

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密の観点や防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-01-0140-1_改 12
提出年月日	2021年5月19日

補足-140-1 【津波への配慮に関する説明書の補足説明資料】

## 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
  - 1.2 遡上・浸水域の考え方について
  - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について
  - 1.4 管路解析モデルについて
  - 1.5 入力津波の不確かさの考慮について
  - 1.6 津波シミュレーションにおける解析モデルについて
  - 1.7 非常用取水設備内に貯留される水量の算定について
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
  - 3.2 除塵装置の取水性への影響について
  - 3.3 非常用海水ポンプの波力に対する強度評価について
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
  - 4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性
  - 4.3 漂流物による衝突荷重について
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
  - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて
  - 5.3 津波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
  - 5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について
  - 5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価
  - 5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて
  - 5.7 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
  - 5.8 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
  - 5.9 耐震及び耐津波設計における許容限界について
  - 5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について
  - 5.11 地殻変動後の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
  - 5.12 浸水防護施設のアンカーボルトの設計について

- 5.13 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について
- 5.14 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
- 5.15 浸水量評価について
- 5.16 強度評価における津波荷重等の鉛直方向荷重の考え方について
- 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について
- 5.18 防潮壁内のスロッシングによる非常用海水ポンプへの被水影響について
- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
  - 6.1 防潮堤に関する補足説明
  - 6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明
  - 6.3 防潮壁に関する補足説明
  - 6.4 貯留堰に関する補足説明
  - 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
  - 6.6 津波監視設備に関する補足説明

: 本日の説明範囲

## 5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について

### 5.10.1 概要

津波防護施設の評価対象断面は、各構造物の構造及び地質の特徴を踏まえ選定している。

本資料においては、各構造物の評価対象断面の選定における考え方を整理することで、評価対象断面の妥当性について説明する。

#### (1) 評価対象断面の選定の考え方

津波防護施設の評価対象断面については、構造物の形状、配置、周辺地盤状況、地下水位、近接構造物の有無、荷重条件等を考慮し、耐震評価上又は耐津波評価上最も厳しくなると考えられる位置を評価対象断面とする。

評価対象断面の選定の流れについて図 5.10.1-1 に示す。

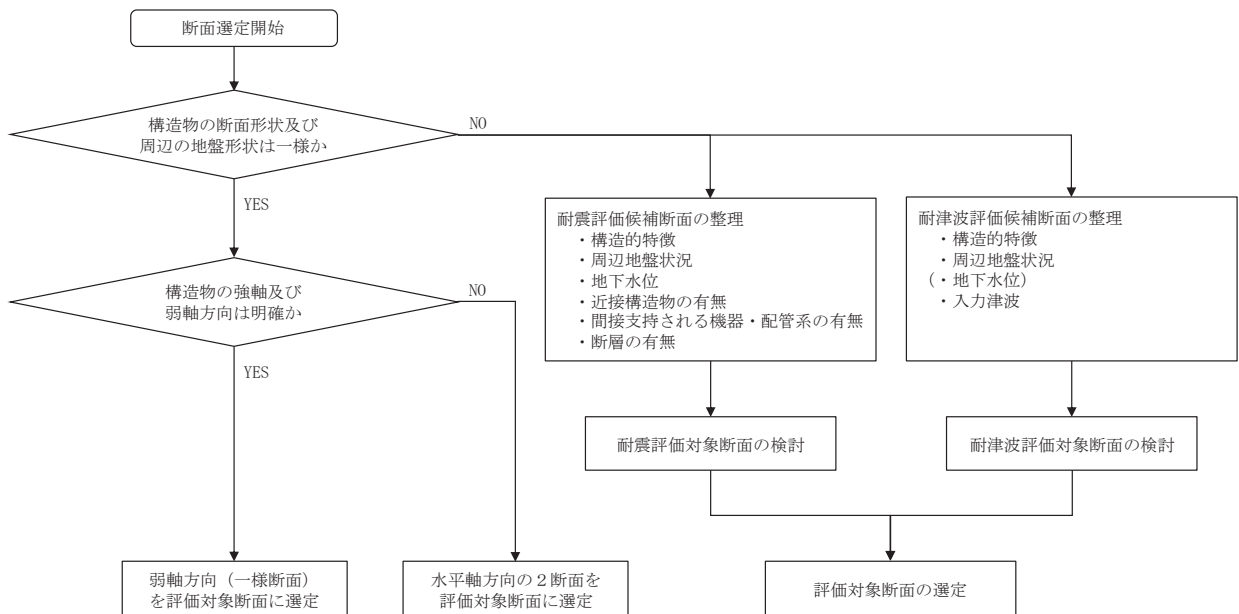


図 5.10.1-1 評価対象断面の選定フロー

#### (2) 評価対象断面の選定結果

表 5.10.1-1 に各構造物の断面選定結果一覧を示す。

表 5. 10. 1-1(1) 各構造物の断面選定結果一覧

構造物		選定断面	選定理由 (概要)	
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	一般部	I-①断面 (断面①)	1次元地震応答解析結果により、背面補強工及び置換コンクリートの最大せん断応力が区間の中で最も大きいため。	
		I-②断面 (断面②)	1次元地震応答解析結果により、鋼管杭の加速度が区間の中で最も大きいため。	
		I-③断面 (断面③)	1次元地震応答解析結果により、鋼管杭の地中部の水平変位が区間の中で最も大きいため。	
		II-①断面 (断面④)	鋼管式鉛直壁（一般部）に盛土堤防の構造が重なる境界部であるため。	
	岩盤部	I-①断面 (断面⑤)	同じ断面の構造、おおむね一定の地質状況の区間の中で、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される断面を選定。	
		II-①断面 (断面⑥)	区間の中で鋼管杭の突出長が最も大きく津波荷重が最も大きくなるとともに、1次元地震応答解析結果により鋼管杭の加速度が最も大きいため。	
		III区間 (断面⑦)	5本の鋼管杭とRC遮水壁が一体となった構造であり、一体構造としての評価を実施するため。	
防潮堤 (盛土堤防)		I-①断面 (断面⑧)	1次元地震応答解析結果により、盛土堤防と置換コンクリートの最大せん断応力が区間の中で最も大きいため。	
防潮壁	(第2号機海水ポンプ室、第2号機放水立坑、第3号機海水ポンプ室、第3号機放水立坑)	鋼製遮水壁 (鋼板)	I-1断面	津波水位が最も高い区間の中で、1次元地震応答解析結果により、フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			I-2断面	津波水位が最も高く、盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で、1次元地震応答解析結果により、鋼管杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
			II-3断面	盛土・旧表土層が厚く堆積する区間の中で、1次元地震応答解析結果により、鋼管杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
			III-2断面	盛土・旧表土層が全深度地盤改良されている区間の中で、1次元地震応答解析結果により、フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			III-3断面	全区間の中で、同一基礎内の杭長差が全断面の中で最も大きいため。
			III-5断面	岩盤が地表面に露頭している区間の中で、1次元地震応答解析結果により、フーチング下端の加速度が最も大きいため。
			IV-2断面	逆流防止設備を間接支持する断面の中で、1次元地震応答解析結果により、フーチング下端の加速度が最も大きいため。

表 5. 10. 1-1 (2) 各構造物の断面選定結果一覧

構造物		選定断面		選定理由 (概要)
防潮壁	(第2号機海水ポンプ室, 第2号機放水立坑, 第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑)	鋼製遮水壁 (鋼桁)	鋼桁 1	構造諸元及び周辺地質状況等が異なるため, すべての構造を評価対象とする。
			鋼桁 2	
			鋼桁 3	
			鋼桁 4	
			鋼桁 5	
			鋼桁 6	
		鋼製扉	鋼製扉 2	上部工の構造諸元が同一となる区間の中で, 上部工の加速度が最も大きいため。
			鋼製扉 3	下部工の構造諸元が同一となる区間の中で, 杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きいため。
取放水路 流路縮小工	第1号機取水路	縦断方向の地質に有意な差がないことから, 躯体中心位置の横断, 縦断方向を評価対象断面とする。		
	第1号機放水路			
貯留堰*				同一構造で近接しており, 地質状況に有意な差が無いことから, NS 方向 (汀線方向) に並ぶ6個の貯留堰の中央位置のEW方向断面 (津波作用方向) を評価対象断面とする。

\* : 耐震評価については, 取水口と一体構造であり, 取水口の断面が延長方向で異なり, 加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する構造物 (箱形構造物) となることから, 貯留堰を含めた取水口の三次元モデルを用いて耐震評価を行う。耐震評価における解析手法選定及び断面選定の考え方については, 「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す。

### 5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の平面配置図及び縦断面図を図 5.10.2-1 及び図 5.10.2-2 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、総延長は約 680m、天端高さは O.P.+29.0m であり、設置される地質状況により、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部（以下「鋼管式鉛直壁（一般部）」という。）と防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部（以下「鋼管式鉛直壁（岩盤部）」という。）に区分されることから、それぞれの構造形式毎に評価対象断面を選定する。

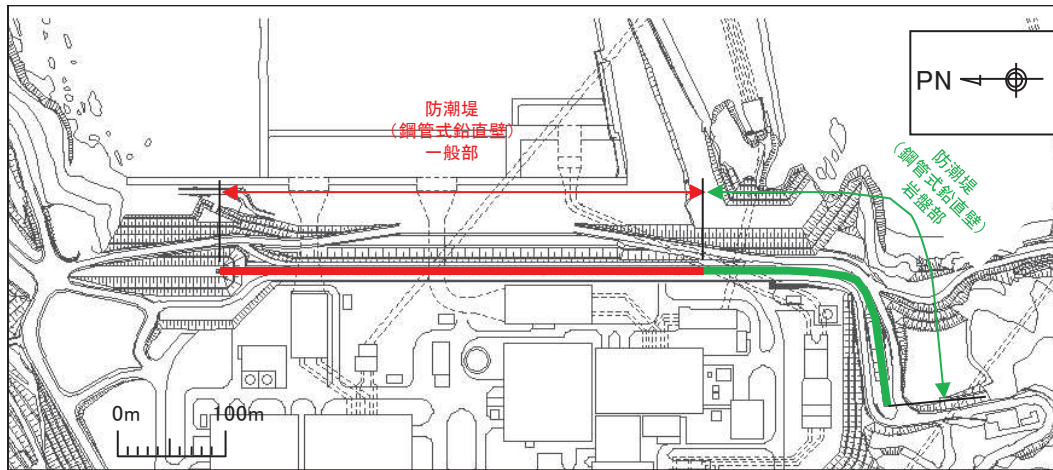
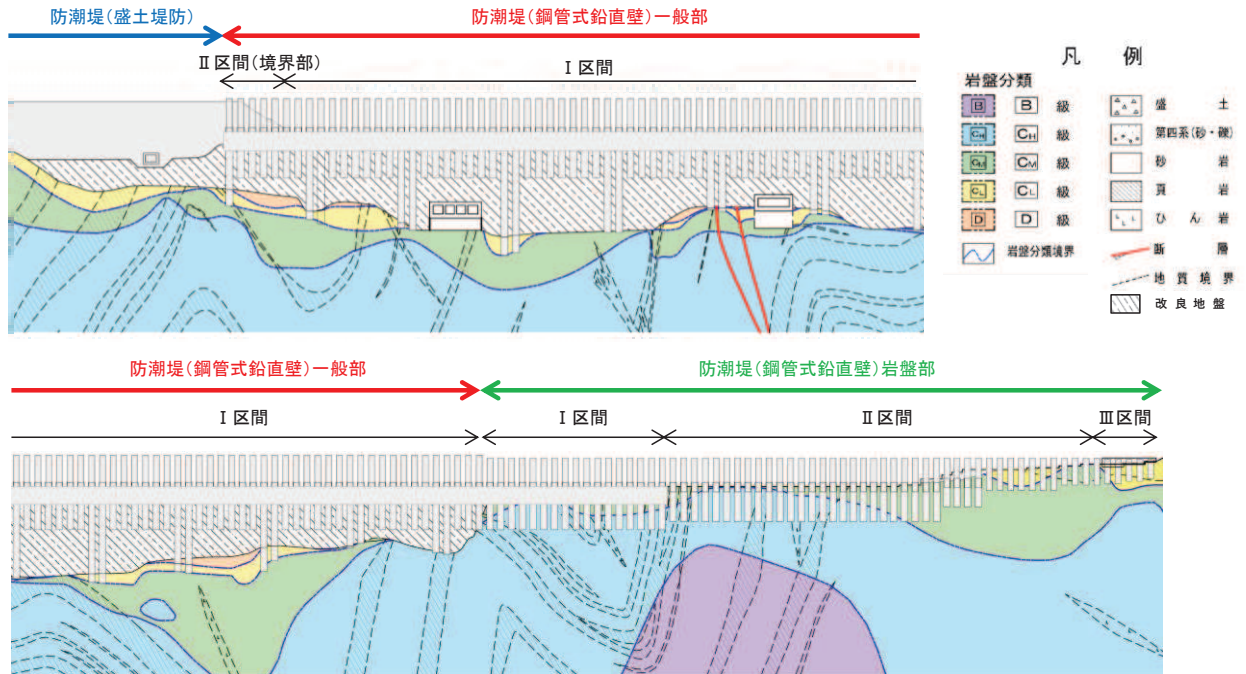


図 5.10.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の平面配置図



\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換

図 5.10.2-2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断面図

(1) 鋼管式鉛直壁（一般部）

図 5. 10. 2-3～図 5. 10. 2-13 に防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の平面配置図，縦断面図及び断面図を示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は，鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と，鋼管杭及び置換コンクリートによる下部構造から構成され，背面補強工の下方に改良地盤を，置換コンクリートの上方にセメント改良土をそれぞれ設置する。



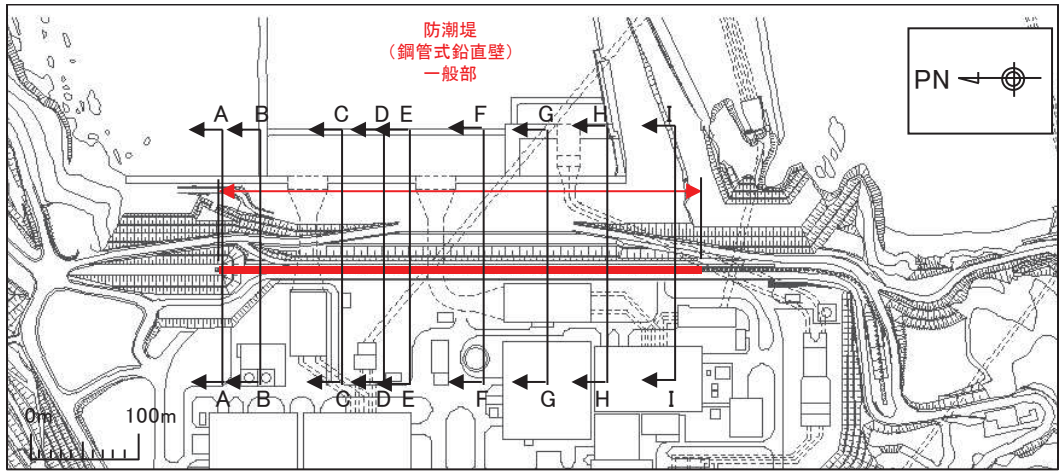


图 5.10.2-3 鋼管式鉛直壁（一般部）平面配置图

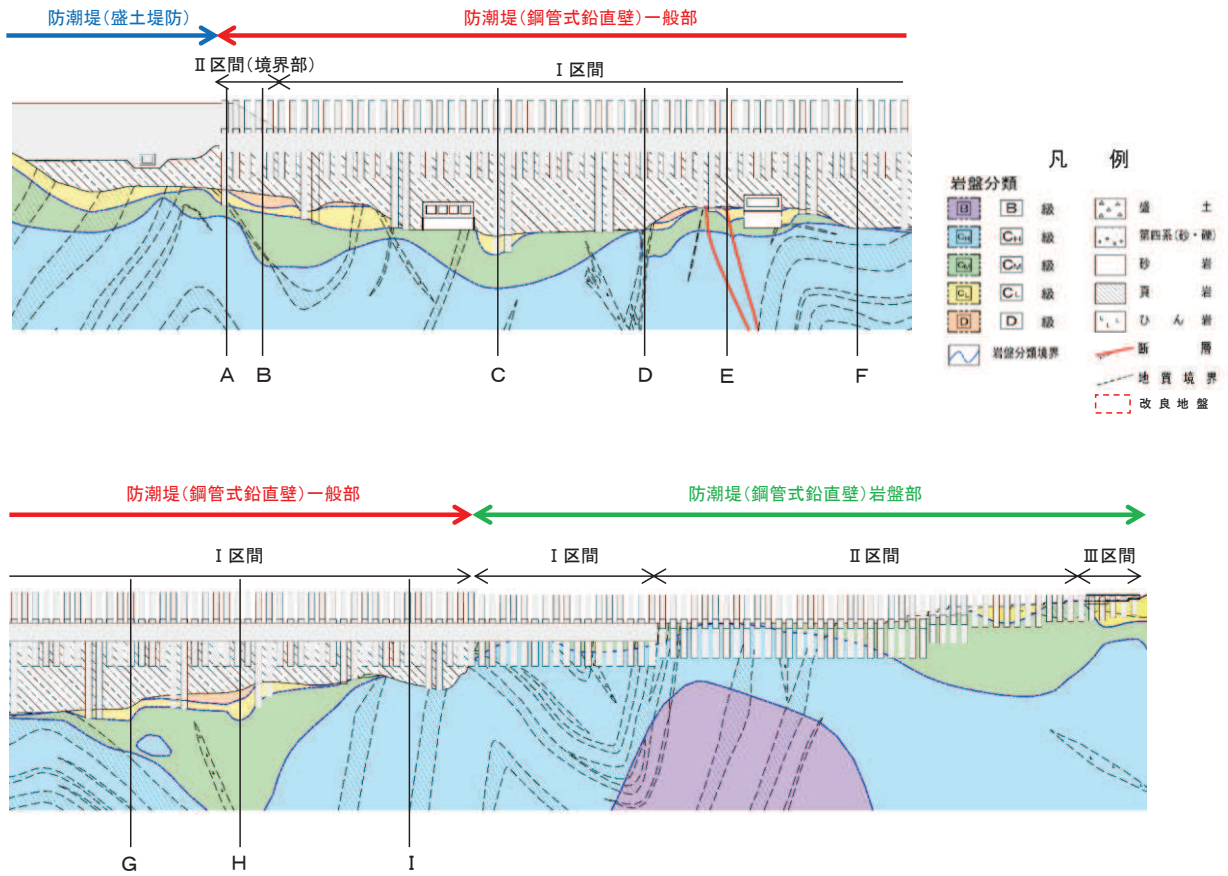


图 5.10.2-4 鋼管式鉛直壁（一般部）縱断面图

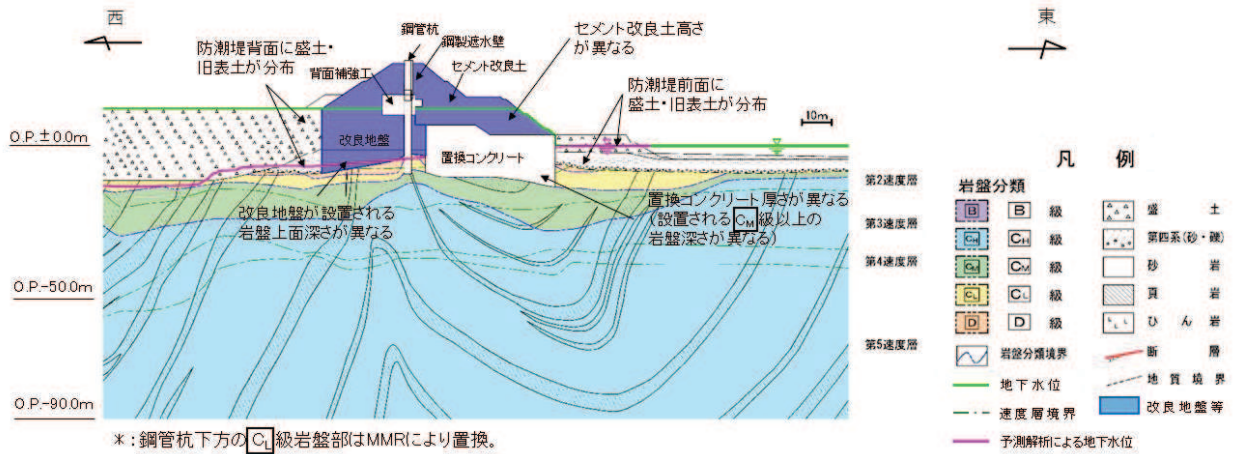


図 5.10.2-5 鋼管式鉛直壁（一般部）A-A 断面（II 区間）

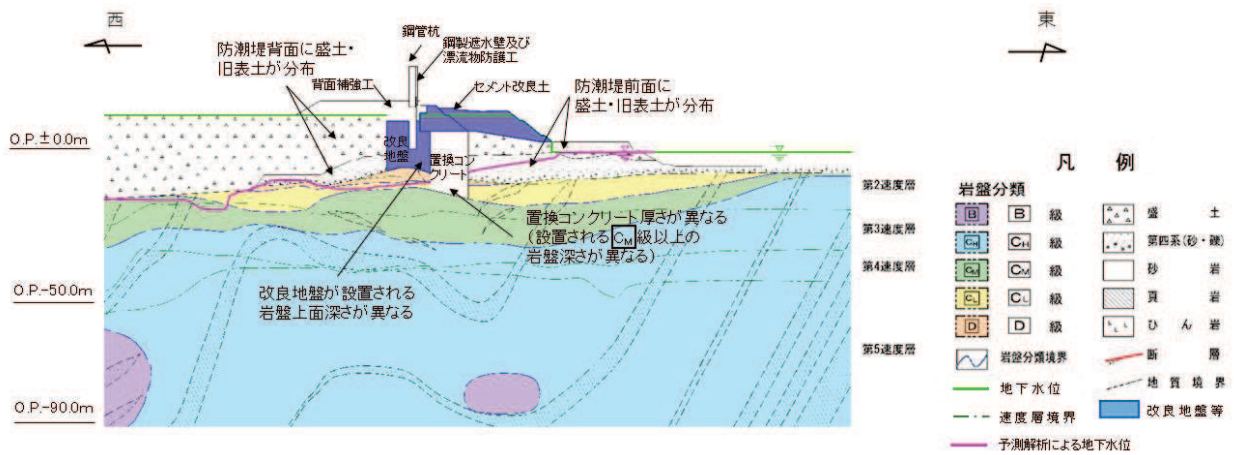


図 5.10.2-6 鋼管式鉛直壁（一般部）B-B 断面（I 区間）

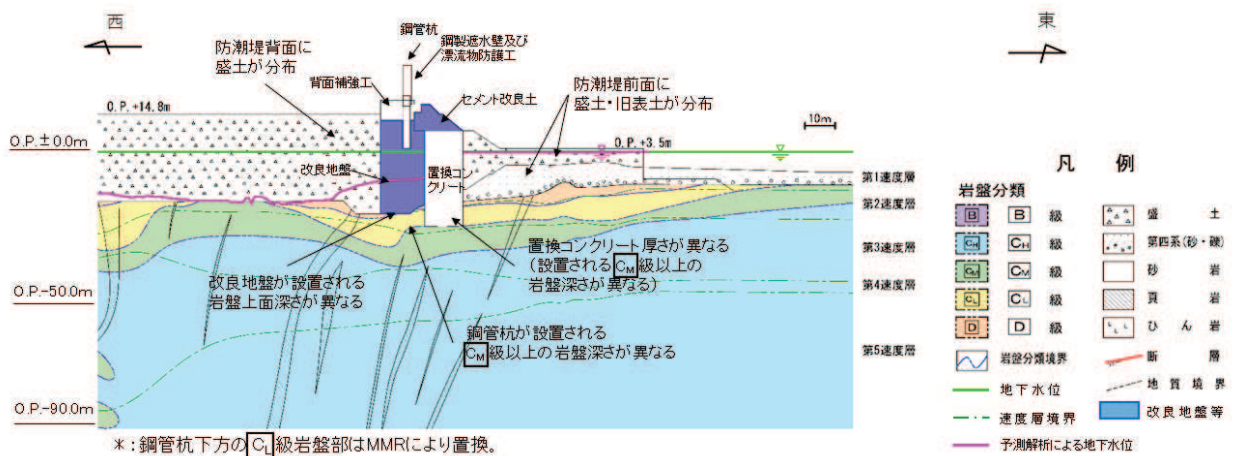


図 5.10.2-7 鋼管式鉛直壁（一般部）C-C 断面（I 区間）

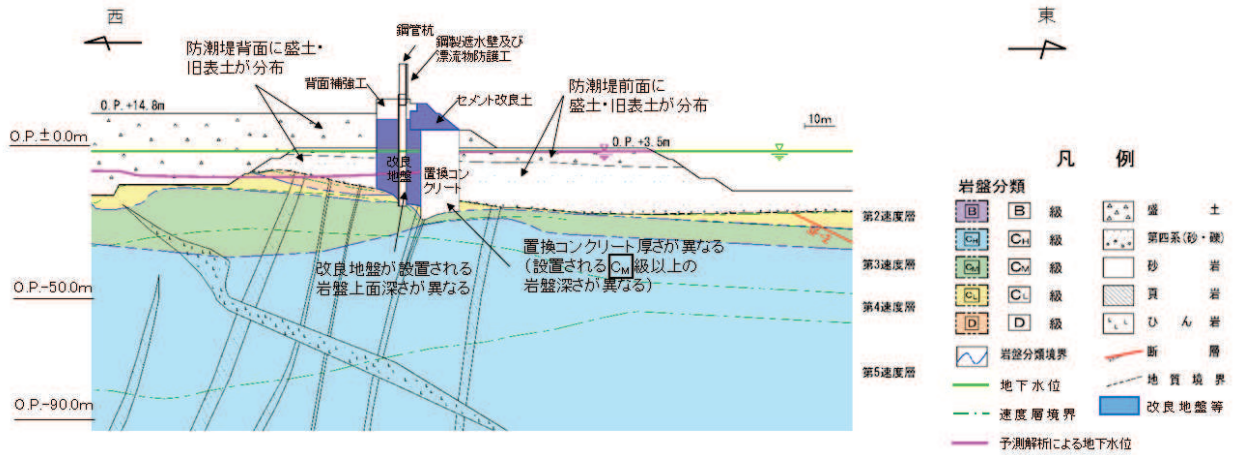


図 5.10.2-8 鋼管式鉛直壁 (一般部) D-D 断面 (I 区間)

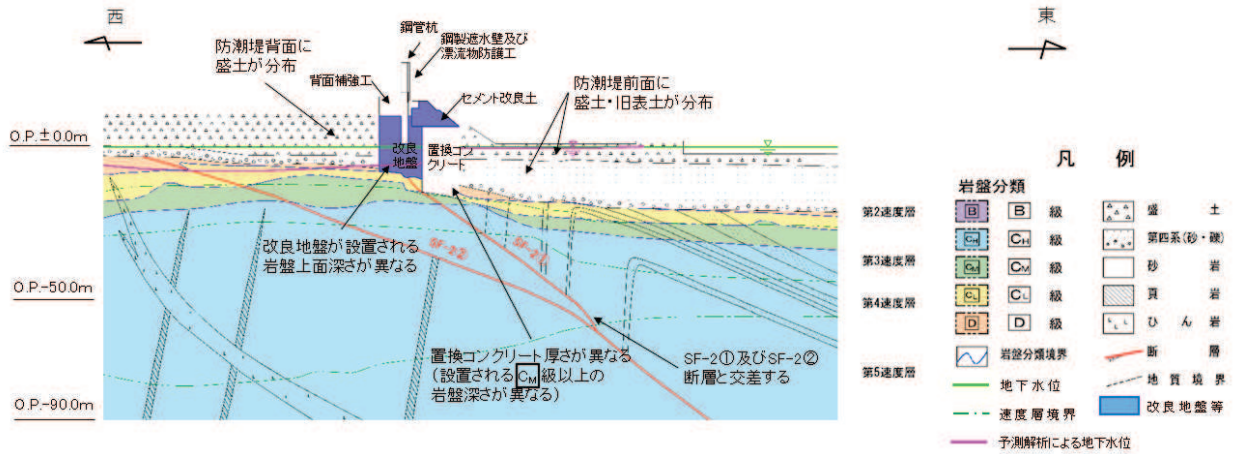


図 5.10.2-9 鋼管式鉛直壁 (一般部) E-E 断面 (I 区間)

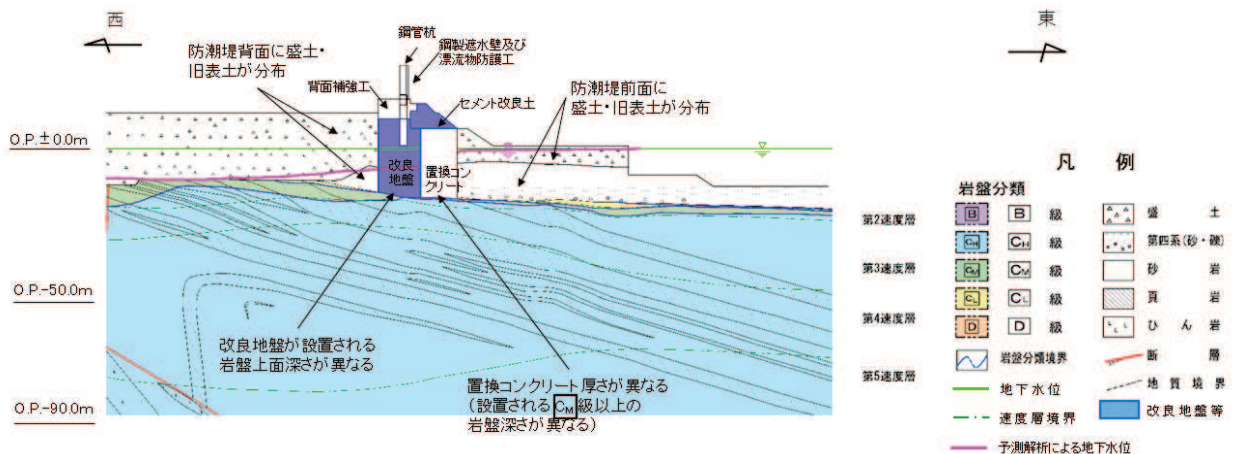


図 5.10.2-10 鋼管式鉛直壁 (一般部) F-F 断面 (I 区間)

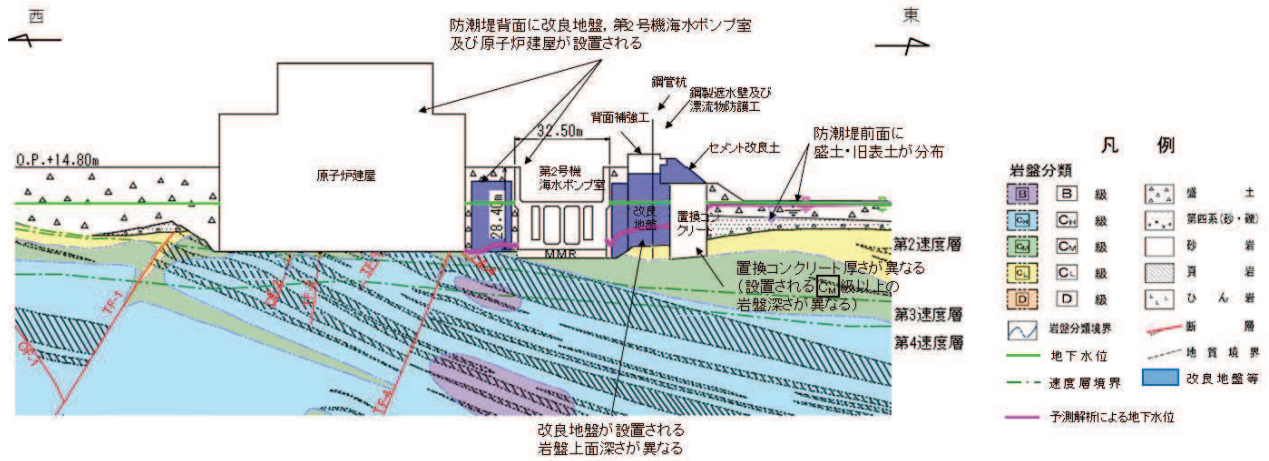


図 5.10.2-11 鋼管式鉛直壁（一般部）G-G 断面（I 区間）

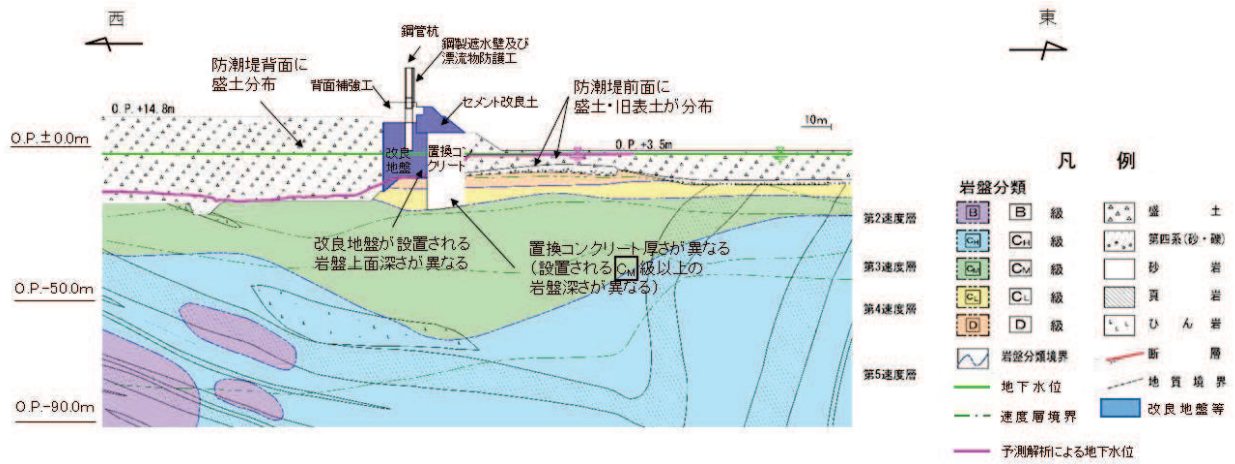


図 5.10.2-12 鋼管式鉛直壁（一般部）H-H 断面（I 区間）

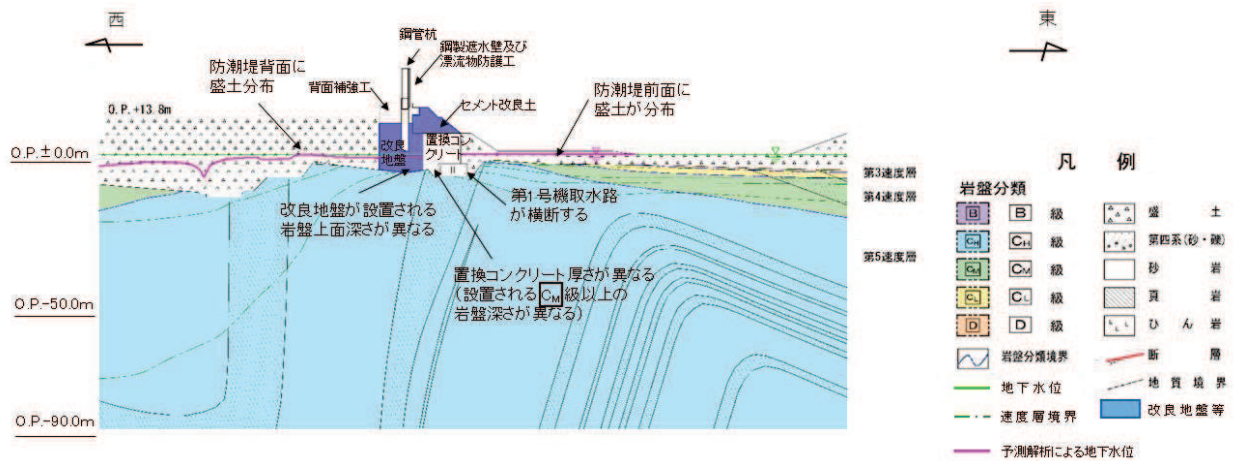


図 5.10.2-13 鋼管式鉛直壁（一般部）I-I 断面（I 区間）

a. 評価候補断面の整理

(a) 各部位の役割及び性能目標

鋼管式鉛直壁（一般部）における施設及び地盤の役割を表 5.10.2-1 に、役割を踏まえた性能目標を表 5.10.2-2 に、性能目標を踏まえた照査項目と許容限界を表 5.10.2-3 に示す。

表 5.10.2-1 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割*1	津波時の役割*1
施設	鋼管杭（長杭，短杭*2)	• 鋼製遮水壁を支持する。	• 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼製遮水壁	• 漂流物防護工及び止水目地を支持する。	• 漂流物防護工及び止水ジョイントを支持するとともに，遮水性を保持する。
	漂流物防護工	—	• 漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。
	止水ジョイント	• 鋼製遮水壁間の変位に追従する。	• 鋼製遮水壁間の変位に追従し，遮水性を保持する。
	背面補強工	• 鋼管杭の変形を抑制する。	• 遮水性を保持する。 • 鋼管杭の変形を抑制する。
	置換コンクリート	• コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。 • 鋼管杭の変形を抑制する。	• 鋼管杭の変形を抑制する。 • 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
地盤	セメント改良土	• 鋼管杭の変形を抑制する。	• 鋼管杭の変形を抑制する。 • 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。 • 津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。
	改良地盤	• 鋼管杭（短杭）及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 • 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 • 鋼管杭の変形を抑制する。	• 鋼管杭（短杭）及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 • 鋼管杭の変形を抑制する。 • 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	岩盤	• 鋼管杭，背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。 • 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	• 鋼管杭，背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。

注記 \*1：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

\*2：「長杭」，「短杭」は，鋼管式鉛直壁（一般部）を構成する2種類の長さの鋼管杭に対して設計図書の中で付けた名称。

表 5.10.2-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の性能目標

		性能目標			
	鉛直支持	すべり安定性	健全性 (鋼管杭の変形抑制)	止水性 (遮水性, 難透水性)	
施設	鋼管杭		構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	
	鋼製遮水壁		構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	止水性 (遮水性) を保持し、漂流物防護工及び止水ジョイントの支持機能を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	
	漂流物防護工		構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	
	止水ジョイント	-	鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの変形性能を保持すること。	鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの変形・遮水性性能を保持すること。	
	背面補強工		鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	背面補強工内に鋼管杭を横断する水みちらが形成されて有意な漏洩を生じないために、背面補強工がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	
	置換コンクリート	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。		鋼管杭の変形を抑制するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止 (難透水性を保持) するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。
地盤	岩盤	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。	-	-	-
	改良地盤	鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止 (難透水性を保持) するため、改良地盤がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。
	セメント改良土	-	鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止 (難透水性を保持) するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。

表 5.10.2-3 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の照査項目及び許容限界  
 （上段：照査項目，下段：許容限界）

		照査項目と許容限界			
		鉛直支持	すべり安定性	健全性 (鋼管杭の変形抑制)	止水性 (遮水性，難透水性)
施設	鋼管杭			曲げ，せん断 (短期許容応力度以下)	
	鋼製遮水壁			曲げ，せん断 (短期許容応力度以下)	
	漂流物防護工			曲げ，せん断 (短期許容応力度以下)	
	止水ジョイント	—	—	変形 (許容変形量以下)	変形・水圧 (許容変形量・許容水圧以下)
	背面補強工			すべり安全率 (1.2以上)	
	置換コンクリート			すべり安全率 (1.2以上)	
地盤	岩盤	支持力 (極限支持力以下)	すべり安全率 (基礎地盤)	—	—
	改良地盤	支持力 (極限支持力以下)	(1.5以上)	すべり安全率 (1.2以上)	
	セメント改良土	—	—	すべり安全率 (1.2以上)	

(b) 区間の特徴整理

鋼管式鉛直壁（一般部）は、構造的特徴により大きく2区間に分類される。鋼管式鉛直壁（一般部）の大部分を占め、鋼管杭、鋼製遮水壁、背面補強工、置換コンクリート、漂流物防護工及び止水ジョイントからなる区間をⅠ区間、盛土堤防との境界部であり、盛土堤防と構造が重なる区間をⅡ区間とし、区間ごとに特徴を整理する。

各区間の構造及びその特徴並びに周辺状況を表5.10.2-4に示す。

i. Ⅰ区間

[構造的特徴]

- ・ 天端高さはO.P.+29.0mで一定である。
- ・ 鋼管杭、鋼製遮水壁、背面補強工、置換コンクリート、漂流物防護工及び止水ジョイントからなる構造物であり、鋼管杭は長杭と短杭で構成される。
- ・ 縦断方向（延長方向）において、各断面での部材幅及び材質の変化は無いが、 $C_M$ 級岩盤の深さに応じて長杭の長さ、置換コンクリート厚さ及び背面補強工下部の改良地盤厚さが異なる線状構造物である。
- ・ 鋼製遮水壁を支持する鋼管杭は1本1本が独立しており、背面補強工及び改良地盤を他の鋼管杭と共有する。
- ・ 背面補強工より上部の構造は断面により変化が無い。
- ・ 鋼管杭の周囲に改良地盤を設置し、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置することにより、鋼管杭の変位が抑えられている。
- ・ 間接支持する耐震重要施設は無い。
- ・ 入力津波高さは、O.P.+24.4mで一定である。

[周辺状況]

- ・ 横断方向に施設の前面と背面で地盤の標高が異なる斜面形状を有し、鋼管杭は長杭が $C_M$ 級以上の岩盤、短杭が改良地盤に、鋼製遮水壁、止水ジョイント及び漂流物防護工は鋼管杭を介して $C_M$ 級以上の岩盤又は改良地盤に、背面補強工は改良地盤に、置換コンクリートは $C_M$ 級以上の岩盤に設置される。
- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）は長尺な構造物であるため、断面位置に応じて置換コンクリートが設置される $C_M$ 級岩盤上面の深さ及び改良地盤が設置される岩盤上面の深さが異なる。
- ・ 比較的剛性の小さい $D$ 級岩盤及び $C_L$ 級岩盤が分布し、断面毎に厚さが異なる。なお、 $D$ 級岩盤及び $C_L$ 級岩盤も固結しており、液状化検討対象層ではない。
- ・ 周辺には液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布し、断面毎に厚さが異なる。
- ・ 設計用地下水位はO.P.+1.43mで一定とする。
- ・ 近接構造物として、第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）、第1号機取水路、第2号機取水路及び第3号機取水路が存在する。
- ・ SF-2①及びSF-2②断層と交差する。



ii. II 区間

[構造的特徴]

- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）と盛土堤防との境界部で，I 区間に加えて盛土堤防の構造が重なっており，断面によって盛土堤防の高さが異なる。

[周辺状況]

- ・ 周辺状況はおおむね I 区間と同様であるが，近接構造物及び断層交差部が存在しないことが I 区間と異なる。
- ・ 設計用地下水位について，山側は O.P. +13.8m（地表面）で一定，海側は O.P. +1.43m で一定とする。

表 5.10.2-4 区間の特徴 (鋼管式鉛直壁 (一般部))

区間	構造的特徴										周辺状況								
	天端高さ	鋼管杭				鋼製遮水壁		背面補強工幅	置換コンクリート厚さ	漂流物防壁工	セメント改良土厚さ	間接支持構造物	入力津波高さ	周辺地質	地下水位	近接構造物	断層		
	杭種	杭径	杭板厚	鋼種	板厚	幅	厚さ	幅	厚さ	幅	厚さ	幅	厚さ	高さ	地質	位置	名称	番号	
I 区間 (一般部)	上杭	φ 2.2m	25mm	SKK490	25mm	11.06m	最大約33m (幅は区間内で一定)	0.5m	9mm~ 22mm	-	-	0.P. +24.4m で一定	防潮堤前背面に盛土・旧表土が分布しており、背面補強工及び鋼管杭(短杭)直下は地盤改良されている。	設計用地下水位は 0.P.+1.43mで一定	第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮壁(第2号機海水ポンプ室)、第1号機海水ポンプ室、第2号機取水路、第3号機取水路			SF-2①, SF-2②	
			40mm	SM570															
	下杭	φ 2.5m	35mm	SM570	25mm	11.06m	約15m~約20m (幅は区間内で一定)	0.5m	9mm~ 22mm	0~10.5m	-	0.P. +24.4m で一定	防潮堤前背面に盛土・旧表土が分布しており、背面補強工及び鋼管杭(短杭)直下は地盤改良されている。	設計用地下水位は山側で 0.P.+13.8m (地表面)、海側 0.P.+1.43m で一定					
			25mm	SKK490															
II 区間 (境界部)	上杭	φ 2.2m	25mm	SKK490	25mm	11.06m	約15m~約20m (幅は区間内で一定)	0.5m	9mm~ 22mm	0~10.5m	-	0.P. +24.4m で一定	防潮堤前背面に盛土・旧表土が分布しており、背面補強工及び鋼管杭(短杭)直下は地盤改良されている。	設計用地下水位は山側で 0.P.+13.8m (地表面)、海側 0.P.+1.43m で一定					
			40mm	SM570															
	下杭	φ 2.5m	35mm	SM570	25mm	11.06m	約15m~約20m (幅は区間内で一定)	0.5m	9mm~ 22mm	0~10.5m	-	0.P. +24.4m で一定	防潮堤前背面に盛土・旧表土が分布しており、背面補強工及び鋼管杭(短杭)直下は地盤改良されている。	設計用地下水位は山側で 0.P.+13.8m (地表面)、海側 0.P.+1.43m で一定					
			25mm	SKK490															

(c) 評価候補断面の整理

(a)で整理した各部位の性能目標及び(b)で整理した各区間の特徴を踏まえ、評価候補断面整理の観点を整理した結果を表 5.10.2-5 に示す。観点の整理に当たっては、表 5.10.2-3 に示す照査項目である、曲げ・せん断、変形・水圧及びすべり安全率に影響を及ぼす要素として、地震時応答加速度、津波時荷重及び地盤変位に関係するかを判断項目とする。

鋼管式鉛直壁（一般部）は、下部構造が多様な施設・地盤により構成されており、これらが安定して存在することで津波防護機能を保持する。断面選定においては地盤変位が大きくなる断面を選定することとしており、下部構造全体として変形が大きくなる断面が選定できる。このため、全体として津波防護機能を保持できているかどうかの評価としても、この観点で断面を選定することで問題ない。

また、津波防護機能である止水性の保持には各部位間の剥離が影響するが、全体の変形が大きくなる断面において剥離も大きくなると考えられ、剥離にとっても厳しい断面が選定できている。

各部位間が剥離した場合の止水性については、遮水性を要求される鋼製遮水壁及び背面補強工が健全であれば、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土が盛土相当の透水係数になったとしても津波の来襲時間中に敷地まで津波が到達しないことを浸透流解析により確認しており、さらに背面補強工及び改良地盤の前面まで水が浸入したとしても敷地まで津波が到達しないことを確認しているため、津波防護機能として問題ないと考えられるが、解析によって生じる剥離の状況と合わせて詳細を別途説明する。

表 5.10.2-5 評価候補断面の整理における観点（鋼管式鉛直壁（一般部））

評価候補断面整理上の観点	評価対象断面選定の方針	観点*
構造的特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>• I 区間：上部構造は区間内で一定であるため、選定上の観点としない。</li> <li>• II 区間：背面補強工上のセメント改良土の厚さが縦断方向で変化し、地震時応答加速度及び津波時荷重に影響するため、選定上の観点とする。</li> <li>• 鋼管杭は長杭と短杭が混在することから、鋼管杭の周囲に背面補強工及び改良地盤を設置することにより地中の変位が抑えられていることから、長杭と短杭で断面選定の観点は変わらないため、断面選定の観点としない。なお、モデル化に当たっては長杭でモデル化するが、短杭での影響検討を実施する。</li> </ul>	I 区間：－ II 区間：○
	周辺地盤状況	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 縦断方向に深さが変化し、地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• 縦断方向に厚さが変化し、地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。</li> </ul>		○
<ul style="list-style-type: none"> <li>• 縦断方向に深さが変化して置換コンクリートの厚さが変化し、地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。</li> </ul>		○
<ul style="list-style-type: none"> <li>• 縦断方向に厚さが変化し、地震時の周辺地盤の液状化により地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。なお、この観点は「岩盤上面の深さ」に等しい。</li> </ul>		○
<ul style="list-style-type: none"> <li>• 縦断方向に厚さが変化し、液状化強度特性が低いために地震時の周辺地盤の液状化により地震時応答加速度及び地盤変位に影響するため、選定上の観点とする。</li> </ul>		○
地下水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 区間の長さが短く、縦断方向の地質状況が大きく変わらないこと及び I 区間の地質状況と大きく変わらないことから、選定上の観点としない。</li> <li>• 設計用地下水位は区間内で一定であるため、選定上の観点としない。</li> </ul>	－ －
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• I 区間において、近接構造物が存在する。鋼管杭鉛直壁（一般部）は鋼管杭周辺の改良地盤及び海側の置換コンクリートの設置により変位が生じにくい構造となっており、周辺に盛土より剛性の高い構造物をモデル化したとしても大きな影響は無いと考えられるが、念のため影響確認を行う。</li> <li>• 取水路が横断する箇所については、防潮堤の横断方向に盛土・旧表土よりも剛性が高い構造物が連続することになり、液状化の影響等による地盤変位が小さくなること、防潮堤の縦断方向に改良地盤及び置換コンクリートが連続していることから、断面として選定しない。なお、第2号機取水路については耐震計算書、第1号機取水路及び第3号機取水路については波及的影響の耐震計算書において構造健全性を示す。</li> </ul>	△
間接支持される機器・配管系の有無	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 間接支持される耐震重要施設は無い。</li> </ul>	－
断層の有無	<ul style="list-style-type: none"> <li>• I 区間においてSF-2断層と交差する。SF-2断層は高角度の傾斜をもち、地震時にずれれることは考えにくい。念のため影響確認を行う。</li> </ul>	△
入力津波	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 区間内で一定であるため、選定上の観点としない。</li> </ul>	－
構造境界部	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 止水ジョイントの設計用相対変位に影響するが、構造境界部では各区間の最大相対変位を用いて、逆位相を考慮した上で設計用相対変位を設定するため、断面選定では観点としない。</li> </ul>	－

注記 \*：○；観点とする。－；観点としない。△；影響確認を行う。

b. 評価候補断面の選定

a. で示した評価候補断面の整理を踏まえ、評価対象断面を選定する。防潮堤は縦断方向（延長方向）に長尺な構造物であり、縦断方向で地質状況に変化があること、図 5.10.2-5～図 5.10.2-13 に示す断面図より横断方向には地層の急変が見られないことから、区間ごとに図 2-2 に示す防潮堤の縦断図に基づき選定する。

評価対象断面選定結果を表 5.10.2-6 に、評価対象断面の平面位置図を図 5.10.2-14 に、縦断位置図を図 5.10.2-15 に示す。

表 5. 10. 2-6 評価対象断面選定結果（鋼管式鉛直壁（一般部））

評価対象断面	岩盤上面深さ (盛土+旧表土厚さ)	D 級 + C 級 岩盤厚さ	C 級岩盤上面深さ	旧表土厚さ
I 区間	断面①*1 (C-C断面)	○：岩盤上面が最も深い (B-B～H-Hの中で C-Cが最も深い)	○：C 級岩盤上面が最も深い (B-B～H-Hの中で C-Cが最も深い)	—
	断面②*2 (D-D断面)	—	○：D 級, C 級岩盤が分布しない (D-DとF-Fにおいて 分布しない)	○：旧表土が最も厚い (B-B～H-Hの中で D-Dが最も厚い)
	断面③ (H-H断面)	—	○：D 級 + C 級岩盤が最も厚い (B-B～H-Hの中で H-Hが最も深い)	—
II 区間	断面④ (A-A断面)	<ul style="list-style-type: none"> <li>II 区間の地質状況については、区間の長さが短く、縦断方向の地質状況が大きく変わらないこと及び I 区間の地質状況と大きく変わらないことから、選定上の観点としない。</li> <li>評価対象断面としては、背面補強工上のセメント改良土厚さが最も厚く、耐震・耐津波評価に影響を及ぼすことが想定されるA-A断面を選定。</li> </ul>		

注記\*1：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価で示した断面  
\*2：設置変更許可段階における構造成立性評価で示した断面

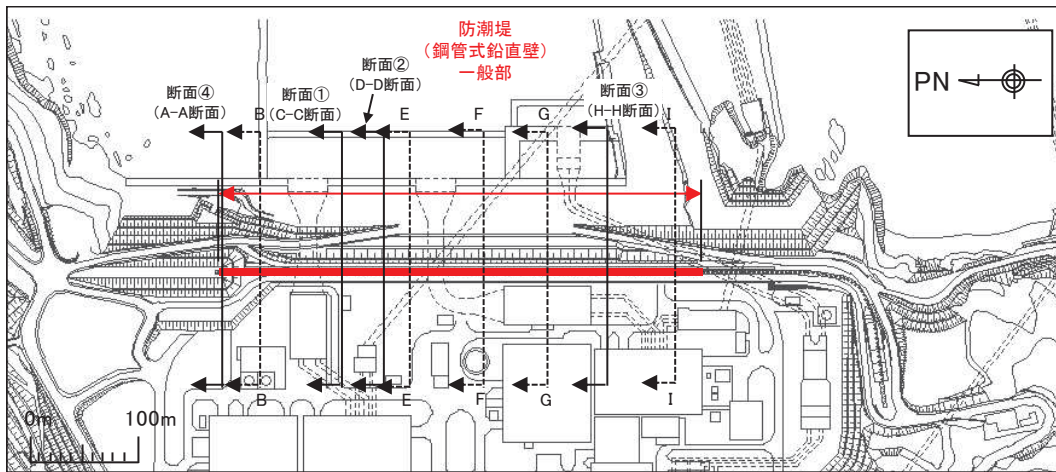


図 5.10.2-14 評価対象断面の平面位置図

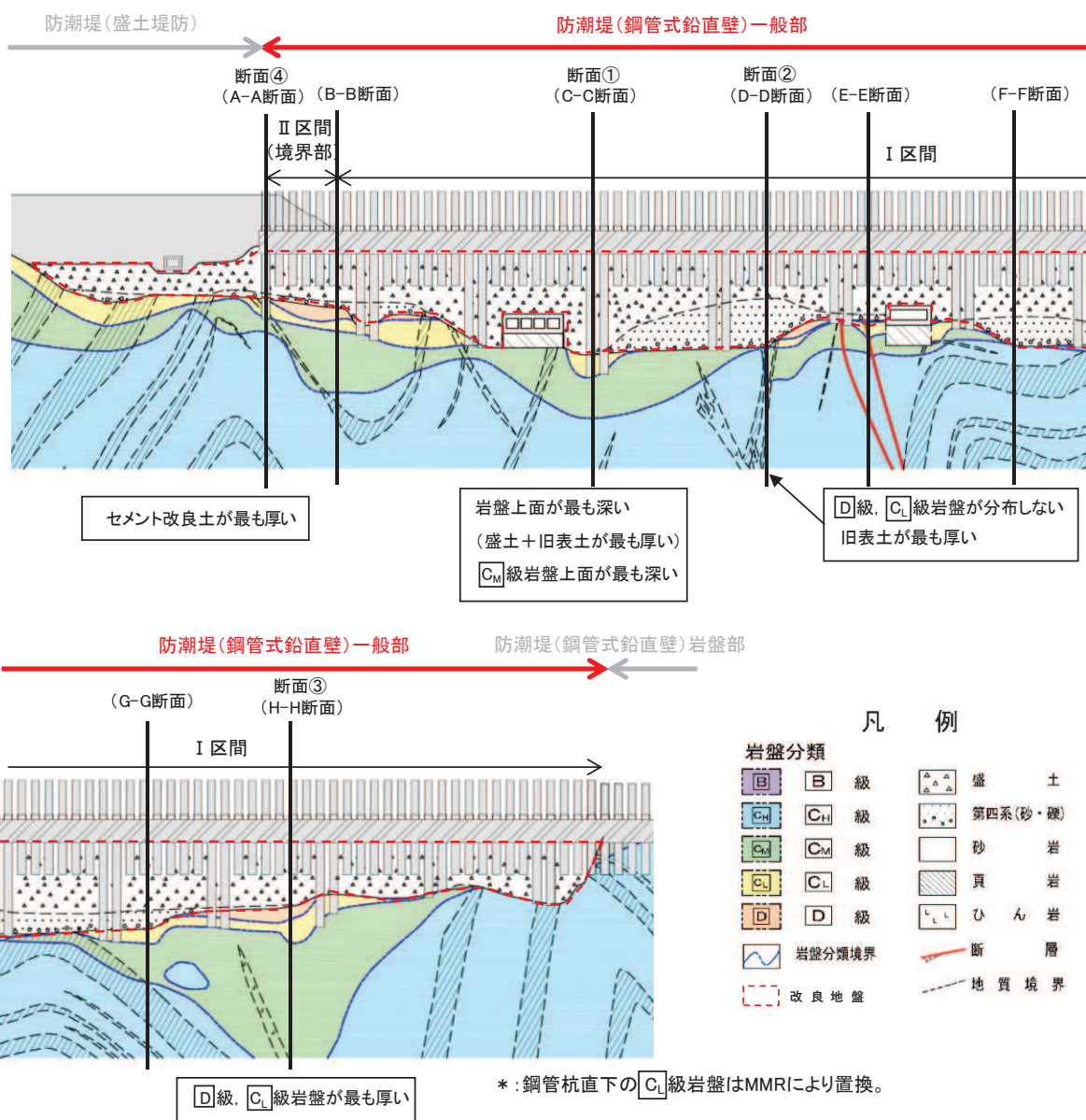


図 5.10.2-15 評価対象断面の縦断位置図

c. 近接構造物による影響確認断面の選定

鋼管式鉛直壁（一般部）は、第2号機海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）、第1号機取水路、第2号機取水路及び第3号機取水路が近接している（図5.10.2-16）。

鋼管式鉛直壁（一般部）は、鋼管杭周辺の改良地盤及び海側の置換コンクリートの設置により地震時に変位が生じにくい構造となっている。さらに陸側に改良地盤や第2号機海水ポンプ室のように盛土より剛性の高いものをモデル化したとしても大きな影響は無いと考えられるが、念のため、第2号機海水ポンプ室及び周辺の改良地盤をモデル化した場合の影響確認を行う（図5.10.2-17）。

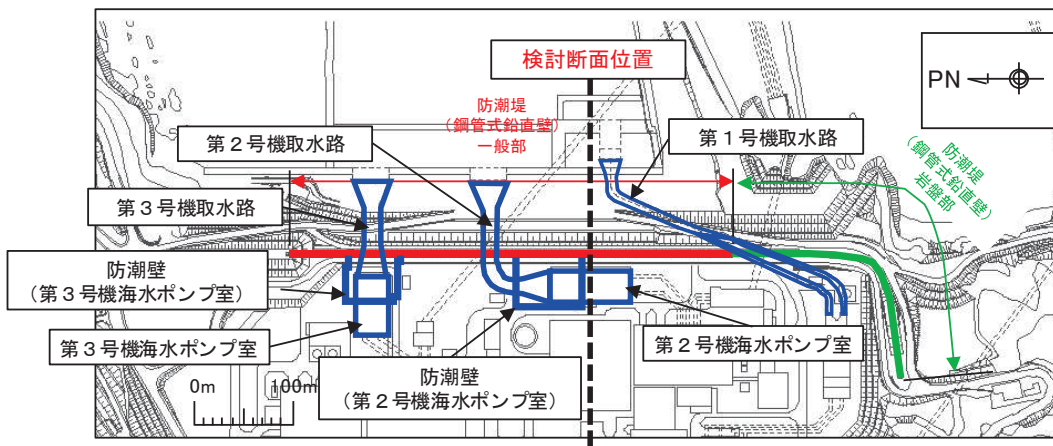


図 5.10.2-16 鋼管式鉛直壁（一般部）と近接する構造物位置図

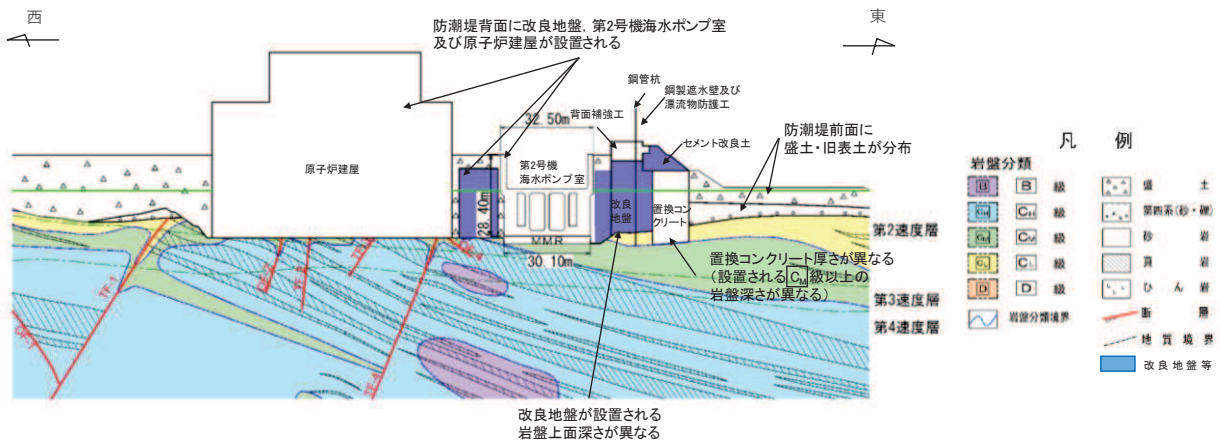


図 5.10.2-17 近接構造物影響検討断面図（第2号機海水ポンプ室）



c. 断層交差部による影響確認断面の選定

鋼管式鉛直壁（一般部）は、SF-2①及びSF-2②断層と交差する（図 5.10.2-18）。

SF-2 断層は高角度の傾斜をもち、地震時にずれることは考えにくい、防潮堤の直下にあることを踏まえ、念のため影響確認を行うこととする。鋼管式鉛直壁（一般部）とSF-2断層が交差する区間において、「A:背面補強工が改良地盤を介してSF-2断層と接する場合」及び「B:置換コンクリートが底面で直接SF-2断層と接する場合」の2ケースについて影響確認を行う。

防潮堤への影響が厳しくなる影響確認断面を以下の考えで選定する。

- ・ 鋼管式鉛直壁（一般部）とSF-2断層が交差する区間において、断面選定上の主な観点である「改良地盤の厚さ」及び「 $C_M$ 級岩盤上面の深さ」から、構造物にとって厳しくなることが想定される断面を、影響確認断面として選定する（図 5.10.2-19）。
- ・ 選定された断面におけるSF-2断層を、「A:背面補強工が改良地盤を介してSF-2断層と接する場合」及び「B:置換コンクリートが底面で直接SF-2断層と接する場合」に該当するように平行移動し、影響確認を行う（図 5.10.2-20）。
- ・ なお、断層幅については、破碎帯の膨縮や風化によって、各断層で必ずしも一様とはならないことから、評価に用いる断層幅は、解析モデル領域で得られた試掘坑調査、底盤スケッチ、ボーリング調査の結果により得られた値を俯瞰して、平均値により設定することとする。

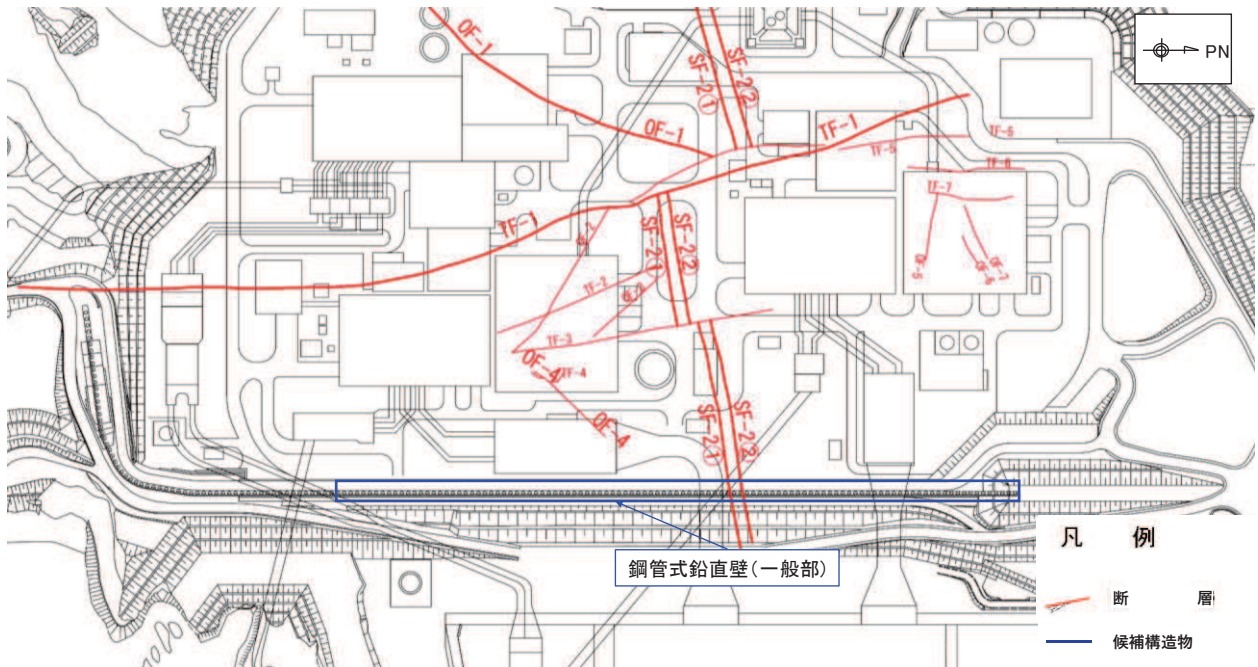


図 5.10.2-18 鋼管式鉛直壁（一般部）と断層の位置関係

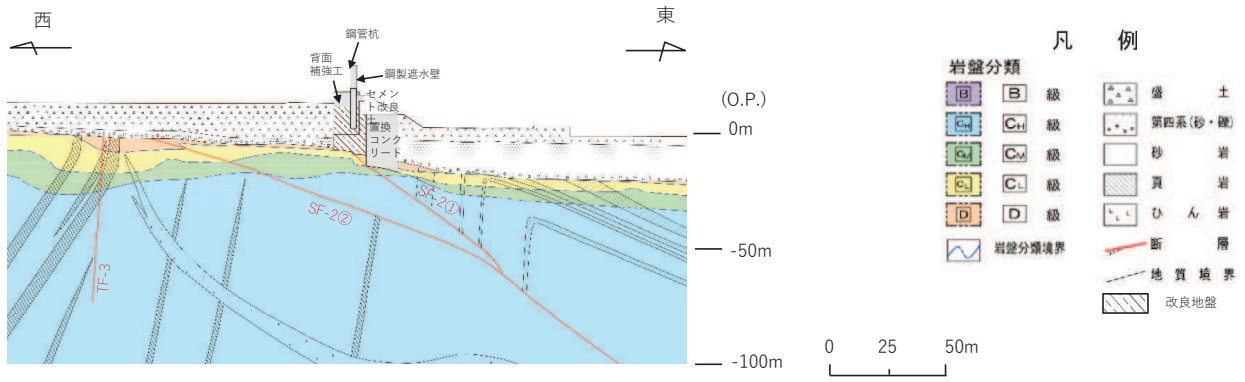


図 5.10.2-19 SF-2 断層影響確認用断面図

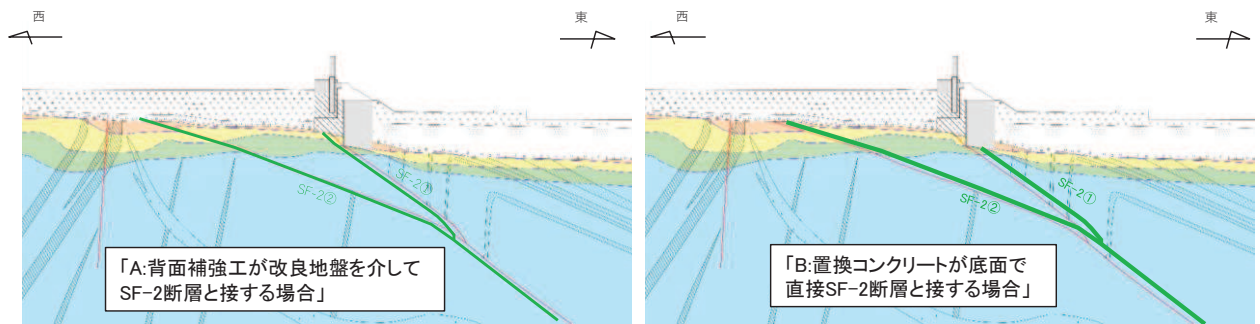


図 5.10.2-20 SF-2 断層影響確認方法

(2) 鋼管式鉛直壁（岩盤部）

図 5. 10. 2-21～図 5. 10. 2-25 に防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の平面配置図，縦断面図及び断面図を示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部は，鋼管杭，鋼製遮水壁又は RC 遮水壁（Ⅲ区間），漂流物防護工（Ⅰ区間及びⅡ区間）及び背面補強工（Ⅰ区間）による上部構造と，鋼管杭による下部構造から構成され，岩盤に設置される。

岩盤部の端部に当たるⅢ区間は，図 5. 10. 2-22 及び図 5. 10. 2-25 に示すように， $C_L$ 級以上の堅固な岩盤が分布する広大な地山の十分な幅をもつ尾根部に擦りついており，地震時変状により敷地に津波が流入するおそれはない。

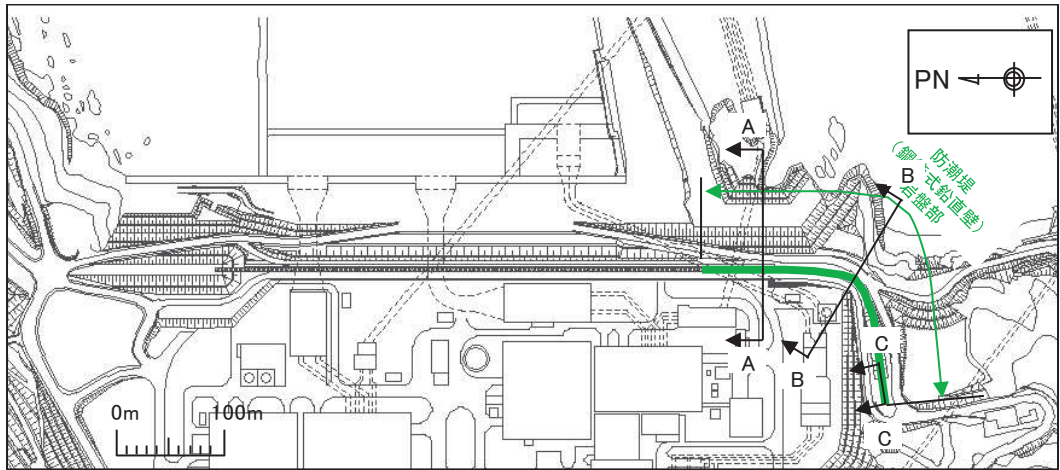


图 5.10.2-21 鋼管式鉛直壁（岩盤部）平面配置図

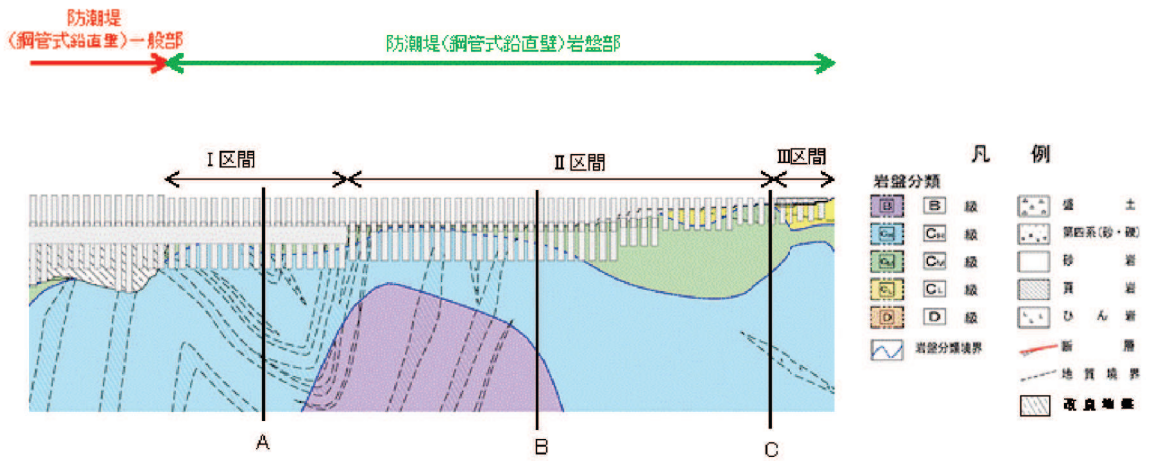


图 5.10.2-22 鋼管式鉛直壁（岩盤部）縦断面図

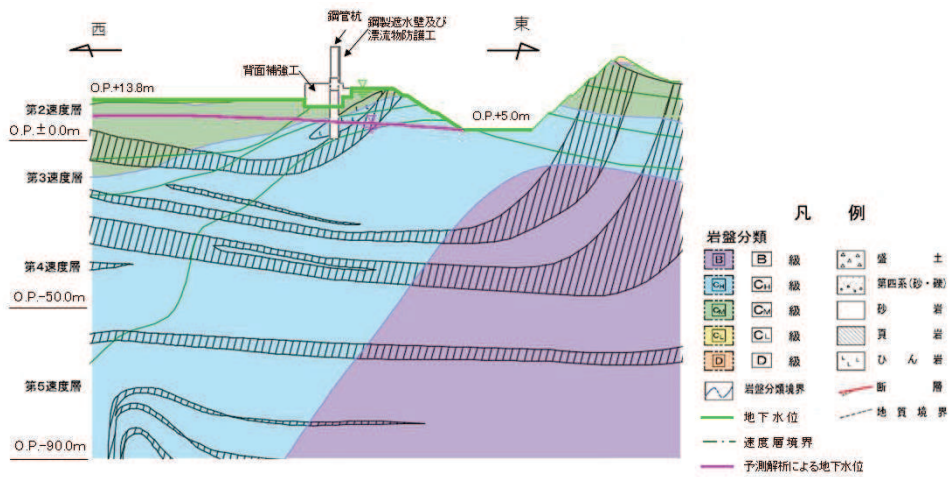


图 5.10.2-23 鋼管式鉛直壁（岩盤部）A-A 断面（I 区間）

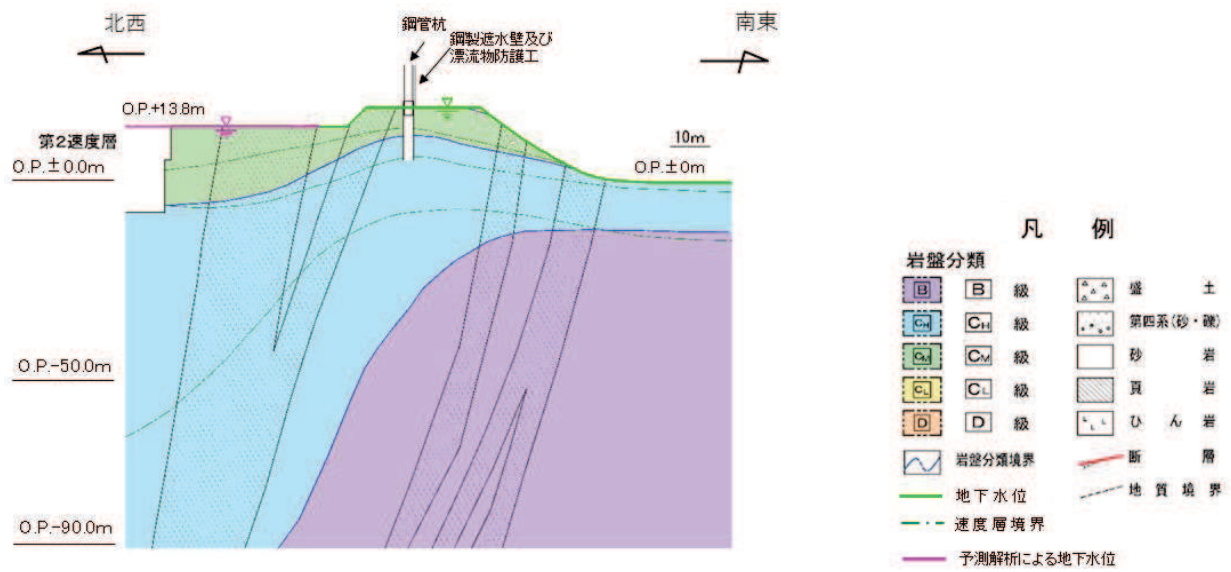


図 5. 10. 2-24 鋼管式鉛直壁（岩盤部）B-B 断面（Ⅱ区間）

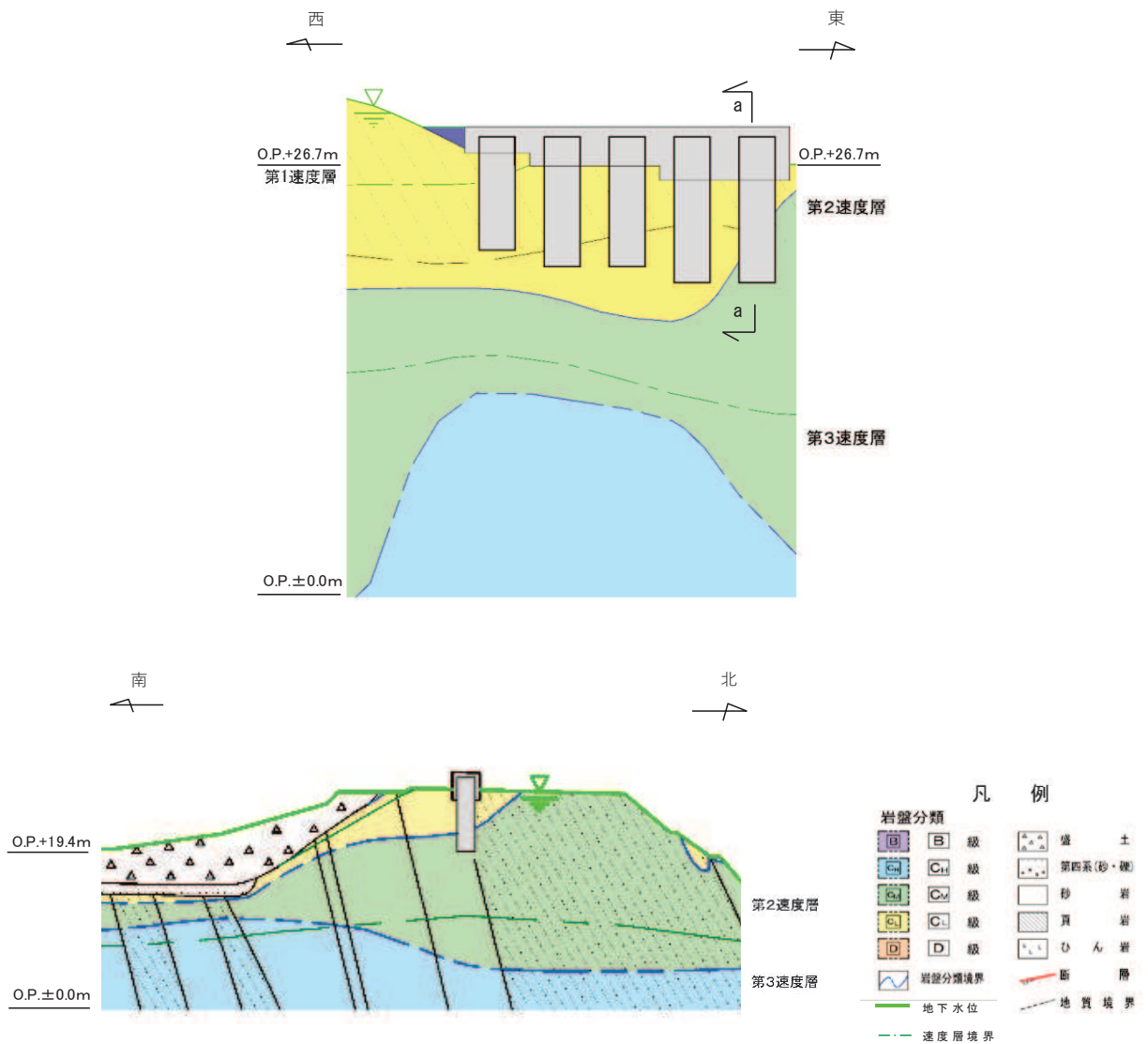


図 5. 10. 2-25 鋼管式鉛直壁（岩盤部）C-C 断面（Ⅲ区間）

a. 評価候補断面の整理

(a) 各部位の役割及び性能目標

鋼管式鉛直壁（岩盤部）における施設及び地盤の役割を表 5.10.2-7 に、役割を踏まえた性能目標を表 5.10.2-8 に、性能目標を踏まえた照査項目と許容限界を表 5.10.2-9 に示す。

表 5.10.2-7 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割*	津波時の役割*
施設	鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁を支持する。</li> </ul>
	鋼製遮水壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水目地を支持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物防護工及び止水ジョイントを支持するとともに、遮水性を保持する。</li> </ul>
	漂流物防護工	—	<ul style="list-style-type: none"> <li>漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。</li> </ul>
	止水ジョイント	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。</li> </ul>
	背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性を保持する。</li> <li>鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>
地盤	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持する。</li> </ul>

注記 \*：津波+余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

表 5.10.2-8 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の性能目標

		性能目標			
	鉛直支持	すべり安定性	健全性 (鋼管杭の変形抑制)	止水性 (遮水性、難透水性)	
施設	鋼管杭		構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	
	鋼製遮水壁		構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	止水性（遮水性）を保持し、漂流物防護工及び止水ジョイントの支持機能を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	
	漂流物防護工		構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	
	RC遮水壁	—	構造部材の健全性を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	止水性（遮水性）を保持し、止水ジョイントの支持機能を保持するために、おおむね弾性状態にとどまること。	
	止水ジョイント		鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの変形性能を保持すること。	鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水ジョイントの変形・遮水性を保持すること。	
	背面補強工		鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。	背面補強工内に鋼管杭を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、背面補強工がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。	
地盤	鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安定性を保持すること。	—	—	

表 5.10.2-9 鋼管式鉛直壁（岩盤部）の各部位の照査項目及び許容限界  
 （上段：照査項目，下段：許容限界）

		照査項目と許容限界		
	鉛直支持	すべり安定性	健全性 (鋼管杭の変形抑制)	止水性 (遮水性，難透水性)
施設	鋼管杭	—	曲げ，せん断 (短期許容応力度以下)	曲げ，せん断 (短期許容応力度以下)
	鋼製遮水壁		曲げ，せん断 (短期許容応力度以下)	曲げ，せん断 (短期許容応力度以下)
	漂流物防護工		曲げ，せん断 (短期許容応力度以下)	曲げ，せん断 (短期許容応力度以下)
	止水ジョイント		変形 (許容変形量以下)	変形，水圧 (許容変形量・許容水圧以下)
	RC遮水壁		曲げ，せん断 (短期許容応力度以下)	曲げ，せん断 (短期許容応力度以下)
	背面補強工		すべり安全率 (1.2以上)	すべり安全率 (1.2以上)
地盤	支持力 (極限支持力以下)	すべり安全率（基礎地盤） (1.5以上)	—	—



(b) 区間の特徴整理

鋼管式鉛直壁（岩盤部）は、構造的特徴により大きく3区間に分類される。鋼管杭，鋼製遮水壁，背面補強工，漂流物防護工及び止水ジョイントからなり，鋼管式鉛直壁（一般部）と連続している区間をⅠ区間，鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び止水ジョイントからなる区間をⅡ区間，敷地とのすり付け部であり，鋼管杭及びRC遮水壁からなる区間をⅢ区間とする。

各区間の構造及びその特徴並びに周辺状況を表5.10.2-10に示す。

i. Ⅰ区間

[構造的特徴]

- ・ 天端高さはO.P.+29.0mで一定である。
- ・ 鋼管杭，鋼製遮水壁，背面補強工，漂流物防護工及び止水ジョイントからなる構造物である。
- ・ 縦断方向（延長方向）に断面及び材質の変化がない線状構造物である。
- ・ 鋼製遮水壁を支持する鋼管杭は1本1本が独立しており，背面補強工を他の鋼管杭と共有する。
- ・ 間接支持する耐震重要施設は無い。
- ・ 入力津波高さは，O.P.+24.4mで一定である。

[周辺状況]

- ・ 横断方向に施設の前面と背面で地盤の標高が異なる斜面形状を有し，鋼管杭はC<sub>H</sub>級以上の岩盤に，鋼製遮水壁，止水ジョイント及び漂流物防護工は鋼管杭を介してC<sub>H</sub>級以上の岩盤に，背面補強工はC<sub>M</sub>級以上の岩盤に設置される。
- ・ 縦断方向について，おおむね一定の地質状況の分布となる。
- ・ 施設周辺には岩盤が分布する（液状化検討対象層は分布しない）。
- ・ 設計用地下水位は地表面で一定とする。
- ・ 近接構造物として，防潮壁（第2号機放水立坑）及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が存在する。
- ・ 断層交差部は存在しない。

ii. Ⅱ区間

[構造的特徴]

- ・ 天端高さはO.P.+29.0mで一定である。
- ・ 鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び止水ジョイントからなる構造物である。
- ・ 鋼管杭の突出長が，断面位置に応じて異なる。
- ・ 縦断方向（延長方向）に部材幅及び材質の変化がない線状構造物である。
- ・ 鋼製遮水壁を支持する鋼管杭は1本1本が独立している。
- ・ 間接支持する耐震重要施設は無い。
- ・ 入力津波高さは，O.P.+24.4mで一定である。

[周辺状況]

- ・ 鋼管杭は  $C_M$  級以上の岩盤に、鋼製遮水壁、止水ジョイント及び漂流物防護工は鋼管杭を介して  $C_M$  級以上の岩盤に設置される。
- ・ 縦断方向において、岩盤表面深さ、 $C_L$  級及び  $C_M$  級岩盤厚さが異なる。
- ・ 施設周辺には岩盤が分布する（液状化検討対象層は分布しない）。
- ・ 設計用地下水位は地表面で一定とする。
- ・ 近接構造物は存在しない。
- ・ 断層交差部は存在しない。

### iii. III 区間

#### [構造的特徴]

- ・ 天端高さは O. P. +29. 0m で一定である。
- ・ 鋼管杭、RC 遮水壁からなり、5 本の鋼管杭と RC 遮水壁が一体となった構造物である。
- ・ 鋼管杭及び RC 遮水壁の地表面からの高さが、断面位置に応じて異なる。
- ・ 縦断方向（延長方向）に部材幅及び材質の変化がない線状構造物である。
- ・ 間接支持する耐震重要施設は無い。
- ・ 入力津波高さは、O. P. +24. 4m で一定であるが、地表面高さが O. P. +26. 7m 以上であり、入力津波高さよりも標高が高い場所に設置される。

#### [周辺状況]

- ・ 鋼管杭は  $C_L$  級以上の岩盤に、RC 遮水壁は鋼管杭を介して  $C_L$  級以上の岩盤に設置される。
- ・ 施設周辺には岩盤が分布する（液状化検討対象層は分布しない）。
- ・ 設計用地下水位は地表面とする。
- ・ 近接構造物は存在しない。
- ・ 断層交差部は存在しない。

表 5.10.2-10 区間の特徴 (鋼管式鉛直壁 (岩盤部))

区間	構造的特徴										周辺状況						
	天端高さ	鋼管杭				鋼製遮水壁		背面補強工幅		漂流物防護工		間接支持構造物	入力津波高さ (m)	周辺地質	地下水位	近接構造物	断層
		杭種	杭径	杭板厚	鋼種	板厚	幅	厚さ									
I 区間	0. P. +29.0m	上杭	φ 2.2m	25mm	Skk490	25mm	0.5m	9mm~ 22mm	11.06m	-	-	0. P. +24.4m	防潮堤前背面に盛土・旧表土が分布せず、岩盤内に設置される。	設計用地下水位は地表面	防潮壁 (第2号機放水立坑) 及び屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側)	-	
				40mm													
		下杭	φ 2.5m	35mm	SM570	25mm											
				25mm													
II 区間	0. P. +29.0m	上杭	φ 2.2m	25mm	Skk490	25mm	0.5m	9mm~ 22mm	-	-	0. P. +24.4m	防潮堤前背面に盛土・旧表土が分布せず、岩盤内に設置される。	設計用地下水位は地表面	-	-		
				40mm													
		下杭	φ 2.5m	35mm	SM570	25mm											
				25mm													
III 区間 (南側取付部)	0. P. +29.0m	φ 2.2m	25mm	Skk490	3.4m (RC遮水壁幅)	-	-	-	-	-	0. P. +24.4m	防潮堤前背面に盛土・旧表土が分布せず、岩盤内に設置される。	設計用地下水位は地表面	-	-		

(c) 評価候補断面の整理

(a)で整理した各部位の性能目標及び(b)で整理した各区間の特徴を踏まえ、評価候補断面整理の観点で整理した結果を表5.10.2-11に示す。観点の整理に当たっては、表5.10.2-9に示す照査項目である、曲げ・せん断、変形・水圧及び必ず安全率に影響を及ぼす要素として、地震時応答加速度、津波時荷重及び地盤変位に関係するかを判断項目とする。

表 5.10.2-11 評価候補断面の整理における観点（鋼管式鉛直壁（岩盤部））

評価候補断面整理上の観点	評価対象断面選定の方針	観点*
構造的特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ⅰ区間：区間内で一定であるため、選定上の観点としない。</li> <li>Ⅱ区間：鋼管杭の突出長が縦断方向で変化し、地震時応答加速度や津波時荷重に影響するため、選定上の観点とする。</li> <li>Ⅲ区間：5本の鋼管杭とRC遮水壁の一体構造であるため、一体構造として評価を実施する。</li> </ul>	Ⅰ区間：－ Ⅱ区間：○ Ⅲ区間：－
周辺状況 地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ⅰ区間：区間内に[D]級、[C]<sub>1</sub>級岩盤は分布しないため、選定上の観点としない。</li> <li>Ⅱ区間：縦断方向で[D]級、[C]<sub>1</sub>級岩盤の分布状況が変化し、地震時応答加速度に影響するため、選定上の観点とする。</li> <li>Ⅲ区間：5本の鋼管杭とRC遮水壁の一体構造であるため、一体構造として評価を実施する。</li> </ul>	Ⅰ区間：－ Ⅱ区間：○ Ⅲ区間：－
地下水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>設計用地下水位は一律地表面に設定しているため、選定上の観点としない。</li> </ul>	－
近接構造物の有無	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ⅰ区間において近接構造物が存在するが、防潮堤は岩盤に囲まれており地震時応答加速度に影響しないため、選定上の観点としない。</li> </ul>	－
間接支持される機器・配管系の有無	<ul style="list-style-type: none"> <li>間接支持される耐震重要施設は無い。</li> </ul>	－
断層の有無	<ul style="list-style-type: none"> <li>考慮すべき断層は無い。</li> </ul>	－
入力津波	<ul style="list-style-type: none"> <li>区間内で一定であるため、選定上の観点としない。</li> </ul>	－
構造境界部	<ul style="list-style-type: none"> <li>止水ジョイントの設計用相対変位に影響するが、構造境界部では各区間の最大相対変位を用いて、逆位相を考慮した上で設計用相対変位を設定するため、断面選定では観点としない。</li> </ul>	－

注記 \*：○；観点とする。－；観点としない。

b. 評価候補断面の選定

3.1 で示した評価候補断面の整理を踏まえ、評価対象断面を選定する。防潮堤は縦断方向（延長方向）に長尺な構造物であり、縦断方向で地質状況に変化があること、図 5.10.2-23～図 5.10.2-25 に示す断面図より横断方向には地層の急変が見られないことから、区間ごとに図 5.10.2-22 に示す防潮堤の縦断図に基づき選定する。

評価対象断面選定結果を表 5.10.2-12 に、評価対象断面の平面位置図を図 5.10.2-26 に、縦断位置図を図 5.10.2-27 に示す。

表 5.10.2-12 評価対象断面選定結果（鋼管式鉛直壁（岩盤部））

評価対象断面	①鋼管杭の突出長	②[D]級 + [C] <sub>1</sub> 級岩盤厚さ	備考
I 区間 断面⑤ (A-A断面)	I 区間においては、構造的特徴に変化が無く、周辺地盤状況がおおむね一定であるため、耐震・耐津波評価上有意な差が無い。		<ul style="list-style-type: none"> <li>屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される断面。</li> </ul>
II 区間 断面⑥ (B-B断面)	○：鋼管杭の突出長が最も長い (II区間の北側約2/3の間で一定)	○：[D]級、[C] <sub>1</sub> 級岩盤が分布しない ([D]級岩盤は区間中に分布しない。[C] <sub>1</sub> 級岩盤は鋼管杭の突出長が短い範囲の一部に分布。岩盤部においては地盤中に発生する変位が小さく、応答加速度の観点では[C] <sub>1</sub> 級岩盤が分布しない断面が応答加速度が大きくなり耐震評価上厳しくなる。)	<ul style="list-style-type: none"> <li>海側斜面の傾きが最も急勾配である。</li> </ul>
III 区間 断面⑦ (C-C断面)	<ul style="list-style-type: none"> <li>III区間は、5本の鋼管杭とRC遮水壁からなる一体構造として評価を実施する。</li> </ul>		

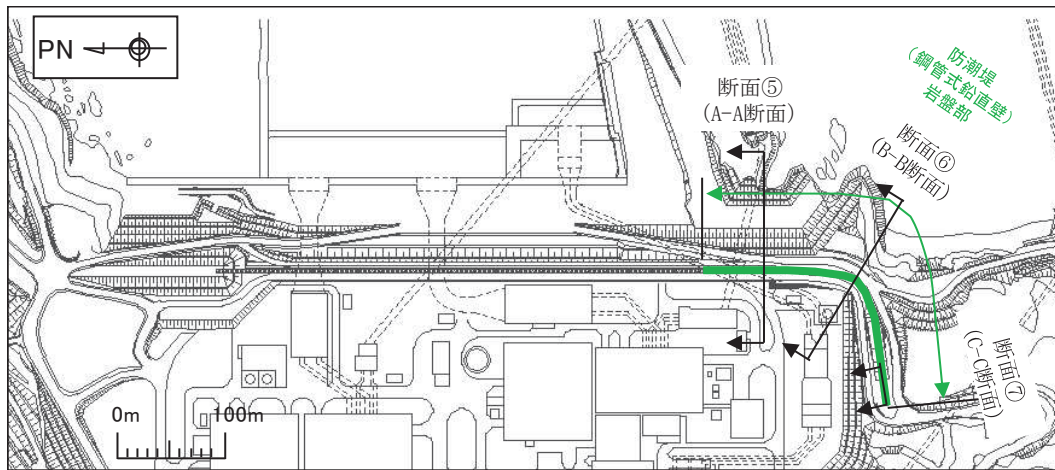


図 5.10.2-26 評価対象断面の平面位置図

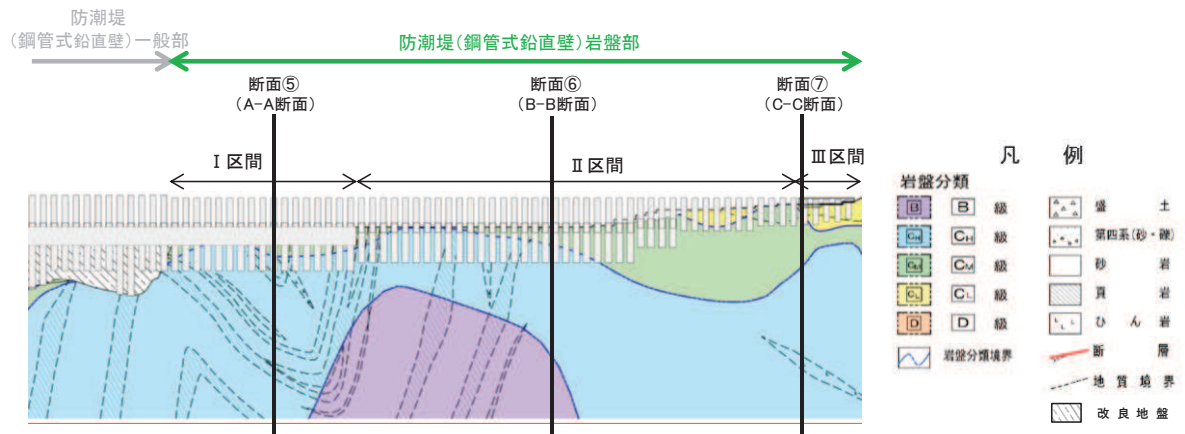


図 5.10.2-27 評価対象断面の縦断位置図



### 5.10.3 防潮堤（盛土堤防）

図 5.10.3-1～図 5.10.3-5 に防潮堤（盛土堤防）の平面配置図，縦断図及び断面図を示す。

防潮堤（盛土堤防）は，セメント改良土による上部構造と，置換コンクリートによる下部構造から構成され，セメント改良土の下方に改良地盤を設置する。

盛土堤防の北側の端部は，図 5.10.3-2 及び図 5.10.3-5 に示すように， $C_L$  級以上の堅固な岩盤が分布する広大な地山の十分な幅をもつ尾根部に擦りついており，地震時変状により敷地に津波が流入するおそれはない。

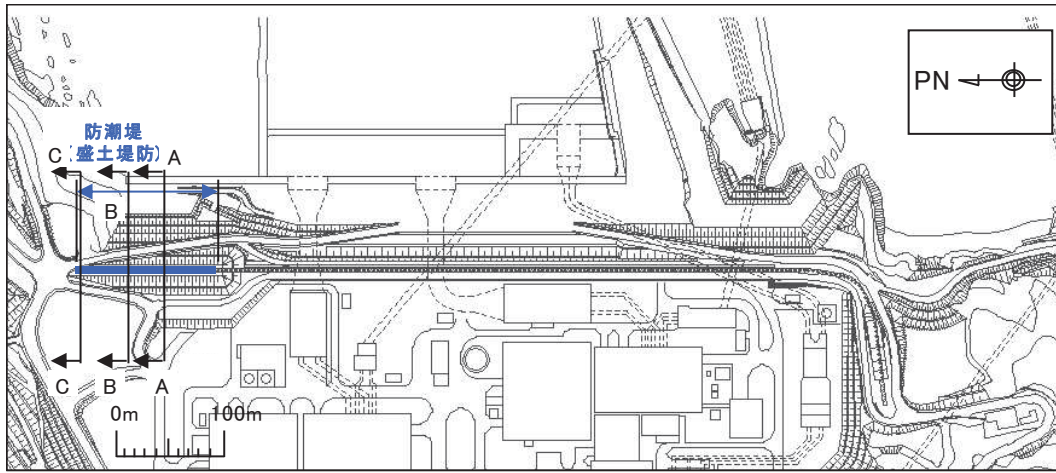


図 5.10.3-1 盛土堤防平面配置図

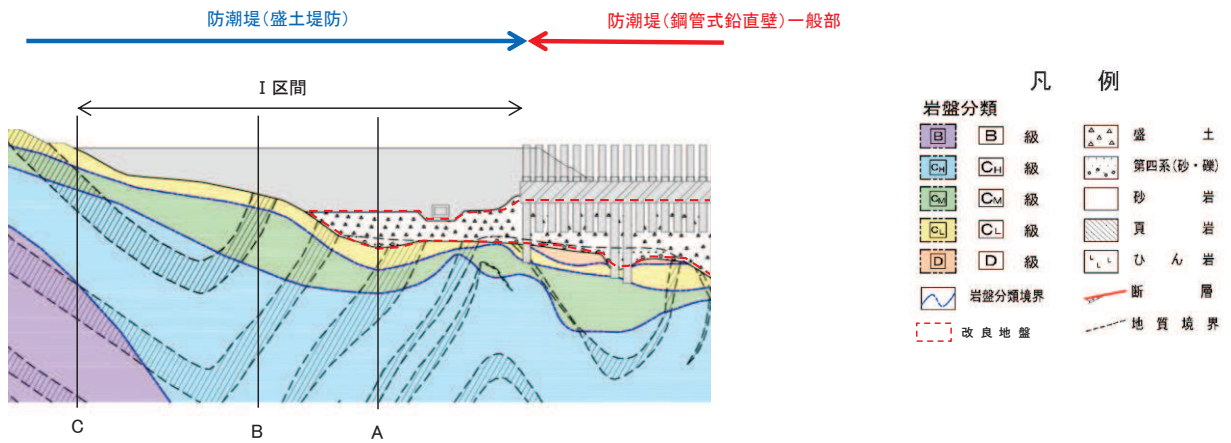


図 5.10.3-2 盛土堤防縦断面図

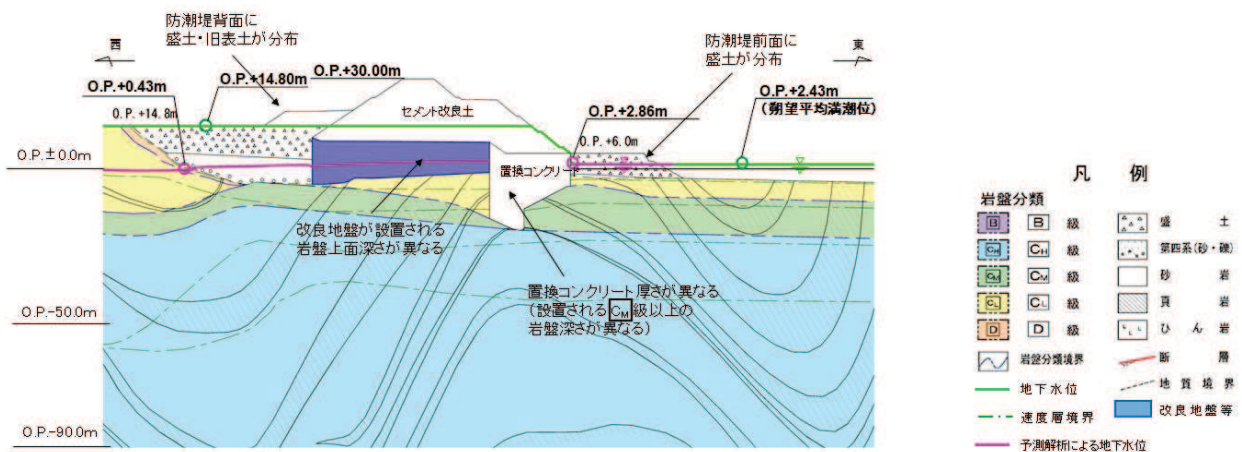


図 5.10.3-3 盛土堤防 A-A 断面 (I 区間)

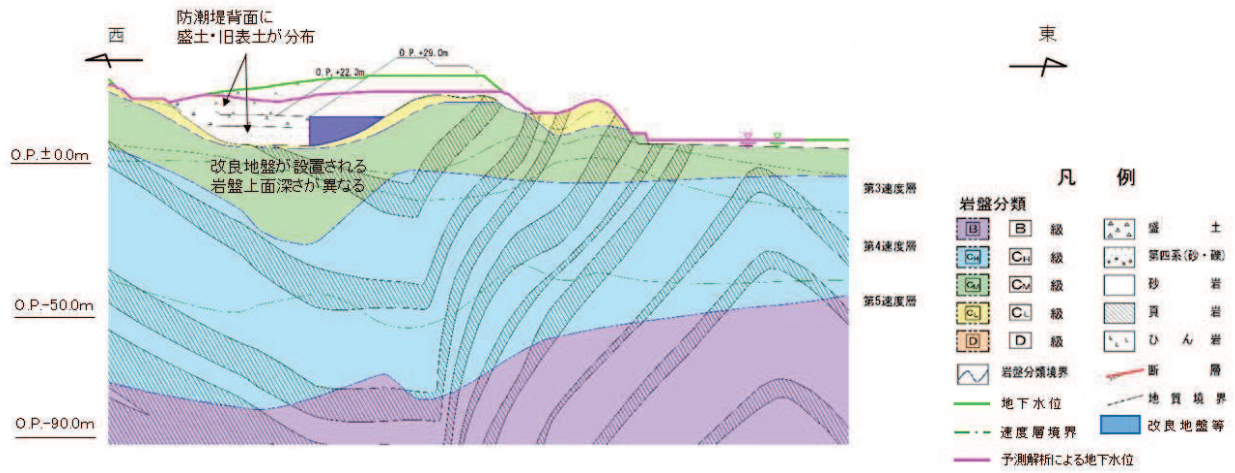


図 5. 10. 3-4 盛土堤防 B-B 断面 (I 区間)

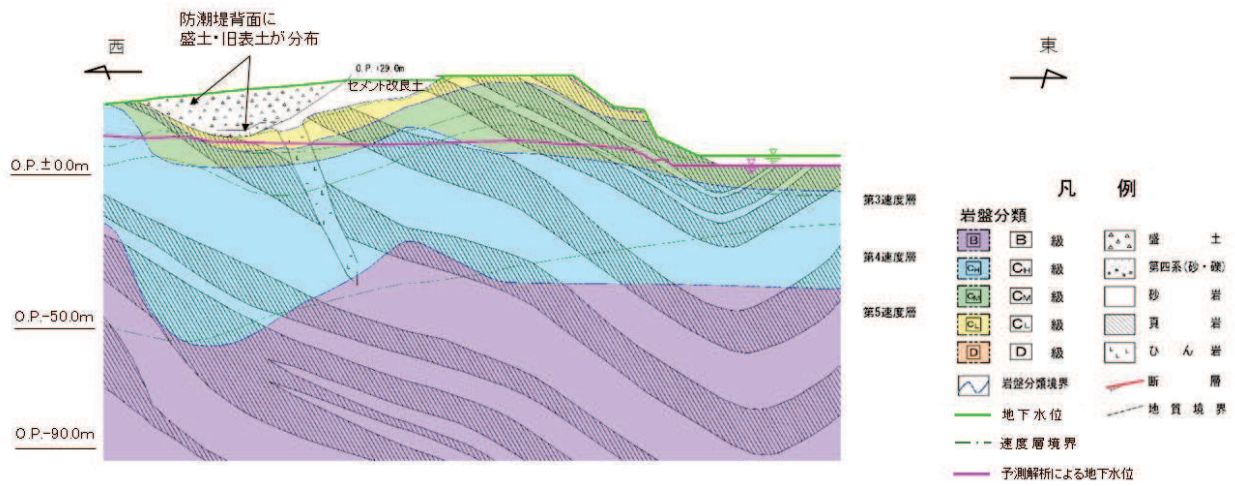


図 5. 10. 3-5 盛土堤防 C-C 断面 (I 区間)

(1) 評価候補断面の整理

a. 各部位の役割及び性能目標

盛土堤防における施設及び地盤の役割を表 5.10.3-1 に、役割を踏まえた性能目標を表 5.10.3-2 に、性能目標を踏まえた照査項目と許容限界を表 5.10.3-3 に示す。

表 5.10.3-1 盛土堤防の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割*	津波時の役割*
施設	セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>入力津波に対して十分な裕度を確保した堤体高さを維持する。</li> <li>難透水性を保持し、堤体により止水性を維持する。</li> </ul>
	置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
地盤	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。</li> <li>地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。</li> </ul>
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> <li>基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持する。</li> </ul>

注記 \*：津波+余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

表 5.10.3-2 盛土堤防の各部位の性能目標

		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	健全性	止水性 (難透水性)
施設	セメント改良土	-	-	セメント改良土の健全性に対して、入力津波に確保した堤体高さを維持するに十分な余裕を確保すること（内的安定を保持）。	セメント改良土を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、堤体内部にすべり破壊が生じないこと（内的安定を保持）。
	置換コンクリート	-	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。	コンクリートの強度を維持するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。
地盤	改良地盤	セメント改良土を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分な支持力を保持すること。	-	地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性を保持）するため、改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。
	岩盤	セメント改良土及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	-	-	-

表 5.10.3-3 盛土堤防の各部位の照査項目及び許容限界  
(上段：照査項目，下段：許容限界)

		照査項目と許容限界			
		鉛直支持	すべり安定性	健全性	止水性 (難透水性)
施設	セメント改良土	-	-	すべり安全率 (1.2以上)	すべり安全率 (1.2以上)
	置換コンクリート	-	-	すべり安全率 (1.2以上)	すべり安全率 (1.2以上)
地盤	岩盤	支持力 (極限支持力以下)	すべり安全率 (基礎地盤)	-	-
	改良地盤	支持力 (極限支持力以下)	(1.5以上)	-	すべり安全率 (1.2以上)

b. 区間の特徴整理

盛土堤防は、その設置される区間で構造的特徴に大きな違いはなく、堤体（セメント改良土）及び置換コンクリートからなる。

区間の構造及びその特徴並びに周辺状況を表 5. 10. 3-4 に示す。

(a) I 区間

[構造的特徴]

- ・ 天端高さは O. P. +29. 0m で一定である。
- ・ 堤体（セメント改良土）及び置換コンクリートからなる構造物である。
- ・ 縦断方向（延長方向）に堤体（セメント改良土）の厚さ及び幅並びに置換コンクリートの厚さが変化する線状構造物である（材質は変化なし）。
- ・ 津波監視カメラを支持する。
- ・ 入力津波高さは、O. P. +24. 4m で一定である。

[周辺状況]

- ・ 横断方向に施設の前面（海側）と背面（山側）で地盤の標高が異なり、堤体（セメント改良土）は岩盤又は改良地盤に、置換コンクリートは  $C_M$  級以上の岩盤に設置される。
- ・ 断面位置に応じて置換コンクリートが設置される  $C_M$  級岩盤上面の深さ及び改良地盤が設置される岩盤上面の深さが異なる。
- ・ 比較的剛性の小さい  $C_L$  級岩盤が分布し、断面毎に厚さが異なる。
- ・ 周辺には液状化検討対象層（盛土・旧表土）が分布し、断面毎に厚さが異なる。
- ・ 設計用地下水位について、山側は O. P. +13. 8m（地表面）で一定、海側は O. P. +1. 43m で一定とする。
- ・ 近接構造物は存在しない。
- ・ 断層交差部は存在しない。

表 5.10.3-4 区間の特徴 (盛土堤防)

区間	構造的特徴					周辺状況			
	天端高さ	堤体(セメント改良土)厚さ	置換コンクリート厚さ	間接支持構造物	入力津波高さ	周辺地質	地下水位	近接構造物	断層
I 区間	0. P. +29. 0m	0~約20m	最大約25m (幅は区間内で一定)	津波監視カメラ	0. P. +24. 4m で一定	防潮堤前背面に盛土・旧表土が分布しており、堤体(セメント改良土)は岩盤又は改良地盤に設置されている。	設計用地下水位は山側で0. P. +13. 8m(地表面)、海側で0. P. +1. 43mで一定	—	—



c. 評価候補断面の整理

a. で整理した各部位の性能目標及びb. で整理した各区間の特徴を踏まえ、評価候補断面整理の観点で整理した結果を表 5.10.3-5 に示す。観点の整理に当たっては、表 5.10.3-3 に示す照査項目であるすべり安全率に影響を及ぼす要素として、地震時応答加速度、津波時荷重及び地盤変位に関するかを判断項目とする。

表 5.10.3-5 評価候補断面の整理における観点（盛土堤防）

評価候補断面整理上の観点	評価対象断面選定の方針	観点*
構造的特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>セメント改良土の厚さが縦断方向に変化し、地震時応答加速度及び津波時荷重に影響するため、選定上の観点とする。</li> </ul>	○
周辺地盤状況	岩盤上面の深さ	○
	C <sub>1</sub> 級岩盤上面深さ	○
	盛土＋旧表土厚さ	○
	旧表土厚さ	○
地下水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>設計用地下水水位は区間内で一定であるため、選定上の観点としない。</li> </ul>	—
近接構造物の有無	<ul style="list-style-type: none"> <li>近接構造物は無い。</li> </ul>	—
間接支持される機器・配管系の有無	<ul style="list-style-type: none"> <li>津波監視カメラを支持する。津波監視カメラの設計に必要な床応答については、既存の断面を使用できない場合には、必要に応じて断面を追加して検討する。</li> </ul>	—
断層の有無	<ul style="list-style-type: none"> <li>考慮すべき断層は無い。</li> </ul>	—
入力津波	<ul style="list-style-type: none"> <li>区間内で一定であるため、選定上の観点としない。</li> </ul>	—
構造境界部	<ul style="list-style-type: none"> <li>区間内で構造境界部は無い。</li> </ul>	—

注記 \*：○；観点とする。—；観点としない。

(2) 評価候補断面の選定

(1)で示した評価候補断面の整理を踏まえ、評価対象断面を選定する。防潮堤は縦断方向（延長方向）に長尺な構造物であり、縦断方向で地質状況に変化があること、図 5.10.3-3～図 5.10.3-5 に示す断面図より横断方向には地層の急変が見られないことから、図 5.10.3-2 に示す防潮堤の縦断図に基づき選定する。

評価対象断面選定結果を表 5.10.3-6 に、評価対象断面の平面位置図を図 5.10.3-6 に、縦断位置図を図 5.10.3-7 に示す。

なお、図 5.10.3-4 に示すとおり B-B 断面において、一部セメント改良土が A-A 断面よりも薄くなっている箇所があるが、セメント改良土は  $C_L$  級以上の堅固な岩盤が分布する十分な幅をもつ尾根部に擦りついているものであり、評価対象断面として選定していない。

表 5.10.3-6 評価対象断面選定結果（盛土堤防）

評価候補断面	セメント改良土厚さ	岩盤上面深さ	$C_M$ 級岩盤上面深さ	旧表土厚さ
I 区間 断面①* (A-A断面)	○：セメント改良土が最も厚い (改良地盤が設置される範囲はほぼ同等)	○：岩盤上面が最も深い (I 区間の中で A-A 断面が最も深い)	○： $C_M$ 級岩盤上面が最も深い (I 区間の中で A-A 断面が最も深い)	○：旧表土が最も厚い (I 区間の中で A-A 断面が最も深い)

注記\*：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価及び構造成立性評価で示した断面

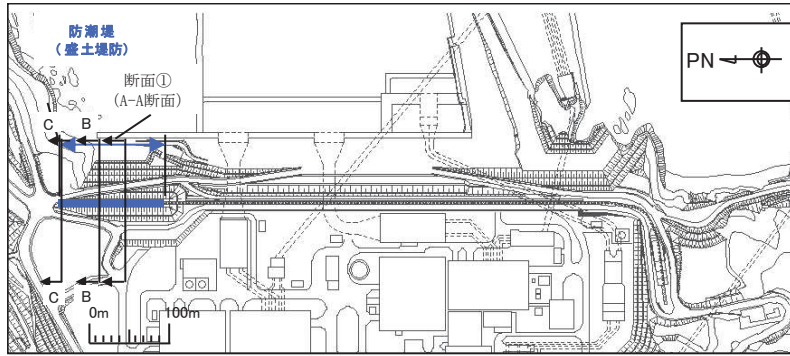


図 5.10.3-6 評価対象断面の平面位置図

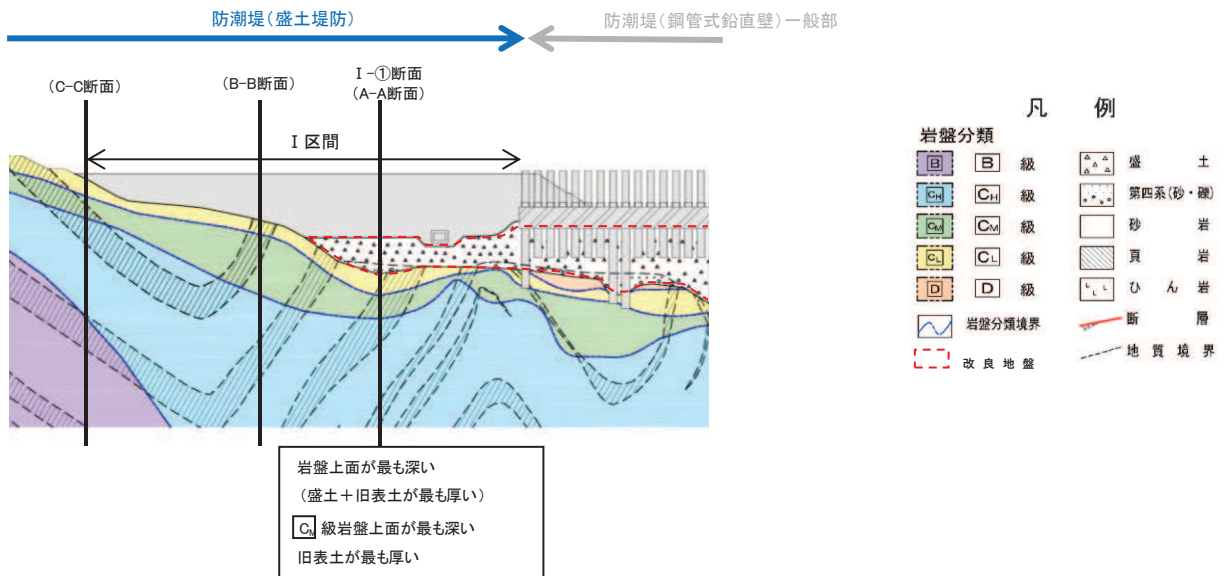


図 5.10.3-7 評価対象断面の縦断配置図

#### 5.10.4 防潮壁（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機海水ポンプ室，第3号機放水立坑）

防潮壁（第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑，第3号機海水ポンプ室，第3号機放水立坑）（以下「防潮壁（杭基礎）」という。）の平面配置図を図5.10.4-1に示す。

防潮壁（杭基礎）は，総延長が約630m，天端高さがO.P.+19.0m又はO.P.+20.0mで，第2号機及び第3号機海水ポンプ室並びに第2号機及び第3号機放水立坑を取り囲むように設置する。

鋼管杭と基礎フーチングからなる下部工と，鋼製の上部工から構成され，4箇所に設置される防潮壁（杭基礎）はいずれも，上部工の構造形式や下部工の配置状況などの構造的特徴により，鋼製遮水壁（鋼板），鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の3種類の構造形式に区分されることから，設置箇所単位ではなくそれぞれの構造形式単位で評価対象断面を選定する。

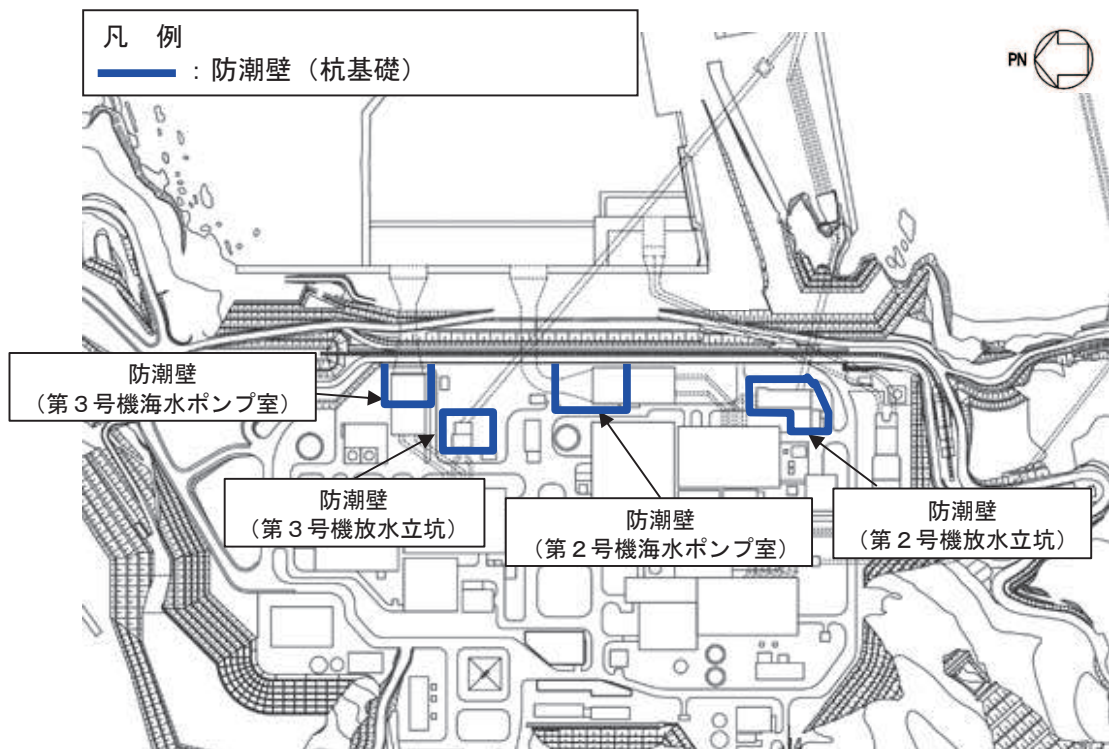


図 5.10.4-1 防潮壁（杭基礎）の平面配置図

##### (1) 鋼製遮水壁（鋼板）

鋼製遮水壁（鋼板）の平面配置図を図5.10.4-2に，正面図及び断面図を図5.10.4-3に示す。

鋼製遮水壁（鋼板）は，フーチング上に設置するH形鋼に，鋼板をボルトで接合した構造物であり，フーチングと一体化した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。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第3号機海水ポンプ室でO.P.+20.0mと，第2号機海水ポンプ室，第2号機放水立坑及び第3号機放水立坑でO.P.+19.0mとする。

防潮壁（杭基礎）は線状構造物であり、鋼製遮水壁（鋼板）の縦断方向加振時には、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縦断方向断面が強軸となる。一方、横断方向加振時には、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、横断方向断面が弱軸となる。よって、弱軸となる横断方向断面から構造物の応答が最も厳しくなると考えられる断面を評価対象断面として選定する。

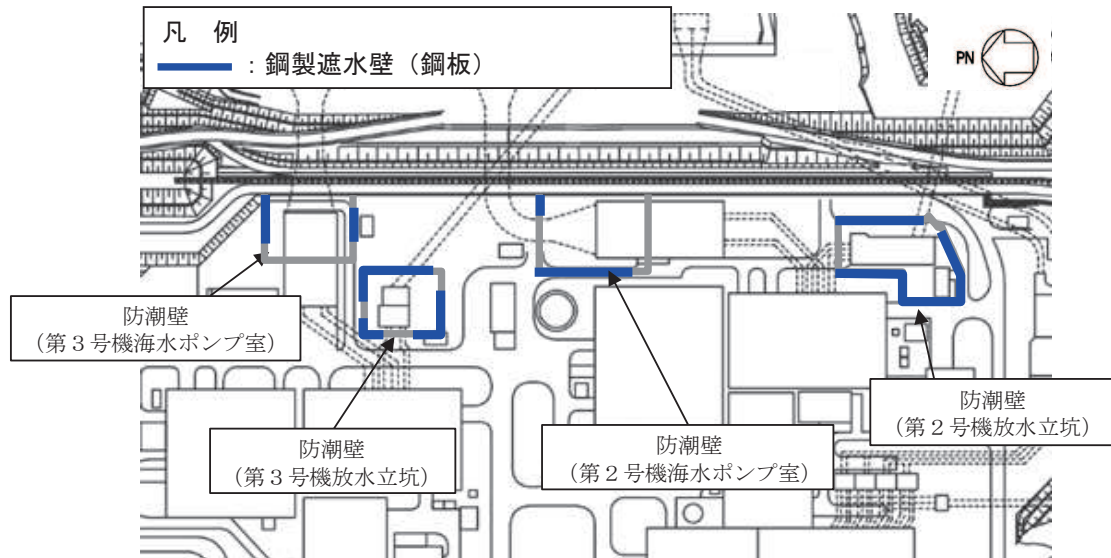


図 5.10.4-2 鋼製遮水壁（鋼板）の平面配置図

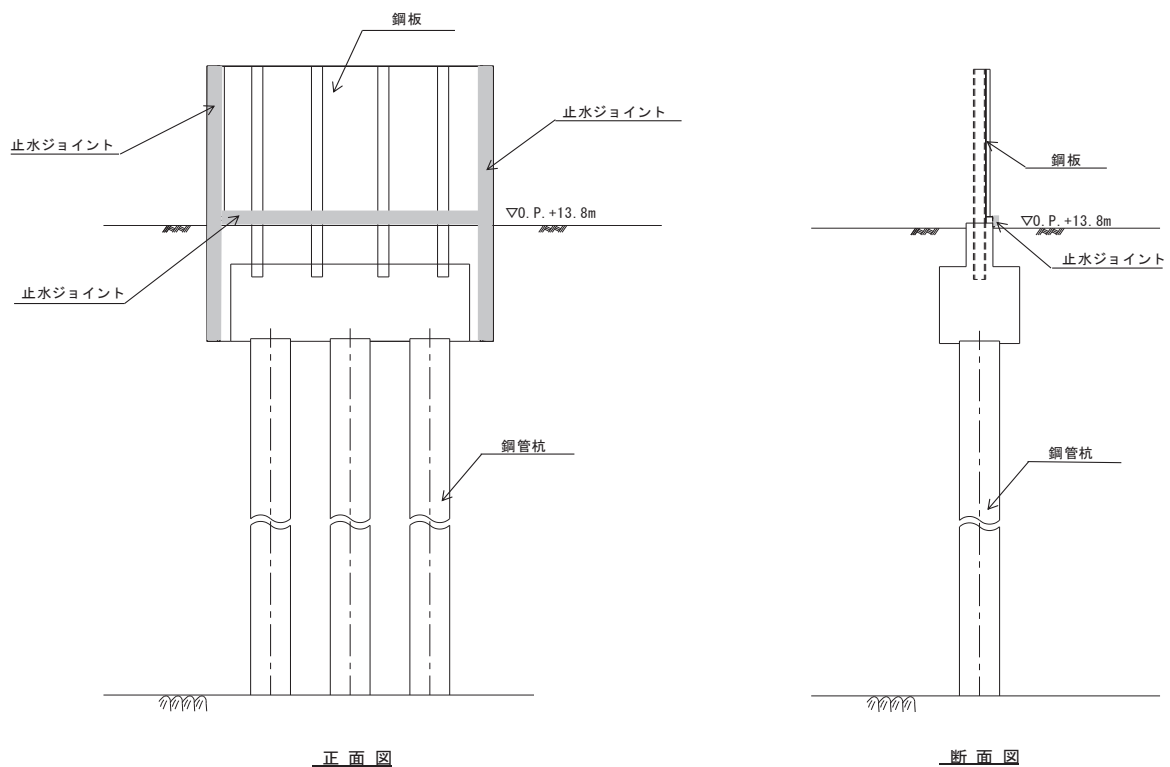


図 5.10.4-3 鋼製遮水壁（鋼板）の構造概要

a. 評価候補断面の選定方針

鋼製遮水壁（鋼板）は、盛土・旧表土の分布状況や津波高さ等に応じて構造的特徴により、以下の4区間に分類される。

I 区間：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが高く防潮壁天端高さが O. P. +20.0m となる区間

II 区間：盛土・旧表土が分布し、入力津波高さが低く防潮壁天端高さが O. P. +19.0m となる区間

III 区間：岩盤が露頭又は地盤改良により盛土・旧表土が分布しない区間

IV 区間：補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間

上部工の鋼板については、地震力伝播特性に応じて板厚を設定し、岩盤が露頭又は全深度の盛土・旧表土を地盤改良している区間Ⅲで板厚 20mm とし、盛土・旧表土が分布するそれ以外の区間で板厚 16mm とする。また、下部工の鋼管杭については、地盤の変形特性に応じて、盛土・旧表土が分布しないⅢ区間で直径 1.5m、板厚 25mm とし、盛土・旧表土が分布する I 区間及び II 区間で直径 1.5m、板厚 30mm とする。なお、補機冷却海水系放水路逆流防止設備を有する区間Ⅳにおいては、構造的制約により直径 1.2m、板厚 20mm とする。

それぞれの区間の位置図を図 5.10.4-4 に、区間毎の特徴を表 5.10.4-1 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-5～図 5.10.4-8 に示す。

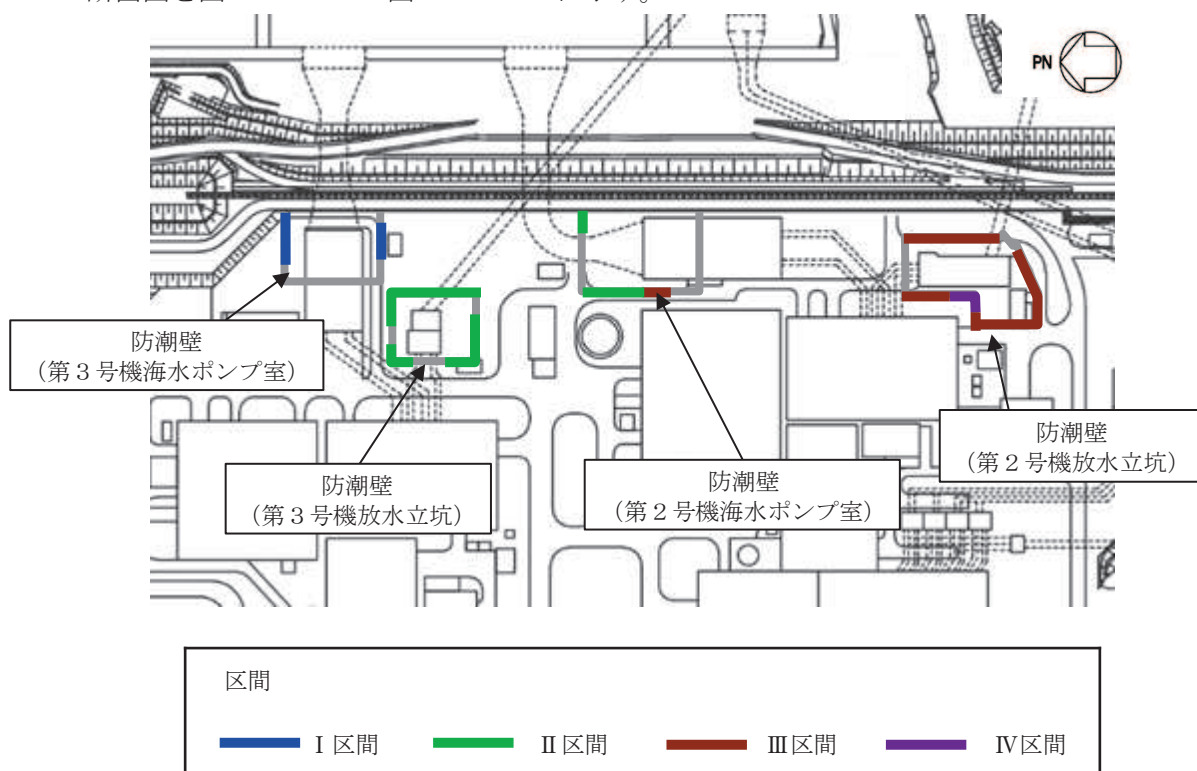


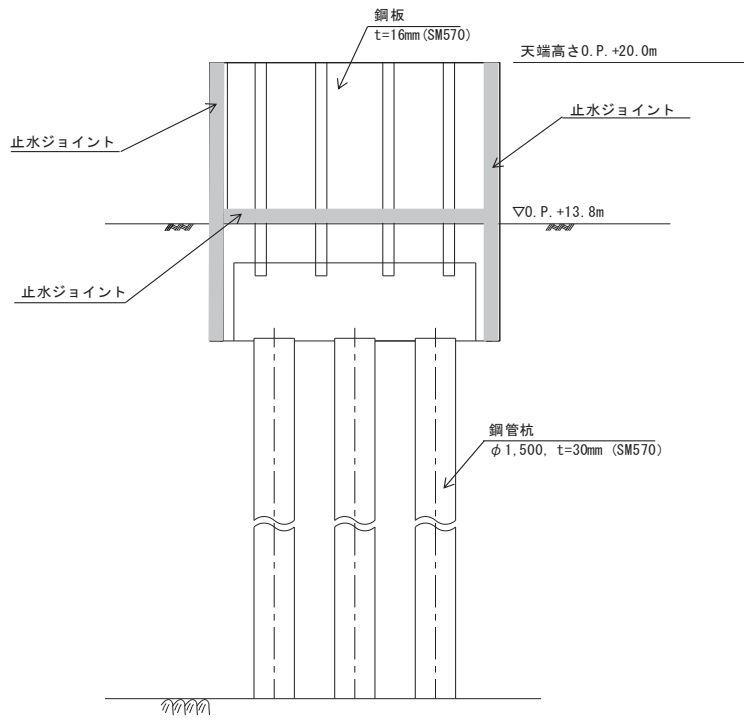
図 5.10.4-4 鋼製遮水壁（鋼板） 区間位置図

表 5.10.4-1 区間毎の特徴

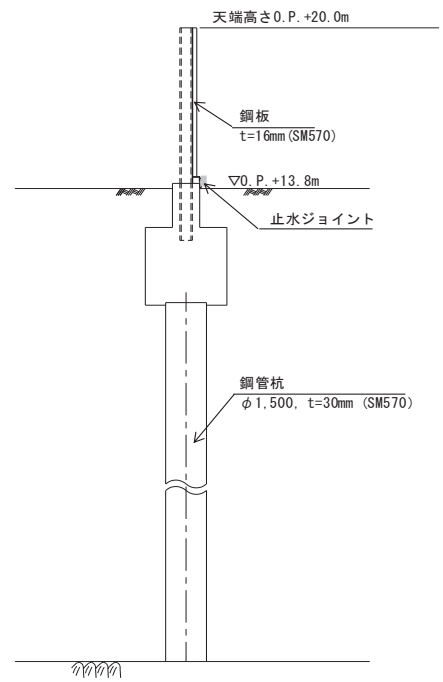
区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)	間接 支持 構造物	入力津波 高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	板厚 (mm)	板厚 (mm)			
I	O. P. +20.0	φ 1500	30	16	—	O. P. +19.0 (第3号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
II	O. P. +19.0	φ 1500	30	16	—	O. P. +18.1 (第2号機海水 ポンプ室) O. P. +17.5 (第3号機放水 立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
III	O. P. +19.0	φ 1500	25	20	—	O. P. +18.1 (第2号機海水 ポンプ室) O. P. +17.4 (第2号機放水 立坑)	岩盤上面が露頭又は盛土・旧表土が地盤改良されており、盛土・旧表土が分布しない。
IV	O. P. +19.0	φ 1200	20	16	○*	O. P. +17.4 (第2号機放水 立坑)	盛土・旧表土が地盤改良されており、盛土・旧表土が分布しない。

\* : 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (フラップゲート)



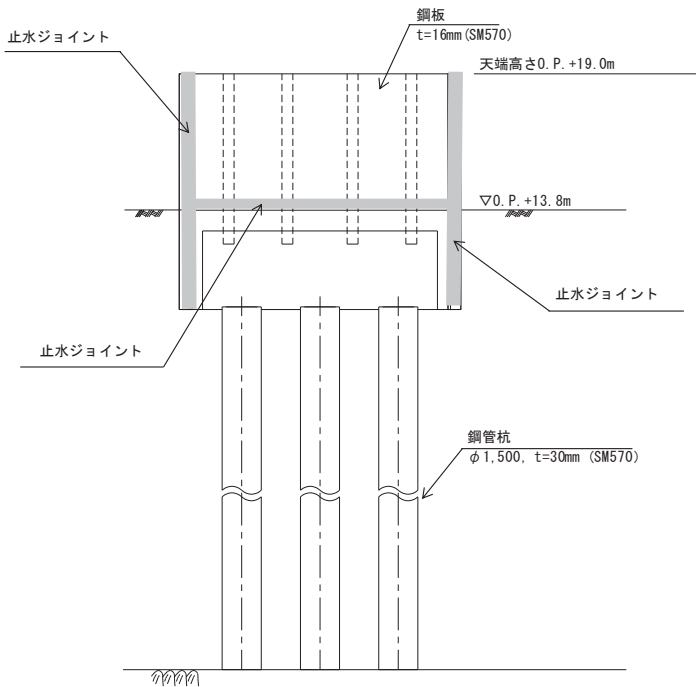


正面図

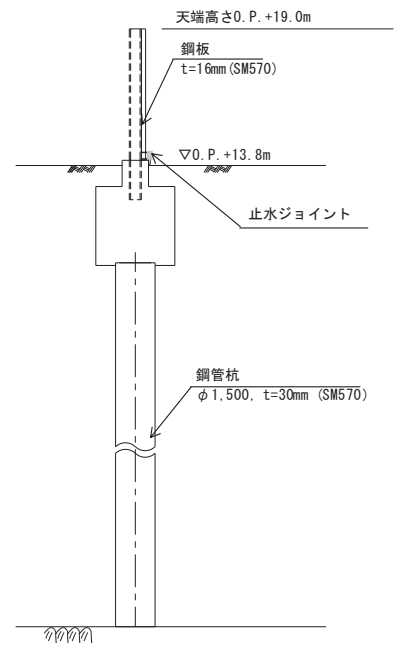


断面図

図 5. 10. 4-5 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図  
（Ⅰ区間）

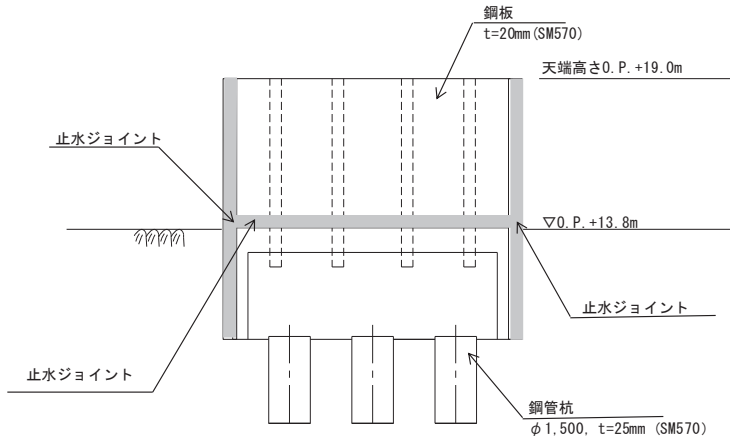


正面図

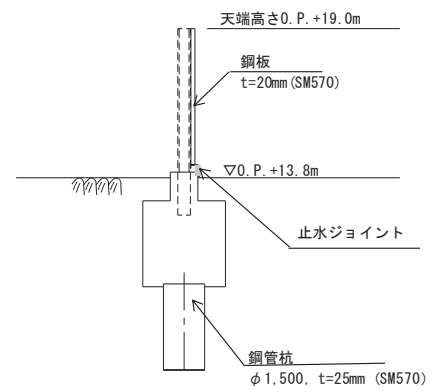


断面図

図 5. 10. 4-6 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図  
（Ⅱ区間）

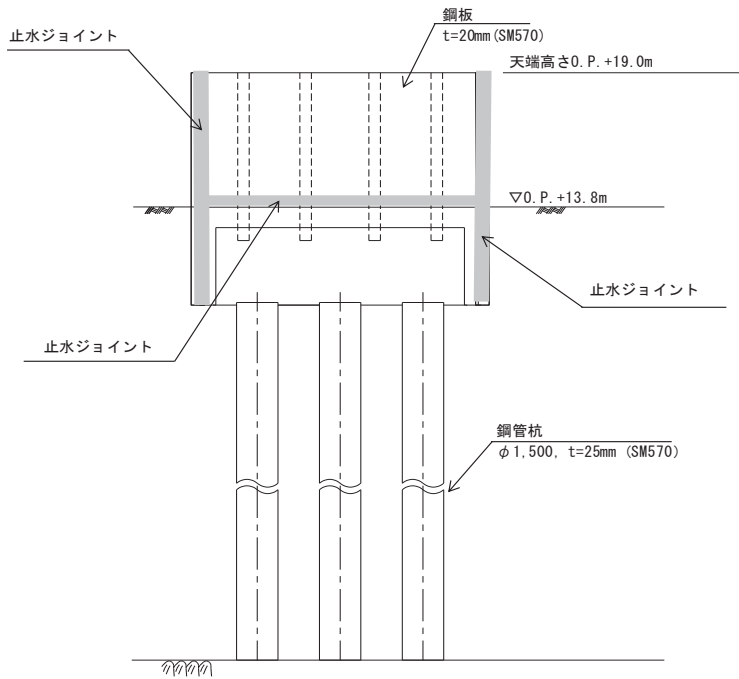


正面図

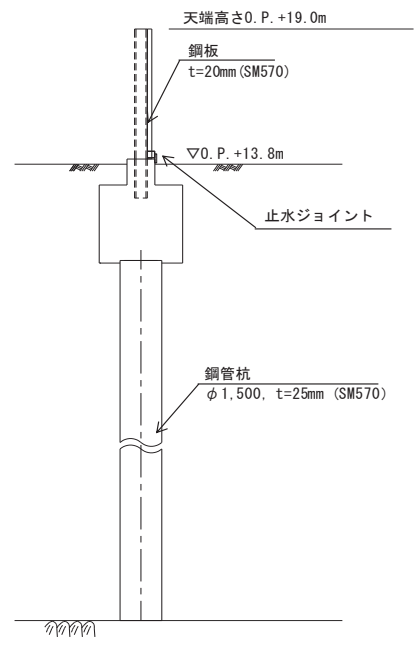


断面図

(岩盤露頭部)



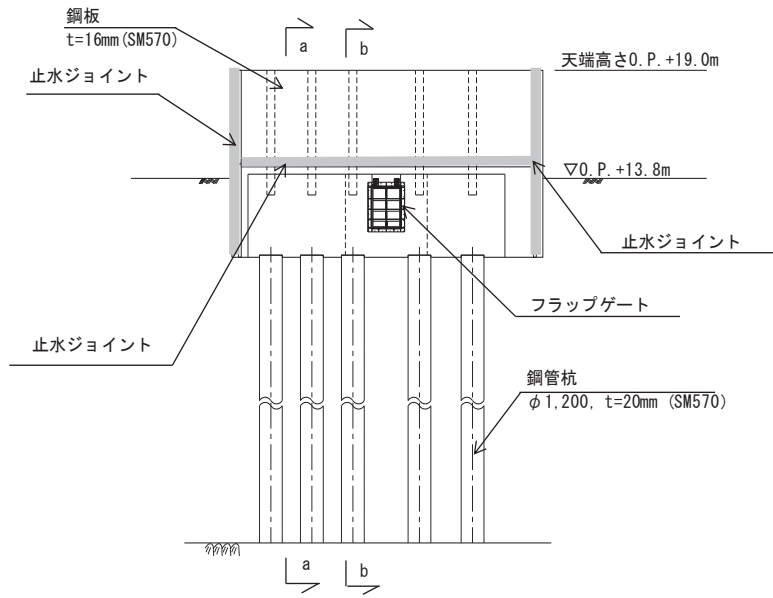
正面図



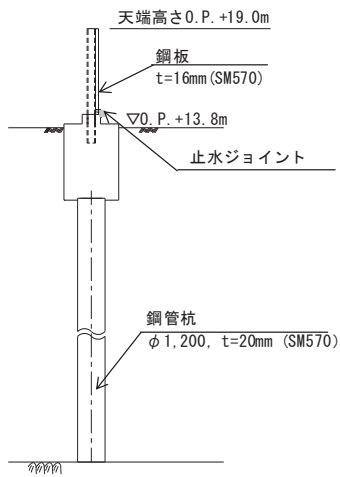
断面図

(全深度地盤改良部)

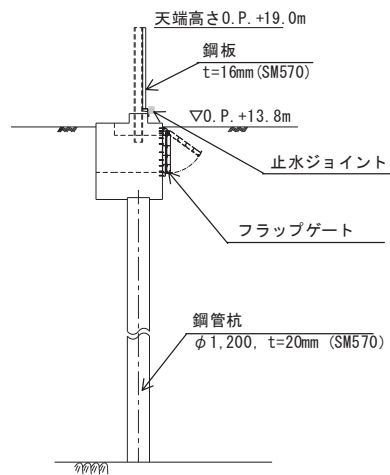
図 5. 10. 4-7 鋼製遮水壁 (鋼板) 正面図及び断面図  
(Ⅲ区間)



正面図



断面図  
(a-a断面)



断面図  
(b-b断面)

図 5. 10. 4—8 鋼製遮水壁（鋼板） 正面図及び断面図  
(IV区間)

評価候補断面は、構造的特徴により分類される前述の 4 区間毎に、周辺状況や地震波の伝播特性の観点から耐震・耐津波評価上厳しくなる断面を選定する。

断面の選定にあたっては、上部工（鋼板、支柱等）への影響として慣性力と津波荷重が支配的となること、下部工（杭体、フーチング等）への影響は、地盤変形の影響と上部工からの反力が支配的となることが想定される。よって、上部工と下部工それぞれに与える耐震・耐津波評価上の影響の大小に対して指標が一致しない可能性があることから、上部工・下部工それぞれに与える影響の観点で評価候補断面を選定する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、後述する地質断面図に示すように、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や防潮壁の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、地下水位は評価候補断面の選定の観点には含めない。

評価候補断面の選定における観点毎の指標を表 5.10.4-2 に示す。

表 5.10.10.4-2 評価候補断面の選定における指標

部位	照査項目	構造設計に支配的な外力	断面選定上の観点	観点とする理由	備考
上部工	鋼板	加速度応答 津波荷重	①岩盤上面深さ ②改良地盤天端 深さ ③入力津波水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部工の加速度応答（慣性力）や津波荷重（静水圧、動水圧）の影響により、鋼板に生じる断面力が大きくなることを想定されるため（①～③）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>①～②については、地盤の加速度応答に関する地震動の伝播特性に着目し、より地震動が減衰しにくい断面を選定する。</li> <li>①：岩盤上面が浅い断面</li> <li>②：改良地盤天端が浅い断面</li> <li>③については、有意な入力津波の水位差がない区間単位で断面を選定する。</li> </ul>
	鋼製支柱	加速度応答 津波荷重	①岩盤上面深さ ②改良地盤天端 深さ ③入力津波水位	<ul style="list-style-type: none"> <li>上部工の加速度応答（慣性力）や津波荷重（静水圧、動水圧）の影響により、鋼板に生じる断面力が大きくなることを想定されるため（①～③）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>①～③については、鋼板・鋼製支柱の観点での候補断面の選定の考え方と同様である。</li> <li>④～⑤については、鋼管杭の観点での候補断面の選定の考え方と同様である。</li> <li>⑥については、同一基礎内の杭長差が最も大きい断面を選定する。</li> </ul>
下部工	フーチング (RC)	加速度応答 津波荷重 地盤変位	①岩盤上面深さ ②改良地盤天端 深さ ③入力津波水位 ④杭長 ⑤盛土・旧表土 層の厚さ ⑥同一基礎内の 杭長差	<ul style="list-style-type: none"> <li>加速度応答や津波荷重及び地盤変位の影響により、上部工と鋼管杭から伝達される荷重が大きくなり、フーチングに生じる断面力が大きくなることを想定されるため（①～⑤）。</li> <li>同一基礎内の杭長差が大きい場合には、応答差による鋼板へのねじれモードの断面力が生じることが想定されるため（⑥）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>④～⑥については、鋼板・鋼製支柱の観点での候補断面の選定の考え方と同様である。</li> <li>⑦については、同一基礎内の杭長差が最も大きい断面を選定する。</li> </ul>
	鋼管杭	地盤変位	④杭長 ⑤盛土・旧表土 層の厚さ ⑦改良地盤厚さ	<ul style="list-style-type: none"> <li>杭長が長い程、地盤変位に対する杭の絶対変位量が大きくなり、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることとが想定されるため（④）。</li> <li>盛土・旧表土層が厚い程、地盤変位が大きくなり、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることとが想定されるため（⑤）。</li> <li>改良地盤層が厚い程、改良地盤とその上層の盛土・旧表土の地震力伝播特性の違いにより改良地盤上面付近でせん断ひずみが増大し、鋼管杭に生じる断面力が大きくなることとが想定されるため（⑦）。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>④については、杭長が長い断面を選定する。</li> <li>⑤については、改良地盤天端からの地盤変位量に着目し、改良地盤上層の盛土・旧表土層が厚い断面を選定する。</li> <li>⑦については、改良地盤の厚さによる地震の伝播特性への影響に着目し、改良地盤層が厚い断面を選定する。</li> </ul>

b. 評価候補断面の選定

表 5.10.4-2 に示した指標により，Ⅰ区間～Ⅳ区間の評価候補断面を選定した。

評価候補断面の選定結果を表 5.10.4-3 に，評価候補断面の平面配置図を図 5.10.4-9 に，評価候補断面の地質縦断図を図 5.10.4-10 に示す。

表 5.10.4-3 (1) 評価候補断面の選定結果 (I 区間)

評価候補断面	上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点			備考	
	①岩盤上面深さ	②地盤改良天端深さ	③入力津波水位	④杭長	⑤盛土・旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の杭長差		⑦改良地盤層厚さ
I 区間								
I-1 断面 (第3号機海水ポンプ室)	○:岩盤上面が最も浅い	○:改良地盤天端が最も浅い	— (入力津波水位は全断面で同じ)	—	—	— (有意な杭長差がないため、III-3 断面の評価で代表)	—	
I-2 断面 (第3号機海水ポンプ室)	—	—		○:杭長が最も長い	○:盛土・旧表土層の厚さが最も厚い		—	—
I-3 断面 (第3号機海水ポンプ室)	—	○:改良地盤天端が最も浅い		—	—		○:杭周辺の改良地盤層の厚さが最も厚い	*1:改良地盤天端が最も浅い断面の中で、岩盤上面が最も浅い
							*2:改良地盤天端が最も浅い断面の中で、改良地盤層の厚さが最も厚い	

表 5.10.4-3 (2) 評価候補断面の選定結果 (II 区間)

評価候補断面	上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点			備考	
	①岩盤上面深さ	②地盤改良天端深さ	③入力津波水位	④杭長	⑤盛土・旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の杭長差		⑦改良地盤層厚さ
II 区間								
II-1 断面 (第3号機放水立坑)	○:岩盤上面が最も浅い	—	— (入力津波水位に有意な差が無い)	—	—	— (有意な杭長差がないため、III-3 断面の評価で代表)	—	
II-2 断面 (第2号機海水ポンプ室) <sup>*)</sup>	—	○:改良地盤天端が最も浅い		—	—		—	○:杭周辺の改良地盤層の厚さが最も厚い
II-3 断面 (第3号機放水立坑)	—	—		○:杭長が最も長い	—		—	—
II-4 断面 (第3号機放水立坑)	—	—		—	○:盛土・旧表土層の厚さが最も厚い		—	—
							*1: II 区間の中で入力津波水位が最も高いエリア	

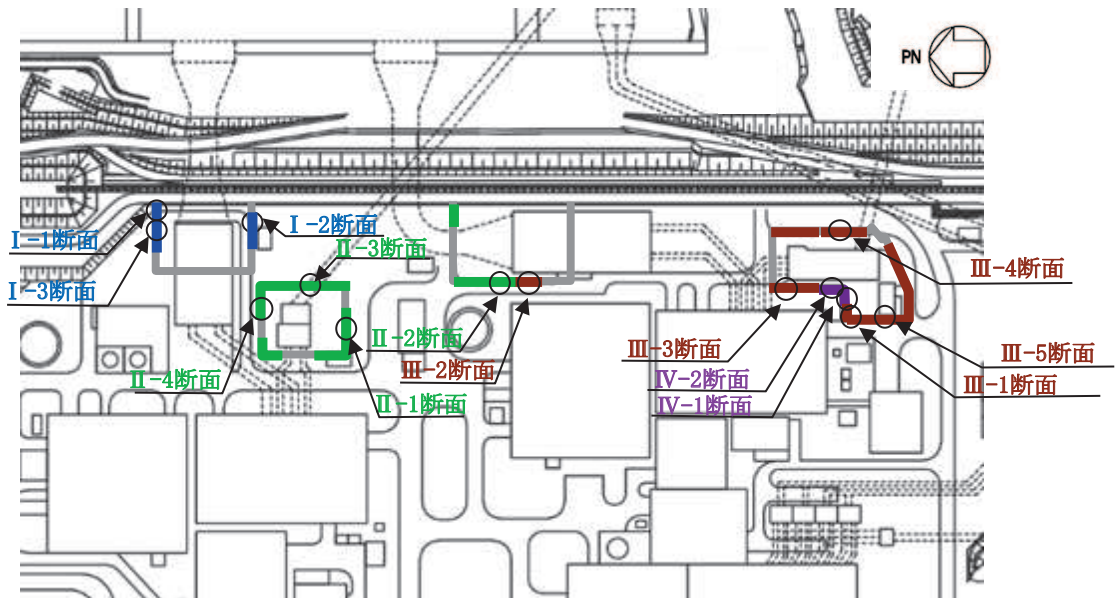
表 5.10.4-3 (3) 評価候補断面の選定結果 (Ⅲ区間)

評価候補断面	上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点			備考					
	①岩盤上面深さ	②地盤改良天端深さ	③入力津波水位	④杭長	⑤盛土・旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の杭長差		⑦改良地盤層厚さ				
Ⅲ区間	Ⅲ-1 断面 (第2号機放水立坑)	○:岩盤上面が最も浅い	— (全断面で全深度が改良地盤)	— (杭長の差が認められるもの下部工への影響が想定される盛土・旧表土が分布しないため、上部工の観点での抽出断面で代表する)	— (全断面で分布しない)	—	*1:Ⅲ区間のうち、地表面に岩盤露頭している断面以外の中で、岩盤上面が最も浅い断面					
	Ⅲ-2 断面 (第2号機海水ポンプ室)※	—						○:杭周辺の改良地盤厚さが最も厚い	*2:Ⅲ区間の中で入力津波水位が最も高いエリア			
	Ⅲ-3 断面 (第2号機放水立坑)	—						○:同一基礎内の杭長差が全断面の中で最も大きいいため、評価対象断面に選定する				
	Ⅲ-4 断面 (第2号機放水立坑)	○*3,4 (全断面で地表面に岩盤が露頭)						— (入力津波水位に有意な差が無い)	—	—	—	*3:Ⅲ区間のうち、地表面に岩盤が露頭する断面の中で、第3速度層上面が最も浅い断面
	Ⅲ-5 断面 (第2号機放水立坑)	—										

表 5.10.4-3 (4) 評価候補断面の選定結果 (Ⅳ区間)

評価候補断面	上部工の耐震・耐津波評価上の観点			下部工の耐震・耐津波評価上の観点			備考
	①岩盤上面深さ	②地盤改良天端深さ	③入力津波水位	④杭長	⑤盛土・旧表土層厚さ	⑥同一基礎内の杭長差	
Ⅳ区間	Ⅳ-1 断面 (第2号機放水立坑)	— (全断面で同じ)	— (全断面で同じ)	— (全断面で同じ)	— (全断面で分布しない)	— (有意な杭長差がないため、Ⅲ-3断面の評価で代表)	— (全断面で同じ)
	Ⅳ-2 断面 (第2号機放水立坑)						





区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)	間接 支持 構造物
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	板厚 (mm)	
I 区間	O.P.+20.0	φ 1500	30	16	—
II 区間	O.P.+19.0				—
III 区間	O.P.+19.0	φ 1500	25	20	—
IV 区間	O.P.+19.0	φ 1200	20	16	○*

\*: 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (フラップゲート)

図 5.10.4-9 評価候補断面の平面配置図

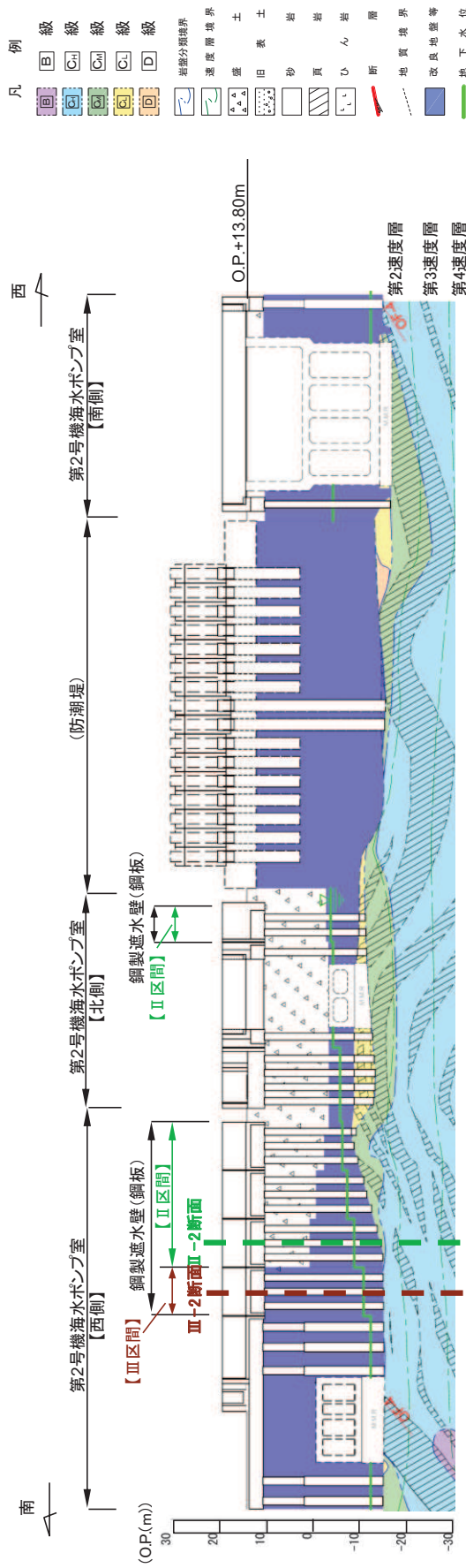


図 5.10.4-10(1) 評価候補断面の地質縦断面 (第 2 号機海水ポンプ室)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

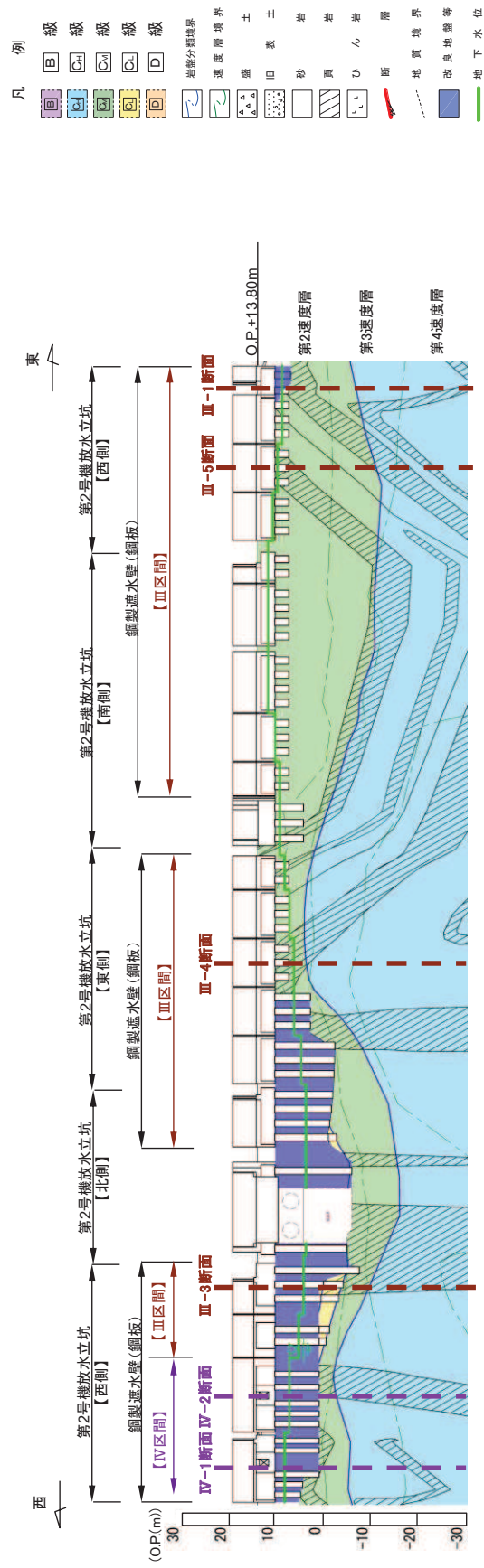


図 5.10.4-10(2) 評価候補断面の地質縦断面 (第 2 号機放水立坑)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>L</sub> 級岩盤部は MMR により置換

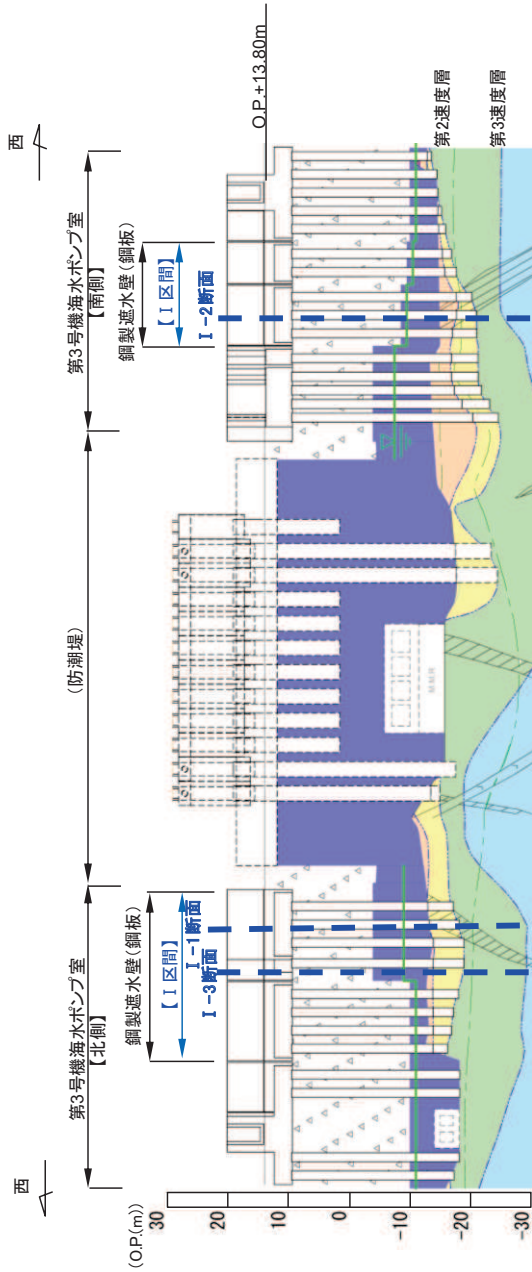
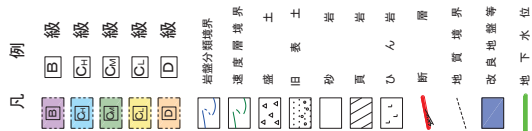


図 5.10.4-10(3) 評価候補断面の地質縦断面図 (第3号機海水ポンプ室)

\*: 鋼管杭下方の C<sub>1</sub>級岩盤部は MMR により置換

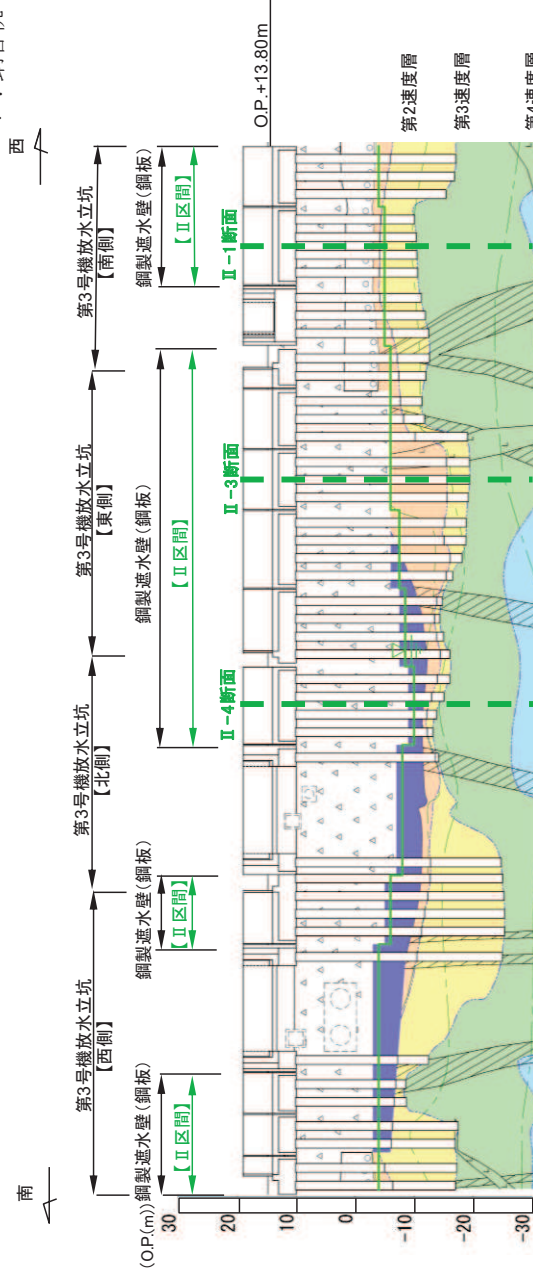
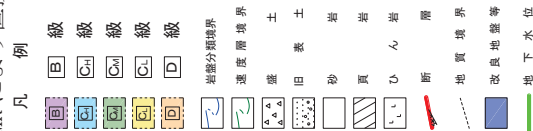


図 5.10.4-10(4) 評価候補断面の地質縦断面図 (第3号機放水立坑)

\*: 鋼管杭下方の C<sub>1</sub>級岩盤部は MMR により置換

## (Ⅰ区間)

Ⅰ区間は第3号機海水ポンプ室に位置し、入力津波高さが0.P.+19.0mである。この区間は、岩盤上面が0.P.-15.0m付近に分布し、盛土・旧表土層が厚く堆積する。盛土・旧表土はおおむね水平成層をなしているが、地下水位以深の盛土・旧表土は液状化による影響を防止するために地盤改良を行う設計としている。

評価候補断面としては、表5.10.4-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、Ⅰ-1断面～Ⅰ-3断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

### (選定理由)

#### [Ⅰ-1断面]

・岩盤上面が最も浅く改良地盤上面が最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

#### [Ⅰ-2断面]

・杭長が最も長く、改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、杭及び地盤の変位量が大きくなることにより、鋼管杭、フーチング等の主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

#### [Ⅰ-3断面]

・Ⅰ-1断面同様、改良地盤上面が最も浅い断面のため、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。また、杭周辺の改良地盤が最も厚い断面でもあるため、改良地盤とその上層の盛土・旧表土との地震力の伝播特性の違い等により、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

## (Ⅱ区間)

Ⅱ区間は第2号機海水ポンプ室の一部及び第3号機放水立坑に位置し、入力津波高さが0.P.+17.5m又は0.P.+18.1mである。この区間は、岩盤上面が0.P.-15.0m～0.P.-5.0m付近に分布し、Ⅰ区間と同様に盛土・旧表土層が厚く堆積する。盛土・旧表土はおおむね水平成層をなしており、地下水位以深の盛土・旧表土は液状化による影響を防止するために地盤改良を行う設計としている。

評価候補断面としては、表5.10.4-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、Ⅱ-1断面～Ⅱ-4断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

### (選定理由)

#### [Ⅱ-1断面]

・岩盤上面が最も浅い断面であり、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

#### [Ⅱ-2 断面]

- ・改良地盤上面が最も浅い断面で、上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定されるとともに、杭周辺の改良地盤層が最も厚い断面のため、改良地盤とその上層の盛土・旧表土との地震力の伝播特性の違い等により、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

#### [Ⅱ-3 断面]

- ・杭長が最も長い断面のため、杭の変位量が大きくなることにより、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

#### [Ⅱ-4 断面]

- ・改良地盤上層の盛土・旧表土が最も厚い断面のため、地盤の変位量が大きくなることにより、鋼管杭、フーチング等、主に下部工に対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

### (Ⅲ区間)

Ⅲ区間は第2号機海水ポンプ室の一部及び第2号機放水立坑の一部に位置し、入力津波高さがO.P.+17.4m又はO.P.+18.1mである。この区間は、岩盤上面が露頭又は盛土・旧表土層を全深度地盤改良している。

評価候補断面としては、表5.10.4-2に示した評価候補断面選定の指標を踏まえ、盛土・旧表土層を全深度地盤改良している断面よりⅢ-1断面～Ⅲ-3断面を、岩盤上面が露頭している断面よりⅢ-4断面及びⅢ-5断面を選定した。各断面を選定した理由を以下に示す。

#### (選定理由)

##### [Ⅲ-1 断面]

- ・盛土・旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、岩盤上面が最も浅い断面であり、より地震動が減衰しにくく、上部工に作用する慣性力が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

##### [Ⅲ-2 断面]

- ・盛土・旧表土層を全深度地盤改良している断面のうち、杭周辺の改良地盤が最も厚い断面で、入力津波水位も最も高い断面のため、上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることにより、鋼板、鋼製支柱等の上部工及び下部工のフーチングに対して耐震・耐津波評価上影響を及ぼすことが想定される。

##### [Ⅲ-3 断面]

- ・同一基礎内の杭長差が全区間の中で最も大きい断面のため、応答差による鋼板へのねじれモードの影響等が大きくなることが想定されるため、耐震評価におけるフーチング等への影響について確認する断面として、評価対象断面として選定する。

##### [Ⅲ-4 断面, Ⅲ-5 断面]

- ・岩盤露頭部においては、断面毎に周辺状況等に有意な差が無い。そのため、第3速度層上

面の深さに着目し，第3速度層上面が最も浅い断面としてⅢ-4断面を，第3速度層上面が最も深い断面としてⅢ-5断面を選定する。

#### (Ⅳ区間)

Ⅳ区間は第2号機放水立坑の一部に位置し，入力津波高さがO.P.+17.4mである。この区間は，盛土・旧表土が分布しているが，盛土・旧表土は液状化による影響を防止するために地盤改良を行う設計としている。また，補機冷却海水系放水路逆流防止設備をフーチング部に間接支持する。

評価候補断面としては，全断面において周辺の地質等に有意な差が無いため，この区間の全断面（Ⅳ-1断面及びⅣ-2断面）を選定した。

c. 評価対象断面の絞り込み

下部工及び上部工それぞれの観点で選定した評価候補断面から、評価対象断面の絞り込みを行う。絞り込みは、1次元地震応答解析を用い、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。なお、1次元地震応答解析は、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土が分布する場合には、地盤改良する設計としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、1次元全応力解析を用いる。

(a) 下部工の観点での評価対象断面の選定

下部工に関しては、鋼管杭径φ1500mmで杭板厚30mmの区間（Ⅰ区間及びⅡ区間）、鋼管杭径φ1500mmで杭板厚25mmの区間（Ⅲ区間）、鋼管杭径φ1200mmで杭板厚20mmの区間（Ⅳ区間）のそれぞれで、表5.10.4-3のうち下部工の観点で抽出した評価候補断面の中から評価対象断面を選定する。

なお、Ⅲ区間及びⅣ区間においては、岩盤中又は改良地盤中に鋼管杭が設置されており、下部工に対する地盤変形の影響は小さく、上部工の応答が支配的となることが想定されることから、(b)で選定される上部工に対する評価対象断面により代表する。

(Ⅰ区間)

耐震評価における下部工への影響として、杭上端（フーチング下面）の変位と最大せん断ひずみに着目し絞り込みを行う。

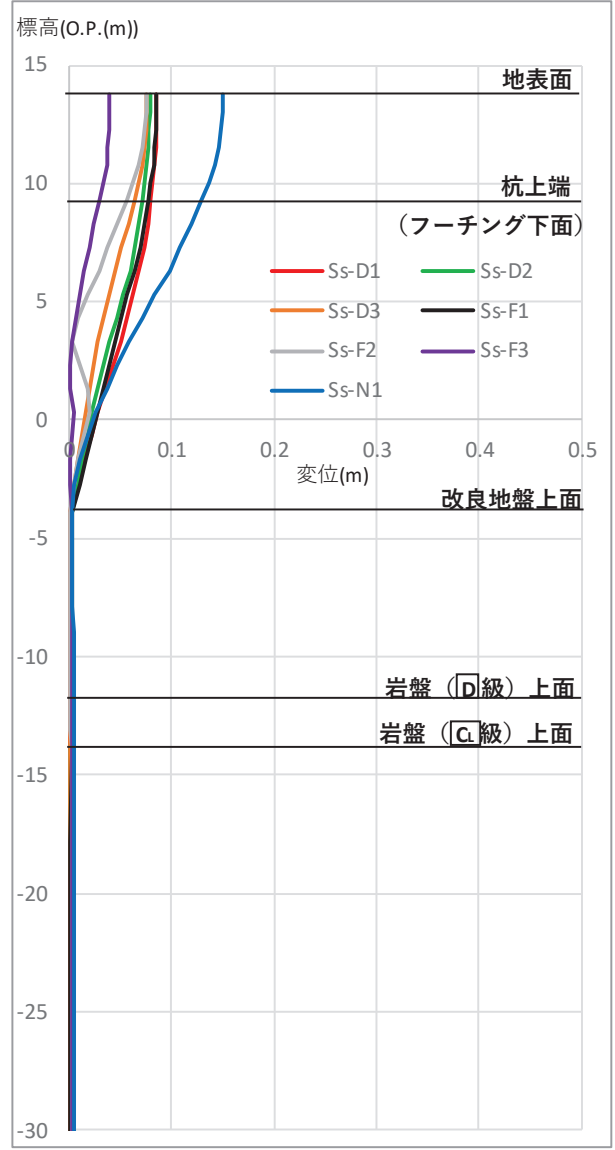
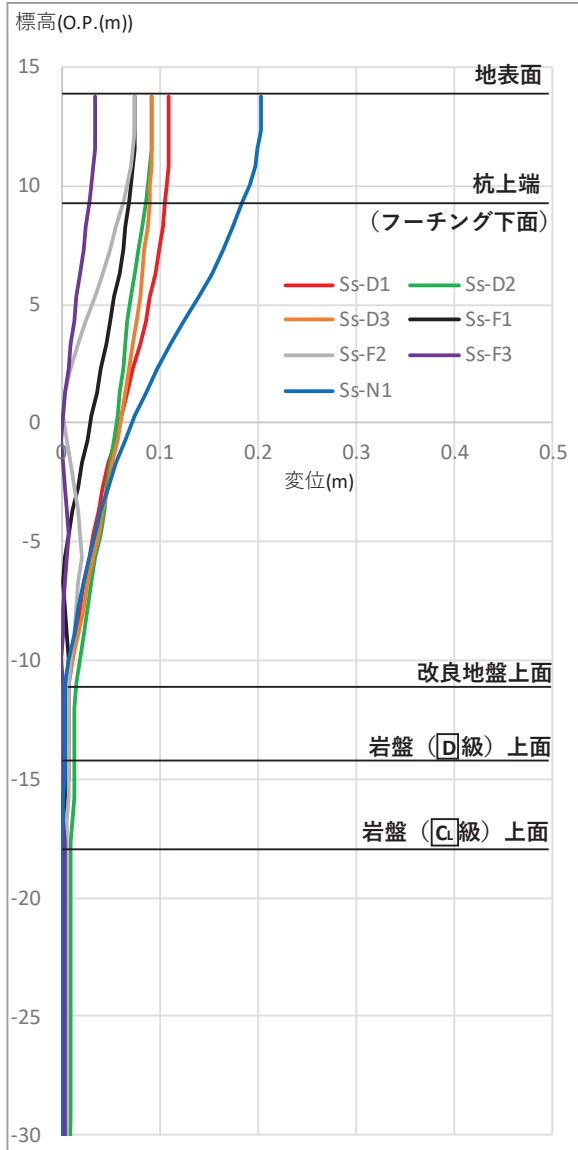
Ⅰ区間の評価対象断面選定結果を表5.10.4-4に、Ⅰ区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布を図5.10.4-11、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.10.4-12に示す。

Ⅰ区間よりⅠ-2断面を評価対象断面に選定する。

表 5.10.4-4 Ⅰ区間の評価対象断面選定結果

断面	杭上端変位 (m)	最大せん断 ひずみ	評価 対象 断面	選定結果
Ⅰ-2断面	$\frac{0.185}{(S_s - N1)}$	$\frac{0.015}{(S_s - N1)}$	○	変位、せん断ひずみ共に大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
Ⅰ-3断面	$\frac{0.129}{(S_s - N1)}$	$\frac{0.014}{(S_s - N1)}$	—	—

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す

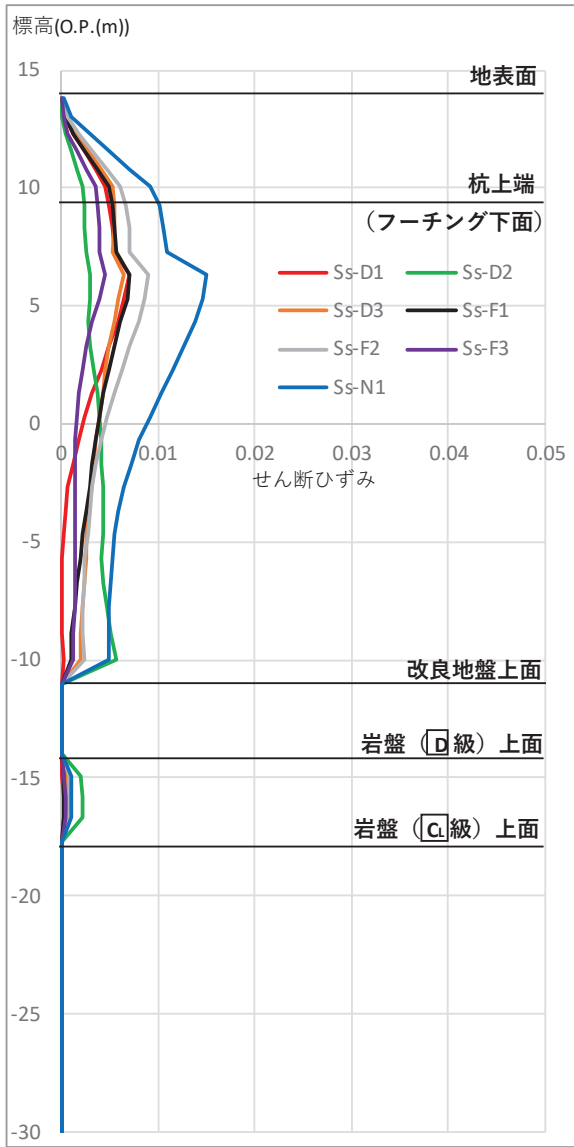


( I - 2 断面)

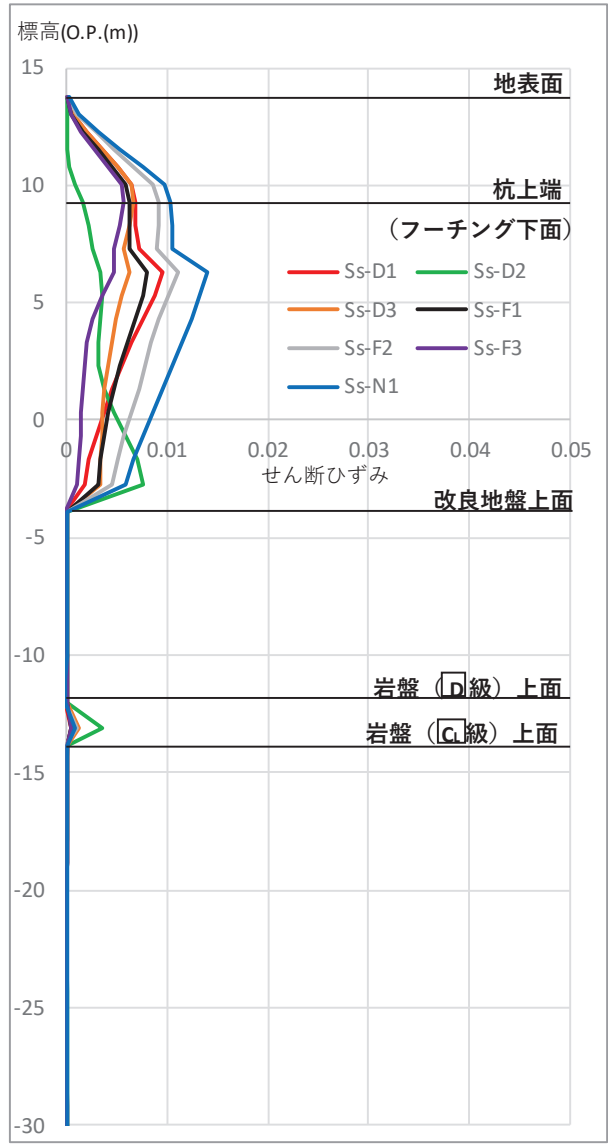
( I - 3 断面)

図 5. 10. 4-11 I 区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布





( I - 2 断面 )



( I - 3 断面 )

図 5.10.4-12 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せん断ひずみ分布

(II 区間)

耐震評価における下部工への影響として、杭上端の変位と最大せん断ひずみに着目し絞り込みを行う。

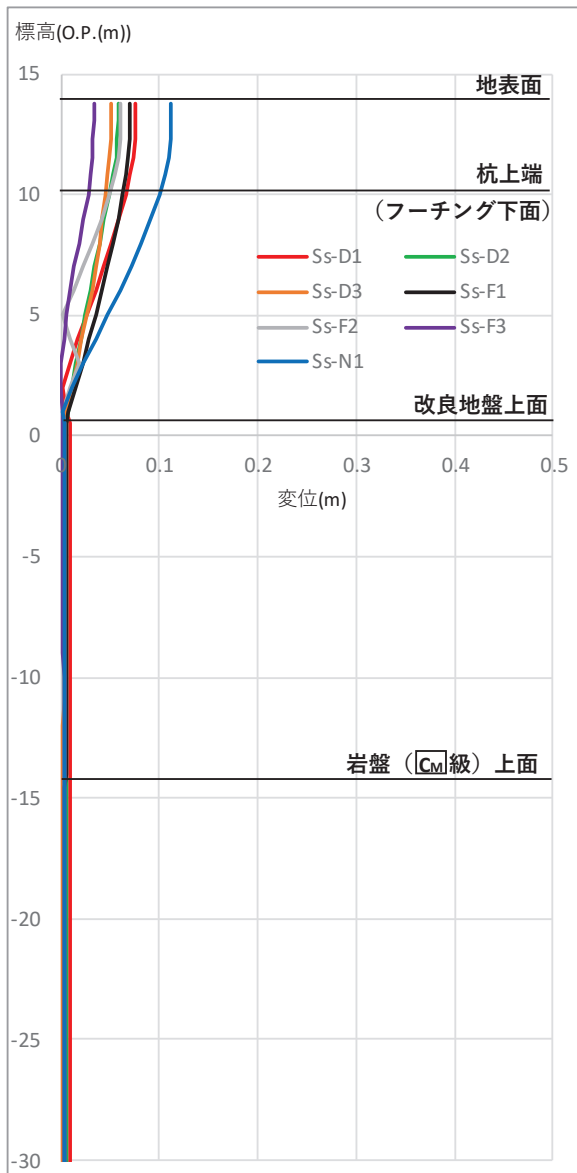
II 区間の評価対象断面選定結果を表 5.10.4-5 に、II 区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布を図 5.10.4-13、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図 5.10.4-14 に示す。

II 区間より II-3 断面を評価対象断面に選定する。

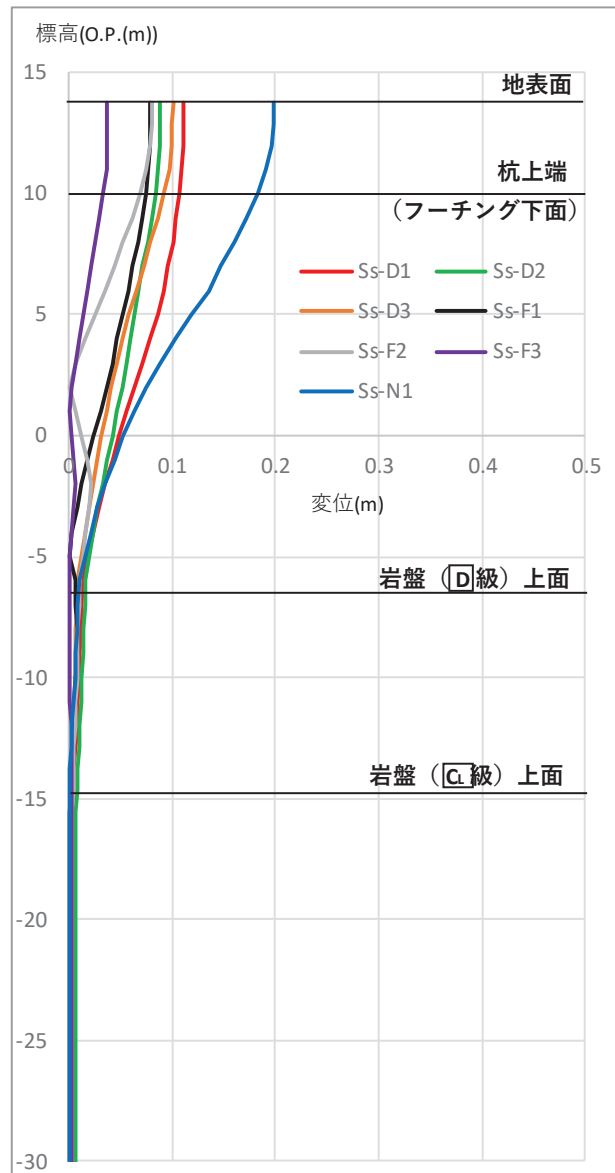
表 5.10.4-5 II 区間の評価対象断面選定結果

断面	杭上端変位 (m)	最大せん断 ひずみ	評価 対象 断面	選定結果
II-2 断面	0.100 (S s - N 1)	0.013 (S s - N 1)	—	—
II-3 断面	<u>0.183</u> (S s - N 1)	<u>0.017</u> (S s - N 1)	○	変位、せん断ひずみ共に大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
II-4 断面	0.168 (S s - N 1)	0.014 (S s - N 1)	—	—

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

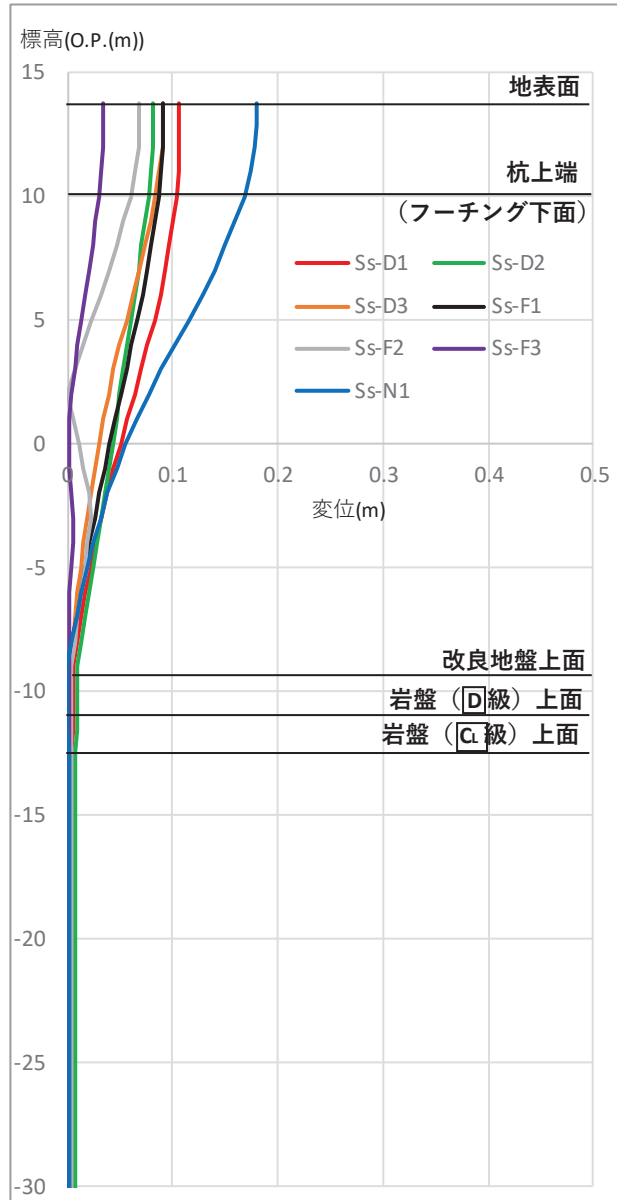


(II-2 断面)



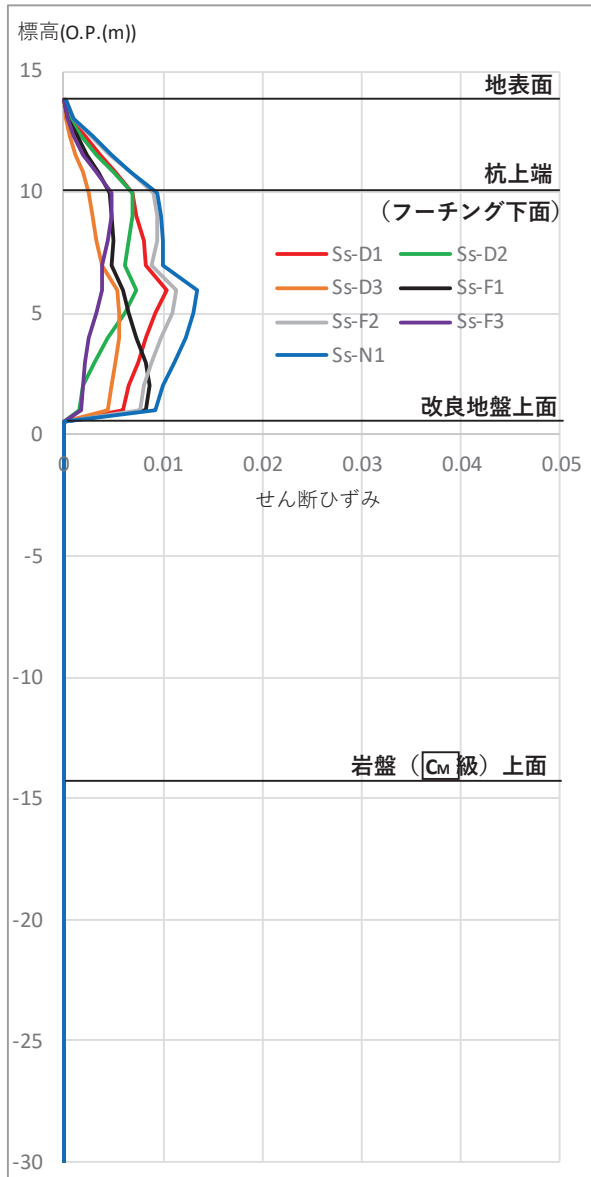
(II-3 断面)

図 5.10.4-13 (1) II 区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布

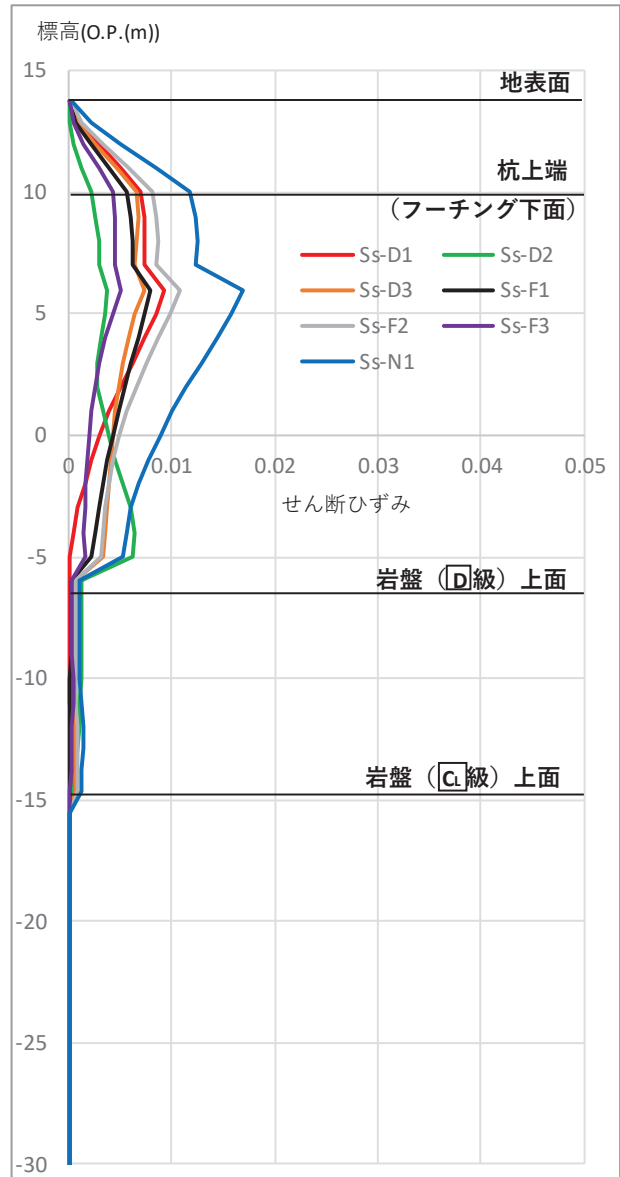


(Ⅱ-4断面)

図 5.10.4-13 (2) Ⅱ区間の評価候補断面における杭上端の最大変位発生時刻の変位分布

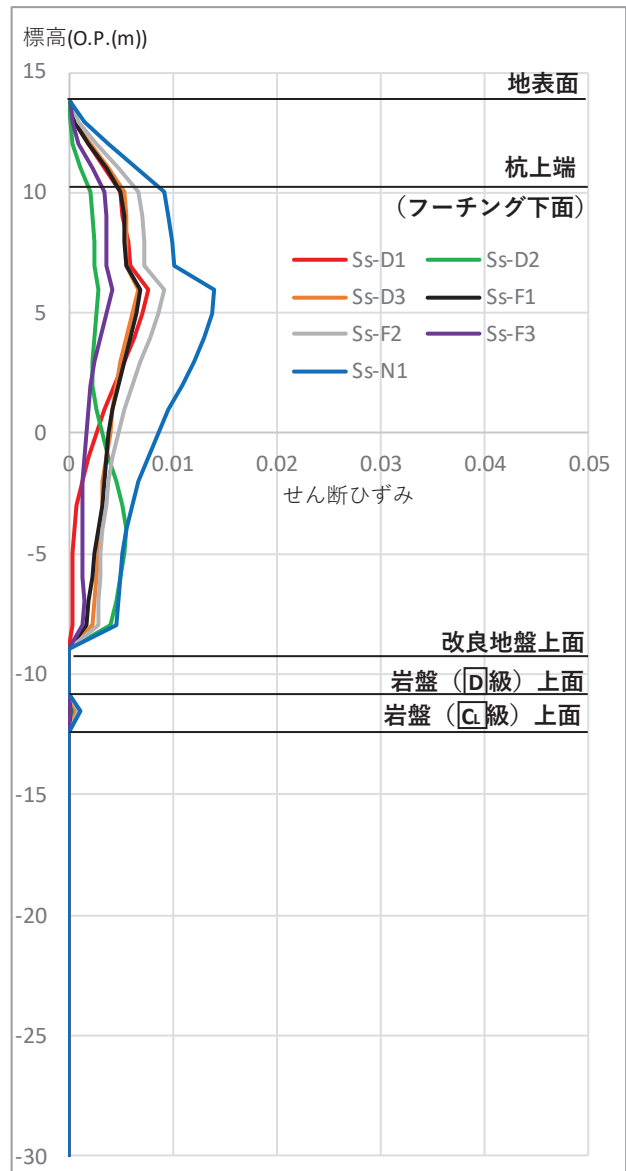


(II-2 断面)



(II-3 断面)

図 5.10.4-14 (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



(Ⅱ-4断面)

図 5.10.4-14 (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

(b) 上部工の観点での評価対象断面の選定

上部工に関しては、天端高さ 0.P.+20.0m 又は 0.P.+19.0m で鋼板板厚 16mm の区間（Ⅰ区間及びⅡ区間）、天端高さ 0.P.+19.0m で鋼板板厚 20mm の区間（Ⅲ区間）及び補機冷却海水系放水路逆流防止設備を間接支持する区間（Ⅳ区間）のそれぞれで評価対象断面を選定する。

(Ⅰ区間、Ⅱ区間)

Ⅰ区間及びⅡ区間の評価候補断面における水平震度、躯体自重及び慣性力を表 5.10.4-6 に、各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-7 に示す。Ⅰ区間及びⅡ区間ではⅠ-1断面を評価対象断面に選定する。

表 5.10.4-6 Ⅰ区間及びⅡ区間における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	躯体自重*1 ( $\text{kN/m}$ )	慣性力*2 ( $\text{kN/m}$ )	備考
Ⅰ-1断面	474 (S s - D 1)	350	169	地震時
	325 (S d - D 2)		116	津波+余震重畳時
Ⅰ-2断面	451 (S s - N 1)	350	161	地震時
	222 (S d - D 2)		79	津波+余震重畳時
Ⅰ-3断面	464 (S s - D 2)	350	165	地震時
	319 (S d - D 2)		114	津波+余震重畳時
Ⅱ-1断面	497 (S s - N 1)	300	152	地震時
	339 (S d - D 2)		104	津波+余震重畳時
Ⅱ-2断面	487 (S s - F 2)	300	149	地震時
	369 (S d - D 2)		113	津波+余震重畳時
Ⅱ-3断面	525 (S s - N 1)	300	161	地震時
	256 (S d - D 2)		78	津波+余震重畳時
Ⅱ-4断面	451 (S s - N 1)	300	138	地震時
	235 (S d - D 2)		72	津波+余震重畳時

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*1: 単位長さ当たりの鋼製パネル、鋼製支柱、フーチング重量の合計

\*2: 躯体自重×応答震度（フーチング下面最大加速度/980.665 ( $\text{cm/s}^2$ )）により算定

表 5. 10. 4-7 I 区間及びII 区間における評価対象断面選定結果

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
I - 1 断面	<u>169</u>	137	53	116	<u>306</u>	○	地震時及び津波+余震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。
I - 2 断面	161	137	36	79	252	(○)	下部工の観点で選定
I - 3 断面	165	137	52	114	303	—	—
II - 1 断面	152	69	28	104	201	—	—
II - 2 断面	149	93	41	113	247	—	—
II - 3 断面	161	69	21	78	168	(○)	下部工の観点で選定
II - 4 断面	138	69	19	72	160	—	—

\*1：各エリアの入力津波水位に基づく静水圧。

( I - 1 ~ I - 3 断面：O.P. +19.0m (第3号機海水ポンプ室)， II - 1 断面：O.P. +17.5m (第3号機放水立坑)， II - 2 断面：O.P. +18.1m (第2号機海水ポンプ室)， II - 3 ~ II - 4 断面：O.P. +17.5m (第3号機放水立坑) )

\*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として、表 5. 10. 4-6 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて、Westergaard 式により算定。



(Ⅲ区間)

Ⅲ区間の評価候補断面における水平震度と躯体自重を表 5.10.4-8 に、各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-9 に示す。Ⅲ区間ではⅢ-2 断面及びⅢ-5 断面を評価対象断面に選定する。なお、同一基礎内の杭長差がⅠ～Ⅳ区間の全断面の中で最も大きいⅢ-3 断面についても、評価対象断面に選定する。

表 5.10.4-8 Ⅲ区間における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	躯体自重*1 ( $\text{kN/m}$ )	慣性力*2 ( $\text{kN/m}$ )	備考
Ⅲ-1 断面	1203 (S s - D 2)	300	368	地震時
	687 (S d - D 2)		210	津波余震重畳時
Ⅲ-2 断面	1193 (S s - D 2)	300	365	地震時
	693 (S d - D 2)		212	津波余震重畳時
Ⅲ-4 断面	706 (S s - F 3)	300	216	地震時
	386 (S d - D 2)		118	津波余震重畳時
Ⅲ-5 断面	1265 (S s - D 2)	300	387	地震時
	714 (S d - D 2)		218	津波余震重畳時

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*1: 単位長さあたりの鋼製パネル, 鋼製支柱, フーチング重量の合計

\*2: 躯体自重×応答震度 (フーチング下面最大加速度/980.665 ( $\text{cm/s}^2$ )) により算定

表 5. 10. 4-9 III 区間における評価対象断面選定結果

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
III-1 断面	368	65	53	210	328	—	—
III-2 断面	365	93	77	212	<u>382</u>	○	津波余震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。
III-4 断面	216	65	30	118	213	—	—
III-5 断面	<u>387</u>	65	56	218	339	○	地震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。

\*1：各エリアの入力津波水位に基づく静水圧。

(III-1, III-4, III-5 断面：0.P.+17.4m (第2号機放水立坑), III-2 断面：0.P.+18.1m (第2号機海水ポンプ室))

\*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として、表 5. 10. 4-8 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて、Westergaard 式により算定。

(IV区間)

IV区間の評価候補断面における水平震度と躯体自重を表 5. 10. 4-10 に、各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 4-11 に示す。IV区間ではIV-2断面を評価対象断面に選定する。

表 5. 10. 4-10 IV区間における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	躯体自重*1 (kN/m)	慣性力*2 (kN/m)	備考
IV-1 断面	1114 (S s-D 2)	300	341	
	643 (S d-D 2)		197	
IV-2 断面	1186 (S s-D 2)	300	363	
	685 (S d-D 2)		209	

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*1：単位長さあたりの鋼製パネル，鋼製支柱，フーチング重量の合計

\*2：躯体自重×応答震度 (フーチング下面最大加速度/980.665 (cm/s<sup>2</sup>)) により算定

表 5. 10. 4-11 IV区間における評価対象断面選定結果

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
IV-1 断面	341	65	50	197	312	—	—
IV-2 断面	<u>363</u>	65	53	209	<u>327</u>	○	地震時及び津波余震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。

\*1：第2号機放水立坑の入力津波水位（O.P.+17.4m）に基づく静水圧。

\*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として、表 5. 10. 4-10 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて、Westergaard 式により算定。

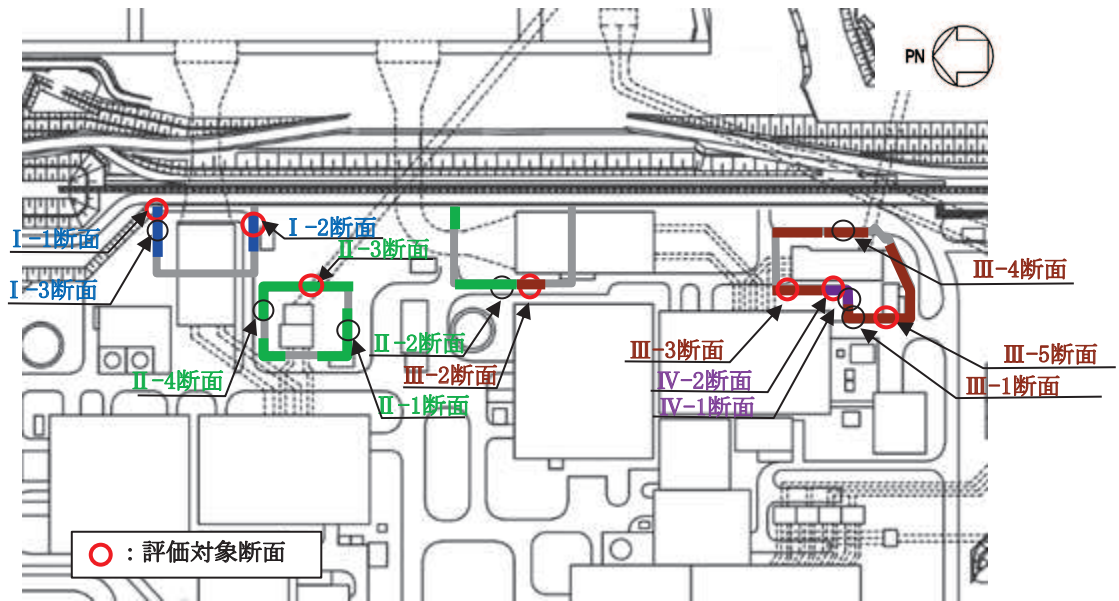
c. 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 4-12 に、選定した評価対象断面図を図 5. 10. 4-15～図 5. 10. 4-16 に示す。

表 5.10.4-12 評価対象断面の選定結果

区間	断面	設置エリア (入力津波水位)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象断面		選定理由
					上部工の 観点	下部工 の観点	
I 区間	I-1	第3号機海水ポンプ室 (O.P.+19.0 m)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土層が地盤改良されている。	-	○	-	I・II 区間の中で、地震時及び津波余震重畳時における作用荷重が最も大きく、上部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため評価対象断面に選定する。
	I-2				-	○	
II 区間	II-3	第3号機放水立坑 (O.P.+17.5 m)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土層が地盤改良されている。	-	-	○	II 区間の中で、杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみが最も大きく、下部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
III 区間	III-2	第2号機海水ポンプ室 (O.P.+18.1 m)	盛土・旧表土層が全深度地盤改良されており、盛土・旧表土層が分布しない。	-	○	-	III 区間の中で、津波余震重畳時における作用荷重が最も大きく、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため評価対象断面に選定する。
	III-3				○	-	
	III-5	第2号機放水立坑 (O.P.+17.4 m)	岩盤上面が露頭しており、盛土・旧表土層が分布しない。	-	○	-	III 区間の中で、地震時における作用荷重が最も大きく、上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため評価対象断面に選定する。
IV 区間	IV-2	第2号機放水立坑 (O.P.+17.4 m)	盛土・旧表土層が全深度地盤改良されており、盛土・旧表土層が分布しない。	○*	-	○	IV 区間の中で、地震時及び津波+余震重畳時における作用荷重が最も大きく、上部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため評価対象断面に選定する。

\*：補機冷却海水系放水路逆流防止設備（フラップゲート）



区間	天端高さ (m)	鋼管杭 (SM570)		鋼板 (SM570)	間接 支持 構造物
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	板厚 (mm)	
■ I 区間	O.P.+20.0	φ 1500	30	16	—
■ II 区間	O.P.+19.0				—
■ III 区間	O.P.+19.0	φ 1500	25	20	—
■ IV 区間	O.P.+19.0	φ 1200	20	16	○*

\*: 補機冷却海水系放水路逆流防止設備 (フラップゲート)

図 5.10.4-15 評価対象断面の平面配置図

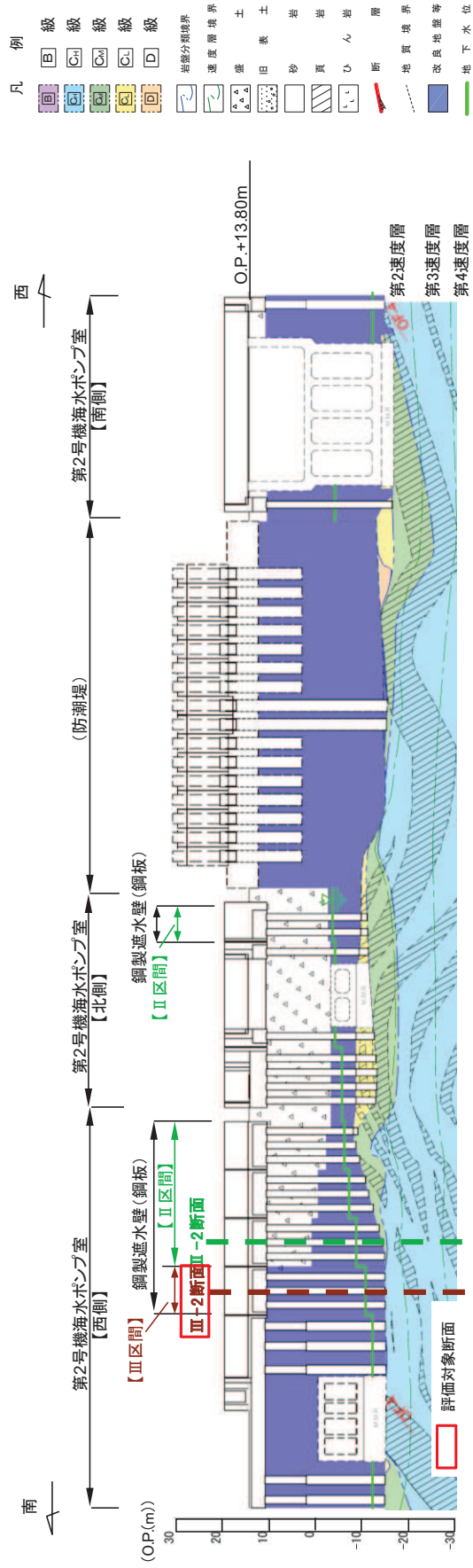


図 5.10.4-16(1) 評価対象断面の地質縦断面 (第2号機海水ポンプ室)

\*: 鋼管杭下方のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換

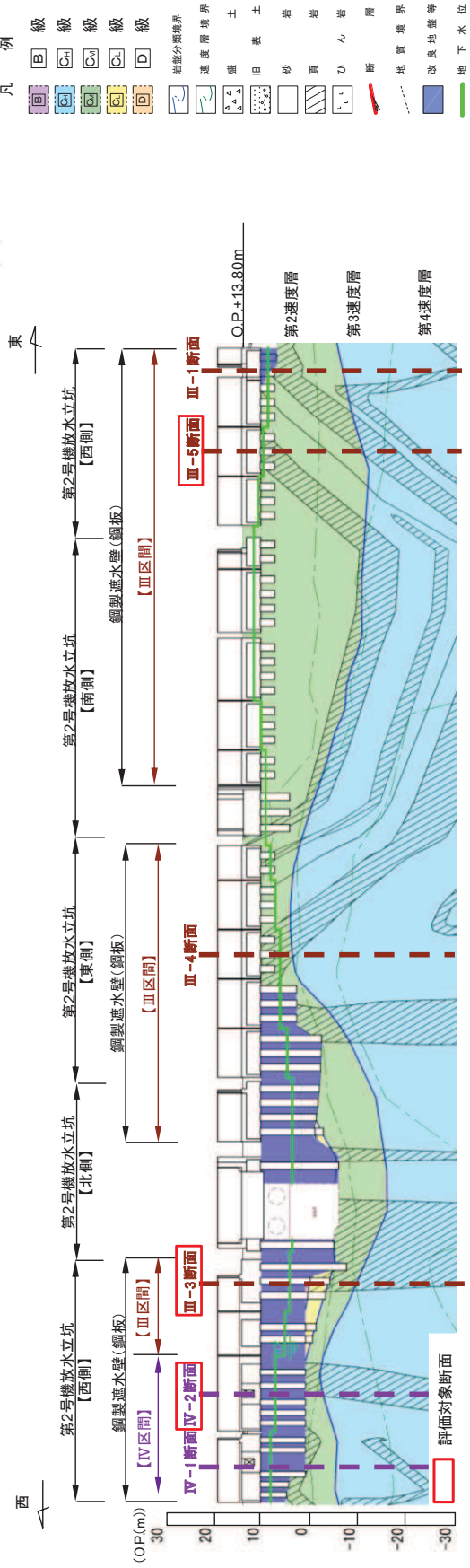


図 5.10.4-16(2) 評価対象断面の地質縦断面 (第2号機放水立坑)

\*: 鋼管杭下方のC<sub>1</sub>級岩盤部はMMRにより置換

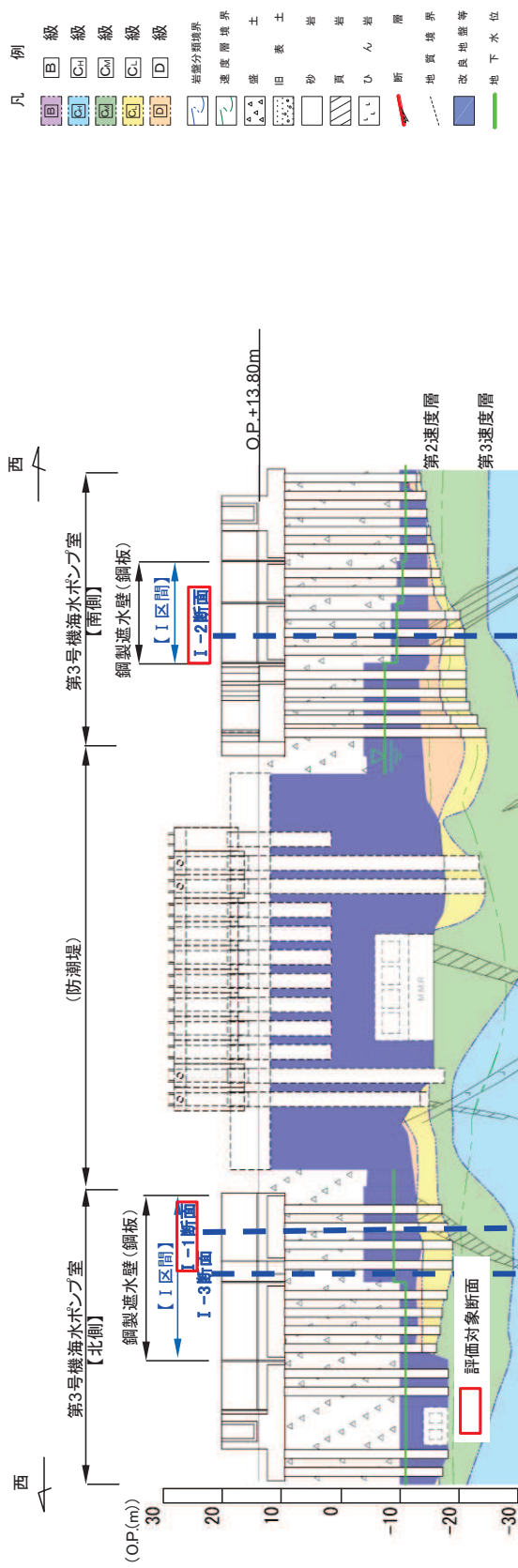


図 5.10.4-16(3) 評価対象断面の地質縦断面 (第3号機海水ポンプ室)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換

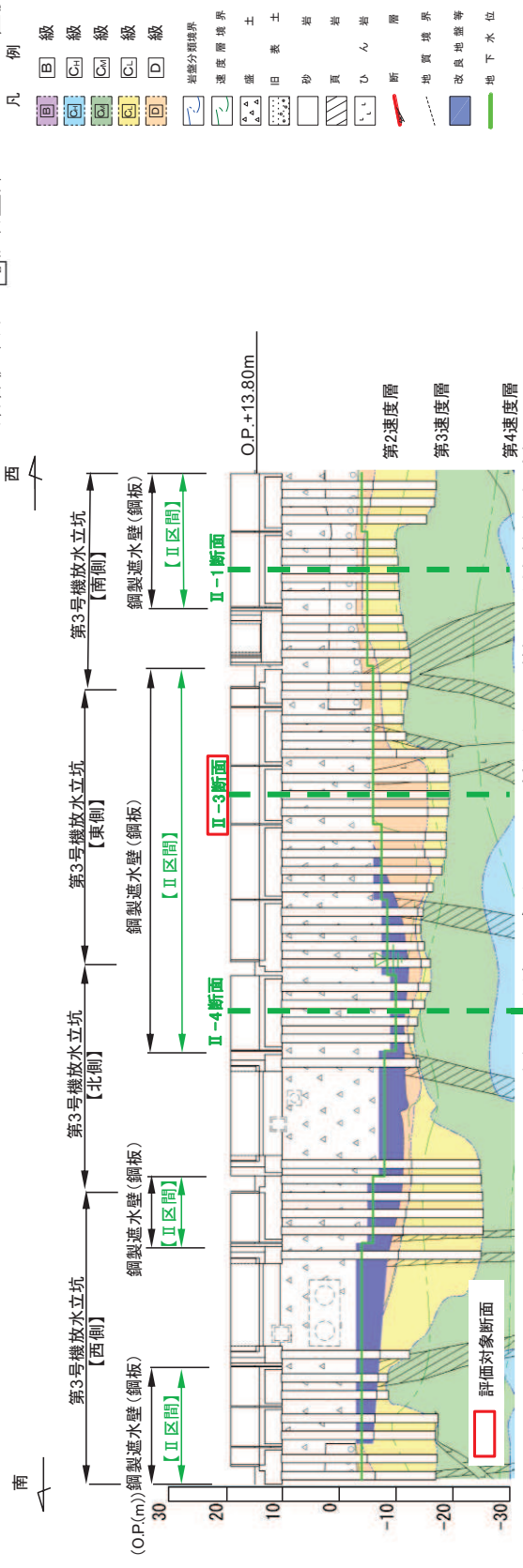


図 5.10.4-16(4) 評価対象断面の地質縦断面 (第3号機放水立坑)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換

## (2) 鋼製遮水壁（鋼桁）

鋼製遮水壁（鋼桁）の平面配置図を図 5.10.4-17 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-18～図 5.10.4-23 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室及び地中構造物を横断し、フーチング上に設置した鉄筋コンクリート（RC）支柱に、支承ゴムを介して鋼桁を設置する構造物であり、フーチングと一体化した鋼管杭（一部、場所打ち杭）を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第 3 号機海水ポンプ室で O.P. +20.0m と第 2 号機海水ポンプ室、第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑で O.P. +19.0m とし、鋼桁については、横断する構造物や設置状況、入力津波水位に応じて幅（奥行）1.0m～2.4m、たて 5.0m～6.0m、横 15.7m～47.1m とする。

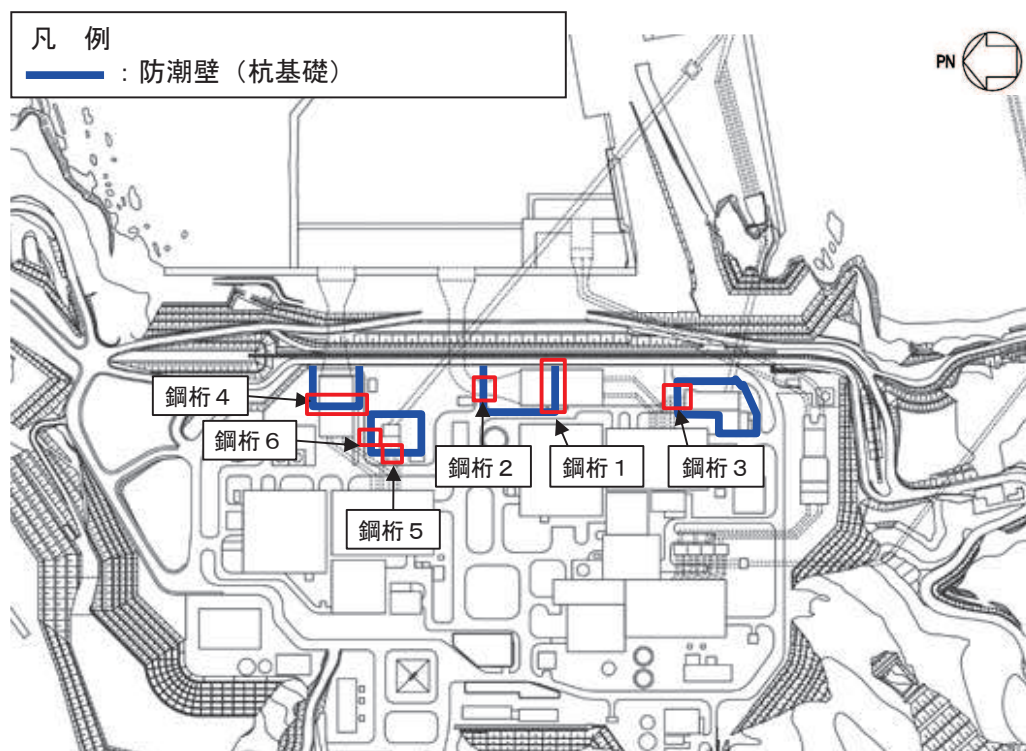
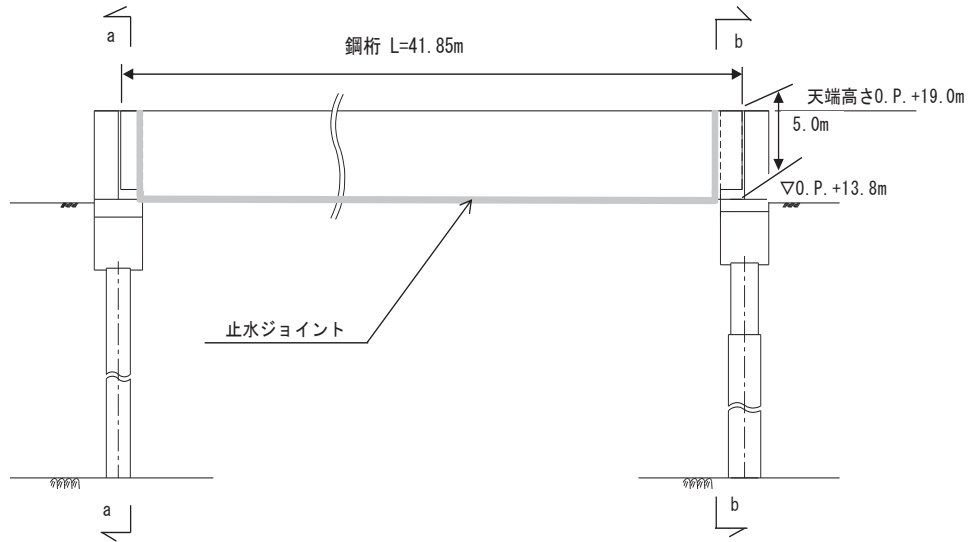
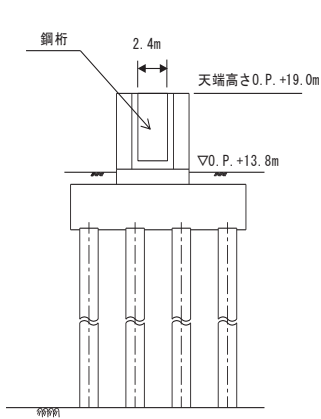


図 5.10.4-17 鋼製遮水壁（鋼桁）の平面配置図

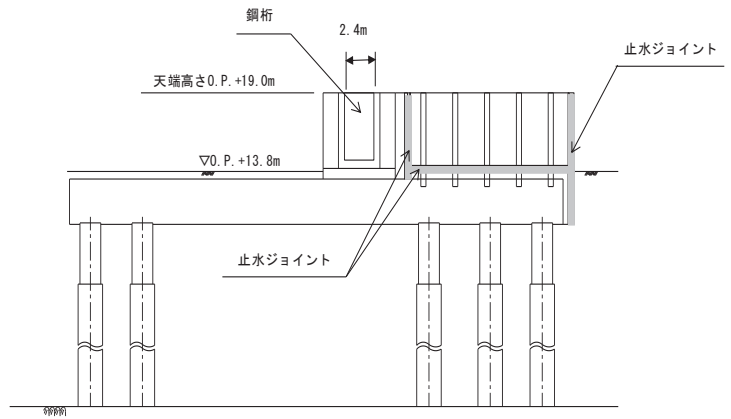




正面図

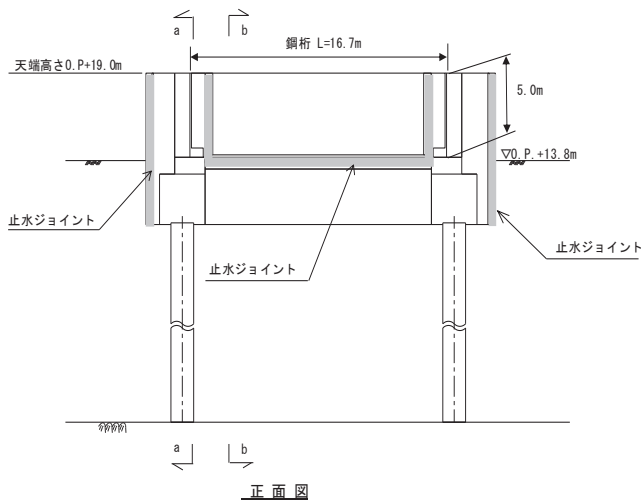


断面図  
(a-a断面)

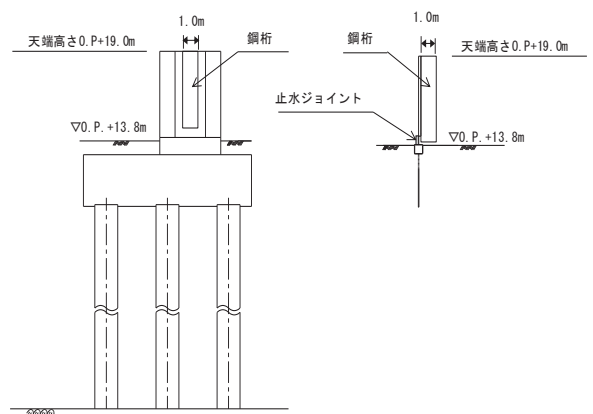


断面図  
(b-b断面)

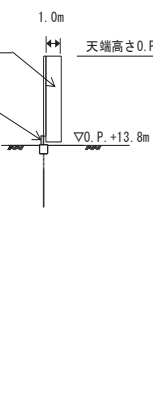
図 5.10.4-18 鋼製遮水壁（鋼桁1） 正面図及び断面図



正面図



断面図  
(a-a断面)



断面図  
(b-b断面)

図 5.10.4-19 鋼製遮水壁（鋼桁2） 正面図及び断面図

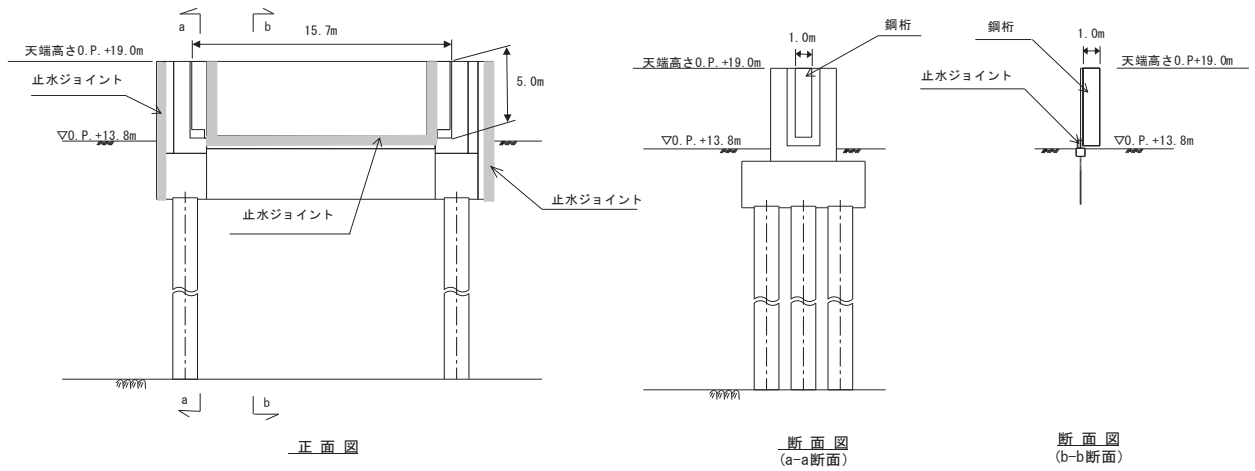


図 5.10.4-20 鋼製遮水壁（鋼桁3） 正面図及び断面図

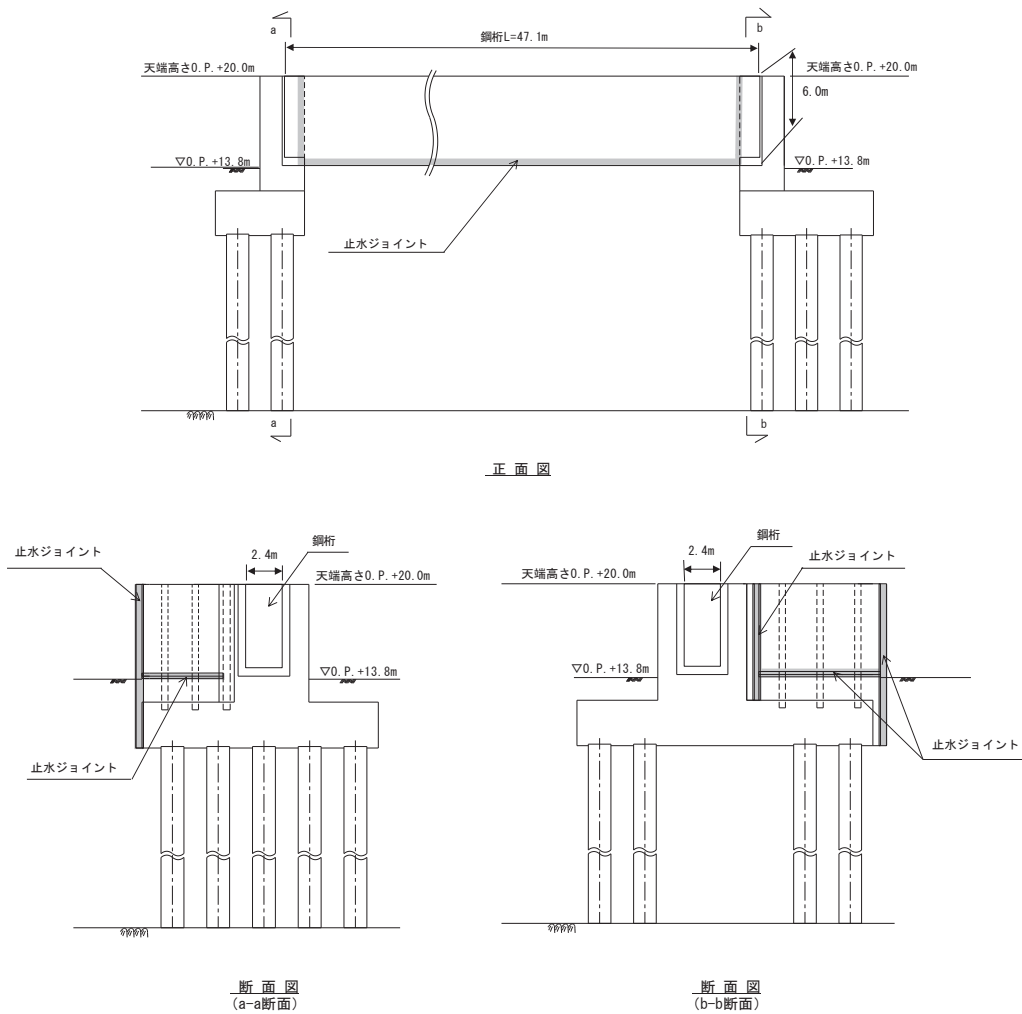


図 5.10.4-21 鋼製遮水壁（鋼桁4） 正面図及び断面図

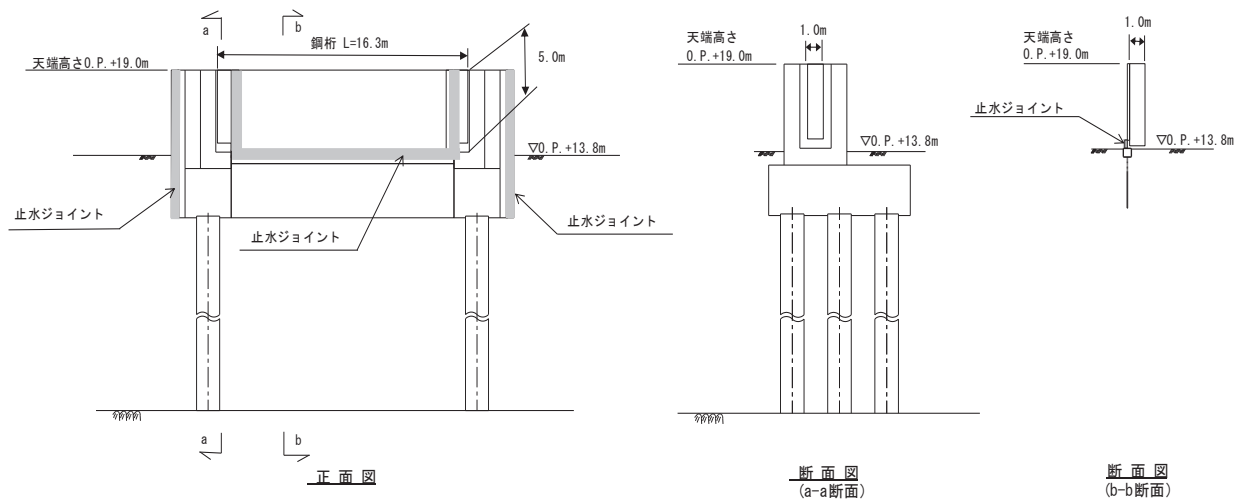


図 5.10.4-22 鋼製遮水壁（鋼桁5） 正面図及び断面図

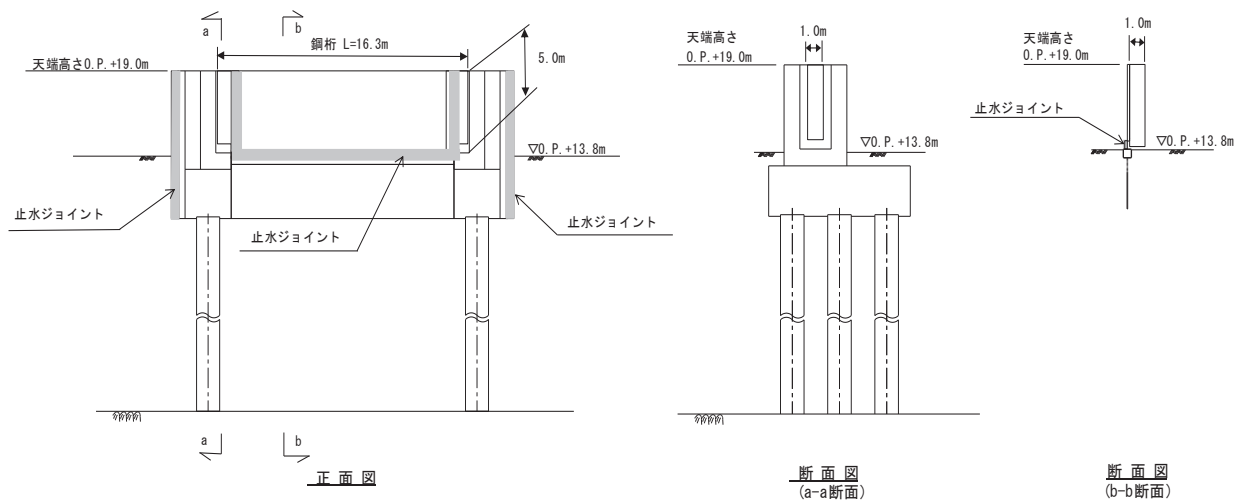


図 5.10.4-23 鋼製遮水壁（鋼桁6） 正面図及び断面図

a. 評価対象断面の選定

鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要を表 5.10.4-13 に、地質縦断図を図 5.10.4-24 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室や地中構造物を横断する箇所に設置しており、横断する構造物の大きさ等に応じて、鋼桁の幅が異なる等、構造的特徴が一律ではない。また、入力津波水位や周辺地質状況等についても設置位置毎に異なることから、評価断面の代表性は明確ではない。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）は、すべての構造を評価対象断面とする。

また、鋼製遮水壁（鋼桁）は、上部工について、相対的に断面係数が大きい壁軸方向が強軸断面方向となる一方、下部工は上部工の壁軸直角方向加振時に鋼管杭基礎が連続的に配置されていることから、壁軸直角方向が強軸方向となる。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）においては上部工、下部工それぞれの観点から壁軸方向及び壁軸直角方向それぞれの断面方向を評価対象断面とする。

評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-14 に示す。

表 5.10.4-13 構造概要

断面	天端高さ (m)	鋼桁			入力津波高さ (m)	周辺地質
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼桁 1	O.P. +19.0	2.4	5.0	41.85	0.P. +18.1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 2	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.7	0.P. +18.1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 3	O.P. +19.0	1.0	5.0	15.7	0.P. +17.4 (第 2 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 4	O.P. +20.0	2.4	6.0	47.1	0.P. +19.0 (第 3 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 5	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3	0.P. +17.5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼桁 6	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3	0.P. +17.5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土層が厚く堆積し、岩盤上面標高が低い。なお、地下水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。

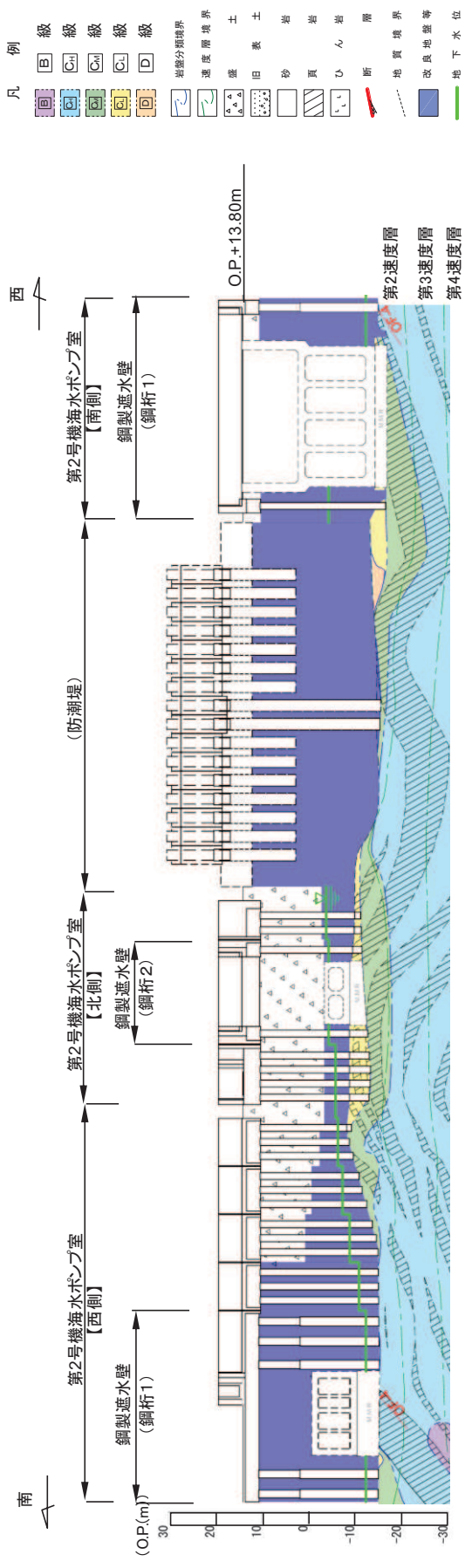


図 5.10.4-24(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) 周辺の地質状況 (第 2 号機海水ポンプ室)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換

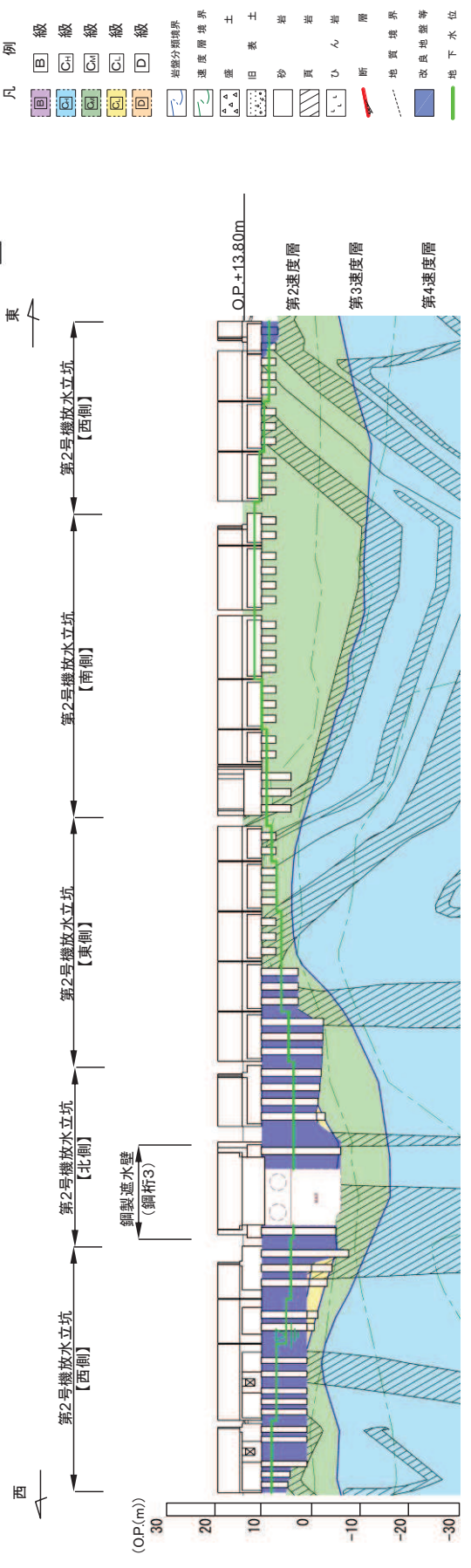


図 5.10.4-24(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) 周辺の地質状況 (第 2 号機放水立坑)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換

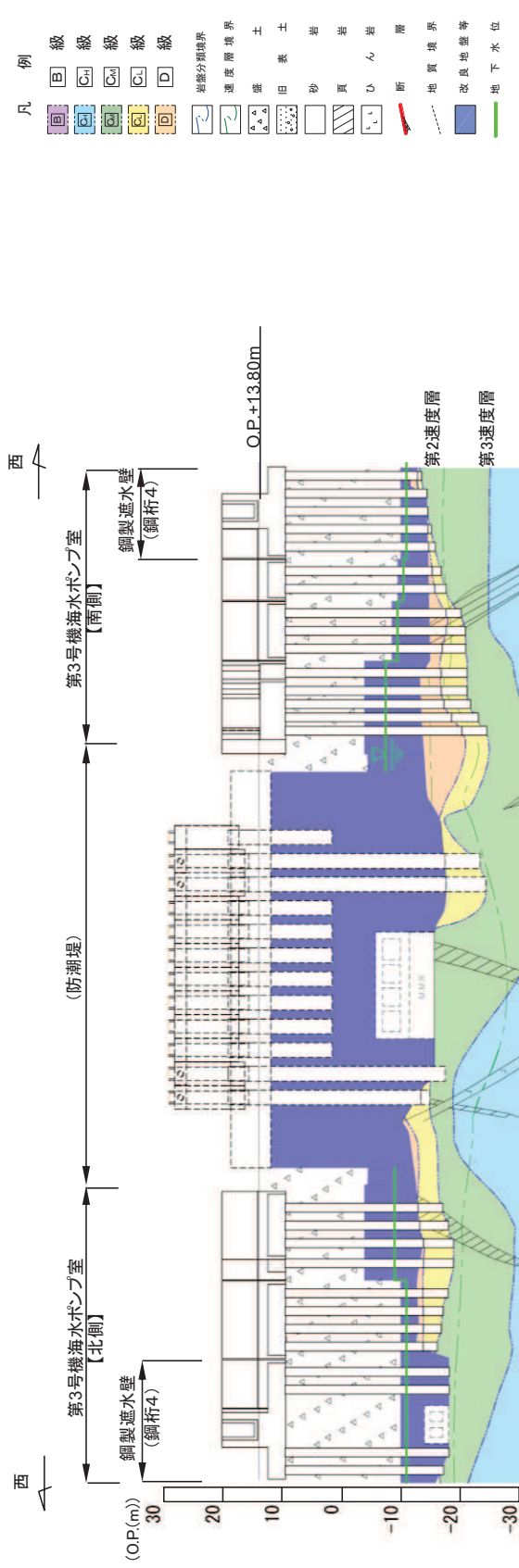


図 5.10.4-24(3) 鋼製遮水壁 (鋼桁) 周辺の地質状況 (第3号機海水ポンプ室)

\* : 鋼管杭下方の[C<sub>1</sub>]級岩盤部はMMRにより置換

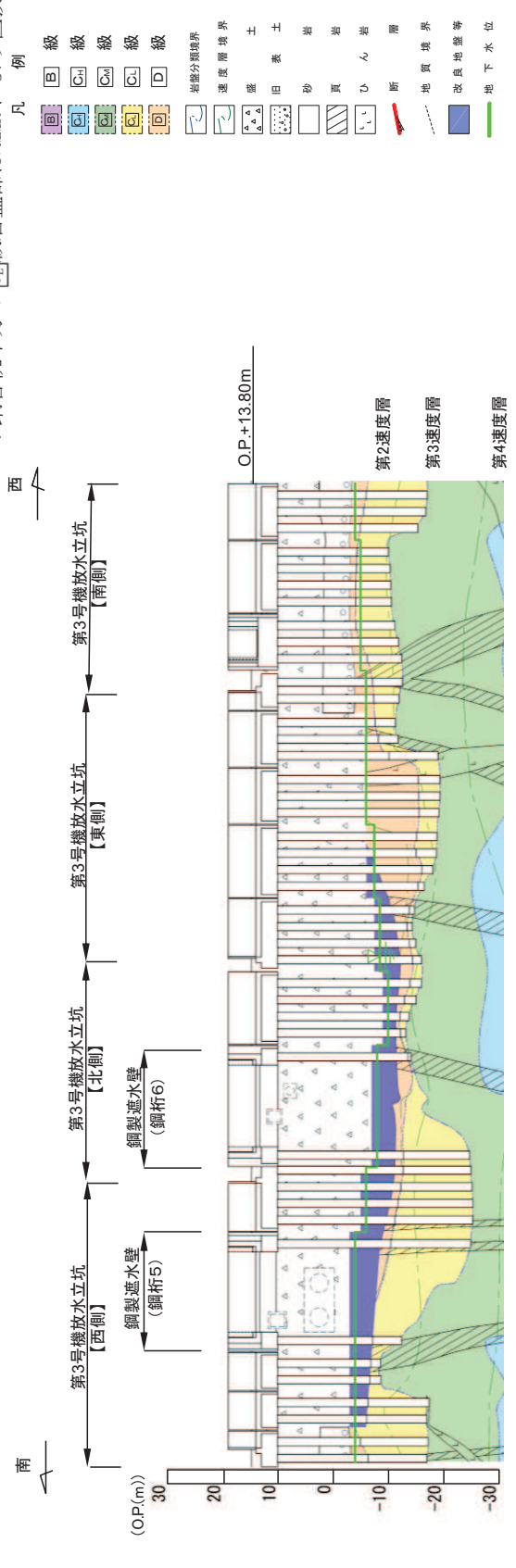


図 5.10.4-24(4) 鋼製遮水壁 (鋼桁) 周辺の地質状況 (第3号機放水立坑)

\* : 鋼管杭下方の[C<sub>1</sub>]級岩盤部はMMRにより置換

表 5.10.4-14 評価対象断面の選定結果

断面	天端高さ (m)	鋼桁			入力津波高さ (m)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象 断面	選定結果
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)					
鋼桁1	O.P.+19.0	2.4	5.0	41.85	O.P.+18.1 (第2号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、盛土・旧表土は地 盤改良されている。	—	○	上部工、下部工そ れぞれの観点から 壁軸方向及び壁軸 直角方向それぞれ の断面方向を評価 対象断面とする。
鋼桁2	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.7		盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	—	○	
鋼桁3	O.P.+19.0	1.0	5.0	15.7	O.P.+17.4 (第2号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、盛土・旧表土は地 盤改良されている。	—	○	
鋼桁4	O.P.+20.0	2.4	6.0	47.1		盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	—	○	
鋼桁5	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.3	O.P.+17.5 (第3号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深の 盛土・旧表土は地盤改良されている。	貫通部 止水処置	○	
鋼桁6	O.P.+19.0	1.0	5.0	16.3		盛土・旧表土が厚く堆積し、岩盤上面 標高が低い。なお、地下水位以深 の盛土・旧表土は地盤改良されている。	貫通部 止水処置	○	



### (3) 鋼製扉

鋼製扉の平面配置図を図 5.10.4-25 に、正面図及び断面図を図 5.10.4-26～図 5.10.4-29 に示す。

鋼製扉は、フーチング上に設置した鉄筋コンクリート（RC）支柱と鋼製扉を、扉取付部（ヒンジ）により接合した片開き式の構造物であり、フーチングと一体化した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。

上部工の天端は入力津波高さに応じて第 3 号機海水ポンプ室で O.P. +20.0m と第 2 号機海水ポンプ室、第 2 号機放水立坑及び第 3 号機放水立坑で O.P. +19.0m とし、扉体については、いずれも幅（奥行）0.6m、横 5.9m とする。

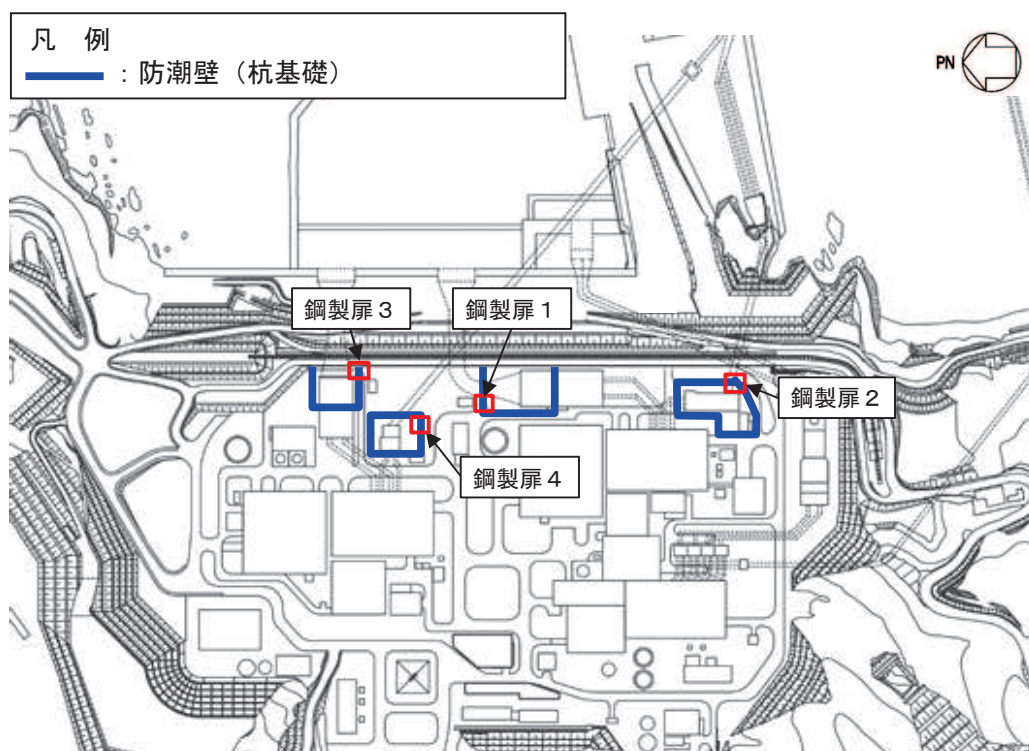


図 5.10.4-25 鋼製扉の平面配置図

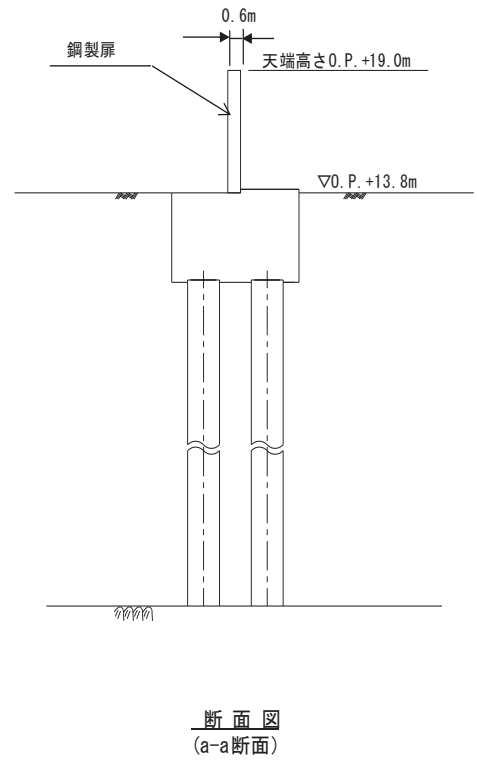
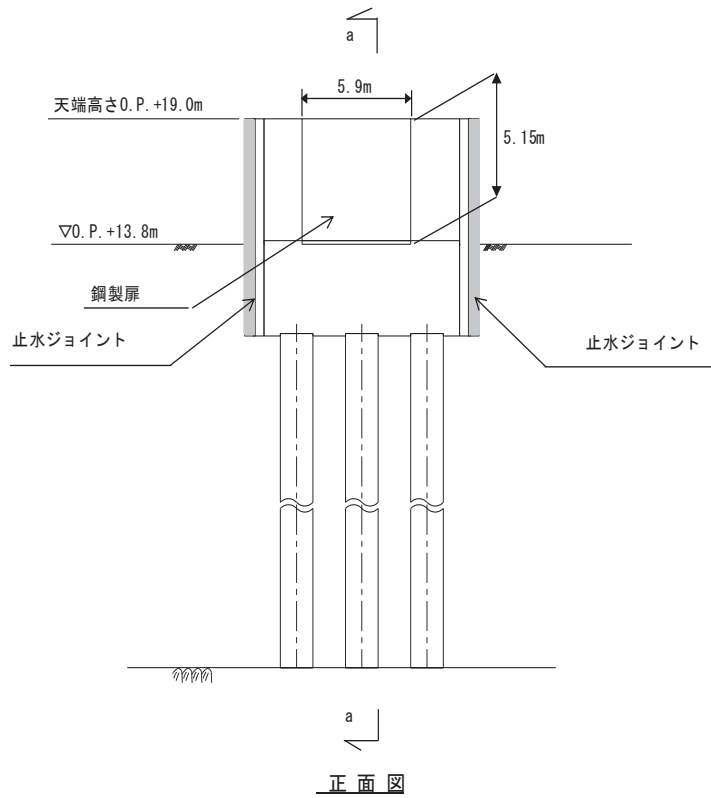


図 5.10.4-26 鋼製扉 1 正面図及び断面図  
(第 2 号機海水ポンプ室)

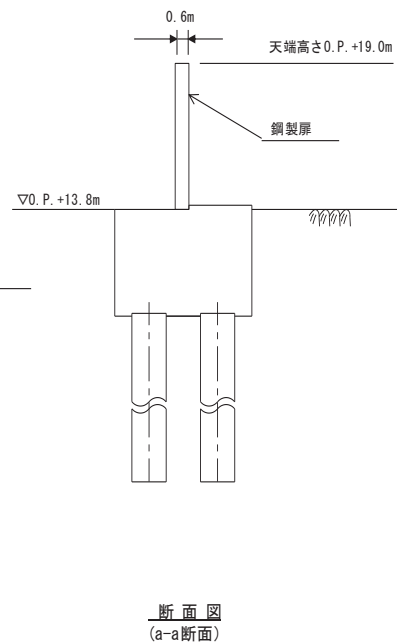
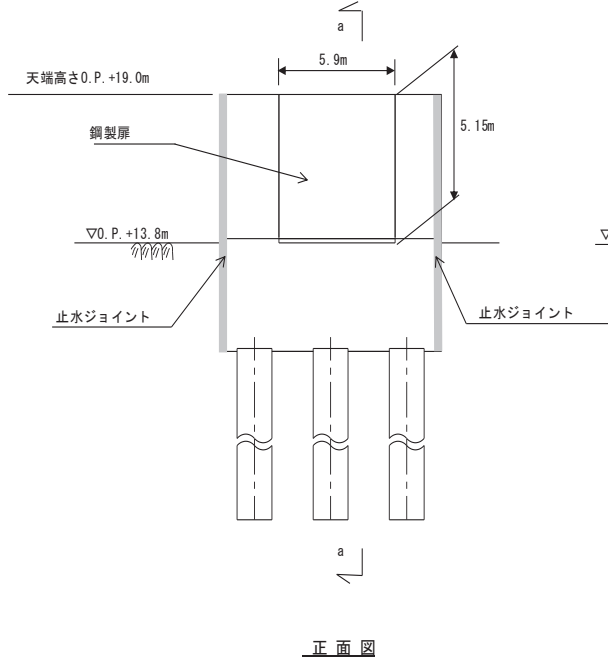


図 5.10.4-27 鋼製扉 2 正面図及び断面図  
(第 2 号機放水立坑)

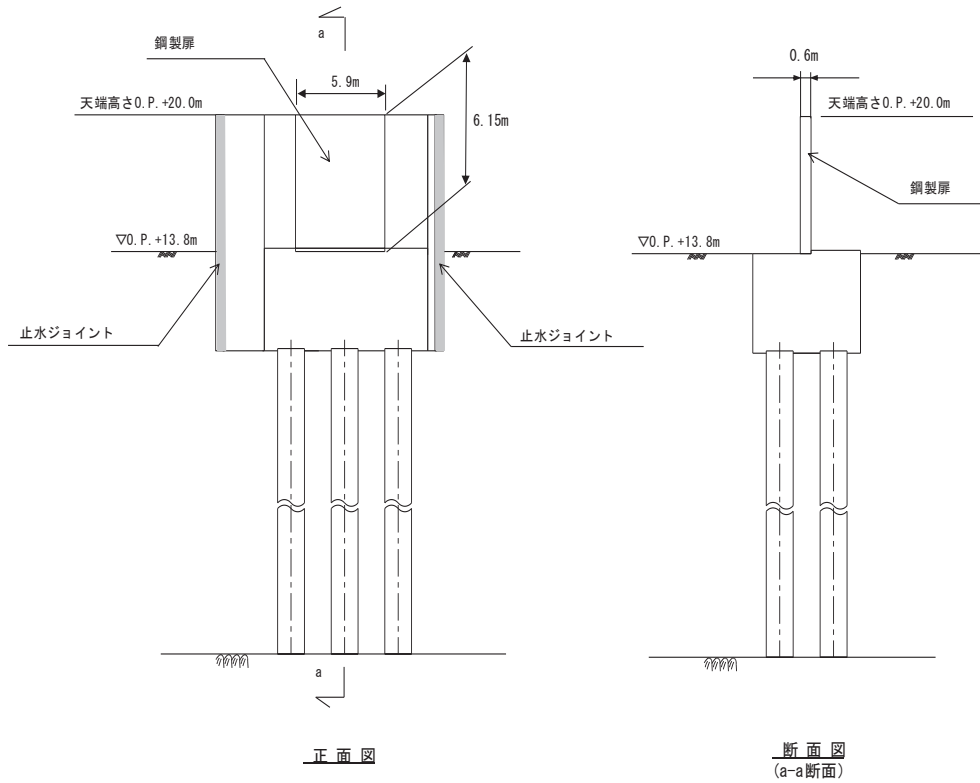


図 5. 10. 4-28 鋼製扉 3 正面図及び断面図  
(第 3 号機海水ポンプ室)

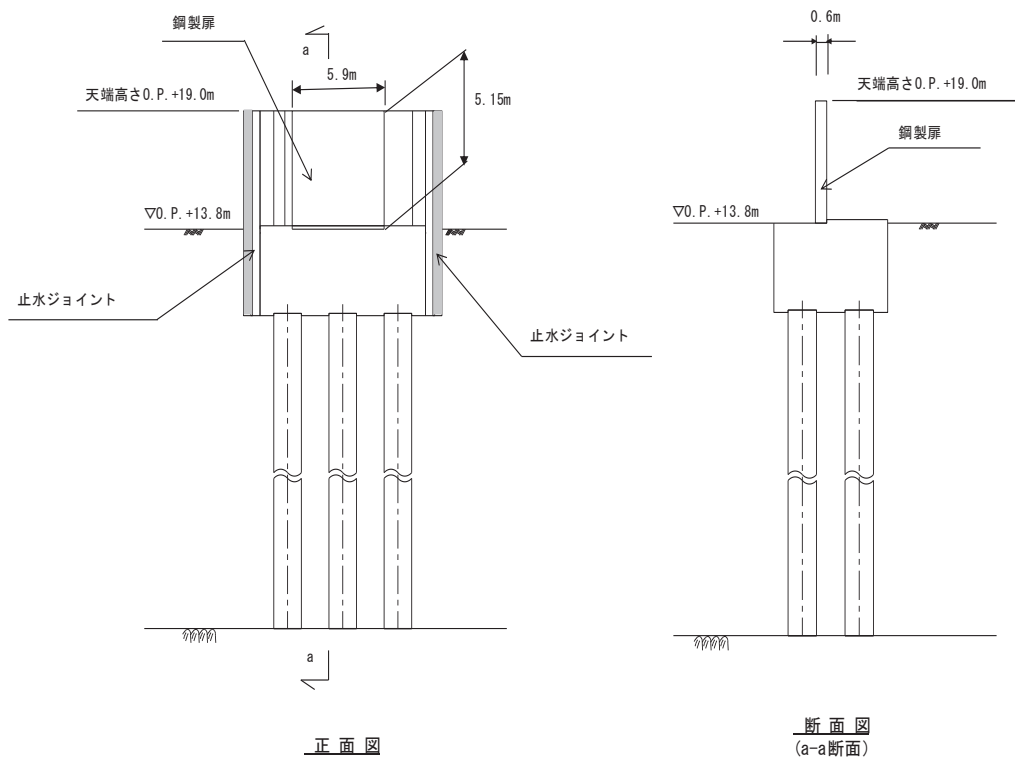


図 5. 10. 4-29 鋼製扉 4 正面図及び断面図  
(第 3 号機放水立坑)

a. 評価候補断面の整理

設置位置毎の構造概要を表 5.10.4-15 に、周辺の地質状況を図 5.10.4-30 に示す。

評価対象断面の選定にあたっては、上部工（扉体、支柱等）への影響として慣性力と津波荷重が支配的となること、下部工（杭体、フーチング等）への影響は、地盤変形の影響と上部工からの反力が支配的となることが想定される。よって、上部工と下部工それぞれに与える耐震評価上の影響の大小に対して指標が一致しないおそれがあることから、上部工・下部工それぞれに与える影響の観点で評価対象断面を選定する。

表 5.10.4-15 構造概要

断面	天端高さ (m)	鋼管杭		扉体			入力津波高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼製扉 1	0. P. +19. 0	φ 1500	30	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +18. 1 (第 2 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く 堆積し、岩盤上面標 高が低い。なお、地 下水位以深の盛土・ 旧表土は地盤改良さ れている。
鋼製扉 2	0. P. +19. 0	φ 1500	25	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 4 (第 2 号機放水 立坑)	盛土・旧表土が分布 せず、岩盤上面が露 頭している。
鋼製扉 3	0. P. +20. 0	φ 1500	30	0. 6	6. 15	5. 9	0. P. +19. 0 (第 3 号機海水 ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く 堆積し、岩盤上面標 高が低い。なお、地 下水位以深の盛土・ 旧表土は地盤改良さ れている。
鋼製扉 4	0. P. +19. 0	φ 1500	30	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 5 (第 3 号機放水 立坑)	盛土・旧表土が厚く 堆積し、岩盤上面標 高が低い。

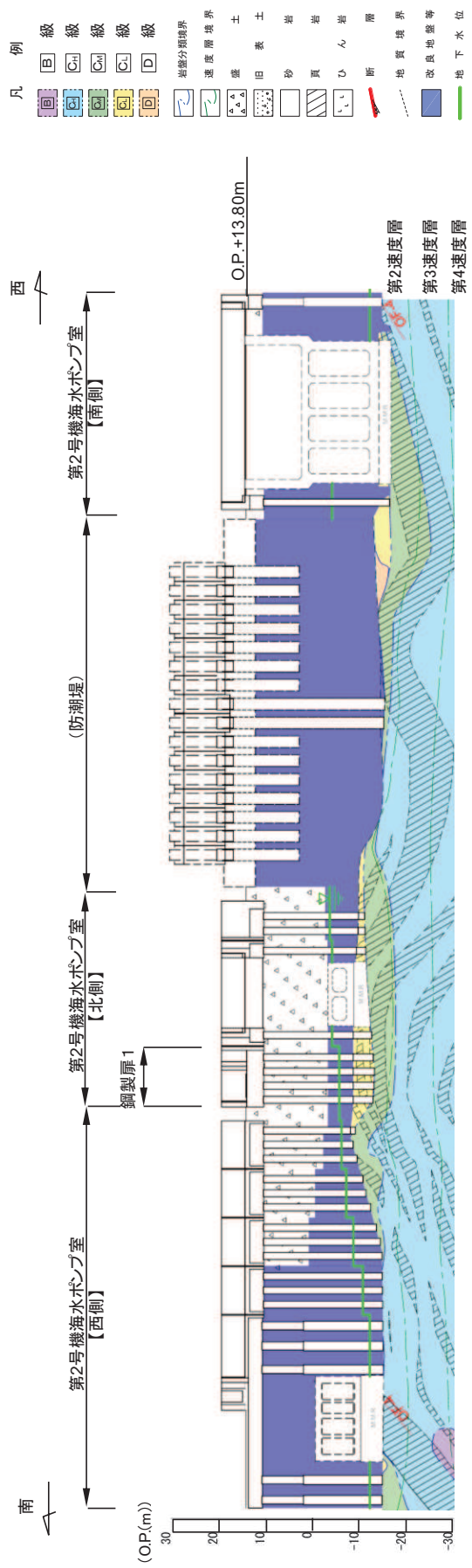


図 5.10.4-30(1) 鋼製扉周辺の地質状況 (第 2 号機海水ポンプ室)  
 \* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換

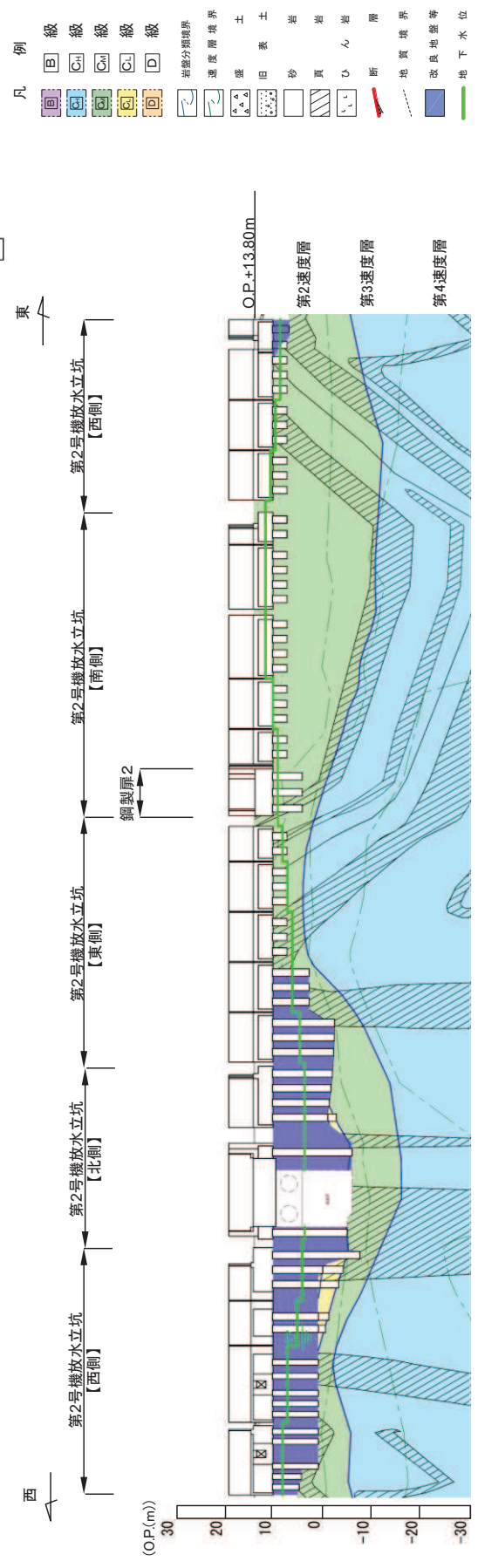


図 5.10.4-30(2) 鋼製扉周辺の地質状況 (第 2 号機放水立坑)  
 \* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub> 級岩盤部は MMR により置換

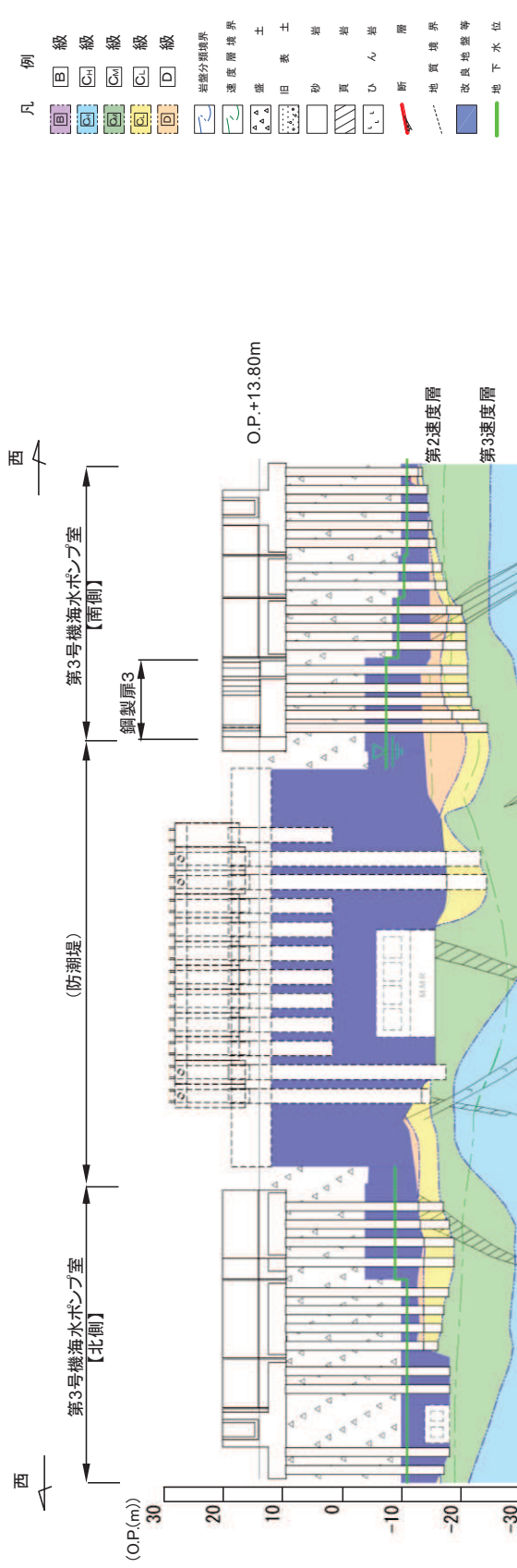


図 5.10.4-30(3) 鋼製扉周辺の地質状況 (第3号機海水ポンプ室)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub>級岩盤部は MMR により置換

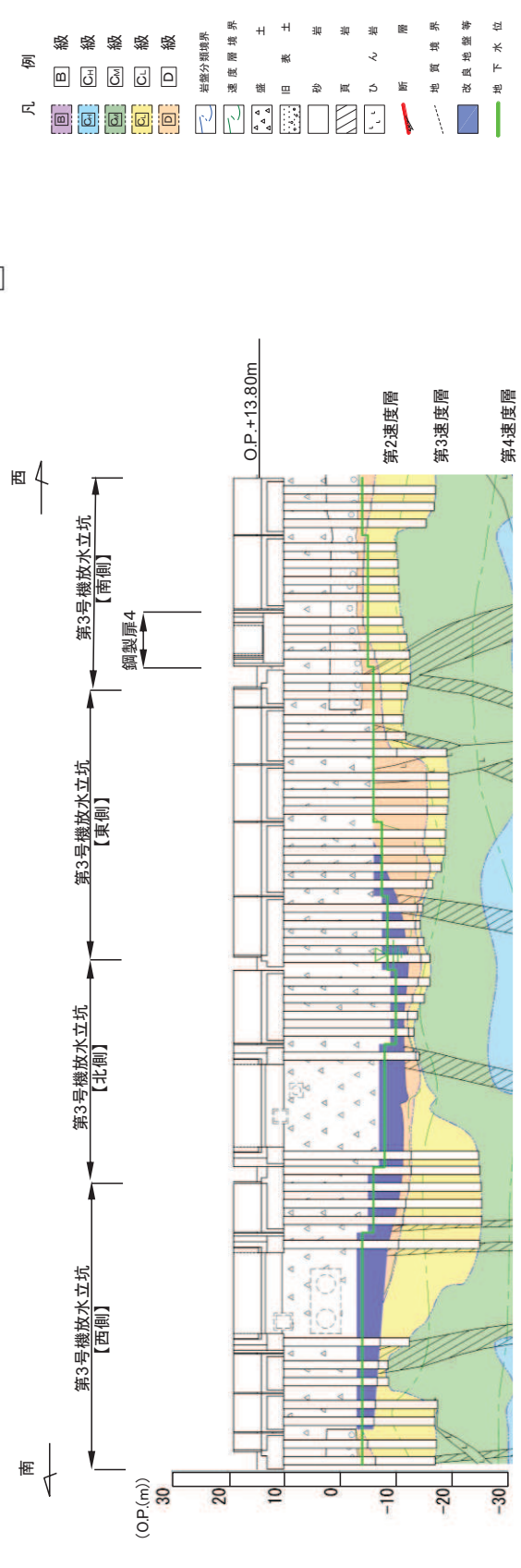


図 5.10.4-30(4) 鋼製扉周辺の地質状況 (第3号機放水立坑)

\* : 鋼管杭下方の C<sub>1</sub>級岩盤部は MMR により置換

- 凡 例
- B 級
  - C<sub>1</sub> 級
  - C<sub>2</sub> 級
  - C<sub>3</sub> 級
  - D 級
  - 岩盤分類境界
  - 速度層境界
  - 盛土
  - 旧表土
  - 砂
  - 真砂
  - ひん
  - 断層
  - 地質境界
  - 改良地盤等
  - 地下水位

- 凡 例
- B 級
  - C<sub>1</sub> 級
  - C<sub>2</sub> 級
  - C<sub>3</sub> 級
  - D 級
  - 岩盤分類境界
  - 速度層境界
  - 盛土
  - 旧表土
  - 砂
  - 真砂
  - ひん
  - 断層
  - 地質境界
  - 改良地盤等
  - 地下水位

b. 評価対象断面の選定

下部工及び上部工それぞれの観点で選定した評価候補断面から、評価対象断面の絞り込みを行う。絞り込みは、1次元地震応答解析を用い、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。なお、1次元地震応答解析は、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土が分布する場合には、地盤改良する設計としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、1次元全応力解析を用いる。

(a) 下部工の観点での評価対象断面の選定

下部工に関しては、鋼管杭径φ1500mmで板厚25mmの鋼製扉2を選定するとともに、鋼管杭径φ1500mmで板厚30mmの鋼製扉1、鋼製扉3及び鋼製扉4の中からも評価対象断面を選定する。

選定は、耐震評価における下部工への影響として、杭上端の変位と最大せん断ひずみに着目し絞り込みを行う。

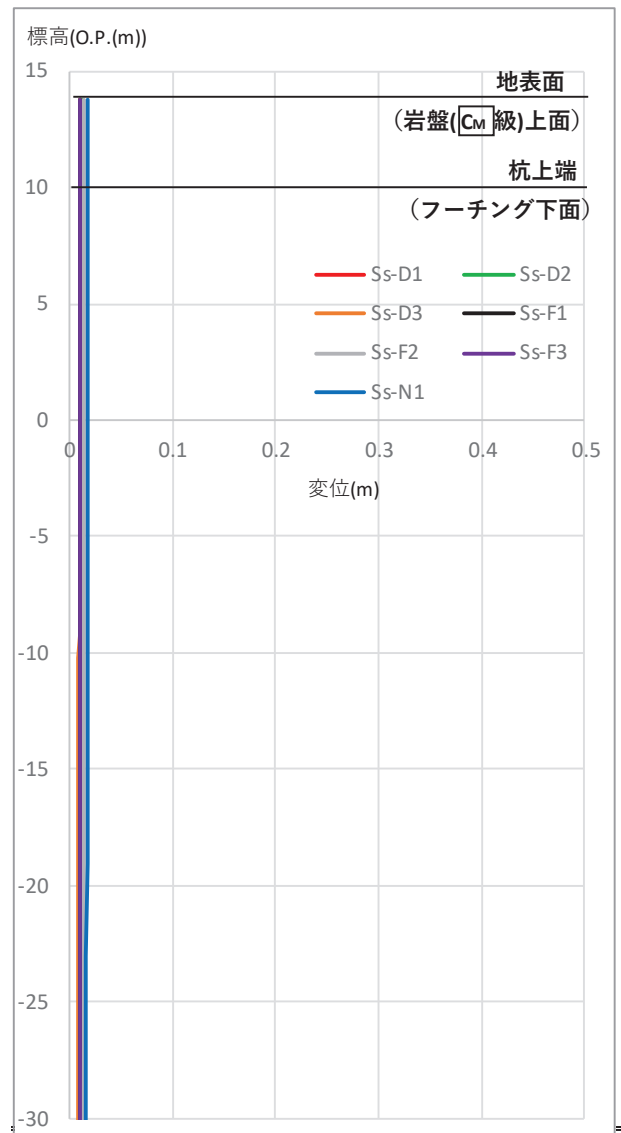
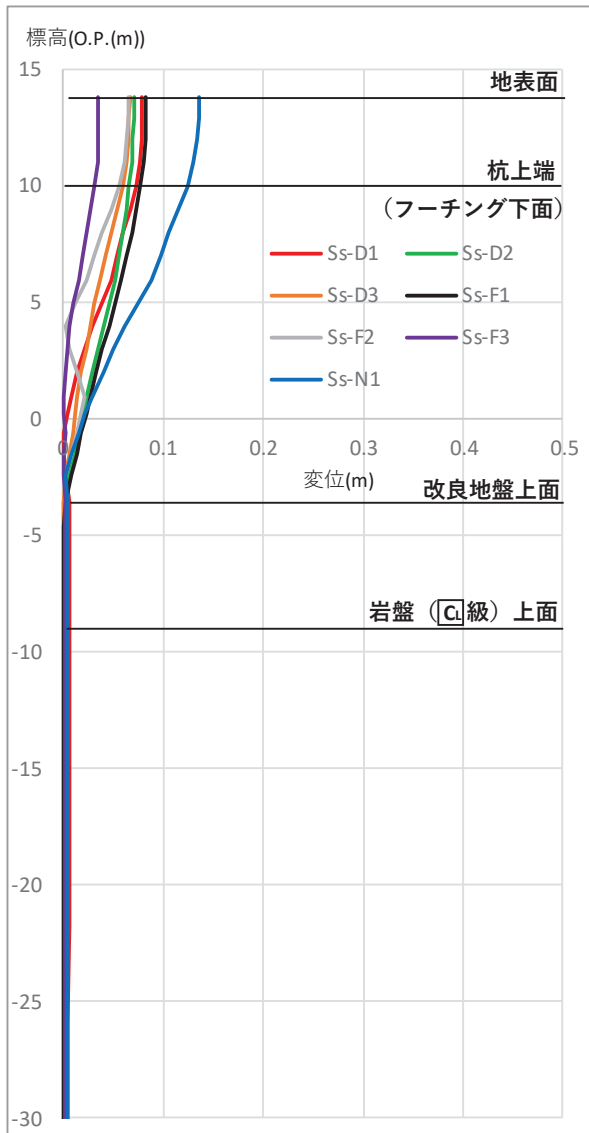
各構造の評価対象断面選定結果を表5.10.4-16に、杭上端（フーチング下面）の最大変位発生時刻の変位分布を図5.10.4-31、最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布を図5.10.4-32に示す。

下部工の観点では、鋼製扉2及び鋼製扉3を評価対象断面に選定する。

表 5.10.4-16 評価対象断面の選定結果

断面	杭上端変位 (m)	最大せん断 ひずみ	評価 対象 断面	選定結果
鋼製扉1	0.125 (S <sub>s</sub> -N1)	0.013 (S <sub>s</sub> -N1)	—	—
鋼製扉2	0.017 (S <sub>s</sub> -N1)	0.001以下 (S <sub>s</sub> -N1)	○	下部工の構造的特徴（杭板厚）が異なるため、選定。
鋼製扉3	<u>0.162</u> (S <sub>s</sub> -N1)	<u>0.019</u> (S <sub>s</sub> -N1)	○	変位、せん断ひずみ共に大きく、鋼管杭他に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。
鋼製扉4	0.114 (S <sub>s</sub> -N1)	0.014 (S <sub>s</sub> -N1)	—	—

注記（ ）内は最大値が発生した地震動名を示す。

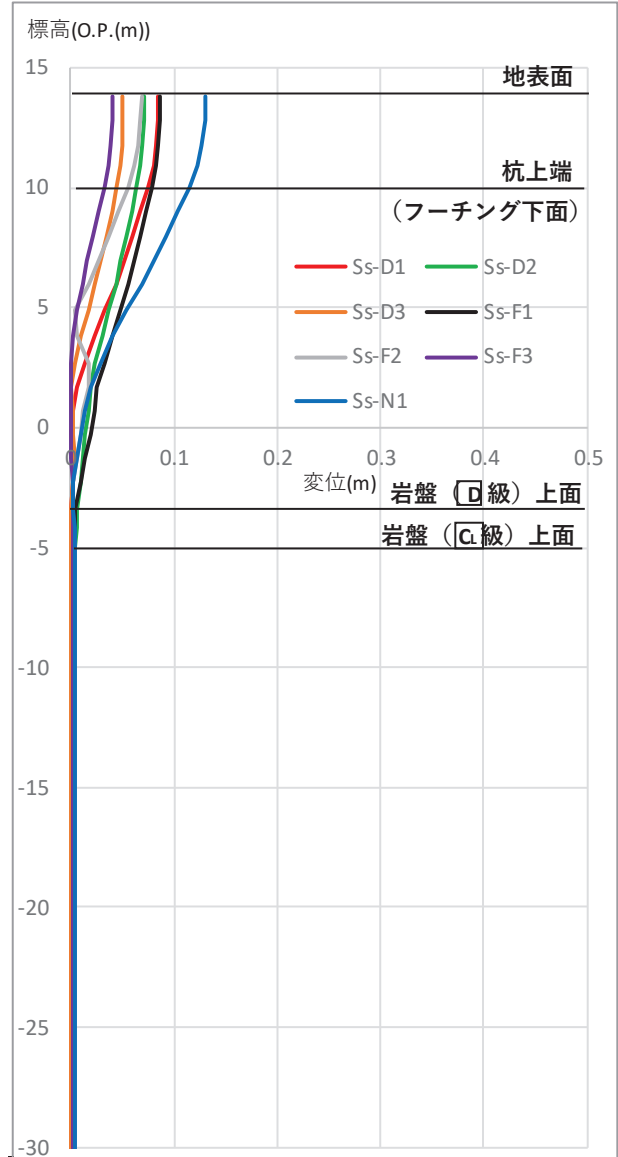
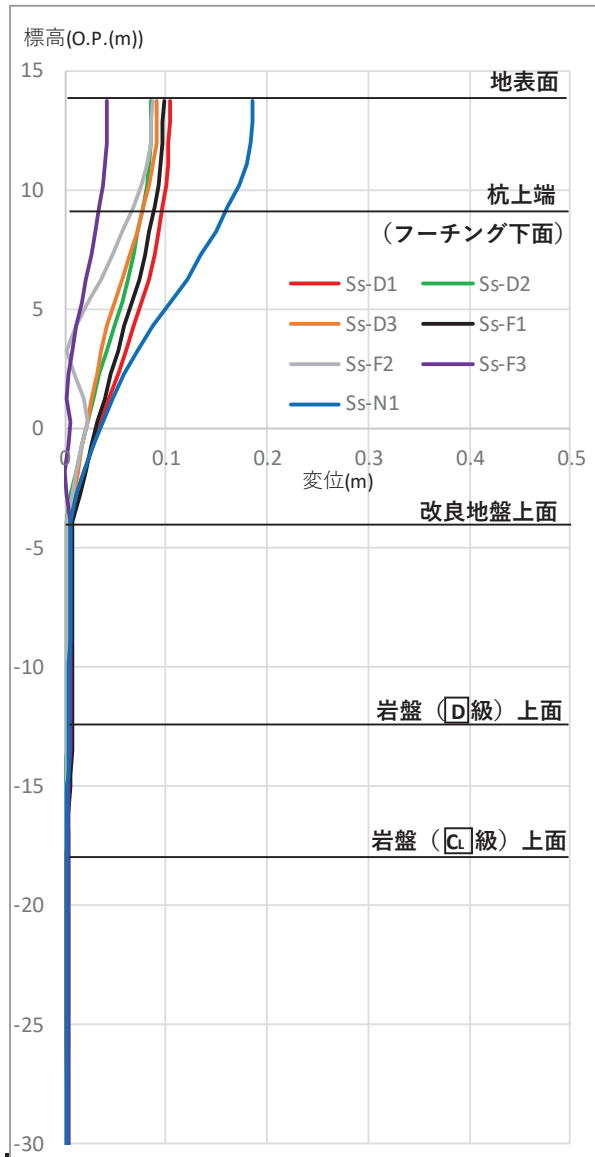


鋼製扉 1

鋼製扉 2

図 5. 10. 4-31(1) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布

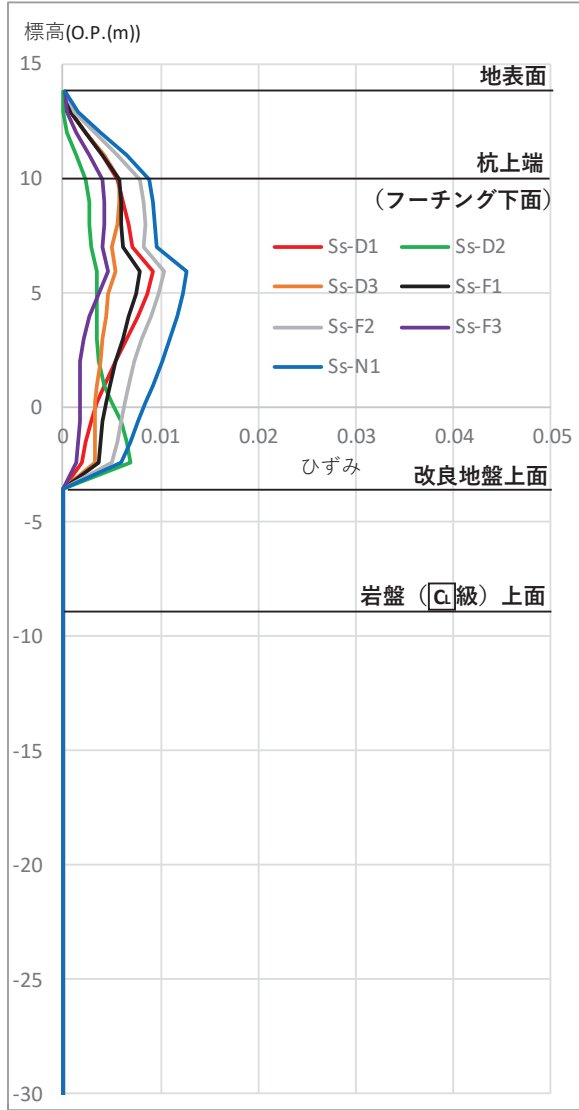




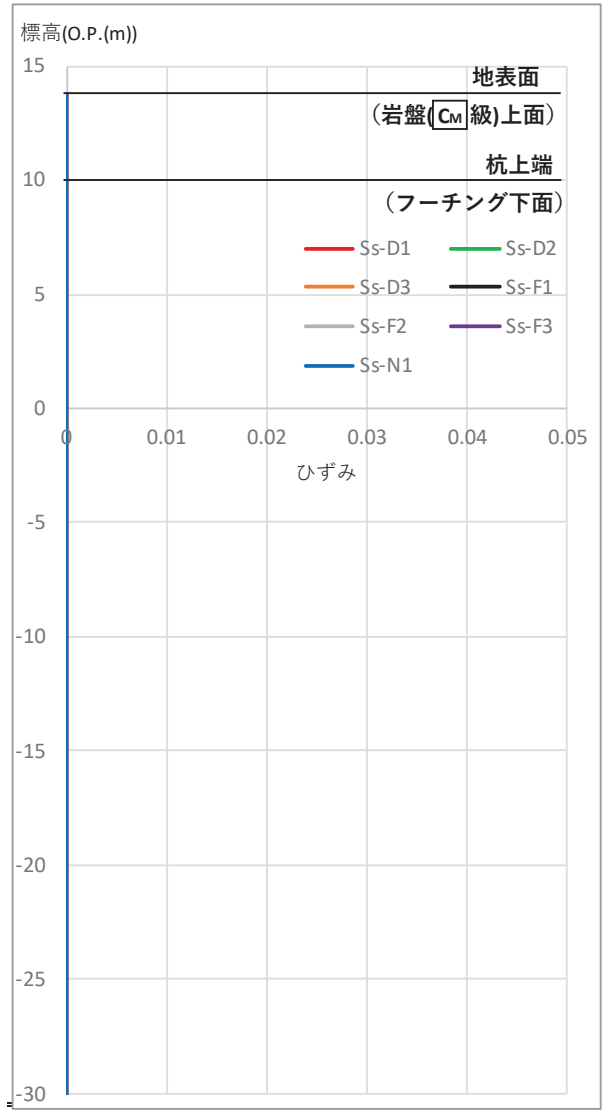
鋼製扉 3

鋼製扉 4

図 5. 10. 4-31(2) 杭上端の最大変位発生時刻の変位分布

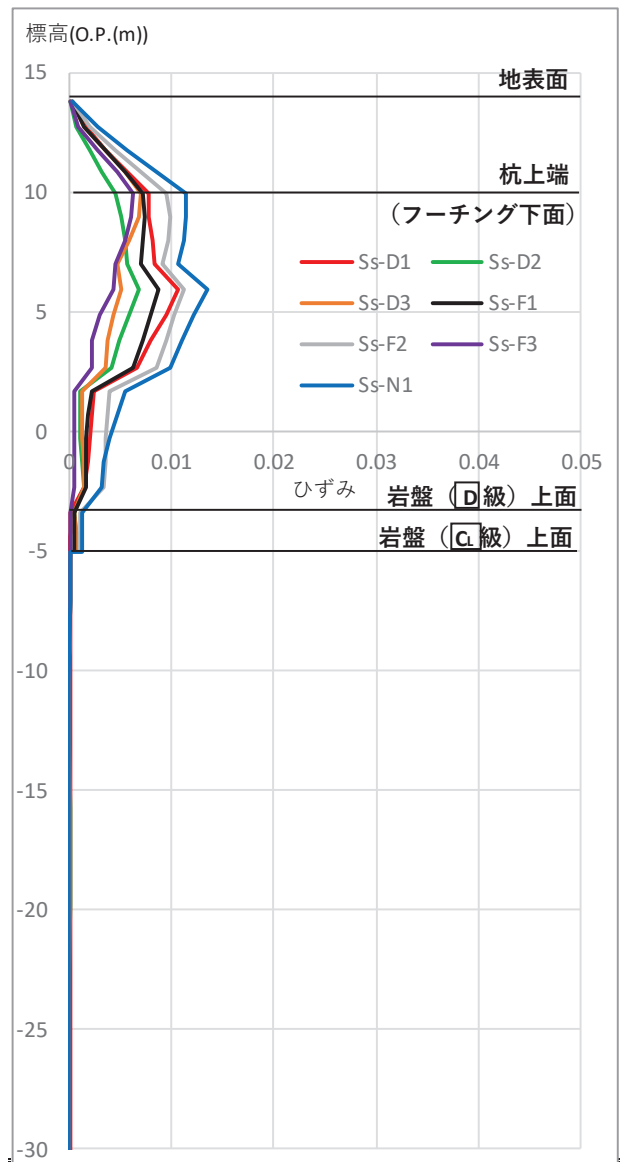
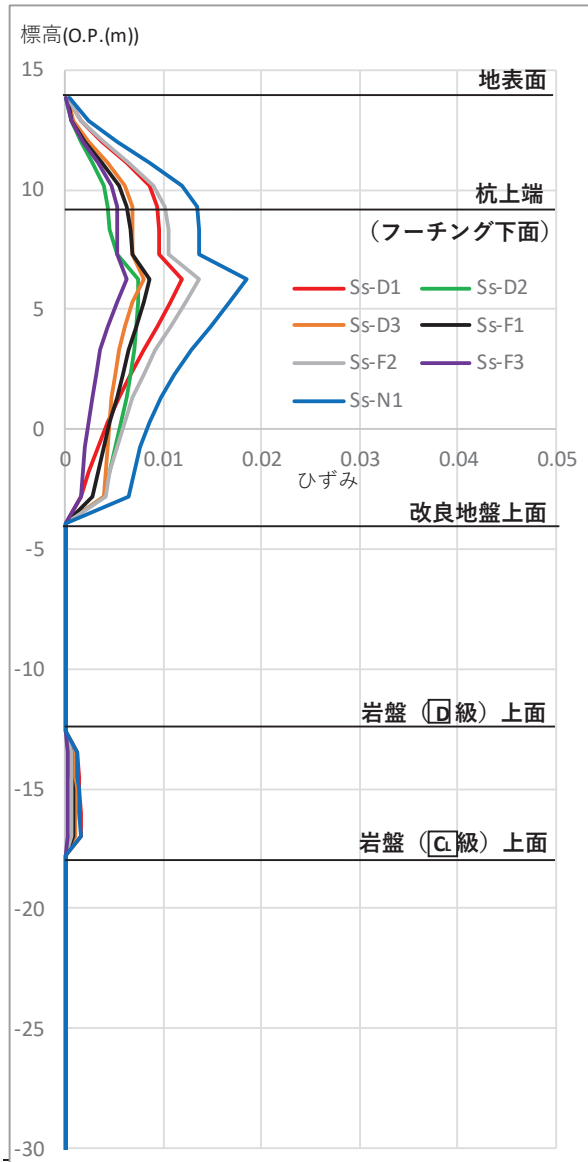


鋼製扉 1



鋼製扉 2

図 5. 10. 4-32(1) 最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布



鋼製扉 3

鋼製扉 4

図 5. 10. 4-32(2) 最大せん断ひずみ発生時刻のせん断ひずみ分布

(b) 上部工の観点での評価対象断面の選定

上部工に関しては、天端高さが 0.P.+20.0m と高い鋼製扉 3 を評価対象断面として選定するとともに、天端高さ 0.P.+19.0m の鋼製扉 1、鋼製扉 2 及び鋼製扉 4 の中から評価対象断面を選定する。

水平震度、躯体自重及び慣性力を表 5.10.4-17 に、各断面における慣性力及び津波波圧並びに評価対象断面の選定結果を表 5.10.4-18 に示す。

上部工の観点では、下部工の観点で選定された鋼製扉 2 及び鋼製扉 3 の評価で代表する。

表 5.10.4-17 鋼製扉における慣性力の整理

断面	フーチング下面最大加速度 ( $\text{cm/s}^2$ )	躯体自重*1 ( $\text{kN/m}$ )	慣性力*2 ( $\text{kN/m}$ )	備考
鋼製扉 1	446 (S s - N 1)	580	264	地震時
	282 (S d - D 2)		167	津波+余震重畳時
鋼製扉 2	806 (S s - F 3)	580	477	地震時
	454 (S d - D 2)		268	津波+余震重畳時
鋼製扉 3	530 (S s - N 1)	600	324	地震時
	254 (S d - D 2)		155	津波+余震重畳時
鋼製扉 4	507 (S s - N 1)	580	300	地震時
	340 (S d - D 2)		201	津波+余震重畳時

注記 ( ) 内は最大値が発生した地震動名を示す。

\*1：単位長さあたりの鋼製扉，RC支柱，フーチング重量の合計

\*2：躯体自重×応答震度（フーチング下面最大加速度/ $980.665\text{cm/s}^2$ ）により算定

表 5. 10. 4-18 鋼製扉における評価対象断面選定結果（上部工）

断面	地震時	津波+余震重畳時				評価対象断面	選定結果
	慣性力 (kN/m)	静水圧*1 (kN/m)	動水圧*2 (kN/m)	慣性力 (kN/m)	計 (kN/m)		
鋼製扉 1	264	93	31	167	291	—	
鋼製扉 2	<u>477</u>	65	35	268	<u>369</u>	○	地震時及び津波+余震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。（なお、下部工の観点でも選定）
鋼製扉 3	324	137	41	155	333	○	上部工の構造的特徴（天端高さ）が異なるため、評価対象断面に選定。（なお、下部工の観点でも選定）
鋼製扉 4	300	69	28	201	298	—	

\*1：各エリアの入力津波水位に基づく静水圧。

（鋼製扉 1：O.P.+18.1m（第 2 号機海水ポンプ室），鋼製扉 2：O.P.+17.4m（第 2 号機放水立坑），鋼製扉 3：O.P.+19.0m（第 3 号機海水ポンプ室），鋼製扉 4：O.P.+17.5m（第 3 号機放水立坑））

\*2：各エリア別の入力津波水位に基づく動水圧として，表 5. 10. 4-17 に示す Sd-D2 の応答加速度を用いて，Westergaard 式により算定。

c. 断面選定結果

評価対象断面の選定結果を表 5. 10. 4-19 に示す。

表 5.10.4-19 評価対象断面の選定結果

断面	設置エリア (入力津波水位)	周辺地質	間接支持 する設備	評価対象断面		選定理由
				上部工の 観点	下部工の 観点	
鋼製扉2	第2号機放水立坑 (O.P.+17.4 m)	岩盤上面が露頭しており、 盛土・旧表土層が分布しな い。	—	○ <sup>*1</sup>	○ <sup>*1</sup>	上部工の構造諸元が同じ鋼製扉1、鋼製扉2及び鋼製扉4の中で、地震時及び津波余震重量時における作用荷重が最も大きく、上部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。 *1: 下部工の構造的特徴(杭板厚)が鋼製扉1、鋼製扉3及び鋼製扉4と異なるため、下部工の観点でも選定
鋼製扉3	第3号機海水ポンプ室 (O.P.+19.0 m)	盛土・旧表土層が厚く堆積 し、岩盤上面標高が低い。 なお、地下水位以深の盛 土・旧表土層が地盤改良さ れている。	—	○ <sup>*2</sup>	○	下部工の構造諸元が同じ鋼製扉1、鋼製扉3及び鋼製扉4の中で、杭上端の変位及び地盤に生じる最大せん断ひずみも大きく、下部工に生じる断面力が大きくなることが想定されるため、評価対象断面に選定する。 *2: 上部工の構造的特徴(天端高さ)が鋼製扉1、鋼製扉2及び鋼製扉4と異なるため、上部工の観点でも選定

5.10.5 取放水路流路縮小工（第1号機取水路，第1号機放水路）

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）及び取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の平面配置図を図5.10.5-1に，断面図を図5.10.5-2～図5.10.5-5に示す。取放水路流路縮小工は，第1号機取水路及び第1号機放水路内に設置するコンクリートに貫通部を設けた構造物である。

取放水路流路縮小工は，第1号機取水路及び第1号機放水路からの津波の流入を抑制し，敷地への津波の流入を防止するため，第1号機取水路内に幅3.5m×外径□（貫通部径□），第1号機放水路内に幅5.0m×外径□（貫通部径□）のコンクリートを設置する設計とする。取放水路流路縮小工は，第1号機取水路に2箇所（No.1），（No.2），第1号機放水路に1箇所設置する。

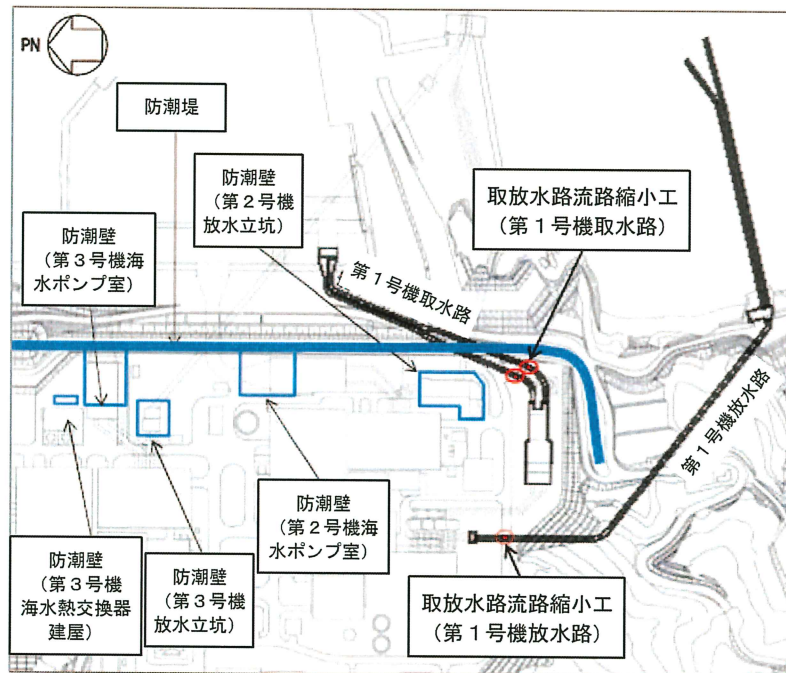


図5.10.5-1 取放水路流路縮小工の平面配置図

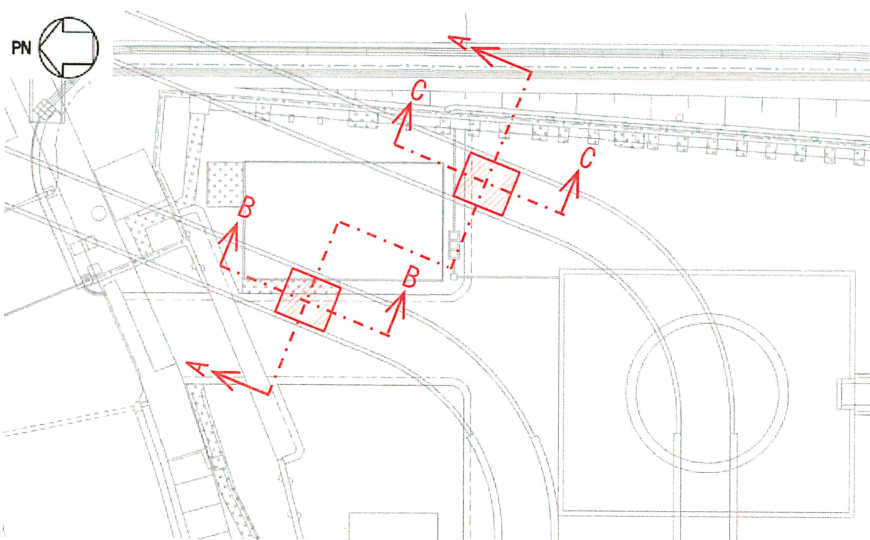


図5.10.5-2 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No.1)，(No.2)の平面配置図

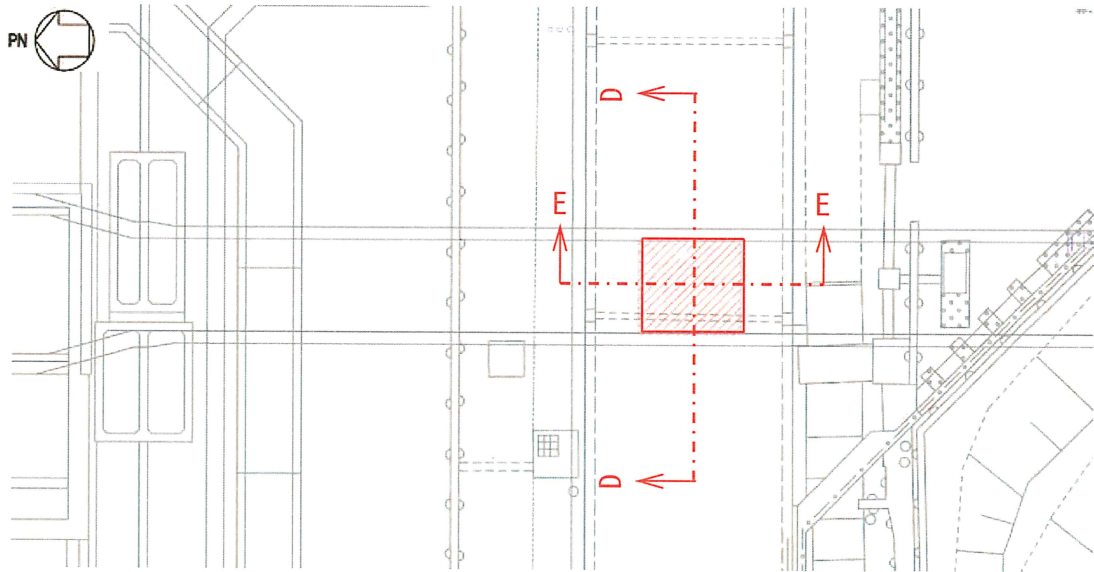
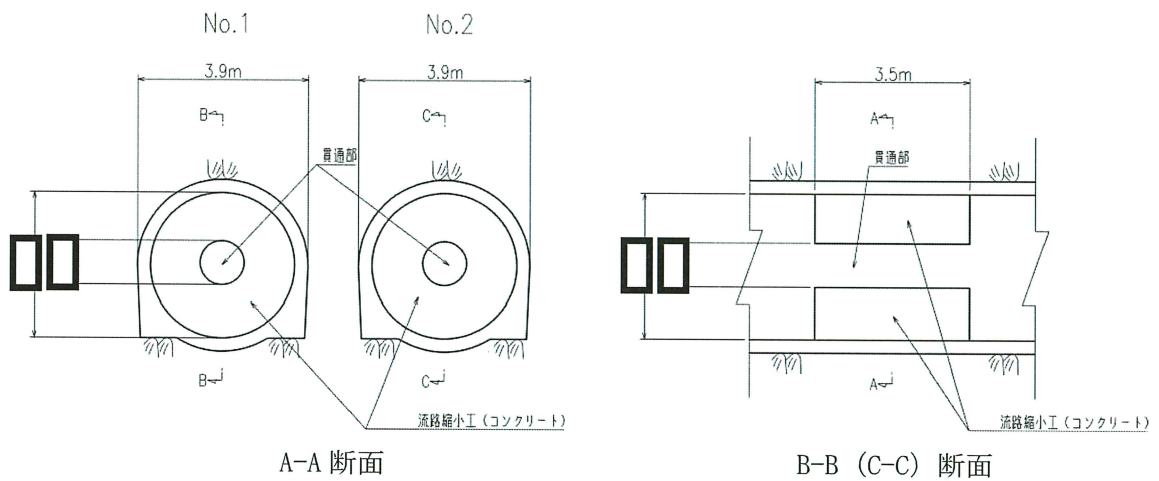


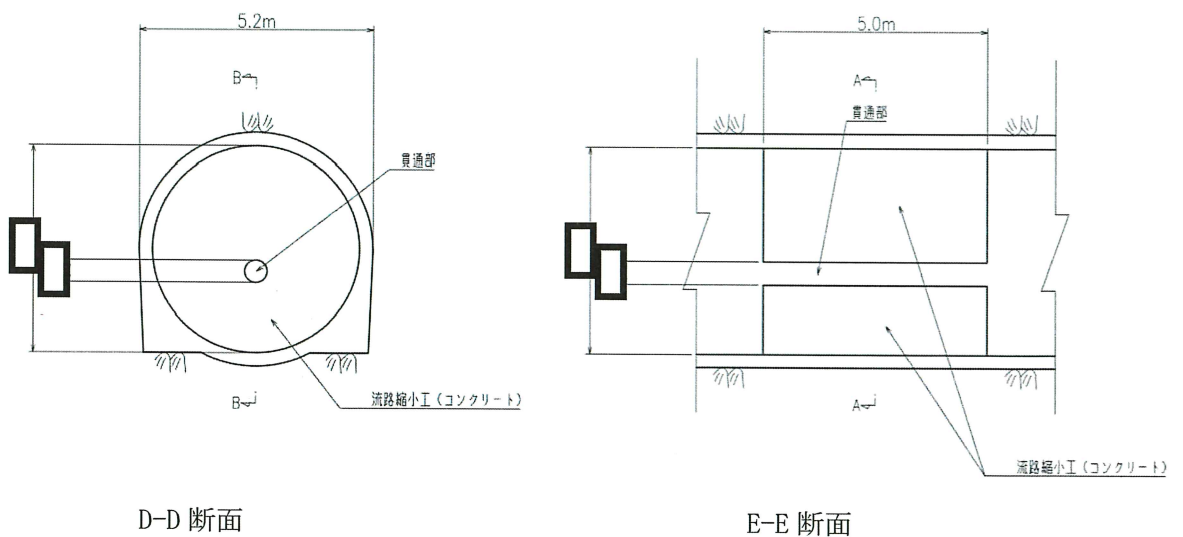
図 5.10.5-3 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の平面配置図



A-A 断面

B-B (C-C) 断面

図 5.10.5-4 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No.1), (No.2)の断面図



D-D 断面

E-E 断面

図 5.10.5-5 取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の断面図



(1) 評価対象断面の考え方

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)及び取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、それぞれが縦断方向に同一断面となっていることから、耐震評価においては、線状構造物と同様に横断断面を評価対象断面とする。

一方、津波時及び重畳時の評価においては、津波荷重が取放水路流路縮小工の縦断方向に作用することから、縦断断面を評価対象断面とする。

(2) 評価対象断面の選定

a. 耐震評価における評価対象断面の選定

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、2系統（No. 1, No. 2）が岩盤を介して隣接していること、縦断方向の地質に有意な差がないことから、No. 1 と No. 2 の中央位置を評価対象断面として選定する。

取放水路流路縮小工（第1号機放水路）は、1 系統のみであり、縦断方向の地質に有意な差がないことから、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の中心位置を評価対象断面として選定する。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)の評価対象断面を図 5.10.5-6 に、取放水路流路縮小工（第1号機放水路）の評価対象断面を図 5.10.5-7 に示す。

b. 津波時及び重畳評価における評価対象断面の選定

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No. 1), (No. 2)は、2系統（No. 1, No. 2）の縦断方向の地質に有意な差がないことから、No. 1, No. 2それぞれの位置で1次元地震応答解析を実施し、応答値が大きくなる断面を評価対象断面として選定する。

取放水路流路縮小工（第1号機取水路）は、1 系統のみであり、縦断方向の周辺の地質に有意な差がないことから、中心位置を評価対象断面として選定する。

KEY PLAN

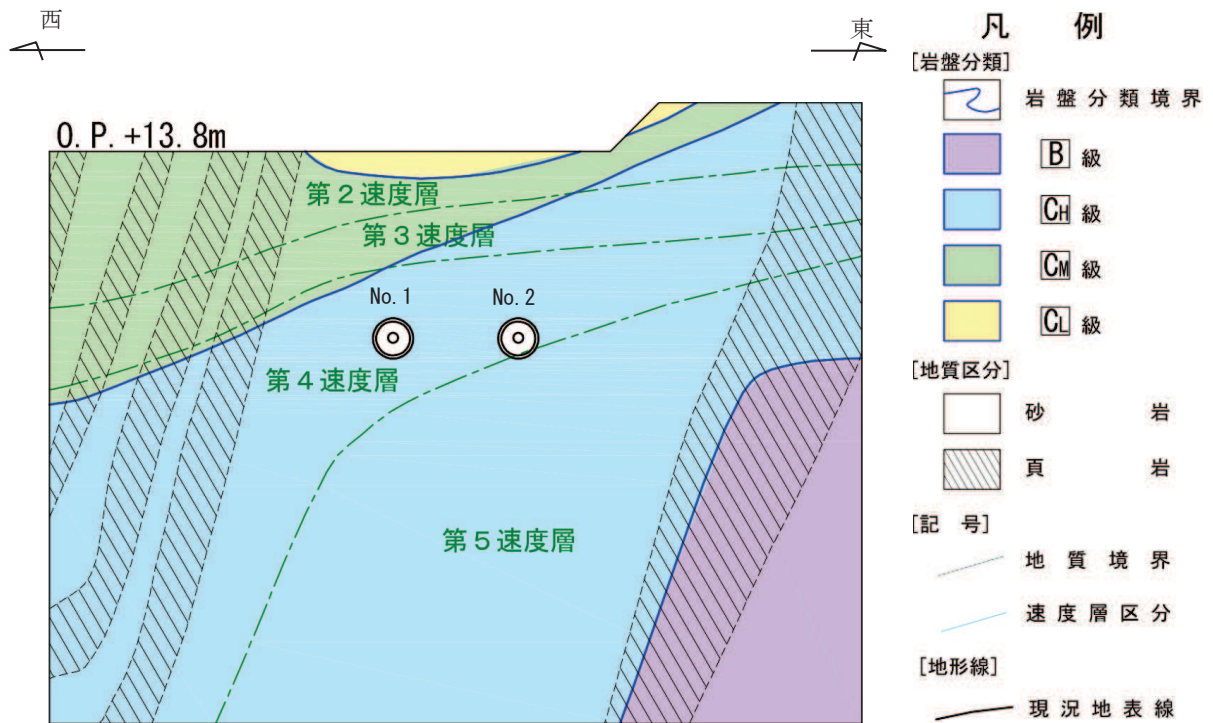
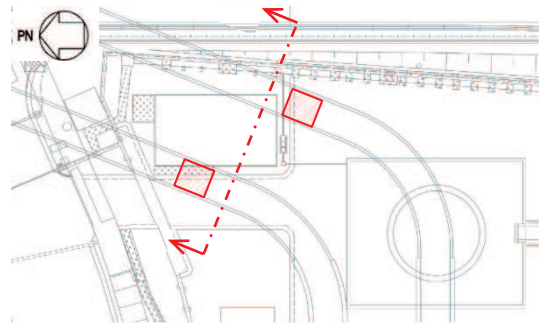


図 5.10.5-6 取放水路流路縮小工（第1号機取水路）(No.1), (No.2)の地質断面図

KEY PLAN

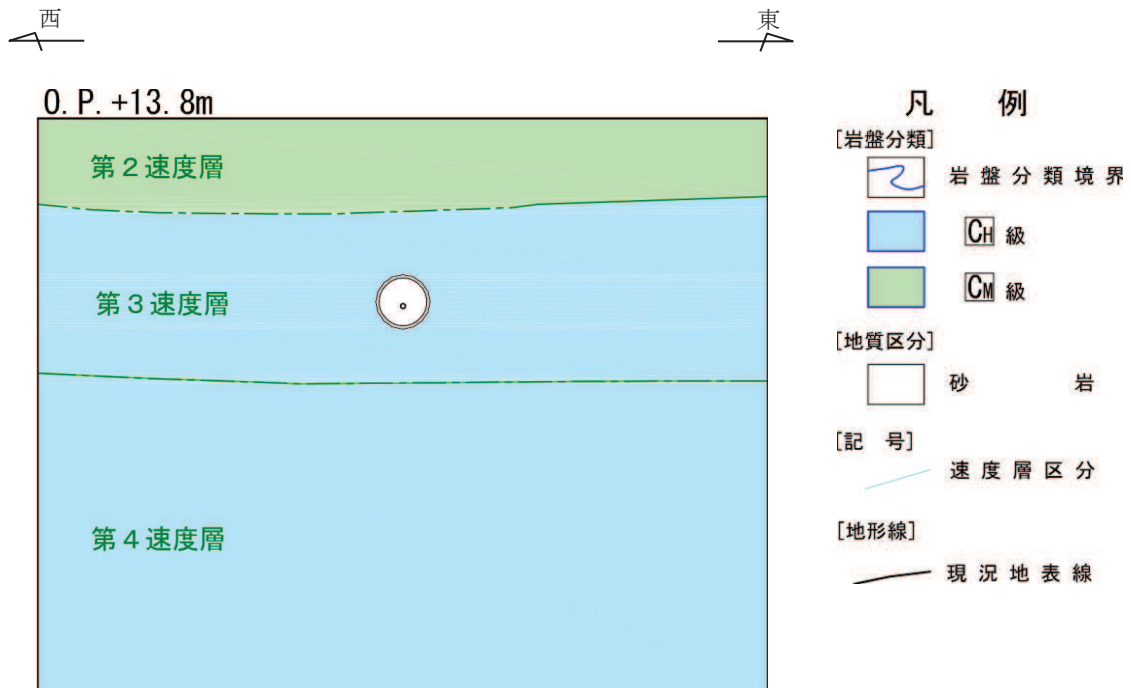
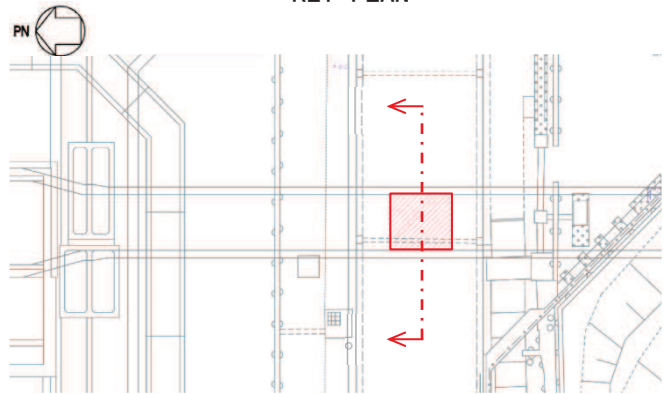


図 5. 10. 5-7 取放水路流路縮小工（第 1 号機放水路）の地質断面図

### 5.10.6 貯留堰

貯留堰の平面配置図を図 5.10.6-1 及び図 5.10.6-2 に、断面図を図 5.10.6-3 及び図 5.10.6-4 に示す。貯留堰は、取水口底盤に設置する鉄筋コンクリート製の堰で構成され、取水口と一体構造である。

貯留堰は、非常用海水ポンプの取水性を確保するため、天端高さを O.P. -6.3m としており、1.2m の堰高さを有する。貯留堰の寸法は、横 4.0m×幅 2.5m であり、取水口上に 6 個設置する。

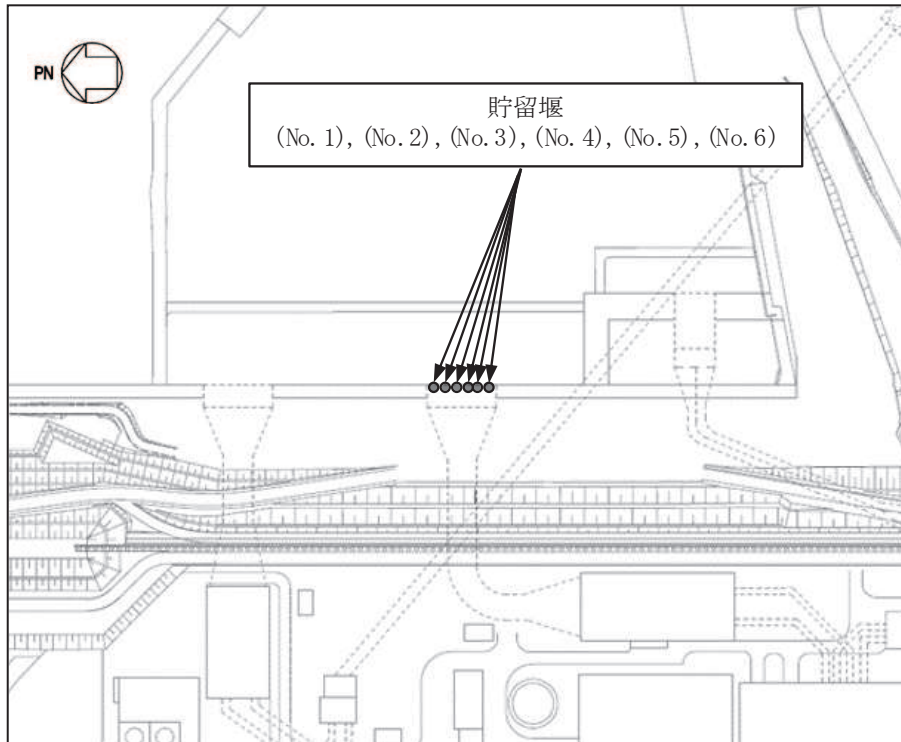


図 5.10.6-1 貯留堰（取水口）の平面配置図

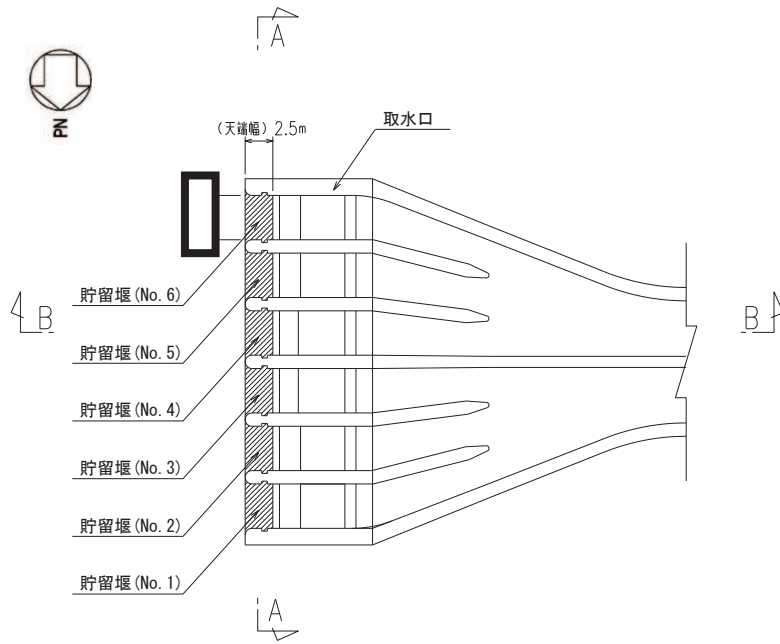
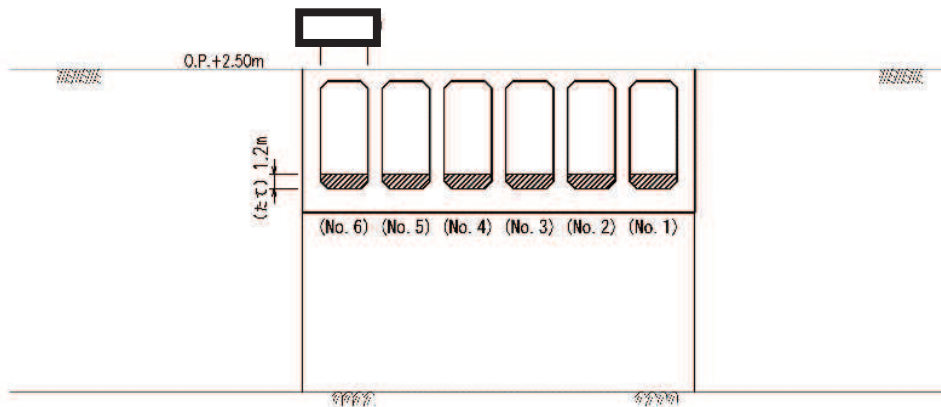


図 5.10.6-2 貯留堰（取水口）の平面配置図



S

図 5.10.6-3 貯留堰（取水口）断面図（A-A）

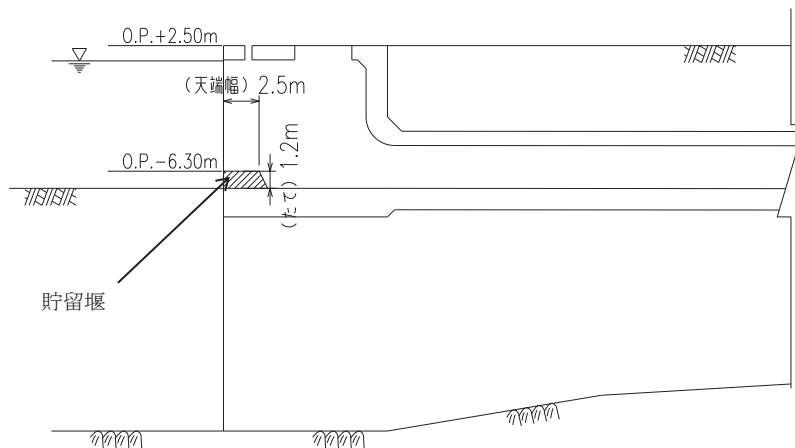


図 5.10.6-4 貯留堰（取水口）縦断面図（B-B）

(1) 評価対象断面の考え方

貯留堰は取水口と一体構造であり、取水口の断面が延長方向で異なり、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する構造物（箱形構造物）となることから、貯留堰を含めた取水口の三次元モデルを用いて耐震評価を行う。耐震評価における解析手法選定及び断面選定の考え方については、「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す。

一方、津波時及び重畳時の検討（強度評価）については、津波荷重及び漂流物衝突荷重が貯留堰の横断方向（取水口の縦断方向）に作用することから、貯留堰の横断方向（EW 方向）の評価対象断面を選定する。

(2) 強度評価における評価対象断面の選定

貯留堰は取水口上に6個設置されるが、各貯留堰は同一構造で近接していることから、図 5.10.6-5 に示すように各貯留堰位置での地質状況に有意な差が無い。したがって、6個の貯留堰のNS方向の中央位置で作成したEW方向断面（図 5.10.6-6）を評価対象断面として選定する。

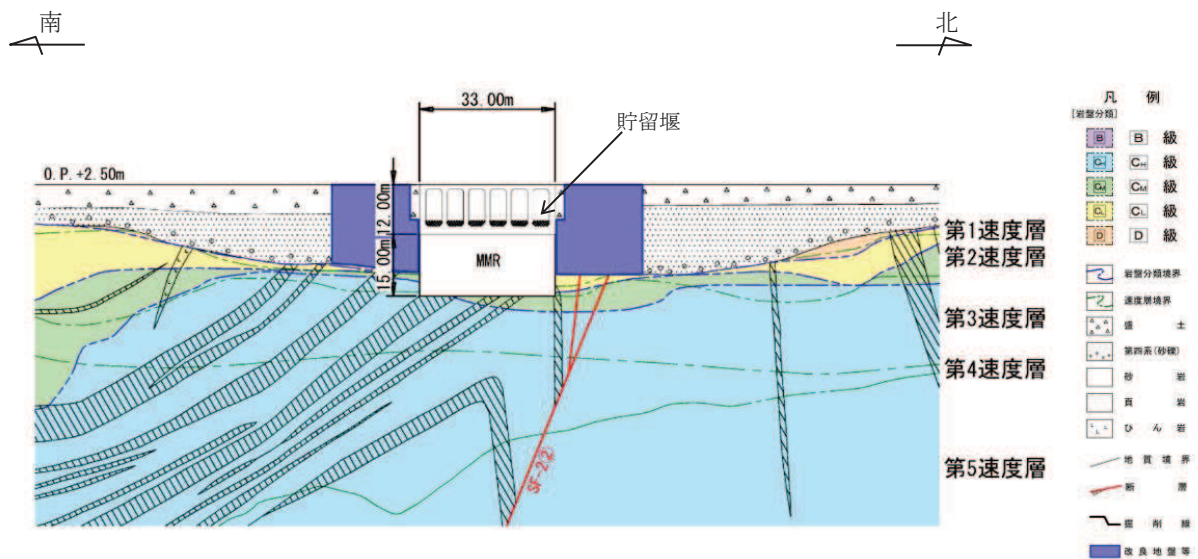


図 5.10.6-5 貯留堰（取水口）地質断面図（A-A）

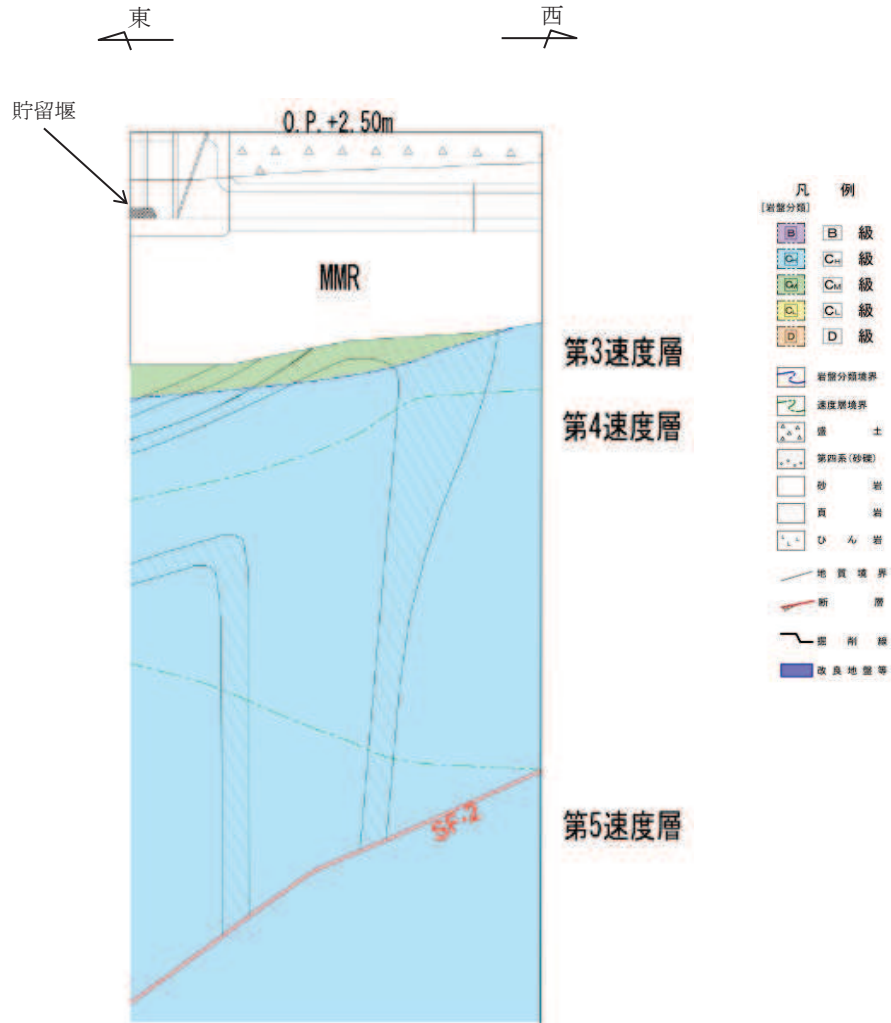


图 5.10.6-6 貯留堰（取水口）地質断面图（B-B）

## 6. 浸水防護施設に関する補足資料

### 6.1 防潮堤に関する補足説明

#### 目 次

- 6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明
- 6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明
- 6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について
- 6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明
- 6.1.7 背面補強工及び置換コンクリートに使用するコンクリートのせん断強度について
- 6.1.8 セメント改良土の品質確認方針
- 6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明

: 本日の説明範囲



- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤の設計に関する補足説明
- 6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明

## 目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	9
2.4 適用基準	21
3. 耐震評価	23
3.1 評価対象断面	23
3.2 解析方法	31
3.3 荷重及び荷重の組合せ	48
3.4 入力地震動	50
3.5 解析モデル及び諸元	153
3.6 評価対象部位	183
3.7 許容限界	185
3.8 評価方法	198
4. 評価結果	227
4.1 地震応答解析結果	227
4.2 鋼管杭	360
4.3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工	383
4.4 RC 遮水壁	385
4.5 背面補強工	394
4.6 置換コンクリート	400
4.7 改良地盤	404
4.8 セメント改良土	418
4.9 止水ジョイント部材の相対変位量に対する評価結果	426
4.10 基礎地盤	430
5. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性に関する影響検討	453
5.1 コンクリートの剛性の影響について	453
5.2 防潮堤前背面での地下水位差の影響検討について	460
5.3 断層交差部による影響検討について	465
5.4 隣接構造物による影響検討について	477
5.5 液状化しない場合の不確かさの影響検討について	485
5.6 垂直リブ設置による剛性増加の影響について	492

(参考資料1) 短杭の影響検討について

(参考資料2) 断面④の鋼管杭の軸力について

(参考資料3) 鋼管杭－地盤間の境界条件の保守性について

(参考資料4) ジョイント要素非設定箇所にジョイント要素を設定した場合の影響について

(参考資料5) 漂流物防護工が地震応答に及ぼす影響について

(参考資料6) RC 壁部の地盤ばね評価について

## 1. 概要

本資料は、添付書類「VI-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（鋼管式鉛直壁）が基準地震動 $S_s$ に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）に要求される機能の維持を確認するにあたっては、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を行う。

なお、本資料においては各照査値が最も厳しいケースだけでなく、検討した全ケースの結果を示している。

また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲を図 2.1-1 に示す。なお，防潮堤（鋼管式鉛直壁）は一般部，岩盤部に分類される。

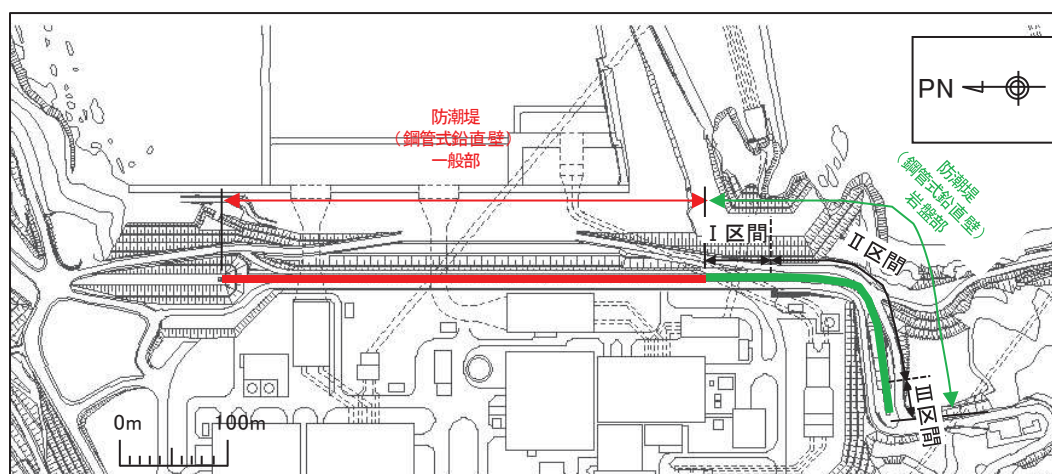


図 2.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲

## 2.2 構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、一般部と岩盤部に分類される。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、入力津波による浸水高さ（防潮堤前面：O.P.+24.4m）に対して余裕を考慮した天端高さ（O.P.+29.0m）とする。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭及び置換コンクリートによる下部構造から構成され、背面補強工の下方に改良地盤を、置換コンクリートの上方にセメント改良土をそれぞれ設置する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部は、鋼管杭、鋼製遮水壁、RC遮水壁、漂流物防護工及び背面補強工による上部構造と、鋼管杭による下部構造から構成される。

鋼管杭は、施工性を考慮し、上部工の鋼管杭と下部工の鋼管杭に分けて施工しており、接続部周辺をコンクリートで充填している。また、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部は基礎地盤のすべり安定性を確保する観点から、改良地盤の海側に置換コンクリートを設置する構造とした。

上部工の境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイントを設置する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要図及び構造図を図2.2-1及び図2.2-2に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図を図2.2-3に、止水ジョイント概念図を図2.2-4に示す。

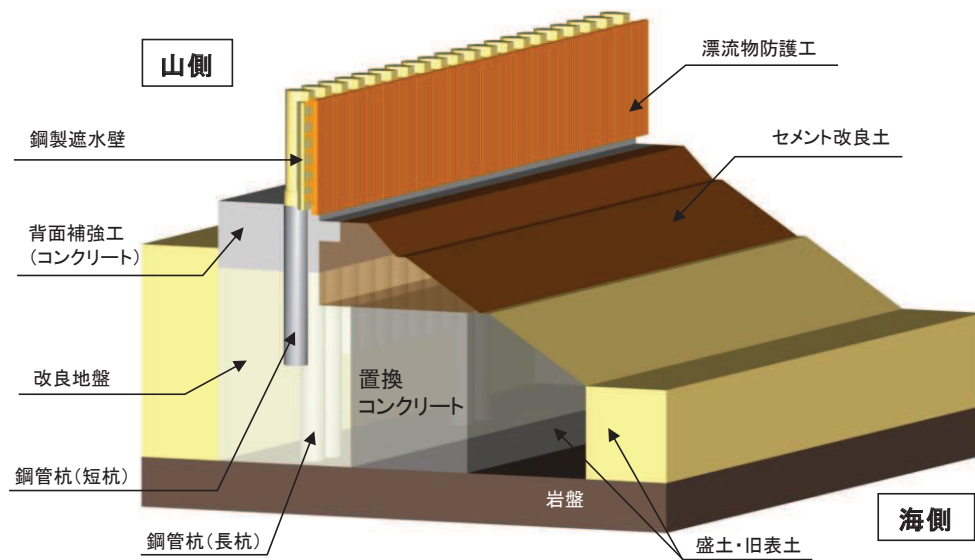


図 2.2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造概要図

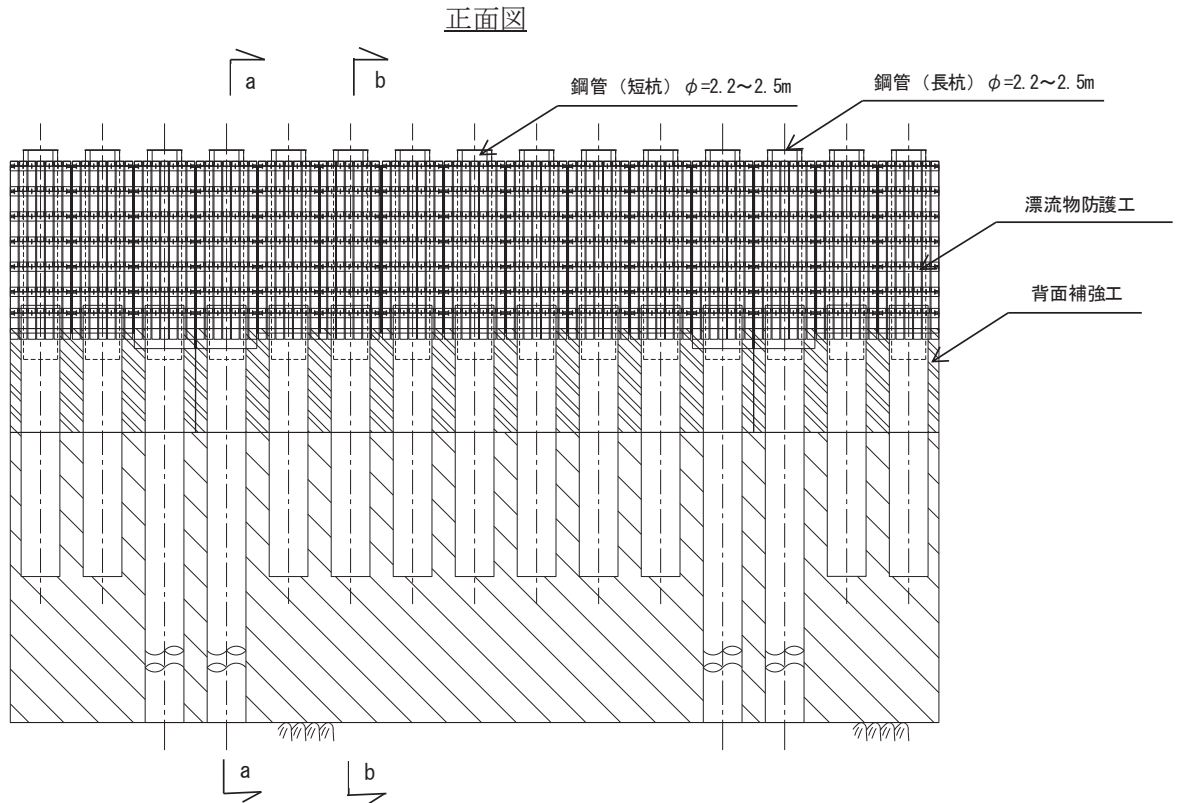


図 2.2-2(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，漂流物防護工）

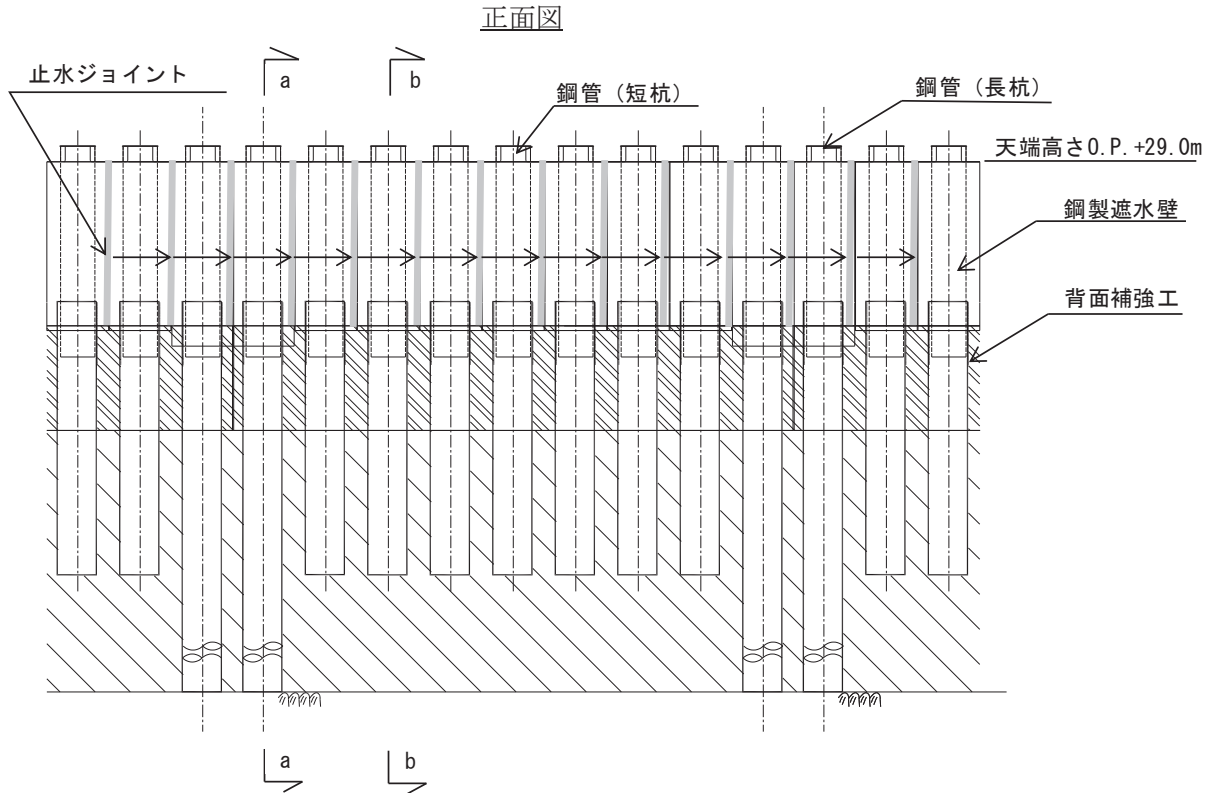


図 2.2-2(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造図（正面図，鋼製遮水壁）

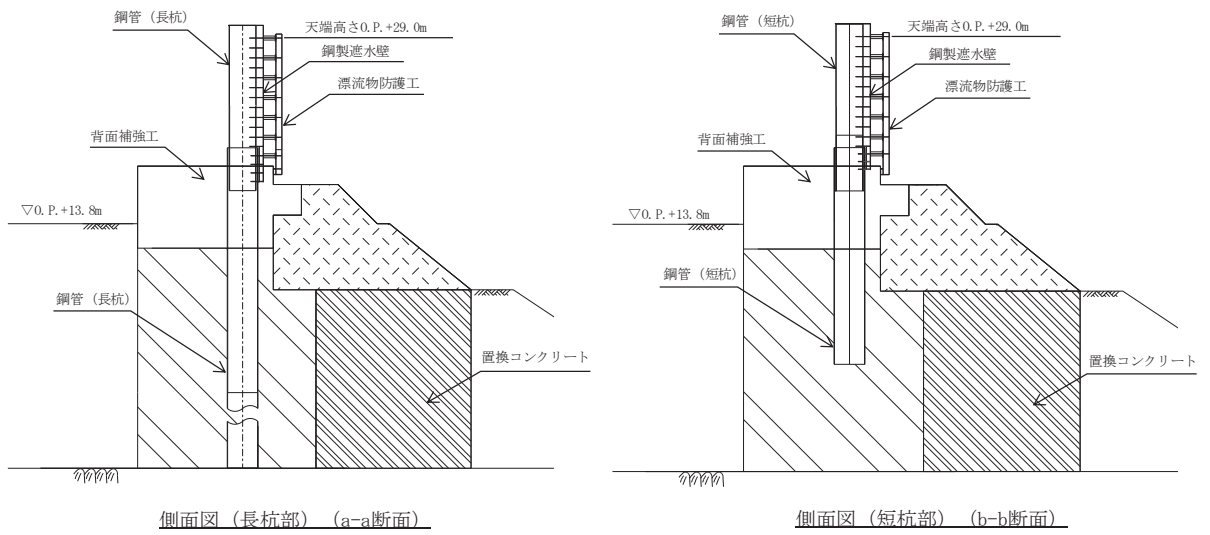


図 2.2-2(3) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の構造図 (断面図)



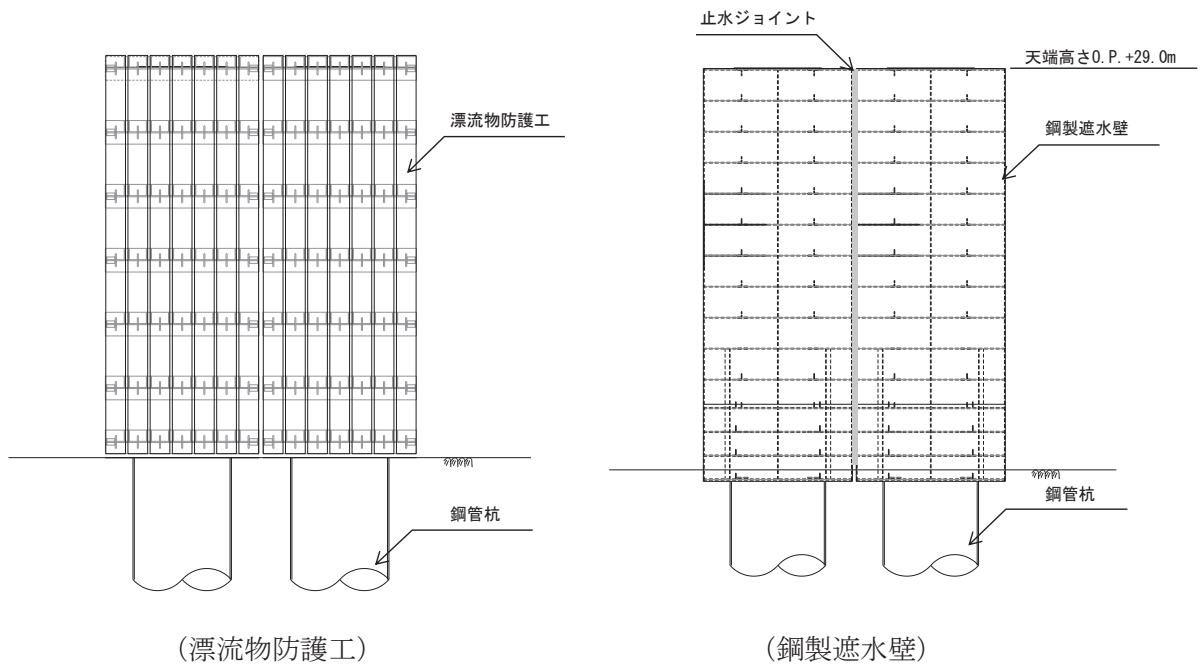


図 2. 2-3(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（正面図， I ・ II 区間）

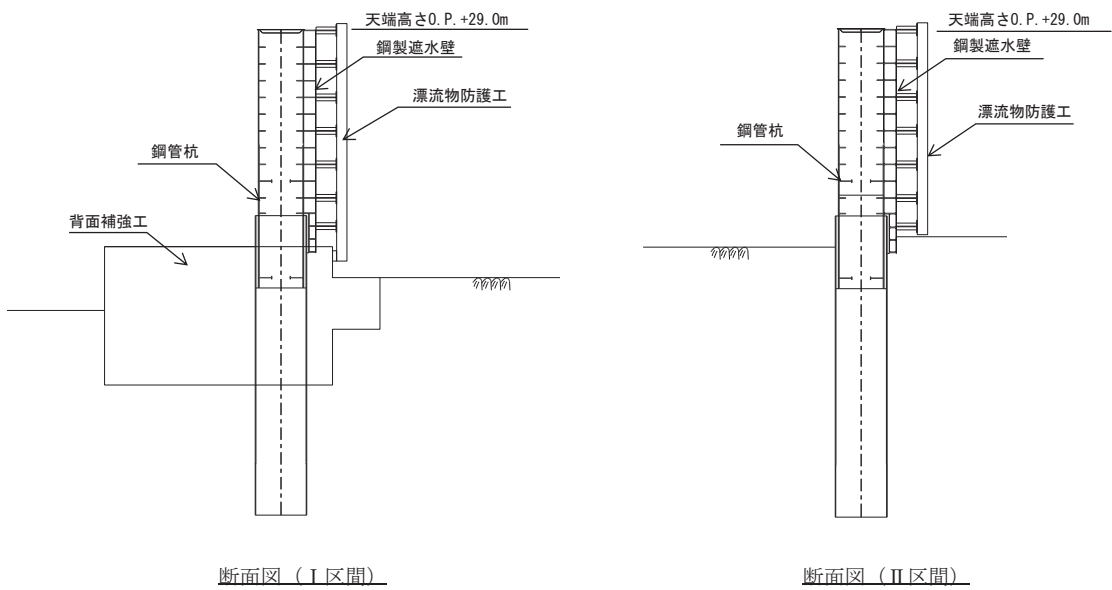


図 2. 2-3(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（断面図， I ・ II 区間）

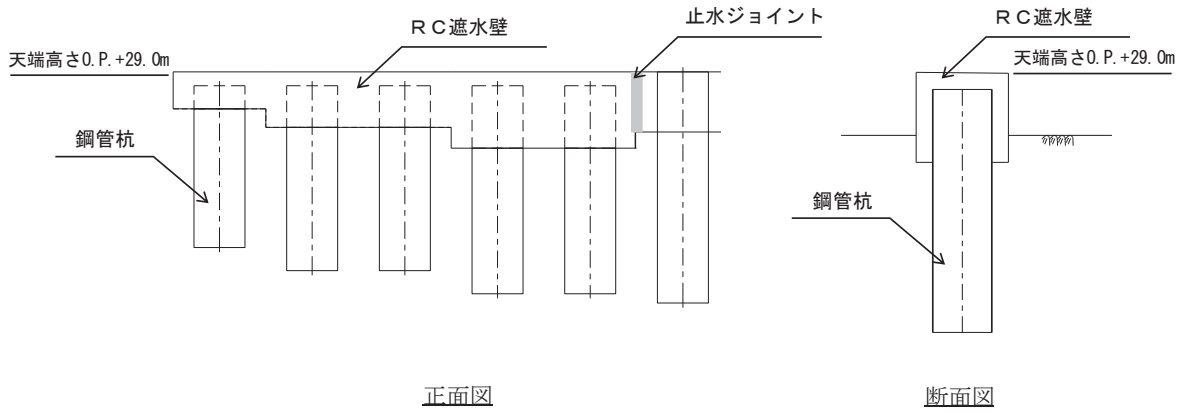
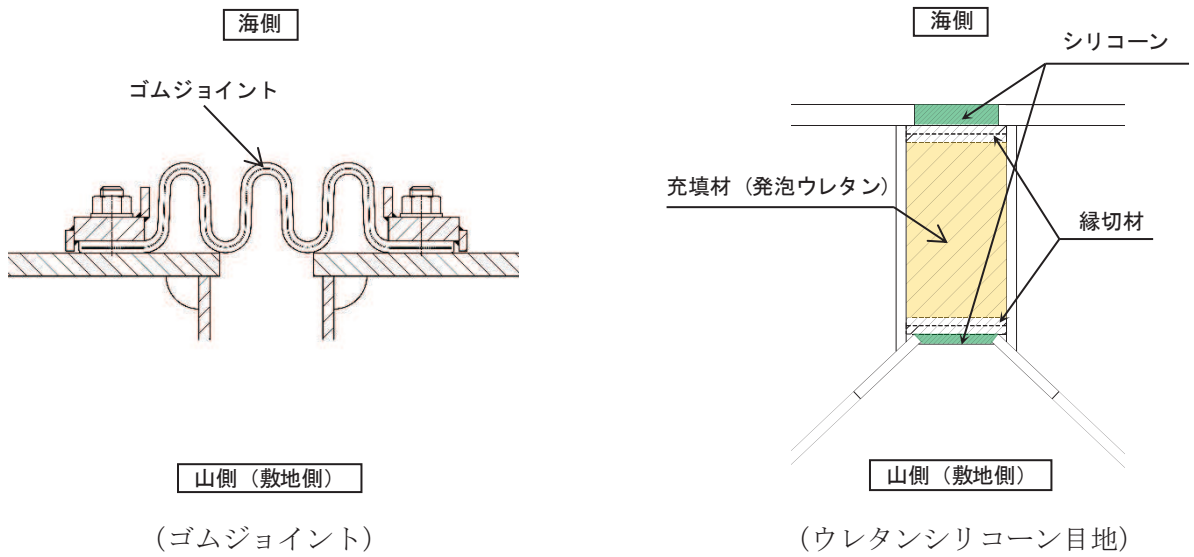


図 2. 2-3(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の構造図（Ⅲ区間）



(ゴムジョイント)

(ウレタンシリコーン目地)

図 2. 2-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント概念図

## 2.3 評価方針

### 2.3.1 各部位の性能目標

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

新規制基準への適合性において、防潮堤直下の盛土・旧表土は沈下対策として地盤改良を行うことを踏まえ、鋼管式鉛直壁における設置許可基準規則の各条文に対する検討要旨を表 2.3-1 に示す。鋼管式鉛直壁は一般部と岩盤部があるが、各部位の性能目標と許容限界については、一般部の整理結果を岩盤部にも展開するため、以下では一般部を対象に整理する。

表 2.3-1 鋼管式鉛直壁における検討要旨

規 則	検 討 要 旨
第3条 (設計基準対象施設の地盤)	<ul style="list-style-type: none"><li>施設（鋼管杭，鋼製遮水壁，背面補強工及び置換コンクリート）を支持する地盤を対象とし，地盤内にすべり線を想定し，安定性を確認する。</li></ul>
第4条 (地震による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"><li>施設と地盤との動的相互作用や液状化検討対象層の地震時の挙動を考慮した上で，施設の耐震安全性を確認する。</li></ul>
第5条 (津波による損傷の防止)	<ul style="list-style-type: none"><li>地震（本震及び余震）による影響を考慮した上で，機能を保持できることを確認する。</li><li>液状化検討対象層の地震時の挙動の考慮を含む。</li></ul>

鋼管式鉛直壁（一般部）における条文に対応する施設の範囲及び各部位の役割を図 2.3-1，図 2.3-2 及び表 2.3-2 に示す。なお，以下では，津波を遮断する役割を『遮水性』，材料として津波を通しにくい役割を『難透水性』とし，これらを総称して『止水性』と整理する。

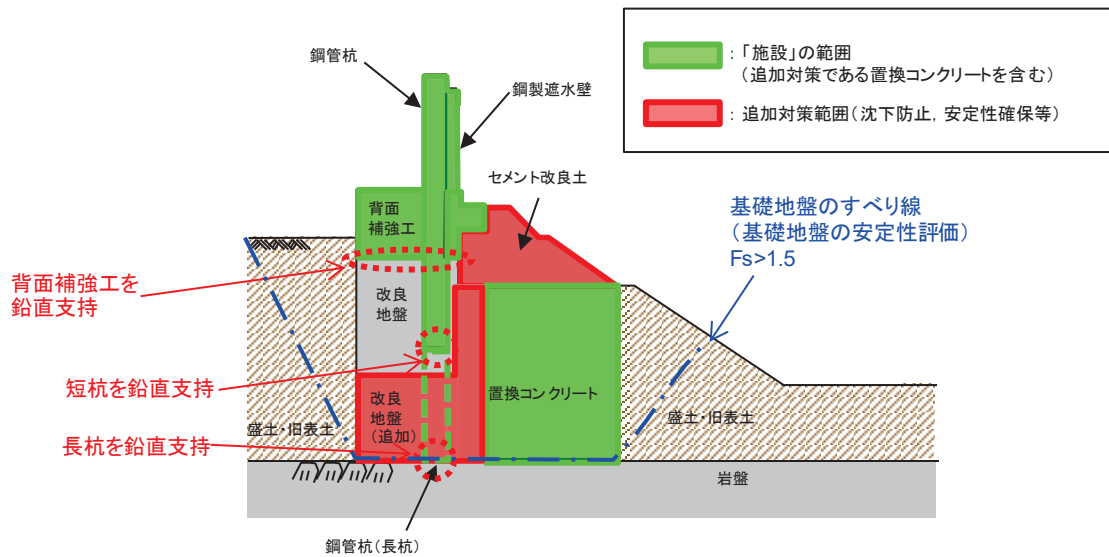


図 2.3-1 鋼管式鉛直壁 (一般部) の「施設」の範囲

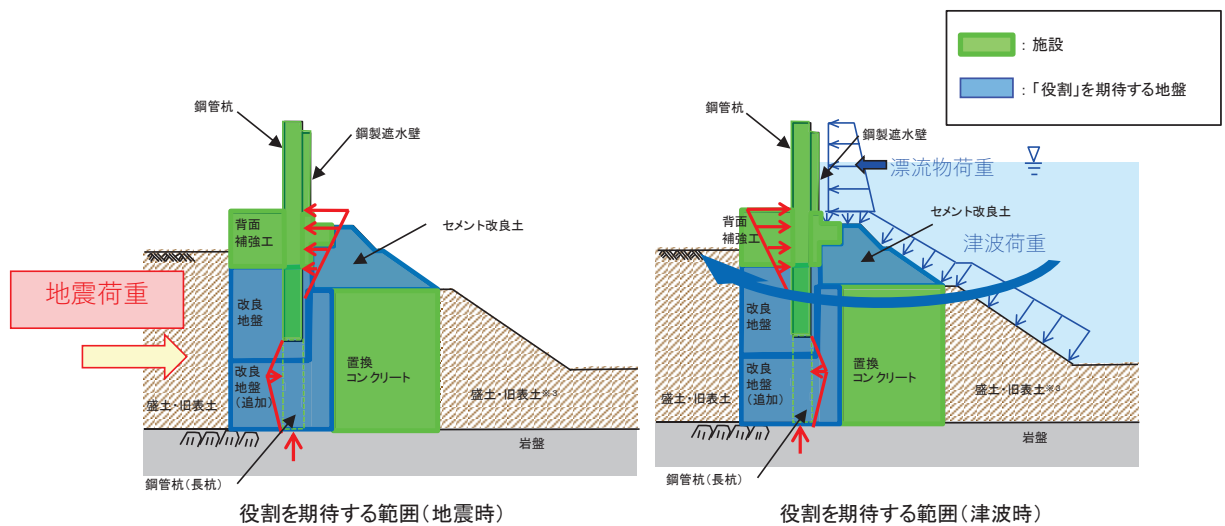


図 2.3-2 鋼管式鉛直壁 (一般部) の役割を期待する範囲

表 2.3-2 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割*1	津波時の役割*1
施設	鋼管杭（長杭）	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼管杭（短杭）	・ 鋼製遮水壁を支持する。	・ 鋼製遮水壁を支持する。
	鋼製遮水壁	・ 漂流物防護工及び止水目地を支持する。	・ 漂流物防護工及び止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	漂流物防護工	—	・ 漂流物の荷重を鋼製遮水壁及び鋼管杭に伝達する。
	止水目地	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従する。	・ 鋼製遮水壁間の変位に追従し、遮水性を保持する。
	背面補強工	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 遮水性を保持する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。
	置換コンクリート	・ コンクリート強度を考慮して基礎地盤のすべり安定性を確保する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
地盤	セメント改良土	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。 ・ 津波荷重を置換コンクリート等を介して岩盤に伝達する。
	改良地盤	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。	・ 短杭及び背面補強工を鉛直支持する（下方の岩盤に荷重を伝達する）。 ・ 長杭・短杭の変形を抑制する。 ・ 地盤中からの回り込みによる浸水を防止する（難透水性を保持する）。
	岩盤	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。 ・ 基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・ 長杭・短杭、背面補強工及び置換コンクリートを（改良地盤を介して）鉛直支持する。

注記 \*1：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

各部位の『施設』と『地盤』を区分するに当たり、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の具体的な役割を表 2.3-3 のとおり整理した。

要求機能を満たすために設計上必要な項目（表 2.3-3 中「◎」と記載）を持つ部位として、背面補強工は津波時に鋼製遮水壁や止水目地とともに止水性（第5条）としての遮水性を保持すること、置換コンクリートは地震時にすべり安定性確保（第3条）の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。また、支持地盤や側方地盤としての役割（表 2.3-3 中「○」と記載）を有する改良地盤及びセメント改良土は『地盤』と区分する。

なお、施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目「○」と評価した具体的な考え方を以下に示す。

- ・ 改良地盤の役割である鉛直支持については、鋼管杭（短杭）及び背面補強工を鉛直支持するために支持力を設計に反映することから「○」とした。

- ・ 改良地盤及びセメント改良土の役割であるすべり安定性については、基礎地盤のすべり安定性を確保するために滑動抵抗力（強度特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である健全性については，鋼管杭の変形を抑制するために剛性（変形特性）を設計に反映することから「○」とした。
- ・ 置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土の役割である止水性については，地盤中からの回り込みによる浸水を防止するために透水係数を設計に反映することから「○」とした。なお，透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを浸透流解析により確認する。

以上を踏まえ，鋼管式鉛直壁（一般部）における各部位の役割に対する性能目標を表 2.3-4 に示す。

表 2.3-3 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の具体的な役割

凡 例  
 ◎：要求機能を主体的に満たすために設計上必要な項目  
 ○：該当する部位を施設と区分とする  
 ○：施設の役割を維持するための条件として設計に反映する項目  
 ー：設計上考慮しない項目

部位	具体的な役割					『施設』と『地盤』の区分の考え方
	地震時	津波時	*1 鉛直支持	すべり安定性	(健全性) *1 (鋼管杭の変形抑制) 止水性 *2 難透水性	
背面補強工	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>遮水性を有するコンクリートを鋼製遮水壁や止水目地と連続配置することで、津波時の水みちを形成しない。</li> <li>鋼管杭の周囲を剛性の高いコンクリートとすることで鋼管杭の変形を抑制するとともに、鋼管杭の突出長を短縮することで鋼管杭の断面力を低減する。</li> </ul>	—	—	◎	津波時に鋼製遮水壁や止水目地とともに遮水性の役割を果たすことから、『施設』と区分する。
置換コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート強度を考慮して置換範囲を設計することで、基礎地盤のすべり安定性を確保する(第3条)。</li> <li>鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側に必要な強度を有するコンクリートを設置することで改良地盤の変形や発生応力を低減し、鋼管杭の海側への変形に抵抗する。</li> <li>難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	—	◎	*2 ○	地震時にすべり安定性確保の役割を主体的に果たすことから、『施設』と区分する。
セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の変形を抑制する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭の海側にセメント改良土を設置することで鋼管杭の海側への変形を抑制する。</li> <li>遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の周囲で難透水性を保持することで、地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	—	○	*2 ○	すべり安定性への寄与及び鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方の支持地盤と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。
改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持するとともに基礎地盤のすべり安定性に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼管杭(短杭)及び背面補強工の下方の盛土・旧表土を地盤改良(沈下防止)することで、防潮堤を鉛直支持する。</li> <li>難透水性を保持することで、遮水性を有する鋼製遮水壁・止水目地・背面補強工の下部地盤中からの回り込みによる浸水を防止する。</li> </ul>	○	○	*2 ○	施設の鉛直支持、すべり安定性への寄与及び鋼管杭の変形抑制が主な役割であり、施設の支持地盤や側方の支持地盤と同様であること、難透水性の保持の役割をもつことから、『地盤』と区分する。

注記 \*1: 鉛直支持については岩盤が、健全性(鋼管杭の変形抑制)については鋼管杭が、それぞれ主体的に役割を果たす。

\*2: 施設及び地盤を含む範囲の浸透流解析により、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の透水係数を保守的に考慮しても津波の滞水時間中に敷地に浸水しないことを確認する。

表 2.3-4 鋼管式鉛直壁（一般部）の各部位の役割に対する性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持 (第3条)	すべり安定性 (第3条)	健全性 (鋼管杭の変形抑制) (第4条)	止水性 (漏水性, 難透水性) (第5条)
施設	鋼管杭	-	-	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態に留まること。
	鋼製遮水壁			構造部材の健全性を保持するために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態に留まること。	止水目地の支持機能を喪失して鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、鋼製遮水壁がおおむね弾性状態に留まること。
	止水目地			鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	鋼製遮水壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性を保持すること。
	背面補強工			鋼管杭の変形を抑制するため、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	背面補強工内に鋼管杭を横断する水みちが形成されて有意な漏洩を生じないために、背面補強工がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	置換コンクリート			基礎地盤のすべり安定性を確保するため、コンクリートの強度を維持し、すべり抵抗を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、置換コンクリートがすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
地盤	セメント改良土	-	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、置換コンクリートのすべり抵抗も考慮した上で、十分なすべり安定性を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、セメント改良土がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	改良地盤	鋼管杭及び背面補強工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を保持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	岩盤	鋼管杭、背面補強工及び置換コンクリートを鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。		-	-



### 2.3.2 評価方針

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、設計基準対象施設として、表 2.3-5 に示すとおり、施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

施設・地盤の健全性評価については、施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力、すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

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

なお、止水ジョイント部材における相対変位量の算出方法は、「6.1.4 防潮堤の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。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価フローを図 2.3-3～図 2.3-5 に示す。

表 2.3-5(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（一般部）

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	施設・地盤の健全性	鋼管杭	曲げ軸力，せん断力に対する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
		鋼製遮水壁	曲げ軸力，せん断力に対する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
		漂流物防護工	曲げ軸力，せん断力に対する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
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		セメント改良土	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（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	施設・地盤の健全性	鋼管杭	曲げ軸力，せん断力に対する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
		鋼製遮水壁	曲げ軸力，せん断力に対する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
		漂流物防護工	曲げ軸力，せん断力に対する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
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		置換コンクリート	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		セメント改良土	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量	

注記 \*：妥当な安全余裕を考慮する。

表 2.3-5(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価項目（岩盤部）

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	施設・地盤の健全性	鋼管杭	曲げ軸力、せん断力に対する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
		鋼製遮水壁	曲げ軸力、せん断力に対する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
		RC 遮水壁	曲げ軸力、せん断力に対する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
		漂流物防護工	曲げ軸力、せん断力に対する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
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（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	施設・地盤の健全性	鋼管杭	曲げ軸力、せん断力に対する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
		鋼製遮水壁	曲げ軸力、せん断力に対する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
		RC 遮水壁	曲げ軸力、せん断力に対する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
		漂流物防護工	曲げ軸力、せん断力に対する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
		背面補強工	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（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。

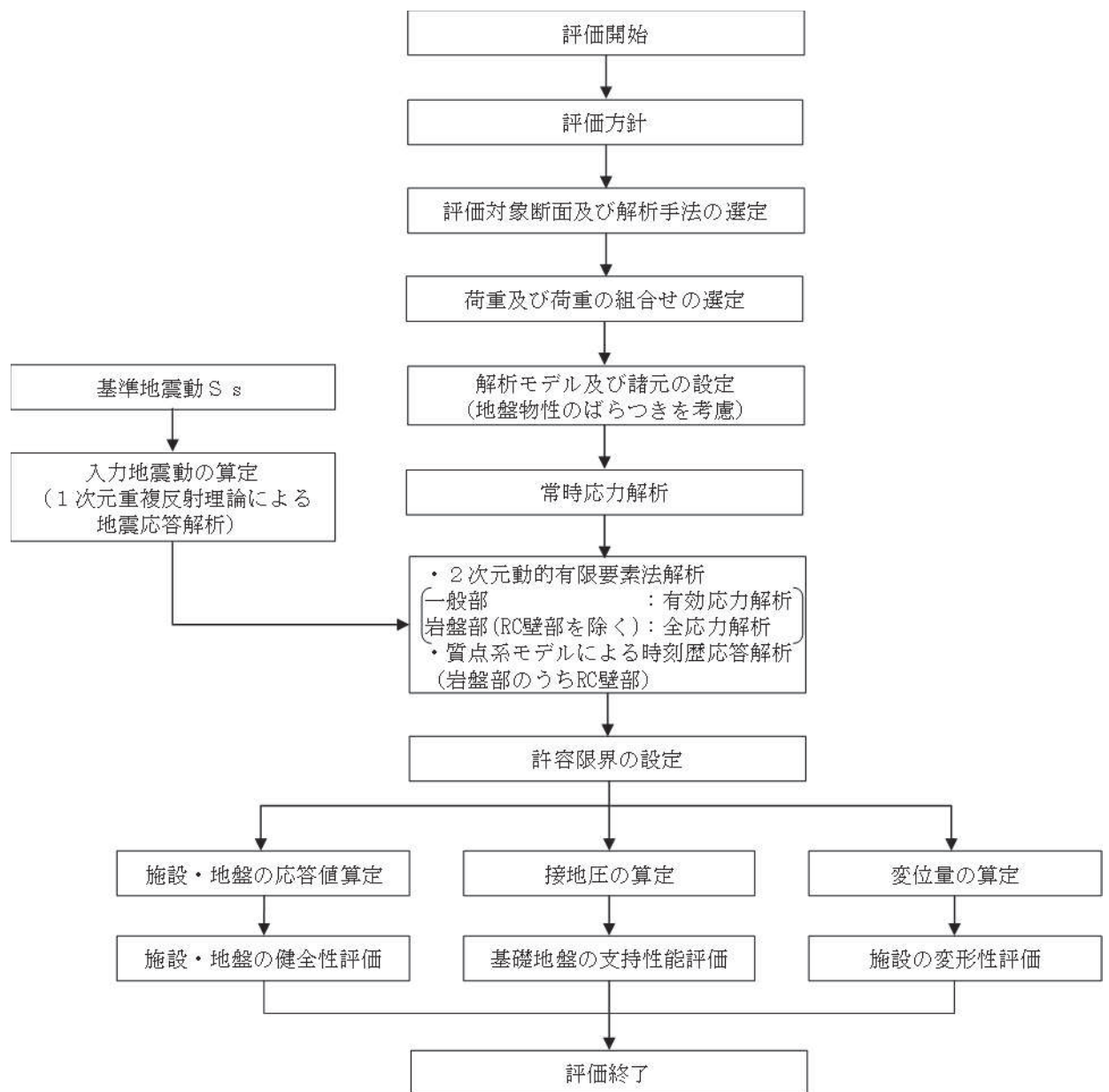


図 2.3-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価フロー

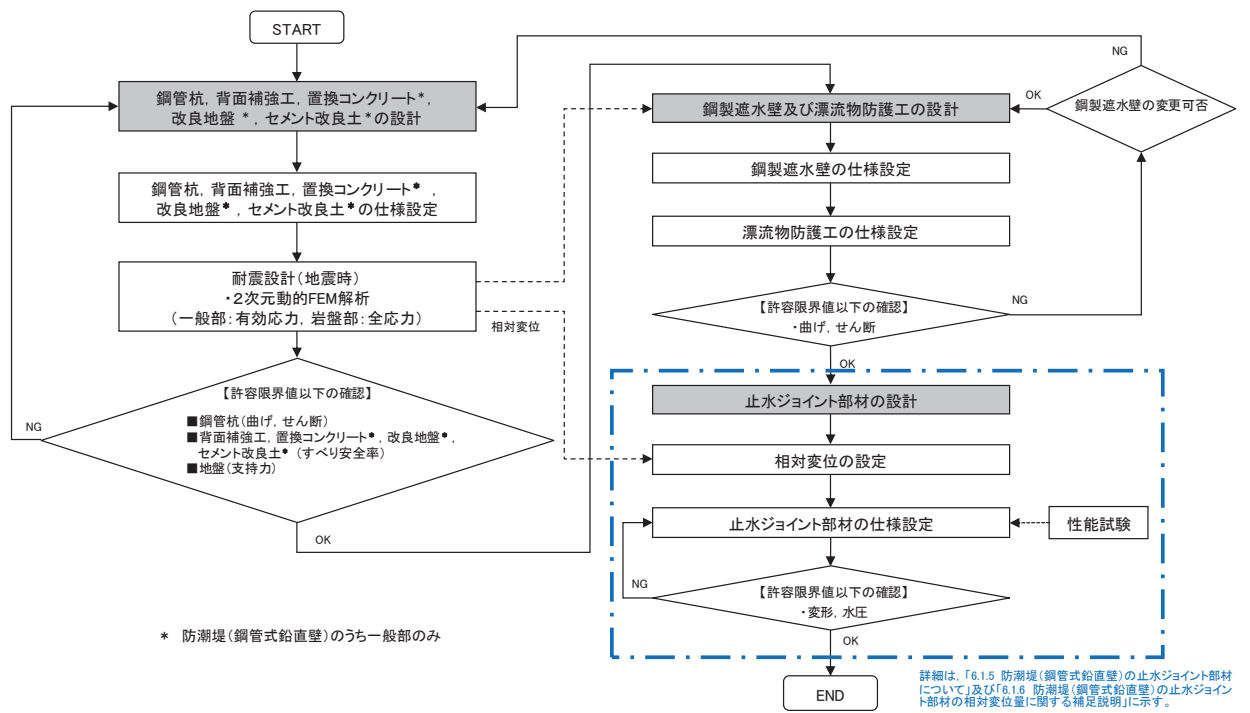


図 2.3-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の詳細耐震評価フロー

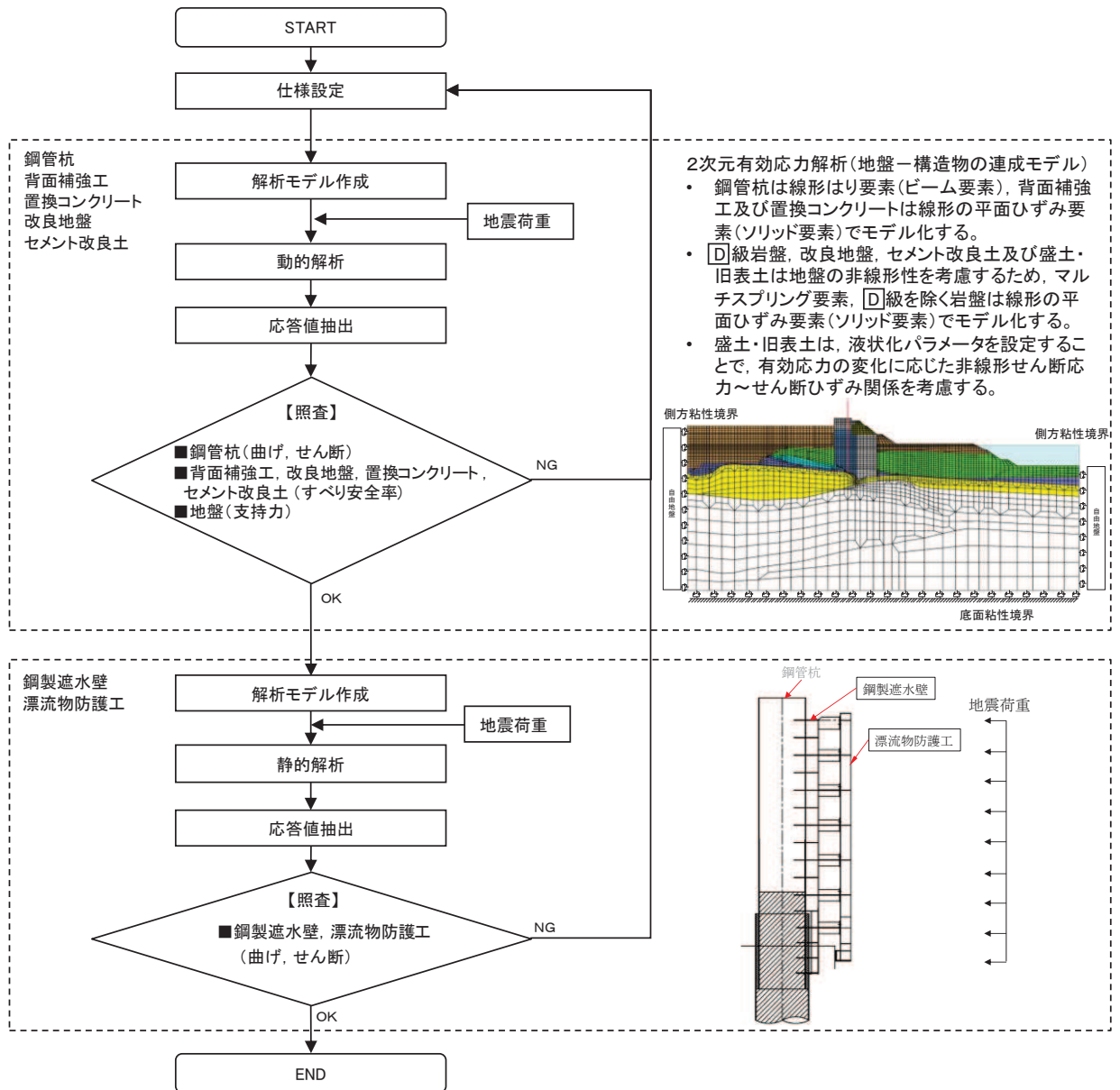


図 2.3-5 地震時の防潮堤(鋼管式鉛直壁)の詳細設計フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・ 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6月制定）（以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。）
- ・ 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・ 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・ 道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・ コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（土木学会，2013年制定）
- ・ 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（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）
- ・ 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009（日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (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 組み合わせを検討
許容限界	鋼管杭	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋 編)・同解説 (平成 14 年 3 月)	曲げ軸力に対する照査 は，発生応力が，短期 許容応力度以下である ことを確認。
	鋼製遮水壁	鋼材 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋 編)・同解説 (平成 14 年 3 月)	
	漂流物防護工	鋼材 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋 編)・同解説 (平成 14 年 3 月)	せん断力に対する照査 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。
	背面補強工	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002年) コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学 会，2013年制定) 耐津波設計に係る工認審査ガイド	すべり安全率が 1.2 以 上であることを確認。
	置換コンクリート	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002年) コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学 会，2013年制定) 耐津波設計に係る工認審査ガイド	
	改良地盤及び セメント改良土	耐津波設計に係る工認審査ガイド	
地震応答解析		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)	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
		乾式キャスクを用いる使用済燃料中 間貯蔵建屋の基礎構造の設計に關す る技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009 (日本電気 協会)	水平・鉛直地盤ばねの 設定



### 3. 耐震評価

#### 3.1 評価対象断面

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」の「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」に記載したとおり、耐震評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位、近接構造物の有無、間接支持される機器・配管系の有無及び断層の有無が耐震評価結果に及ぼす影響の観点から、耐震評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

##### 3.1.1 一般部

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の評価対象断面は、斜面形状であり傾斜方向への変形が支配的である横断方向を対象とする。

評価対象断面の選定は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部を構造的特徴及び周辺状況により2区間に分類した上で、区間毎に周辺状況の観点から評価候補断面を整理し、耐震評価上厳しくなる断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表3.1-1に、評価対象断面位置を図3.1-1に、評価対象断面を図3.1-2～図3.1-3に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波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「5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）」に示す。

表 3.1-1 評価対象断面選定結果（一般部）

評価対象断面		①岩盤上面 深さ	②[D]級+ [C] <sub>1</sub> 級岩盤厚さ	③鋼管杭 突出長	④[C] <sub>1</sub> 級岩盤上 面深さ	⑤盛土+旧表土 厚さ	⑥旧表土 厚さ
I 区 間	断面①* <sup>1</sup>	○：岩盤上面が 最も深い	—	— (鋼管突出長は 全断面で同じ)	○：[C] <sub>1</sub> 級岩盤 上面が最も 深い	○：盛土+旧表 土が最も厚 い	—
	断面②* <sup>2</sup>	—	○：[D]級、[C] 級岩盤が分 布しない		—	—	○：旧表土が最 も厚い
	断面③	—	○：[D]級+[C] 級岩盤が最 も厚い		—	—	—
II 区 間	断面④	<ul style="list-style-type: none"> <li>II区間は区間の長さが短く、縦断方向の地質状況が大きく変わらないと考えられるため、II区間の評価候補断面選定については、II区間の構造的特徴から選定する。</li> <li>評価候補断面としては、II区間のうち、盛土堤防（セメント改良土）厚さが最も厚く、耐震評価に影響を及ぼすと考えられるII-①断面を選定する。</li> </ul>					

注記 \*1：設置変更許可段階における基礎地盤の安定性評価で示した断面  
\*2：設置変更許可段階における構造成立性評価で示した断面

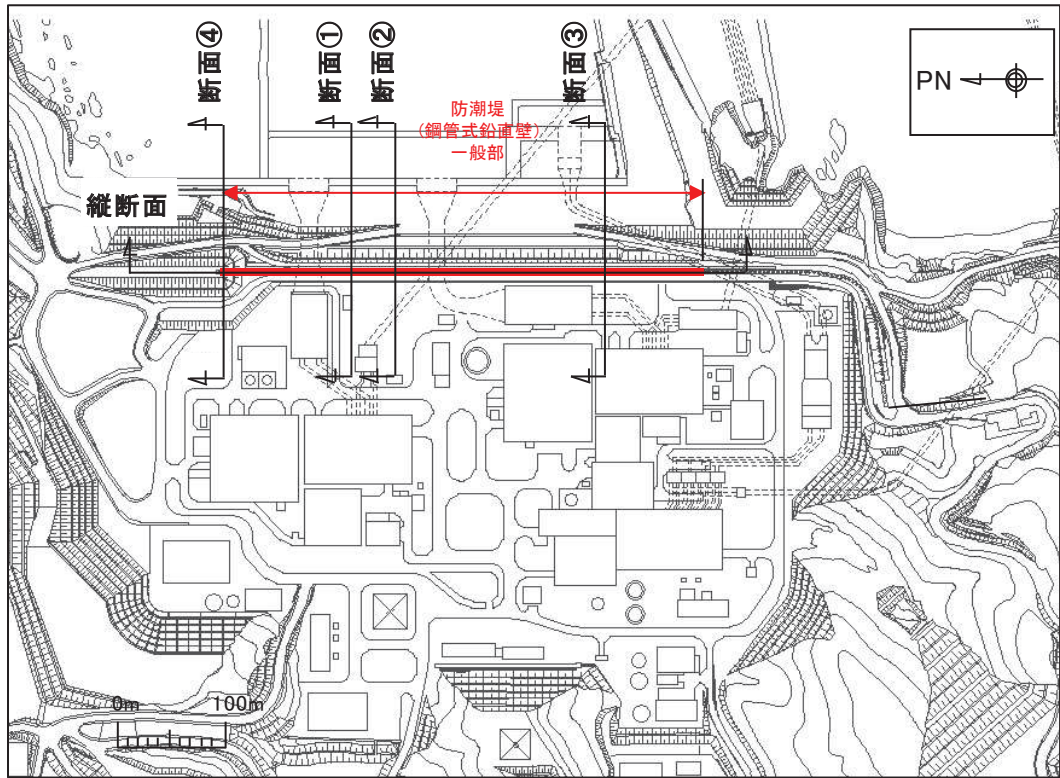


図 3.1-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部 評価対象断面位置図

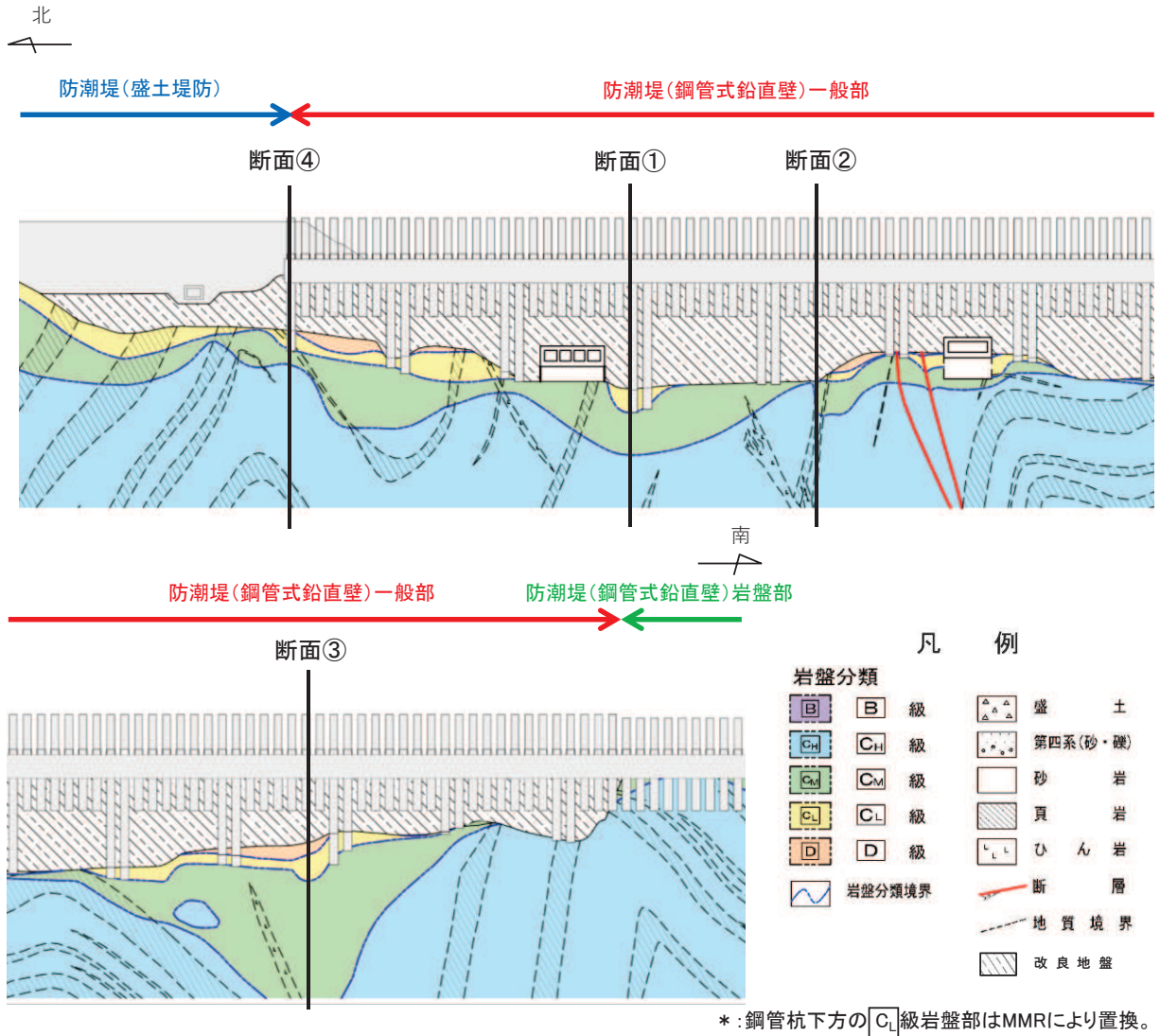


図 3.1-2 防潮堤(鋼管式鉛直壁)のうち一般部 評価対象断面縦断図

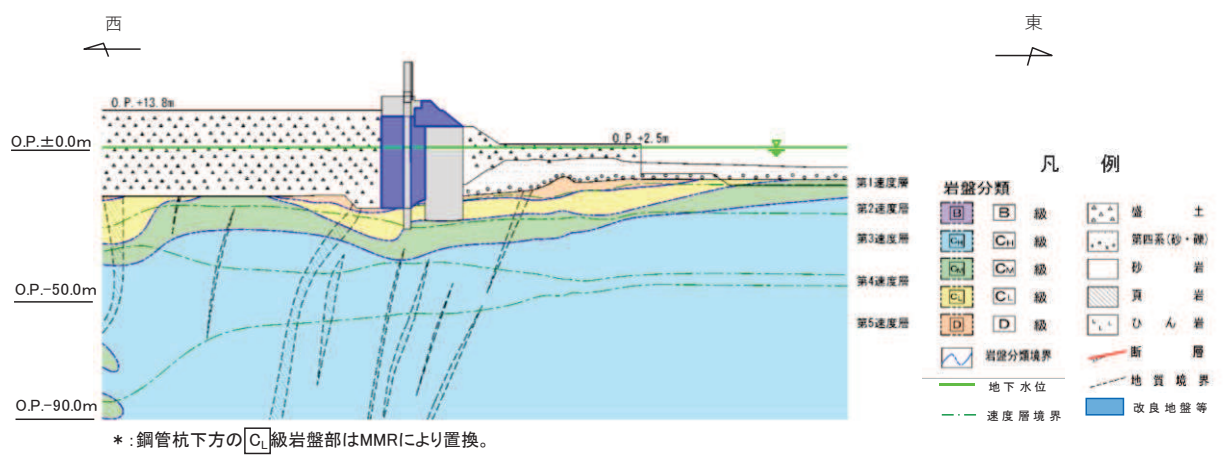


図 3.1-3 (1) 評価対象断面(断面①)

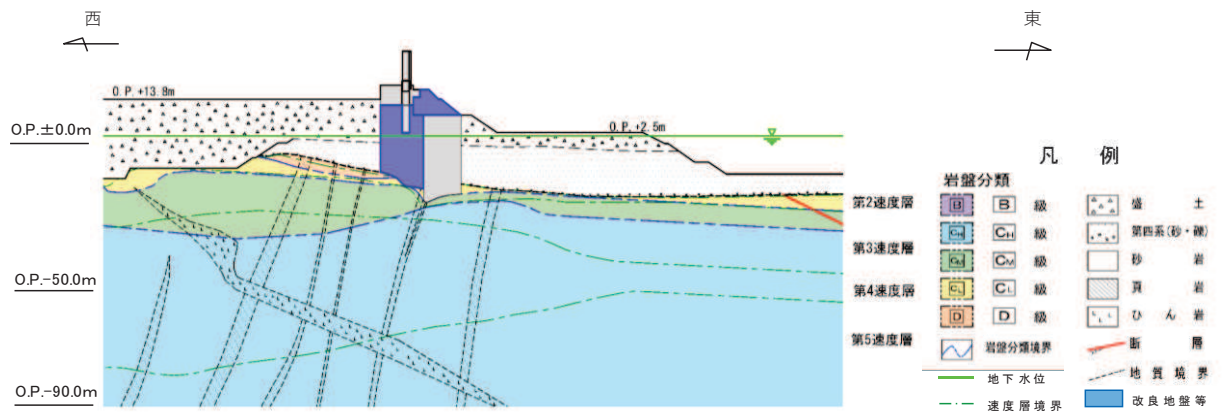


図 3.1-3 (2) 評価対象断面 (断面②)

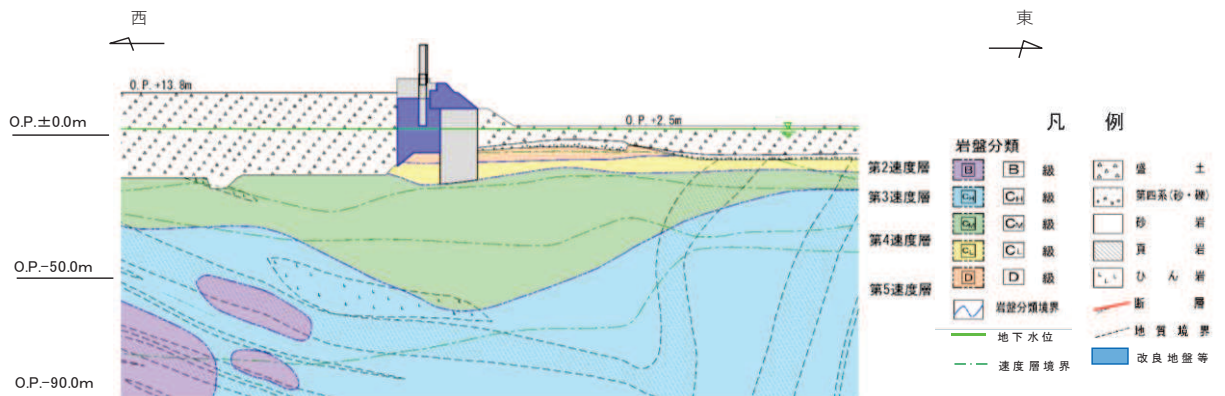


図 3.1-3 (3) 評価対象断面 (断面③)

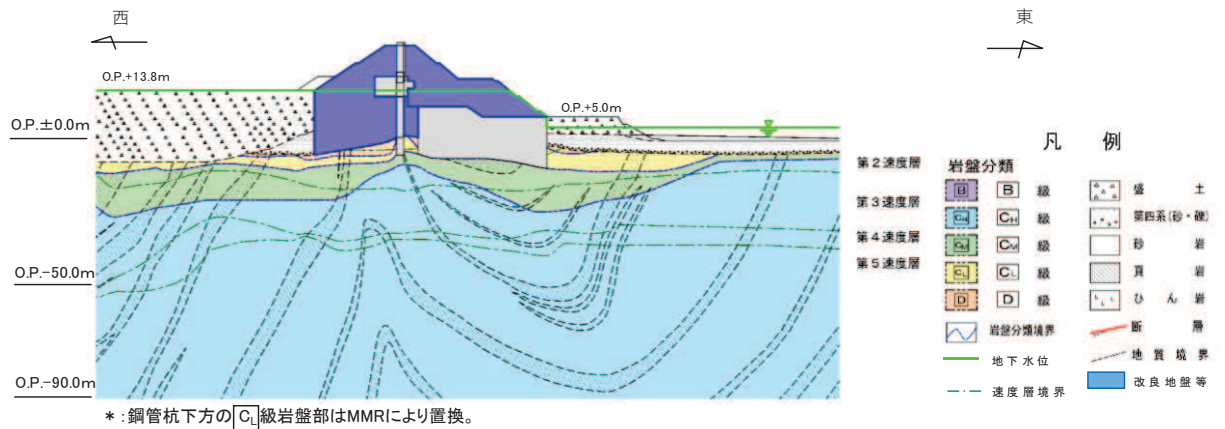


図 3.1-3 (4) 評価対象断面 (断面④)

### 3.1.2 岩盤部

評価対象断面の選定は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部を構造的特徴及び周辺状況により3区間に分類した上で、区間毎に周辺状況の観点から評価候補断面を選定し、耐震評価上厳しくなる断面を選定する。

評価対象断面選定結果を表3.1-2に、評価対象断面位置を図3.1-4に、評価対象断面を図3.1-5～図3.1-6に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）」に示す。

表 3.1-2 評価対象断面選定結果（岩盤部）

評価対象断面		①鋼管杭の突出長	②[D]級+[C <sub>L</sub> ]級岩盤 厚さ	備考
I 区 間	断面⑤	<ul style="list-style-type: none"> <li>I区間において区間内の突出長は同一であることから、I区間の評価対象断面選定については鋼管杭の突出長を観点としない。</li> <li>[D]級、[C<sub>L</sub>]級岩盤は分布せず、周辺地質はおおむね同一であり、断面位置によって構造物の評価に有意な差は無い。</li> <li>断面としては、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される⑤断面を選定した。</li> </ul>		
II 区 間	断面⑥	○：鋼管杭の突出長が最も長い	○：[D]級、[C <sub>L</sub> ]級岩盤が分布しない	<ul style="list-style-type: none"> <li>海側斜面の傾きが最も急勾配である。</li> </ul>
III 区 間	断面⑦	<ul style="list-style-type: none"> <li>III区間は、5本の鋼管杭とRC遮水壁からなる一体構造として評価を実施する。</li> </ul>		

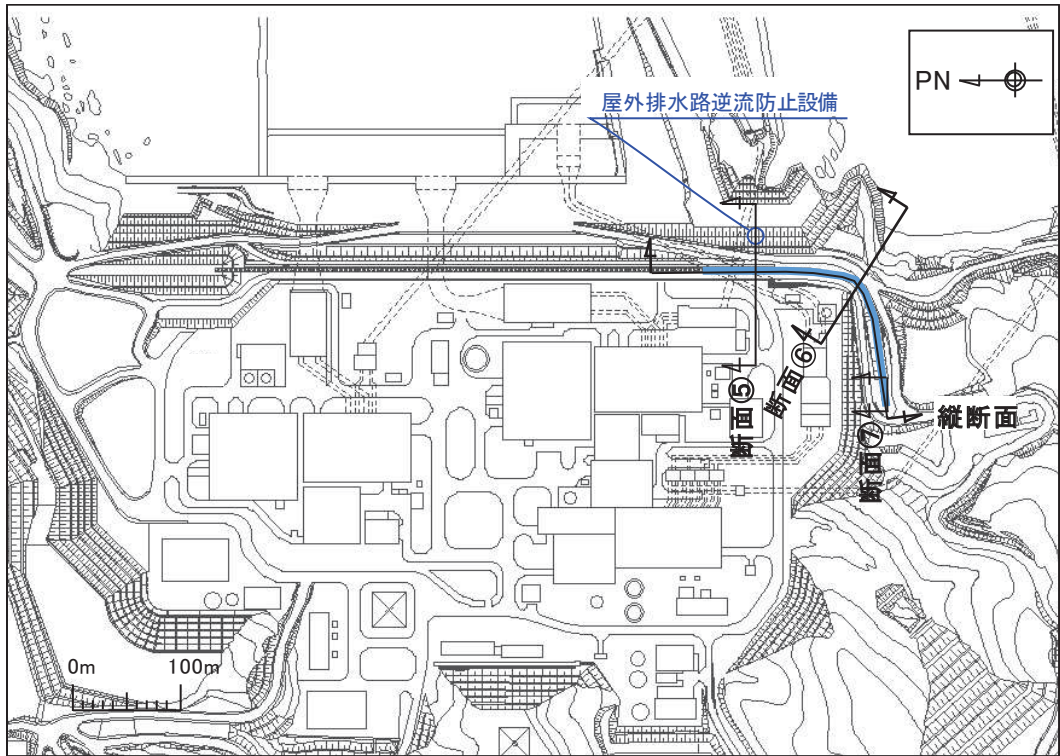


図 3.1-4 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部 評価対象断面位置図

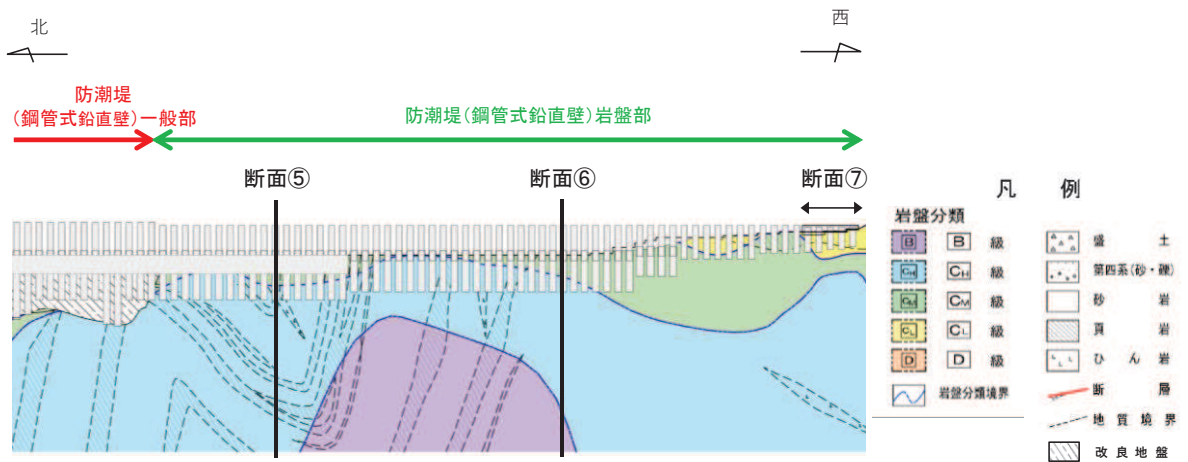


図 3.1-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部 評価対象縦断面図

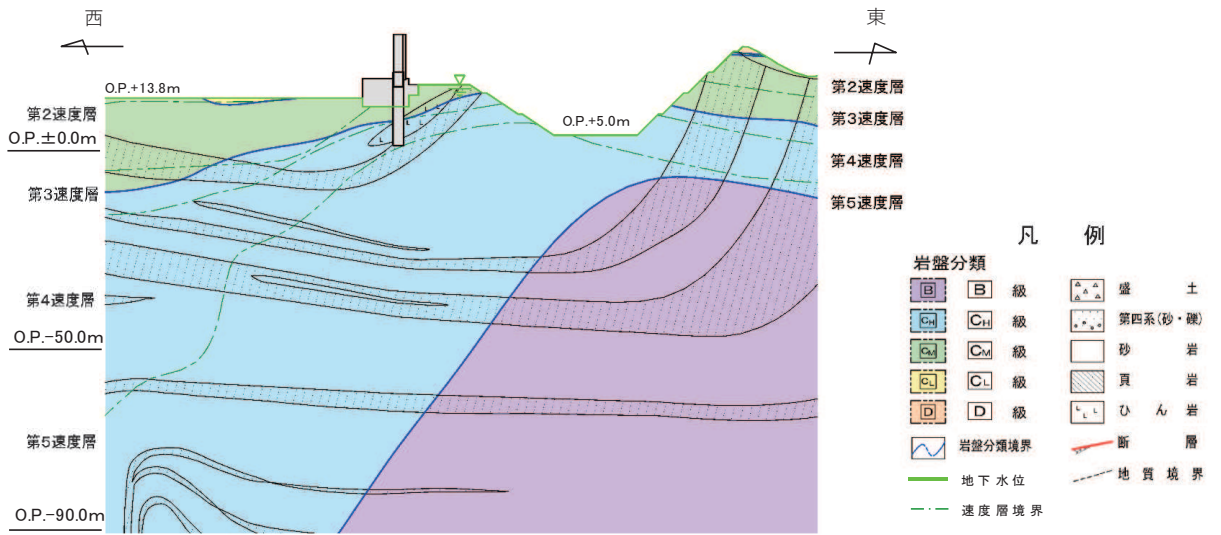


図 3.1-6 (1) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑤)

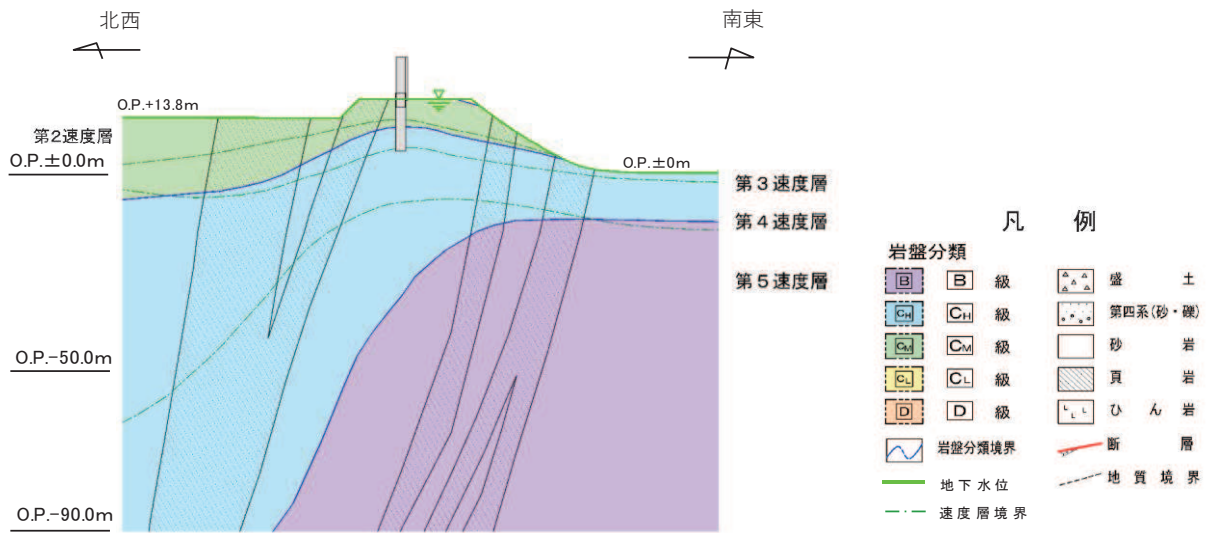


図 3.1-6 (2) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑥)

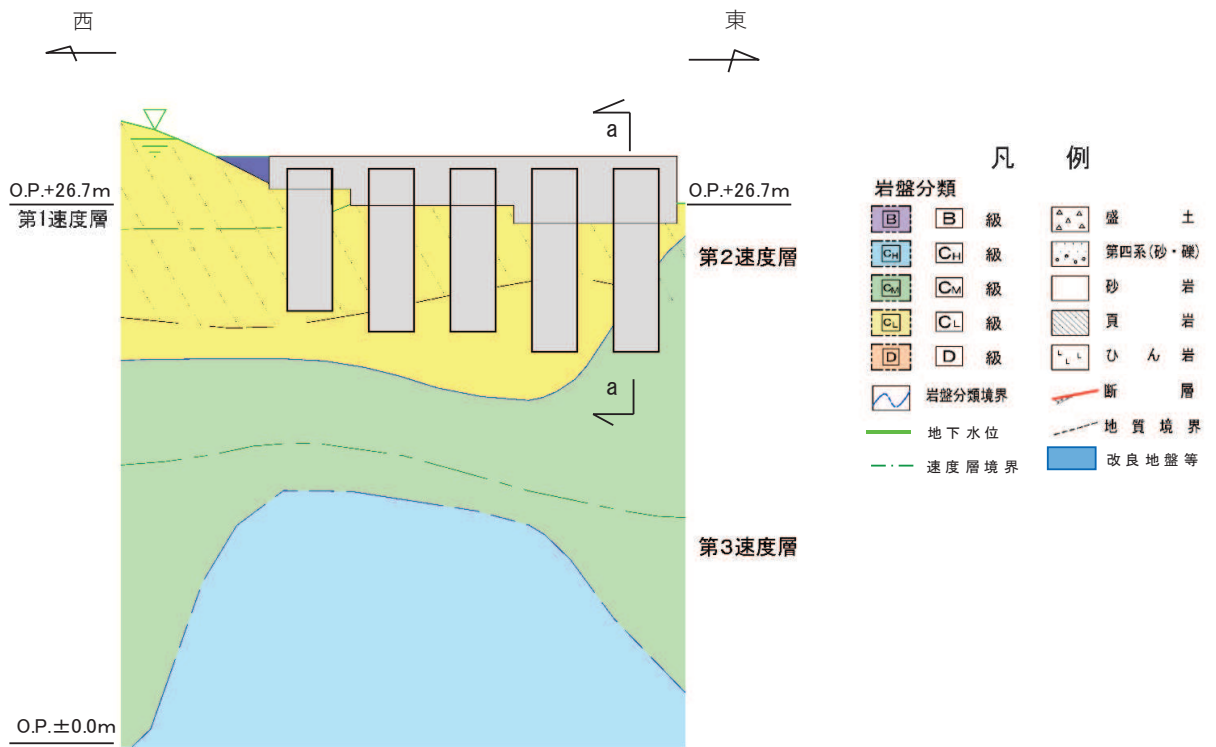


图 3.1-6 (3) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦)

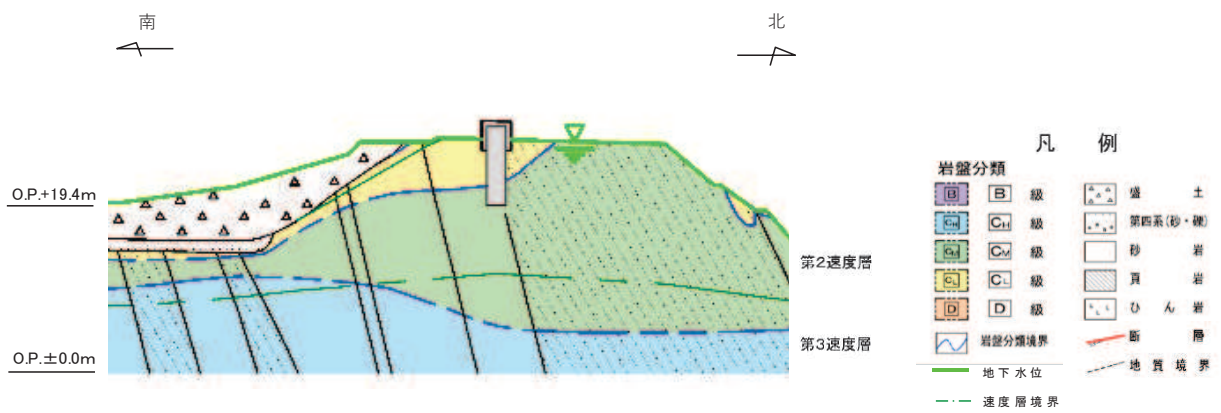


图 3.1-6 (4) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦, a-a 断面)



### 3.2 解析方法

地震応答解析は、添付書類「VI-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。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法により、基準地震動 $S_s$ 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を行う。なお、岩盤部のうちRC壁部の地震応答解析は、RC壁部がRC遮水壁と5本の鋼管杭が縦断方向に一体となった構造であることを踏まえ、質点系モデルによる時刻歴応答解析により行う。

一般部については、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とする。

岩盤部については岩盤内に設置され、液状化検討対象外の施設であることから、全応力解析とする。

岩盤部のうちRC壁部の縦断方向加振時には、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縦断方向断面が強軸となる。一方、横断方向加振時には、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、横断方向断面が弱軸となる。よって、弱軸となる横断方向を評価対象とする。

一般部の地震応答解析（有効応力解析）については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。

岩盤部の地震応答解析（全応力解析）については、解析コード「TDAPⅢ Ver3.08」を使用し、岩盤部のうちRC壁部の地震応答解析（全応力解析）については、解析コード「TDAPⅢ Ver3.11」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

### 3.2.1 地震応答解析手法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、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。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2-1 に示す。

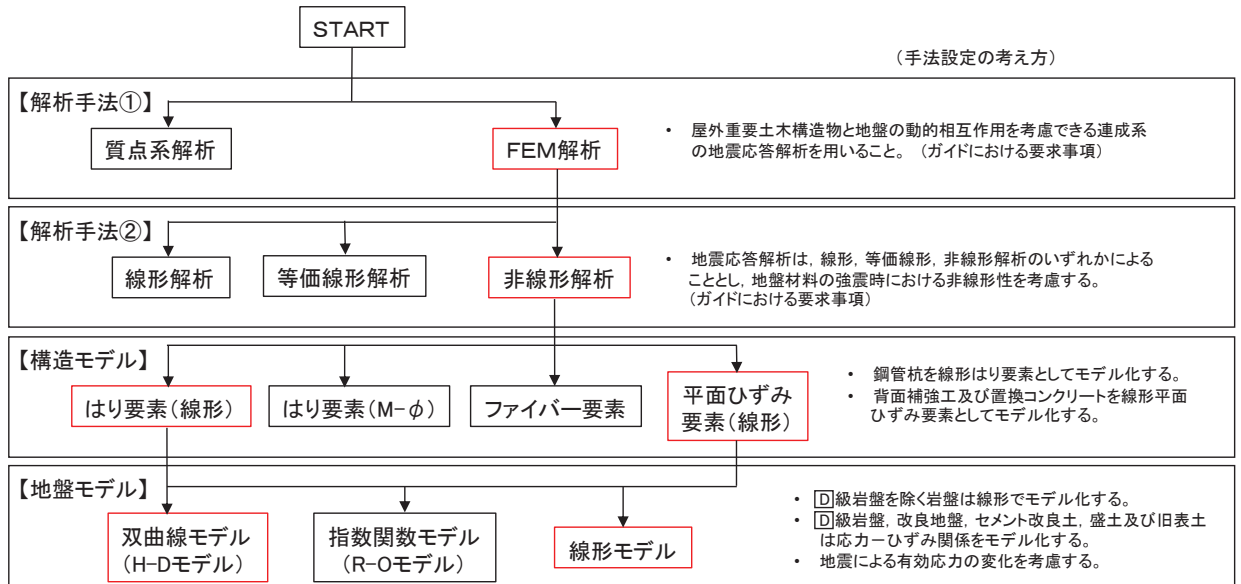


図 3.2-1(1) 地震応答解析手法の選定フロー（一般部）

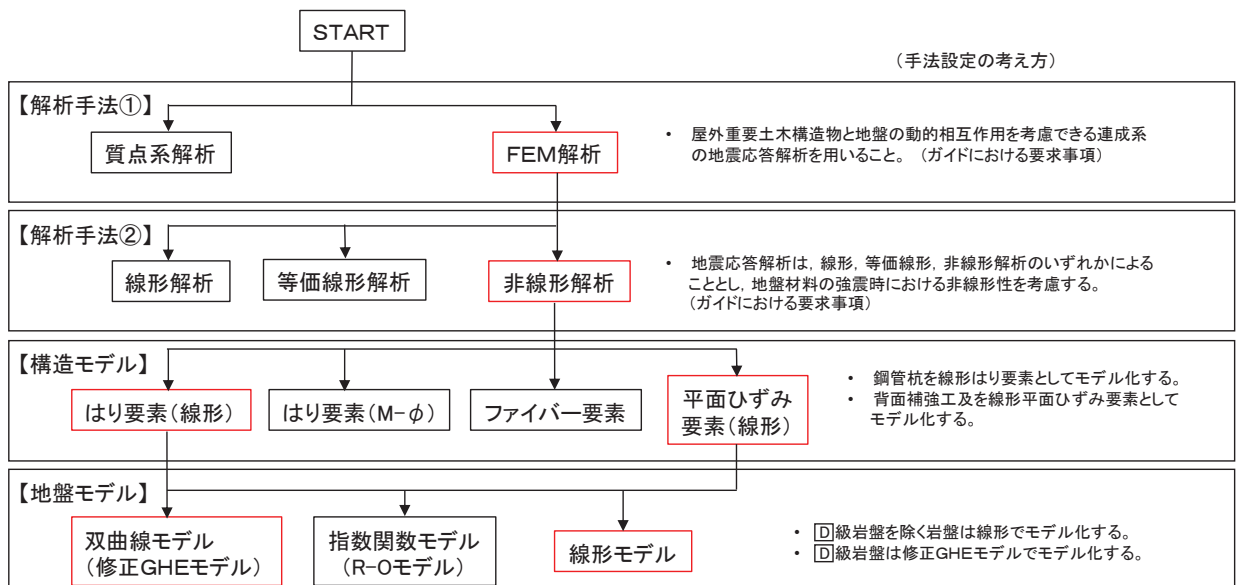


図 3.2-1(2) 地震応答解析手法の選定フロー（岩盤部）

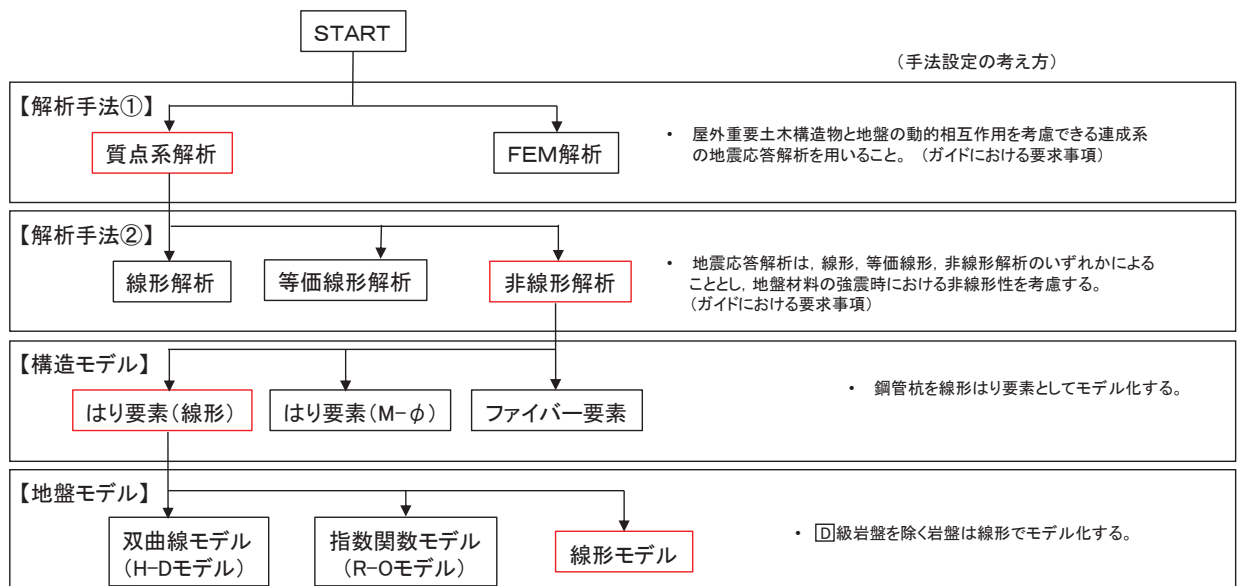


図 3.2-1(3) 地震応答解析手法の選定フロー (岩盤部のうち RC 壁部)

### 3.2.2 施設

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工及び置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

また、岩盤部のうち RC 壁部は、鋼管杭及び RC 遮水壁を質点及び線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

### 3.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価する。地盤物性のばらつきについては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）周辺の地盤状況に応じて一般部と岩盤部の 2 種類に分類し、表 3.2-1 に示す解析ケースにて行う。

#### (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部

図 3.1-2～図 3.1-3 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部の周辺には、主として旧表土、盛土、D級岩盤、セメント改良土及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に大きく影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

#### (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部

図 3.1-5～図 3.1-6 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部の周辺には、主として、CL級岩盤、CM級岩盤、CH級岩盤及びB級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の応答に大きく影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

表 3.2-1 (1) 解析ケース (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 一般部)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値

表 3.2-1 (2) 解析ケース (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 岩盤部)

解析ケース	材料物性 (コンクリート) ( $E_0$ : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 $\sigma$

### 3.2.4 減衰定数

時刻歴応答解析 (全応力解析及び有効応力解析) における構造物及び地盤の減衰定数は、履歴減衰及び粘性減衰で考慮している。

履歴減衰は、応力-ひずみ関係の非線形性に起因する減衰であり、履歴曲線が面積を持つとき、その分だけ力学的なエネルギーが失われ、振動が小さくなる現象として現れる。構造物の履歴減衰は構造部材の非線形性 (曲げモーメント-曲率関係又はコンクリート、鉄筋の応力-ひずみ関係) の程度に応じた値、地盤の履歴減衰は地盤の非線形性 (せん断剛性-せん断ひずみ関係) の程度に応じた値となる。

粘性減衰は、時刻歴数値解析において急変時等に対して計算を安定させるために用いられる数値粘性の一種で、解析モデルに減衰を付加するものであり、実現象に影響を与えない程度に小さな減衰として与えることが推奨される。今回採用する Rayleigh 減衰は、実務的によく用いられる粘性減衰であり、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で下式のとおり表される。

防潮堤の耐震・耐津波計算では、Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与えている。

なお、構造物及び地盤のモデル化方法 (線形又は非線形) によらず、係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定方法は同一としており、構造物及び地盤を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

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

[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

$\alpha$ ,  $\beta$  : 係数

Rayleigh 減衰は、有効応力解析（一般部）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ ,  $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお、係数  $\beta$  の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

全応力解析（岩盤部）では質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。岩盤部（全応力解析）における Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.2-2 に示す。

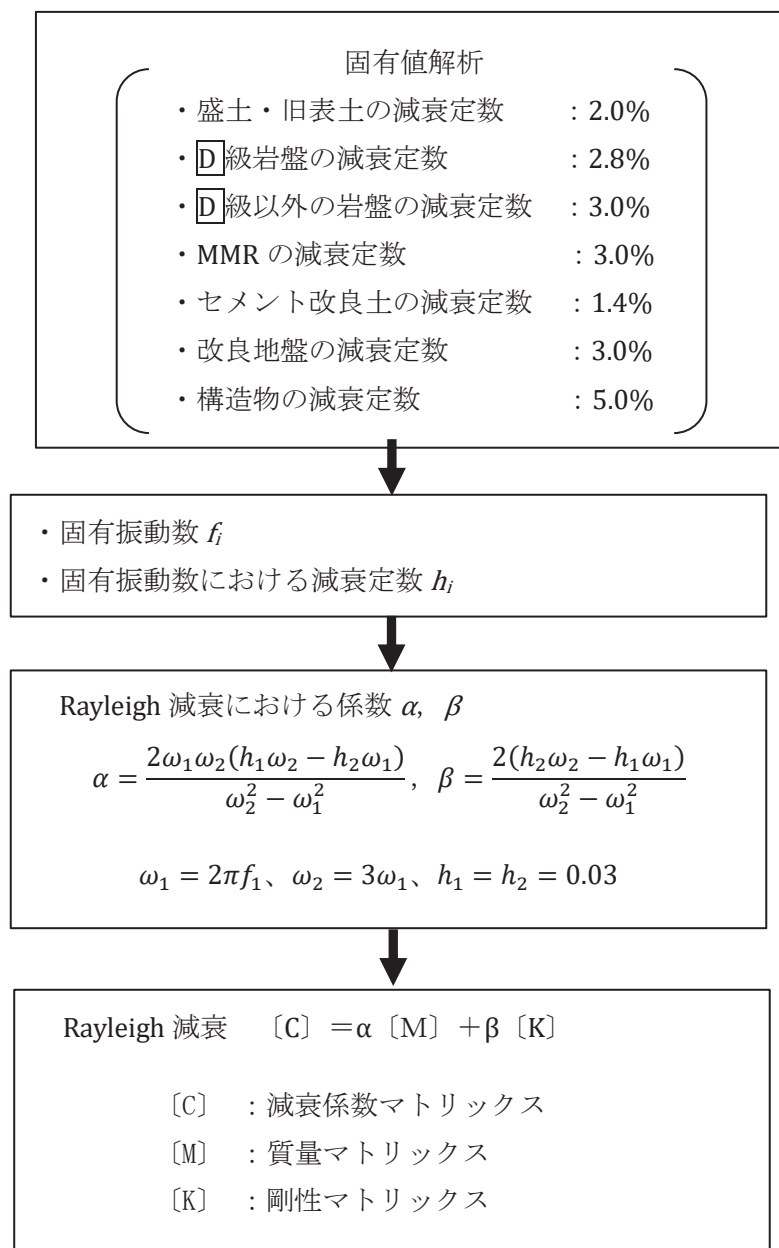


図 3.2-2 岩盤部（全応力解析）における Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定にあたっては、低次のモードが支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 ( $f_1$ ) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 ( $f_2$ ) は、図 3.2-3 に示すとおり、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、固有値解析から算定した 1 次固有振動数の 3 倍とする。

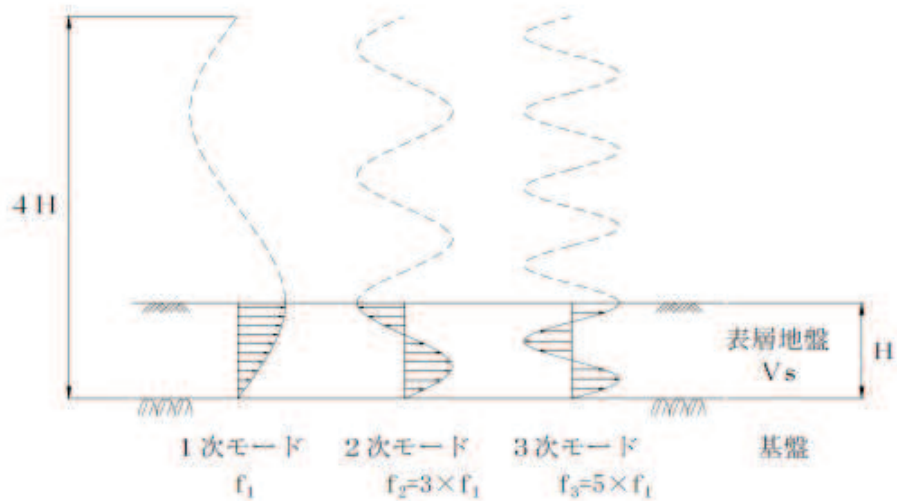


図 3.2-3 せん断振動の固有振動モード

(実務に役立つ耐震設計入門 (土木学会, 2011) )

固有値解析結果の一覧を表 3.2-2 に、固有値解析におけるモード図を図 3.2-4 に、固有値解析結果に基づき設定した係数  $\alpha$ ,  $\beta$  を表 3.2-3 に Rayleigh 減衰を図 3.2-5 に示す。

表 3.2-2 (1) 固有値解析結果 (断面⑤)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	5.848	84	0	192.80	2.27	1次として採用
2	7.585	84	0	9.83	0.26	—
3	11.054	85	3	19.24	35.67	—
4	11.366	85	57	6.86	-148.70	—
5	13.324	85	57	13.34	-8.74	—
6	14.847	89	58	-40.71	26.87	—
7	17.616	92	60	-34.11	-21.59	—
8	18.405	92	60	-2.30	0.59	—
9	19.625	92	76	-16.12	-83.23	—
10	20.668	94	78	26.98	-23.90	—

表 3.2-2 (2) 固有値解析結果 (断面⑥)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	6.035	84	0	177.60	-0.28	1次として採用
2	7.228	84	0	17.68	-0.08	—
3	11.528	84	58	-0.91	-142.40	—
4	14.022	87	59	31.85	18.22	—
5	14.656	88	59	-20.18	-2.82	—
6	17.711	92	63	-39.83	35.48	—
7	19.593	93	71	8.10	51.52	—
8	21.271	93	73	-13.56	29.54	—
9	23.186	96	74	30.90	19.11	—
10	24.495	96	78	-8.54	-36.04	—

表 3.2-2 (3) 固有値解析結果 (断面⑦)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)			刺激係数			備考
		Tx	Ty	Tz	$\beta_x$	$\beta_y$	$\beta_z$	
1	40.2	0	0	53	0.00	0.00	19.28	1次として採用
2	48.3	3	55	53	-4.59	19.60	0.00	—
3	54.1	17	76	53	10.02	12.09	0.00	—
4	60.1	17	76	58	0.00	0.00	-5.91	—
5	62.0	72	76	58	-19.59	1.04	0.00	—
6	74.2	73	79	58	1.92	-4.64	0.00	—
7	86.5	73	79	62	0.00	0.00	-4.87	—
8	114.4	73	79	62	-1.95	0.43	0.00	—
9	126.3	73	80	62	-0.55	-1.69	0.00	—
10	131.5	73	89	62	0.58	-8.35	0.00	—



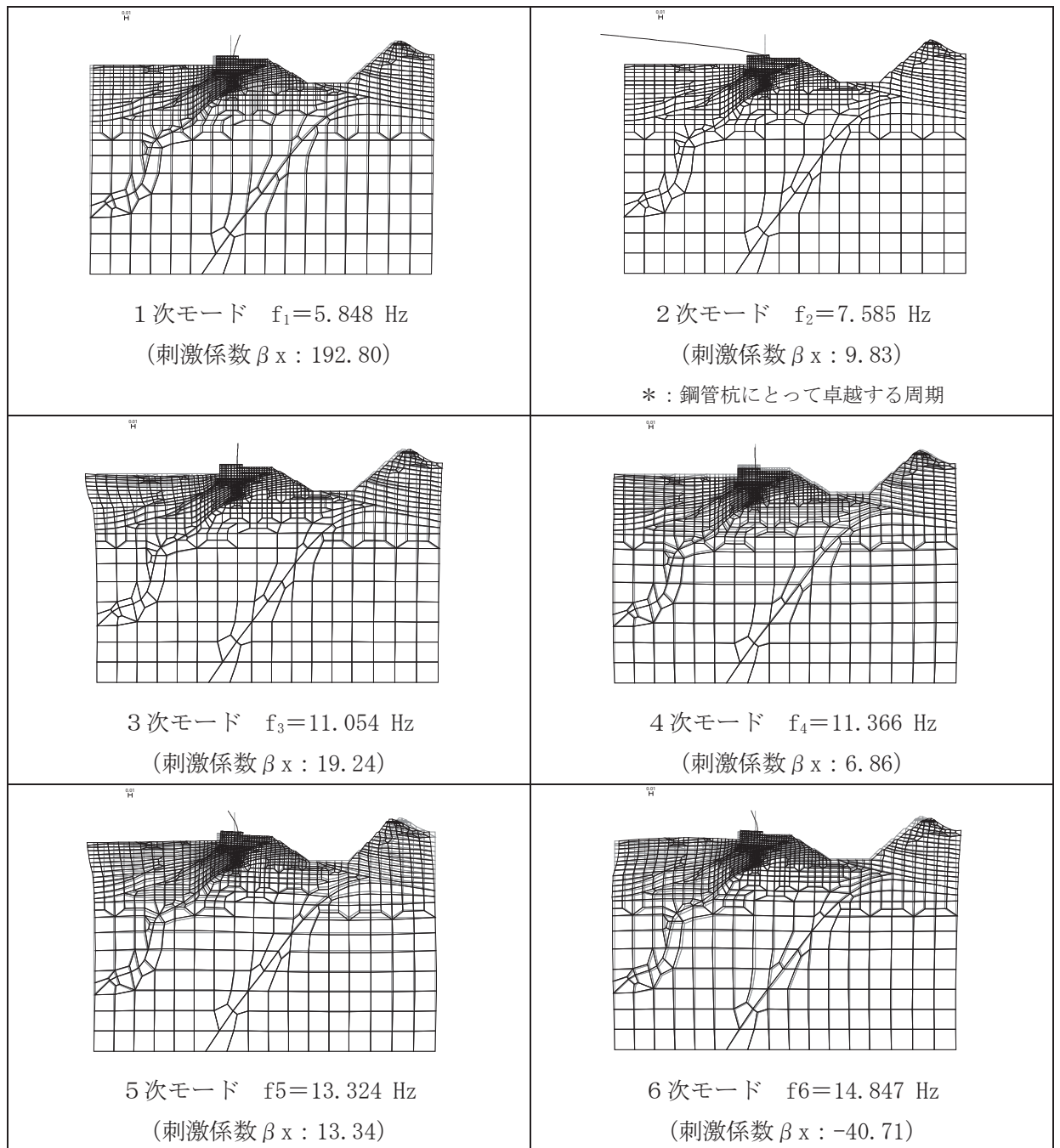


図 3.2-4 (1) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

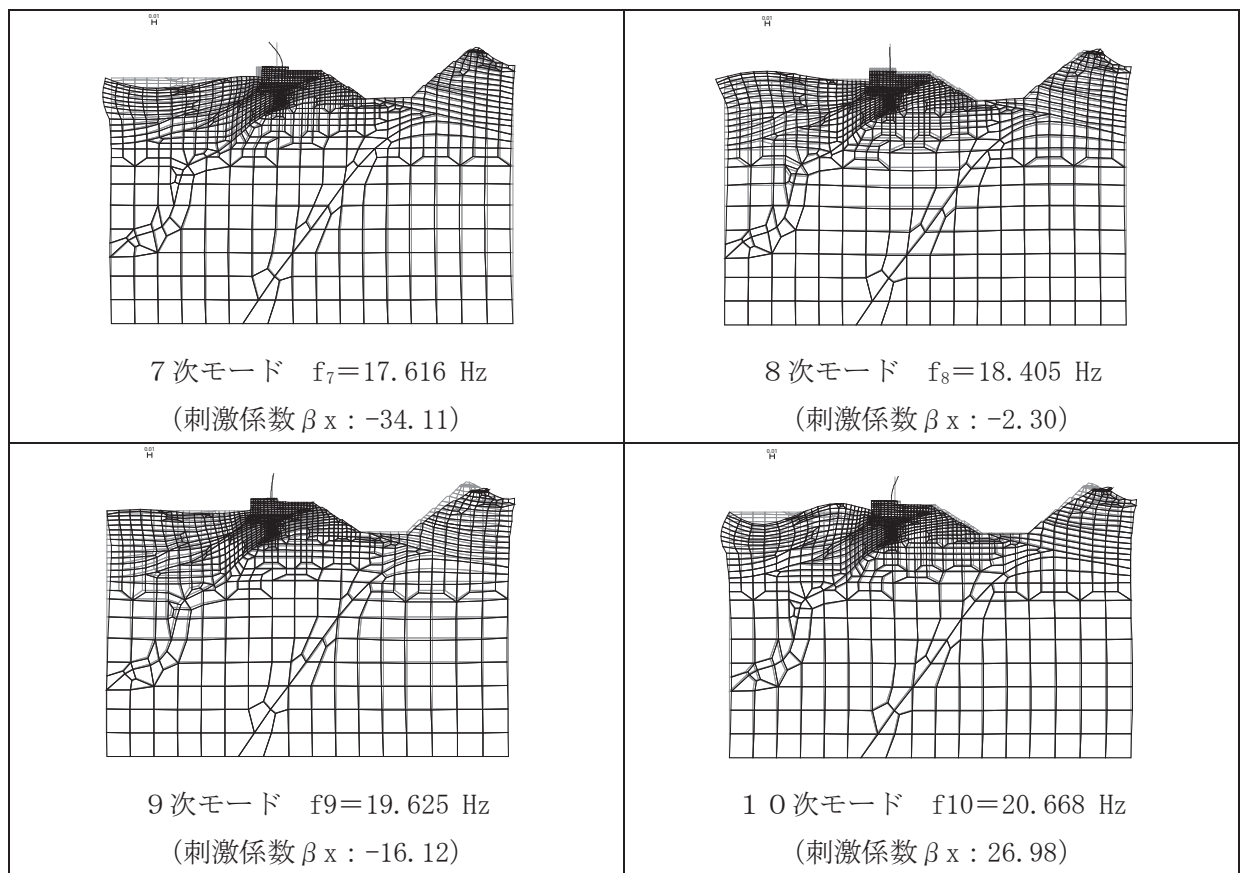


図 3.2-4 (2) 固有値解析結果 (断面⑤ : モード図)

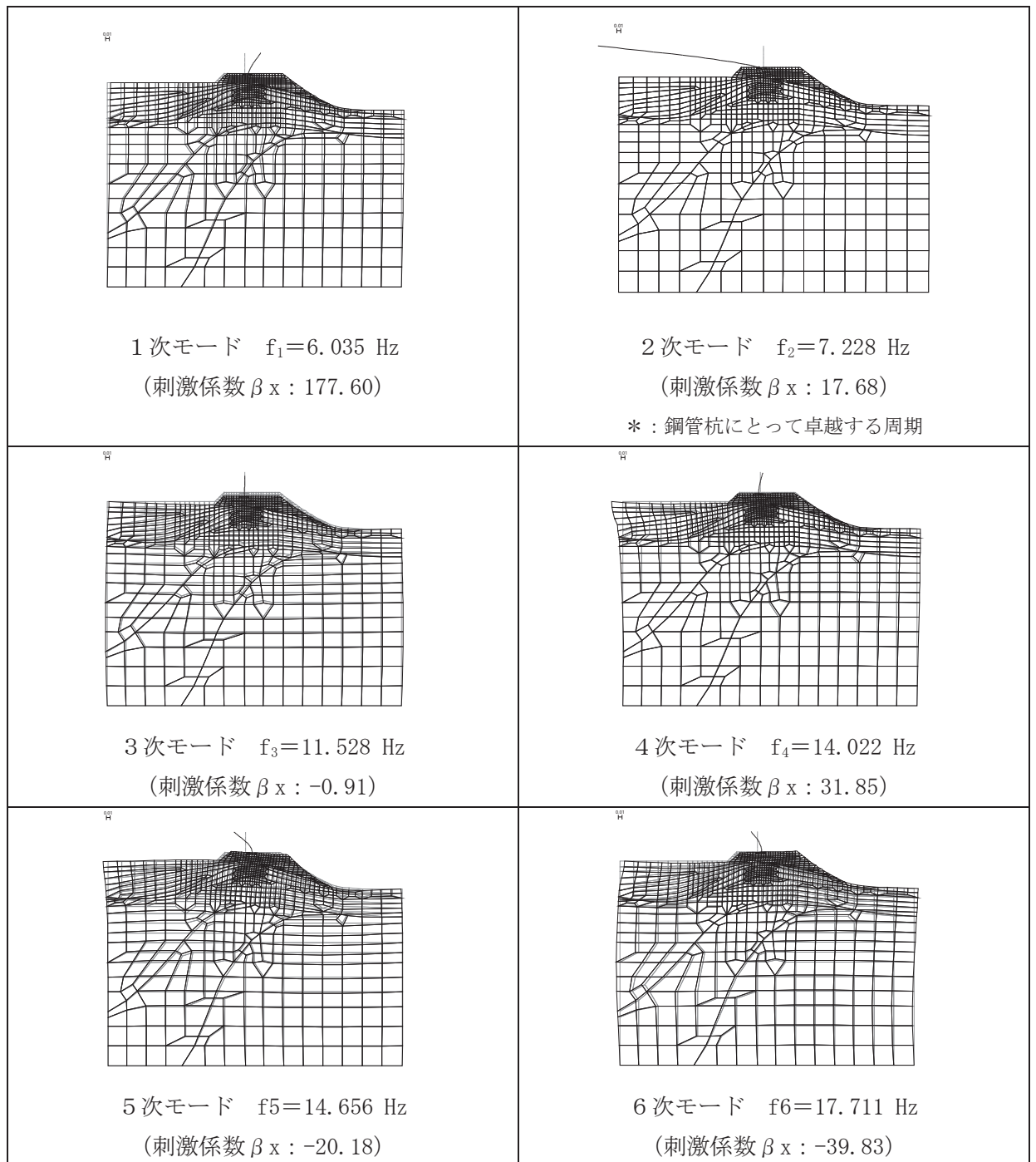


図 3.2-4 (3) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

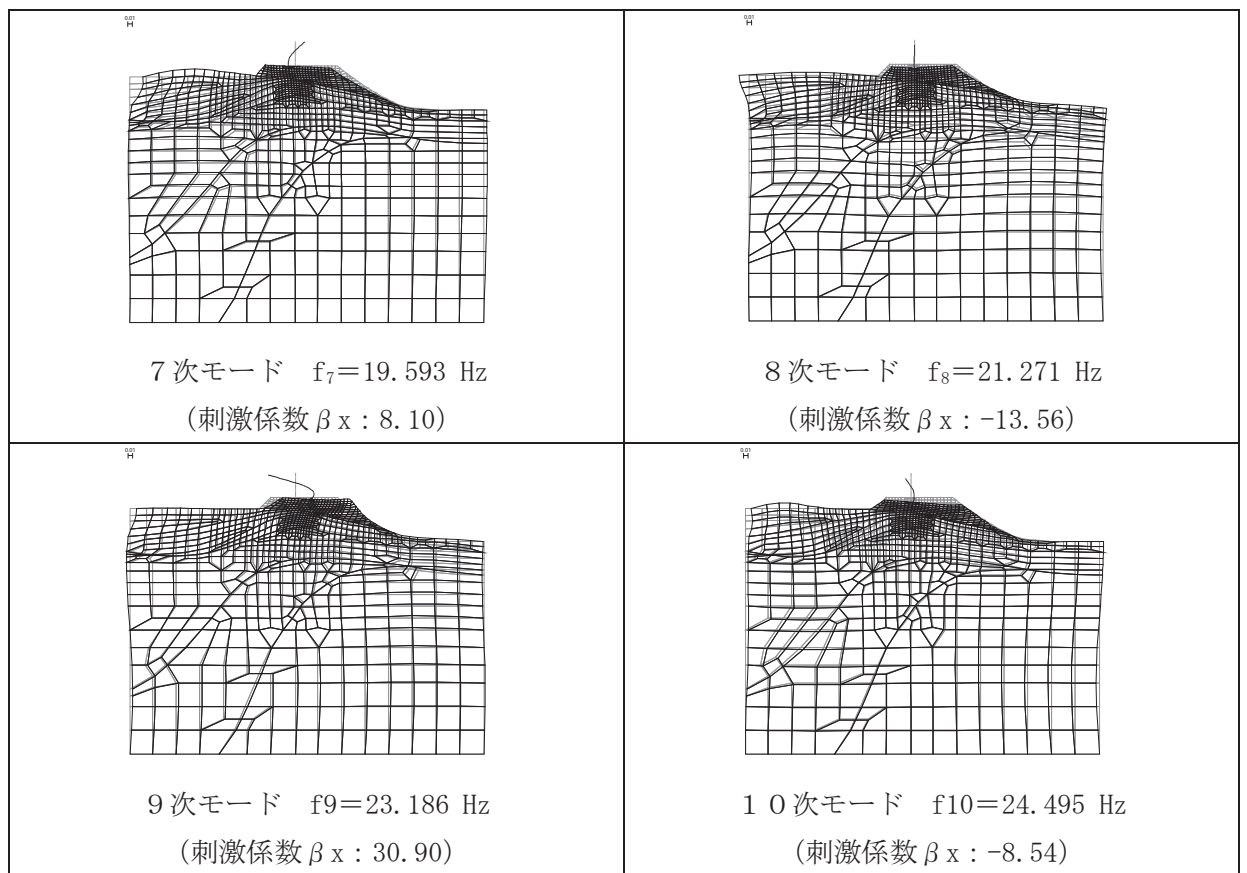


図 3.2-4 (4) 固有値解析結果 (断面⑥ : モード図)

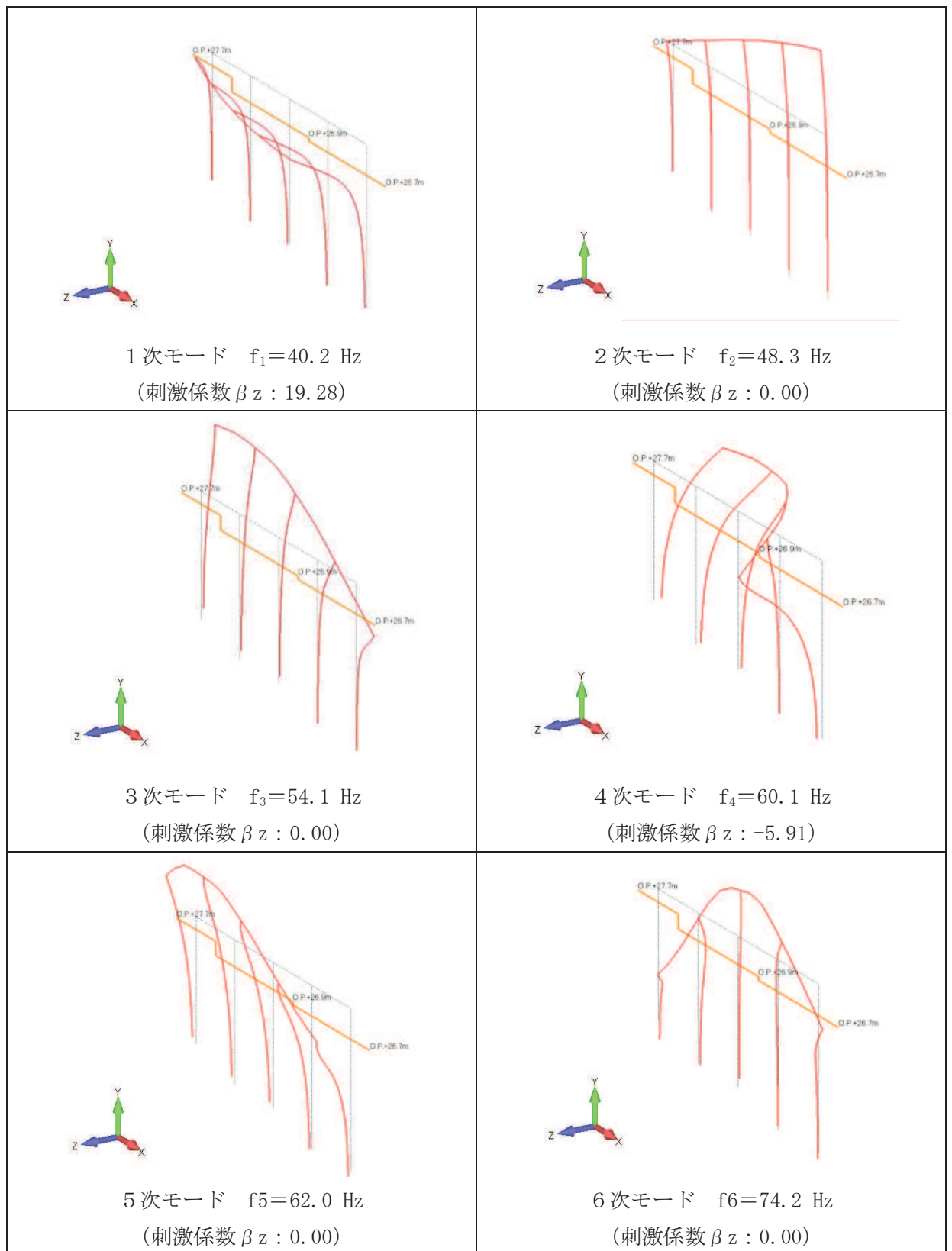


図 3.2-4 (5) 固有値解析結果 (断面⑦ : モード図)

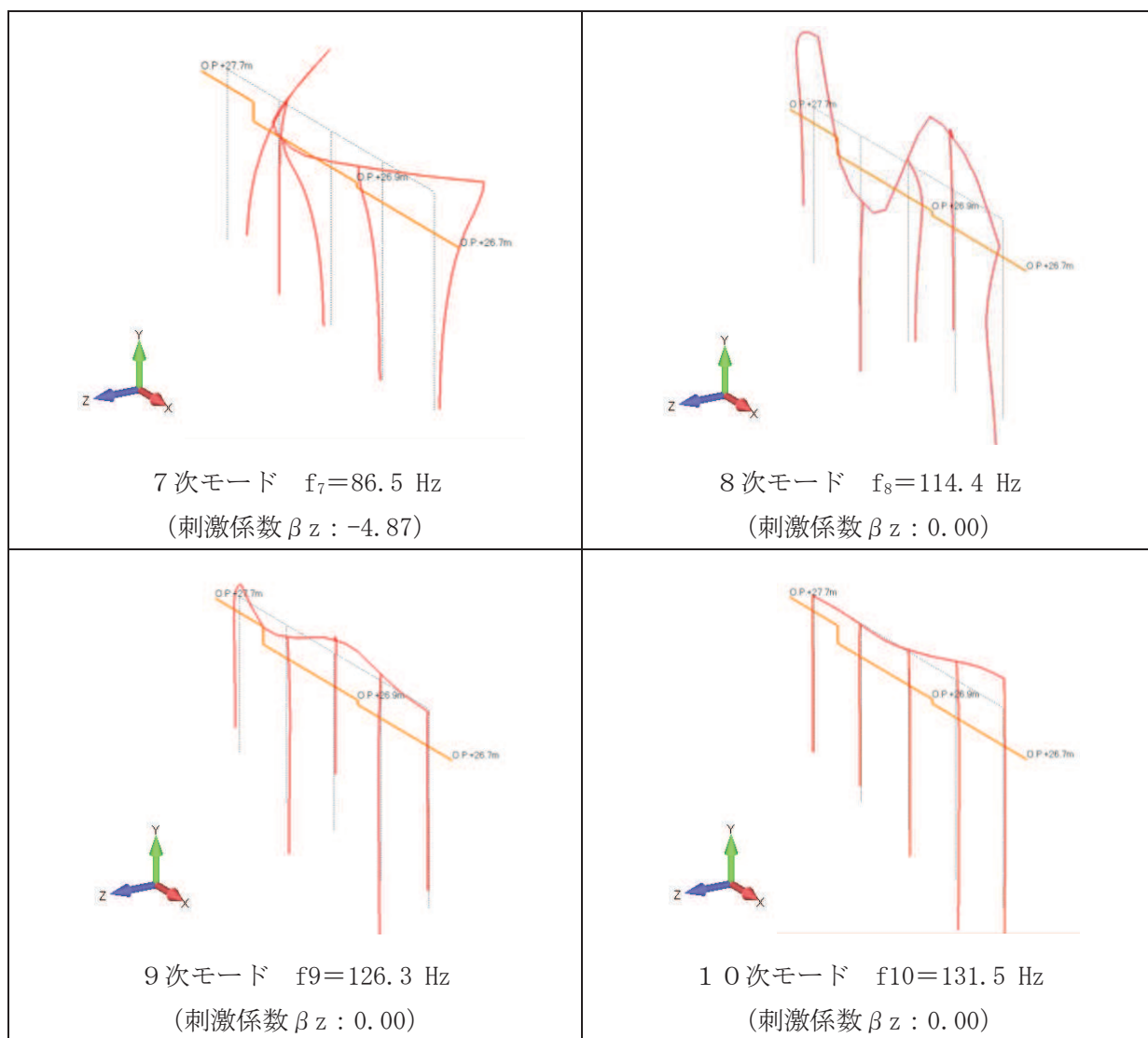


図 3.2-4 (6) 固有値解析結果 (断面⑦ : モード図)

表 3.2-3 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

評価対象断面	$\alpha$	$\beta$
断面⑤	1.653	$4.803 \times 10^{-4}$
断面⑥	1.706	$3.956 \times 10^{-4}$
断面⑦	$1.136 \times 10$	$5.944 \times 10^{-5}$

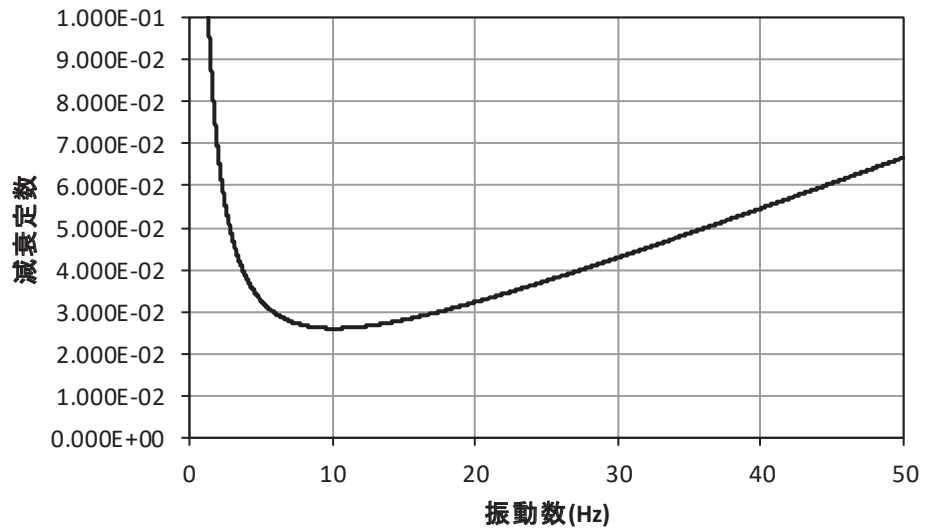


図 3.2-5 (1) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑤)

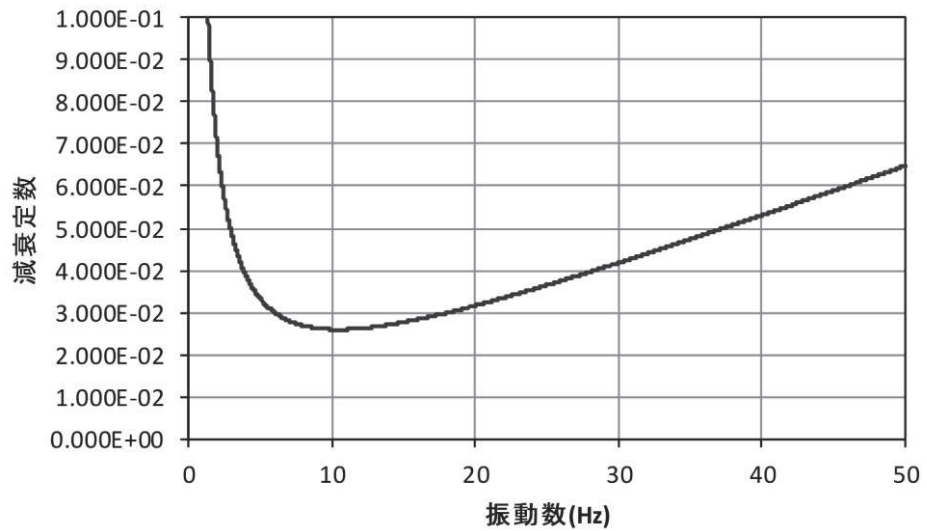


図 3.2-5 (2) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑥)

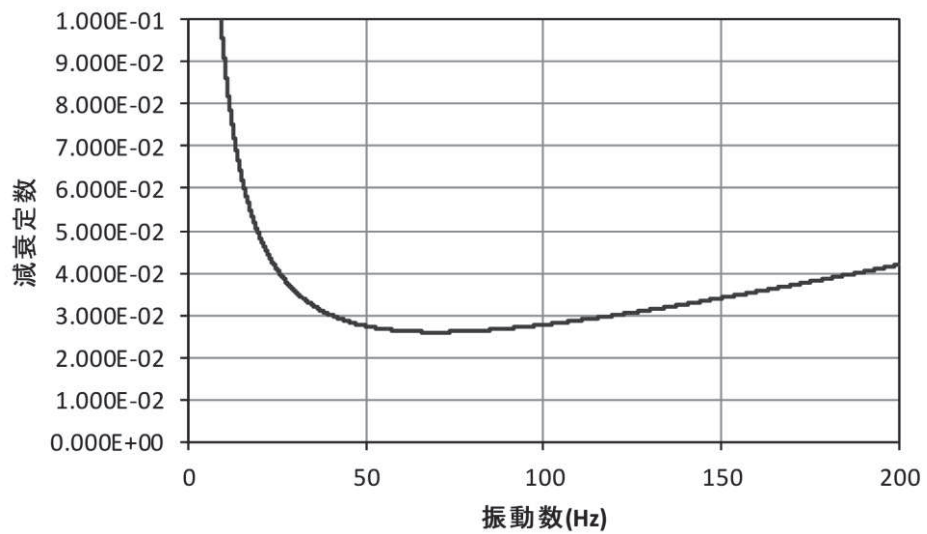


図 3.2-5 (3) 設定した Rayleigh 減衰 (断面⑦)

### 3.2.5 解析ケース

耐震評価においては、全ての基準地震動 $S_s$ に対し、ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 $S_s$ に対して実施したケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3.2-4 に示すケース②～③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3.2-4 に示す。



表 3.2-4 解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②	ケース③
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値+1σ	平均値-1σ
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	基準地震動 S s (7波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる又はすべり安全率が 2.4 以下*2 となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。	
		-+*1	○		
		+-*1	○		
		--*1	○		
	S s - D 2	++*1	○		
		-+*1	○		
		+-*1	○		
		--*1	○		
	S s - D 3	++*1	○		
		-+*1	○		
		+-*1	○		
		--*1	○		
	S s - F 1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S s - F 2	++*1	○		
		-+*1	○		
S s - F 3	++*1	○			
	-+*1	○			
S s - N 1	++*1	○			
	-+*1	○			

注記 \*1：地震動の位相について (++) の左側は水平動，右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2：許容限界であるすべり安全率 1.2 に対して 2 倍の裕度

### 3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

#### 3.3.1 耐震評価上考慮する状態

防潮堤（鋼管式鉛直壁）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

積雪及び風の影響を考慮する。

##### (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

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

##### (2) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。

##### (3) 積雪荷重( $P_s$ )

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である  $43\text{cm}$  に平均的な積雪荷重を与えるための係数  $0.35$  を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量  $1\text{cm}$  ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮する。

##### (4) 風荷重( $P_k$ )

風荷重については、設計基準風速を  $30\text{m/s}$  とし、建築基準法に基づき算定する。

##### (5) 地震荷重( $S_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

### 3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 及び表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_s$ )	$G + P + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$ )

$P_k$  : 風荷重

$S_s$  : 地震荷重

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する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて $4.9\text{kN/m}^2$ を考慮する。
		静止土圧	○	常時応力解析により設定する。
		外水圧	—	外水圧は考慮しない。
		内水圧	—	内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	○	積雪荷重 ( $0.301\text{kN/m}^2$ ) を考慮する。
		風荷重	○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動 $S_s$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	朔望平均満潮位での動水圧を考慮する。

### 3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-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次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図3.4-1に、1次元解析モデル図を図3.4-2に示す。図3.4-3～図3.4-9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示す。

入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver 1.6」及び「microSHAKE Ver2.3.3」（岩盤部のうちRC壁部）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、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

#### ①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

#### ②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

#### ③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物－地盤連成系解析モデル下端位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

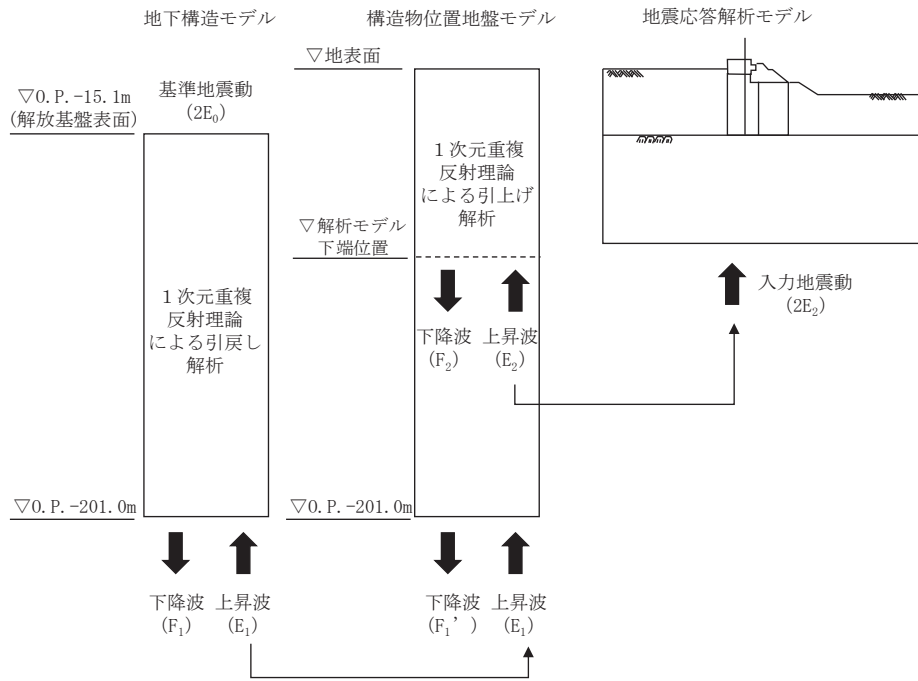


図 3.4-1(1) 入力地震動算定の概念図

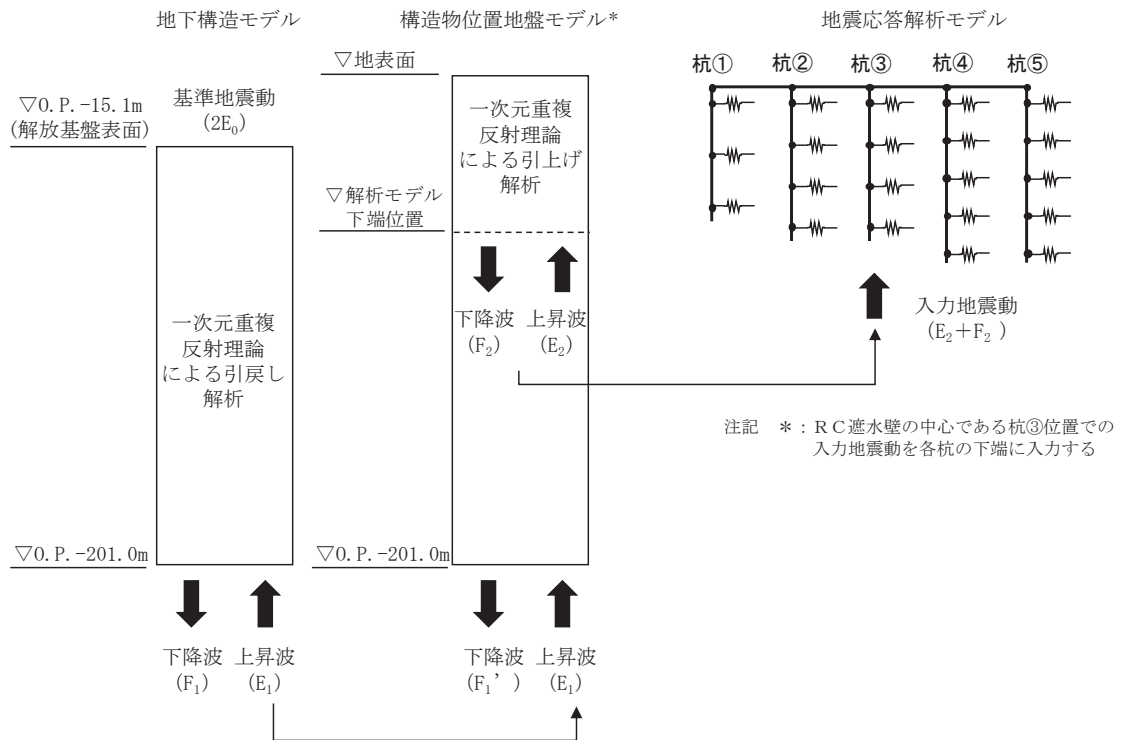


図 3.4-1(2) 入力地震動算定の概念図 (岩盤部のうち RC 壁部)

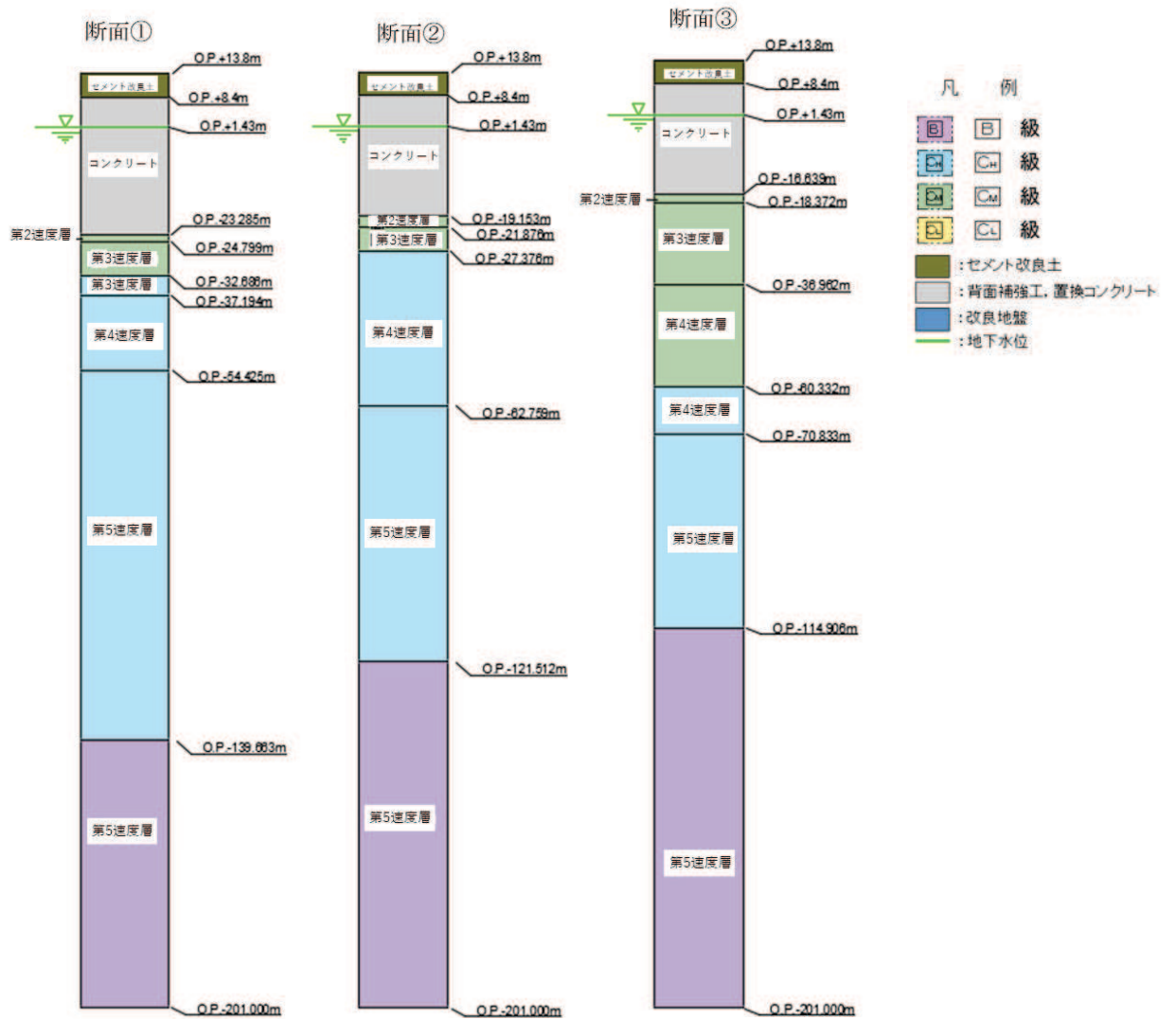


図 3.4-2 (1) 1次元解析モデル図 (断面①～③)

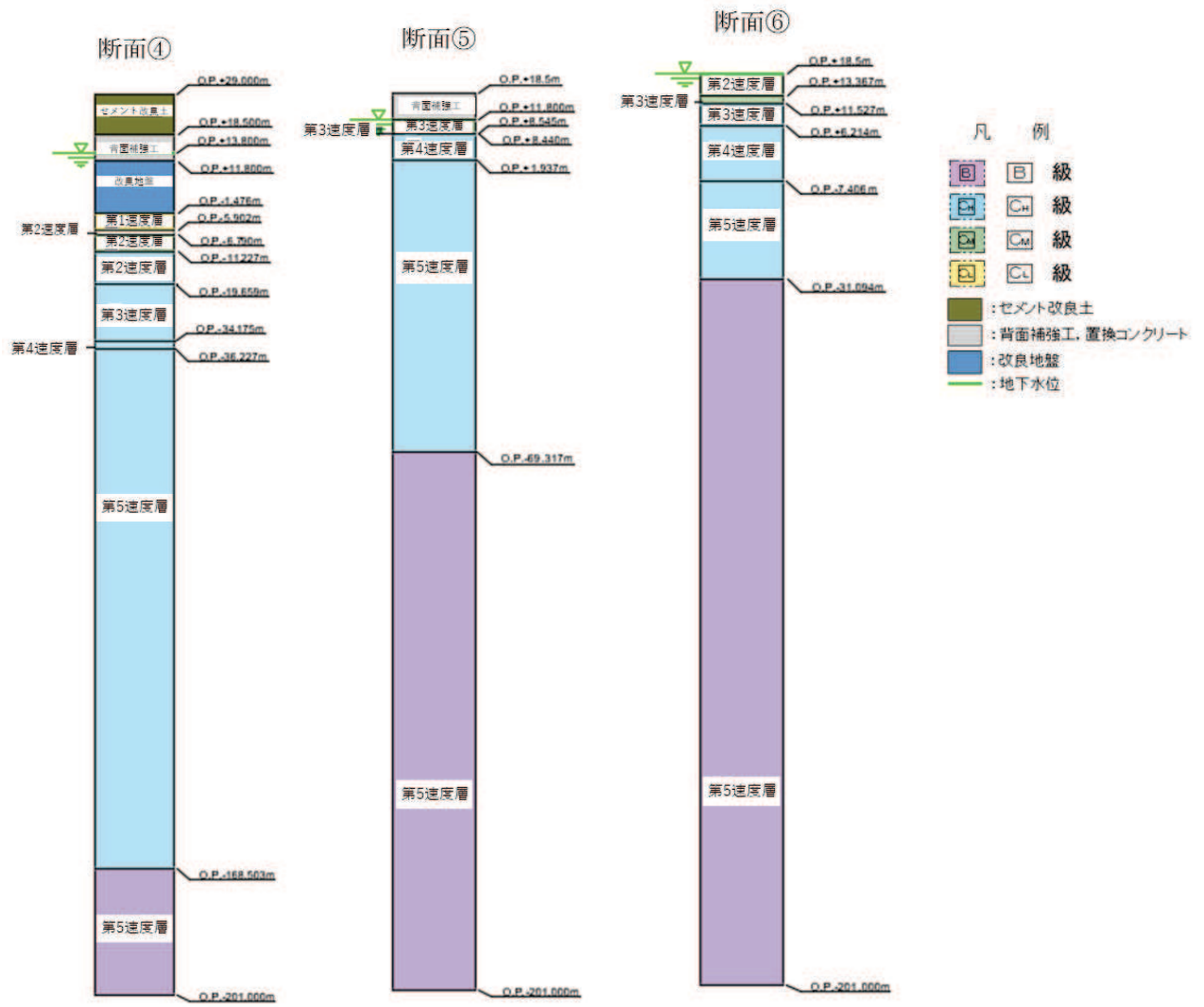


図 3.4-2 (2) 1次元解析モデル図 (断面④～⑥)

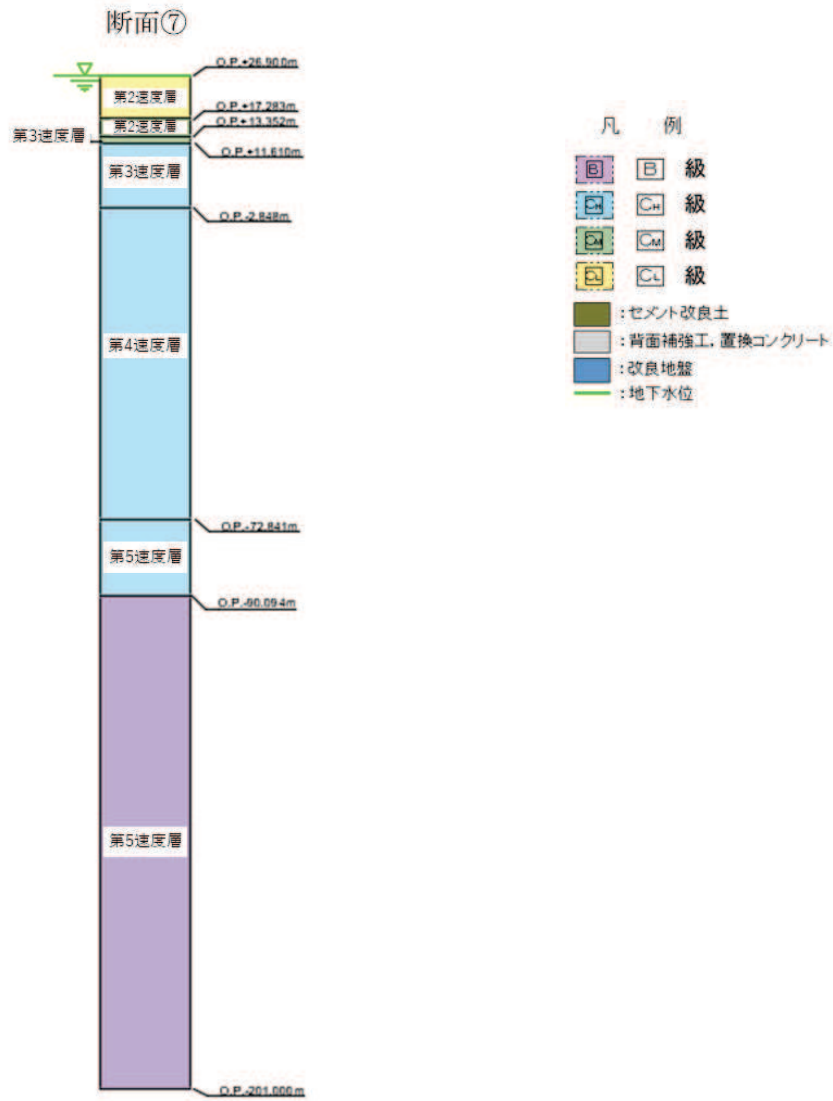
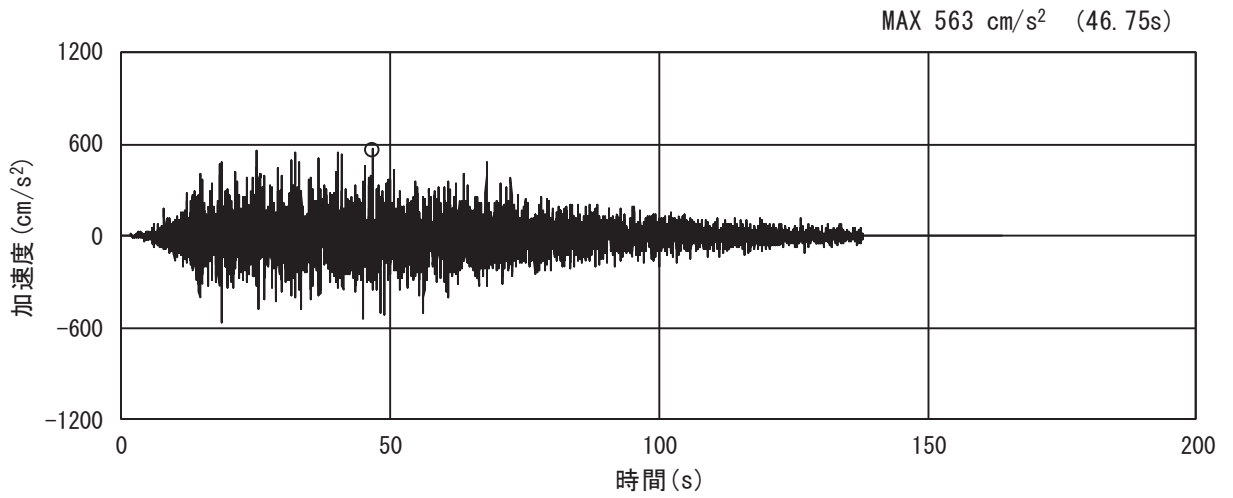


図 3.4-2 (3) 1次元解析モデル図 (断面⑦)

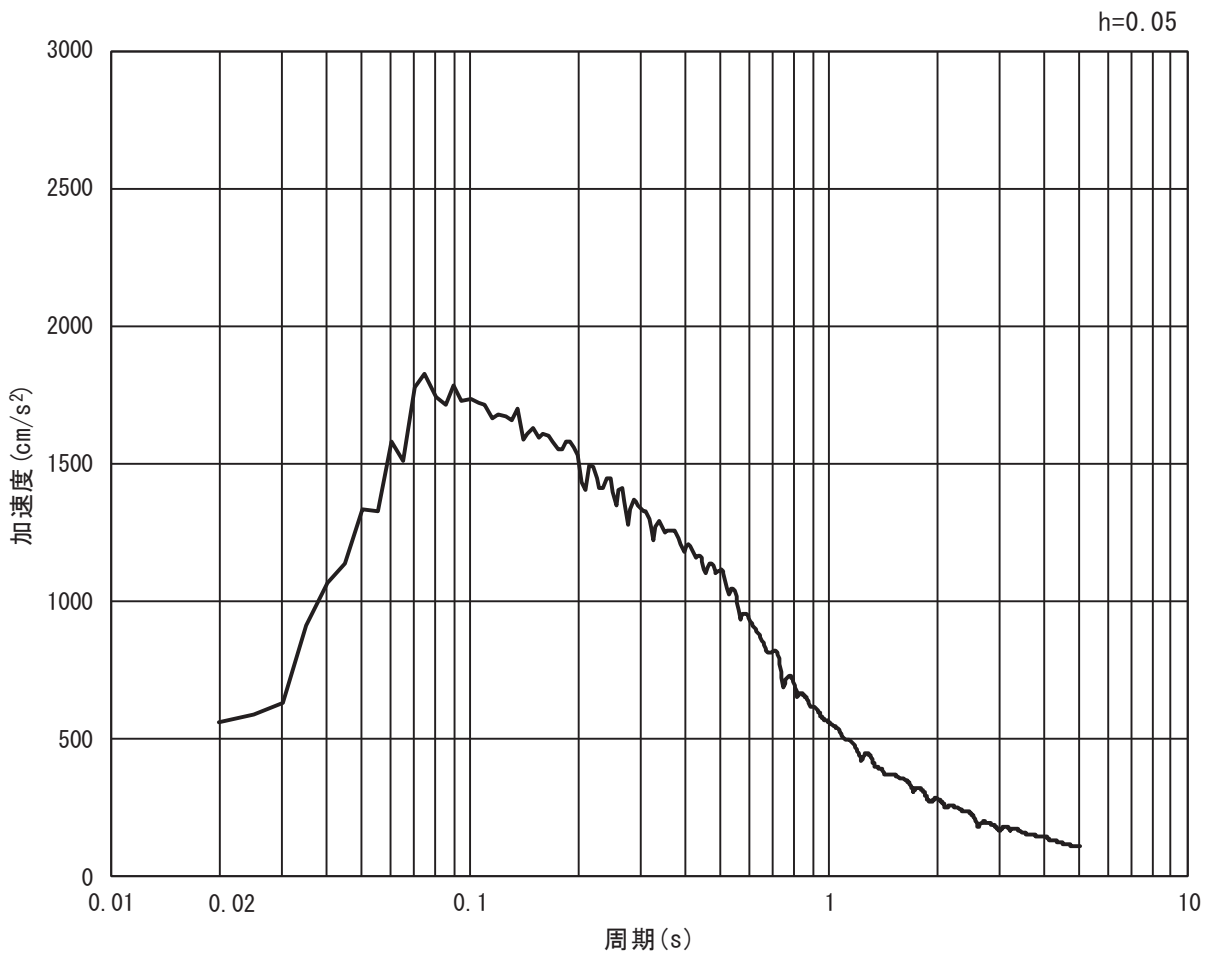


3.4.1 一般部

(1) 断面①

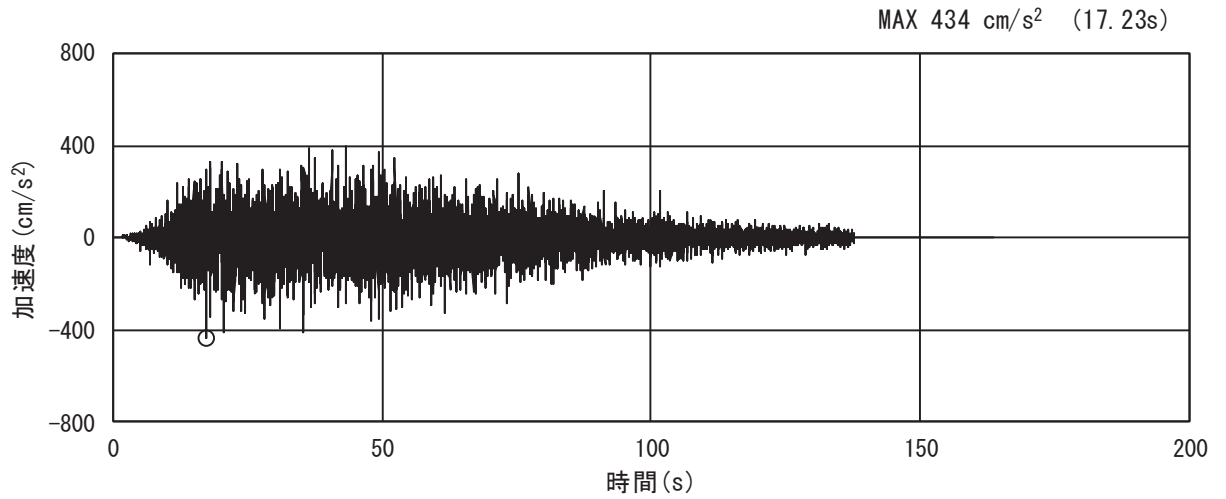


(a) 加速度時刻歴波形

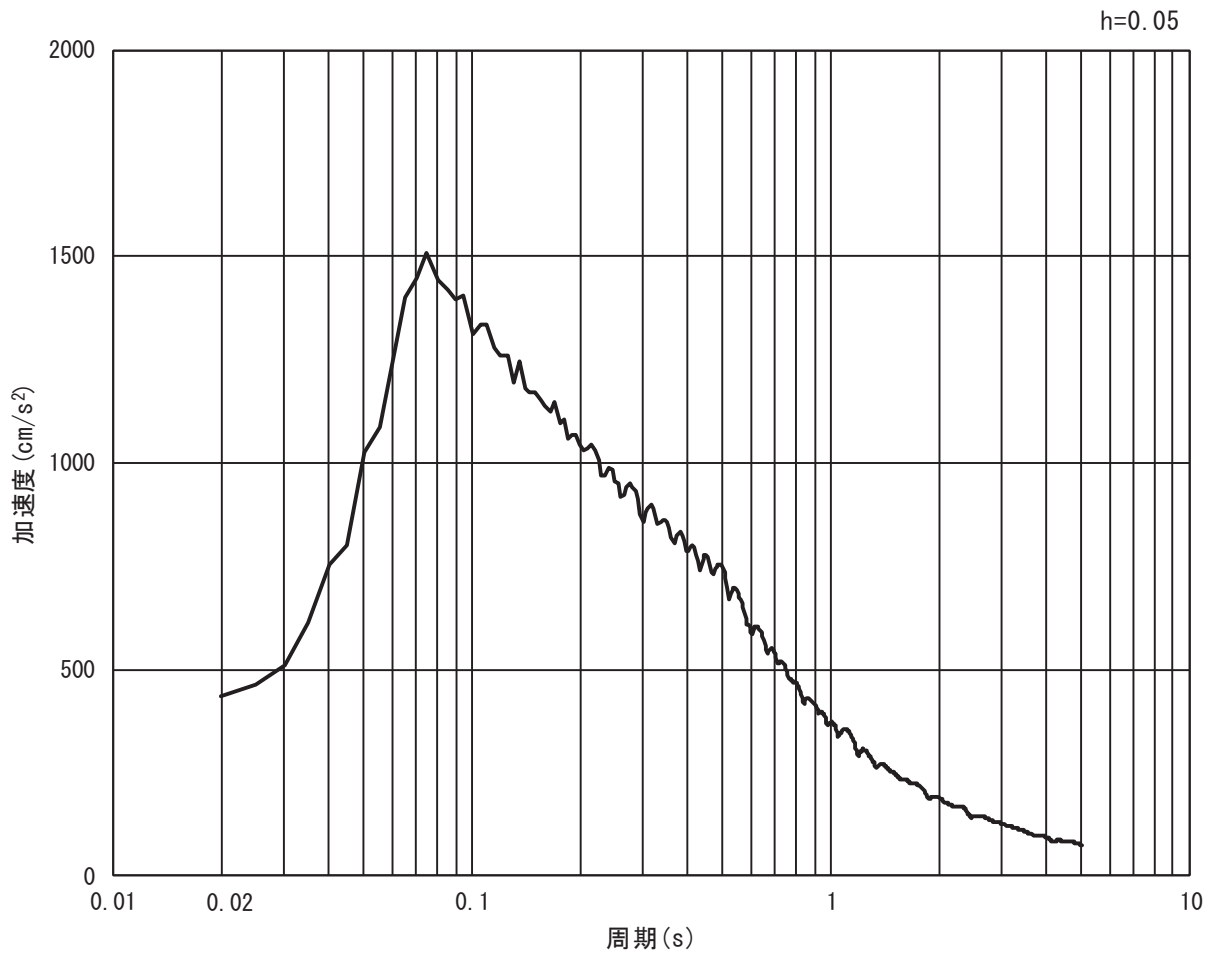


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 1)

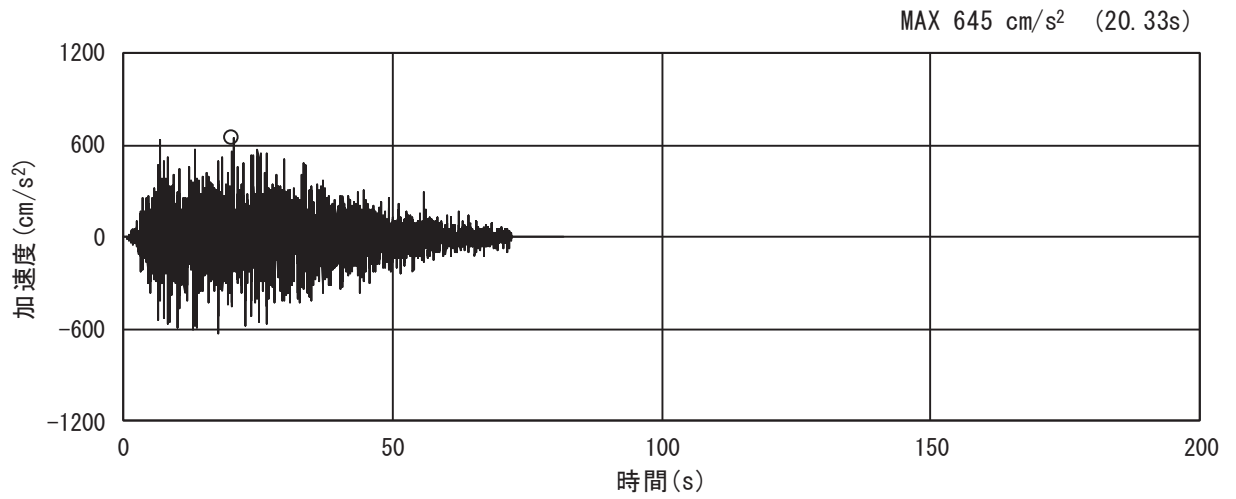


(a) 加速度時刻歴波形

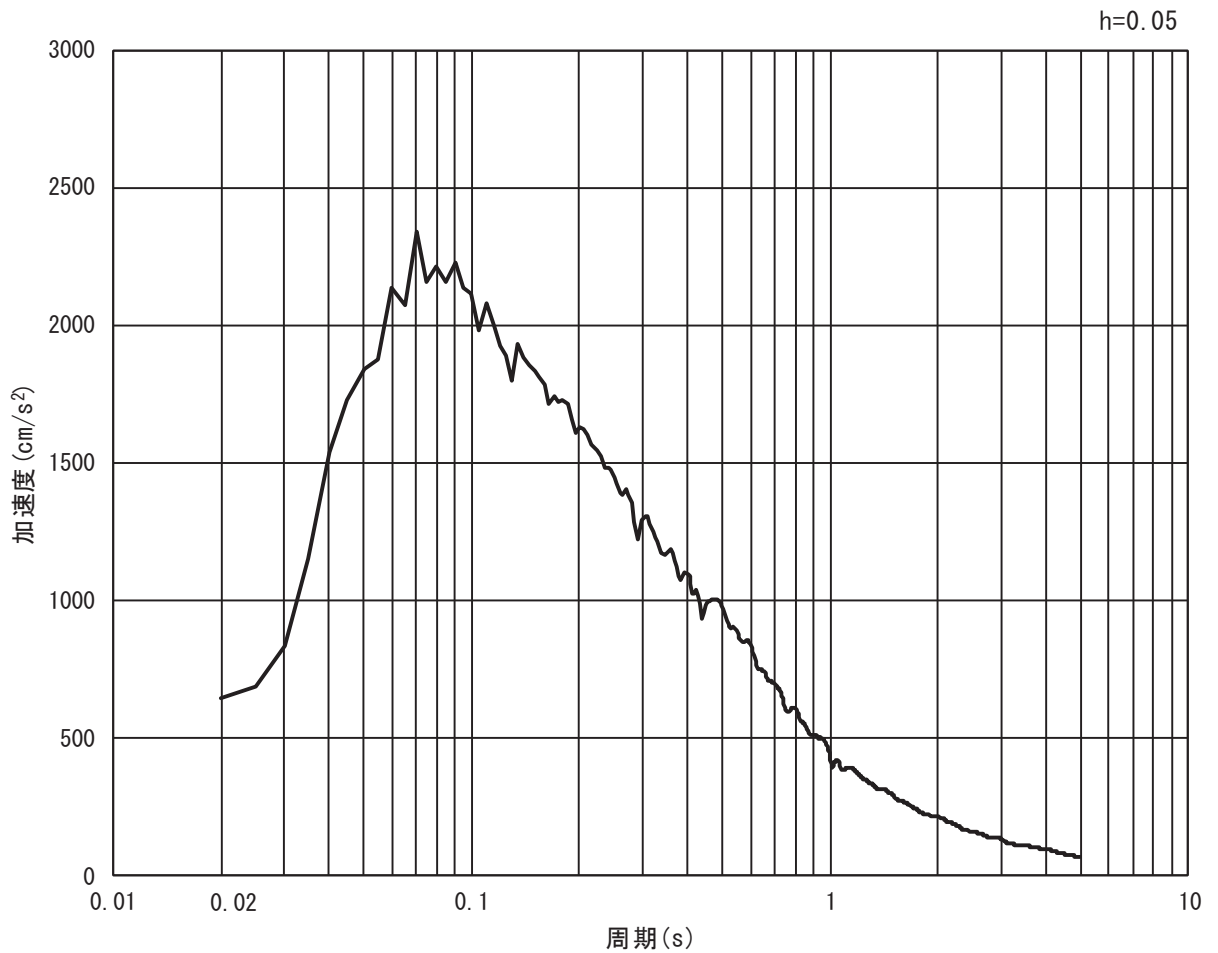


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - D 1)

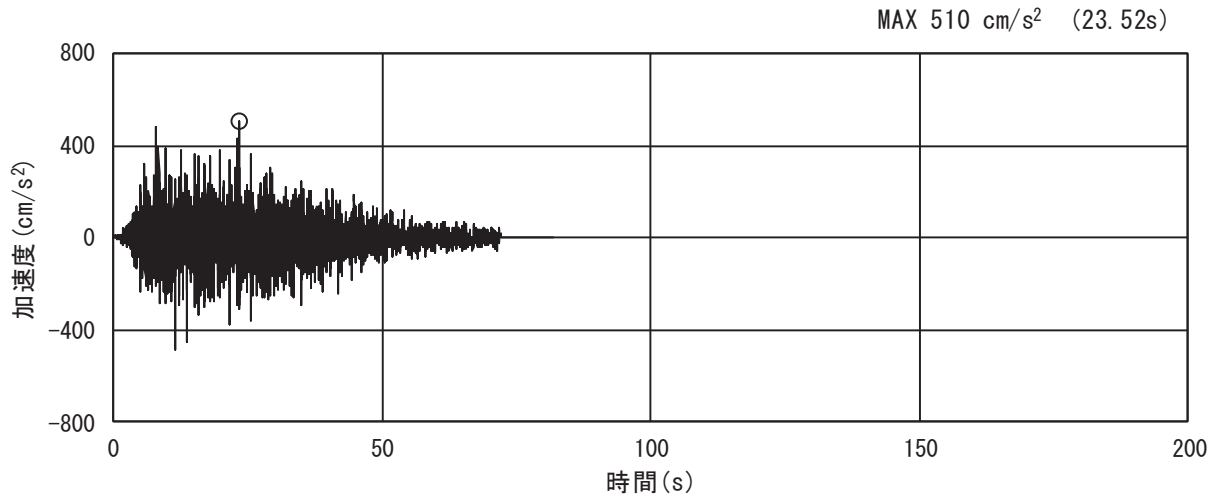


(a) 加速度時刻歴波形

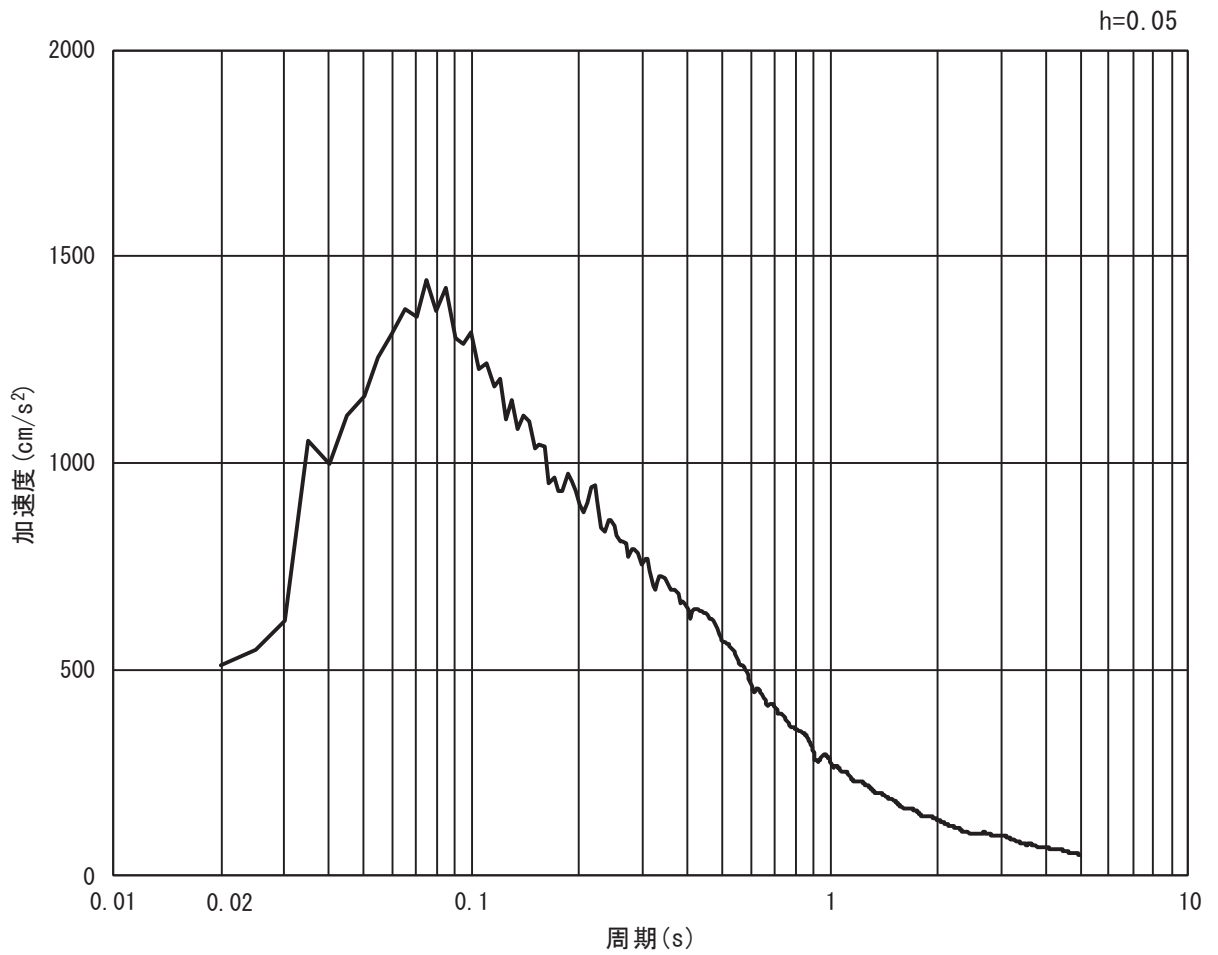


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 2)

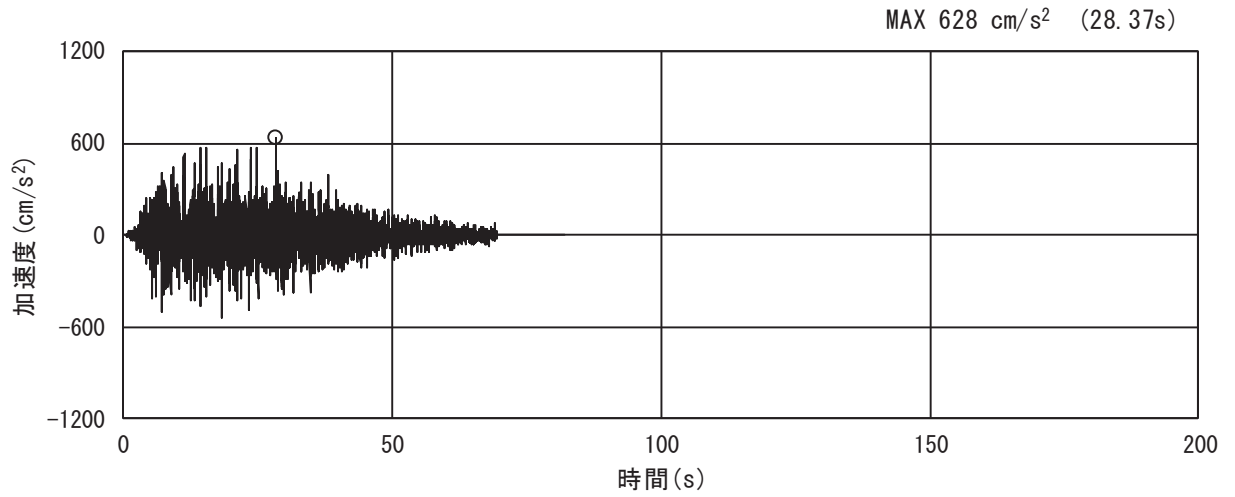


(a) 加速度時刻歴波形

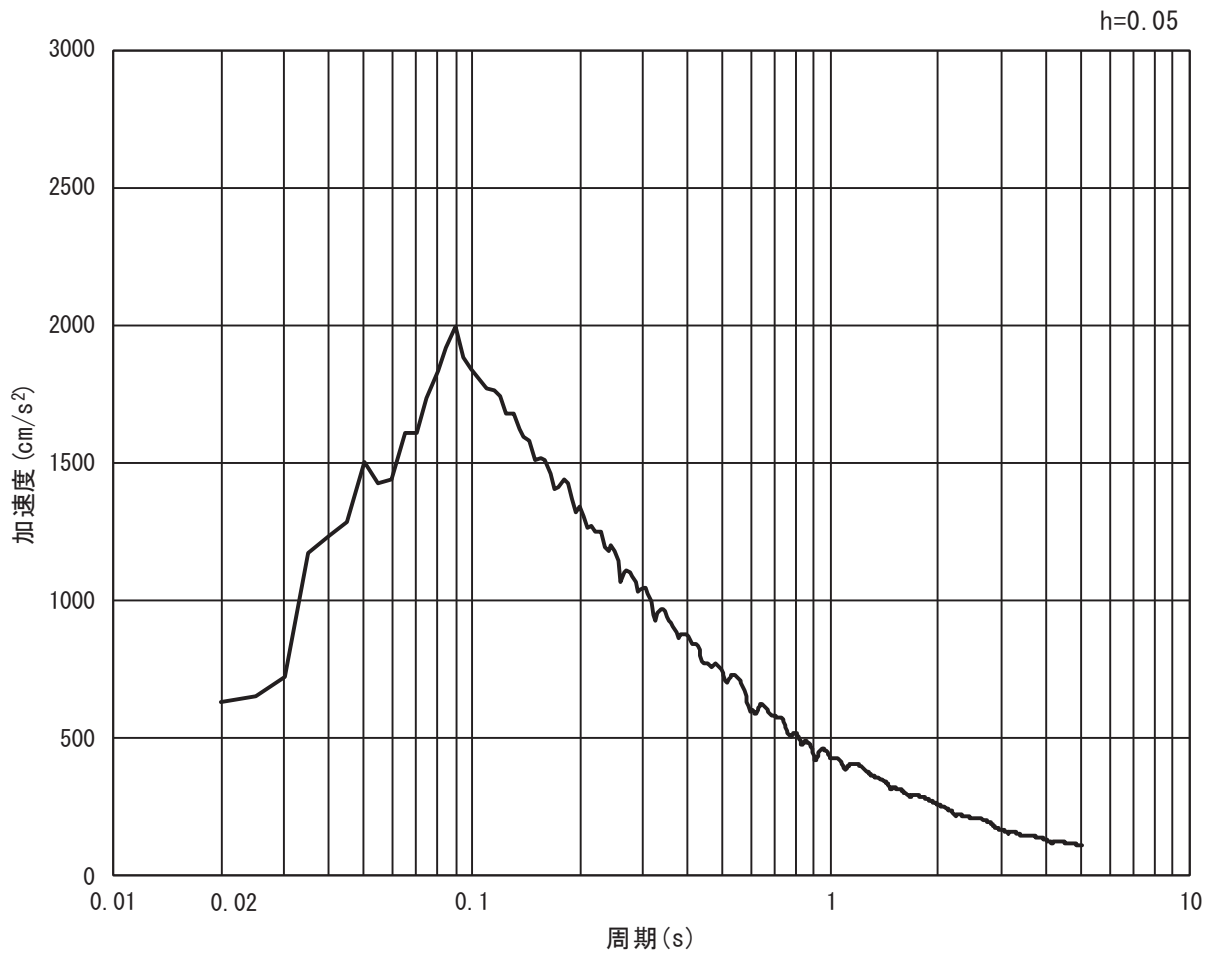


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - D 2)

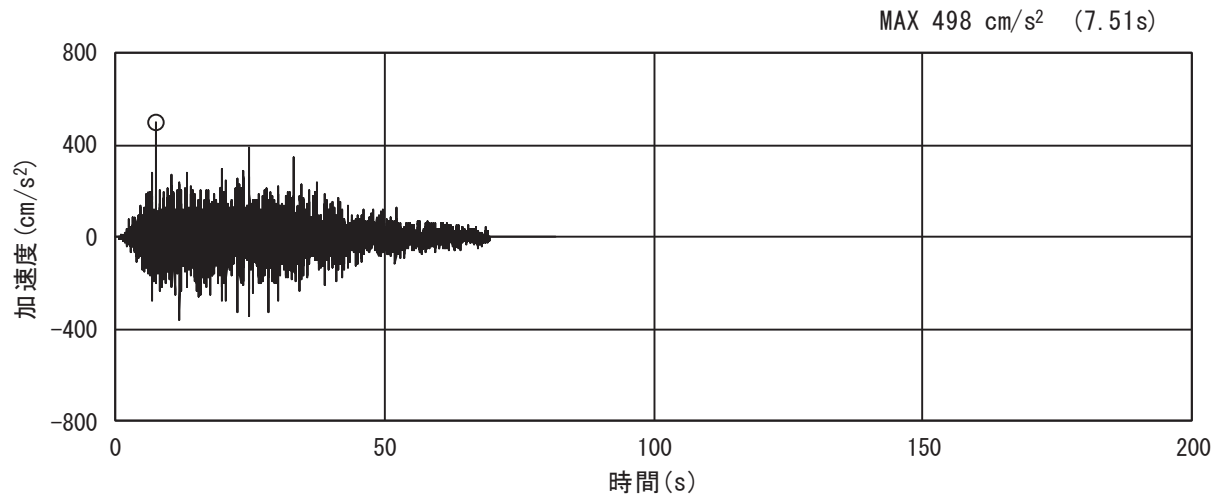


(a) 加速度時刻歴波形

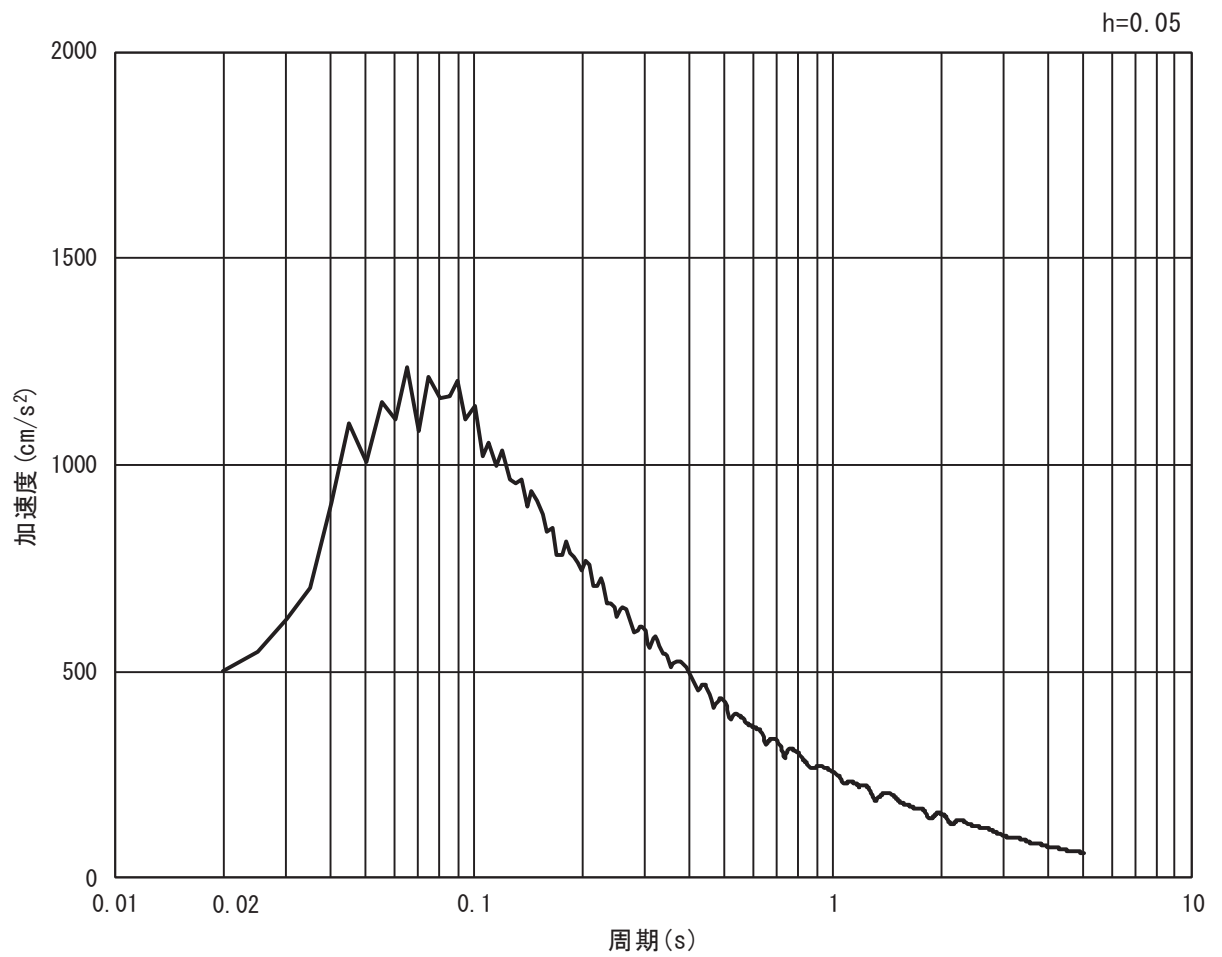


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - D 3)

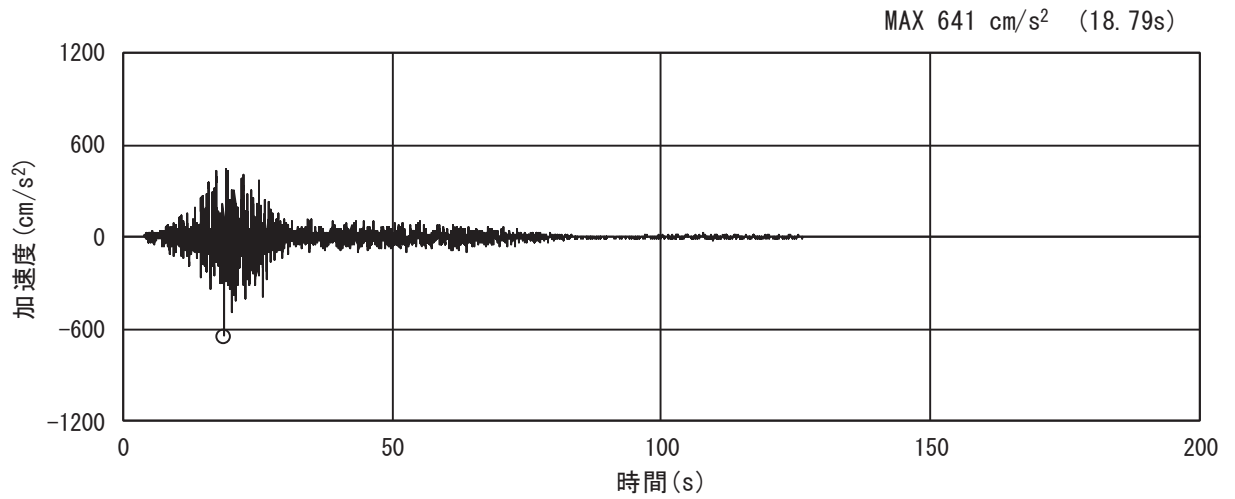


(a) 加速度時刻歴波形

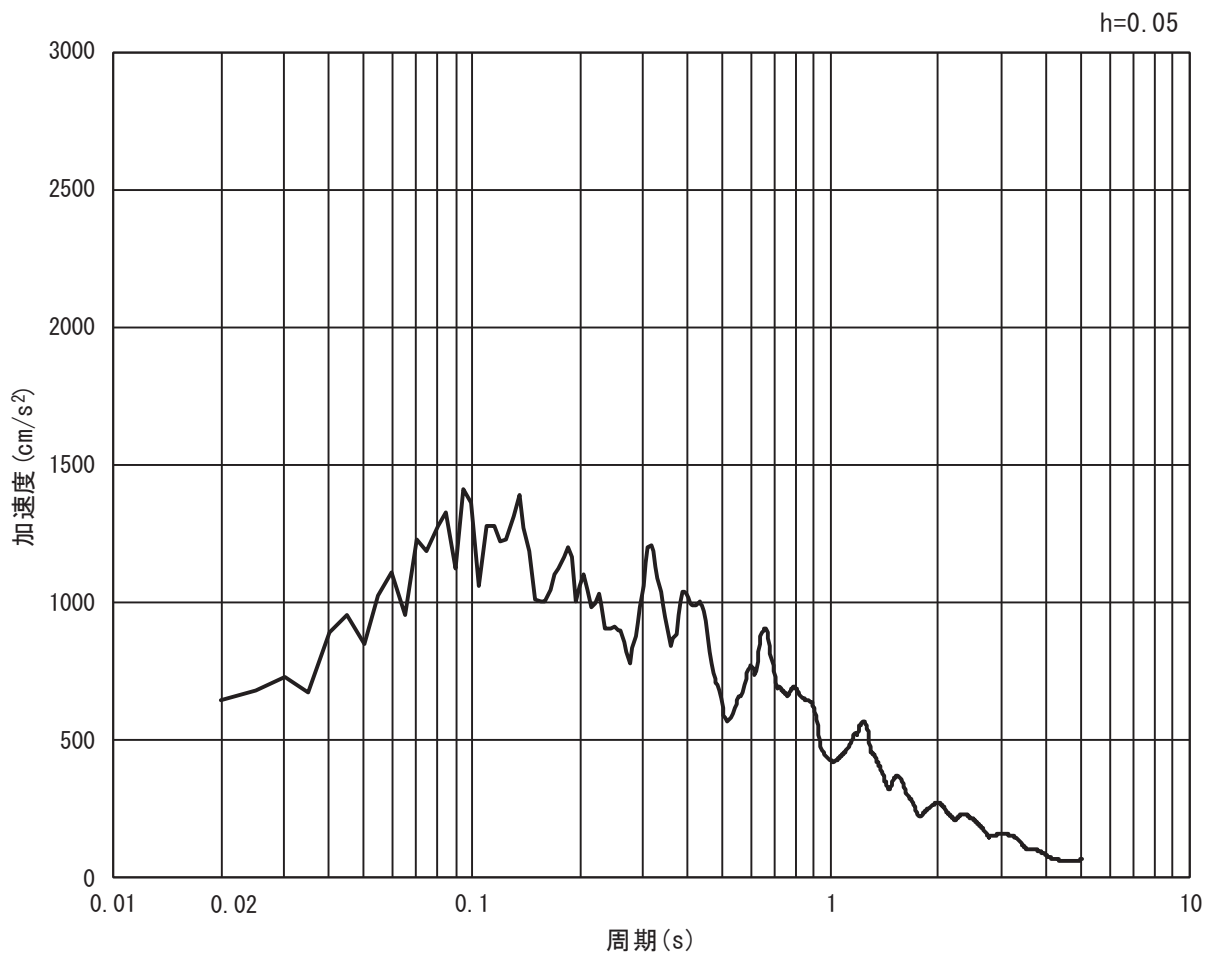


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - D 3)

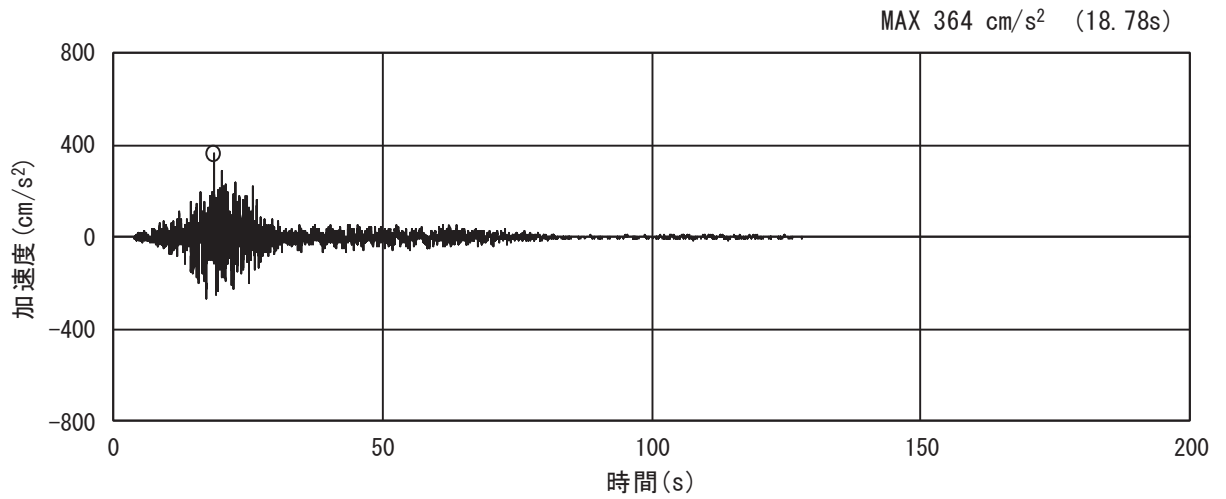


(a) 加速度時刻歴波形

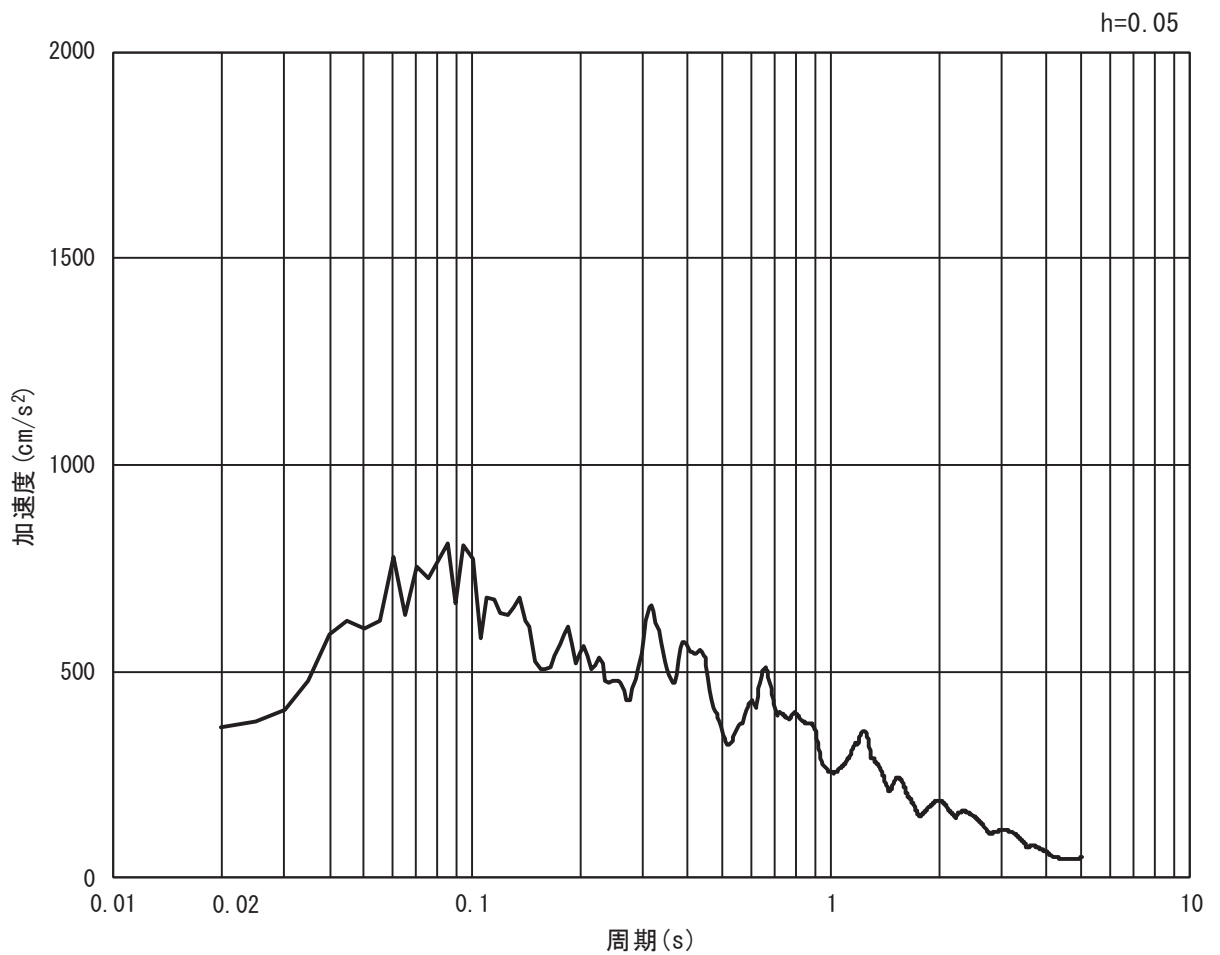


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 1)



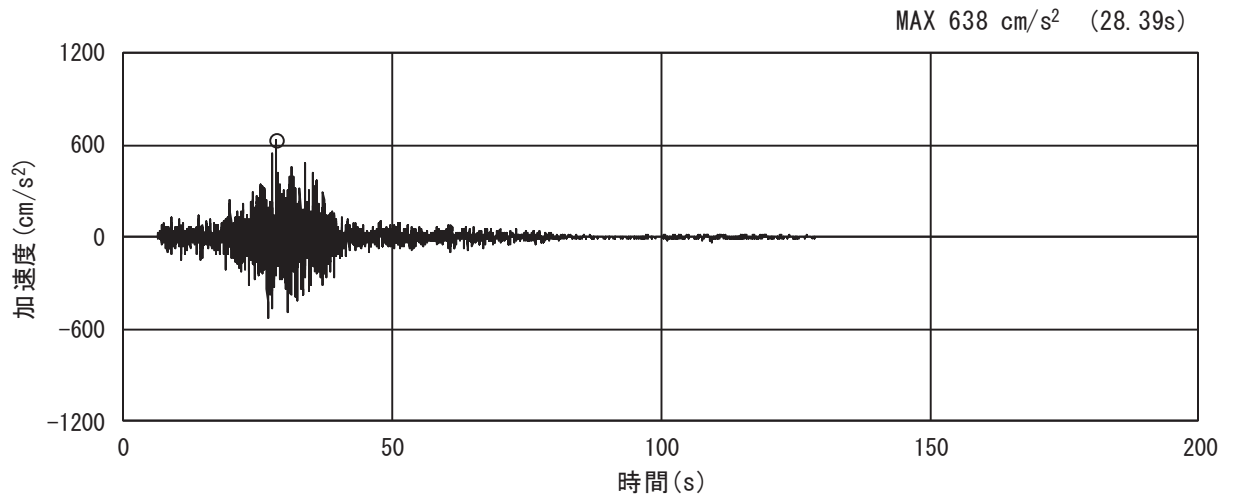
(a) 加速度時刻歴波形



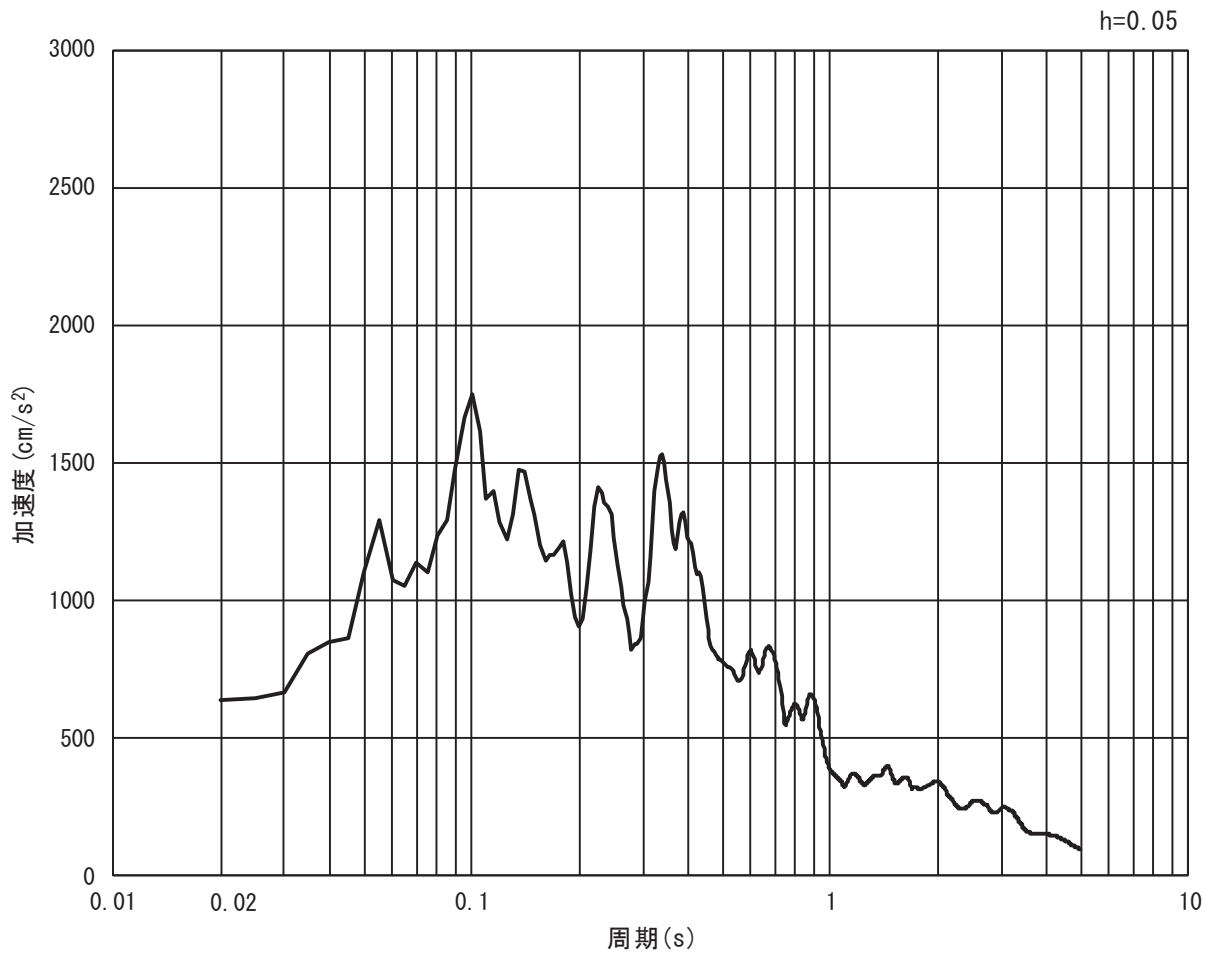
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 1)



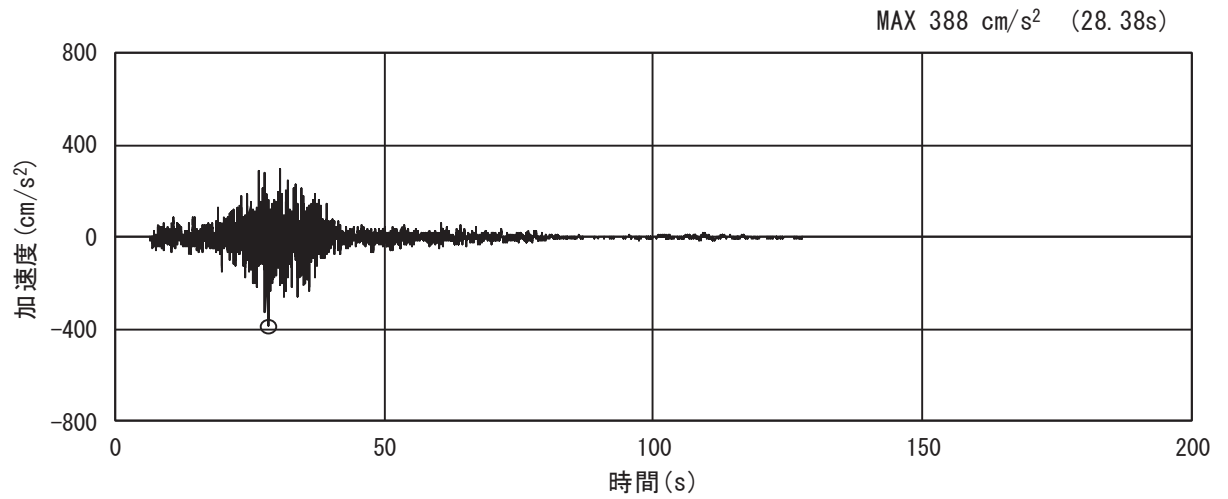


(a) 加速度時刻歴波形

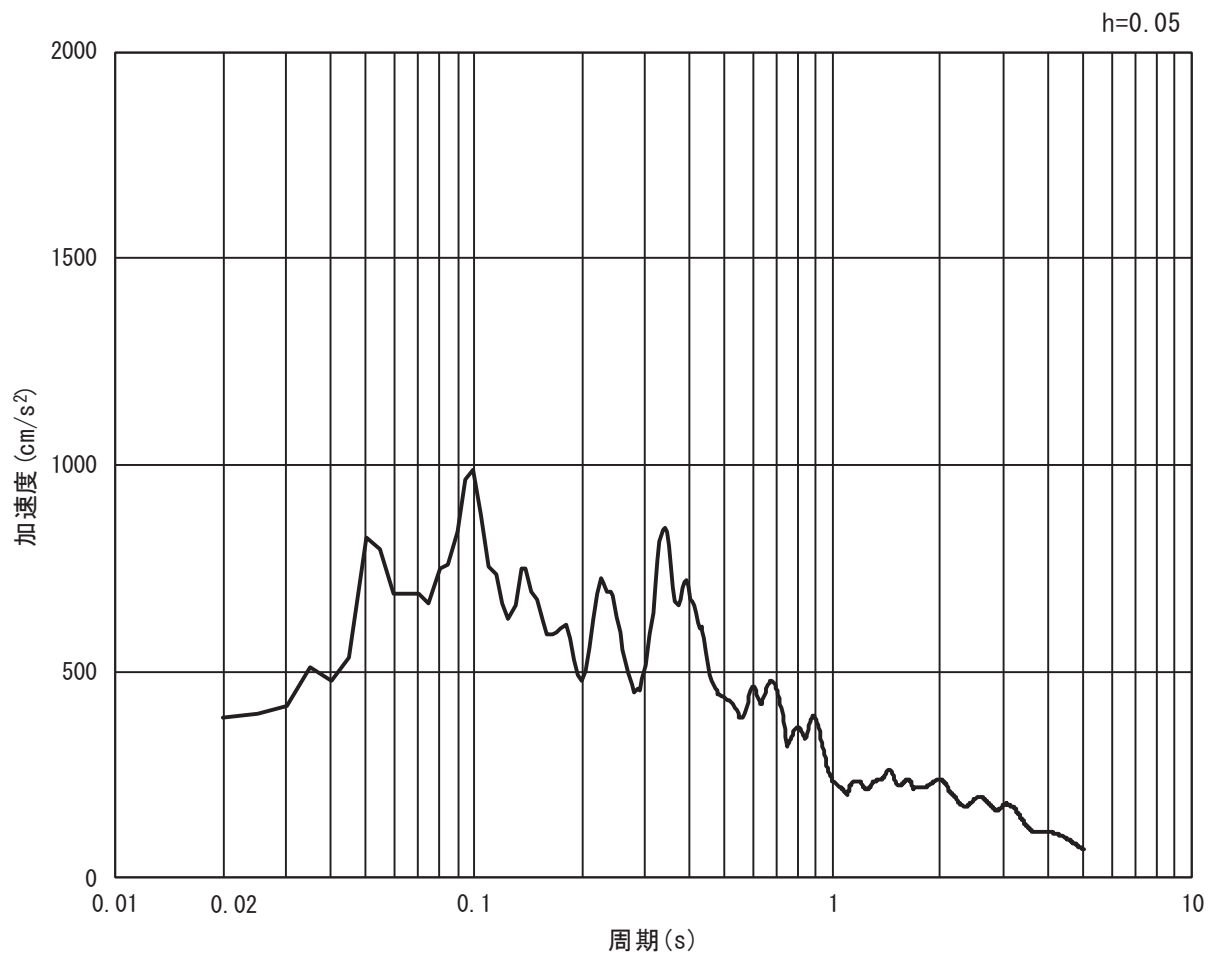


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 2)

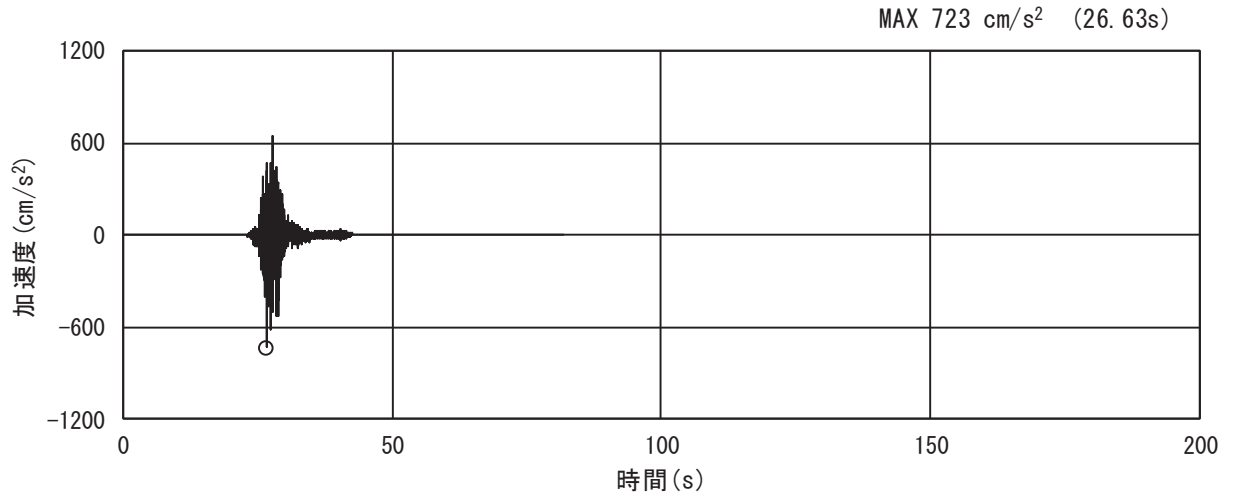


(a) 加速度時刻歴波形

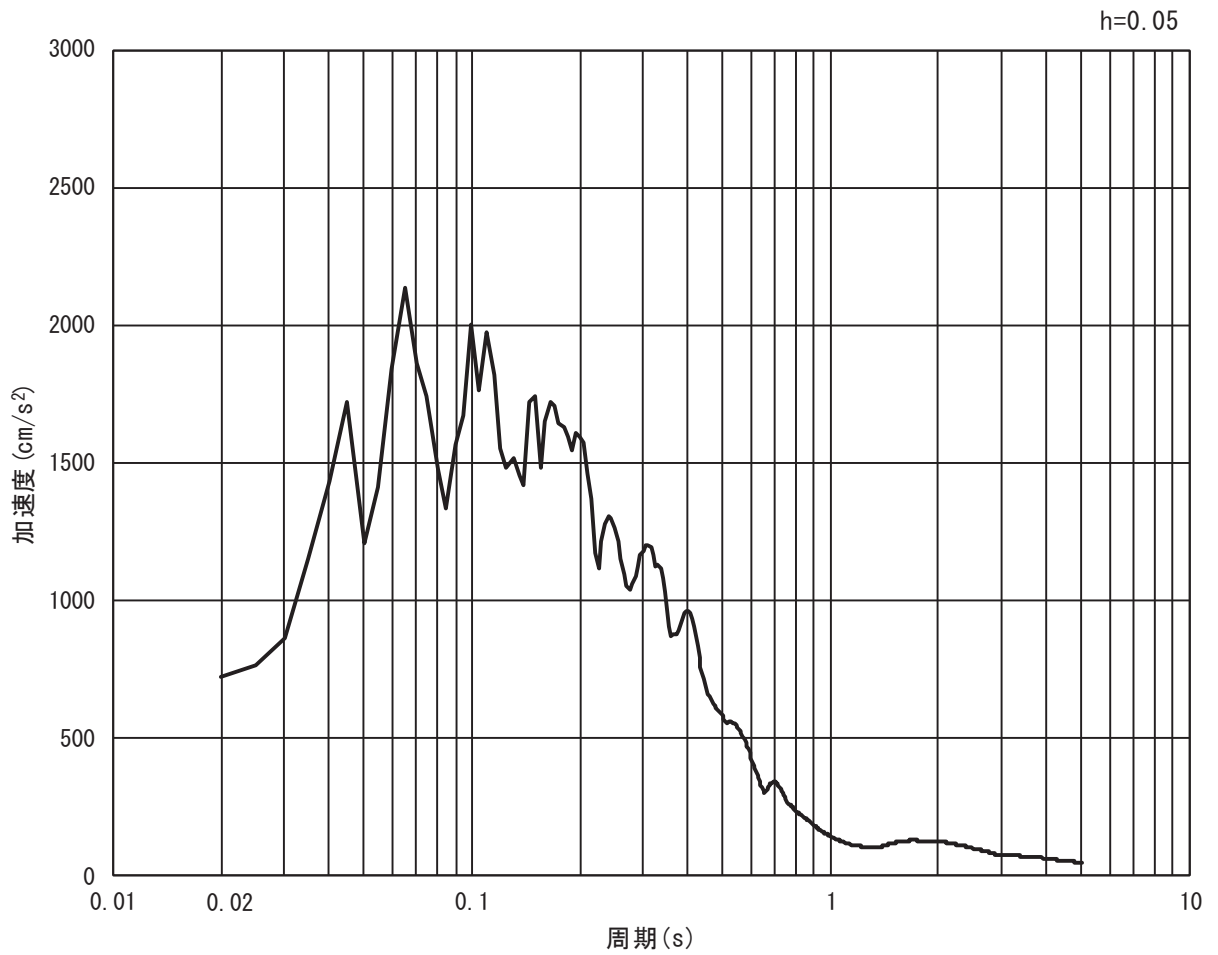


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 2)

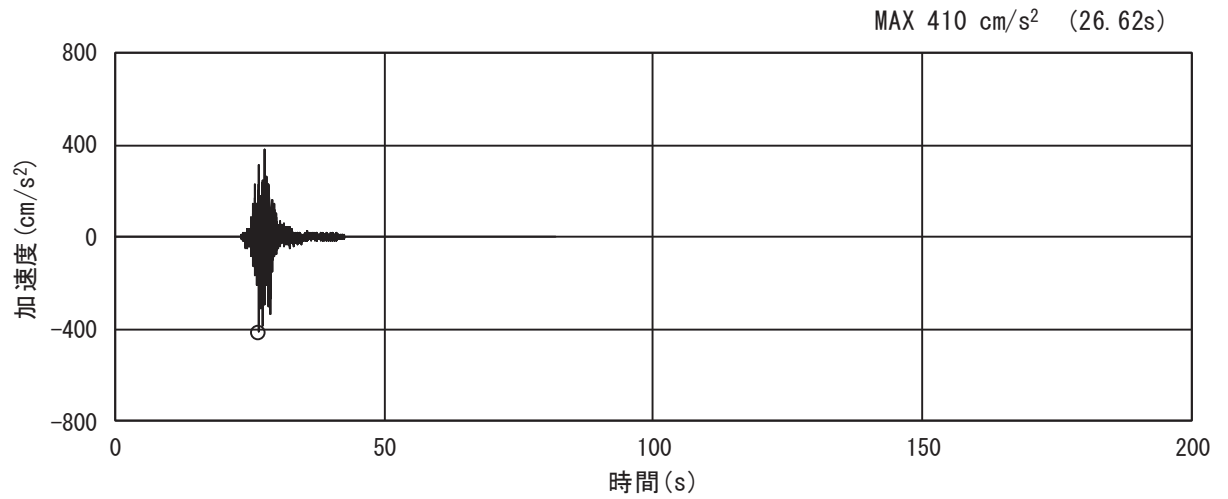


(a) 加速度時刻歴波形

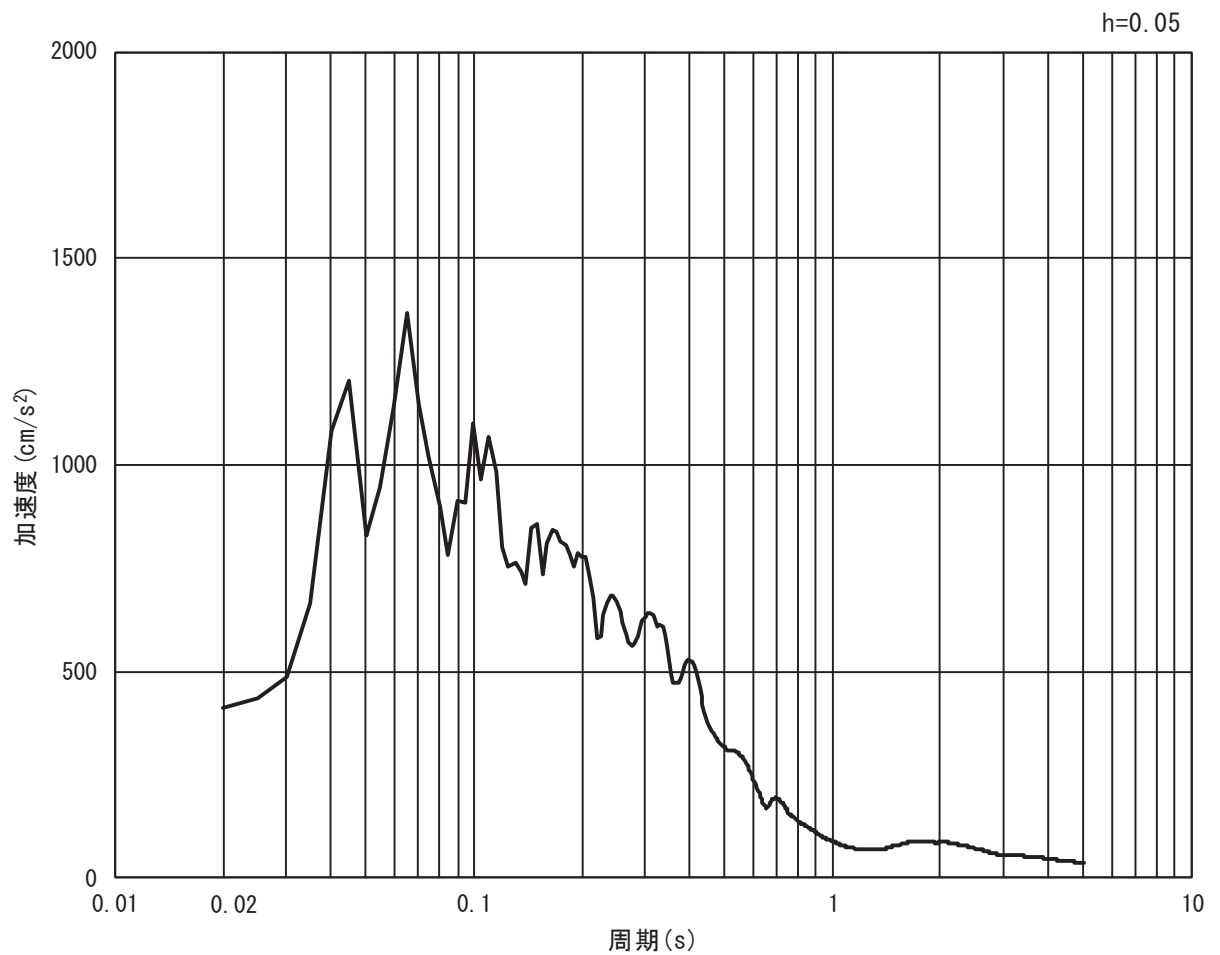


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 3)

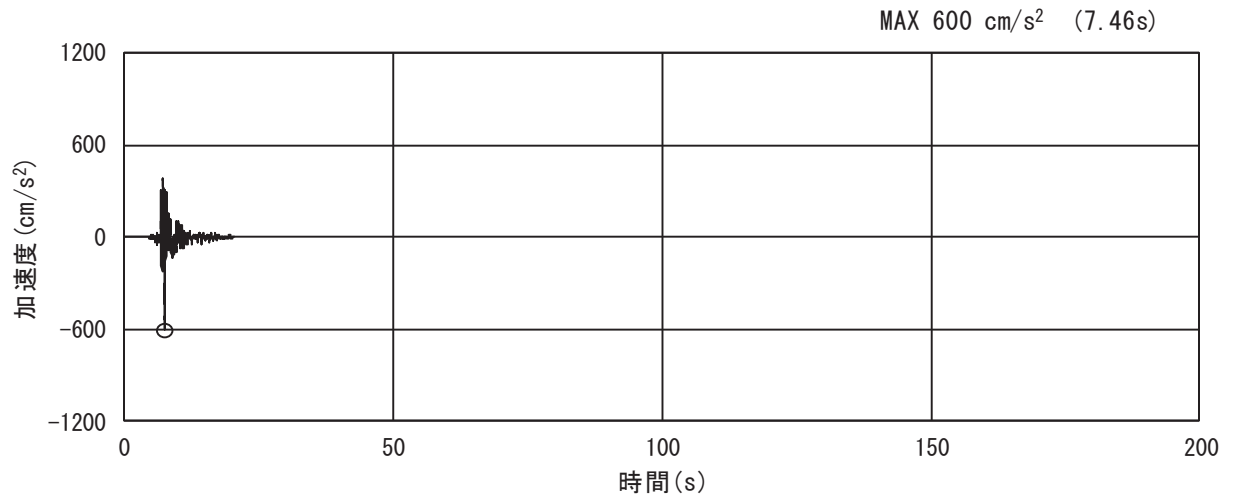


(a) 加速度時刻歴波形

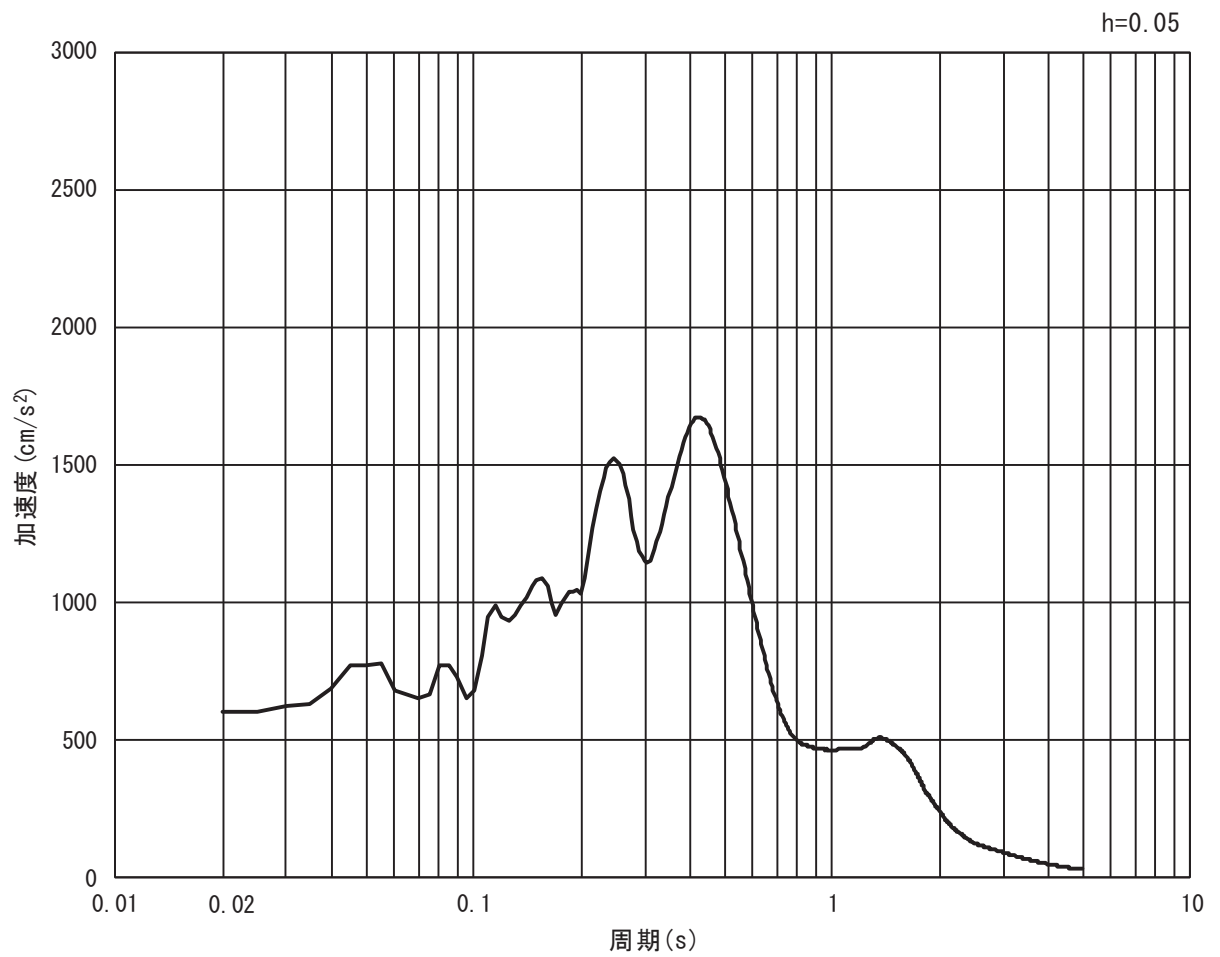


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - F 3)

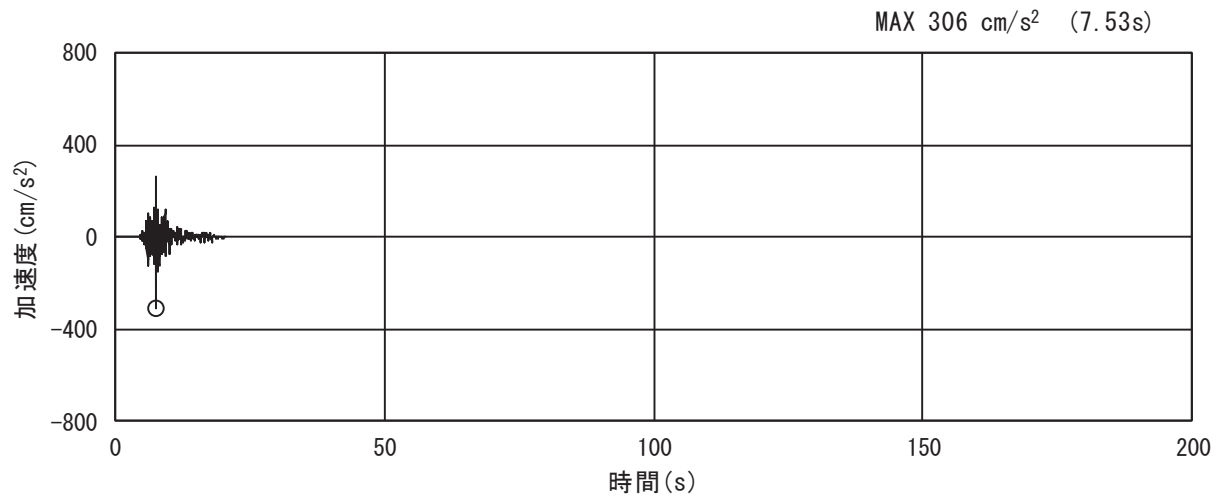


(a) 加速度時刻歴波形

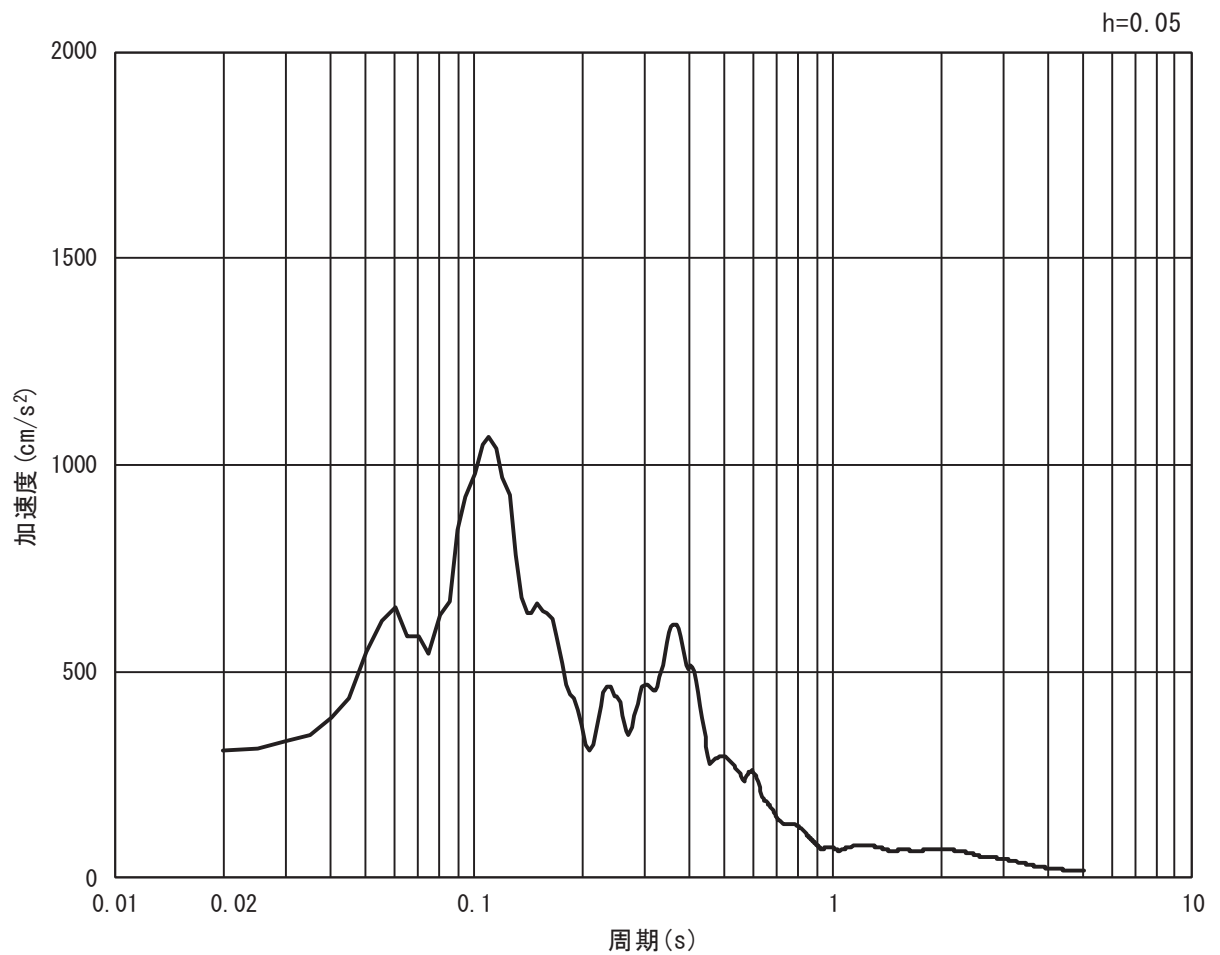


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - N 1)



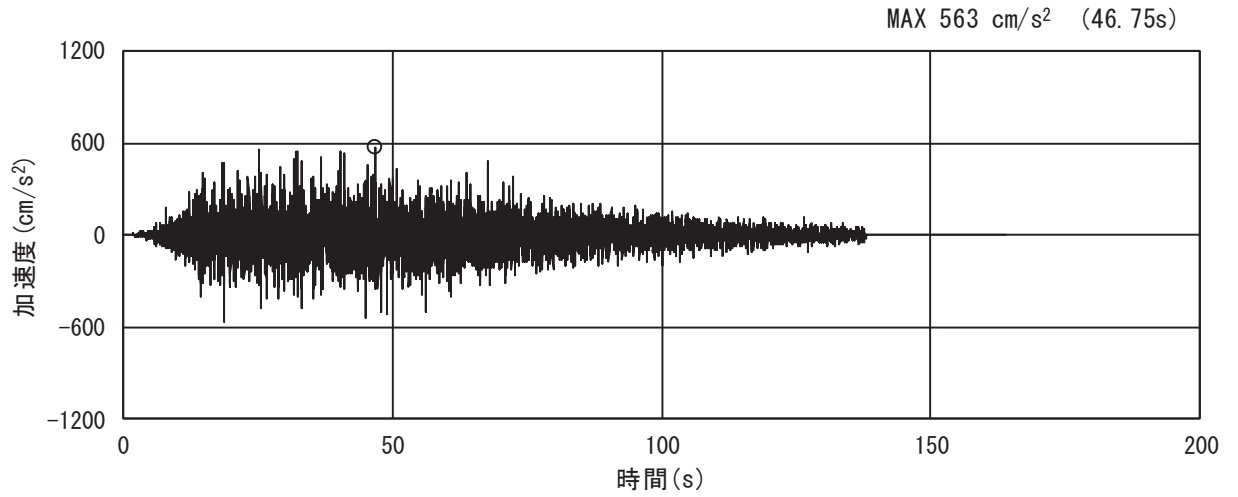
(a) 加速度時刻歴波形



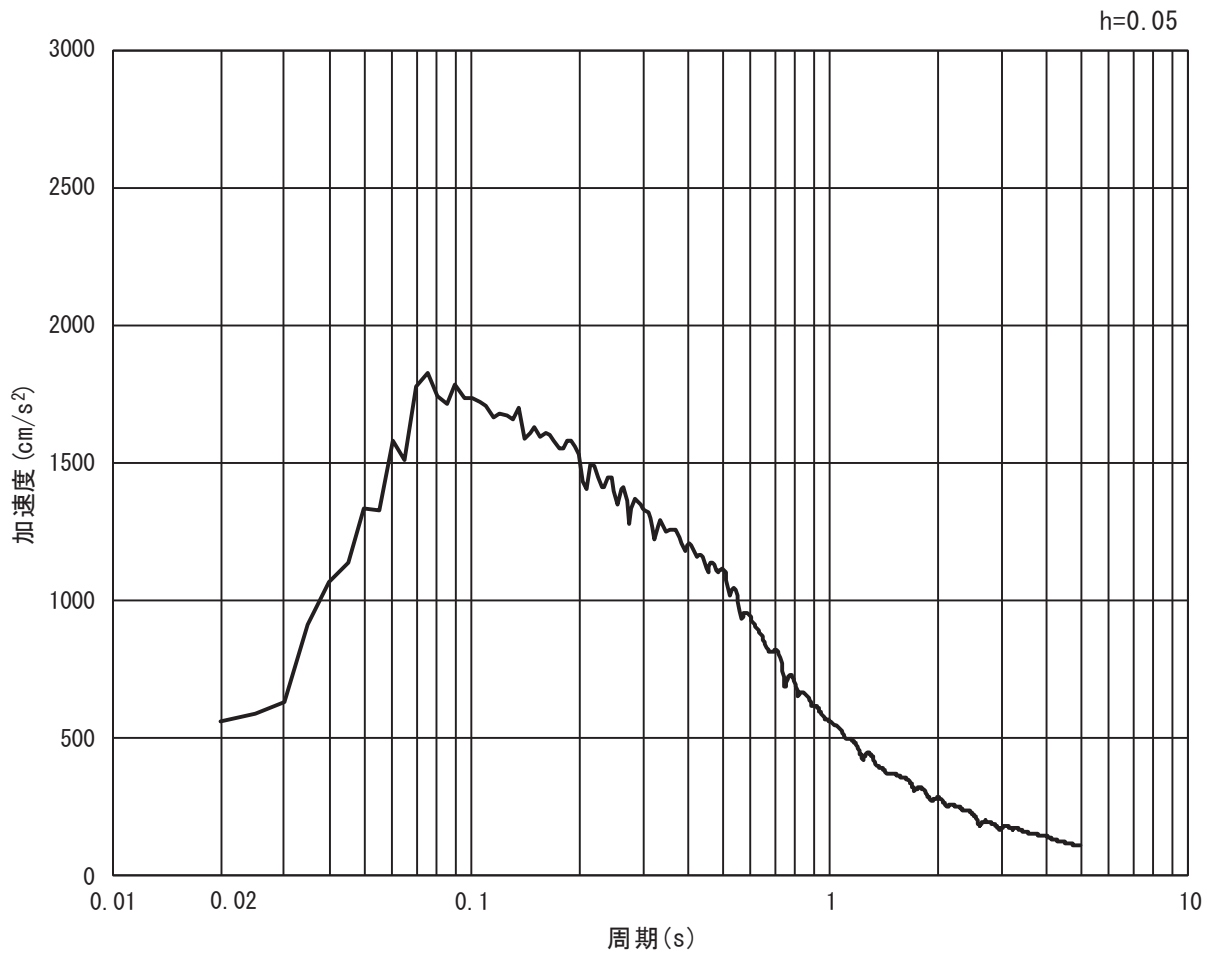
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3(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 - N 1)

(2) 断面②

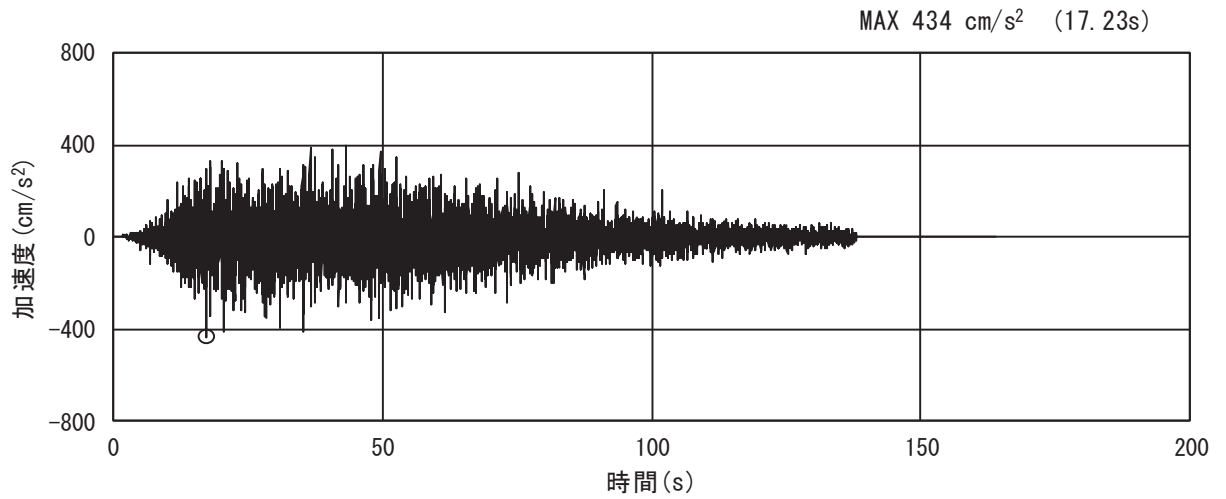


(a) 加速度時刻歴波形

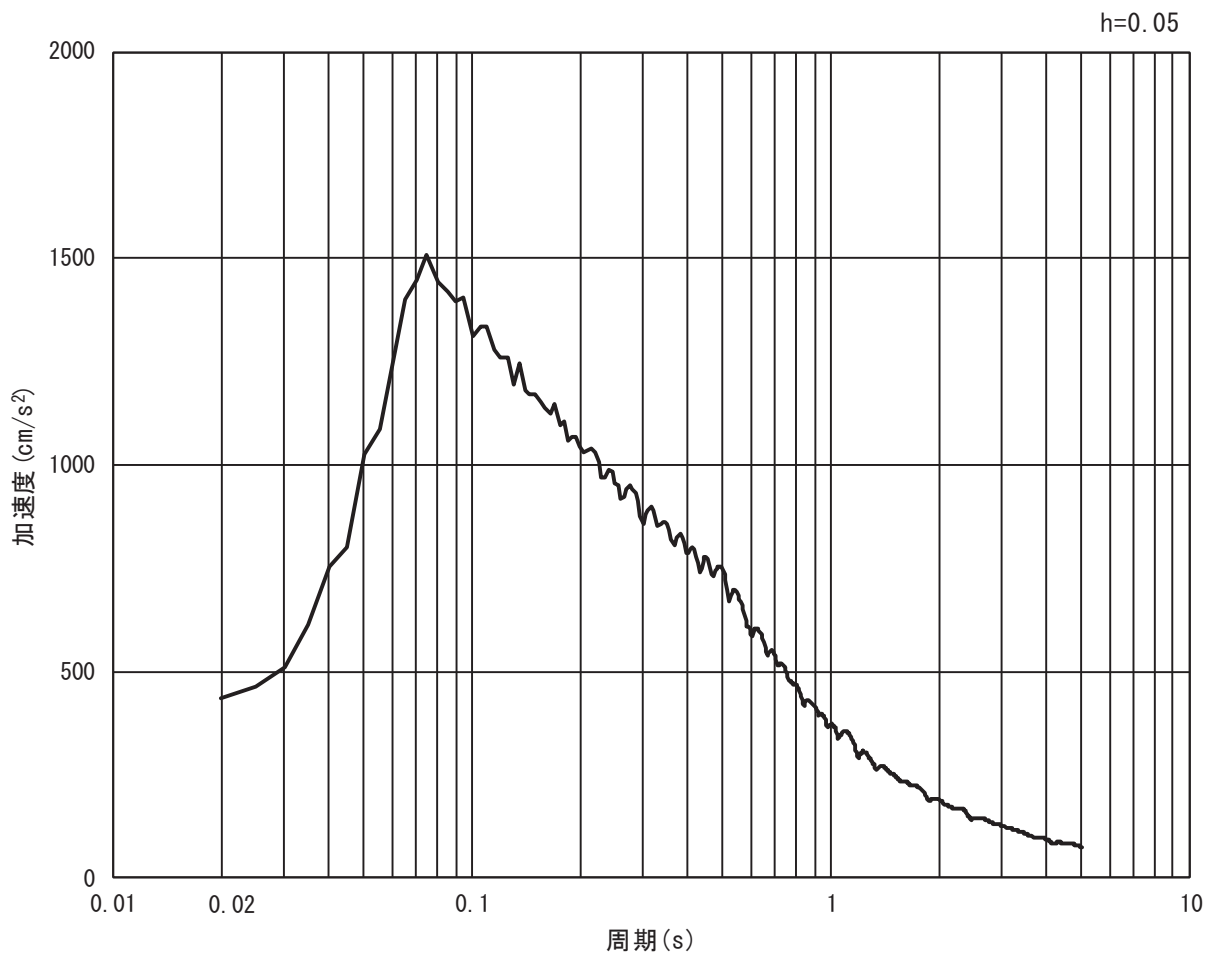


(b) 加速度応答スペクトル

図 3. 4-4(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 1)



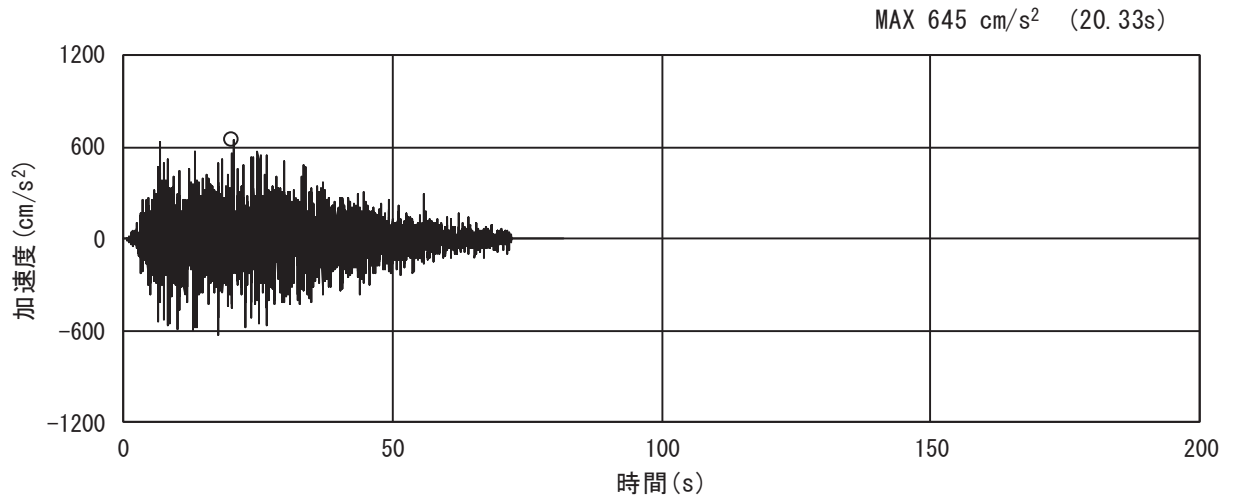
(a) 加速度時刻歴波形



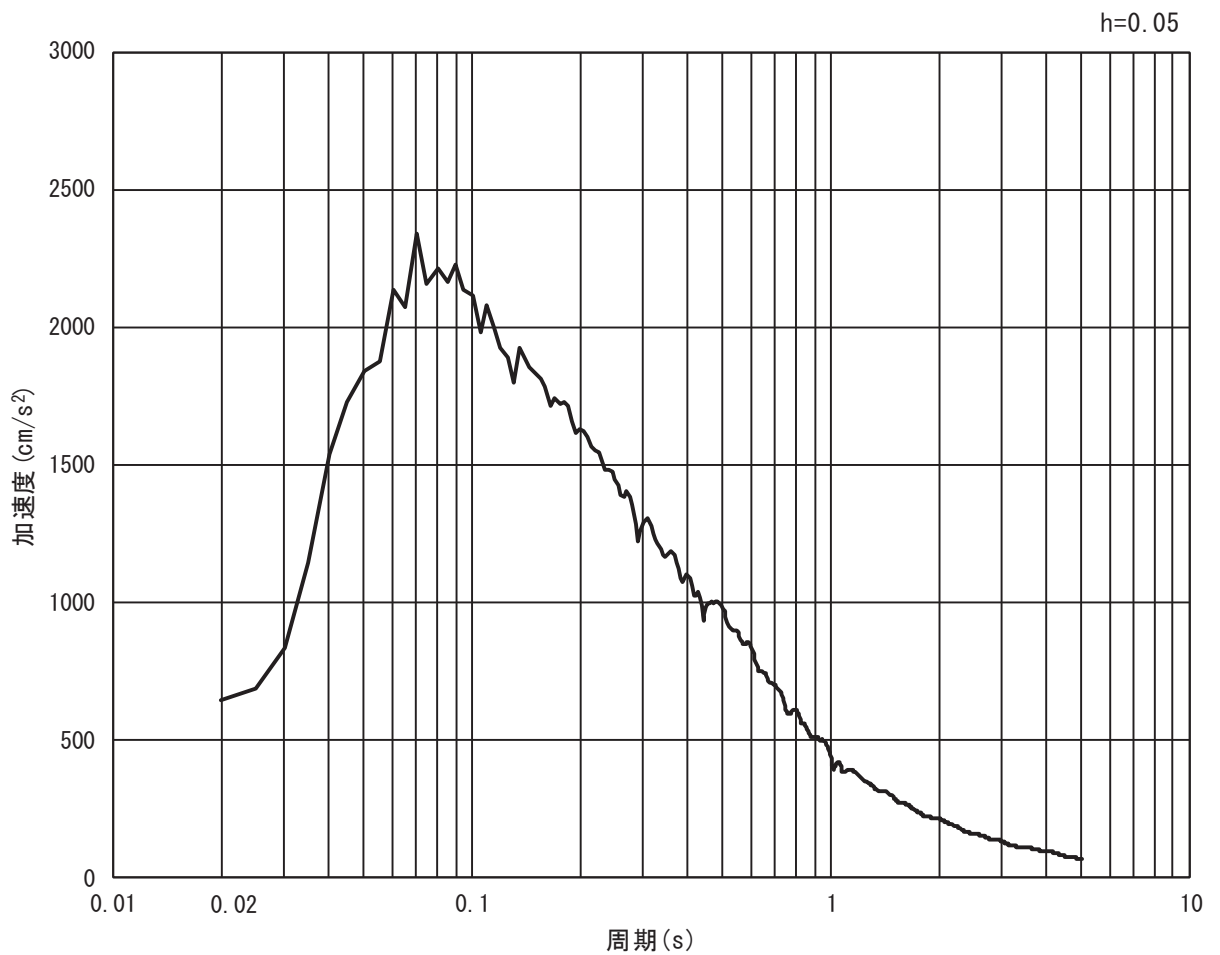
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 1)



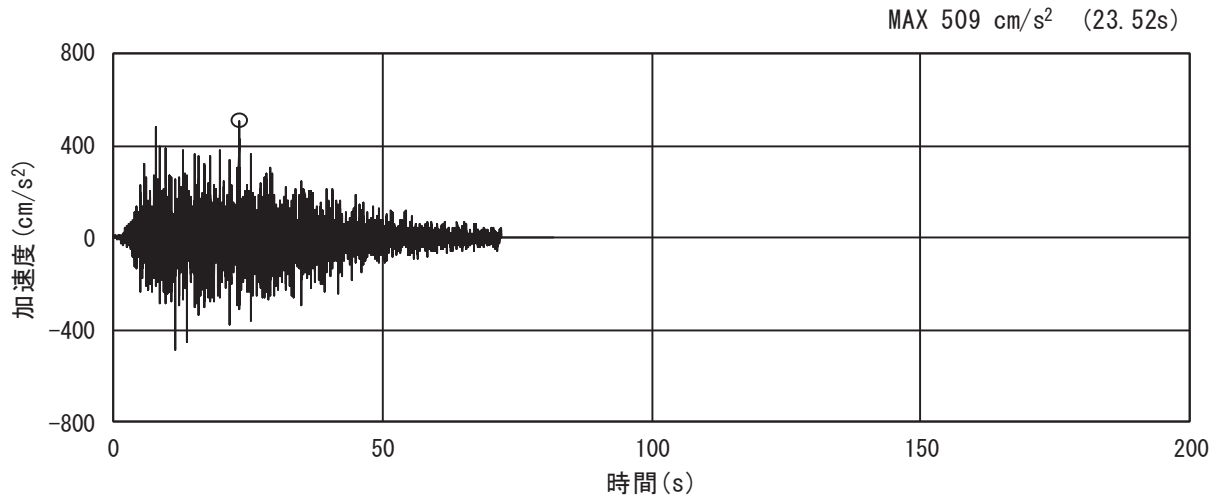


(a) 加速度時刻歴波形

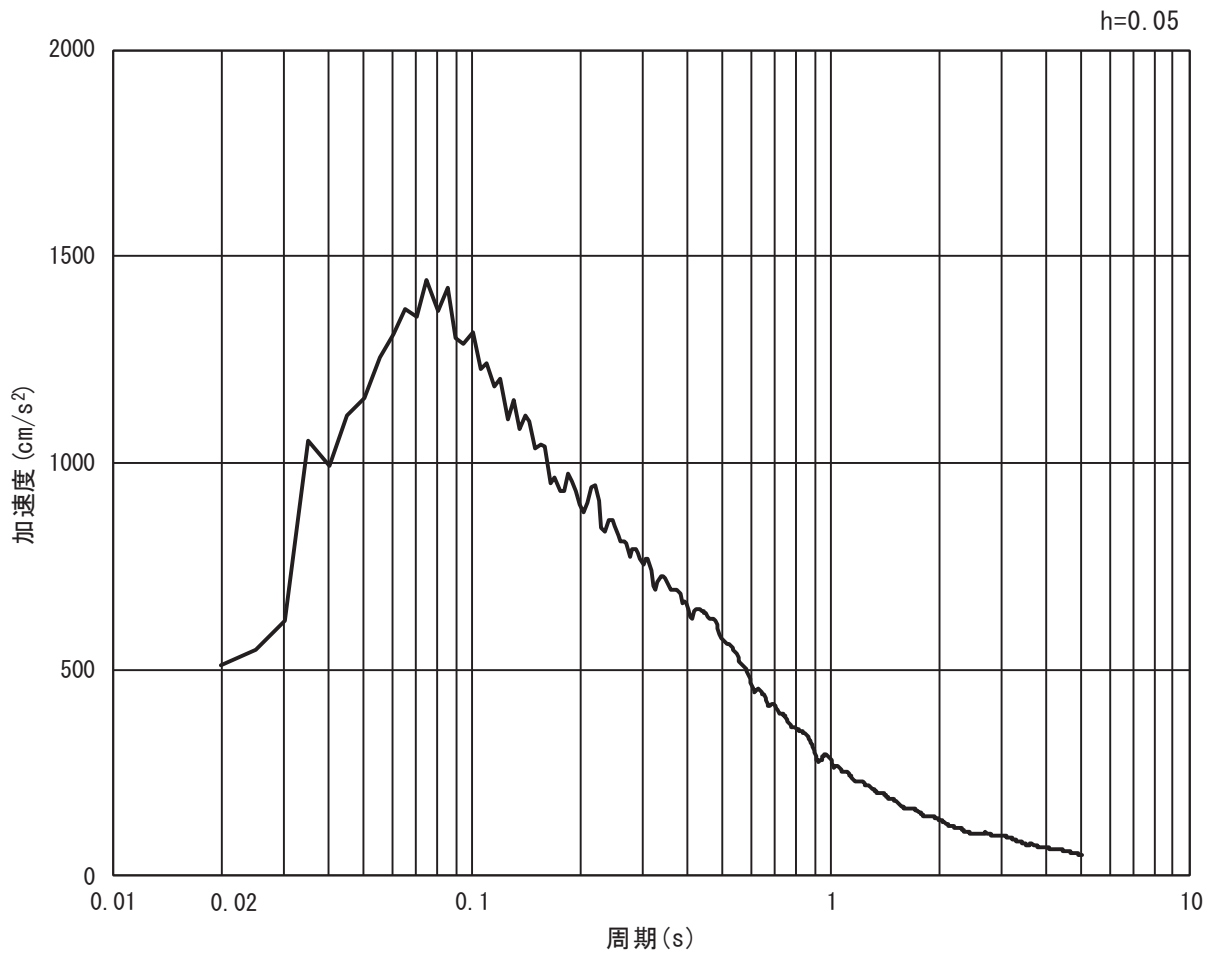


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - D 2)

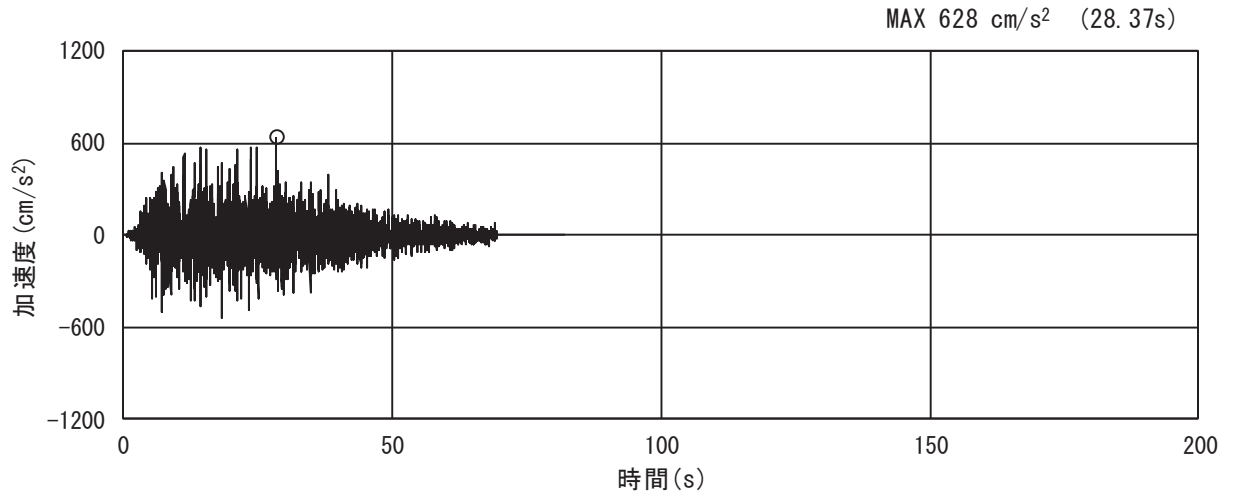


(a) 加速度時刻歴波形

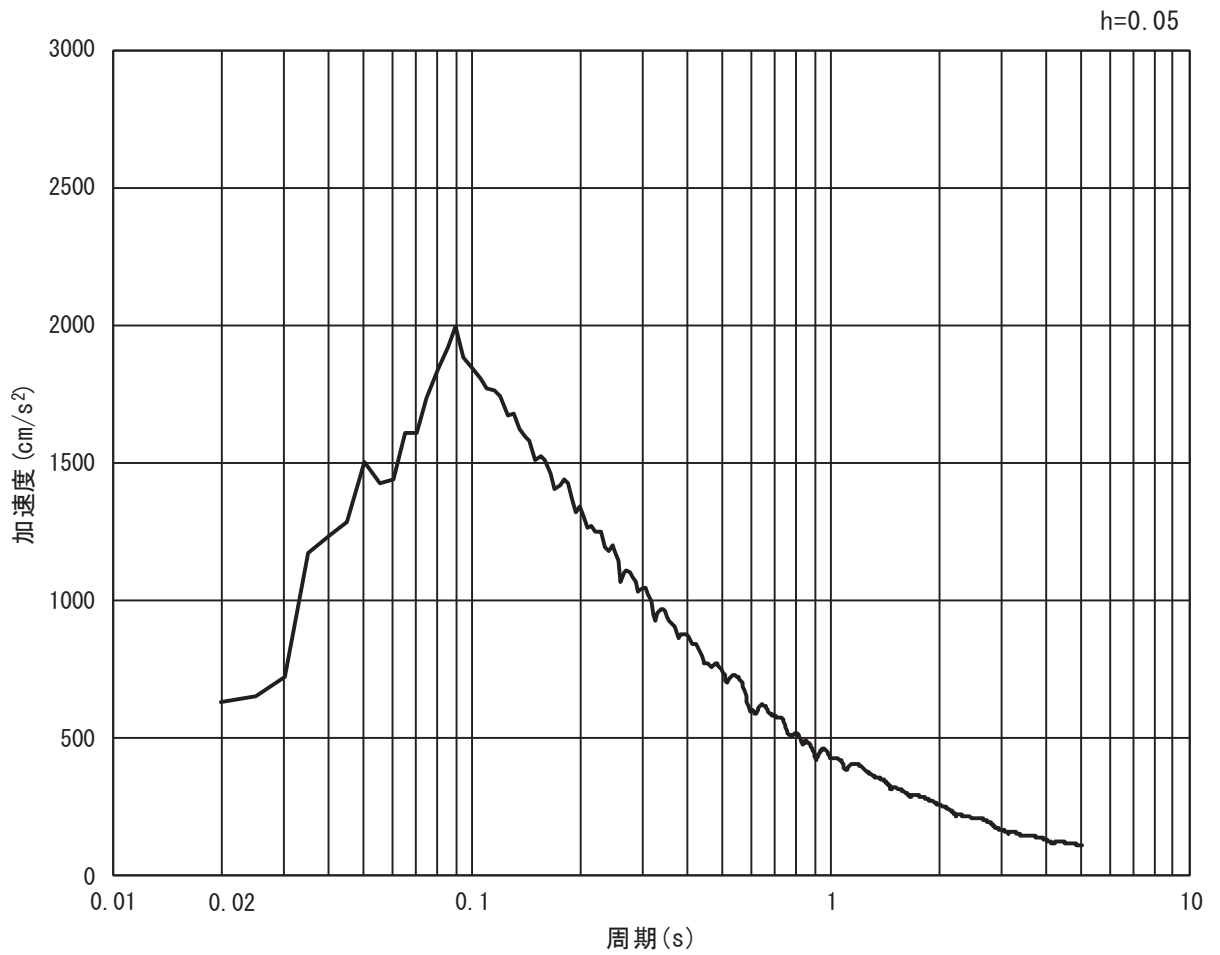


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - D 2)

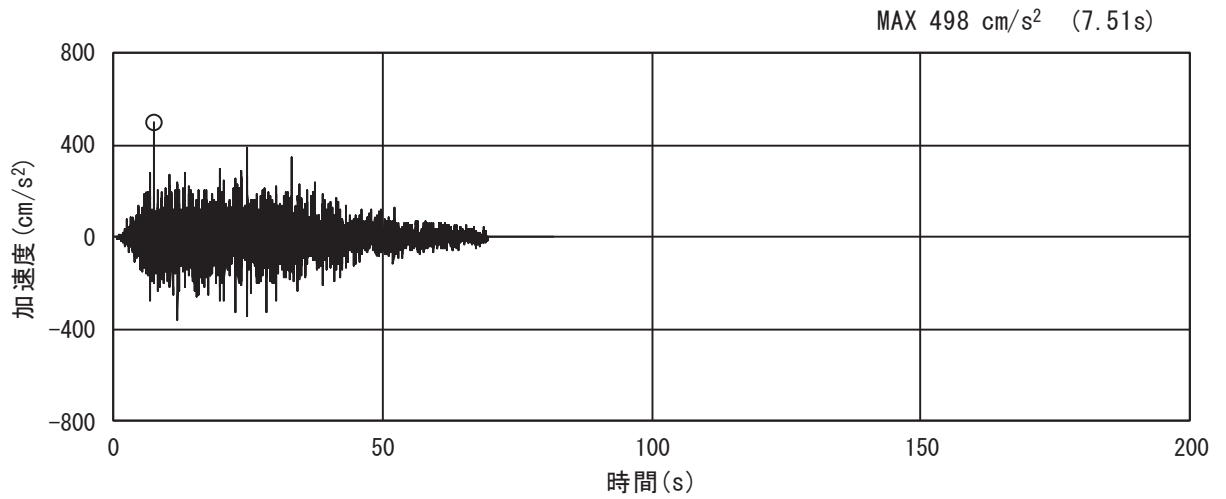


(a) 加速度時刻歴波形

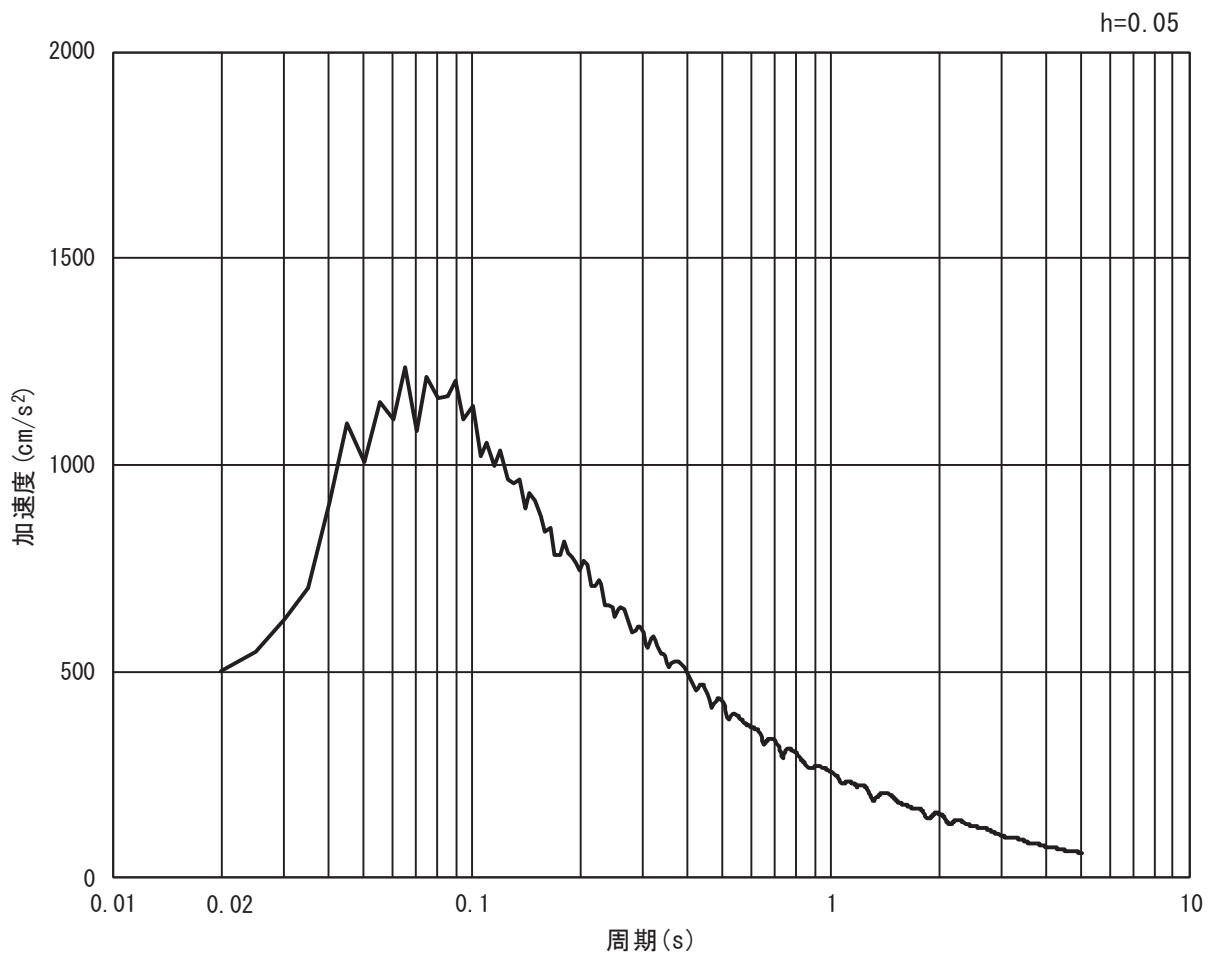


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - D 3)

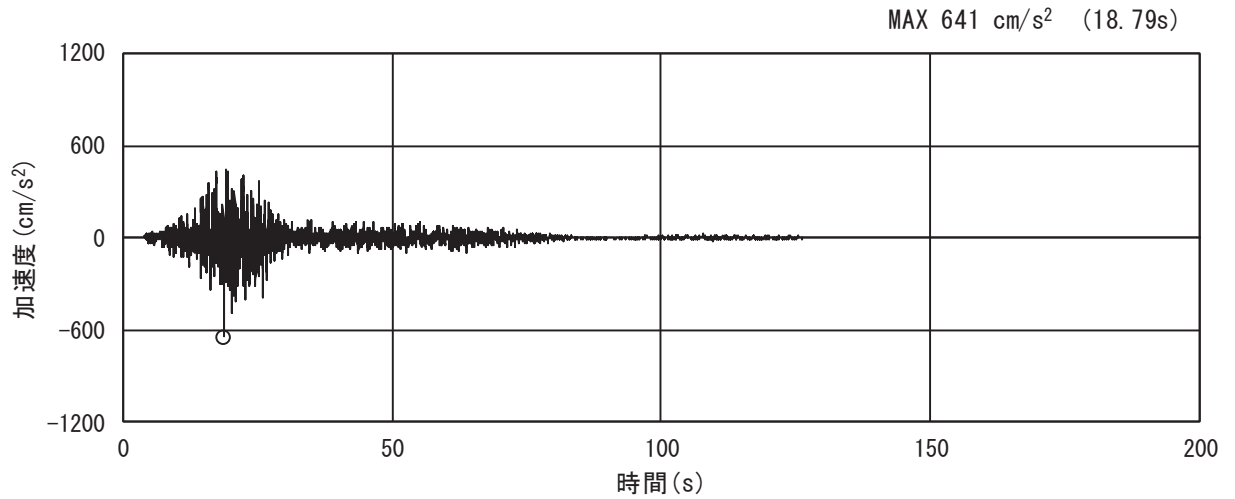


(a) 加速度時刻歴波形

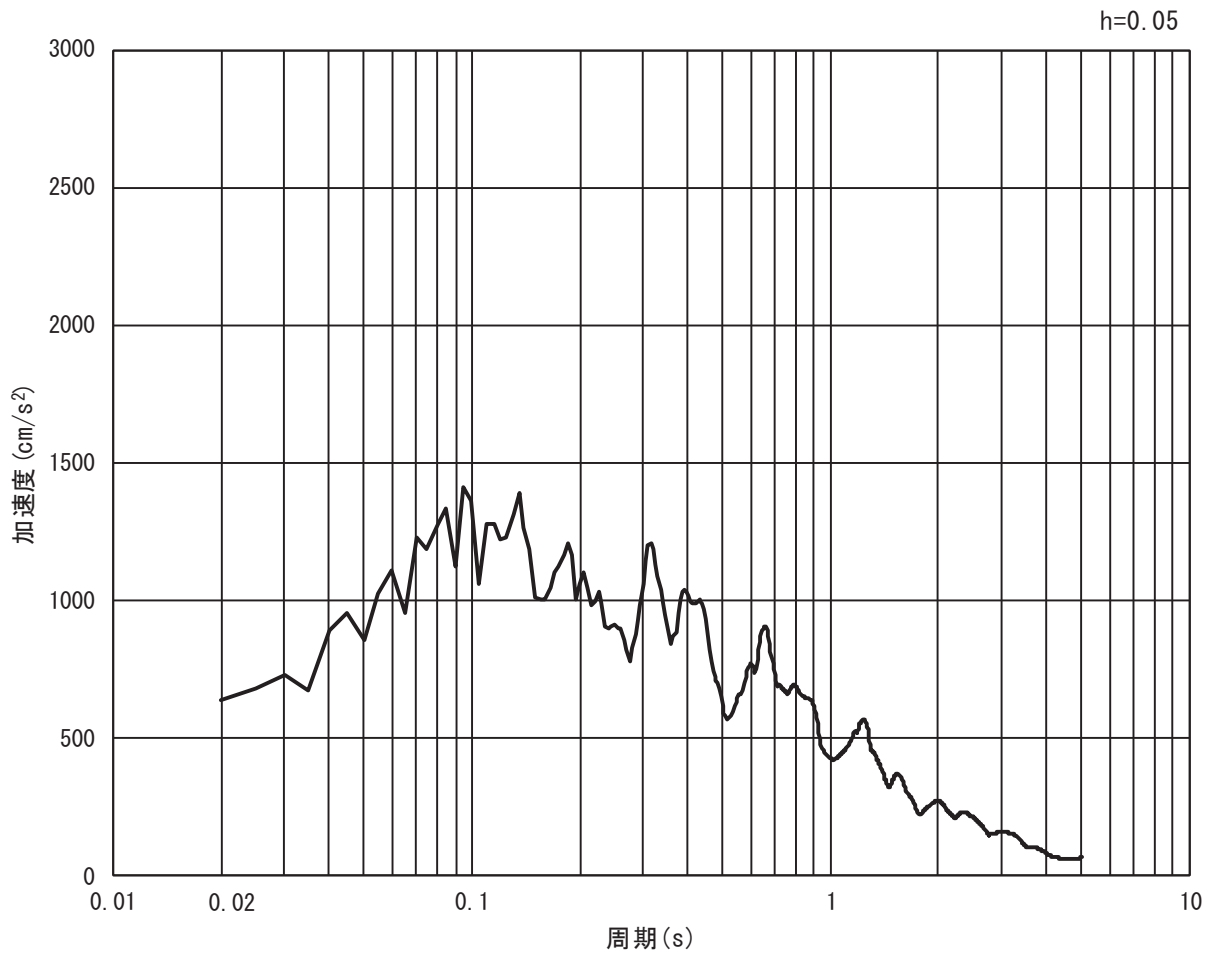


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 3)

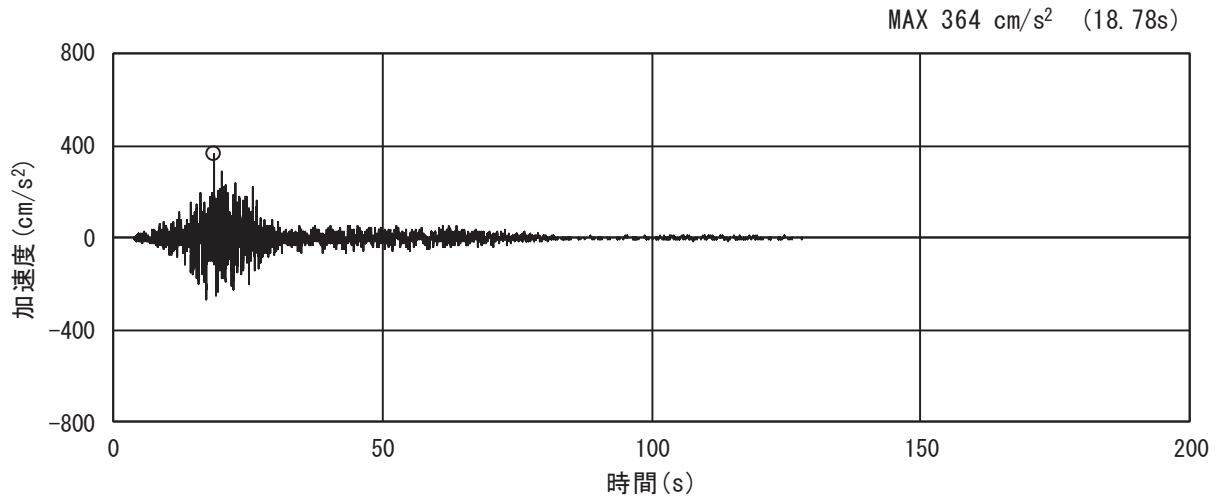


(a) 加速度時刻歴波形

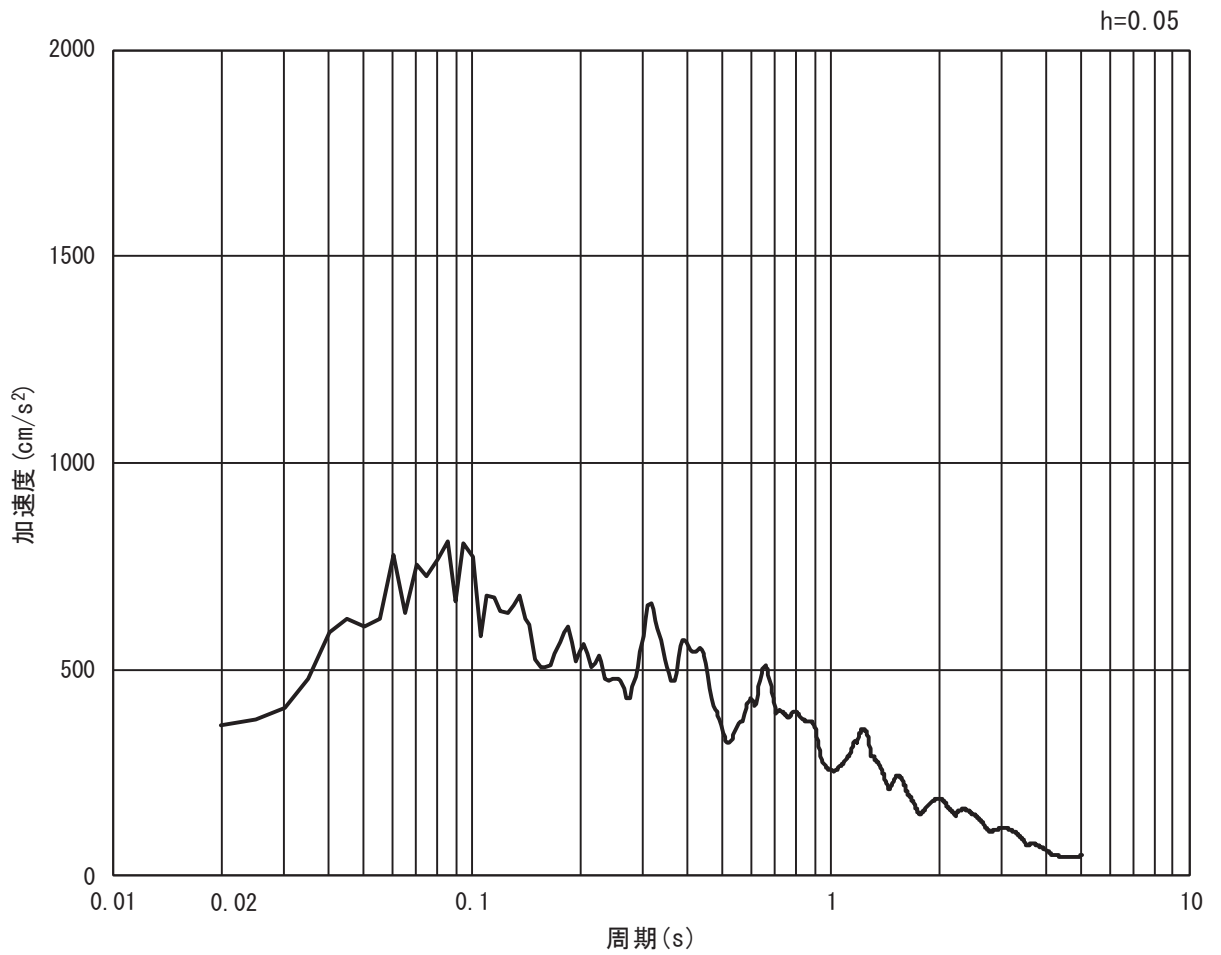


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - F 1)

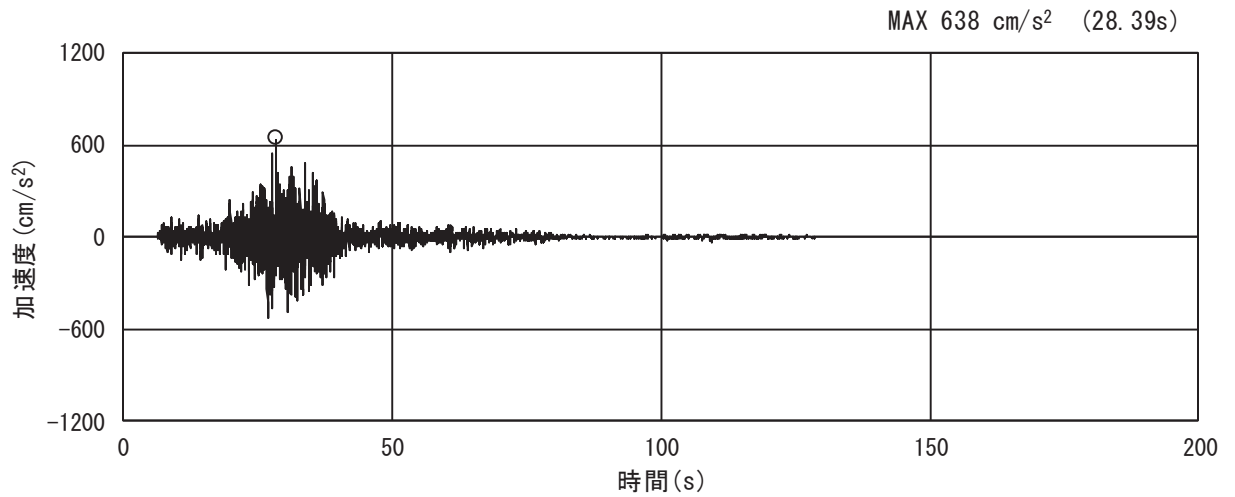


(a) 加速度時刻歴波形

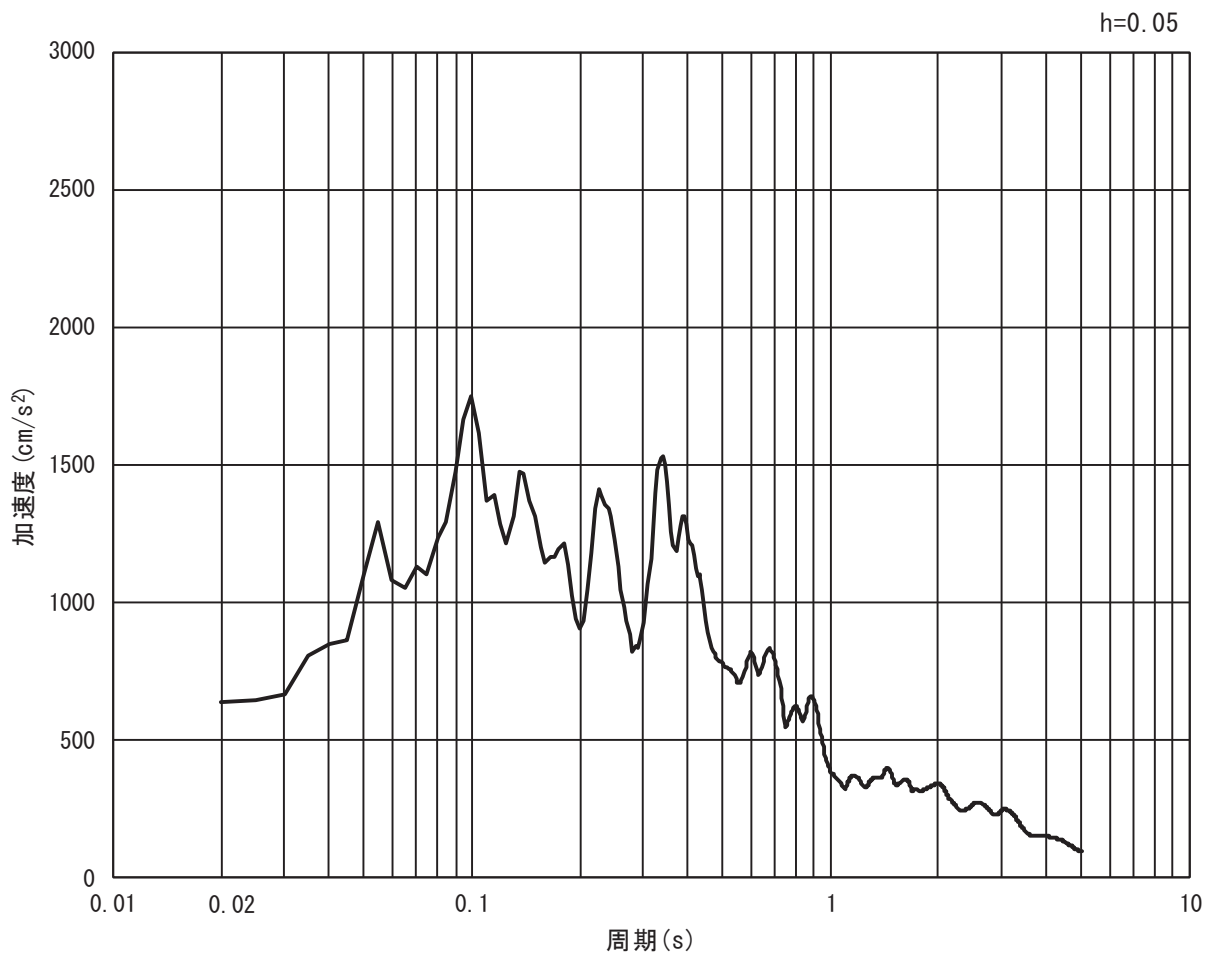


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 1)

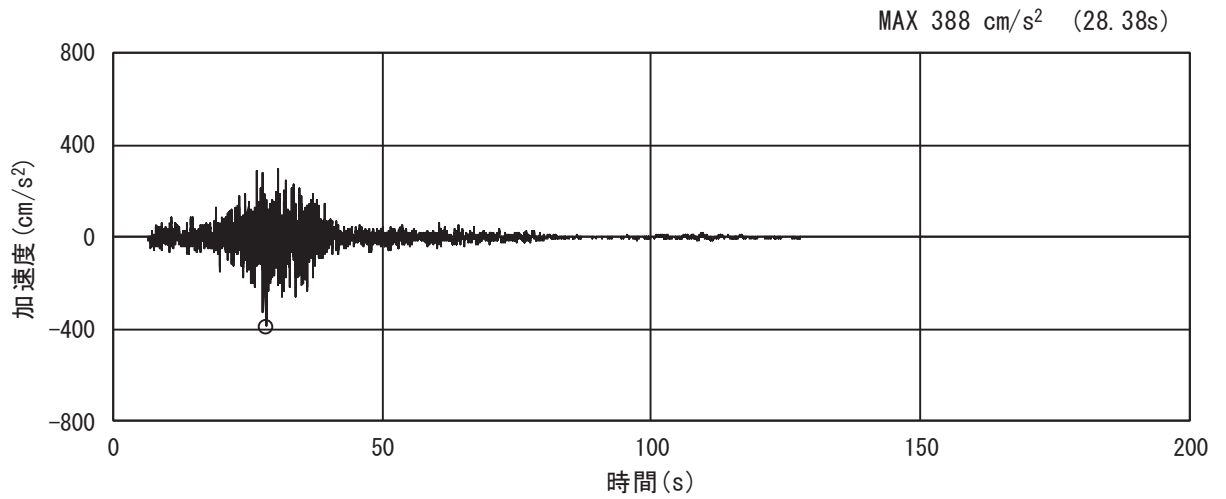


(a) 加速度時刻歴波形

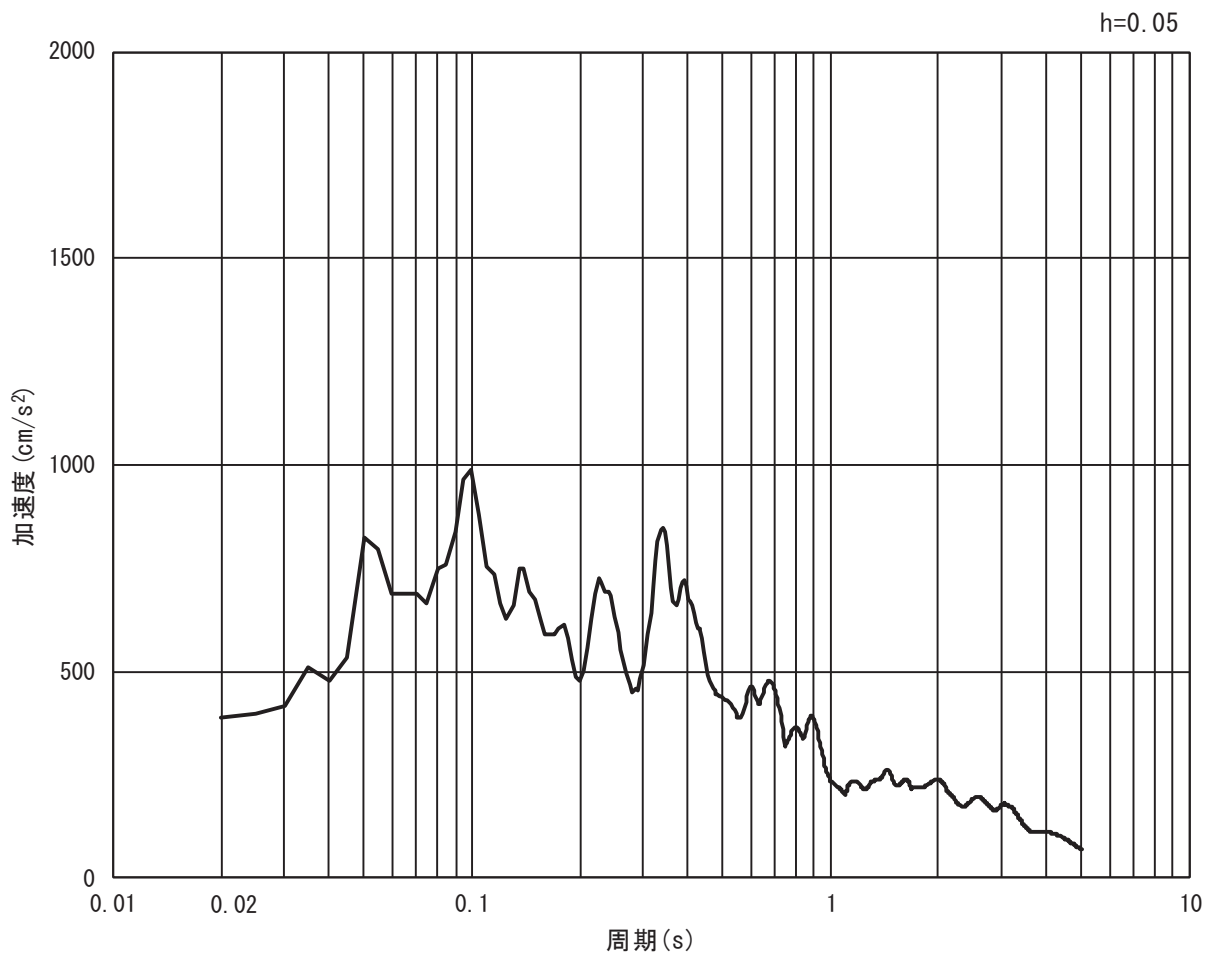


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - F 2)



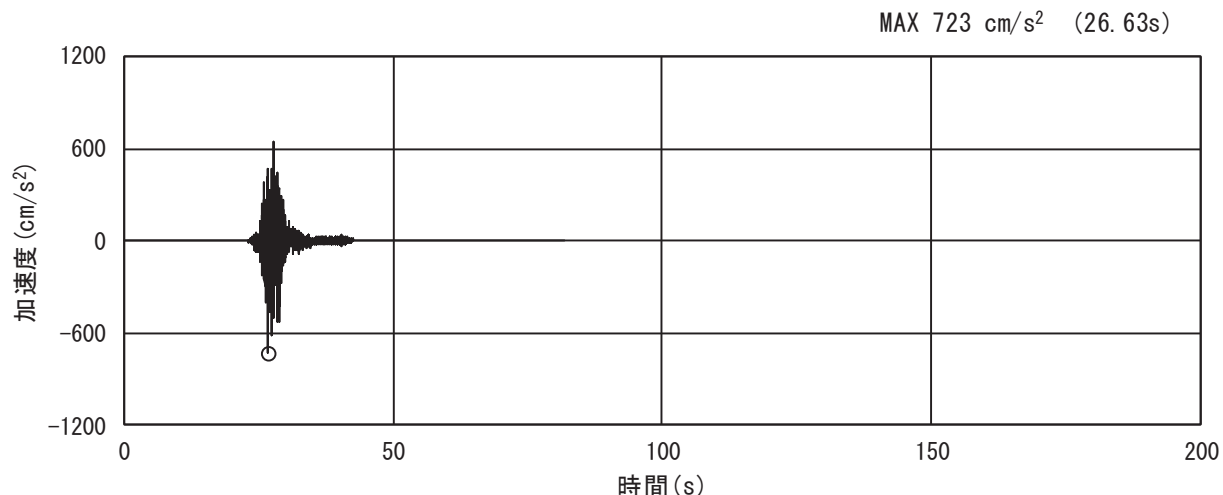
(a) 加速度時刻歴波形



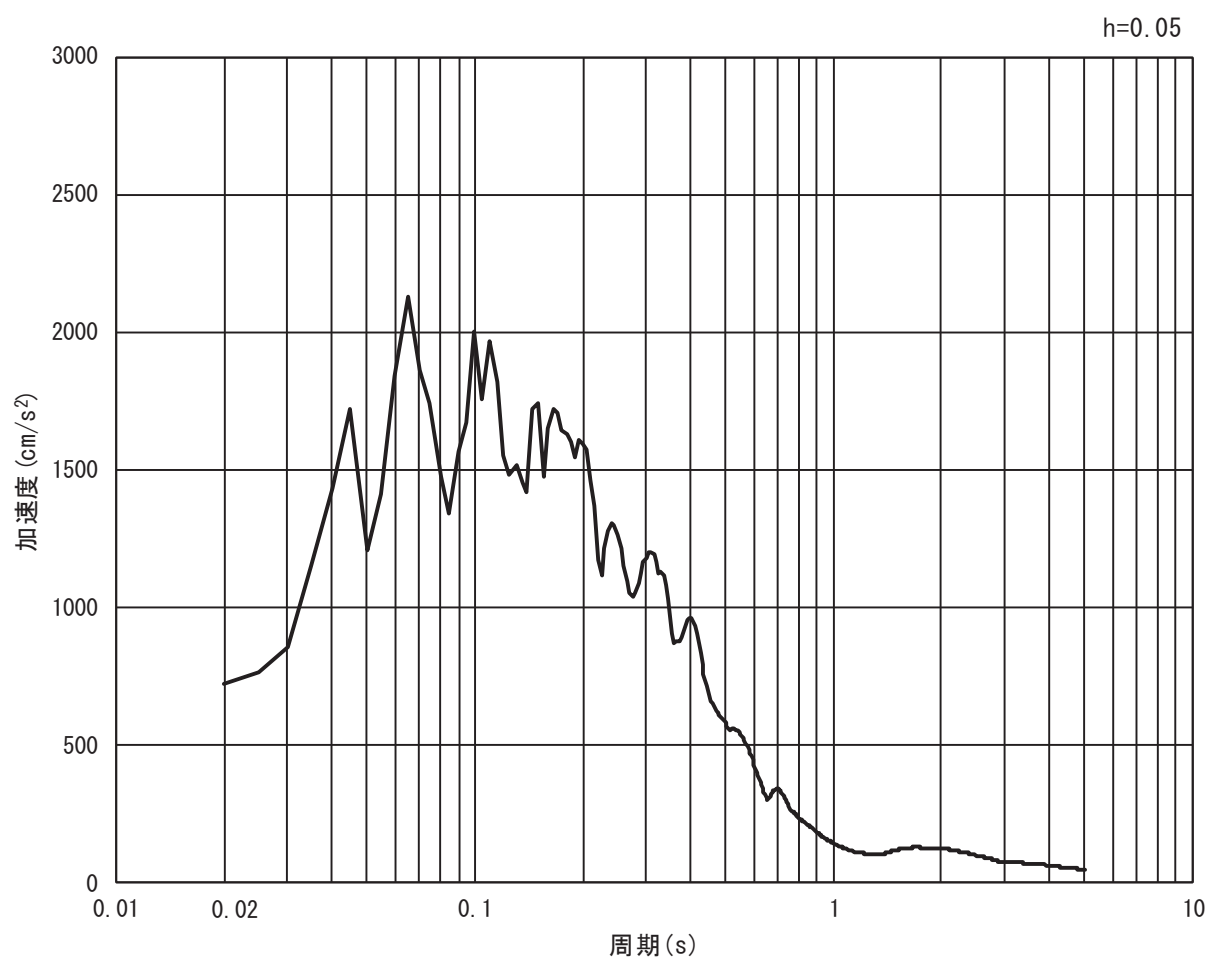
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向:  $S_s - F_2$ )



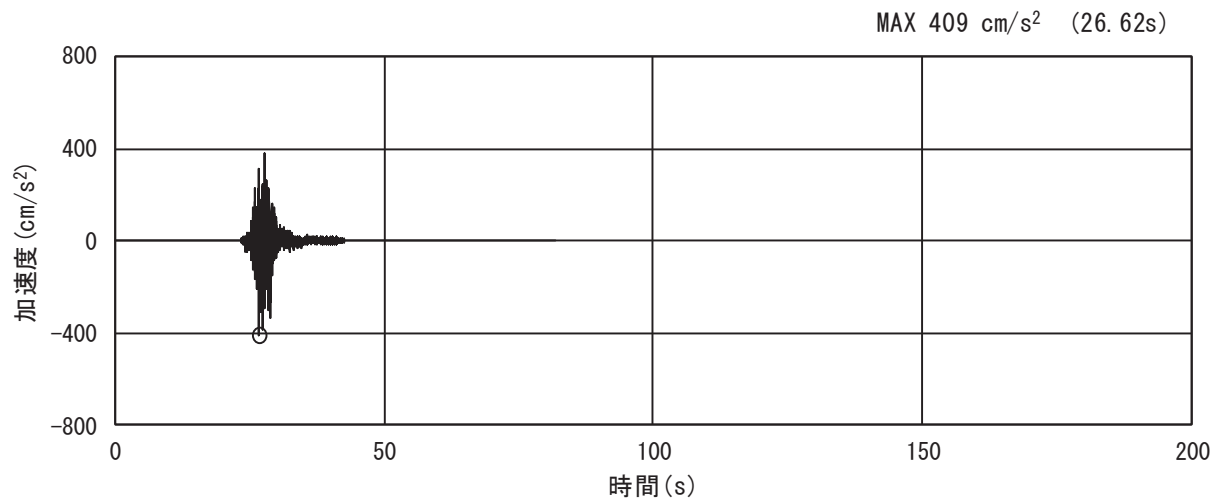


(a) 加速度時刻歴波形

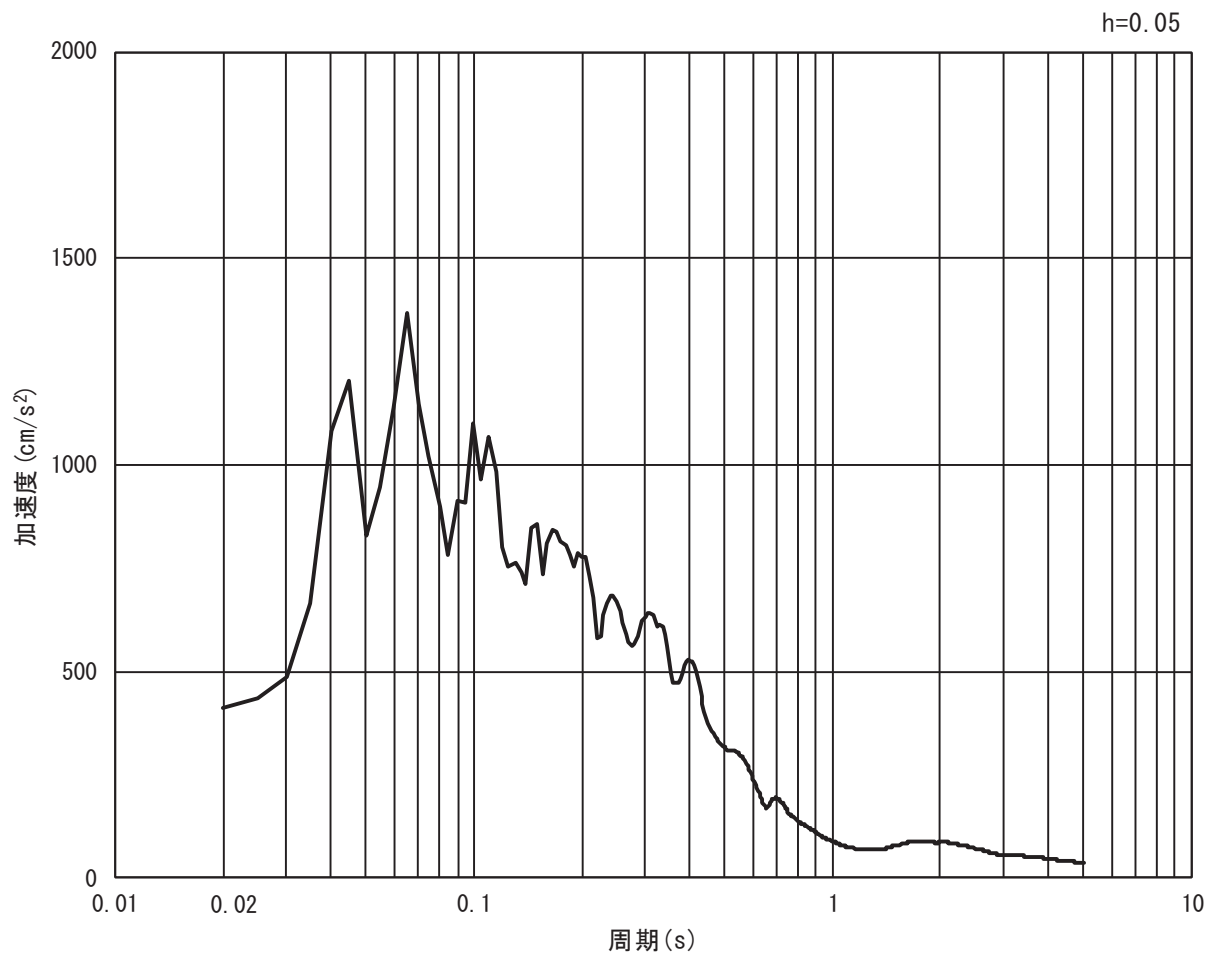


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - F 3)

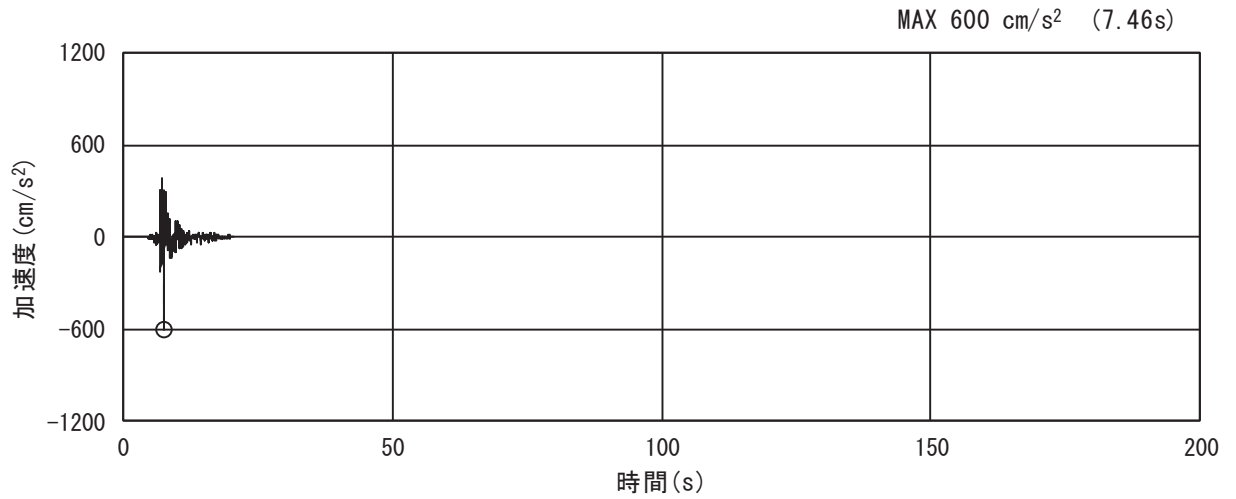


(a) 加速度時刻歴波形

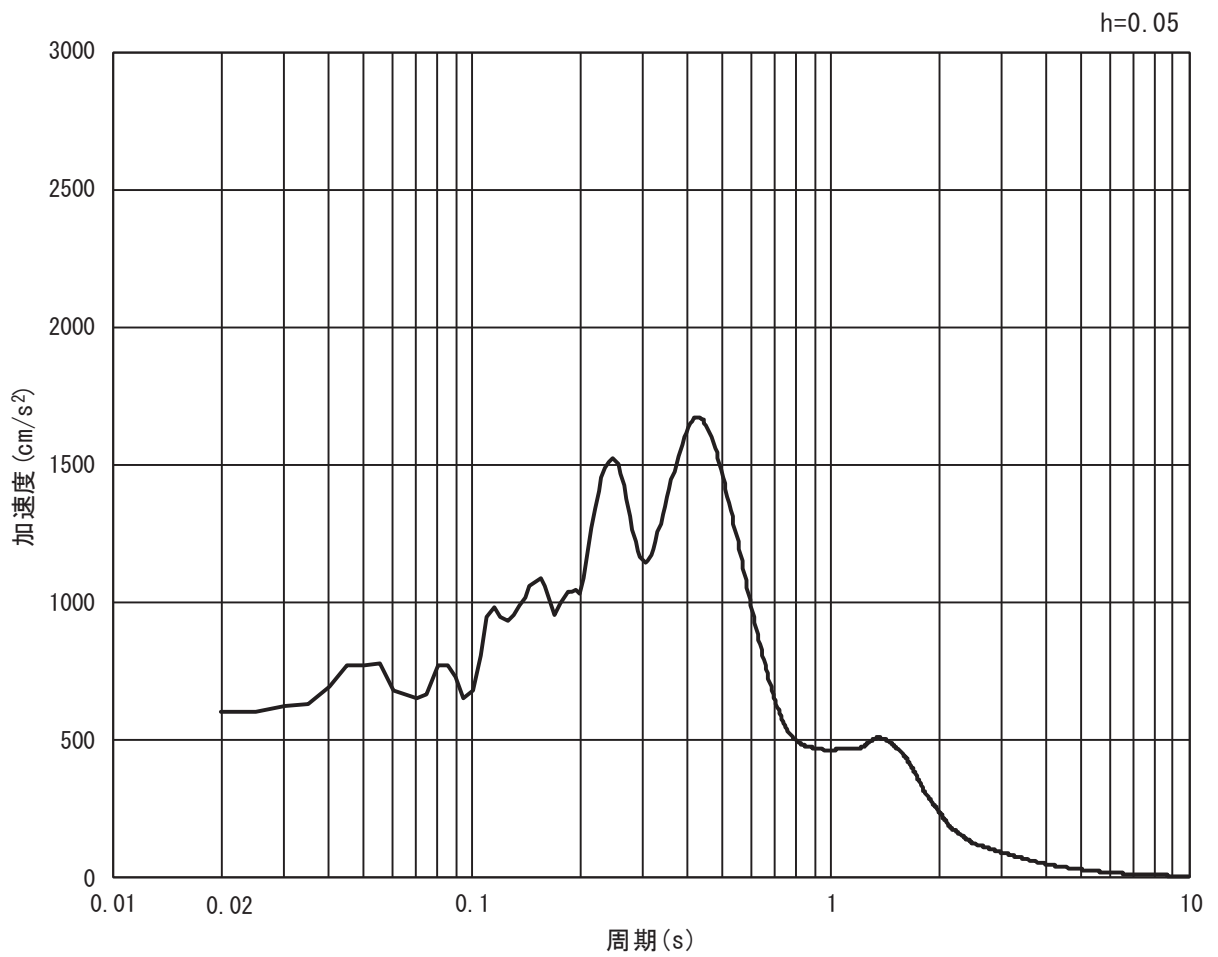


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S s - F 3)

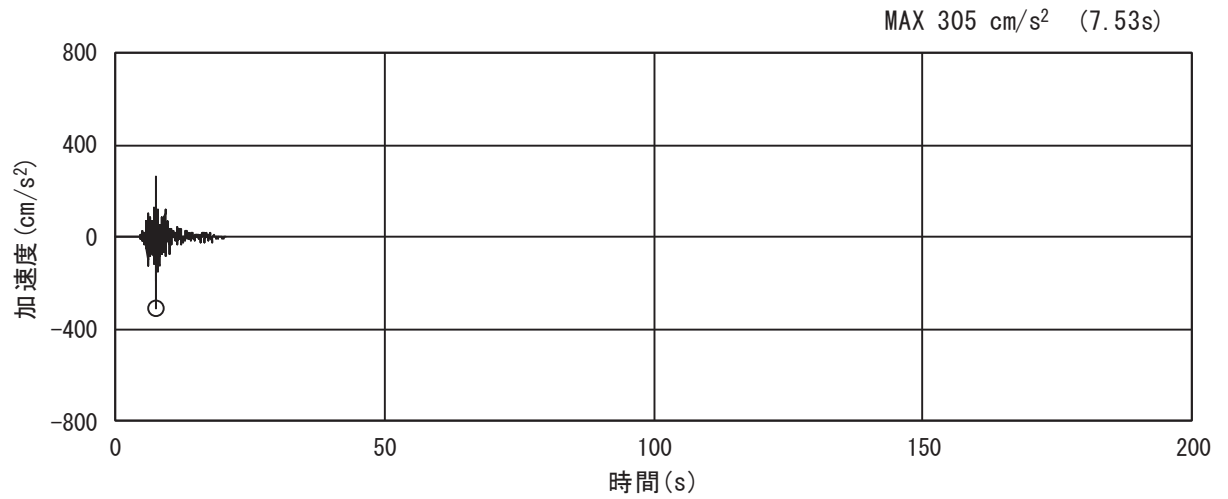


(a) 加速度時刻歴波形

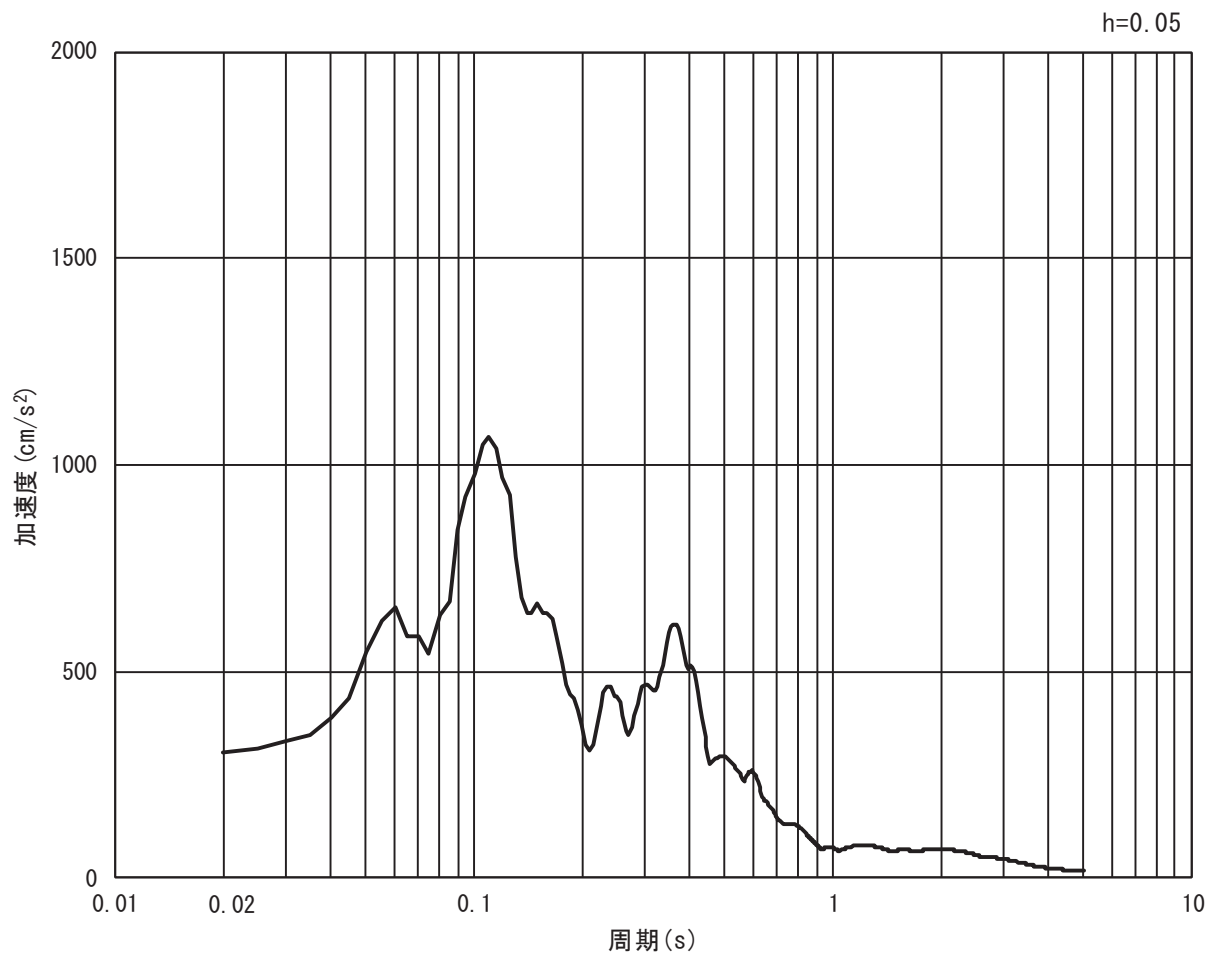


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4(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 - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形

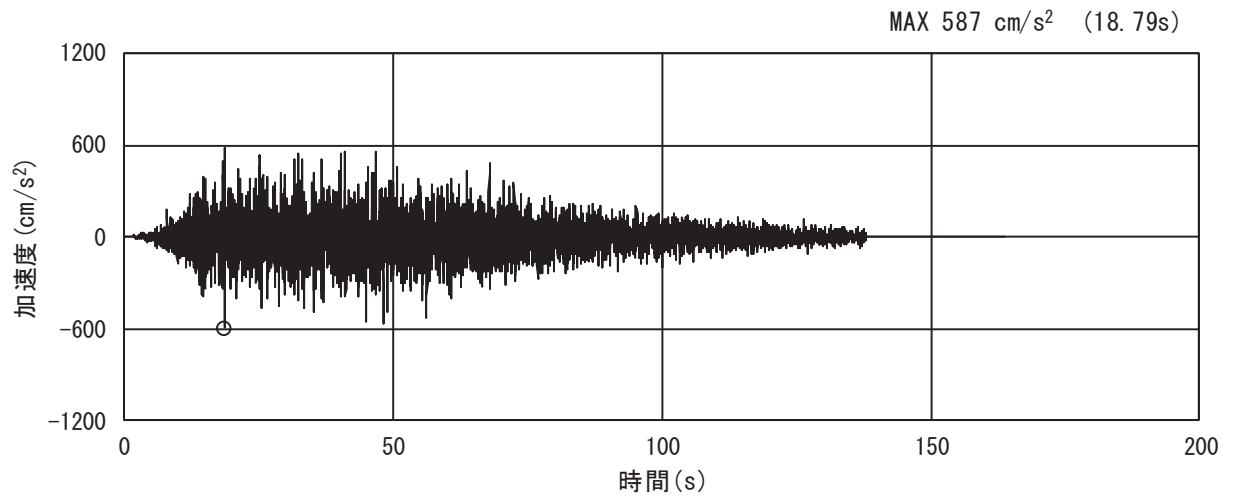


(b) 加速度応答スペクトル

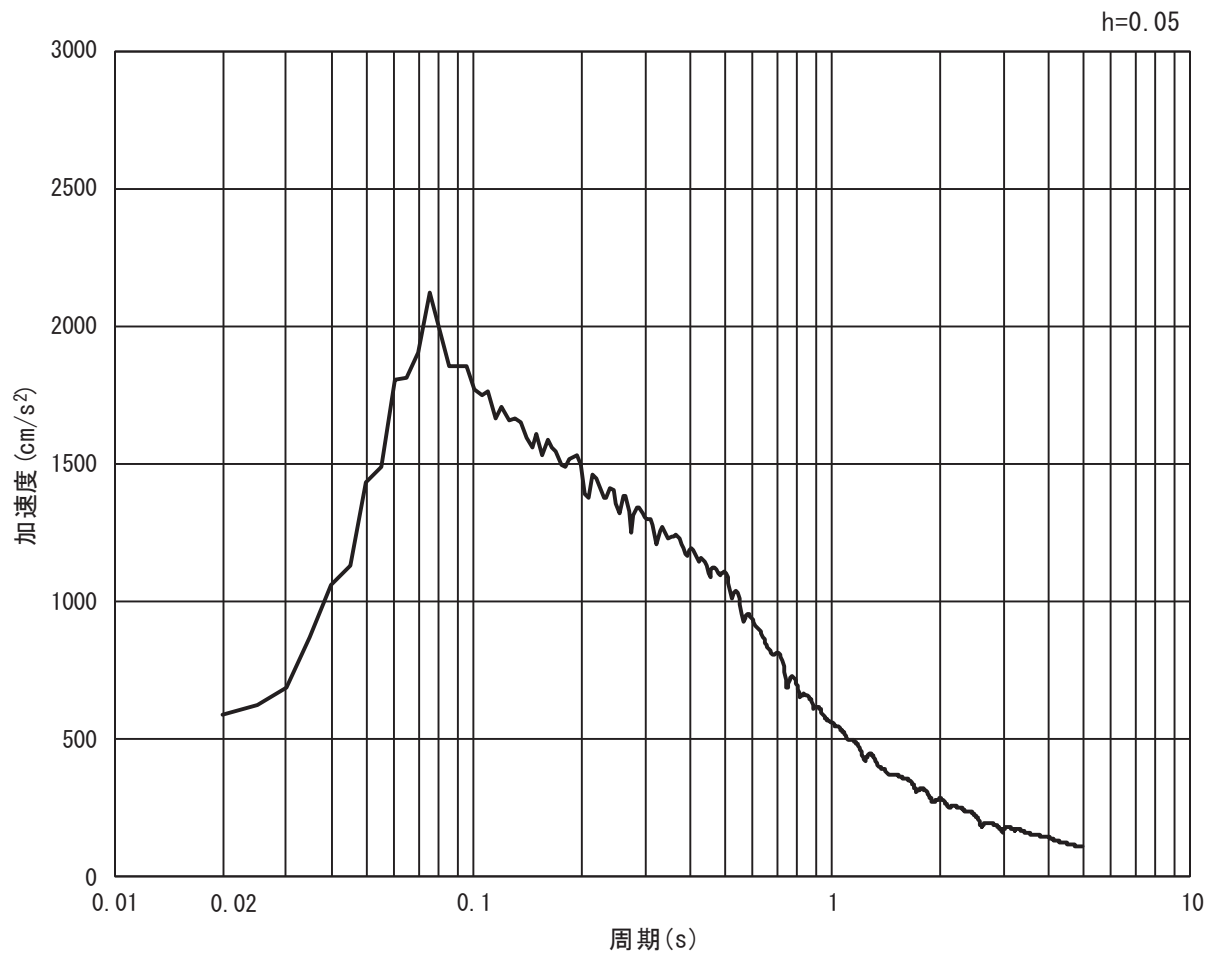
図 3.4-4(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(鉛直方向 : S s - N 1)

(3) 断面③

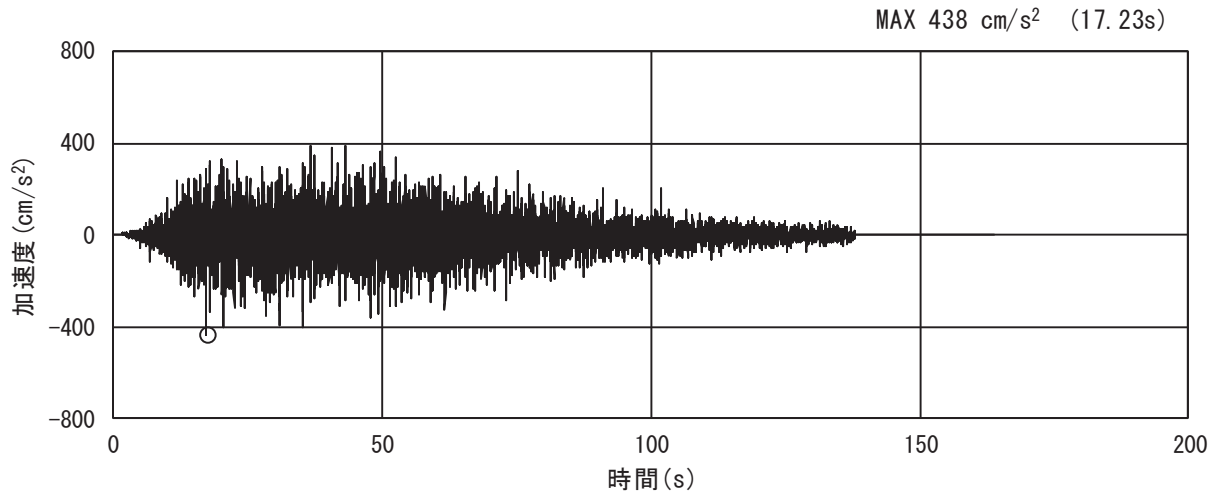


(a) 加速度時刻歴波形

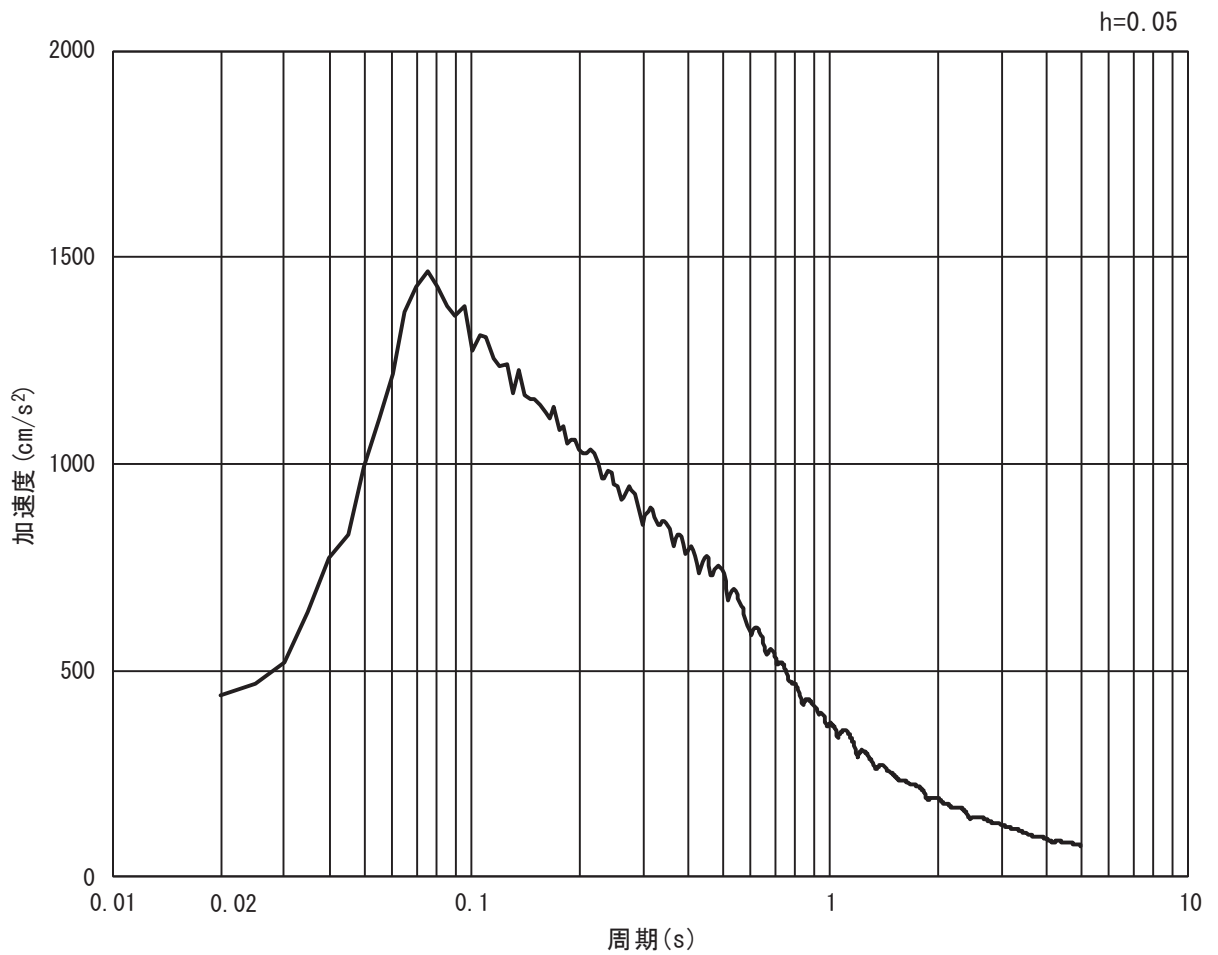


(b) 加速度応答スペクトル

図 3. 4-5(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 1)

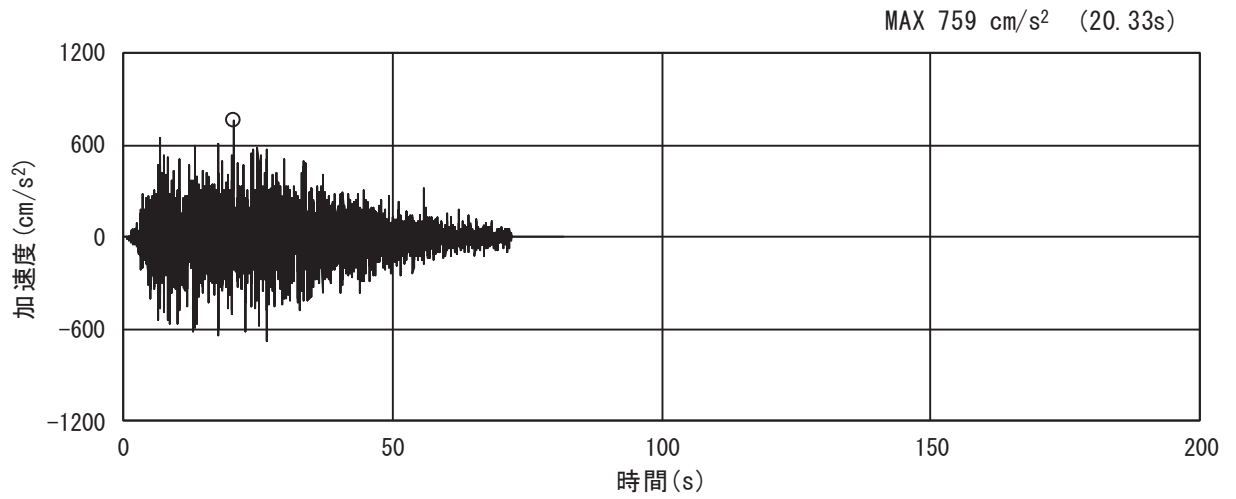


(a) 加速度時刻歴波形

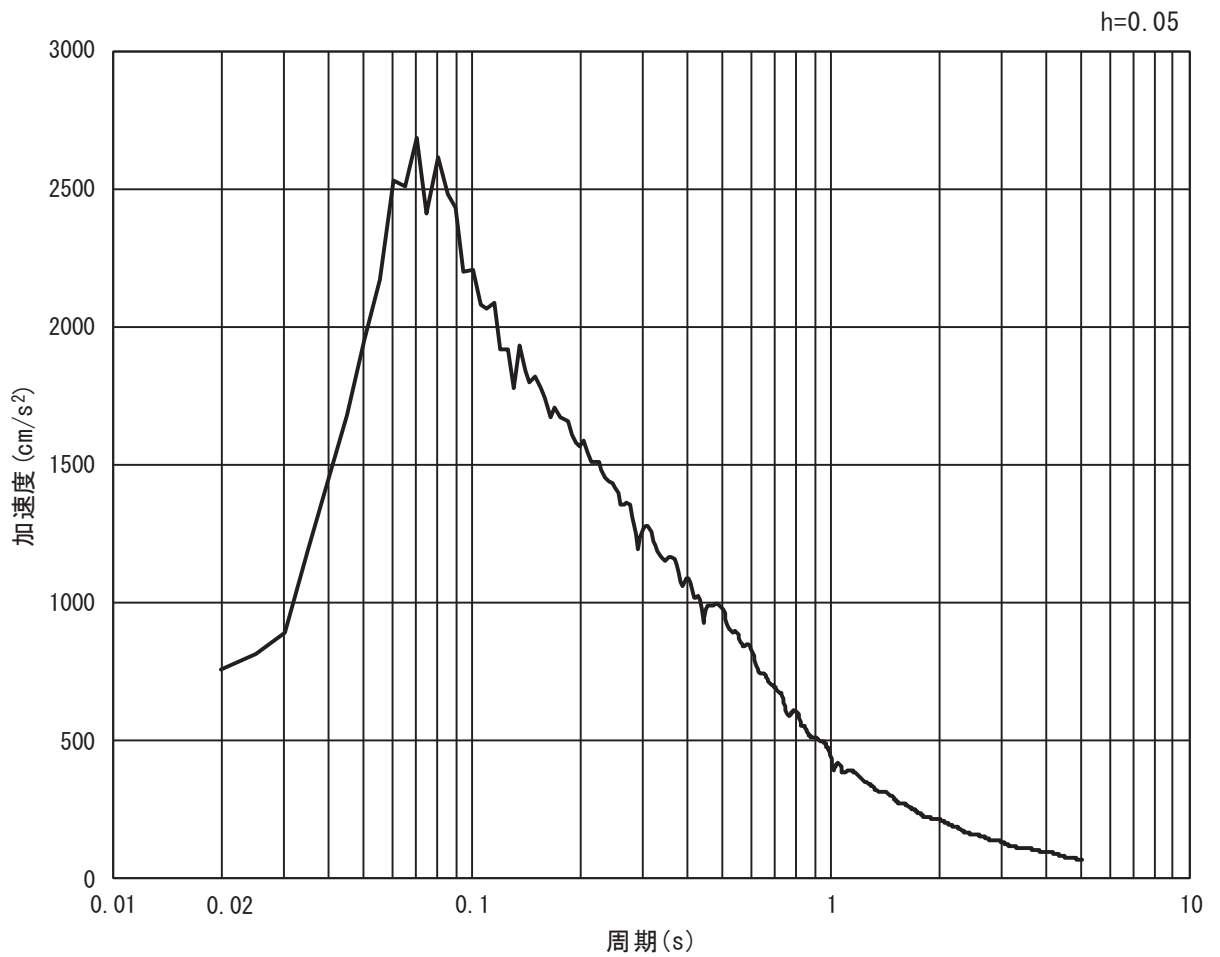


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - D 1)

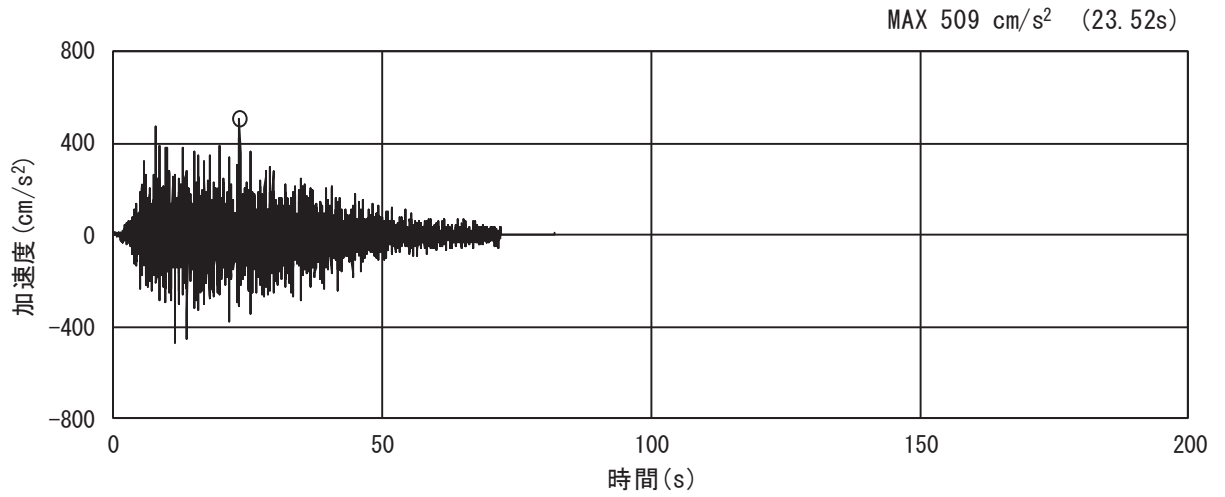


(a) 加速度時刻歴波形

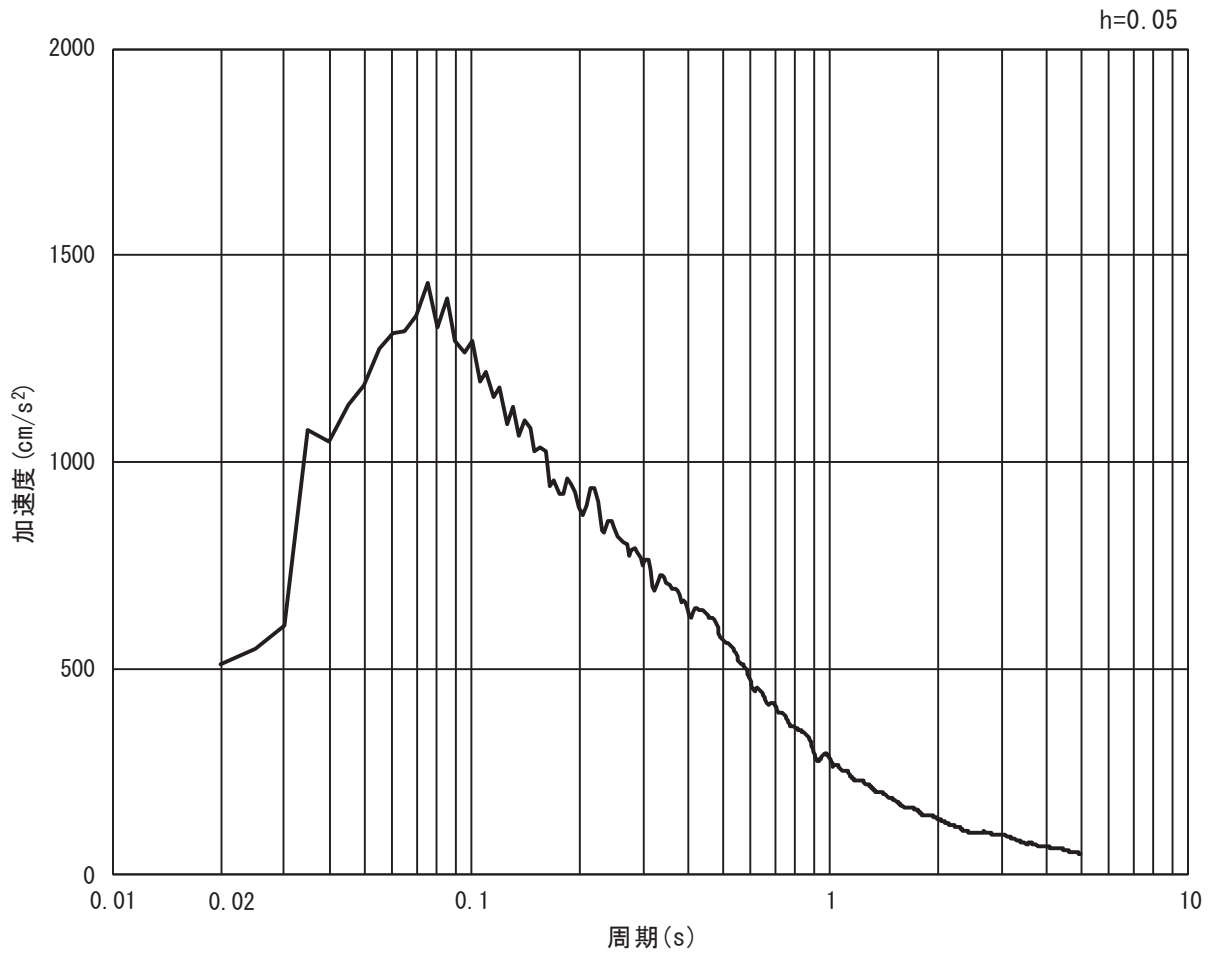


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - D 2)



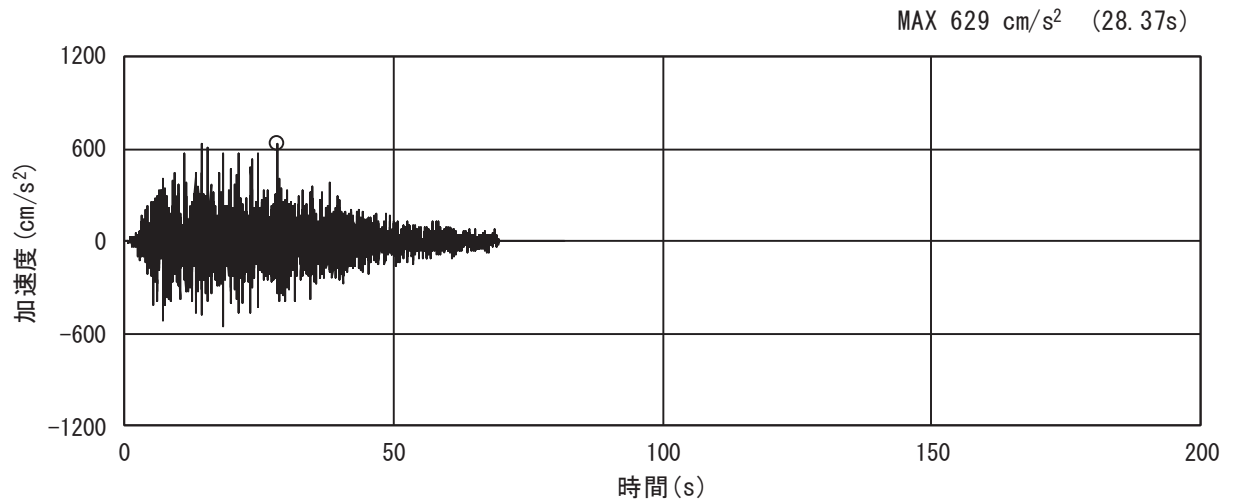
(a) 加速度時刻歴波形



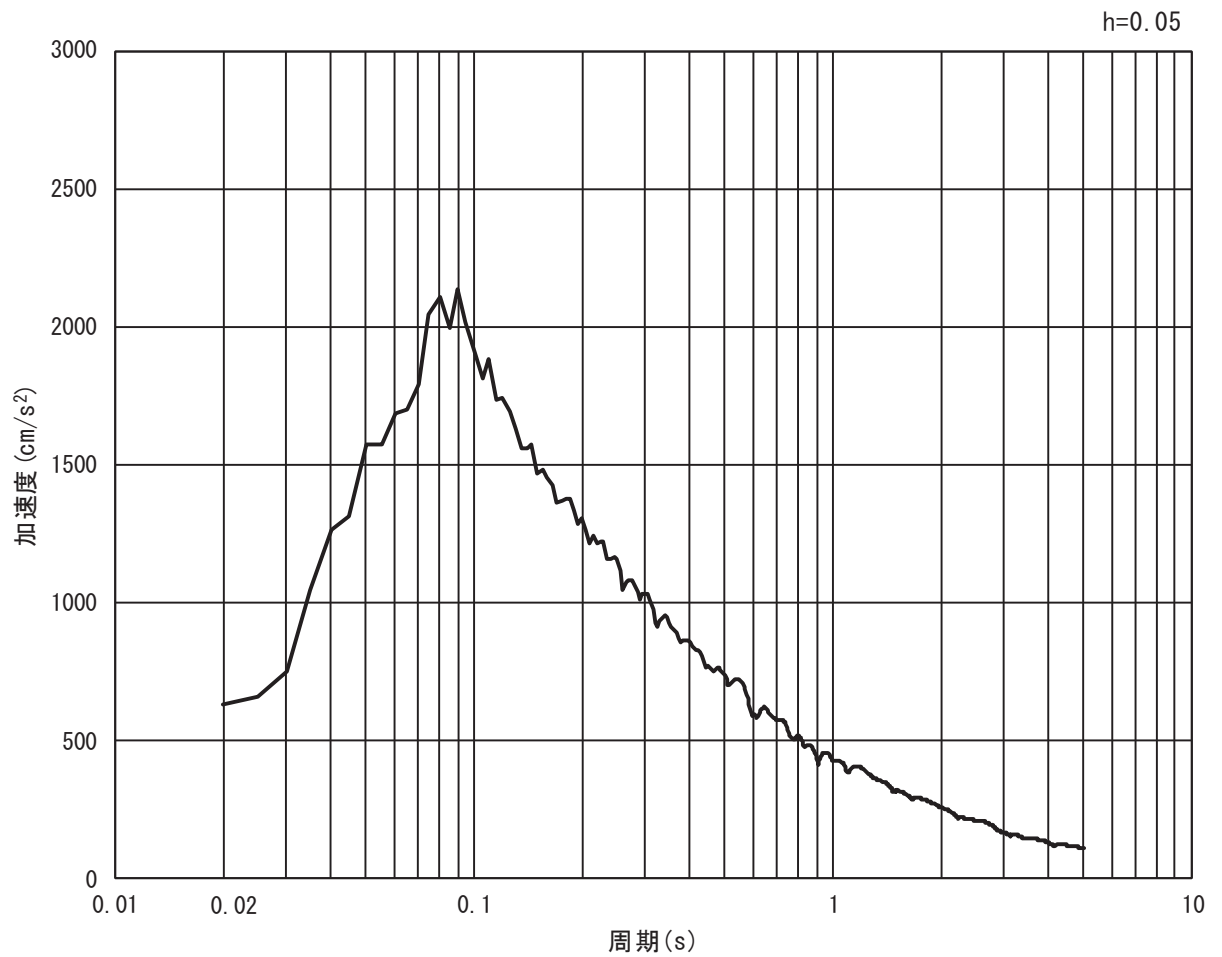
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - D 2)



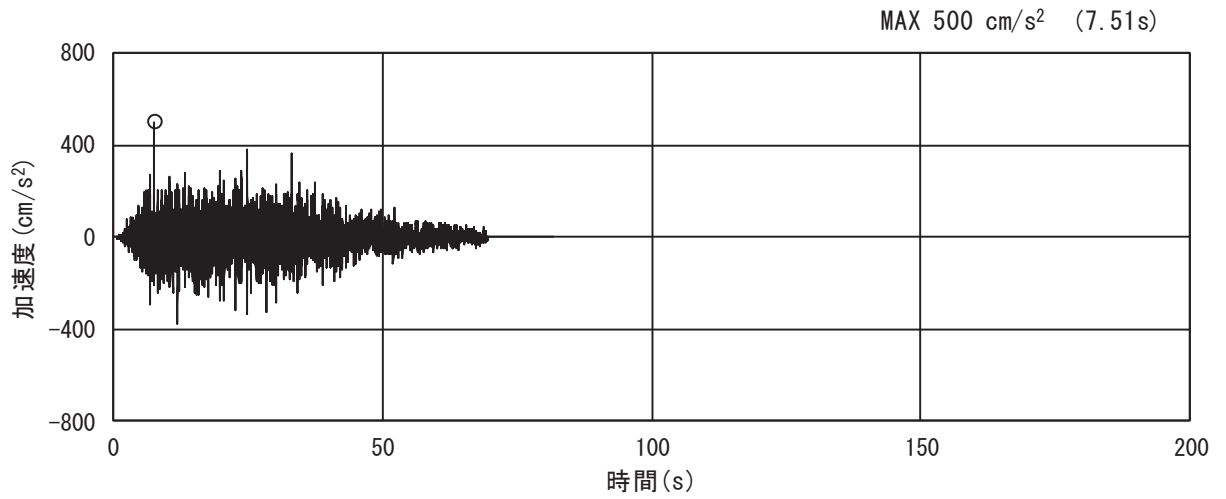


(a) 加速度時刻歴波形

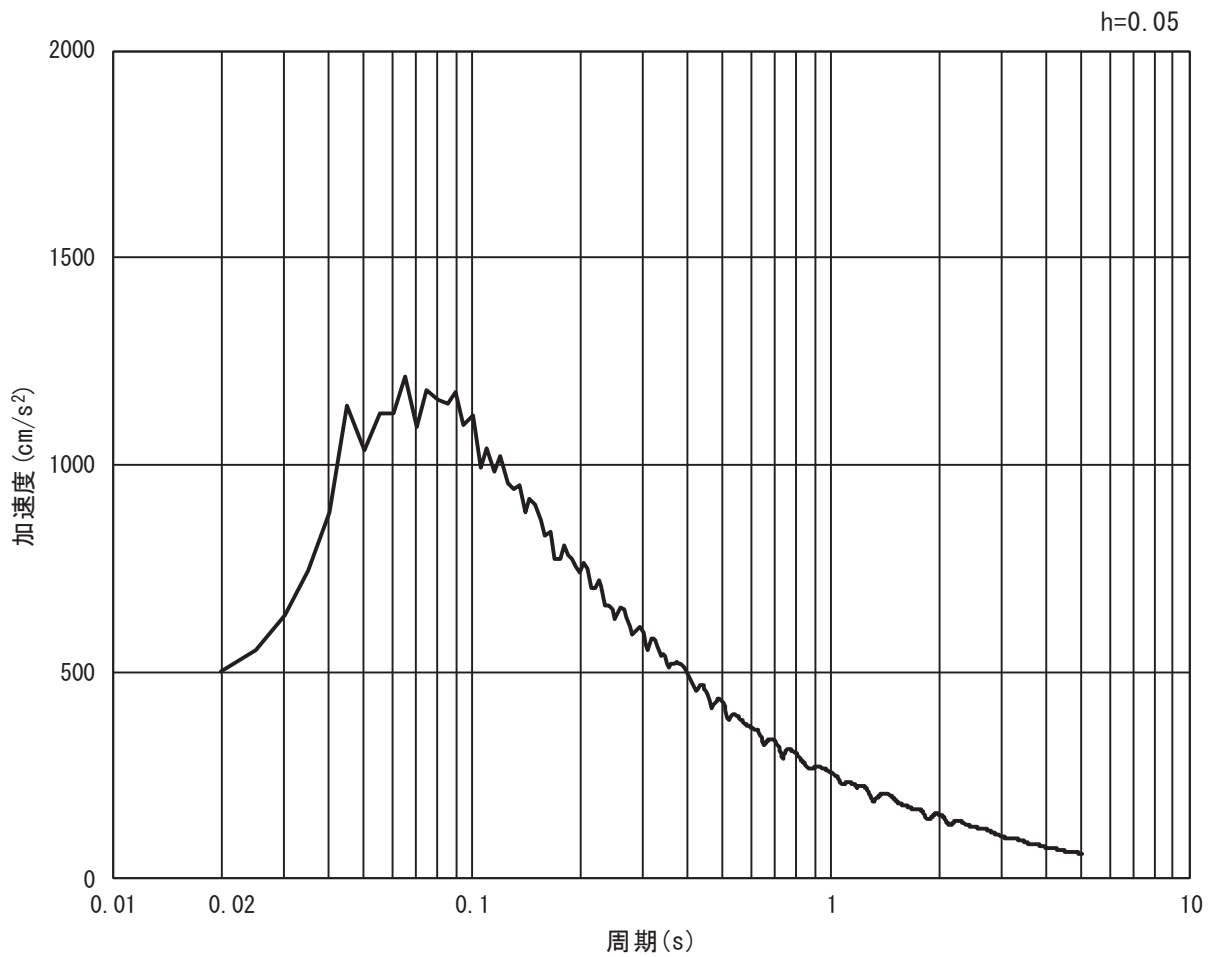


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - D 3)

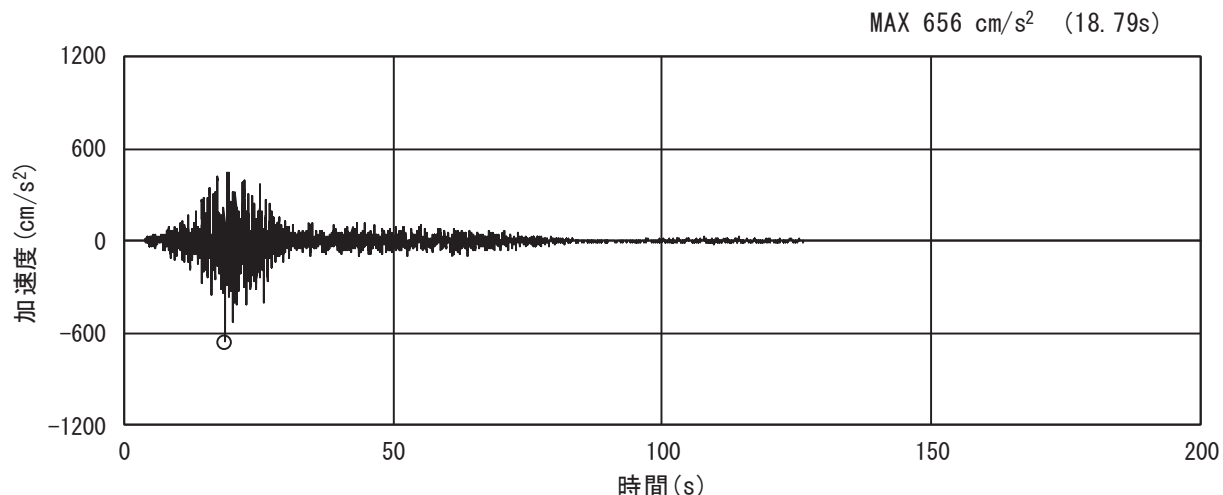


(a) 加速度時刻歴波形

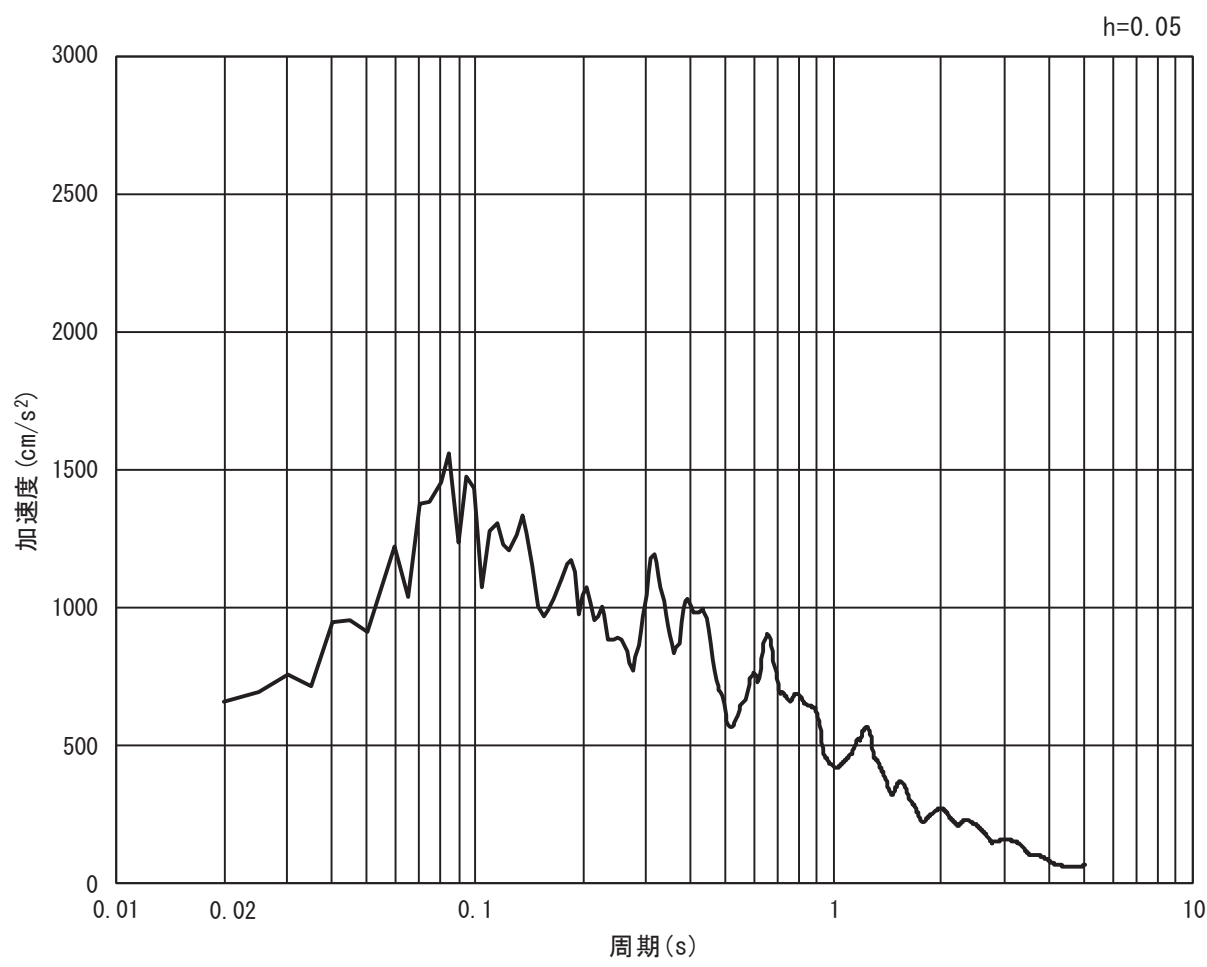


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - D 3)

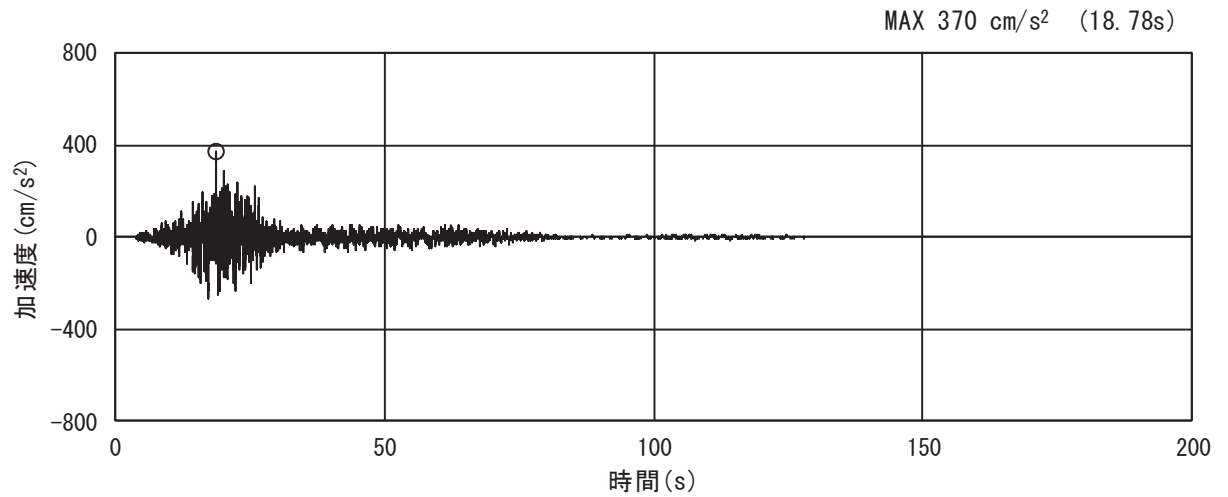


(a) 加速度時刻歴波形

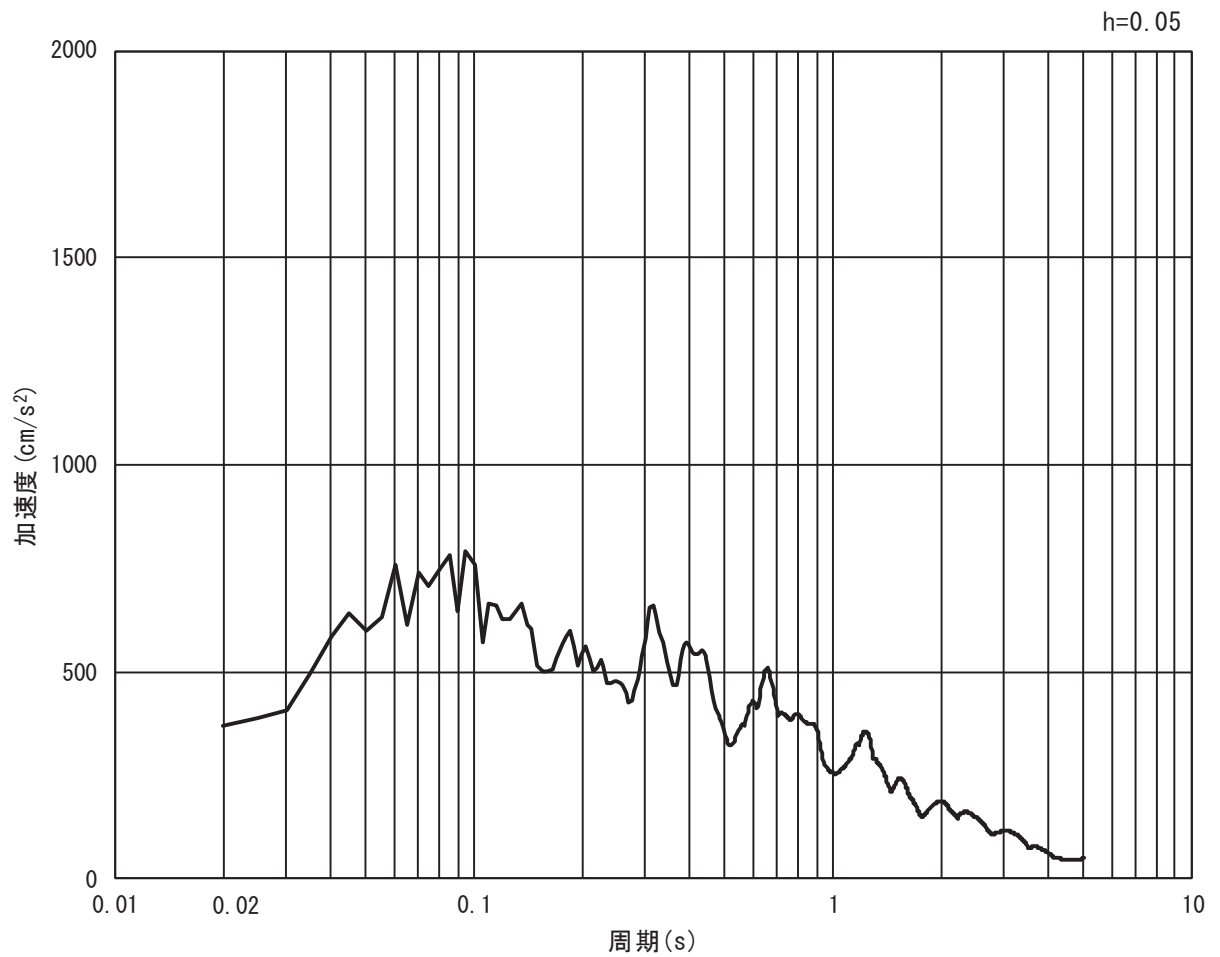


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - F 1)

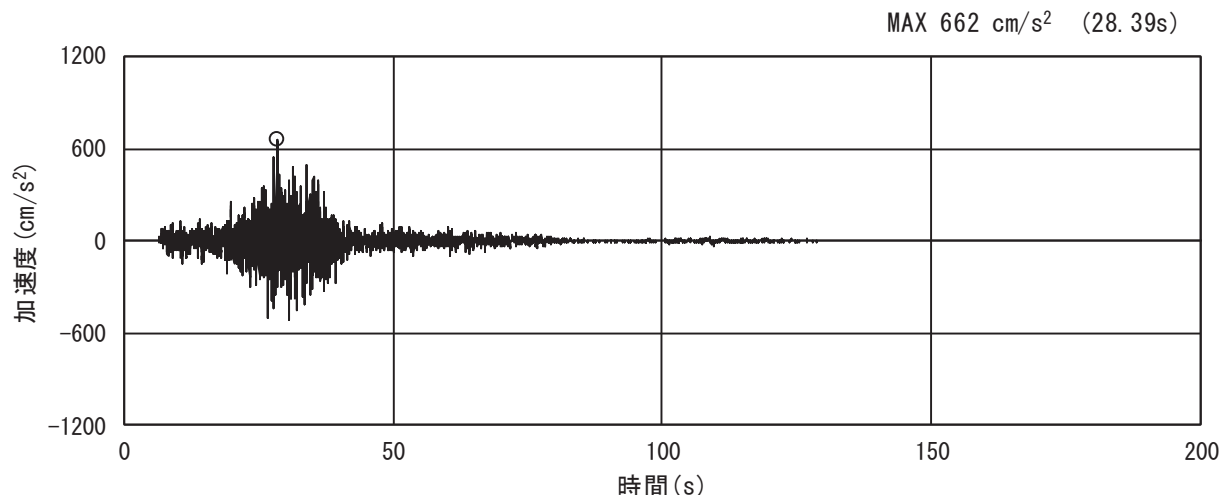


(a) 加速度時刻歴波形

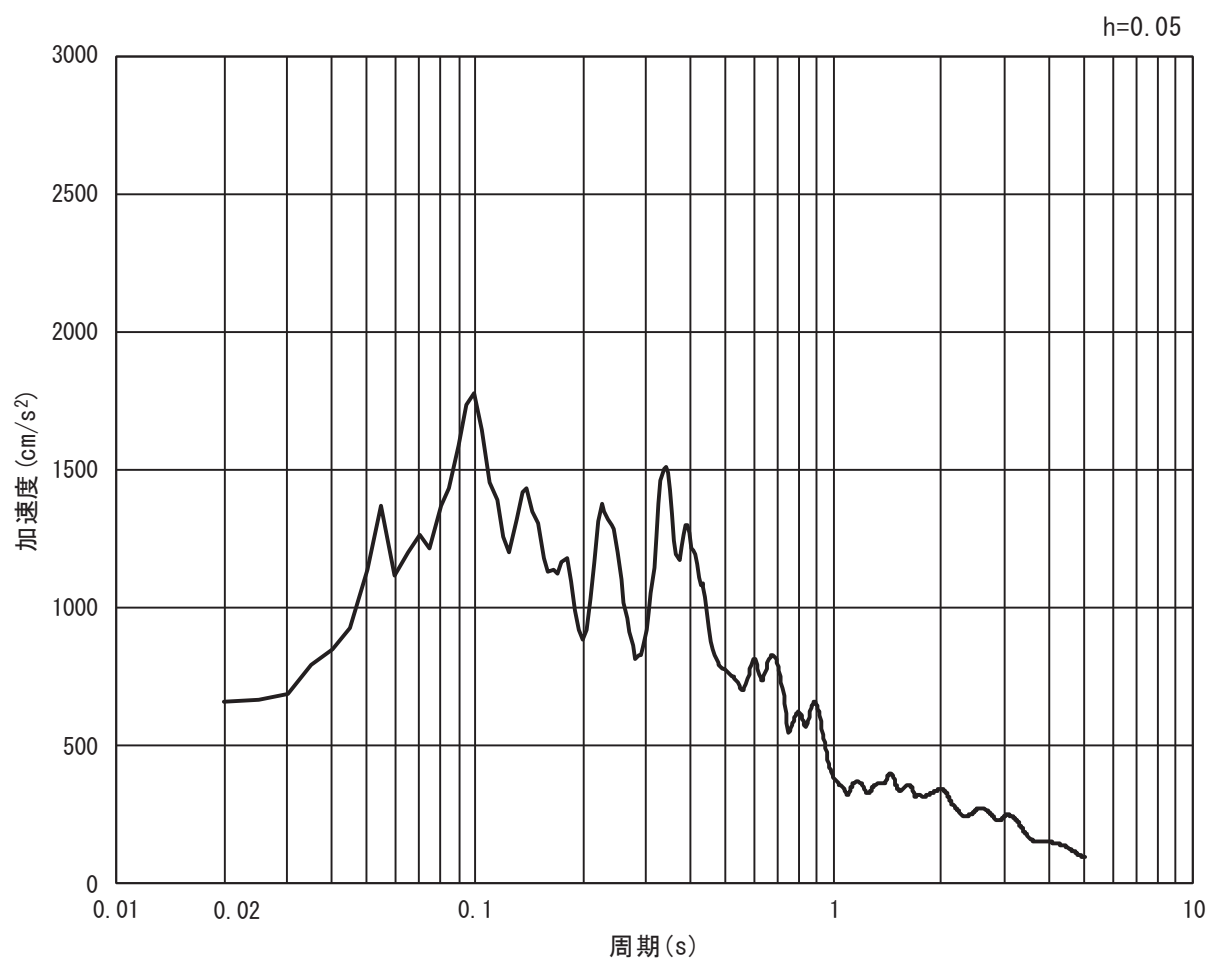


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - F 1)

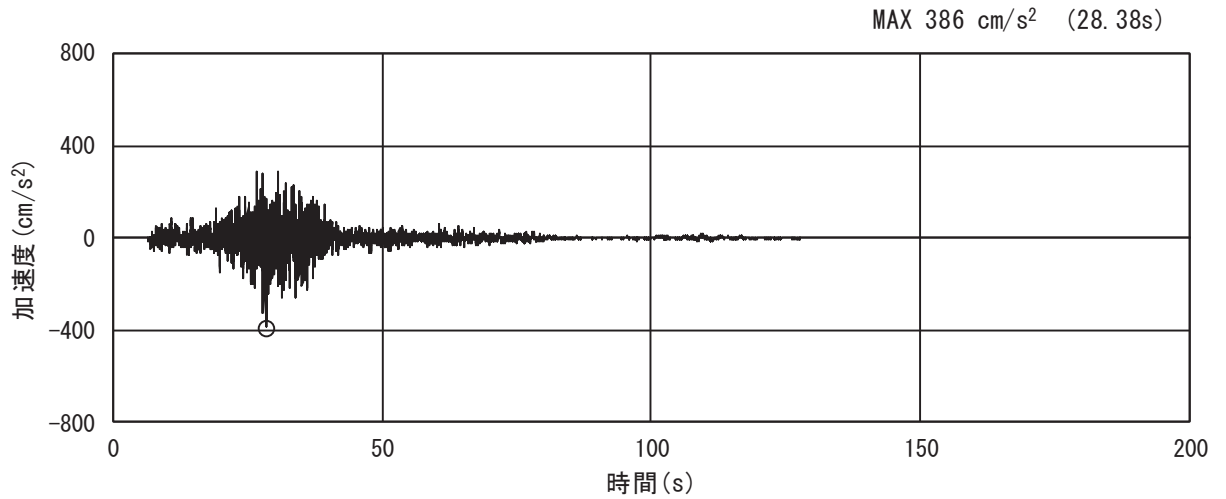


(a) 加速度時刻歴波形

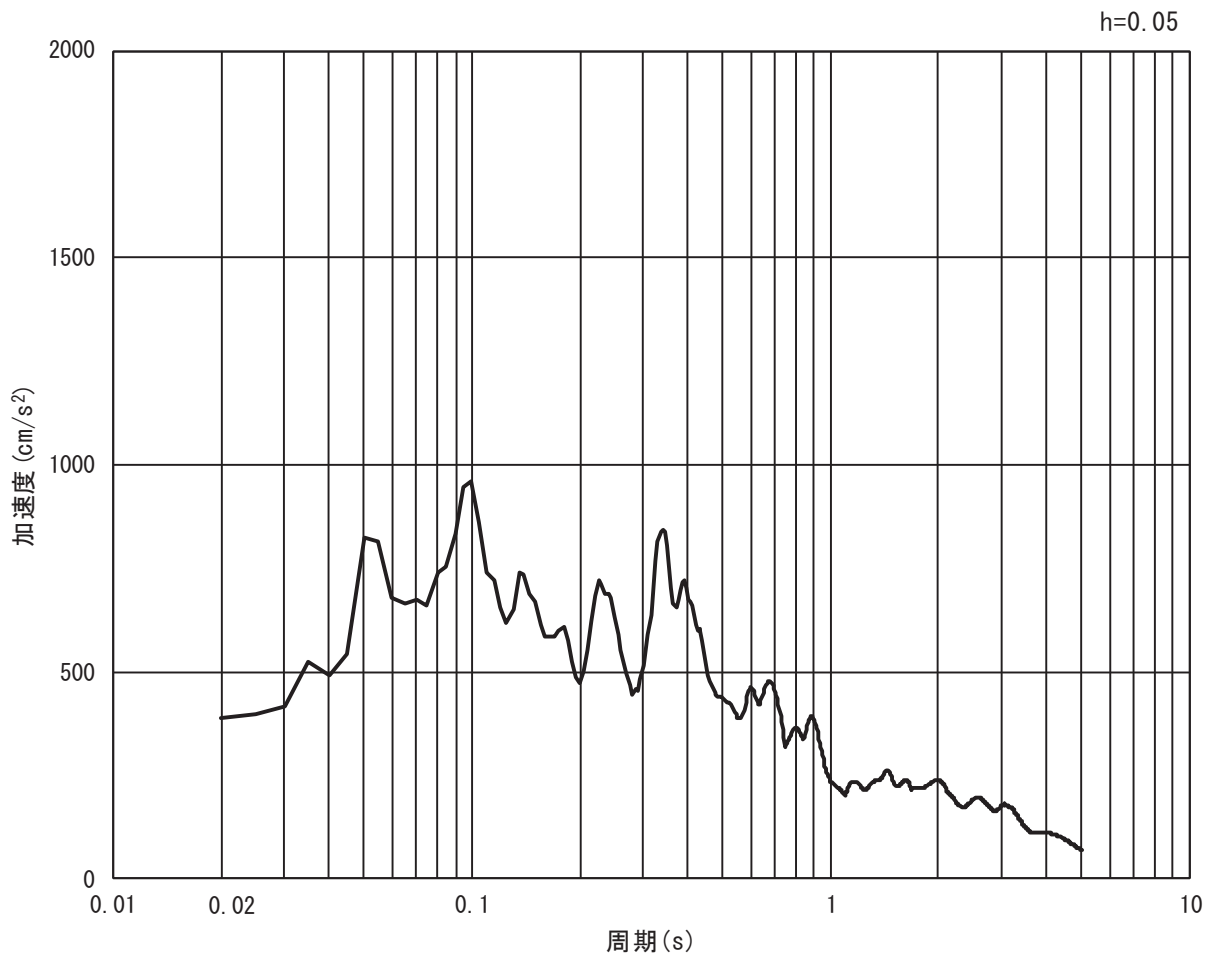


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - F 2)

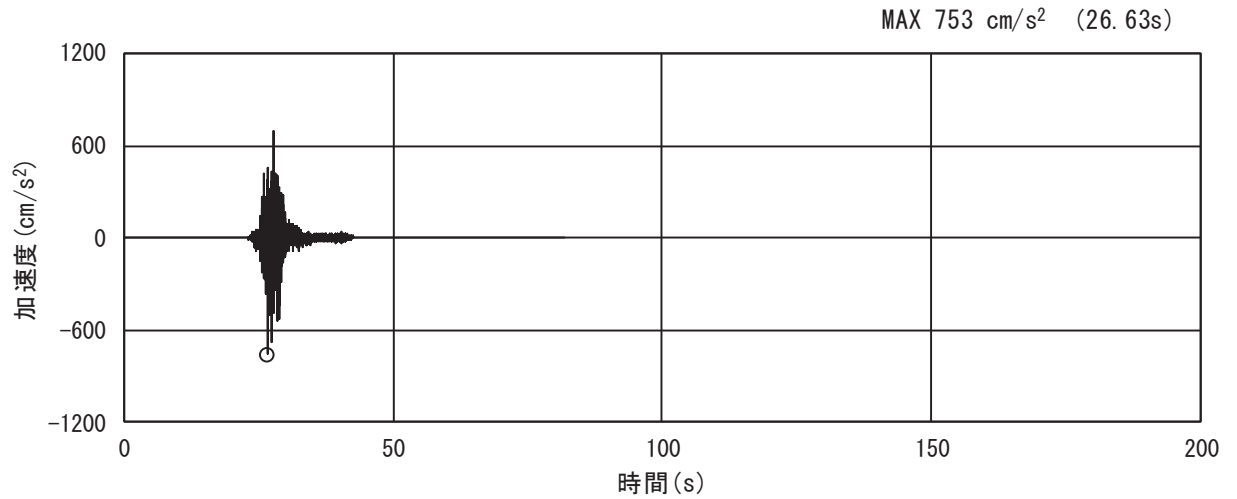


(a) 加速度時刻歴波形

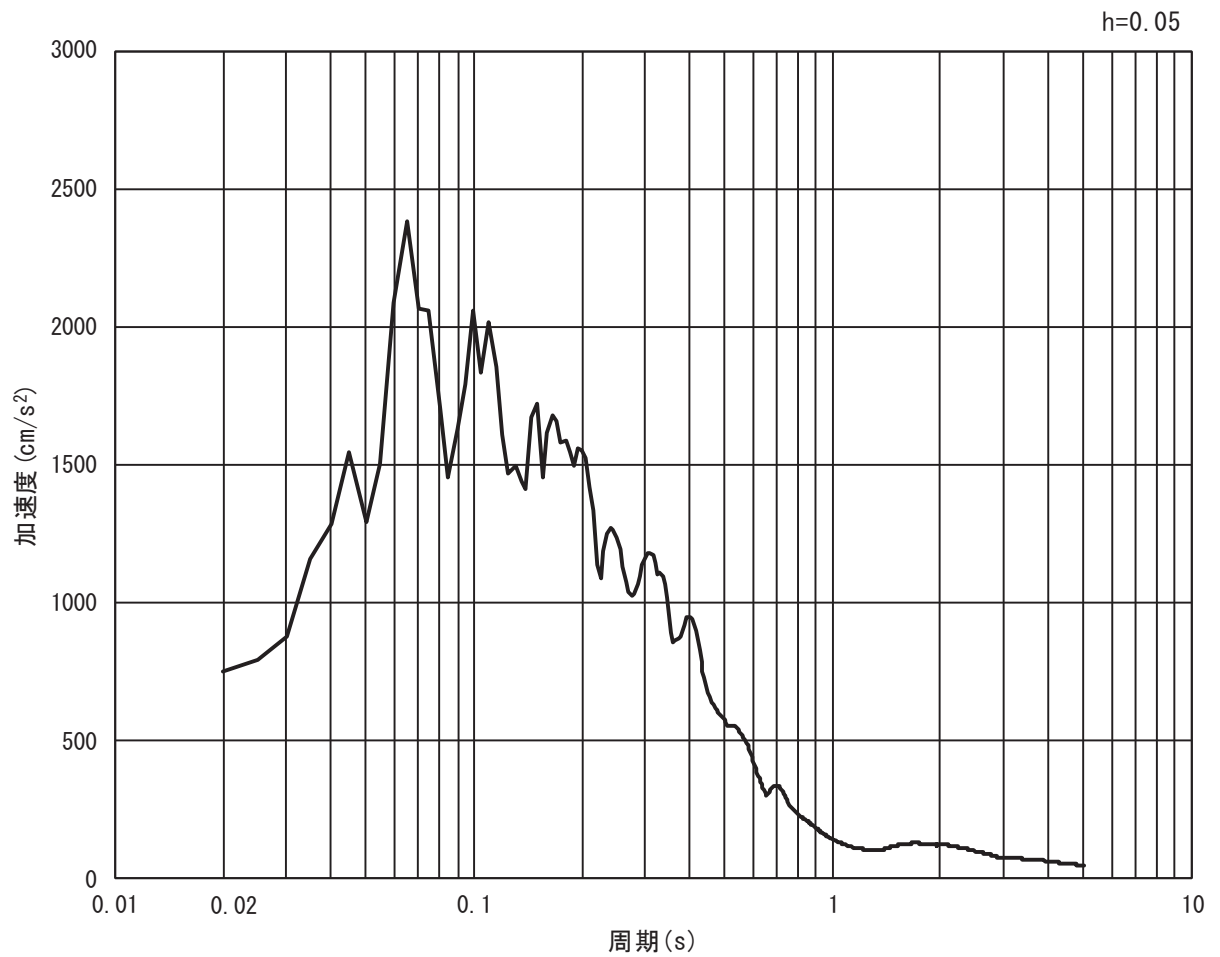


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - F 2)

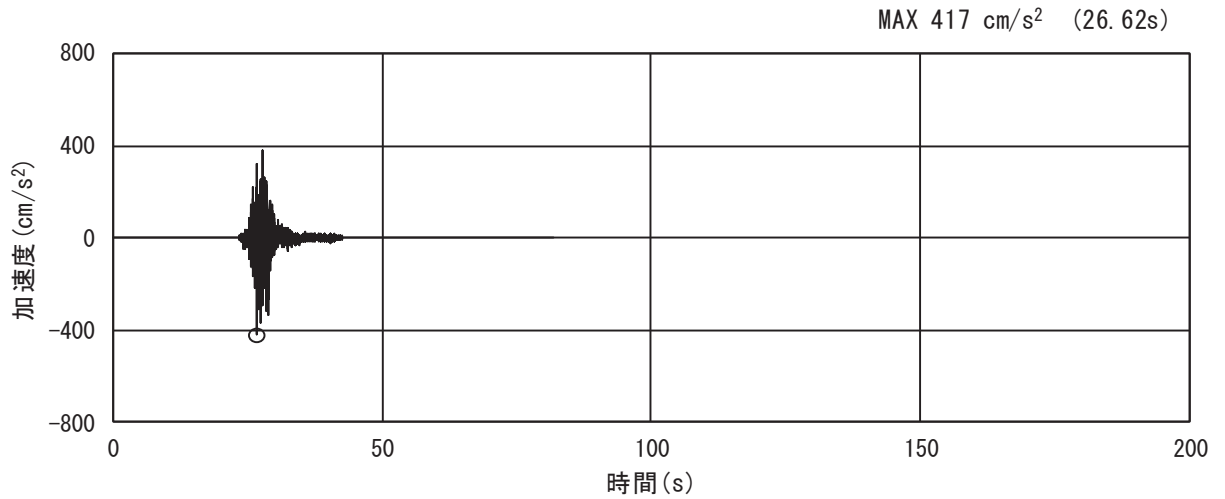


(a) 加速度時刻歴波形

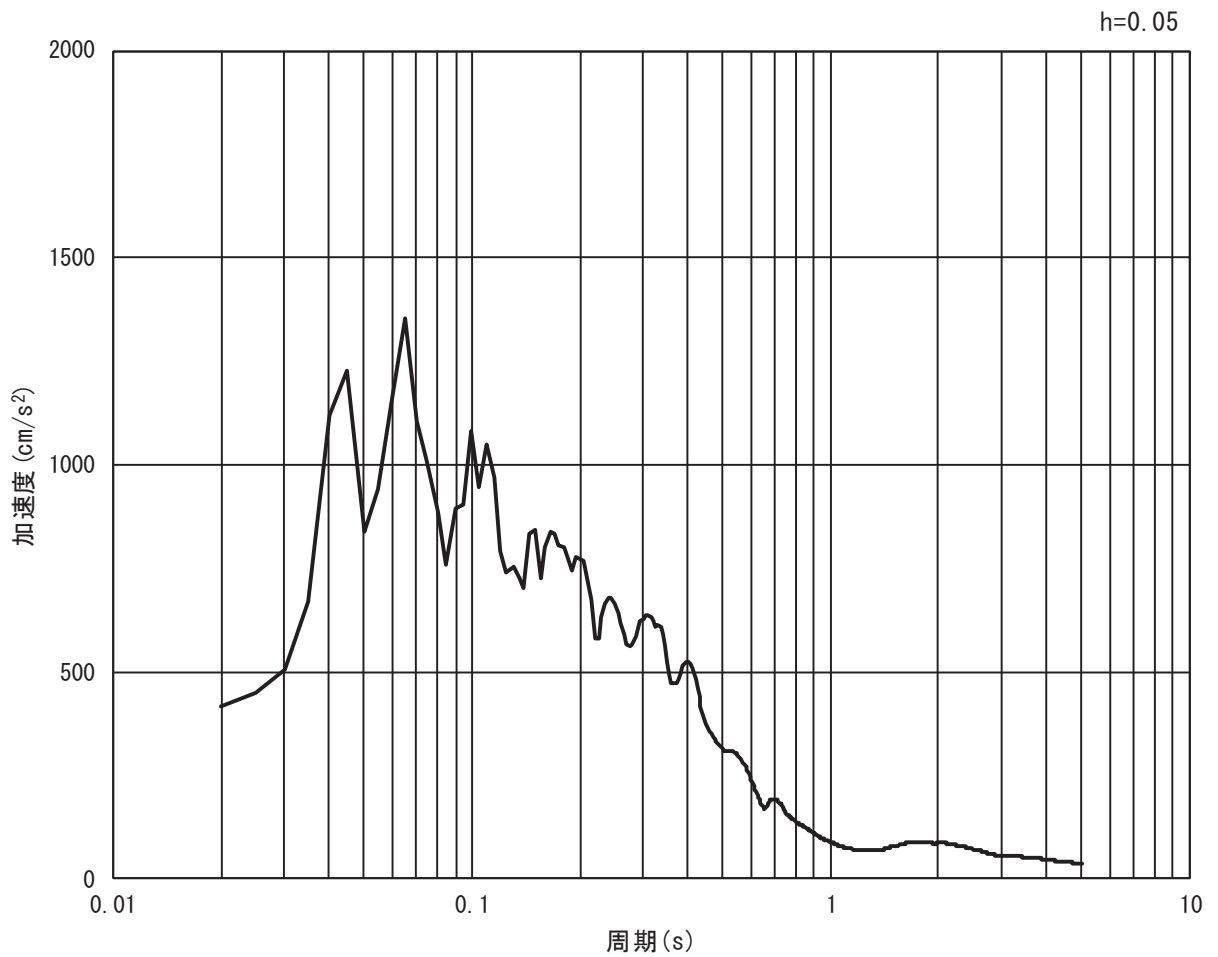


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - F 3)



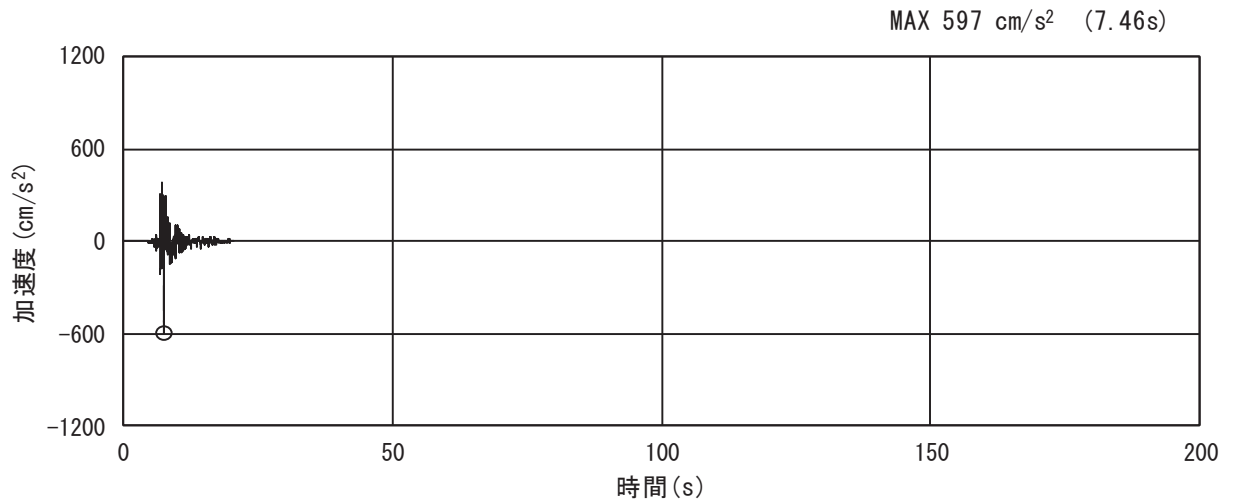
(a) 加速度時刻歴波形



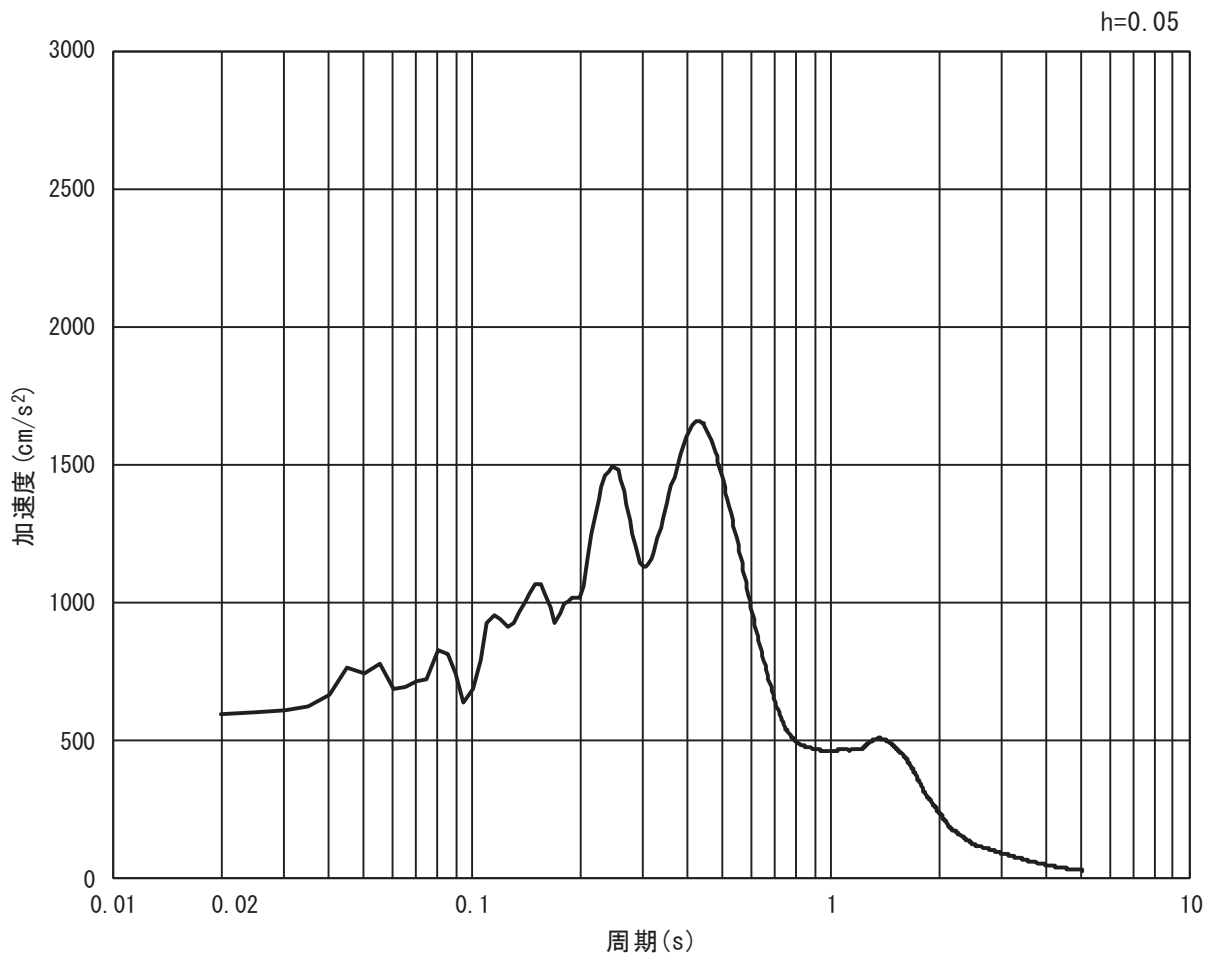
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - F 3)





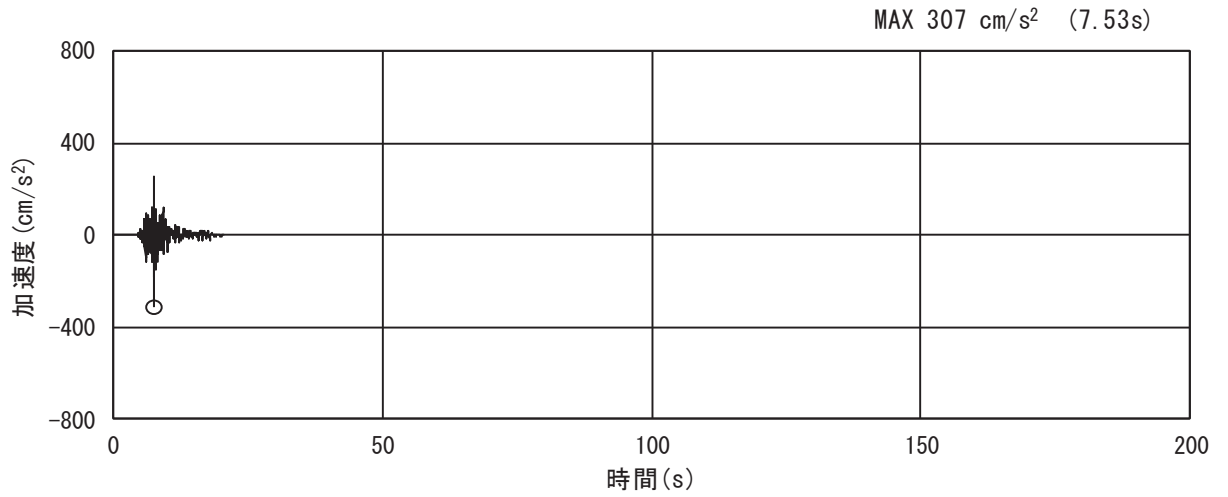
(a) 加速度時刻歴波形



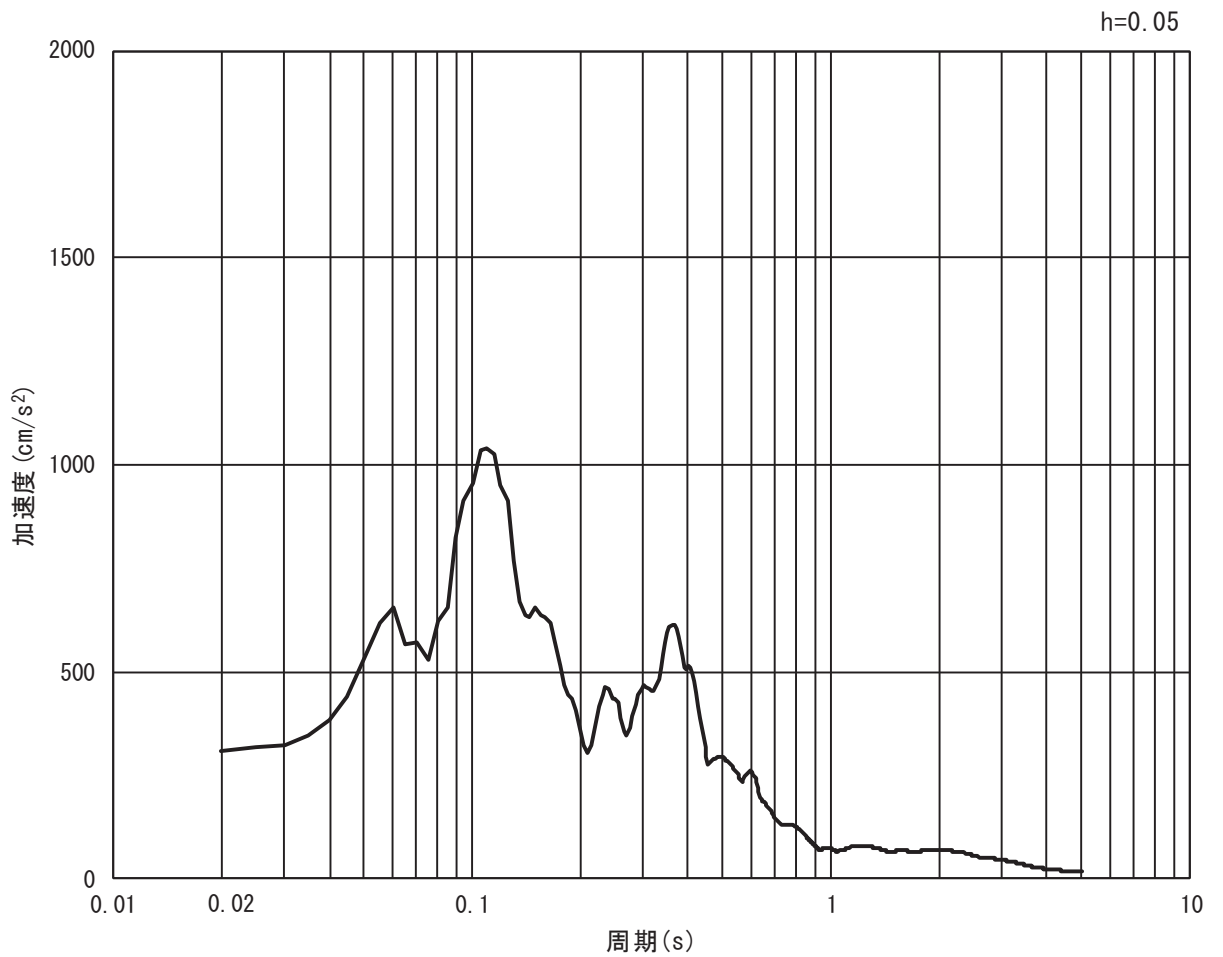
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - N 1)



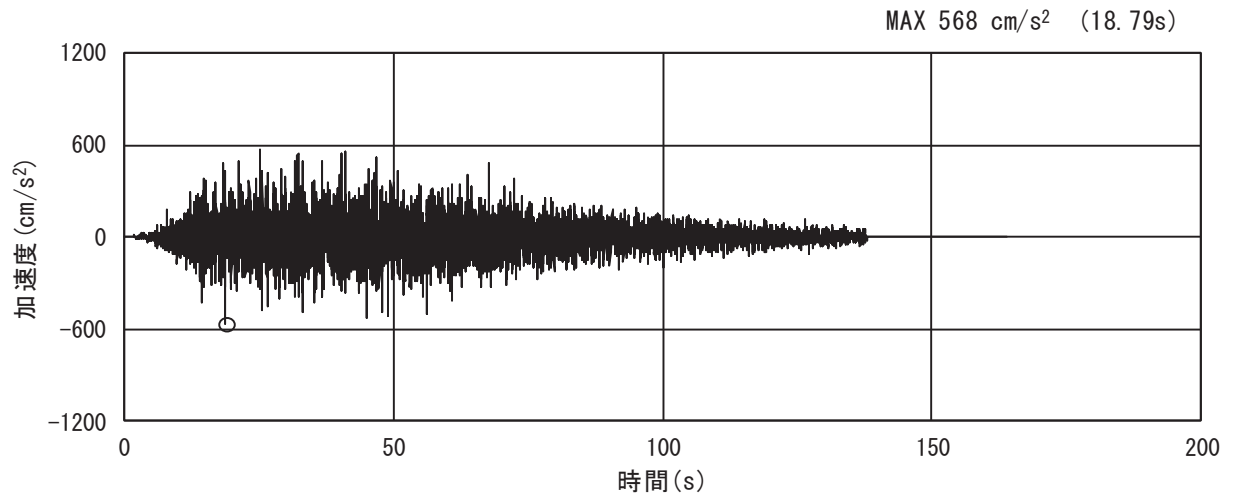
(a) 加速度時刻歴波形



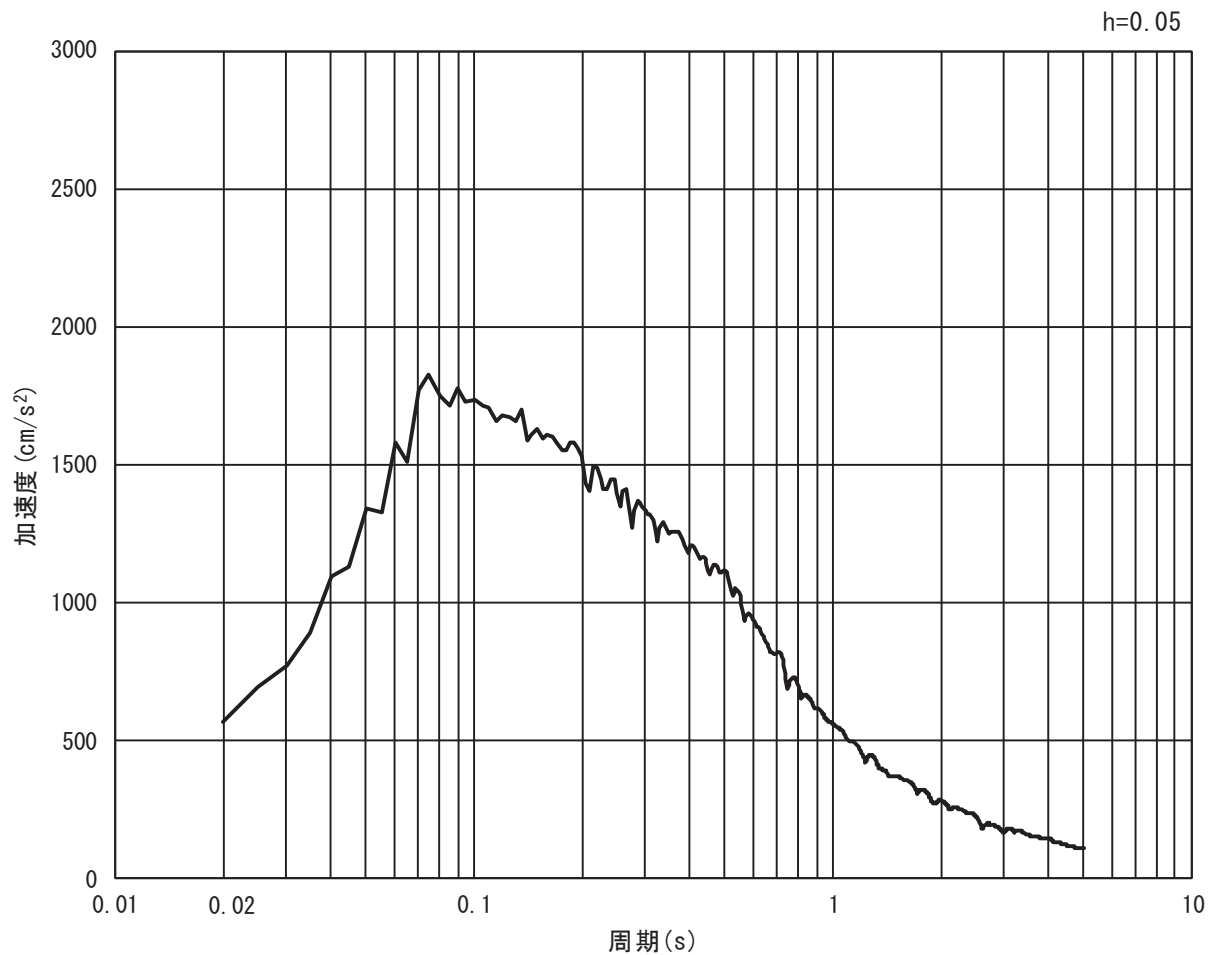
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5(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 - N 1)

(4) 断面④

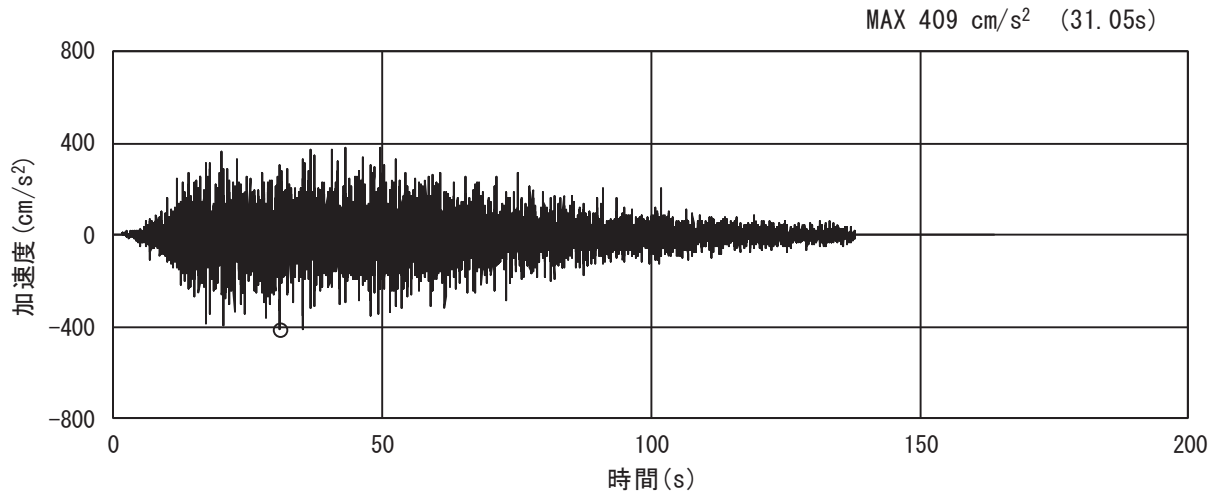


(a) 加速度時刻歴波形

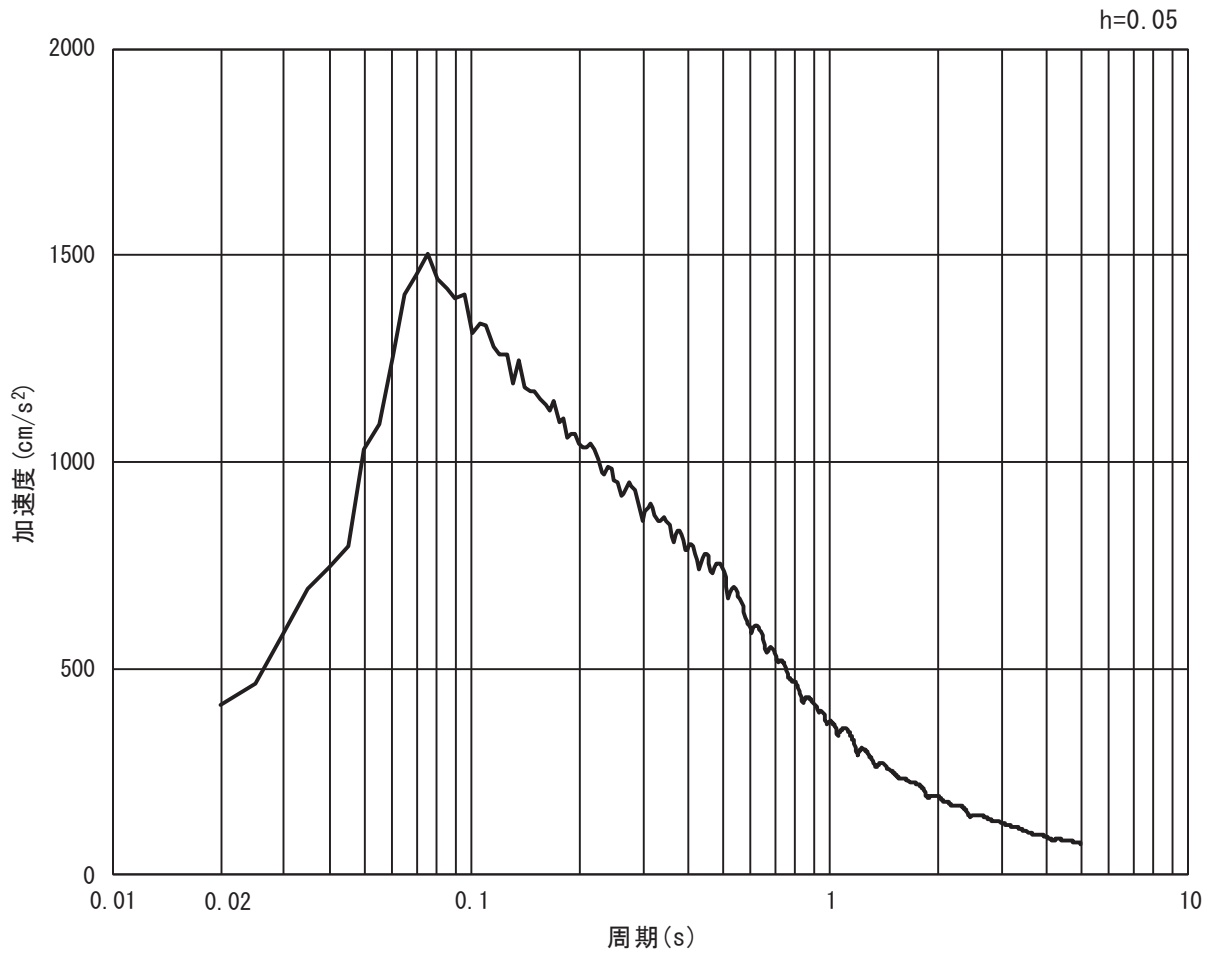


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 1)

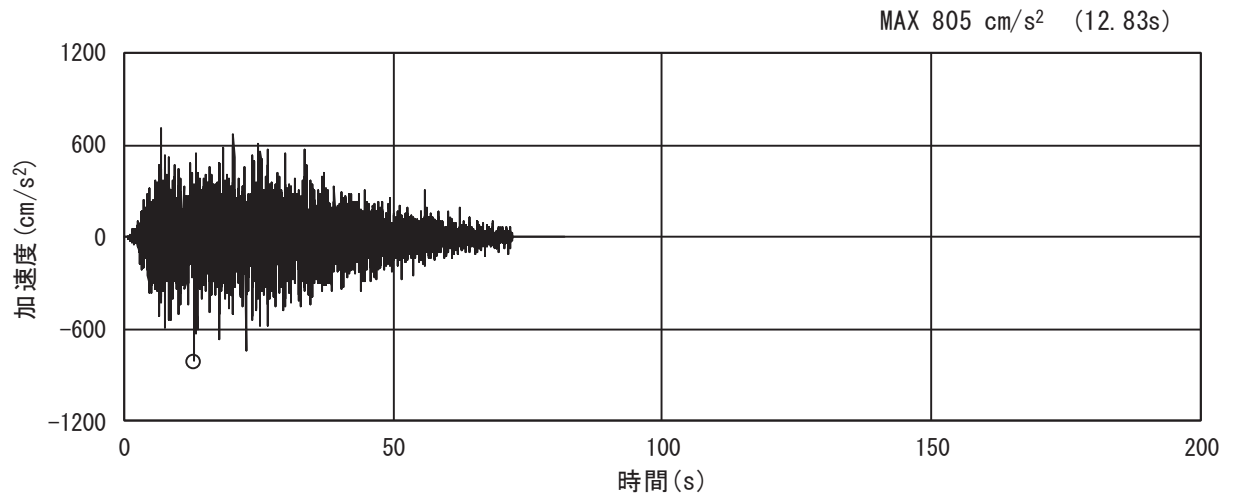


(a) 加速度時刻歴波形

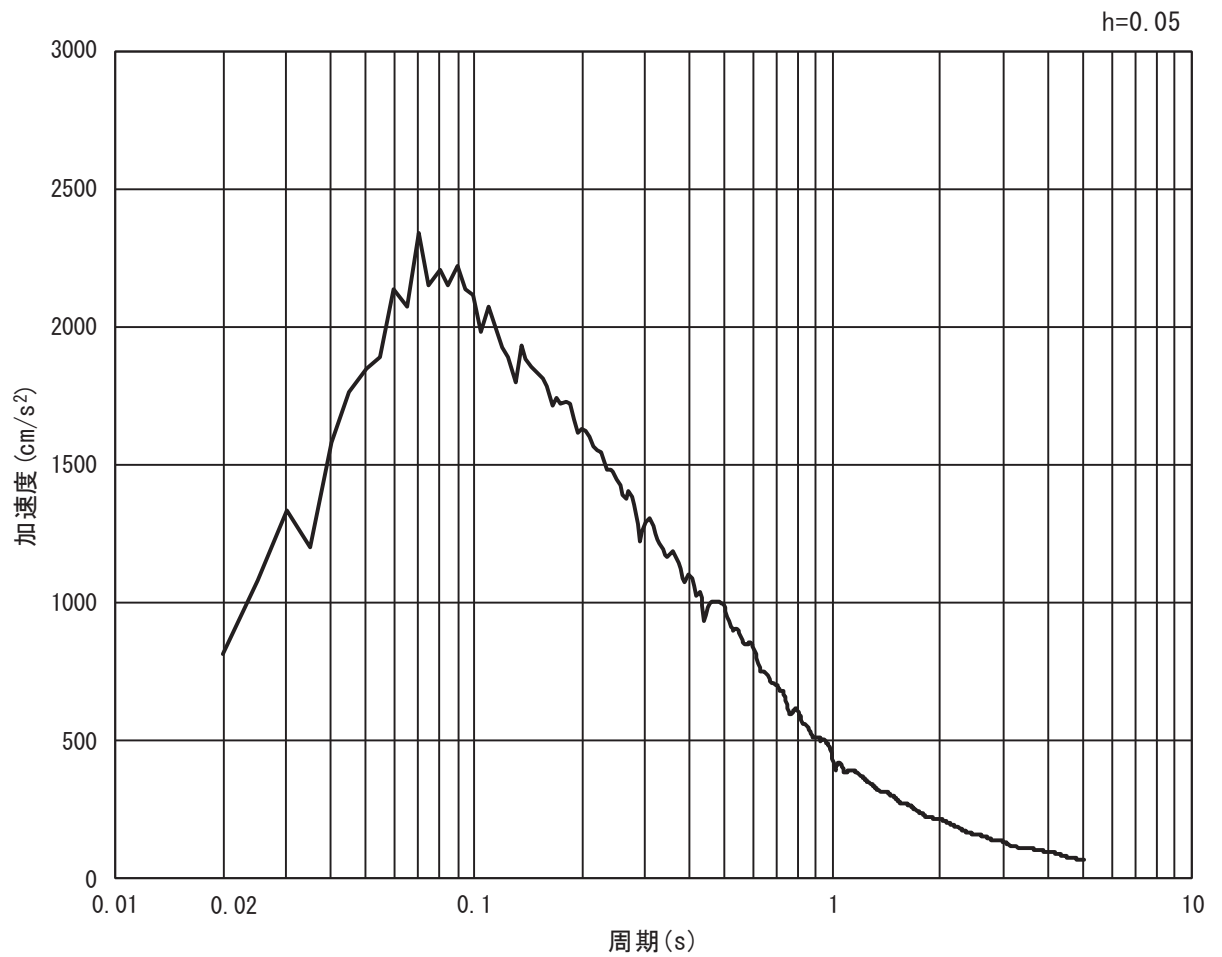


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 1)

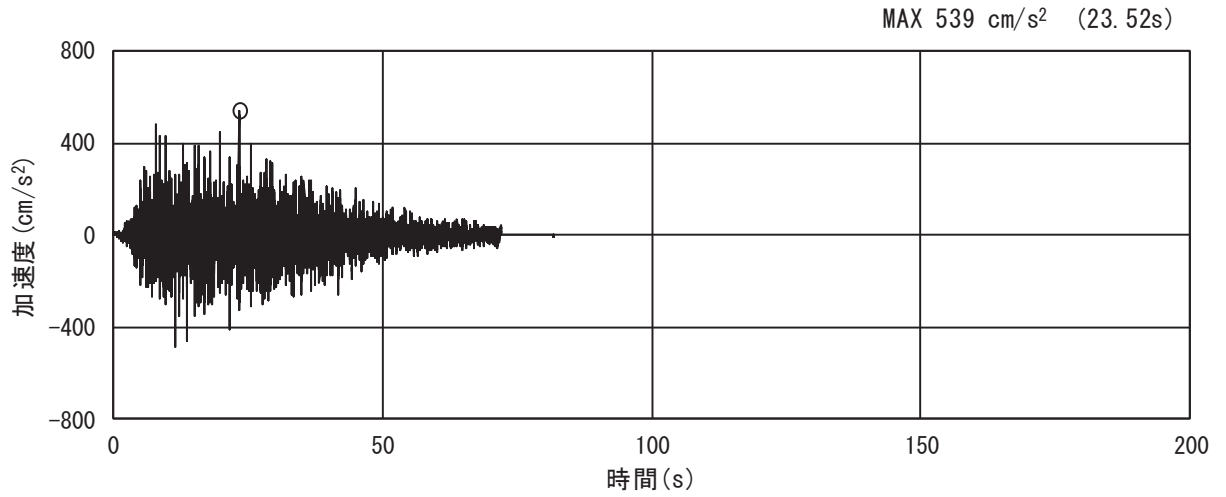


(a) 加速度時刻歴波形

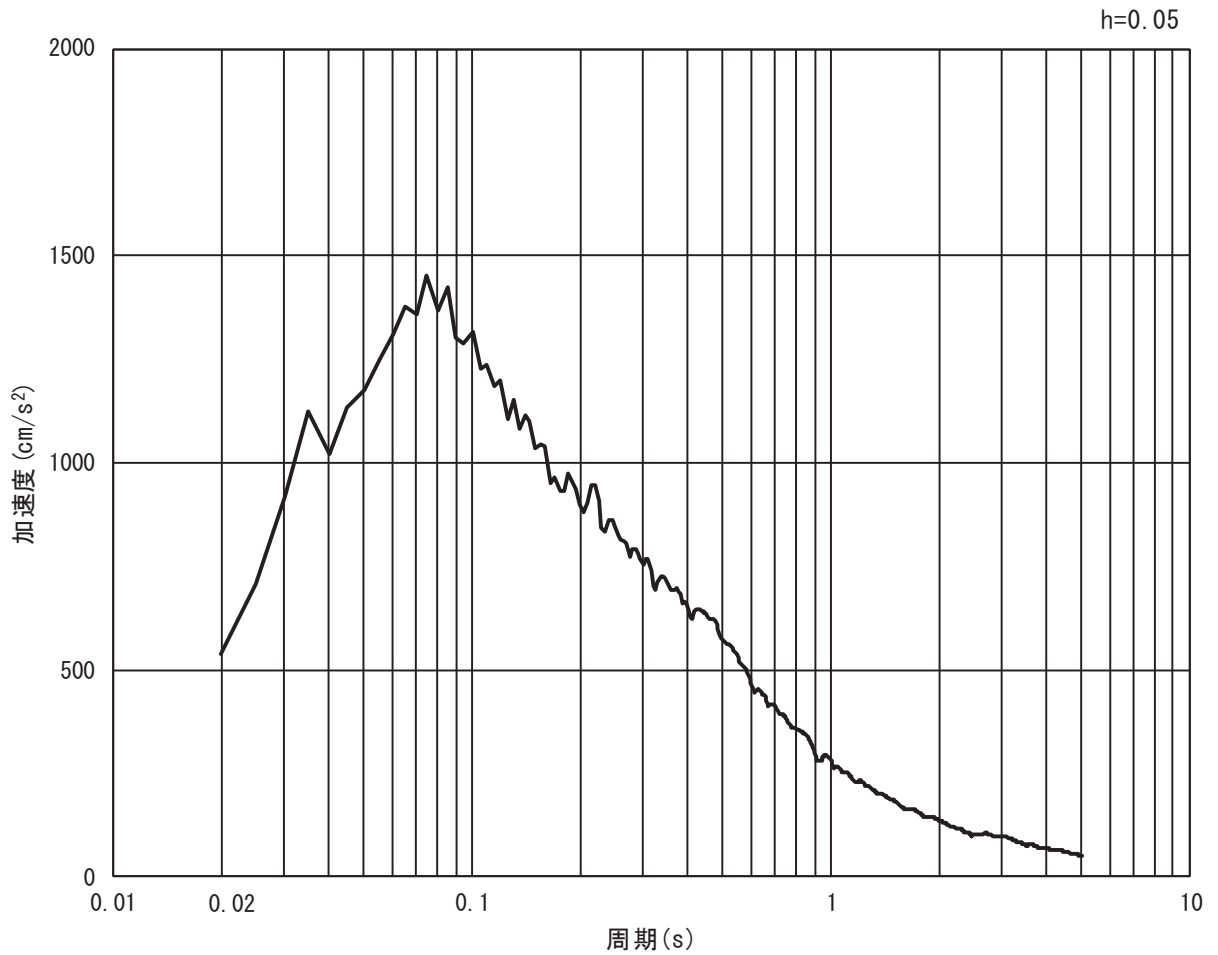


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - D 2)

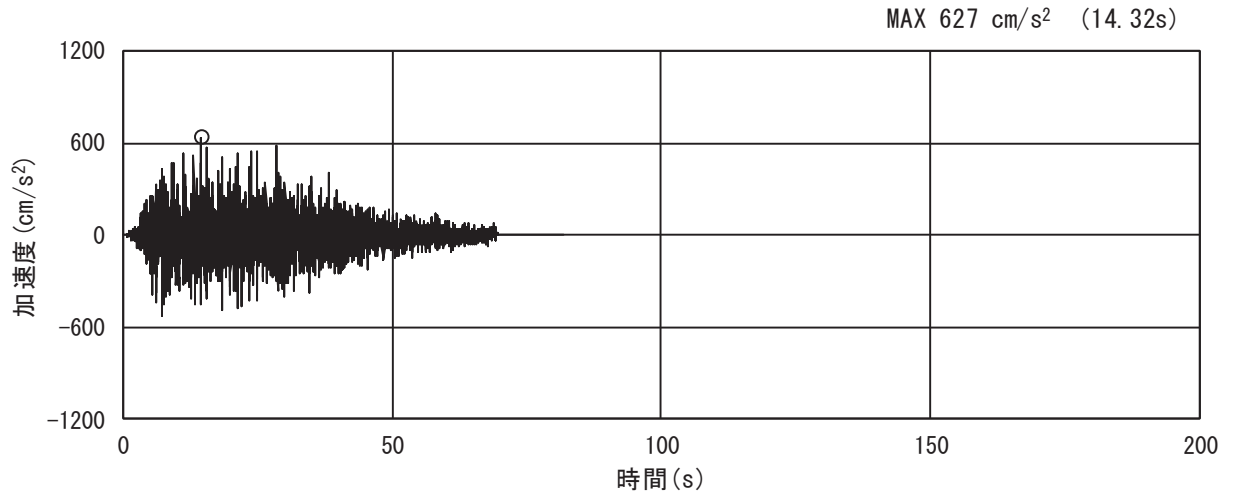


(a) 加速度時刻歴波形

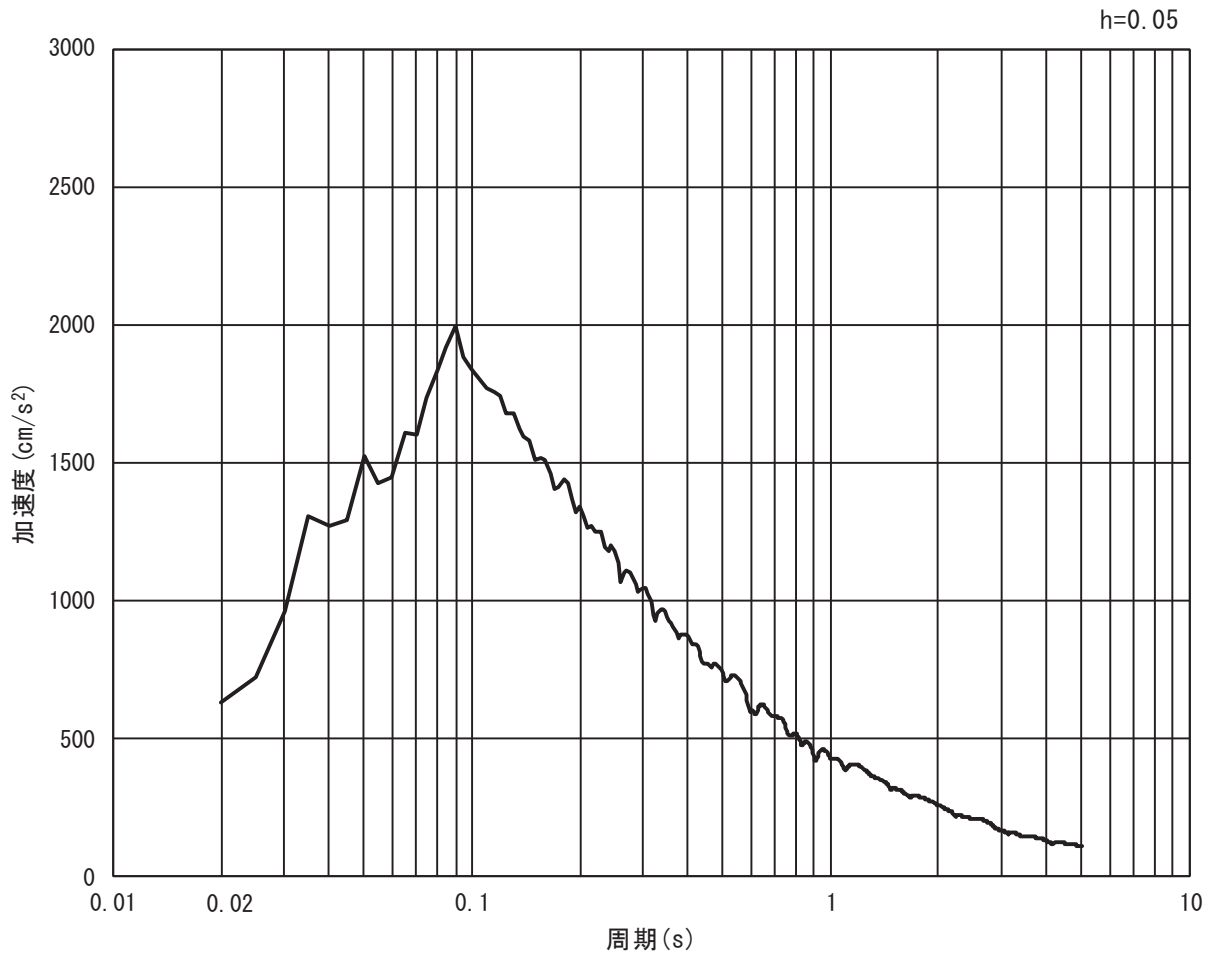


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - D 2)

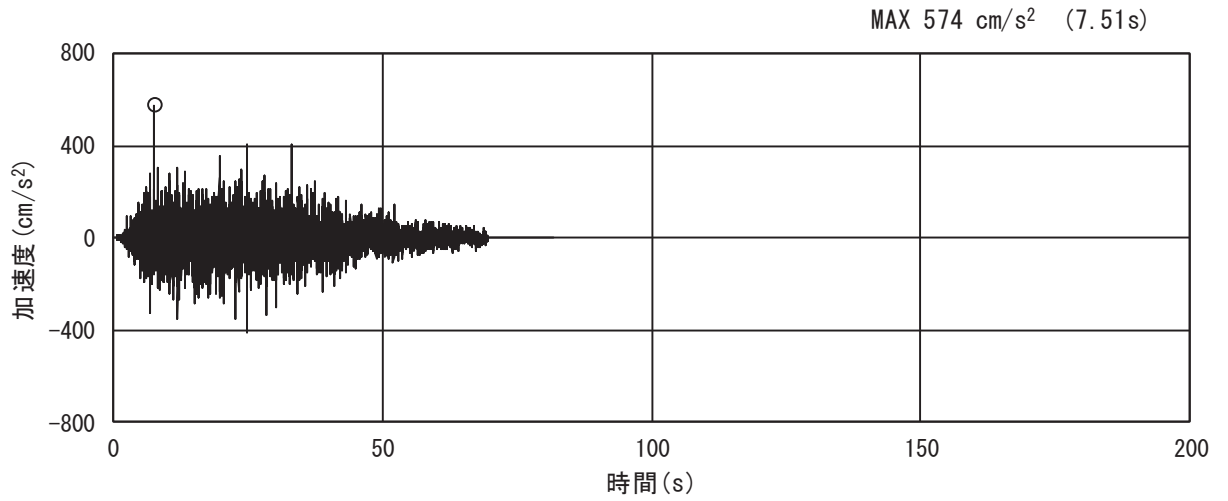


(a) 加速度時刻歴波形

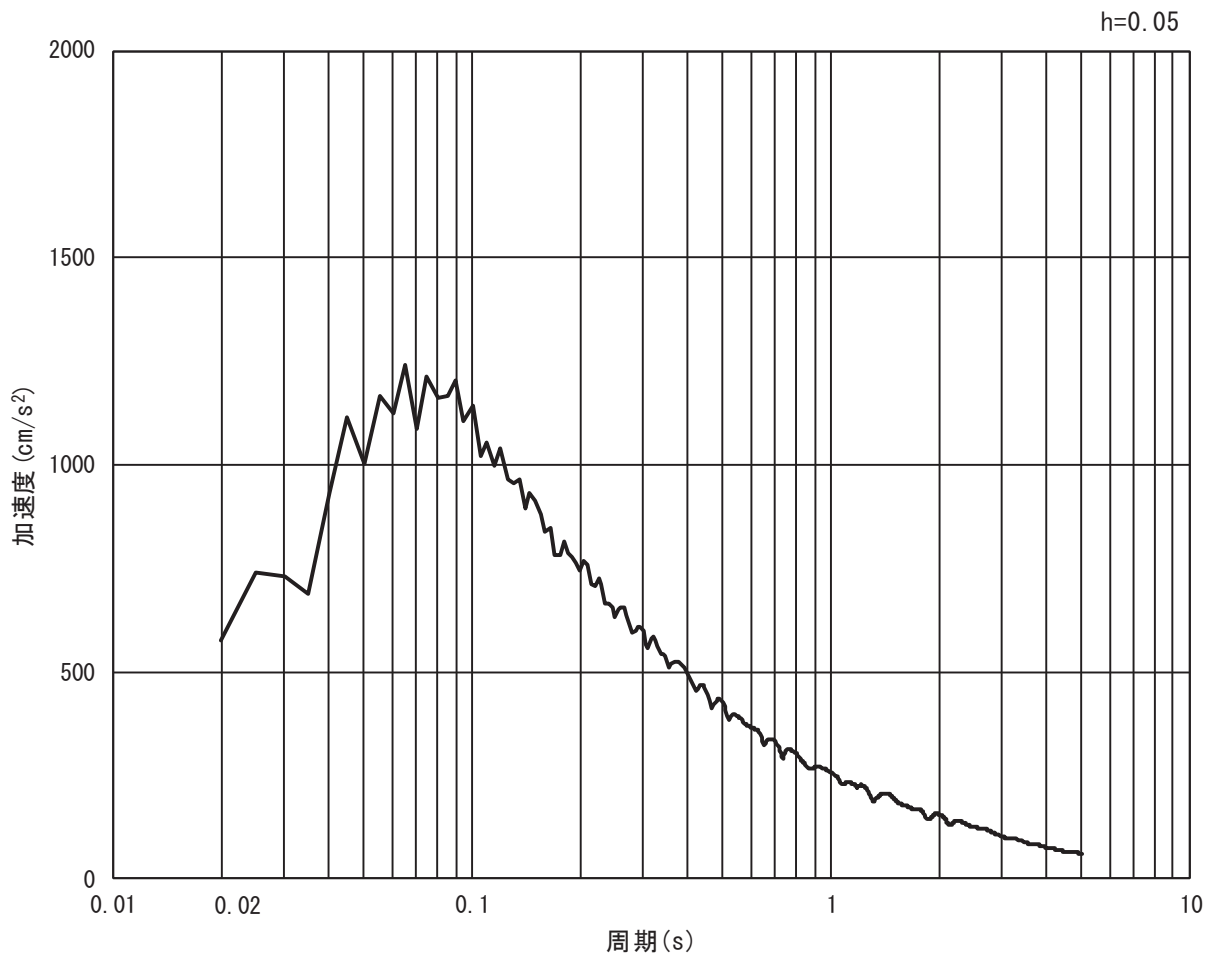


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - D 3)



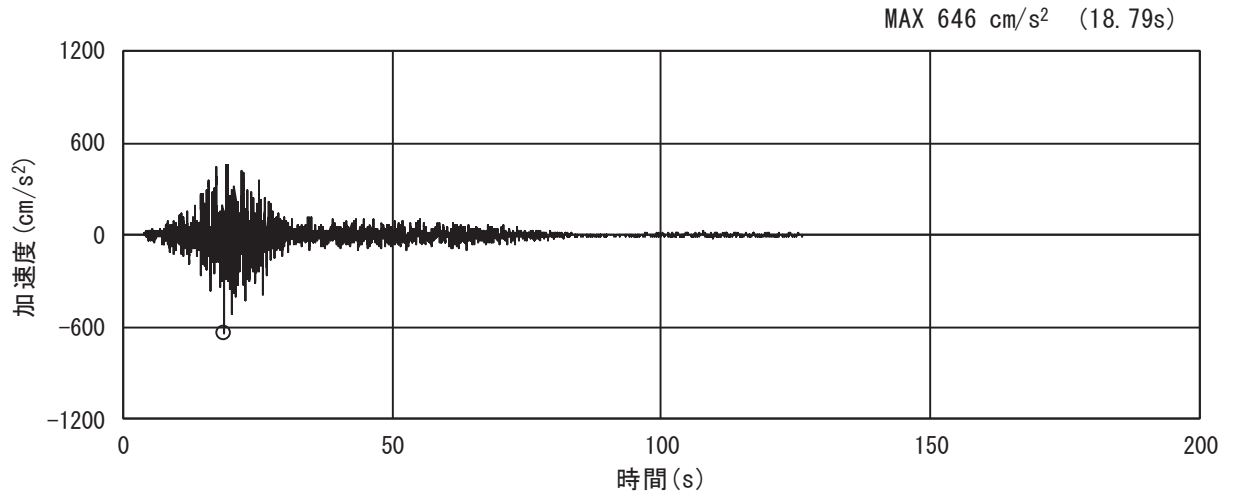
(a) 加速度時刻歴波形



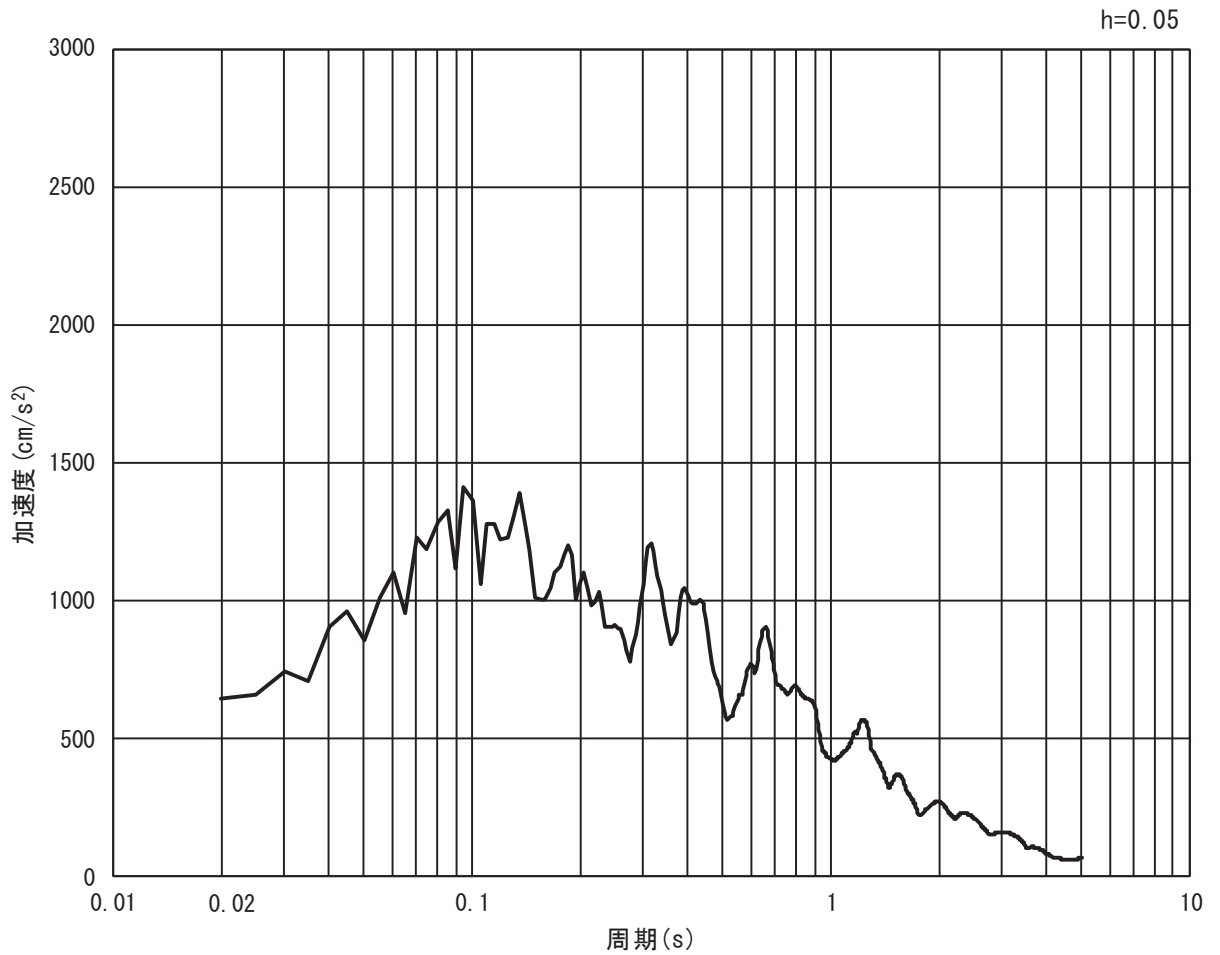
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - D 3)



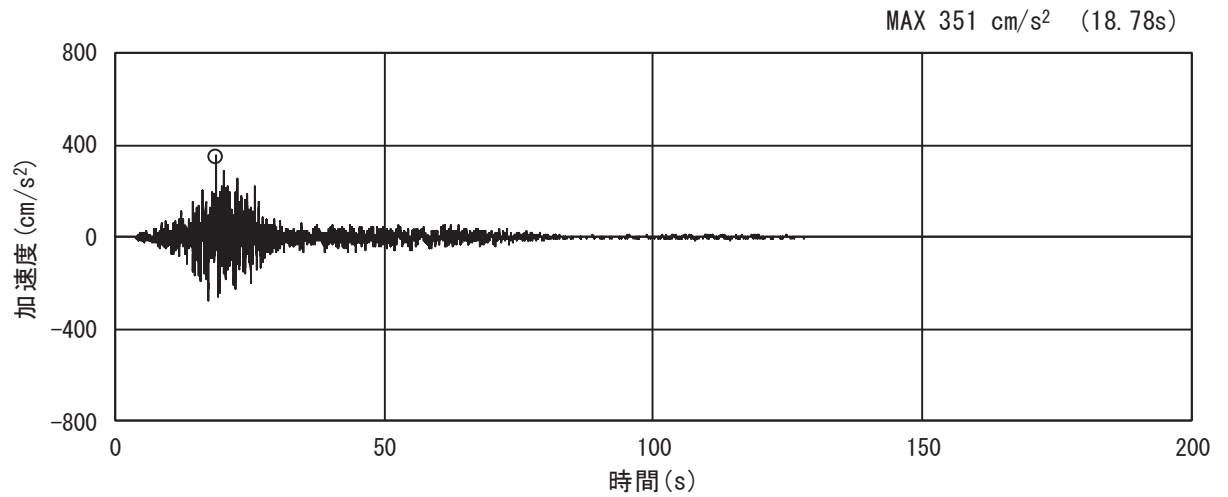


(a) 加速度時刻歴波形

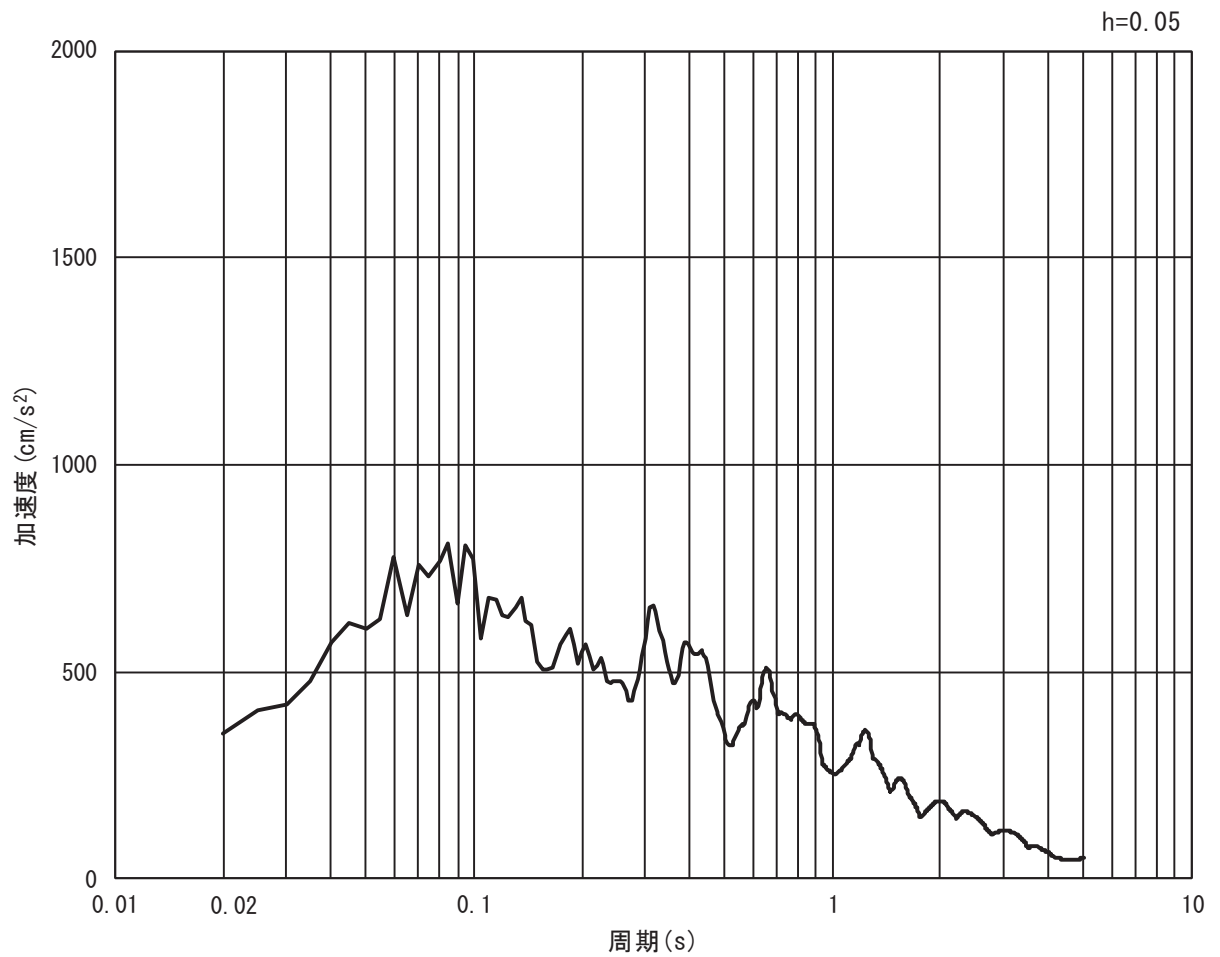


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 1)

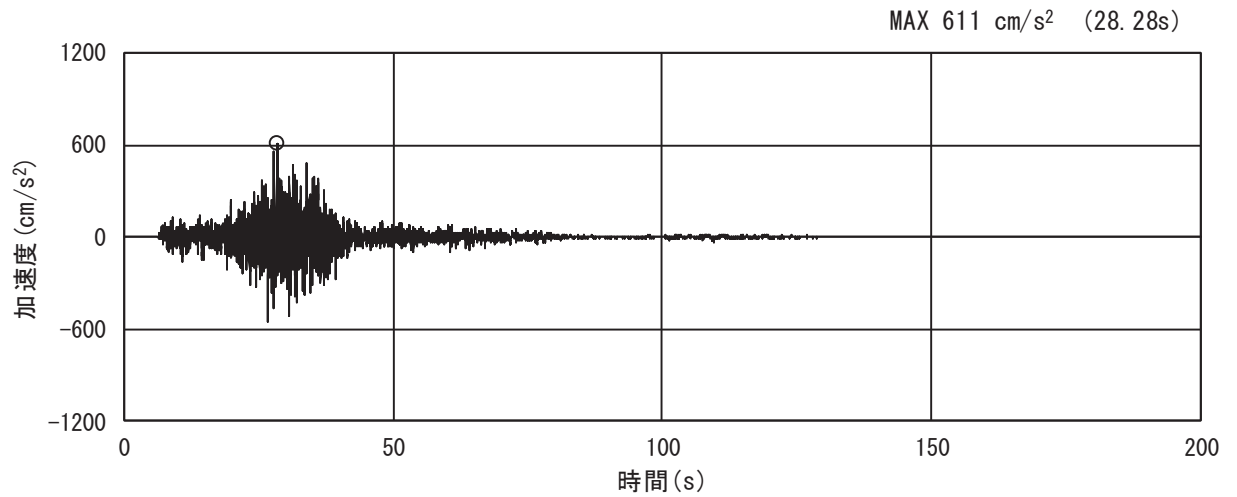


(a) 加速度時刻歴波形

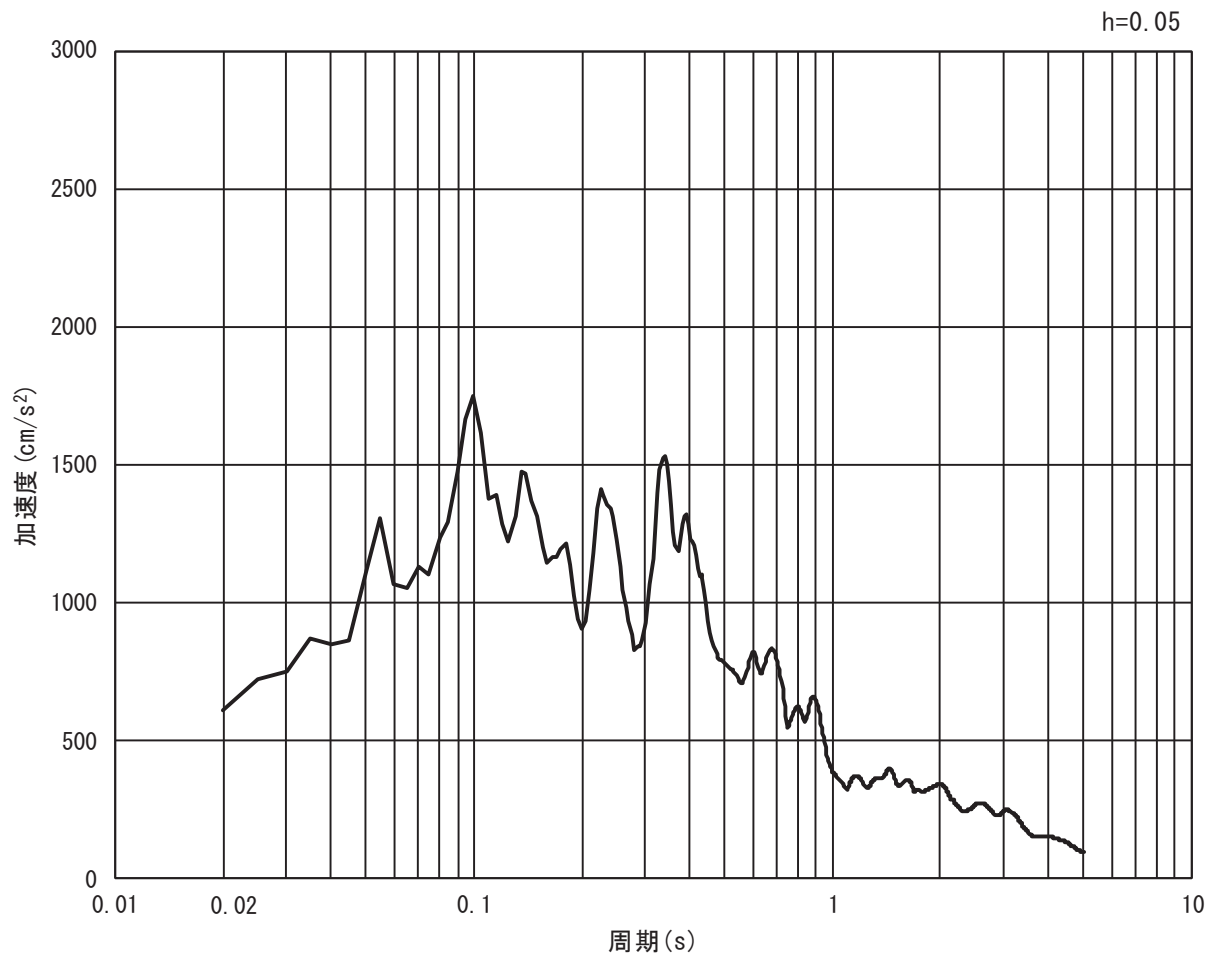


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 1)

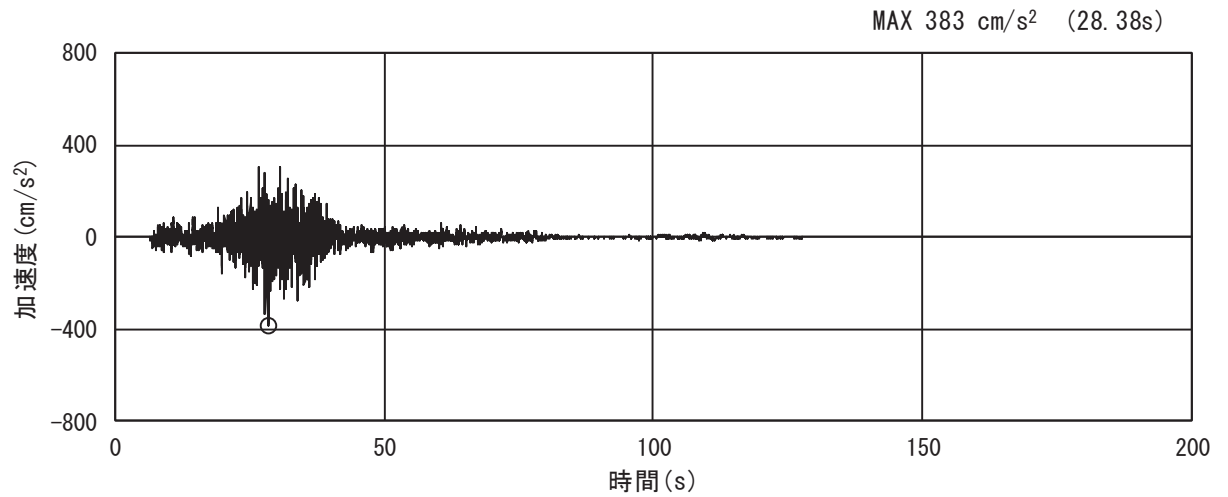


(a) 加速度時刻歴波形

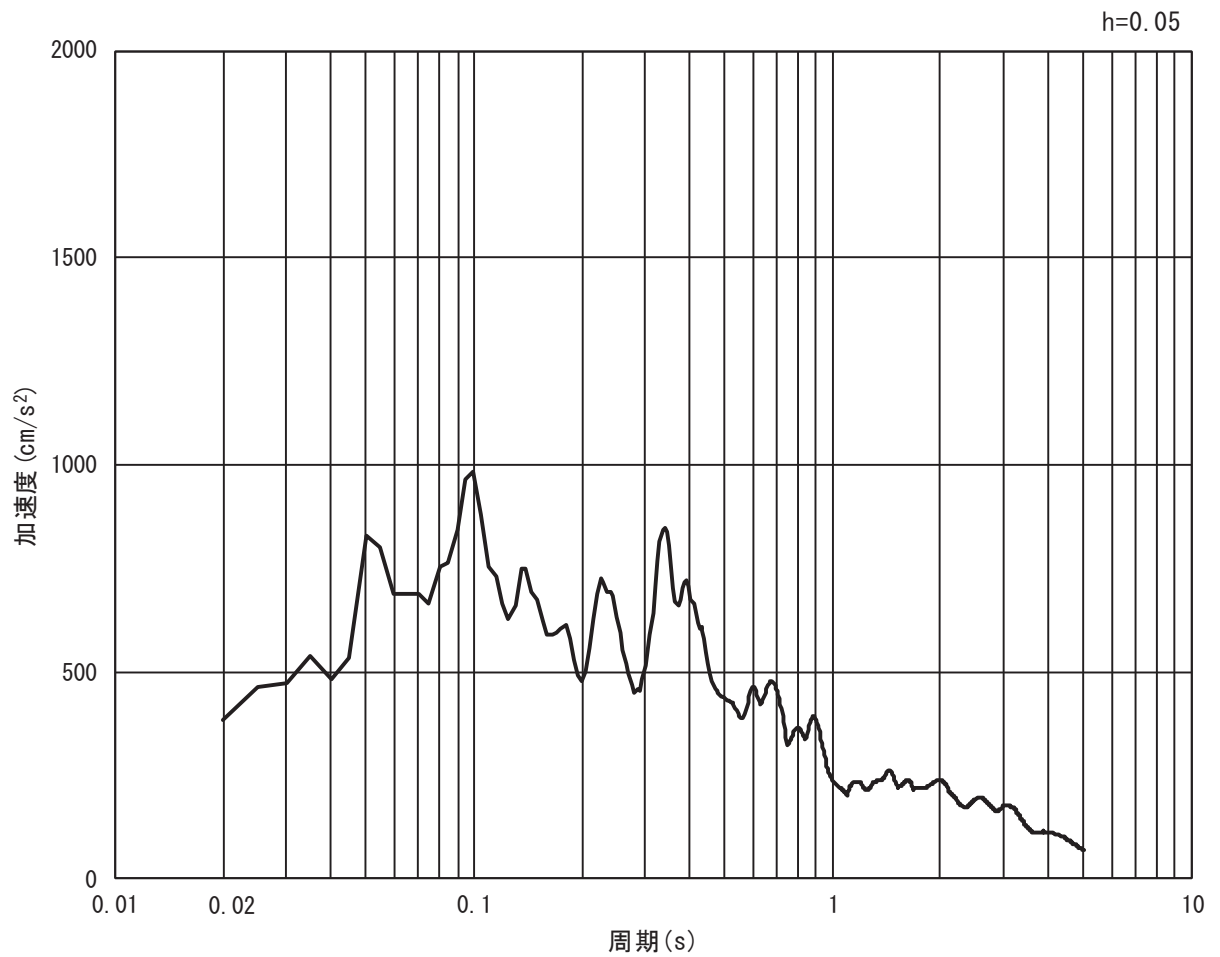


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 2)

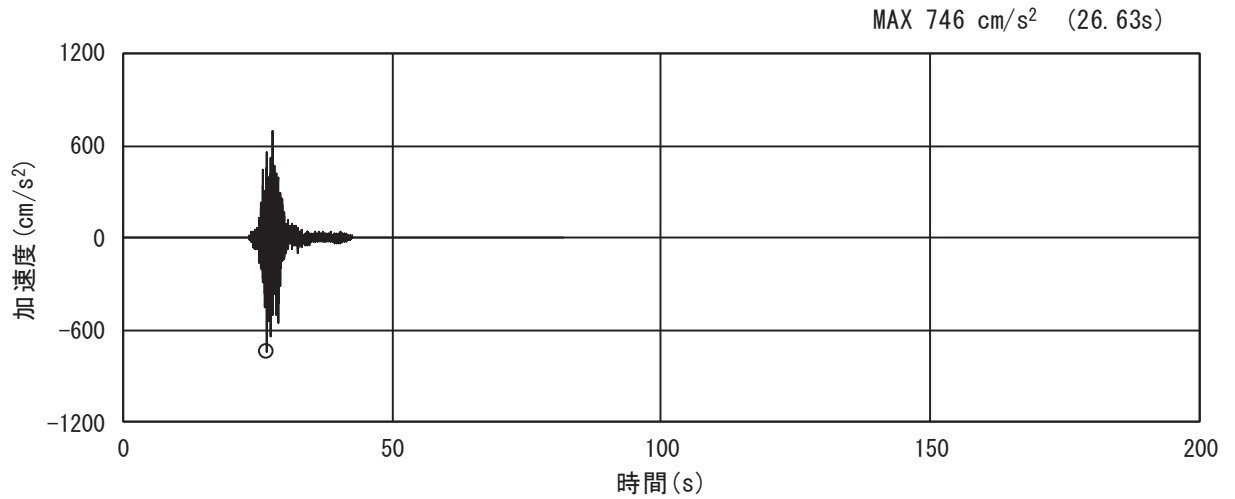


(a) 加速度時刻歴波形

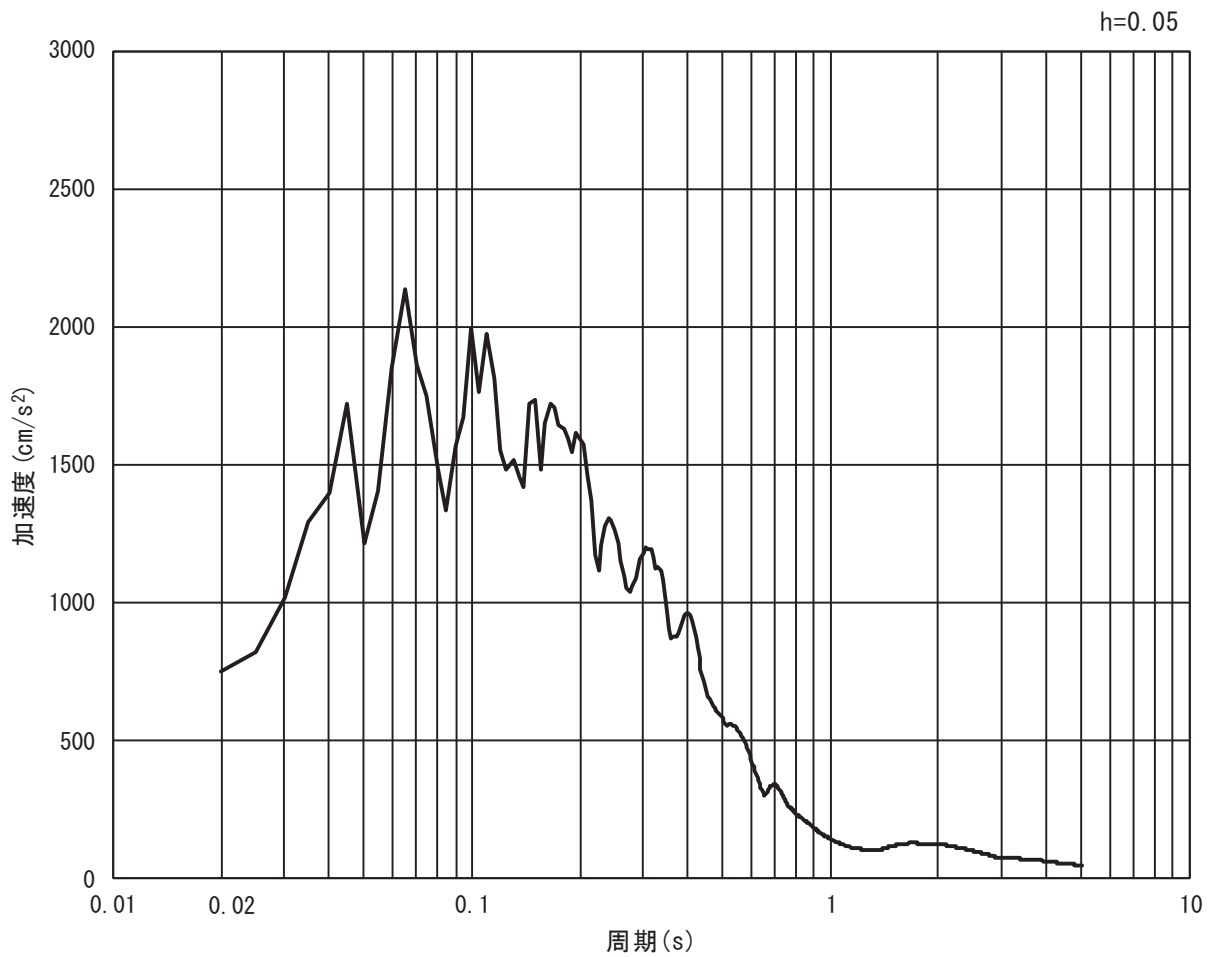


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 2)



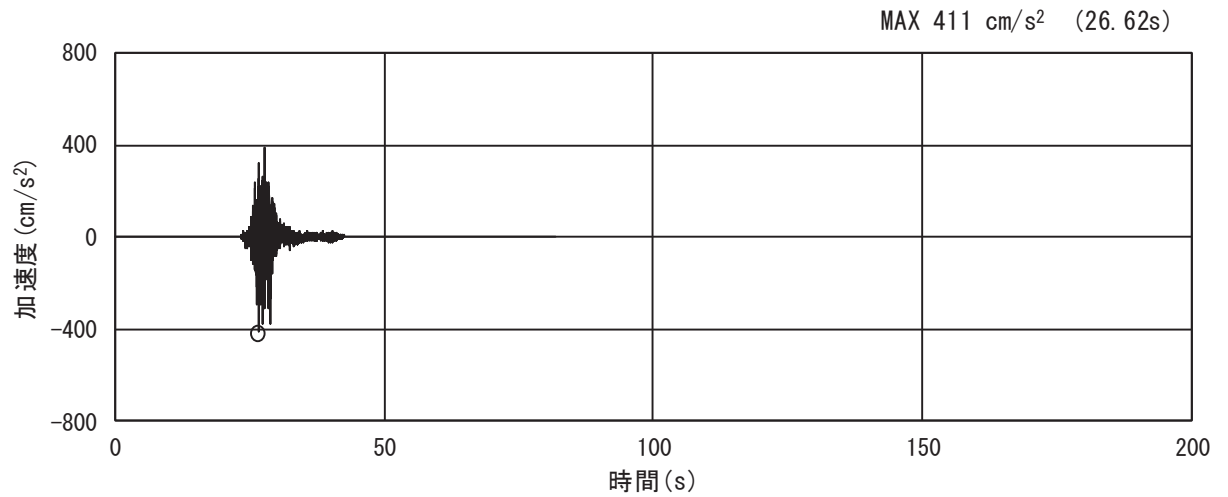
(a) 加速度時刻歴波形



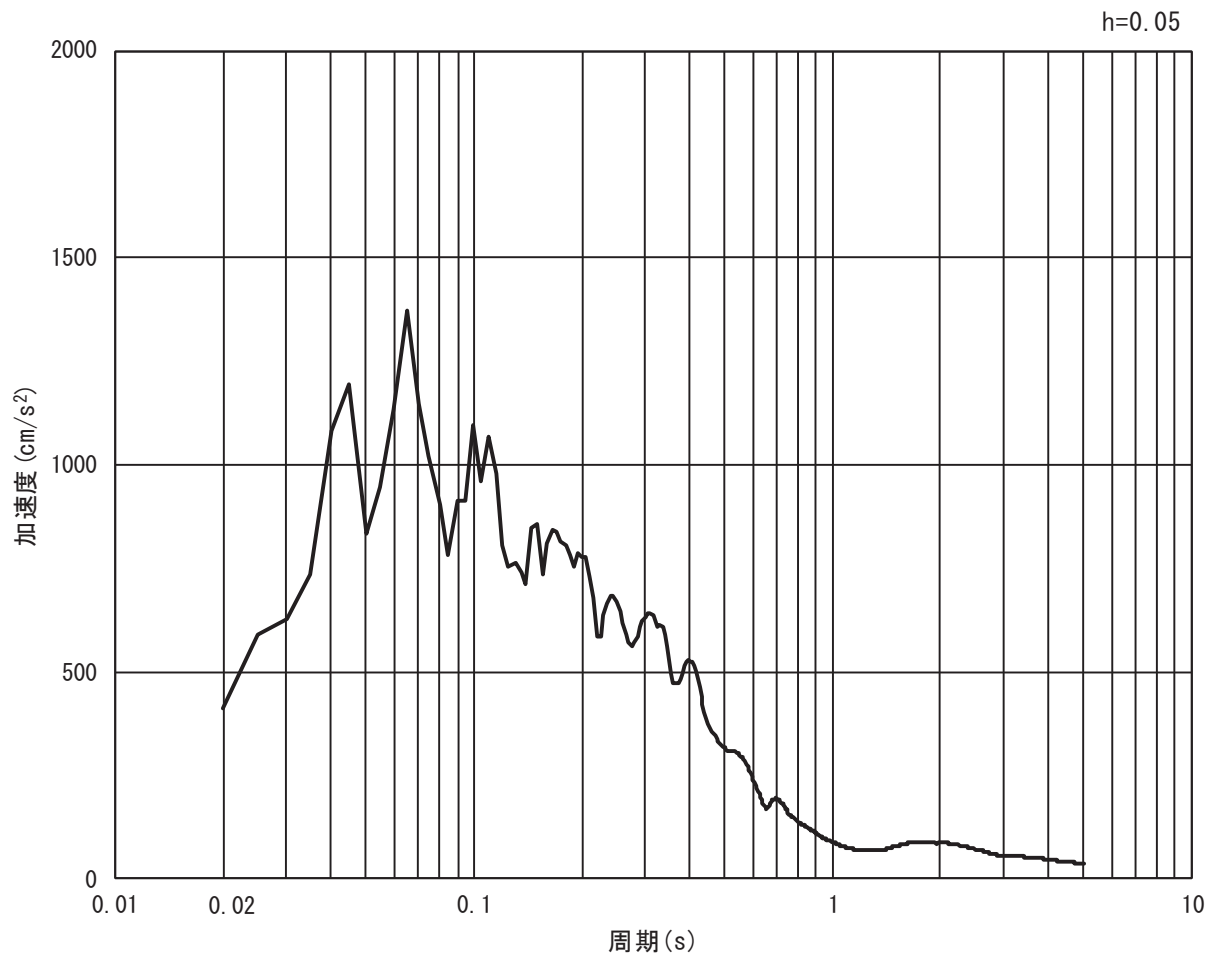
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 3)

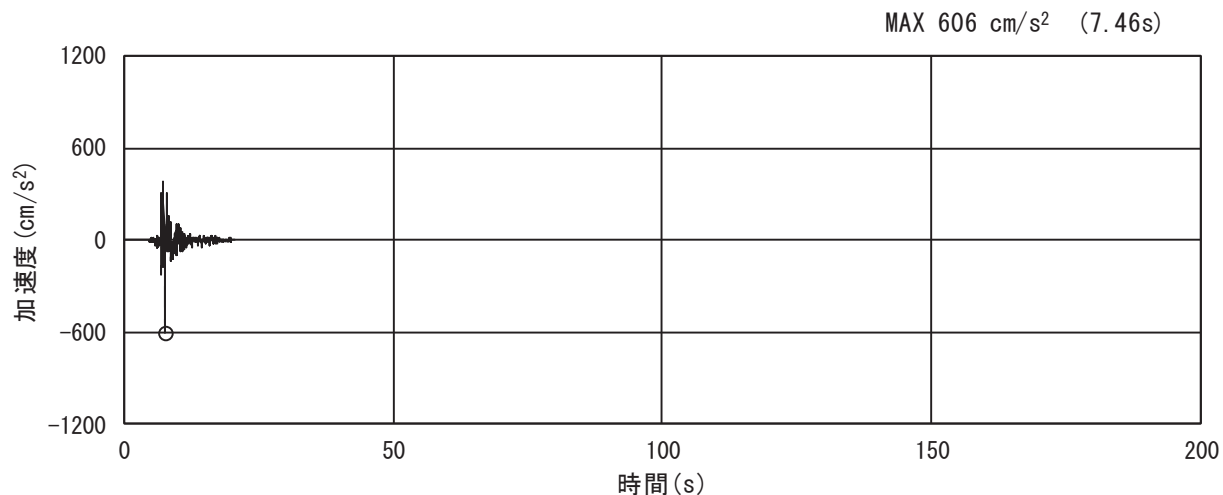


(a) 加速度時刻歴波形

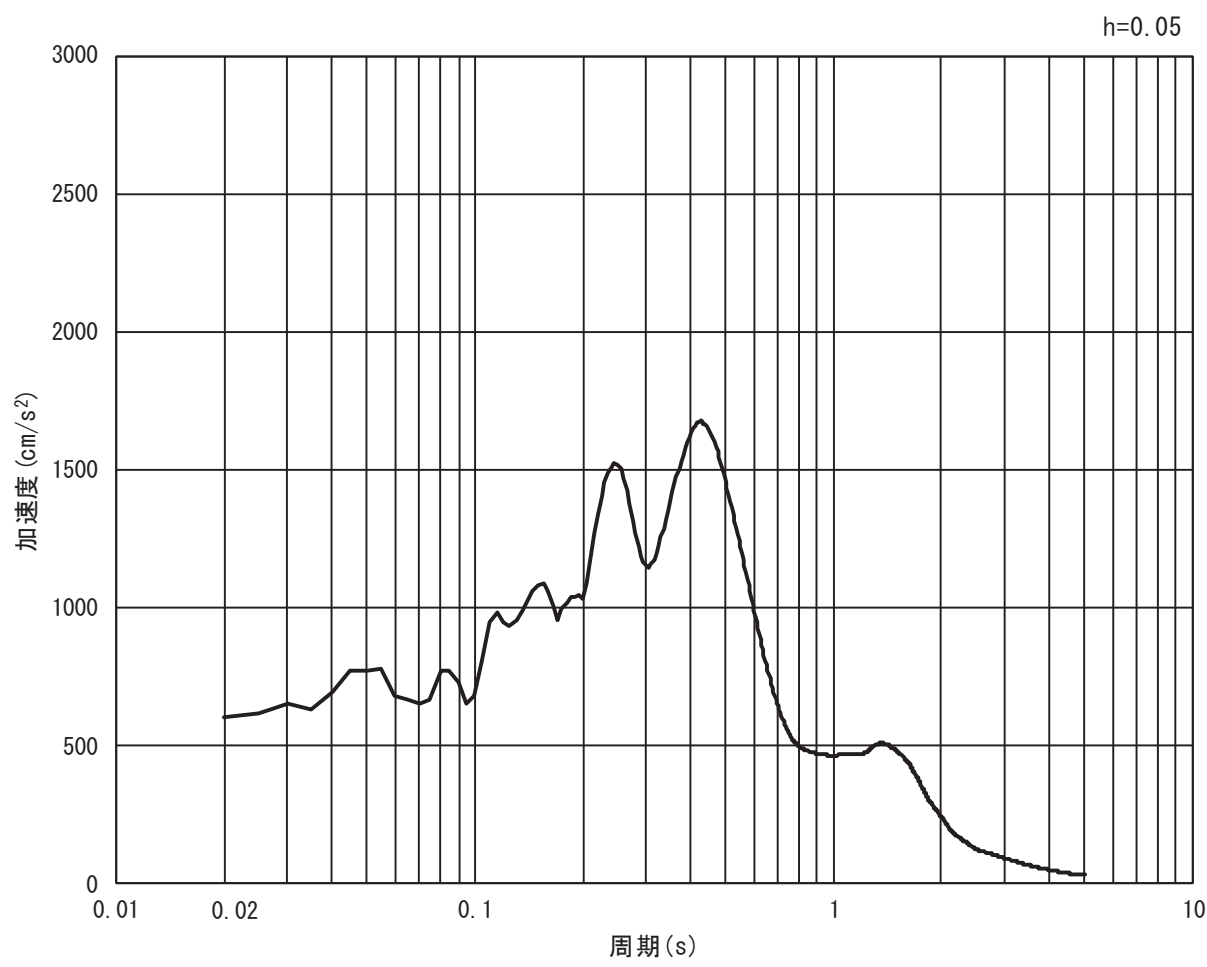


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - F 3)

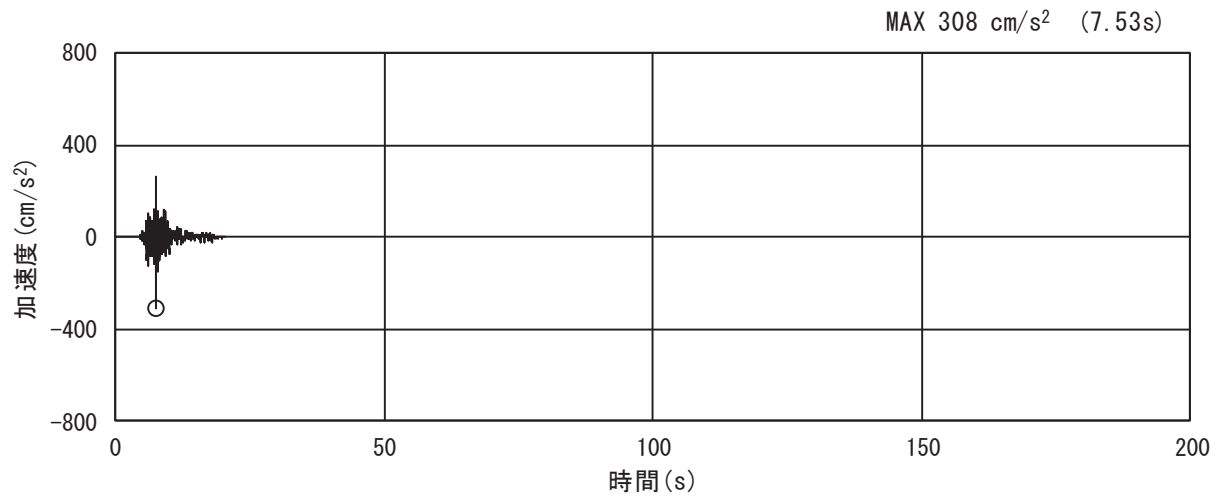


(a) 加速度時刻歴波形

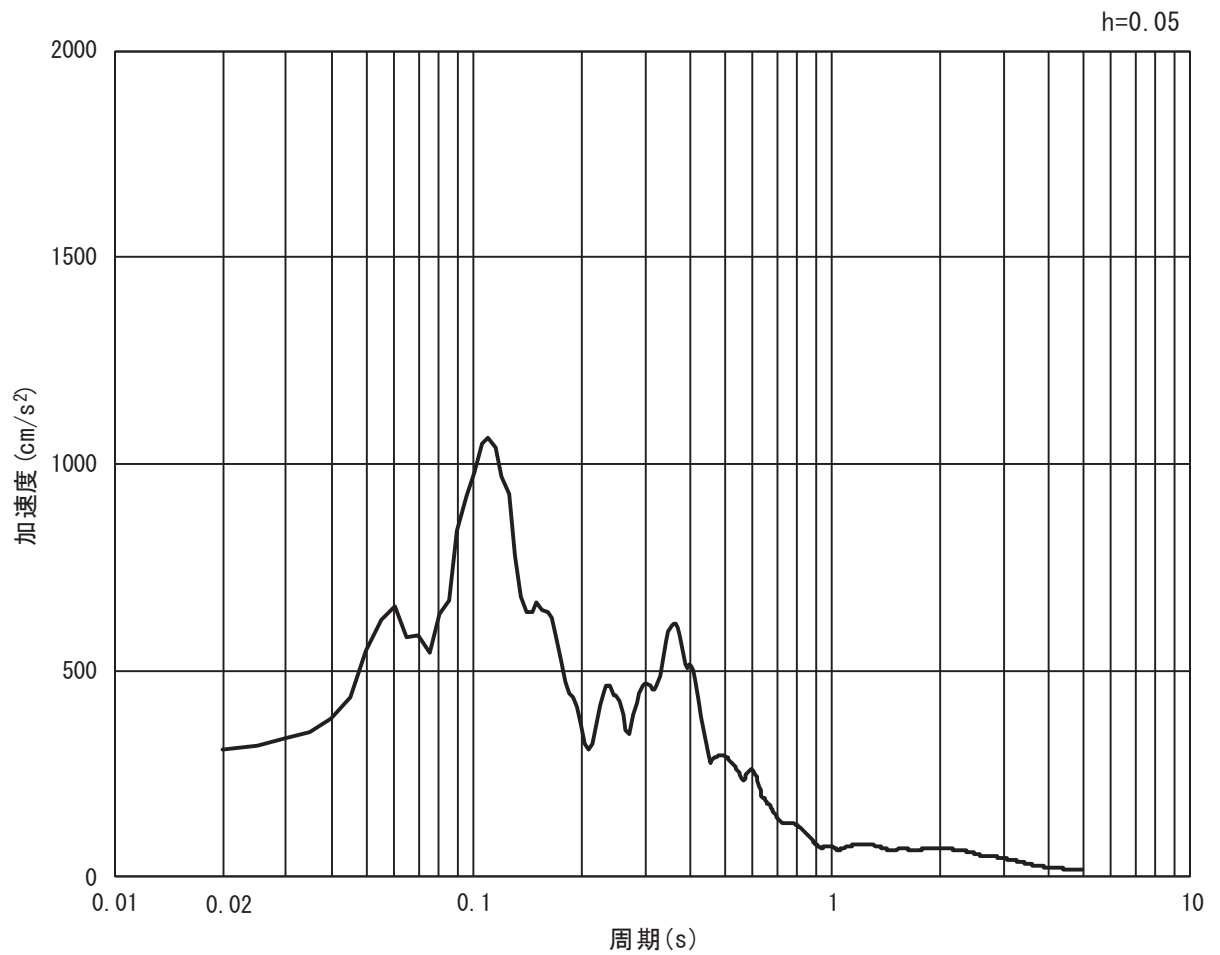


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



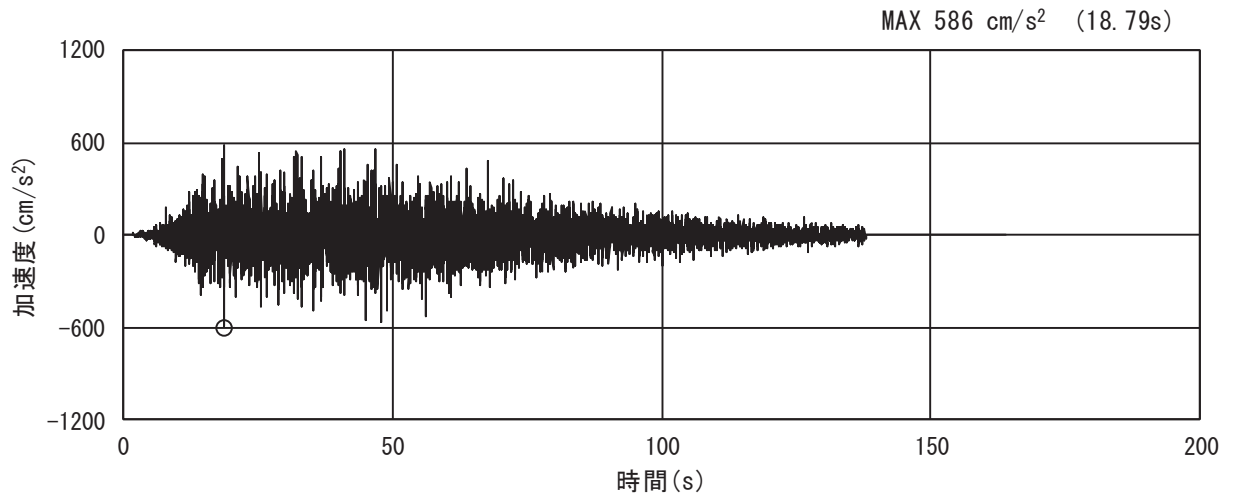
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6(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 - N 1)

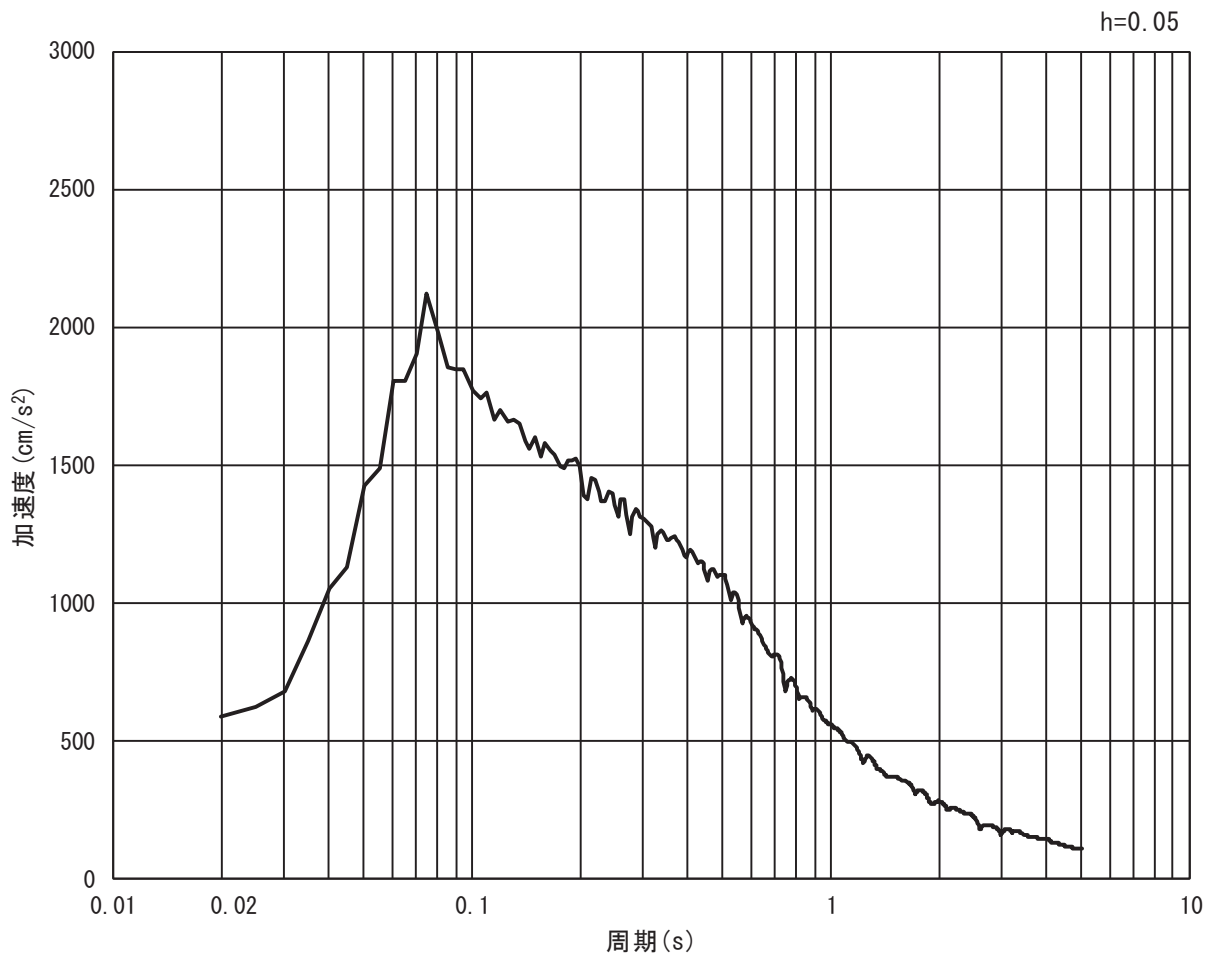


3.4.2 岩盤部

(1) 断面⑤



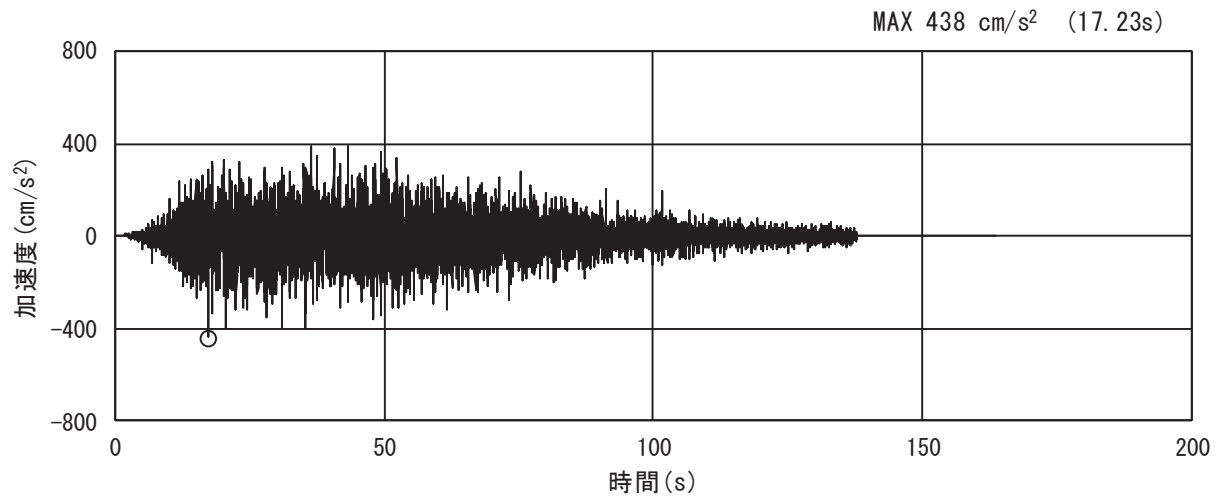
(a) 加速度時刻歴波形



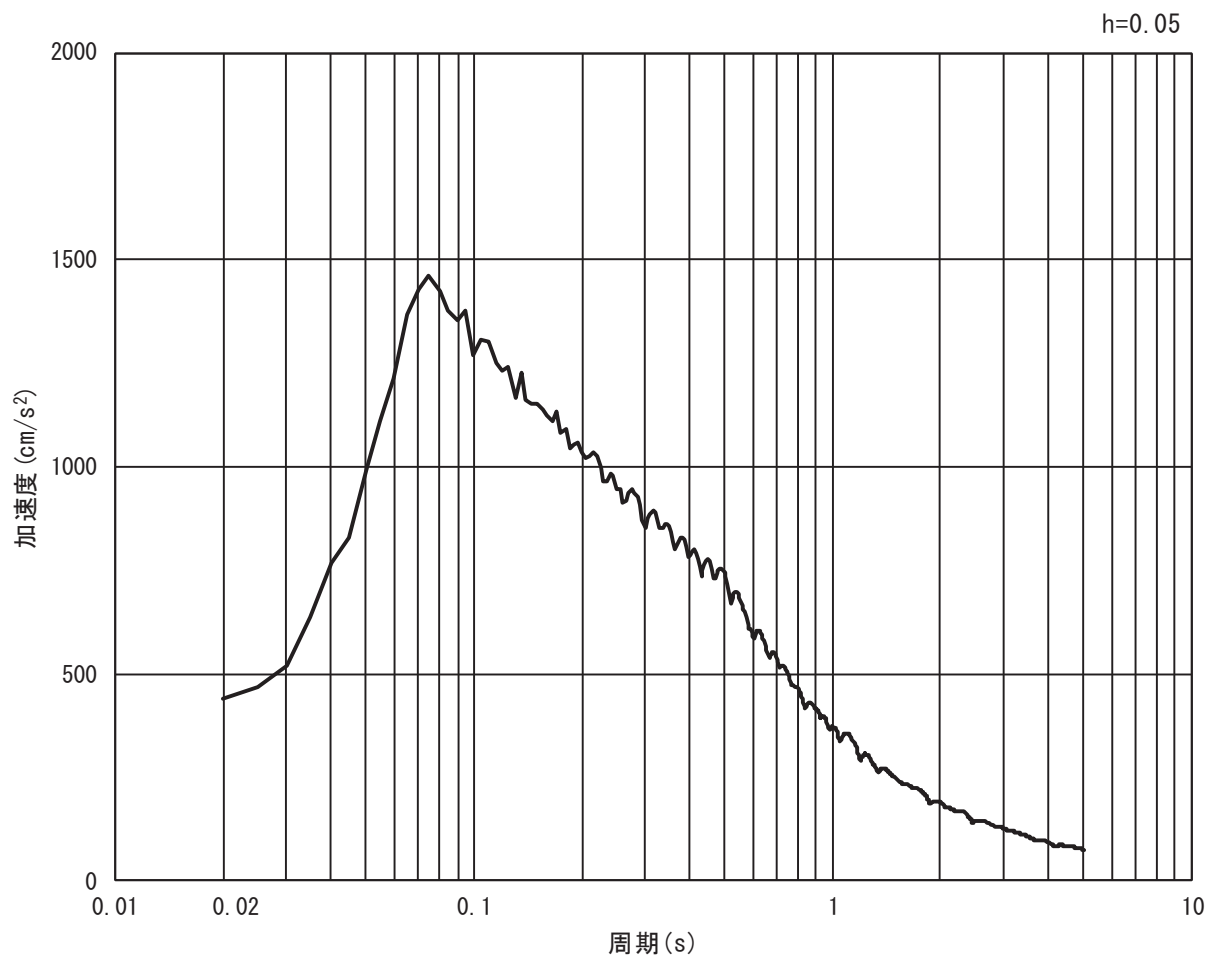
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(水平方向 : S s - D 1)

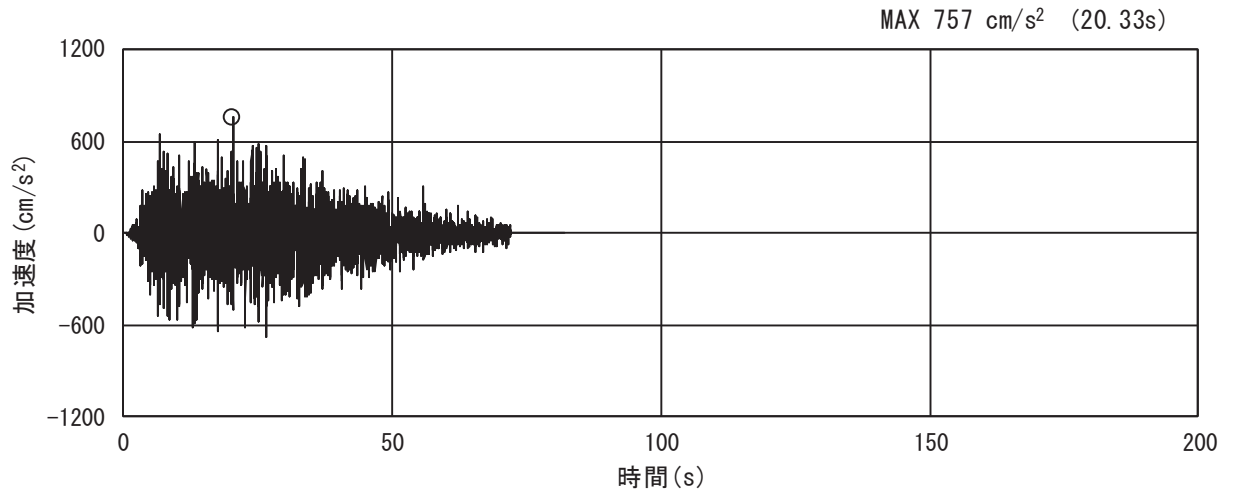


(a) 加速度時刻歴波形

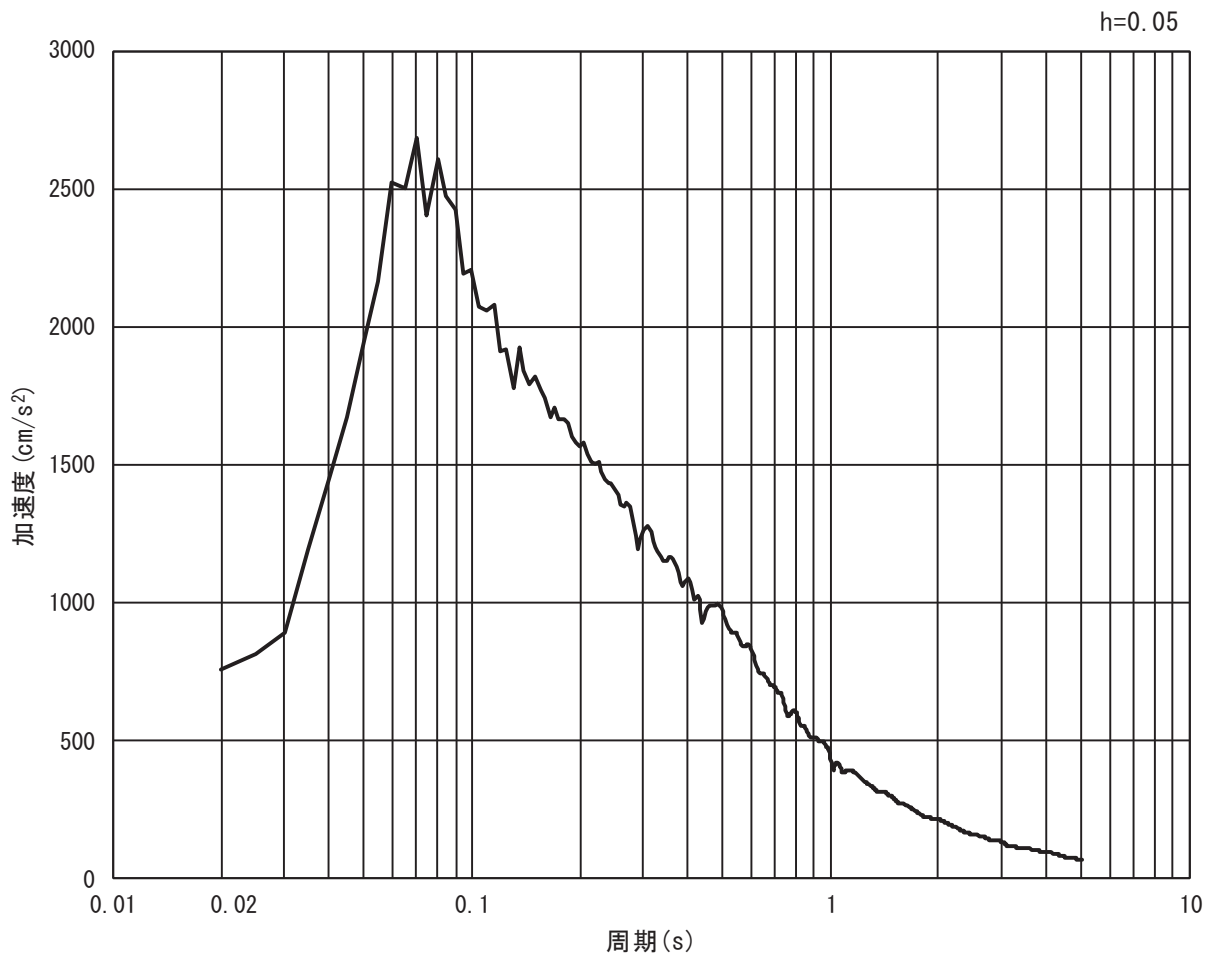


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - D 1)

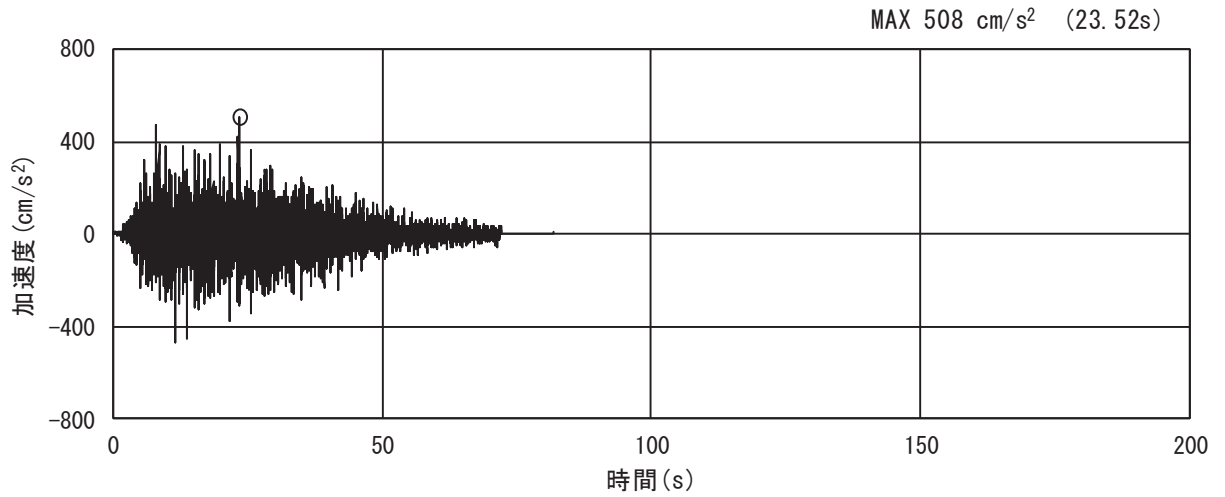


(a) 加速度時刻歴波形

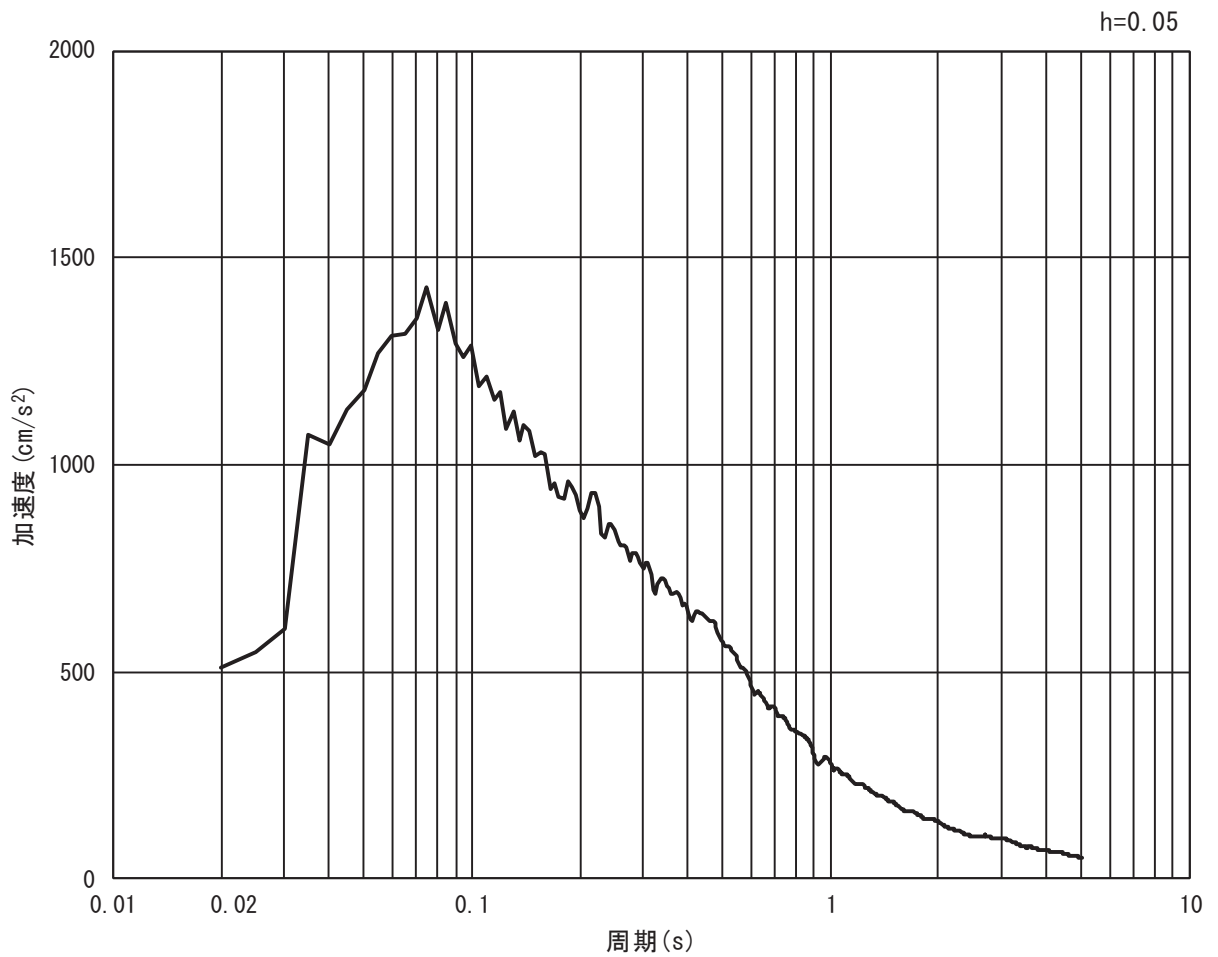


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 :  $S_s - D_2$ )

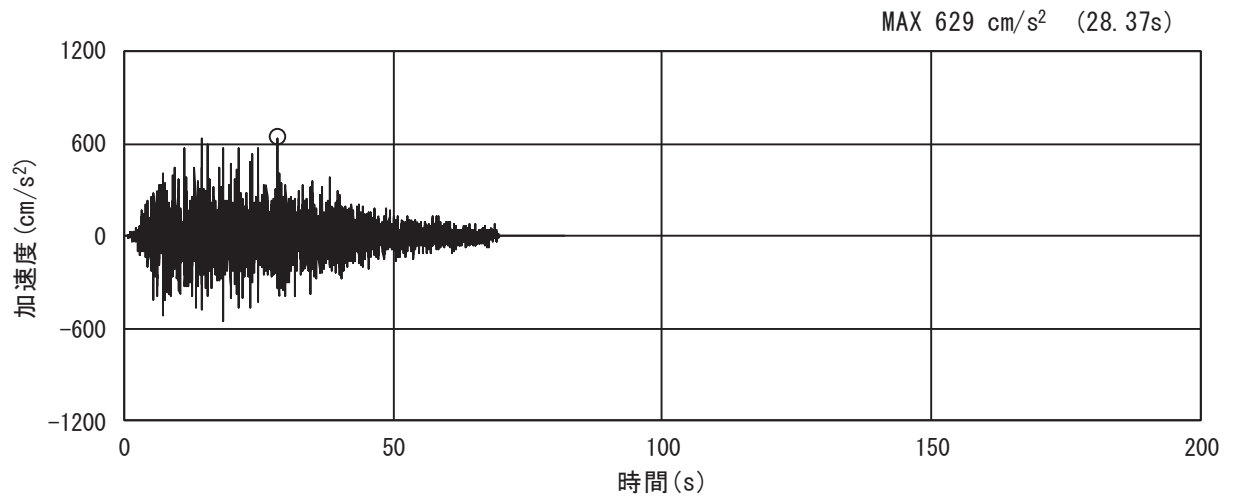


(a) 加速度時刻歴波形

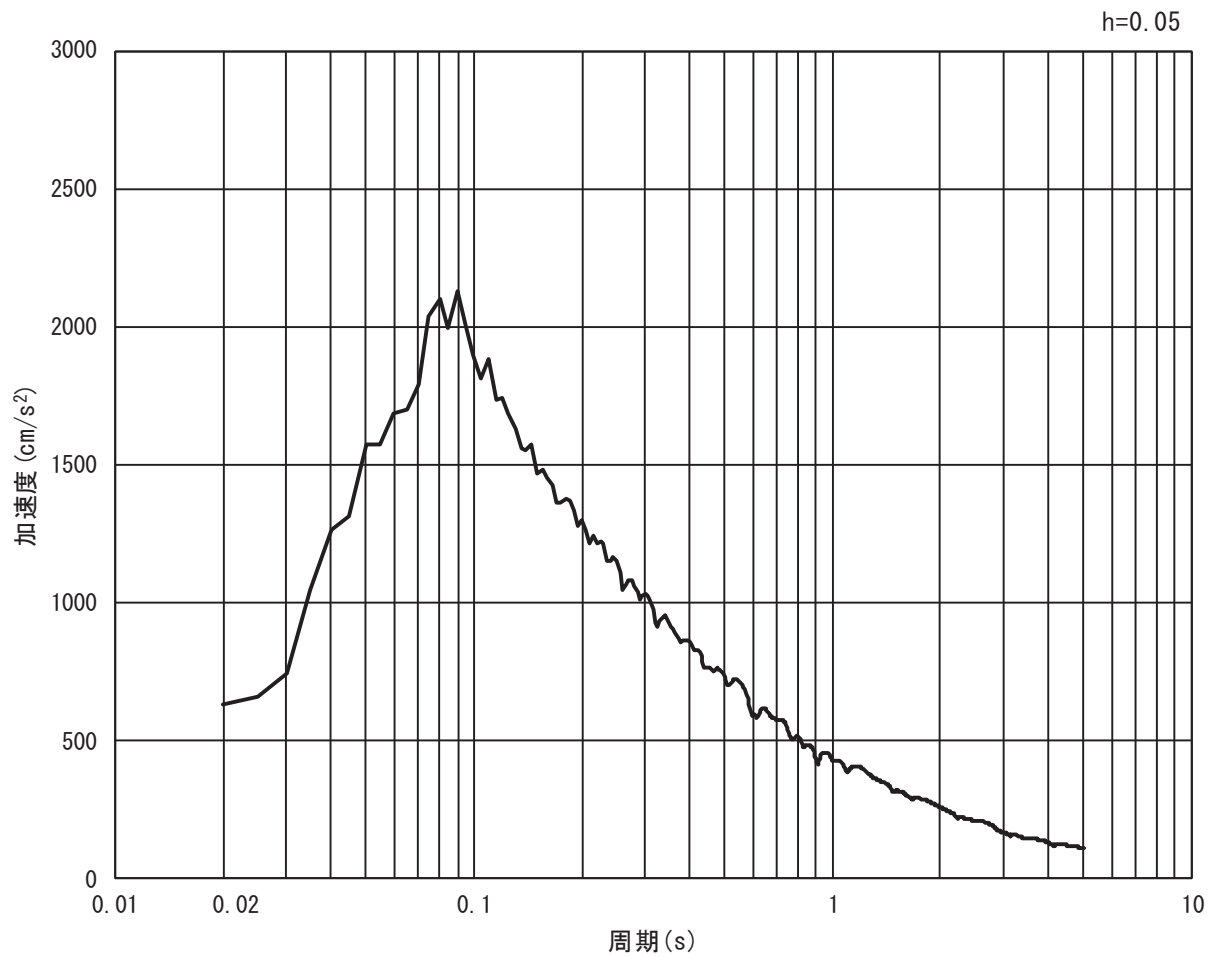


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - D 2)

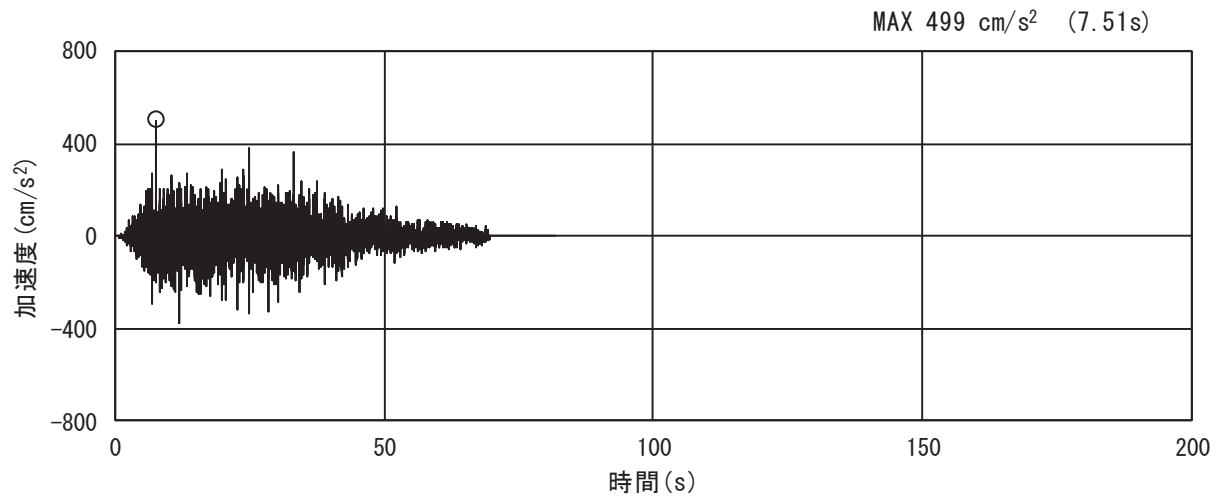


(a) 加速度時刻歴波形

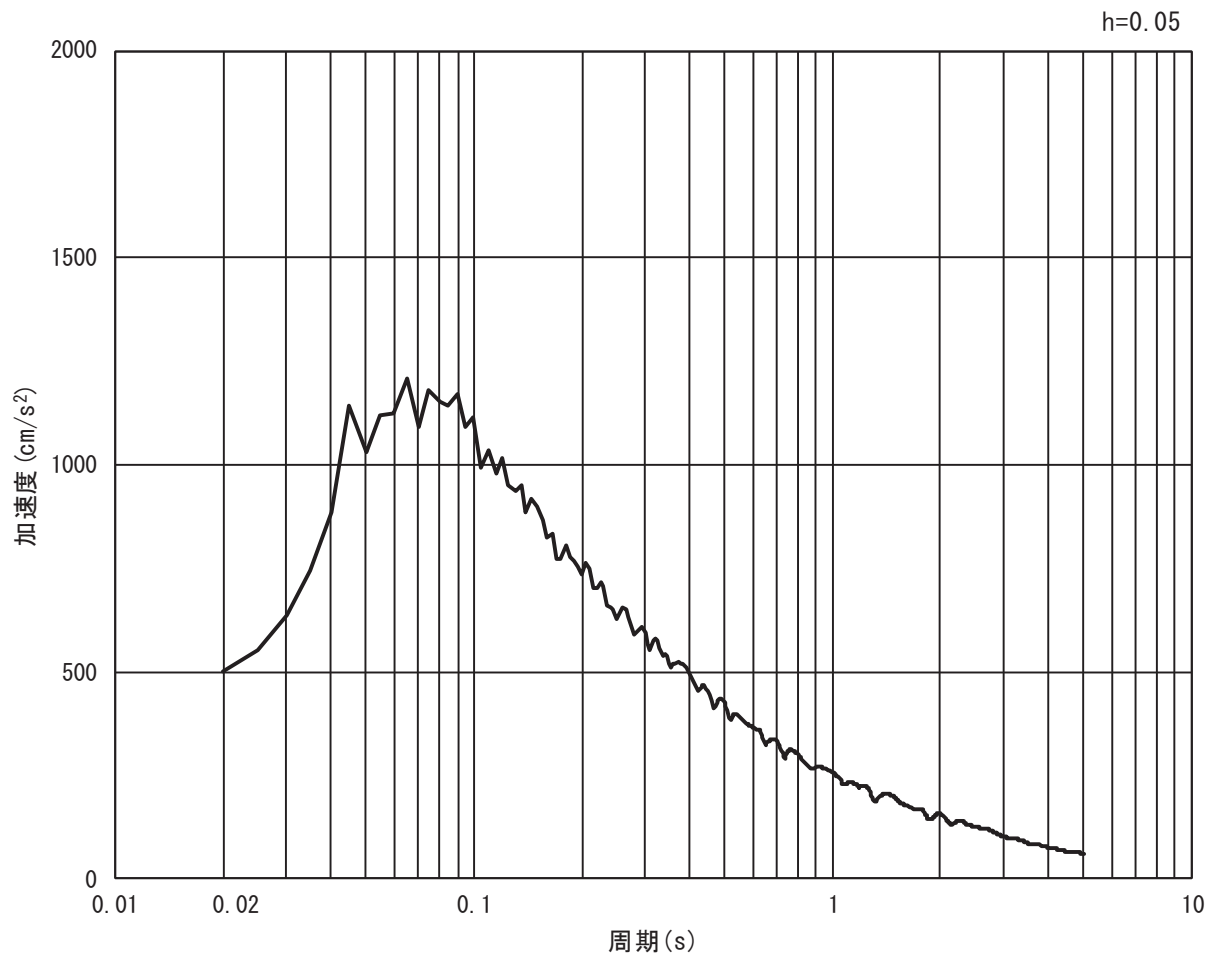


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - D 3)

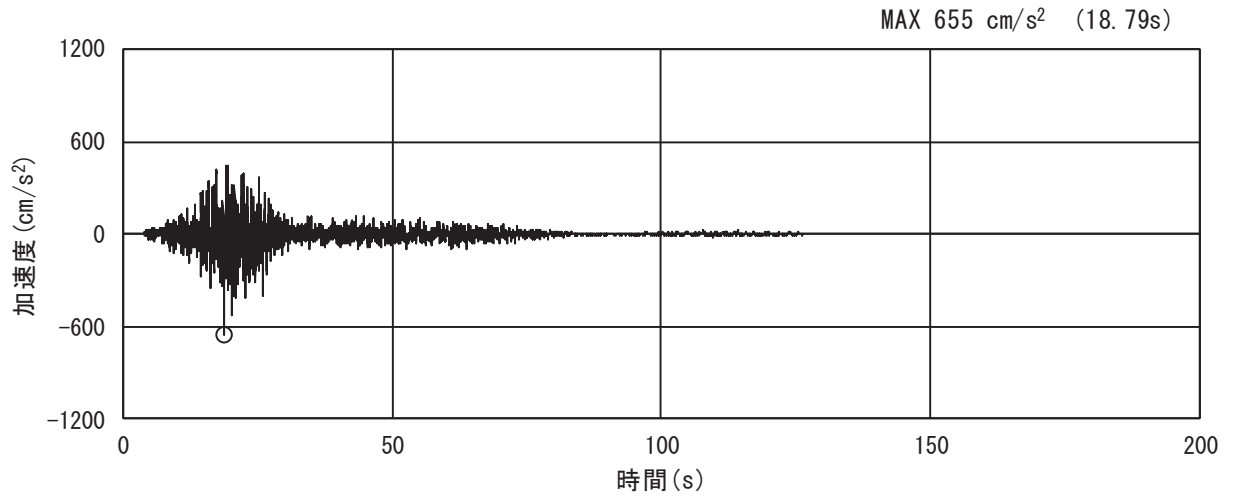


(a) 加速度時刻歴波形

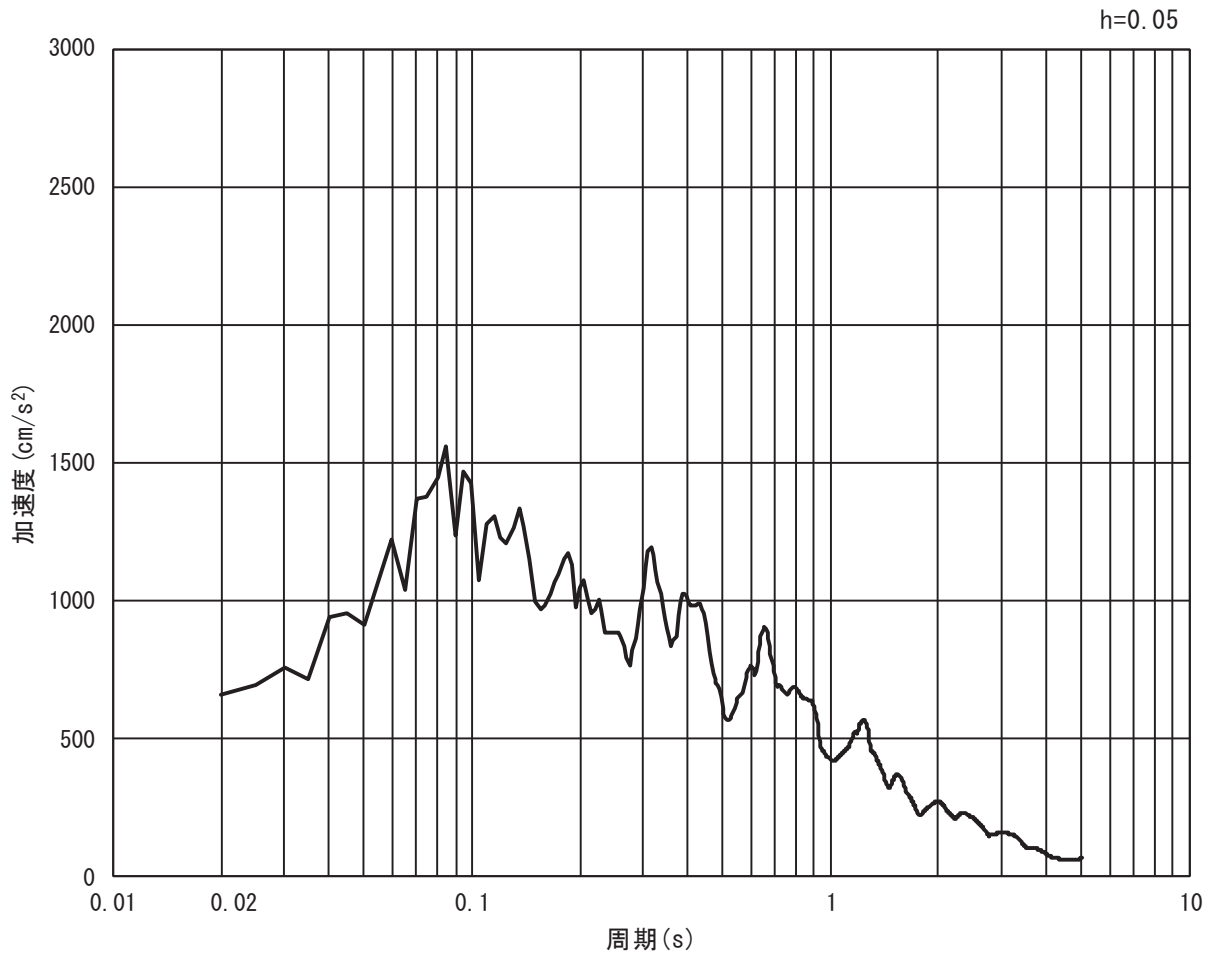


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - D 3)

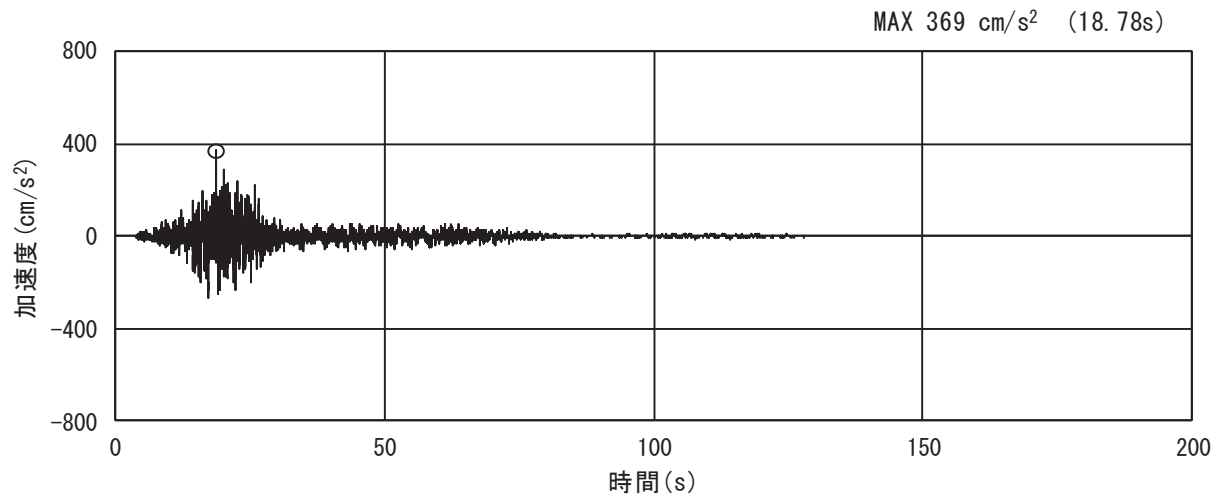


(a) 加速度時刻歴波形

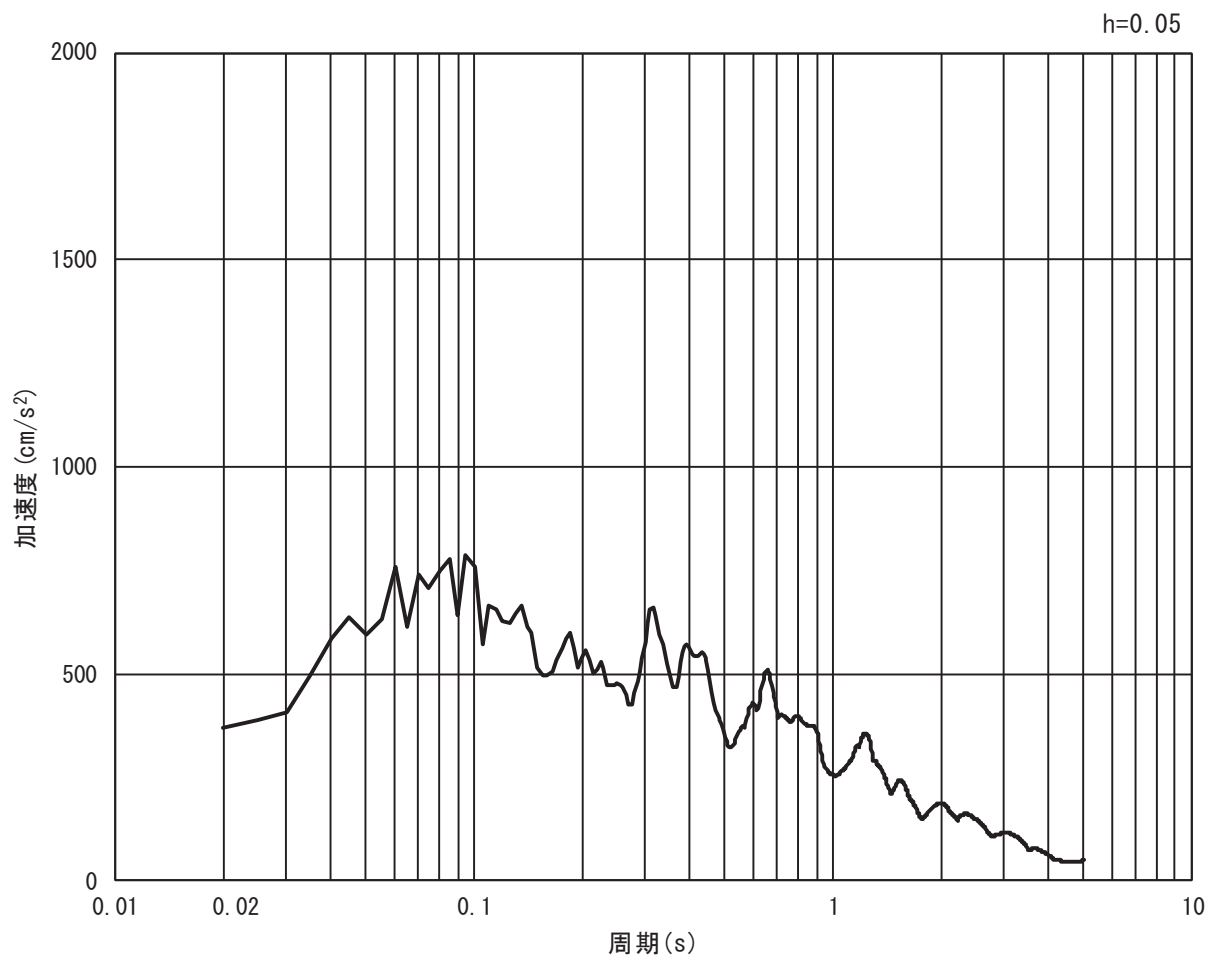


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 1)



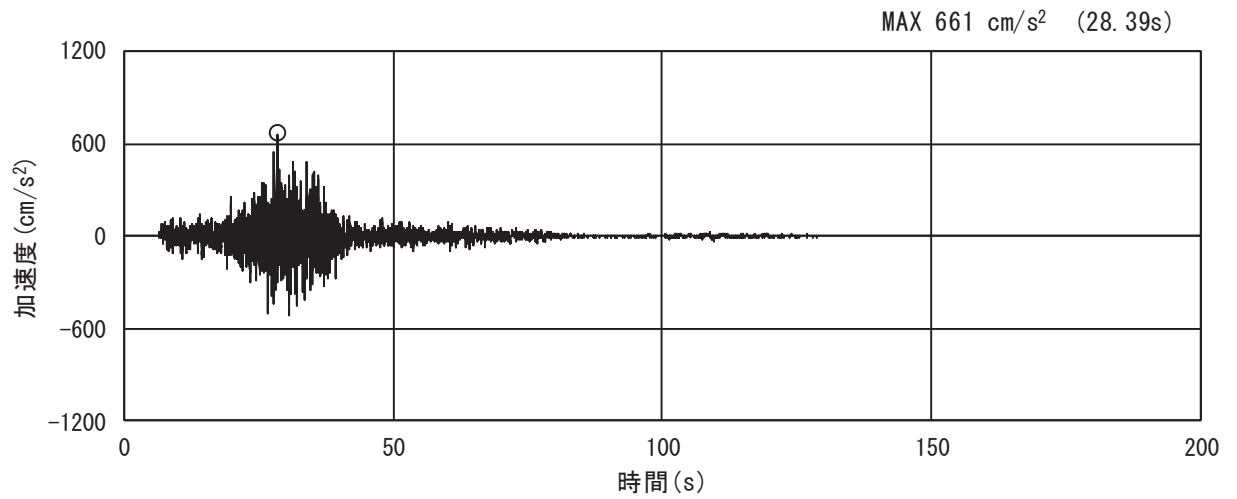
(a) 加速度時刻歴波形



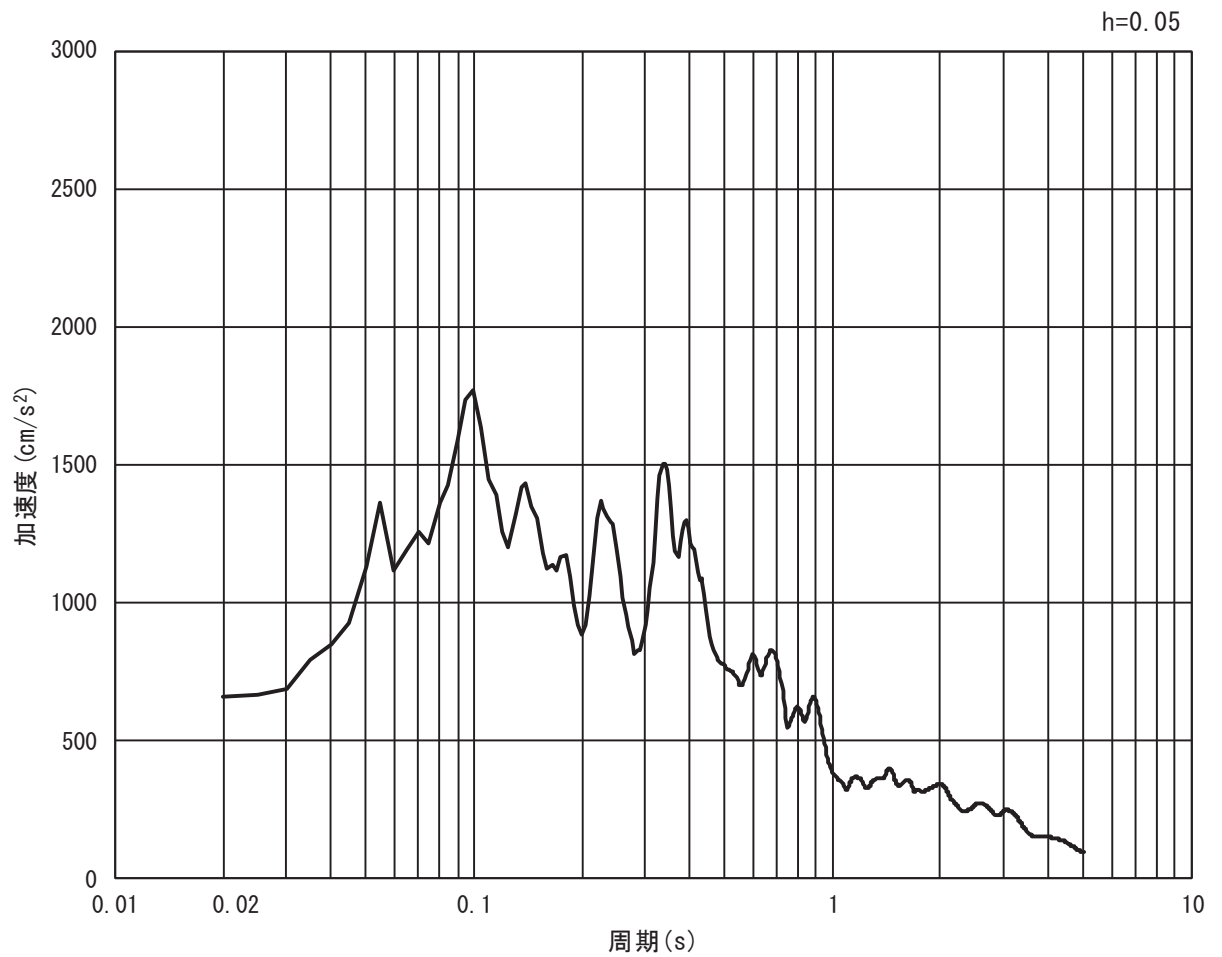
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 1)



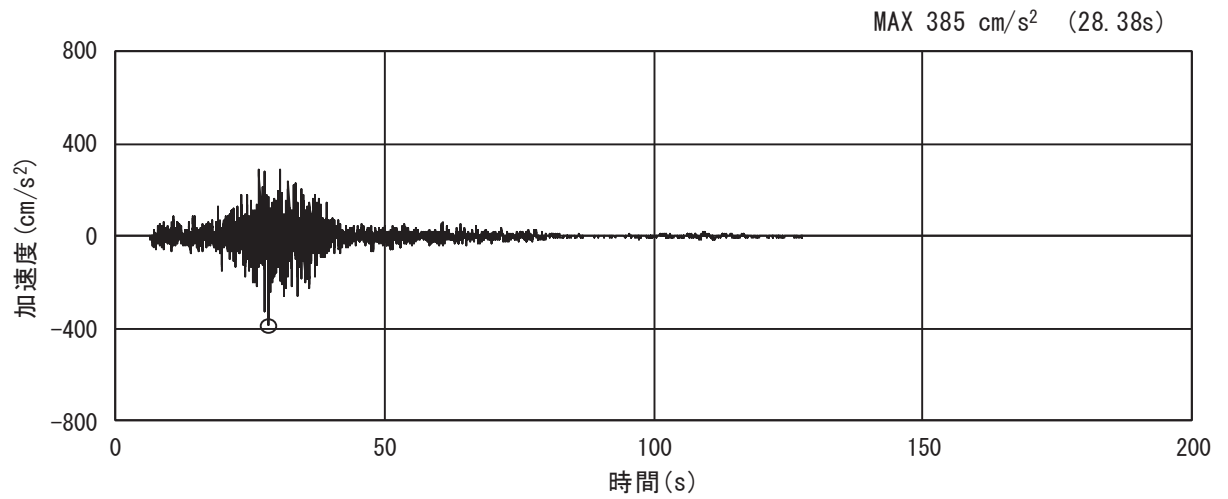


(a) 加速度時刻歴波形

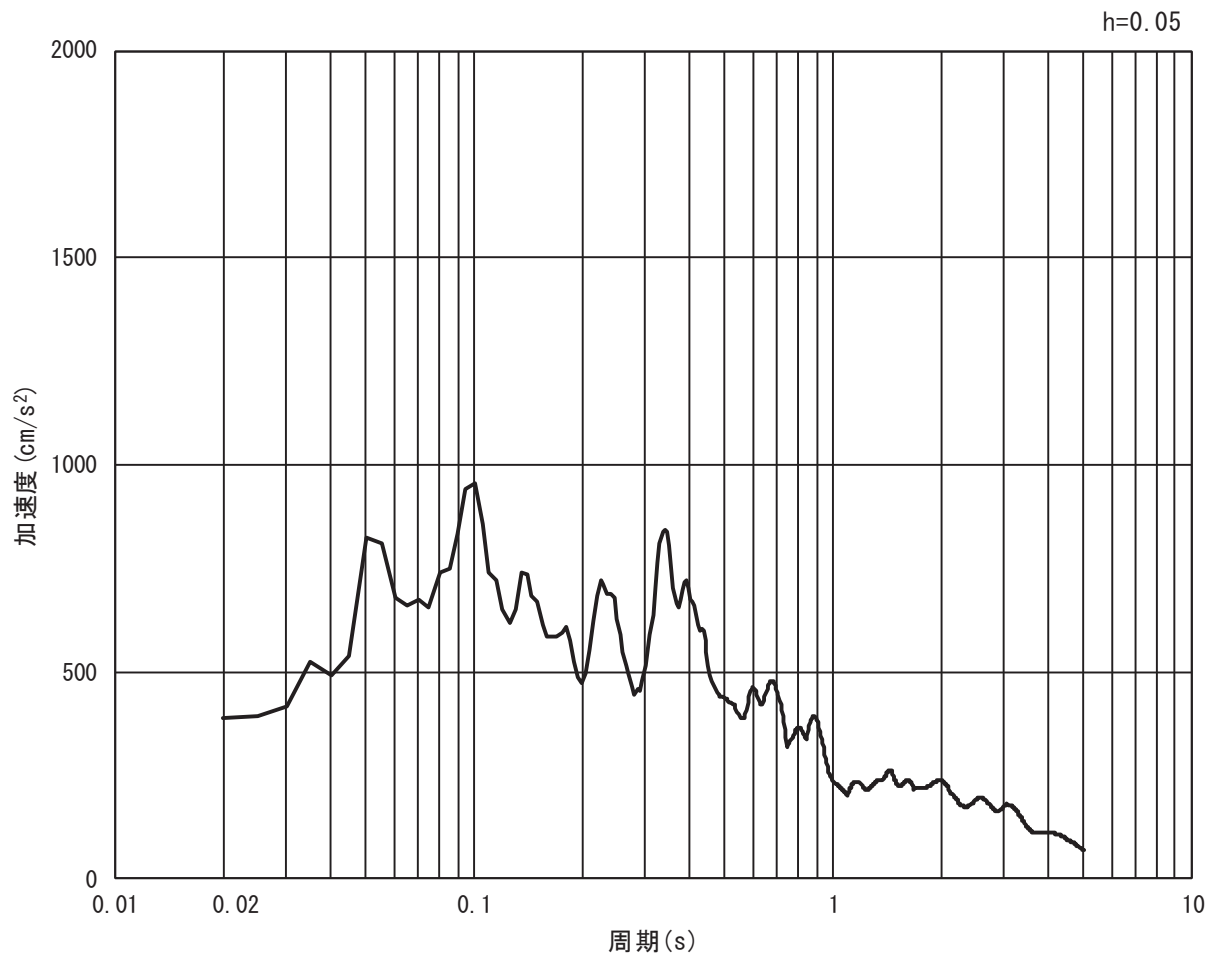


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 2)

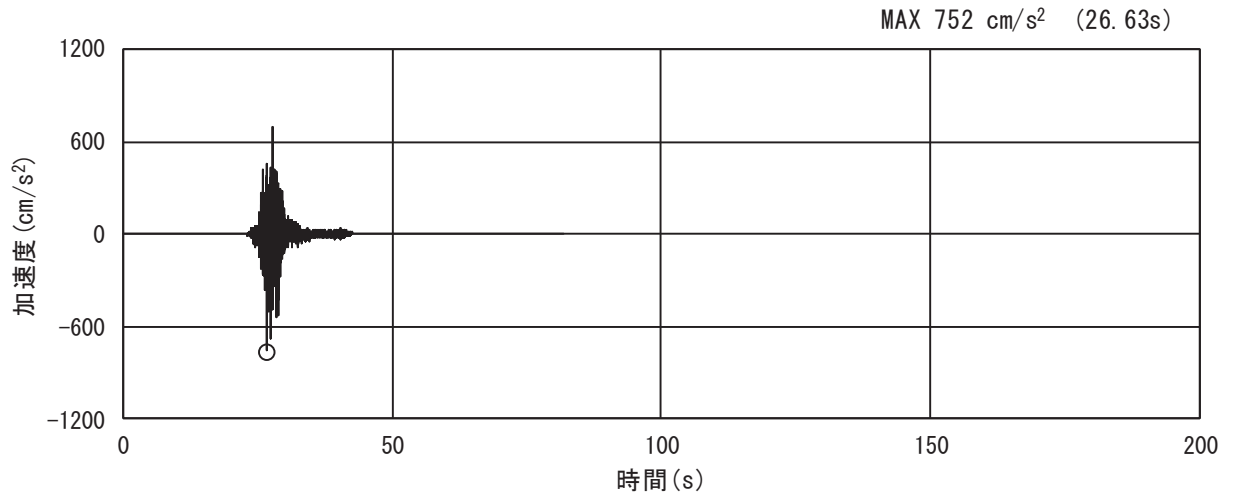


(a) 加速度時刻歴波形

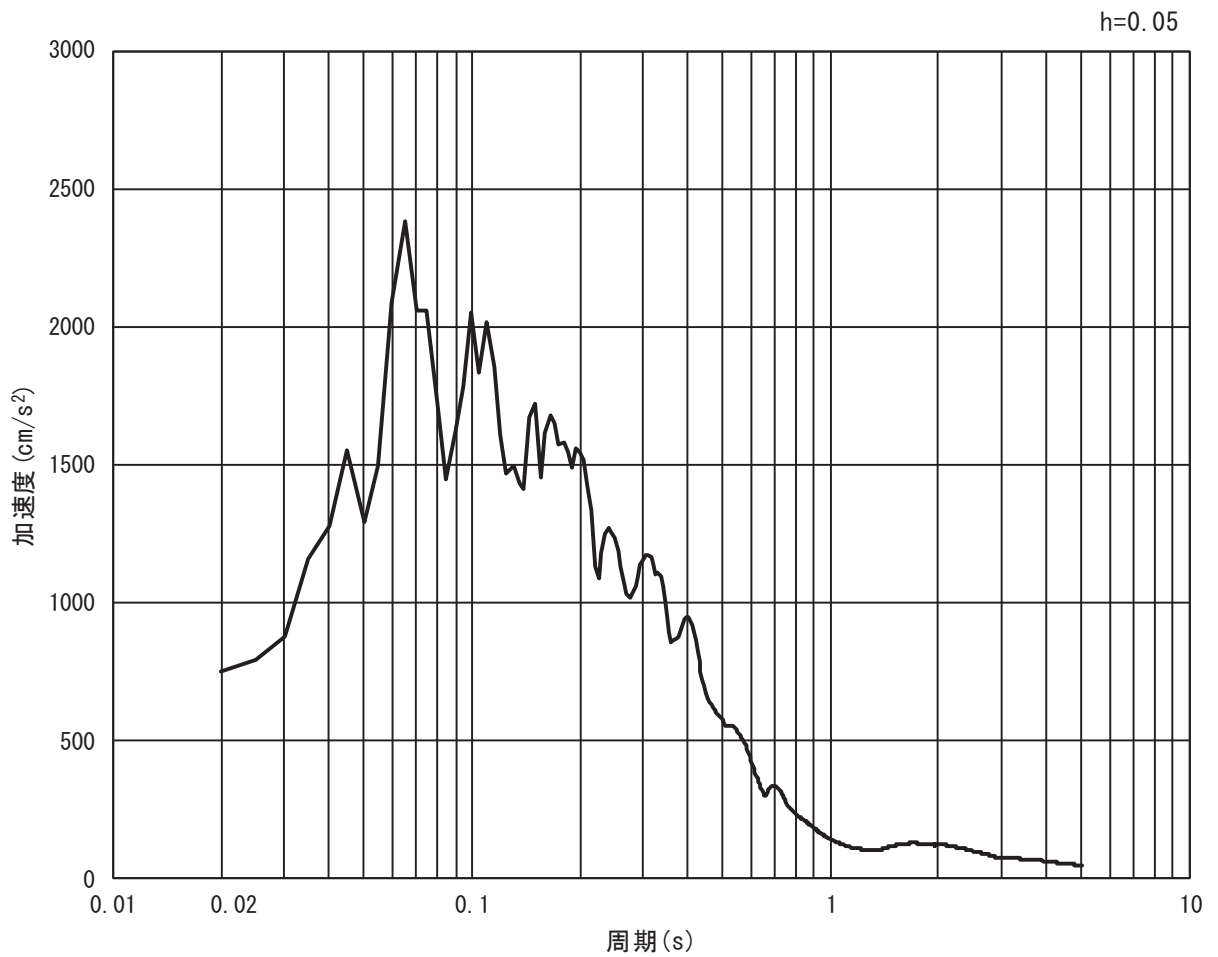


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 2)

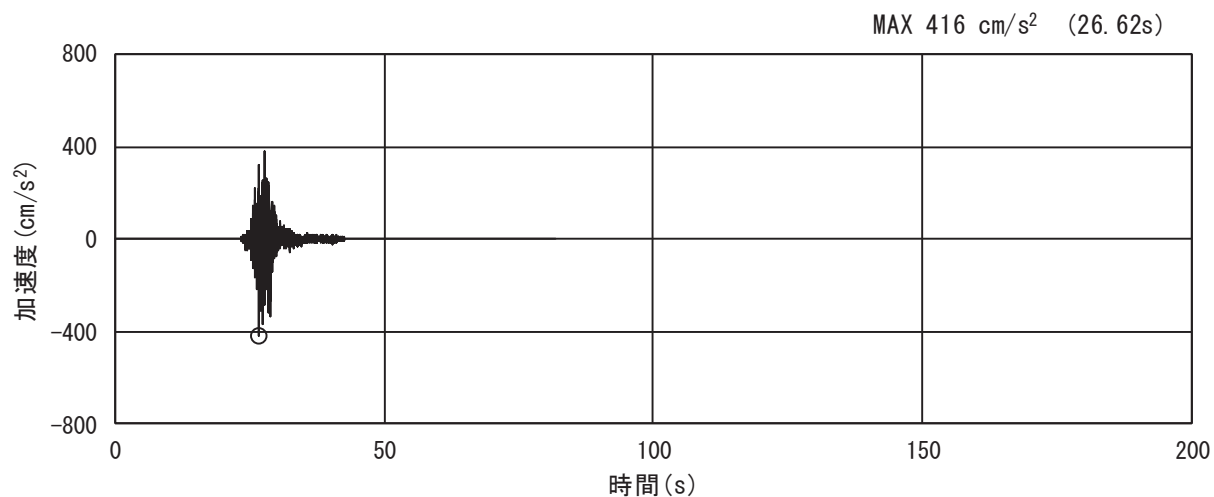


(a) 加速度時刻歴波形

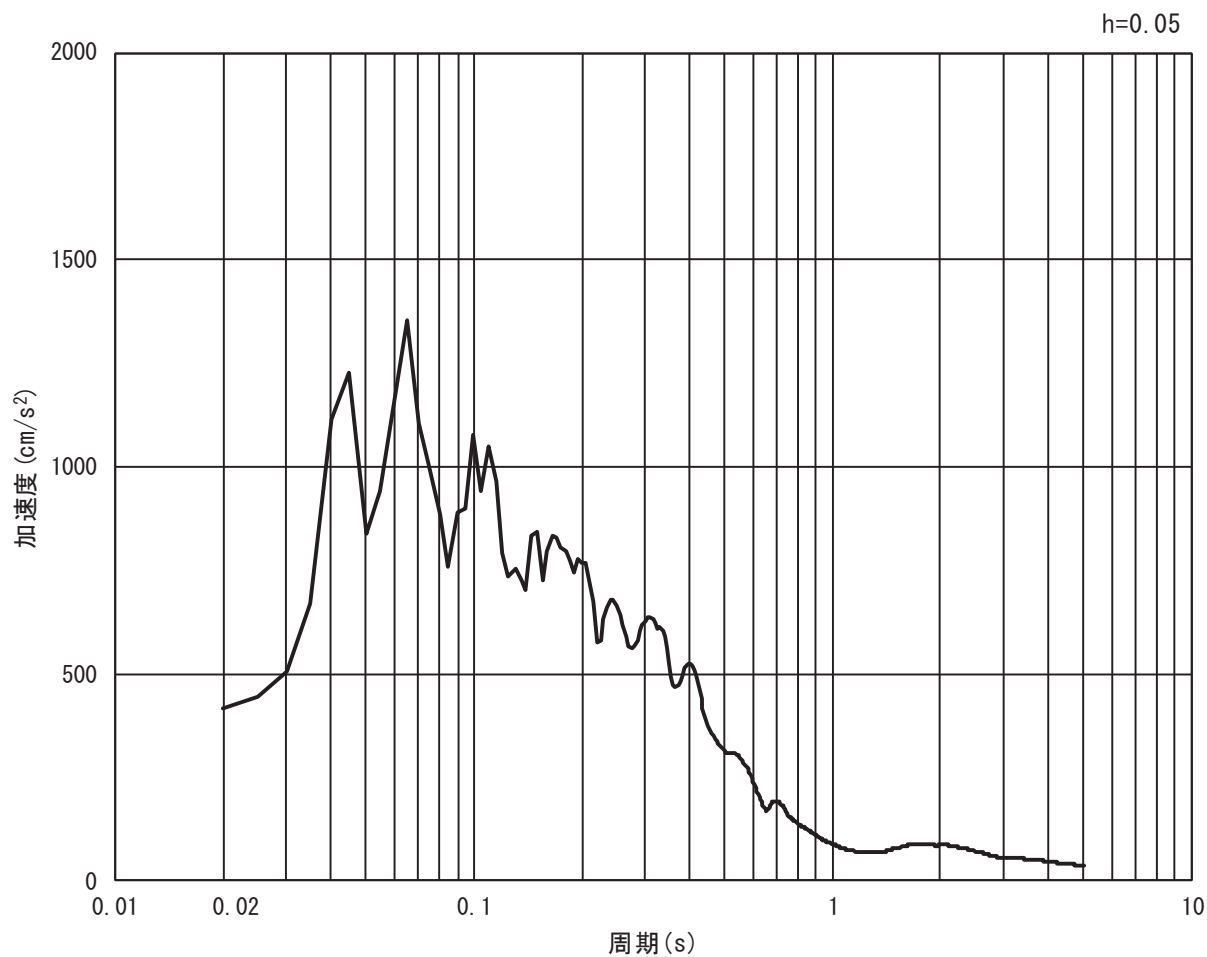


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 3)

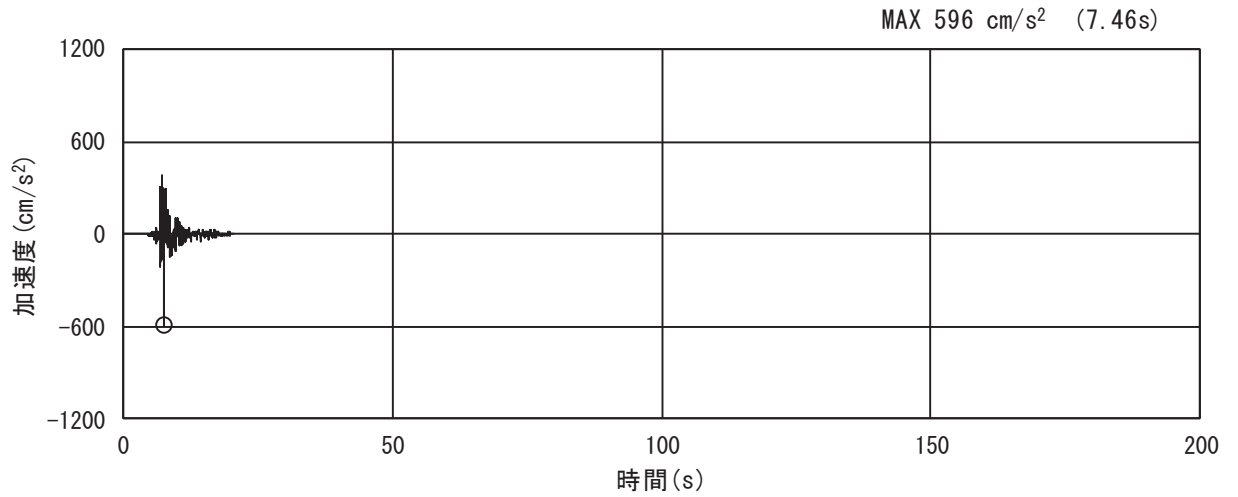


(a) 加速度時刻歴波形

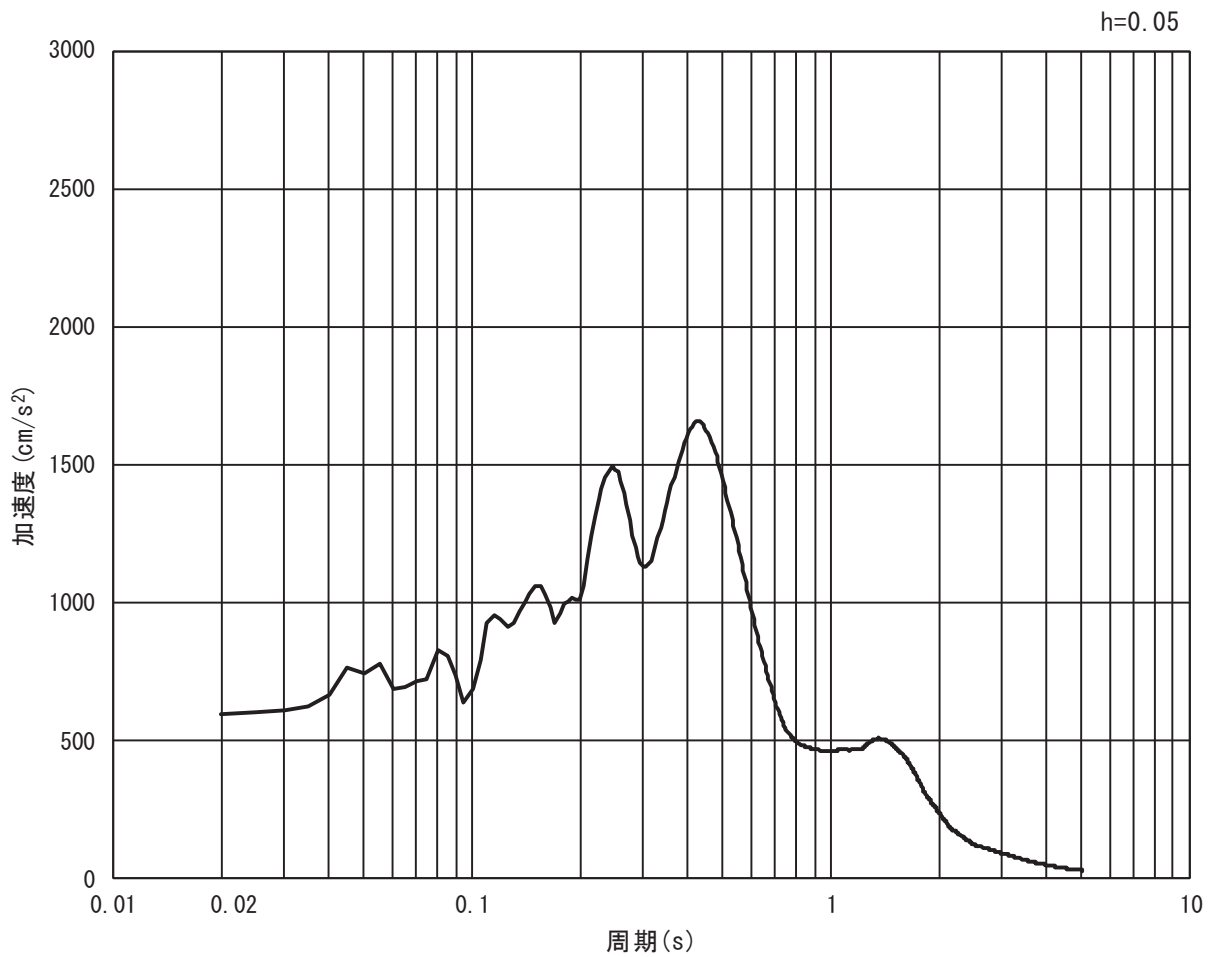


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - F 3)

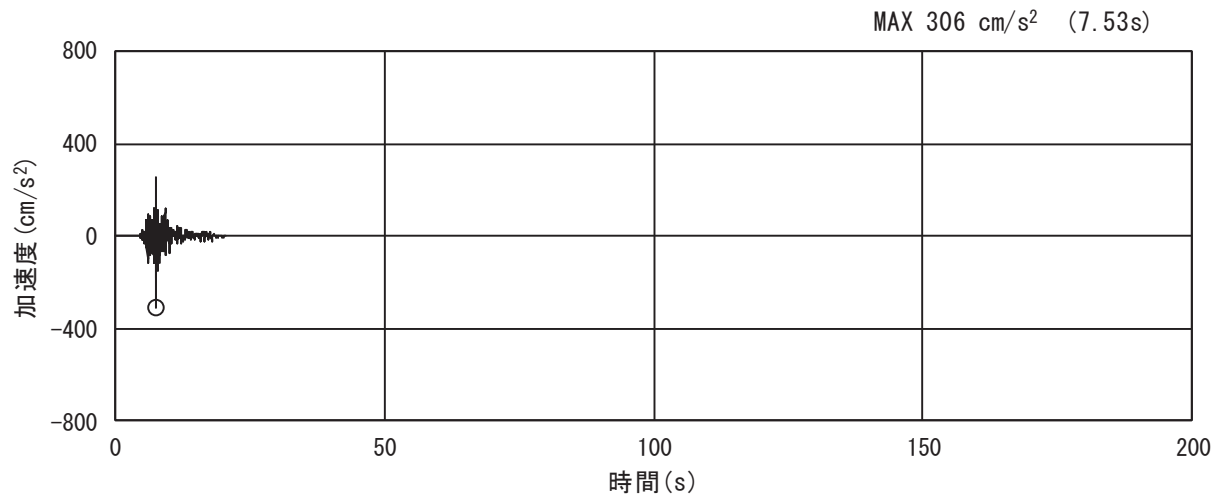


(a) 加速度時刻歴波形

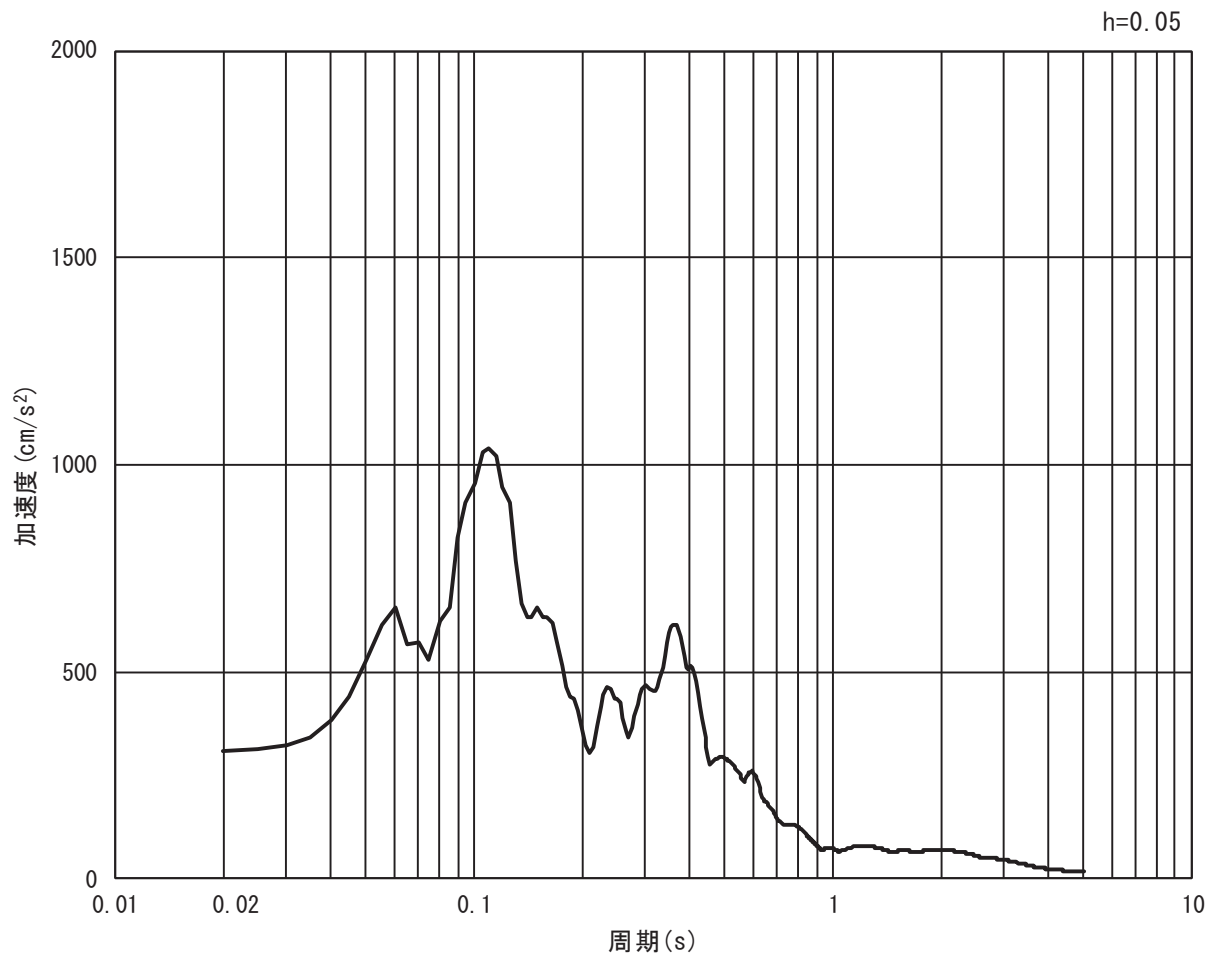


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - N 1)



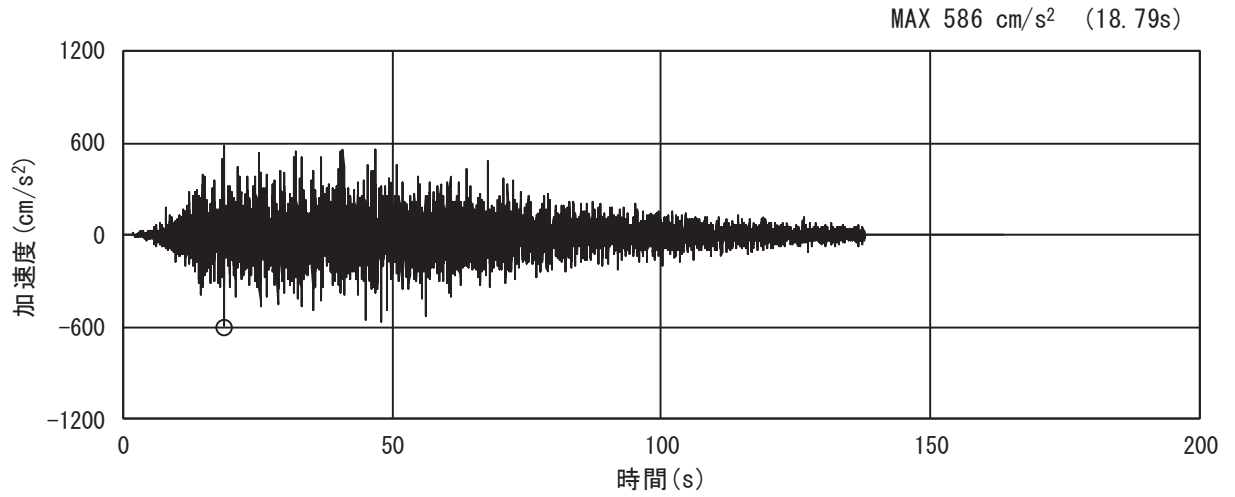
(a) 加速度時刻歴波形



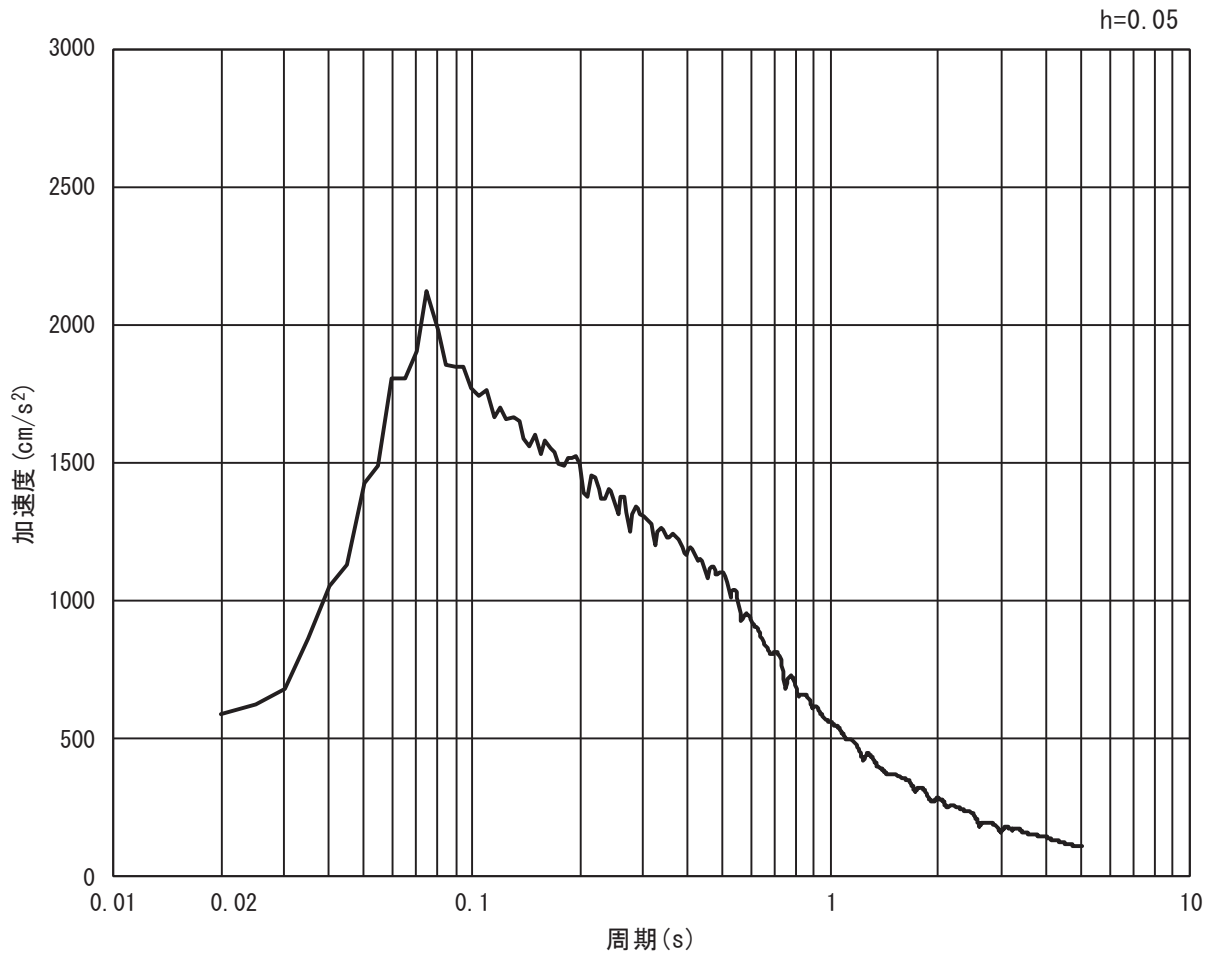
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7(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 - N 1)

(2) 断面⑥

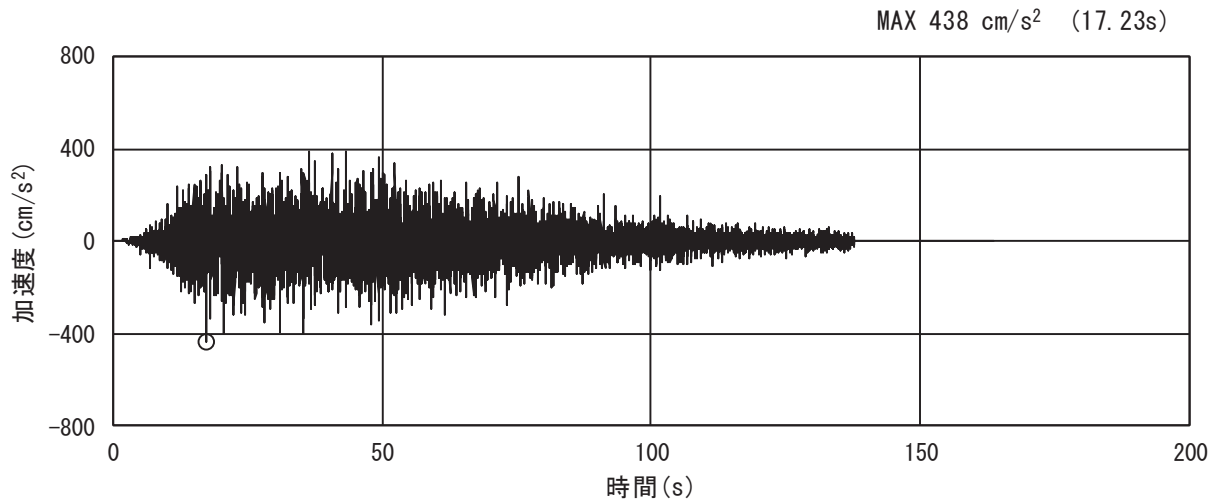


(a) 加速度時刻歴波形

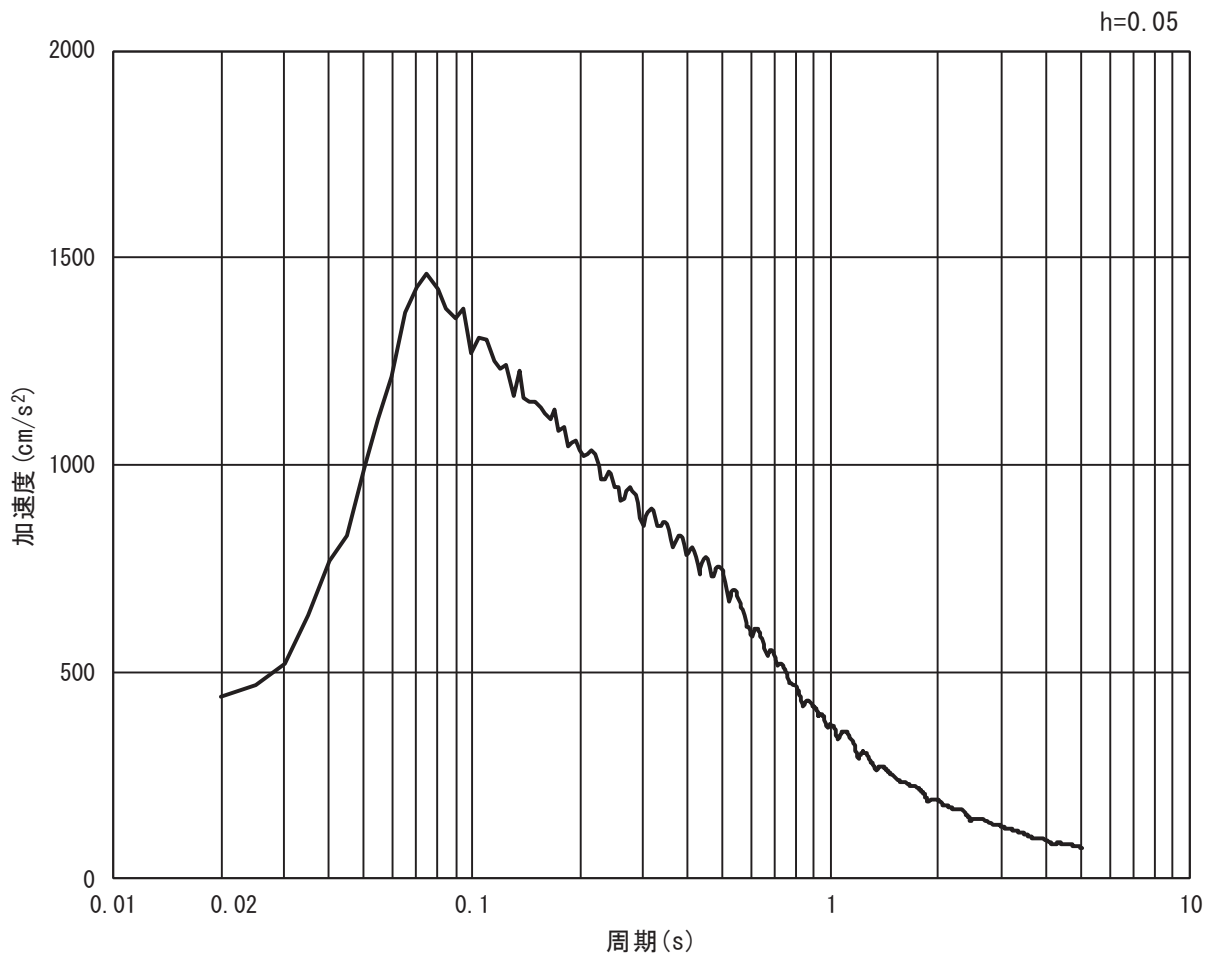


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 1)



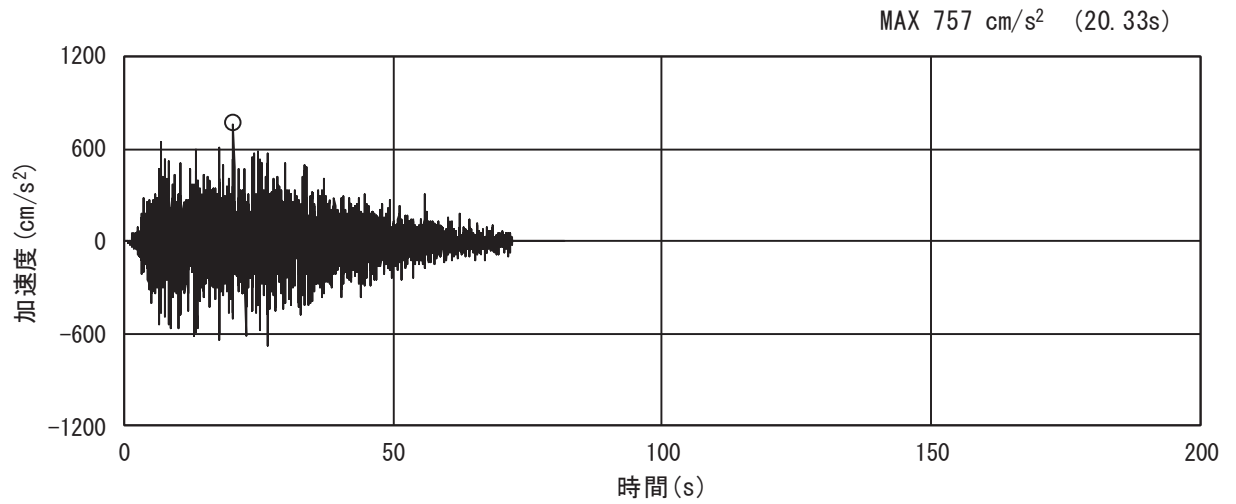
(a) 加速度時刻歴波形



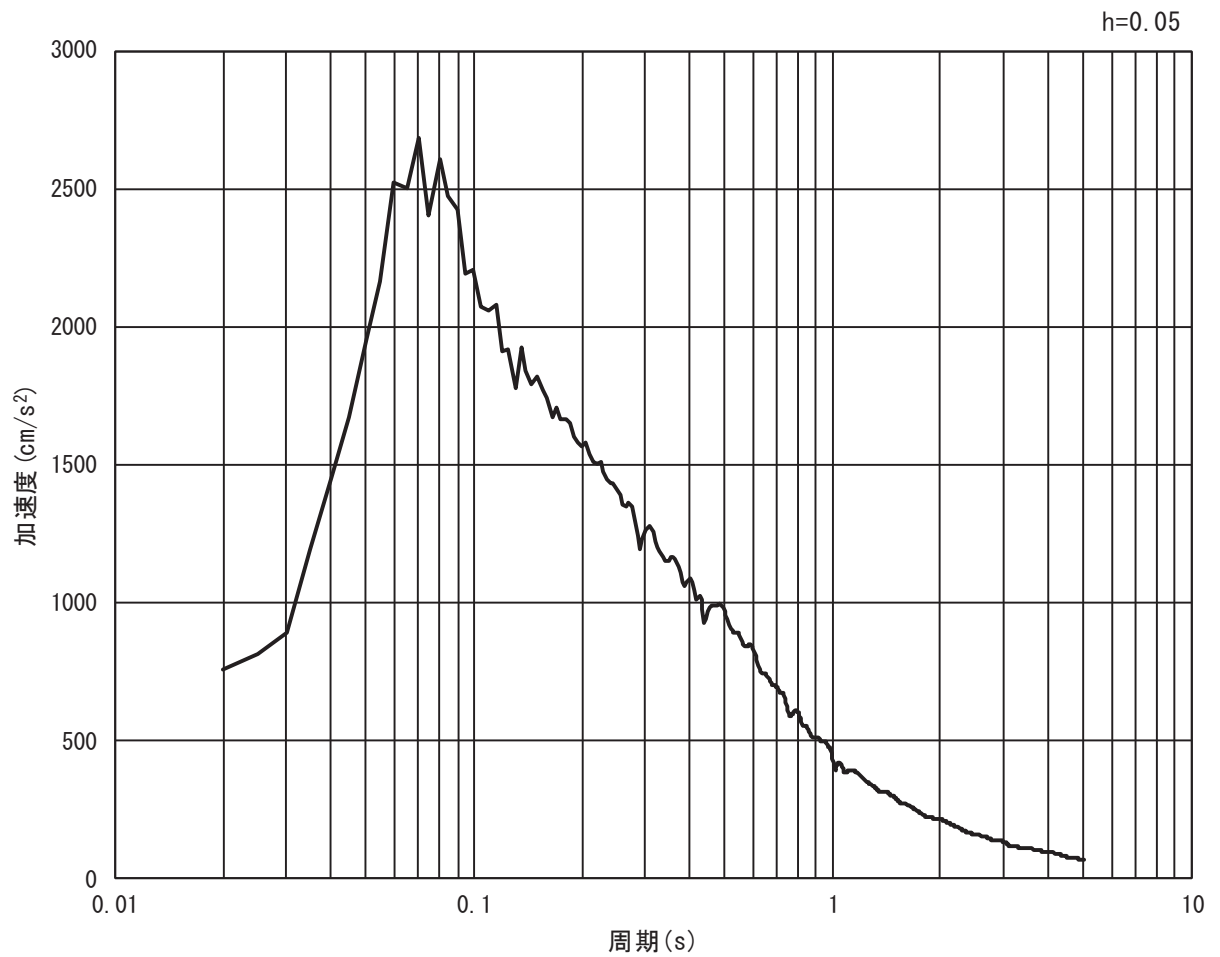
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - D 1)



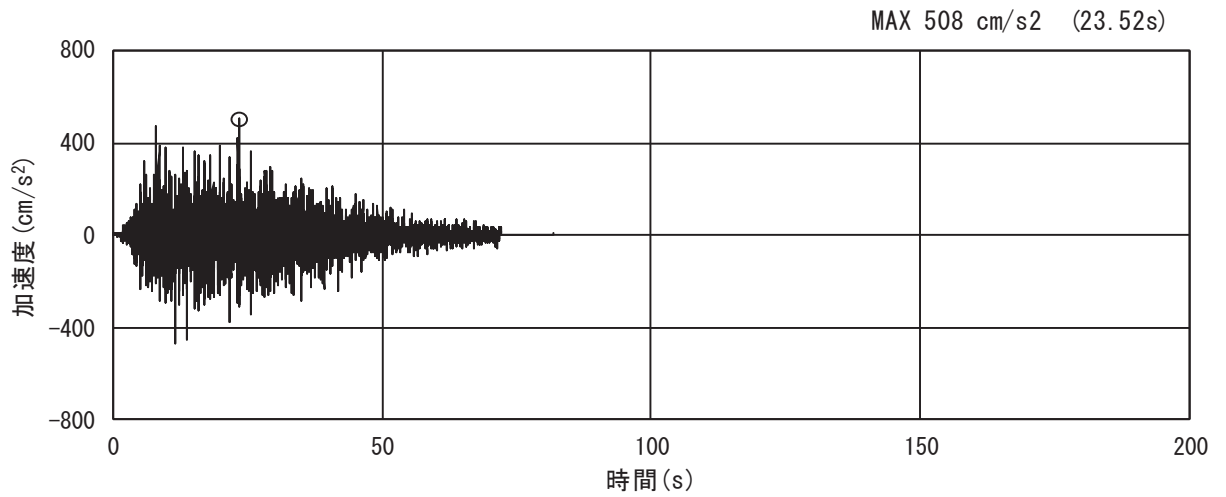


(a) 加速度時刻歴波形

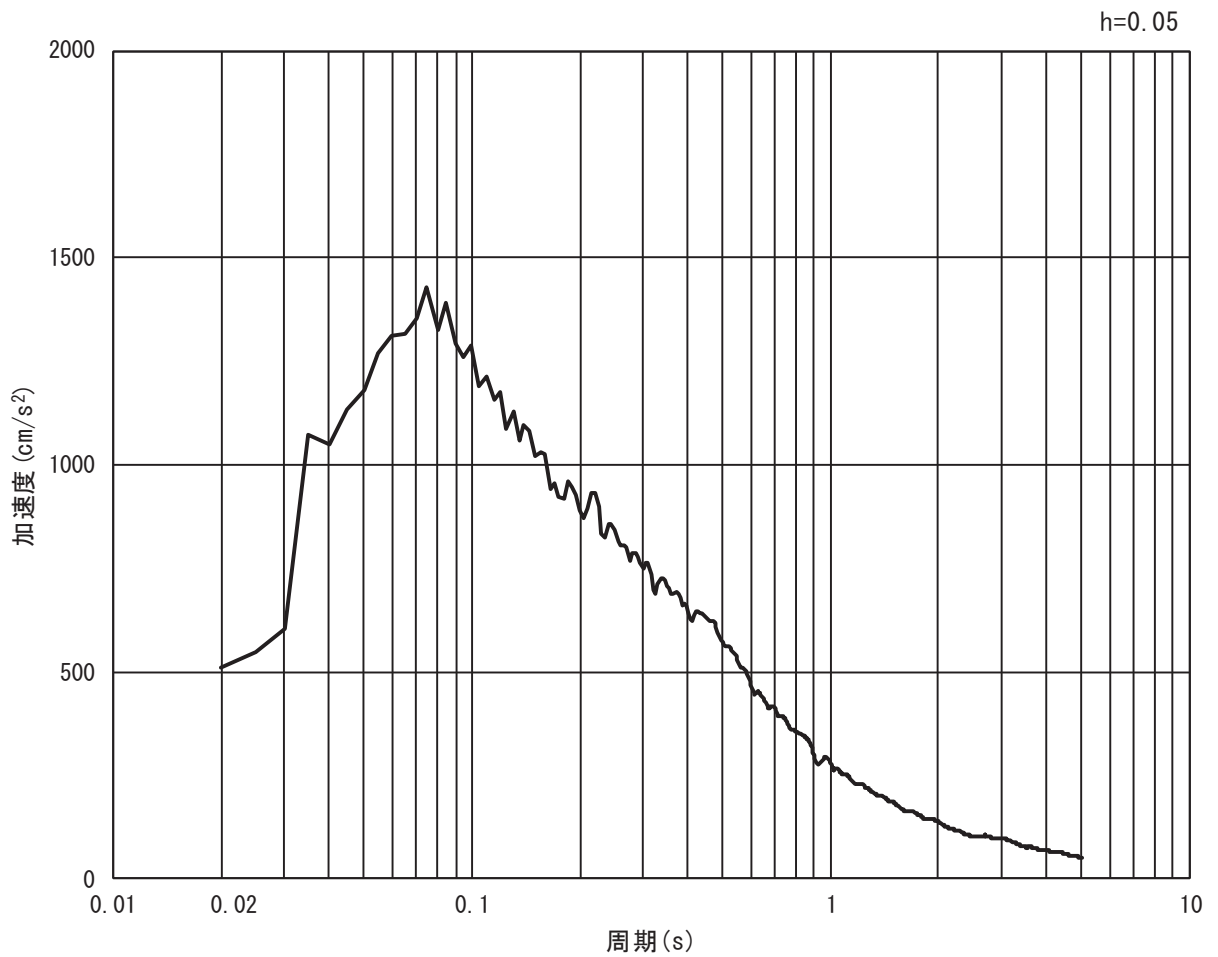


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - D 2)

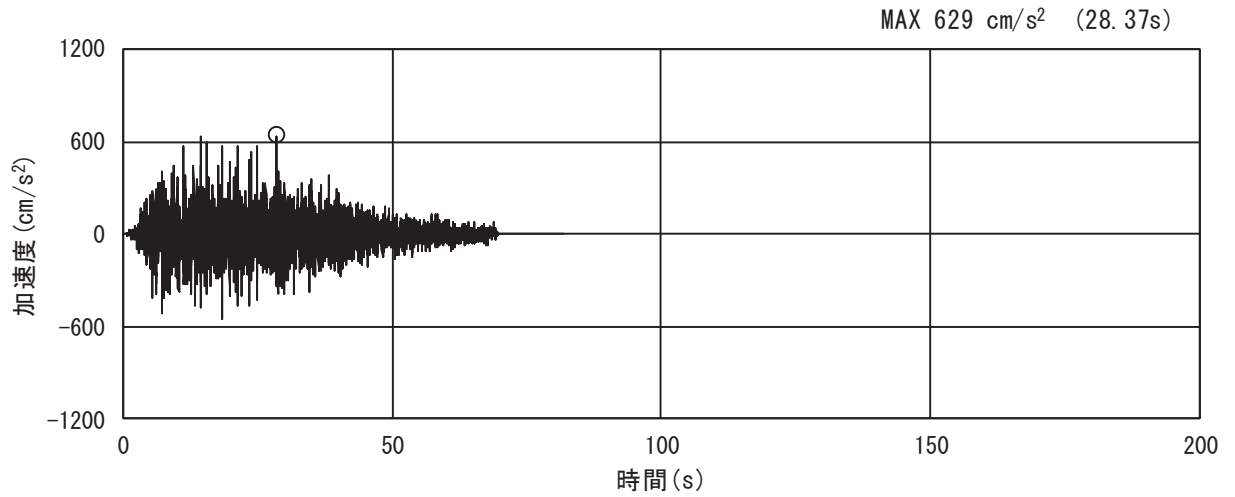


(a) 加速度時刻歴波形

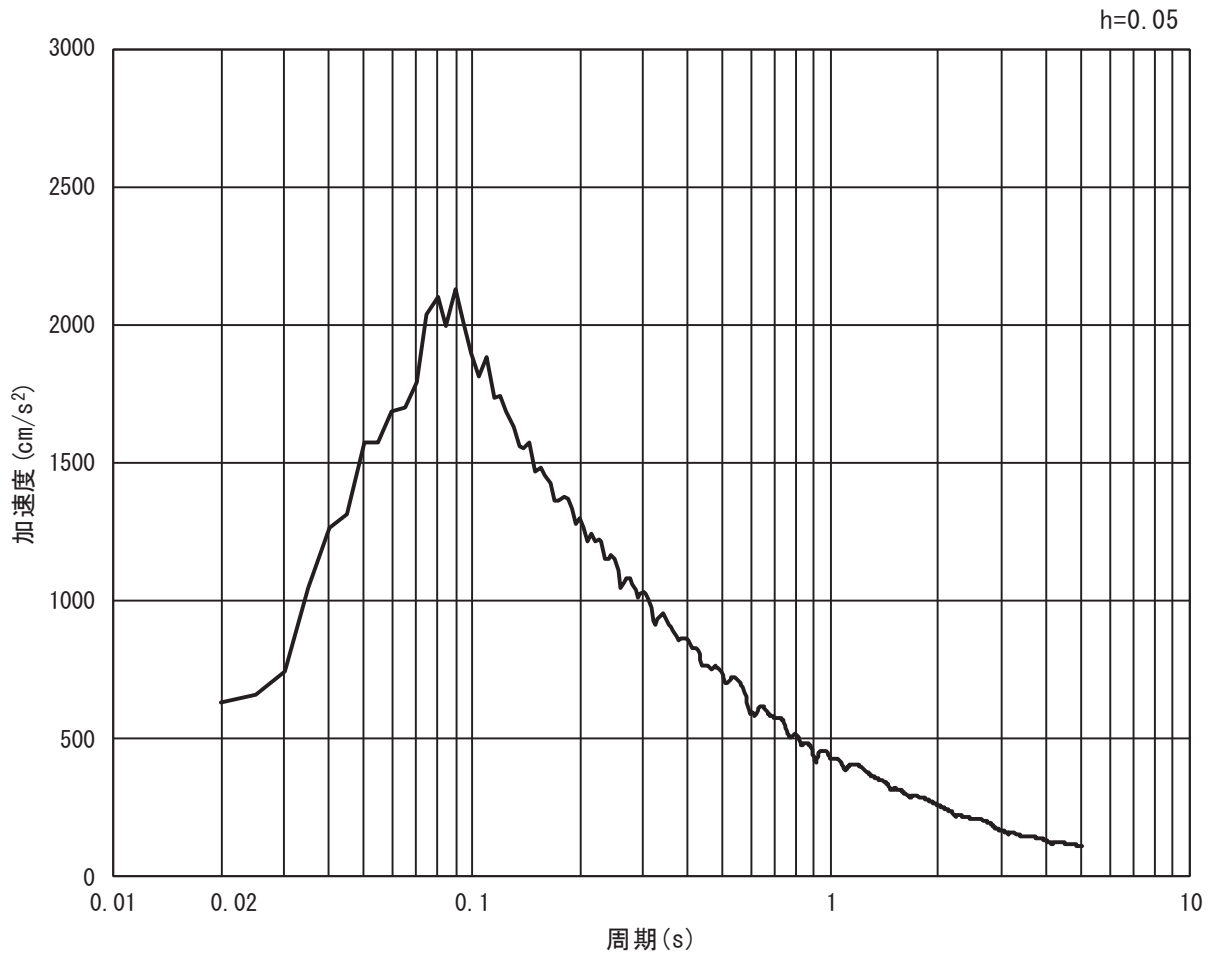


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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:  $S_s - D_2$ )

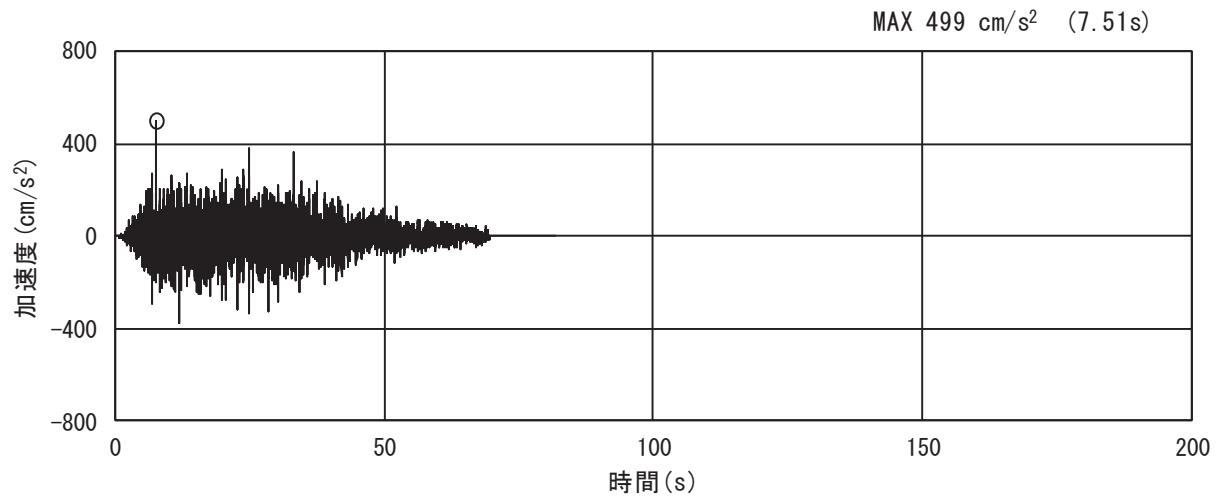


(a) 加速度時刻歴波形

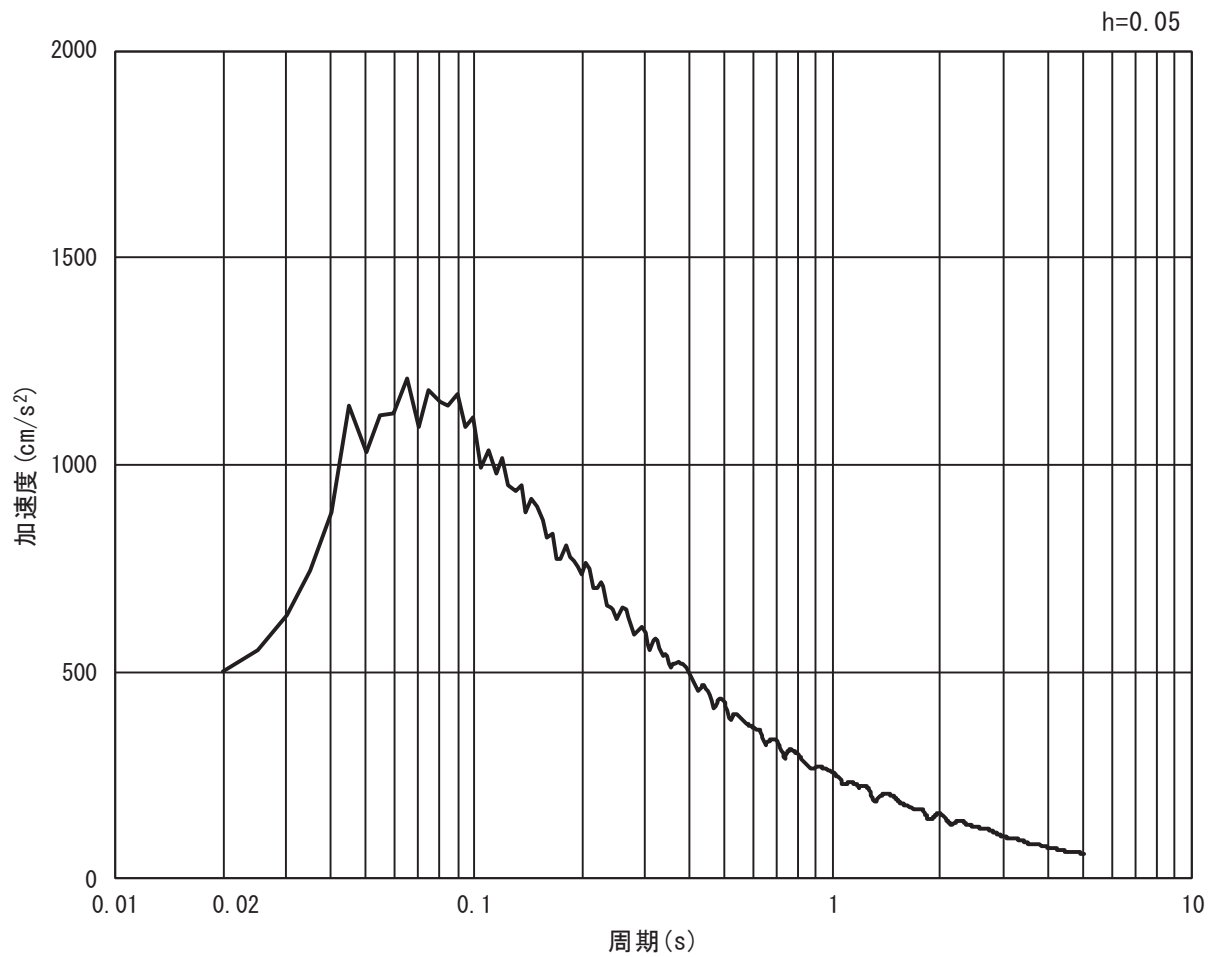


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - D 3)

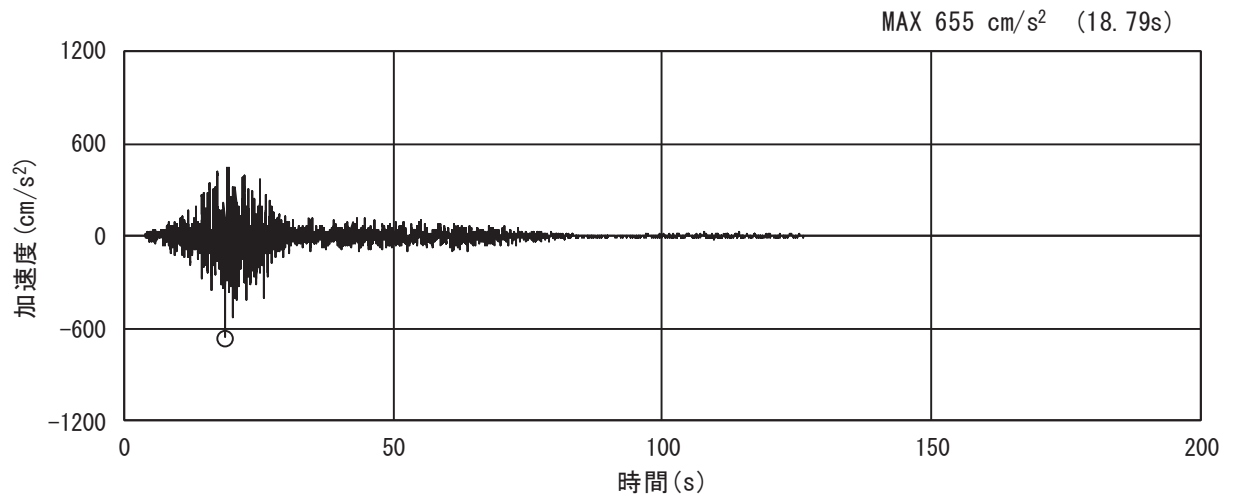


(a) 加速度時刻歴波形

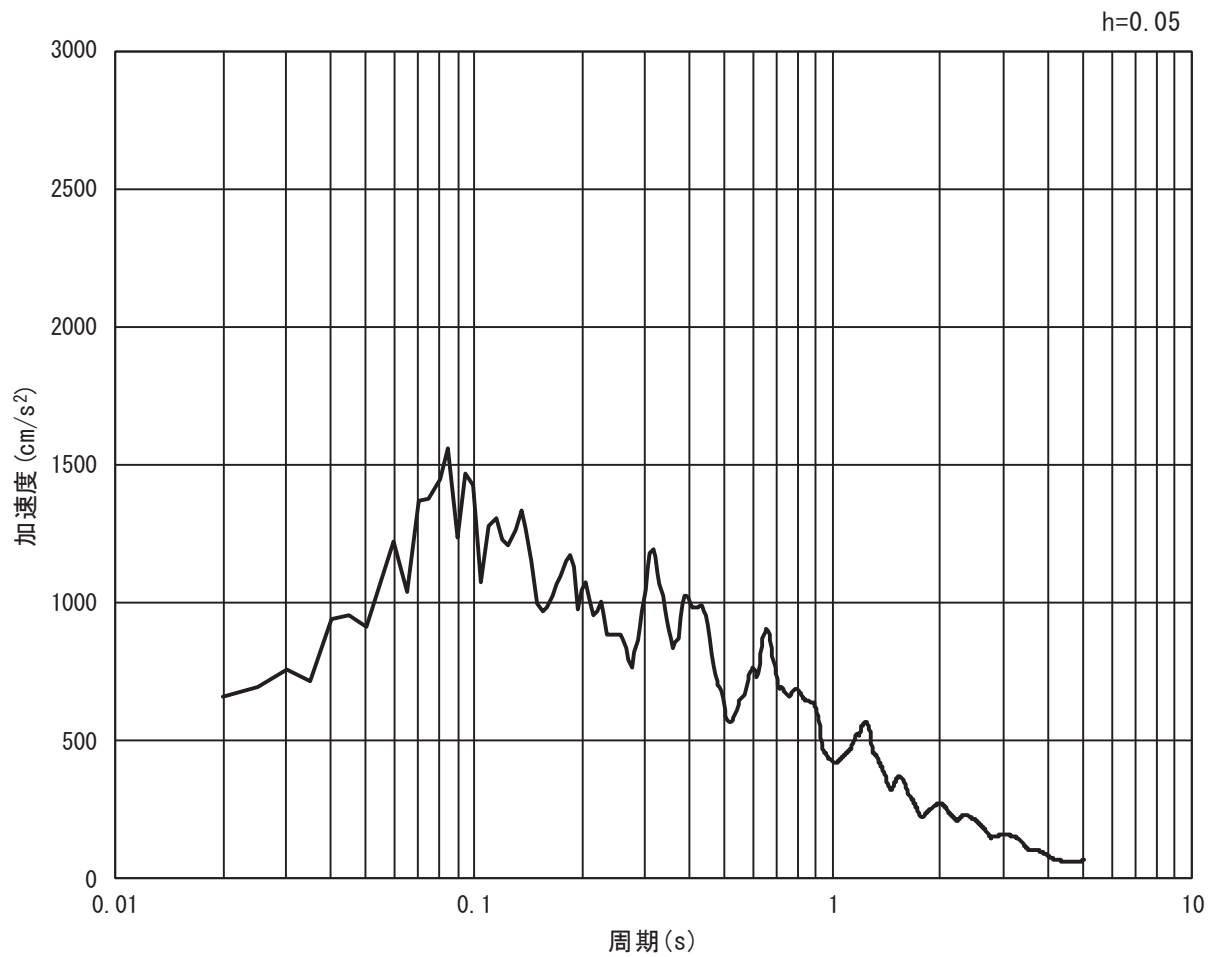


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - D 3)

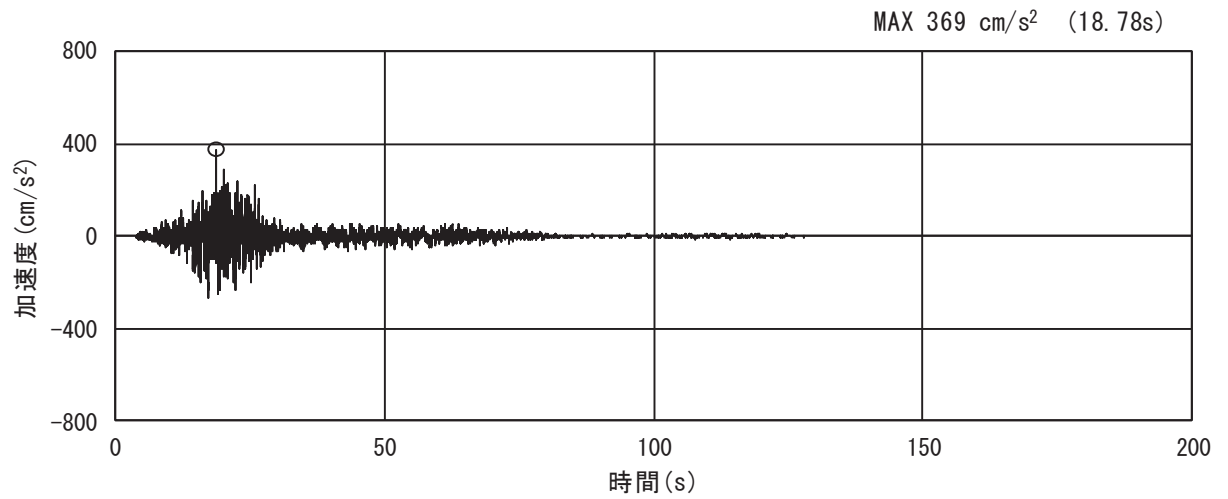


(a) 加速度時刻歴波形

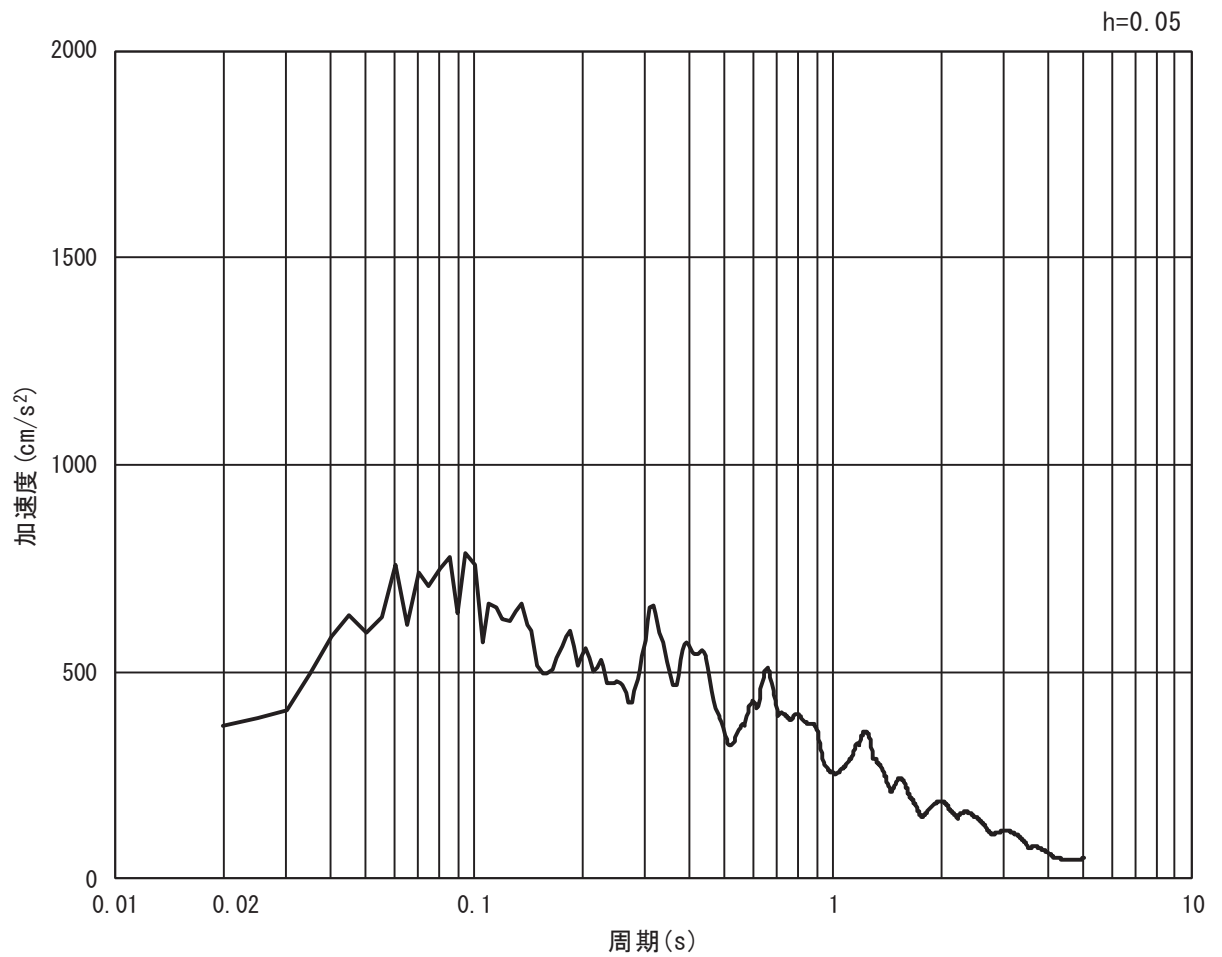


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 1)

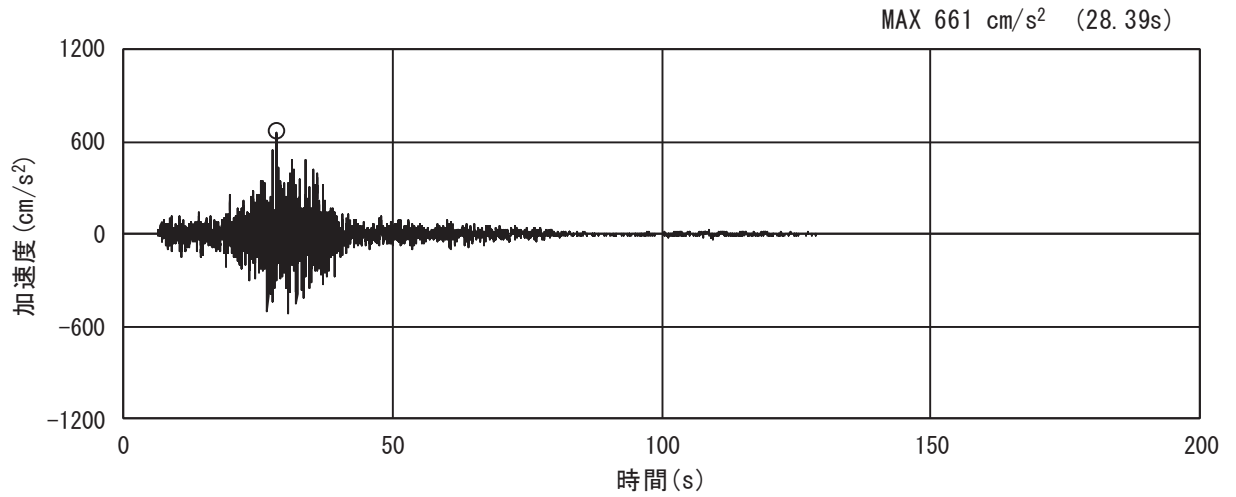


(a) 加速度時刻歴波形

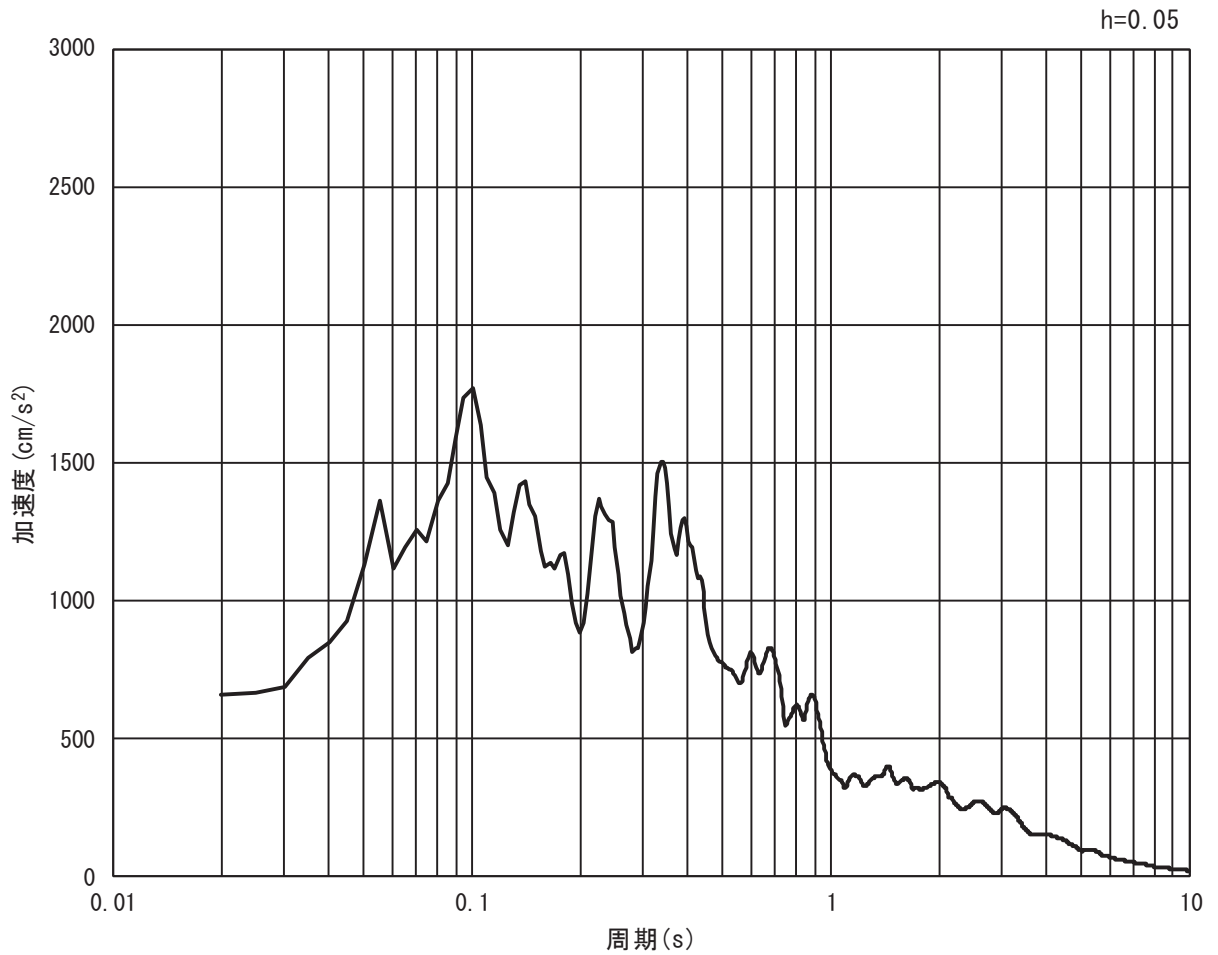


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 1)

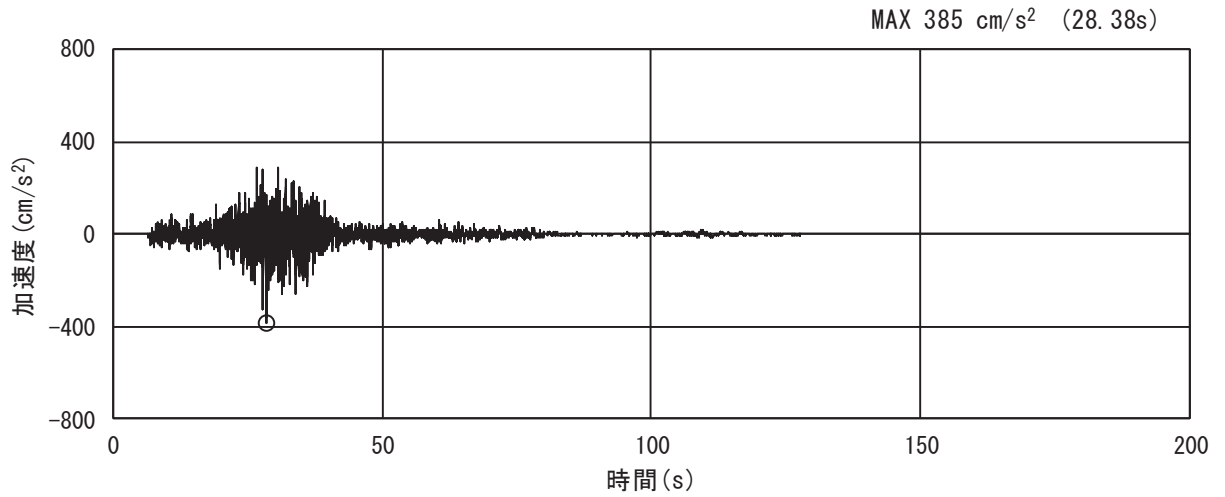


(a) 加速度時刻歴波形

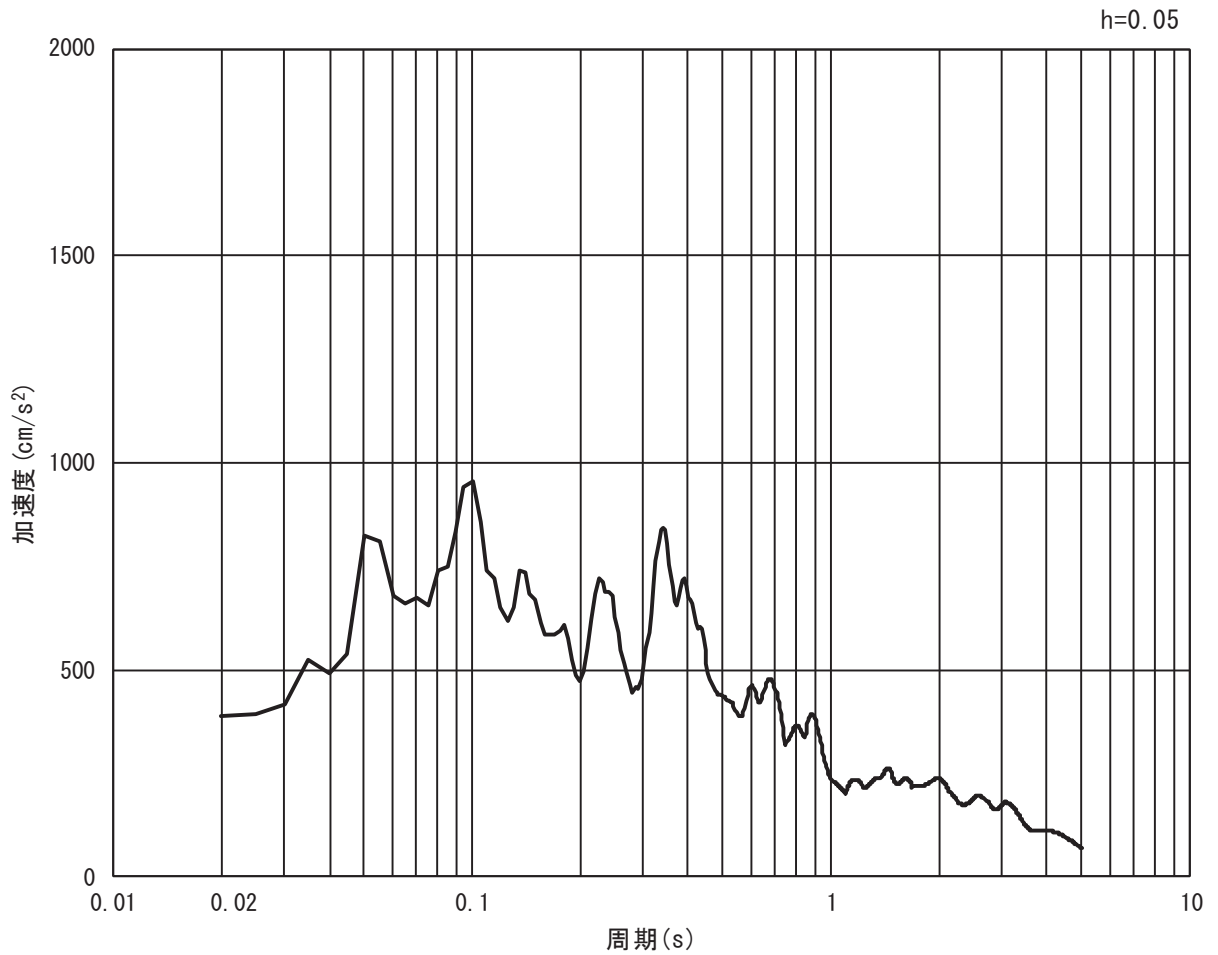


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 2)



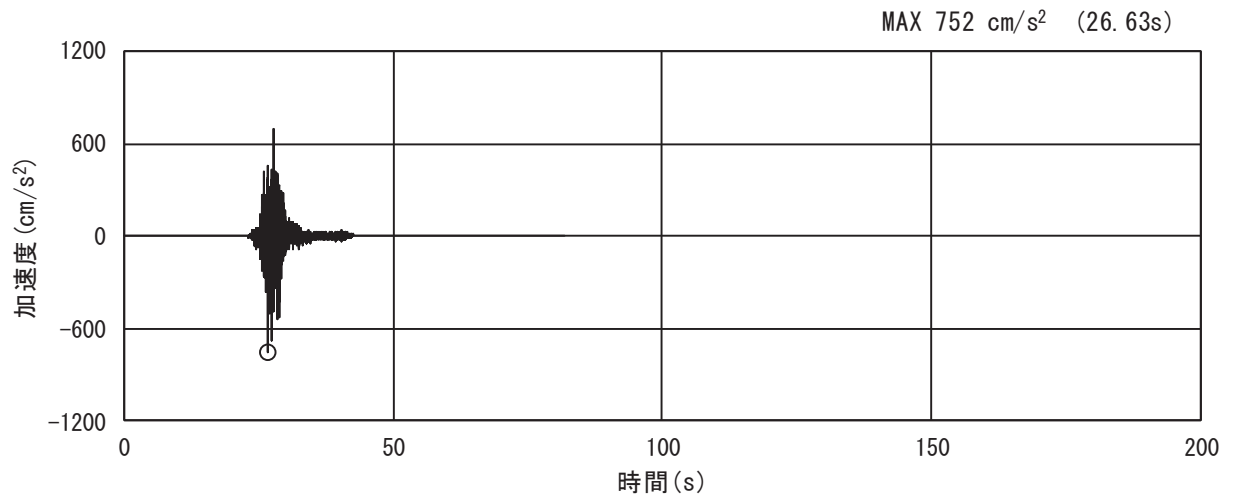
(a) 加速度時刻歴波形



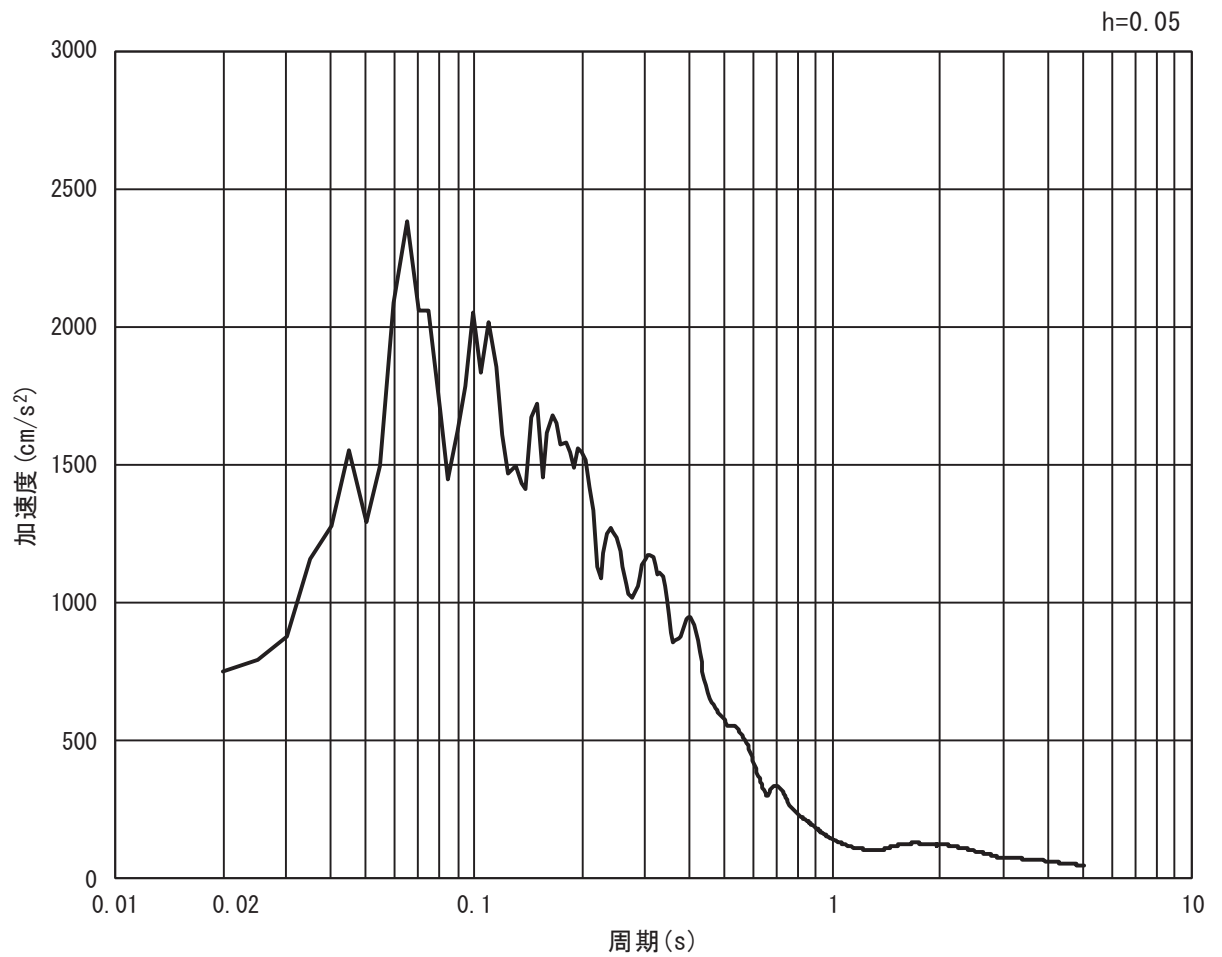
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 2)



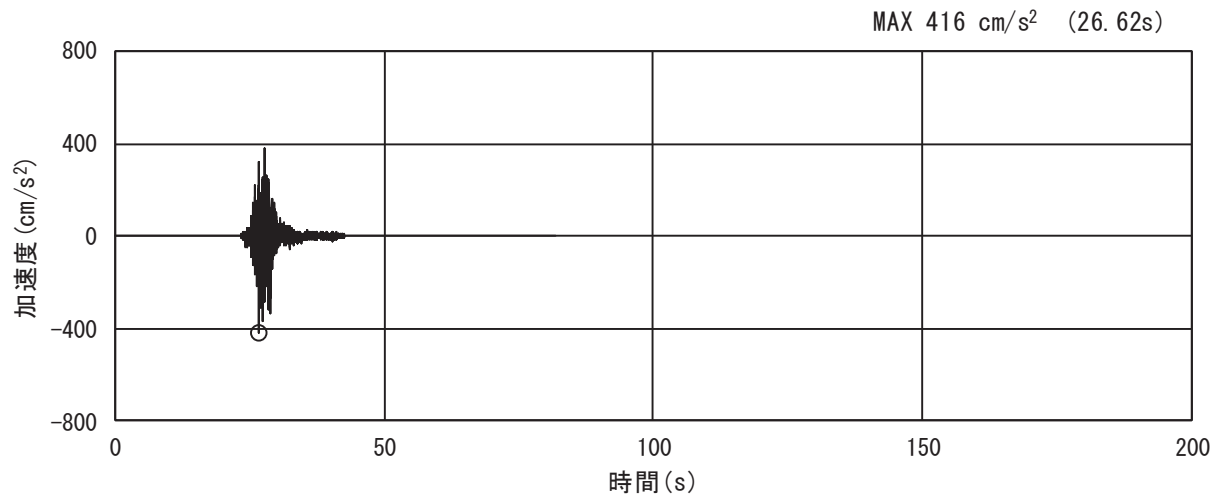


(a) 加速度時刻歴波形

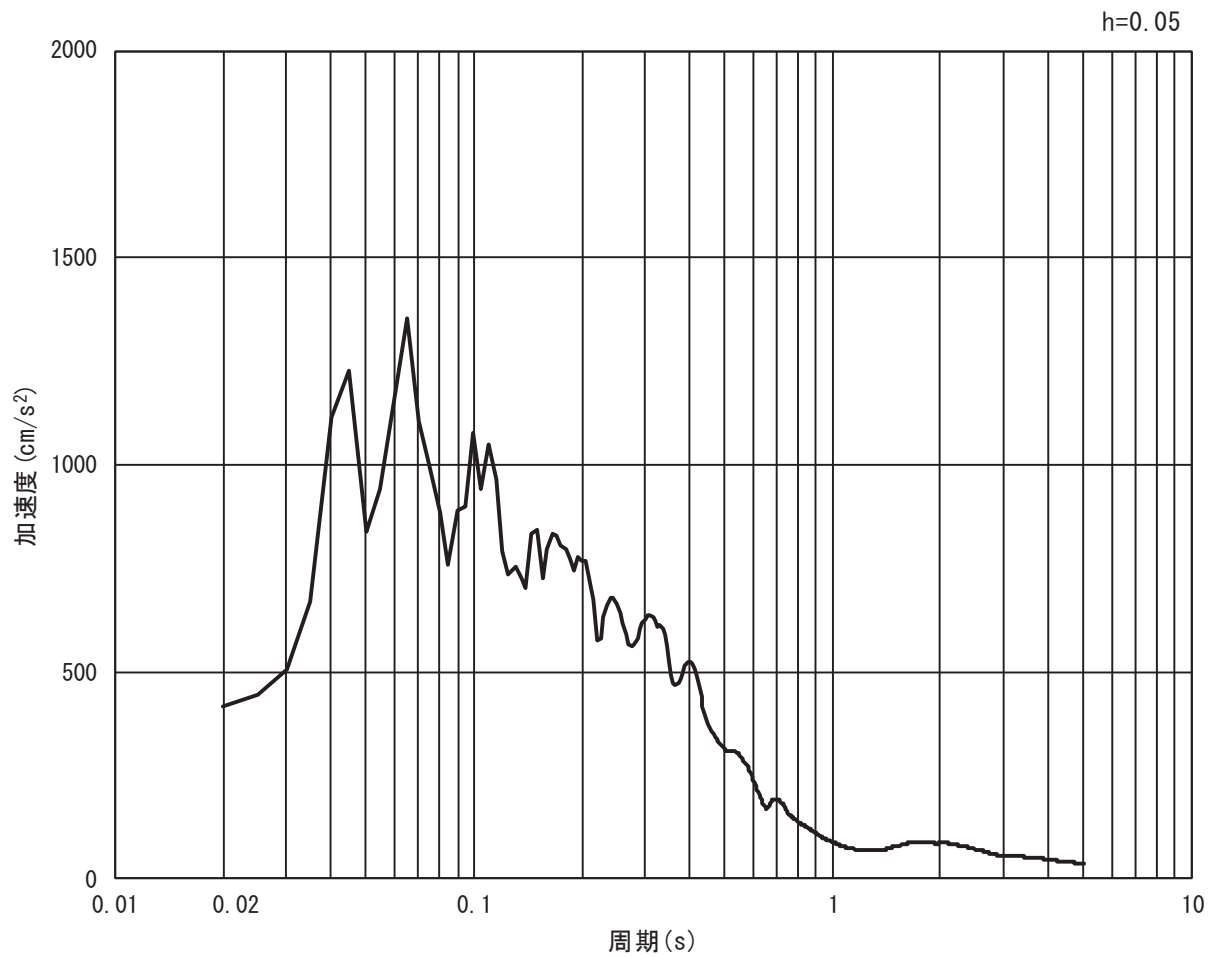


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 3)

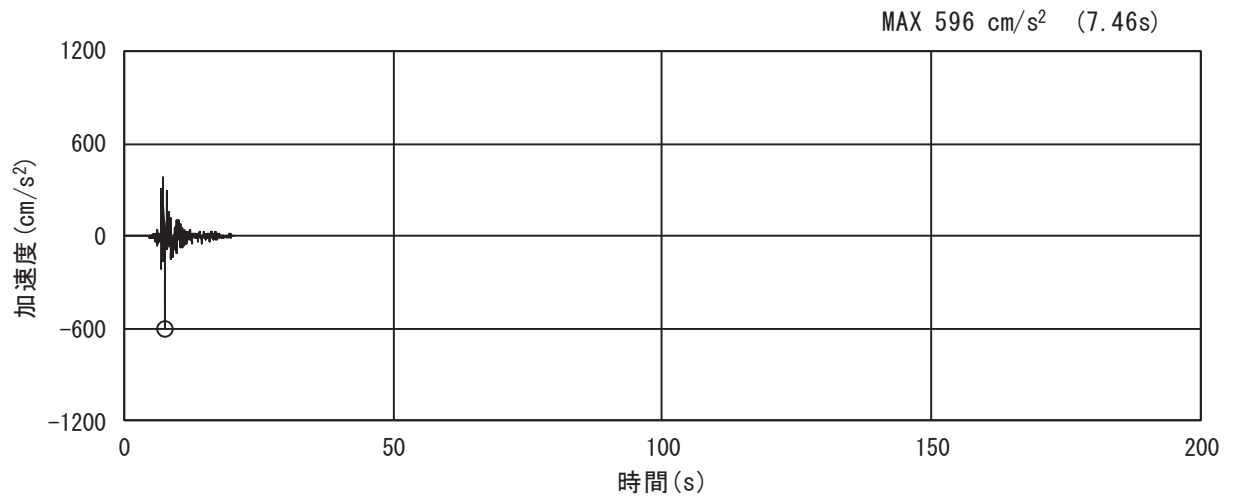


(a) 加速度時刻歴波形

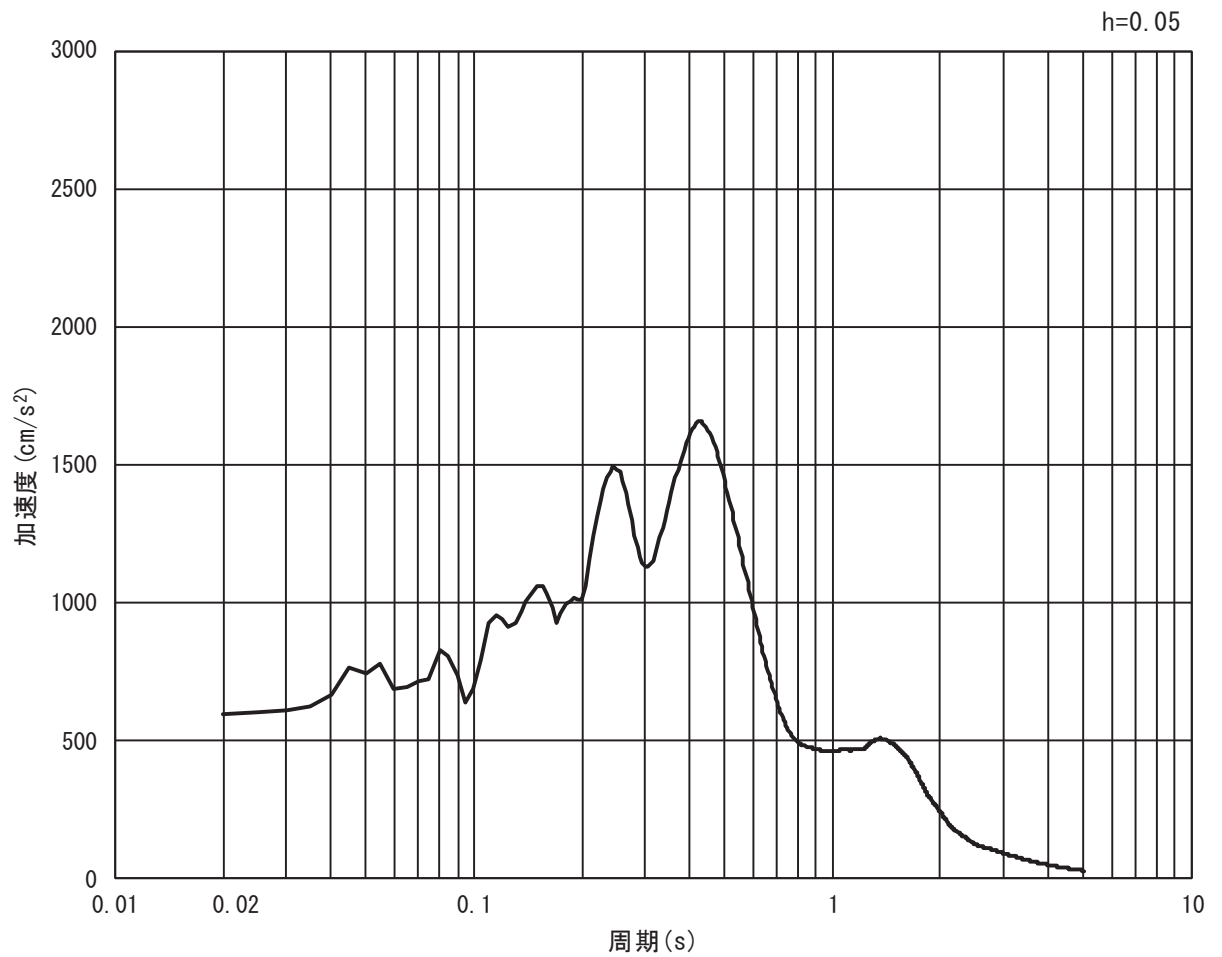


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8(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 - F 3)

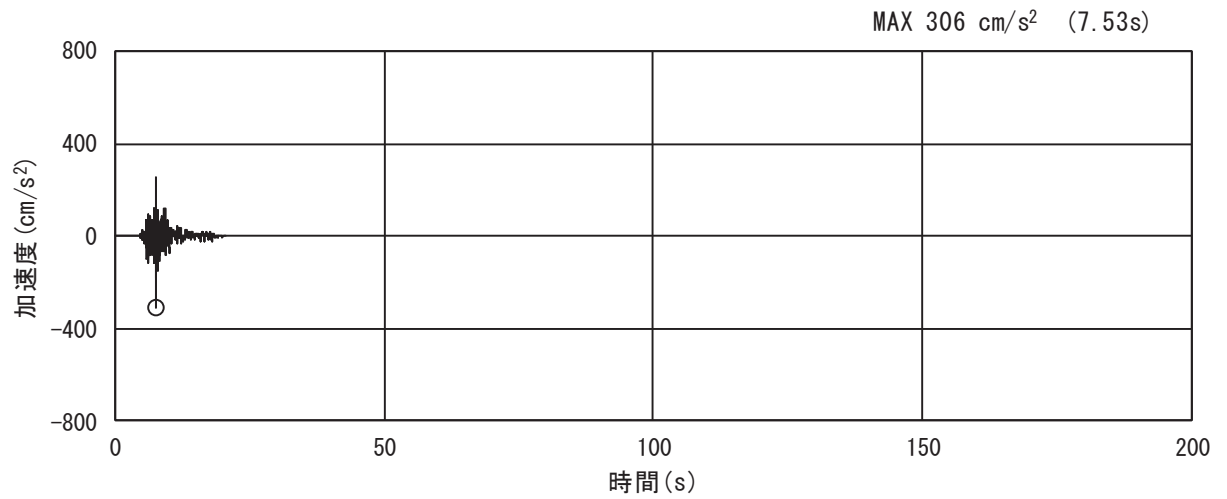


(a) 加加速度時刻歴波形

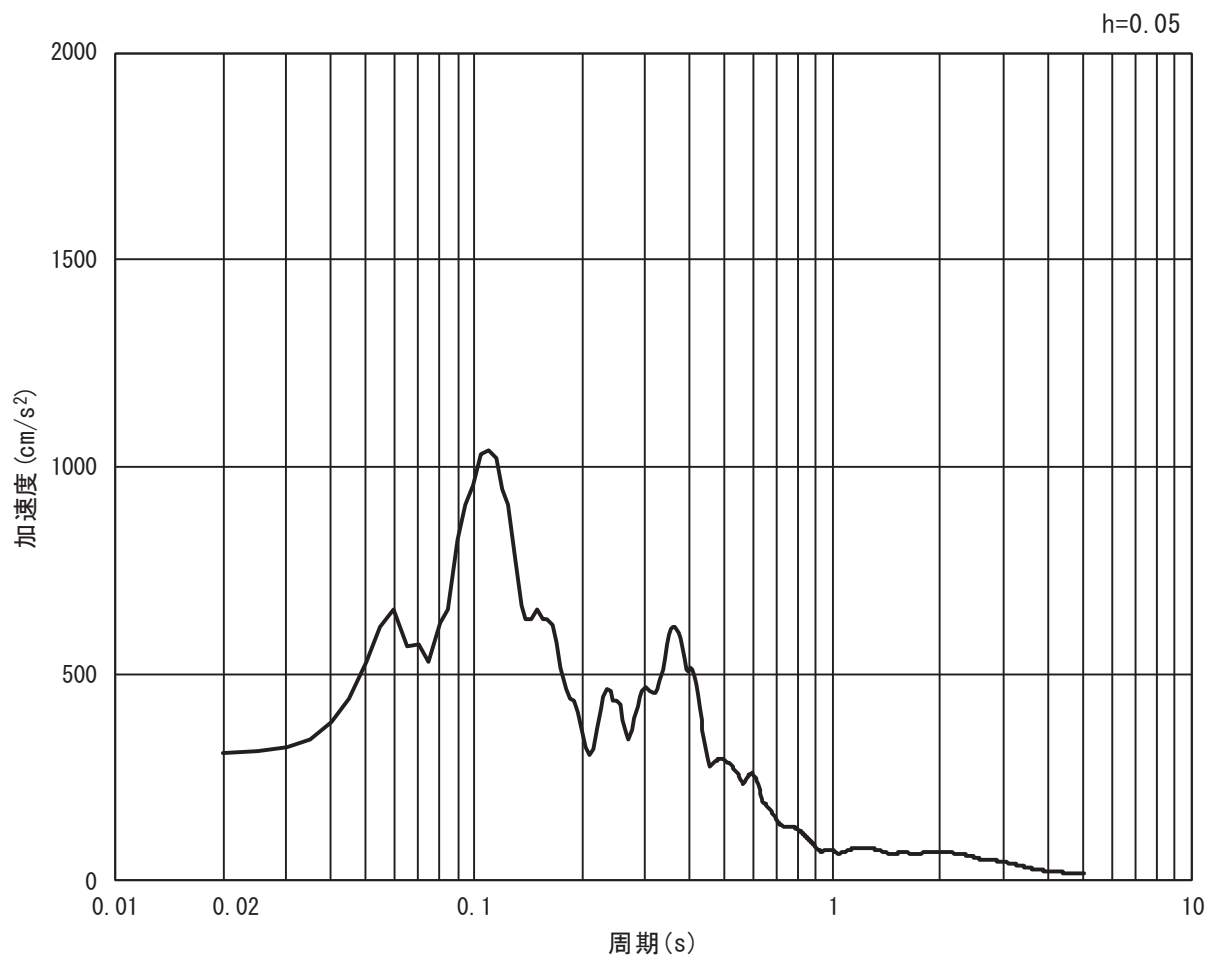


(b) 加加速度応答スペクトル

図 3.4-8(13) 入力地震動の加加速度時刻歴波形及び加加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形

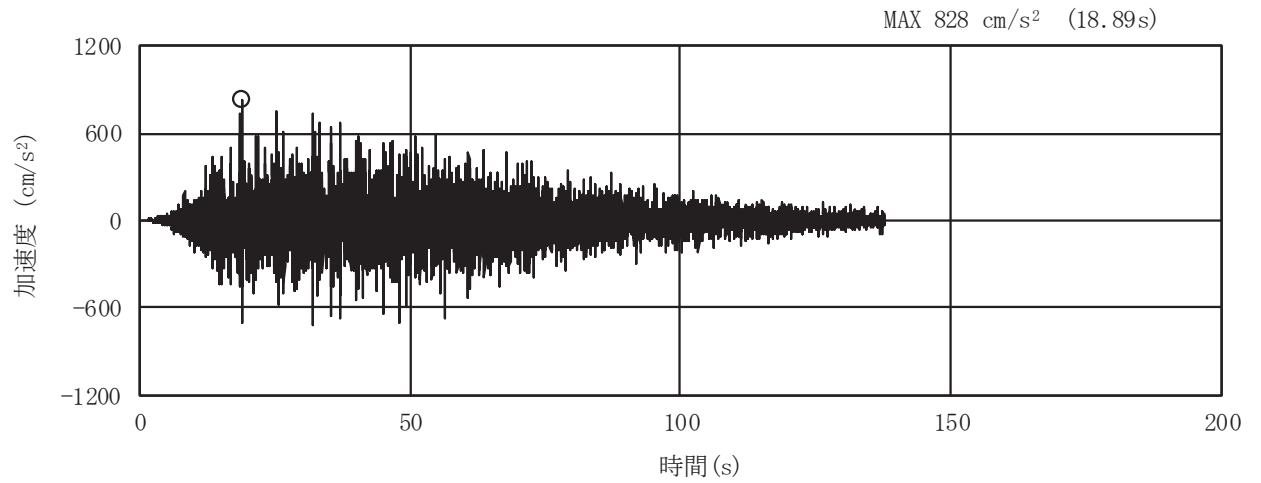


(b) 加速度応答スペクトル

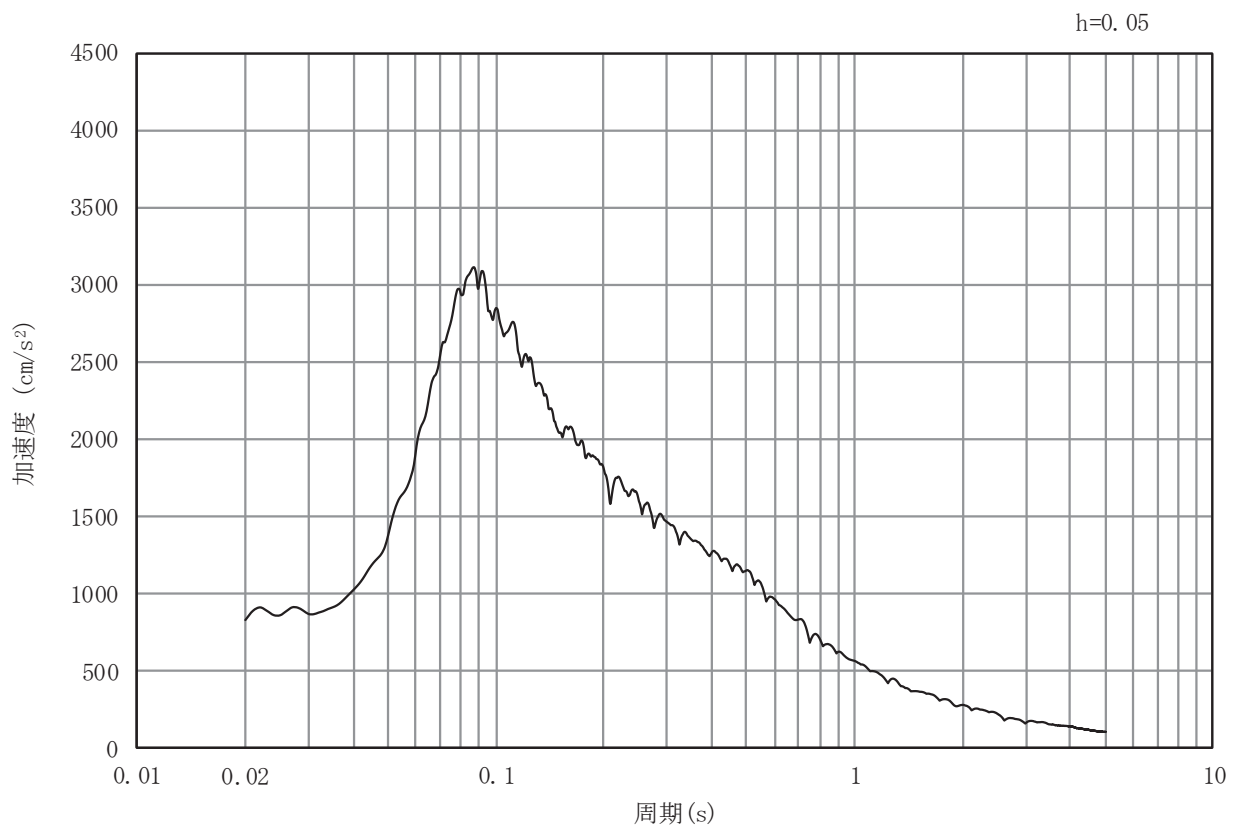
図 3.4-8(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(鉛直方向 : S s - N 1)

(3) 断面⑦

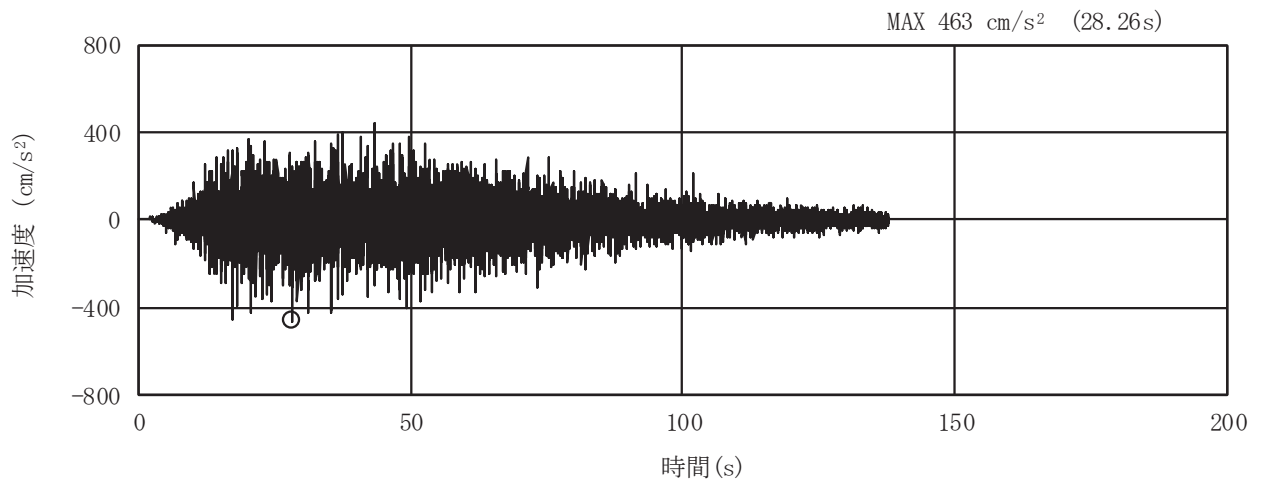


(a) 加速度時刻歴波形

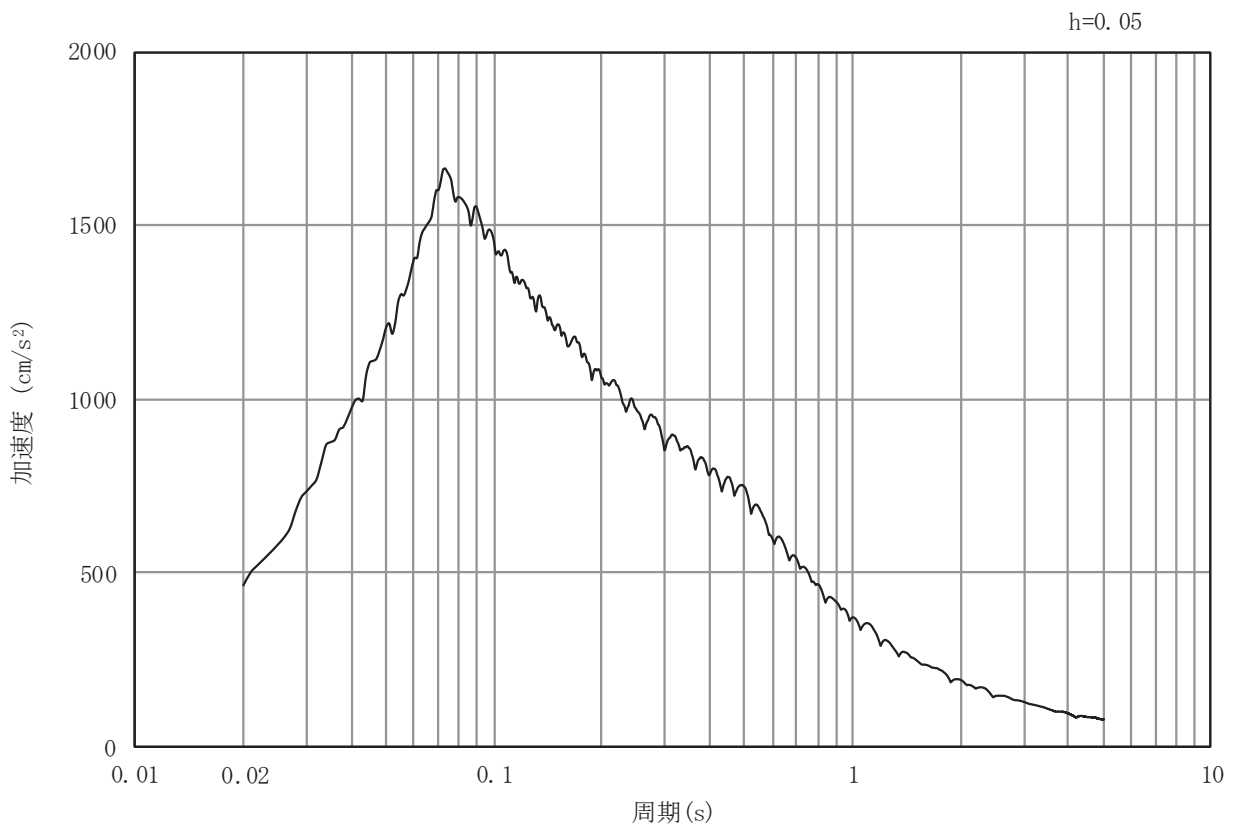


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向：S s - D 1)

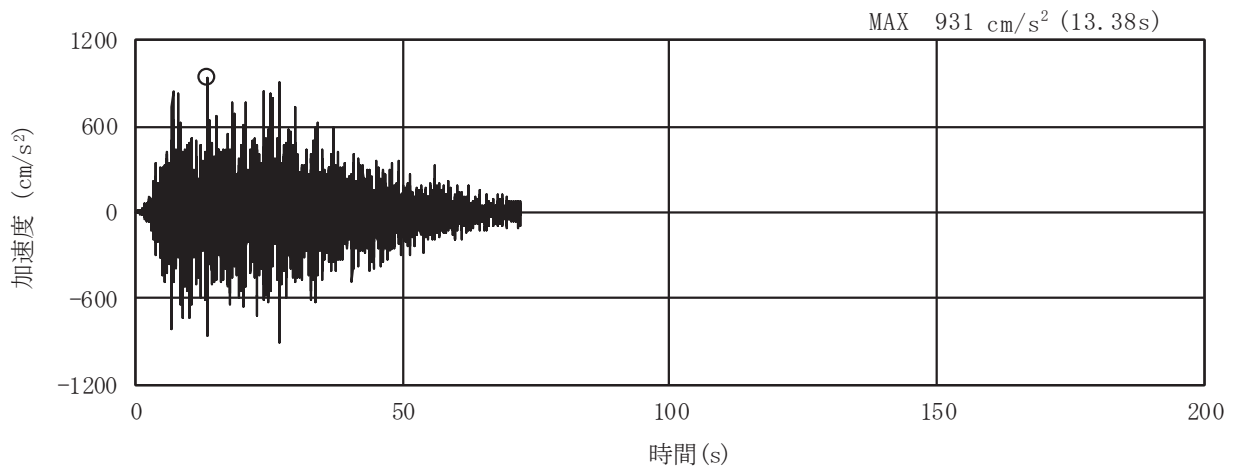


(a) 加速度時刻歴波形

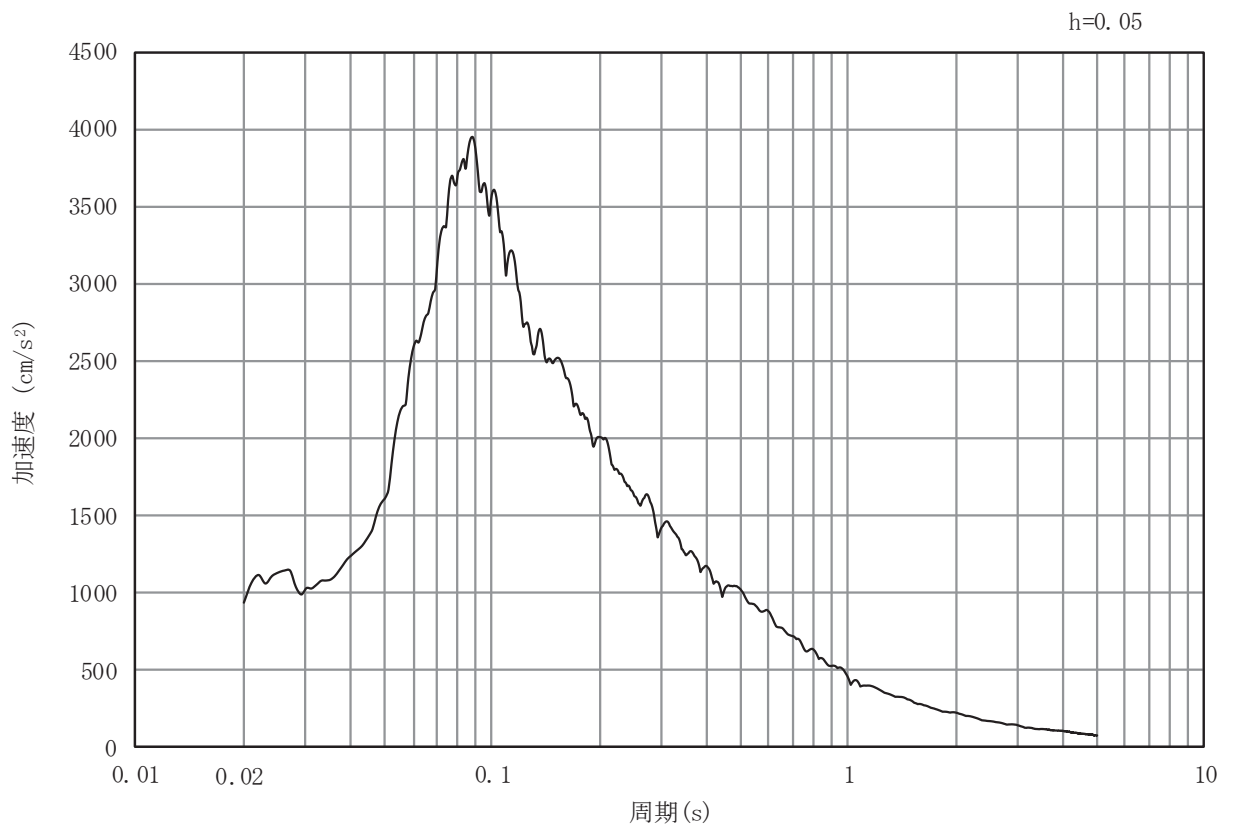


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S s - D 1)

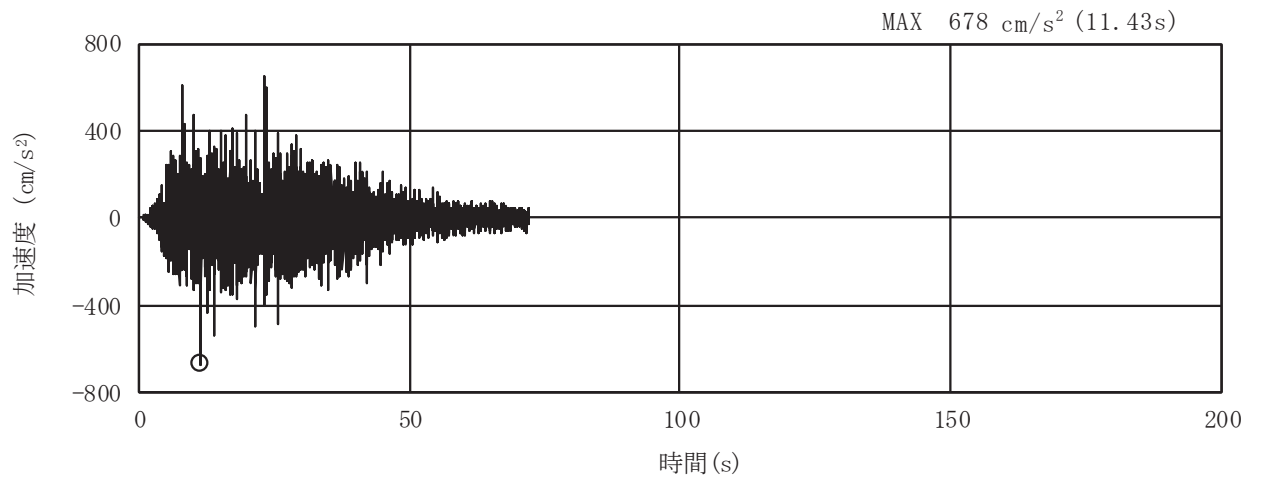


(a) 加速度時刻歴波形

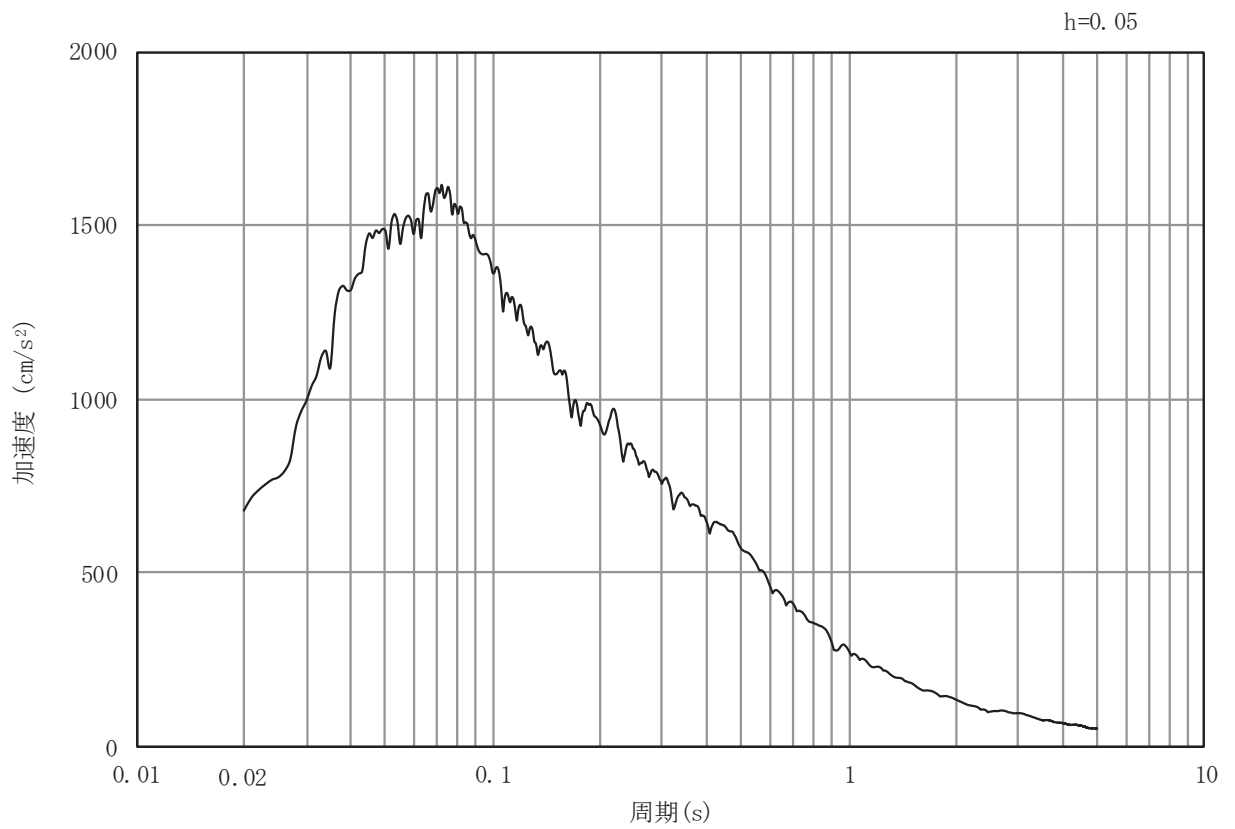


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 2)



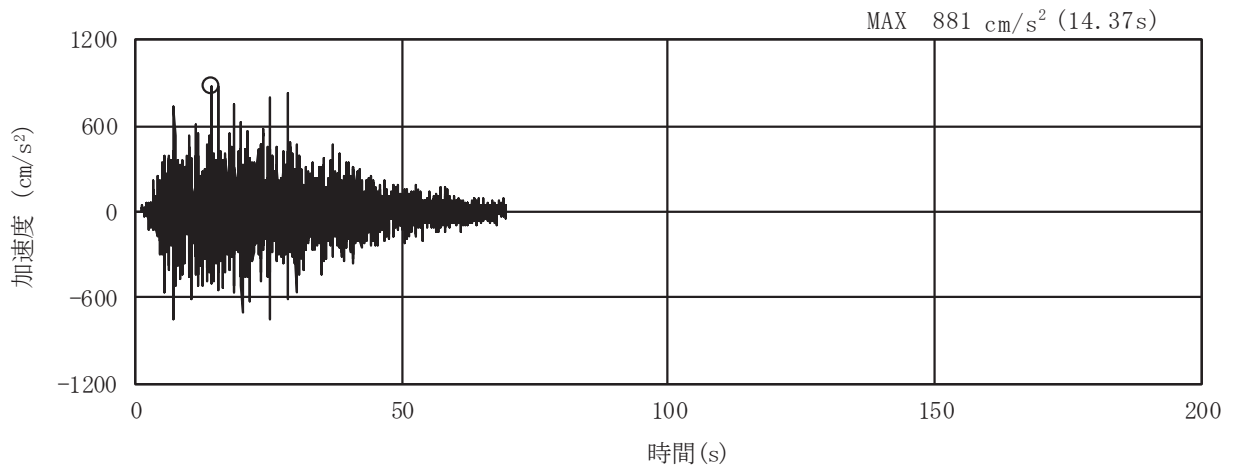
(a) 加速度時刻歴波形



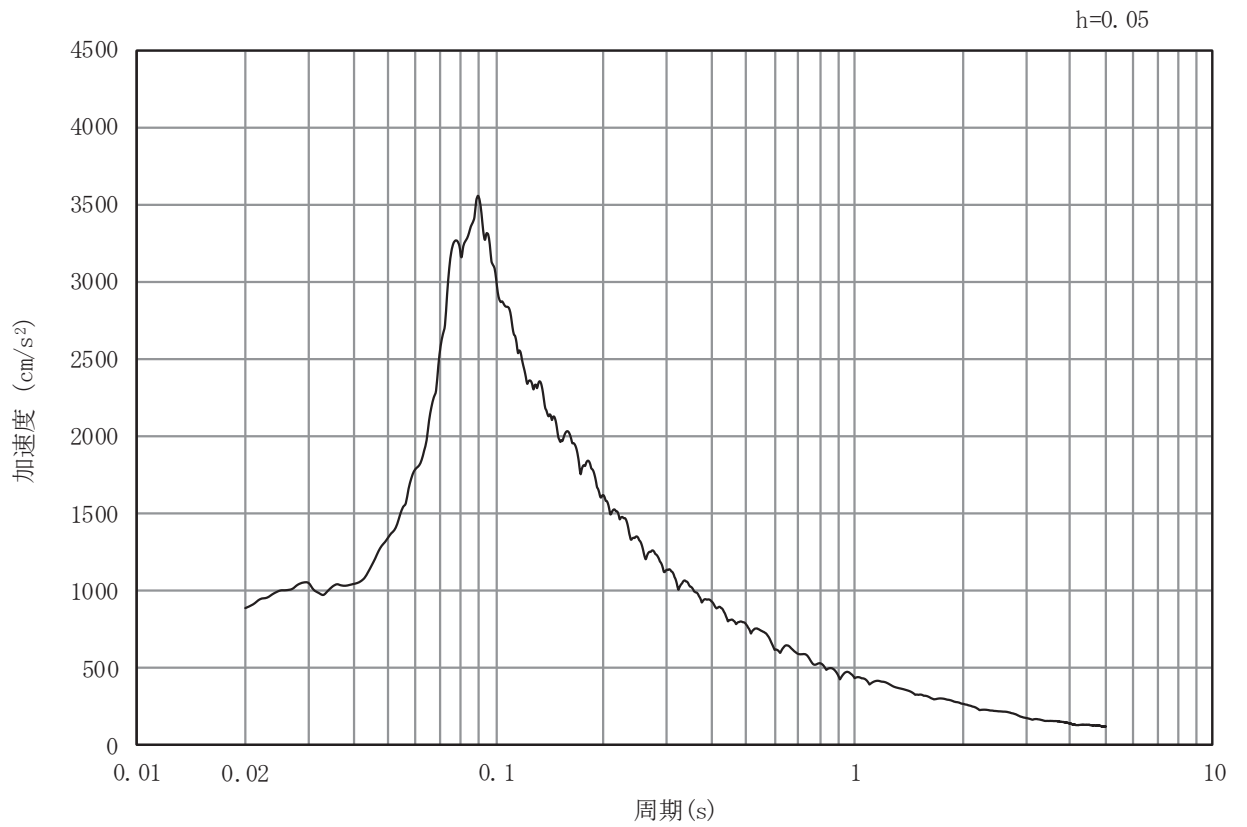
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 2)



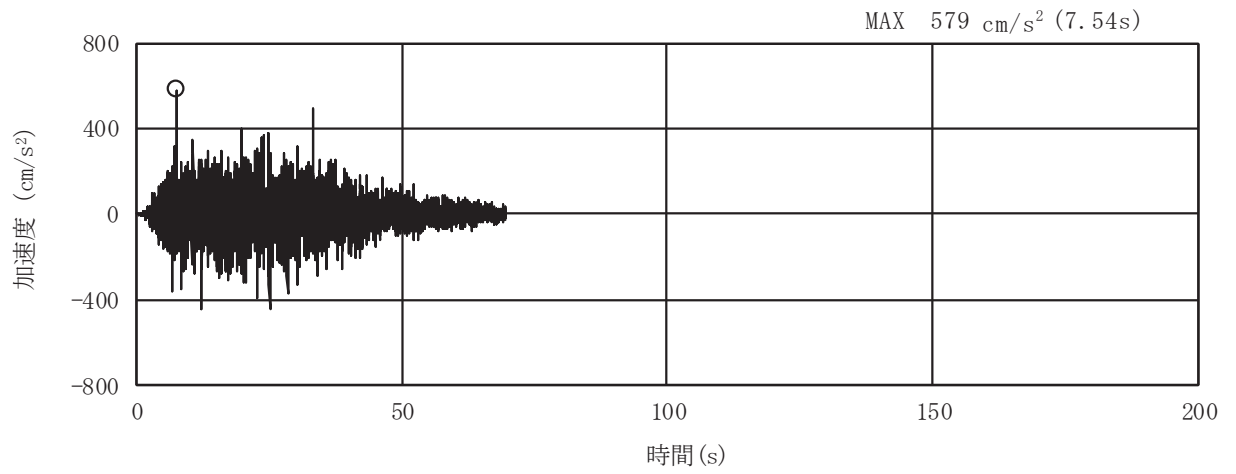


(a) 加速度時刻歴波形

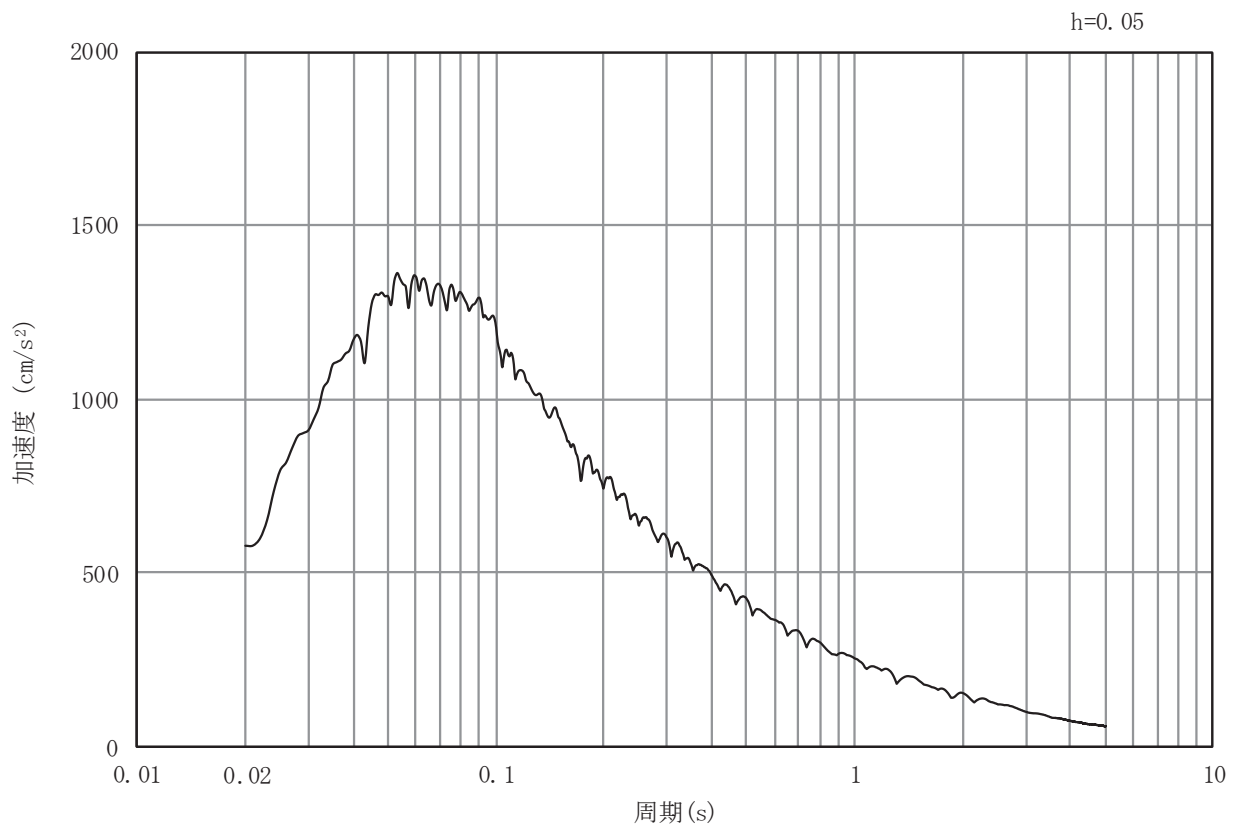


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向: S s - D 3)

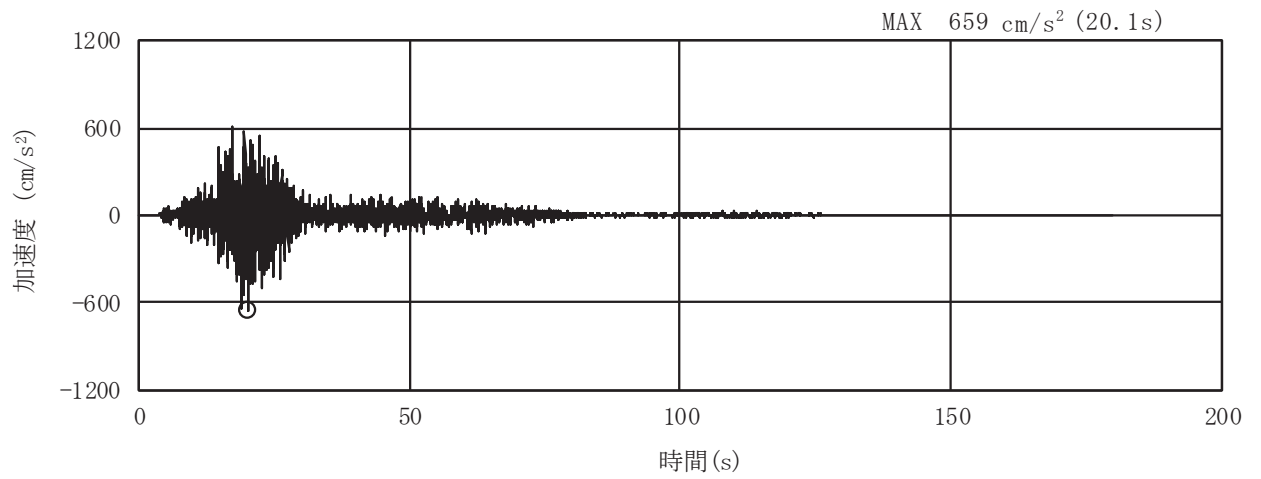


(a) 加速度時刻歴波形

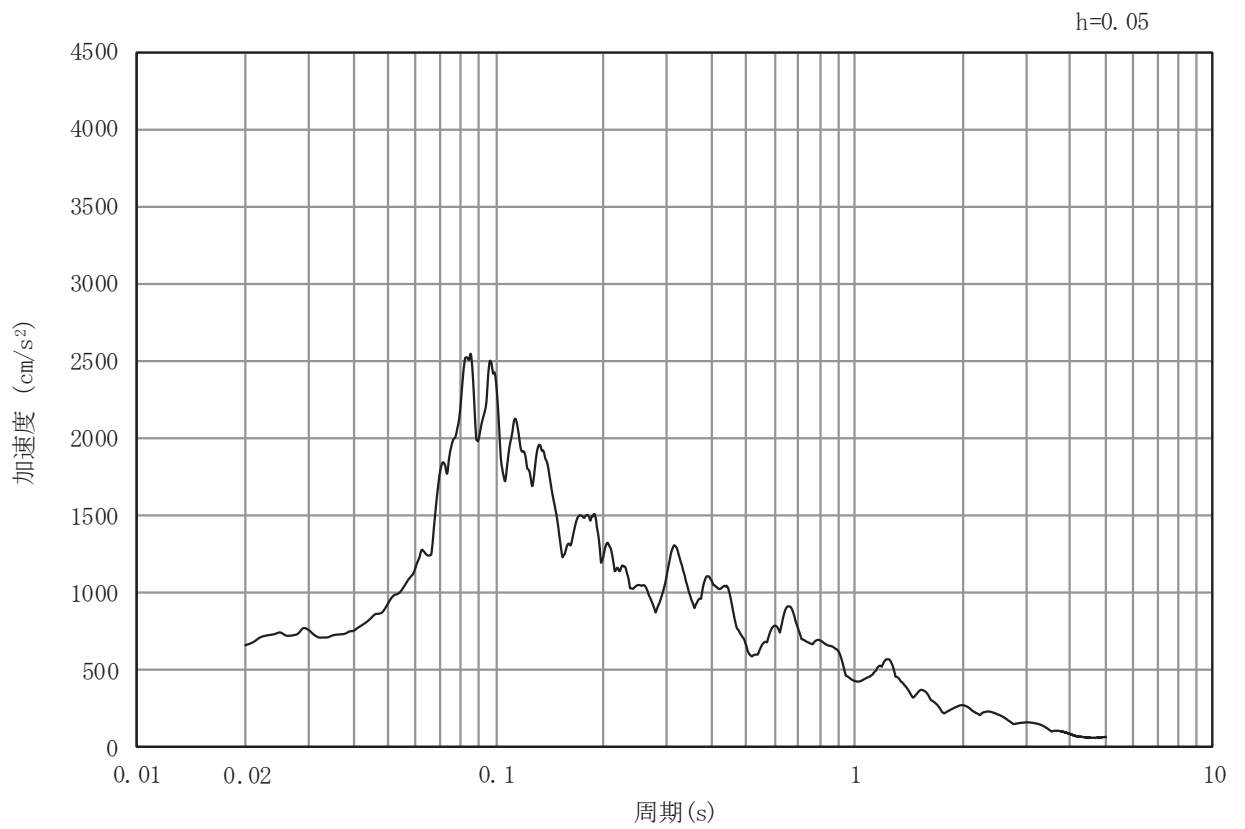


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - D 3)

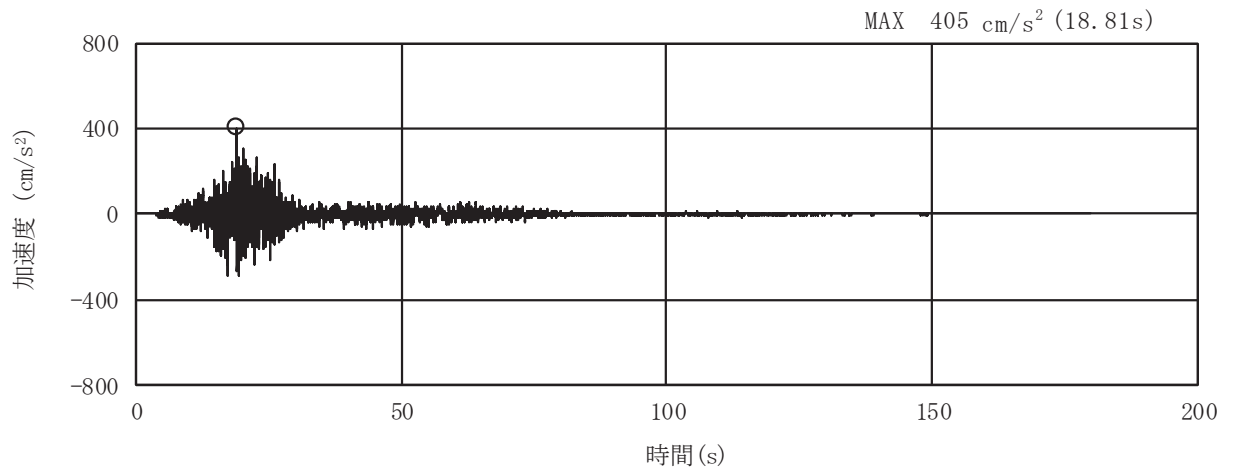


(a) 加速度時刻歴波形

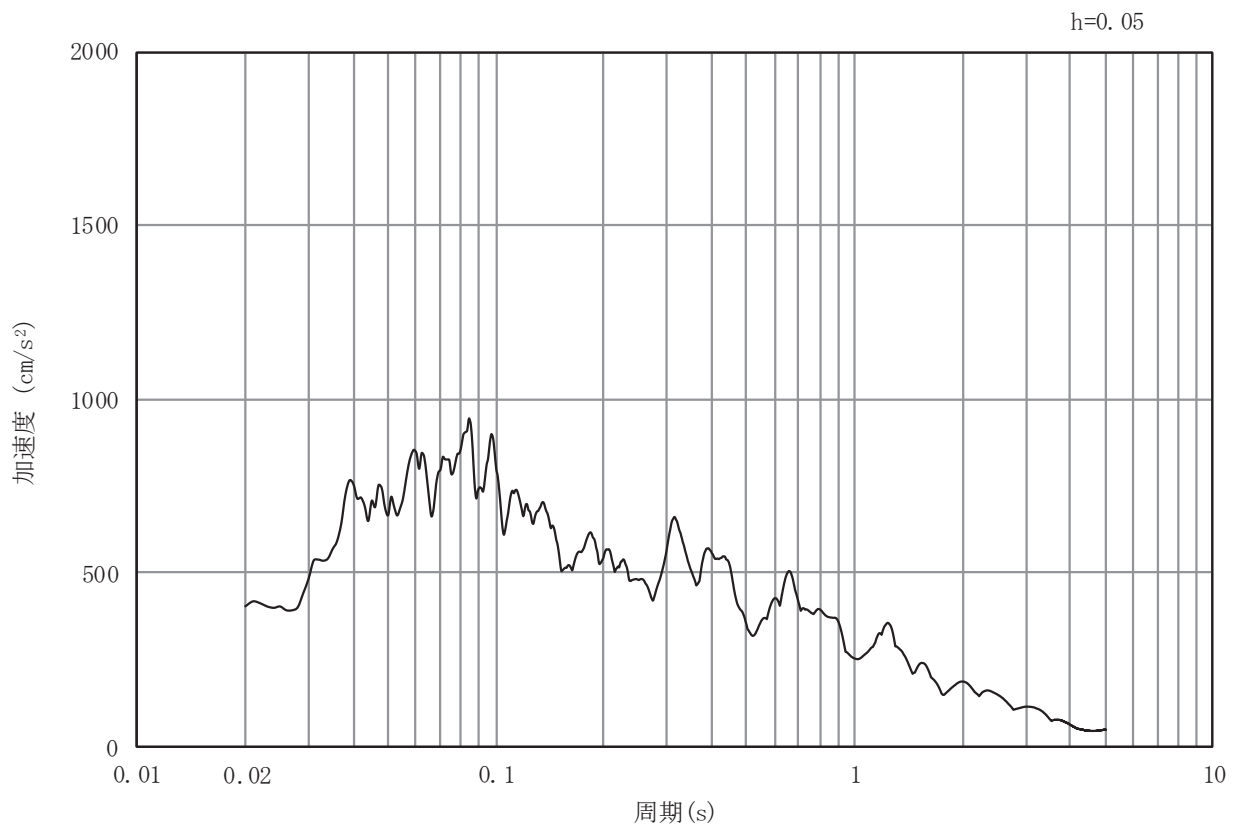


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 1)

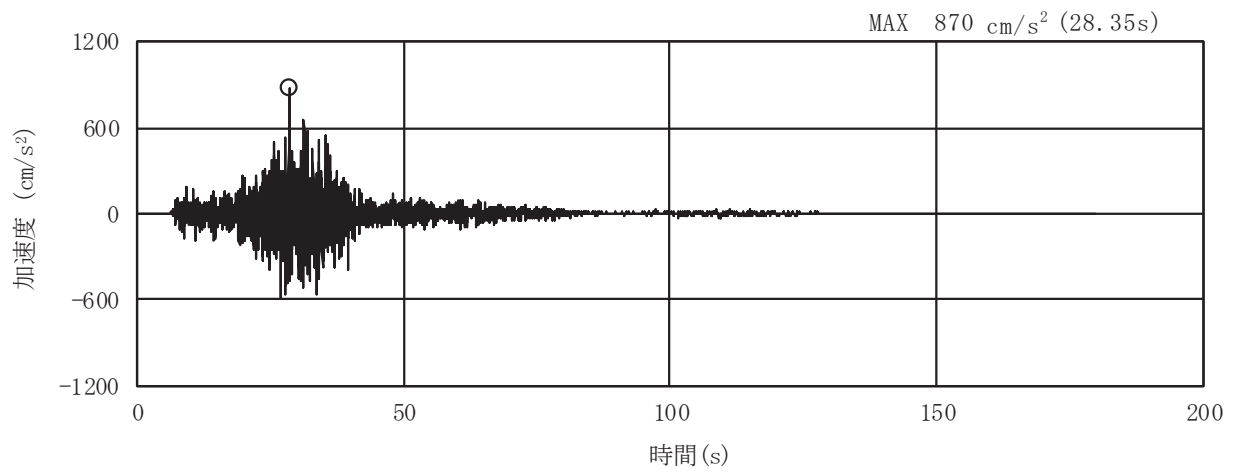


(a) 加速度時刻歴波形

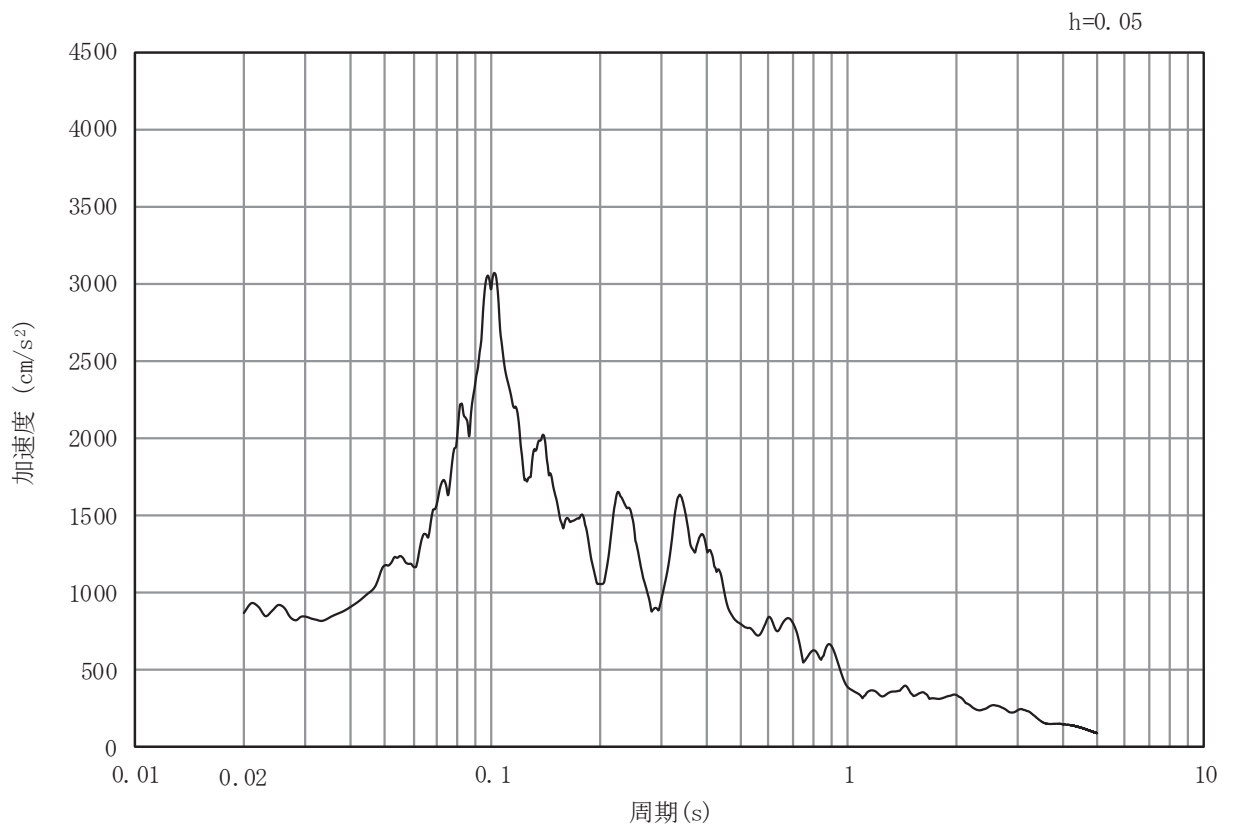


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S s - F 1)

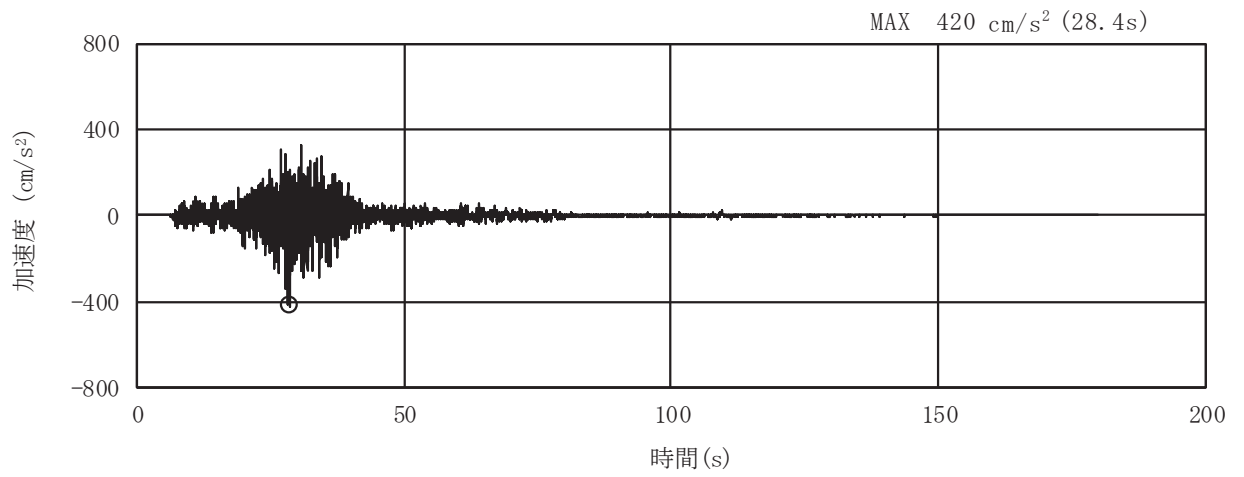


(a) 加速度時刻歴波形

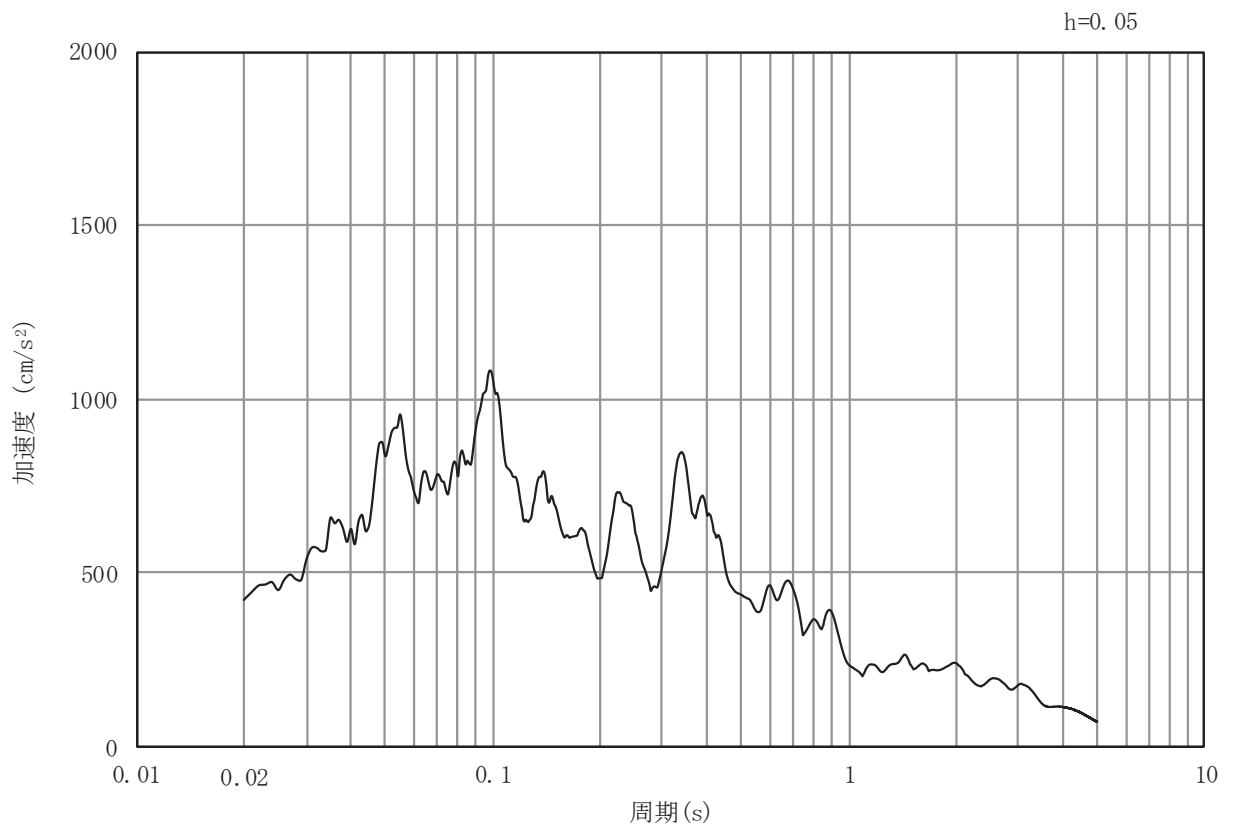


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 2)

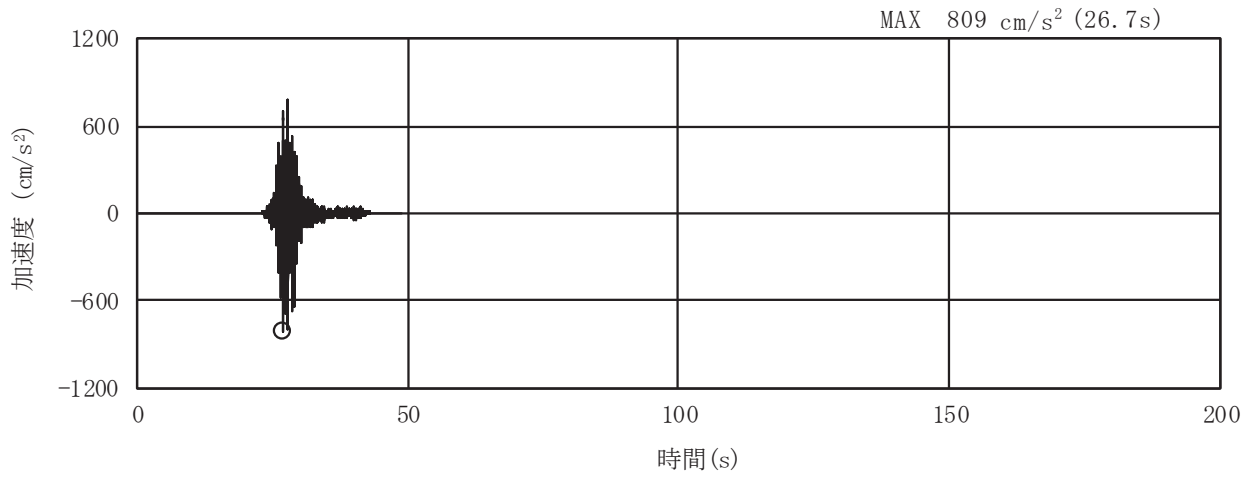


(a) 加速度時刻歴波形

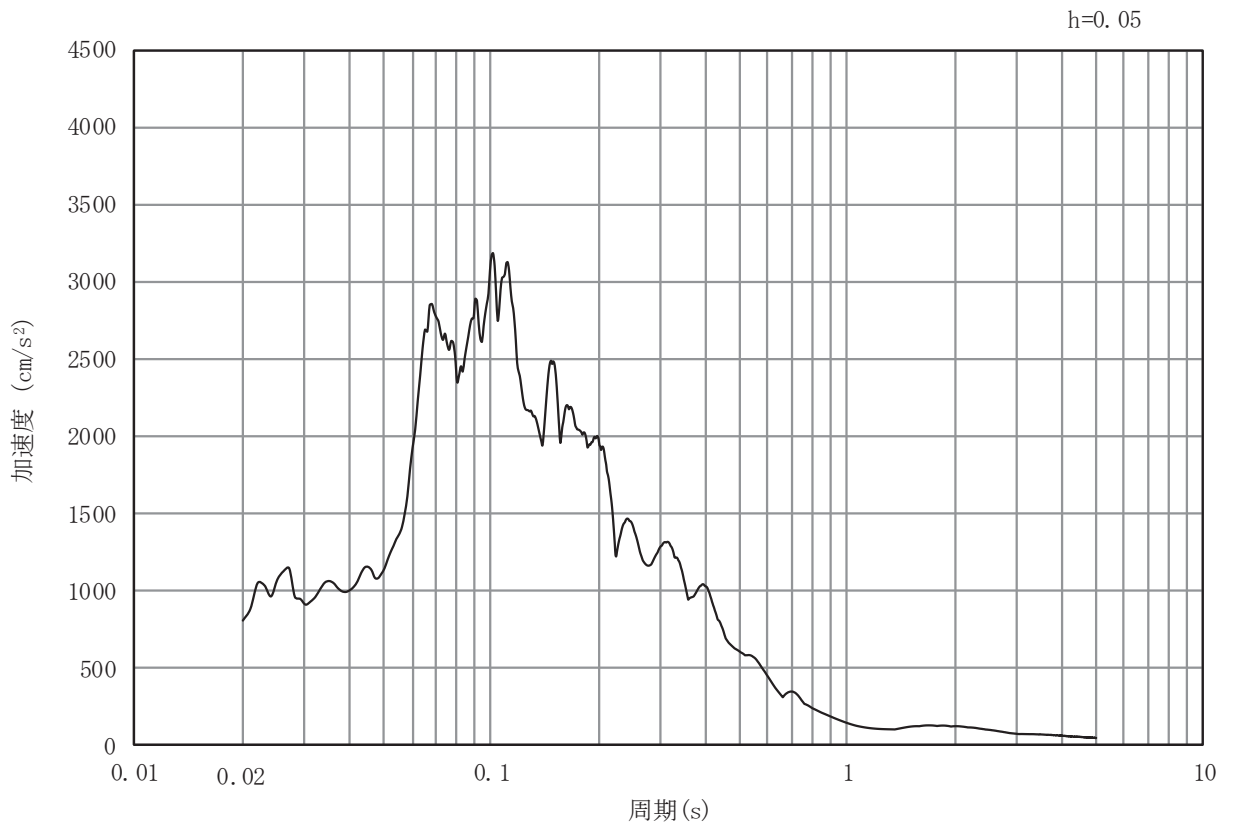


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向: S s - F 2)

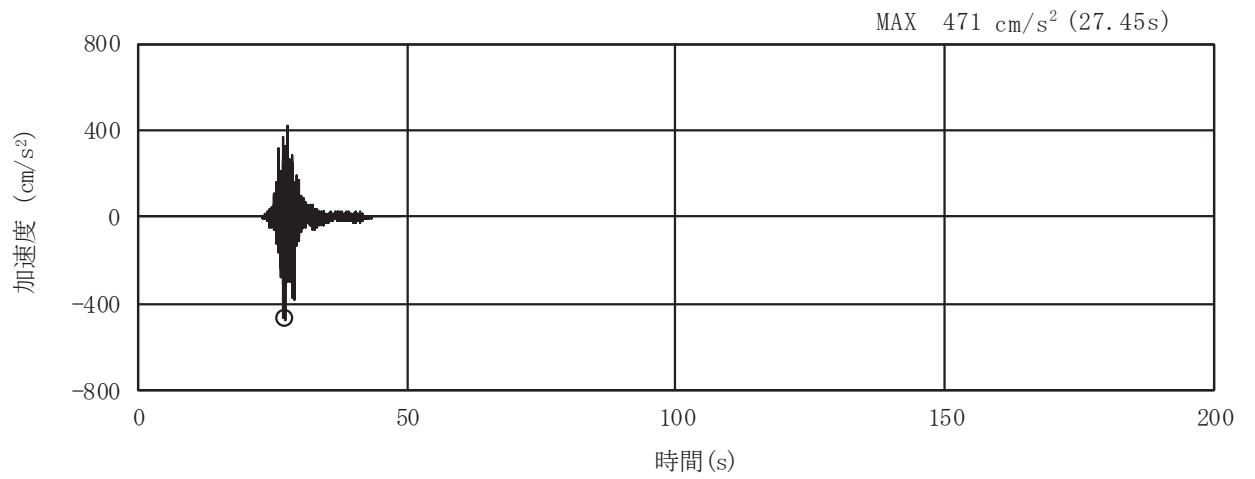


(a) 加速度時刻歴波形

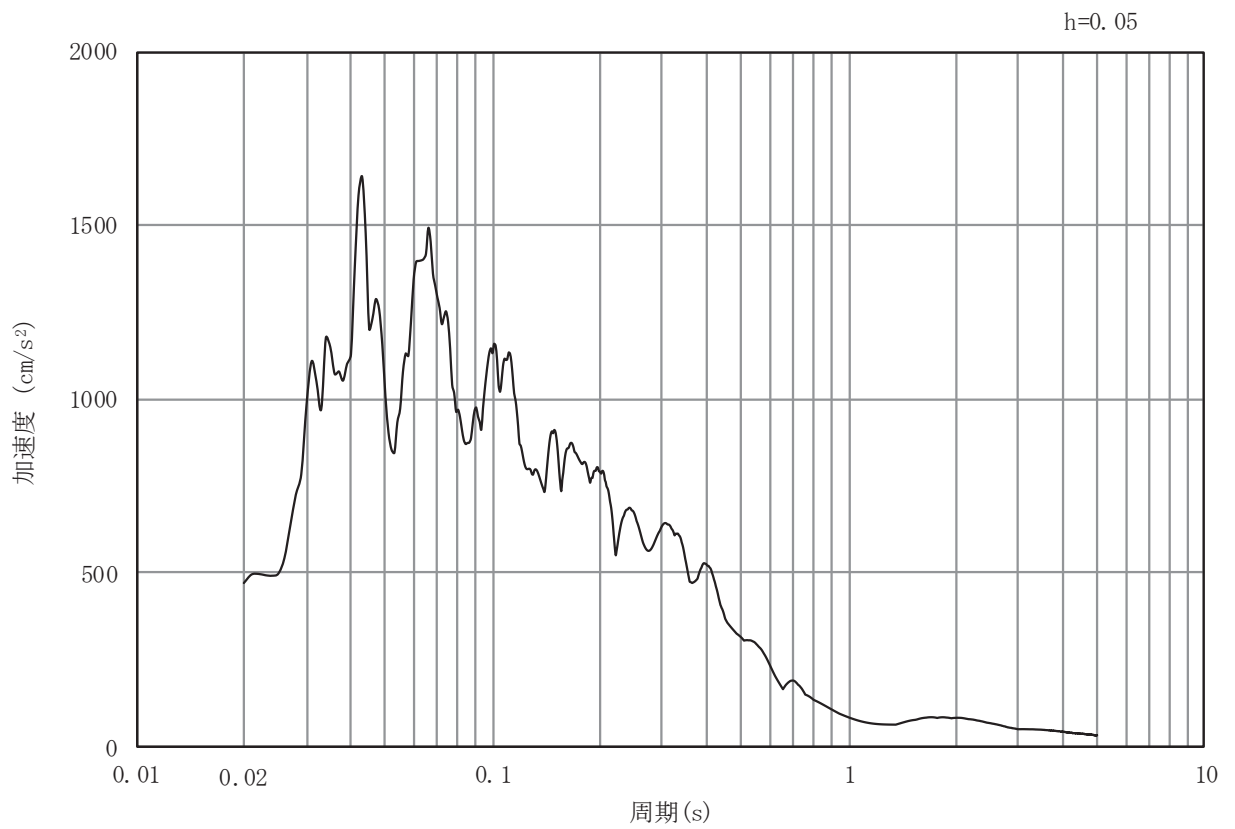


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 3)



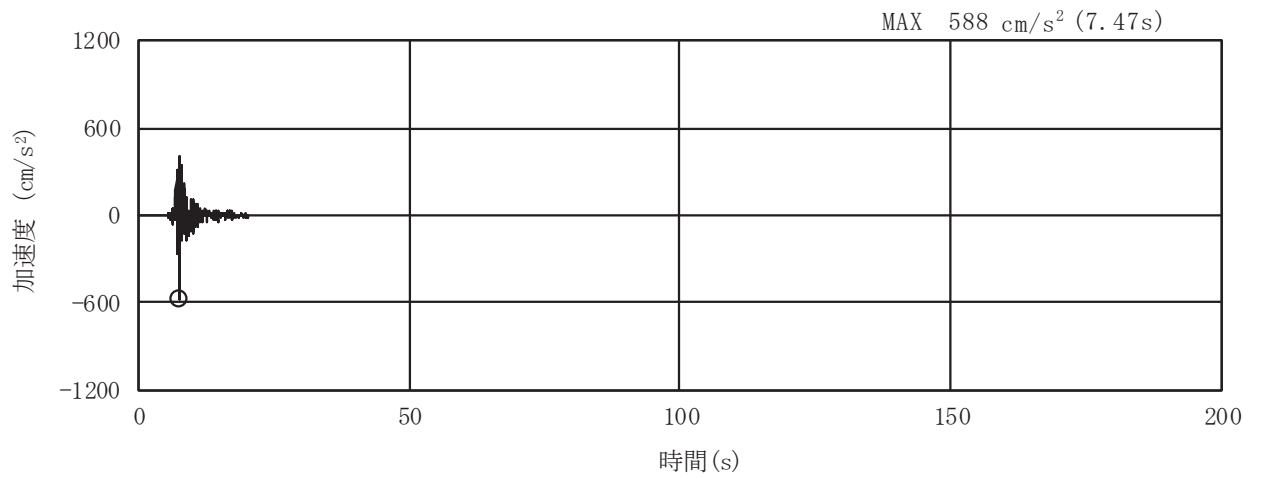
(a) 加速度時刻歴波形



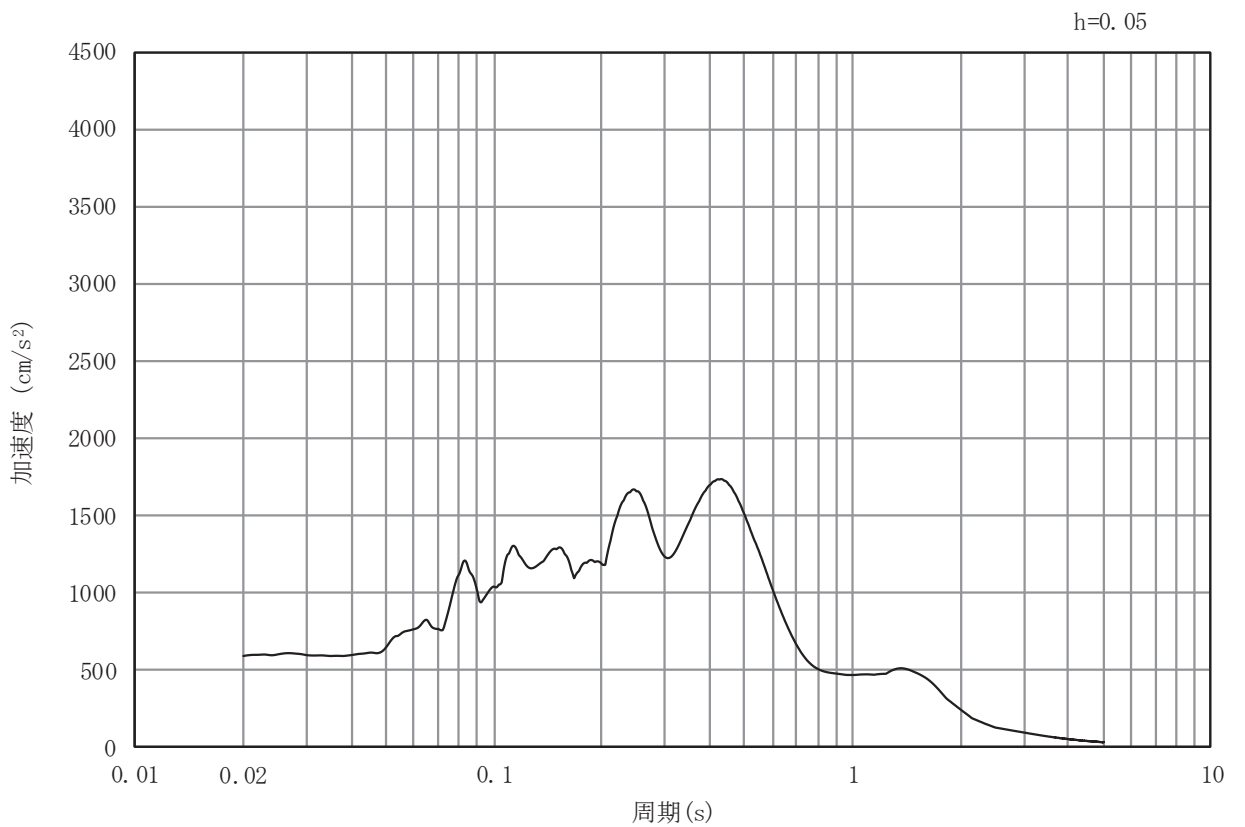
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 3)



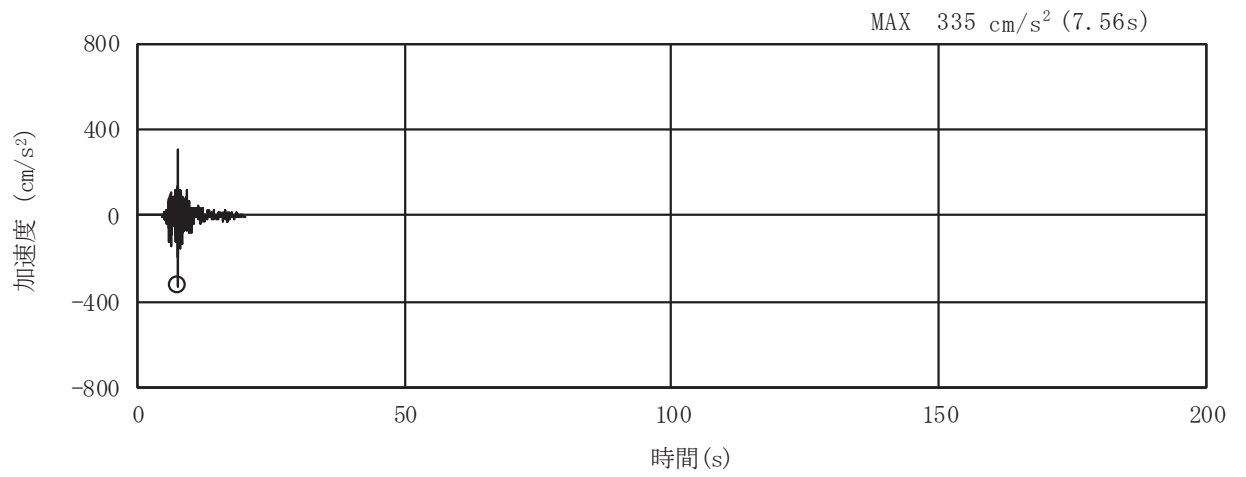


(a) 加速度時刻歴波形

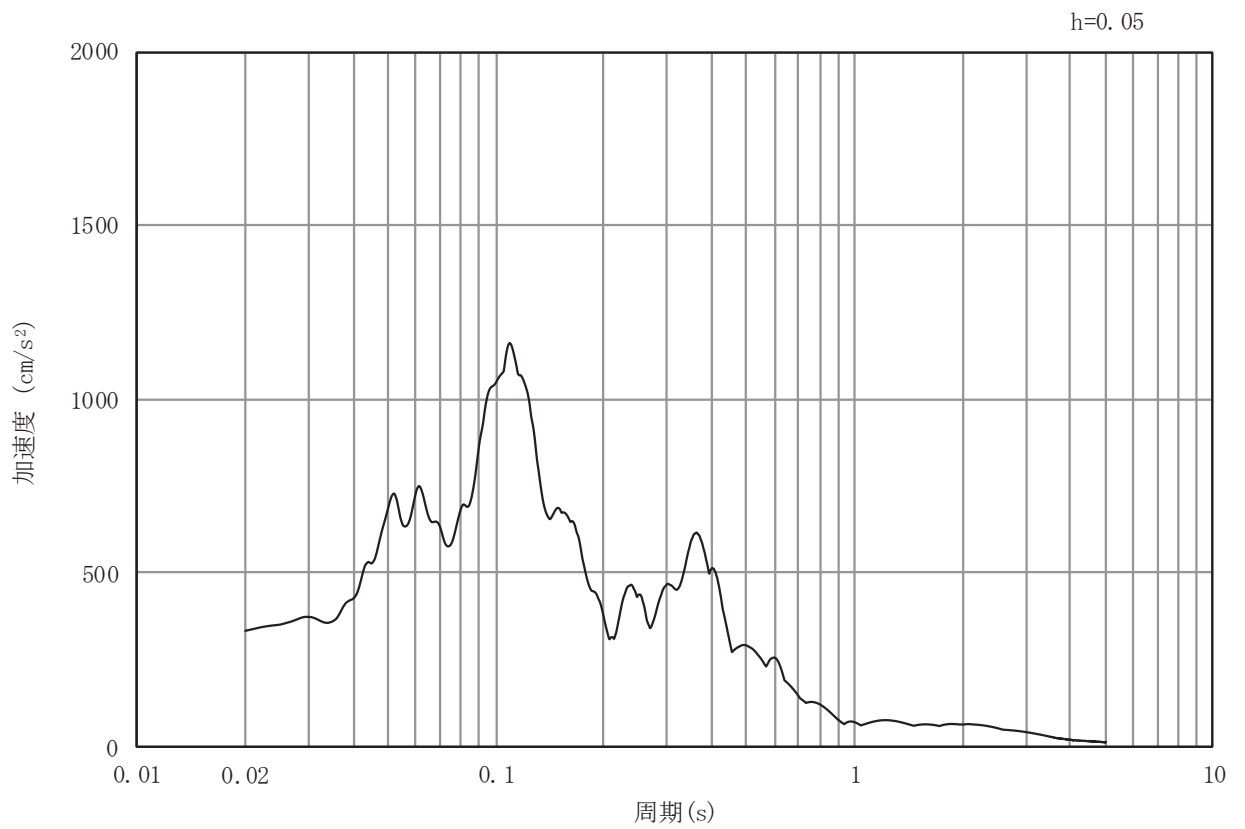


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - N 1)

### 3.5 解析モデル及び諸元

#### 3.5.1 解析モデル

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析モデルを図 3.5-1 に示す。

##### (1) 解析領域（断面①～断面⑥）

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。原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を参考に、図 3.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、O.P. -90.0m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する 1次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5-2 に示す。

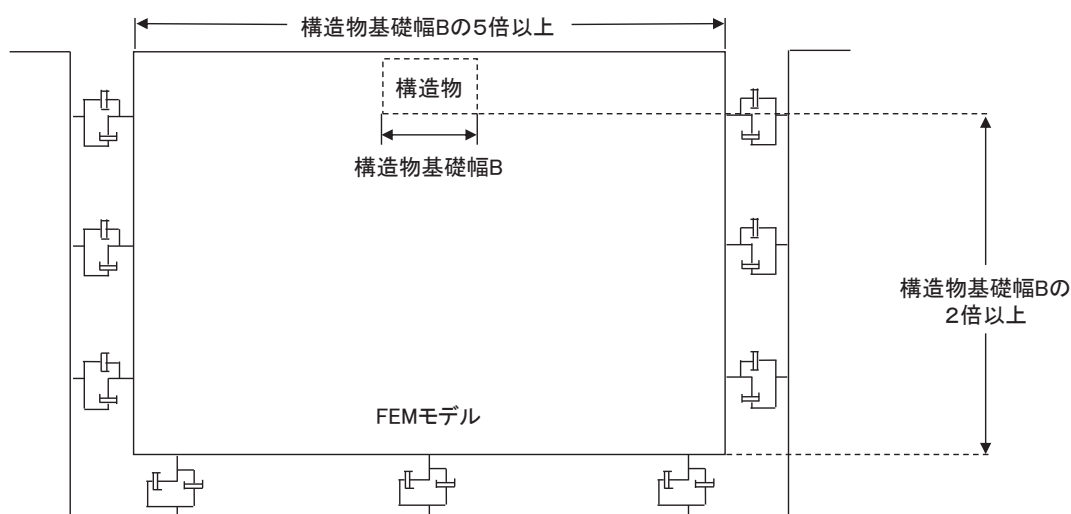


図 3.5-1 モデル化範囲の考え方

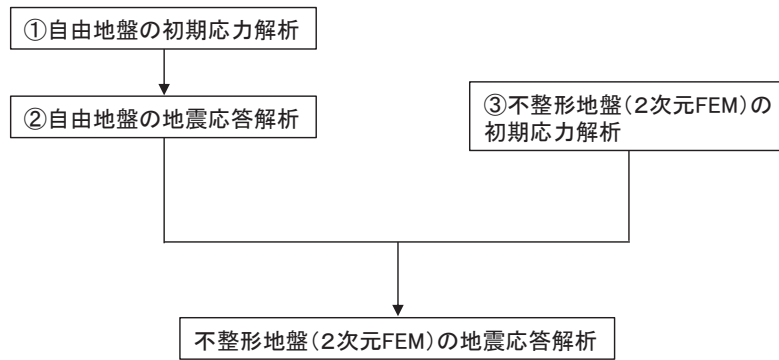


図 3.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件 (断面①～断面⑥)

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-3 に示す。

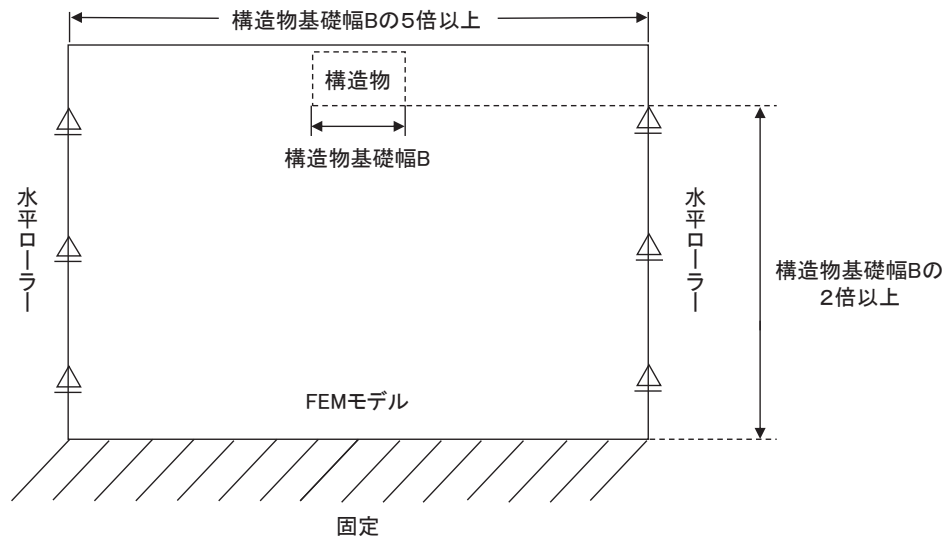


図 3.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5-4 に示す。

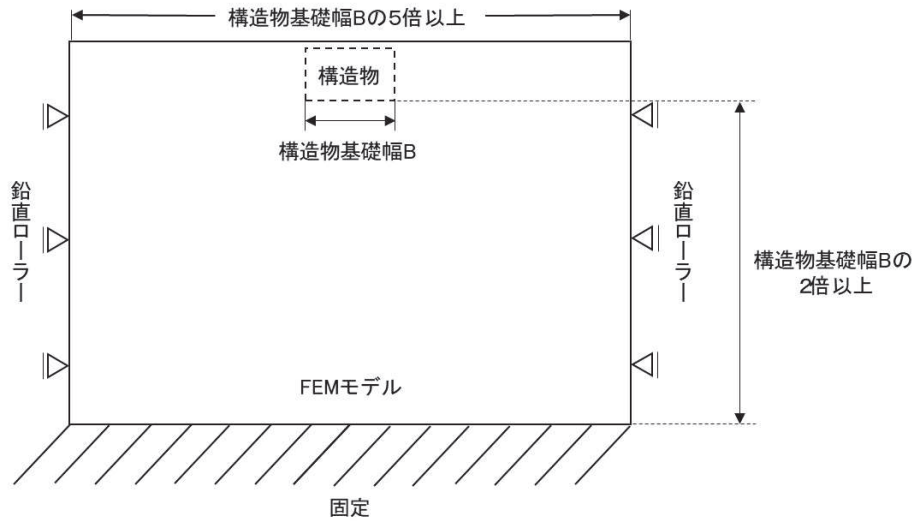


図 3.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

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

(3) 構造物のモデル化

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化することとし、長杭と短杭で上部工は構造・重量ともに大きな差は無く、短杭位置での応力状態も確認できることから、長杭としてモデル化する。なお、短杭としてモデル化した場合の影響検討を参考資料 1 に示す。

背面補強工及び置換コンクリート（一般部のみ）は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

漂流物防護工については、固有周期が 0.05s 以下となり、地震応答に及ぼす影響は小さいため、鋼管杭に質点としてモデル化する。漂流物防護工の固有周期は参考資料 5 に示す。

また、岩盤部のうち RC 壁部は、鋼管杭及び RC 遮水壁を線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

2次元有限要素法解析においては  $D$  級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

一般部に分布する  $D$  級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル（H-D モデル）を用いる。そのうち、盛土・旧表土は、液状化パラメータを

設定することで、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。なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

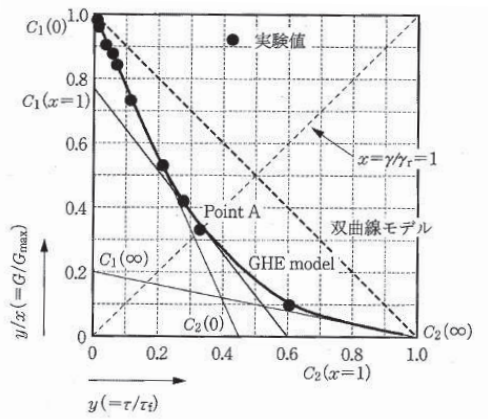
また、岩盤部に分布する D 級岩盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化することとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いる。修正 GHE モデルは、骨格曲線は GHE モデルを適用し、履歴曲線は Masing 則を改良することにより、任意の  $G/G_{max} \sim \gamma$  関係、 $h \sim \gamma$  関係及び強度特性（せん断応力の上限值）を満足できるモデルである。モデルの概要を図 3.5-5 に示す。

岩盤部のうち RC 壁部における質点系モデルによる時刻歴応答解析では、周辺地盤を地盤ばねとダッシュポットでモデル化する。地盤ばねは「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定（JEAC4616-2009）」に基づき、Francis・Randolf のばねを用いて水平・鉛直地盤ばねを評価する。地盤ばねの設定方法を図 3.5-6 及び図 3.5-7 に示す。なお、鋼管杭の周面摩擦力に係る鉛直地盤ばねについては、ひずみ依存性を持たない C<sub>L</sub> 級岩盤に設置されること及び鋼管杭の軸力評価における保守性の観点<sup>2</sup>を踏まえ、線形でモデル化する。

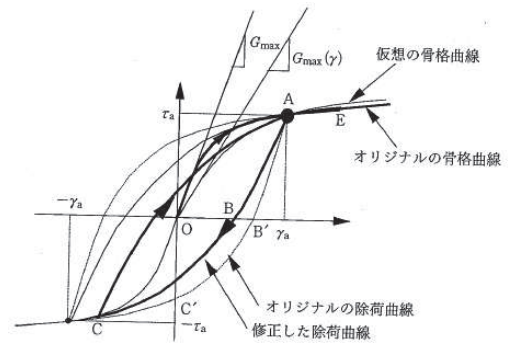
また、杭の周辺地盤と自由地盤における地盤剛性の違いによる変位差を考慮する為にせん断ばねを使用するものであるため、杭（杭節点）と地盤（地盤ばね節点）の間に相対変位分変位するような仮想節点を設け、上下の仮想節点の変位差を考慮するために、仮想節点同士を結ぶようにせん断ばねを設置する。せん断地盤ばねは、解析用物性値に基づき適切に設定する。

設定した地盤ばね及びダッシュポットに変位及び速度を入力する。地盤ばねのモデル化イメージ及び地震応答作成モデルを図 3.5-8～図 3.5-10 に示す。

なお、RC 壁部は地震力が作用する方向に斜面を有するが、水平地盤ばねとして設定していることの適用性を参考資料 6 に示す。



(a) GHEモデルによる実験データのフィッティング方法



(b) Masing則の修正方法の概念図

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{(1/C_1) + (x/C_2)}$$

$$C_1 = \frac{C_1(0) + C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0) - C_1(\infty)}{2} \cdot \cos\left\{\frac{\pi}{\alpha/X + 1}\right\}$$

$$C_2 = \frac{C_2(0) + C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0) - C_2(\infty)}{2} \cdot \cos\left\{\frac{\pi}{\beta/X + 1}\right\}$$

ここに、

$x$  : 正規化ひずみ ( $= \gamma / \gamma_r$ )

$\gamma_r$  : 基準ひずみ ( $= \tau_f / G_{\max}$ )

$C_1(0)$ ,  $C_1(\infty)$ ,  $C_2(0)$ ,  $C_2(\infty)$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  : GHE モデルのパラメータ

図 3.5-5 修正 GHE モデルの概要

水平地盤ばね

$$\text{剛性: } K_x = (k_h \cdot D \cdot \ell') \cdot N_p \cdot \alpha_{HH}^4 \dots\dots\dots \text{(附2.7-1)}$$

$$k_h \cdot D = \frac{1.3E_s}{1-\nu^2} \cdot \left( \frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ (Francisのばね)} \dots\dots\dots \text{(附2.7-2)}$$

$$E_s = 2G \cdot (1+\nu)$$

$$\text{減衰係数: } C_x = (c_h \cdot D \cdot \ell') \cdot N_p \dots\dots\dots \text{(附2.7-3)}$$

$$c_h \cdot D = 1.57\rho \cdot (V_s + V_{Ls}) \cdot D \text{ (Gazetas and Dobryによる (附2.7-7))} \dots\dots\dots \text{(附2.7-4)}$$

$$V_{Ls} = \frac{3.4 V_s}{\pi \cdot (1-\nu)}$$

せん断地盤ばね

$$\text{剛性: } K_{b(s)} = N_p \cdot K_{s(s)} \dots\dots\dots \text{(附2.7-5)}$$

$$K_{s(s)} = \frac{G \cdot A_{S(s)}}{\ell} \dots\dots\dots \text{(附2.7-6)}$$

$$\frac{A_{S(s)}}{A_{S0(s)}} = \frac{\ell}{1.25D} \quad \left( \frac{\ell}{D} > 1.25 \text{ のとき} \right) \dots\dots\dots \text{(附2.7-7)}$$

$$\frac{A_{S(s)}}{A_{S0(s)}} = 1.0 \quad \left( \frac{\ell}{D} \leq 1.25 \text{ のとき} \right) \dots\dots\dots \text{(附2.7-8)}$$

$$\frac{A_{S0(s)}}{D^2} = 2.15 \left( \frac{V_s}{V_p} \right)^{-0.35} \dots\dots\dots \text{(附2.7-9)}$$

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}} \dots\dots\dots \text{(附2.7-10)}$$

$$\text{減衰係数: } C_s = 0 \dots\dots\dots \text{(附2.7-11)}$$

ここで,  $G$  : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$N_p$  : 杭本数

$V_s$  : 地盤のS波速度 (m/s)

$\ell'$  : 杭の質点の支配長さ (m)

$V_{Ls}$  : Lysmerの波動速度 (m/s)

$\ell$  : 杭の質点間距離 (杭要素の長さ) (m)

$\nu$  : 地盤のポアソン比

$\alpha_{HH}$  : 杭頭における水平ばねの群杭係数

$\rho$  : 地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$\alpha_{HH}^{\frac{4}{3}}$ \* : Francisのばねに考慮する群杭効果

$E_p \cdot I_p$  : 杭体の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$K_{b(s)}$  : 群杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)

$K_{s(s)}$  : 単杭のせん断地盤ばね剛性 (kN/m)

$A_{S(s)}$  : 単杭の等価土柱面積 (m<sup>2</sup>)

$A_{S0(s)}$  : 単杭の等価土柱面積の下限値 (m<sup>2</sup>)

$D$  : 杭径 (m)

$V_p$  : 地盤のP波速度 (m/s)

「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 (JEAC4616-2009)」より抜粋

注記 \* : 群杭効果は見込まず,  $\alpha_{HH}=1$  とする

図 3.5-6(1) 水平地盤ばね及びせん断地盤ばね算定式



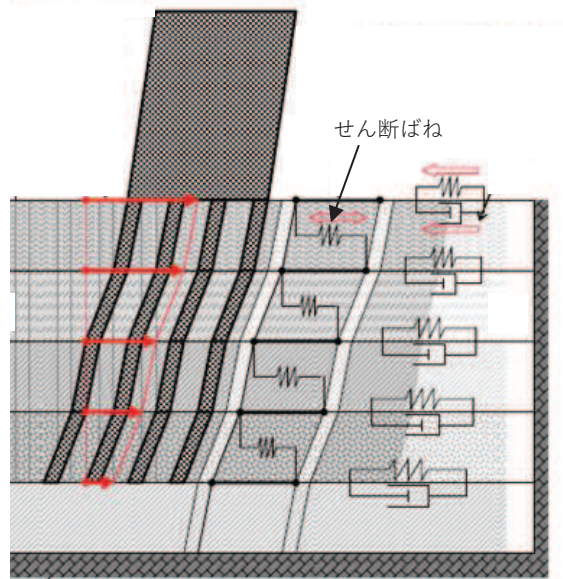


図 3.5-6(2) せん断ばねイメージ図

剛性（杭周部分）：

$$K_V = S_V \cdot \ell \cdot e_V \cdot N_p \dots\dots\dots (附 2.7-12)$$

$$S_V = \frac{2\pi \cdot G}{\log_e \left( \frac{2r_m}{D} \right)} \dots\dots\dots (附 2.7-13)$$

$$r_m = 2.5L \cdot (1 - \nu)$$

剛性（杭底面部分）：

$$K_V' = \frac{\pi \cdot \rho \cdot D \cdot V_S^2}{2(1 - \nu)} \cdot e_V \cdot N_p \dots\dots\dots (附 2.7-14)$$

減衰係数（杭周部分）：

$$C_{V(G)} = C_{V(S)} \cdot \ell' \cdot N_p \dots\dots\dots (附 2.7-15)$$

$$C_{V(S)} = \pi \cdot \rho \cdot D \cdot V_S \dots\dots\dots (附 2.7-16)$$

減衰係数（杭底面部分）：

$$C_V' = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \rho \cdot V_p \cdot N_p \dots\dots\dots (附 2.7-17)$$

ここで、 $e_V$  ：「d. 群杭効果  $e_V$  の評価方法」による鉛直分布ばねの群杭効果

$N_p$  ：杭本数

$\ell'$  ：杭の質点の支配長さ (m)

$G$  ：地盤のせん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  ：杭長 (m)

$\nu$  ：地盤のポアソン比

$D$  ：杭径 (m)

$\rho$  ：地盤の密度 (t/m<sup>3</sup>)

$V_S$  ：地盤のS波速度 (m/s)

$C_{V(G)}$  ：群杭の杭周部分の減衰係数 (kN・s/m)

$C_{V(S)}$  ：単杭の杭周部分の単位長さあたりの減衰係数 (kN・s/m)

$V_p$  ：地盤のP波速度 (m/s)

「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 (JEAC4616-2009)」より抜粋

注記 \*：群杭効果は見込まず、 $e_V = 1$  とする

図 3.5-7 鉛直地盤ばね算定式

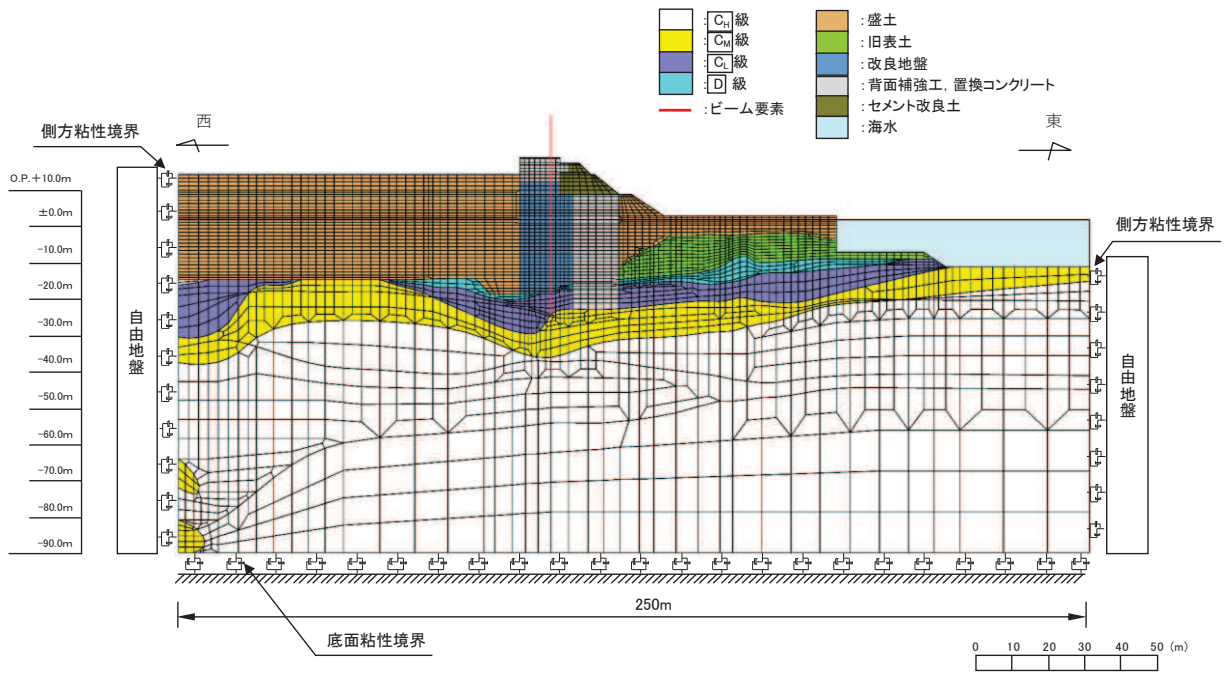


図 3.5-8 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①）

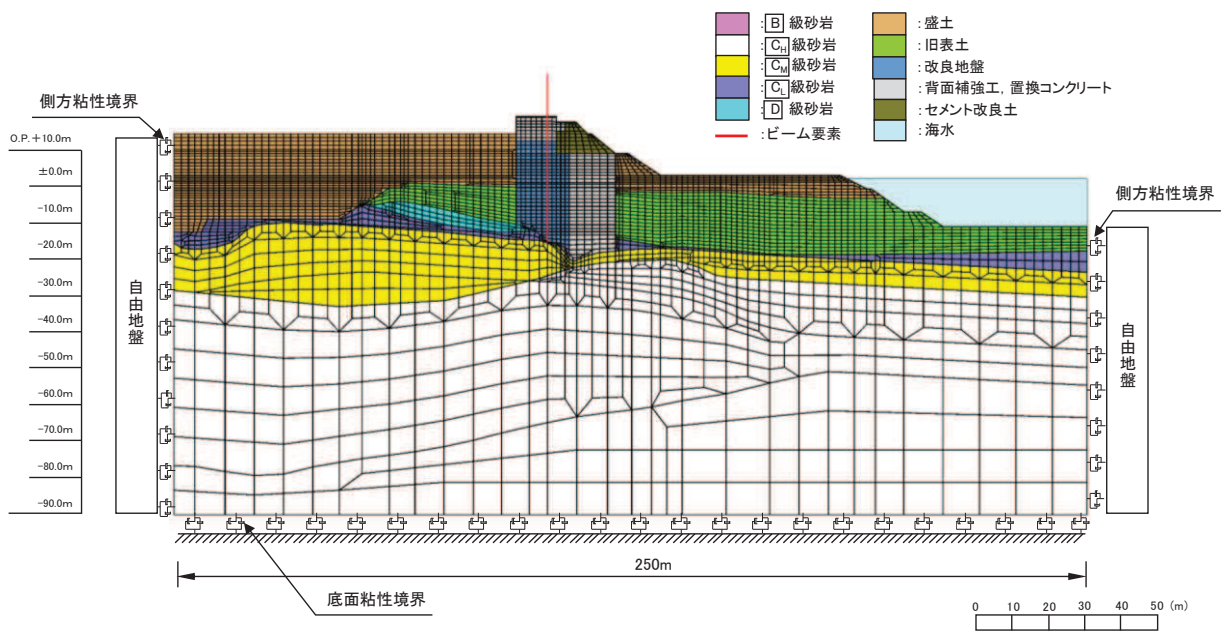


図 3.5-8 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②）

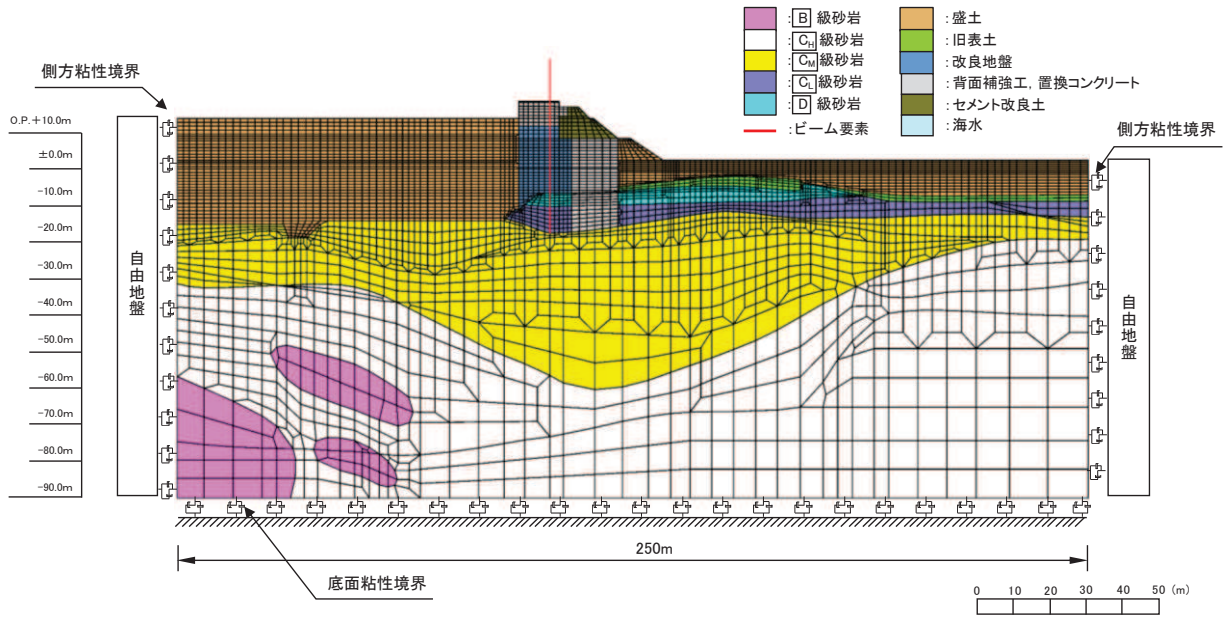


図 3.5-8 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③）

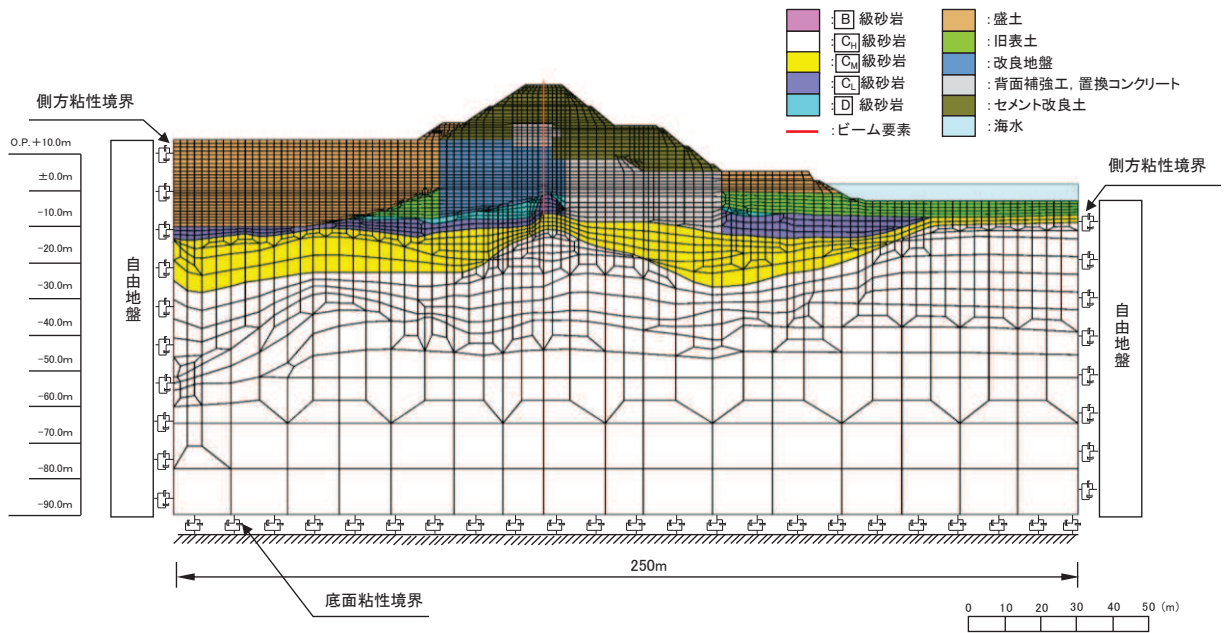


図 3.5-8 (4) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面④）

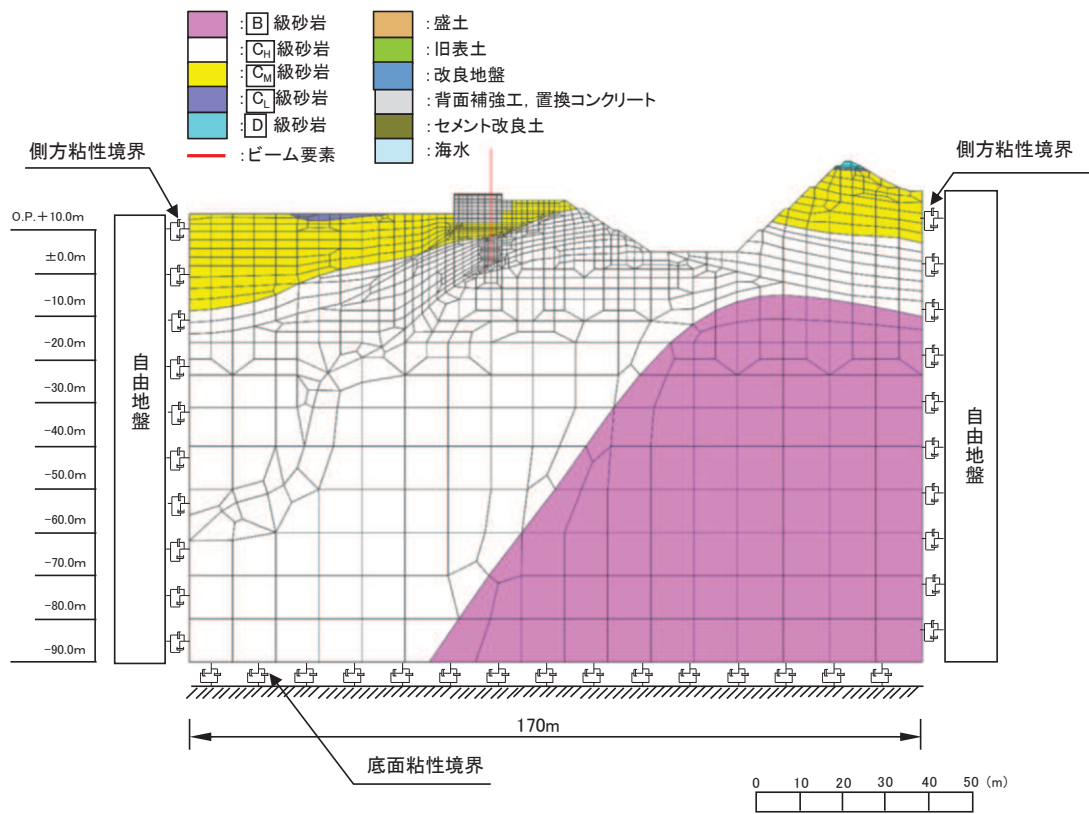


図 3.5-9 (1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤）

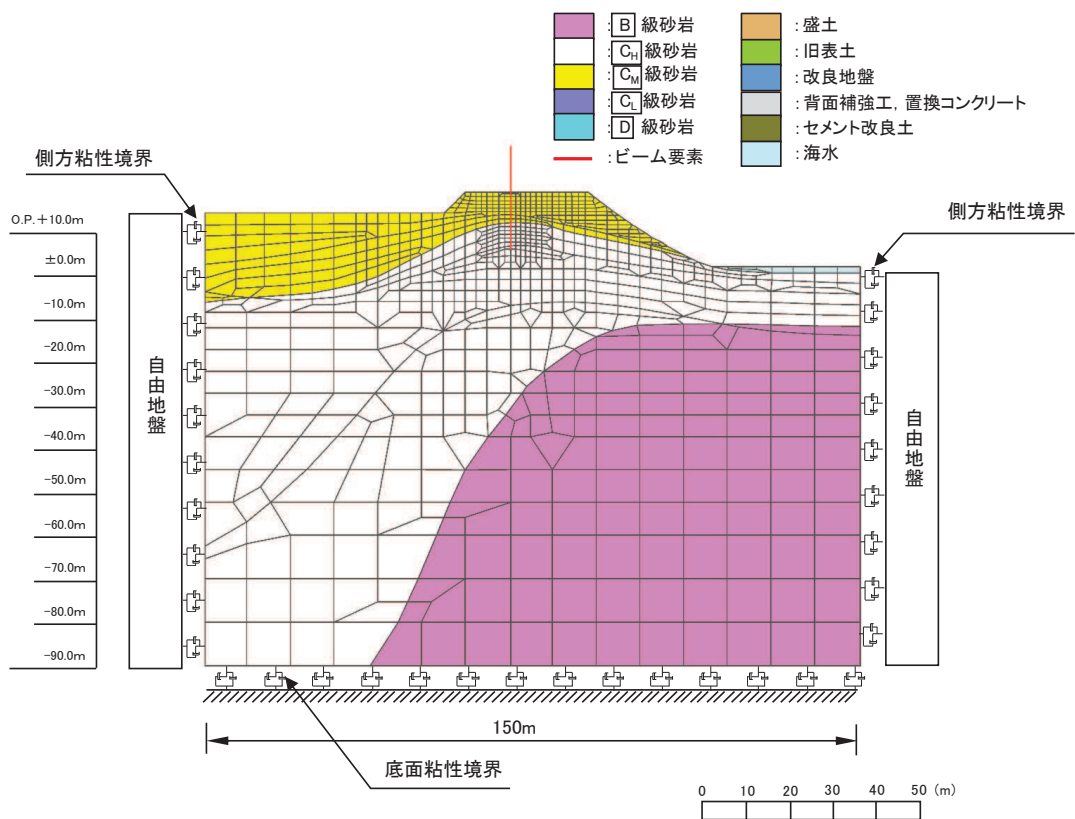


図 3.5-9 (2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥）

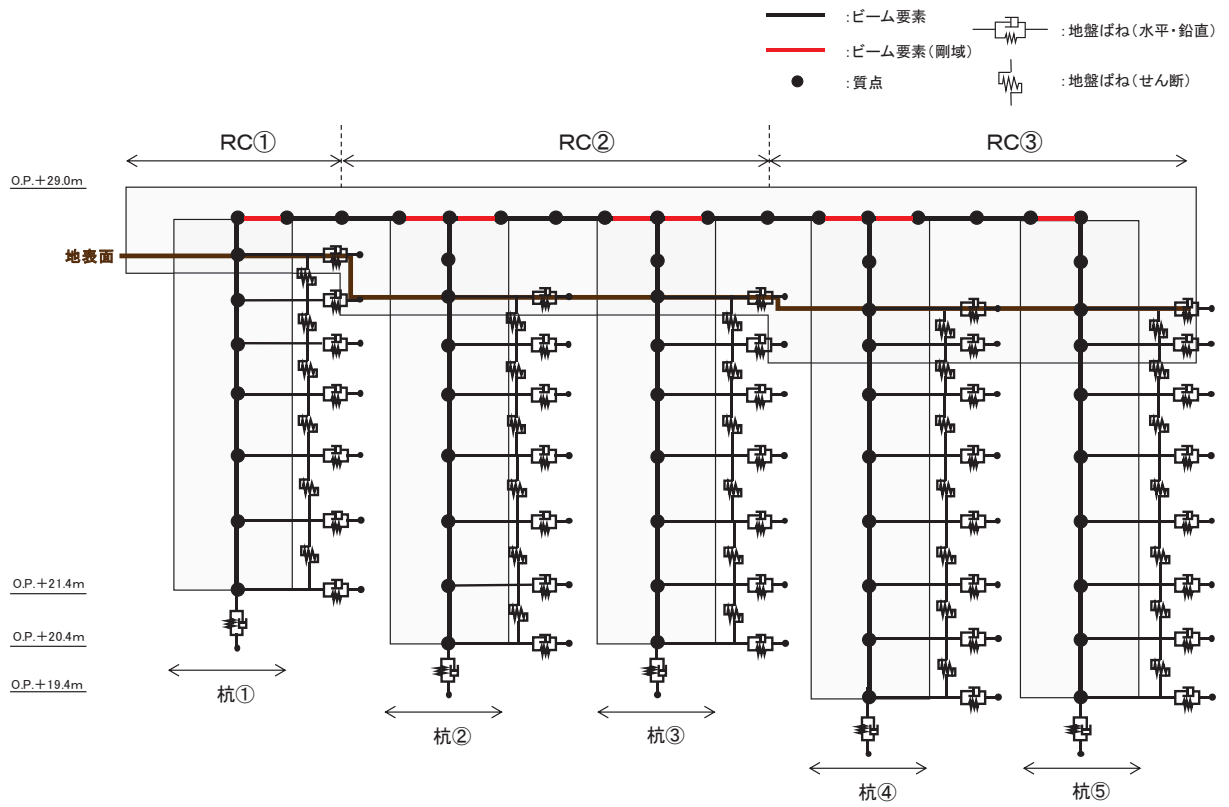
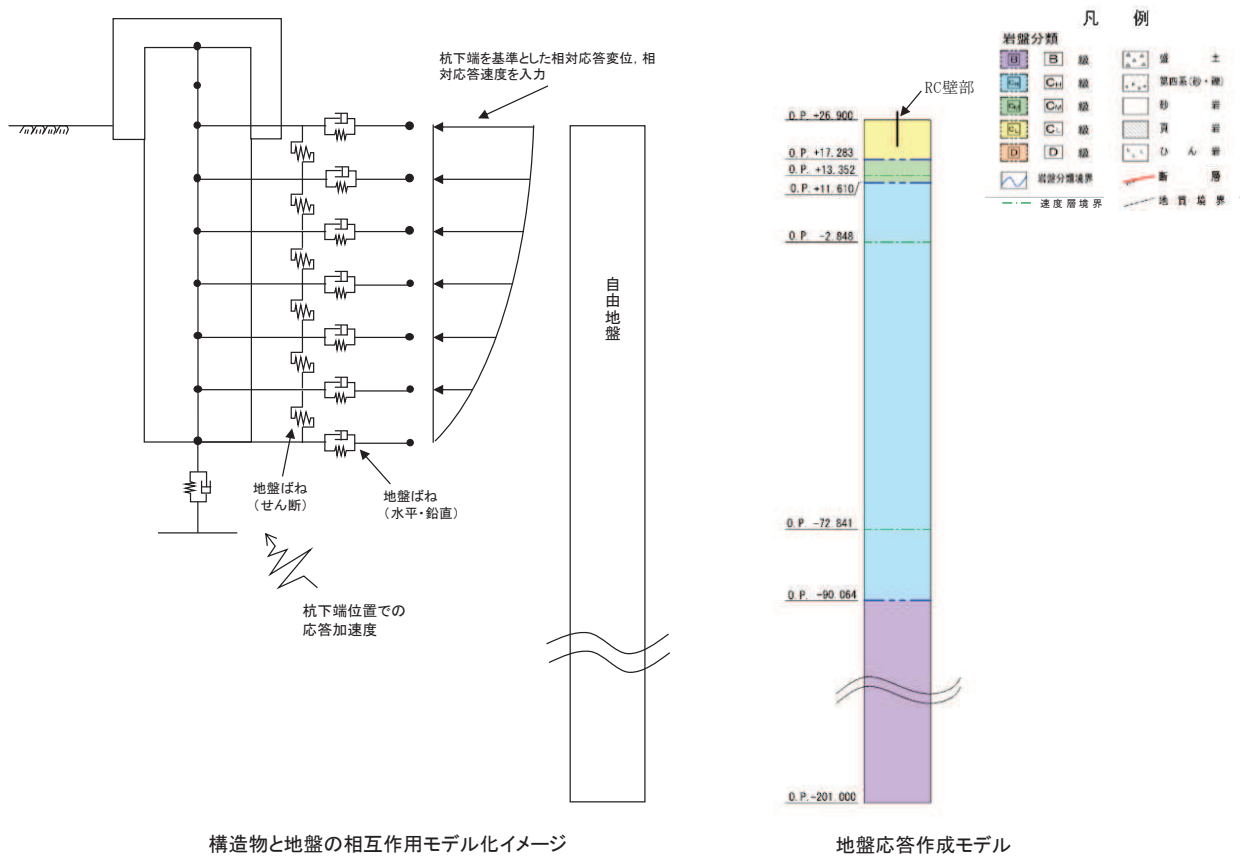


図 3.5-9 (3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑦）



構造物と地盤の相互作用モデル化イメージ

地盤応答作成モデル

図 3.5-10 岩盤部のうち RC 壁部の地盤ばねのモデル化（断面⑦）

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体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。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、背面補強工（コンクリート）と改良地盤の水平境界及びセメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。なお、背面補強工と改良地盤の境界は鋼管杭が貫いていることから、剥離を考慮した場合に鋼管杭に与える影響を確認するため、この箇所にジョイントを設定した場合の影響について参考資料4に示す。

一方、コンクリートと岩盤の境界や改良地盤と岩盤の境界については、岩盤の引張強度を0として設定していることから、これらの境界にはジョイント要素を設定する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図3.5-11にジョイント要素の力学特性、図3.5-12にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 $\tau_f$ は次式のMohr-Coulomb式により規定される。粘着力 $c$ 及び内部摩擦角 $\phi$ は周辺地盤の $c$ 、 $\phi$ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表3.5-1～表3.5-2のとおりとする。また、要素間の粘着力 $c$ 及び内部摩擦角 $\phi$ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表3.5-3のとおり設定する。

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

ここで、

- $\tau_f$  : せん断強度
- $c$  : 粘着力
- $\phi$  : 内部摩擦角

表 3.5-1 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級*	0.49	47.0
C <sub>H</sub> 級*	1.72	43.0

注記\*：砂岩

表 3.5-1 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (牧の浜部層)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
C <sub>M</sub> 級*	0.78	50.0
C <sub>H</sub> 級*	1.29	54.0

注記\* : 砂岩

表 3.5-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (共通)

地盤	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土* <sup>1</sup>	0.10	33.9
盛土* <sup>2</sup>	0.00	30.0
旧表土	0.00	26.2
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C <sub>L</sub> 級	0.46	44.0

注記 \* 1 : 地下水位以浅

\* 2 : 地下水位以深

表 3.5-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
背面補強工-盛土	盛土の $c$	盛土の $\phi$
改良地盤-盛土・旧表土	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
改良地盤-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の $c$	セメント改良土の $\phi$
背面補強工-セメント改良土	セメント改良土の $c$	セメント改良土の $\phi$
改良地盤-置換コンクリート	改良地盤の $c$	改良地盤の $\phi$

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な値とし、松本らの方法 (松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070, 2009) に従い、表 3.5-4 のとおり設定する。



表 3.5-4 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )	圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )
盛土・旧表土	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$
岩盤・セメント改良土・改良地盤	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

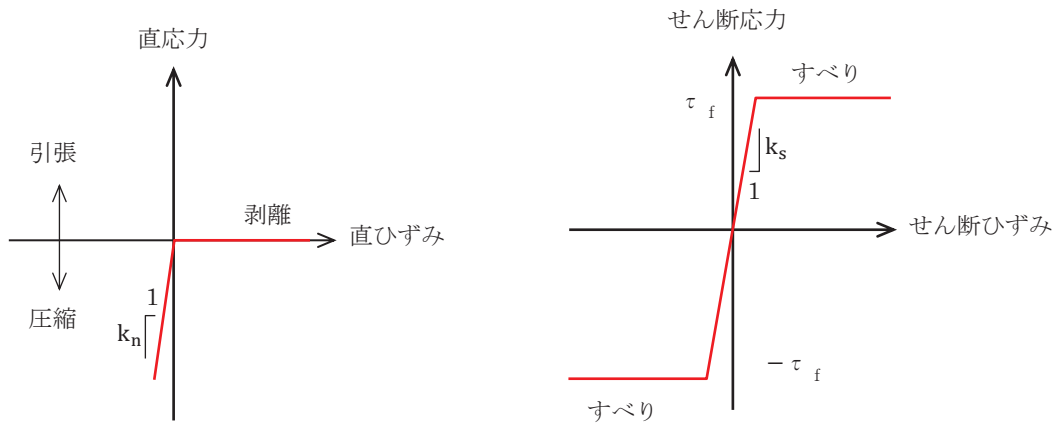


図 3.5-11 ジョイント要素の力学特性

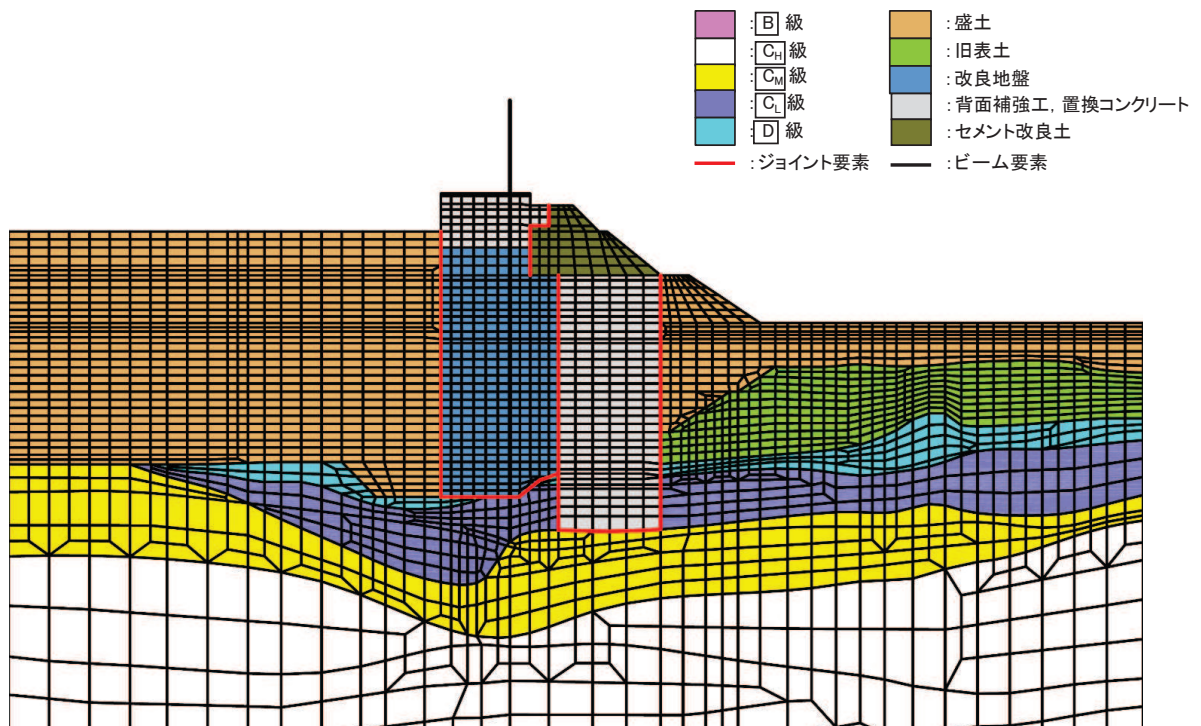


図 3.5-12 (1) 断面①におけるジョイント要素の配置図

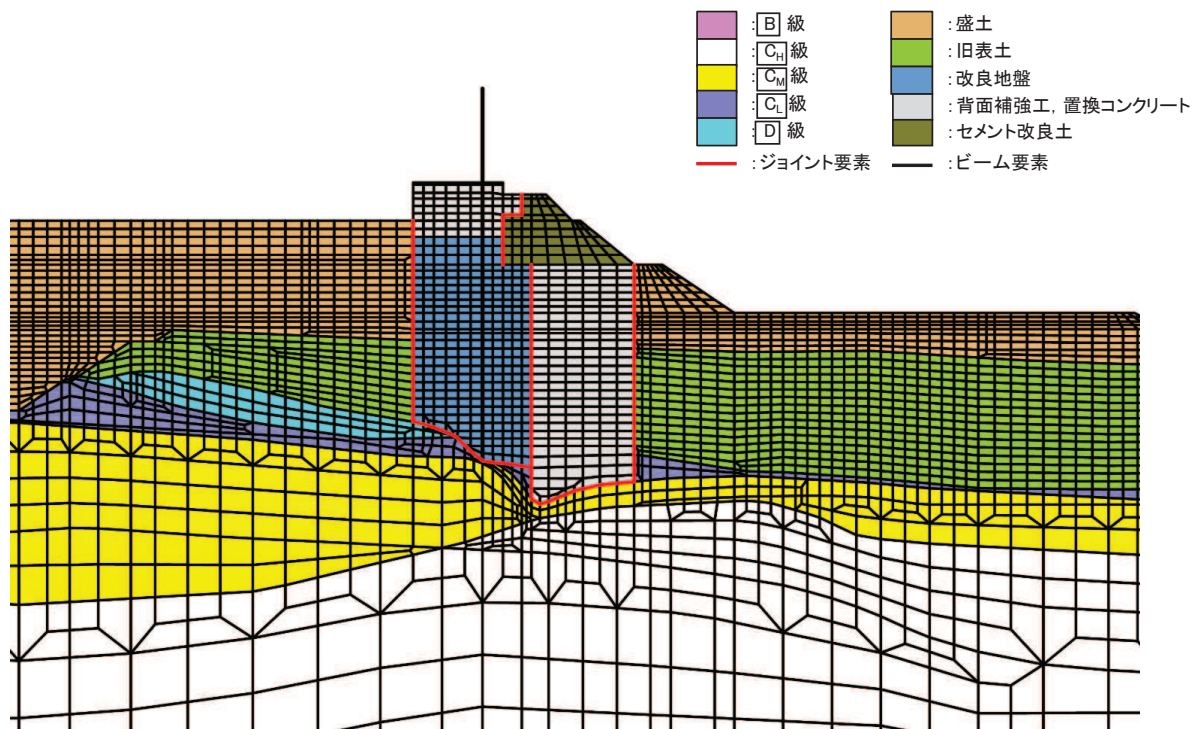


図 3.5-12 (2) 断面②におけるジョイント要素の配置図

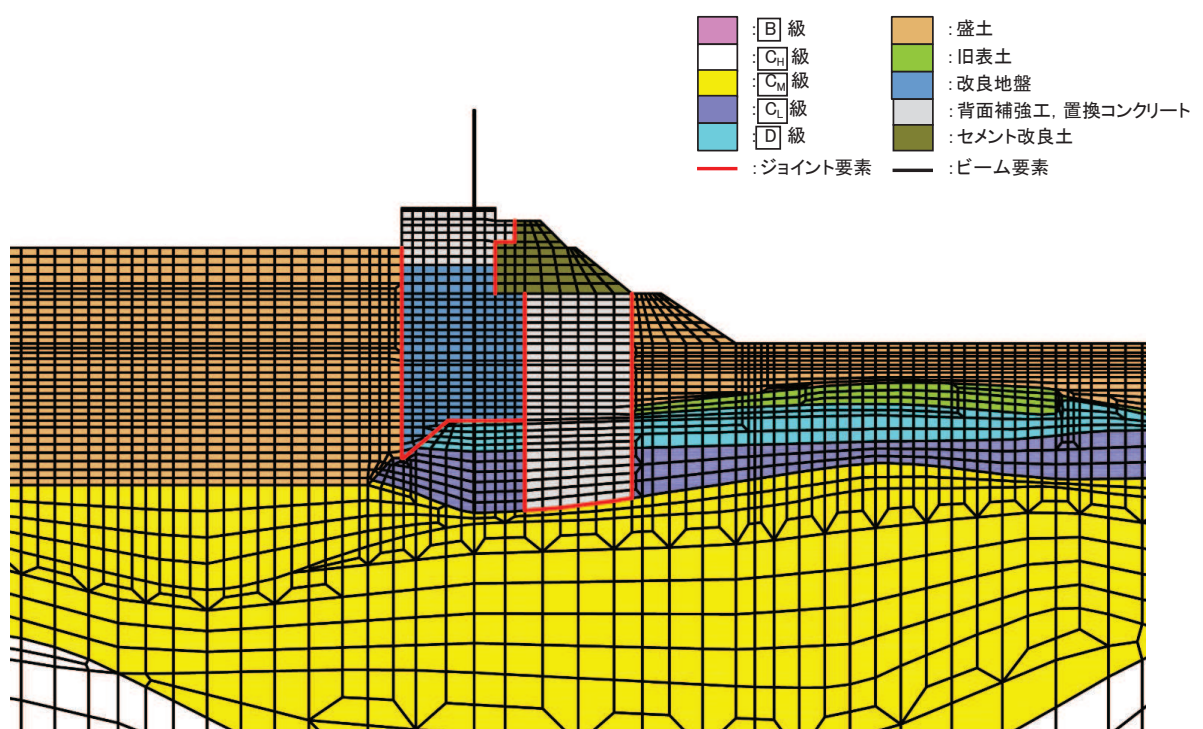


図 3.5-12 (3) 断面③におけるジョイント要素の配置図

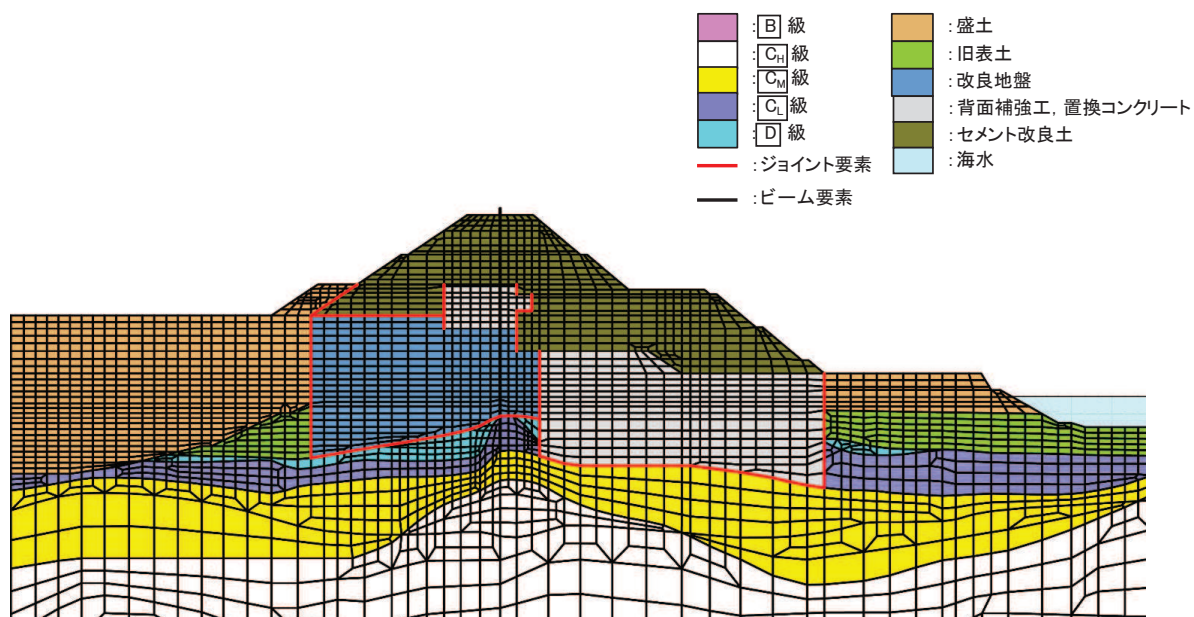


図 3.5-12 (4) 断面④におけるジョイント要素の配置図

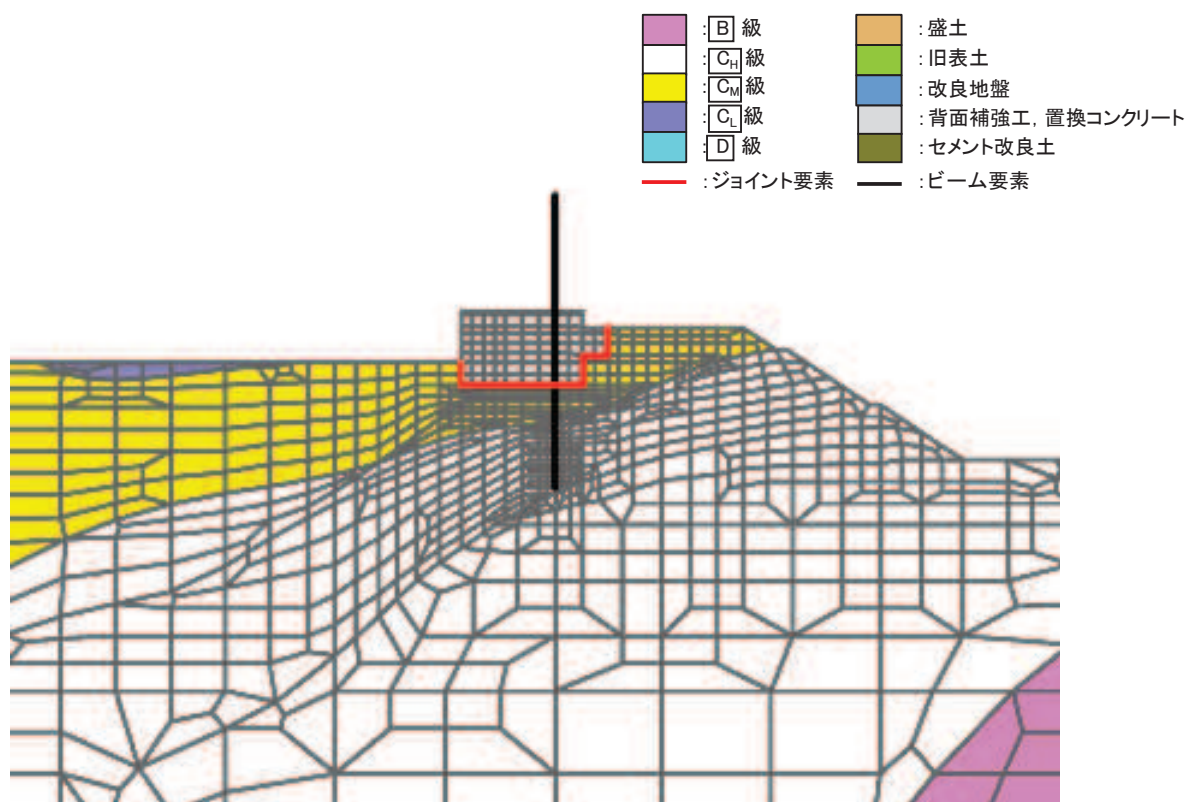


図 3.5-12 (5) 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

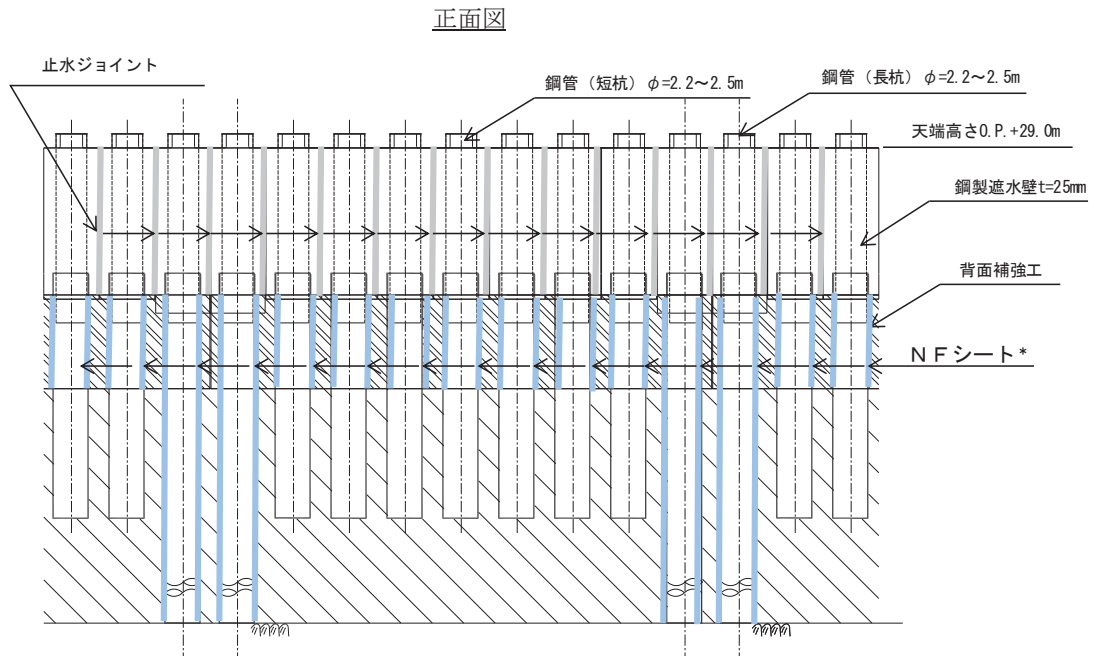
(6) 杭と地盤の境界条件

a. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部（断面①～断面④）

一般部の鋼管杭の周面には、図 3.5-13 に示すとおり NF シート\*を施工している。一方、NF シートは瞬間的な挙動変化に対して追従できない可能性がある。

上記及び鋼管杭の軸力にとって保守的な評価とするため、鋼管杭と背面補強工及び地盤の接合方法については剛結とする。鋼管杭と背面補強工及び地盤の境界条件を図 3.5-14 に示す。なお、NF シートが施工されていることを踏まえ、影響確認として、鋼管杭と背面補強工及び改良地盤の鉛直方向の境界条件を非剛結とした検討を参考資料 3 に示す。

また、鋼製遮水壁が根入れする部分及び鋼管杭がセメント改良土に囲まれる部分（断面④のみ）については地盤ばねを設定することとし、水平方向は、引張荷重が生じた場合に剛性及び応力を零とし、剥離を考慮するノーテンションばねを設定し、鉛直方向は非剛結とする。



注記 \* : アスファルトをシートに成形したものであり、本資料では『NF シート』と呼ぶ。ネガティブフリクション対策として施工したが、沈下しない設計に変更したため、役割を期待しない。

図 3.5-13 NF シートの配置

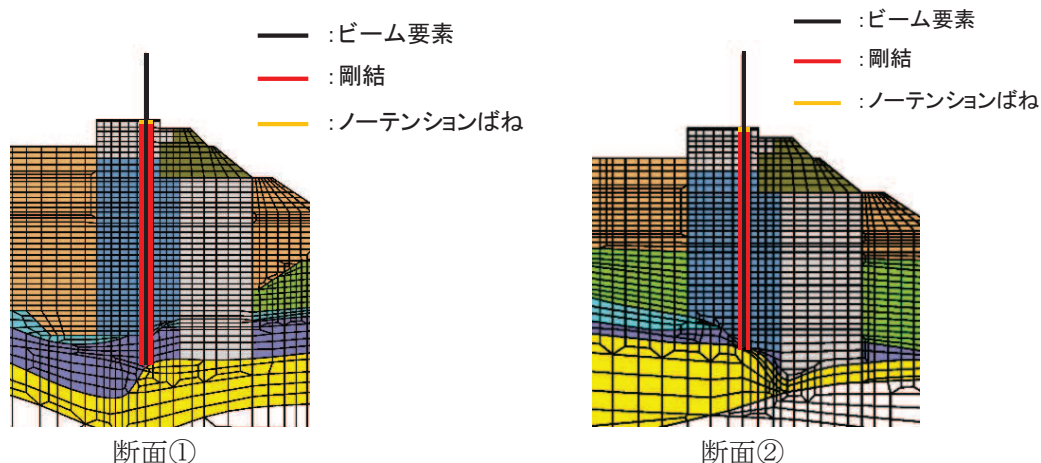


図 3.5-14(1) 鋼管杭周面の境界条件 (一般部)

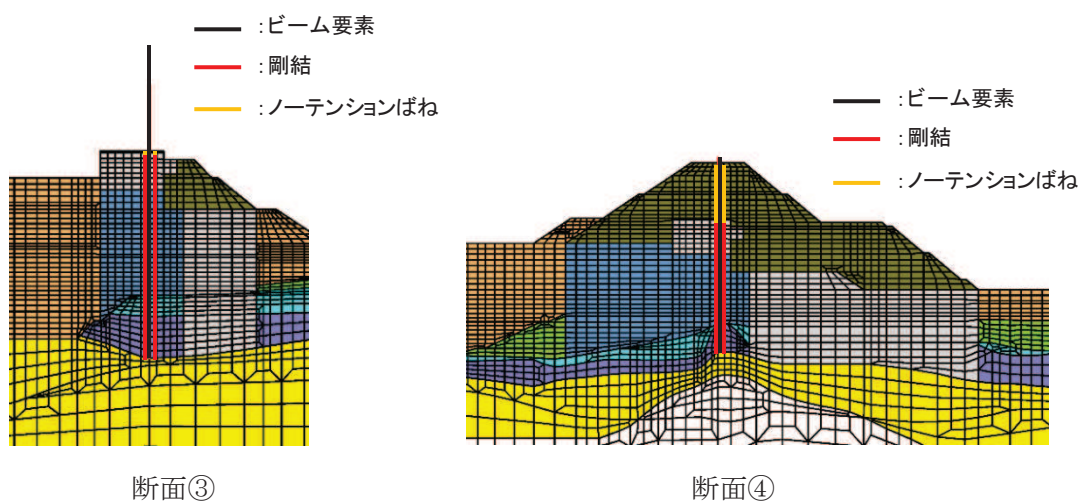


図 3.5-14(2) 鋼管杭周面の境界条件 (一般部)

b. 防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部（断面⑤～断面⑥）

鋼管杭の周面は背面補強工及び岩盤で囲まれていることを踏まえ、鋼管杭と背面補強工及び岩盤の境界条件については剛結とする。鋼管杭と背面補強工及び岩盤の境界条件を図 3.5-15 に示す。

なお、鋼製遮水壁が根入れする部分については地盤ばねを設定することとし、水平方向は、引張荷重が生じた場合に剛性及び応力を零とし、剥離を考慮するノーテンションばねを設定し、鉛直方向は非剛結とする。

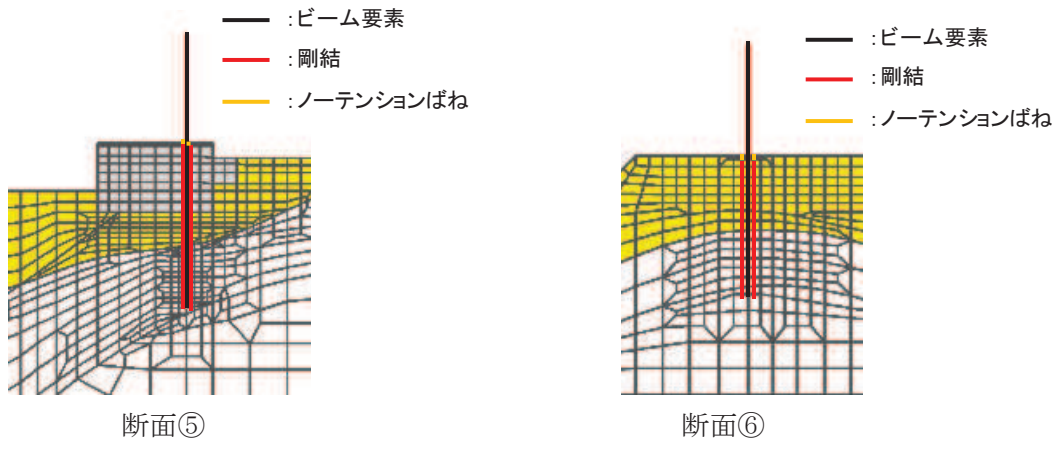


図 3.5-15 鋼管杭周囲の境界条件 (岩盤部)

### 3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5-5 に、材料の物性値を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-5 使用材料

材料		諸元	
コンクリート	背面補強工	設計基準強度 : 30 N/mm <sup>2</sup>	
	置換コンクリート	設計基準強度 : 30 N/mm <sup>2</sup>	
	RC 遮水壁	設計基準強度 : 40 N/mm <sup>2</sup>	
鋼材	鋼管杭*	φ 2200mm	t=25mm (SKK490), t=40mm (SM570)
		φ 2500mm	t=25mm (SKK490), t=35mm (SM570)
	鋼製遮水壁*		SM570, SM490Y
	漂流物防護工*		SM570, SM490Y
	鉄筋		SD345

注記 \* : 気中部分に露出する部分は、塗装による防食処理を行うことから、鋼管杭の腐食代を考慮する必要は無いものの、設計の保守性の観点から断面照査時に念のため腐食代を考慮することとし、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体，鋼製遮水壁（スキンプレート）及び漂流物防護工の断面照査において，腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5-6(1) 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
コンクリート	背面補強工	24.0* <sup>1</sup>	2.8×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>	-
	置換コンクリート	22.5* <sup>1</sup>	2.8×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>	-
	RC 遮水壁	24.0* <sup>1</sup>	3.1×10 <sup>4</sup> * <sup>1</sup>	0.2* <sup>1</sup>	-
鋼管杭	SM570, SKK490	77.0* <sup>2</sup>	2.00×10 <sup>5</sup> * <sup>2</sup>	0.3* <sup>2</sup>	-
鋼材	SM570, SM490Y	77.0* <sup>2</sup>	2.00×10 <sup>5</sup> * <sup>2</sup>	0.3* <sup>2</sup>	-

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

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

表 3.5-6(2) 材料の物性値 (コンクリートの強度特性)

材料		せん断 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	残留 強度 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート	背面補強工	6.00* <sup>1</sup>	-* <sup>2</sup>	2.22* <sup>3</sup>	-* <sup>2</sup>
	置換コンクリート				

注記 \*1 : コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)

\*2 : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

\*3 : コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)



### 3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-7～表 3.5-11 に示す。

なお、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、下限値として設定する。

表 3.5-7(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	静的・動的特性		静的特性		動的特性		減衰定数 h	
			内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 3.5-7(2) 参照	0.03	h = 0.085 $\gamma$ / (0.00026 + $\gamma$ ) + 0.028	
C <sub>H</sub> 級	26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C <sub>M</sub> 級	25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C <sub>L</sub> 級	24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38				

表 3.5-7(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
C <sub>M</sub> 級		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$15.8 \times 10^3$	0.35
C <sub>L</sub> 級	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44	
	第3速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40	
D級	第1速度層	表 3.5-7(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	

表 3.5-8(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$		
B級	26.4	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 3.5-8(2) 参照	0.03		
C <sub>H</sub> 級	26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03		
C <sub>M</sub> 級	25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03		
C <sub>L</sub> 級	23.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$		

表 3.5-8(2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
C <sub>M</sub> 級		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45
		第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41
		第4速度層	$11.5 \times 10^3$	0.34
C <sub>L</sub> 級		第5速度層	$16.8 \times 10^3$	0.33
	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.2 \times 10^3$	0.45	
D級	第3速度層	$4.7 \times 10^3$	0.41	
	第1速度層	表 3.5-8(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.45	

表 3.5-9 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性		強度特性					変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性					静的特性		動的特性		減衰定数 h
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$		
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$	
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$	
断層 及びシーム <sup>*2</sup>	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$	
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$	
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 =$ $1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$	

\*1: 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_m), \quad \gamma_m = \tau/G_0$$

\*2: 断層及びシームの存在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片上」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表 3.5-10 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 $n$	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.110 \times 10^5$	$7.071 \times 10^4$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 $h_{max}$	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	$S_1$	0.005	0.005
		$w_1$	1.3	14.0
		$p_1$	1.2	1.0
		$p_2$	0.8	0.6
		$c_1$	2.75	2.8

注記 \* : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

表 3.5-11 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液化化検討対象層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 $n$	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.000 \times 10^5$	$1.94 \times 10^6$ ( $1.84 \times 10^6$ )	$1.67 \times 10^6$	
	基準平均 有効拘束圧 $\sigma'_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
	減衰定数 の上限値 $h_{max}$	0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 \*：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

### 3.5.4 地下水位

地下水位については，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を **図 3.1-3 及び図 3.1-6** に示す。また，設計用地下水位の一覧を表 3.5-12 に示す。

表 3.5-12 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮堤（鋼管式鉛直壁）	断面①	O. P. +1.43m（朔望平均満潮位）
	断面②	
	断面③	
	断面④	防潮堤より山側で地表面，海側で O. P. +1.43m（朔望平均満潮位）に設定する。（盛土堤防との境界部であることも踏まえ，盛土堤防と同様の設定）
	断面⑤	岩盤表面
	断面⑥	
	断面⑦	



### 3.6 評価対象部位

評価対象部位は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

#### 3.6.1 施設・地盤の健全性評価

##### (1) 一般部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工，背面補強工，置換コンクリート，改良地盤及びセメント改良土とする。

##### (2) 岩盤部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、鋼管杭，鋼製遮水壁，漂流物防護工及び背面補強工とする。

##### (3) 岩盤部のうち RC 壁部

施設・地盤の健全性に係る評価対象部位は、鋼管杭及び RC 遮水壁とする。

#### 3.6.2 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイント及びウレタンシリコン目地とする。

### 3.6.3 基礎地盤の支持性能評価

#### (1) 一般部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-1 のとおり鋼管杭、背面補強工及び置換コンクリートを支持する基礎地盤とする。

表 3.6-1 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面①, ②, ④	鋼管杭	牧の浜部層*
	背面補強工	改良地盤
	置換コンクリート	牧の浜部層*
断面③	鋼管杭	狐崎部層*
	背面補強工	改良地盤
	置換コンクリート	狐崎部層*

\* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

#### (2) 岩盤部

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-2 のとおり鋼管杭及び背面補強工を支持する基礎地盤とする。

表 3.6-2 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面⑤, ⑥	鋼管杭	狐崎部層*
	背面補強工	

\* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

#### (3) 岩盤部のうち RC 遮水壁

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、表 3.6-3 のとおり鋼管杭を支持する基礎地盤とする。

表 3.6-3 各施設を支持する基礎地盤

評価断面	施設	基礎地盤
断面⑦	鋼管杭	C <sub>L</sub> 級岩盤 (杭基礎)

### 3.7 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

#### 3.7.1 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、短期許容応力度とする。

鋼管杭の許容応力度の考え方を図3.7-1に示す。

地中部(O.P.+18.5m以下)の下杭は、下部構造として取り扱うこととし、道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）に準拠した許容応力度を用いる。道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）によると、「全長が地中に埋込まれた杭では、一般に座屈の影響を考慮しなくてよい。これは杭側面の地盤が軟弱である場合でも座屈を拘束するからである。」との記載がある。防潮堤（鋼管式鉛直壁）においては、杭は背面補強工（コンクリート）及び改良地盤に埋め込まれており、かつすべりに対する安定性（内的安定）を確保することで、座屈に対する拘束効果を見込めることから、座屈非考慮とする。断面④においては、セメント改良土に埋め込まれる部分を含めて座屈非考慮とする。

地上部(O.P.+18.5m以上)の上杭は、上部構造として取り扱うこととし、道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）に準拠し、局部座屈を考慮した許容応力度を用いる。ただし、鋼管内部にコンクリート充填されているO.P.+18.5m～21.0mの範囲はコンクリートと一体化されていること、上杭と下杭の接合部であるO.P.+16.5m～20.0mの範囲で、モルタル充填により一体化\*されていることから、道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）に準拠し、座屈非考慮とする。座屈を考慮する場合の許容応力度の考え方を図3.7-2～図3.7-4に示す。

上記に基づいた鋼管杭の許容限界を表3.7-1に示す。

注記\*：上杭と下杭の接合部は、複合構造標準示方書（土木学会）に準拠したソケット方式の接合とし、十分な裕度を確保する。

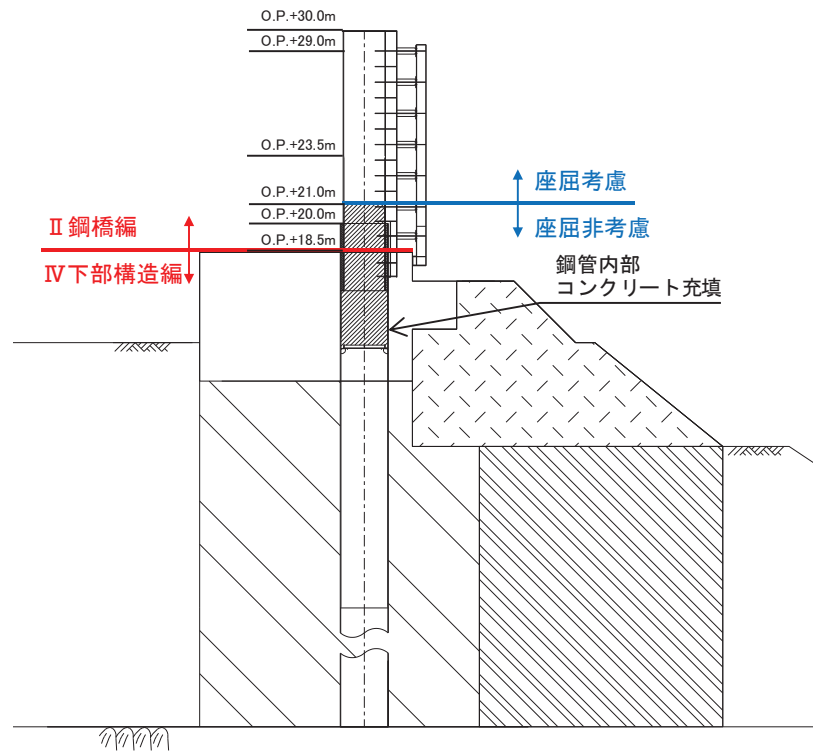


図 3.7-1 (1) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (一般部)

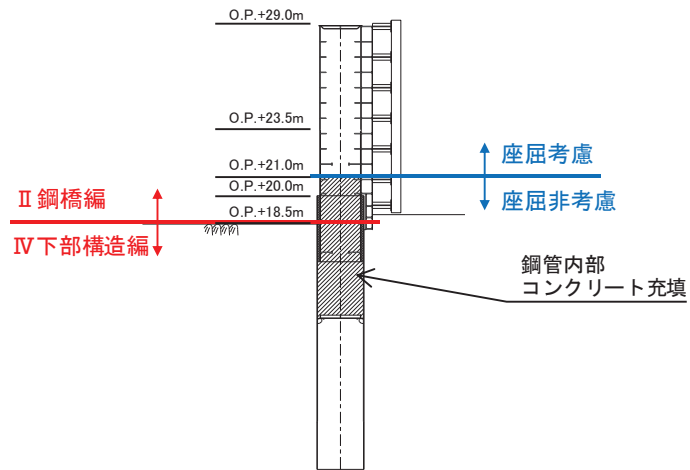


図 3.7-1 (2) 鋼管杭の許容応力度の考え方 (岩盤部)

【座屈を考慮する場合の許容曲げ圧縮応力度（SKK490）\*1】

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{ca0}$$

$$\sigma_{cag} = 185 - 1.2 \left( \frac{l}{r} - 16 \right)$$

$$l = \beta \cdot L$$

$$\sigma_{cal} = 185 - 0.57 \left( \frac{R}{a \cdot t} - 35 \right) : 35 \leq \frac{R}{a \cdot t} \leq 200$$

$$a = 1 + \frac{\phi^{*2}}{10}$$

$$\phi^{*2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

ここで、

- $\sigma_{ca}$  : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cag}$  : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cal}$  : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{ca0}$  : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 : 185 (N/mm<sup>2</sup>)
- $l$  : 有効座屈長 (mm)
- $L$  : 部材長 (mm)
- $r$  : 断面二次半径 (mm)
- $R$  : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- $t$  : 鋼管の板厚 (mm)
- $\sigma_1$  : 曲げにより鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_2$  : 曲げにより鋼管に引張が生じる側の合応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \*1 : 道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）の許容軸方向圧縮応力度の考え方を参照。

\*2 : 鋼管の応力状態によって変化する。

【座屈を考慮する場合の許容曲げ圧縮応力度（SM570）\*1】

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{ca0}$$

$$\sigma_{cag} = 255 - 2.1 \left( \frac{l}{r} - 18 \right)$$

$$l = \beta \cdot L$$

$$\sigma_{cal} = 255 : \frac{R}{a \cdot t} \leq 25$$

$$a = 1 + \frac{\phi^{*2}}{10}$$

$$\phi^{*2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

ここで、

- $\sigma_{ca}$  : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cag}$  : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cal}$  : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{ca0}$  : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 : 185 (N/mm<sup>2</sup>)
- $l$  : 有効座屈長 (mm)
- $L$  : 部材長 (mm)
- $r$  : 断面二次半径 (mm)
- $R$  : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- $t$  : 鋼管の板厚 (mm)
- $\sigma_1$  : 曲げにより鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_2$  : 曲げにより鋼管に引張が生じる側の合応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \*1 : 道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）の許容軸方向圧縮応力度の考え方を参照。

\*2 : 鋼管の応力状態によって変化する。

鋼種 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$140: \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82 \left( \frac{l}{r} - 18 \right)$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $92 < \frac{l}{r}$	$185: \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2 \left( \frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $79 < \frac{l}{r}$	$210: \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5 \left( \frac{l}{r} - 15 \right)$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $75 < \frac{l}{r}$	$255: \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1 \left( \frac{l}{r} - 18 \right)$ $18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $67 < \frac{l}{r}$
40 を超え 75 以下	$125: \frac{l}{r} \leq 19$ $125 - 0.68 \left( \frac{l}{r} - 19 \right)$ $19 < \frac{l}{r} \leq 96$ $\frac{1,200,000}{7,300 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $96 < \frac{l}{r}$	$175: \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 1.1 \left( \frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 82$ $\frac{1,200,000}{5,300 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $82 < \frac{l}{r}$	$195: \frac{l}{r} \leq 15$ $195 - 1.3 \left( \frac{l}{r} - 15 \right)$ $15 < \frac{l}{r} \leq 77$ $\frac{1,200,000}{4,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $77 < \frac{l}{r}$	$245: \frac{l}{r} \leq 17$ $245 - 2.0 \left( \frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,600 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$
75 を超え 100 以下	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3 \left( \frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9 \left( \frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$	$190: \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3 \left( \frac{l}{r} - 16 \right)$ $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $78 < \frac{l}{r}$	$240: \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9 \left( \frac{l}{r} - 17 \right)$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + \left( \frac{l}{r} \right)^2}$ $69 < \frac{l}{r}$
備考	$l$ : 部材の有効座屈長 (mm) $r$ : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

(道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より抜粋)

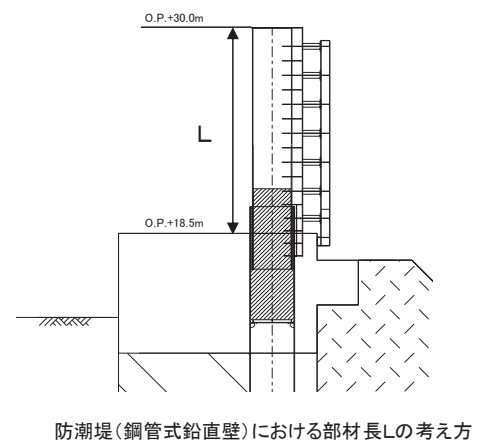
図 3.7-2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

表-解 3.2.2 柱の有効座屈長  $L$ : 部材長 (mm)

	1	2	3	4	5	6
座屈形が点線のような場合						
$\beta$ の理論値	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
$\beta$ の推奨値	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

材端条件	回転に対して	水平変位に対して
	固定	固定
	自由	固定
	固定	自由
	自由	自由



(道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説  
(日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より抜粋)

図 3.7-3 有効座屈長

鋼種	鋼管の板厚(mm)	局部座屈に対する許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )
SM490 STK490	40 以下	185 : $\frac{R}{at} \leq 35$ 185 - 0.57 $\left(\frac{R}{at} - 35\right)$ : $35 < \frac{R}{at} \leq 200$
	40 を超え 100 以下	175 : $\frac{R}{at} \leq 40$ 175 - 0.56 $\left(\frac{R}{at} - 40\right)$ : $40 < \frac{R}{at} \leq 200$
SM570 SMA570W	40 以下	255 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 255 - 0.82 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$ : $25 < \frac{R}{at} \leq 200$
	40 を超え 75 以下	245 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 245 - 0.78 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$ : $25 < \frac{R}{at} \leq 200$
	75 を超え 100 以下	240 : $\frac{R}{at} \leq 25$ 240 - 0.77 $\left(\frac{R}{at} - 25\right)$ : $25 < \frac{R}{at} \leq 200$

(道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より抜粋)

図 3.7-4 (1) 局部座屈に対する許容応力度

【座屈を考慮する場合の許容せん断応力度 (SKK490)】

$$\tau_a = 105 - 0.0039 \left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 95$$

ここで,

- $\tau_a$  : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $R$  : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- $t$  : 鋼管の板厚 (mm)

【座屈を考慮する場合の許容せん断応力度 (SM570)】

$$\tau_a = 145 - 0.0096 \left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 70$$

ここで,

- $\tau_a$  : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $R$  : 鋼管の半径 (中心から外線までの距離) (mm)
- $t$  : 鋼管の板厚 (mm)



表-15.3.2 許容せん断応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
		補剛材を設ける場合	補剛材を設けない場合
SM490 STK490	40 以下	$105 - 0.0039 \left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 95$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	60
	40 を超え 100 以下	$100 - 0.0034 \left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 100$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $100 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM570 SMA570W	40 以下	$145 - 0.0096 \left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 70$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $70 < \frac{R}{t} \leq 200$	—
	40 を超え 75 以下	$140 - 0.0087 \left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 を超え 100 以下	$135 - 0.0078 \left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	

(道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より抜粋)

図 3.7-4 (2) 局部座屈に対する許容せん断応力度

表 3.7-1(1) 鋼管杭の許容限界（一般部，断面①～断面③）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30.0m～ O. P. +23.5m		座屈 考慮	161* 1	96* 1	241* 1	145* 1
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m～ O. P. +21.0m			224* 1	137* 1	336* 1	206* 1
		O. P. +21.0m～ O. P. +20.0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	O. P. +20.0m～ O. P. ±0.0m	座屈 非考慮	255	145	382	217
		短杭	O. P. +20.0m～ O. P. +5.0m					
	SKK490 (t=25mm)	長杭	O. P. ±0.0m～ 杭下端		185	105	277	157
		短杭	O. P. +5.0m～ O. P. +2.5m					

注記 \* 1 : 座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

\* 2 : 短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3.7-1(2) 鋼管杭の許容限界（一般部，断面④）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30.0m～ O. P. +29.0m		座屈 考慮	178*1	96*1	268*1	145*1
		O. P. +29.0m～ O. P. +23.5m			185	105	277	157
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m～ O. P. +20.0m			255	145	382	217
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	O. P. +20.0m～ O. P. +1.024m	座屈 非 考慮	255	145	382	217
		短杭	O. P. +20.0m～ O. P. +5.0m					
	SKK490 (t=25mm)	長杭	O. P. +1.024m～杭 下端		185	105	277	157
		短杭	O. P. +5.0m～ O. P. +2.5m					

注記 \*1：座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

\*2：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.7-1(3) 鋼管杭の許容限界（岩盤部，断面⑤～⑥）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> ) *2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん 断応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +29.0m～ O. P. +23.5m		座屈 考慮	164*1	96*1	246*1	145*1
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23.5m～ O. P. +21.0m			229*1	137*1	344*1	206*1
		O. P. +21.0m～ O. P. +20.0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	⑤断面	O. P. +20.0m ～O. P. +5.0m	座屈 非 考慮	255	145	382	217
		⑥断面	O. P. +20.0m ～O. P. +8.0m					
	SKK490 (t=25mm)	⑤断面	O. P. +5.0m～ O. P. +2.5m		185	105	277	157
		⑥断面	O. P. +8.0m～ O. P. +5.5m					

注記 \*1：座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容応力度が最小となるように算定した値を示す。

\*2：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.7-1(4) 鋼管杭の許容限界（岩盤部，断面⑦）

杭種	座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度*
		許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$		(N/mm <sup>2</sup> )
SKK490 (t=25mm)	座屈	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	185	277
	非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	105	157

注記 \*：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.7.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表3.7-2～表3.7-3に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界

部材		材質	座屈	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>2</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
鋼製 遮水壁	スキン プレート	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
	垂直リブ	SM490Y	考慮	許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}$ * <sup>1</sup>	127	190
	水平リブ	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180
漂流物 防護工	架台	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	120	180
	防護工	SM570	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{sa}$	255	382
			非考慮	許容せん断応力度 $\tau_{sa}$	145	217

注記 \*1：「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき， $\sigma_{ca} = \sigma_{sa} \cdot (t \cdot f / L)^2$ より算出する。tは鋼製遮水壁の垂直リブの板厚(mm)，fは応力勾配による係数，Lは鋼製遮水壁の水平リブ間隔(mm)を示す。なお，t=20(mm)，L=811(mm)であり，fは保守的に最小値となるf=1とし，以下のとおり算出される。

$$\sigma_{ca} = 210 \cdot (20 \cdot 1 / 811)^2 = 127.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

\*2：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 3.7-3 漂流物防護工（防護工取付けボルト）の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
強度区分 8.8	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	360	540
	許容応力度 $\tau_{sa}$	200	300

注記 \*：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

### 3.7.3 RC 遮水壁

RC 遮水壁の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〕（土木学会，2002 年制定）」に基づき，表 3.7-4 に示す短期許容応力度とする。

表 3.7-4 RC 遮水壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	コンクリート ( $f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$ )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	14
許容せん断応力度 $\tau_{al}$		0.55	0.82
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記 \*：短期許容応力度は，コンクリートの標準示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

### 3.7.4 背面補強工

背面補強工の許容限界は，「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し，表 3.7-5 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-5 背面補強工の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.7.5 置換コンクリート

置換コンクリートの許容限界は，「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し，表 3.7-6 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-6 置換コンクリートの許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.7.6 改良地盤

改良地盤の許容限界は，「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し，表 3.7-7 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-7 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.7.7 セメント改良土

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.7-8 に示すすべり安全率とする。

表 3.7-8 セメント改良土の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

### 3.7.8 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3.7-9 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.7-9 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 (mm)		
	変形量	ゴムジョイント	防潮堤軸直交方向
防潮堤軸方向			150
ウレタンシリコーン目地		防潮堤軸直交方向	30
		防潮堤軸方向	6

### 3.7.9 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7-10 に示す。

表 3.7-10 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力	狐崎部層*	13.7
	牧の浜部層*	11.4
	改良地盤	4.4
	C <sub>L</sub> 級岩盤（杭基礎）	3.9

\* : C<sub>M</sub>級岩盤以上の岩盤が対象

### 3.8 評価方法

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

#### 3.8.1 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応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

また、漂流物防護工は鋼管杭（鋼製遮水壁）からの張り出し構造となっていることから、漂流物防護工が設置されることでの鋼管杭の偏心荷重についても別途考慮する。

##### (1) 曲げ軸力照査

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。

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} \pm \frac{M_1}{Z_1} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

$\sigma_1$  : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$M_1$  : 鋼管杭に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_1$  : 鋼管杭の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*

$N_1$  : 鋼管杭の軸力 (kN)

$A_1$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

注記 \* : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。

##### (2) せん断力照査

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。

$$\tau_1 = \kappa_1 \frac{S_1}{A_1} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

$\tau_1$  : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_1$  : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

$A_1$  : 鋼管杭の断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

$\kappa_1$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

注記 \* : 鋼管杭の外側 1mm を腐食代として考慮する。



### (3) 漂流物防護工による偏心荷重

漂流物防護工は、図 3.8-1 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）からの張り出し構造となっている。鋼管杭に与える偏心荷重及びその評価方法について、表 3.8-1 に示す。

地震時においては、鋼管杭へ作用する偏心モーメント及び鋼管杭へ作用するねじれについて評価を実施する。評価を実施する断面及びケースは、曲げ・軸力系の破壊に対する照査又はせん断破壊に対する照査が最も厳しくなる断面及びケースとする。

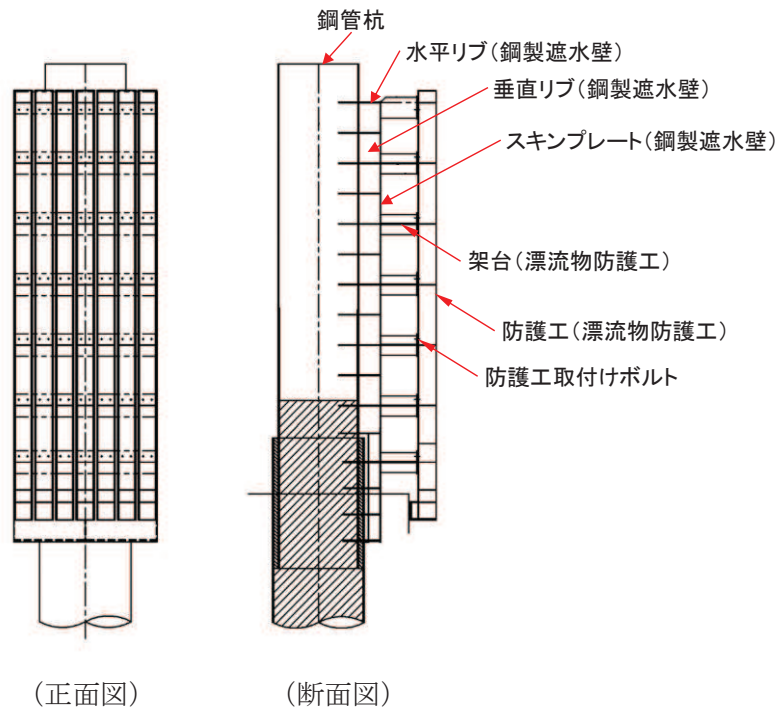
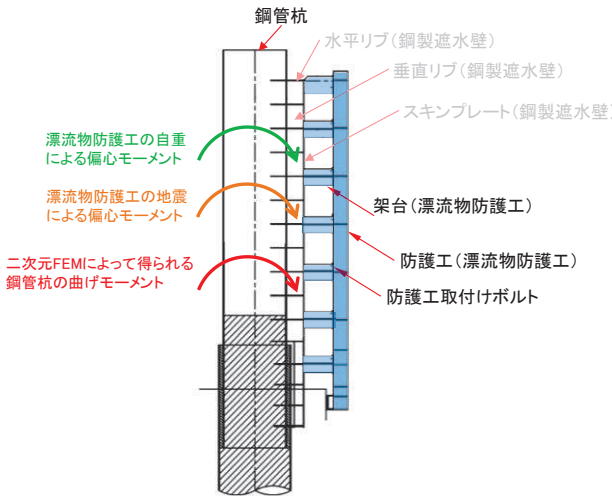
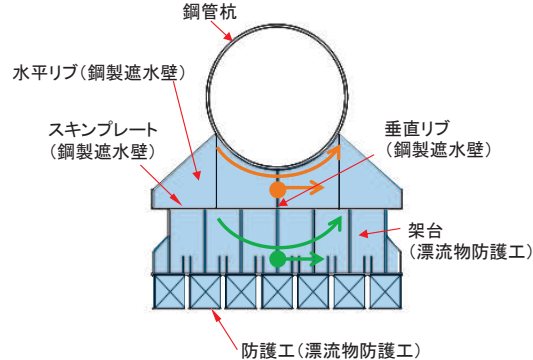


図 3.8-1 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

表 3.8-1 漂流物防護工による偏心荷重

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじれ
 <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 常時+鉛直加振により，鋼管杭に偏心モーメントが発生する。</li> <li>・ 二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭の曲げモーメントに，偏心モーメントを加算して評価する。</li> </ul>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 水平加振により，鋼管杭にねじれが発生する。</li> <li>・ 二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭のせん断力に，ねじれを加算して評価する。</li> </ul>
鋼管杭に生じる変位	
汀線直交方向	汀線方向
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 隣り合う構造（鋼管杭+鋼製遮水壁+漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線直交方向の変位への影響は小さい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 隣り合う構造（鋼管杭+鋼製遮水壁+漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線方向の変位への影響は小さい。</li> </ul>

a. 偏心モーメント

漂流物防護工について鋼管杭中心を固定端とした片持ち梁としてモデル化し，次式により偏心モーメントを算出する。モデル図を図 3.8-2 に示す。

$$M_e = (1 + k_v) \cdot w_1 \cdot e_1 \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで，

$M_e$  : 偏心モーメント

$k_v$  : 鉛直震度

$w_1$  : 漂流物防護工重量

$e_1$  : 偏心距離

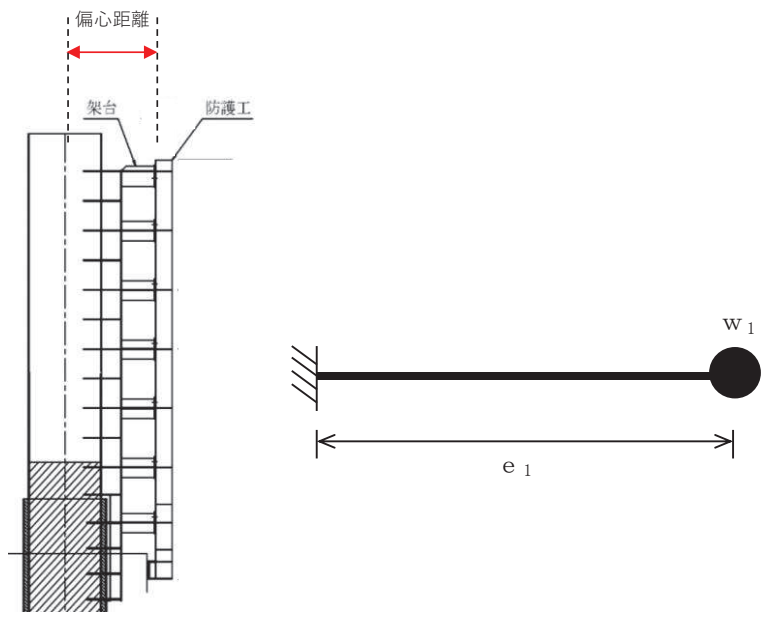


図 3.8-2 モデル図

b. ねじれ応力

次式によりねじれ応力を算出する。算出概念図を図 3.8-3 に示す。

$$M_T = (L_2 \cdot w_2 + L_3 \cdot w_3) \cdot k_h \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

- $M_T$  : ねじり応力
- $L_2$  : 防護工のねじりアーム長
- $w_2$  : 防護工重量
- $L_3$  : 鋼製遮水壁のねじりアーム長
- $w_3$  : 鋼製遮水壁重量
- $k_h$  : 水平震度

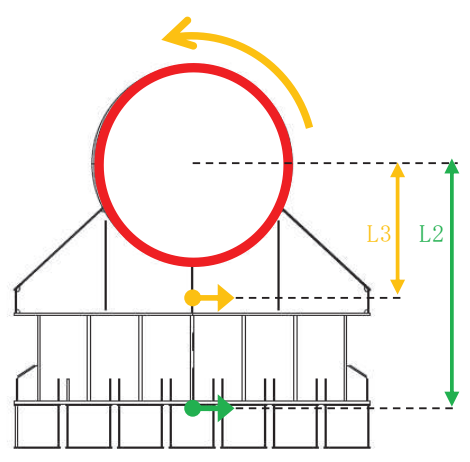


図 3.8-3 ねじれ応力算定概念図

### 3.8.2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工

鋼製遮水壁は、スキンプレート、垂直リブ及び水平リブで構成され、漂流物防護工は架台及び防護工で構成されている。防護工は架台に取り付けられており、架台はスキンプレートを挟んで水平リブと同じ高さに取り付けられている。鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図を図 3.8-4 に示す。

これらの各部材について、単純ばり又は片持ちばりでモデル化し、それぞれ許容限界以下であることを確認する。

地震荷重については、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の評価部材ごとにその自重を算定して設計用水平震度との積として設定する。設計水平震度については、地震応答解析の結果に基づき、鋼製遮水壁及び漂流物防護工が設置される断面①～③、⑤及び⑥の鋼管杭に発生する最大水平加速度から以下の式により各断面の最大水平震度  $k_h$  を算定した上で、保守的に設計水平震度を設定し、高さ方向に一律作用させることとする。

また、風荷重については、 $1\text{kN/m}^2$  を高さ方向に一律作用させることとする。

(水平震度算定式)

$$k_h = \frac{\alpha_{\text{max}}}{g} \dots \dots \dots (3.5)$$

$\alpha_{\text{max}}$  : 最大水平加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

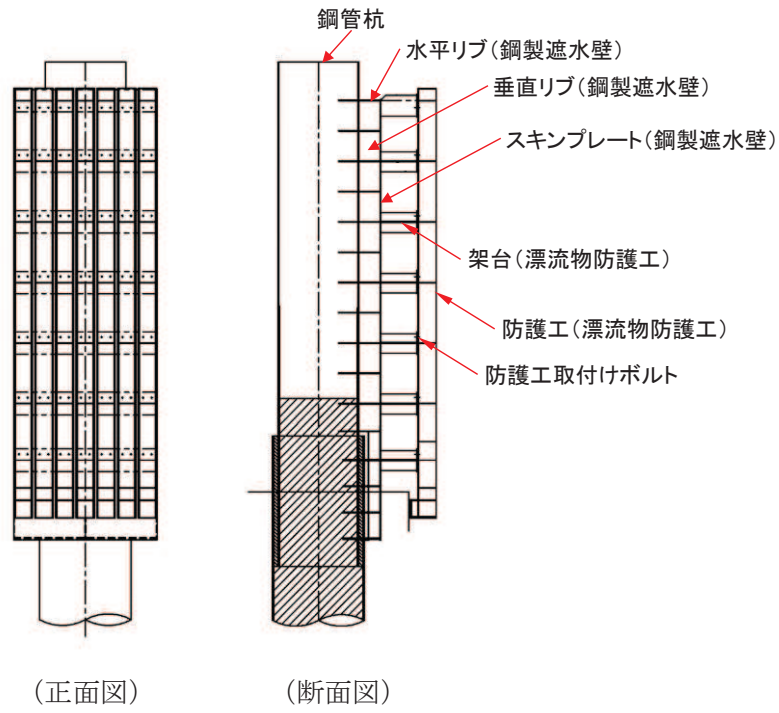


図 3.8-4(1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (正面図, 断面図)

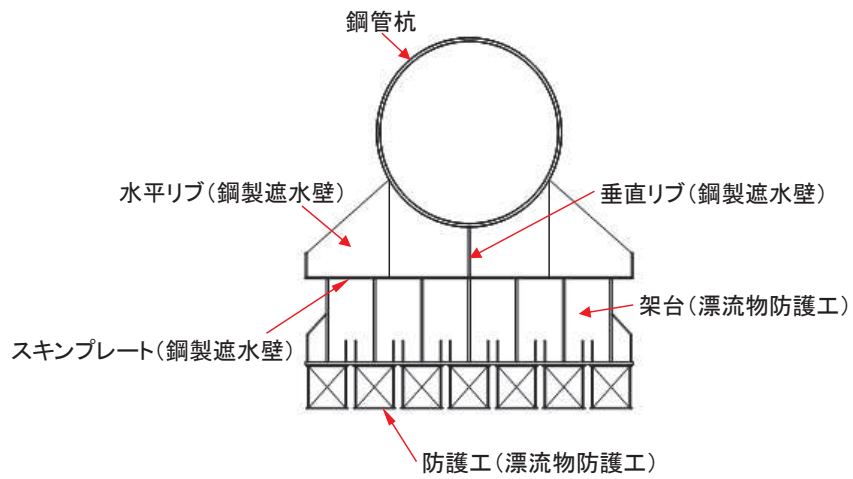


図 3.8-4(2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図 (平面図)

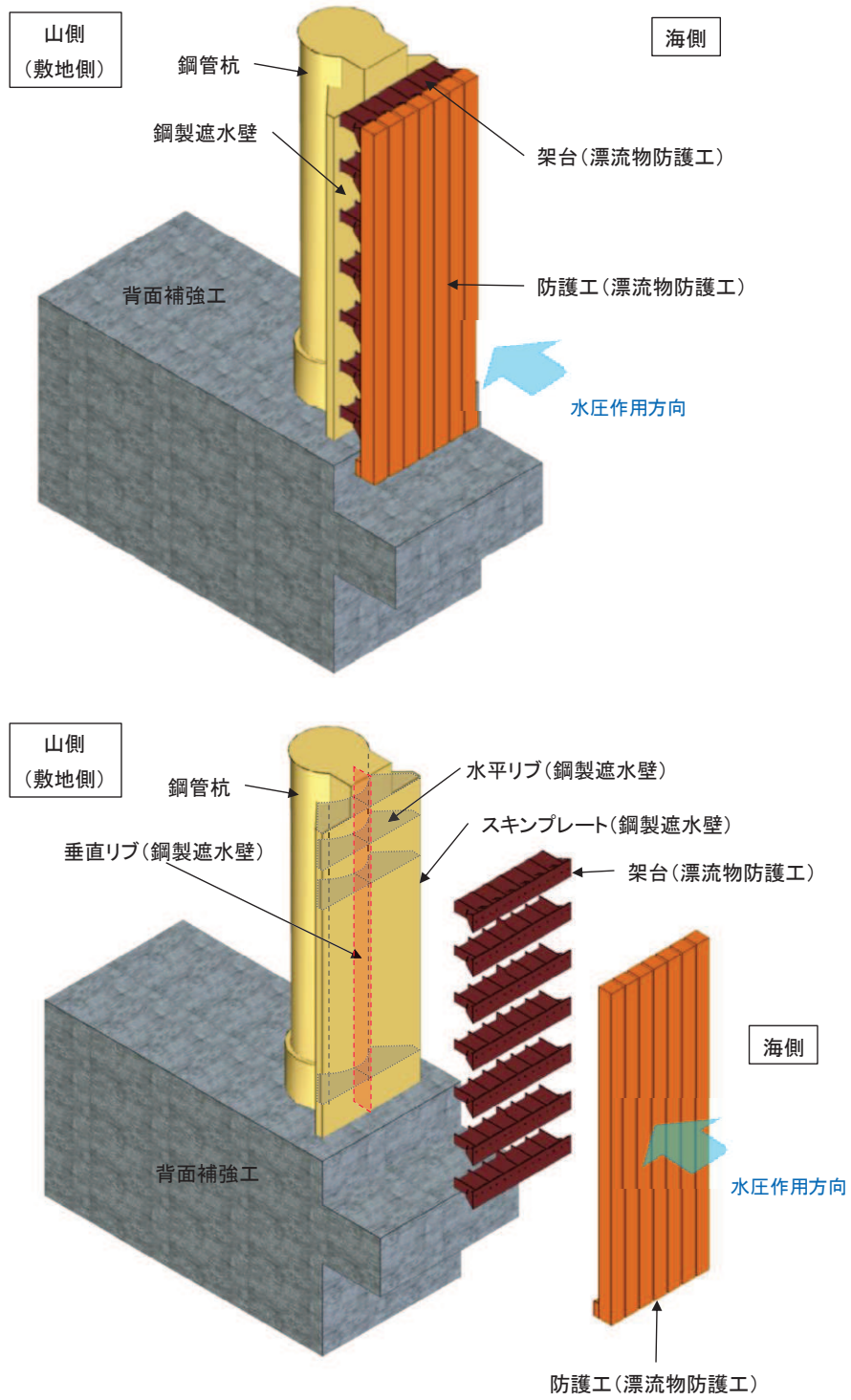


図 3.8-4 (3) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造概要図

(1) スキンプレート

スキンプレートの照査方法を図 3.8-5 に示す。水平リブを支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント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。なお、照査箇所については、スキンプレートの材質及び水平リブ間隔  $L$  を考慮し、図 3.8-5 に示す箇所とした。

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} \dots \dots \dots (3.6)$$

$$M_2 = (P_2 + P_k) \frac{L^2}{8} \dots \dots \dots (3.7)$$

ここで、

- $\sigma_2$  : 曲げモーメントによるスキンプレートの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M_2$  : スキンプレートに発生する曲げモーメント (kN・m)
- $Z_2$  : スキンプレートの断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*
- $P_2$  : スキンプレートに作用する単位幅あたりの地震慣性力 (kN/m)
- $P_k$  : スキンプレートに作用する単位幅あたりの風荷重 (kN/m)
- $L$  : 水平リブ間隔 (mm)

注記 \* : スキンプレートの外側 1mm を腐食代として考慮する。

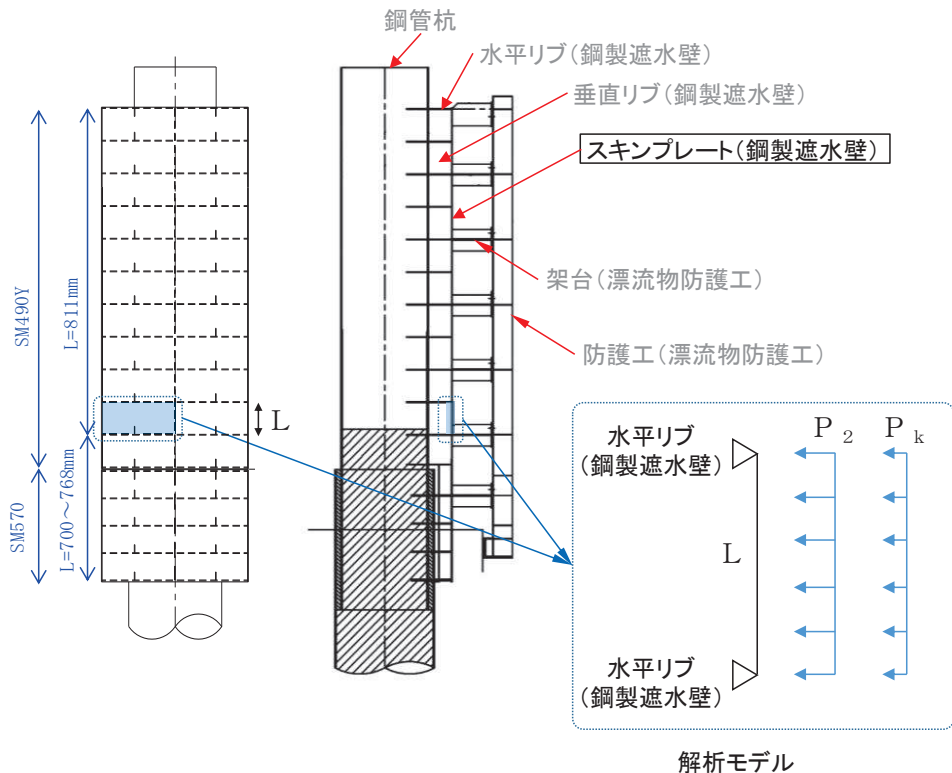


図 3.8-5 スキンプレートの照査概念図

(2) 垂直リブ

垂直リブの照査方法を図 3.8-6 に示す。垂直リブに作用する軸力から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。なお、照査箇所については、水平リブ間隔  $L$  を考慮し、図 3.8-6 に示す箇所とした。

$$\sigma_3 = \frac{P}{t \cdot L} \dots \dots \dots (3.8)$$

$$P = (P_3 + P_k) \cdot L \cdot B \dots \dots \dots (3.9)$$

ここで、

- $\sigma_3$  : 垂直リブに発生する圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $P$  : 受圧面積に発生する水平荷重 (kN)
- $t$  : 垂直リブの板厚 (mm)
- $L$  : 水平リブ間隔 (mm)
- $P_3$  : 垂直リブに作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $P_k$  : 垂直リブに作用する風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $B$  : 鋼製遮水壁の総幅 (m)

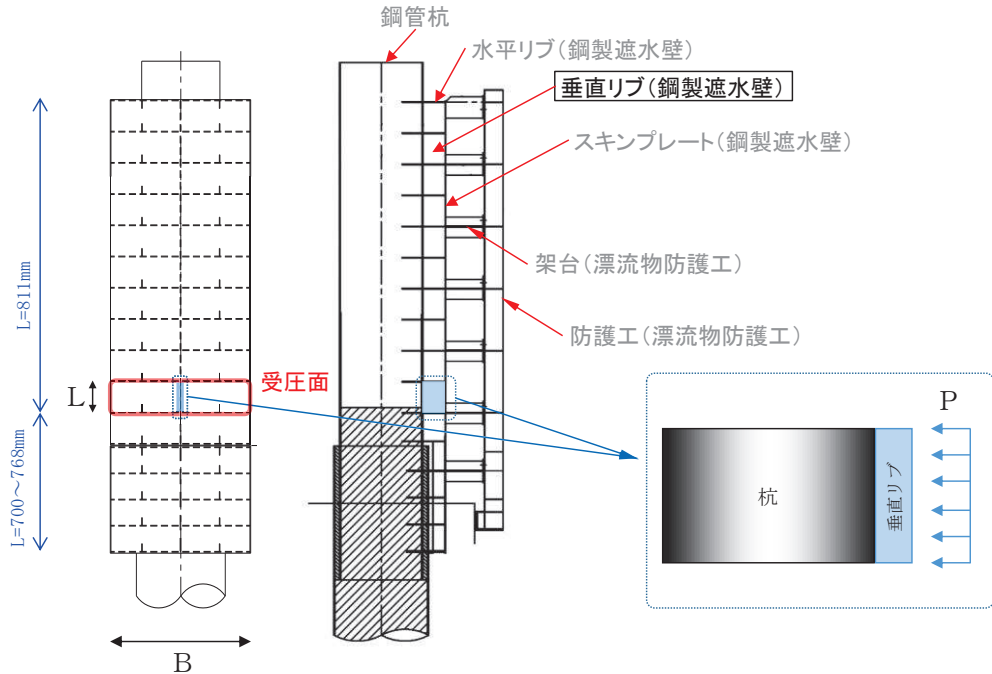


図 3.8-6 垂直リブの照査概念図



(3) 水平リブ及び架台

水平リブ、スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして、鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 3.8-7 に示す中央付近の箇所とした。

水平リブ及び架台の照査方法を図 3.8-7 に示す。

曲げ応力照査 (水平リブ)

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (3.10)$$

$$M_4 = \frac{1}{2}(P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.11)$$

せん断力照査 (水平リブ)

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (3.12)$$

$$S_4 = (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.13)$$

合成応力照査 (水平リブ)

$$\left( \frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.14)$$

曲げ応力照査 (架台)

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (3.15)$$

$$M_5 = \frac{1}{2}(P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (3.16)$$

せん断力照査 (架台)

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (3.17)$$

$$S_5 = (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (3.18)$$

合成応力照査 (架台)

$$\left( \frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.19)$$

ここで、

$\sigma_4$  : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_4$  : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_4$  : 水平リブの断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*1

$P_4$  : 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_k$  : 水平リブ及び架台に作用する風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_4$  : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_4$  : 水平リブに発生するせん断力 (kN)

$\sigma_5$  : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_5$  : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_5$  : 架台の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*1\*2

$\tau_5$  : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_5$  : 架台に発生するせん断力 (kN)

$\ell$  : 架台間隔 (mm)

$b$  : モーメントアーム長 (m)

$A_w$  : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*2

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \*1: 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 3.8-5 に示す。

\*2: 架台は腐食代 2mm を考慮する。

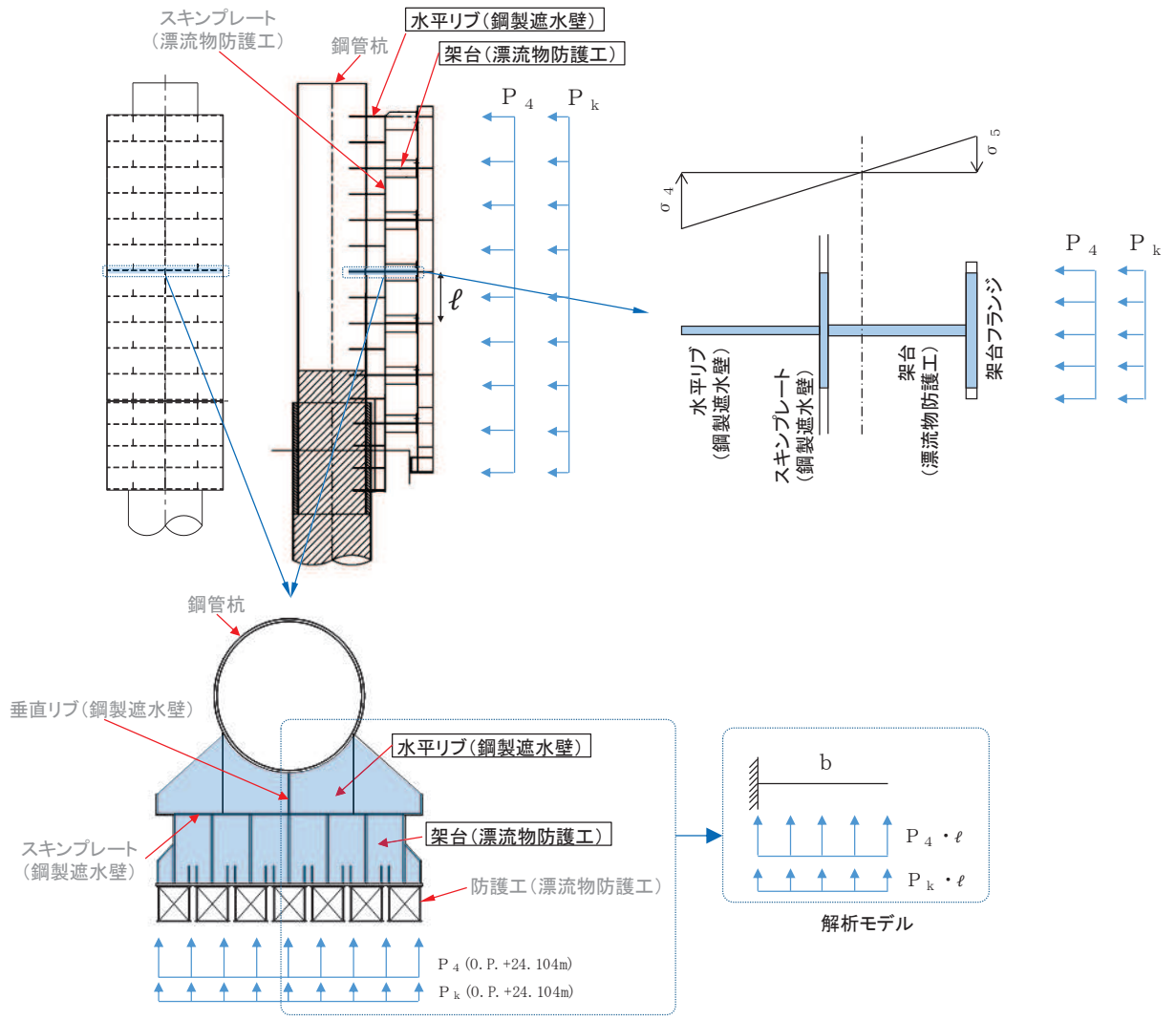
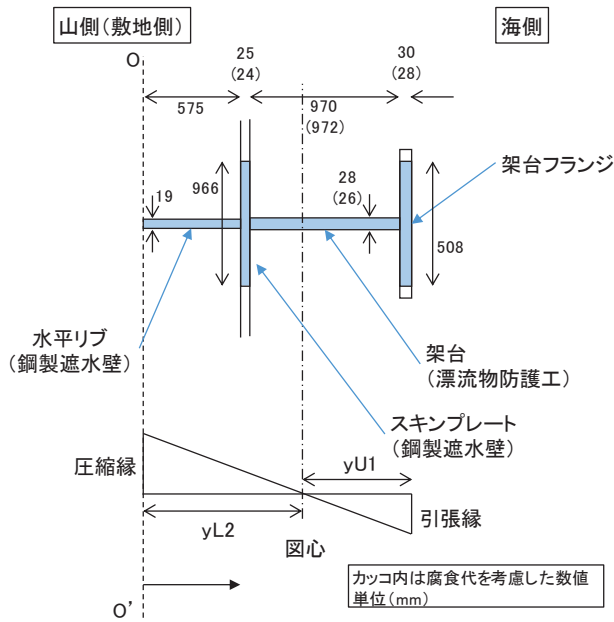


図 3.8-7 (1) 水平リブ及び架台の照査概念図



**架台フランジの幅(有効幅)の算出**

$bg/La = 300/4000 = 0.075$        $bg$ : 架台フランジ片側張出長(幅600÷2)  
 $La$ : 等価支間長(2×b(=2000))

$0.02 < bg/La < 0.30$  であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 $\lambda$ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda g = (1.06 - 3.2 \times (bg/La) + 4.5 \times (bg/La)^2) \times bg$   
 $= 254$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は508mmとする。

**スキンプレートの幅(有効幅)の算出**

$bs/La = 811/4000 = 0.203$        $bs$ : スキンプレート片側張出長(811)  
 $La$ : 等価支間長(2×b(=2000))

$0.02 < bs/La < 0.30$  であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 $\lambda$ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda s = (1.06 - 3.2 \times (bs/La) + 4.5 \times (bs/La)^2) \times bs$   
 $= 483$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は966mmとする。

	幅 (有効幅) a(mm)	高さ b (mm)	断面積 A (mm <sup>2</sup> )	O-O' 軸から 要素図心までの 距離y(mm)	断面一次 モーメント Ay(mm <sup>2</sup> )	Ay <sup>2</sup> (mm <sup>3</sup> )	要素図心回りの要素単体の 断面二次モーメント I' (mm <sup>4</sup> ) (ab <sup>3</sup> /12)	O-O' 軸回りの要素単体の 断面二次モーメント Ay <sup>2</sup> +I' (mm <sup>4</sup> )
架台フランジ	508	28	14224	1585	2.255 × 10 <sup>7</sup>	3.573 × 10 <sup>10</sup>	9.293 × 10 <sup>5</sup>	3.573 × 10 <sup>10</sup>
架台	26	972	25272	1085	2.742 × 10 <sup>7</sup>	2.975 × 10 <sup>10</sup>	1.990 × 10 <sup>9</sup>	3.174 × 10 <sup>10</sup>
スキンプレート	966	24	23184	587	1.361 × 10 <sup>7</sup>	7.988 × 10 <sup>9</sup>	1.113 × 10 <sup>6</sup>	7.990 × 10 <sup>9</sup>
水平リブ	19	575	10925	287.5	0.314 × 10 <sup>7</sup>	9.030 × 10 <sup>8</sup>	3.010 × 10 <sup>8</sup>	1.204 × 10 <sup>9</sup>
合計	-	-	① 73605	-	② 6.672 × 10 <sup>7</sup>	-	-	③ 7.667 × 10 <sup>10</sup>

**O-O' 軸から図心までの長さ**

$e = ((2) \text{断面一次モーメントの合計}) / ((1) \text{面積の合計})$   
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

**図心回りの断面二次モーメント**

$I = ((3) \text{O-O' 軸回りの要素単体の断面二次モーメントの合計}) - (e^2 \times ((1) \text{面積の合計}))$   
 $= 1.620 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$

**水平リブ(下縁)の断面係数**

$yL2$  (圧縮縁から図心までの長さ) =  $e$   
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

$Z_4$  (断面係数) =  $I / yL2$   
 $= 1.787 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

**架台(上縁)の断面係数**

$yU1$  (引張縁から図心までの長さ) =  $1599 - 906.4$   
 $= 692.6 \text{ (mm)}$

$Z_5$  (断面係数) =  $I / yU1$   
 $= 2.339 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

図 3.8-7 (2) 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法

(4) 防護工

防護工の照査方法を図 3.8-8 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 3.8-8 に示す中央付近の箇所とした。

曲げ応力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (3.20)$$

$$M_6 = (P_6 + P_k) \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} \dots \dots \dots (3.21)$$

せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (3.22)$$

$$S_6 = (P_6 + P_k) \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} \dots \dots \dots (3.23)$$

合成応力照査

$$\left( \frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (3.24)$$

ここで、

$\sigma_6$  : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_6$  : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)

$Z_6$  : 防護工の断面係数 (mm<sup>3</sup>) \*

$P_6$  : 防護工に作用する地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_k$  : 防護工に作用する風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_6$  : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_6$  : 防護工に発生するせん断力 (kN)

$b''$  : 防護工の幅 (m)

$A_{wc}$  : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

$\ell$  : 架台間隔 (mm)

$\sigma_{sa}$  : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  : 短期許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

注記 \* : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

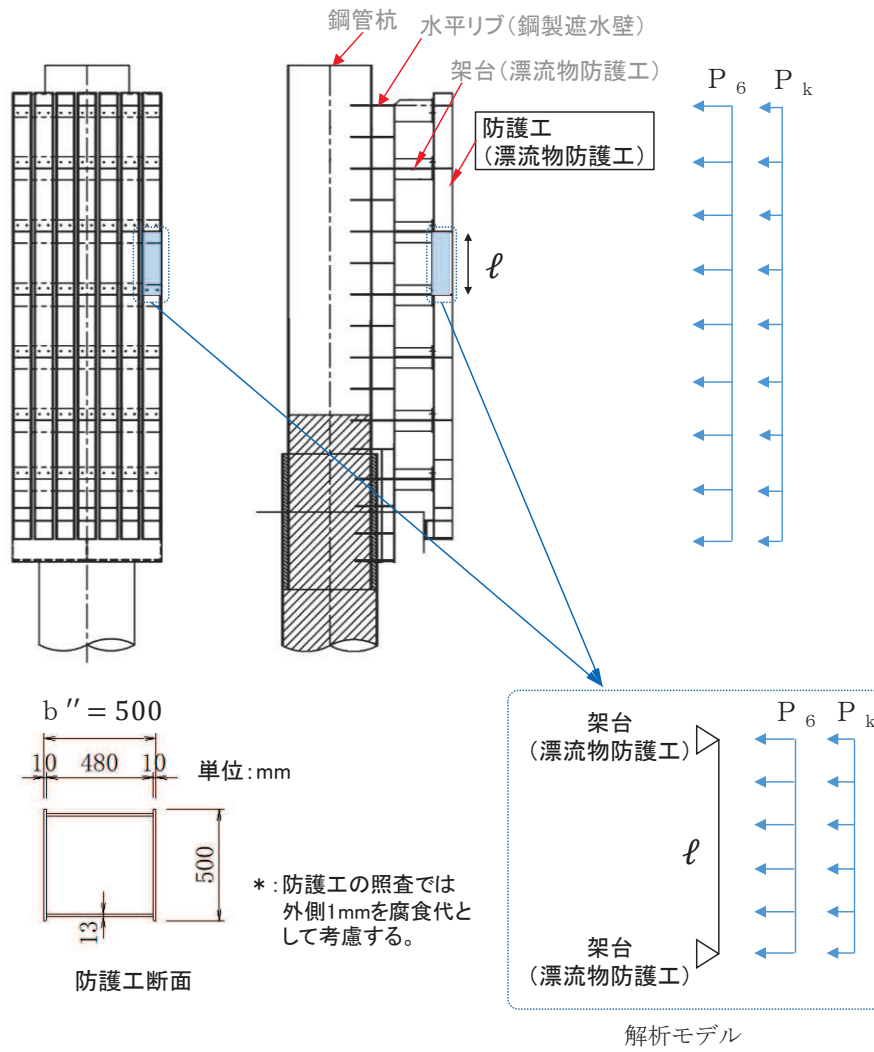


図 3.8-8 防護工の照査概念図

(5) 防護工取付けボルト

防護工取付けボルトの照査方法を図 3.8-9 に示す。防護工取付けボルトは、引張力及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 3.8-9 に示す中央付近の箇所とした。

引張力照査

$$\sigma_7 = \frac{N_7}{A_e} \dots \dots \dots (3.25)$$

$$N_7 = P_{h7} \cdot b'' \cdot \ell \cdot \frac{1}{n} \dots \dots \dots (3.26)$$

せん断力照査

$$\tau_7 = \frac{S_7}{A_e} \dots \dots \dots (3.27)$$

$$S_7 = P_{v7} \cdot b'' \cdot \ell \cdot \frac{1}{n} \dots \dots \dots (3.28)$$

ここで、

$\sigma_7$  : 引張力による防護工取付けボルト 1 本あたりの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_7$  : 防護工取付けボルト 1 本あたりに発生する引張力 (kN)

$A_e$  : 防護工取付けボルトの断面積 (mm<sup>2</sup>) \*

$P_{h7}$  : 防護工取付けボルトに作用する水平地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)

$b''$  : 防護工の幅 (m)

$\ell$  : 架台間隔 (mm)

$n$  : 防護工取付けボルト 1 箇所あたりの本数 (本)

$\tau_7$  : せん断力による防護工取付けボルト 1 本あたりの発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_7$  : 防護工取付けボルト 1 本あたりに発生するせん断力 (kN)

$P_{v7}$  : 防護工取付けボルトに作用する鉛直地震慣性力 (kN/m<sup>2</sup>)

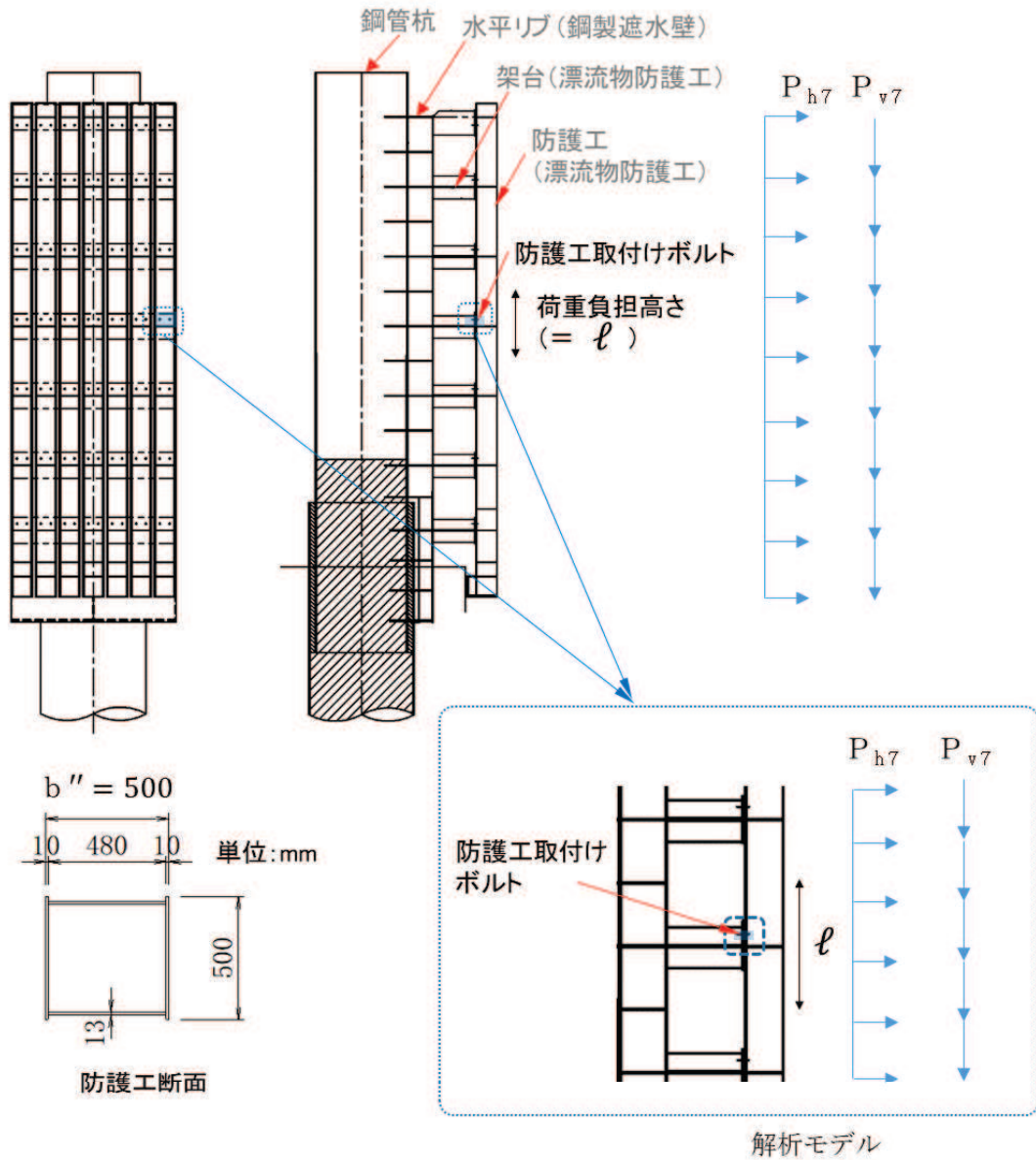


図 3.8-9 防護工取付けボルトの照査概念図



### 3.8.3 RC 遮水壁

RC 遮水壁は、コンクリートの曲げ圧縮応力、せん断応力及び鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認する。

RC 遮水壁の応力度算定は、解析コード「UC-win/section Ver.6.02.02」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

### 3.8.4 背面補強工

背面補強工の評価は、背面補強工を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-10 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、背面補強工の端部を基点として $\pm 5^\circ$  間隔で設定する。背面補強工の想定すべり線を図 3.8-11 に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

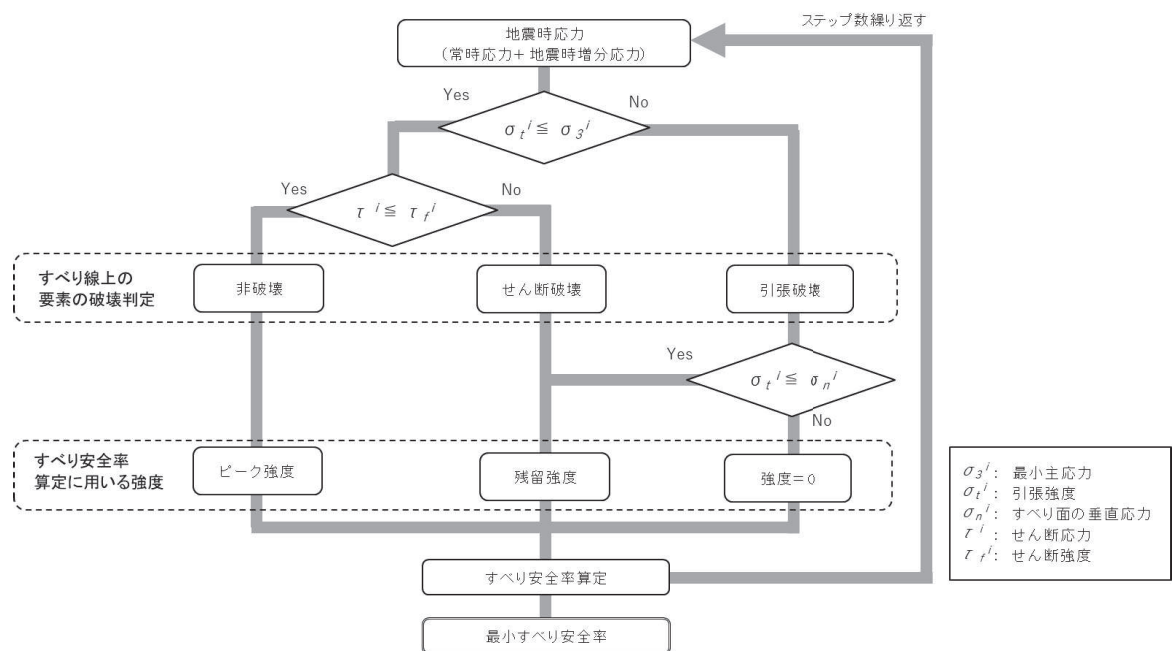


図 3.8-10 すべり安全率算定のフロー

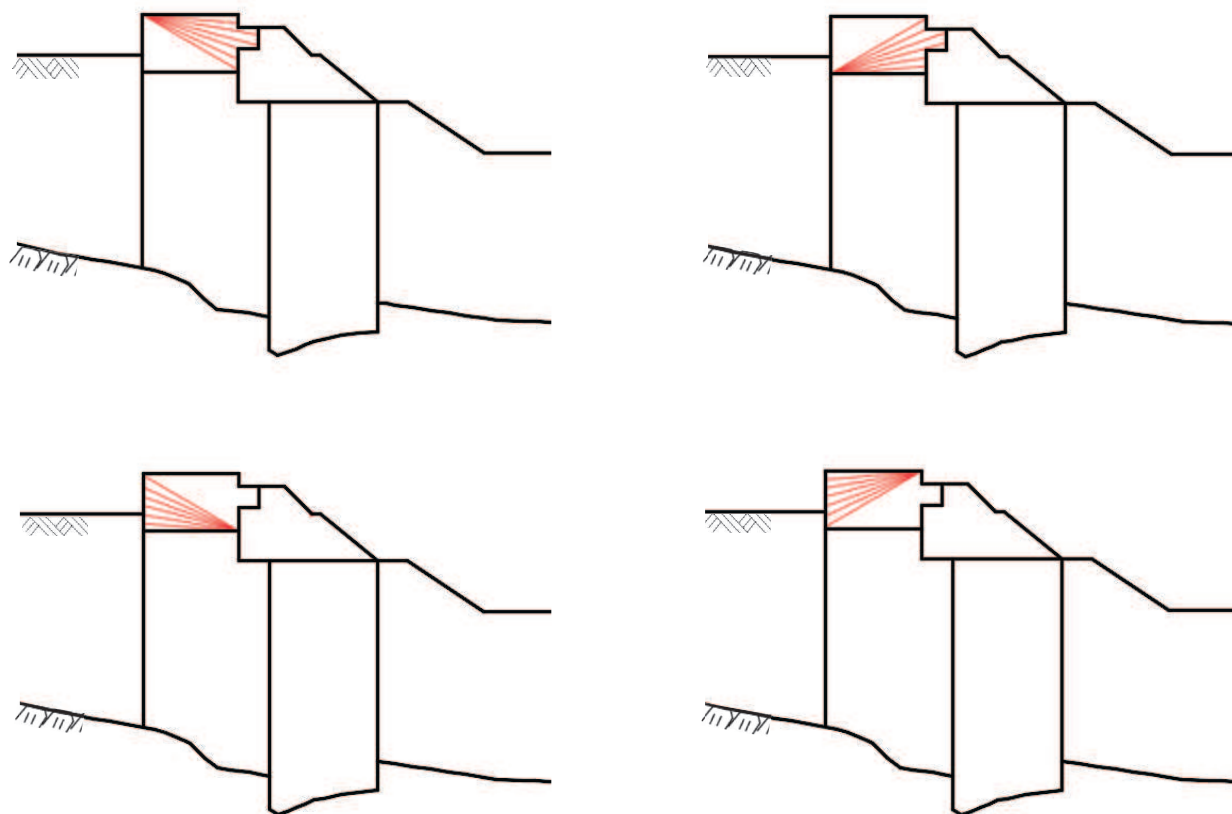


図 3.8-11 背面補強工の想定すべり線（断面①～⑤共通）

### 3.8.5 置換コンクリート

置換コンクリートの評価は、置換コンクリートを通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。なお、地盤と施設を連成した 2 次元動的有限要素法解析により、各要素の破壊状況についても確認し、必要に応じて破壊の進展を考慮した検討（非線形解析等）を行う。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-10 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、置換コンクリートの端部を基点として  $\pm 5^\circ$  間隔で設定する。置換コンクリートの想定すべり線を図 3.8-12 に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

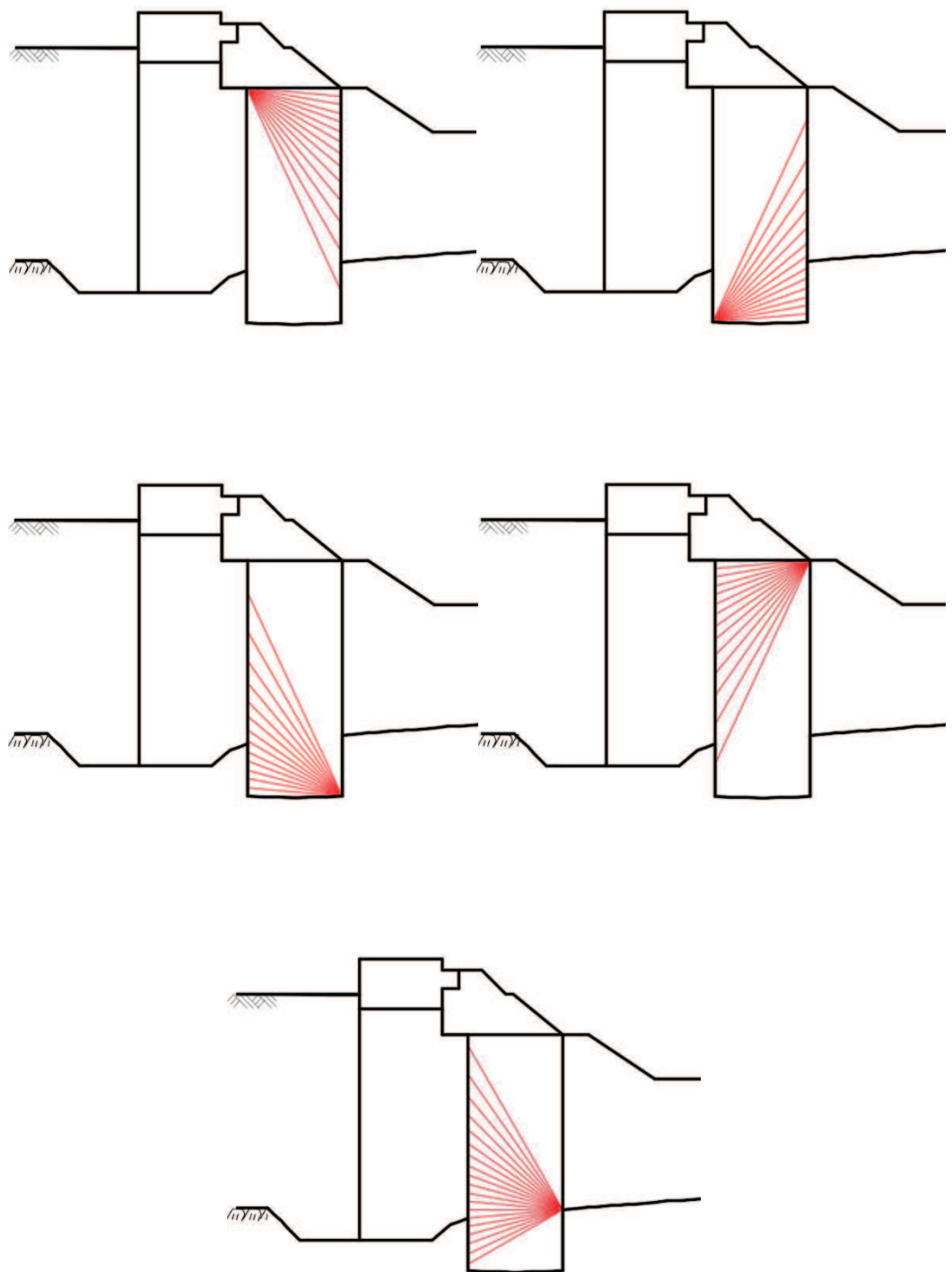


図 3.8-12 (1) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面①)

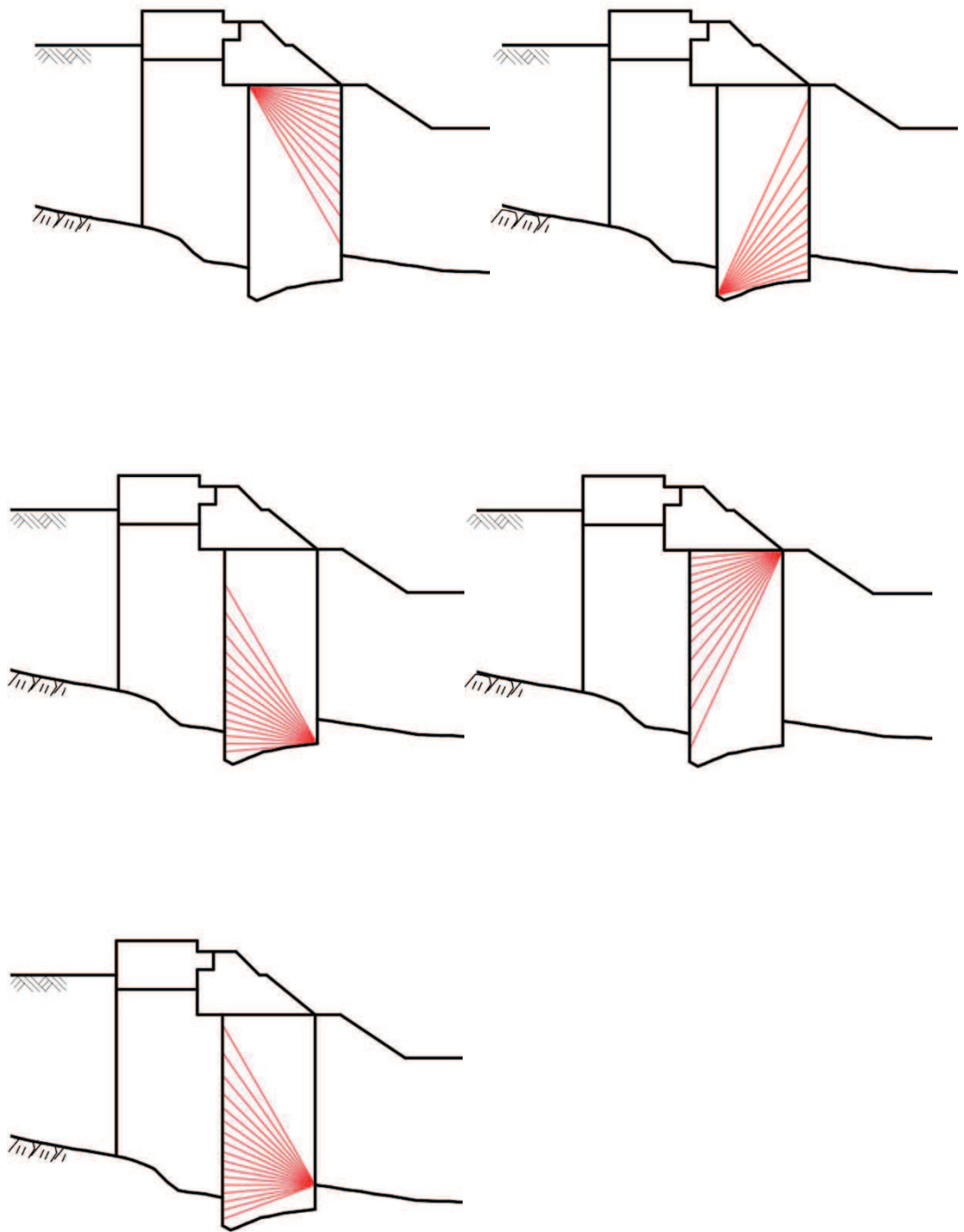


図 3.8-12 (2) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面②)

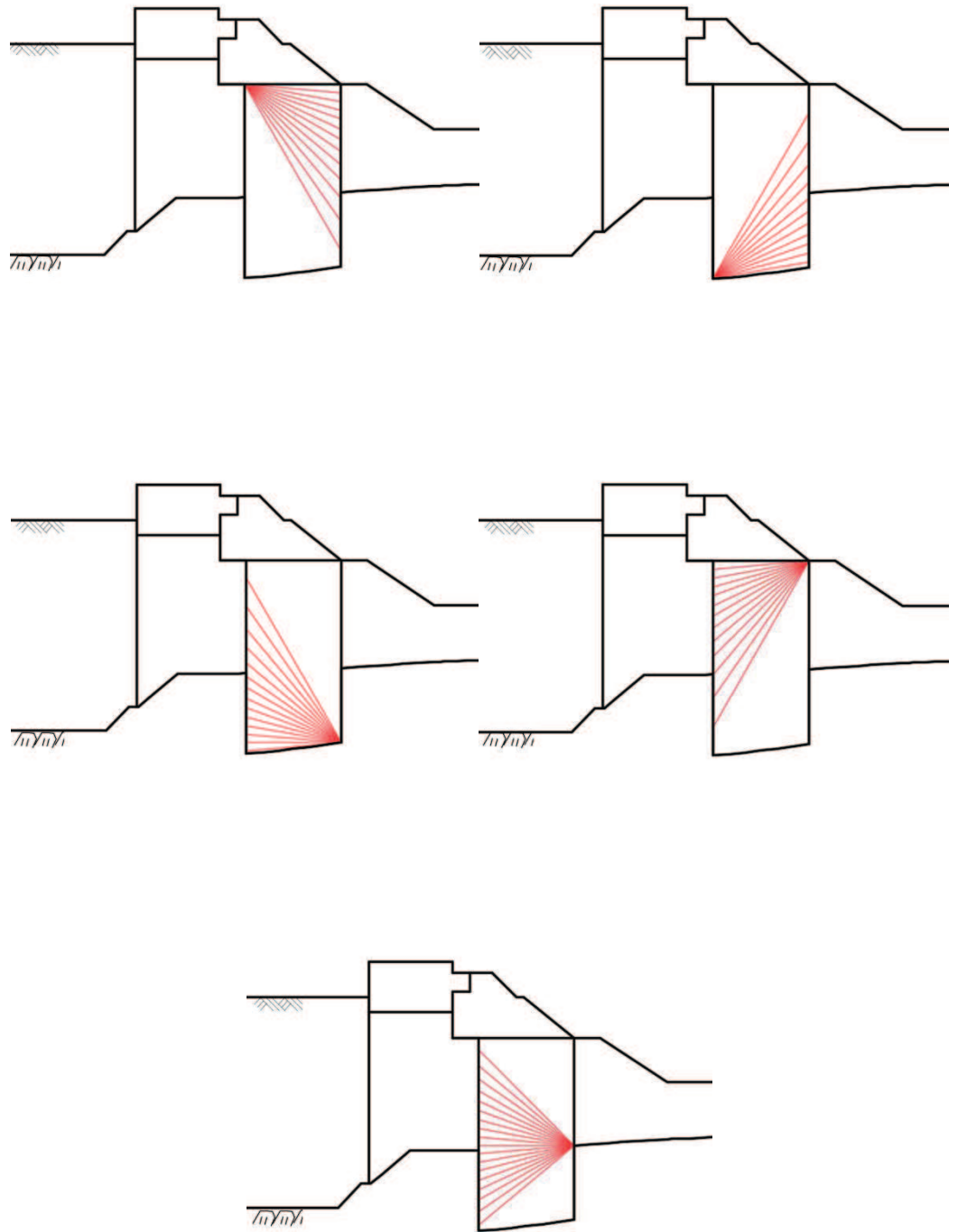


図 3.8-12 (3) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面③)

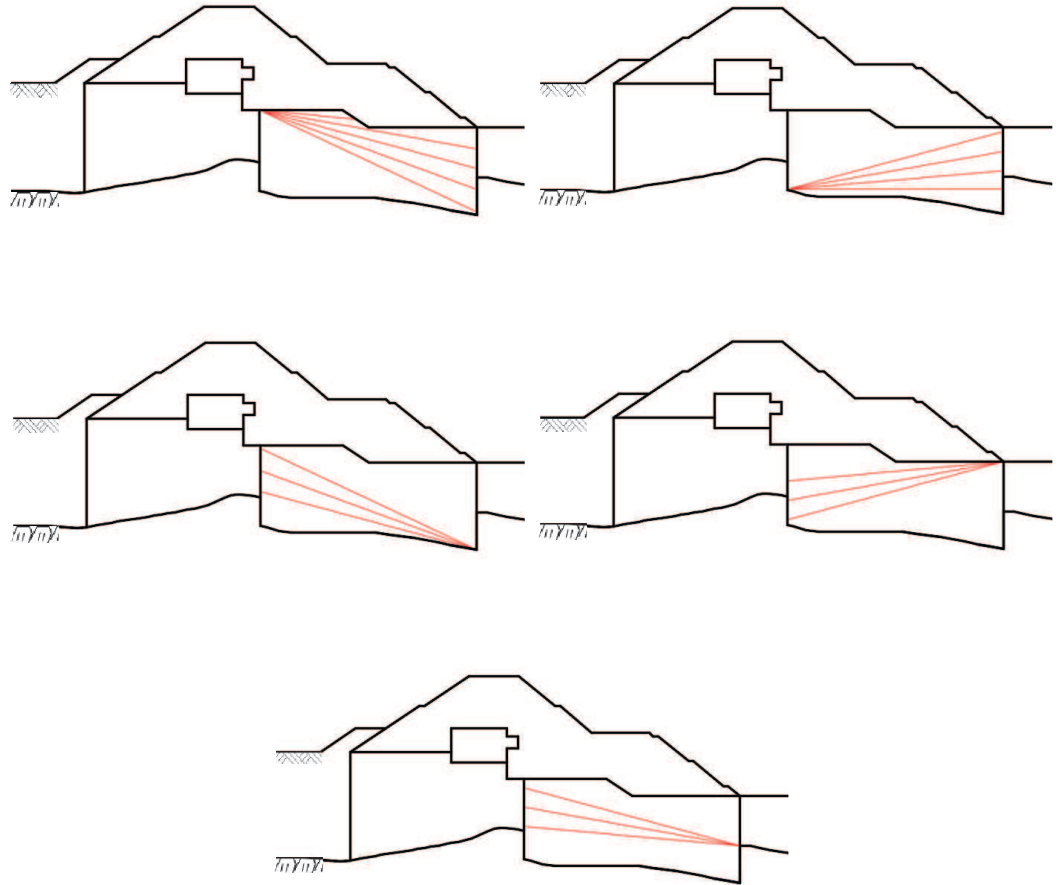


図 3.8-12 (4) 置換コンクリートの想定すべり線 (断面④)

### 3.8.6 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 - 1 $\sigma$  強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

すべり安全率の算定フローを図 3.8-10 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、改良地盤の端部を基点として  $\pm 5^\circ$  間隔で設定する。改良地盤の想定すべり線を図 3.8-13 に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

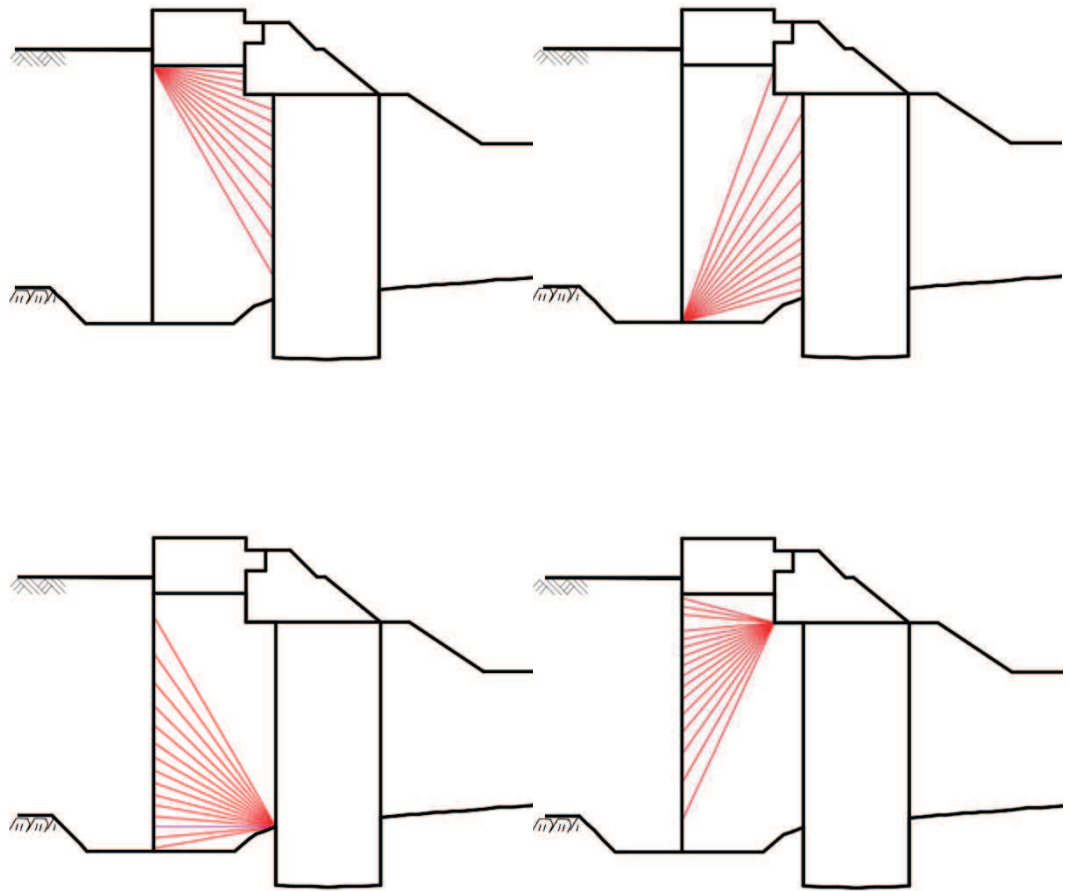


図 3.8-13 (1) 改良地盤の想定すべり線 (断面①)

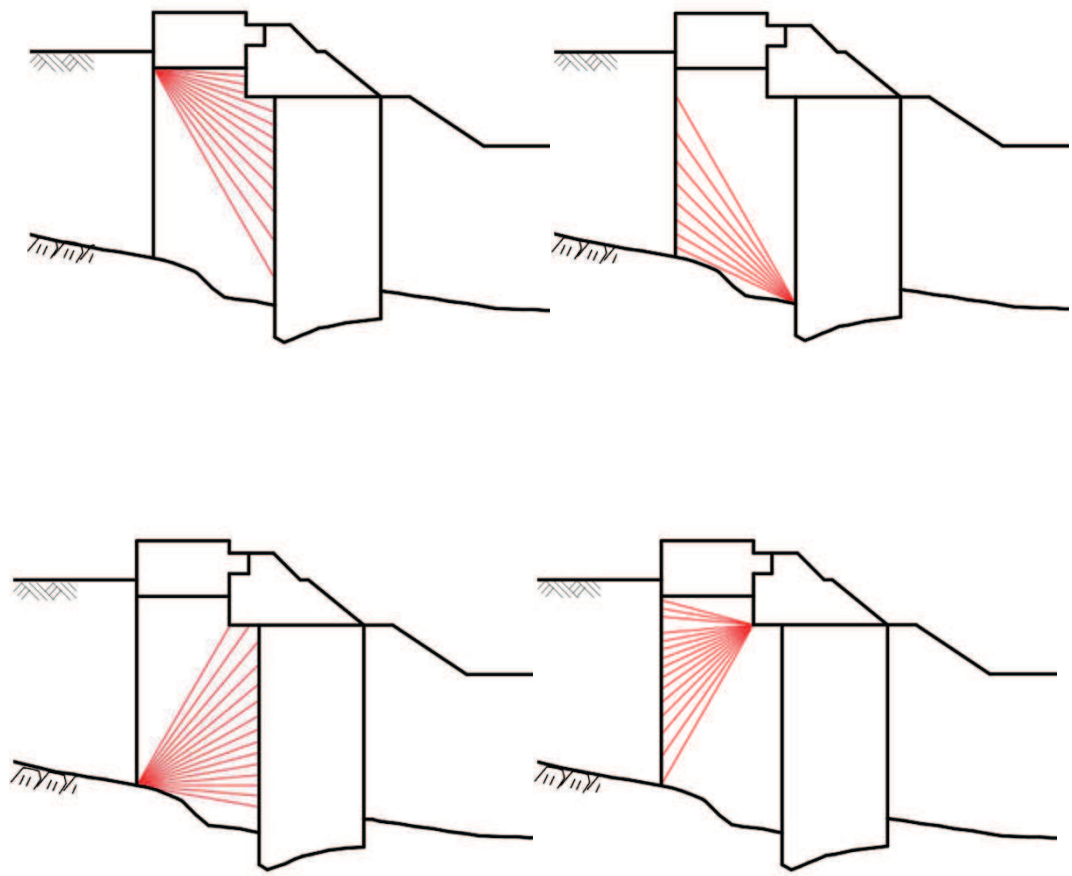


図 3.8-13 (2) 改良地盤の想定すべり線 (断面②)



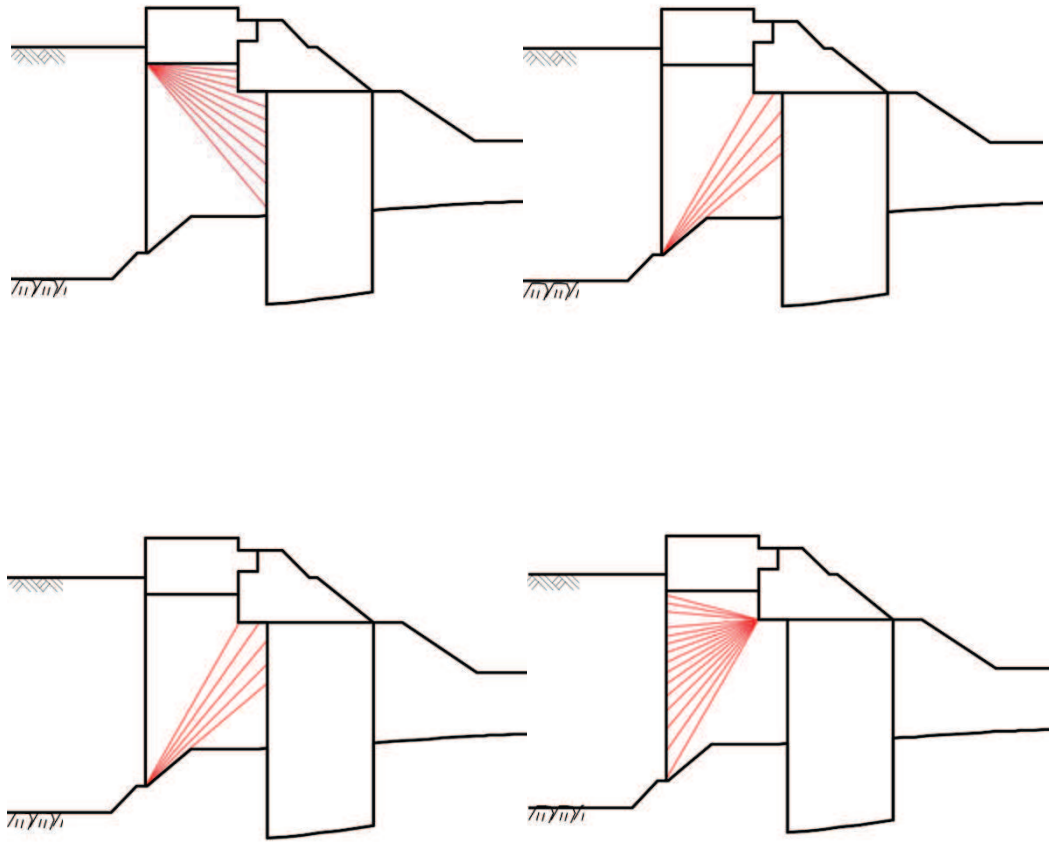


図 3.8-13 (3) 改良地盤の想定すべり線 (断面③)

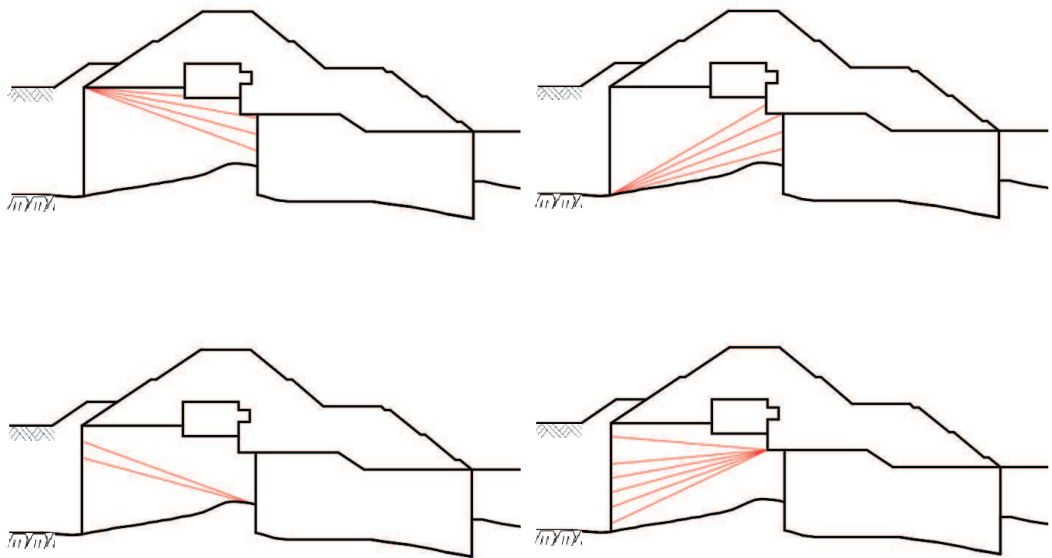


図 3.8-13 (4) 改良地盤の想定すべり線 (断面④)

### 3.8.7 セメント改良土

セメント改良土の評価は、セメント改良土を通るすべり線のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。

また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1 $\sigma$ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

すべり安全率の算定フローを図3.8-10に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として $\pm 5^\circ$  間隔で設定する。セメント改良土の想定すべり線を図3.8-14に示す。

また、すべり線設定の考え方は「6.1.9 12. すべり線設定の考え方」に示す。

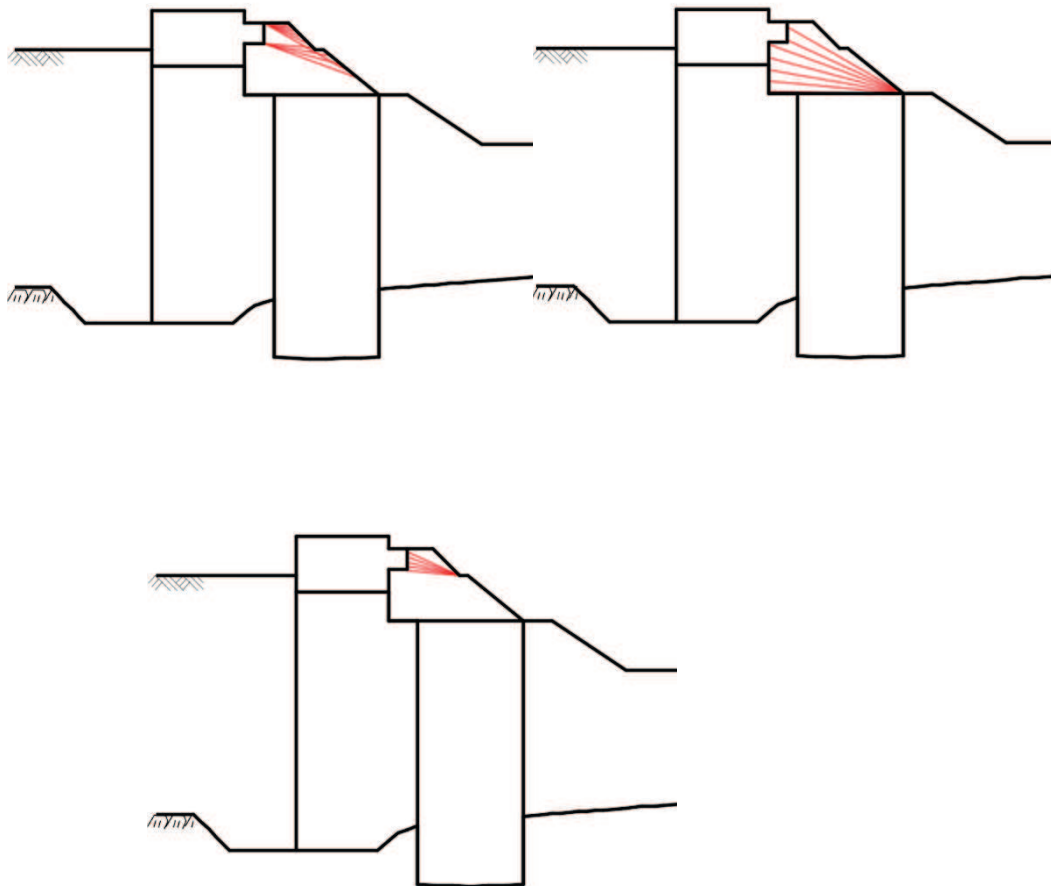


図3.8-14(1) セメント改良土の想定すべり線（断面①～③共通）

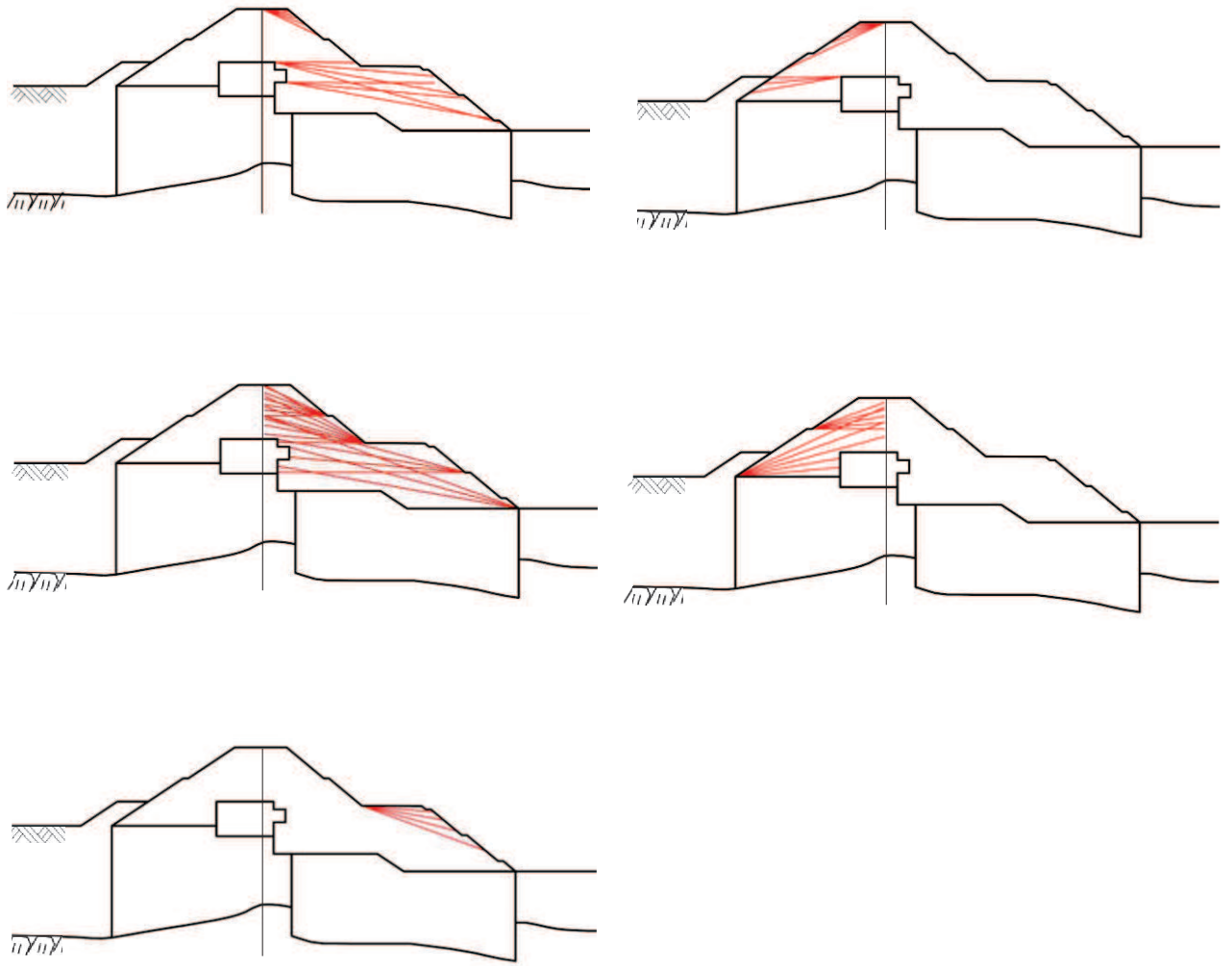


図 3.8-14(2) セメント改良土の想定すべり線 (断面④)

### 3.8.8 止水ジョイントの変形性評価

止水ジョイント部材の地震時の評価について、防潮堤軸直交方向（以下、「軸直交方向」という）及び防潮堤軸方向（以下、「軸方向」という）ともに、地震荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

### 3.8.9 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

#### 4. 評価結果

##### 4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布図」，「最大せん断ひずみ分布」，「最大過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお，断面力分布について，鋼管杭は杭1本あたり，RC遮水壁は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

耐震評価においては，「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき，全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施するケース①において，曲げ・軸力系の破壊に対する照査，せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査の各評価項目について，照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，追加解析ケース②，③を実施する。

##### 4.1.1 解析ケースと照査値

###### (1) 断面①

###### a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-1 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-1 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
$S_s - D 1$	++	0.38		
	-+	0.34		
	+-	0.30		
	--	0.37		
$S_s - D 2$	++	0.40		
	-+	0.37		
	+-	0.39		
	--	0.42	0.40	0.41
$S_s - D 3$	++	0.26		
	-+	0.30		
	+-	0.29		
	--	0.28		
$S_s - F 1$	++	0.27		
	-+	0.17		
$S_s - F 2$	++	0.30		
	-+	0.21		
$S_s - F 3$	++	0.25		
	-+	0.37		
$S_s - N 1$	++	0.22		
	-+	0.21		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4. 1-2 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 1-2 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.22		
	-+	0.19		
	+-	0.17		
	--	0.25		
S s - D 2	++	0.27		
	-+	0.25		
	+-	0.23		
	--	0.24	0.23	0.24
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.17		
	+-	0.18		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.19		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.14		
	-+	0.24		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.15		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-3 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-3 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

地震動		解析ケース		
		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	24.8		
	-+	25.7		
	+-	25.8		
	--	21.9		
S s - D 2	++	23.1		
	-+	22.1		
	+-	25.2		
	--	24.7	24.8	23.8
S s - D 3	++	27.9		
	-+	31.1		
	+-	29.3		
	--	31.5		
S s - F 1	++	25.9		
	-+	40.2		
S s - F 2	++	25.5		
	-+	33.4		
S s - F 3	++	35.7		
	-+	20.7		
S s - N 1	++	35.5		
	-+	29.3		

d. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-4 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-4 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

地震動 解析ケース		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	5.2		
	-+	5.1		
	+-	5.1		
	--	5.1		
S s - D 2	++	5.2		
	-+	4.9		
	+-	5.3		
	--	4.9	4.6	5.3
S s - D 3	++	6.4		
	-+	6.3		
	+-	6.6		
	--	6.2		
S s - F 1	++	5.3		
	-+	6.0		
S s - F 2	++	5.9		
	-+	5.1		
S s - F 3	++	6.6		
	-+	5.8		
S s - N 1	++	4.2		
	-+	6.2		



e. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-5 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-5 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.0	3.0		
	-+	3.2	3.1		
	+-	2.8	2.8		
	--	3.4	3.4		
S s - D 2	++	3.3	3.3		
	-+	3.1	3.1		
	+-	3.0	2.9		
	--	3.1	3.1	2.9	3.6
S s - D 3	++	3.6	3.5		
	-+	3.0	3.0		
	+-	3.4	3.4		
	--	3.3	3.2		
S s - F 1	++	2.9	2.9		
	-+	3.1	3.1		
S s - F 2	++	3.1	3.1		
	-+	3.3	3.3		
S s - F 3	++	3.2	3.1		
	-+	3.3	3.2		
S s - N 1	++	3.0	3.0		
	-+	2.6	2.5		

f. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-6 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-6 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面①）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.8	3.7		
	-+	4.2	4.1		
	+-	4.0	3.8		
	--	3.7	3.5		
S s - D 2	++	3.7	3.5		
	-+	4.0	3.8		
	+-	4.0	3.8		
	--	3.9	3.7	4.3	3.2
S s - D 3	++	4.3	4.1		
	-+	4.7	4.5		
	+-	4.6	4.4		
	--	5.0	4.8		
S s - F 1	++	4.4	4.2		
	-+	5.8	5.5		
S s - F 2	++	4.0	3.9		
	-+	4.9	4.7		
S s - F 3	++	5.2	5.0		
	-+	3.5	3.3		
S s - N 1	++	4.4	4.3		
	-+	6.3	6.0		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-7 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-7 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.16		
	-+	0.15		
	+-	0.17		
	--	0.16		
S s - D 2	++	0.14		
	-+	0.12		
	+-	0.15		
	--	0.15	0.15	0.15
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.11		
	+-	0.12		
	--	0.11		
S s - F 1	++	0.15		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.15		
S s - N 1	++	0.12		
	-+	0.17		

(b) 背面補強工

表 4.1-8 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-8 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，背面補強工）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.21		
	-+	0.21		
	+-	0.19		
	--	0.21	0.21	0.21
S s - D 3	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.19		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.19		
	-+	0.16		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.14		
	-+	0.16		

(b) 置換コンクリート

表 4.1-9 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-9 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面①，置換コンクリート）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.36		
	-+	0.35		
	+-	0.35		
	--	0.36		
S s - D 2	++	0.34		
	-+	0.35		
	+-	0.32		
	--	0.36	0.38	0.33
S s - D 3	++	0.32		
	-+	0.28		
	+-	0.29		
	--	0.30		
S s - F 1	++	0.31		
	-+	0.30		
S s - F 2	++	0.35		
	-+	0.29		
S s - F 3	++	0.32		
	-+	0.34		
S s - N 1	++	0.41		
	-+	0.32		

(2) 断面②

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-10 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-10 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面②）

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.39		
	-+	0.34		
	+-	0.33		
	--	0.39		
S s - D 2	++	0.47		
	-+	0.35		
	+-	0.35		
	--	0.50	0.52	0.48
S s - D 3	++	0.28		
	-+	0.33		
	+-	0.32		
	--	0.30		
S s - F 1	++	0.37		
	-+	0.20		
S s - F 2	++	0.30		
	-+	0.28		
S s - F 3	++	0.38		
	-+	0.37		
S s - N 1	++	0.21		
	-+	0.26		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-11 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-11 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.22		
	-+	0.19		
	+-	0.20		
	--	0.26		
S s - D 2	++	0.31		
	-+	0.22		
	+-	0.21		
	--	0.29	0.29	0.28
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.20		
	+-	0.21		
	--	0.17		
S s - F 1	++	0.20		
	-+	0.12		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.16		
S s - F 3	++	0.21		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.12		
	-+	0.19		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-12 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-12 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

地震動		解析ケース			すべり安全率照査		
		①	②	③	①	②	③
S s - D 1	++	26.6					
	-+	29.3					
	+-	25.3					
	--	24.2					
S s - D 2	++	20.7					
	-+	27.1					
	+-	26.9					
	--	21.0	20.3	21.8			
S s - D 3	++	27.4					
	-+	30.7					
	+-	29.5					
	--	32.4					
S s - F 1	++	29.1					
	-+	38.3					
S s - F 2	++	28.7					
	-+	32.6					
S s - F 3	++	27.7					
	-+	22.9					
S s - N 1	++	34.4					
	-+	26.5					



d. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-13 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-13 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	5.9		
	-+	5.8		
	+-	6.6		
	--	5.7		
S s - D 2	++	5.9		
	-+	5.8		
	+-	6.0		
	--	5.3	5.2	5.6
S s - D 3	++	6.8		
	-+	7.6		
	+-	7.5		
	--	7.0		
S s - F 1	++	7.2		
	-+	7.2		
S s - F 2	++	6.9		
	-+	6.4		
S s - F 3	++	6.6		
	-+	6.2		
S s - N 1	++	4.6		
	-+	7.1		

e. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4. 1-14 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 1-14 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.5	3.5		
	-+	3.4	3.4		
	+-	3.5	3.5		
	--	3.9	3.8		
S s - D 2	++	3.5	3.5		
	-+	3.8	3.8		
	+-	3.6	3.5		
	--	3.7	3.7	3.6	3.8
S s - D 3	++	4.3	4.3		
	-+	4.4	4.4		
	+-	4.2	4.2		
	--	4.4	4.4		
S s - F 1	++	3.9	3.8		
	-+	5.1	5.1		
S s - F 2	++	3.1	3.1		
	-+	4.4	4.4		
S s - F 3	++	3.8	3.8		
	-+	3.7	3.7		
S s - N 1	++	3.9	3.9		
	-+	2.6	2.6		

f. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-15 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-15 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面②）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	4.0	3.9		
	-+	4.0	3.8		
	+-	4.1	4.0		
	--	3.8	3.6		
S s - D 2	++	3.5	3.4		
	-+	4.1	3.9		
	+-	3.9	3.7		
	--	3.7	3.6	4.0	3.5
S s - D 3	++	4.3	4.1		
	-+	4.2	4.0		
	+-	4.3	4.1		
	--	3.9	3.7		
S s - F 1	++	4.3	4.1		
	-+	5.6	5.4		
S s - F 2	++	3.7	3.6		
	-+	5.5	5.3		
S s - F 3	++	5.0	4.8		
	-+	3.7	3.6		
S s - N 1	++	4.5	4.3		
	-+	6.4	6.2		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-16 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-16 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.10		
	-+	0.09		
	+-	0.12		
	--	0.10		
S s - D 2	++	0.10		
	-+	0.12		
	+-	0.09		
	--	0.12	0.11	0.14
S s - D 3	++	0.09		
	-+	0.08		
	+-	0.08		
	--	0.08		
S s - F 1	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - F 2	++	0.09		
	-+	0.08		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.09		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.13		

(b) 背面補強工

表 4.1-17 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-17 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，背面補強工）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.19		
	--	0.19		
S s - D 2	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.16		
	--	0.21	0.21	0.19
S s - D 3	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.16		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.16		
	-+	0.16		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.16		
	-+	0.16		

(c) 置換コンクリート

表 4.1-18 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-18 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面②，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.29		
	-+	0.30		
	+-	0.27		
	--	0.30		
S s - D 2	++	0.29		
	-+	0.29		
	+-	0.28		
	--	0.31	0.31	0.30
S s - D 3	++	0.29		
	-+	0.24		
	+-	0.25		
	--	0.25		
S s - F 1	++	0.24		
	-+	0.28		
S s - F 2	++	0.26		
	-+	0.31		
S s - F 3	++	0.29		
	-+	0.28		
S s - N 1	++	0.33		
	-+	0.29		

(3) 断面③

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-19 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面③）

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.42		
	-+	0.32		
	+-	0.31		
	--	0.41		
S s - D 2	++	0.43		
	-+	0.33		
	+-	0.34		
	--	0.46	0.47	0.45
S s - D 3	++	0.27		
	-+	0.32		
	+-	0.31		
	--	0.30		
S s - F 1	++	0.26		
	-+	0.19		
S s - F 2	++	0.27		
	-+	0.25		
S s - F 3	++	0.31		
	-+	0.34		
S s - N 1	++	0.26		
	-+	0.24		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-20 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-20 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面③）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.24		
	-+	0.18		
	+-	0.18		
	--	0.27		
S s - D 2	++	0.28		
	-+	0.22		
	+-	0.22		
	--	0.26	0.26	0.25
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.18		
S s - F 1	++	0.16		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.14		
S s - F 3	++	0.17		
	-+	0.23		
S s - N 1	++	0.16		
	-+	0.13		



c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-21 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-21 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	24.3		
	-+	28.5		
	+-	28.7		
	--	23.6		
S s - D 2	++	23.0		
	-+	28.1		
	+-	26.5		
	--	23.3	22.8	23.9
S s - D 3	++	29.7		
	-+	31.0		
	+-	32.2		
	--	31.0		
S s - F 1	++	34.0		
	-+	37.5		
S s - F 2	++	31.1		
	-+	37.3		
S s - F 3	++	31.2		
	-+	21.9		
S s - N 1	++	31.0		
	-+	30.9		

d. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-22 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-22 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

地震動		解析ケース		
		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	6.9		
	-+	6.3		
	+-	7.5		
	--	6.5		
S s - D 2	++	7.1		
	-+	6.9		
	+-	7.2		
	--	6.5	6.4	6.8
S s - D 3	++	8.5		
	-+	8.2		
	+-	7.7		
	--	8.0		
S s - F 1	++	9.0		
	-+	9.1		
S s - F 2	++	8.3		
	-+	7.9		
S s - F 3	++	8.3		
	-+	6.9		
S s - N 1	++	5.6		
	-+	8.0		

e. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4.1-23 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-23 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	2.9	2.9		
	-+	3.4	3.4		
	+-	2.9	2.9		
	--	3.5	3.4		
S s - D 2	++	3.3	3.2		
	-+	3.1	3.1		
	+-	3.1	3.1		
	--	3.3	3.3	3.1	3.7
S s - D 3	++	3.4	3.4		
	-+	3.4	3.4		
	+-	3.3	3.3		
	--	3.4	3.4		
S s - F 1	++	3.5	3.5		
	-+	4.2	4.1		
S s - F 2	++	3.2	3.2		
	-+	3.5	3.5		
S s - F 3	++	3.4	3.4		
	-+	3.3	3.3		
S s - N 1	++	3.7	3.7		
	-+	2.8	2.7		

f. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-24 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-24 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面③）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	4.3	4.1		
	-+	4.4	4.3		
	+-	4.5	4.3		
	--	3.8	3.6		
S s - D 2	++	3.9	3.7		
	-+	4.5	4.3		
	+-	4.4	4.2		
	--	4.0	3.8	4.5	3.8
S s - D 3	++	4.6	4.4		
	-+	4.6	4.4		
	+-	4.7	4.5		
	--	4.1	3.9		
S s - F 1	++	4.6	4.4		
	-+	6.4	6.1		
S s - F 2	++	4.2	4.0		
	-+	6.3	6.1		
S s - F 3	++	5.4	5.2		
	-+	3.6	3.5		
S s - N 1	++	4.3	4.2		
	-+	6.3	6.1		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-25 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-25 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.11		
	-+	0.09		
	+-	0.11		
	--	0.09		
S s - D 2	++	0.11		
	-+	0.12		
	+-	0.11		
	--	0.14	0.13	0.15
S s - D 3	++	0.10		
	-+	0.09		
	+-	0.10		
	--	0.09		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.08		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.13		
S s - N 1	++	0.09		
	-+	0.17		

(b) 背面補強工

表 4.1-26 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-26 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，背面補強工）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.19		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.19		
S s - D 2	++	0.21		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.19	0.19	0.19
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.14		
	+-	0.14		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - F 2	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - F 3	++	0.16		
	-+	0.19		
S s - N 1	++	0.14		
	-+	0.14		

(c) 置換コンクリート

表 4.1-27 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-27 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面③，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.19		
	-+	0.19		
	+-	0.18		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.21		
	-+	0.19		
	+-	0.19		
	--	0.20	0.21	0.20
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.17		
	+-	0.18		
	--	0.18		
S s - F 1	++	0.16		
	-+	0.18		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.17		
S s - F 3	++	0.21		
	-+	0.20		
S s - N 1	++	0.22		
	-+	0.19		

(4) 断面④

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-28 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-28 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面④)

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.33		
	-+	0.33		
	+-	0.45		
	--	0.32		
S s - D 2	++	0.36		
	-+	0.40		
	+-	0.38		
	--	0.45	0.39	0.50
S s - D 3	++	0.29		
	-+	0.28		
	+-	0.30		
	--	0.29		
S s - F 1	++	0.26		
	-+	0.24		
S s - F 2	++	0.27		
	-+	0.29		
S s - F 3	++	0.29		
	-+	0.26		
S s - N 1	++	0.20		
	-+	0.36		



b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-29 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-29 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面④）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.09		
	-+	0.10		
	+ -	0.10		
	--	0.09		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.09		
	-+	0.11		
	+ -	0.10		
	--	0.11	0.09	0.11
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.08		
	-+	0.08		
	+ -	0.08		
	--	0.08		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.06		
	-+	0.07		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.08		
	-+	0.08		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.08		
	-+	0.06		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.06		
	-+	0.10		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4.1-30 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-30 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

地震動		解析ケース		
		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	12.6		
	-+	12.9		
	+-	12.5		
	--	12.7		
S s - D 2	++	13.6		
	-+	11.6		
	+-	14.4		
	--	13.5	13.4	12.9
S s - D 3	++	14.7		
	-+	14.3		
	+-	14.6		
	--	14.5		
S s - F 1	++	14.9		
	-+	15.6		
S s - F 2	++	15.6		
	-+	15.0		
S s - F 3	++	13.0		
	-+	14.2		
S s - N 1	++	12.6		
	-+	13.4		

d. 置換コンクリートのすべり安全率照査

表 4.1-31 に置換コンクリートのすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-31 置換コンクリートのすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

地震動		解析ケース		
		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	9.0		
	-+	8.7		
	+-	8.4		
	--	8.5		
S s - D 2	++	8.8		
	-+	8.2		
	+-	8.9		
	--	8.3	8.5	8.7
S s - D 3	++	11.3		
	-+	11.0		
	+-	11.5		
	--	10.5		
S s - F 1	++	11.1		
	-+	11.1		
S s - F 2	++	11.4		
	-+	8.6		
S s - F 3	++	9.8		
	-+	8.5		
S s - N 1	++	6.3		
	-+	8.9		

e. 改良地盤のすべり安全率照査

表 4. 1-32 に改良地盤のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 1-32 改良地盤のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値 (断面④)

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	① (平均値－ 1σ強度)	②	③
S s - D 1	++	3.6	3.6		
	-+	4.1	4.1		
	+-	3.5	3.4		
	--	4.0	4.0		
S s - D 2	++	4.0	4.0		
	-+	3.3	3.3		
	+-	3.9	3.9		
	--	3.5	3.5	3.6	3.3
S s - D 3	++	4.0	3.9		
	-+	4.1	4.1		
	+-	3.9	3.9		
	--	4.3	4.2		
S s - F 1	++	4.2	4.1		
	-+	4.5	4.5		
S s - F 2	++	4.5	4.4		
	-+	4.3	4.3		
S s - F 3	++	3.6	3.6		
	-+	3.9	3.9		
S s - N 1	++	4.2	4.2		
	-+	3.6	3.6		

f. セメント改良土のすべり安全率照査

表 4.1-33 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-33 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面④）

解析ケース 地震動		すべり安全率照査			
		①	①（平均値－ 1σ強度）	②	③
S s - D 1	++	3.8	3.7		
	-+	3.4	3.3		
	+-	3.7	3.5		
	--	3.5	3.3		
S s - D 2	++	3.8	3.7		
	-+	3.7	3.5		
	+-	3.8	3.7		
	--	3.7	3.6	3.8	3.9
S s - D 3	++	4.2	4.0		
	-+	4.1	4.0		
	+-	4.3	4.1		
	--	4.1	3.9		
S s - F 1	++	4.1	4.0		
	-+	4.2	4.1		
S s - F 2	++	4.3	4.2		
	-+	3.5	3.4		
S s - F 3	++	3.9	3.8		
	-+	3.5	3.4		
S s - N 1	++	2.8	2.7		
	-+	4.1	3.9		

g. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-34 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-34 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.29		
	-+	0.28		
	+-	0.39		
	--	0.29		
S s - D 2	++	0.32		
	-+	0.34		
	+-	0.35		
	--	0.38	0.35	0.43
S s - D 3	++	0.25		
	-+	0.23		
	+-	0.26		
	--	0.24		
S s - F 1	++	0.22		
	-+	0.21		
S s - F 2	++	0.24		
	-+	0.24		
S s - F 3	++	0.24		
	-+	0.22		
S s - N 1	++	0.18		
	-+	0.32		

(b) 背面補強工

表 4.1-35 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-35 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，背面補強工）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.32		
	-+	0.30		
	+-	0.35		
	--	0.30		
S s - D 2	++	0.32		
	-+	0.35		
	+-	0.32		
	--	0.35	0.35	0.30
S s - D 3	++	0.28		
	-+	0.28		
	+-	0.28		
	--	0.28		
S s - F 1	++	0.28		
	-+	0.28		
S s - F 2	++	0.30		
	-+	0.28		
S s - F 3	++	0.28		
	-+	0.28		
S s - N 1	++	0.23		
	-+	0.32		

(c) 置換コンクリート

表 4.1-36 に置換コンクリートの基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-36 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面④，置換コンクリート）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.23		
	-+	0.20		
	+-	0.24		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.23		
	-+	0.22		
	+-	0.22		
	--	0.22	0.24	0.22
S s - D 3	++	0.20		
	-+	0.19		
	+-	0.22		
	--	0.19		
S s - F 1	++	0.19		
	-+	0.19		
S s - F 2	++	0.23		
	-+	0.20		
S s - F 3	++	0.22		
	-+	0.21		
S s - N 1	++	0.23		
	-+	0.28		



(5) 断面⑤

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-37 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-37 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑤)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③	④	⑤
S s - D 1	++	0.18				
	-+	0.19				
	+-	0.18				
	--	0.19				
S s - D 2	++	0.20				
	-+	0.20	0.20	0.20		
	+-	0.20				
	--	0.20				
S s - D 3	++	0.18				
	-+	0.19				
	+-	0.18				
	--	0.18				
S s - F 1	++	0.14				
	-+	0.14				
S s - F 2	++	0.17				
	-+	0.18				
S s - F 3	++	0.18				
	-+	0.16				
S s - N 1	++	0.11				
	-+	0.10				

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-38 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-38 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.12		
	-+	0.13		
	+-	0.12		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.14		
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.13		
	+-	0.12		
	--	0.13		
S s - F 1	++	0.10		
	-+	0.10		
S s - F 2	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

c. 背面補強工のすべり安全率照査

表 4. 1-39 に背面補強工のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4. 1-39 背面補強工のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値（断面⑤）

地震動		解析ケース		
		すべり安全率照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	36.9		
	-+	42.4		
	+-	37.5		
	--	40.1		
S s - D 2	++	36.5		
	-+	37.9	39.3	35.8
	+-	36.1		
	--	37.4		
S s - D 3	++	40.4		
	-+	46.8		
	+-	40.1		
	--	43.8		
S s - F 1	++	51.3		
	-+	43.1		
S s - F 2	++	37.5		
	-+	41.3		
S s - F 3	++	35.0		
	-+	36.0		
S s - N 1	++	56.2		
	-+	40.6		

d. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-40 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-40 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，鋼管杭）

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.04	0.04	0.04
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 3	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		

(b) 背面補強工

表 4.1-41 に背面補強工の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-41 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑤，背面補強工）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.04	0.04	0.04
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.03		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.03		
S s - F 3	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.03		
	-+	0.03		

(6) 断面⑥

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-42 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-42 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.21		
	-+	0.21		
	+-	0.20		
	--	0.21		
S s - D 2	++	0.24		
	-+	0.25		
	+-	0.24		
	--	0.24		
S s - D 3	++	0.21		
	-+	0.20		
	+-	0.20		
	--	0.21		
S s - F 1	++	0.16		
	-+	0.16		
S s - F 2	++	0.18		
	-+	0.19		
S s - F 3	++	0.27	0.25	0.26
	-+	0.24		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.12		

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-43 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-43 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値（断面⑥）

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - F 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.15	0.15	0.15
	-+	0.14		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

c. 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1-44 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-44 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値（断面⑥，鋼管杭）

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 3	++	0.04		
	-+	0.04		
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - F 1	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 2	++	0.04		
	-+	0.04		
S s - F 3	++	0.04	0.04	0.04
	-+	0.04		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		



(7) 断面⑦

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-45 に鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-45 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭①)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.06		
	-+	0.06		
	+-	0.05		
	--	0.05		
S s - D 2	++	0.07		
	-+	0.07	0.06	0.07
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - D 3	++	0.06		
	-+	0.06		
	+-	0.06		
	--	0.06		
S s - F 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		

表 4.1-45 (2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭②)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.06		
	-+	0.06		
	+-	0.05		
	--	0.05		
S s - D 2	++	0.07		
	-+	0.07	0.07	0.08
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - D 3	++	0.06		
	-+	0.06		
	+-	0.06		
	--	0.06		
S s - F 1	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.05		
S s - F 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		

表 4.1-45 (3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭③)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③	④	⑤
S s - D 1	++	0.07				
	-+	0.07				
	+-	0.06				
	--	0.06				
S s - D 2	++	0.09				
	-+	0.09	0.08	0.09		
	+-	0.09				
	--	0.09				
S s - D 3	++	0.08				
	-+	0.07				
	+-	0.07				
	--	0.07				
S s - F 1	++	0.06				
	-+	0.06				
S s - F 2	++	0.06				
	-+	0.06				
S s - F 3	++	0.08				
	-+	0.08				
S s - N 1	++	0.05				
	-+	0.05				

表 4.1-45 (4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭④)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③		
S s - D 1	++	0.07				
	-+	0.07				
	+-	0.07				
	--	0.06				
S s - D 2	++	0.09				
	-+	0.09	0.08	0.10		
	+-	0.10				
	--	0.10				
S s - D 3	++	0.08				
	-+	0.08				
	+-	0.07				
	--	0.07				
S s - F 1	++	0.06				
	-+	0.06				
S s - F 2	++	0.07				
	-+	0.06				
S s - F 3	++	0.08				
	-+	0.08				
S s - N 1	++	0.05				
	-+	0.05				

表 4.1-45 (5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭⑤)

地震動		解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③		
S s - D 1	++	0.07				
	-+	0.07				
	+-	0.07				
	--	0.07				
S s - D 2	++	0.10				
	-+	0.10	0.09	0.10		
	+-	0.10				
	--	0.10				
S s - D 3	++	0.08				
	-+	0.08				
	+-	0.08				
	--	0.08				
S s - F 1	++	0.07				
	-+	0.07				
S s - F 2	++	0.07				
	-+	0.07				
S s - F 3	++	0.08				
	-+	0.08				
S s - N 1	++	0.05				
	-+	0.05				

b. 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

表 4.1-46 に鋼管杭のせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-46 (1) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭①)

地震動		解析ケース		
		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.10		
	-+	0.10		
	+-	0.10		
	--	0.10		
S s - D 2	++	0.14		
	-+	0.14	0.13	0.14
	+-	0.14		
	--	0.14		
S s - D 3	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - F 1	++	0.08		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.06		

表 4.1-46 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭②)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+ -	0.13		
	--	0.13		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.17		
	-+	0.17	0.16	0.17
	+ -	0.17		
	--	0.17		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.15		
	-+	0.14		
	+ -	0.15		
	--	0.14		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.14		
	-+	0.14		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.07		
	-+	0.08		

表 4.1-46 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭③)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.15		
	-+	0.15		
	+-	0.15		
	--	0.15		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.20		
	-+	0.20	0.19	0.20
	+-	0.20		
	--	0.20		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.12		
	-+	0.12		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.16		
	-+	0.16		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.08		
	-+	0.08		



表 4.1-46 (4) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭④)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.14		
	-+	0.14		
	+-	0.14		
	--	0.14		
S s - D 2	++	0.19		
	-+	0.20	0.18	0.19
	+-	0.19		
	--	0.20		
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.12		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.15		
	-+	0.16		
S s - N 1	++	0.08		
	-+	0.08		

表 4.1-46 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭⑤)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S <sub>s</sub> -D 1	++	0.14		
	-+	0.14		
	+-	0.14		
	--	0.14		
S <sub>s</sub> -D 2	++	0.19		
	-+	0.20	0.18	0.19
	+-	0.19		
	--	0.20		
S <sub>s</sub> -D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S <sub>s</sub> -F 1	++	0.11		
	-+	0.12		
S <sub>s</sub> -F 2	++	0.13		
	-+	0.12		
S <sub>s</sub> -F 3	++	0.16		
	-+	0.16		
S <sub>s</sub> -N 1	++	0.08		
	-+	0.08		

c. RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-47 に RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-47 (1) RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC①)

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.02		
	-+	0.02		
	+-	0.02		
	--	0.02		
S s - D 2	++	0.03		
	-+	0.03	0.03	0.04
	+-	0.03		
	--	0.03		
S s - D 3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+-	0.03		
	--	0.03		
S s - F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 3	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - N 1	++	0.02		
	-+	0.02		

表 4.1-47 (2) RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC②)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.03		
	-+	0.03		
	+-	0.03		
	--	0.03		
S s - D 2	++	0.04		
	-+	0.04	0.03	0.04
	+-	0.04		
	--	0.04		
S s - D 3	++	0.03		
	-+	0.03		
	+-	0.03		
	--	0.03		
S s - F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 3	++	0.03		
	-+	0.03		
S s - N 1	++	0.02		
	-+	0.02		

表 4.1-47 (3) RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC③)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.02		
	-+	0.02		
	+-	0.02		
	--	0.02		
S s - D 2	++	0.03		
	-+	0.03	0.02	0.03
	+-	0.03		
	--	0.03		
S s - D 3	++	0.02		
	-+	0.02		
	+-	0.02		
	--	0.02		
S s - F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 3	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - N 1	++	0.01		
	-+	0.01		

d. RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1-48 に RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-48 (1) RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC①)

地震動		解析ケース		
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.13		
	--	0.12		
S s - D 2	++	0.18		
	-+	0.18	0.17	0.21
	+-	0.18		
	--	0.18		
S s - D 3	++	0.15		
	-+	0.14		
	+-	0.15		
	--	0.15		
S s - F 1	++	0.10		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.12		
	-+	0.12		
S s - F 3	++	0.14		
	-+	0.14		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

表 4.1-48 (2) RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC②)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.21		
	-+	0.21	0.18	0.24
	+-	0.20		
	--	0.21		
S s - D 3	++	0.16		
	-+	0.16		
	+-	0.16		
	--	0.16		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.12		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.15		
	-+	0.15		
S s - N 1	++	0.07		
	-+	0.07		

表 4.1-48 (3) RC 遮水壁の鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC③)

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.07		
	-+	0.07		
	+-	0.07		
	--	0.07		
S s - D 2	++	0.12		
	-+	0.12	0.09	0.13
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 3	++	0.09		
	-+	0.08		
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 2	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 3	++	0.08		
	-+	0.08		
S s - N 1	++	0.04		
	-+	0.04		



e. RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査

表 4.1-49 に RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-49 (1) RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC①)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 3	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - F 1	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.13		

表 4.1-49 (2) RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC②)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 3	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - F 1	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.13		

表 4.1-49 (3) RC 遮水壁のコンクリートのせん断破壊に対する実施ケースと照査値  
(断面⑦, RC③)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 2	++	0.13		
	-+	0.13	0.13	0.13
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - D 3	++	0.13		
	-+	0.13		
	+-	0.13		
	--	0.13		
S s - F 1	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 2	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - F 3	++	0.13		
	-+	0.13		
S s - N 1	++	0.13		
	-+	0.13		

f. 基礎地盤の支持性能に対する照査

(a) 鋼管杭

表 4.1-50 に鋼管杭の基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1-50 (1) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭①)

地震動		解析ケース		
		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.09		
	-+	0.09		
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - D 2	++	0.09		
	-+	0.09	0.09	0.09
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - D 3	++	0.09		
	-+	0.09		
	+-	0.09		
	--	0.09		
S s - F 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 2	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - F 3	++	0.09		
	-+	0.09		
S s - N 1	++	0.09		
	-+	0.09		

表 4.1-50 (2) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭②)

地震動		解析ケース	基礎地盤の支持性能に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++	0.10			
	-+	0.10			
	+-	0.10			
	--	0.10			
S s - D 2	++	0.10			
	-+	0.10	0.10	0.10	
	+-	0.10			
	--	0.10			
S s - D 3	++	0.10			
	-+	0.10			
	+-	0.10			
	--	0.10			
S s - F 1	++	0.10			
	-+	0.10			
S s - F 2	++	0.10			
	-+	0.10			
S s - F 3	++	0.10			
	-+	0.10			
S s - N 1	++	0.10			
	-+	0.10			

表 4.1-50 (3) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭③)

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - D 2	++	0.11		
	-+	0.11	0.11	0.11
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - D 3	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.11		
	--	0.11		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - N 1	++	0.11		
	-+	0.11		

表 4.1-50 (4) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭④)

地震動		解析ケース	基礎地盤の支持性能に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++	0.11			
	-+	0.11			
	+-	0.11			
	--	0.11			
S s - D 2	++	0.11			
	-+	0.11	0.11	0.11	
	+-	0.12			
	--	0.12			
S s - D 3	++	0.11			
	-+	0.11			
	+-	0.11			
	--	0.11			
S s - F 1	++	0.11			
	-+	0.11			
S s - F 2	++	0.11			
	-+	0.11			
S s - F 3	++	0.11			
	-+	0.11			
S s - N 1	++	0.11			
	-+	0.11			

表 4.1-50 (5) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値 (断面⑦, 杭⑤)

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.11		
	-+	0.11		
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 2	++	0.12		
	-+	0.12	0.12	0.12
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - D 3	++	0.12		
	-+	0.12		
	+-	0.12		
	--	0.12		
S s - F 1	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 2	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S s - N 1	++	0.11		
	-+	0.11		



4.1.2 断面力分布（鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-51～表 4.1-52 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-53 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-1 に示す。

表 4.1-51 鋼管杭断面諸元（断面①～断面⑥）

杭種		設置標高	板厚*2 (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )		
A	鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +30. 0m*1～ 0. P. +23. 5m	24	1. 639×10 <sup>5</sup>	8. 813×10 <sup>7</sup>	
B		SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m	39	2. 645×10 <sup>5</sup>	1. 403×10 <sup>8</sup>	
	0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m						
C	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長杭	0. P. +20. 0m～ 0. P. ±0. 0m	34	2. 632×10 <sup>5</sup>	1. 599×10 <sup>8</sup>
			短杭 断面⑤	0. P. +20. 0m～ 0. P. +5. 0m			
			断面⑥	0. P. +20. 0m ～ +8. 0m			
D	鋼管杭 (下杭) φ 2500	SKK490 (t=25mm)	長杭	0. P. ±0. 0m～ 杭下端	24	1. 865×10 <sup>5</sup>	1. 143×10 <sup>8</sup>
			短杭 断面⑤	0. P. +5. 0m～ 0. P. +2. 5m			
			断面⑥	0. P. +8. 0m ～ +5. 5m			

注記 \*1：岩盤部（断面⑤及び断面⑥）は 0. P. +29. 0m

\*2：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.1-52 鋼管杭断面諸元 (断面⑦)

杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +28. 4m~0. P. +21. 4m 0. P. +28. 4m~0. P. +20. 4m 0. P. +28. 4m~0. P. +19. 4m	24	1. 639×10 <sup>5</sup>	8. 813×10 <sup>7</sup>

注記 \* : 道路橋示方書 ( I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 4.1-53 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面①)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S <sub>s</sub> -D 2 (---)	①	8663	503	102	247	0. 42

表 4.1-53 (2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面②)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S <sub>s</sub> -D 2 (---)	②	10728	537	126	247	0. 52

表 4.1-53 (3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面③)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S <sub>s</sub> -D 2 (---)	③	9673	622	114	247	0. 47

表 4.1-53 (4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面④)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
D	S <sub>s</sub> -D 2 (---)	④	1334	23425	138	277	0. 50

表 4.1-53 (5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑤)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	③	4060	502	50	251	0.20

表 4.1-53 (6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
A	S <sub>s</sub> -F 3 (++)	①	5467	497	66	251	0.27

表 4.1-53 (7) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑦)

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
杭⑤	S <sub>s</sub> -D 2 (--)	①	1765	-854	26	277	0.10

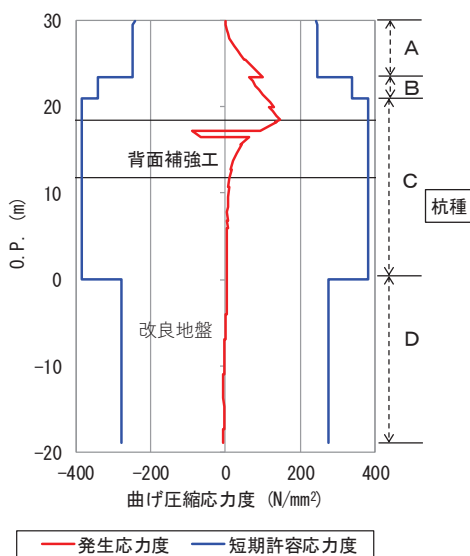
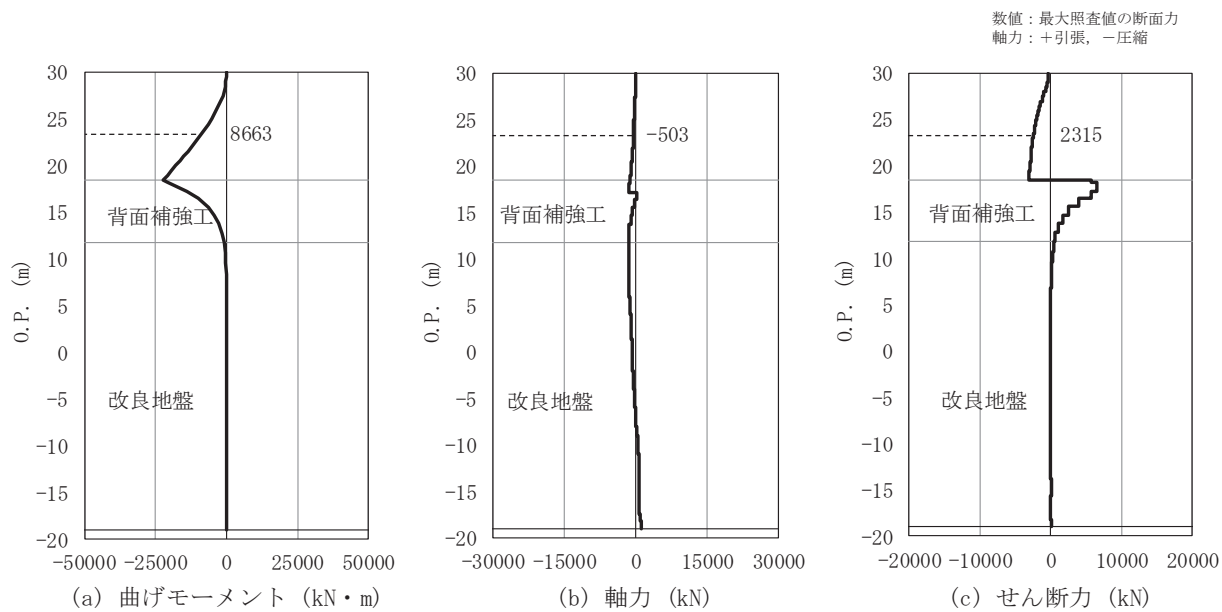


図 4. 1-1 (1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面①, S s - D 2 (---), t=6.92s)  
解析ケース①：基本ケース

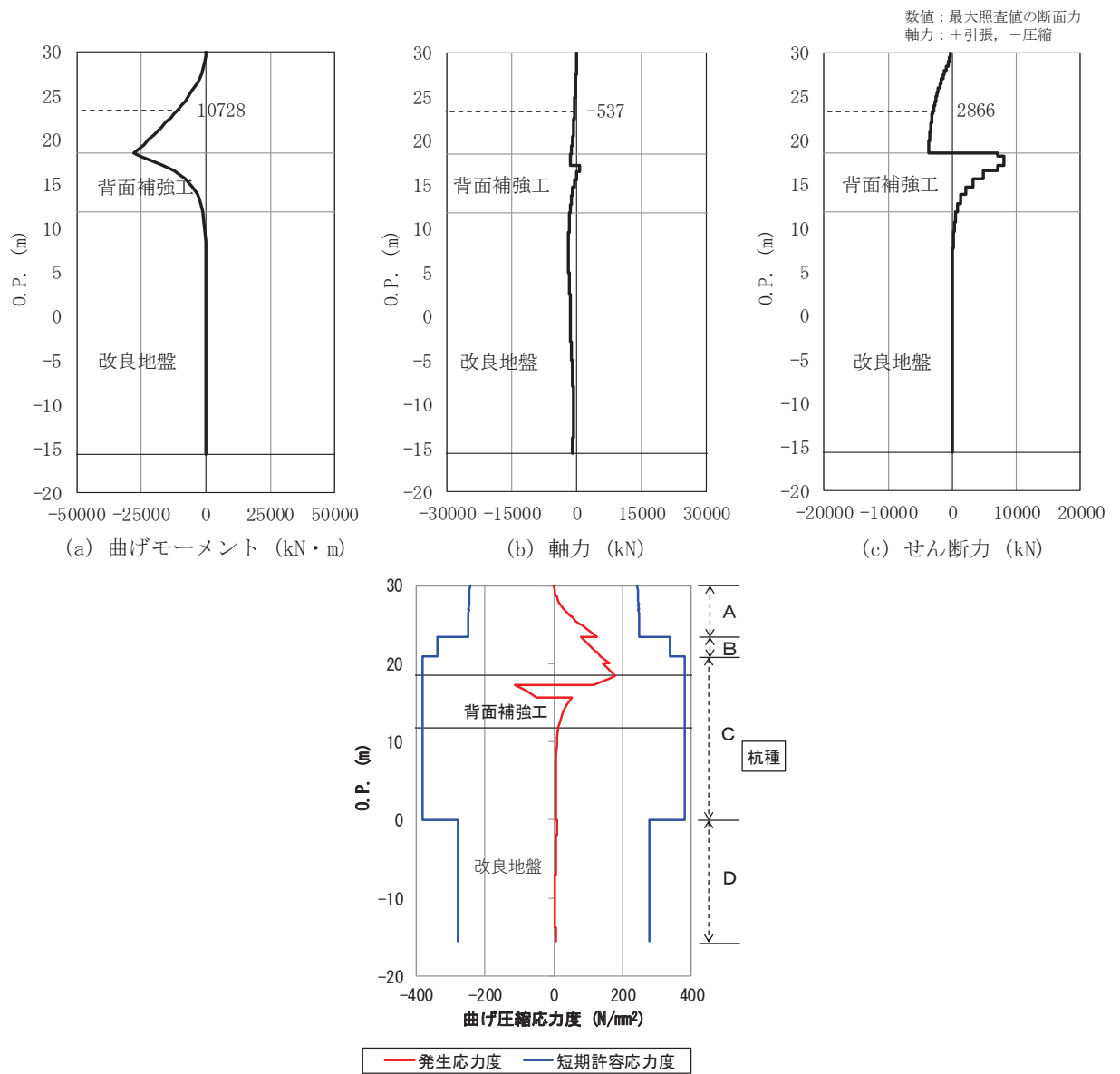


図 4.1-1 (2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面②, S s - D 2 (---), t=6.91s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

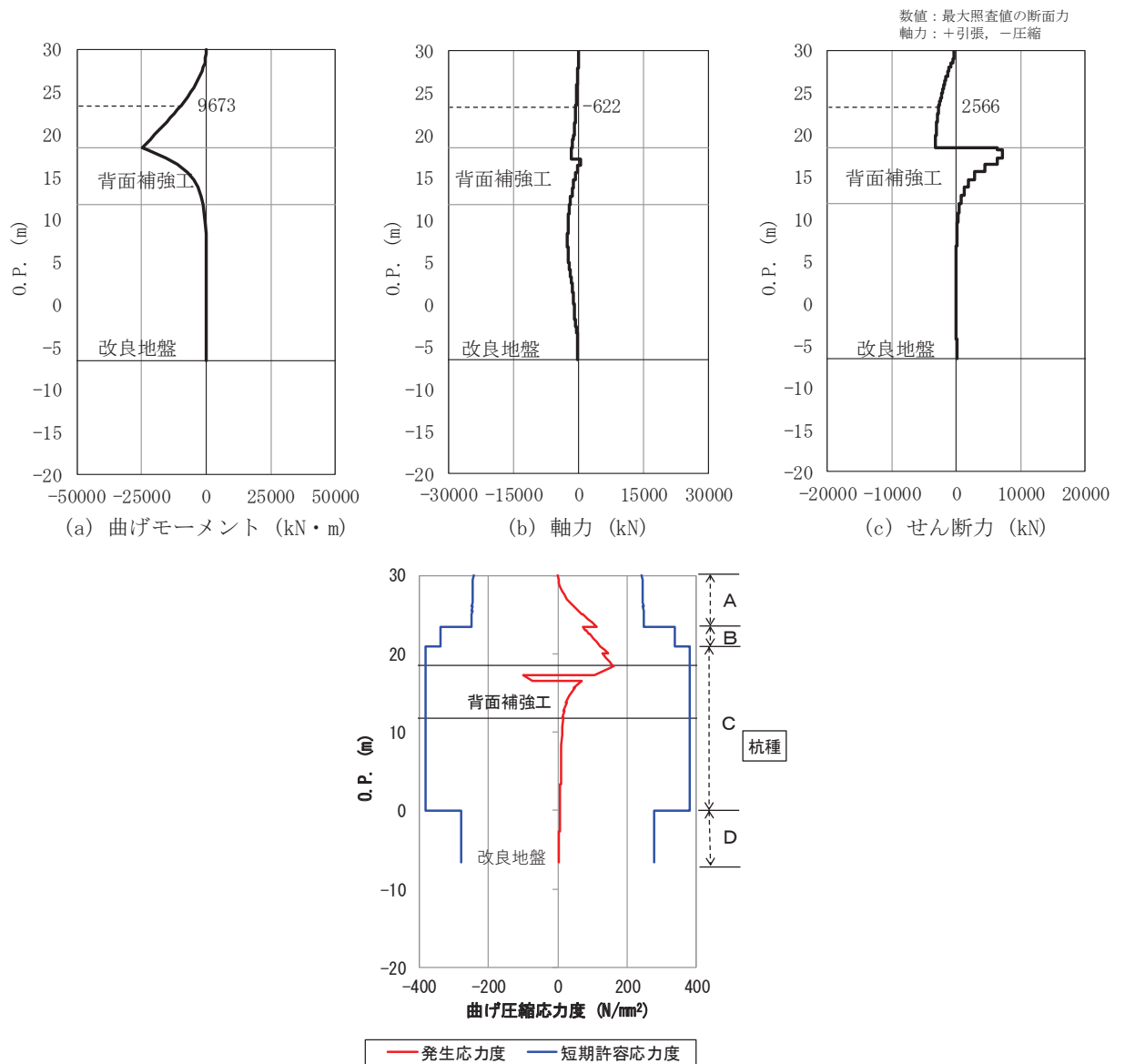


図 4.1-1 (3) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面③, S s - D 2 (---), t=6.91s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

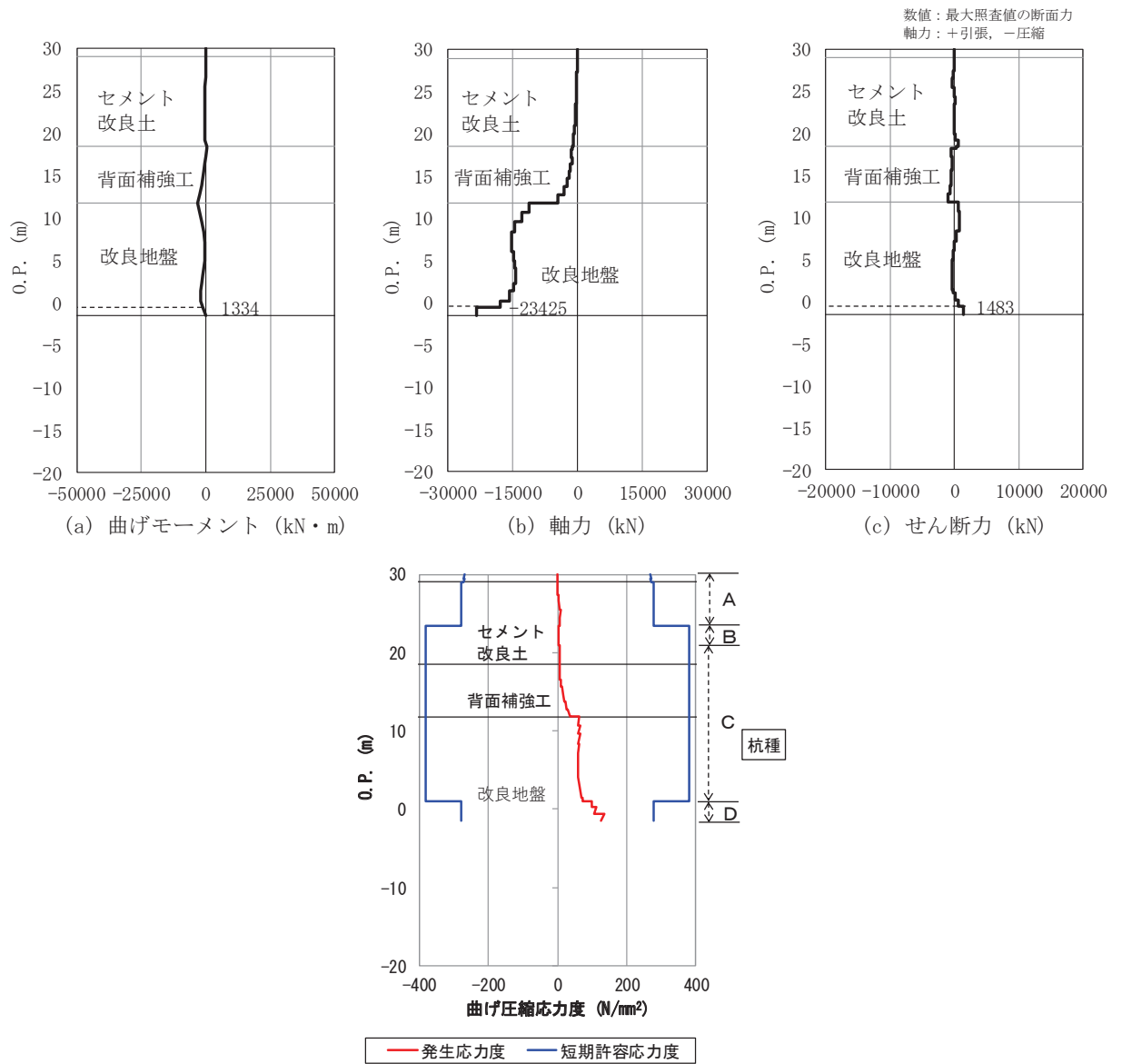


図 4. 1-1 (4) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面④, S s - D 2 (---), t=13.59s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

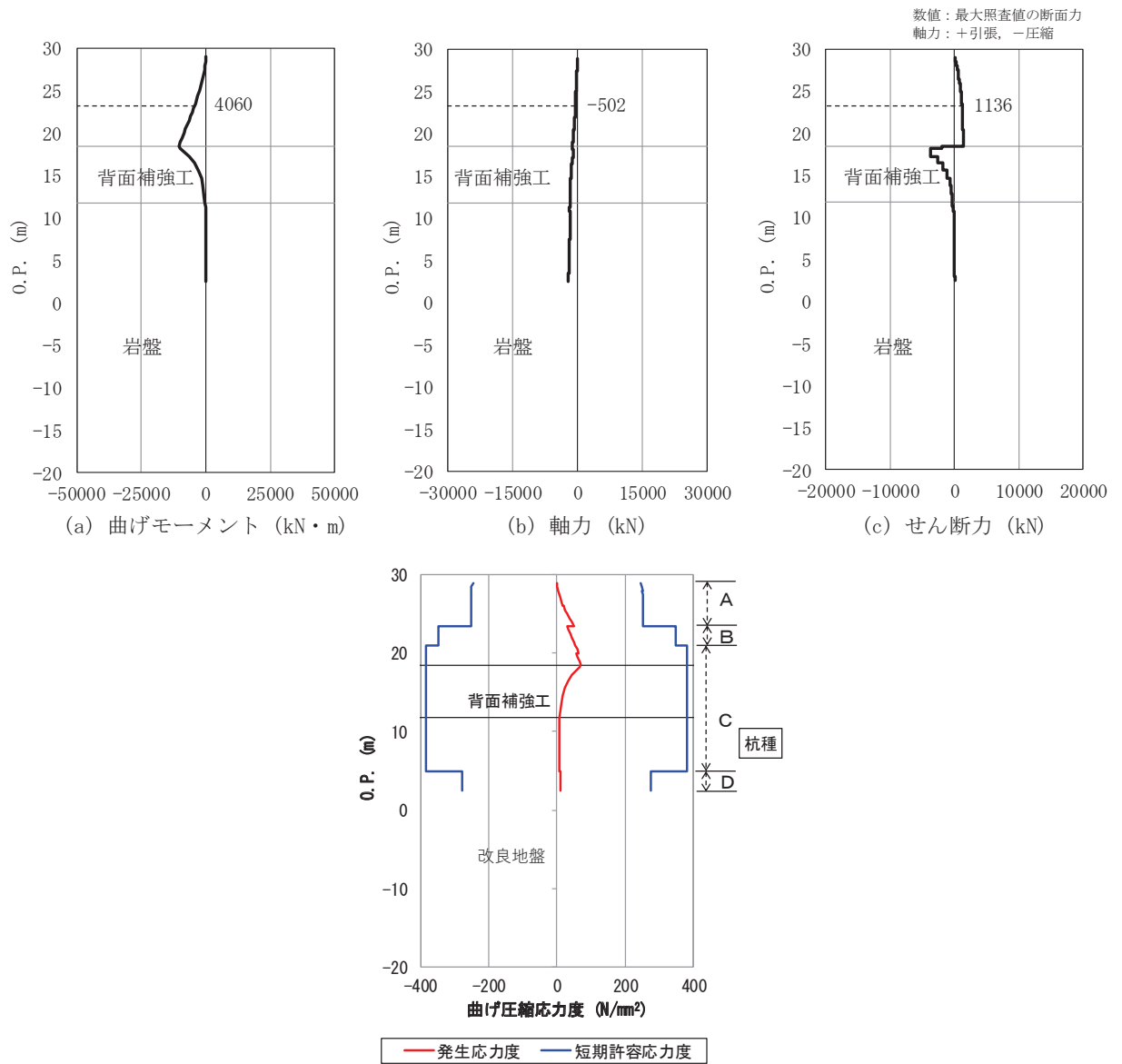


図 4. 1-1 (5) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度

(断面⑤, S s - D 2 (- +), t=6.84s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1  $\sigma$ )



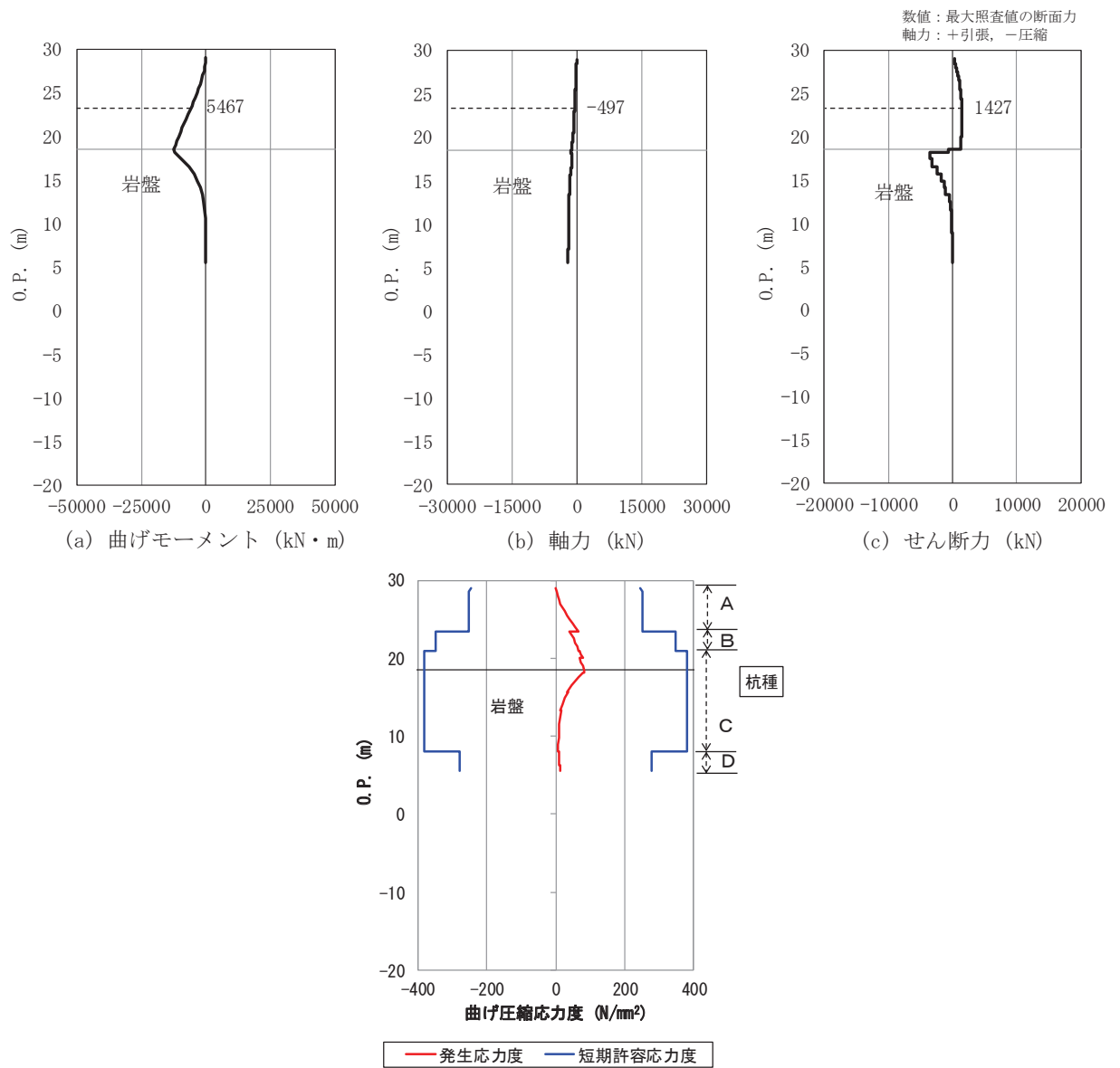
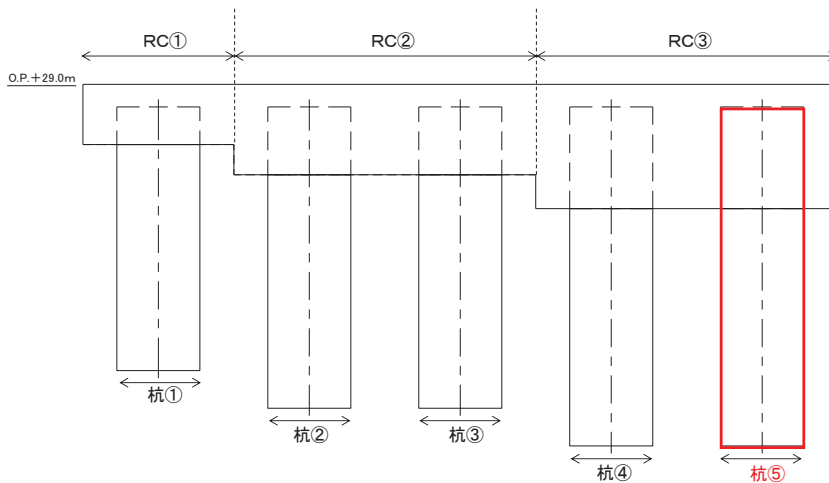
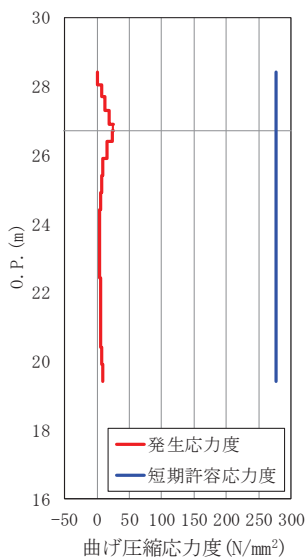
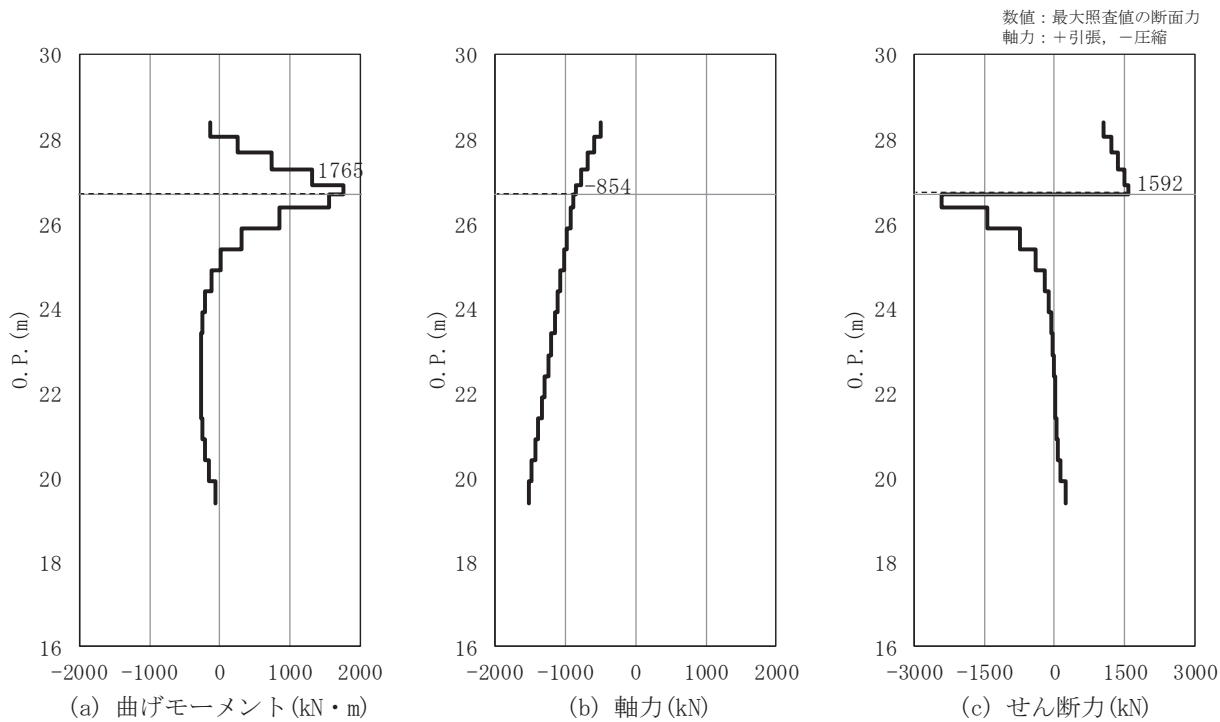


図 4. 1-1 (6) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及び曲げ圧縮応力度  
(断面⑥, S s - F 3 (++) , t=28.04s)  
解析ケース①：基本ケース



(d) 照査部材 (杭⑤)

図 4.1-1 (7) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力

(断面⑦, S s - D 2 (---), t=22.57s)

解析ケース①：基本ケース

#### 4.1.3 断面力分布（鋼管杭のせん断破壊に対する照査）

断面照査に用いた断面諸元を表 4.1-51～表 4.1-52 に、鋼管杭のせん断破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-54 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-2 に示す。

表 4.1-54 (1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（断面①）

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
C	S <sub>s</sub> -D2(++)	①	7435	57	217	0.27

表 4.1-54 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（断面②）

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
C	S <sub>s</sub> -D2(++)	①	8734	67	217	0.31

表 4.1-54 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（断面③）

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
C	S <sub>s</sub> -D2(++)	①	7851	60	217	0.28

表 4.1-54 (4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（断面④）

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
D	S <sub>s</sub> -D2(--)	①	1569	17	157	0.11

表 4.1-54 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値（断面⑤）

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
C	S <sub>s</sub> -D2(--)	①	3703	29	217	0.14

表 4.1-54 (6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑥)

杭種	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
C	S <sub>s</sub> -F3(++)	②	4159	32	217	0.15

表 4.1-54 (7) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (断面⑦)

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
杭③	S <sub>s</sub> -D2(-+)	①	-2462	31	157	0.20

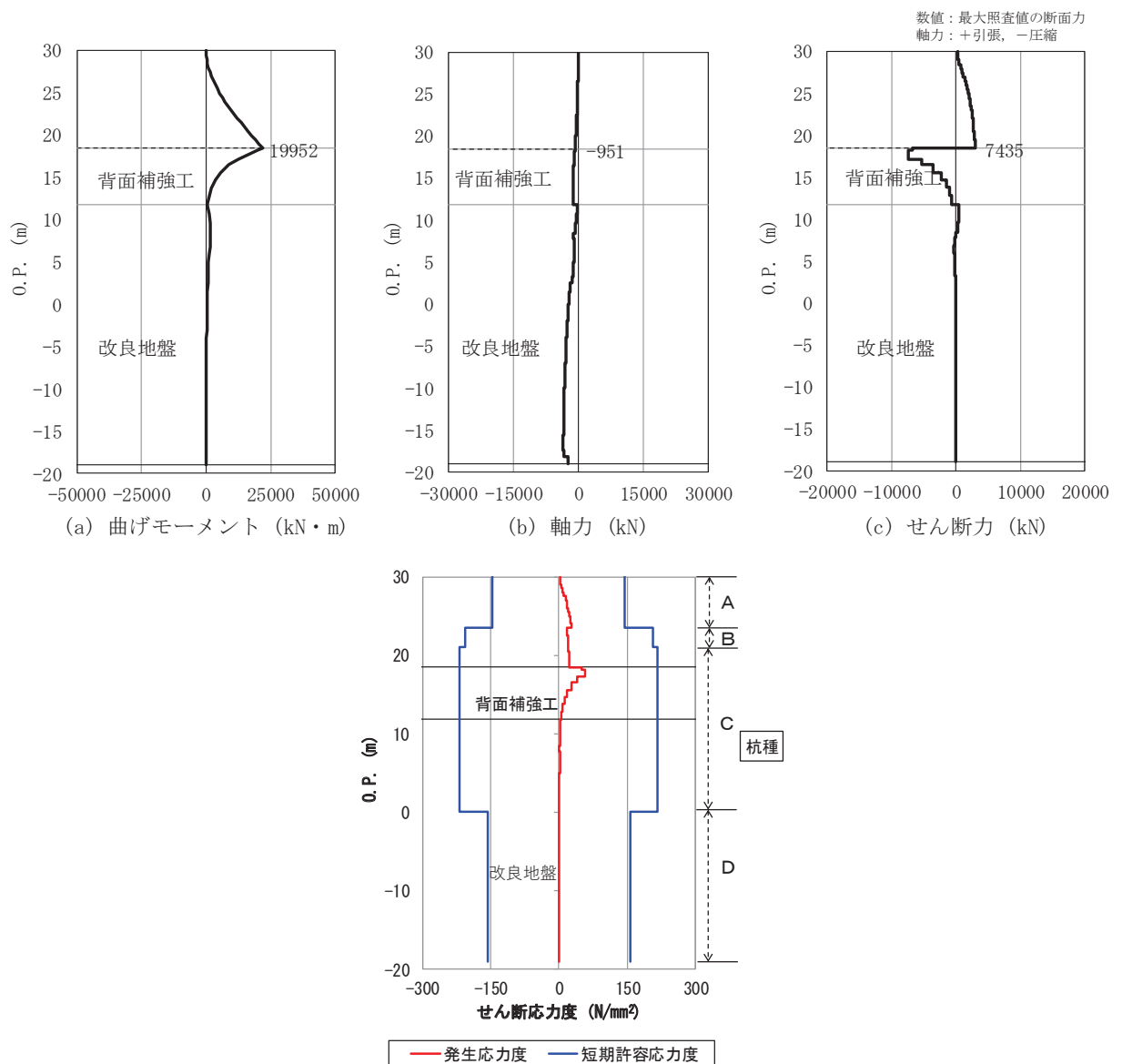


図 4.1-2 (1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力  
及びせん断応力度  
(断面①, S<sub>s</sub>-D2(++), t=6.92s)  
解析ケース①：基本ケース

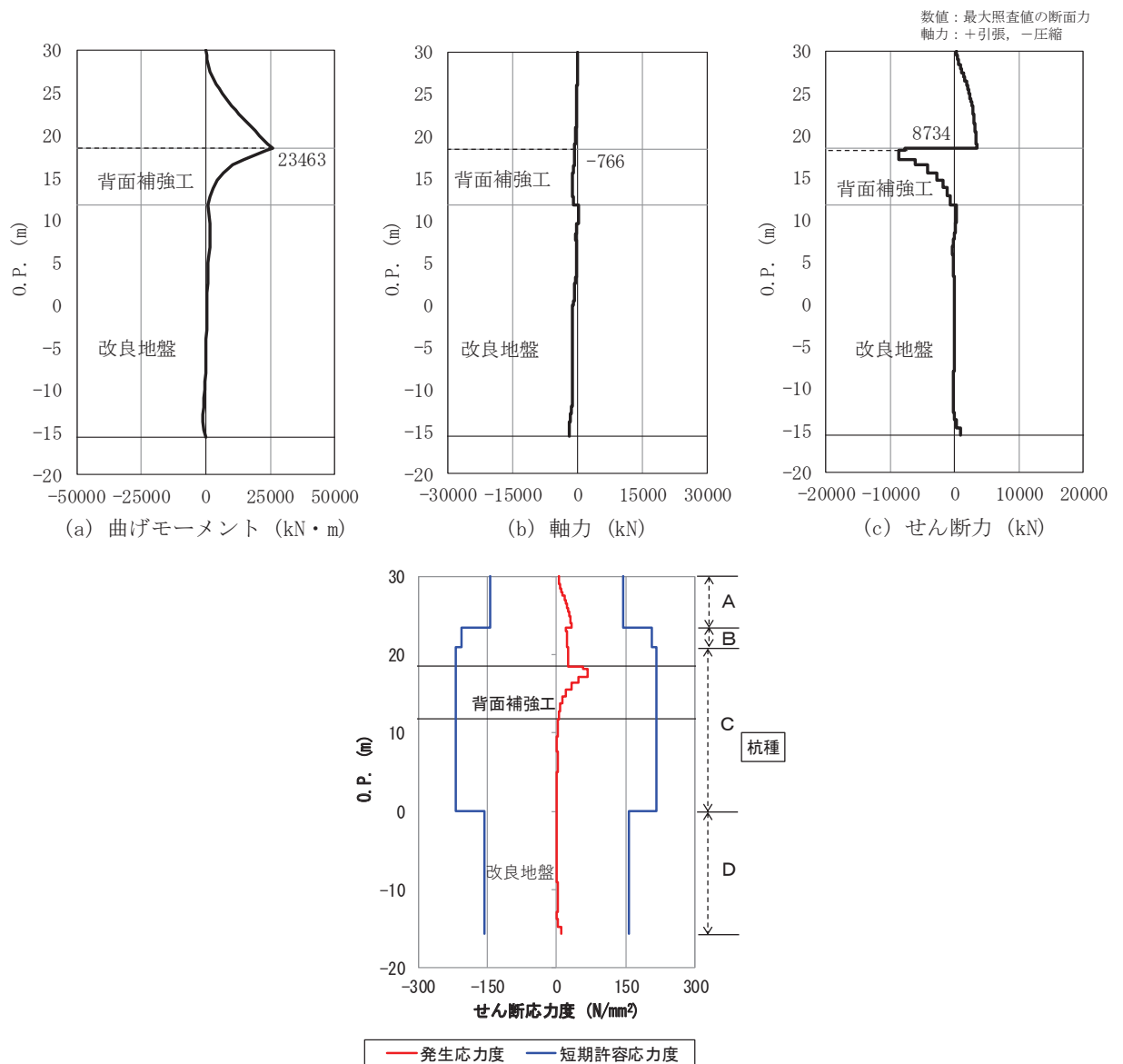


図 4.1-2 (2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度  
(断面②，S s - D 2 (++)，t=6.92s)  
解析ケース①：基本ケース

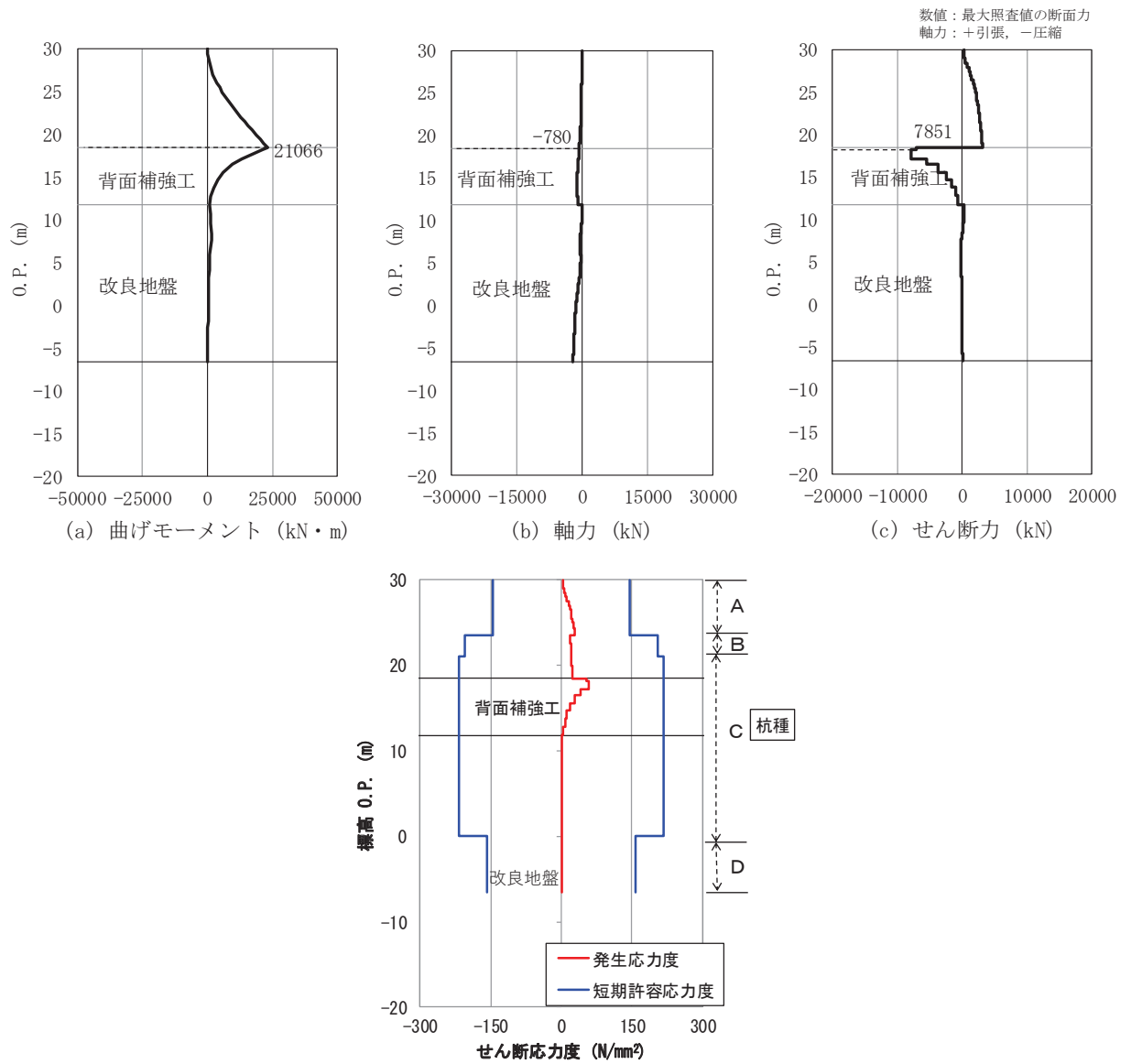


図 4.1-2 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度  
(断面③, S s - D 2 (++) , t=6.91s)  
解析ケース①：基本ケース

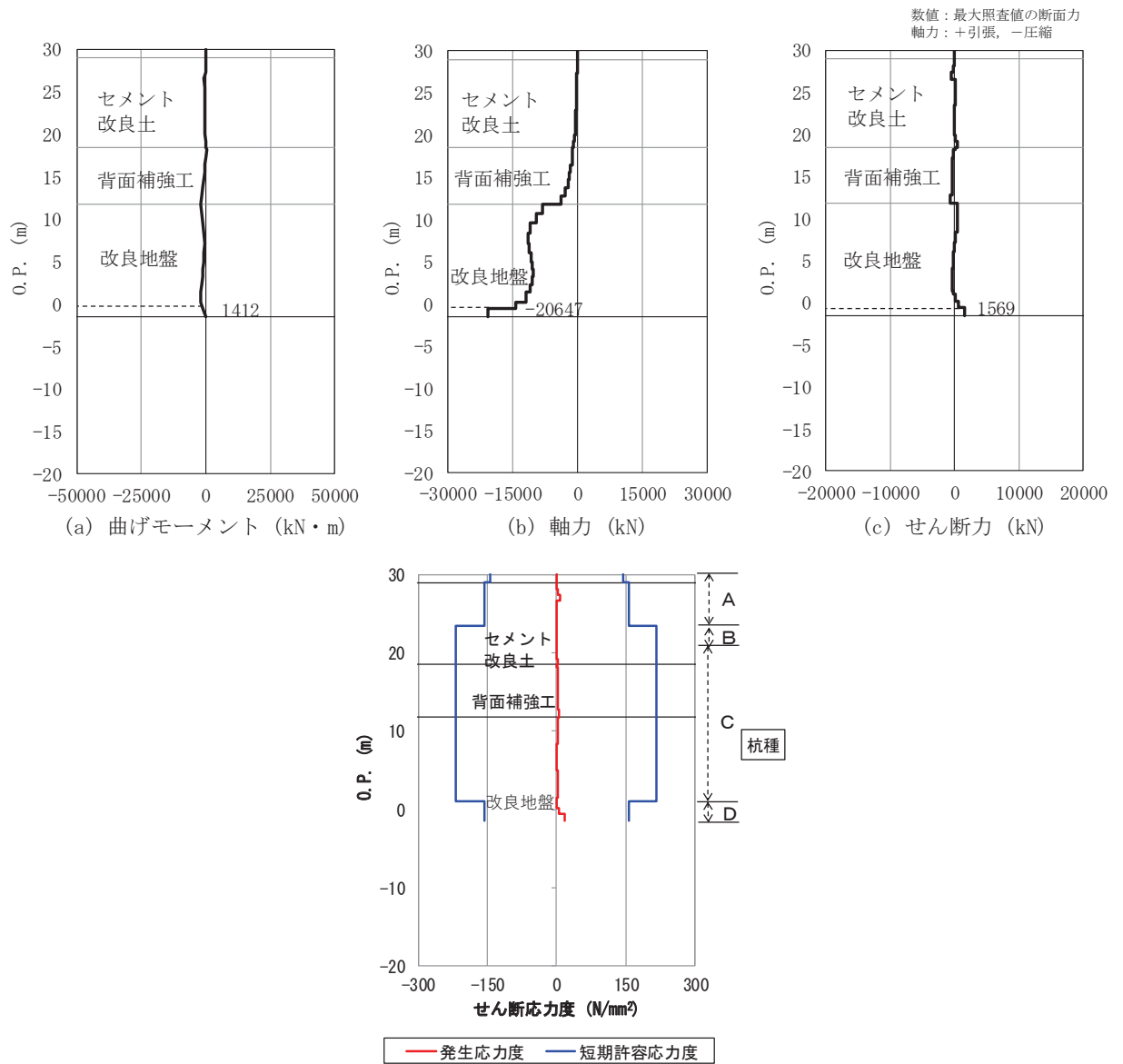


図 4.1-2 (4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度  
(断面④, S s - D 2 (---), t=13.59s)  
解析ケース①：基本ケース

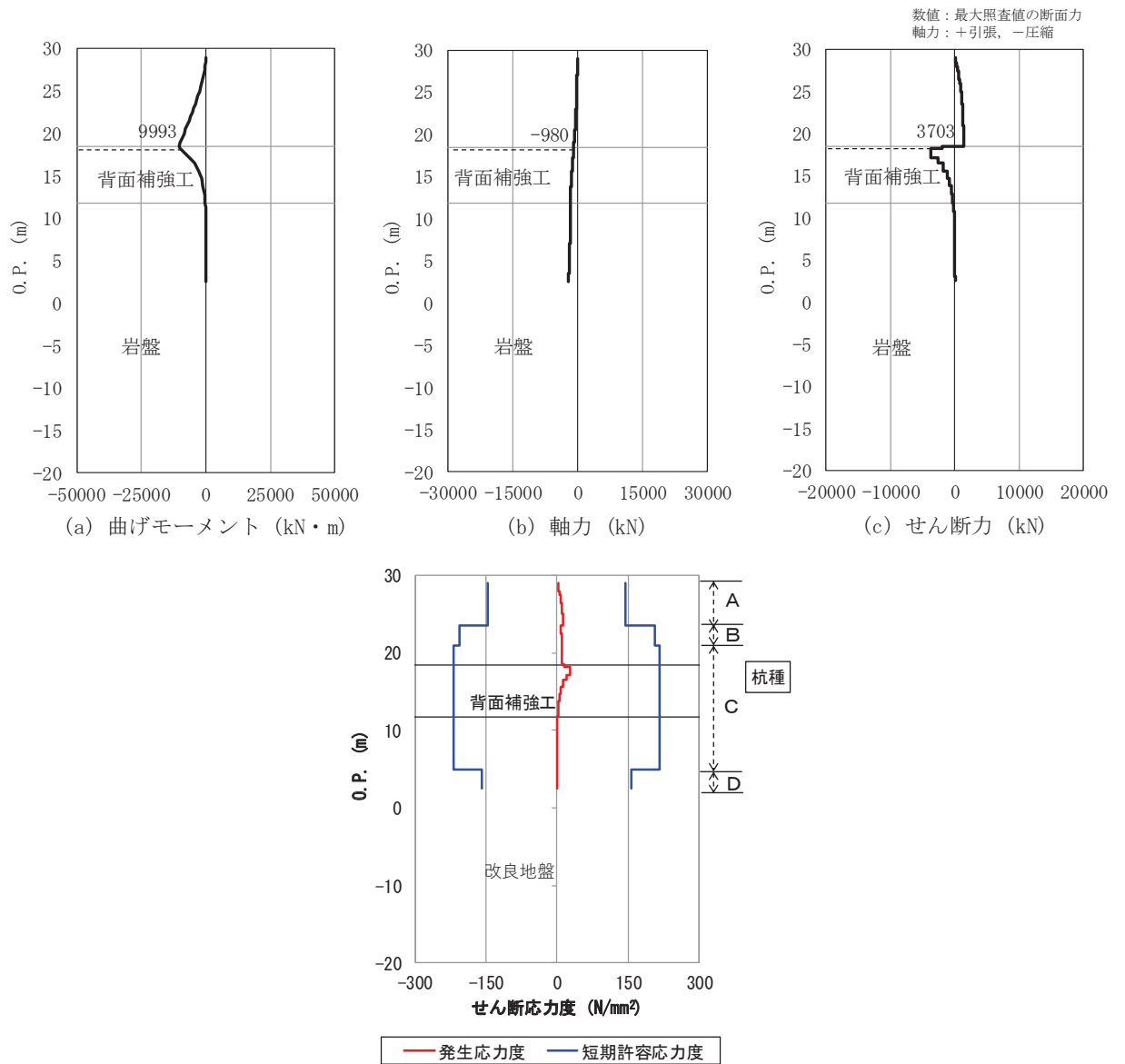


図 4.1-2 (5) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度  
(断面⑤, S s - D 2 (---), t=6.84s)  
解析ケース①：基本ケース



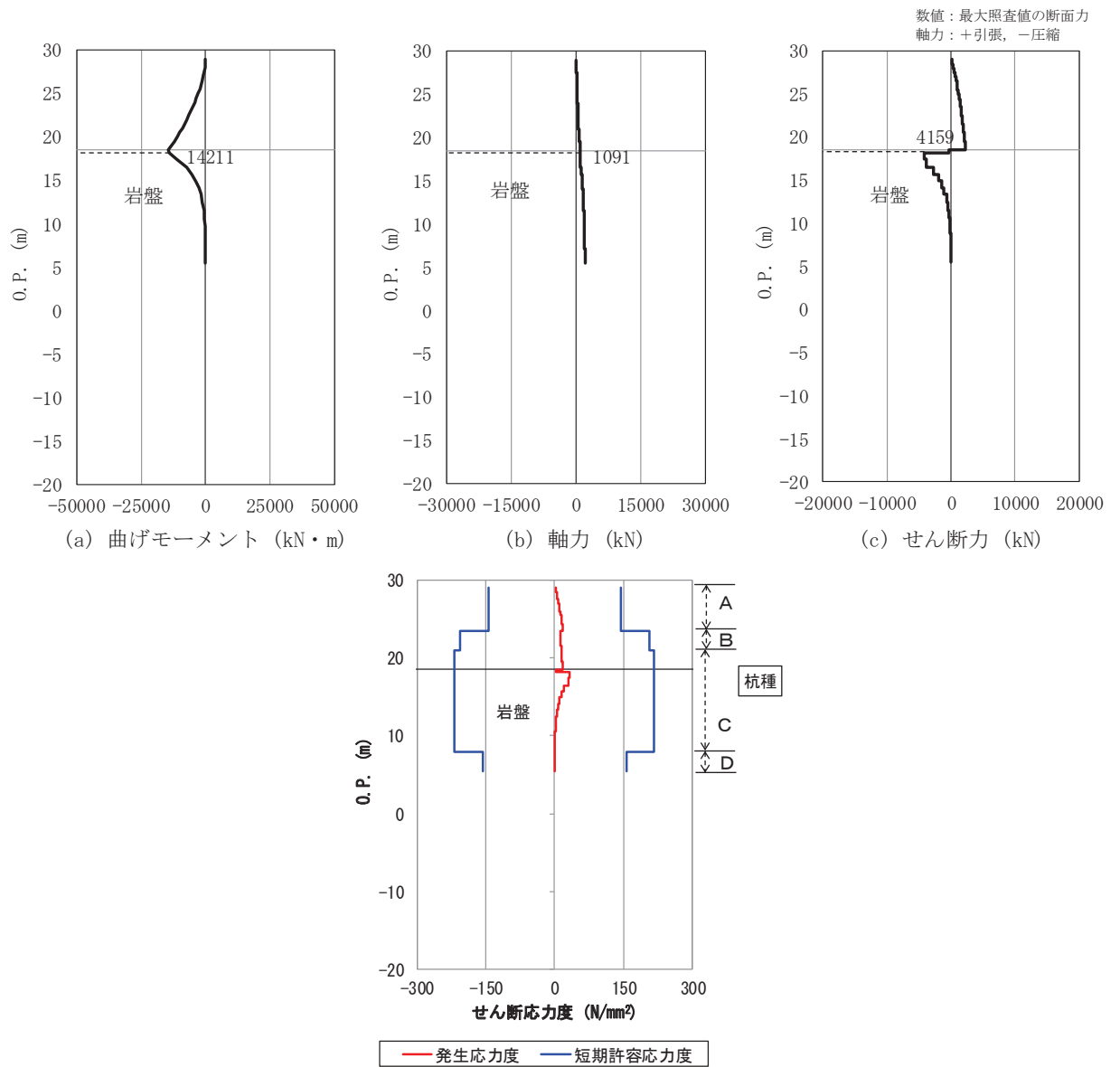
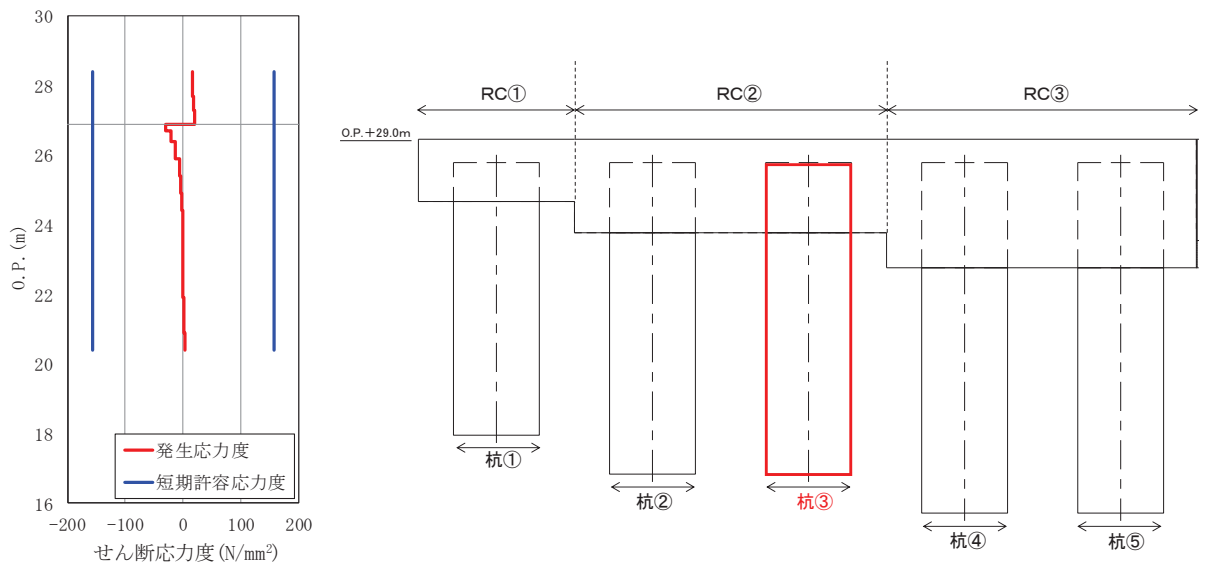
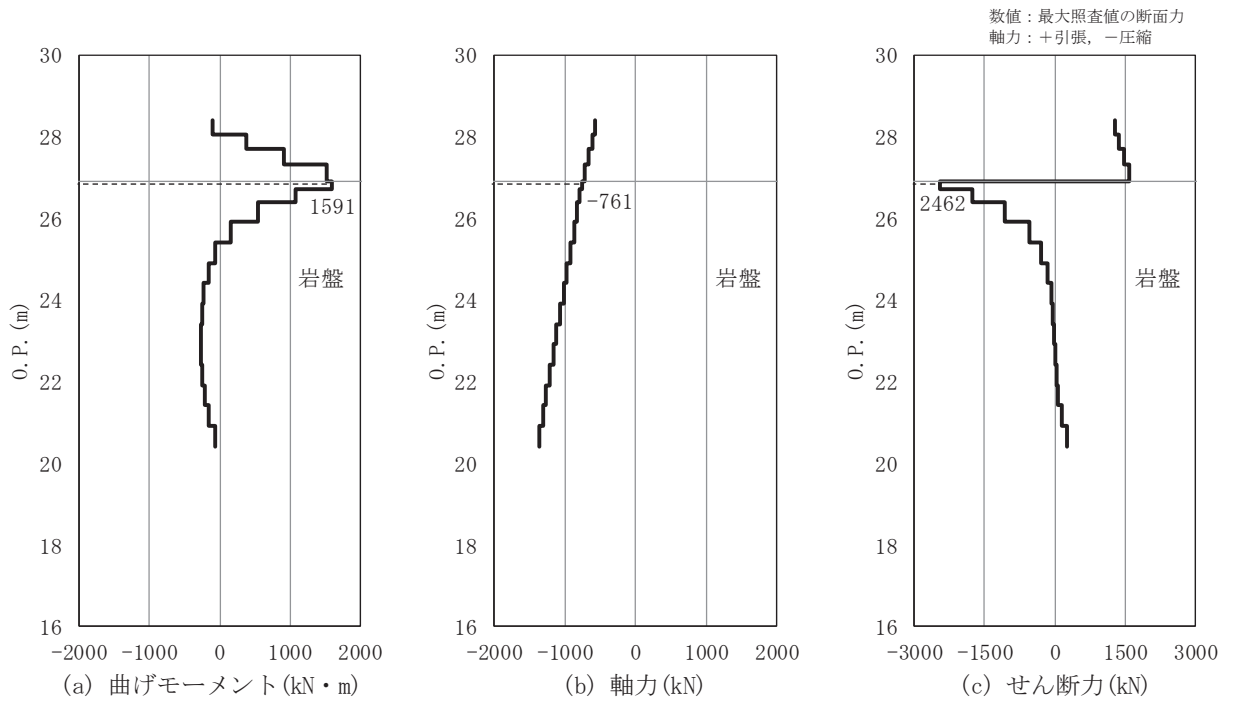


図 4.1-2 (6) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力及びせん断応力度

(断面⑥, S<sub>s</sub>-F3 (++) , t=27.74s)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)



(d) 照査部材 (杭③)

図 4.1-2 (7) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力  
(断面⑦, S s - D 2 (-+), t=22.57s)

解析ケース①：基本ケース

#### 4.1.4 断面力分布 (RC 遮水壁に対する照査)

RC 遮水壁のコンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査、鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びコンクリートのせん断破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1-55～表 4.1-57 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1-3～図 4.1-4 に示す。

表 4.1-55 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

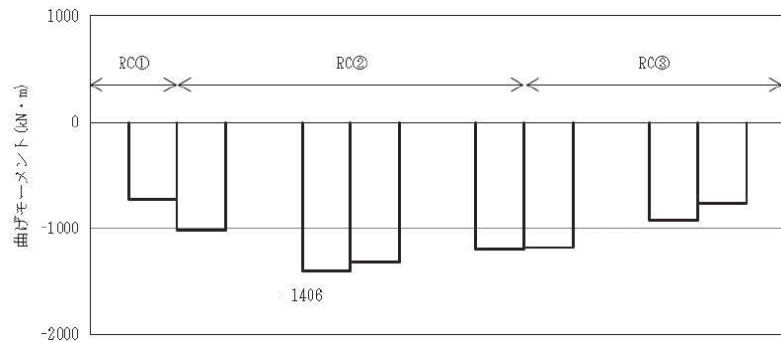
部材	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
RC②	S <sub>s</sub> -D2(-+)	③	-1406	50	0.8	21	0.04

表 4.1-56 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値

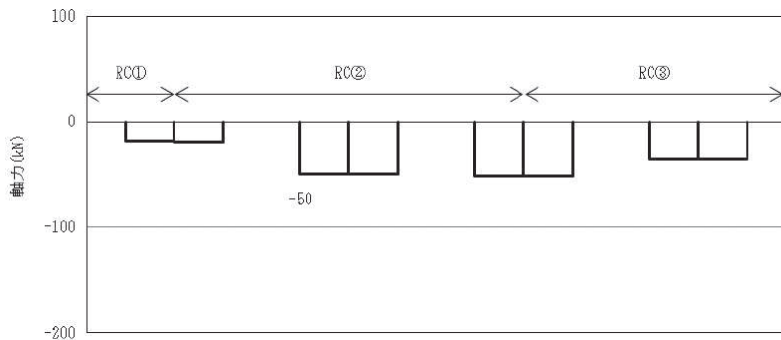
部材	地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
RC②	S <sub>s</sub> -D2(-+)	③	-1406	50	68	294	0.24

表 4.1-57 コンクリートのせん断破壊に対する照査値

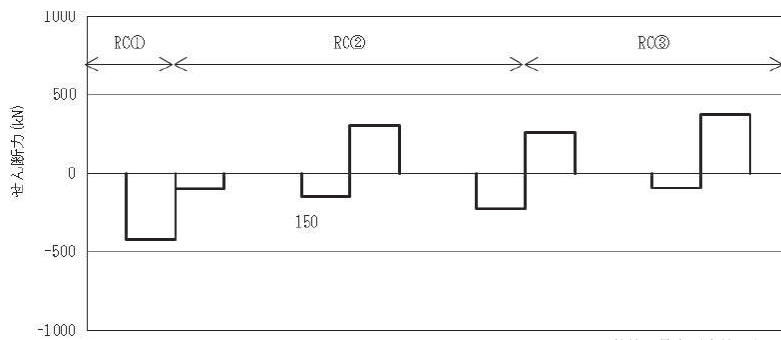
部材	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
			せん断力 (kN)			
RC①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	③	-420	0.1	0.82	0.13



(a) 曲げモーメント\*

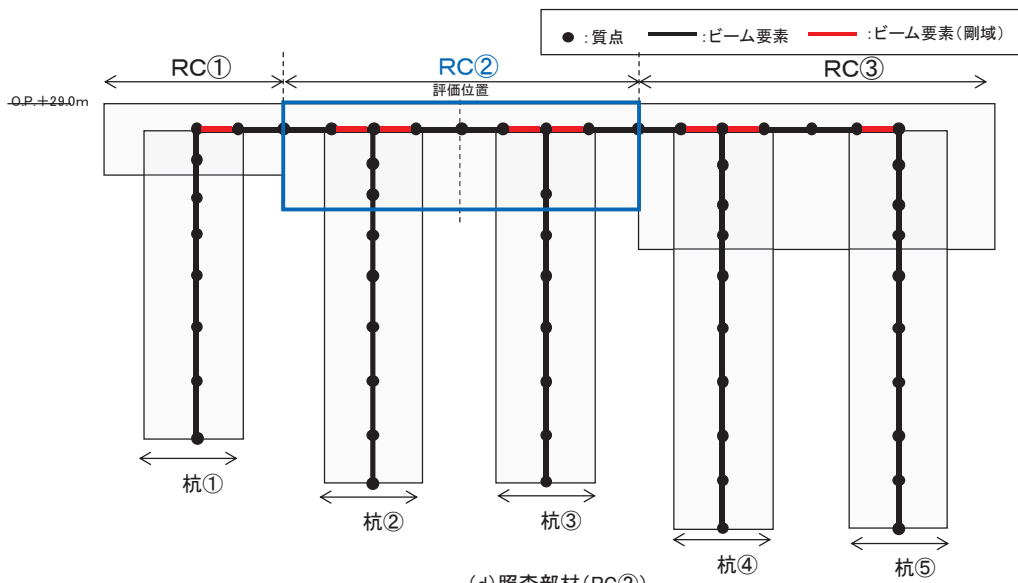


(b) 軸力\*



(c) せん断力\*

数値：最大照査値の断面力  
軸力：+引張，-圧縮

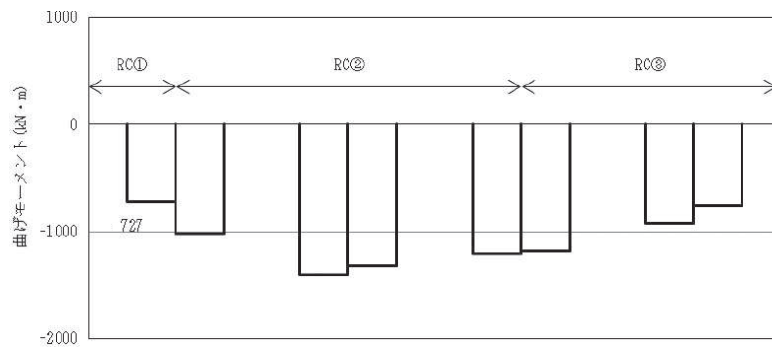


(d) 照査部材 (RC②)

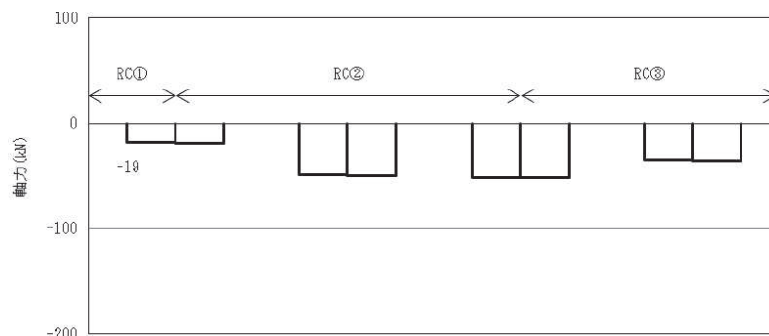
注記 \*：剛域を除く各ビーム要素の最大値による断面力図

図 4.1-3 コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦, S s - D 2 (-+), t=22.58s)

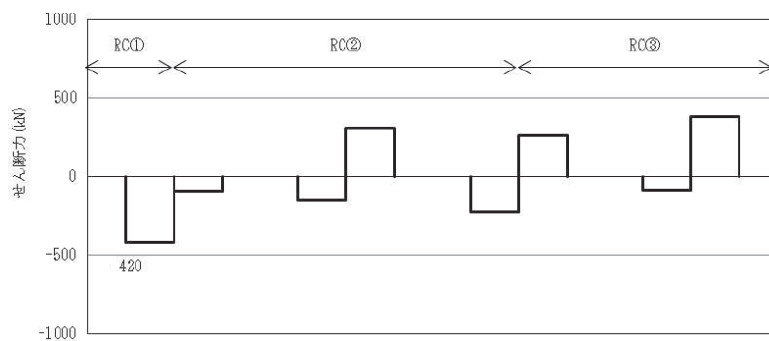
解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)



(a) 曲げモーメント\*

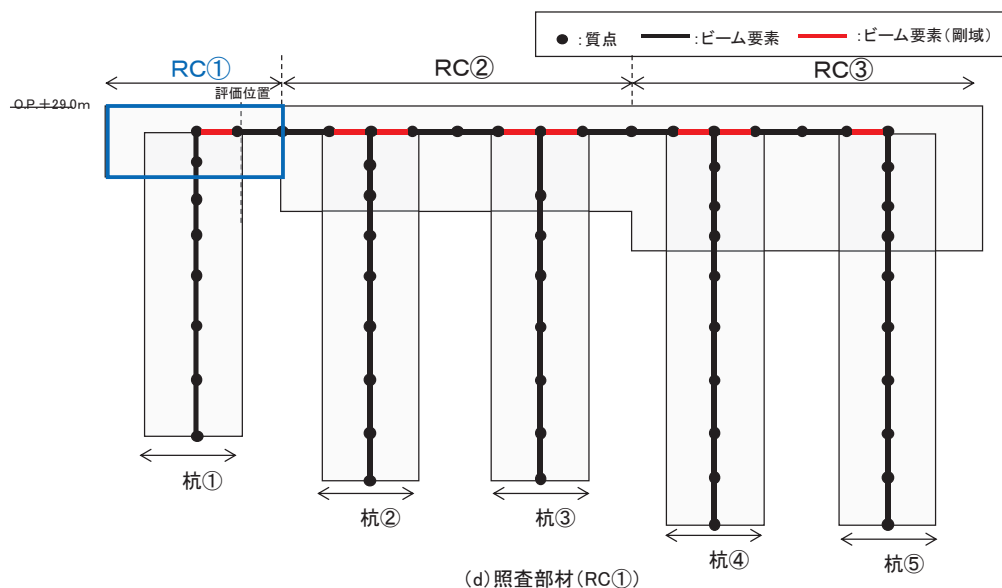


(b) 軸力\*



(c) せん断力\*

数値：最大照査値の断面力  
軸力：+引張，-圧縮



(d) 照査部材 (RC①)

注記 \*：剛域を除く各ビーム要素の最大値による断面力図

図 4.1-4 コンクリートのせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力  
(断面⑦, S s - D 2 (-+), t=22.58s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

#### 4.1.5 局所安全係数分布（背面補強工）

背面補強工のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-58 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-5 に示す。

表 4.1-58 (1) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - F 3 (-+)	①	28.66	20.7

表 4.1-58 (2) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面②）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - D 2 (--)	②	6.91	20.3

表 4.1-58 (3) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面③）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - F 3 (-+)	①	28.65	21.9

表 4.1-58 (4) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面④）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - D 2 (-+)	①	13.56	11.6

表 4.1-58 (5) 背面補強工のすべり安全率評価結果（断面⑤）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - F 3 (++)	①	27.64	35.0

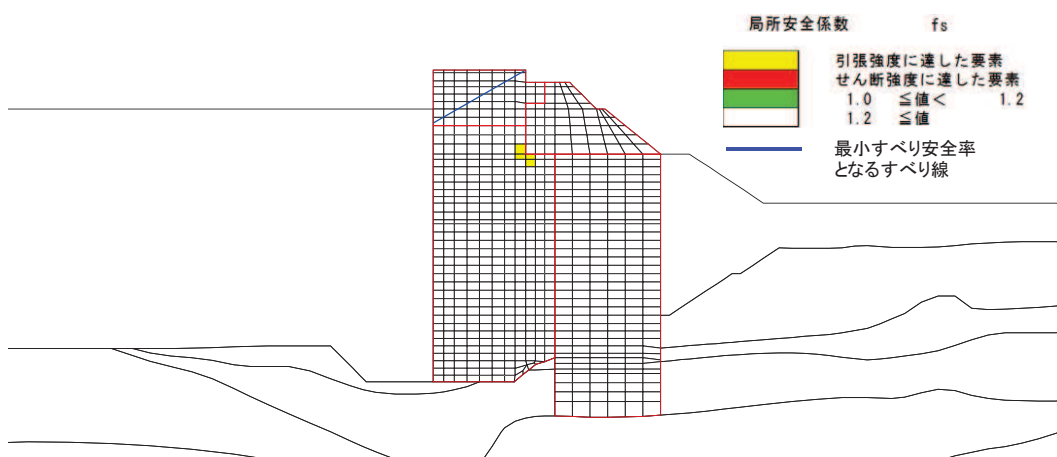


図 4.1-5 (1) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面①, S s - F 3 (-+), t=28.66s)  
 解析ケース①: 基本ケース

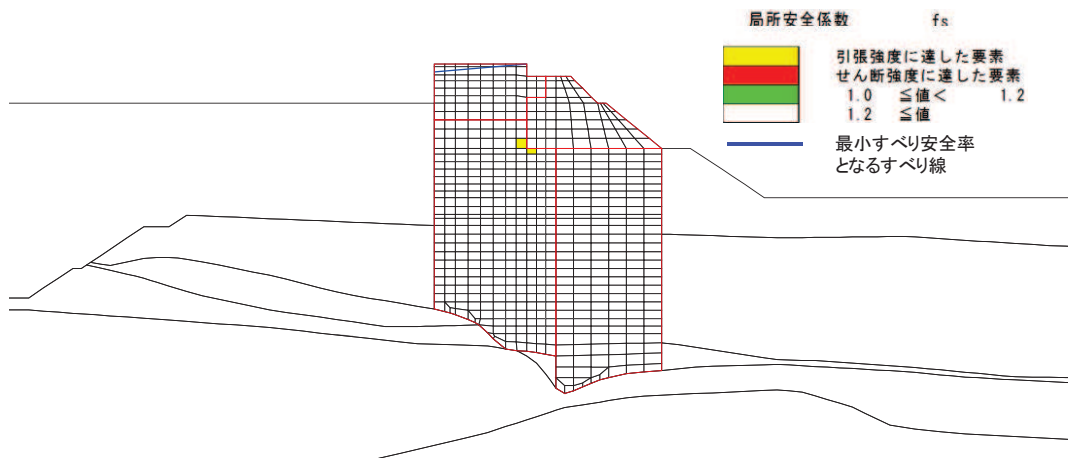


図 4.1-5 (2) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②,  $S_s - D2$  (—),  $t=6.91s$ )

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 +  $1\sigma$ )

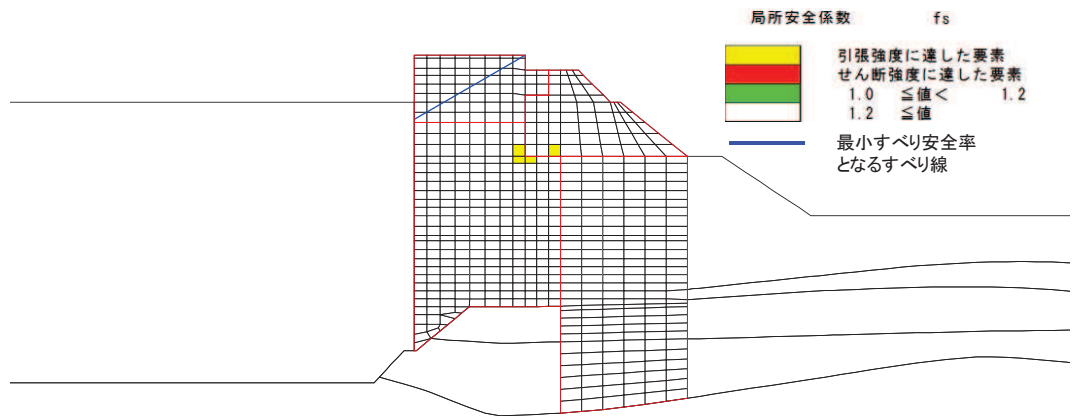


図 4.1-5 (3) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③,  $S_s - F3$  (-+),  $t=28.65s$ )

解析ケース①：基本ケース

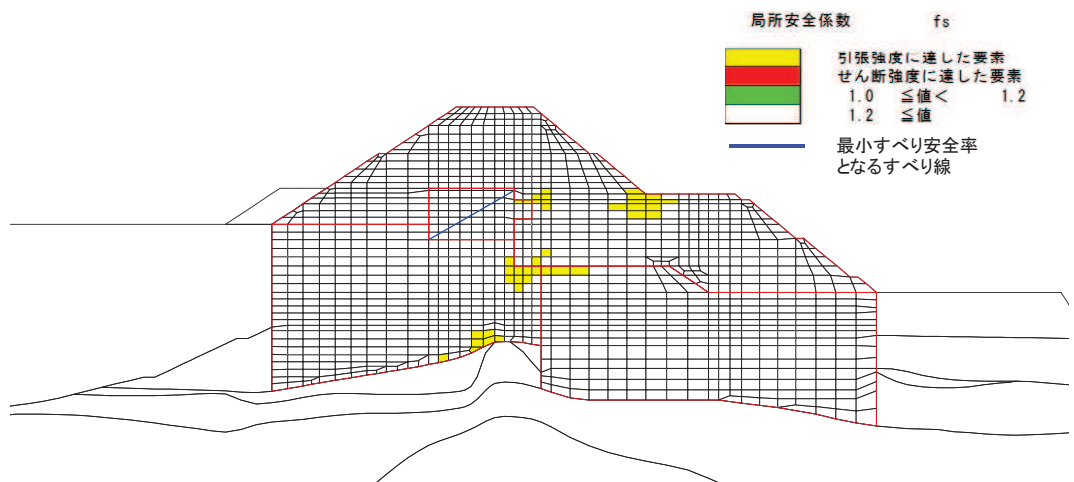


図 4.1-5 (4) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面④,  $S_s - D2$  (-+),  $t=13.56s$ )

解析ケース①：基本ケース

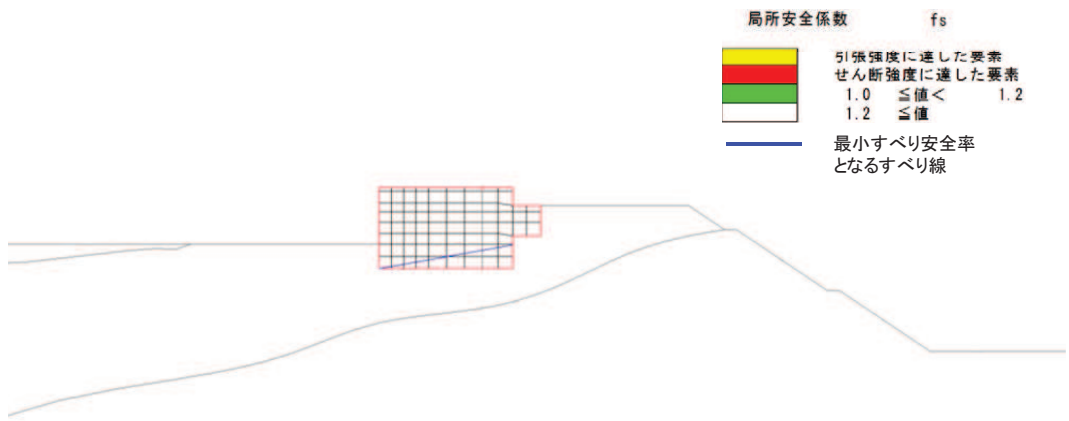


図 4.1-5 (5) 背面補強工の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面⑤, S s - F 3 (++) , t=27.64s)  
 解析ケース①: 基本ケース



#### 4.1.6 局所安全係数分布（置換コンクリート）

置換コンクリートのすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-59 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-6 に示す。

表 4.1-59 (1) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - N 1 (++)	①	7.54	4.2

表 4.1-59 (2) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面②）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - N 1 (++)	①	7.52	4.6

表 4.1-59 (3) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面③）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - N 1 (++)	①	7.53	5.6

表 4.1-59 (4) 置換コンクリートのすべり安全率評価結果（断面④）

地震動	解析ケース	発生時刻(s)	最小すべり安全率
S s - N 1 (++)	①	7.53	6.3

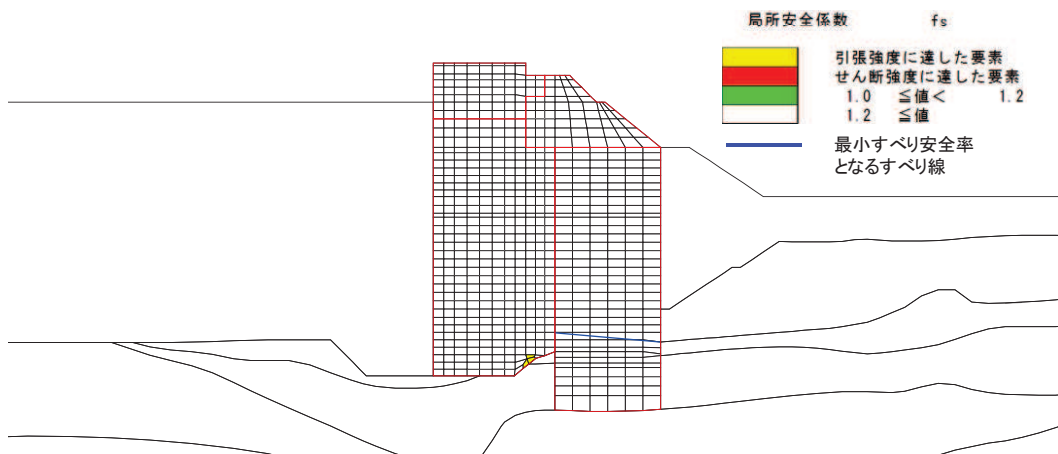


図 4.1-6 (1) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面①, S s - N 1 (++) , t=7.54s)  
 解析ケース①: 基本ケース

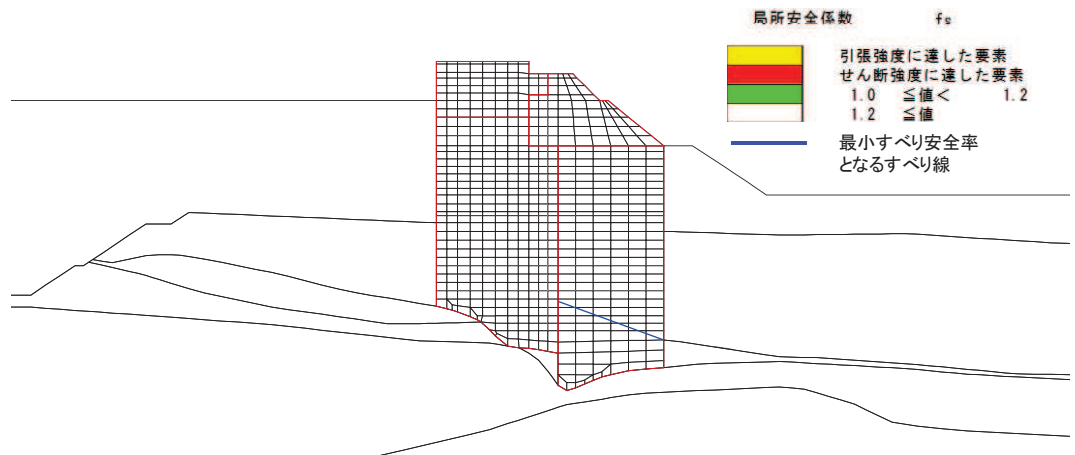


図 4.1-6 (2) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面②,  $S_s - N1$  (++) ,  $t=7.52s$ )  
 解析ケース①：基本ケース

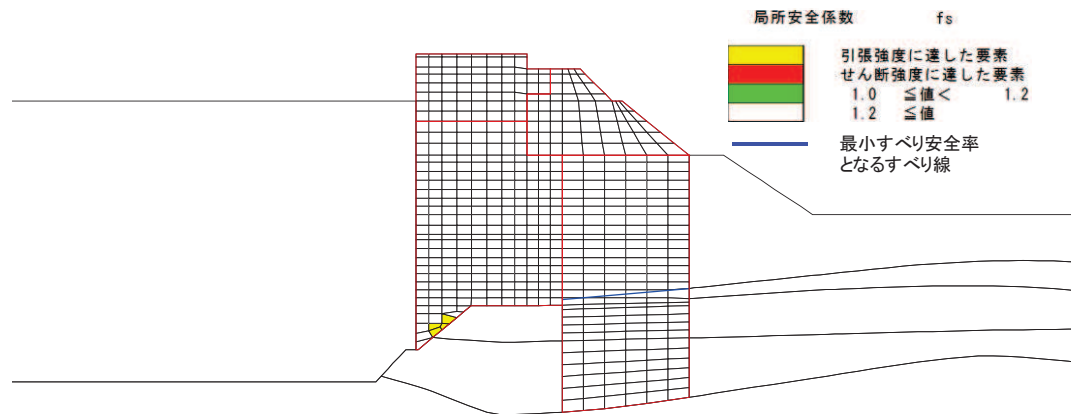


図 4.1-6 (3) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面③,  $S_s - N1$  (++) ,  $t=7.53s$ )  
 解析ケース①：基本ケース

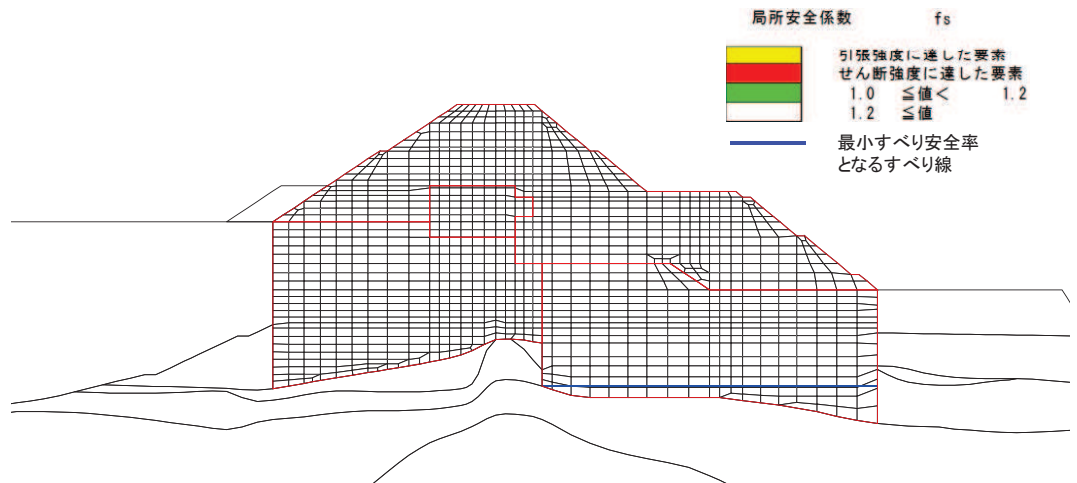


図 4.1-6 (4) 置換コンクリートの最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面④,  $S_s - N1$  (++) ,  $t=7.53s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

#### 4.1.7 局所安全係数分布（改良地盤）

改良地盤のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-60 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-7 に示す。

表 4.1-60 (1) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S <sub>s</sub> -N1(-+)	①	7.66	2.6
S <sub>s</sub> -N1(-+)	① (平均値-1σ強度)	7.66	2.5

表 4.1-60 (2) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面②）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S <sub>s</sub> -N1(-+)	①	7.65	2.6
S <sub>s</sub> -N1(-+)	① (平均値-1σ強度)	7.65	2.6

表 4.1-60 (3) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面③）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S <sub>s</sub> -N1(-+)	①	7.64	2.8
S <sub>s</sub> -N1(-+)	① (平均値-1σ強度)	7.64	2.7

表 4.1-60 (4) 改良地盤のすべり安全率評価結果（断面④）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S <sub>s</sub> -D2(-+)	①	13.56	3.3
S <sub>s</sub> -D2(-+)	① (平均値-1σ強度)	13.56	3.3

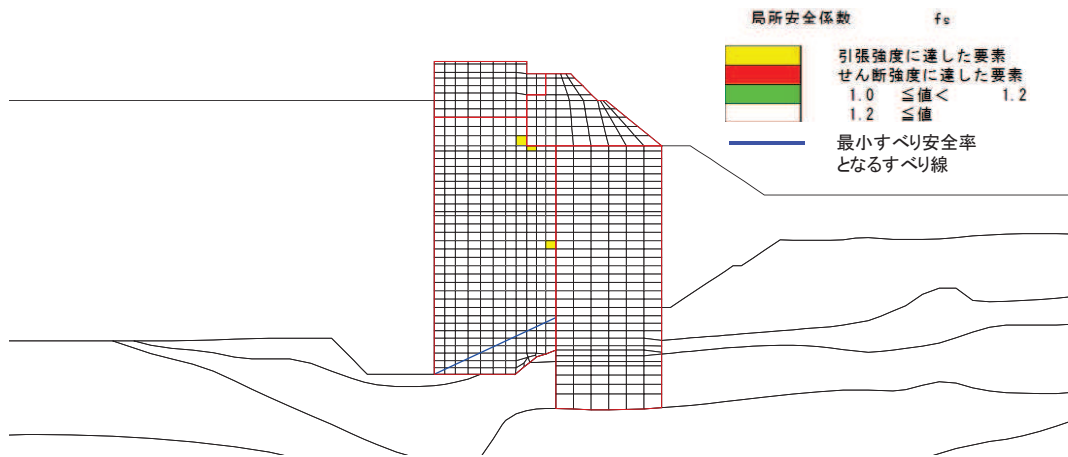


図 4.1-7 (1) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面①,  $S_s - N1 (-+)$ ,  $t=7.66s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

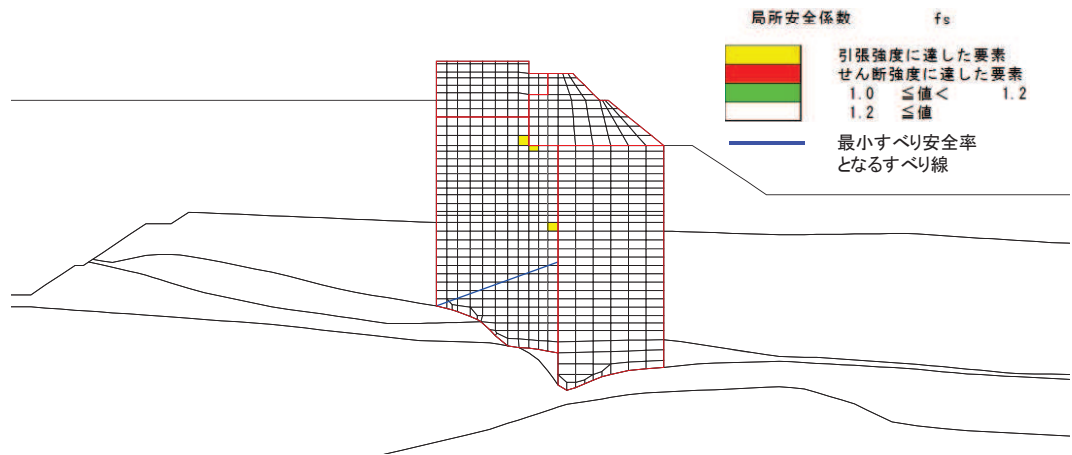


図 4.1-7 (2) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面②,  $S_s - N1 (-+)$ ,  $t=7.65s$ )  
 解析ケース①: 基本ケース

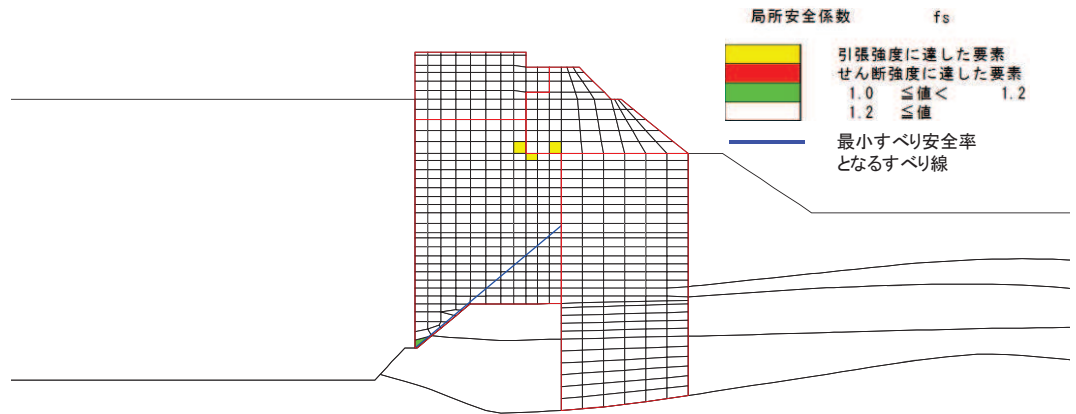


図 4.1-7 (3) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面③, S s - N 1 ( - + ) , t=7.64s)  
 解析ケース① : 基本ケース

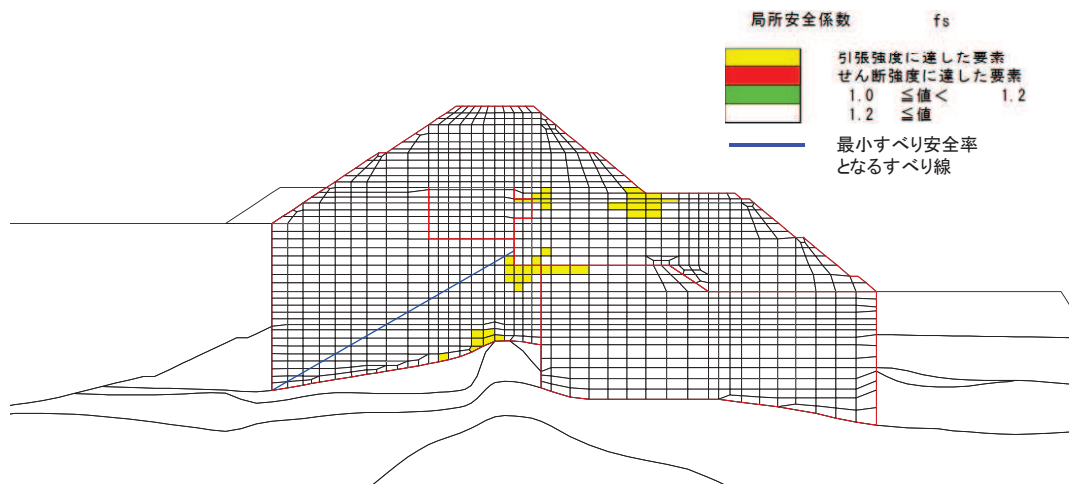


図 4.1-7 (4) 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面④, S s - D 2 ( - + ) , t=13.56s)  
 解析ケース① : 基本ケース

#### 4.1.8 局所安全係数分布（セメント改良土）

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 4.1-61 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 4.1-8 に示す。

表 4.1-61 (1) セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面①）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S <sub>s</sub> -D2(--)	③	13.47	3.2
S <sub>s</sub> -F3(-+)	① (平均値-1σ強度)	28.75	3.3

表 4.1-61 (2) セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面②）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S <sub>s</sub> -D2(--)	③	6.76	3.5
S <sub>s</sub> -D2(++)	① (平均値-1σ強度)	6.82	3.4

表 4.1-61 (3) セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面③）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S <sub>s</sub> -F3(-+)	①	28.74	3.6
S <sub>s</sub> -F3(-+)	① (平均値-1σ強度)	28.74	3.5

表 4.1-61 (4) セメント改良土のすべり安全率評価結果（断面④）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S <sub>s</sub> -N1(++)	①	7.53	2.8
S <sub>s</sub> -N1(++)	① (平均値-1σ強度)	7.53	2.7

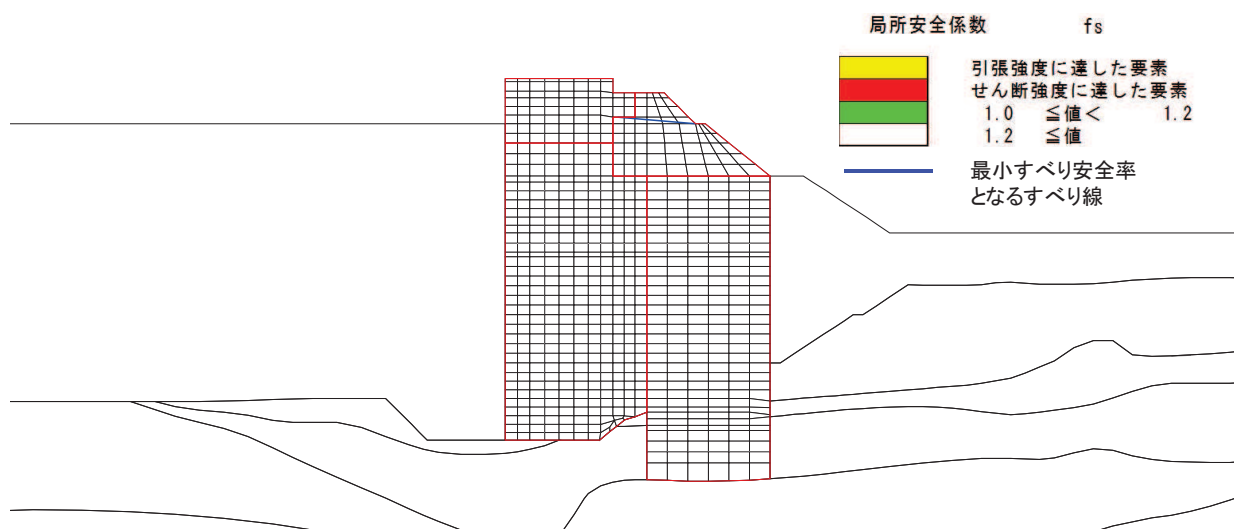


図 4.1-8 (1) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
（断面①, S<sub>s</sub>-D2(--) , t=13.47s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考した解析ケース（平均値-1σ）

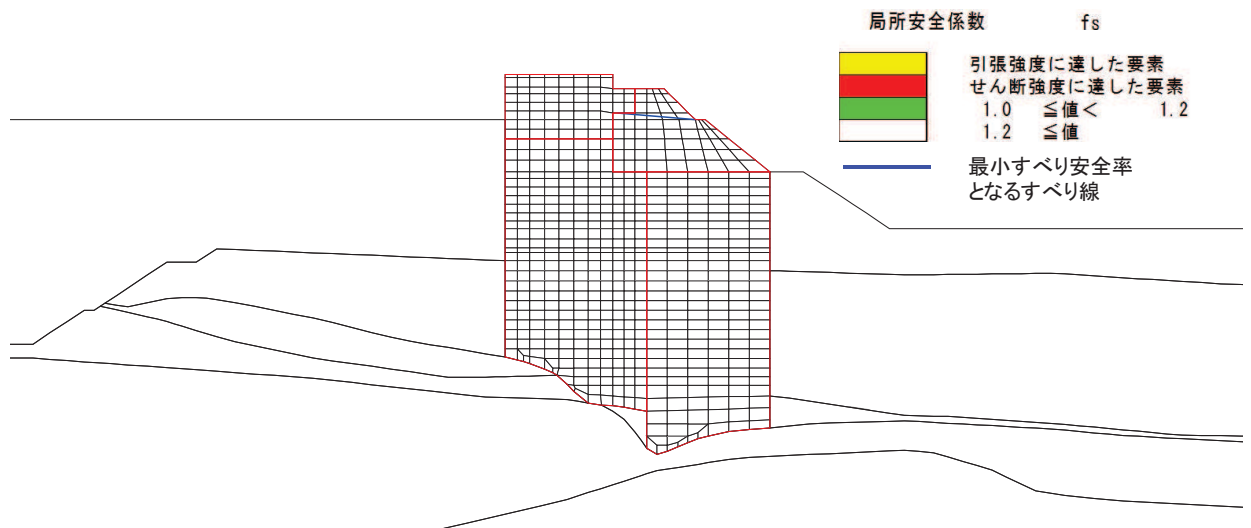


図 4.1-8 (2) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面②, S s - D 2 ( - - ) , t=6.76s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1σ)

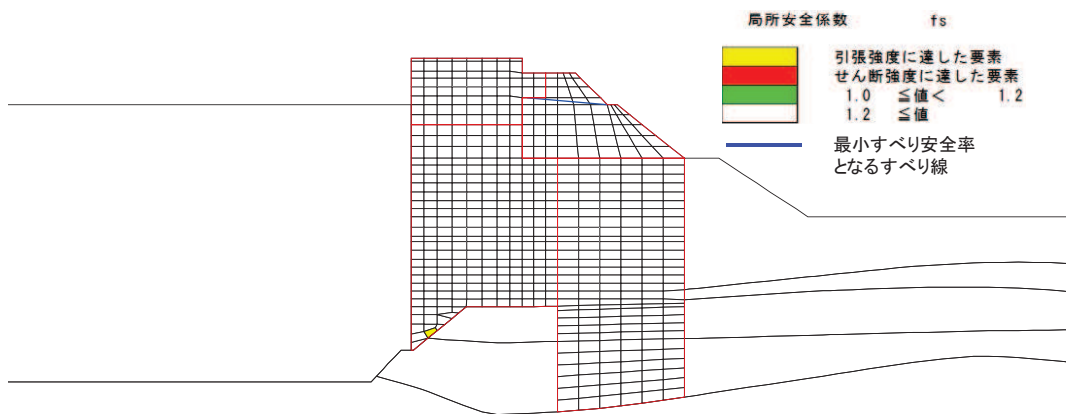


図 4.1-8 (3) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
(断面③, S s - F 3 ( - + ) , t=28.74s)

解析ケース①：基本ケース



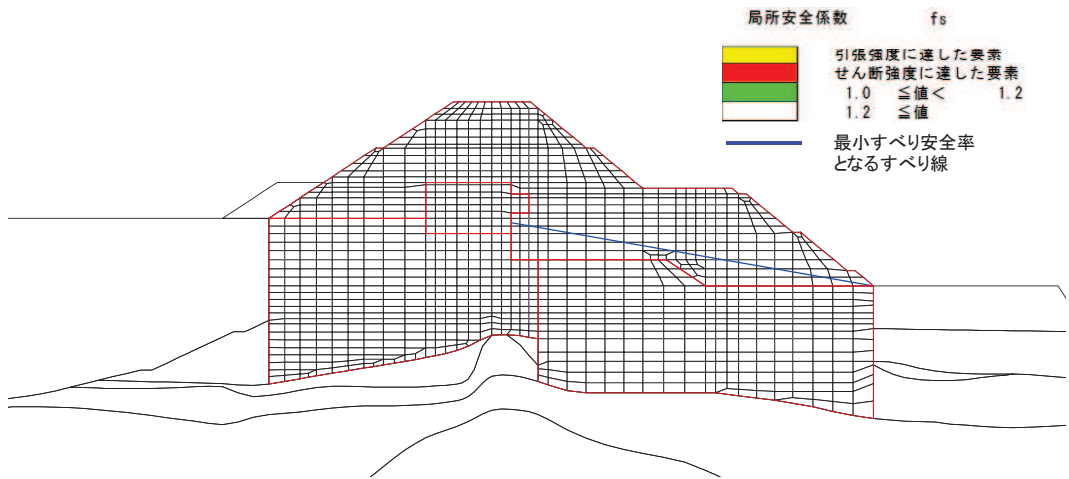


図 4.1-8 (4) セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
 (断面④, S s - N 1 (++) , t=7.53s)  
 解析ケース①: 基本ケース

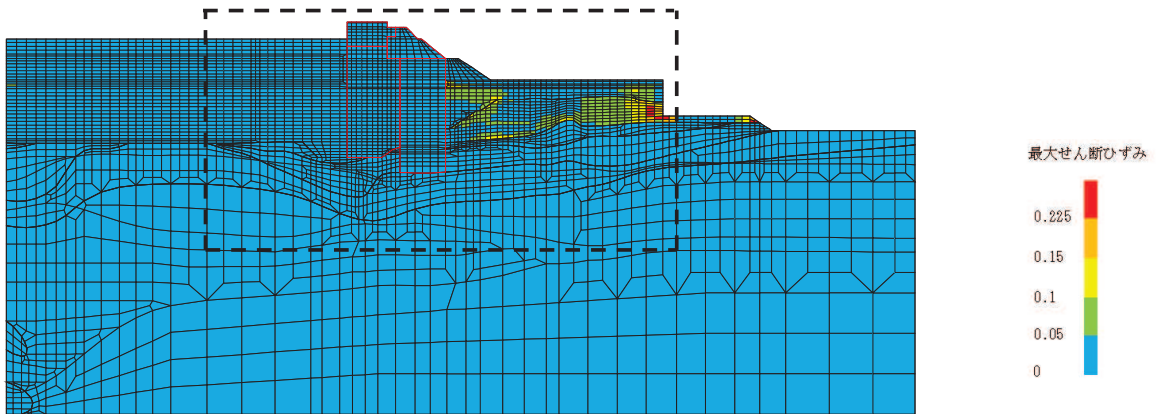
#### 4.1.9 最大せん断ひずみ分布

各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-62 に示す。

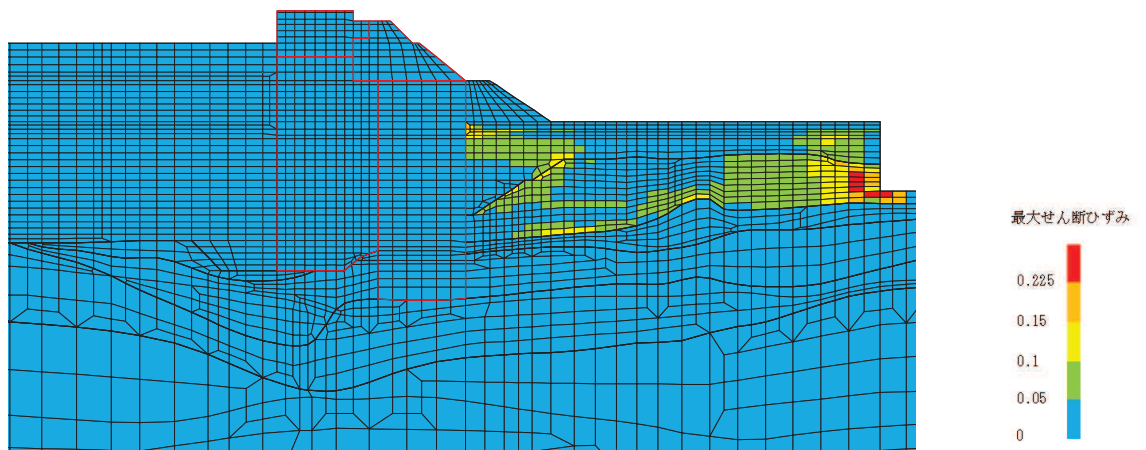
断面①～断面④における最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図 4.1-9～図 4.1-12 に示す。

表 4.1-62 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面④）

断面	評価項目			
	鋼管杭		背面補強工	置換コンクリート
	曲げ・軸力系	せん断	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース① S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース① S s - F 3 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面②	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面③	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース① S s - F 3 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面④	解析ケース③ S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )

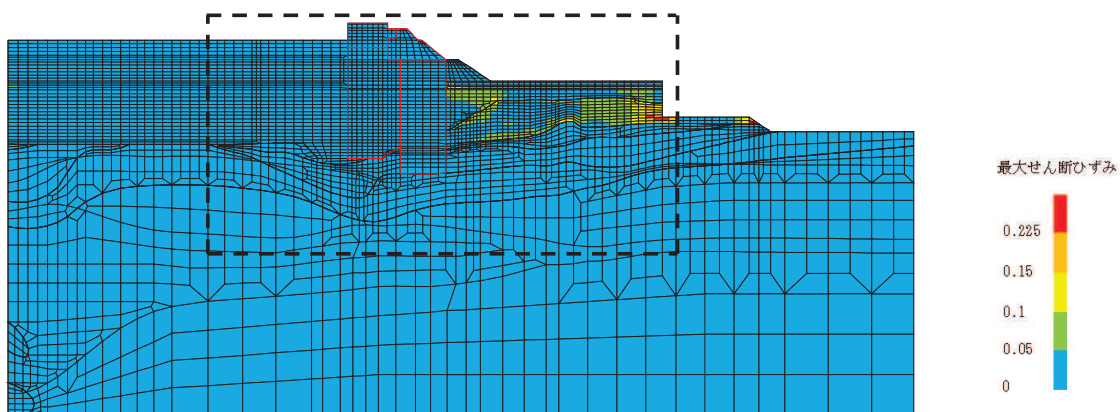


(a) 全体図

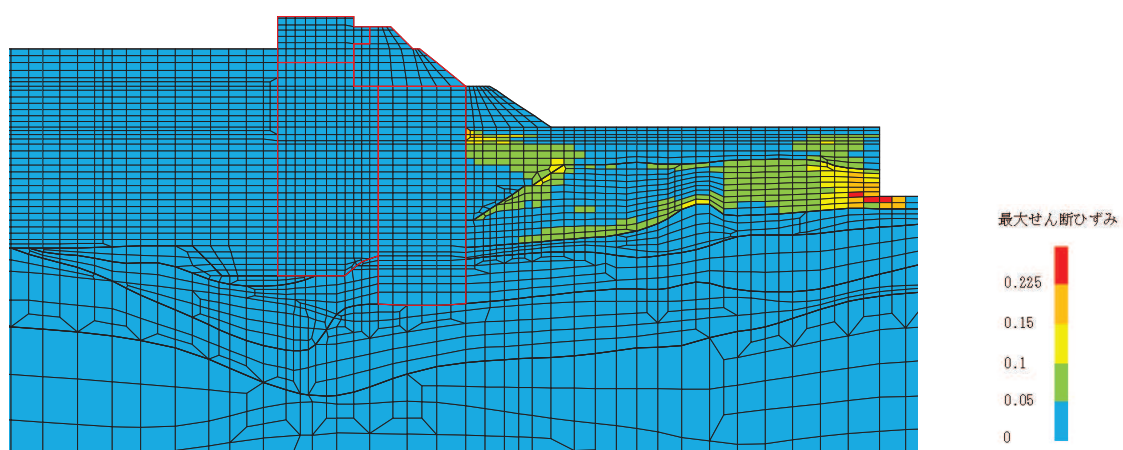


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (1) 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S s - D 2 ( - - ) )

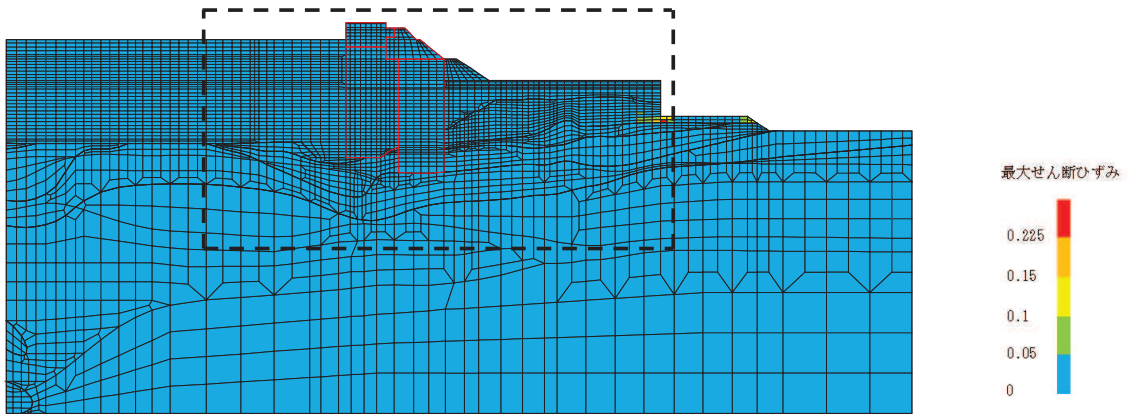


(a) 全体図

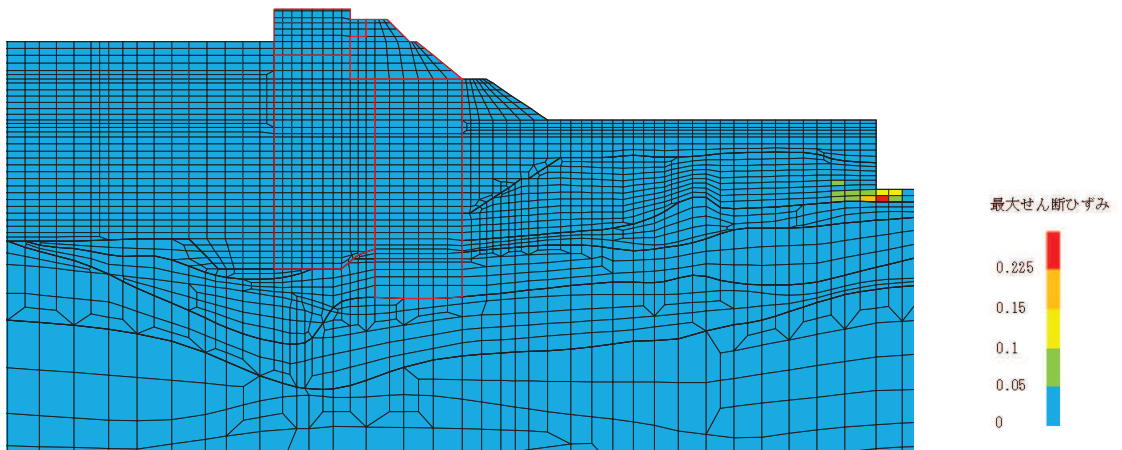


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (2) 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2$  (++) )

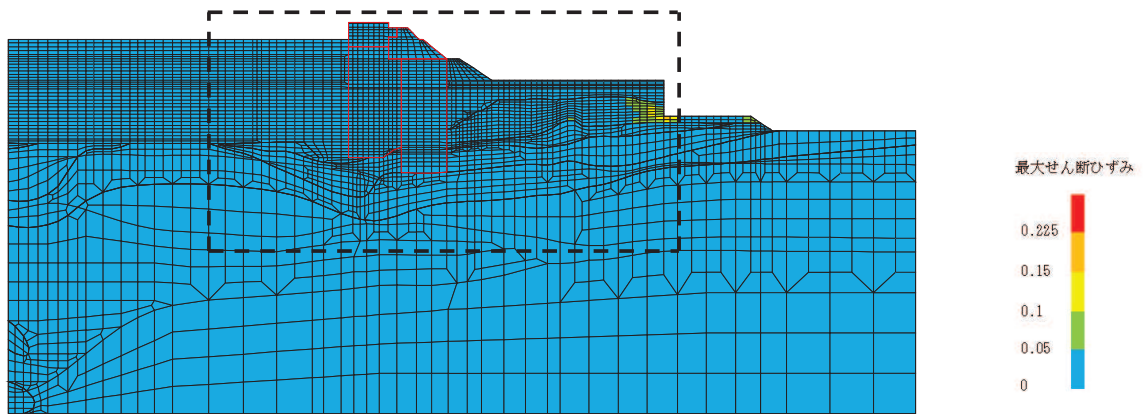


(a) 全体図

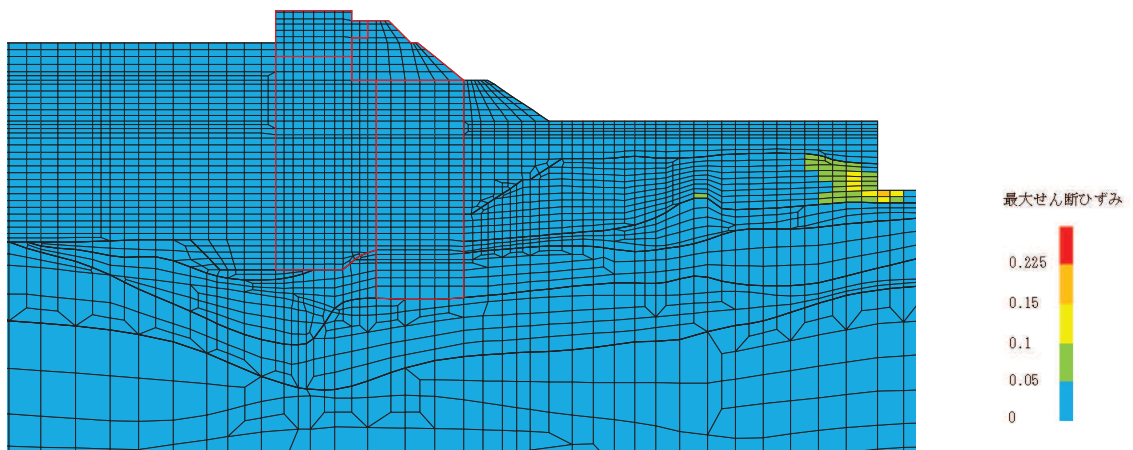


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (3) 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - F_3 (-+)$ )

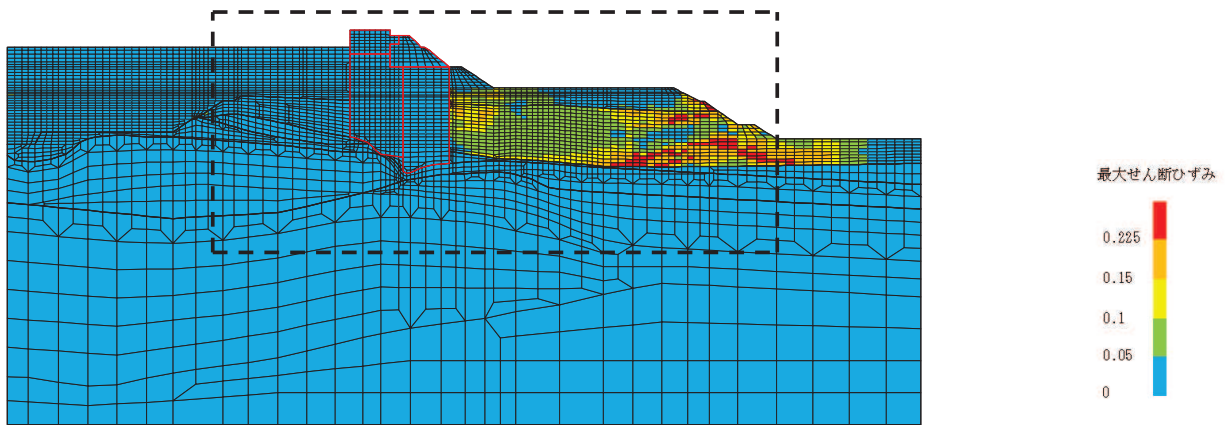


(a) 全体図

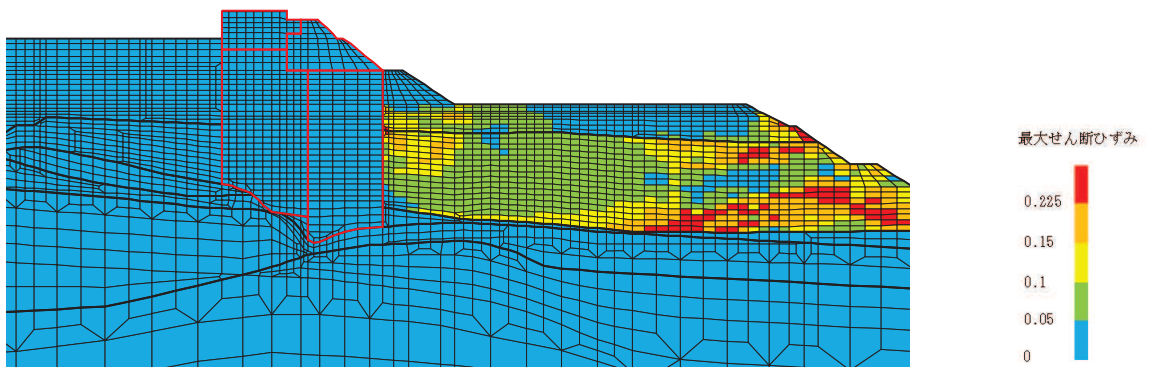


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-9 (4) 断面①の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S s - N 1 (++) )

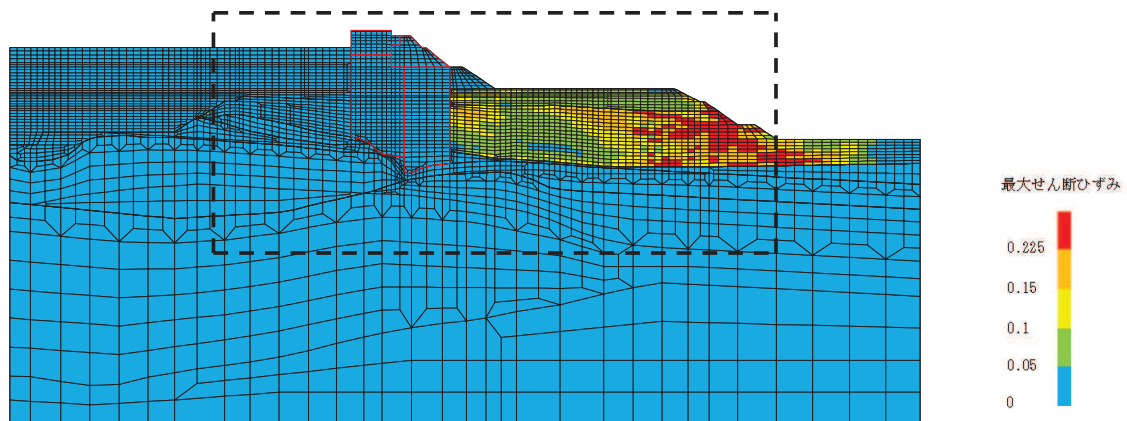


(a) 全体図

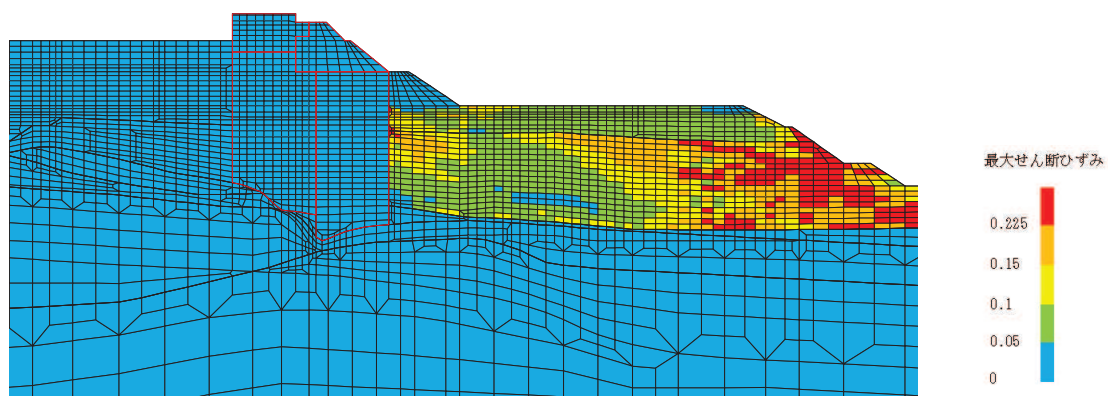


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-10 (1) 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②,  $S_s - D2$  (一一))



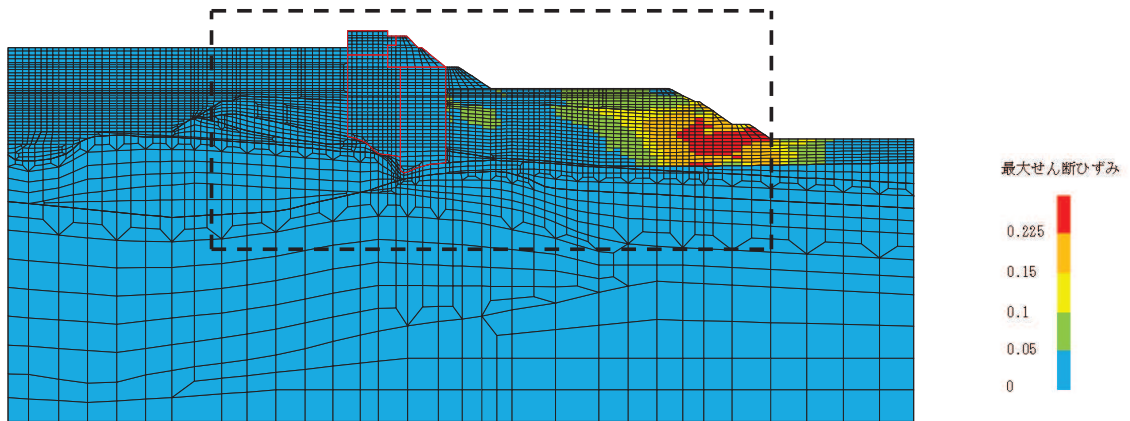
(a) 全体図



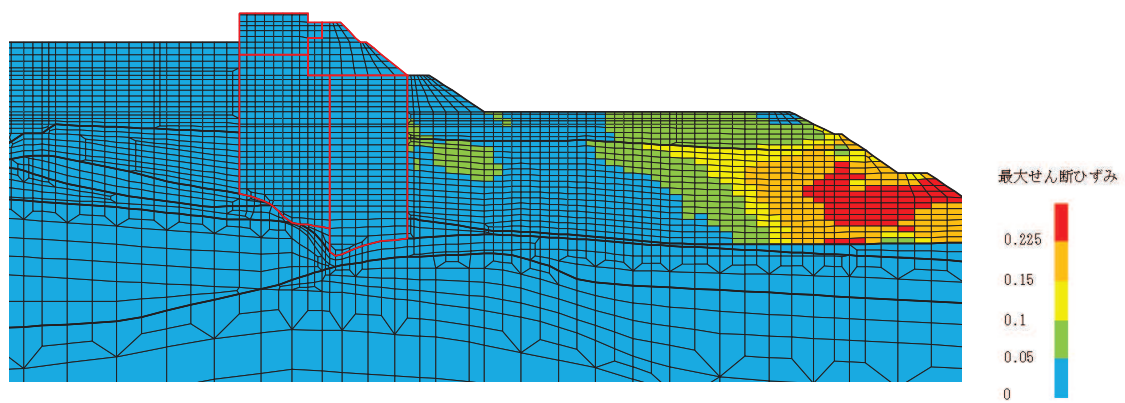
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-10 (2) 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S s - D 2 (++) )



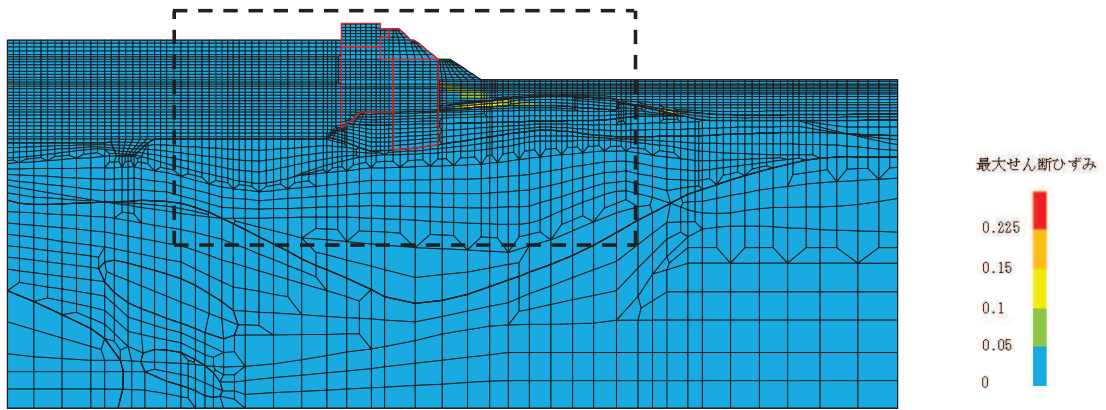


(a) 全体図

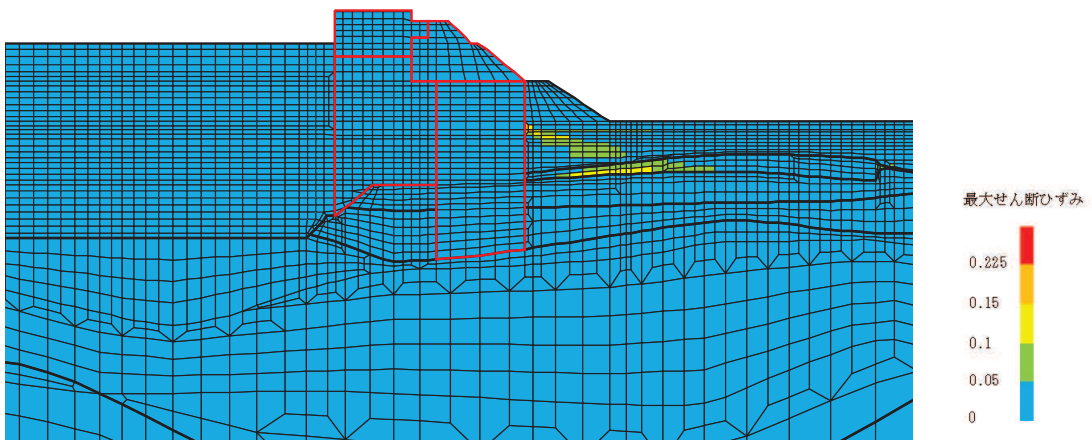


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-10 (3) 断面②の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )

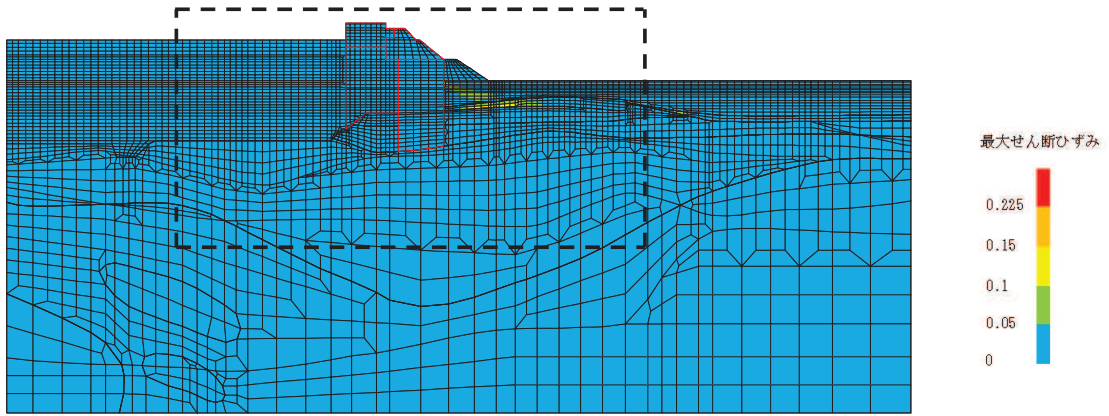


(a) 全体図

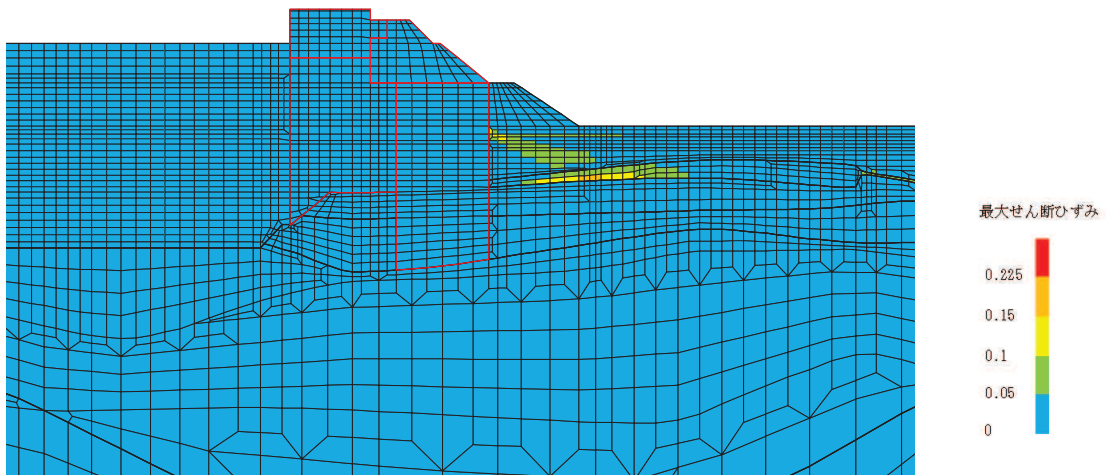


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (1) 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース②,  $S_s - D2$  (—))

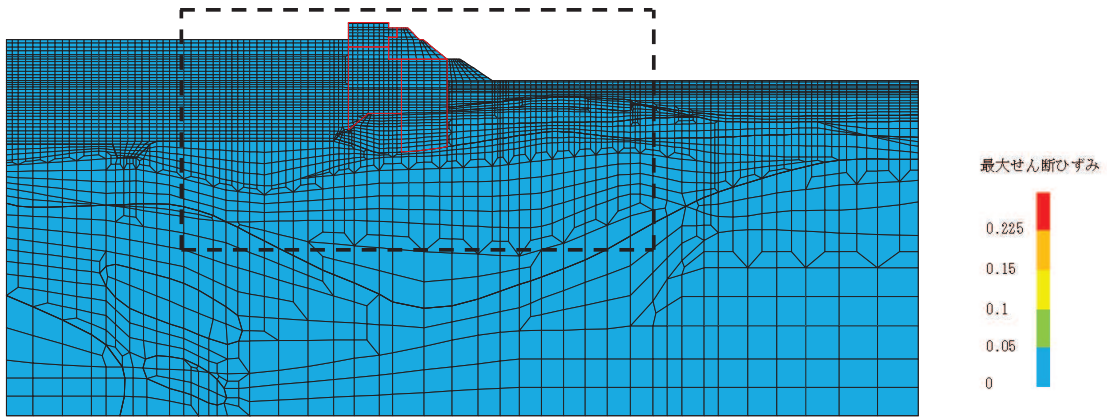


(a) 全体図

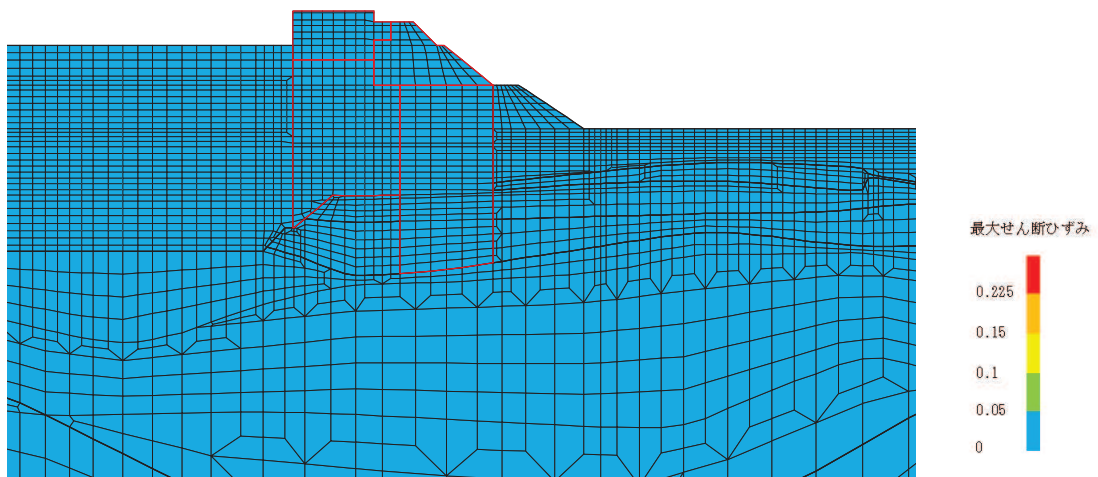


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (2) 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S s - D 2 (++) )

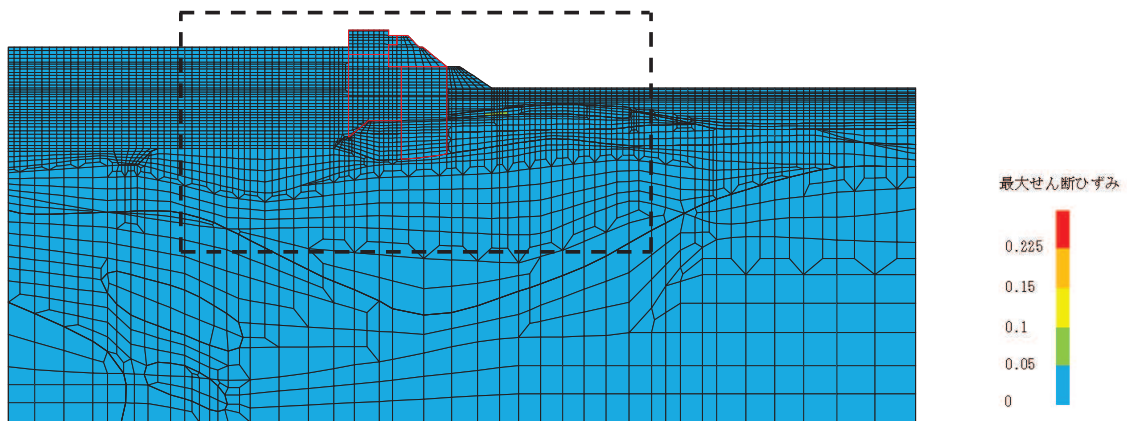


(a) 全体図

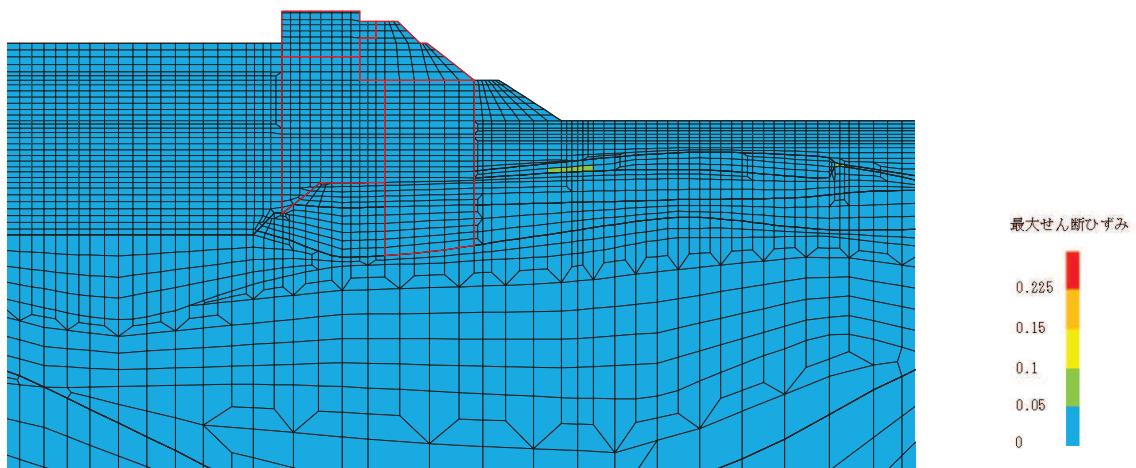


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (3) 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - F_3 (-+)$ )

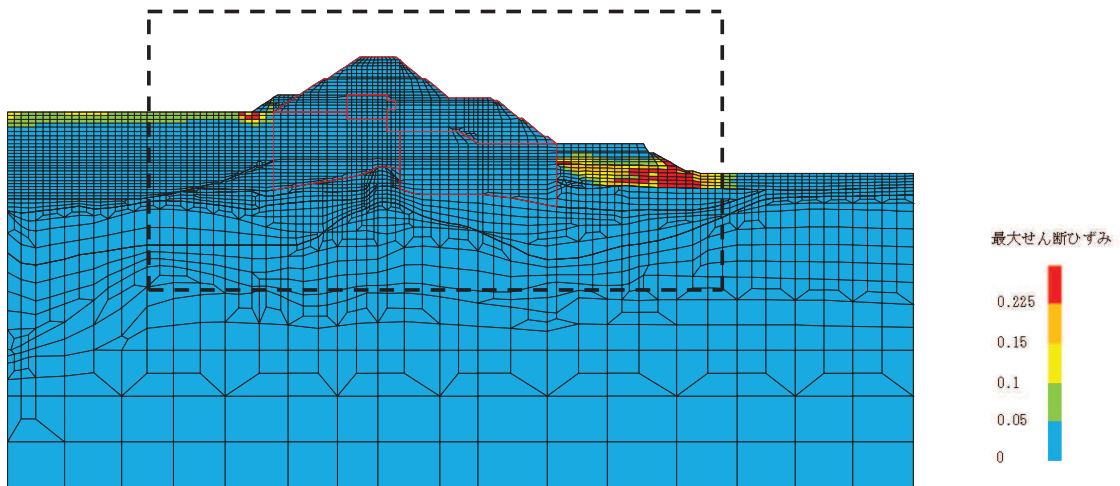


(a) 全体図

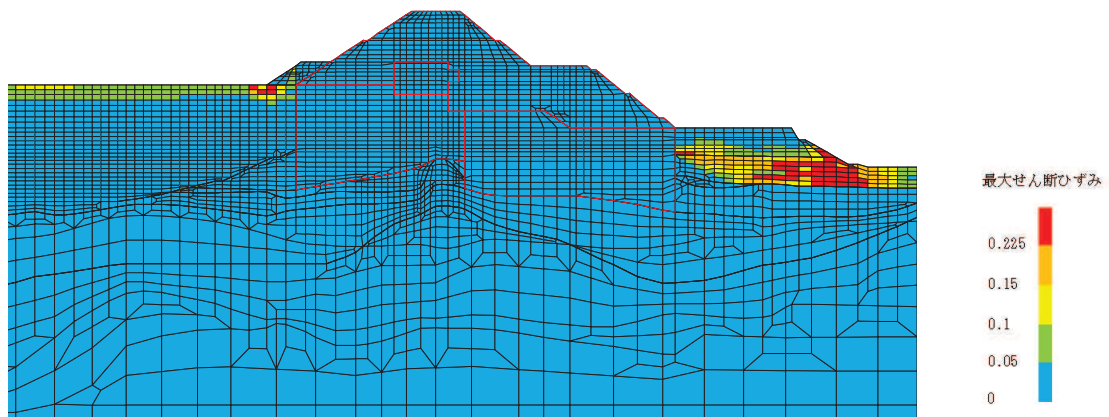


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-11 (4) 断面③の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )

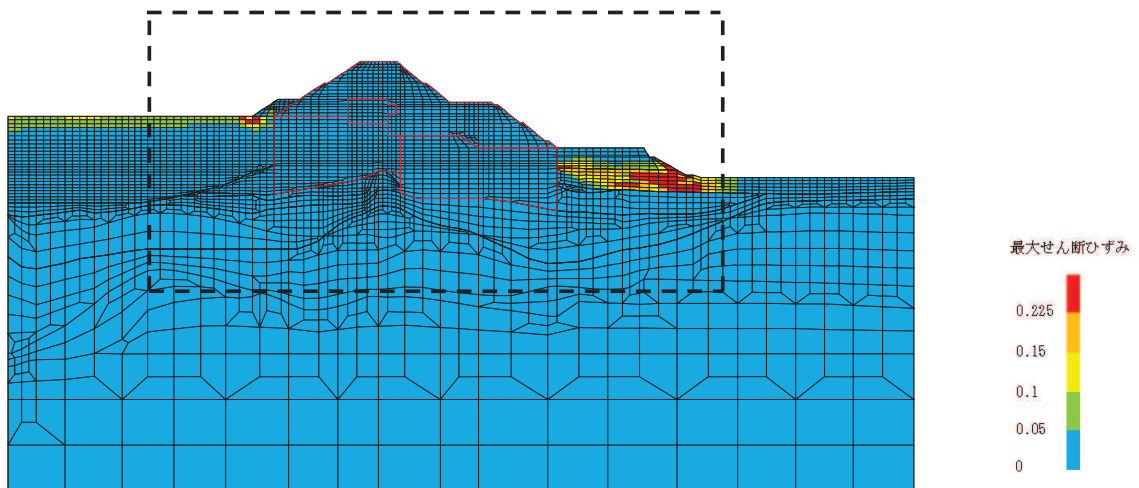


(a) 全体図

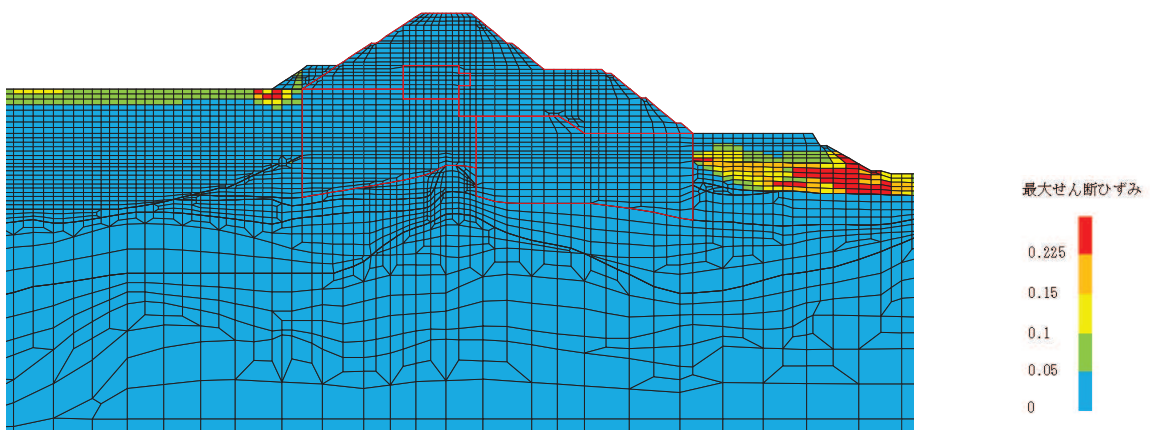


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (1) 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース③,  $S_s - D2$  (—))

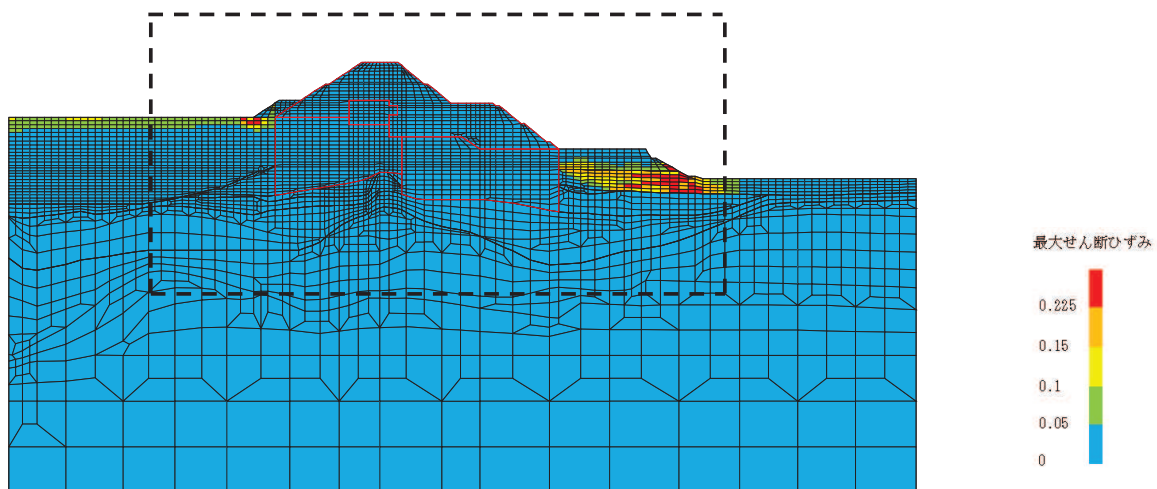


(a) 全体図

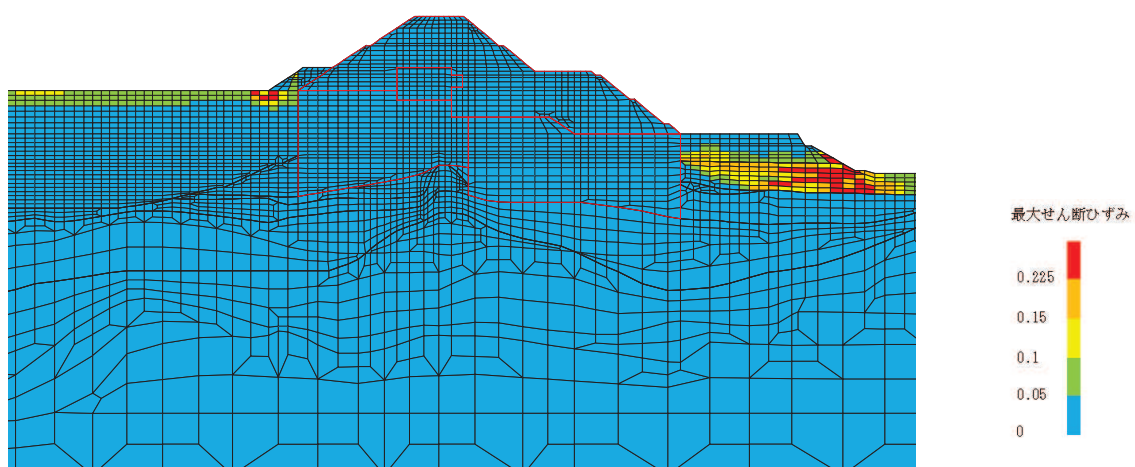


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (2) 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S s - D 2 ( - - ) )



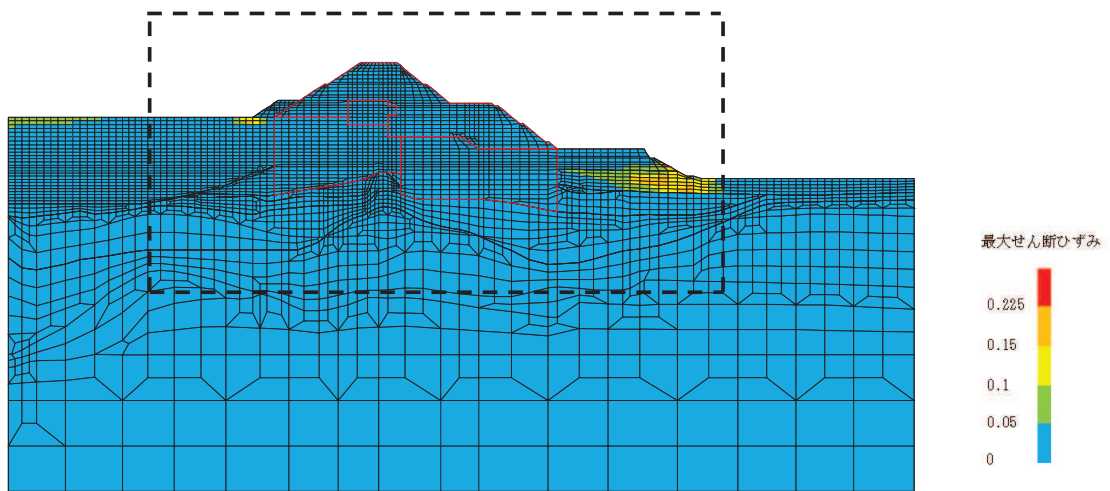
(a) 全体図



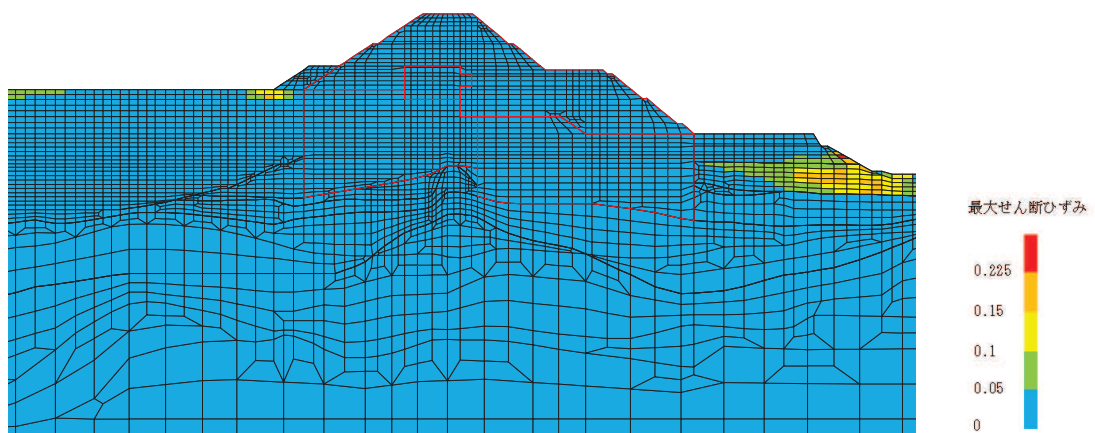
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (3) 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2 (-+)$ )





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-12 (4) 断面④の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース①, S s - N 1 (++) )

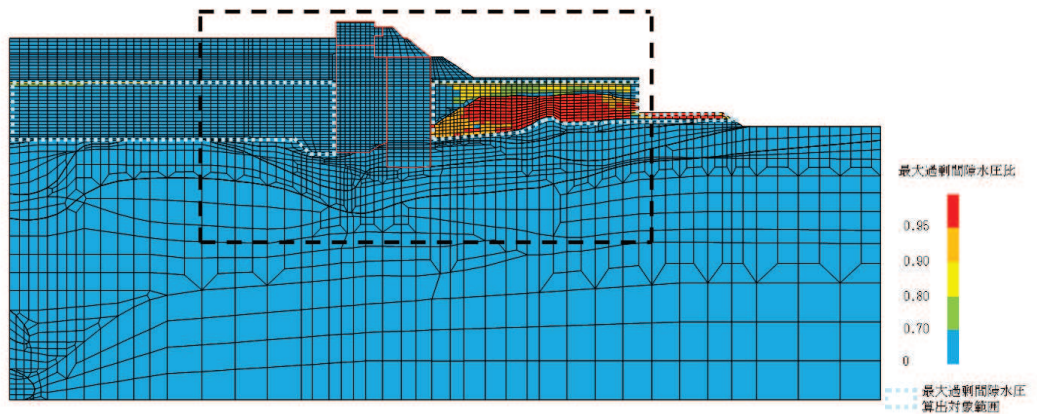
#### 4.1.10 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査で最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表 4.1-63 に示す。

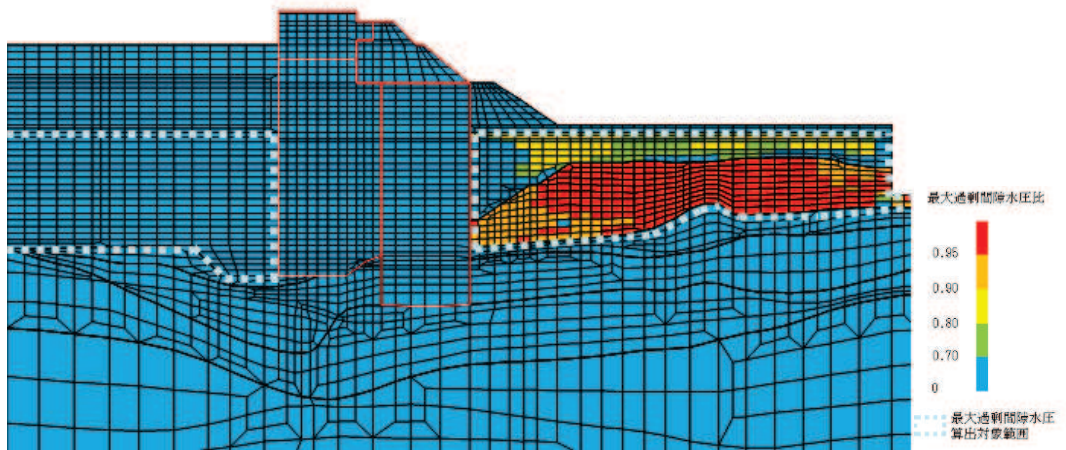
断面①～断面④における過剰間隙水圧比分布を、それぞれ図 4.1-13～図 4.1-16 に示す。

表 4.1-63 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①～断面⑥）

断面	評価項目			
	鋼管杭		背面補強工	置換コンクリート
	曲げ・軸力系	せん断	すべり安全率	すべり安全率
断面①	解析ケース① S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース① S s - F 3 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面②	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面③	解析ケース② S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( ++ )	解析ケース① S s - F 3 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )
断面④	解析ケース③ S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( -- )	解析ケース① S s - D 2 ( - + )	解析ケース① S s - N 1 ( ++ )

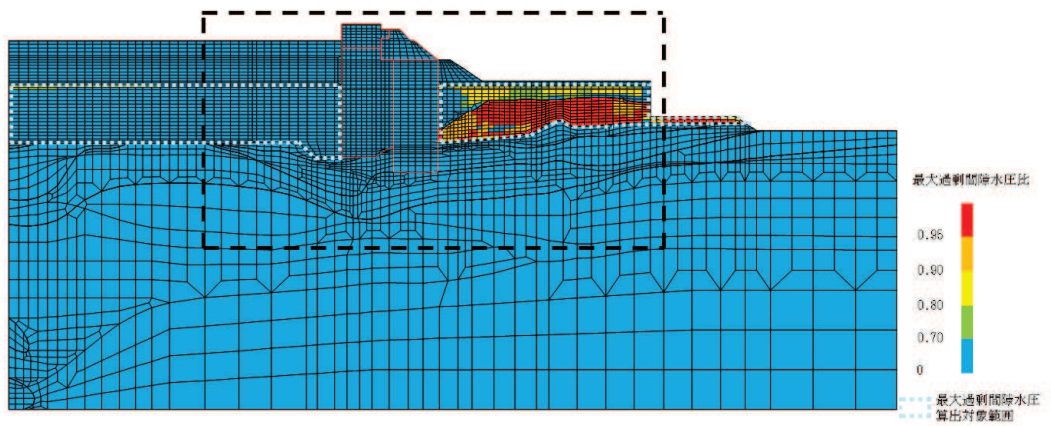


(a) 全体図

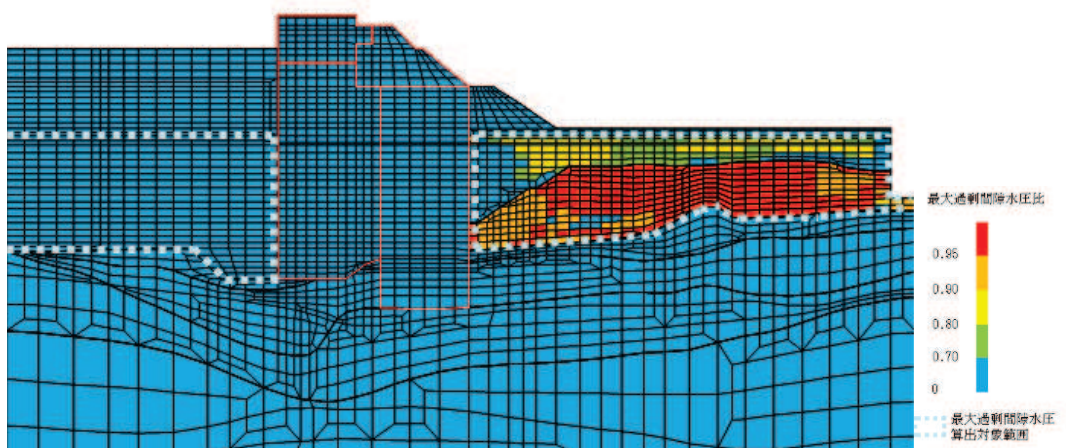


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (1) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2$  (一一))

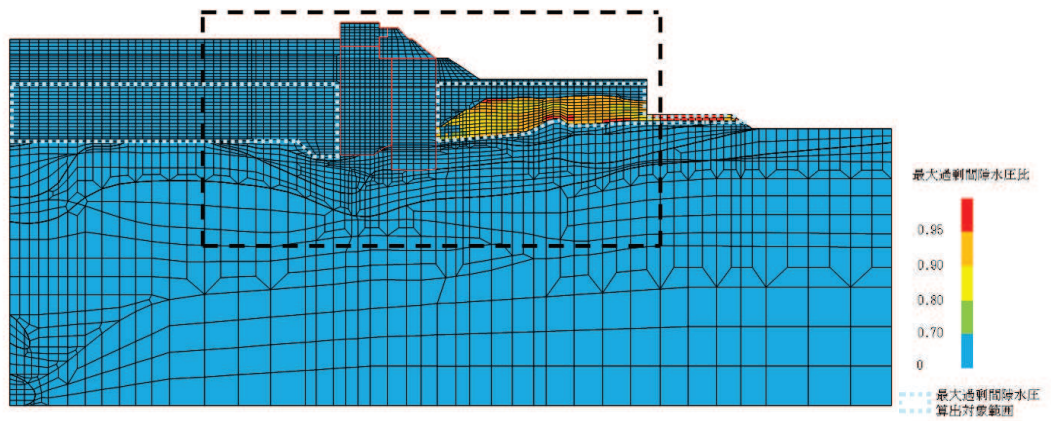


(a) 全体図

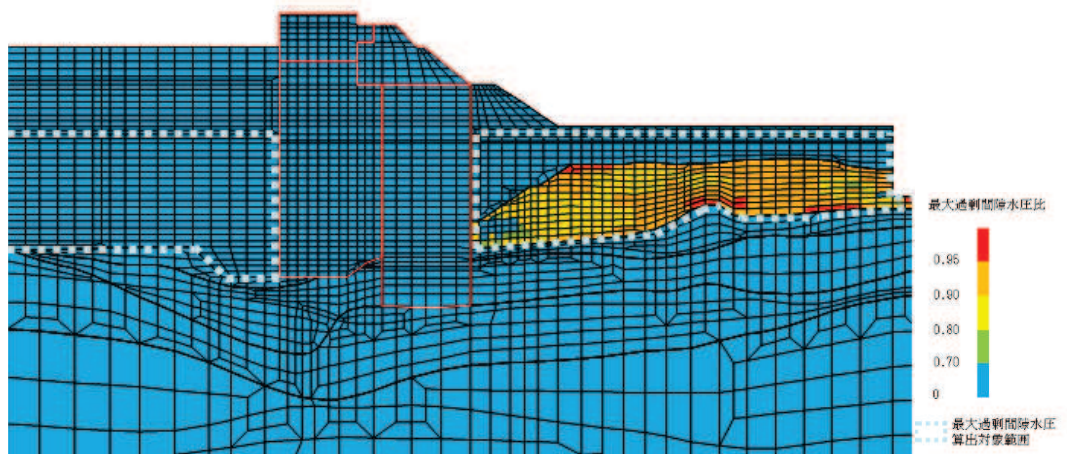


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (2) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2$  (++) )

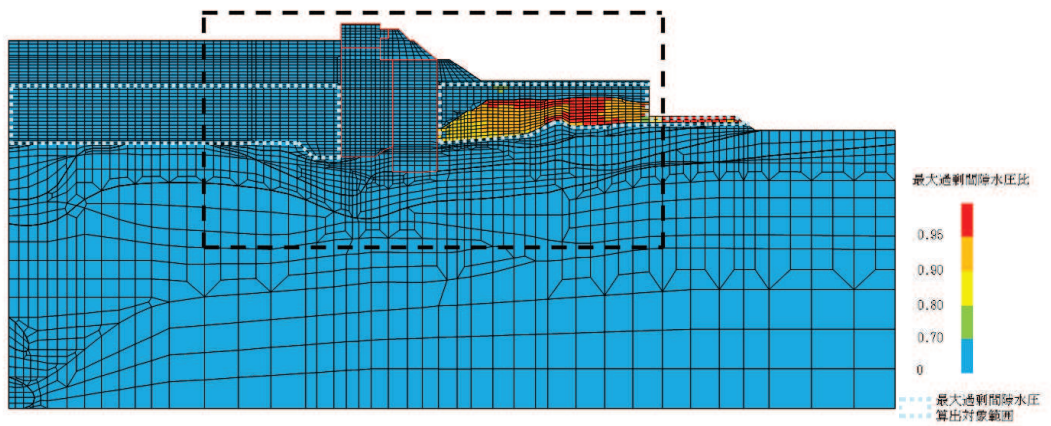


(a) 全体図

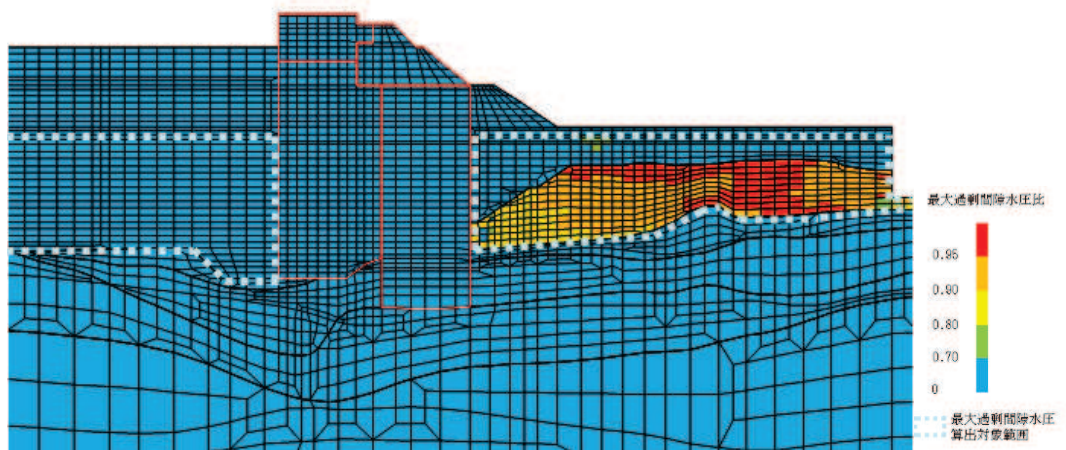


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (3) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - F3$  (-+))

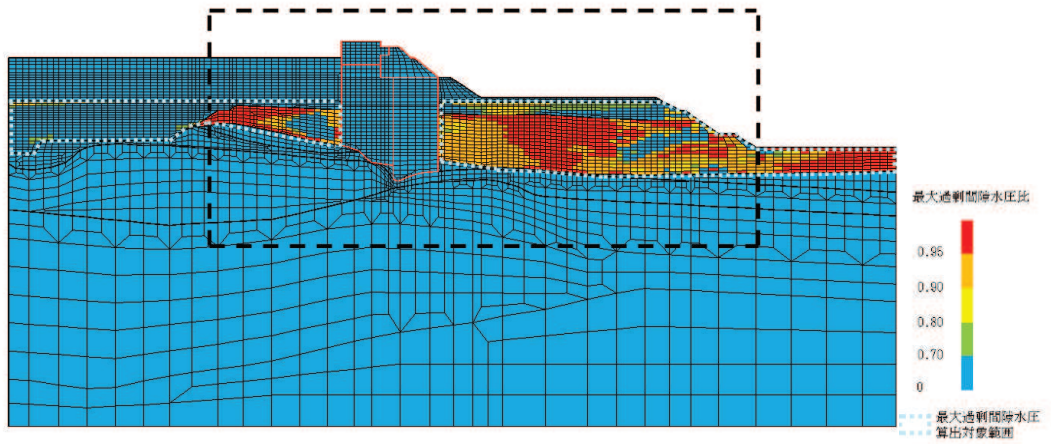


(a) 全体図

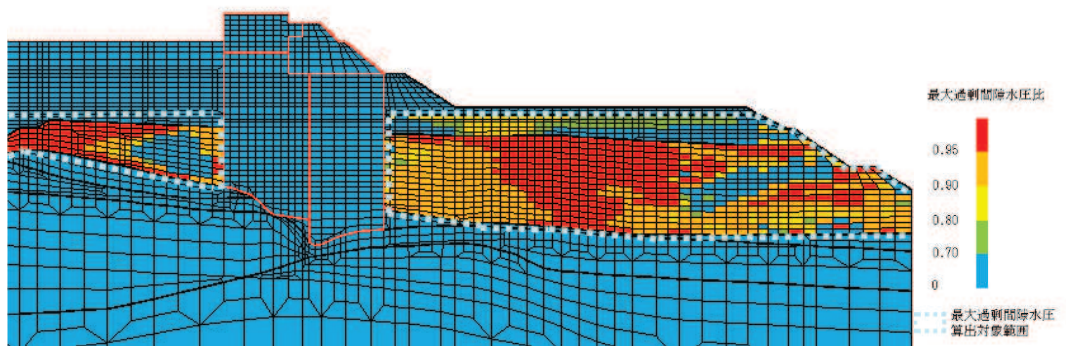


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-13 (4) 断面①の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )

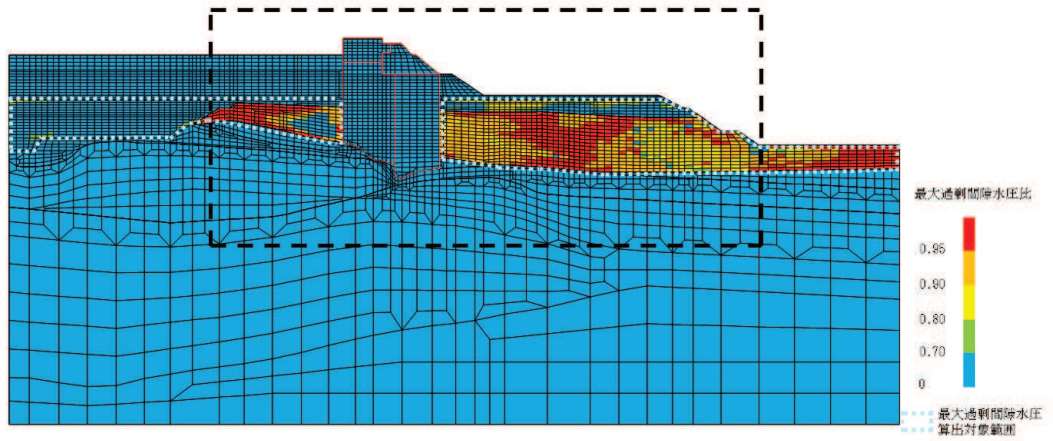


(a) 全体図

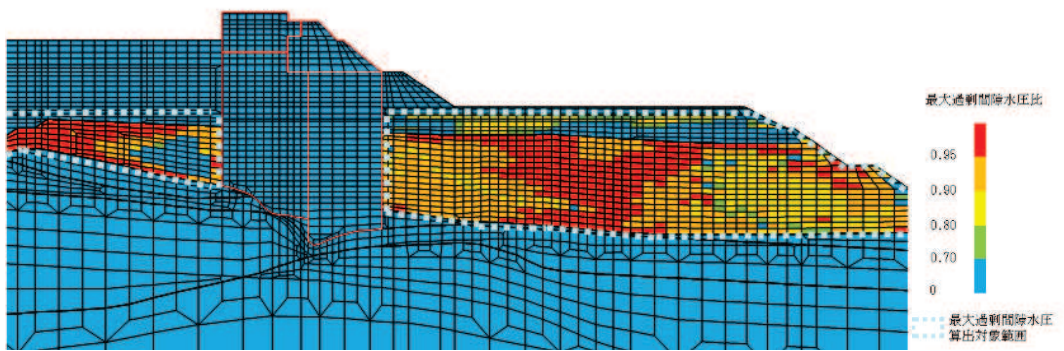


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-14 (1) 断面②の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース②,  $S_s - D2$  (—))



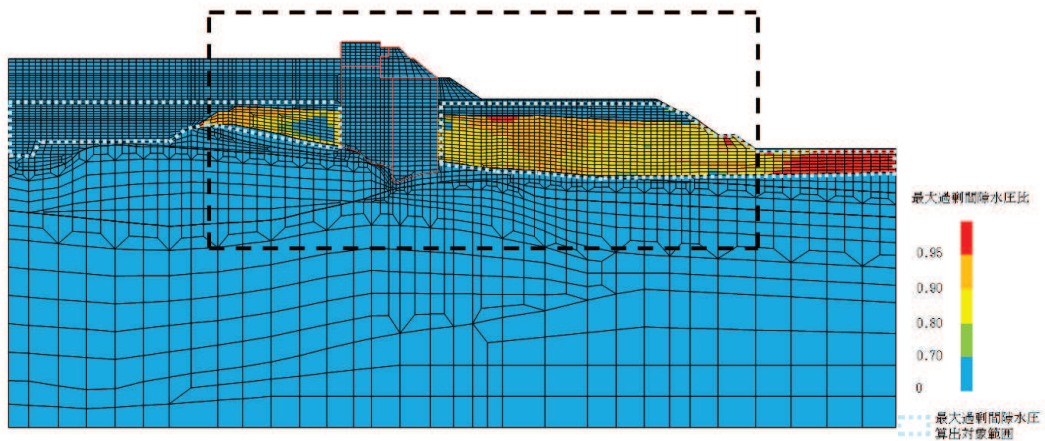
(a) 全体図



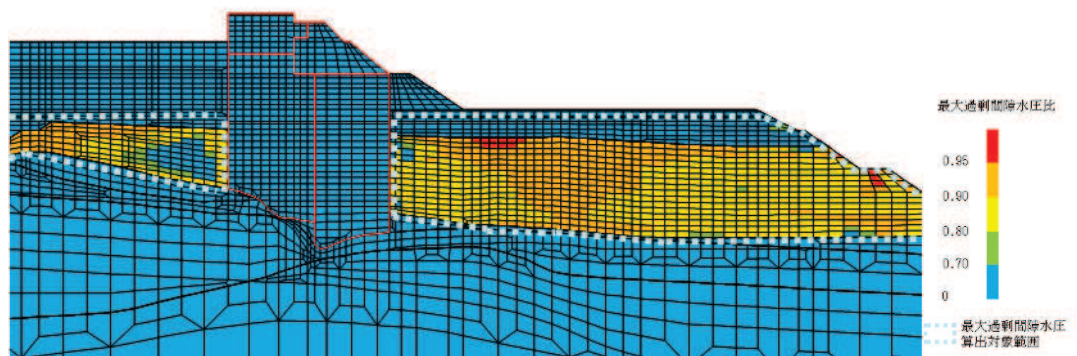
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-14 (2) 断面②の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2$  (++) )



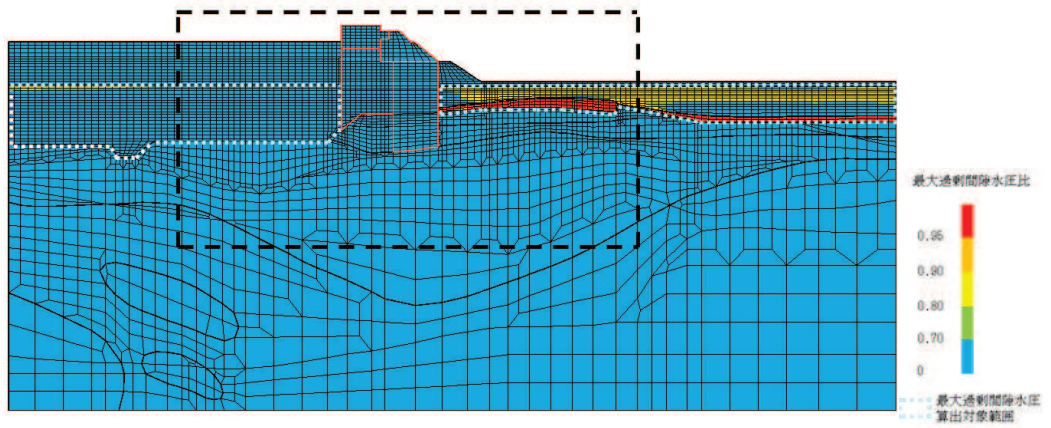


(a) 全体図

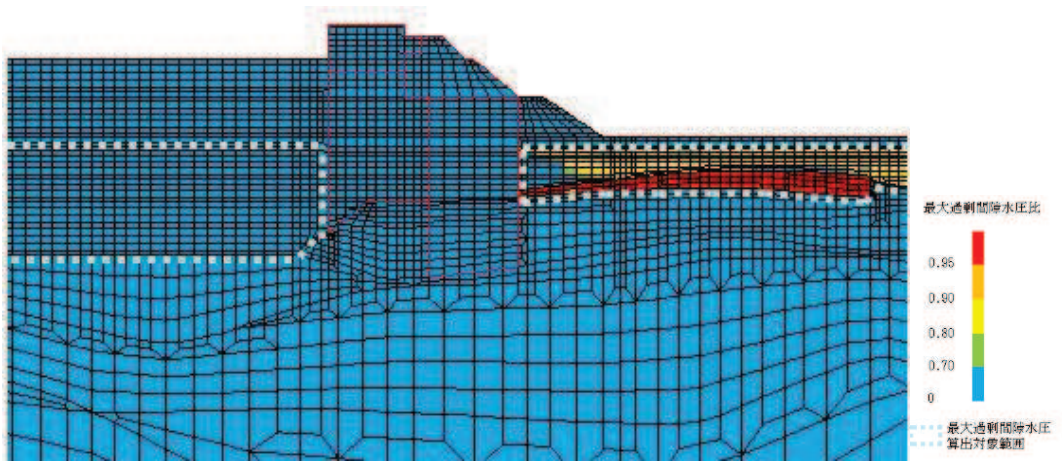


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-14 (3) 断面②の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )

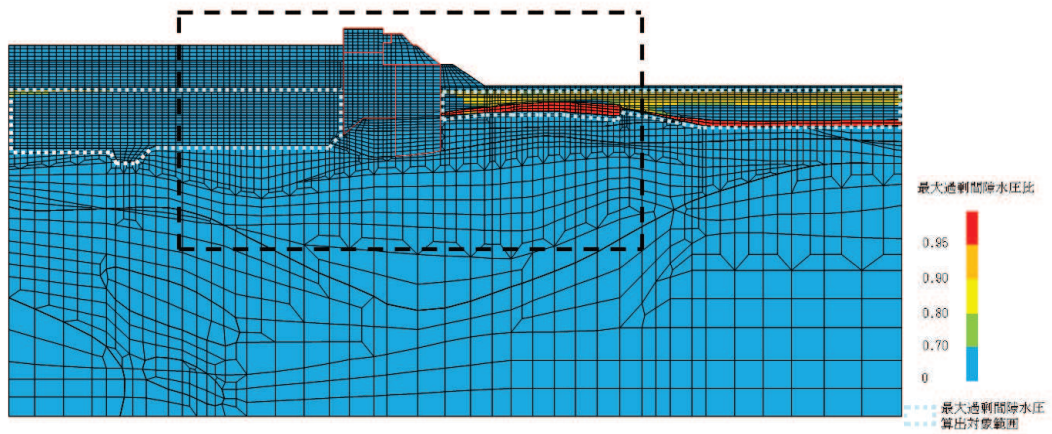


(a) 全体図

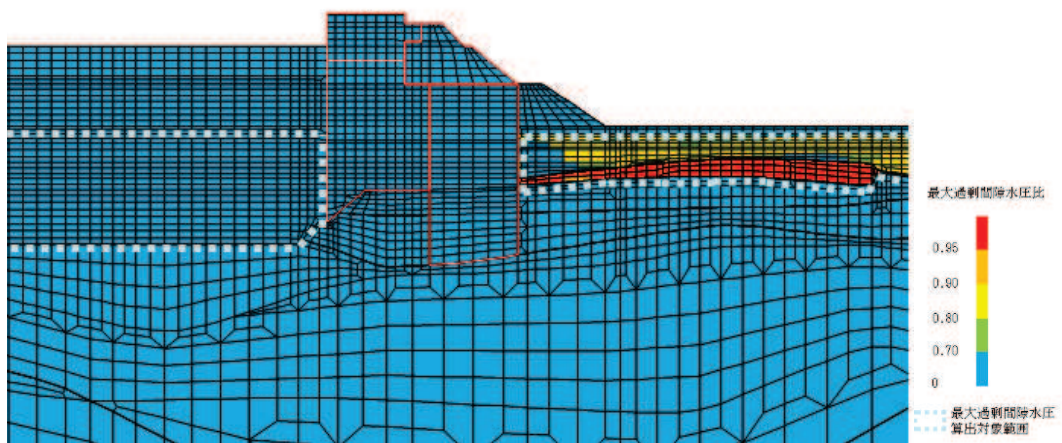


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (1) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース②,  $S_s - D2$  (—))

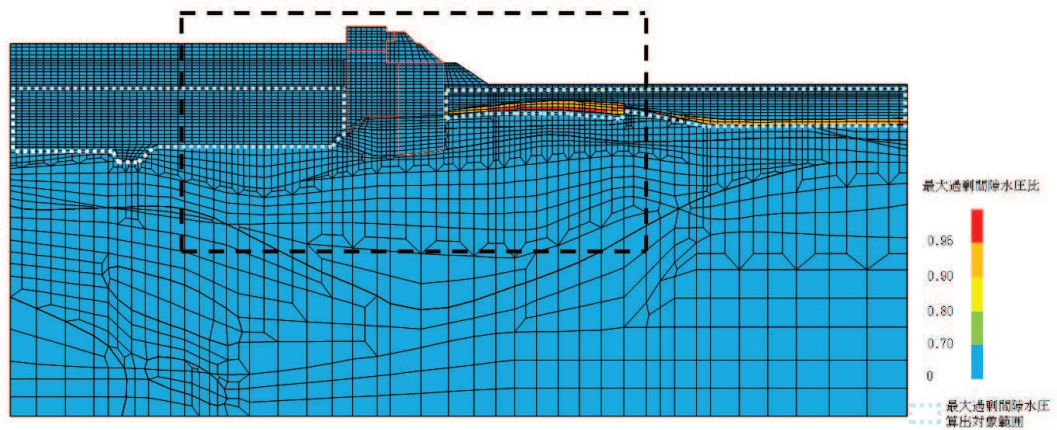


(a) 全体図

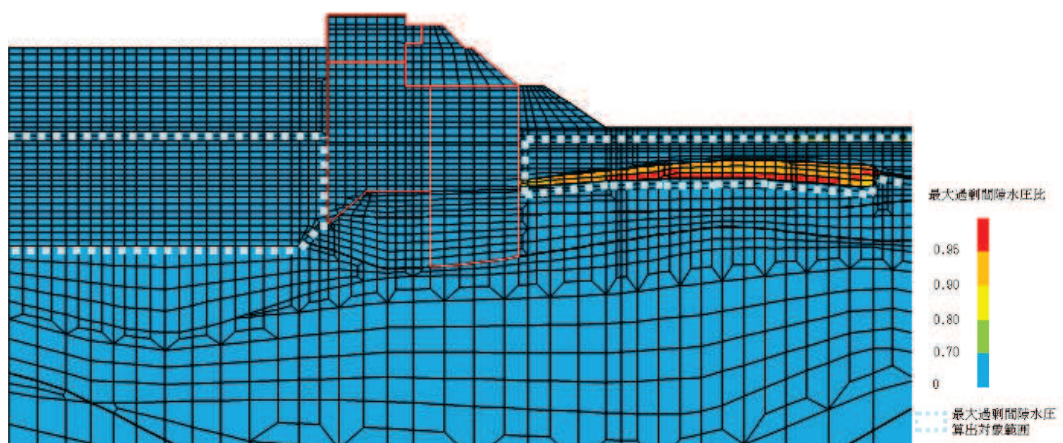


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (2) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2$  (++) )

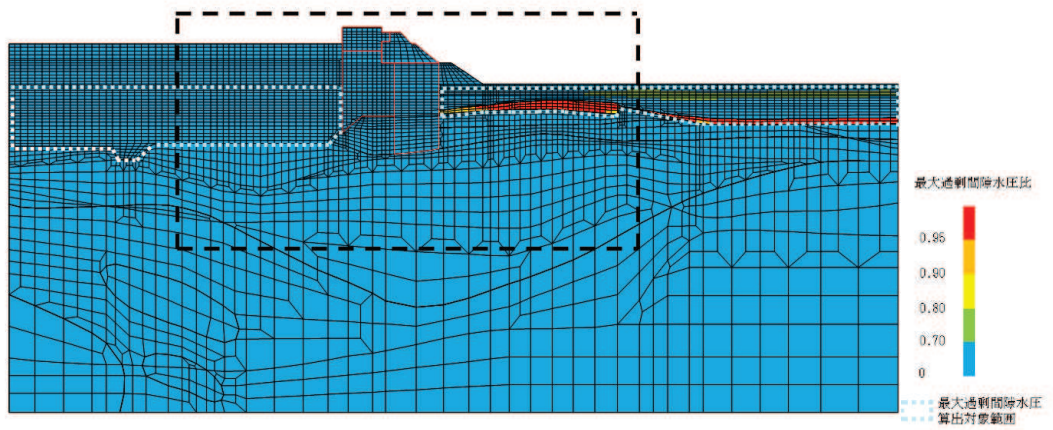


(a) 全体図

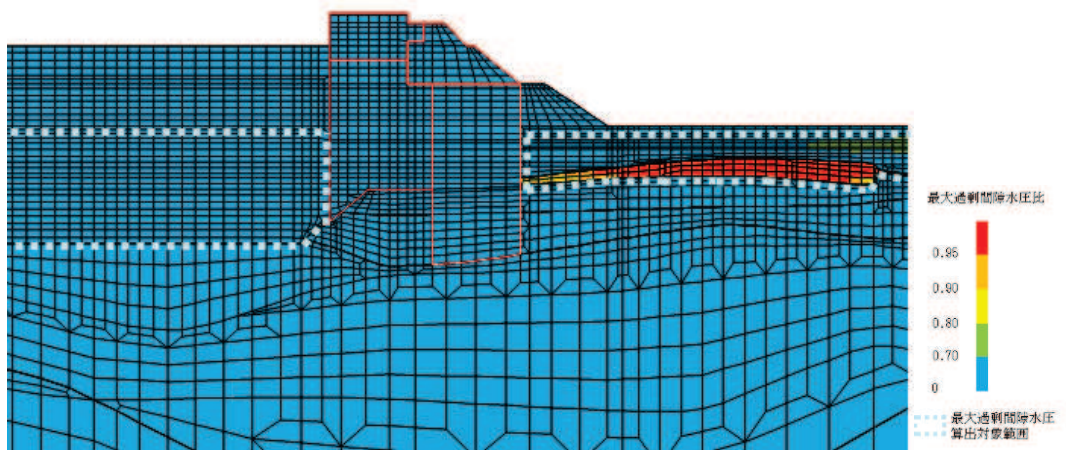


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (3) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - F3 (-+)$ )

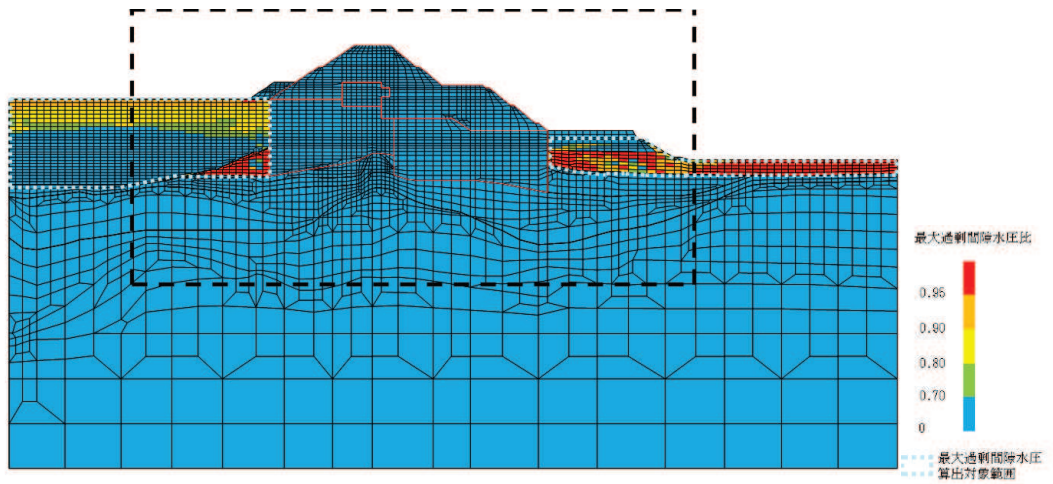


(a) 全体図

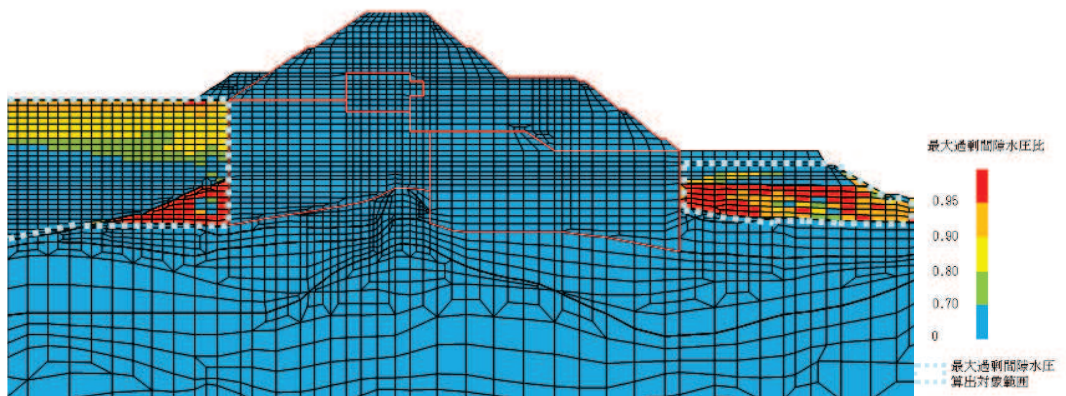


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-15 (4) 断面③の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )

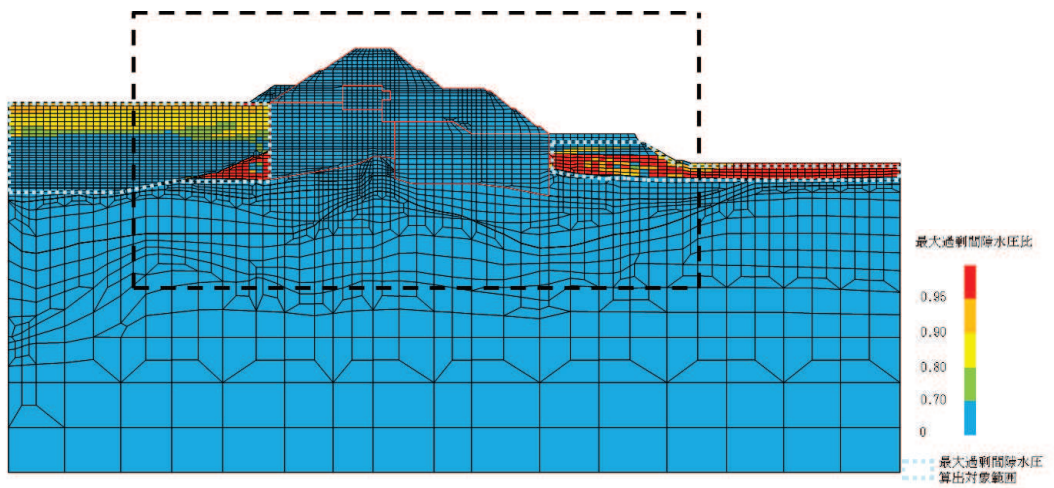


(a) 全体図

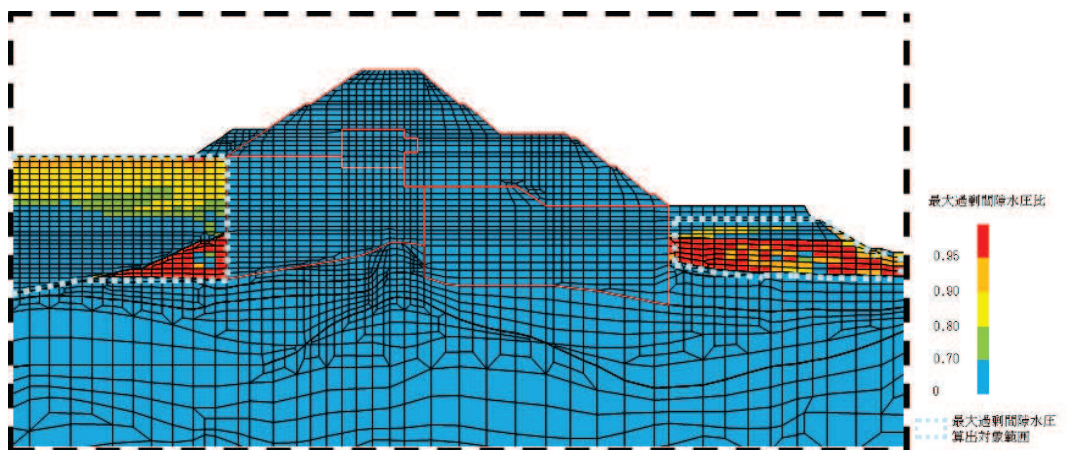


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (1) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース③,  $S_s - D2$  (一一))

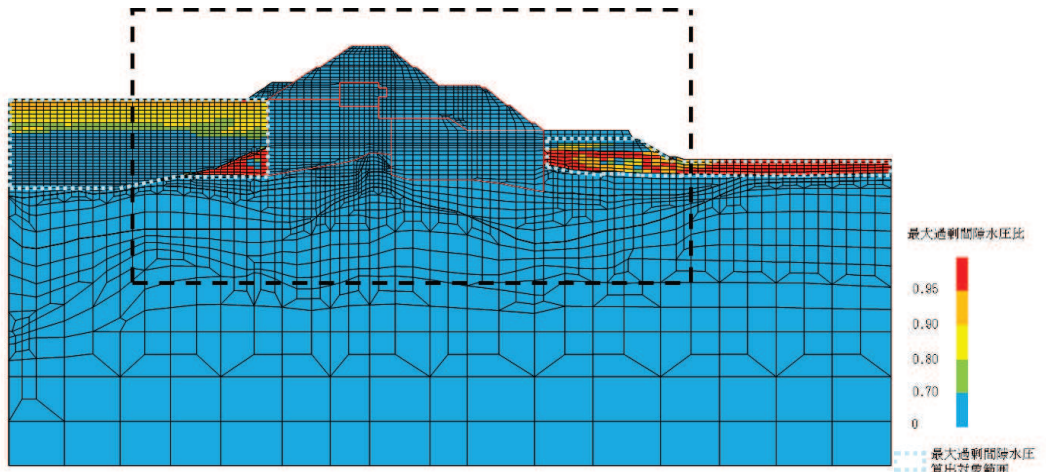


(a) 全体図

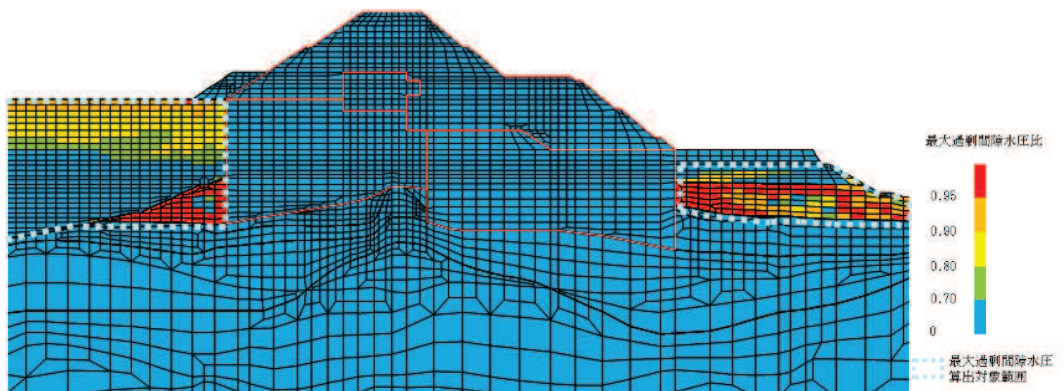


(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (2) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2$  (—))



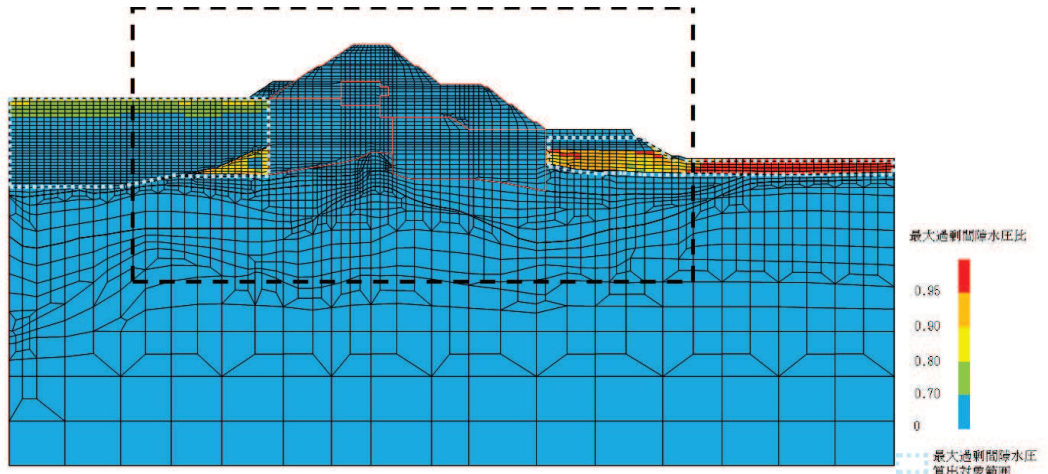
(a) 全体図



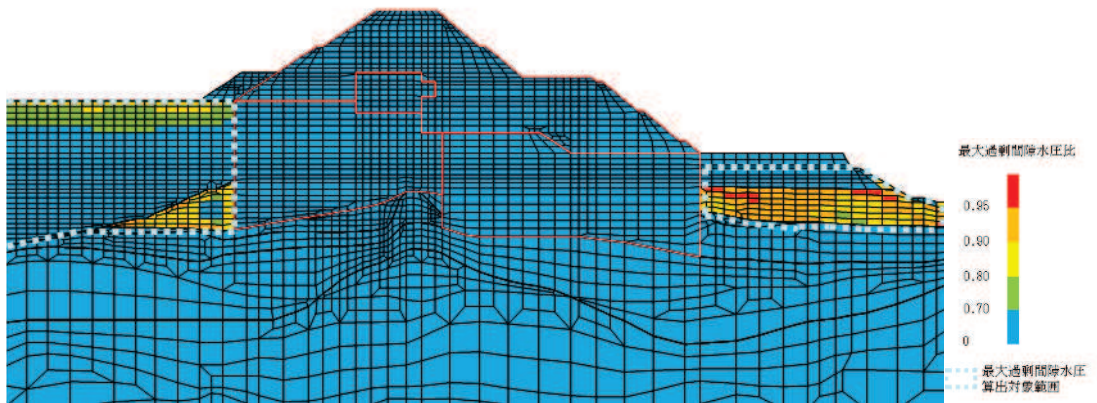
(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (3) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - D2 (-+)$ )





(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 4.1-16 (4) 断面④の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース①,  $S_s - N1$  (++) )

## 4.2 鋼管杭

### 4.2.1 曲げ軸力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-51～表 4.1-52 に示す。

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.2-1 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、鋼管杭に発生する曲げ圧縮応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-1 (1) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	A	7828	361	92	247	0.38
		(-+)	A	7086	402	83	247	0.34
		(+-)	A	6028	624	73	247	0.30
		(--)	A	7560	533	90	247	0.37
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	A	8361	332	97	247	0.40
		(-+)	A	7642	505	90	247	0.37
		(+-)	A	8171	328	95	247	0.39
		(--)	A	8663	503	102	247	0.42
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	A	5164	518	62	247	0.26
		(-+)	A	6198	401	73	247	0.30
		(+-)	A	5907	376	70	247	0.29
		(--)	A	5662	385	67	247	0.28
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	A	5590	349	66	247	0.27
		(-+)	A	3352	426	41	247	0.17
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	A	6096	400	72	247	0.30
		(-+)	A	4090	445	50	247	0.21
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	A	5147	329	61	247	0.25
		(-+)	A	7728	473	91	247	0.37
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	A	4529	284	54	247	0.22
		(-+)	C	11987	985	79	382	0.21
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	8287	527	98	247	0.40
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	8522	486	100	247	0.41

表 4.2-1 (2) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	A	8102	315	94	247	0.39
		(-+)	A	6938	373	82	247	0.34
		(+-)	A	6698	610	80	247	0.33
		(--)	A	8047	450	95	247	0.39
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	A	10009	265	116	247	0.47
		(-+)	A	7263	412	85	247	0.35
		(+-)	A	7211	447	85	247	0.35
		(--)	A	10481	586	123	247	0.50
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	A	5584	452	67	247	0.28
		(-+)	A	6847	398	81	247	0.33
		(+-)	A	6582	418	78	247	0.32
		(--)	A	6140	329	72	247	0.30
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	A	7592	341	89	247	0.37
		(-+)	A	4033	415	49	247	0.20
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	A	6181	357	73	247	0.30
		(-+)	A	5666	443	67	247	0.28
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	A	7894	405	93	247	0.38
		(-+)	A	7704	411	90	247	0.37
S <sub>s</sub> -N1	(++)	A	4242	337	51	247	0.21	
	(-+)	A	5530	128	64	247	0.26	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	10728	537	126	247	0.52
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	10106	536	118	247	0.48

表 4.2-1 (3) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	A	8752	365	102	247	0.42
		(-+)	A	6640	403	78	247	0.32
		(+-)	A	6387	302	75	247	0.31
		(--)	A	8506	470	100	247	0.41
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	A	8983	270	104	247	0.43
		(-+)	A	6767	471	80	247	0.33
		(+-)	A	6995	535	83	247	0.34
		(--)	A	9557	603	113	247	0.46
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	A	5550	456	66	247	0.27
		(-+)	A	6493	468	77	247	0.32
		(+-)	A	6343	377	75	247	0.31
		(--)	A	6138	324	72	247	0.30
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	A	5203	350	62	247	0.26
		(-+)	A	3757	380	45	247	0.19
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	A	5575	313	66	247	0.27
		(-+)	A	5073	436	61	247	0.25
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	A	6458	436	76	247	0.31
		(-+)	A	6943	415	82	247	0.34
S <sub>s</sub> -N1	(++)	A	5345	374	63	247	0.26	
	(-+)	D	691	10673	64	277	0.24	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	9673	622	114	247	0.47
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	A	9285	662	110	247	0.45

表 4.2-1 (4) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	D	528	16074	91	277	0.33
		(-+)	D	1145	14609	89	277	0.33
		(+-)	D	695	21541	122	277	0.45
		(--)	D	868	14736	87	277	0.32
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	D	358	17546	98	277	0.36
		(-+)	D	977	18558	109	277	0.40
		(+-)	D	419	18889	105	277	0.38
		(--)	D	1412	20647	124	277	0.45
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	D	890	13454	80	277	0.29
		(-+)	D	836	12666	76	277	0.28
		(+-)	D	906	13987	83	277	0.30
		(--)	D	900	13078	78	277	0.29
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	D	702	11767	70	277	0.26
		(-+)	D	758	10922	66	277	0.24
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	D	348	13156	74	277	0.27
		(-+)	D	890	13010	78	277	0.29
S <sub>s</sub> -F3	(++)	D	805	13067	78	277	0.29	
	(-+)	D	648	12250	72	277	0.26	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	D	34	9644	53	277	0.20	
	(-+)	D	496	17637	99	277	0.36	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	D	620	18828	107	277	0.39
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	D	1334	23425	138	277	0.50

表 4.2-1 (5) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	A	3671	488	45	251	0.18
		(-+)	A	3872	476	47	251	0.19
		(+-)	A	3722	399	45	251	0.18
		(--)	A	3789	400	46	251	0.19
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	A	3957	441	48	251	0.20
		(-+)	A	4028	506	49	251	0.20
		(+-)	A	3906	483	48	251	0.20
		(--)	A	4060	369	49	251	0.20
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	9733	1248	66	382	0.18
		(-+)	C	10206	1248	69	382	0.19
		(+-)	A	3536	485	44	251	0.18
		(--)	A	3692	491	45	251	0.18
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	7723	1215	53	382	0.14
		(-+)	C	7411	1240	52	382	0.14
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	9352	1219	64	382	0.17
		(-+)	A	3586	456	44	251	0.18
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	9467	1281	65	382	0.18
		(-+)	C	8869	1256	61	382	0.16
S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	5498	1309	40	382	0.11	
	(-+)	C	4994	1290	37	382	0.10	
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	A	3883	518	48	251	0.20
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	A	4060	502	50	251	0.20

表 4.2-1 (6) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	地震動		杭 種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	A	4152	481	51	251	0.21
		(-+)	A	4259	490	52	251	0.21
		(+-)	A	4137	397	50	251	0.20
		(--)	A	4275	406	51	251	0.21
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	A	4943	504	60	251	0.24
		(-+)	A	5057	490	61	251	0.25
		(+-)	A	4937	398	59	251	0.24
		(--)	A	5066	385	60	251	0.24
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	A	4212	548	52	251	0.21
		(-+)	A	4074	548	50	251	0.20
		(+-)	A	4191	342	50	251	0.20
		(--)	A	4276	528	52	251	0.21
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	A	3111	481	39	251	0.16
		(-+)	A	3065	471	38	251	0.16
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	A	3637	503	45	251	0.18
		(-+)	A	3838	450	47	251	0.19
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	A	5467	497	66	251	0.27
		(-+)	A	5022	463	60	251	0.24
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	6593	1314	47	382	0.13
		(-+)	C	6149	1337	44	382	0.12
②	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	14317	1078	94	382	0.25
③	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	14772	1064	97	382	0.26

表 4.2-1 (7) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭①)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	857	-603	14	277	0.06
		(-+)	-840	-603	14	277	0.06
		(+-)	857	-484	13	277	0.05
		(--)	-840	-484	13	277	0.05
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-1262	-515	18	277	0.07
		(-+)	1279	-515	18	277	0.07
		(+-)	-1262	-571	18	277	0.07
		(--)	1279	-571	18	277	0.07
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1006	-610	16	277	0.06
		(-+)	-989	-610	15	277	0.06
		(+-)	966	-566	15	277	0.06
		(--)	-949	-566	15	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-712	-605	12	277	0.05
		(-+)	729	-605	12	277	0.05
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	760	-623	13	277	0.05
		(-+)	-743	-623	13	277	0.05
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	-987	-626	16	277	0.06
		(-+)	1004	-626	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	-427	-615	9	277	0.04
		(-+)	444	-615	9	277	0.04
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-1113	-523	16	277	0.06
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1359	-538	19	277	0.07



表 4.2-1 (8) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭②)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	796	-730	14	277	0.06
		(-+)	-777	-730	14	277	0.06
		(+-)	651	-846	13	277	0.05
		(--)	678	-764	13	277	0.05
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-1219	-651	18	277	0.07
		(-+)	1237	-651	19	277	0.07
		(+-)	-1219	-732	19	277	0.07
		(--)	1237	-732	19	277	0.07
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	942	-778	16	277	0.06
		(-+)	-924	-778	16	277	0.06
		(+-)	909	-729	15	277	0.06
		(--)	-890	-729	15	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-655	-774	13	277	0.05
		(-+)	673	-774	13	277	0.05
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	699	-797	13	277	0.05
		(-+)	-681	-797	13	277	0.05
S <sub>s</sub> -F3	(++)	-930	-797	16	277	0.06	
	(-+)	948	-797	16	277	0.06	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	163	-1221	10	277	0.04	
	(-+)	375	-851	10	277	0.04	
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1013	-774	17	277	0.07
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1318	-687	20	277	0.08

表 4.2-1 (9) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭③)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	987	-900	17	277	0.07
		(-+)	-965	-900	17	277	0.07
		(+-)	987	-719	16	277	0.06
		(--)	-965	-719	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-1569	-761	23	277	0.09
		(-+)	1591	-761	23	277	0.09
		(+-)	-1569	-858	24	277	0.09
		(--)	1591	-858	24	277	0.09
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1201	-907	20	277	0.08
		(-+)	-1179	-907	19	277	0.07
		(+-)	1150	-860	19	277	0.07
		(--)	-1128	-860	19	277	0.07
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-837	-906	16	277	0.06
		(-+)	859	-906	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	886	-932	16	277	0.06
		(-+)	-864	-932	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	-1182	-929	20	277	0.08
		(-+)	1204	-929	20	277	0.08
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	-456	-993	12	277	0.05
		(-+)	478	-993	12	277	0.05
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1317	-905	21	277	0.08
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1649	-806	24	277	0.09

表 4.2-1 (10) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭④)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s/\sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	1079	-836	18	277	0.07
		(-+)	-1055	-836	18	277	0.07
		(+-)	1079	-648	17	277	0.07
		(--)	-1055	-648	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-1710	-689	24	277	0.09
		(-+)	1734	-689	24	277	0.09
		(+-)	-1710	-795	25	277	0.10
		(--)	1734	-795	25	277	0.10
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1307	-838	20	277	0.08
		(-+)	-1283	-838	20	277	0.08
		(+-)	1236	-801	19	277	0.07
		(--)	-1212	-801	19	277	0.07
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-913	-844	16	277	0.06
		(-+)	937	-844	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	962	-870	17	277	0.07
		(-+)	-938	-870	16	277	0.06
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	-1285	-861	20	277	0.08
		(-+)	1309	-861	21	277	0.08
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	-499	-930	12	277	0.05
		(-+)	523	-930	12	277	0.05
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1447	-837	22	277	0.08
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1765	-742	25	277	0.10

表 4.2-1 (11) 鋼管杭の曲げ圧縮照査における最大照査値 (断面⑦, 杭⑤)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	1095	-894	18	277	0.07
		(-+)	-1070	-894	18	277	0.07
		(+-)	1095	-702	17	277	0.07
		(--)	-1070	-702	17	277	0.07
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	-1740	-741	25	277	0.10
		(-+)	1765	-741	25	277	0.10
		(+-)	-1740	-854	25	277	0.10
		(--)	1765	-854	26	277	0.10
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	1324	-889	21	277	0.08
		(-+)	-1299	-889	21	277	0.08
		(+-)	1240	-865	20	277	0.08
		(--)	-1215	-865	20	277	0.08
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	-926	-903	17	277	0.07
		(-+)	951	-903	17	277	0.07
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	972	-927	17	277	0.07
		(-+)	-947	-927	17	277	0.07
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	-1300	-912	21	277	0.08
		(-+)	1325	-912	21	277	0.08
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	-506	-985	12	277	0.05
		(-+)	531	-985	13	277	0.05
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	1476	-893	23	277	0.09
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	1778	-798	26	277	0.10

#### 4.2.2 せん断力照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1-51～表 4.1-52 に示す。

鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果を表 4.2-2 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、鋼管杭に発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-2 (1) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面①)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	C	6074	47	217	0.22
		(-+)	C	5376	41	217	0.19
		(+-)	C	4681	36	217	0.17
		(--)	C	6948	53	217	0.25
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	C	7435	57	217	0.27
		(-+)	C	7012	54	217	0.25
		(+-)	C	6200	48	217	0.23
		(--)	C	6589	51	217	0.24
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	4810	37	217	0.18
		(-+)	C	4663	36	217	0.17
		(+-)	C	4859	37	217	0.18
		(--)	C	4354	34	217	0.16
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	5213	40	217	0.19
		(-+)	D	1471	16	157	0.11
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	4875	38	217	0.18
		(-+)	C	3632	28	217	0.13
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	3892	30	217	0.14
		(-+)	C	6654	51	217	0.24
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	3652	28	217	0.13
		(-+)	C	4067	31	217	0.15
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	6367	49	217	0.23
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	6475	50	217	0.24

表 4.2-2 (2) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面②)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
					$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	C	6171	47	217	0.22
		(-+)	C	5256	40	217	0.19
		(+-)	C	5543	43	217	0.20
		(--)	C	7210	55	217	0.26
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	C	8734	67	217	0.31
		(-+)	C	6106	47	217	0.22
		(+-)	C	5828	45	217	0.21
		(--)	C	7946	61	217	0.29
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	5014	39	217	0.18
		(-+)	C	5487	42	217	0.20
		(+-)	C	5676	44	217	0.21
		(--)	C	4623	36	217	0.17
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	5546	43	217	0.20
		(-+)	C	3276	25	217	0.12
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	4935	38	217	0.18
		(-+)	C	4335	33	217	0.16
S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	5876	45	217	0.21	
	(-+)	C	5837	45	217	0.21	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	3395	26	217	0.12	
	(-+)	C	5188	40	217	0.19	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	8130	62	217	0.29
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	7684	59	217	0.28

表 4.2-2 (3) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面③)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	C	6688	51	217	0.24
		(-+)	C	5013	39	217	0.18
		(+-)	C	4819	37	217	0.18
		(--)	C	7560	58	217	0.27
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	C	7851	60	217	0.28
		(-+)	C	5950	46	217	0.22
		(+-)	C	6037	46	217	0.22
		(--)	C	7178	55	217	0.26
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	5019	39	217	0.18
		(-+)	C	5279	41	217	0.19
		(+-)	C	5354	41	217	0.19
		(--)	C	4849	37	217	0.18
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	4290	33	217	0.16
		(-+)	C	2999	23	217	0.11
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	4793	37	217	0.18
		(-+)	C	3814	29	217	0.14
S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	4734	36	217	0.17	
	(-+)	C	6355	49	217	0.23	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	4262	33	217	0.16	
	(-+)	C	3478	27	217	0.13	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	7206	55	217	0.26
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	C	6952	53	217	0.25

表 4.2-2 (4) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面④)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	D	1186	13	157	0.09
		(-+)	D	1307	15	157	0.10
		(+-)	D	1343	15	157	0.10
		(--)	D	1304	14	157	0.09
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	D	1176	13	157	0.09
		(-+)	D	1488	16	157	0.11
		(+-)	D	1357	15	157	0.10
		(--)	D	1569	17	157	0.11
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	D	1042	12	157	0.08
		(-+)	D	995	11	157	0.08
		(+-)	D	1085	12	157	0.08
		(--)	D	1015	11	157	0.08
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	D	832	9	157	0.06
		(-+)	D	865	10	157	0.07
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	D	1045	12	157	0.08
		(-+)	D	989	11	157	0.08
S <sub>s</sub> -F3	(++)	D	1113	12	157	0.08	
	(-+)	D	835	9	157	0.06	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	1568	12	217	0.06	
	(-+)	A	1166	15	157	0.10	
②	S <sub>s</sub> -D2	(--)	D	1242	14	157	0.09
③	S <sub>s</sub> -D2	(--)	D	1543	17	157	0.11



表 4.2-2 (5) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑤)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	C	3339	26	217	0.12
		(-+)	C	3539	27	217	0.13
		(+-)	C	3416	26	217	0.12
		(--)	C	3451	27	217	0.13
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	C	3553	27	217	0.13
		(-+)	C	3675	28	217	0.13
		(+-)	C	3519	27	217	0.13
		(--)	C	3703	29	217	0.14
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	3407	26	217	0.12
		(-+)	C	3576	28	217	0.13
		(+-)	C	3417	26	217	0.12
		(--)	C	3576	28	217	0.13
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	2704	21	217	0.10
		(-+)	C	2591	20	217	0.10
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	3276	25	217	0.12
		(-+)	C	3355	26	217	0.12
S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	3317	26	217	0.12	
	(-+)	C	3099	24	217	0.12	
S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	1942	15	217	0.07	
	(-+)	C	1772	14	217	0.07	
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	C	3612	28	217	0.13
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	C	3681	28	217	0.13

表 4.2-2 (6) 鋼管杭のせん断力照査における最大照査値 (断面⑥)

解析 ケース	地震動		杭 種	せん断力 (kN)	せん断 応力度 $\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	C	3139	24	217	0.12
		(-+)	C	3206	25	217	0.12
		(+-)	C	3148	24	217	0.12
		(--)	C	3199	25	217	0.12
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	C	3522	27	217	0.13
		(-+)	C	3590	28	217	0.13
		(+-)	C	3528	27	217	0.13
		(--)	C	3583	28	217	0.13
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	C	3134	24	217	0.12
		(-+)	C	3146	24	217	0.12
		(+-)	C	3128	24	217	0.12
		(--)	C	3163	25	217	0.12
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	C	2298	18	217	0.09
		(-+)	C	2264	18	217	0.09
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	C	2869	22	217	0.11
		(-+)	C	2950	23	217	0.11
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	4030	31	217	0.15
		(-+)	C	3932	30	217	0.14
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	C	1888	15	217	0.07
		(-+)	C	1830	14	217	0.07
②	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	4159	32	217	0.15
③	S <sub>s</sub> -F3	(++)	C	3964	31	217	0.15

表 4.2-2 (7) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭①)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
				$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-1196	15	157	0.10
		(-+)	1177	15	157	0.10
		(+-)	-1196	15	157	0.10
		(--)	1177	15	157	0.10
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	1651	21	157	0.14
		(-+)	-1670	21	157	0.14
		(+-)	1651	21	157	0.14
		(--)	-1670	21	157	0.14
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-1360	17	157	0.11
		(-+)	1341	17	157	0.11
		(+-)	-1360	17	157	0.11
		(--)	1341	17	157	0.11
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	980	12	157	0.08
		(-+)	-999	13	157	0.09
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-1062	13	157	0.09
		(-+)	1043	13	157	0.09
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	1329	17	157	0.11
		(-+)	-1348	17	157	0.11
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	642	8	157	0.06
		(-+)	-661	9	157	0.06
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	1565	20	157	0.13
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-1688	21	157	0.14

表 4.2-2 (8) 鋼管杭のせん断照査における最大照査値 (断面⑦, 杭②)

解析 ケース	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_s / \tau_{sa}$
				$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	-1521	19	157	0.13
		(-+)	1498	19	157	0.13
		(+-)	-1521	19	157	0.13
		(--)	1498	19	157	0.13
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	2077	26	157	0.17
		(-+)	-2100	26	157	0.17
		(+-)	2077	26	157	0.17
		(--)	-2100	26	157	0.17
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	-1722	22	157	0.15
		(-+)	1699	21	157	0.14
		(+-)	-1722	22	157	0.15
		(--)	1699	21	157	0.14
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	1243	16	157	0.11
		(-+)	-1266	16	157	0.11
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	-1351	17	157	0.11
		(-+)	1328	17	157	0.11
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	1683	21	157	0.14
		(-+)	-1707	21	157	0.14
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	817	10	157	0.07
		(-+)	-840	11	157	0.08
②	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	2007	25	157	0.16
③	S <sub>s</sub> -D2	(-+)	-2092	26	157	0.17