

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-027-10-94 改01
提出年月日	2023年3月9日

溢水源としないB，Cクラス施設のうち土木構造物の  
耐震性に関する補足説明資料

2023年3月

中国電力株式会社

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

目 次

1.	復水貯蔵タンク遮蔽壁, 補助復水貯蔵タンク遮蔽壁及びトールラス水受入タンク遮蔽壁	1
2.	非常用ろ過水タンク	2
2.1	非常用ろ過水タンクの溢水防護に関する方針	2
2.2	評価方法	2
2.3	評価条件	2
2.4	地震応答解析 (質点系モデル)	17
2.5	地震応答解析方法 (屋根モデル)	65
2.6	応力解析	71
2.7	耐震評価	81
2.8	耐震評価結果	84
3.	輪谷貯水槽 (西側)	96
3.1	輪谷貯水槽 (西側) の溢水防護に関する方針及び防護対策	96
3.2	評価方法	96
3.3	評価条件	96
3.4	地震応答解析	108
3.5	耐震評価	159
3.6	耐震評価結果	165
3.7	土石流堆積荷重の影響検討	180
4.	輪谷貯水槽 (東側)	188
4.1	輪谷貯水槽 (東側) の溢水防護に関する方針及び防護対策	188
4.2	評価方法	188
4.3	評価条件	188
4.4	地震応答解析	200
4.5	耐震評価	251
4.6	評価結果	262

参考資料 1 照査用応答値の平均化について

参考資料 2 非常用ろ過水タンクの屋根に対するスロッシング影響評価について

1. 復水貯蔵タンク遮蔽壁, 補助復水貯蔵タンク遮蔽壁及びトールス水受入タンク遮蔽壁

追而

## 2. 非常用ろ過水タンク

### 2.1 非常用ろ過水タンクの溢水防護に関する方針

VI-1-1-9-4「溢水影響に関する評価」のうち屋外タンク等からの溢水に対する評価において、非常用ろ過水タンクは基準地震動 $S_s$ による地震力に対し、タンクのパウンダリ機能を保持するため溢水源としない。

### 2.2 評価方法

非常用ろ過水タンクは、水槽内部の水の溢水を屋根、側壁及び底版により防ぐ構造となっており、基準地震動 $S_s$ に対して、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。構造部材の健全性評価として、構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。なお、スロッシングによる溢水は、屋根により防ぐものとする。

本章では非常用ろ過水タンクの構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。

### 2.3 評価条件

#### 2.3.1 適用規格

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（日本水道協会，1998年）
- ・水道施設耐震工法指針（日本水道協会，1997年）
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（地盤工学会，2012年）
- ・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）
- ・道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編）（日本道路協会，平成14年3月）
- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年）
- ・鋼構造設計規準－許容応力度法－（日本建築学会，2005年）

表 2.3-1 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] (土木学会, 2002年)	鉄筋コンクリートの材料諸元 (単位体積重量, ヤング係数, ポアソン比)
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] (土木学会, 2002年)	永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
	水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解析 (日本水道協会, 1998年)	プレストレス力
許容限界	コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002年)	曲げ軸力照査は, 発生応力度が曲げ耐力, 短期許容応力度又は降伏曲げモーメントであることを確認。せん断力照査は, 短期許容応力度以下であることを確認。
	鋼構造設計規準—許容応力度法— (日本建築学会, 2005年)	鋼材の短期許容応力度を許容限界として設定
	道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV下部構造編) (日本道路協会 平成14年3月)	基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認
	グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (地盤工学会, 2012年)	発生アンカー力が, テンションの許容引張力, 許容拘束力及び許容引抜力以下であることを確認。
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 (日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
構造解析	道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV下部構造編) (日本道路協会 平成14年3月)	地盤反力係数(3次元構造解析に用いる係数)

### 2.3.2 構造概要

非常用ろ過水タンクの位置図を図 2.3-1 に示す。

非常用ろ過水タンクの平面図を図 2.3-2 に、断面図を図 2.3-3 に、概略配筋図を図 2.3-4 に、PC 鋼材配置図を図 2.3-5～図 2.3-7 に示す。

非常用ろ過水タンクは、外径 20.4m、高さ 10.4m の円筒状の構造物であり、屋根及び底版は鉄筋コンクリート造、側壁はプレストレストコンクリート造であり、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置している。また、底版外周部-地盤間にグラウンドアンカを設置している。

底版については、地震時のせん断抵抗力の保守性向上の自主対策として、岩盤に突起させる構造を設けている（以下「せん断キー」という。）。これについては、「2.4 地震応答解析（質点系モデル）」において底版-地盤間の水平方向の最大反力のうちせん断キー負担分の荷重を算定し、「2.6 応力解析」の 3次元静定 FEMモデルにおいて、荷重として考慮する。

側壁円周方向 PC 鋼材については、180° 両引きとし、1 段ごとに 90° 方向をずらす。鉛直方向 PC 鋼材は、下端を固定し、上端を緊張する片引きとする。なお、PC 鋼材は、アンボンドタイプであることから、地震時に側壁との間の摩擦により緊張力が増大する構造ではないため、「2.6 応力解析」の 3次元静的 FEMモデルにおいて緊張作業直後のプレストレス力を荷重として考慮する。

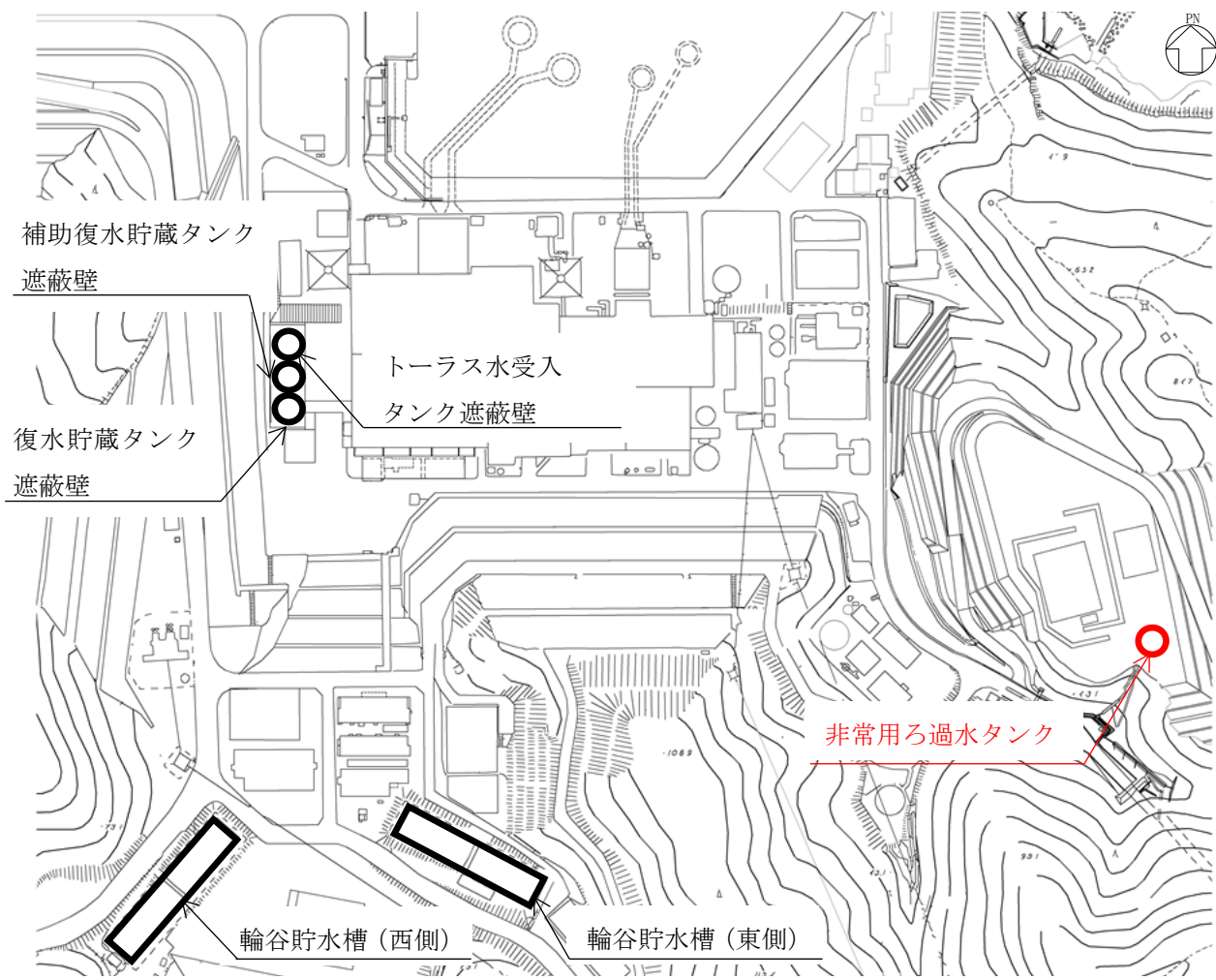


図 2.3-1 非常用ろ過水タンク 位置図

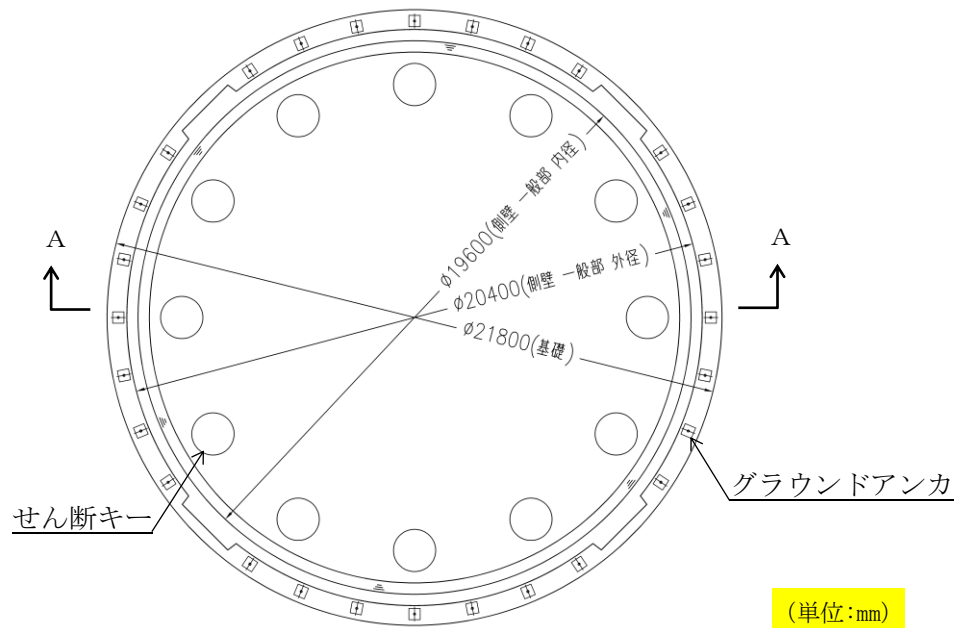


図 2.3-2 非常用ろ過水タンク 平面図

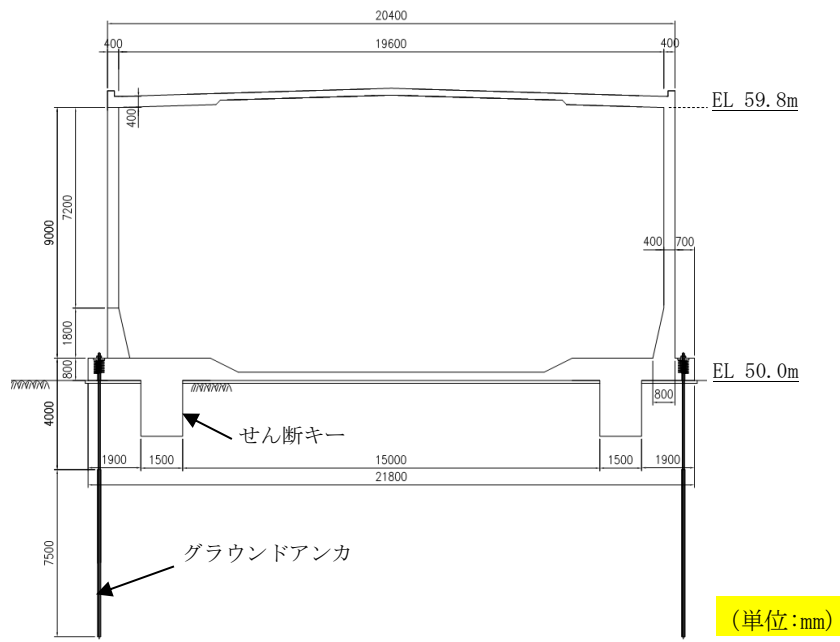
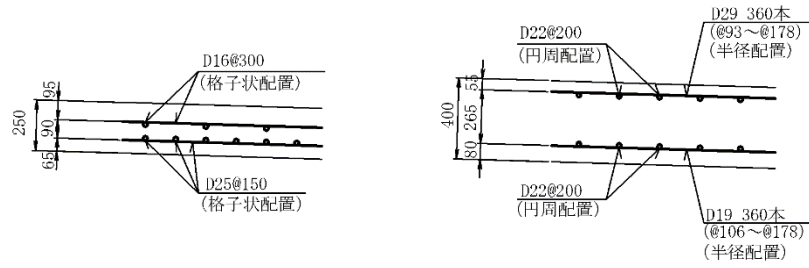


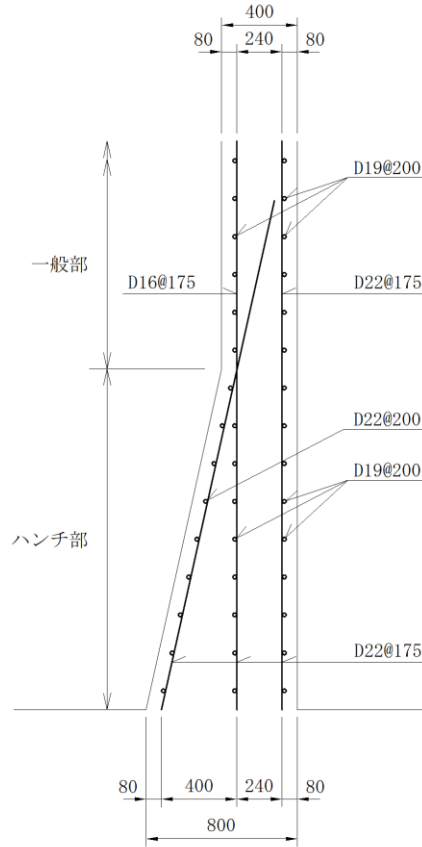
図 2.3-3 非常用ろ過水タンク 断面図



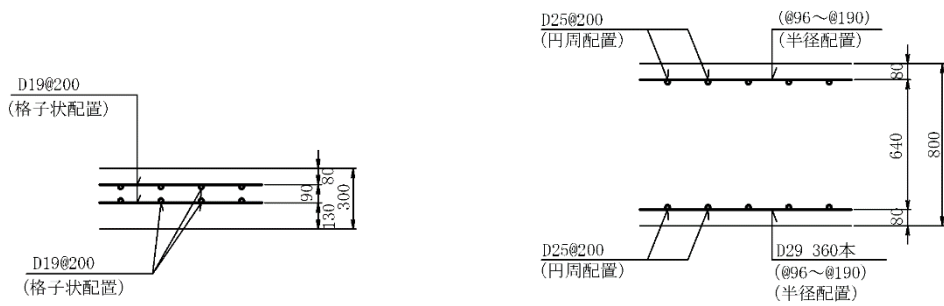


屋根中央部

屋根端部



側壁一般部 / 側壁ハンチ部

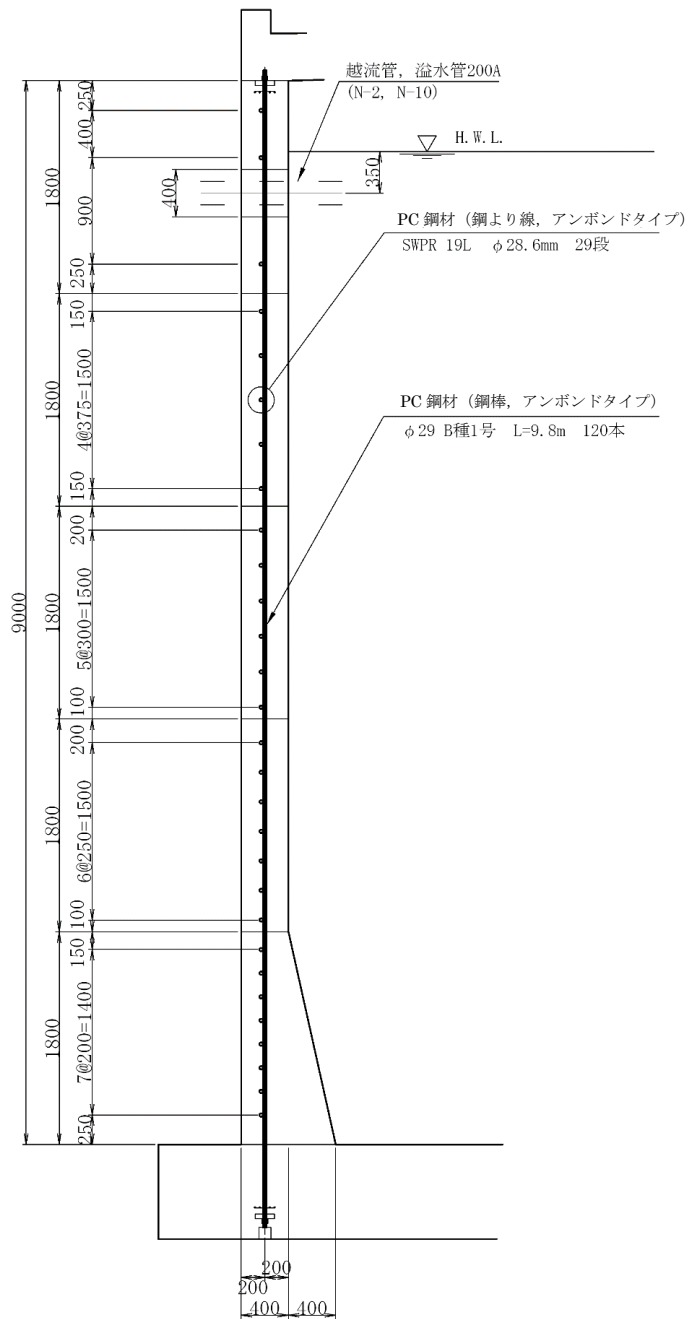


底板中央部

底板端部

(単位:mm)

図 2.3-4 非常用ろ過水タンク 概略配筋図



(単位:mm)

図 2.3-5 非常用ろ過水タンク PC鋼材配置図

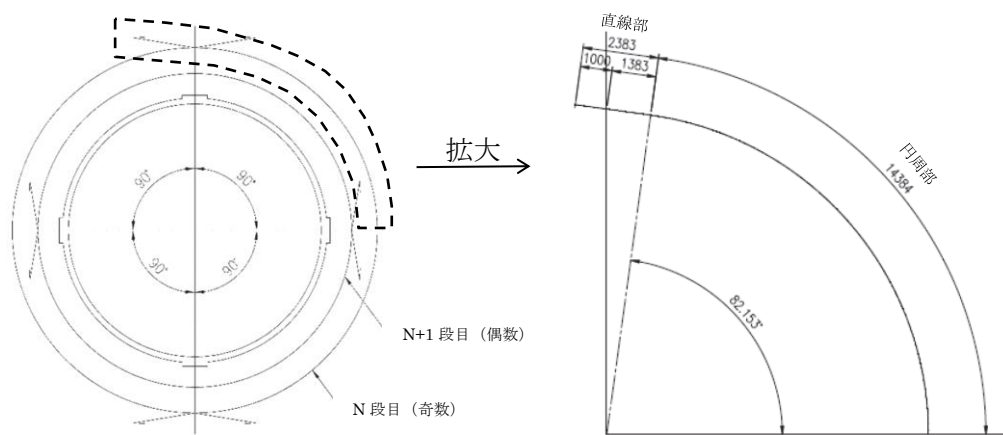


図 2.3-6 非常用ろ過水タンク PC鋼材配置概念図 (円周方向) (単位:mm)

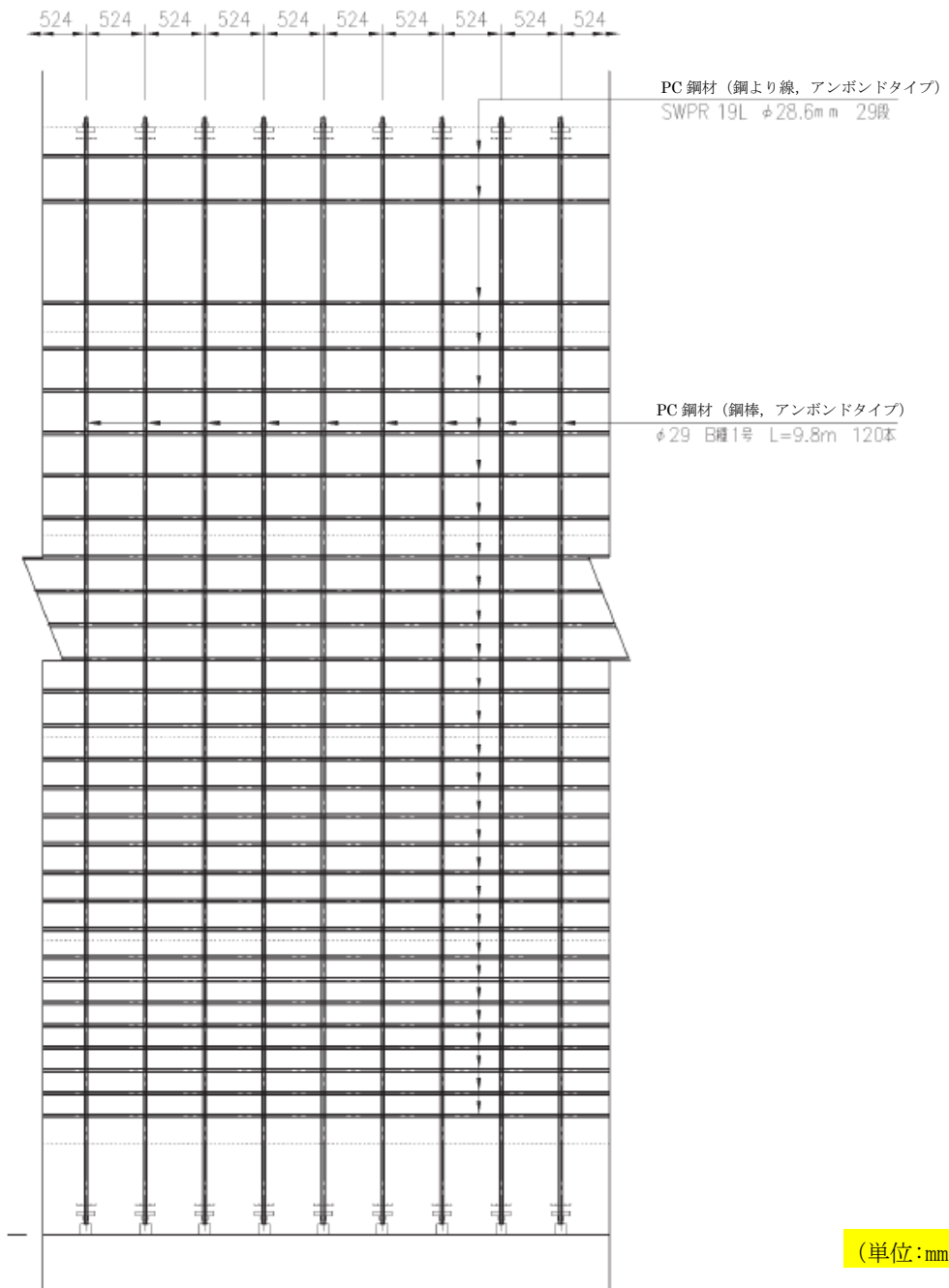


図 2.3-7 非常用ろ過水タンク PC 鋼材配置図 (鉛直方向)

### 2.3.3 評価対象断面の選定

非常用ろ過水タンクは、タンク中心を基準に対称構造となっていることから、耐震設計に対する応答加速度抽出における評価対象断面は、タンク中心を通る断面とする。

なお、非常用ろ過水タンクは、地上構造物であり、耐震設計上、慣性力が支配的な外力となることから、構造物周辺の地盤状況が及ぼす影響は軽微である。

#### 2.3.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2.3-2 に、材料の物性値を表 2.3-3 に示す。

表 2.3-2 使用材料

材料		仕様
屋根及び底版	コンクリート	設計基準強度 30.0N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD345
側壁	コンクリート	設計基準強度 36.0N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD345
PC 鋼材	円周方向	鋼より線 1-SWPR19L φ28.6mm
	鉛直方向	鋼棒 SBPR 930/1080 φ29mm (B種1号)
グラウンドアンカ		アンカー長 : 11.5m

表 2.3-3 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比
屋根及び底版	2.80×10 <sup>4</sup>	24.5	0.2
側壁	2.98×10 <sup>4</sup>	24.5	0.2

### 2.3.5 地盤物性値

地盤については、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 2.3-4 に示す。

表 2.3-4 地盤の物性値

層番号	S波速度 $V_s$ (m/s)	P波速度 $V_p$ (m/s)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	動せん断弾性係数 $G_d$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)
②層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
③層	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
④層	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
⑥層	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

### 2.3.6 評価構造物諸元

非常用過水タンクの3次元構造解析の評価対象部材は、屋根、側壁、底版及びグラウンドアンカとする。評価対象部材を図2.3-8に、評価部位とその仕様を表2.3-5及び表2.3-6に示す。

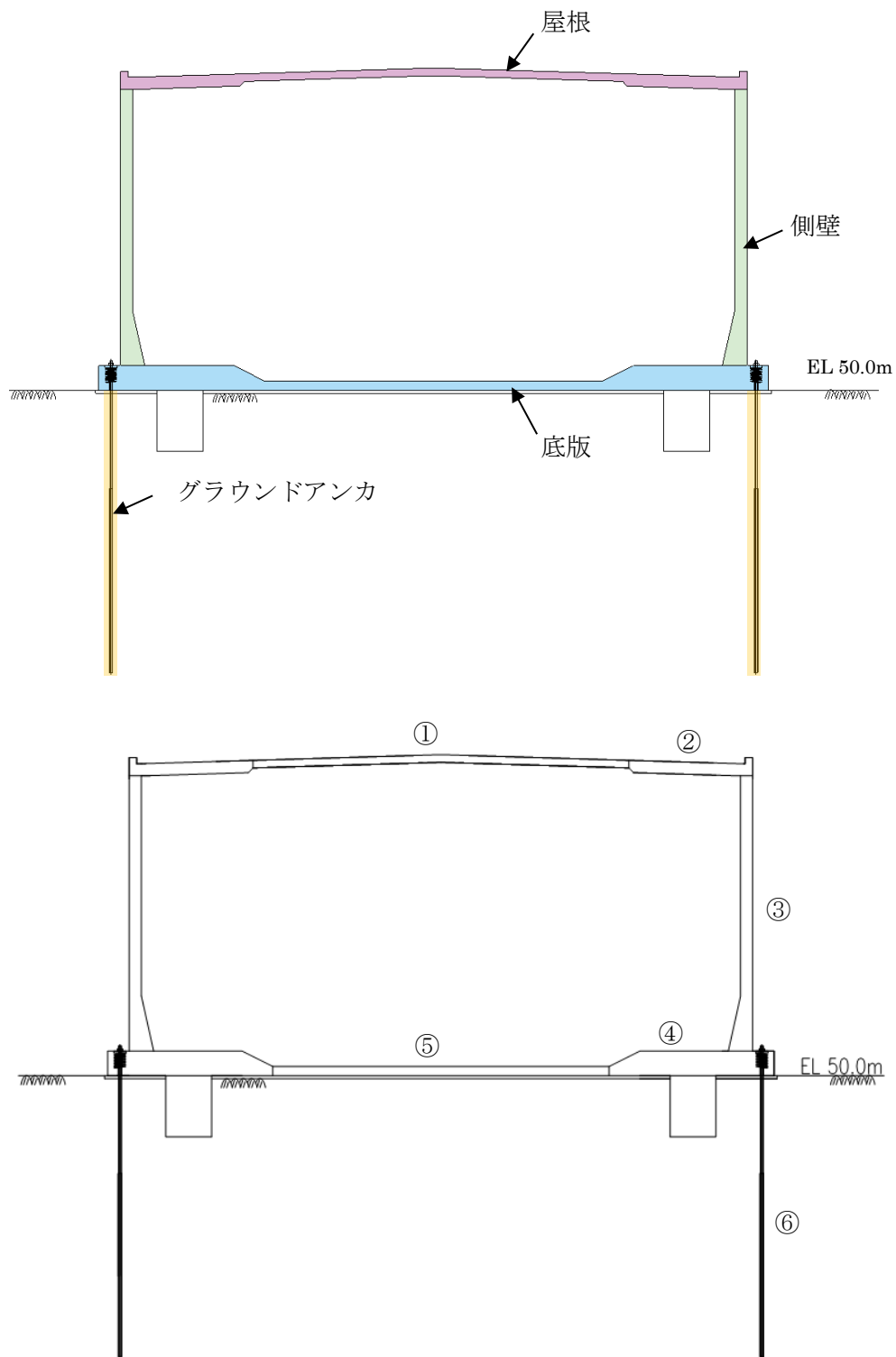


図2.3-8 評価対象部材

表 2.3-5 評価部位とその仕様（鉄筋コンクリート部材）

部位		仕様		材料	
		部材の 大きさ (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋
屋根	①	—	250	30.0	SD345
屋根	②	—	400	30.0	SD345
側壁	③	—	400	36.0	SD345
底版	④	—	800	30.0	SD345
底版	⑤	—	300	30.0	SD345

表 2.3-6 評価部位とその仕様（グラウンドアンカ）

部位		仕様
グラウンドアンカ	⑥	アンカー長：11.5m



### 2.3.7 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表 2.3-7 に示す。

なお、非常用ろ過水タンクについては、地下水位が構造物下端より十分低いため、地下水を考慮しない。

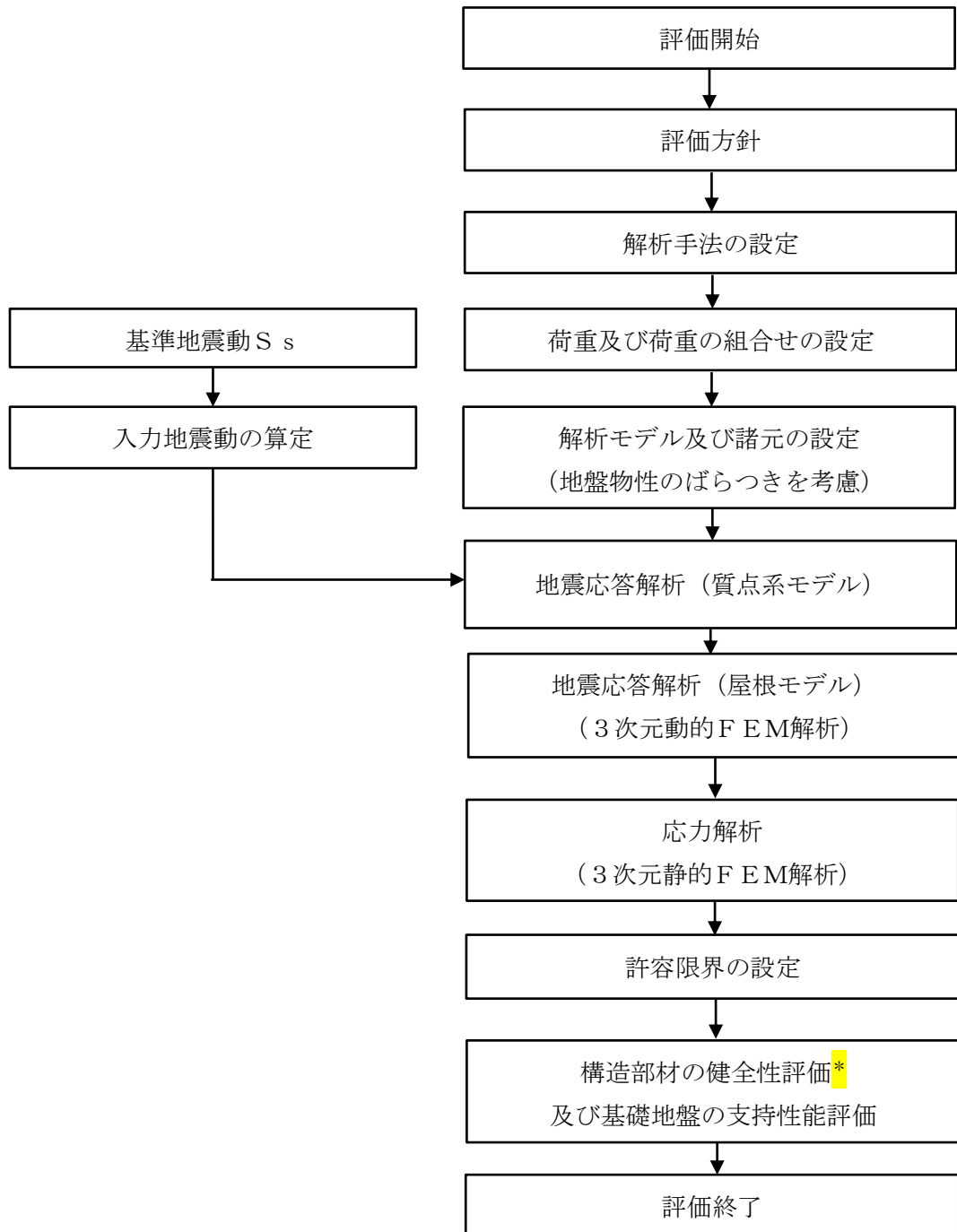
表 2.3-7 設計地下水位の一覧

施設名称	設計地下水位 (EL m)	備考
非常用ろ過水タンク	地下水位が構造物下端より十分低いため考慮しない。	3次元浸透流解析による

### 2.3.8 耐震評価フロー

非常用ろ過水タンクの評価フローを図 2.3-9 に示す。

非常用ろ過水タンクの耐震評価は、3次元静的有限要素法を用いた応力解析を行い照査する。3次元静的有限要素法を用いた応力解析に入力する慣性力は、側壁及び底版については2次元地震応答解析の結果を、屋根については2次元地震応答解析結果を用いて行う、屋根及び側壁の3次元動的有限要素法を用いた解析の結果を用いることとする。また、基礎地盤の支持性能照査については、3次元静的有限要素法を用いた応力解析の結果より評価を行う。



注記\*：構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。

図 2.3-9 非常用ろ過水タンク 耐震評価フロー

## 2.4 地震応答解析（質点系モデル）

### 2.4.1 地震応答解析手法

非常用ろ過水タンクは、地表面の岩盤に設置している直接基礎であることを踏まえ、地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる質点系モデルにより、逐次時間積分の時刻歴応答解析により行う。

解析手法については、図 2.4-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

非常用ろ過水タンクの施設周辺の地下水位は底版より低いため、解析手法の選定フローに基づき「①全応力解析」を選定する。

地震応答解析については、解析コード「TDA P III」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

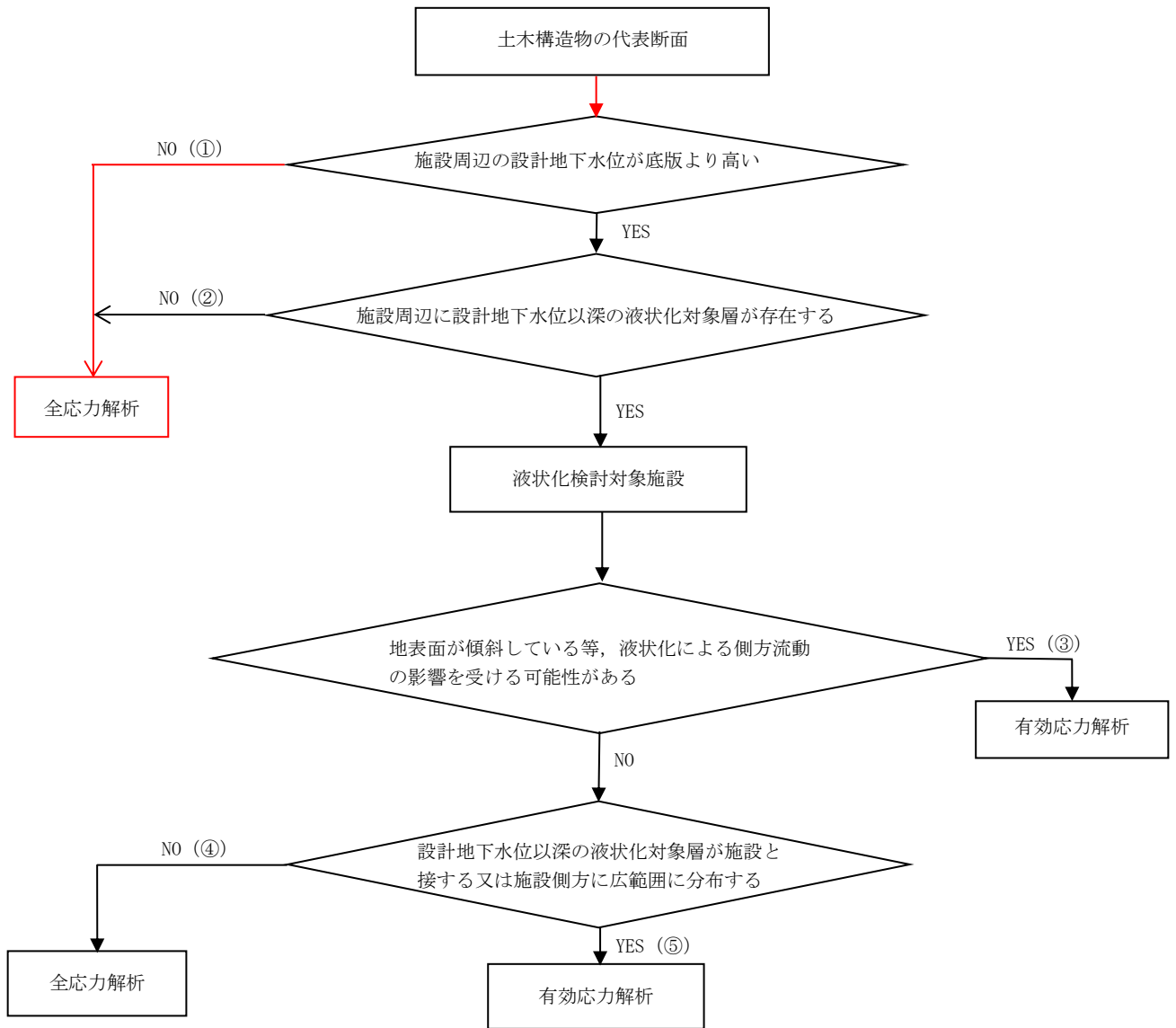


図 2.4-1 解析手法の選定フロー

## 2.4.2 地震応答解析モデルの設定

### (1) 構造物のモデル化

地震応答解析モデル図を図 2.4-2 及び図 2.4-3 に示す。水平方向については屋根、側壁、底版を集中質点と曲げせん断棒でモデル化し、底版と地盤の相互作用を水平ばねと回転ばねで考慮する。また、タンク内の貯留水のスロッシングを考慮するための質点・ばね要素を付与する。

鉛直方向については、屋根、側壁、底版を集中質点と軸ばねでモデル化し、底版と地盤の相互作用を鉛直ばねで考慮する。

質点①～⑤、⑧、⑨については、非常用ろ過水タンクのうち屋根、側壁、底版を、質点⑥については、スロッシングによる影響を考慮した等価質量のうち衝撃成分を、質点⑦、⑩については、スロッシングによる影響を考慮した等価質量のうち振動成分を模擬している。

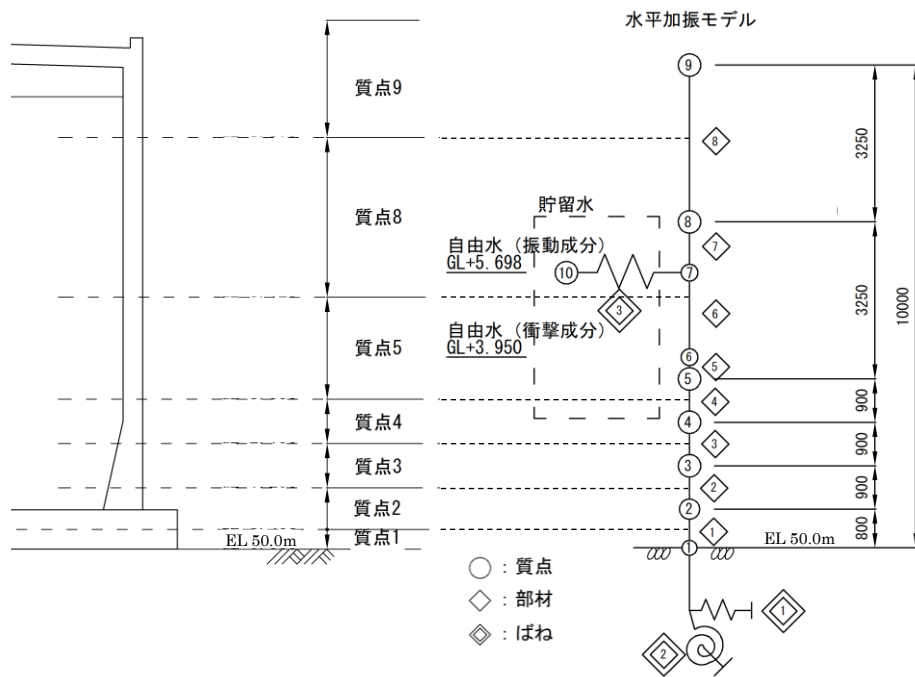


図 2.4-2 非常用ろ過水タンクの地震応答解析モデル (水平モデル)

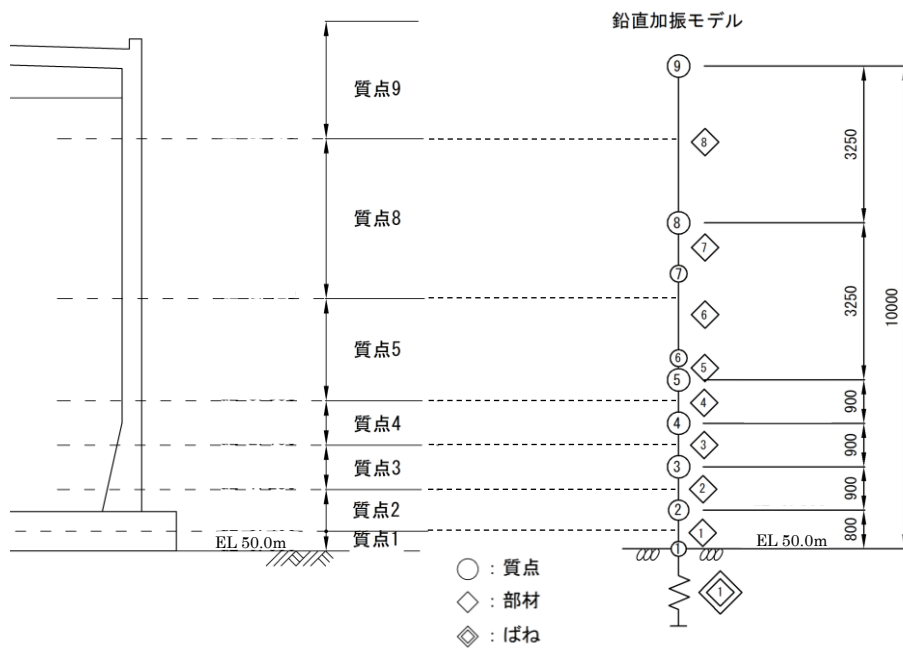
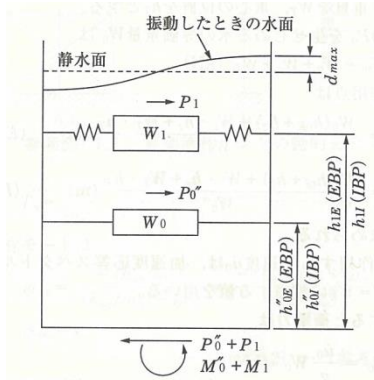


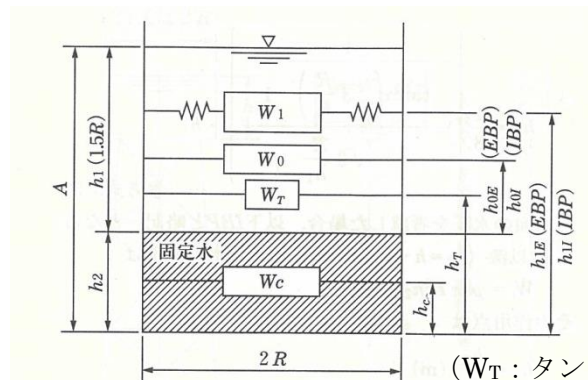
図 2.4-3 非常用ろ過水タンクの地震応答解析モデル (鉛直モデル)

タンク内の貯留水のモデル化は、「水道施設耐震工法指針・解説（日本水道協会，1987年）」を基に行う。図 2.4-4 に示すとおり，タンク内の貯留水は応答特性の違いから，固定水と自由水の 2 種類に分けられる。

1. 自由水 ( $W_0, W_1$ ) : 衝撃力，振動力（スロッシング）を考慮する。  
(水深/タンク径比  $\leq 1.5$  の範囲)
2. 固定水 ( $W_2$ ) : 固定荷重として重量・慣性力のみを考慮する。  
(水深/タンク径比  $> 1.5$  の範囲)



水深/タンク径比  $\leq 1.5$  の範囲



水深/タンク径比  $> 1.5$  の範囲

( $W_T$  : タンク重量)

図 2.4-4 貯留水の質点系モデルへのモデル化概念図

タンクの水深は 8.4m，タンク内半径は 9.8m であることから，水深/タンク径比=0.86 となり 1.5 以下となることから，貯留水の全てが自由水となる。水平モデル及び鉛直モデルそれぞれにおける貯留水のモデル化方法を以下に示す。

a. タンク内の貯留水のモデル化（水平モデル）

水平モデルにおける貯留水は、衝撃力を生じる水の等価重量 $W_0$ 、振動力を生じる水の等価重量 $W_1$ 及び $W_0$ と $W_1$ の作用位置を算定し、それぞれの作用位置に質点重量でモデル化する。衝撃力を生じる水の等価重量については、モデルの軸線上に設置し、振動力を生じる水の等価重量については、タンク本体とは異なる固有周期を有するため、スロッシングばねを介してモデルに接続する。水の等価重量、その作用位置及びスロッシングばね定数の算定式を以下に示す。なお、貯留水全体の重量は、タンク容量が2,500kLであることから、 $2,500\text{kL} \times 9.81\text{kN/m}^3 = 2.453 \times 10^4\text{kN}$ である。

(衝撃力を与える水の等価重量及びその作用位置)

$$\frac{W_0}{W} = \frac{\tanh\left(\sqrt{3} \frac{R}{h}\right)}{\sqrt{3} \frac{R}{h}}$$

$$h_0 = \frac{3}{8}h$$

ここで、

R : タンク内半径 (=9.800m)

h : 水深 (=8.400m)

W : 貯留水重量 (=2.453 × 10<sup>4</sup>kN)

W<sub>0</sub> : 衝撃を与える重量 (kN)

h<sub>0</sub> : 衝撃力の作用高さ (m)

以上より、

$$W_0 = \tanh\left(\sqrt{3} \times 9.800 / 8.400\right) / \left(\sqrt{3} \times 9.800 / 8.400\right) \times (2.453 \times 10^4) \text{ kN}$$

$$= 1.172 \times 10^4 \text{ (kN)}$$

$$h_0 = 3 / 8 \times 8.400 = 3.150 \text{ (m)}$$

(振動力を与える水の等価重量及びその作用位置)

$$\frac{W_1}{W} = 0.318 \frac{R}{h} \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right)$$

$$\frac{h_1}{h} = 1 - \frac{\cosh\left(1.84 \frac{h}{R}\right) - 1}{1.84 \frac{h}{R} \sinh\left(1.84 \frac{h}{R}\right)}$$

ここで、

R : タンク内半径 (=9.800m)

h : 水深 (=8.400m)

W : 貯留水重量 (=2.453 × 10<sup>4</sup>kN)

W<sub>1</sub> : 振動を与える重量 (kN)

h<sub>1</sub> : 振動力の作用高さ (m)

以上より、

$$W_1 = \{0.318 \times (9.800 / 8.400) \times \tanh(1.84 \times (8.400 / 9.800))\} \times (2.453 \times 10^4)$$

$$= 8.356 \times 10^3 \text{ (kN)}$$

$$h_1 = [1 - \{\cosh(1.84 \times 8.400 / 9.800) - 1\} / \{1.84 \times 8.400 / 9.800 \times \sinh(1.84 \times 8.400 / 9.800)\}] \times 8.400$$

$$= 4.898 \text{ (m)}$$



以上より,

(スロッシングばね定数)

$$k_1 = \frac{\omega^2 W_1}{g}$$

$$\omega^2 = \frac{1.84g}{R} \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right)$$

ここで,

R : タンク内半径 (=9.800m)

h : 水深 (=8.400m)

g : 重力加速度 (= 9.80665m/s<sup>2</sup>)

W<sub>1</sub> : 振動力を与える重量 (= 8.356×10<sup>3</sup> kN)

ω : 固有角振動数 ( rad/s)

k<sub>1</sub> : スロッシングばね定数 ( kN/m)

以上より,

$$\omega = \{1.84 \times 9.80665 / 9.800 \times \tanh(1.84 \times 8.400 / 9.800)\}^{0.5} = 1.300 \text{ (rad/s)}$$

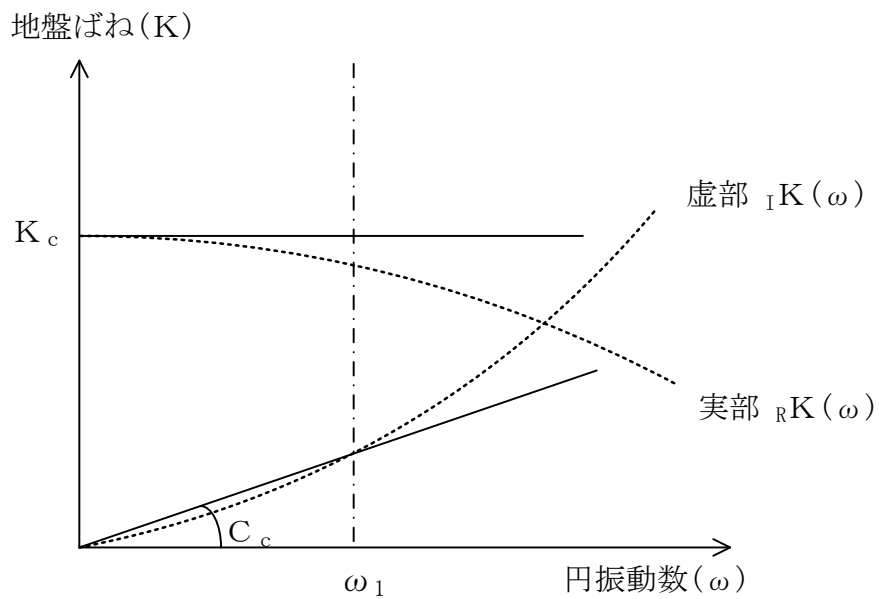
$$k_1 = 1.300^2 \times (8.356 \times 10^3) / 9.80665 = 1.440 \times 10^3 \text{ (kN/m)}$$

b. タンク内の貯留水のモデル化 (鉛直モデル)

鉛直モデルにおける貯留水は, 底版上部の質点 (質点②) に貯留水の全重量を加えることで考慮する。

(2) 地盤のモデル化

基礎底面の地盤ばねについては、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (日本電気協会)」(以下「J E A G 4 6 0 1 - 1987」という。)により、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを、近似法により定数化して用いる。地盤ばねの定数化の概要を図 2.4-5 に示す。基礎底面ばねの評価には解析コード「V A」を用いる。評価に用いる解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。



ばね定数：0Hz のばね定数  $K_c$  で定数化

減衰係数：地盤-建物連成系の 1 次固有円振動数  $\omega_1$  に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き  $C_c$  で定数化

図 2.4-5 地盤ばねの定数化の概要

水平方向時の地盤ばね定数及び減衰係数を表 2.4-1 に、鉛直方向時の地盤ばね定数及び減衰係数を表 2.4-2 に示す。

表 2.4-1 地盤ばね定数と減衰係数（水平方向）

解析 ケース*	ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K c	減衰係数 C c
①	$K_H, C_H$	底面・水平	$1.063 \times 10^8$ (kN/m)	$8.035 \times 10^5$ (kN・s/m)
	$K_\theta, C_\theta$	底面・回転	$1.264 \times 10^{10}$ (kN・m/rad)	$3.190 \times 10^7$ (kN・m・s/rad)
②	$K_H, C_H$	底面・水平	$1.532 \times 10^8$ (kN/m)	$9.530 \times 10^5$ (kN・s/m)
	$K_\theta, C_\theta$	底面・回転	$1.820 \times 10^{10}$ (kN・m/rad)	$3.510 \times 10^7$ (kN・m・s/rad)
③	$K_H, C_H$	底面・水平	$6.806 \times 10^7$ (kN/m)	$6.516 \times 10^5$ (kN・s/m)
	$K_\theta, C_\theta$	底面・回転	$8.090 \times 10^9$ (kN・m/rad)	$2.756 \times 10^7$ (kN・m・s/rad)

注記\*：解析ケースの詳細については「2.4.5 地震応答解析の解析ケース」参照

表 2.4-2 地盤ばね定数と減衰係数（鉛直方向）

解析 ケース*	ばね 番号	地盤ばね 成分	ばね定数 K c	減衰係数 C c
①	$K_V, C_V$	底面・鉛直	$1.400 \times 10^8$ (kN/m)	$1.651 \times 10^6$ (kN・s/m)
②	$K_V, C_V$	底面・鉛直	$2.017 \times 10^8$ (kN/m)	$1.968 \times 10^6$ (kN・s/m)
③	$K_V, C_V$	底面・鉛直	$8.964 \times 10^7$ (kN/m)	$1.328 \times 10^6$ (kN・s/m)

注記\*：解析ケースの詳細については「2.4.5 地震応答解析の解析ケース」参照

(3) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルの各質点ならびに曲げせん断棒要素における分担エリアの考え方の概念図は図 2.4-6 及び図 2.4-7 に示すとおりであり、各質点の分担エリアは質点間中央で分割している。各質点ならびに、はり要素に与える物性値の一覧を表 2.4-3 及び表 2.4-4 に示す。

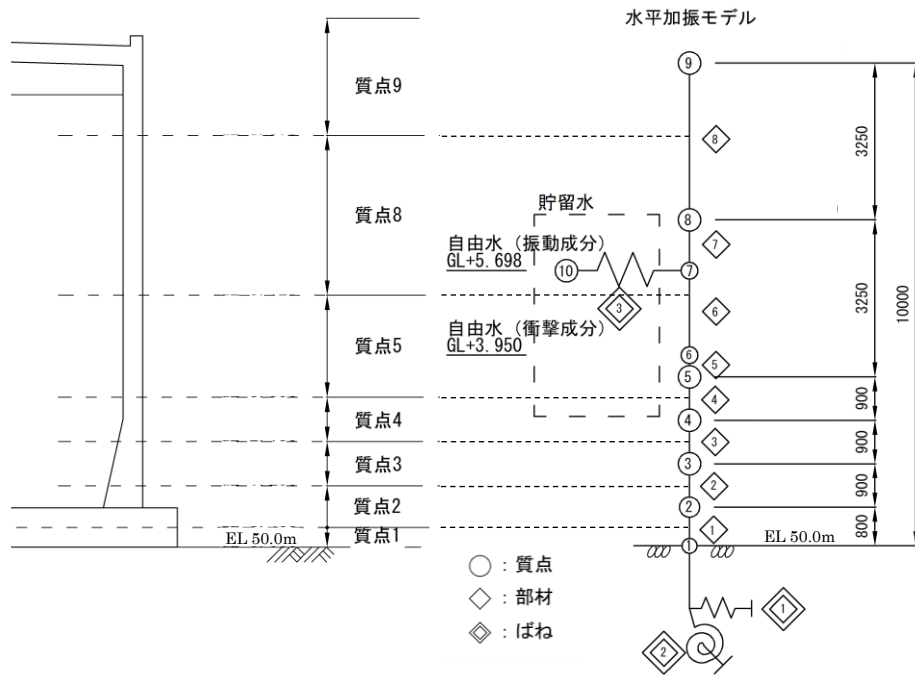


図 2.4-6 非常用ろ過水タンクの地震応答解析モデル（水平モデル）（再掲）

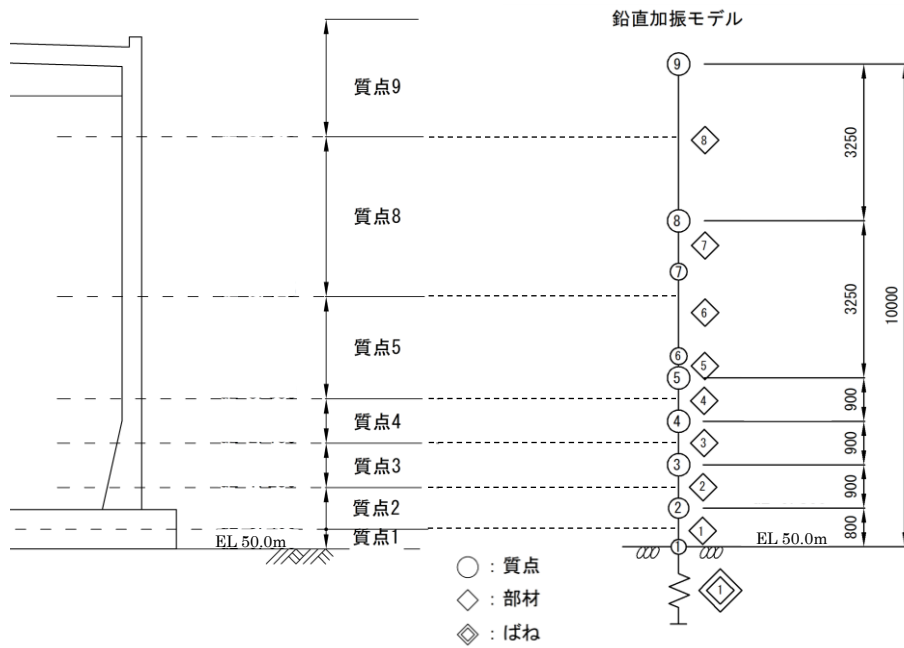


図 2.4-7 非常用ろ過水タンクの地震応答解析モデル（鉛直モデル）（再掲）

表 2.4-3 各要素における物性値一覧表（水平方向）

質点番号	高さ (EL m)	質点重量 (kN)	回転慣性 (kN・m <sup>2</sup> )	要素番号	断面積 (m <sup>2</sup> )	せん断有効断面積 (m <sup>2</sup> )	断面 2 次モーメント (m <sup>4</sup> )	ばね定数 (kN/m)
1	50.0	3.513×10 <sup>3</sup>	1.069×10 <sup>5</sup>					
2	50.8	3.516×10 <sup>3</sup>	1.289×10 <sup>6</sup>	1	3.733×10 <sup>2</sup>	3.394×10 <sup>2</sup>	1.109×10 <sup>4</sup>	—
3	51.7	8.893×10 <sup>2</sup>	4.050×10 <sup>4</sup>	2	4.633×10 <sup>1</sup>	2.317×10 <sup>1</sup>	2.104×10 <sup>3</sup>	—
4	52.6	6.543×10 <sup>2</sup>	2.937×10 <sup>4</sup>	3	3.426×10 <sup>1</sup>	1.713×10 <sup>1</sup>	1.548×10 <sup>3</sup>	—
5	53.5	1.433×10 <sup>3</sup>	6.490×10 <sup>4</sup>	4	2.814×10 <sup>1</sup>	1.407×10 <sup>4</sup>	1.257×10 <sup>3</sup>	—
6	53.95	1.172×10 <sup>4</sup>	—	5	2.814×10 <sup>1</sup>	1.407×10 <sup>4</sup>	1.257×10 <sup>3</sup>	—
7	55.698	—	—	6	2.814×10 <sup>1</sup>	1.407×10 <sup>4</sup>	1.257×10 <sup>3</sup>	—
8	56.75	2.239×10 <sup>3</sup>	1.018×10 <sup>5</sup>	7	2.814×10 <sup>1</sup>	1.407×10 <sup>4</sup>	1.257×10 <sup>3</sup>	—
9	60.0	4.238×10 <sup>3</sup>	1.340×10 <sup>5</sup>	8	2.814×10 <sup>1</sup>	1.407×10 <sup>4</sup>	1.257×10 <sup>3</sup>	—
7	55.698	—	—					
10	55.698	8.356×10 <sup>3</sup>	—	—	—	—	—	1.440×10 <sup>3</sup>

表 2.4-4 各要素における物性値一覧表（鉛直方向）

質点番号	高さ (EL m)	質点重量 (kN/m)	要素番号	断面積 (m <sup>2</sup> )	せん断有効断面積 (m <sup>2</sup> )	断面 2 次モーメント (m <sup>4</sup> )
1	50.0	3.513×10 <sup>3</sup>				
2	50.8	2.805×10 <sup>4</sup>	1	3.733×10 <sup>2</sup>	3.394×10 <sup>2</sup>	1.109×10 <sup>4</sup>
3	51.7	8.893×10 <sup>2</sup>	2	4.633×10 <sup>1</sup>	2.317×10 <sup>1</sup>	2.104×10 <sup>3</sup>
4	52.6	6.543×10 <sup>2</sup>	3	3.426×10 <sup>1</sup>	1.713×10 <sup>1</sup>	1.548×10 <sup>3</sup>
5	53.5	1.433×10 <sup>3</sup>	4	2.814×10 <sup>1</sup>	1.407×10 <sup>4</sup>	1.257×10 <sup>3</sup>
6	53.95	—	5	2.814×10 <sup>1</sup>	1.407×10 <sup>4</sup>	1.257×10 <sup>3</sup>
7	55.698	—	6	2.814×10 <sup>1</sup>	1.407×10 <sup>4</sup>	1.257×10 <sup>3</sup>
8	56.75	2.239×10 <sup>3</sup>	7	2.814×10 <sup>1</sup>	1.407×10 <sup>4</sup>	1.257×10 <sup>3</sup>
9	60.0	4.238×10 <sup>3</sup>	8	2.814×10 <sup>1</sup>	1.407×10 <sup>4</sup>	1.257×10 <sup>3</sup>

### 2.4.3 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表 2.4-5 に示す。刺激関数図を図 2.4-8 及び図 2.4-9 に示す。

なお，刺激係数は，モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる値を示す。

表 2.4-5 固有値解析結果（解析ケース①）

(a) 水平方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	4.833	0.21	1.000	タンク 1 次
2	0.052	19.17	1.410	
3	0.026	39.21	-0.336	
4	0.020	50.24	-0.136	
5	0.013	79.05	0.448	
6	0.011	88.99	0.013	

(b) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.035	28.42	1.197	タンク 1 次
2	0.013	75.49	-0.202	
3	0.005	219.89	-0.011	
4	0.003	333.85	-0.005	
5	0.001	696.71	-0.002	
6	0.001	1023.80	0.008	

注記\*：モードごとに固有ベクトルの最大値を 1 に規準化して得られる刺激係数を示す。

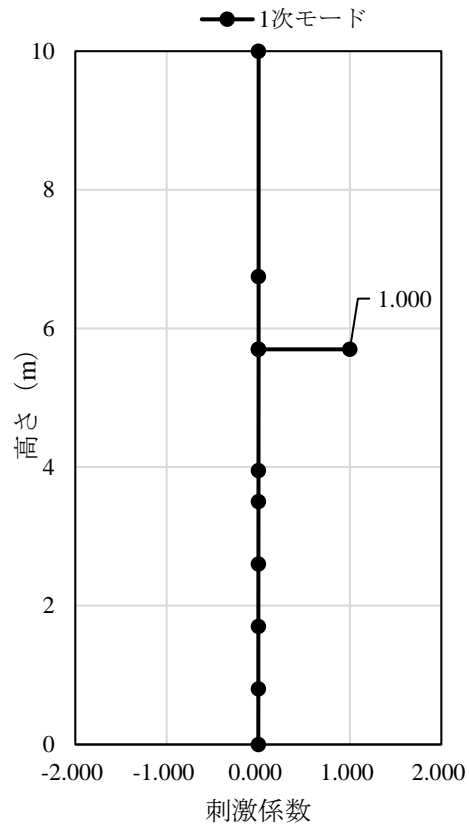


図 2.4-8(1) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 1次モード)

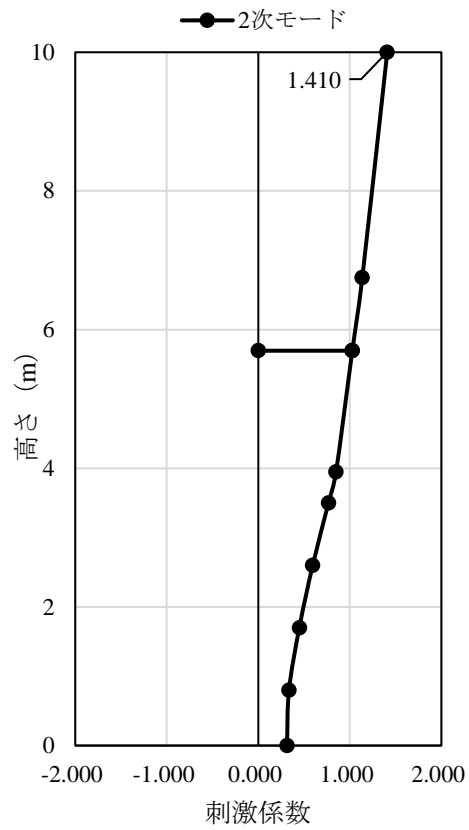


図 2.4-8(2) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 2次モード)



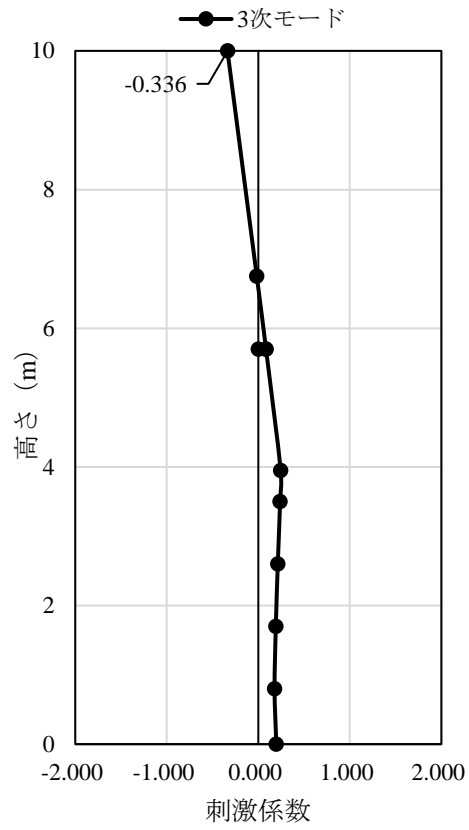


図 2.4-8(3) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 3次モード)

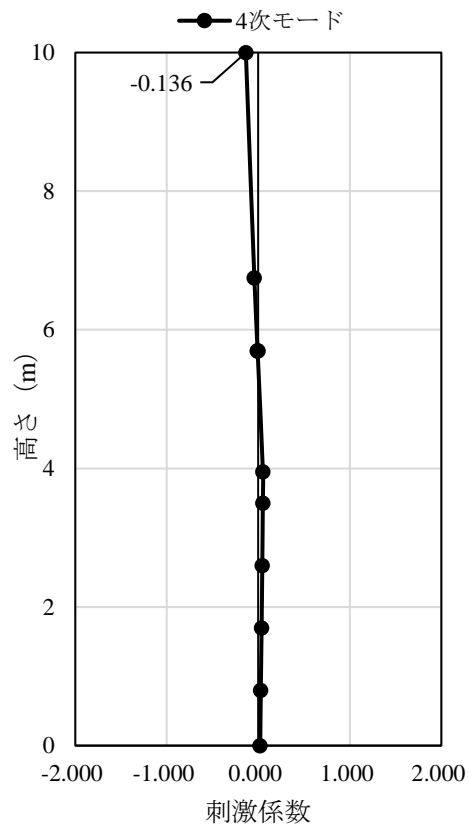


図 2.4-8(4) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 4次モード)

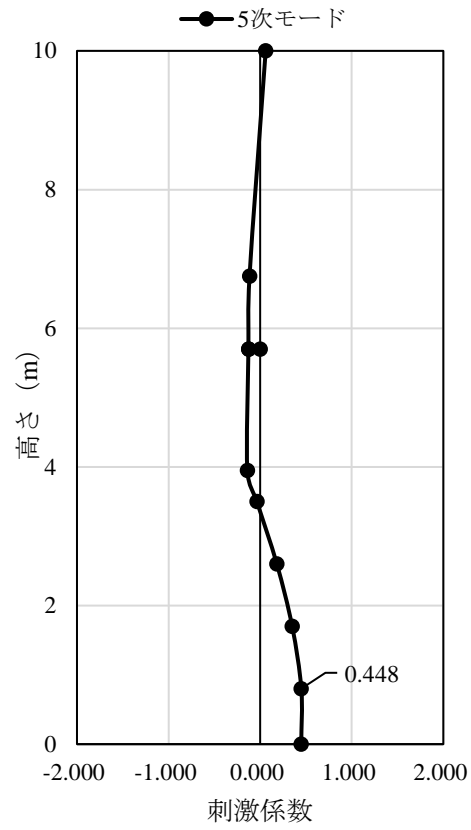


図 2.4-8(5) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 5次モード)

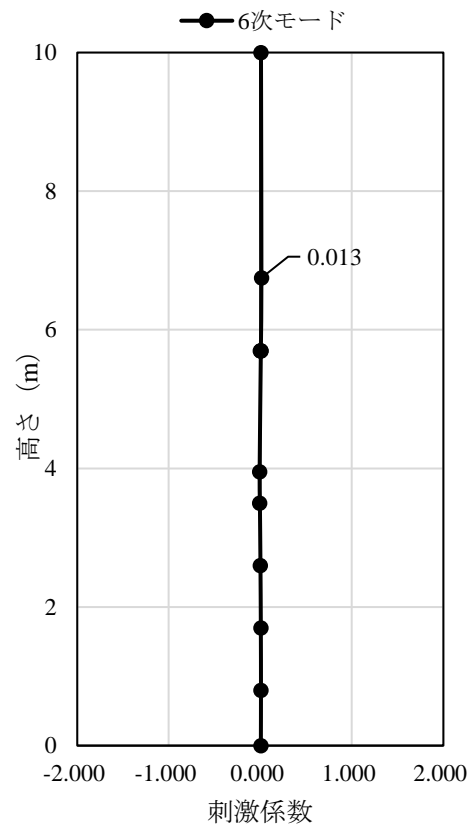


図 2.4-8(6) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 6次モード)

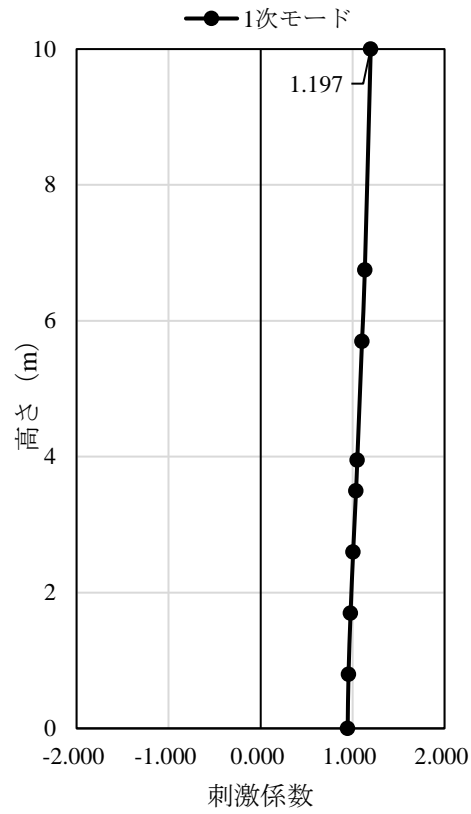


図 2.4-9(1) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 1次モード)

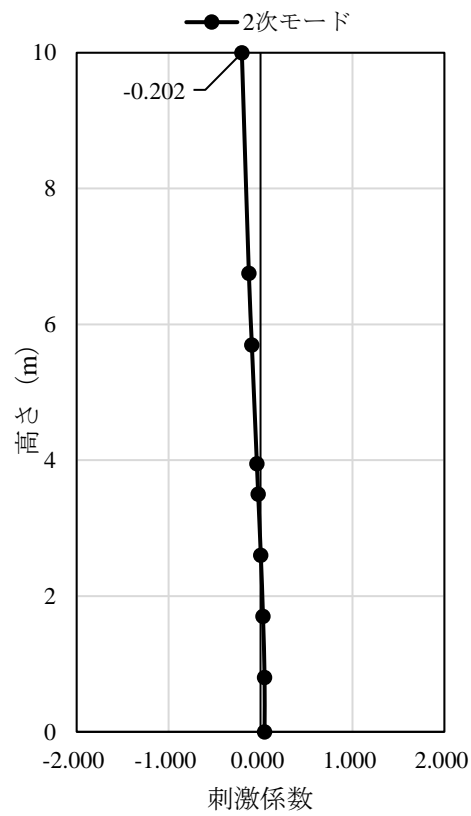


図 2.4-9(2) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 2次モード)

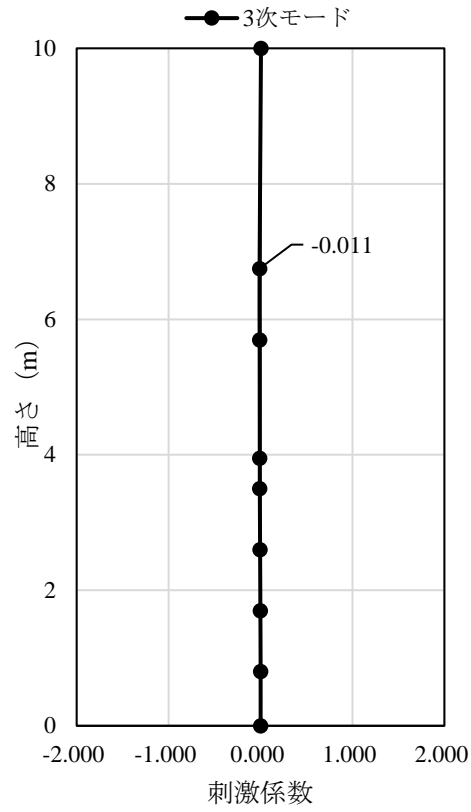


図 2.4-9(3) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 3次モード)

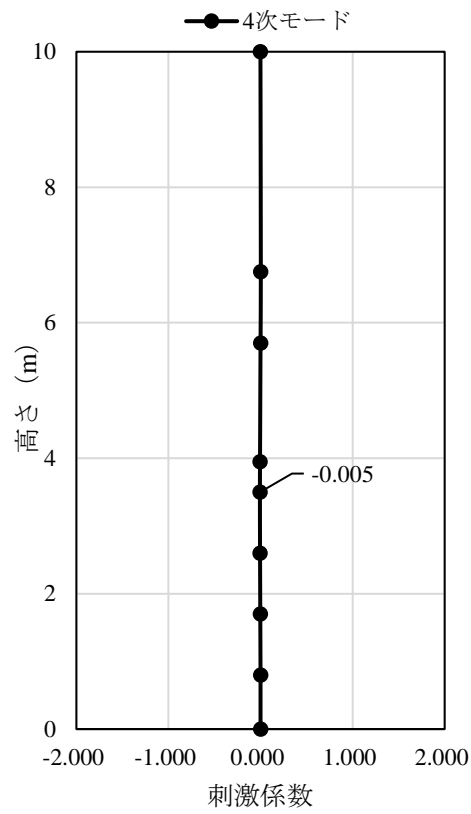


図 2.4-9(4) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 4次モード)

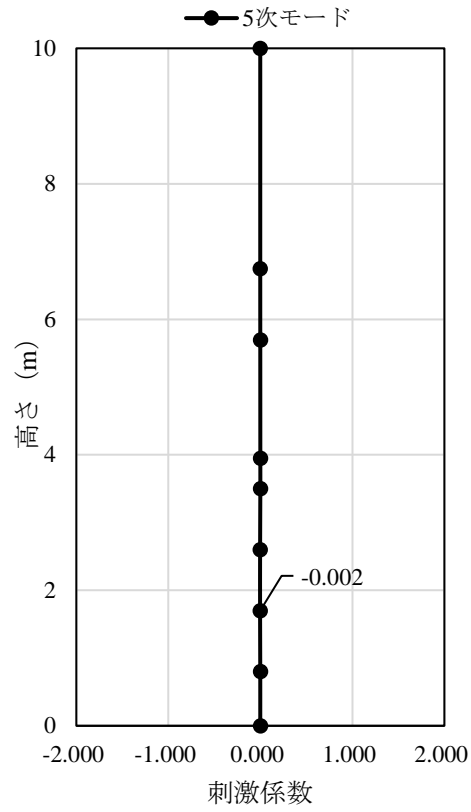


図 2.4-9(5) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 5次モード)

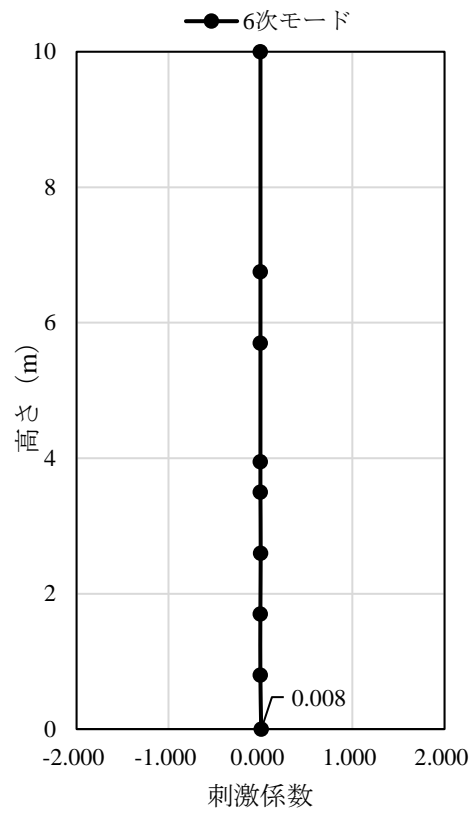


図 2.4-9(6) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 6次モード)

#### 2.4.4 荷重及び荷重の組合せ

非常用ろ過水タンクの地震応答解析において考慮する荷重は、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。

荷重の組合せを表 2.4-6 に示す。

表 2.4-6 荷重の組合せ

種別	荷重			算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体重量	○	設計図書に基づいて、設定する。
		機器・配管荷重	—	機器・配管系荷重を考慮しない。
	積載荷重	静止土圧	—	—
		積雪荷重	○	屋根に考慮する。
		風荷重	—	3次元静的FEM解析において考慮するため地震応答解析では考慮しない。
		貯留水荷重	○	貯留水荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りの影響を受けないため考慮しない。
	永久上載荷重	○	上載荷重を考慮する。	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○	基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		○	地震時動水圧を付加質量により考慮する。

##### (1) 荷重

非常用ろ過水タンクの地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

###### a. 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重として、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪 100cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮し 35.0 cm とする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量 1 cm ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

積載荷重として、積雪荷重  $P_s$  及び「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針」における上載荷重  $0.5\text{kN/m}^2$  を考慮する。

###### b. 貯留水荷重 ( $W_L$ )

貯留水荷重については、水の単位体積重量を  $9.81\text{kN/m}^3$  として考慮する。

###### c. 永久上載荷重

「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（日本水道協会、1998年制定）」における上載荷重  $0.5\text{kN/m}^2$  を考慮する。

###### d. 地震荷重 ( $S_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

e. 動水圧荷重

「2.4.2 地震応答解析モデルの設定」に示すとおり「水道施設耐震工法指針・解説（日本水道協会，1987年）」に従って動水圧荷重を考慮する。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 2.4-7 に示す。

表 2.4-7 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S s)	G + P + S s

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S s : 地震荷重

## 2.4.5 地震応答解析の解析ケース

### (1) 耐震評価における解析ケース

#### a. 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

非常用ろ過水タンクは岩盤上に設置された構造物であり、周辺には岩盤が分布していることから、岩盤の動せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

ばらつきを考慮する物性値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 2.4-8 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 2.4-8 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表 2.4-8 非常用ろ過水タンクの耐震評価における解析ケース

解析ケース	解析手法	地盤物性
		岩盤 ( $G_d$ : 動せん断 弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値
ケース②	全応力解析	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	全応力解析	平均値 - 1 $\sigma$

#### b. 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、水平地震動と鉛直地震動それぞれで、最大応答加速度が全時刻で最も大きくなる地震動を用いて、表 2.4-8 に示す解析ケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表 2.4-9 に示す。応力解析を行う地震動の選定フローを図 2.4-10 に示す。



表 2.4-9 地震応答解析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
対象地震動	方向	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
S s - D	++	○		
S s - F 1	++	○		
S s - F 2	++	○		
S s - N 1	++	○		
S s - N 2 (NS)	++	○		
S s - N 2 (EW)	++	○		

基準地震動 S s (6波) に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、水平地震動と鉛直地震動それぞれで、最大応答加速度が全時刻で最も大きくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。

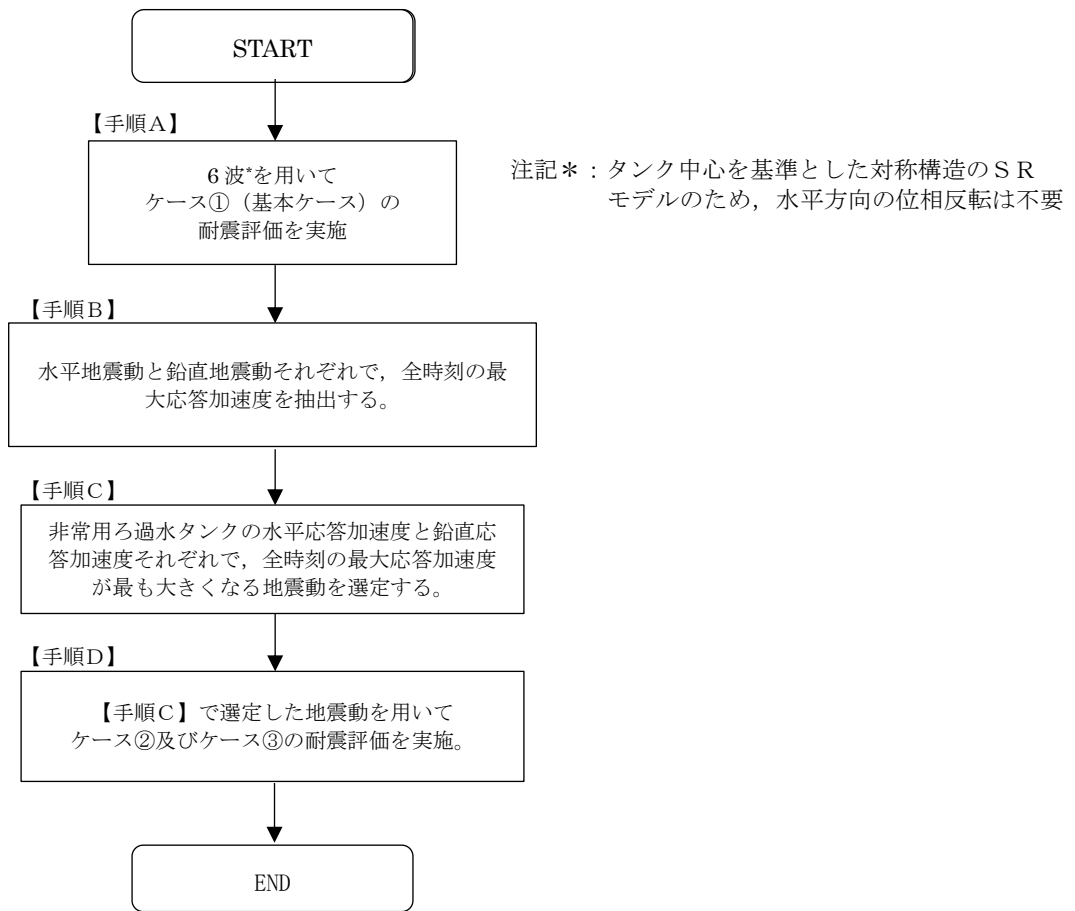


図 2.4-10 追加解析を実施する地震動の選定フロー

## 2.4.6 入力地震動の設定

入力地震動は、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  $S_s$  を一次元波動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、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 2.4-11 に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「micorSHAKE/3D」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

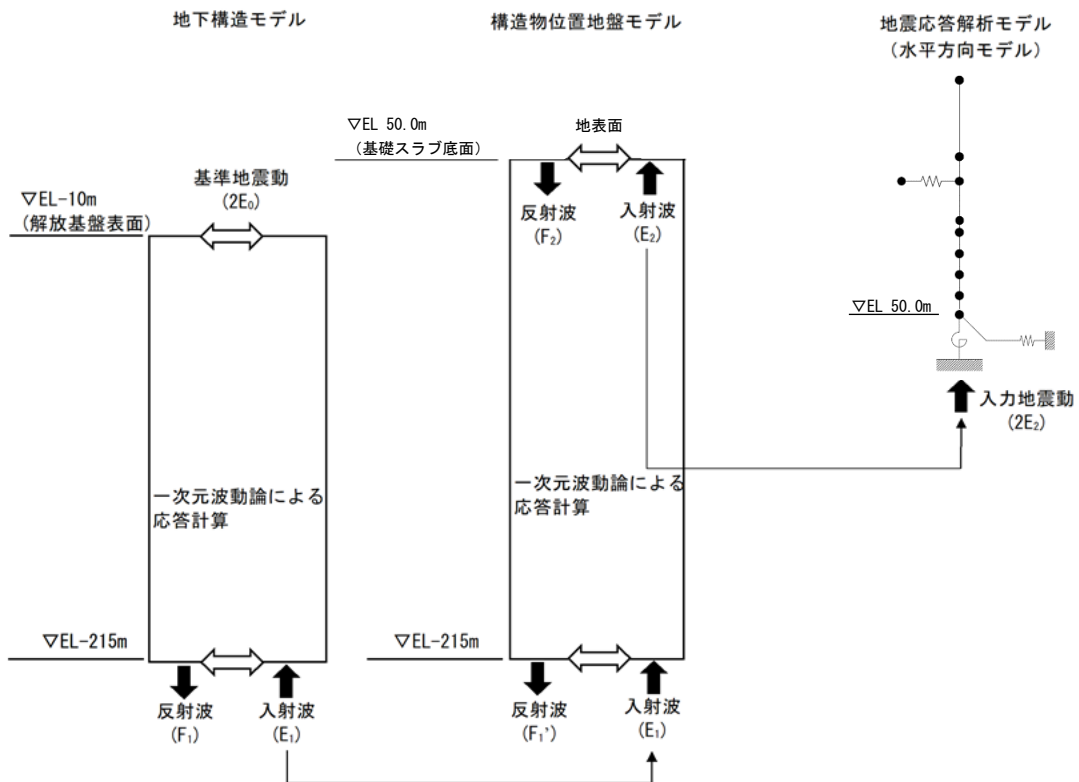
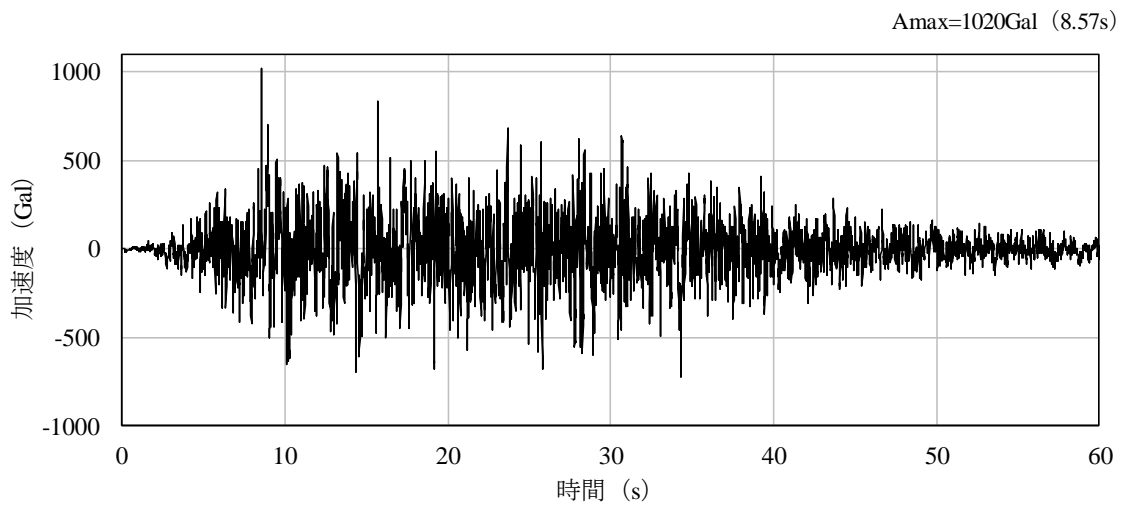


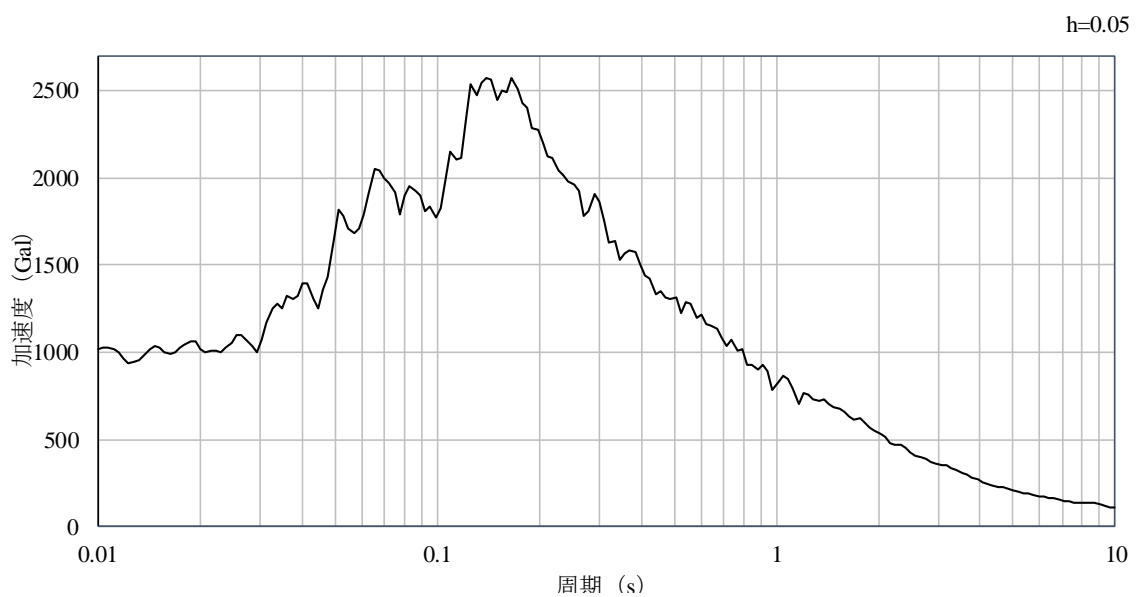
図 2.4-11 入力地震動算定の概念図

(1) 入力地震動

図 2.4-12～図 2.4-28 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。

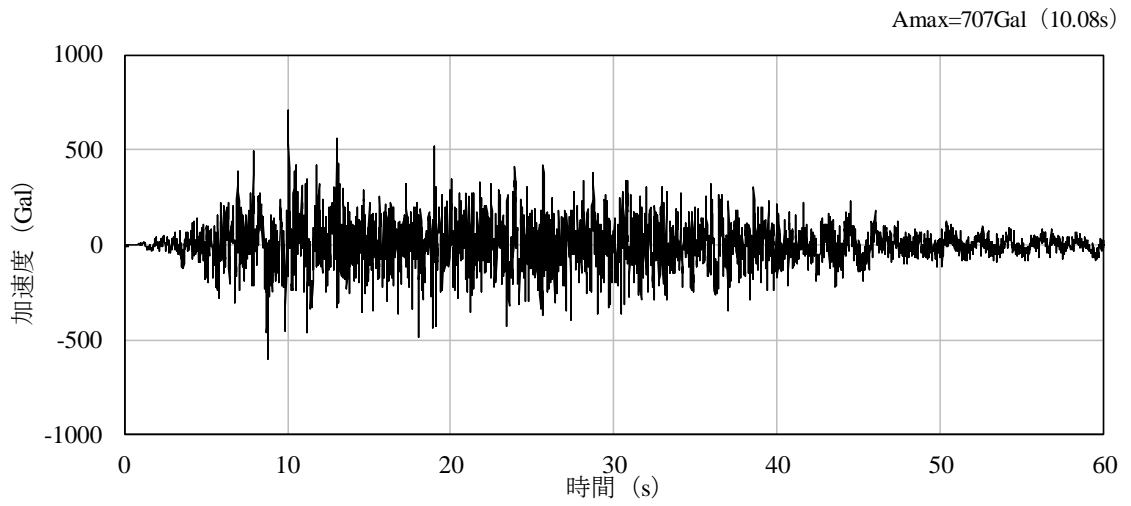


(a) 加速度時刻歴波形

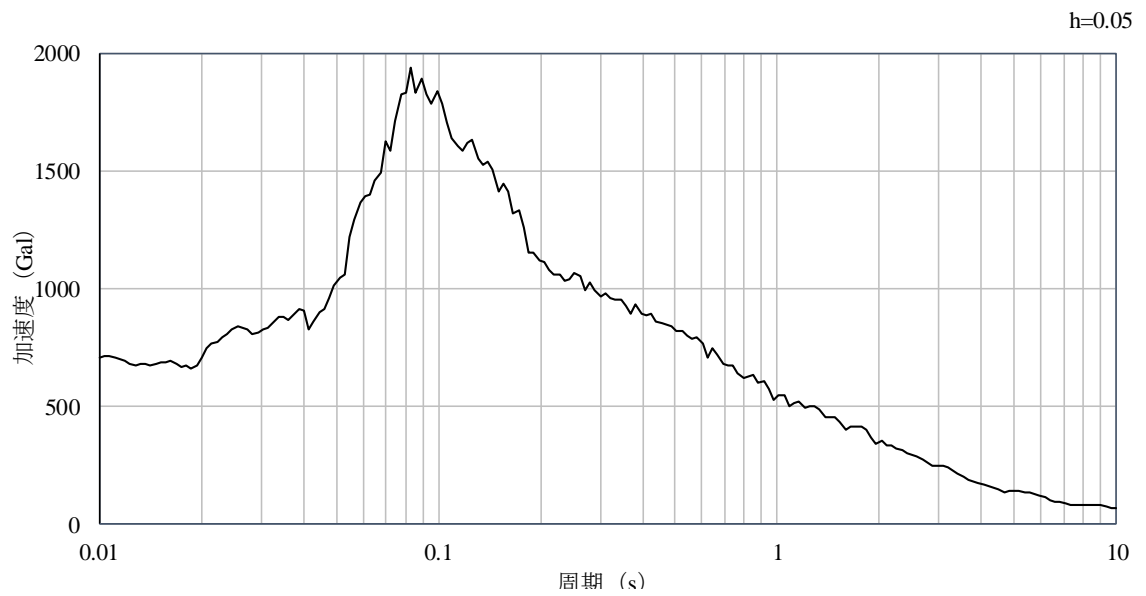


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-12 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  
(水平成分：S<sub>s</sub>-D，ケース①)

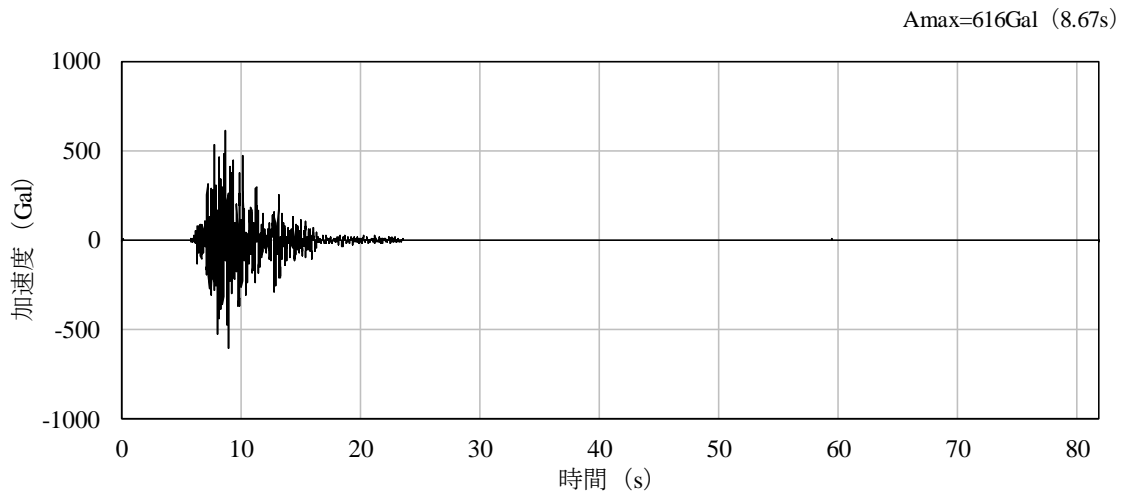


(a) 加速度時刻歴波形

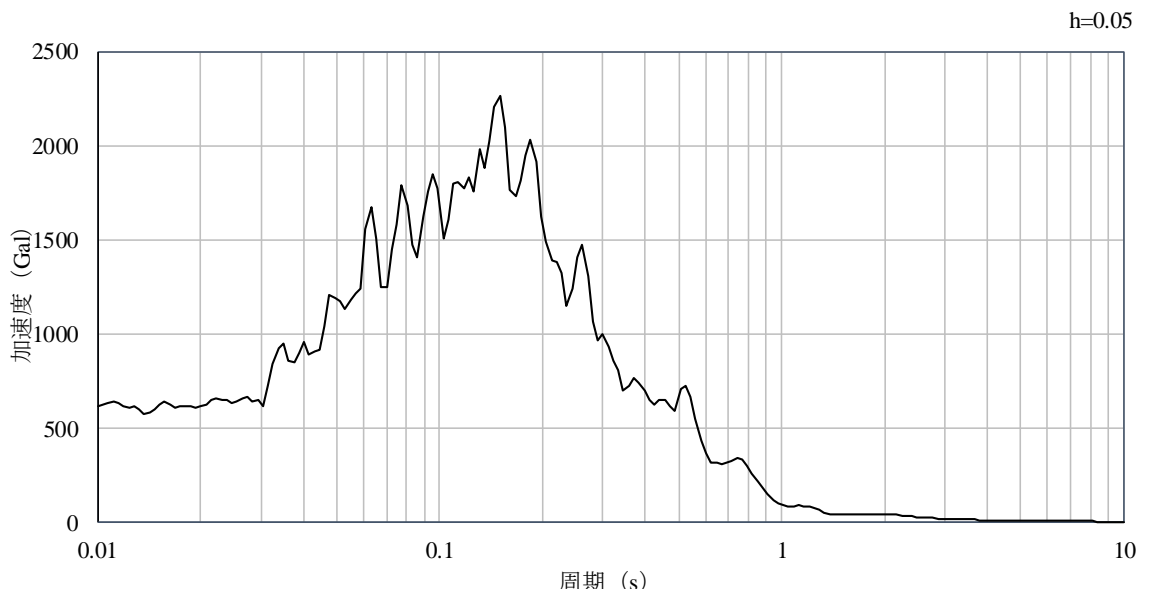


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-13 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  
(鉛直成分：S<sub>s</sub>-D, ケース①)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-14 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  
(水平成分：S s - F 1, NS方向, ケース①)

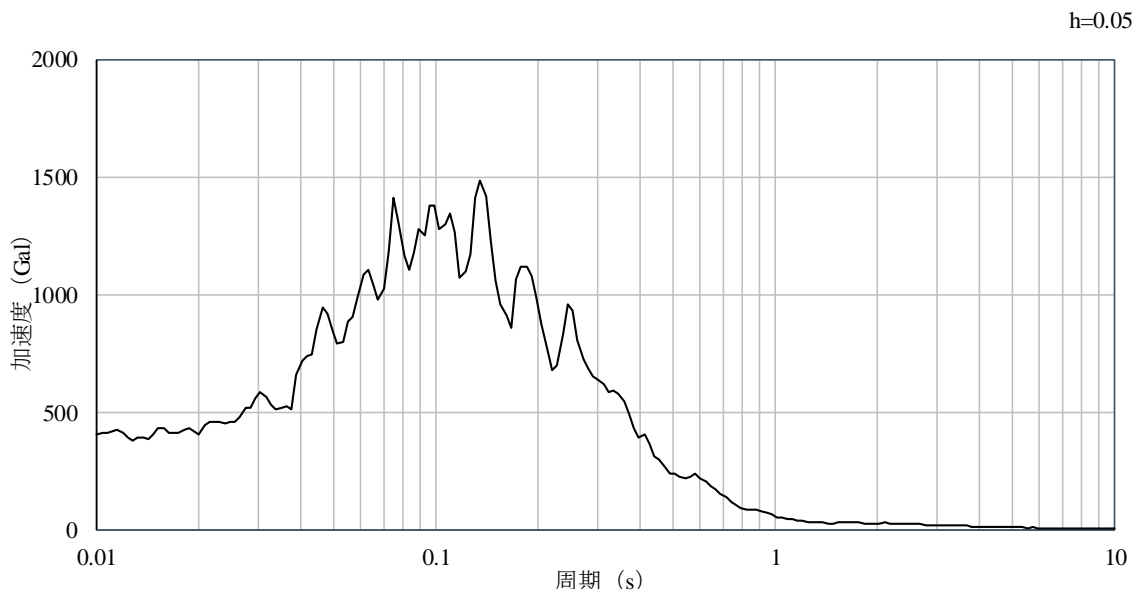
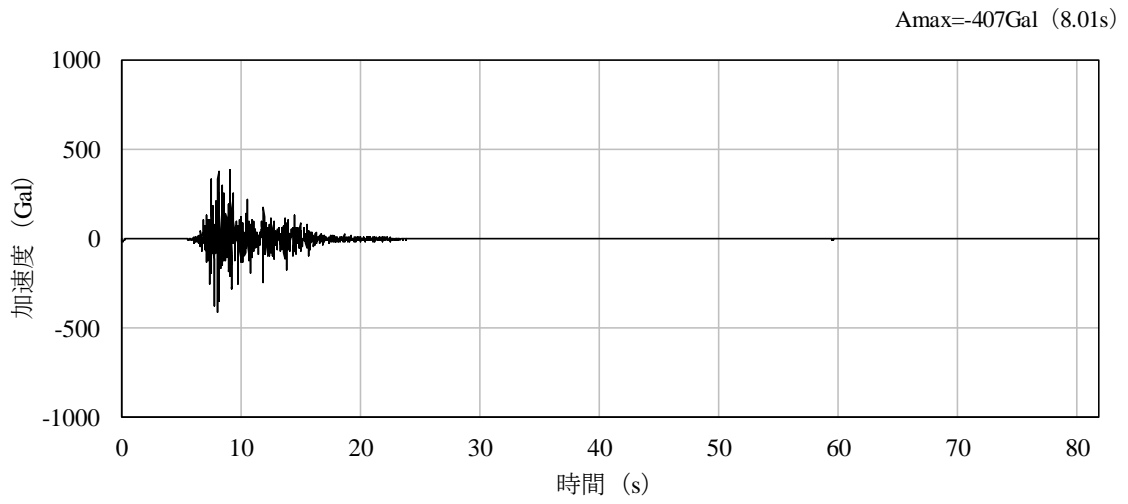


図 2.4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S<sub>s</sub>-F1，ケース①)

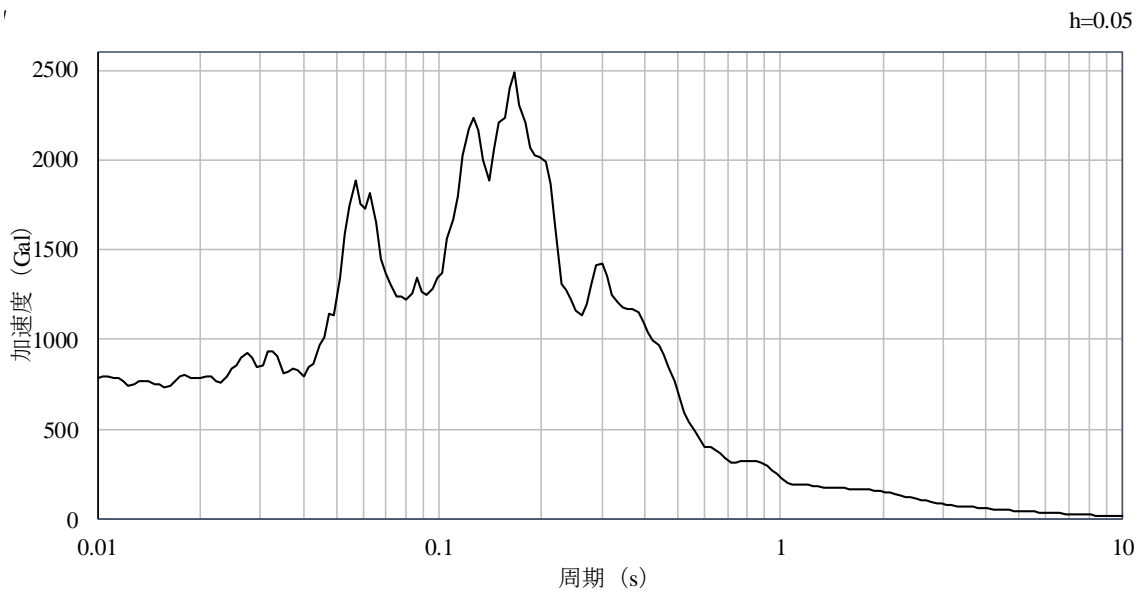
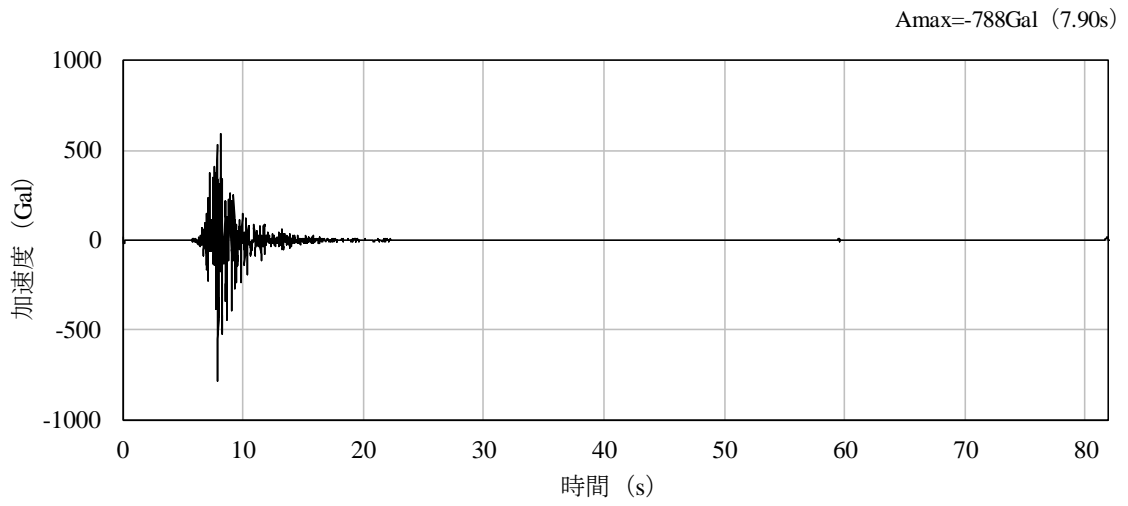


図 2.4-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 1, EW方向, ケース①)



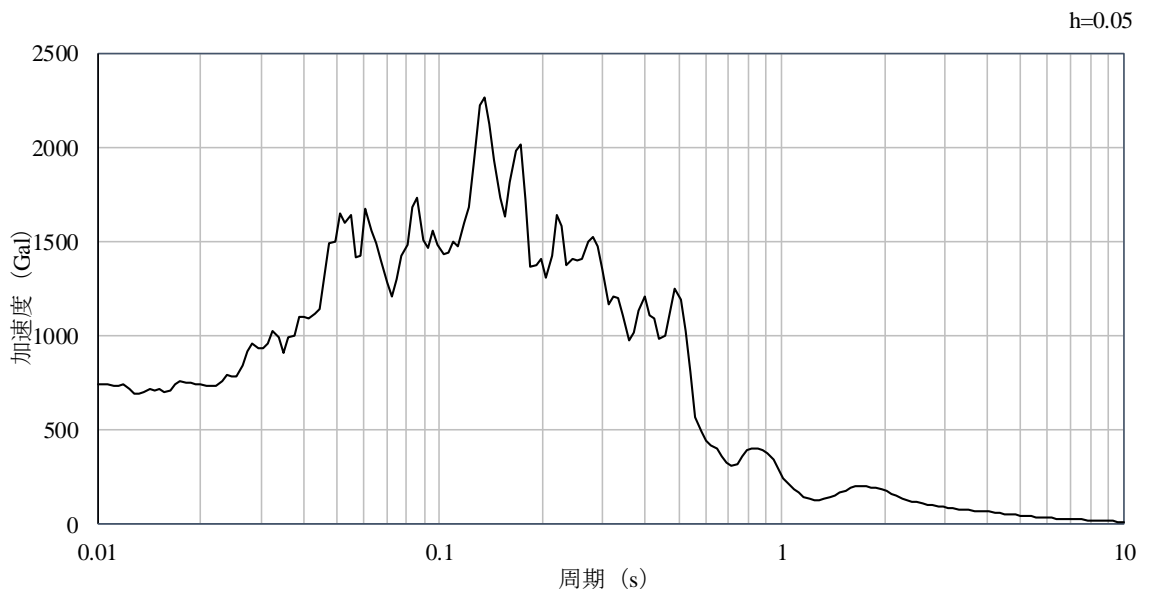
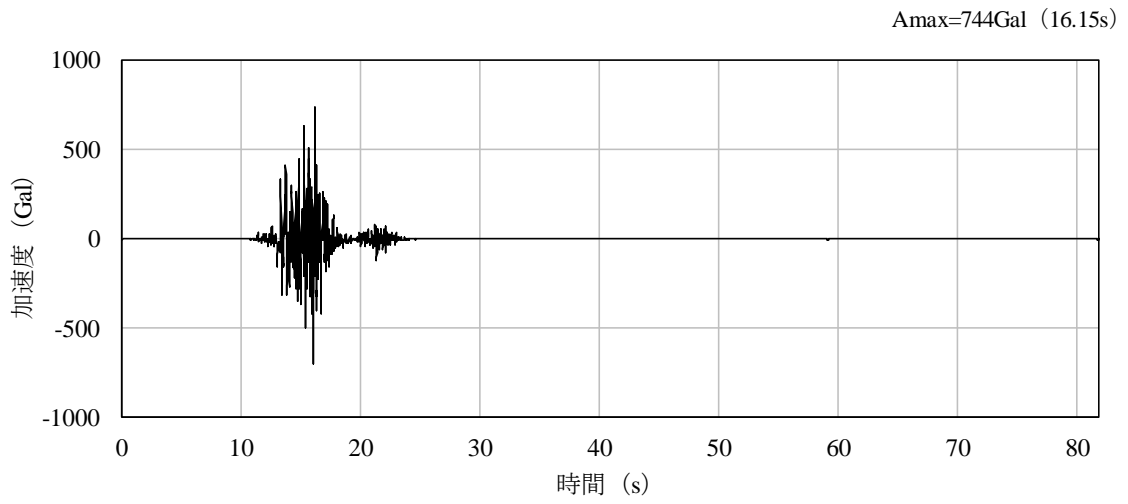
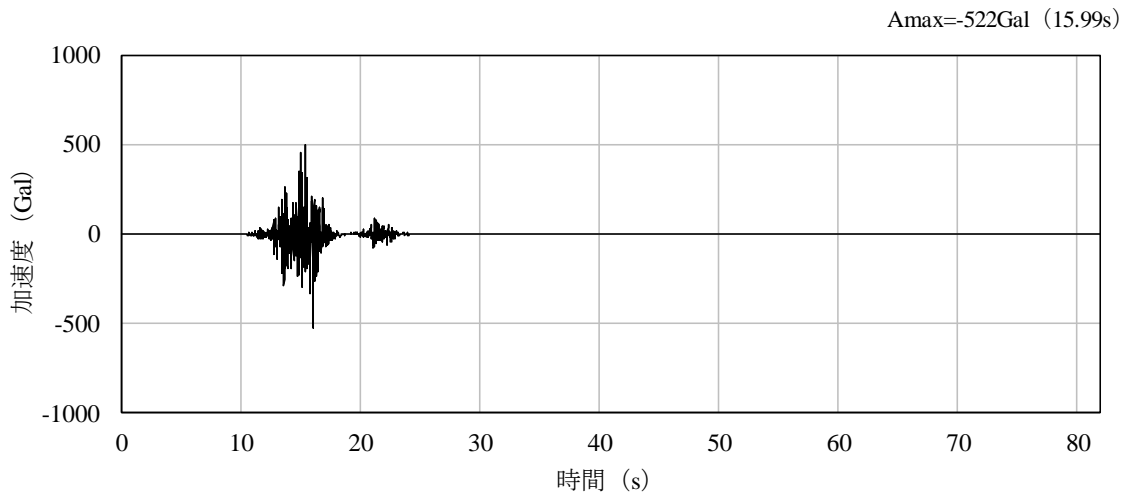
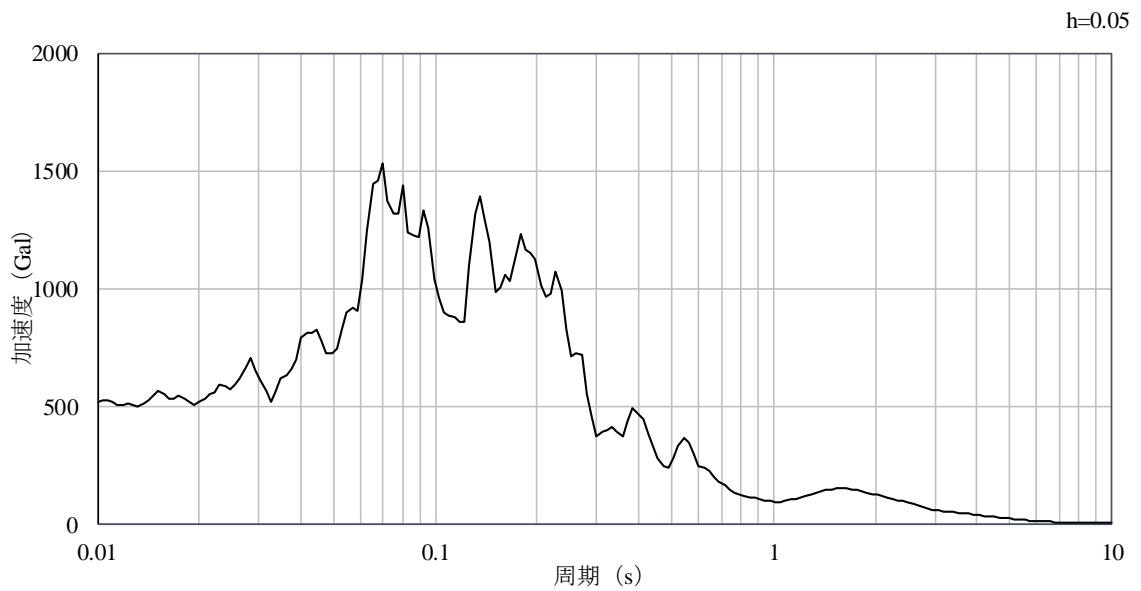


図 2.4-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 2, NS方向, ケース①)

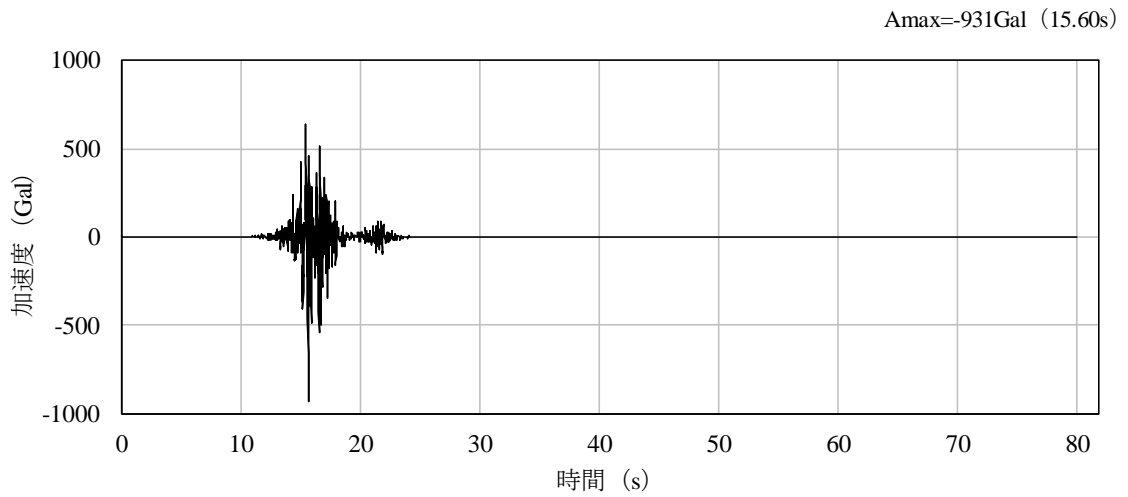


(a) 加速度時刻歴波形

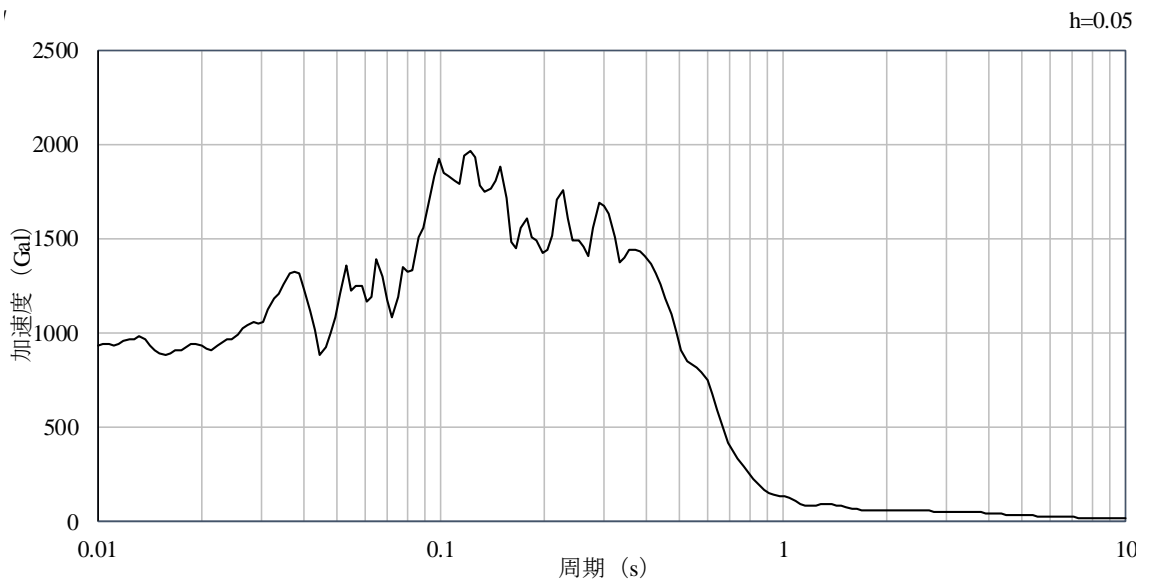


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S<sub>s</sub>-F2，ケース①)

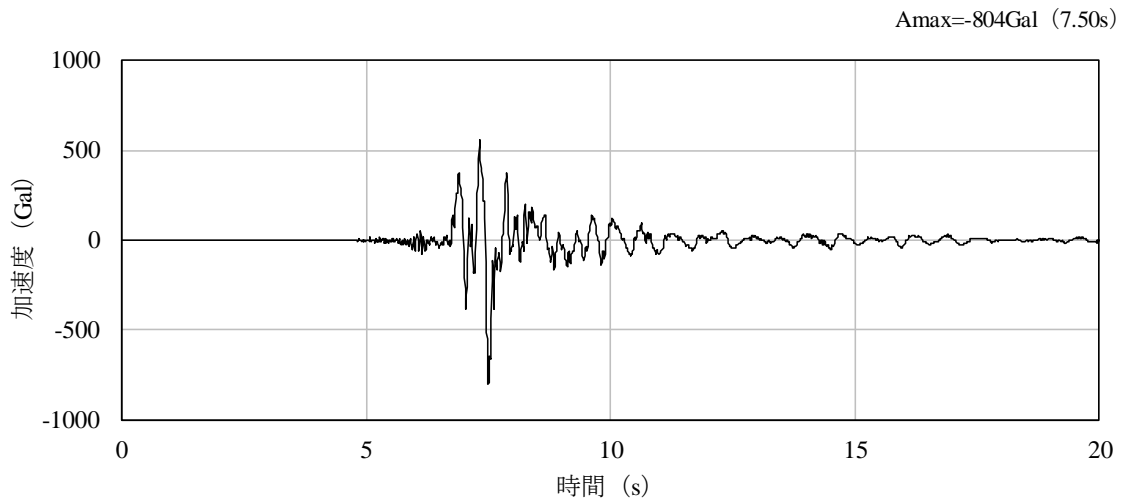


(a) 加速度時刻歴波形

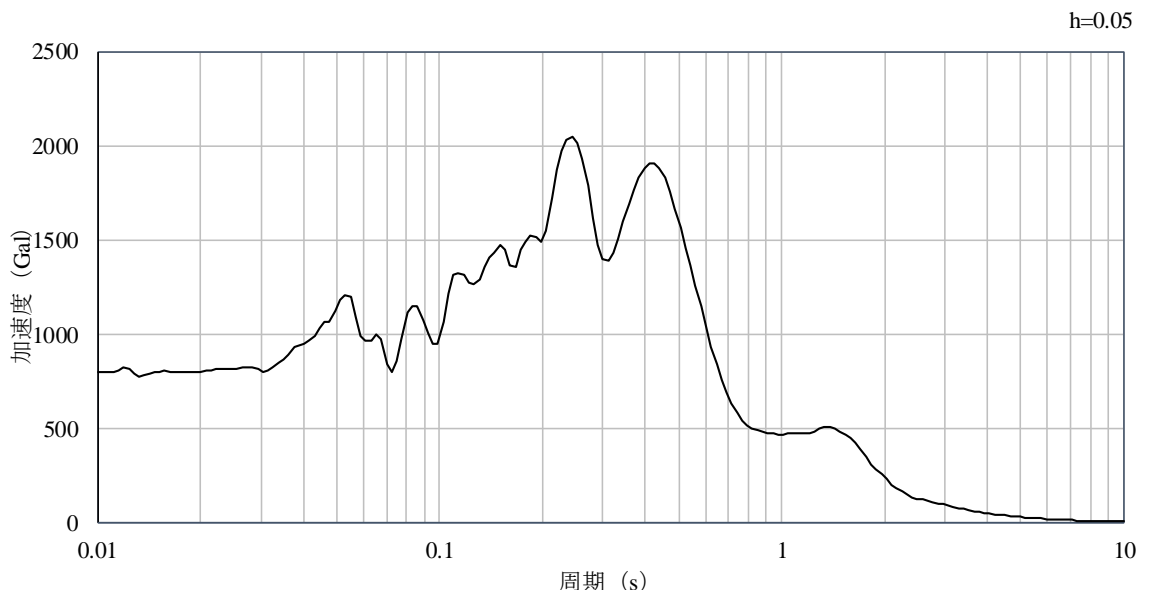


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 2, EW方向, ケース①)

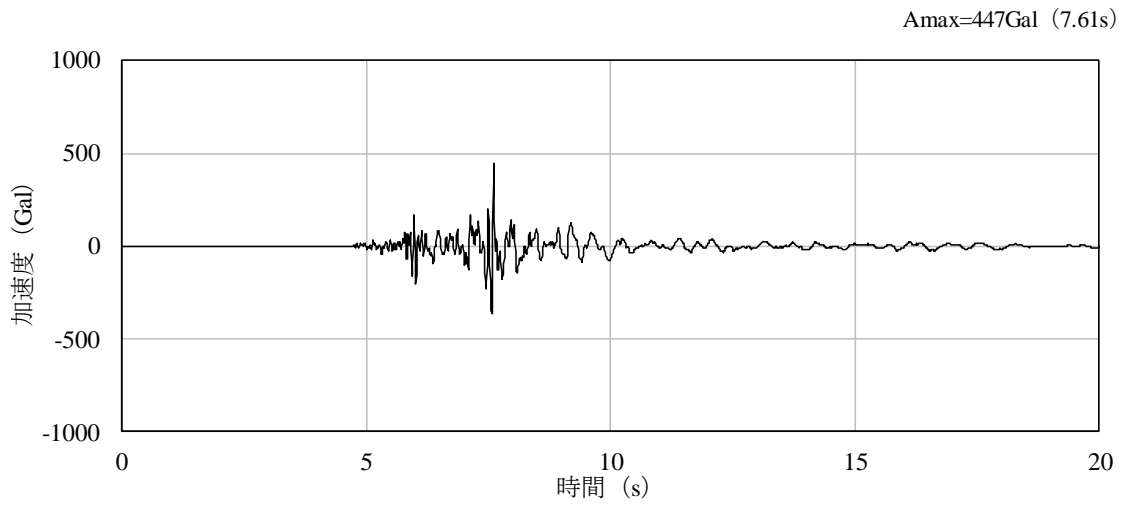


(a) 加速度時刻歴波形

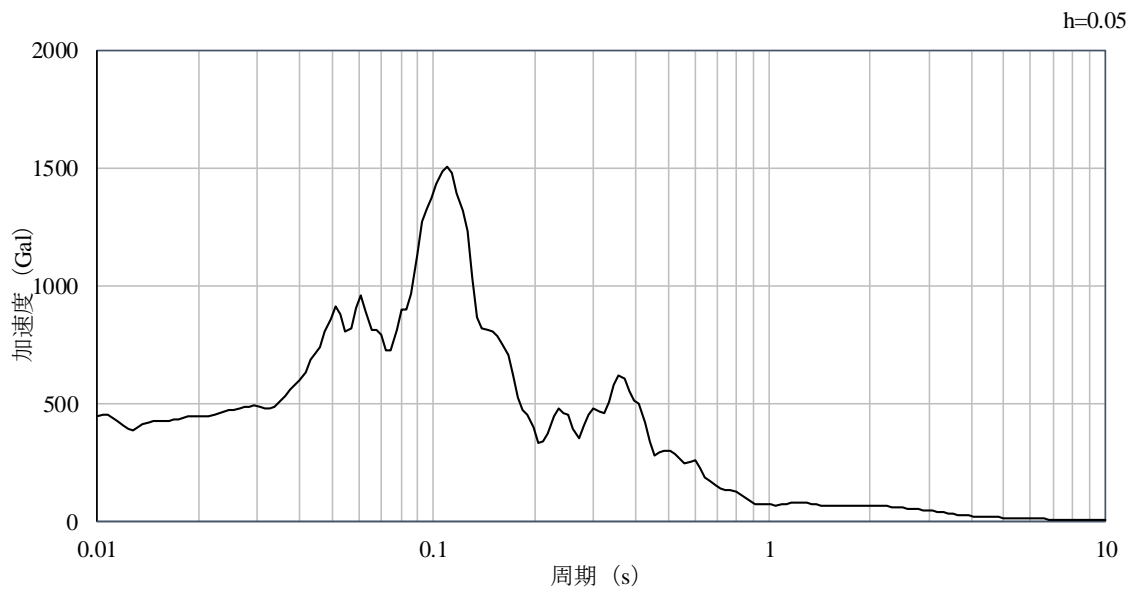


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S<sub>s</sub>-N1，ケース①)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 1，ケース①)

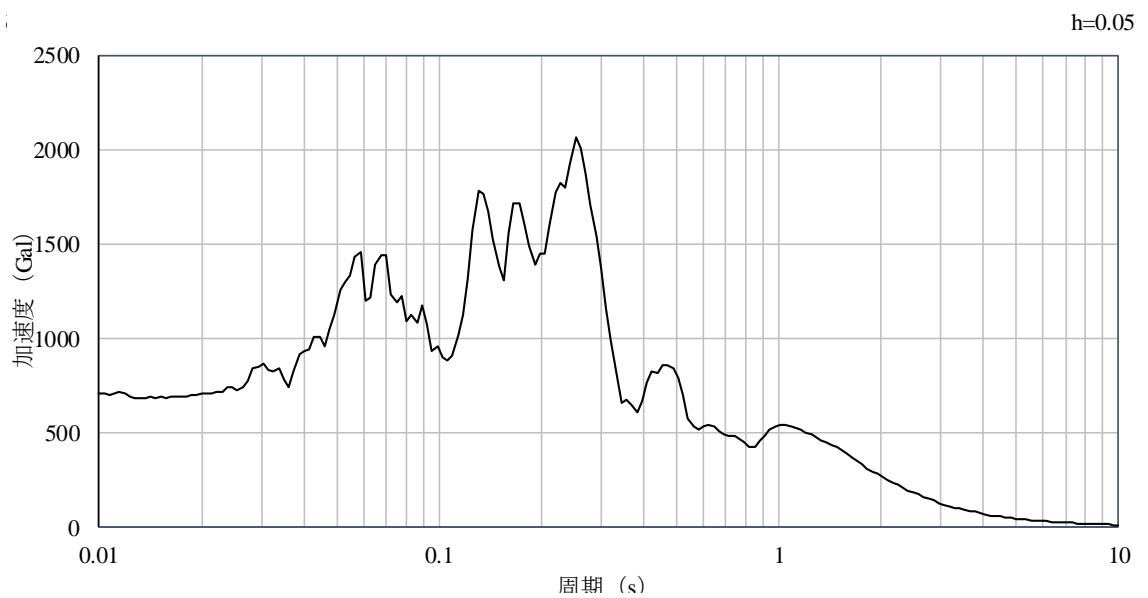
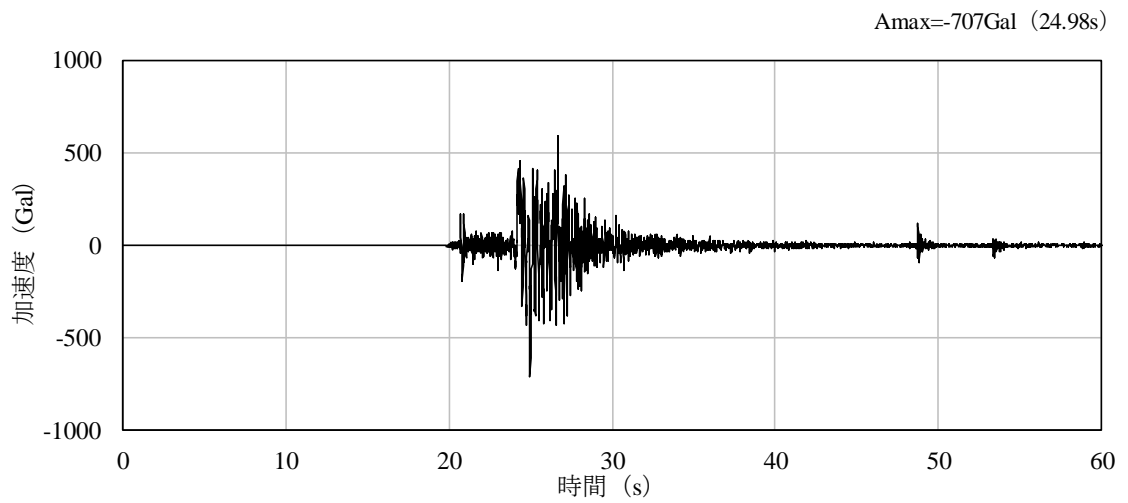


図 2.4-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (NS), ケース①)

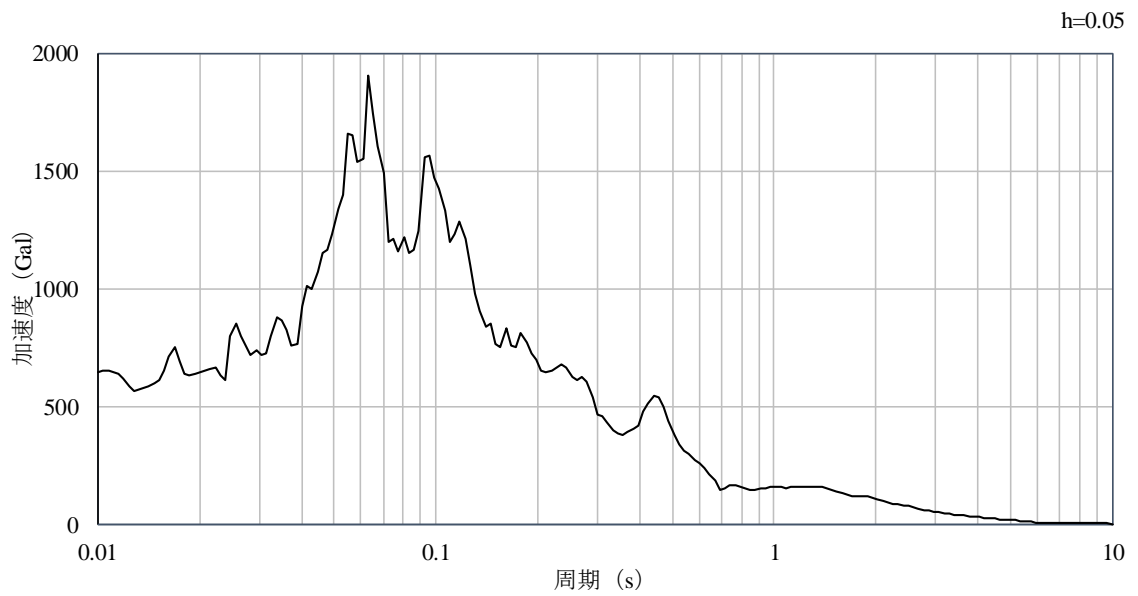
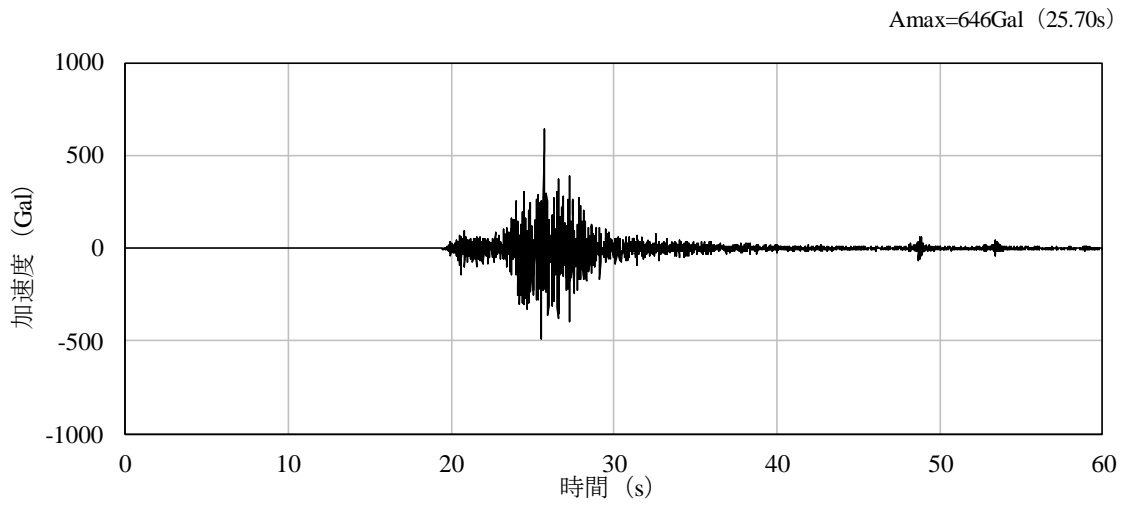


図 2.4-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2，ケース①)

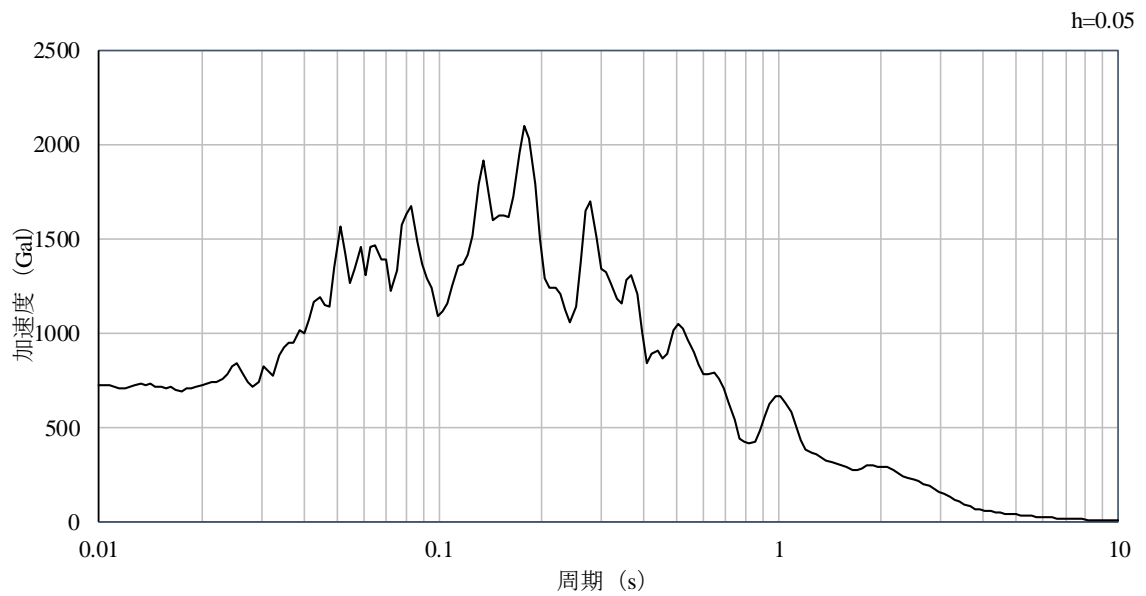
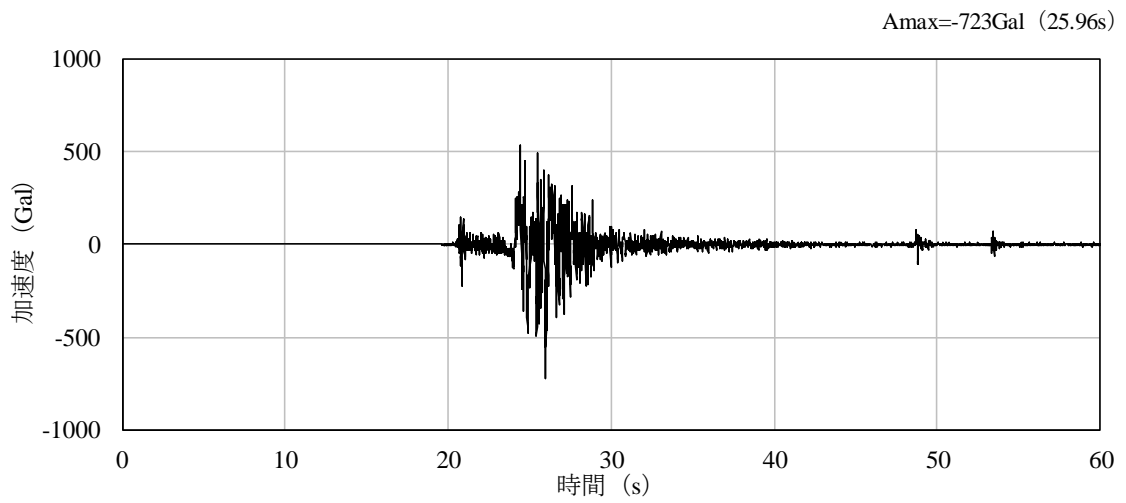
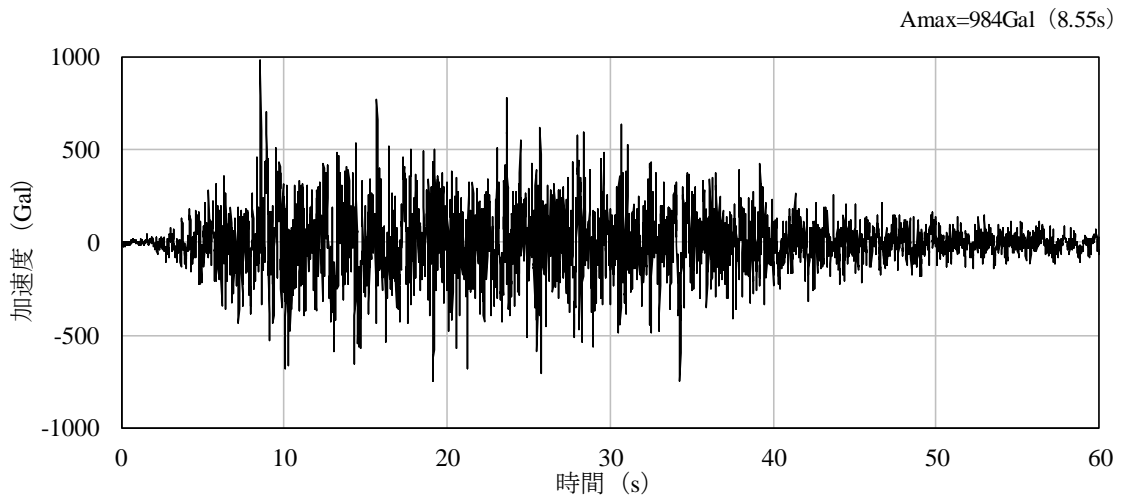
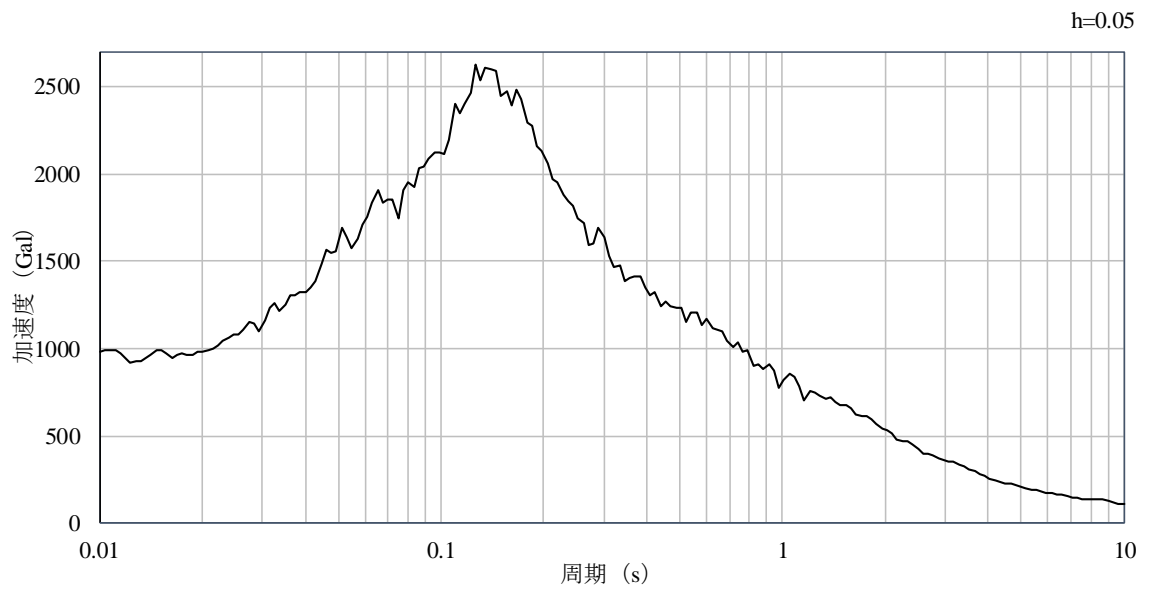


図 2.4-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (E W), ケース①)



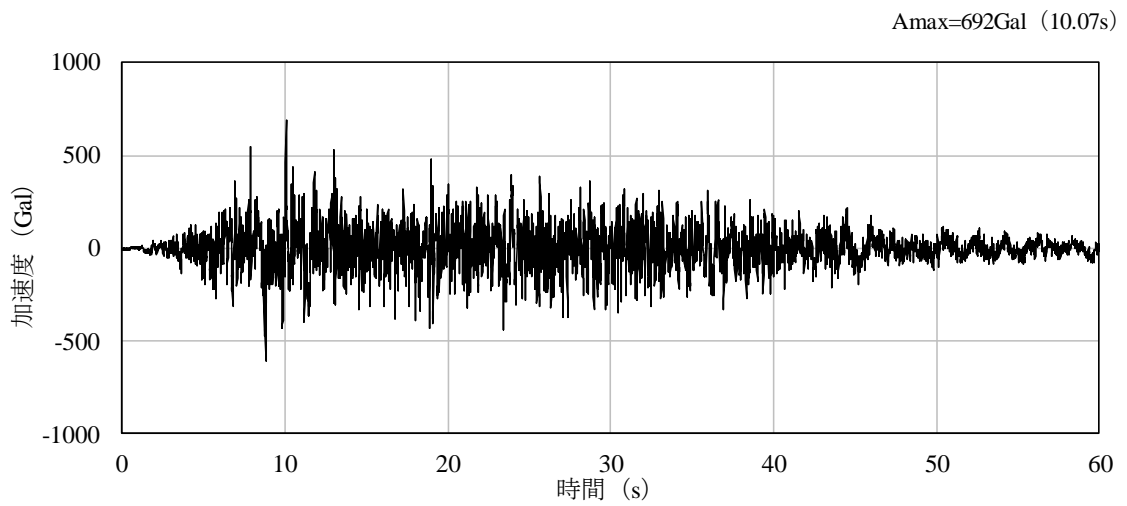


(a) 加速度時刻歴波形

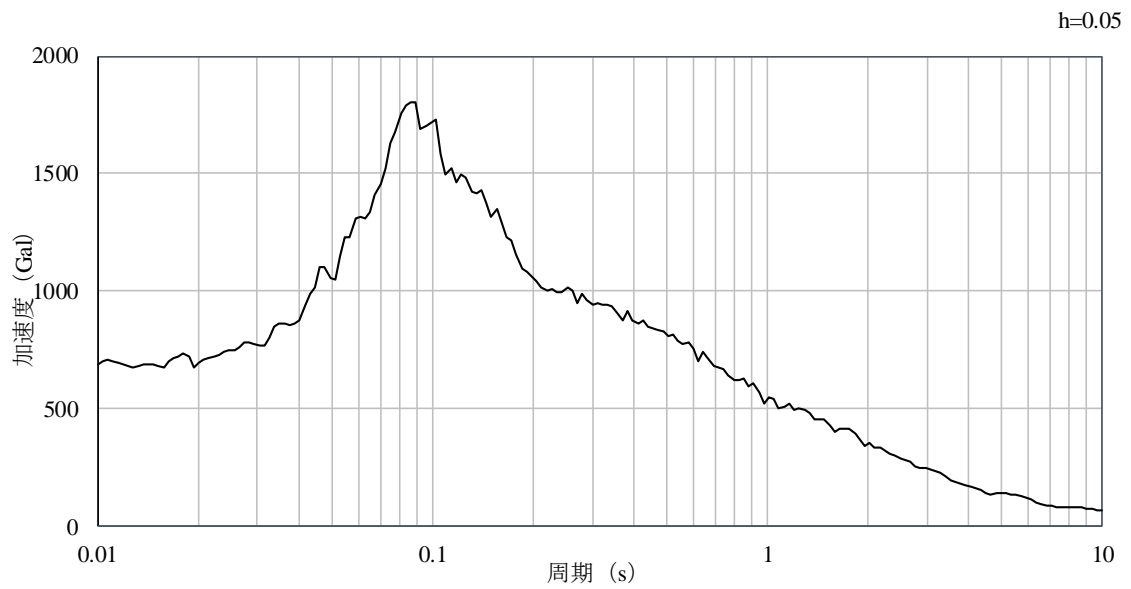


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s -D, ケース②)

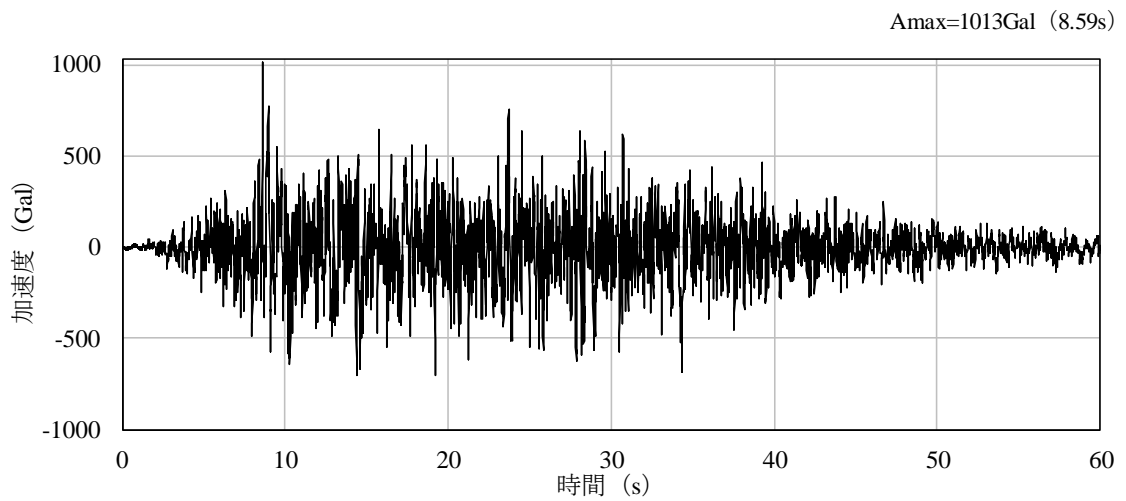


(a) 加速度時刻歴波形

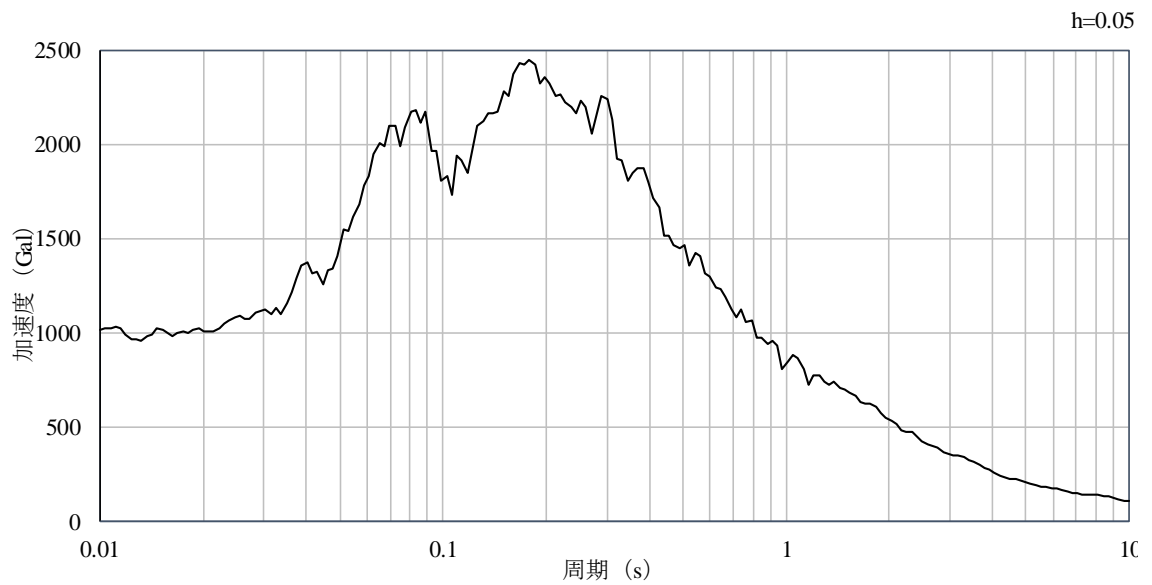


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S<sub>s</sub>-D，ケース②)

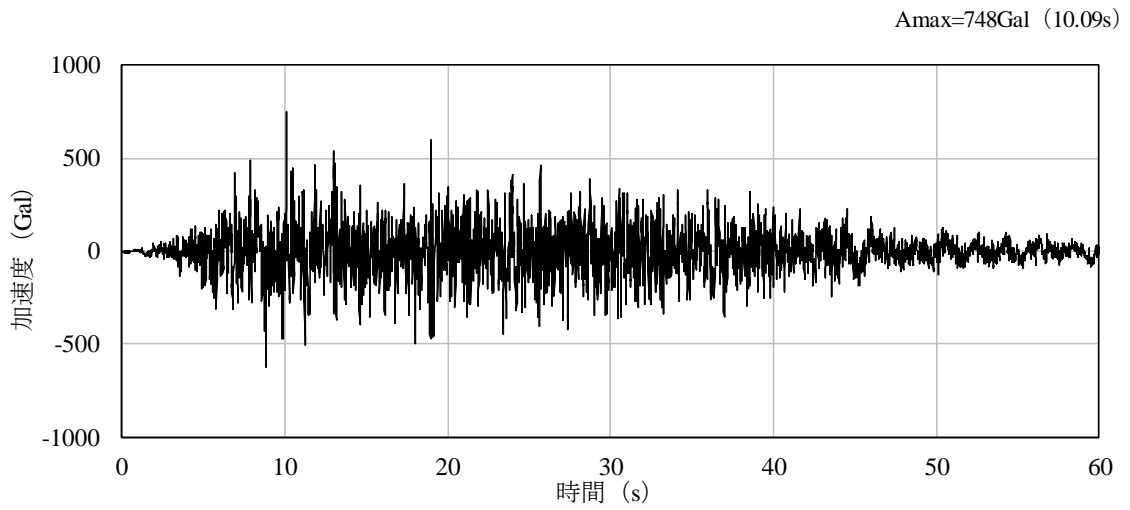


(a) 加速度時刻歴波形

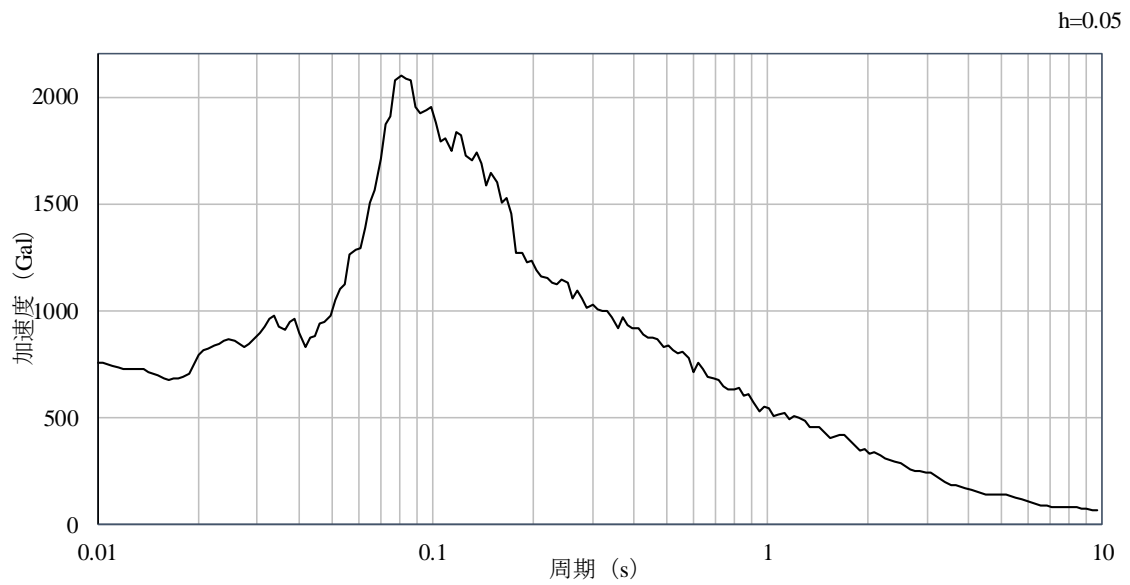


(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S<sub>s</sub>-D, ケース③)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.4-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S<sub>s</sub>-D，ケース③)

## 2.4.7 地震応答解析結果

### (1) 解析ケース①

全時刻における最大応答加速度を図 2.4-29 及び図 2.4-30 に示す。非常用ろ過水タンクの全質点において、応答加速度が最大となるのは、Ss-Dである。

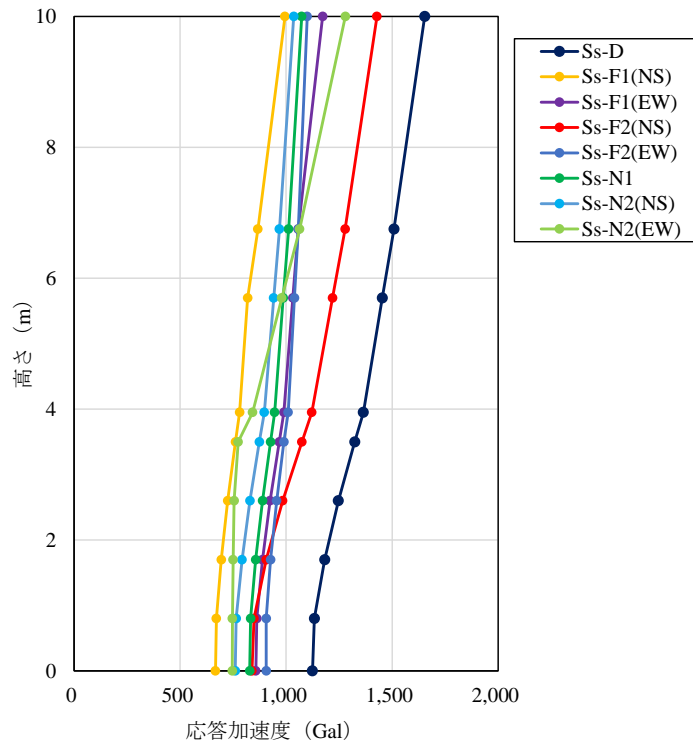


図 2.4-29 最大応答加速度

(水平方向, 解析ケース① (地盤物性のばらつき: 平均ケース))

表 2.4-10 最大応答加速度一覧

(水平方向, 解析ケース① (地盤物性のばらつき: 平均ケース))

GL (m)	質点番号	最大応答加速度 (Gal)*								
		Ss-D	Ss-F1 (NS)	Ss-F1 (EW)	Ss-F2 (NS)	Ss-F2 (EW)	Ss-N1	Ss-N2 (NS)	Ss-N2 (EW)	最大値
10.000	9	1654	995	1173	1428	1100	1073	1036	1280	1654
6.750	8	1509	867	1057	1279	1058	1012	968	1064	1509
5.698	7	1454	819	1032	1219	1040	987	941	979	1454
3.950	6	1364	781	990	1121	1010	946	897	842	1364
3.500	5	1324	761	968	1075	990	927	874	774	1324
2.600	4	1247	724	924	983	956	889	829	755	1247
1.700	3	1182	694	888	906	927	857	792	750	1182
0.800	2	1134	671	862	849	906	833	764	747	1134
0.000	1	1124	667	857	839	906	829	760	746	1124

注記\*: ハッチングはSs-D～Ss-N2(EW)の最大応答値のうち最も大きい値を示す。

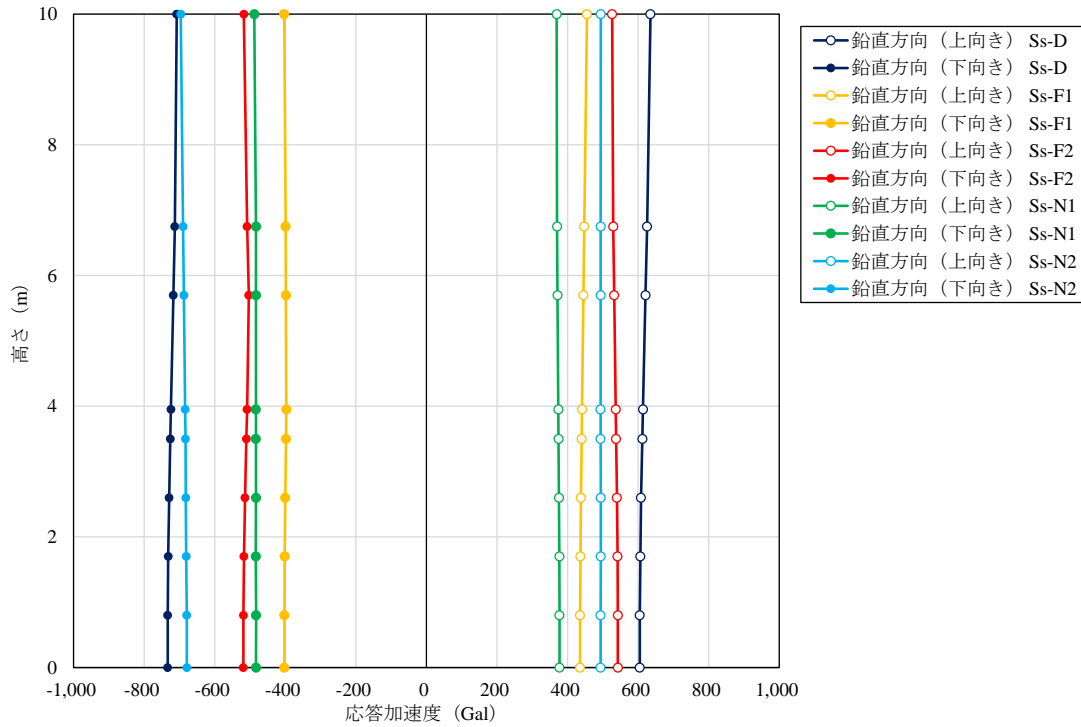


図 2.4-30 最大応答加速度

(鉛直方向, 解析ケース① (地盤物性のばらつき: 平均ケース))

表 2.4-11 最大応答加速度一覧

(鉛直方向, 解析ケース① (地盤物性のばらつき: 平均ケース))

GL (m)	質点番号	最大応答加速度 (Gal)*											
		下向き						上向き					
		Ss-D	Ss-F1	Ss-F2	Ss-N1	Ss-N2	最大値	Ss-D	Ss-F1	Ss-F2	Ss-N1	Ss-N2	最大値
10.000	9	-708	-403	-517	-488	-696	-708	635	455	526	369	494	635
6.750	8	-713	-399	-508	-483	-690	-713	625	447	530	370	494	625
5.698	7	-717	-398	-503	-483	-687	-717	621	445	532	372	494	621
3.950	6	-724	-397	-508	-483	-684	-724	614	441	537	374	494	614
3.500	5	-726	-398	-510	-483	-683	-726	612	440	538	375	494	612
2.600	4	-729	-400	-514	-483	-682	-729	608	438	540	376	494	608
1.700	3	-732	-402	-517	-484	-681	-732	607	437	542	377	494	607
0.800	2	-733	-402	-519	-483	-679	-733	605	435	543	377	494	605
0.000	1	-733	-403	-519	-483	-679	-733	605	435	543	377	494	605

注記\*: ハッチングはSs-D~Ss-N2の最大応答値のうち最も大きい値を示す。

(2) 解析ケース②及び解析ケース③

「(1) 解析ケース①」で水平方向の応答加速度が最大となる S<sub>s</sub>-D の解析ケース②及び解析ケース③に対する全時刻最大の応答加速度を図 2.4-31～図 2.4-34 に示す。この結果より、解析ケース②において、最上部の質点（質点 9）の水平方向応答加速度（=1,715Gal）が、僅かに解析ケース①の結果（=1,654Gal）を上回ったものの、その他の質点（質点 1～8）では、解析ケース①の水平方向応答加速度が最大となる。そのため次章以降の地震応答解析（屋根モデル）及び応力解析については、解析ケース①、地震動 S<sub>s</sub>-D について実施する。

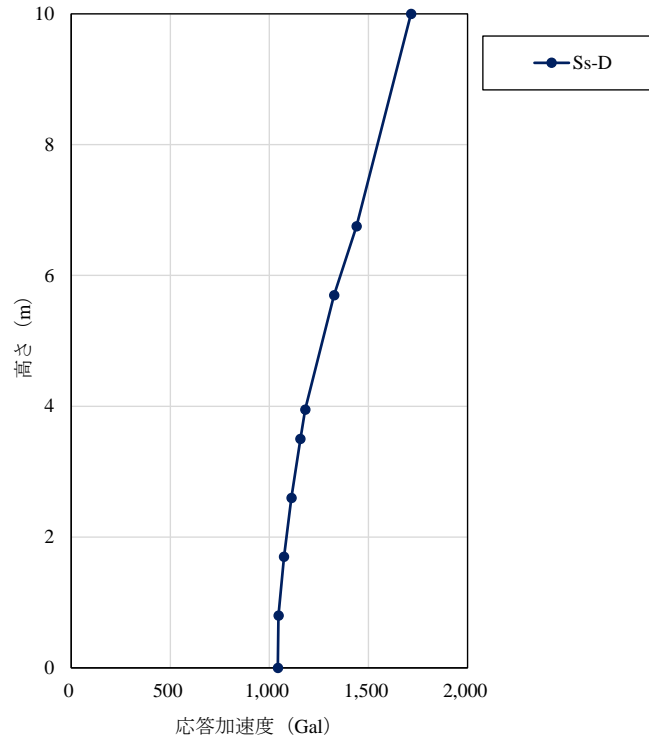


図 2.4-31 最大応答加速度

(水平方向, 解析ケース② (地盤物性のばらつき: +1σ))

表 2.4-12 最大応答加速度一覧

(水平方向, 解析ケース② (地盤物性のばらつき: +1σ))

GL (m)	質点番号	最大応答加速度 (Gal)
		Ss-D
10.000	9	1715
6.750	8	1440
5.698	7	1327
3.950	6	1181
3.500	5	1157
2.600	4	1111
1.700	3	1074
0.800	2	1046
0.000	1	1043

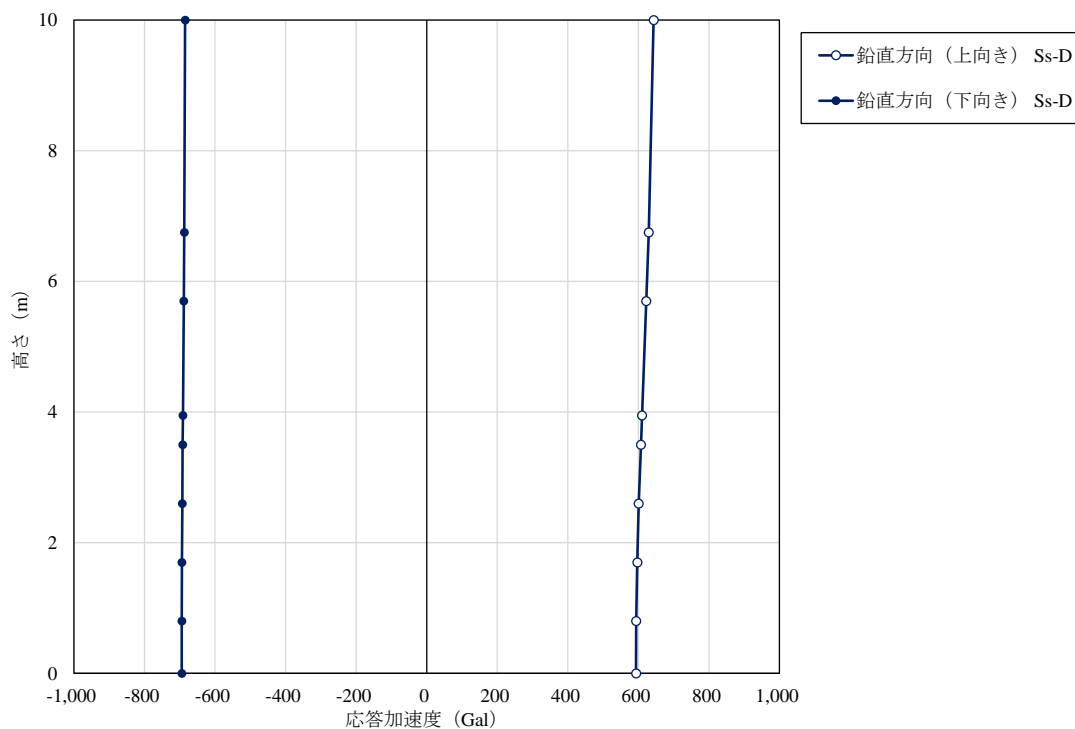


図 2.4-32 最大応答加速度  
 (鉛直方向, 解析ケース② (地盤物性のばらつき :  $+1\sigma$ ))

表 2.4-13 最大応答加速度一覧  
 (鉛直方向, 解析ケース② (地盤物性のばらつき :  $+1\sigma$ ))

GL (m)	質点番号	最大応答加速度 (Gal)	
		下向き	上向き
		Ss-D	
10.000	9	-685	643
6.750	8	-687	629
5.698	7	-689	622
3.950	6	-691	610
3.500	5	-692	607
2.600	4	-693	601
1.700	3	-694	597
0.800	2	-694	594
0.000	1	-694	593



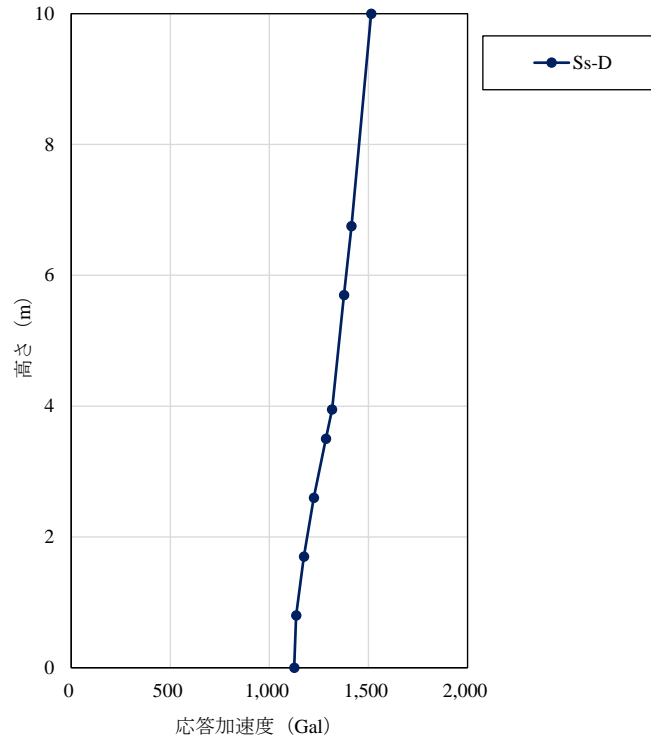


図 2.4-33 最大応答加速度

(水平方向, 解析ケース③ (地盤物性のばらつき:  $-1\sigma$ ))

表 2.4-14 最大応答加速度一覧

(水平方向, 解析ケース③ (地盤物性のばらつき:  $-1\sigma$ ))

GL (m)	質点番号	最大応答加速度 (Gal)
		Ss-D
10.000	9	1514
6.750	8	1414
5.698	7	1377
3.950	6	1316
3.500	5	1285
2.600	4	1224
1.700	3	1174
0.800	2	1135
0.000	1	1126

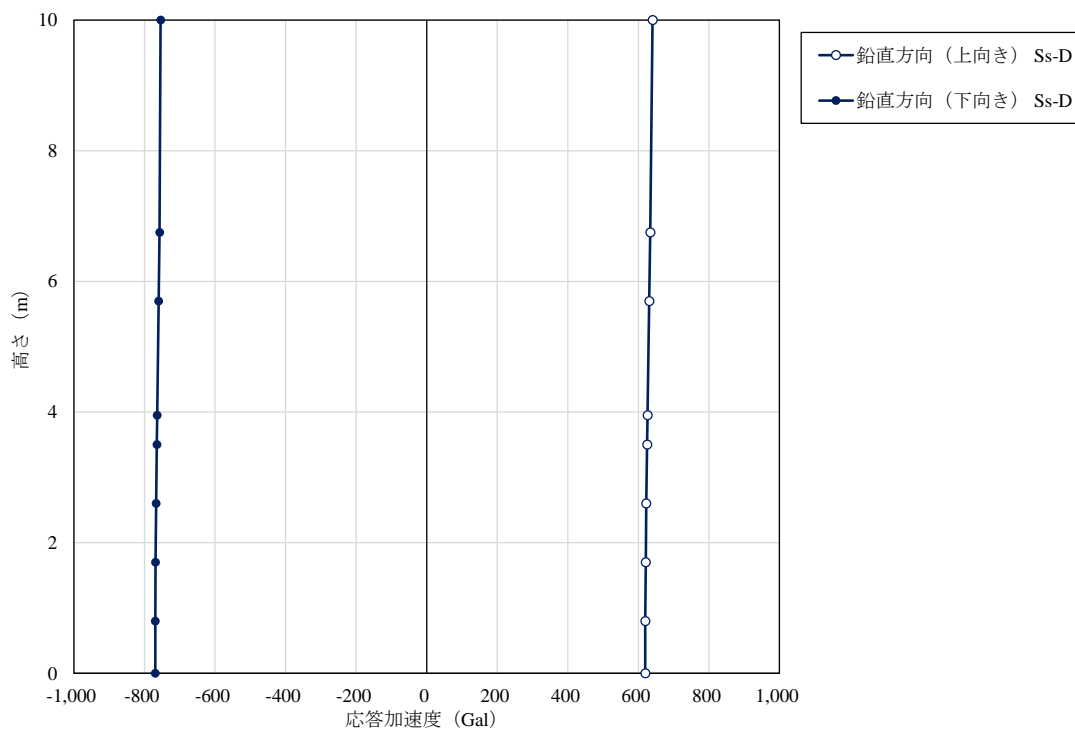


図 2.4-34 最大応答加速度

(鉛直方向, 解析ケース③ (地盤物性のばらつき:  $-1\sigma$ ))

表 2.4-15 最大応答加速度一覧

(鉛直方向, 解析ケース③ (地盤物性のばらつき:  $-1\sigma$ ))

GL (m)	質点番号	最大応答加速度 (Gal)	
		下向き	上向き
		Ss-D	
10.000	9	-754	640
6.750	8	-757	634
5.698	7	-760	631
3.950	6	-764	626
3.500	5	-765	625
2.600	4	-767	622
1.700	3	-769	621
0.800	2	-769	619
0.000	1	-769	619

## 2.5 地震応答解析方法（屋根モデル）

### 2.5.1 地震応答解析手法

非常用過水タンクの屋根部については、質点系モデルでは、屋根端部に対し中央での加速度応答が大きくなるといった2次元的な応答分布を考慮出来ないことから、3次元有限要素法解析を用いて、基準地震動 $S_s$ に基づき設定した鉛直地震動に対して逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。

なお、モデル化の対象は、側壁の屋根に対する影響を考慮するため、屋根及び側壁とする。屋根及び側壁については、線形シェル要素でモデル化する。地震応答解析モデルを図2.5-1に、モデル化範囲を図2.5-2に示す。

地震応答解析については、解析コード「TDAPⅢ」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

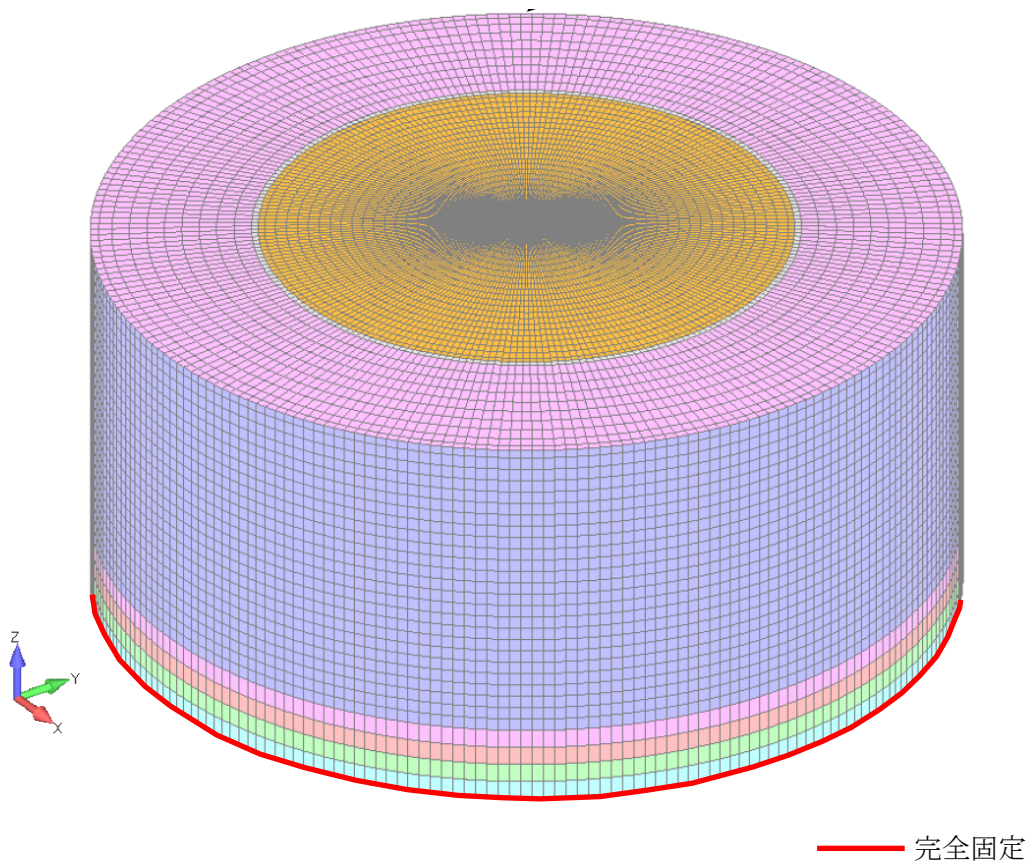


図 2.5-1 3次元地震応答解析モデル図

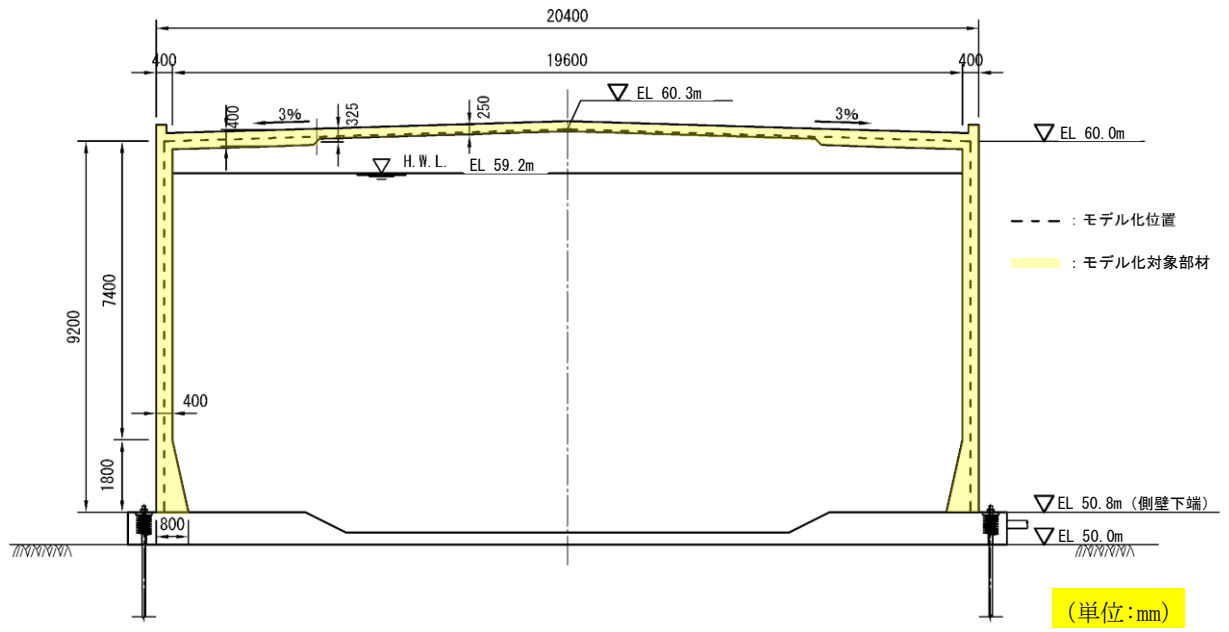


図 2.5-2 モデル化範囲

## 2.5.2 地震応答解析モデルの設定

### (1) 構造物のモデル化

屋根及び側壁については，線形シェル要素でモデル化する。

### (2) 境界条件

側壁下端については，完全固定とする。

### (3) 減衰定数

鉄筋コンクリート部材である屋根については5%，プレストレストコンクリート部材である側壁については3%とする。

### 2.5.3 荷重及び荷重の組合せ

非常用ろ過水タンクの地震応答解析において考慮する荷重は、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。

荷重の組合せを表 2.5-1 に示す。

表 2.5-1 荷重の組合せ

種別	荷重			算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定 荷重	躯体重量	○	設計図書に基づいて、設定する。
		機器・配管荷重	—	機器・配管荷重を考慮しない。
	積載 荷重	静止土圧	—	静止土圧を考慮しない。
		積雪荷重	○	屋根に考慮する。
		風荷重	—	3次元静的FEM解析において考慮するため地震応答解析では考慮しない。
		貯留水荷重	—	貯留水荷重の影響を受けないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りの影響を受けないため考慮しない。
永久上載荷重	○	上載荷重を考慮する。		
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		—	基準地震動 $S_s$ による鉛直方向加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	動水圧の影響を受けないため考慮しない。

#### (1) 荷重

非常用ろ過水タンクの地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

##### a. 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重として、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪 100cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮し 35.0 cm とする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量 1 cm ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

##### b. 永久上載荷重 ( $P$ )

「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針（日本水道協会，1998年）」における上載荷重  $0.5\text{kN/m}^2$  を考慮する。

##### c. 地震荷重 ( $S_s$ )

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。本荷重は、「2.4.3 固有値解析結果」により得られる、側壁下端部に位置する質点系モデル（鉛直）の質点②の応答加速度とする。

図 2.5-3 に、屋根モデルの入力地震動の概念図を示す。

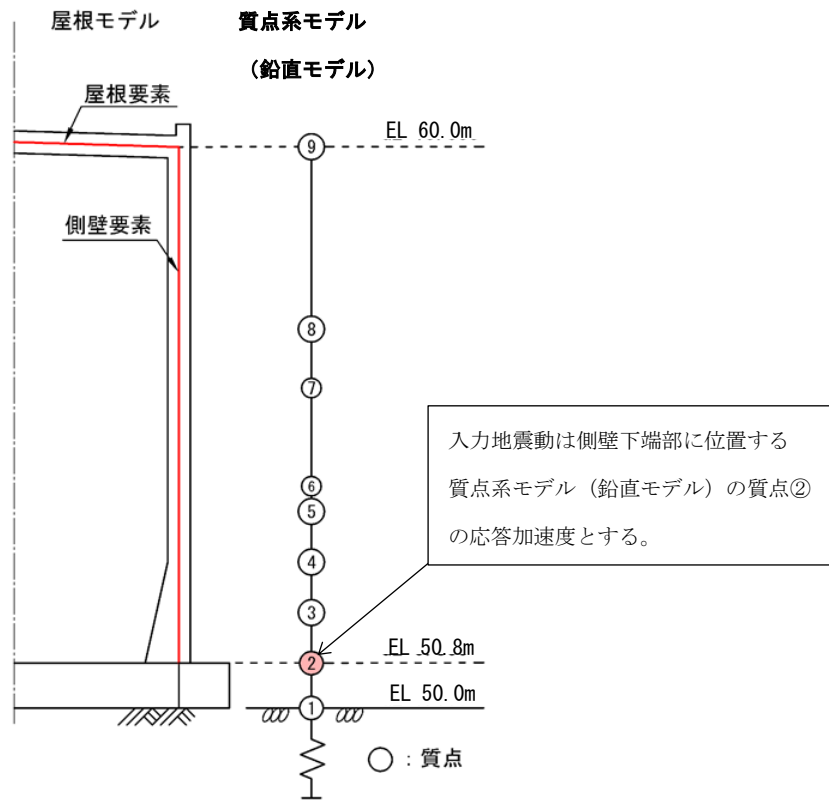


図 2.5-3 屋根モデルの入力地震動の概念図

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 2.5-2 に示す。

表 2.5-2 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重

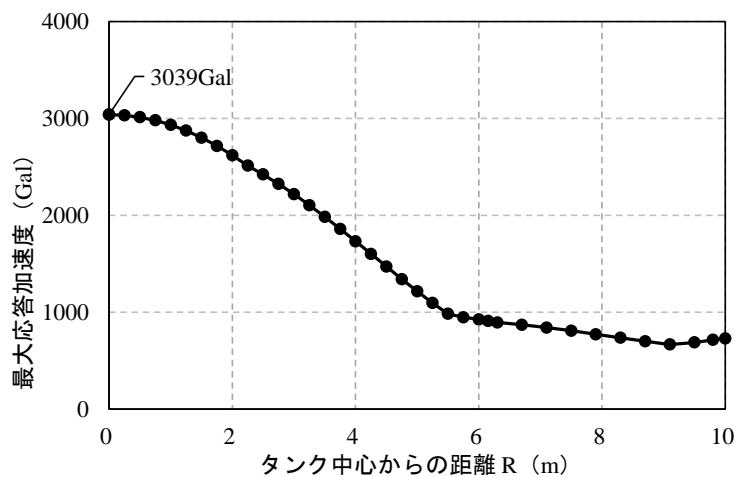
$S_s$  : 地震荷重 (基準地震動  $S_s$ )

#### 2.5.4 地震応答解析の解析ケース

非常用ろ過水タンクの屋根モデルの解析ケースは、「2.4.7 地震応答解析結果」において選定したS s -D（解析ケース①）とする。

#### 2.5.5 地震応答解析結果（屋根モデル）

「2.5.4 地震応答解析の解析ケース」において選定したS s -D（解析ケース①）における、地震応答解析結果を図2.5-4に示す。



(a) S s -D 鉛直

図2.5-4 最大応答加速度分布図



## 2.6 応力解析

### 2.6.1 応力解析手法

非常用ろ過水タンクの応力解析は、非常用ろ過水タンクをシェル要素でモデル化した3次元静的FEM解析を行う。

非常用ろ過水タンクの応力解析は、「2.4.7 地震応答解析結果」及び「2.5.5 地震応答解析結果（屋根モデル）」より、非常用ろ過水タンクの耐震性に最も影響を及ぼす地震動（S<sub>s</sub>-D）から求めた震度（水平・鉛直）を躯体重量に掛け合わせ、3次元静的FEM解析の解析モデルに作用させる慣性力を算定する。慣性力については、水平2方向及び鉛直方向地震力を組み合わせて検討する。

### 2.6.2 解析モデルの設定

#### (1) 構造物のモデル化

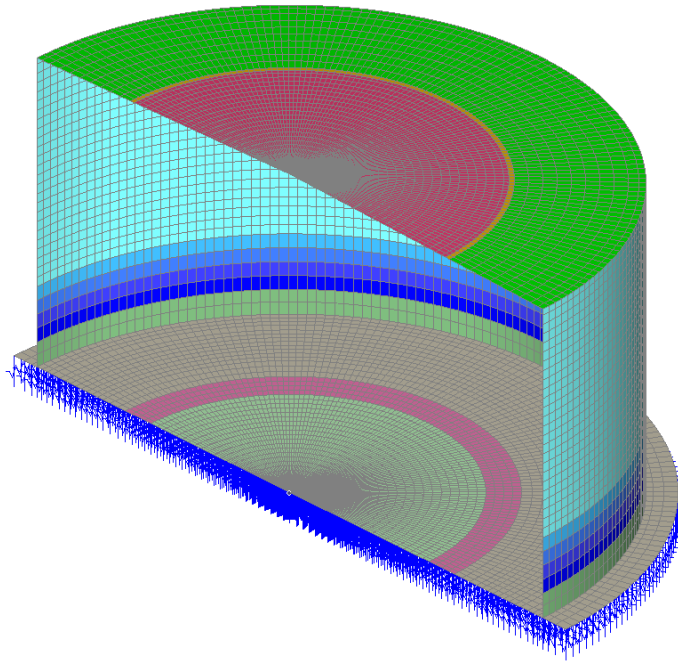
屋根、側壁及び底版については、線形シェル要素でモデル化する。

#### (2) 境界条件及び地盤ばね要素

底版構成接点には、水平方向及び鉛直方向の地盤ばねを設定する。構造物の底面には、「2.4.2 (2) 地盤のモデル化」にて振動アドミッタンス理論に基づき算定した地盤ばねを節点ばねに置き換えてモデル化する。3次元静的有限要素法解析のモデル図を図2.6-1に、節点ばねの物性値を表2.6-1に示す。

水平方向の地盤ばねは、地震応答解析における地盤ばね(水平方向)を基礎の面積で除することにより求める。

鉛直方向の地盤ばねは、水平力によるロッキングに伴う鉛直荷重が卓越することから地震応答解析における回転ばねを断面2次モーメントで除することにより求める。



注：解析モデルの内， $0^{\circ} \sim 180^{\circ}$  範囲のみ表示している．

図 2.6-1 解析モデル

表 2.6-1 地盤ばね値 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

荷重ケース		鉛直方向	水平方向
常時荷重		$1.299 \times 10^5$	$3.897 \times 10^4$
地震荷重	水平重力	$1.140 \times 10^6$	$2.848 \times 10^5$
	鉛直重力	$3.750 \times 10^5$	$2.848 \times 10^5$

### 2.6.3 荷重及び荷重の組み合わせ

(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，静水圧，積雪荷重  $P_s$  及び「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針」における上載荷重  $0.5\text{kN/m}^2$  を考慮する。

(3) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重として，発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪  $100\text{cm}$  に平均的な積雪荷重を与えるための係数  $0.35$  を考慮し  $35.0\text{cm}$  とする。積雪荷重については，松江市建築基準法施行細則により，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し設定する。

(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 ( $S_s$ )

地震荷重は，基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

(6) プレストレス力 ( $P_S$ )

プレストレス力は「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（日本水道協会，1998年制定）」に基づき，鉛直方向プレストレスは軸方向力として，円周方向プレストレスは腹圧（タンク中心へ向かう方向の荷重）として入力する。プレストレスは腹圧（タンク中心へ向かう方向の荷重）として入力する。表 2.6-2 及び図 2.6-2 に解析モデルへ入力する荷重の算定結果及び荷重図を示す。

表 2.6-2 円周方向のプレストレス力の算定結果

ロット	1段あたりの PC 導入力(kN/段)	円周 PC 段数 (段/ロット)	ロット高さ (m)	半径 (m)	プレストレス力 (kN/m <sup>2</sup> )
#5	320	3	1.800	10.000	53.3
#4	320	5	1.800	10.000	88.9
#3	320	6	1.800	10.000	106.7
#2	320	7	1.800	10.000	124.4
#1	320	8	1.800	10.000	142.2

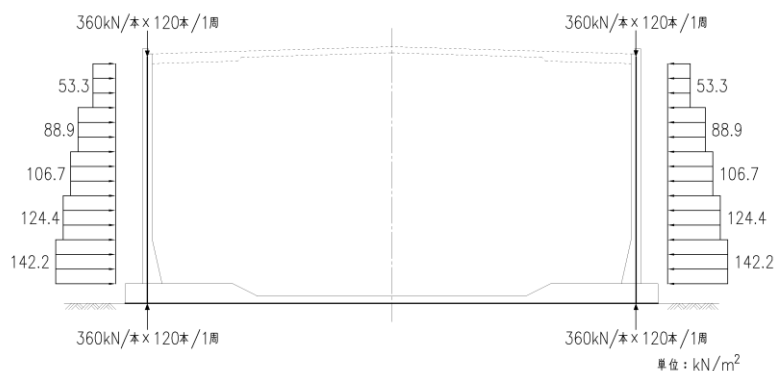


図 2.6-2 プレストレス力荷重図

プレストレス力は、緊張作業直後のプレストレス力（円周方向：450kN/本，鉛直方向：440kN/本）に PC 鋼材のリラクセーション，コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響，緊張材－シース間の摩擦，緊張定着具におけるセット及びコンクリートの弾性変形の影響を考慮して算出する。

その結果，円周方向プレストレスは円周 PC 鋼材 1 段当たり 320kN，鉛直方向プレストレスは鉛直 PC 鋼材 1 段当たり 360kN となる。以下に，影響の設定方法を示す。

a. PC 鋼材のリラクセーション

PC 鋼材のリラクセーションによる緊張材引張応力度の減少量は，下式により算定する。

$$\Delta \sigma_{p\gamma} = \gamma \cdot \sigma_{pt}$$

ここに，

- $\Delta \sigma_{p\gamma}$  : PC 鋼材のリラクセーションによる緊張材引張応力度の減少量 (kN/mm<sup>2</sup>)
- $\gamma$  : PC 鋼材のリラクセーション率
- $\sigma_{pt}$  : 緊張作業直後の緊張材の引張応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)

b. コンクリートのクリープ及び乾燥収縮

コンクリートのクリープ及び乾燥収縮による緊張材引張応力度の減少量は，下式により算定する。

$$\Delta \sigma_{p\phi} = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma'_{cp} + E_p \cdot \varepsilon'_s}{1 + n \cdot \frac{\sigma'_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left( 1 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

ここに，

- $\Delta \sigma_{p\phi}$  : クリープ及び乾燥収縮による緊張材引張応力度の減少量 (kN/mm<sup>2</sup>)
- $n$  : ヤング係数比
- $\phi$  : クリープ係数
- $\varepsilon'_s$  : コンクリートの乾燥収縮度
- $\sigma'_{cp}$  : 緊張材の位置におけるコンクリート断面の持続荷重による応力度 (kN/mm<sup>2</sup>) (側壁の場合， $\sigma'_{cp} = \sigma'_{cpt}$  とする。)
- $\sigma_{pt}$  : 緊張作業直後の緊張材の引張応力度 (kN/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma'_{cpt}$  : 緊張材の位置における緊張作業直後のプレストレス (kN/mm<sup>2</sup>)

c. 緊張材－シース間の摩擦

緊張材－シース間の摩擦の影響を考慮した緊張材の引張力は、下式で算定する。なお、アンボンド鋼材の摩擦係数は、「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（日本水道協会，1998年制定）」及びPC鋼材のメーカーカタログ値より、表 2.6-3 に示す値とする。

$$P(x) = P_1 \cdot e^{-(\mu \alpha + \lambda x)}$$

ここに、

$P(x)$  : 緊張端から距離  $x$  (m) の位置における引張力 (kN)

$P_1$  : 緊張材のジャッキの位置における引張力 (kN)

$\mu$  : 角変化 1rad あたりの摩擦係数

$\alpha$  : 角変化 (rad)

$\lambda$  : 緊張材の単位長さあたりの摩擦係数

$l$  : 緊張材の引張端から設計断面までの長さ (m)

表 2.6-3 緊張材－シース間の摩擦係数

PC 鋼材の種類	$\mu$ (1/rad)	$\lambda$ (1/m)
アンボンド PC 鋼線, PC 鋼より線	0.06	0.002
アンボンド PC 鋼棒	—	0.003

d. 緊張定着具におけるセット

緊張定着具におけるセットによる緊張材の引張力の減少量は、各 PC 工法により異なる。設計に用いるセット量を表 2.6-4 に示す。表 2.6-4 のセット量を用いて、引張応力度の減少量を算定する。緊張材－シース間の摩擦がある場合のセット量及び引張力の減少量は、下式及び図 2.6-3 に示す図解法により算定する。

$$\Delta l = A_{EP} / (A_P \cdot E_P)$$

ここに、

$\Delta l$  : セット量 (mm)

$A_{EP}$  : 三角形  $\Delta abc$  の面積 (kN・mm)

$A_P$  : 緊張材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$E_P$  : PC 鋼材のヤング係数

$P_i$  : 緊張力 (kN)

$P_t$  : セット後の導入力 (kN)

表 2.6-4 緊張定着具におけるセット量

PC 鋼材の種類	セット量 (mm)	備考
アンボンド PC 鋼線, PC 鋼より線	5	SWPR19L-φ28.6mm
アンボンド PC 鋼棒	0	ねじ式

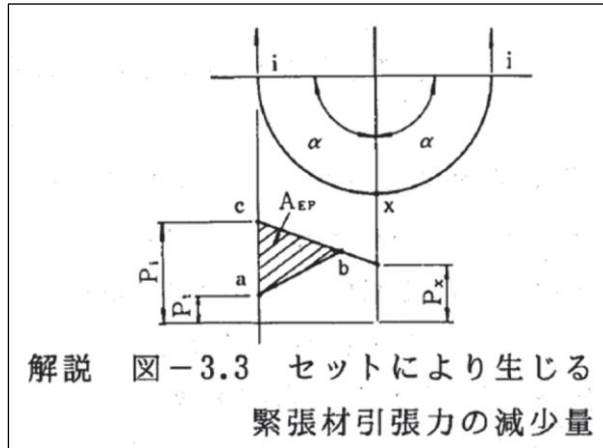


図 2.6-3 図解法 (抜粋)

e. コンクリートの弾性変形

コンクリートの弾性変形による緊張材引張応力度の減少量は、次式により算定する。

$$\Delta \sigma_p = 1/2 \cdot n \cdot \sigma'_{cpG}$$

ここに,

$\Delta \sigma_p$  : コンクリートの弾性変形による緊張材引張応力度減少量 (N/mm<sup>2</sup>)

n : ヤング係数比

$\sigma'_{cpG}$  : 緊張作業による緊張材の図心位置でのコンクリート応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

なお、側壁円周方向断面について考える場合、 $\sigma'_{cpG}$  は、下式により算定する。

$$\sigma'_{cpG} = (2H \cdot \rho \cdot R/3t + \sigma') \cdot 1/\eta$$

ここに,

H : 全水深 (m)

$\rho$  : 水の単位体積重量 (= 9.81 kN/m<sup>3</sup>)

R : 側壁の半径 (m)

t : 側壁厚さ (m)

$\sigma'$  : 余裕圧縮力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\eta$  : 有効係数

(7) せん断キー荷重 (SK)

せん断キーによる非常用過水タンクとの接続部に生じる反力として、せん断力及び曲げモーメントを考慮することとする。「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」によると、図 2.6-4 の赤枠に示すとおり突起を設けた場合のせん断抵抗力を算定できる。その抵抗力はせん断キー負担分と底版のせん断抵抗力負担分の和からなる。

図 2.6-4 の赤枠の式は、以下のとおり整理でき、右辺の第 1～3 項がせん断キー負担分、第 4 項が底版のせん断キー負担分となる。

$$\begin{aligned}
 H_u &= (cA_1 + V_1 \tan \phi) + (V_2 + V_3) \tan \phi_B \\
 &= (cA_1 + V_1 \tan \phi + V_2 \tan \phi_B) + V_3 \tan \phi_B
 \end{aligned}$$

(3) 基礎底面におけるせん断抵抗力が不足する場合、突起を設けてせん断抵抗力の増加を図ることがある。突起を設けた場合、せん断抵抗力は基礎底面ではなく、突起の先端を通る基礎底面と平行な面に沿うせん断抵抗力から算出するものとする。このせん断断面を仮定の基礎底面とみなす。

1) 突起を設けた場合のせん断抵抗力の計算法  
突起を設けた場合のせん断抵抗力の計算法は式 (解 10.3.7) による。

$$H_u = (cA_1 + V_1 \tan \phi) + (V_2 + V_3) \tan \phi_B \dots\dots\dots (解 10.3.7)$$

ここに、

- $H_u$  : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
- $A_e$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)。ただし、荷重の偏心量は実際の基礎底面位置で算出する。
- $A_1$  : 有効載荷面積中の突起前面 (仮想基礎底面) の面積 (m<sup>2</sup>)
- $A_2$  : 有効載荷面積中の突起の底面積 (m<sup>2</sup>)
- $A_3$  : 有効載荷面積中の突起後方の面積 (m<sup>2</sup>)
- $V_1$  :  $A_1$  に作用する鉛直荷重 (kN)。ただし、 $V_1 = \frac{A_1}{A_e} V$  で求める。
- $V_2$  :  $A_2$  に作用する鉛直荷重 (kN)。ただし、 $V_2 = \frac{A_2}{A_e} V$  で求める。
- $V_3$  :  $A_3$  に作用する鉛直荷重 (kN)。ただし、 $V_3 = \frac{A_3}{A_e} V$  で求める。
- $V$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)。ただし、浮力を差し引いた値とする。
- $\phi_B$  : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)
- $\phi$  : 支持地盤のせん断抵抗角 (仮想基礎底面の摩擦角) (°)
- $c$  : 支持地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

図 2.6-4 せん断キーを設けた場合のせん断抵抗力の計算法 (抜粋)

せん断キー負担分が最も大きくなる地震応答解析の結果を用いてせん断キー荷重を求めると以下の表 2.6-5 のようになる。

表 2.6-5 せん断キー荷重

		合計	第1項	第2項	第3項	第4項
		Hu	$cA_1$	$V_1 \tan \phi$	$V_2 \tan \phi_B$	$V_3 \tan \phi_B$
比率	抵抗力 (kN)	69,195	30,352	12,837	2,033	23,973
	比率	100%	43.9%	18.6%	2.9%	34.6%
	比率計	100%	65.4%			34.6%
荷重	水平力 (kN)	33,572	21,941		11,631	

せん断キーは12本あることから、せん断キー荷重のうちせん断力は  $21,941 \text{ kN} / 12 \text{ 本} = 1,828 \text{ kN/本}$  となる。せん断キー荷重のうち曲げモーメントについては、せん断キーを、底板との接続部を固定端とした単純梁と仮定し、せん断力が等分布荷重として作用するものとして下式によって算出すると、 $1,828 \text{ kN} \cdot \text{m/本}$  となる。

$$M = 0.5 \cdot W \cdot L^2$$

ここに、

M：せん断キー荷重のうち曲げモーメント (kN・m)

W：せん断キーに作用する等分布荷重 (kN/m)

L：せん断キー全長 (m)

(8) グラウンドアンカ力 (GA)

グラウンドアンカによる荷重は、1本あたり  $1,300 \text{ kN}$  とする。図 2.6-5 に示すように配置する。

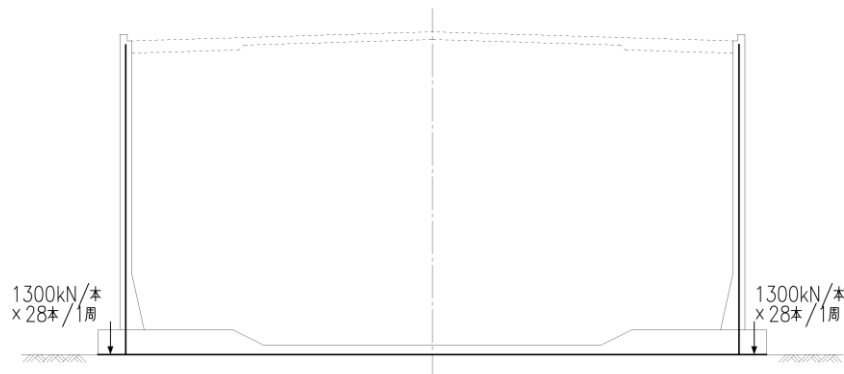


図 2.6-5 グラウンドアンカ力図



(9) 動水圧 (W)

側壁及び底版に対しては、地震時の動水圧は、水平動による動水圧及び鉛直動による動水圧を考慮する。なお、屋根に対するスロッシングによる動水圧の影響評価については、参考資料 2 に示す。

水平動による動水圧の算定は、「水道施設耐震工法指針（日本水道協会，1997 年制定）」及び「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説（日本水道協会，1998 年）」に基づき、Housner 式を用いることとする。動水圧の作用対象は側壁及び底版とし、動水圧算定に用いる加速度は、「2.4 地震応答解析（質点系モデル）」のうち、タンク内の自由水の衝撃成分を表した質点⑥及び自由水の振動成分を表した質点⑩の応答加速度を用いることとする。選定時刻は、衝撃成分による慣性力と振動成分による慣性力の和が最大となる時刻（ $t=8.57s$ ）とする。

#### 2.6.4 地震時荷重の作用方向

非常用ろ過水タンクは円筒状構造物であり、明確に強軸及び弱軸の区別ができないため、応力解析を行う地震時荷重は、水平2方向及び鉛直方向地震力を組み合わせる。なお、組み合わせる方法として、時刻性を考慮した直交する水平方向及び鉛直方向の地震力よりも保守的な地震力の設定とするよう、組み合わせ係数法を適用する。

表 2.6-6 に水平2方向の応力解析における検討ケースを示す。

表 2.6-6 水平2方向及び鉛直方向同時加振の応力解析における解析ケース

地震荷重の組合せ*	解析ケース番号
H+1.0, H+0.4, V+0.4	①-1
H+1.0, H+0.4, V-0.4	①-2
H+0.4, H+0.4, V+1.0	①-3
H+0.4, H+0.4, V-1.0	①-4

注記\* : Hは水平地震動による荷重, Vは鉛直動による荷重を示す。

鉛直方向の符号は, +が上向きの荷重, -が下向きの荷重を示す。

## 2.7 耐震評価

### 2.7.1 許容限界

#### (1) 非常用ろ過水タンクの健全性に対する許容限界

##### a. 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

非常用ろ過水タンクの曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の評価としては、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年）」に基づき，曲げ耐力を許容限界とする。また，溢水影響評価の観点から，「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す貯水機能を有することの確認として，コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年）に基づき，屋根及び底版については短期許容応力度，側壁については降伏曲げモーメントを許容限界とした確認を併せて実施する。

##### b. せん断破壊に対する許容限界

非常用ろ過水タンクのせん断破壊に対する許容限界を表 2.7-3 に示す。

せん断破壊に対する許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年）」に基づき，短期許容応力度とする。

表 2.7-3 せん断破壊に対する許容限界

確認項目	部位	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	
構造強度を有すること	屋根及び底版	短期許容せん断 応力度	0.75
	側壁		0.76

(2) 基礎地盤の健全性に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」及び設備近傍の地質調査結果に基づき、C<sub>L</sub>級岩盤の極限支持力度とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 2.7-4 に示す。

表 2.7-4 非常用ろ過水タンクの許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力度	C <sub>L</sub> 級岩盤	3.9

(3) グラウンドアンカに対する許容限界

グラウンドアンカに対する許容限界は、グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（地盤工学会，2012年）及びコンクリート標準示方書に基づき，許容アンカー力と許容支圧応力度を設定する。

許容アンカー力は，以下の3項目について検討を行い，最も小さい値を採用する。

- 1) テンドンの許容引張り力 (1,684kN)
- 2) テンドンの許容拘束力 (2,089kN)
- 3) アンカーの許容引抜き力 (1,590kN)

グラウンドアンカに対する許容限界を表 2.7-5 に示す。

表 2.7-5 グラウンドアンカに対する許容限界

評価項目	許容限界
グラウンドアンカ	許容アンカー力: 1,590 kN 許容支圧応力度: 22.5 N/mm <sup>2</sup>

## 2.7.2 評価方法

### (1) 屋根、側壁及び底版

3次元静的有限要素法解析に基づいて算定した発生応力が許容限界を満足することを確認する。

### (2) グラウンドアンカ（引張力）

グラウンドアンカの引張力については、地震時緊張力を基に照査する。地震時緊張力は、緊張直後の引張力に地震による引張力増分を加えて算定する。緊張直後の引張力は、1,330kNである。地震による引張力増分は、地震時のグラウンドアンカの伸びにより算定する。なお、伸びの量については、グラウンドアンカが伸びに対して抵抗しないものとして、グラウンドアンカ緊張直後と地震時の、グラウンドアンカ設置部の相対変位を3次元静的有限要素法解析により算定したものと同値とする。

緊張直後の引張力と地震による増分引張力の和が許容アンカー力以下であることを確認する。

$$T = T_1 + \Delta T \\ = T_1 + E_p \cdot (u / l_{st}) \cdot A_p$$

ここで、

T : グラウンドアンカの引張力 (kN)

T<sub>1</sub> : 緊張直後の引張力 (kN)

E<sub>p</sub> : 鋼材の縦弾性係数 (kN/mm<sup>2</sup>)

u : テンドン自由長の伸び (m)

l<sub>st</sub> : テンドン自由長 (m)

A<sub>p</sub> : 鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

### (3) グラウンドアンカ（支圧）

グラウンドアンカによる支圧については、発生アンカー力を用いて下式により算定される支圧応力度が許容支圧応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_b = T / S$$

ここで、

σ<sub>b</sub> : グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

T : 発生アンカー力 (引張) (N)

S : 支圧を受ける面積 (mm<sup>2</sup>) (=94,599mm<sup>2</sup>)

## 2.8 耐震評価結果

### 2.8.1 構造部材の健全性に対する評価結果（屋根、側壁及び底版）

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価（構造物全体としての安定性確保の評価）

「2.4.5 地震応答解析の解析ケース」で記した解析ケース毎の非常用ろ過水タンクの曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の確認結果として各評価位置での最大照査値を表 2.8-1 に、評価位置図を図 2.8-1 に、屋根、側壁及び底版の曲げ・軸力系の破壊の最大照査値発生時の断面力図を図 2.8-2～図 2.8-4 に、最大照査値発生箇所位置図を図 2.8-5～図 2.8-7 に示す。表 2.8-1 より、全ての評価対象部材に対して発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

表 2.8-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（構造物全体としての安定性確保）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 N <sub>d</sub> (kN/m)	曲げ耐力 (kN・m/m)	照査値
屋根	②	①-4	Ss-D (++)	88	-213	139	0.64
側壁	③	①-1	Ss-D (++)	636	217	884	0.72
底版	④	①-2	Ss-D (++)	227	-535	316	0.72

注記\*：評価位置は図 2.8-1 に示す。

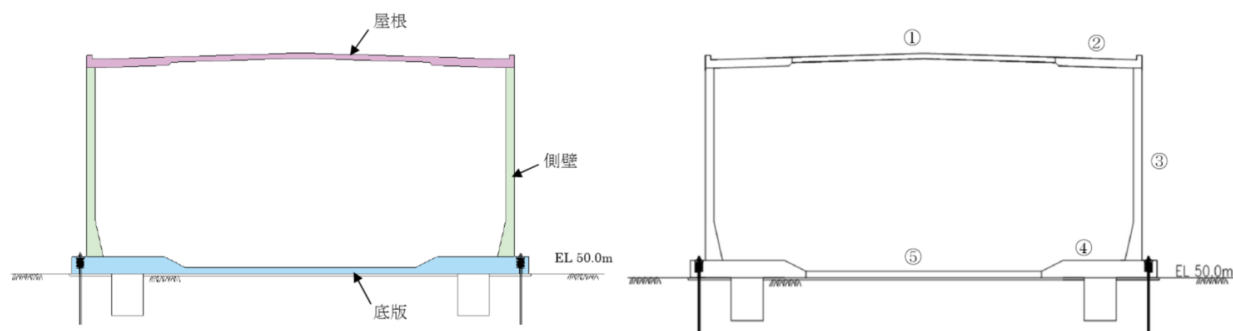
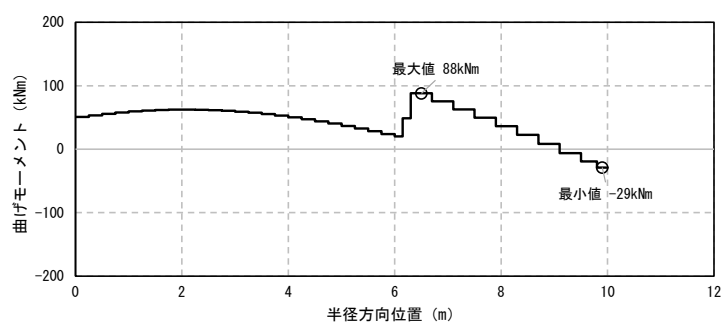
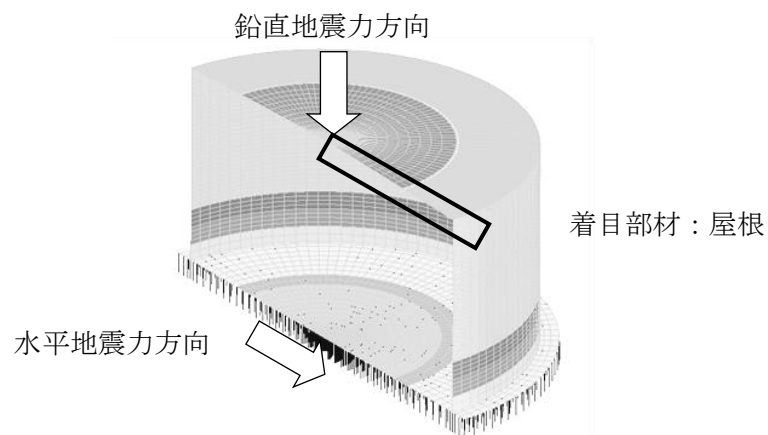
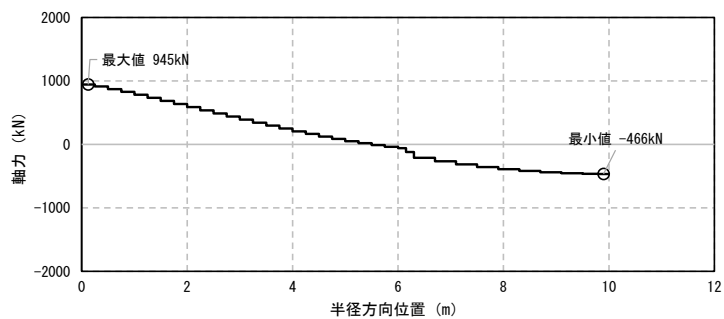


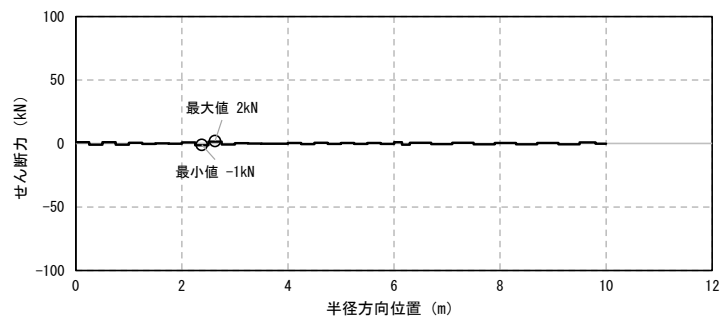
図 2.8-1 評価位置



曲げモーメント分布図

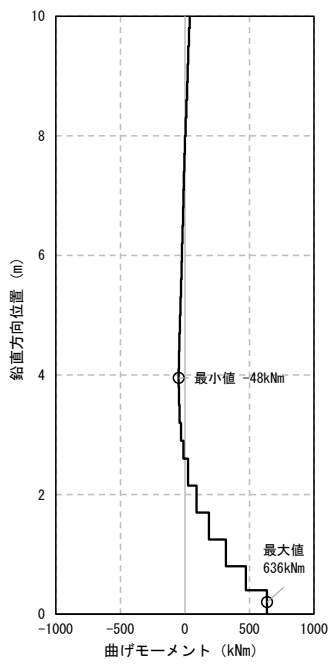
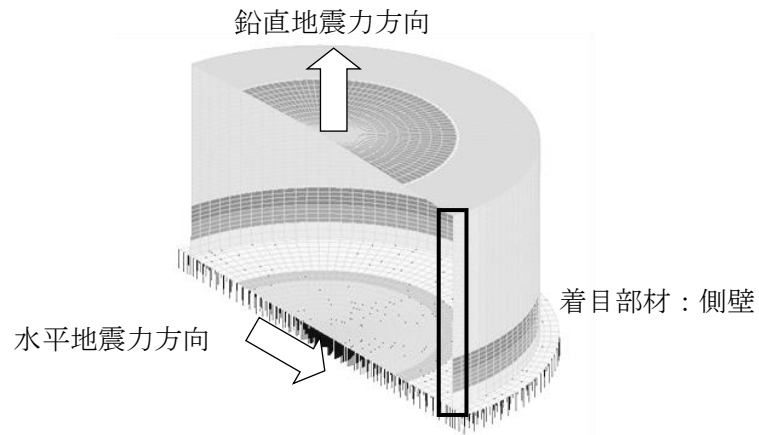


軸力分布図

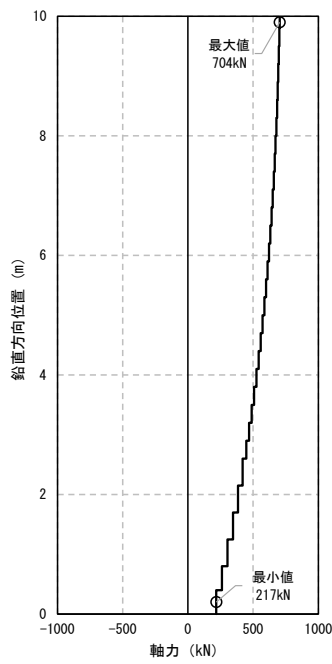


せん断力分布図

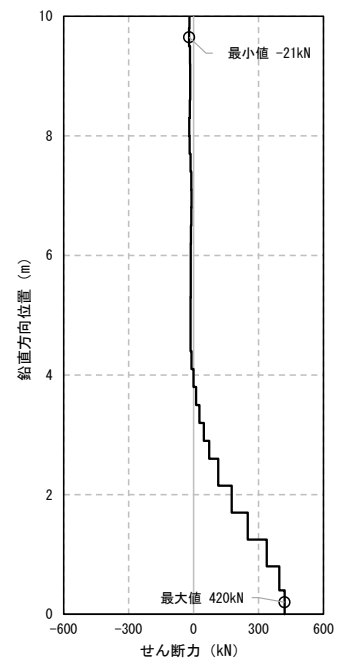
図 2.8-2 非常用ろ過水タンクの断面力図（屋根照査値最大時，解析ケース①-4）



曲げモーメント分布図



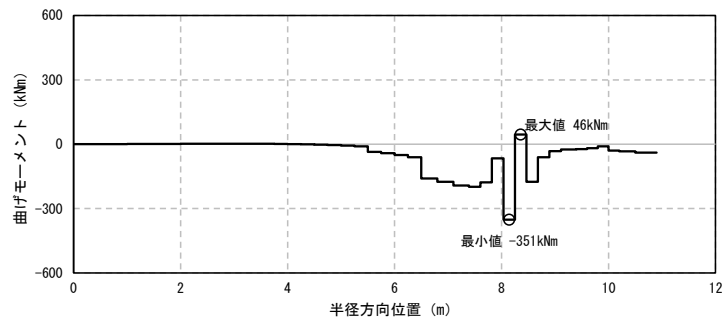
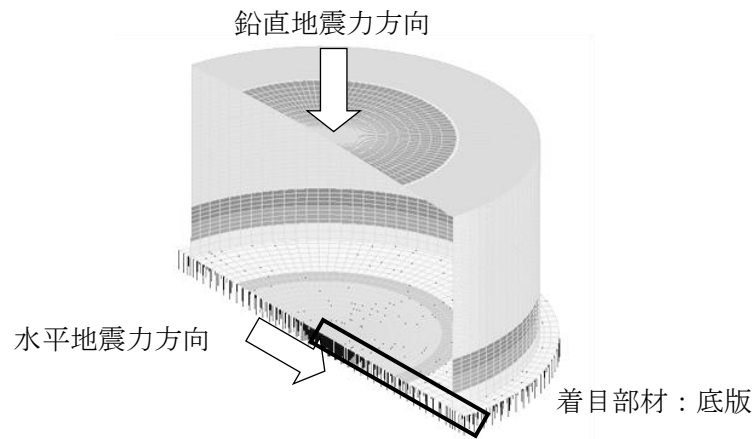
軸力分布図



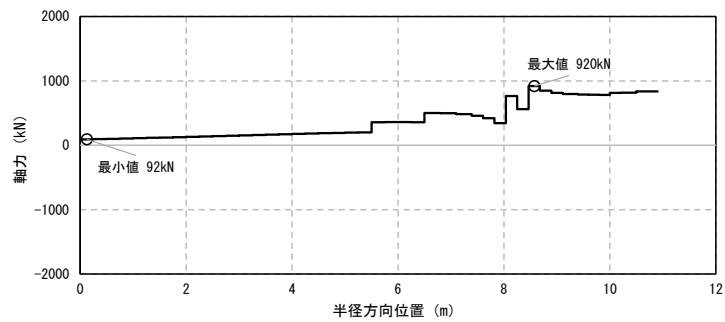
せん断力分布図

図 2.8-3 非常用ろ過水タンクの断面力図（側壁照査値最大時，解析ケース①-1）

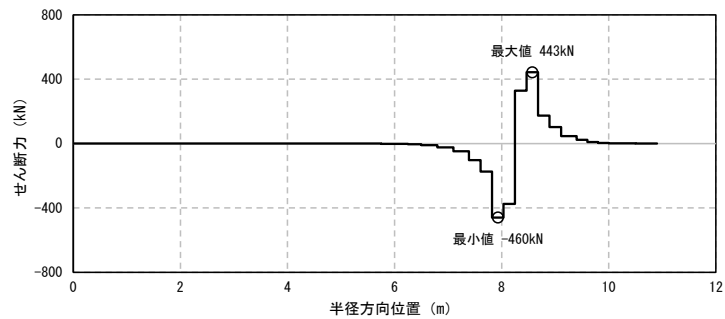




曲げモーメント分布図



軸力分布図



せん断力分布図

図 2.8-4 非常用ろ過水タンクの断面力図（底版照査値最大時，解析ケース①-2）

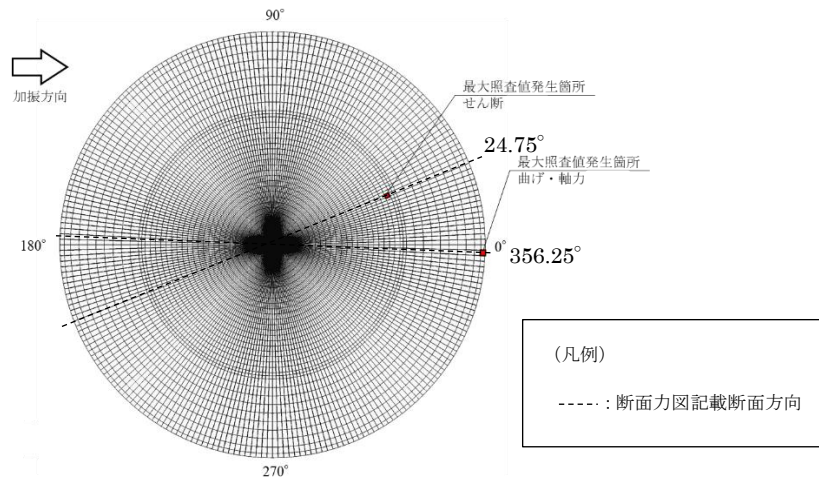


図 2.8-5 最大照査値発生箇所位置図（屋根）

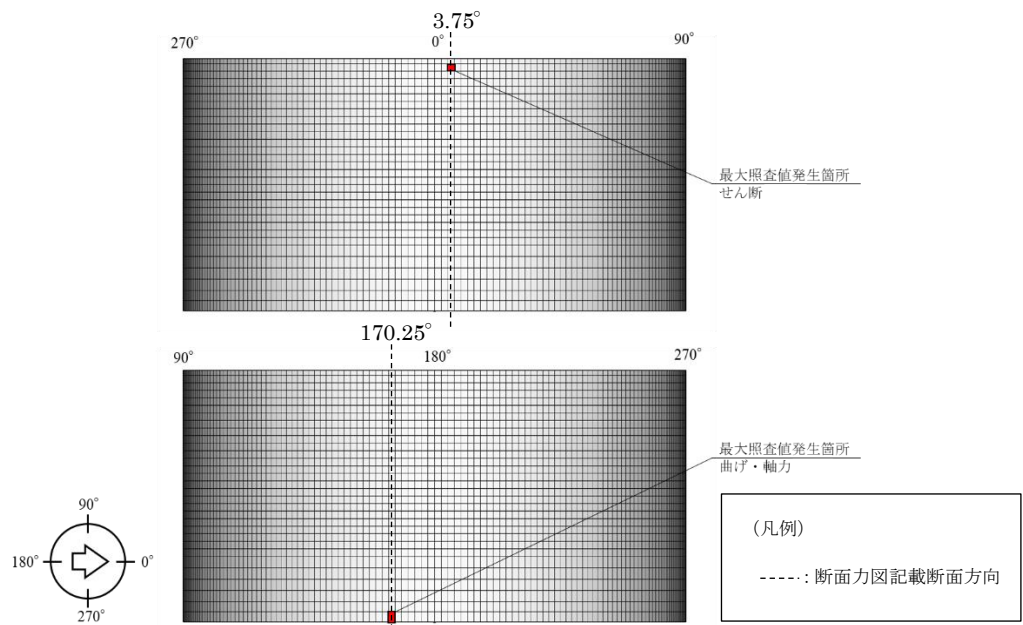


図 2.8-6 最大照査値発生箇所位置図（側壁）

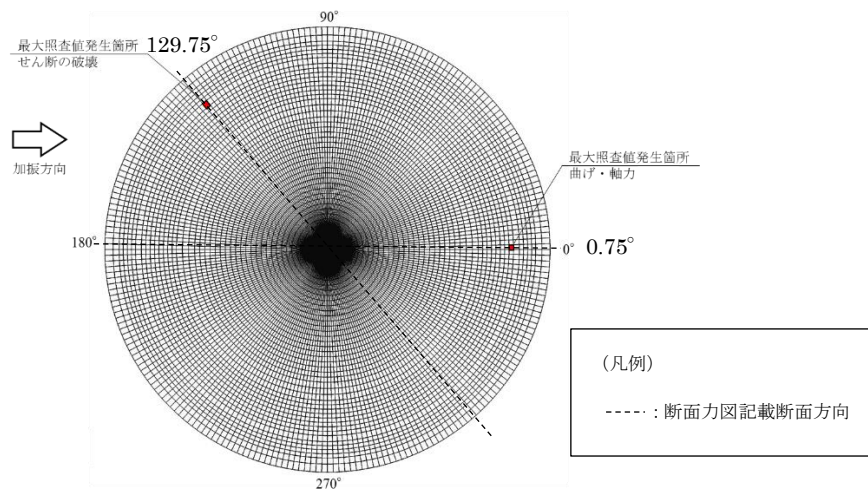


図 2.8-7 最大照査値発生箇所位置図（底版）

(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価（溢水影響の確認）

「2.4.5 地震応答解析の解析ケース」で記した解析ケース毎の非常用ろ過水タンクの曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち溢水影響の確認結果として各評価位置での最大照査値を表 2.8-1 に、評価位置図を図 2.8-1 に、屋根、側壁及び底版の曲げ・軸力系の破壊の最大照査値発生時の断面力図を図 2.8-2～図 2.8-4 に、最大照査値発生箇所位置図を図 2.8-5～図 2.8-7 に示す。表 2.8-1 より、全ての評価対象部材に対して発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

表 2.8-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（溢水影響の確認）

（屋根及び底版（コンクリート））

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 N <sub>d</sub> (kN/m)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
屋根	①	①-4	Ss-D (++)	66	848	11.4	16.5	0.70
底版	④	①-2	Ss-D (++)	461	584	6.0	16.5	0.37

注記\*：評価位置は図 2.8-1 に示す。

表 2.8-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（溢水影響の確認）

（屋根及び底版（鉄筋））

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 N <sub>d</sub> (kN/m)	発生 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
屋根	②	①-4	Ss-D (++)	88	-213	238	294	0.81
底版	④	①-2	Ss-D (++)	227	-535	252	294	0.86

注記\*：評価位置は図 2.8-1 に示す。

表 2.8-2(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（溢水影響の確認）（側壁）

評価位置*		解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 N <sub>d</sub> (kN/m)	降伏曲げモーメント (kN・m/m)	照査値
側壁	③	①-1	Ss-D (++)	636	217	757	0.85

注記\*：評価位置は図 2.8-1 に示す。

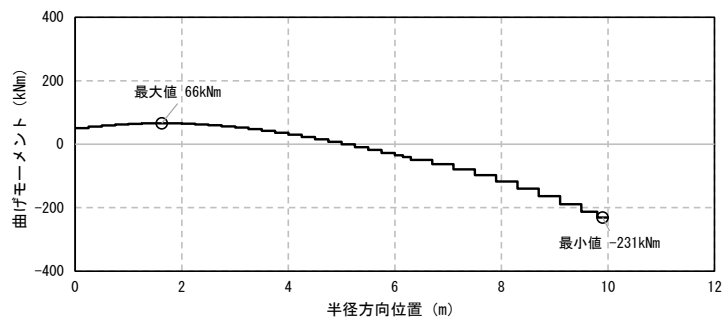
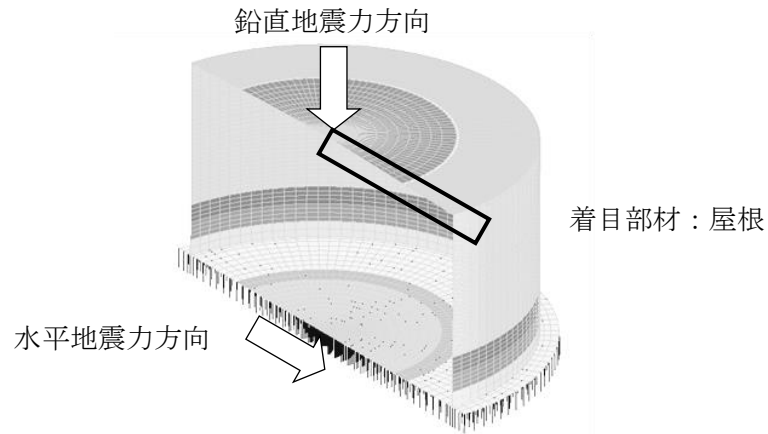
### (3) せん断破壊に対する評価

「2.4.5 地震応答解析の解析ケース」で記した解析ケース毎の非常用ろ過水タンクのせん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表2.8-3に、評価位置図を図2.8-1に、屋根、側壁及び底版のせん断破壊の最大照査値発生時の断面力図を図2.8-8～図2.8-10に、最大照査値発生箇所位置図を図2.8-5～図2.8-7に示す。表2.8-3より、全ての評価対象部材に対して発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

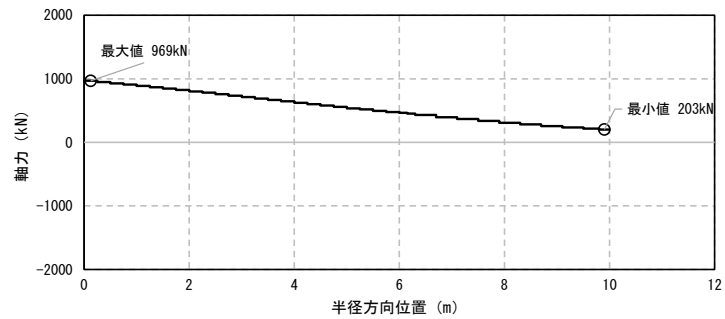
表 2.8-3 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*		解析ケース	地震動	発生応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
屋根	①	①-4	Ss-D (++)	0.40	0.75	0.54
側壁	③	①-4	Ss-D (++)	0.64	0.76	0.85
底版	④	①-2	Ss-D (++)	0.55	0.75	0.74

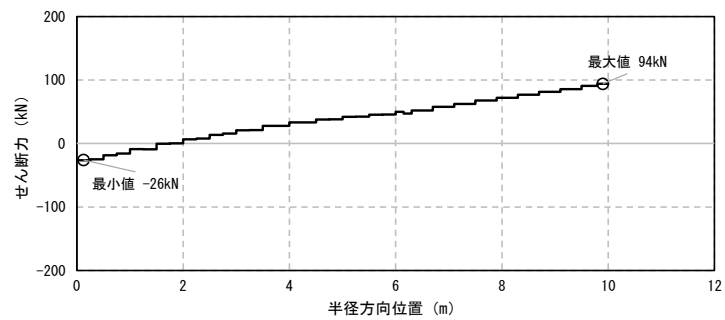
注記\*：評価位置は図2.8-1に示す。



曲げモーメント分布図

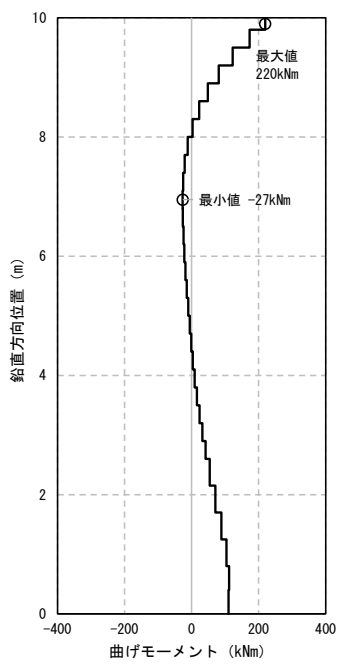
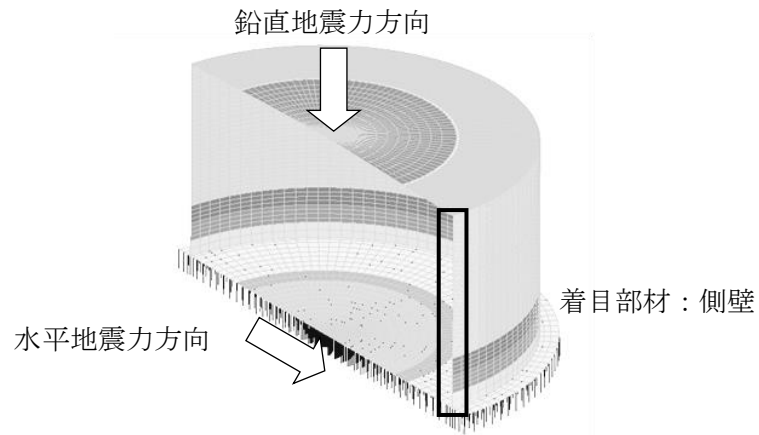


軸力分布図

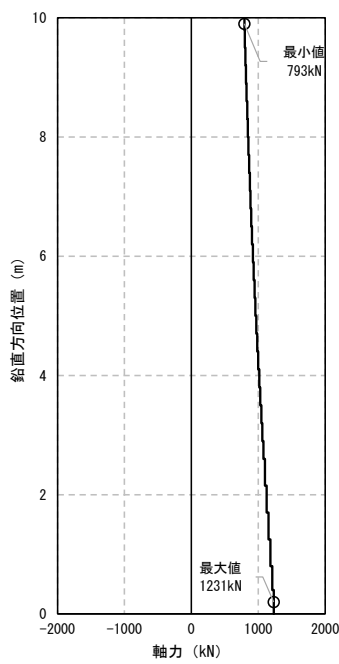


せん断力分布図

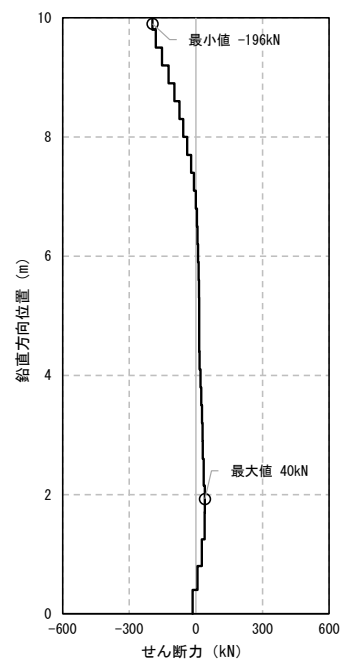
図 2.8-8 非常用ろ過水タンクの断面力図（屋根照査値最大時，解析ケース①-4）



曲げモーメント分布図

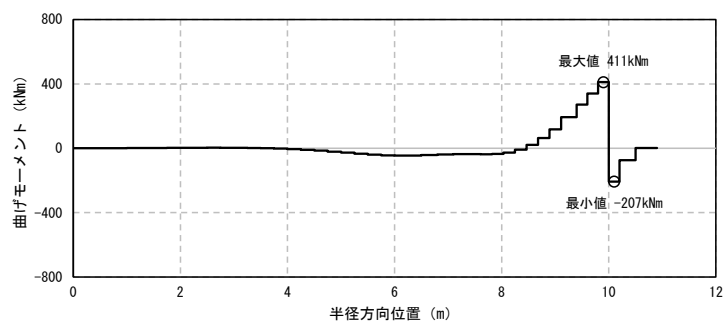
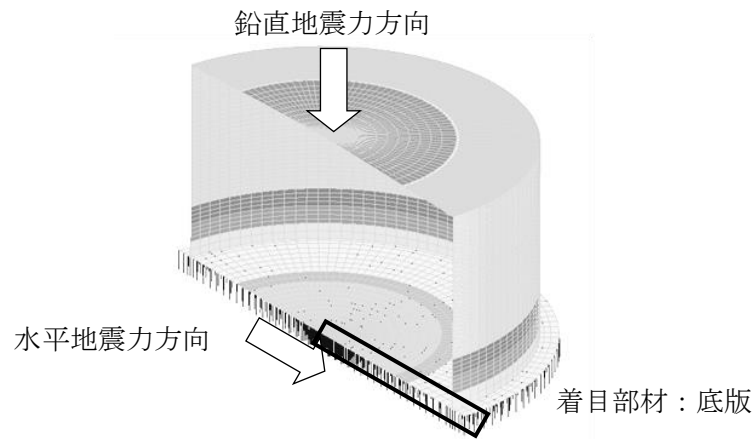


軸力分布図

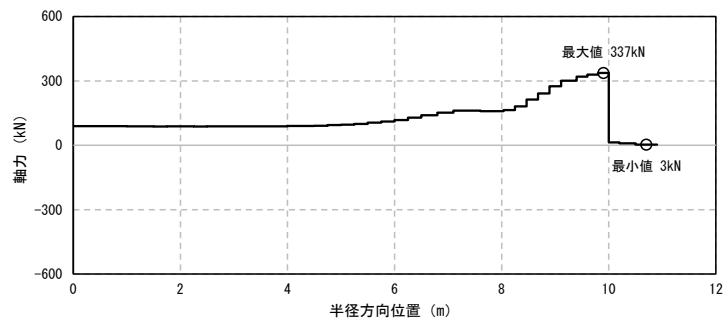


せん断力分布図

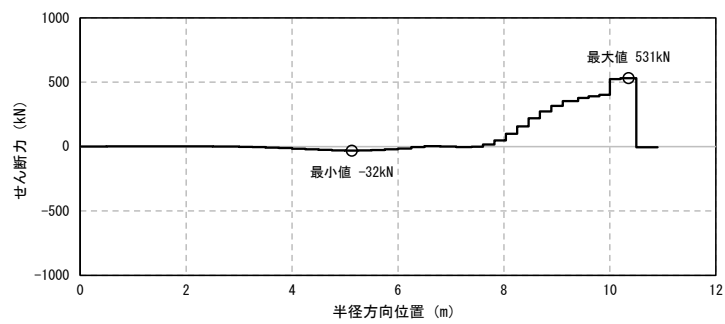
図 2.8-9 非常用ろ過水タンクの断面力図（側壁照査値最大時，解析ケース①-4）



曲げモーメント分布図



軸力分布図



せん断力分布図

図 2.8-10 非常用ろ過水タンクの断面力図（底版照査値最大時，解析ケース①-2）

## 2.8.2 構造部材の健全性に対する評価結果（グラウンドアンカ）

「2.4.5 地震応答解析の解析ケース」で記した解析ケース毎のグラウンドアンカに対する最大照査値を表 2.8-4 に示す。表 2.8-4 より、グラウンドアンカに対して発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

表 2.8-4 (1/2) グラウンドアンカに対する照査（許容アンカー力）

解析ケース	地震動	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	照査値
①-1	Ss-D H+1.0, H+0.4, V+0.4	1,351	1,590	0.85

相対変位が 0.355mm であることから、地震による引張力増分は 21kN である。緊張直後の引張力は、1,330kN であることから、設計アンカー力は 1,351kN となる。

表 2.8-4 (2/2) グラウンドアンカに対する照査（許容支圧応力度）

解析ケース	地震動	支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容支圧応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①-1	Ss-D H+1.0, H+0.4, V+0.4	14.3	22.5	0.64



2.8.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果の最大照査値を表 2.8-5 に示す。また、照査値最大を示す、地震動 S<sub>s</sub>-D (++) (解析ケース①-2) における最大接地圧分布図を図 2.8-11 に示す。その際の、最大照査値発生箇所位置図を図 2.8-12 に示す。

非常用ろ過水タンクの基礎地盤に発生する最大接地圧が、許容限界を下回ることを確認した。

表 2.8-4 基礎地盤の支持性能に対する照査結果

解析ケース	地震動	最大接地圧 (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
①-2	S <sub>s</sub> -D (++)	1.1	3.9	0.29

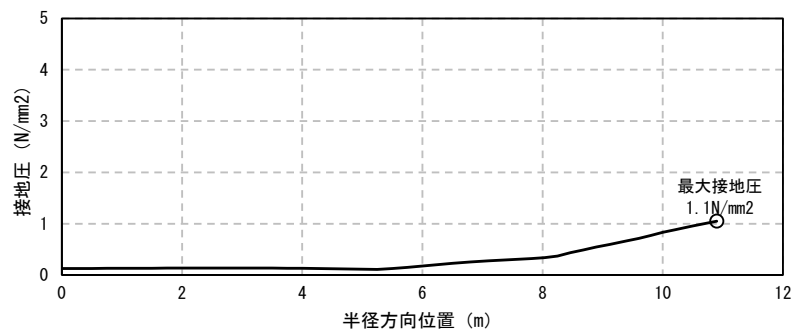


図 2.8-11 非常用ろ過水タンクの接地圧分布図 (照査値最大時, 解析ケース①-2, 半径方向)

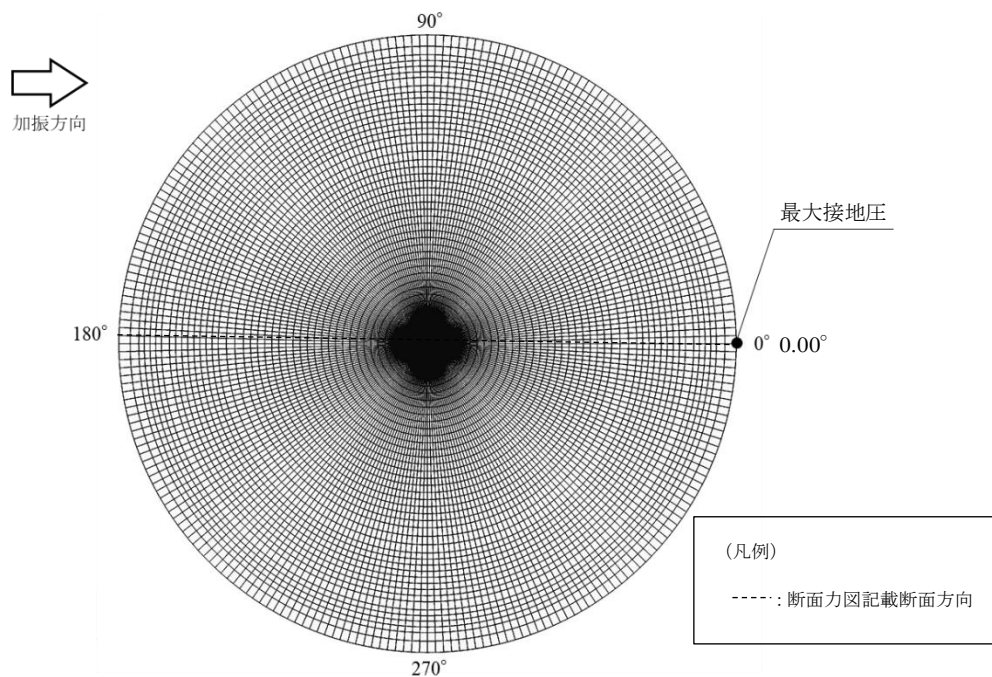


図 2.8-12 最大照査値発生箇所位置図 (底板, 接地圧)

### 3. 輪谷貯水槽（西側）

#### 3.1 輪谷貯水槽（西側）の溢水防護に関する方針及び防護対策

VI-1-1-9-4「溢水影響に関する評価」のうち屋外タンク等からの溢水に対する評価において、輪谷貯水槽（西側）は基準地震動 $S_s$ による地震力に対し、貯水槽のバウンダリ機能を保持するため溢水源としない。

#### 3.2 評価方法

輪谷貯水槽（西側）は、水槽内部の水の溢水を頂版、側壁、隔壁及び底版により防ぐ構造としており、基準地震動 $S_s$ に対して、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。構造部材の健全性評価として、構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。また、輪谷貯水槽（西側）周辺は、国土数値情報 土砂災害危険箇所データ（国土交通省国土政策局）によると土石流危険区域にあることから、土石流堆積荷重を組み合わせた、耐震評価を併せて実施する。

#### 3.3 評価条件

##### 3.3.1 適用規格

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・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，2005年）
- ・道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002 年）
- ・コンクリート標準示方書 [設計編]（(社) 土木学会，2007 年）

表 3.3-1 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] (土木学会, 2002年)	鉄筋コンクリートの材料諸元 (単位体積重量, ヤング係数, ポアソン比)
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] (土木学会, 2002年)	永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	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, 2005年)	曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 発生ひずみが限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%) 以下であることを確認
	コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2007年)	せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認
	コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002年)	曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として, 発生ひずみが限界ひずみ (コンクリート圧縮 2000 $\mu$ , 主筋ひずみ 1750 $\mu$ ) 以下であることを確認
	道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月)	基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認
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 (日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

### 3.3.2 構造概要

輪谷貯水槽（西側）の位置図を図 3.3-1 に示す。

輪谷貯水槽（西側）の平面図を図 3.3-2 に、断面図を図 3.3-3 に、概略配筋図を図 3.3-4 に示す。

輪谷貯水槽（西側）は、既設輪谷貯水槽内に新設された鉄筋コンクリート造の箱型構造物であり、輪谷貯水槽（西側）のうち北側と南側の貯水槽間の隙間には、間詰コンクリートがある。

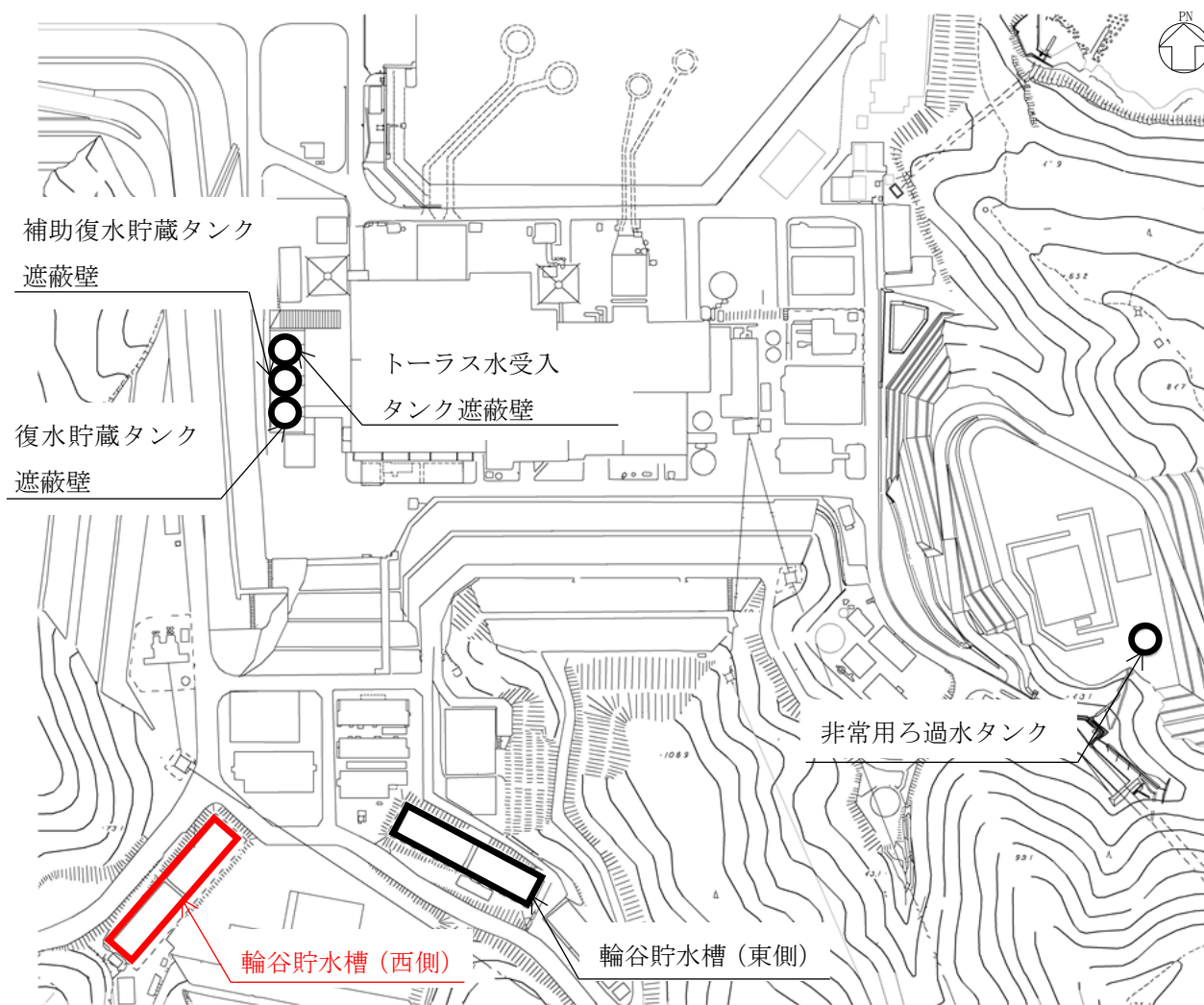


図 3.3-1 輪谷貯水槽（西側）位置図

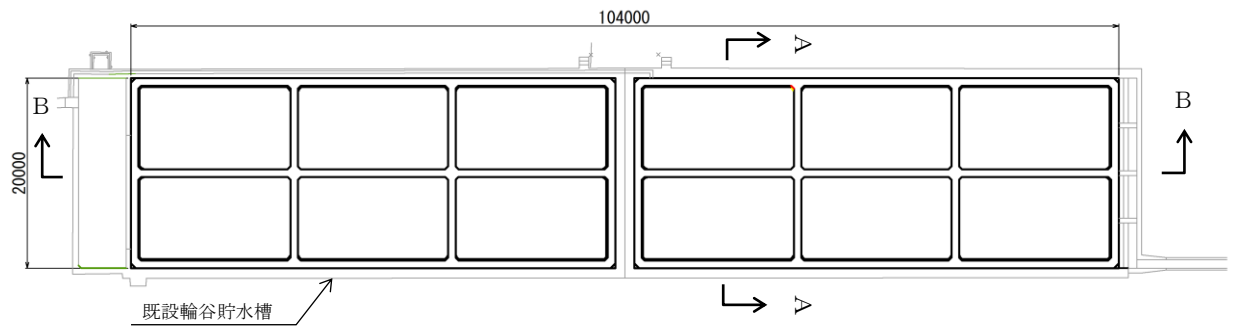


図 3.3-2 輪谷貯水槽 (西側) 平面図

(単位:mm)

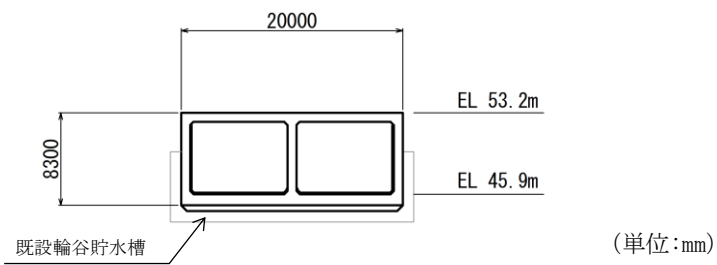


図 3.3-3(1) 輪谷貯水槽 (西側) 断面図 (A-A断面)

(単位:mm)

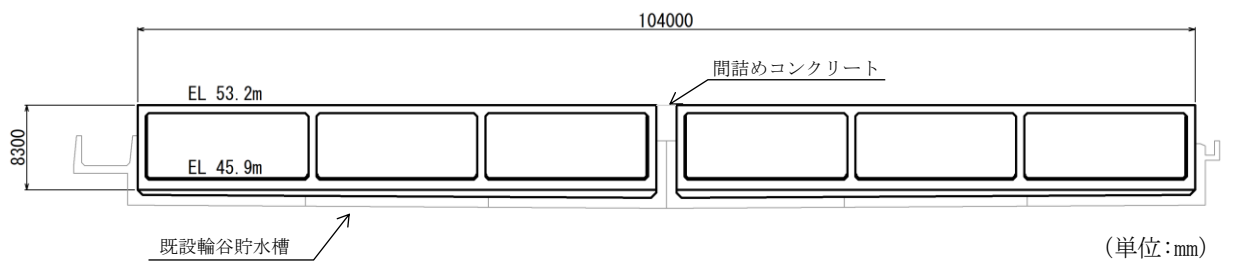
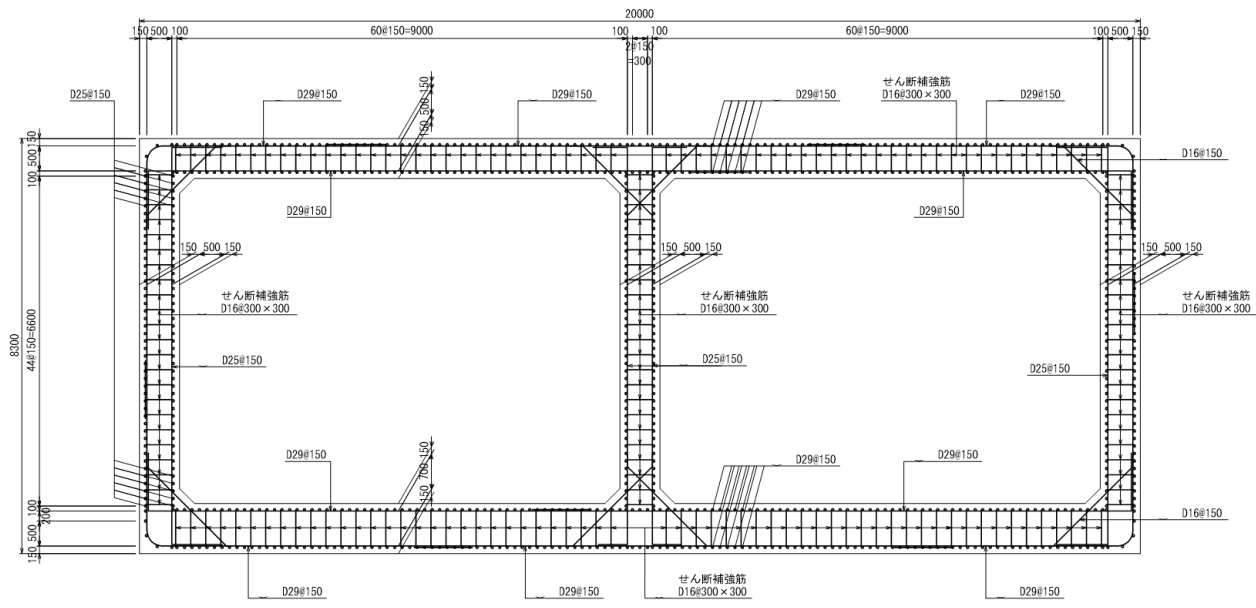


図 3.3-3(2) 輪谷貯水槽 (西側) 断面図 (B-B断面)

(単位:mm)



(単位:mm)

図 3.3-4 輪谷貯水槽 (西側) 概略配筋図

### 3.3.3 評価対象断面の方向

長辺方向に加振した場合は、加振方向と平行に設置される壁同士の間隔が小さく、妻壁が耐震要素として機能する。

一方、短辺方向は、耐震要素として機能する妻壁同士の離隔が大きいため、弱軸断面となる。なお、保守的に短辺方向、長辺方向共に評価対象断面の選定対象とする。

### 3.3.4 評価対象断面の選定

「3.3.3 評価対象断面の方向」に示すとおり、評価対象断面は、短辺方向、長辺方向両方から選定する。短辺方向の評価対象断面は水槽の中心を通るA-A断面とする。長辺方向の評価対象断面は水槽の中心を通るB-B断面とする。輪谷貯水槽（西側）の評価対象断面位置図を図3.3-5に示す。

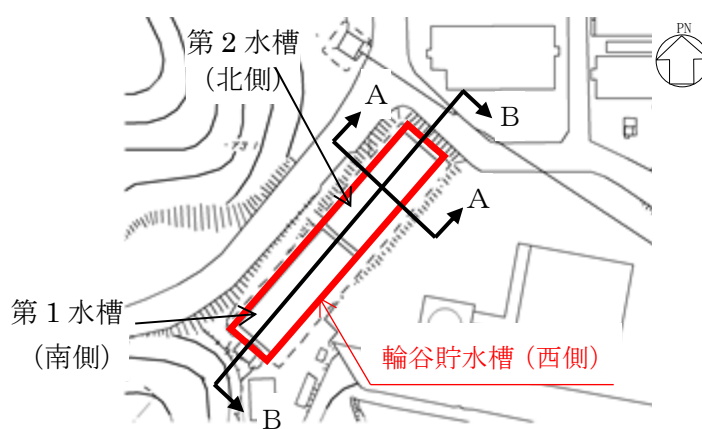


図 3.3-5 輪谷貯水槽（西側） 評価対象断面位置図

### 3.3.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3.3-2 に、材料の物性値を表 3.3-3 に示す。

表 3.3-2 使用材料

材料		仕様
輪谷貯水槽（西側）	コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SD345

表 3.3-3 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比
輪谷貯水槽（西側）	2.5×10 <sup>4</sup>	24.0*	0.2

注記\*：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。



### 3.3.6 地盤物性値

地盤については、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 3.3-4 及び表 3.3-5 に示す。

表 3.3-4 地盤の解析用物性値（岩盤）

層番号	S波速度 $V_s$ (m/s)	P波速度 $V_p$ (m/s)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断弾性係数 $G$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰定数 $h$ (%)
②層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
③層	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
④層	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
⑤層	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
⑥層	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

表 3.3-5 地盤の解析用物性値（埋戻土，D級岩盤，旧表土）

			解析用物性値		
			埋戻土	D級岩盤	旧表土
物理特性	密度	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11	2.28	2.00
強度特性	初期せん断強度	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.22	0.11	0.03
	内部摩擦角	$\phi$ (°)	22	6	21
動的変形特性	初期せん断弾性係数	$G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G_0=749 \sigma^{0.66}$ (N/mm <sup>2</sup> ) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00027)$	$G_0=148 \sigma^{0.49}$ (N/mm <sup>2</sup> ) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00062)$	$G_0=240 \sigma^{0.61}$ (N/mm <sup>2</sup> ) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.0011)$
	動ポアソン比	$\nu_d$	0.45	0.45	0.45
減衰特性	減衰定数	$h$	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{0.85}$	$\gamma \leq 1 \times 10^{-4}$ : $h=0.023$ $\gamma > 1 \times 10^{-4}$ : $h=0.023$ $+0.071 \cdot \log(\gamma/0.0001)$	$h=0.20 \gamma / (\gamma + 0.000413)$

### 3.3.7 評価構造物諸元

輪谷貯水槽（西側）の諸元を表 3.3-6 及び表 3.3-7 に、評価部位を図 3.3-6 及び図 3.3-7 に示す。

表 3.3-6 評価部位とその仕様(A-A断面)

部位		仕様		材料	
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋
頂版	1	8800	800	24.0	SD345
頂版	2	8800	800	24.0	SD345
側壁	3	6500	800	24.0	SD345
側壁	4	6500	800	24.0	SD345
隔壁	5	6500	800	24.0	SD345
底版	6	8800	1000	24.0	SD345
底版	7	8800	1000	24.0	SD345

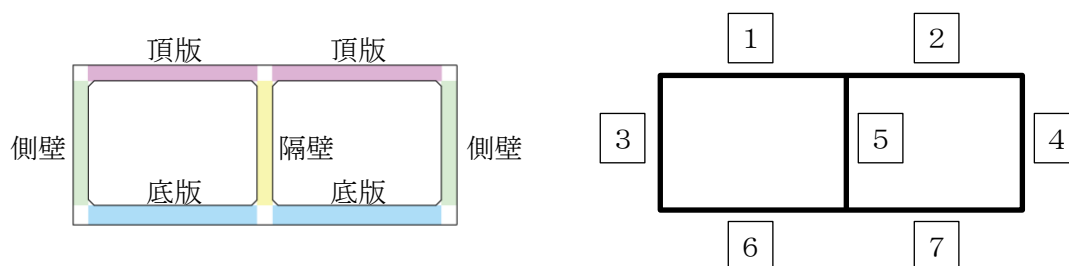


図 3.3-6 評価部位位置図

表 3.3-7 評価部位とその仕様(B-B断面)

部位			仕様		材料	
			部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋
北側	頂版	1	16000	800	24.0	SD345
	頂版	2	15800	800	24.0	SD345
	頂版	3	16000	800	24.0	SD345
	側壁	4	6500	800	24.0	SD345
	側壁	5	6500	800	24.0	SD345
	隔壁	6	6500	800	24.0	SD345
	隔壁	7	6500	800	24.0	SD345
	底版	8	16000	800	24.0	SD345
	底版	9	15800	800	24.0	SD345
	底版	10	16000	800	24.0	SD345
南側	頂版	1	16000	800	24.0	SD345
	頂版	2	15800	800	24.0	SD345
	頂版	3	16000	800	24.0	SD345
	側壁	4	6500	800	24.0	SD345
	側壁	5	6500	800	24.0	SD345
	隔壁	6	6500	800	24.0	SD345
	隔壁	7	6500	800	24.0	SD345
	底版	8	16000	800	24.0	SD345
	底版	9	15800	800	24.0	SD345
	底版	10	16000	800	24.0	SD345

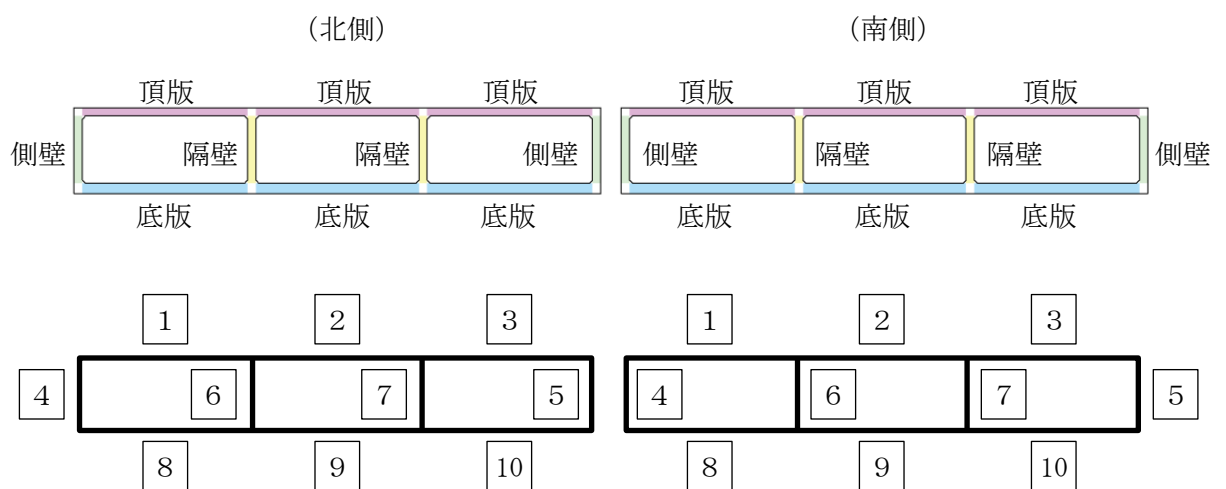


図 3.3-7 評価部位位置図

### 3.3.8 地下水位

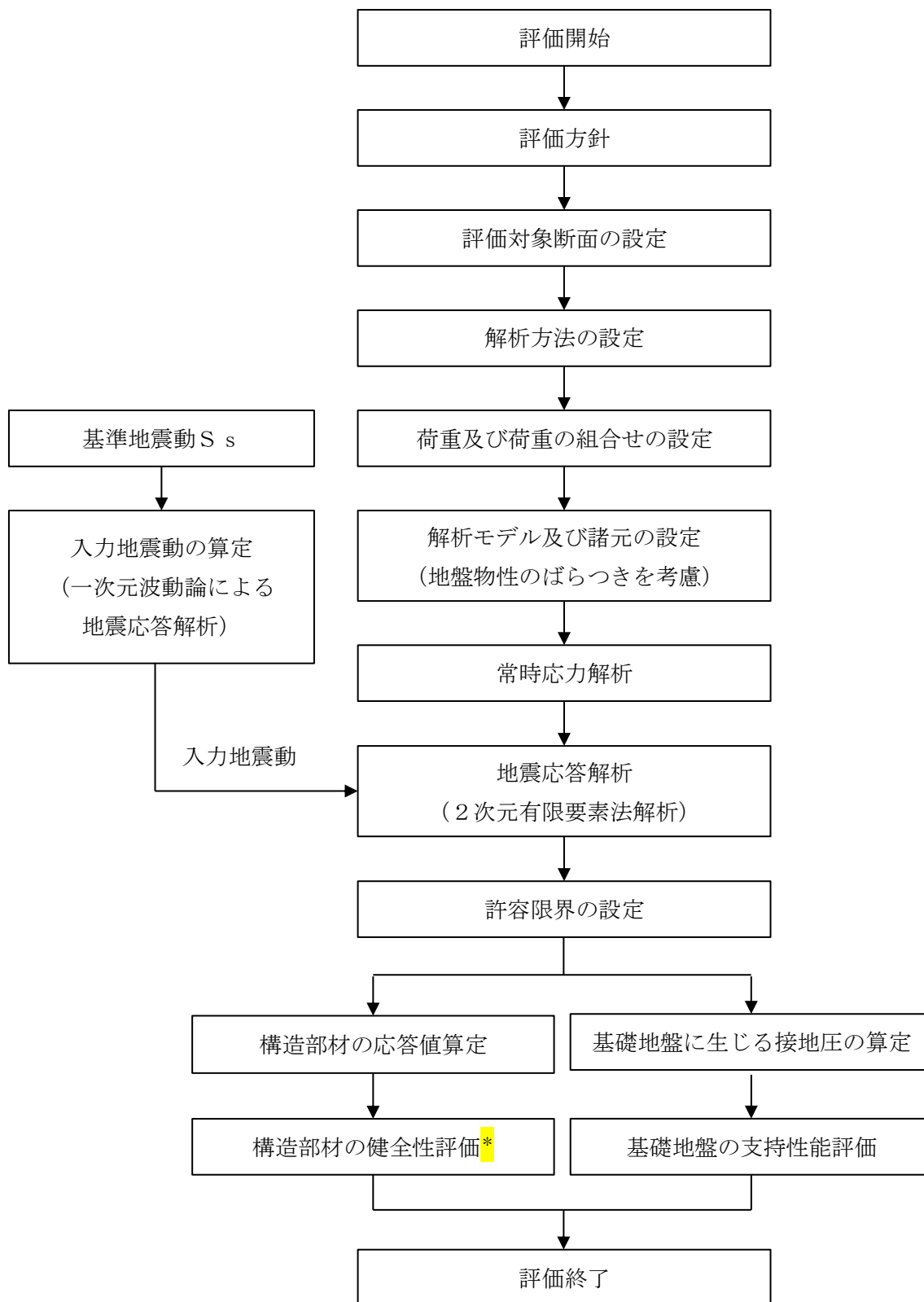
設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表 3.3-8 に示す。なお、輪谷貯水槽（西側）の直下に位置する沢筋には、暗渠排水管を設置しており、地下水位の上昇を抑制している。

表 3.3-8 設計地下水位の一覧

施設名称	設計地下水位 (ELm)	備考
輪谷貯水槽（西側）	地下水位が構造物下端より十分低いため考慮しない。	3次元浸透流解析による

### 3.3.9 耐震評価フロー

輪谷貯水槽（西側）の耐震評価フローを図 3.3-8 に示す。



注記\*：構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。

図 3.3-8 輪谷貯水槽（西側）の耐震評価フロー

## 3.4 地震応答解析

### 3.4.1 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2次元有限要素法解析を用いて、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。

解析手法については、図 3.4-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

輪谷貯水槽（西側）は、施設周辺の地下水位が底版より低いことから、解析手法は「①全応力解析」とする。

構造部材については、ファイバーモデルで考慮する。また、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、岩盤は線形でモデル化する。埋戻土、旧表土及び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（修正 GHE 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「TDA P III」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

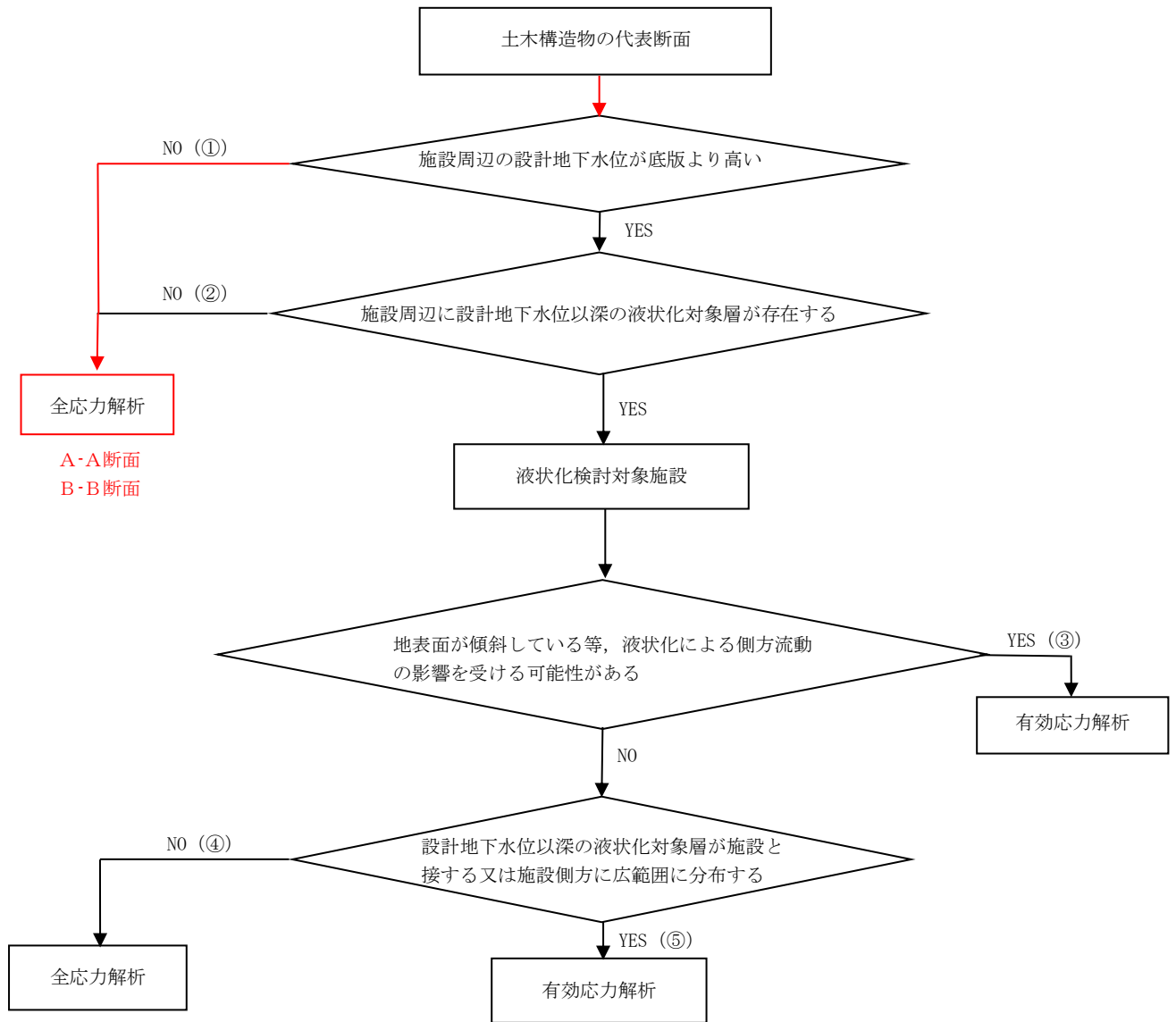


図 3.4-1 解析手法の選定フロー

### 3.4.2 地震応答解析モデルの設定

#### (1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルのモデル化領域を図 3.4-2 に示す。

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、モデル幅を構造物基礎幅の5倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の1.5倍～2倍確保している。

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程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「土木学会マニュアル」に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度まで細分して設定する。

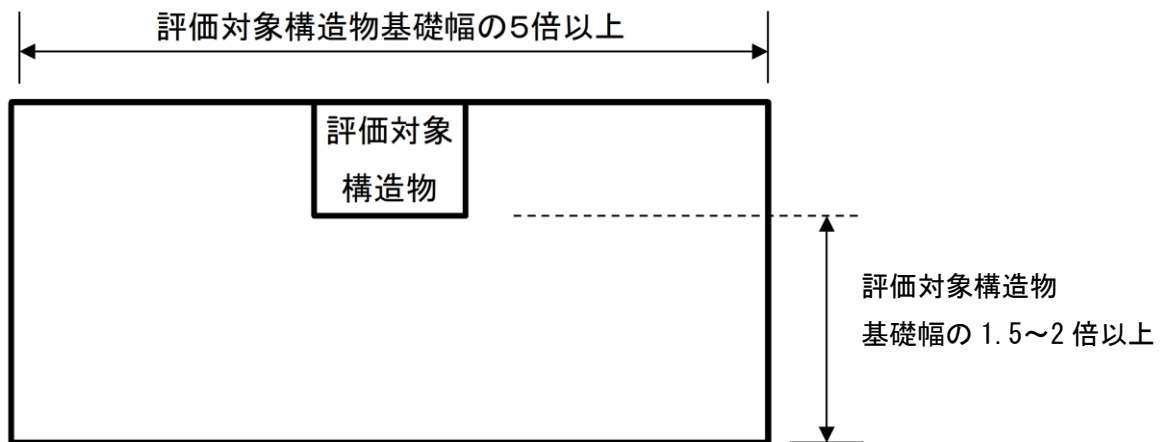


図 3.4-2 モデル化範囲の考え方



(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側方境界はフリーとする。

境界条件の概念図を図 3.4-3 に示す。

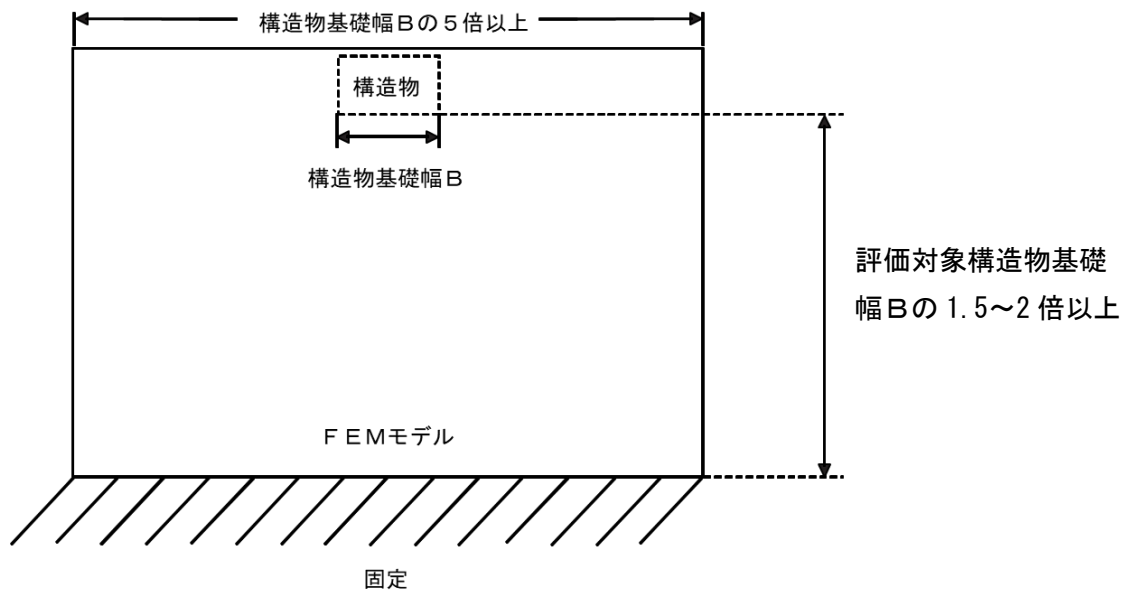


図 3.4-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時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 3.4-4 に示す。

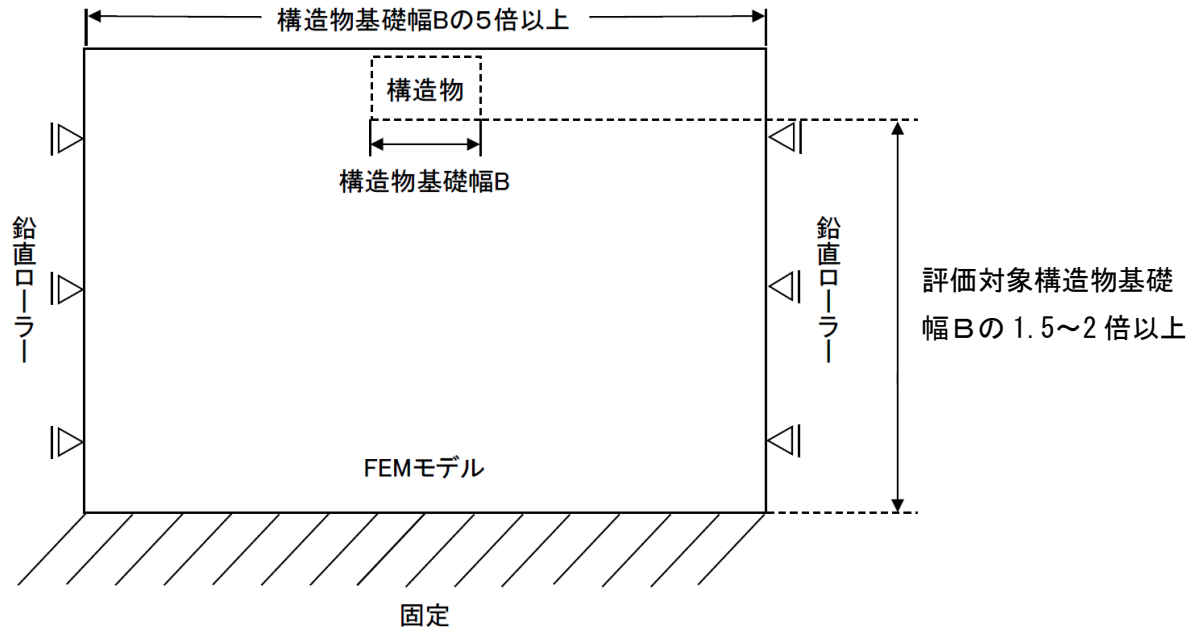


図 3.4-4 常時応力解析における境界条件の概念図

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。

境界条件の概念図を図 3.4-5 に示す。

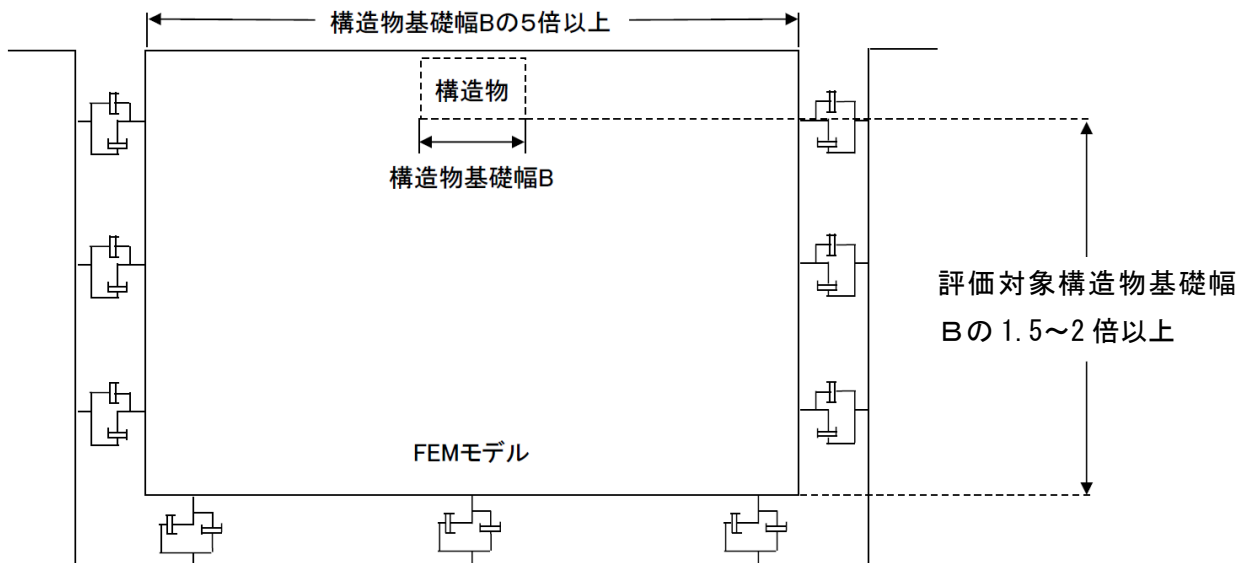


図 3.4-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

輪谷貯水槽（西側）は、非線形はり要素でモデル化する。また、輪谷貯水槽（西側）は、既設輪谷貯水槽内に設置されており、土圧は既設輪谷貯水槽を介して間接的に作用するが、保守的に既設貯水槽はモデル化せず、輪谷貯水槽（西側）に直接土圧を作用させる。長辺方向断面の北側水槽と南側水槽の間詰めコンクリートは、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土、旧表土及びD級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

地質構造及び速度層標高は、近傍の地質調査結果及びガスタービン発電機建物周辺の地質断面図からの投影標高とし、解析用地盤断面図を図 3.4-6 及び図 3.4-7 に示す。

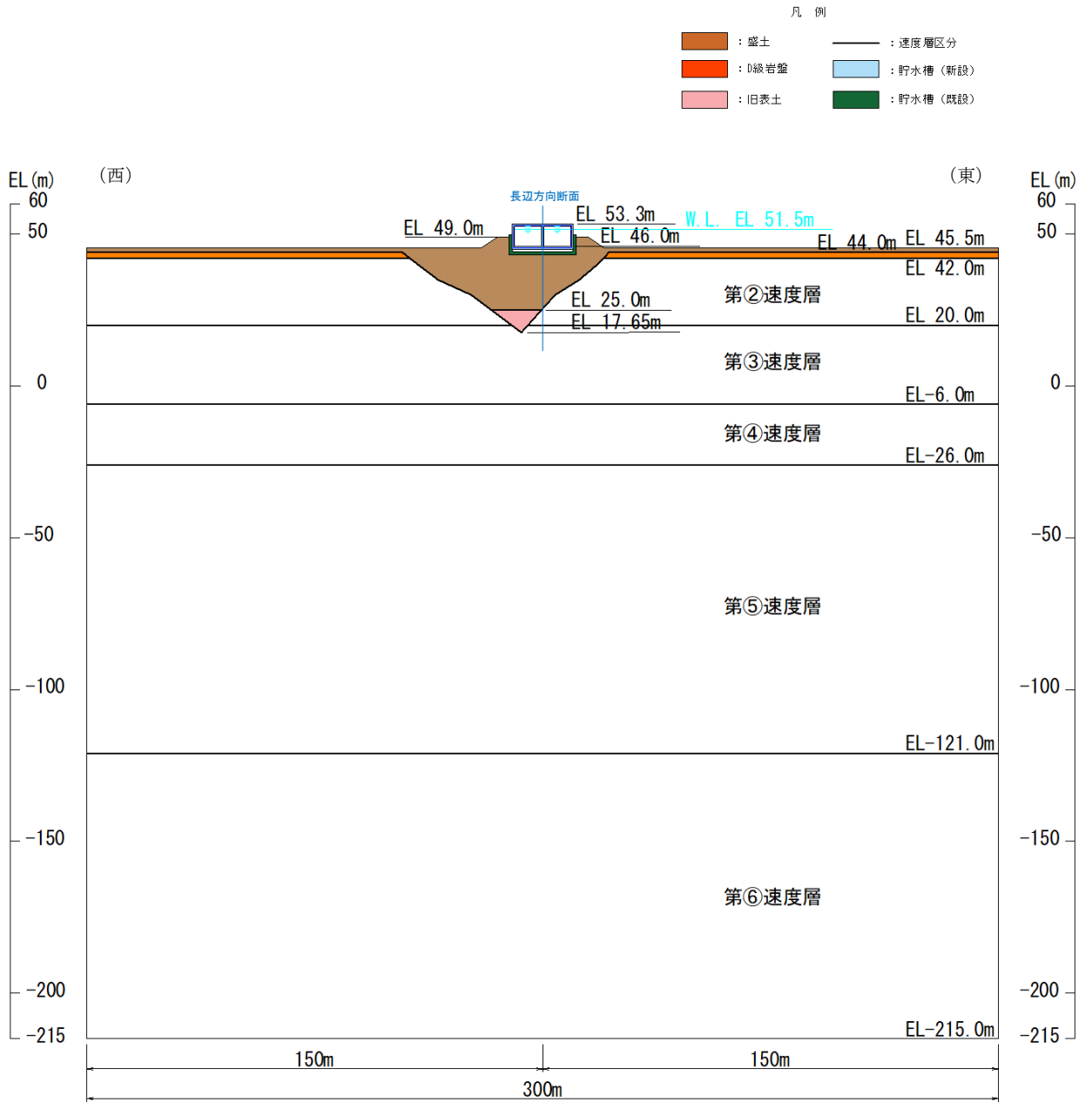


図 3.4-6 解析用地盤断面図 (A-A断面)

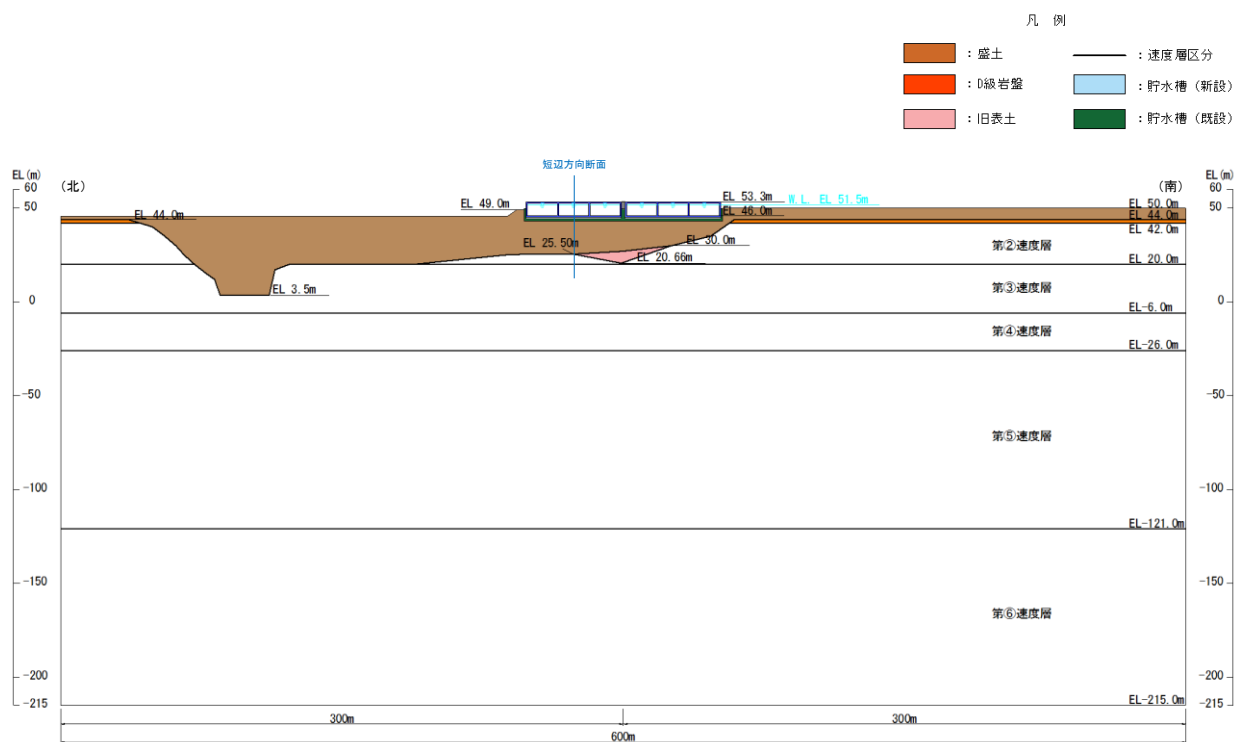


図 3.4-7 解析用地盤断面図 (B-B 断面)

(5) 地震応答解析モデル

解析用地盤断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図 3.4-8 及び図 3.4-9 に示す。

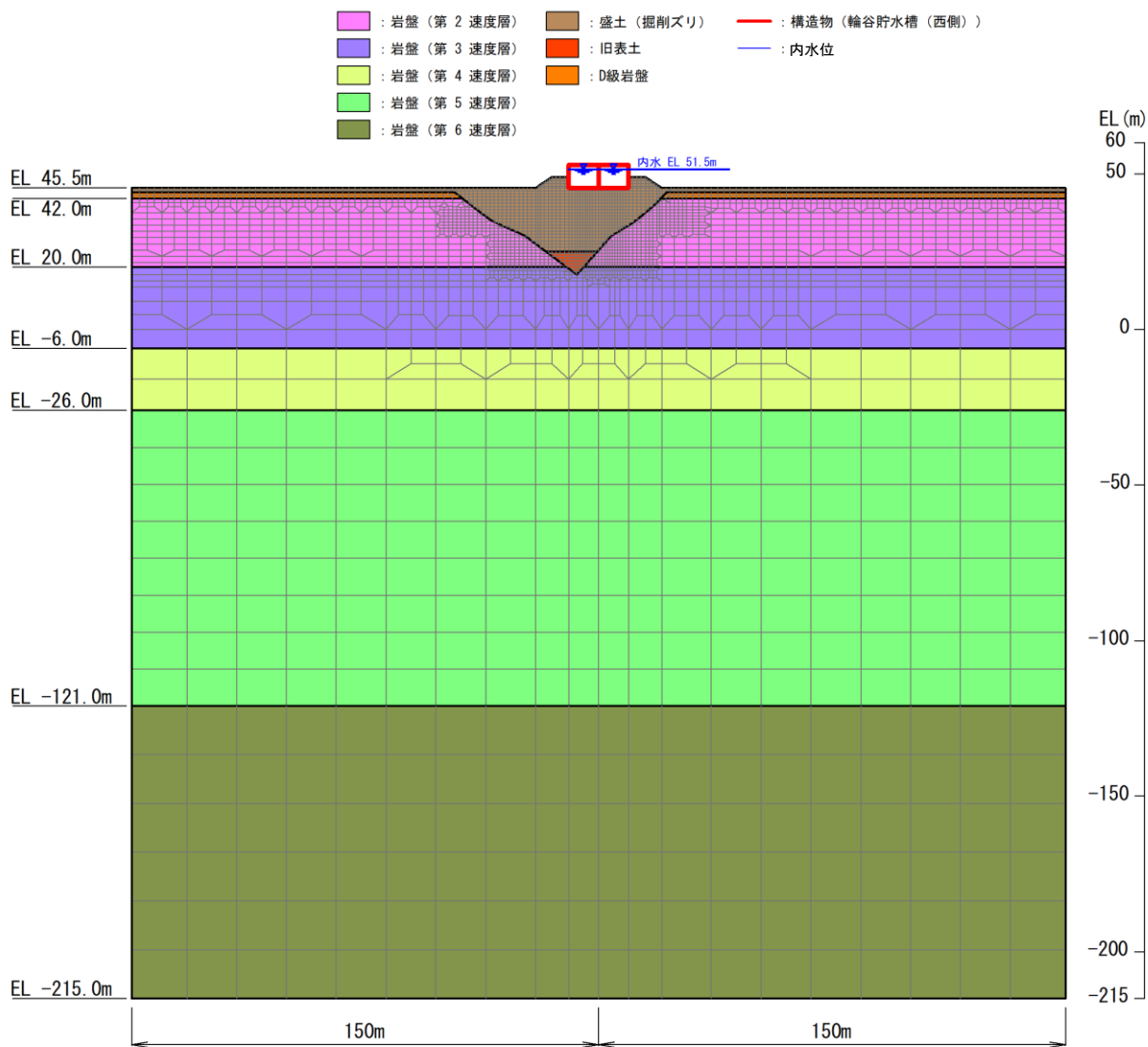


図 3.4-8 輪谷貯水槽 (西側) 地震応答解析モデル図 (A-A断面)

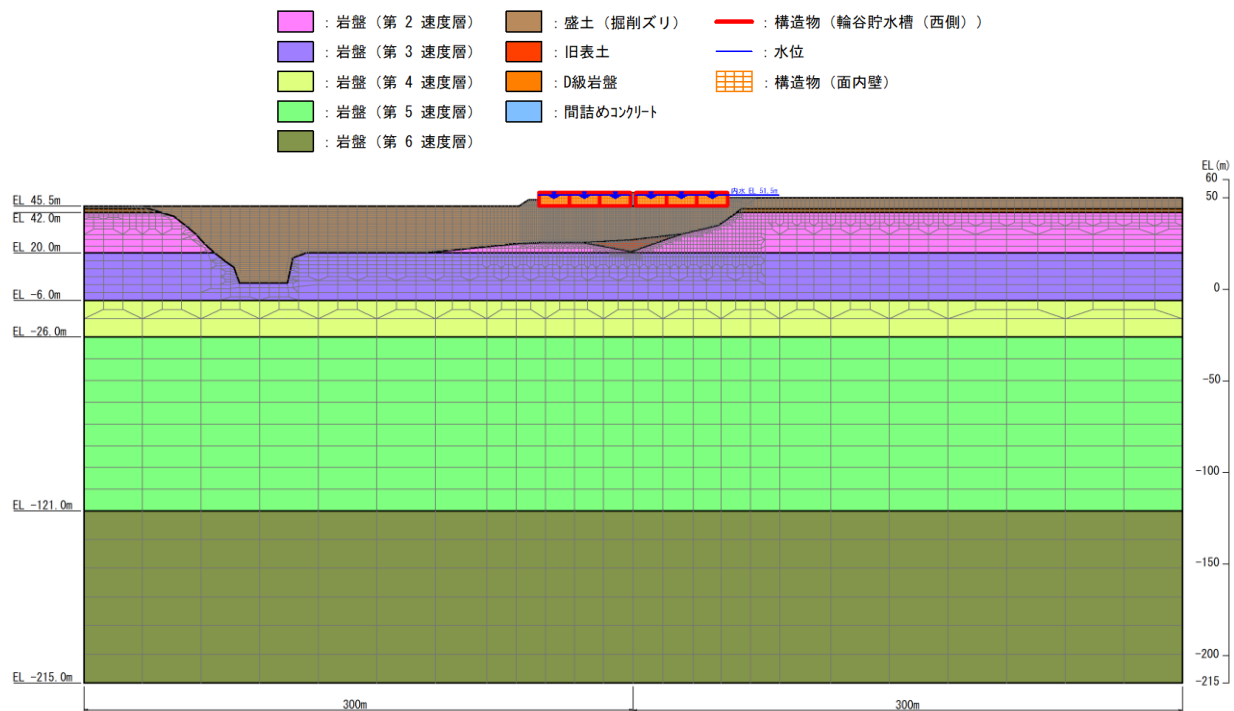


図 3.4-9 輪谷貯水槽 (西側) 地震応答解析モデル図 (B-B断面)



(6) ジョイント要素

地盤と構造物と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生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

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  $\phi$  は埋戻土の  $c$ 、 $\phi$  とする。側壁側方及び底板下部の埋戻土の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「道路土工・擁壁工指針（日本道路協会 1999 年）」に基づき表 3.4-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は表 3.4-2 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

ここに、 $\tau_f$  : せん断強度  
 $c$  : 粘着力 (= 初期せん断強度  $\tau_0$ )  
 $\phi$  : 内部摩擦角

表 3.4-1 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> )	$\tan \phi$ ( $\phi$ : 内部摩擦角 (°))
埋戻土 (側壁側方)	0	0.26
埋戻土 (底板下部)	0	0.6

表 3.4-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
材料 1	材料 2		
輪谷貯水槽 (西側)	埋戻土	材料 2 の $c$	材料 2 の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、「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，2005年）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3.4-3 にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図 3.4-10 に，ジョイント要素の配置概念図を図 3.4-11 に示す。

表 3.4-3 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

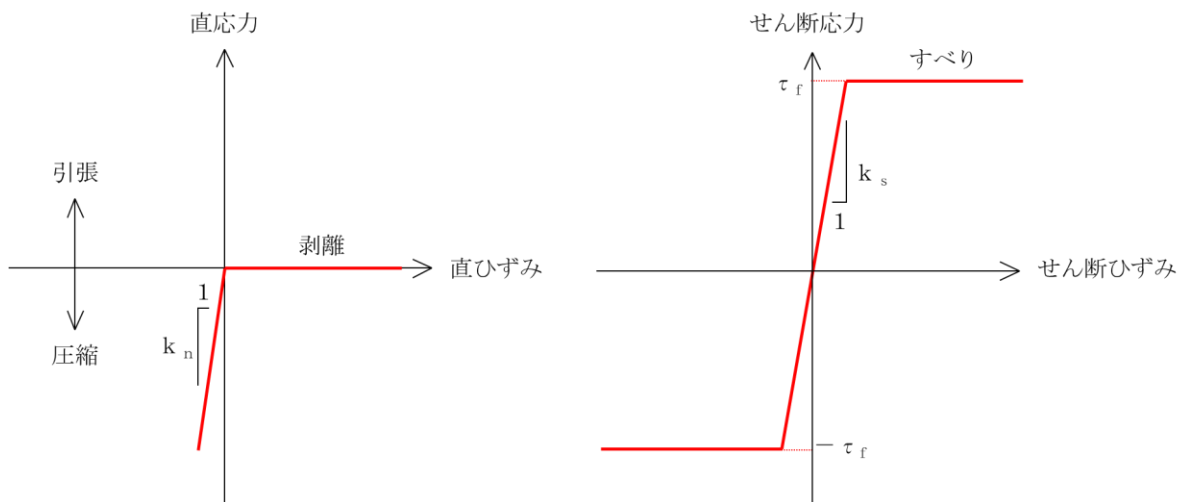


図 3.4-10 ジョイント要素の力学特性

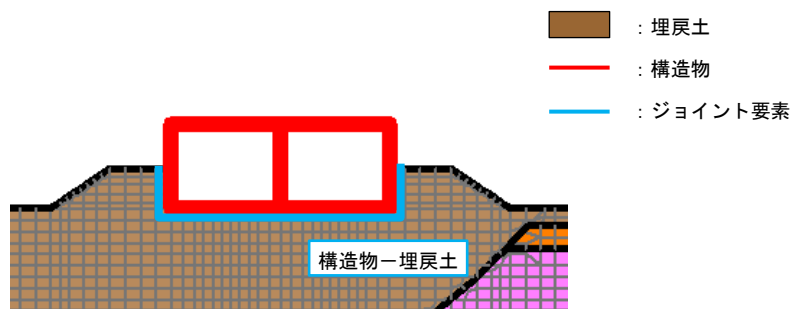


図 3.4-11 ジョイント要素の概念図

(7) 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、ファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化する。ファイバーモデルは、はり要素の断面を層状に分割し各層に材料の非線形特性を考慮する材料非線形モデルであり（図 3.4-12 参照），図 3.4-13 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

また，図 3.4-14 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

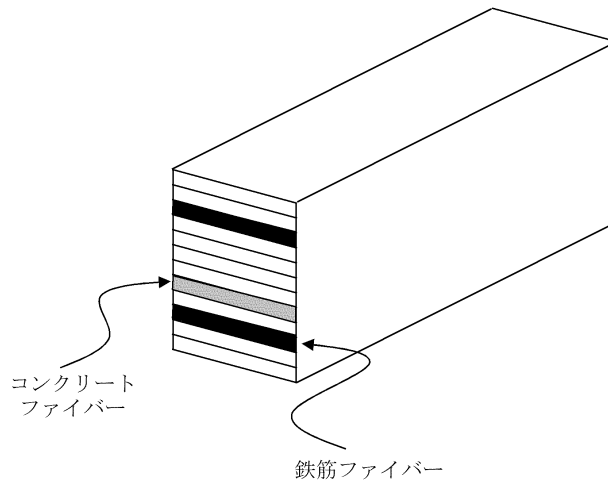
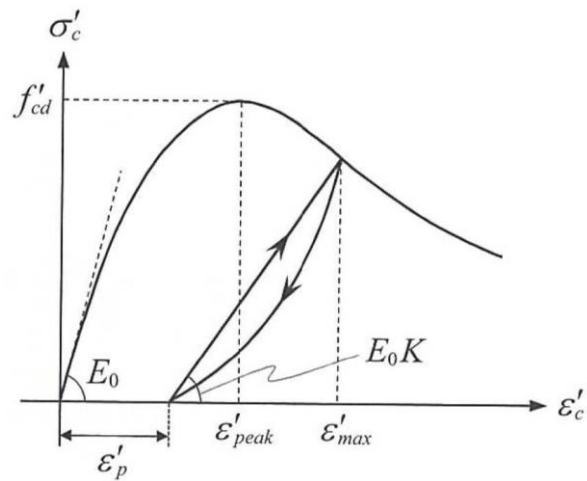
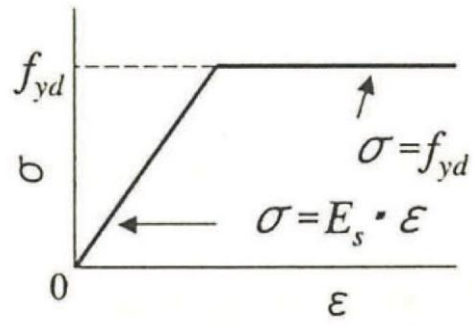


図 3.4-12 ファイバーモデルの概念図



(コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2017年制定）より引用)

図 3.4-13 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）



(コンクリート標準示方書 2002 より引用)

図 3.4-14 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

### 3.4.3 減衰定数

減衰定数は、「補足-026-01 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、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、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 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.4-15 に示す。

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

[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

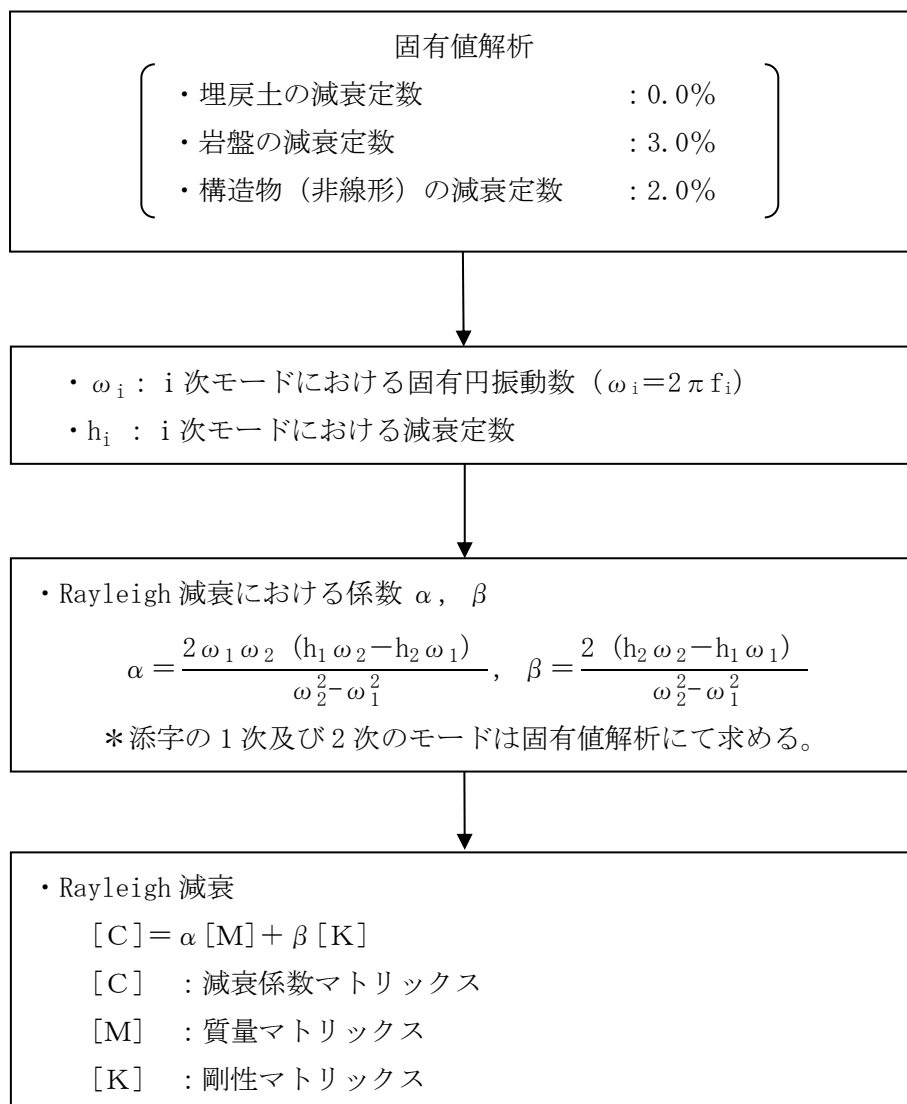


図 3.4-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  は, 低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して, その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して, 固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお, 卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが, 係数  $\alpha$ ,  $\beta$  が負値となる場合は当該モードを選定しない。

A-A断面及びB-B断面の固有値解析結果の一覧を表 3.4-4 及び表 3.4-5 に, 固有値解析におけるモード図を図 3.4-16~図 3.4-19 に, 係数  $\alpha$ ,  $\beta$  を表 3.4-6 に, 固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3.4-20 及び図 3.4-21 に示す。

表 3.4-4 固有値解析結果 (A-A断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比(%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	1.665	67	0	364.6	0.03702	1次として採用
2	3.671	0	45	1.314	-299.3	—
3	4.050	17	0	-187.6	-1.549	2次として採用
4	4.192	0	22	2.62	209.5	—
5	4.457	1	0	-33.44	12.68	—
6	5.453	1	0	47.19	0.2306	—
7	6.044	0	0	18.54	13.11	—
8	6.306	0	8	-6.509	128.9	—
9	6.864	2	0	51.2	-3.841	—
10	6.942	2	1	70.85	21.71	—

表 3.4-5 固有値解析結果 (B-B断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比(%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	1.879	69	0	525.4	-1.482	1次として採用
2	2.646	0	6	-12.66	149.8	—
3	3.485	1	0	-75.28	-24.94	—
4	3.696	3	7	-93.68	-173.6	—
5	3.893	8	1	187.2	-68.34	2次として採用
6	3.957	0	22	-1.882	-292.1	—
7	4.148	1	0	45.86	-4.683	—
8	4.336	0	0	-30.8	3.492	—
9	4.546	0	25	0.4435	-315.4	—
10	4.675	1	2	72.46	-100.8	—

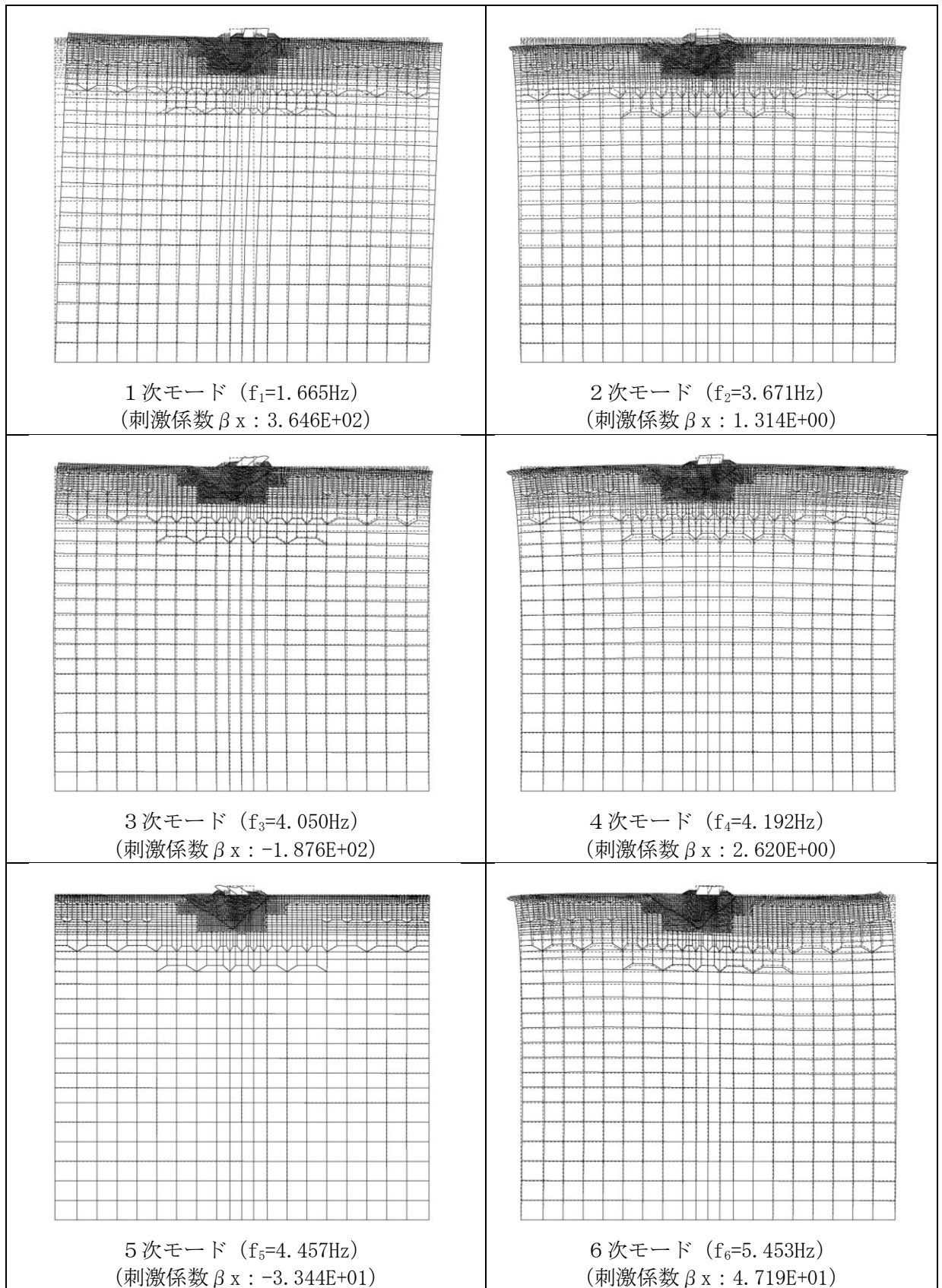


図 3.4-16 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

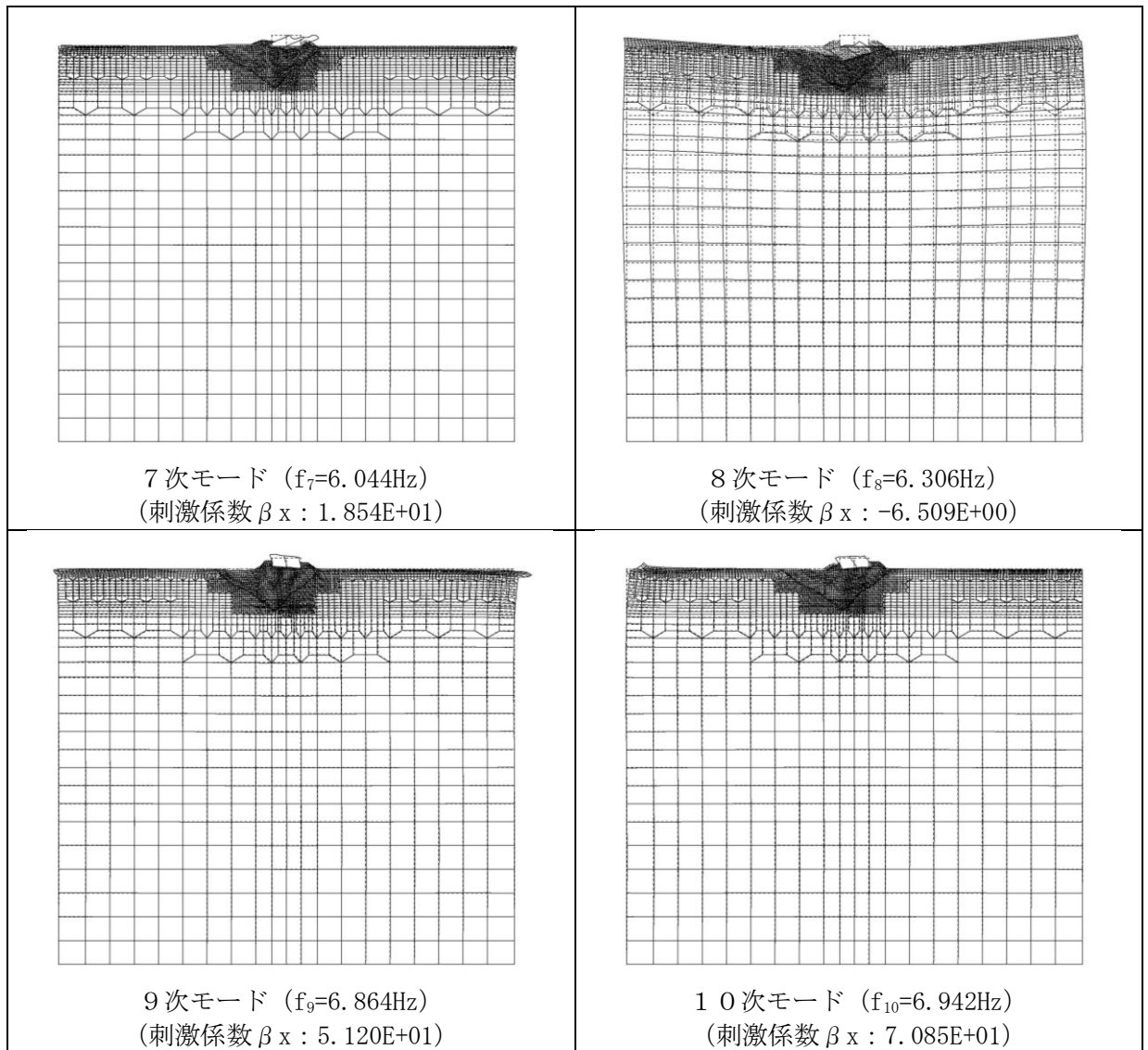


図 3.4-17 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)



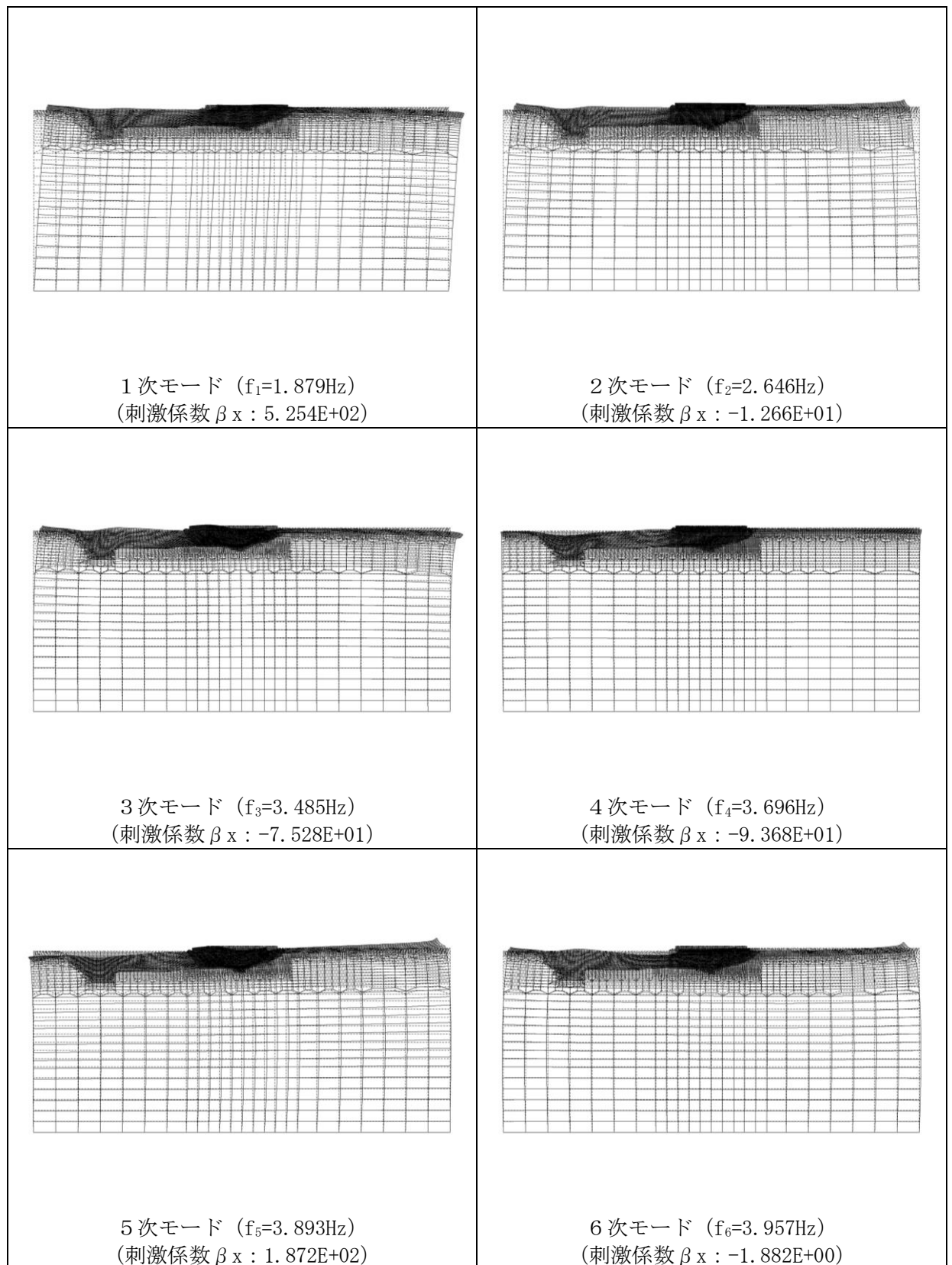


図 3.4-18 固有値解析結果 (モード図) (B-B断面)

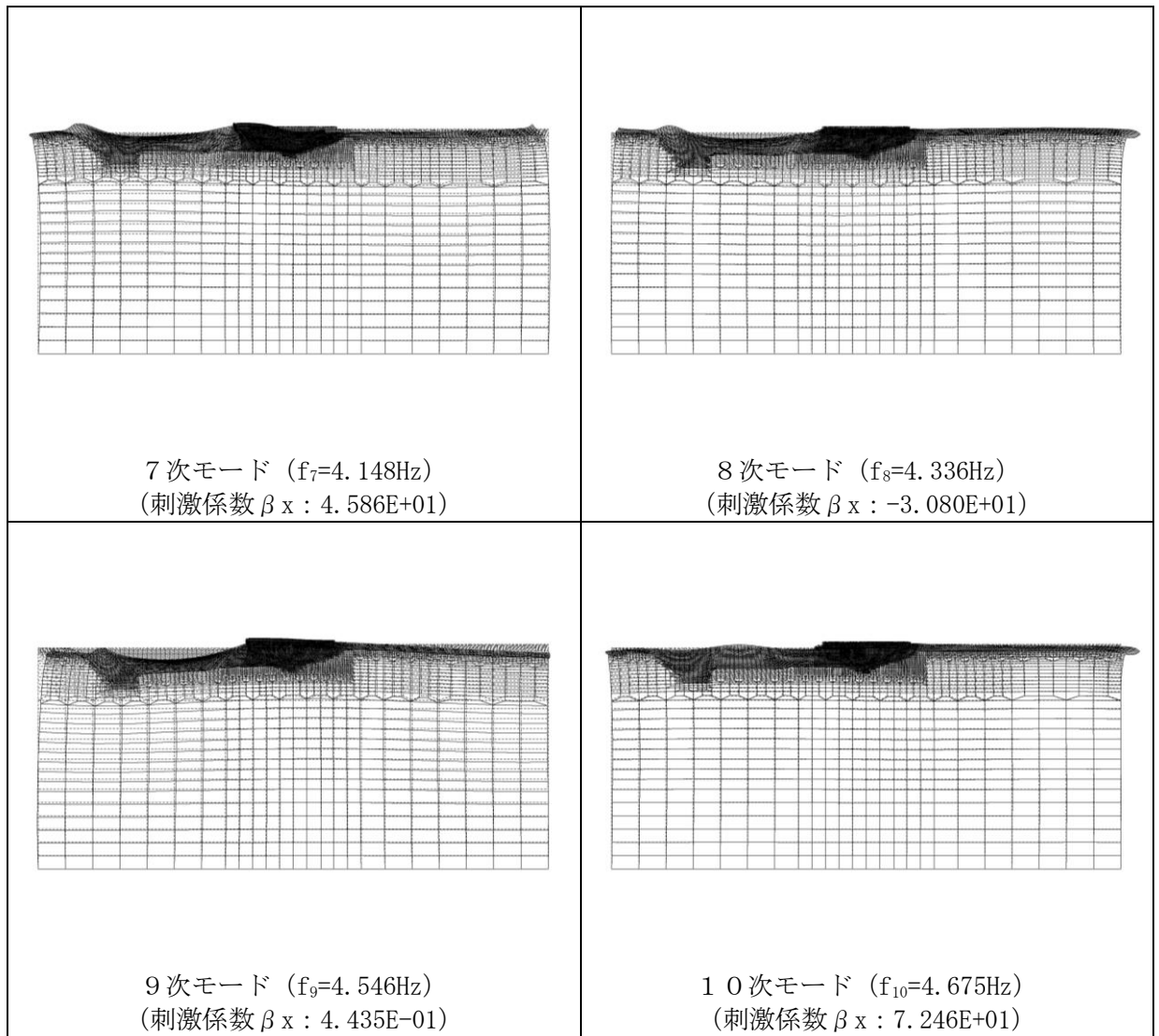


図 3.4-19 固有値解析結果 (モード図) (B-B断面)

表 3.4-6 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

評価対象断面	$\alpha$	$\beta$
A-A断面	0.460	$1.506 \times 10^{-3}$
B-B断面	0.541	$1.026 \times 10^{-3}$

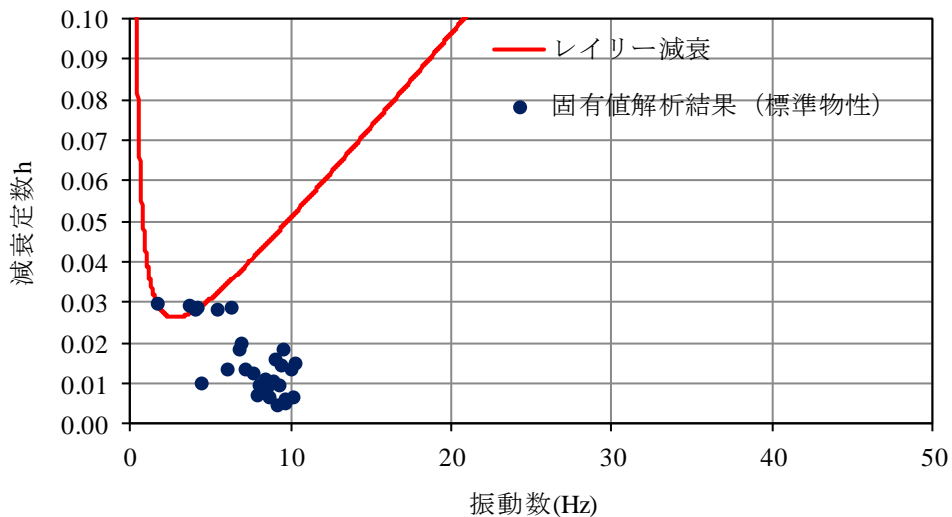


図 3.4-20 設定した Rayleigh 減衰 (A-A断面)

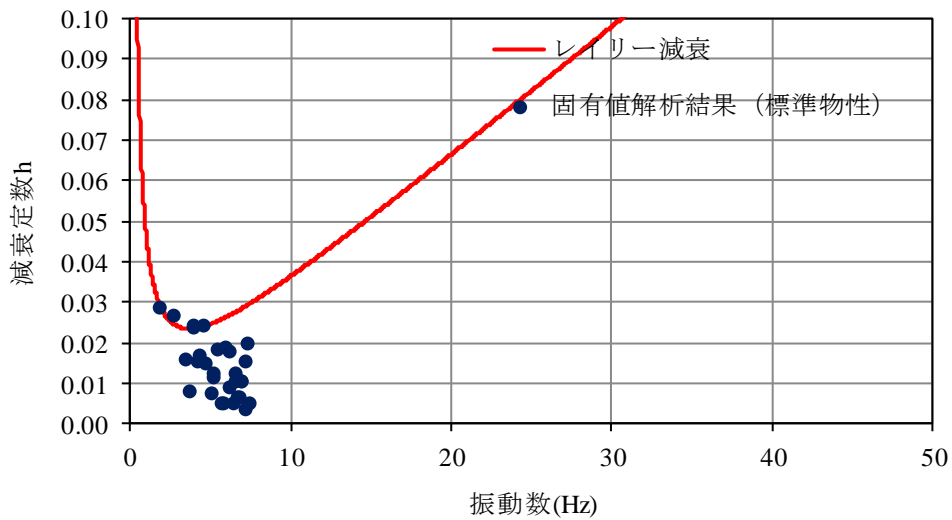


図 3.4-21 設定した Rayleigh 減衰 (B-B断面)

### 3.4.4 荷重及び荷重の組合せ

輪谷貯水槽（西側）の地震応答解析において考慮する荷重は、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。

荷重の組合せを表 3.4-7 に示す。

表 3.4-7 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要	
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体重量	○	設計図書に基づいて、設定する。
		機器・配管荷重	—	機器・配管等は考慮しない。
	積載荷重	静止土圧	○	常時応力解析により設定する。
		外水圧	—	地下水位が底版底面より低い位置にあるため考慮しない。
		内水圧	○	輪谷貯水槽（西側）水槽内の容液による静水として考慮する。
		積雪荷重	○	地表面及び構造物天端に考慮する。
		風荷重	—	風荷重を受ける部材の受圧面積が小さいため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りの影響を受けないため考慮しない。
	永久上載荷重	○	構造物天端に置かれる設備を考慮する。	
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		○	
	動水圧		○	地震時動水圧を付加質量により考慮する。

#### (1) 内水圧

貯水槽の内水位を T.P. +52.0m（水深 6.0m，クリアランス 50cm），内水の単位体積重量  $\gamma_w$  を 9.81kN/m<sup>3</sup> とし、内水圧を考慮する。

#### (2) 積雪荷重

積雪荷重として、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上 1 位の月最深積雪 100cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮し 35.0 cm とする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量 1 cm ごとに 20N/m<sup>2</sup> の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。積雪荷重概念図を図 3.4-22 に示す。

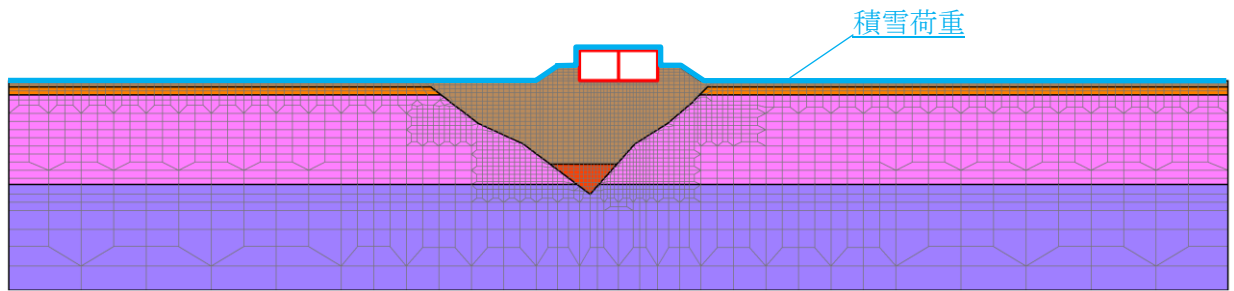


図 3.4-22 積雪荷重概念図

(3) 永久上載荷重

貯水槽頂版に設置される可搬型設備及び付帯設備による荷重を考慮する。荷重のモデル化方法は、荷重の合計値を頂版面積で除した分布荷重にて考慮する。

(4) 地震荷重

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

(5) 動水圧

水平動に対しては Westergaard 式による動水圧を貯水槽の側壁，隔壁へ作用させる。鉛直動に対しては内水重量による慣性力を底版に作用させる。

### 3.4.5 地震応答解析の解析ケース

#### (1) 耐震評価における解析ケース

##### a. 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

輪谷貯水槽（西側）の周辺には埋戻土が分布していることから、埋戻土の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

ばらつきを考慮する物性値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 3.4-8 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 3.4-8 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表 3.4-8 輪谷貯水槽（西側）の耐震評価における解析ケース

解析ケース	解析手法	地盤物性
		埋戻土 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値
ケース②	全応力解析	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	全応力解析	平均値 - 1 $\sigma$

b. 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。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の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②及び③を実施する。

全ての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表 3.4-9 に示す。

表 3.4-9 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 (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1 $\sigma$	平均値 - 1 $\sigma$
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 $S_s$ (6 波) に対し、ケース①（基本ケース）を実施し、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の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②及び③を実施する。 全ての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。	
	$S_s - F 1$	++*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○		
	$S_s - N 2$ (EW)	++*	○		

注記\*：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。

### 3.4.6 入力地震動の設定

入力地震動は、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  $S_s$  を一次元波動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、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 3.4-23 に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

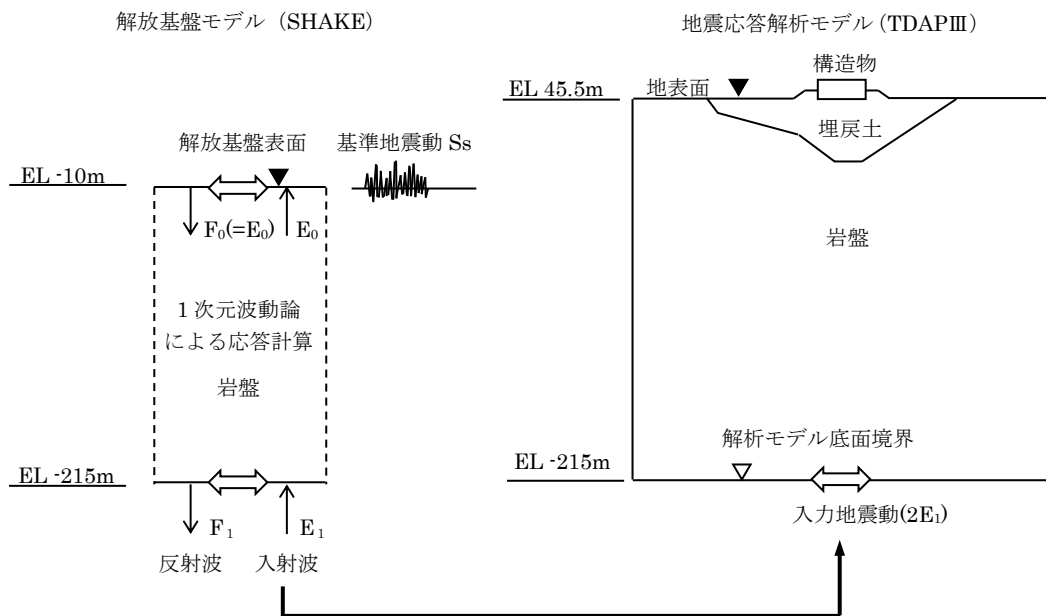
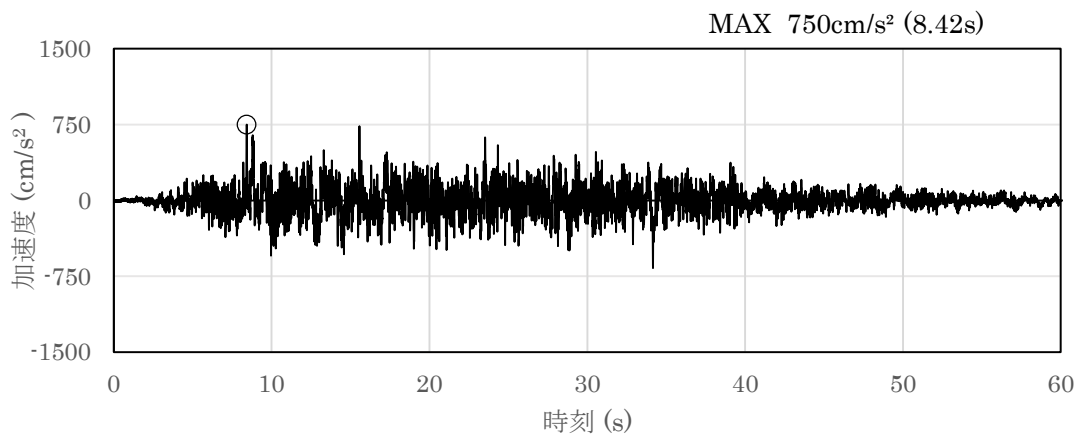


図 3.4-23 入力地震動作成の概念図

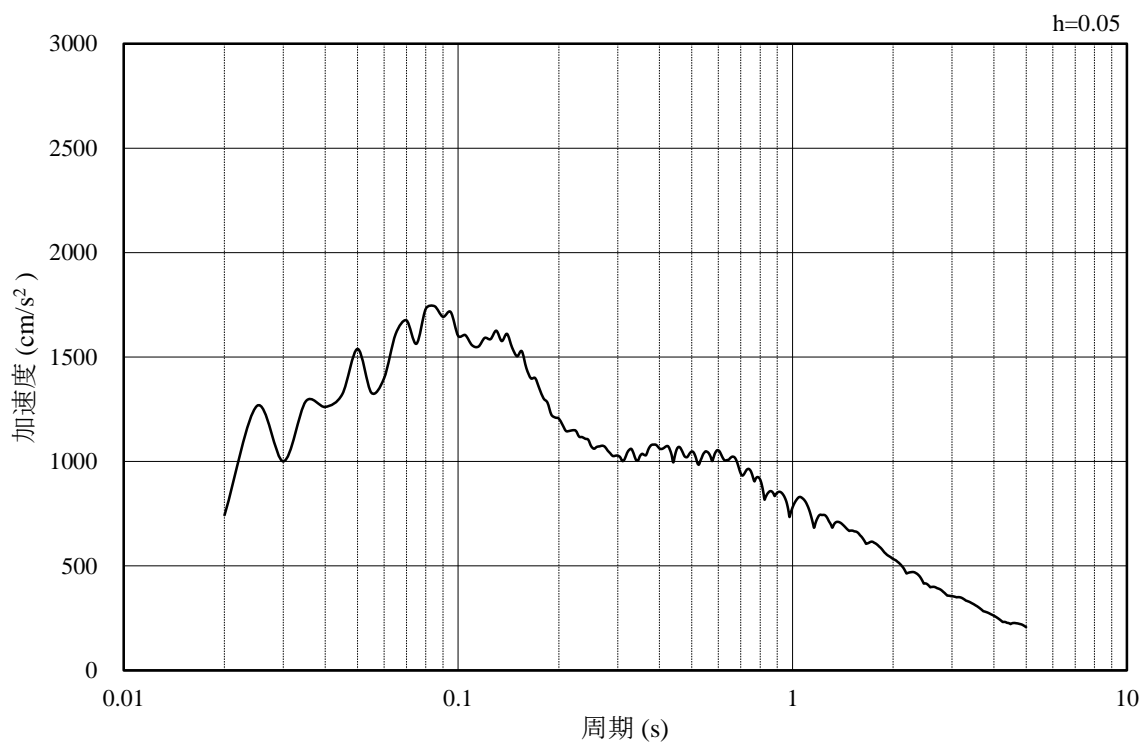


(1) A-A断面の入力地震動

図 3.4-24～図 3.4-47 に A-A断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

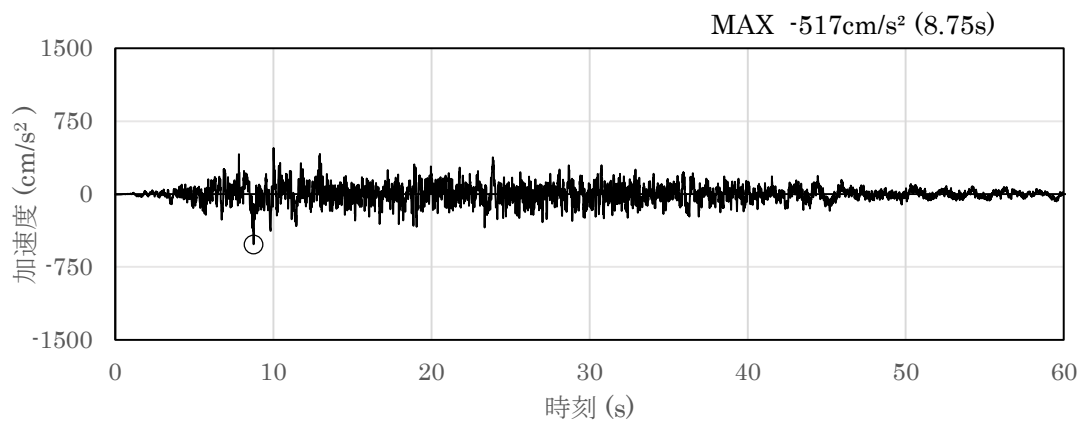


(a) 加速度時刻歴波形

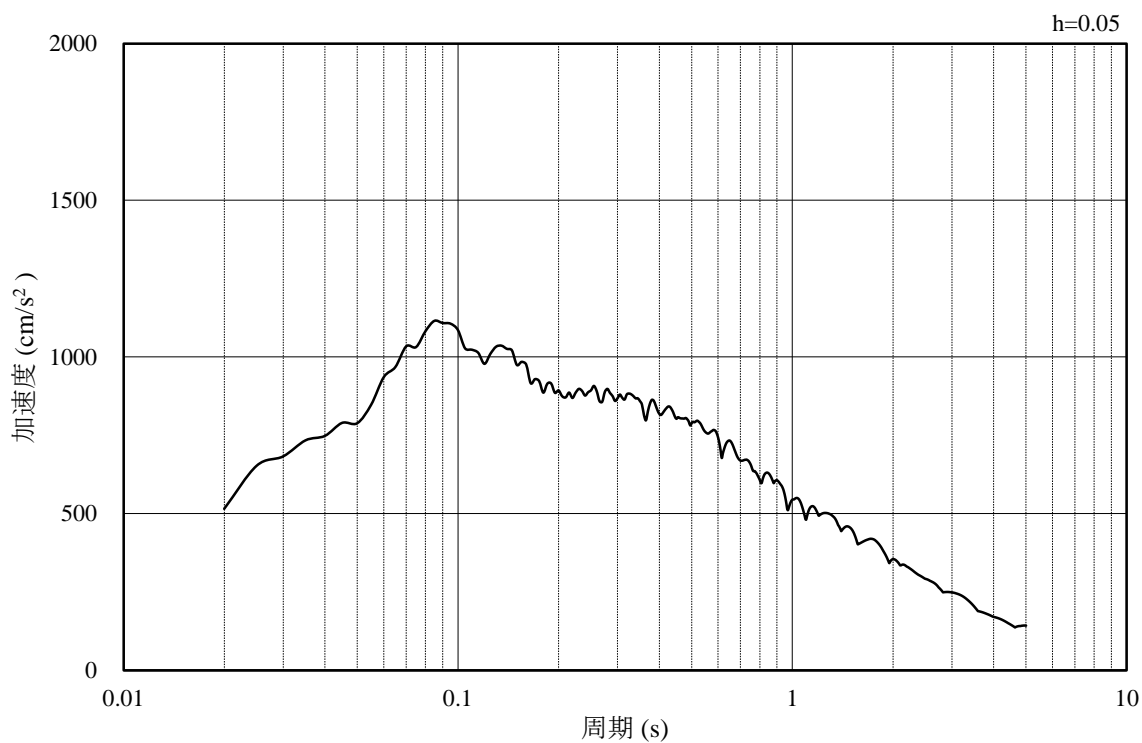


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s-D)

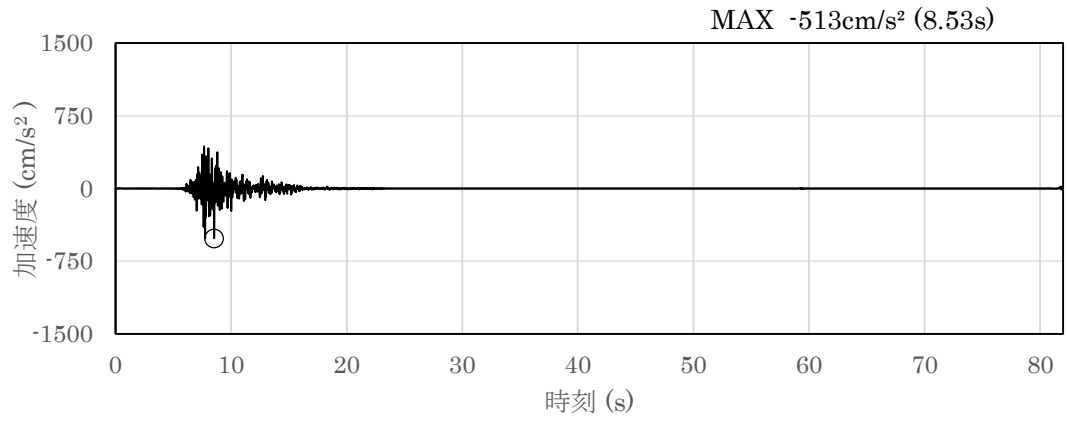


(a) 加速度時刻歴波形

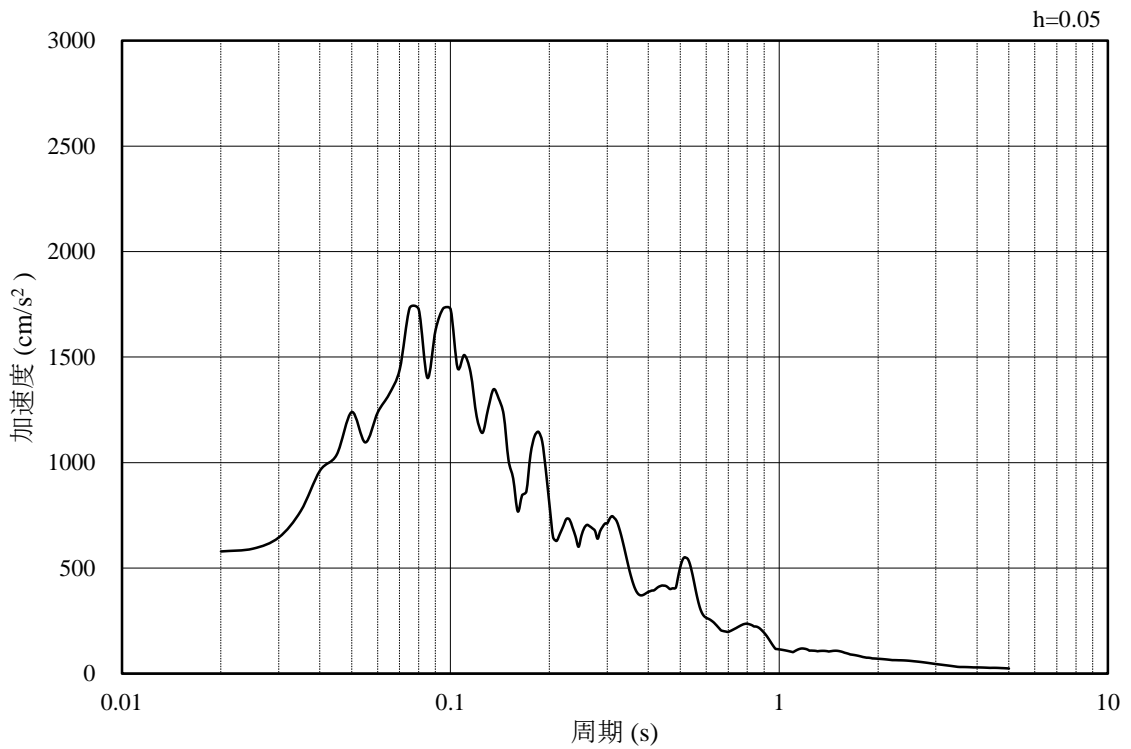


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - D)

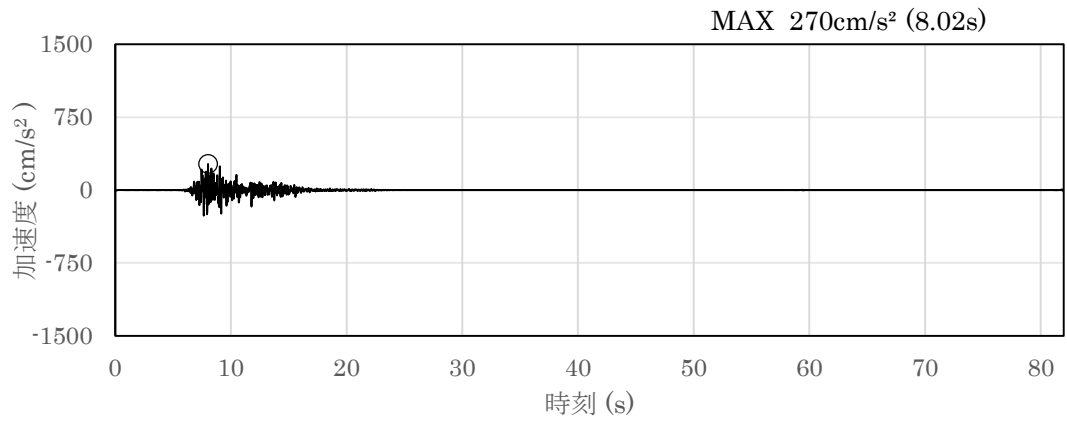


(a) 加速度時刻歴波形

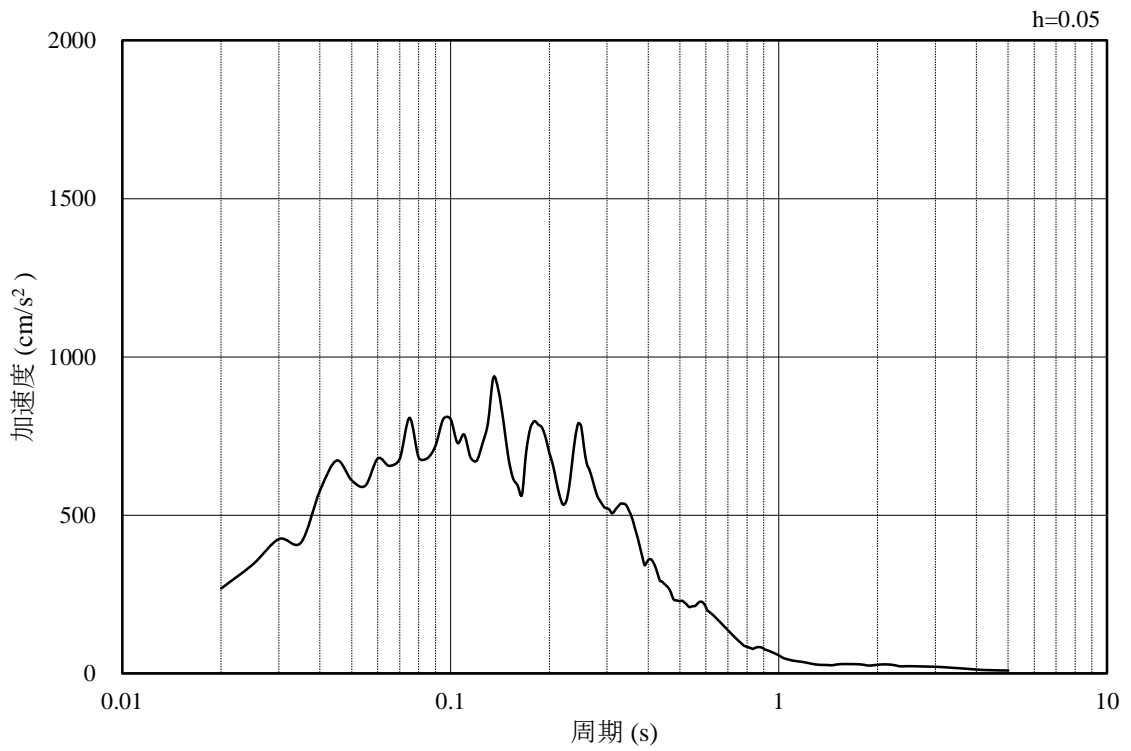


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 1)

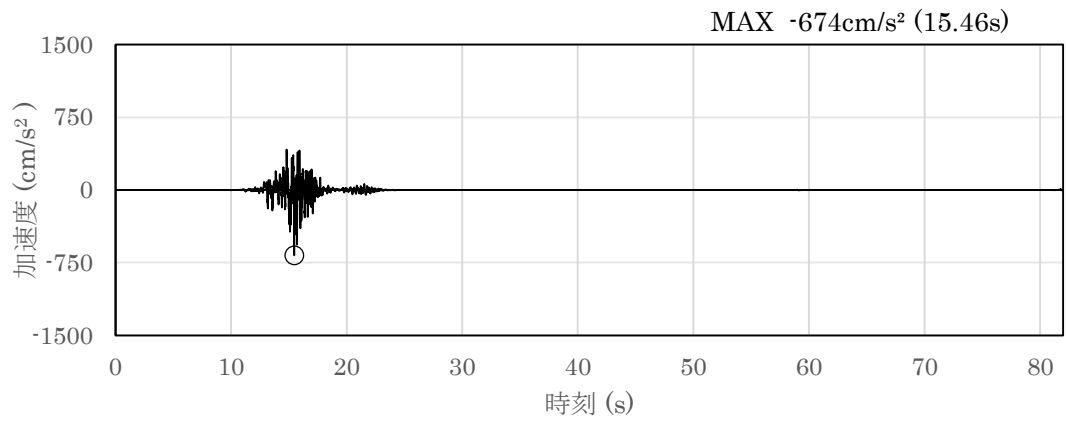


(a) 加速度時刻歴波形

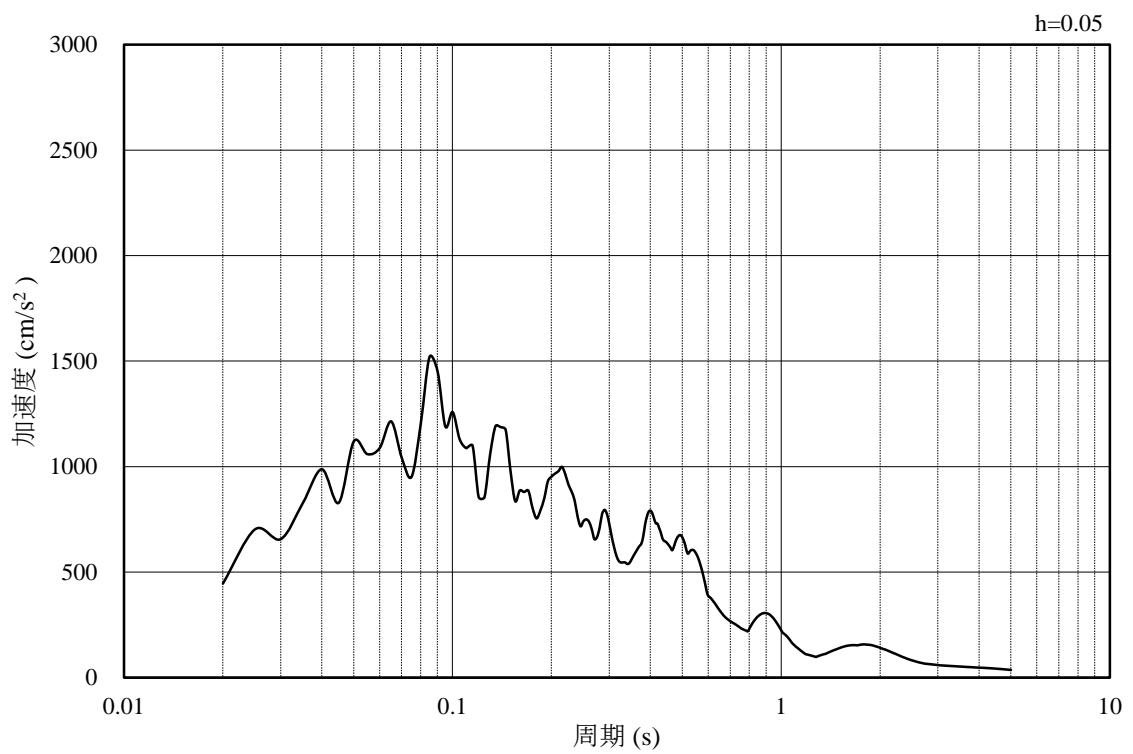


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 1)

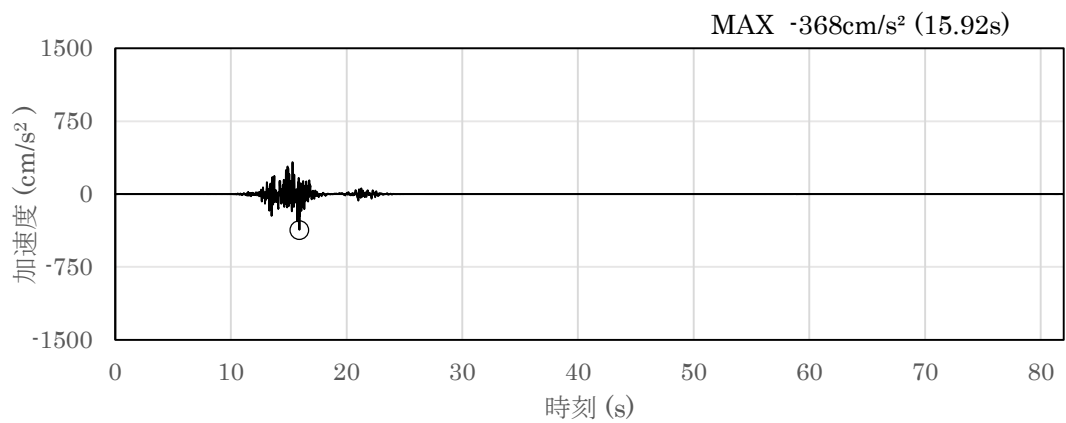


(a) 加速度時刻歴波形

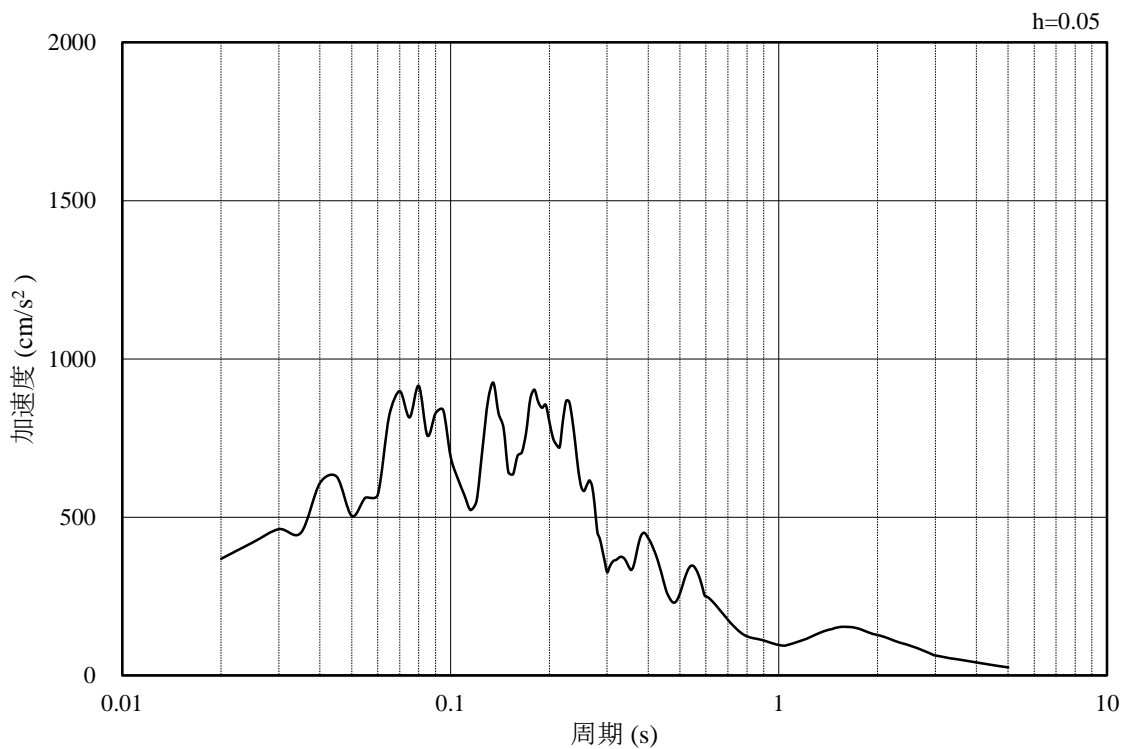


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 2)

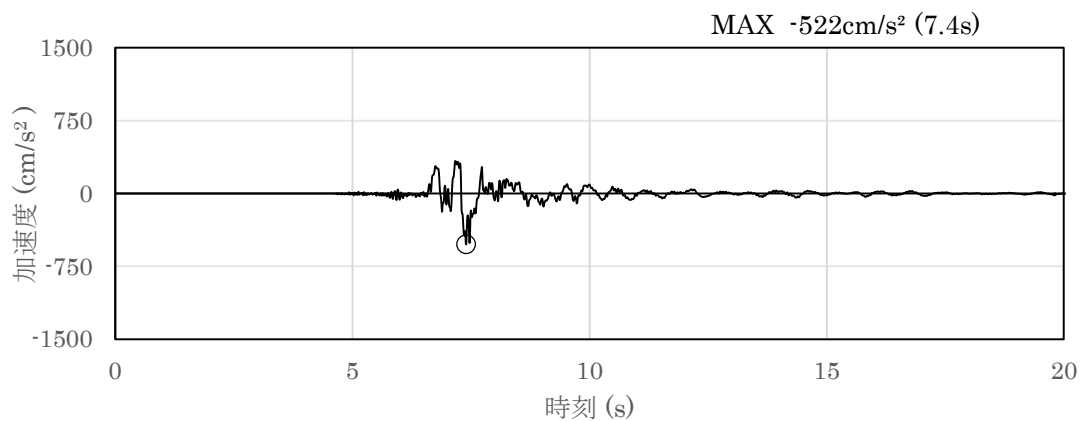


(a) 加速度時刻歴波形

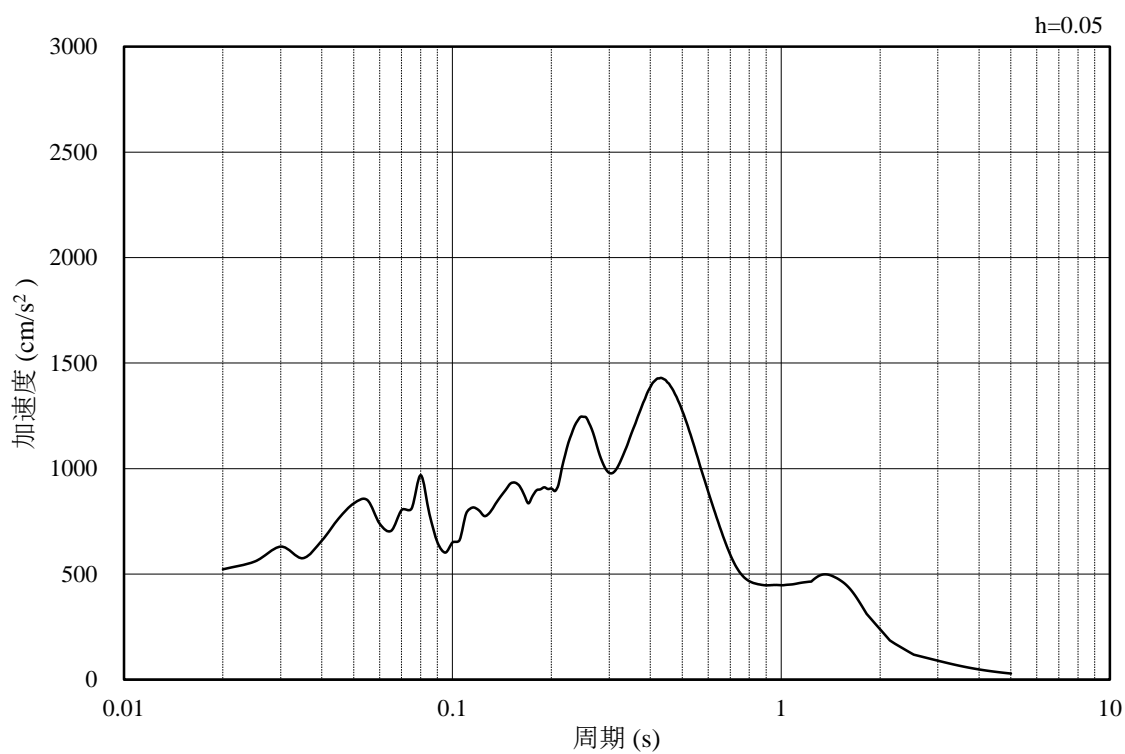


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 2)

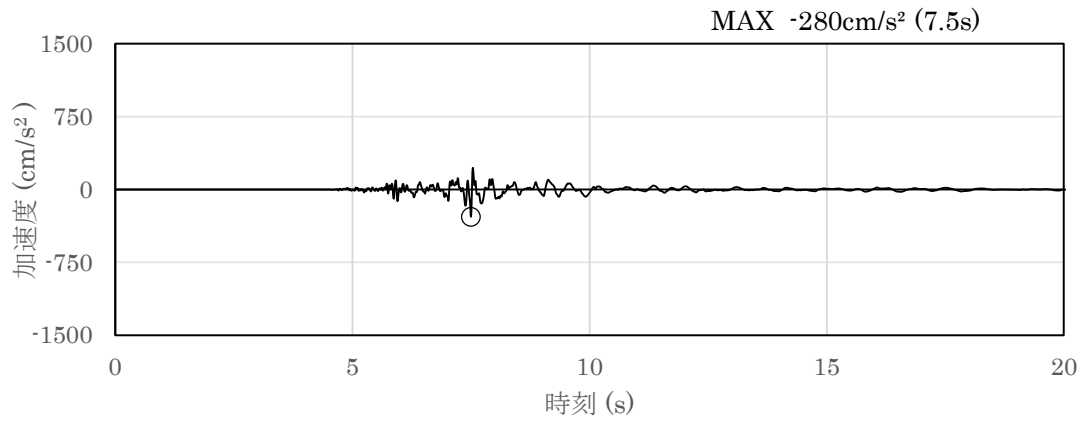


(a) 加速度時刻歴波形

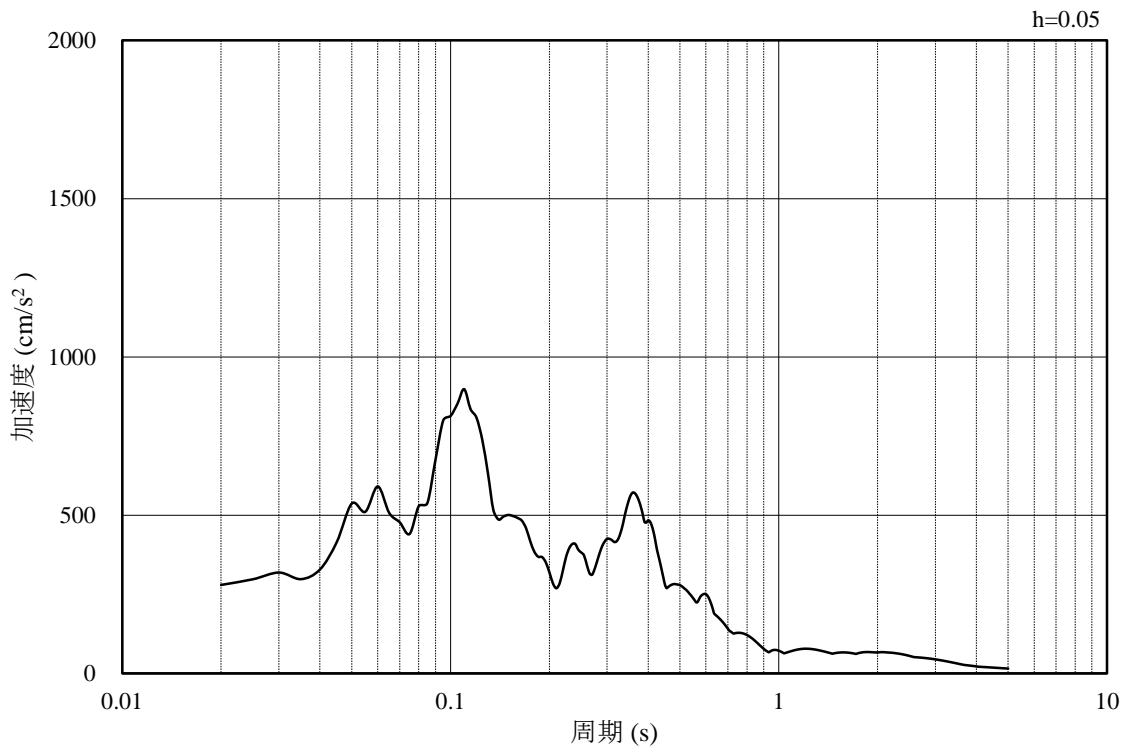


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 1)



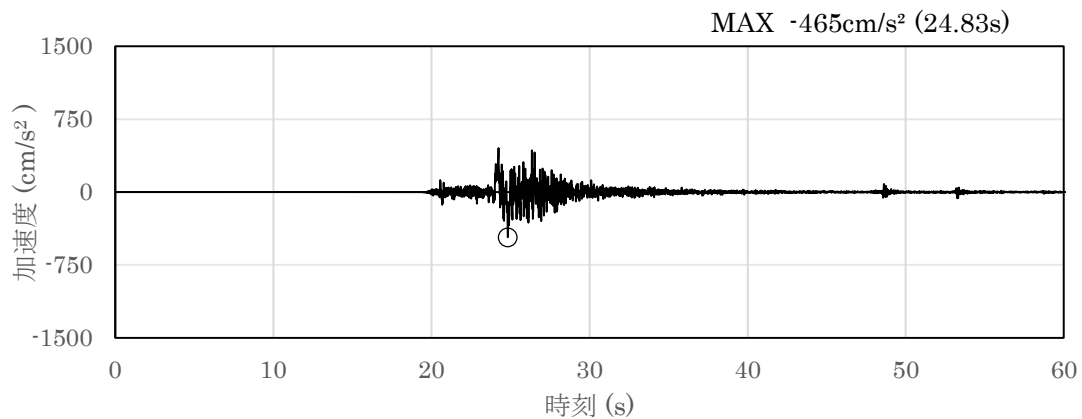
(a) 加速度時刻歴波形



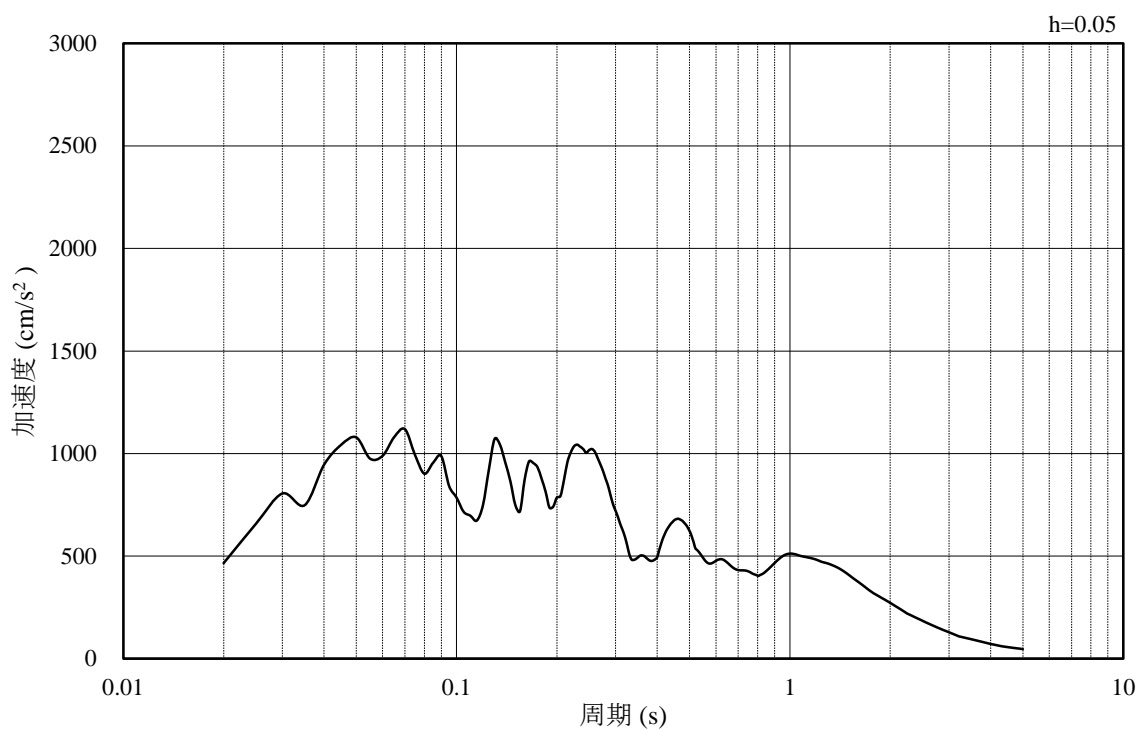
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 1)



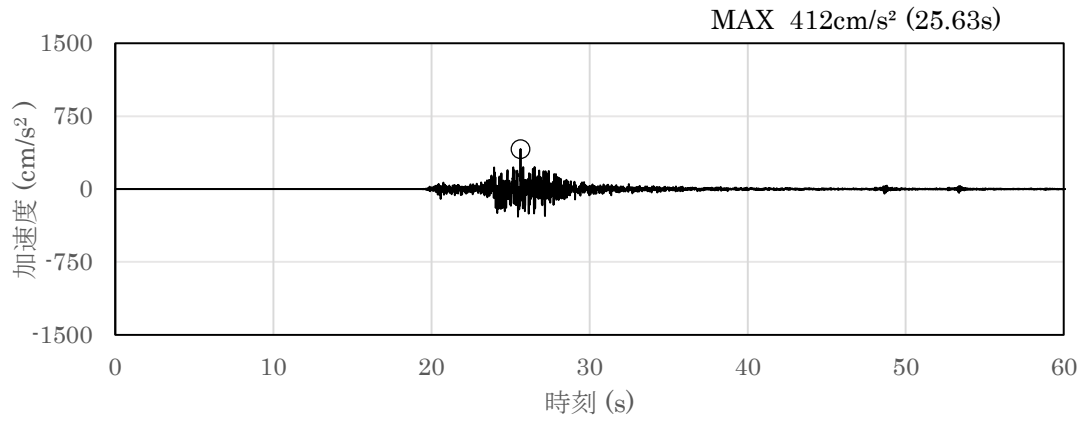


(a) 加速度時刻歴波形

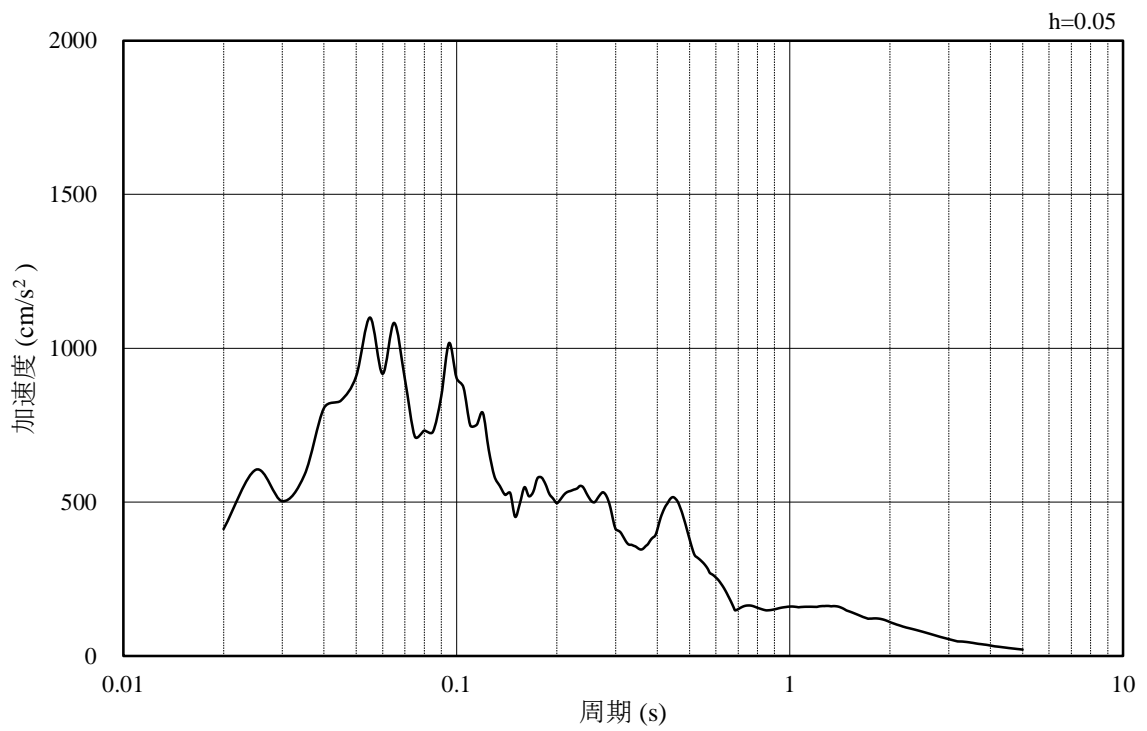


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (NS))

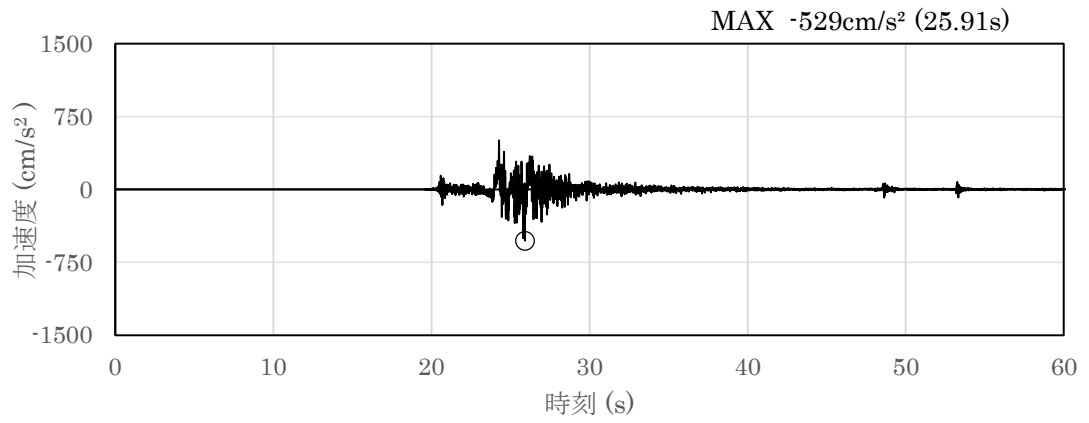


(a) 加速度時刻歴波形

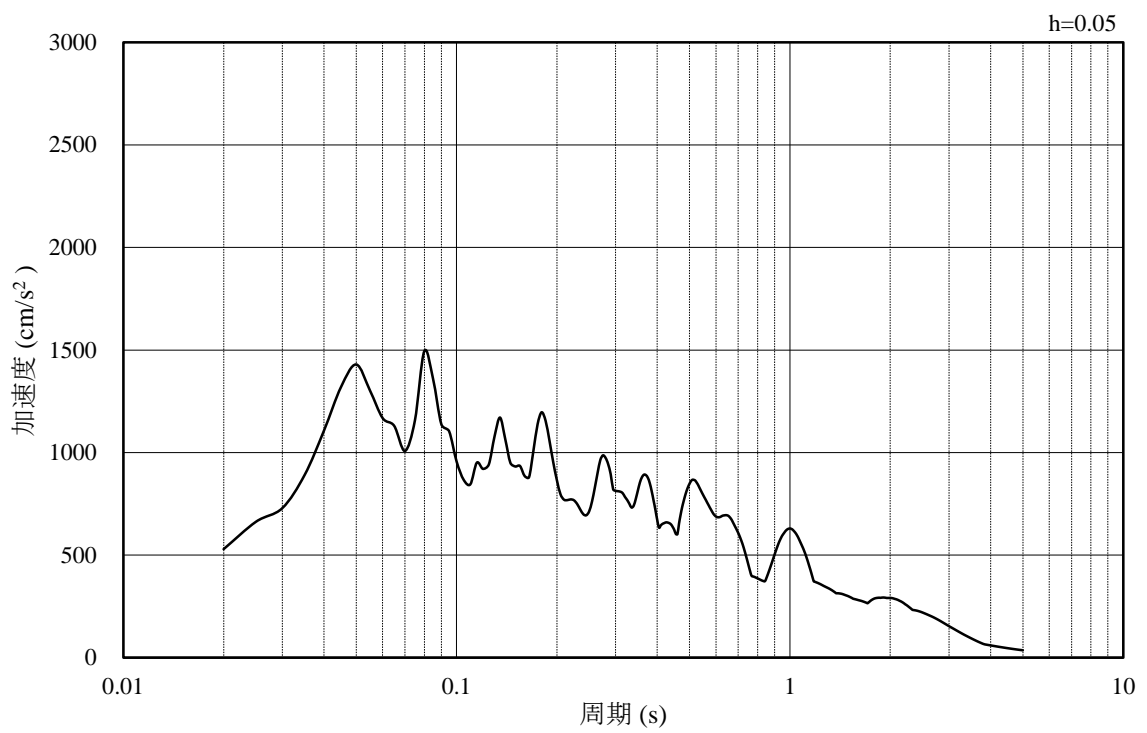


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-33 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2 (NS))

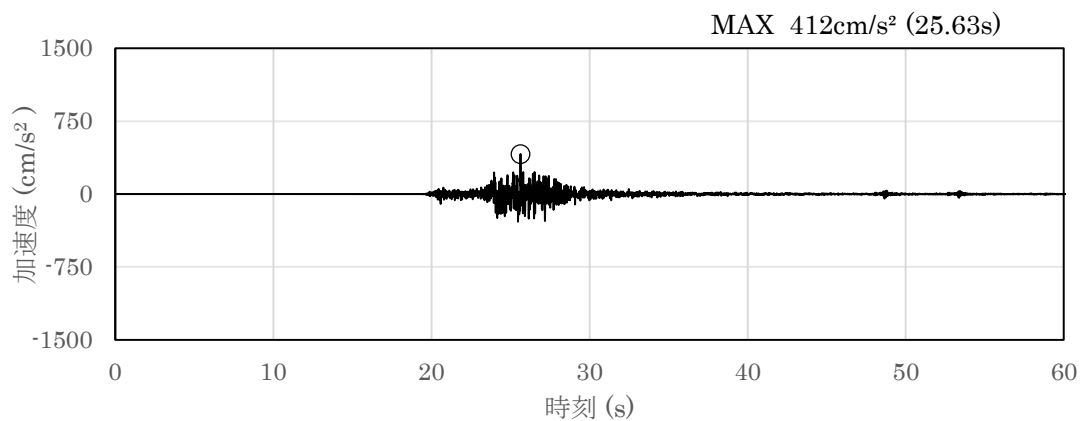


(a) 加速度時刻歴波形

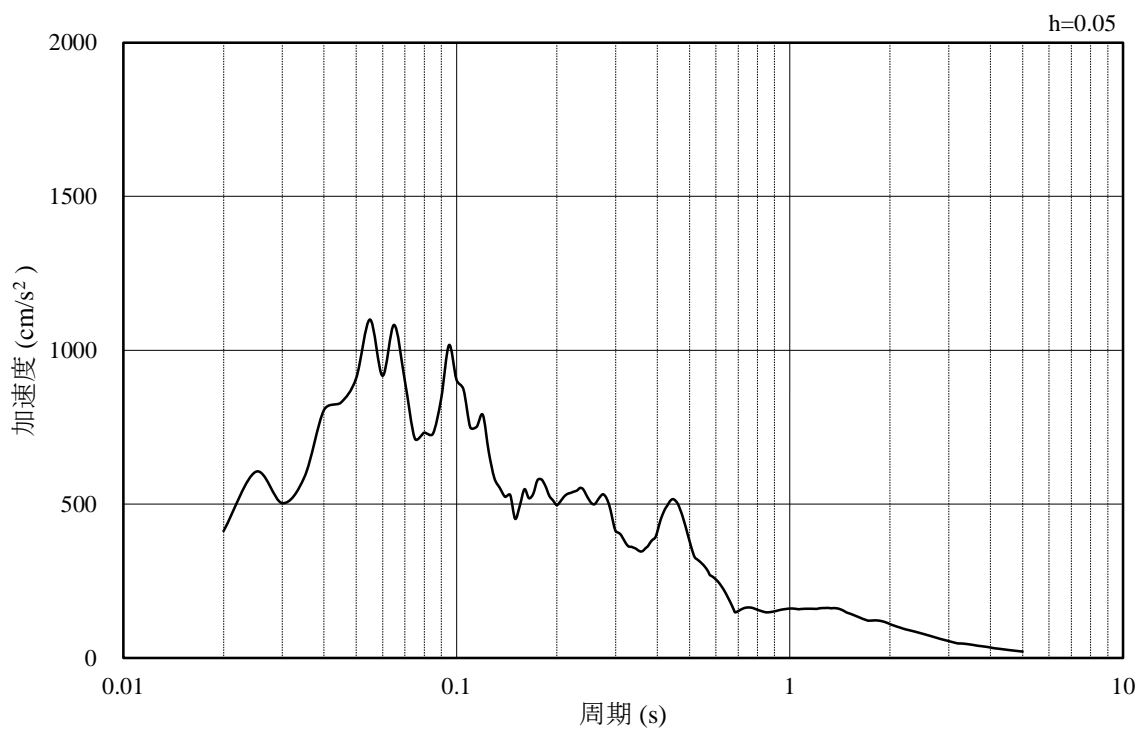


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-34 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (EW))



(a) 加速度時刻歴波形

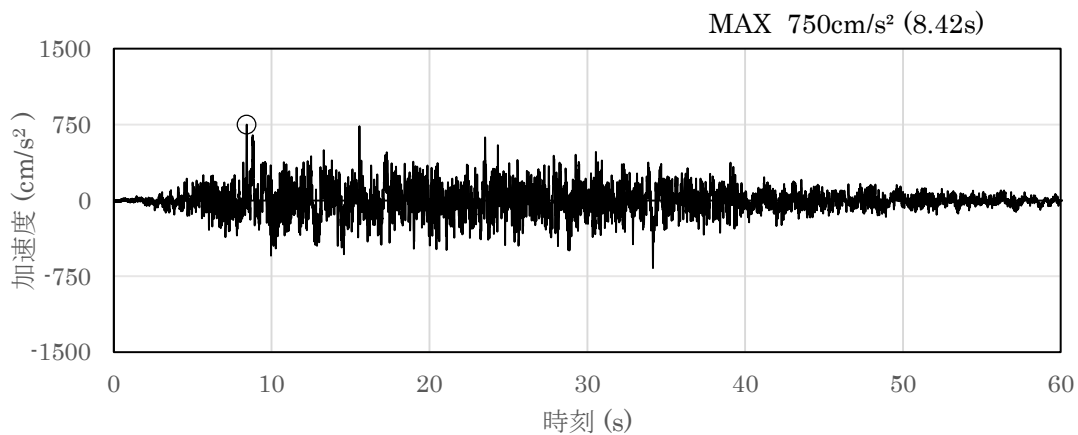


(b) 加速度応答スペクトル

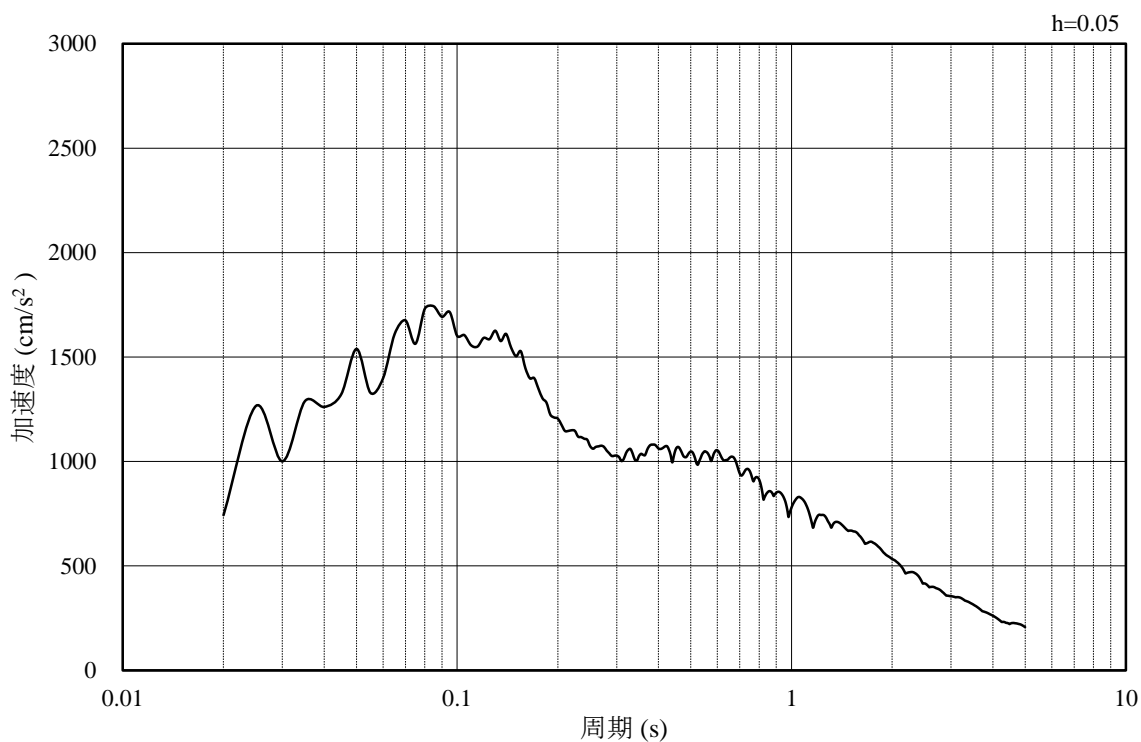
図 3.4-35 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2 (EW))

(2) B-B断面の入力地震動

図 3.4-36～図 3.4-47 に B-B断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

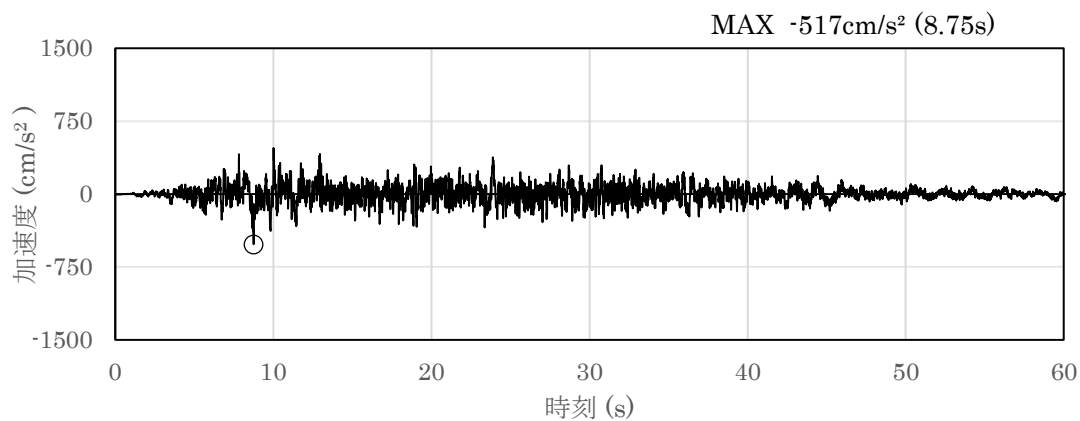


(a) 加速度時刻歴波形

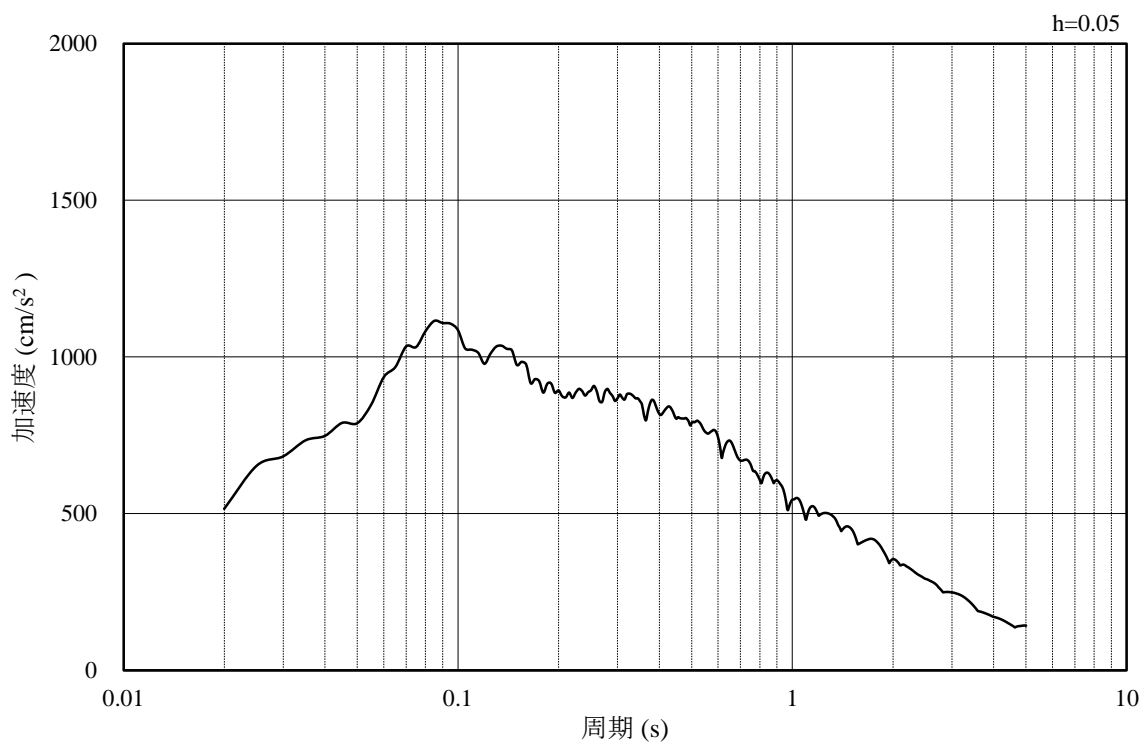


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-36 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s -D)

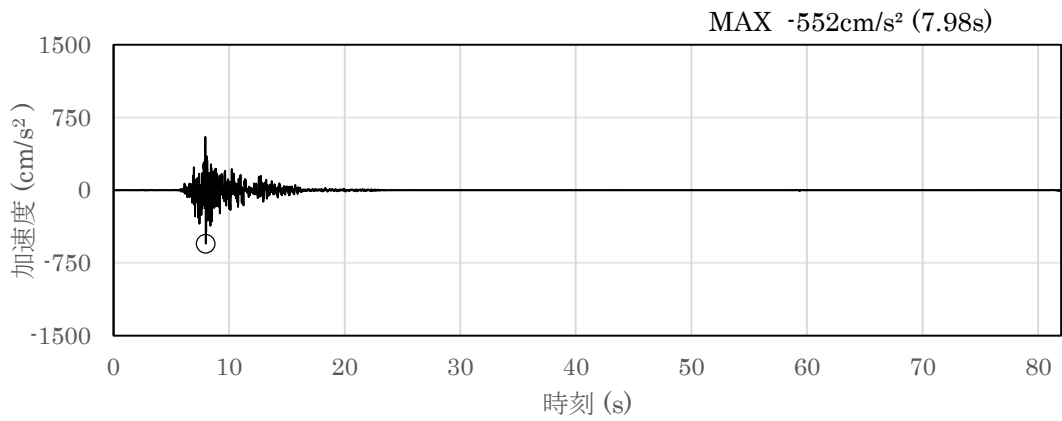


(a) 加速度時刻歴波形

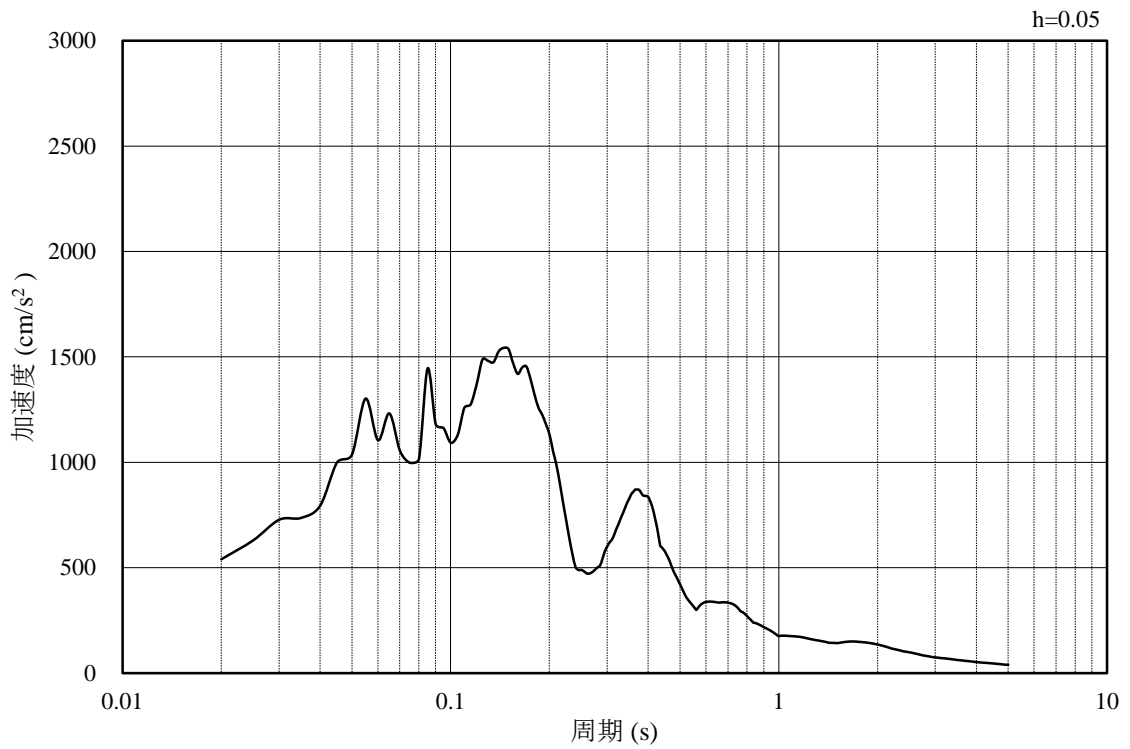


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-37 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - D)

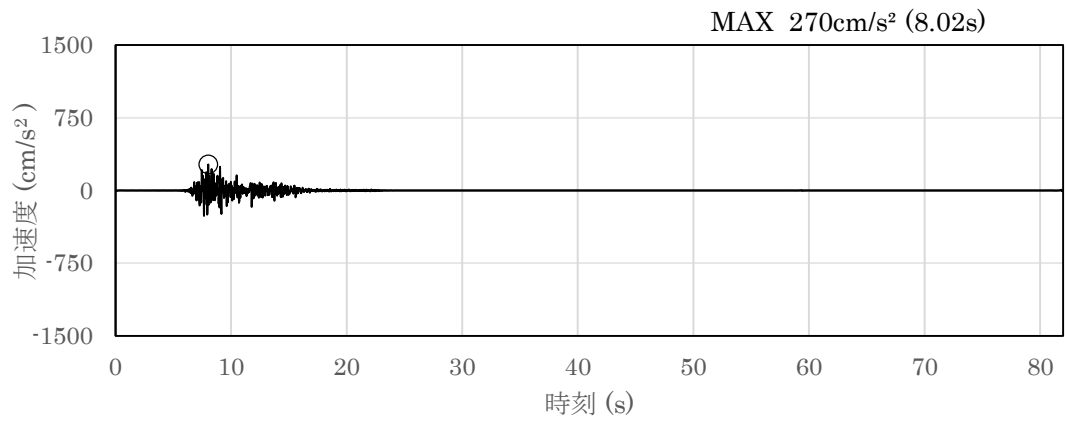


(a) 加速度時刻歴波形

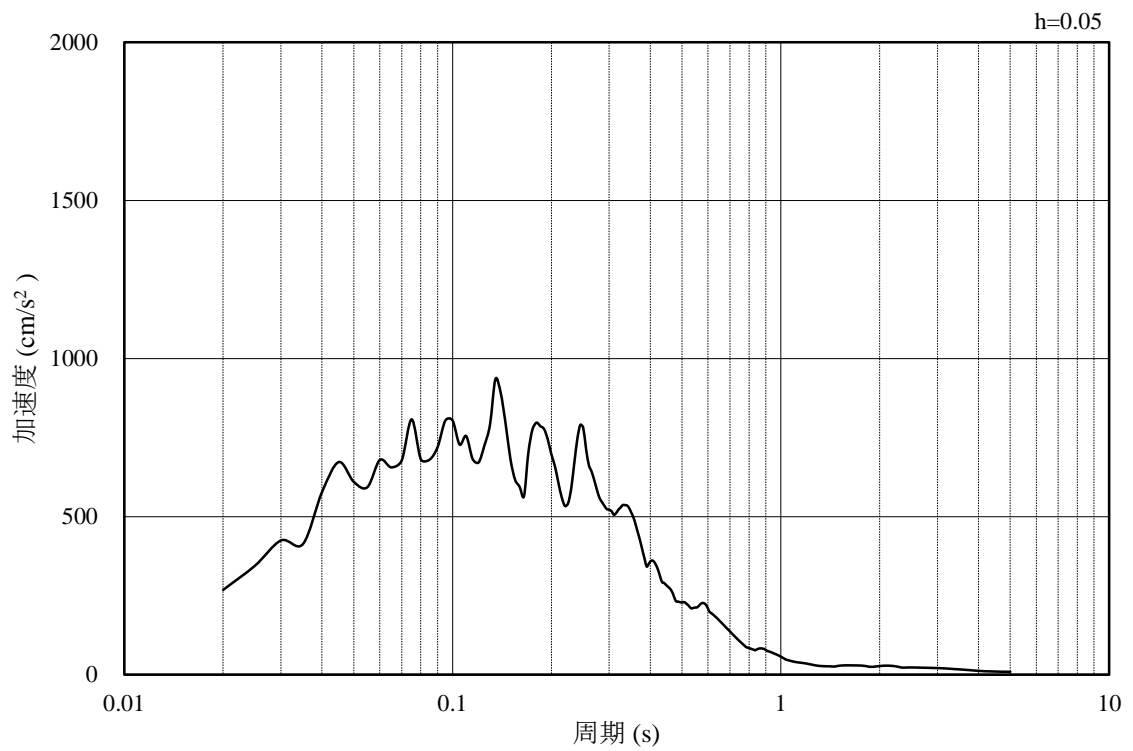


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-38 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 1)



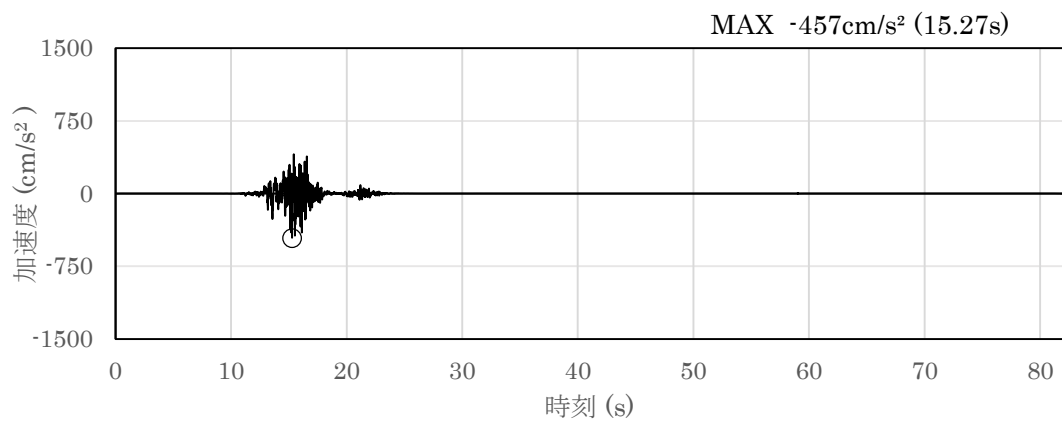
(a) 加速度時刻歴波形



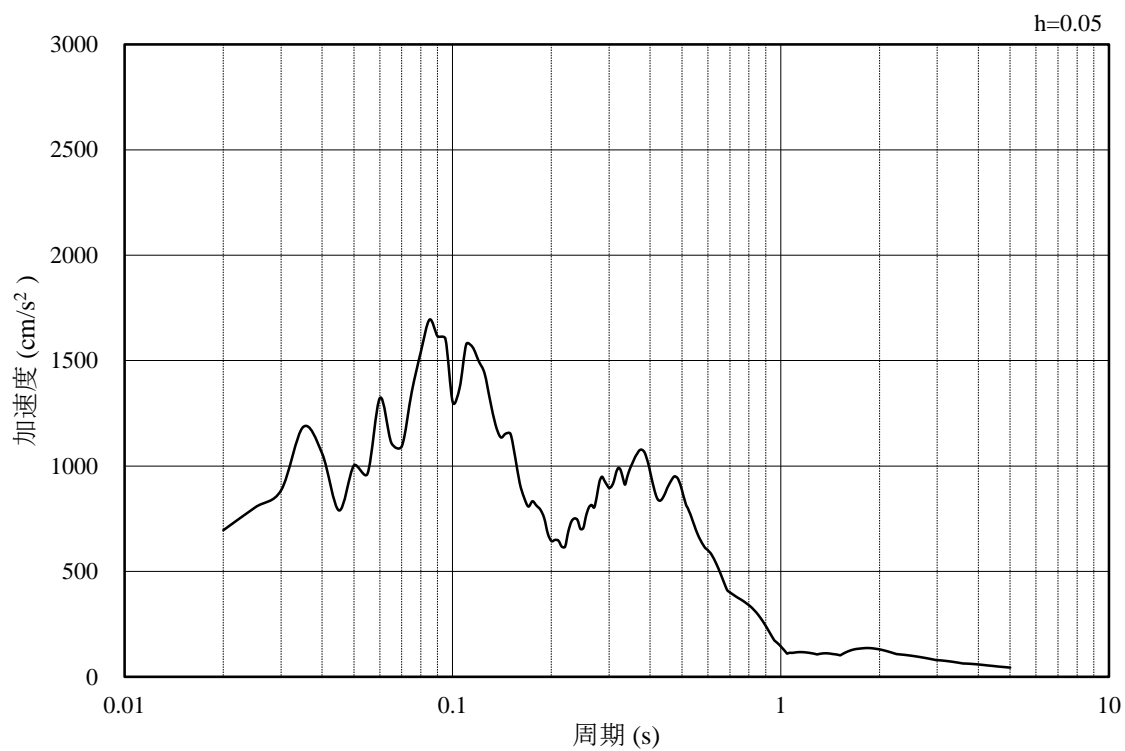
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-39 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 1)



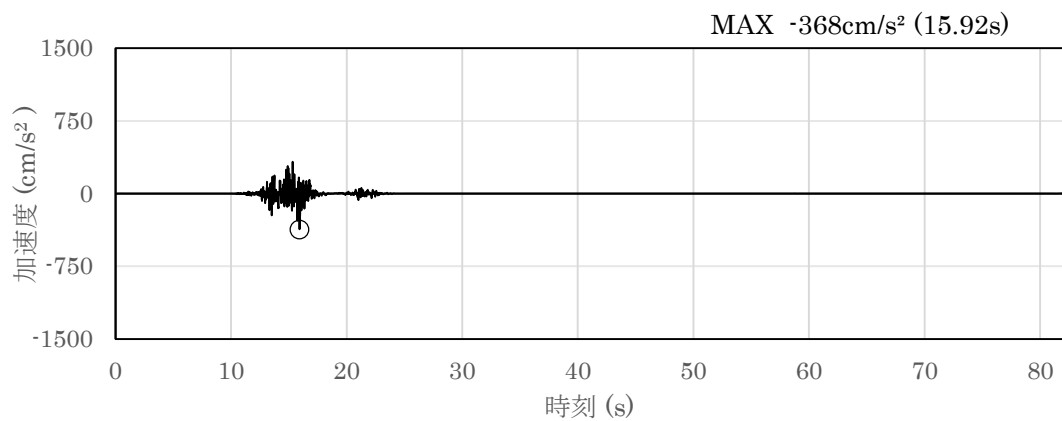


(a) 加速度時刻歴波形

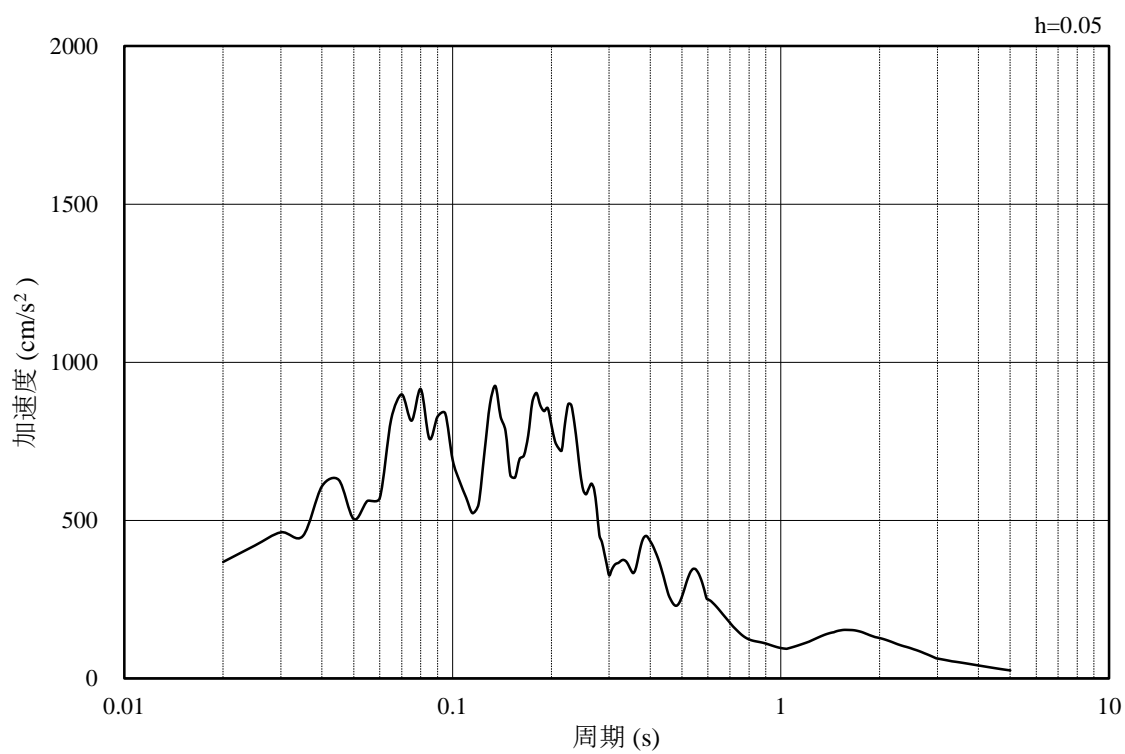


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-40 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 2)

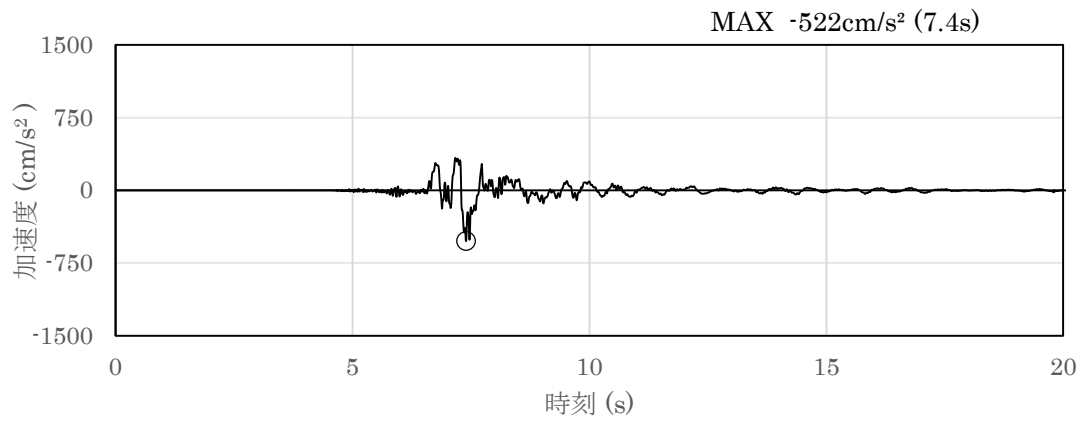


(a) 加速度時刻歴波形

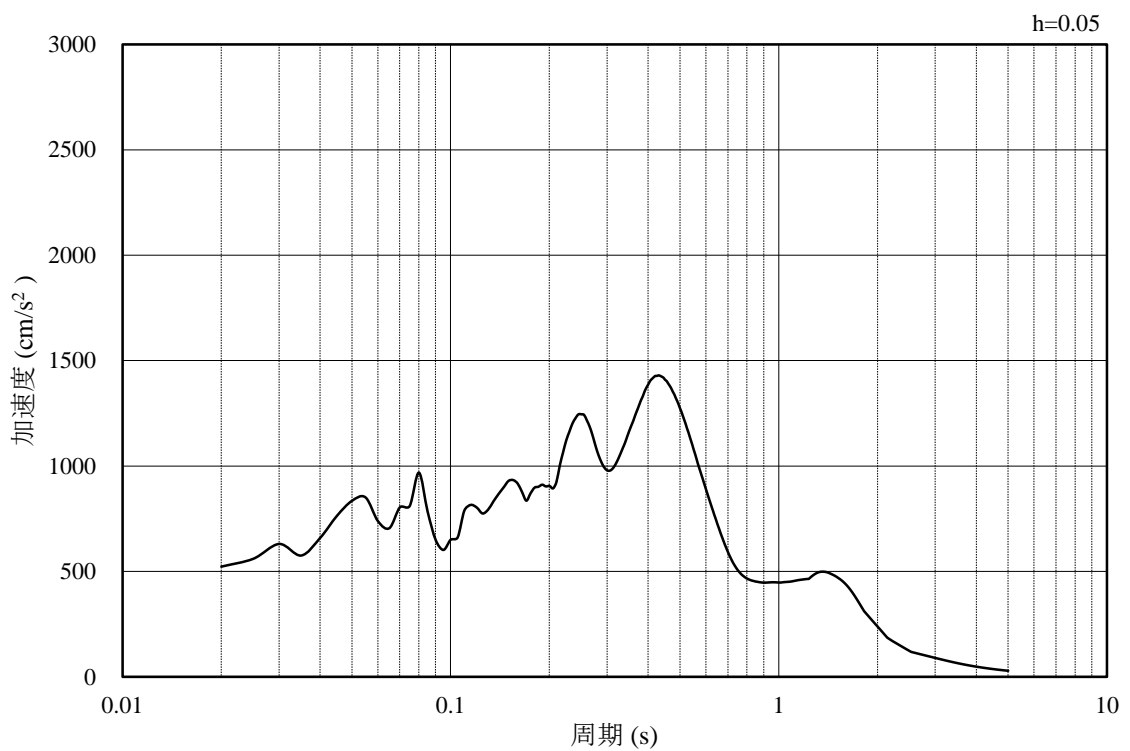


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-41 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 2)

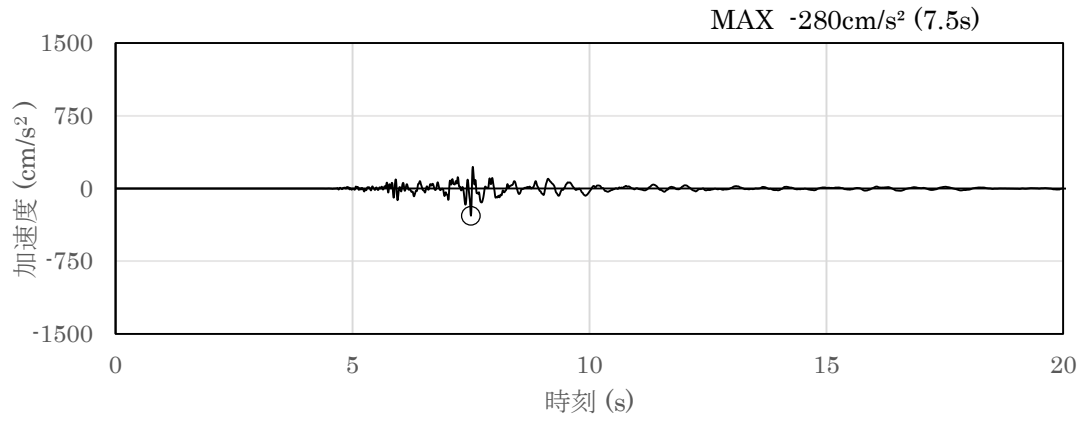


(a) 加速度時刻歴波形

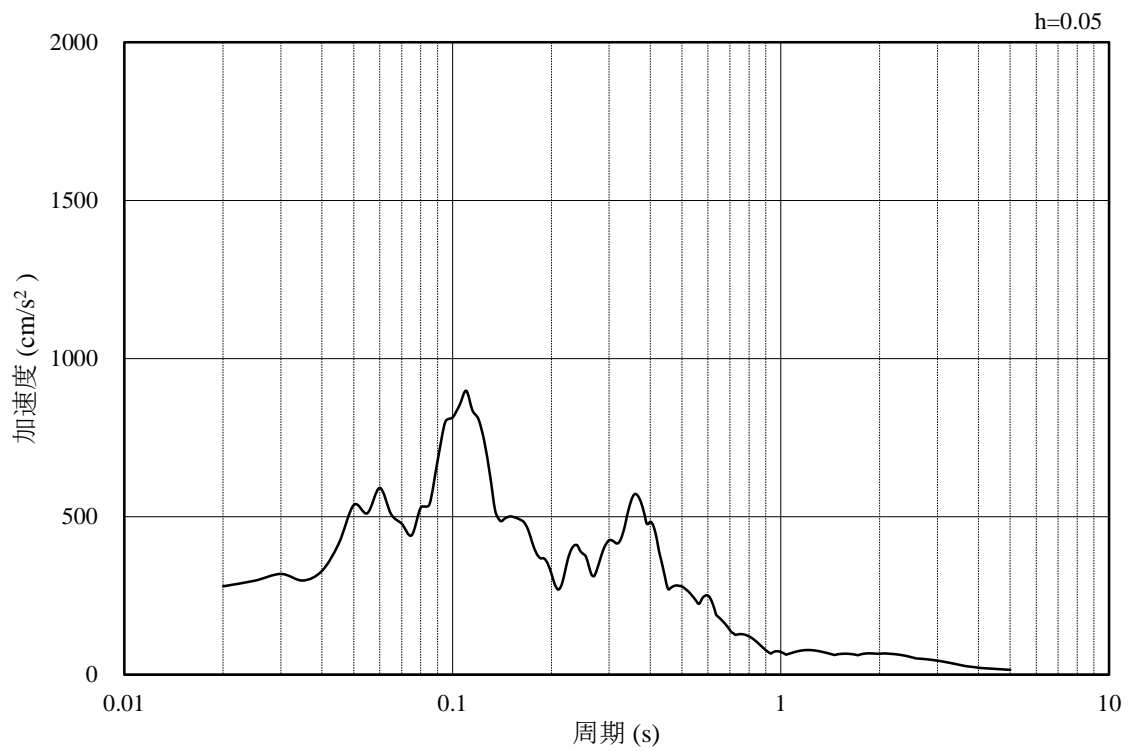


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-42 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 1)

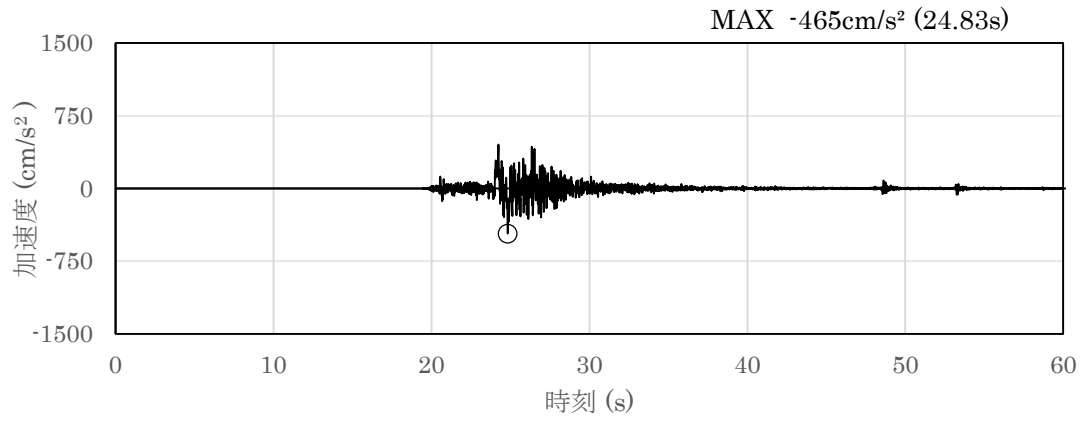


(a) 加速度時刻歴波形

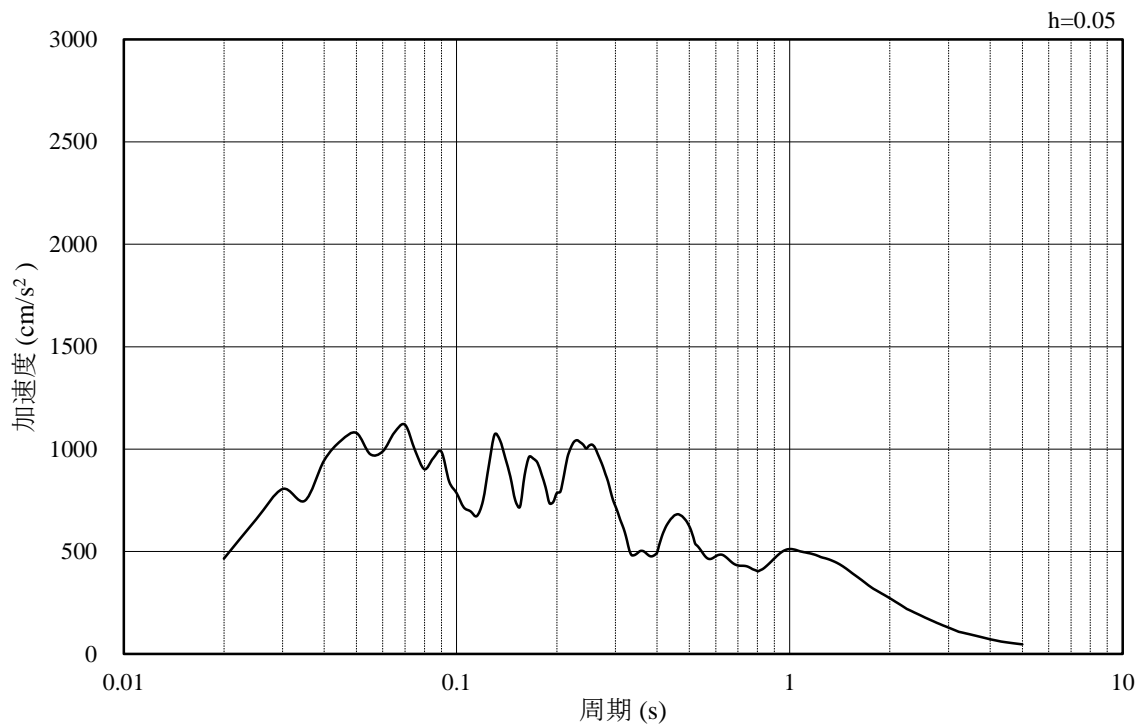


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-43 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 1)

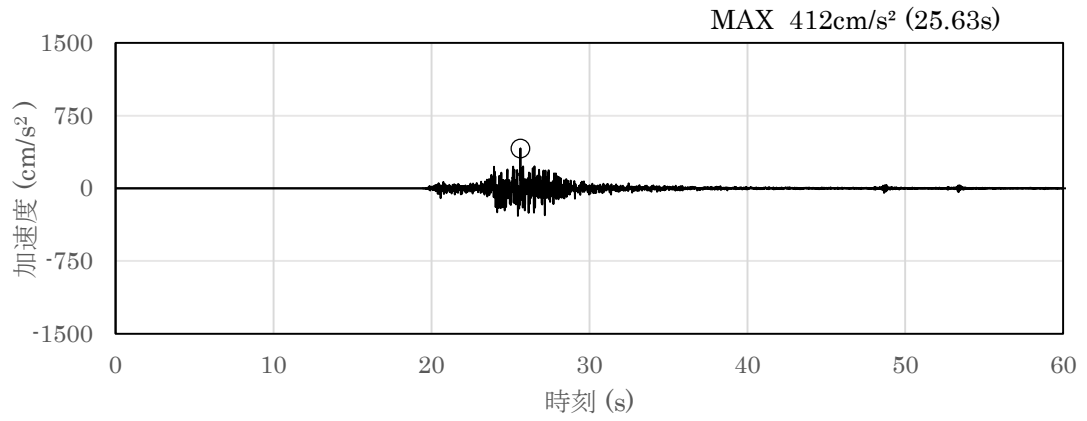


(a) 加速度時刻歴波形

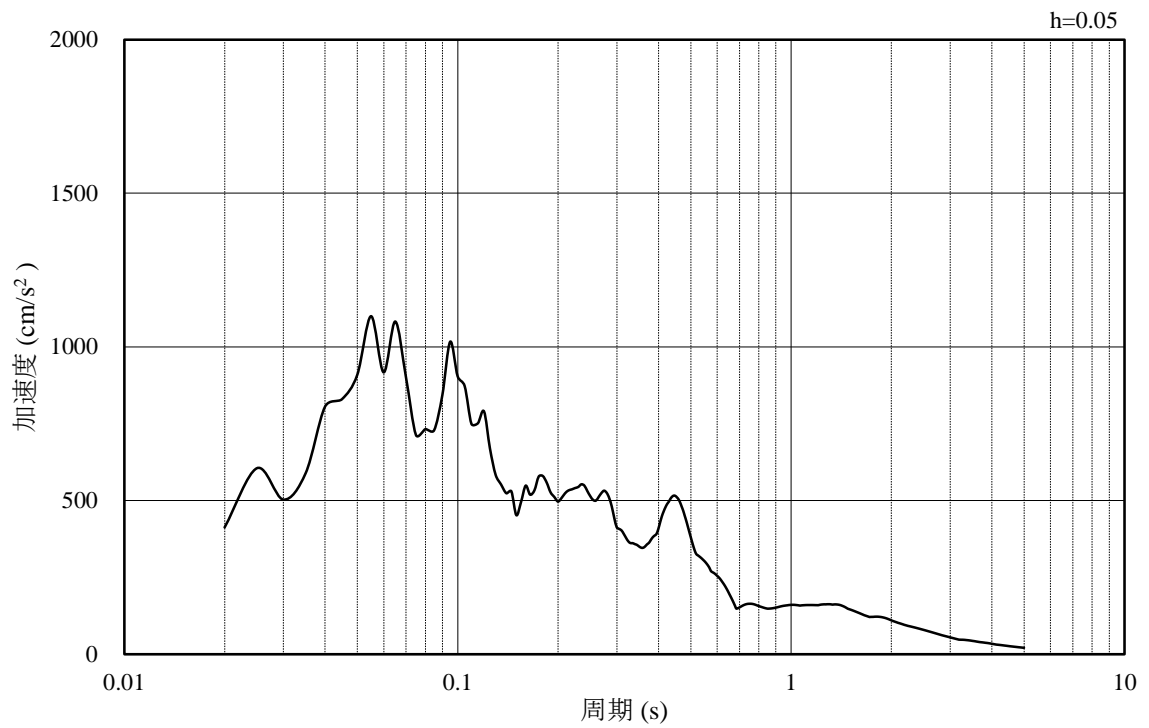


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-44 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分 : S s - N 2 (NS))

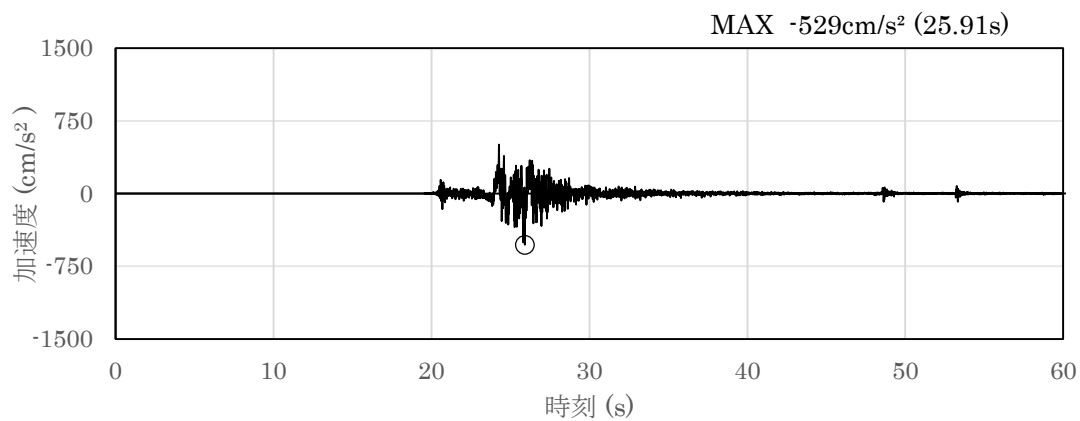


(a) 加速度時刻歴波形

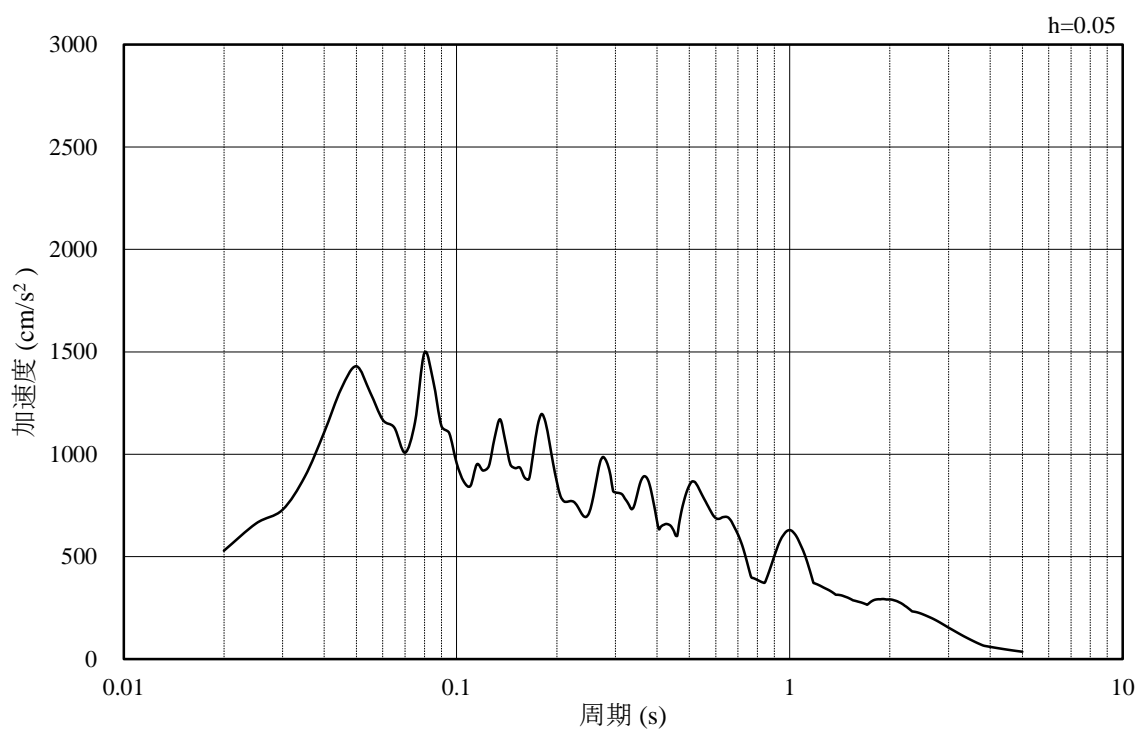


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-45 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2 (NS))

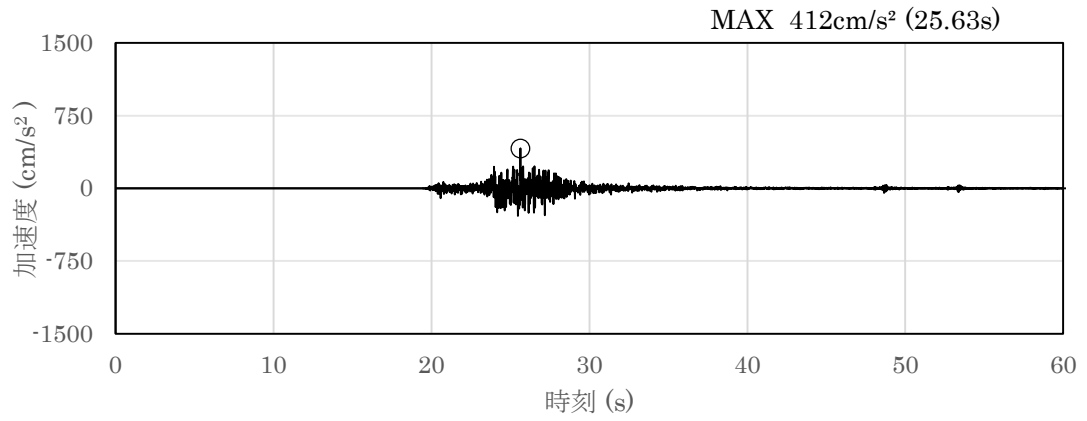


(a) 加速度時刻歴波形

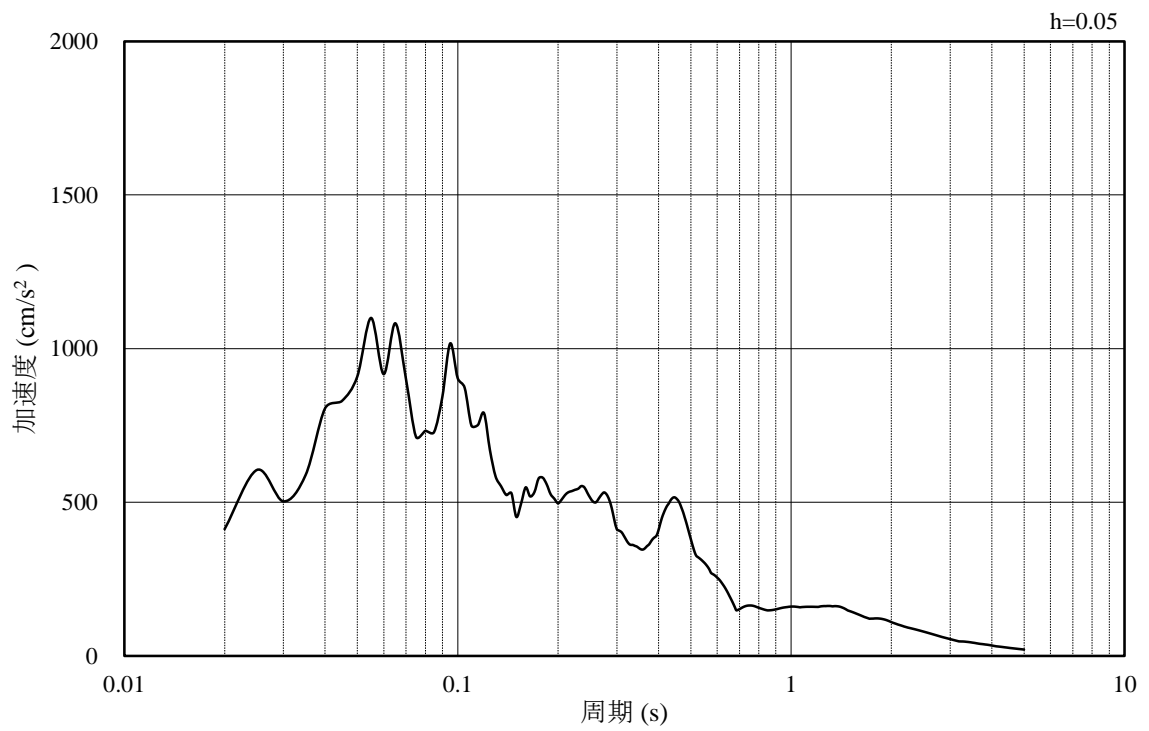


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-46 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (EW))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-47 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2 (EW))



### 3.5 耐震評価

#### 3.5.1 許容限界

輪谷貯水槽（西側）の健全性に対する許容限界は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す貯水機能及び支持機能に基づき設定する。

##### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

輪谷貯水槽（西側）の曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の評価として「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，2005年）」（以下「土木学会マニュアル」という。）に基づき，表 3.5-1 に示すとおり限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）を許容限界とする。

「土木学会マニュアル」では，曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態は，コンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており，圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%の状態は，かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが，屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる照査用ひずみは，地震応答解析により得られた応答値に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより，曲げ・軸力系の破壊に対する安全余裕を見込んだ評価を実施する。

また，溢水影響評価の観点から，頂版及び地上の側壁部については、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す貯水機能を有することの確認として，「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年）」に基づき，コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて，部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 $\mu$ ，主鉄筋：1725 $\mu$ ）を許容限界とした確認を併せて実施する。評価位置を図 3.5-1 に示す。

表 3.5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

許容限界	
限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 $\mu$ ) *

注記\*： $\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$

ここで， $\gamma_i$ ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

$\varepsilon_R$ ：限界ひずみ

$\varepsilon_d$ ：照査用ひずみ（ $\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$ ）

$\gamma_a$ ：構造物解析係数（ $\gamma_a = 1.2$ ）

$\varepsilon$ ：発生ひずみ

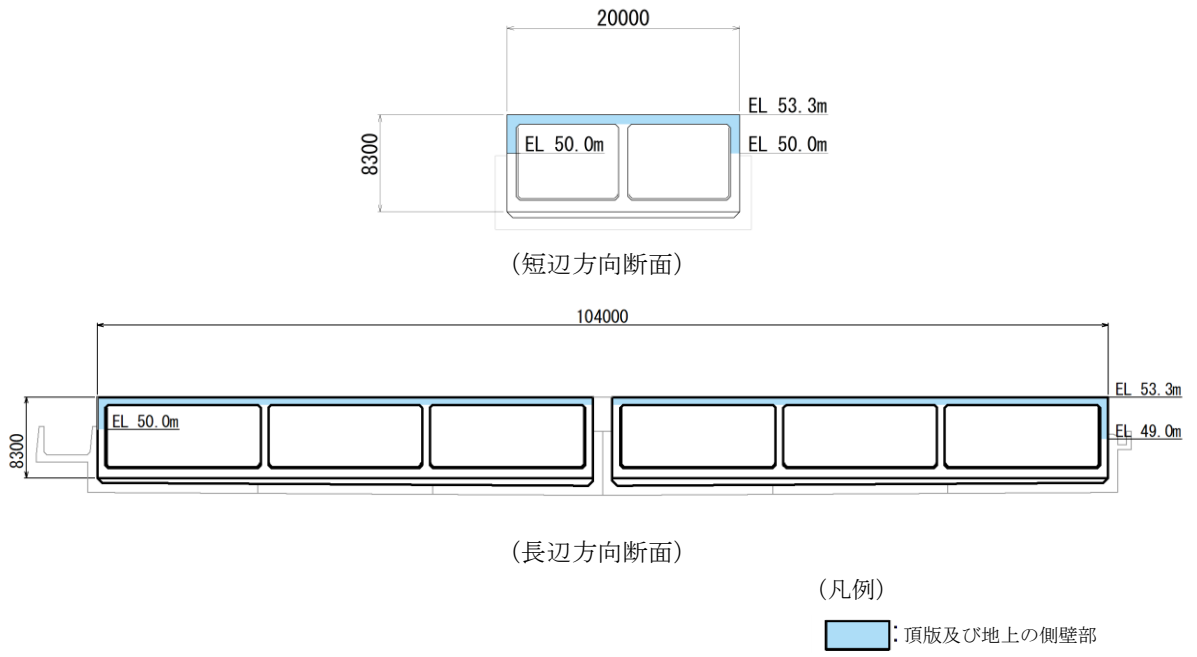


図 3.5-1 評価位置図

(2) せん断破壊に対する許容限界

棒部材式で求まるせん断耐力とする。棒部材式を以下に示す。

棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここで、 $V_{yd}$  : せん断耐力

$V_{cd}$  : コンクリートが負担するせん断耐力

$V_{sd}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20^3 \sqrt{f_{cd}} \quad \text{ただし, } f_{vcd} > 0.72(\text{N/mm}^2) \text{ となる場合は } f_{vcd} = 0.72(\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d[\text{m}]) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + 2M_0 / M_{ud} \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 4M_0 / M_{ud} \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 1$$

ここで、

$f_{cd}$  : コンクリート圧縮強度の設計用値( $\text{N/mm}^2$ )で設計基準強度 $f_{ck}$ を材料係数 $\gamma_{mc}$ で除したもの

$p_v$  : 引張鉄筋比  $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積

$b_w$  : 部材の有効幅

$d$  : 部材の有効高さ

$N'_d$  : 設計軸圧縮力

$M_{ud}$  : 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

$M_0$  :  $M_d$ に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)  $M_0 = N'_d \cdot D/6$

$D$  : 断面高さ

$a/d$  : せん断スパン比

$\gamma_{bc}$  : 部材係数

$\gamma_{mc}$  : 材料係数

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} Z / \gamma_{bs}$$

ここで,

$A_w$  : 区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積

$f_{wyd}$  : せん断補強筋の降伏強度の材料係数  $\gamma_{ms}$  で除したもので,  $400\text{N/mm}^2$ 以下とする。ただし, コンクリートの圧縮強度の特性値  $f_{ck}$  が  $60\text{N/mm}^2$ 以上の時は,  $800\text{N/mm}^2$ 以下としてよい。

$\alpha$  : せん断補強筋と部材軸のなす角度

$s$  : せん断補強筋の配置間隔

$z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で,  $d/1.15$ とする。

$\gamma_{bs}$  : 部材係数

$\gamma_{ms}$  : 材料係数

また、「土木学会マニュアル」におけるせん断耐力式による評価においては、表 3.5-2 に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 3.5-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	$\gamma_{mc}$	1.0	1.3	コンクリートの特性値を低減
	鉄筋	$\gamma_{ms}$	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	$\gamma_{bc}$	—	1.3	せん断耐力（コンクリート負担分）を低減
	鉄筋	$\gamma_{bs}$	—	1.1	せん断耐力（鉄筋負担分）を低減
構造解析係数		$\gamma_a$	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記\*：土木学会マニュアルでは、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R + 2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

ここで、R：層間変形角とされている。

$\gamma_{b2}$ は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、 $\gamma_{b2} = 1.0$ としてよいとされている。

(3) 基礎地盤の支持機能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、埋戻土の極限支持力度とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 3.5-3 に示す。

表 3.5-3 輪谷貯水槽（西側）の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力度	埋戻土	1.2

### 3.6 耐震評価結果

#### 3.6.1 構造部材の健全性に対する評価結果

##### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造物全体としての安定性確保の評価)

曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の評価結果を表 3.6-1 及び表 3.6-2 に示す。また、ひずみの時刻歴波形を図 3.6-1 及び図 3.6-2 に示す。照査値は、照査用ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。同表より、全地震動において照査用ひずみは限界ひずみを下回ることを確認した。

表 3.6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (A-A断面)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\epsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\epsilon_R(\mu)$	照査値 $\epsilon_d/\epsilon_R$
	①	S <sub>s</sub> -D	++	797	10000
S <sub>s</sub> -F 1		++	735	10000	0.08
S <sub>s</sub> -F 2		++	875	10000	0.09
S <sub>s</sub> -N 1		++	1176	10000	0.12
S <sub>s</sub> -N 2 (NS)		++	540	10000	0.06
S <sub>s</sub> -N 2 (EW)		++	832	10000	0.09
②	S <sub>s</sub> -F 2	++	891	10000	0.09
③	S <sub>s</sub> -F 2	++	810	10000	0.09

注記\* : 照査用ひずみ  $\epsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

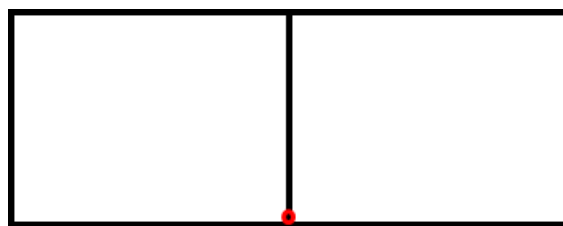
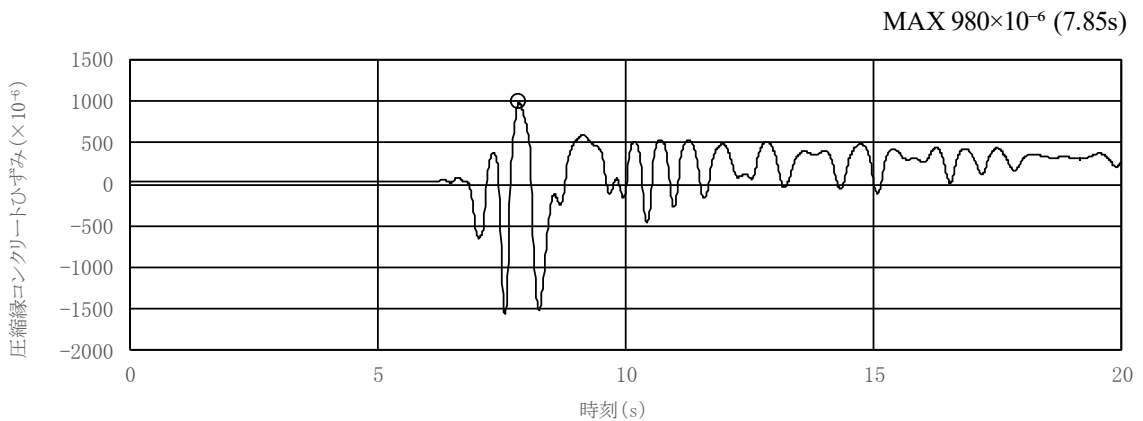


図 3.6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形 (全応力解析) (A-A断面)

表 3.6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\epsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\epsilon_R(\mu)$	照査値 $\epsilon_d/\epsilon_R$
①	S <sub>s</sub> -D	++	54	10000	0.01
	S <sub>s</sub> -F 1	++	32	10000	0.01
	S <sub>s</sub> -F 2	++	35	10000	0.01
	S <sub>s</sub> -N 1	++	45	10000	0.01
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	48	10000	0.01
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	41	10000	0.01
②	S <sub>s</sub> -D	++	56	10000	0.01
③	S <sub>s</sub> -D	++	52	10000	0.01

注記\* : 照査用ひずみ  $\epsilon_d =$  発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a (1.2)$

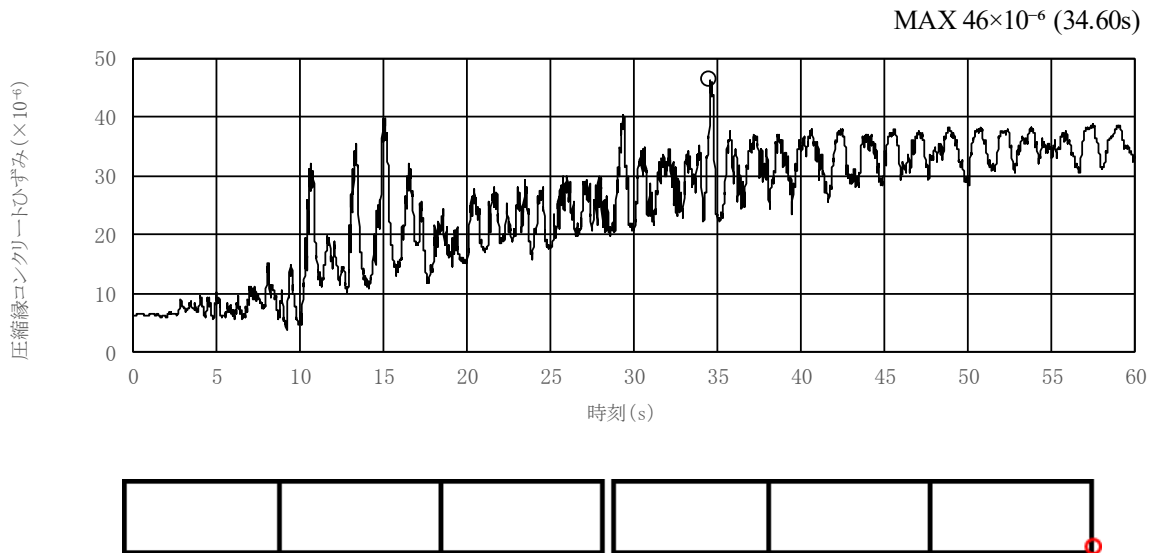


図 3.6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形 (全応力解析) (B-B断面)



(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (溢水影響の確認)

溢水影響評価の観点での曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 3.6-3～表 3.6-6 に示す。また、ひずみの時刻歴波形を図 3.6-3～図 3.6-6 に示す。照査値は、照査用ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。同表より、全地震動において照査用ひずみは限界ひずみを下回ることを確認した。

表 3.6-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (コンクリート) (A-A断面)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\epsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\epsilon_R(\mu)$	照査値 $\epsilon_d/\epsilon_R$
①	S <sub>s</sub> -D	++	514	2000	0.26
	S <sub>s</sub> -F 1	++	502	2000	0.26
	S <sub>s</sub> -F 2	++	502	2000	0.26
	S <sub>s</sub> -N 1	++	483	2000	0.25
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	378	2000	0.19
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	514	2000	0.26
②	S <sub>s</sub> -F 2	++	503	2000	0.26
③	S <sub>s</sub> -F 2	++	481	2000	0.25

注記\* : 照査用ひずみ  $\epsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

MAX  $429 \times 10^{-6}$  (23.96s)

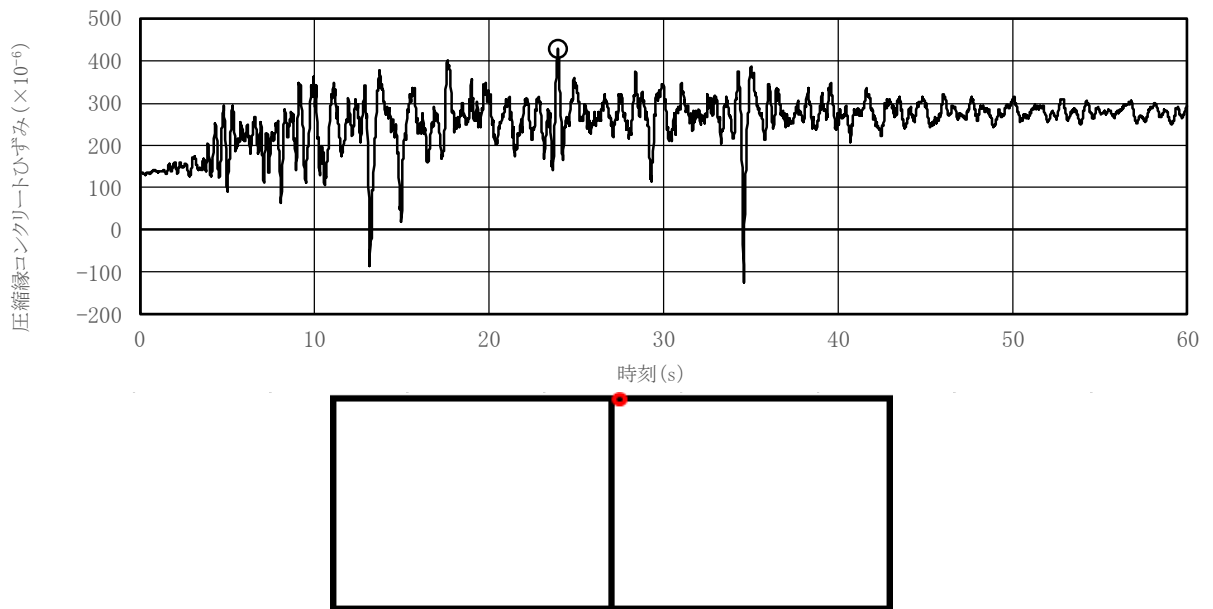


図 3.6-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形 (全応力解析) (コンクリート) (A-A断面, 地上部)

表 3.6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋）（A-A断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S <sub>S</sub> -D	++	1239	1725	0.72
	S <sub>S</sub> -F 1	++	1180	1725	0.69
	S <sub>S</sub> -F 2	++	1167	1725	0.68
	S <sub>S</sub> -N 1	++	1164	1725	0.68
	S <sub>S</sub> -N 2 (NS)	++	921	1725	0.54
	S <sub>S</sub> -N 2 (EW)	++	1220	1725	0.71
②	S <sub>S</sub> -F 2	++	1178	1725	0.69
③	S <sub>S</sub> -F 2	++	1135	1725	0.66

注記\*：照査用ひずみ  $\varepsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

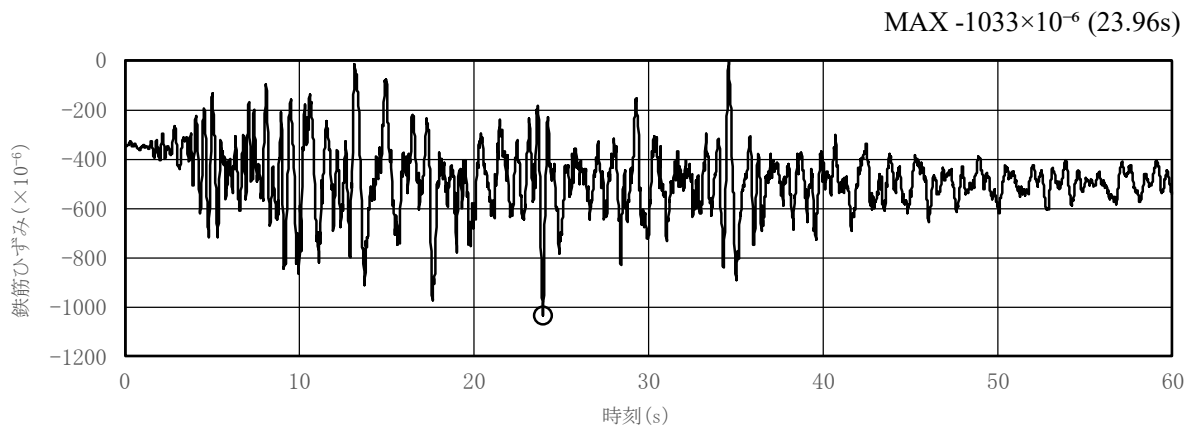


図 3.6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（主筋）（A-A断面，地上部）

表 3.6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）（B-B断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\epsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\epsilon_R(\mu)$	照査値 $\epsilon_d/\epsilon_R$
①	S <sub>s</sub> -D	++	31	2000	0.02
	S <sub>s</sub> -F 1	++	39	2000	0.02
	S <sub>s</sub> -F 2	++	22	2000	0.02
	S <sub>s</sub> -N 1	++	29	2000	0.02
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	28	2000	0.02
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	21	2000	0.02
②	S <sub>s</sub> -D	++	30	2000	0.02
③	S <sub>s</sub> -D	++	30	2000	0.02

注記\*：照査用ひずみ  $\epsilon_d =$  発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a (1.2)$

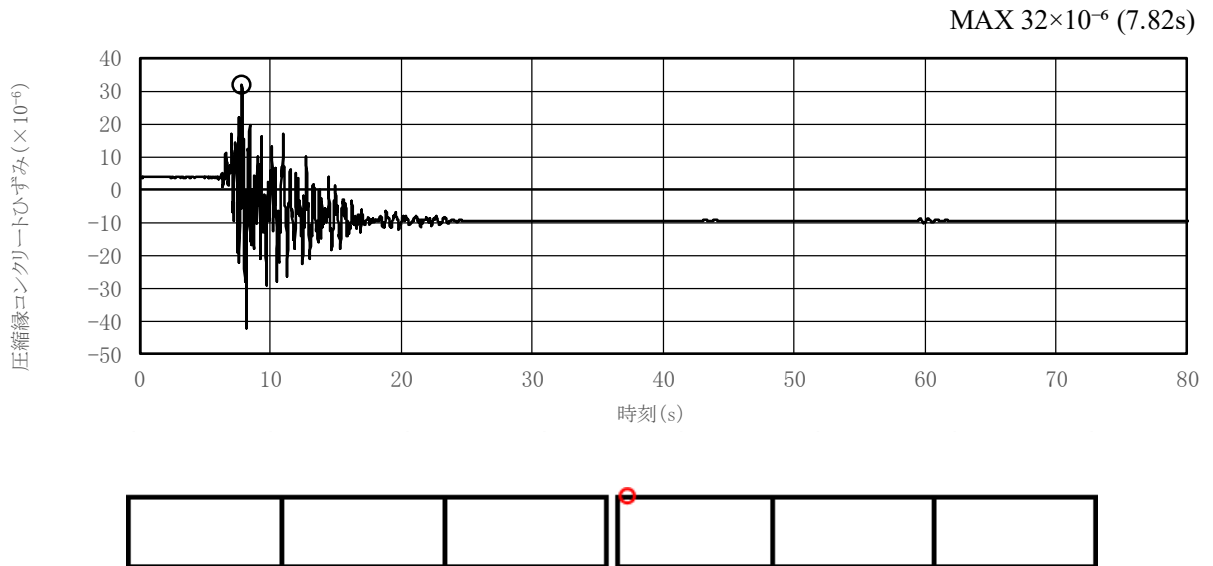


図 3.6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（コンクリート）（B-B断面）

表 3.6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋）（B-B断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\epsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\epsilon_R(\mu)$	照査値 $\epsilon_d/\epsilon_R$
①	S <sub>s</sub> -D	++	144	1725	0.09
	S <sub>s</sub> -F 1	++	140	1725	0.09
	S <sub>s</sub> -F 2	++	132	1725	0.08
	S <sub>s</sub> -N 1	++	126	1725	0.08
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	142	1725	0.09
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	143	1725	0.09
②	S <sub>s</sub> -D	++	143	1725	0.09
③	S <sub>s</sub> -D	++	140	1725	0.09

注記\*：照査用ひずみ  $\epsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

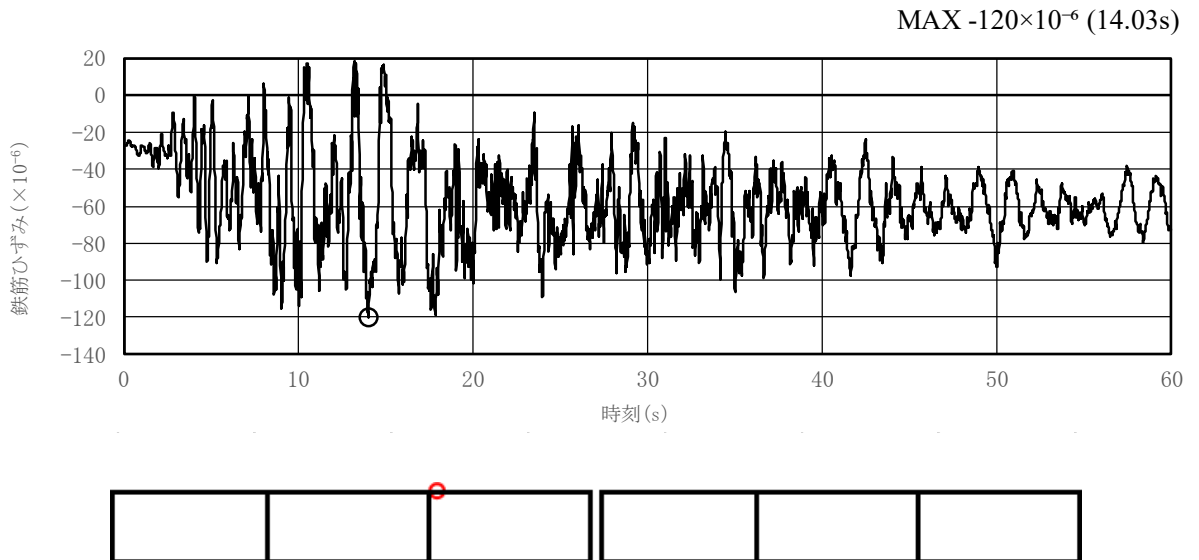


図 3.6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（主筋）（B-B断面）

③) せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 3.6-7～表 3.6-11 に示す。また、評価位置図を図 3.6-7 及び図 3.6-9 に、最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力及びせん断力）を図 3.6-8 及び図 3.6-10 に示す。照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、全部材で照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 3.6-7 せん断破壊に対する最大照査値（A-A断面）

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{yd}$
					せん断力 $V_d^*$ (kN)	耐力 $V_{yd}$ (kN)	
①	$S_s-D$	++	頂版	2	237	1053	0.23
			側壁	4	255	637	0.41
			隔壁	5	299	668	0.45
			底版	6	329	740	0.45
	$S_s-F1$	++	頂版	2	237	1059	0.23
			側壁	4	163	640	0.26
			隔壁	5	271	666	0.41
			底版	6	330	787	0.42
	$S_s-F2$	++	頂版	1	241	1063	0.23
			側壁	4	232	650	0.36
			隔壁	5	317	679	0.47
			底版	7	367	808	0.46
	$S_s-N1$	++	頂版	2	233	1058	0.23
			側壁	4	279	645	0.44
			隔壁	5	363	653	0.56
			底版	6	324	754	0.43
	$S_s-N2$ (NS)	++	頂版	2	198	1059	0.19
			側壁	3	181	652	0.28
			隔壁	5	227	669	0.34
			底版	7	272	770	0.36
$S_s-N2$ (EW)	++	頂版	2	227	1060	0.22	
		側壁	3	244	647	0.38	
		隔壁	5	314	670	0.47	
		底版	6	326	777	0.42	

注記\*：照査用せん断力  $V_d =$  発生せん断力  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

表 3.6-8 せん断破壊に対する最大照査値 (A-A断面)

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用	せん断	照査値
					せん断力	耐力	
					$V_d^*$ (kN)	$V_{yd}$ (kN)	$V_d/V_{yd}$
②	S <sub>s</sub> -F 2	++	頂版	1	242	1063	0.23
			側壁	4	232	650	0.36
			隔壁	5	324	679	0.48
			底版	7	366	808	0.46
③	S <sub>s</sub> -F 2	++	頂版	1	231	1063	0.22
			側壁	4	228	646	0.36
			隔壁	5	296	678	0.44
			底版	7	353	810	0.44

注記\* : 照査用せん断力  $V_d =$  発生せん断力  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

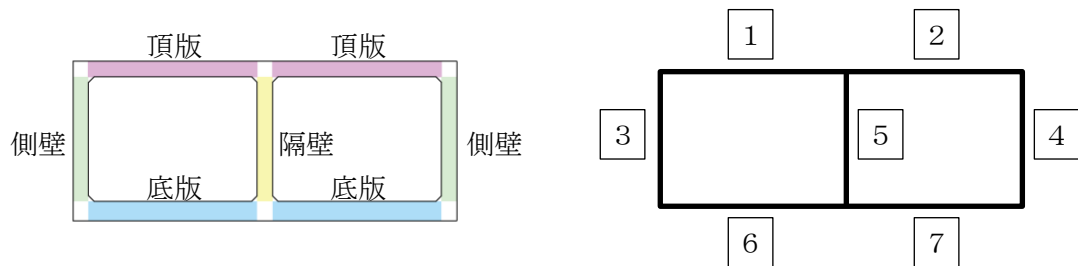
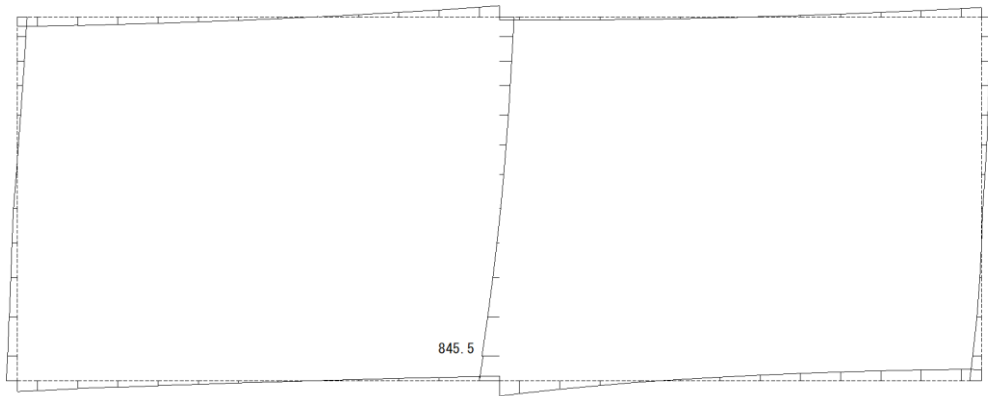


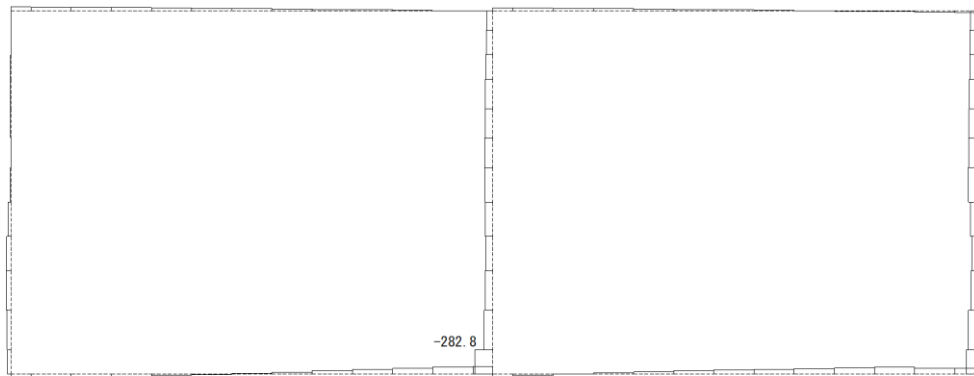
図 3.6-7 評価位置図 (A-A断面)

構造スケール 0. 1.0 (m)  
 応答スケール 0. 2000.0 (kN·m)



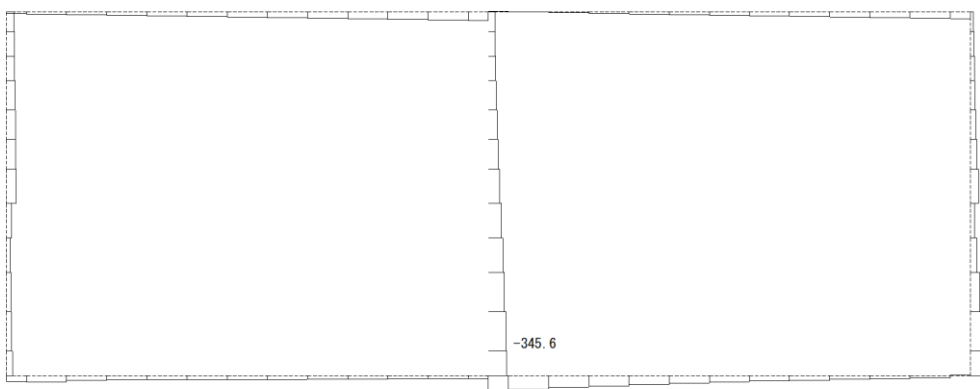
曲げモーメント (kN·m)

構造スケール 0. 1.0 (m)  
 応答スケール 0. 2000.0 (kN)



軸力 (kN)

構造スケール 0. 1.0 (m)  
 応答スケール 0. 1000.0 (kN)



せん断力 (kN)

図 3.6-8 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (A-A断面)  
 (解析ケース①, S<sub>s</sub>-N1 (++) )

表 3.6-9 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用 せん断力 $V_d^*$ (kN)	せん断 耐力 $V_{yd}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{yd}$	
①	$S_s - D$	++	北側	頂版	3	21	1060	0.03
				側壁	5	58	1044	0.06
				隔壁	7	31	644	0.05
				底版	10	85	802	0.11
			南側	頂版	2	41	1043	0.04
				側壁	5	65	651	0.10
				隔壁	7	43	645	0.07
				底版	9	130	816	0.16
	$S_s - F 1$	++	北側	頂版	3	33	1065	0.04
				側壁	5	51	1023	0.05
				隔壁	7	30	648	0.05
				底版	9	63	809	0.08
			南側	頂版	3	15	1043	0.04
				側壁	5	49	648	0.08
				隔壁	6	27	642	0.05
				底版	9	54	821	0.07
	$S_s - F 2$	++	北側	頂版	3	18	1053	0.02
				側壁	4	29	637	0.05
				隔壁	7	30	640	0.05
				底版	9	57	814	0.08
			南側	頂版	3	12	1040	0.02
				側壁	5	49	647	0.08
				隔壁	6	34	641	0.06
				底版	9	64	832	0.08

注記\* : 照査用せん断力  $V_d =$  発生せん断力  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)



表 3.6-10 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用 せん断力 $V_d^*$ (kN)	せん断 耐力 $V_{yd}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{yd}$	
①	$S_s-N1$	++	北側	頂版	3	24	1051	0.03
				側壁	5	59	1041	0.06
				隔壁	7	29	637	0.05
				底版	9	51	810	0.07
			南側	頂版	3	9	1039	0.03
				側壁	5	58	649	0.09
				隔壁	6	33	644	0.06
				底版	9	56	848	0.07
	$S_s-N2$ (NS)	++	北側	頂版	3	23	1051	0.03
				側壁	5	63	1041	0.07
				隔壁	7	27	639	0.05
				底版	9	44	805	0.06
			南側	頂版	3	12	1041	0.03
				側壁	5	61	653	0.10
				隔壁	6	39	639	0.07
				底版	10	62	840	0.08
	$S_s-N2$ (EW)	++	北側	頂版	3	18	1052	0.02
				側壁	4	28	662	0.05
				隔壁	6	28	640	0.05
				底版	10	40	803	0.06
南側			頂版	3	9	1042	0.02	
			側壁	5	73	653	0.12	
			隔壁	7	31	640	0.05	
			底版	9	65	814	0.08	

注記\* : 照査用せん断力  $V_d =$  発生せん断力  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

表 3.6-11 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置			照査用	せん断	照査値
						せん断力	耐力	
						$V_d^*$ (kN)	$V_{yd}$ (kN)	$V_d/V_{yd}$
②	$S_s-D$	++	北側	頂版	3	22	1057	0.03
				側壁	5	57	1044	0.06
				隔壁	7	34	644	0.06
				底版	10	82	800	0.11
			南側	頂版	3	15	1043	0.03
				側壁	5	67	652	0.11
				隔壁	7	39	644	0.07
				底版	9	129	815	0.16
③	$S_s-D$	++	北側	頂版	3	23	1053	0.03
				側壁	5	59	1045	0.06
				隔壁	7	32	644	0.05
				底版	10	82	802	0.11
			南側	頂版	2	43	1044	0.05
				側壁	5	64	653	0.10
				隔壁	7	43	644	0.07
				底版	9	116	814	0.15

注記\* : 照査用せん断力  $V_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.05)$

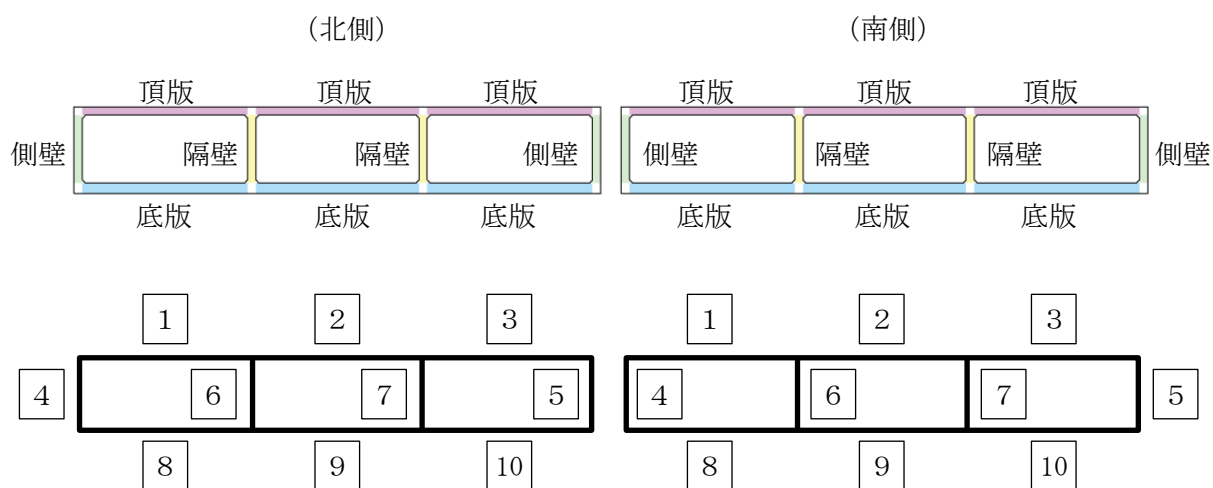


図 3.6-9 評価位置図 (B-B断面)

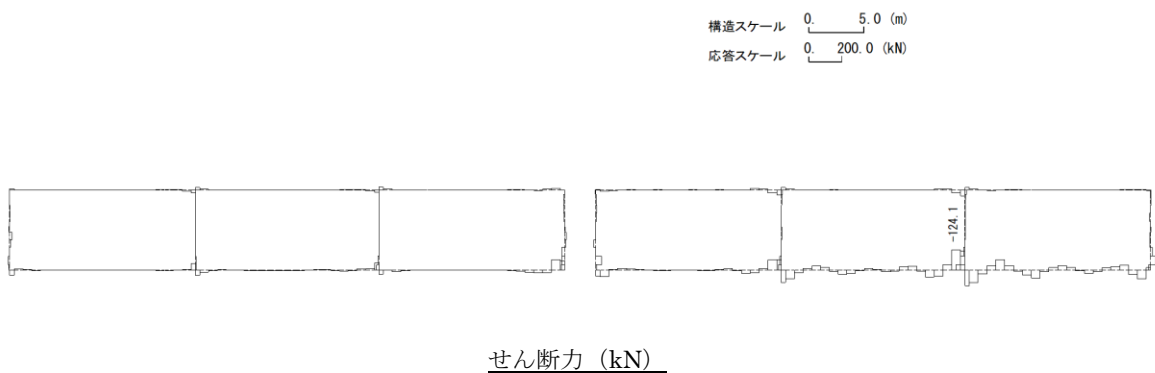
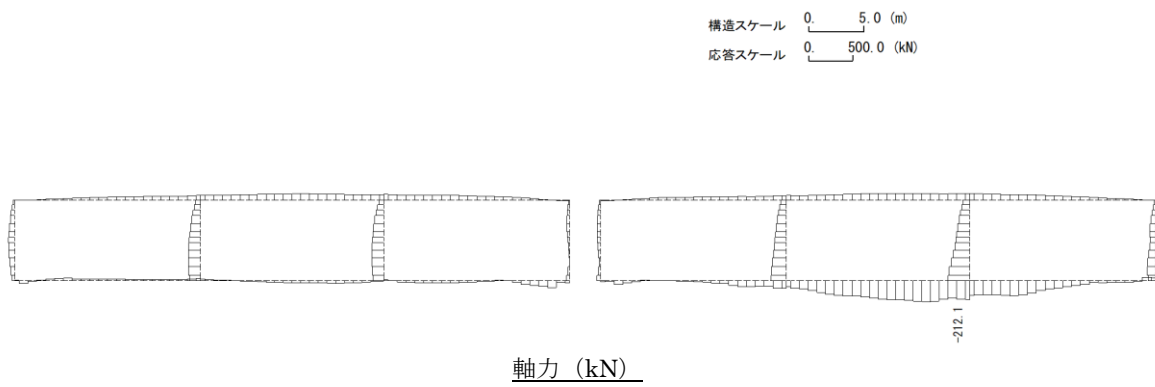
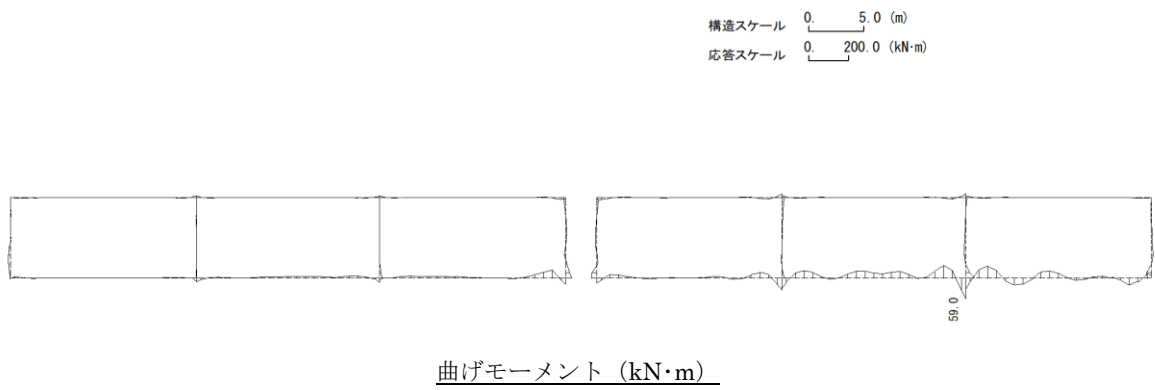


図 3.6-10 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (B-B断面)  
 (解析ケース①, S<sub>s</sub>-D (++)

### 3.6.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 3.6-12 及び表 3.6-13 に示す。また、最大接地圧分布図を図 3.6-11 及び図 3.6-12 に示す。

輪谷貯水槽（西側）の基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力度を下回ることを確認した。

表 3.6-12 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（A-A断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_d(N/mm^2)$	極限支持力度 $R_u(N/mm^2)$	照査値 $R_d/R_u$
	①	$S_s-D$	++	0.70	1.2
$S_s-F1$		++	0.71	1.2	0.59
$S_s-F2$		++	0.71	1.2	0.60
$S_s-N1$		++	0.71	1.2	0.60
$S_s-N2(NS)$		++	0.69	1.2	0.58
$S_s-N2(EW)$		++	0.68	1.2	0.57
②	$S_s-F2$	++	0.73	1.2	0.61
③	$S_s-F2$	++	0.70	1.2	0.59

表 3.6-13 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（B-B断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 $R_d(N/mm^2)$	極限支持力度 $R_u(N/mm^2)$	照査値 $R_d/R_u$
	①	$S_s-D$	++	0.70	1.2
$S_s-F1$		++	0.62	1.2	0.52
$S_s-F2$		++	0.61	1.2	0.52
$S_s-N1$		++	0.58	1.2	0.49
$S_s-N2(NS)$		++	0.62	1.2	0.52
$S_s-N2(EW)$		++	0.65	1.2	0.55
②	$S_s-D$	++	0.70	1.2	0.59
③	$S_s-D$	++	0.70	1.2	0.59

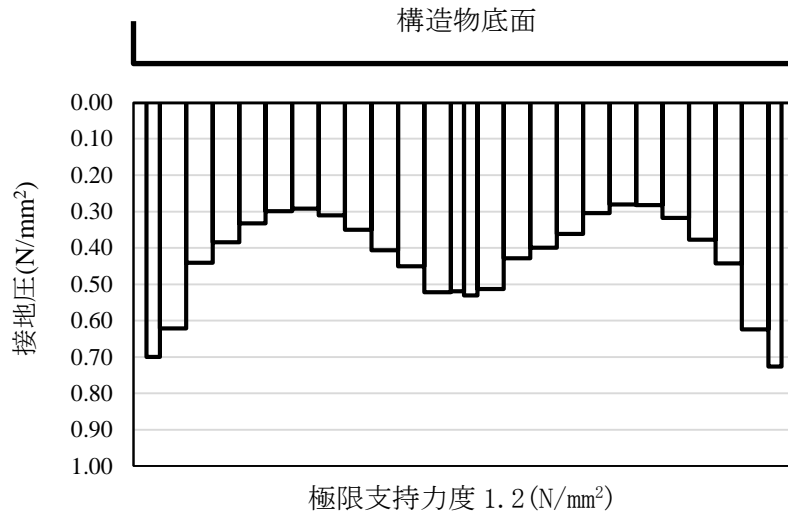


図 3.6-11 基礎地盤の最大接地圧分布図 (A-A断面)  
(解析ケース②, S<sub>s</sub>-F2 (++) )

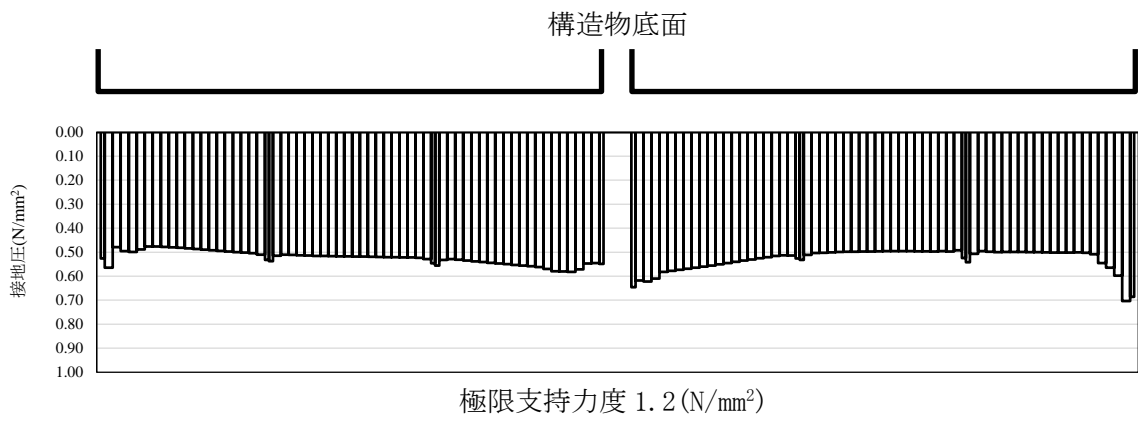


図 3.6-12 基礎地盤の最大接地圧分布図 (B-B断面)  
(解析ケース②, S<sub>s</sub>-D (++) )

### 3.7 土石流堆積荷重の影響検討

#### 3.7.1 評価方針

輪谷貯水槽（西側）周辺は、国土数値情報 土砂災害危険箇所データ（国土交通省国土政策局）によると土石流危険区域にあることから、土石流堆積荷重を組み合わせ、耐震評価を行う。土石流危険区域を図 3.7-1 に示す。

評価対象断面、評価部位及び入力地震動については、「3.6 耐震評価結果」の解析ケース①のうち最も照査結果が厳しくなるものとする。短辺方向断面については $S_s - F2$ を、長辺方向断面については $S_s - D$ を選定する。

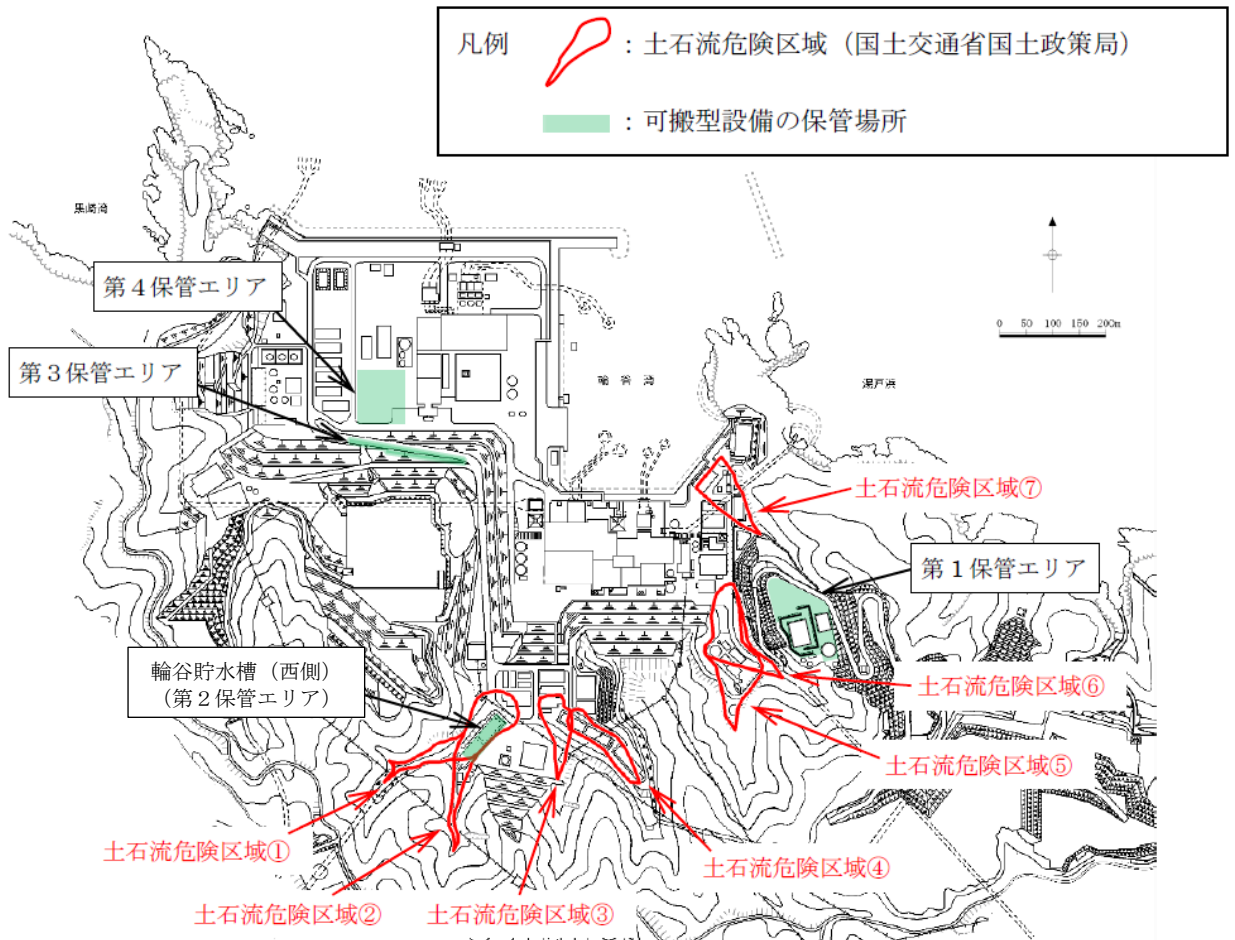


図 3.7-1 土石流危険区域

### 3.7.2 荷重及び荷重の組合せ

輪谷貯水槽（西側）の地震応答解析において考慮する荷重は、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設定する。なお、土石流堆積荷重以外の荷重については、「3.4.4 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおりとする。

荷重の組合せを表 3.7-1 に示す。

表 3.7-1 荷重の組合せ

種別	荷重			算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定 荷重	躯体重量	○	設計図書に基づいて、設定する。
		機器・配管荷重	—	機器・配管等は設置しない。
	積載 荷重	土石流堆積荷重	○	地表面及び構造物側方に考慮する。
		静止土圧	○	常時応力解析により設定する。
		外水圧	—	地下水位が底板底面より低い位置にあるため考慮しない。
		内水圧	○	輪谷貯水槽（西側）水槽内の容液による静水として考慮する。
		積雪荷重	○	地表面及び構造物天端に考慮する。
		風荷重	—	風荷重を受ける部材の受圧面積が小さいため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りの影響を受けないため考慮しない。
		永久上載荷重	○	構造物天端に置かれる設備を考慮する。
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		○	
	動水圧		○	地震時動水圧を付加質量により考慮する。

(1) 土石流堆積荷重

輪谷貯水槽（西側）周辺は、国土数値情報 土砂災害危険箇所データ（国土交通省国土政策局）によると土石流危険区域にあることから、土石流堆積荷重を考慮する。考慮する範囲を図 3.7-2 に示す。

土石流堆積荷重のうち鉛直方向成分は、構造物天端を除く地表面に考慮し、「土石流・流木対策設計技術指針解説」に基づき、以下の式により算定する。

$$P_{Ed1} = \gamma_s \cdot h \quad (1)$$

$$\left[ \begin{array}{l} P_{Ed1} : \text{土石流堆積荷重のうち鉛直成分 (kN/m}^2\text{)} \\ \gamma_s : \text{堆積した土石流の単位体積重量 (15.29kN/m}^3\text{)} \quad \text{式 (2) 参照} \\ h : \text{土石流の堆積高さ (1.32m)} * \end{array} \right.$$

注記\*：土石流危険区域①及び②から同時に流出した土石流が輪谷貯水槽（西側）廻りに堆積するものとして、土砂の堆積高さを算出する。

$$\gamma_s = C \cdot \sigma \cdot g \quad (2)$$

$$\left[ \begin{array}{l} \gamma_s : \text{堆積した土石流の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} \\ C : \text{溪床堆積土砂の容積密度 (0.6)} \\ \sigma : \text{礫の密度 (2,600kg/m}^3\text{)} \\ g : \text{重量加速度 (9.8m/s}^2\text{)} \end{array} \right.$$

土石流堆積荷重のうち水平方向成分は、構造物側壁のうち土石流が堆積し接する範囲に考慮し、「土石流・流木対策設計技術指針解説」に基づき、以下の式により算定する。なお、地震時土圧力係数 $C_{Ee}$ は、「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」の地震時主働土圧係数 $K_{EA1}$ 、 $K_{EA2}$ を踏まえ設定する。

$$P_{Ed2} = C_{Ee} \cdot \gamma_s \cdot h + C_{Ee} \cdot q \quad (3)$$

$$\left[ \begin{array}{l} P_{Ed2} : \text{土石流堆積荷重のうち水平成分 (kN/m}^2\text{)} \\ C_{Ee} : \text{地震時土圧力係数 式 (4) 参照} \\ h : \text{土圧が作用する深さ (m)} \\ \gamma_s : \text{堆積した土石流の単位体積重量 (15.29kN/m}^3\text{)} \quad \text{式 (2) 参照} \\ q : \text{上載荷重 (0kN/m}^2\text{)} \end{array} \right.$$



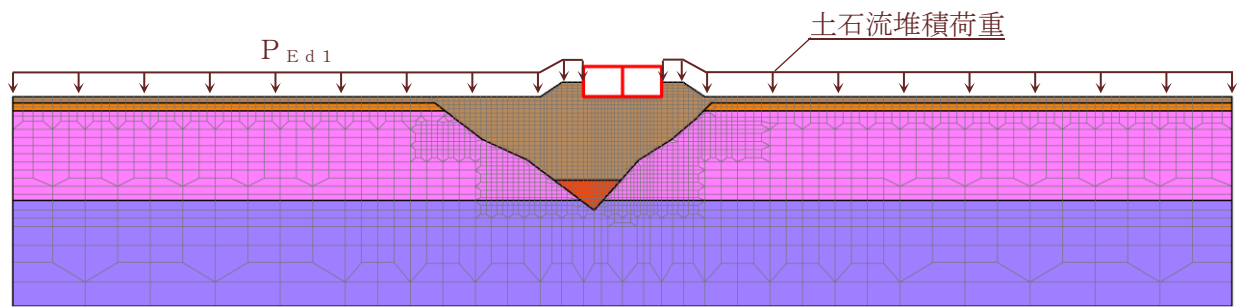
$$K_{EA1} = \frac{\cos(\theta_s - \phi_{res})(1 + \tan \theta \tan \theta_s)(1 + \tan \theta \tan \alpha)\{\tan(\theta_s - \phi_{res}) + \tan \theta_0\}}{\cos(\theta_s - \phi_{res} - \theta - \delta_E)(\tan \theta_s - \tan \alpha)} \quad (4)$$

$$K_{EA2} = \frac{\cos^2(\phi_{peak} - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_{peak} + \delta_E) \sin(\phi_{peak} - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2} \quad (5)$$

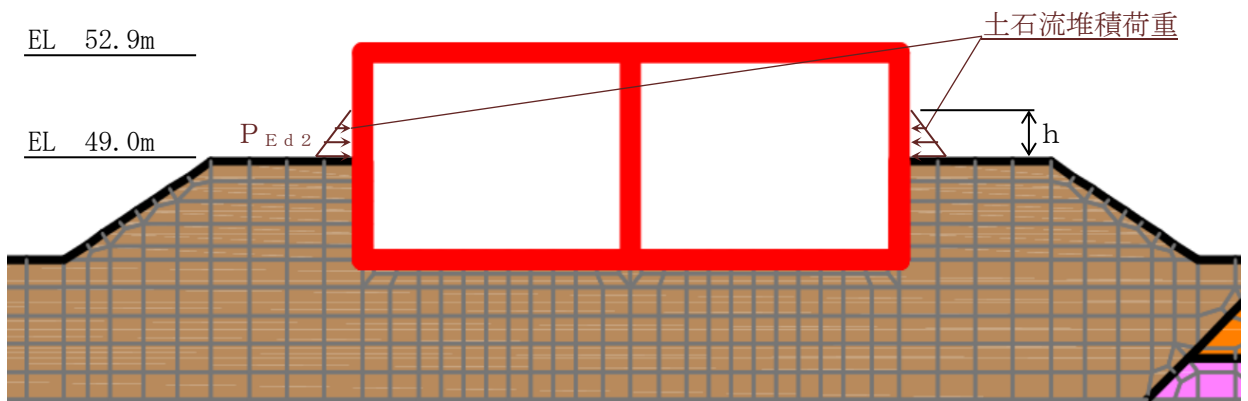
- $K_{EA1}$  : 水平震度を増加させながら、求められた一次主動破壊面を持つ土塊に作用する力の釣り合いを考えたときの地震時主動土圧係数  
 $K_{EA2}$  : 物部・岡部の方法において  $\phi = \phi_{peak}$  とした式 (5) により求められる地震時主動土圧係数  
 $\theta_s$  : すべり面と水平面のなす角 (°) 式 (6) 参照  
 $\phi_{res}$  : 背面土の残留強度時のせん断抵抗角 (35°)  
 $\theta$  : 壁背面と鉛直面とのなす角 (0°)  
 $\alpha$  : 地表面と水平面のなす角 (0°)  
 $\theta_0$  : 地震合成角 (°) で下式により算出する。  
 $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$   
 $k_h$  : 設計水平震度  
(短辺方向断面 : 0.654, 長辺方向断面 : 1.357)  
 $\delta_E$  : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (0°)  
 $\phi_{peak}$  : 背面土のピーク強度時のせん断抵抗角 (35°)

$$\cot(\theta_s - \alpha) = -\tan(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_{01}) \sin(\phi_{peak} + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \sin(\phi_{peak} - \alpha - \theta_{01})}} \quad (6)$$

- $\theta_s$  : すべり面と水平面のなす角 (°)  
 $\alpha$  : 地表面と水平面のなす角 (0°)  
 $\phi_{peak}$  : 背面土のピーク強度時のせん断抵抗角 (35°)  
 $\delta_E$  : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (0°)  
 $\theta$  : 壁背面と鉛直面とのなす角 (0°)  
 $\theta_{01}$  : 地震合成角 (°) で下式により算出する。  
 $\theta_{01} = \tan^{-1} k_{h1}$   
 $k_{h1}$  : 設計水平震度 (0)



鉛直方向成分



水平方向成分

图 3.7-2 土石流堆積荷重 概念图 (短边方向断面)

### 3.7.3 評価結果

短辺方向断面（A-A断面）の照査結果の最大照査値を表 3.7-2～表 3.7-6 に示す。  
また、長辺方向断面（B-B断面）の照査結果の最大照査値を表 3.7-7～表 3.7-11 に示す。

#### (1) 短辺方向断面（A-A断面）

表 3.7-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(構造物全体としての安定性確保の評価)

地震動	照査用ひずみ* $\varepsilon_d (\mu)$	限界ひずみ $\varepsilon_a (\mu)$	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_a$
S s - F 2 (++)	897	10000	0.09

注記\*：照査用ひずみ  $\varepsilon_d$  = 発生ひずみ  $\varepsilon$  × 構造解析係数  $\gamma_a$  (=1.2)

表 3.7-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(溢水影響の確認) (コンクリート)

地震動	照査用ひずみ* $\varepsilon_d (\mu)$	限界ひずみ $\varepsilon_a (\mu)$	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_a$
S s - F 2 (++)	517	2000	0.26

注記\*：照査用ひずみ  $\varepsilon_d$  = 発生ひずみ  $\varepsilon$  × 構造解析係数  $\gamma_a$  (=1.2)

表 3.7-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値  
(溢水影響の確認) (主筋)

地震動	照査用ひずみ* $\varepsilon_d (\mu)$	限界ひずみ $\varepsilon_a (\mu)$	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_a$
S s - F 2 (++)	1189	1725	0.69

注記\*：照査用ひずみ  $\varepsilon_d$  = 発生ひずみ  $\varepsilon$  × 構造解析係数  $\gamma_a$  (=1.2)

表 3.7-5 せん断破壊に対する最大照査値

地震動	せん断力* $V_d$ (kN/m)	せん断耐力 $V_a$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_a$
S s - F 2 (++)	380	844	0.46

注記\*：照査用せん断力  $V_d$  = 発生せん断力  $V$  × 構造解析係数  $\gamma_a$  (=1.05)

表 3.7-6 支持性能に対する最大照査値

地震動	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
S <sub>s</sub> -F 2 (++)	0.76	1.2	0.64

(2) 長辺方向断面 (B-B断面)

表 3.7-7 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(構造物全体としての安定性確保の評価)

地震動	照査用ひずみ* ε <sub>d</sub> (μ)	限界ひずみ ε <sub>a</sub> (μ)	照査値 ε <sub>d</sub> / ε <sub>a</sub>
S <sub>s</sub> -D (++)	54	10000	0.01

注記\* : 照査用ひずみ ε<sub>d</sub> = 発生ひずみ ε × 構造解析係数 γ<sub>a</sub> (=1.2)

表 3.7-8 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(溢水影響の確認, コンクリート)

地震動	照査用ひずみ* ε <sub>d</sub> (μ)	限界ひずみ ε <sub>a</sub> (μ)	照査値 ε <sub>d</sub> / ε <sub>a</sub>
S <sub>s</sub> -D (++)	42	2000	0.03

注記\* : 照査用ひずみ ε<sub>d</sub> = 発生ひずみ ε × 構造解析係数 γ<sub>a</sub> (=1.2)

表 3.7-9 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(溢水影響の確認, 主筋)

地震動	照査用ひずみ* ε <sub>d</sub> (μ)	限界ひずみ ε <sub>a</sub> (μ)	照査値 ε <sub>d</sub> / ε <sub>a</sub>
S <sub>s</sub> -D (++)	146	1725	0.09

注記\* : 照査用ひずみ ε<sub>d</sub> = 発生ひずみ ε × 構造解析係数 γ<sub>a</sub> (=1.2)

表 3.7-10 せん断破壊に対する最大照査値

地震動	せん断力* V <sub>d</sub> (kN/m)	せん断耐力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V <sub>d</sub> / V <sub>a</sub>
S <sub>s</sub> -D (++)	129	856	0.15

注記\* : 照査用せん断力 V<sub>d</sub> = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ<sub>a</sub> (=1.05)

表 3.7-11 支持性能に対する最大照査値

地震動	最大接地圧 P (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力度 P <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 P / P <sub>u</sub>
S s - D (++)	0.75	1.2	0.63

## 4. 輪谷貯水槽（東側）

### 4.1 輪谷貯水槽（東側）の溢水防護に関する方針及び防護対策

VI-1-1-9-4「溢水影響に関する評価」のうち屋外タンク等からの溢水に対する評価において、輪谷貯水槽（東側）は基準地震動 $S_s$ による地震力に対して側壁の損傷を考慮していないが、天端が開口しているためスロッシングによる溢水を考慮する。

### 4.2 評価方法

輪谷貯水槽（東側）は、水槽内部の水の溢水を側壁及び底版により防ぐ構造となっており、基準地震動 $S_s$ に対して、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施する。構造部材の健全性評価としては、構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。

### 4.3 評価条件

#### 4.3.1 適用規格

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・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，2005年）
- ・道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002 年）
- ・コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2007 年）

表 4.3-1 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] (土木学会, 2002年)	鉄筋コンクリートの材料諸元 (単位体積重量, ヤング係数, ポアソン比)
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] (土木学会, 2002年)	永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	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, 2005年)	曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 発生ひずみが限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%) 以下であることを確認
	コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会, 2007年制定)	せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認
	コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002年)	曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として, 発生ひずみが限界ひずみ (コンクリート圧縮 2000 $\mu$ , 主筋ひずみ 1175 $\mu$ ) 以下であることを確認
	道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日本道路協会 平成 14年 3月)	基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認
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 (日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

#### 4.3.2 構造概要

輪谷貯水槽（東側）の位置図を図4.3-1に示す。

輪谷貯水槽（東側）の平面図を図4.3-2に、断面図を図4.3-3に、概略配筋図を図4.3-4に示す。

輪谷貯水槽（東側）は、鉄筋コンクリート造の箱型構造物である。

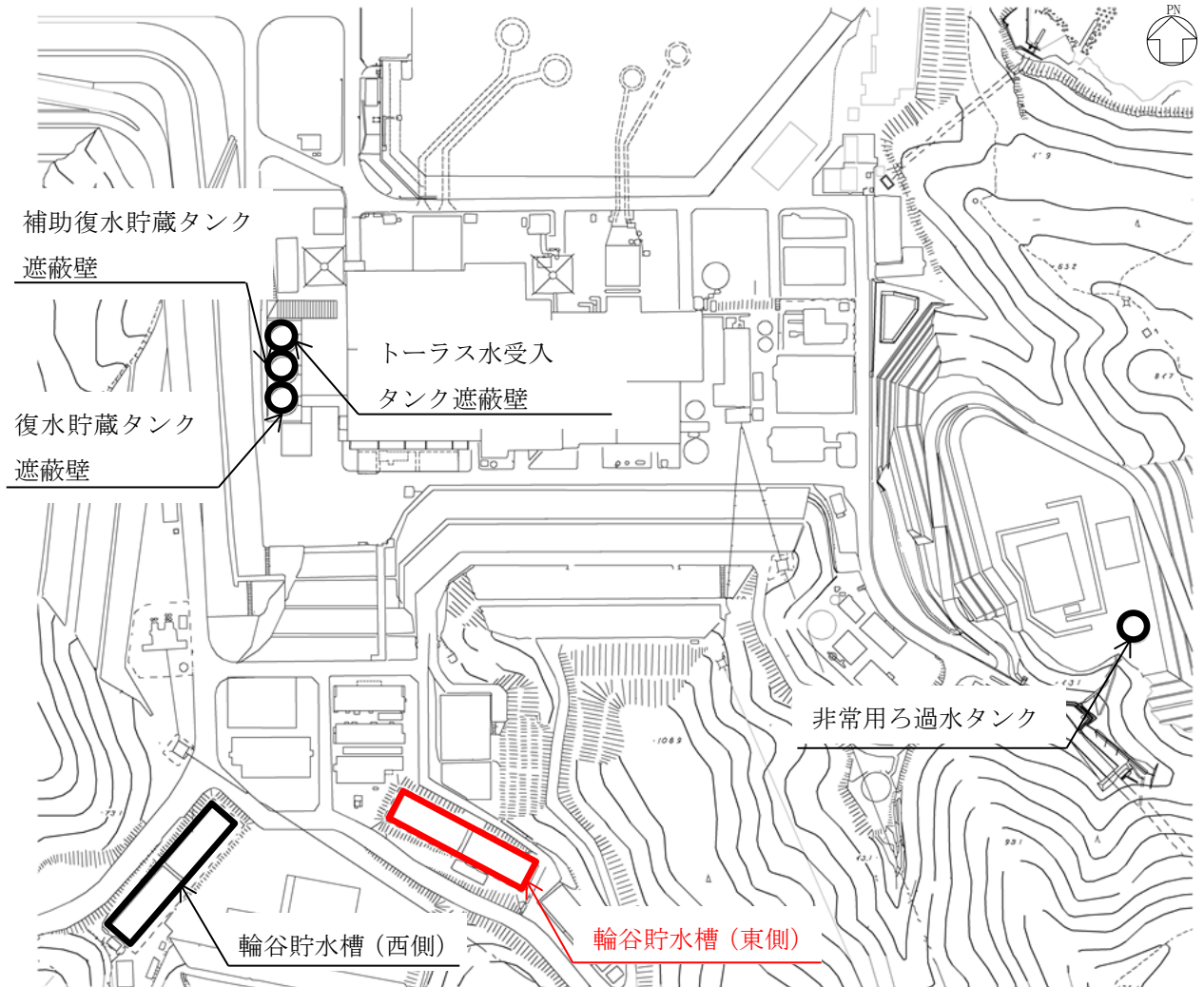


図4.3-1 輪谷貯水槽（東側）位置図



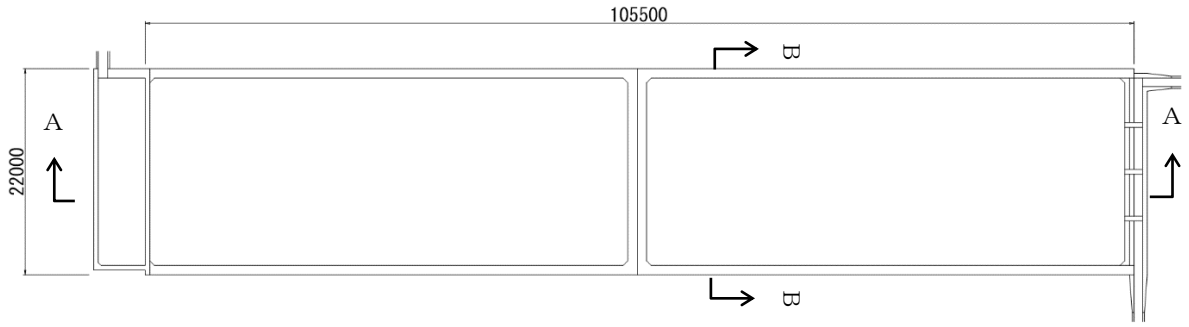
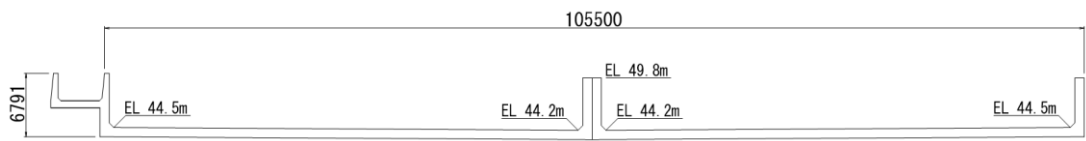


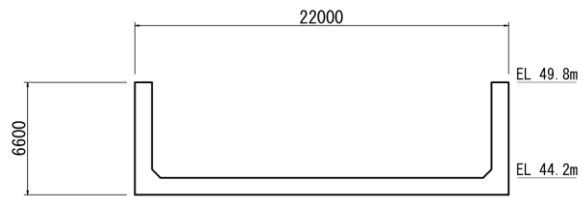
图 4.3-2 輪谷貯水槽（東側） 平面図

(单位: mm)



(单位: mm)

图 4.3-3(1) 輪谷貯水槽（東側） 断面図（A-A断面）



(单位: mm)

图 4.3-3(2) 輪谷貯水槽（東側） 断面図（B-B断面）

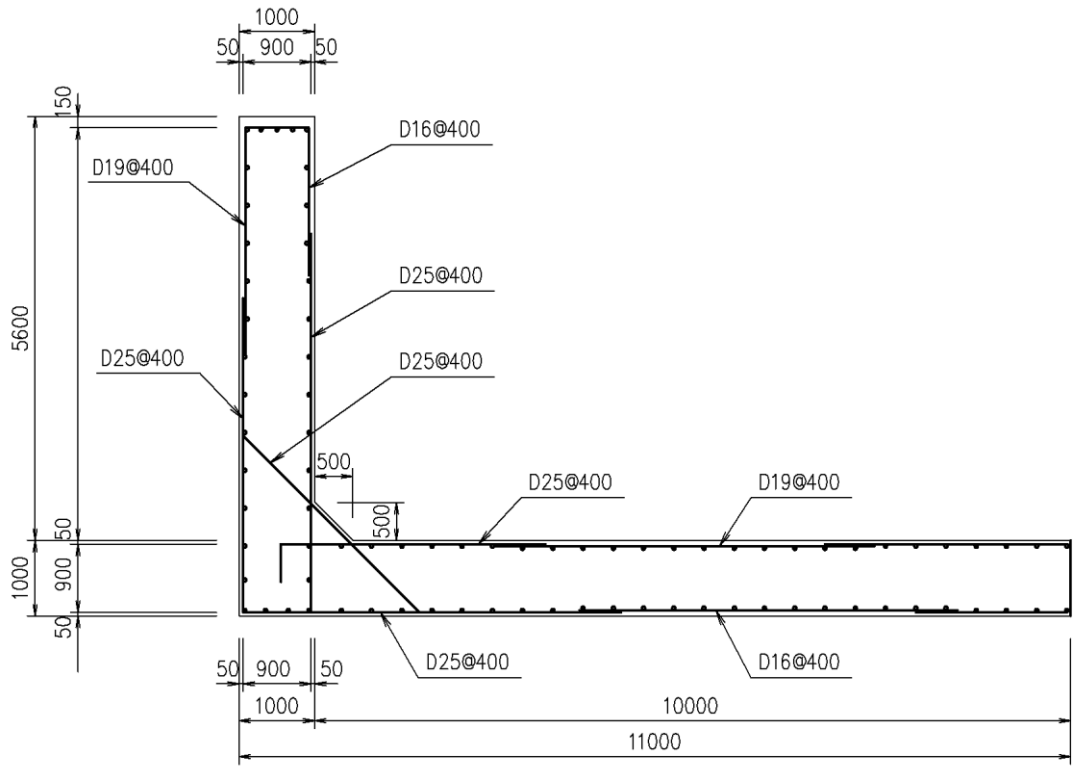


图 4.3-4 輪谷貯水槽（東側） 概略配筋図

(单位:mm)

#### 4.3.3 評価対象断面の方向

長辺方向，短辺方向加振共に，耐震要素として機能する妻壁同士の離隔が大きいことから，弱軸断面となる方向が明確でない。そのため，長辺方向，短辺方向共に評価を実施する。

#### 4.3.4 評価対象断面の選定

「4.3.3 評価対象断面の方向」に示すとおり，評価対象断面は，短辺方向，長辺方向両方から選定する。短辺方向の評価対象断面は水槽の中心を通るA-A断面とする。長辺方向の評価対象断面は水槽の中心を通るB-B断面とする。輪谷貯水槽（東側）の評価対象断面位置図を図4.3-5に示す。

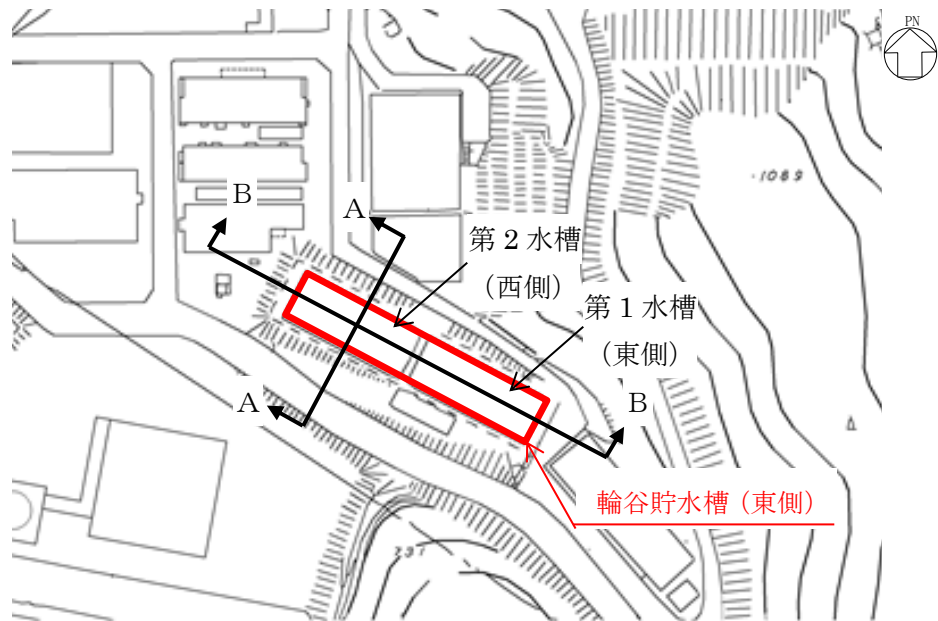


図 4.3-5 輪谷貯水槽（東側） 評価対象断面位置図

#### 4.3.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 4.3-2 に、材料の物性値を表 4.3-3 に示す。

表 4.3-2 使用材料

材料		仕様
輪谷貯水槽（東側）	コンクリート	設計基準強度 17.7N/mm <sup>2</sup>
	鉄筋	SR235

表 4.3-3 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比
輪谷貯水槽（東側）	2.19×10 <sup>4</sup>	24.0	0.2

#### 4.3.6 地盤物性値

地盤については、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4.3-4及び表4.3-5に示す。

表4.3-4 地盤の解析用物性値（岩盤）

層番号	S波速度 $V_s$ (m/s)	P波速度 $V_p$ (m/s)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断弾性係数 $G$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	減衰定数 $h$ (%)
②層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
③層	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
④層	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
⑤層	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
⑥層*	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記\*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表4.3-5 地盤の解析用物性値（埋戻土，D級岩盤，旧表土）

			解析用物性値		
			埋戻土	D級岩盤	旧表土
物理特性	密度	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.11	2.28	2.00
強度特性	初期せん断強度	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.22	0.11	0.03
	内部摩擦角	$\phi$ (°)	22	6	21
動的変形特性	初期せん断弾性係数	$G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G_0=749 \sigma^{0.66}$ (N/mm <sup>2</sup> ) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00027)$	$G_0=148 \sigma^{0.49}$ (N/mm <sup>2</sup> ) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00062)$	$G_0=240 \sigma^{0.61}$ (N/mm <sup>2</sup> ) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.0011)$
	動ポアソン比	$\nu_d$	0.45	0.45	0.45
減衰特性	減衰定数	$h$	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{0.85}$	$\gamma \leq 1 \times 10^{-4}: h=0.023$ $\gamma > 1 \times 10^{-4}: h=0.023$ $+0.071 \cdot \log(\gamma/0.0001)$	$h=0.20 \gamma / (\gamma + 0.000413)$

#### 4.3.7 評価構造物諸元

輪谷貯水槽（東側）の諸元を表 4.3-6 及び表 4.3-7 に、評価部位を図 4.3-6 及び図 4.3-7 に示す。

表 4.3-6 評価部位とその仕様(A-A断面)

部位		仕様		材料	
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋
側壁	1	5600	1000	17.7	SR235
側壁	2	5600	1000	17.7	SR235
底版	3	20000	1000	17.7	SR235

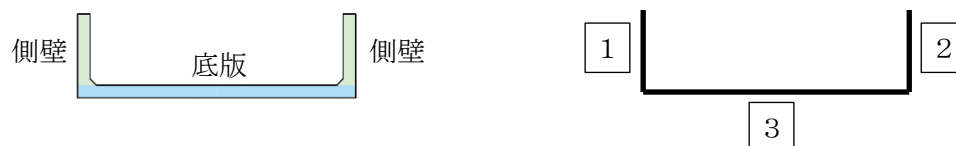


図 4.3-6 評価部位位置図

表 4.3-7 評価部位とその仕様(B-B断面)

部位			仕様		材料	
			部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋
西側	側壁	1	5600	1000	17.7	SR235
	側壁	2	5600	1000	17.7	SR235
	底版	3	51000	1000	17.7	SR235
東側	側壁	4	5600	1000	17.7	SR235
	側壁	5	5600	1000	17.7	SR235
	底版	6	51000	1000	17.7	SR235

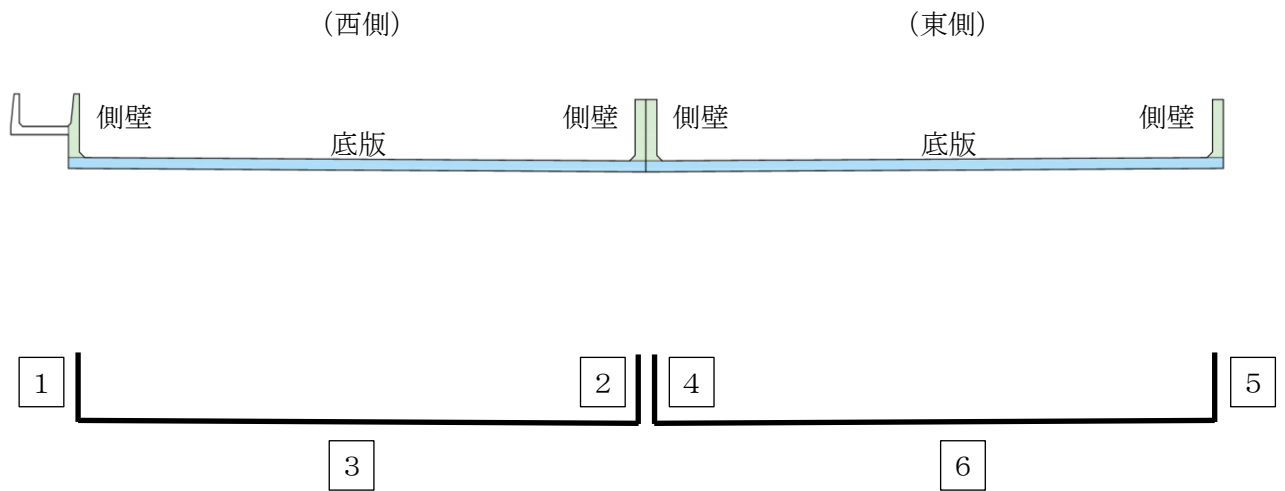


図 4.3-7 評価部位位置図

#### 4.3.8 地下水位

設計地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位の一覧を表4.3-8に示す。なお、輪谷貯水槽（東側）の直下に位置する沢筋には、暗渠排水管を設置しており、地下水位の上昇を抑制している。

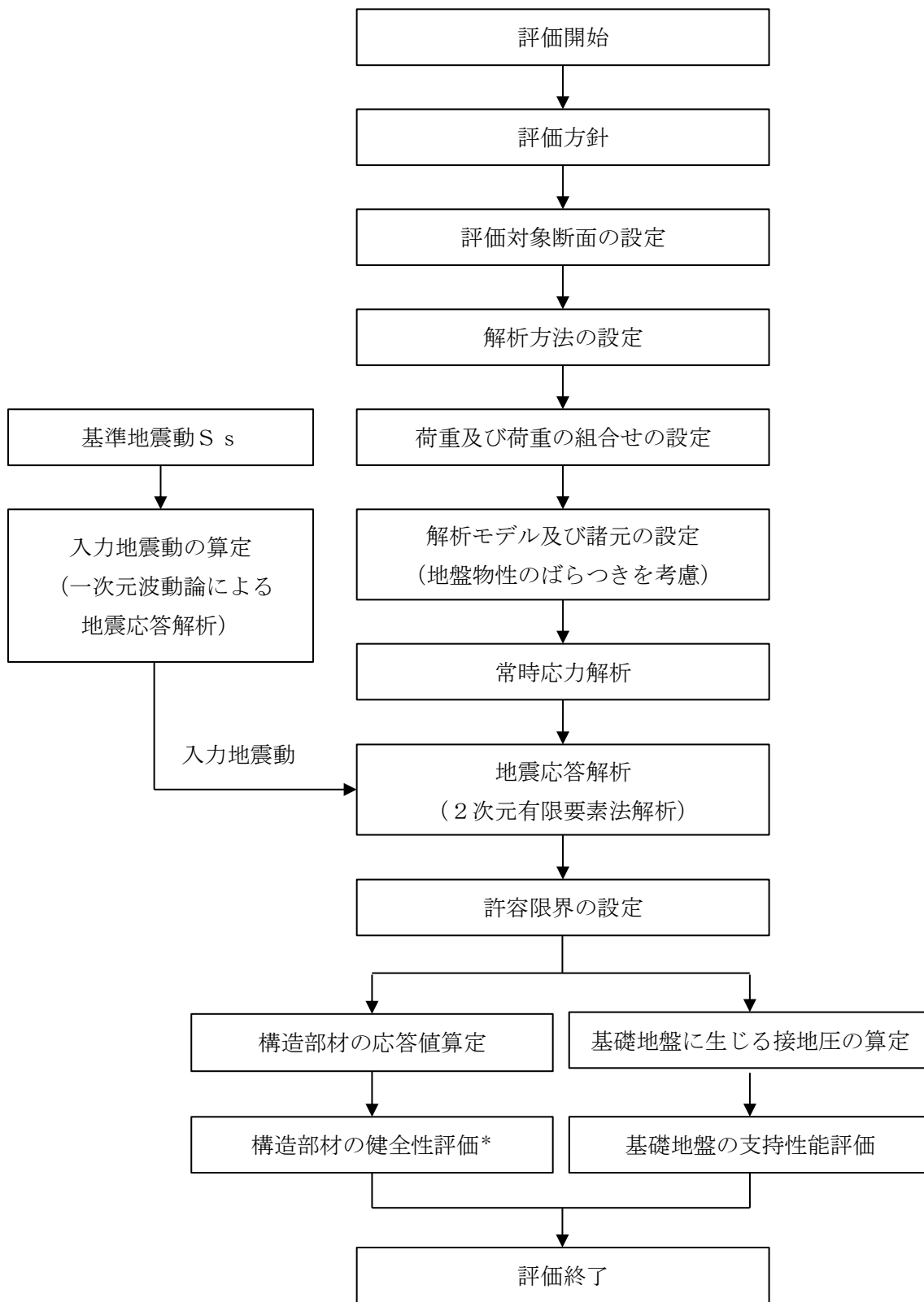
表 4.3-8 設計地下水位の一覧

施設名称	設計地下水位 (ELm)	備考
輪谷貯水槽（東側）	地下水位が構造物下端より十分低いため考慮しない。	3次元浸透流解析による



4.3.9 耐震評価フロー

輪谷貯水槽（東側）の耐震評価フローを図 4.3-8 に示す。



注記\*：構造物全体としての安定性確保を評価した上で、溢水影響の確認を実施する。

図 4.3-8 輪谷貯水槽（東側）の耐震評価フロー

## 4.4 地震応答解析

### 4.4.1 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2次元有限要素法解析を用いて、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。

解析手法については、図4.4-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

輪谷貯水槽（東側）は、施設周辺の地下水位が底版より低いことから、解析手法は「①全応力解析」とする。

構造部材については、ファイバーモデルで考慮する。また、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、岩盤は線形でモデル化する。埋戻土、旧表土及び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（修正GHE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「TDA P III」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

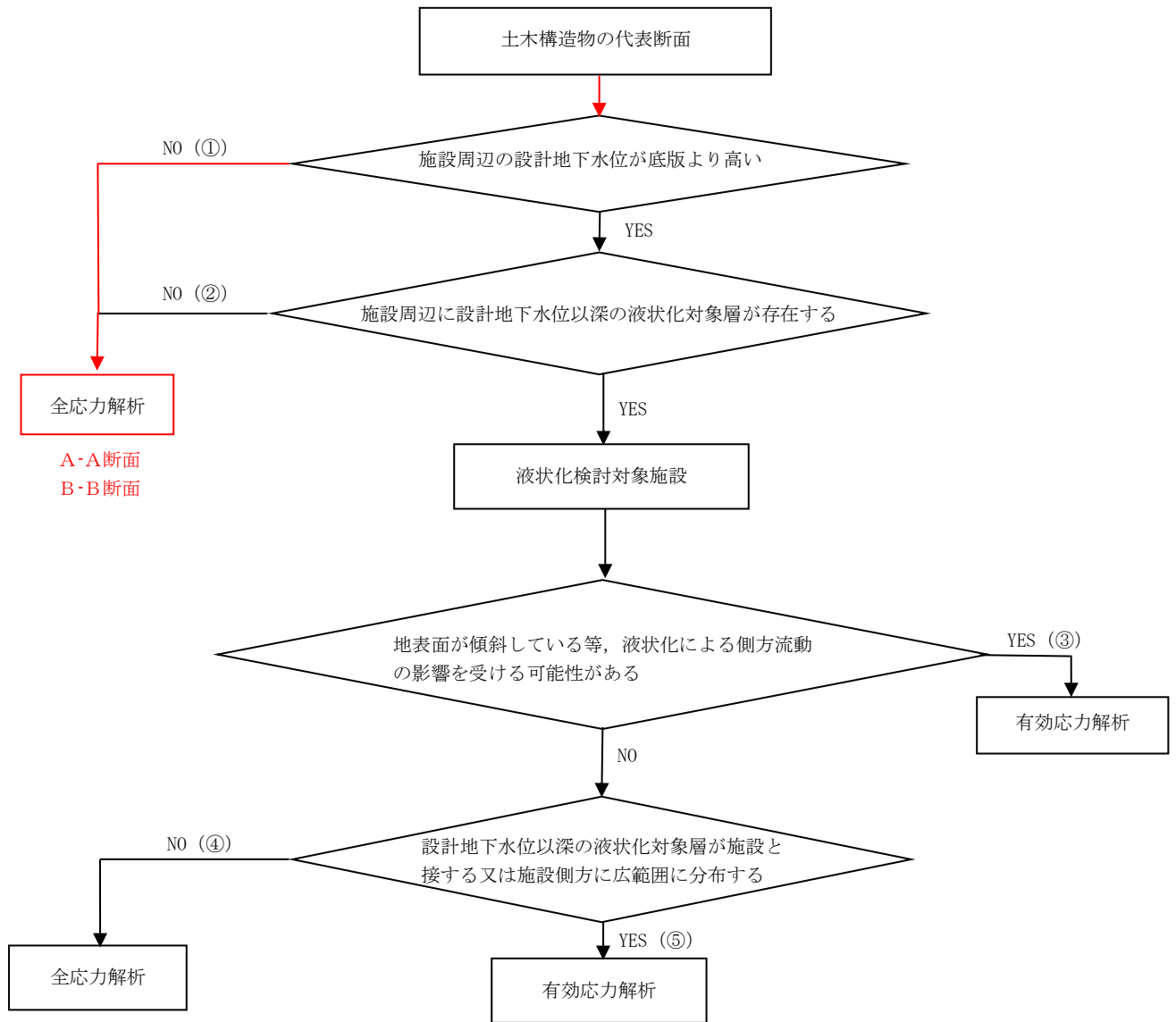


図 4.4-1 解析手法の選定フロー

#### 4.4.2 地震応答解析モデルの設定

##### (1) 解析モデル領域

地震応答解析モデルのモデル化領域を図 4.4-2 に示す。

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、「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)」を参考に、モデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 1.5 倍～2 倍確保している。

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 程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「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, 2005 年)」に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

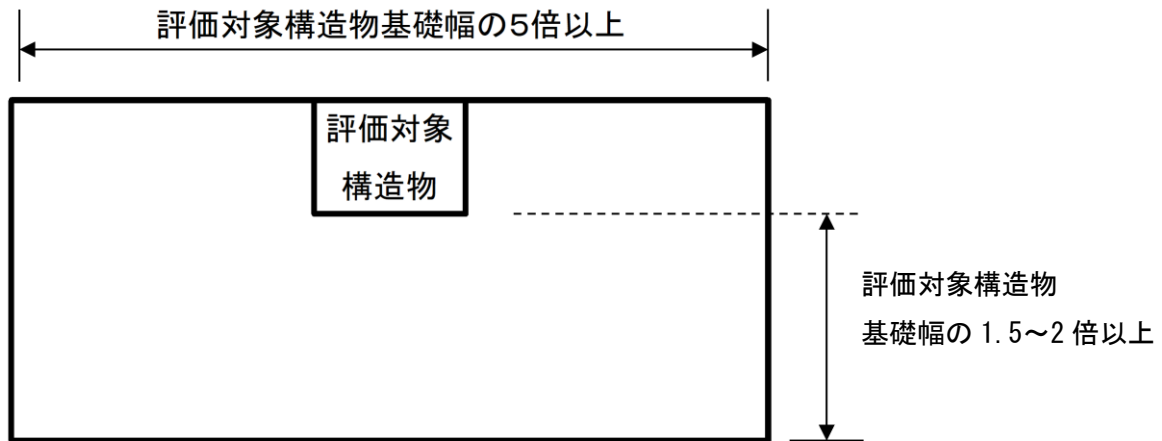


図 4.4-2 モデル化範囲の考え方

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側方境界はフリーとする。

境界条件の概念図を図 4.4-3 に示す。

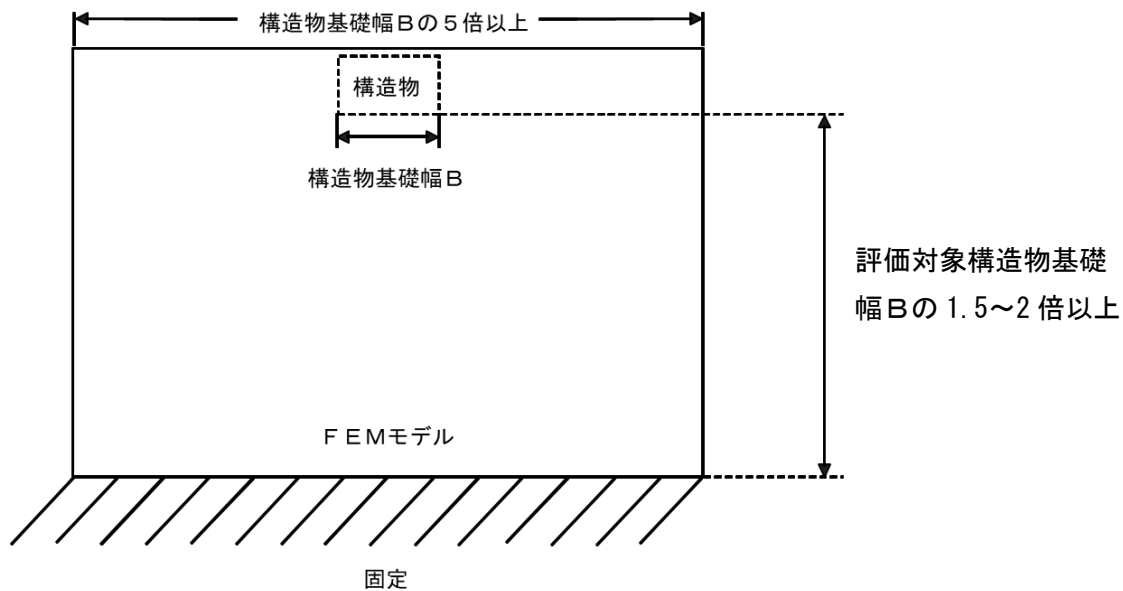


図 4.4-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時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 4.4-4 に示す。

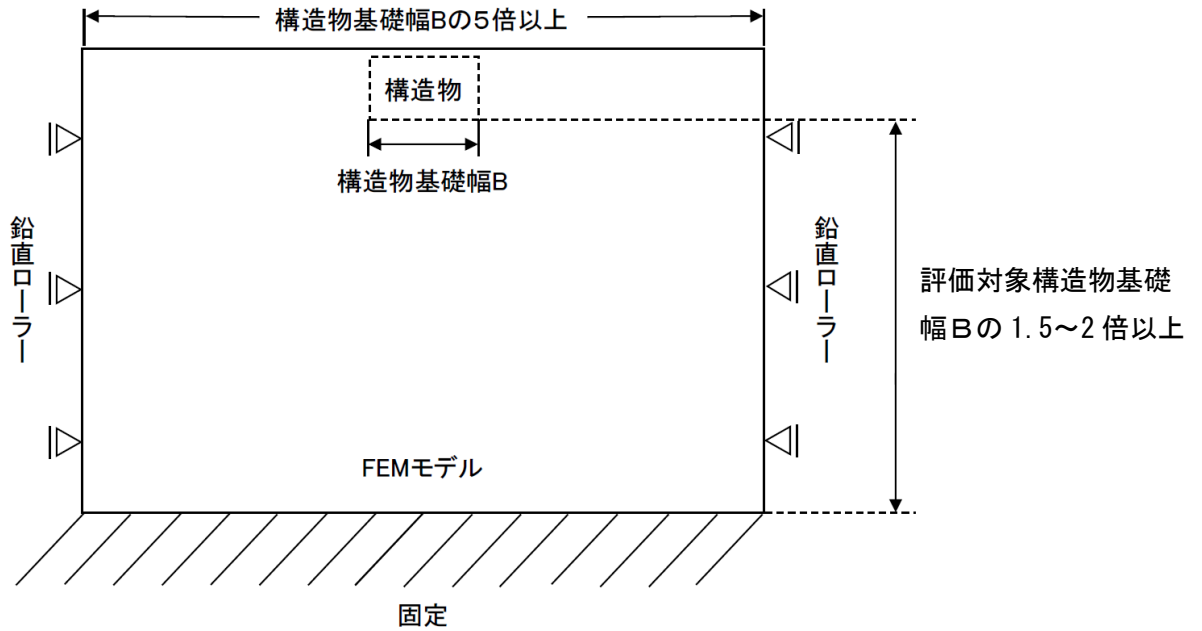


図 4.4-4 常時応力解析における境界条件の概念図

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。

境界条件の概念図を図 4.4-5 に示す。

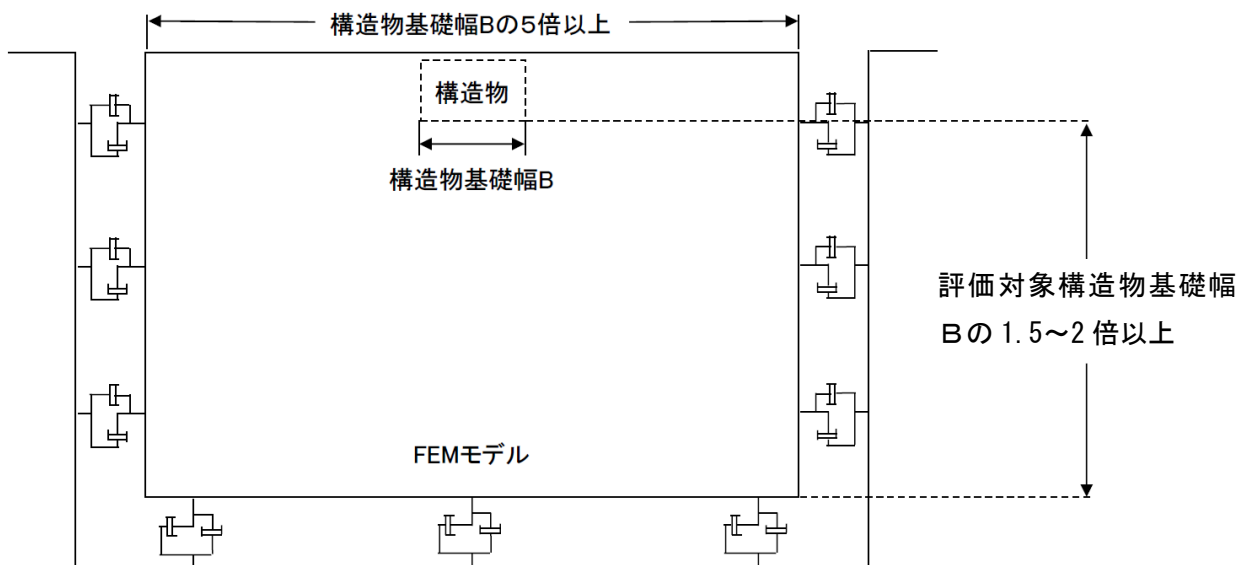


図 4.4-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

輪谷貯水槽（東側）は，非線形はり要素でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は，線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土，旧表土及びD級岩盤は，地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

地質構造及び速度層標高は，近傍の地質調査結果及びガスタービン発電機建物周辺の地質断面図からの投影標高とし，解析用地盤断面図を図 4.4-6 及び図 4.4-7 に示す。



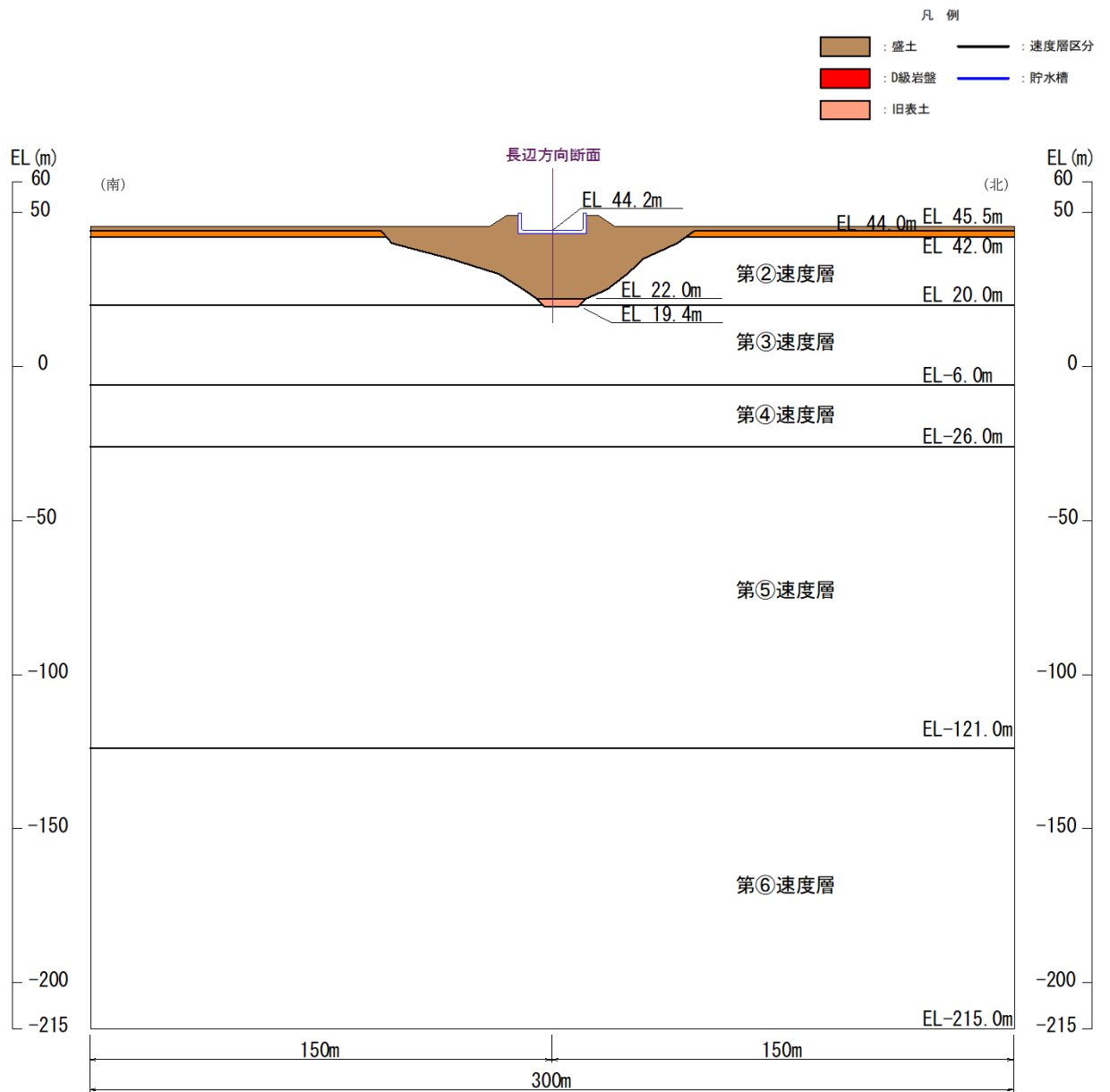


图 4.4-6 解析用地盤断面图 (A-A断面)

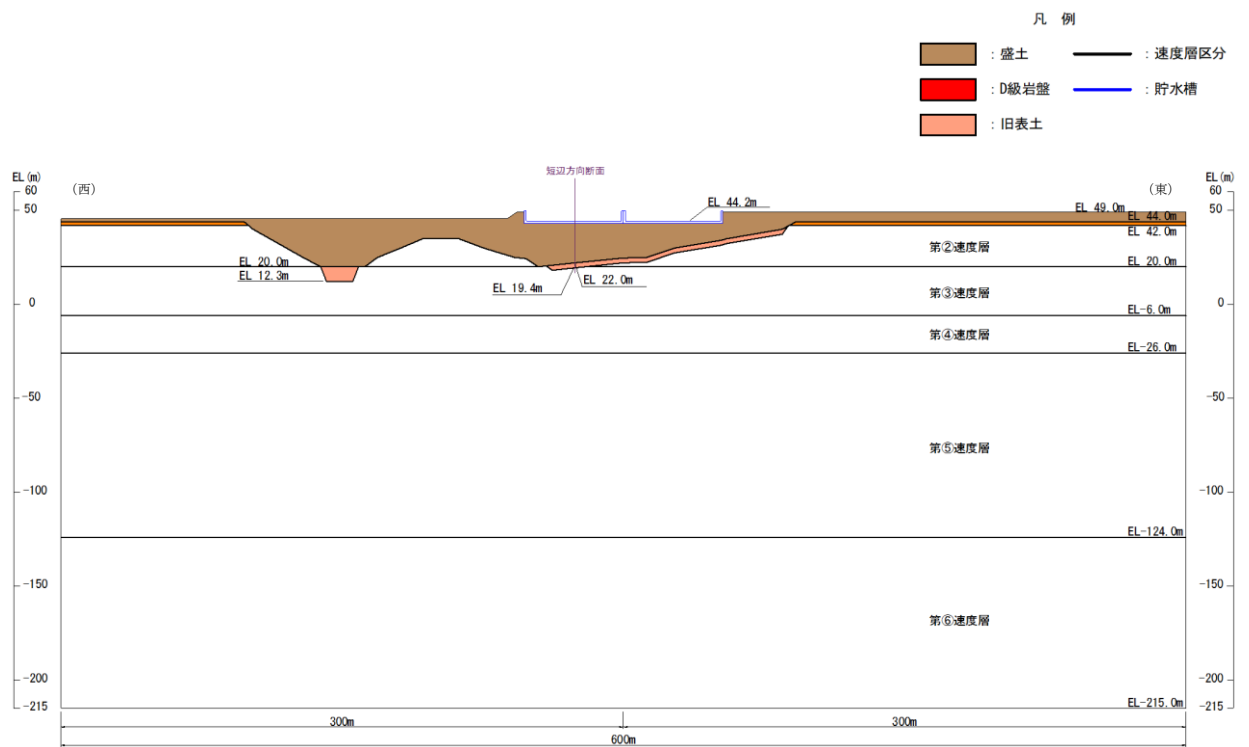


図 4.4-7 解析用地盤断面図 (B-B 断面)

(5) 地震応答解析モデル

解析用地盤断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図 4.4-8 及び図 4.4-9 に示す。

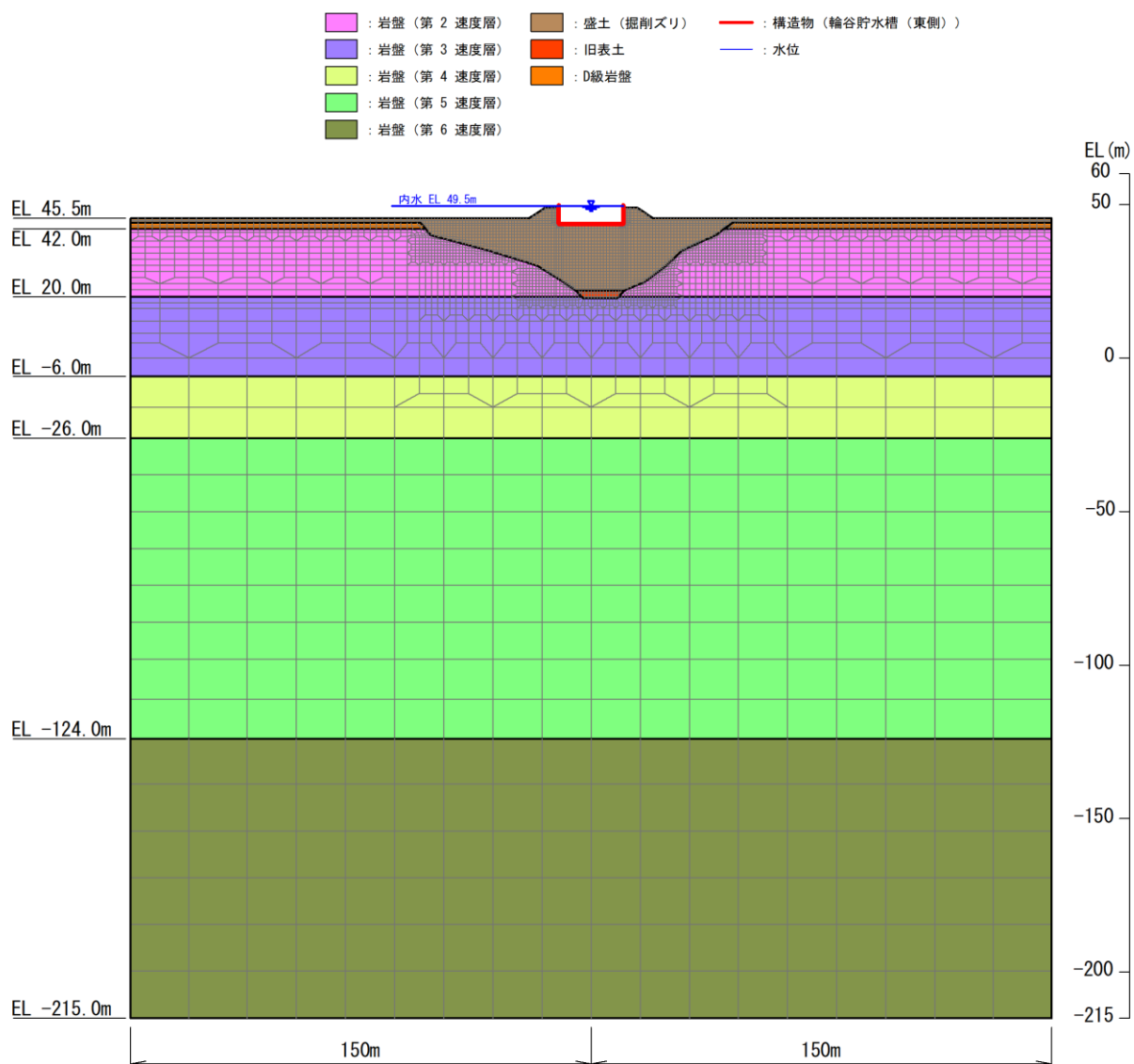


図 4.4-8 輪谷貯水槽 (東側) 地震応答解析モデル図 (A-A断面)

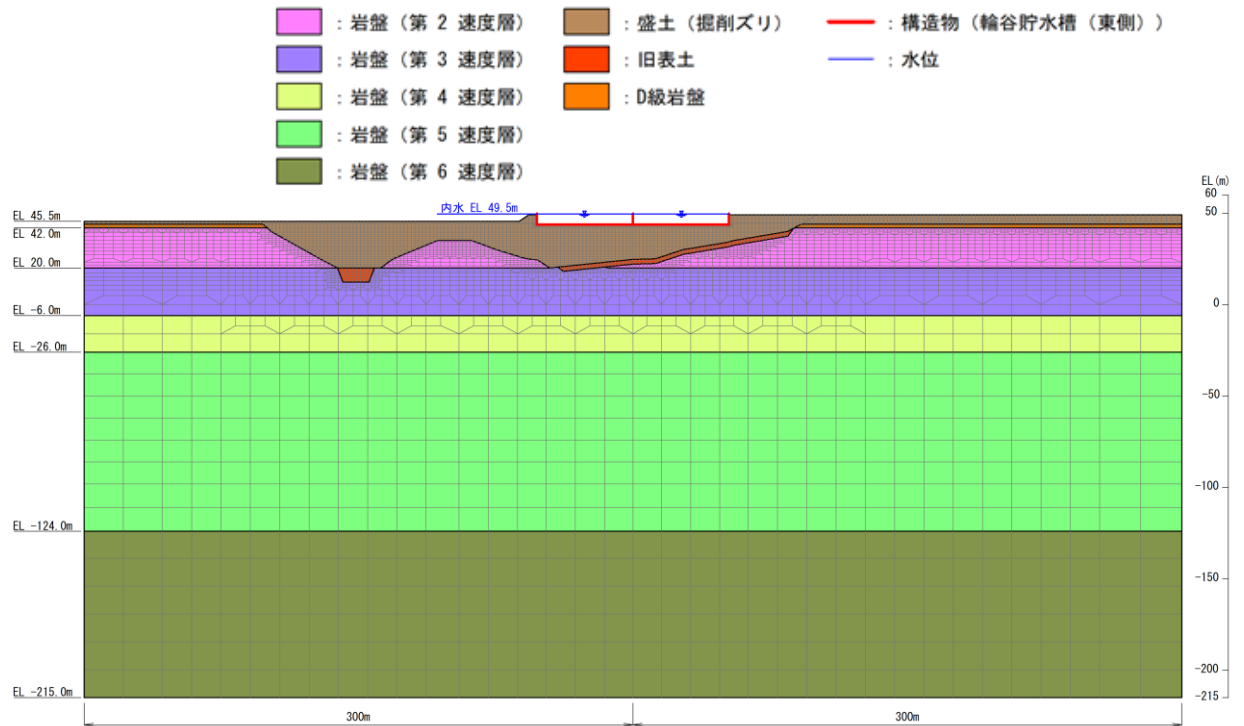


図 4.4-9 輪谷貯水槽 (東側) 地震応答解析モデル図 (B-B 断面)

(6) ジョイント要素

地盤と構造物と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生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

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  $\phi$  は埋戻土の  $c$ 、 $\phi$  とする。側壁側方及び底版下部の埋戻土の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は、「道路土工・擁壁工指針（日本道路協会 1999 年）」に基づき表 4.4-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は表 4.4-2 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

ここに、 $\tau_f$  : せん断強度  
 $c$  : 粘着力 (= 初期せん断強度  $\tau_0$ )  
 $\phi$  : 内部摩擦角

表 4.4-1 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> )	$\tan \phi$ ( $\phi$ : 内部摩擦角 (°))
埋戻土 (側壁側方)	0	0.26
埋戻土 (底版下部)	0	0.6

表 4.4-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
材料 1	材料 2		
輪谷貯水槽 (東側)	埋戻土	材料 2 の $c$	材料 2 の $\phi$

ジョイント要素のばね定数は、「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，2005年）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 4.4-3 にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図 4.4-10 に，ジョイント要素の配置概念図を図 4.4-11 に示す。

表 4.4-3 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 $k_n$ ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$

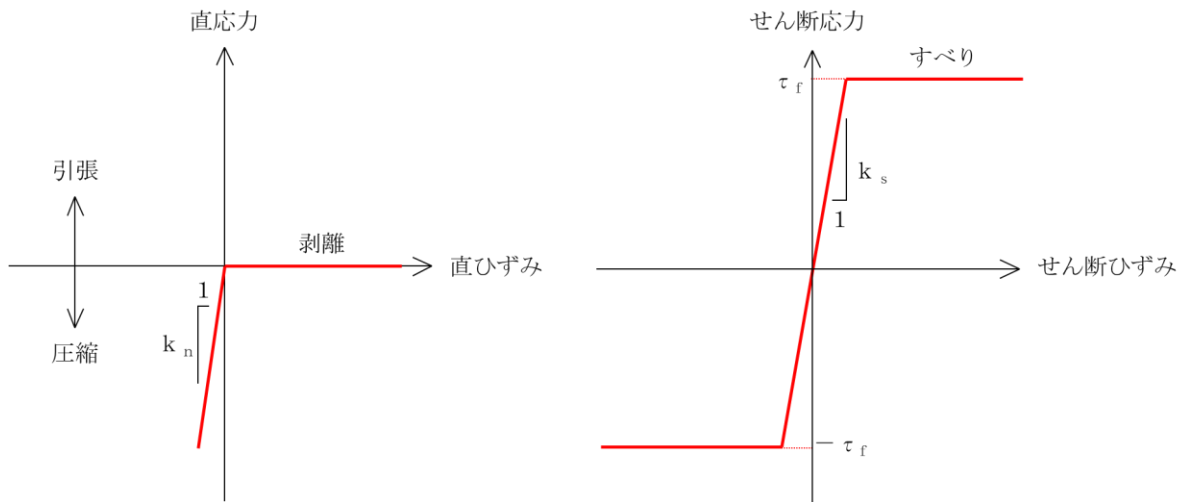


図 4.4-10 ジョイント要素の力学特性

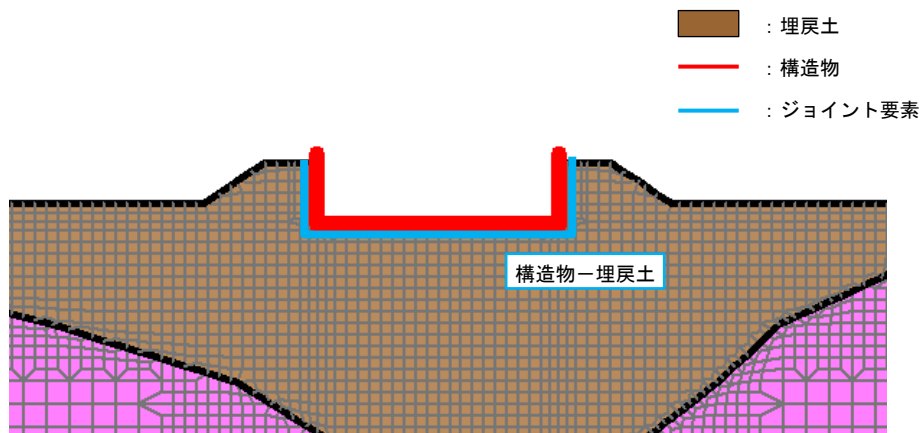


図 4.4-11 ジョイント要素の概念図

(7) 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、ファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化する。ファイバーモデルは、はり要素の断面を層状に分割し各層に材料の非線形特性を考慮する材料非線形モデルであり（図 4.4-12 参照），図 4.4-13 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

また，図 4.4-14 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

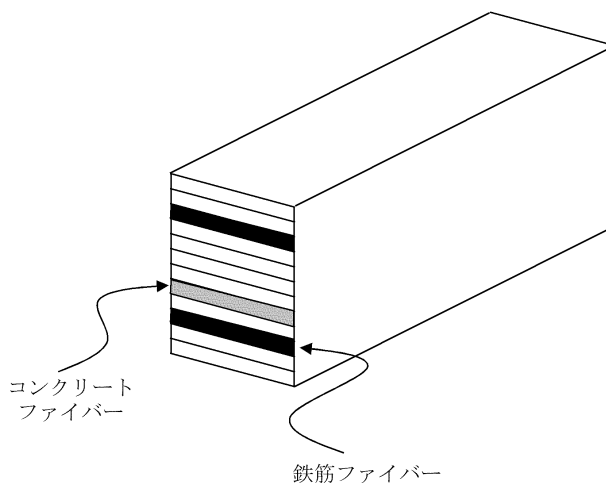
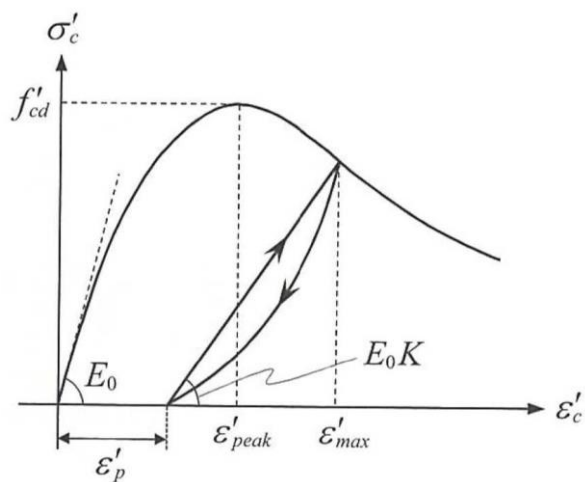
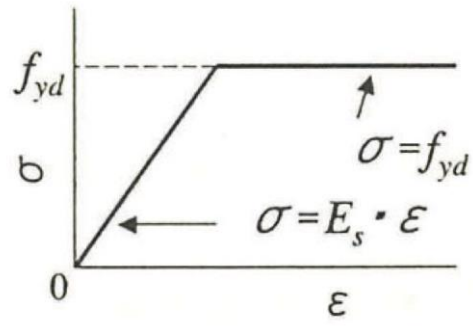


図 4.4-12 ファイバーモデルの概念図



(コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2017年制定）より引用)

図 4.4-13 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）



(コンクリート標準示方書 2002 より引用)

図 4.4-14 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)



#### 4.4.3 減衰定数

減衰定数は、「補足-026-01 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、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、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 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 4.4-15 に示す。

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

[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

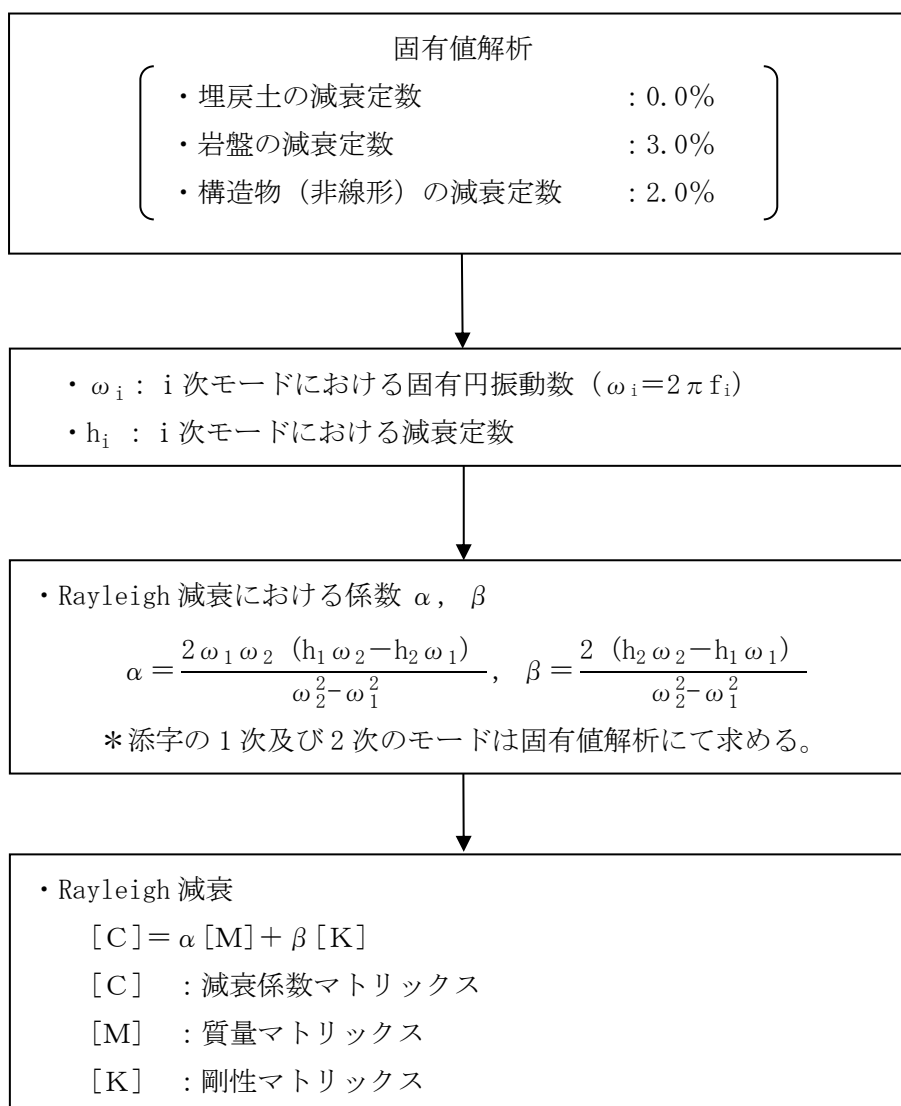


図 4.4-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$  ,  $\beta$  は, 低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して, その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して, 固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお, 卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが, 係数  $\alpha$  ,  $\beta$  が負値となる場合は当該モードを選定しない。

A-A断面及びB-B断面の固有値解析結果の一覧を表 4.4-4 及び表 4.4-5 に, 固有値解析におけるモード図を図 4.4-16~図 4.4-19 に, 係数  $\alpha$  ,  $\beta$  を表 4.4-6 に, 固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 4.4-20 及び図 4.4-21 に示す。

表 4.4-4 固有値解析結果 (A-A断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比(%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	1.663	67	0	364.0	-0.02528	1次として採用
2	3.661	0	44	-0.4862	-296.3	—
3	4.050	18	0	-189.8	1.326	2次として採用
4	4.173	0	23	-0.4533	-213.8	—
5	4.708	0	0	-9.457	-0.5649	—
6	5.445	1	0	46.47	-0.0983	—
7	6.298	0	8	-0.3276	-126.9	—
8	6.625	0	0	-2.877	23.81	—
9	6.873	4	0	-89.25	0.9126	—
10	7.036	0	1	9.672	43.61	—

表 4.4-5 固有値解析結果 (B-B断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比(%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	1.891	70	0	528.1	-2.116	1次として採用
2	2.711	0	7	10.20	164.5	—
3	3.602	1	0	-64.93	5.368	—
4	3.916	9	0	-189.1	21.15	2次として採用
5	3.979	0	30	8.011	345.2	—
6	4.251	2	0	-101.0	-49.34	—
7	4.411	1	1	-15.37	39.21	—
8	4.497	0	22	-12.96	-296.2	—
9	4.725	0	7	-56.48	168.6	—
10	5.121	1	0	-33.18	35.08	—

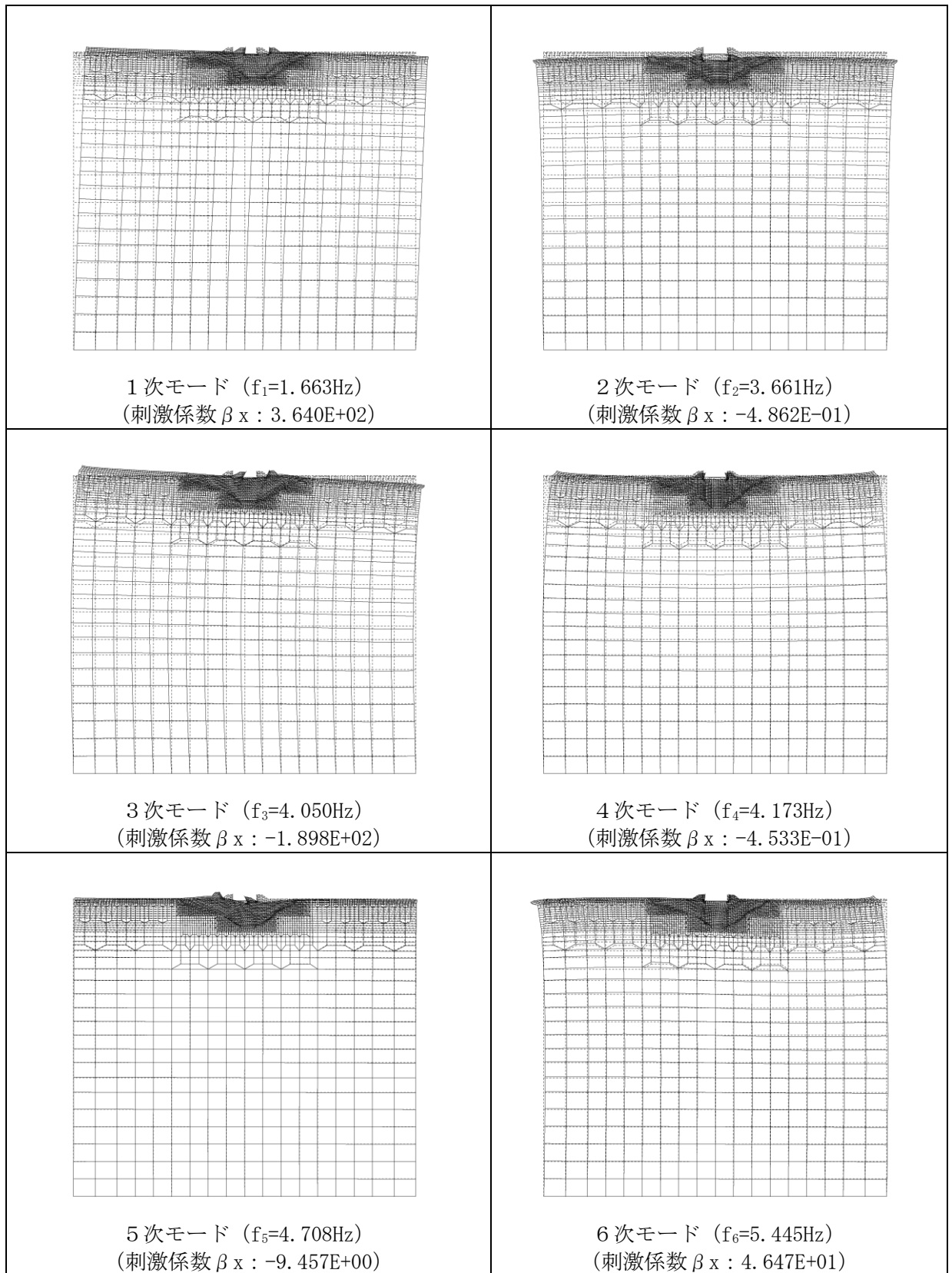


図 4.4-16 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

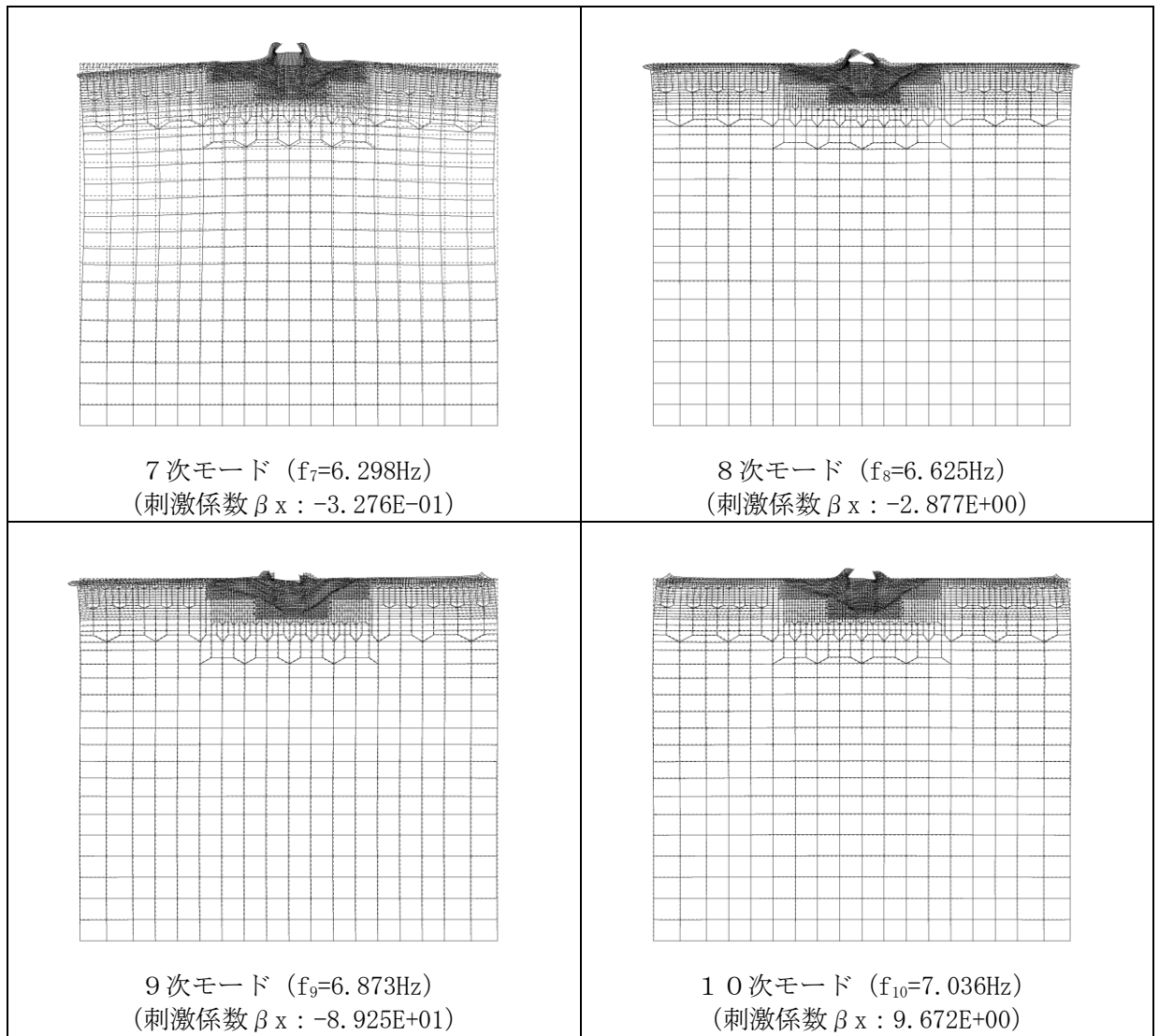


図 4.4-17 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

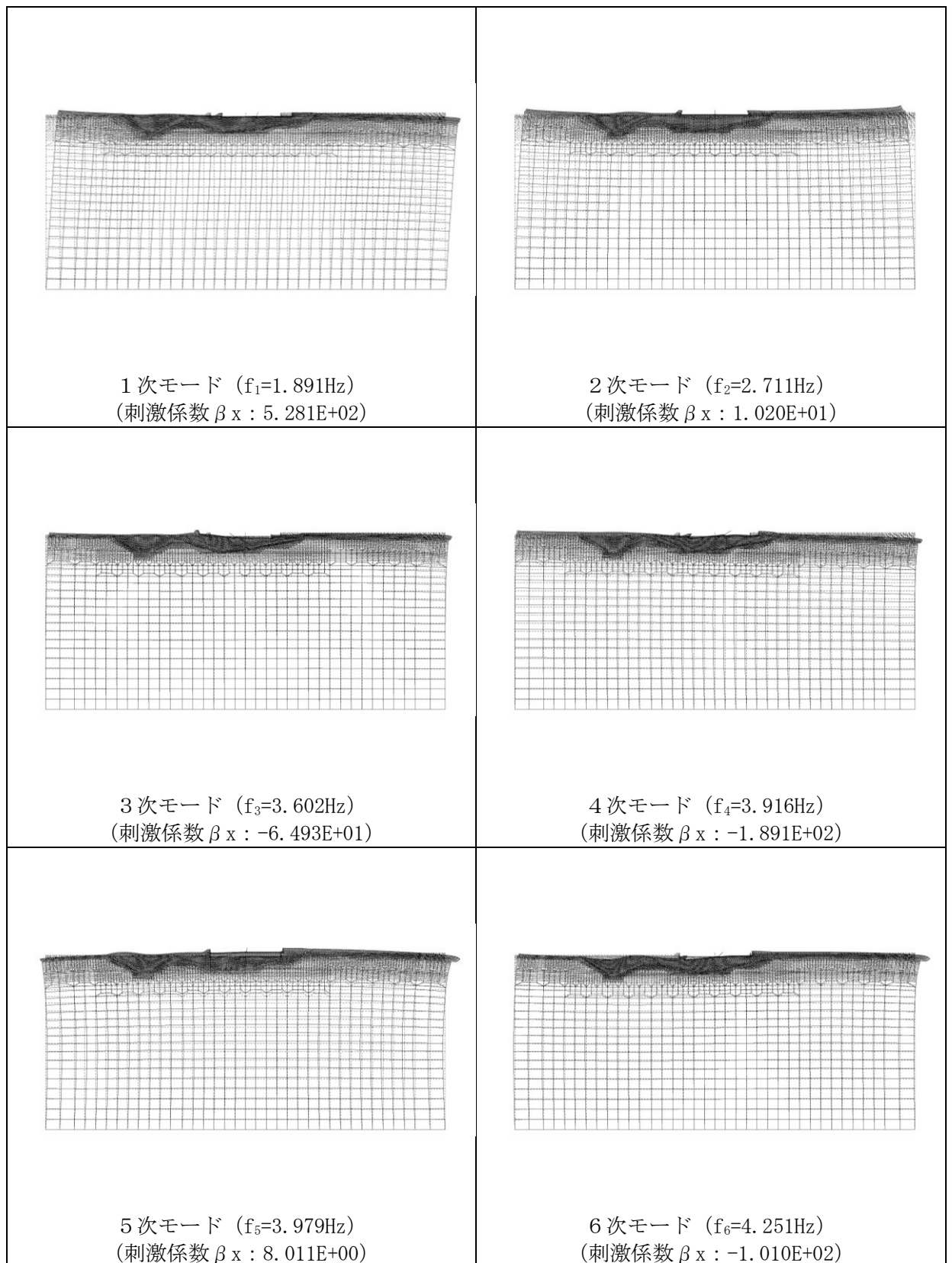


図 4.4-18 固有値解析結果 (モード図) (B-B断面)

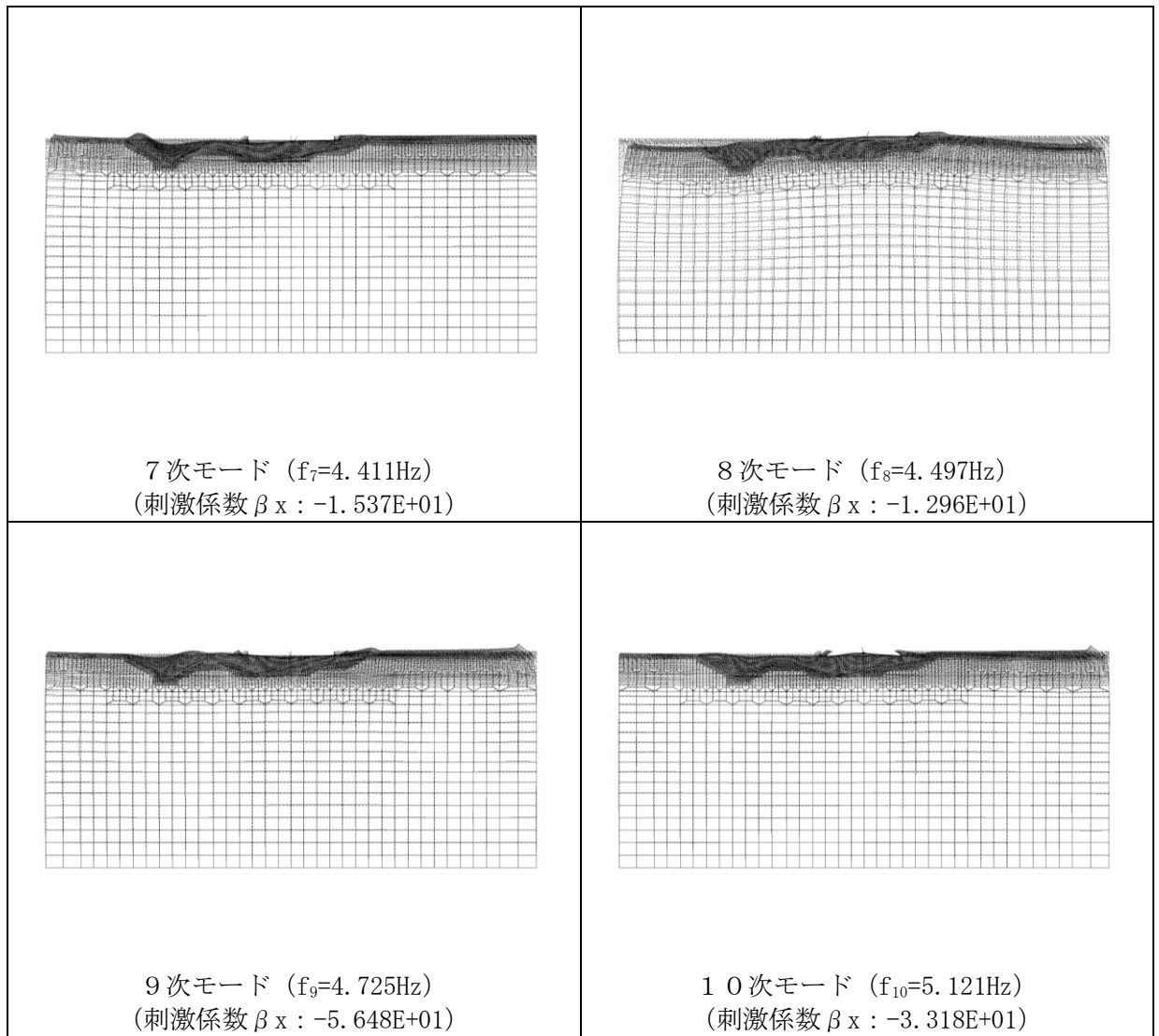


図 4.4-19 固有値解析結果 (モード図) (B-B断面)

表 4.4-6 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

評価対象断面	$\alpha$	$\beta$
A-A断面	0.451	$1.582 \times 10^{-3}$
B-B断面	0.537	$1.153 \times 10^{-3}$

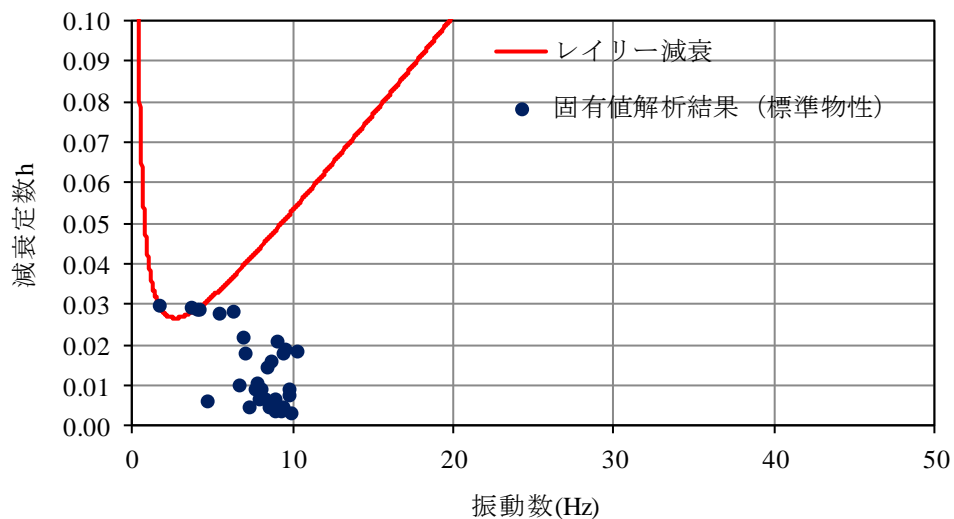


図 4.4-20 設定した Rayleigh 減衰 (A-A断面)

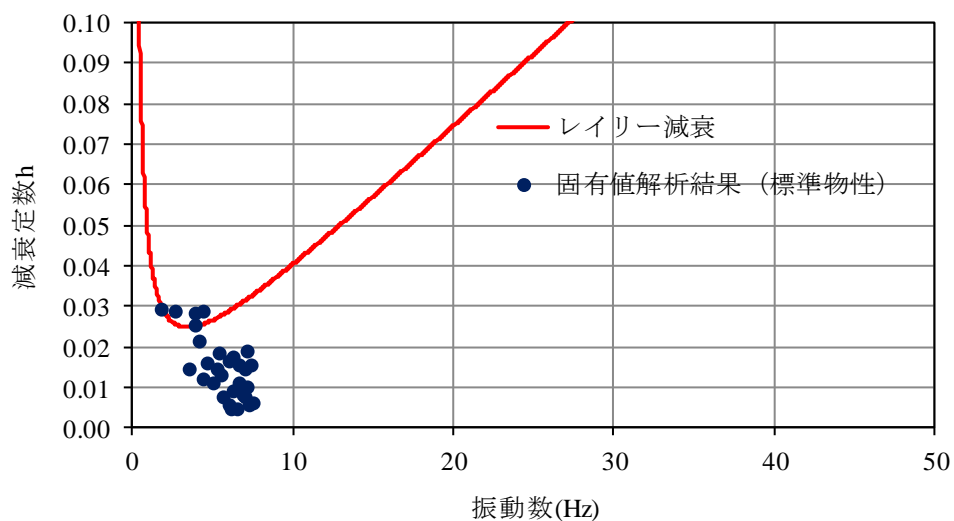


図 4.4-21 設定した Rayleigh 減衰 (B-B断面)

#### 4.4.4 荷重及び荷重の組合せ

輪谷貯水槽（東側）の地震応答解析において考慮する荷重は、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。

荷重の組合せを表 4.4-7 に示す。

表 4.4-7 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体重量	○ 設計図書に基づいて、設定する。
		機器・配管荷重	— 機器・配管等は考慮しない。
	積載荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	— 地下水位が底版底面より低い位置にあるため考慮しない。
		内水圧	○ 輪谷貯水槽（東側）水槽内の容液による静水として考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面及び構造物天端に考慮する。
		風荷重	— 風荷重を受ける部材の受圧面積が小さいため考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りの影響を受けないため考慮しない。
	永久上載荷重	— 永久上載荷重は存在しないため考慮しない。	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ 基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直
	鉛直地震動		○ 同時加振を考慮する。
	動水圧		○ 地震時動水圧を付加質量により考慮する。

##### (1) 内水圧

貯水槽の内水位を EL+49.5m（水深 5.3m）とし、内水の単位体積重量  $\gamma_w$  を  $9.81\text{kN/m}^3$  とし、内水圧を考慮する。

##### (2) 積雪荷重

積雪荷重として、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上 1 位の月最深積雪 100cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮し 35.0 cm とする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量 1 cm ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。積雪荷重概念図を図 4.4-22 に示す。



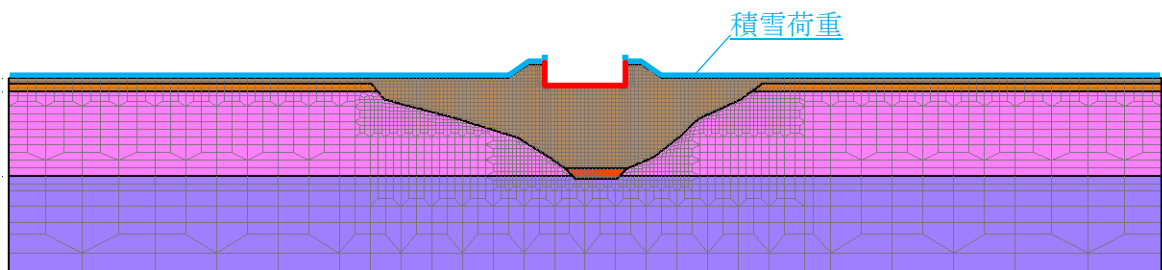


図 4.4-22 積雪荷重概念図

- (3) 地震荷重  
基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。
- (4) 動水圧  
水平動に対しては Westergaard 式による動水圧を貯水槽の側壁へ作用させる。鉛直動に対しては内水重量による慣性力を底版に作用させる。

#### 4.4.5 地震応答解析の解析ケース

##### (1) 耐震評価における解析ケース

##### a. 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

輪谷貯水槽（東側）の周辺には埋戻土が分布していることから、埋戻土の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

ばらつきを考慮する物性値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 4.4-8 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 4.4-9 に示すケース②及び③）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表 4.4-8 輪谷貯水槽（東側）の耐震評価における解析ケース

解析ケース	解析手法	地盤物性
		埋戻土 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値
ケース②	全応力解析	平均値 + 1 $\sigma$
ケース③	全応力解析	平均値 - 1 $\sigma$

b. 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、すべての基準地震動  $S_s$  に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。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の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②及び③を実施する。

全ての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表 4.4-9 に示す。

表 4.4-9 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 (+1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 $\sigma$ ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1 $\sigma$	平均値 - 1 $\sigma$
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 $S_s$ (6波) に対し、ケース①（基本ケース）を実施し、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の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②及び③を実施する。 全ての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
	$S_s - F1$	++*	○	
	$S_s - F2$	++*	○	
	$S_s - N1$	++*	○	
	$S_s - N2$ (NS)	++*	○	
	$S_s - N2$ (EW)	++*	○	

注記\*：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。

#### 4.4.6 入力地震動の設定

入力地震動は、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  $S_s$  を一次元波動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、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 4.4-23 に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

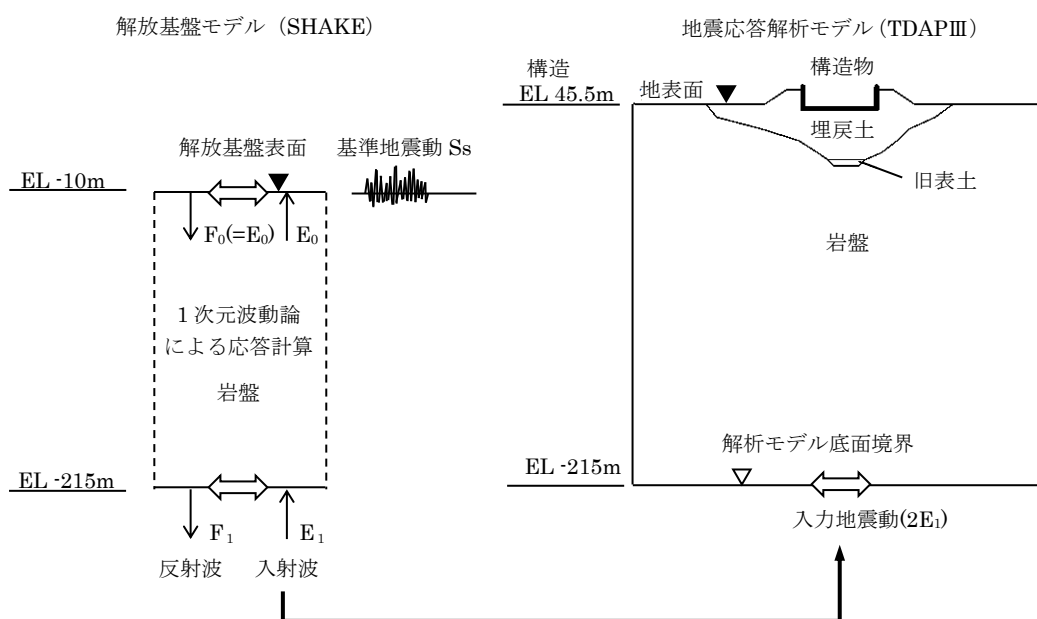
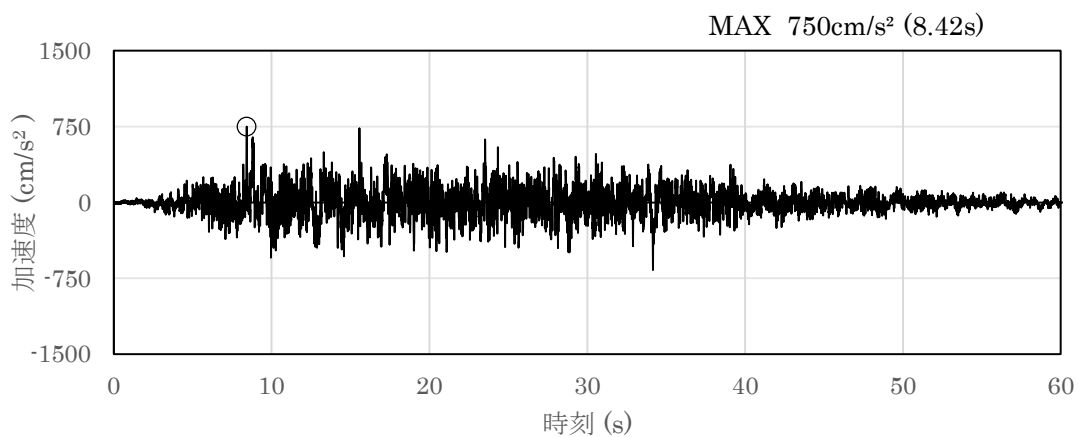


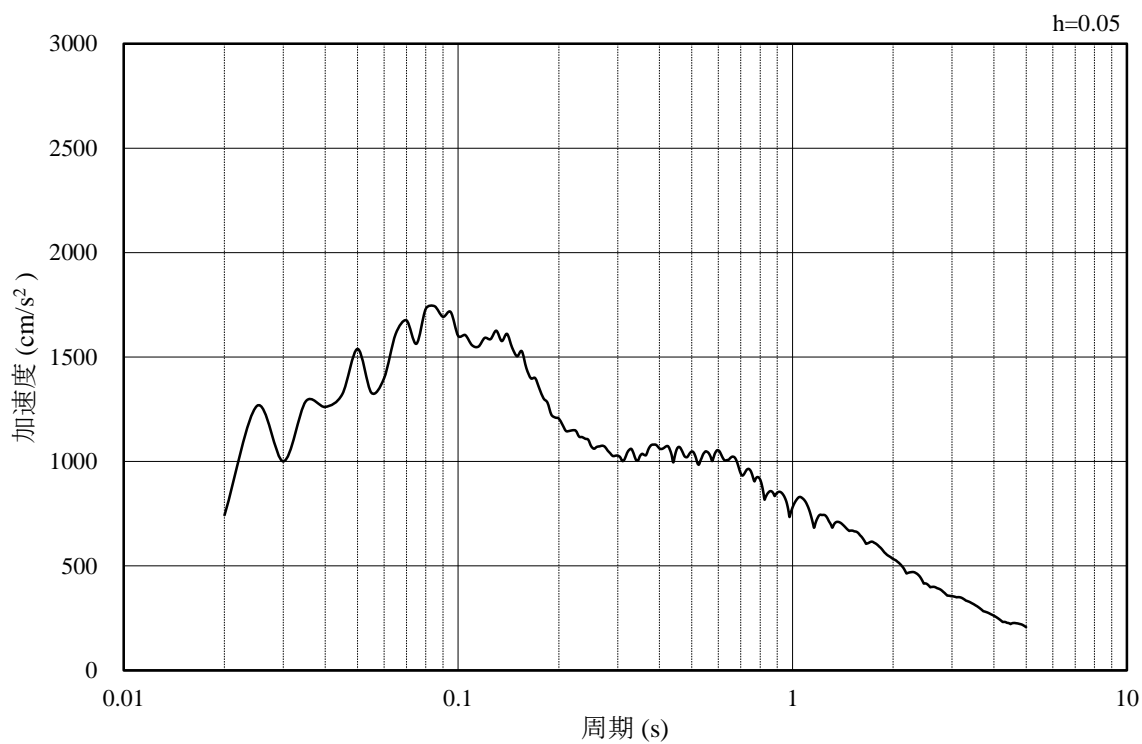
図 4.4-23 入力地震動作成の概念図

(1) A-A断面の入力地震動

図 4.4-24～図 4.4-47 に A-A断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

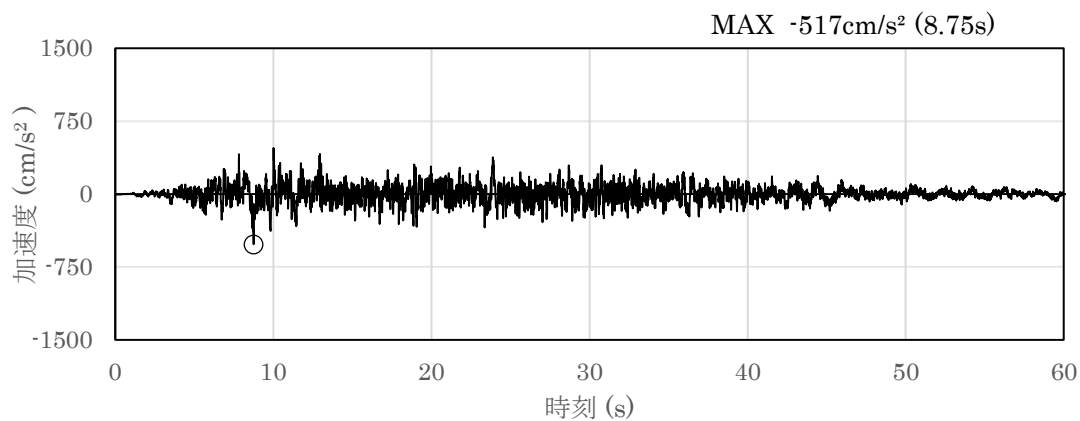


(a) 加速度時刻歴波形

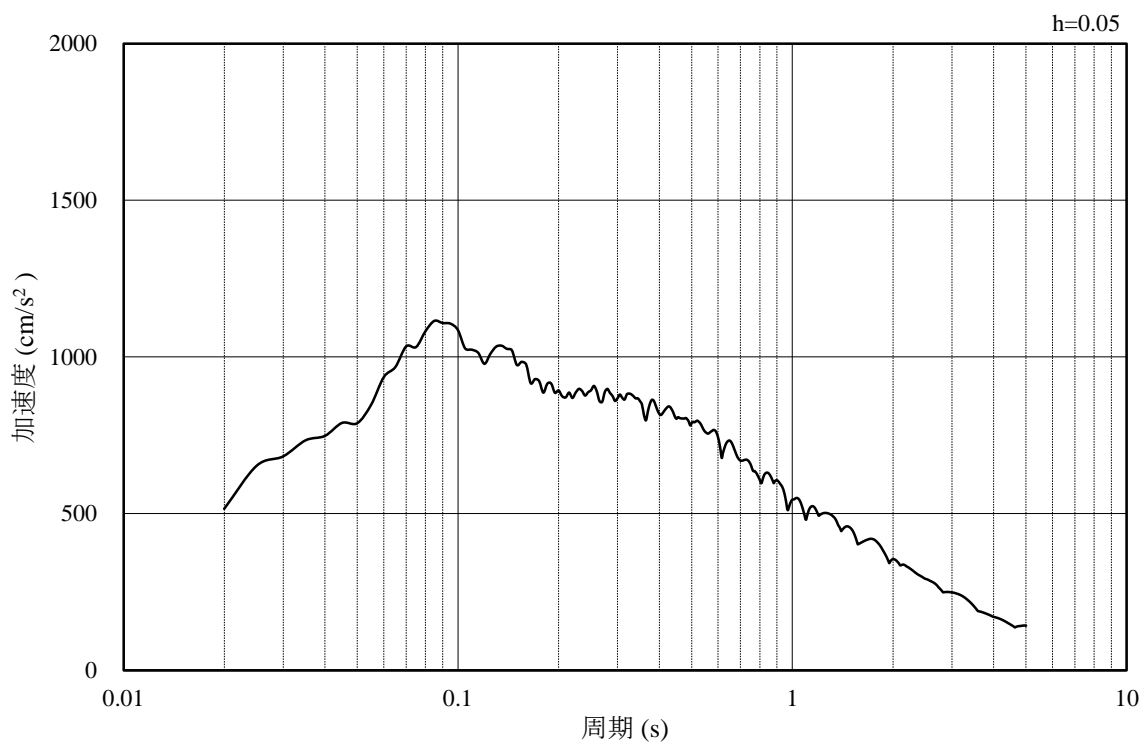


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s -D)

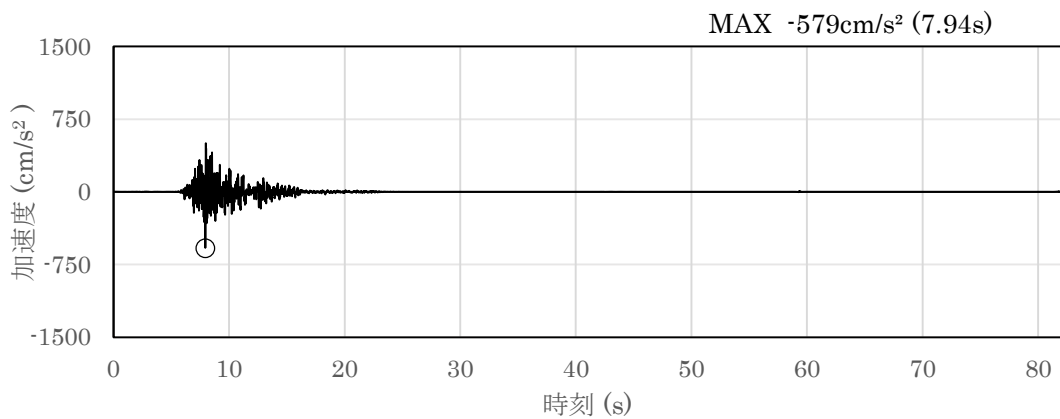


(a) 加速度時刻歴波形

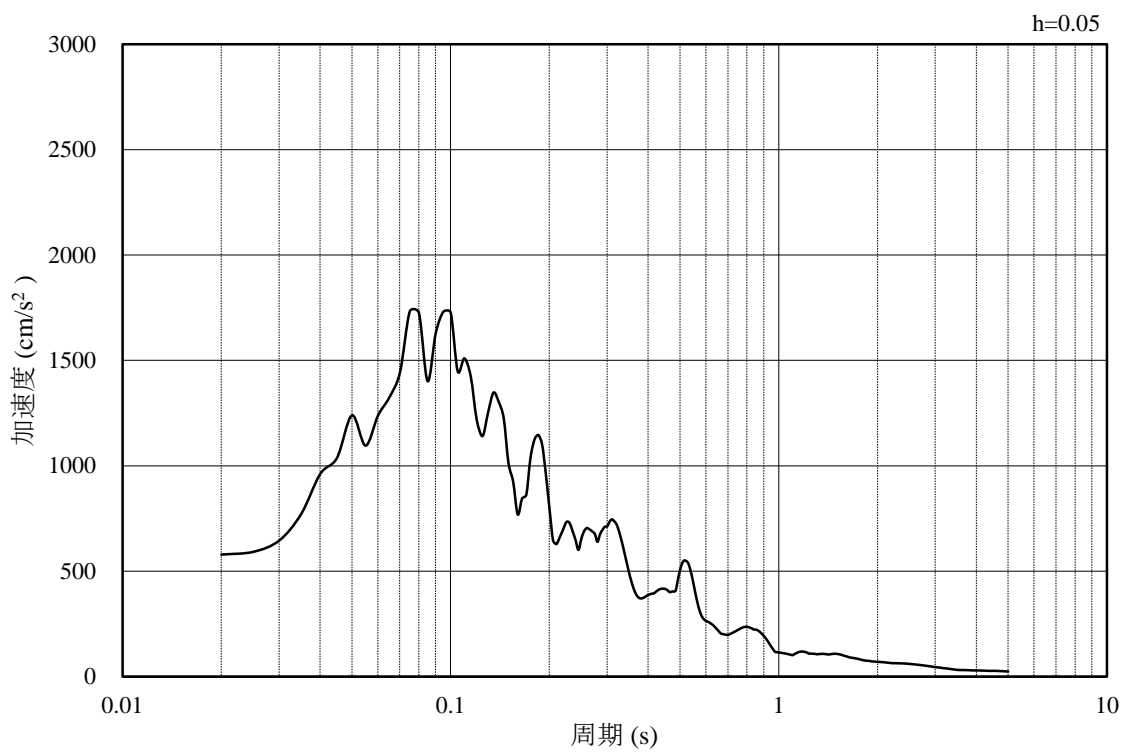


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - D)

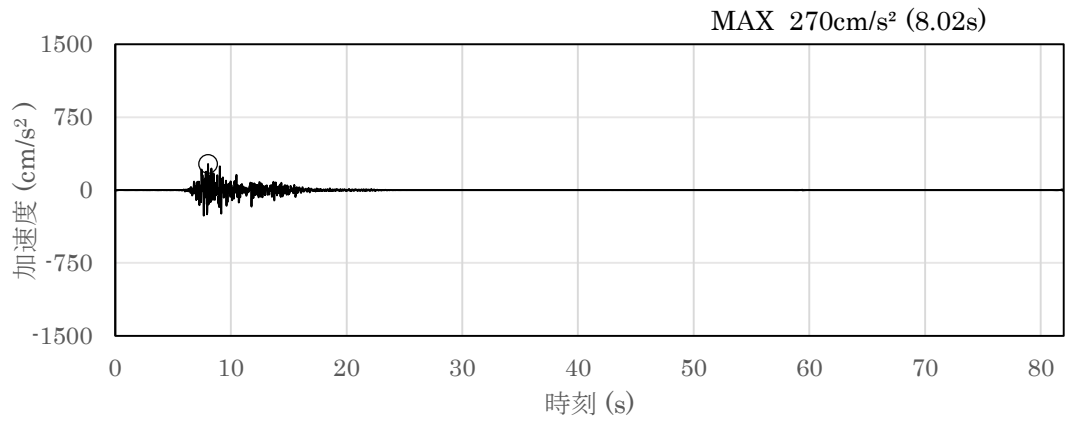


(a) 加速度時刻歴波形

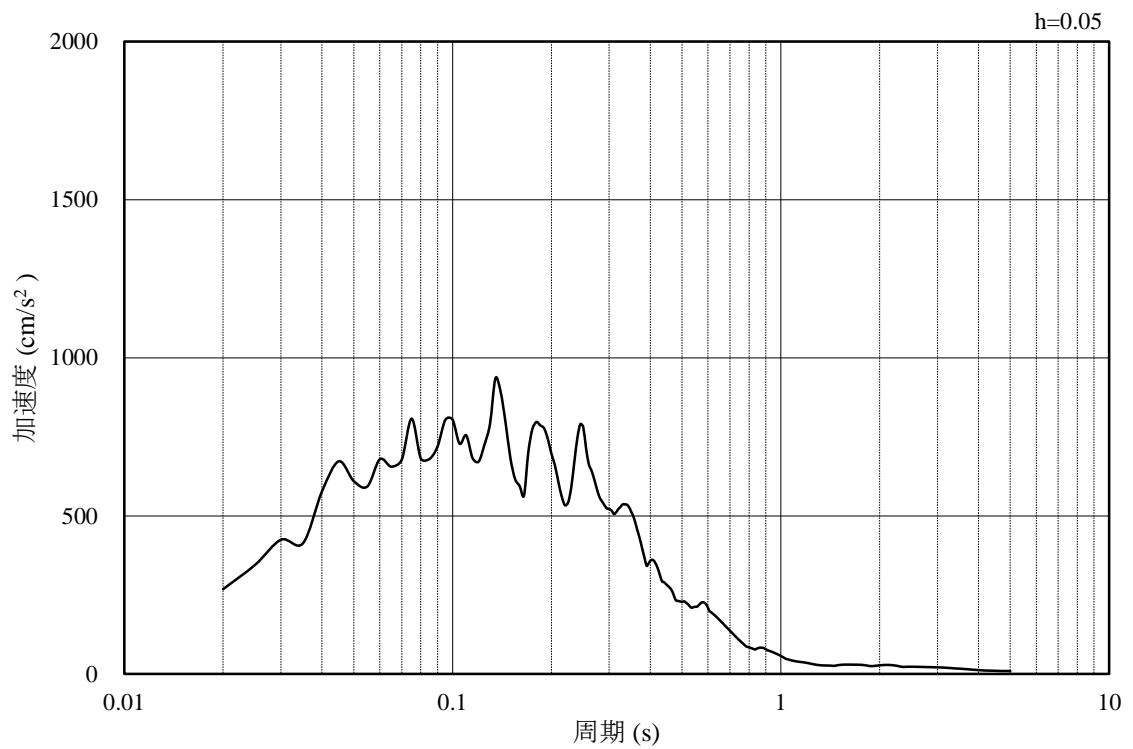


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 1)



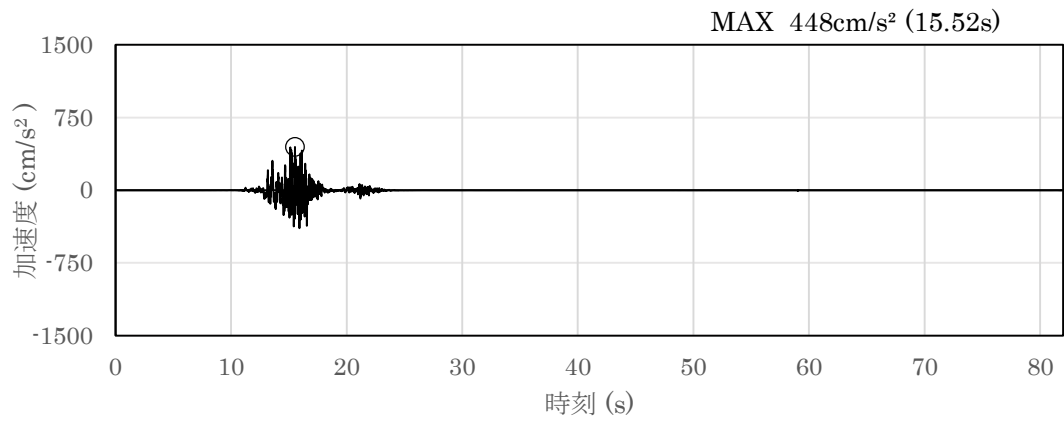
(a) 加速度時刻歴波形



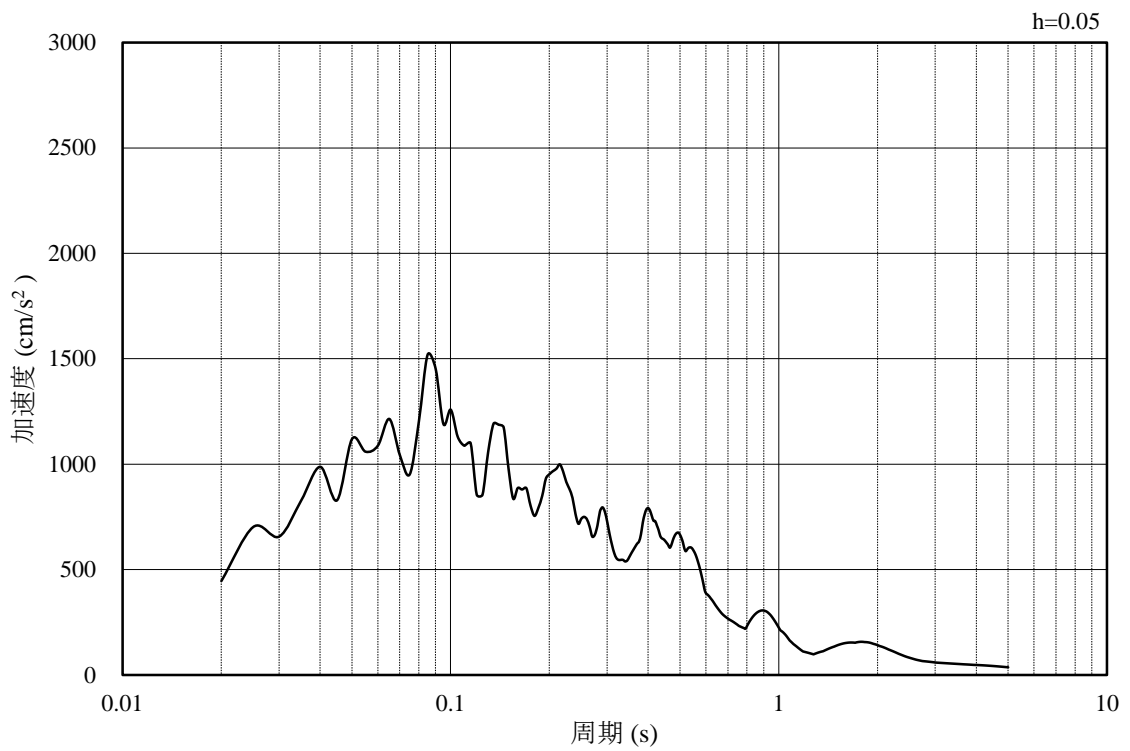
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 1)



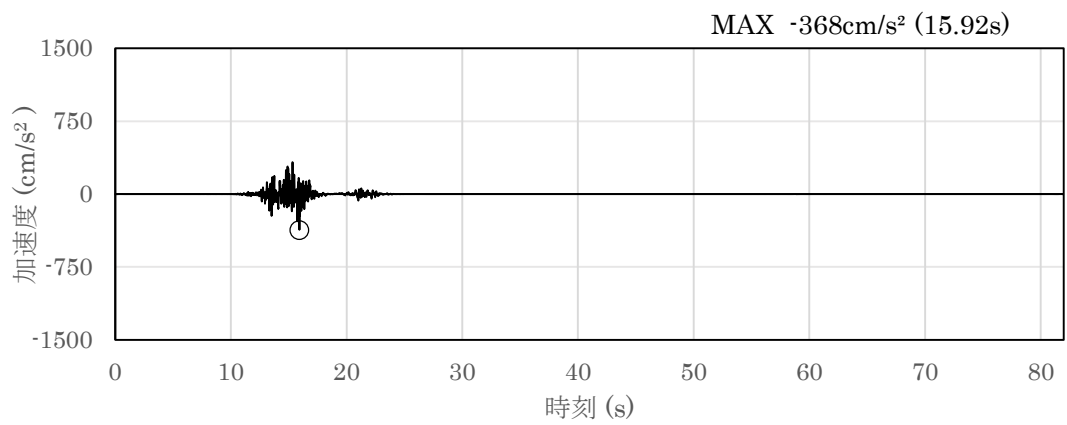


(a) 加速度時刻歴波形

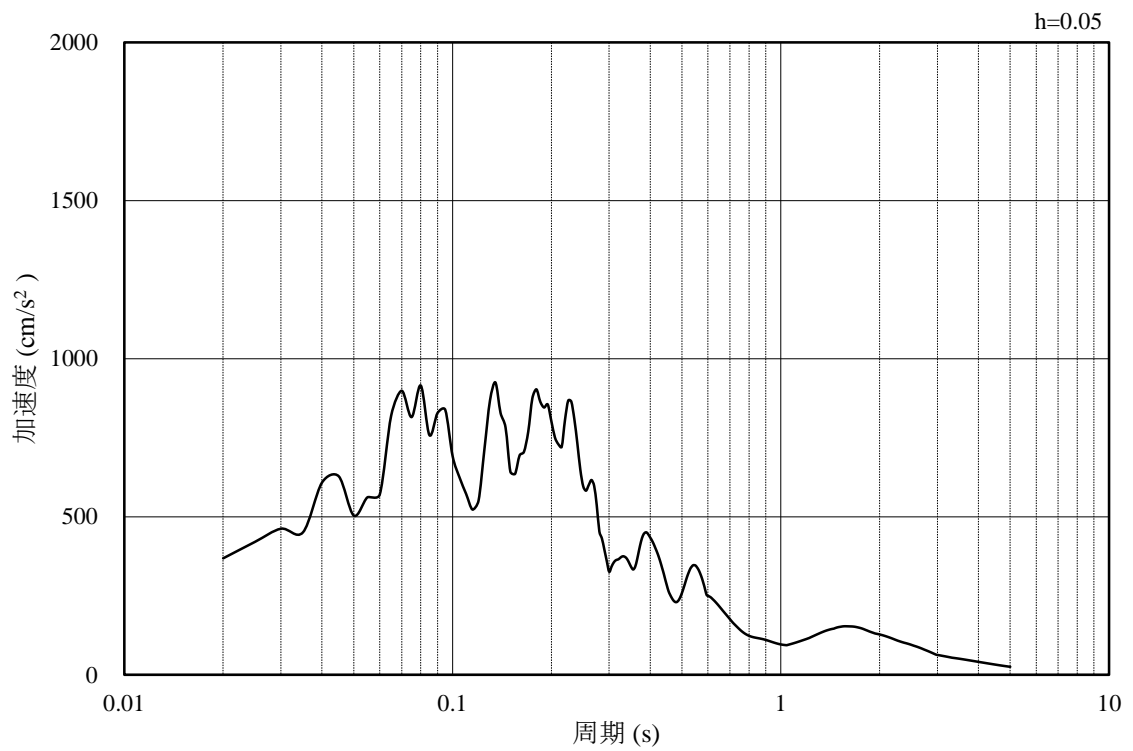


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 2)

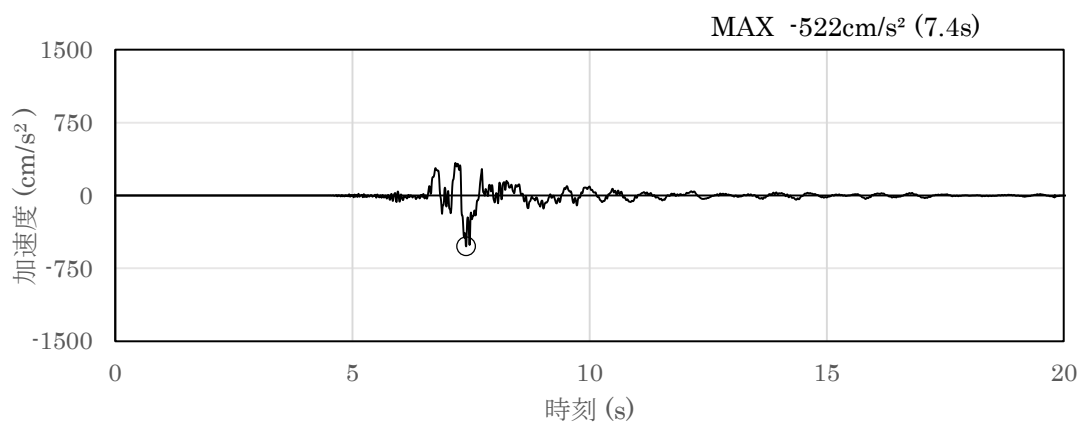


(a) 加速度時刻歴波形

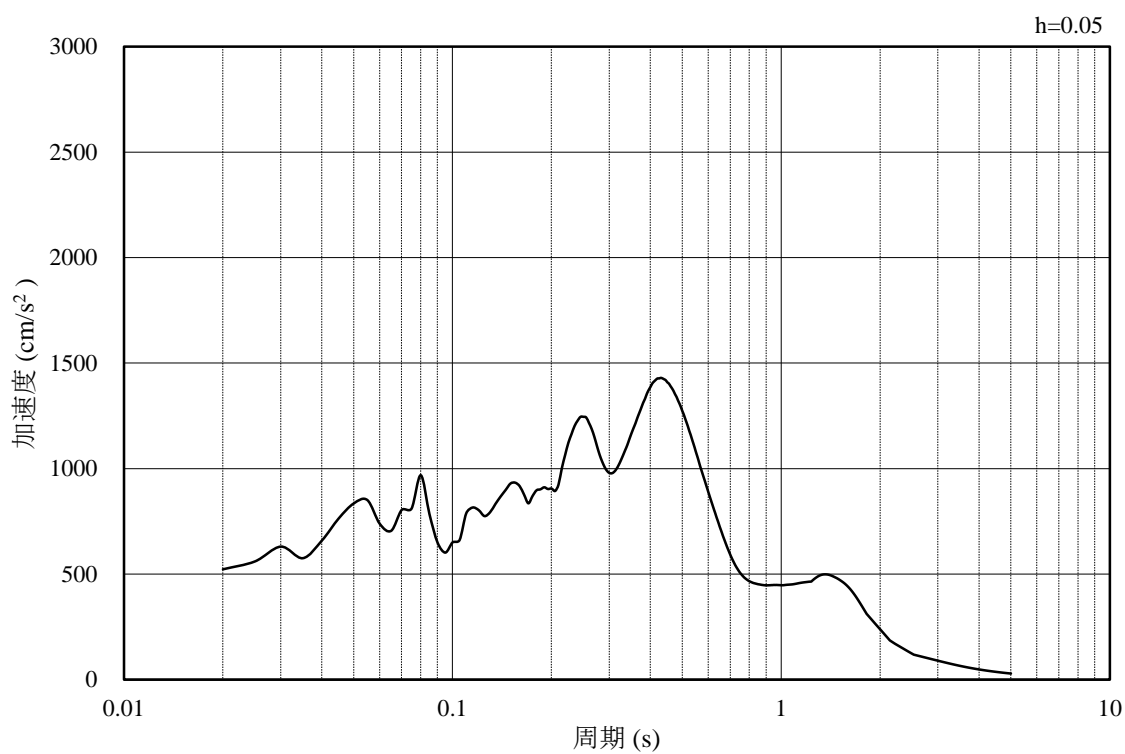


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 2)

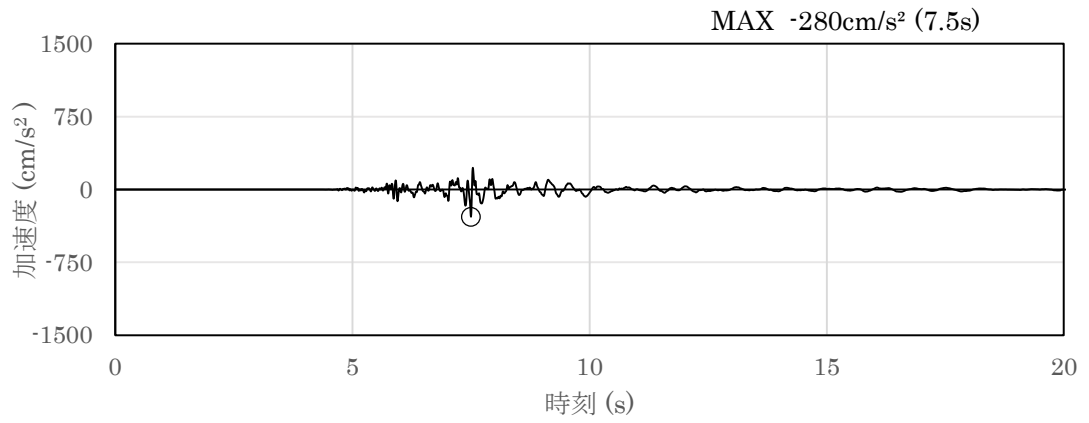


(a) 加速度時刻歴波形

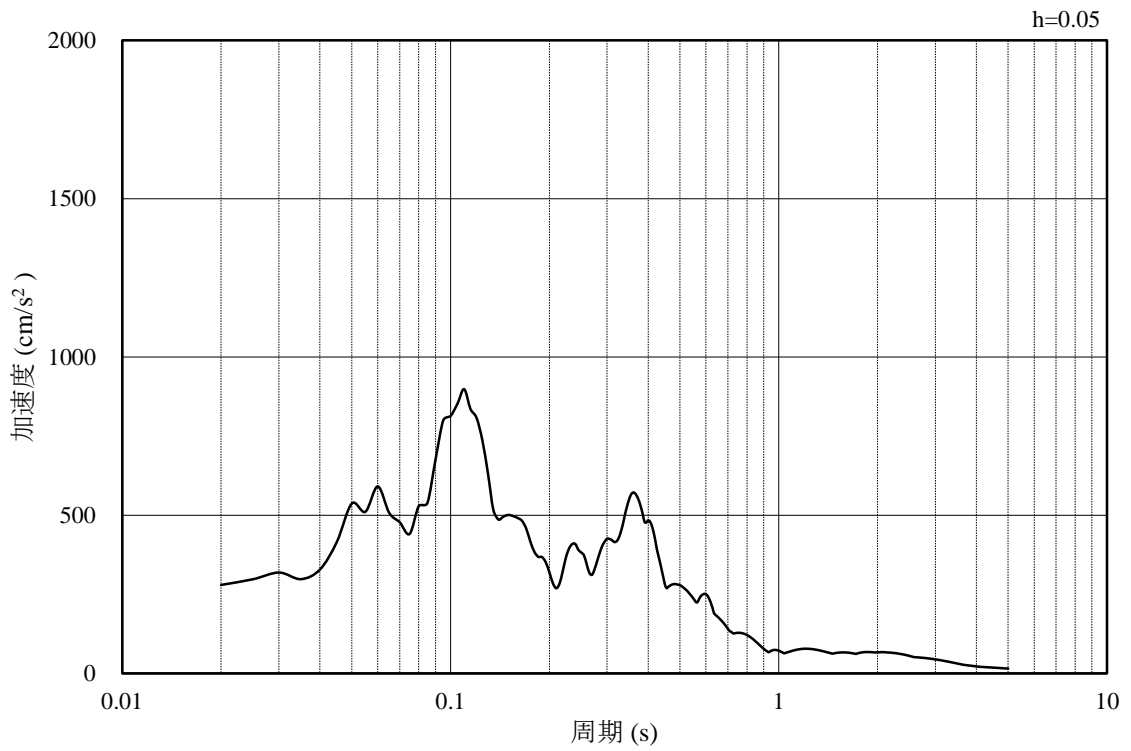


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 1)

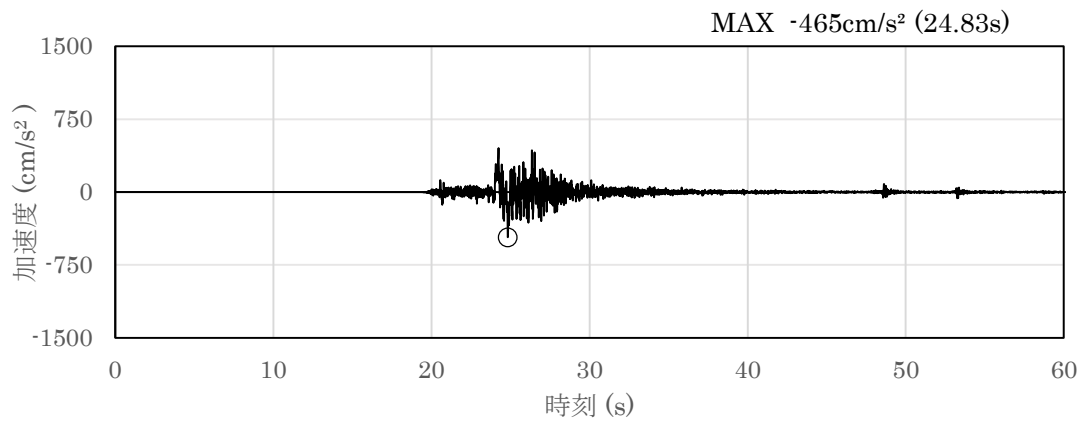


(a) 加速度時刻歴波形

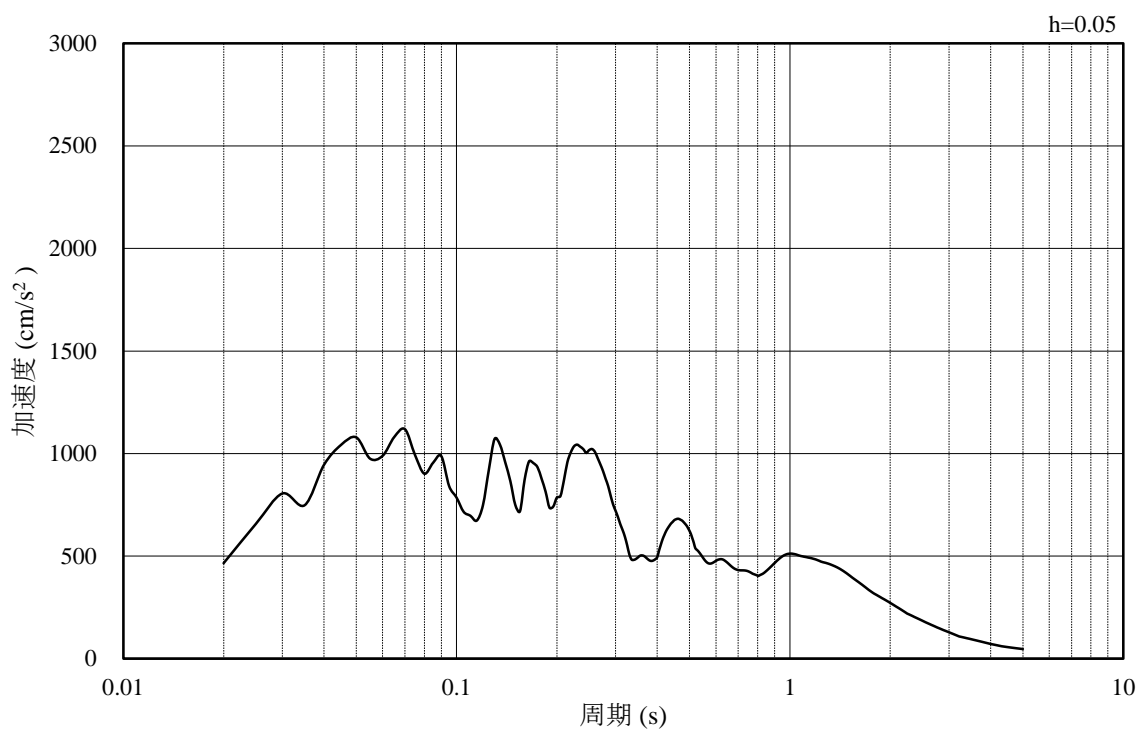


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 1)

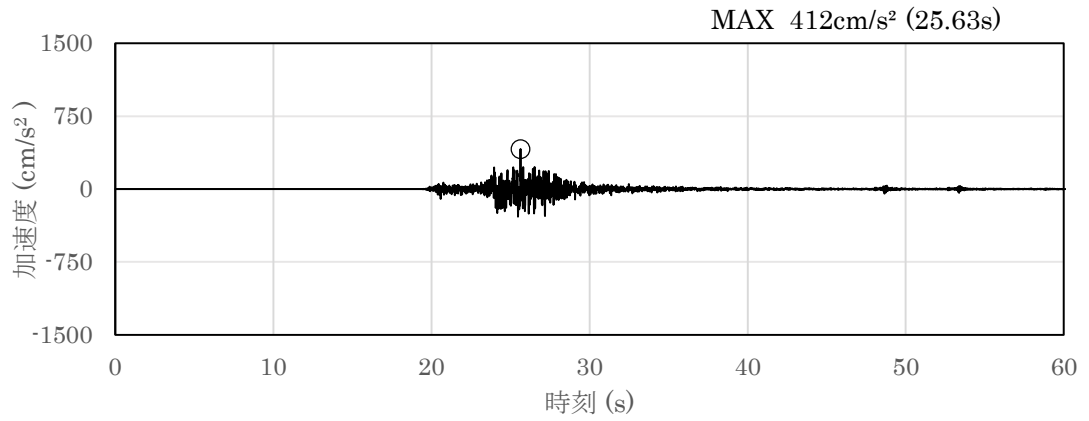


(a) 加速度時刻歴波形

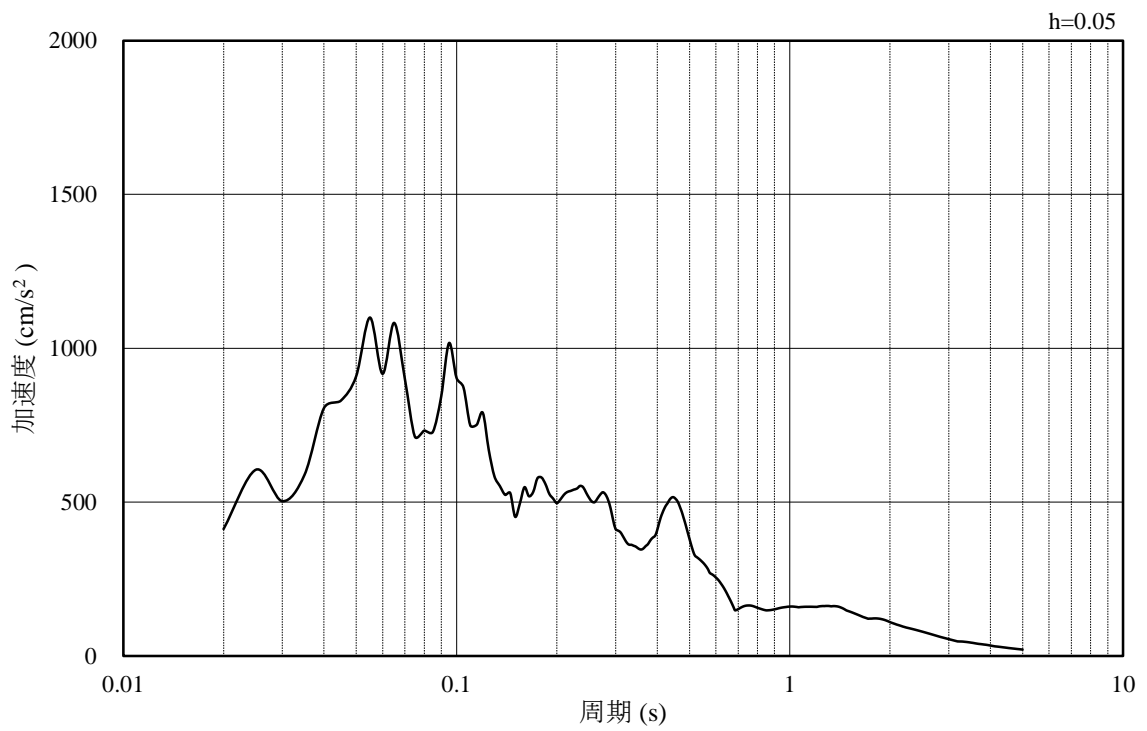


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (NS))

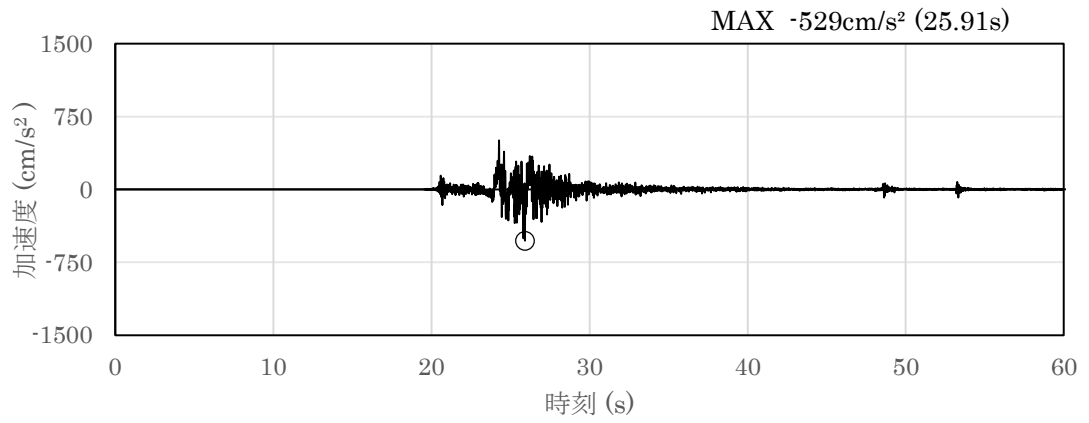


(a) 加速度時刻歴波形

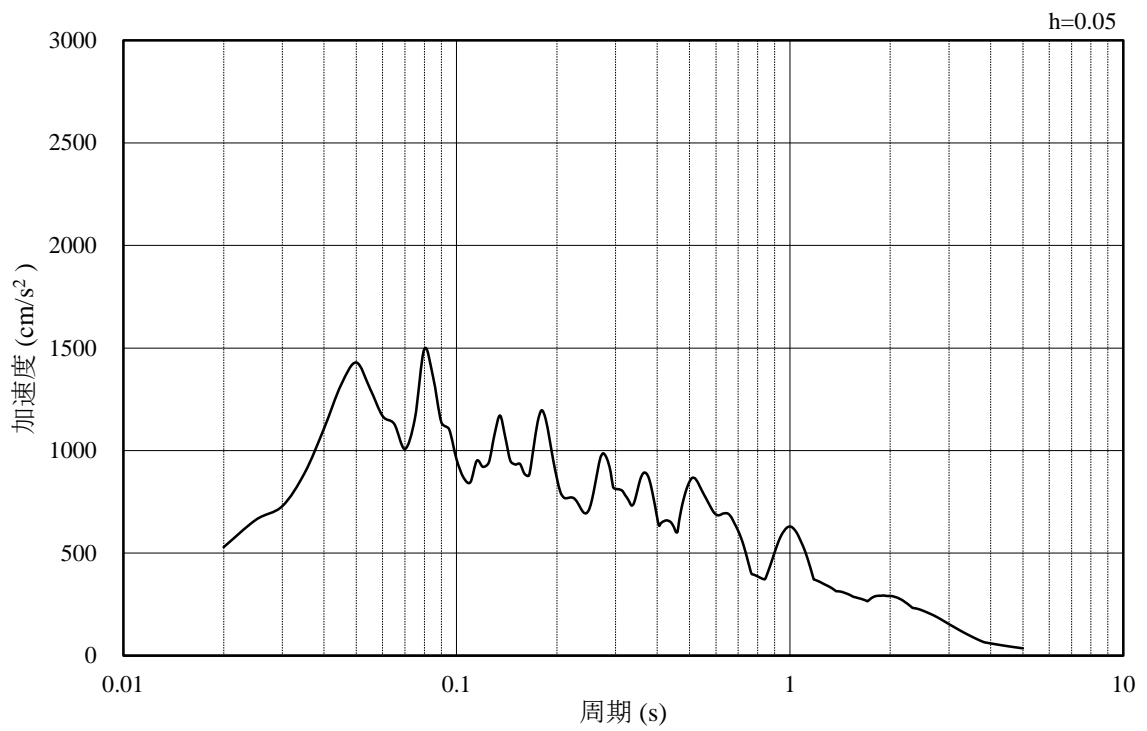


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-33 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2 (NS))

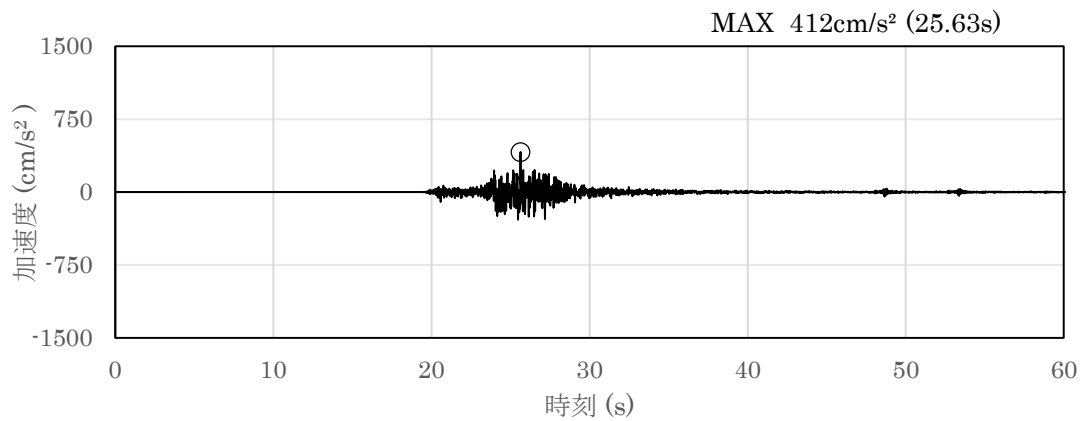


(a) 加速度時刻歴波形

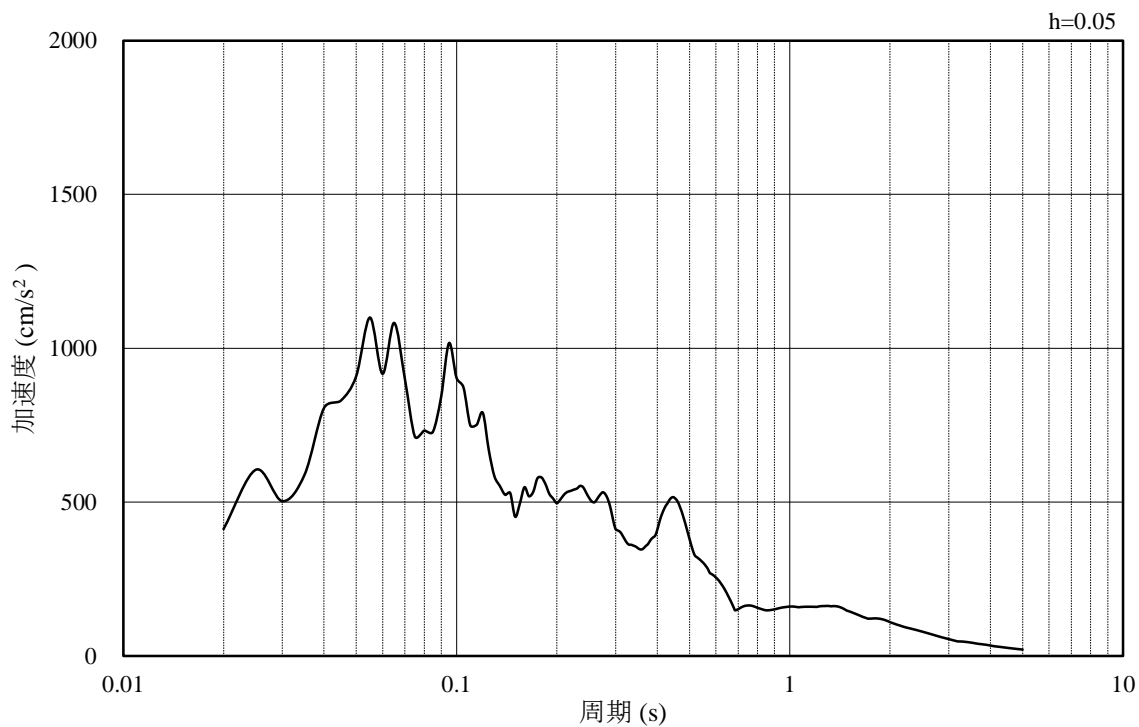


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-34 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (EW))



(a) 加速度時刻歴波形



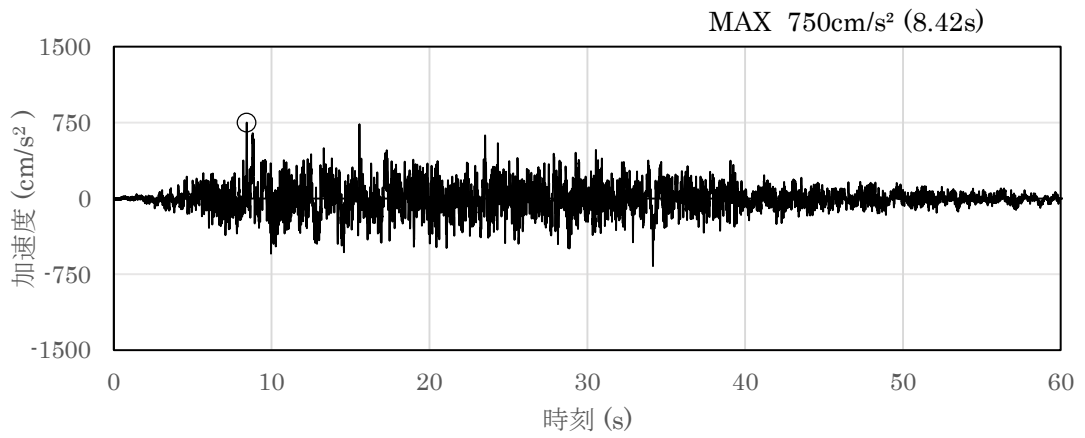
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-35 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2 (EW))

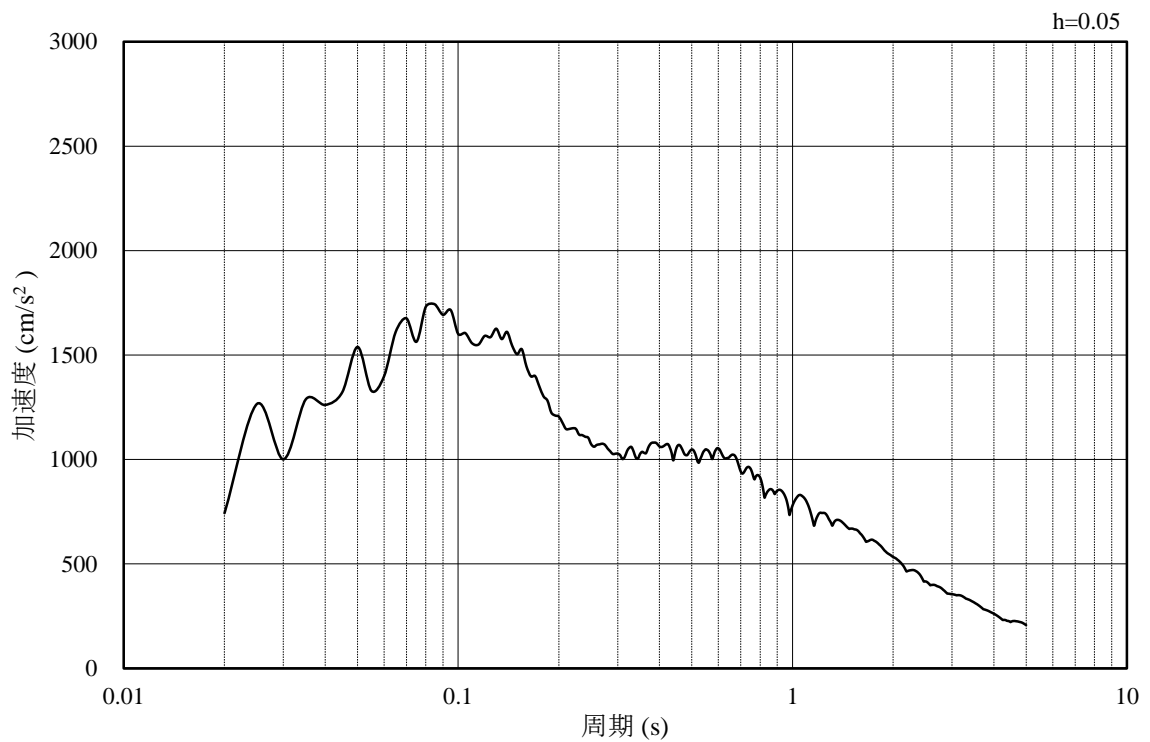


(2) B-B断面の入力地震動

図 4.4-36～図 4.4-47 に B-B断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

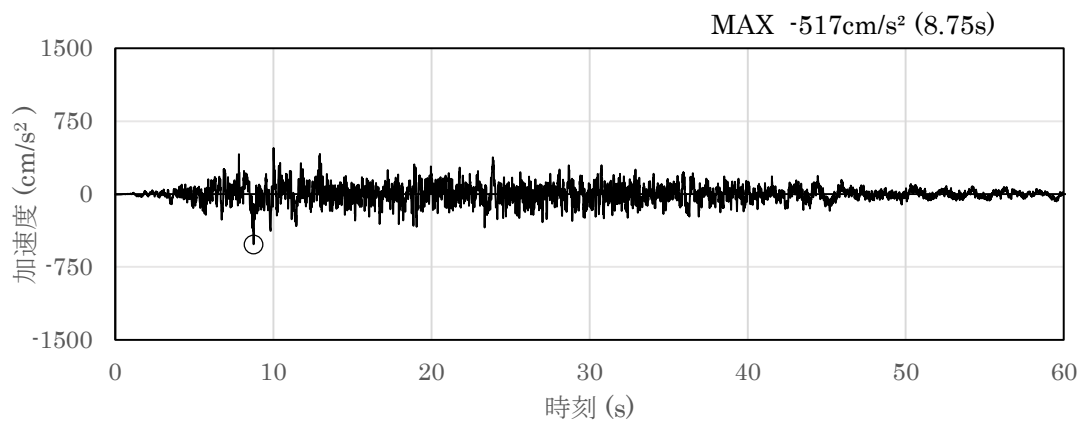


(a) 加速度時刻歴波形

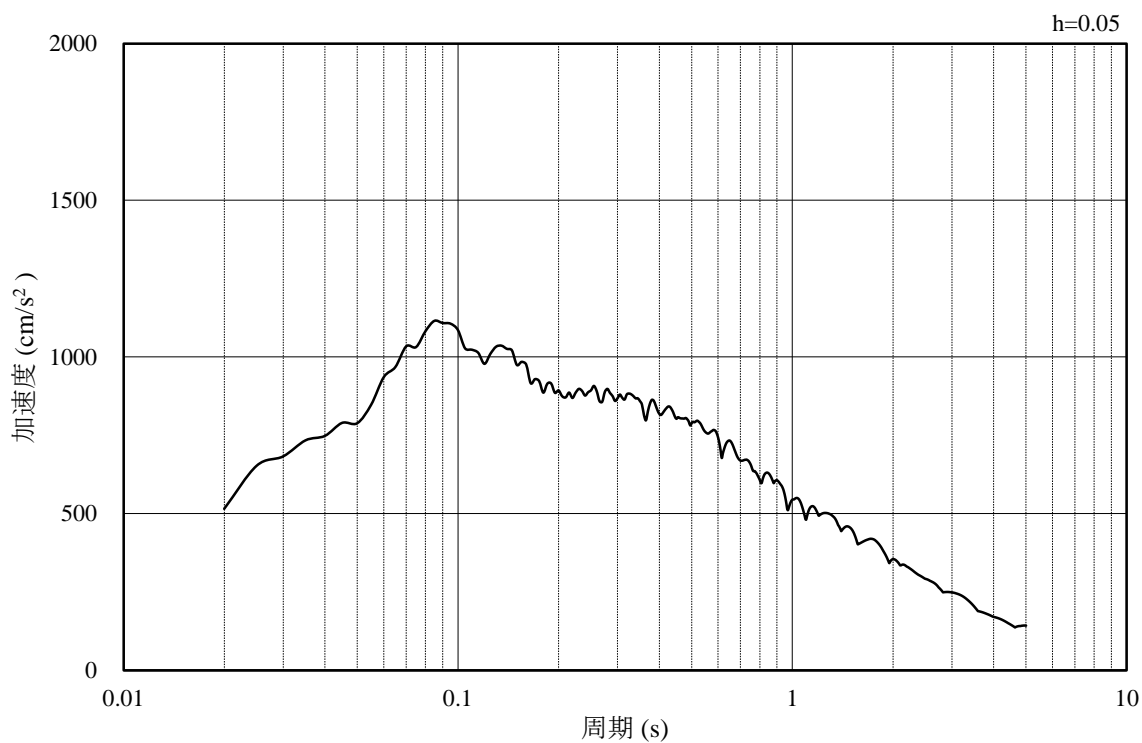


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-36 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s -D)

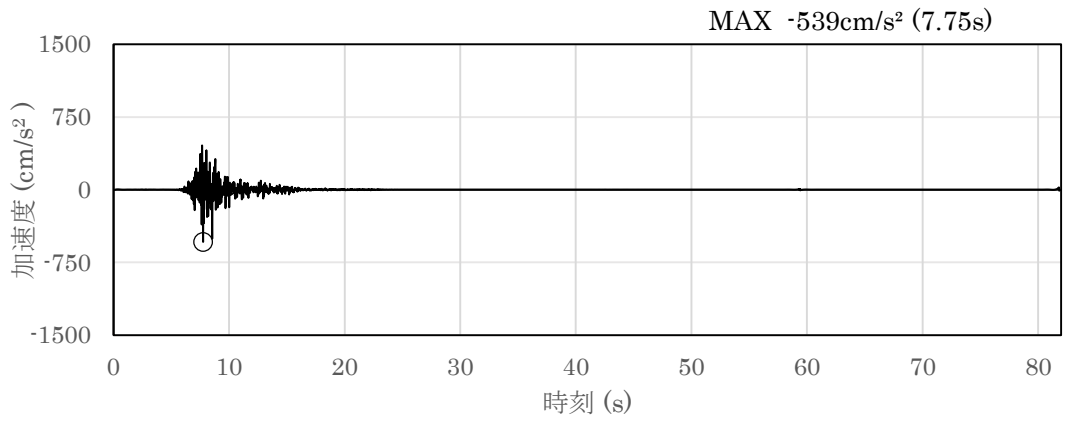


(a) 加速度時刻歴波形

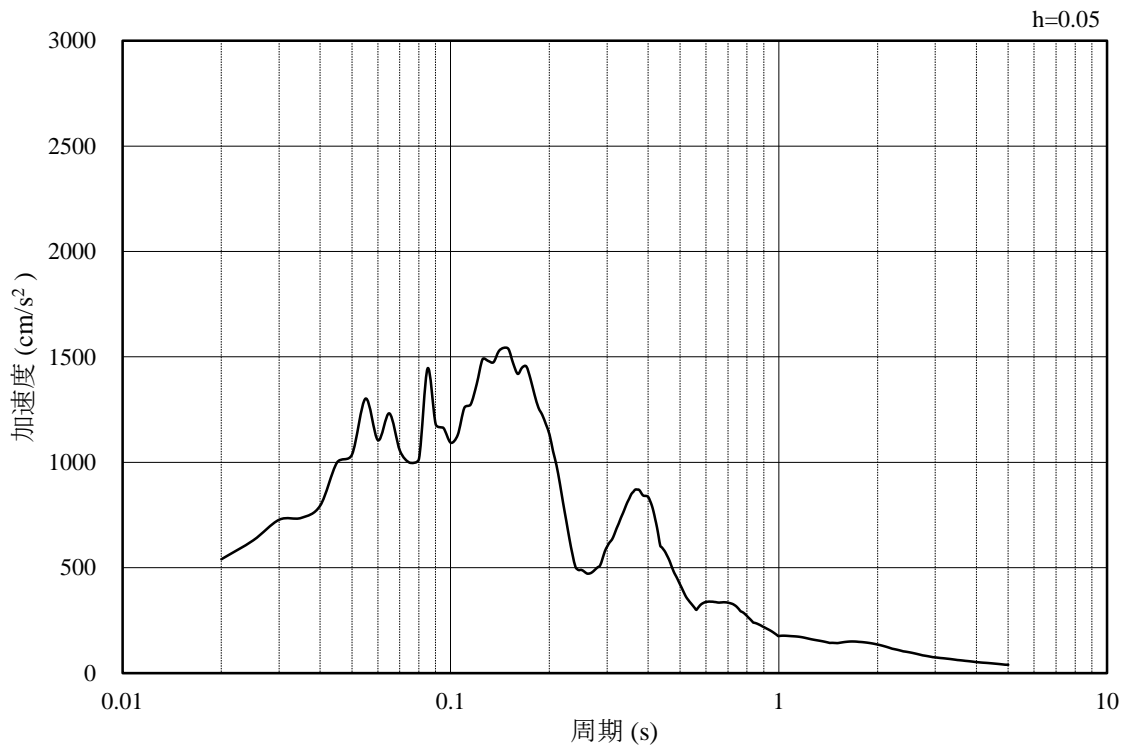


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-37 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - D)

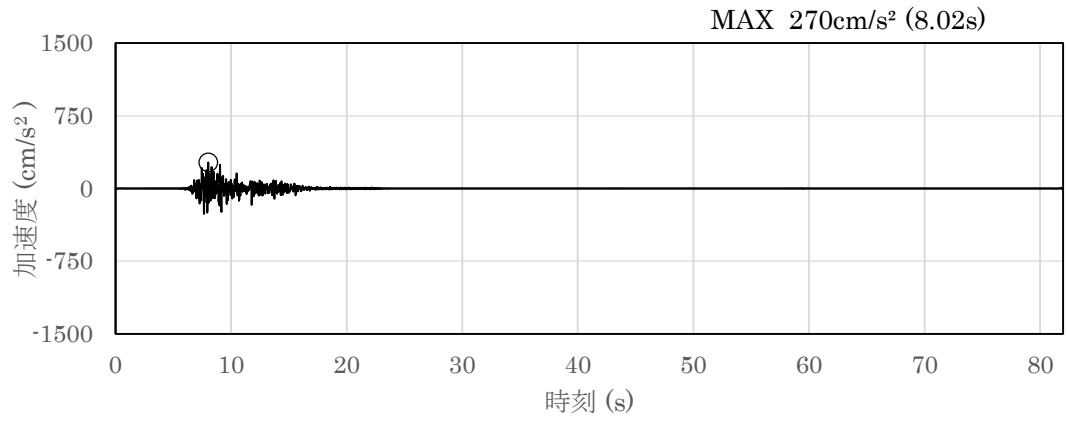


(a) 加速度時刻歴波形

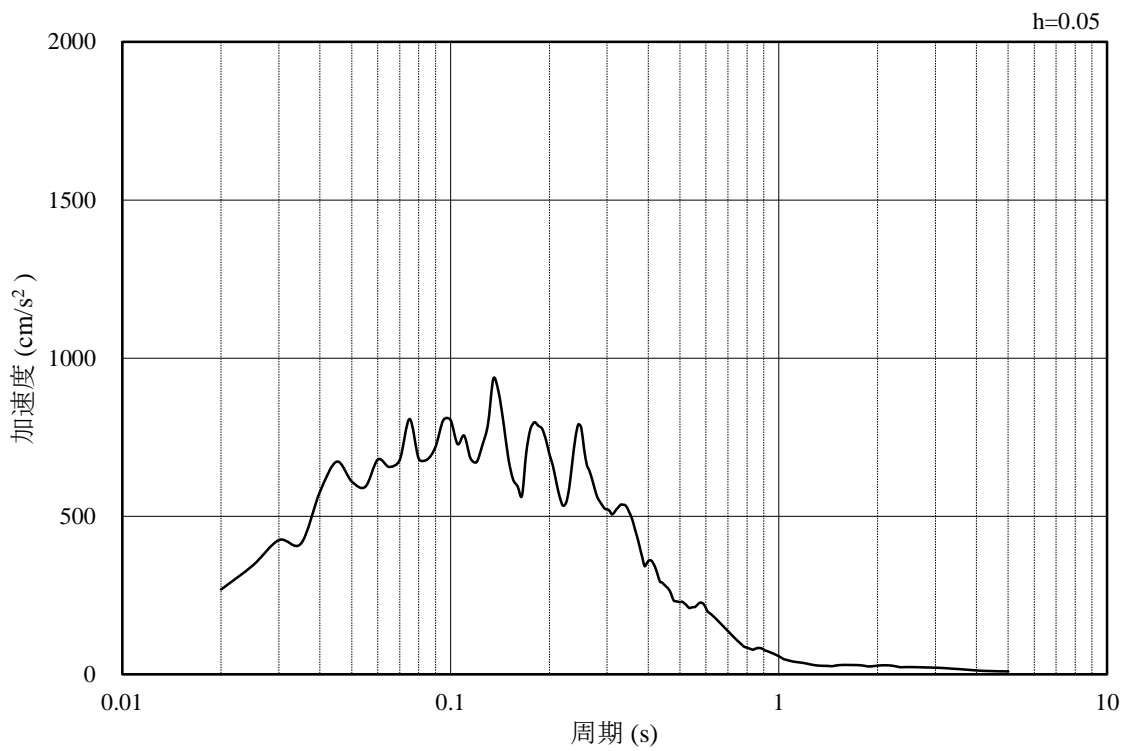


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-38 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 1)

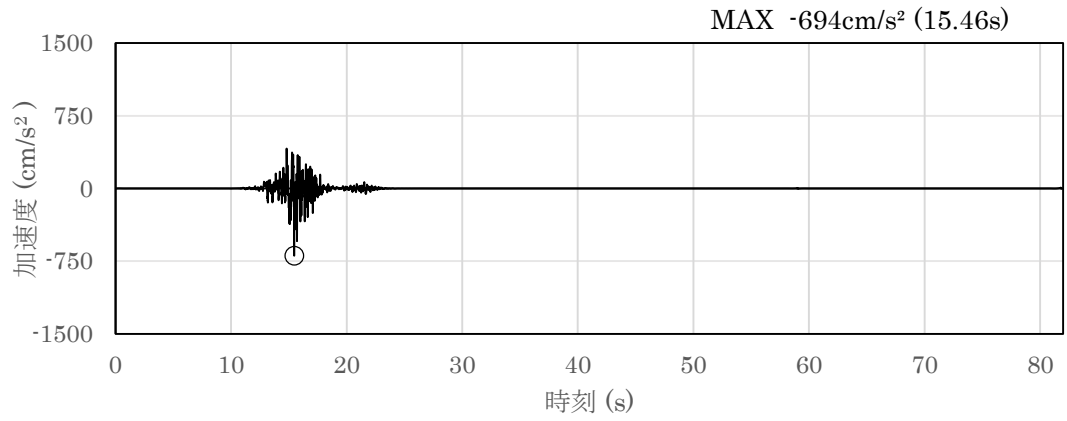


(a) 加速度時刻歴波形

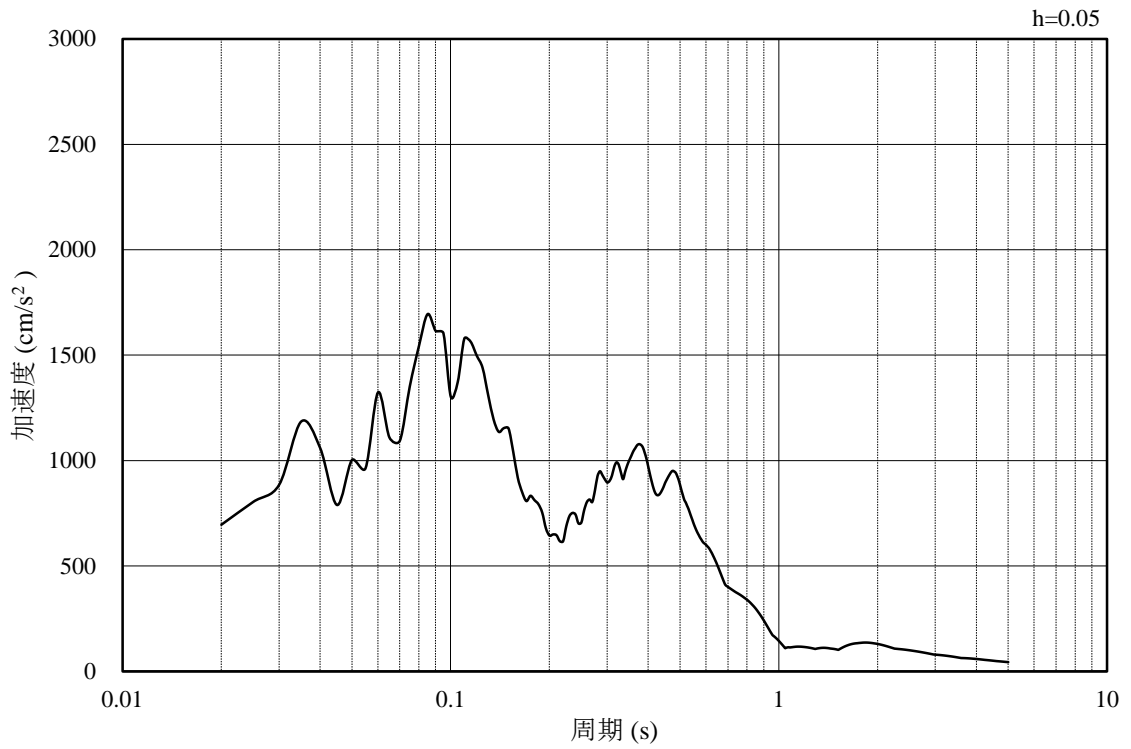


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-39 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - F 1)

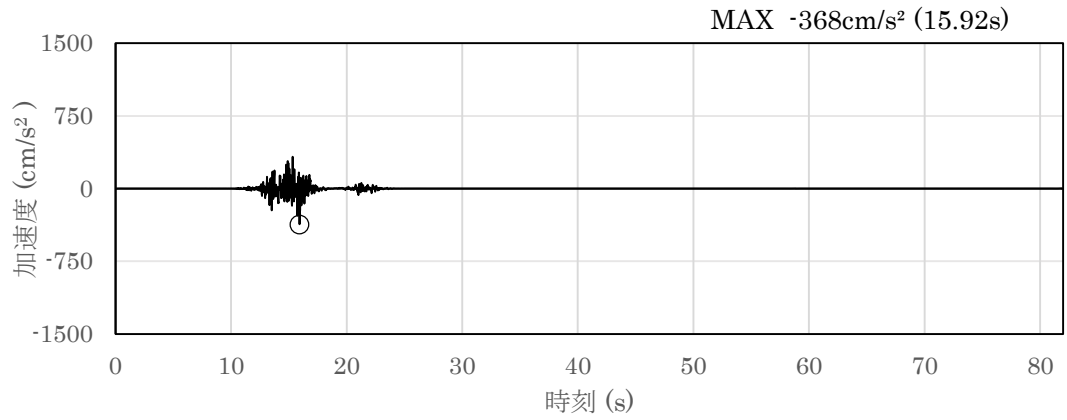


(a) 加速度時刻歴波形

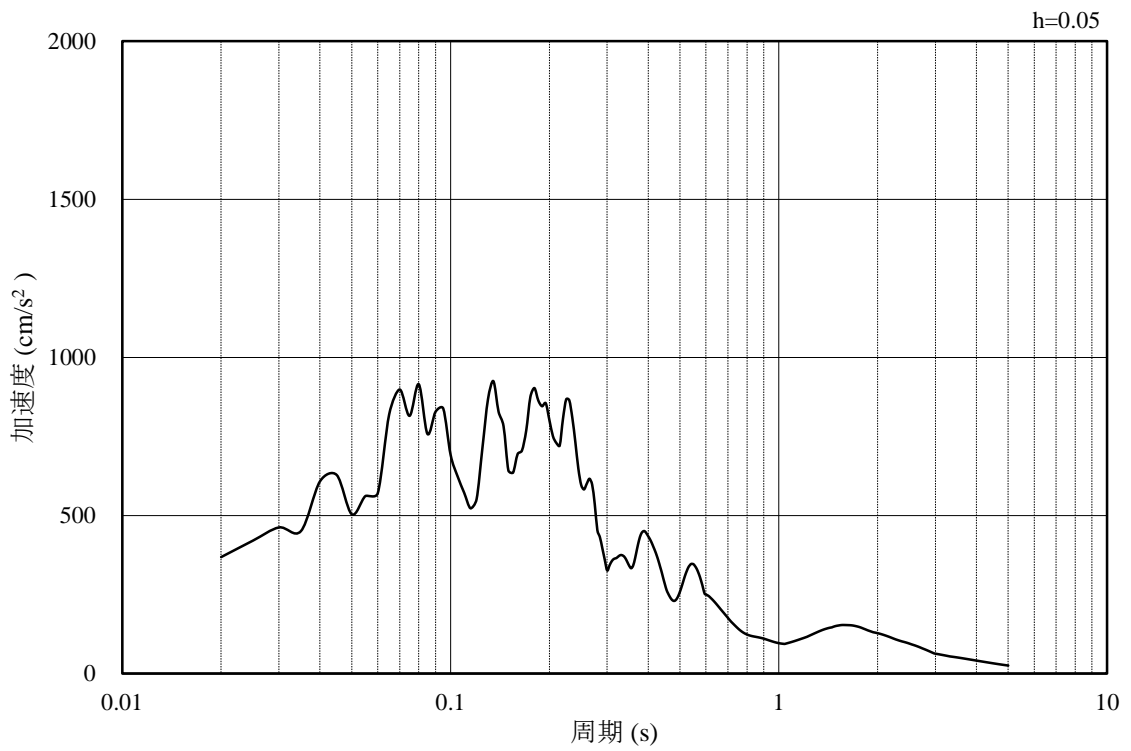


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-40 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - F 2)

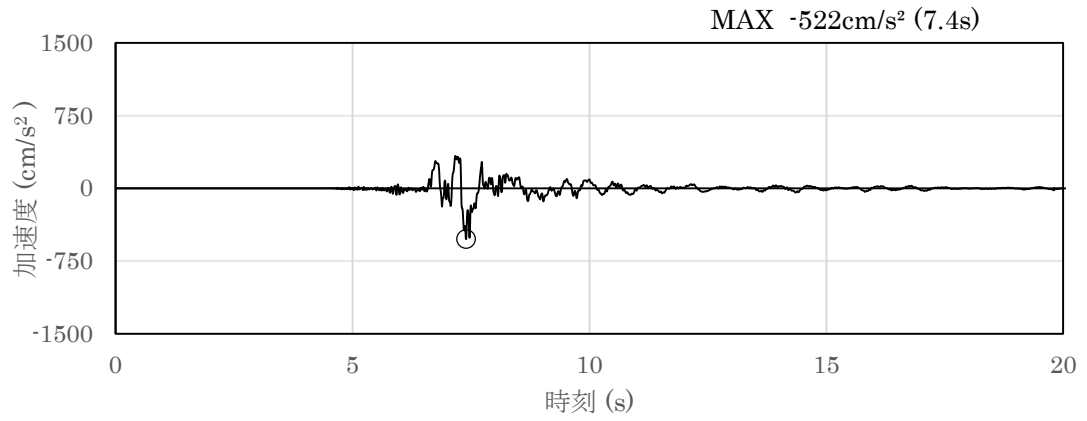


(a) 加速度時刻歴波形

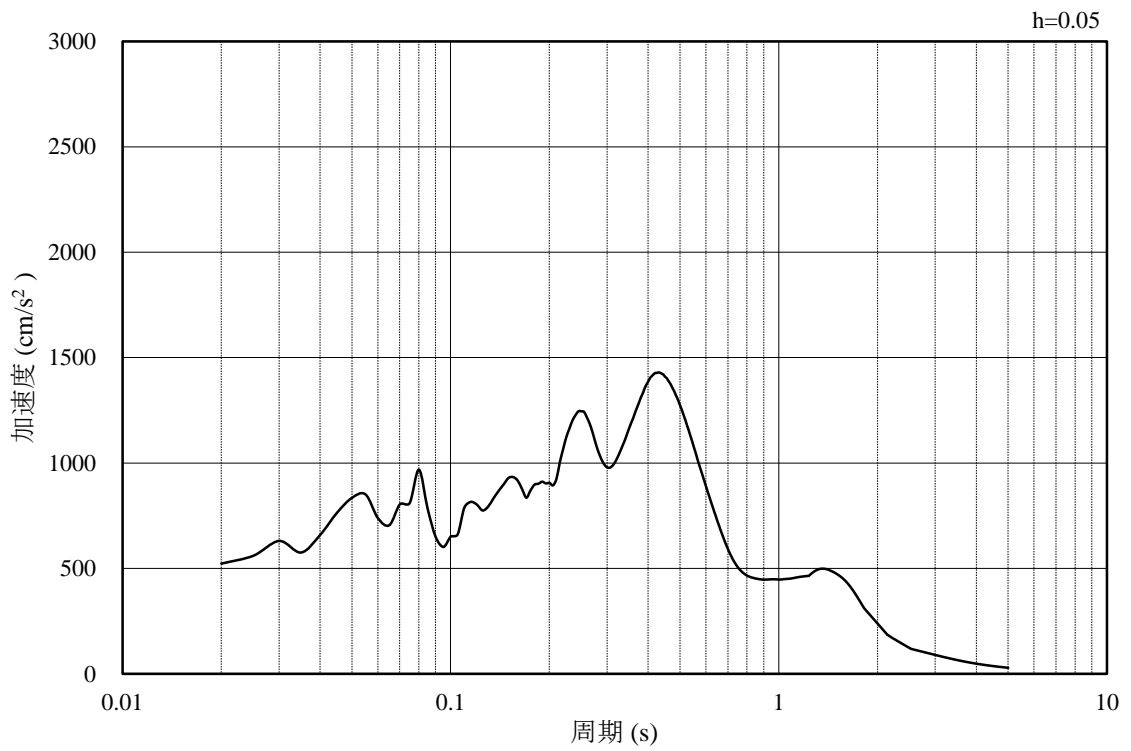


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-41 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S<sub>s</sub>-F2)

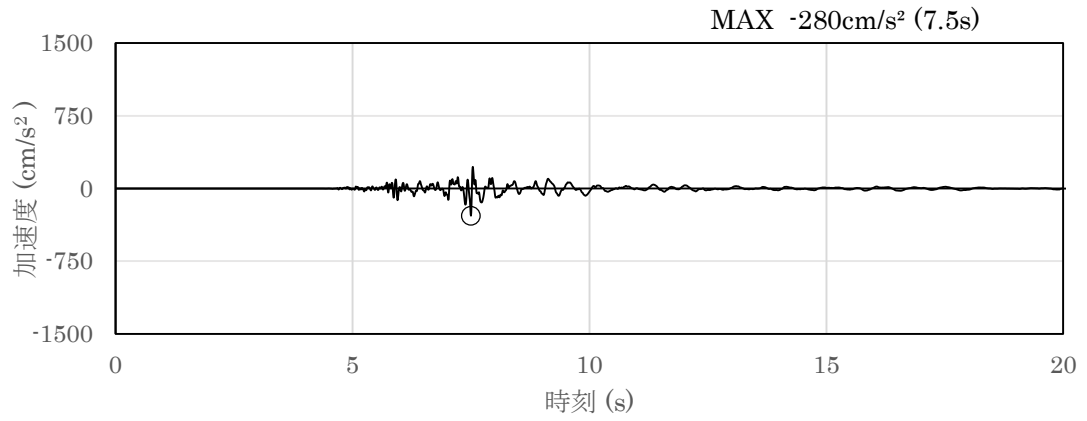


(a) 加速度時刻歴波形

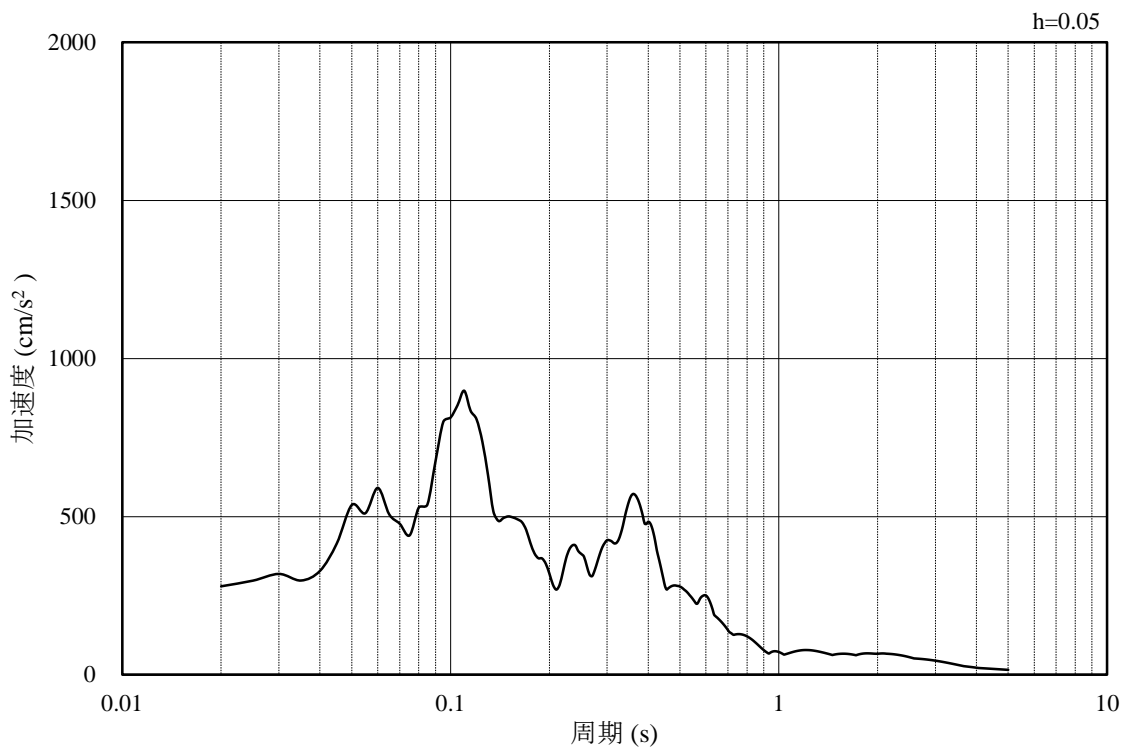


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-42 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 1)



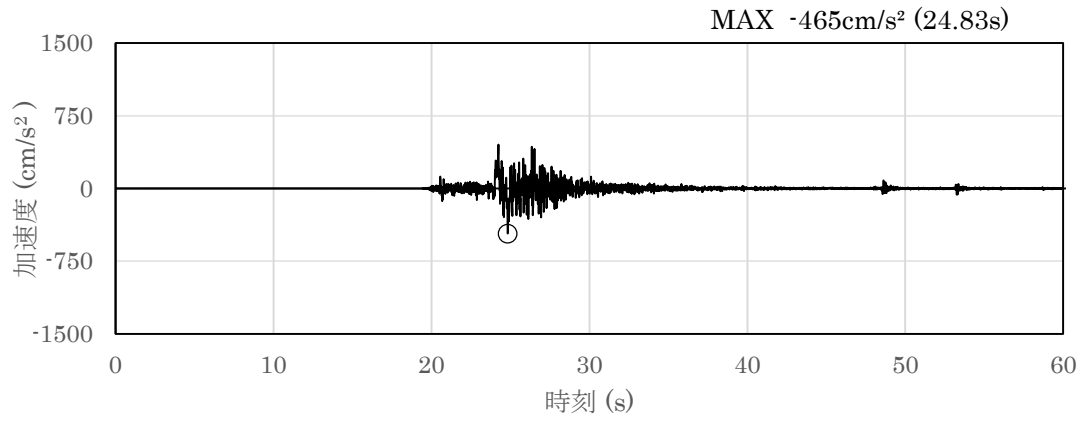
(a) 加速度時刻歴波形



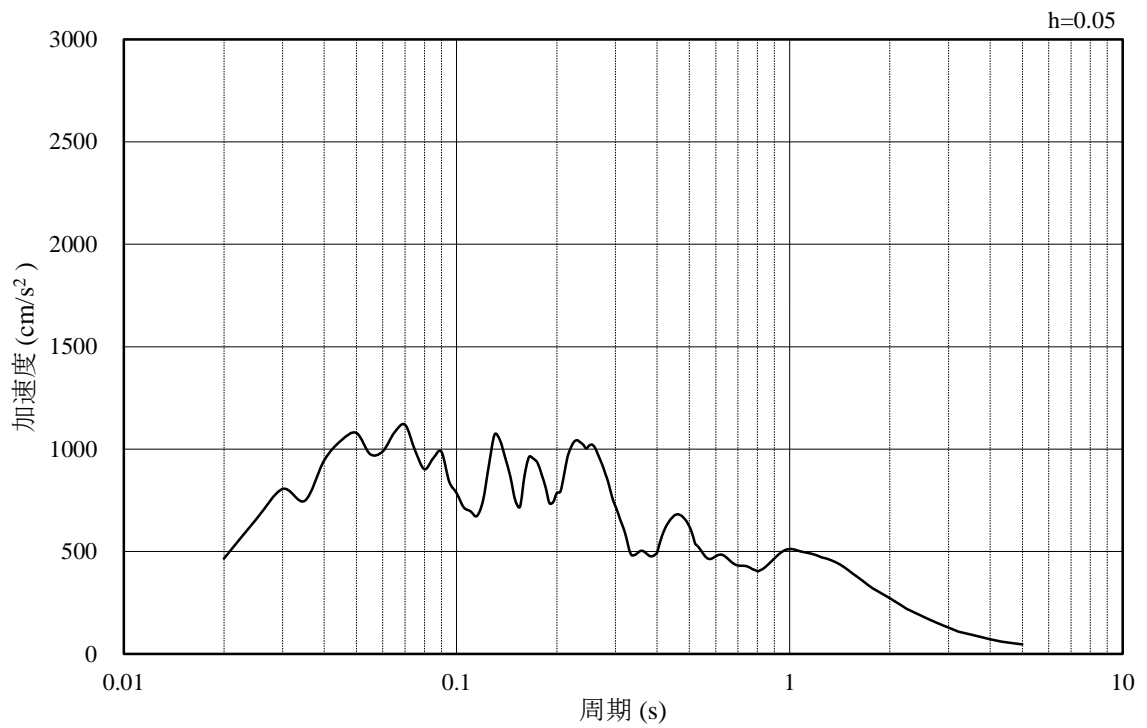
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-43 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 1)



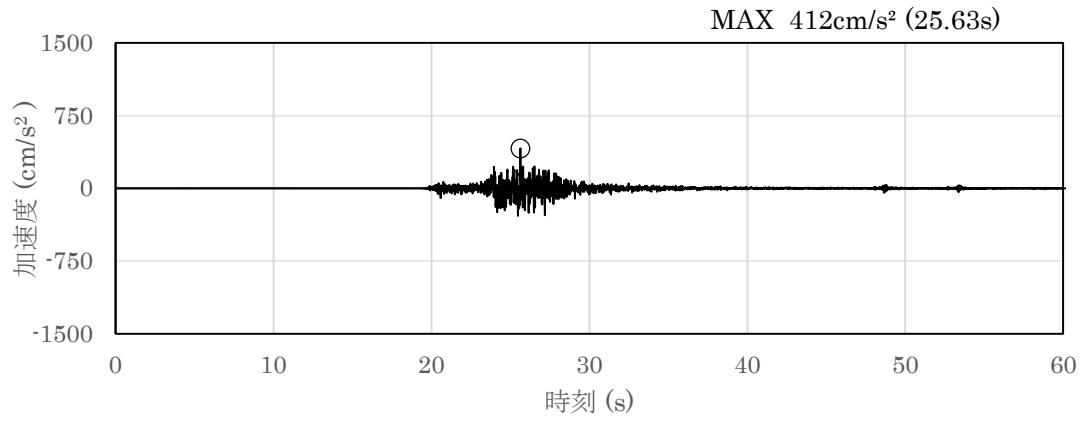


(a) 加速度時刻歴波形

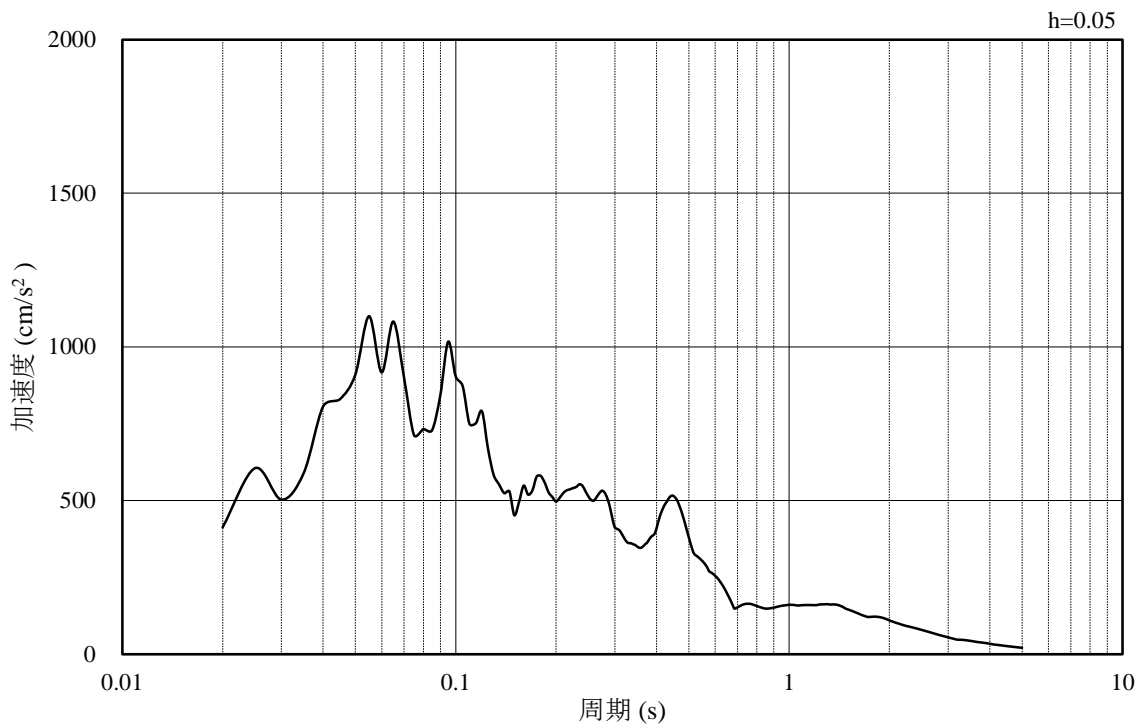


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-44 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (NS))

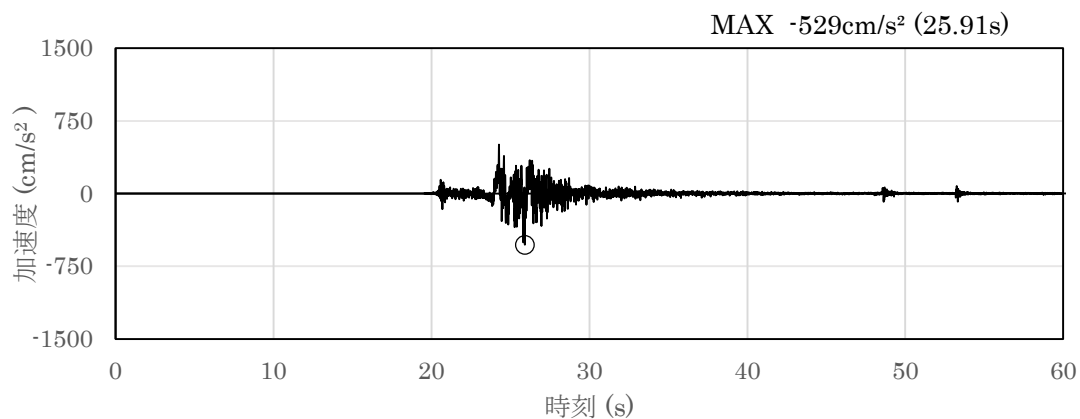


(a) 加速度時刻歴波形

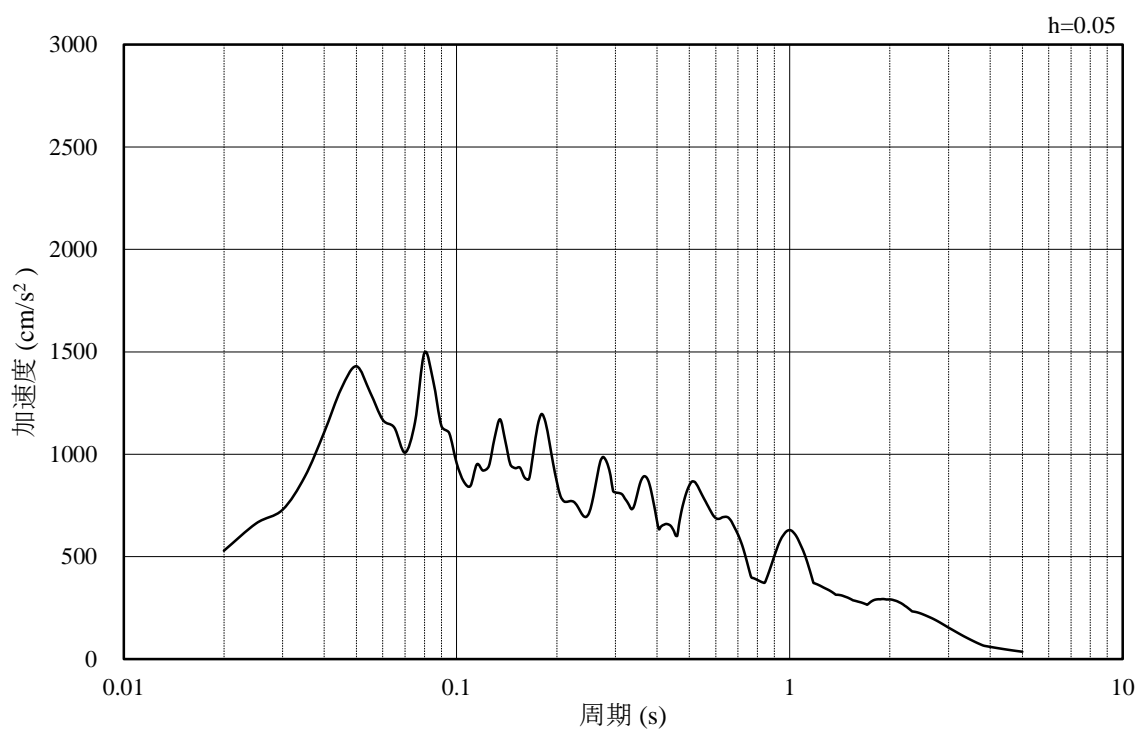


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-45 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分: S s - N 2 (NS))

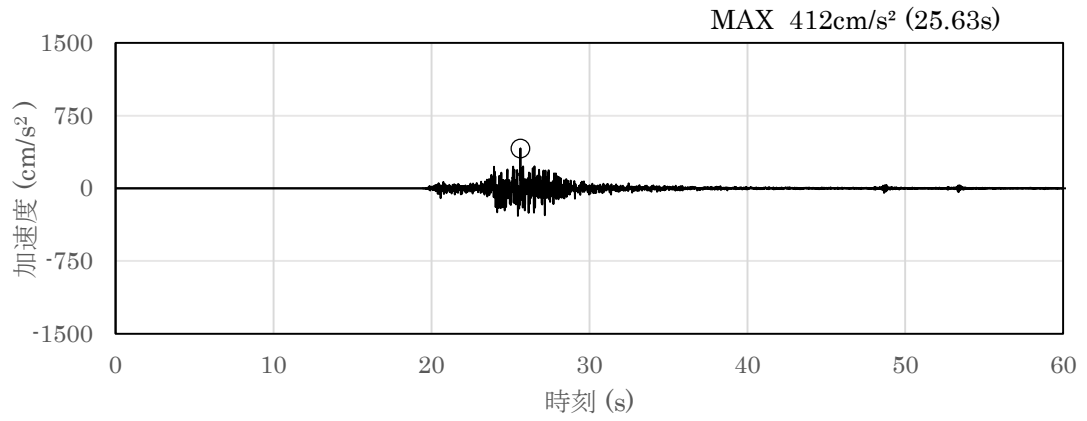


(a) 加速度時刻歴波形

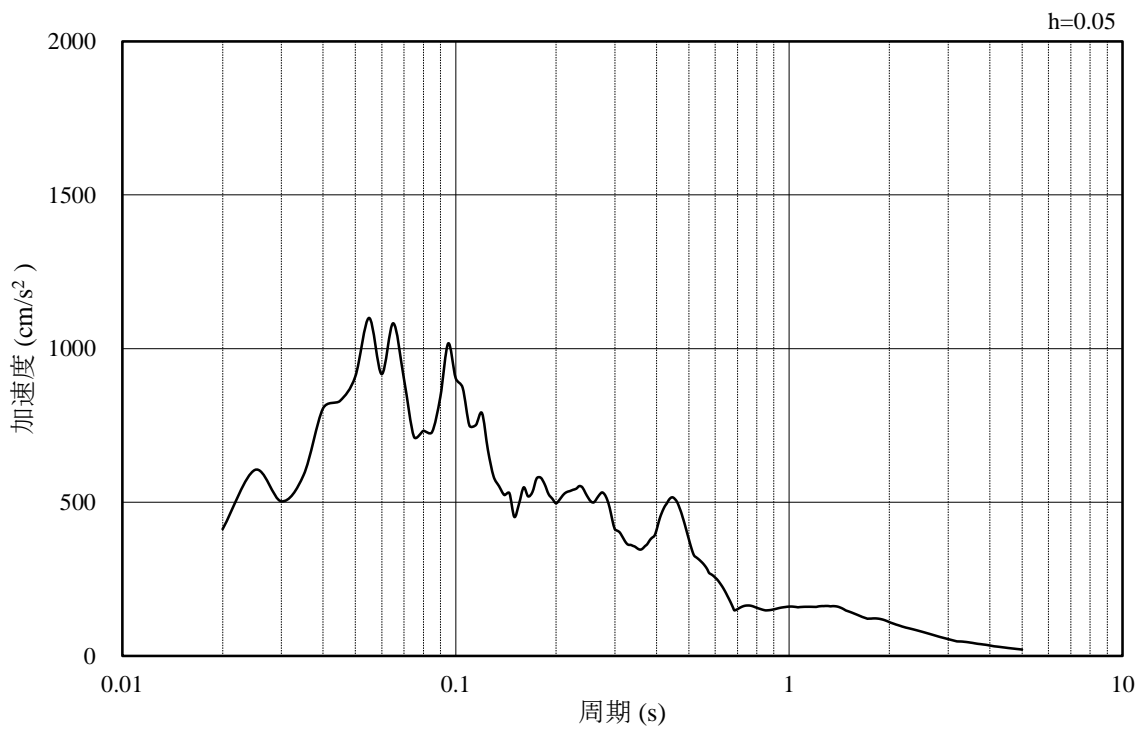


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-46 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(水平成分：S s - N 2 (EW))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-47 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル  
(鉛直成分：S s - N 2 (EW))

## 4.5 耐震評価

### 4.5.1 許容限界

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

輪谷貯水槽（東側）の曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の評価として「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，2005年）」（以下「土木学会マニュアル」という。）に基づき，表4.5-1に示すとおり限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ1.0%）を許容限界とする。

「土木学会マニュアル」では，曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態は，コンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており，圧縮縁コンクリートひずみ1.0%の状態は，かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが，屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性が確保できるとして設定されたものである。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる照査用ひずみは，地震応答解析により得られた応答値に安全係数（構造解析係数）1.2を乗じることにより，曲げ・軸力系の破壊に対する安全余裕を見込んだ評価を実施する。

また，溢水影響評価の観点から，地上の側壁部については，「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す貯水機能を有することの確認として，「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年）」に基づき，コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて，部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 $\mu$ ，主鉄筋：1725 $\mu$ ）を許容限界とした確認を併せて実施する。評価位置を図4.5-1に示す。

表 4.5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

許容限界	
限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 $\mu$ ) *

注記\*： $\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$

ここで， $\gamma_i$ ：構造物係数（ $\gamma_i = 1.0$ ）

$\varepsilon_R$ ：限界ひずみ

$\varepsilon_d$ ：照査用ひずみ（ $\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$ ）

$\gamma_a$ ：構造物解析係数（ $\gamma_a = 1.2$ ）

$\varepsilon$ ：発生ひずみ

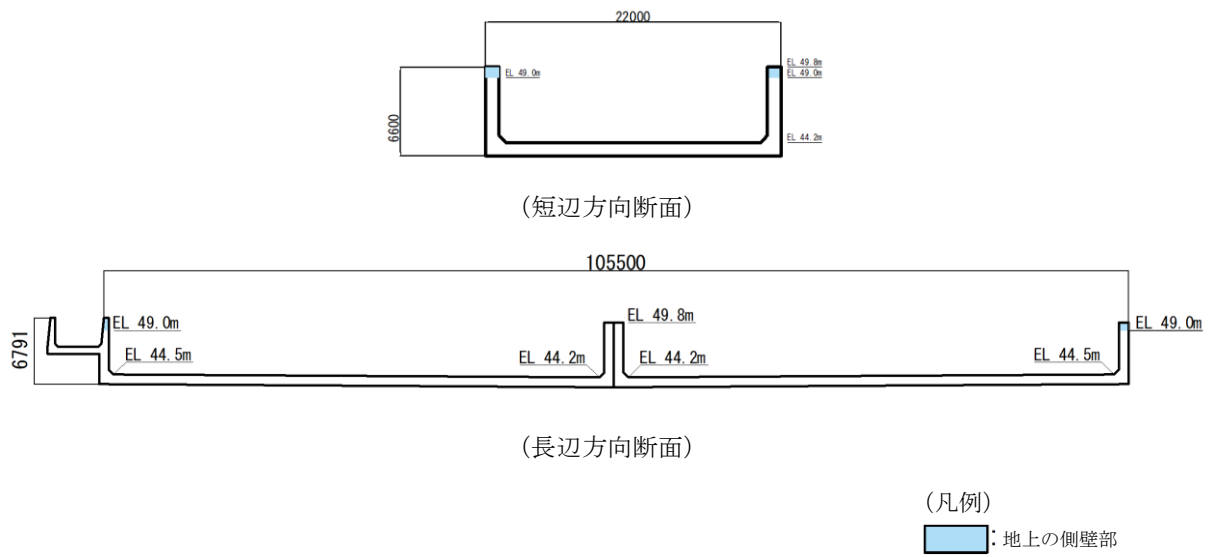


図 4.5-1 評価位置図

(2) せん断破壊に対する許容限界

せん断破壊に対する許容限界は、棒部材式で求まるせん断耐力とする。

また、せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合、線形被害則による照査を実施する。

棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここで、 $V_{yd}$  : せん断耐力

$V_{cd}$  : コンクリートが負担するせん断耐力

$V_{sd}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20^3 \sqrt{f_{cd}} \quad \text{ただし、} f_{vcd} > 0.72 (\text{N/mm}^2) \text{ となる場合は } f_{vcd} = 0.72 (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d[\text{m}]) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + 2M_0 / M_{ud} \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 4M_0 / M_{ud} \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 1$$

ここで、

$f_{cd}$  : コンクリート圧縮強度の設計用値( $\text{N/mm}^2$ )で設計基準強度 $f_{ck}$ を材料係数 $\gamma_{mc}$ で除したもの

$P_v$  : 引張鉄筋比  $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積

$b_w$  : 部材の有効幅

$d$  : 部材の有効高さ

$N'_d$  : 設計軸圧縮力

$M_{ud}$  : 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

$M_0$  :  $M_d$ に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)  $M_0 = N'_d \cdot D / 6$

$D$  : 断面高さ

$a/d$  : せん断スパン比

$\gamma_{bc}$  : 部材係数

$\gamma_{mc}$  : 材料係数

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} Z / \gamma_{bs}$$

ここで、

$A_w$  : 区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積

$f_{wyd}$  : せん断補強筋の降伏強度の材料係数  $\gamma_{ms}$  で除したもので、 $400\text{N/mm}^2$ 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値  $f_{ck}$  が  $60\text{N/mm}^2$ 以上の時は、 $800\text{N/mm}^2$ 以下としてよい。

$\alpha$  : せん断補強筋と部材軸のなす角度

$s$  : せん断補強筋の配置間隔

$z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、 $d/1.15$ とする。

$\gamma_{bs}$  : 部材係数

$\gamma_{ms}$  : 材料係数



また、「土木学会マニュアル」におけるせん断耐力式による評価においては、表 4.5-2 に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 4.5-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	$\gamma_{mc}$	1.0	1.3	コンクリートの特性値を低減
	鉄筋	$\gamma_{ms}$	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	$\gamma_{bc}$	—	1.3	せん断耐力（コンクリート負担分）を低減
	鉄筋	$\gamma_{bs}$	—	1.1	せん断耐力（鉄筋負担分）を低減
構造解析係数		$\gamma_a$	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記\*：土木学会マニュアルでは、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2}$

$$\gamma_{b1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

$$\gamma_{b2} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.01) \\ \frac{100R + 2}{3} & (0.01 < R \leq 0.025) \\ 1.5 & (R > 0.025) \end{cases}$$

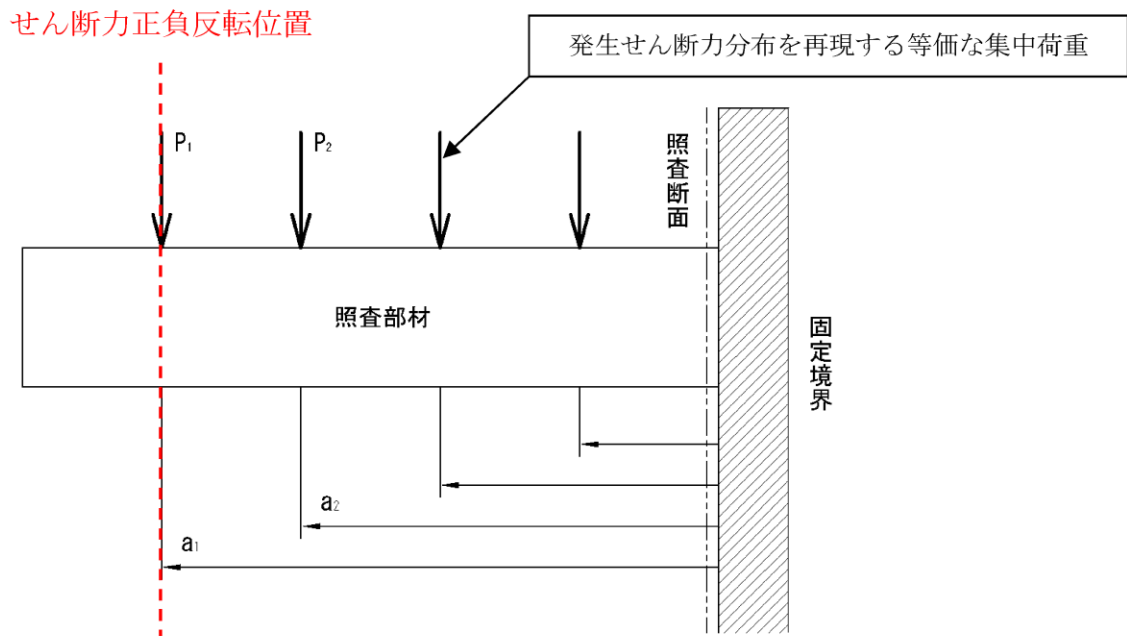
ここで、R：層間変形角とされている。

$\gamma_{b2}$ は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、 $\gamma_{b2} = 1.0$ としてよいとされている。

(3) せん断破壊に対する許容限界（線形被害則による照査方法）

「(2) せん断破壊に対する許容限界」に示したせん断耐力式による照査において照査用せん断力がせん断耐力を上回る場合，分布荷重下にある部材のせん断耐力照査を合理的に行う手法として，「土木学会マニュアル」に基づき，線形被害則による照査を行う。照査手順を以下に記載し，線形被害則による照査方法を図 4.5-2 に示す。

- ①ある照査対象時刻の地震応答解析結果より，着目する部材の発生せん断力が正負反転する節点までを照査対象範囲として設定し，発生せん断力分布を再現する等価な集中荷重を算定する。
- ②各集中荷重の作用位置に基づいて，せん断スパンを設定し，せん断スパン比から算定式を選定する。
- ③照査断面を設定し，各集中荷重に対する照査断面のせん断耐力を算定する。
- ④各集中荷重とせん断耐力の比（＝被害度）の総和をとり，構造物係数  $\gamma_i$  を乗じた値が評価基準値 1.0 以下になることを確認する。



$$\gamma_i \cdot \left( \frac{P_1 \cdot \gamma_a}{V_1} + \frac{P_2 \cdot \gamma_a}{V_2} + \dots \right) \leq 1.0$$

$\gamma_i$  : 構造物係数

$\gamma_a$  : 構造解析係数

$V_1$  : 照査断面における  $P_1$  に対するせん断耐力

$V_2$  : 照査断面における  $P_2$  に対するせん断耐力

⋮

$V_n$  : 照査断面における  $P_n$  に対するせん断耐力

図 4.5-2 線形被害則による照査方法

a. 発生せん断力分布を再現する等価な集中荷重及びせん断スパンの算定

地震応答解析より得られた、分布荷重下にある部材に発生するせん断力分布を再現する等価な集中荷重の算定方法を図 4.5-3 に、「土木学会マニュアル」におけるせん断スパン比の取り方を図 4.5-4 に示す。

等価な集中荷重は、隣り合う要素に発生するせん断力の差であり、当該要素間の節点位置に作用させる。また、せん断スパンは、各集中荷重の作用位置と支承前面間の距離とする。なお、「土木学会マニュアル」では、せん断スパン比にハンチを考慮することができるが、ハンチは考慮しないものとする。

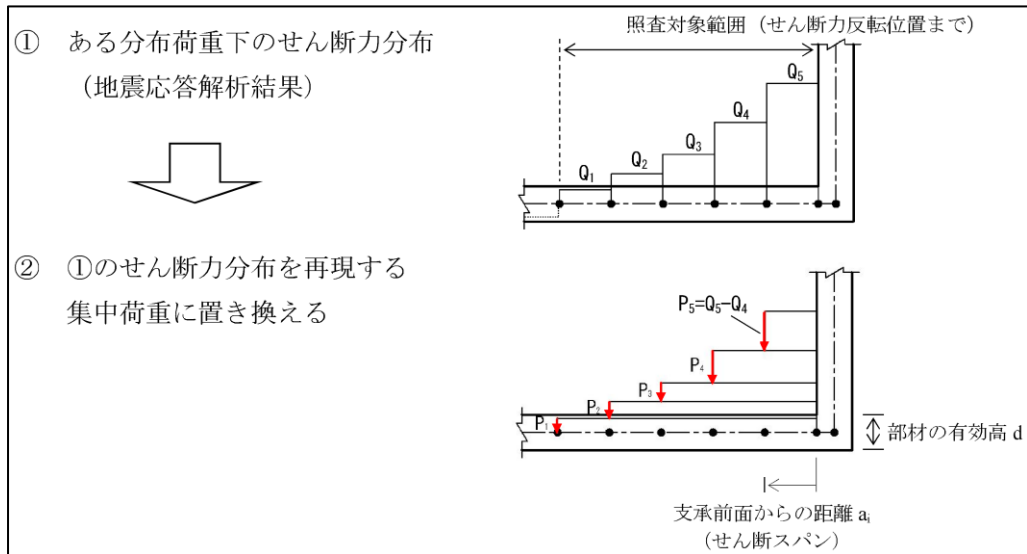


図 4.5-3 集中荷重の算定方法

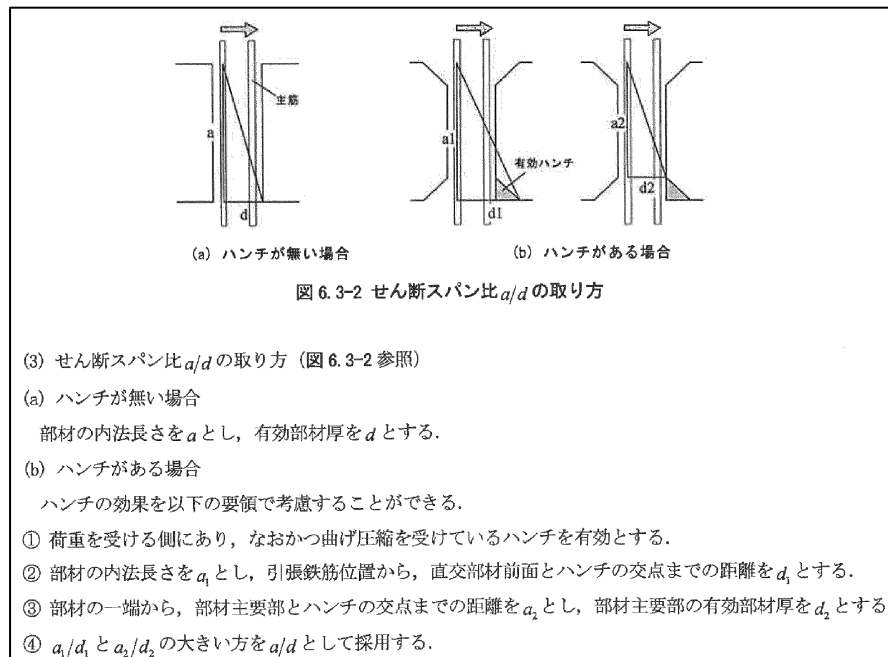


図 4.5-4 せん断スパン比の取り方

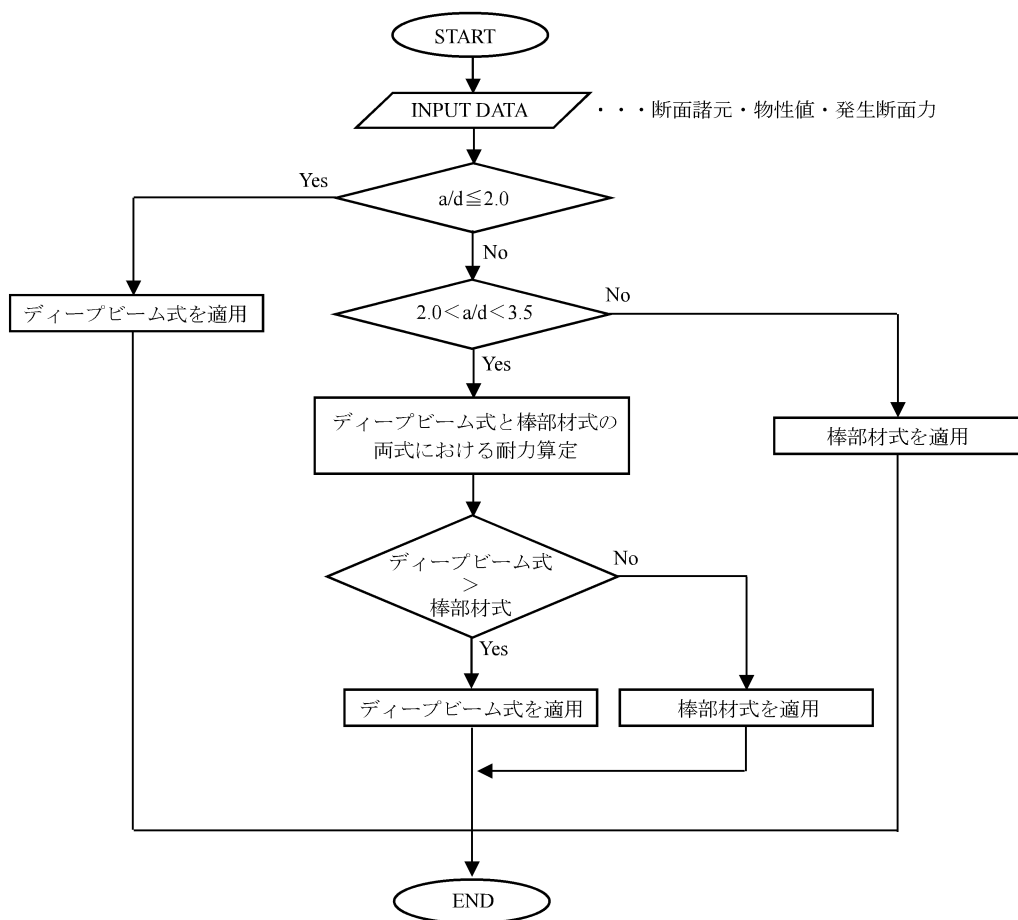
b. 照査断面の設定

照査断面は、照査対象範囲の中でせん断応力度（応答せん断力を断面積で除した値）が最大となる断面とする。また、照査断面よりも支点寄りにある作用点の影響は考慮しない。

c. 各集中荷重に対するせん断耐力の算定

各集中荷重に対する照査断面のせん断耐力は、「土木学会マニュアル」に基づくせん断耐力評価式により、棒部材式あるいはディープビーム式を用いて算定する。

棒部材式及びディープビーム式の適用フローを図 4.5-5 に、棒部材式とディープビーム式の適用区分を図 4.5-6 に示す。



せん断スパン比 (a/d) の一般的な判定目安 (『土木学会指針 2005 (マニュアル)』より)

$0 < a/d \leq 2.0$	ディープビーム式の適用範囲
$2.0 < a/d < 3.5$	ディープビーム式 or 棒部材式の耐力が大きい方 (遷移領域)
$3.5 \leq a/d$	棒部材式の適用範囲

図 4.5-5 棒部材式及びディープビーム式の適用フロー

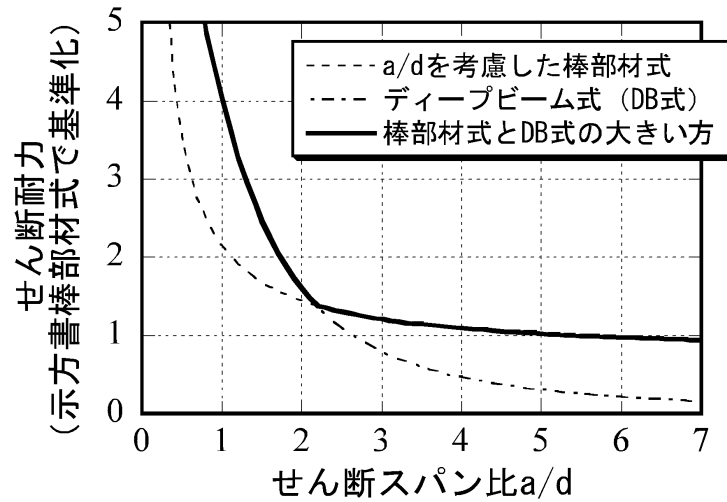


図 4.5-6 棒部材式とディープビーム式の適用区分  
 (「土木学会マニュアル」, p.126 より抜粋)

b. ディープビーム式

$$V_{yld} = V_{cdd} + V_{sdd} \quad (6.3-6)$$

ここに,  $V_{cdd}$  : コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{sdd}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (6.3-7)$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d[\text{m}]) \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

$\gamma_{bc}$  : 部材係数 (表 6.1-1 参照, コンクリート寄与分用の値)

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd} \quad (6.3-8)$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33 / p_{wb} \quad \text{ただし, } 0 \leq \phi \leq 1$$

$V_{sd}$  : (6.3-5)式による

$p_{wb}$  : せん断補強鉄筋比[%]

(4) 基礎地盤の支持機能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、基礎地盤の極限支持力度とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 4.5-3 に示す。

表 4.5-3 輪谷貯水槽（東側）の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
極限支持力度	埋戻土	1.2

## 4.6 評価結果

### 4.6.1 構造部材の健全性に対する評価結果

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造物全体としての安定性確保）

曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち構造物全体としての安定性確保の評価結果を表 4.6-1 及び表 4.6-2 に示す。また、ひずみの時刻歴波形を図 4.6-1 及び図 4.6-2 に示す。照査値は、照査用ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。同表より、全地震動において照査用ひずみは限界ひずみを下回ることを確認した。

表 4.6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（A-A断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*$ ( $\mu$ )	照査ひずみ $\varepsilon_R$ ( $\mu$ )	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_R$
	①	S <sub>s</sub> -D	++	453	10000
S <sub>s</sub> -F 1		++	326	10000	0.04
S <sub>s</sub> -F 2		++	322	10000	0.04
S <sub>s</sub> -N 1		++	525	10000	0.06
S <sub>s</sub> -N 2 (NS)		++	263	10000	0.03
S <sub>s</sub> -N 2 (EW)		++	384	10000	0.04
②	S <sub>s</sub> -D	++	473	10000	0.05
③	S <sub>s</sub> -D	++	438	10000	0.05

注記\*：照査用ひずみ  $\varepsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

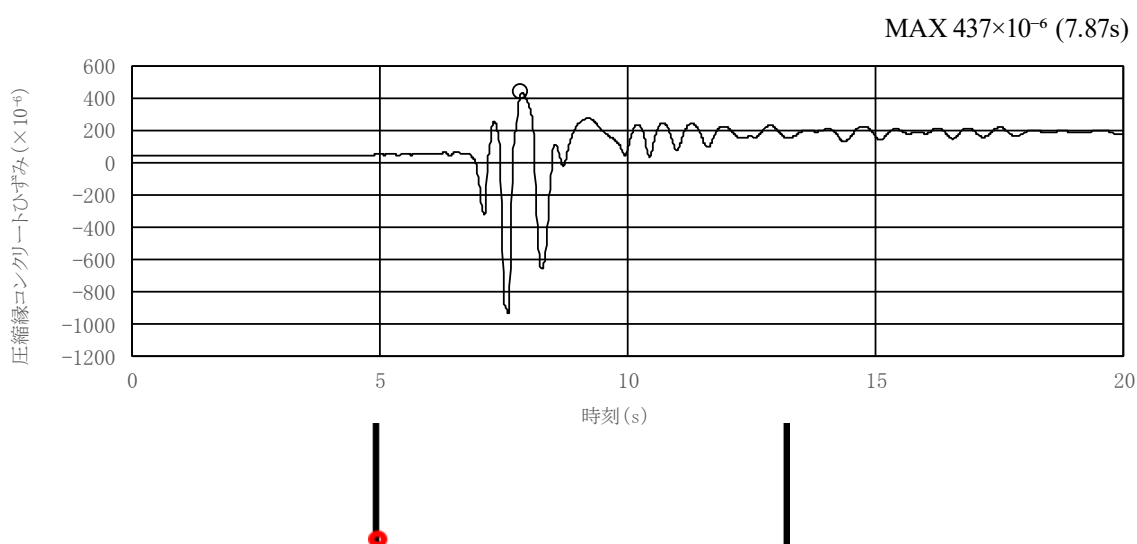


図 4.6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（A-A断面）



表 4.6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\epsilon_d^*$ ( $\mu$ )	照査ひずみ $\epsilon_R$ ( $\mu$ )	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
	①	S <sub>s</sub> -D	++	908	10000 $\mu$
S <sub>s</sub> -F 1		++	619	10000 $\mu$	0.07
S <sub>s</sub> -F 2		++	796	10000 $\mu$	0.08
S <sub>s</sub> -N 1		++	884	10000 $\mu$	0.09
S <sub>s</sub> -N 2 (NS)		++	407	10000 $\mu$	0.05
S <sub>s</sub> -N 2 (EW)		++	586	10000 $\mu$	0.06
②	S <sub>s</sub> -D	++	856	10000 $\mu$	0.09
③	S <sub>s</sub> -D	++	830	10000 $\mu$	0.09

注記\* : 照査用ひずみ  $\epsilon_d =$  発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$  (1.2)

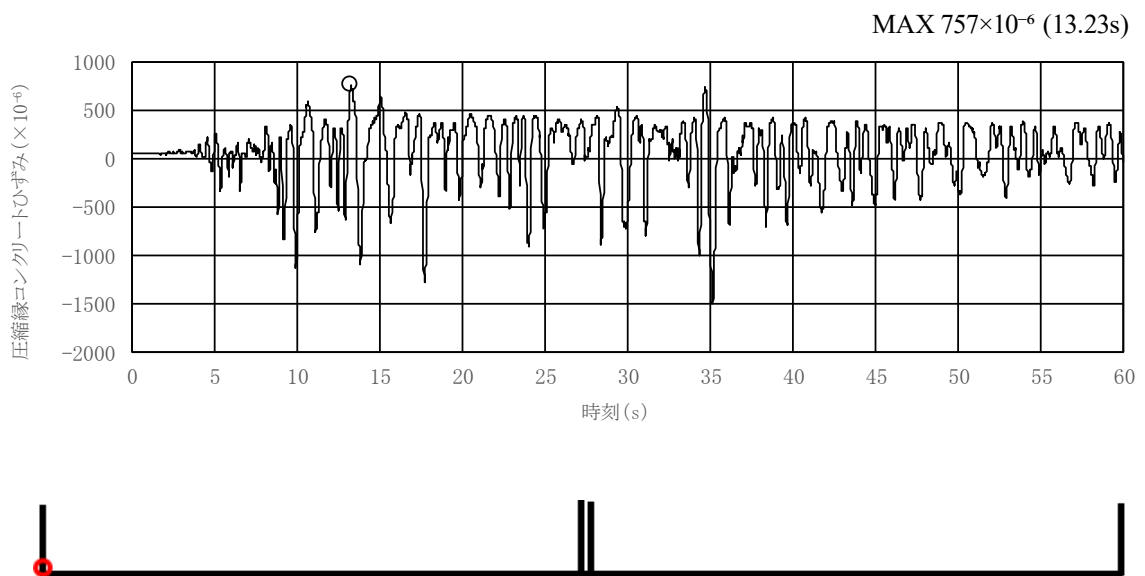


図 4.6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形 (全応力解析) (B-B断面)

(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（溢水影響の確認）

溢水影響評価の観点での曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 3.6-3～表 3.6-6 に示す。また、ひずみの時刻歴波形を図 3.6-3～図 3.6-6 に示す。照査値は、照査用ひずみを許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。同表より、全地震動において照査用ひずみは限界ひずみを下回ることを確認した。

表 4.6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）（A-A断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S <sub>s</sub> -D	++	2	2000	0.01
	S <sub>s</sub> -F 1	++	2	2000	0.01
	S <sub>s</sub> -F 2	++	2	2000	0.01
	S <sub>s</sub> -N 1	++	2	2000	0.01
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	2	2000	0.01
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	2	2000	0.01
②	S <sub>s</sub> -D	++	2	2000	0.01
③	S <sub>s</sub> -D	++	2	2000	0.01

注記\*：照査用ひずみ  $\varepsilon_d =$  発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a (1.2)$

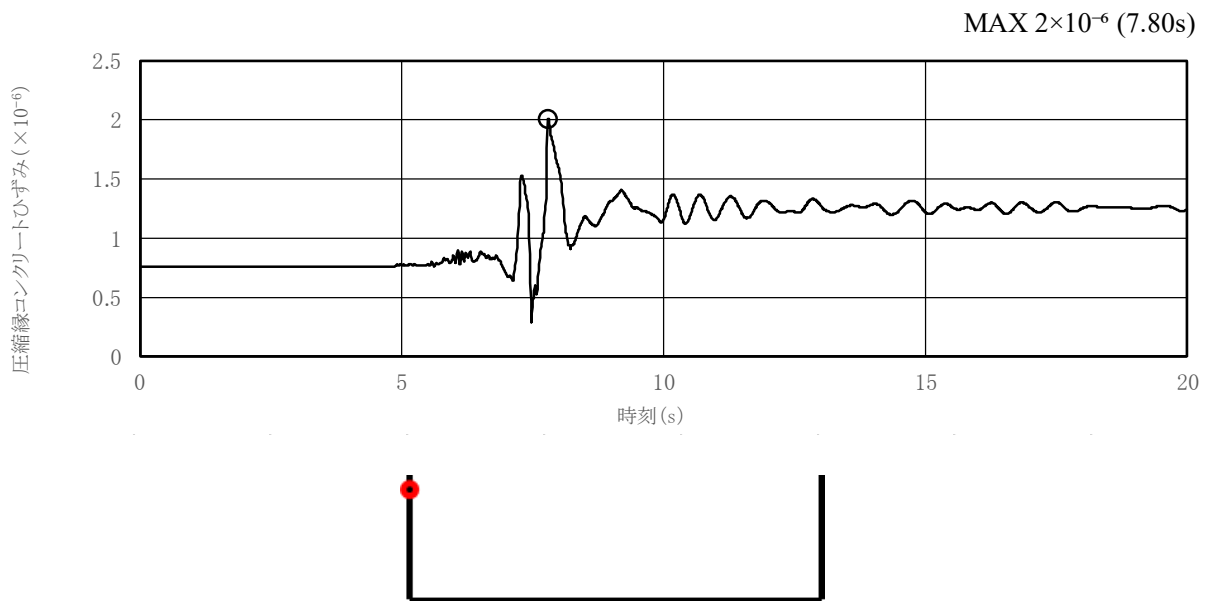


図 4.6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（コンクリート）（A-A断面）

表 4.6-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋）（A-A断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S <sub>s</sub> -D	++	2	1175	0.01
	S <sub>s</sub> -F 1	++	2	1175	0.01
	S <sub>s</sub> -F 2	++	2	1175	0.01
	S <sub>s</sub> -N 1	++	2	1175	0.01
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	2	1175	0.01
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	2	1175	0.01
②	S <sub>s</sub> -D	++	2	1175	0.01
③	S <sub>s</sub> -D	++	2	1175	0.01

注記\*：照査用ひずみ  $\varepsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

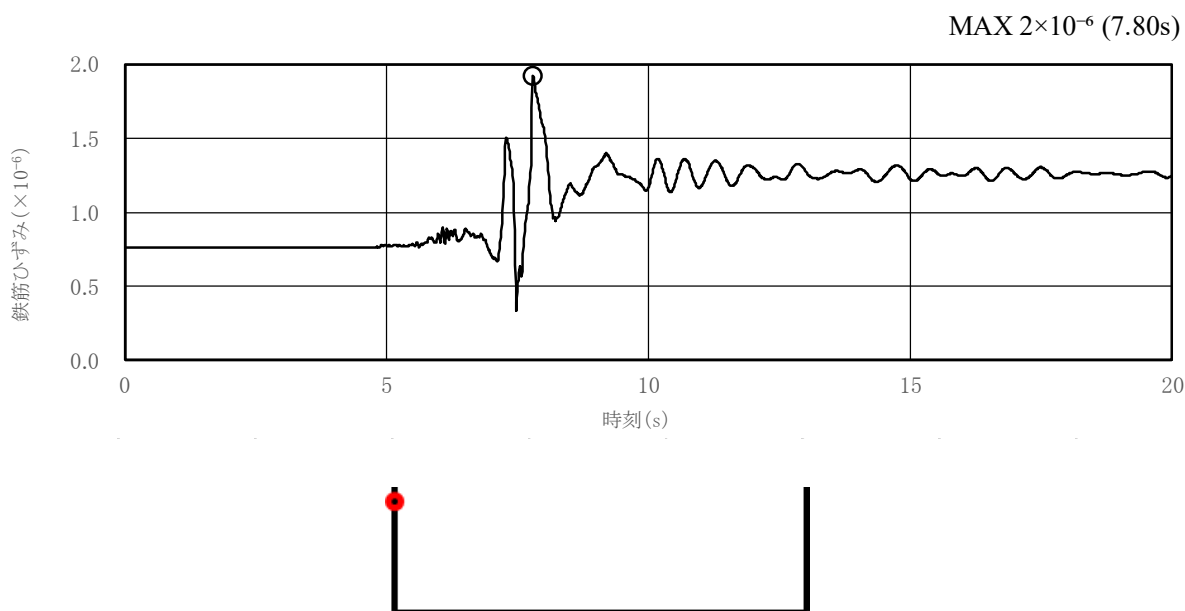


図 4.6-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（主筋）（A-A断面）

表 4.6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）（B-B断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S <sub>s</sub> -D	++	3	2000	0.01
	S <sub>s</sub> -F 1	++	4	2000	0.01
	S <sub>s</sub> -F 2	++	3	2000	0.01
	S <sub>s</sub> -N 1	++	4	2000	0.01
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	2	2000	0.01
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	3	2000	0.01
②	S <sub>s</sub> -D	++	3	2000	0.01
③	S <sub>s</sub> -D	++	3	2000	0.01

注記\*：照査用ひずみ  $\varepsilon_d =$  発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a (1.2)$

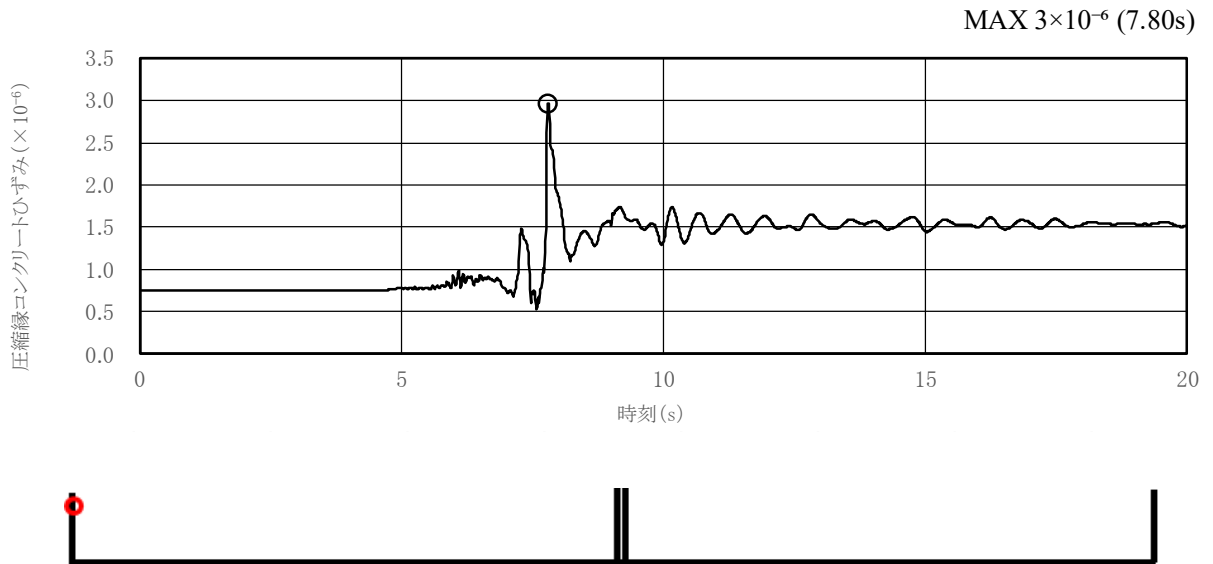


図 4.6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（コンクリート）（B-B断面）

表 4.6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋）（B-B断面）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S <sub>s</sub> -D	++	4	1175	0.01
	S <sub>s</sub> -F 1	++	4	1175	0.01
	S <sub>s</sub> -F 2	++	3	1175	0.01
	S <sub>s</sub> -N 1	++	3	1175	0.01
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	2	1175	0.01
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	2	1175	0.01
②	S <sub>s</sub> -D	++	4	1175	0.01
③	S <sub>s</sub> -D	++	3	1175	0.01

注記\*：照査用ひずみ  $\varepsilon_d = \text{発生ひずみ} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.2)$

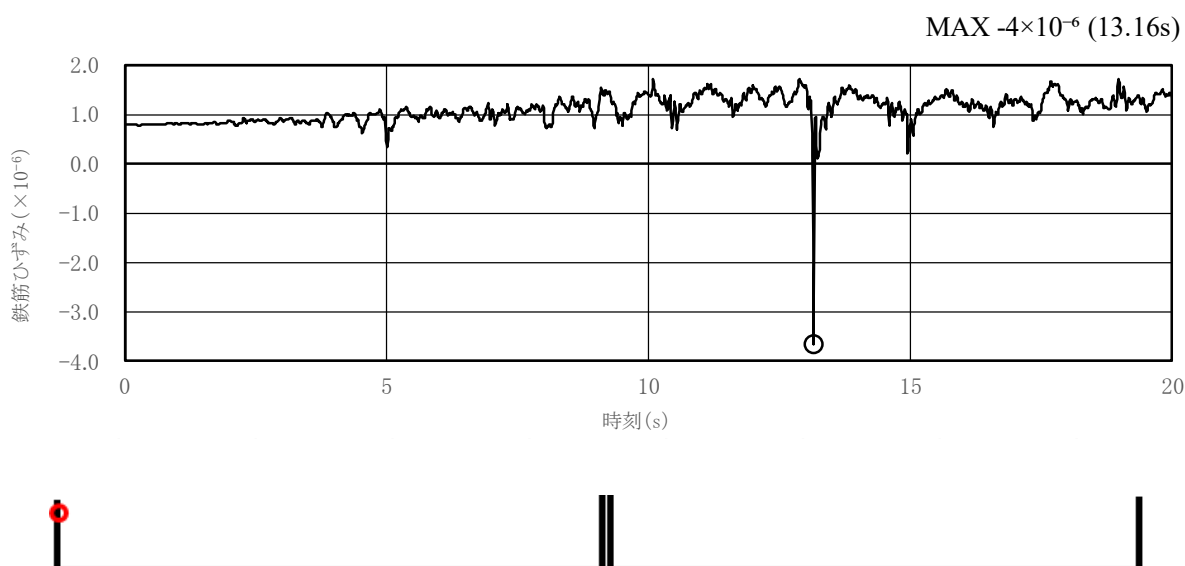


図 4.6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（主筋）（B-B断面）

(2) せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 4.6-7 及び表 4.6-8 に示す。また、評価位置図を図 4.6-7 及び 4.6-9 図に、最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力及びせん断力）を図 4.6-8 及び図 4.6-10 に示す。照査値は、せん断力を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、全部材で照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 4.6-7 せん断破壊に対する最大照査値 (A-A断面)

解析 ケース	地震動		評価位置		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{yd}$
					せん断力 $V_d^{*1}$ (kN)	耐力 $V_{yd}$ (kN)	
①	S <sub>s</sub> -D	++	側壁	1	243 [-] <sup>*2</sup>	199 [-] <sup>*2</sup>	1.23 [0.59] <sup>*2</sup>
			底版	3	37 [-] <sup>*2</sup>	30 [-] <sup>*2</sup>	1.24 [0.35] <sup>*2</sup>
	S <sub>s</sub> -F 1	++	側壁	1	179	215	0.84
			底版	3	178	194	0.92
	S <sub>s</sub> -F 2	++	側壁	2	168	200	0.85
			底版	3	174	200	0.88
	S <sub>s</sub> -N 1	++	側壁	2	217 [-] <sup>*2</sup>	206 [-] <sup>*2</sup>	1.06 [0.56] <sup>*2</sup>
			底版	3	167 [-] <sup>*2</sup>	155 [-] <sup>*2</sup>	1.08 [0.48] <sup>*2</sup>
	S <sub>s</sub> -N 2 (NS)	++	側壁	1	181	205	0.89
			底版	3	157	196	0.81
	S <sub>s</sub> -N 2 (EW)	++	側壁	1	215 [-] <sup>*2</sup>	200 [-] <sup>*2</sup>	1.08 [0.54] <sup>*2</sup>
			底版	3	81	82	0.99
②	S <sub>s</sub> -D	++	側壁	1	242 [-] <sup>*2</sup>	198 [-] <sup>*2</sup>	1.23 [0.59] <sup>*2</sup>
			底版	3	35 [-] <sup>*2</sup>	27 [-] <sup>*2</sup>	1.31 [0.36] <sup>*2</sup>
③	S <sub>s</sub> -D	++	側壁	1	239 [-] <sup>*2</sup>	199 [-] <sup>*2</sup>	1.21 [0.59] <sup>*2</sup>
			底版	3	37 [-] <sup>*2</sup>	31 [-] <sup>*2</sup>	1.21 [0.34] <sup>*2</sup>

注記\* 1 : 照査用せん断力  $V_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.05)$

\* 2 : 線形被害則による照査結果

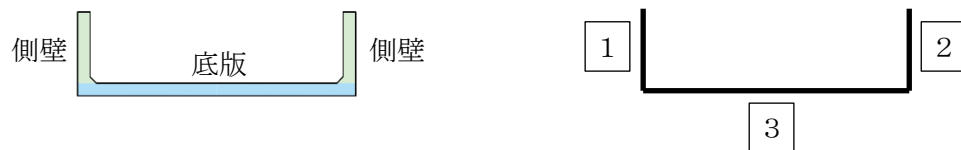


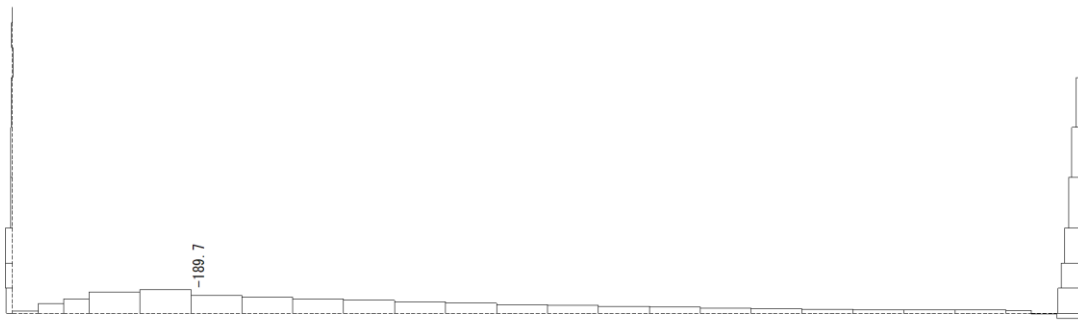
図 4.6-7 評価位置図 (A-A断面)

構造スケール 0. 1.0 (m)  
 応答スケール 0. 500.0 (kN·m)



曲げモーメント (kN·m)

構造スケール 0. 1.0 (m)  
 応答スケール 0. 500.0 (kN)



軸力 (kN)

構造スケール 0. 1.0 (m)  
 応答スケール 0. 500.0 (kN)



せん断力 (kN)

図 4.6-8 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (A-A断面)  
 (解析ケース②, S<sub>s</sub>-D (++) )



表 4.6-8 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置			照査用	せん断	照査値
						せん断力	耐力	
						$V_d^{*1}$ (kN)	$V_{yd}$ (kN)	$V_d/V_{yd}$
①	S <sub>s</sub> -D	++	西側	側壁	1	328 [-]* <sup>2</sup>	225 [-]* <sup>2</sup>	1.46 [0.73]* <sup>2</sup>
				底版	3	24 [-]* <sup>2</sup>	0 [-]* <sup>2</sup>	- [0.14]* <sup>2</sup>
			東側	側壁	5	338 [-]* <sup>2</sup>	240 [-]* <sup>2</sup>	1.41 [0.74]* <sup>2</sup>
				底版	6	249 [-]* <sup>2</sup>	232 [-]* <sup>2</sup>	1.07 [0.59]* <sup>2</sup>
	S <sub>s</sub> -F 1	++	西側	側壁	1	351 [-]* <sup>2</sup>	273 [-]* <sup>2</sup>	1.29 [0.74]* <sup>2</sup>
				底版	3	148 [-]* <sup>2</sup>	107 [-]* <sup>2</sup>	1.39 [0.54]* <sup>2</sup>
			東側	側壁	5	272 [-]* <sup>2</sup>	251 [-]* <sup>2</sup>	1.09 [0.59]* <sup>2</sup>
				底版	6	205 [-]* <sup>2</sup>	175 [-]* <sup>2</sup>	1.18 [0.44]* <sup>2</sup>
	S <sub>s</sub> -F 2	++	西側	側壁	1	369 [-]* <sup>2</sup>	265 [-]* <sup>2</sup>	1.40 [0.80]* <sup>2</sup>
				底版	3	110 [-]* <sup>2</sup>	66 [-]* <sup>2</sup>	1.68 [0.42]* <sup>2</sup>
			東側	側壁	5	334 [-]* <sup>2</sup>	266 [-]* <sup>2</sup>	1.26 [0.69]* <sup>2</sup>
				底版	6	311 [-]* <sup>2</sup>	253 [-]* <sup>2</sup>	1.23 [0.71]* <sup>2</sup>

注記\* 1 : 照査用せん断力  $V_d$  = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

\* 2 : 線形被害則による照査結果

表 4.6-9 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置			照査用 せん断力 $V_d^{*1}$ (kN)	せん断 耐力 $V_{yd}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{yd}$
①	$S_S-N1$	++	西側	側壁	1	343 [-]* <sup>2</sup>	277 [-]* <sup>2</sup>	1.24 [0.75]* <sup>2</sup>
				底版	3	129 [-]* <sup>2</sup>	88 [-]* <sup>2</sup>	1.47 [0.56]* <sup>2</sup>
			東側	側壁	5	337 [-]* <sup>2</sup>	245 [-]* <sup>2</sup>	1.38 [0.72]* <sup>2</sup>
				底版	6	258 [-]* <sup>2</sup>	265 [-]* <sup>2</sup>	0.98 [-]* <sup>2</sup>
	$S_S-N2$ (NS)	++	西側	側壁	2	209 [-]* <sup>2</sup>	204 [-]* <sup>2</sup>	1.03 [0.25]* <sup>2</sup>
				底版	3	241 [-]* <sup>2</sup>	225 [-]* <sup>2</sup>	1.08 [0.59]* <sup>2</sup>
			東側	側壁	5	236 [-]* <sup>2</sup>	232 [-]* <sup>2</sup>	1.02 [0.53]* <sup>2</sup>
				底版	6	197 [-]* <sup>2</sup>	195 [-]* <sup>2</sup>	1.01 [0.40]* <sup>2</sup>
	$S_S-N2$ (EW)	++	西側	側壁	1	285 [-]* <sup>2</sup>	239 [-]* <sup>2</sup>	1.20 [0.68]* <sup>2</sup>
				底版	3	26 [-]* <sup>2</sup>	0 [-]* <sup>2</sup>	- [0.32]* <sup>2</sup>
			東側	側壁	5	332 [-]* <sup>2</sup>	245 [-]* <sup>2</sup>	1.36 [0.72]* <sup>2</sup>
				底版	6	244 [-]* <sup>2</sup>	210 [-]* <sup>2</sup>	1.17 [0.58]* <sup>2</sup>

注記\* 1 : 照査用せん断力  $V_d =$  発生せん断力  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$  (1.05)

\* 2 : 線形被害則による照査結果

表 4.6-10 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		評価位置			照査用	せん断	照査値
						せん断力	耐力	
						$V_d^{*1}$ (kN)	$V_{yd}$ (kN)	$V_d/V_{yd}$
②	$S_s-N2$ (EW)	++	西側	側壁	1	301 [-]* <sup>2</sup>	243 [-]* <sup>2</sup>	1.24 [0.71]* <sup>2</sup>
				底版	3	23 [-]* <sup>2</sup>	1 [-]* <sup>2</sup>	20.09 [0.12]* <sup>2</sup>
			東側	側壁	5	263 [-]* <sup>2</sup>	250 [-]* <sup>2</sup>	1.05 [0.55]* <sup>2</sup>
				底版	6	230 [-]* <sup>2</sup>	224 [-]* <sup>2</sup>	1.03 [0.53]* <sup>2</sup>
③	$S_s-N2$ (EW)	++	西側	側壁	1	265 [-]* <sup>2</sup>	225 [-]* <sup>2</sup>	1.18 [0.64]* <sup>2</sup>
				底版	3	25 [-]* <sup>2</sup>	2 [-]* <sup>2</sup>	10.97 [0.13]* <sup>2</sup>
			東側	側壁	5	262 [-]* <sup>2</sup>	248 [-]* <sup>2</sup>	1.06 [0.55]* <sup>2</sup>
				底版	6	227 [-]* <sup>2</sup>	225 [-]* <sup>2</sup>	1.02 [0.53]* <sup>2</sup>

注記\* 1 : 照査用せん断力  $V_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.05)$

\* 2 : 線形被害則による照査結果

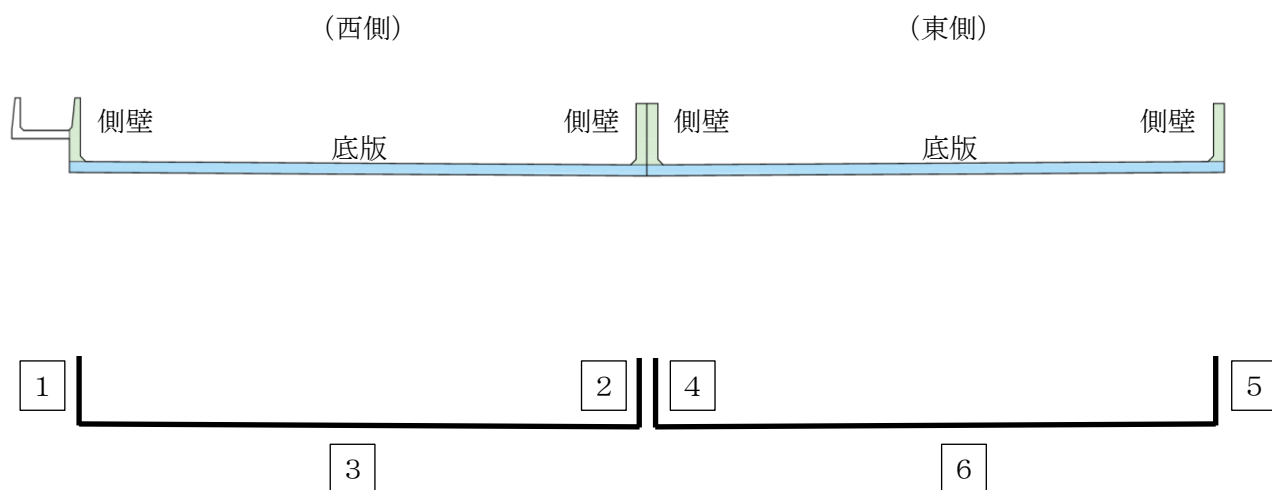


図 4.6-9 評価位置図 (B-B断面)

構造スケール 0. 5.0 (m)  
 応答スケール 0. 500.0 (kN·m)



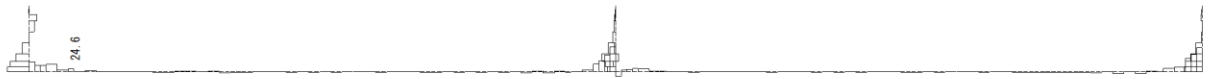
曲げモーメント (kN·m)

構造スケール 0. 5.0 (m)  
 応答スケール 0. 500.0 (kN)



軸力 (kN)

構造スケール 0. 5.0 (m)  
 応答スケール 0. 500.0 (kN)



せん断力 (kN)

図 4.6-10 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (B-B断面)  
 (解析ケース①, S<sub>s</sub>-N2 (EW) (++)

#### 4.6.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 4.6-11 及び表 4.6-12 に示す。また、最大接地圧分布図を図 4.6-11 及び図 4.6-12 に示す。

輪谷貯水槽（東側）の基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力度を下回ることを確認した。

表 4.6-11 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（A-A断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			$R_d(N/mm^2)$	$R_u(N/mm^2)$	$R_d/R_u$
①	$S_s-D$	++	0.61	1.2	0.51
	$S_s-F1$	++	0.61	1.2	0.52
	$S_s-F2$	++	0.60	1.2	0.50
	$S_s-N1$	++	0.60	1.2	0.50
	$S_s-N2(NS)$	++	0.57	1.2	0.48
	$S_s-N2(EW)$	++	0.59	1.2	0.50
②	$S_s-D$	++	0.60	1.2	0.51
③	$S_s-D$	++	0.61	1.2	0.51

表 4.6-12 基礎地盤の支持性能に対する最大照査値（B-B断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			$R_d(N/mm^2)$	$R_u(N/mm^2)$	$R_d/R_u$
①	$S_s-D$	++	0.67	1.2	0.56
	$S_s-F1$	++	0.60	1.2	0.51
	$S_s-F2$	++	0.62	1.2	0.52
	$S_s-N1$	++	0.59	1.2	0.50
	$S_s-N2(NS)$	++	0.63	1.2	0.53
	$S_s-N2(EW)$	++	0.64	1.2	0.53
②	$S_s-D$	++	0.62	1.2	0.53
③	$S_s-D$	++	0.65	1.2	0.55

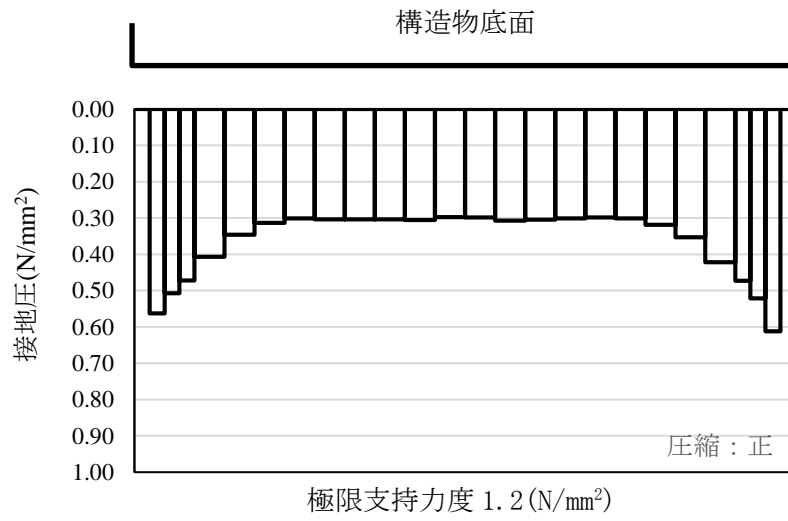


図 4.6-11 基礎地盤の最大接地圧分布図 (A-A断面)  
(解析ケース①, S<sub>s</sub>-F1 (++) )

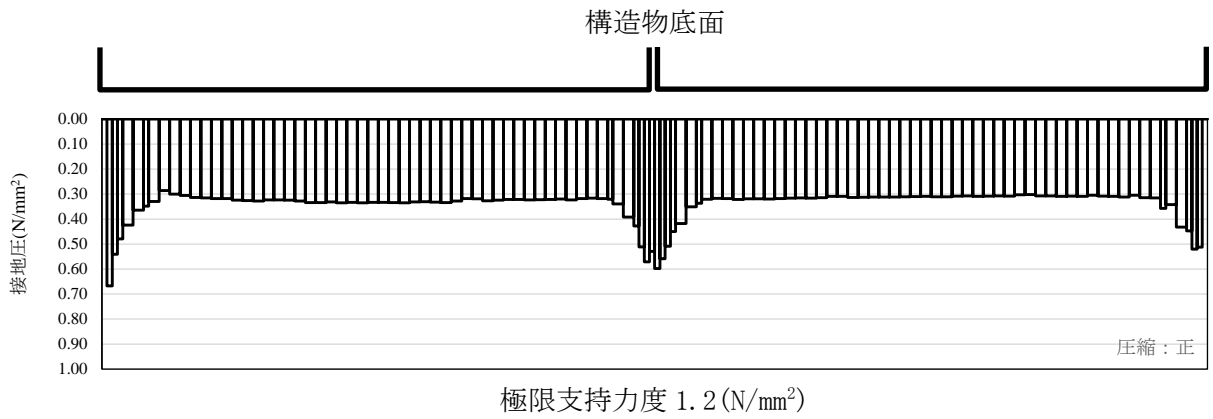


図 4.6-12 基礎地盤の最大接地圧分布図 (B-B断面)  
(解析ケース①, S<sub>s</sub>-D (++) )

## 1. 概要

非常用ろ過水タンクの内包流体には、水平方向の地震によりスロッシングが発生し、地震のエネルギーが分散される。そのため、非常用ろ過水タンクの屋根においては、スロッシングで内包流体が屋根に到達する場合、スロッシングによる荷重が作用する。そこで、スロッシングで内包流体が非常用ろ過水タンクの屋根に与える影響について評価する。

## 2. 評価方法

### 2.1 評価方針

非常用ろ過水タンクのスロッシングについては、地震動の増加により波高が大きくなり、波面が屋根に衝突することで屋根に荷重が作用するが、波面衝突によってスロッシング形状の乱れが大きくなり、衝突圧力が抑えられる傾向がある。この波面衝突による荷重は、内包流体の上部（自由質量）が屋根に沿って上昇することによるものである。

一方、スロッシングによる波は、衝突により砕けること及び発生する荷重のうち瞬間的な荷重は、屋根の変形に与える影響は限定的であることが参考資料（1）（電力共同研究「円筒形タンクのスロッシング評価」）に示されている。

また、参考資料（2）（容器構造設計指針・同解説）より水平面に対する屋根の角度が  より小さい場合、固定屋根によるスロッシングの影響が拘束され、スロッシングを起こした内包流体が上昇できず腰掛圧が生じないことが示されているとともに、参考資料（3）（固定屋根を有する円筒液体タンクの耐震設計（第2報））においても、腰掛圧は受圧点における最高液位からの静水圧におおよそ等しいので、平板及び平板に近い屋根の場合は無視してもよいと示されている。

上記を踏まえ、下記の手順により非常用ろ過水タンクのスロッシングによる影響について確認する。評価フローを図1に示す。

- ①屋根に波高が到達するか\*1。
- ②水平面に対する屋根角度があるか\*2。
- ③波高が屋根に到達する場合は、スロッシング影響を考慮した詳細評価を実施。

なお、①における屋根への波高到達の有無は、評価に用いる応答加速度を考慮し、以下に示す速度ポテンシャル理論に基づき評価を実施する。

【速度ポテンシャル理論に基づく1次固有周期（T）及び波高（ $\zeta_s$ ）の算出方法】

・円筒形容器の場合

T : スロッシングの1次固有周期 [s]

$$(2\pi/T)^2 = 1.841 \cdot g/R \cdot \tanh(1.841 \cdot H/R)$$

$\zeta_s$  : スロッシングの波高 [m]

$$\zeta_s = 0.837R \cdot S_a$$

ここで,

g : 重力加速度 [m/s<sup>2</sup>]

R : 円筒形容器内半径 [m]

H : 液位 [m]

S<sub>a</sub> : 応答加速度 [G]

注記\*1 : 屋根に波高が到達しない場合は, ②以降の評価を対象外とする。

\*2 : 水平面に対する屋根角度が  より小さい場合には, 詳細評価の対象外とする。



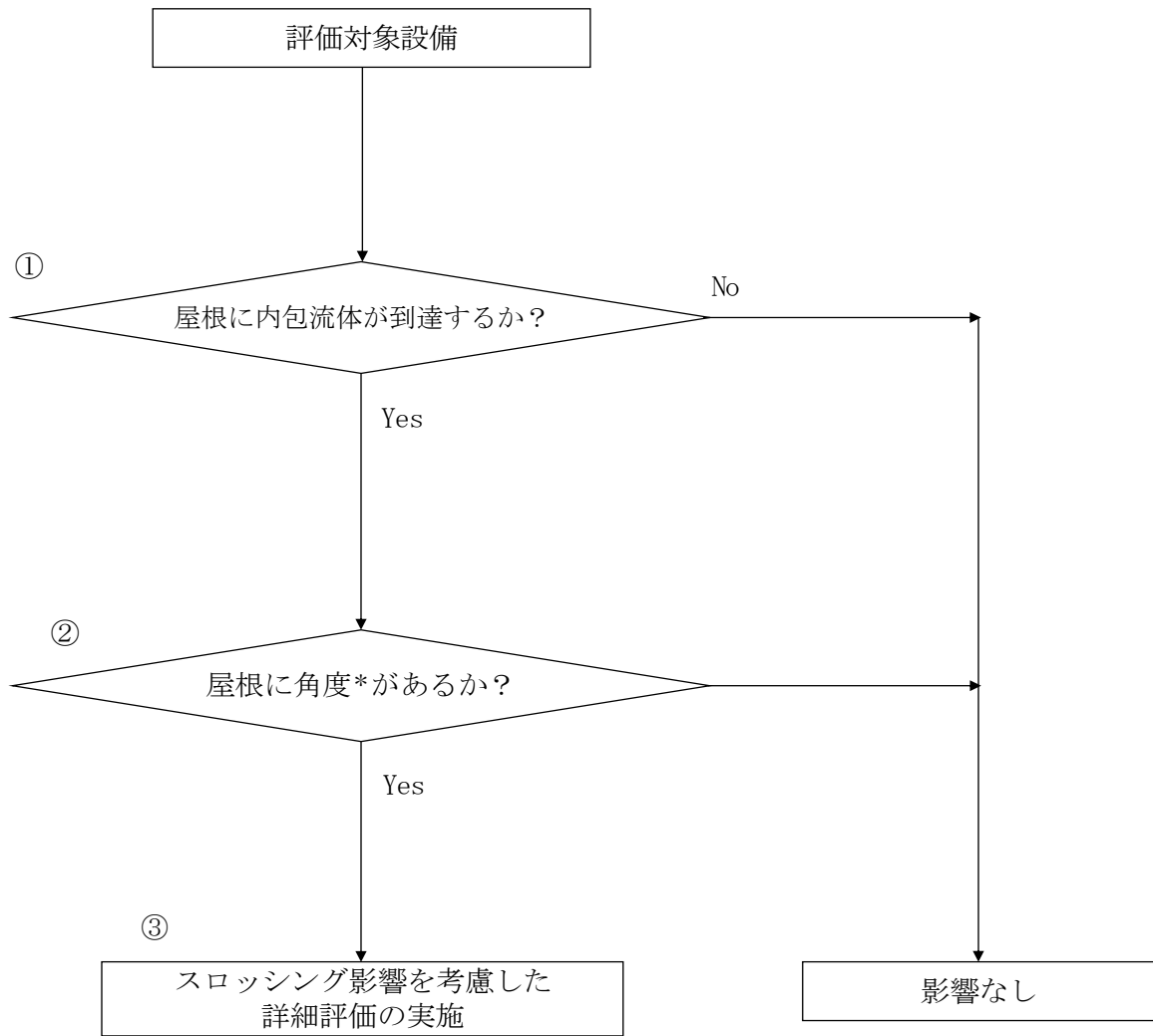


図1 非常用ろ過水タンクのスロッシングによる影響評価フロー

### 3. 影響評価

図 1 に示す評価フローに基づく各評価の結果を以下に示す。

#### 3.1 屋根への内包流体の到達について（評価フロー①）

屋根への内包流体の到達の有無に係る評価結果を表 2 に示す。表 2 に示すとおり、非常用ろ過水タンクについては屋根へ内包流体が到達する。よって、非常用ろ過水タンクについて評価フローに基づき容器の屋根角度の有無について評価を実施する。

表 1 屋根への内包流体の到達の有無に係る評価結果

	容器内 半径 R [m]	液位 H [m]	応答 加速度 S a [G]	スロッシング の 1 次固有周期 T [s]	液位から 屋根まで の高さ ζ [m]	スロッシング の波高 ξ [m]	屋根への波高 到達の有無 (有 : $\xi \leq \zeta$ ) (無 : $\xi \geq \zeta$ )
非常用 ろ過水 タンク	9.8	8.4	0.235*	4.831	0.6	1.928	有

注記\* : 1 次固有周期に対応した地震応答解析から得られる応答加速度を適用する。非常用ろ過水タンクの評価に用いたスロッシング評価用床応答スペクトルを参考資料(4)に示す。

### 3.2 水平面に対する屋根角度の有無について（評価フロー②）

水平面に対する屋根角度の有無に係る評価結果を表2に示す。表2に示すとおり、非常用ろ過水タンクについては、水平面に対する屋根角度が□より小さいことを確認した。よって、スロッシングによる影響はないと判断する。

表2 水平面に対する屋根角度の有無に係る評価結果

名称	形状	屋根形状	水平面に対する屋根角度の有無
非常用ろ過水タンク	円筒形容器	平板 (勾配 1.7°)	無し

### 4. 影響評価結果

以上の結果から、非常用ろ過水タンクについて屋根へのスロッシングによる影響がないことを確認した。

#### 参考資料

- (1) 円筒形タンクのスロッシング評価 抜粋（日本保全学会第7回学術講演 2010.7.15 予稿集）
- (2) 容器構造設計指針・同解説 抜粋（日本建築学会（2010））
- (3) 固定屋根を有する円筒液体タンクの耐震設計（第2報） 抜粋（圧力技術 17巻（1979）4号）
- (4) スロッシング評価用床応答スペクトル（非常用ろ過水タンク）

円筒形タンクのスロッシング評価 抜粋

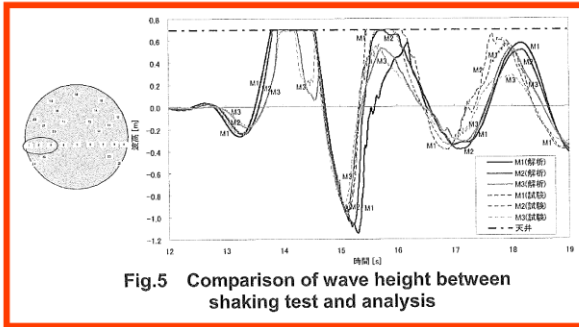


Fig.5 Comparison of wave height between shaking test and analysis

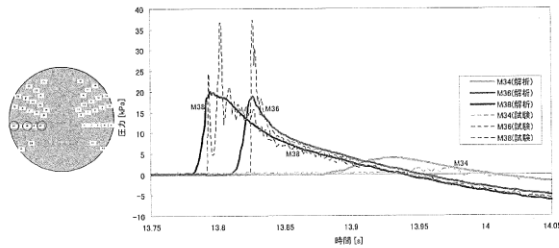


Fig.6 Comparison of pressure between shaking test and analysis

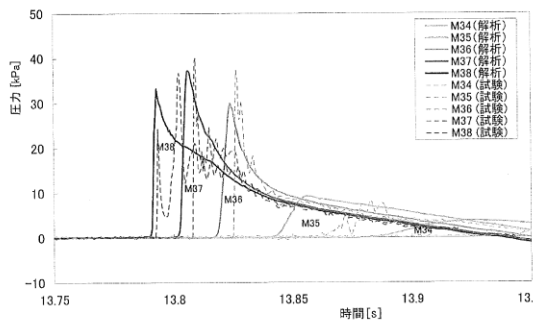


Fig.7 Analysis with segmentalized model

それぞれのひずみの時刻歴結果を Fig.9 に示す。応答解析結果は周期的な振動が発生しているが平均的には試験結果をほぼ再現している。また、20000Pa 以上をカットした応答解析結果においては、振動の各ピークで若干小さくなっているものの、衝撃圧を含む結果とほとんど変わらない。よって瞬間的な衝撃圧が変形に与える影響は限定的であり全体的なひずみはそれ以外の圧力の影響が支配的であると言える。

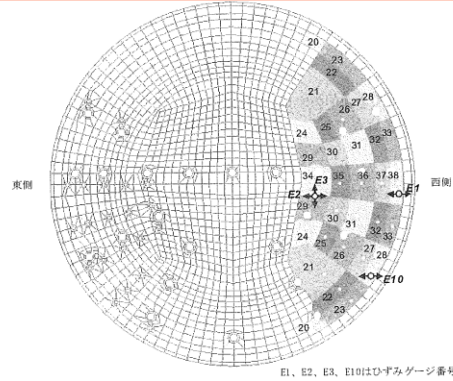


Fig.8 Analysis model to calculate strain on top board

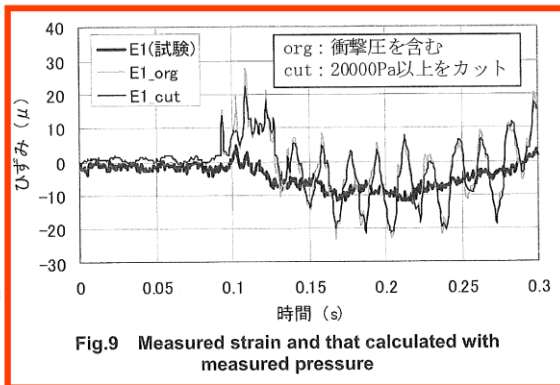


Fig.9 Measured strain and that calculated with measured pressure

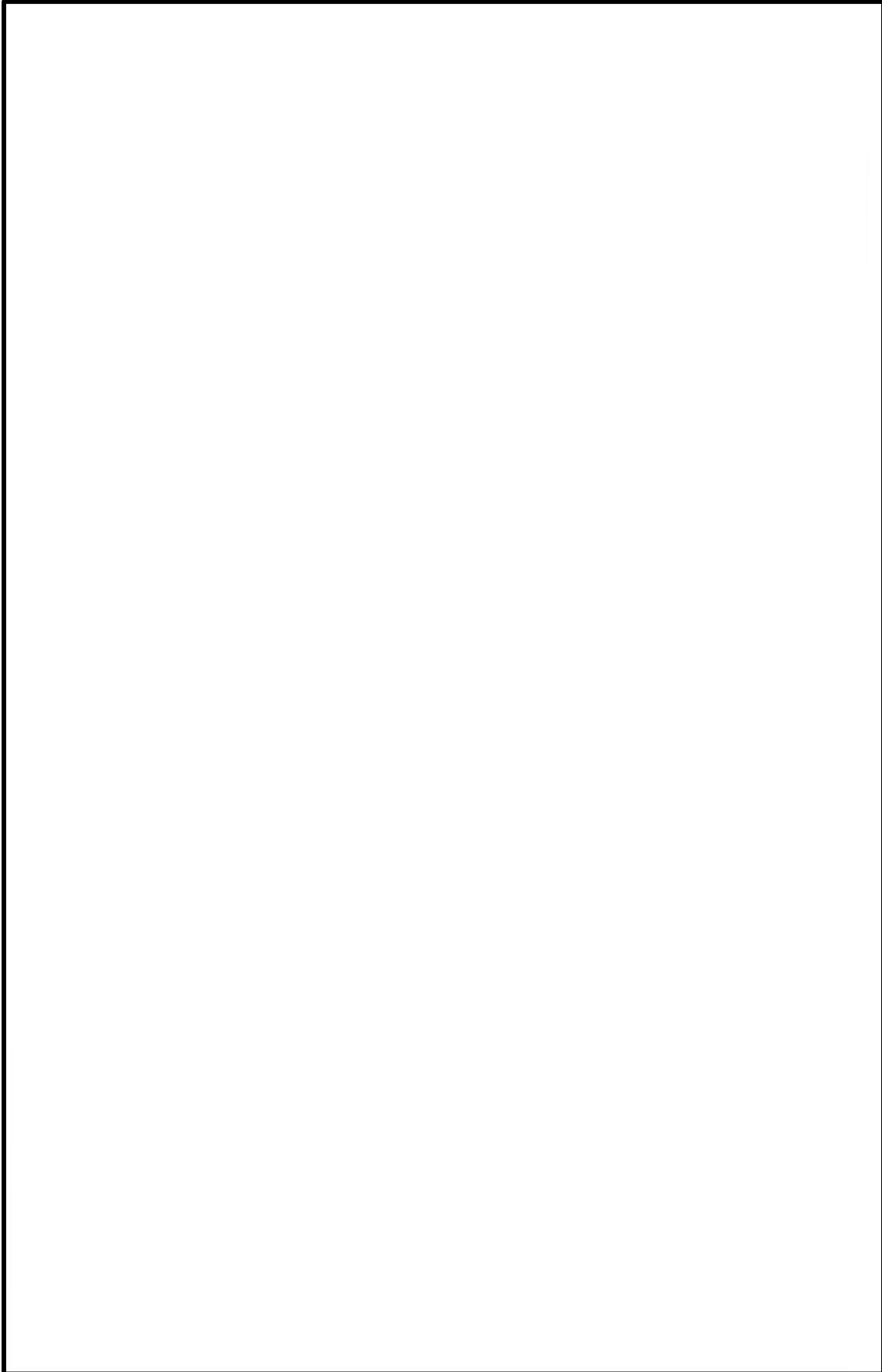
3.3 天板の健全性評価

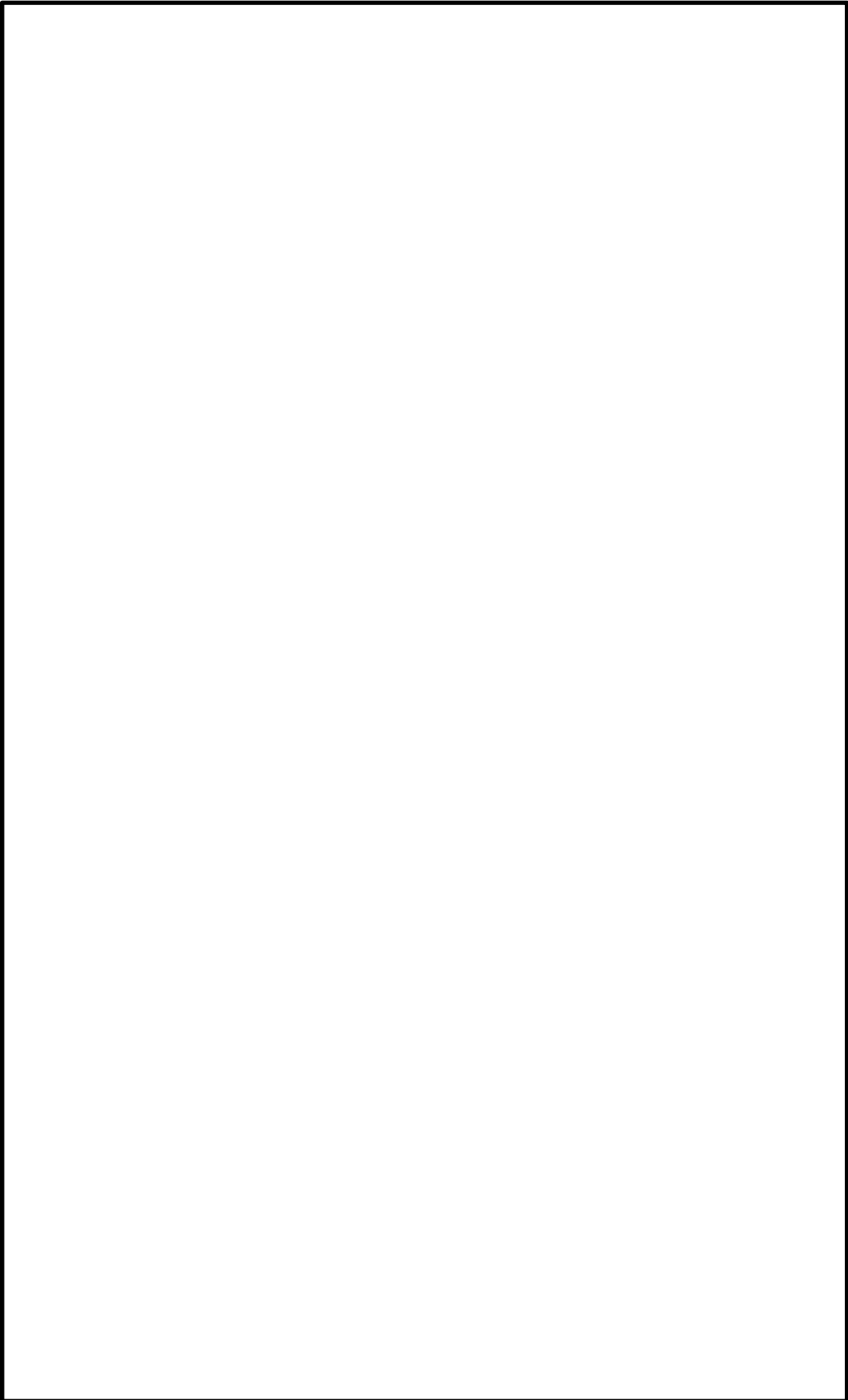
スロッシングによる波面衝突が天板強度へ与える影響を確認することにより、天板健全性の合理的な評価手法を検討した。

天板の健全性評価に必要な変形量は、振動試験においてひずみデータとして取得している。また先述のとおり天板の圧力データも得られているため、Fig.8 に示すように天板をモデル化し、各圧力計の周囲の領域に圧力時刻歴を与えて応答解析を実施し、発生するひずみを試験により計測されたひずみと比較した。さらに、瞬間的な圧力のピークが天板の変形に与える影響を評価するため、20000Pa 以上の衝撃圧をカットした圧力時刻歴による応答解析結果も合わせて確認した。

また、流動解析により得られた圧力時刻歴を用いたひずみを Fig.10 に示す。衝撃圧に相当する部分はないが、全体として試験圧力による応答解析およびひずみを模擬しており、流動解析で得られた圧力時刻歴を用いた天板の動的応答解析によっても、天板の変形挙動を模擬できることが分かった。

最後に、試験で計測された圧力時刻歴および、流動解析で得られた圧力時刻歴それぞれの最大値を静的に加えた結果を Fig.11 に示す。いずれの結果も試験で計測されたひずみに対し大きく、これらの評価が安全側の評価であることが分かった。





固定屋根を有する円筒液体タンクの耐震設計 (第2報) 抜粋

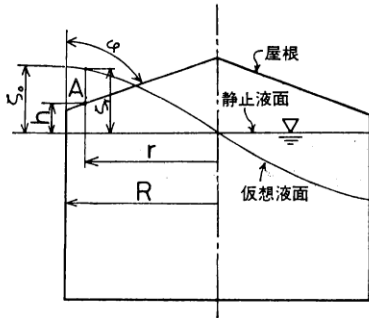


図1 衝撃圧力

る。文献(6)ではこの問題について充分検討を加えていない。平板の落下衝撃に関する2, 3の研究例<sup>(8),(9)</sup>を参考にして、第3章にて実験式を考える。

腰掛圧  $P_h$  は、図1の受圧点Aにおける最高液位からの静水圧に大略等しいので、(2)式から求められる。

$$P_h = \rho g (\zeta_0 - h) \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (2)$$

平板及び平板に近い屋根の場合  $P_h$  は無視してよいと考えられる。

又、 $\zeta_0$  及び  $\zeta_r$  は次のようにして求められる。

屋根により波高の成長がさまたげられないときの円筒容器内のスロッシング波高  $\zeta_r$  は速度ポテンシャルから求められ<sup>(3),(4),(5)</sup>、特に正弦波過渡応答については簡略計算式がある。 $n$  波目の応答波高  $\zeta_r(n)$  は

$$\zeta_r(n) = \frac{\alpha}{g} R A_{(n)} \beta_p \frac{J_1\left(1.841 \frac{r}{R}\right)}{J_1(1.841)} \quad (\text{cm}) \quad (3)$$

となる。ここで

- $\alpha$  : 加振加速度 (cm/sec<sup>2</sup>)
- $R$  : タンク半径 (cm)
- $r$  : タンク中心からの距離 (cm)
- $A_{(n)}$  :  $n$  波目の応答倍率 (図12)
- $J_1$  : 第1種1次の Bessel 関数 (図13)
- $\beta_p$  : 刺激係数 0.8371

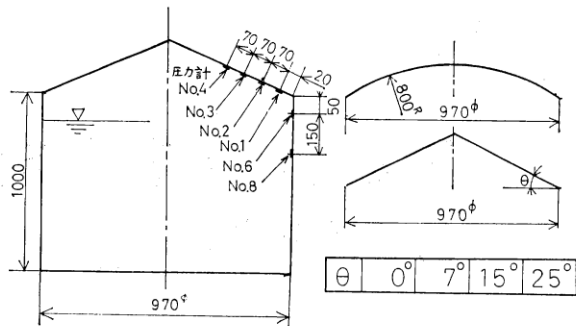


図2 円筒タンク、圧力計配置図

$\zeta_0$  は(3)式で  $r=R$  とおけば求まる。 $\zeta_r$  は加振力と同じ振動数で正弦振動しているので、その円振動数を  $\omega_f$ 、静止液面と屋根の受圧点Aの間隔を  $h$  とすれば

$$h = \zeta_r \sin \omega_f t \quad (\text{cm}) \quad (4)$$

と近似できるから、タンク屋根に到達した時の液面速度  $\dot{\zeta}_r$  は(5)式で示される。

$$\dot{\zeta}_r = \zeta_r \omega_f \cos^{-1}\left(\sin \frac{h}{\zeta_r}\right) \quad (\text{cm/sec}) \quad (5)$$

(5)式で、 $r$  を変えて液面速度を計算することにより、衝撃圧の分布は定まる。

共振時の  $\omega_f$  は次式で示される。

$$\omega_f = \sqrt{1.841 \frac{g}{R} \tanh 1.841 \frac{H}{R}} \quad (\text{rad/sec}) \quad (6)$$

ここで

$H$  : 液位 (cm)

### 3. 実験

#### 3.1 ドーム及び円錐屋根

スロッシング時、タンク屋根に作用する荷重を調べるため、アクリル製の直径1m×高さ1mの円筒模型タンクによる実験を行った。<sup>(6)</sup> 模型タンク及び圧力計配置を図2に示す。

実験はタンク内容液の一次固有振動数にて、変位振巾

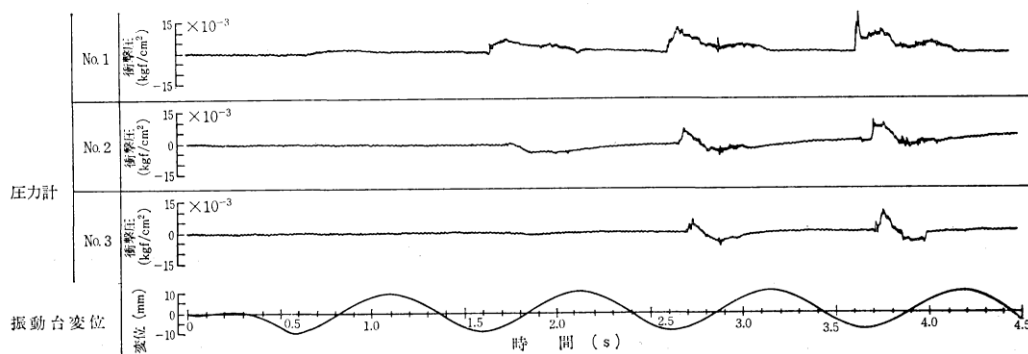


図3 ドーム屋根圧力波形

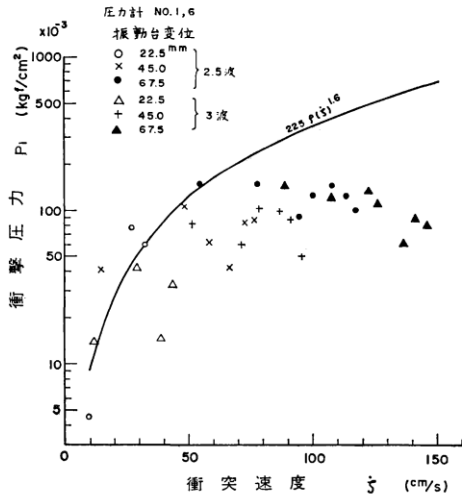


図 11 衝撃圧力と衝突速度 (3波までの最大値)

#### 4. 応答計算

3章までの実験結果を用いて応力計算をする上での留意すべきことは衝撃圧力と腰掛圧力の作用時間の違いである。

腰掛圧は、その圧力値としては衝撃圧より小さいことも多いが、作用時間が長いため静的な力として取り扱って良い。他方、衝撃圧は、圧力値としては大きい、作用時間が短いため、力積としては小さい。そこで、この場合は動的な応答を考えてやる必要がある。

又、作用時間の特性から、腰掛圧はタンクの全体応力解析の荷重として用いるべきであり、衝撃圧は屋根の局所的な応力解析に用いるべきであろう。

#### 5. 結言

地震時、円筒形液体タンクが受ける流体力のうち、スロッシング時に固定屋根に作用する力について実験を行い、次のことを明らかにした。

- 1) 固定屋根に作用する圧力には衝撃圧力と腰掛圧力がある。
  - 2) 衝撃圧力は圧力値は大きいことが多いが、作用時間は短い。
  - 3) 腰掛圧力は、ある程度角度がある屋根で発生し、平板又は平板に近い屋根では発生しない。
  - 4) 腰掛圧は、圧力値は衝撃圧より小さいことが多いが作用時間が長い。
  - 5) 衝撃圧および腰掛圧力の簡略計算式を提案した。
- なお、本報告の実験には、内容液として水を用いた。

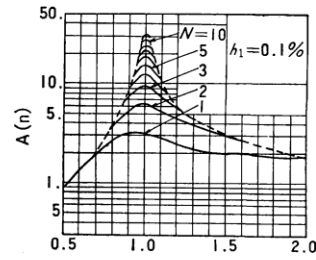


図 12 応答倍率

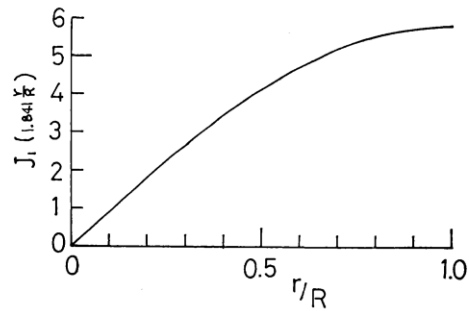


図 13 J<sub>1</sub>の値

実際のタンクにおいて水と異なる貯蔵液の場合、空気の流れ込み等が水と異なれば(9)式は若干の修正を要することも考えられる。これについては機会を見つけて確認したい。

#### 参考文献

- (1) 浅井修, 内藤潔, 石田和雄, 越智義夫, 小林信之, “固定屋根を有する円筒液体タンクの耐震設計(その1)” 圧力技術, Vol. 17, No3 (1979)
- (2) 例え 曾我部潔, 柴田碧, “円筒液体貯槽の液面動揺の応答 第2報”, 生産研究, 第26巻4号, (1974.4) pp 22~25
- (3) K. Senda & K. Nakagawa, “On the Vibration of an Elevated Water Tank (I)” Tech. Rep. of Osaka Univ. Vol. 4 No 17 (1954)
- (4) 曾我部潔, 柴田碧, “円筒液体貯槽の液面動揺の応答 第3報” 生産研究, 第26巻8号, (1976.8) pp 1~4
- (5) 山本鎮男, “貯槽類(円筒)の耐震設計”, コンビナート保安防災技術指針(資料編)(1974)
- (6) 越智義夫, 小林信之, “円筒形タンクのスロッシング実験”, 石川島播磨技報, 17巻6号(1977) pp 607~615
- (7) 山本善之, “地震による石油タンクの液面の動揺と衝撃圧力”, 高圧力, 3巻1号(1965) pp 370~376
- (8) S. L. Chuang, “Investigation of Impact of Rigid and Elastic Bodies with Water” Navel Ship Research and Development Center AD 702 727 (1970)
- (9) 安藤良夫, 藤田譲, 山口勇男, “平板の水面衝撃について”, 造船協会論文集, 90号(1956) pp 69~75



スロッシング評価用床応答スペクトル (非常用ろ過水タンク)

(減衰定数 5.0%)

