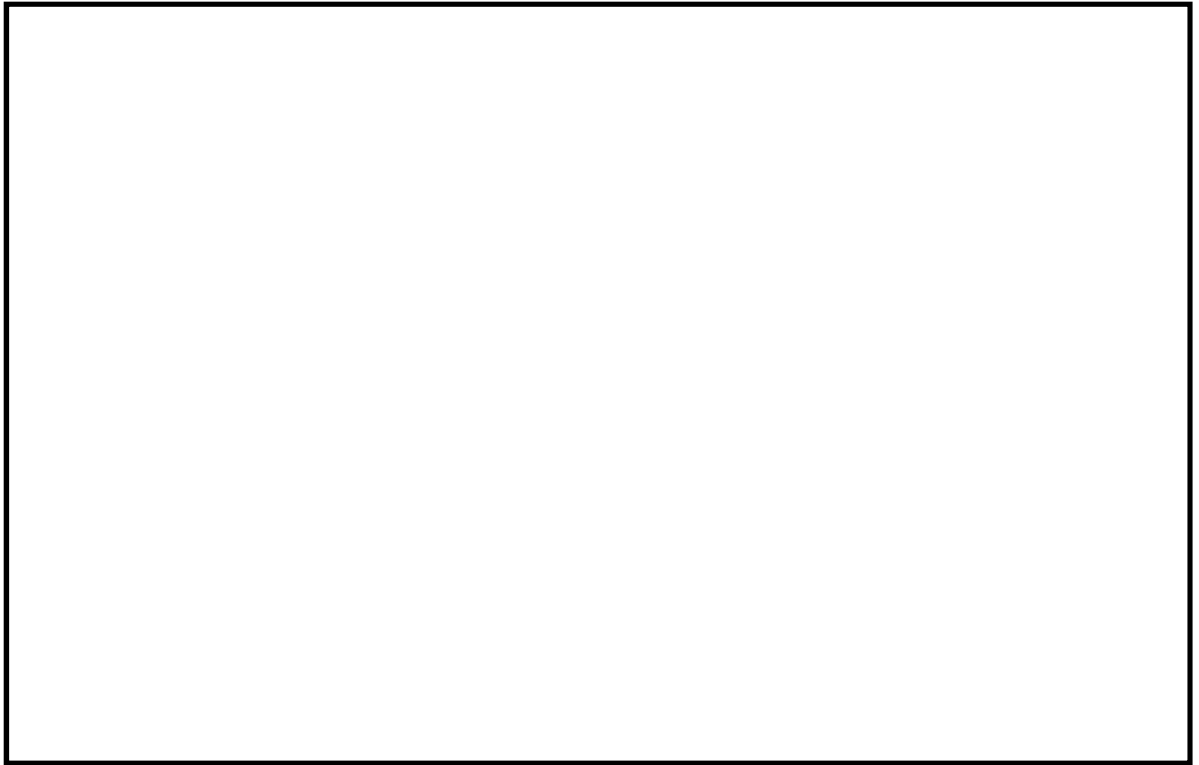


図 3-35 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2次元有効応力解析モデル (③-③断面)

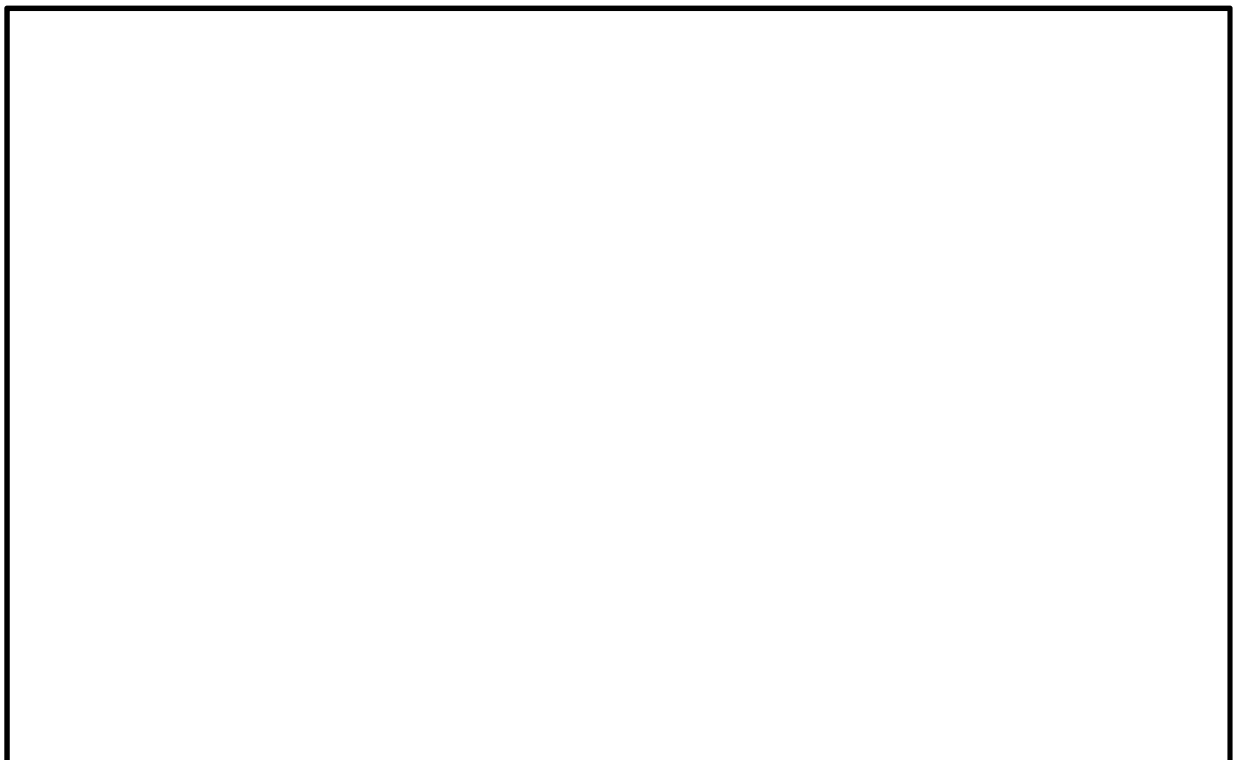


図 3-35 (4) 鉄筋コンクリート防潮壁の 2次元有効応力解析モデル (④-④断面)

(3) 構造物のモデル化

構造部材は、線形はり要素及び平面要素でモデル化する。

構造部材のモデル化の概念図を図 3-36 に示す。

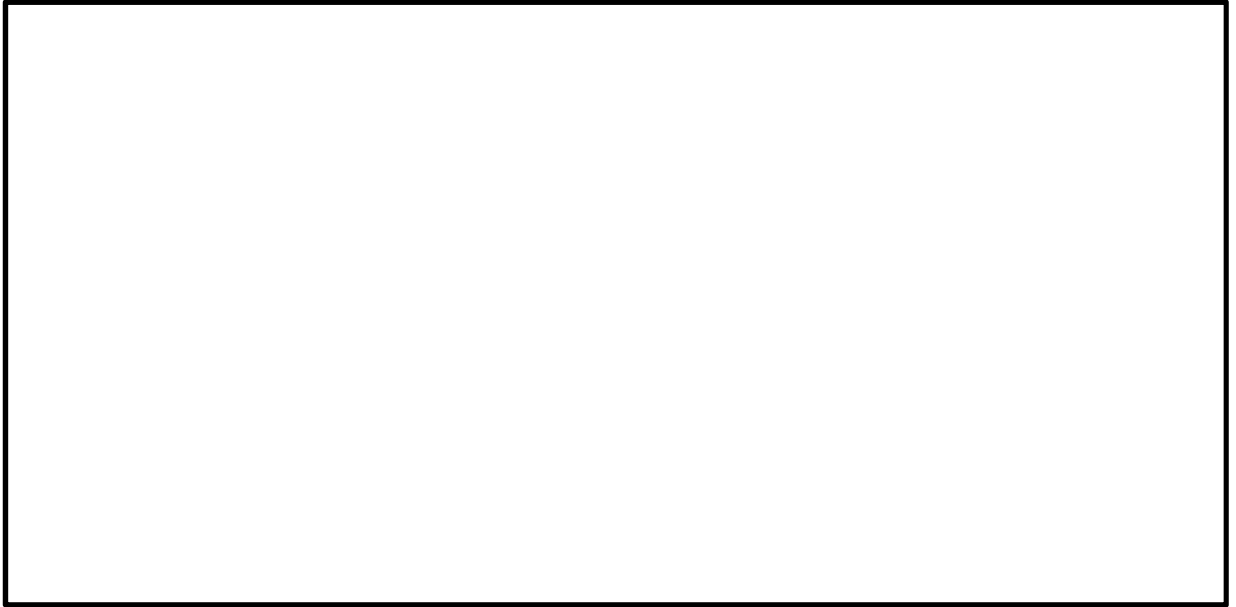


図 3-36 鉄筋コンクリート防潮壁の構造物モデル概念図

(4) 地盤のモデル化

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

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより、地盤と構造物の剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向、接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。接線方向では、地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。
 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とする。(表 3-2 参照)

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- σ' : 法線方向の有効応力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3-2 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

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

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い、表 3-3 のとおり設定する。図 3-37 にジョイント要素の設定の考え方を示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

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

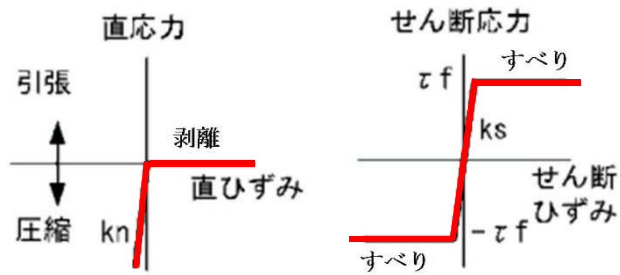
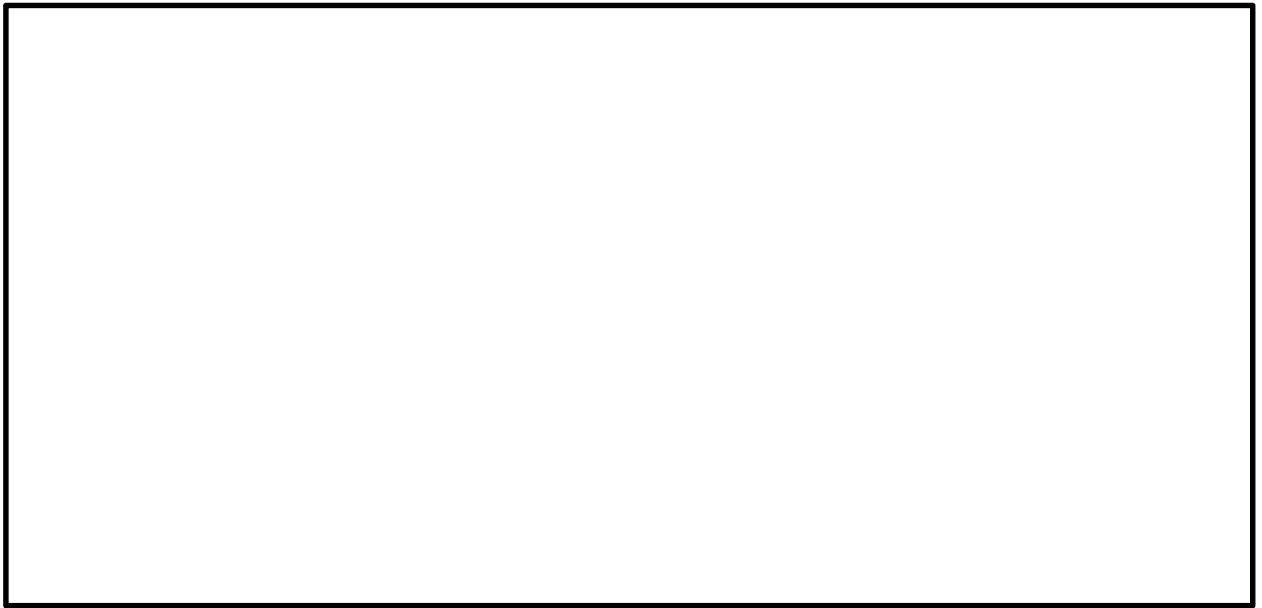


図 3-37 ジョイント要素の考え方

(6) 減衰定数

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

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

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（J E A G 4 6 0 1 - 1987）とする。

図3-38にRayleigh減衰の設定フローを、表3-4に固有値解析結果を示す。

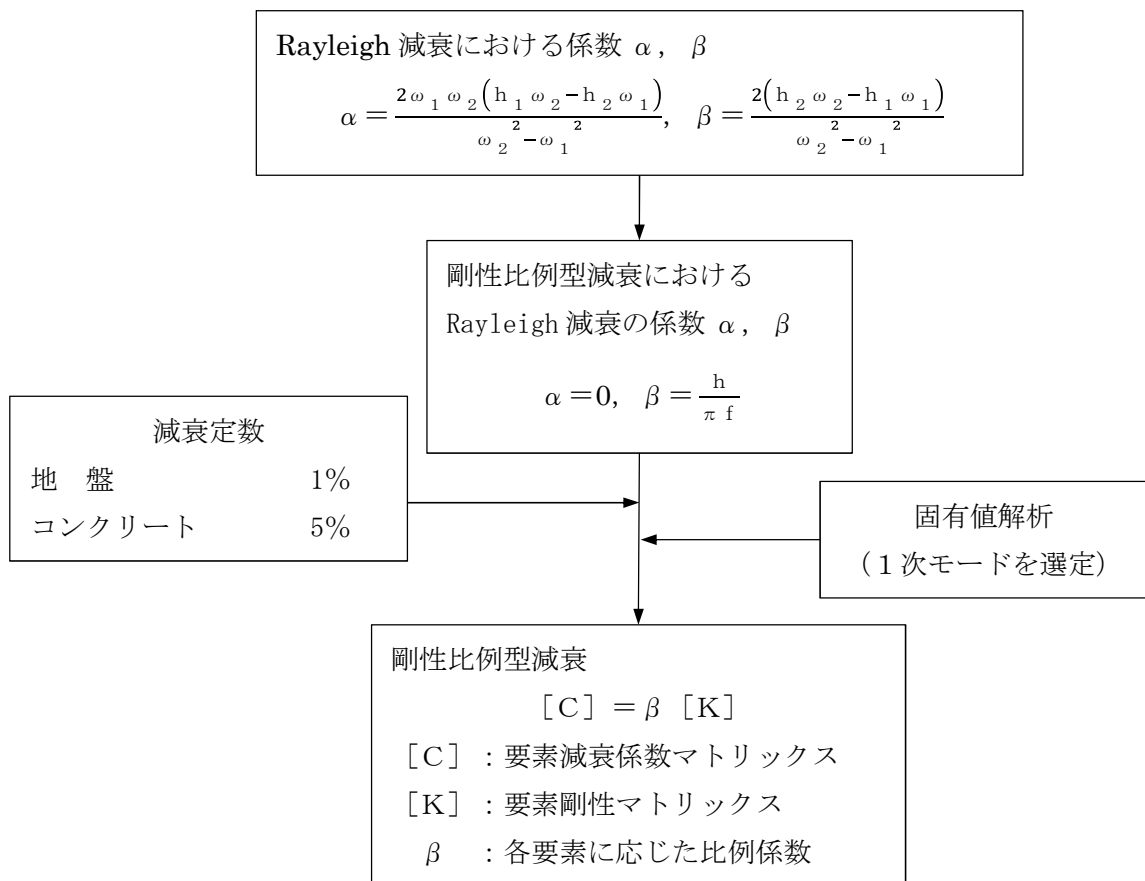


図3-38 Rayleigh減衰の設定フロー

表3-4 固有値解析結果 (追而)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。構造物の使用材料を表3-5に、材料物性値を表3-6に示す。

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時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表3-7に示す。

表3-5 使用材料

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

表3-6 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋 コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²	24.5	3.1×10 ⁴	0.2
鋼材	SM400, SM490, SM570	77.0	2.05×10 ⁵	0.3

表 3-7 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

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

表 3-7 (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	lm	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	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) ごとに物性値を設定
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z : 標高 (m)

表 3-7 (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_{cd} (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 ³)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m ²)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 h _{max} (-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)	1000*Vp
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640	1,640,000
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644	1,644,000
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648	1,648,000
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651	1,651,000
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651	1,651,000
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655	1,655,000
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638	1,638,000
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642	1,642,000
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646	1,646,000
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650	1,650,000
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653	1,653,000
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657	1,657,000
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661	1,661,000
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644	1,644,000
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648	1,648,000
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652	1,652,000
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656	1,656,000
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659	1,659,000
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663	1,663,000
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671	1,671,000
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654	1,654,000
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662	1,662,000
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665	1,665,000
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673	1,673,000
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680	1,680,000
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664	1,664,000
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672	1,672,000
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675	1,675,000
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683	1,683,000
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667	1,667,000
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675	1,675,000
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678	1,678,000
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685	1,685,000
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689	1,689,000
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678	1,678,000
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681	1,681,000
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688	1,688,000
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696	1,696,000
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699	1,699,000
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688	1,688,000
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692	1,692,000
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699	1,699,000
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702	1,702,000
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709	1,709,000
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695	1,695,000
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702	1,702,000
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705	1,705,000
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712	1,712,000
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719	1,719,000
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705	1,705,000
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712	1,712,000
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716	1,716,000
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723	1,723,000
57	-82	-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	439,488	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

3.6.1 耐震設計における検討ケース

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3-8に示す。

表3-8 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(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース				
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータ非適用	液状化パラメータ非適用				
地震波 (位相)	S _s -D1	(++)	1								
		(+-)	1								
		(-+)	1								
		(--)	1								
	S _s -11	(++)	1	1	1	1	1				
	S _s -12	(++)	1								
	S _s -13	(++)	1								
	S _s -14	(++)	1								
	S _s -21	(++)	1								
	S _s -22	(++)	1								
	S _s -31	(++)	1								
		(-+)	1								
計		12	1					1	1	1	1

①の検討において、構造物の安全率が最も小さい地震波で実施

3.6.2 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表3-9に示す。

表3-9 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液化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化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)して非液化化の条件を仮定した解析ケース
液化化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液化化強度特性	液化化パラメータ非適用	液化化パラメータ非適用
地震波 (位相)	S _s -D 1	(++)	⑤の検討において、機器の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波1波と変位量が最も大きくなる地震波1波の計2波分で実施	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		
S _d -D 1	(++)	1	1	
計		3	13	3

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材とする。

(2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。

(3) 止水ジョイント部材

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

(4) 鋼製アンカー

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

(5) 鋼製防護部材

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

4.2 許容限界

許容限界は、資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鉄筋コンクリートの許容限界

許容応力度については、「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24年3月）」に基づき表4-1のとおり設定する。短期許容応力度は、コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して1.5倍の割増しを考慮する。

表4-1 許容応力度（短期）

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	f' _{ck} =40 N/mm ²	許容曲げ圧縮応力度 σ _{ca}	21.0
		許容せん断応力度 τ _{a1}	0.825*
鉄筋	SD345	許容引張応力度 σ _{sa}	294
	SD390	許容引張応力度 σ _{sa}	309
	SD490	許容引張応力度 σ _{sa}	435

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

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

ここで，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

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

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 基礎地盤の支持力に対する許容限界

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

極限支持力度

$$q_a = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

(3) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4-2 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4-2 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	伸び：200 mm, せん断：200 mm
	シートジョイント	相対変位：2 m

(4) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定する。コンクリートの許容限界は、表 4-3 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

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

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

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

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

ここに、

P_a : 頭付きアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

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

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

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数

$s \sigma_{pa}$: 頭付きアンカーボルトの引張強度で、 $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。ただし、アンカーボルトの降伏を保証する設計が要求される場合の上限引張力を算定するときは $s \sigma_{pa} = \alpha_{yu} \cdot s \sigma_y$ とする。

- $s \sigma_y$: 頭付きアンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 α_{yu} : 頭付きアンカーボルトの材料強度のばらつきを考慮した規格降伏点強度に対する割増係数であり, 1.25 以上を用いる。
 $s c a$: 頭付きアンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さくなるほうの値とする。
 $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$) ただし, 軽量コンクリートを用いる場合は, この値の 90 % とする。 (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積で, $A_c = \pi \cdot l_{ce} (l_{ce} + D)$ とする。
 l_{ce} : 頭付きアンカーボルトの強度算定用埋込み長さで, $l_{ce} = l_e$ とする。
 l_e : 頭付きアンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ
 d : 頭付きアンカーボルト軸部の直径
 D : 頭付きアンカーボルト頭部の直径

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

$$p a / A_o \leq f_n$$

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

f_n : コンクリートの支圧強度で, $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c \pi (D^2 - d^2) / 4}$ とする。ただし, $\sqrt{(A_c / A_o)}$ が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mm²)

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

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

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

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

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

ここに,

q_a : 頭付きアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

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

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

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

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

- $s \sigma_{qa}$: 頭付きアンカーボルトのせん断強度 ($s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²))
- $s \sigma_y$: 頭付きアンカーボルトの規格降伏点強度
- $s c a$: 頭付きアンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さくなるほうの値とする。
- $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 ($c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)
- $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$) ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、この値の 90 %とする。 (N/mm²)
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ($A_{qc} = 0.5 \pi c^2$)
- c : へりあき寸法 (mm)

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

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

(5) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005年9月」，「各種合成構造設計指針・同解説（社）日本建築学会，2010年11月」及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター，2014年3月」に基づき設定する。

(a) 鋼材

鋼材の許容限界値は「道路橋示方書・同解説」（社）日本道路協会，平成24年3月）に基づき，表4-3に示す短期許容応力度とする。なお，短期許容応力度は1.5倍の割増しを考慮する。

表4-3 鋼材の許容限界

鋼材種別		短期許容応力度 (N/mm ²)	
		圧縮，引張，曲げ	せん断
SS400	$t \leq 40^*$	210	120
SM570	$t \leq 40^*$	382.5	217.5

*t : 鋼材の板厚

(b) 接合ボルト

接合ボルトの許容限界値は表4-4に示す短期許容応力度とする。

表 4-4 接合ボルトの許容限界

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

(c) ワイヤーロープ

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

表 4-5 ワイヤーロープの許容限界

仕様	破断強度 (kN)	許容限界 (kN)
		引張
構造用ストランドロープ ST1670, 構成 7×7, φ 28mm	567	425

4.3 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、地震応答解析結果により得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート防潮壁）

鉄筋コンクリート防潮壁は、堤軸方向に同様な断面が連続する構造であることから、堤軸直交方向が弱軸断面方向となる。

保守側の評価を行うため、フーチングとの連結部を固定端とする片持ち梁としてモデル化する。評価モデルの概念図を図4-1に示す。

鉄筋コンクリートの評価は、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。

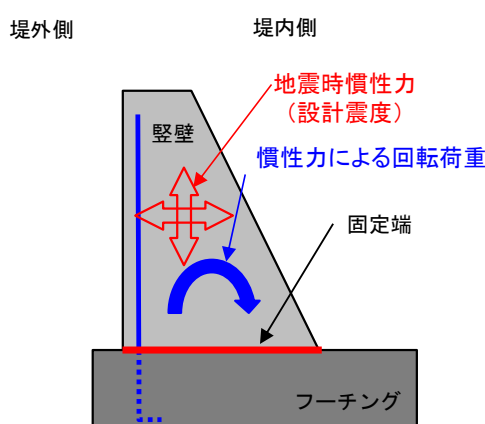


図4-1 鉄筋コンクリート防潮壁の評価モデル概念図

a. 曲げ軸応力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて算定される圧縮応力（コンクリート及び鉄筋）並びに引張応力（鉄筋）が許容限界以下であることを確認する。

b. せん断応力に対する照査

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。

$$V_a = V_{c a} + V_{s a}$$

ここで、

$V_{c a}$: コンクリートの許容せん断力

$$V_{c a} = 1/2 \cdot \tau_{a 1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

$V_{s a}$: 斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

(2) 鉄筋コンクリート（地中連続壁基礎）

鉄筋コンクリートの評価は、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. 曲げ軸応力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて算定される圧縮応力（コンクリート及び鉄筋）並びに引張応力（鉄筋）が許容限界以下であることを確認する。

b. せん断応力に対する照査

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。

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

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) 基礎地盤の支持性能評価

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

(4) 止水ジョイント部材

(追而)

(5) 鋼製アンカー

(追而)

(6) 鋼製防護部材

(追而)

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

鉄筋コンクリート防潮壁の基準地震動 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～図5-2に示す。これらの図は，構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

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



曲げモーメント (kN・m) 軸力 (kN)

せん断力 (kN)

*評価位置における断面力値

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

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

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

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

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

図 5-1 (5) 汀線方向の地震時断面力 (S_s-1 1, t=●●.●●s)

図 5-1 (6) 汀線方向の地震時断面力 (S_s-1 2, t=●●.●●s)

図 5-1 (7) 汀線方向の地震時断面力 (S_s-1 3, t=●●.●●s)

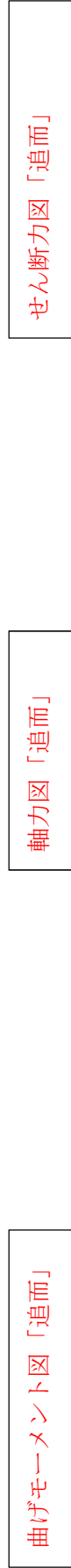
図 5-1 (8) 汀線方向の地震時断面力 (S_s-1 4, t=●●.●●s)

図 5-1 (9) 汀線方向の地震時断面力 (S_s-2 1, t=●●.●●s)

図 5-1 (10) 汀線方向の地震時断面力 (S_s-2 2, t=●●.●●s)

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

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



曲げモーメント (kN・m) 軸力 (kN)

せん断力 (kN)

*評価位置における断面力値
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

図 5-5 (5) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 1$)

図 5-5 (6) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 2$)

図 5-5 (7) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 3$)

図 5-5 (8) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 4$)

図 5-5 (9) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 1$)

図 5-5 (10) 汀線方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 2$)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

5.2 耐震評価結果

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



図 5-7 配筋要領図

「追而」

表 5-1 (1) 断面諸元一覧表 (短辺方向)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A w (cm ²)	
				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面	内面・ 下面											
防潮壁																		
地中連読壁 基礎 (水平)																		
地中連読壁 基礎 (鉛直)																		

表 5-1 (2) 断面諸元一覧表 (長辺方向)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A w (cm ²)	
				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面	内面・ 下面											
防潮壁																		
地中連読壁 基礎 (水平)																		
地中連読壁 基礎 (鉛直)																		

(1) 構造部材の曲げに対する評価結果

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

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容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、各部材において最大となる値を示している。

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の応答値は、許容応力度以下であることを確認した。

「追而」

表 5-2 コンクリートの曲げ照査結果（汀線方向）

表 5-3 (1) コンクリートの曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-3 (2) コンクリートの曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-3 (3) コンクリートの曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-4 鉄筋の曲げ照査結果（汀線方向）

表 5-5 (1) 鉄筋の曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-5 (2) 鉄筋の曲げ照査結果（汀線直交方向）

表 5-5 (3) 鉄筋の曲げ照査結果（汀線直交方向）

(2) 構造部材のせん断に対する評価結果

せん断に対する照査結果を表 5-6～表 5-7 に示す。

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

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の応答値は、許容限界以下であることを確認した。

「追而」

表 5-6 せん断照査結果 (汀線方向)

表 5-7 (1) せん断照査結果 (汀線直交方向)

表 5-7 (2) せん断照査結果 (汀線直交方向)

表 5-7 (3) せん断照査結果 (汀線直交方向)

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

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

鉄筋コンクリート防潮壁の接地圧は $S_s - D 1$ [H+, V+] (●●断面方向) で ●● kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力 ●● kN/m^2 以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

「追而」

図 5-8 接地圧分布図

「追而」

表 5-8 (1) 接地圧 (汀線方向)

地震時	接地圧
$S_s - D 1 [H+, V+]$	
$S_s - D 1 [H+, V-]$	
$S_s - D 1 [H-, V+]$	
$S_s - D 1 [H-, V-]$	
$S_s - 1 1$	
$S_s - 1 2$	
$S_s - 1 3$	
$S_s - 1 4$	
$S_s - 2 1$	
$S_s - 2 2$	
$S_s - 3 1 [H+, V+]$	
$S_s - 3 1 [H-, V+]$	

表 5-8 (2) 接地圧 (汀線直交方向)

地震時	接地圧
$S_s - D 1 [H+, V+]$	
$S_s - D 1 [H+, V-]$	
$S_s - D 1 [H-, V+]$	
$S_s - D 1 [H-, V-]$	
$S_s - 1 1$	
$S_s - 1 2$	
$S_s - 1 3$	
$S_s - 1 4$	
$S_s - 2 1$	
$S_s - 2 2$	
$S_s - 3 1 [H+, V+]$	
$S_s - 3 1 [H-, V+]$	

表 5-9 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (汀線方向)

「追而」

表 5-9 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (汀線直交方向)

5.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁について、基準地震動 S_s による地震力に対し、構造物の曲げ及びせん断並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁は、基準地震動 S_s による地震力に対して、要求機能を維持できる。

6.3.1 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

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」の構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）が基準地震動 S_0 に対して十分な構造強度を有していること及び止水性を損なわないことを説明するものである。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能維持の確認は、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

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面位置図を図 2.1-1 に示す。

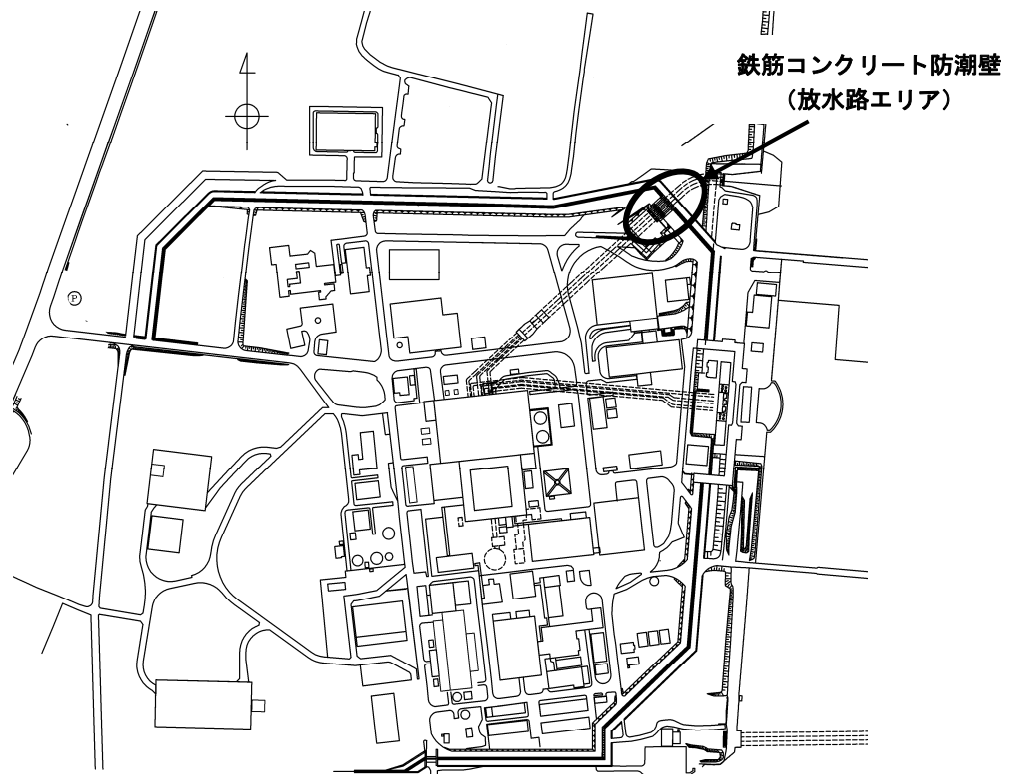


図 2.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の位置図

2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、鉄筋コンクリート製の放水路及び地中連続壁基礎の上に鉄筋コンクリート製の防潮壁を構築するものである。防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎はすべて鉄筋コンクリートで一体化した構造とし、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。防潮壁直下に構築する放水路はカルバート構造であり、敷地内への津波の浸水を防止するための放水路ゲートを設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図を図 2.2-1 に、断面図を図 2.2-2 に示す。

また、防潮壁に隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界には、止水性の維持のため、伸縮性を有する止水ジョイント部材を設置する。止水ジョイント部材の設置位置図を図 2.2-3 に、概念図を図 2.2-4 に示す。

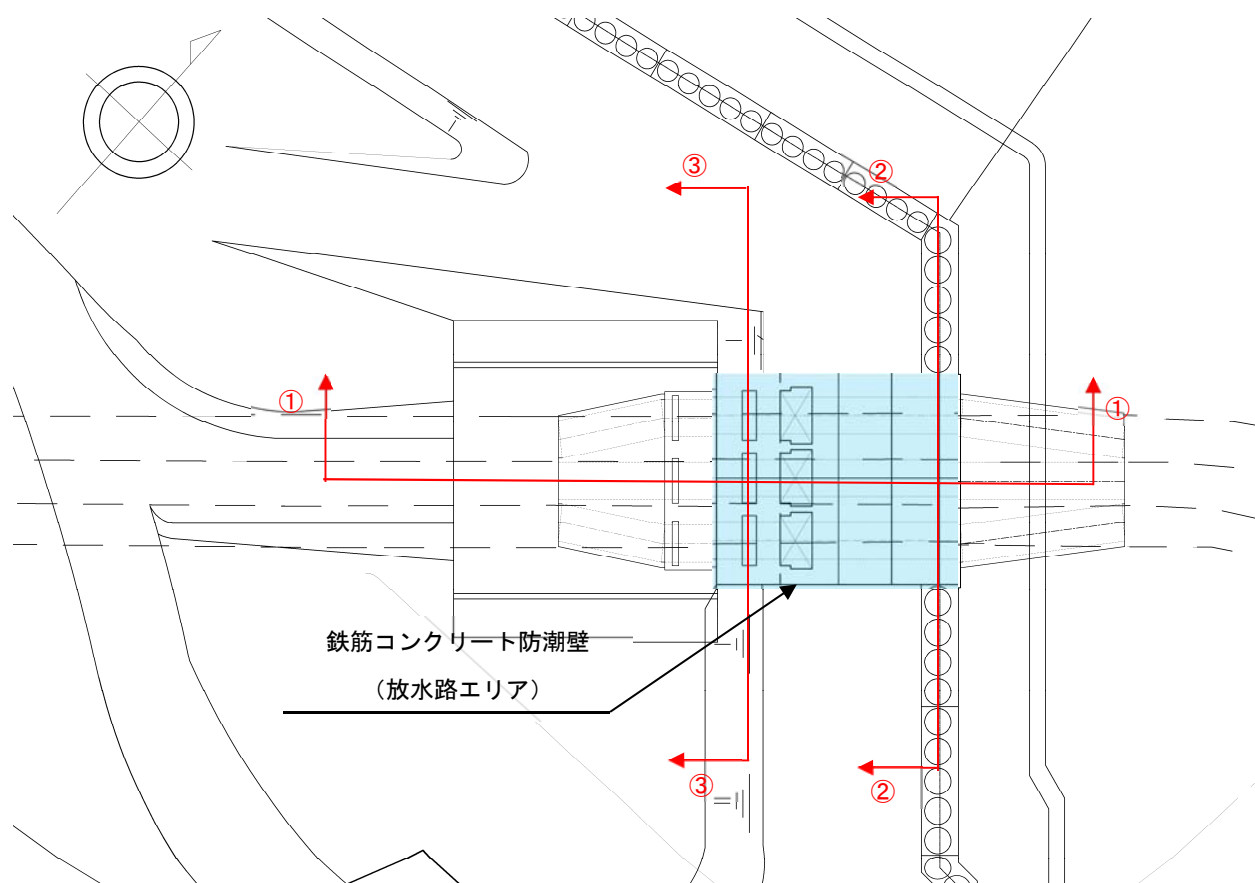


図 2.2-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図

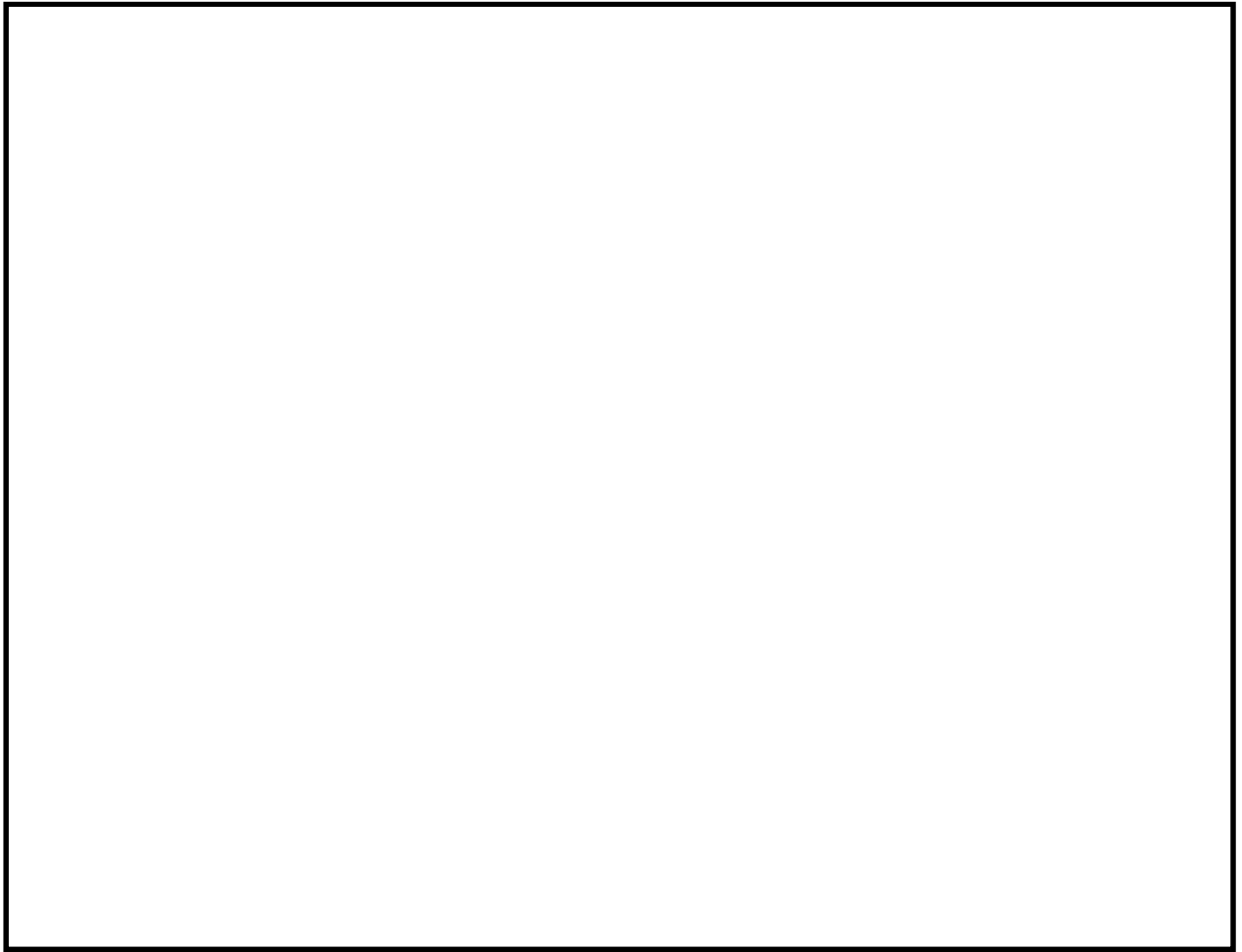


図 2.2-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図

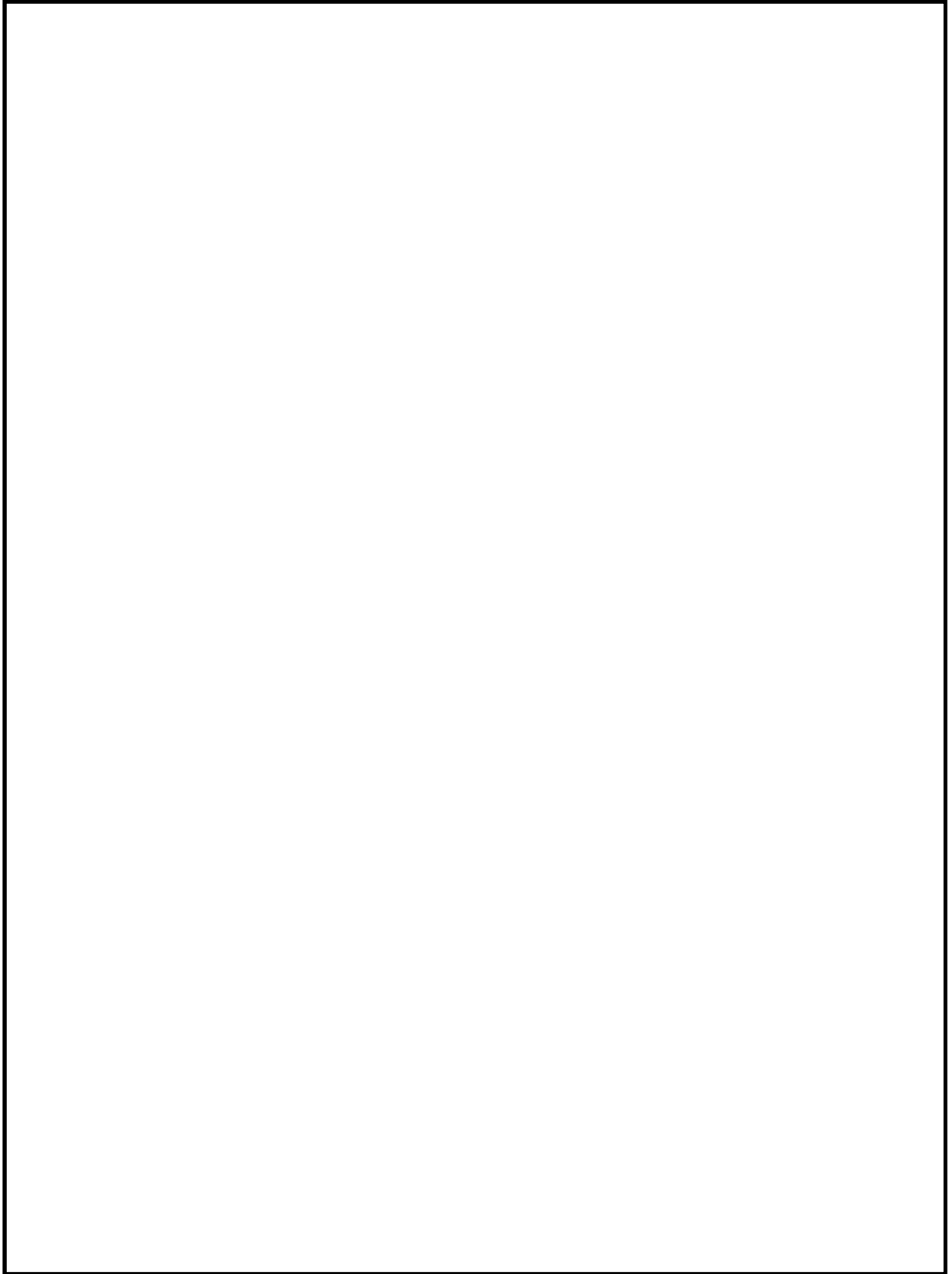


図 2.2-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の断面図

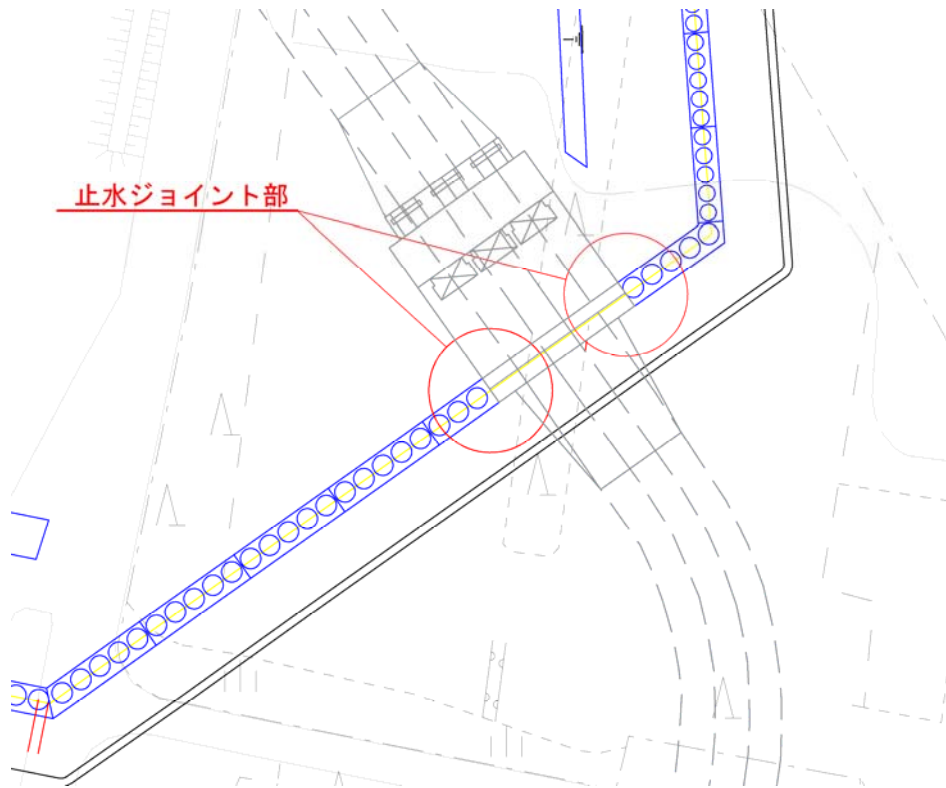
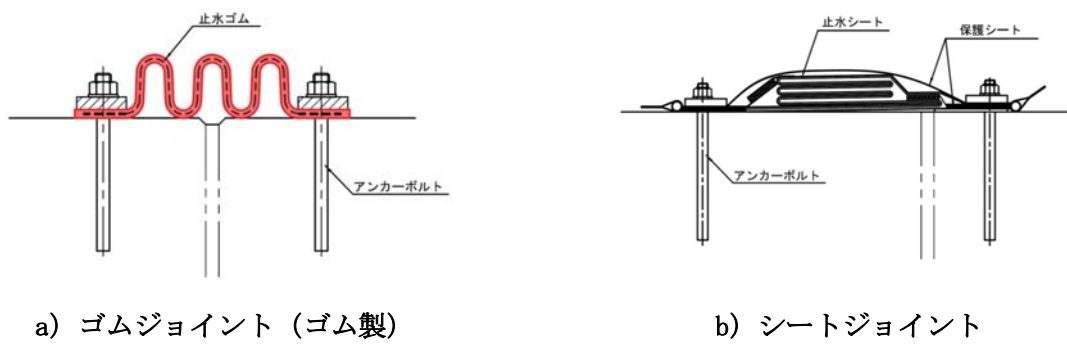


図 2.2-3 止水ジョイント部材の設置位置図



a) ゴムジョイント (ゴム製)

b) シートジョイント

図 2.2-4 止水ジョイント部材の概念図

2.3 評価方針

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価は、設計基準対象施設として、表 2.3-1 の鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が鉄筋又はコンクリートの短期許容応力度に基づく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、防潮壁を支持する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。

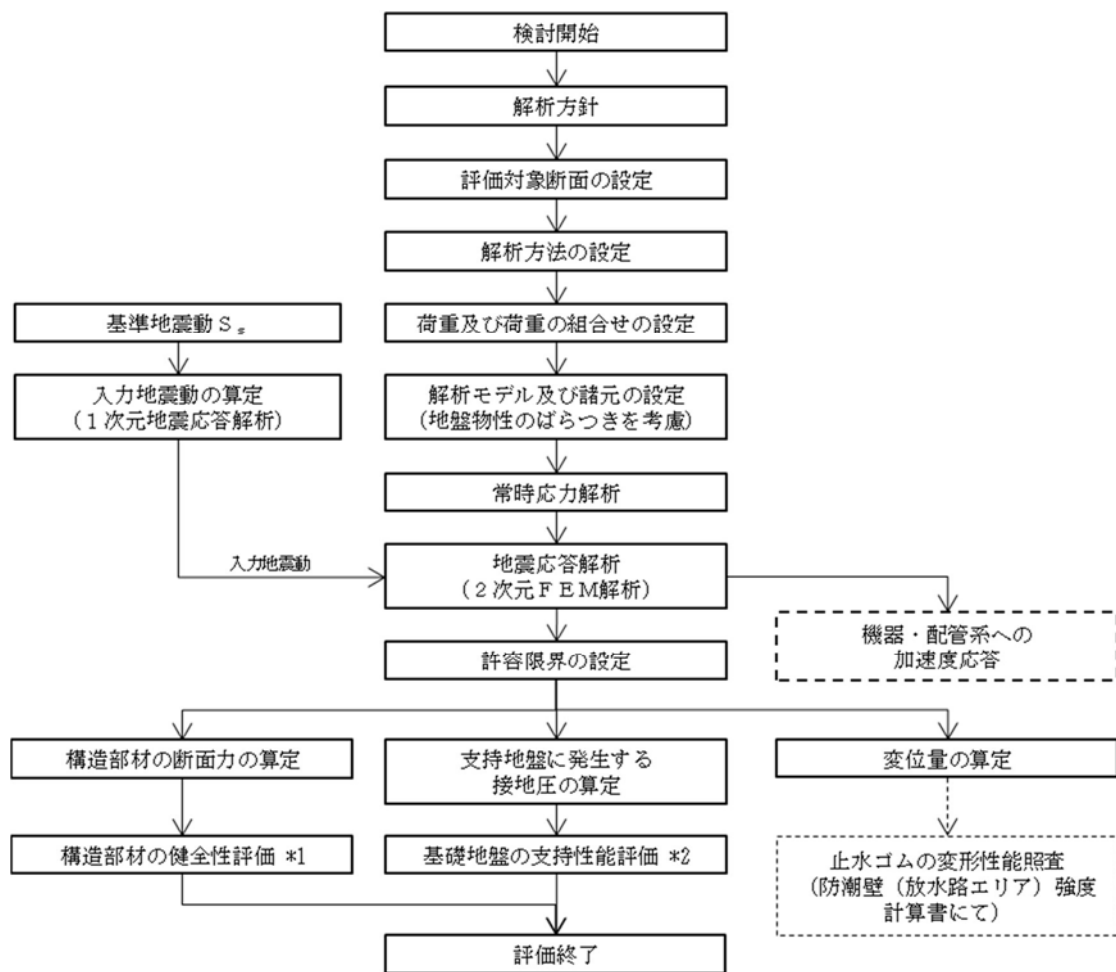
構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、試験により確認した許容限界以下であることを確認する。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目

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

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-1 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。

図 2.3-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価の検討フロー

2.4 適用規格

適用する主な基準を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）
- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（（社）日本電気協会）
- ・建築基準法（昭和25年5月24日法律第201号）
- ・建築基準法施行令（昭和25年11月16日政令第338号）

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価に当たっては，JEAG 4601-1987，コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002）等を適用するが，鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については，道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）及び鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999）を適用する。

第2.4-1表に適用する主な基準を示す。

第2.4-1表 適用する主な基準

項目	適用する主な基準	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年）	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年） ・道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成24年3月） ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999）	・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する。 ・せん断に対する照査は，発生応力度，又は発生せん断力が許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認する。
地震応答解析	・JEAG 4601-1987	・有限要素法を用いた時刻歴非線形解析

3. 地震応答解析

3.1 評価対象断面

図 3.1-1 に評価対象断面位置図を、図 3.1-2 に評価対象断面図を示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は防潮壁天端厚さ 2 m，下部厚さ 6.5 m，構造物全体の平面寸法は防潮壁横断方向 23 m，防潮壁縦断方向 20.1 m であり，地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。地中連続壁基礎は，壁厚 2.4 m の鉄筋コンクリートで隔壁及び側壁を構築し，T.P. 約 -60 m 以深に分布する岩盤に壁厚以上根入れする。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，防潮壁，放水路，放水路ゲート及び地中連続壁基礎で構成され，防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎は鉄筋コンクリートで一体化した構造とする。

評価対象断面は，「5.11.4 防潮堤鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面選定の考え方」で記載したとおり，防潮壁横断方向と防潮壁縦断方向で地質断面に差異があるため，構造物に直交する両方向を評価対象断面とする。防潮壁横断方向については，断面位置によって形状や質量が大きく変化しないため，代表断面として①-①断面を選定する。防潮壁縦断方向については，防潮壁と放水路ゲートで上部構造の形状が異なることで地震時の応答が変化すると考えられることから，防潮壁位置の②-②断面（防潮壁部），及び放水路ゲート位置の③-③断面（ゲート部）の 2 断面を評価対象断面として選定する。

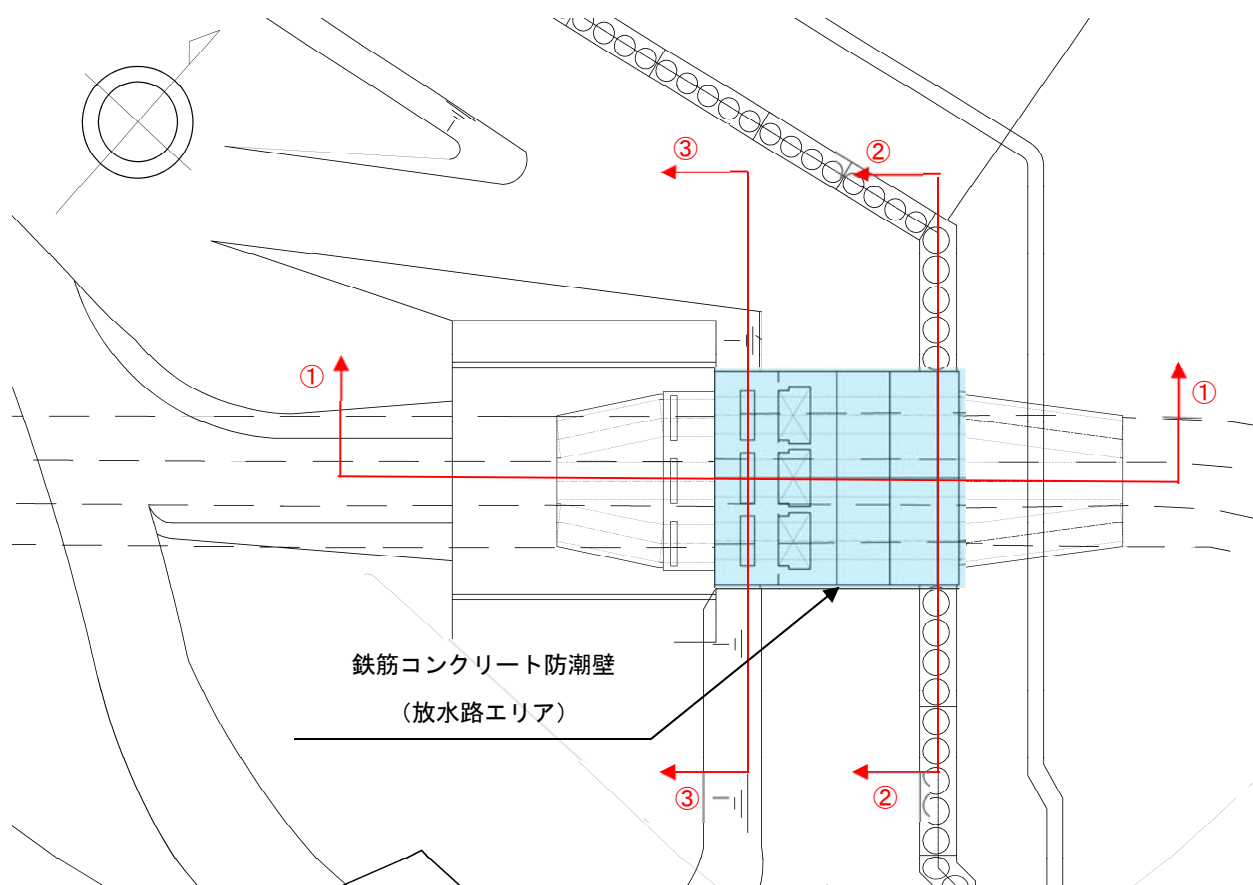


図 3.1-1 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象断面位置図

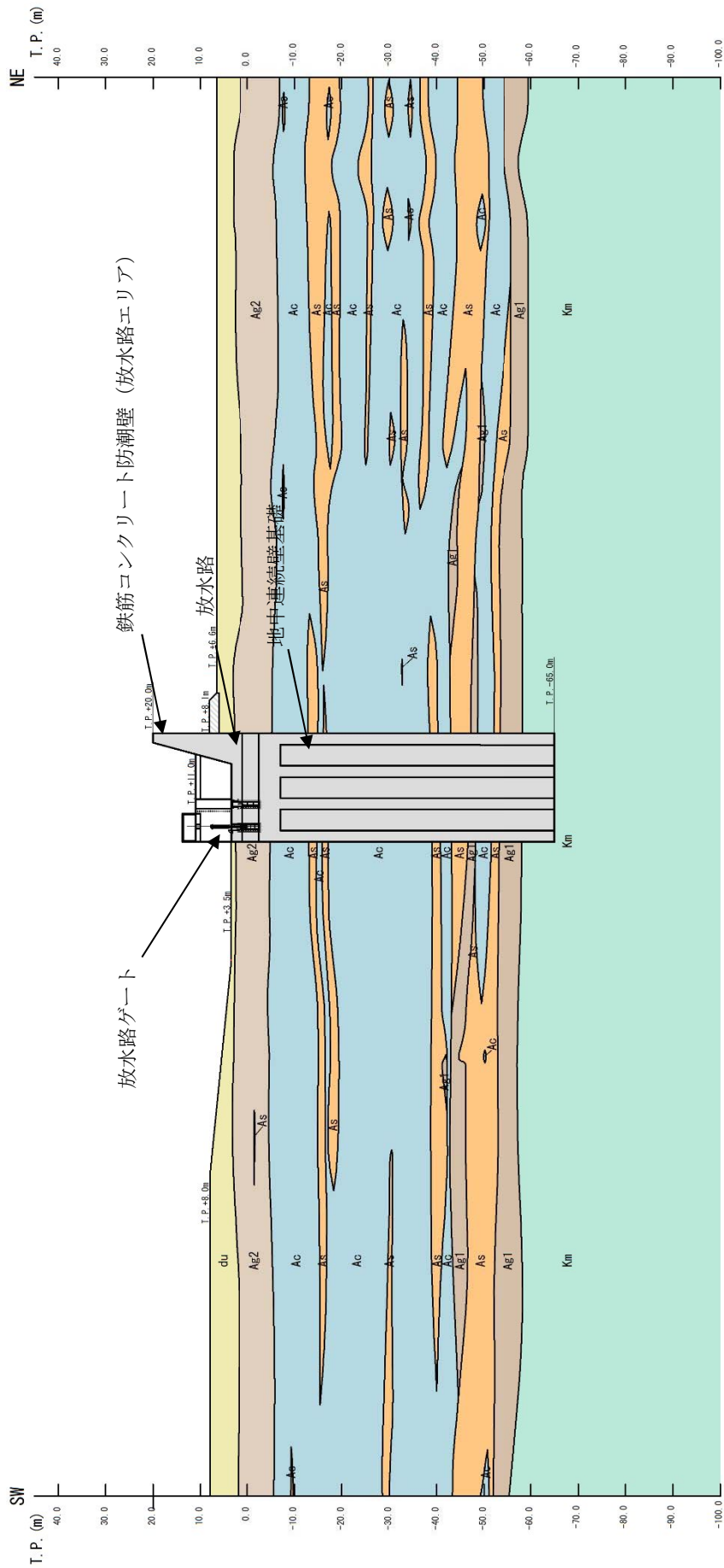


図 3.1-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の評価対象断面図 (防潮壁横断方向：①-①断面)

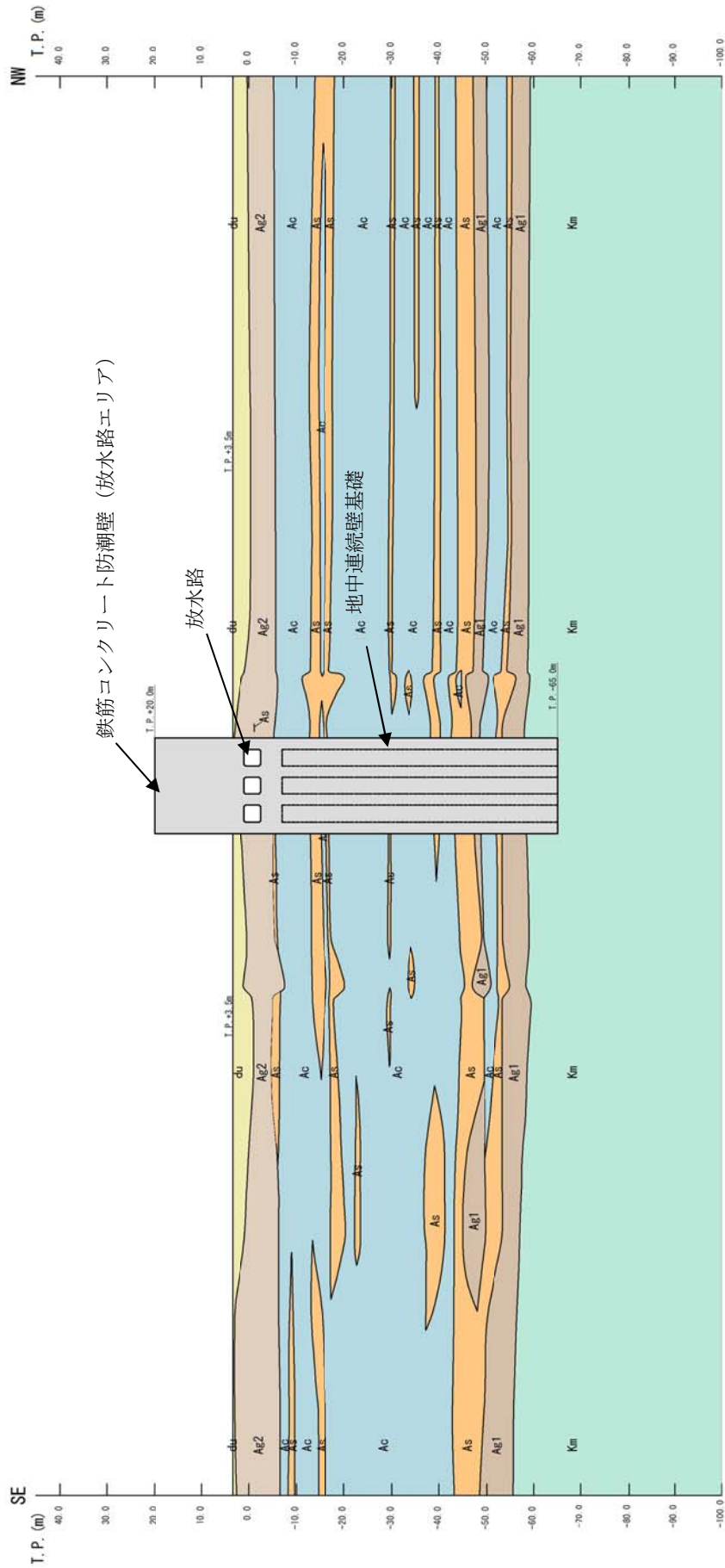


図 3.1-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の評価対象断面図 (防潮壁縦断方向：②-②断面, 防潮壁部)

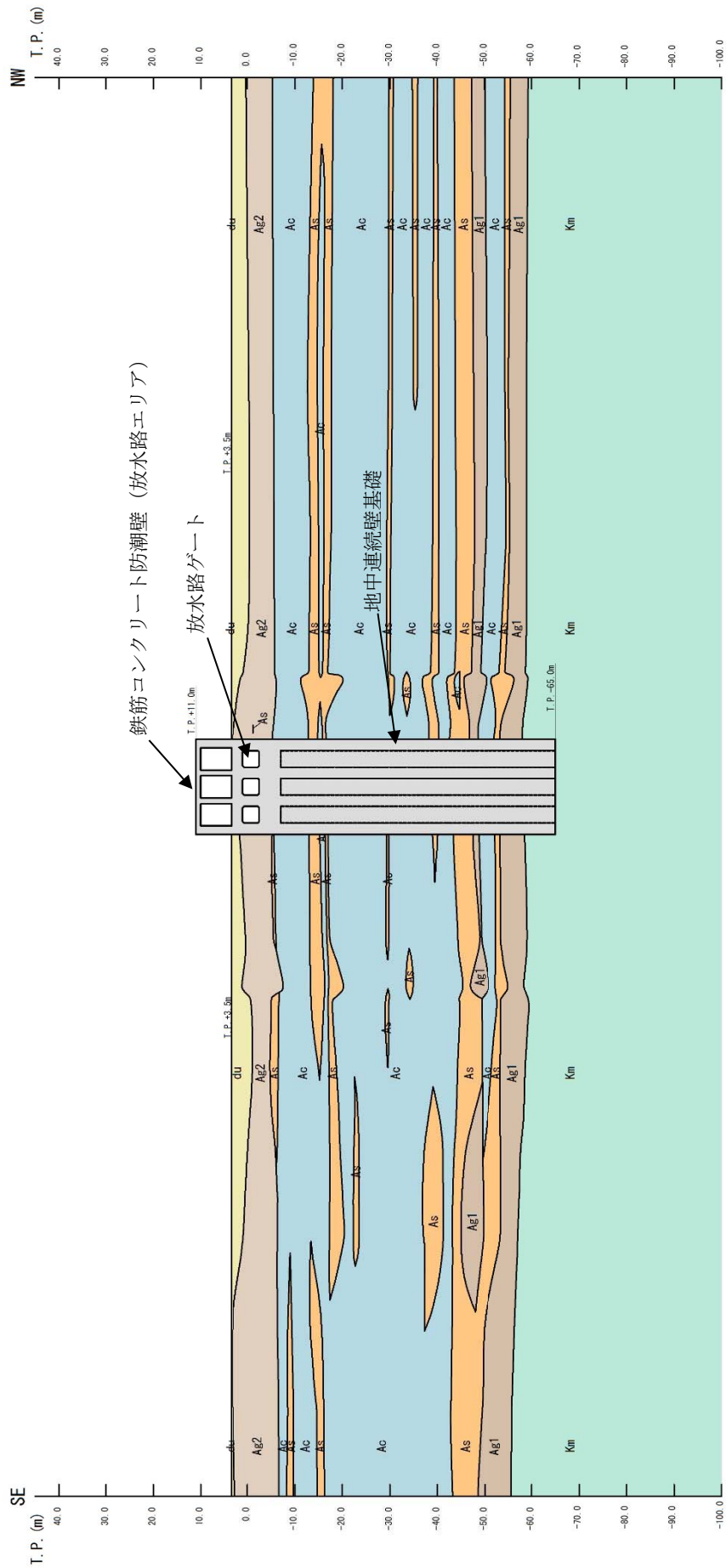


図 3.1-2 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の評価対象断面図 (防潮壁縦断方向: ③-③断面, ゲート部)

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ため、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。

また、土木構造物の上部構造及び機器・配管系への応答加速度に対して保守的な評価を行うため、すべての地盤を非液状化層と仮定した解析を実施する。

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

3.2.1 地震応答解析手法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。鉄筋コンクリート部材は、線形はり要素及び線形平面要素でモデル化し、発生断面力が弾性範囲に収まっていることを確認する。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ようにモデル化する。

地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

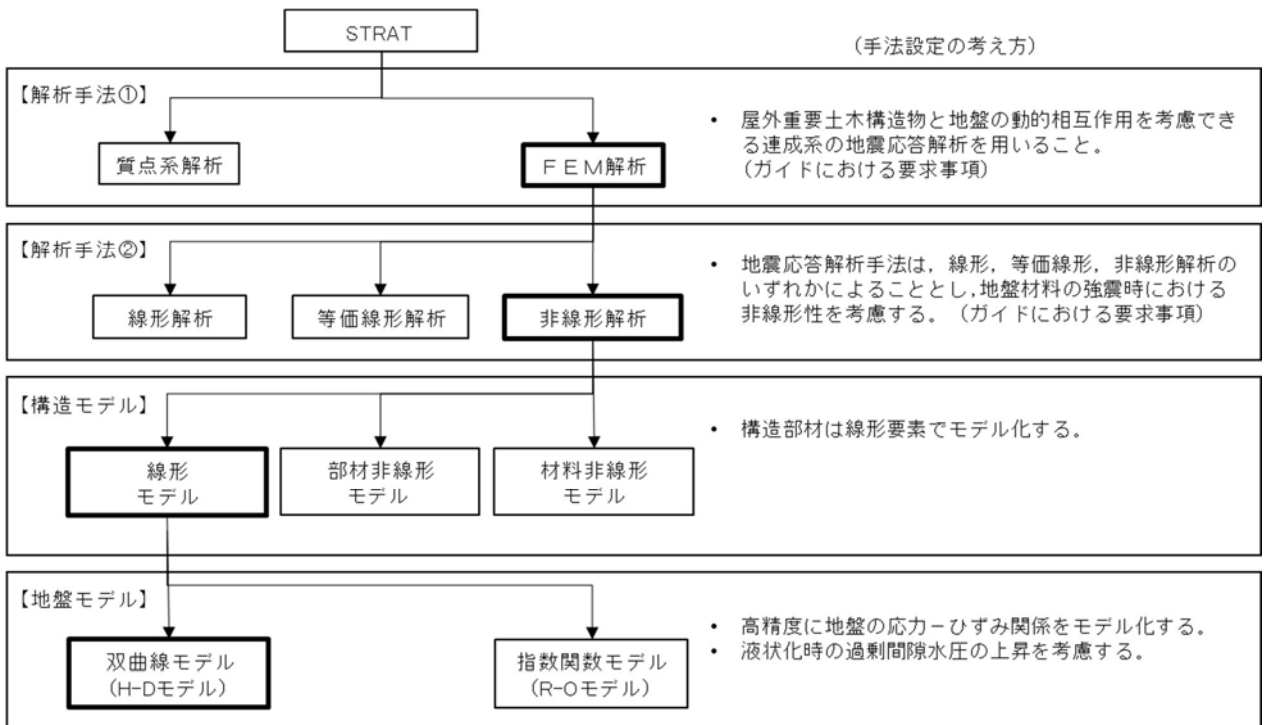


図3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

双曲線モデル (H-D モデル) の選定理由を以下に述べる。

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。有効応力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には、これら 2 つの特徴を表現できるモデルを採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には、双曲線モデル (H-D モデル) と指数関数モデル (R-0 モデル) がある。双曲線モデル (H-D モデル) は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから、上記の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上限値に係る特徴を表現でき、かつ、上限値を有効応力の関数とすることができる。一方、指数関数モデル (R-0 モデル) は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力の上限値をパラメータとして有していないことから、上記の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上限値に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから、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上記の 2 つの特徴を適切に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、はり要素及び平面要素を適用し、線形部材としてモデル化する。
(詳細は 3.5.1 解析モデルの設定に示す。)

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。

(詳細は 3.5.1 解析モデルの設定に示す。)

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

3.2.3 減衰特性

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

(詳細は 3.5.1 解析モデルの設定に示す。)

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

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）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

積雪荷重及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）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。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として、放水路ゲート及び巻上機械の機器・配管荷重、並びに放水路内の静水圧による荷重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.3-1 のとおりである。

表 3.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
放水路ゲート及び巻上機	86 kN/基×3 基

(3) 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重

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

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重（ P_k ）

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 3.3-2 に、荷重概念図を図 3.3-1 及び表 3.3-3 に示す。

表 3.3-2 荷重の組合せ

種別		荷重	算定方法
永久 荷重	常時考 慮荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定
		機器・配管荷重	○ ・放水路ゲート及び巻上機
		土被り荷重	－ ・土被りはないため考慮しない
		永久上載荷重	－ ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として設定 ・地下水の密度を考慮
	内水圧		○ ・放水路内部の静水圧
	積雪荷重		○ ・積雪荷重を考慮
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）と組合せるべき変動荷重はない
		風荷重	○ ・風荷重を考慮
偶発荷重 (地震荷重)		水平地震動	○ ・基準地震動 S_d による水平・鉛直同時加振
		鉛直地震動	○ ・躯体慣性力，動土圧を考慮
		動水圧	○ ・放水路内部の動水圧を考慮

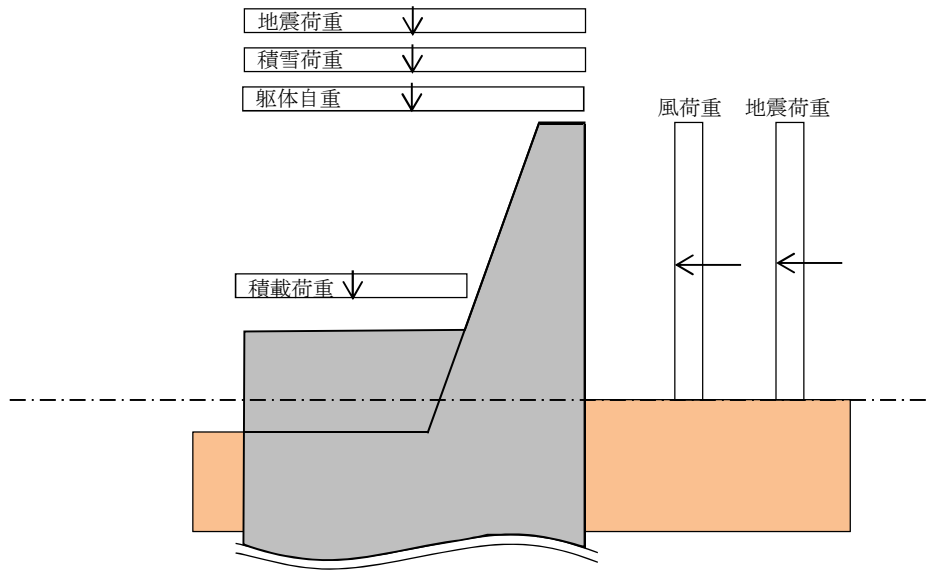


图 3.3-1 荷重概念图

表 3.3-2 水荷重概念

検討方向	想定事象	解析で考慮する水荷重	水荷重図
横断方向	地震時	静水圧	
		動水圧	
縦断方向	地震時	静水圧	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>防潮壁縦断方向（ゲート部）</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>防潮壁縦断方向（防潮壁部）</p> </div> </div>
		動水圧	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>防潮壁縦断方向（ゲート部）</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>防潮壁縦断方向（防潮壁部）</p> </div> </div>

水圧荷重
 付加質量で考慮（水平動に作用）
 付加質量で考慮（鉛直動に作用）

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、防潮壁横断方向の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 3.4-2 に、防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3.4-3 に示す。

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、付録 36「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である S_s-D1 及び S_s-31 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対象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。

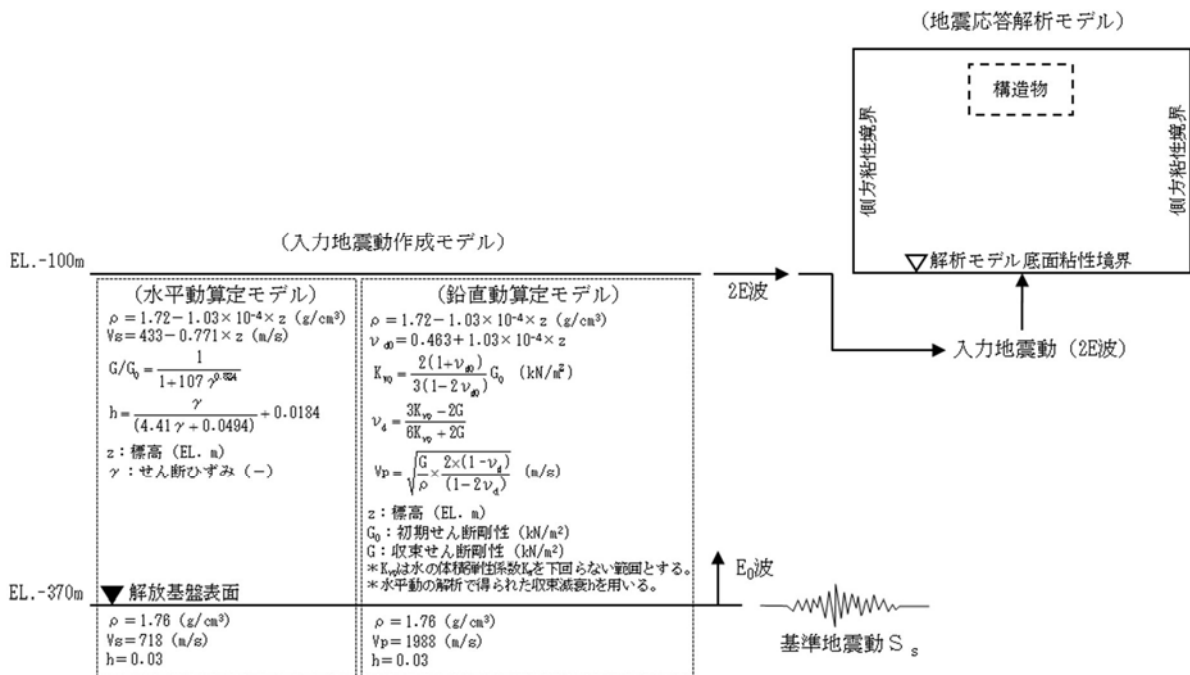
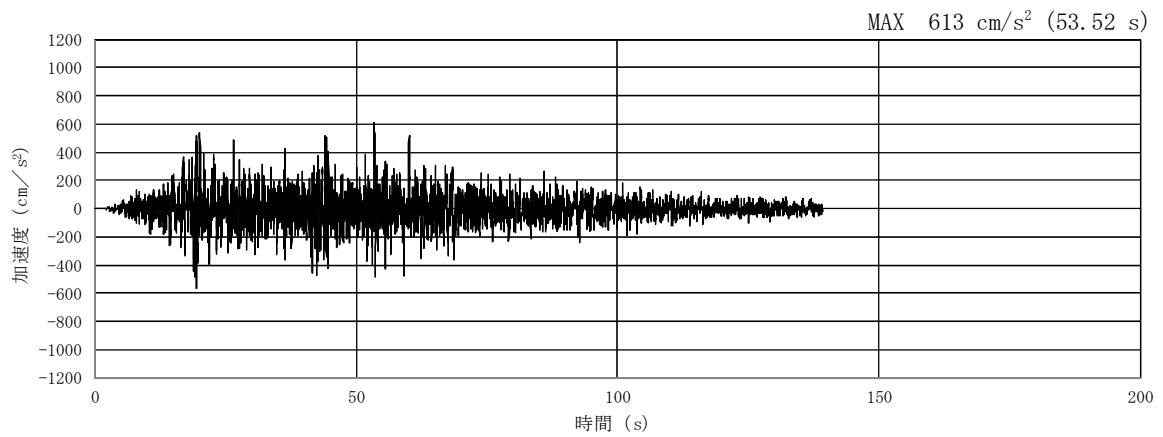
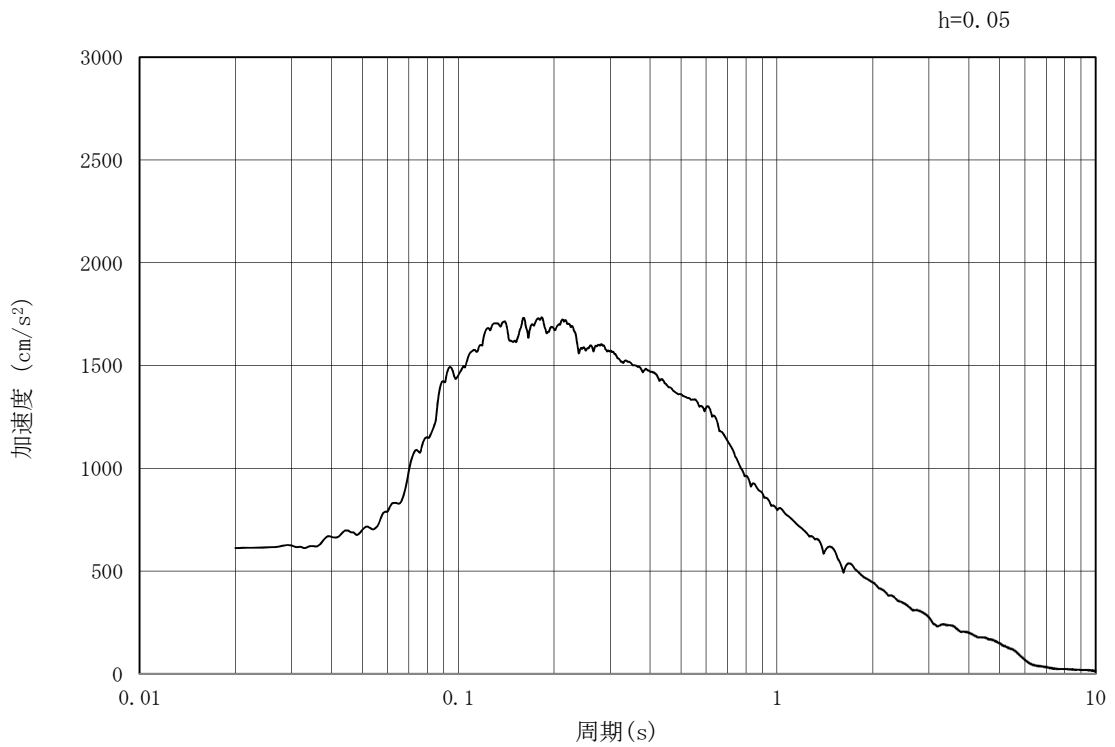


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

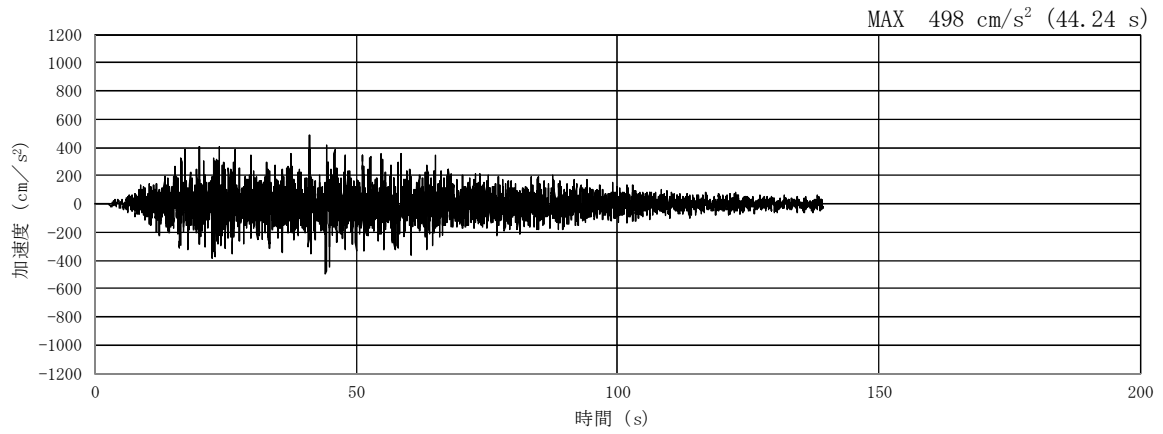


(a) 加速度時刻歴波形

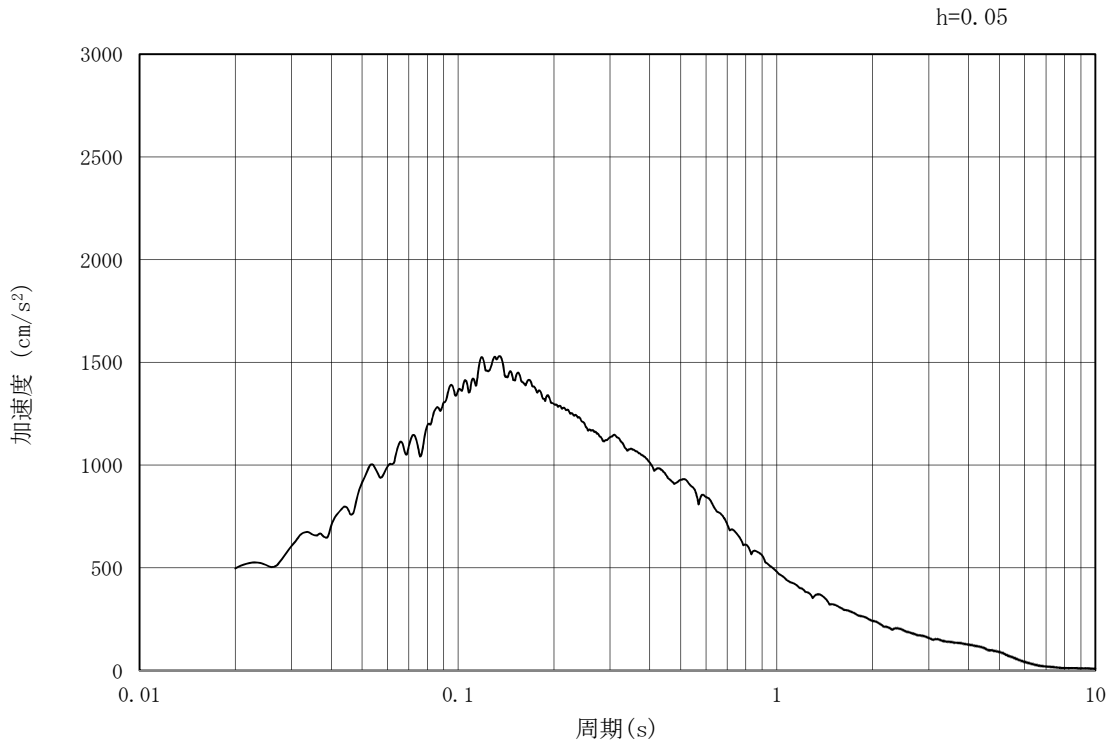


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (1) 防潮壁横断方向の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)

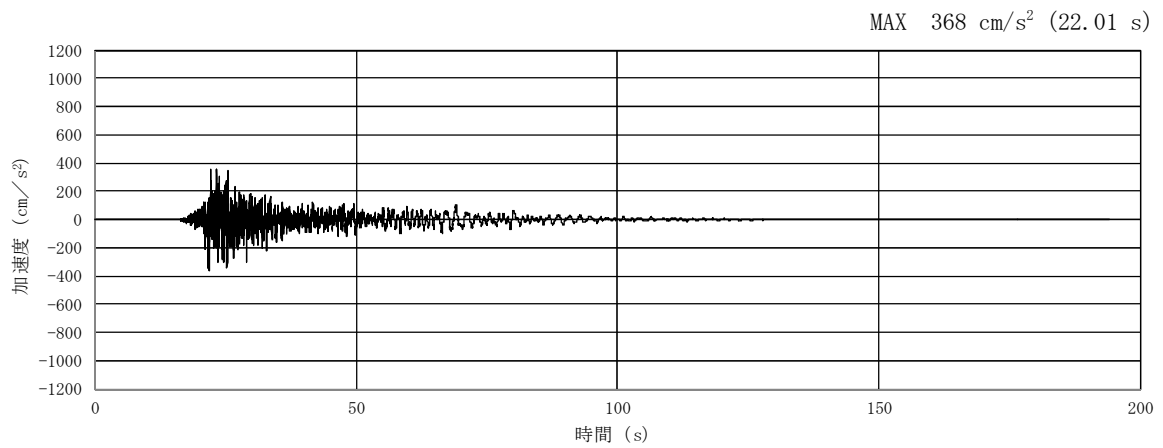


(a) 加速度時刻歴波形

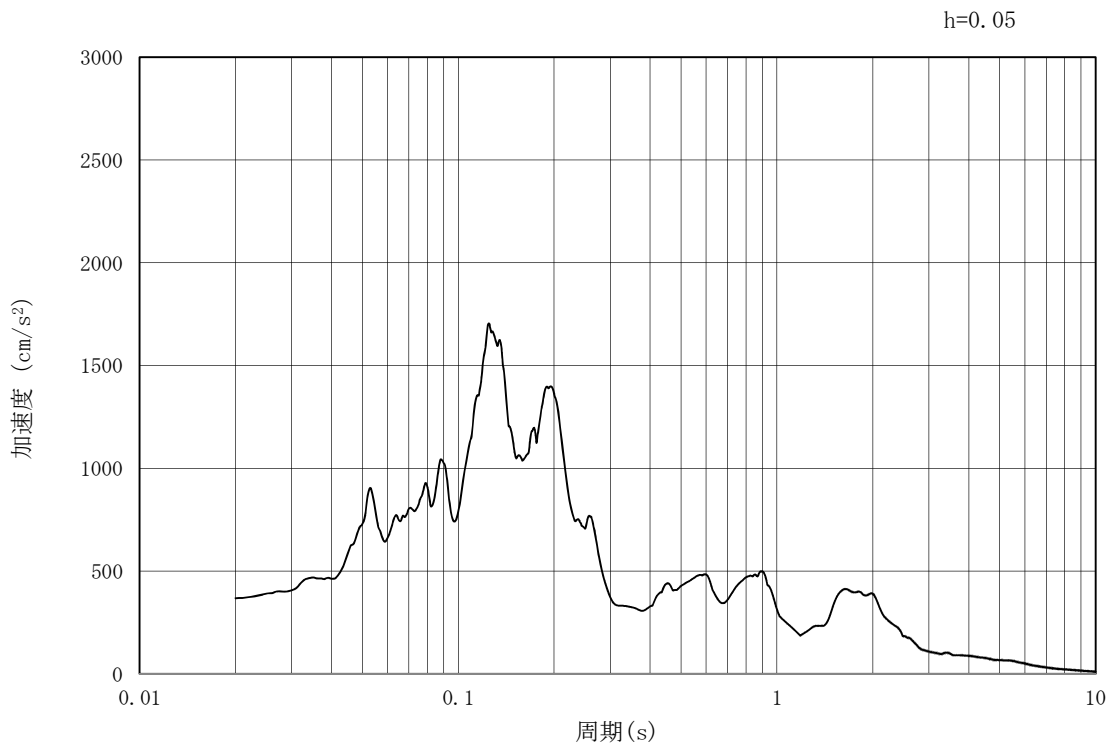


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (2) 防潮壁横断方向の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: $S_s - D1$)

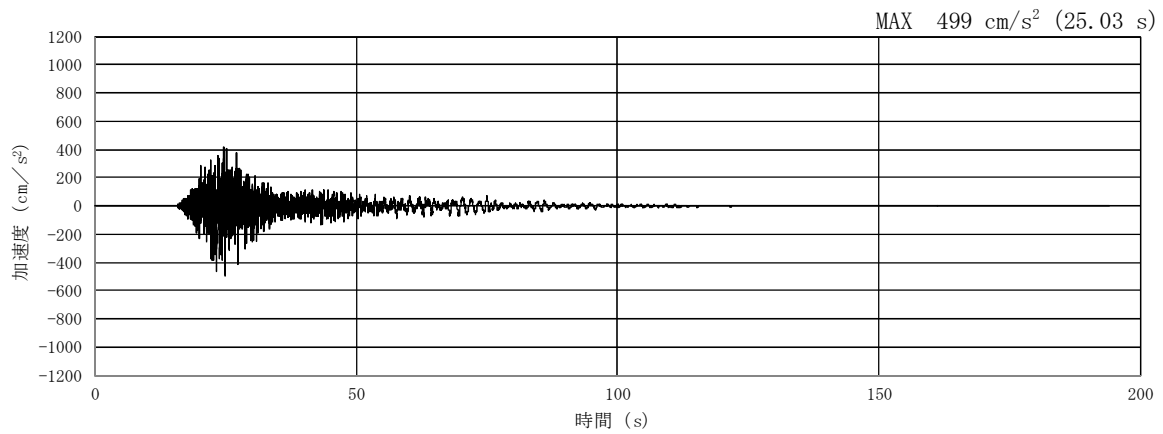


(a) 加速度時刻歴波形

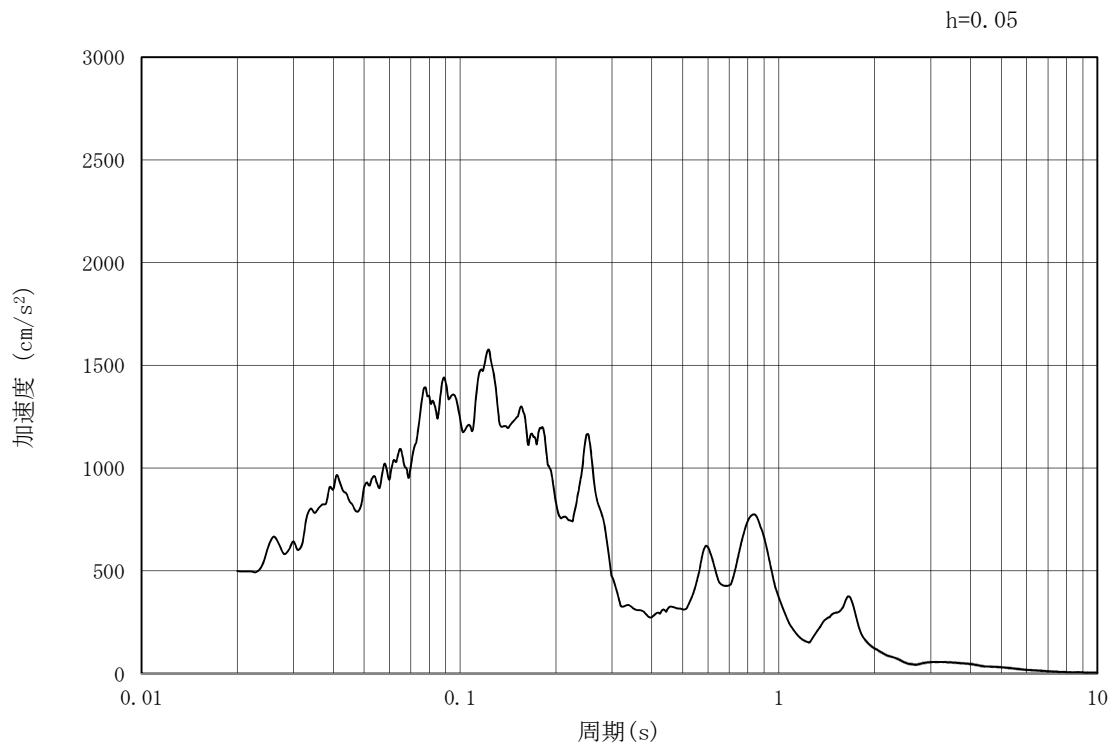


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (3) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 11$)

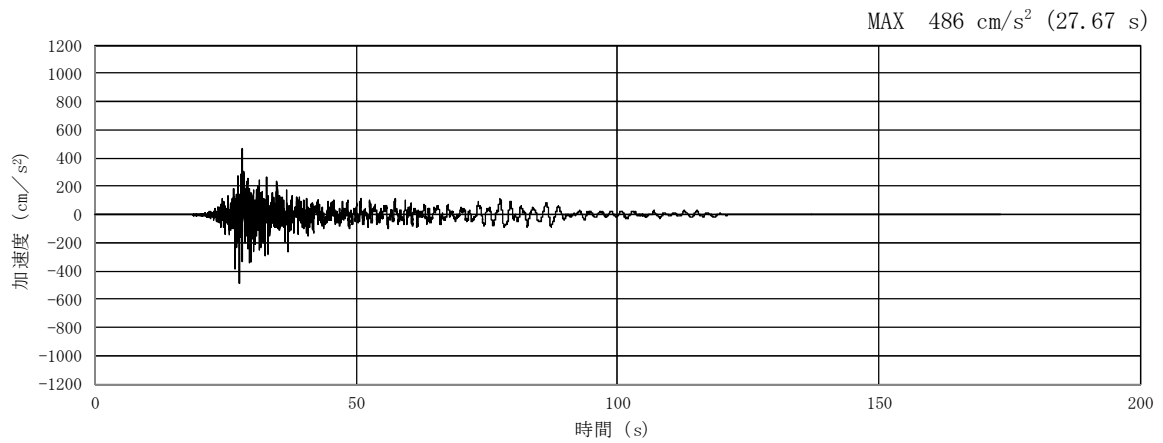


(a) 加速度時刻歴波形

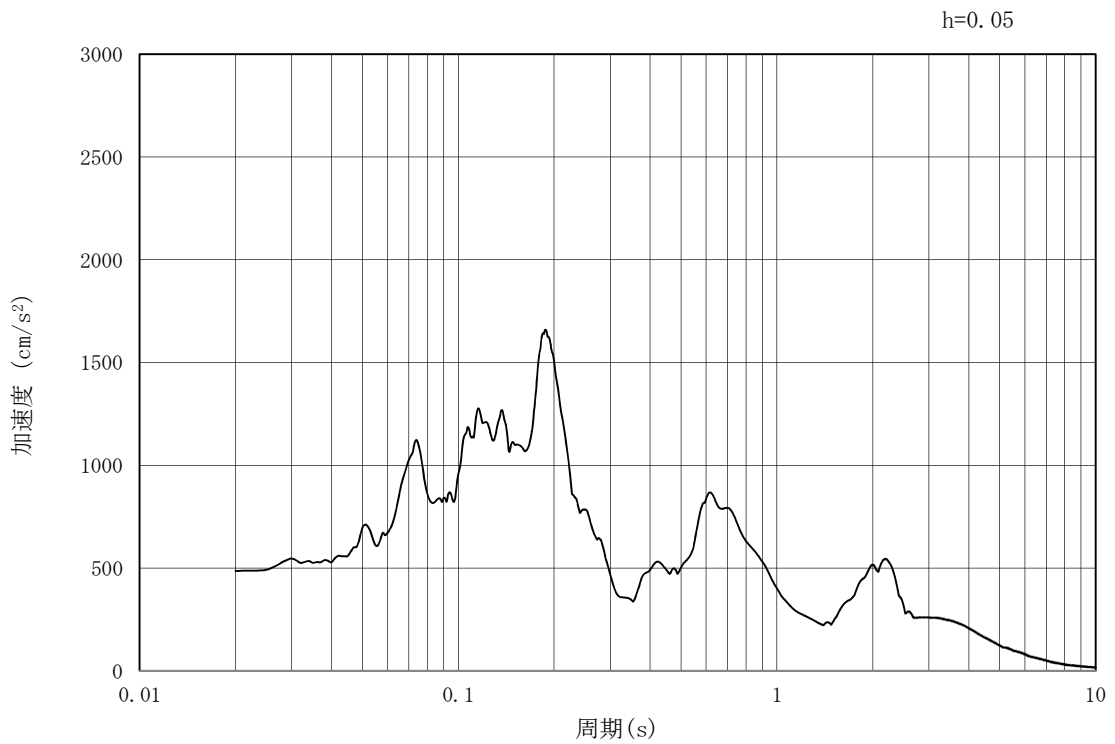


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (4) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.1$)

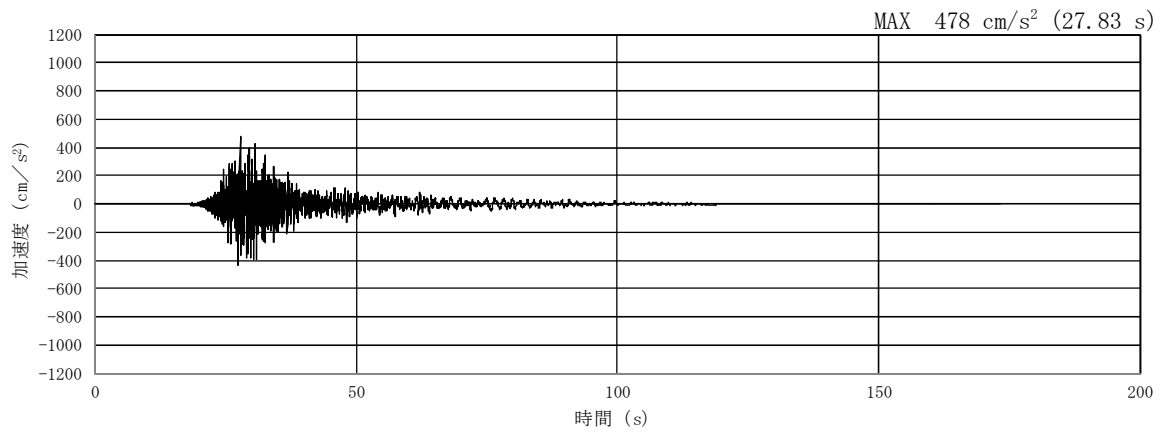


(a) 加速度時刻歴波形

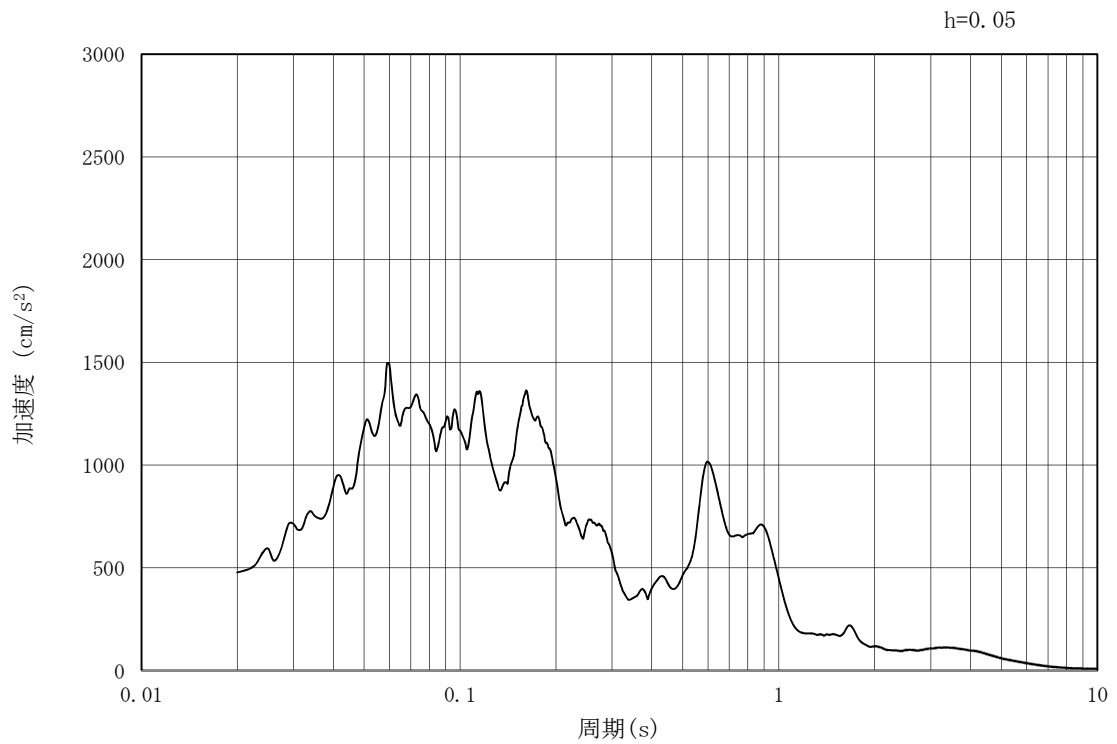


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (5) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.2$)

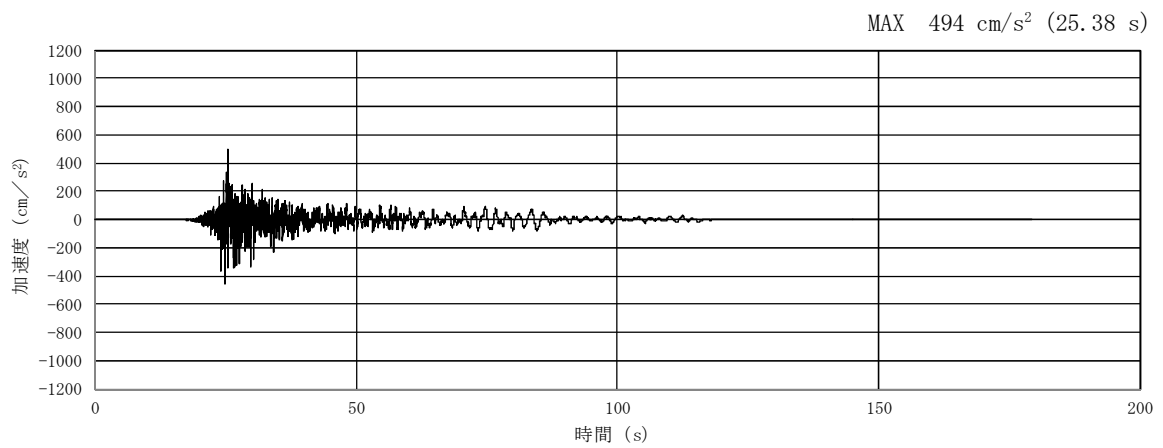


(a) 加速度時刻歴波形

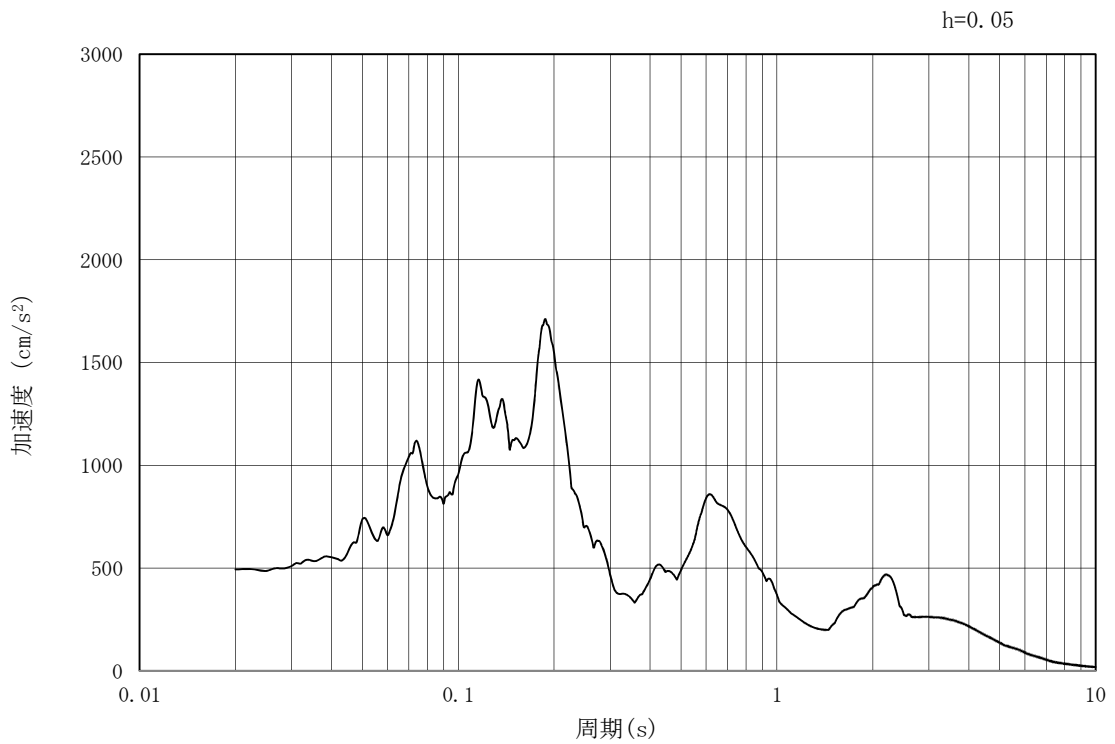


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (6) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.2$)

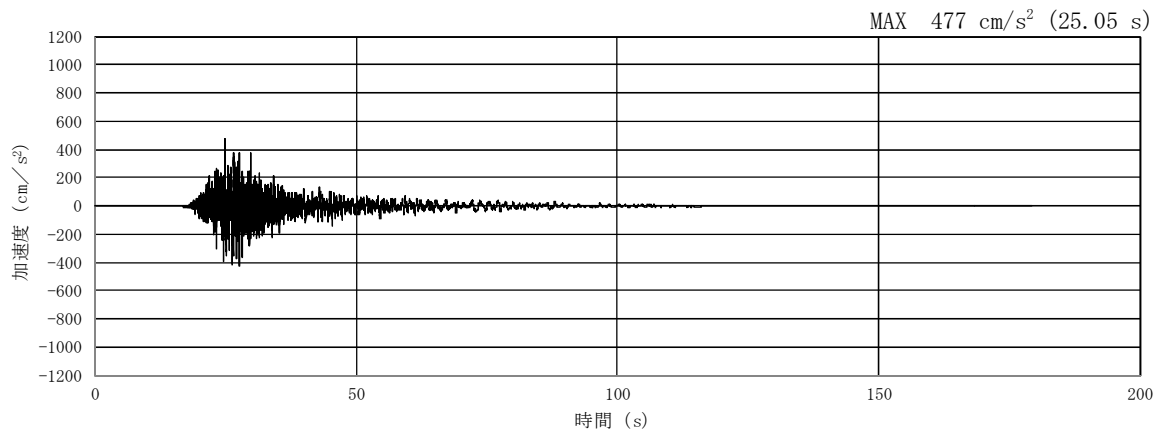


(a) 加速度時刻歴波形

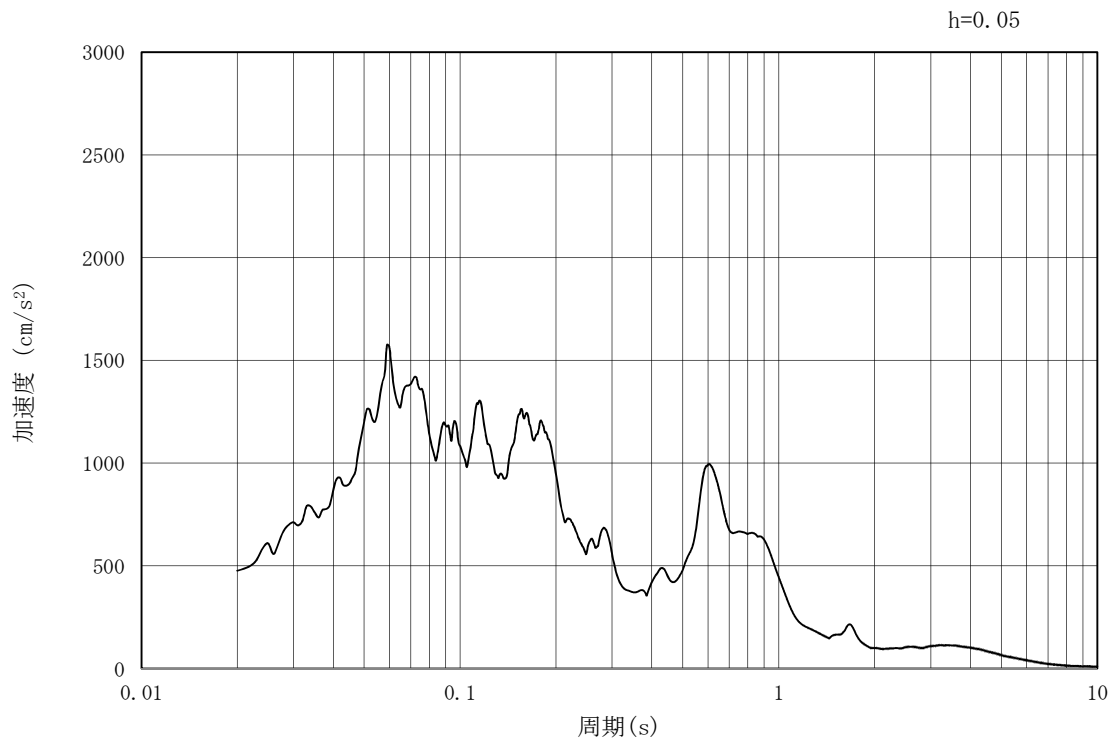


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (7) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 13$)

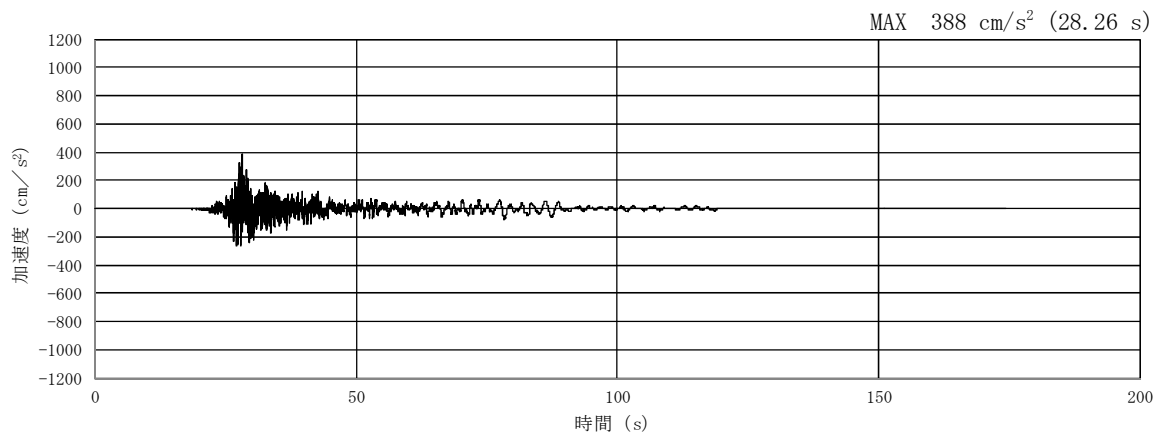


(a) 加速度時刻歴波形

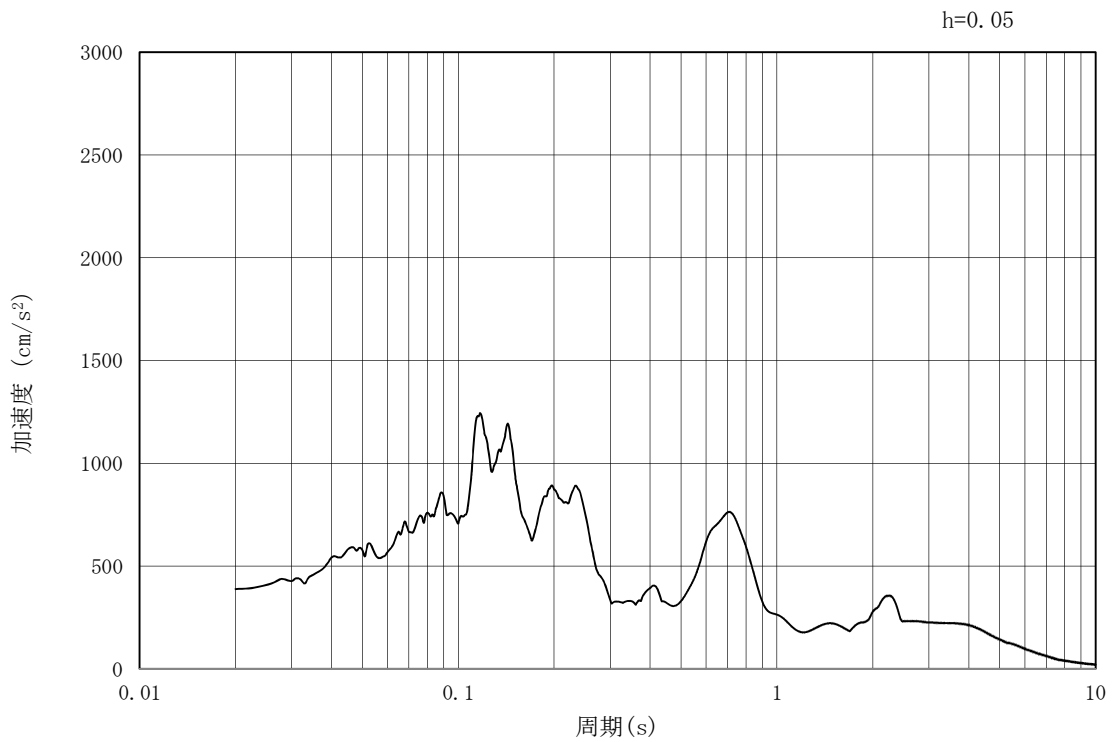


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (8) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 13$)

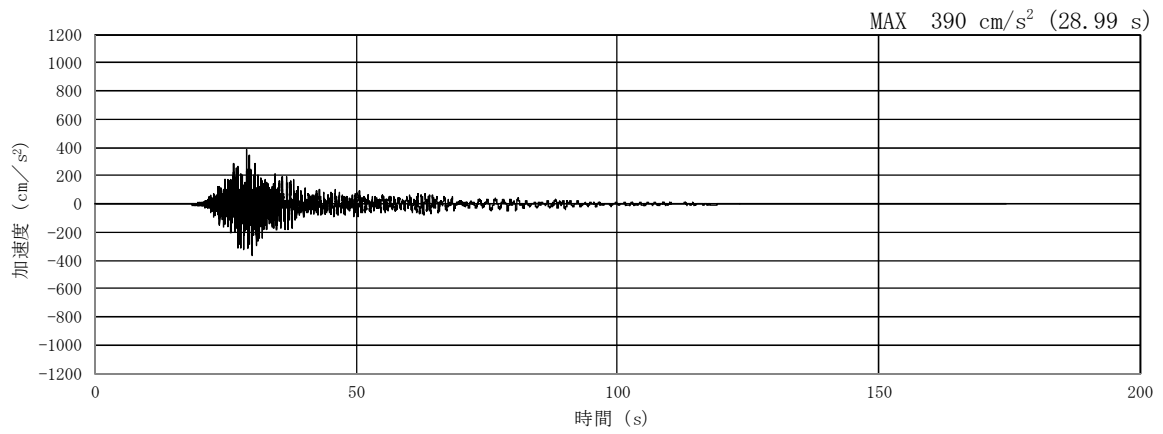


(a) 加速度時刻歴波形

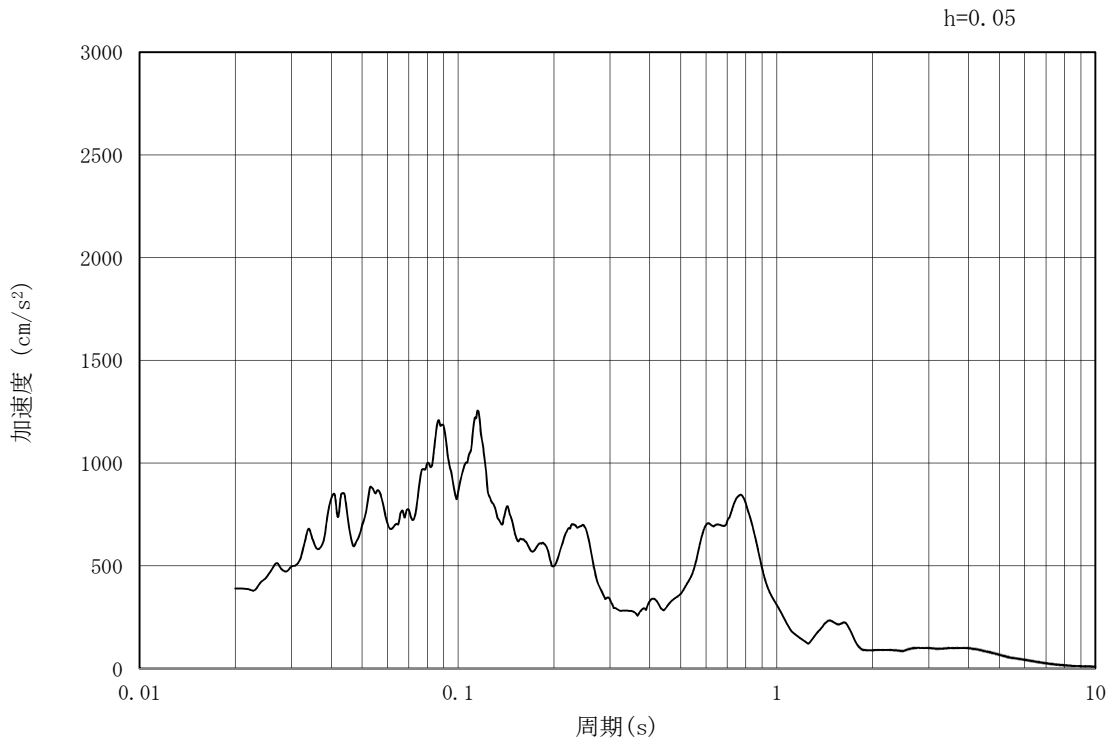


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (9) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.4$)

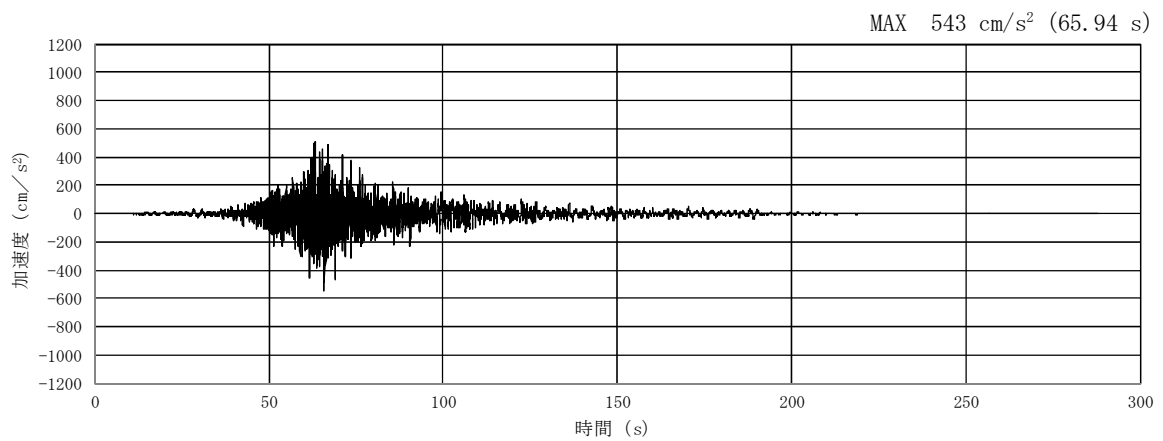


(a) 加速度時刻歴波形

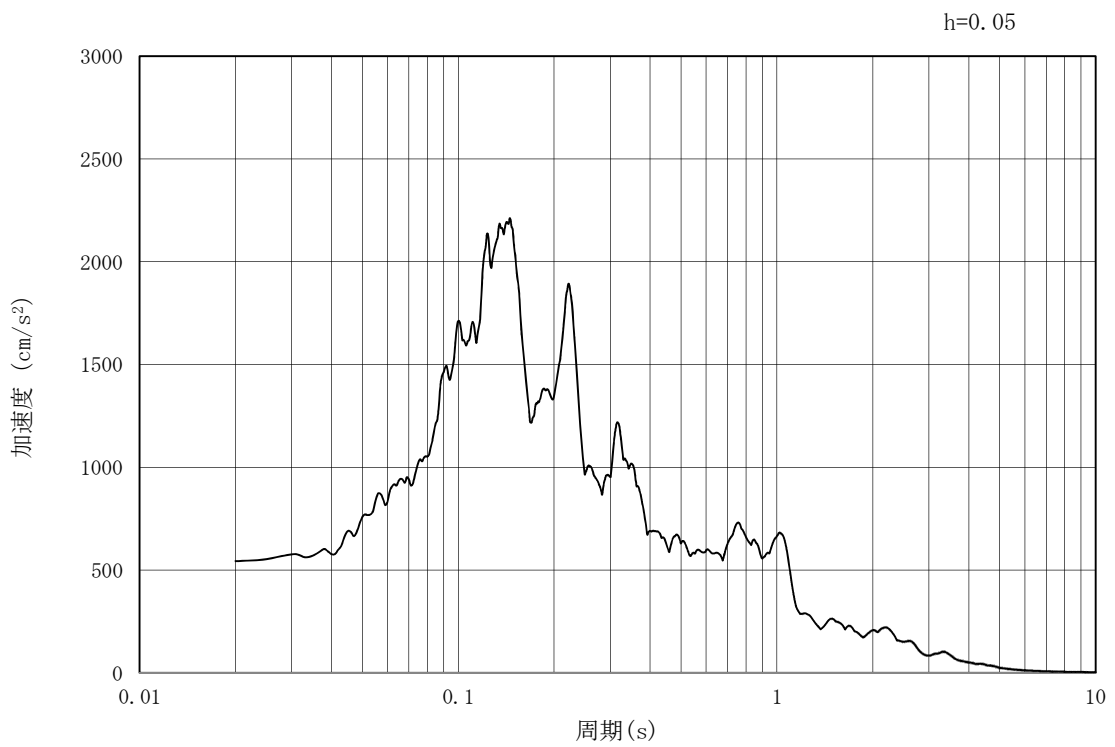


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (10) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 1.4$)

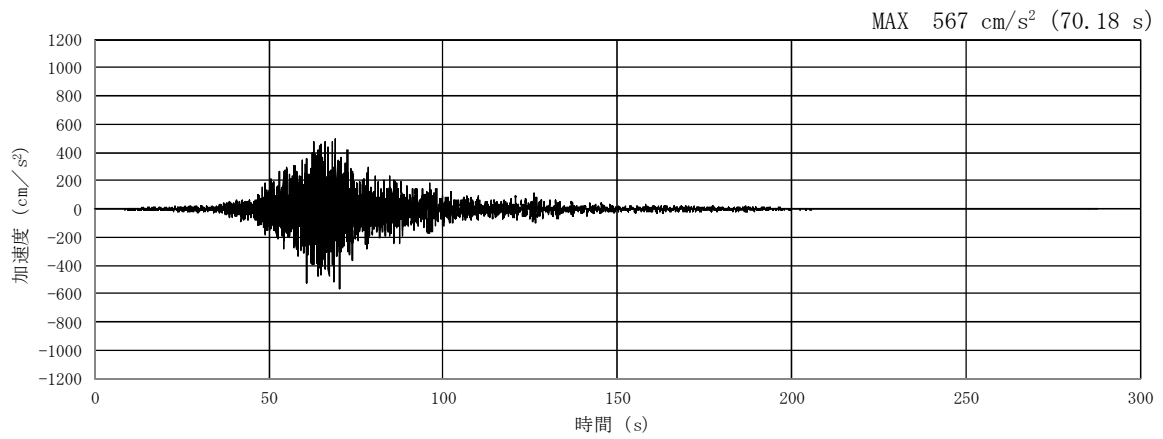


(a) 加速度時刻歴波形

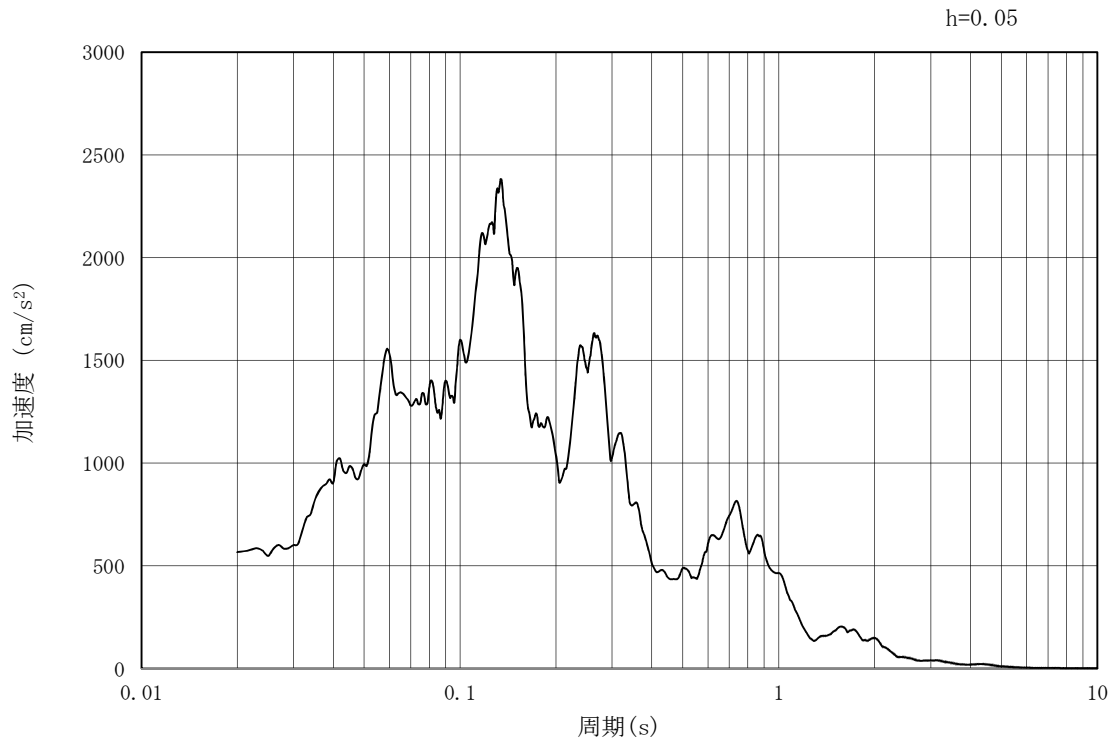


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (11) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 21$)

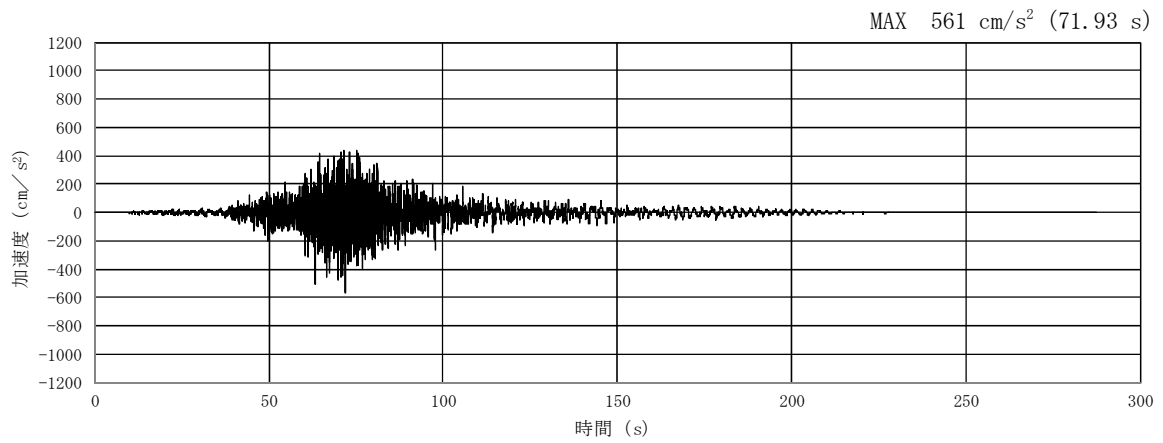


(a) 加速度時刻歴波形

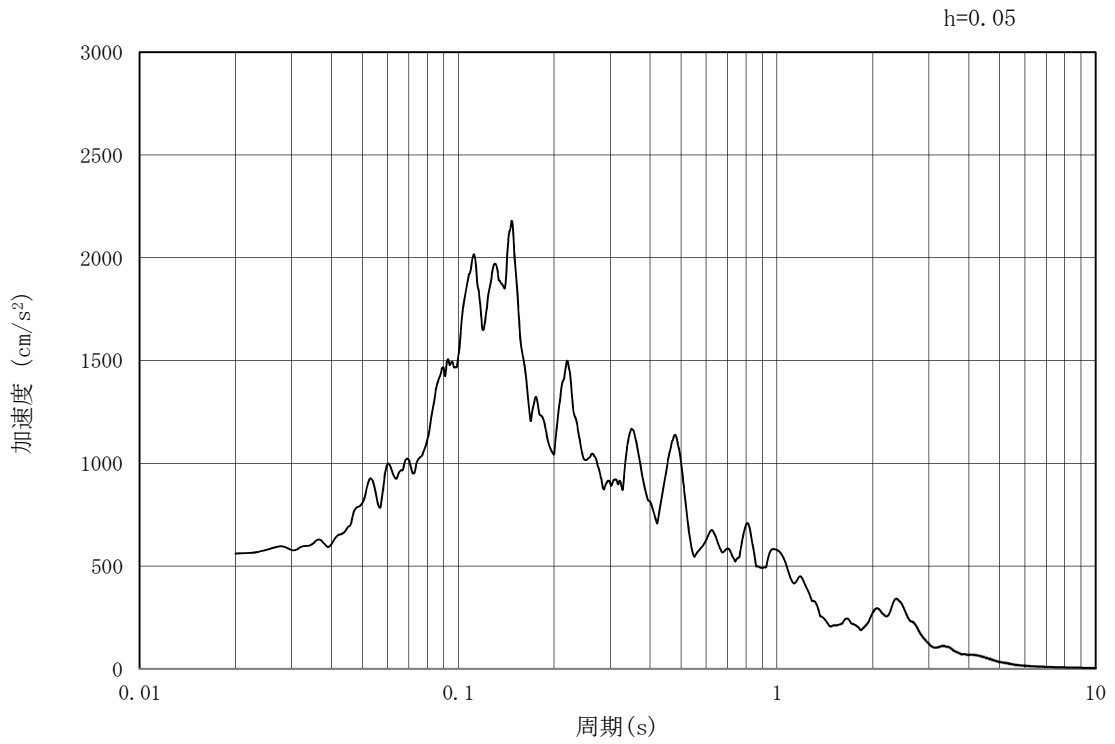


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (12) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 21$)

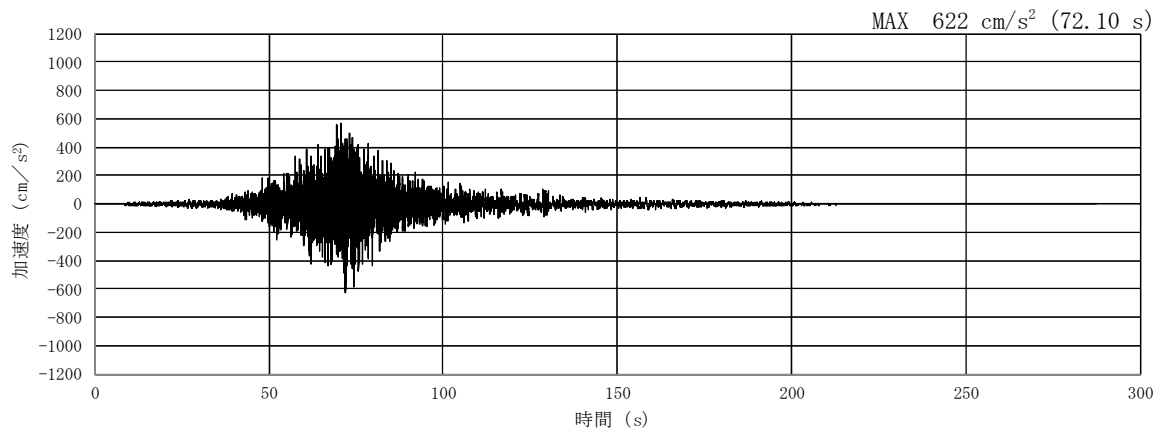


(a) 加速度時刻歴波形

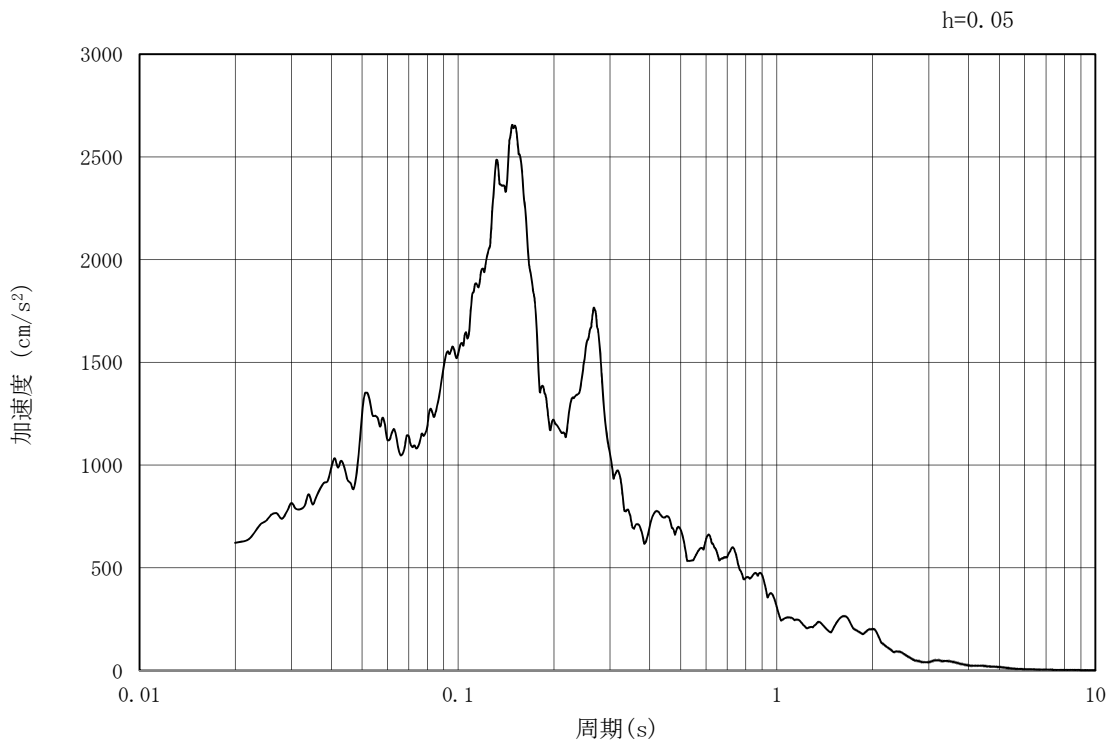


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (13) 防潮壁横断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.2$)

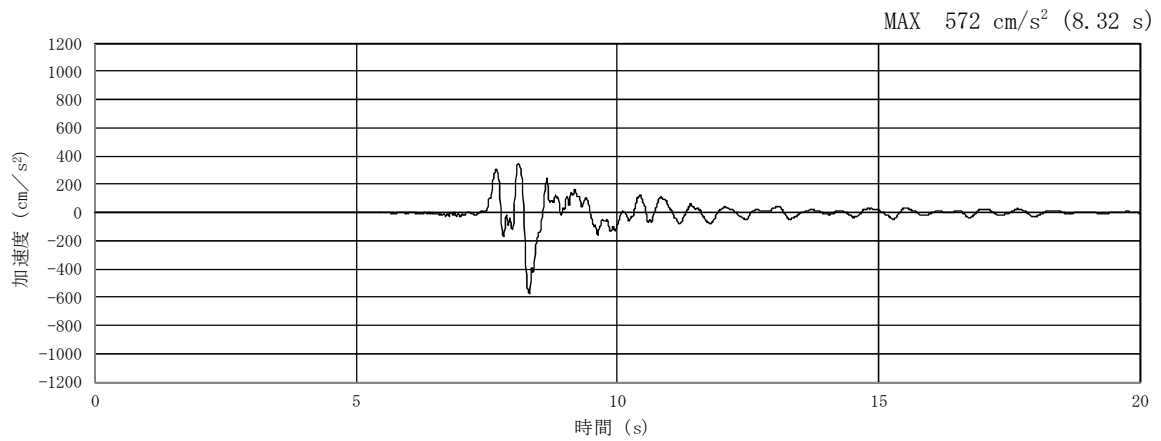


(a) 加速度時刻歴波形

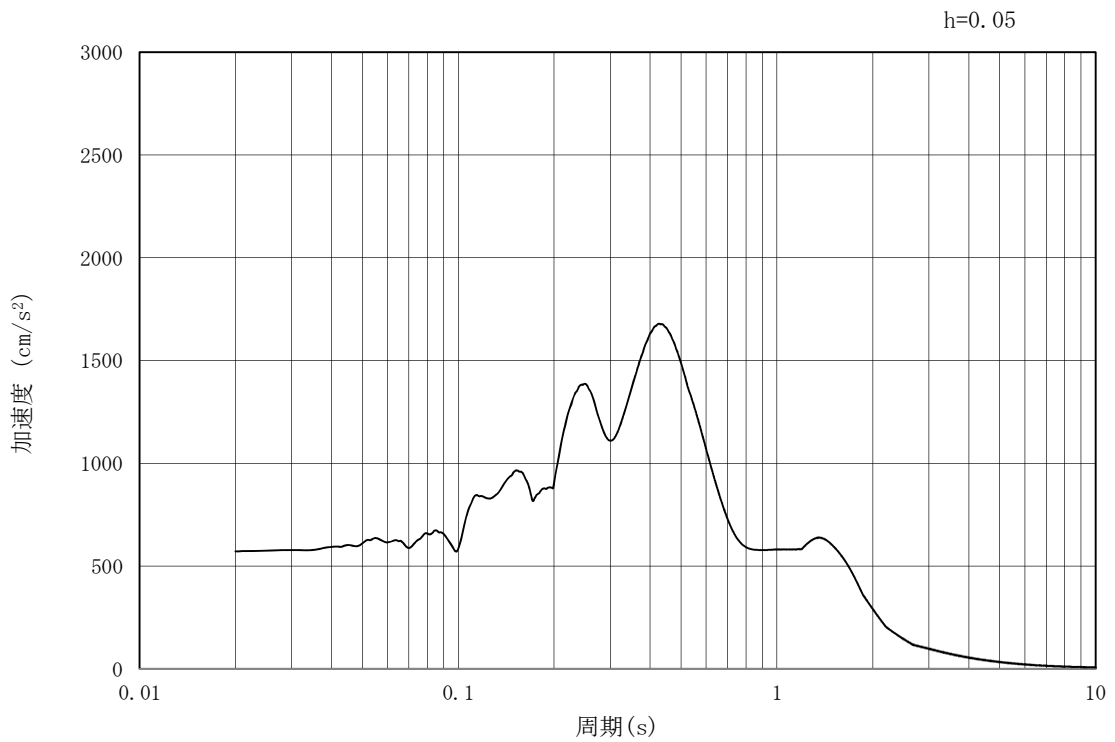


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (14) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 2.2$)

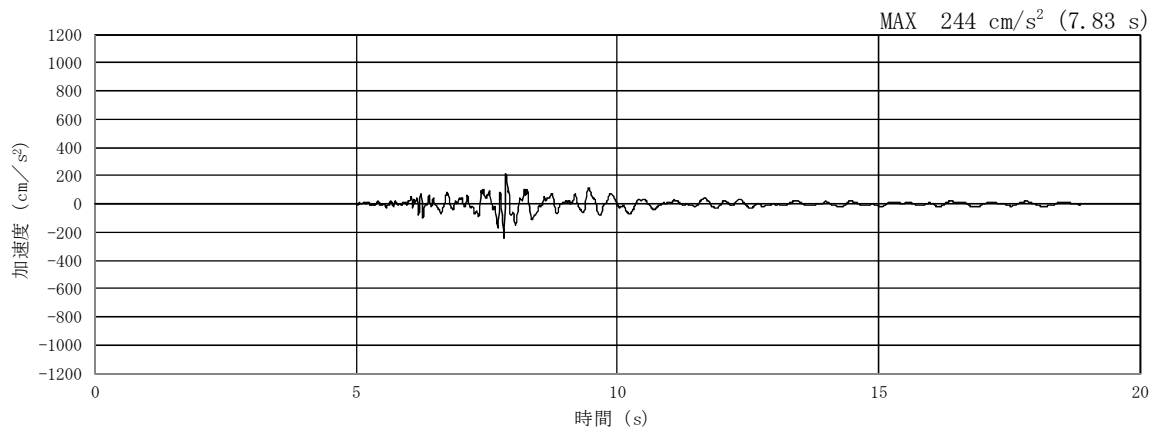


(a) 加速度時刻歴波形

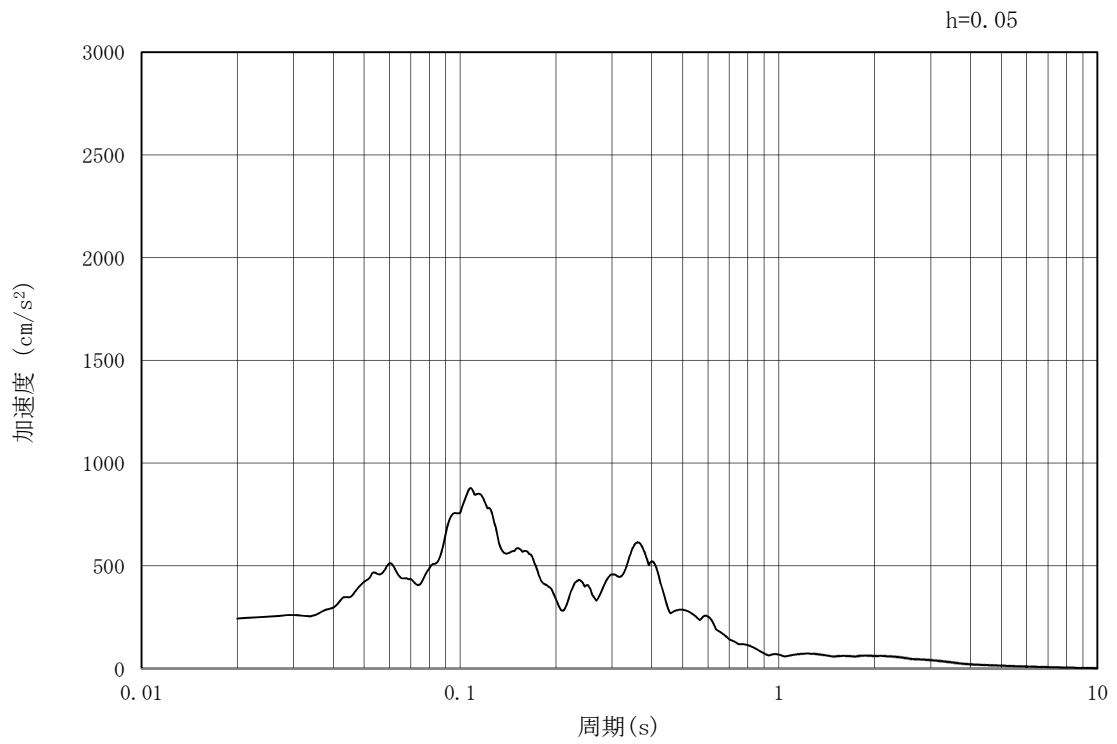


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (15) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 31$)

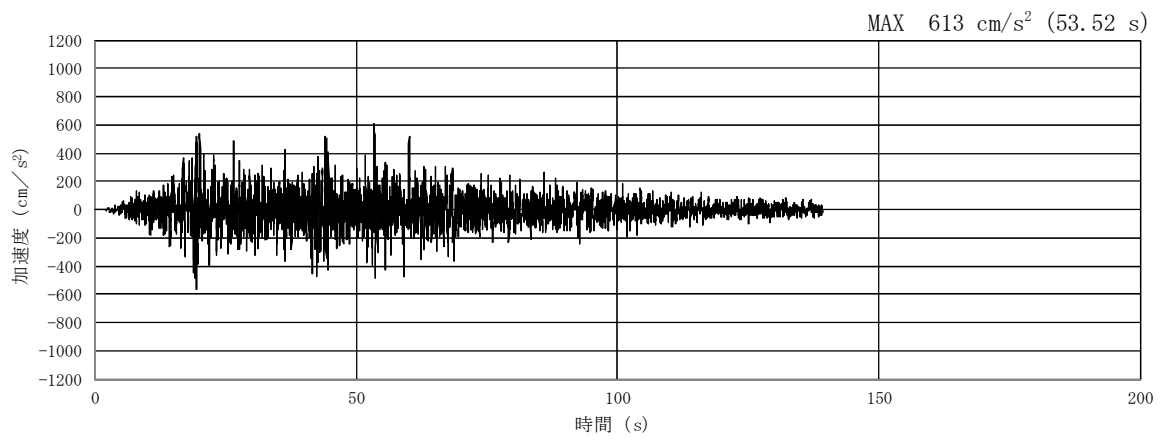


(a) 加速度時刻歴波形

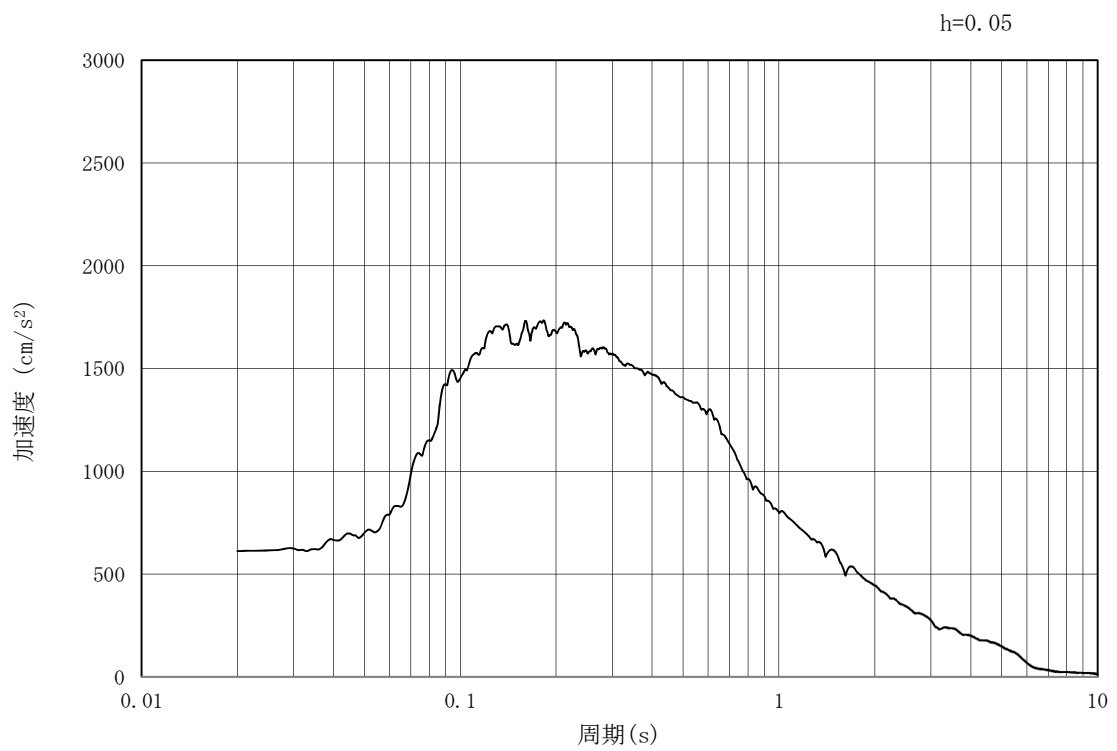


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (16) 防潮壁横断方向の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: $S_s - 31$)

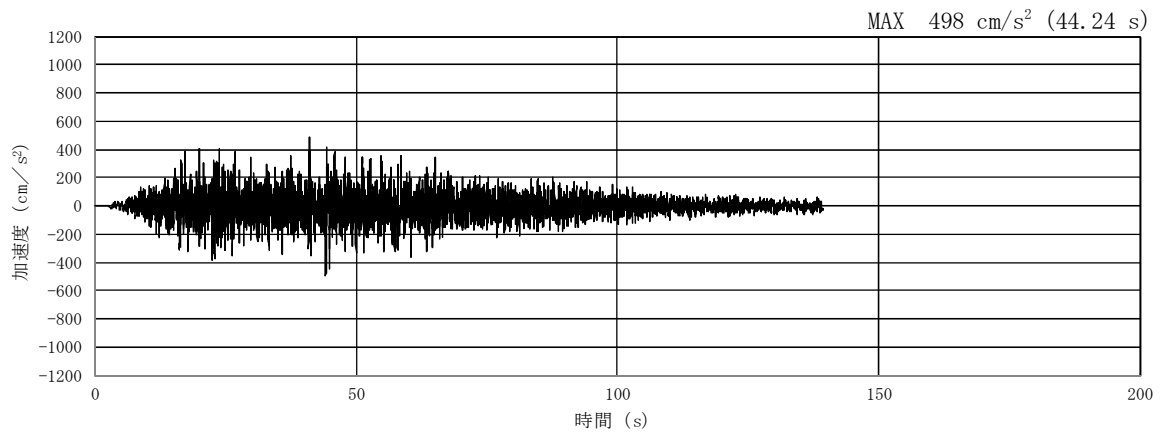


(a) 加速度時刻歴波形

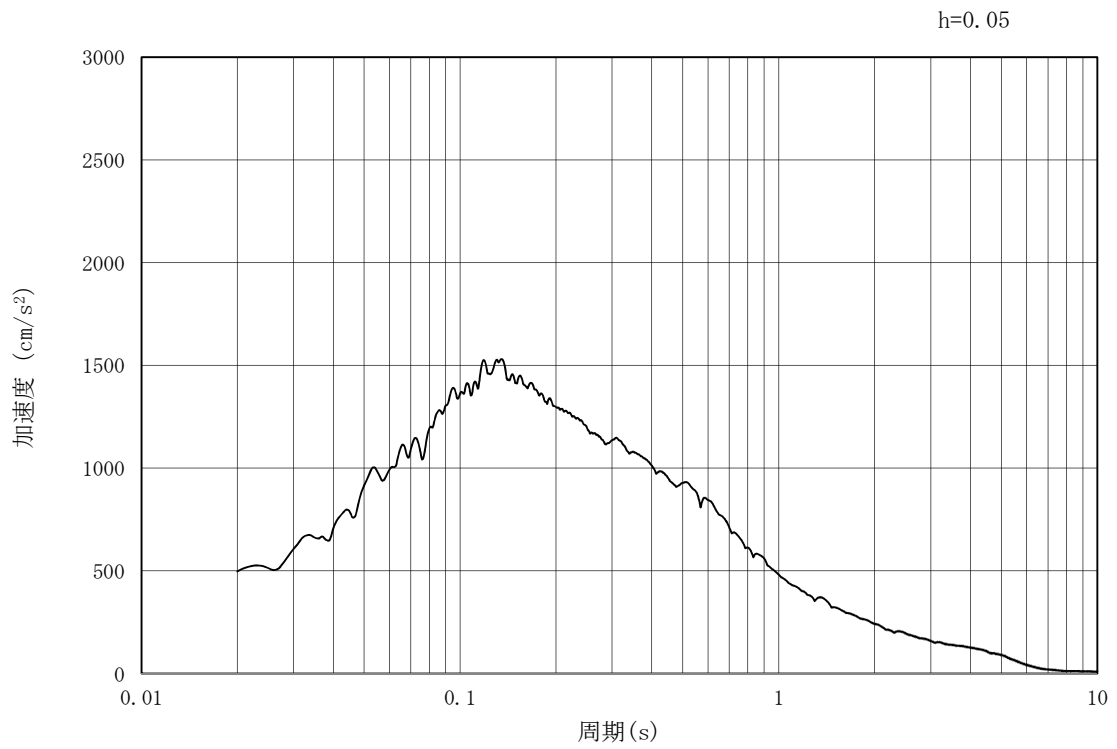


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (1) 防潮壁縦断方向の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)

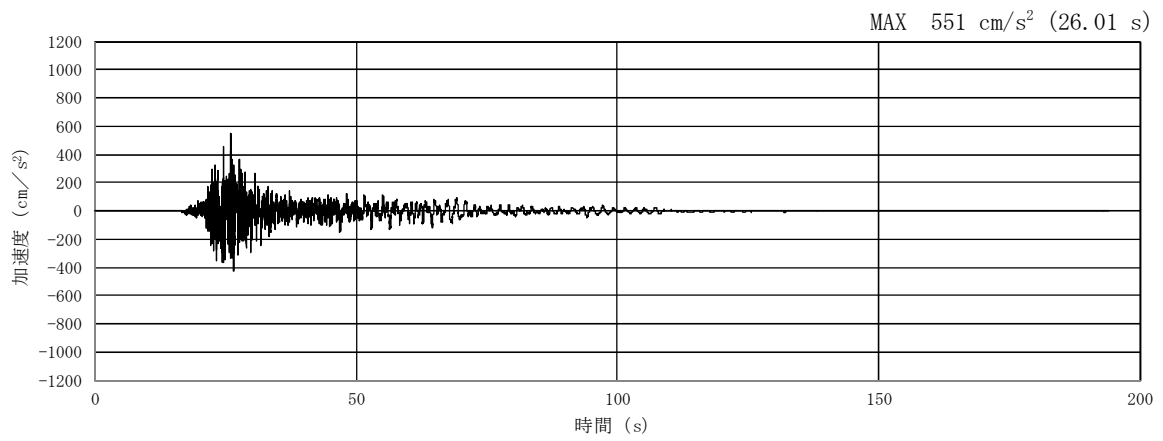


(a) 加速度時刻歴波形

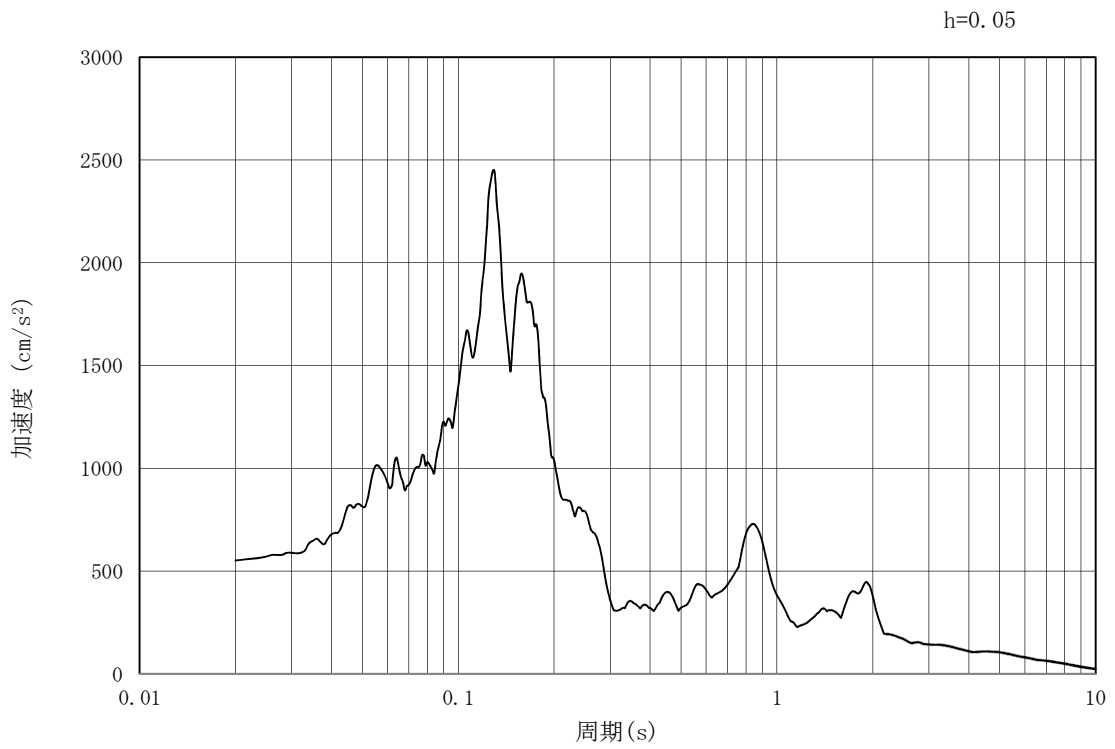


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (2) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - D1$)

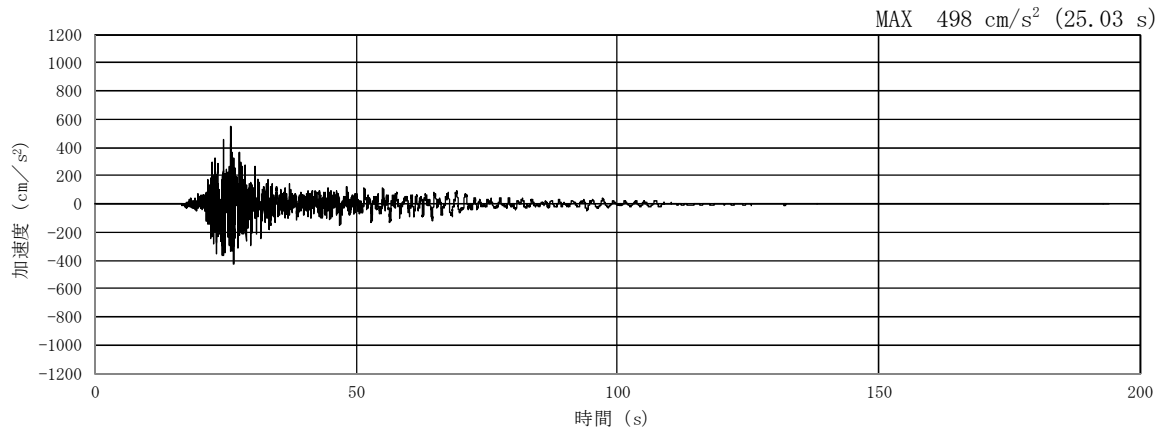


(a) 加速度時刻歴波形

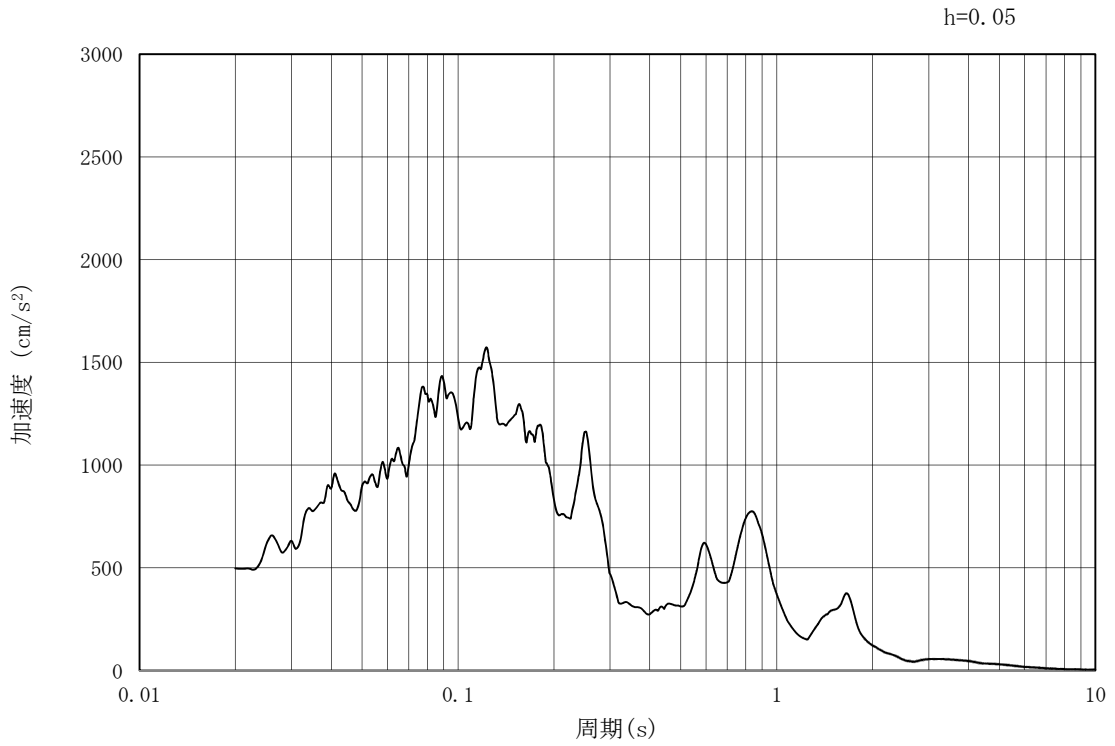


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (3) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 11$)

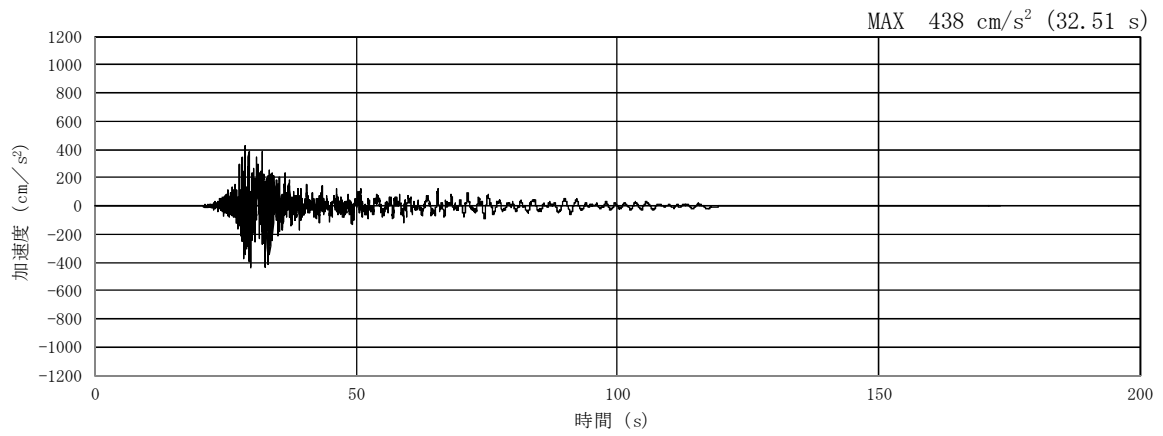


(a) 加速度時刻歴波形

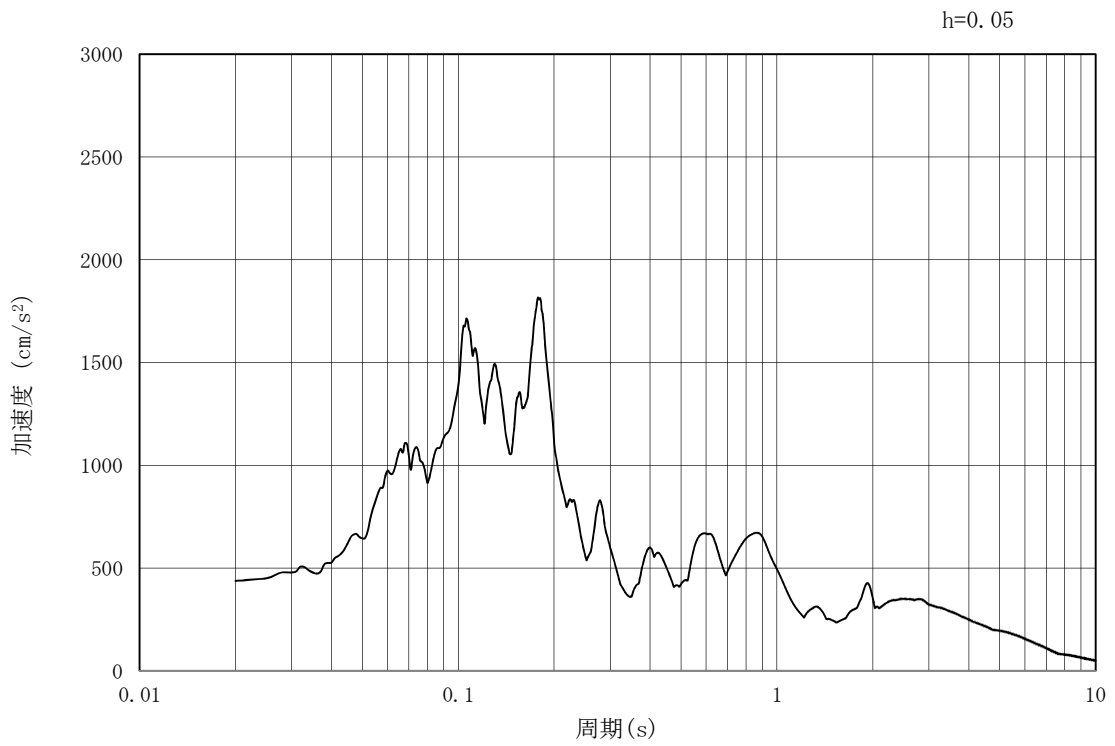


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (4) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.1$)

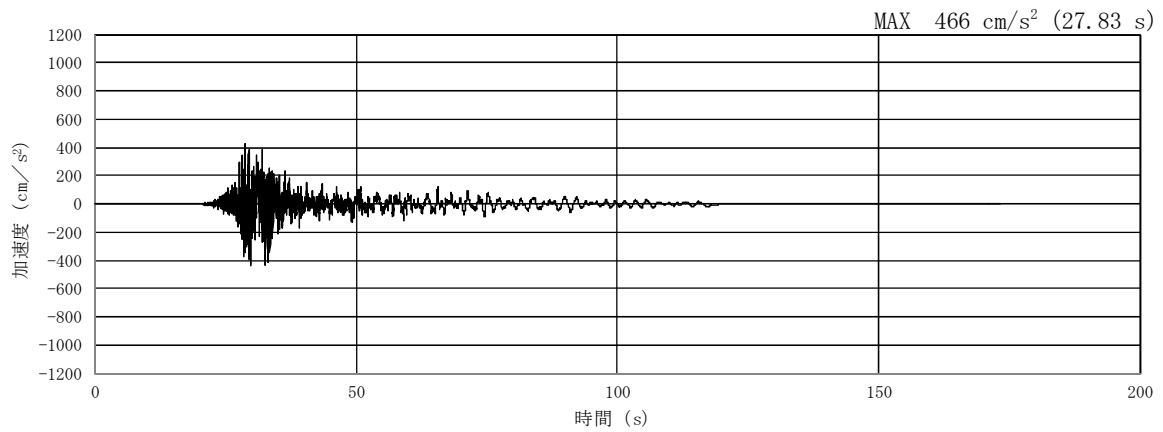


(a) 加速度時刻歴波形

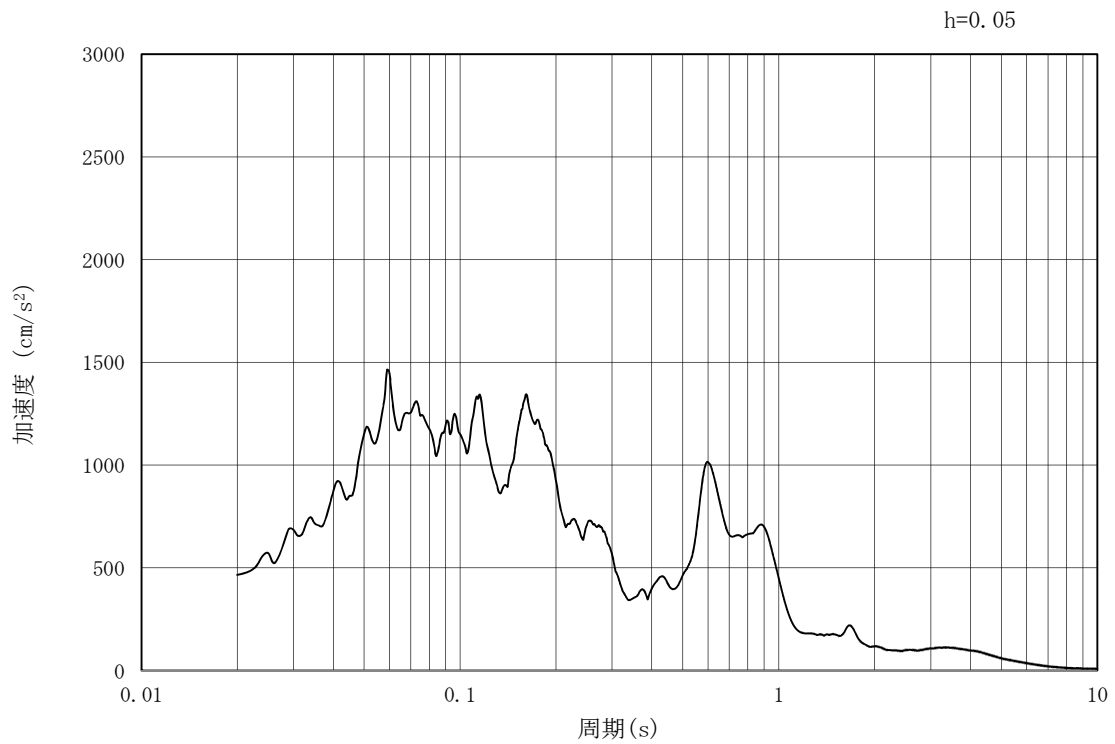


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (5) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.2$)

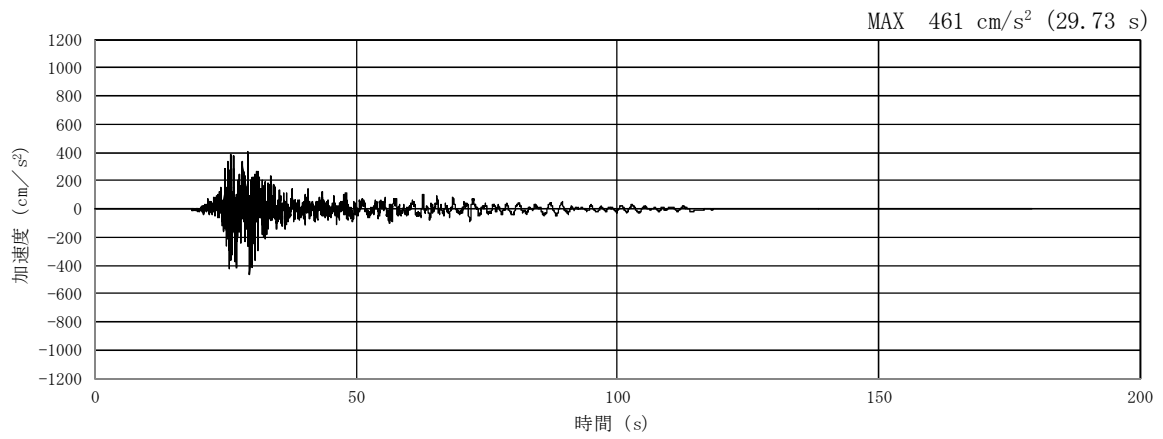


(a) 加速度時刻歴波形

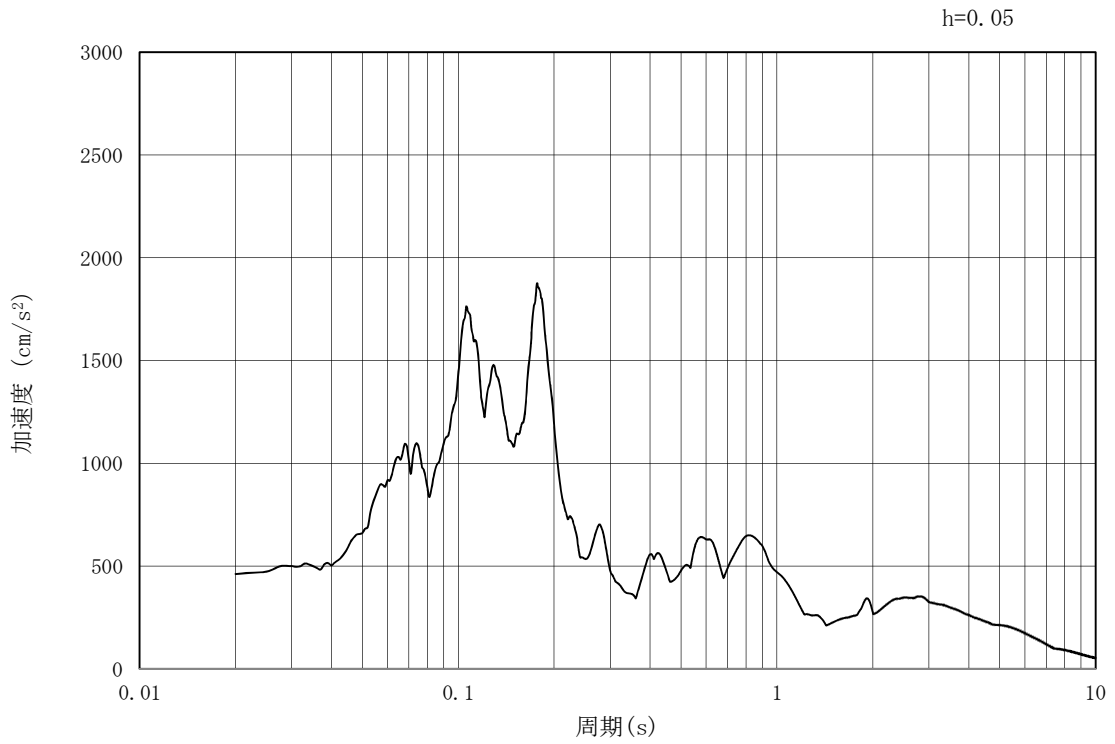


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (6) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 1.2$)

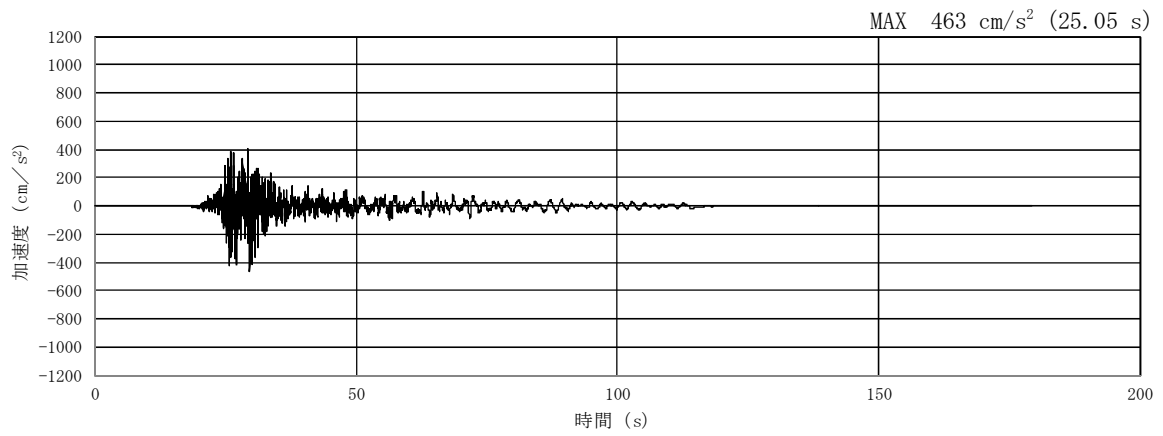


(a) 加速度時刻歴波形

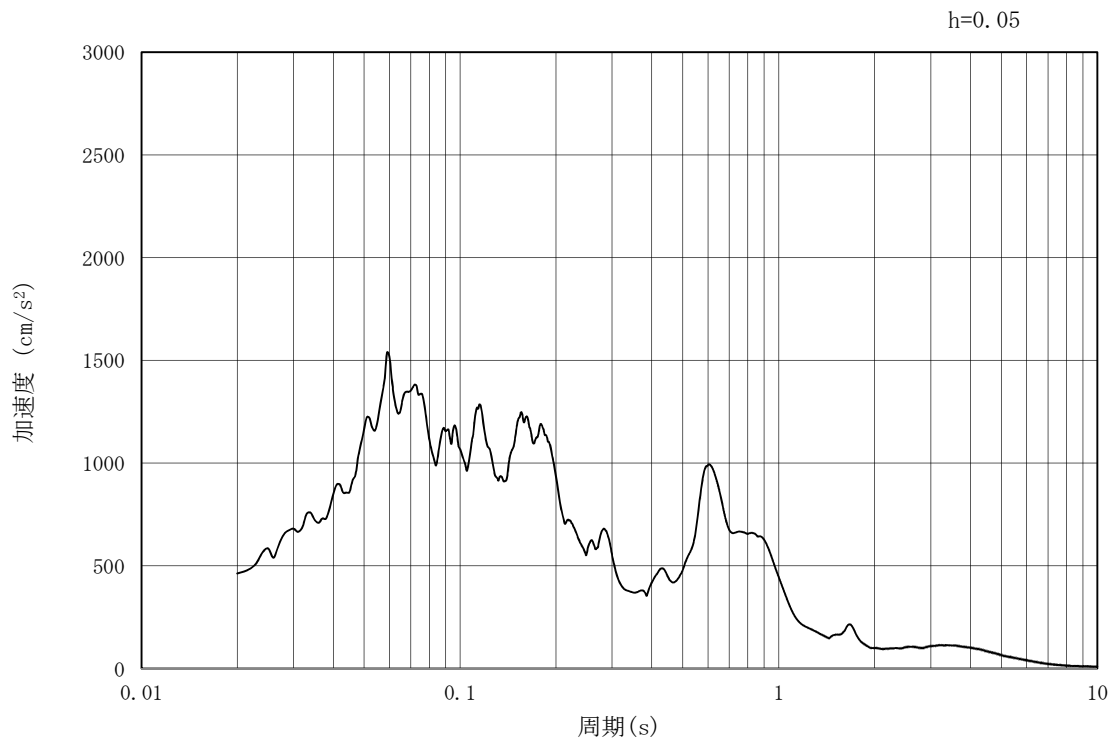


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (7) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.3$)

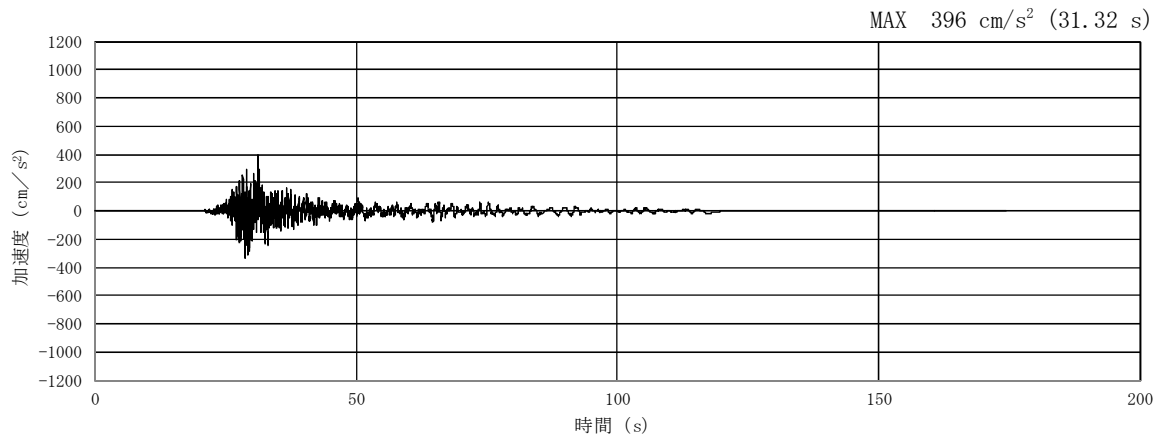


(a) 加速度時刻歴波形

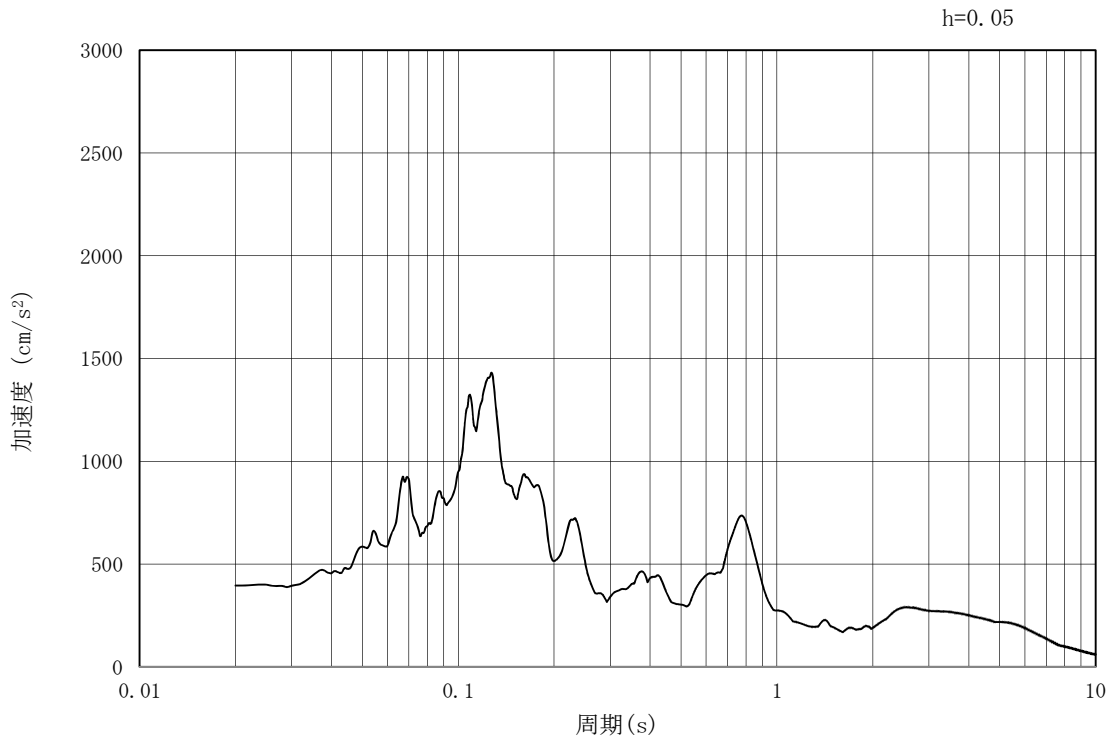


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (8) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 13$)

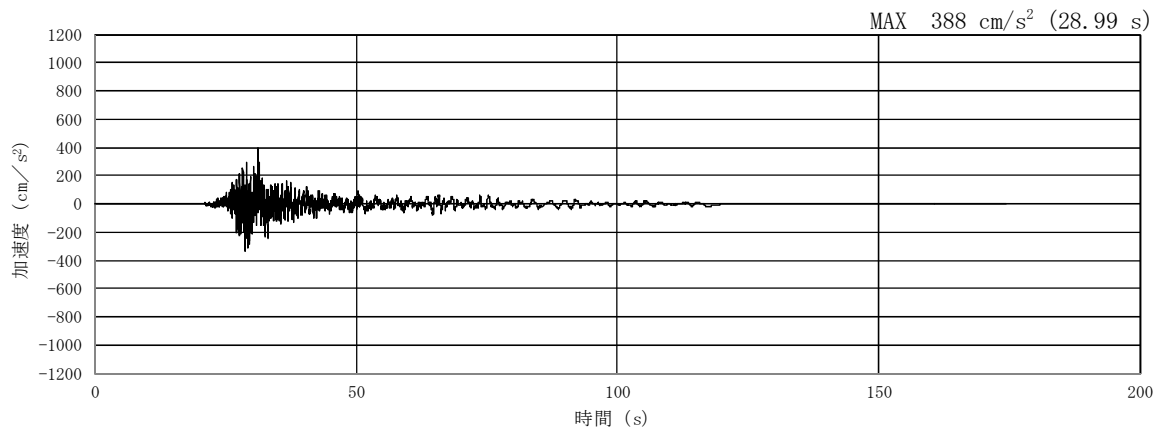


(a) 加速度時刻歴波形

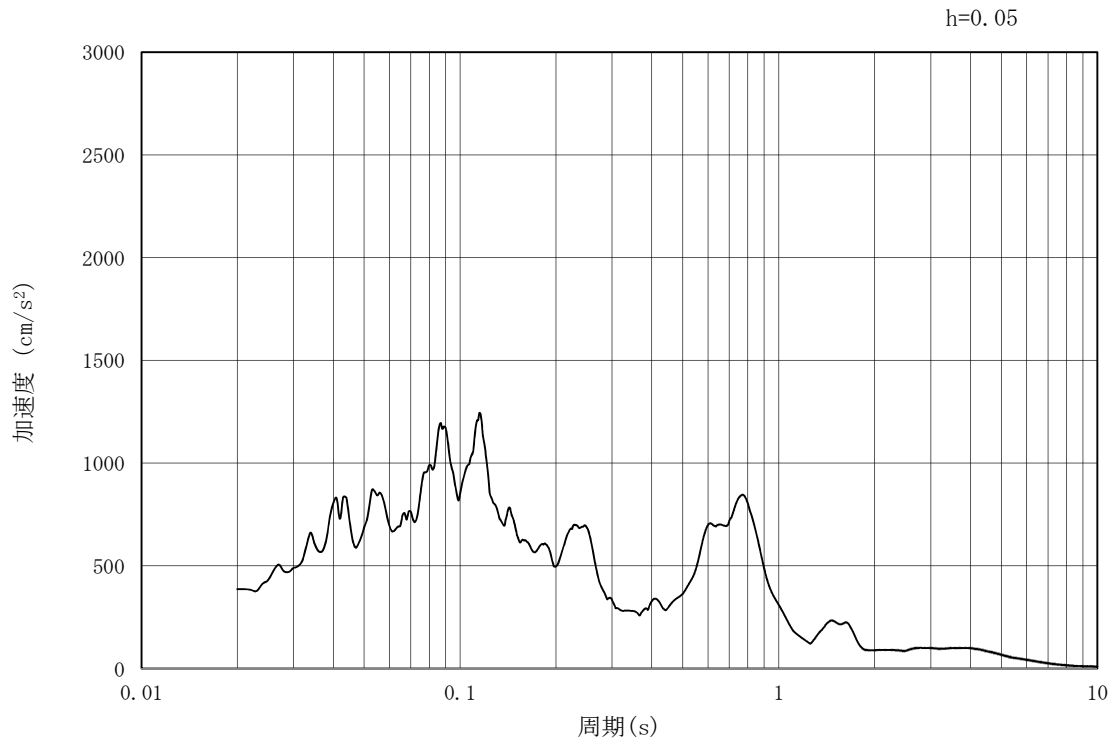


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (9) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.4$)

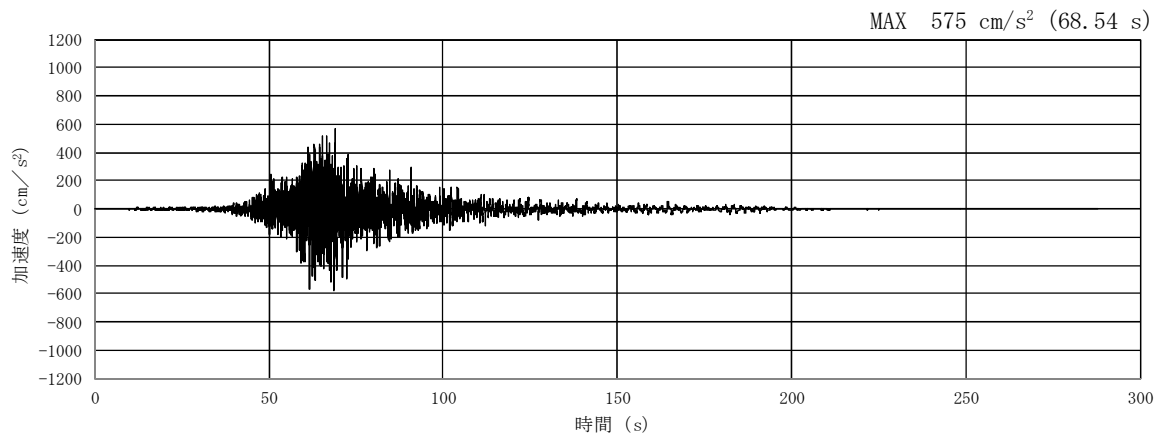


(a) 加速度時刻歴波形

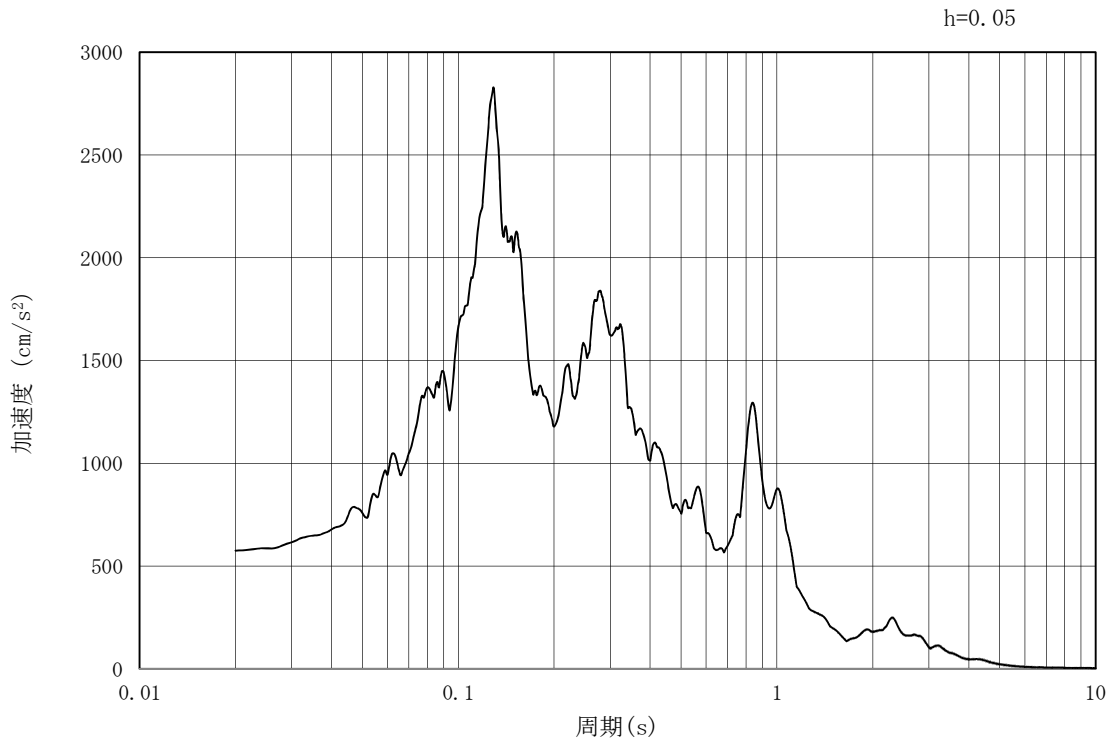


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (10) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 1.4$)

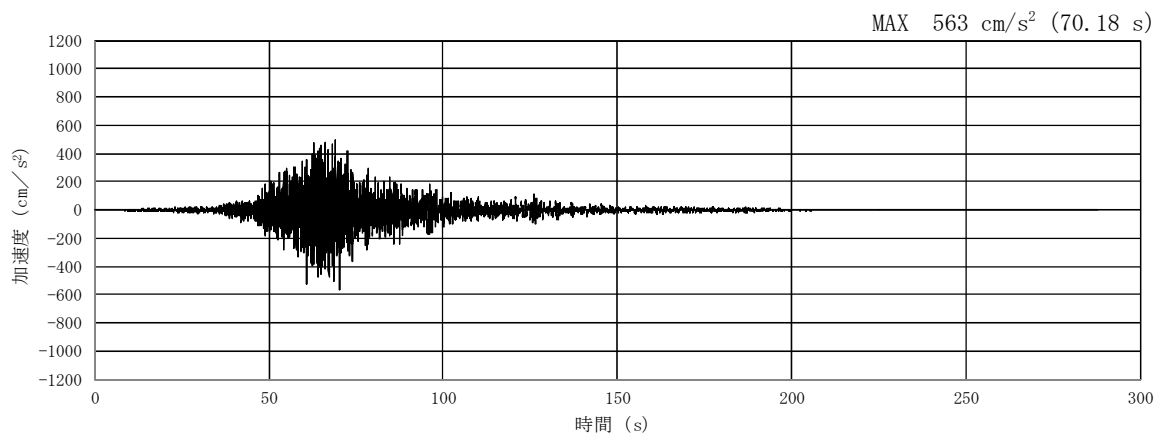


(a) 加速度時刻歴波形

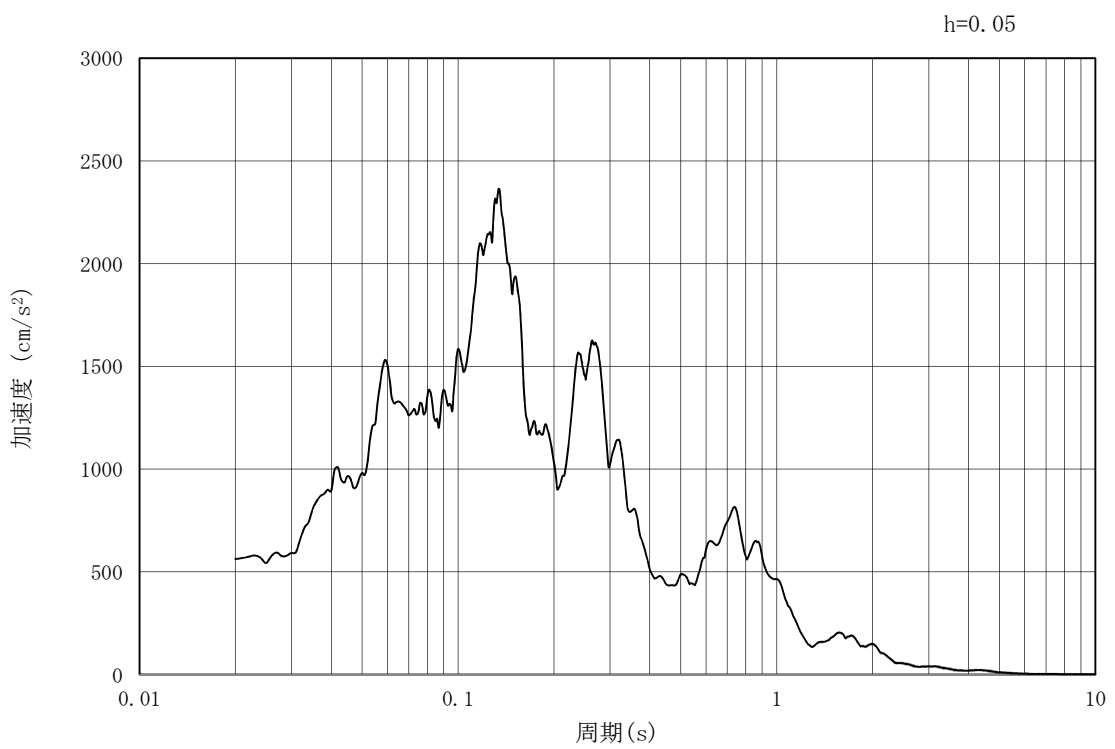


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (11) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 21$)

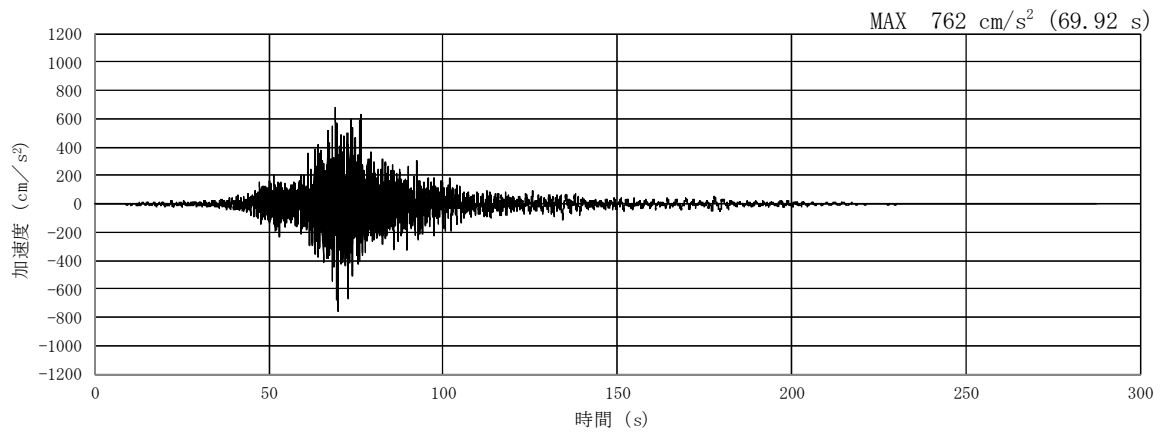


(a) 加速度時刻歴波形

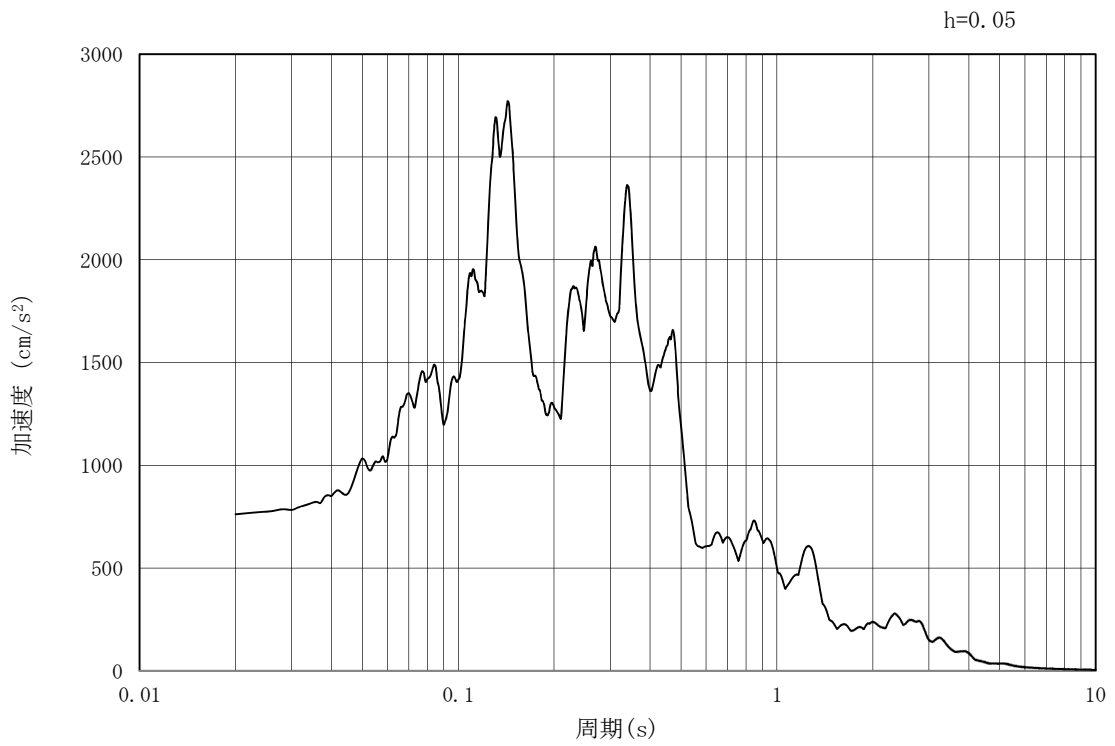


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (12) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 21$)

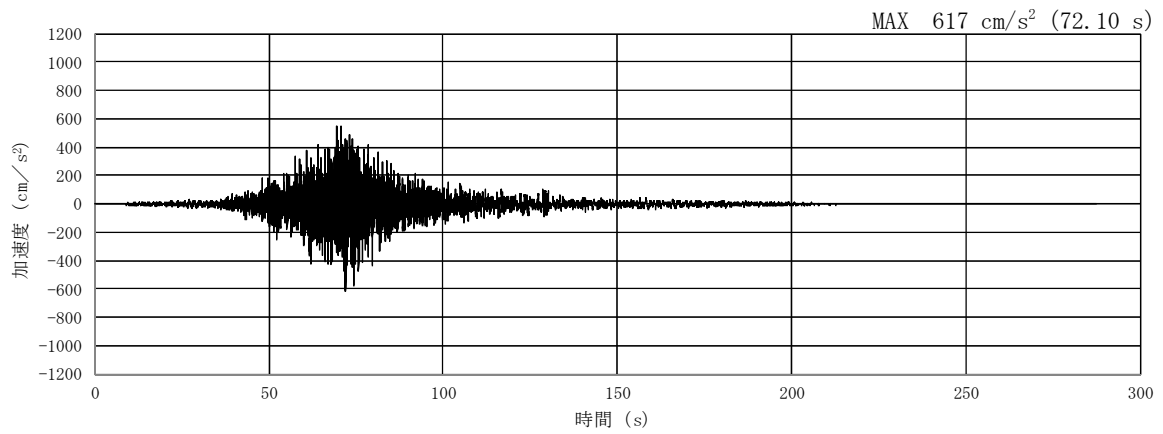


(a) 加速度時刻歴波形

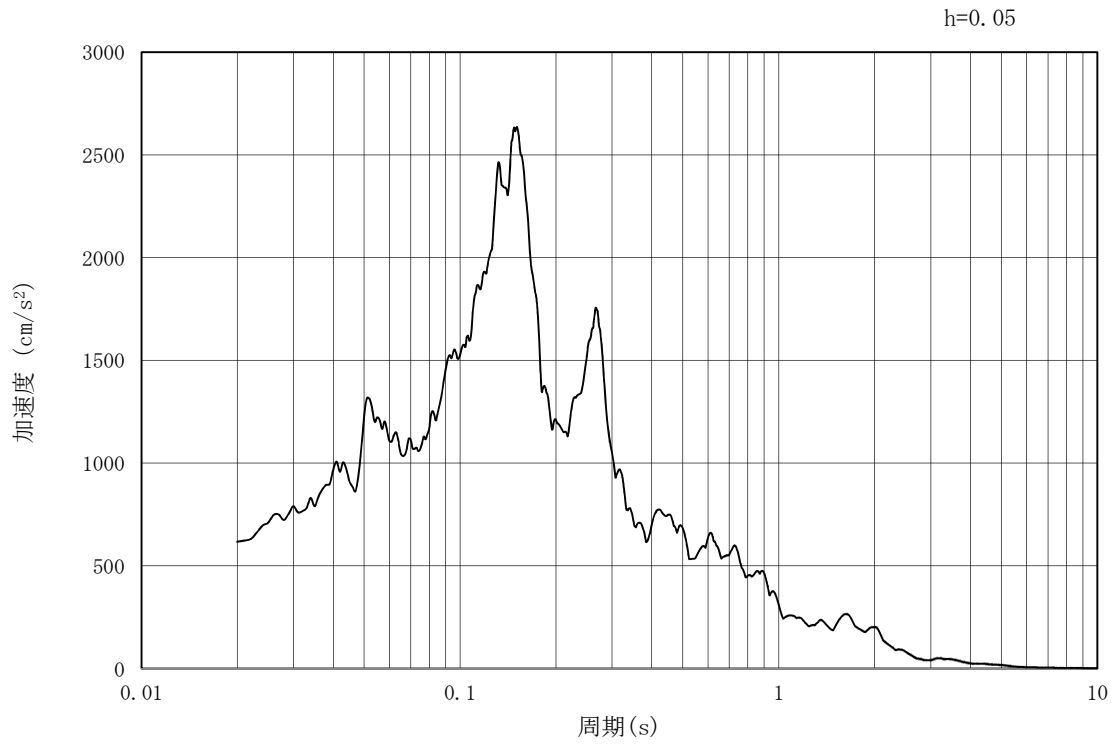


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (13) 防潮壁縦断方向の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: $S_s - 2.2$)

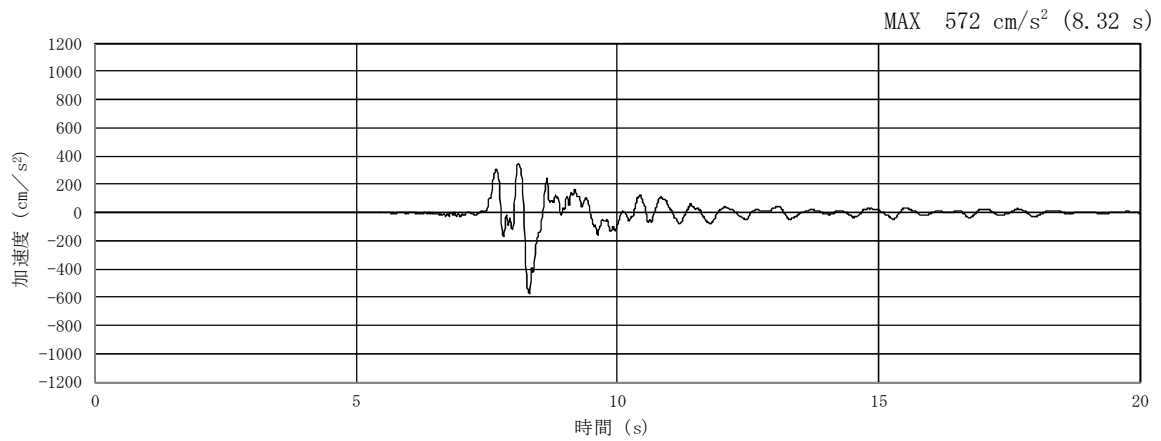


(a) 加速度時刻歴波形

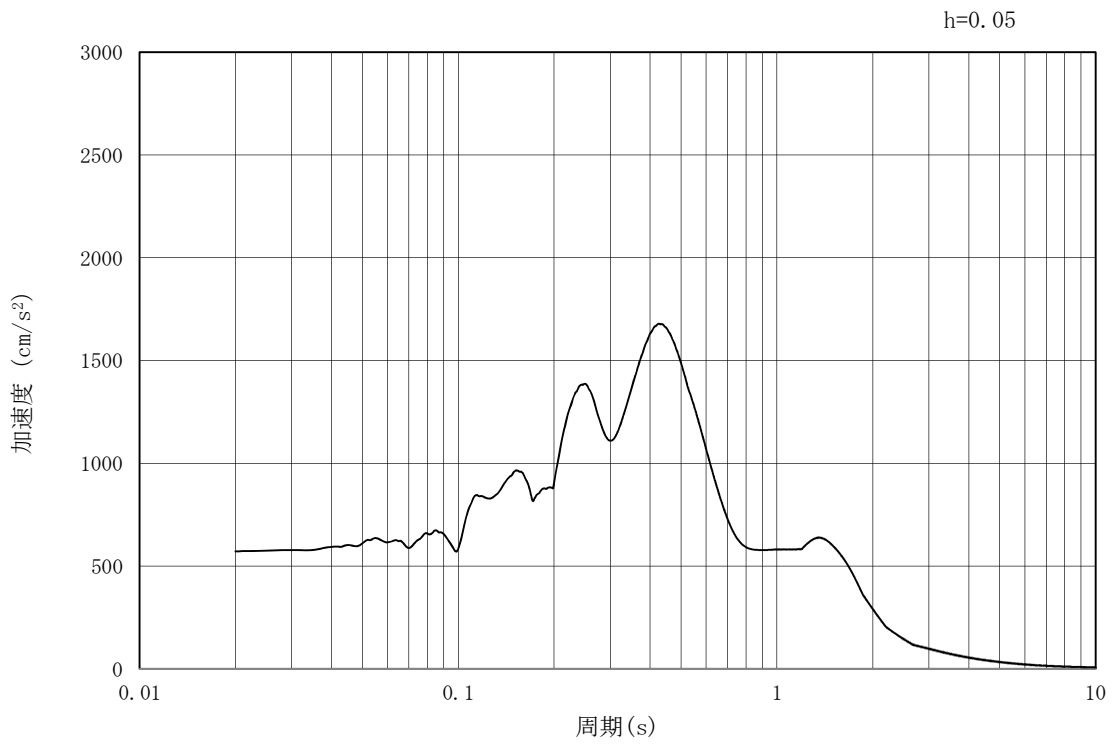


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (14) 防潮壁縦断方向の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: $S_s - 2.2$)

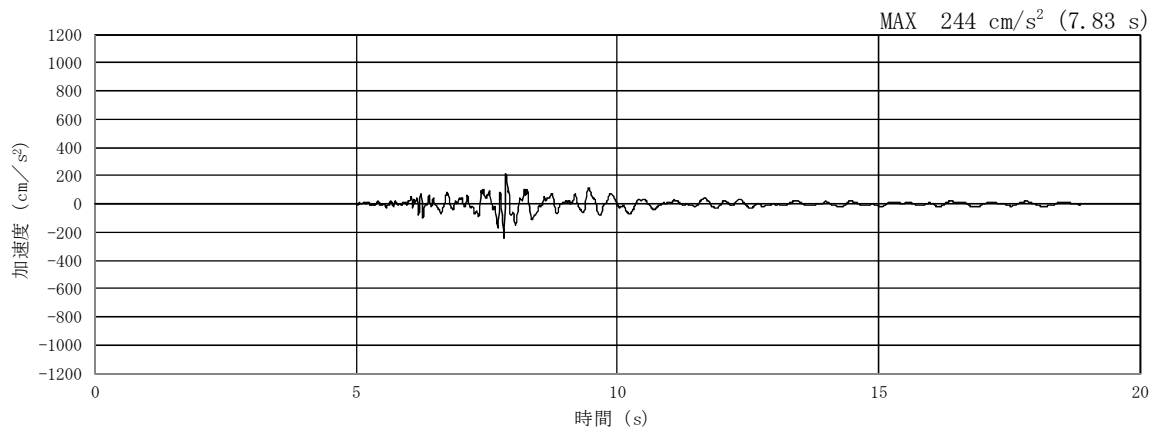


(a) 加速度時刻歴波形

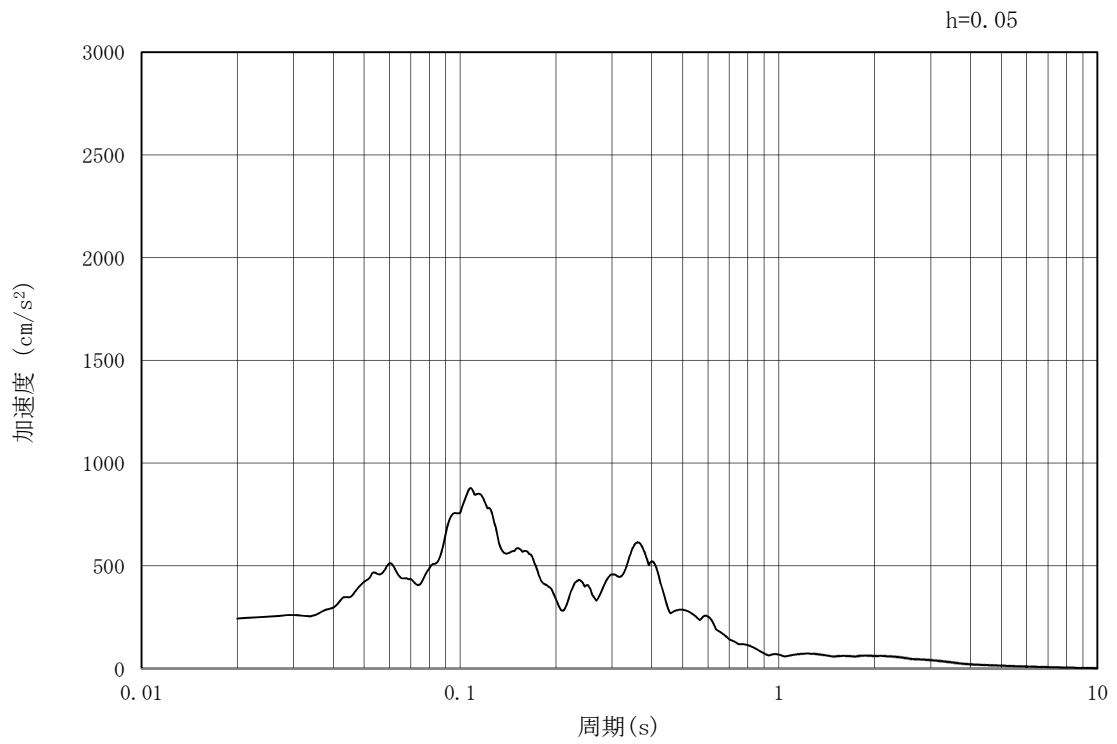


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 (15) 防潮壁縦断方向の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 3.4-3 (16) 防潮壁縦断方向の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

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデルを図 3.5-1 に示す。

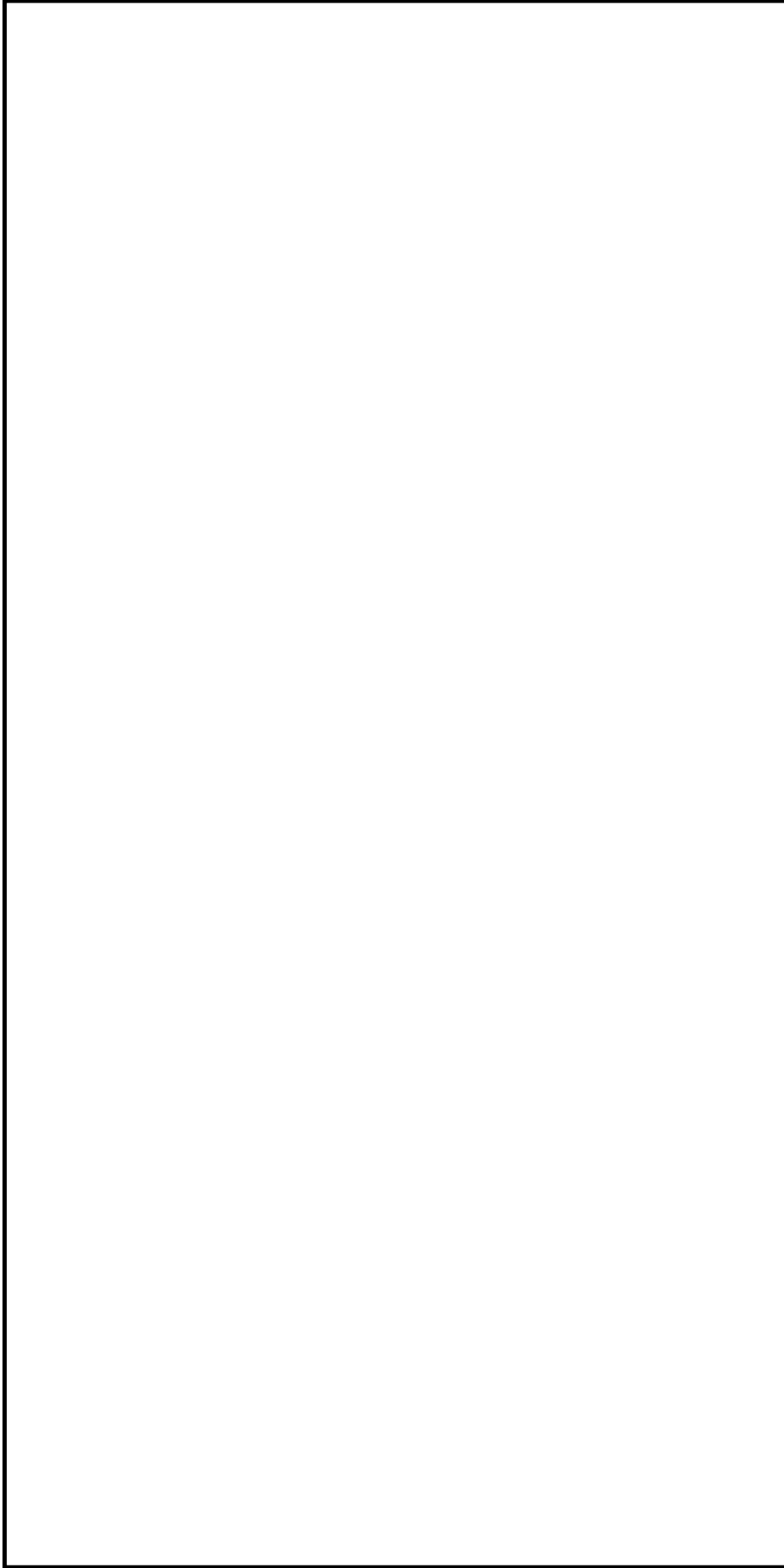


図 3.5-1 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル（防潮壁横断面方向：①-①断面）

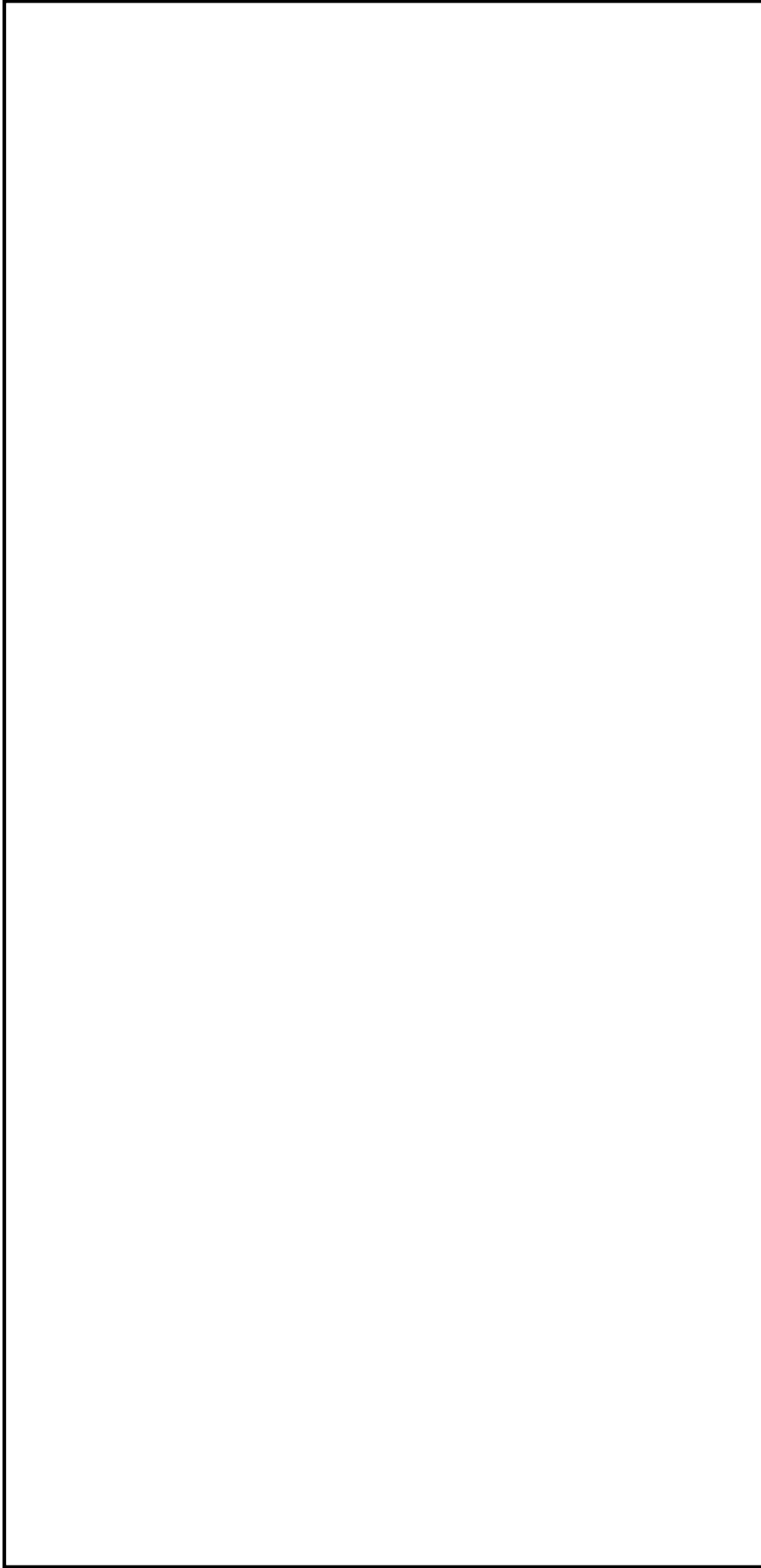


図 3.5-1 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル（防潮壁縦断方向：②-②断面）

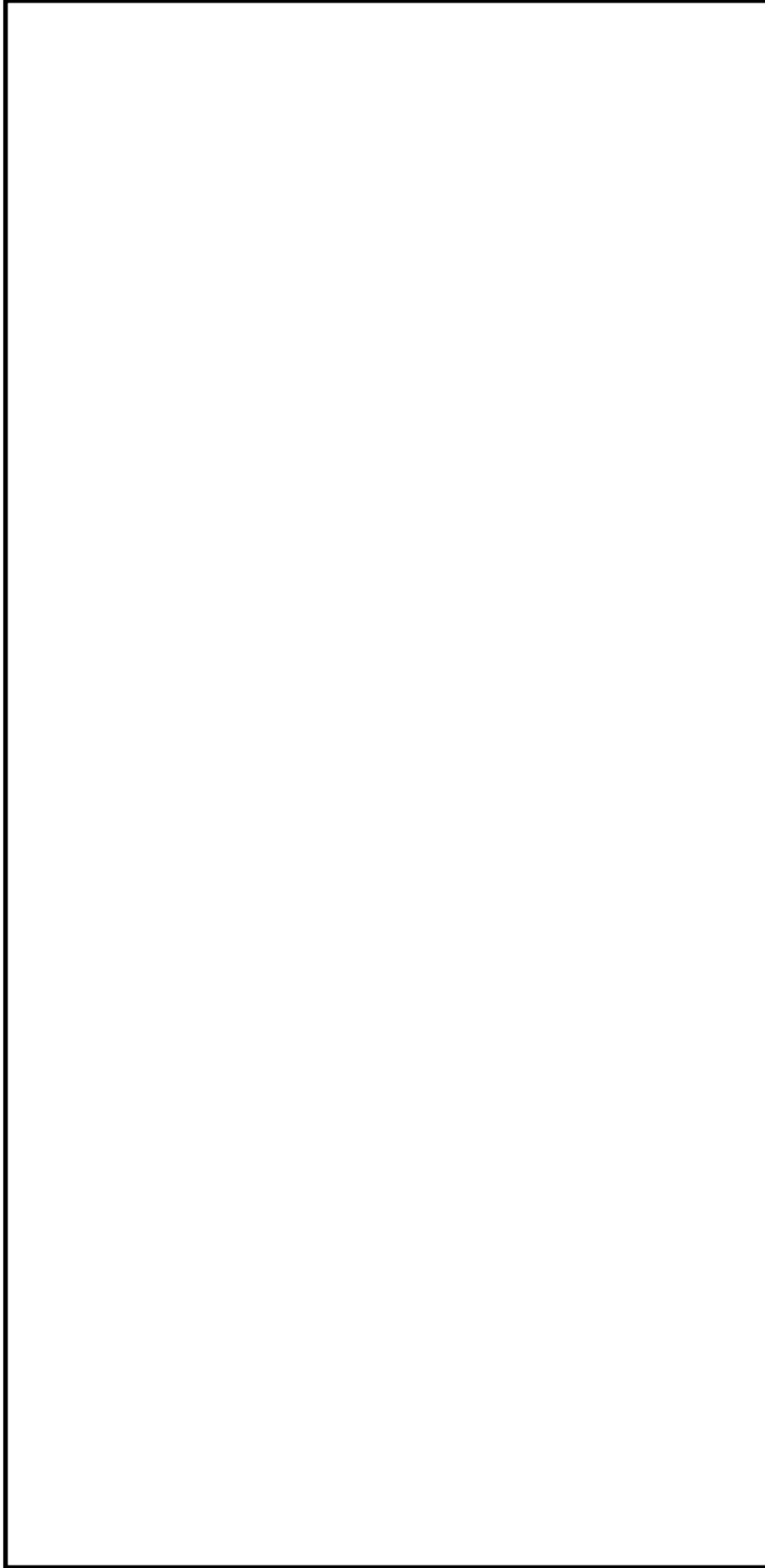


図 3.5-1 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の地震応答解析モデル（防潮壁縦断方向：③-③断面）

(1) 解析モデル領域

地震応答解析モデル領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、J E A C 4 6 0 1 -2008 を参考に、モデル幅を構造物幅の 3 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅以上確保する。

要素分割については、地盤においては、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長に対して 5 または 4 分割以上になるように要素高さを設定している（ただし、要素高さが 1 m 以下となる場合は、1 m としている。）。構造物の要素分割は、過度に粗くすると地震応答挙動を適切に評価できなくなり解析精度の低下を招くため、要素高さを部材の断面厚さの 2 倍以下になるよう、土木学会マニュアルには記載しているが、構造物のモデル化については 1 倍以下になるように設定している。

(2) 境界条件

解析領域の側面及び底面には、エネルギー逸散効果を考慮するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、加振方向に対して弱軸となる部材を軸線位置で線形はり要素としてモデル化し、強軸となる部材は、線形平面要素でモデル化する方針を基本とする。また、構造物の隅角部には、部材厚に応じた剛域を設定する。

a. 防潮壁横断方向

防潮壁横断方向の検討では、地中連続壁基礎の奥行幅 20.1 m をモデル化対象範囲とし、構造物の断面積や断面二次モーメントを単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。

加振方向に対して弱軸部材となる防潮壁、放水路頂版・底版及び地中連続壁基礎は、線形はり要素でモデル化し、強軸部材となる放水路側壁及び隔壁は、線形平面要素でモデル化する。また、地中連続壁基礎は、水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし、水平断面中心位置で線形はり要素としてモデル化する。水平方向に対しては、基礎幅分の仮想剛梁を設定する。地中連続壁基礎と放水路底版は、基礎側壁及び隔壁の軸線位置に設けた仮想剛梁で接続する。なお、放水路ゲート格納室については、加振方向に対して強軸部材となり防潮壁を水平支持するが、防潮壁に発生する断面力を保守的に評価するため、部材の剛性は考慮せず、躯体自重及び慣性力のみ考慮する。

b. 防潮壁縦断方向（防潮壁部）

防潮壁縦断方向（防潮壁部）の検討では、地中連続壁基礎及び放水路は奥行幅 23.0 m、防潮壁は奥行幅 6.5 m をモデル化対象範囲とし、構造物の断面積や断面二次モーメントを部位ごとに単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。加振方向に対して弱軸部材となる放水路及び地中連続壁基礎は、線形はり要素でモデル化し、強軸部材となる防潮壁は、線形平面要素でモデル化する。なお、防潮壁横断方向と同様に、地中連続壁基礎をモデル化した線形はり要素には基礎幅分の仮想剛梁を設定し、地中連続壁基礎と放水路底版の接続部には仮想剛梁を設ける。

c. 防潮壁縦断方向（ゲート部）

防潮壁縦断方向（ゲート部）の検討では、地中連続壁基礎及び放水路は奥行幅 23.0 m、放水路ゲート及び格納室は奥行幅 16.5 m をモデル化対象範囲とし、構造物の断面積や断面二次モーメントを各部位で単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。加振方向に対して弱軸部材となる放水路、放水路ゲート格納室及び地中連続壁基礎は、線形はり要素でモデル化する。

構造物のモデル化の概要図を図 3.5-2 に示す。

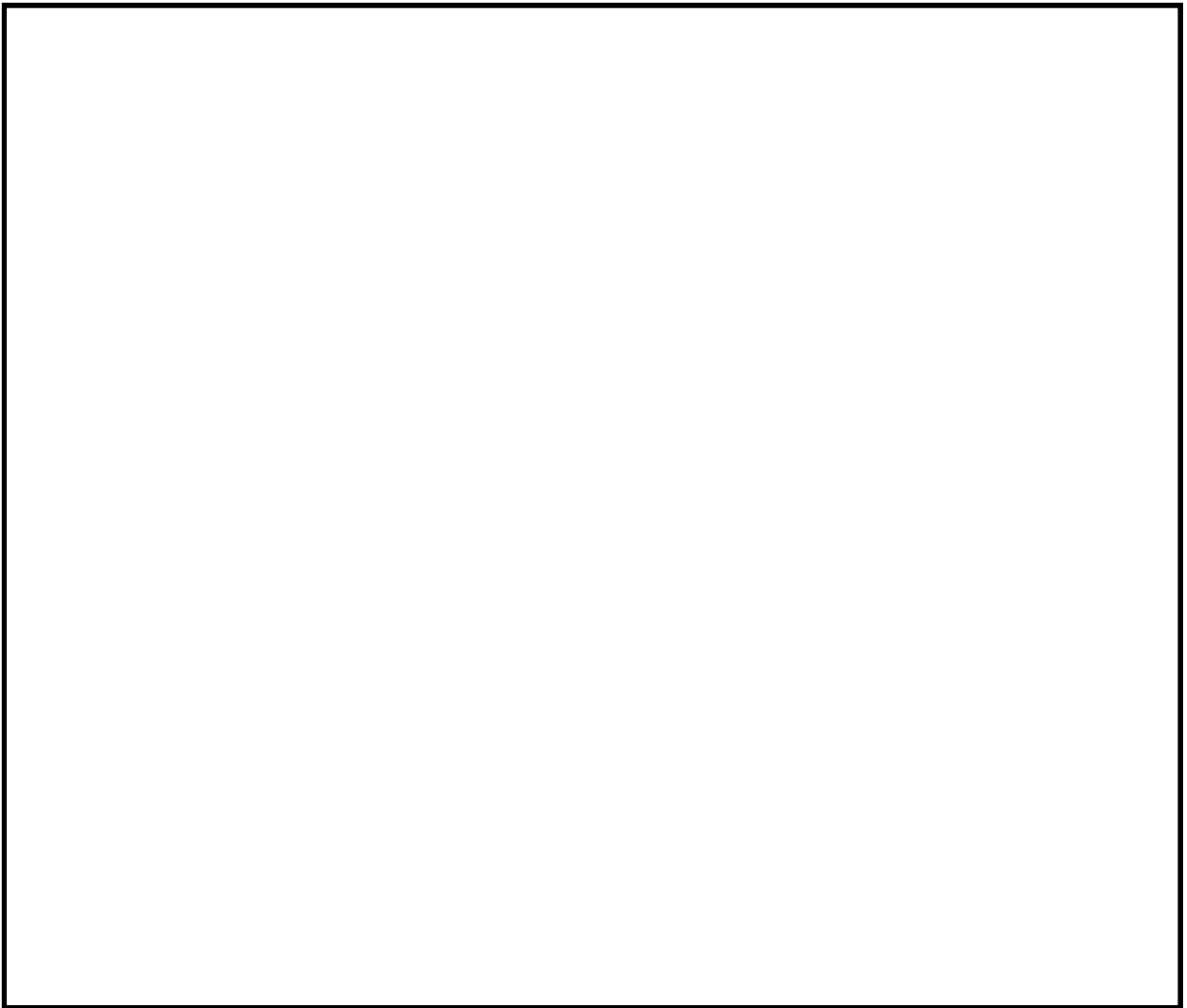


図 3.5-2 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図
（防潮壁横断方向：①-①断面）

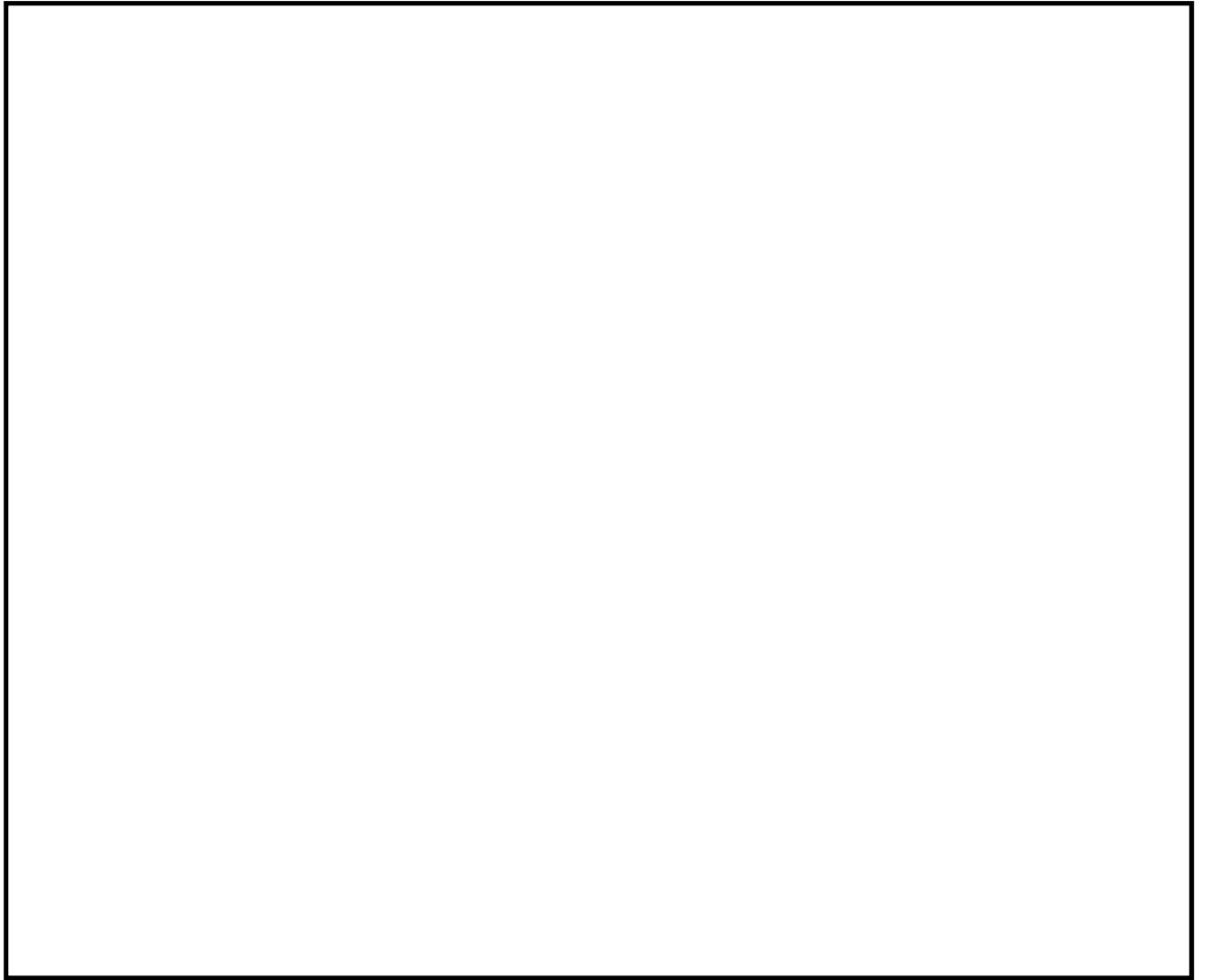


図 3.5-2 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図
（防潮壁縦断方向：②-②断面）

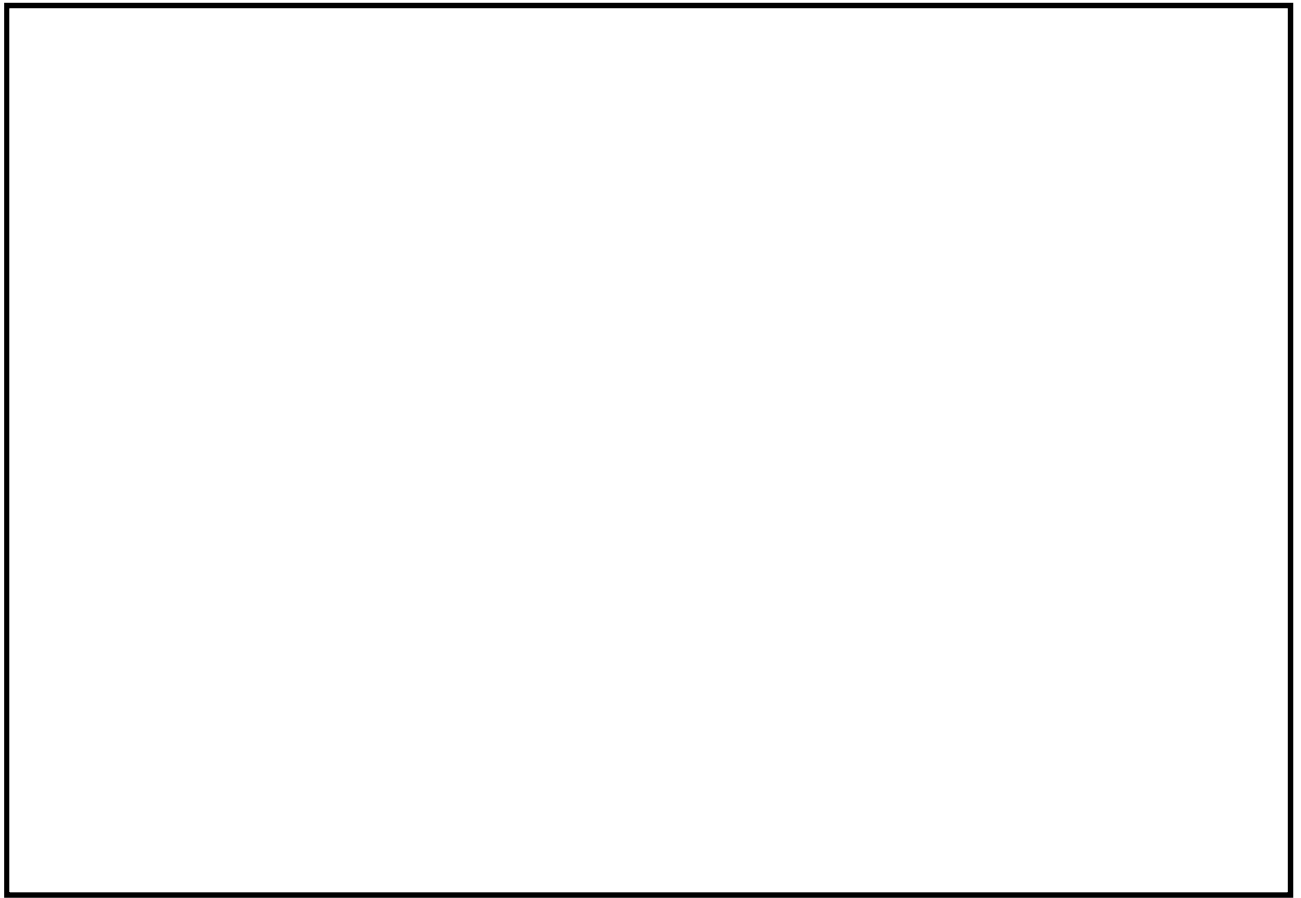


図 3.5-2 (3) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図
（防潮壁縦断方向：③-③断面）

(4) ジョイント要素の設定

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

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

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とする。(表 3.5-1 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 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

周辺の状況	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考	
第四紀層	d u 層	0	37.3	—
	A g 2 層	0	37.4	—
	A c 層	0.025	29.1	—
	A s 層	0.012	41.0	—
	A g 1 層	0	37.4	—
	D 2 c - 3 層	0.026	35.6	—
	D 2 s - 3 層	0.010	35.8	—
	D 2 g - 3 層	0	44.4	—
新第三系	K m 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot Z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot Z$	—

Z : 標高(m)

ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い、表 3.5-2 のとおり設定する。ジョイント要素設定の考え方を図 3.5-3 に示す。

表 3.5-2

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

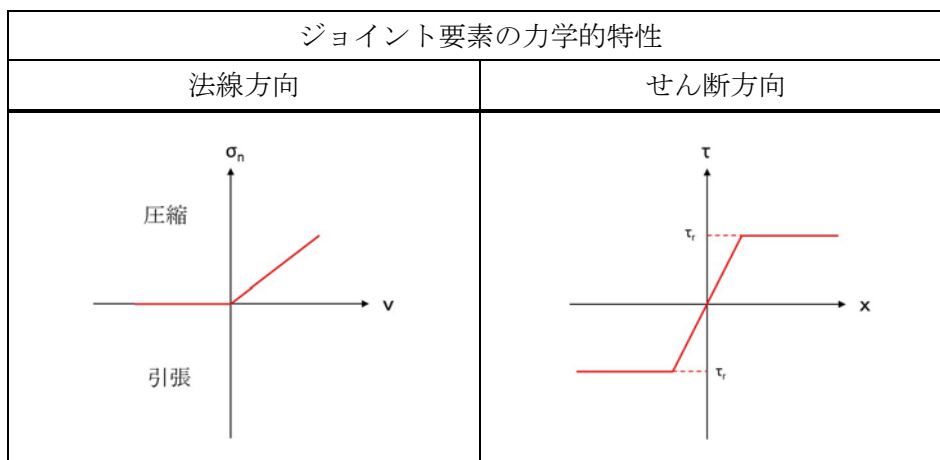


図 3.5-3 ジョイント要素設定の考え方

(5) 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。

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

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は、以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している）とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（J E A G 4 6 0 1 -1987）とする。

Rayleigh減衰の設定フローを図3.5-4に、固有値解析結果を表3.5-3に示す。

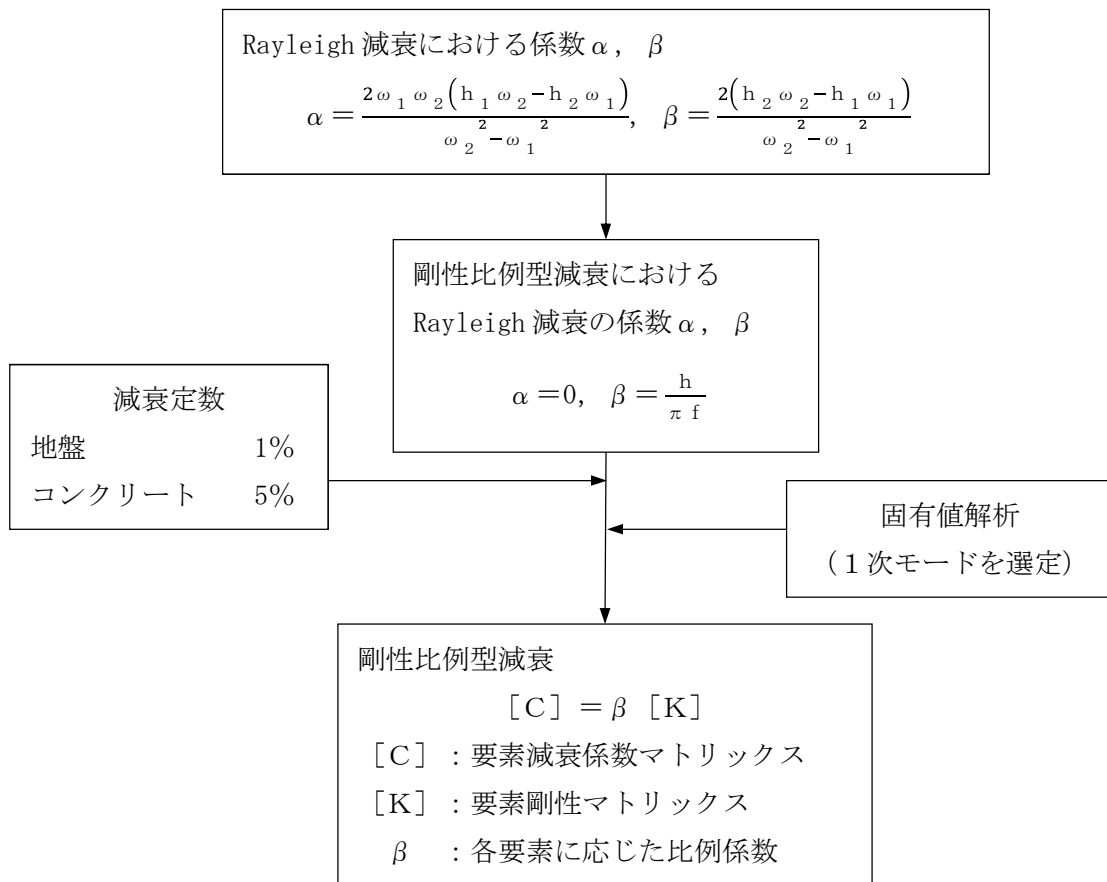


図 3.5-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-3 固有値解析結果 (追而)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-4 に、材料の物性値を表 3.5-5 に示す。

表 3.5-4 使用材料

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

表 3.5-5 材料の物性値

使用箇所	材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
防潮壁	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10 ⁴	0.2
放水路	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10 ⁴	0.2
地中連続壁基礎	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10 ⁴	0.2

3.5.3 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体の物性値は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表3.5-6に示す。

表 3.5-6 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤									豊浦標準砂
				埋戻土		第四系 (液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D2g-2	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)	2.15	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{na}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{na}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	1362035	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	3.82	2.83	1.44

表 3.5-6 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤					新第三系
				第四系 (非液状化層)					
				Ac	D2c-3	D2c-2	lm	D1c-1	
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	1.09	2.80	1.09	1.16
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{na}	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_{na}	kN/m ²	121829	285223	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.026	0.042	0.026	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z

z : 標高 (m)

表 3.5-6 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系Km層)

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

3.5.4 地下水位

地下水位は、地表面として設定する。

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造上の特徴や周辺の状況を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、一体化された防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材について設定する。

防潮壁横断方向の検討では、防潮壁を評価対象部位とする。また、放水路上に設置される防潮壁では、防潮壁横断方向に作用する水平地震力によって慣性力が発生し、放水路の隔壁及び側壁が耐震壁としての役割を担うと考えられる。したがって、防潮壁横断方向の検討では、放水路側壁及び隔壁を耐震壁とみなした耐震評価を併せて実施する。

防潮壁縦断方向（防潮壁部・ゲート部）の検討では、放水路及び放水路ゲート格納室を評価対象部位とする。

地中連続壁基礎は、平面的形状が正方形に近いいため強軸方向と弱軸方向が明確でなく、防潮壁横断方向と防潮壁縦断方向で地質断面に差異があることから、防潮壁横断方向及び防潮壁縦断方向ともに、地中連続壁基礎を評価対象部位とする。

(2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とし、基礎地盤に発生する接地圧を検討する。

(3) 止水ジョイント部材の変形性

防潮壁に隣接する鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート壁との境界に設置する止水ジョイント部材は、本震時における変形量が許容限界以下であることを確認する。

4.2 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) 構造部材に対する許容限界

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の照査は、許容応力度による照査を行う。許容応力度については、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会 2002年制定）」、「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）」及び「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—（日本建築学会，1999）」に基づき、表4.2-1のとおり設定する。なお、表4.2-1に示す許容応力度は短期許容応力度とし、短期許容応力度は、耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し、コンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して1.5倍の割増しを考慮する。

表 4.2-1 許容応力度

評価項目			短期許容応力度 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21
		許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825* ¹
		許容せん断応力度 τ	1.35* ²
鉄筋	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	294
	SD390	許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD490	許容引張応力度 σ_{sa}	435

注記 *1：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）」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。

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

ここに,

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

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

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

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

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

*2: 放水路側壁及び隔壁を耐震壁として耐震評価する場合, 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—(日本建築学会, 1999)」を適用し, 許容限界を設定する。

(2) 基礎地盤の支持力に対する許容限界

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

極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A$$

ここで,

R_u : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度* (kN/m²)

注記 * : q_u はKm層の非排水せん断強度×2

A : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m²)

表 4.2-3 基礎地盤の支持力に対する許容限界 (追而)

(3) 止水ジョイント部材の変形量

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 4.2-2 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4.2-2 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目		許容限界
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	伸び：200 mm，せん断：200 mm
	シートジョイント	相対変位：2 m

4.3 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価は，地震応答解析結果より得られる照査用応答値が「4.2 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) 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コンクリートの曲げ圧縮方向及び鉄筋の引張方向，並びにせん断方向に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

(2) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能に係る評価においては，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。

(3) 止水ジョイント部材の変形量

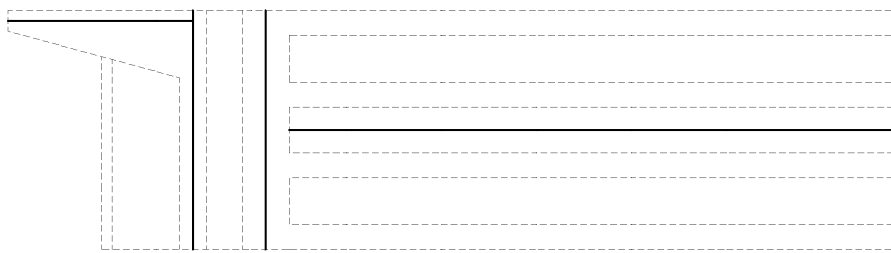
止水ジョイント部材の変形量の評価は，地震応答解析で算定した各構造物間に生じる相対変位量が止水ジョイント部材の許容限界以下であることを確認する。

5. 評価結果

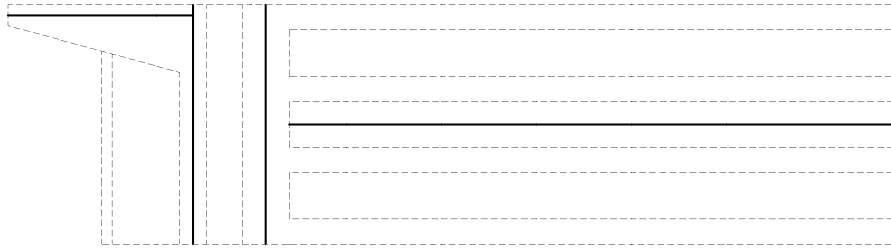
5.1 地震応答解析結果

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基準地震動 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5.1-3に示す。これらの図は、構造部材の曲げ及びせん断照査結果が最も厳しくなる部材の評価時刻における断面力を示したものである。

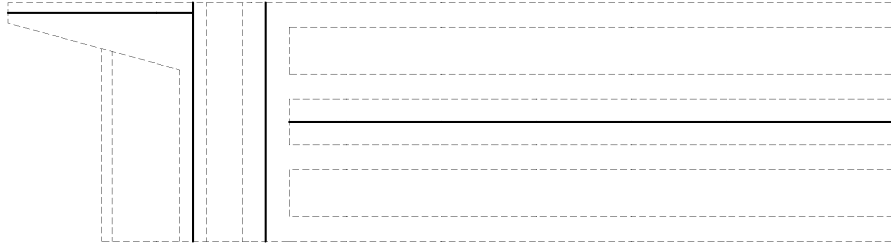
また、最大せん断ひずみ分布図を図5.1-4～図5.1-6に示し、過剰間隙水圧比の分布図を図5.1-7～図5.1-9に示す。これらの図は、各要素に発生したせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比の全時刻における最大値の分布を示したものである。



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

*評価位置における断面力値
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 5.1-1 (1) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H+, V+], $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet$)

図 5.1-1 (2) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$, $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-1 (3) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-1 (4) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$, $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-1 (5) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-1 (6) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-1 (7) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t=●●●●●●●●●●$)

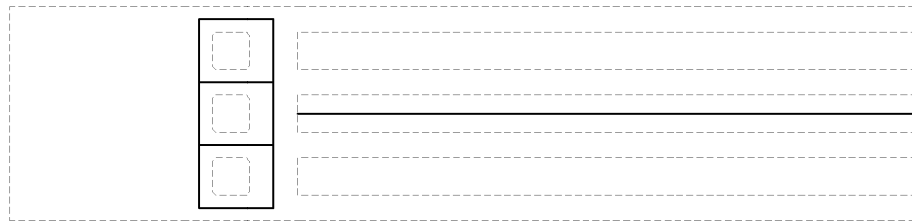
図 5.1-1 (8) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-1 (9) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t=●●●●●●●●●●$)

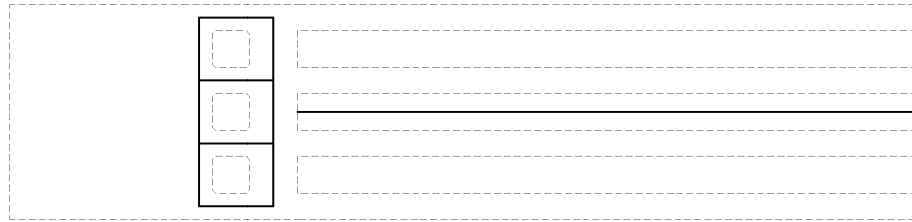
図 5.1-1 (10) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-1 (11) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t=●●●●●●●●●●$)

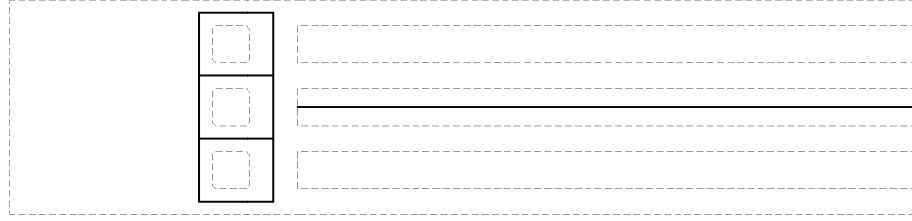
図 5.1-1 (12) 横断方向の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t=●●●●●●●●●●$)



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

*評価位置における断面力値
照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 5.1-2 (1) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - D1$ [H+, V+], $t = \bullet\bullet\bullet\bullet\bullet\bullet\bullet\bullet$)

図 5.1-2 (2) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - D1 [H+, V-]$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (3) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V+]$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (4) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - D1 [H-, V-]$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (5) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 11$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (6) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 12$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (7) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 13$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

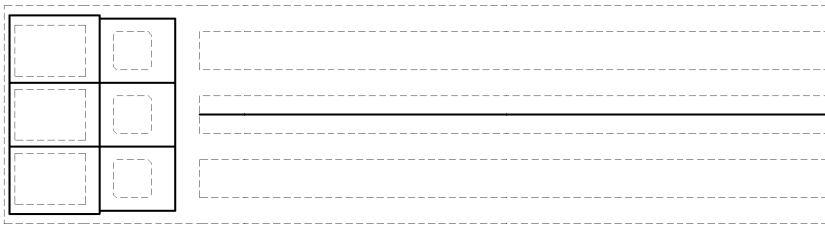
図 5.1-2 (8) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 14$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (9) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 21$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

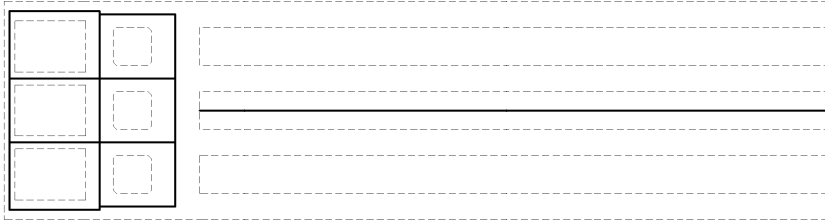
図 5.1-2 (10) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 22$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

図 5.1-2 (11) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 31 [H+, V+]$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)

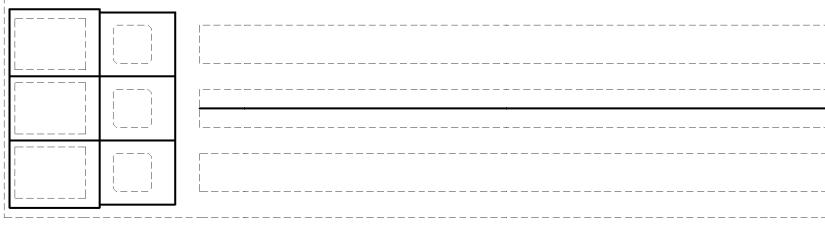
図 5.1-2 (12) 縦断方向 (防潮壁部) の地震時断面力 ($S_s - 31 [H-, V+]$, $t = \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet \bullet s$)



曲げモーメント (kN・m)



軸力 (kN)



せん断力 (kN)

*評価位置における断面力値

照査値が最も厳しくなる部材の発生断面力

図 5.1-3 (1) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - D 1$ [H+, V+], $t = \bullet\bullet\bullet\bullet\bullet s$)

図 5.1-3 (2) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H+, V-]$), $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-3 (3) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$), $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-3 (4) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V-]$), $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-3 (5) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 1 1$), $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-3 (6) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 1 2$), $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-3 (7) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 1 3$), $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-3 (8) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 1 4$), $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-3 (9) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 2 1$), $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-3 (10) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 2 2$), $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-3 (11) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$), $t=●●●●●●●●●●$)

図 5.1-3 (12) 縦断方向 (放水路ゲート部) の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$), $t=●●●●●●●●●●$)

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

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

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

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

図 5.1-4 (5) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-4 (6) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-4 (7) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-4 (8) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

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

図 5.1-4 (10) 横断方向の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

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

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

図 5.1-5 (1) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-5 (2) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-5 (3) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-5 (4) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-5 (5) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-5 (6) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-5 (7) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-5 (8) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-5 (9) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-5 (10) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-5 (11) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-5 (12) 縦断方向 (防潮壁部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-6 (1) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-6 (2) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-6 (3) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-6 (4) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-6 (5) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-6 (6) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-6 (7) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-6 (8) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-6 (9) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-6 (10) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-6 (11) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-6 (12) 縦断方向 (放水路ゲート部) の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-7 (1) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-7 (2) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-7 (3) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-7 (4) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-7 (5) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-7 (6) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-7 (7) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-7 (8) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-7 (9) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-7 (10) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-7 (11) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-7 (12) 横断方向の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-8 (1) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-8 (2) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-8 (3) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-8 (4) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-8 (5) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-8 (6) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-8 (7) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-8 (8) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-8 (9) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-8 (10) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-8 (11) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-8 (12) 縦断方向 (防潮壁部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

図 5.1-9 (1) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.1-9 (2) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.1-9 (3) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.1-9 (4) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.1-9 (5) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 1$)

図 5.1-9 (6) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 2$)

図 5.1-9 (7) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 3$)

図 5.1-9 (8) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 1 4$)

図 5.1-9 (9) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 1$)

図 5.1-9 (10) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 2 2$)

図 5.1-9 (11) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.1-9 (12) 縦断方向 (放水路ゲート部) の過剰間隙水圧比 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

5.2 耐震評価結果

(1) 構造部材の曲げに対する評価結果

コンクリートの曲げ照査結果を表 5.2-1～表 5.2-3 に、鉄筋の曲げ照査結果を表 5.2-4～表 5.2-6 にそれぞれ示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度と鉄筋の引張応力度が許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

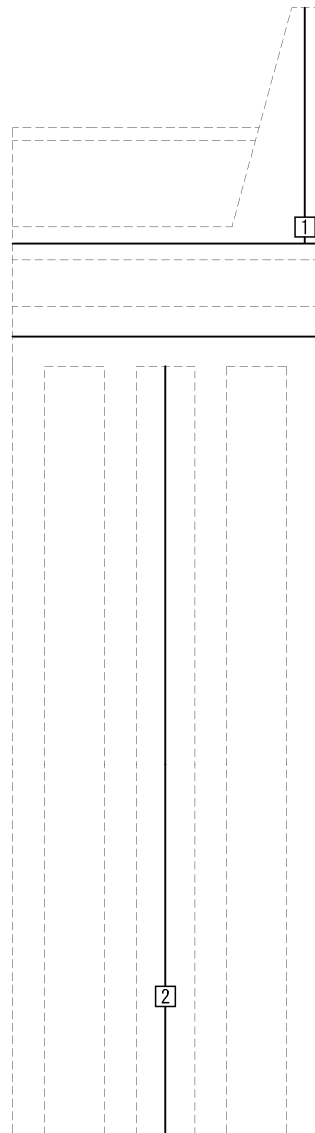
以上より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の応答値は、許容応力度以下であることを確認した。

概略配筋図を図 5.2-1 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-7 に示す。

表 5. 2-1 (1) コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)

基準 地震動	評価位置*		部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値 ①/②
S _s -D1 [H+, V+]	防潮壁					
	地中連読壁 基礎 (水平)					
	地中連読壁 基礎 (鉛直)					
S _s -D1 [H+, V-]	防潮壁					
	地中連読壁 基礎 (水平)					
	地中連読壁 基礎 (鉛直)					

注記 * : 評価位置は下図に示す



- 表 5.2-1 (2) コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-1 (3) コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-1 (4) コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-1 (5) コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-1 (6) コンクリートの曲げ照査結果 (横断方向)

表 5.2-2 (1) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

基準 地震動	評価位置*	部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値 ①/②
S _s -D1 [H+, V+]	放水路左側壁				
	放水路右側壁				
	放水路左中壁				
	放水路右中壁				
	放水路底版				
	地中連読壁 基礎 (水平)				
	地中連読壁 基礎 (鉛直)				
S _s -D1 [H+, V-]	放水路左側壁				
	放水路右側壁				
	放水路左中壁				
	放水路右中壁				
	放水路底版				
	地中連読壁 基礎 (水平)				
	地中連読壁 基礎 (鉛直)				

注記 * : 評価位置は下図に示す



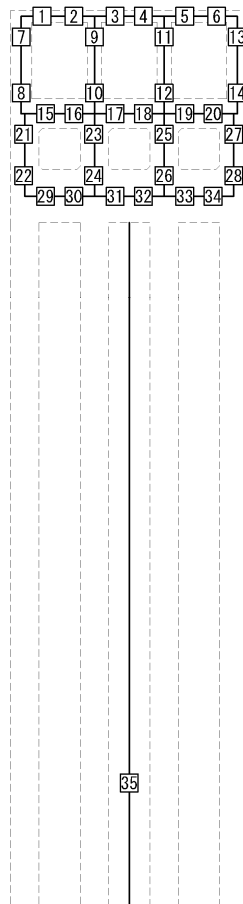
1-95

- 表 5.2-2 (2) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
- 表 5.2-2 (3) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
- 表 5.2-2 (4) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
- 表 5.2-2 (5) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
- 表 5.2-2 (6) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

表 5.2-3 (1) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

基準 地震動	評価位置*	部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値 ①/②
S _s -D1 [H+, V+]	ゲート頂版				
	ゲート左側壁				
	ゲート右側壁				
	ゲート左中壁				
	ゲート右中壁				
	放水路頂版				
	放水路左側壁				
	放水路右側壁				
	放水路左中壁				
	放水路右中壁				
	放水路底版				
	地中連読壁 基礎 (水平)				
	地中連読壁 基礎 (鉛直)				

注記 * : 評価位置は下図に示す

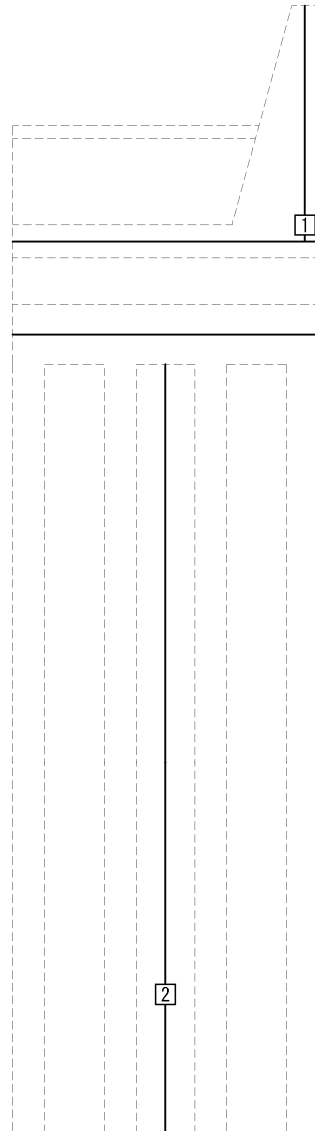


- 表 5.2-3 (2) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
- 表 5.2-3 (3) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
- 表 5.2-3 (4) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
- 表 5.2-3 (5) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
- 表 5.2-3 (6) コンクリートの曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

表 5.2-4 (1) 鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)

基準 地震動	評価位置*	部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値 ①/②
S _s -D1 [H+, V+]	防潮壁				
	地中連読壁 基礎 (水平)				
	地中連読壁 基礎 (鉛直)				
S _s -D1 [H+, V-]	防潮壁				
	地中連読壁 基礎 (水平)				
	地中連読壁 基礎 (鉛直)				

注記 * : 評価位置は下図に示す



- 表 5.2-4 (2) 鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-4 (3) 鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-4 (4) 鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-4 (5) 鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)
表 5.2-4 (6) 鉄筋の曲げ照査結果 (横断方向)

表 5.2-5 (1) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

基準 地震動	評価位置*	部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値 ①/②
S _s -D1 [H+, V+]	放水路左側壁				
	放水路右側壁				
	放水路左中壁				
	放水路右中壁				
	放水路底版				
	地中連読壁 基礎 (水平)				
	地中連読壁 基礎 (鉛直)				
S _s -D1 [H+, V-]	放水路左側壁				
	放水路右側壁				
	放水路左中壁				
	放水路右中壁				
	放水路底版				
	地中連読壁 基礎 (水平)				
	地中連読壁 基礎 (鉛直)				

注記 * : 評価位置は下図に示す



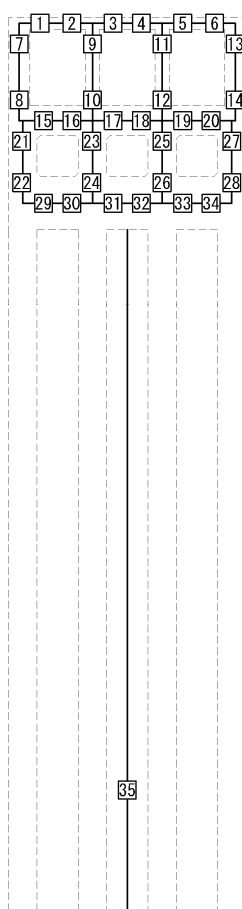
1-101

- 表 5.2-5 (2) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
- 表 5.2-5 (3) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
- 表 5.2-5 (4) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
- 表 5.2-5 (5) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)
- 表 5.2-5 (6) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

表 5.2-6 (1) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

基準地震動	評価位置*	部材高 (m)	①照査用応力度 (N/mm ²)	②短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値 ①/②
S _s -D1 [H+, V+]	ゲート頂版				
	ゲート左側壁				
	ゲート右側壁				
	ゲート左中壁				
	ゲート右中壁				
	放水路頂版				
	放水路左側壁				
	放水路右側壁				
	放水路左中壁				
	放水路右中壁				
	放水路底版				
	地中連続壁基礎 (水平)				
	地中連続壁基礎 (鉛直)				

注記 * : 評価位置は下図に示す



- 表 5.2-6 (2) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
- 表 5.2-6 (3) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
- 表 5.2-6 (4) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
- 表 5.2-6 (5) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)
- 表 5.2-6 (6) 鉄筋の曲げ照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

図 5.2-1 (1) 概略配筋図 (横断方向)

図 5.2-1 (2) 概略配筋図 (縦断方向・防潮壁部)

図 5.2-1 (3) 概略配筋図 (縦断方向・放水路ゲート部)

表 5.2-7 (1) 断面諸元一覧表 (横断方向)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋 (外面・上面)				主鉄筋 (内面・下面)				せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d (m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _w (cm ²)
				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面	内面・ 下面												
防潮壁																			
地中連読壁 基礎 (水平)																			
地中連読壁 基礎 (鉛直)																			

表 5.2-7 (2) 断面諸元一覧表 (縦断方向・防潮壁部)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋				
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d (m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A _w (cm ²)	
				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面	内面・ 下面											
放水路 左側壁																		
放水路 右側壁																		
放水路 左中壁																		
放水路 右中壁																		
放水路 底板																		
地中連読壁 基礎 (水平)																		
地中連読壁 基礎 (鉛直)																		

表 5.2-7 (3) 断面諸元一覧表 (縦断方向・放水路ゲート部)

部位	評価位置	断面性状				主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d' (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A _w (cm ²)
外面・上面	内面・下面	外面・上面	内面・下面												
ゲート 頂版															
ゲート 左側壁															
ゲート 右側壁															
ゲート 左中壁															
ゲート 右中壁															
放水路 頂版															
放水路 左側壁															
放水路 右側壁															
放水路 左中壁															
放水路 右中壁															
放水路 底板															
地中連読壁 基礎 (水平)															
地中連読壁 基礎 (鉛直)															

(2) 構造部材のせん断に対する評価結果

せん断に対する照査結果を表 5.2-8～表 5.2-10 に示す。

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

以上より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造部材の応答値は、許容限界以下であることを確認した。

概略配筋図を図 5.2-2 に、断面計算に用いた断面諸元の一覧を表 5.2-11 に示す。

表 5.2-8 (1) せん断照査結果 (横断方向)

基準地震動	評価位置*		部材高 (m)	照査用応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査用せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
S _s -D1 [H+, V+]	防潮壁							
	地中連続壁基礎 (水平)							
	地中連続壁基礎 (鉛直)							
S _s -D1 [H+, V-]	防潮壁							
	地中連続壁基礎 (水平)							
	地中連続壁基礎 (鉛直)							

注記 * : 評価位置は下図に示す

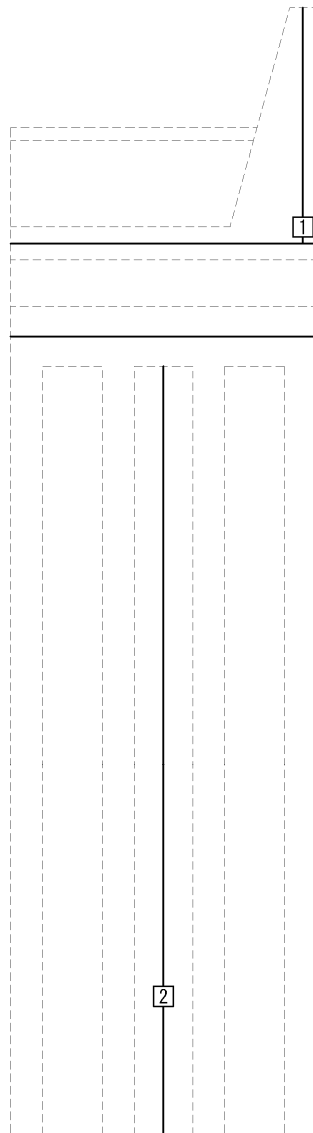


表 5.2-8 (2) せん断照査結果 (横断方向)

表 5.2-8 (3) せん断照査結果 (横断方向)

表 5.2-8 (4) せん断照査結果 (横断方向)

表 5.2-8 (5) せん断照査結果 (横断方向)

表 5.2-8 (6) せん断照査結果 (横断方向)

表 5.2-9 (1) せん断照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

基準地震動	評価位置*	部材高 (m)	照査用応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査用せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
S _s -D1 [H+, V+]	放水路左側壁						
	放水路右側壁						
	放水路左中壁						
	放水路右中壁						
	放水路底板						
	地中連読壁基礎 (水平)						
	地中連読壁基礎 (鉛直)						
S _s -D1 [H+, V-]	放水路左側壁						
	放水路右側壁						
	放水路左中壁						
	放水路右中壁						
	放水路底板						
	地中連読壁基礎 (水平)						
	地中連読壁基礎 (鉛直)						

注記 * : 評価位置は下図に示す



1-112

表 5.2-9 (2) せん断照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

表 5.2-9 (3) せん断照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

表 5.2-9 (4) せん断照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

表 5.2-9 (5) せん断照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

表 5.2-9 (6) せん断照査結果 (縦断方向・防潮壁部)

表 5.2-10 (1) せん断照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

基準地震動	評価位置*	部材高 (m)	照査用応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査用せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
S _s -D1 [H+, V+]	ゲート頂版						
	ゲート左側壁						
	ゲート右側壁						
	ゲート左中壁						
	ゲート右中壁						
	放水路頂版						
	放水路左側壁						
	放水路右側壁						
	放水路左中壁						
	放水路右中壁						
	放水路底版						
	地中連続壁基礎 (水平)						
	地中連続壁基礎 (鉛直)						

注記 * : 評価位置は下図に示す

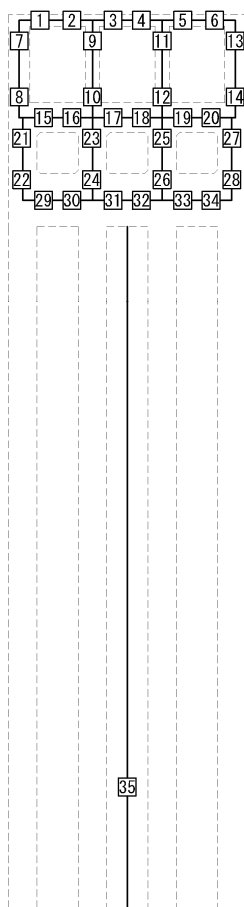


表 5.2-10 (2) せん断照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

表 5.2-10 (3) せん断照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

表 5.2-10 (4) せん断照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

表 5.2-10 (5) せん断照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

表 5.2-10 (6) せん断照査結果 (縦断方向・放水路ゲート部)

図 5.2-2 (1) 概略配筋図 (横断方向)

図 5.2-2 (2) 概略配筋図 (縦断方向・防潮壁部)

図 5.2-2 (3) 概略配筋図 (縦断方向・放水路ゲート部)

表 5.2-11 (1) 断面諸元一覧表 (横断方向)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d (m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A _w (cm ²)
				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面	内面・ 下面										
防潮壁																	
地中連読壁 基礎 (水平)																	
地中連読壁 基礎 (鉛直)																	

表 5.2-11 (2) 断面諸元一覧表 (縦断方向・防潮壁部)

部位	評価位置	断面性状						主鉄筋 (外面・上面)			主鉄筋 (内面・下面)			せん断補強筋			
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d (m)		有効高さ d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A _w (cm ²)
				外面・ 上面	内面・ 下面	外面・ 上面	内面・ 下面										
放水路 左側壁																	
放水路 右側壁																	
放水路 左中壁																	
放水路 右中壁																	
放水路 底板																	
地中連読壁 基礎 (水平)																	
地中連読壁 基礎 (鉛直)																	

表 5.2-11 (3) 断面諸元一覧表 (縦断方向・放水路ゲート部)

部位	評価位置	断面性状				主鉄筋 (外面・上面)		主鉄筋 (内面・下面)		せん断補強筋							
		部材幅 b (m)	部材高 h (m)	かぶり d (m)		鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	断面積 (単位幅) A s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	S b (m)	S s (m)	断面積 (単位幅) A w (cm ²)		
				外面・ 上面	内面・ 下面												
ゲート 頂版																	
ゲート 左側壁																	
ゲート 右側壁																	
ゲート 左中壁																	
ゲート 右中壁																	
放水路 頂版																	
放水路 左側壁																	
放水路 右側壁																	
放水路 左中壁																	
放水路 右中壁																	
放水路 底版																	
地中連読壁 基礎 (水平)																	
地中連読壁 基礎 (鉛直)																	

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 5.2-12 に、接地圧分布図を図 5.2-3～図 5.2-5 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の最大接地圧は S_s-D1 〔H+, V+〕（東西断面方向）で●● kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度●● kN/m^2 以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、支持性能を有する。

表 5.2-12 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果

断面	基準地震動	位相	接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)	照査値
横断 方向 ①-① 断面	S_s-D1	H+, V+			
		H+, V-			
		H-, V+			
		H-, V-			
	S_s-11	H+, V+			
	S_s-12	H+, V+			
	S_s-13	H+, V+			
	S_s-14	H+, V+			
	S_s-21	H+, V+			
	S_s-22	H+, V+			
	S_s-31	H+, V+			
		H-, V+			

表 5.2-12 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果

断面	基準地震動	位相	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
縦断 方向 ②-② 断面	S _s -D 1	H+, V+			
		H+, V-			
		H-, V+			
		H-, V-			
	S _s -1 1	H+, V+			
	S _s -1 2	H+, V+			
	S _s -1 3	H+, V+			
	S _s -1 4	H+, V+			
	S _s -2 1	H+, V+			
	S _s -2 2	H+, V+			
	S _s -3 1	H+, V+			
H-, V+					
縦断 方向 ③-③ 断面	S _s -D 1	H+, V+			
		H+, V-			
		H-, V+			
		H-, V-			
	S _s -1 1	H+, V+			
	S _s -1 2	H+, V+			
	S _s -1 3	H+, V+			
	S _s -1 4	H+, V+			
	S _s -2 1	H+, V+			
	S _s -2 2	H+, V+			
	S _s -3 1	H+, V+			
H-, V+					

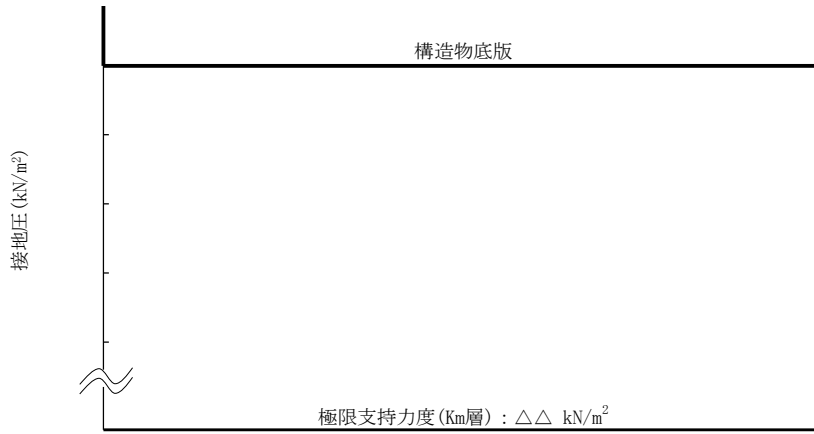


図 5.2-3 (1) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.2-3 (2) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.2-3 (3) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.2-3 (4) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.2-3 (5) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 1 1$)

図 5.2-3 (6) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 1 2$)

図 5.2-3 (7) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 1 3$)

図 5.2-3 (8) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 1 4$)

図 5.2-3 (9) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 2 1$)

図 5.2-3 (10) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 2 2$)

図 5.2-3 (11) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.2-3 (12) 横断方向の接地圧分布図 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

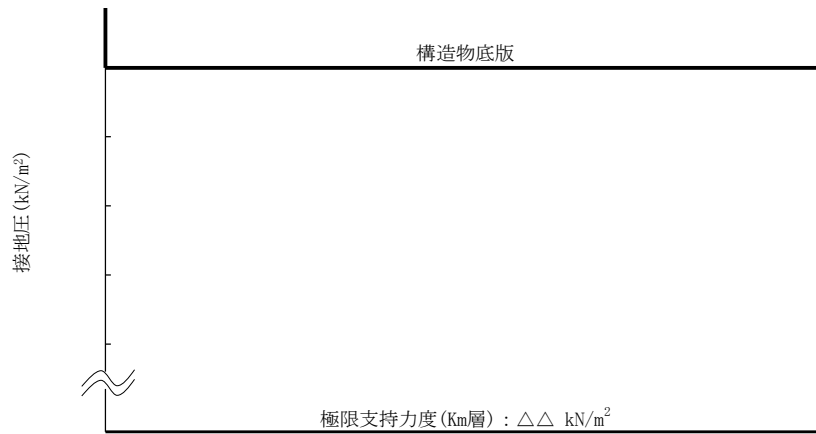


図 5.2-4 (1) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.2-4 (2) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.2-4 (3) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.2-4 (4) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.2-4 (5) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 1$)

図 5.2-4 (6) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 2$)

図 5.2-4 (7) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 3$)

図 5.2-4 (8) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 4$)

図 5.2-4 (9) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 2 1$)

図 5.2-4 (10) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 2 2$)

図 5.2-4 (11) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.2-4 (12) 縦断方向 (防潮壁部) の接地圧分布図 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

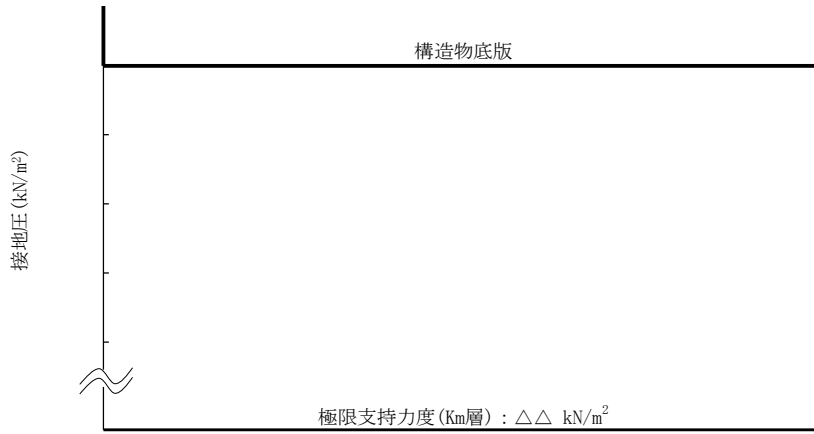


図 5.2-5 (1) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H+, V+]$)

図 5.2-5 (2) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H+, V-]$)

図 5.2-5 (3) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H-, V+]$)

図 5.2-5 (4) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - D 1 [H-, V-]$)

図 5.2-5 (5) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 1$)

図 5.2-5 (6) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 2$)

図 5.2-5 (7) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 3$)

図 5.2-5 (8) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - 1 4$)

図 5.2-5 (9) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - 2 1$)

図 5.2-5 (10) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - 2 2$)

図 5.2-5 (11) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$)

図 5.2-5 (12) 縦断方向 (放水路ゲート部) の接地圧分布図 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$)

5.3 まとめ

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）について、基準地震動 S_s による地震力に対し、構造物の曲げ及びせん断、並びに接地圧が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、基準地震動 S_s による地震力に対して、要求機能を維持できる。

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

1. 概要

本資料は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき実施する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に津波監視設備として設置する津波監視カメラの耐震評価に係る地震応答解析について説明するもの及び、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及び津波監視カメラの位置図を図2-1に示す。

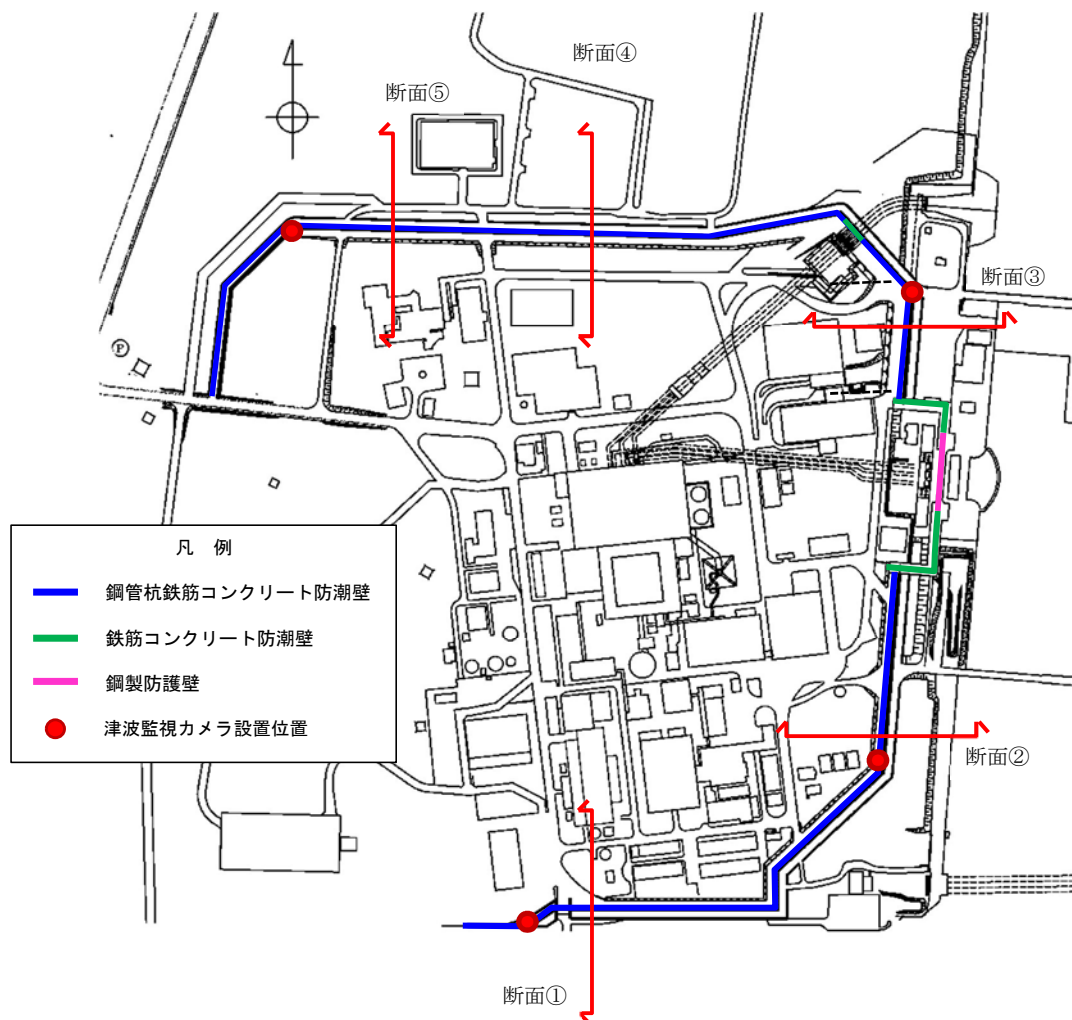


図2-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び津波監視カメラの位置図

2.2 構造概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭による下部構造と、5本の鋼管杭を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、上部構造概要図を図2-3、止水ジョイント部材概念図を図2-4、止水ジョイント部材を有する範囲を図2-5に示す。

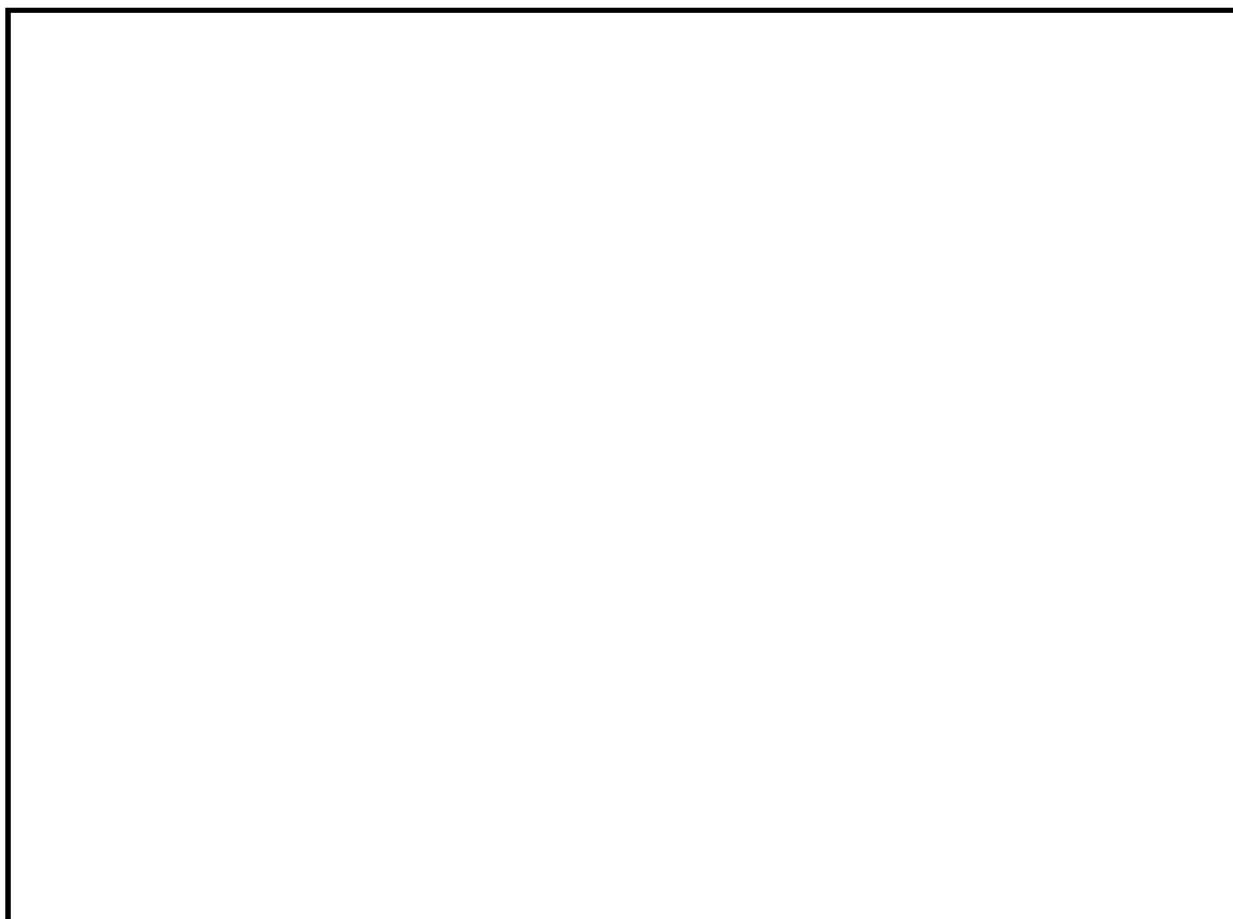


図2-2 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図
(断面③：正面図及び断面図)

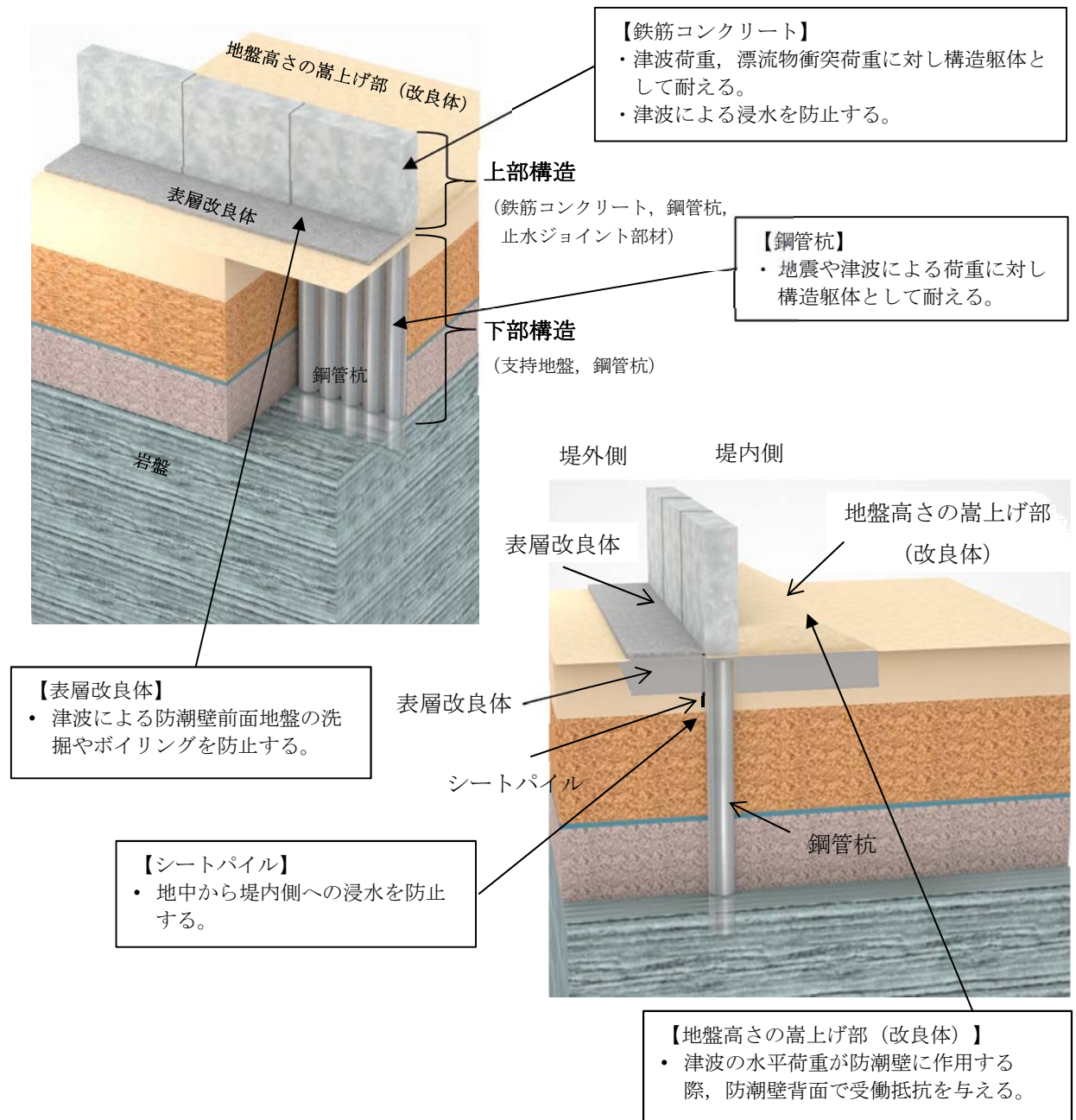


図 2-2 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図 (2/2)

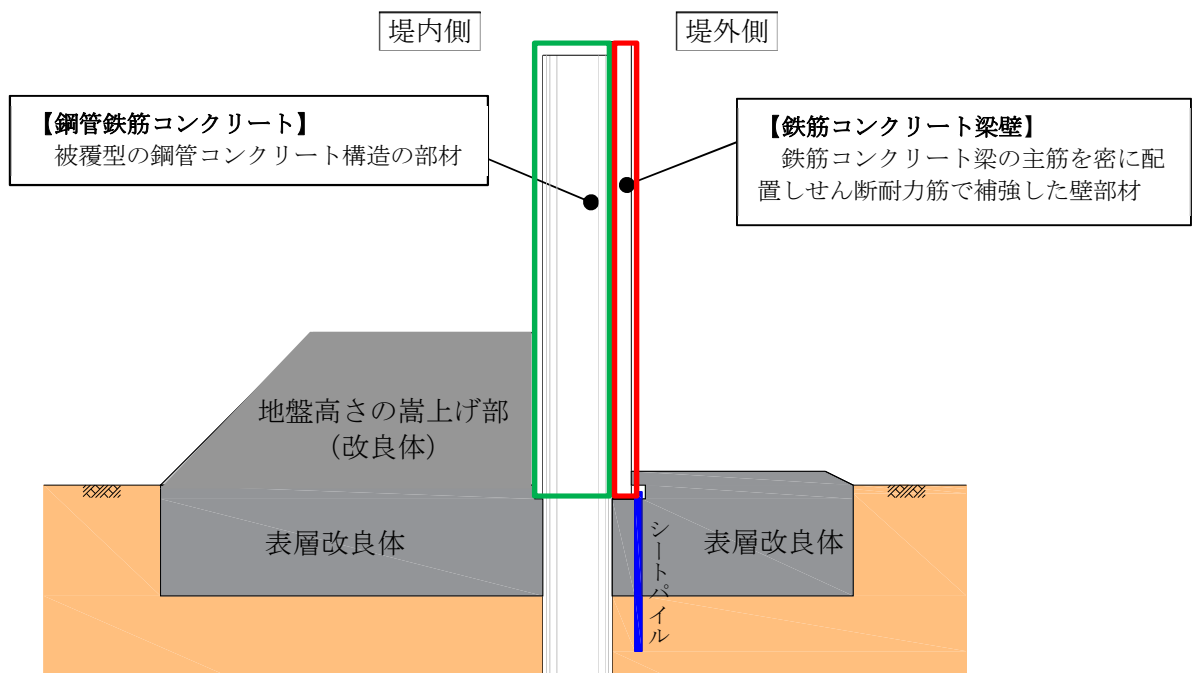


図 2-3 上部構造概要図

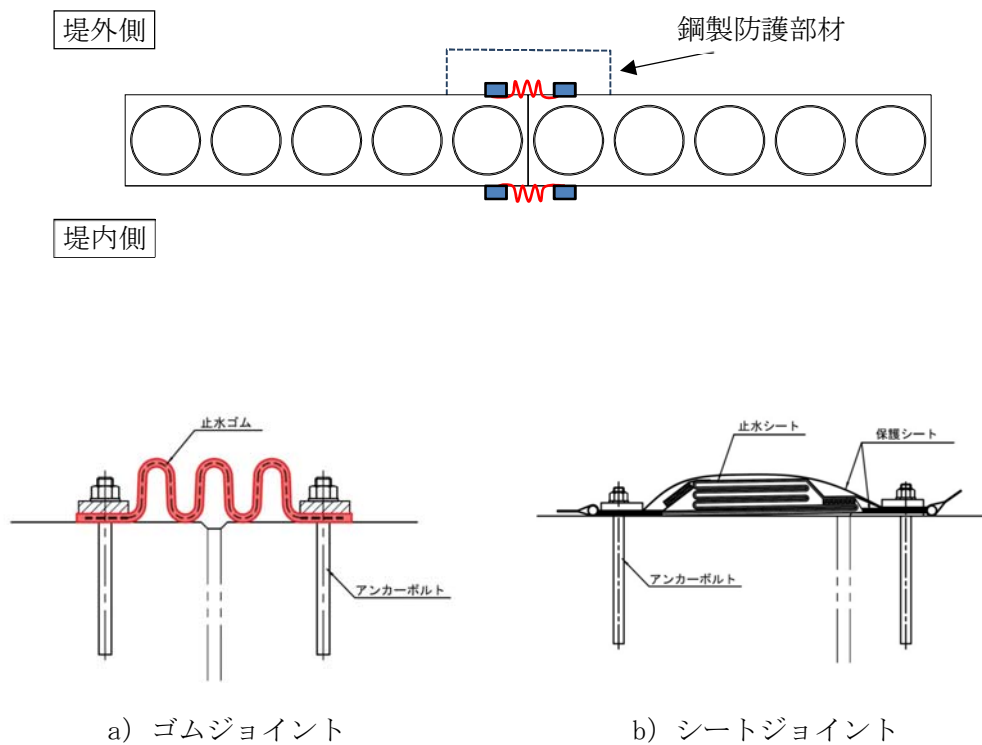


図 2-4 止水ジョイント部材概念図

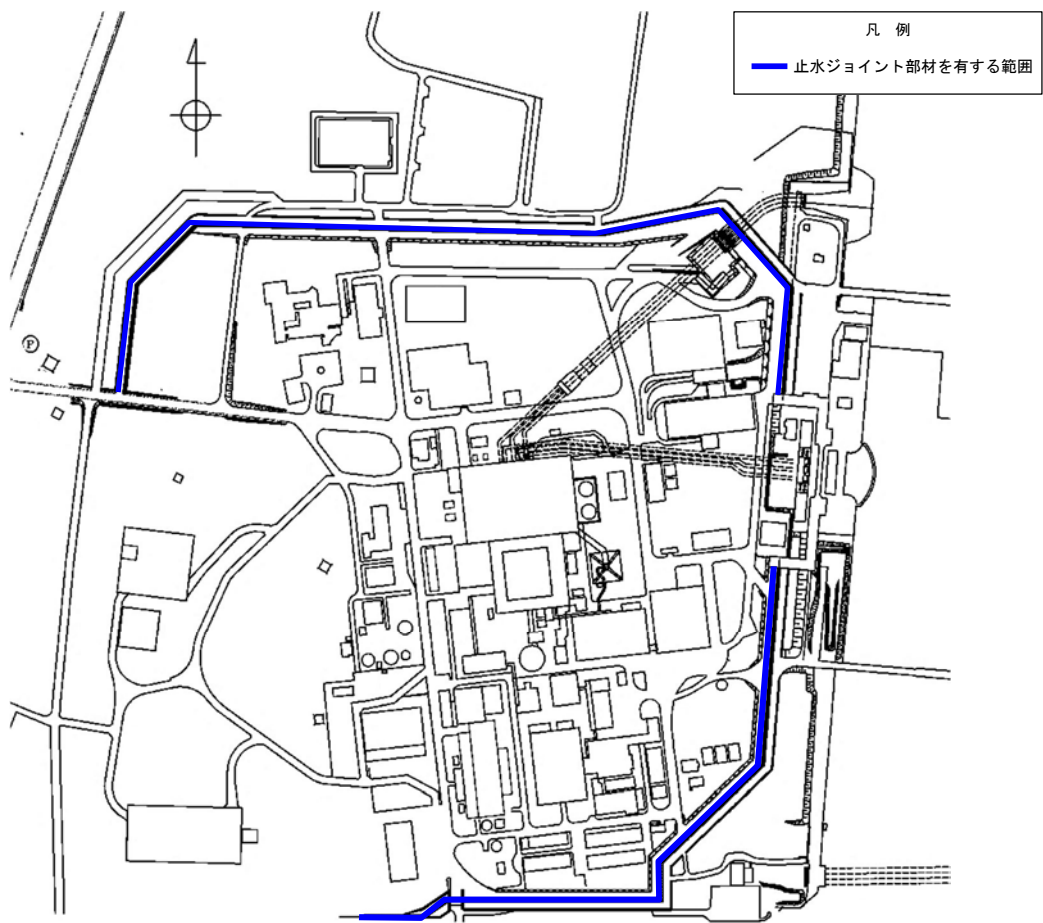


図 2-5 止水ジョイント部材を有する範囲

地震時の荷重伝達の概念図を図 2-6 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る。地盤の変位及び上部構造からの変形により鋼管杭に変形し、鋼管杭に曲げ及びせん断応力が生じる。

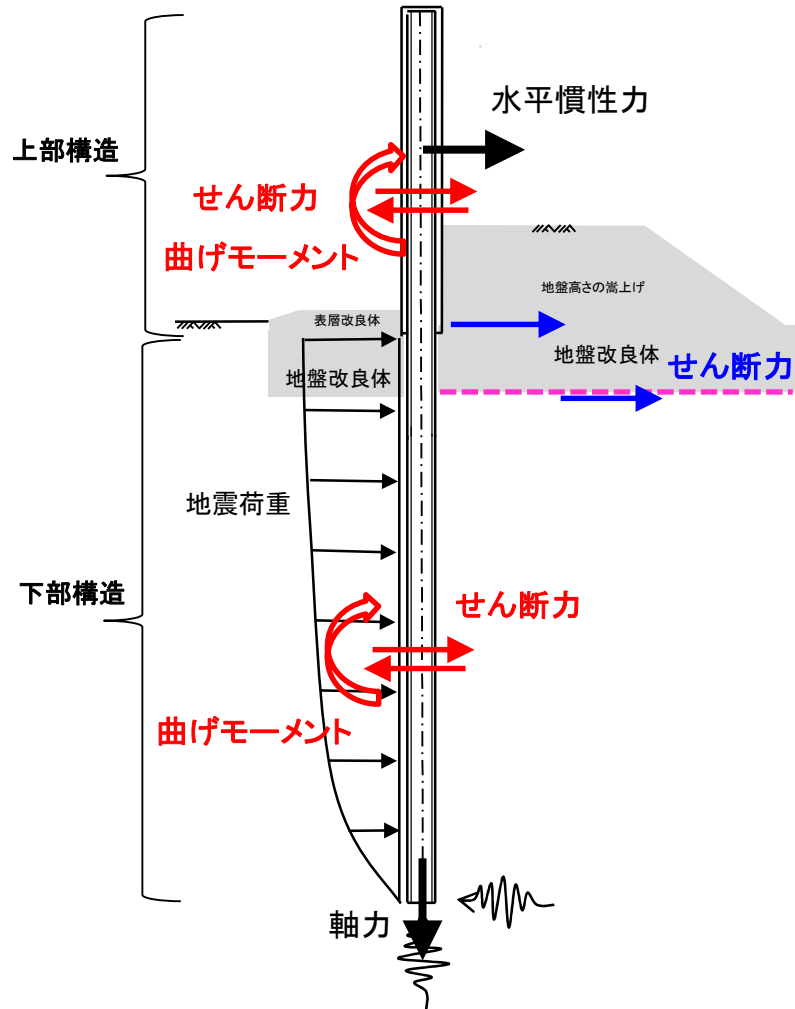


図 2-6 荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

2.3.1 地震応答解析の解析方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、基準地震動 S_s に対して解析を実施する。

図2-7に鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は、「2. 基本方針」に基づき、「3.1 評価対象断面」にて設定する断面において、「3.2 解析方法」に示す水平地震動と鉛直地震動の同時加振による時刻歴非線形解析にて行う。

時刻歴非線形解析は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「3.5 解析モデル及び諸元」に示す条件を基に、「3.4 入力地震動」により設定する入力地震動を用いて実施する。

地震応答解析による加速度応答は、機器・配管系の入力地震動又は入力地震力に用いる。

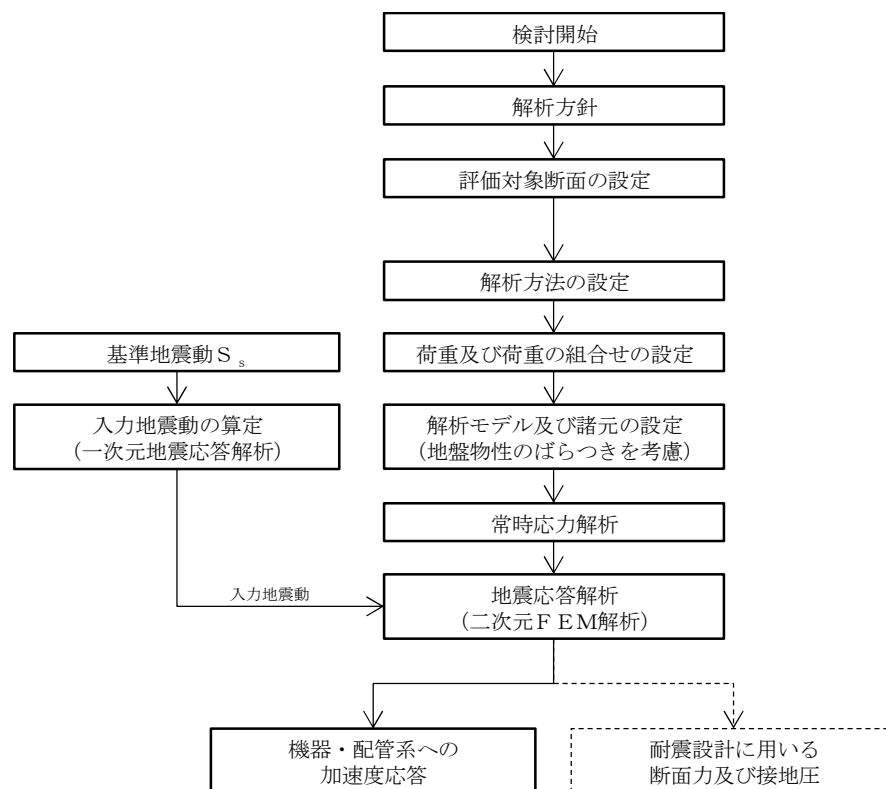


図2-7 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析フロー

2.3.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、設計基準対象施設として表2-1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。

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2-8、図2-9に示す。

表 2-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

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

注記 *：妥当な安全余裕を確保する。

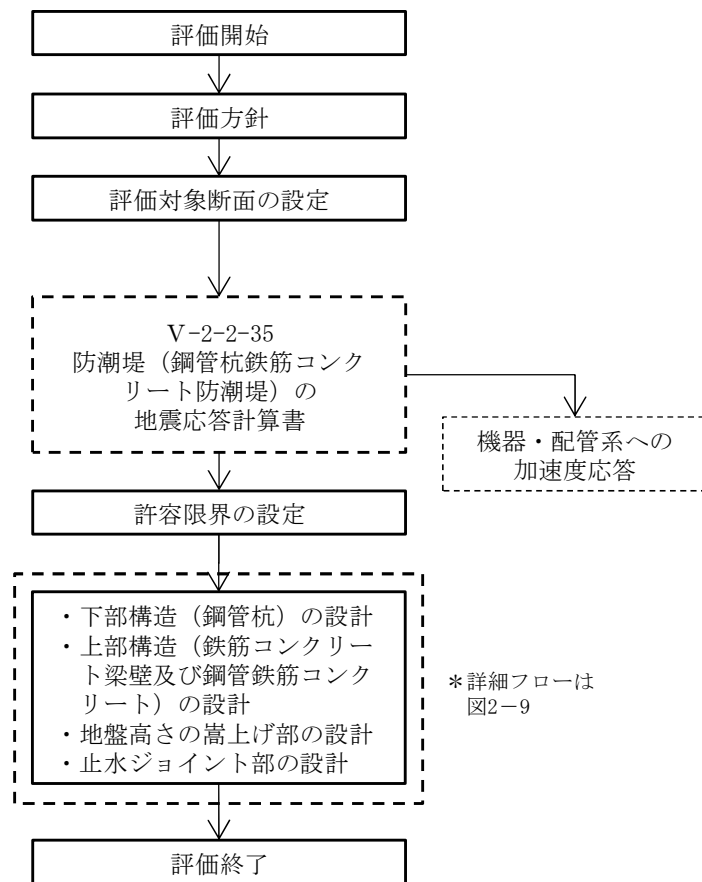


図 2-8 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価フロー

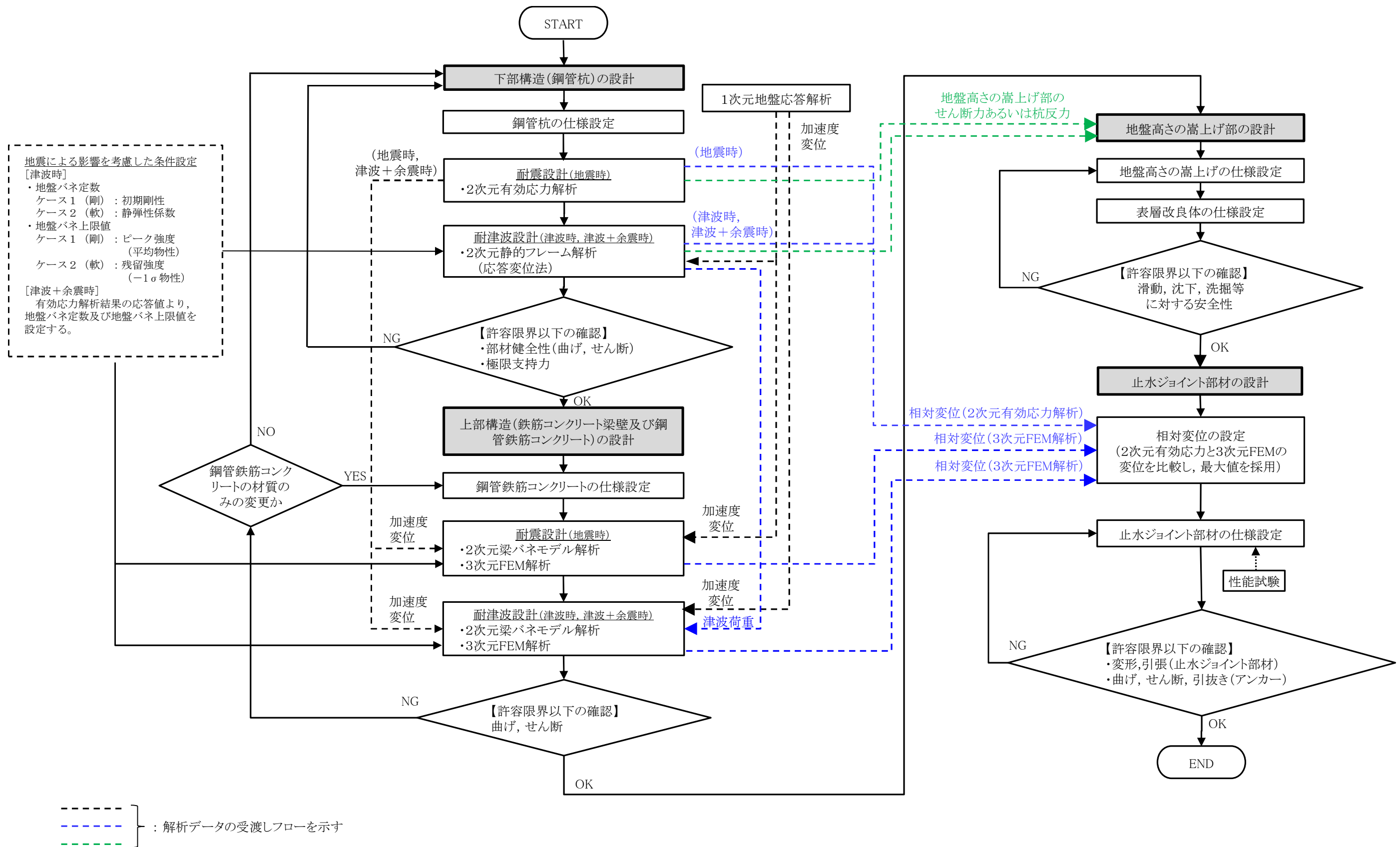


図 2-9 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の詳細設計フロー

2.4 適用規格

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の耐震評価に当たっては、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987（（社）日本電気協会）、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）を適用するが、鉄筋コンクリートの曲げ及びせん断の許容限界については、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 24 年 3 月）を適用する。

表 2-2 に適用する主な基準を示す。

表 2-2 適用する主な基準

項目	適用する主な基準	備考
使用材料および材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年）	—
荷重及び荷重の組み合わせ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002年） ・道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）	・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する。 ・せん断に対する照査は、発生応力または発生せん断力が、短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認する。
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。

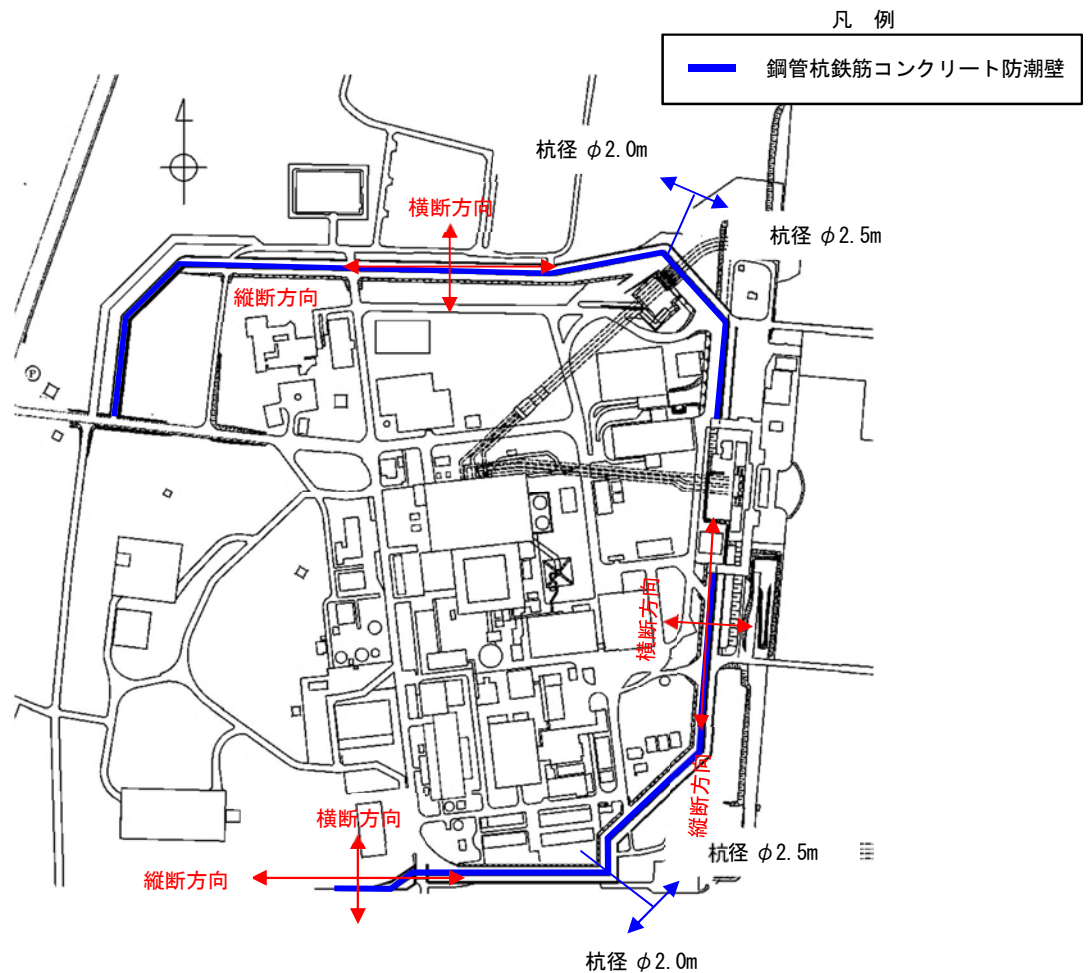


図 2-10 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面配置図

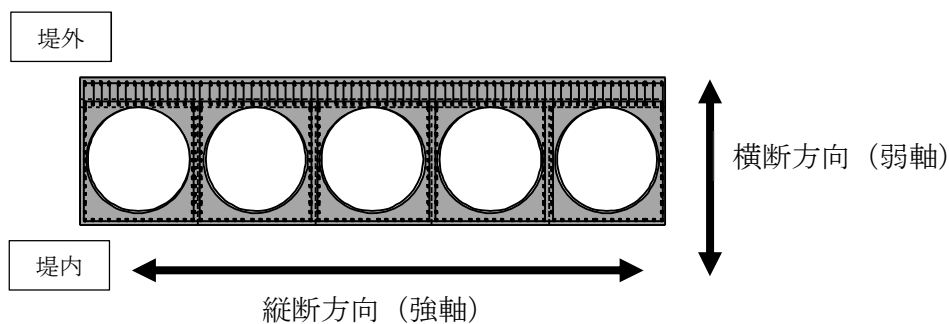


図 2-11 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁断面図

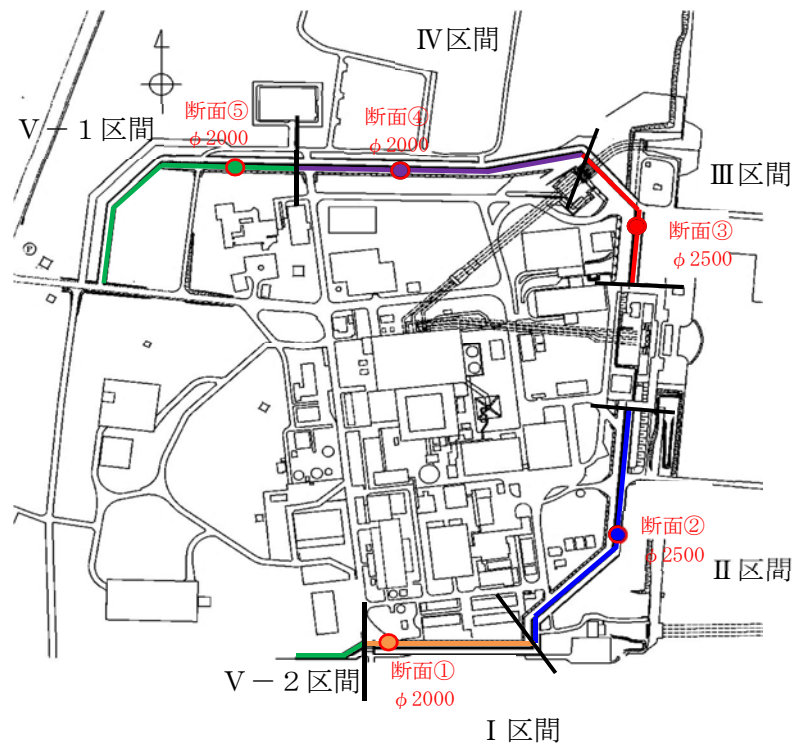
2.6 評価対象断面の選定

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。

図2-12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	φ 2000	一定の厚さで薄い(高い)。
—	Ⅱ区間	φ 2500	一定の厚さで薄い(高い)。
—	Ⅲ区間	φ 2500	一定の厚さで厚い(低い)。
—	Ⅳ区間	φ 2000	一定の厚さで厚い(低い)。
—	Ⅴ区間	φ 2000	一定ではない(傾斜)。

図2-12 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

津波監視カメラ位置を図 3-1 に示す。津波監視カメラ位置における地震応答解析断面は、以下の理由により断面①、断面②及び断面③を対象断面とする。

断面①：防潮壁高さが T.P. +18 m の個所で第四紀層が薄く堆積する個所。

断面②：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層は薄い個所。

断面③：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層が厚く堆積する個所。

北西側については、防潮壁高さ及び第四紀層の厚さが断面①と同様であるため、断面①を参照することから省略する。

図 3-2～図 3-6 に評価対象断面の断面図を示す。

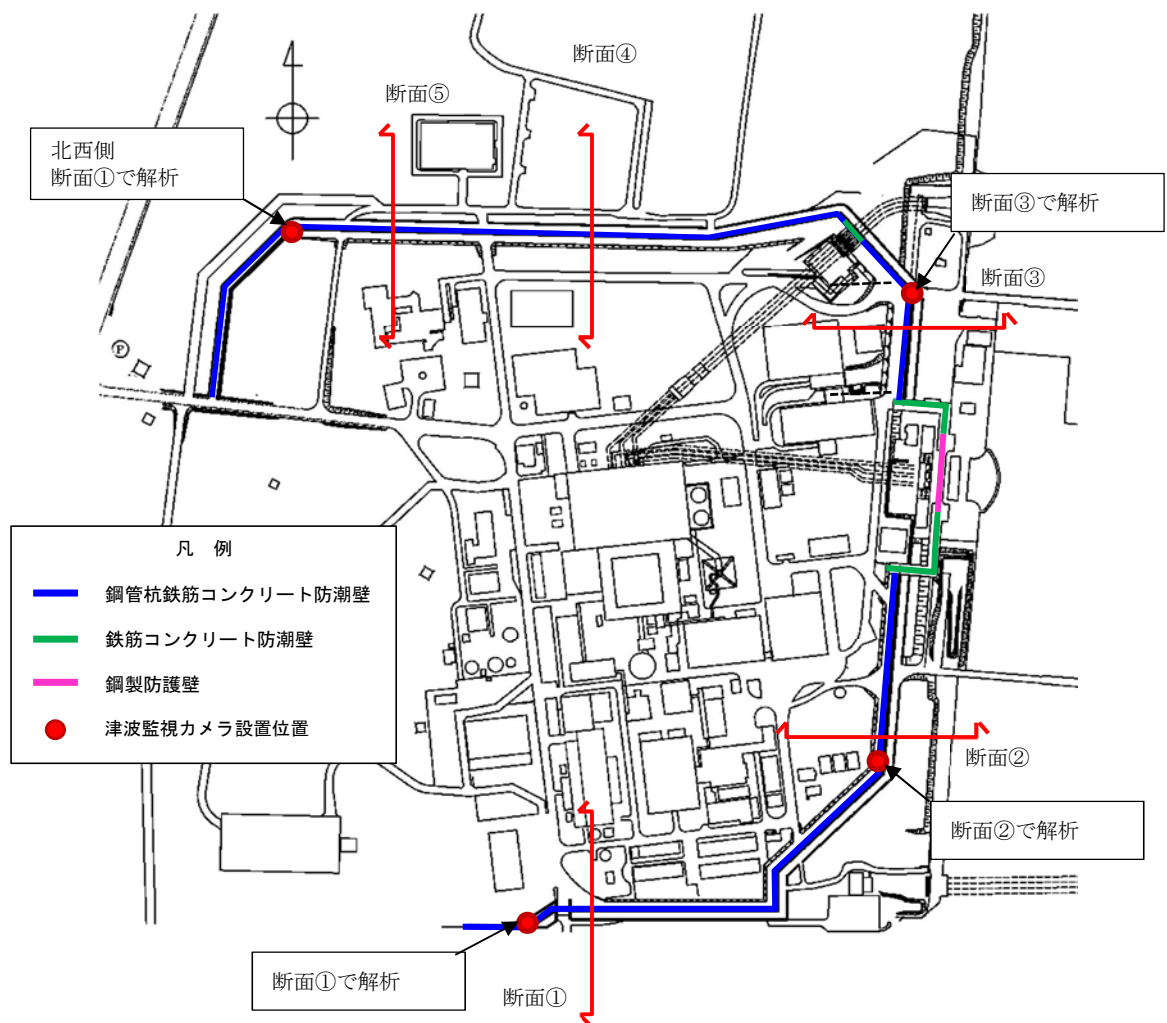


図 3-1 評価対象断面及び津波監視カメラ位置図

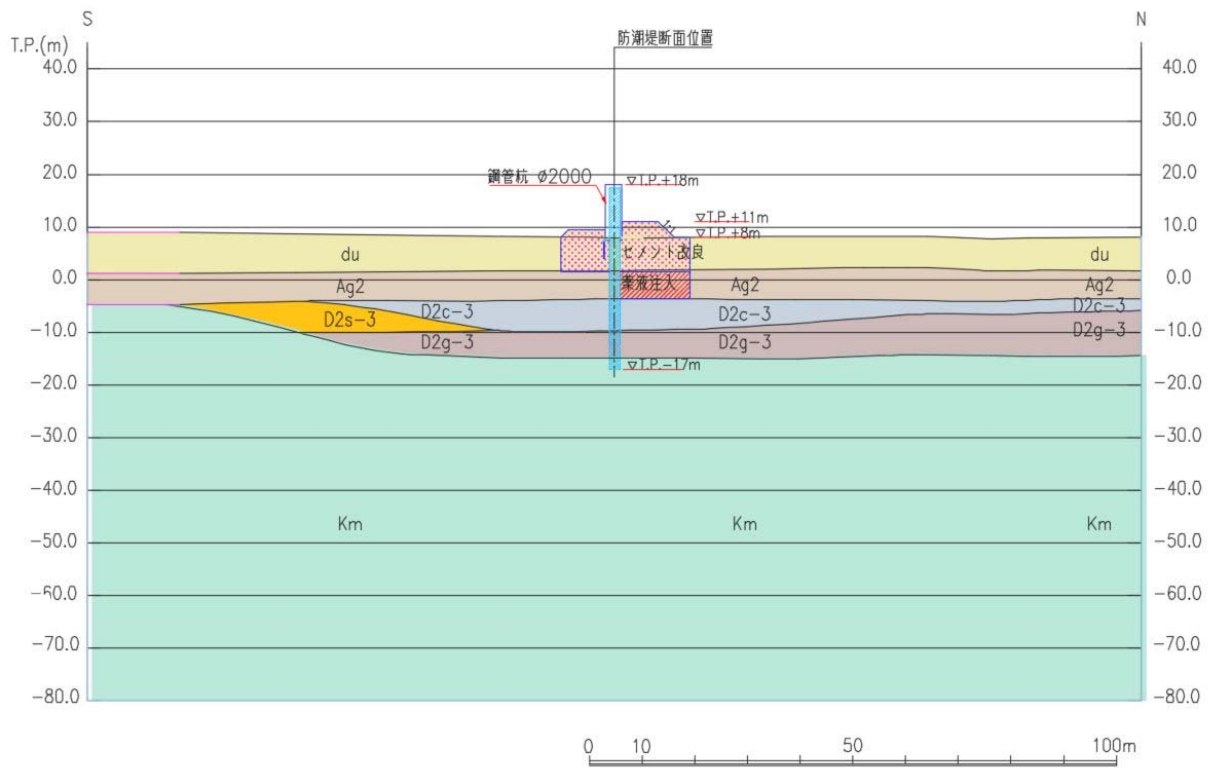


図 3-2 地震応答解析対象断面図 (断面①)

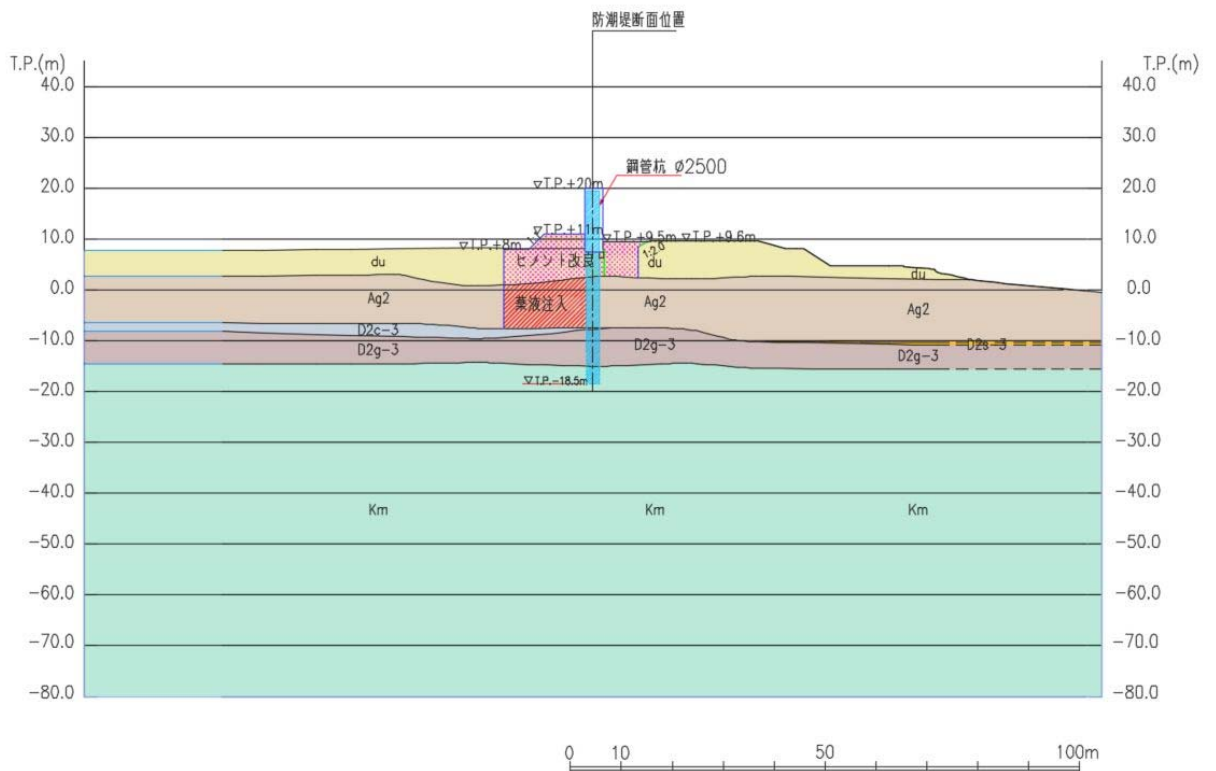


図 3-3 地震応答解析対象断面図 (断面②)

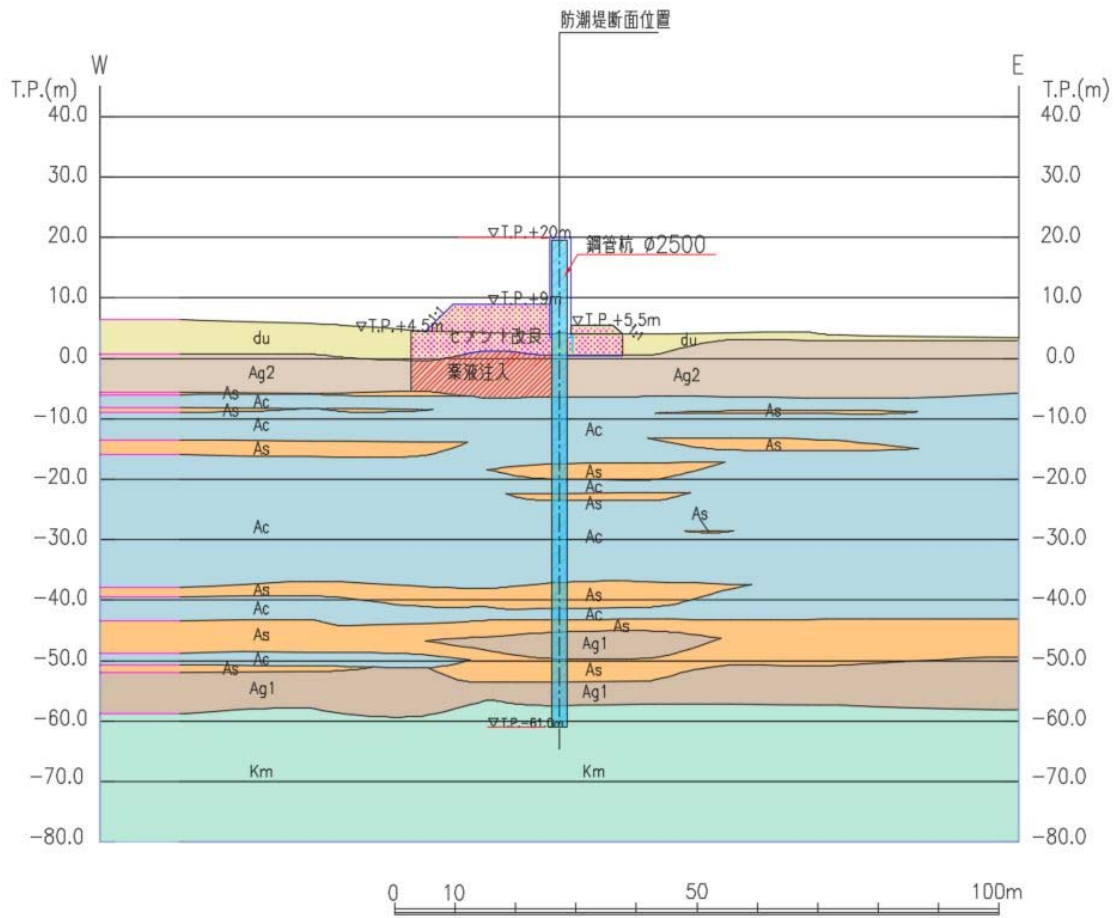


図 3-4 地震応答解析対象断面図 (断面③)

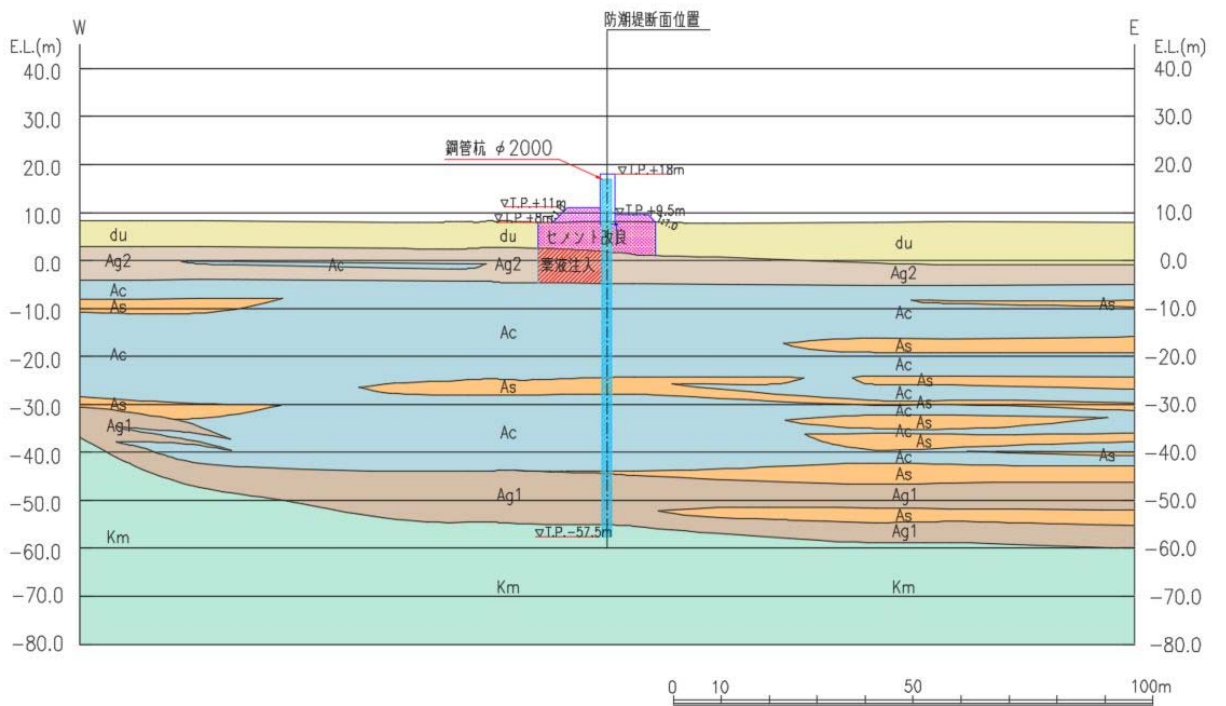


図 3-5 地震応答解析対象断面図 (断面④)

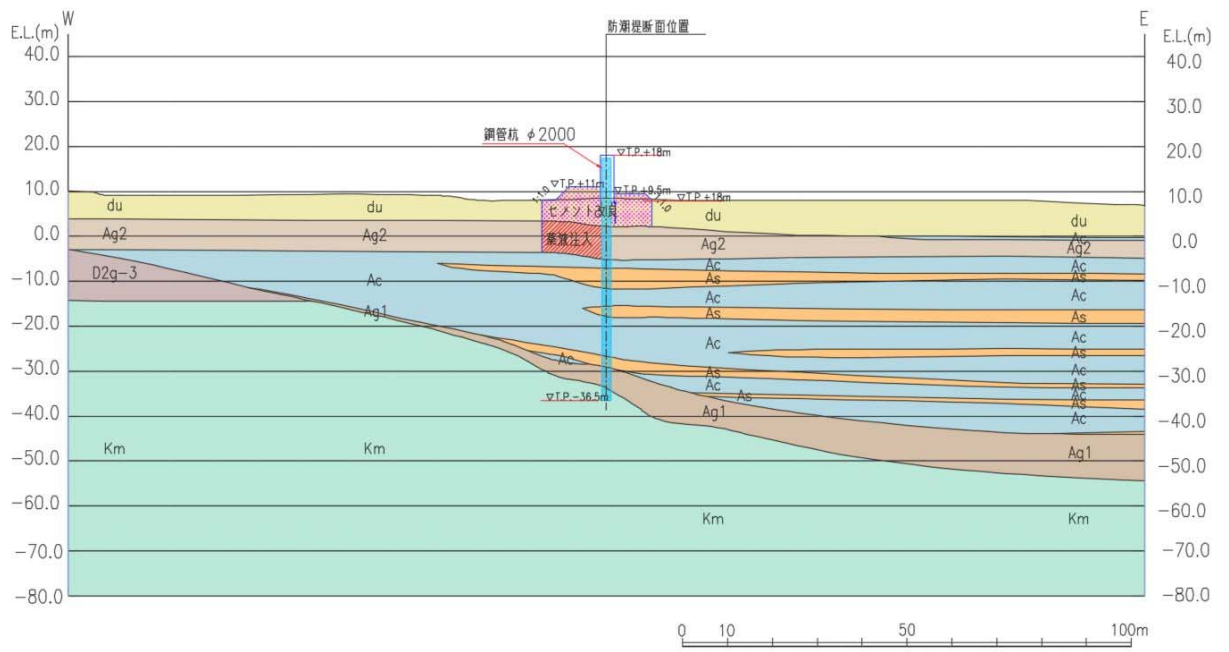


図 3-6 地震応答解析対象断面図 (断面⑤)

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に基づく液状化強度特性）を設定する。

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

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

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

地震応答解析手法の選定フローを図3-8に示す。

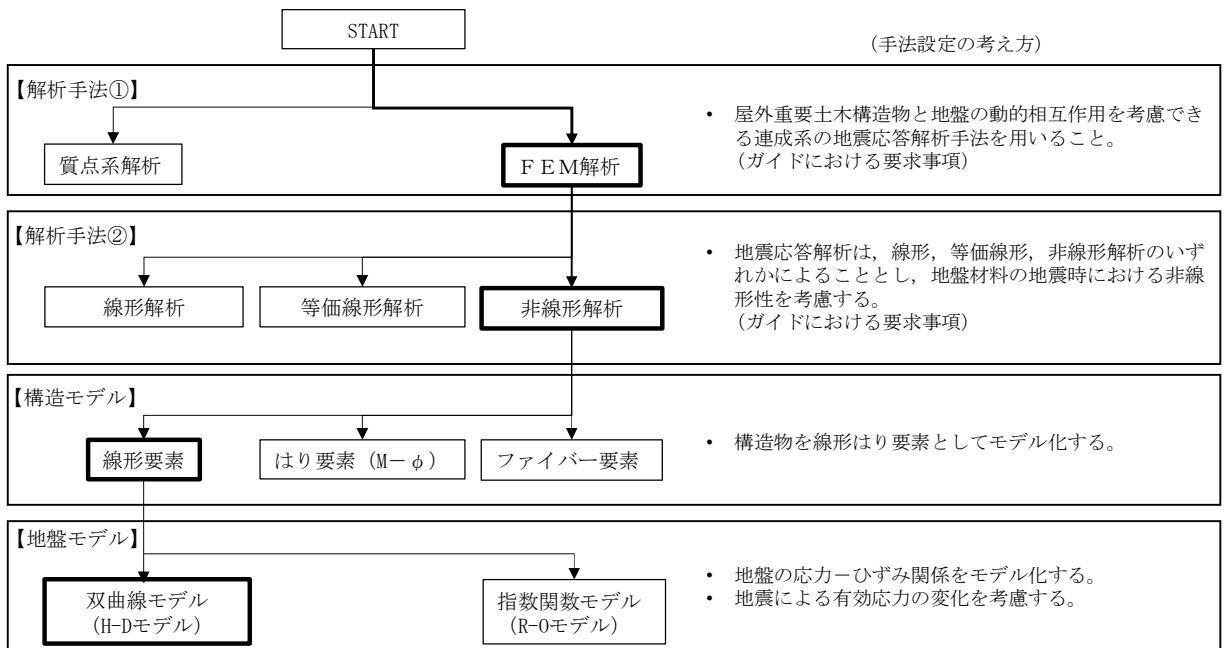


図3-8 地震応答解析手法の選定フロー

H-Dモデルの選定理由は次の通りである。すなわち、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を、適切に表現できるモデルを用いる必要がある。一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。有効応力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には、これら2つの特徴を表現できるモデルを採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には、双曲線モデル (H-Dモデル) と指数関数モデル (R-0モデル) がある。双曲線モデル (H-Dモデル) は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから、上記の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上限値に係る特徴を表現でき、かつ、上限値を有効応力の関数とするこ

とができる。一方、指数関数モデル (R-0 モデル) は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力の上限值をパラメータとして有していないことから、上記の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上限值に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから、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上記の2つの特徴を適切に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、線形はり要素でモデル化する。

3.2.3 地盤

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水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。

(詳細は 3.5.1 解析モデルの設定に示す。)

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ていない。

(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3-1に示す。

表3-1 荷重の組合せ

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

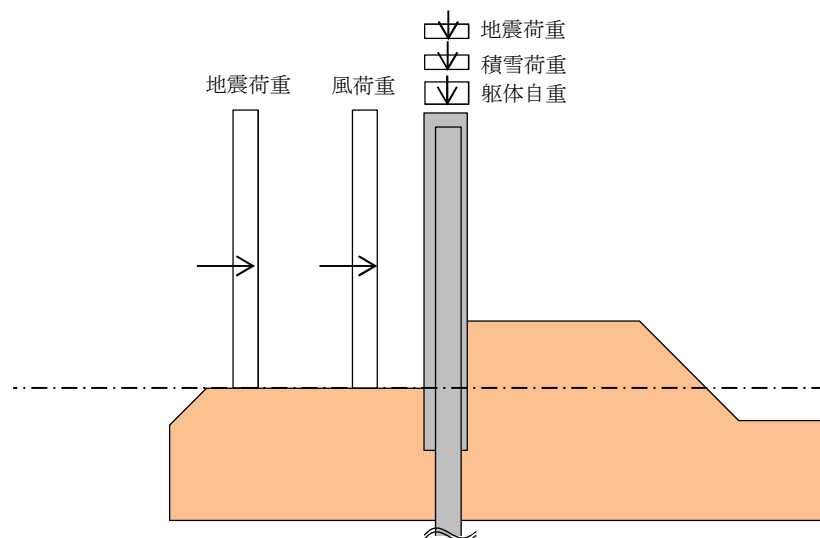


図3-9 荷重概念図

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3-10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3-11～図3-14に示す。

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

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

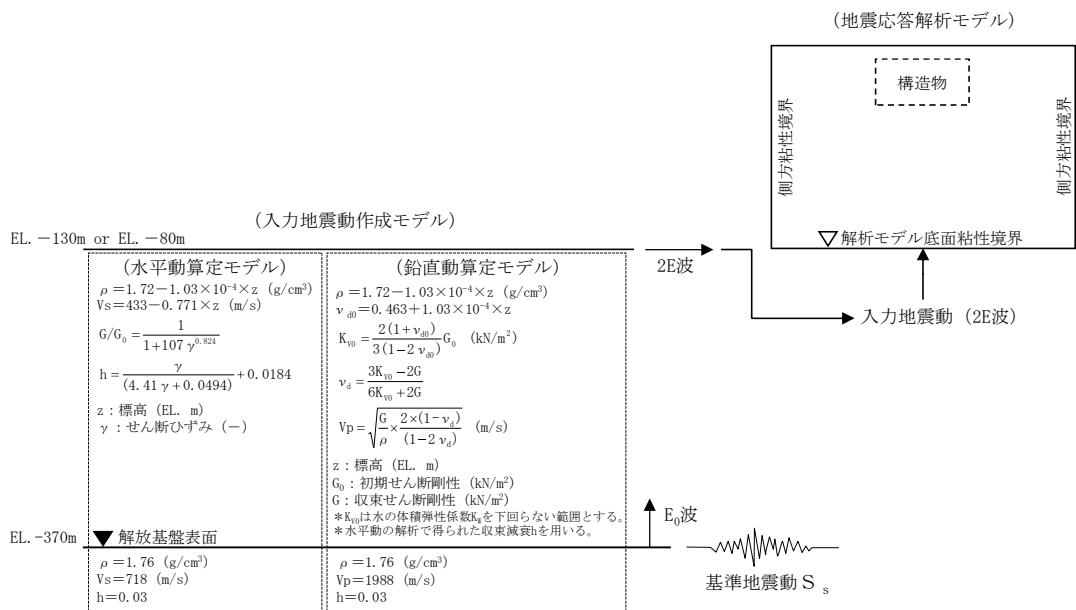
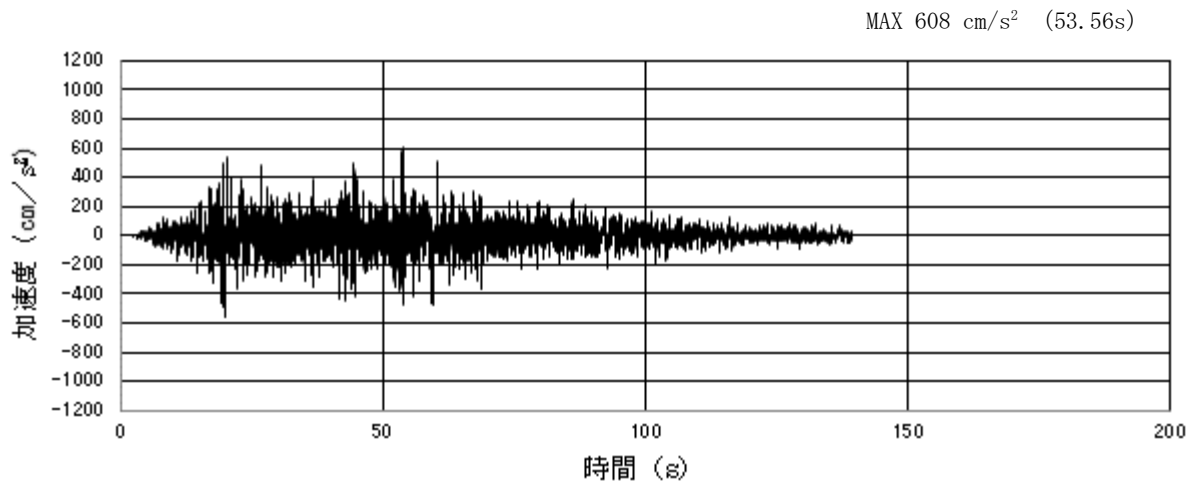
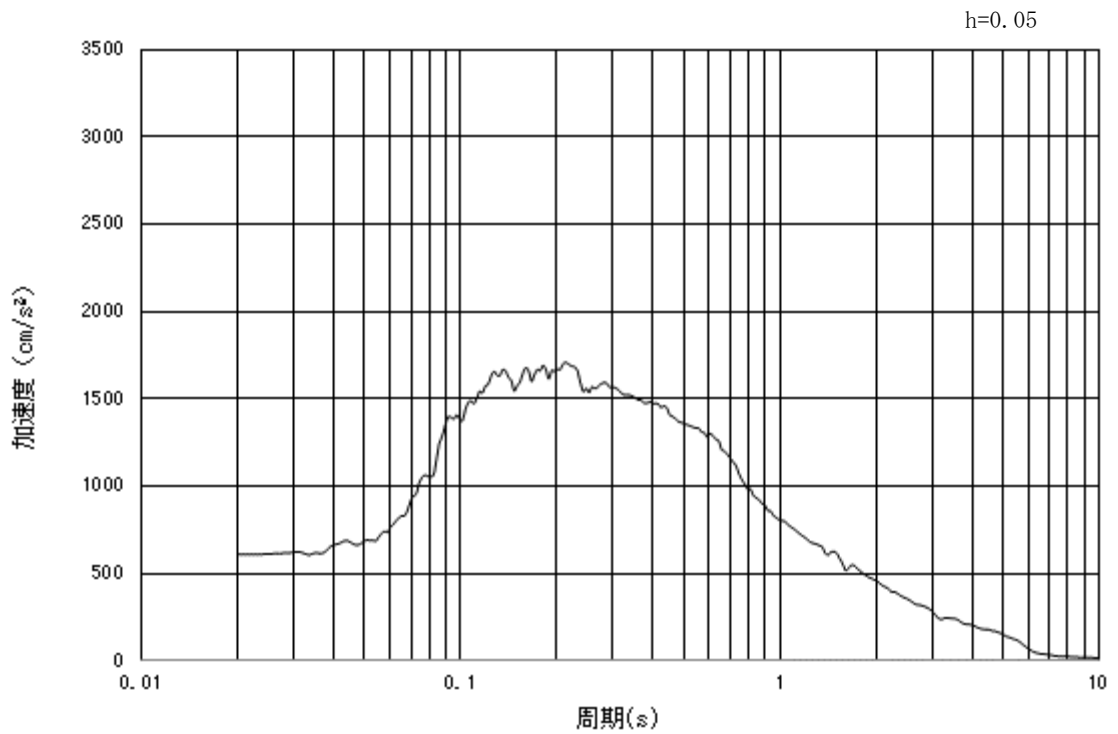


図3-10 入力地震動算定の概念図

3.4.1 断面①

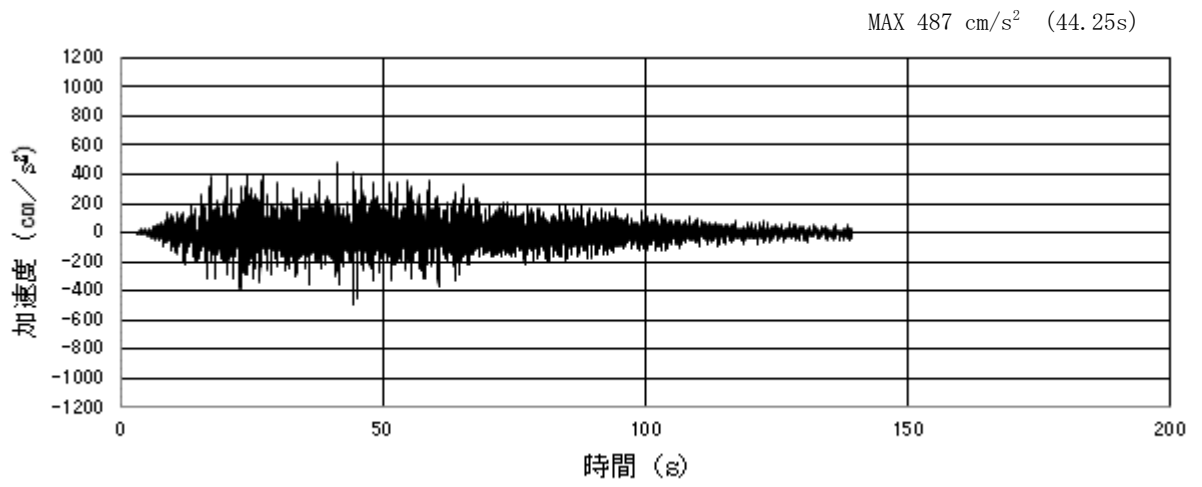


(a) 加速度時刻歴波形

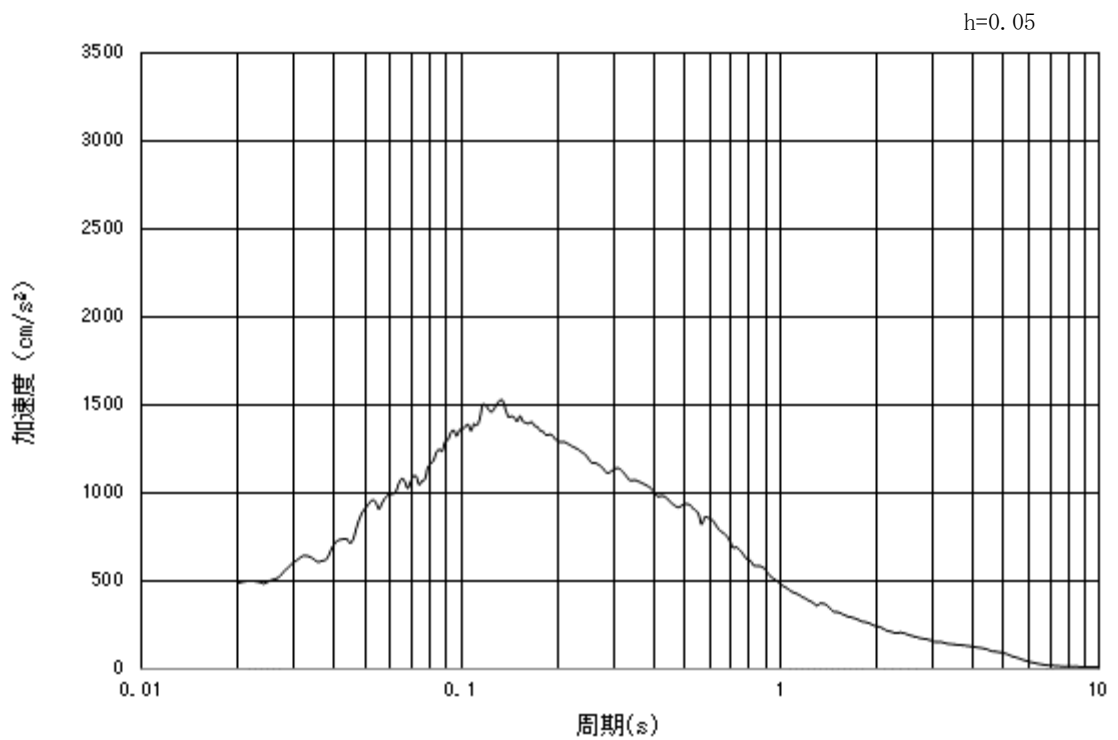


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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: $S_s - D 1$)

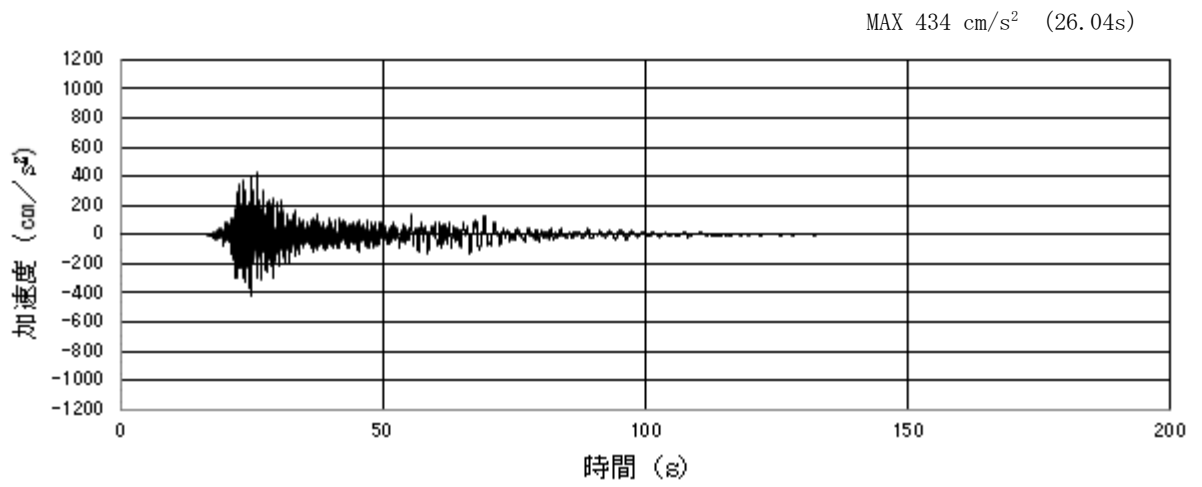


(a) 加速度時刻歴波形

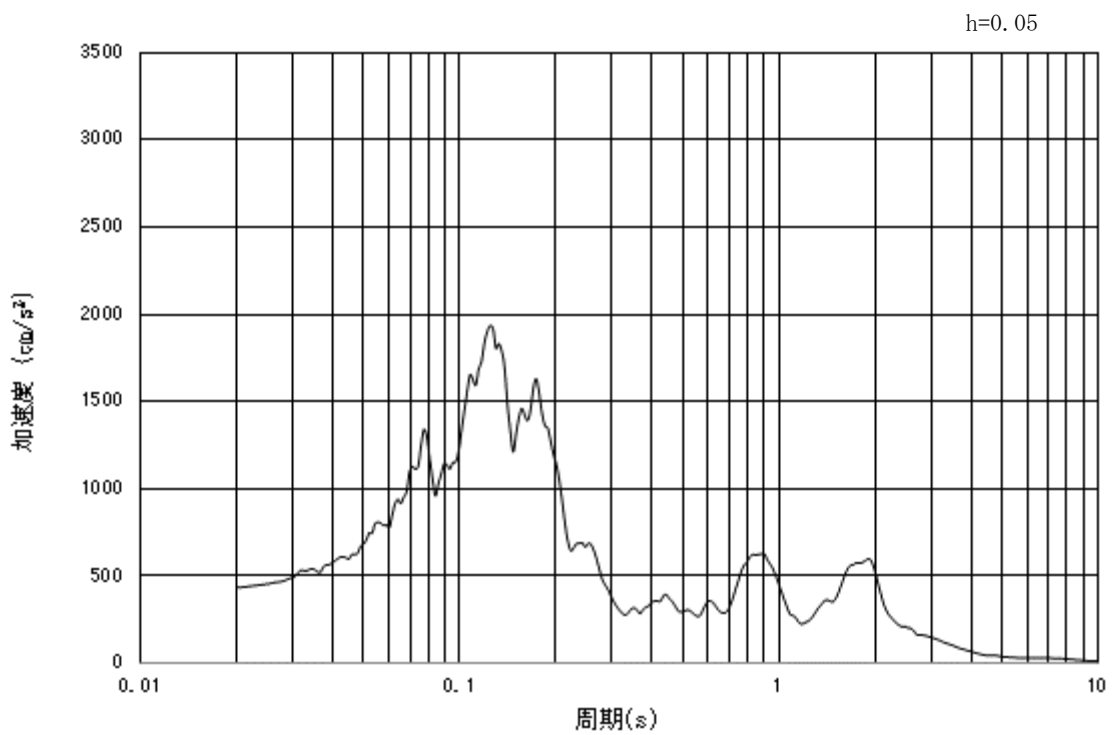


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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_s-D1)

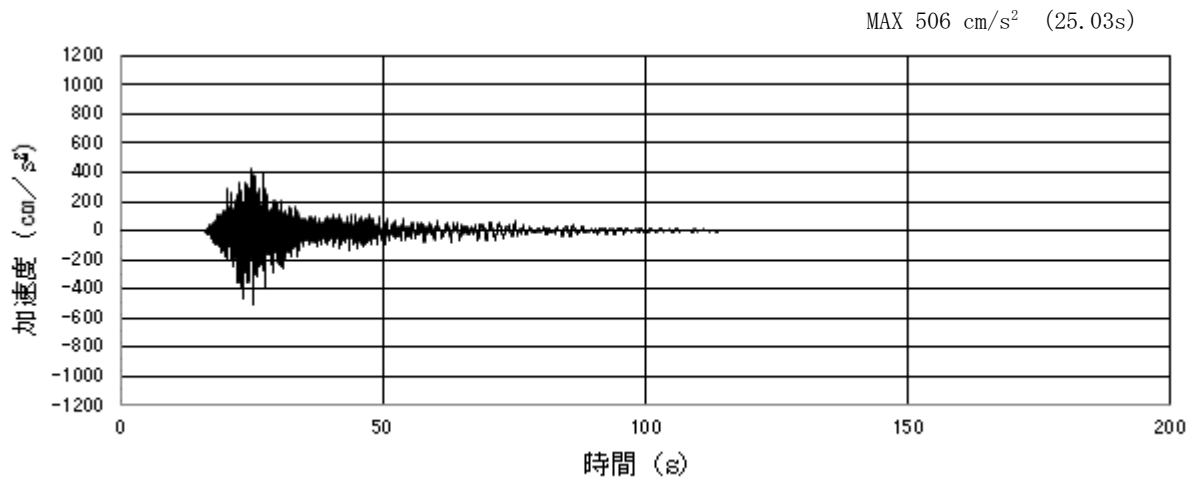


(a) 加速度時刻歴波形

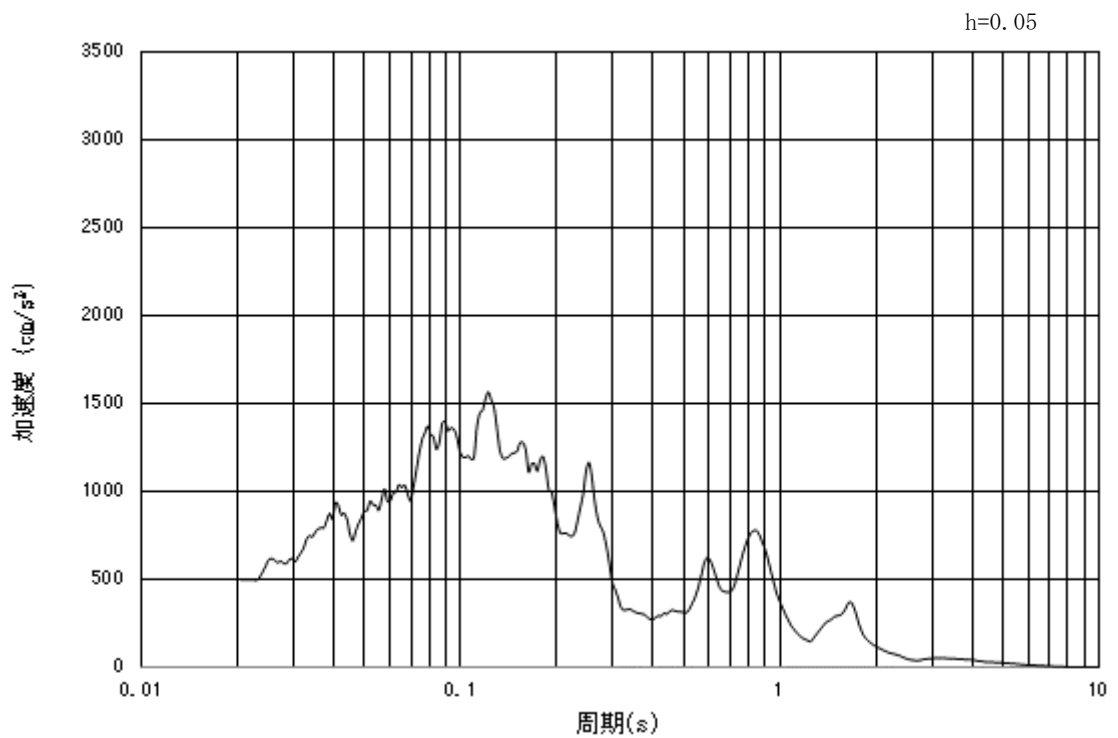


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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 : $S_s - 1.1$)

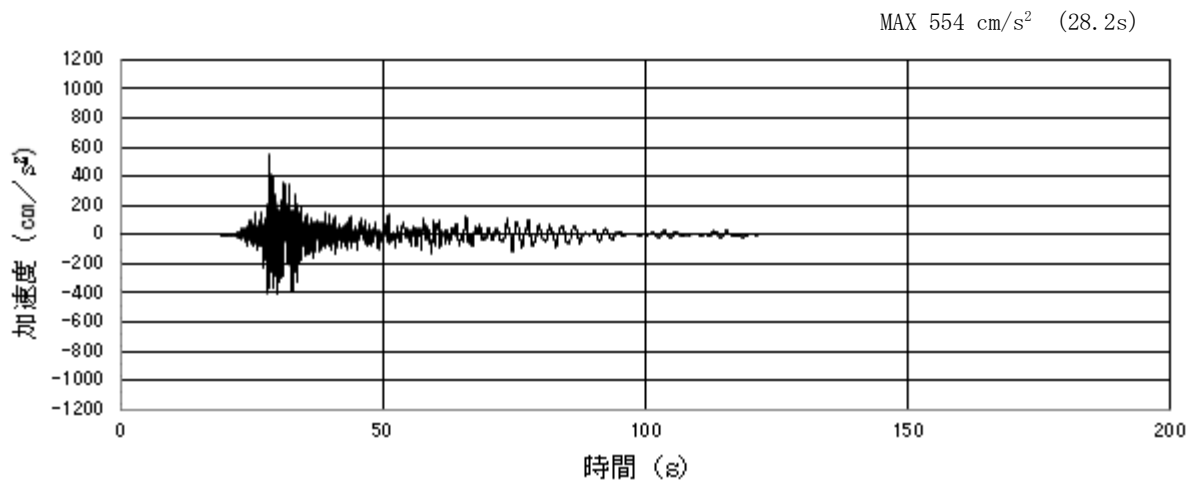


(a) 加速度時刻歴波形

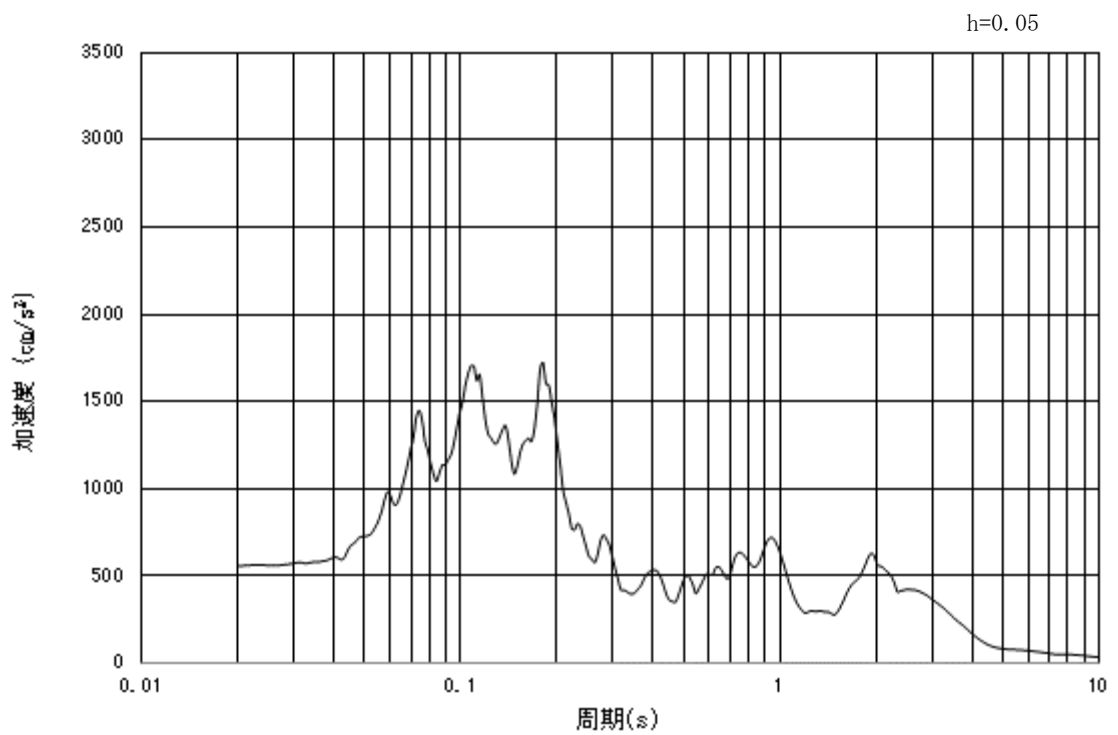


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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 : $S_s - 1.1$)

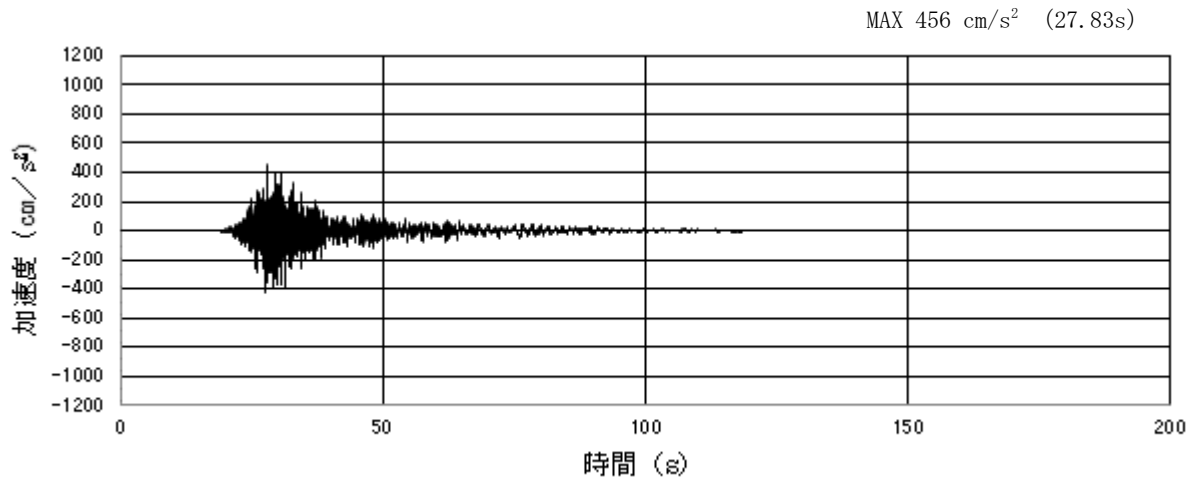


(a) 加速度時刻歴波形

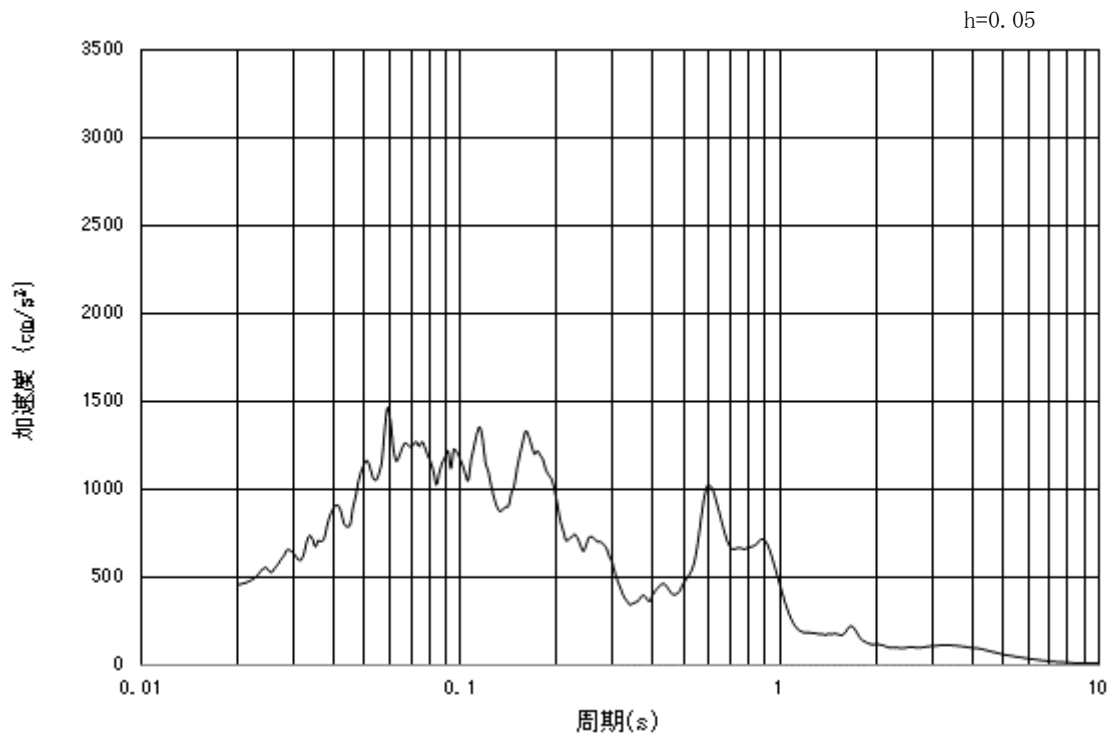


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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)

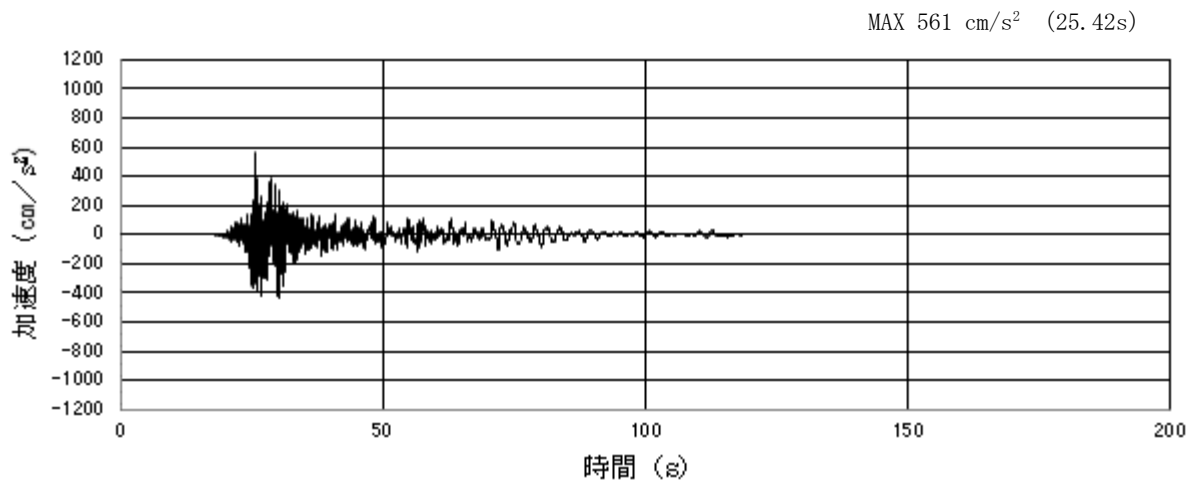


(a) 加速度時刻歴波形

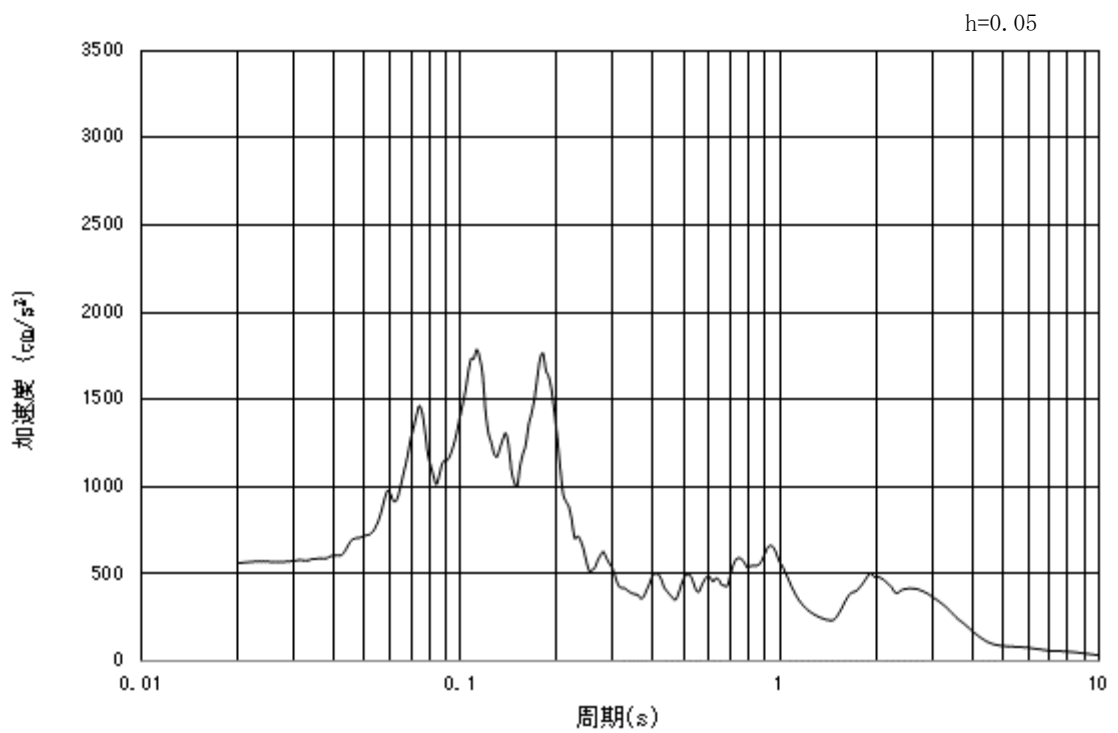


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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)

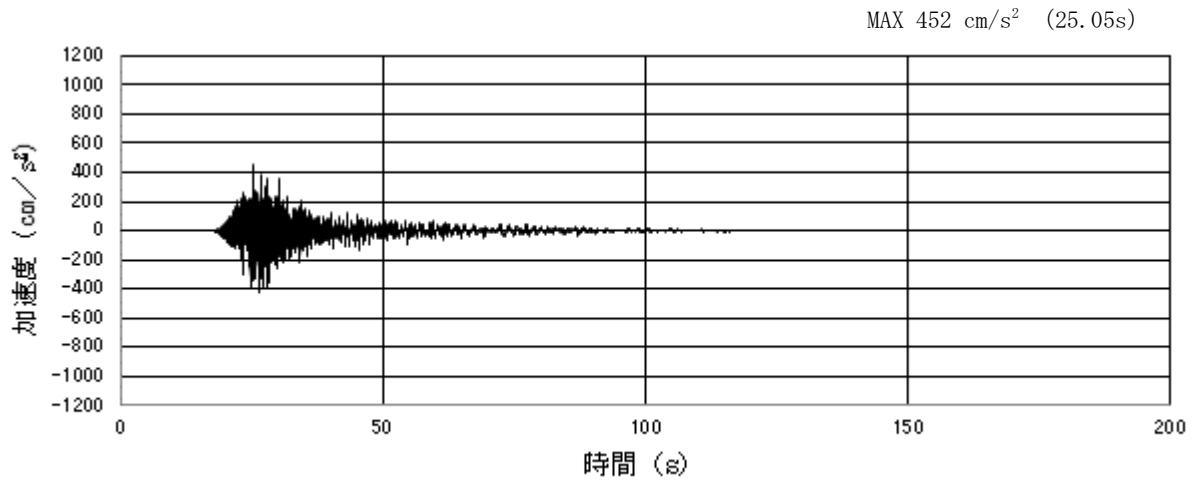


(a) 加速度時刻歴波形

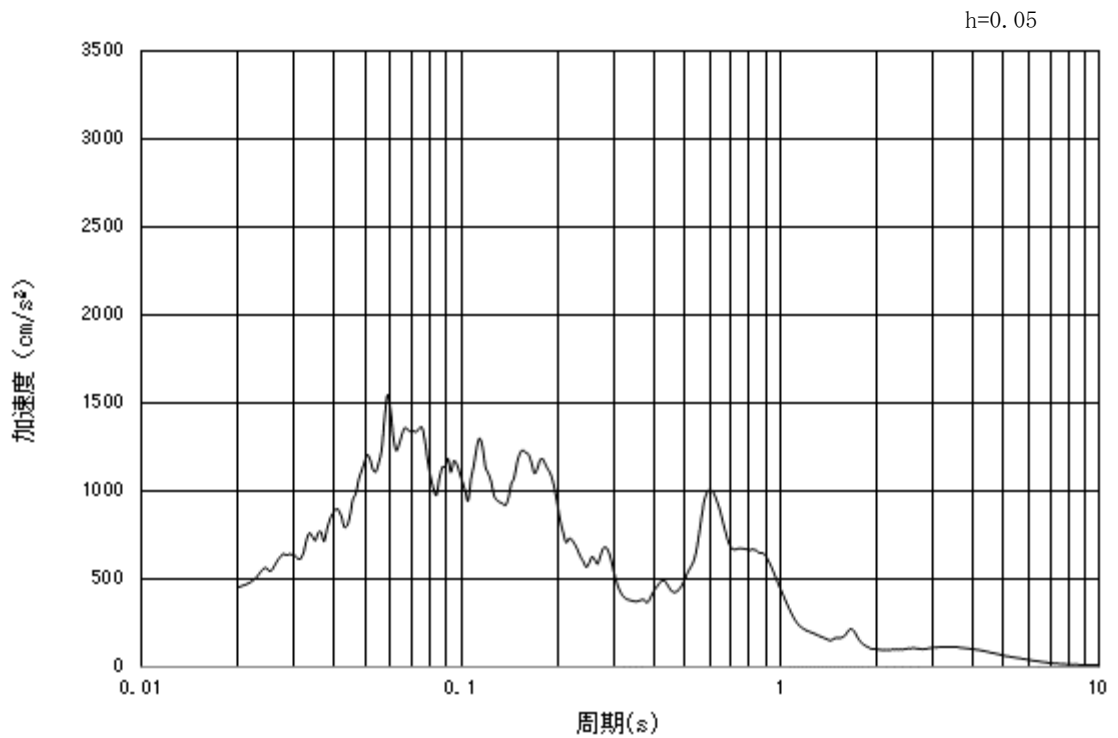


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 13)

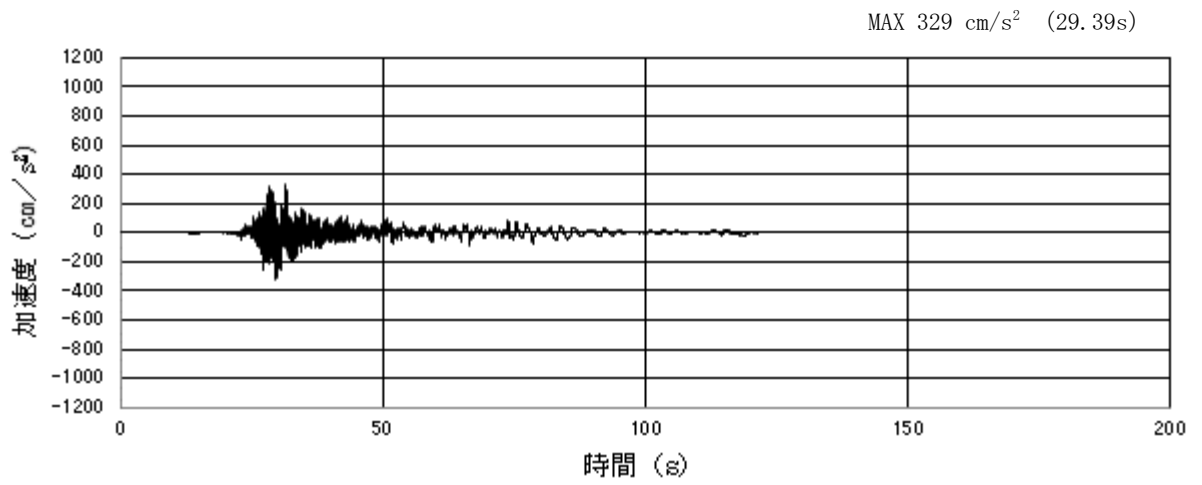


(a) 加速度時刻歴波形

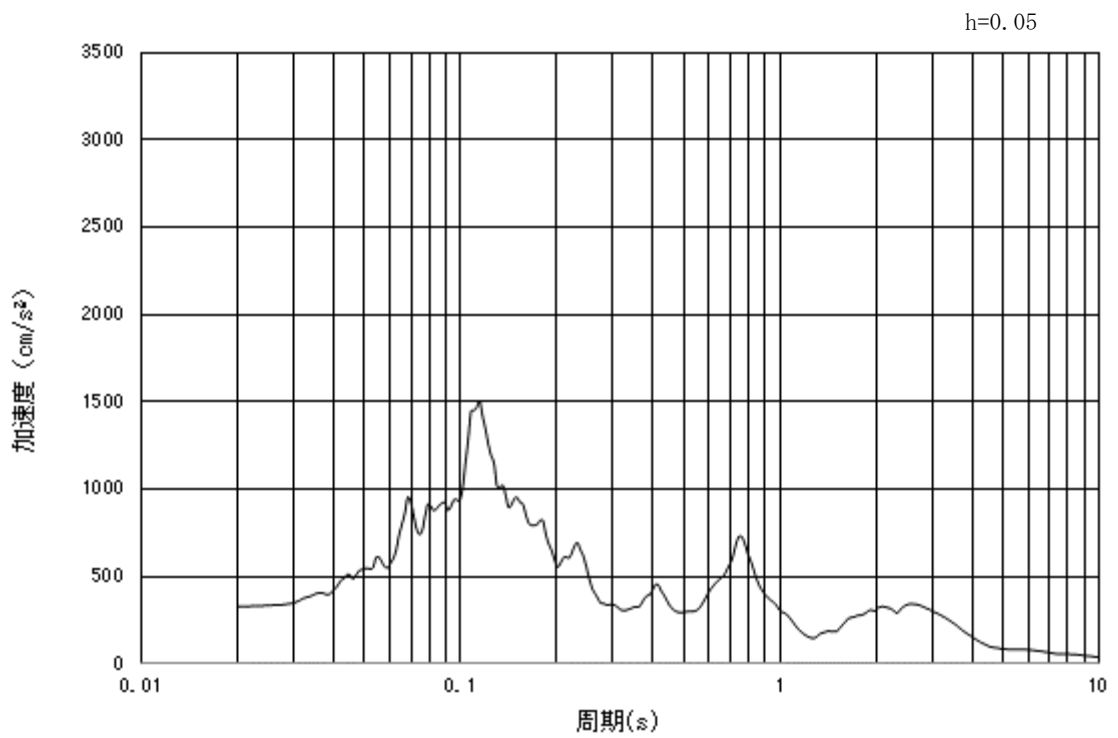


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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)

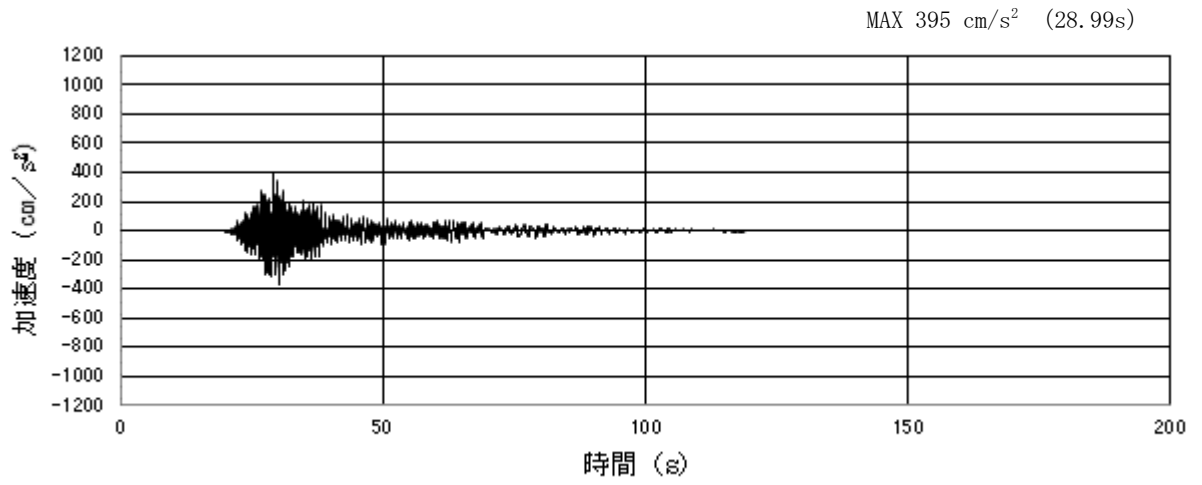


(a) 加速度時刻歴波形

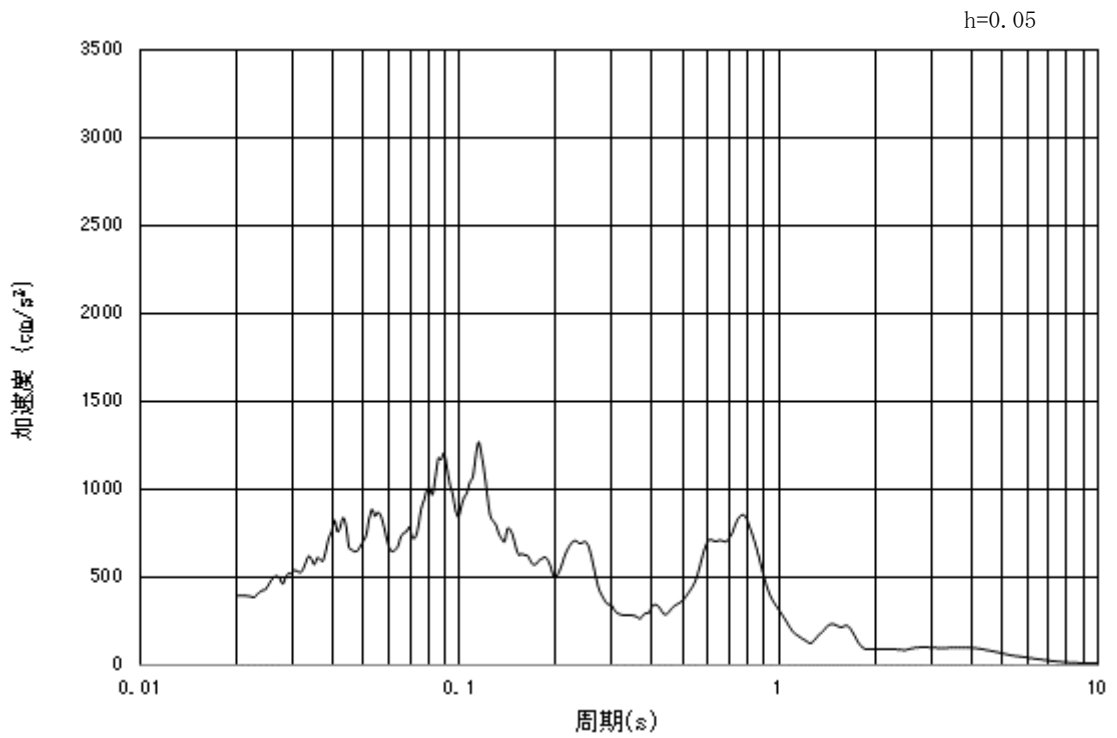


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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)

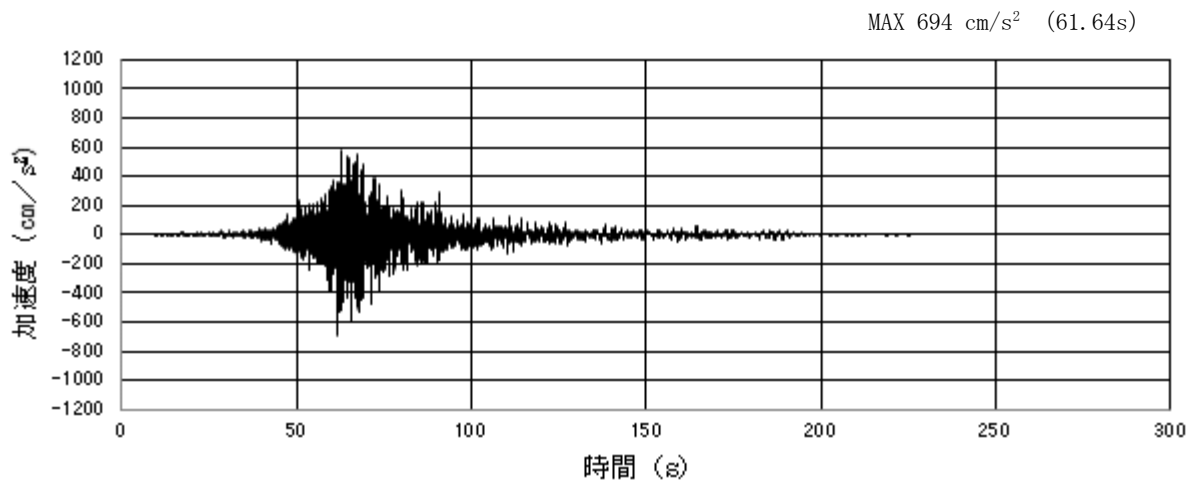


(a) 加速度時刻歴波形

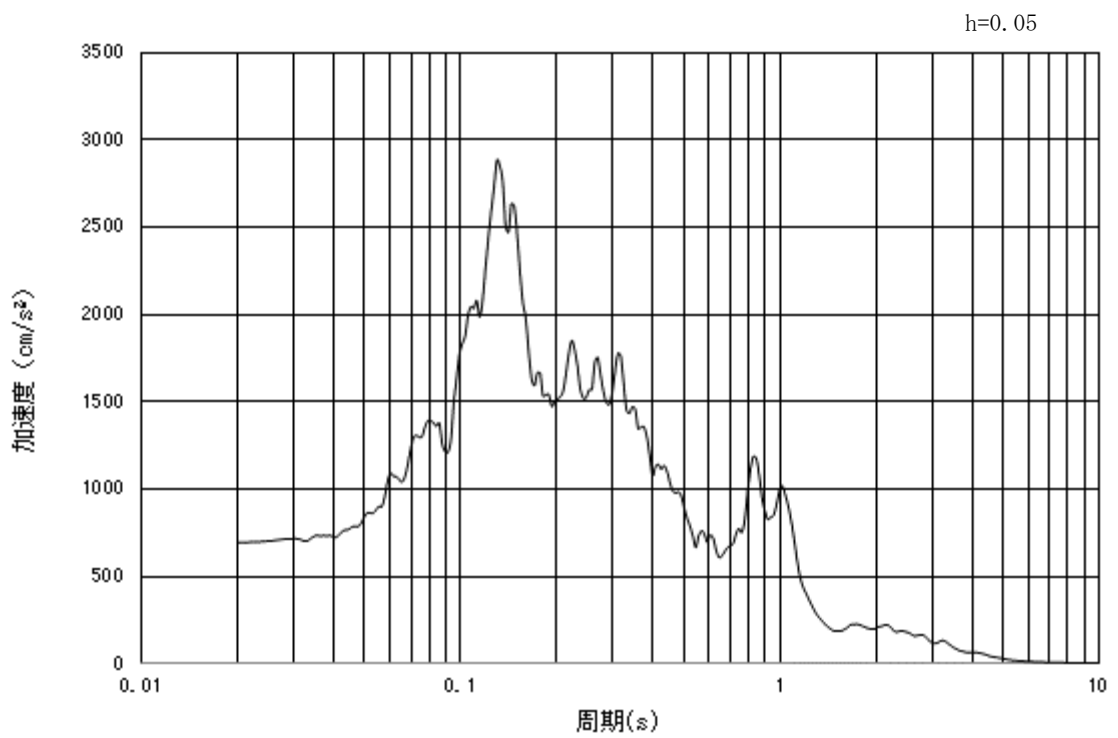


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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: $S_s - 1.4$)

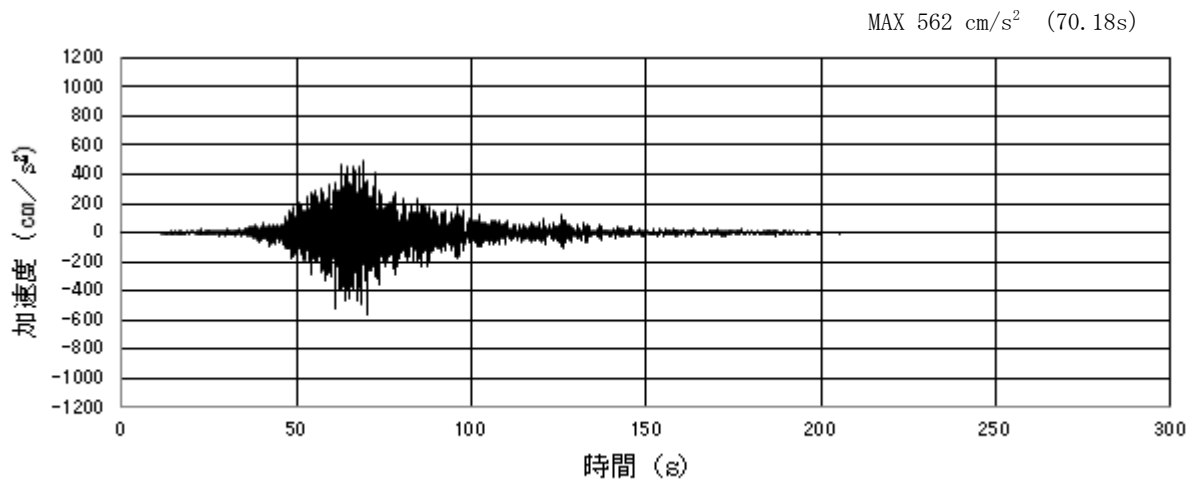


(a) 加速度時刻歴波形

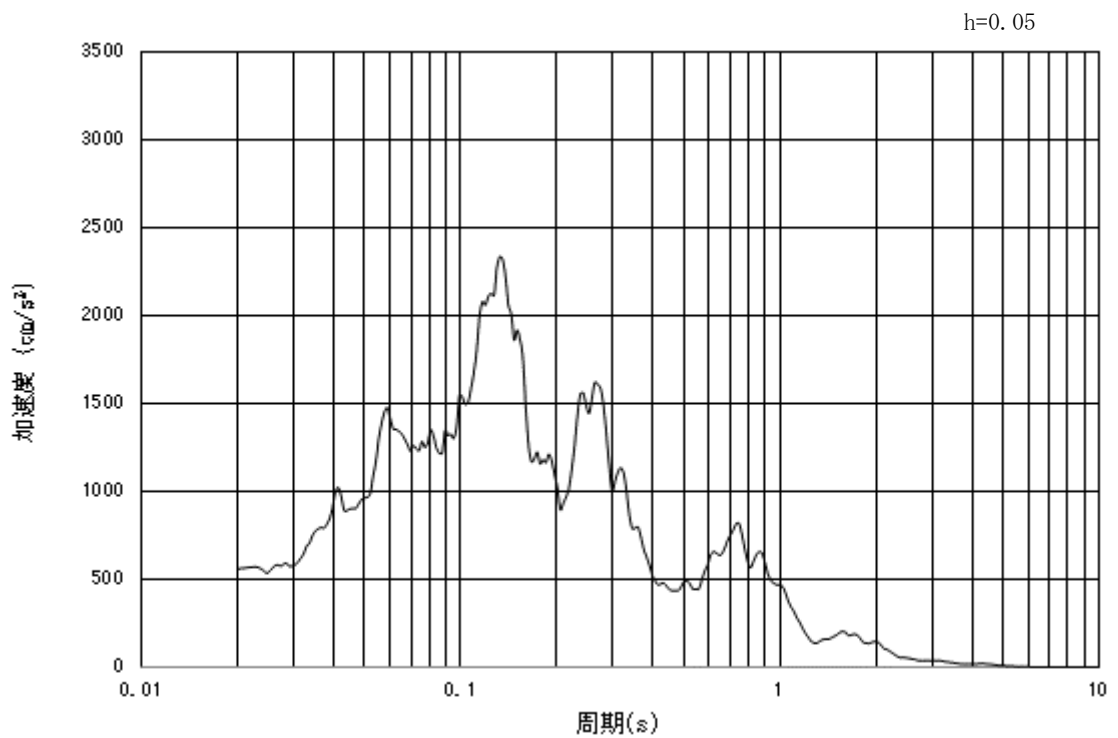


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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)

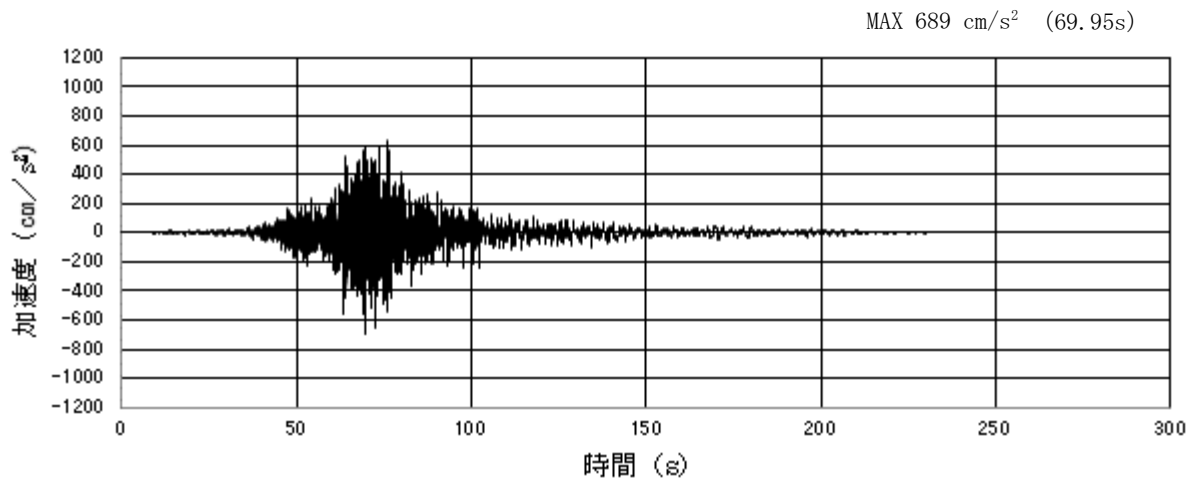


(a) 加速度時刻歴波形

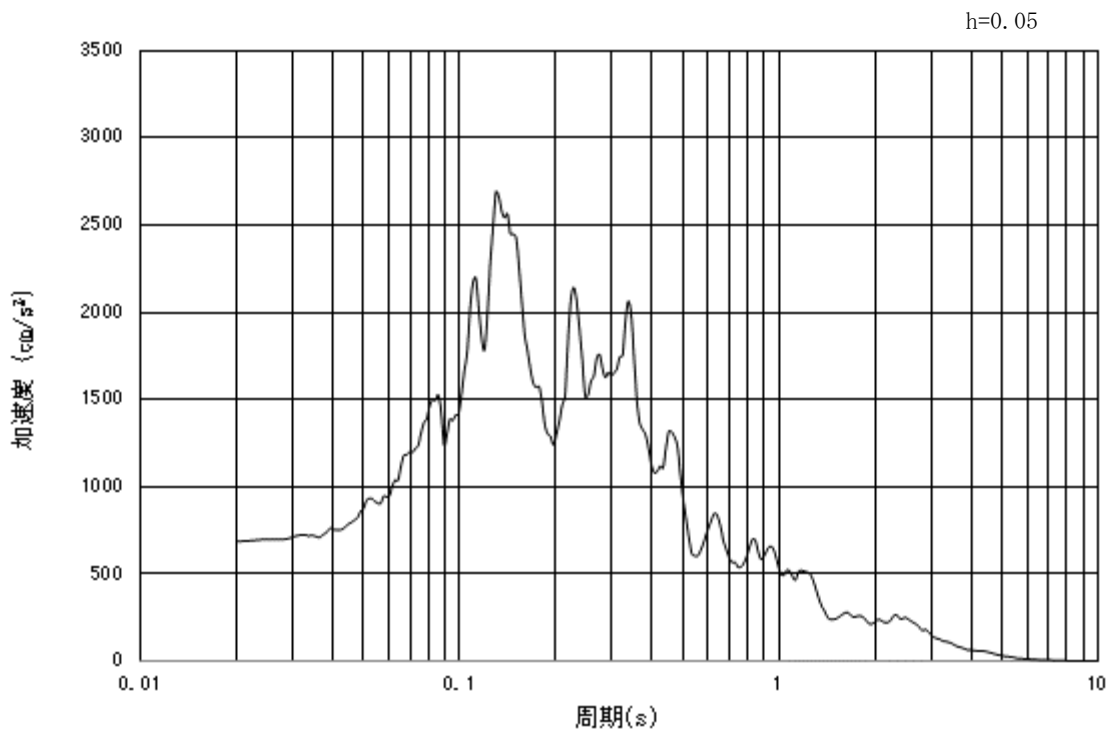


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 21$)

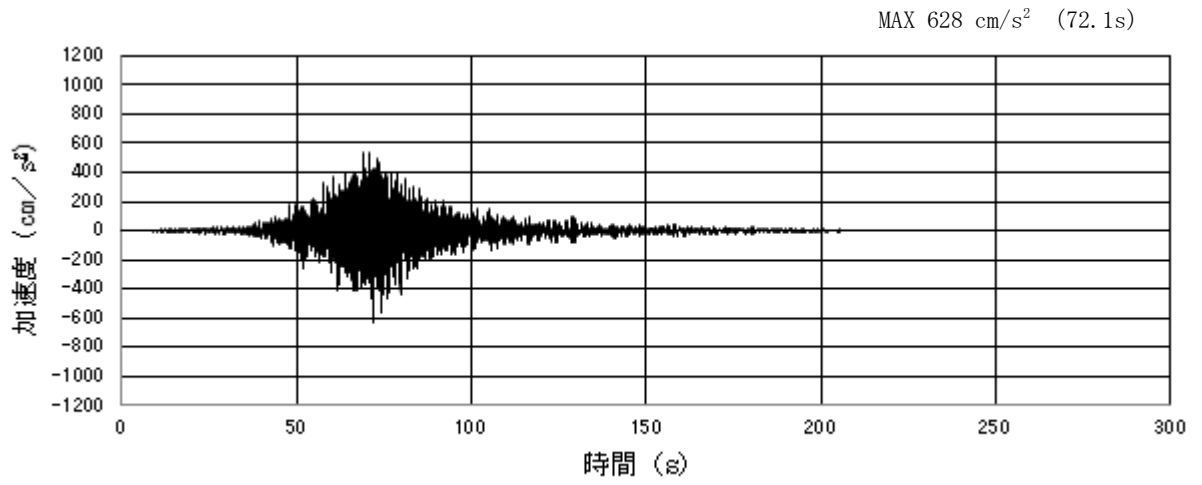


(a) 加速度時刻歴波形

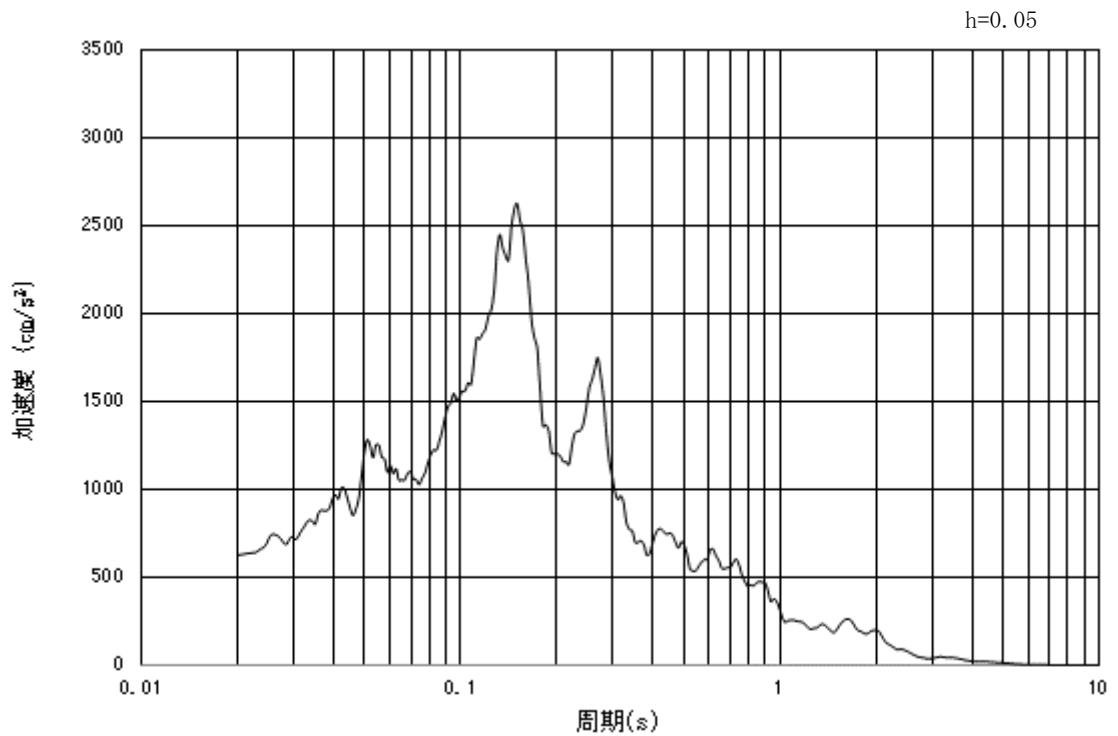


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 2 2)

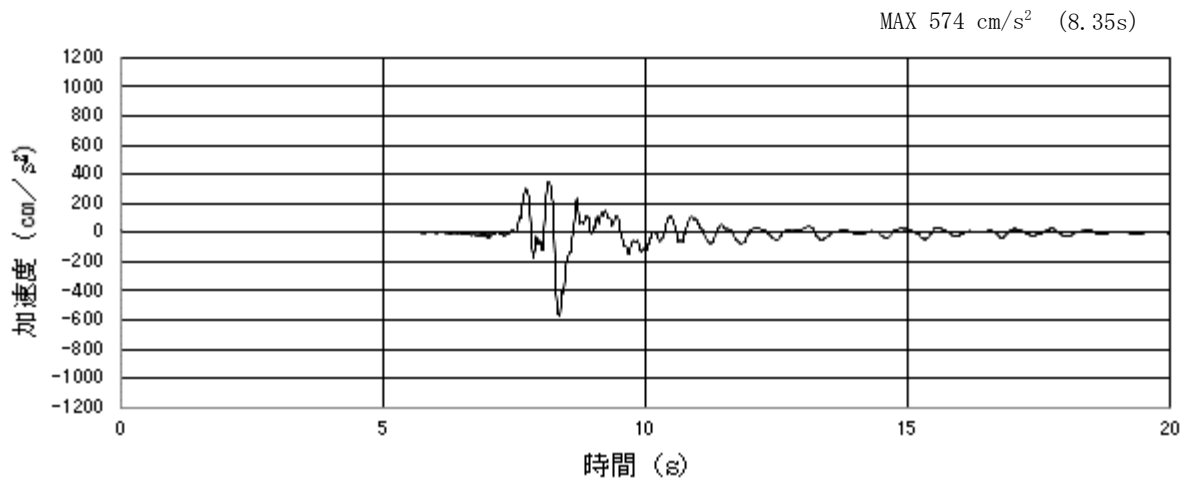


(a) 加速度時刻歴波形

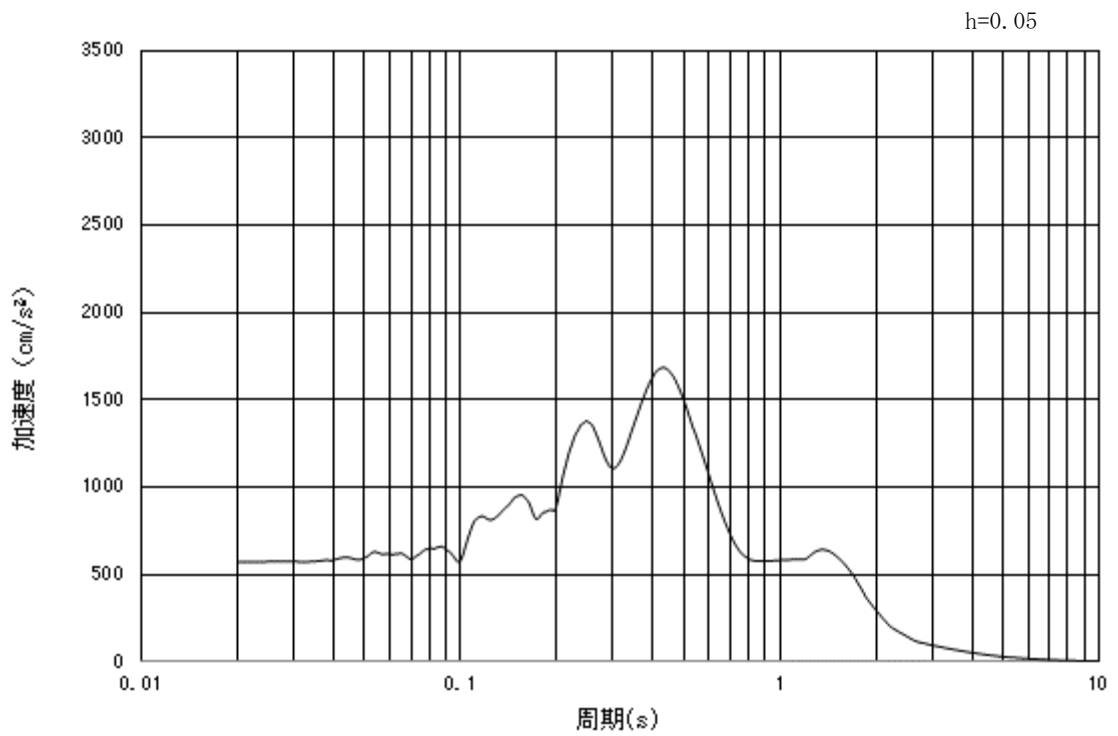


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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)

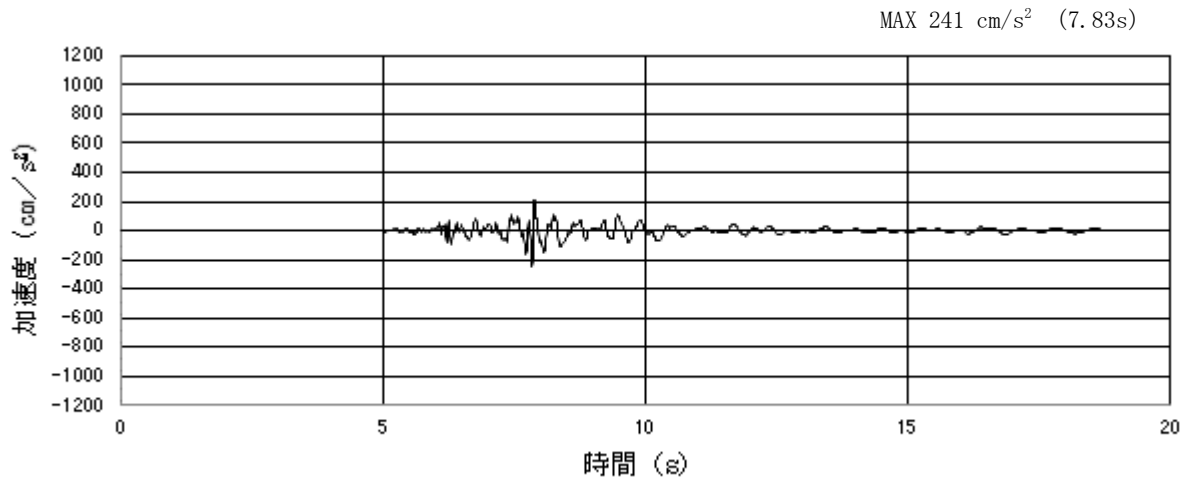


(a) 加速度時刻歴波形

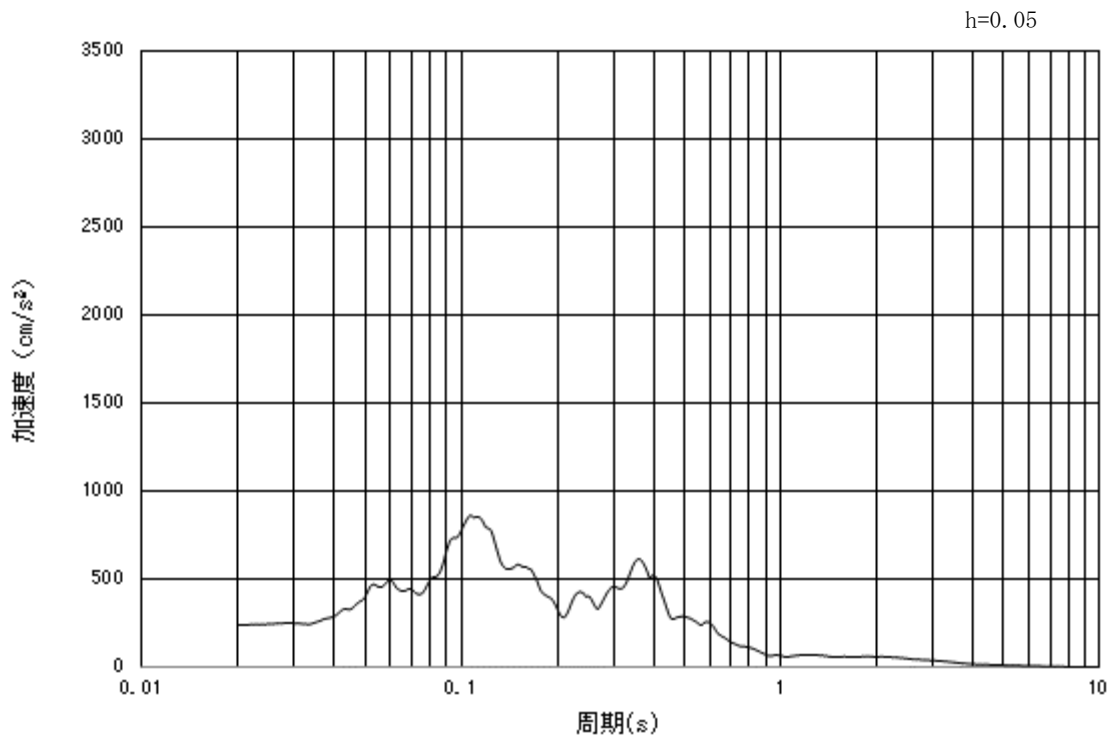


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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)



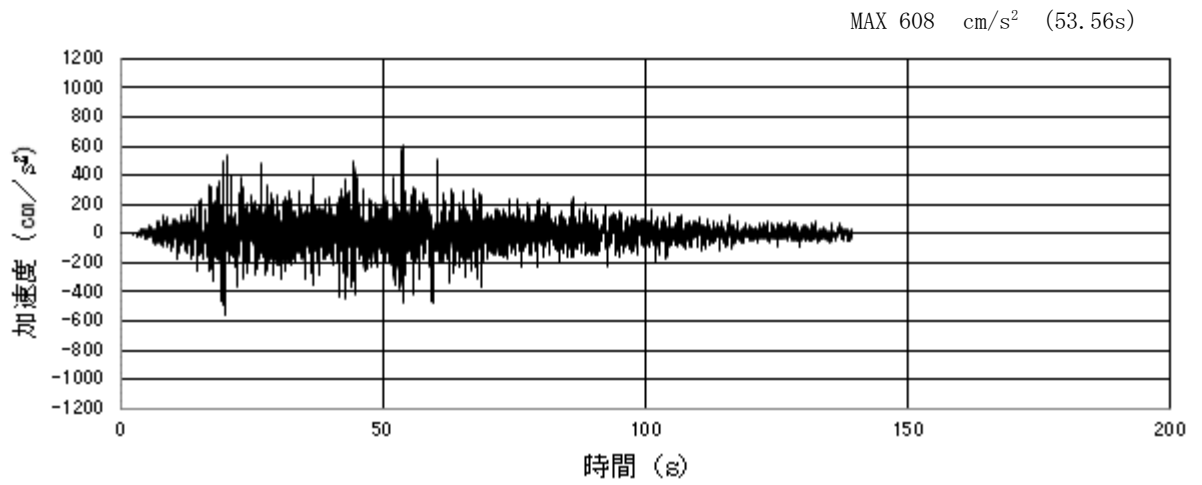
(a) 加速度時刻歴波形



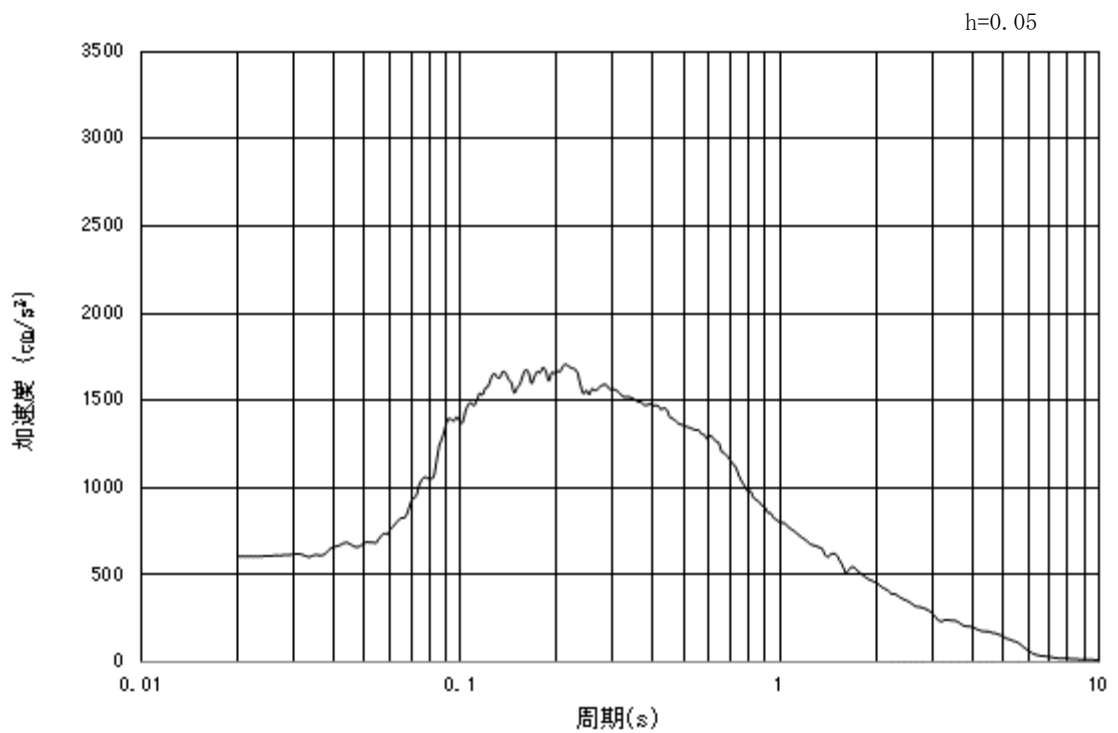
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 (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

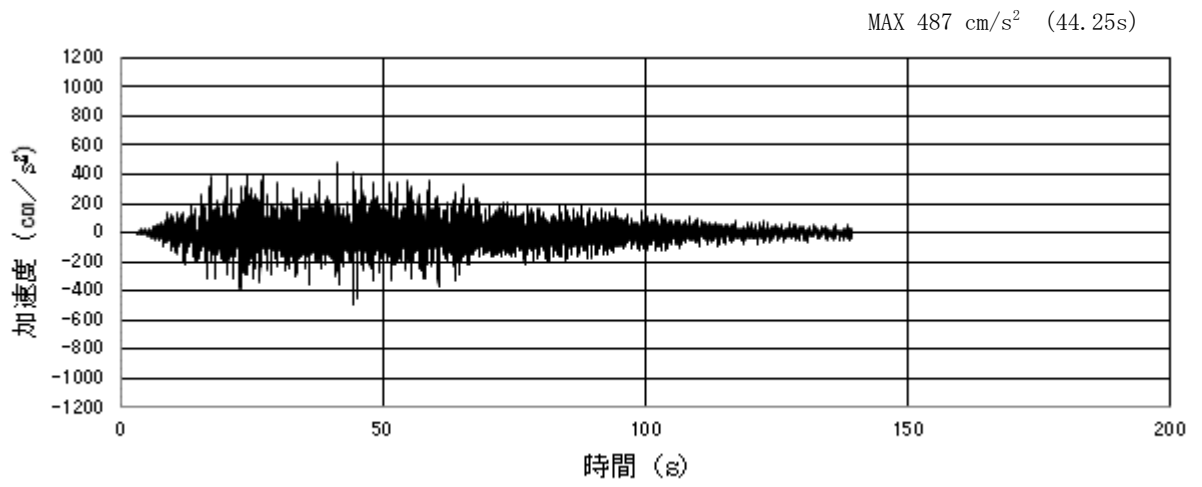


(a) 加速度時刻歴波形

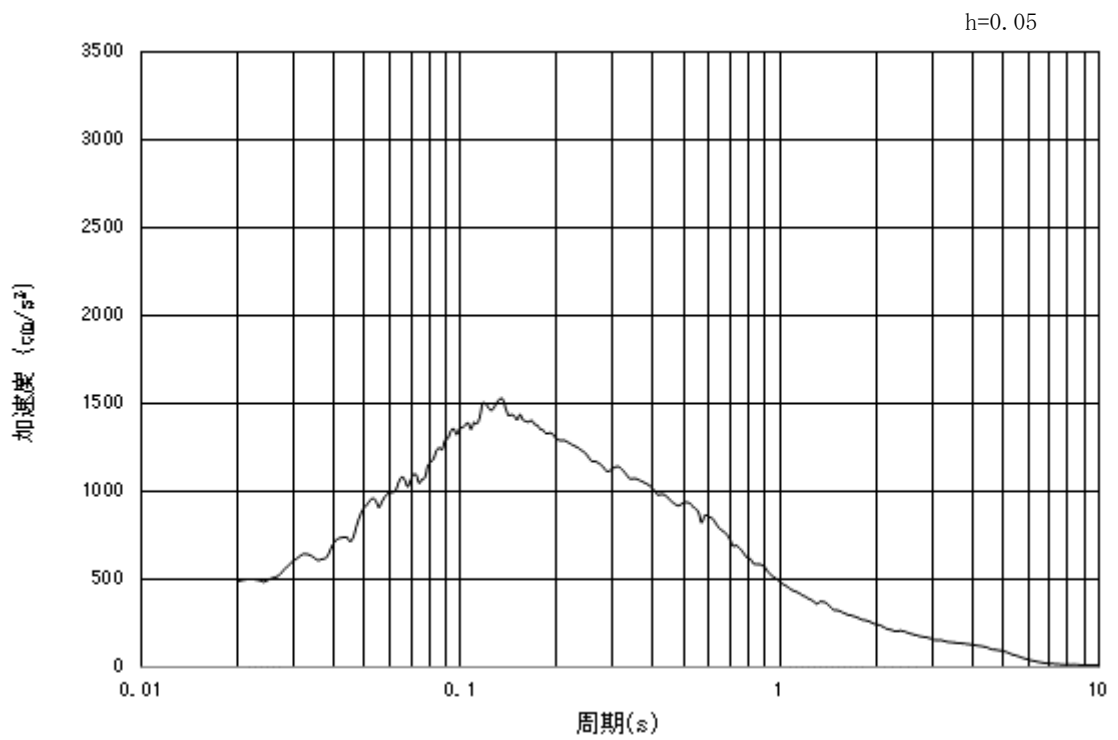


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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: $S_s - D1$)

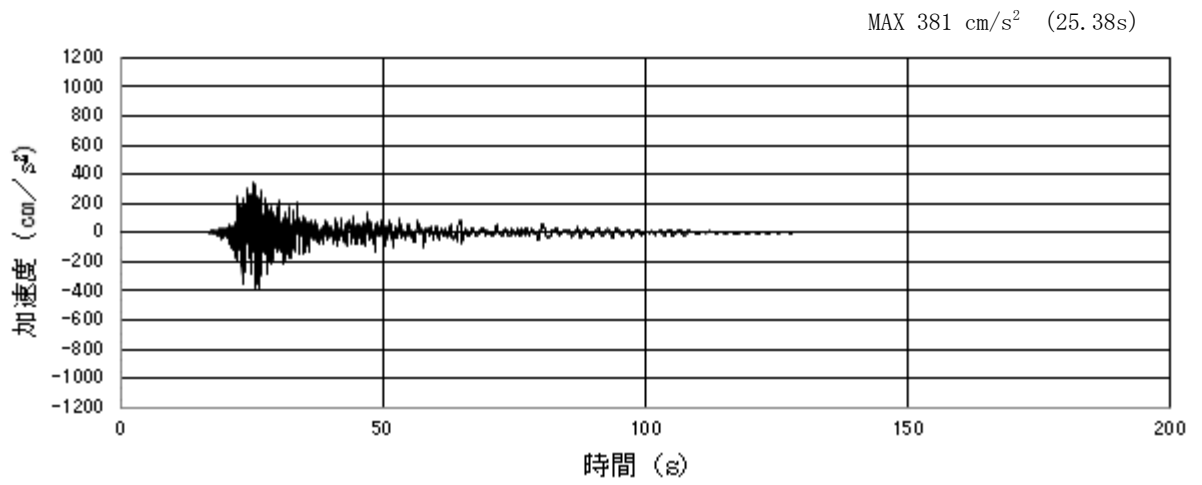


(a) 加速度時刻歴波形

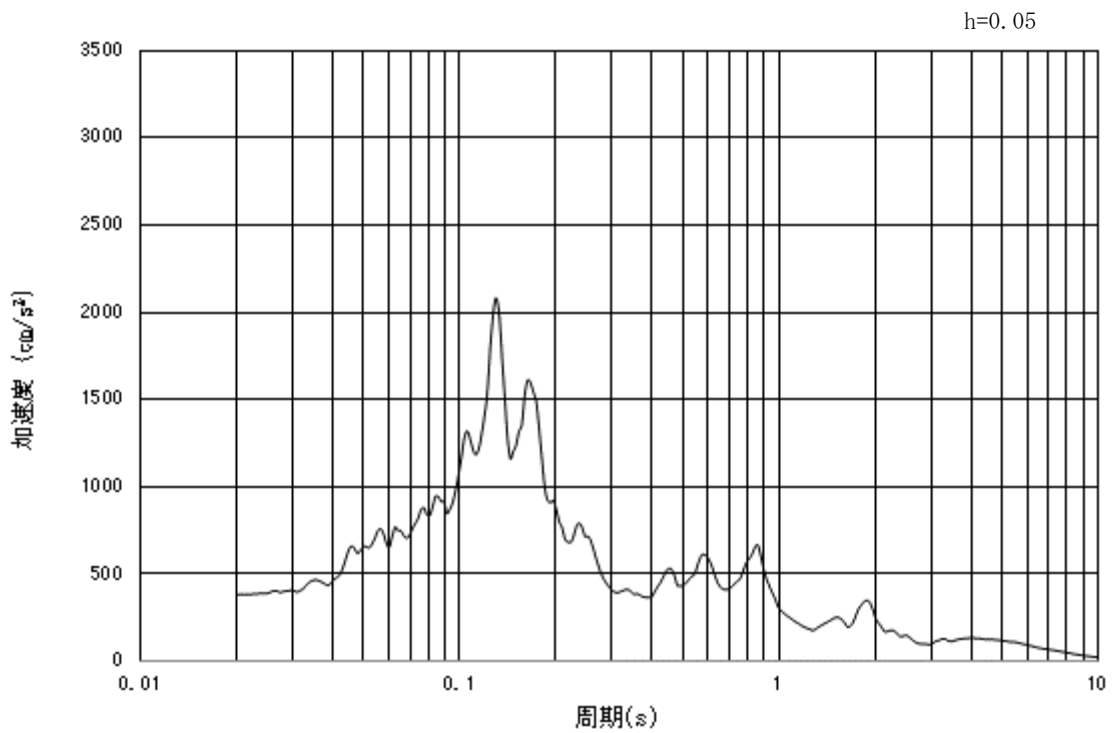


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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)

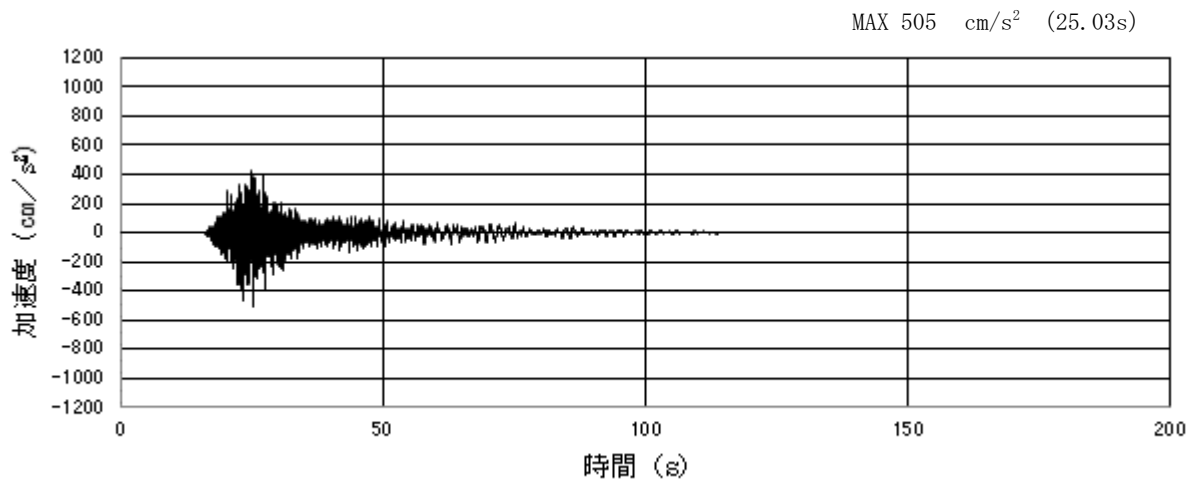


(a) 加速度時刻歴波形

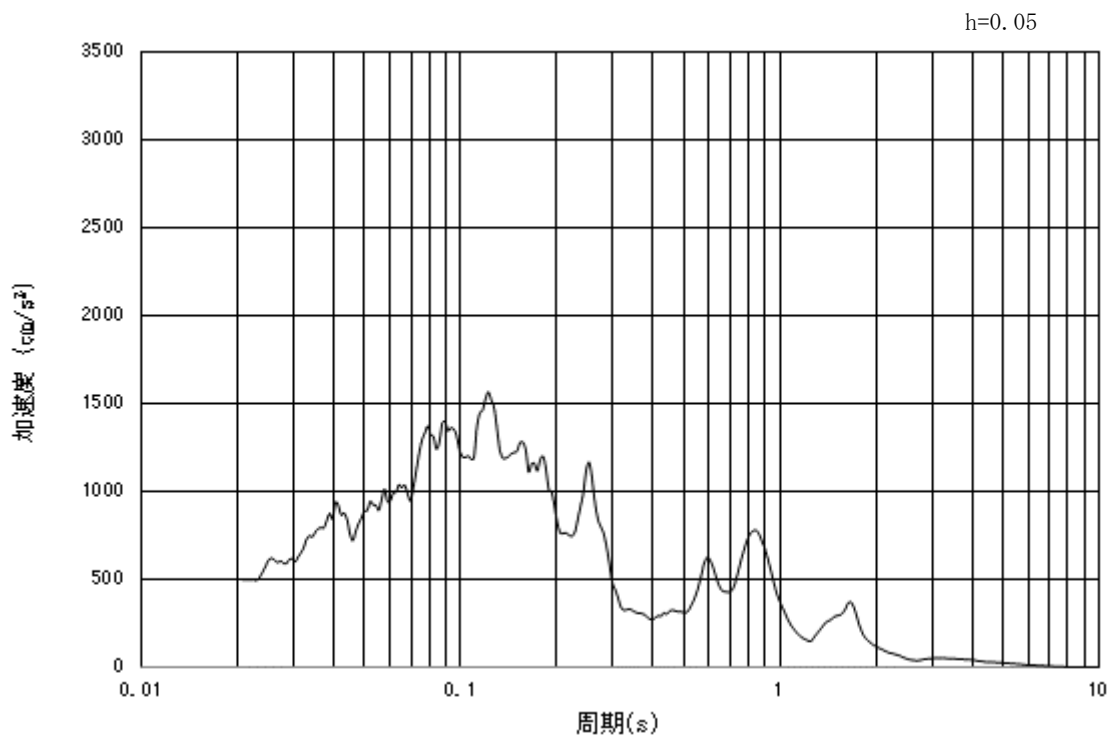


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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)

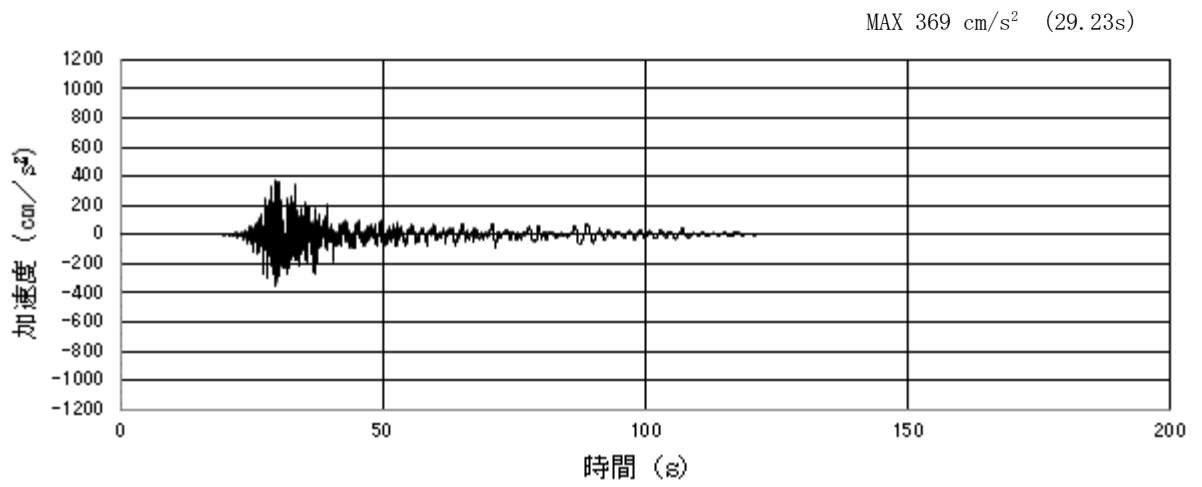


(a) 加速度時刻歴波形

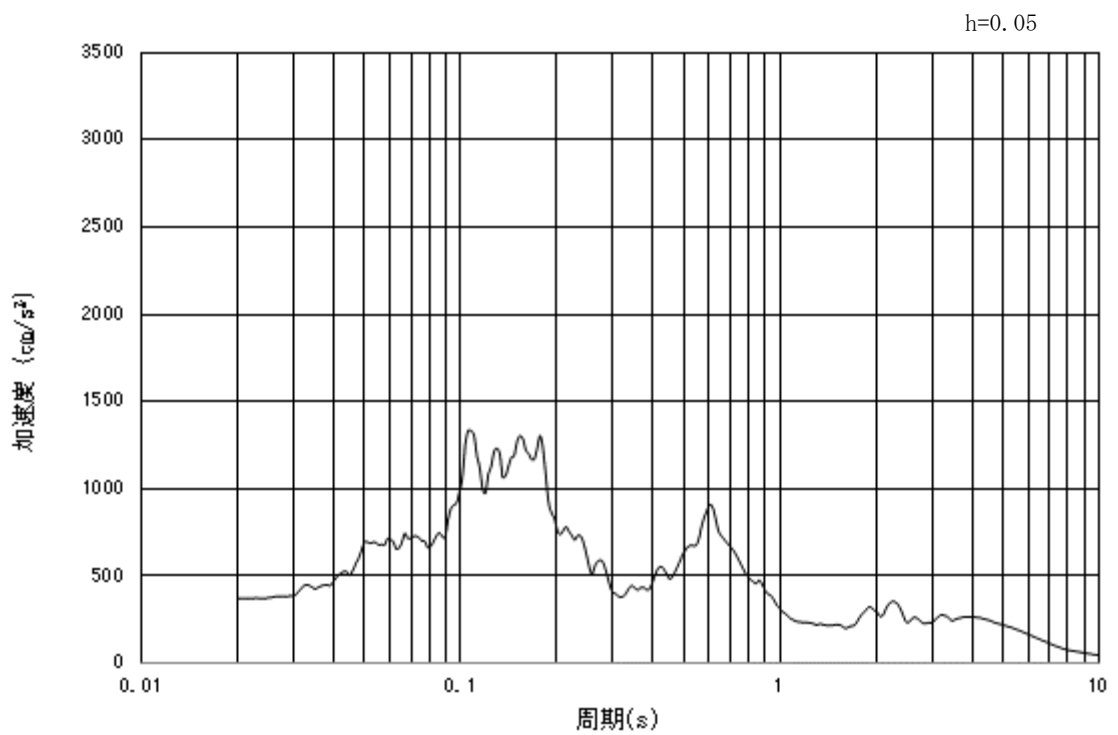


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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: $S_s - 1.1$)

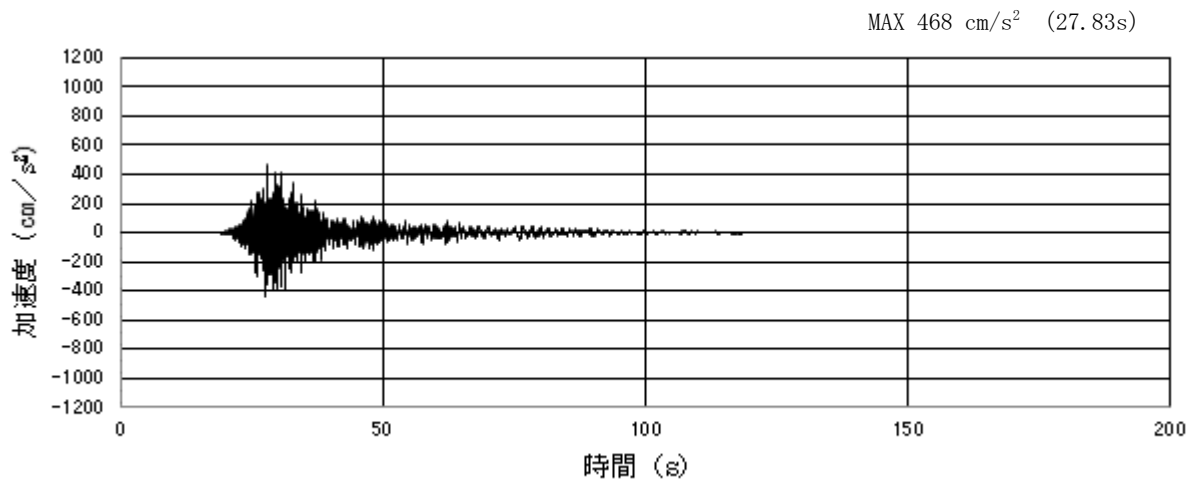


(a) 加速度時刻歴波形

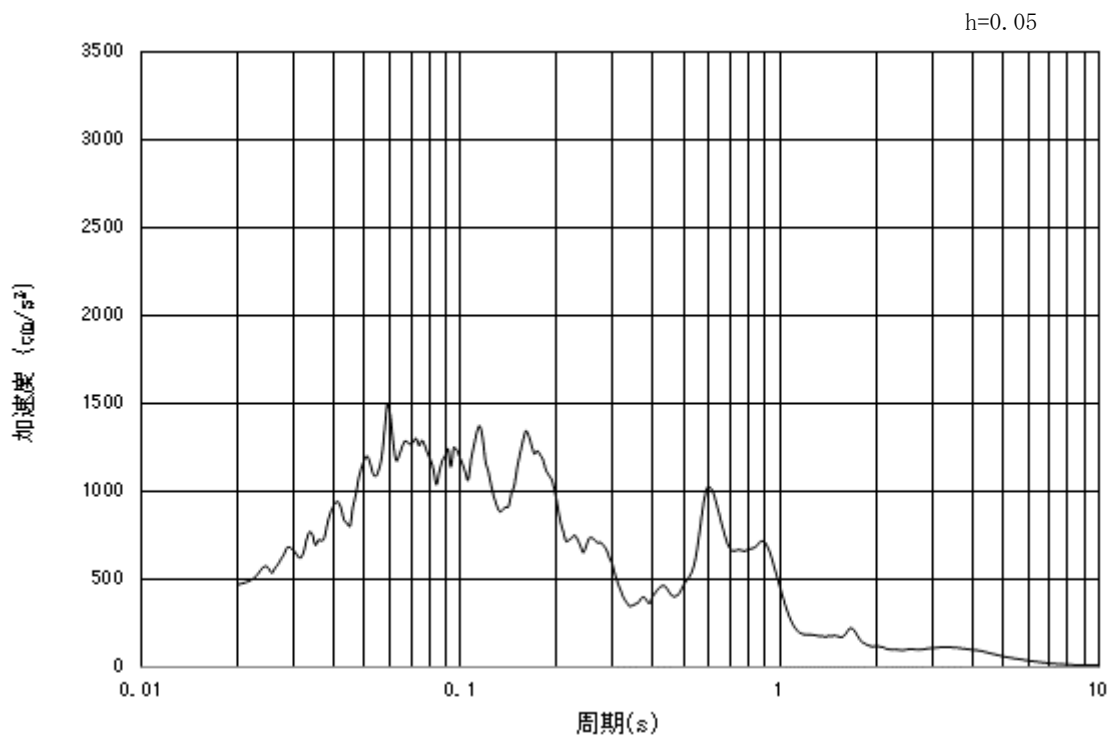


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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 : $S_s - 1.2$)

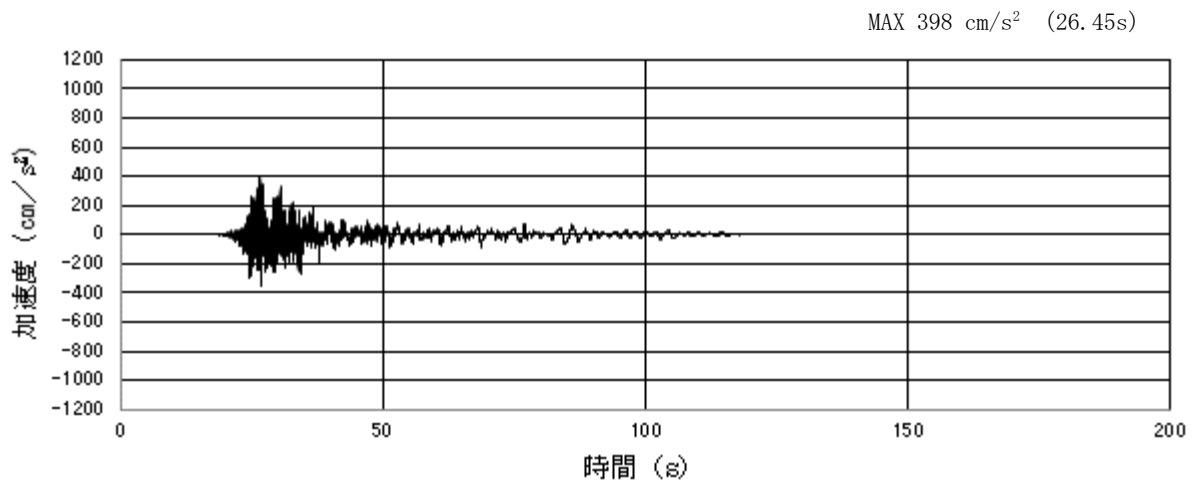


(a) 加速度時刻歴波形

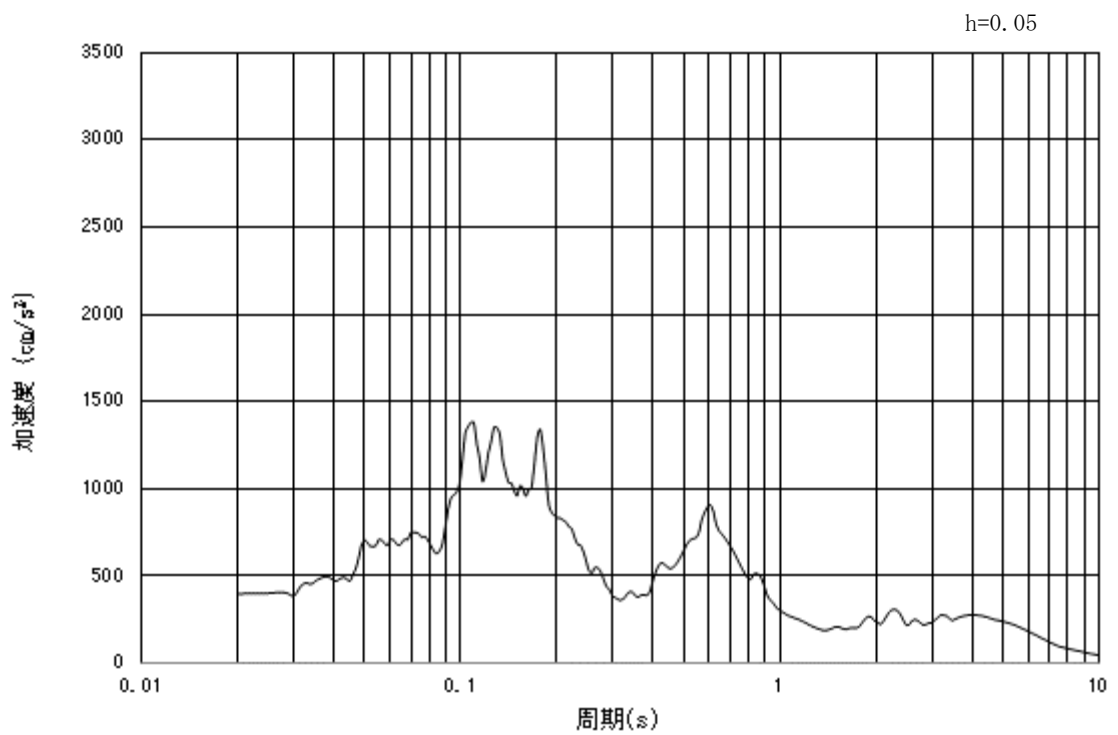


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向 : S_s - 1 2)

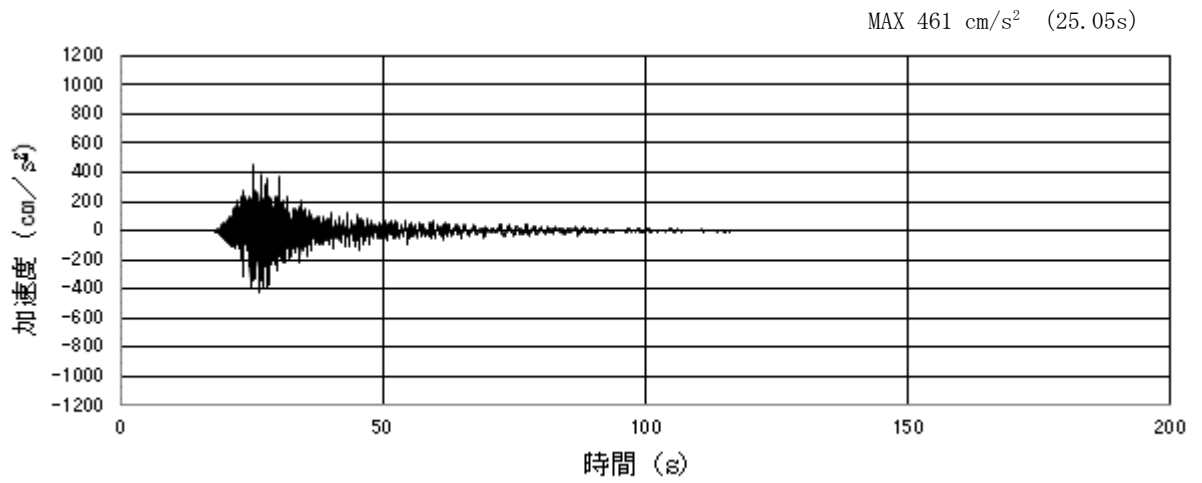


(a) 加速度時刻歴波形

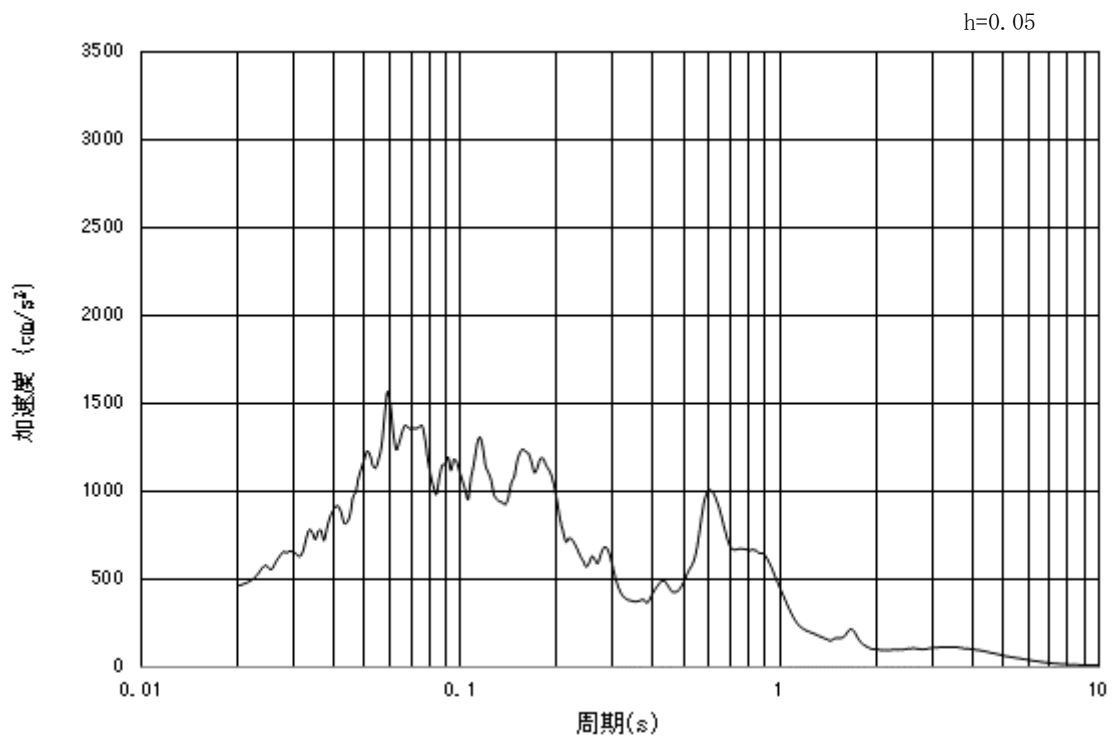


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s-13)

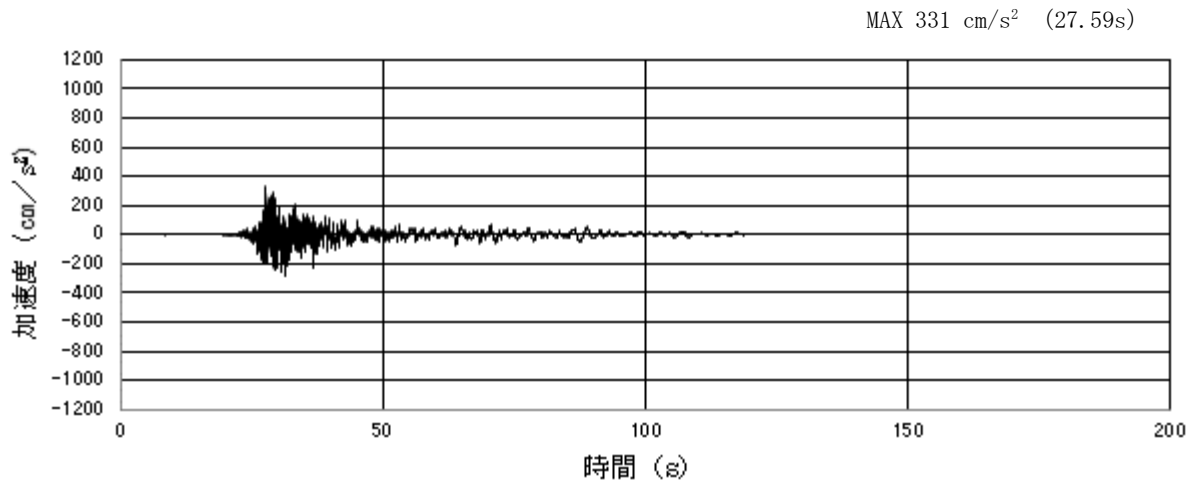


(a) 加速度時刻歴波形

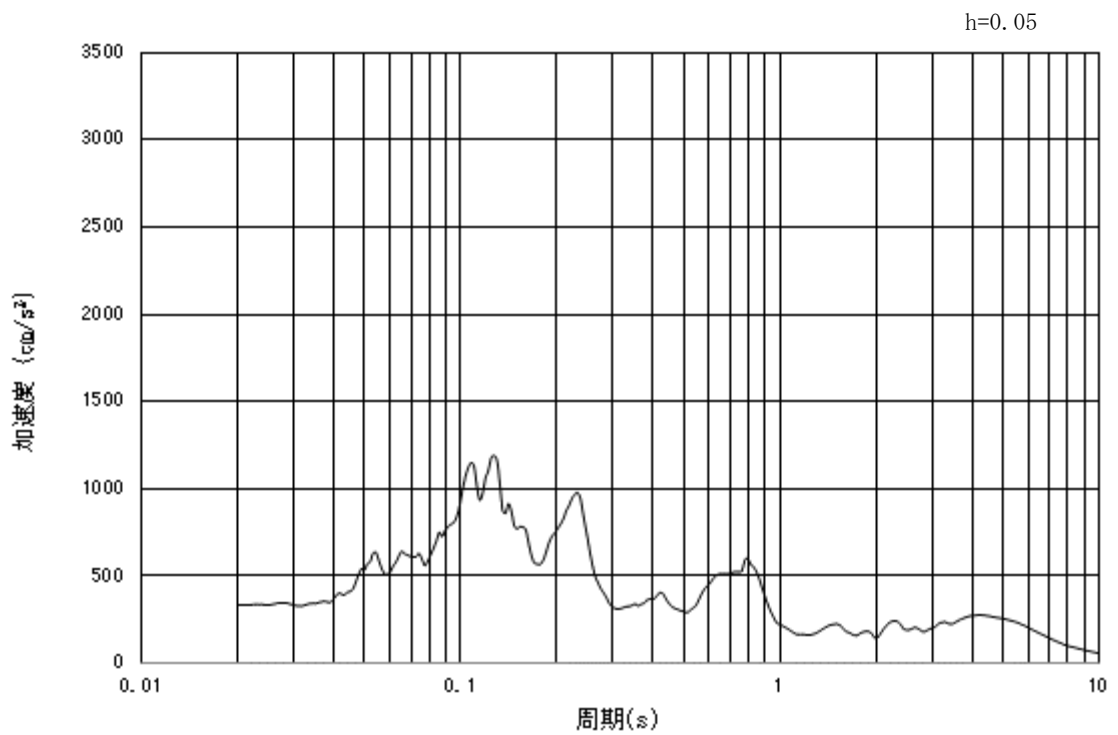


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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 : $S_s - 13$)

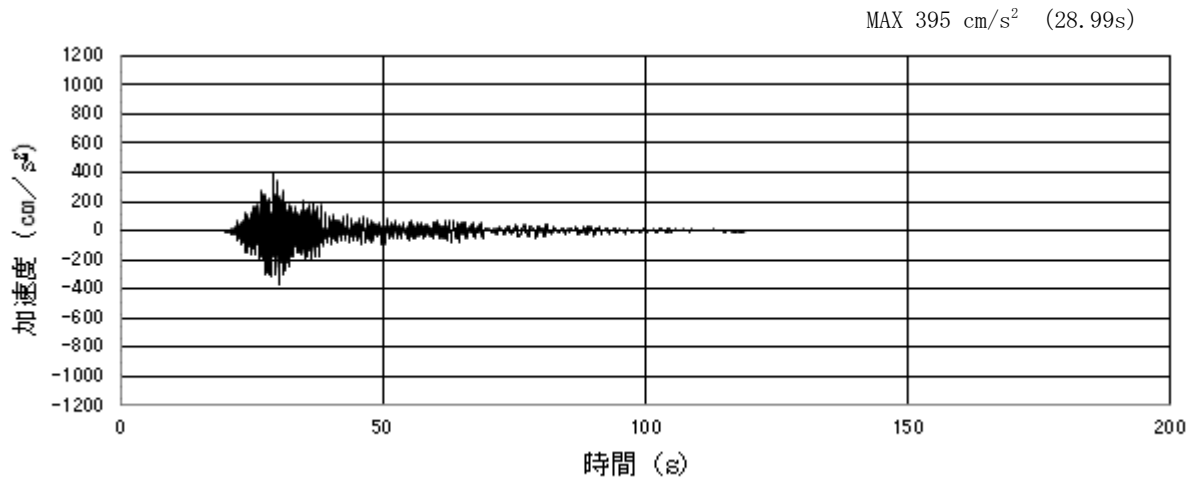


(a) 加速度時刻歴波形

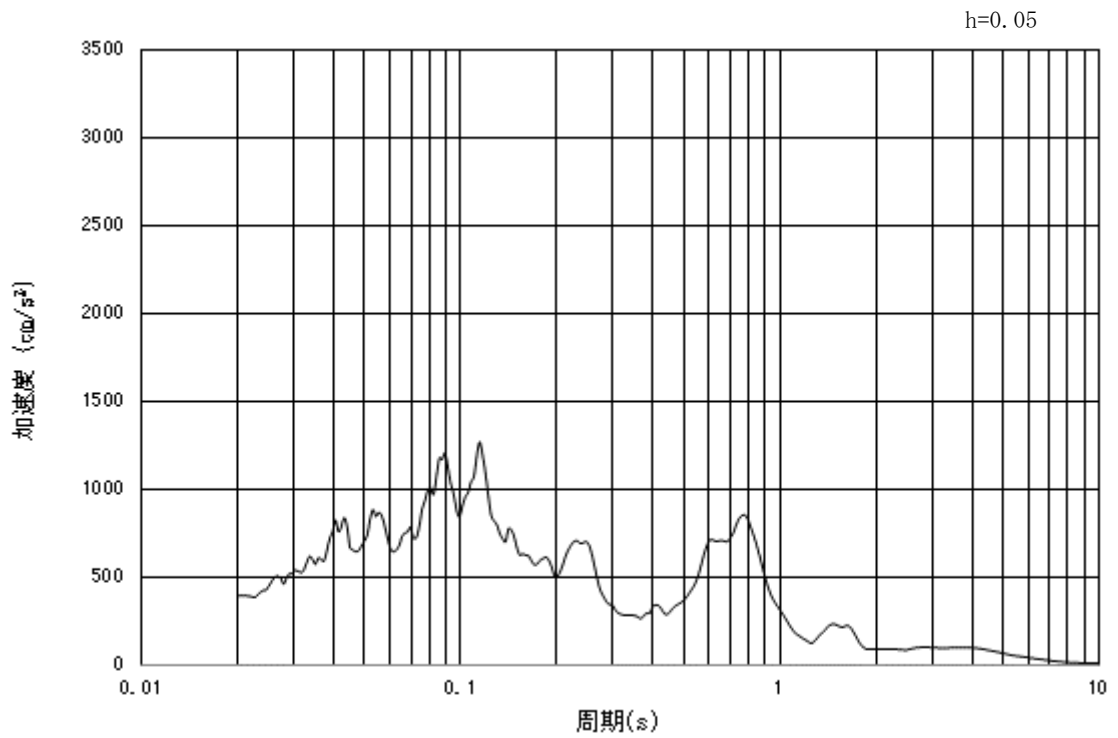


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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: $S_s - 1.4$)

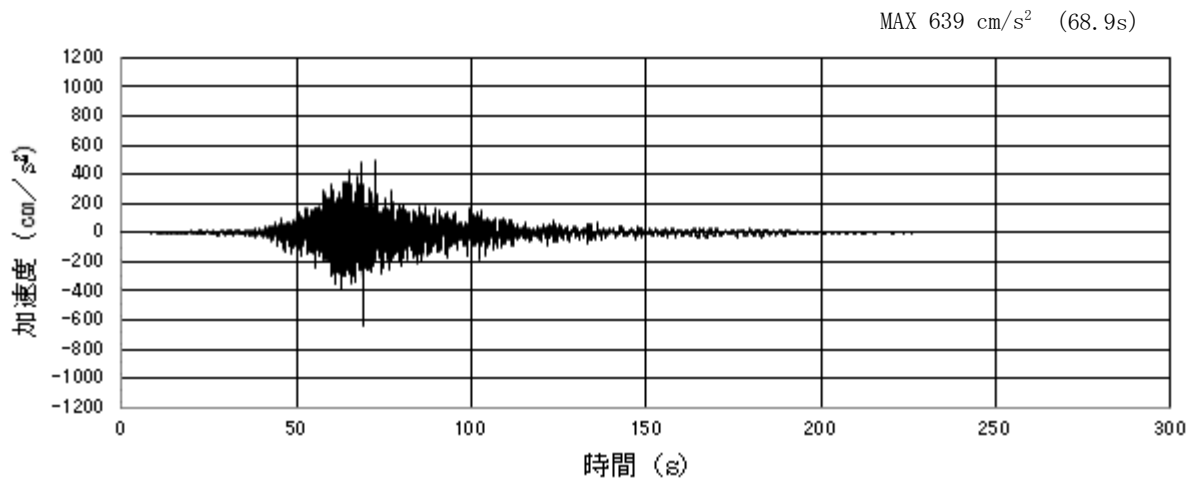


(a) 加速度時刻歴波形

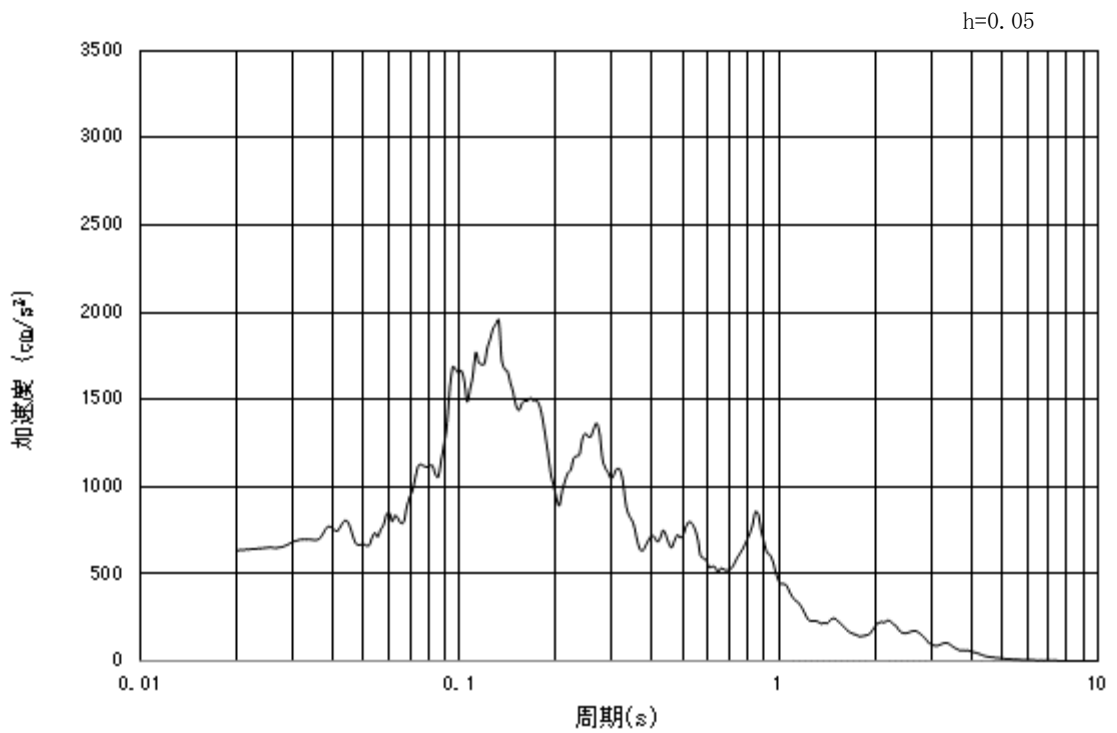


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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: $S_s - 1.4$)

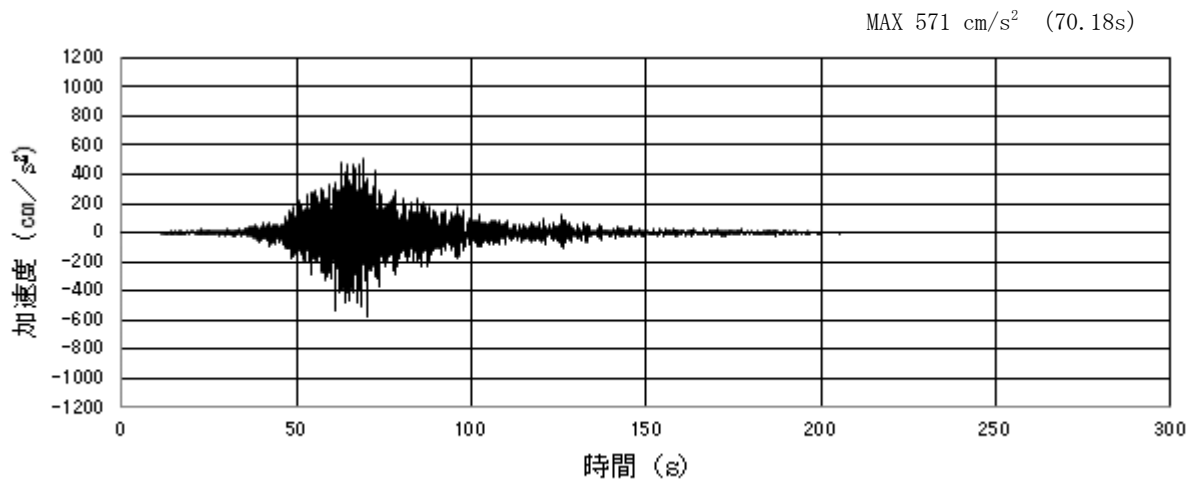


(a) 加速度時刻歴波形

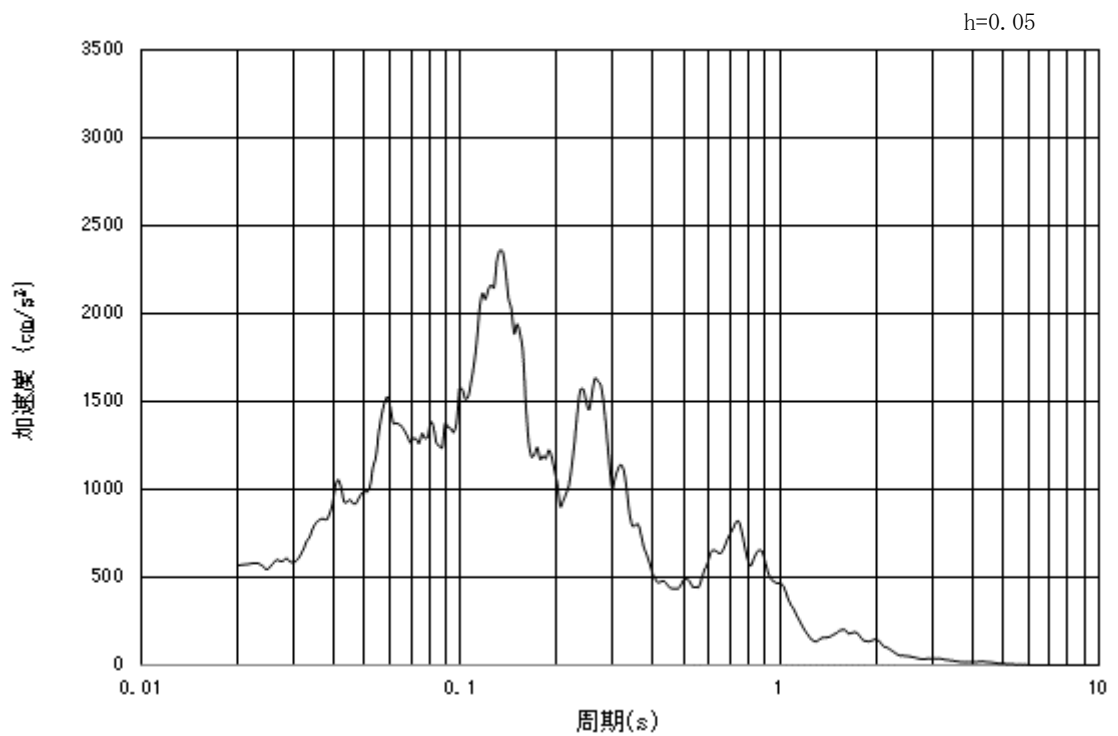


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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)

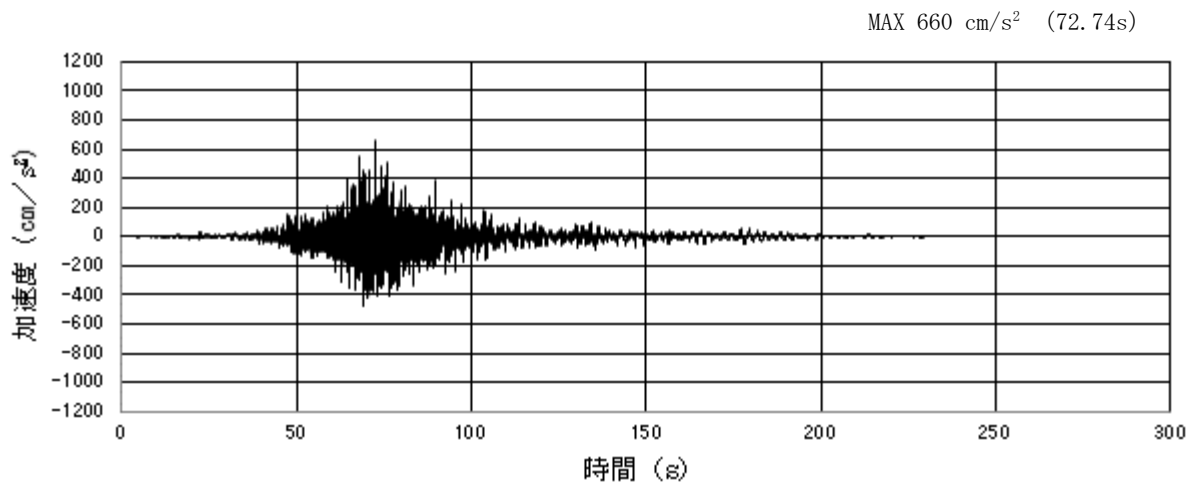


(a) 加速度時刻歴波形

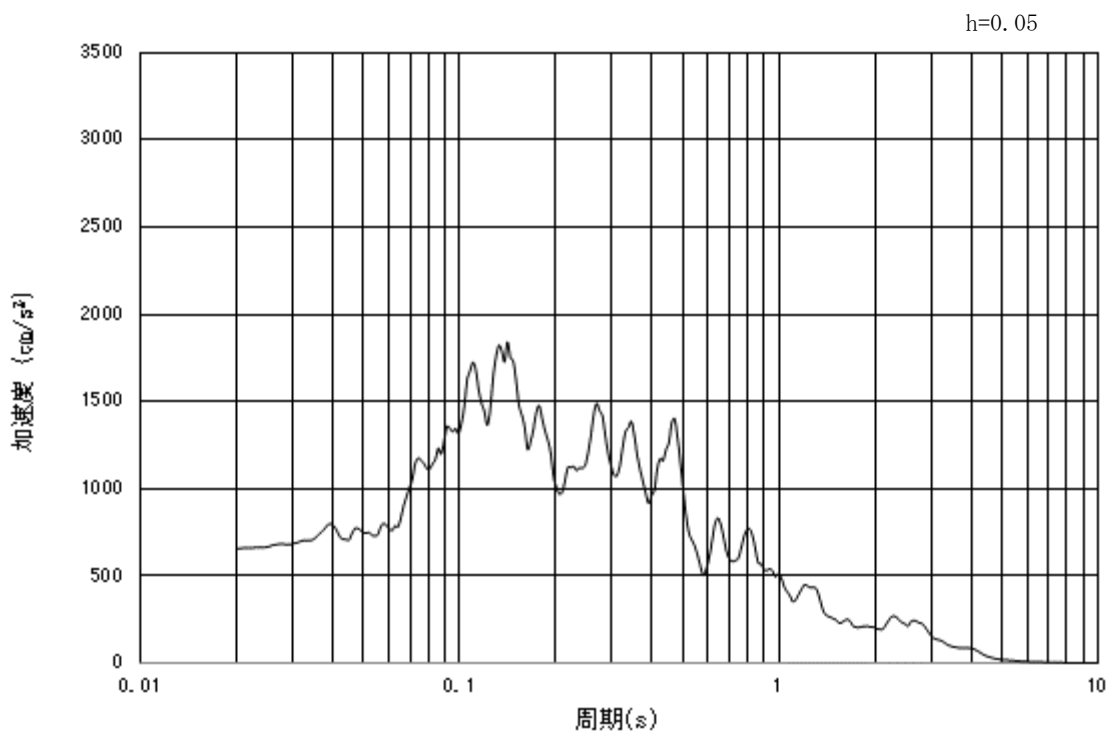


(b) 加速度応答スペクトル

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

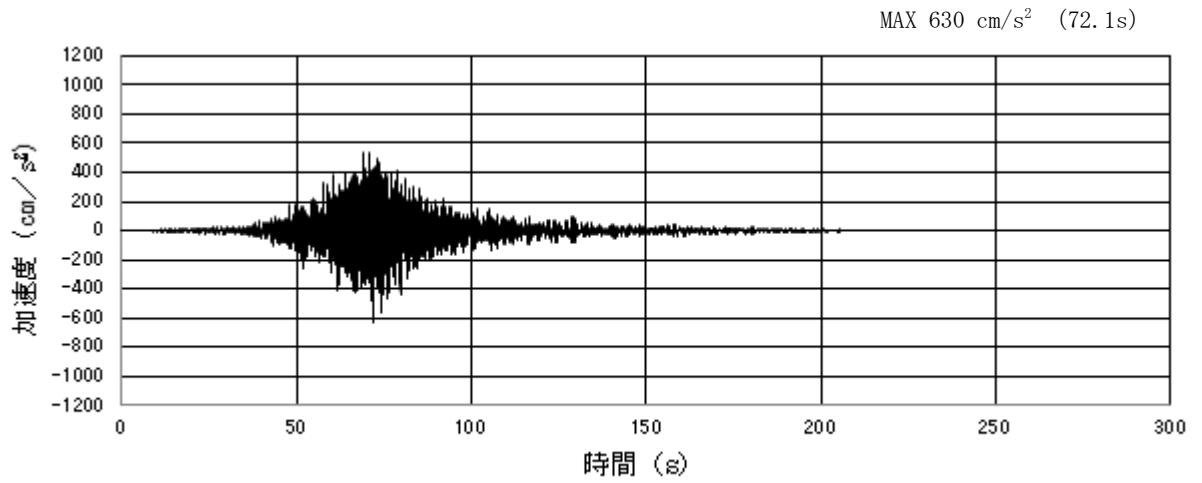


(a) 加速度時刻歴波形

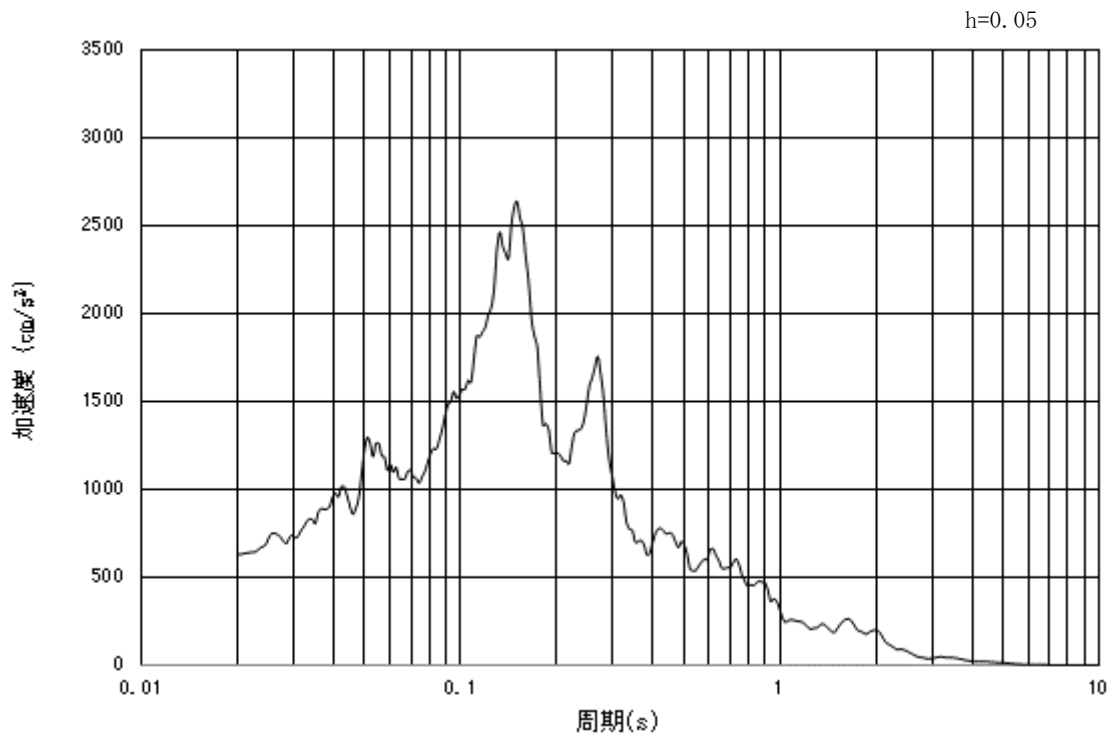


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 2 2)

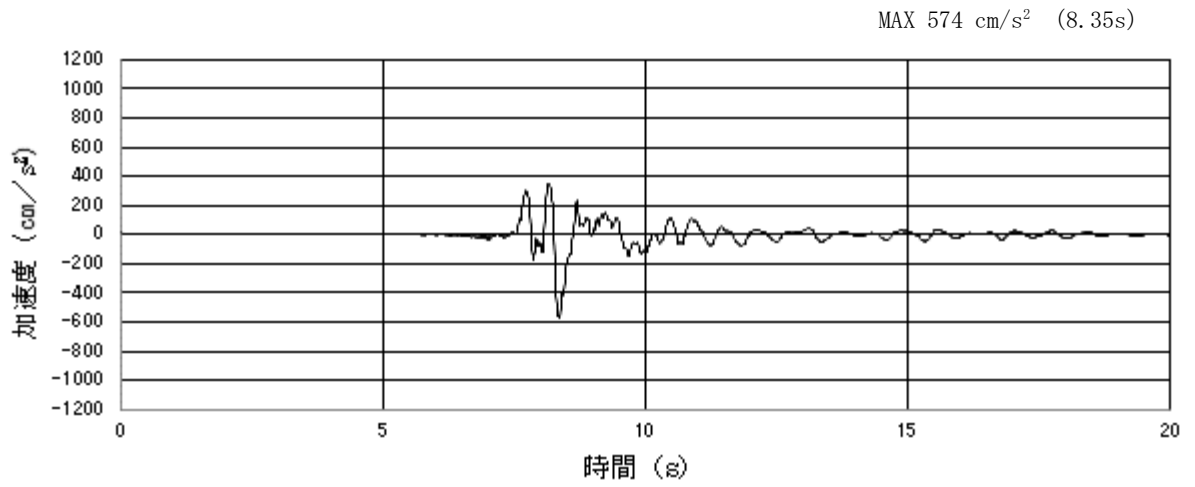


(a) 加速度時刻歴波形

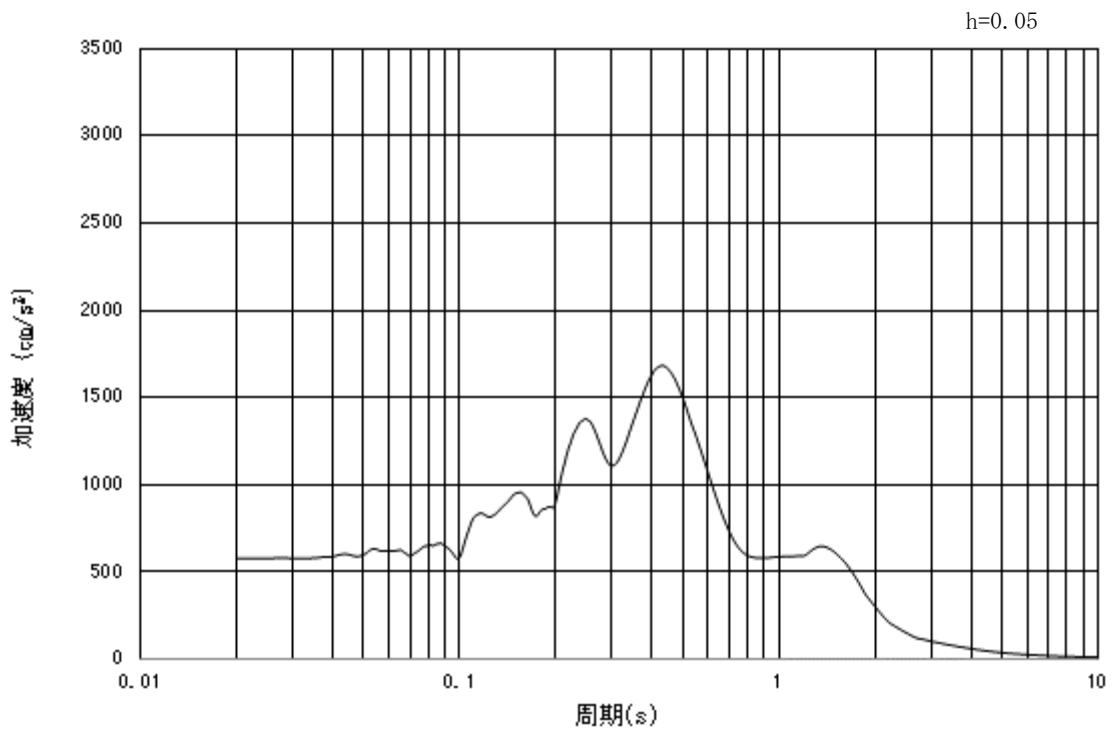


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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: $S_s - 22$)

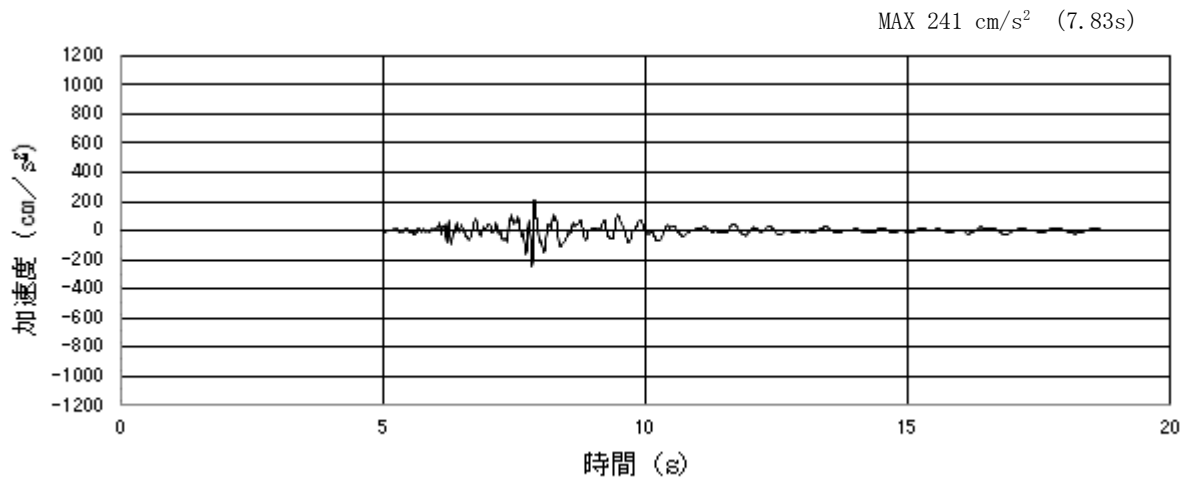


(a) 加速度時刻歴波形

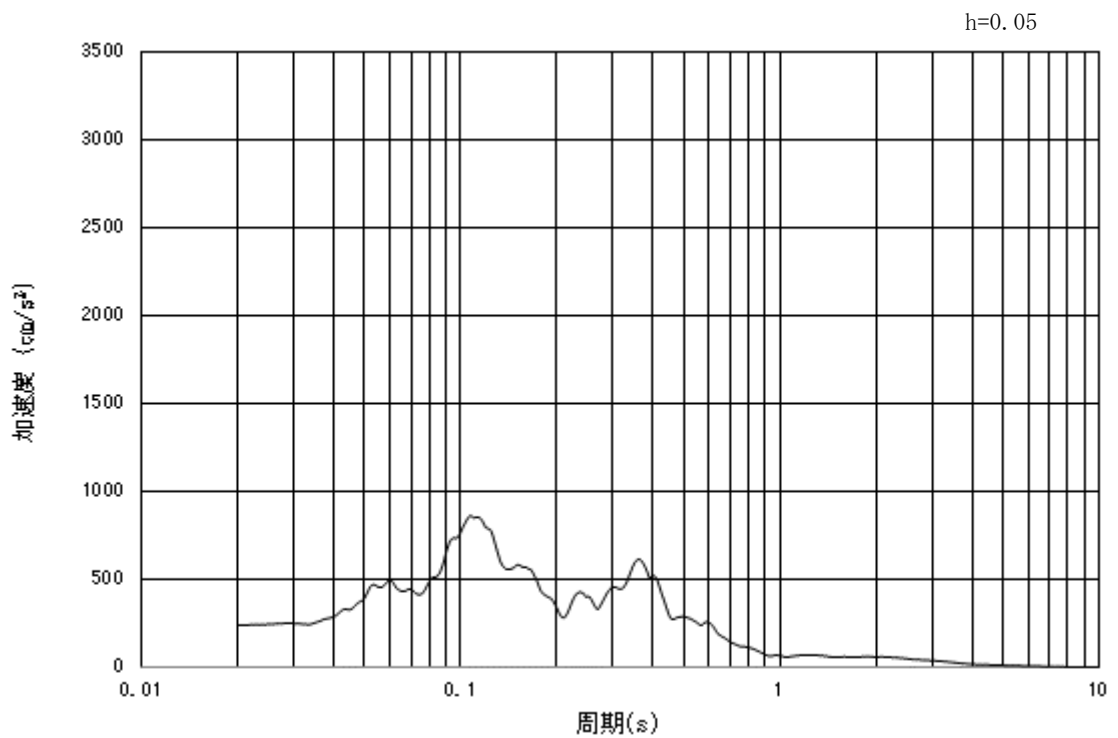


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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 : $S_s - 31$)



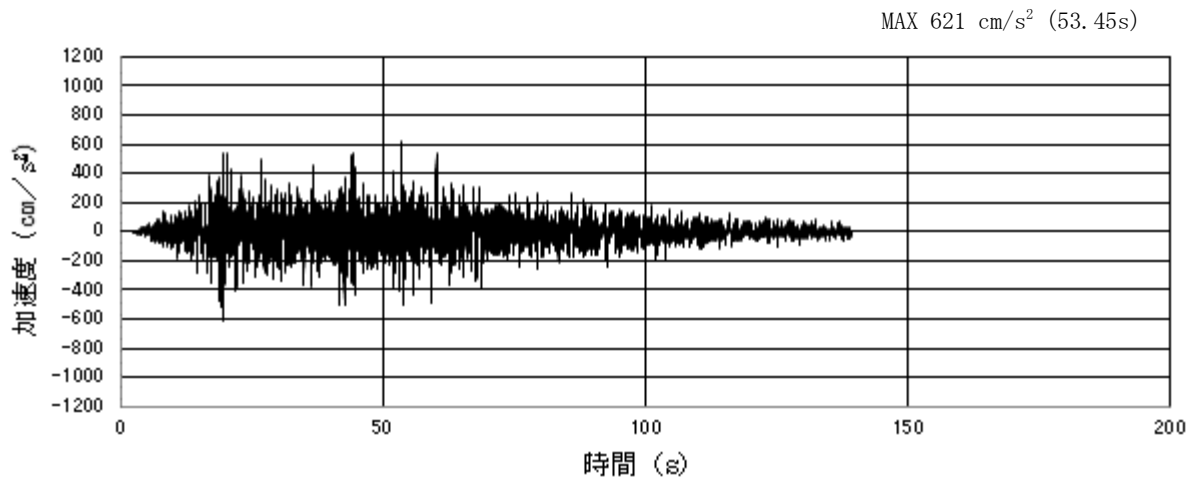
(a) 加速度時刻歴波形



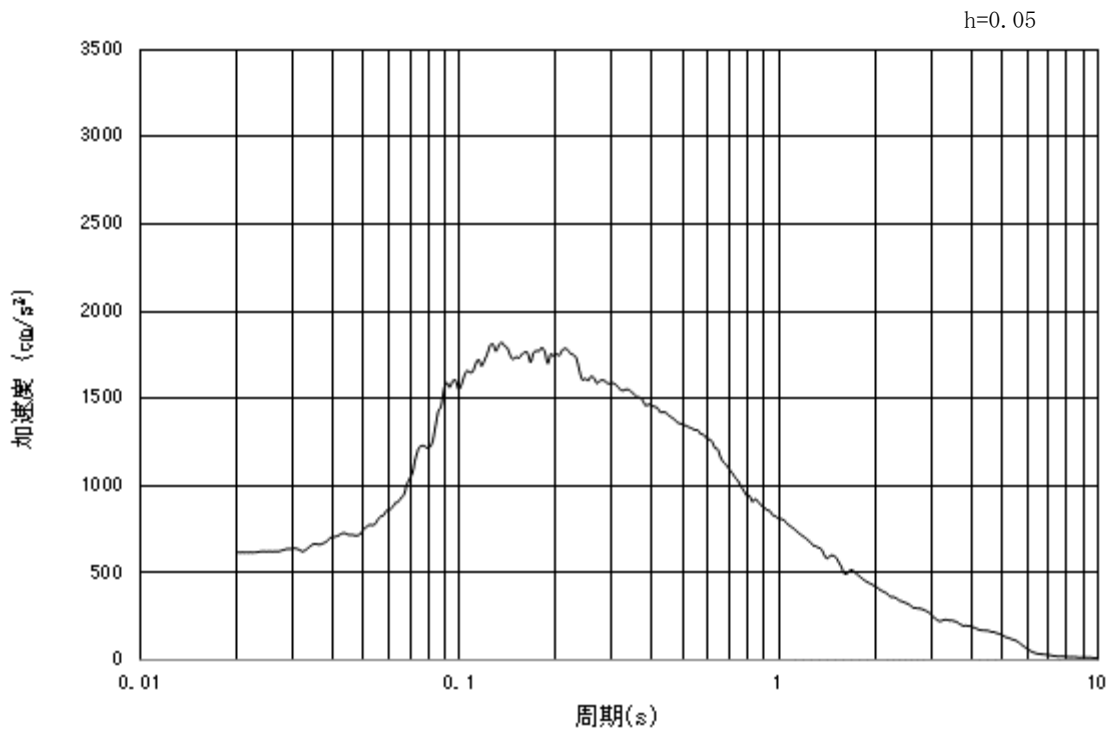
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 (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

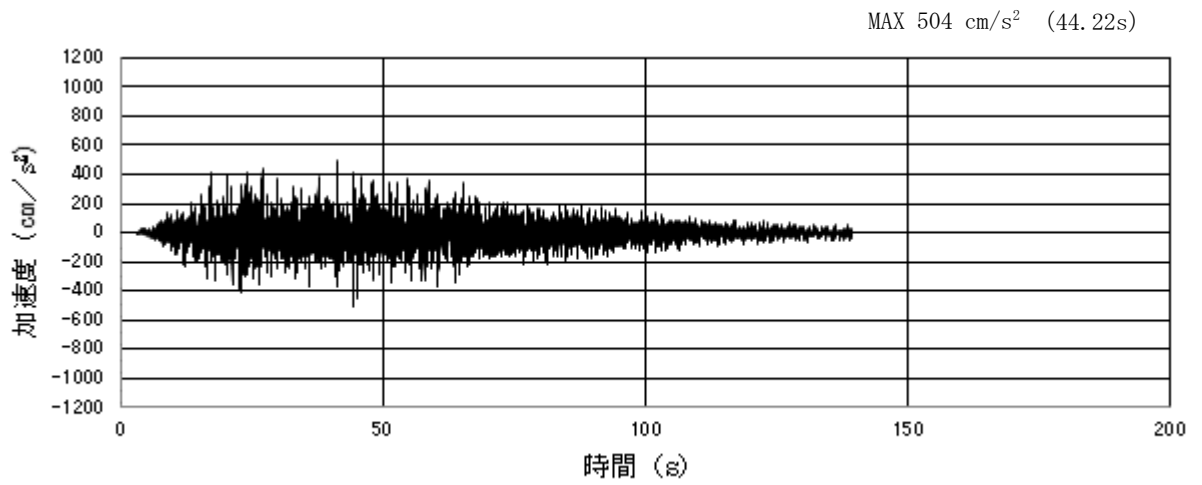


(a) 加速度時刻歴波形

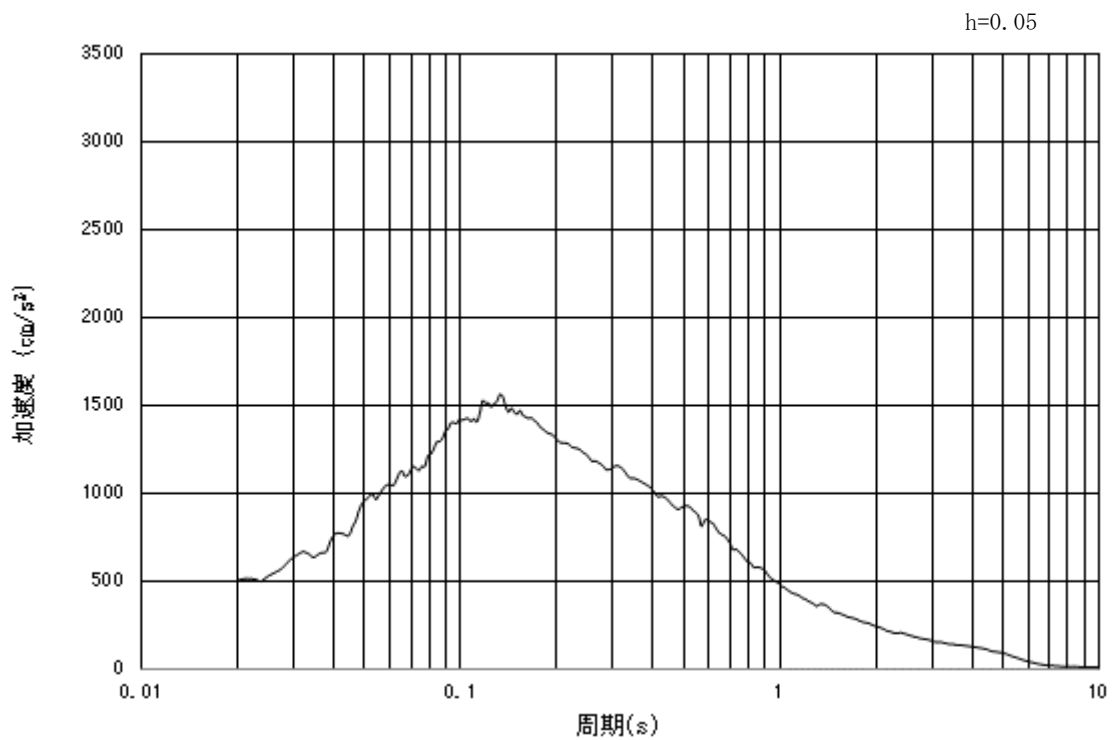


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_s-D1)

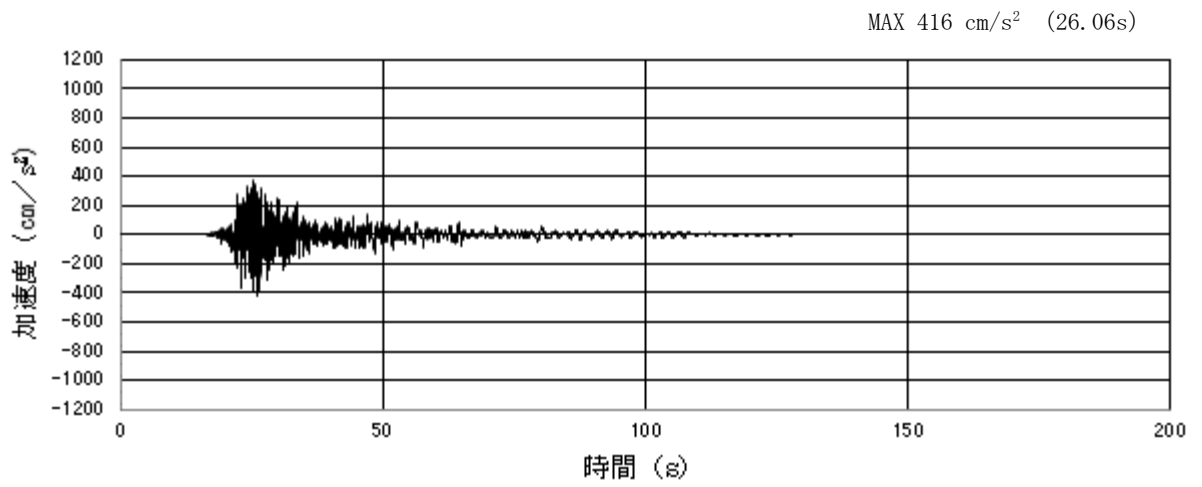


(a) 加速度時刻歴波形

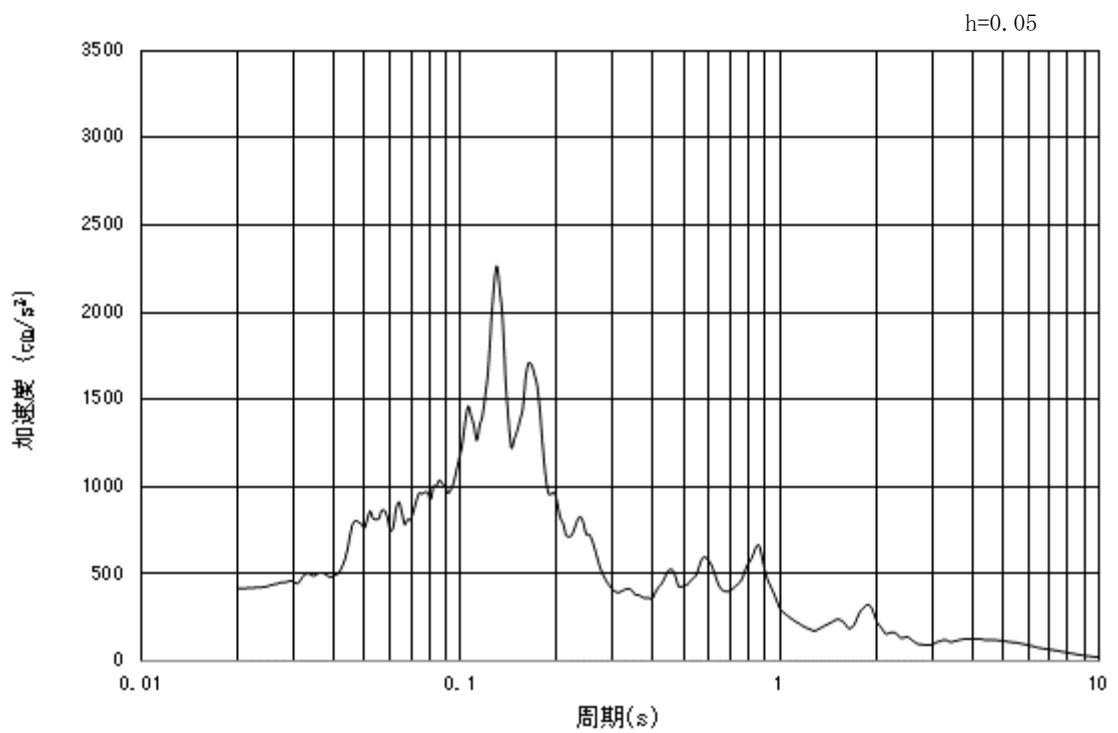


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-D1)

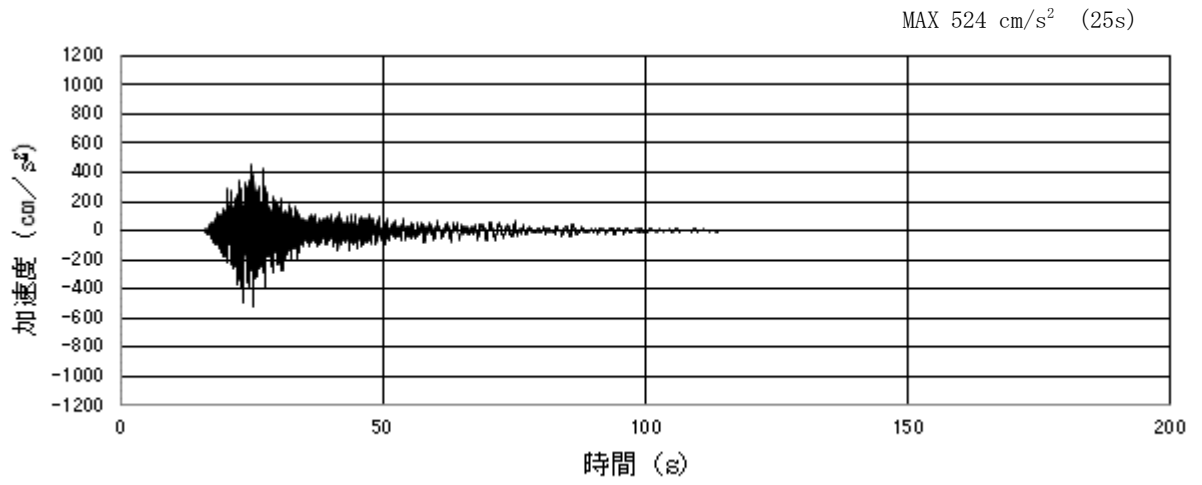


(a) 加速度時刻歴波形

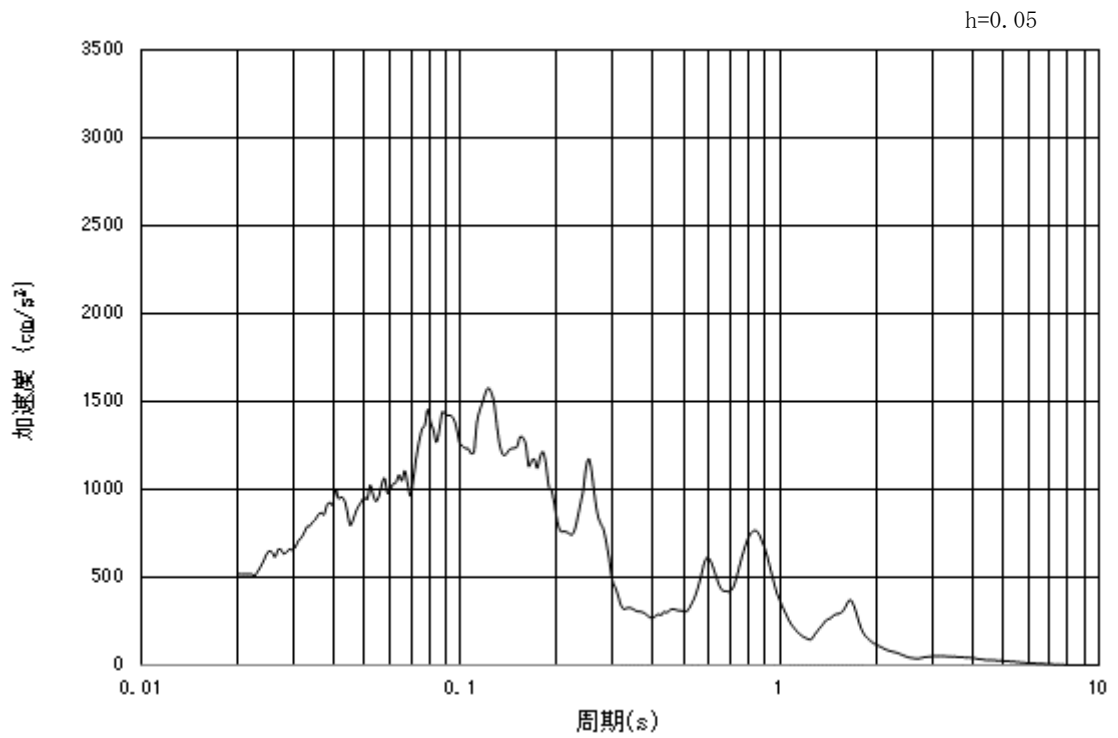


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (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)

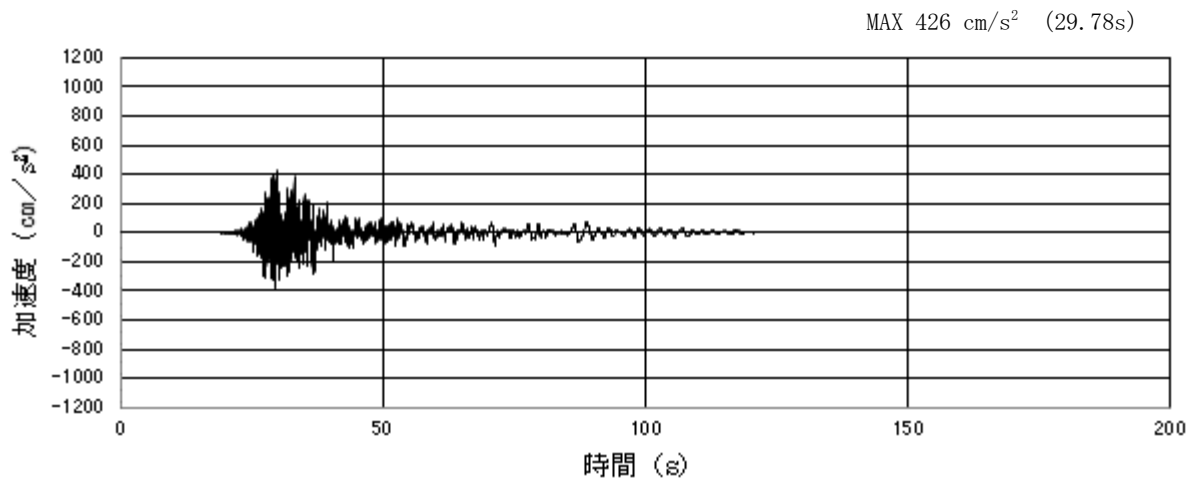


(a) 加速度時刻歴波形

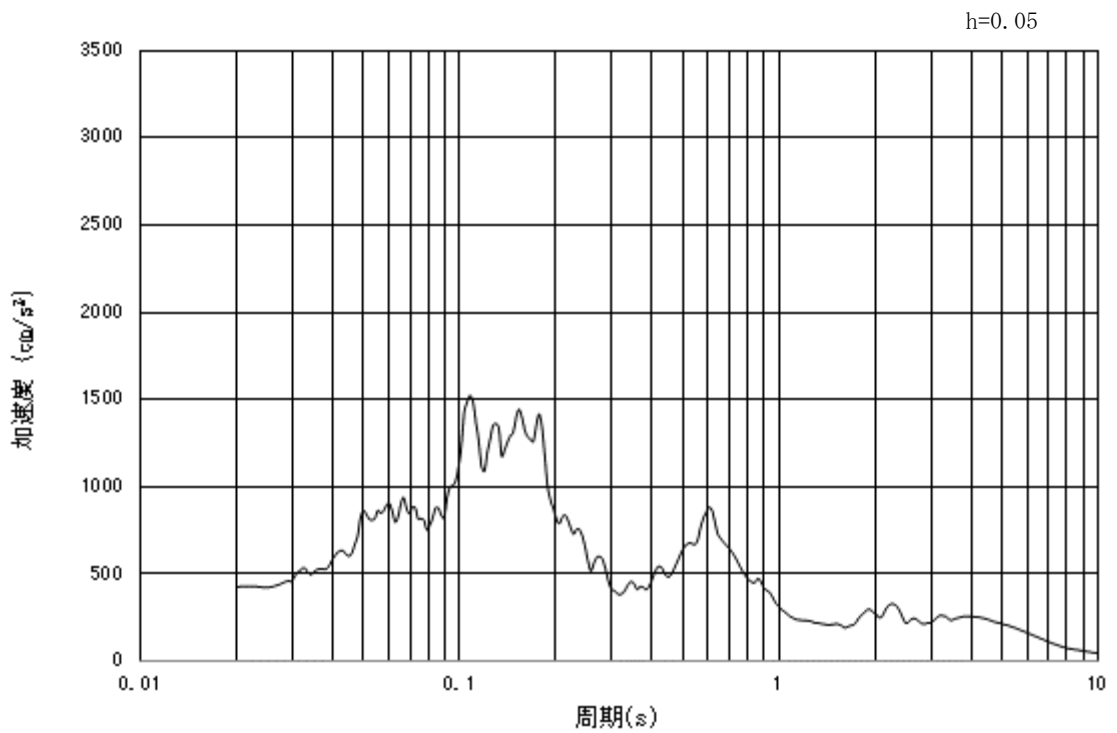


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (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: $S_s - 1.1$)

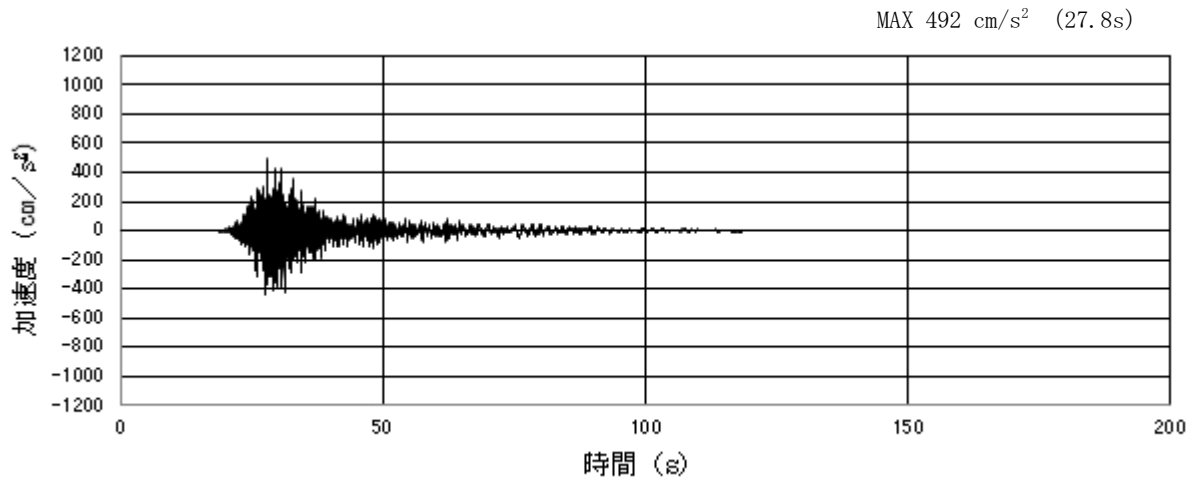


(a) 加速度時刻歴波形

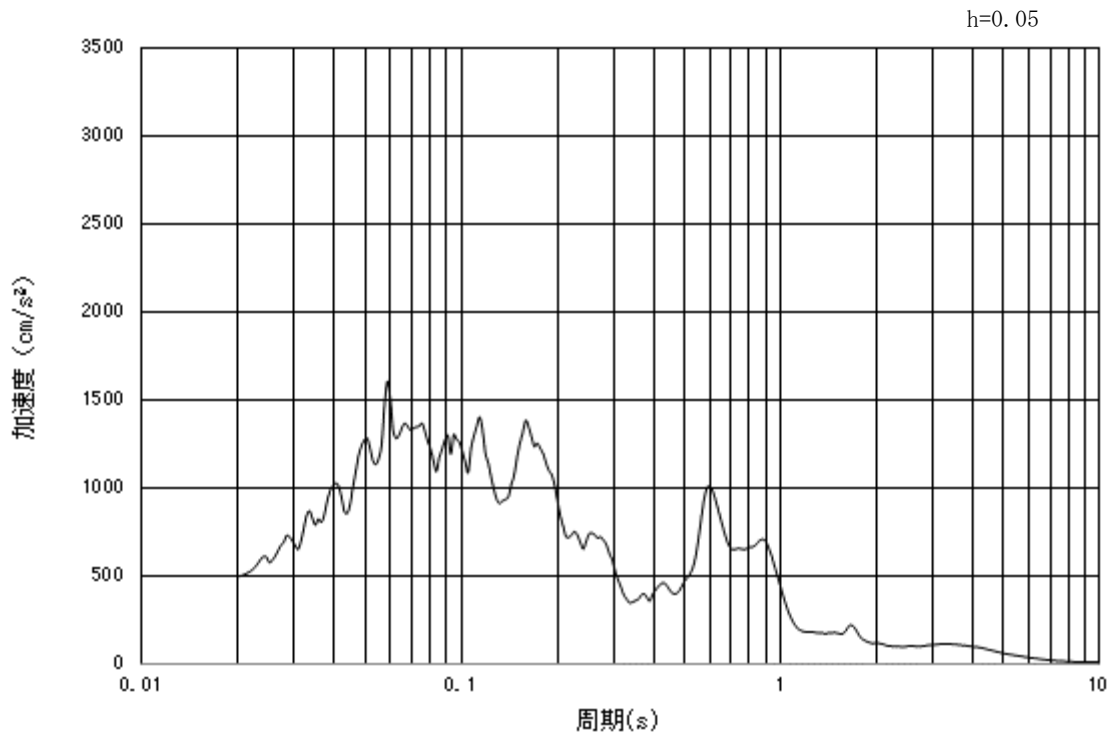


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (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)

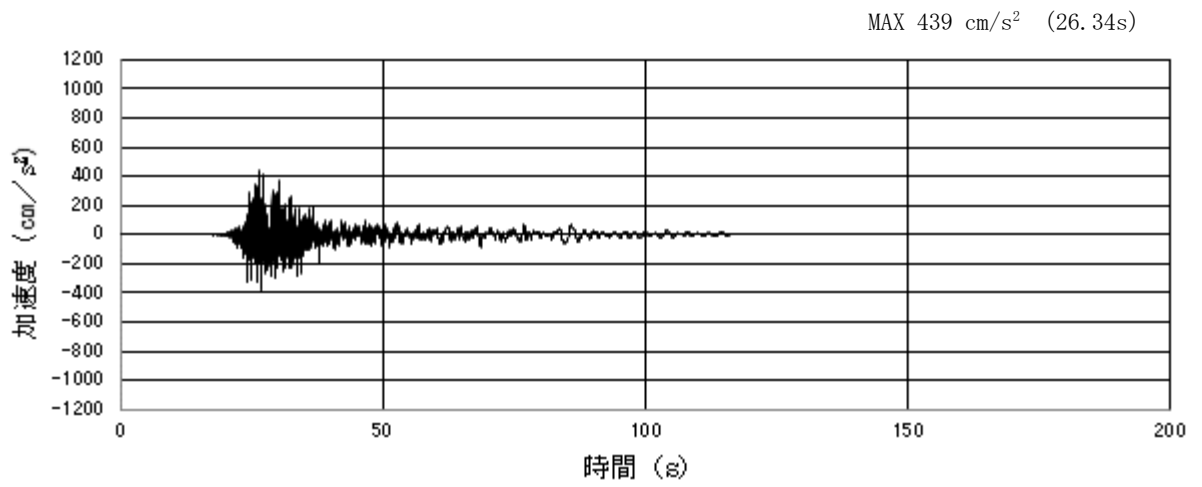


(a) 加速度時刻歴波形

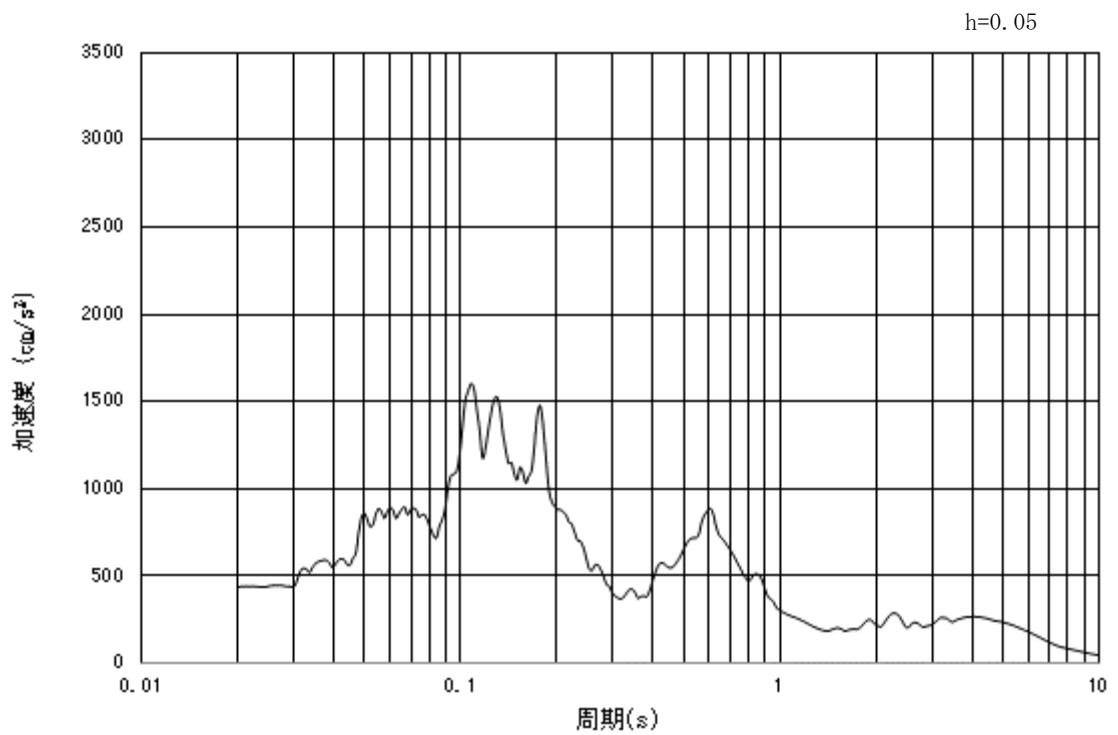


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (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)

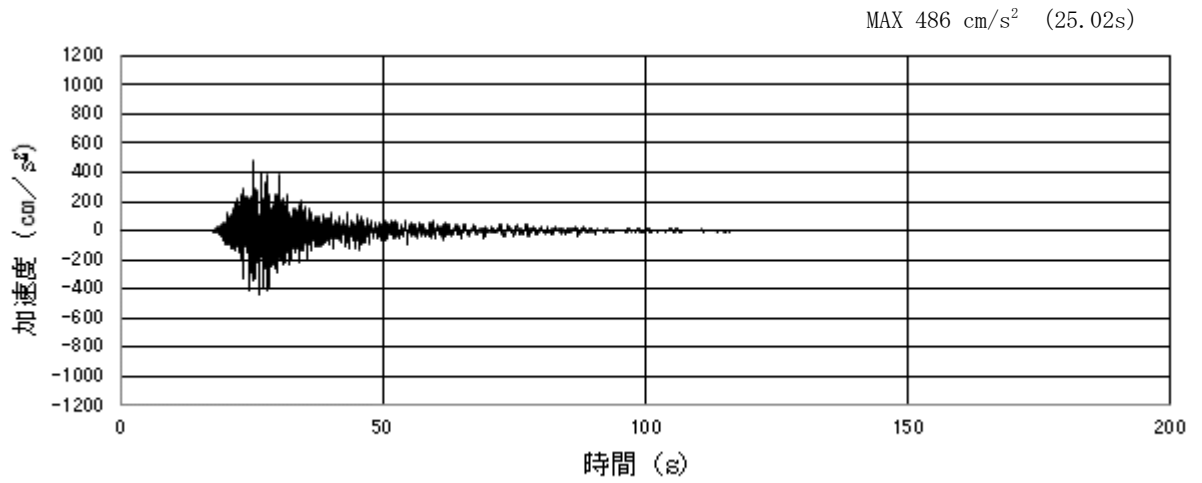


(a) 加速度時刻歴波形

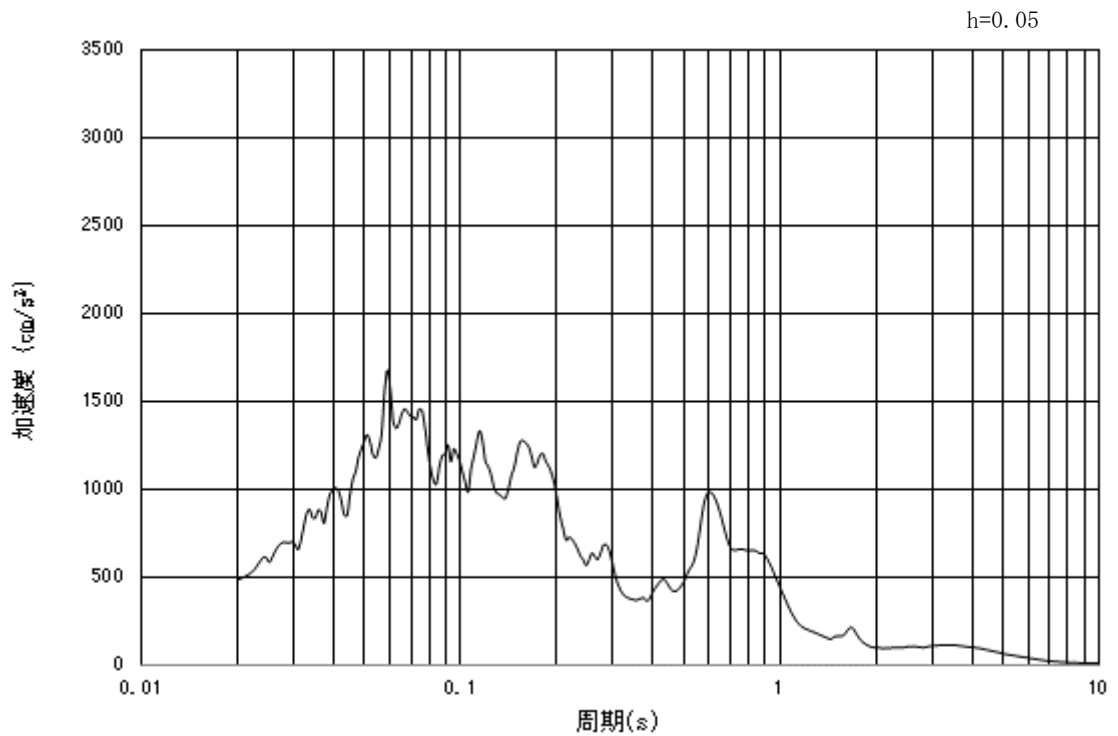


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 13)

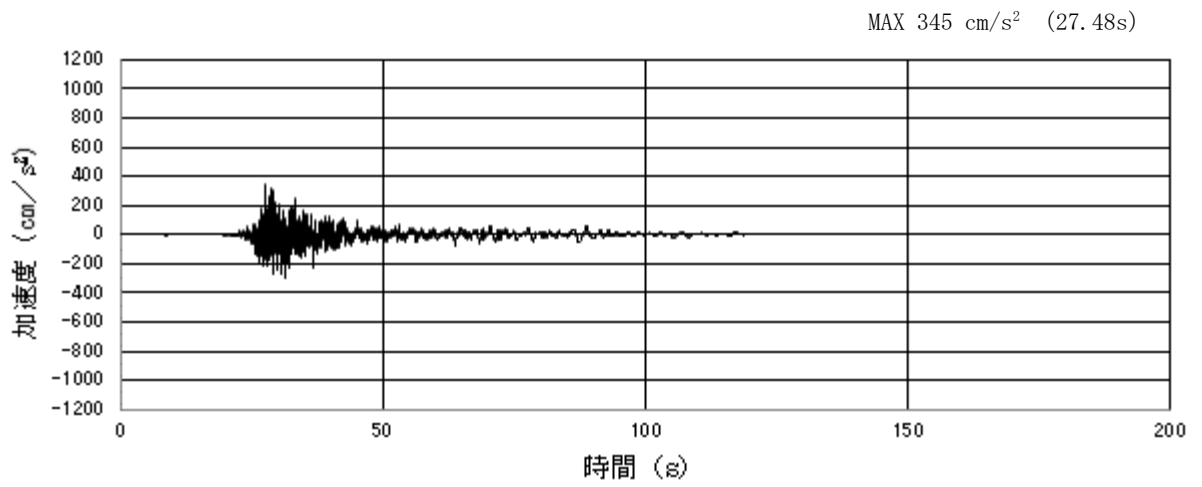


(a) 加速度時刻歴波形

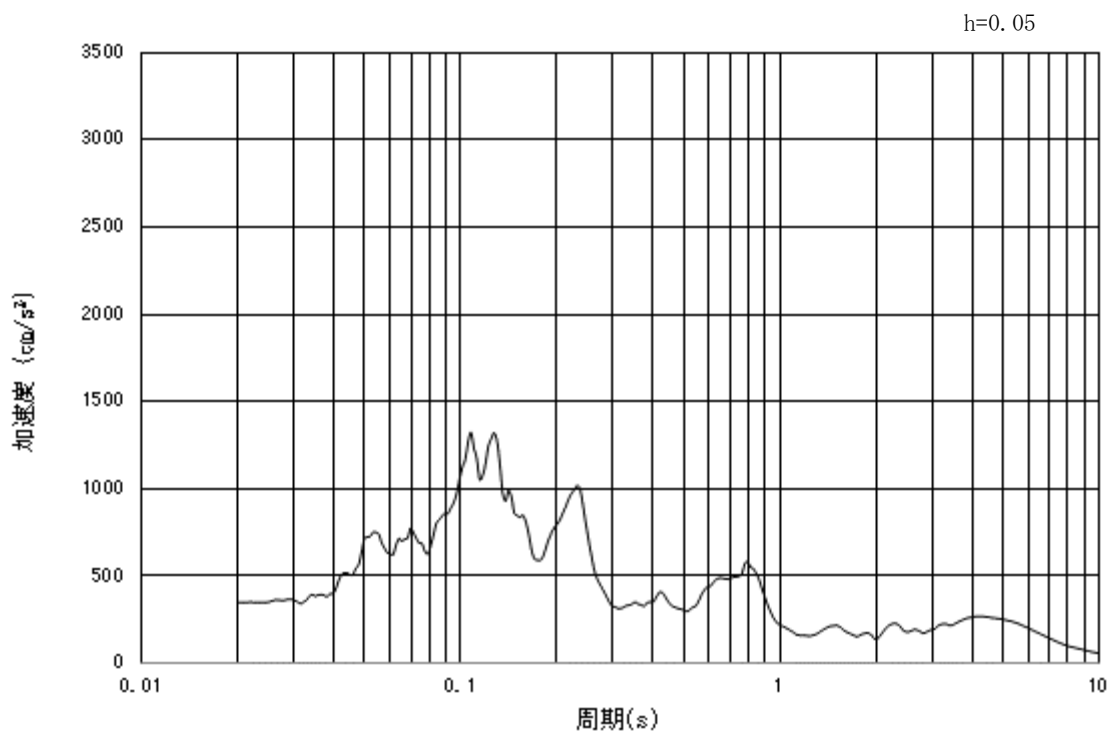


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (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)

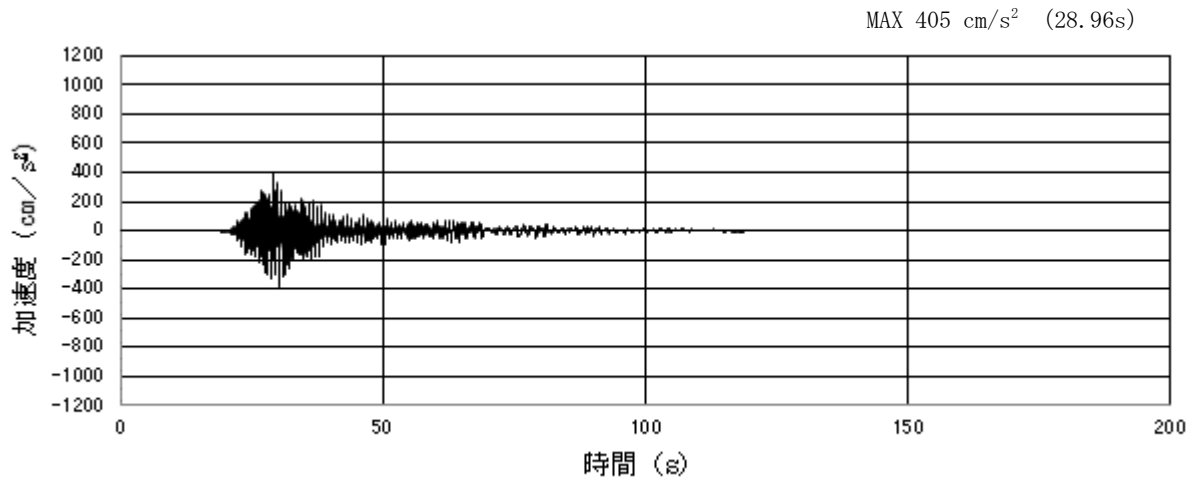


(a) 加速度時刻歴波形

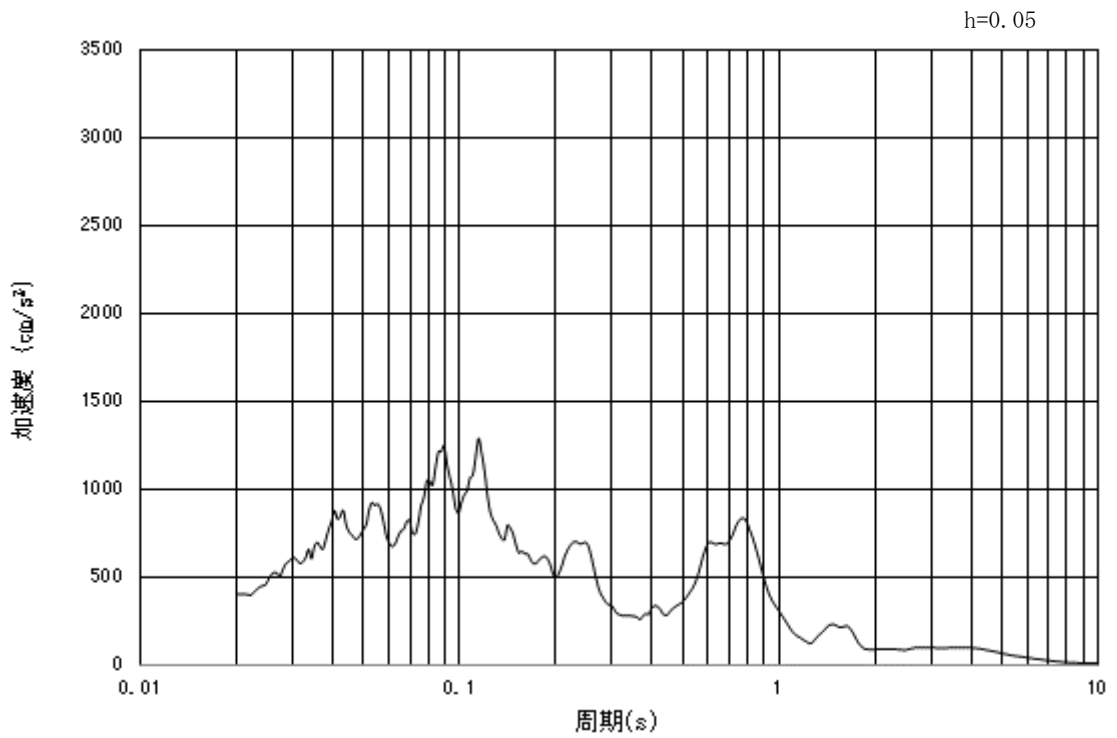


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (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)

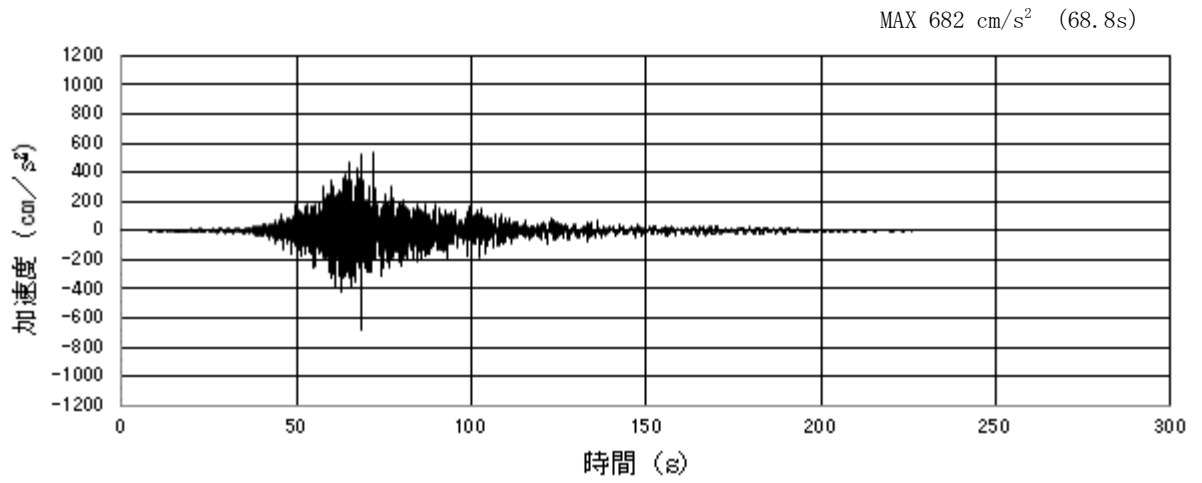


(a) 加速度時刻歴波形

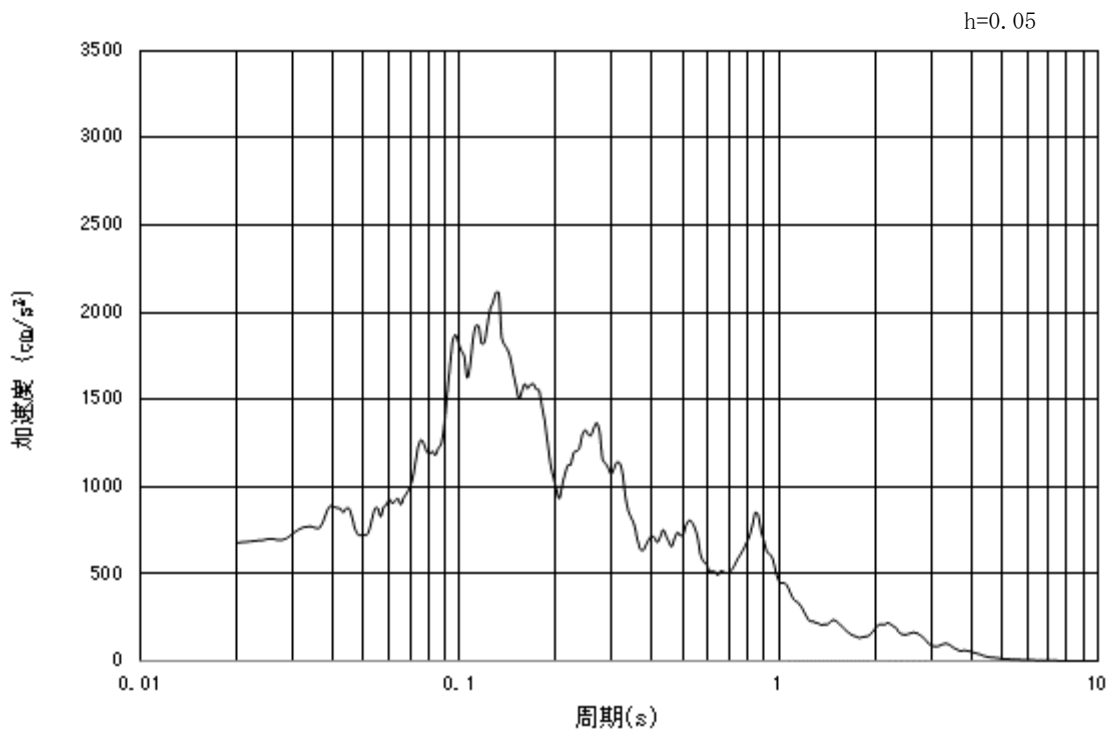


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (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: $S_s - 1.4$)

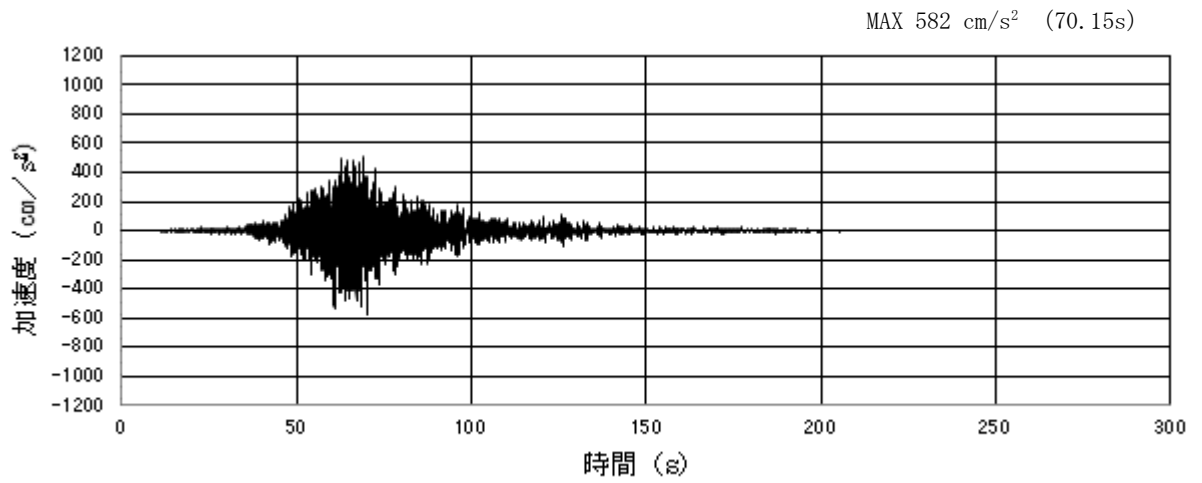


(a) 加速度時刻歴波形

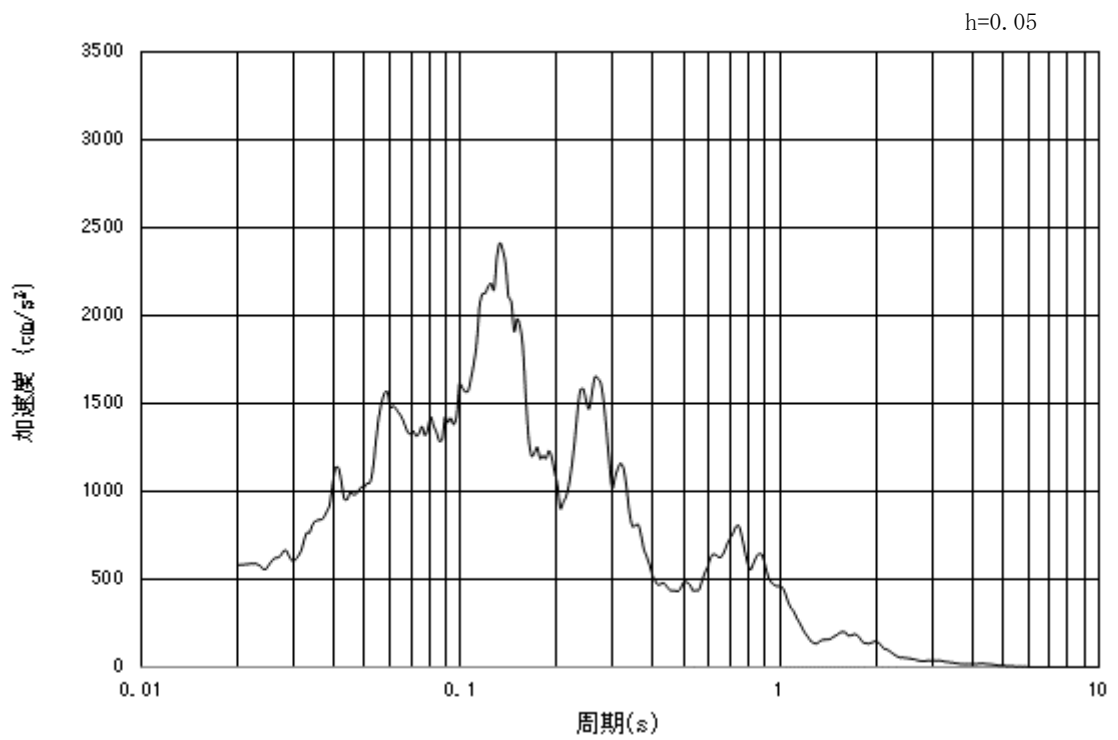


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (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: $S_s - 21$)

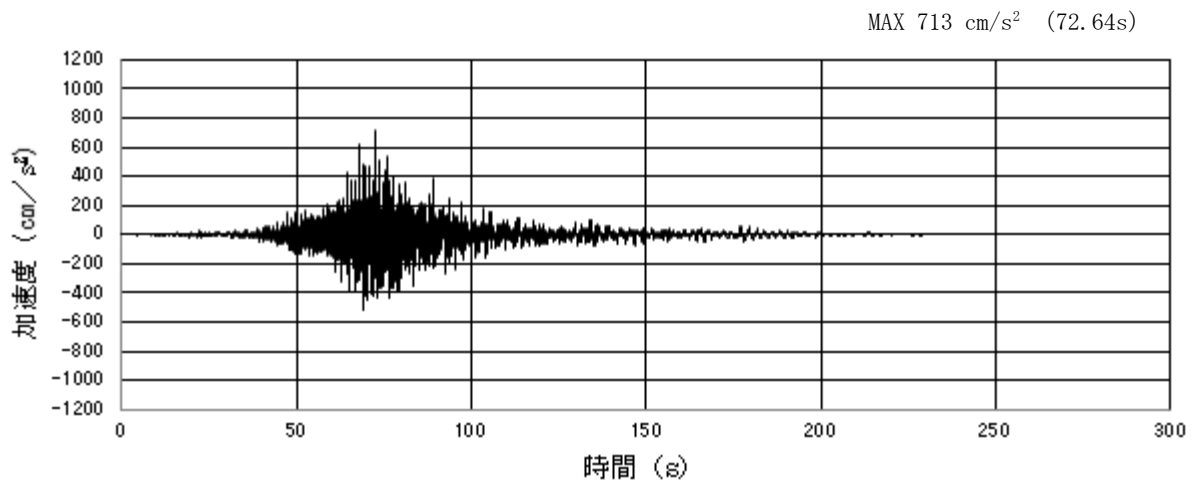


(a) 加速度時刻歴波形

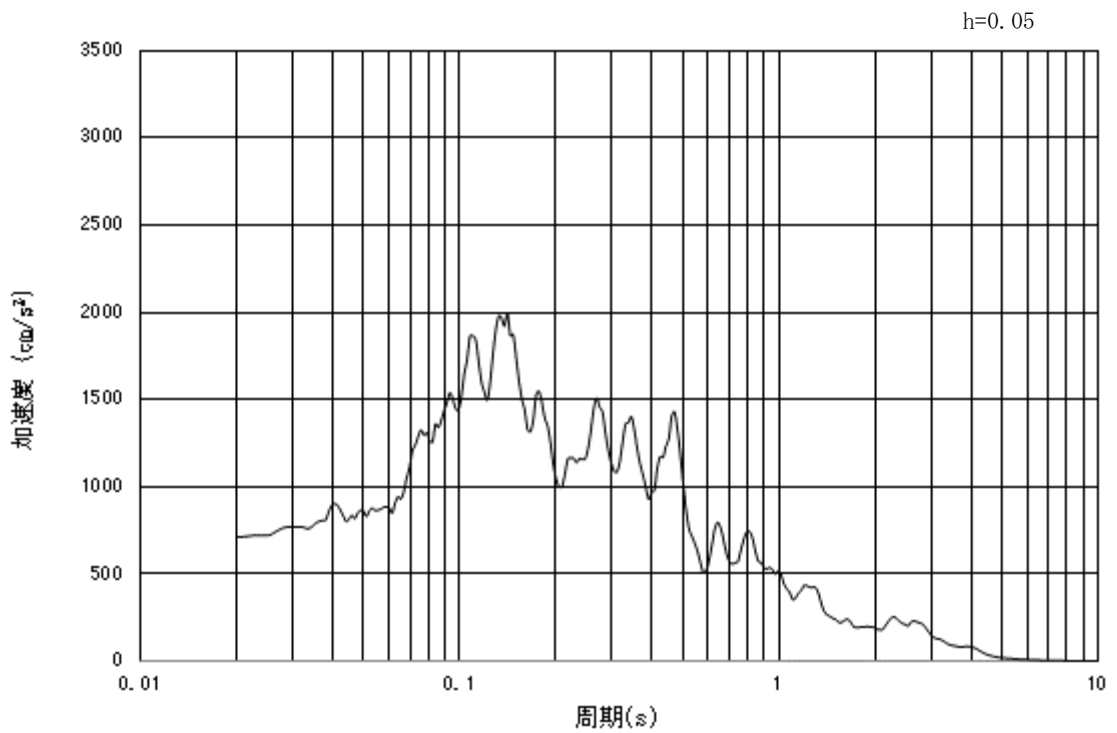


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 21$)

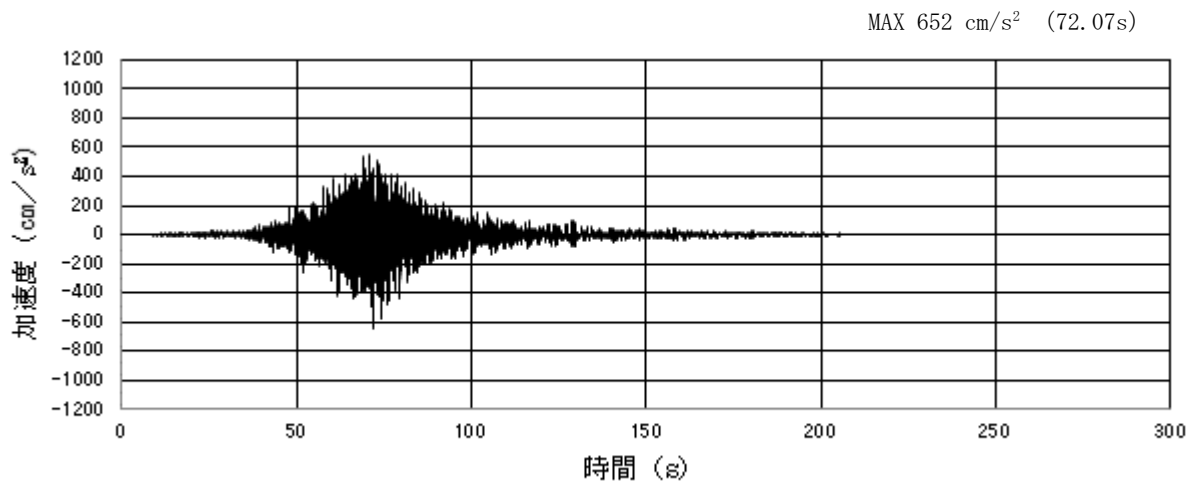


(a) 加速度時刻歴波形

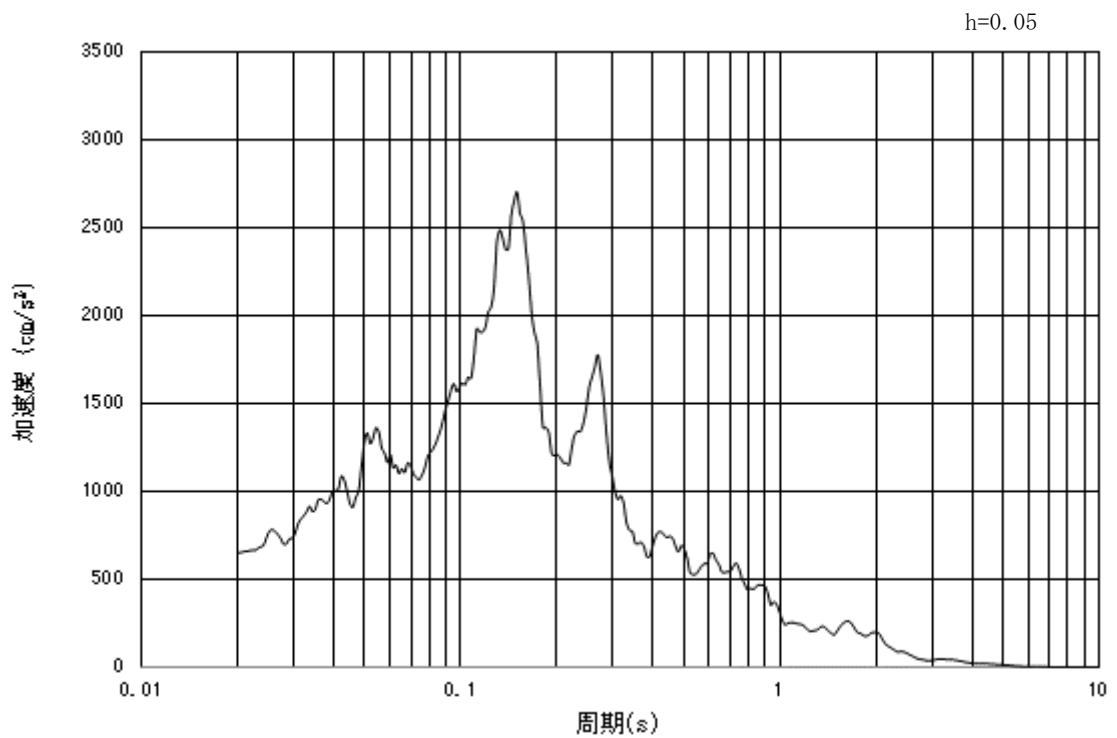


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 2 2)

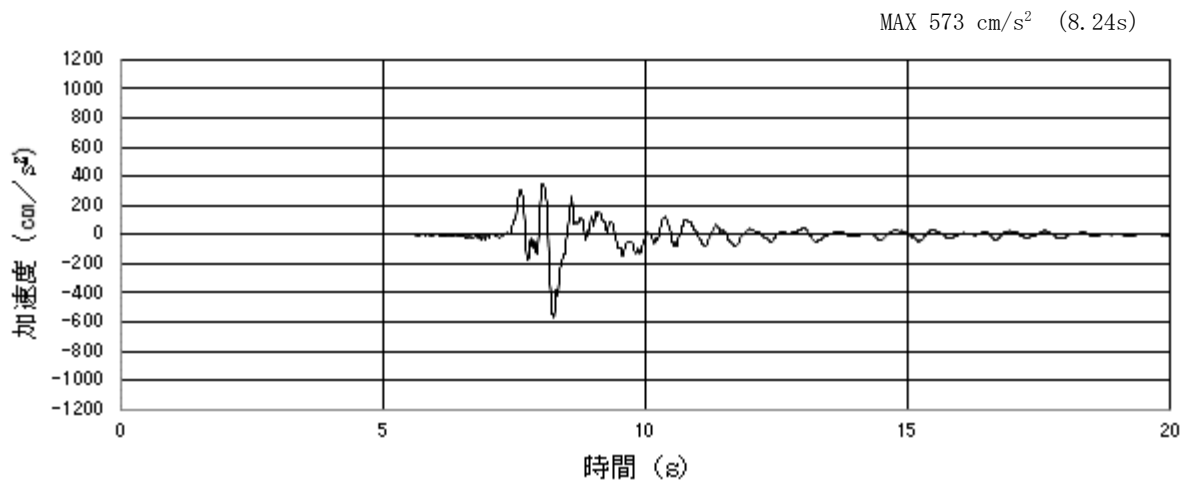


(a) 加速度時刻歴波形

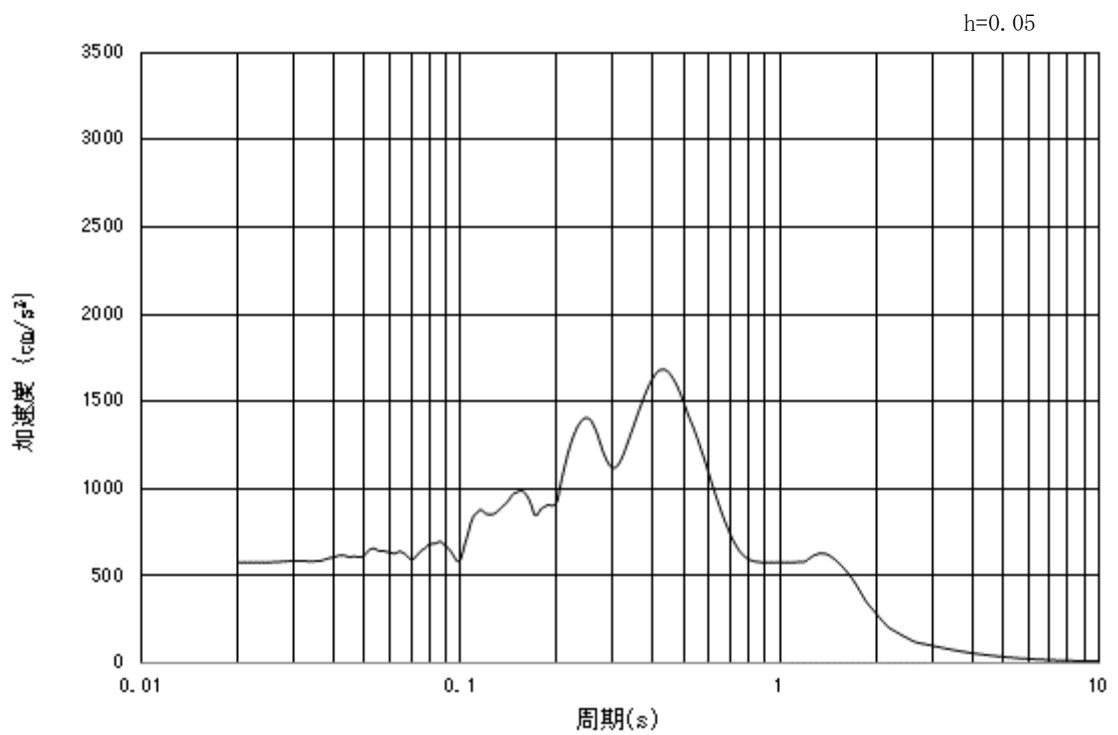


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (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: $S_s - 2.2$)

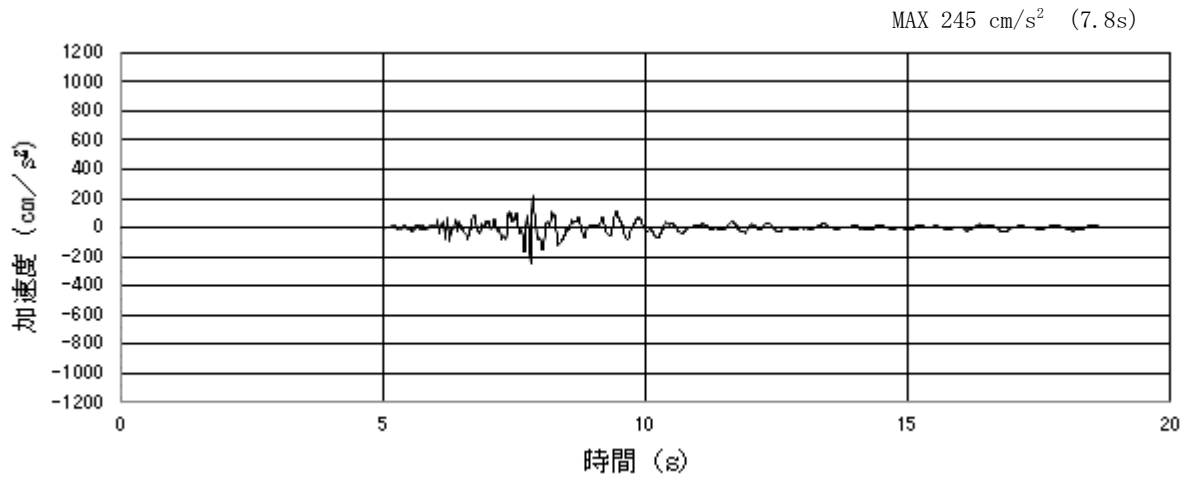


(a) 加速度時刻歴波形

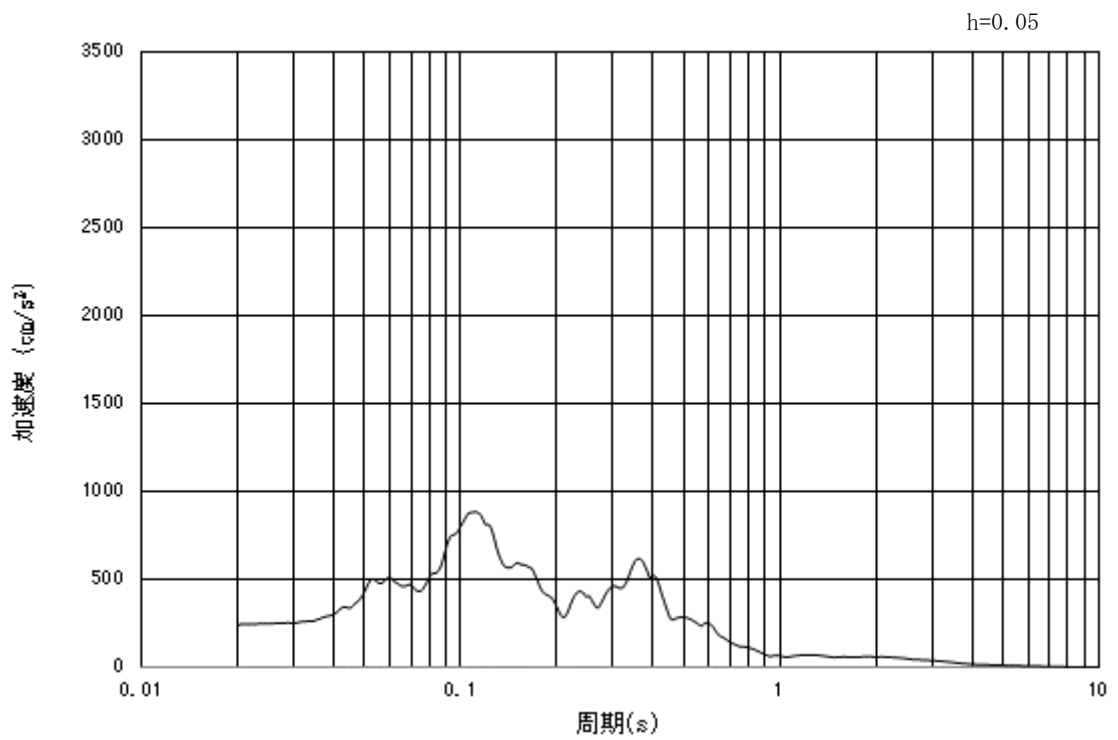


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (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: $S_s - 31$)



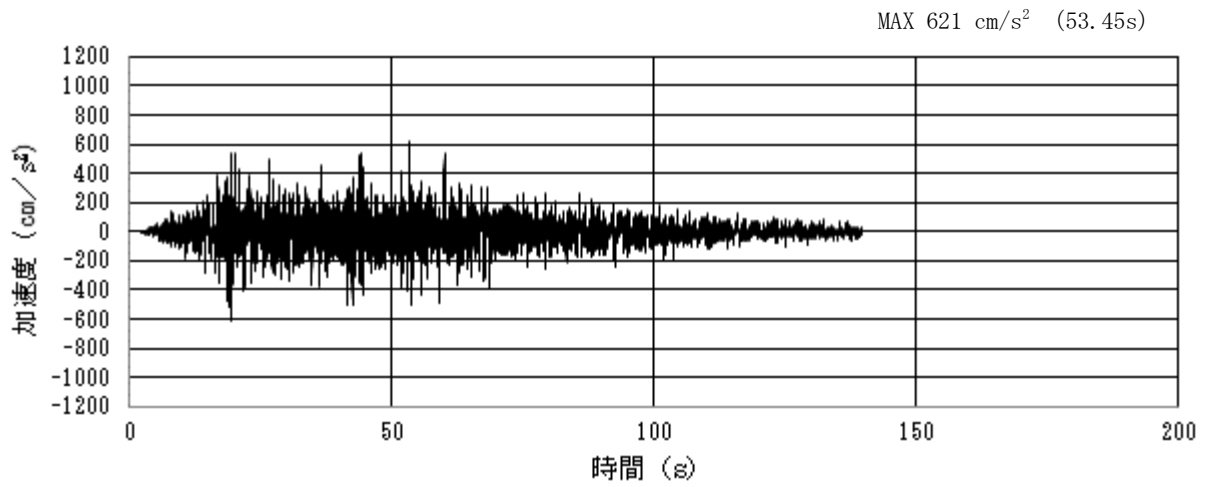
(a) 加速度時刻歴波形



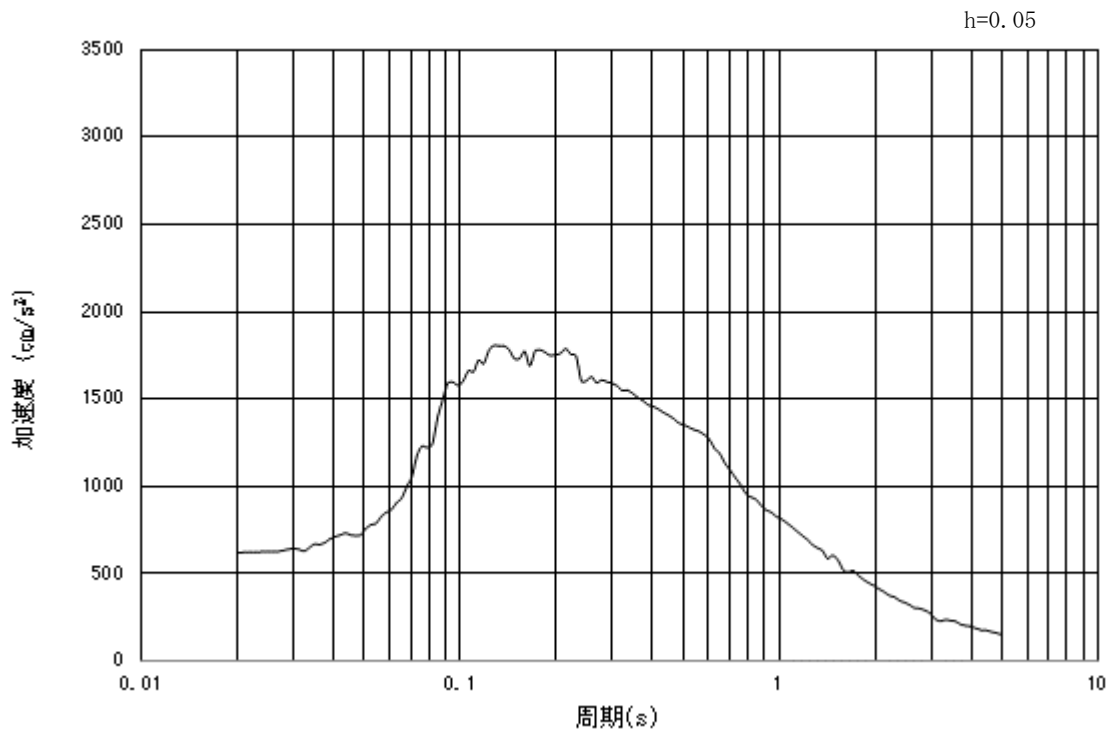
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 (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

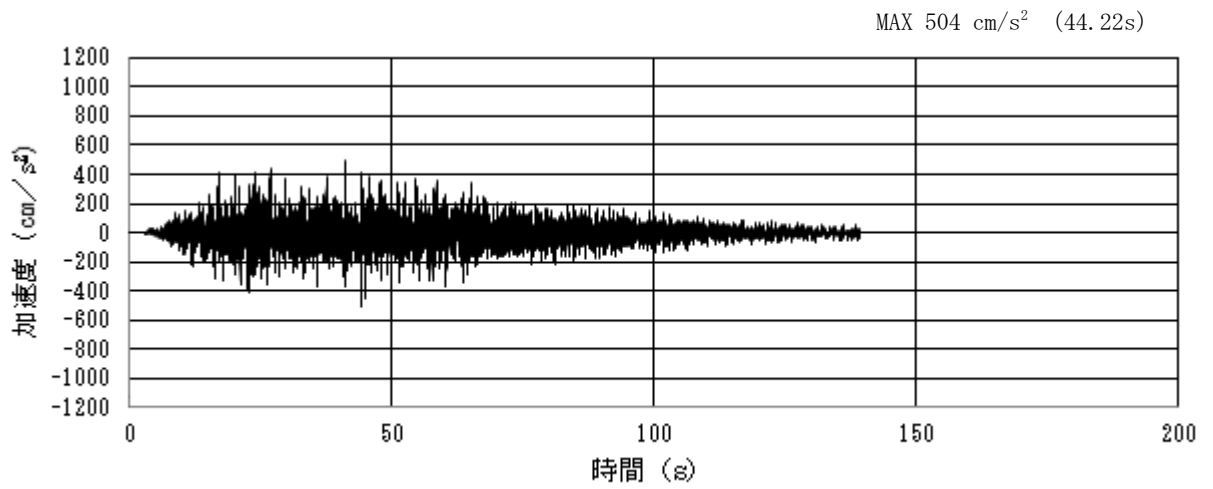


加速度時刻歴波形

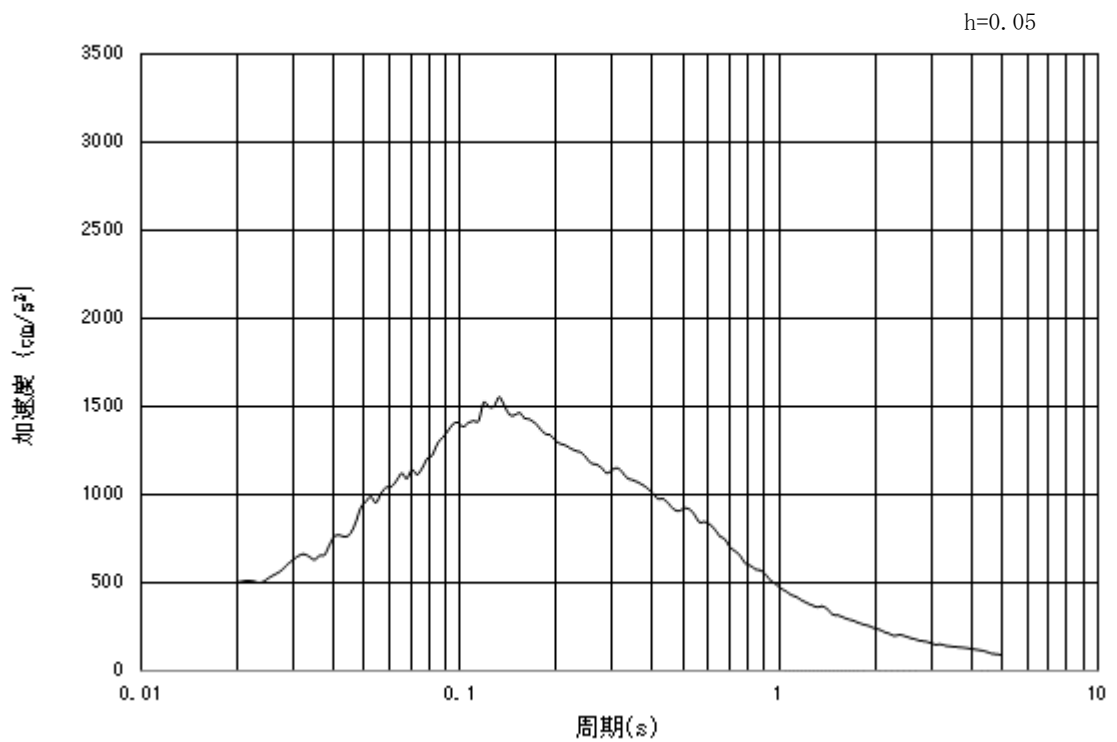


加速度応答スペクトル

図 3-14 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_s-D 1)

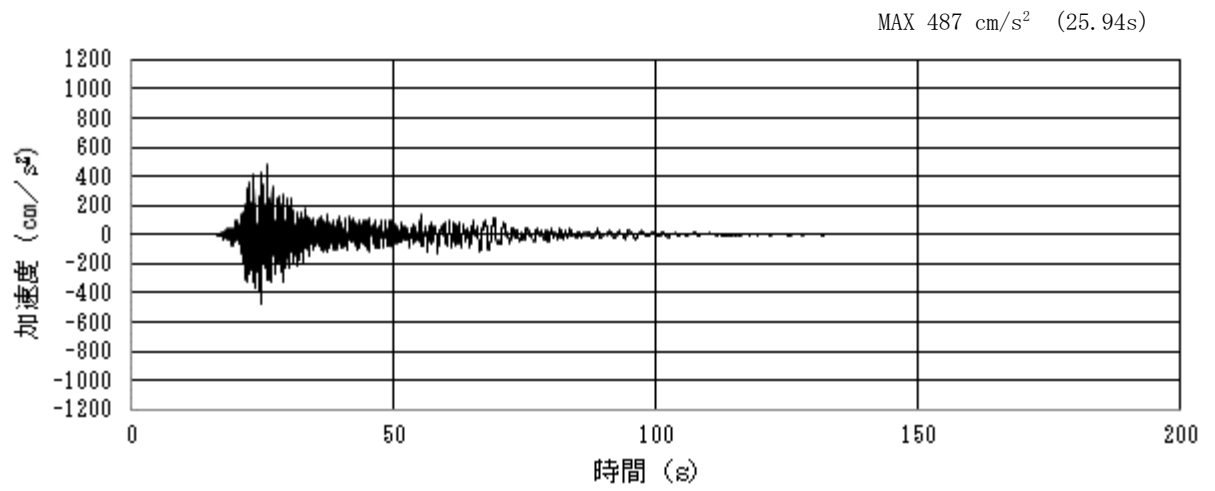


加速度時刻歴波形

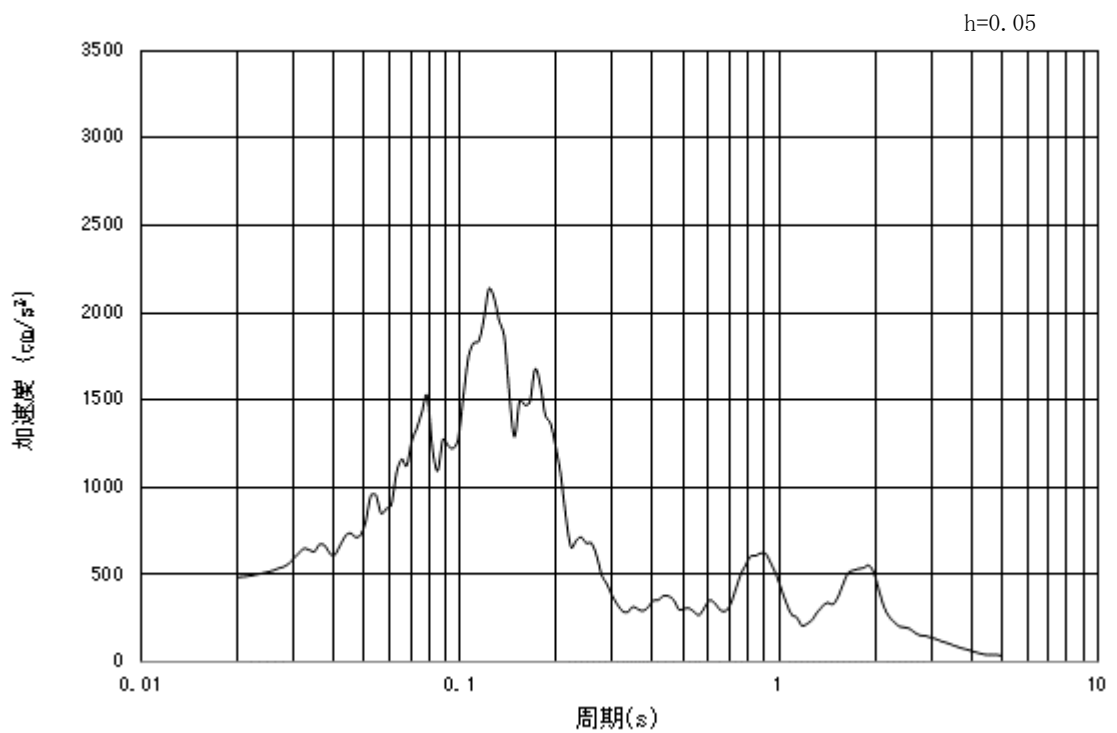


加速度応答スペクトル

図 3-14 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_s-D1)

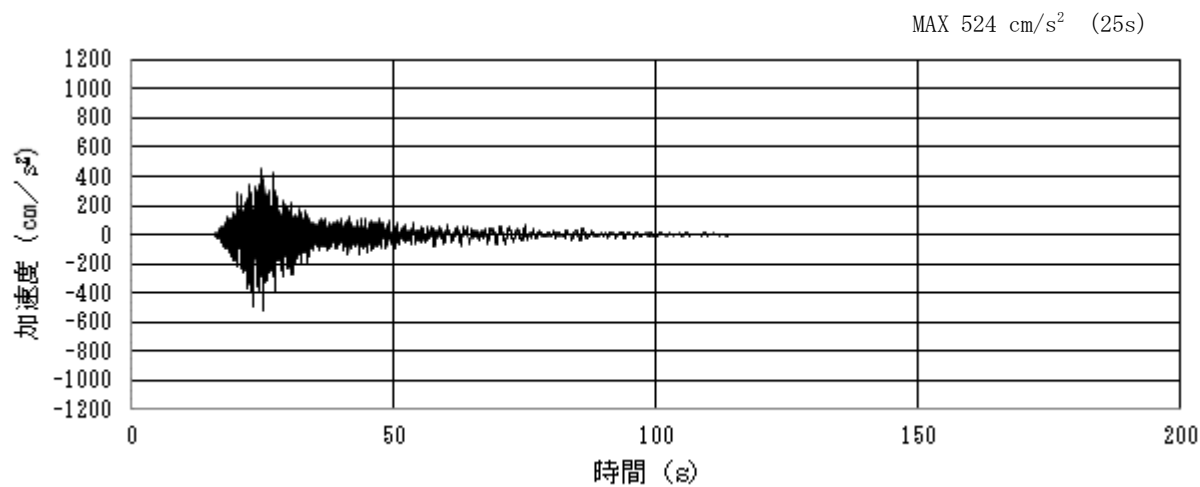


加速度時刻歴波形

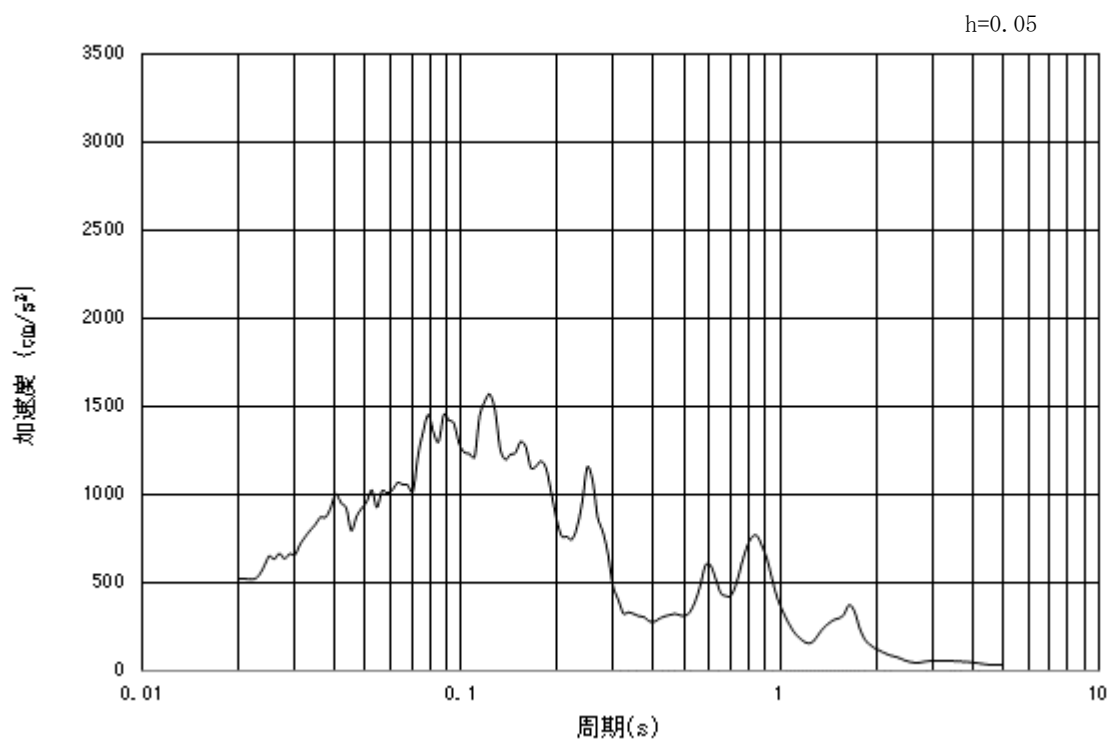


加速度応答スペクトル

図 3-14 (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 : $S_s - 1.1$)

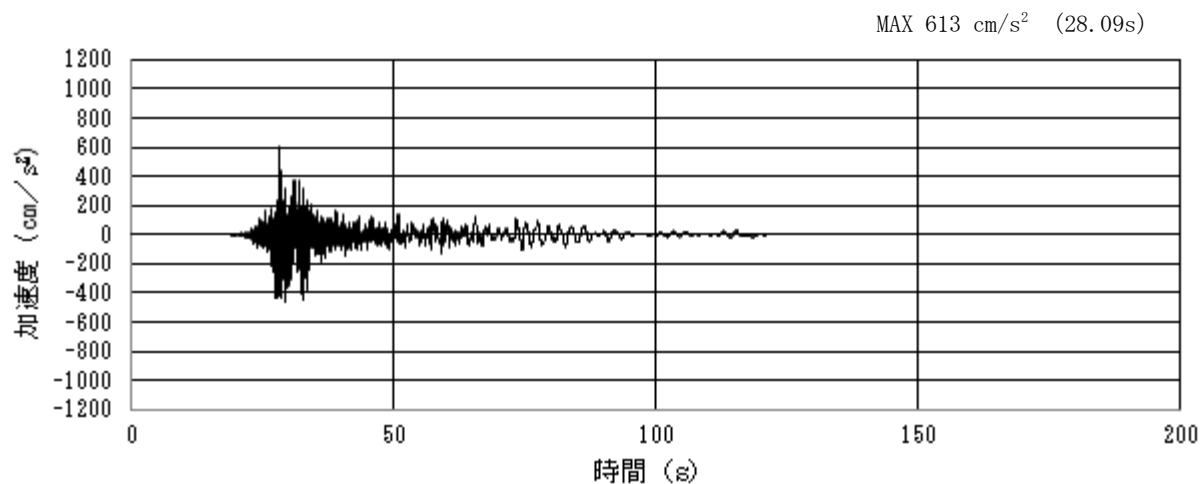


加速度時刻歴波形

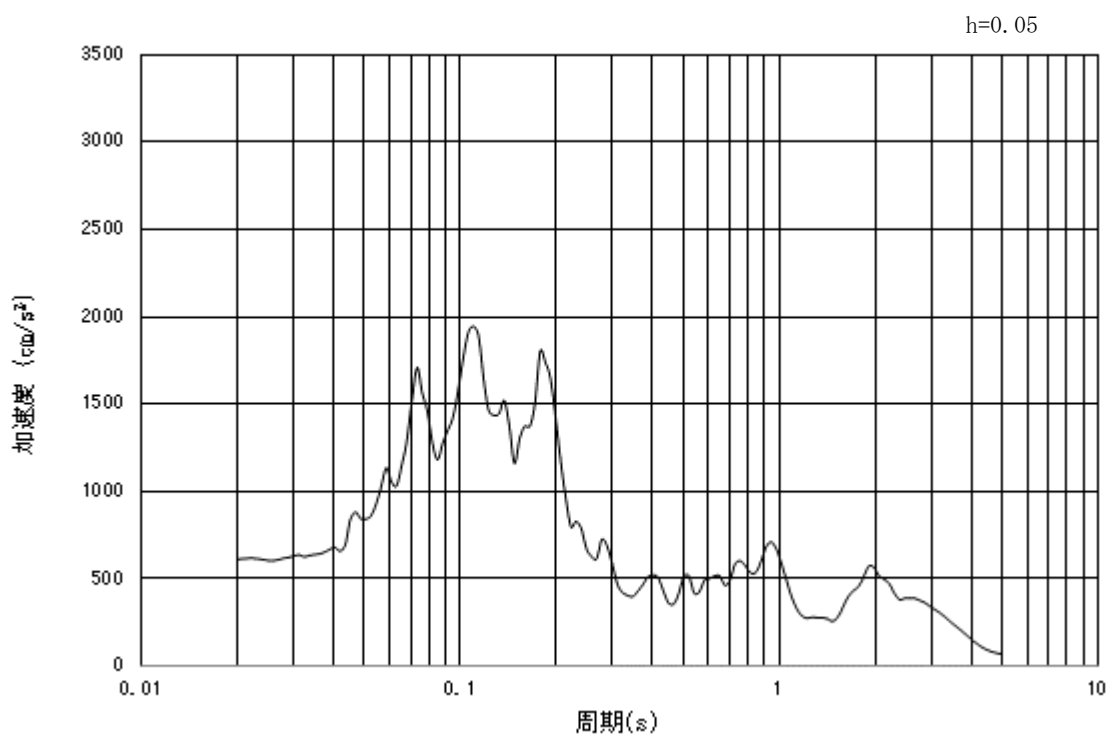


加速度応答スペクトル

図 3-14 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 11$)

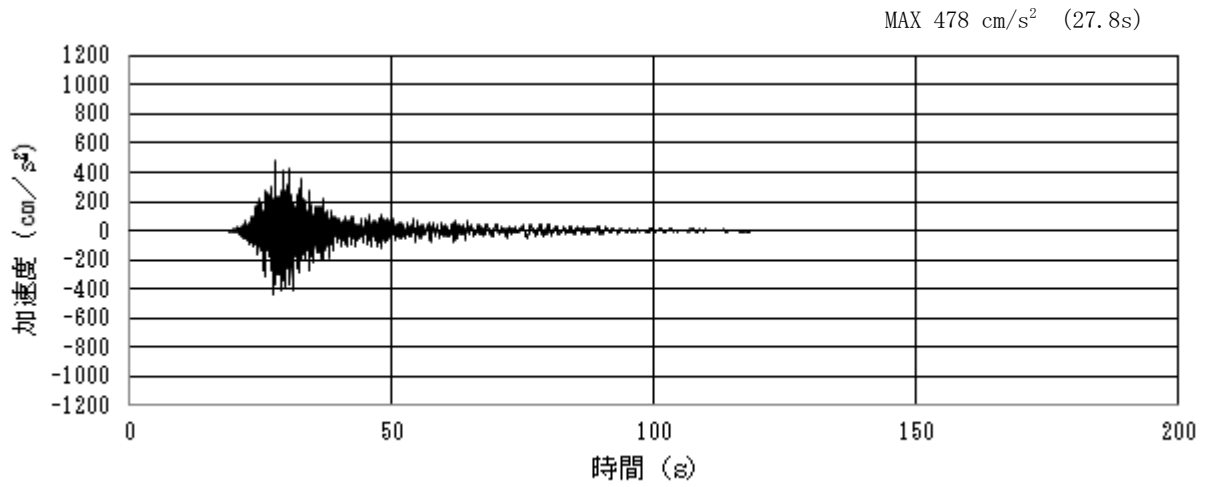


加速度時刻歴波形

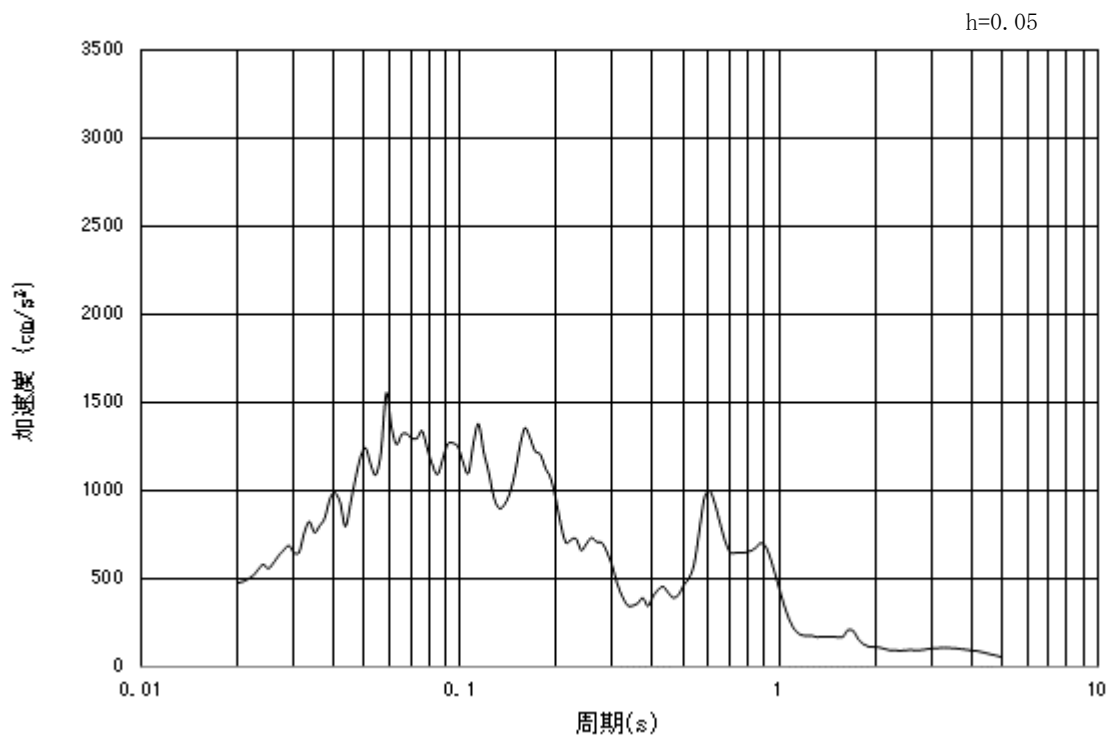


加速度応答スペクトル

図 3-14 (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)

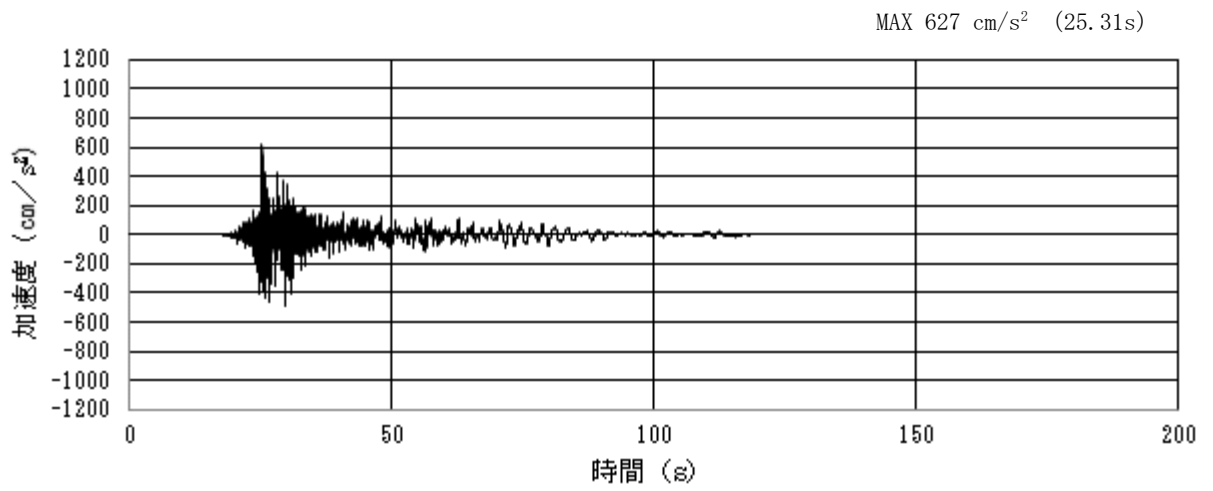


加速度時刻歴波形

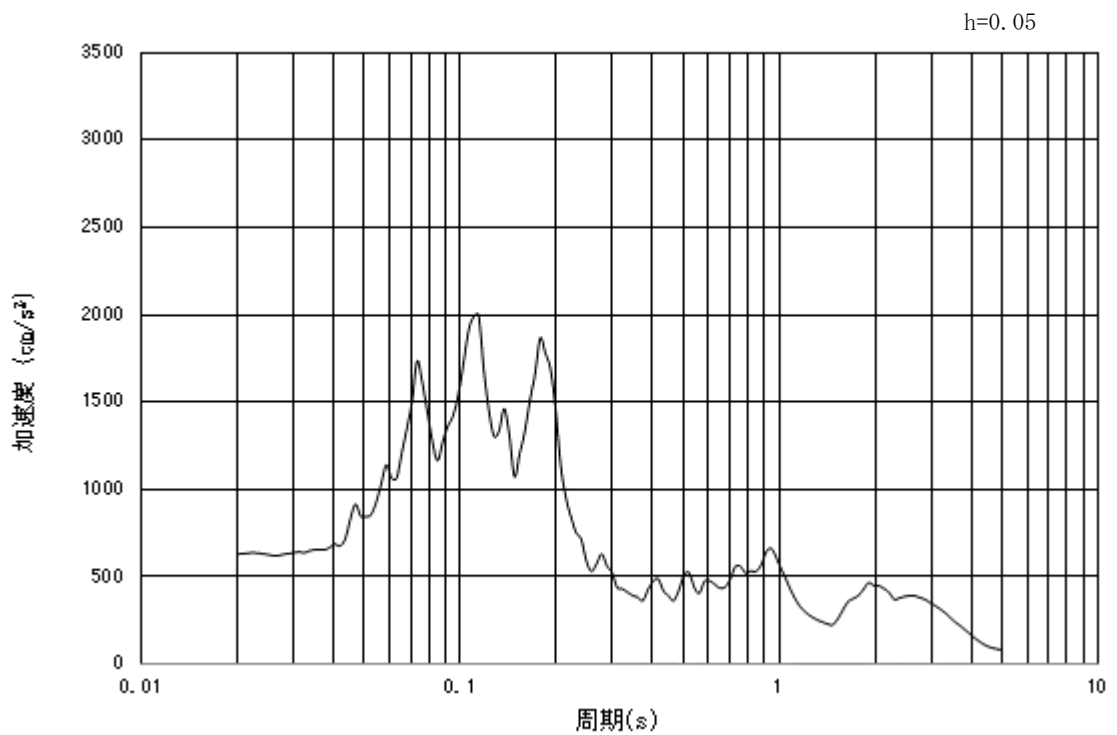


加速度応答スペクトル

図 3-14 (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: $S_s - 12$)

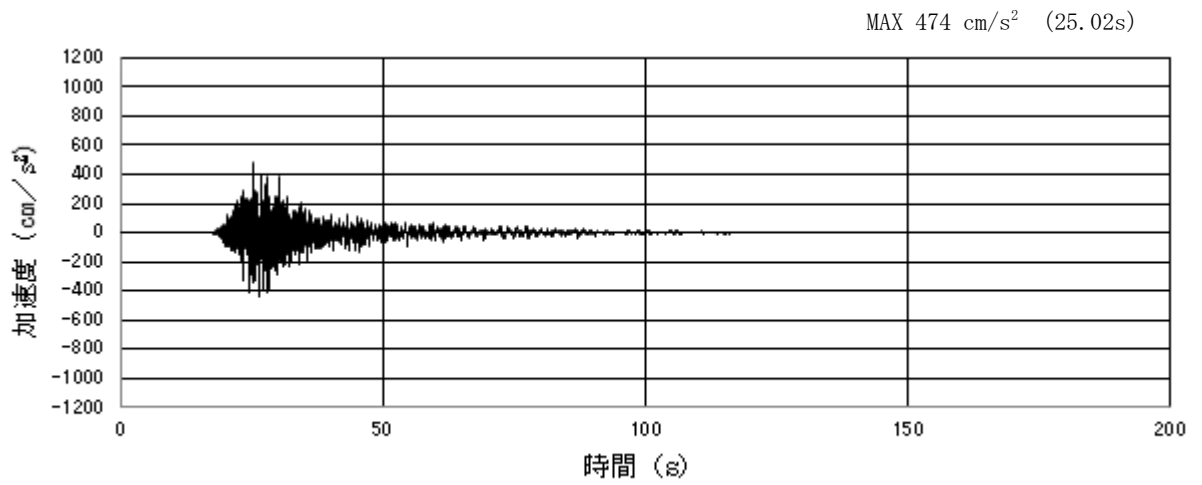


加速度時刻歴波形

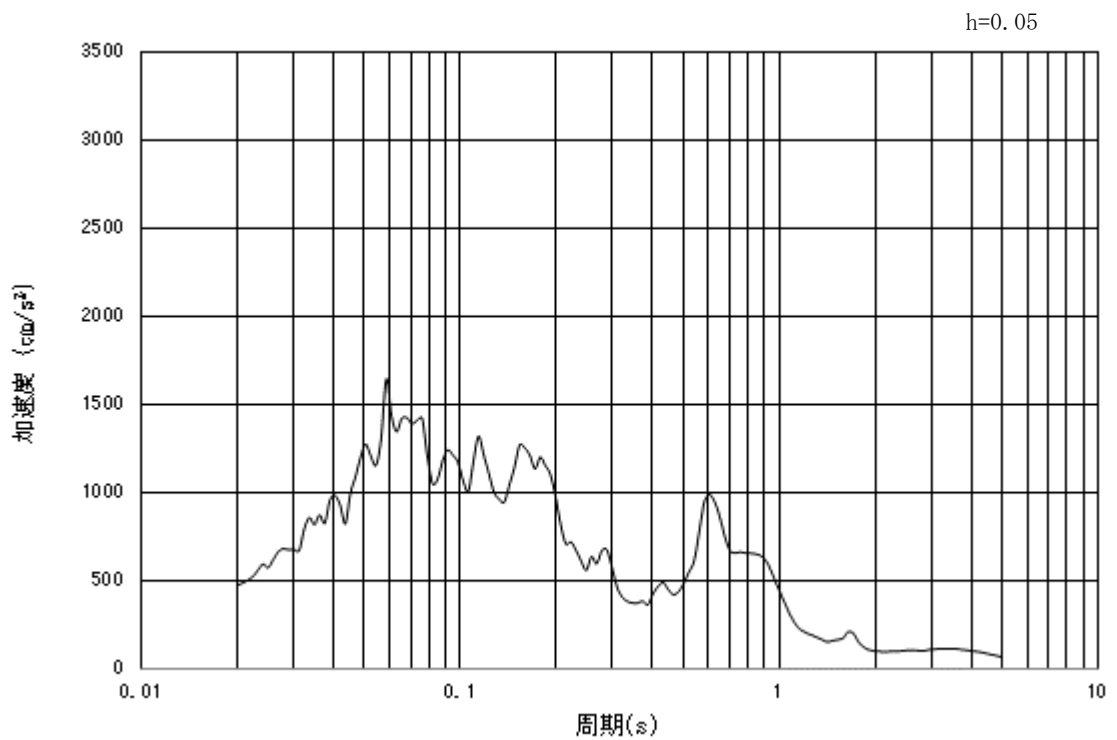


加速度応答スペクトル

図 3-14 (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)

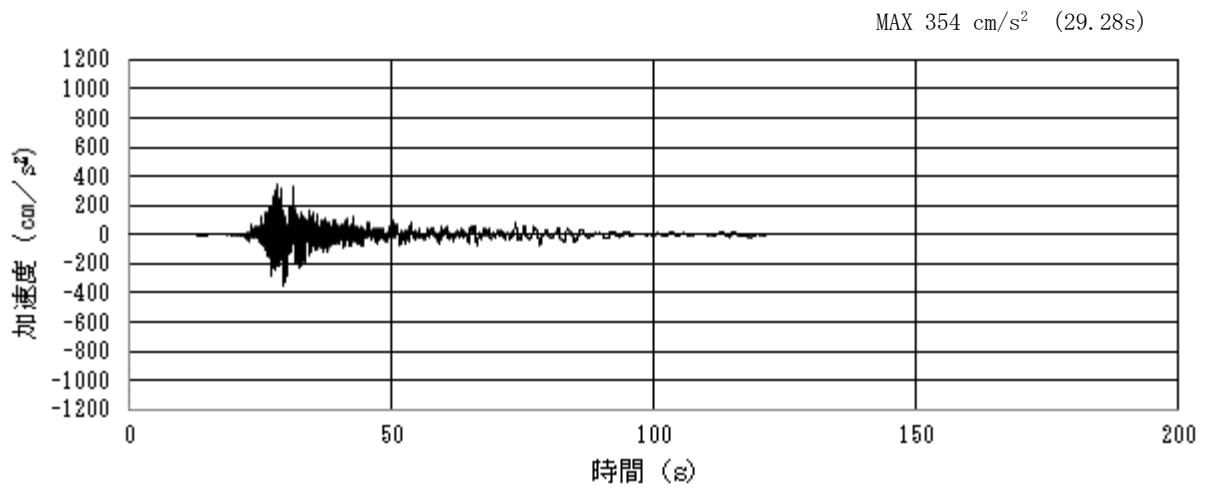


加速度時刻歴波形

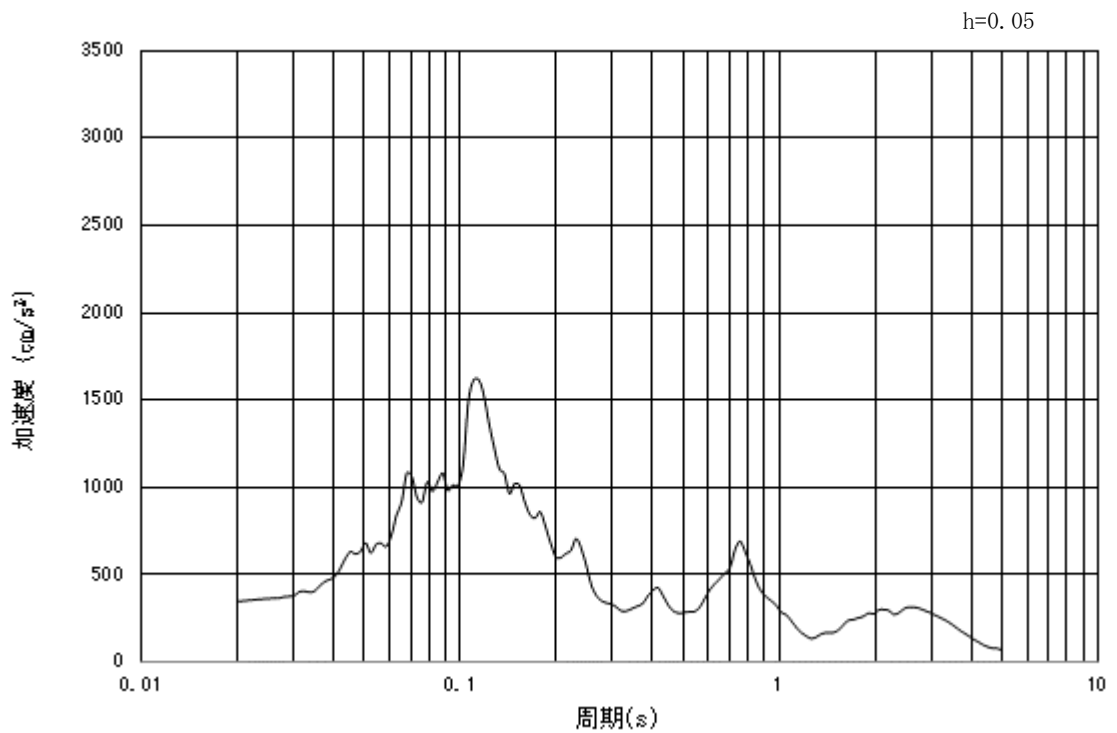


加速度応答スペクトル

図 3-14 (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)

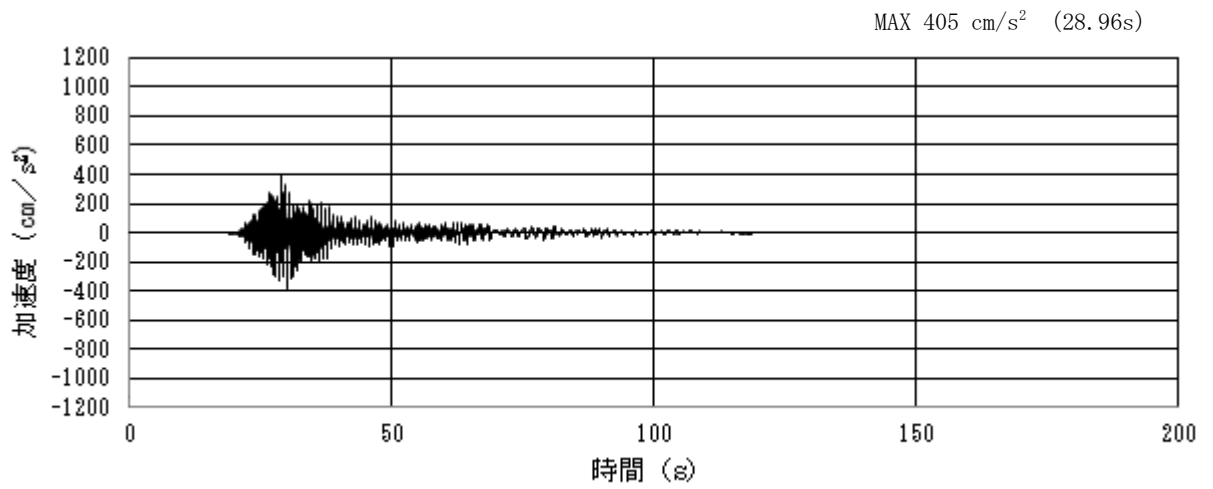


加速度時刻歴波形

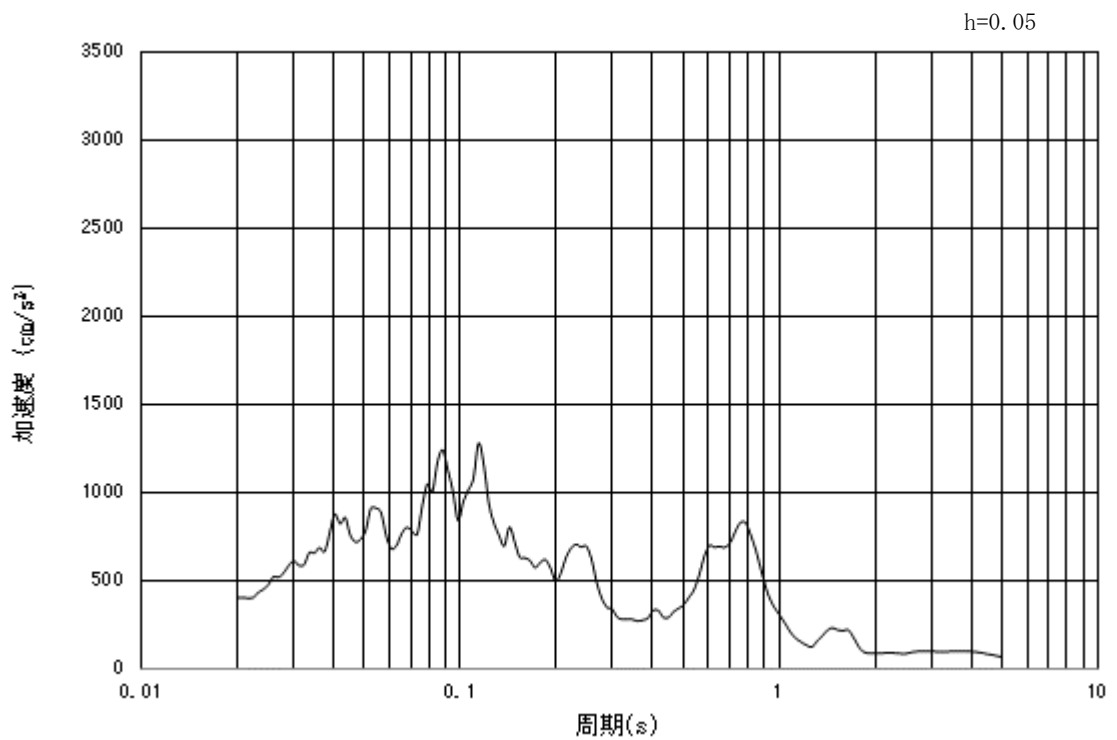


加速度応答スペクトル

図 3-14 (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 : $S_s - 1.4$)

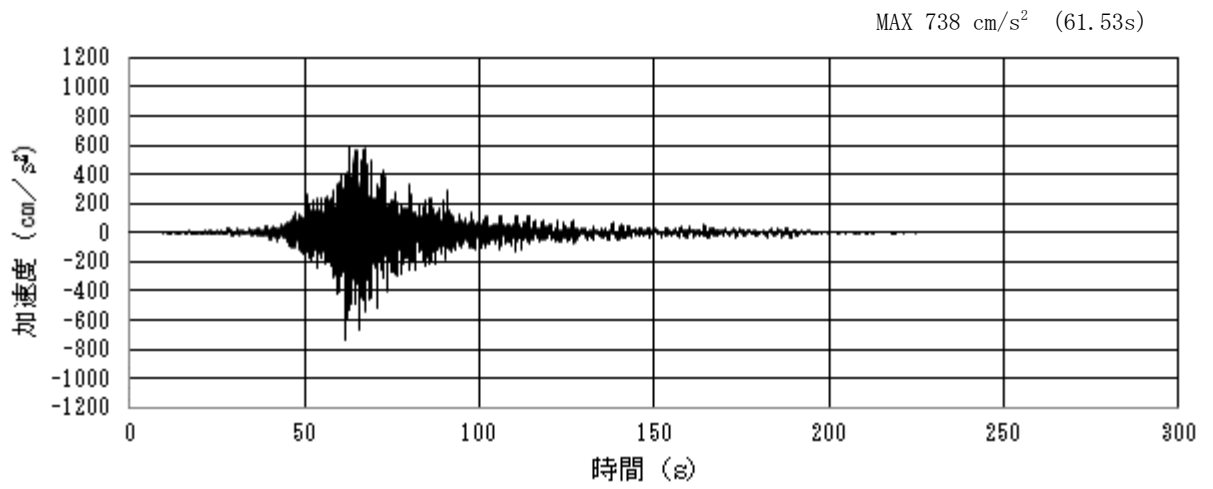


加速度時刻歴波形

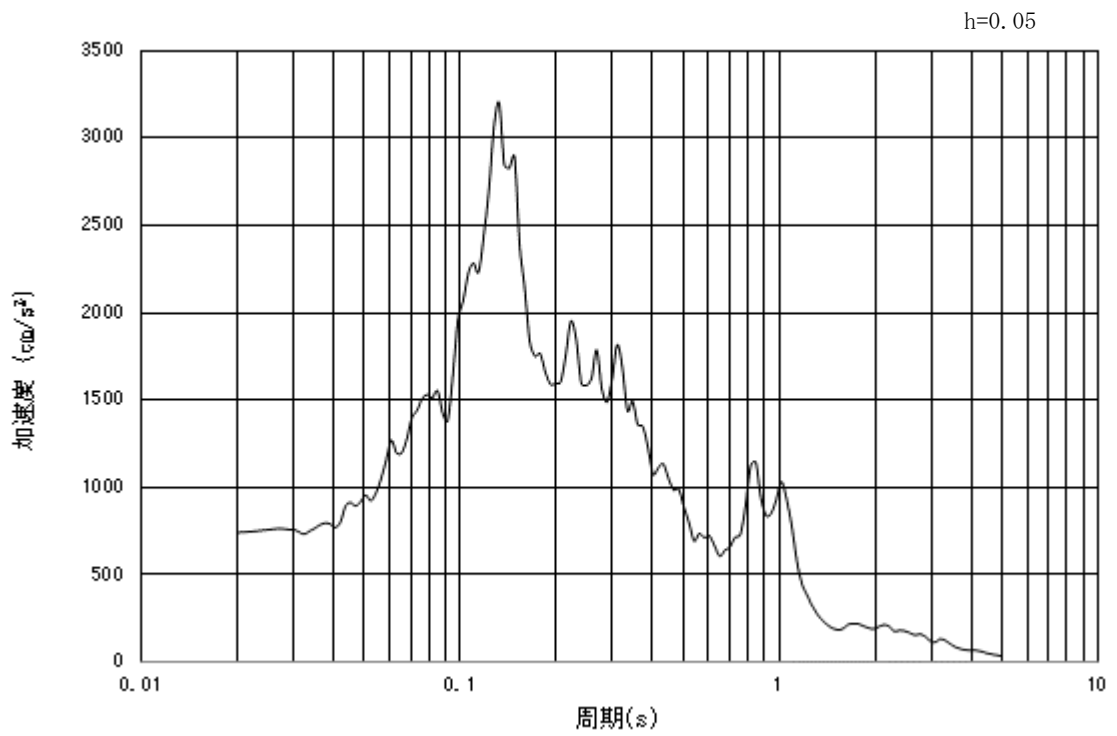


加速度応答スペクトル

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

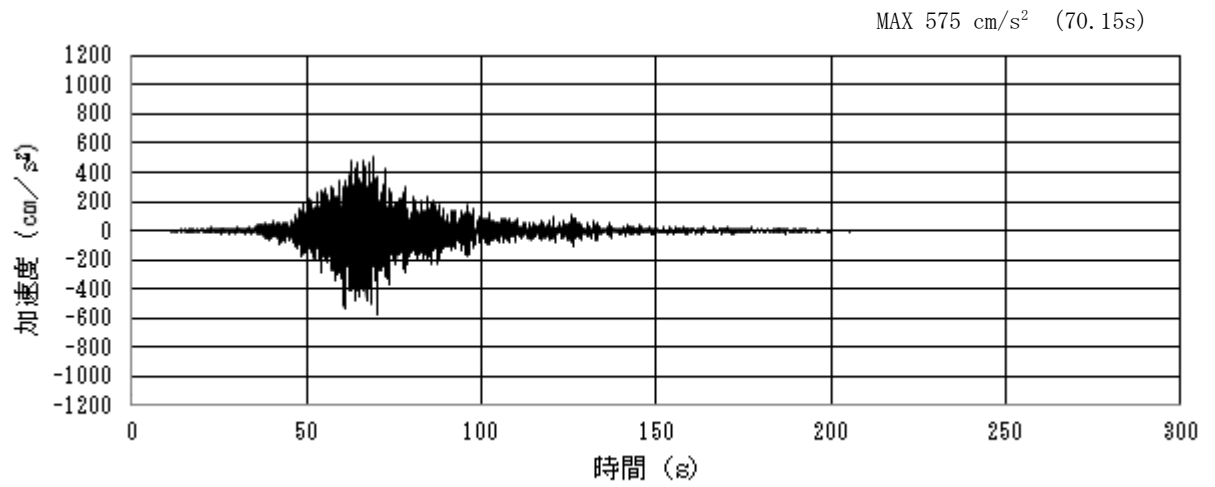


加速度時刻歴波形

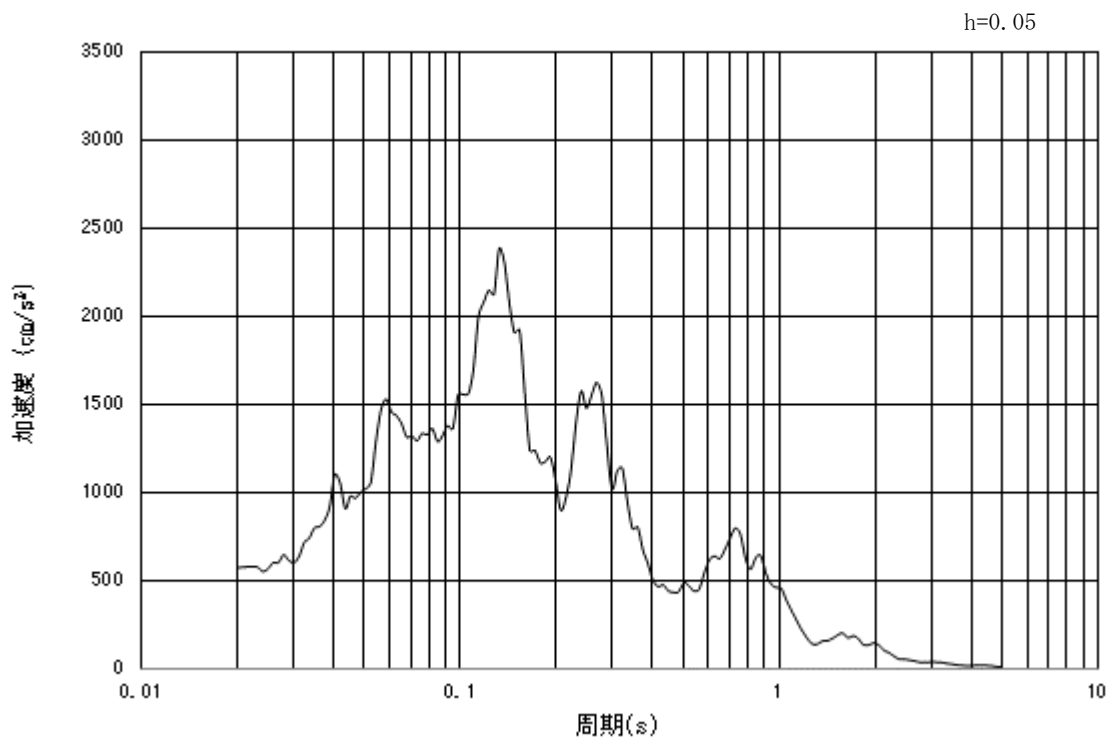


加速度応答スペクトル

図 3-14 (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)

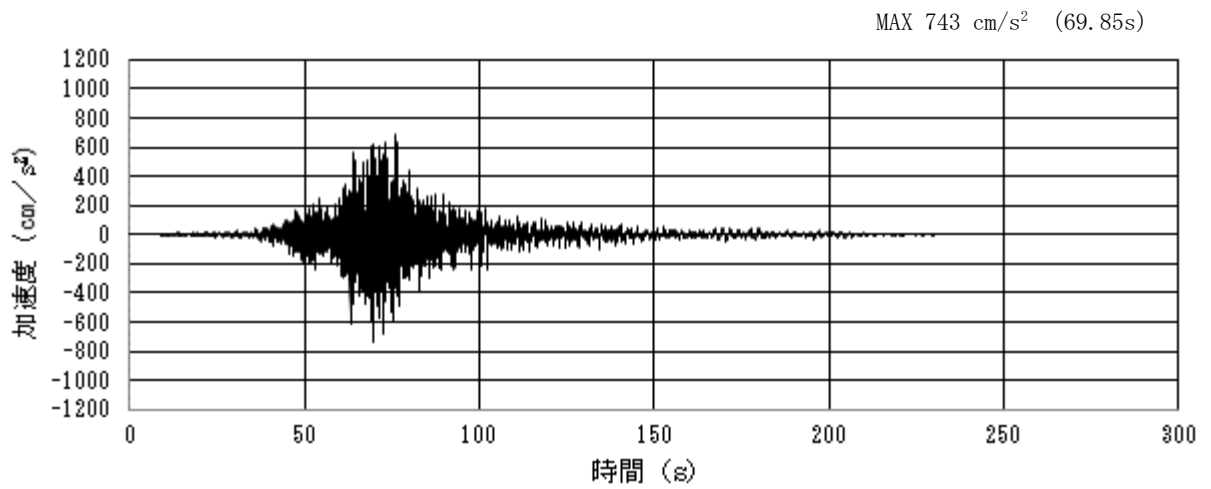


加速度時刻歴波形

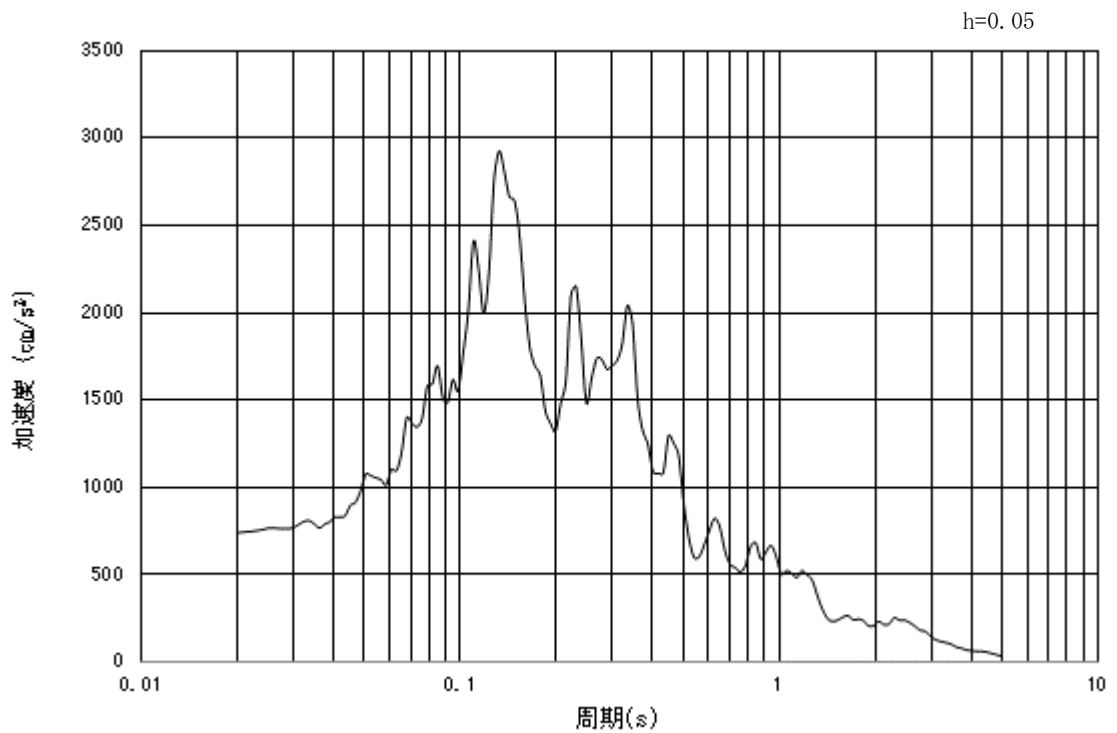


加速度応答スペクトル

図 3-14 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: $S_s - 21$)

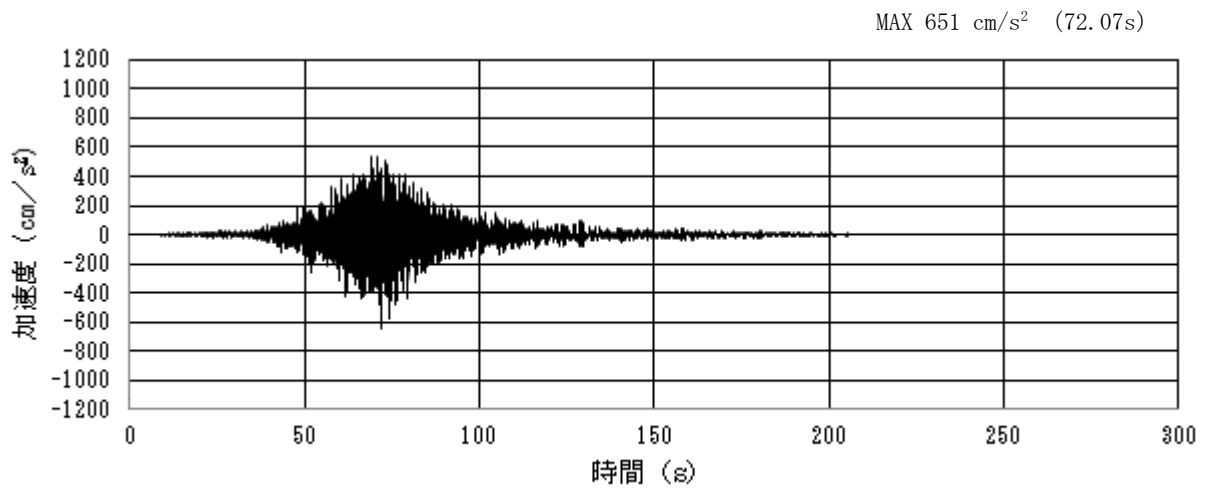


加速度時刻歴波形

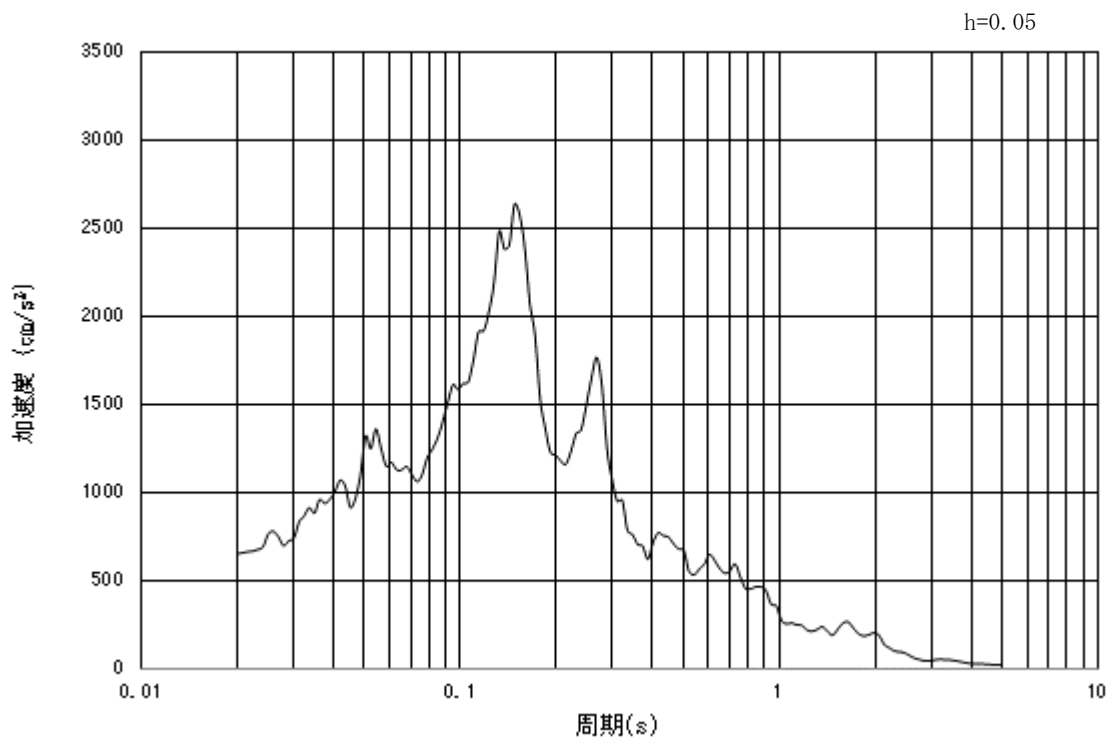


加速度応答スペクトル

図 3-14 (13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S_s - 2 2)

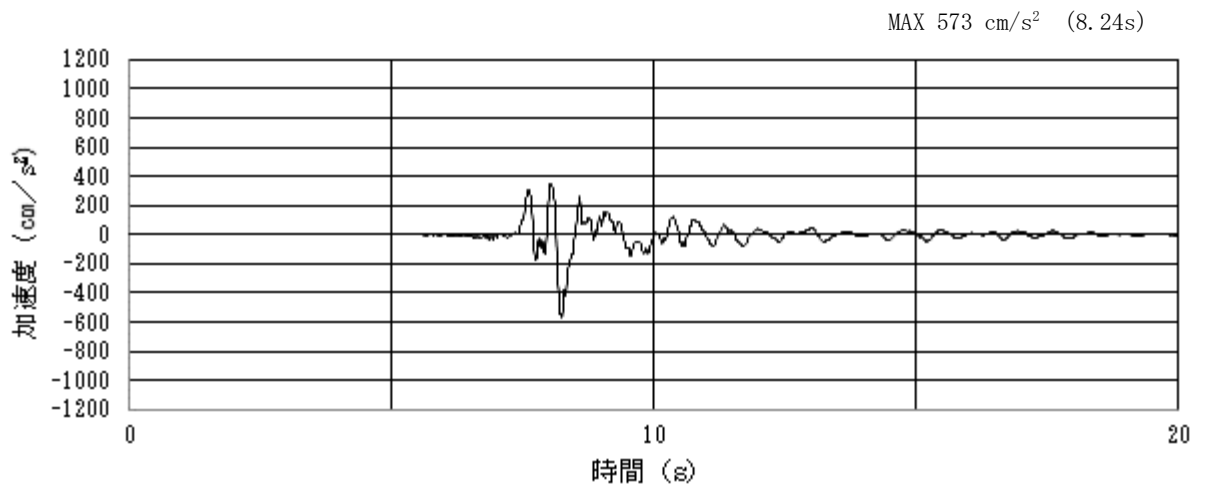


加速度時刻歴波形

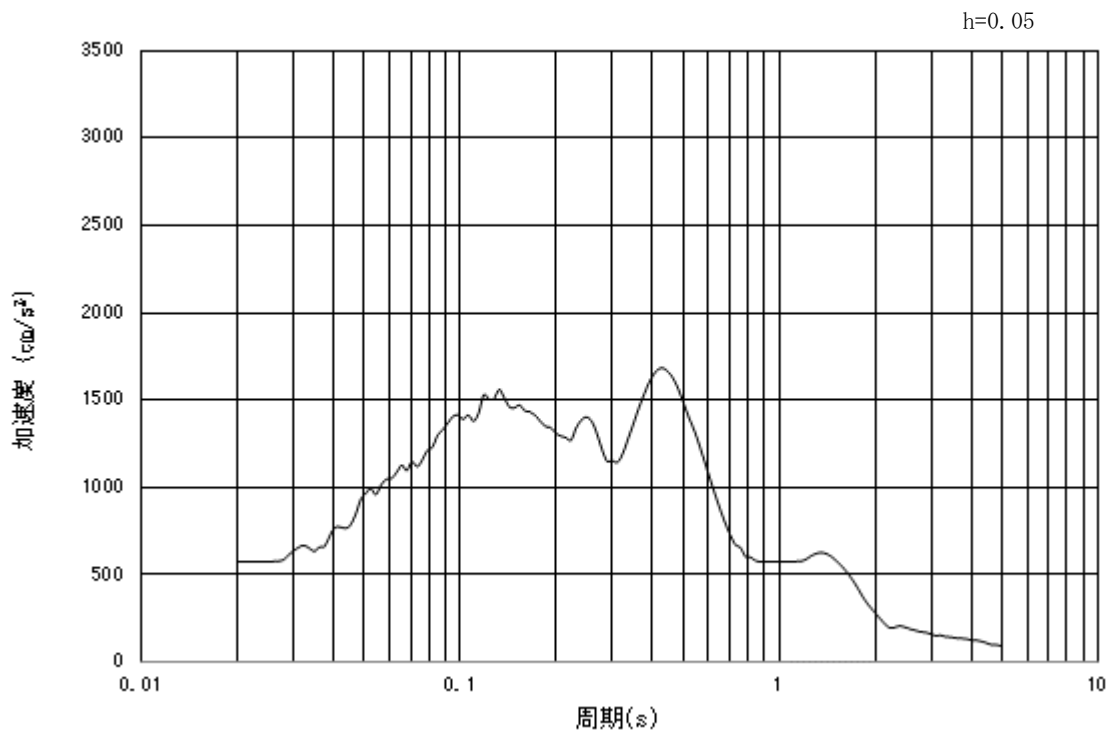


加速度応答スペクトル

図 3-14 (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)

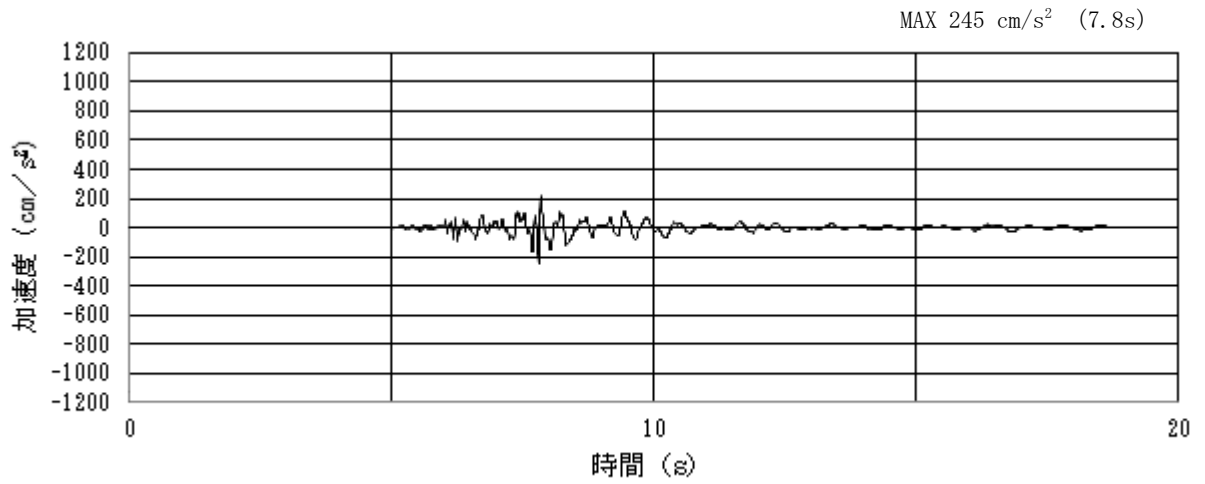


加速度時刻歴波形

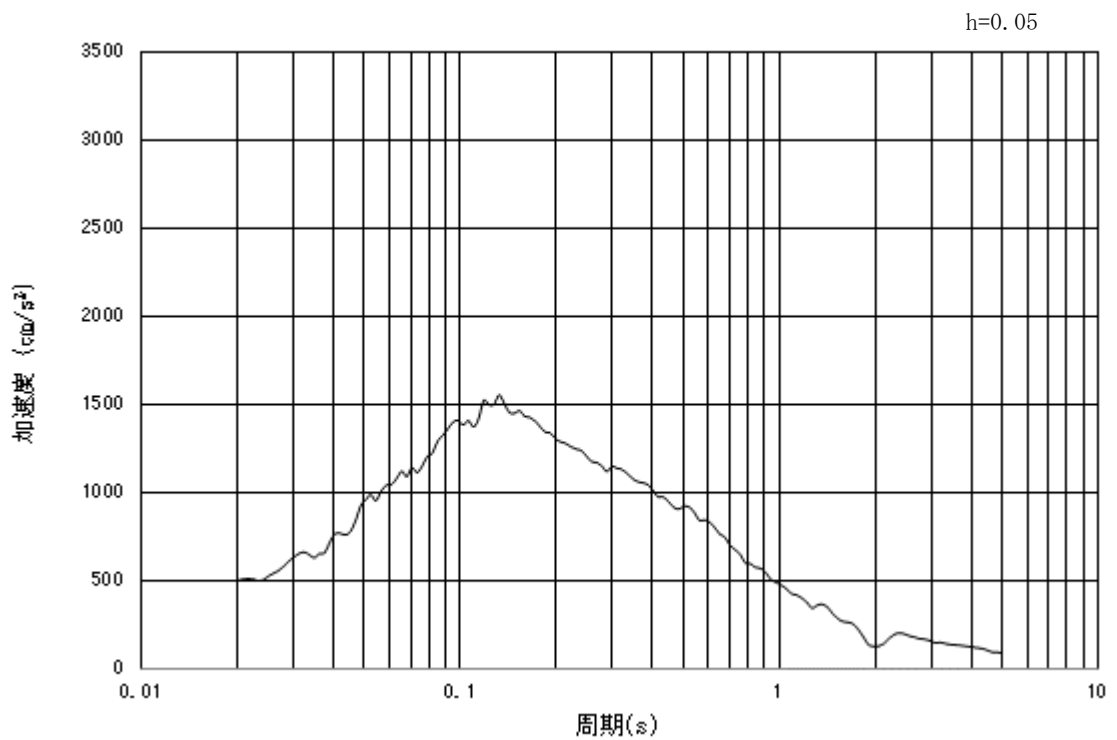


加速度応答スペクトル

図 3-14 (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 : $S_s - 31$)



加速度時刻歴波形



加速度応答スペクトル

図 3-14 (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の 5 倍以上、モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。ただし、本設計の対象構造物である、防潮壁は鋼管杭が対象構造物であることから、構造物の 5 倍となると 10m~12.5m となり解析領域としては狭すぎる。そこで、本設計では両側 100m 程度までモデル化することとする。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

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

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

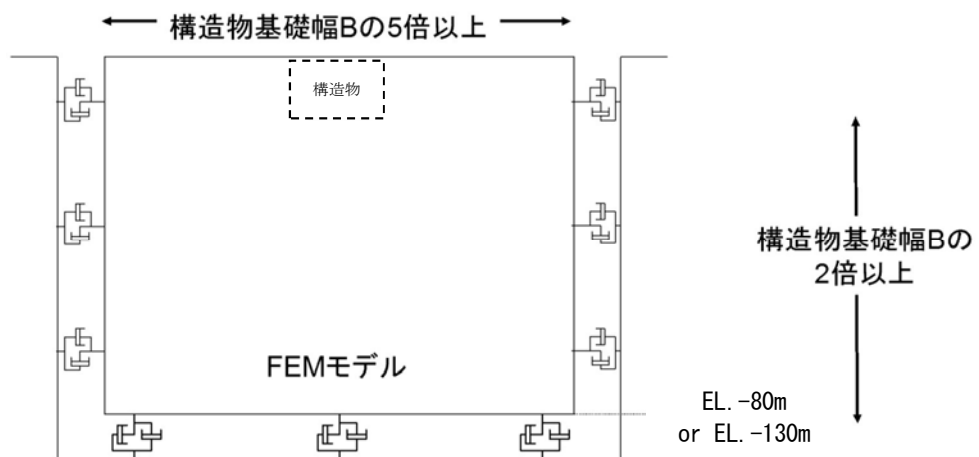


図 3-15 モデル化範囲の考え方

(2) 境界条件

解析領域の側方及び底面には，粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

構造物は，線形はり要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

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

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 3-16～図 3-20 に示す。

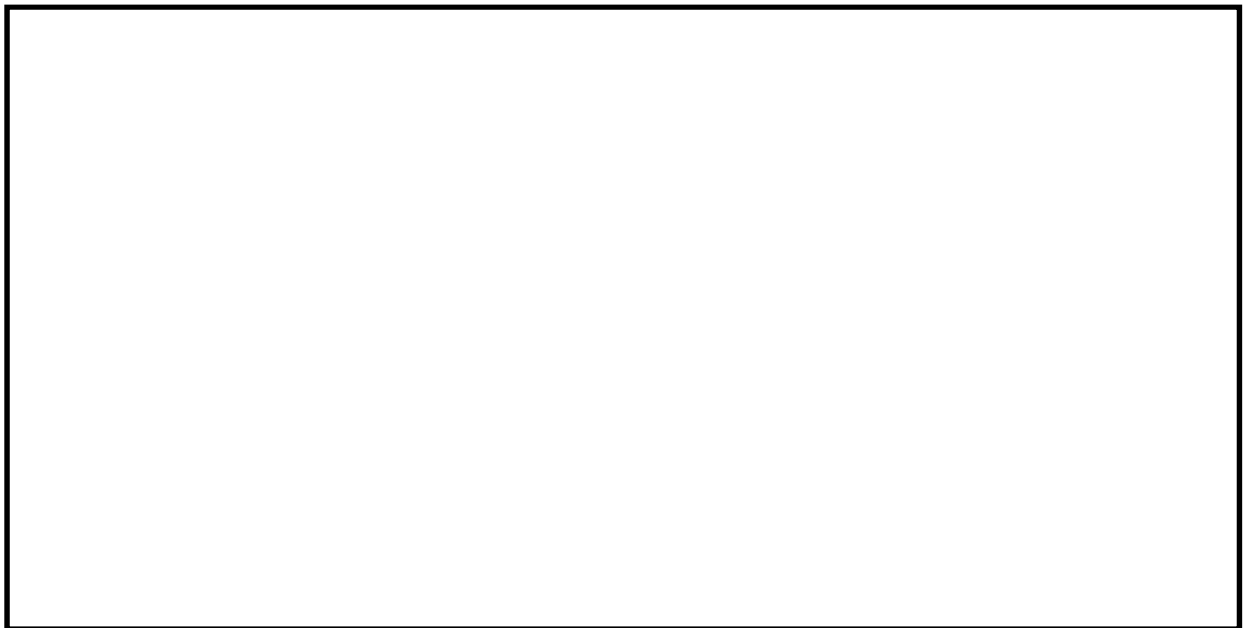


図 3-16 地震応答解析モデル(1/5) (断面①)

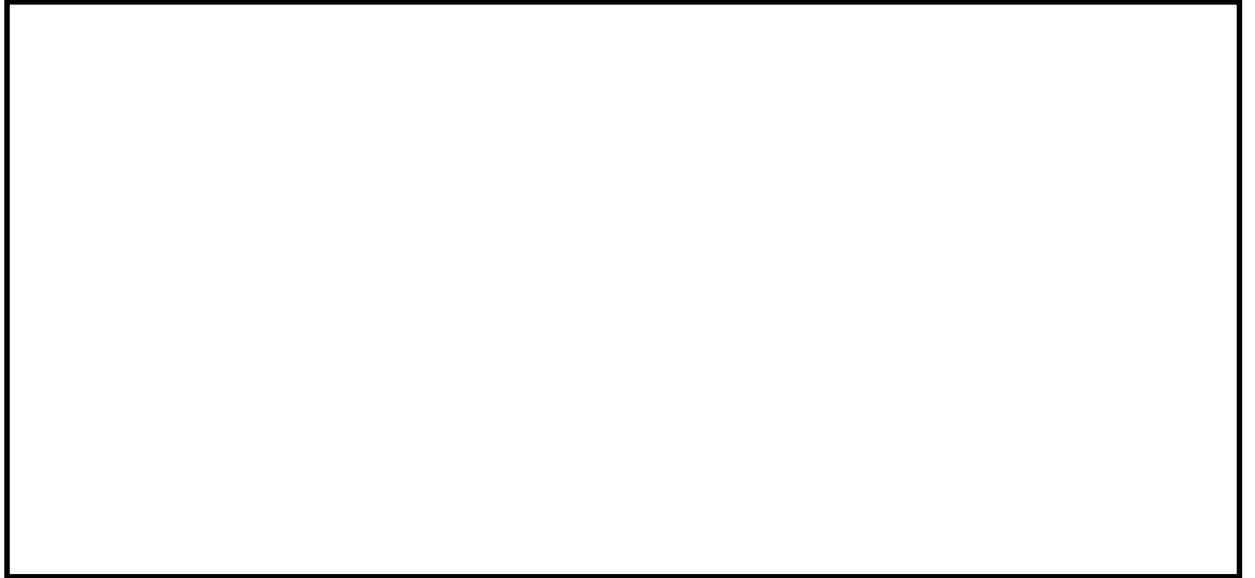


図 3-17 地震応答解析モデル(2/5) (断面②)

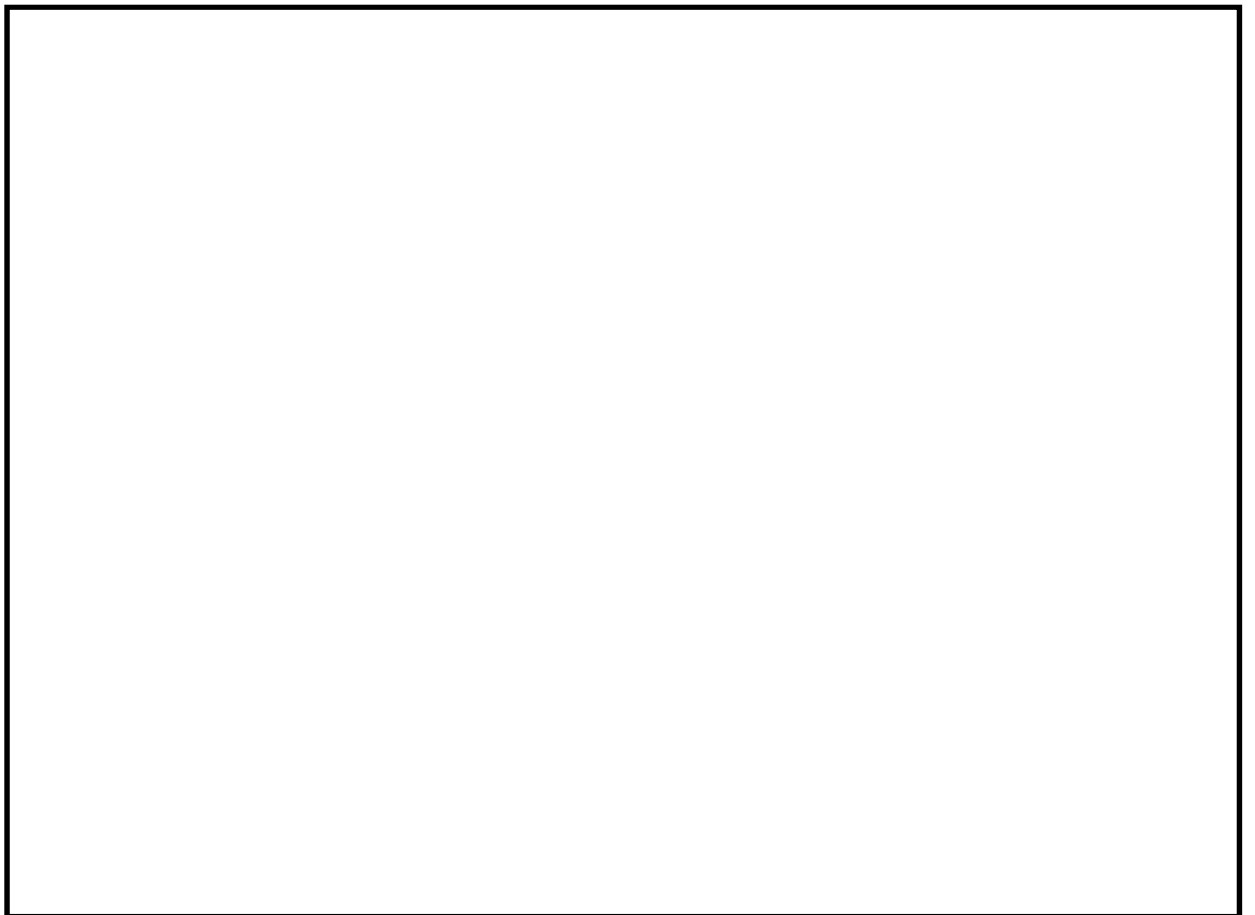


図 3-18 地震応答解析モデル (3/5) (断面③)



図 3-19 地震応答解析モデル(4/5) (断面④)

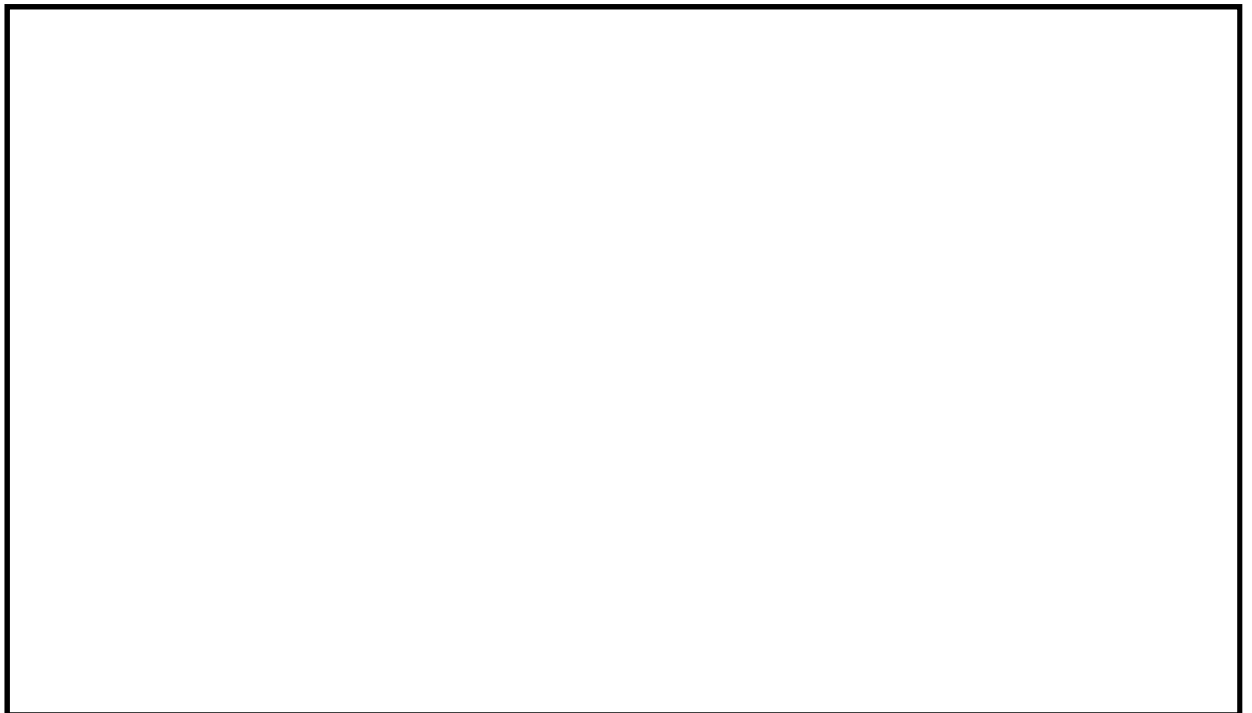


図 3-20 地震応答解析モデル(5/5) (断面⑤)

(5) ジョイント要素の設定

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

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

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

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

ここで，

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3-2 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

周辺の状況		粘着力 C (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	Ag1 層	0	37.4	—
	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	$C=0.358-0.00603 \cdot Z$	$\phi=23.2+0.0990 \cdot Z$	—

Z : 標高(m)

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

表 3-3 ジョイント要素のバネ定数

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

ジョイント要素の概念図を表 3-4 に示す。ジョイント要素の設置位置を図 3-21～図 3-25 に示す。

表 3-4 ジョイント要素の力学特性

ジョイント要素の力学的特性	
法線方向	せん断方向
<p>Graph showing normal stress σ_n versus displacement v. The curve is zero for compression (labeled '圧縮') and linear for tension (labeled '引張').</p>	<p>Graph showing shear stress τ versus displacement x. The curve shows a yield stress τ_r for both positive and negative shear, followed by a linear elastic region.</p>

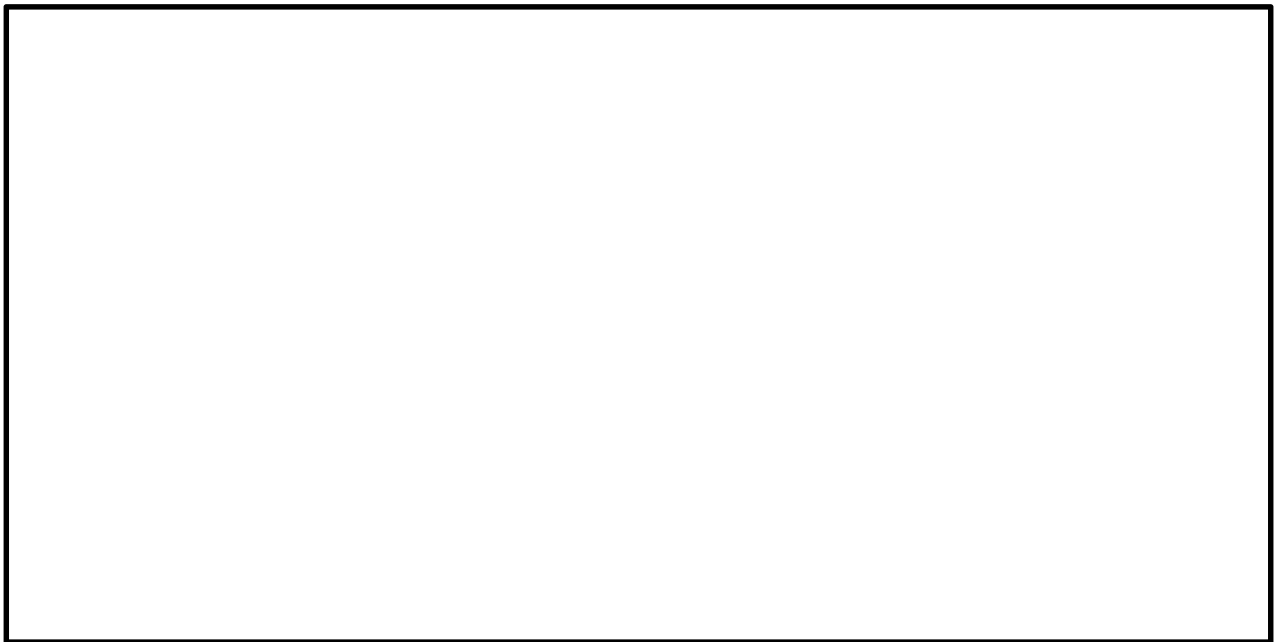


図 3-21 断面①におけるジョイント要素の配置図

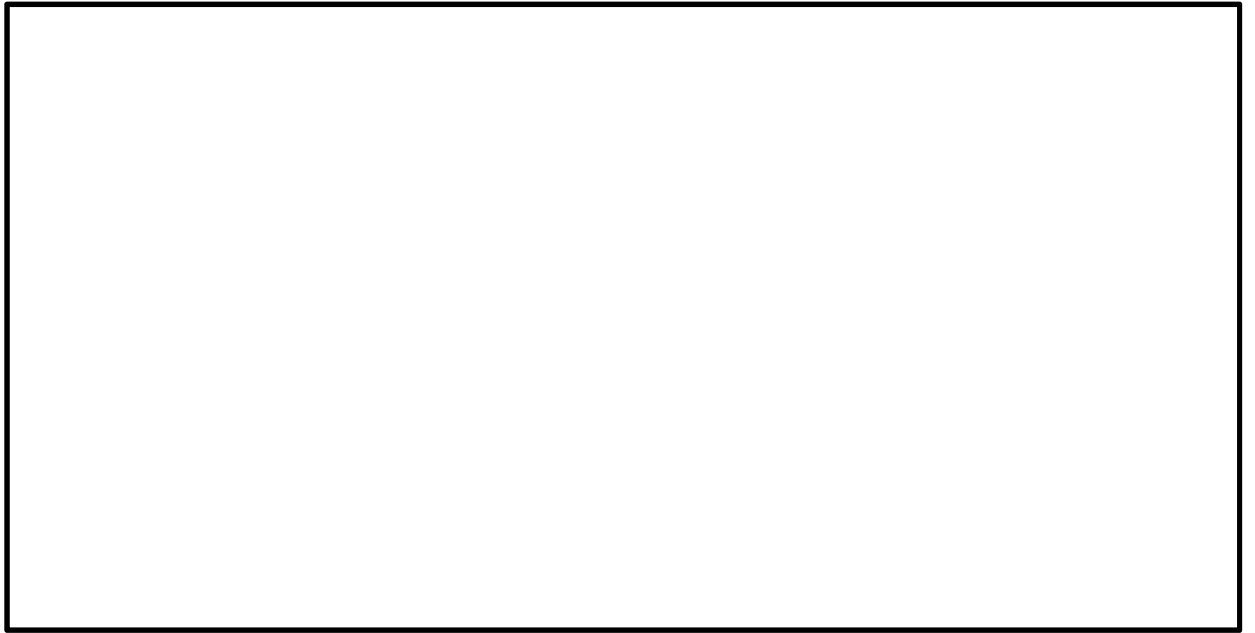


図 3-22 断面②におけるジョイント要素の配置図



図 3-23 断面③におけるジョイント要素の配置図

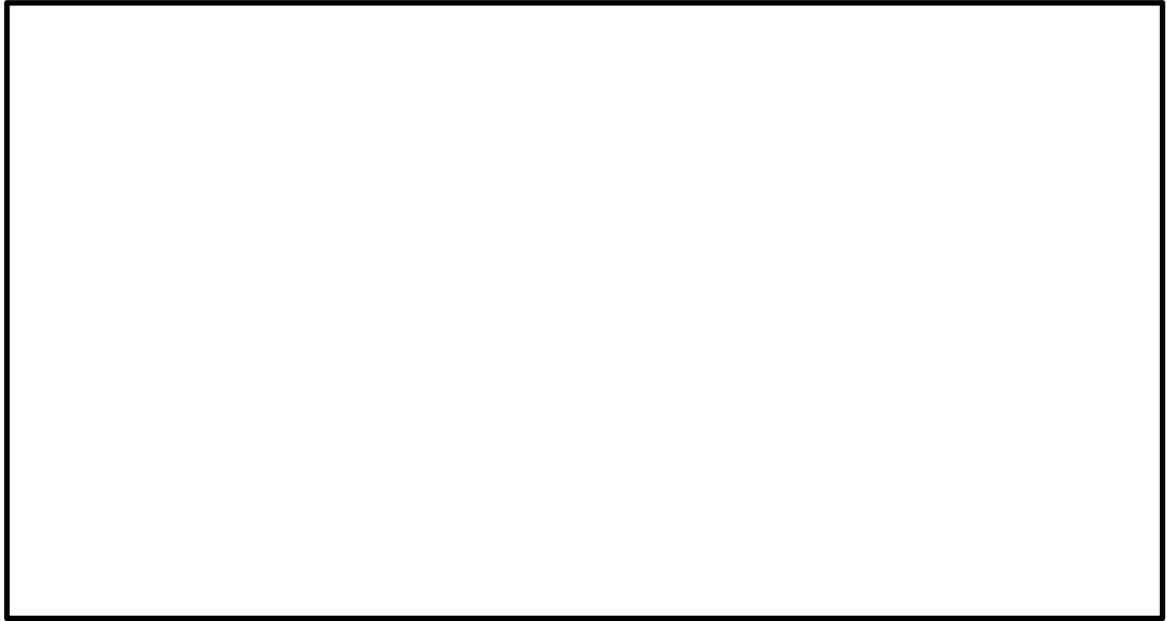


図 3-24 断面④におけるジョイント要素の配置図

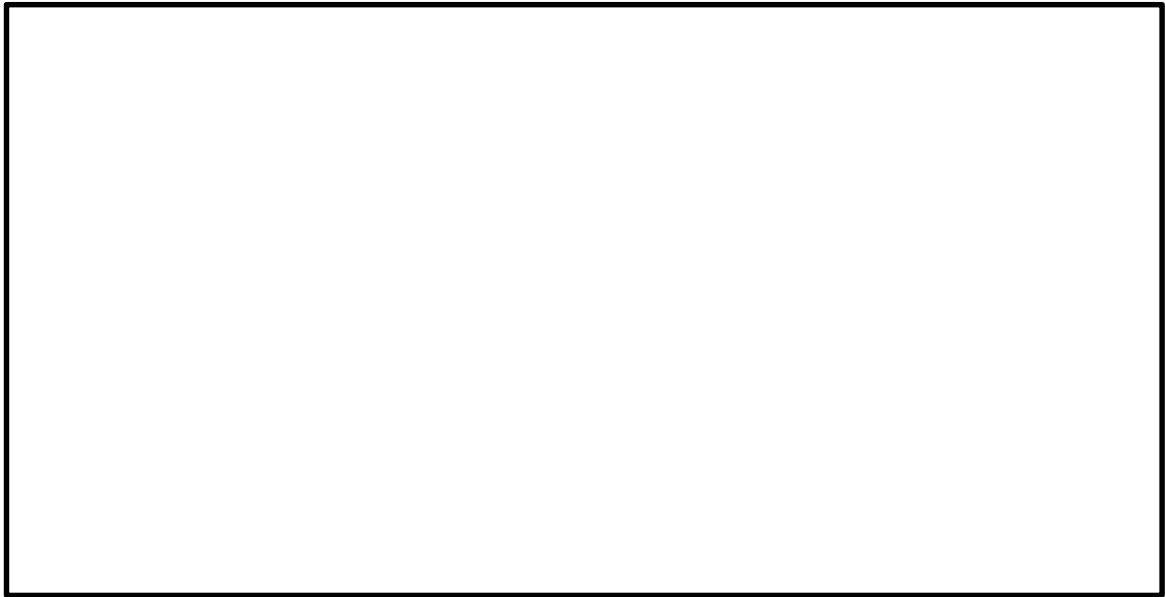


図 3-25 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

(6) 地盤の設定

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

(7) 減衰定数の設定

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

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

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

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

図3.3-26にRayleigh減衰の設定フローを、表3-5に固有値解析結果を示す。

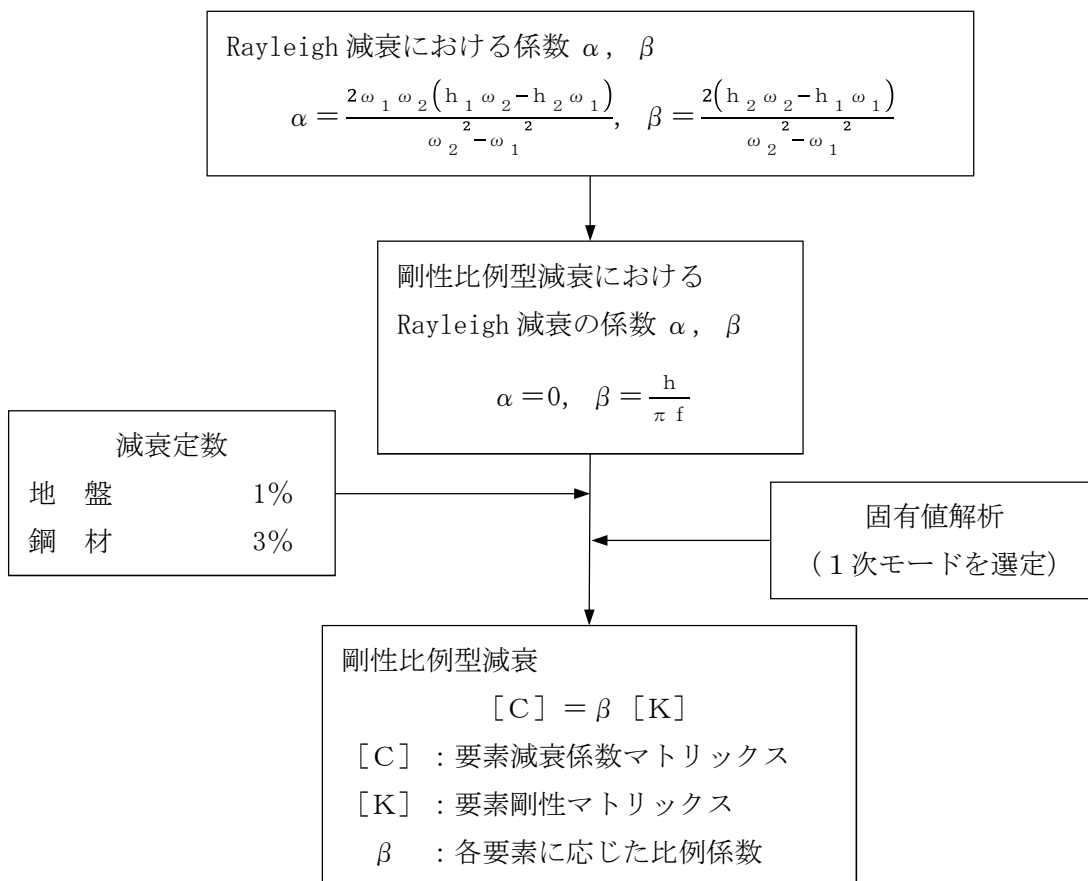


図 3-26 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3-5 固有値解析結果 (追而)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-6 に、材料の物性値を表 3-7 に示す。

表 3-6 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 3-7 材料の物性値

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

3.5.3 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3-8に示す。

表3-8 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

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

表3-8 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

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

z : 標高 (m)

表 3-8 (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} (°)	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 _k	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	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726	1,726,000
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726	1,726,000
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736	1,736,000
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736	1,736,000
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733	1,733,000
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737	1,737,000
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754	1,754,000
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758	1,758,000

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 解析ケース

3.6.1 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3-9に示す。

表3-9 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

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

①の検討において、構造物の安全率が最も小さい地震波を用いて実施

3.6.2 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための検討ケース

機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケースを表3-10に示す。

表3-10 機器・配管系への加速度応答の抽出における検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S _s -D 1	(++)	⑤の検討において、機器・配管系の周期帯で加速度応答が最も大きい地震波と変位量が最も大きくなる地震波を用いて実施	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		2	12	2

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) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の評価対象部位は、構造物間に設置する止水ゴム及び止水シートとする。

(6) 鋼製アンカー

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

(7) 鋼製防護部材

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

(8) 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。

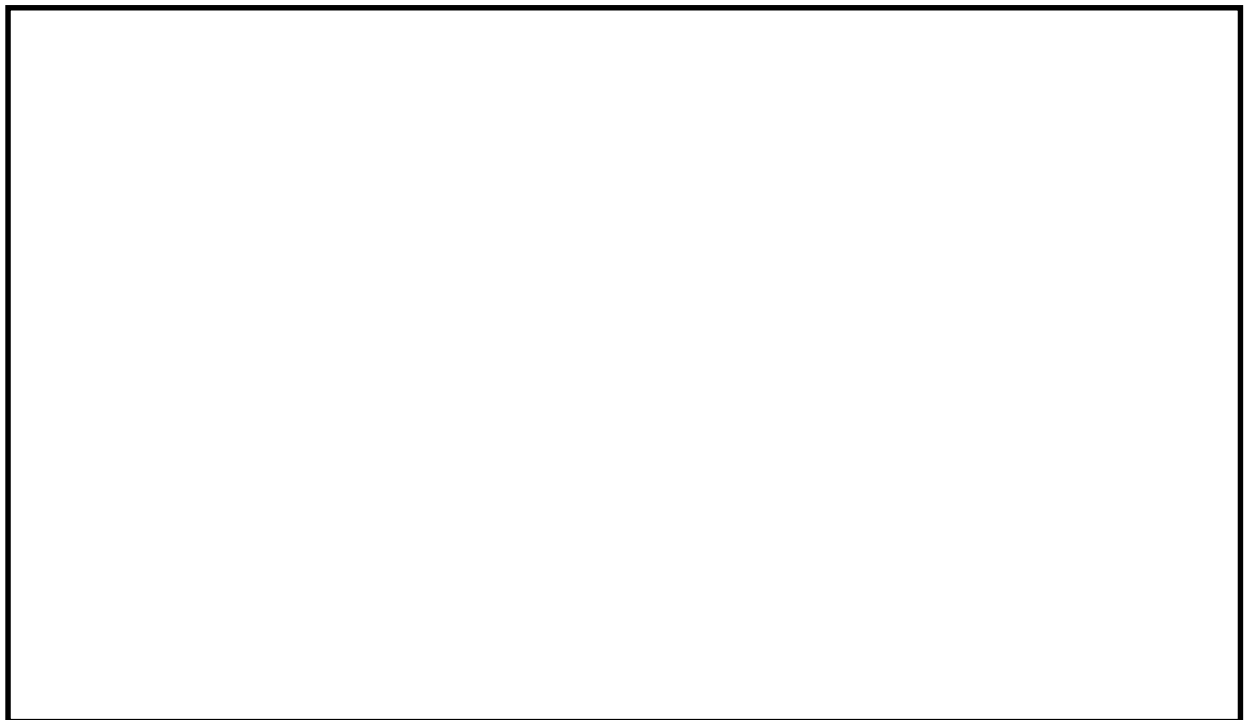


図 4-1 断面①断面図

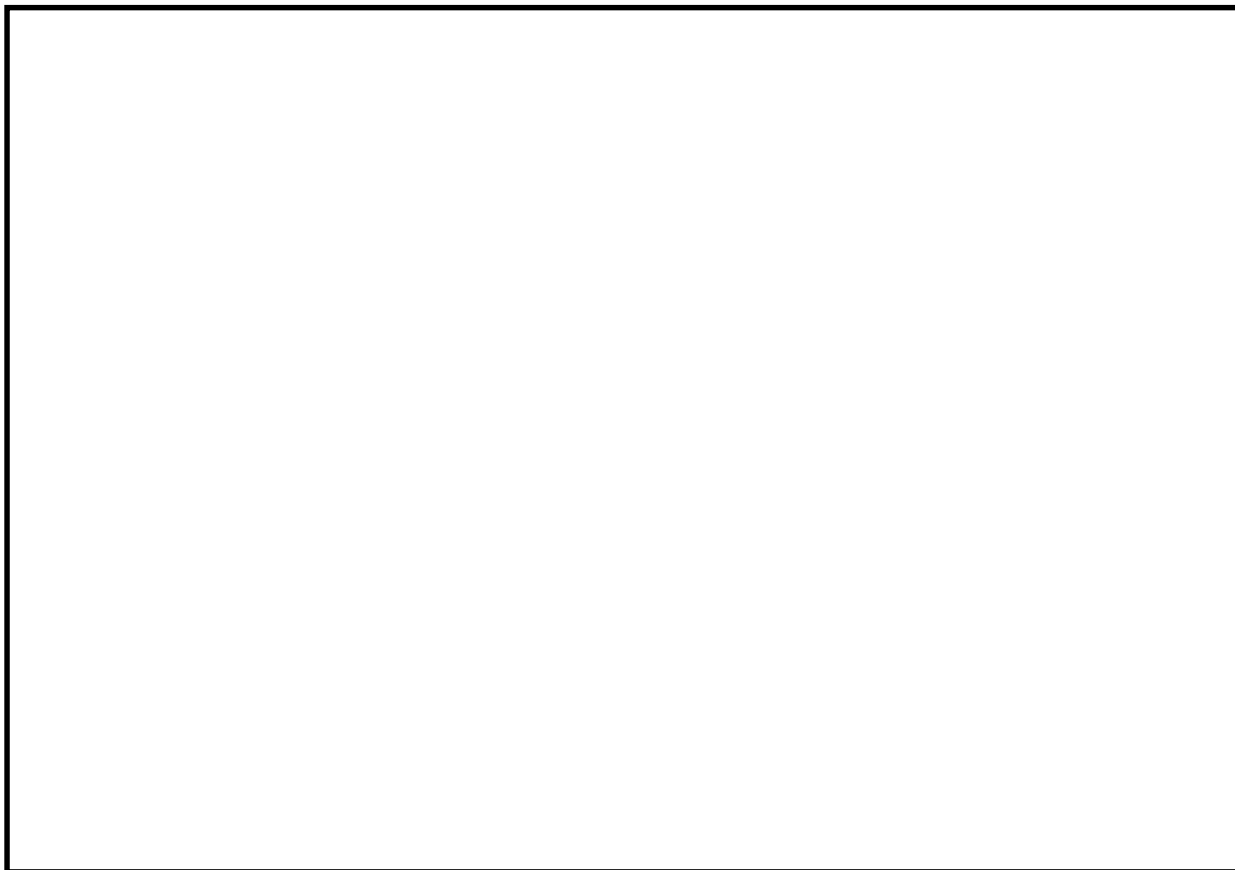


图 4-2 断面②断面图

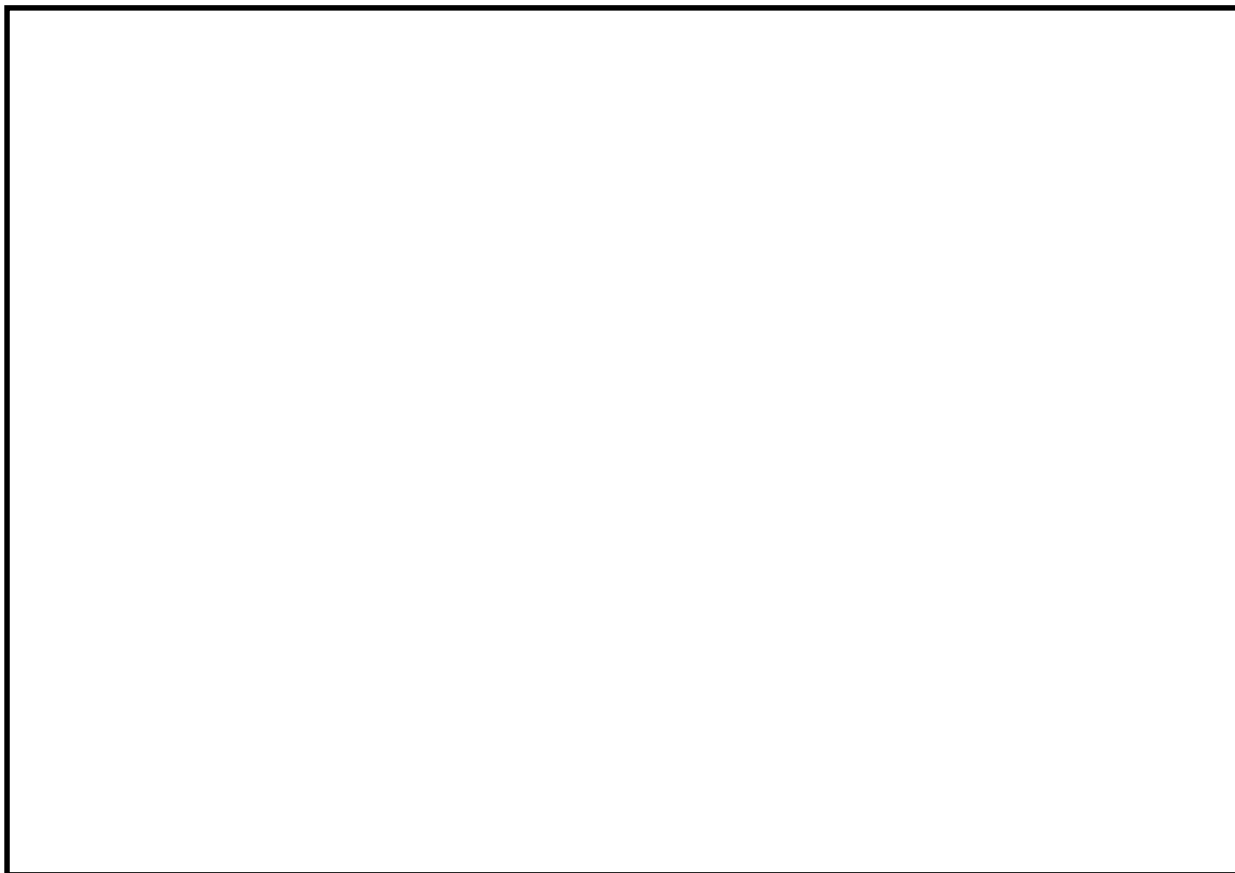


图 4-3 断面③断面图

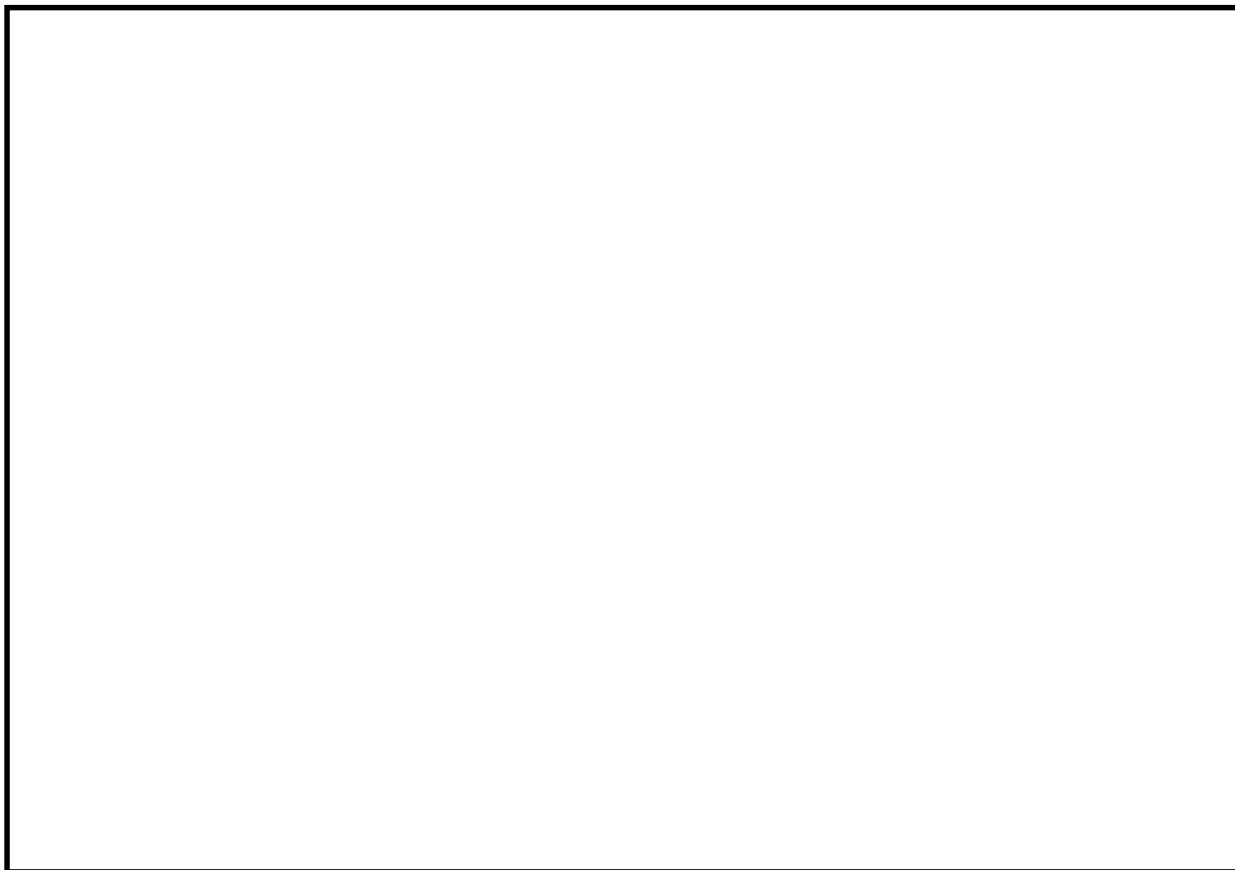


图 4-4 断面④断面图

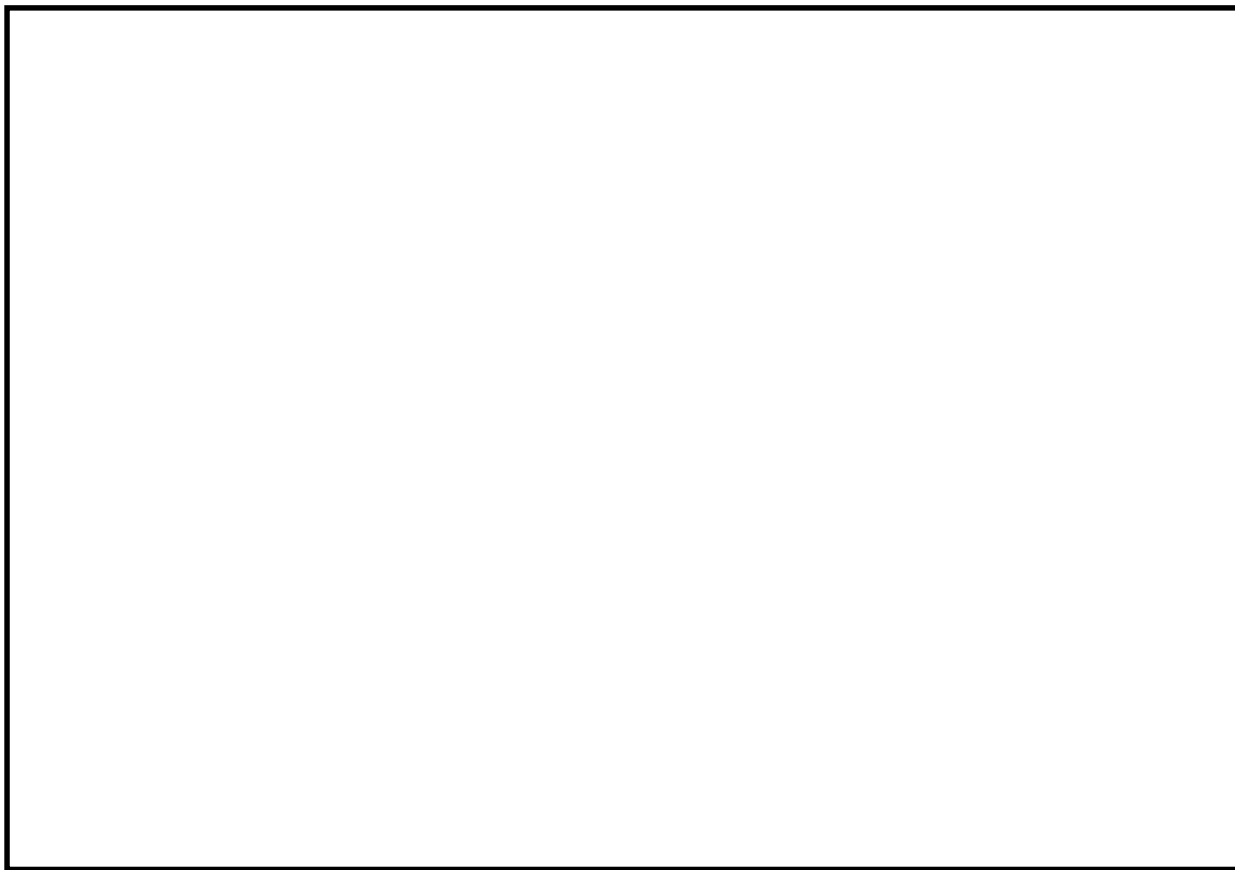


图 4-5 断面⑤断面图

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24年3月）」に基づき、表4-1に示す短期許容応力度とする。

表4-1 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 24 年 3 月) 」に基づき, 表 4-3 に示す短期許容応力度とする。

表 4-2 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	$f'_{ck}=40$ 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*
鉄筋	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 * : 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

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

極限支持力

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

q_d : 杭先端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度 (kN/m²)

(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 24 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 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) 止水ジョイント部材

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

表 4-4 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界	
止水ジョイント部材	ゴムジョイント	伸び：200 mm，せん断：200 mm
	シートジョイント	相対変位：2 m

(6) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定する。コンクリートの許容限界は，表4-2に示す短期許容応力度を許容限界とする。

頭付きアンカーボルトの許容引張力 P_a については，頭付きアンカーボルトの降伏により決まる場合

P_{a1} と定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合 P_{a2} を比較し，値が小さい方を許容限界として設定する。

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

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

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

ここに，

P_a ：頭付きアンカーボルト1本当たりの許容引張力（N）

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

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

ϕ_1, ϕ_2 ：低減係数

$s \sigma_{pa}$ ：頭付きアンカーボルトの引張強度で， $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。ただし，アンカーボルトの降伏を保証する設計が要求される場合の上限引張力を算定するときは $s \sigma_{pa} = \alpha_{yu} \cdot s \sigma_y$ とする。

$s \sigma_y$ ：頭付きアンカーボルトの規格降伏点強度（N/mm²）

α_{yu} ：頭付きアンカーボルトの材料強度のばらつきを考慮した規格降伏点強度に対する割増係数であり，1.25以上を用いる。

s_{ca} ：頭付きアンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さくなるほうの値とする。

$c \sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度（ $c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ ）ただし，軽量コンクリートを用いる場合は，この値の90%とする。（N/mm²）

F_c ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）

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

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

l_e ：頭付きアンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ

d ：頭付きアンカーボルト軸部の直径

D ：頭付きアンカーボルト頭部の直径

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

$$p_a/A_o \leq f_n$$

p_a : 頭付きアンカーボルト頭部の支圧力

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

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

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

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

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

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

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s_{ca}$$

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

ここに,

q_a : 頭付きアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

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

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

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

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

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

$s \sigma_y$: 頭付きアンカーボルトの規格降伏点強度

s_{ca} : 頭付きアンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さくなるほうの値とする。

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

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$) ただし, 軽量コンクリートを用いる場合は, この値の 90% とする。 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

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

c : へりあき寸法 (mm)

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

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

(7) 鋼製防護部材

鋼製防護部材の許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年9月）」，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン（（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター，2014年3月）」に基づき設定する。

(a) 鋼材

鋼材の許容限界は「道路橋示方書・同解説」（（社）日本道路協会，平成24年3月）に基づき，表4-5に示す短期許容応力度とする。

表4-5 鋼材の許容限界

鋼材種別		短期許容応力度 (N/mm ²)	
		圧縮，引張，曲げ	せん断
SS400	t ≤ 40*	210	120
SM570	t ≤ 40*	382.5	217.5

*t：鋼材の板厚

(b) 接合ボルト

接合ボルトの許容限界は表4-6に示す短期許容応力度とする。

表4-6 接合ボルトの許容限界

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

(c) ワイヤロープ

ワイヤロープの許容限界は「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 平成 21 年)」に基づき, 「日本工業規格 (JIS G 3549-2000)」にて規定された破断強度の 4 分の 3 とする。表 4-8 に許容限界を示す。

表 4-7 ワイヤロープの許容限界

仕様	破断強度 (kN)	許容限界 (kN)
		引張
構造用ストランドロープ ST1670, 構成 7×7, φ 28mm	567	425

(8) シートパイル

シートパイルの許容限界は, せん断強度に基づき設定する。

表 4-8 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

(1) 解析モデル

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。上部構造の解析モデルについて以下に示す。

a. 2次元梁バネモデル

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、地盤バネを設置する。

2次元梁バネモデルの概要図を図4-6に示す。

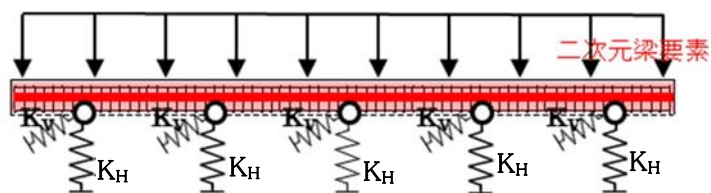


図4-6 2次元梁バネモデル

水平方向地盤バネについては、有効応力解析結果の応答値より地盤バネ定数を設定する。地盤バネの算出方法を以下に示す。

(a) 水平方向地盤反力係数 k_H

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」 p. 285, 286 に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

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

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 24 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 24 年 3 月）」 p. 285, 286 に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

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

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数（ 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 24 年 3 月)」 p. 286 に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0, 許容誤差 $1.0E-5$ を設定し、繰り返し計算により算定する。

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

ここで、

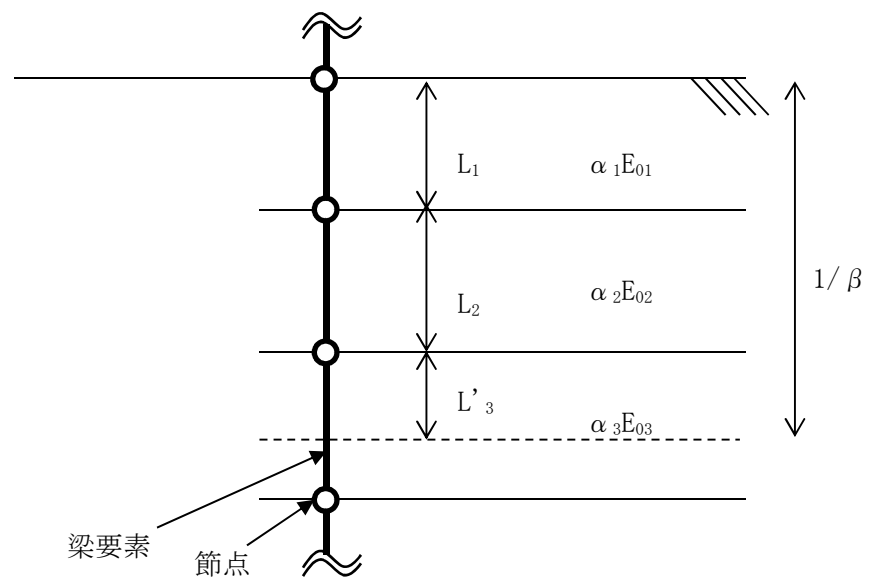
D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m^{-1})

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

EI : 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 24 年 3 月)」 p. 287 の記述に従い、換算載荷幅 B_H を算定する際の k_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha=1$) を用いる。換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0 の考え方を以下に示す。



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

図 4-8 換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

(b) 鉛直バネ K_v の設定

鉛直バネ K_v は以下式から設定する。

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

ここに、

A_p : 杭の純断面積 (mm^2)

E_p : 杭のヤング係数 (kN/mm^2)

L : 杭長 (m)

b. 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。

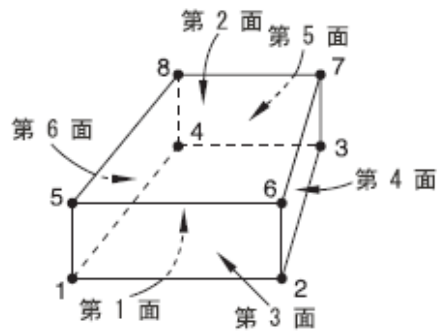


図 4-9 3次元ソリッド要素

・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。

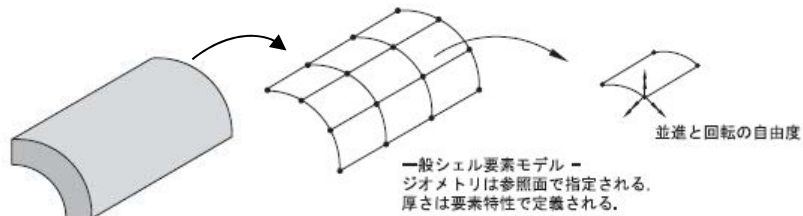


図 4-10 シェル要素

・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 24 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。

地盤バネの算出方法を以下に設定する。

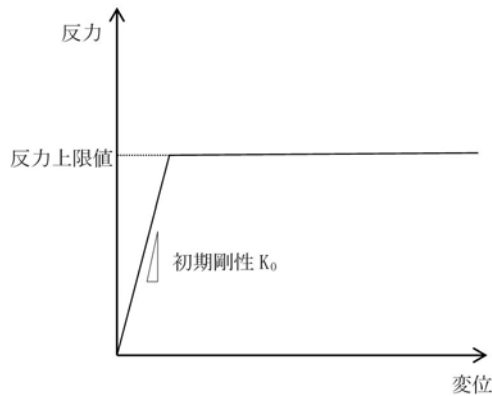


図 4-11 地盤バネのバイリニアモデル

(a) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

水平方向地盤バネは全ての荷重ケースで考慮する。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 24 年 3 月)」 p. 406 に従い、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

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

ここで、

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 24 年 3 月)」 p. 435, 436 に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 4-9 η_k , α_k の値

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

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 24 年 3 月)」 p. 285, 286 に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

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

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

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

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 24 年 3 月)」 p. 285, 286 に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

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

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

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 24 年 3 月)」 p. 286 に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0, 許容誤差 $1.0E-5$ を設定し, 繰り返し計算により算定する。

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

ここで,

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

β : 杭基礎の特性値 (m^{-1})

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

EI : 杭の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 24 年 3 月)」 p. 287 の記述に従い, 換算載荷幅 B_H は, 設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha = 1$) を用いて算定する。

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

水平方向地盤バネは全ての荷重ケースで考慮する。反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HV}DH$$

ここで,

P_{HV} : 受動土圧強度 (kN/m^2)

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 24 年 3 月)」 p. 435 に従い, 受働土圧強度 P_{HV} を算定する。

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

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/m^2)

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 4-10 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

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

※ 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 24 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)

(c) 鉛直方向せん断地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 24 年 3 月)」 p. 468, 469 に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向せん断地盤バネのバネ定数 (kN/m)

鉛直方向せん断地盤バネのバネ定数は, 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) から, 最大値, 最小値を設定する。

(d) 鉛直方向せん断地盤バネの反力上限値 P_{sv}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

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

ここで,

τ_f : 1次元有効応力解析で得られる時刻 t_{max} における σ'_m に対応するせん断応力の上
限値

D: 杭径 (m)

H: 支配長さ (m)

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

ここで、

c : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

τ_f の値は、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）から、最大値、最小値を設定する。

(e) 杭先端の鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 24 年 3 月）」p. 285 に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

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

ここで、

k_v : 杭先端の鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

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

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数

E_s : 1次元有効応力解析で得られる変形係数 (kN/m³) で、水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

(f) 杭先端の鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v の算定方法を以下に示す。

$$P_v = \sigma_f A_v$$

ここで、

σ_f : 1次元有効応力解析で得られる時刻 t_{\max} における σ'_m に対応する軸圧縮応力の上
限値

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

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

ここで,

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

σ_f の値は, 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)から, 最大値, 最小値を設定する

3次元FEMモデルの概要図を図4-9に示す。

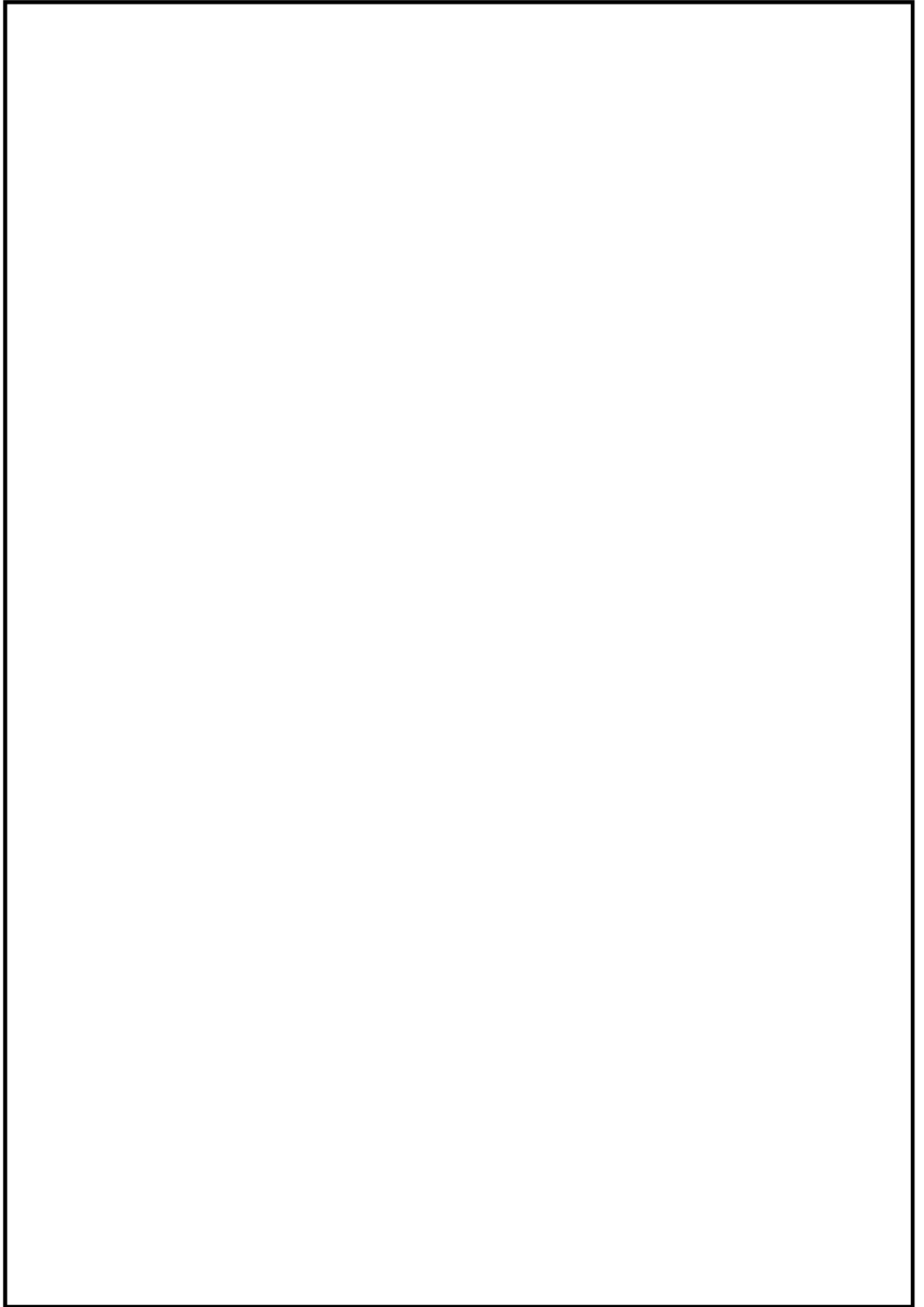


図 4-9 3次元FEM解析モデル

6.4-127

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 4-11 に、材料の物性値を表 4-12 に示す。

表 4-11 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 4-12 材料の物性値

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

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) 止水ジョイント部材
地震応答解析で求められる変形量が許容限界以下であることを確認する。
- (6) 鋼製アンカー
アンカーの引張力、せん断力及びコンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。
- (7) 鋼製防護部材
鋼製防護部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。
- (8) 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 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 00.00s$)

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

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

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

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

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

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

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

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

図 5.1-1 (10) 断面①の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 00.00s$)

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

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

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

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

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

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

図 5.1-2 (5) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 1 1$, $t = 00.00s$)

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

図 5.1-2 (7) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 00.00s$)

図 5.1-2 (8) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 1 4$, $t = 00.00s$)

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

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

図 5.1-2 (11) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 00.00s$)

図 5.1-2 (12) 断面②の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 00.00s$)

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 ($S_s - D 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

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

図 5.1-4 (3) 断面④の地震時断面力 ($S_s - D 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

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

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

図 5.1-4 (6) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 1 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-4 (7) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 1 3$, $t = 〇〇.〇〇s$)

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

図 5.1-4 (9) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 2 1$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-4 (10) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 2 2$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-4 (11) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H+, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

図 5.1-4 (12) 断面④の地震時断面力 ($S_s - 3 1 [H-, V+]$, $t = 〇〇.〇〇s$)

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)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

追而

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)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

追而

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)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

追而

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)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

追而

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)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	安全率	判定
平均剛性	S _s -D 1 ++					
	S _s -D 1 +-					
	S _s -D 1 -+					
	S _s -D 1 --					
	S _s -1 1					
	S _s -1 2					
	S _s -1 3					
	S _s -1 4					
	S _s -2 1					
	S _s -2 2					
	S _s -3 1 ++					
	S _s -3 1 -+					
V _s +1σ 剛性						
V _s -1σ 剛性						
豊浦標準砂						
平均剛性 (非液状化)						
V _s +1σ 剛性 (非液状化)						

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

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

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

追而

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

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

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

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，発生応力が極限支持力以下であることを確認した。なお，発生応力は，有効応力解析により求められた応答を次式のように評価し，各地震動において最大となる値を示している。

$$\text{発生応力 (=N)} = (\text{地盤鉛直有効応力 } \sigma'_{y(t)} + \text{間隙水圧 } u(t))_{\max(t)}$$

ここで，地盤鉛直有効応力は，杭先端を支持する地盤要素が 2 つあるため，平均化した応答値とする。

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

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

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

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

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

5.2.4 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 及び表 5.2.4-2 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)					

追而

5.2.5 止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する評価結果

止水ジョイント部材及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.11 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

5.2.6 鋼製防護部材に対する評価結果

鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

5.2.7 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 5.2.7-1～表 5.2.7-5 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 5.2.7-1 せん断に対する安全率（断面①）

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

追而

表 5.2.7-2 せん断に対する安全率 (断面②)

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

追而

表 5.2.7-3 せん断に対する安全率 (断面③)

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

追而

表 5.2.7-4 せん断に対する安全率 (断面④)

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

追而

表 5.2.7-5 せん断に対する安全率 (断面⑤)

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

追而

5.3 まとめ

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

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_s 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及び基礎地盤の支持性能評価により行う。

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。

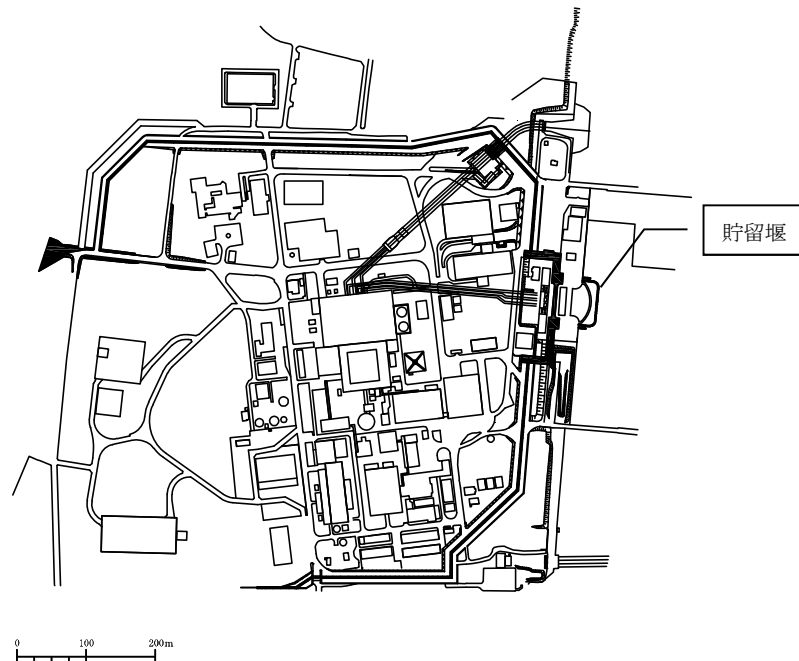


図 2.1-1 (1) 貯留堰 平面配置図 (全体図)



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 \times 約24 mである。

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

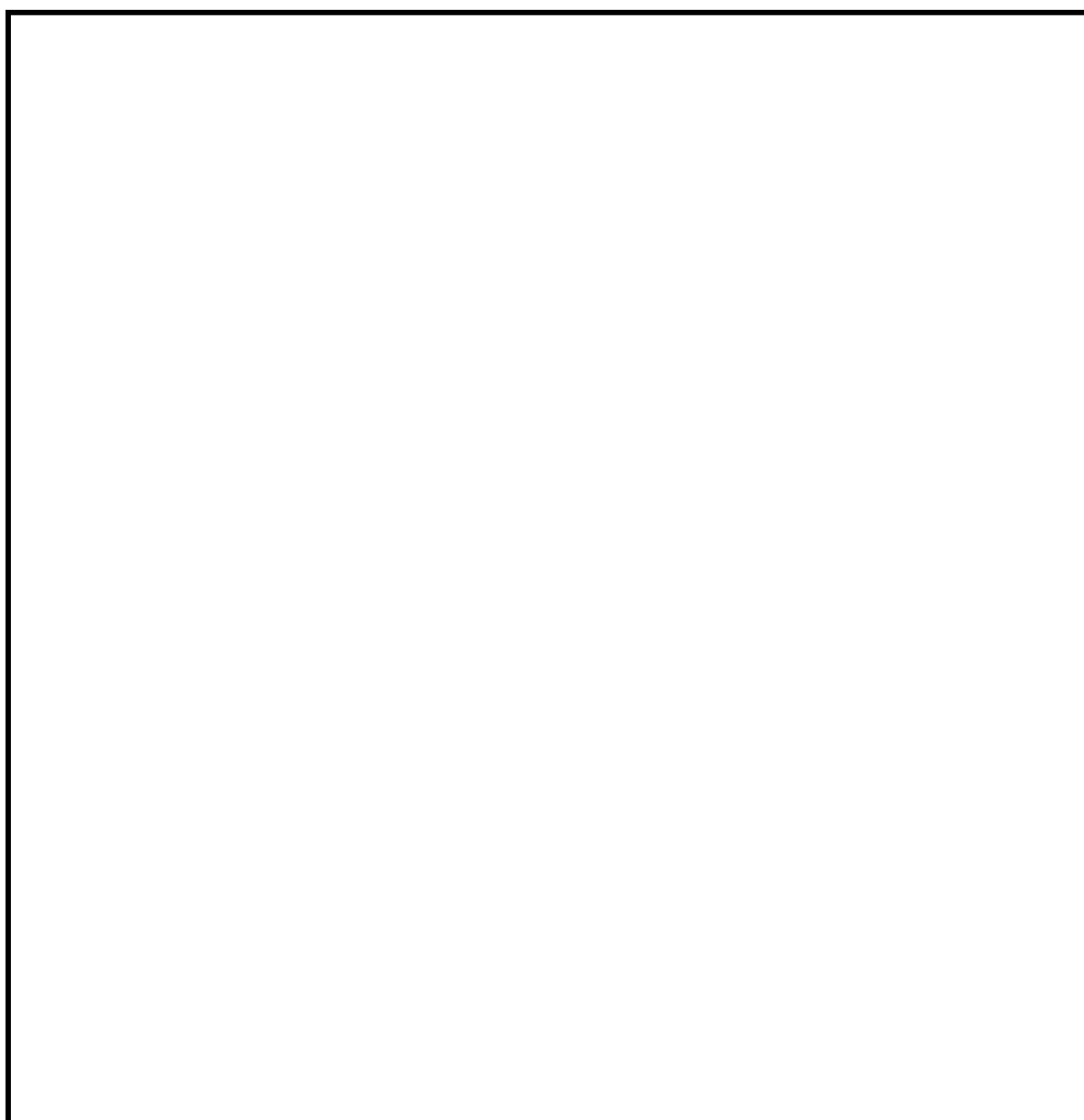


図 2.2-1 (1) 貯留堰の平面図

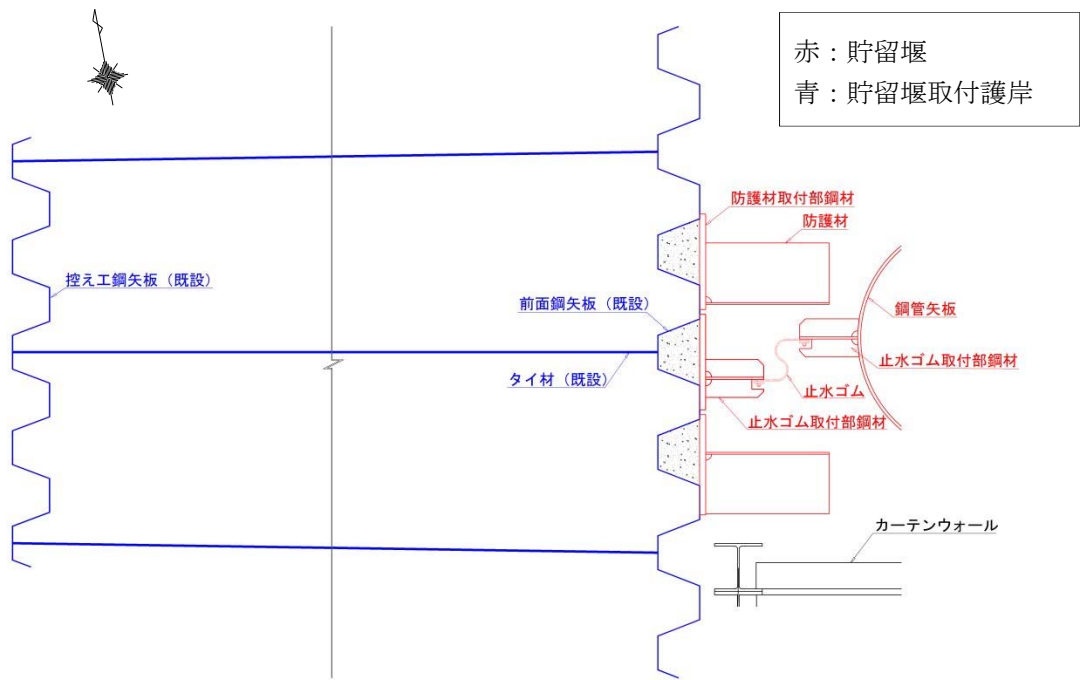


図 2.2-1 (2) 貯留堰の平面図 (A 部拡大)

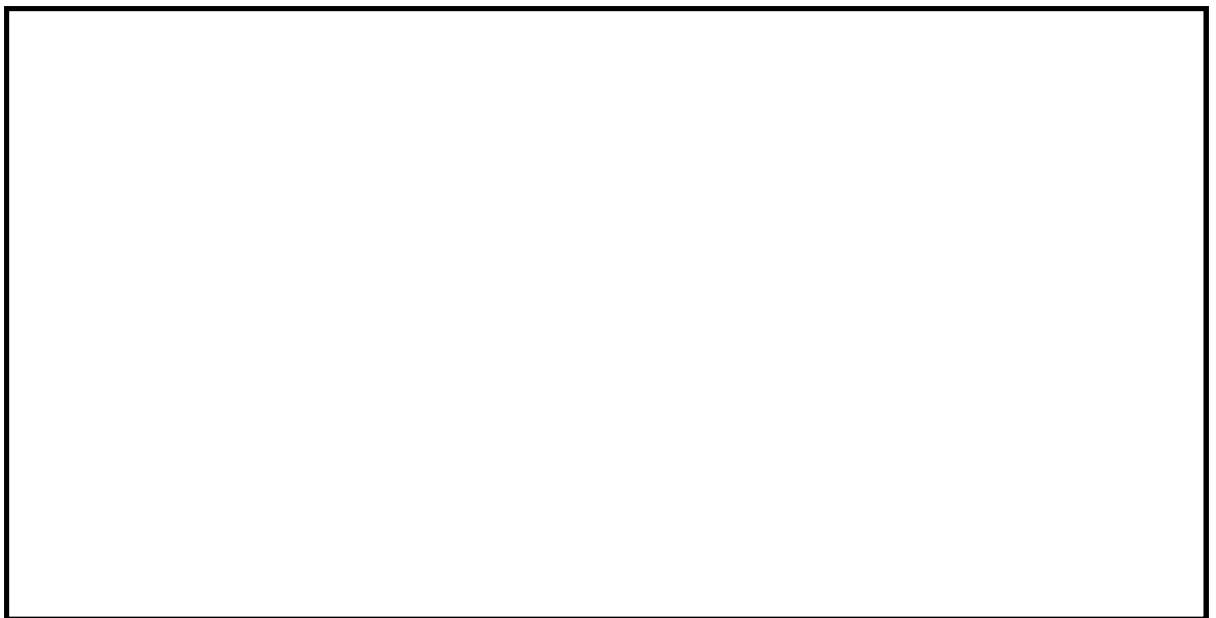
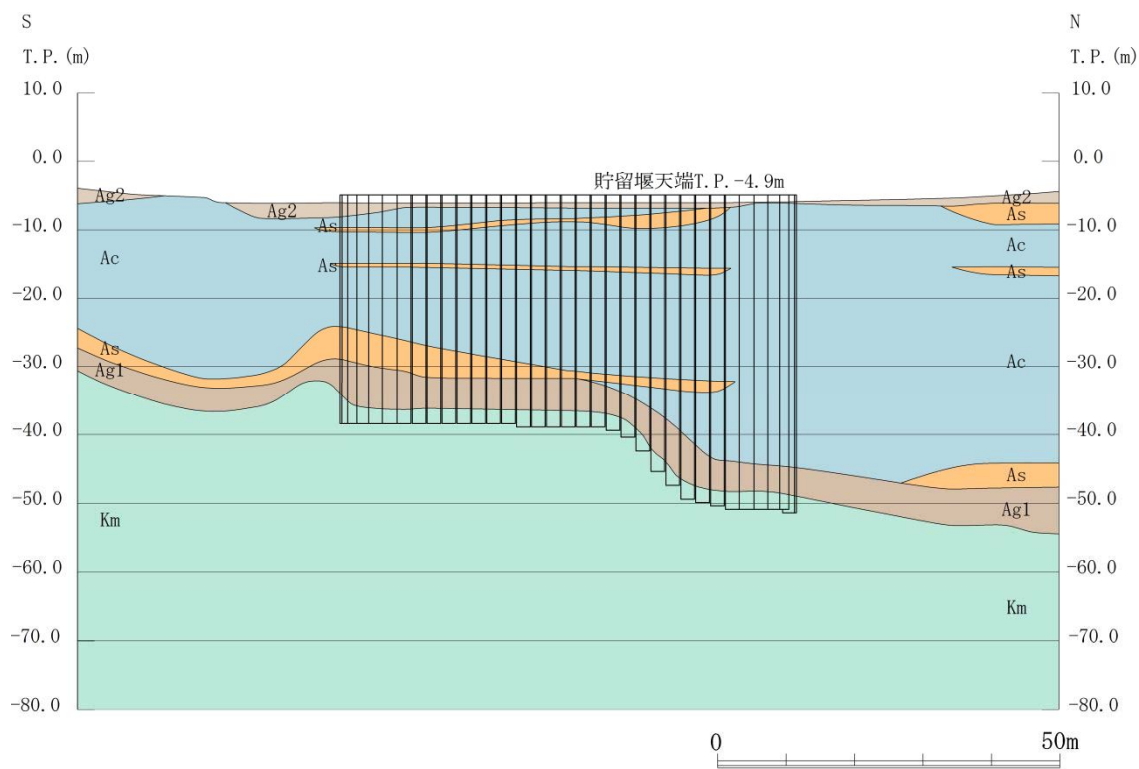


図 2.2-2 貯留堰の断面図



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。

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 2.3-1 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。

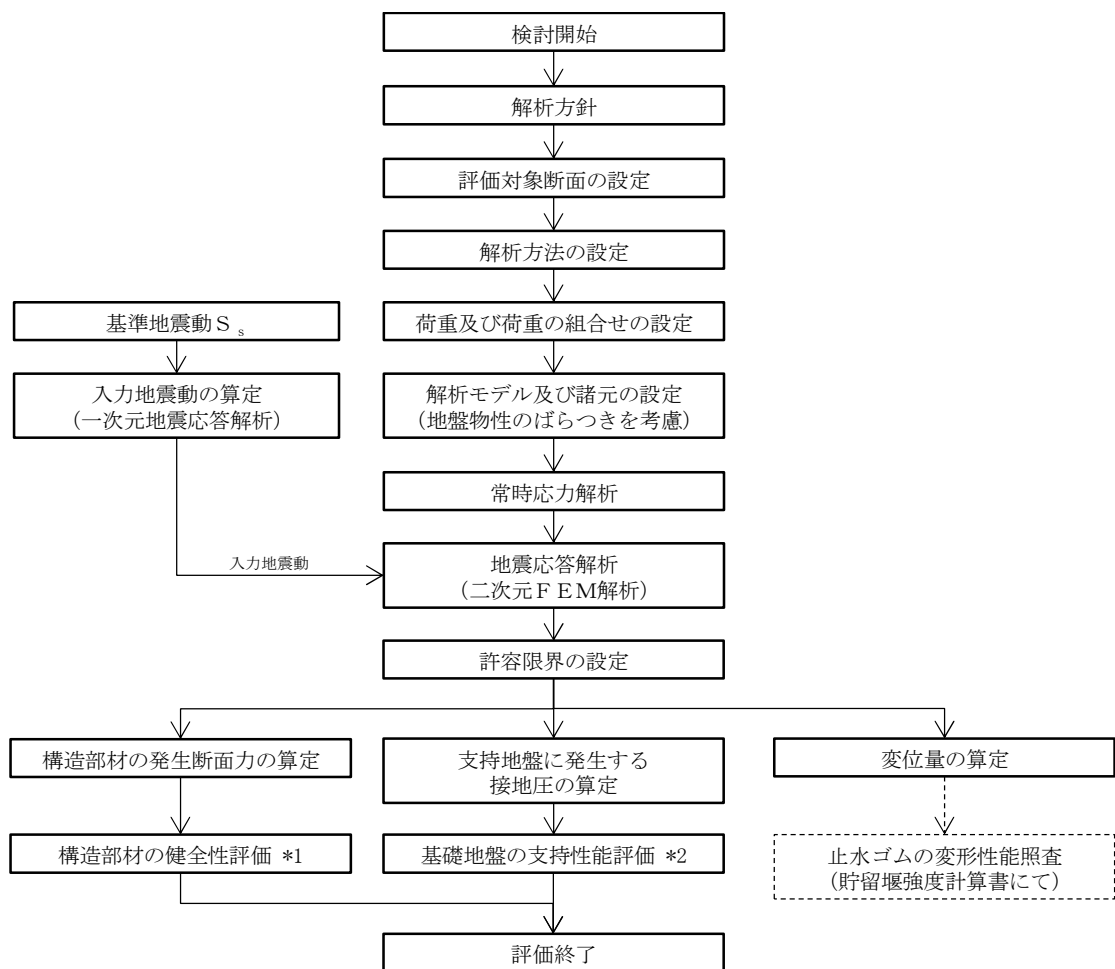
貯留堰の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

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。

表 2.3-1 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
	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
	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*

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。

図 2.3-1 貯留堰の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準等

項目	適用する規格，基準等	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成 24 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 24 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する。 ・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する。
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、設計図書及び文献等を基に設定する。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。

地盤及び地盤改良体の物性値は、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	SM570

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
鋼管矢板	77	2.00×10^5	0.3

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 () は地下水水位以浅	ρ	g/cm ²	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水水位以浅	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 () は地下水水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026		0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	23.2+0.0990・z	35

z : 標高 (m)

表 2.5-3 (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} ($^{\circ}$)	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

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。

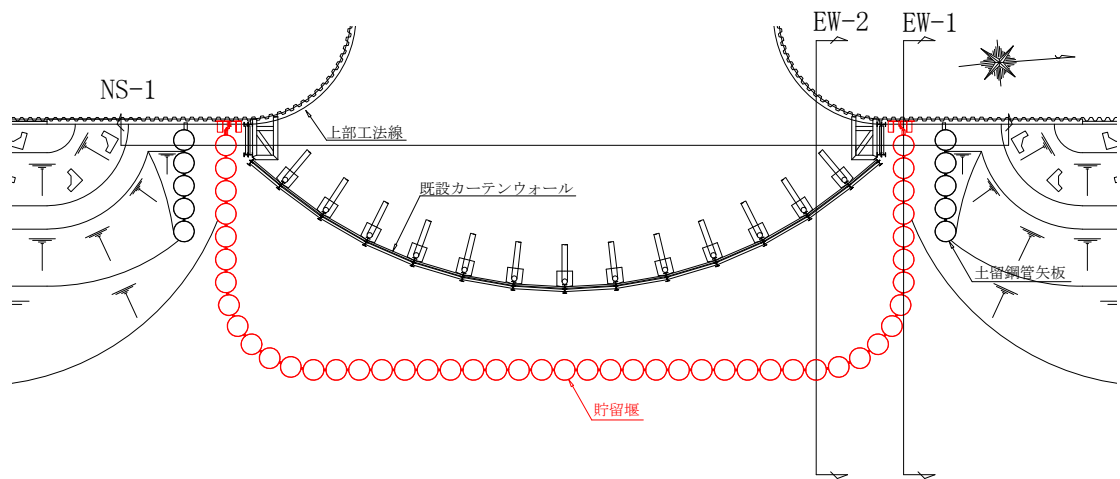


図 2.7-1 貯留堰の平面図

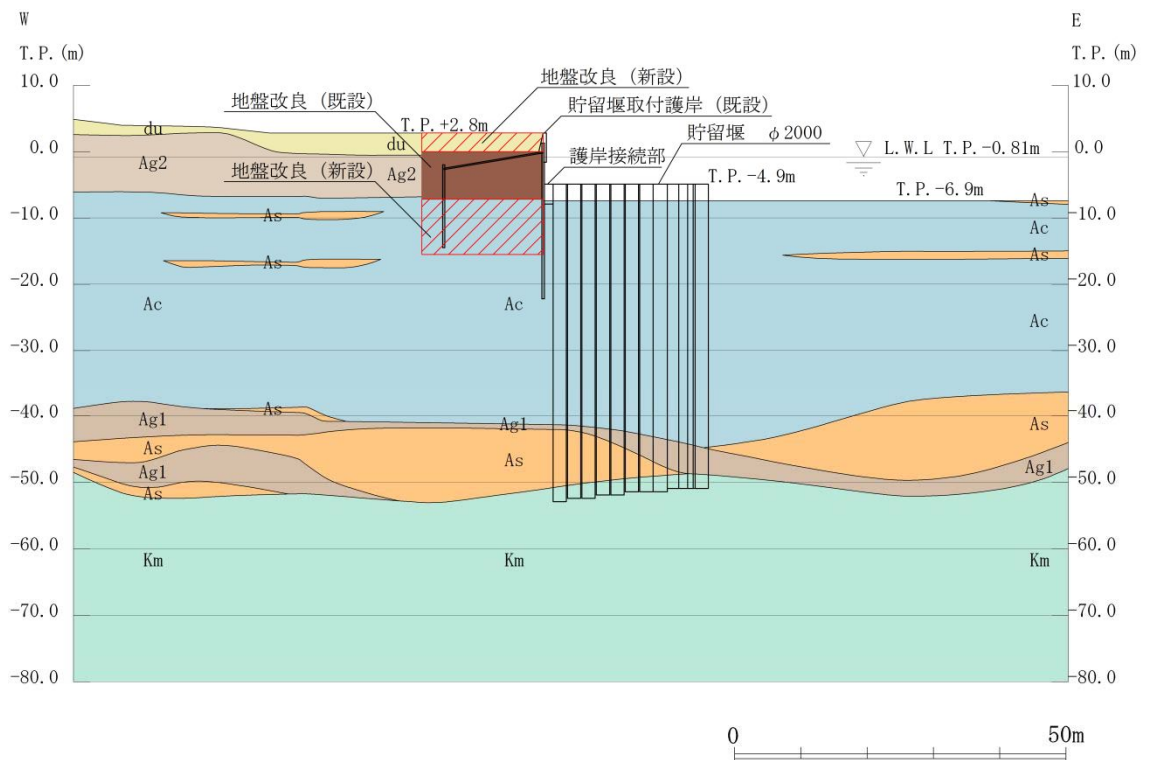


図 2.7-2 (1) 貯留堰の断面図 (EW-1)

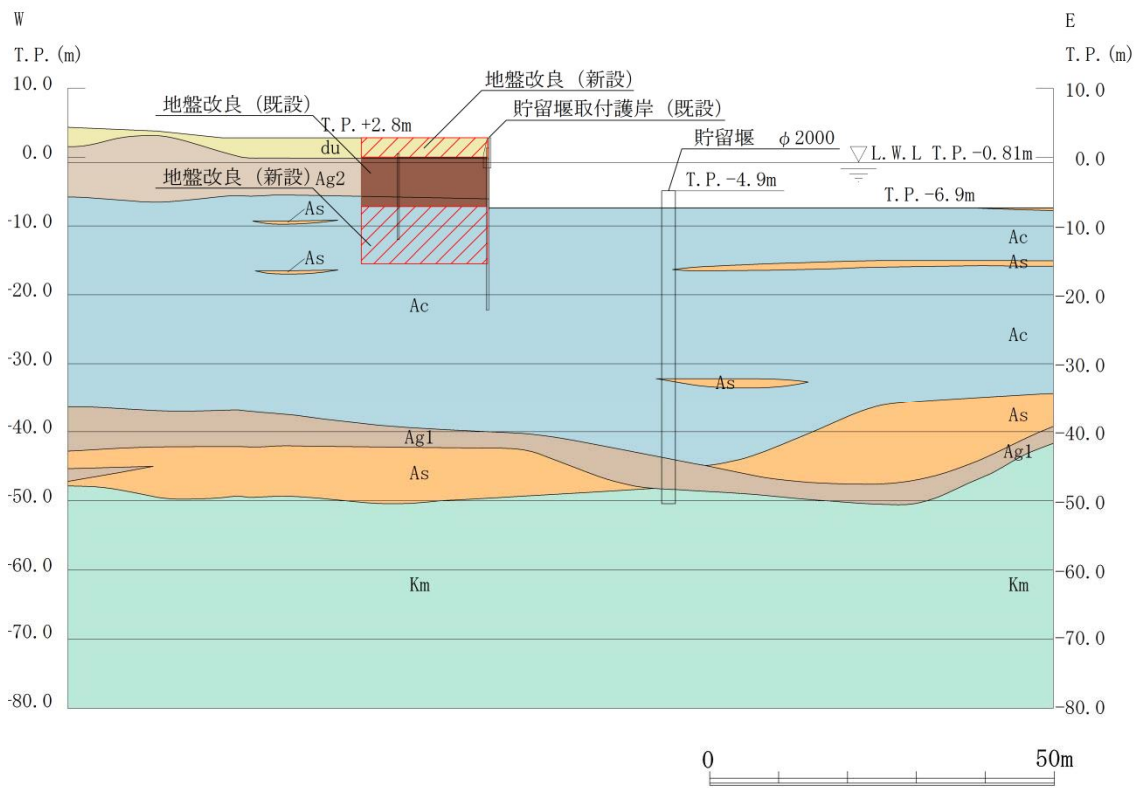


図 2.7-2 (2) 貯留堰の断面図 (EW-2)

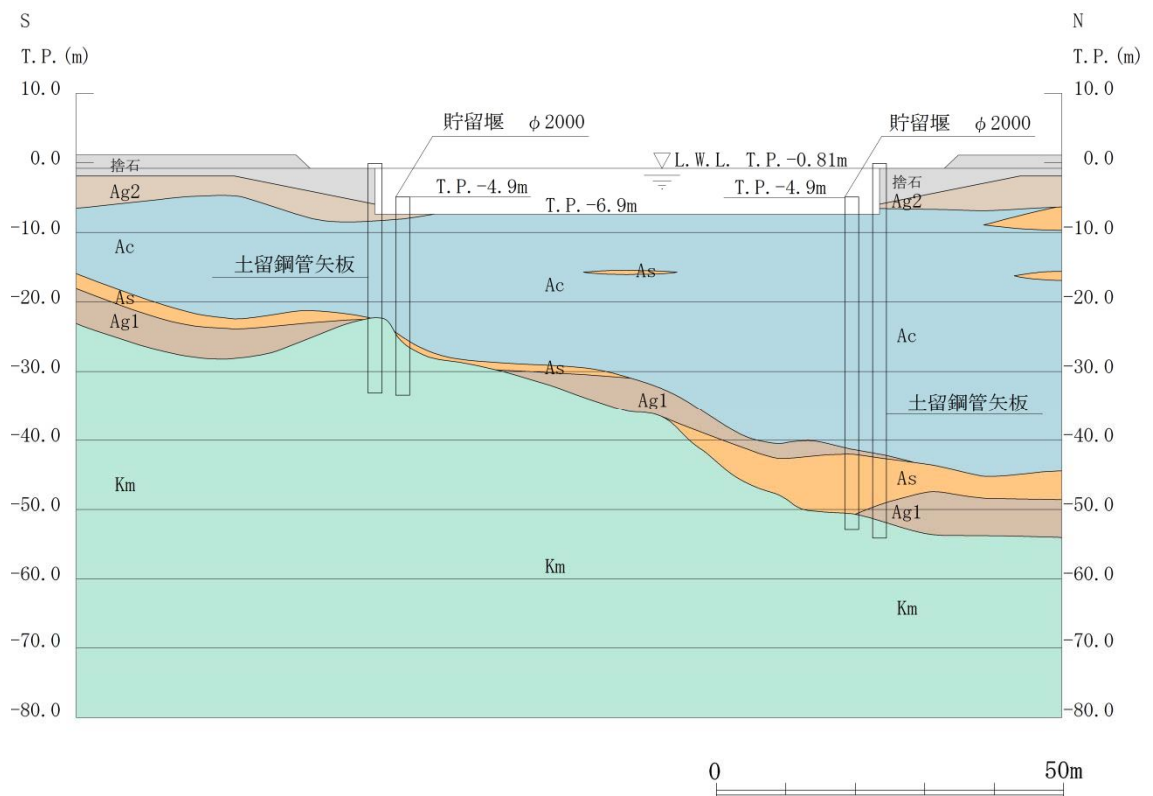


図 2.7-2 (3) 貯留堰の断面図 (NS-1)

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) 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。

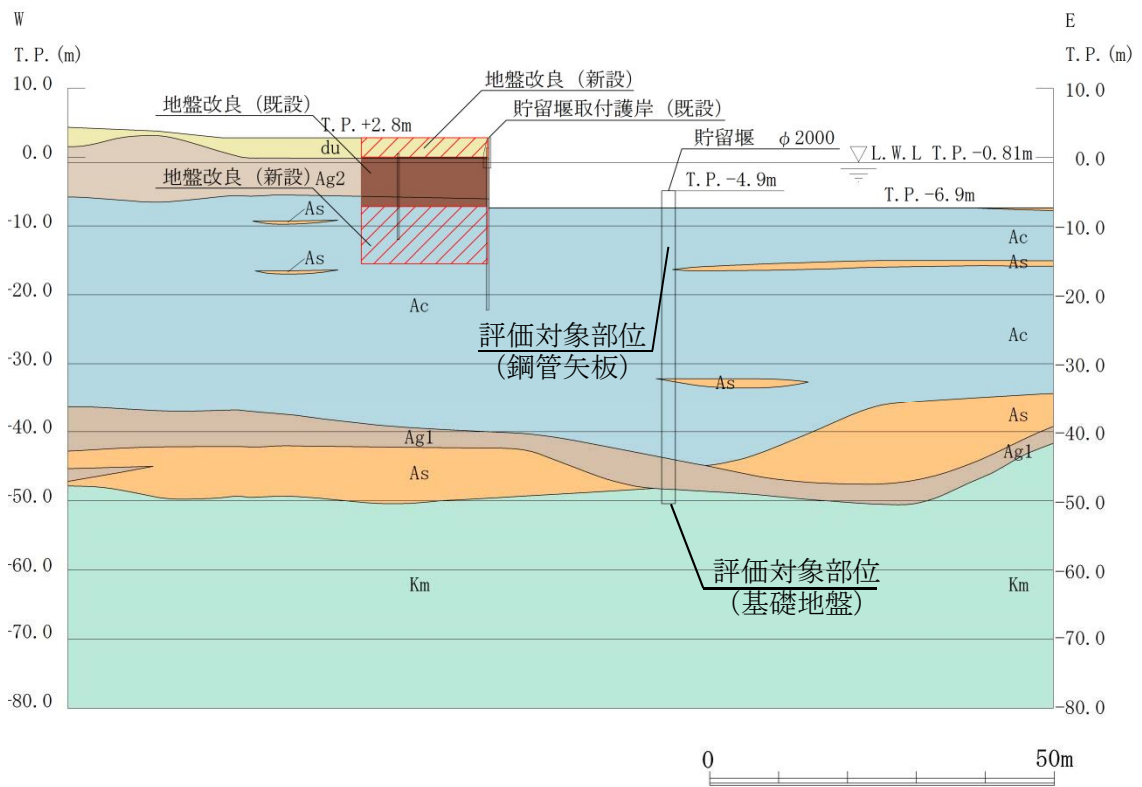


図 2.7-3 (1) 評価対象部位 (1/2)

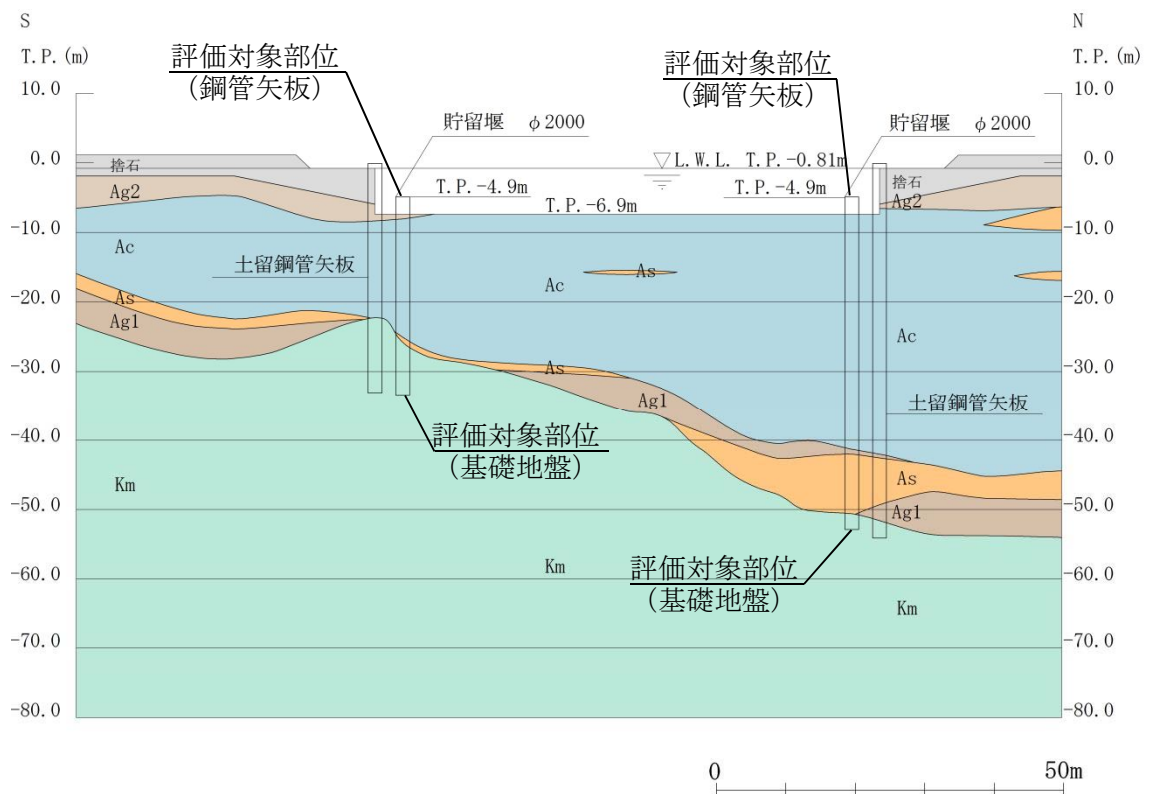


図 2.7-3 (2) 評価対象部位 (2/2)

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、付録 24「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。

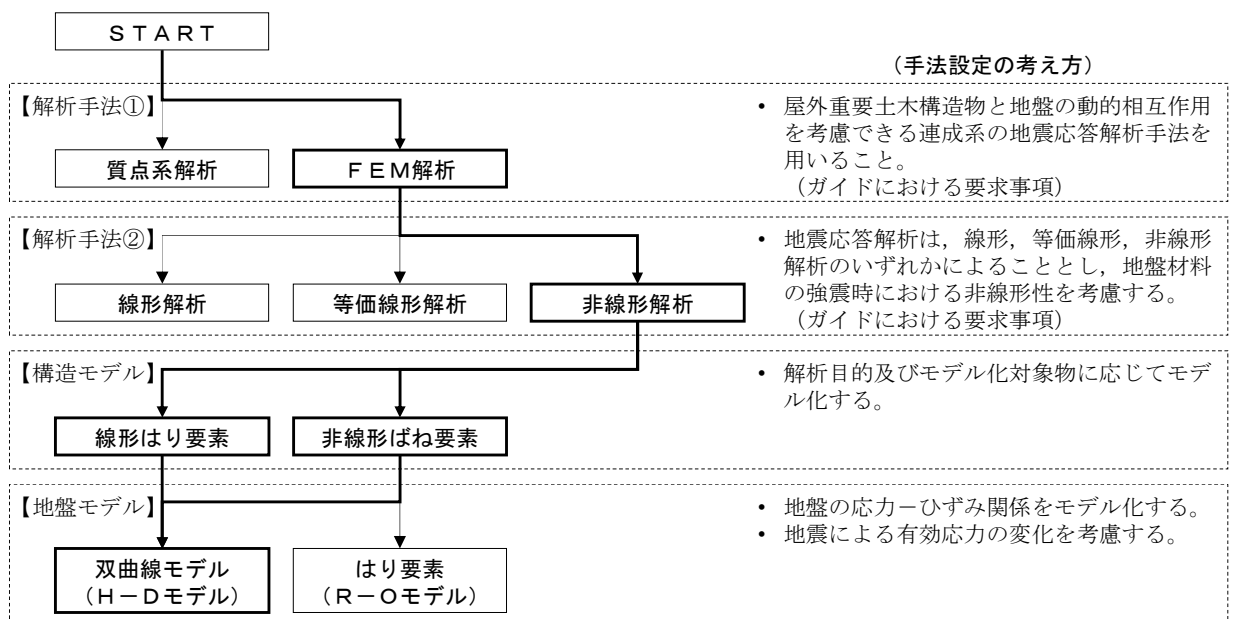


図 3.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

(1) 双曲線モデル (H-D モデル) の選定について

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

限值に達し、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。有効応力解析に適用する繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則には、これら2つの特徴を表現できるモデルを採用する方針とする。

繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線を表現する代表的な構成則には、双曲線モデル（H-D モデル）と指数関数モデル（R-O モデル）がある。双曲線モデル（H-D モデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力が漸近していくせん断応力の上限値をパラメータとして有していることから、上記の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上限値に係る特徴を表現でき、かつ、上限値を有効応力の関数とすることができる。一方、指数関数モデル（R-O モデル）は、せん断ひずみの増加に対して、せん断応力の上限値をパラメータとして有していないことから、上記の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上限値に係る特徴を表現するためにモデルの改良を行う必要がある。

以上のことから、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上記の2つの特徴を適切に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 解析モデル領域

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、モデル高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

要素分割については、土木学会マニュアルに基づき設定する。地盤については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長に対して 5 分割以上になるように要素高さを設定している。構造物の要素分割は、過度に粗くすると、地震応答挙動を適切に評価できなくなり解析精度の低下を招くため、要素長さを部材の断面厚さの 2.0 倍以下になるように設定するよう土木学会マニュアルには記載しているが、構造物のモデル化については 1 倍程度以下になるように設定している。

貯留堰の地震応答解析モデルを図 3.2-2 に示す。

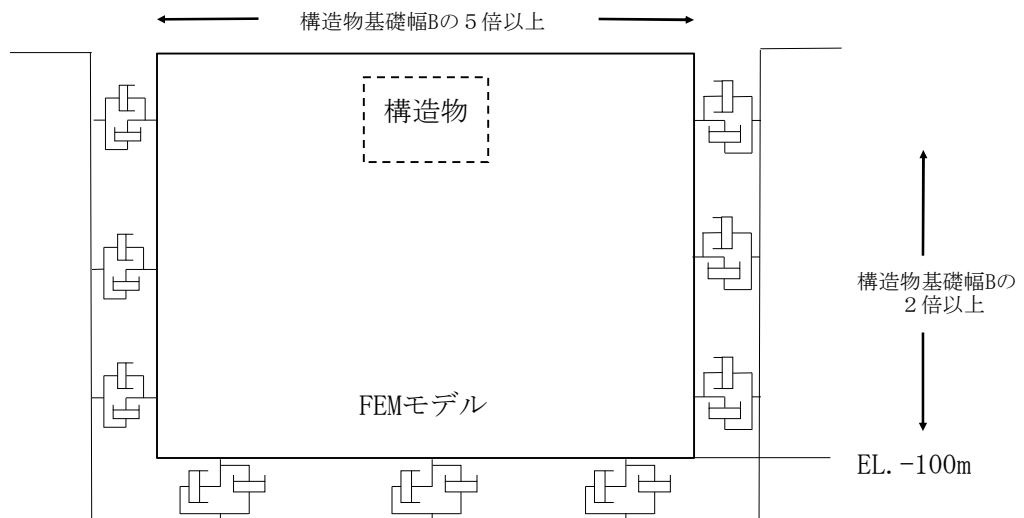


図 3.2-1 モデル範囲の考え方

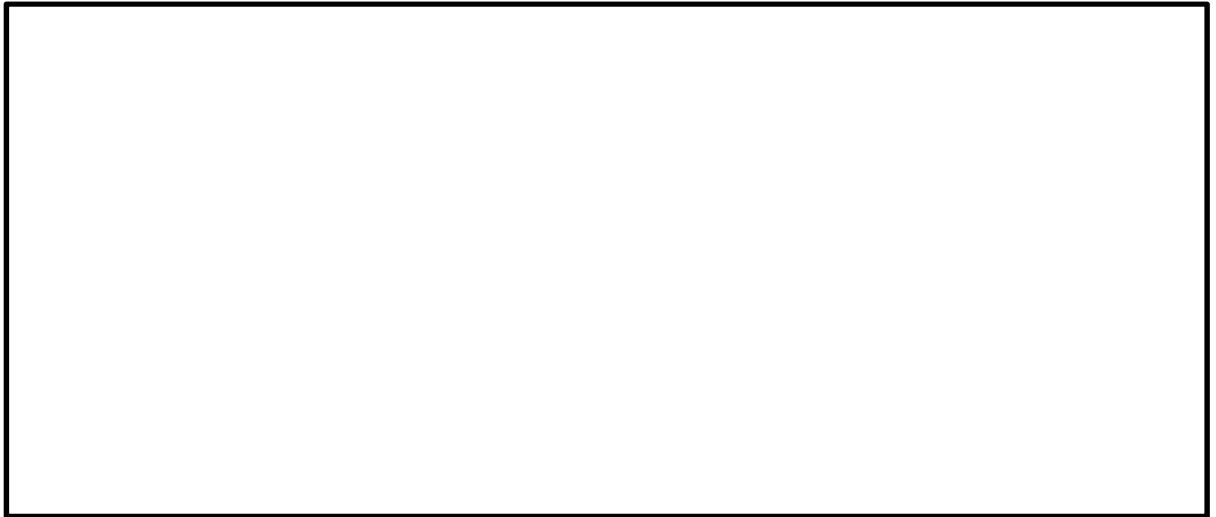


図 3.2-2 (1) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-1)



図 3.2-2 (2) 貯留堰の地震応答解析モデル (EW-2)



図 3.2-2 (3) 貯留堰の地震応答解析モデル (NS-1)

3.2.2 ジョイント要素の設定

地盤と構造物の境界部にジョイント要素を設けることにより、地盤と構造物の剥離・すべりを考慮する。

ジョイント要素は法線方向、接線方向に分けて二重節点として設定する。法線方向では、常時状態以上の引張が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。接線方向では、地盤と構造物のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合、剛性をゼロとし、すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。c, ϕ は周辺地盤の c, ϕ とする。(表 3.2-1 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 3.2-1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

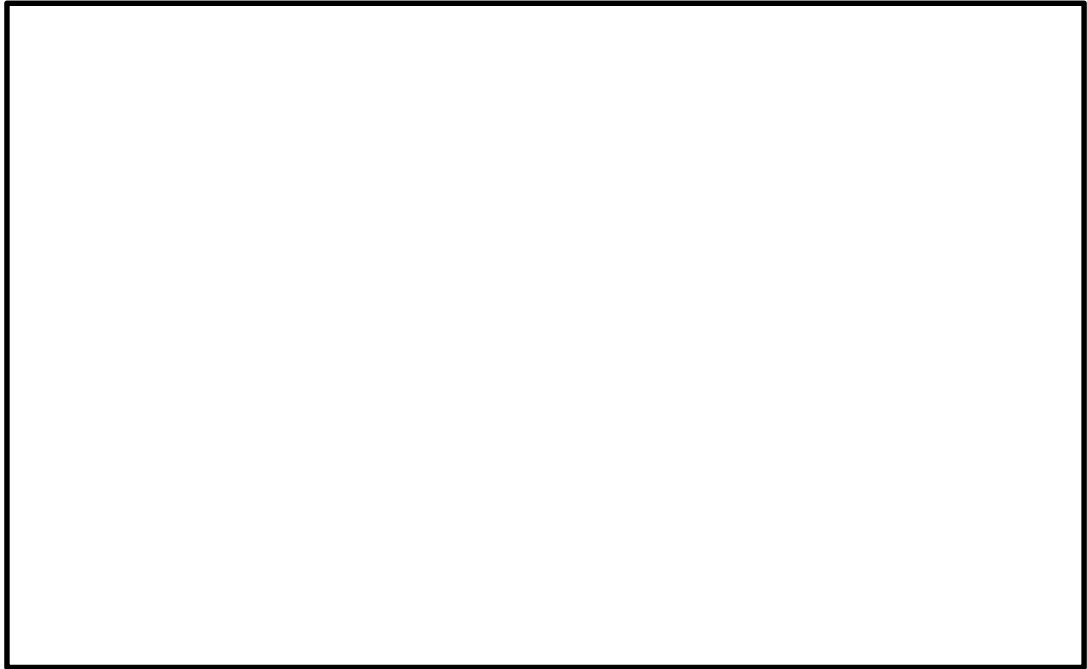
周辺の状況		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
		1.5	0	改良体
	Ag2 層	0	37.4	—
		1.5	0	改良体
	Ac 層	0.025	29.1	—
		0.5	0	改良体
	As 層	0.012	41.0	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
D2g-3 層	0	44.4	—	
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—

z : 標高 (m)

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として、港湾構造物設計事例集（沿岸開発技術センター）に従い、表 3.2-2 のとおり設定する。図 3.2-2 にジョイント要素設定の考え方を示す。

表 3.2-2 ジョイント要素のばね定数

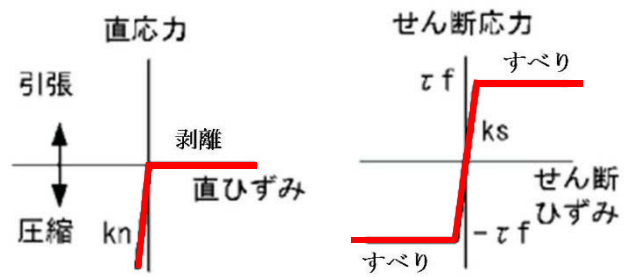
	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
側方及び底面	1.0×10^6	1.0×10^6



(a) ジョイント要素配置図 (1)



(b) ジョイント要素配置図 (2)



(c) ジョイント要素の力学的特性

図 3.2-2 ジョイント要素設定の考え方

3.2.3 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 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。

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

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24年3月））とする。

図3.3-1にRayleigh減衰の設定フローを、表3.3-1に固有値解析結果を示す。

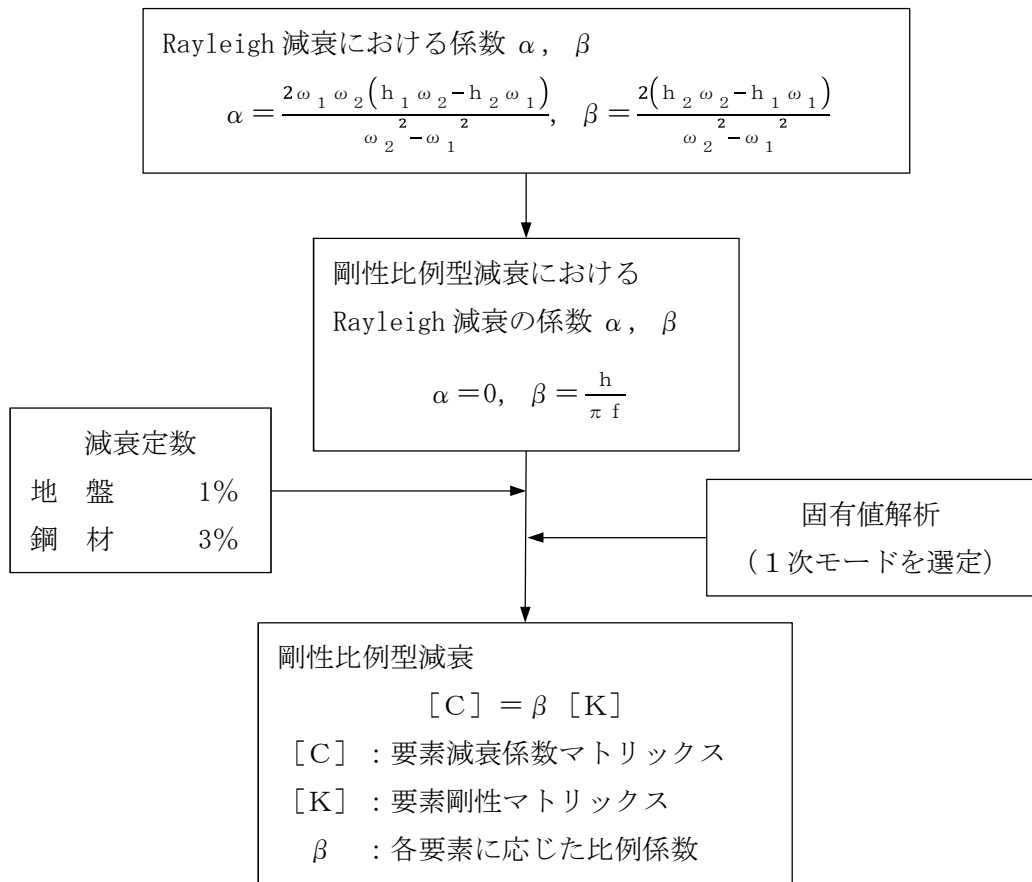


図 3.3-1 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.3-1 固有値解析結果 (追而)

3.4 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 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 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
		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
		永久上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定
	外水圧		○	・海水面に応じた静水圧として設定 ・海水の密度を考慮
	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
	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
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		—	・土中及び水中の構造物であることから、考慮しない
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振	
	鉛直地震動	○	・躯体の慣性力、動土圧を考慮	
	動水圧	○	・水位条件、密度は、永久荷重と同様	

3.5 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 3.5-1 に示す。

表 3.5-1 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(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波 (位相)	S _s -D 1	(++)	1	1	1	1	1
		(+-)	1				
		(-+)	1				
		(--)	1				
	S _s -1 1	(++)	1				
	S _s -1 2	(++)	1				
	S _s -1 3	(++)	1				
	S _s -1 4	(++)	1				
	S _s -2 1	(++)	1				
	S _s -2 2	(++)	1				
S _s -3 1	(++)	1					
	(-+)	1					
計		12	1	1	1	1	1

①の検討において、最も厳しい(許容限界に対する余裕が最も小さい)地震動を用いて実施

3.6 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。入力地震動算定の概念図を図3.6-1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3.6-2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、付録39「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。

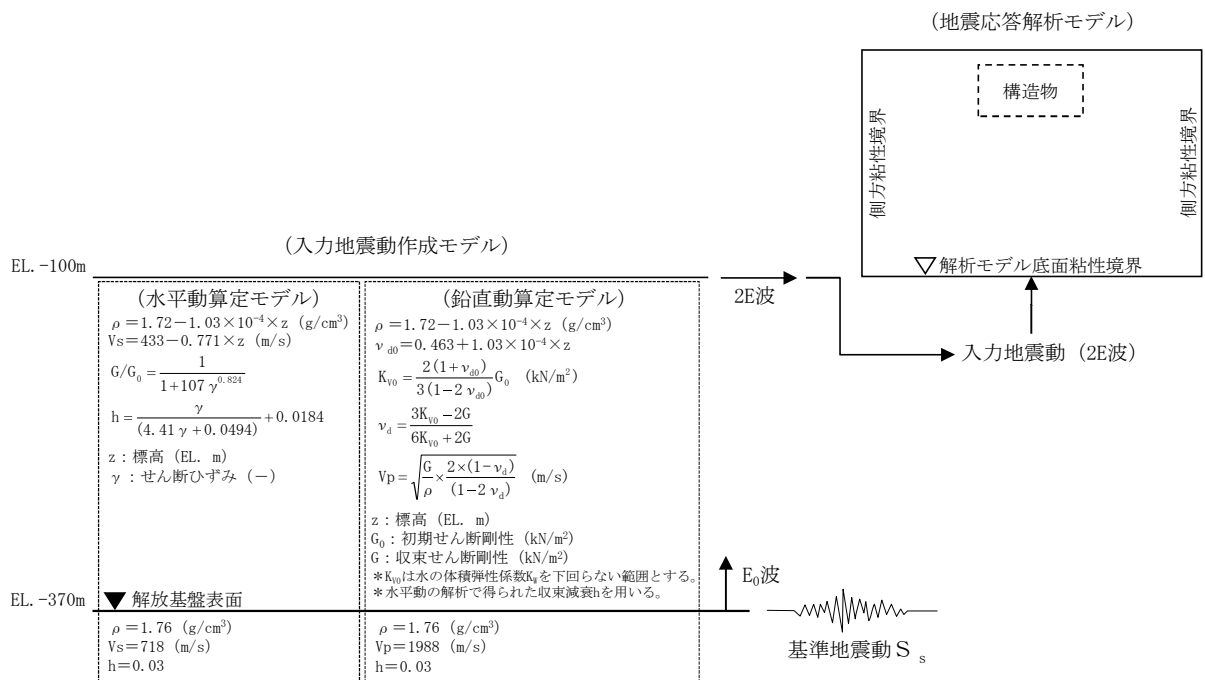
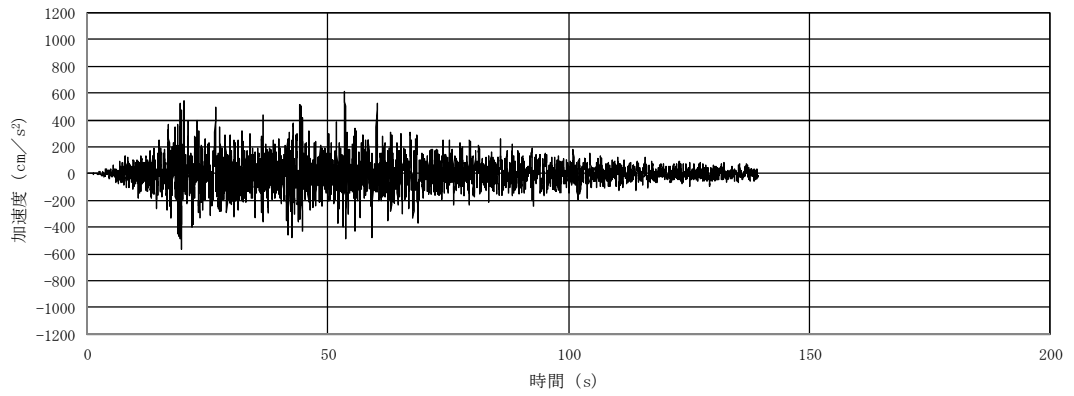
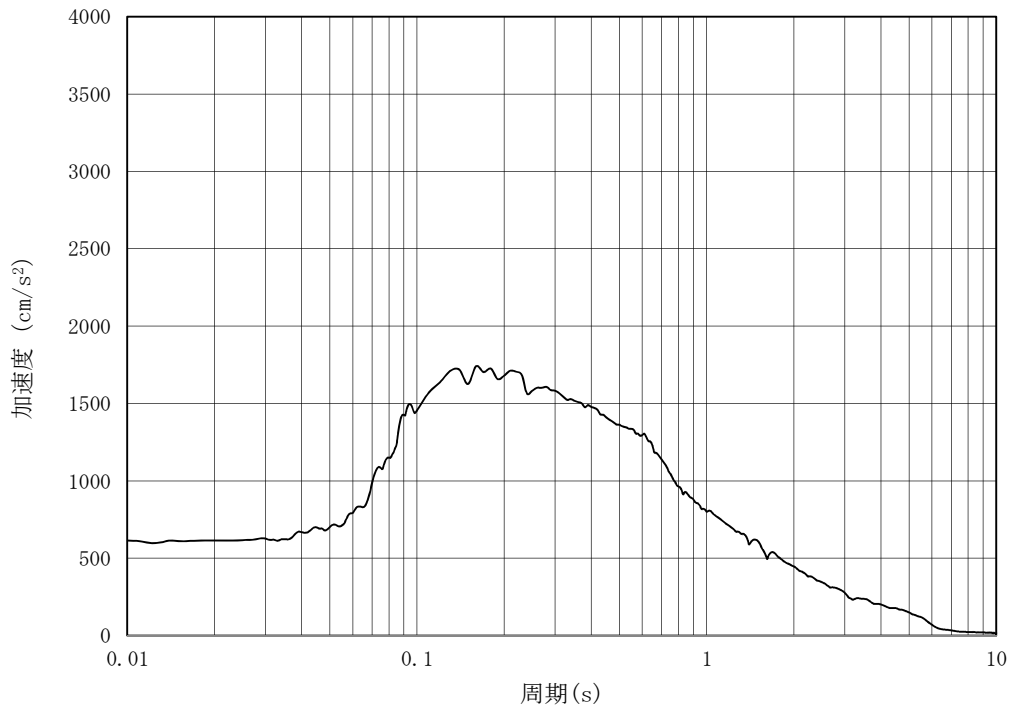


図3.6-1 入力地震動算定の概念図

MAX 614 cm/s² (53.52s)



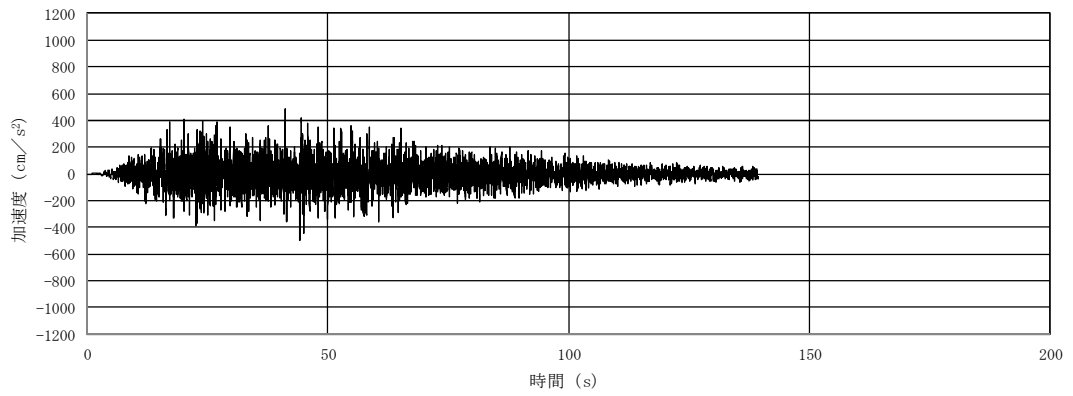
(a) 加速度時刻歴波形



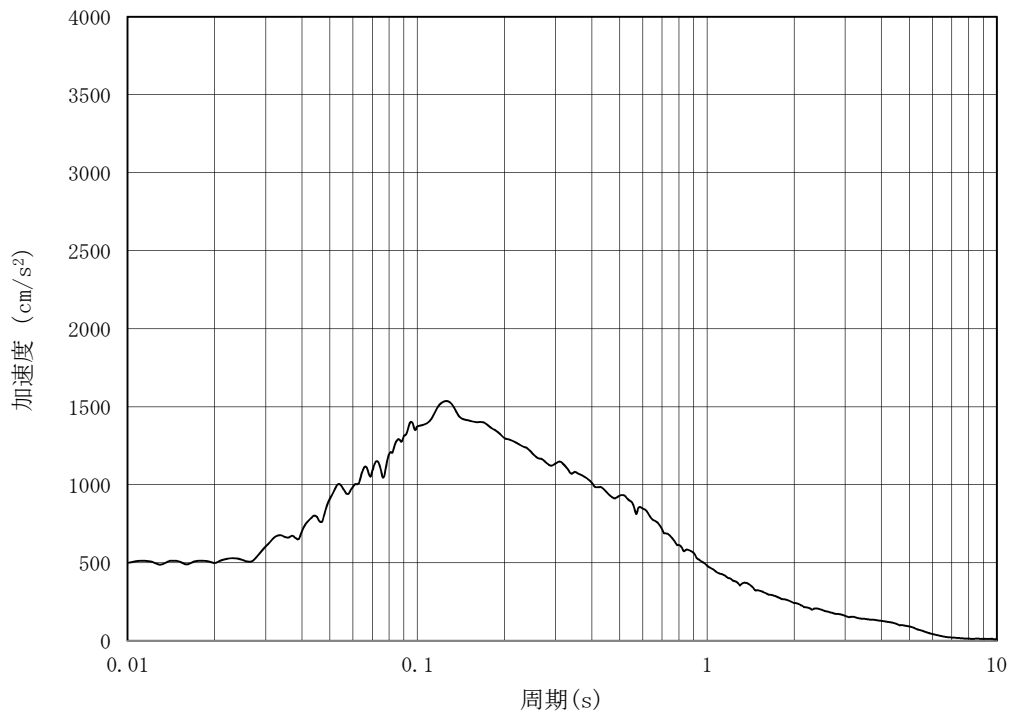
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



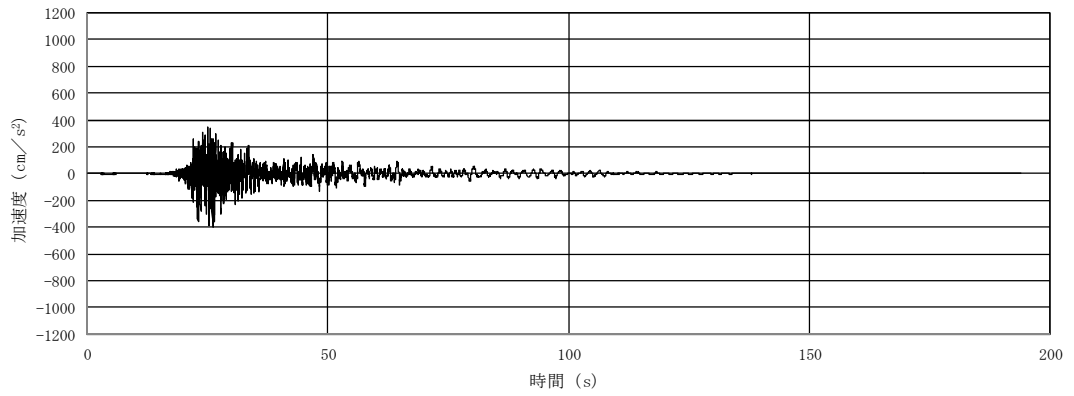
(a) 加速度時刻歴波形



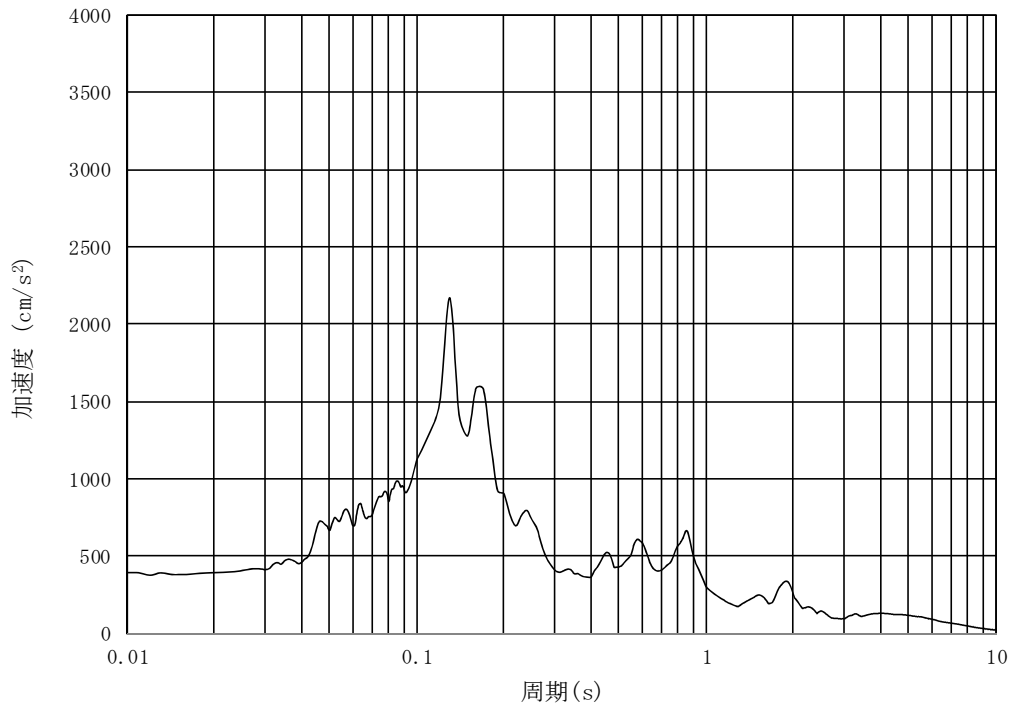
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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-D 1)

MAX 393 cm/s^2 (26.13s)



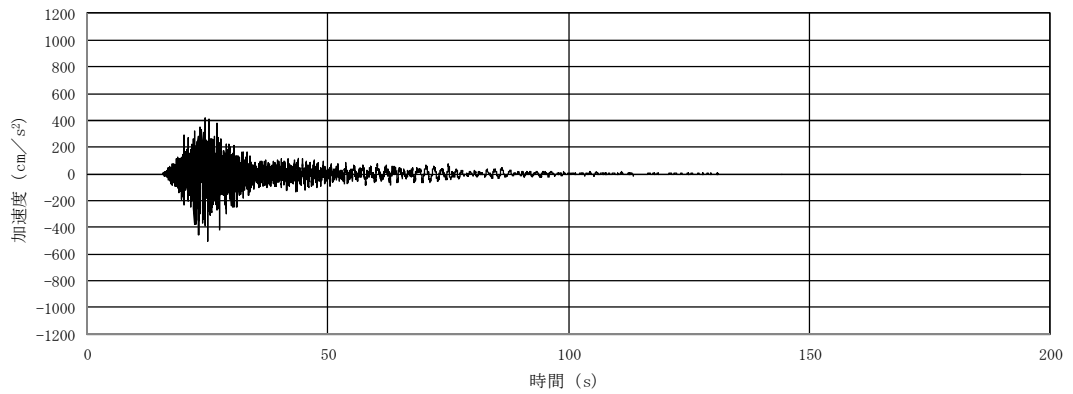
(a) 加速度時刻歴波形



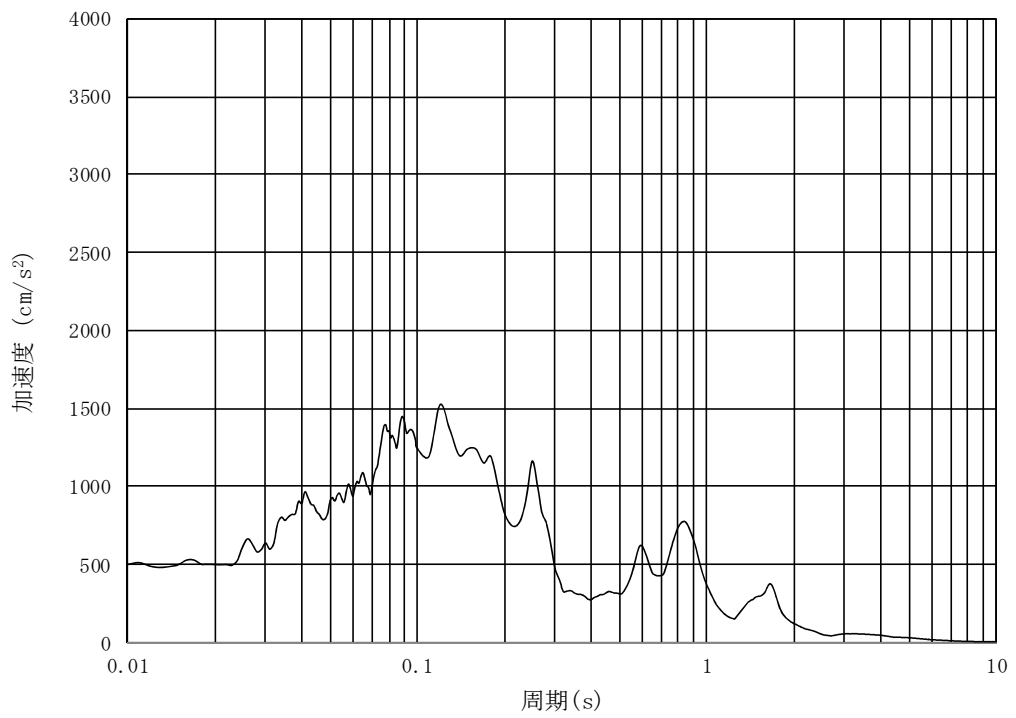
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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/s^2 (25.03s)



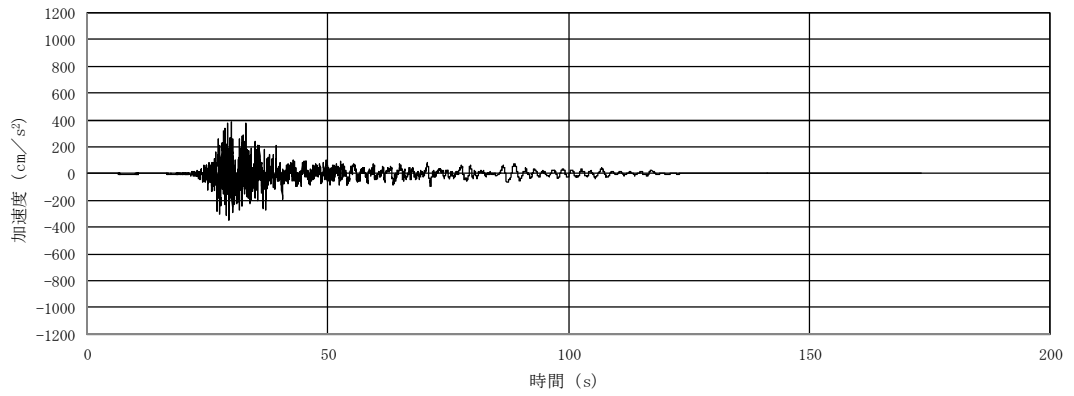
(a) 加速度時刻歴波形



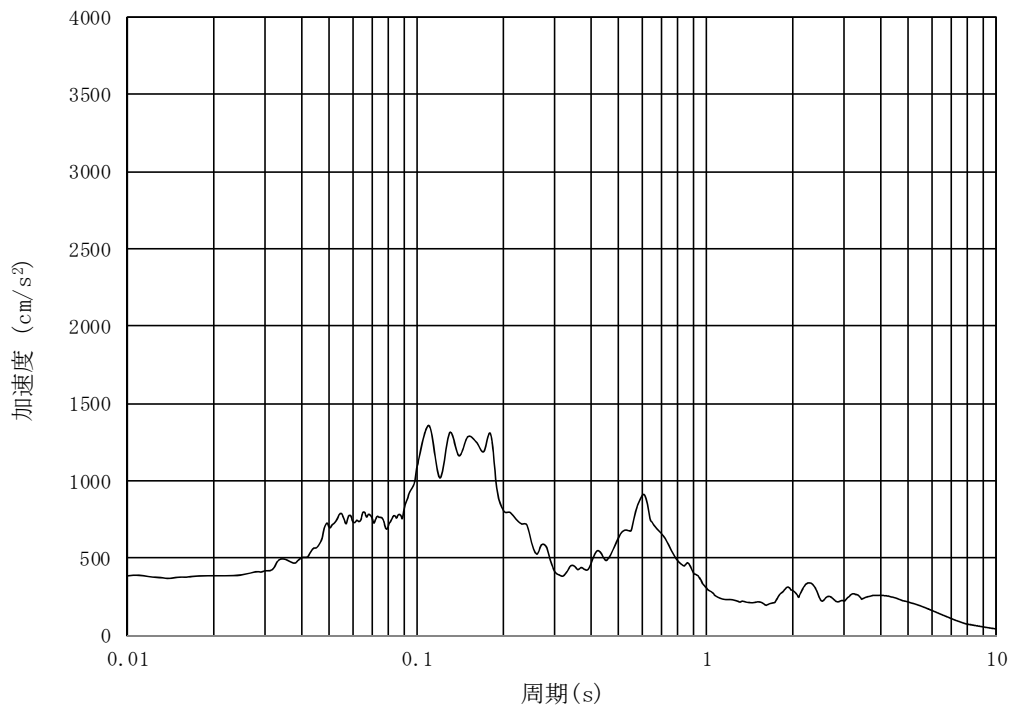
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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/s^2 (29.85s)



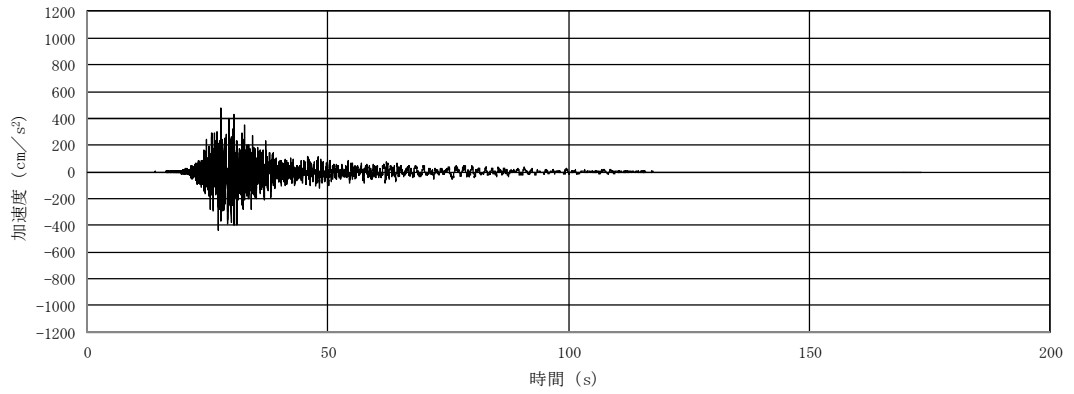
(a) 加速度時刻歴波形



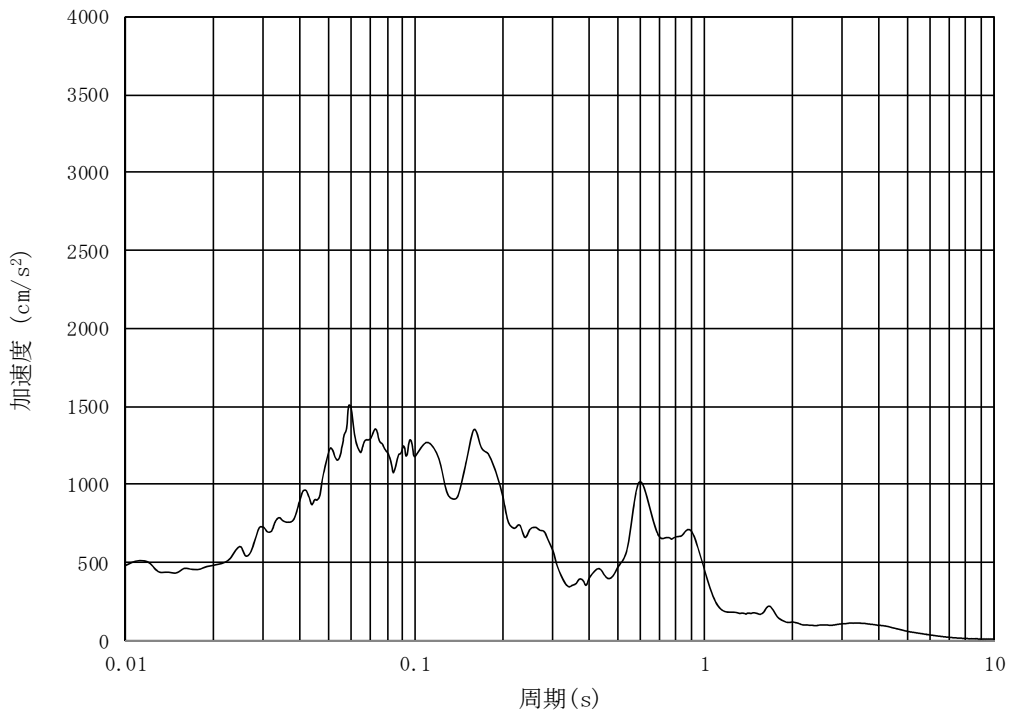
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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/s^2 (27.83s)



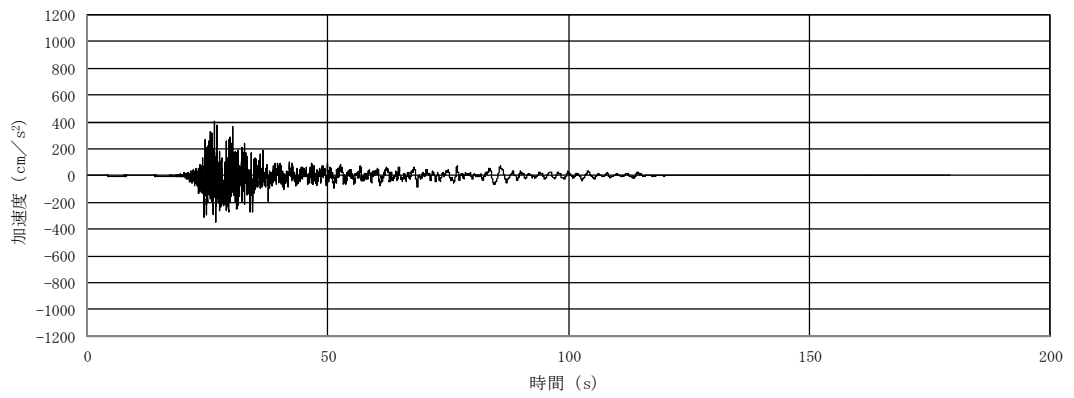
(a) 加速度時刻歴波形



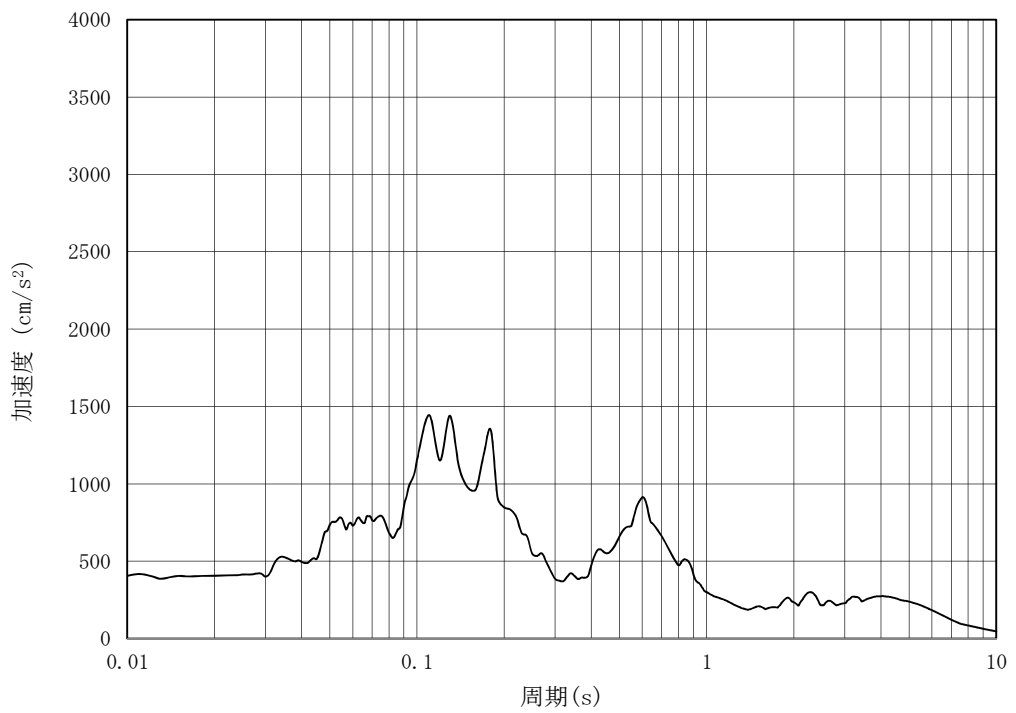
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



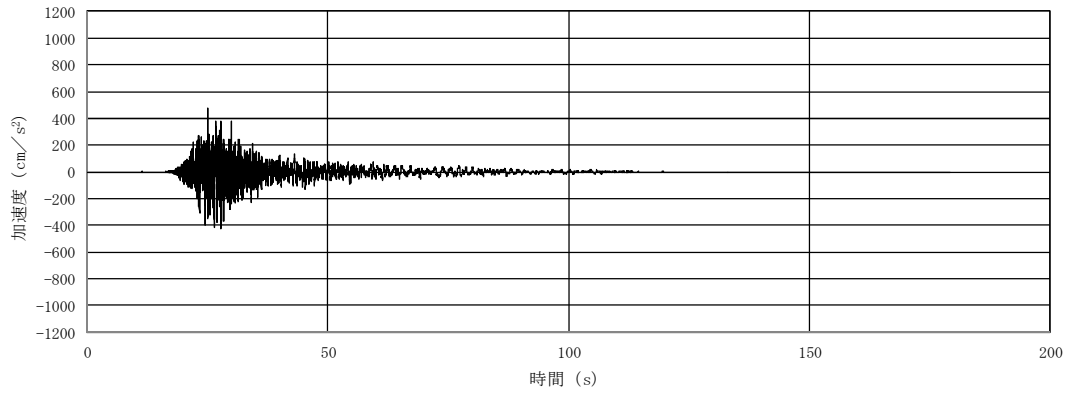
(a) 加速度時刻歴波形



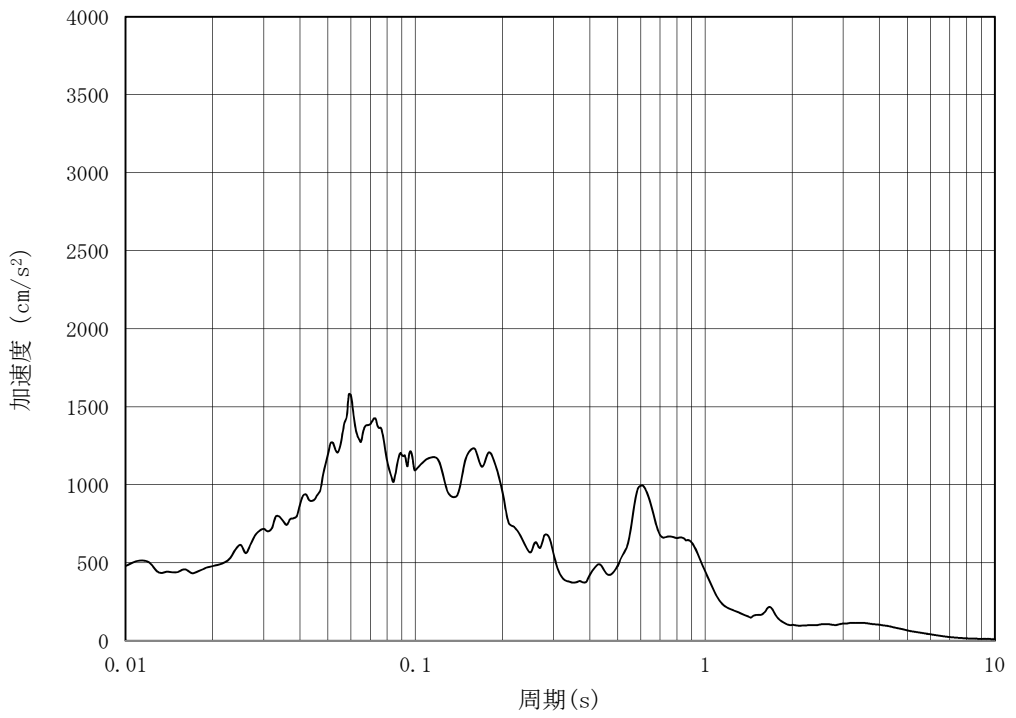
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



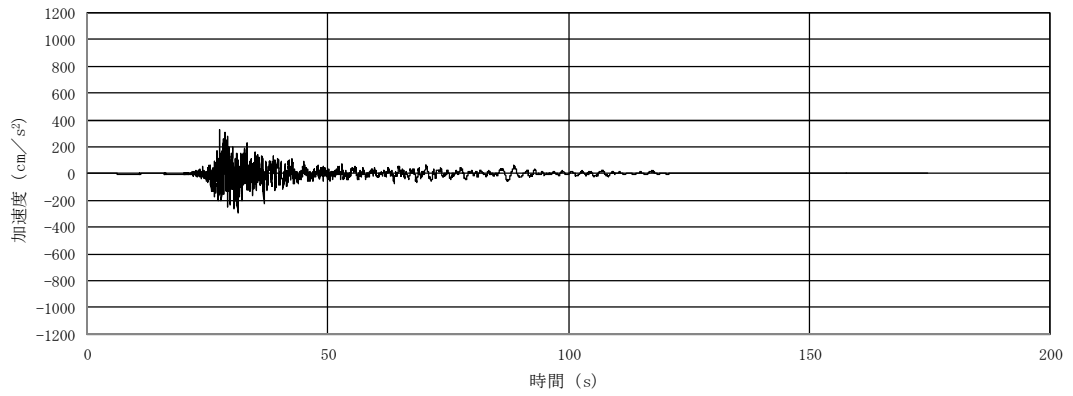
(a) 加速度時刻歴波形



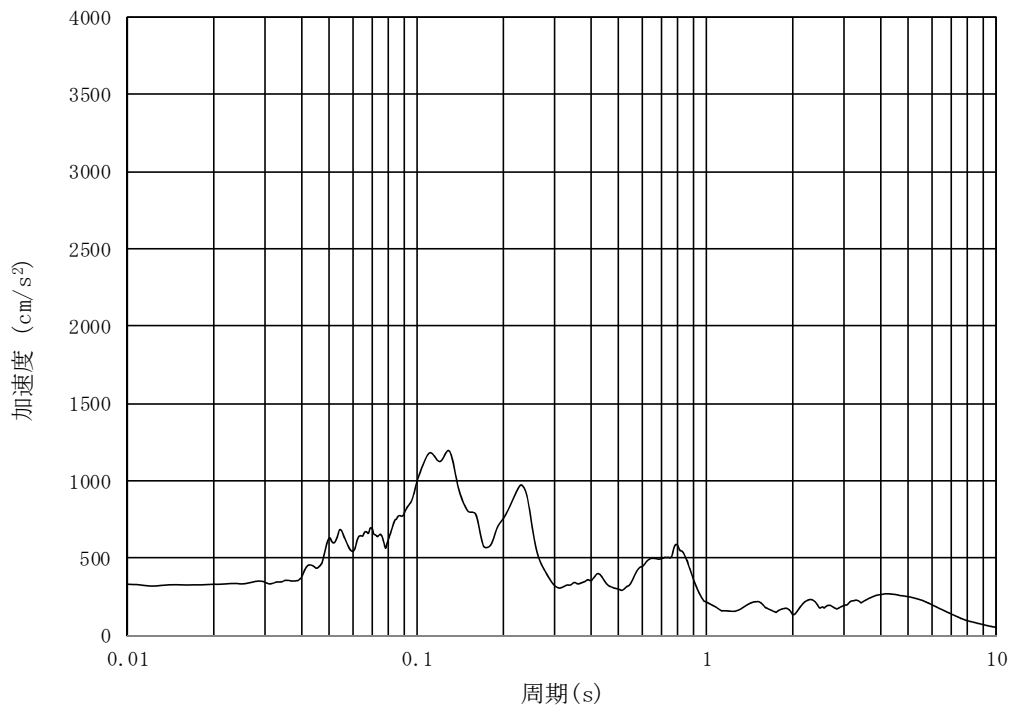
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



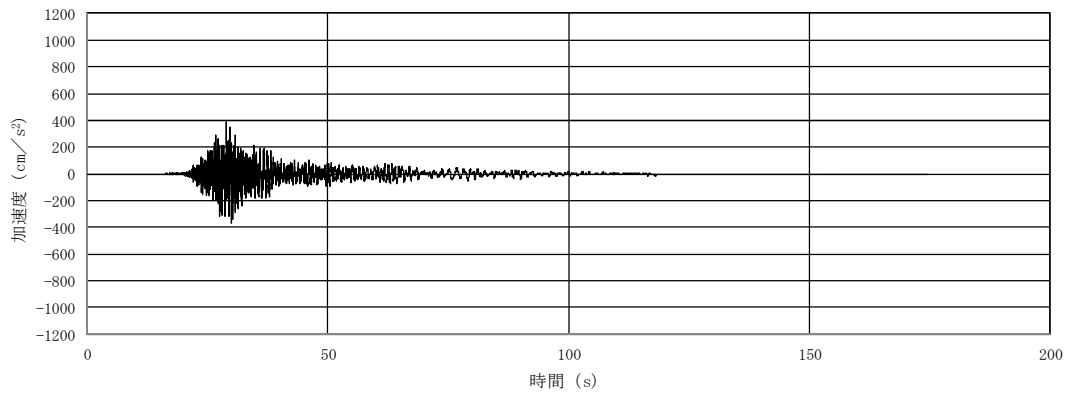
(a) 加速度時刻歴波形



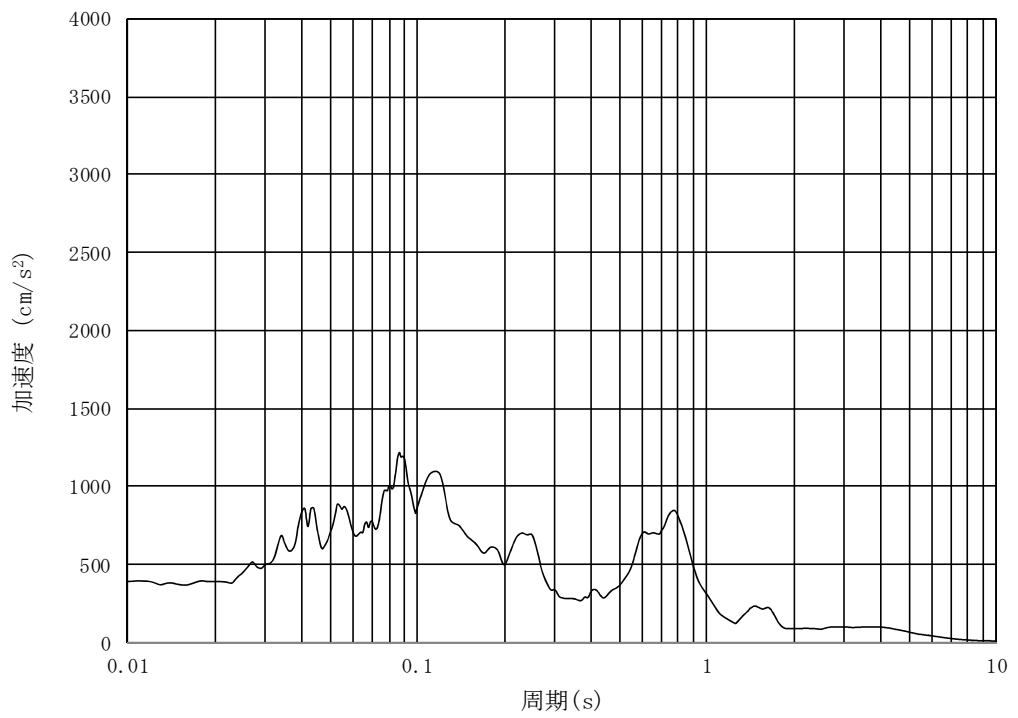
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



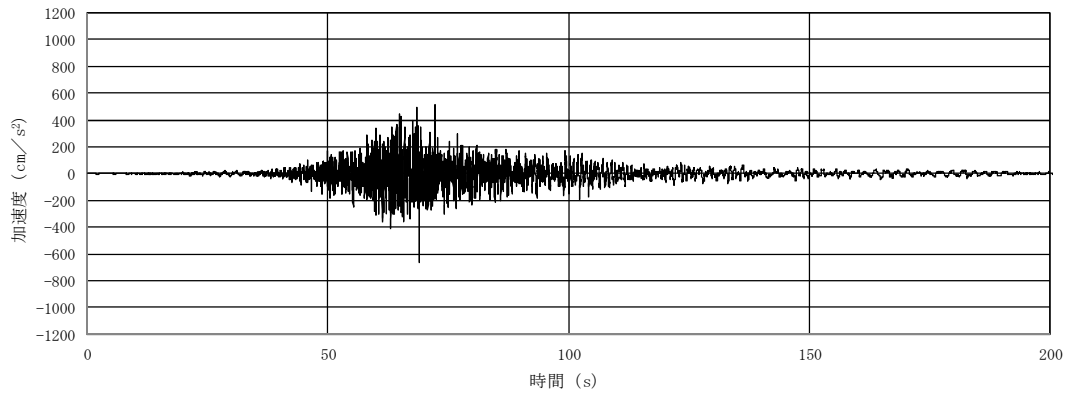
(a) 加速度時刻歴波形



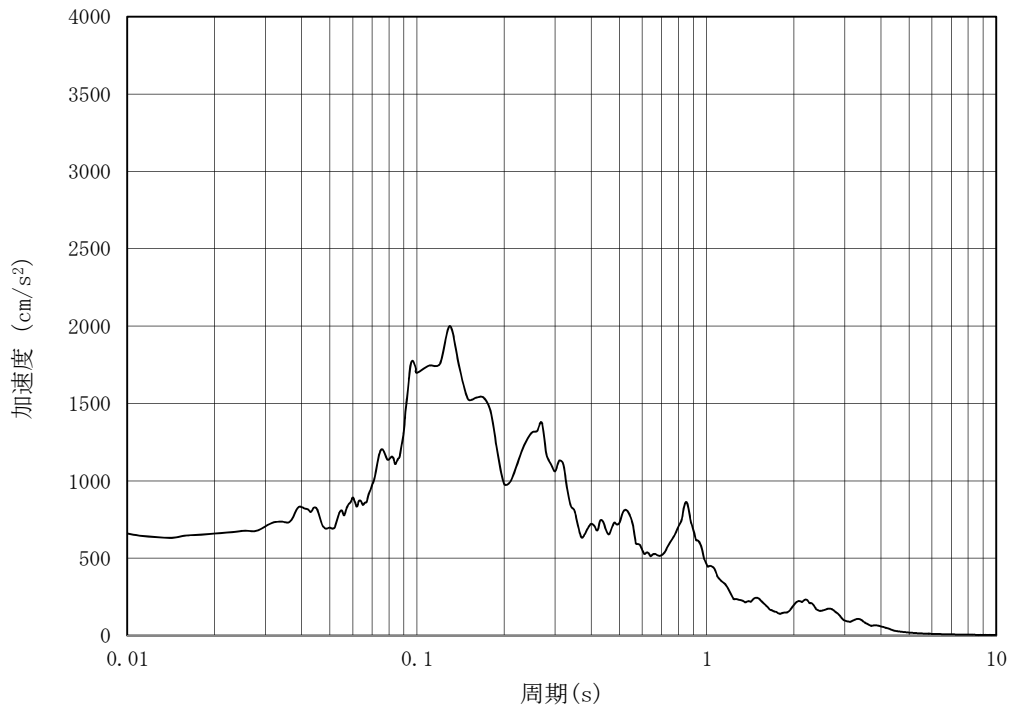
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



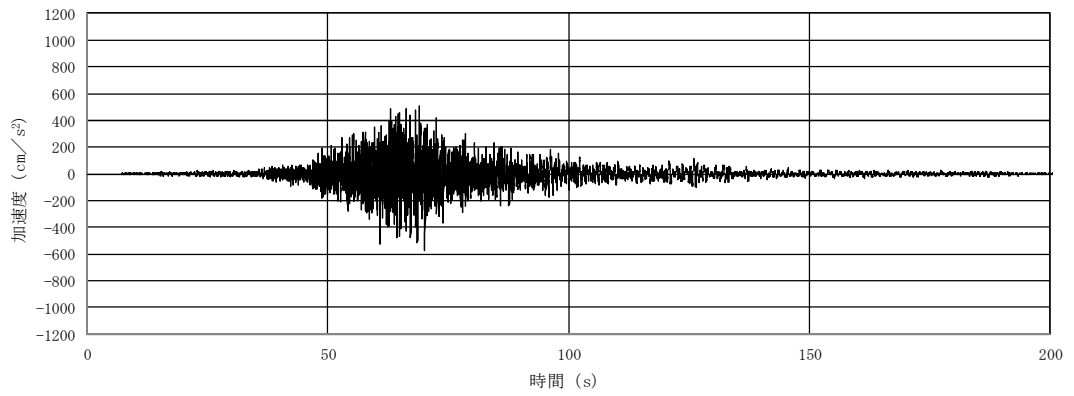
(a) 加速度時刻歴波形



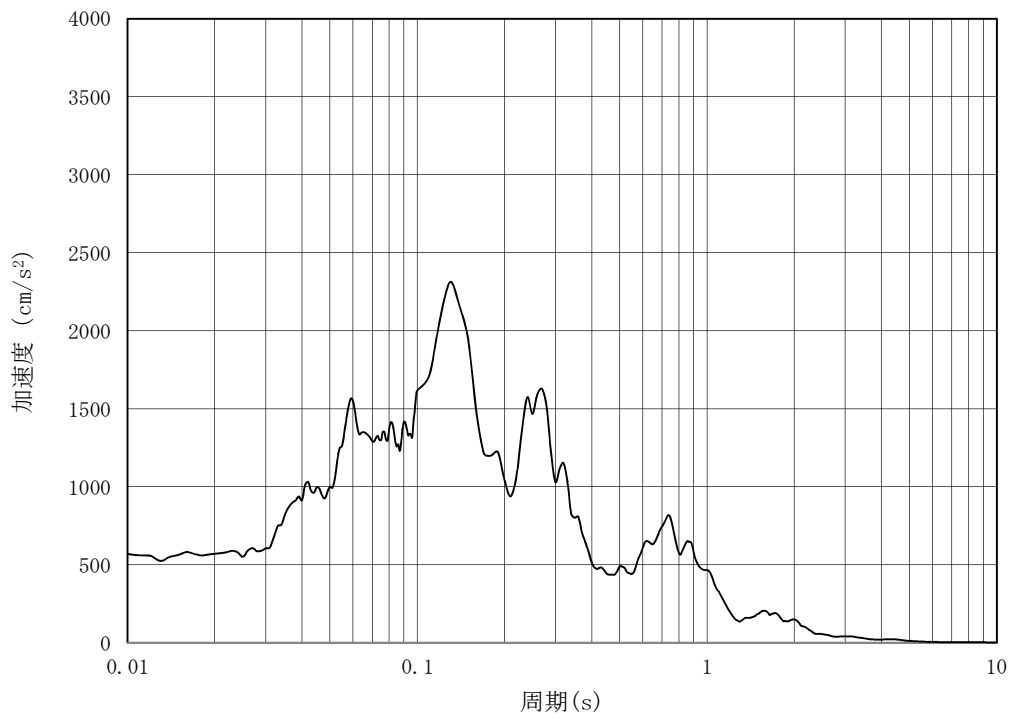
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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 : $S_s - 2.1$)

MAX 570 cm/s^2 (70.18s)



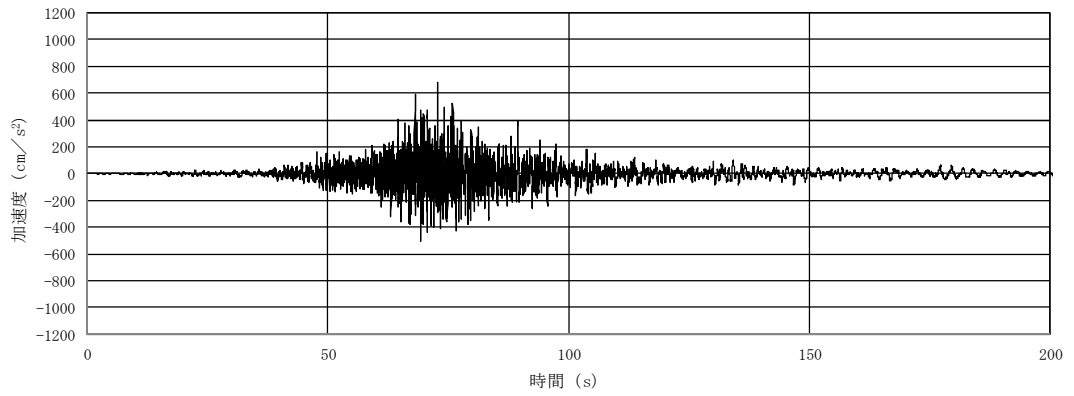
(a) 加速度時刻歴波形



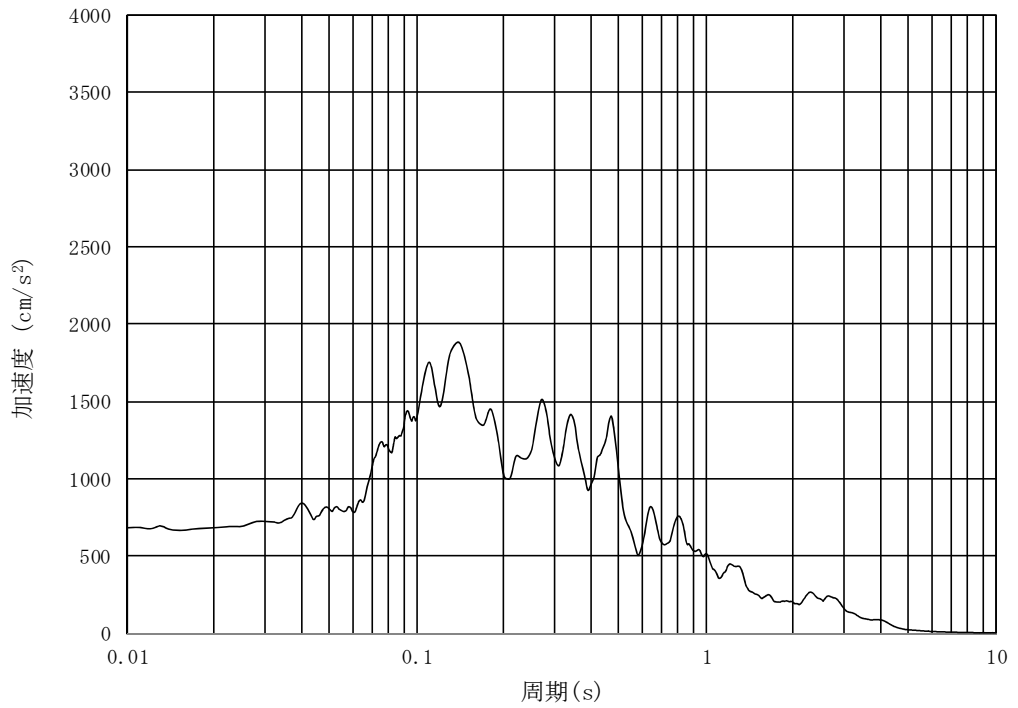
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



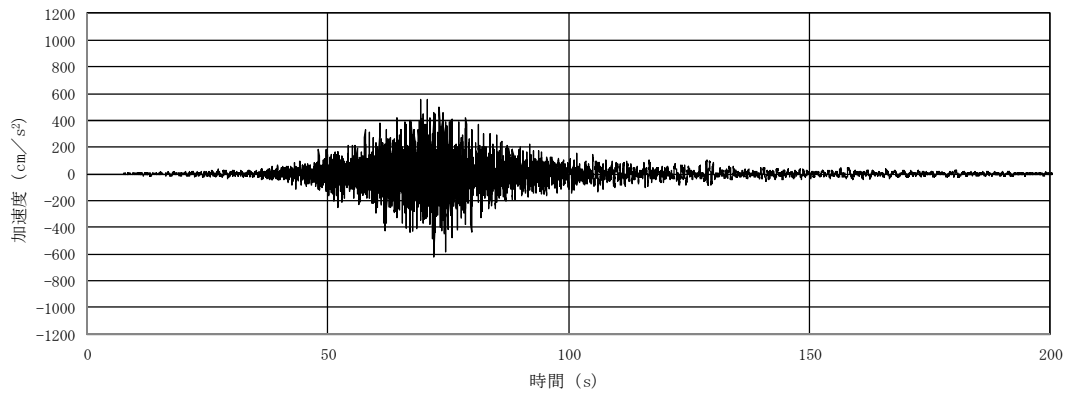
(a) 加速度時刻歴波形



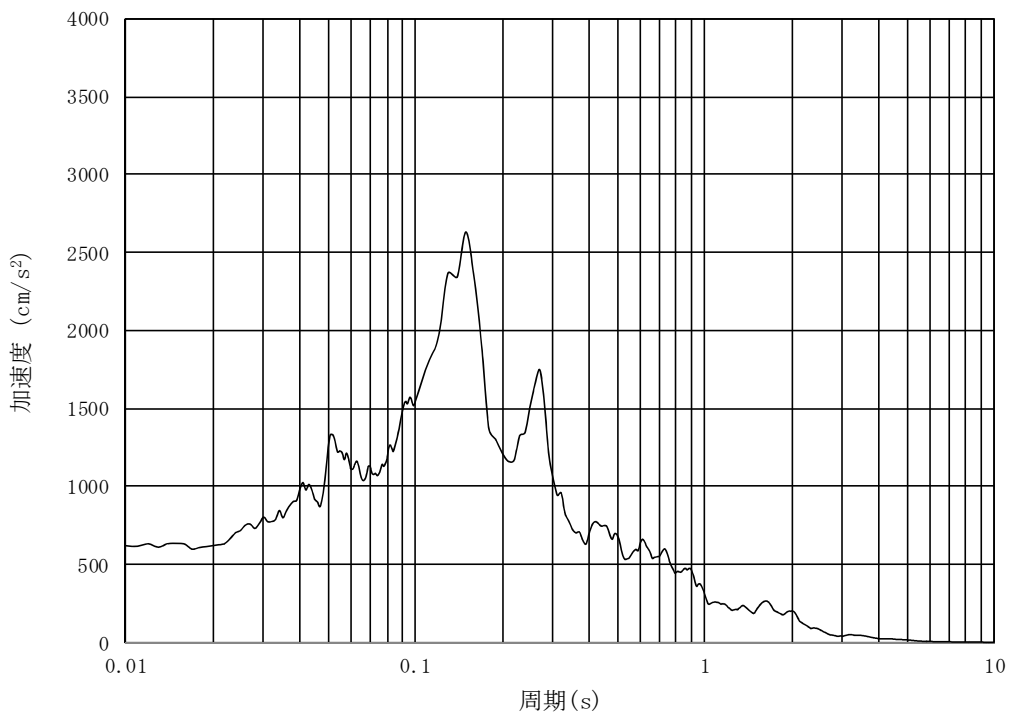
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



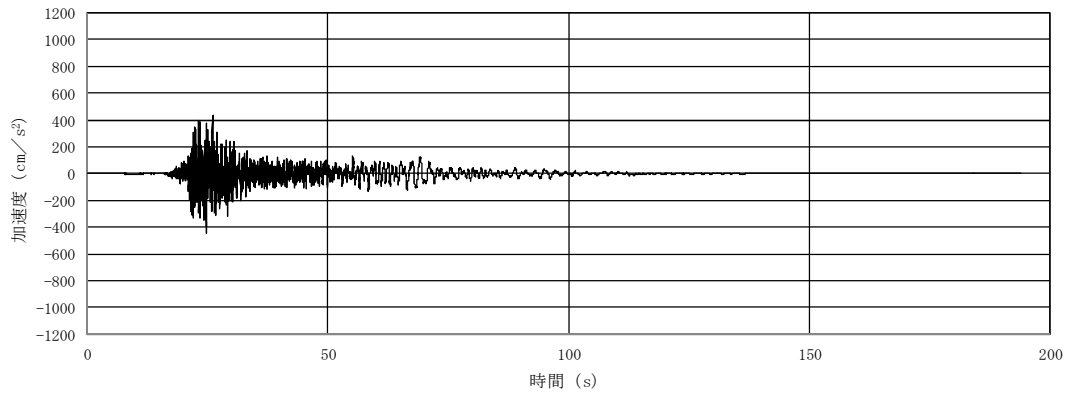
(a) 加速度時刻歴波形



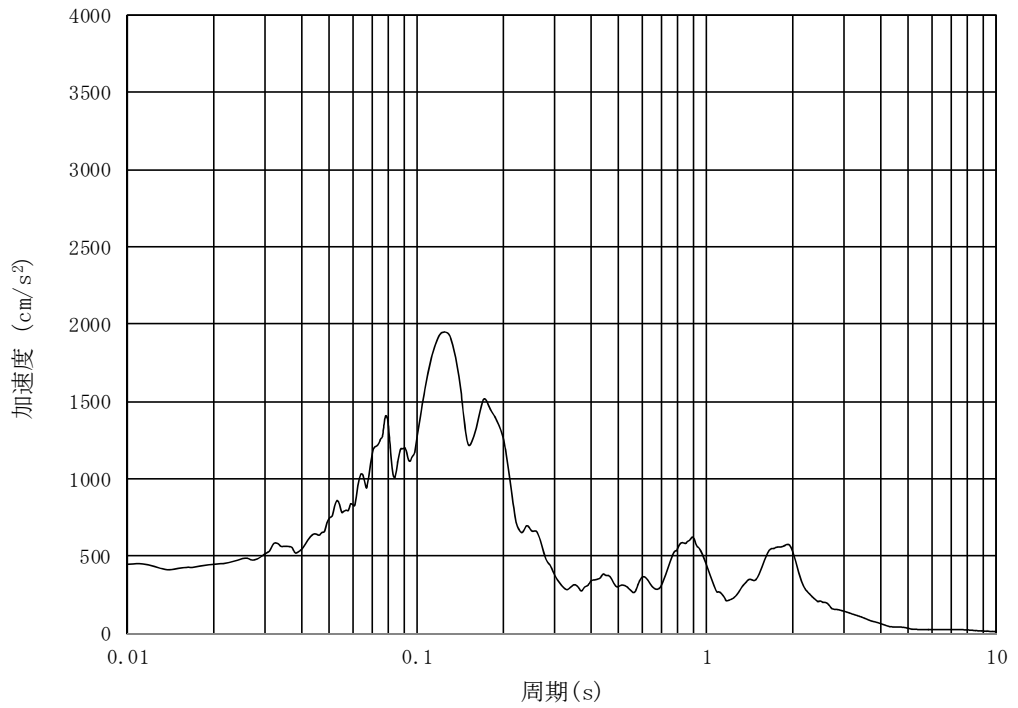
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



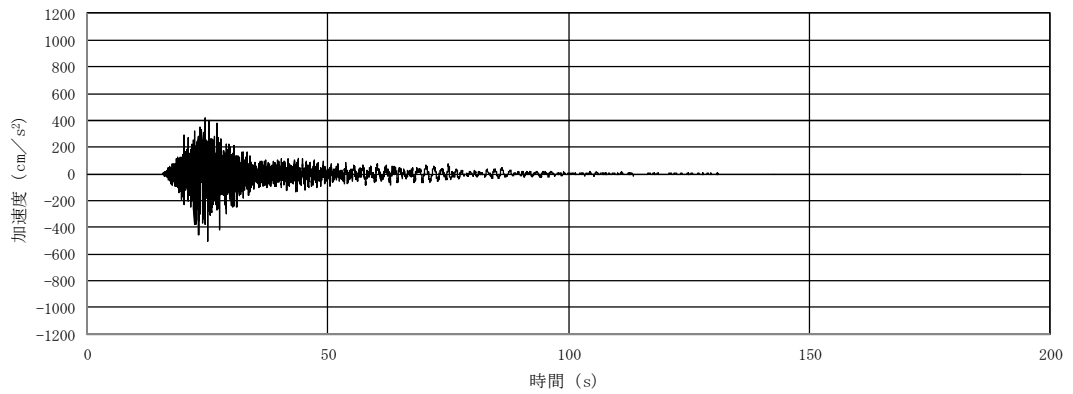
(a) 加速度時刻歴波形



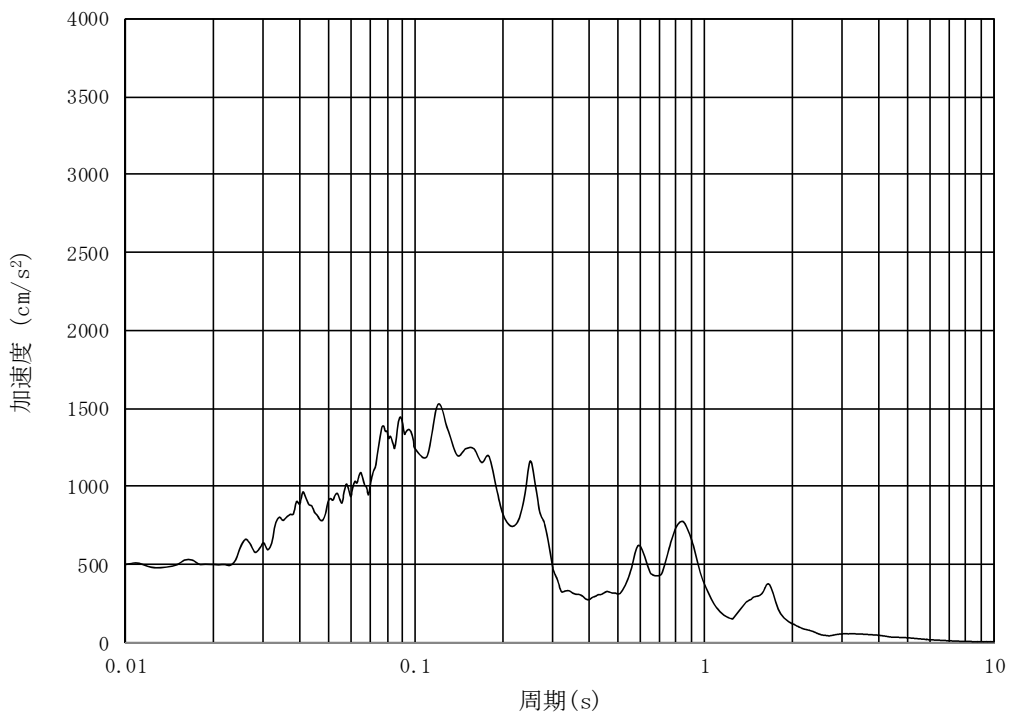
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



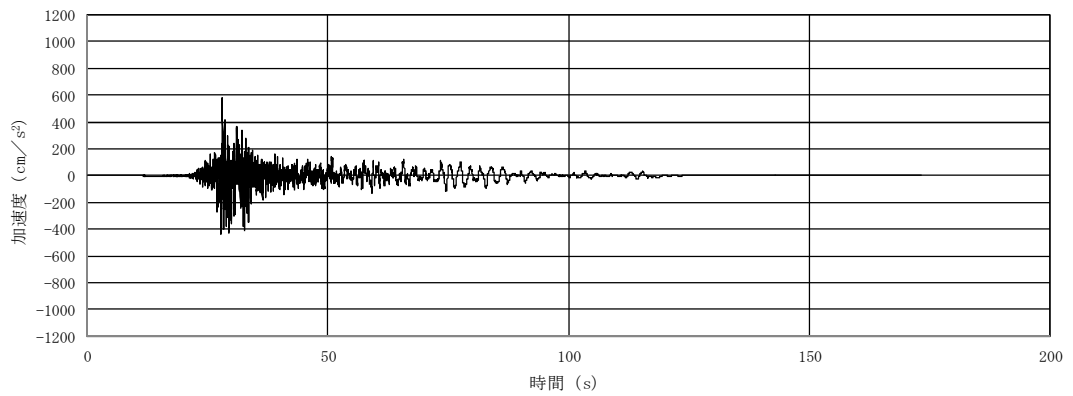
(a) 加速度時刻歴波形



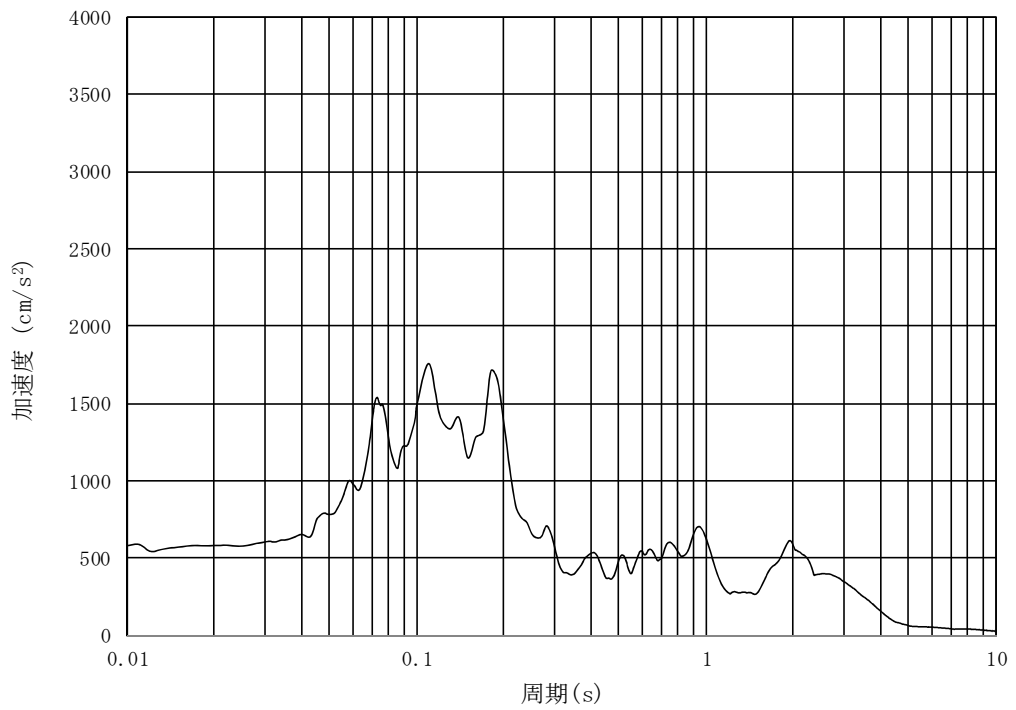
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



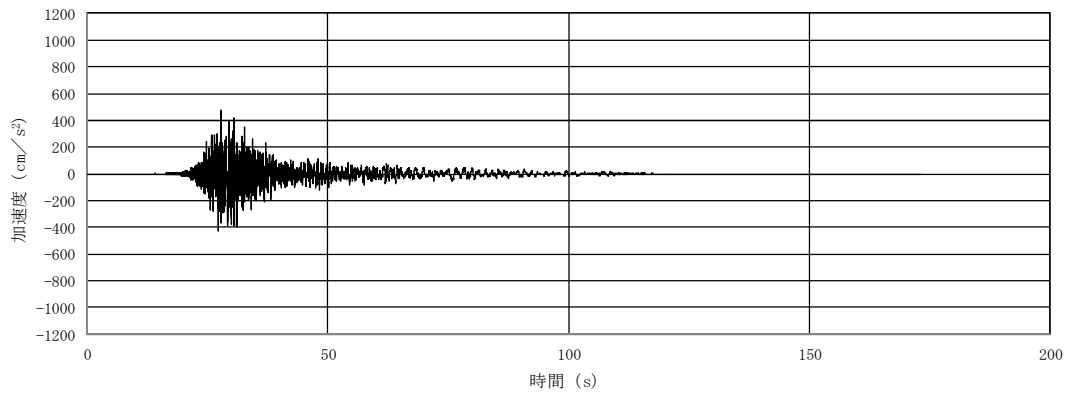
(a) 加速度時刻歴波形



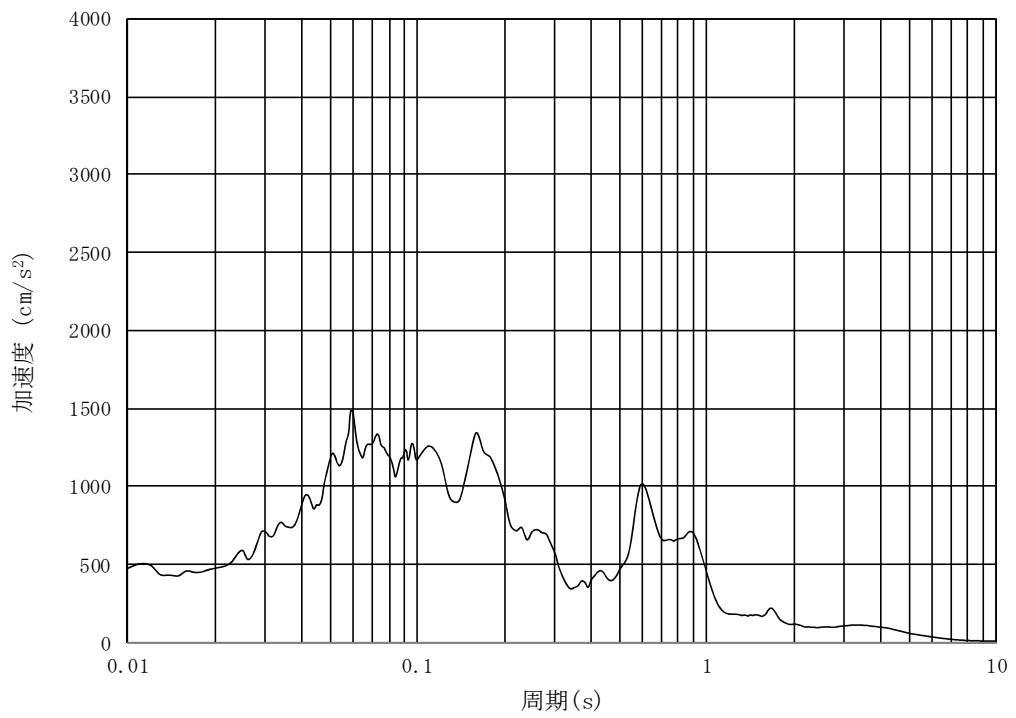
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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/s^2 (27.83s)



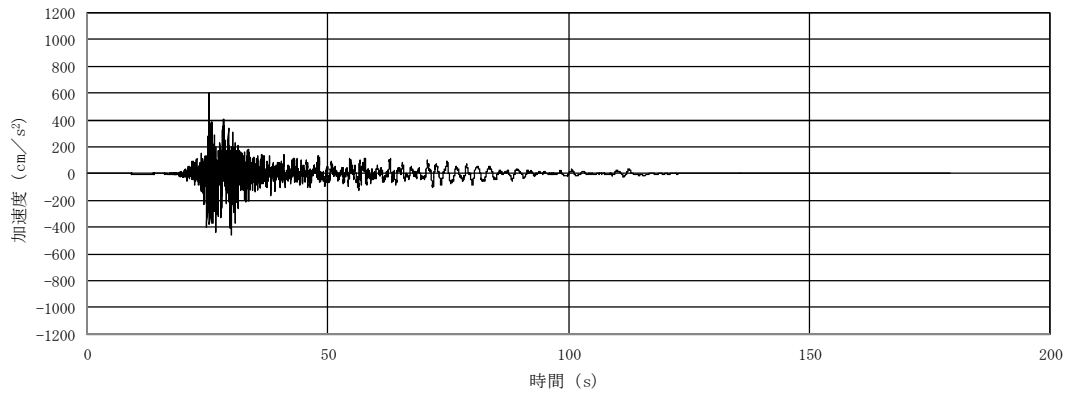
(a) 加速度時刻歴波形



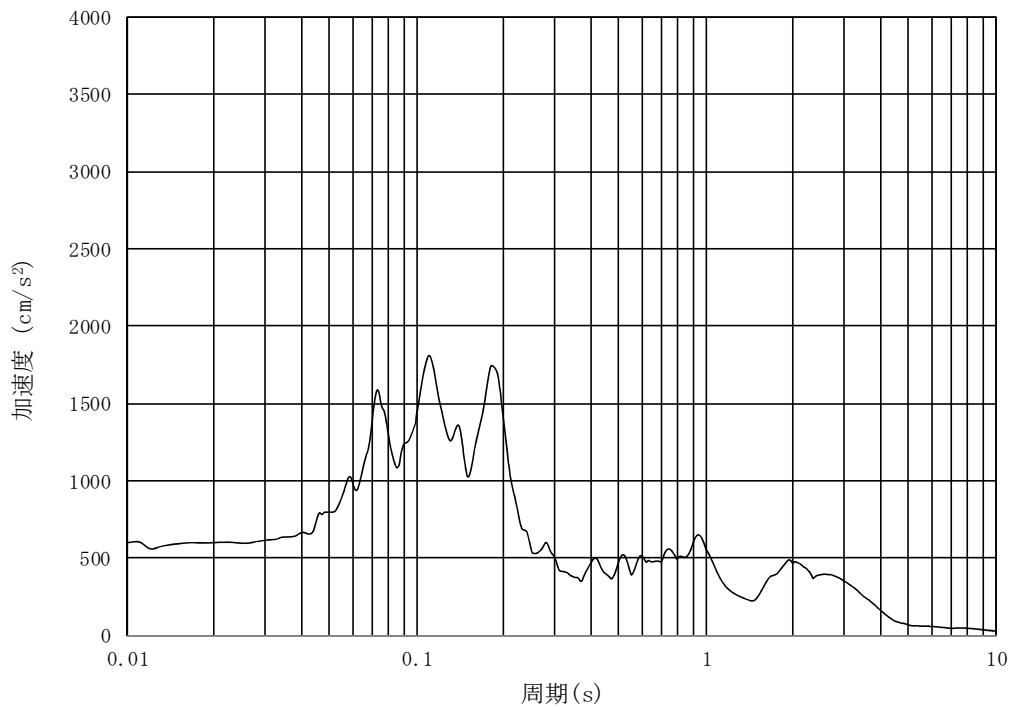
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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/s^2 (25.38s)



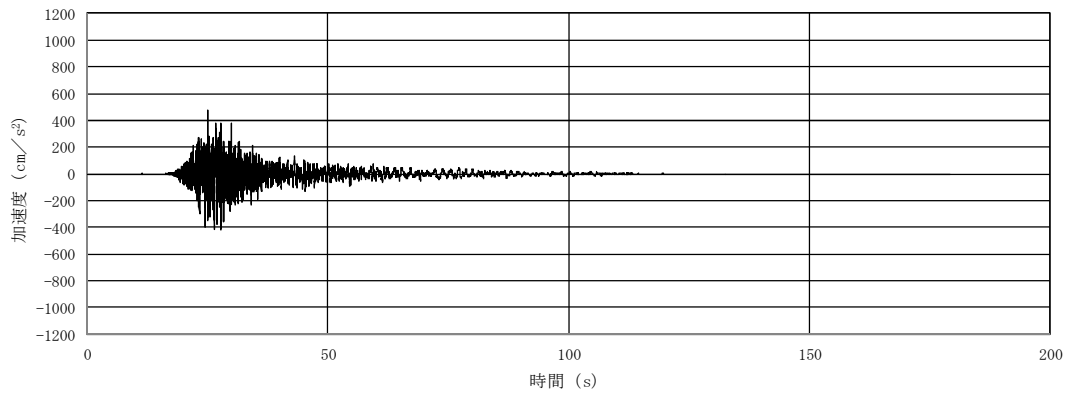
(a) 加速度時刻歴波形



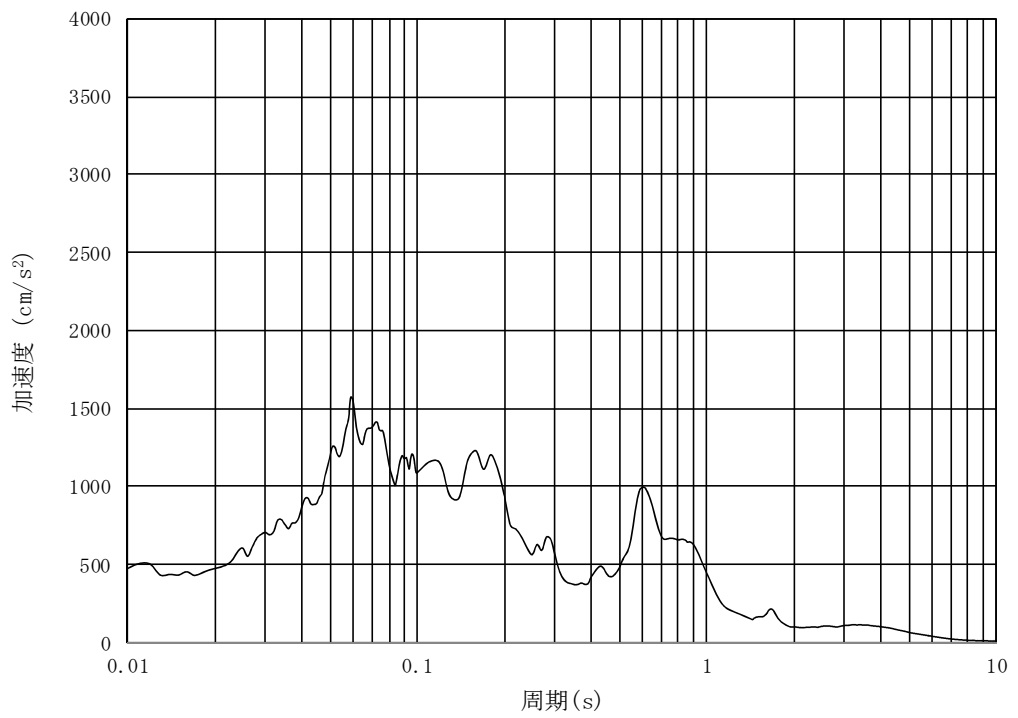
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



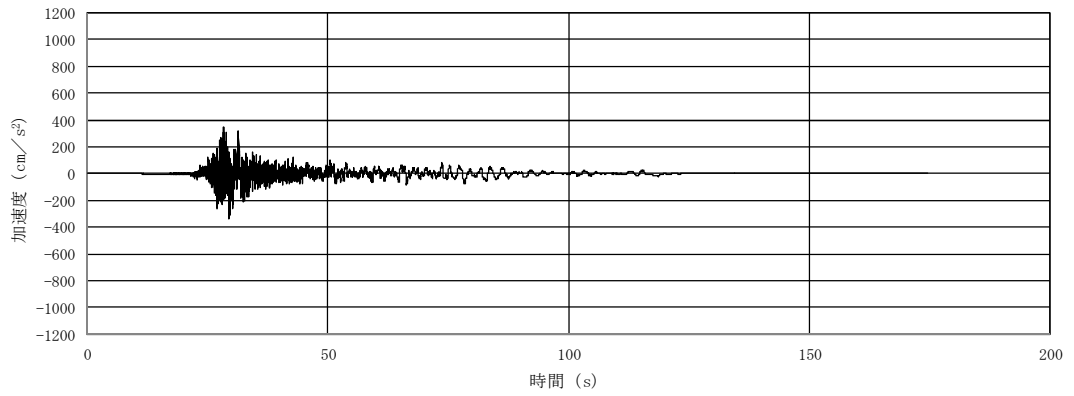
(a) 加速度時刻歴波形



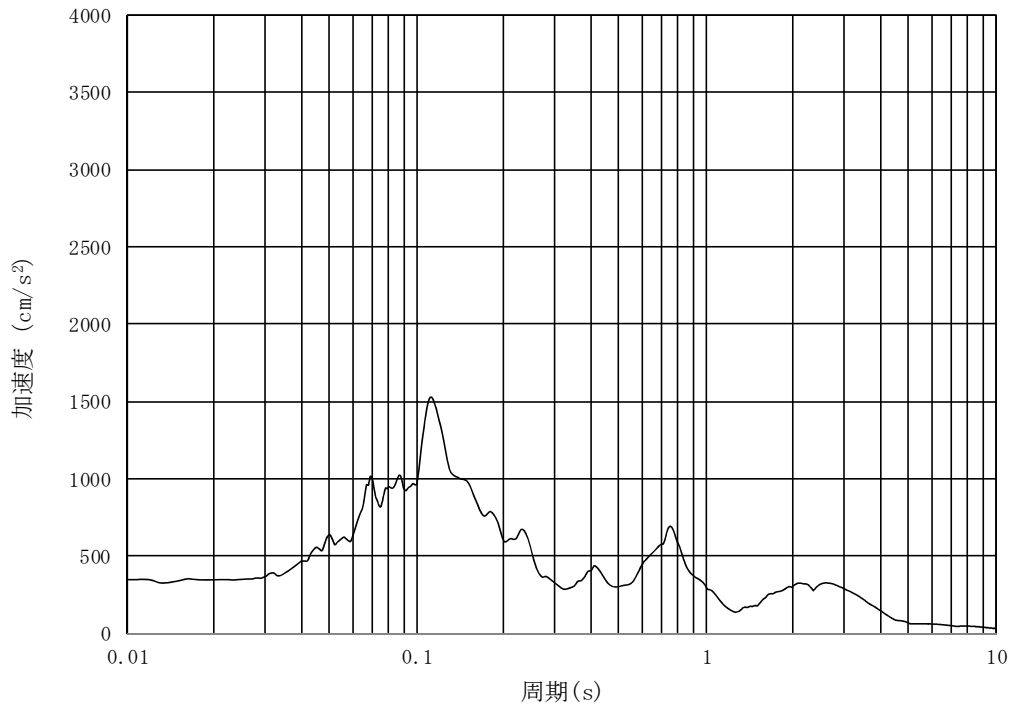
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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 : $S_s - 13$)

MAX 348 cm/s^2 (28.27s)



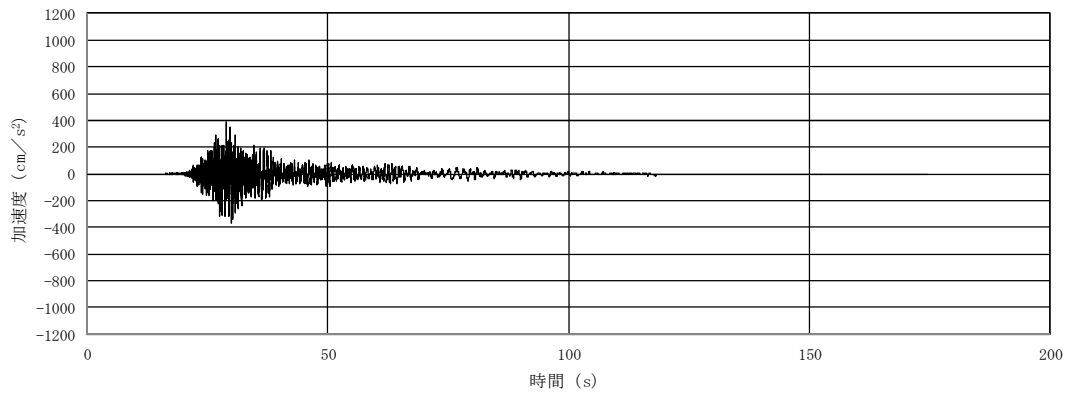
(a) 加速度時刻歴波形



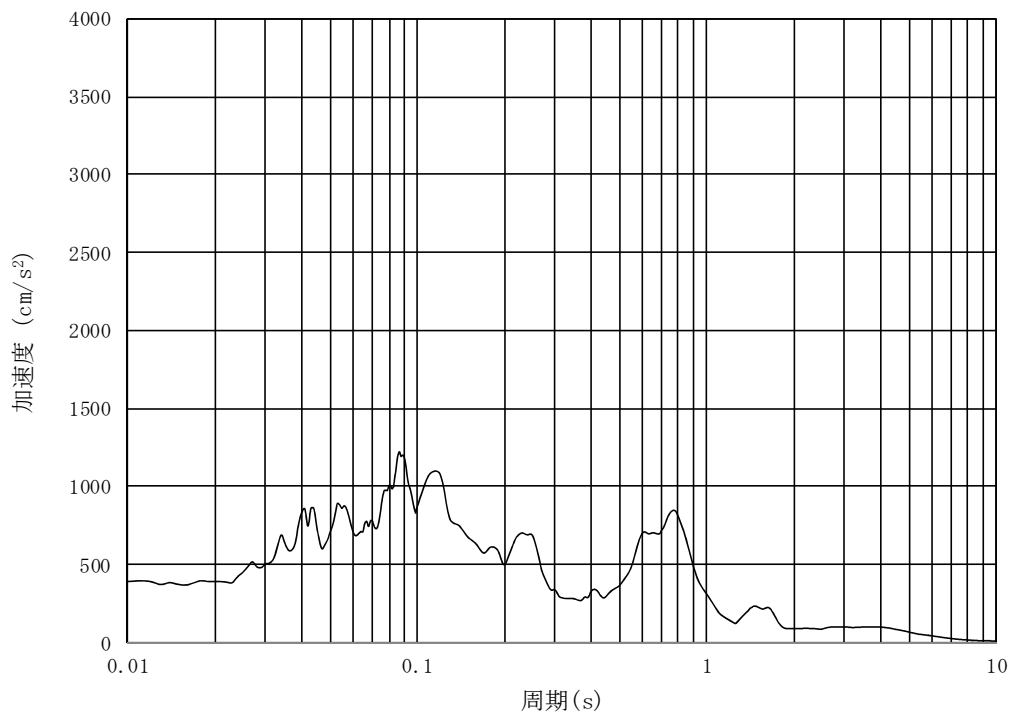
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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)



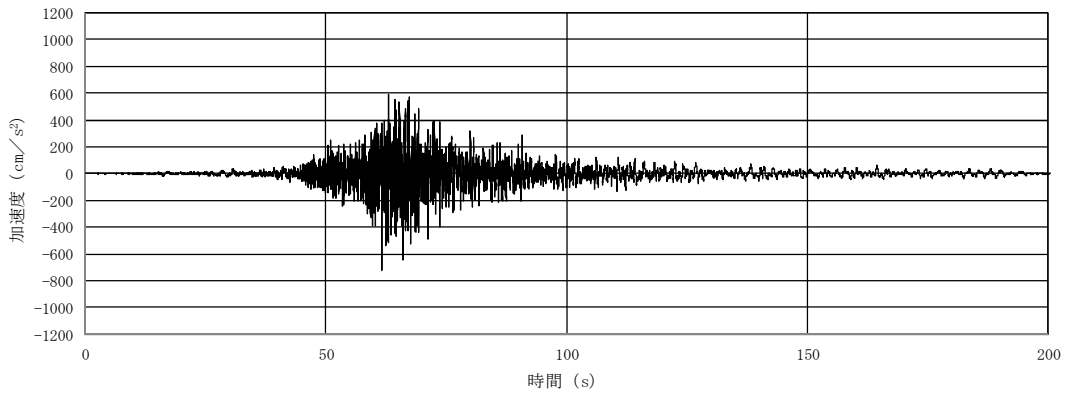
(a) 加速度時刻歴波形



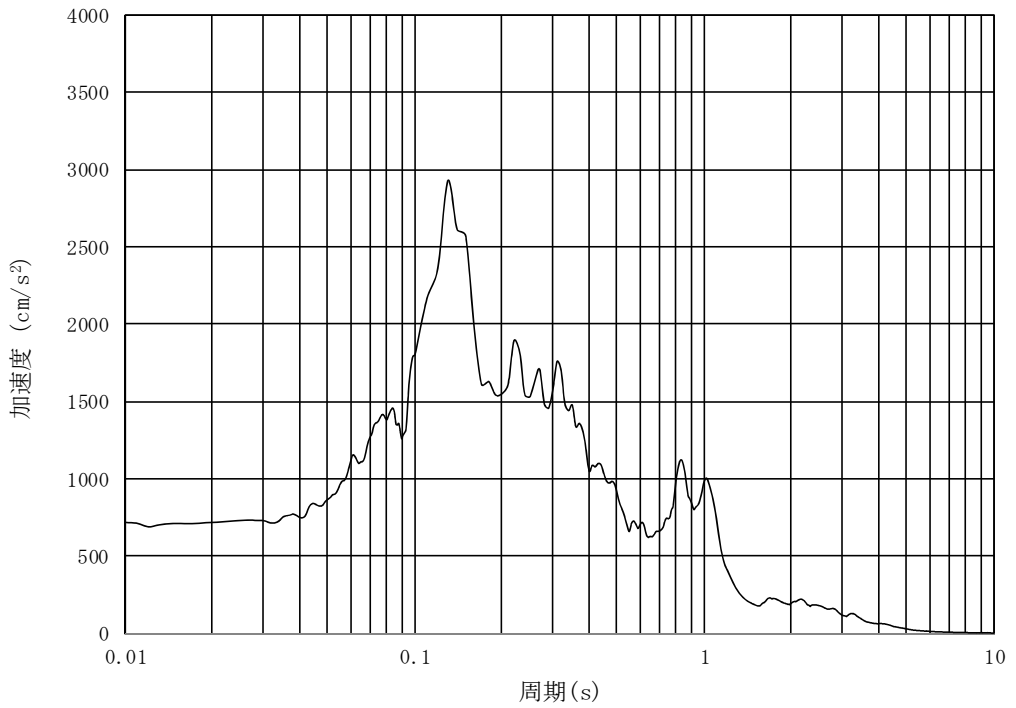
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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/s^2 (61.6s)



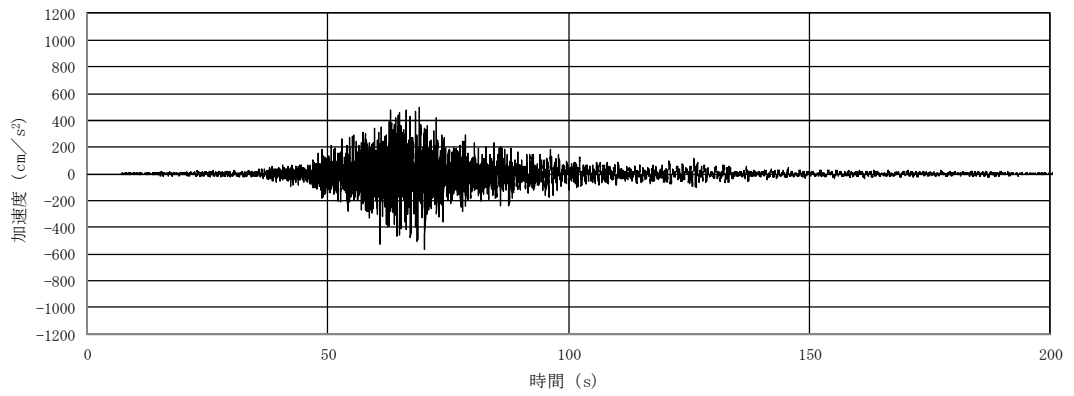
(a) 加速度時刻歴波形



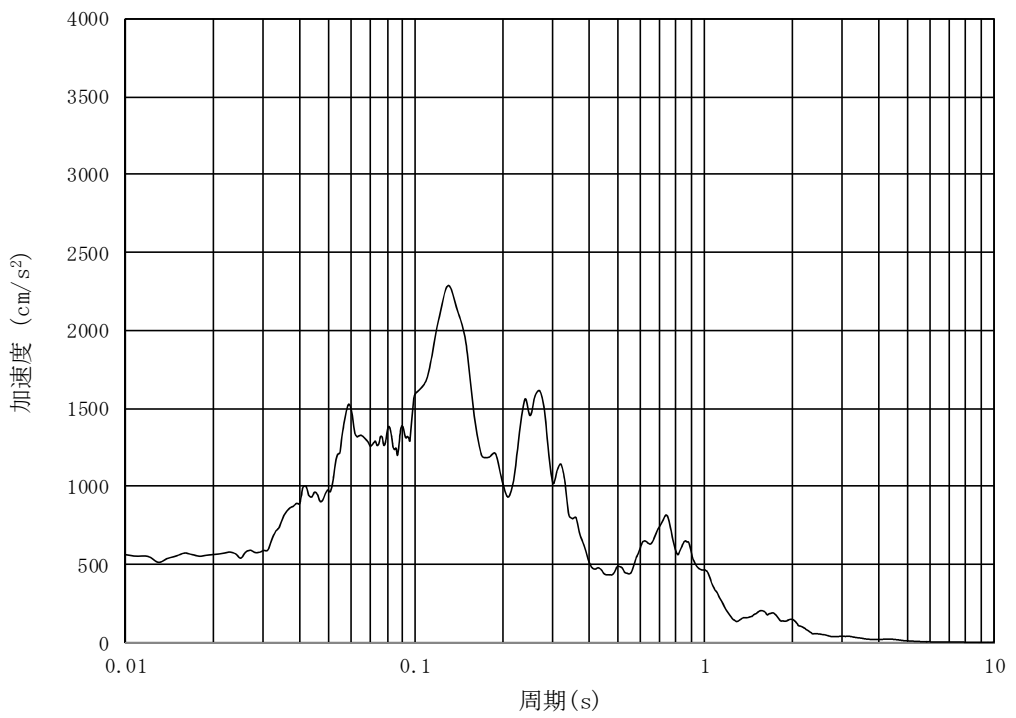
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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/s^2 (70.18s)



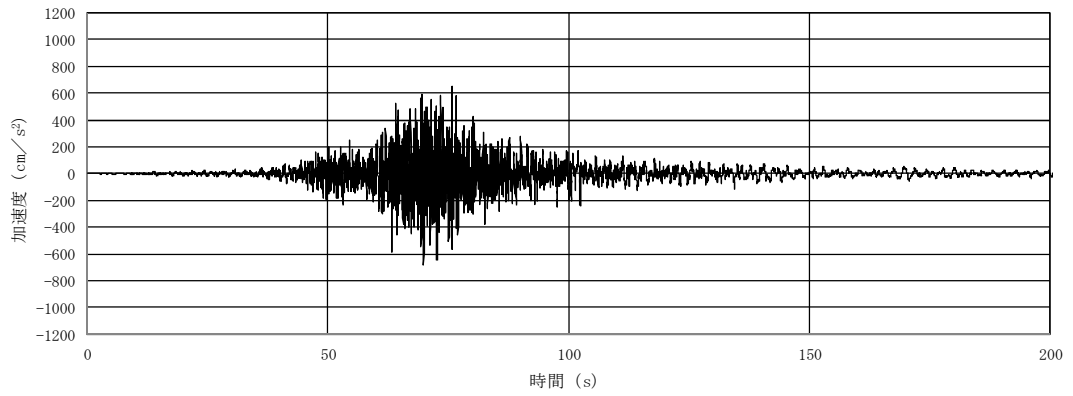
(a) 加速度時刻歴波形



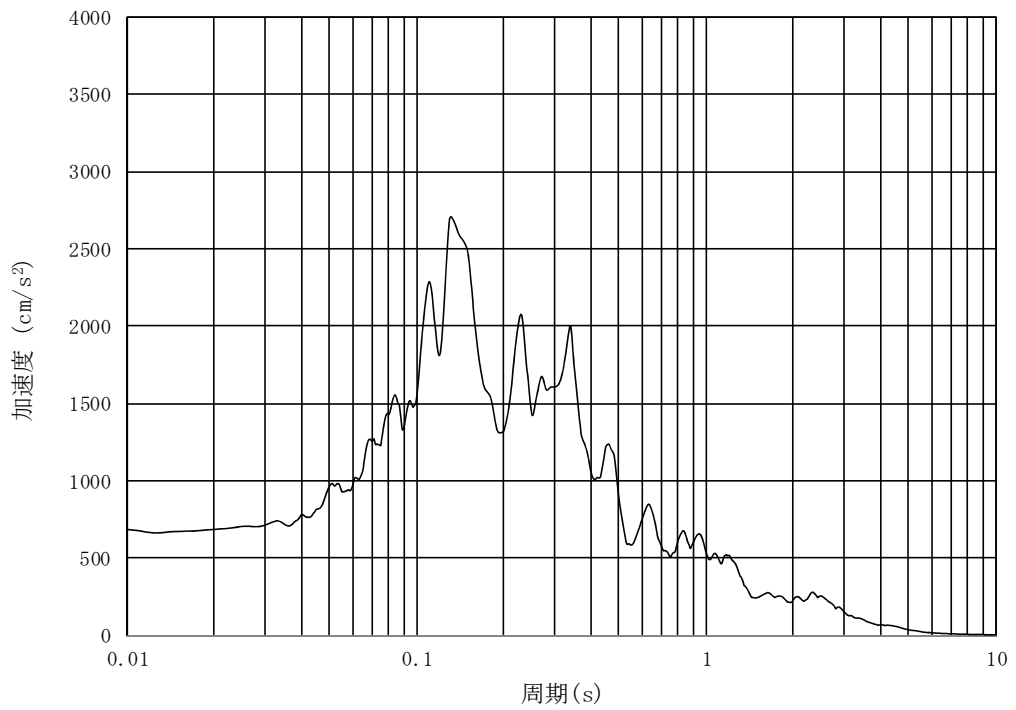
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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 : $S_s - 21$)

MAX 687 cm/s^2 (69.92s)



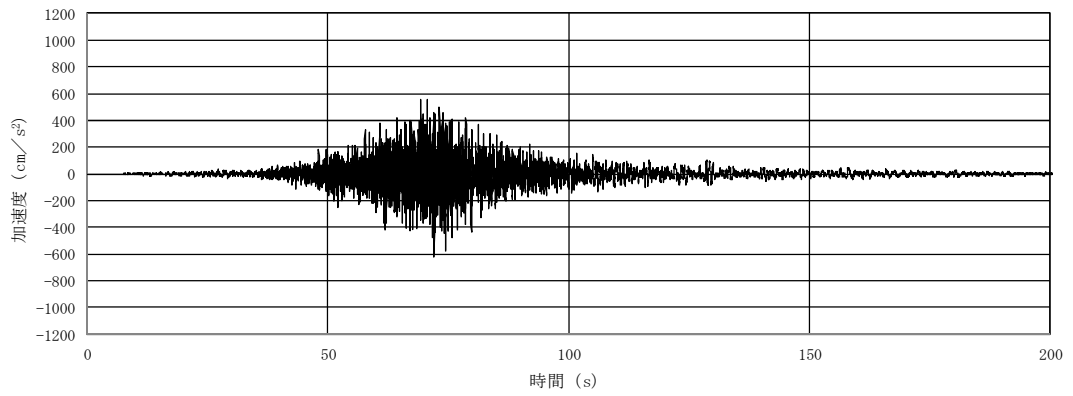
(a) 加速度時刻歴波形



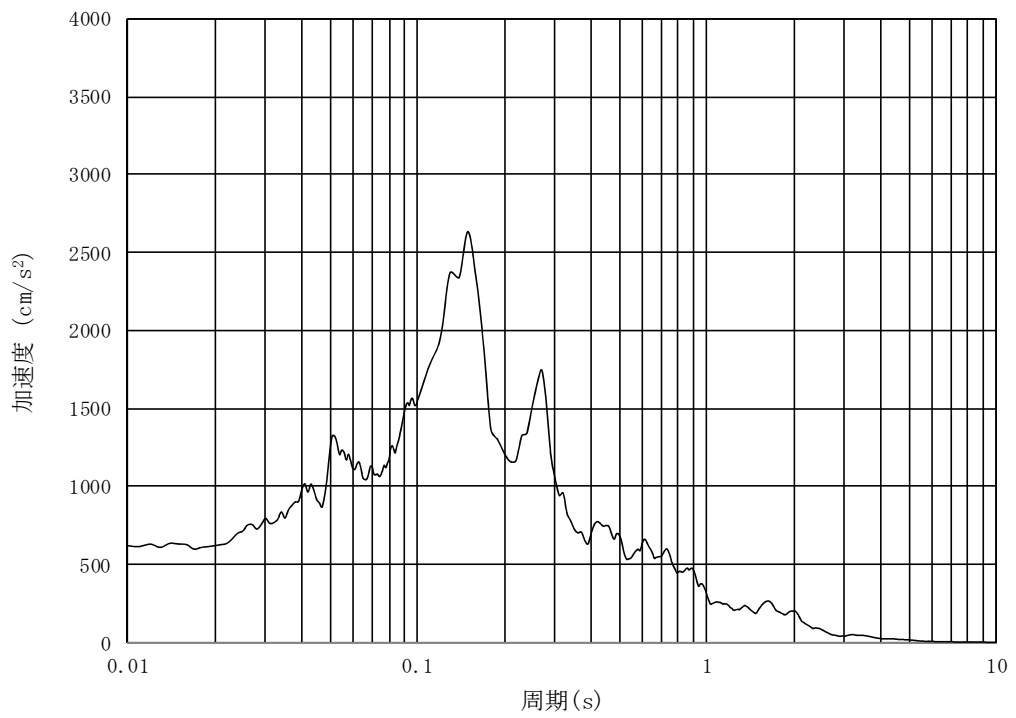
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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/s^2 (72.1s)



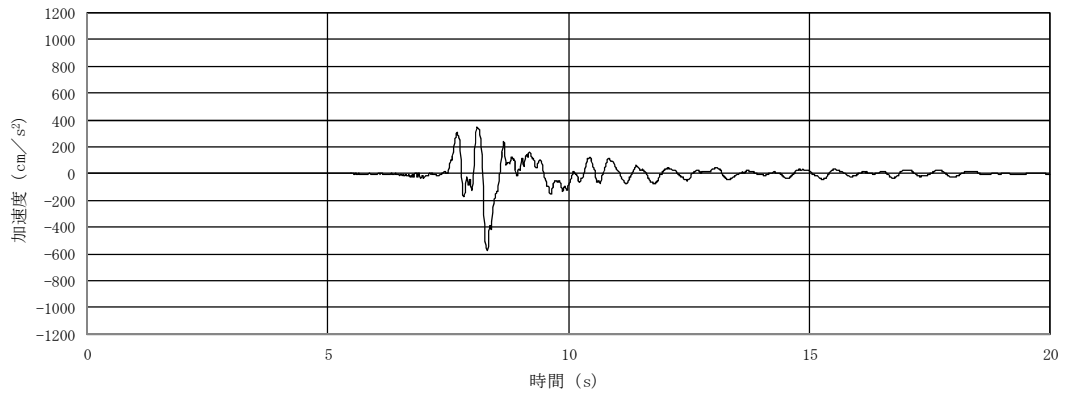
(a) 加速度時刻歴波形



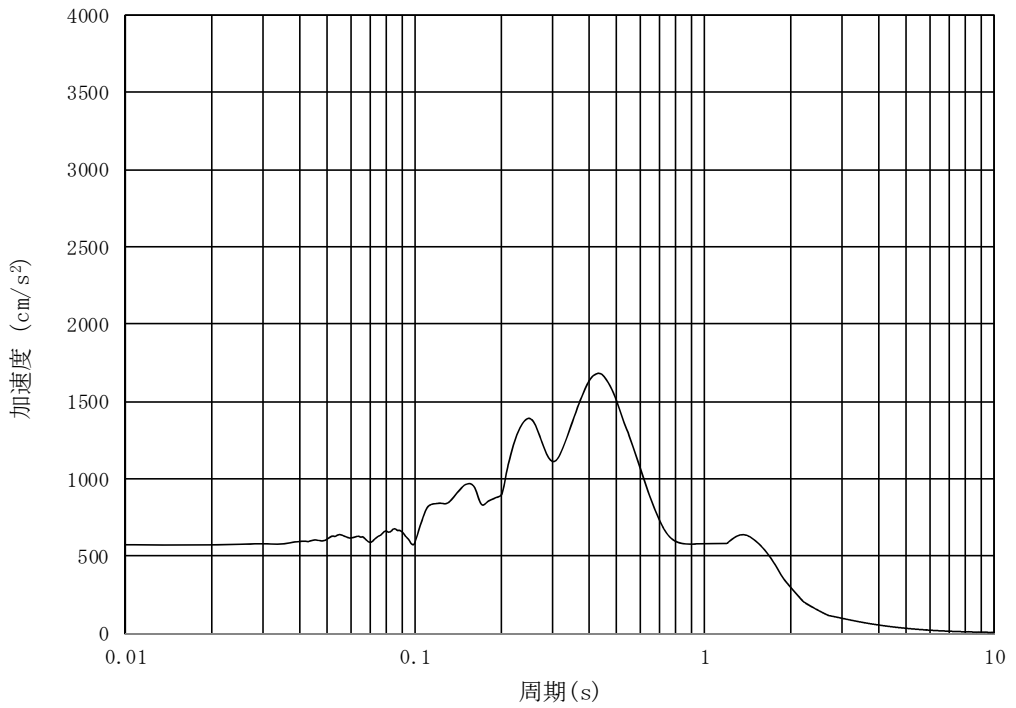
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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 : $S_s - 22$)

MAX 574 cm/s² (8.32s)



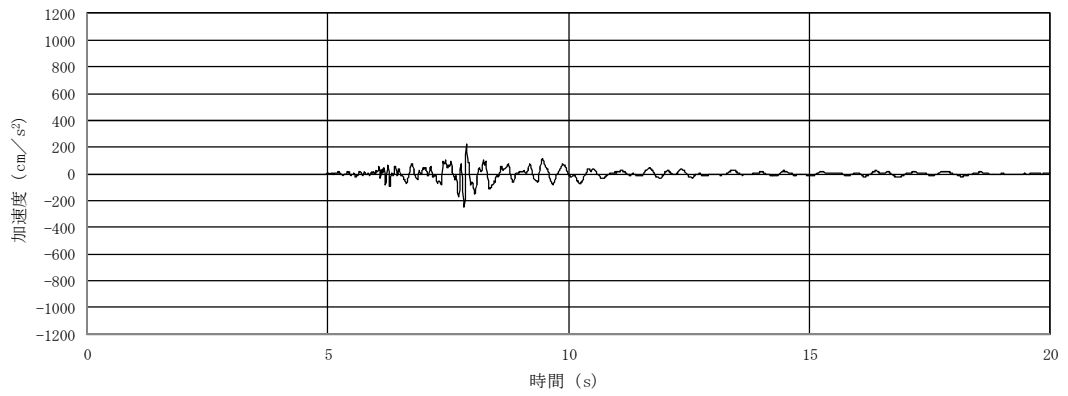
(a) 加速度時刻歴波形



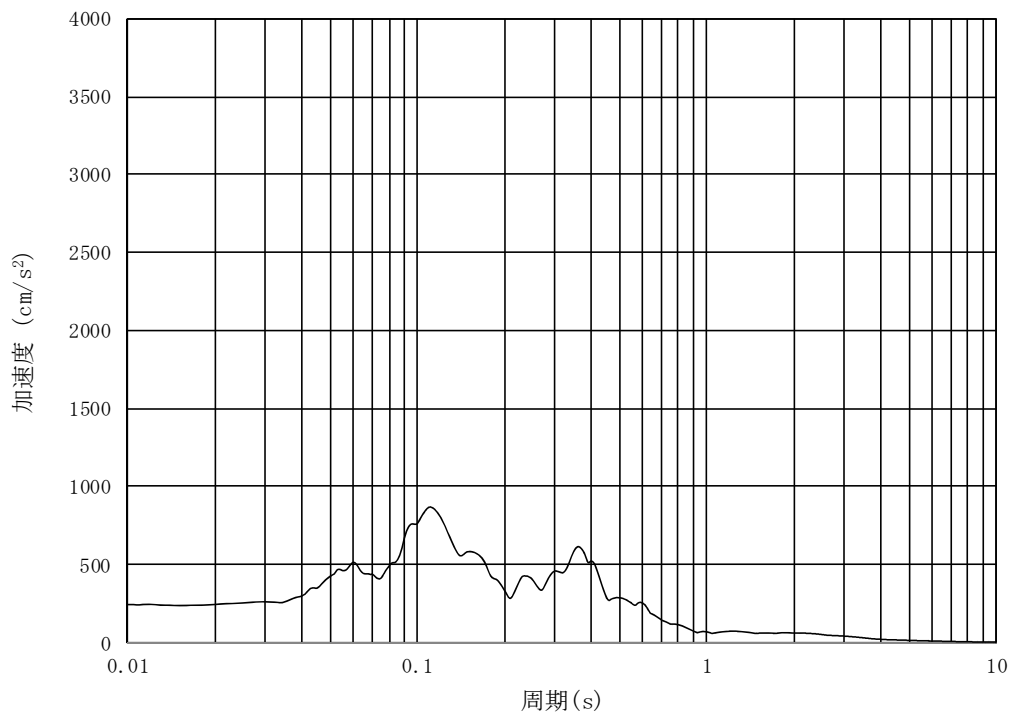
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.6-2 (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 3.6-2 (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)

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

構造部材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 24 年 3 月）」に基づき，表 4.1-1 のとおり設定する。

なお，表 4.1-1 に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は耐震設計上考慮する荷重が地震荷重であることを考慮し，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 4.1-1 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 φ 2000	SM570	許容曲げ応力度 382.5
		許容せん断応力度 217.5

4.1.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

$$R_u = P_u + U \cdot \sum l_i \cdot f_i$$

ここで、

R_u : 地盤から決まる杭頭での極限支持力 (kN)

P_u : 杭先端の極限支持力 (kN)

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

U : 杭の周長 (m)

l_i : 支持層より上層の周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 支持層より上層の周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

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)

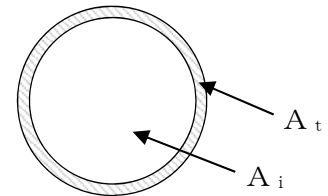


表 4.1-2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界 (追而)

4.2 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。

4.2.1 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)

4.2.2 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。

4.3 評価結果 (追而)

4.4 まとめ (追而)