

本資料のうち、枠囲みの内容は、  
営業秘密あるいは防護上の観点  
から公開できません。

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	補足-340-4 改2
提出年月日	平成30年5月31日

工事計画に係る補足説明資料

耐震性に関する説明書のうち

補足-340-4 【下位クラス施設の波及的影響の検討について】

平成30年5月

日本原子力発電株式会社

## 補足説明資料目次

1. 概 要
2. 波及的影響に関する評価方針
  - 2.1 基本方針
  - 2.2 下位クラス施設の抽出方法
  - 2.3 影響評価方法
  - 2.4 プラント運転状態による評価対象の考え方
3. 事象検討
  - 3.1 別記2に記載された事項に基づく事象検討
  - 3.2 地震被害事例に基づく事象の検討
  - 3.3 津波，火災，溢水による影響評
  - 3.4 周辺斜面の崩壊による影響評価
4. 上位クラス施設の確認
5. 下位クラス施設の抽出及び影響評価方法
  - 5.1 不等沈下又は相対変位による影響
  - 5.2 接続部における相互影響
  - 5.3 建屋内における損傷，転倒及び落下等による影響
  - 5.4 建屋外における損傷，転倒及び落下等による影響
6. 下位クラス施設の検討結果
  - 6.1 不等沈下又は相対変位による影響検討結果
  - 6.2 接続部における相互影響検討結果
  - 6.3 建屋内における損傷，転倒及び落下等による影響検討結果
  - 6.4 建屋外における損傷，転倒及び落下等による影響検討結果

### 【図 表】

- 第2-1 図 波及的影響評価に係る検討フロー
- 第2-1 表 波及的影響の検討内容
- 第3-1 表 地震時被害事例の要因と検討事象の整理
- 第4-1 表 建屋外上位クラス一覧
- 第4-2 表 建屋内上位クラス一覧
- 第5-1-1 図 不等沈下により建屋外上位クラス施設へ影響を及ぼす可能性のある下位クラス施設の抽出及び評価フロー
- 第5-1-2 図 相対変位により建屋外上位クラス施設へ影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の抽出及び評価フロー
- 第5-2 図 上位クラス施設と接続する下位クラス施設の抽出及び評価フロー
- 第5-3 図 損傷，転倒及び落下により建屋内上位クラス施設へ影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の抽出及び評価フロー
- 第5-4 図 損傷，転倒及び落下により建屋外上位クラス施設へ影響を及ぼすおそれのある

## 下位クラス施設の抽出及び評価フロー

第6-1-1 図 建屋外上位クラス配置図

第6-1-1 表 建屋外上位クラス施設への波及的影響（相対変位及び不等沈下）を及ぼすおそれのある下位クラス施設

第6-1-2 表 建屋外施設の評価結果（地盤の不等沈下による影響）

第6-1-3 表 建屋外施設の評価結果（相対変位による影響）

第6-2-1 表 上位クラス施設と下位クラス施設との接続部一覧表

第6-2-1 表 上位クラス施設と下位クラス施設との接続部の評価結果

第6-3-1 図 建屋内上位クラス施設配置図

第6-3-2 図 原子炉建屋内設備の位置関係概要図

第6-3-3 図 使用済燃料乾式貯蔵建屋の位置関係概要図

第6-3-1 表 建屋内上位クラス施設に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設

第6-3-2 表 建屋内施設の評価方針（損傷、転倒及び落下等による影響）

第6-4-1 図 建屋外上位クラス配置図

第6-3-1 表 建屋外上位クラス施設に波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設

第6-4-2 表 建屋外施設の評価方針（損傷、転倒及び落下等による影響）

### 【添付資料】

添付資料 1-1 波及的影響評価に係る現場調査の実施要領

添付資料 1-2 波及的影響評価に係る現場調査記録

添付資料 2-1 発電所における地震被害事例の要因整理

添付資料 2-2 東海第二発電所における地震被害事例の要因整理

添付資料 3 設置予定施設に対する波及的影響評価手法について

添付資料 4 原子炉建屋の周辺に位置する建屋の波及的影響評価

添付資料 5 大物搬入口建屋に係る波及的影響評価

添付資料 6 スクリーン設備の波及的影響評価

添付資料 7 廃棄物処理建屋の波及的影響評価

添付資料 8 土留鋼管矢板の耐震性についての計算書に関する補足資料



## 土留鋼管矢板の耐震性についての計算書に関する補足資料

1. 概要	2
2. 基本方針	3
2.1 位置	3
2.2 構造概要	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	7
2.5 使用材料及び材料の物性値	8
2.6 地下水位	11
2.7 評価対象断面及び部位	11
2.7.1 評価対象断面	11
2.7.2 評価対象部位	13
3. 地震応答解析	14
3.1 解析方法	14
3.2 解析モデルの設定	16
3.2.1 解析領域	16
3.2.2 解析モデル	17
3.2.3 ジョイント要素の設定	19
3.2.4 杭下端ジョイントばねの設定	21
3.2.5 材料特性の設定	22
3.3 荷重の組合せ	23
3.4 地震応答解析の検討ケース	24
3.5 入力地震動	25
3.6 減衰特性	42
4. 耐震評価	46
4.1 許容限界	46
4.1.1 構造部材に対する許容限界	46
4.1.2 基礎地盤の支持力に対する許容限界	47
4.2 評価方法	48
4.2.1 構造部材	48
4.2.2 基礎地盤の支持力	48
4.3 評価結果（追而）	49
4.4 まとめ（追而）	49

## 1. 概要

本資料は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、土留鋼管矢板が周辺に設置された上位クラス施設である貯留堰に対して、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。

基準地震動 $S_0$ に対して耐震計算を行い、土留鋼管矢板の安定性及び応力評価を実施することで、十分な構造強度を有することを確認する。

## 2. 基本方針

### 2.1 位置

土留鋼管矢板の平面配置図を図 2.1-1 に示す。

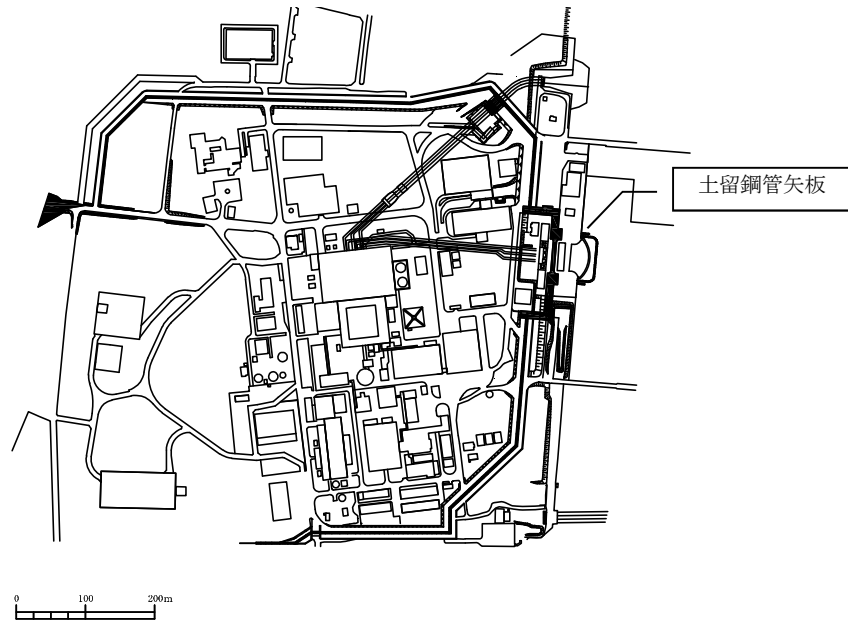


図 2.1-1 (1) 土留鋼管矢板の平面配置図 (全体図)

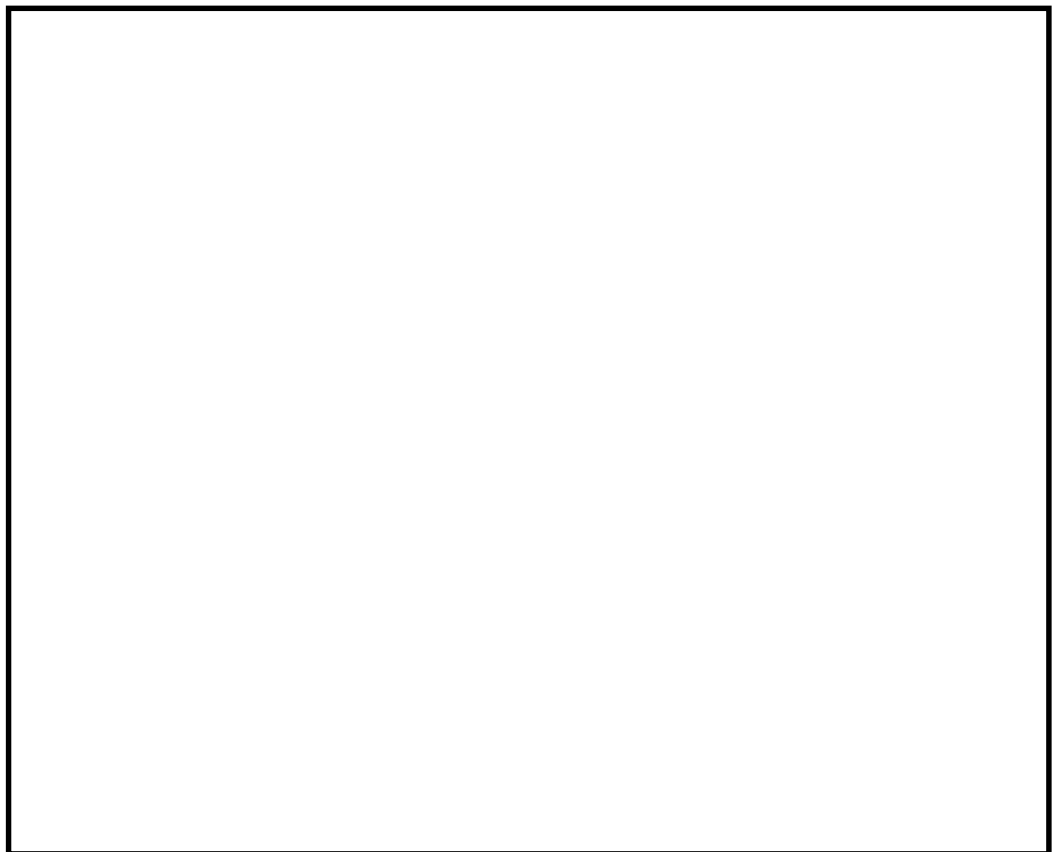


図 2.1-1 (2) 土留鋼管矢板の平面配置図 (拡大図)

## 2.2 構造概要

土留鋼管矢板は、地震時における捨石等の土砂の変形が貯留堰本体へ影響を与えないように、貯留堰の南北側に2 mの離隔をとって配置する。

土留鋼管矢板は、貯留堰の南北側にある捨石マウンドの土圧を受け持つ構造である。

土留鋼管矢板の平面図を図 2.2-1、断面図を図 2.2-2 に示す。

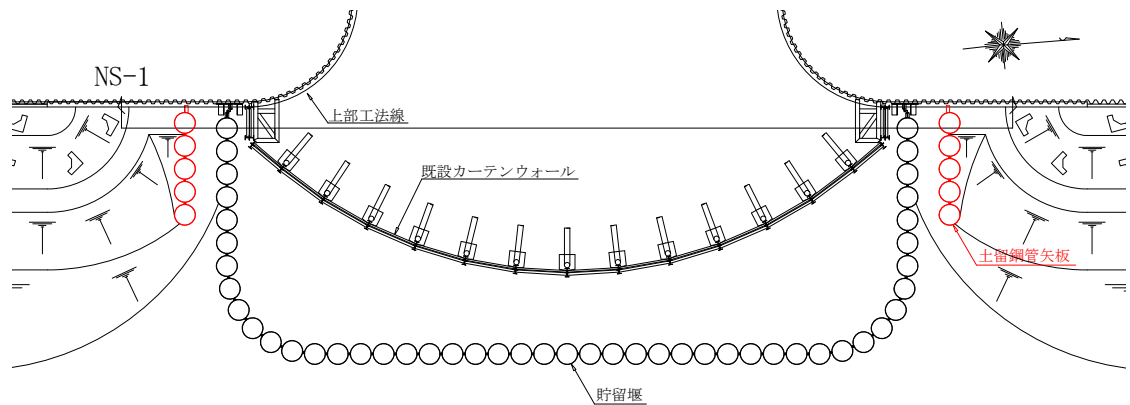


図 2.2-1 土留鋼管矢板の平面図

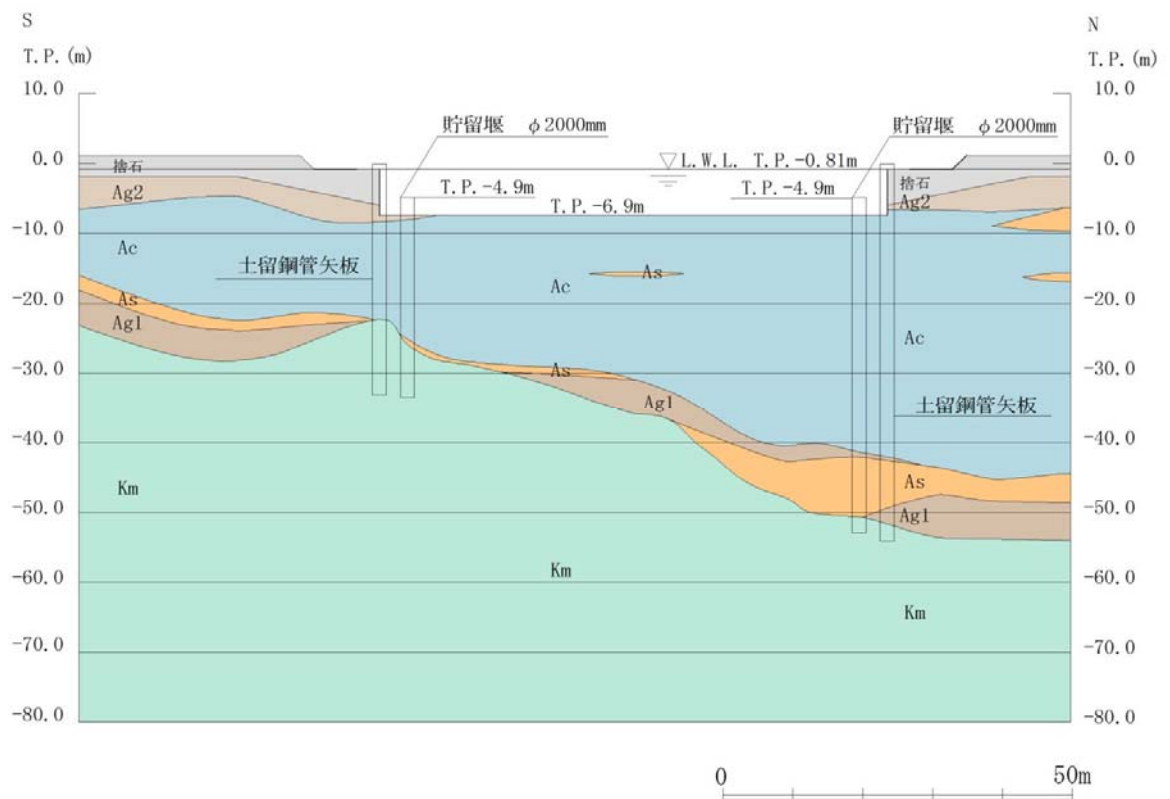


図 2.2-2 土留鋼管矢板の断面図 (NS-1)



### 2.3 評価方針

土留鋼管矢板は、貯留堰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として、波及的影響評価を行う。

土留鋼管矢板の波及的影響評価は、「3. 地震応答解析」により得られた解析結果に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設として、表 2.3-1 の土留鋼管矢板の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

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

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

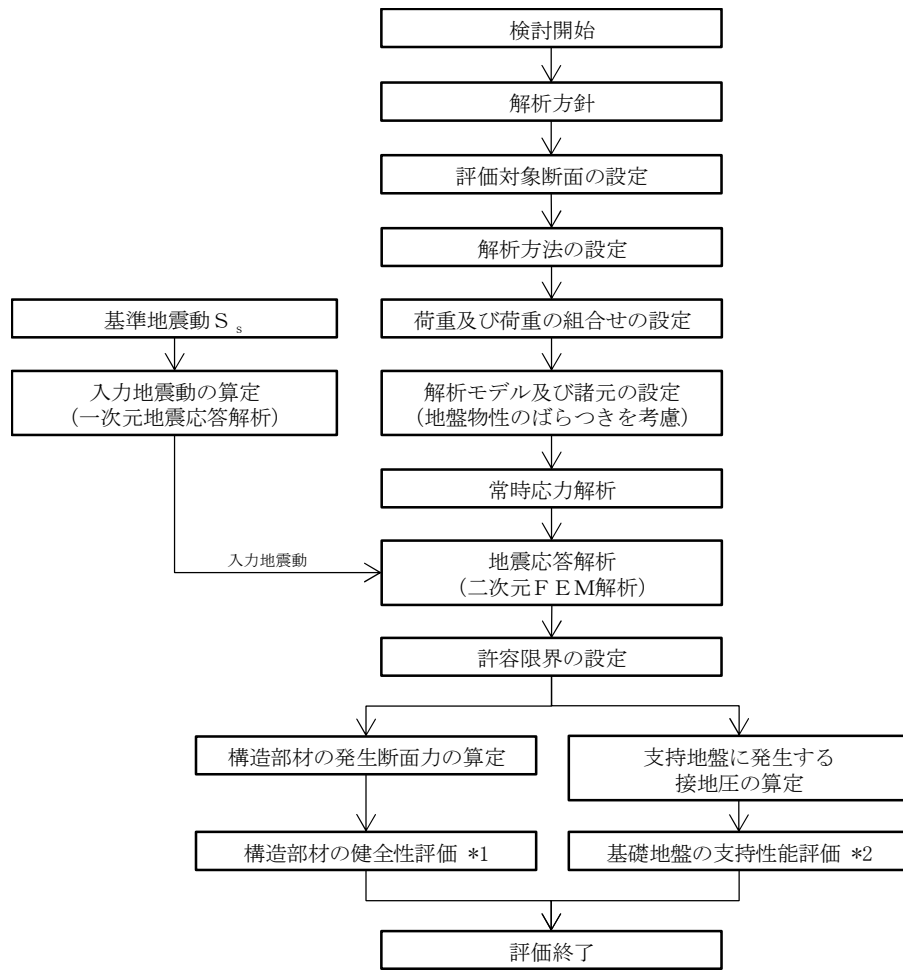
土留鋼管矢板の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

ここで、土留鋼管矢板は、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。

表 2.3-1 土留鋼管矢板の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 \*： 妥当な安全余裕を考慮する。



注記 \*1：構造部材の健全性を評価することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

\*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-1 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 2.3-1 土留鋼管矢板の耐震評価フロー

## 2.4 適用基準

適用する規格，基準類を表 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 適用する規格，基準類

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

## 2.5 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 2.5-1 に、材料物性値を表 2.5-2 に示す。

地盤の諸元は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。地盤の物性値を表 2.5-3 に示す。

表 2.5-1 使用材料

諸元		
鋼管矢板	土留鋼管矢板（南側） 貯留堰	SM570
	土留鋼管矢板（北側）	SKY490

表 2.5-2 材料物性値

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 (%)
鋼管矢板	77.0 <sup>*1</sup>	2.0×10 <sup>5</sup> <sup>*1</sup>	0.3 <sup>*1</sup>	3 <sup>*2</sup>

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

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

表 2.5-3 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

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

表 2.5-3 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

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

z : 標高 (m)



## 2.6 地下水位

土留鋼管矢板背後の捨石マウンドの透水性を考慮し、地下水位は海水面（L.W.L. T.P. - 0.81 m）として設定する。

## 2.7 評価対象断面及び部位

評価対象断面及び部位は、土留鋼管矢板の構造物の配置、荷重条件及び地盤条件を考慮し設定する。

### 2.7.1 評価対象断面

評価対象断面は、上位クラス施設である貯留堰への影響を評価するため、土留鋼管矢板背後の捨石マウンドの形状を踏まえ設定する。

図 2.7-1 に示す平面図より、土留鋼管矢板は護岸法線直角方向に連続する鋼管矢板で構成される。また、捨石マウンドは海側から既設護岸側へ向かって高くなっていることから、土留鋼管矢板高さも既設護岸側端部において最も高く設置される。

土留鋼管矢板の評価対象断面として、構造の安定性に支配的な弱軸方向断面のうち、土留鋼管矢板の高さが高くなり捨石による荷重が最も大きくなる NS-1 断面（図 2.7-2）を選定し、基準地震動  $S_s$  による耐震評価を実施する。

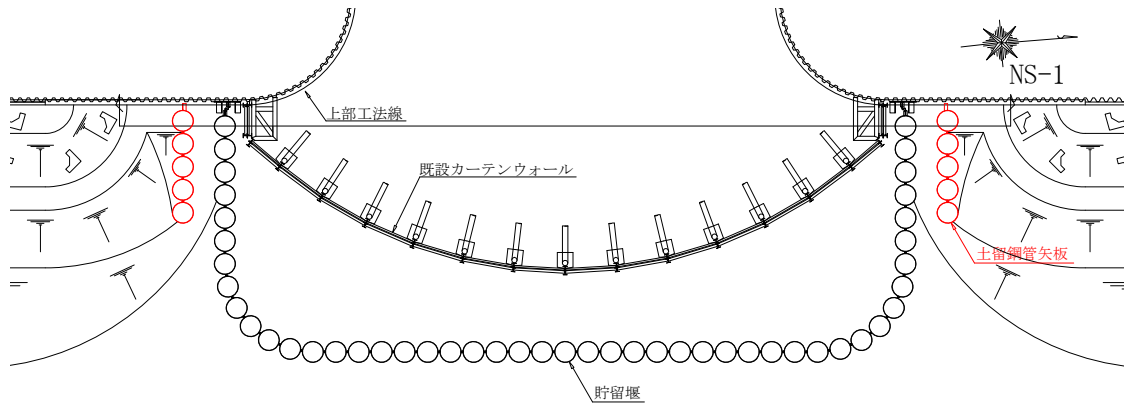


図 2.7-1 土留鋼管矢板の平面図

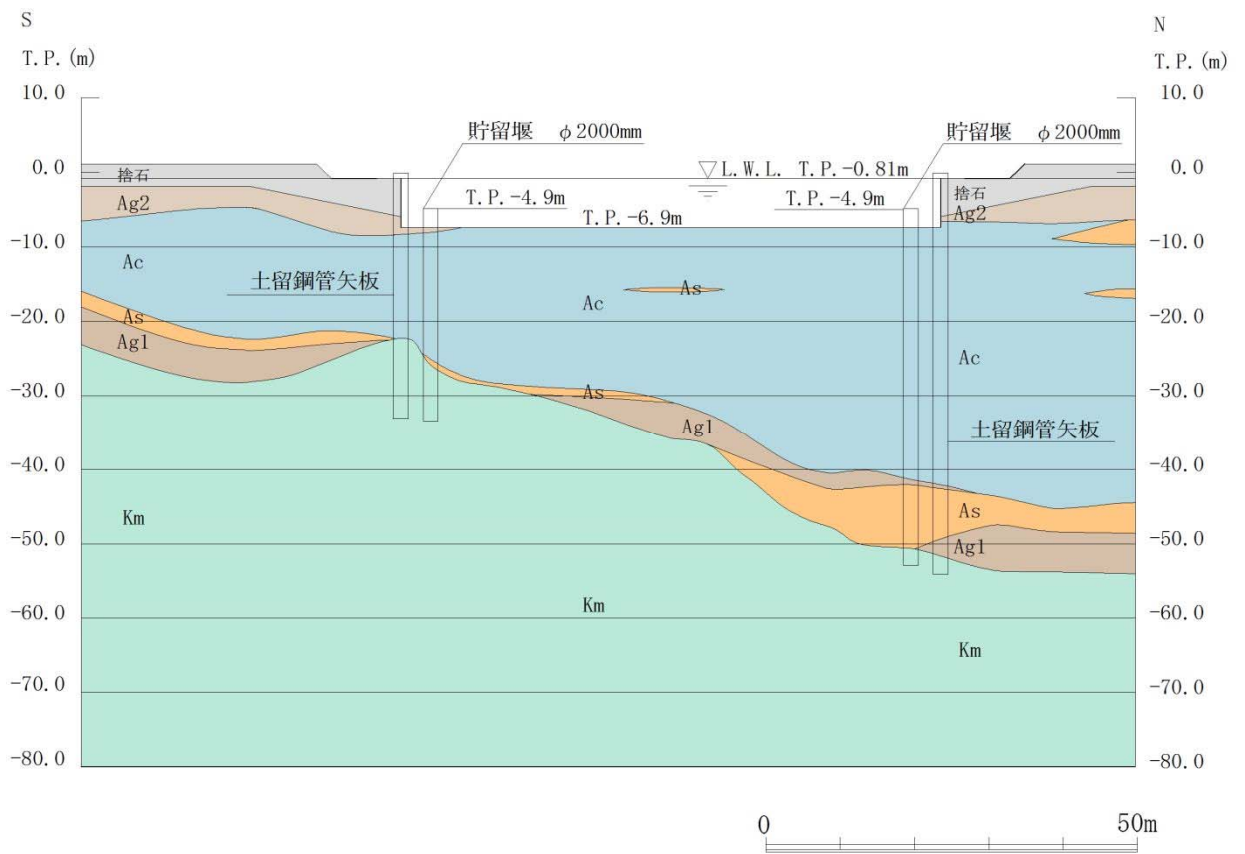


図 2.7-2 土留鋼管矢板の断面図 (NS-1)



## 2.7.2 評価対象部位

評価対象部位を図 2.7-3 に示す。

### (1) 鋼管矢板

構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

### (2) 基礎地盤

鋼管矢板を支持する基礎地盤を評価対象部位とする。

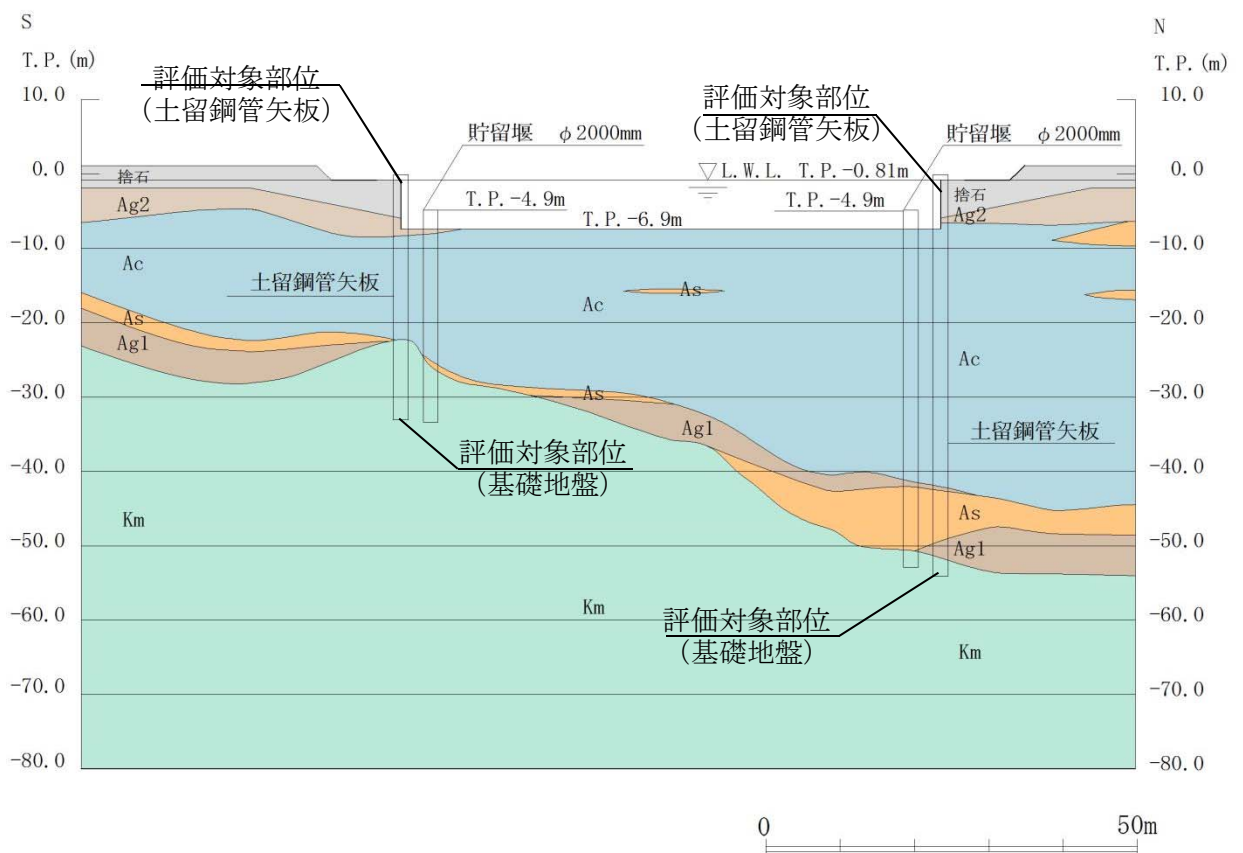


図 2.7-3 評価対象部位

### 3. 地震応答解析

#### 3.1 解析方法

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

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

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

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

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

地震応答解析手法の選定フローを図3.1-1に示す。

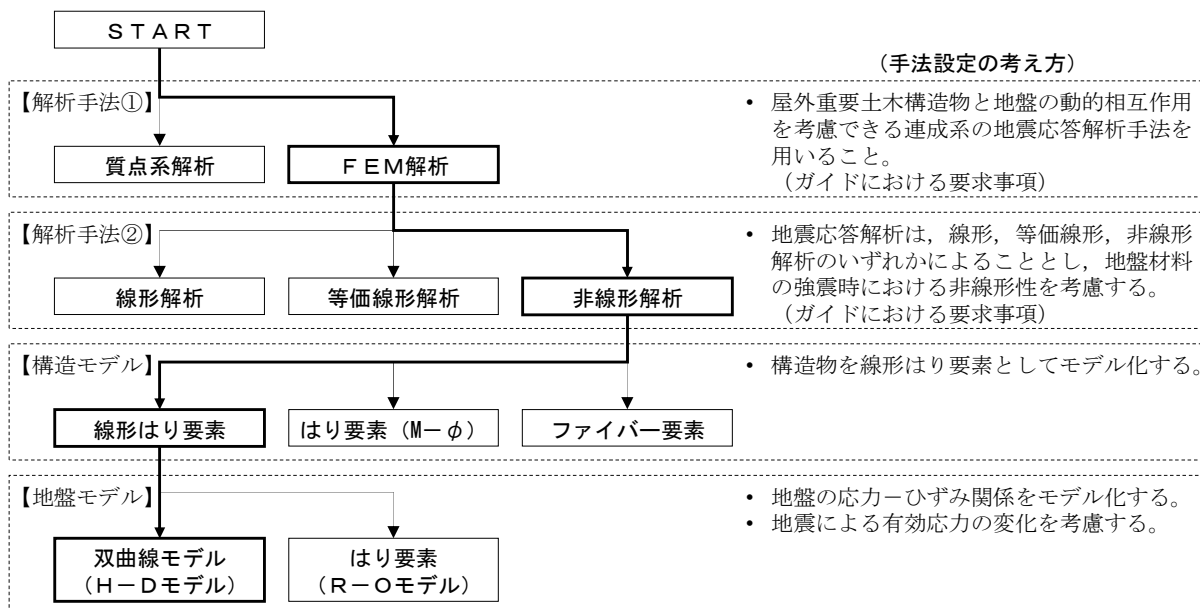


図 3.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

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

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

のせん断応力の上限值は有効応力に応じて変化する特徴がある。

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

### 3.2 解析モデルの設定

#### 3.2.1 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、J E A G 4 6 0 1 -1987を参考に、図 3.2-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

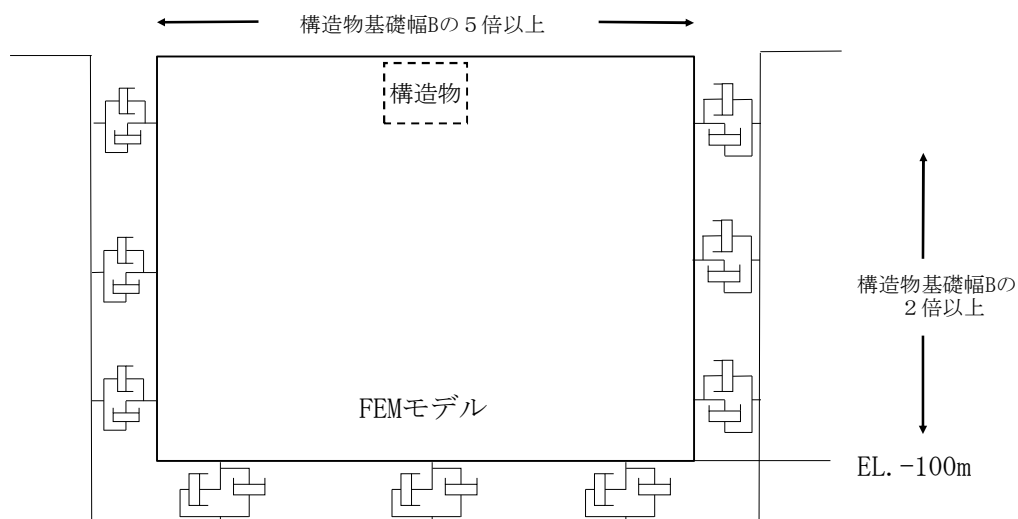


図 3.2-1 モデル範囲の考え方

### 3.2.2 解析モデル

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

土留鋼管矢板の地震応答解析モデルを図3.2-3に示す。

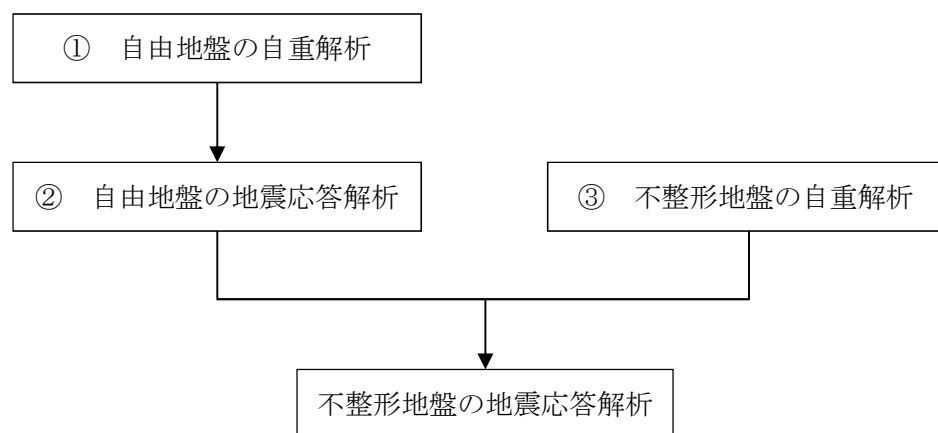


図3.2-2 自由地盤の自重解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

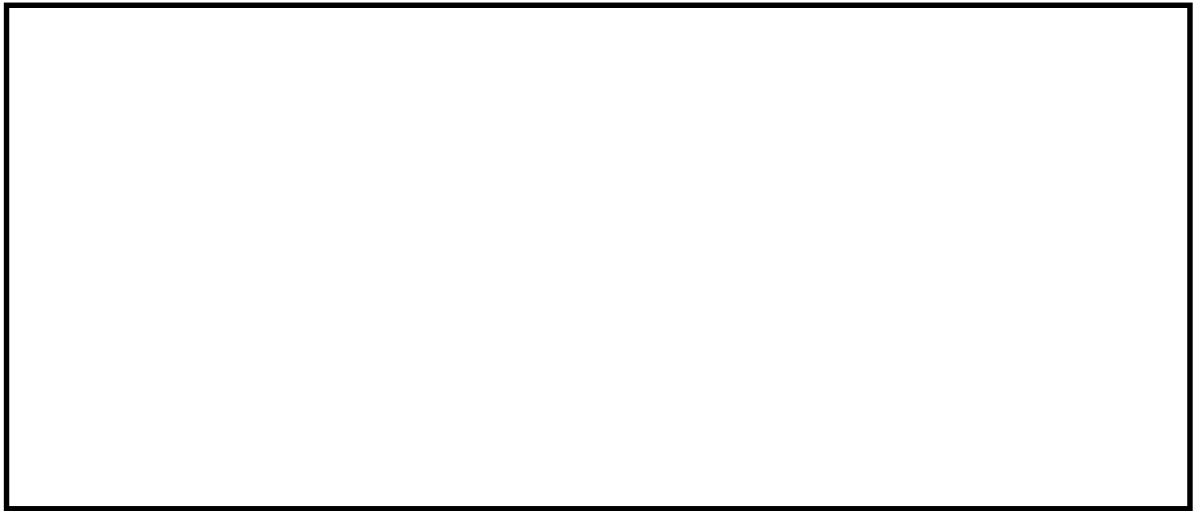


図 3.2-3 土留鋼管矢板の地震応答解析モデル (NS-1)

### 3.2.3 ジョイント要素の設定

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

ジョイント要素は、地盤と構造物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、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 3.2-4 にジョイント要素の考え方を示す。

なお、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,  $\phi$  とする。(表 3.2-1 参照)

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

ここで、

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

表 3.2-1 周辺地盤及び隣接構造物との境界に用いる強度特性

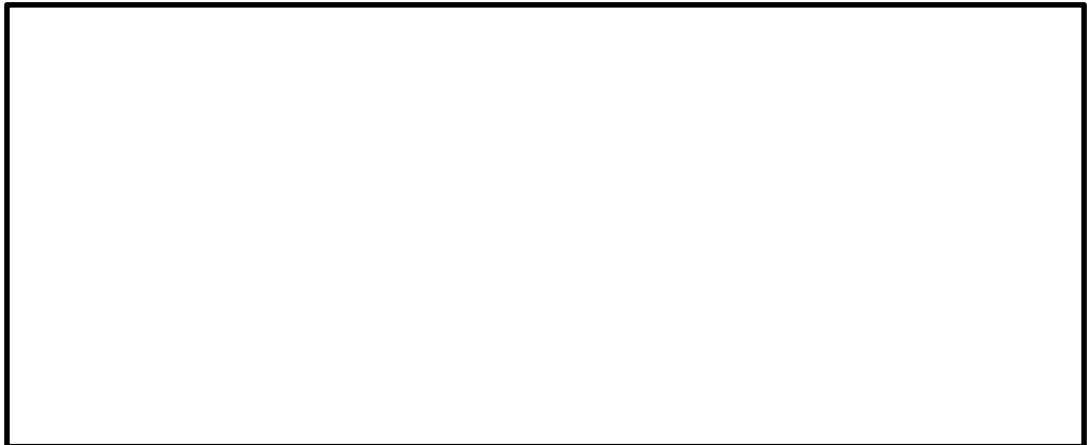
周辺の状況		粘着力 c (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (度)	備考
第四紀層	du 層	0	37.3	—
	Ag2 層	0	37.4	—
	Ac 層	0.025	29.1	—
	As 層	0.012	41.0	—
	D2c-3 層	0.026	35.6	—
	D2g-3 層	0	44.4	—
新第三系	Km 層	$c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$	$\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$	—
捨石		0.02	35	—

z : 標高 (m)

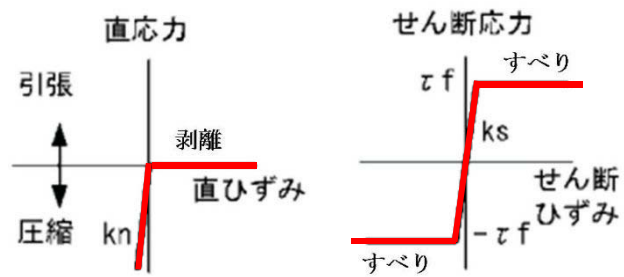
ジョイント要素のばね定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きい値として、港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い、表 3.2-2 のとおり設定する。

表 3.2-2 ジョイント要素のばね定数

	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )
側方及び底面	$1.0 \times 10^6$	$1.0 \times 10^6$



(a) ジョイント要素配置図



(b) ジョイント要素の力学的特性

図 3.2-4 ジョイント要素の考え方



### 3.2.4 杭下端ジョイントばねの設定

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

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

杭下端ジョイントばねのばね定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 3.2-3 のとおり設定する。図 3.2-5 に杭下端ジョイントばねの考え方を示す。

表 3.2-3 杭下端ジョイントばねのばね定数

	圧縮剛性 $k_v$ (kN/m)
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$

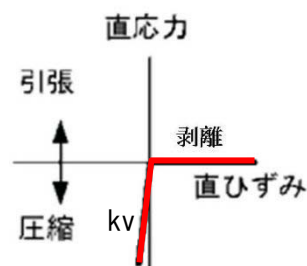


図 3.2-5 杭下端ジョイントばねの考え方

### 3.2.5 材料特性の設定

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

構造部材は、線形はり要素によりモデル化する。

### 3.3 荷重の組合せ

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

荷重の組合せを表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1 荷重の組合せ

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

### 3.4 地震応答解析の検討ケース

土留鋼管矢板の耐震設計における検討ケースを表 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 土留鋼管矢板の耐震設計における検討ケース

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

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

### 3.5 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動  $S_s$  を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図3.5-1に、基準地震動  $S_s$  の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図3.5-2に示す。

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

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

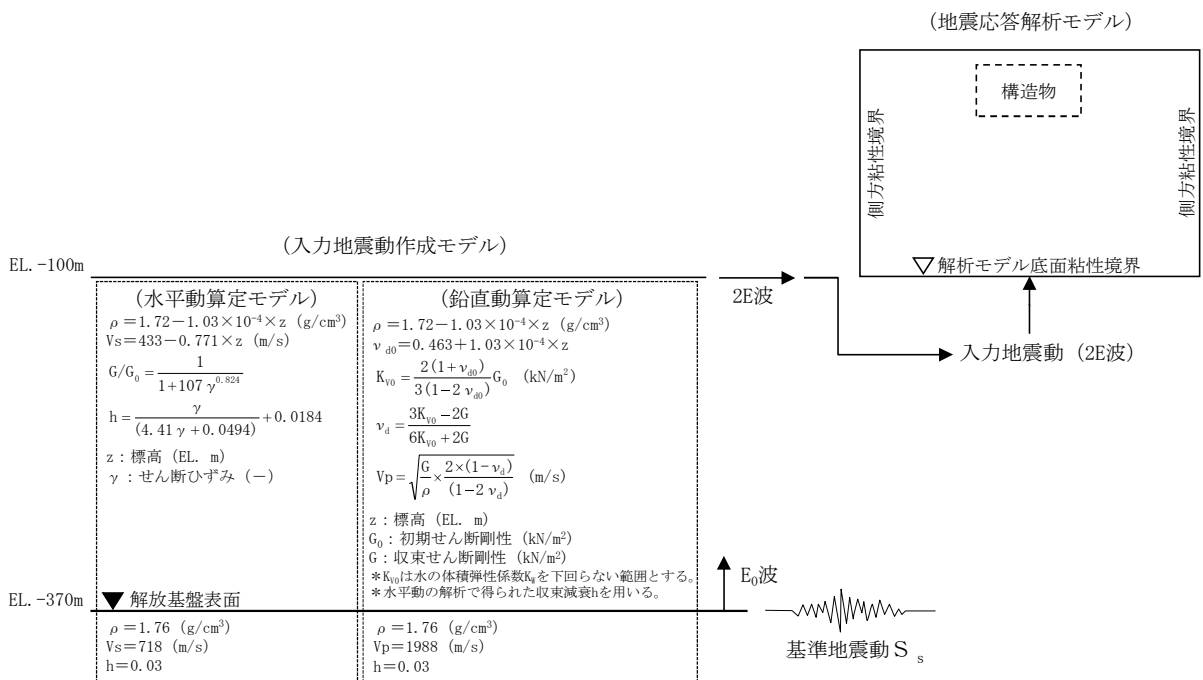
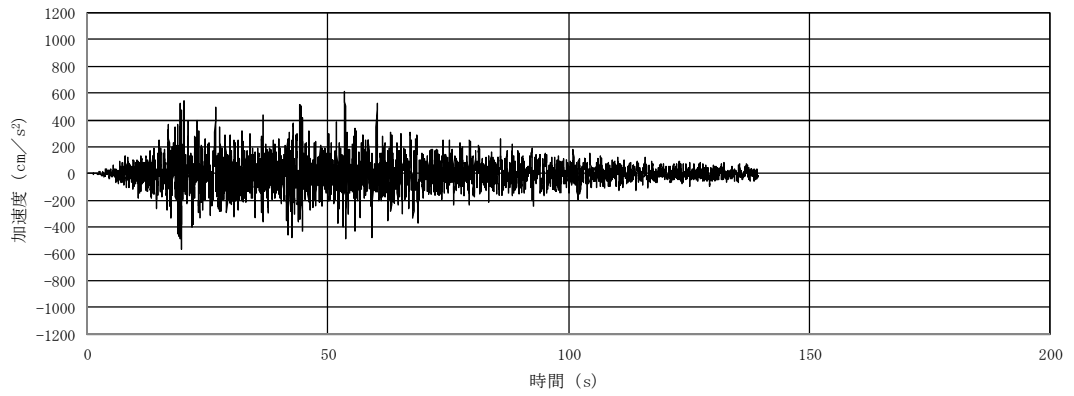
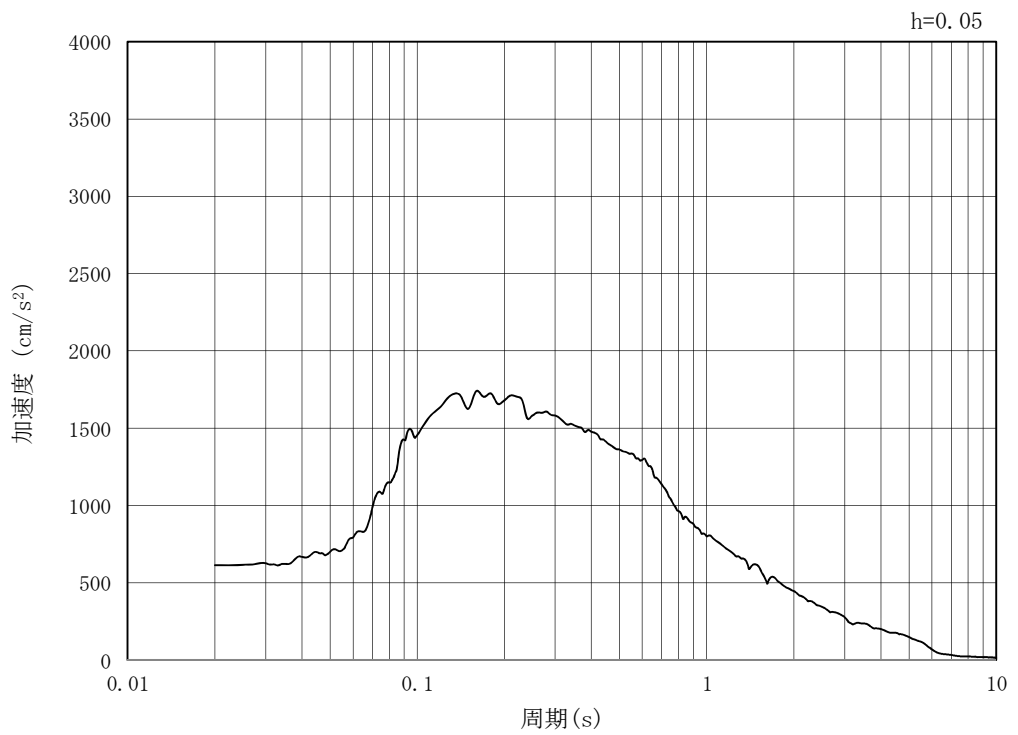


図 3.5-1 入力地震動算定の概念図

MAX 614 cm/s<sup>2</sup> (53.52s)



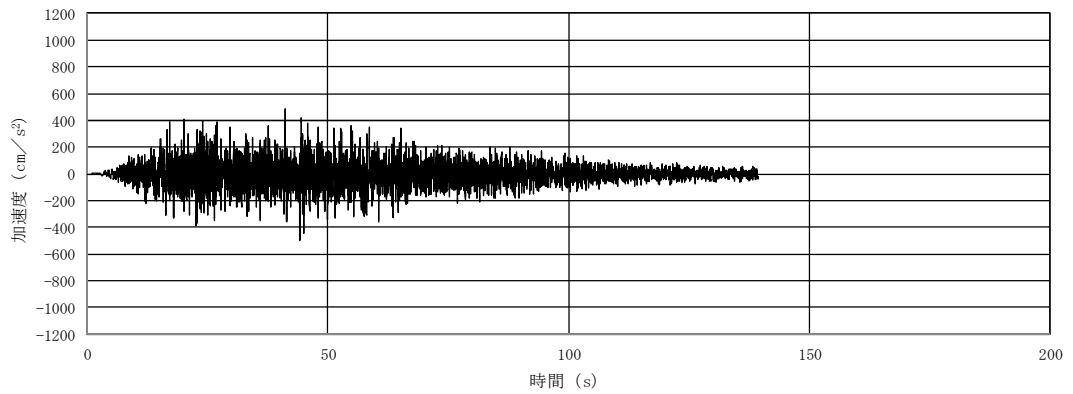
(a) 加速度時刻歴波形



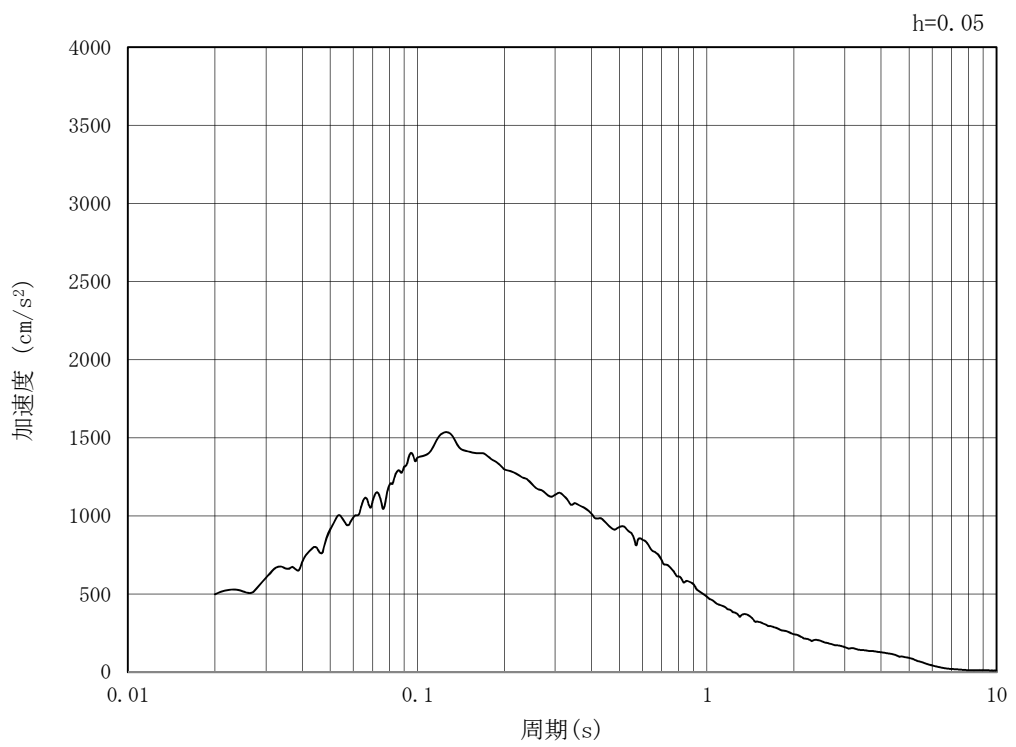
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)  
(水平方向 : S<sub>s</sub>-D 1)

MAX 499  $\text{cm/s}^2$  (44.24s)



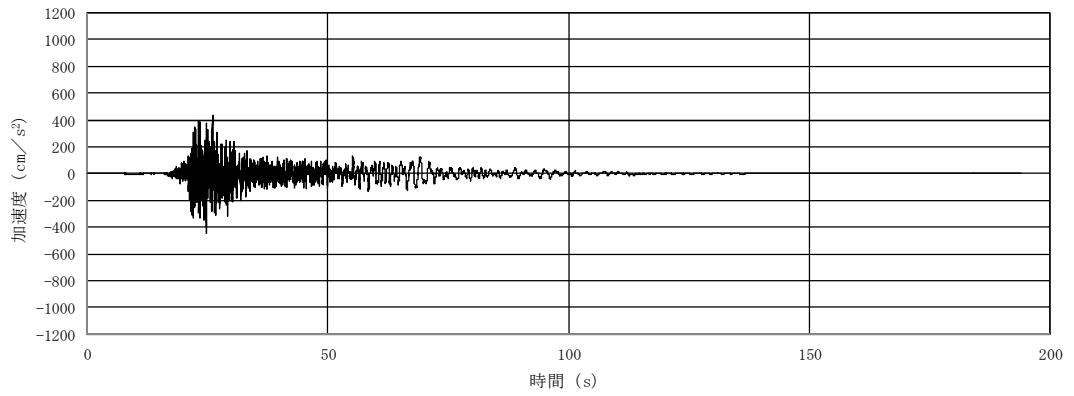
(a) 加速度時刻歴波形



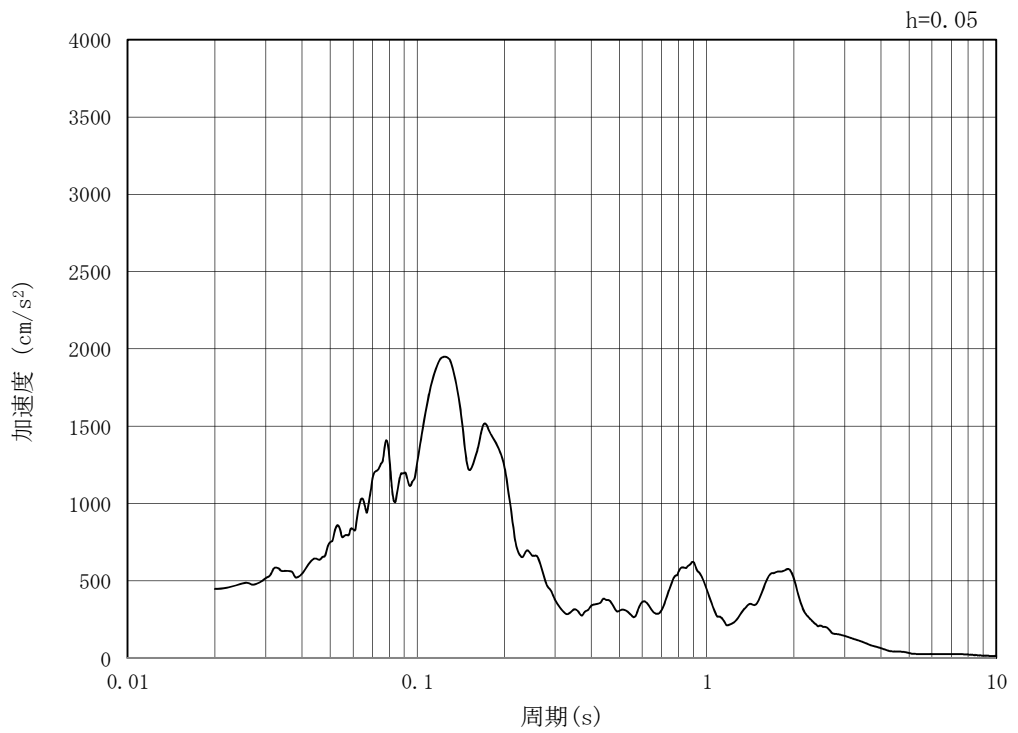
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)  
(鉛直方向 : S<sub>s</sub>-D 1)

MAX 448  $\text{cm/s}^2$  (24.66s)



(a) 加速度時刻歴波形

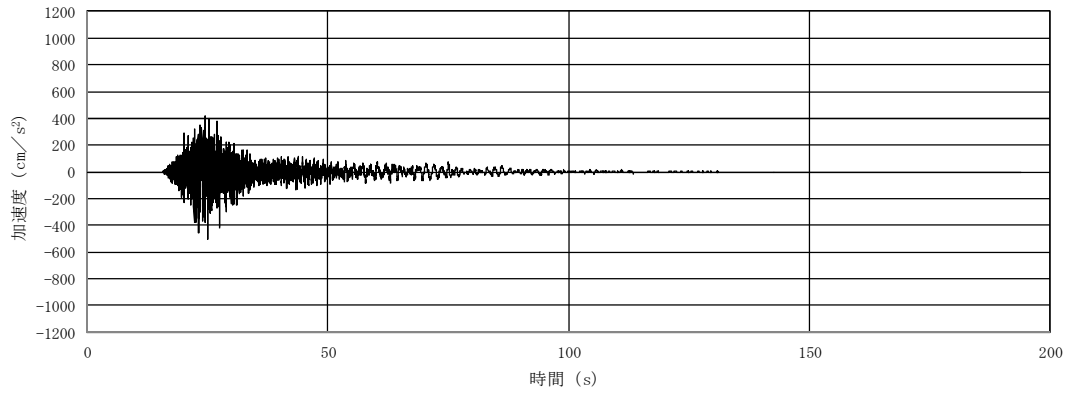


(b) 加速度応答スペクトル

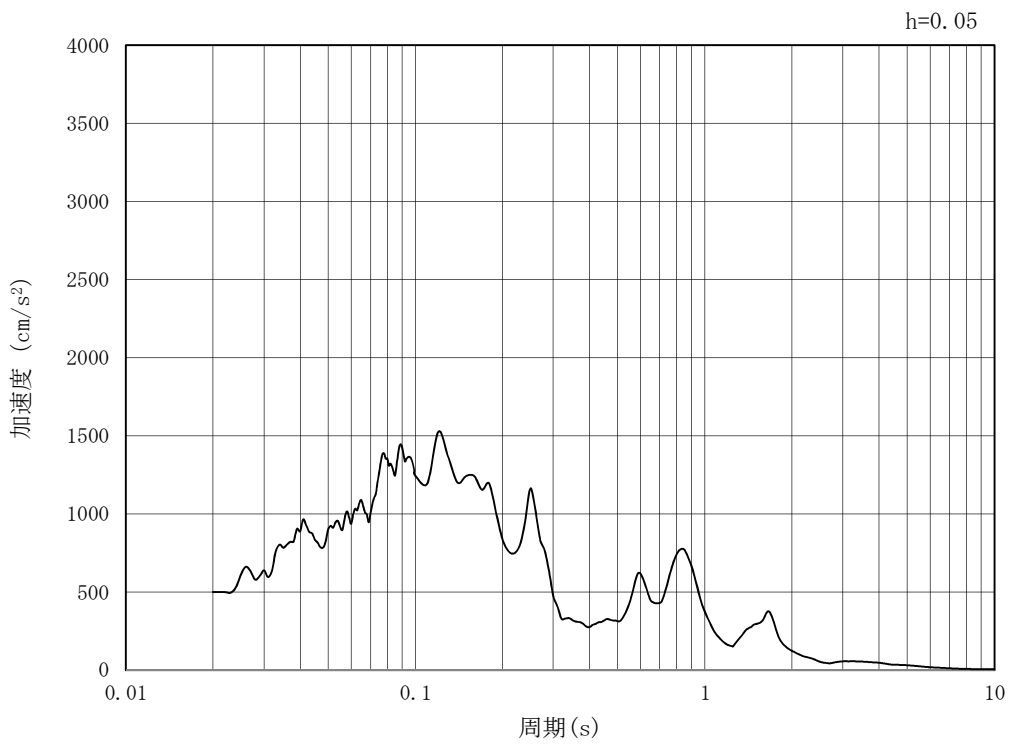
図 3.5-2 (3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)  
(水平方向 :  $S_s - 1.1$ )



MAX 501 cm/s<sup>2</sup> (25.03s)



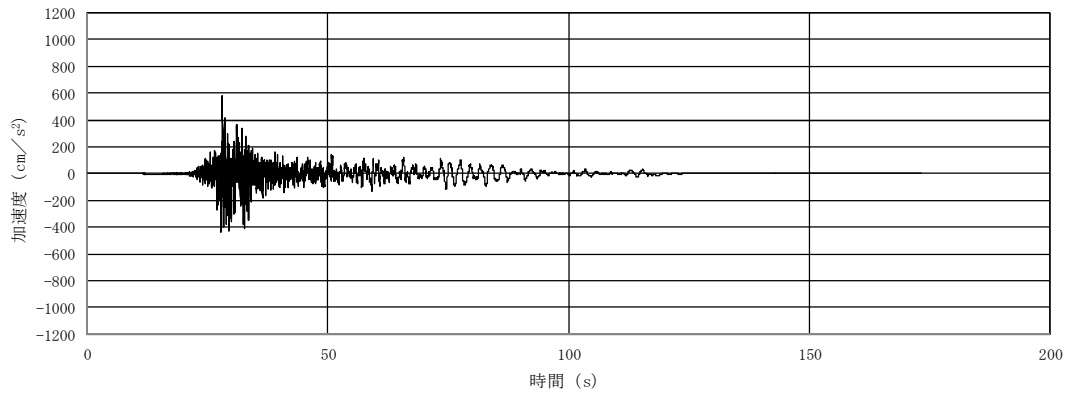
(a) 加速度時刻歴波形



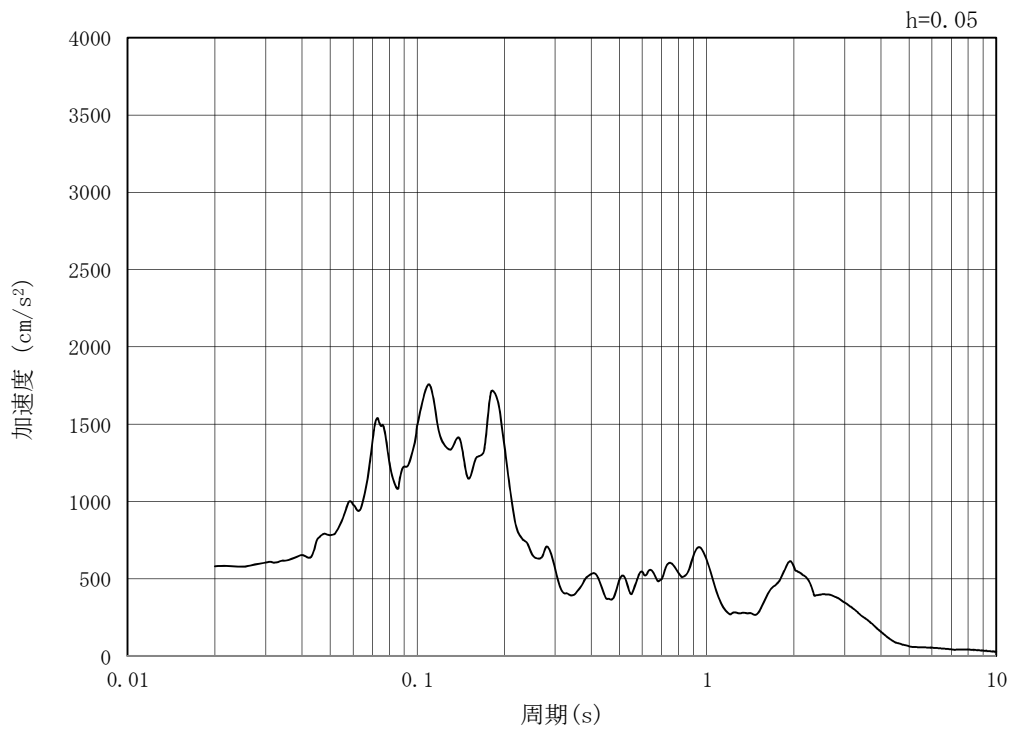
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)  
(鉛直方向 : S<sub>s</sub> - 1 1)

MAX 582 cm/s<sup>2</sup> (28.16s)



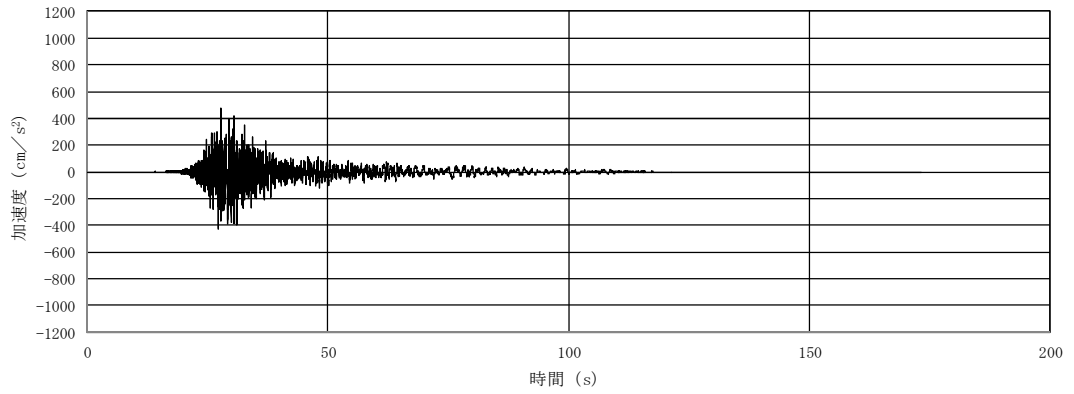
(a) 加速度時刻歴波形



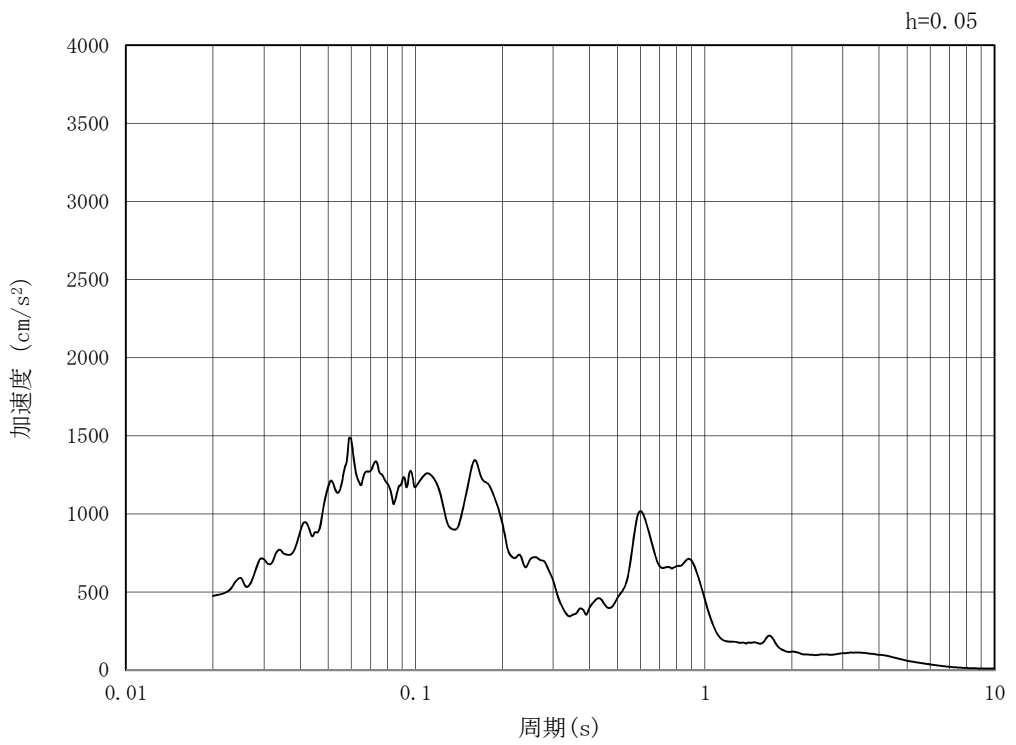
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)  
(水平方向 :  $S_s - 1.2$ )

MAX 475 cm/s<sup>2</sup> (27.83s)



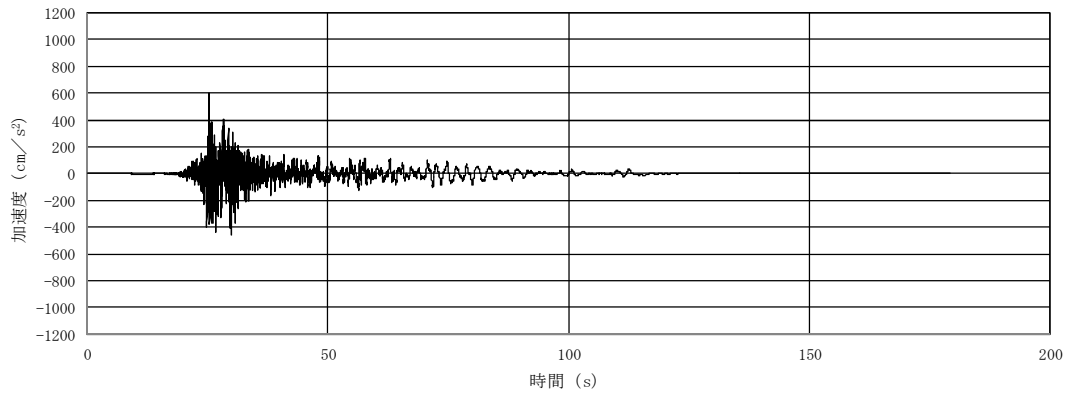
(a) 加速度時刻歴波形



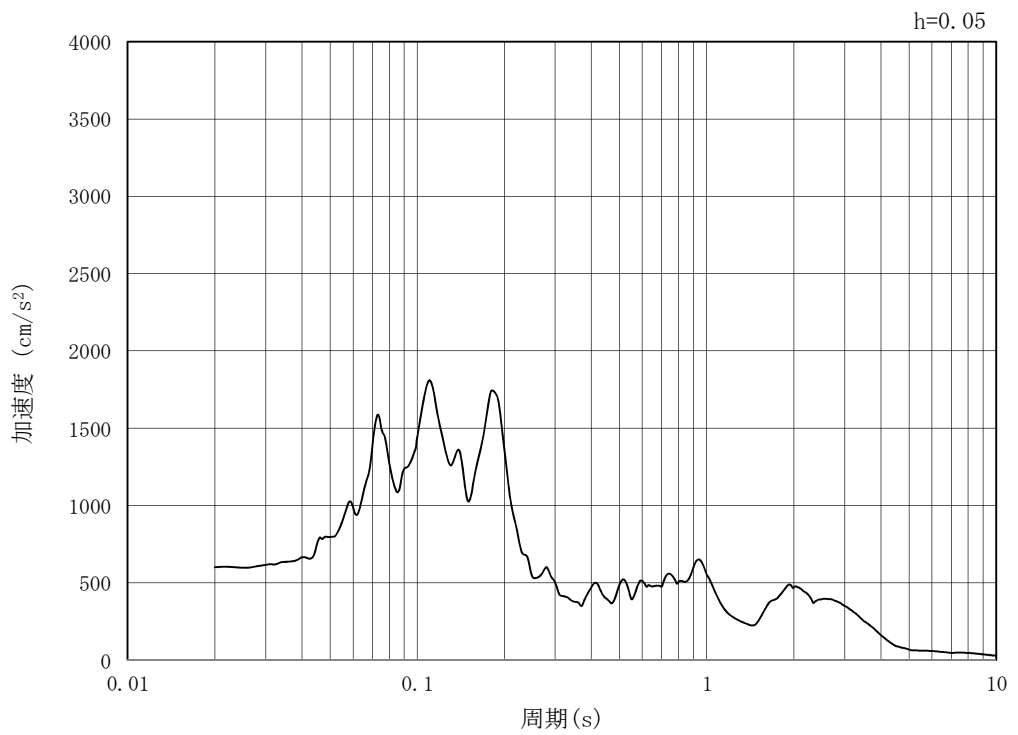
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)  
(鉛直方向 :  $S_s - 1.2$ )

MAX 601 cm/s<sup>2</sup> (25.38s)



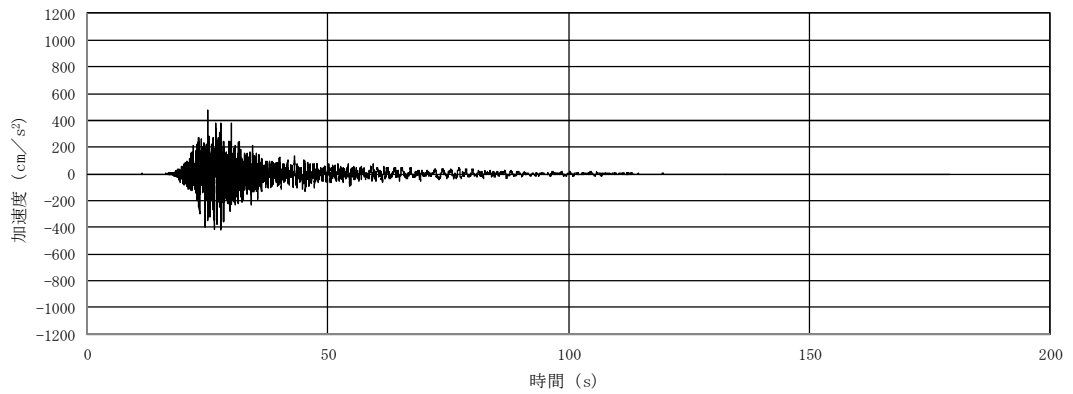
(a) 加速度時刻歴波形



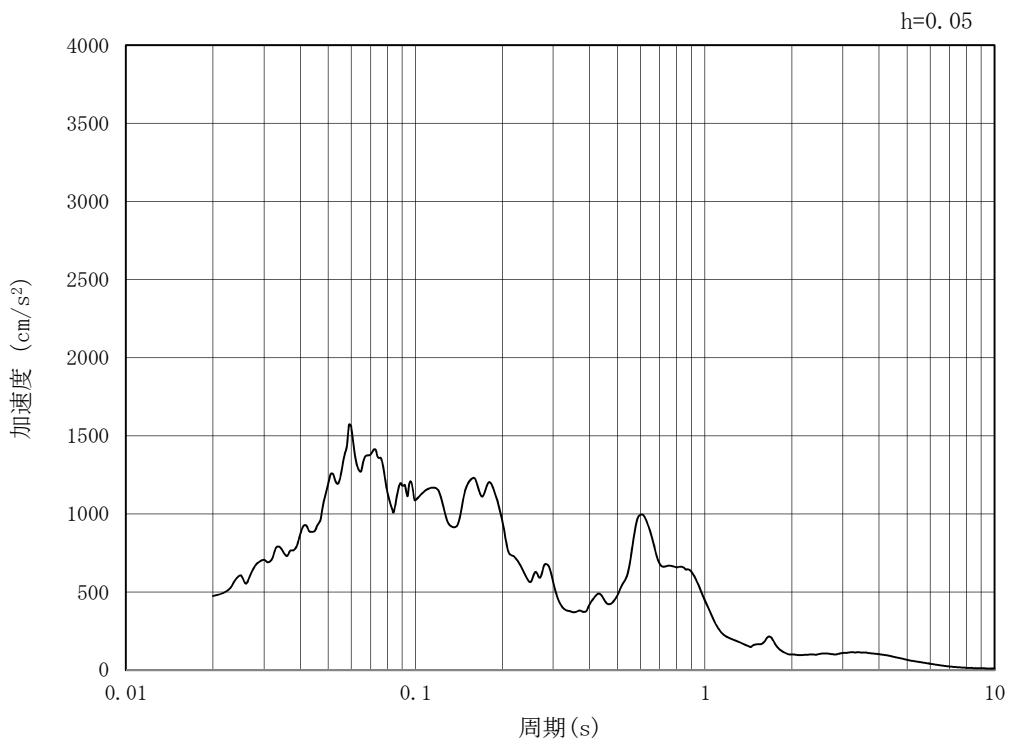
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)  
(水平方向 :  $S_s - 1.3$ )

MAX 474 cm/s<sup>2</sup> (25.05s)



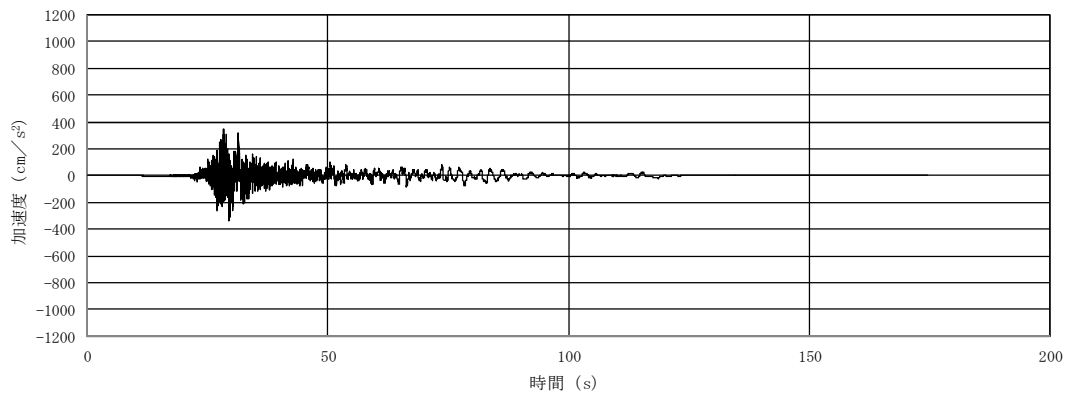
(a) 加速度時刻歴波形



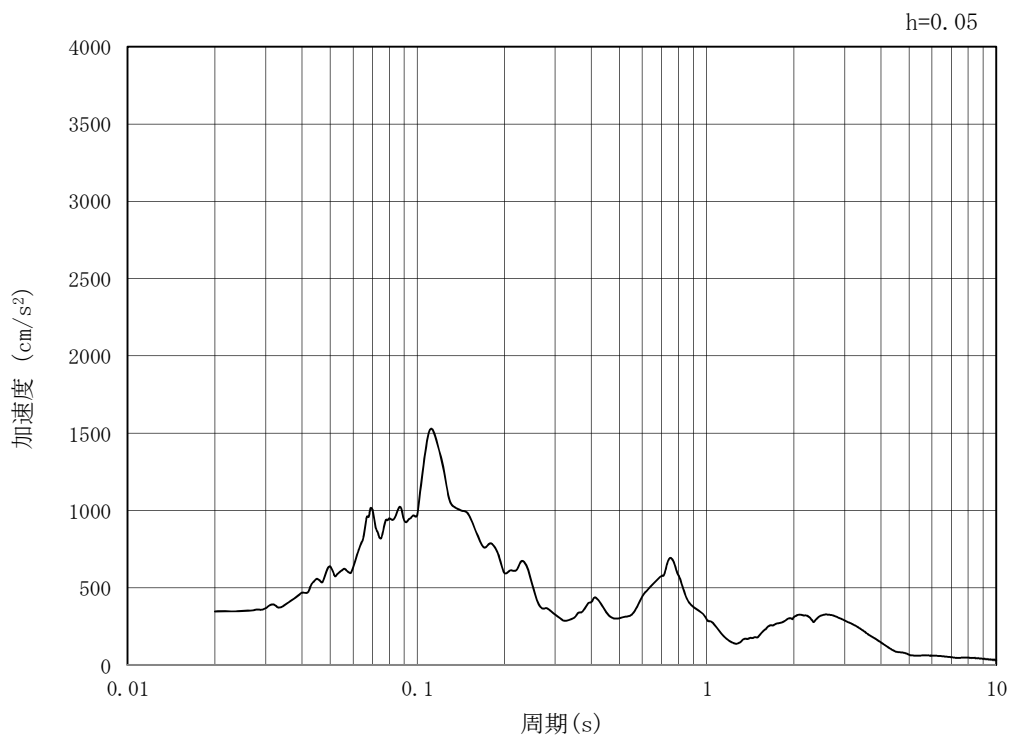
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)  
(鉛直方向 : S<sub>s</sub> - 1 3)

MAX 348 cm/s<sup>2</sup> (28.27s)



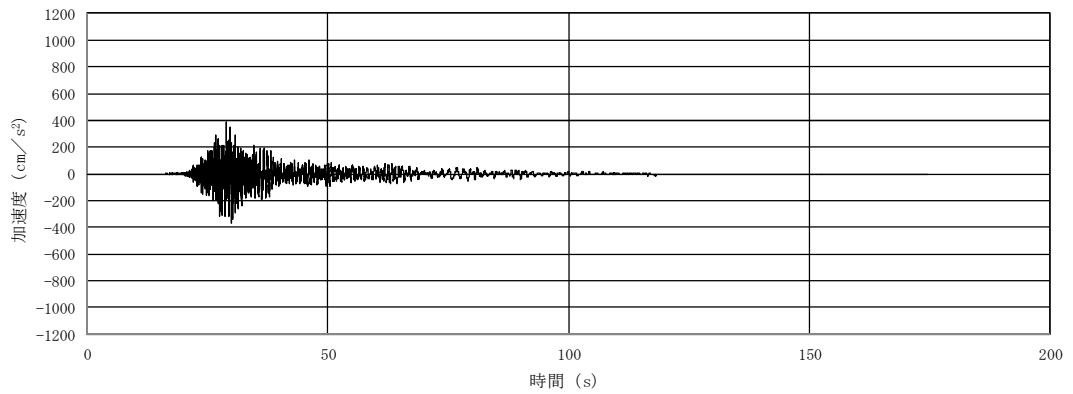
(a) 加速度時刻歴波形



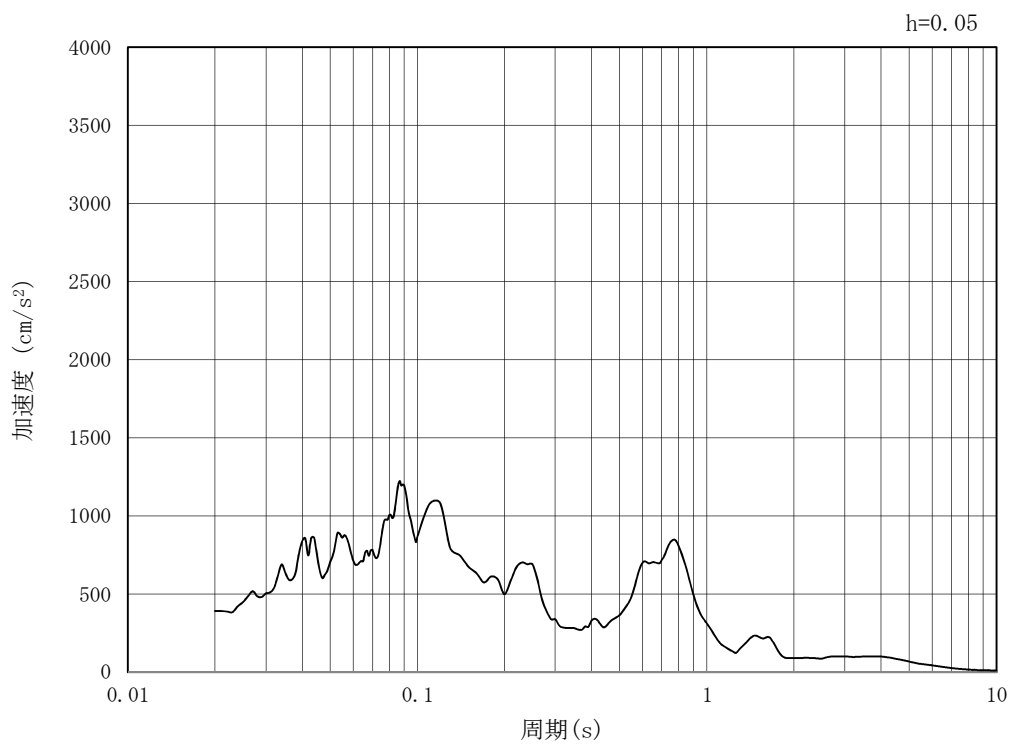
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)  
(水平方向 : S<sub>s</sub> - 1.4)

MAX 392 cm/s<sup>2</sup> (28.99s)



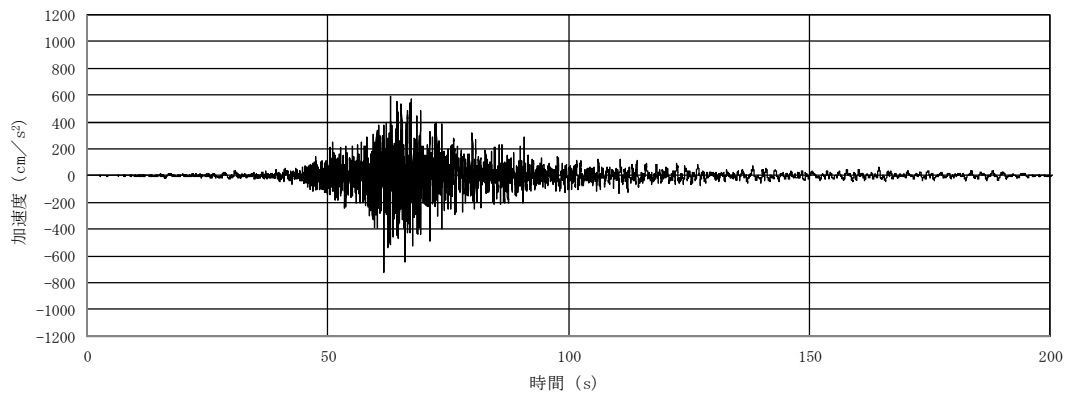
(a) 加速度時刻歴波形



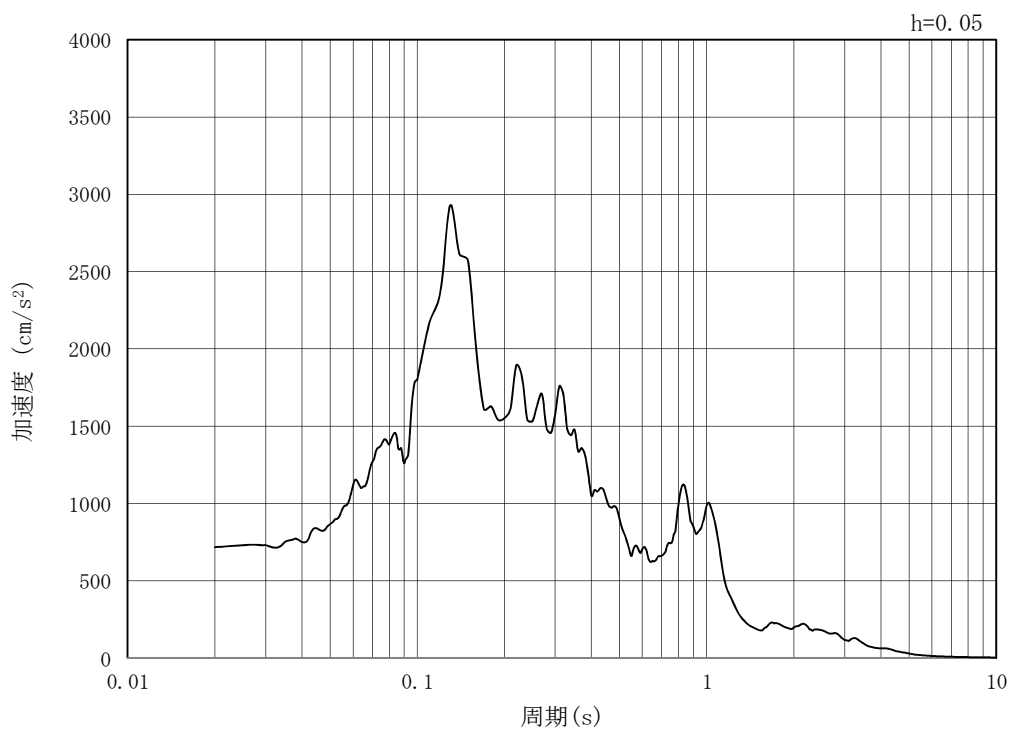
(b) 加速度応答スペクトル

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

MAX 718  $\text{cm/s}^2$  (61.6s)



(a) 加速度時刻歴波形

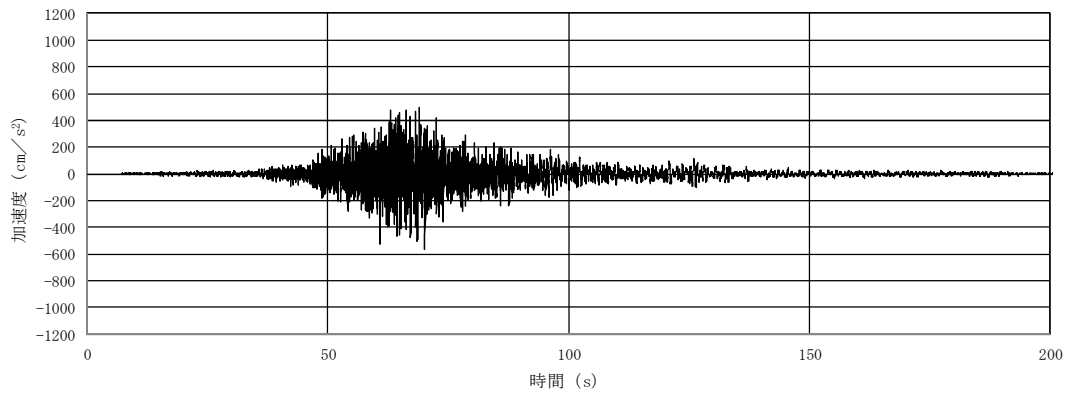


(b) 加速度応答スペクトル

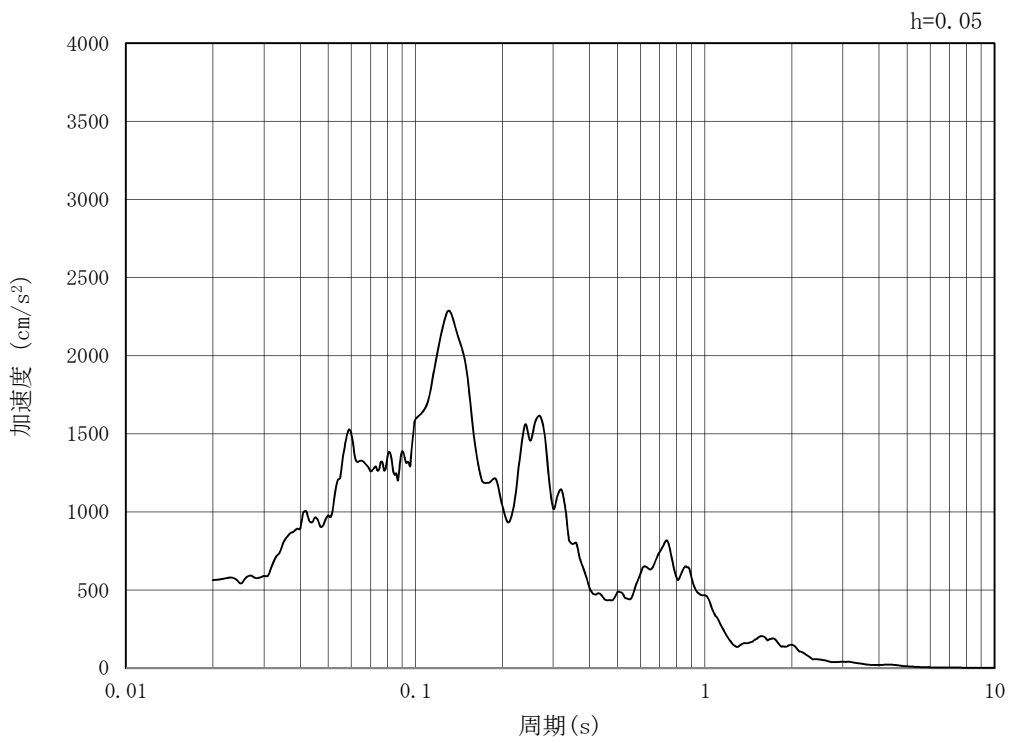
図 3.5-2 (11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)  
(水平方向 :  $S_s - 2.1$ )



MAX 563 cm/s<sup>2</sup> (70.18s)



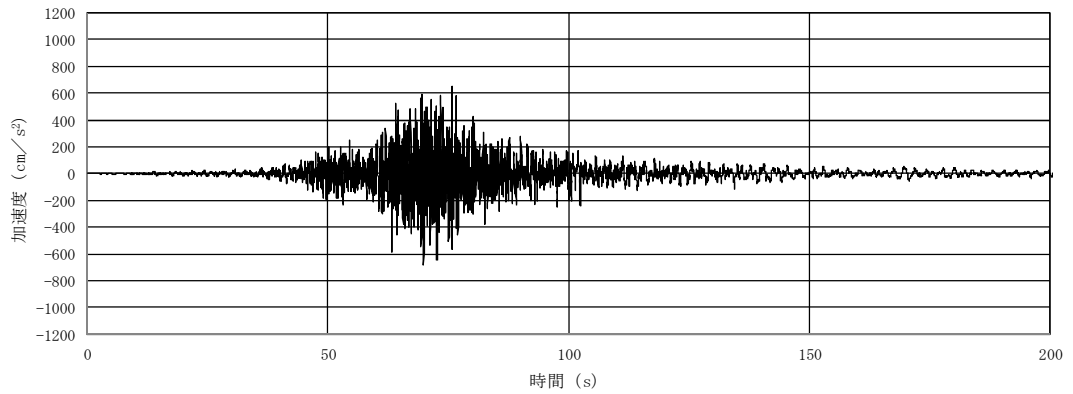
(a) 加速度時刻歴波形



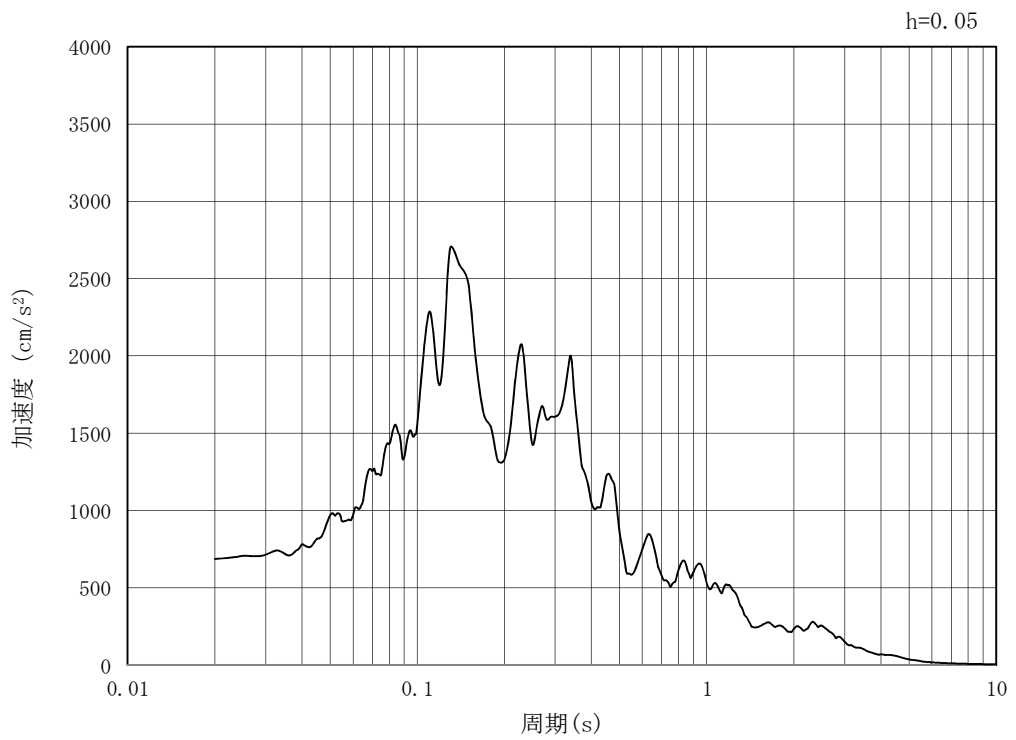
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)  
(鉛直方向 : S<sub>s</sub> - 2 1)

MAX 687 cm/s<sup>2</sup> (69.92s)



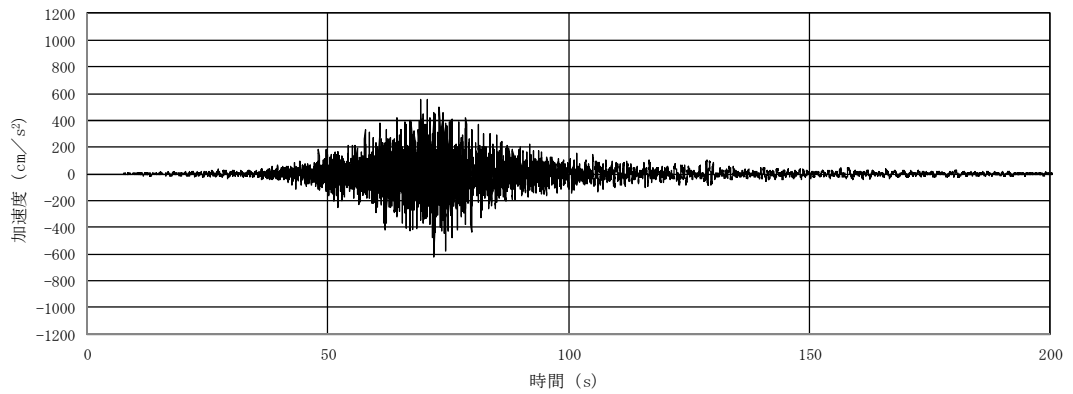
(a) 加速度時刻歴波形



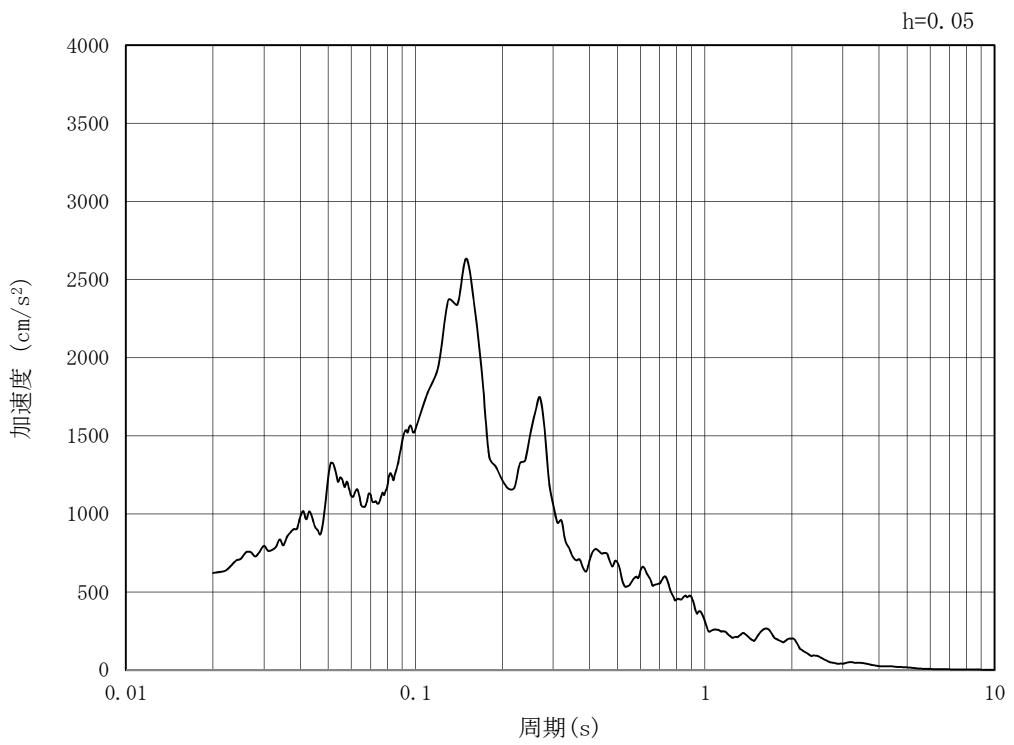
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (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 (NS-1)  
(水平方向 : S<sub>s</sub> - 2 2)

MAX 622 cm/s<sup>2</sup> (72.1s)



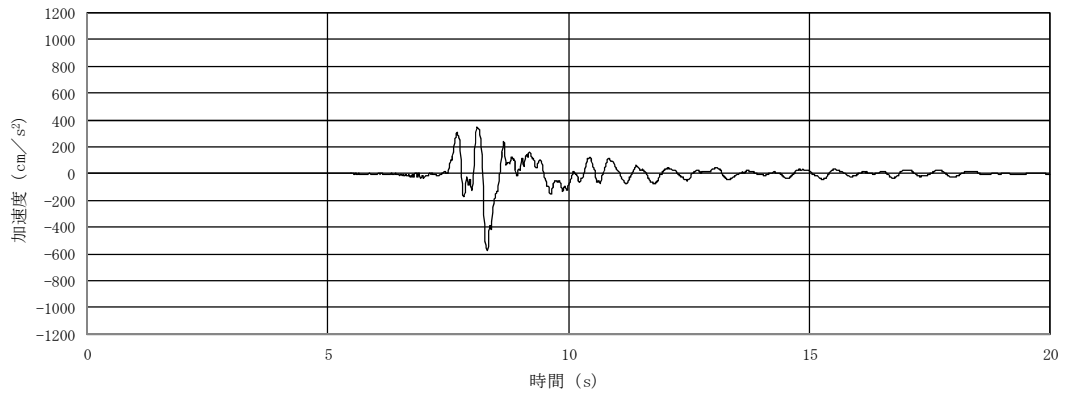
(a) 加速度時刻歴波形



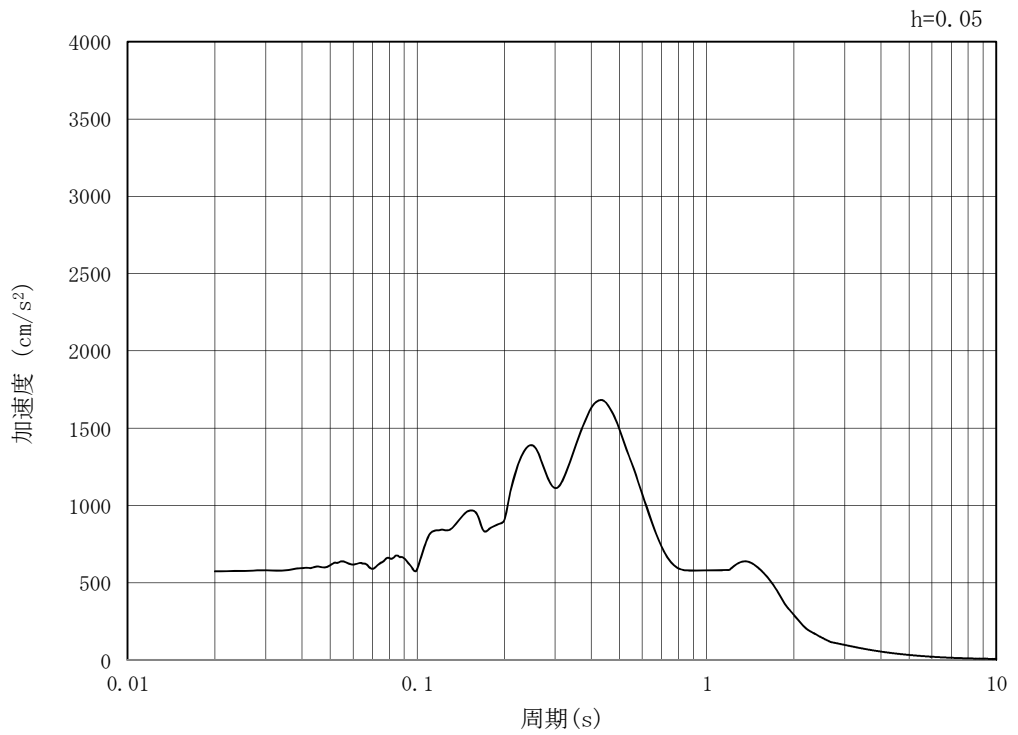
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)  
(鉛直方向 : S<sub>s</sub> - 2 2)

MAX 574  $\text{cm/s}^2$  (8.32s)



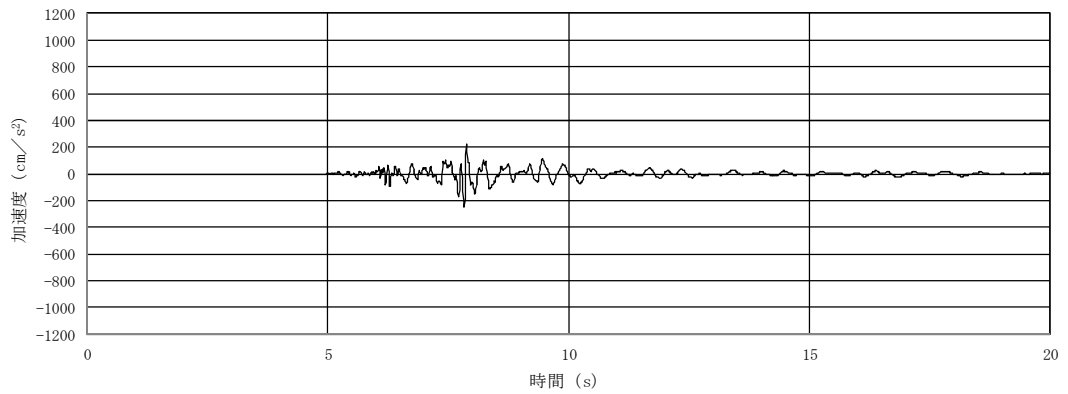
(a) 加速度時刻歴波形



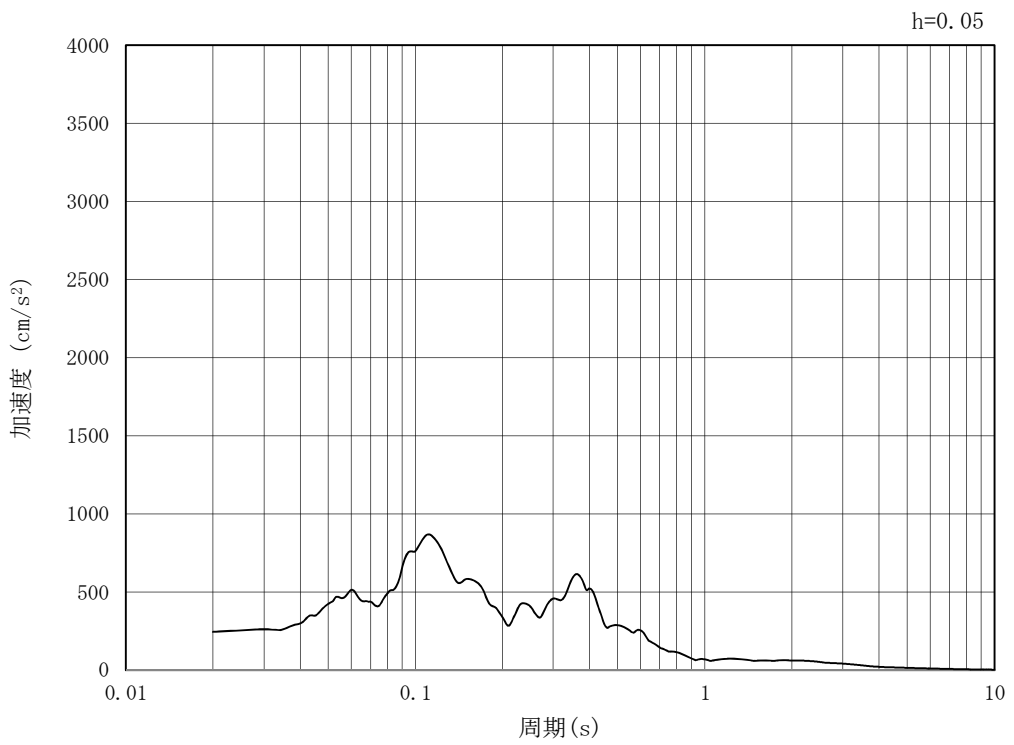
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)  
(水平方向 :  $S_s - 31$ )

MAX 245 cm/s<sup>2</sup> (7.83s)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-2 (16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル (NS-1)  
(鉛直方向 : S<sub>s</sub> - 3 1)

### 3.6 減衰特性

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

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

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

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

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

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

$\alpha, \beta$  : 係数

係数 $\alpha$ 、 $\beta$ は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

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

ここで、

f : 固有値解析により求められた1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

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

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

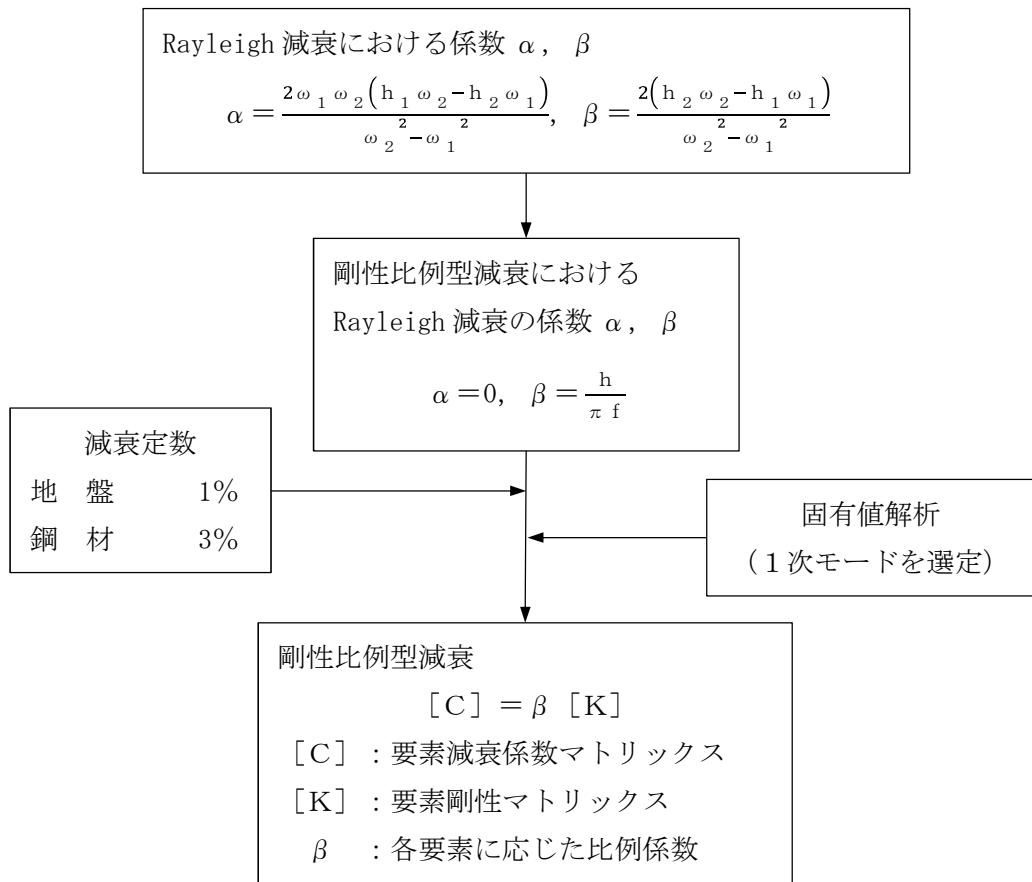


図 3.6-1 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.6-1 (1) 固有値解析結果

(NS-1 断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

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

表 3.6-1 (2) 固有値解析結果

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

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

追而



表 3.6-1 (3) 固有値解析結果

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

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

表 3.6-1 (4) 固有値解析結果

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

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

#### 4. 耐震評価

##### 4.1 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

##### 4.1.1 構造部材に対する許容限界

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

表 4.1-1 鋼管矢板の短期許容応力度

評価項目			短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
南側	鋼管矢板 φ2000	SM570	許容曲げ応力度	382.5
			許容せん断応力度	217.5
北側	鋼管矢板 φ2000	SKY490	許容曲げ応力度	277.5
			許容せん断応力度	157.5

#### 4.1.2 基礎地盤の支持力に対する許容限界

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

道路橋示方書による杭基礎（打込み工法）の支持力算定式を以下に示す。

杭基礎構造を有する耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設について、豊浦標準砂の液化強度特性により強制的に液化化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四紀層の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭先端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液化化層が連続している場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4.1-2に示す。

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

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

$P_u$  : 杭先端の極限支持力 (kN)

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

$q_u$  : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

\*  $q_u$  は  $K_m$  層の非排水せん断強度  $\times 2$

$A_t$  : 鋼管杭の先端純断面積 (m<sup>2</sup>)

$A_i$  : 鋼管杭の先端閉塞面積 (m<sup>2</sup>)

$A$  : 鋼管杭の先端面積 (m<sup>2</sup>)

$U$  : 杭の周長 (m)

$L_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

$f_i$  : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

表 4.1-2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界 (追而)

## 4.2 評価方法

「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が「4.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

### 4.2.1 構造部材

構造部材の評価は、鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定される応力、せん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

#### (1) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

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

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

ここで、

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

$M$  : 最大曲げモーメント (N・mm)

$Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$N$  : 軸力 (N)

$A$  : 有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

#### (2) せん断力に対する照査

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

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

ここで、

$\tau$  : 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>)

$S$  : せん断力 (N)

$A$  : 有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\kappa$  : せん断応力の分布係数 (2.0)

### 4.2.2 基礎地盤の支持力

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

4.3 評価結果 (追而)

4.4 まとめ (追而)



土留鋼管矢板の耐震性についての計算書に関する参考資料

## (参考) 減衰の設定について

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

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

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

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



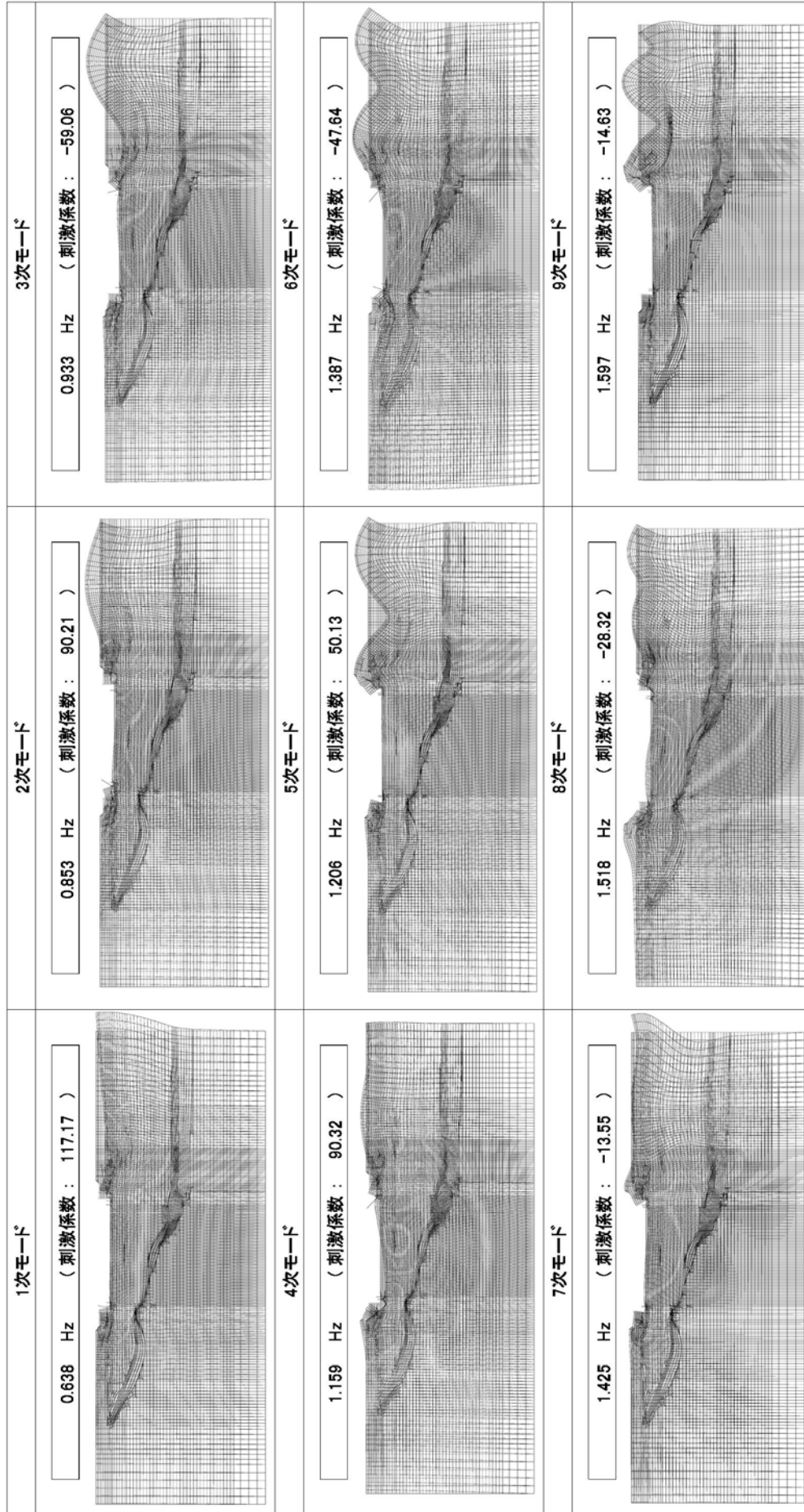


図1-1 (1) 貯留堰の固有値解析結果

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(追而)

図 1-1 (2) 貯留堰の固有値解析結果

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

(追而)

図 1-1 (3) 貯留堰の固有値解析結果

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

(追而)

図 1-1 (4) 貯留堰の固有値解析結果

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

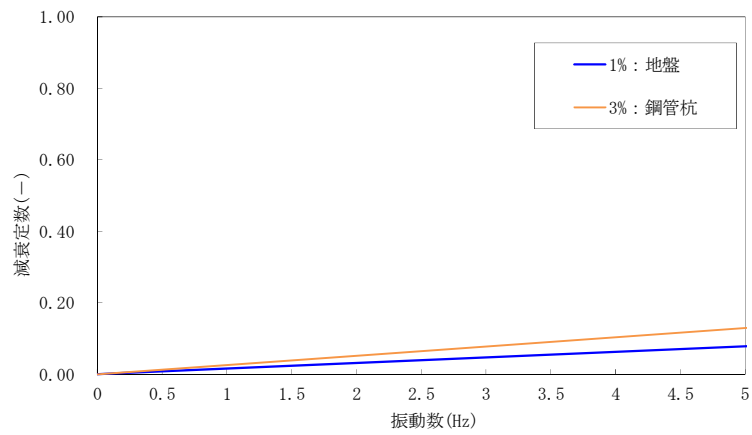


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(NS-1 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

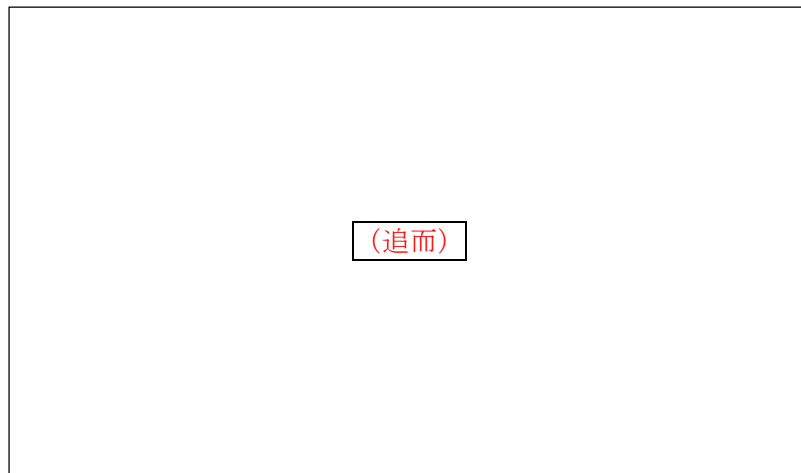


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

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

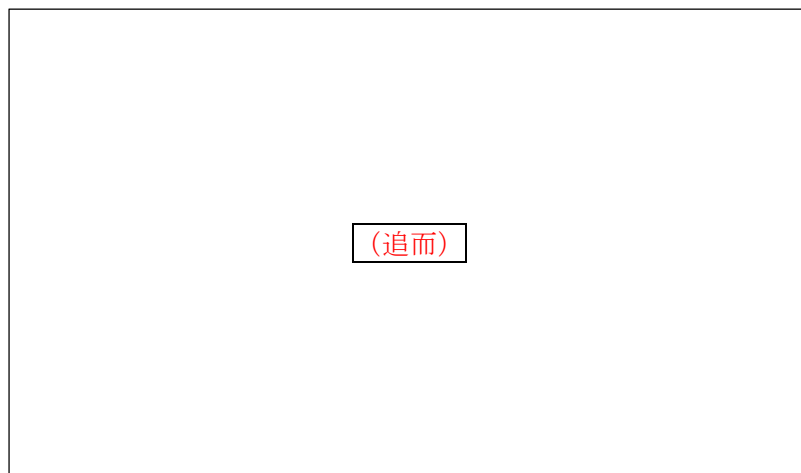


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

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

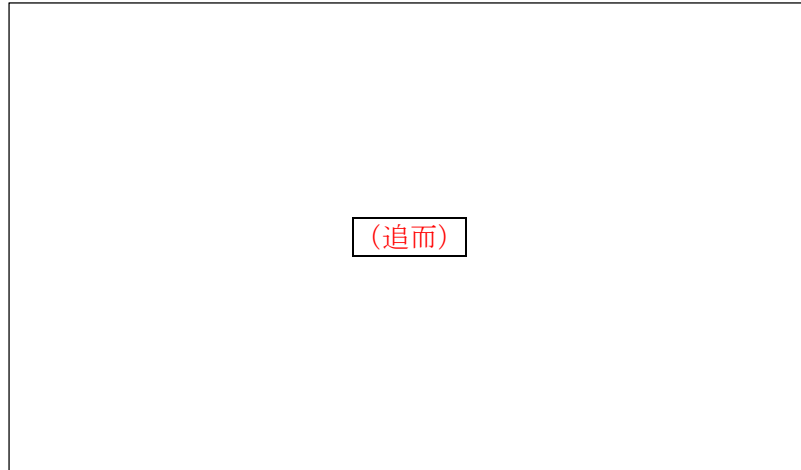


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

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