

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-19-0600-36_改0
提出年月日	2021年6月2日

補足-600-36【アクセスルート（防潮堤（盛土堤防））についての  
計算書に関する補足説明資料】

## 目 次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	2
2.1 評価対象断面の選定	2
2.2 使用材料及び材料の物性値	4
2.3 地盤の物性値	4
2.4 地下水位	10
2.5 耐震評価フロー	11
2.6 適用規格	13
3. 地震応答解析	14
3.1 地震応答解析手法	14
3.2 地震応答解析モデルの設定	17
3.2.1 解析モデル領域	17
3.2.2 境界条件	18
3.2.3 構造物のモデル化	19
3.2.4 ジョイント要素の設定	20
3.3 減衰定数	23
3.4 荷重の組合せ	24
3.5 地震応答解析の解析ケース	26
3.5.1 耐震評価における解析ケース	26
4. 評価条件	29
4.1 入力地震動の設定	29
4.2 許容限界の設定	44
4.2.1 すべり安全率に対する許容限界	44
5. 評価結果	46
5.1 地震応答解析結果	46
5.1.1 解析ケースと照査値	46
5.1.2 局所安全係数分布（セメント改良土）	48
5.1.3 最大せん断ひずみ分布	49
5.1.4 過剰間隙水圧比分布	51
5.2 構造部材の健全性に対する評価結果	53
5.2.1 セメント改良土の評価結果	53
6. まとめ	55

## 1. 評価方法

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤（盛土堤防）と一体であるアクセスルート（防潮堤（盛土堤防））（以下、「アクセスルート」という。）が上位クラス施設である防潮堤（盛土堤防）に対して、地震時に波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

アクセスルートは、防潮堤（盛土堤防）と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響評価を行う。

基準地震動  $S_s$  に対して地震応答解析を行い、構造部材の健全性評価を実施することで、アクセスルートが十分な構造強度を有することを確認する。

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

なお、アクセスルート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 1 m 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. 評価条件

### 2.1 評価対象断面の選定

アクセスルートは、防潮堤（盛土堤防）の海側に位置する幅約 6m の道路であり、防潮堤（盛土堤防）と一体構造である。

アクセスルートの平面位置図を図 2-1 に、構造図を図 2-2 に示す。

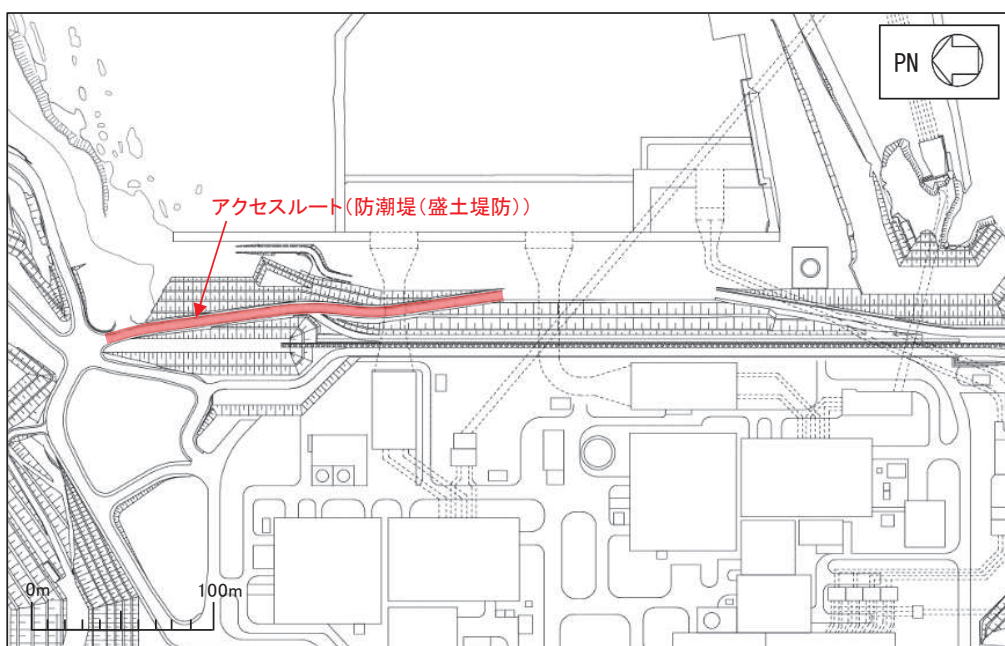


図 2-1 アクセスルートの平面位置図

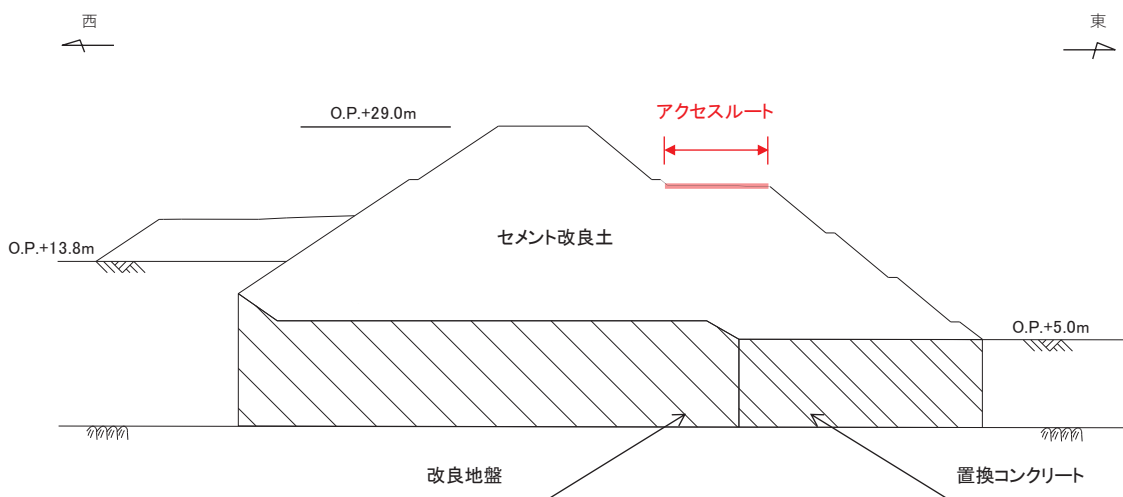


図 2-2 アクセスルートの構造図

評価対象断面は、アクセスルートと一体である防潮堤（盛土堤防）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 2-3 に示す断面位置とする。評価対象断面図を図 2-4 に示す。

A-A 断面：セメント改良土が最も厚くなる箇所、 $C_M$ 級岩盤上面が最も深く、盛土及び旧表土が厚く堆積する箇所（添付書類「VI-2-10-2-2-2 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書」の評価対象断面と同一）。

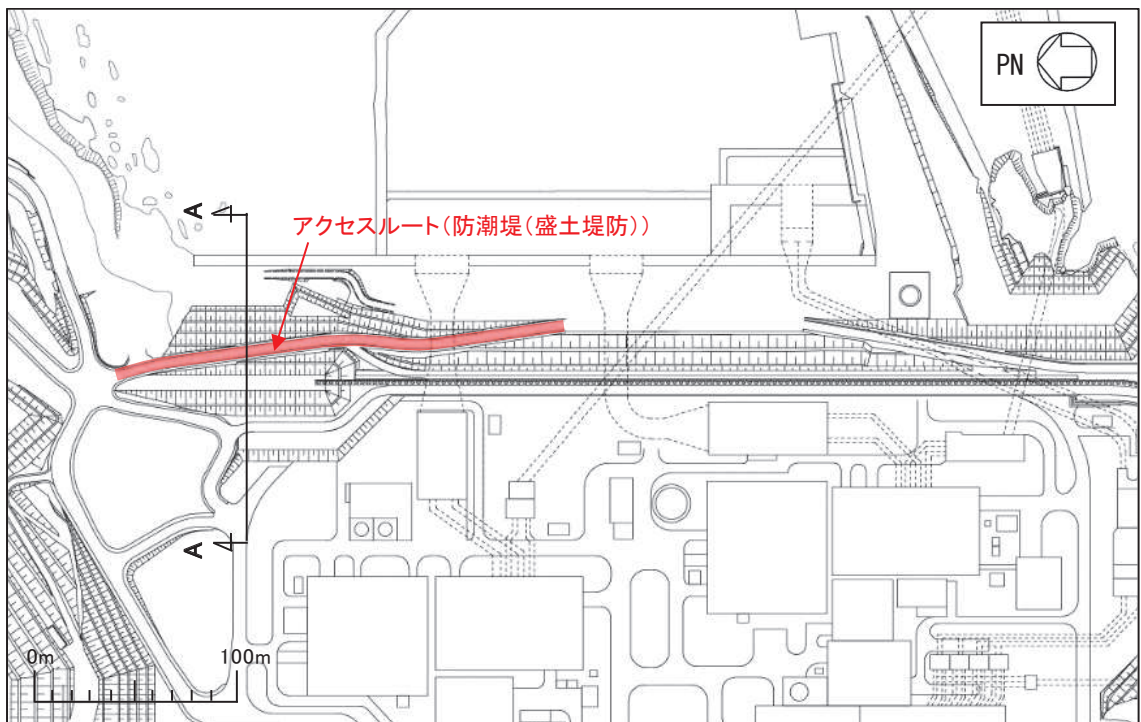


図 2-3 アクセスルートの評価対象断面位置図

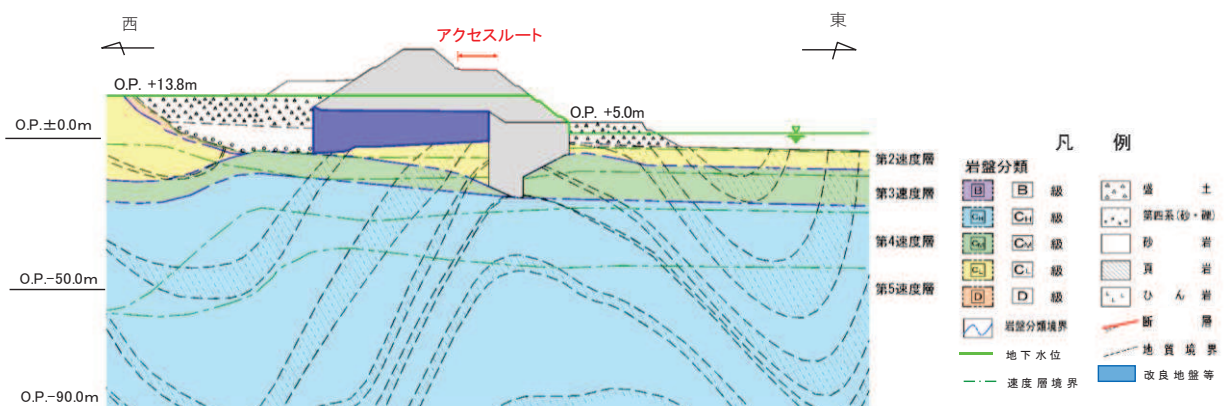


図 2-4 評価対象断面図 (A-A 断面)

## 2.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 2-1 に、材料の物性値を表 2-2 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、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。

表 2-1 使用材料

材料	諸元
コンクリート (置換コンクリート)	設計基準強度 : 30 N/mm <sup>2</sup>

表 2-2 材料の物性値

材料	単位 体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	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> )	ヤング 係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン 比
コンクリート (置換コンクリート)	22.5	6.00	-*	2.22	-*	2.80×10 <sup>4</sup>	0.2

注記 \* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない

## 2.3 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 2-3～表 2-5 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 2-3(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> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	静的・動的特性		静的特性		動的特性		減衰定数 h	
			せん断強度 $\phi$ (°)	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	1.29	54.0	$1.12\sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 2-3(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		h = $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$		

表 2-3(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
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>M</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
		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>L</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1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 2-3(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.45



表 2-4 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		動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	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> )	せん断弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$					
盛土	20.6	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$			
旧表土	19.0	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1/\sqrt{(1 + \nu/0.00087)}$	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	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	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.0012)^{*1}$	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	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.00085)$	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	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/0.00136)$	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

$$G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1/(1 + \nu/\gamma_m), \quad \gamma_m = \tau/\gamma_0$$

\*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 2-5(1) 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 $h_{ma}$ $x$	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 2-5(2) 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 非液状化検討対象層)

		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 $G_{max}$ (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。

## 2.4 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表 2-6 及び図 2-5 に示す。

表 2-6 設計用地下水位

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
アクセスルート	A-A 断面	防潮堤（盛土堤防）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。

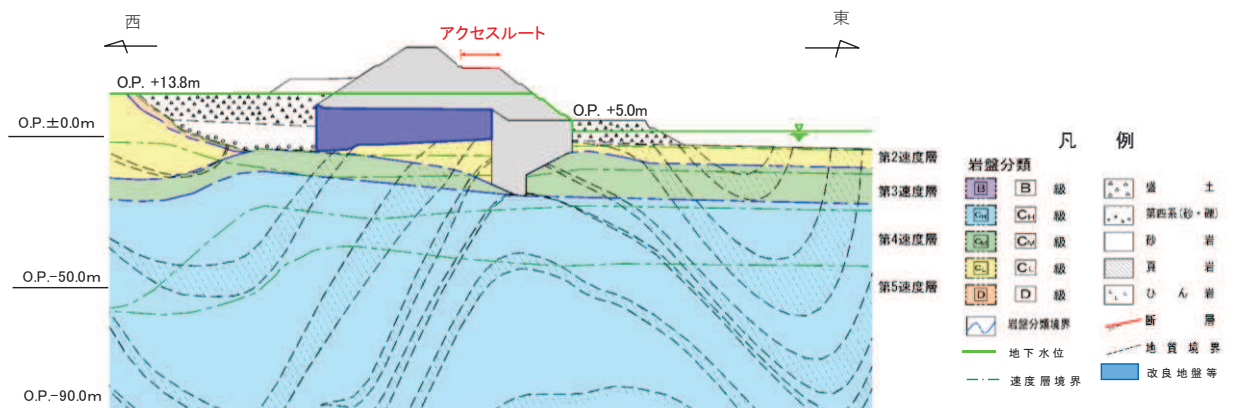


図 2-5 評価対象断面図 (A-A 断面)

## 2.5 耐震評価フロー

アクセスルートでの耐震評価フローを図 2-6 に示す。

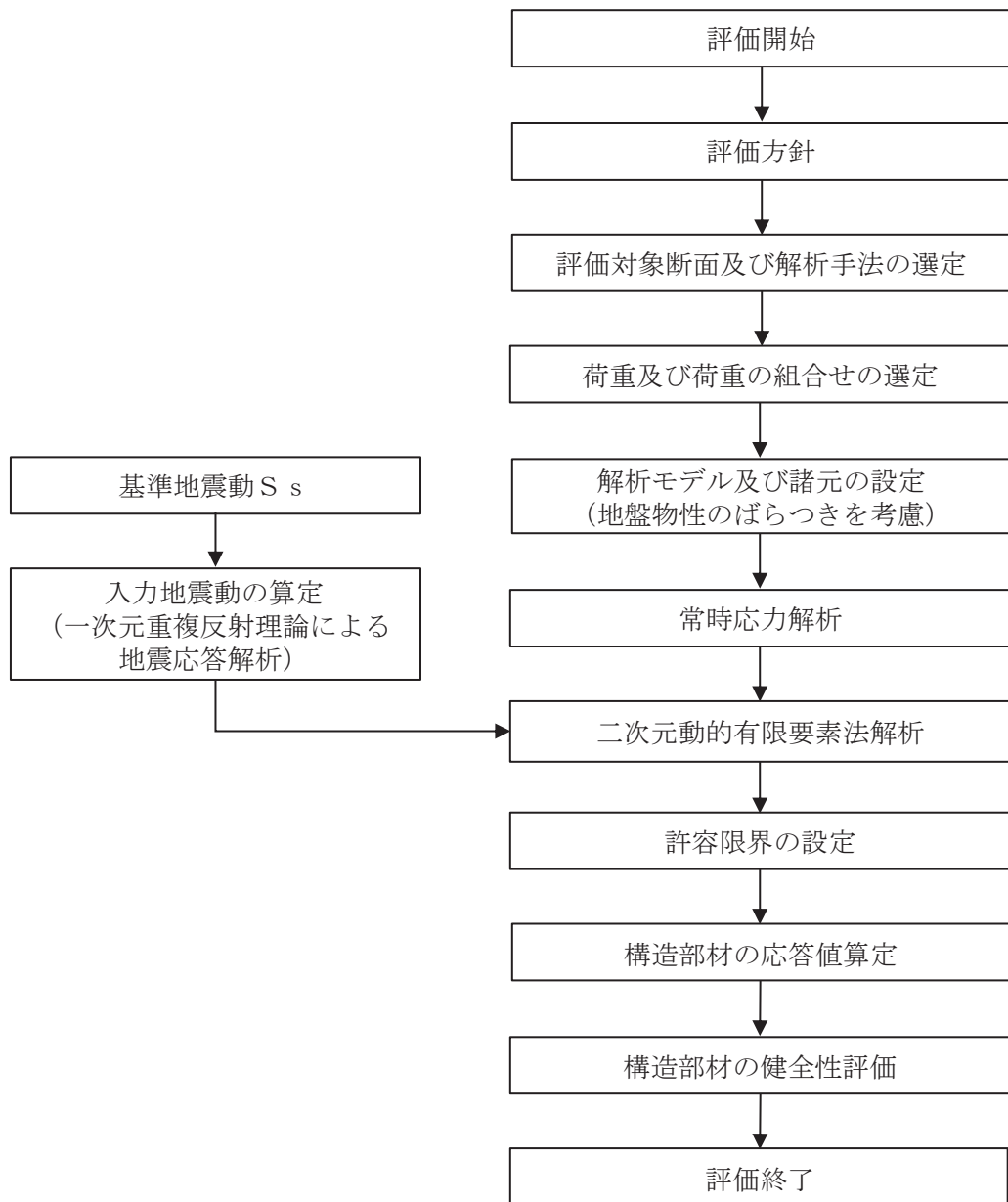


図 2-6 アクセスルートの耐震評価フロー

## 2.6 適用規格

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・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・ 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 2-7 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料の物性値		・ 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） ・ 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）	・ 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	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

### 3. 地震応答解析

#### 3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、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により行うこととし、解析手法については、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」の「資料1 4.3 解析手法選定の方針」に基づき設定する。解析手法の選定フローを図3-1に示す。

アクセスルートは、防潮堤（盛土堤防）と一体構造として評価することから、防潮堤（盛土堤防）と同様の有効応力解析により耐震評価を行う。

構造部材について、セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）、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。

地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤（D級岩盤以外）は線形でモデル化する。盛土、旧表土、改良地盤及びD級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（H-Dモデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、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。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。



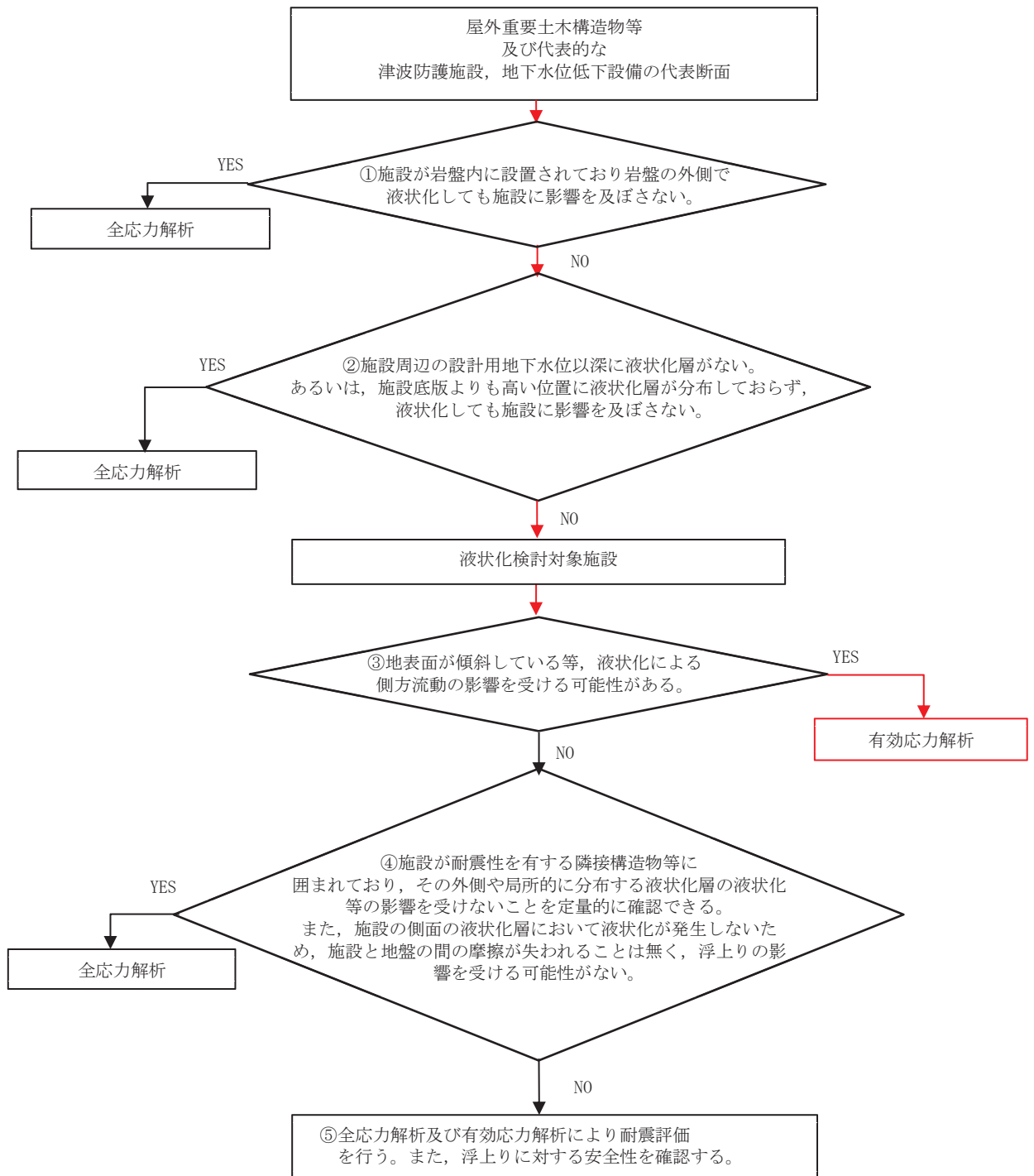


図 3-1 解析手法選定のフロー

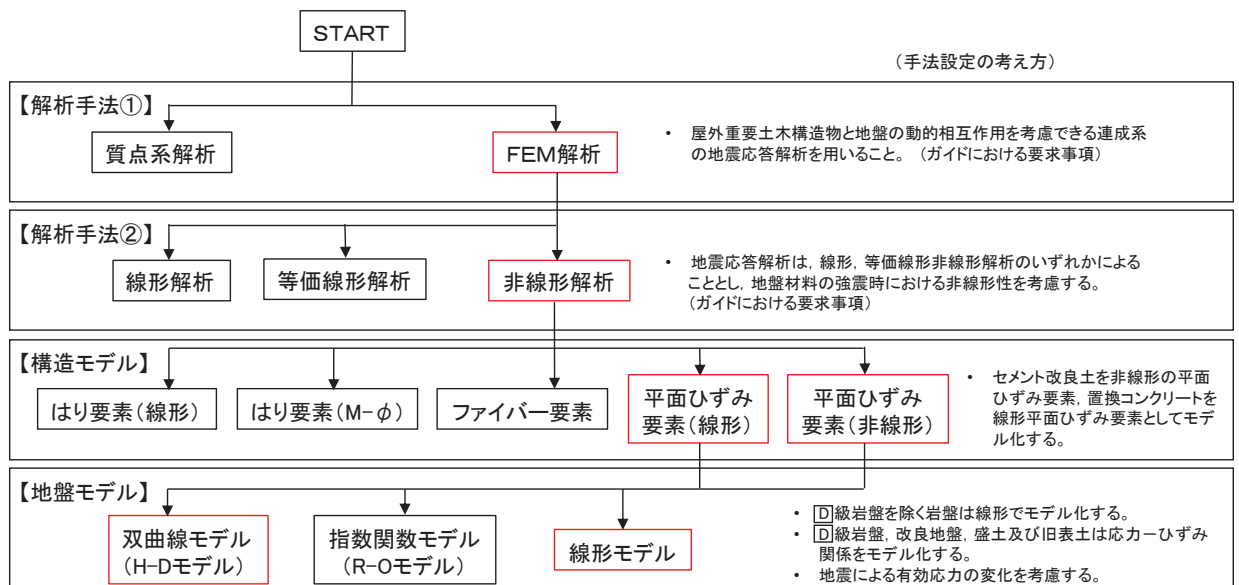


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

### 3.2 地震応答解析モデルの設定

#### 3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。具体的には、図 3-3 に示すとおりモデル化幅は、斜面の法尻から法面の水平距離の 1 倍以上離隔を取り、モデル化高さは、斜面高さの 2 倍以上とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、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。

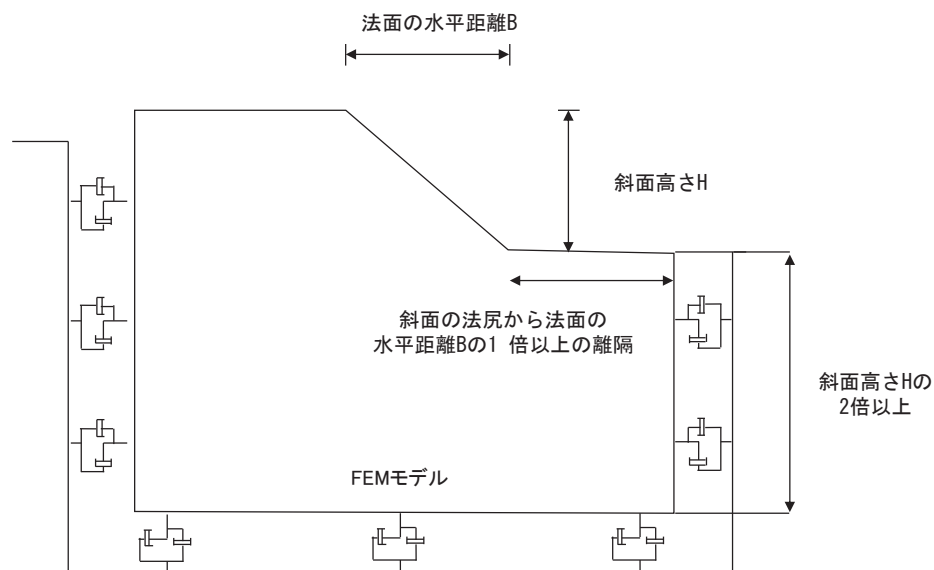


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二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一次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の常時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 3-4 に示す。

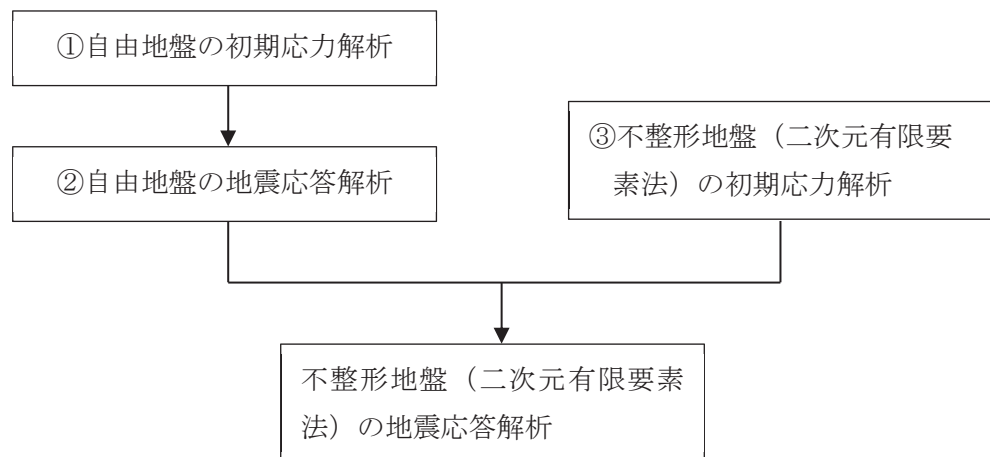


図 3-4 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

### 3.2.2 境界条件

#### a. 常時応力解析時

常時応力解析は、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、常時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に示す。

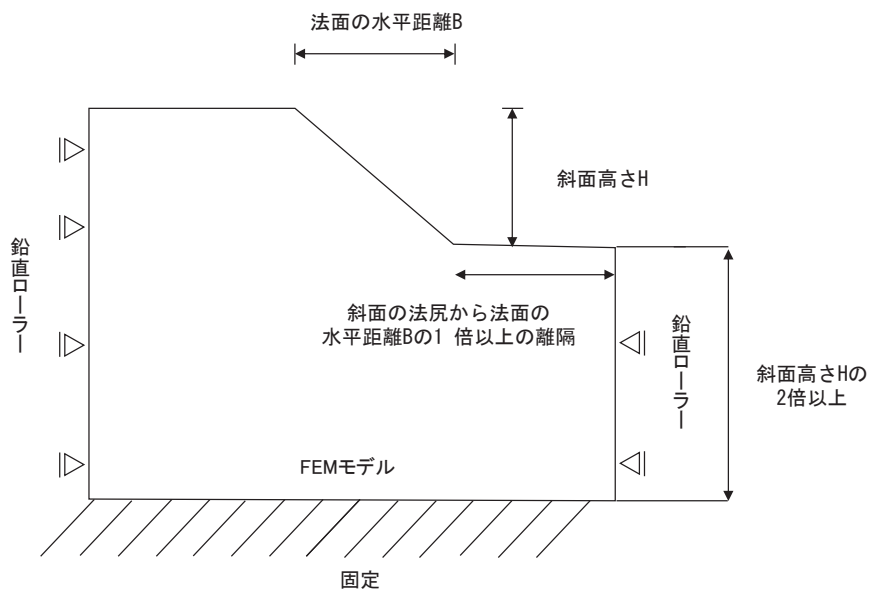
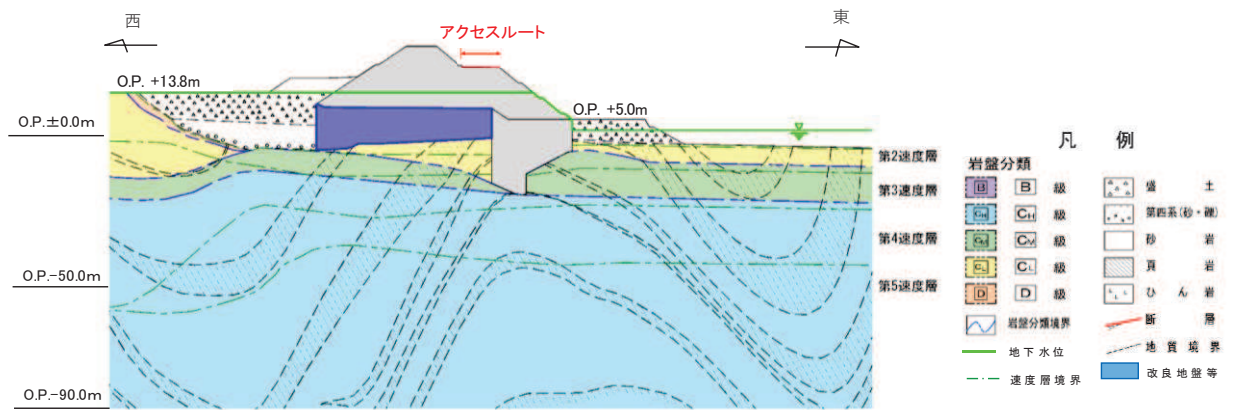


図3-5 常時応力解析における境界条件の概念図

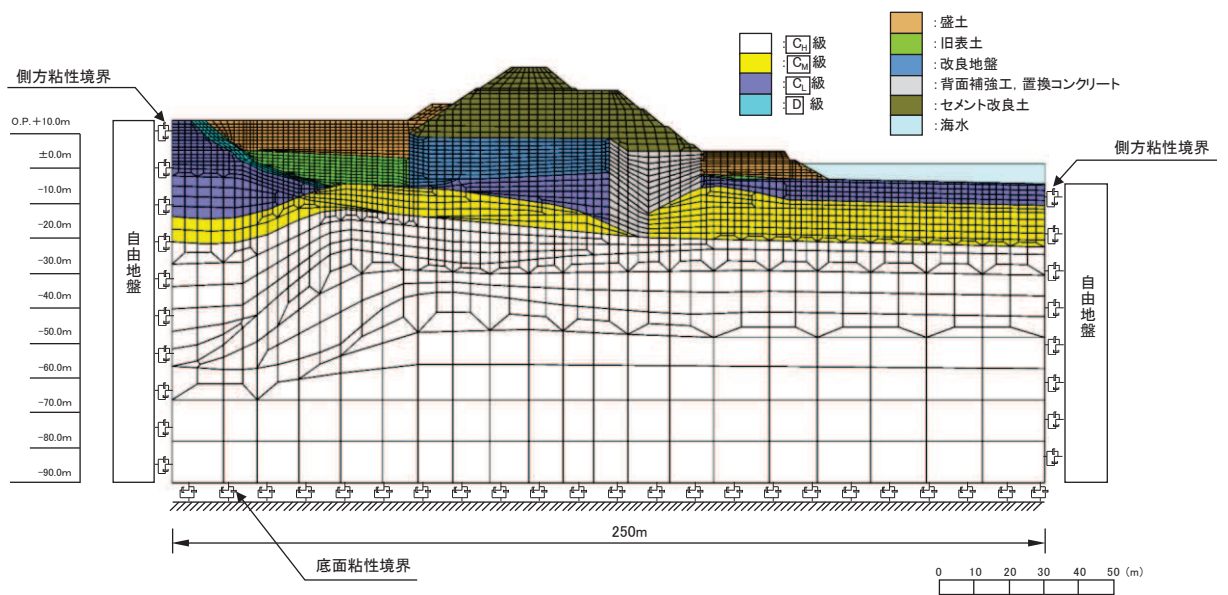
#### b. 地震時応答解析時

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整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。

アクセスルートの地震応答解析モデルを図3-6に示す。



(a) 評価対象断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-6 アクセスルートの評価対象断面図及び地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

### 3.2.3 構造物のモデル化

セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素），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。

### 3.2.4 ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、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。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。

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、常時の圧縮荷重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、各要素間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。ジョイント要素の力学特性を図3-7に、ジョイント要素の配置を図3-8に示す。

せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 $c$ 、 $\phi$  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3-1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3-2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3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

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	33.9
旧表土	0.00	38.7
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 3-2 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 $\phi$ (°)
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 $\phi$
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 3-3 のとおり設定する。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
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	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

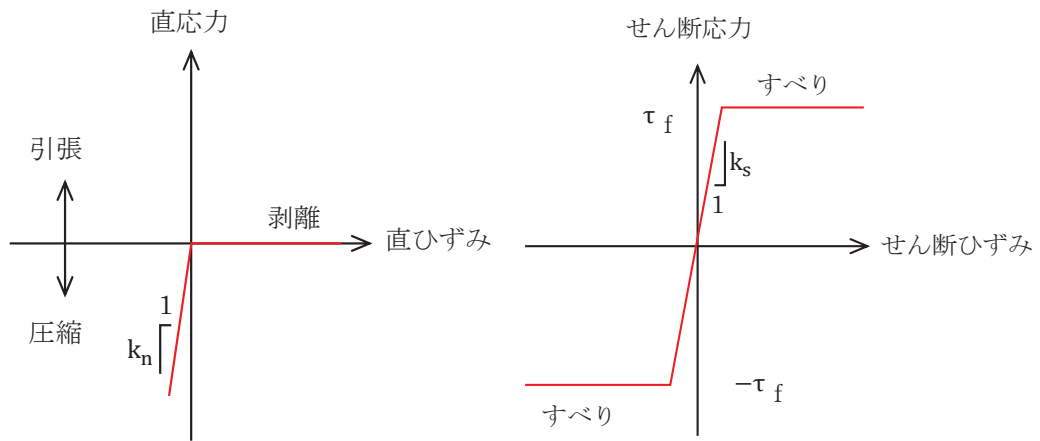


図 3-7 ジョイント要素の力学特性

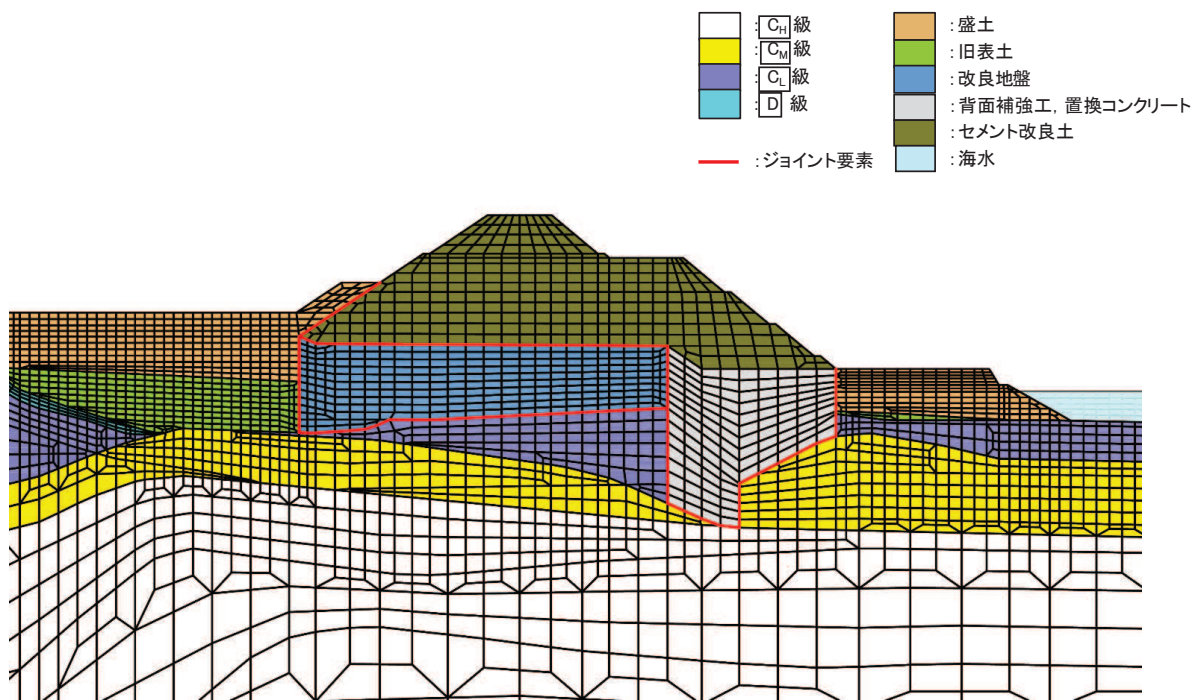


図 3-8 A-A 断面におけるジョイント要素の配置図



### 3.3 減衰定数

減衰定数は、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」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

$[c]$  : 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、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。

### 3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。

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43cm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1cmごとに20N/m<sup>2</sup>の積雪荷重が作用することを考慮する。

なお、アクセスルートは、防潮堤（盛土堤防）と一体構造であることから運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられているため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。荷重の組合せを表3-4に、荷重の作用図を図3-9に示す。

表3-4 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	津波監視カメラの重量（2.97kN/m <sup>2</sup> ）を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重及び機器・配管荷重を含めて4.9kN/m <sup>2</sup> 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（0.301kN/m <sup>2</sup> ）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 <sub>s</sub> 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。

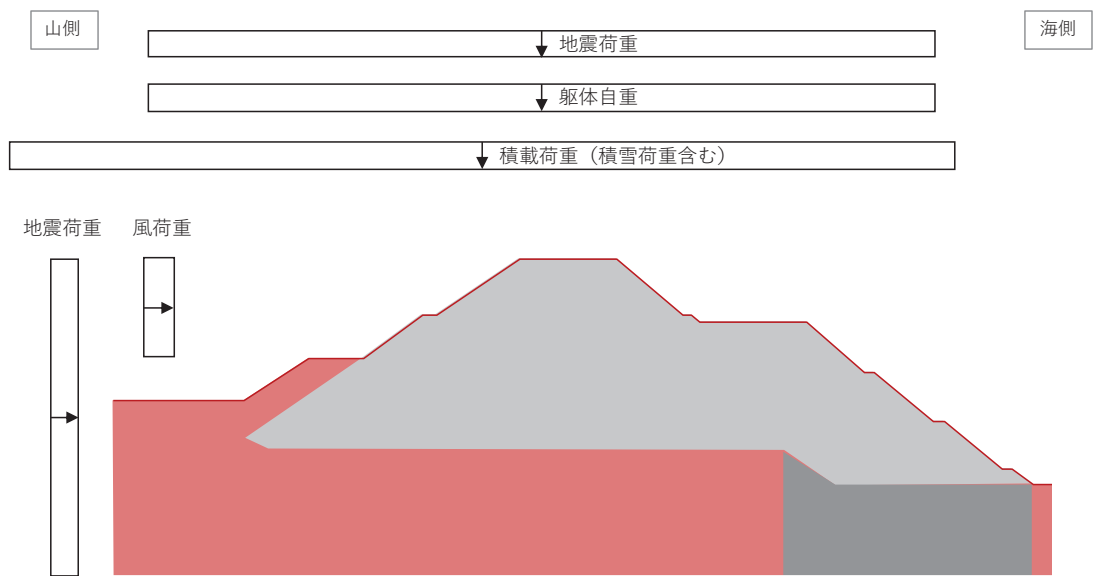


図 3-9 荷重の作用図

### 3.5 地震応答解析の解析ケース

#### 3.5.1 耐震評価における解析ケース

##### (1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

アクセスルートは防潮堤（盛土堤防）と一体構造であり，構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴うすべり破壊となる。そのため，ばらつきを考慮する物性値は，評価対象構造物周辺に主として盛土，旧表土，改良地盤及び **D** 級岩盤といった，動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し，これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は，これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は，地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし，平均値を基本ケース（表 3-5 に示すケース①）とした場合に加えて，平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差( $\sigma$ )のケース（表 3-5 に示すケース②及び③）について確認を行う。なお，液状化強度特性については下限値を設定しており，最も液状化の影響が大きい物性を採用していることから，液状化強度特性のばらつきは考慮しない。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は，補足-600-1「地盤の支持性能について」に示す。

表 3-5 耐震評価における解析ケースの一覧

解析ケース	地盤物性	
	旧表土，盛土， <b>D</b> 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)	<b>C<sub>L</sub></b> 級岩盤， <b>C<sub>M</sub></b> 級岩盤， <b>C<sub>H</sub></b> 級岩盤， <b>B</b> 級岩盤 ( $G_d$ ：動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース③	平均値 - 1 $\sigma$	平均値

注記 \*：アクセスルートにおいては構造部材として定義

##### (2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては，(1)において，構造部材であるアクセスルート（セメント改良土）のばらつきを考慮することから，(1)の検討に含まれる。

##### (3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

アクセスルートの耐震評価においては，基本ケース（ケース①）において，基準地震動  $S_s$ （7 波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（13 波）を加えた全 20 波を実施する。

上記のケース①において，すべり安全率が最も厳しい地震動を用いて，図 3-10 に示すケース②～③を実施する。また，上記解析ケースの結果を踏まえ，更に照査値が大き

くなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表 3-6 に示す。

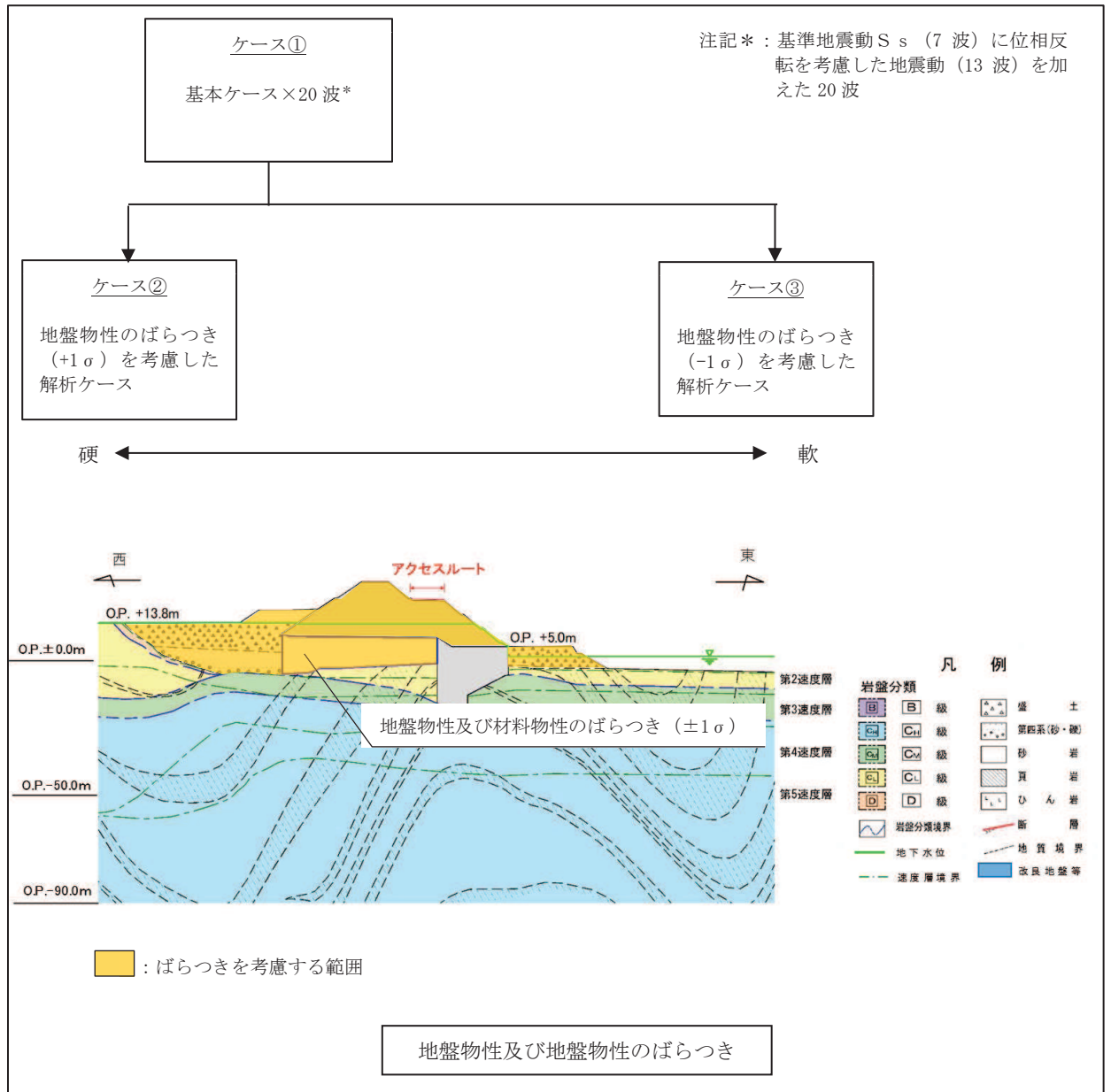


図 3-10 耐震評価における解析ケース

表 3-6 耐震評価における解析ケース

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 <sub>s</sub> -D 1	++* <sup>1</sup>	○	基準地震動 S <sub>s</sub> (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、すべり安全率が最も厳しい地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+* <sup>1</sup>	○		
		+-* <sup>1</sup>	○		
		--* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -D 2	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		
		+-* <sup>1</sup>	○		
		--* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -D 3	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		
		+-* <sup>1</sup>	○		
		--* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -F 1	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -F 2	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -F 3	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		
	S <sub>s</sub> -N 1	++* <sup>1</sup>	○		
		-+* <sup>1</sup>	○		

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

#### 4. 評価条件

##### 4.1 入力地震動の設定

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  $S_s$  を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。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」に示す地下構造モデルを用いる。

図4-1に入力地震動算定の概念図を、図4-2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」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。

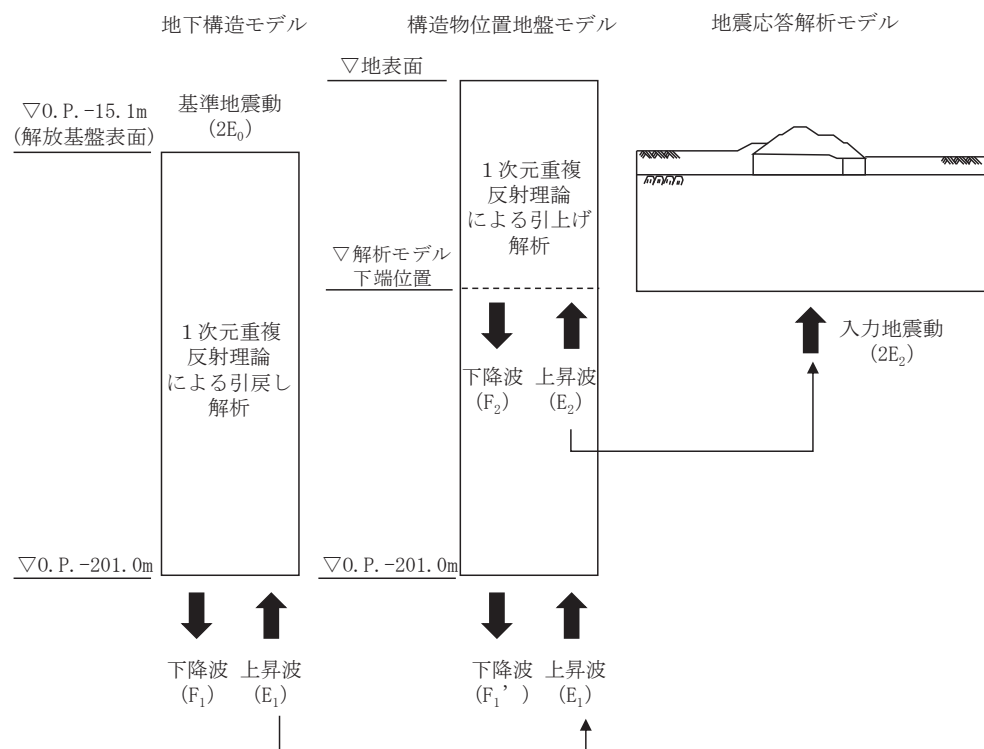
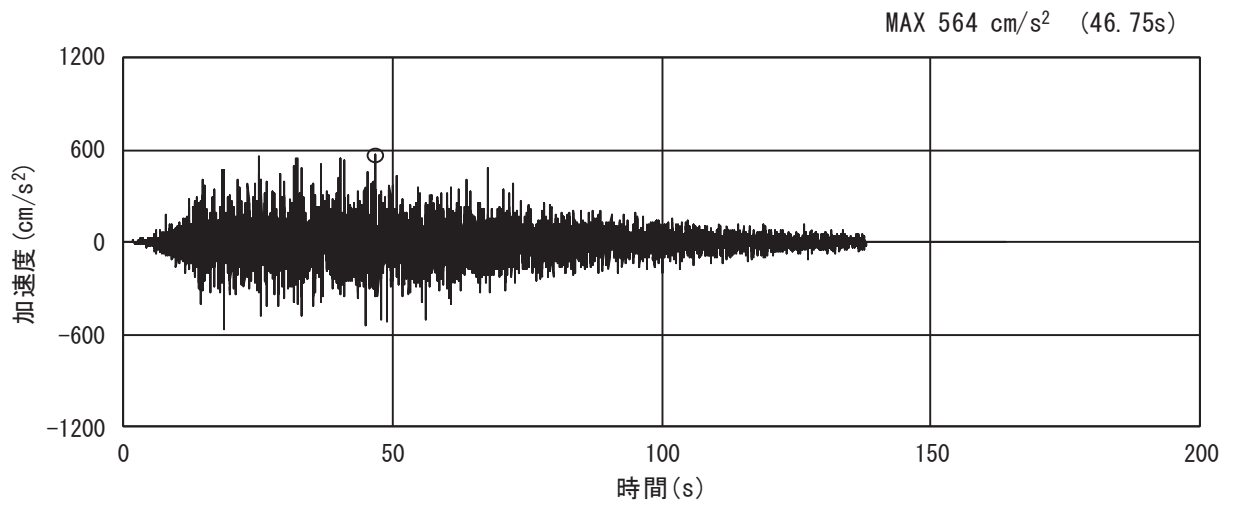
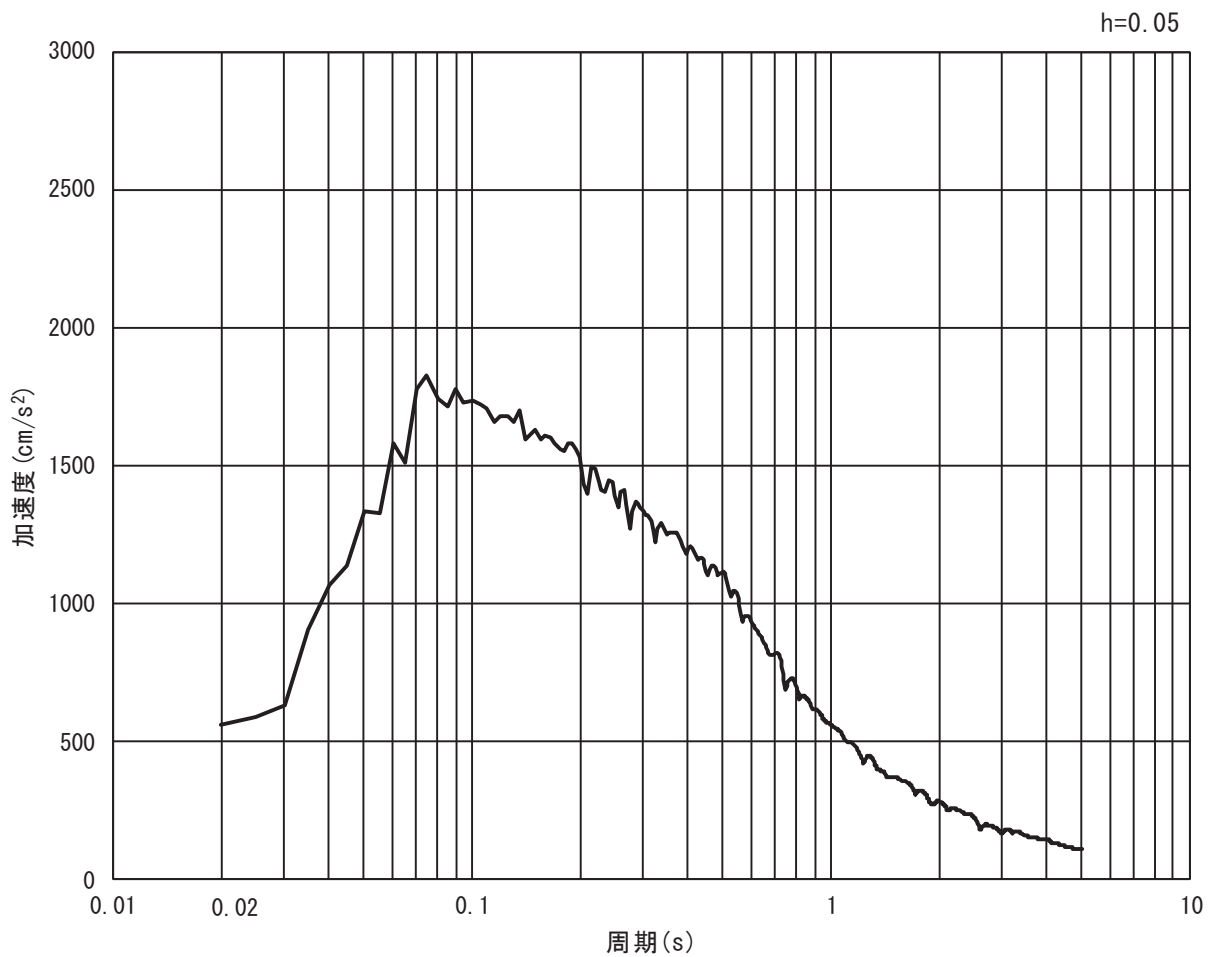


図4-1 入力地震動算定の概念図



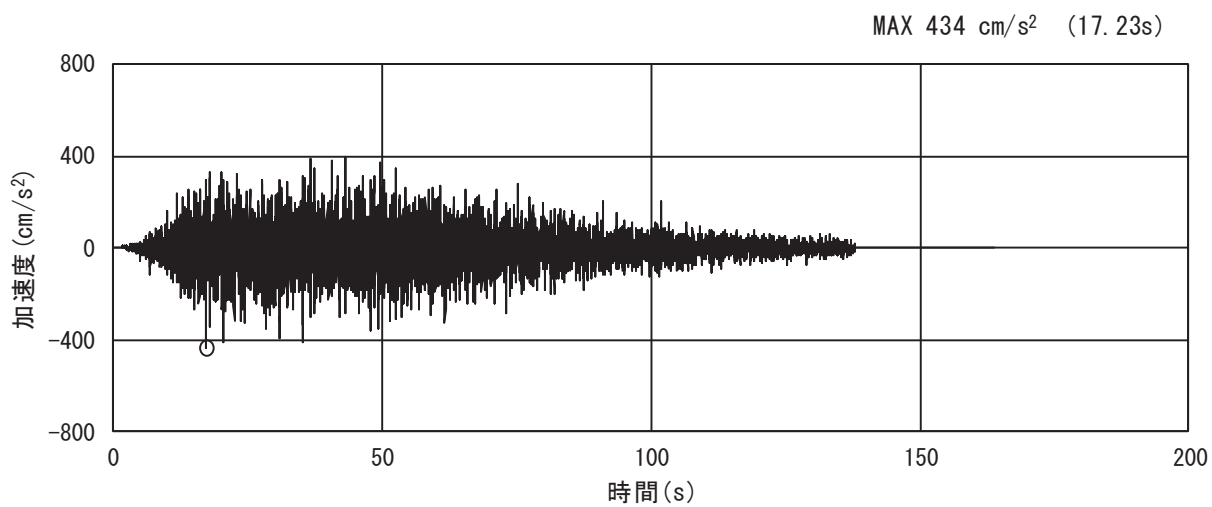
(a) 加速度時刻歴波形



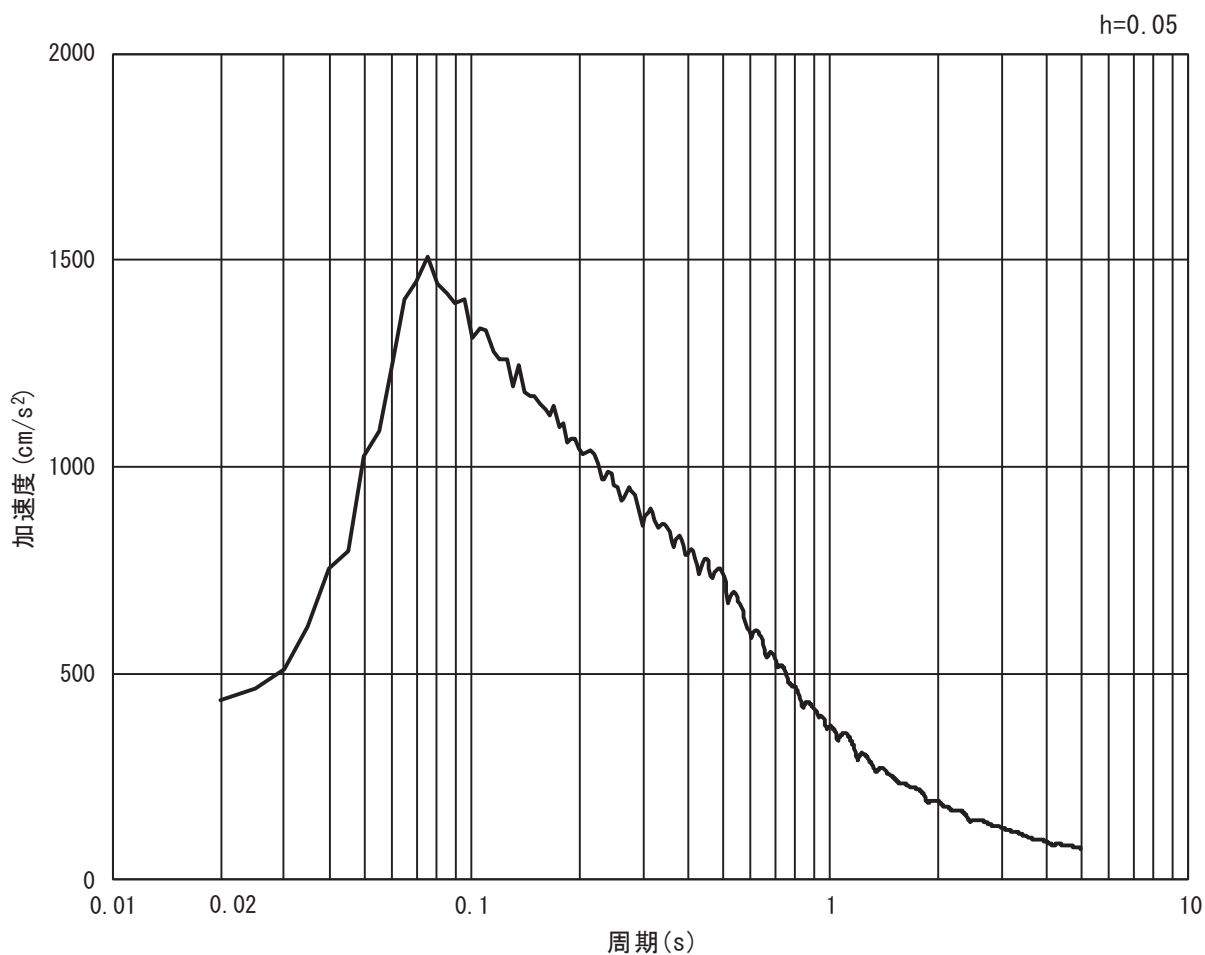
(b) 加速度応答スペクトル

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



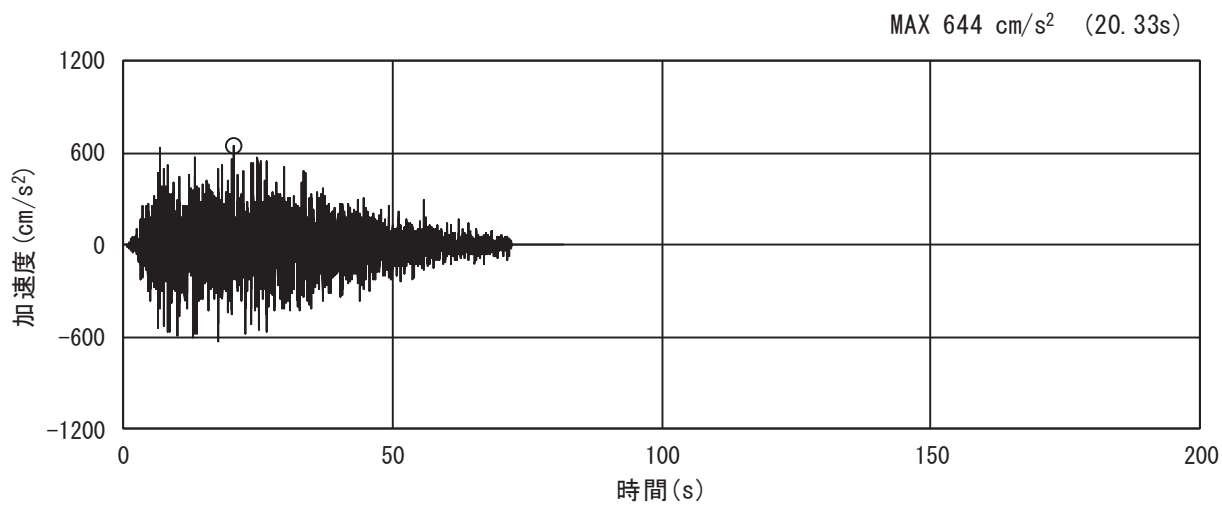


(a) 加速度時刻歴波形

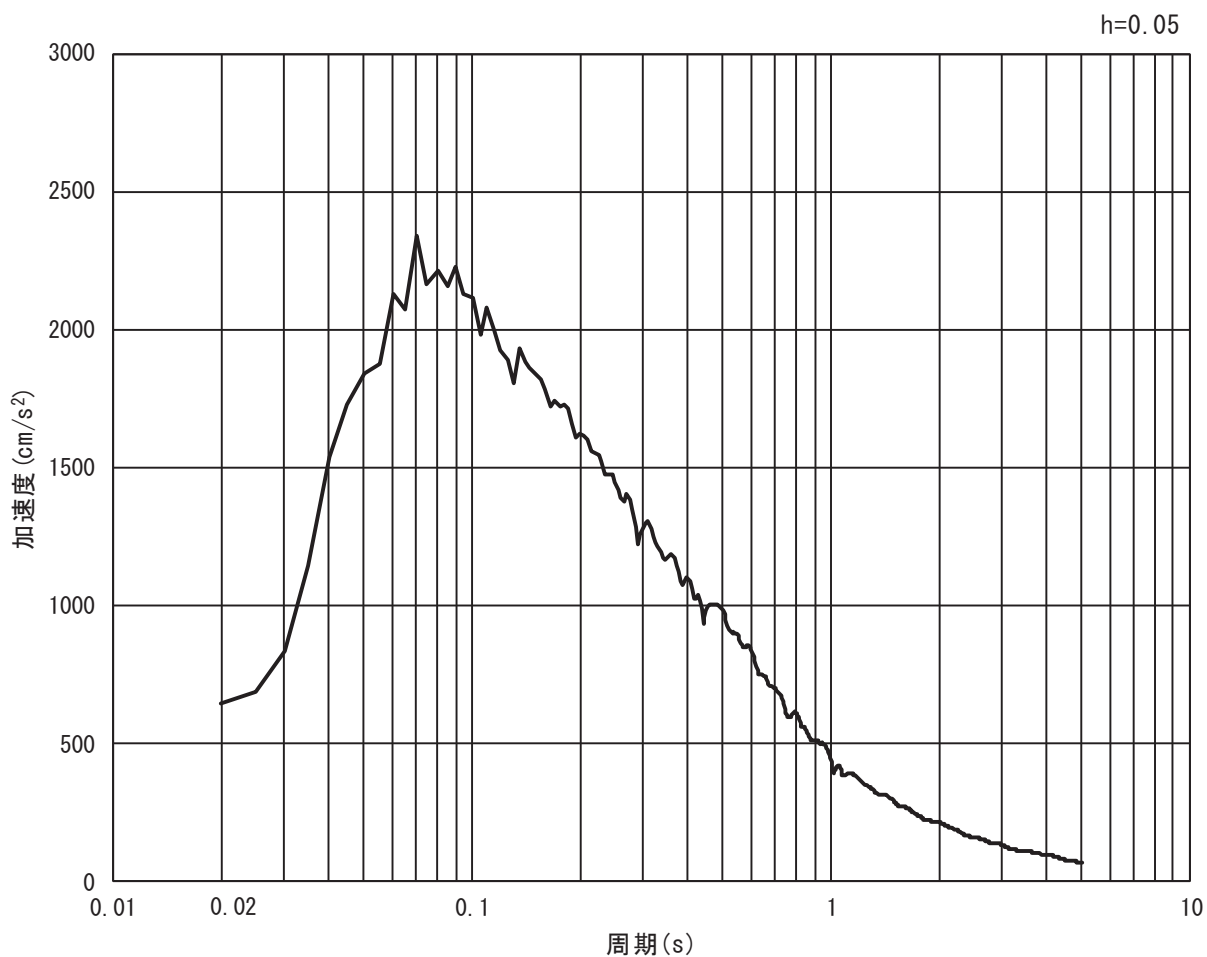


(b) 加速度応答スペクトル

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

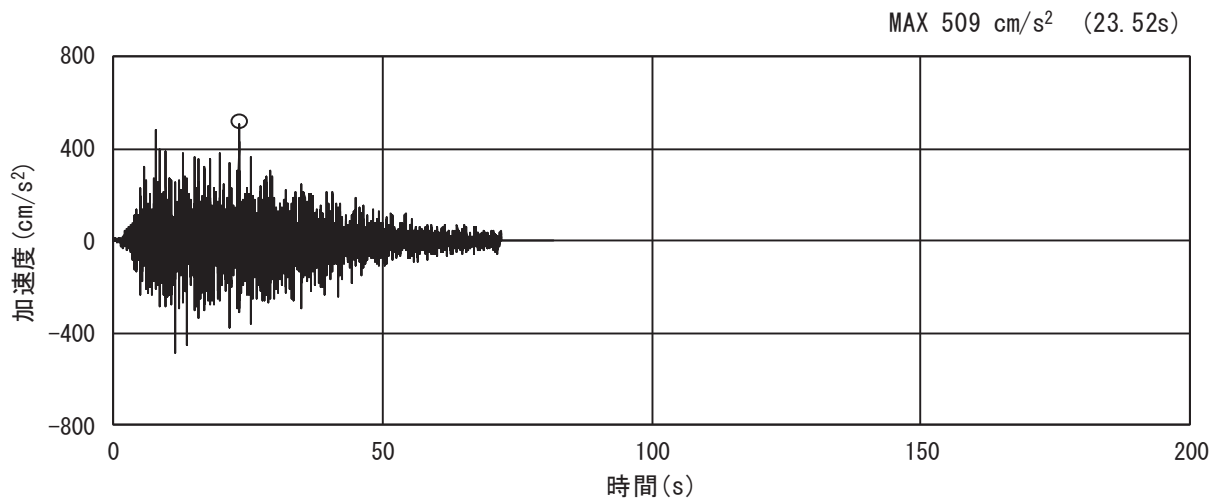


(a) 加速度時刻歴波形

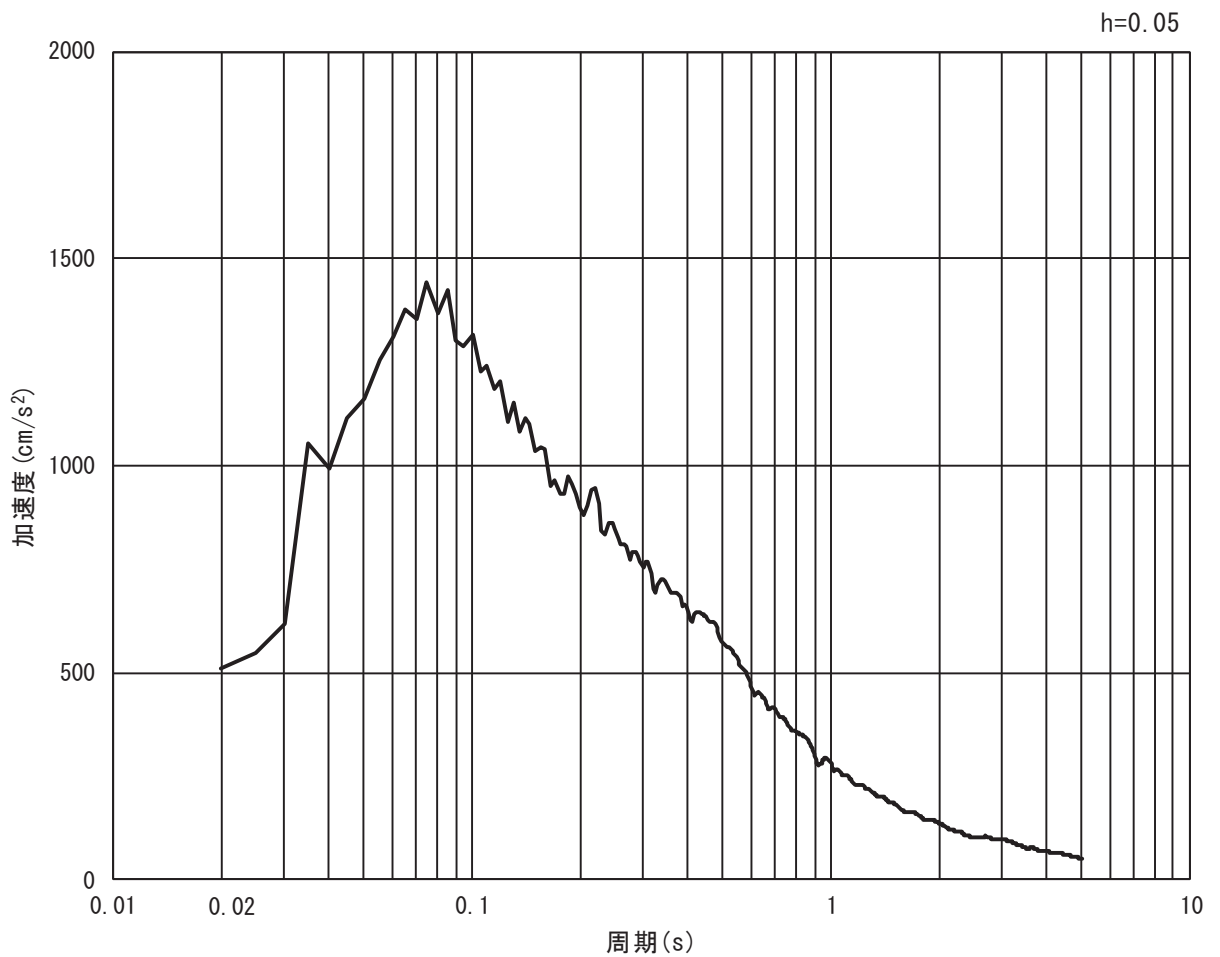


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 2)

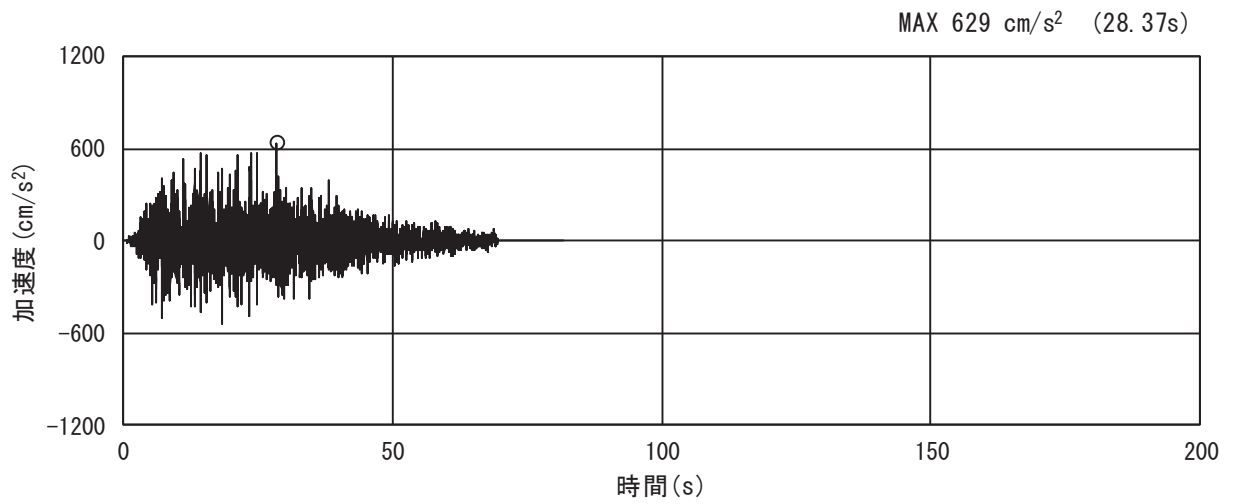


(a) 加速度時刻歴波形

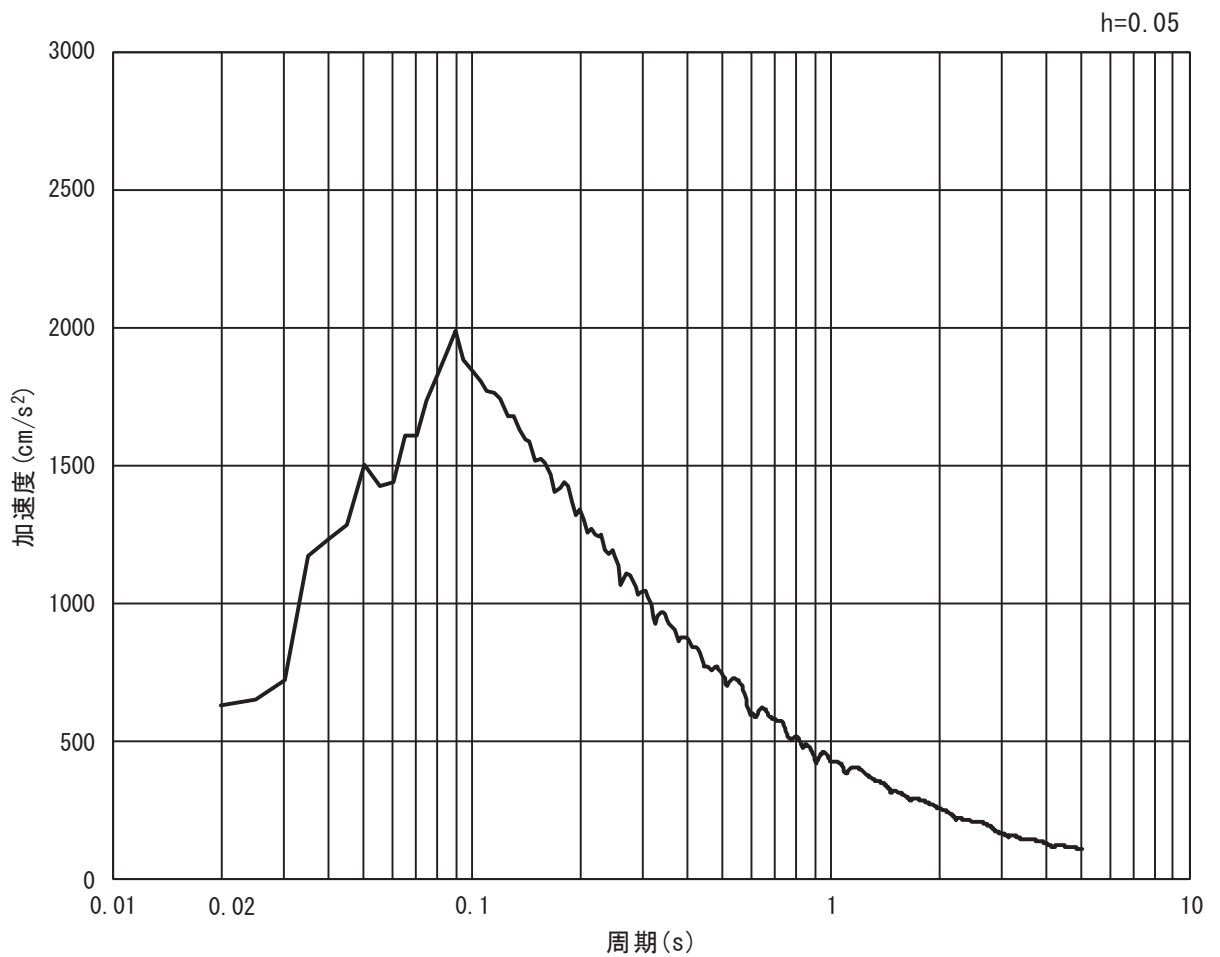


(b) 加速度応答スペクトル

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

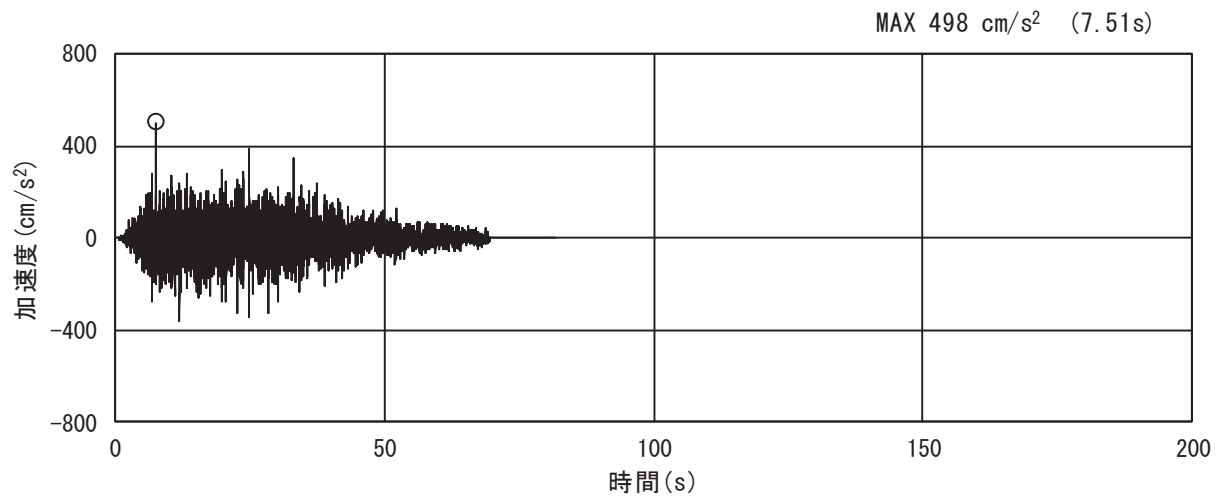


(a) 加速度時刻歴波形

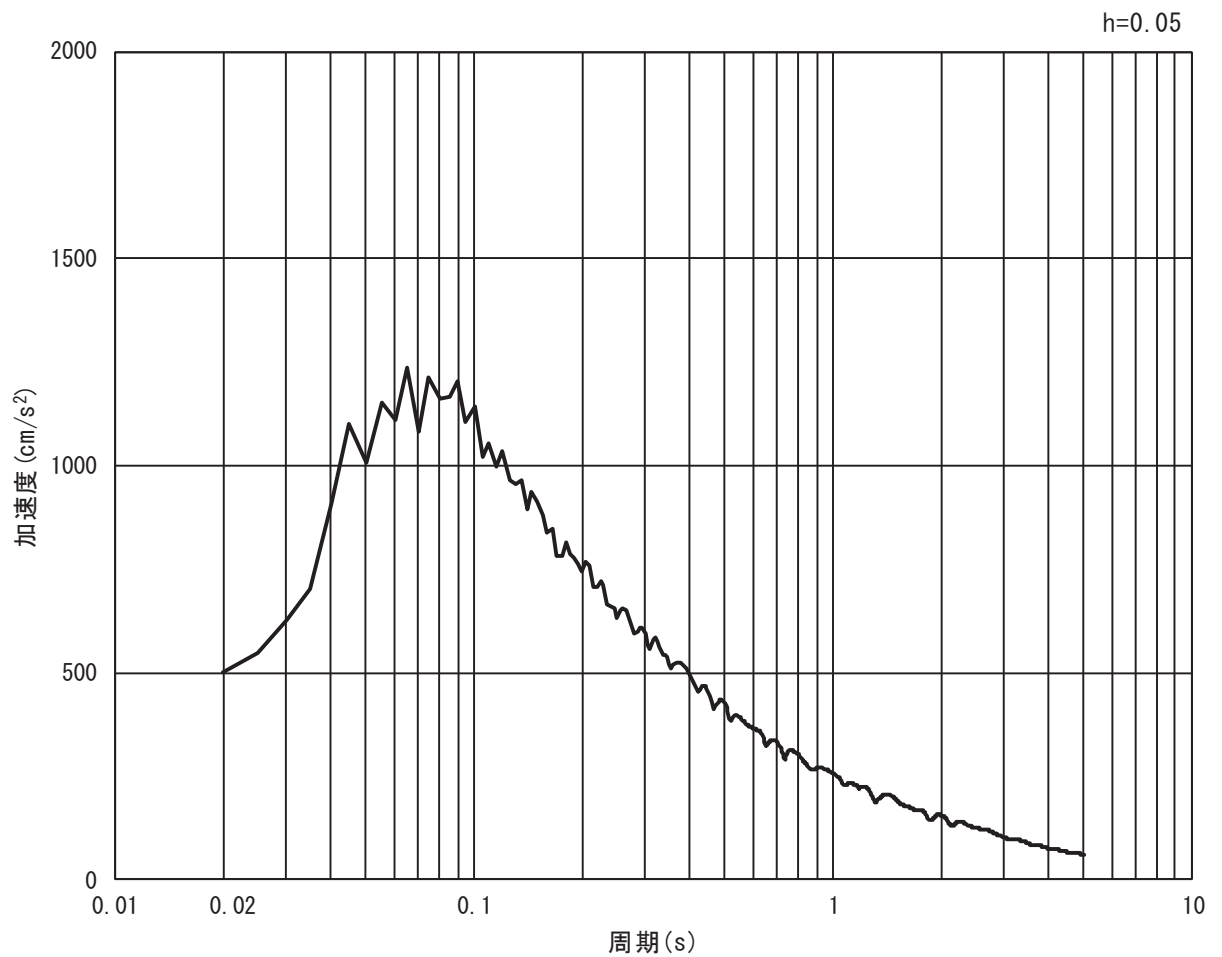


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - D 3)

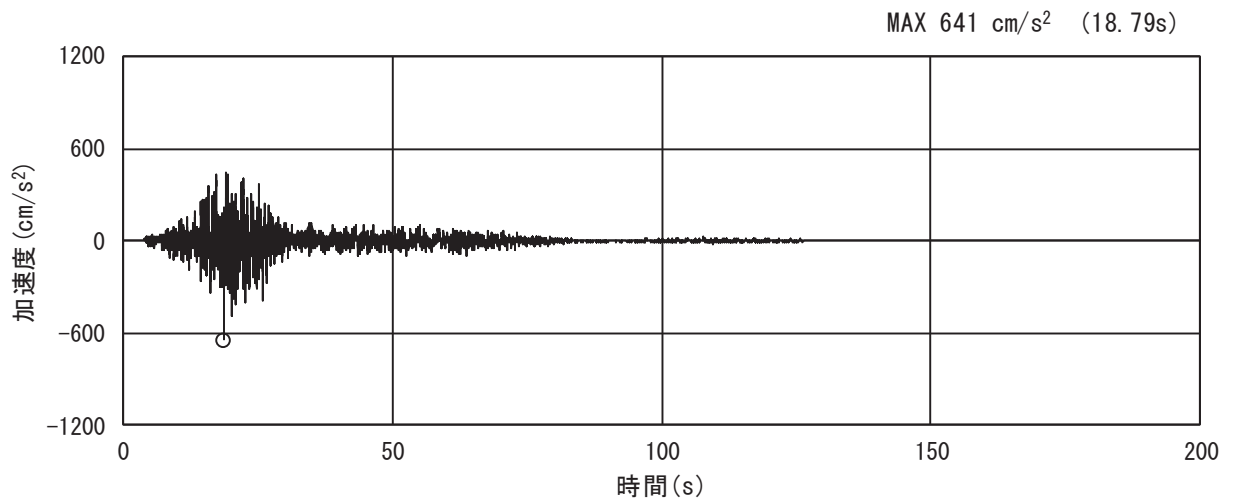


(a) 加速度時刻歴波形

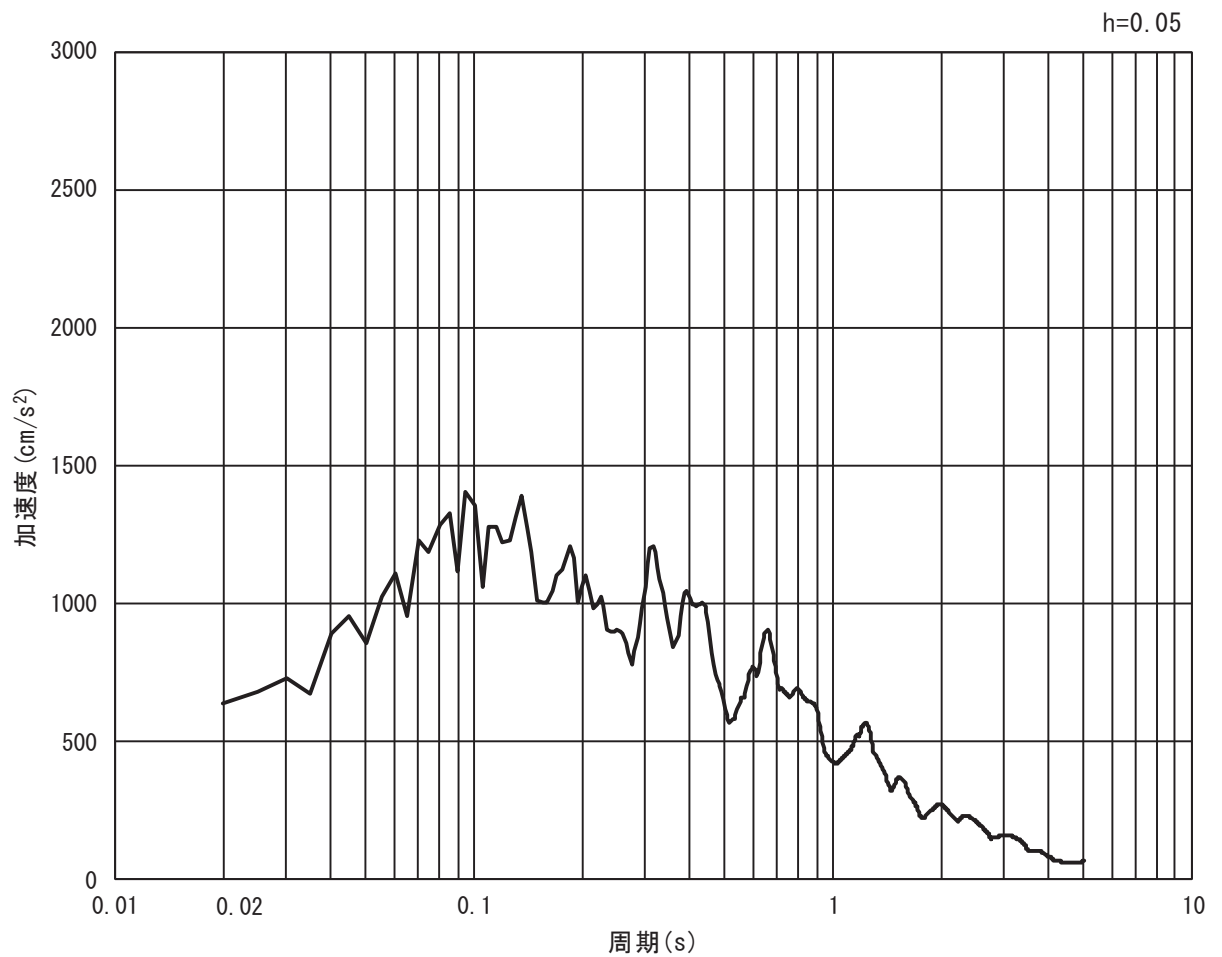


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - D 3)

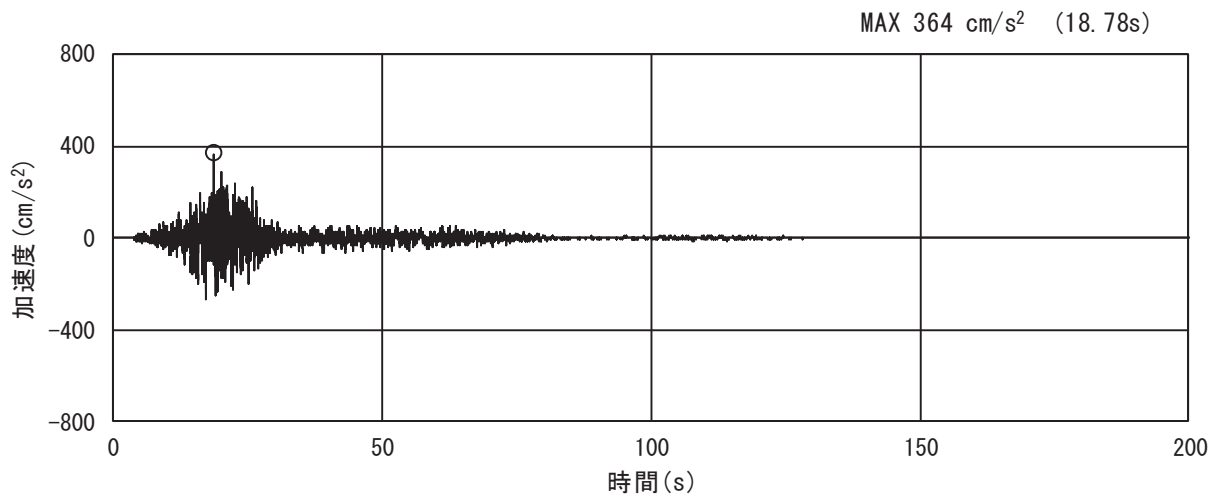


(a) 加速度時刻歴波形

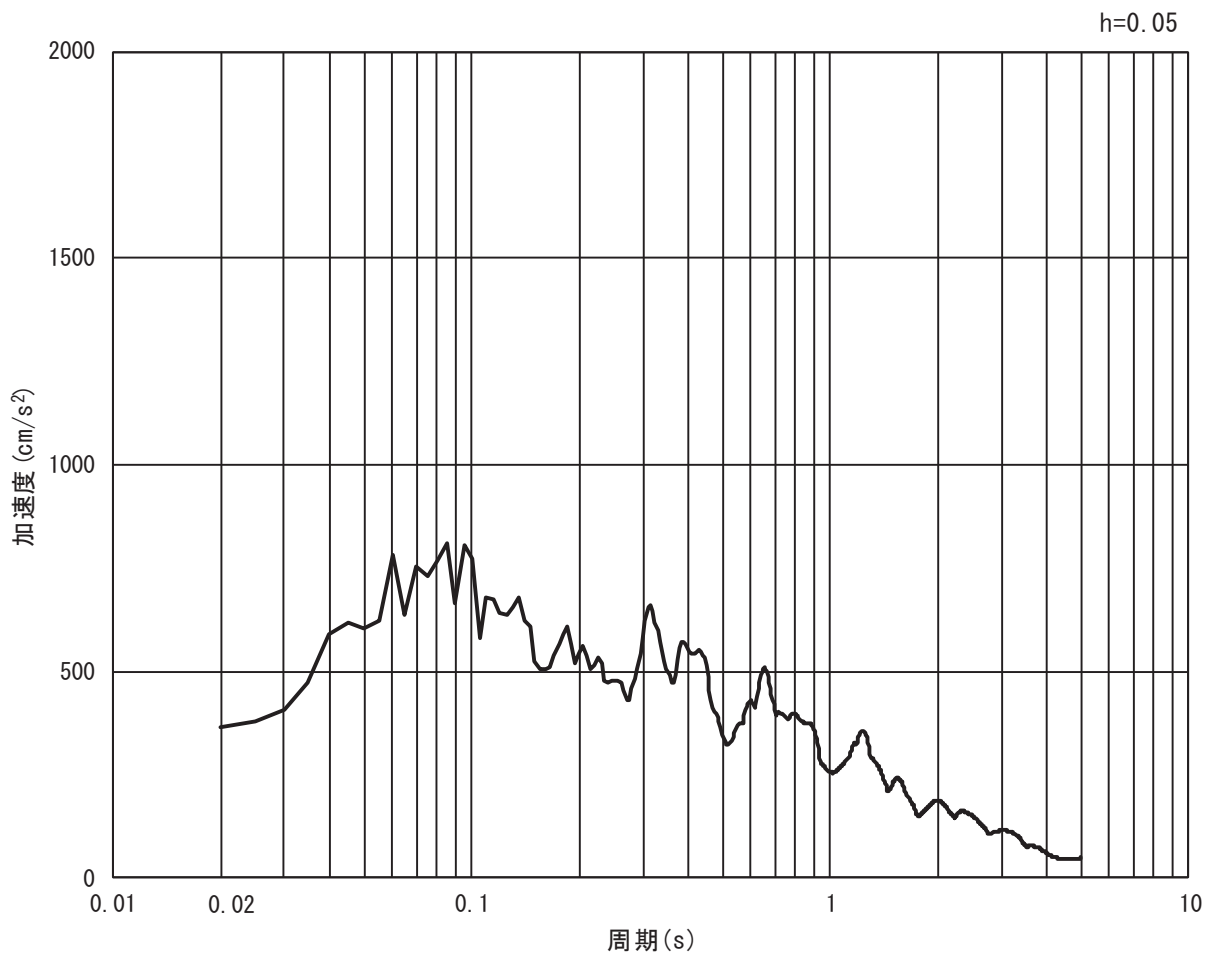


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 1)



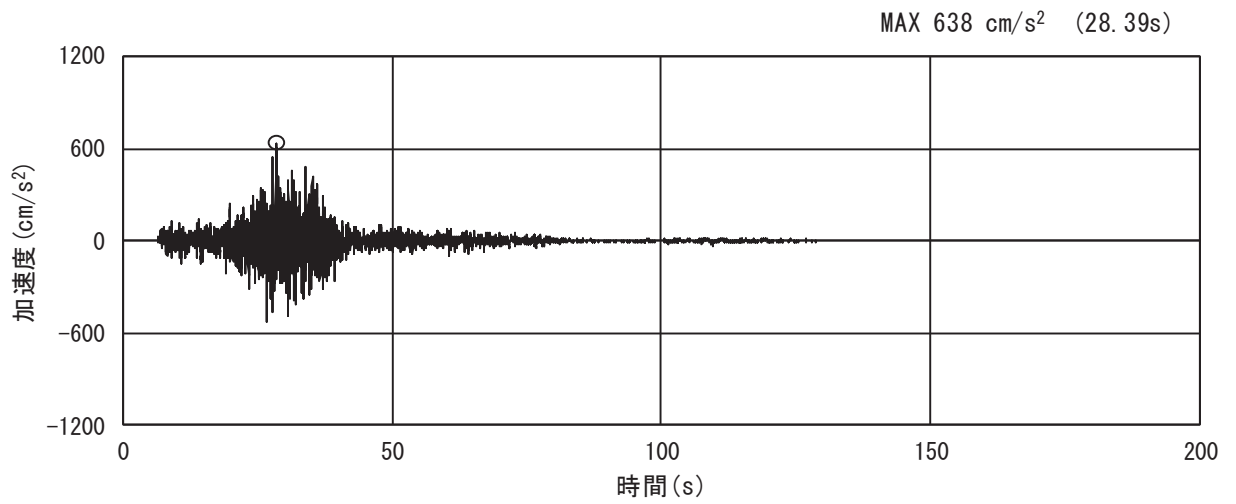
(a) 加速度時刻歴波形



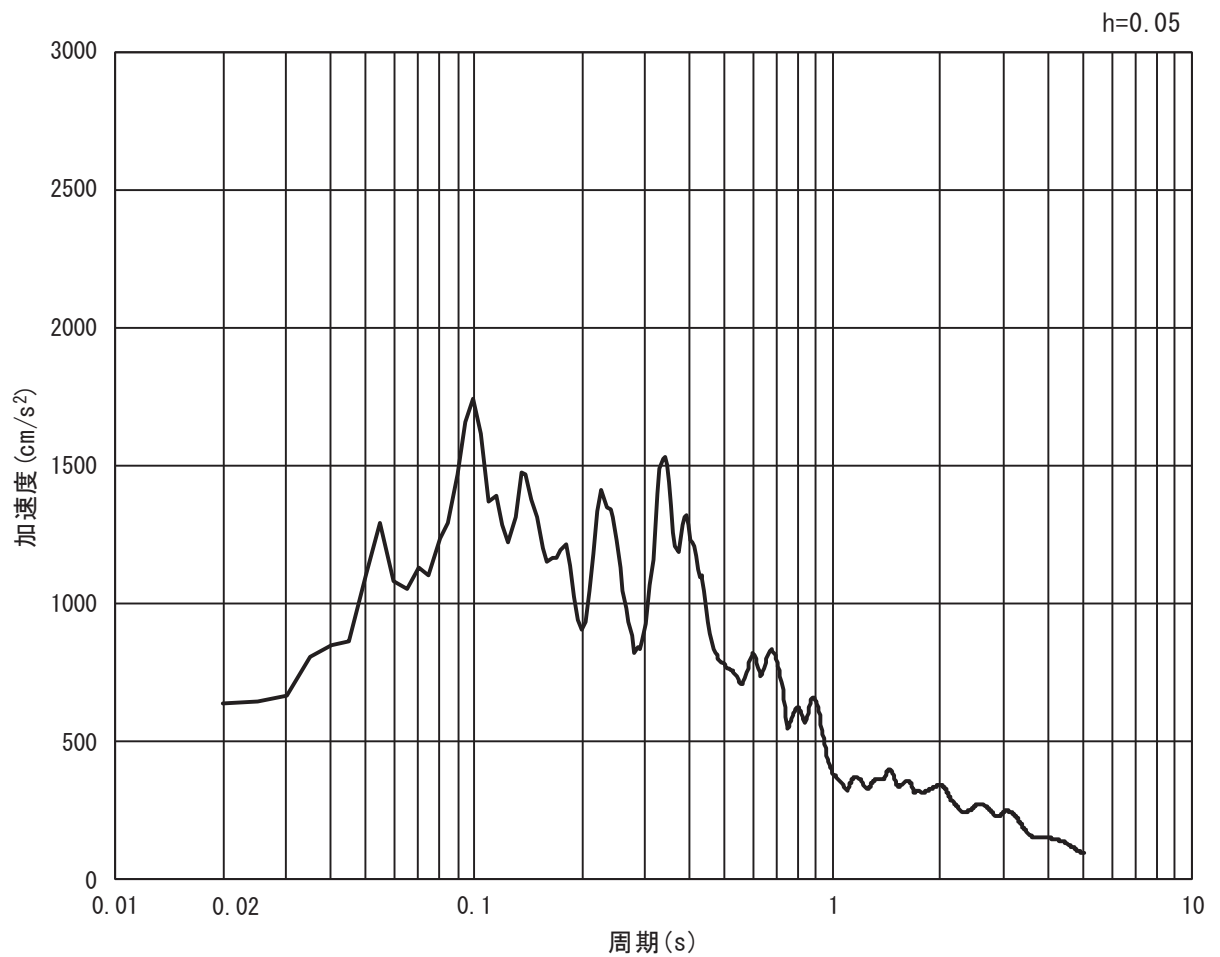
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(鉛直方向：S s - F 1)



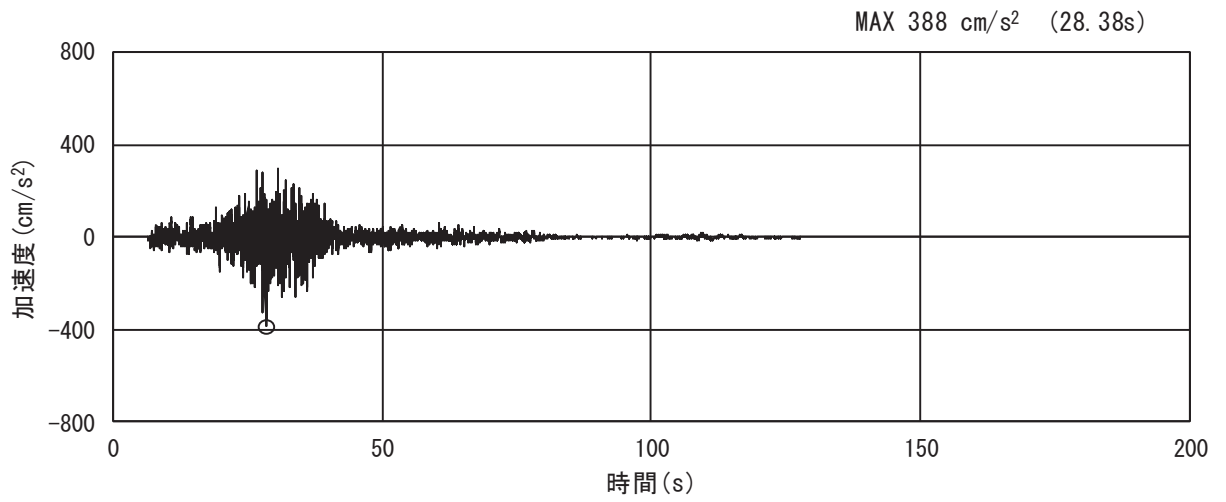
(a) 加速度時刻歴波形



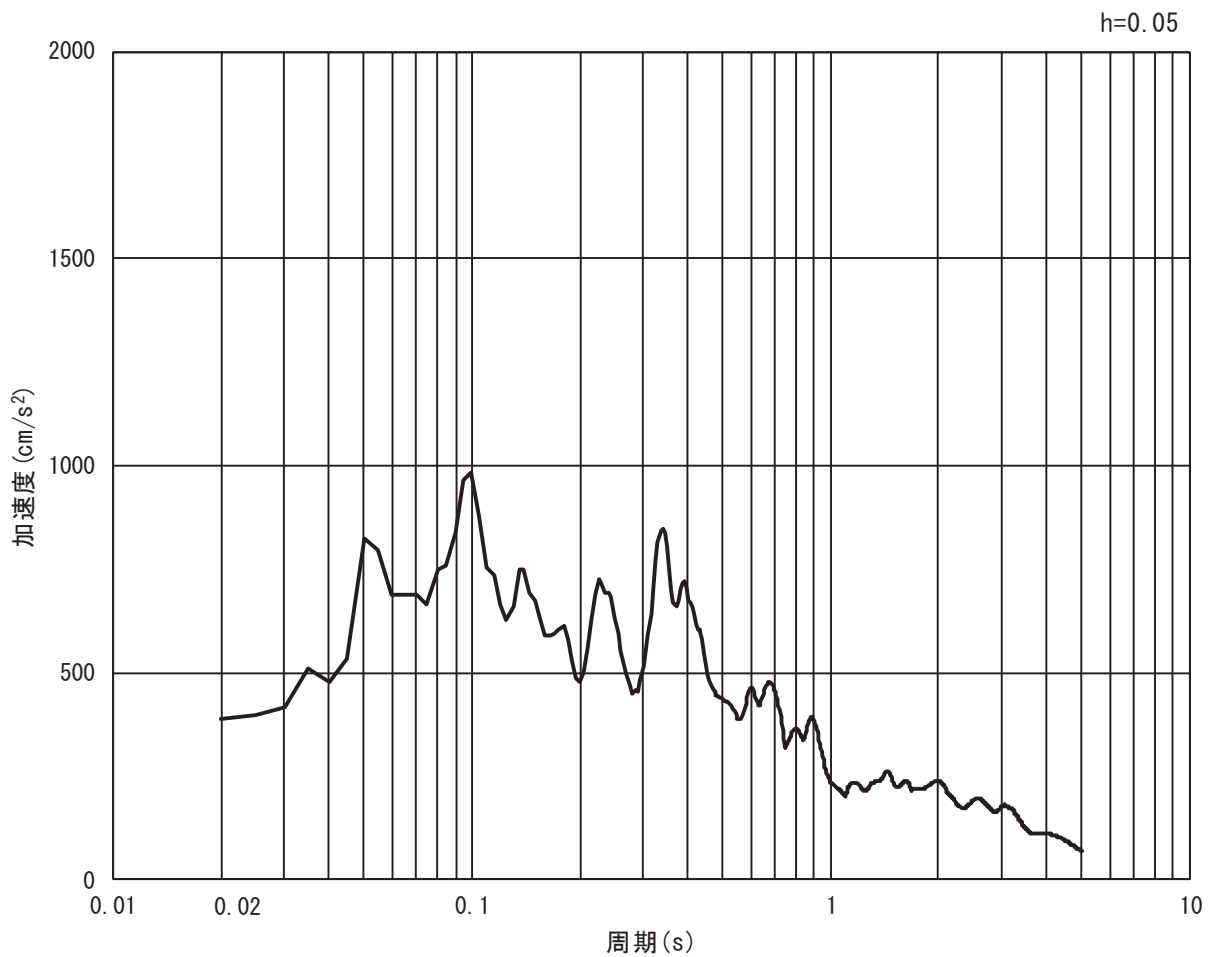
(b) 加速度応答スペクトル

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



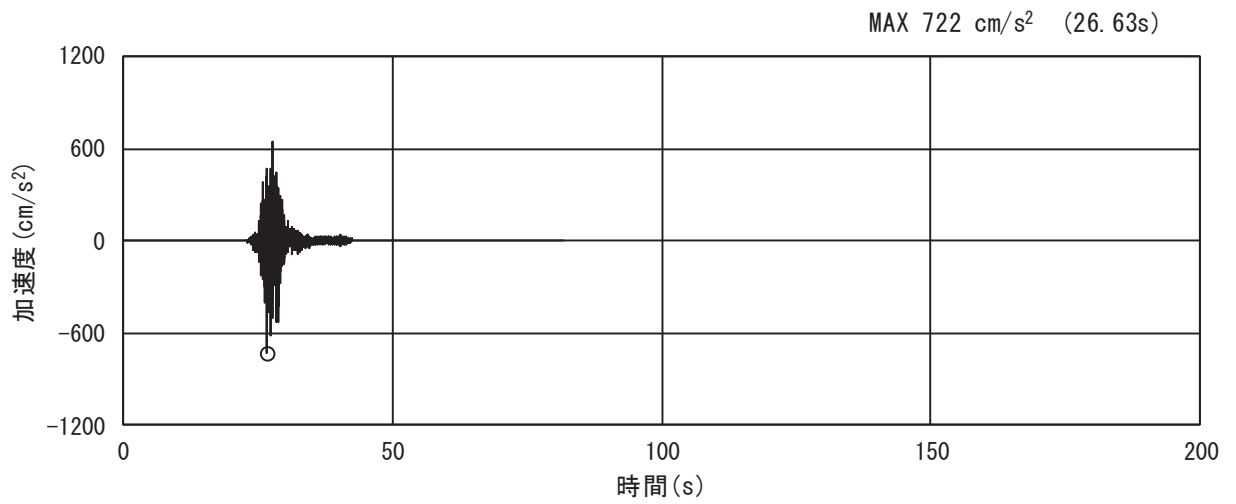


(a) 加速度時刻歴波形

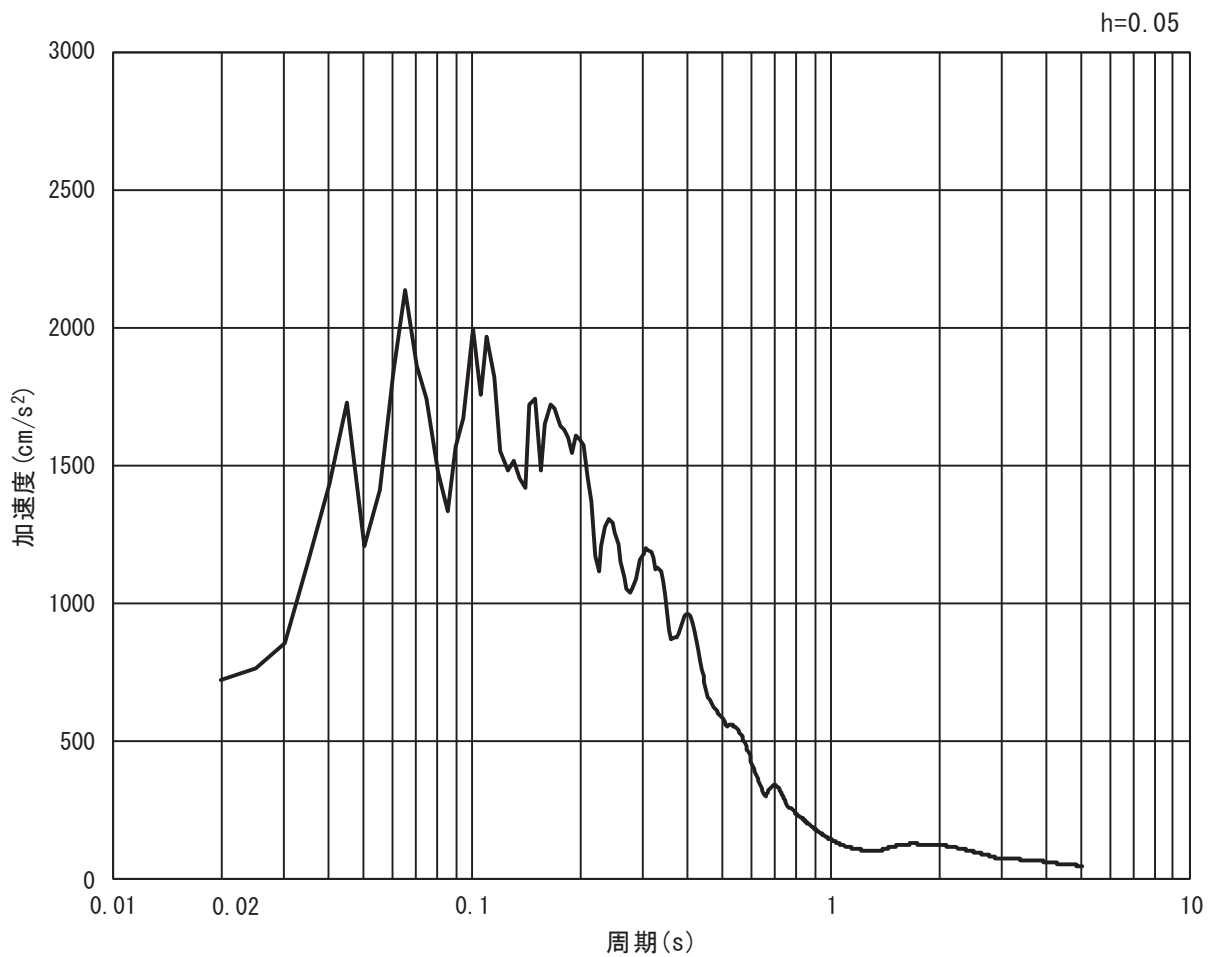


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向：S s - F 2)

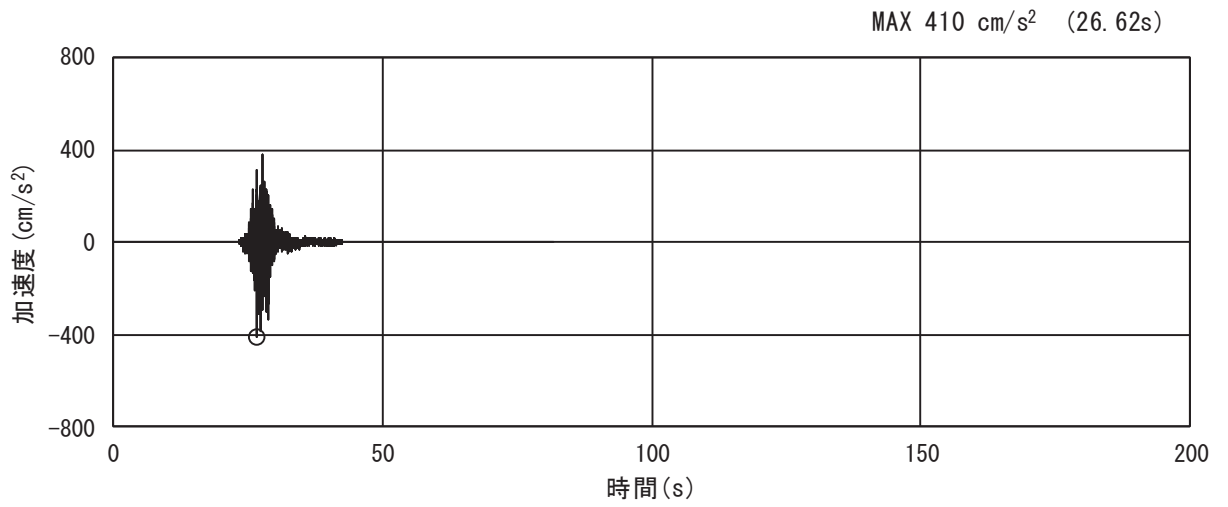


(a) 加速度時刻歴波形

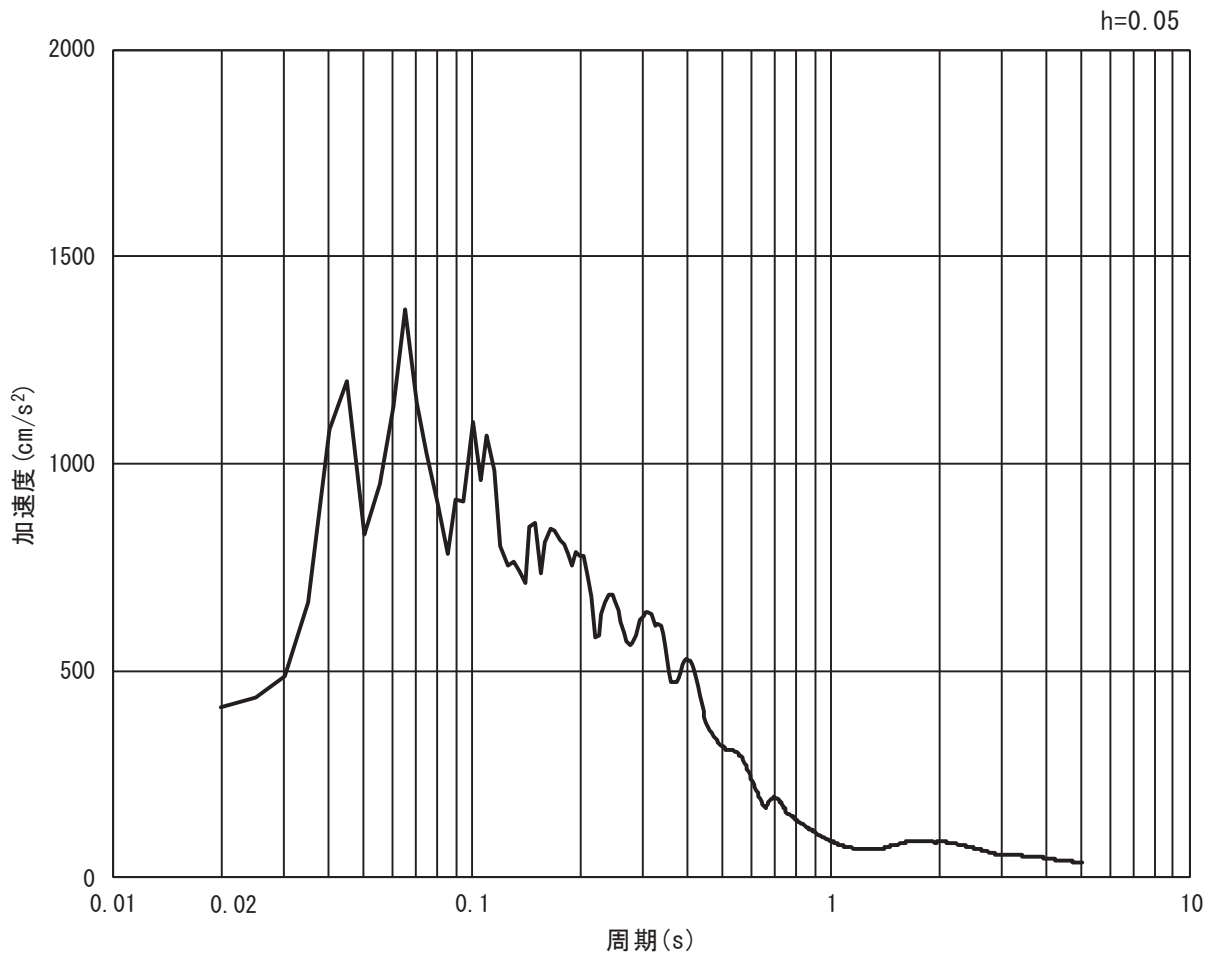


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平方向 : S s - F 3)

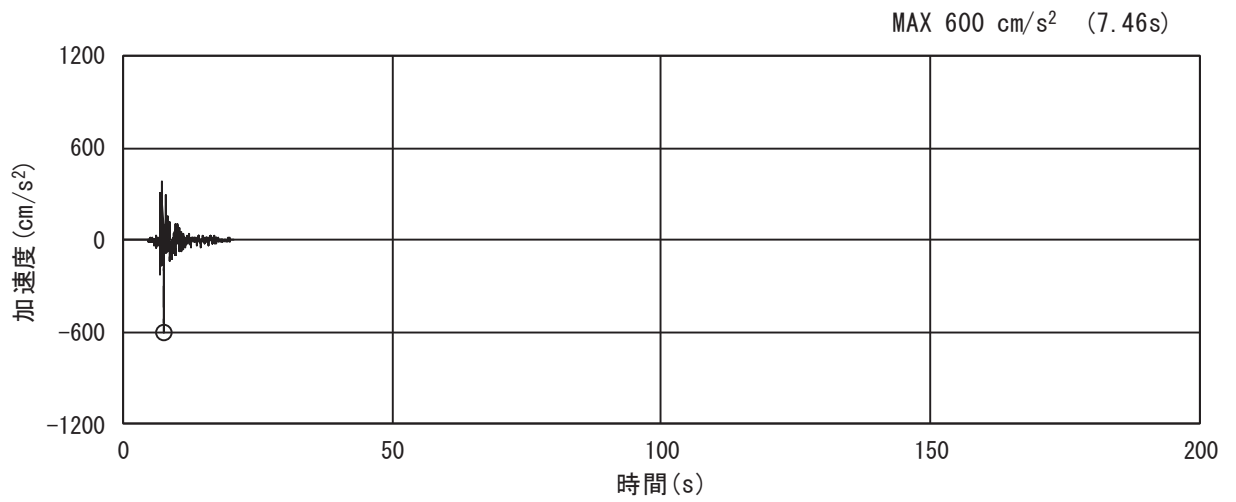


(a) 加速度時刻歴波形

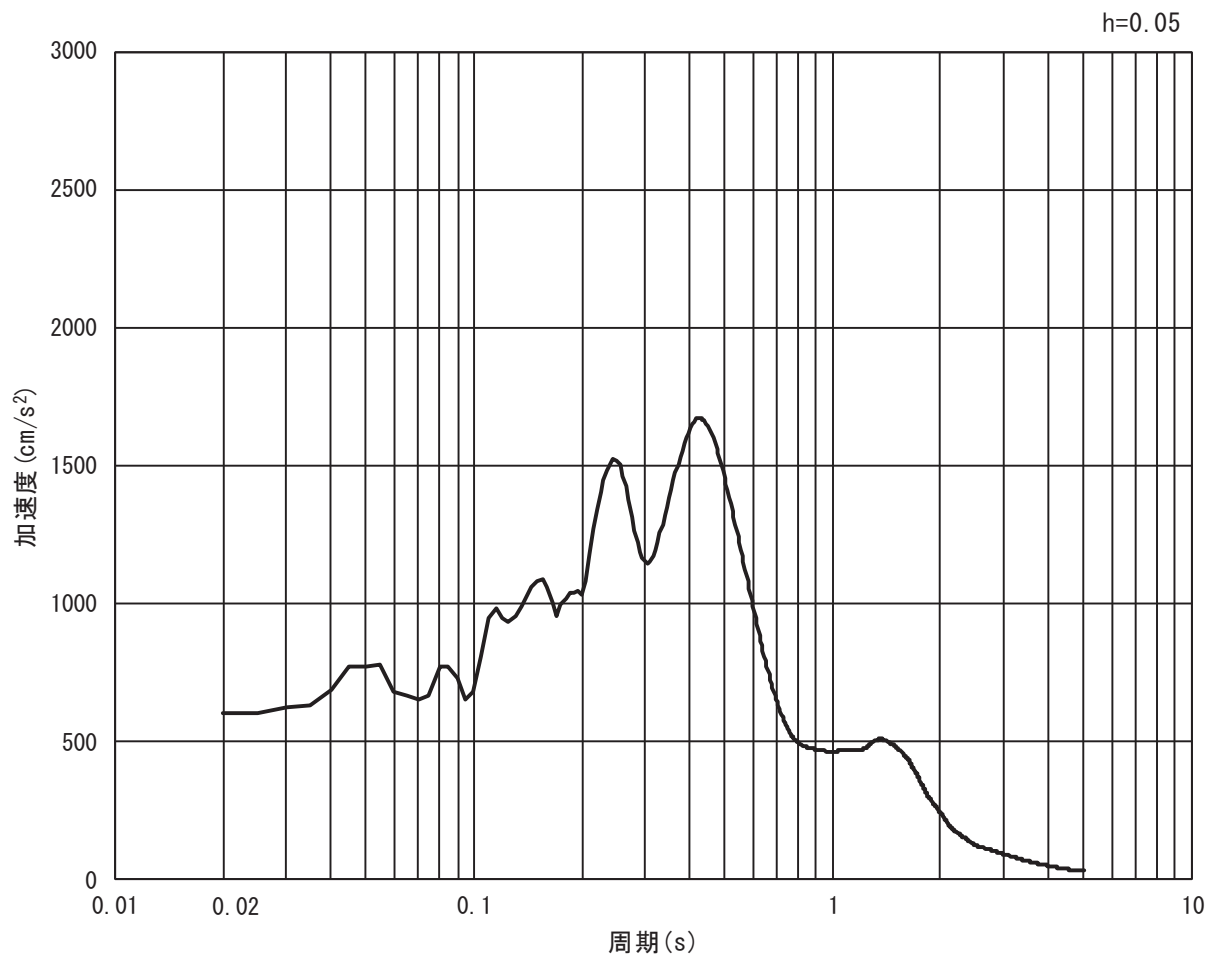


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - F 3)

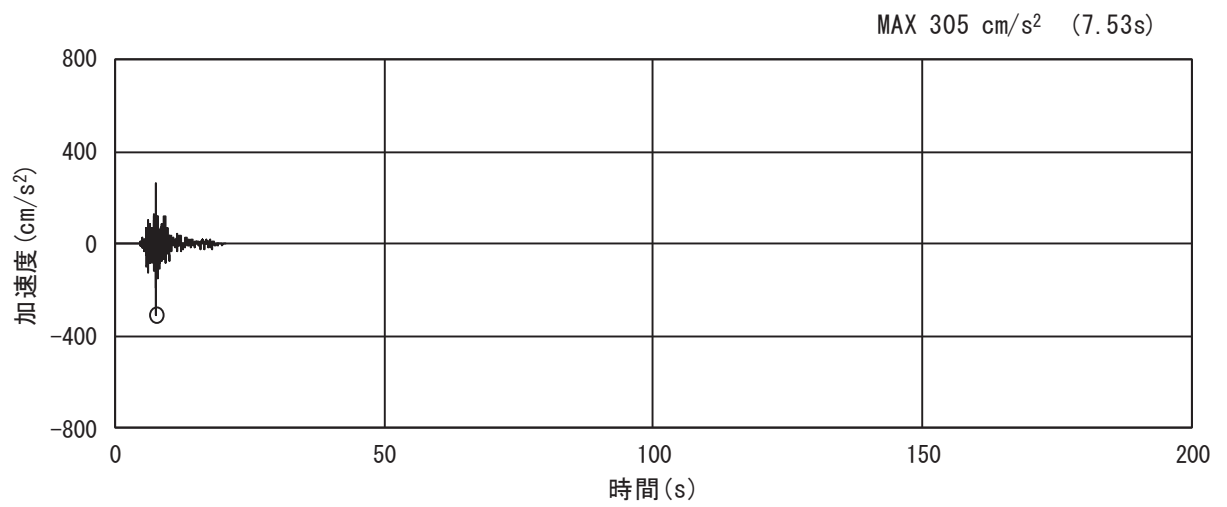


(a) 加速度時刻歴波形

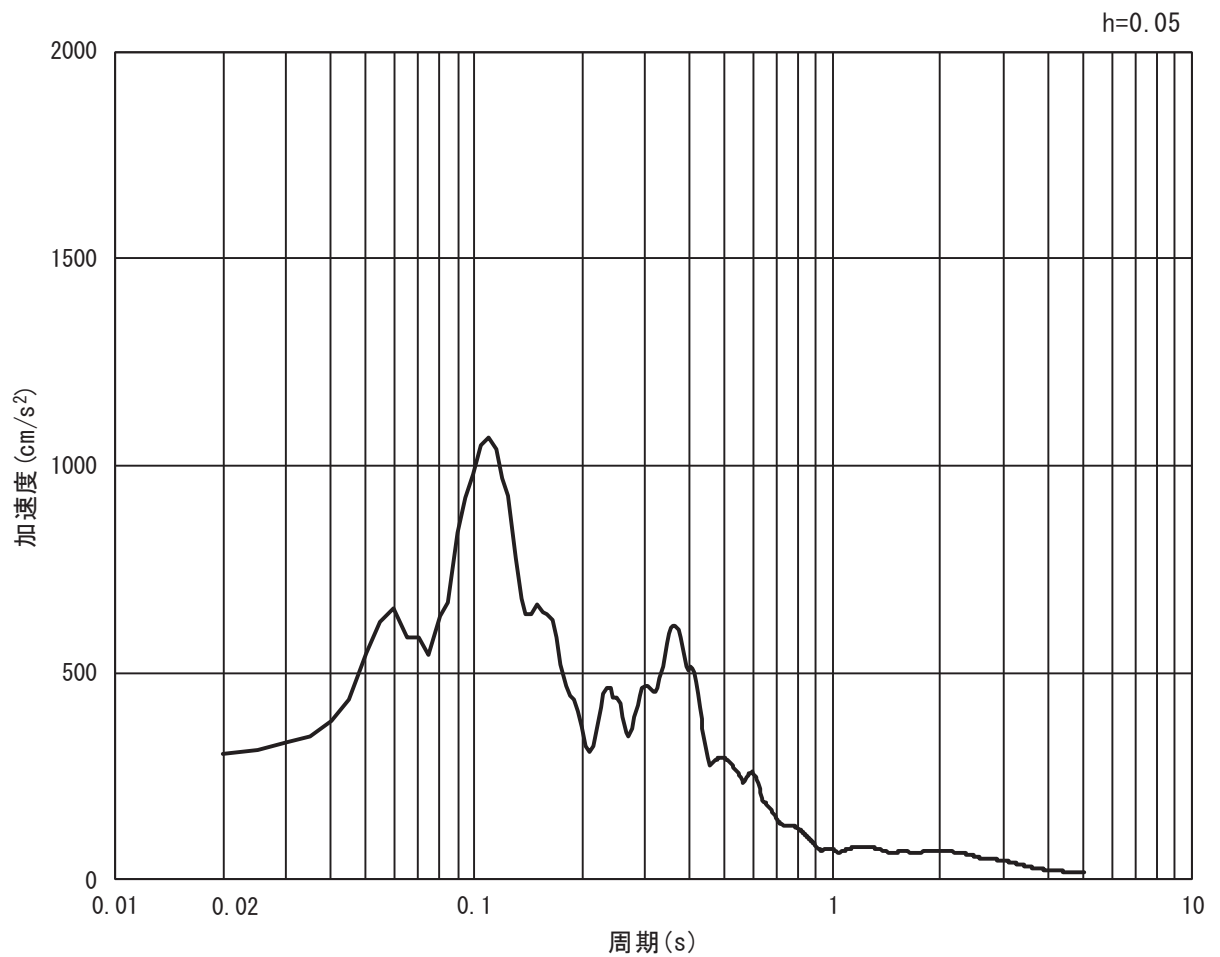


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(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 4-2(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直方向 : S s - N 1)

## 4.2 許容限界の設定

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。

### 4.2.1 すべり安全率に対する許容限界

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」に基づき、表 4-1 に示すすべり安全率とする。

すべり安全率の算定フローを図 4-3 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求める。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として±5° 間隔で設定し、最も厳しいすべり線として、最小すべり安全率のすべり線を選定する。セメント改良土の想定すべり線を図 4-4 に示す。

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－1σ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。

表 4-1 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

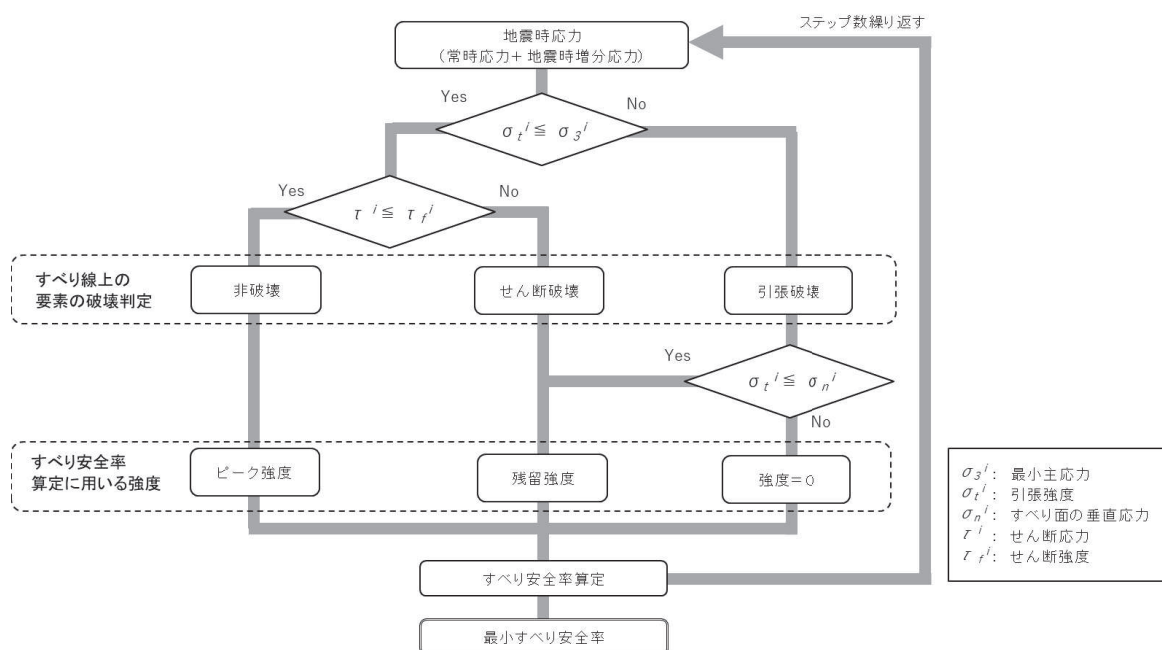


図 4-3 すべり安全率算定のフロー

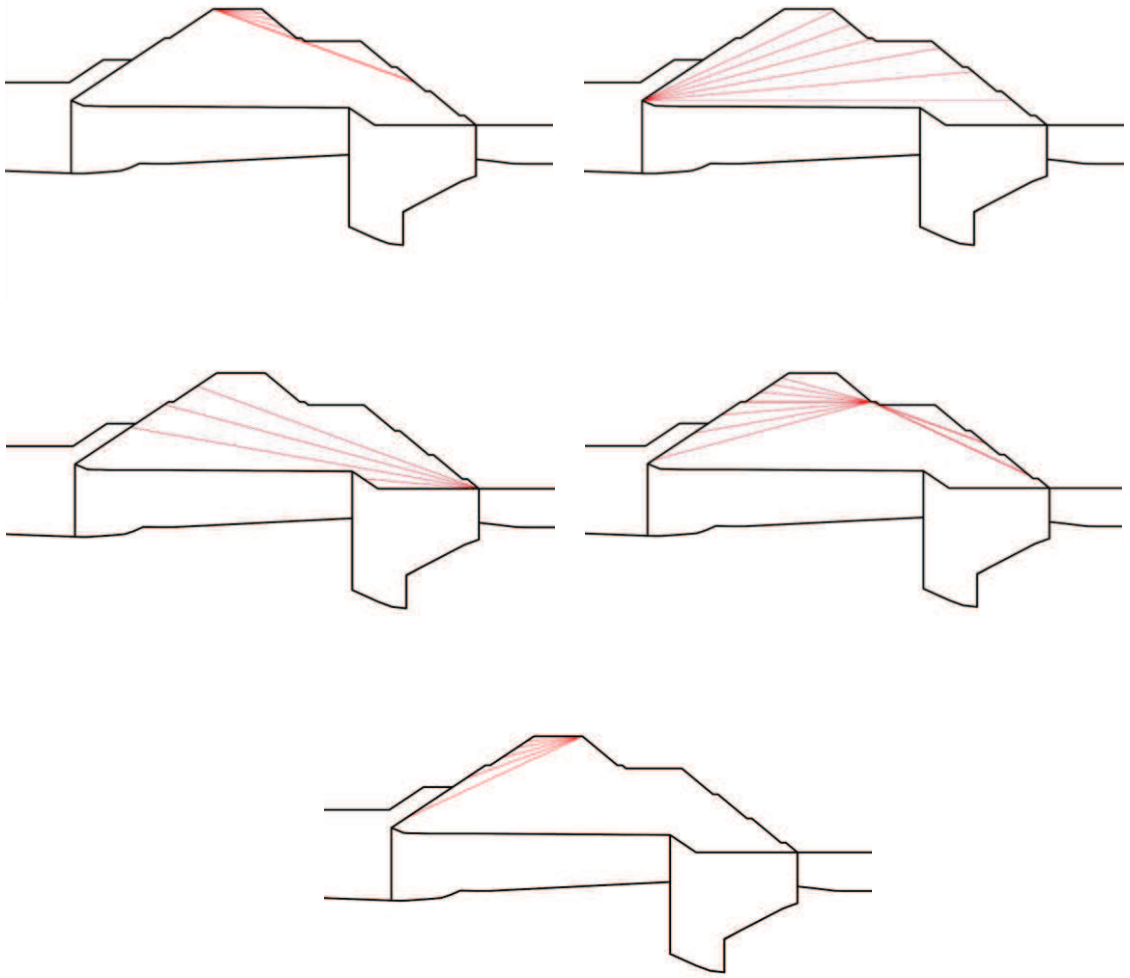


図 4-4 セメント改良土の想定すべり線

## 5. 評価結果

### 5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「局所安全係数分布」，「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を記載する。

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，すべり安全率が最も厳しい（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。

#### 5.1.1 解析ケースと照査値

##### (1) セメント改良土のすべり安全率照査

表 5-1 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 5-1 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

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 <sub>s</sub> -D1	++	4.2	4.1		
	-+	3.4	3.3		
	+-	4.3	4.1		
	--	3.5	3.4		
S <sub>s</sub> -D2	++	3.5	3.3		
	-+	4.2	4.1		
	+-	3.5	3.4		
	--	3.8	3.7		
S <sub>s</sub> -D3	++	4.7	4.5		
	-+	3.8	3.7		
	+-	4.7	4.5		
	--	3.8	3.7		
S <sub>s</sub> -F1	++	5.3	5.1		
	-+	5.3	5.1		
S <sub>s</sub> -F2	++	3.8	3.6		
	-+	4.0	3.8		
S <sub>s</sub> -F3	++	5.1	5.0		
	-+	4.3	4.1		
S <sub>s</sub> -N1	++	3.1	3.0	3.2	3.0
	-+	4.1	3.9		

### 5.1.2 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 5-2 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 5-1 に示す。

表 5-2 セメント改良土のすべり安全率評価結果（A-A 断面）

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(++)	③	7.55	3.0

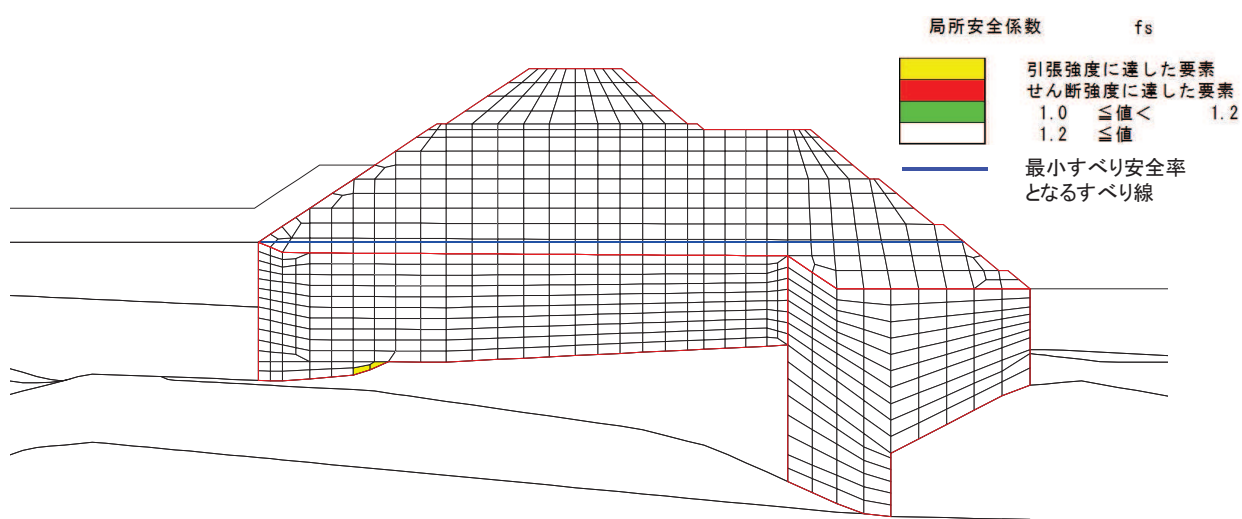


図 5-1 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布  
（A-A 断面，S<sub>s</sub>-N1(++)， $t=7.55s$ ）

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 -  $1\sigma$ ）

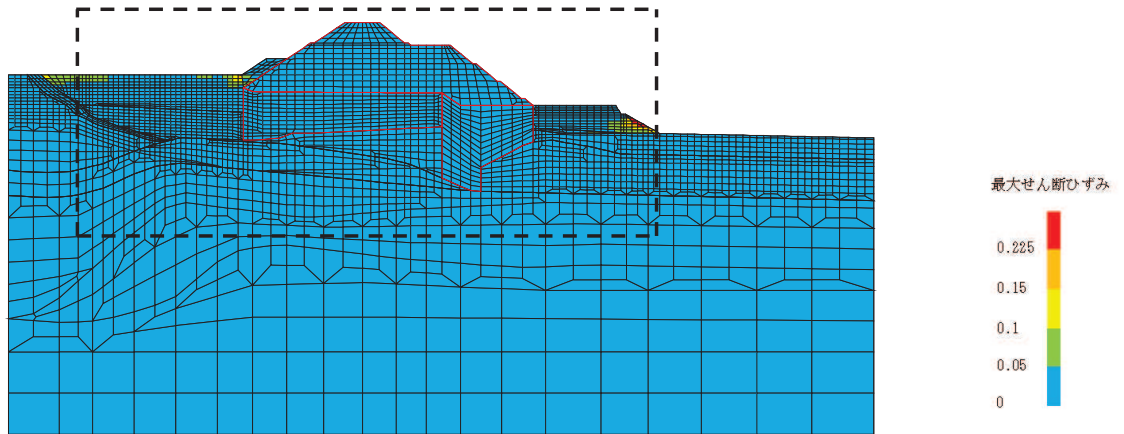
### 5.1.3 最大せん断ひずみ分布

セメント改良土で最小すべり安全率となる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。最小すべり安全率となる解析ケースを表 5-3 に示す。

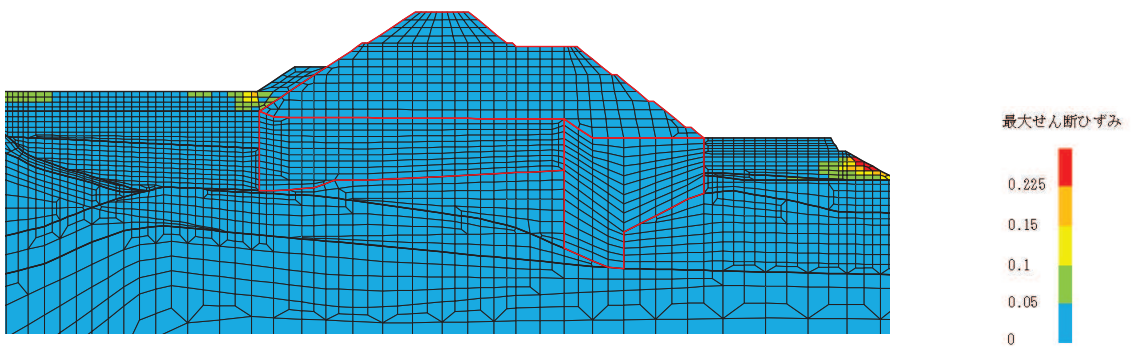
最大せん断ひずみ分布図を、それぞれ図 5-2 に示す。

表 5-3 最小すべり安全率となる解析ケースの一覧 (A-A 断面)

断面	地震動	解析ケース
A-A 断面	S s - N 1 (++)	解析ケース③



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-2 A-A 断面の最大せん断ひずみ分布  
(解析ケース③, S<sub>s</sub>-N1 (++) )

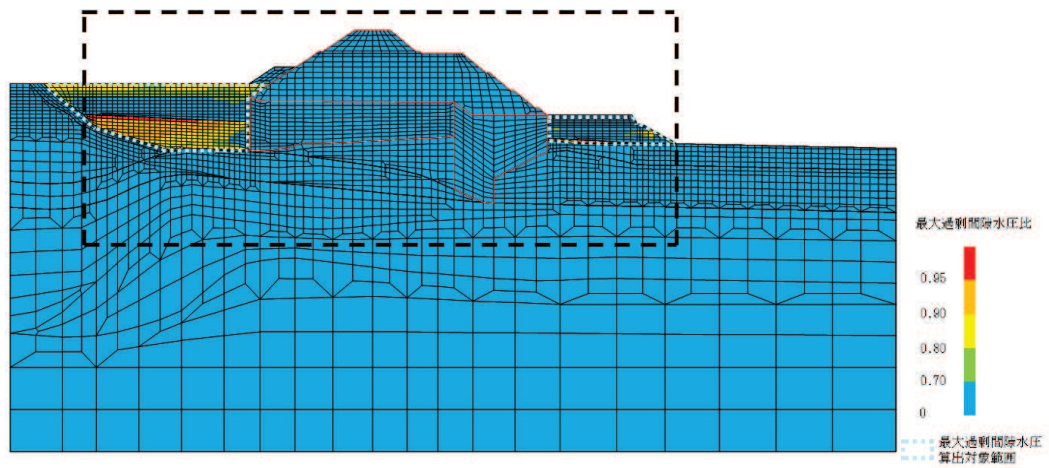
#### 5.1.4 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、セメント改良土で最小すべり安全率となる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。最小すべり安全率となる解析ケースを表 5-4 に示す。

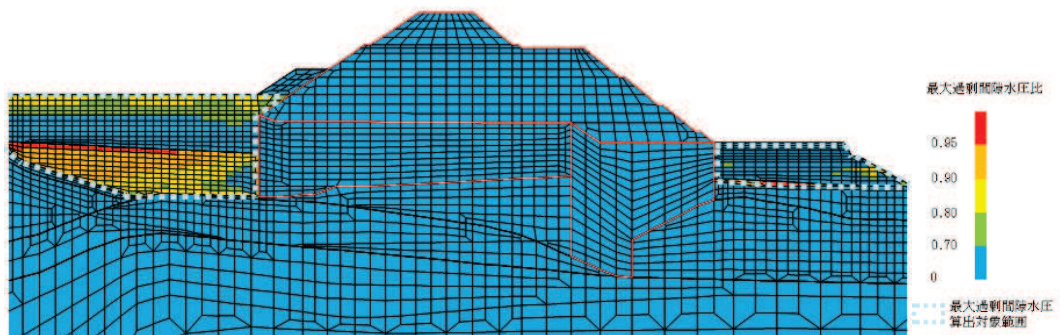
過剰間隙水圧比分布を、図 5-3 に示す。

表 5-4 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①）

断面	地震動	解析ケース
A-A 断面	S s - N 1 (++)	解析ケース③



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-3 A-A 断面の過剰間隙水圧比最大値分布  
(解析ケース③,  $S_s - N1$  (++) )

## 5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

### 5.2.1 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 5-5 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 5-5(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (A-A 断面)

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	45.53	4.2
		(-+)	25.22	3.4
		(+-)	45.54	4.3
		(--)	25.22	3.5
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.53	3.5
		(-+)	23.99	4.2
		(+-)	13.53	3.5
		(--)	13.88	3.8
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	21.04	4.7
		(-+)	15.56	3.8
		(+-)	21.04	4.7
		(--)	15.56	3.8
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.42	5.3
		(-+)	19.49	5.3
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.84	3.8
		(-+)	31.30	4.0
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	28.62	5.1
		(-+)	27.68	4.3
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.55	3.1
		(-+)	7.55	4.1
②	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.55	3.2
③			7.55	3.0

表 5-5(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (A-A 断面, 平均値-1 $\sigma$  強度)

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S <sub>s</sub> -D1	(++)	45.53	4.1
		(-+)	25.22	3.3
		(+-)	45.54	4.1
		(--)	25.22	3.4
	S <sub>s</sub> -D2	(++)	13.53	3.3
		(-+)	23.99	4.1
		(+-)	13.53	3.4
		(--)	13.88	3.7
	S <sub>s</sub> -D3	(++)	29.69	4.5
		(-+)	15.56	3.7
		(+-)	21.04	4.5
		(--)	15.56	3.7
	S <sub>s</sub> -F1	(++)	22.42	5.1
		(-+)	19.49	5.1
	S <sub>s</sub> -F2	(++)	27.84	3.6
		(-+)	31.30	3.8
	S <sub>s</sub> -F3	(++)	28.62	5.0
		(-+)	27.68	4.1
	S <sub>s</sub> -N1	(++)	7.55	3.0
		(-+)	7.55	3.9



## 6. まとめ

アクセスルートについては、波及的影響の評価として、基準地震動  $S_s$  を用いた地震応答解析により、すべり安全率による耐震評価を実施した。

構造部材の健全性評価について、許容限界であるすべり安全率 1.2 以上であることを確認した。

以上から、アクセスルートは、基準地震動  $S_s$  による地震力に対して構造強度を有し、上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことを確認した。