

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
提出年月日	2023年1月16日

浸溢水源としないB，Cクラス機器の耐震性についての
計算書に関する補足説明資料

2023年1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	1
1.1 評価方法	1
1.2 評価条件	1
1.3 地震応答解析	16
1.4 応力解析	76
1.5 耐震評価	87
1.6 耐震評価結果	97
2. 補助復水貯蔵タンク遮蔽壁, トーラス水受入タンク遮蔽壁	111
3. 非常用ろ過水タンク	112
3.1 評価方法	112
3.2 評価条件	112
3.3 地震応答解析 (質点系モデル)	128
3.4 地震応答解析方法 (屋根モデル)	176
3.5 応力解析	182
3.6 耐震評価	192
3.7 耐震評価結果	195
4. 輪谷貯水槽 (西側)	206
4.1 評価方法	206
4.2 評価条件	206
4.3 地震応答解析	219
4.4 耐震評価	271
4.5 耐震評価結果	275
4.6 土石流堆積荷重の影響検討	290
5. 輪谷貯水槽 (東側)	297
参考資料 1 照査用応答値の平均化について	298

1. 復水貯蔵タンク遮蔽壁

1.1 評価方法

復水貯蔵タンク遮蔽壁は、遮蔽壁内部に位置する復水貯蔵タンクからの溢水を想定し、遮蔽壁及び基礎により溢水を防ぐ構造をしていることから、VI-2-別添 2-1「溢水防護に係る施設の耐震計算の方針」において、基準地震動 S_s に対して溢水源として設定しない機器としている。その基準地震動 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にあたっては、地震応答解析により得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用い、線形シェル要素等による 3次元静的 FEM 解析により応答値を算定し、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対して発生応力が許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価にあたっては、地震応答解析により得られた基礎地盤の接地圧が、許容限界を下回ることを確認する。

なお、復水貯蔵タンク遮蔽壁の周辺他で安全対策工事に伴う掘削を実施中であるため、本資料においては、掘削後の状態を前提とする。

1.2 評価条件

1.2.1 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）
- ・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 年制定）
- ・鋼構造設計規準－許容応力度法－（日本建築学会，2005 年改定）

表 1.2-1 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年制定）	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）
	鋼構造設計規準－許容応力度法－ 2005年，（社）日本建築学会	鋼材の材料諸元（単位体積重量，ヤング係数，ポアソン比）
	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）	鋼材の減衰定数
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年制定）	永久荷重，偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会 2002年制定）	曲げ軸力照査は，発生応力度が曲げ耐力以下であることを確認。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年改定）	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
地震応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）	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

1.2.2 構造概要

復水貯蔵タンク遮蔽壁の位置図を図 1.2-1 に示す。

復水貯蔵タンク遮蔽壁の平面図を図 1.2-2 に、断面図を図 1.2-3 に、耐震補強箇所を図 1.2-4 に、耐震補強鋼材を図 1.2-5 に、概略配筋図を図 1.2-6 に、地質断面図を図 1.2-7 に示す。

復水貯蔵タンク遮蔽壁は、復水貯蔵タンク等を間接支持する基礎、基礎上に固定された遮蔽壁及びタンク、遮蔽壁を補強する開口補強鋼材（杵材、ブレース材、ガセットプレート、リブプレート、ベースプレート、アンカーボルト）から構成される。復水貯蔵タンク遮蔽壁は、鉄筋コンクリート造であり、基礎は、幅 22m（東西）×22m（南北）、遮蔽壁は、内径 17.5m、壁厚 0.3～0.5m、高さ 12m の円筒状の地上構造物で、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置している。遮蔽壁と開口補強鋼材の間には、無収縮モルタルを圧入しており、遮蔽壁と無収縮モルタル間にはアンカーボルト、開口補強鋼材と無収縮モルタル間には頭付スタッドを設置し、一体化させている。

なお、復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち遮蔽壁については、せん断破壊に対する耐震補強として、開口補強鋼材及び後施工せん断補強工法（ポストヘッドバー工法）（以下「PHb 工法」という。）による補強を行っている。

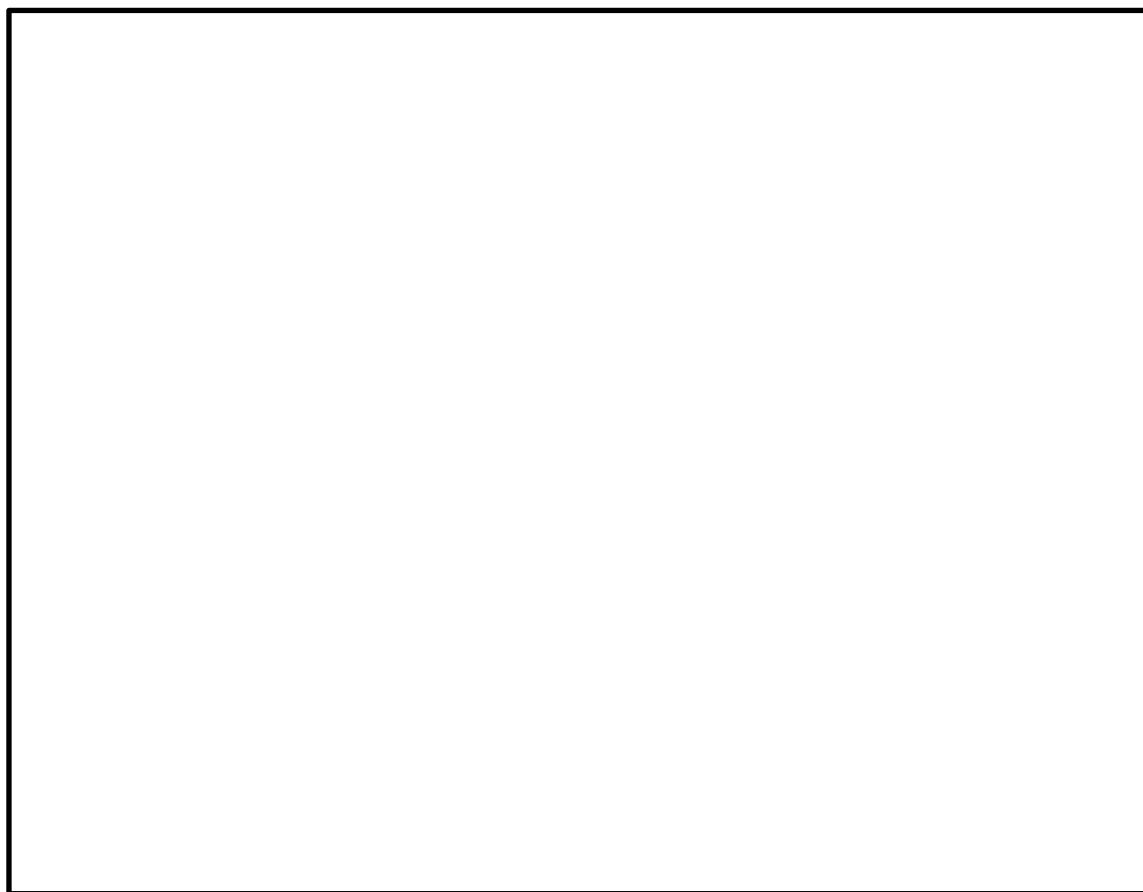


図 1.2-1 復水貯蔵タンク遮蔽壁 位置図

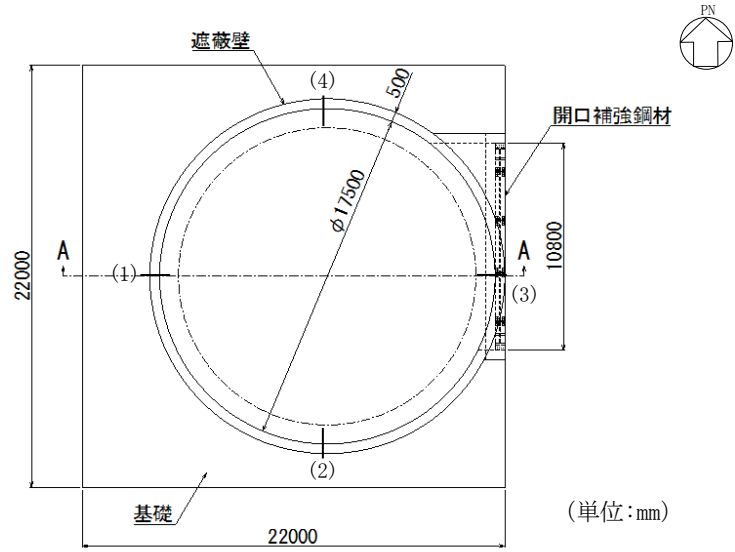


図 1.2-2 復水貯蔵タンク遮蔽壁 平面図

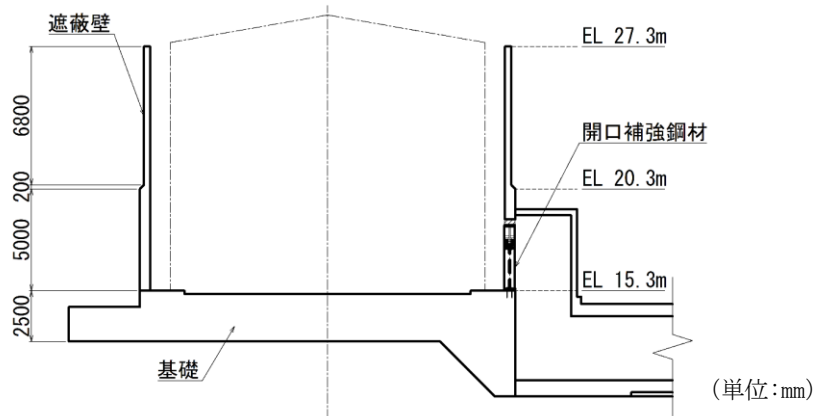
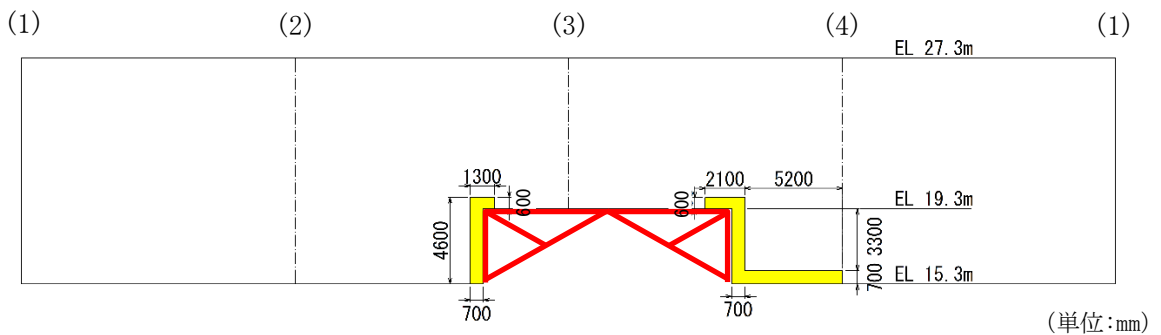


図 1.2-3 復水貯蔵タンク遮蔽壁 断面図 (A-A 断面, 東西)



— : 開口補強鋼材

■ : PHb による補強箇所

図 1.2-4 復水貯蔵タンク遮蔽壁 PHb による耐震補強箇所及び開口補強鋼材概念図 (展開図)

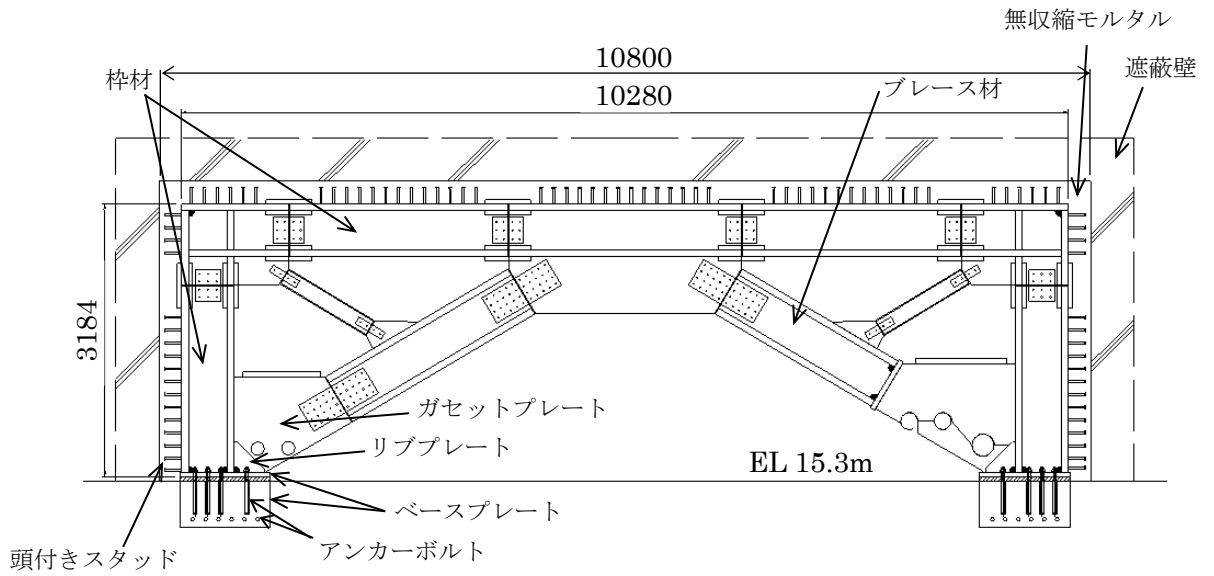


図 1.2-5 復水貯蔵タンク遮蔽壁 開口補強鋼材による耐震補強概念図（正面図）

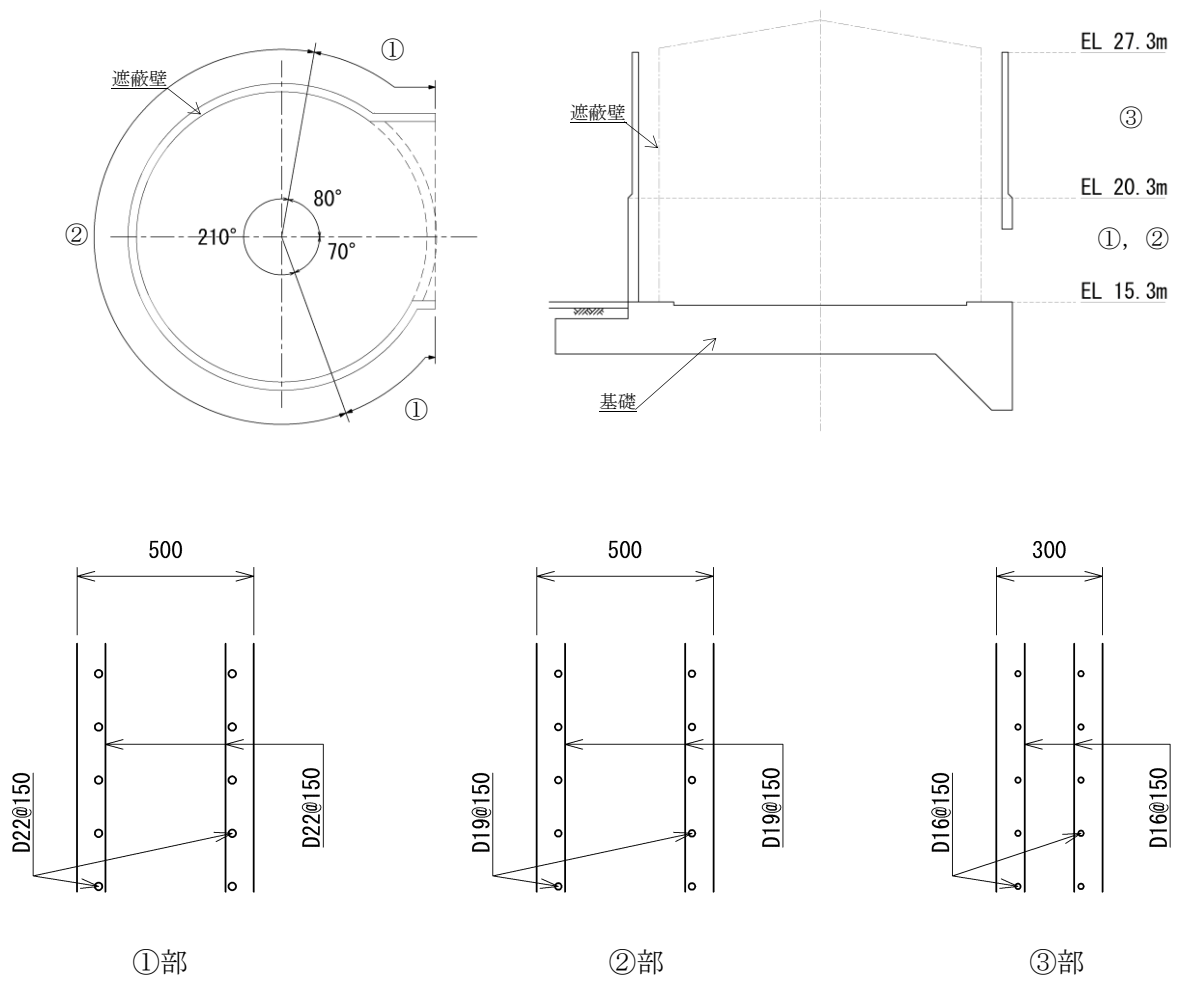


図 1.2-6(1) 復水貯蔵タンク遮蔽壁 概略配筋図（遮蔽壁）

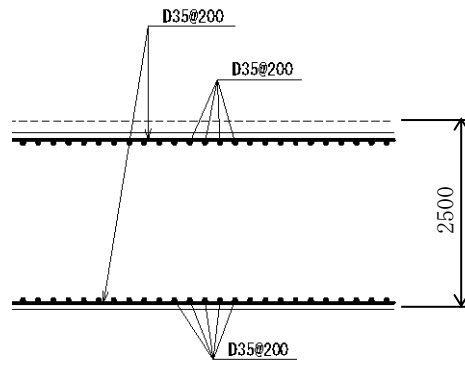


図 1.2-6(2) 復水貯蔵タンク遮蔽壁 概略配筋図 (基礎)

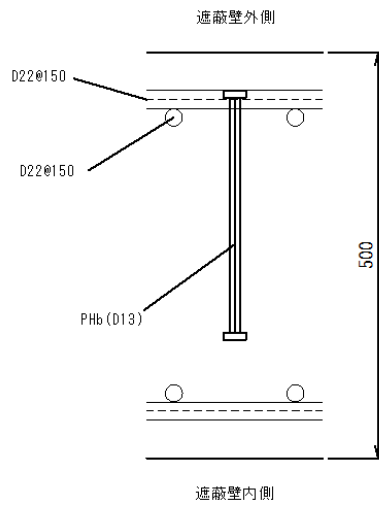
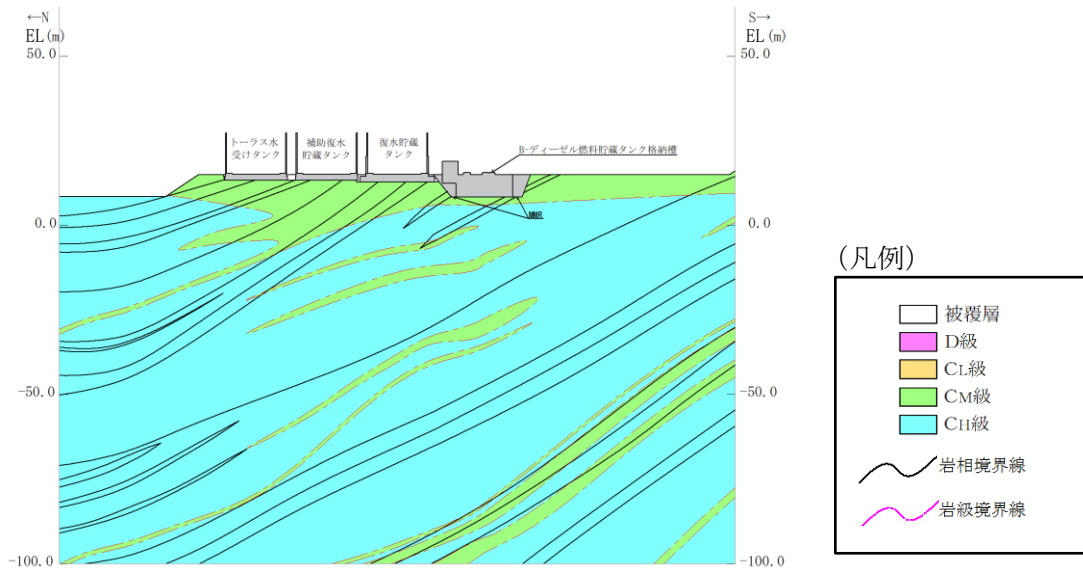
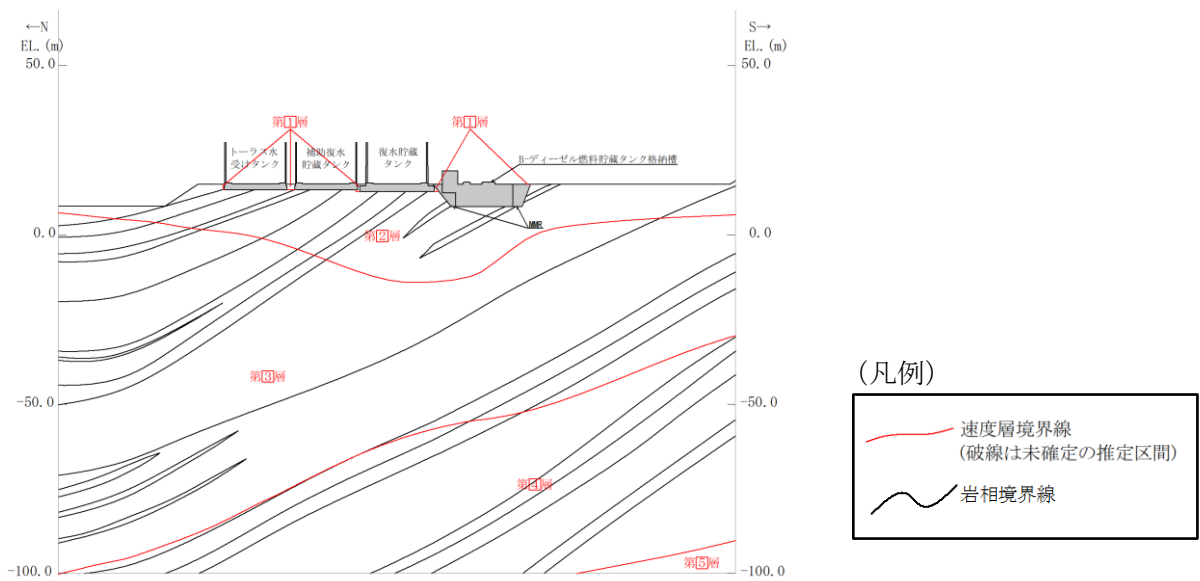


図 1.2-6(3) 復水貯蔵タンク遮蔽壁 概略配筋図 (PHb 工法)



(岩級図)



(速度層図)

図 1.2-7 復水貯蔵タンク遮蔽壁 地質断面図

1.2.3 評価対象断面の方向

復水貯蔵タンク遮蔽壁は円筒状構造物であり、強軸及び弱軸が明確ではないことから、3次元構造解析モデルを用いた耐震評価を行う。したがって、3次元構造解析モデルに作用させる荷重を適切に考慮することが可能な断面を、構造物中央を通る断面及びその直交方向断面の特徴を踏まえて選定する。

1.2.4 評価対象断面の選定

復水貯蔵タンクの周辺他で安全対策工事に伴う掘削を実施中であるため、掘削後の状態を前提とするが、以下の①構造的特徴及び②周辺地質構造を踏まえ、3次元構造解析モデルに作用させる荷重は、南北方向断面の地震応答解析結果に基づき設定する。具体的には、南北方向断面の地震応答解析結果から得られた最大加速度に基づく設計用地震力が、保守的に東西方向からも作用するものとして評価する。

①復水貯蔵タンク遮蔽壁は、遮蔽壁外径に対する高さの比が0.7程度と小さいことから、曲げ・軸力系破壊よりもせん断破壊が先行するものと考えられる。遮蔽壁は東側に開口を有することから、南北方向断面の有効せん断断面積は、東西方向断面の7割程度であり、南北方向の荷重に対して、より大きい応答が作用する。有効せん断断面積の比較を、図1.2-8に示す。

②復水貯蔵タンク遮蔽壁周辺の地質構造は、東西方向断面が概ね水平成層であることに對し、南北方向断面が北傾斜となる。したがって、南北方向断面の方が、より大きい応答が作用する。復水貯蔵タンク遮蔽壁の断面位置図を図1.2-9に、南北方向断面図を図1.2-10に示す。

復水貯蔵タンク周辺での掘削が当該設備に与える影響評価については、追而とする。

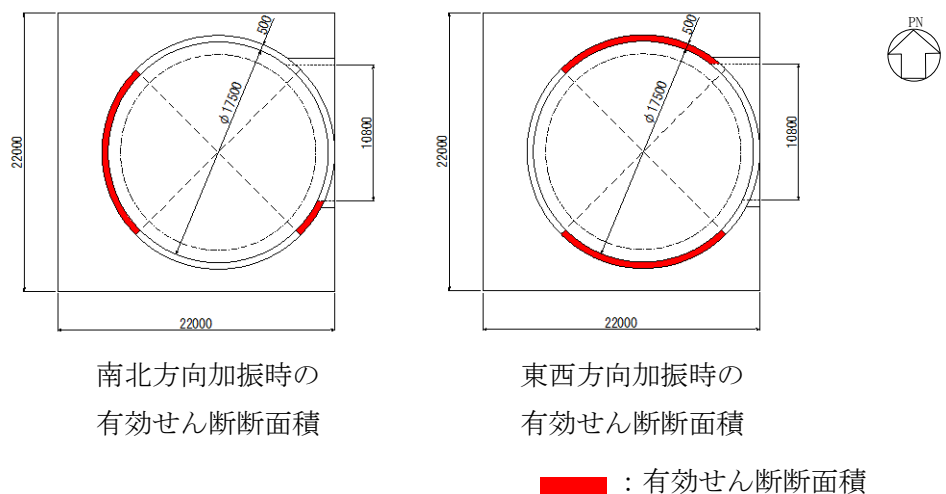


図1.2-8 有効せん断断面積の比較

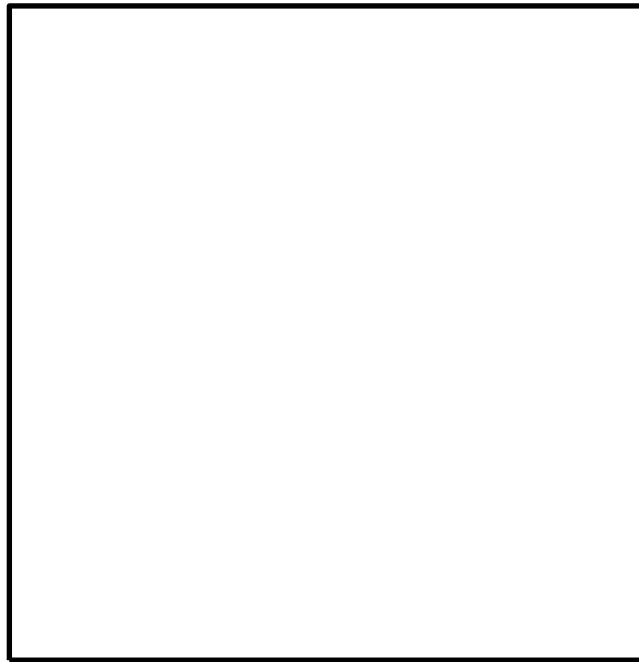


図 1.2-9 断面位置図

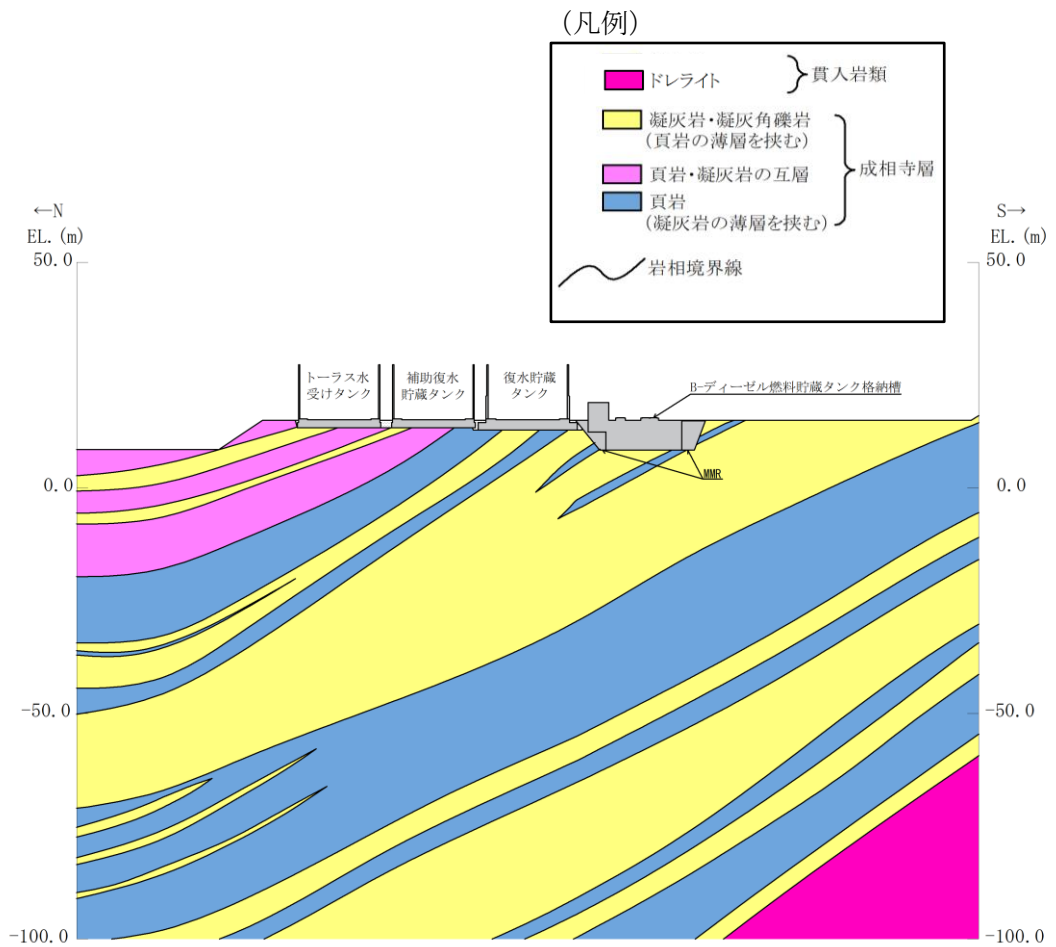


図 1.2-10 復水貯蔵タンク遮蔽壁の評価対象断面図 (A-A 断面)

1.2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 1.2-2 に、材料の物性値を表 1.2-3 に示す。

表 1.2-2 使用材料

材料			仕様	
復水貯蔵 タンク 遮蔽壁	コンクリート		設計基準強度 23.5N/mm ²	
	鉄筋		SD345	
	開口補強 鋼材	枠材	H-612×510×60×80	SM400A
		ブレース材	H-612×510×60×80	SM400A
			H-200×200×8×12	SS400
		ガセットプレート	PL-60	SM400C
		リブプレート	PL-40	SM400C
		ベースプレート	PL-50	SM400C
アンカーボルト		D38	SD345	

表 1.2-3 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
復水貯蔵タンク 遮蔽壁	2.48×10 ⁴	24.0	0.2
開口補強鋼材	2.00×10 ⁵	77.0	0.3

1.2.6 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 1.2-4 に示す。

表 1.2-4 解析用物性値（地盤）

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 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	動せん断弾性係数 G_d ($\times 10^5$ kN/m ²)	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

1.2.7 評価構造物諸元

復水貯蔵タンク遮蔽壁の評価対象部位を図 1.2-11 に、構造物諸元を表 1.2-5 及び表 1.2-6 に示す。

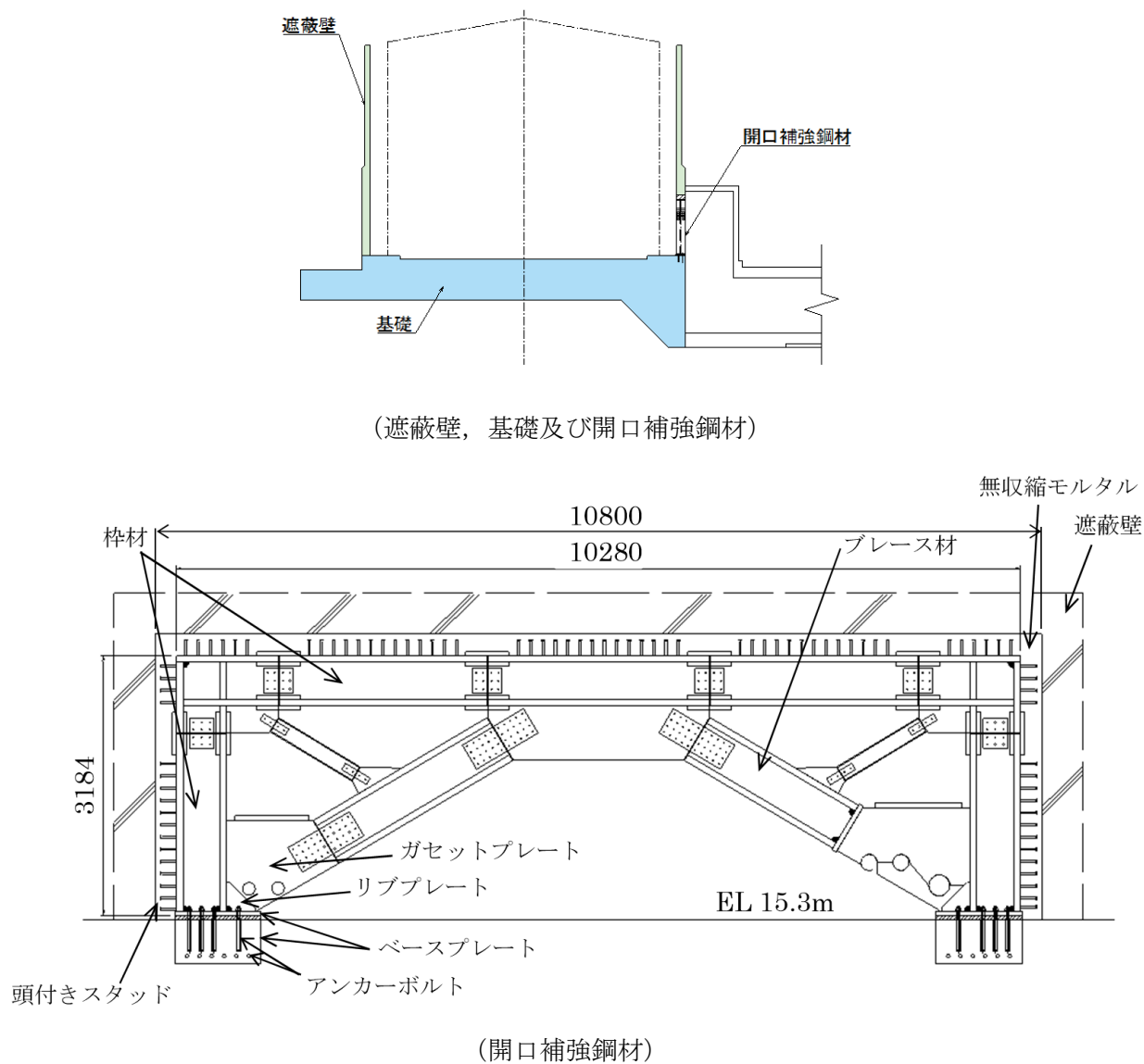


図 1.2-11 評価対象部位

表 1.2-5 評価対象部位とその仕様（遮蔽壁，基礎）

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 (N/mm ²)	鉄筋
遮蔽壁	①	—	23.5	SD345
	②	—	23.5	SD345
	③	—	23.5	SD345
基礎	④	22000	23.5	SD345

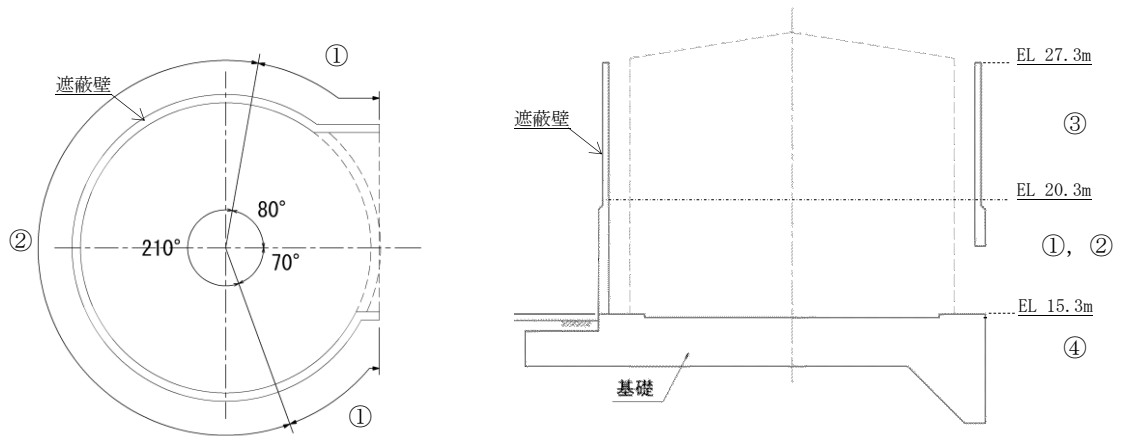


表 1.2-6 評価対象部位とその仕様（開口補強鋼材）

部位	仕様	材料	
開口補強鋼材	枠材	H-612×510×60×80	SM400A
	ブレース材	H-612×510×60×80	SM400A
		H-200×200×8×12	SS400
	ガセットプレート	PL-60	SM400C
	リブプレート	PL-40	SM400C
	ベースプレート	PL-50	SM400C
	アンカーボルト	D38	SD345

1.2.8 耐震評価フロー

復水貯蔵タンク遮蔽壁の評価フローを図 1.2-12 に示す。

復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち遮蔽壁及び開口補強鋼材の耐震評価は、3次元有限要素法を用いた応力解析を行い照査する。その際入力する応力については2次元地震応答解析の応答値を用いる。

復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち基礎の耐震評価及び基礎地盤の支持性能照査は、2次元地震応答解析の応答値を用いる。

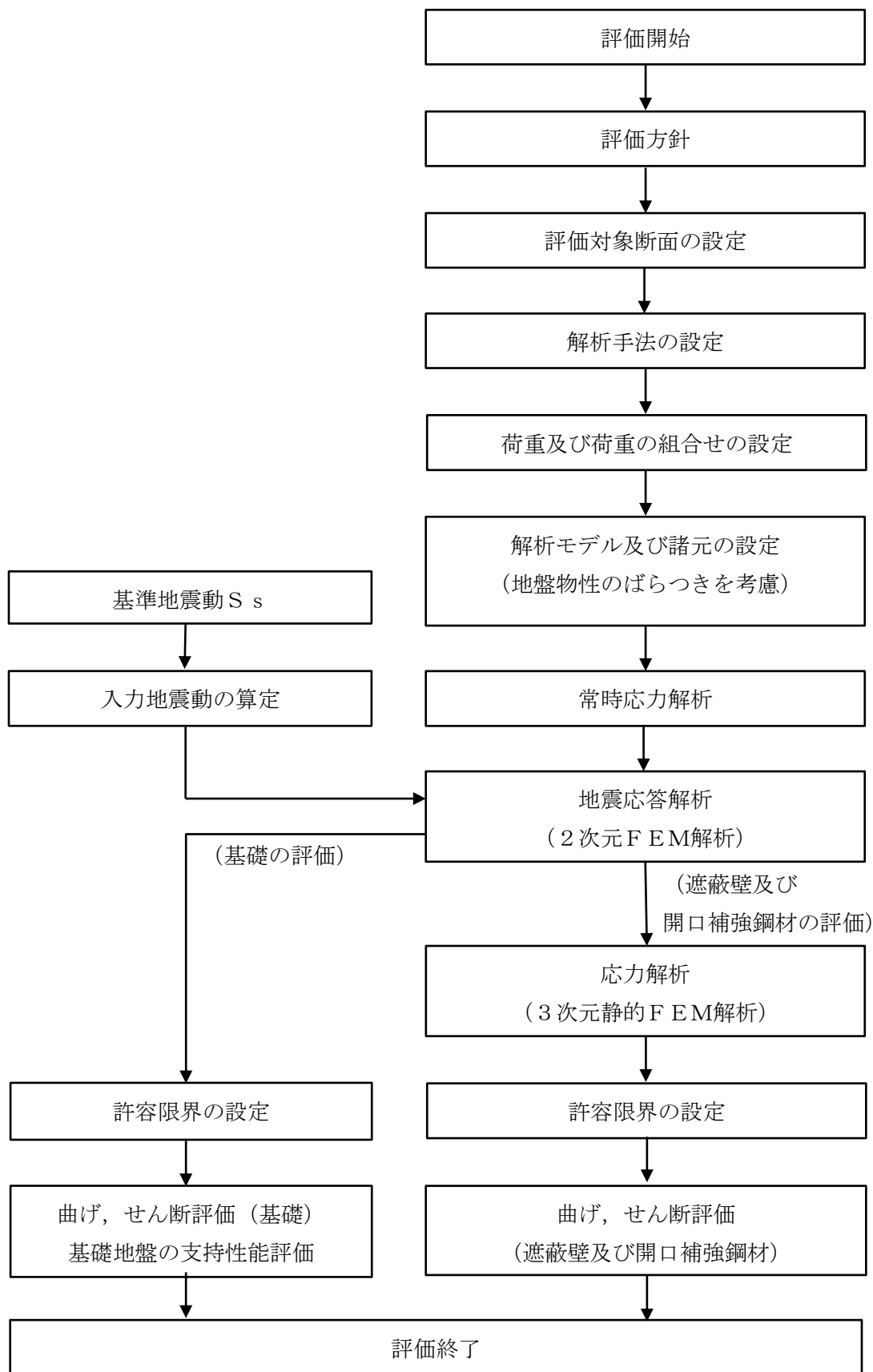


図 1.2-12 復水貯蔵タンク遮蔽壁の耐震評価フロー

1.3 地震応答解析

1.3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる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1.3-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

復水貯蔵タンク遮蔽壁は、岩盤上に設置された構造物であり、施設周辺に液状化対象層が存在しないため解析手法の選定フローに基づき「②全応力解析」を選定する。

構造部材については、遮蔽壁は多質点系曲げせん断棒モデルとして、基礎は線形はり要素としてモデル化する。

また、岩盤については、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

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。

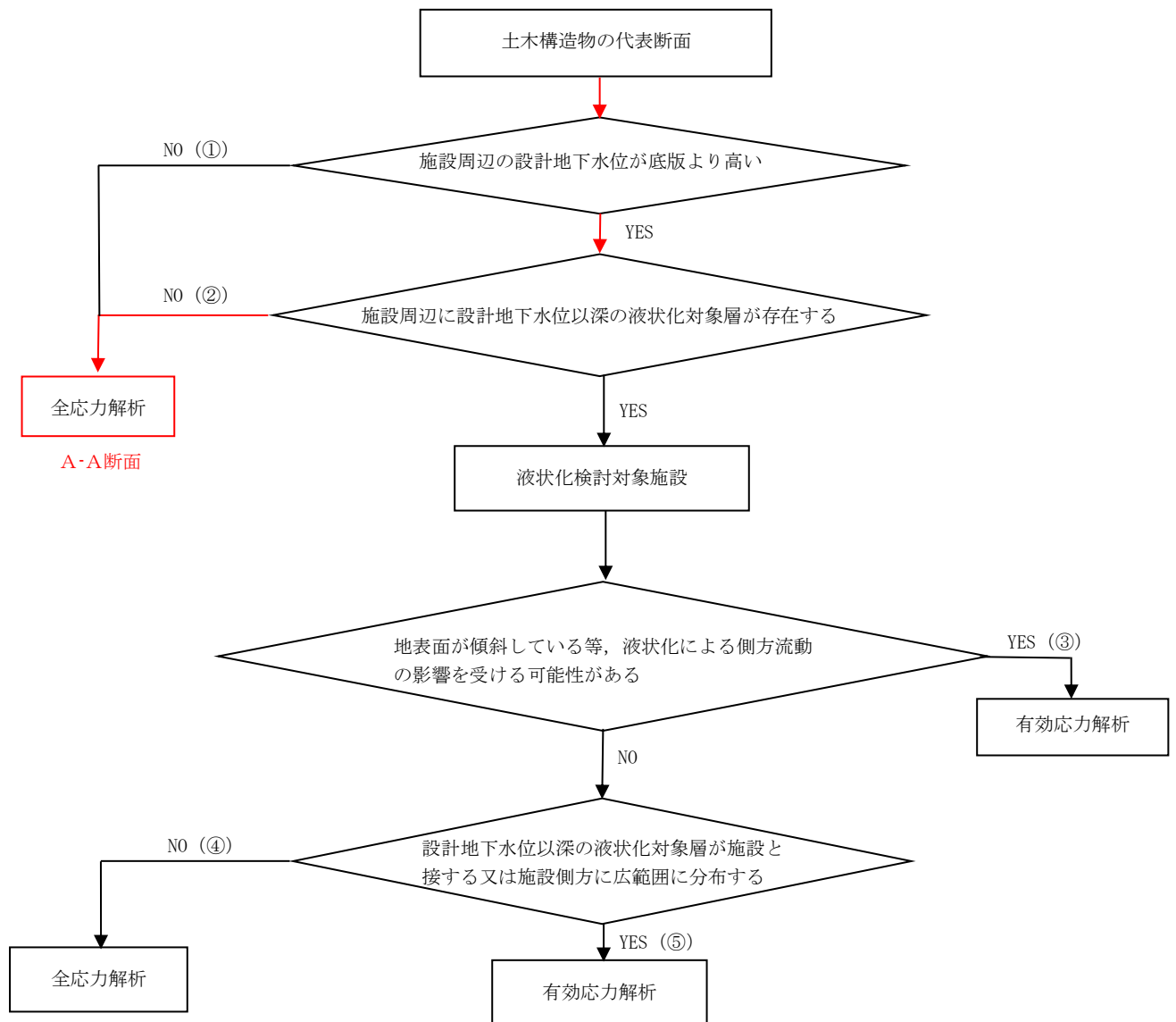


図 1.3-1 解析手法の選定フロー

1.3.2 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 1.3-2 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。

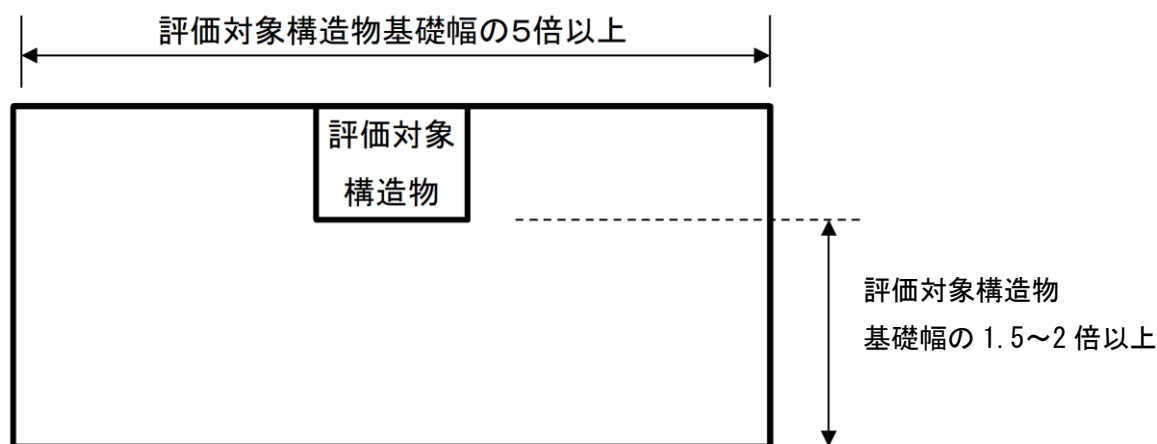


図 1.3-2 モデル化範囲の考え方

(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 1.3-3 に示す。

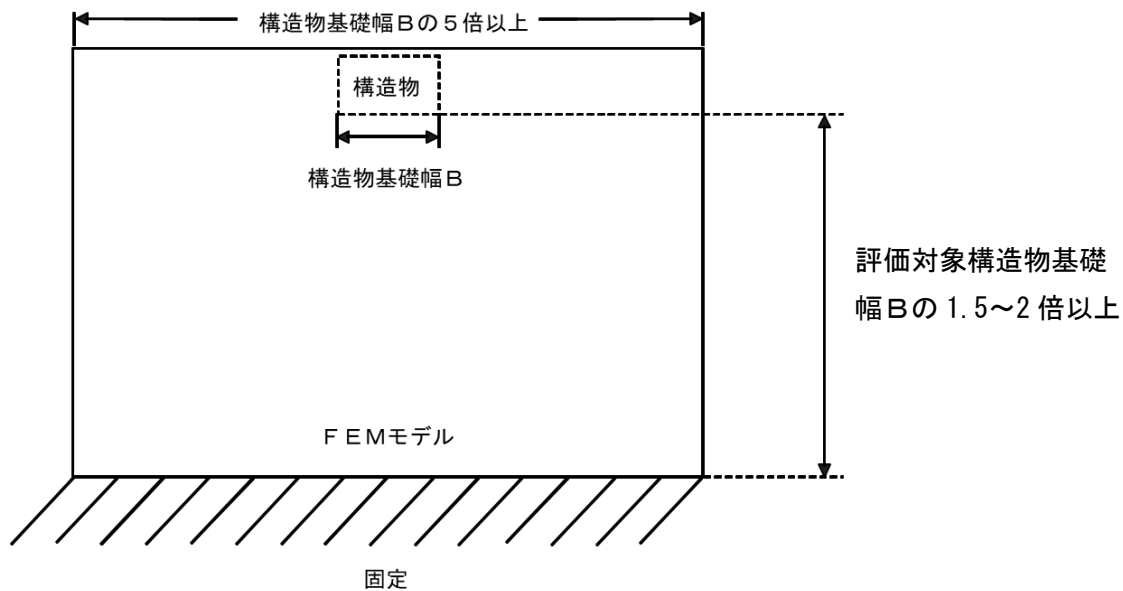


図 1.3-3 固有値解析における境界条件の概念図

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 1.3-4 に示す。

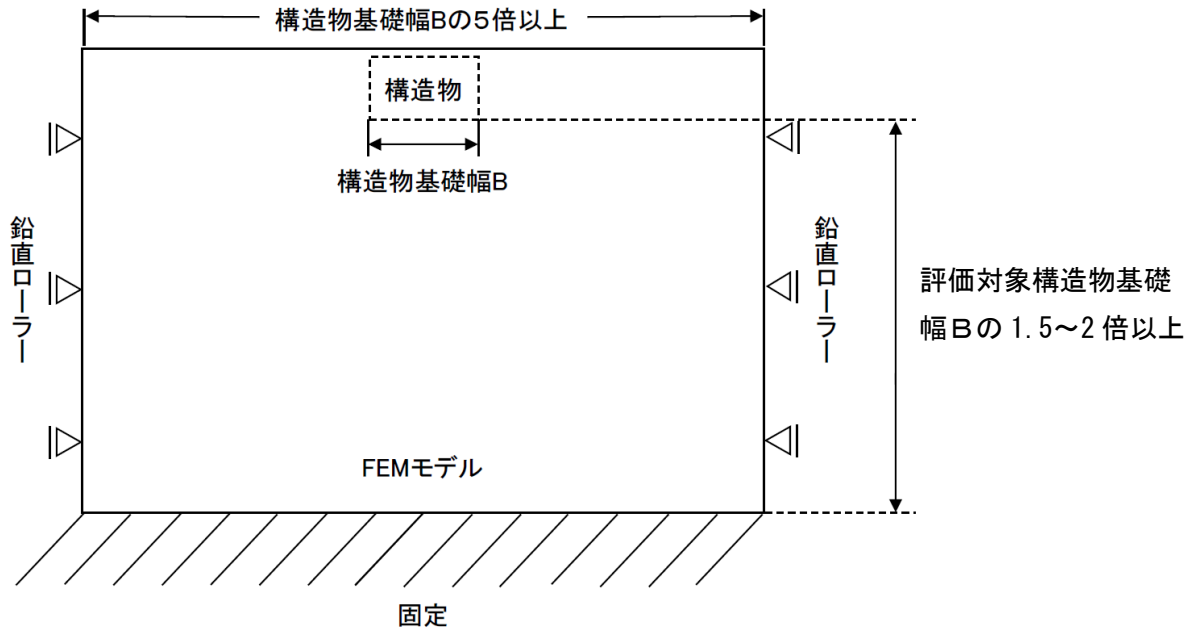


図 1.3-4 常時応力解析における境界条件の概念図

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 1.3-5 に示す。

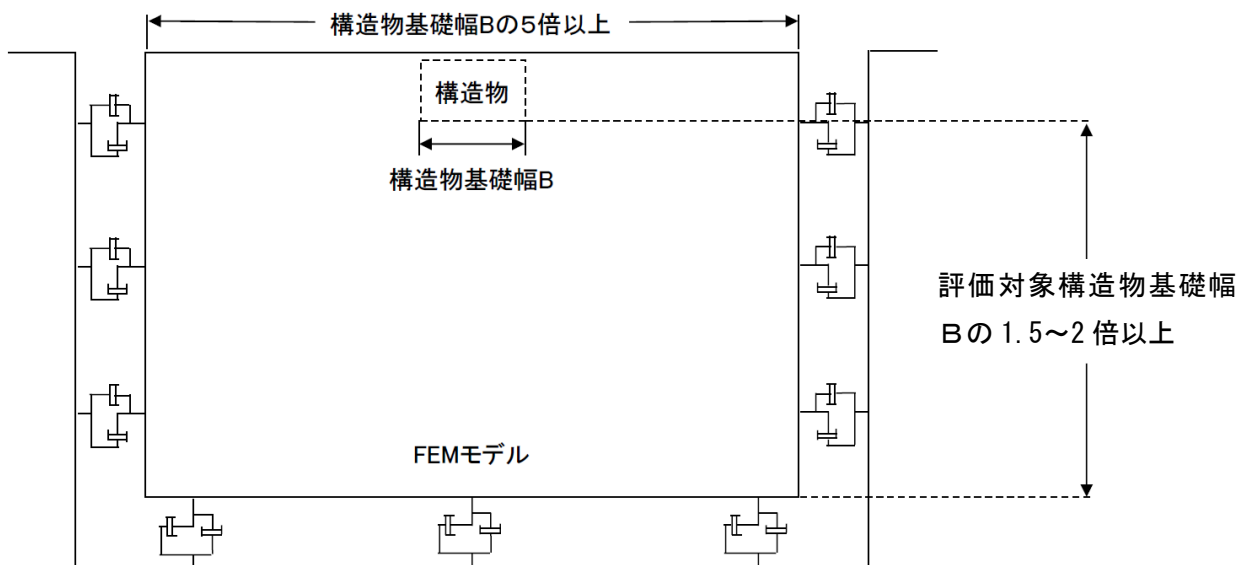


図 1.3-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

地震応答解析における復水貯蔵タンク遮蔽壁のモデル図を図 1.3-6 に示す。

復水貯蔵タンク遮蔽壁の構造部材のうち、復水貯蔵タンク及び復水貯蔵タンク遮蔽壁については、多質点系のはり質点系モデルとする。また、復水貯蔵タンク基礎については線形はり要素でモデル化する。

復水貯蔵タンク及び復水貯蔵の荷重を基礎に適切に伝えるため、各構造物の底面を剛梁とし、それぞれの接続位置において節点自由度を拘束することで、基礎と接続する。接続位置の概念図を図 1.3-7 に示す。なお、開口補強鋼材は、重量のみ考慮することとし、保守的に剛性は考慮しない。復水貯蔵タンク遮蔽壁のモデルの諸元を表 1.3-1～表 1.3-5 に示す。

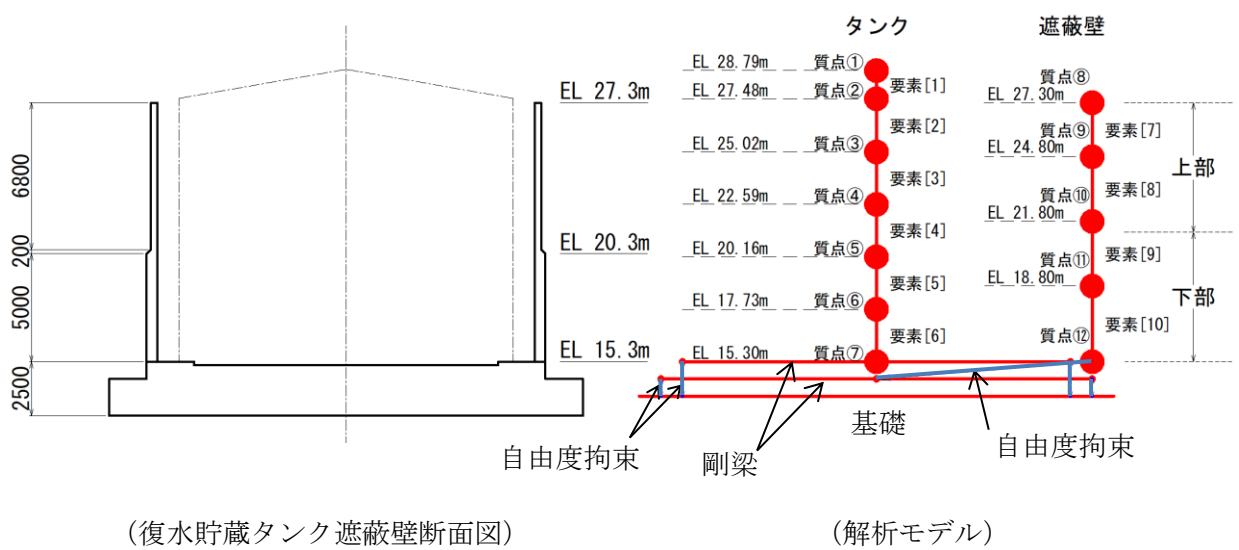


図 1.3-6 地震応答解析モデル

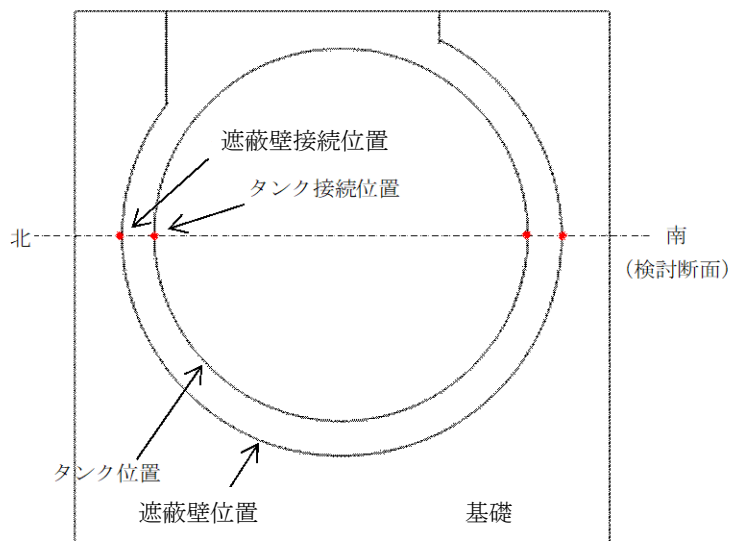


図 1.3-7 接続位置の概念図

表 1.3-1 復水貯蔵タンク遮蔽壁のモデル諸元

部 位	水平方向モデル						鉛直方向モデル	
	質点 番号	質点 重量 (kN/m)	回転 慣性 (kN・m ² /m)	要素 番号	有効せん断 断面積 (m ²)	断面 2 次 モーメント (m ⁴)	質点 番号	質点 重量 (kN/m)
タ ン ク	①	15.22	—				①	—
	②	12.66	—	1	0.4400	6.670	②	—
	③	158.1	—	2	0.1950	11.72	③	—
	④	157.6	—	3	0.2320	13.93	④	—
	⑤	158.7	—	4	0.2680	16.13	⑤	—
	⑥	159.8	—	5	0.3110	18.69	⑥	—
	⑦	85.65	—	6	0.3660	22.00	⑦	979.0
遮 蔽 壁	⑧	27.06	—	—	—	—	⑧	27.06
	⑨	49.35	—	7	8.388	664.6	⑨	49.35
	⑩	53.84	—	8	8.388	664.6	⑩	53.84
	⑪	110.3	—	9	10.53	841.3	⑪	110.3
	⑫	50.98	23730	10	8.021	1188	⑫	50.98

表 1.3-2 復水貯蔵タンク遮蔽壁の質点重量の集計範囲

	質点番号・位置	躯体
⑧		
⑨		
⑩		
⑪		
⑫		

表 1.3-3 復水貯蔵タンク遮蔽壁の回転慣性重量の集計範囲

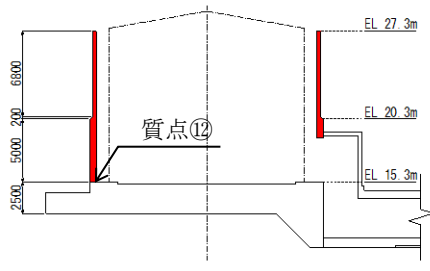
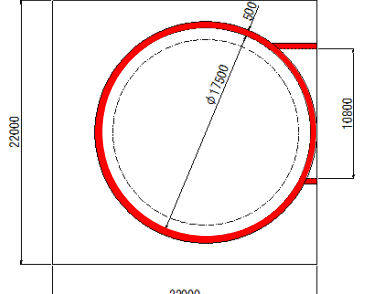
	質点番号・位置	躯体
⑫	 <p>質点⑫</p> <p>EL 27.3m</p> <p>EL 20.3m</p> <p>EL 15.3m</p> <p>6800</p> <p>5000</p> <p>2500</p>	 <p>22000</p> <p>22000</p> <p>10800</p> <p>17500</p>

表 1.3-4 復水貯蔵タンク遮蔽壁の有効せん断断面積

	要素番号・位置	南北方向
7		
8		
9		
10		

表 1.3-5 復水貯蔵タンク遮蔽壁の断面 2 次モーメントの有効断面

	要素番号・位置	南北方向
7		
8		
9		
10		

(4) 地盤のモデル化

地盤は、線形平面ひずみ要素でモデル化する。なお、図 1.3-8 に示すとおり復水貯蔵タンク遮蔽壁の北側の法面は、図 1.3-2 に示すモデル化範囲の考え方より、法肩が復水貯蔵タンク遮蔽壁の基礎幅 (22m) の 2.5 倍以上離れた位置 (約 58m) であるため、地表面形状が地震応答解析結果に及ぼす影響は小さいものとして、解析モデルの地表面は EL 15.0m で均一とした。

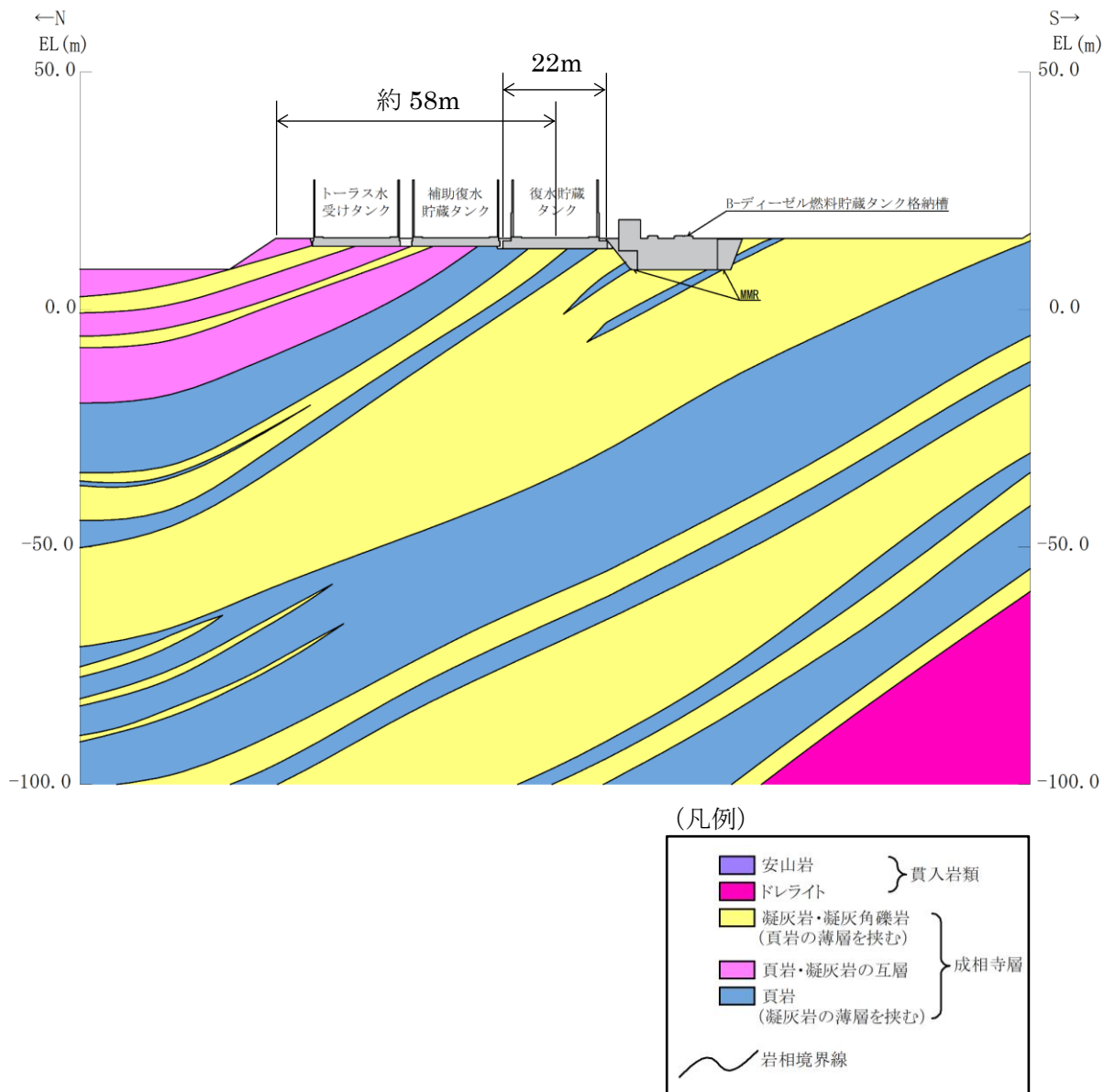


図 1.3-8 地表面形状設定の考え方

(5) 地震応答解析モデル

評価対象地質断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図 1.3-9 に示す。

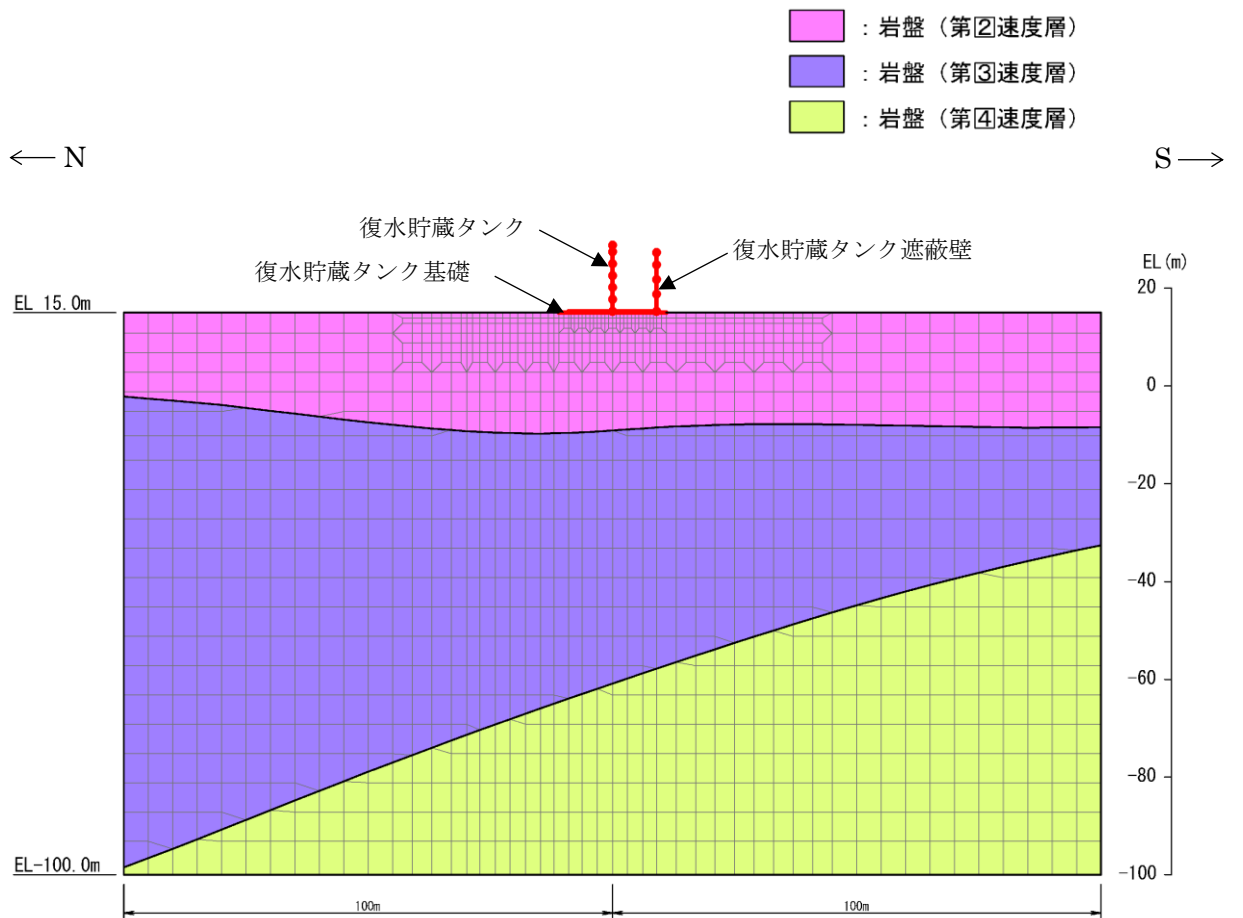


図 1.3-9 復水貯蔵タンク遮蔽壁 地震応答解析モデル図

(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 τ_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 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、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）に基づき表 1.3-6 及び表 1.3-7 のとおりとする。

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

ここに、 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ_0)
 ϕ : 内部摩擦角

表 1.3-6 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	$\tan \phi$ (ϕ : 内部摩擦角 (°))
岩盤 (C _M 級)	0	0.6

表 1.3-7 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
材料 1	材料 2		
復水貯蔵タンク 遮蔽壁 (基礎)	岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、「原子力発電所屋外需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）」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 1.3-8 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 1.3-10 に、ジョイント要素の配置概念図を図 1.3-11 に示す。

表 1.3-8 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
1.0×10^7	1.0×10^7

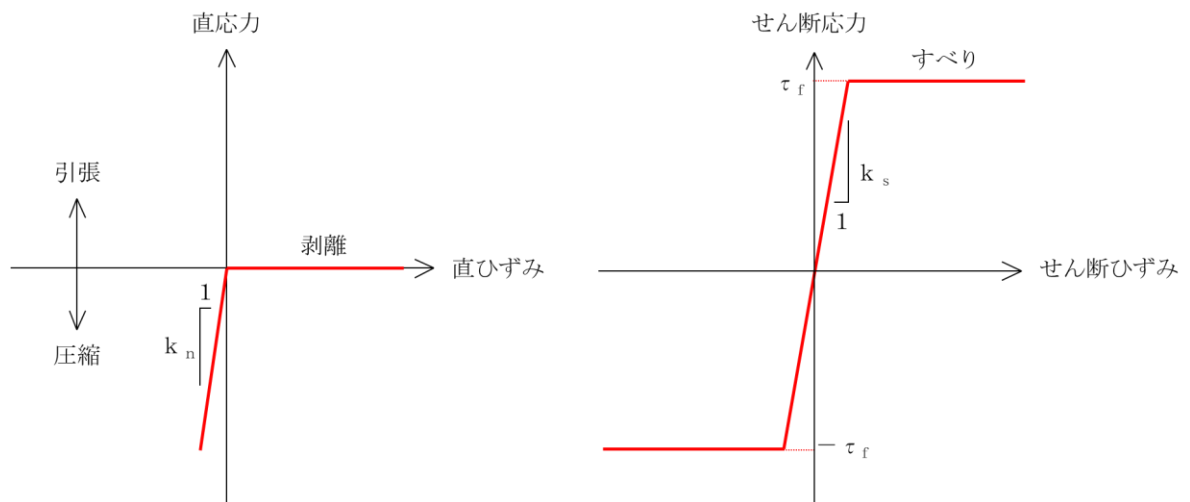


図 1.3-10 ジョイント要素の力学特性

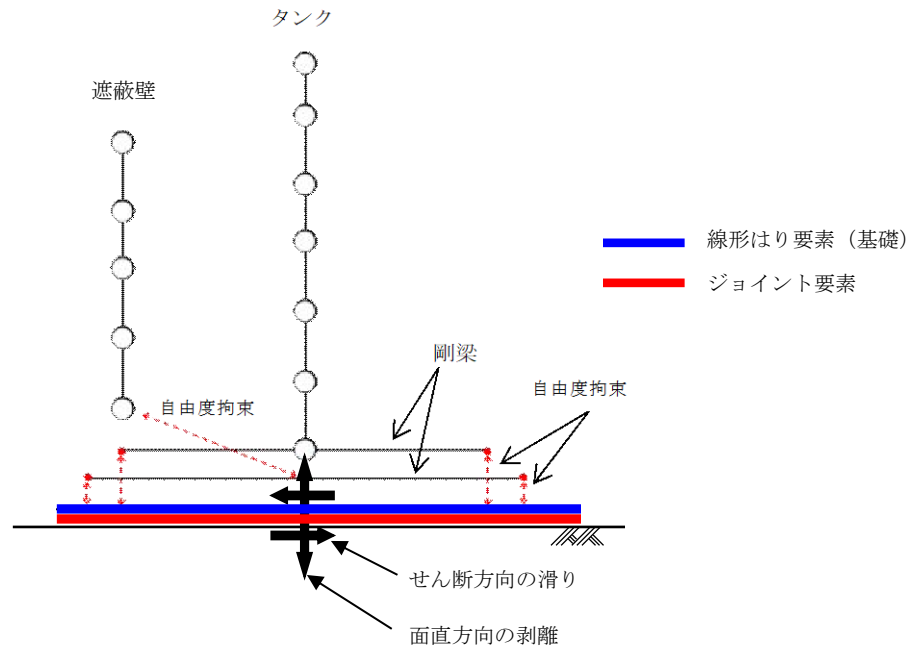


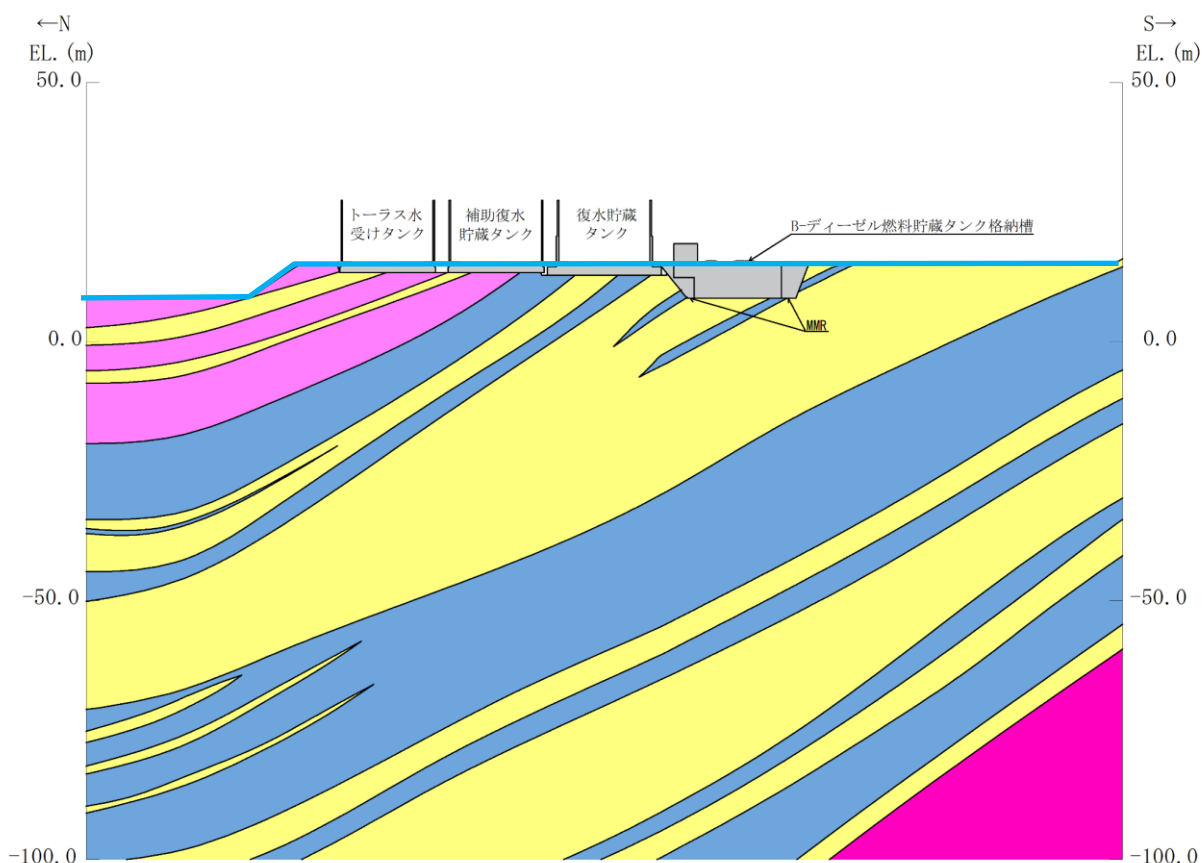
図 1.3-11 ジョイント要素の配置概念図

(7) 地下水位

設計用地下水位は、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。設計用地下水位の一覧を表 1.3-9 に、設計用地下水位を図 1.3-12 に示す。なお、施設周辺に地下水位以深の液状化対象層が存在しないことから、地下水の影響は考慮しない。

表 1.3-9 設計用地下水位

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位 (EL. m)
復水貯蔵タンク遮蔽壁	A-A 断面	15.0



(凡例)

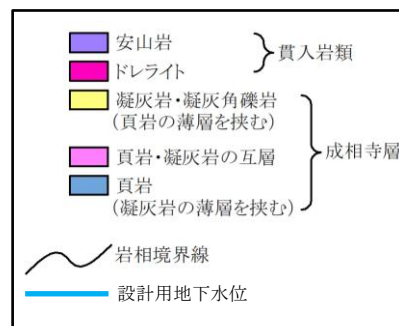


図 1.3-12 設計用地下水位 (A-A 断面)

1.3.3 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 1.3-13 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

α, β : 係数

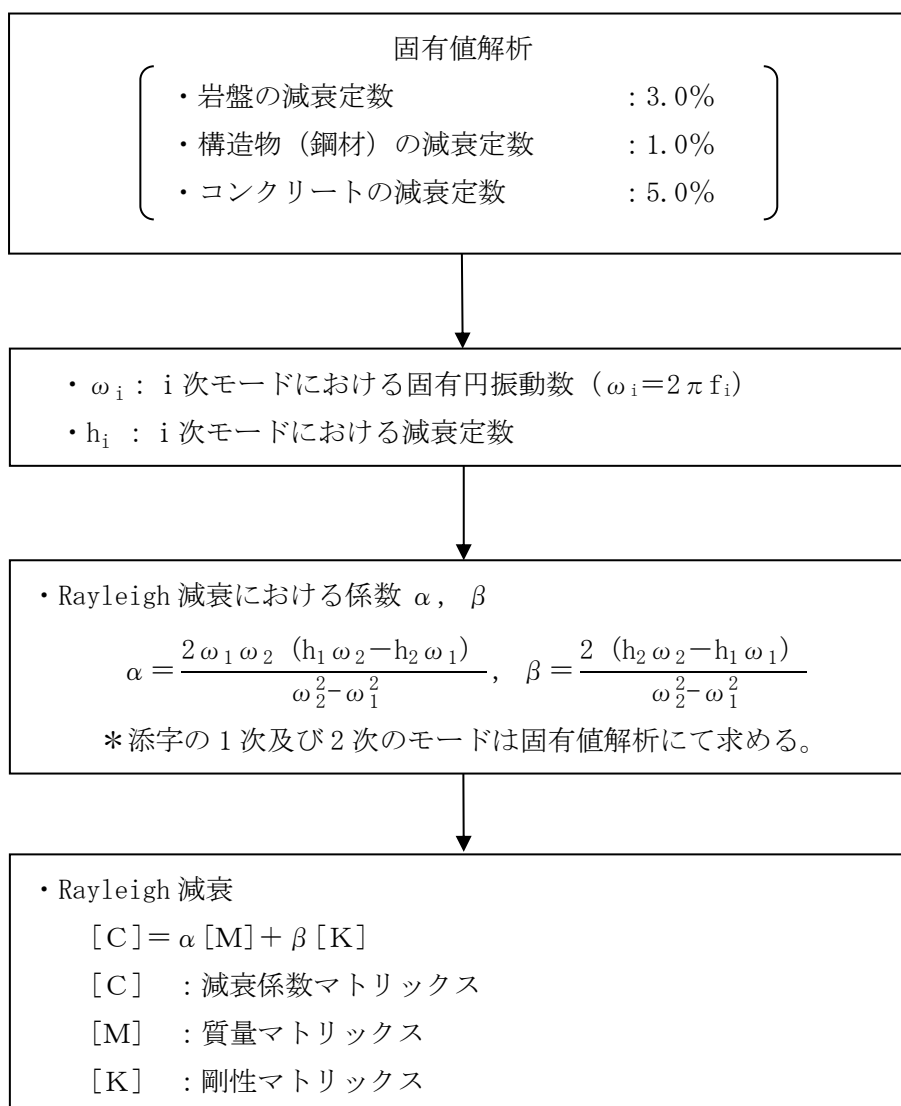


図 1.3-13 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β 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 α , β が負値となる場合は当該モードを選定しない。

A-A断面の固有値解析結果の一覧を表 1.3-10 に、固有値解析におけるモード図を図 1.3-14 及び図 1.3-15 に、係数 α , β を表 1.3-11 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 1.3-16 に示す。

表 1.3-10 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
		T_x	T_y	β_x	β_y	
1	3.195	70	0	196.30	6.37	1次として採用
2	5.625	1	19	12.55	-101.42	—
3	7.177	10	4	-74.69	45.14	—
4	7.257	1	29	-24.93	-127.67	—
5	7.987	0	0	-0.33	6.44	—
6	8.612	4	1	46.13	-21.51	—
7	9.078	0	19	11.08	102.45	—
8	10.079	2	0	-31.89	1.03	—
9	11.302	0	7	1.90	58.48	—
10	11.894	0	0	-3.24	9.16	—
121	50.790	0	0	-0.67	4.74	2次として採用 (タンク1次)

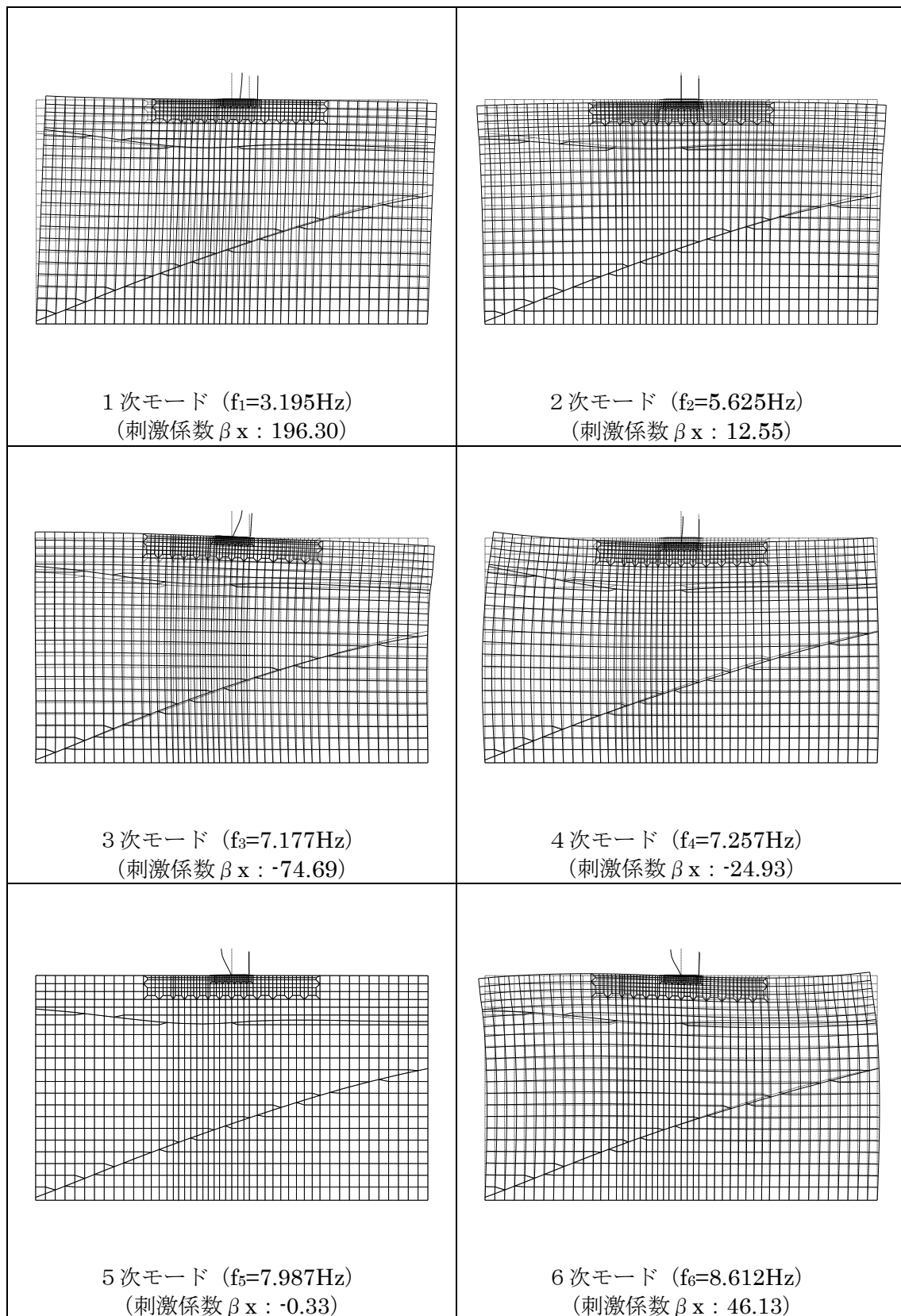


図 1.3-14 固有値解析結果 (モード図)

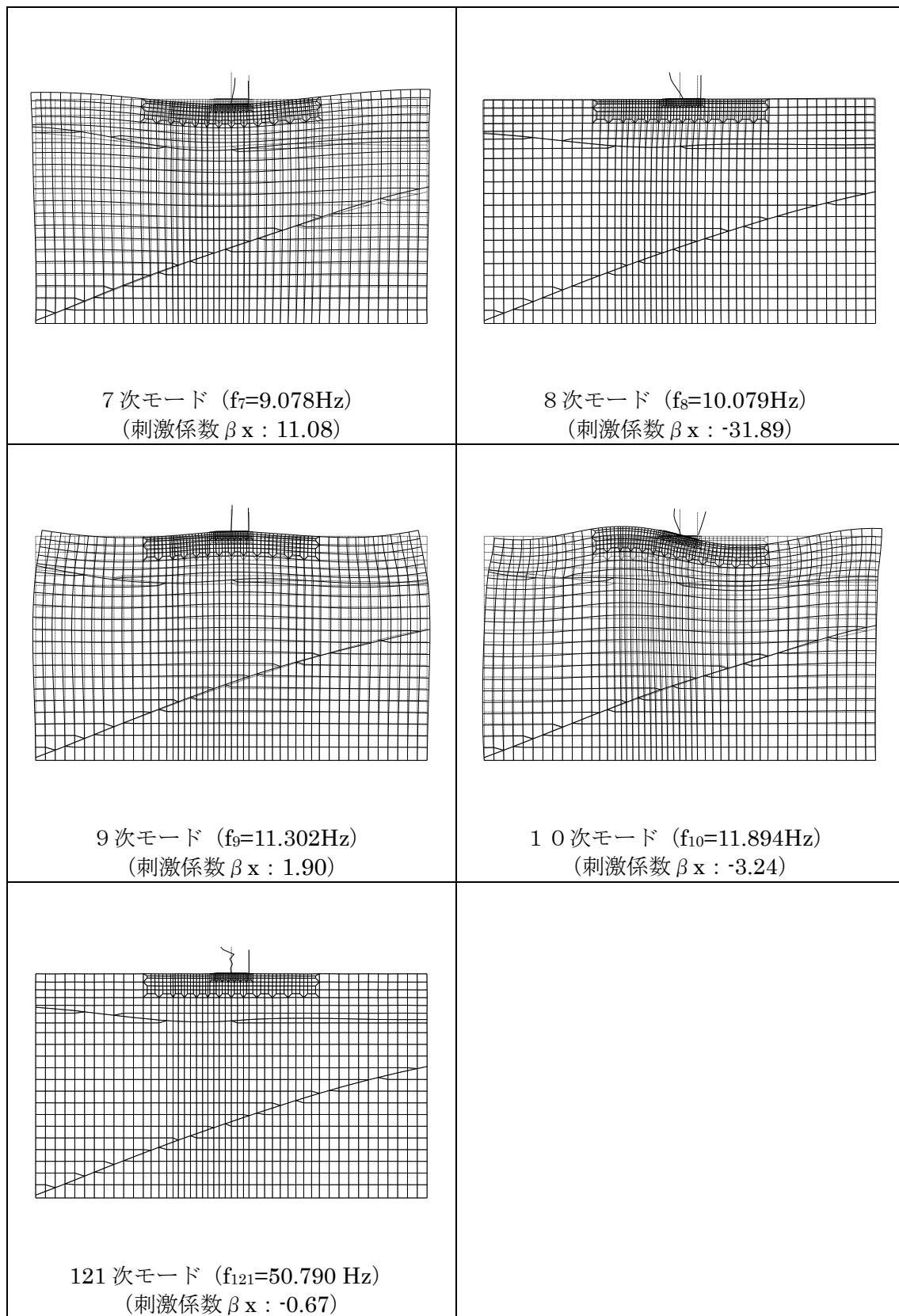


図 1.3-15 固有値解析結果 (モード図)

表 1.3-11 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

解析ケース	α	β
ケース①	1.170	8.6×10^{-5}
ケース②	1.276	1.1×10^{-4}
ケース③	1.049	8.3×10^{-5}

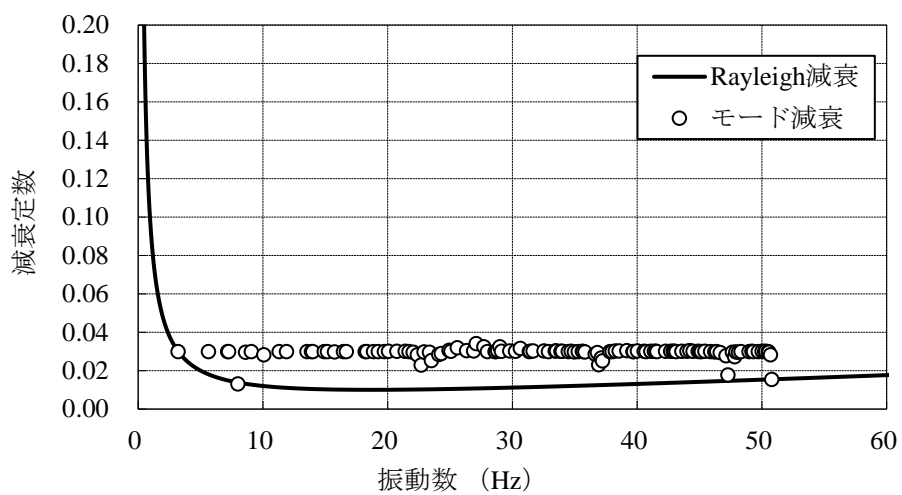


図 1.3-16 設定した Rayleigh 減衰

1.3.4 荷重及び荷重の組合せ

復水貯蔵タンク遮蔽壁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 1.3-12 に示す。

表 1.3-12 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、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○ タンク荷重を考慮する。
	積載 荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ 地下水位に基づき考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面及び構造物上の積雪荷重を考慮する。
		風荷重	○ 構造物に作用する風荷重を考慮する。
		土被り荷重	○ 基礎上の埋戻土の重量に基づいて設定する。
永久上載荷重	○ 基礎上の積載物の重量に基づいて設定する。		
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	○	

(1) 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/m² の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

なお、タンク及び遮蔽壁上の積雪重量は質点重量として与え、基礎上の積雪重量は基礎上の載荷面積に応じた積雪重量を基礎幅（18.5m）で割り戻した単位奥行当たりの重量として与える。地表面及び補助復水貯蔵タンク遮蔽壁の基礎に与える積雪荷重を図 1.3-17 に示す。

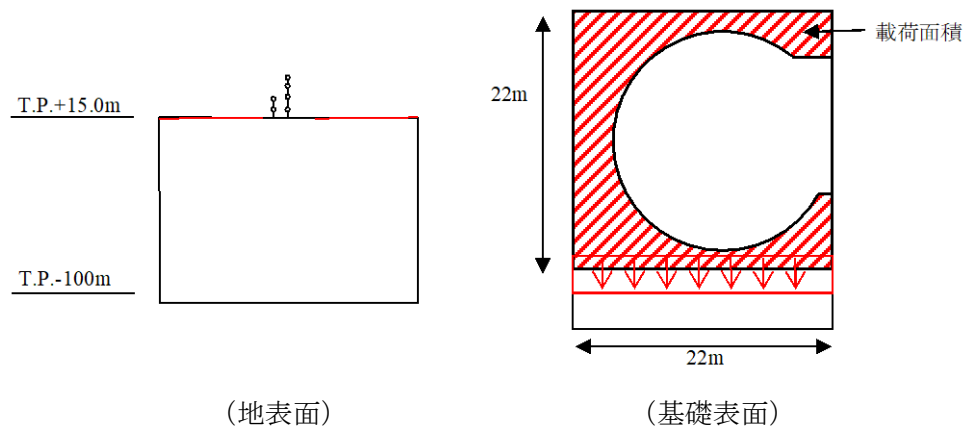


図 1.3-17 積雪荷重概念図

(2) 風荷重

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

(3) 土被り荷重

基礎にある埋戻土を構造物上に付加重量として考慮する。土被り荷重概念図を図 1.3-18 に示す。

埋戻土は，遮蔽壁外径外側に，単位体積重量 20.7kN/m³，層厚 0.5m として載荷面積に応じた重量 (10.35kN/m²) を基礎幅で割り戻した単位奥行当たりの重量として与える。

(4) 永久上載荷重

基礎にある積載物を構造物上に付加重量として考慮する。永久積載荷重概念図を図 1.3-18 に示す。

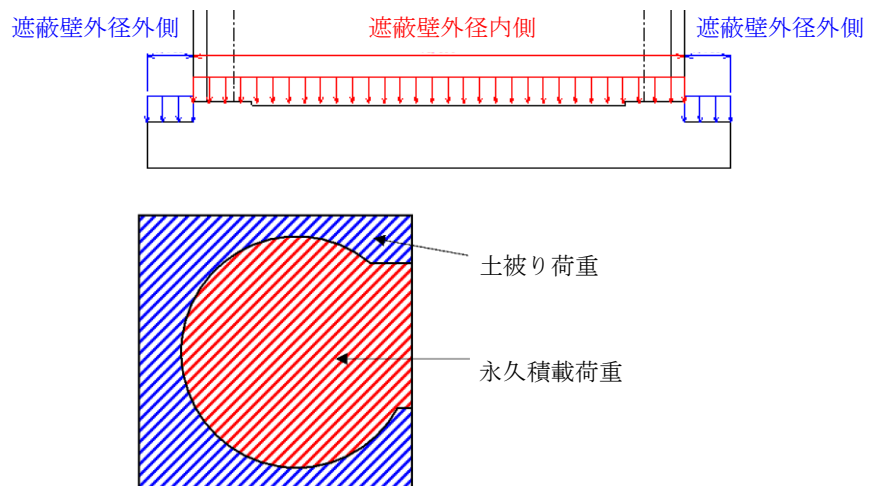


図 1.3-18 土被り荷重及び永久積載荷重 概念図

1.3.5 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

復水貯蔵タンク遮蔽壁の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 1.3-13 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（ σ ）のケース（表 1.3-13 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 1.3-13 復水貯槽タンク遮蔽壁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 σ
ケース③	全応力解析	平均値 - 1 σ

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、遮蔽壁の水平相対変位最大時刻における応答加速度分布を算定する。その中で、遮蔽壁の頂部・底部におけるそれぞれの応答加速度が最も大きくなる地震動を用いて、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 1.3-14 に示す。応力解析を行う地震動の選定フローを図 1.3-19 に示す。

表 1.3-14 耐震計価における解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②		ケース③	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値		平均値+1σ		平均値-1σ	
地震動 (位相)	S _s -D	++*	○		基準地震動 S _s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、遮蔽壁の水平相対変位最大時刻における応答加速度分布を算定する。その中で、遮蔽壁の頂部・底部における応答加速度が最も大きくなる地震動において、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。

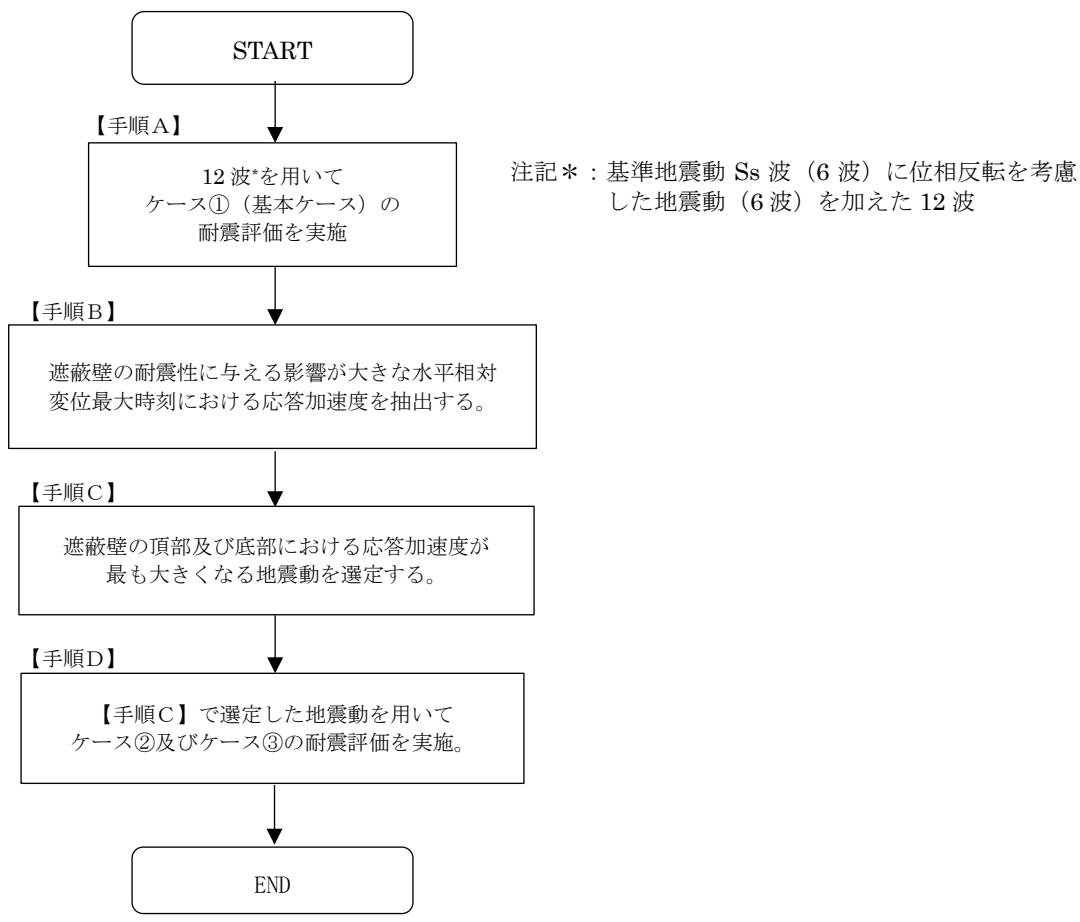


図 1.3-19 追加解析を実施する地震動の選定フロー

1.3.6 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 1.3-20 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。

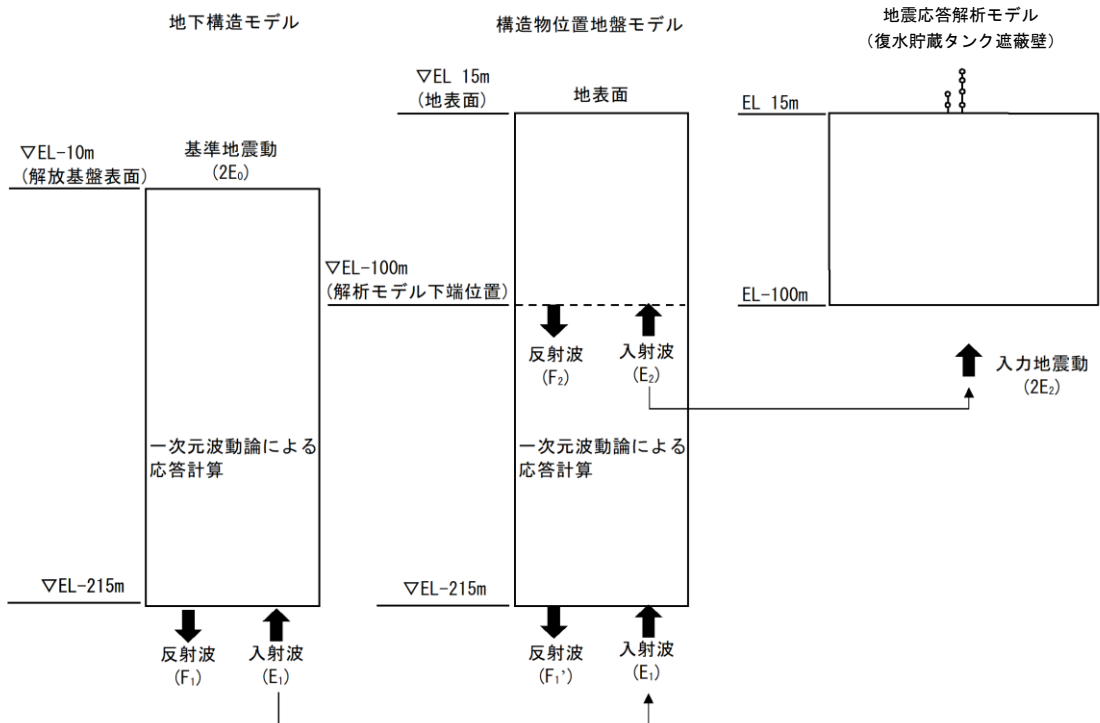
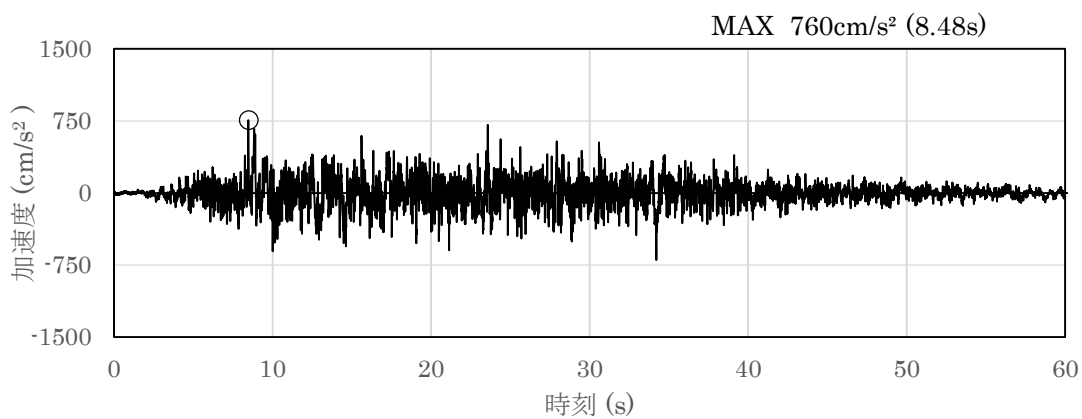


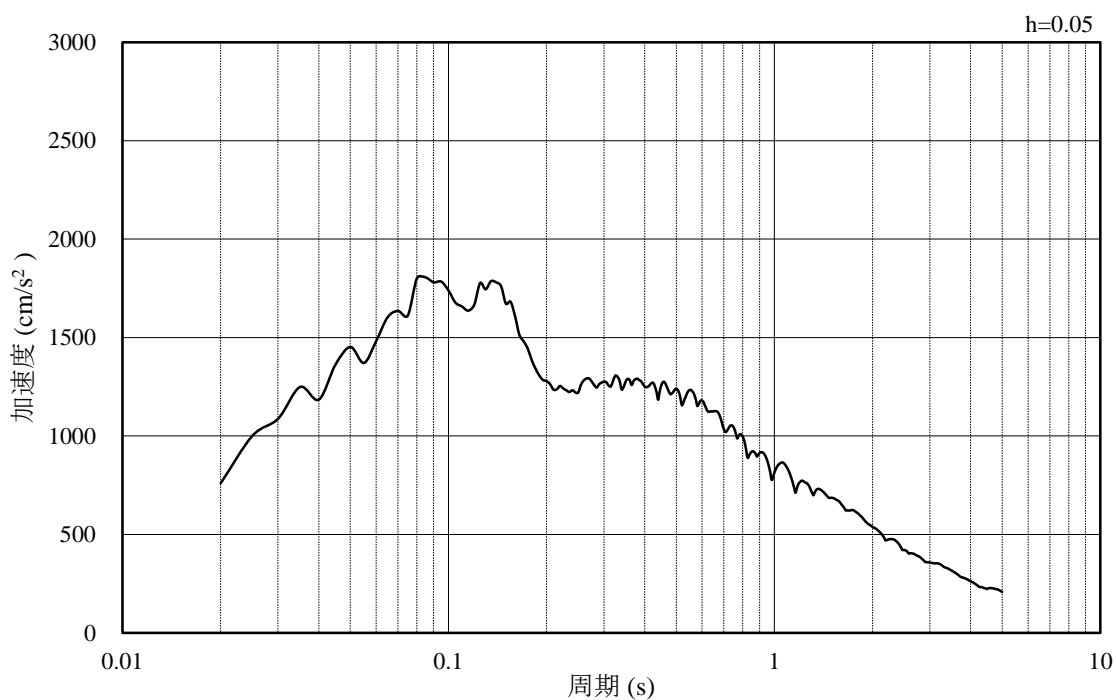
図 1.3-20 入力地震動算定の概念図

(1) 入力地震動

入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 1.3-21～図 1.3-32 に示す。

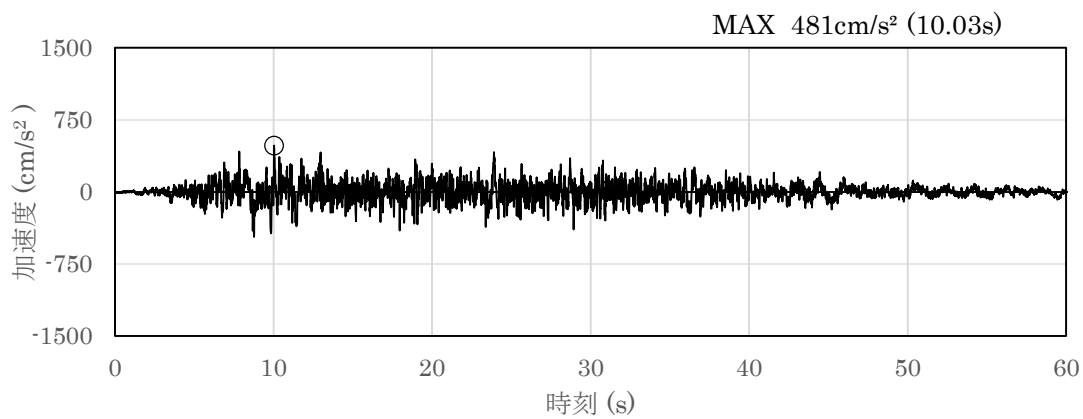


(a) 加速度時刻歴波形

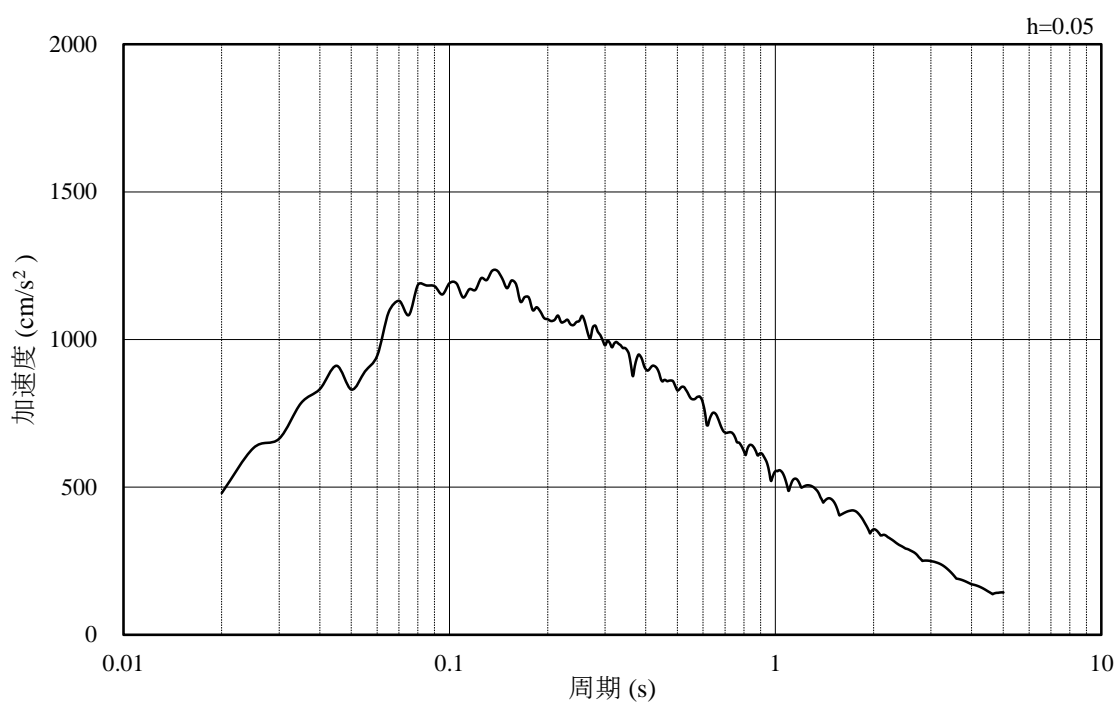


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D)

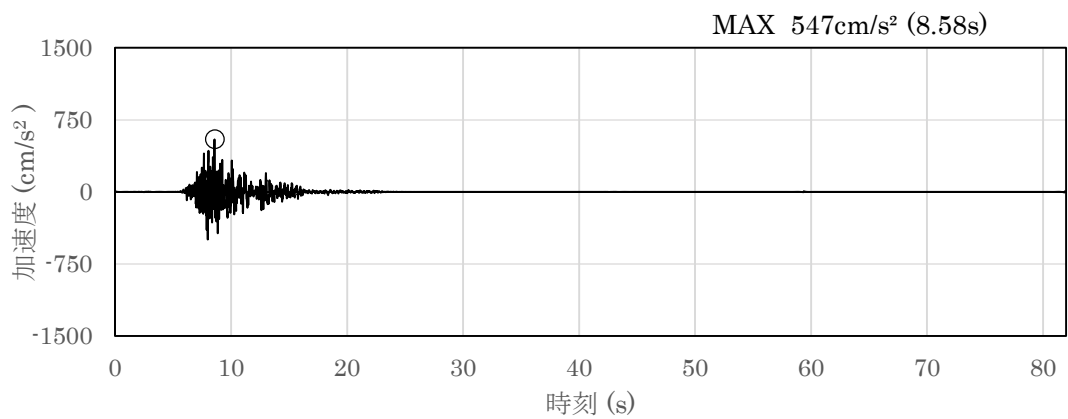


(a) 加速度時刻歴波形

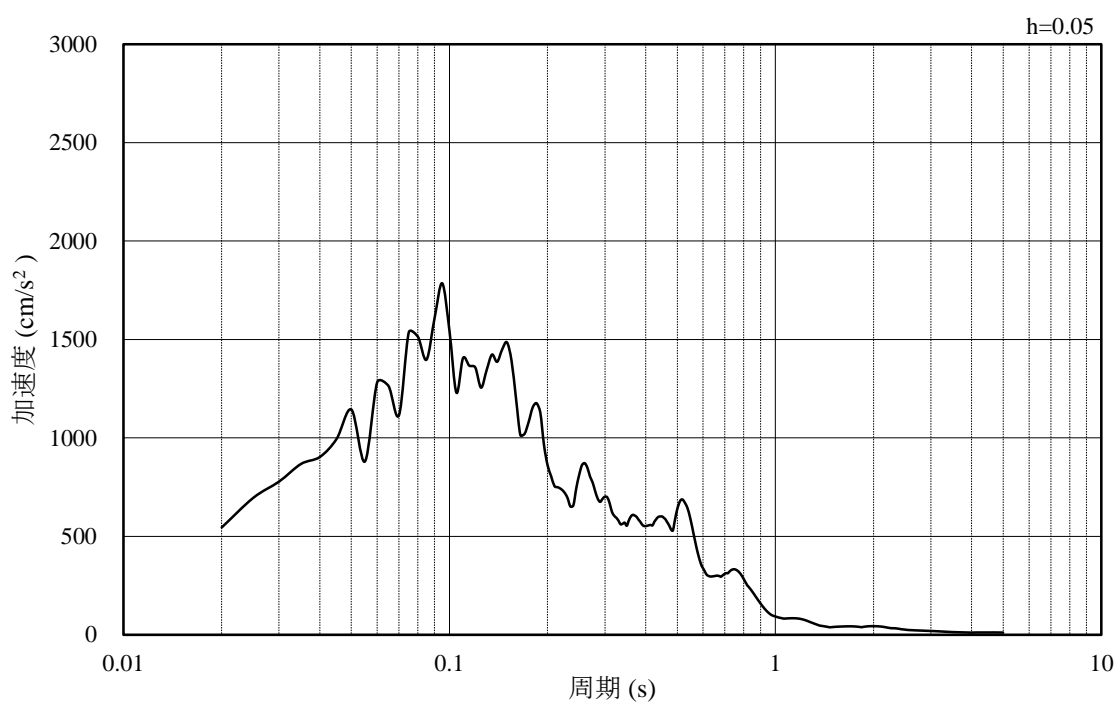


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

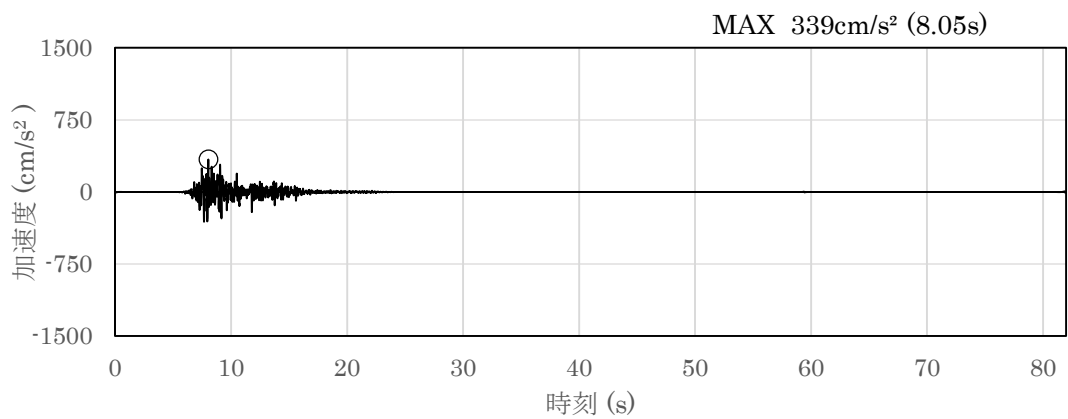


(a) 加速度時刻歴波形

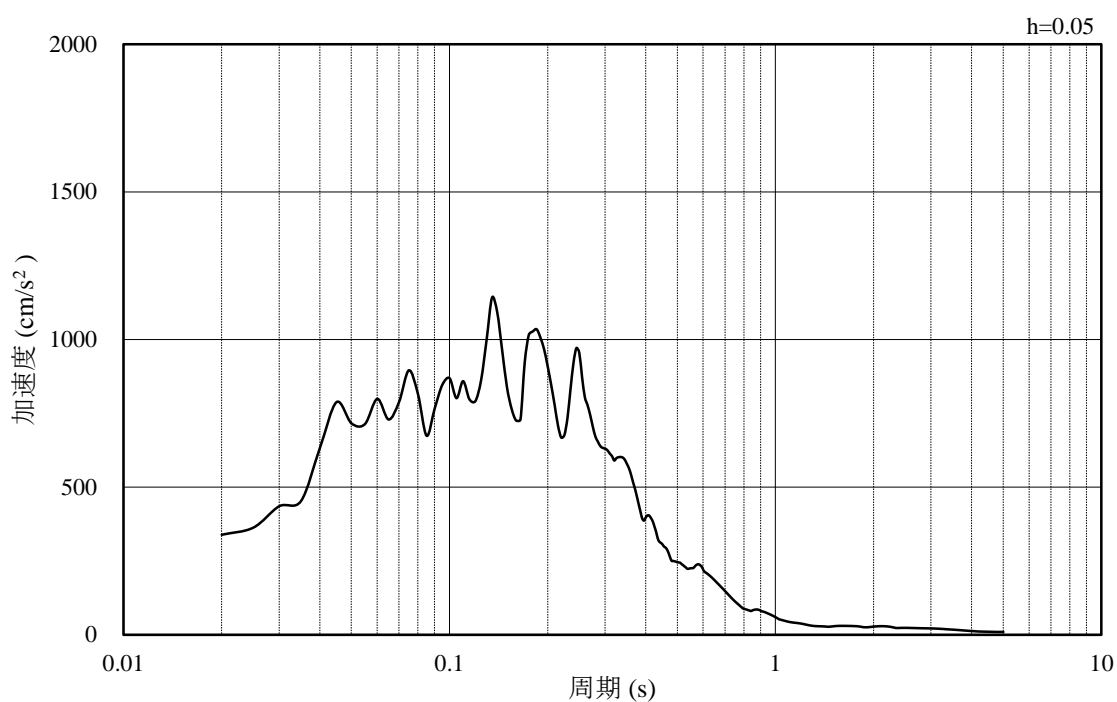


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

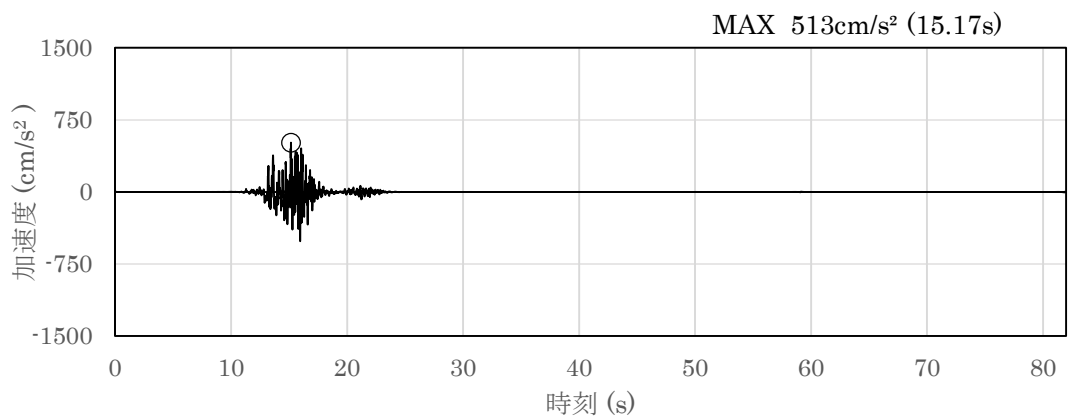


(a) 加速度時刻歴波形

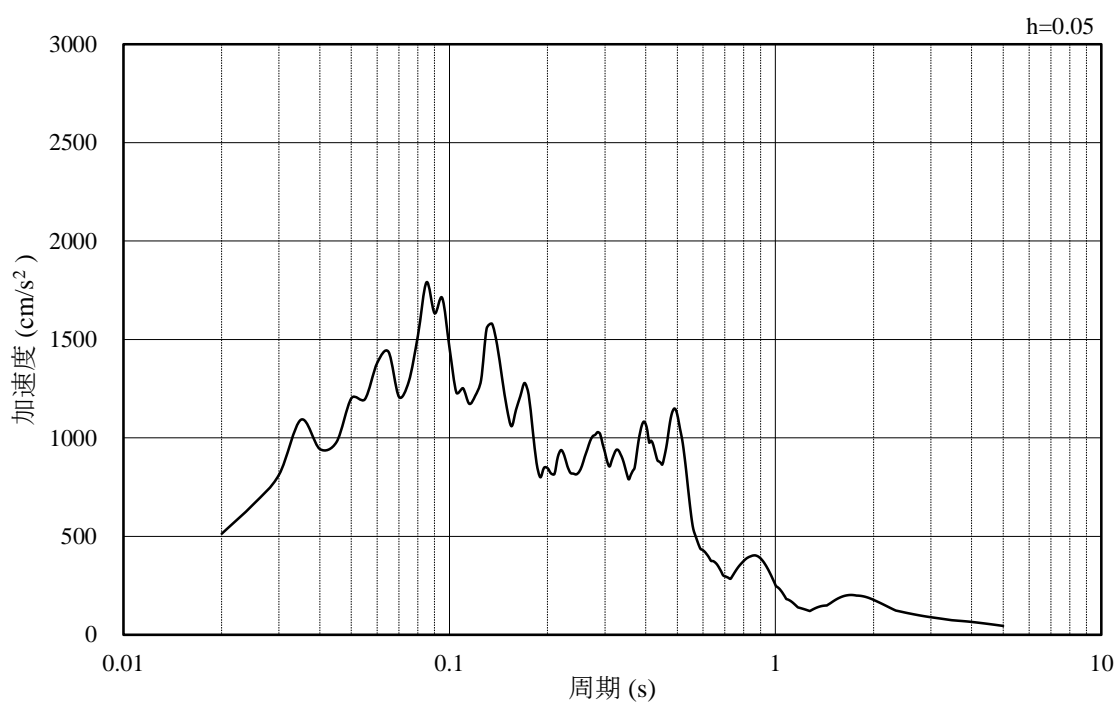


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

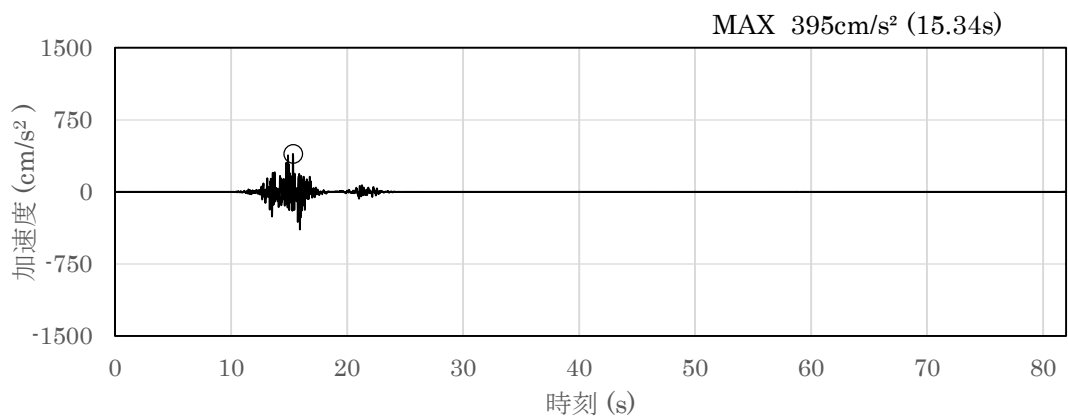


(a) 加速度時刻歴波形

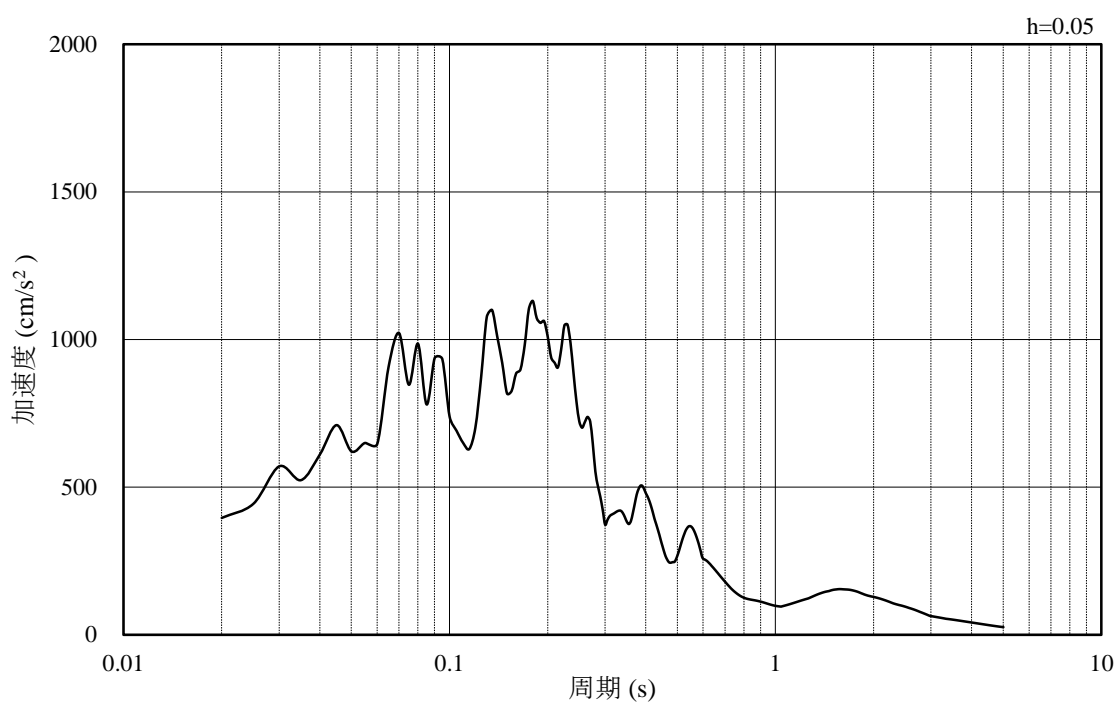


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

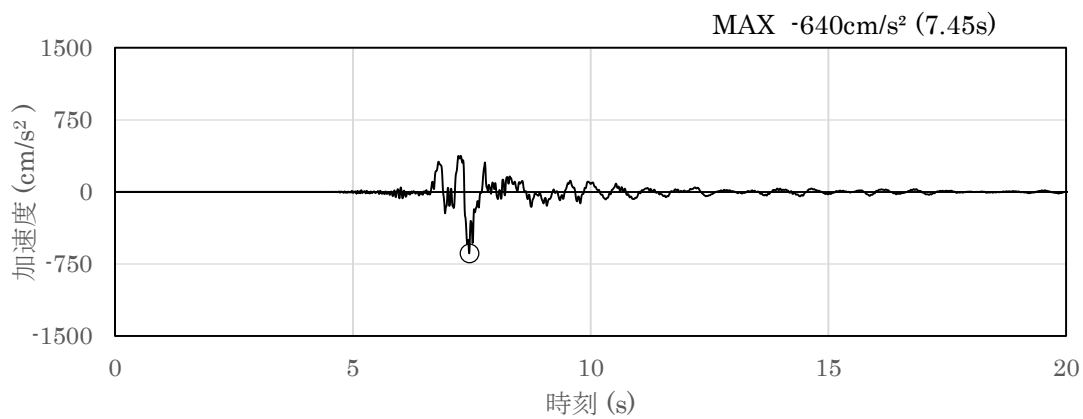


(a) 加速度時刻歴波形

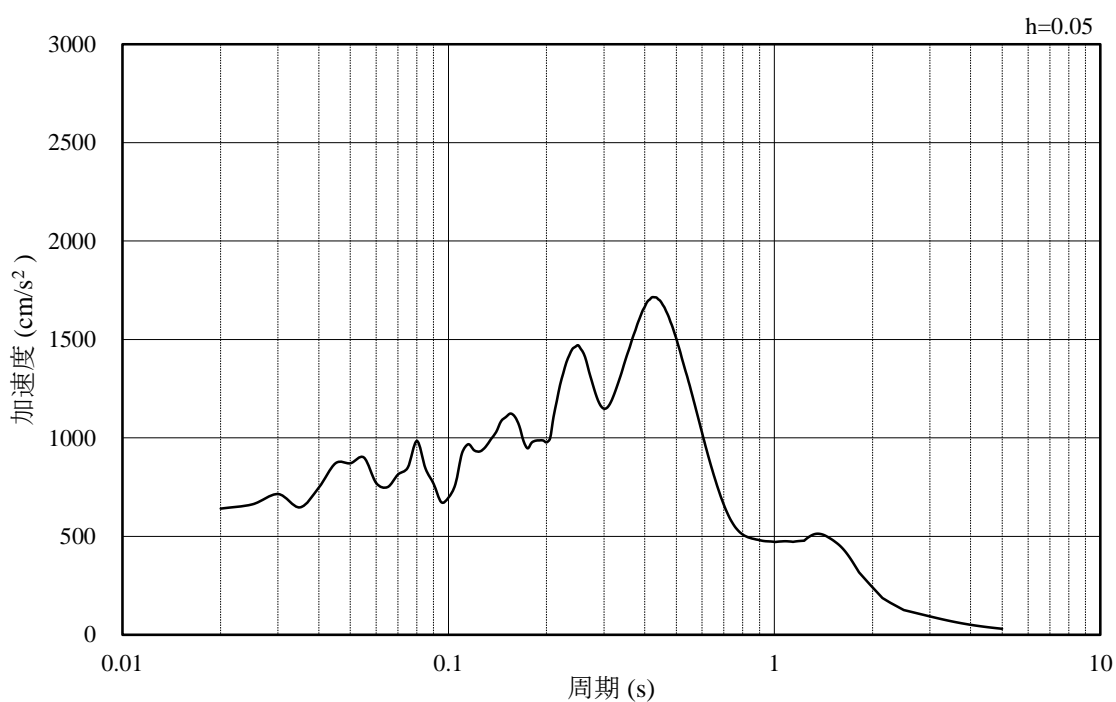


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

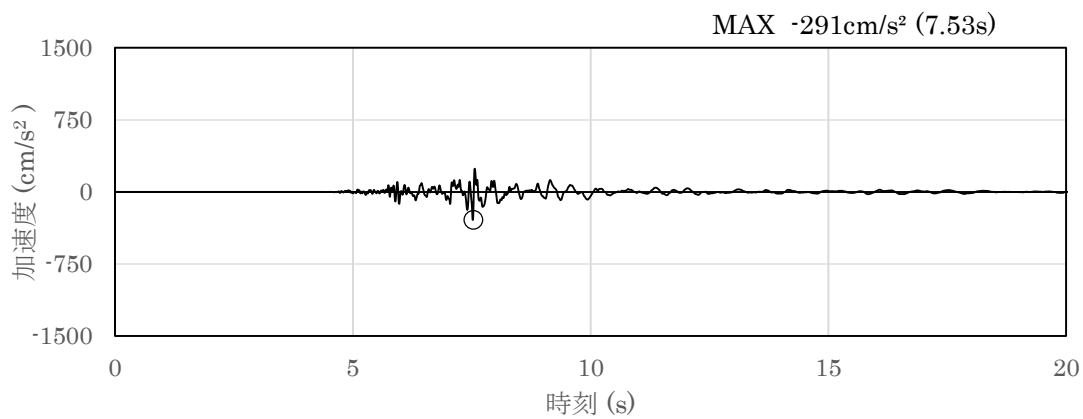


(a) 加速度時刻歴波形

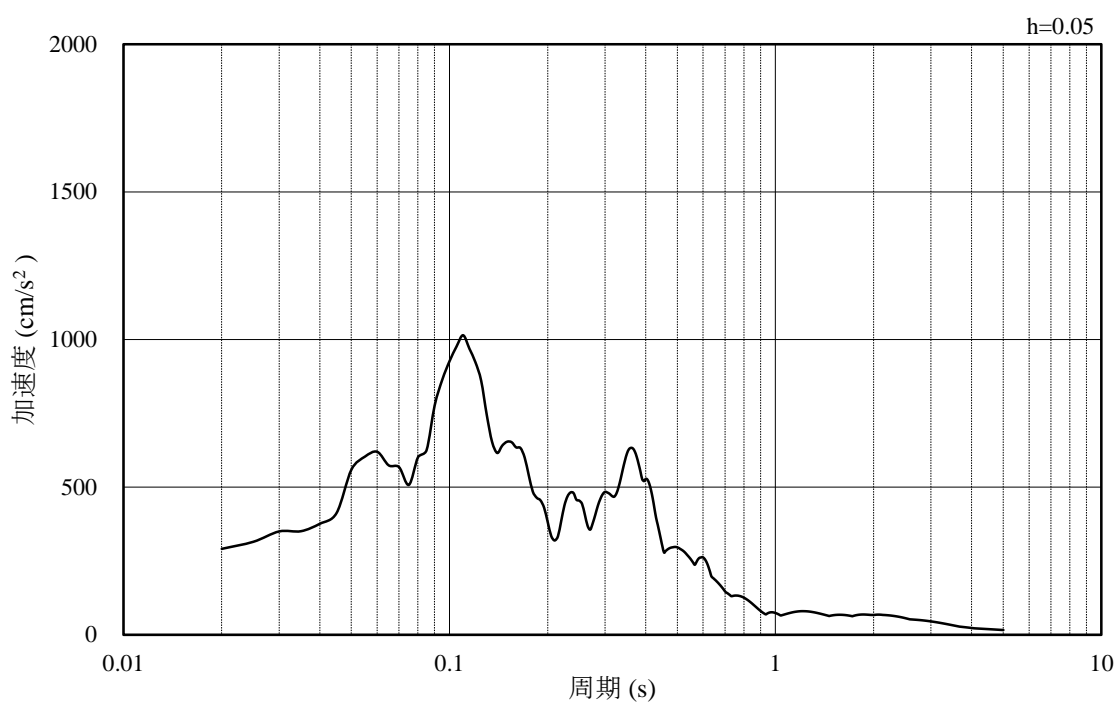


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)

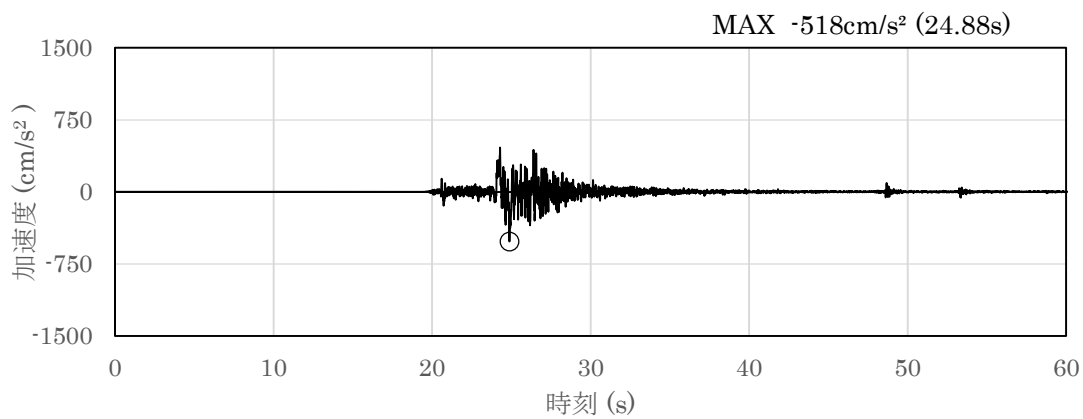


(a) 加速度時刻歴波形

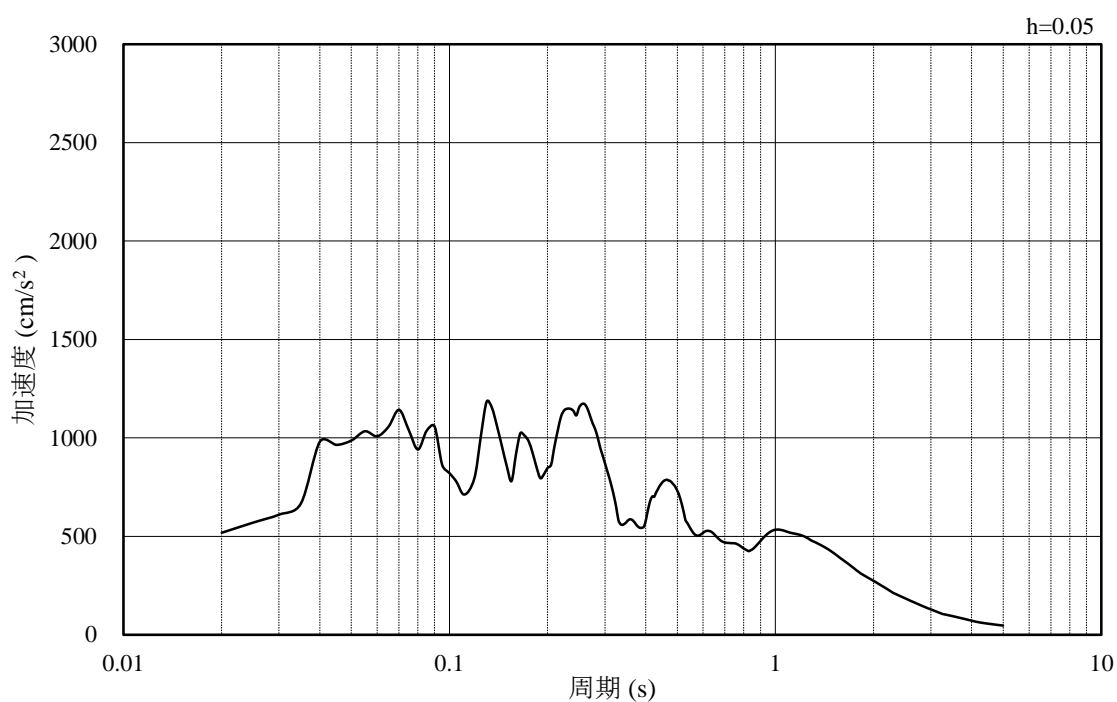


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

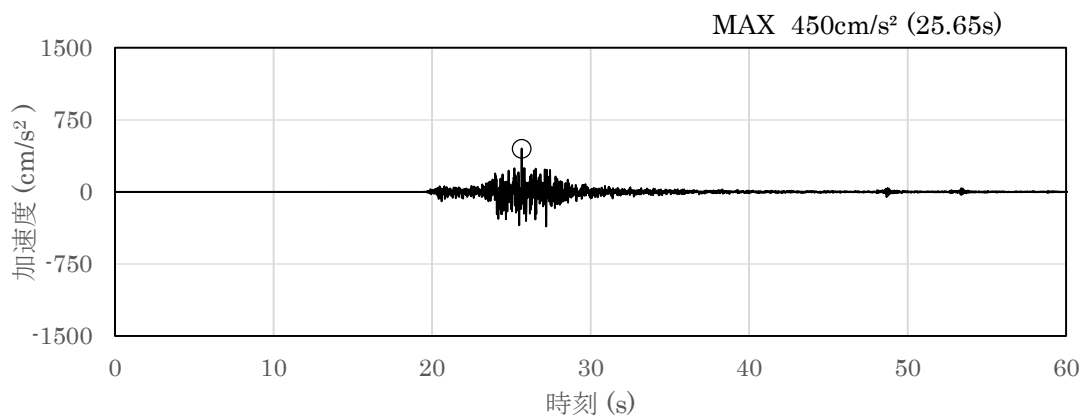


(a) 加速度時刻歴波形

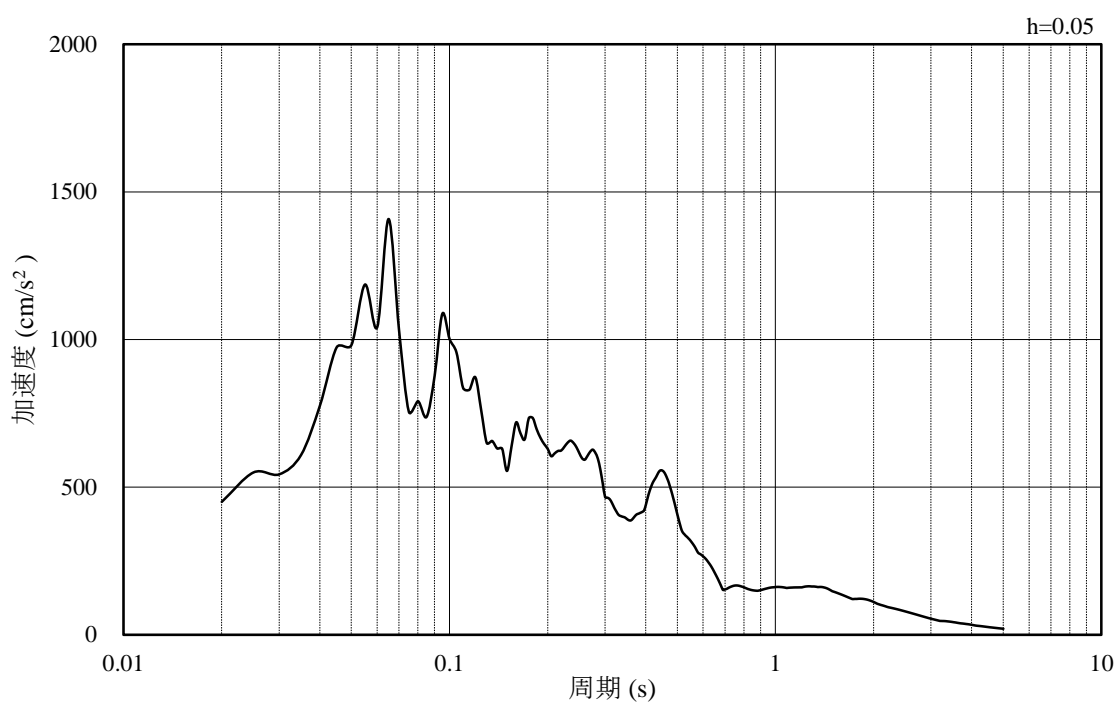


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (NS方向))

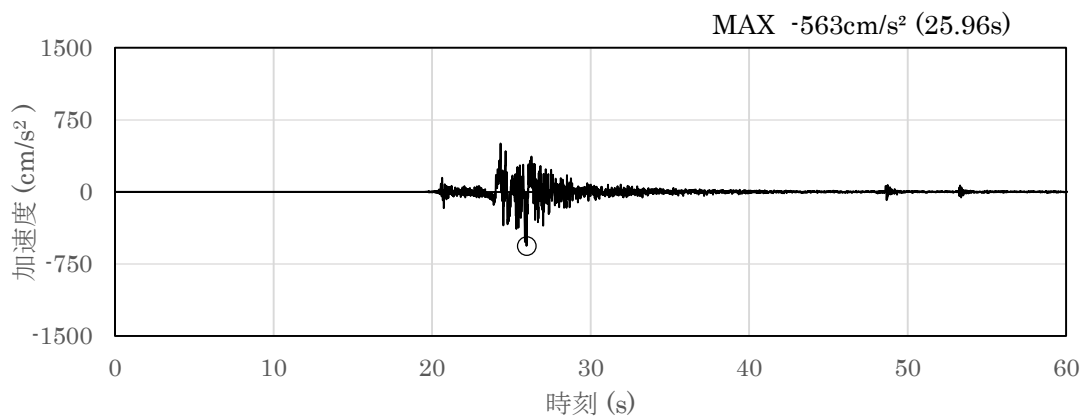


(a) 加速度時刻歴波形

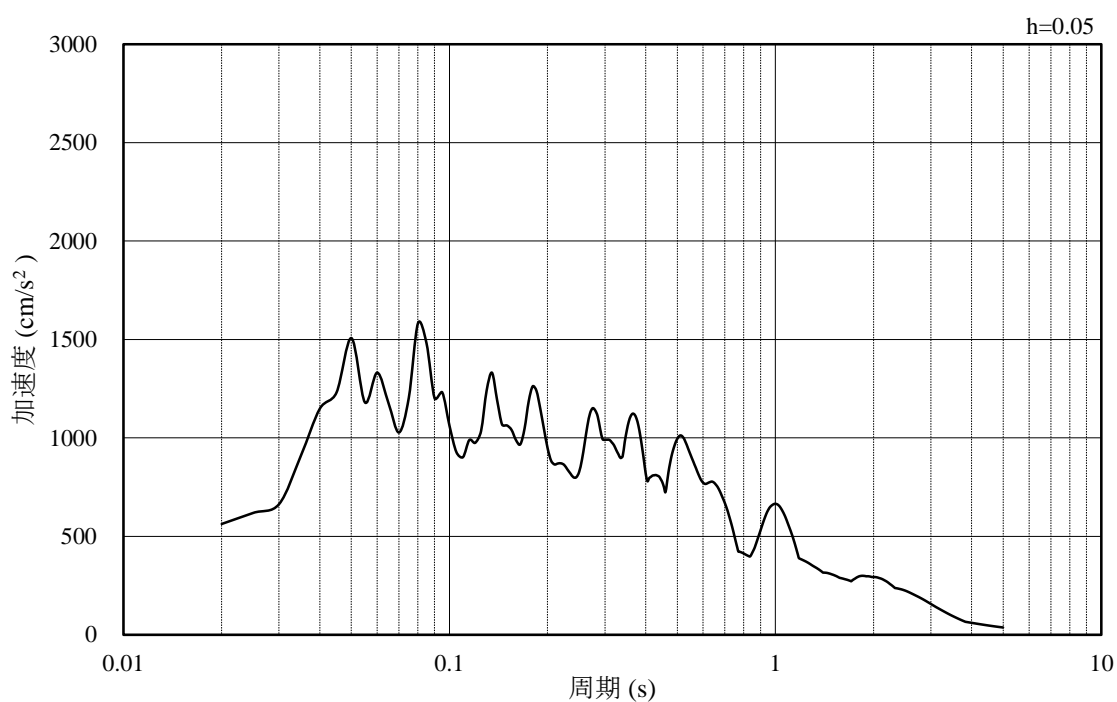


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (NS 方向))

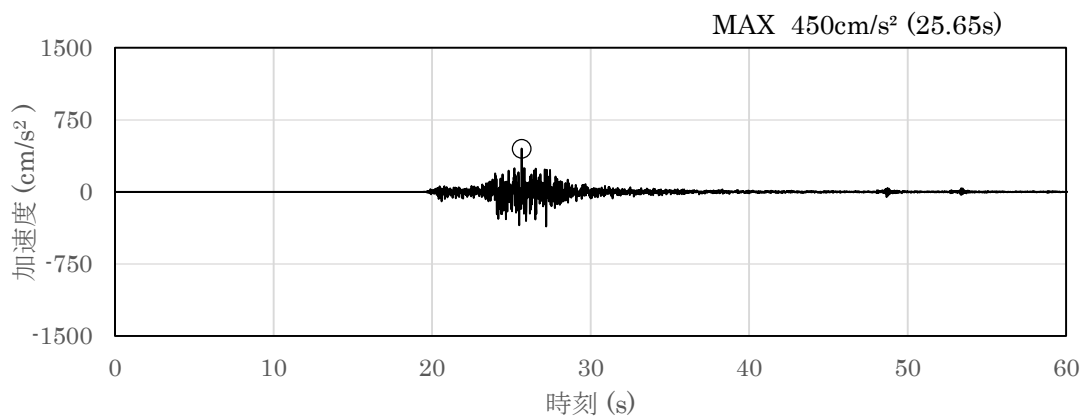


(a) 加速度時刻歴波形

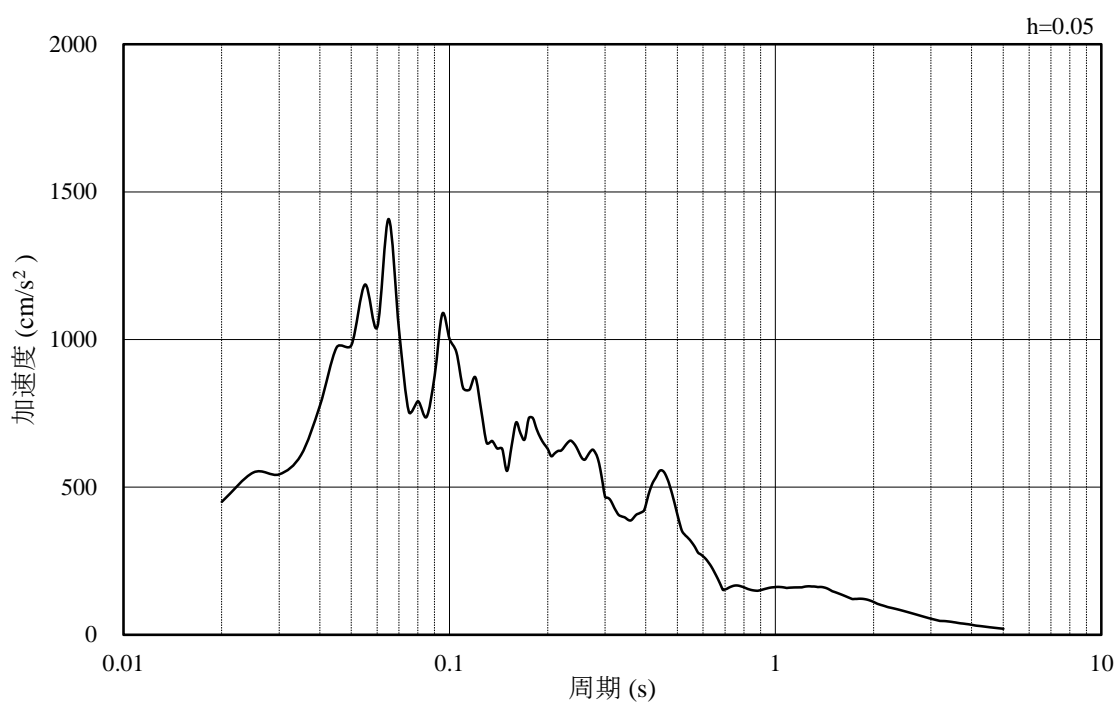


(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (EW方向))



(a) 加速度時刻歴波形



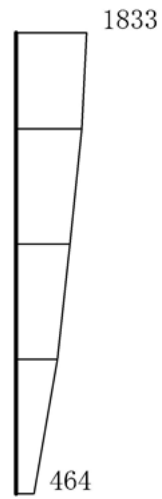
(b) 加速度応答スペクトル

図 1.3-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (EW方向))

1.3.7 地震応答解析結果

(1) 応答加速度分布

耐震評価のために用いる応答加速度として、解析ケース①（基本ケース）について、すべての基準地震動 S_s に対して、遮蔽壁の水平相対変位最大時刻の水平方向応答加速度分布図を図 1.3-33～図 1.3-44 に示す。また、解析ケース①の中で、遮蔽壁の頂部・底部の水平方向応答加速度が最も大きくなる地震動における解析ケース②及び解析ケース③の応答加速度分布図を図 1.3-45～図 1.3-48 に示す。



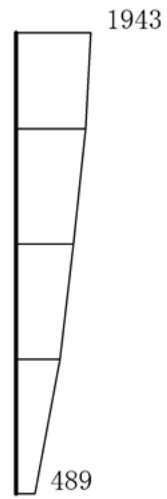
(a) $S_s - D$ (++) , 10.10 秒, 水平



(b) $S_s - D$ (++) , 10.10 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad 2000$ (cm/s^2)

図 1.3-33 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (1/16) (解析ケース①)



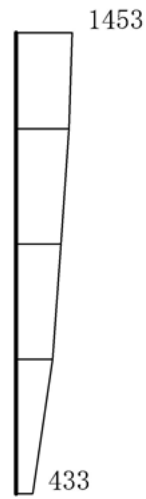
(a) $S_s - D (-+)$, 10.10 秒, 水平



(b) $S_s - D (-+)$, 10.10 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \quad 2000$ (cm/s^2)

図 1.3-34 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (2/16) (解析ケース①)



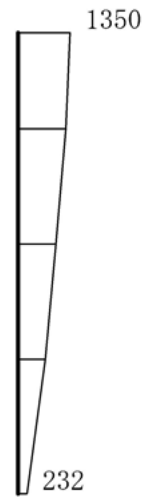
(a) S_s-D (+-), 10.10 秒, 水平



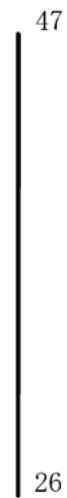
(b) S_s-D (+-), 10.10 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2000$ (cm/s²)

図 1.3-35 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (3/16) (解析ケース①)



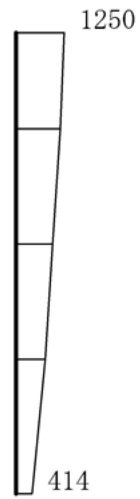
(a) $S_s - D$ (—) , 20.66 秒, 水平



(b) $S_s - D$ (—) , 20.66 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2000$ (cm/s^2)

図 1.3-36 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (4/16) (解析ケース①)



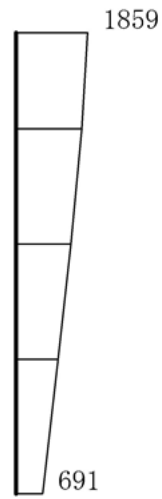
(a) S s - F 1 (++) , 8.66 秒, 水平



(b) S s - F 1 (++) , 8.66 秒, 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 2000 (cm/s²)

図 1.3-37 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (5/16) (解析ケース①)



(a) $S_s - F_2$ (++) , 16.06 秒, 水平



(b) $S_s - F_2$ (++) , 16.06 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad 2000$ (cm/s^2)

図 1.3-38 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (6/16) (解析ケース①)



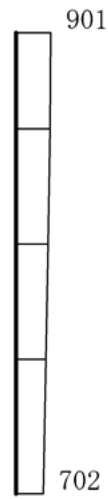
(a) S s - N 1 (++) , 7.48 秒, 水平



(b) S s - N 1 (++) , 7.48 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2000$ (cm/s²)

図 1.3-39 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (7/16) (解析ケース①)



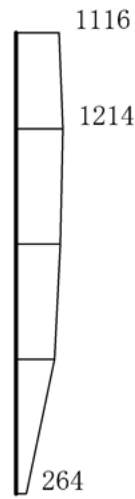
(a) S s - N 1 (- +) , 7.48 秒, 水平



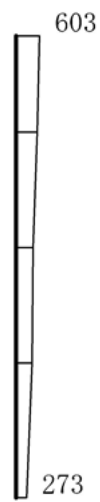
(b) S s - N 1 (- +) , 7.48 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2000$ (cm/s²)

図 1.3-40 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (8/16) (解析ケース①)



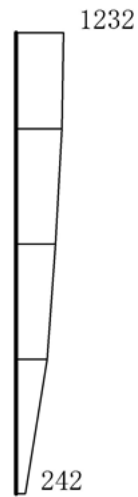
(a) $S_s - N2 (NS) (++)$, 26.60 秒, 水平



(b) $S_s - N2 (NS) (++)$, 26.60 秒, 鉛直

構造スケール $0 \sim 2$ (m) 応答値スケール $0 \sim 2000$ (cm/s^2)

図 1.3-41 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (9/16) (解析ケース①)



(a) S_s-N₂ (NS) (-+), 26.60 秒, 水平



(b) S_s-N₂ (NS) (-+), 26.60 秒, 鉛直



構造スケール 0  2 (m) 応答値スケール 0  2000 (cm/s²)

図 1.3-42 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (10/16) (解析ケース①)



(a) S_s-N₂ (EW) (++) , 26.51 秒, 水平



(b) S_s-N₂ (EW) (++) , 26.51 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2000$ (cm/s²)

図 1.3-43 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (11/16) (解析ケース①)



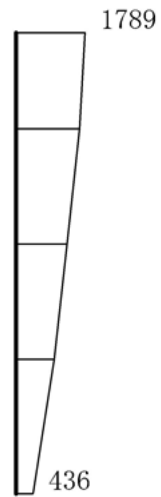
(a) $S_s - N2$ (EW) (-+), 25.94 秒, 水平



(b) $S_s - N2$ (EW) (-+), 25.94 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2000$ (cm/s^2)

図 1.3-44 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (12/16) (解析ケース①)



(a) $S_s - D (-+)$, 10.09 秒, 水平



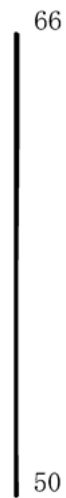
(b) $S_s - D (-+)$, 10.09 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2000$ (cm/s^2)

図 1.3-45 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (13/16) (解析ケース②)
(解析ケース①において遮蔽壁の頂部で応答加速度が最大となる地震動)



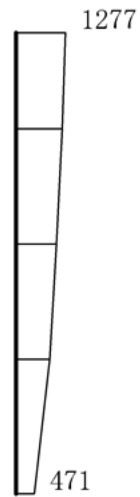
(a) $S_s - F_2$ (++) , 16.05 秒, 水平



(b) $S_s - F_2$ (++) , 16.05 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2000$ (cm/s^2)

図 1.3-46 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (14/16) (解析ケース②)
(解析ケース①において遮蔽壁の下部で応答加速度が最大となる地震動)



(a) $S_s - D (-+)$, 19.41 秒, 水平



(b) $S_s - D (-+)$, 19.41 秒, 鉛直

構造スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2$ (m) 応答値スケール $0 \quad \underline{\quad} \quad 2000$ (cm/s^2)

図 1.3-47 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (15/16) (解析ケース③)
(解析ケース①において遮蔽壁の頂部で応答加速度が最大となる地震動)



(a) $S_s - F_2$ (++) , 16.01 秒, 水平



(b) $S_s - F_2$ (++) , 16.01 秒, 鉛直

構造スケール $0 \sim 2$ (m) 応答値スケール $0 \sim 2000$ (cm/s^2)

図 1.3-48 水平相対変位最大時刻の応答加速度分布図 (16/16) (解析ケース③)
(解析ケース①において遮蔽壁の下部で応答加速度が最大となる地震動)

(2) 解析ケース①

水平相対変位最大時刻における設計水平震度を図 1.3-49 に示す。復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち遮蔽壁の頂部及び底部において、設計水平震度が最大となるのは、 $Ss-D(-+)$ (抽出時刻 10.10s) 及び $Ss-F2(++)$ (抽出時刻 16.06s) である。

なお、設計水平震度は水平方向応答加速度を、定数である重力加速度で除したものであり、設計水平震度が大きくなるほど、水平方向応答加速度も大きくなる。

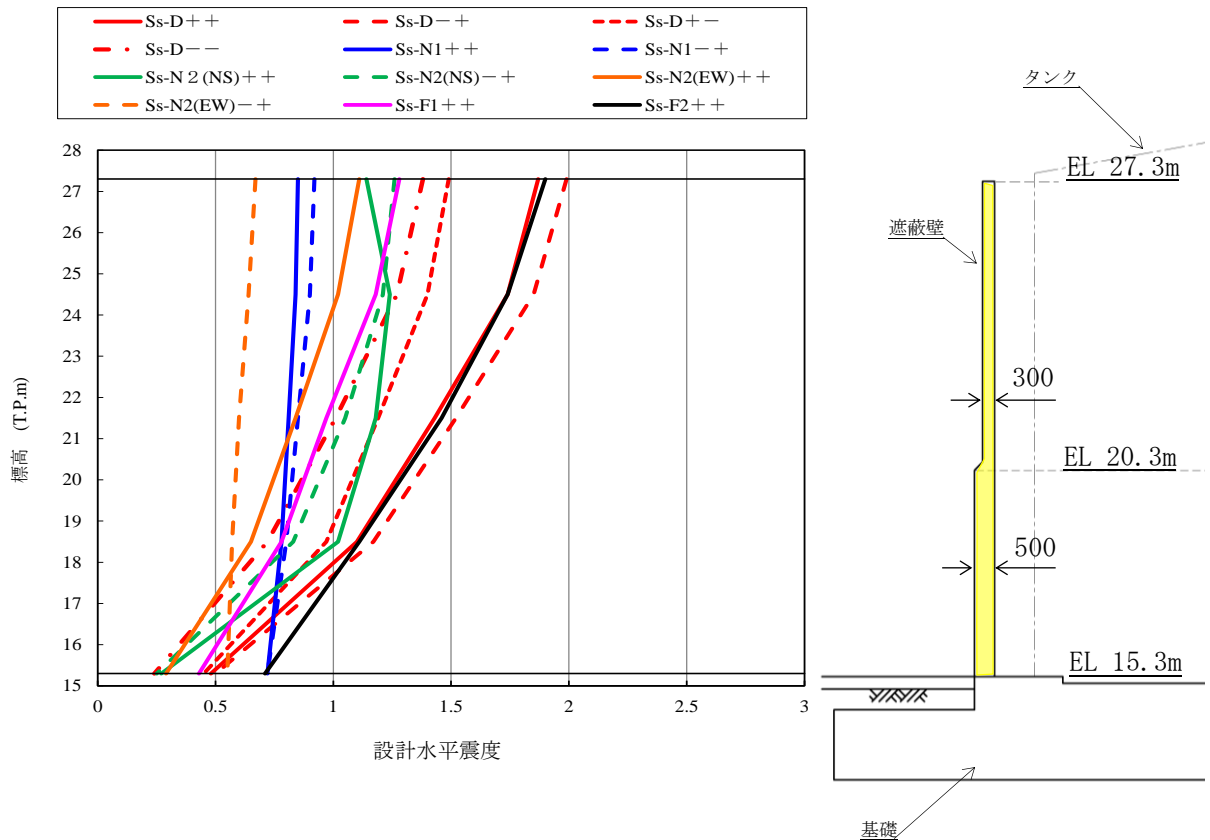


図 1.3-49 水平相対変位最大時刻における設計水平震度

(3) 解析ケース②及び解析ケース③

「(2) 解析ケース①」で水平方向震度が最大となる $S_s - D(-+)$ 及び $S_s - F2(+ +)$ の解析ケース①～③に対する水平相対変位最大時刻における設計水平震度を図1.3-50に示す。この結果より、遮蔽壁頂部における水平方向応答加速度が最大となる地震動である解析ケース① $S_s - D(-+)$ が復水貯蔵タンク遮蔽壁の耐震性に最も大きな影響を与えると考えられる。そのため次章以降の応力解析については、解析ケース①、地震動 $S_s - D(-+)$ について実施する。

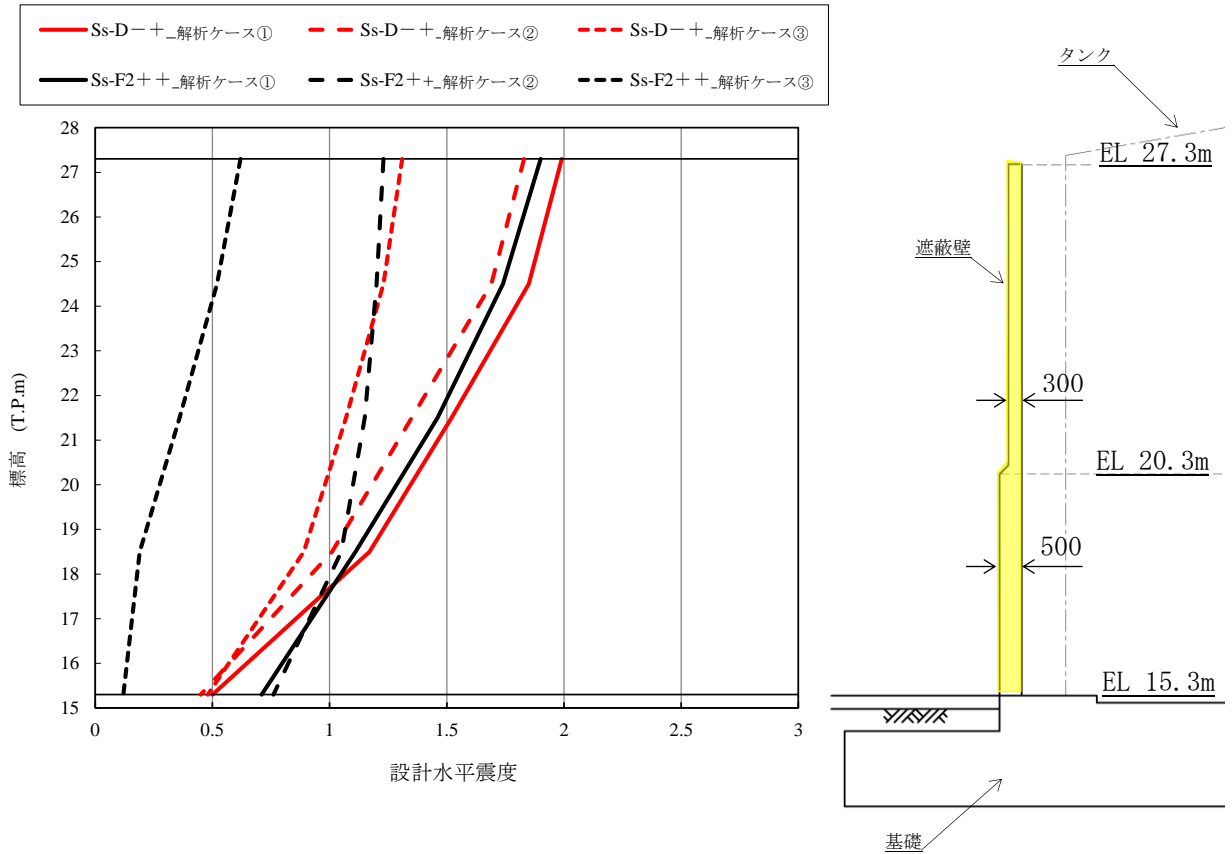


図 1.3-50 水平相対変位最大時刻における設計水平震度

1.4 応力解析

復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち、遮蔽壁及び開口補強鋼材の応力解析は、「1.3.7 地震応答解析結果」にて選定した地震動及び着目した時刻にて得られる、応答加速度を用いた3次元静的有限要素法解析により実施する。その際、遮蔽壁は、線形シェル要素、開口補強鋼材のうち、枠材は線形はり要素、ブレース材は線形トラス要素でモデル化し、応力解析には「NX NASTRAN」を使用する。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。開口補強鋼材のうちガセットプレート、リブプレート、ベースプレート、アンカーボルトについては、3次元静的FEM解析の応答値を用いて、定式化された計算式により応力照査する。

1.4.1 解析モデルの設定

(1) 復水貯蔵タンク遮蔽壁のモデル化

復水貯蔵タンク遮蔽壁は、線形シェル要素でモデル化する。

(2) 開口補強鋼材のモデル化

開口補強鋼材は、線形はり要素でモデル化する。

(3) 境界条件

復水貯蔵タンク遮蔽壁と基礎の境界は、完全固定境界とする。また、開口補強鋼材と遮蔽壁の境界は水平2方向と鉛直方向の線形ばねにより結合する。ばね定数は、接合部が完全接着しているとして十分に大きな値 ($1.0 \times 10^{10} \text{kN/m}$) とする。図 1.4-1 に開口補強鋼材と遮蔽壁間の概念図を示す。

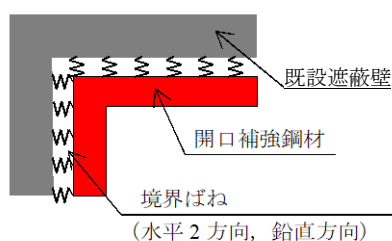


図 1.4-1 開口補強鋼材と遮蔽壁間の概念図

(4) 解析モデル

3次元静的FEM解析モデルを図 1.4-2 に、遮蔽壁及び開口補強鋼材の要素座標系を図 1.4-3 及び図 1.4-4 に示す。

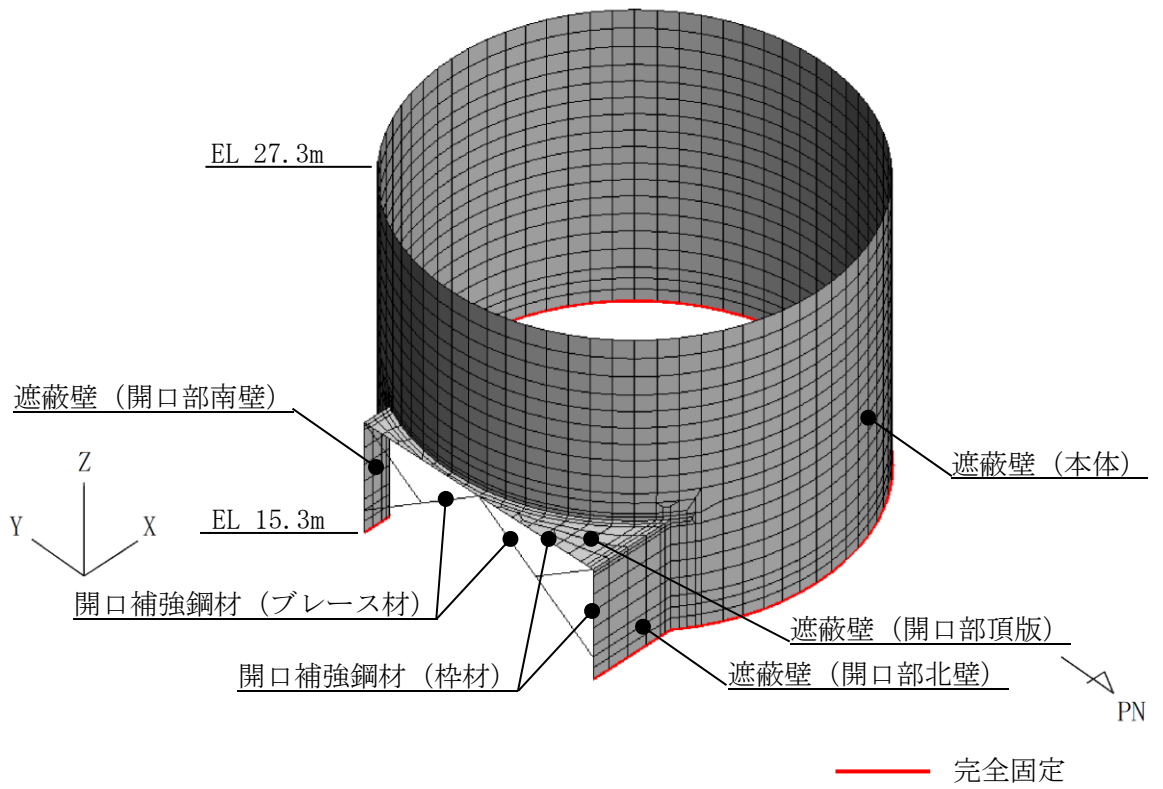


図 1.4-2(1) 3次元構造解析モデル図 (鳥瞰図, 北東側から望む)

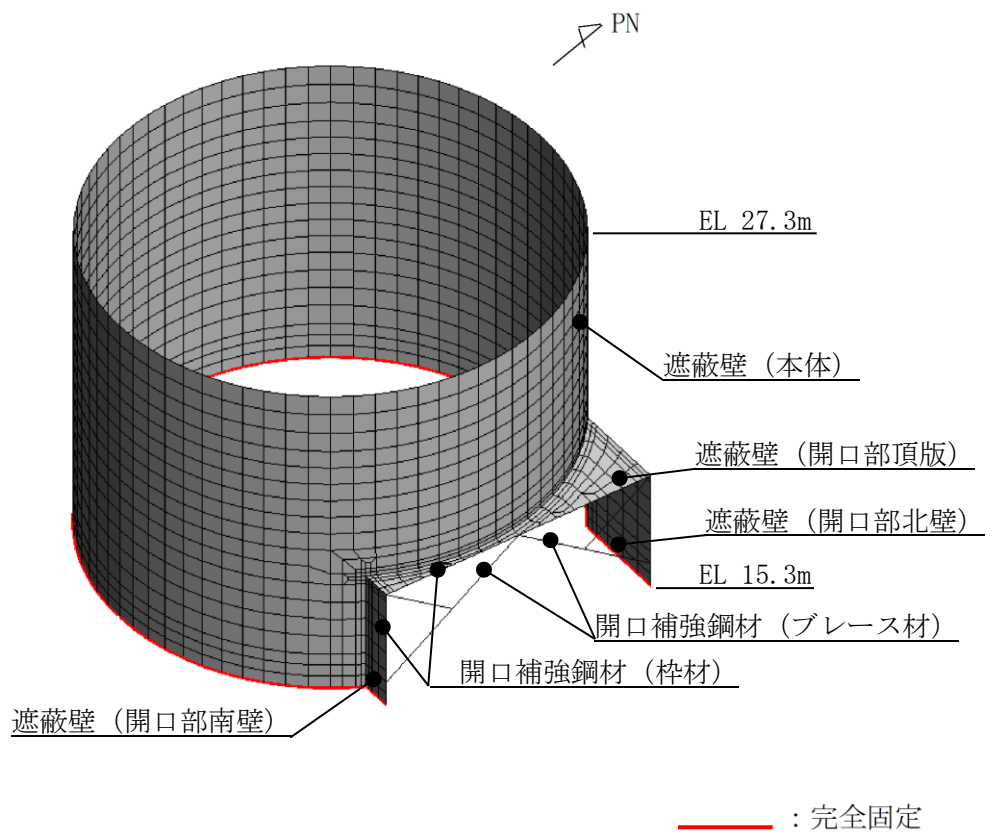
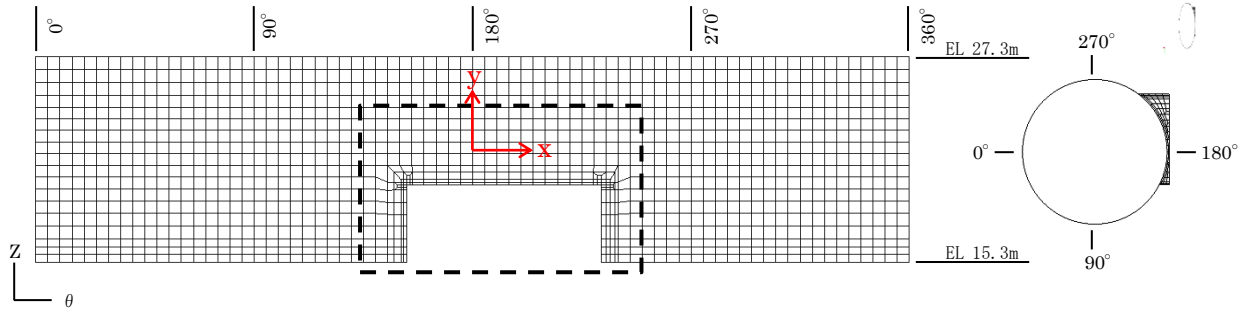
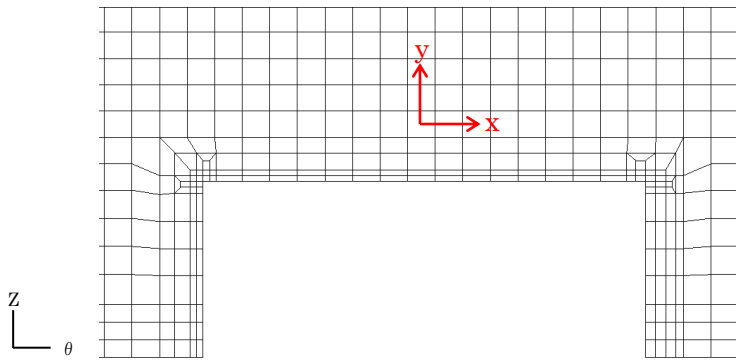


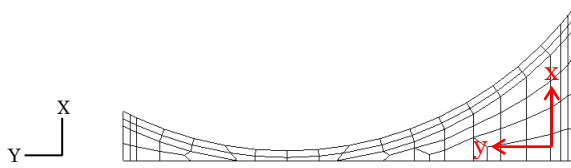
図 1.4-2(2) 3次元構造解析モデル図 (鳥瞰図, 南東側から望む)



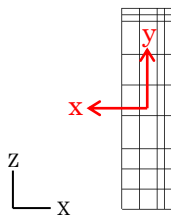
遮蔽壁（本体）



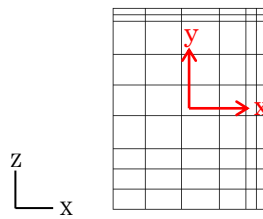
遮蔽壁（本体）拡大



遮蔽壁（開口部頂版）



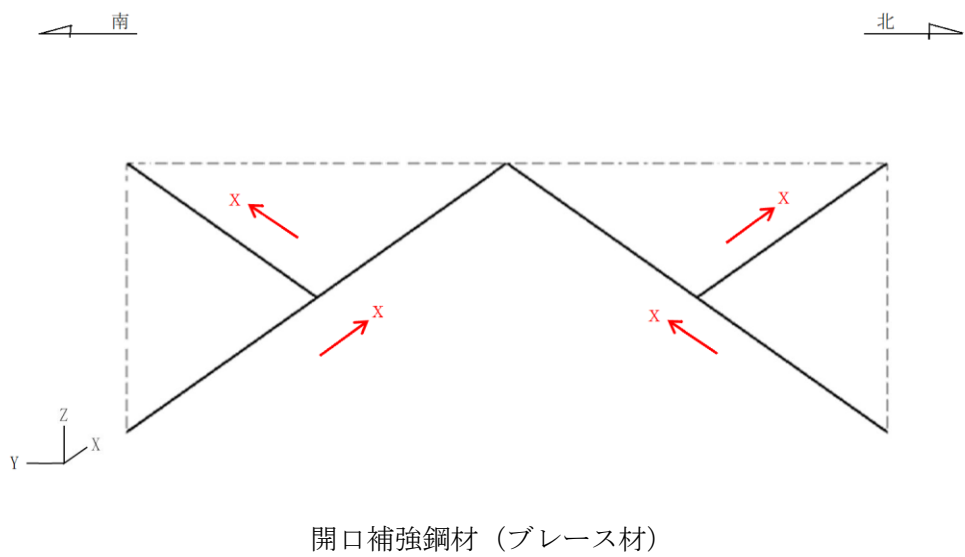
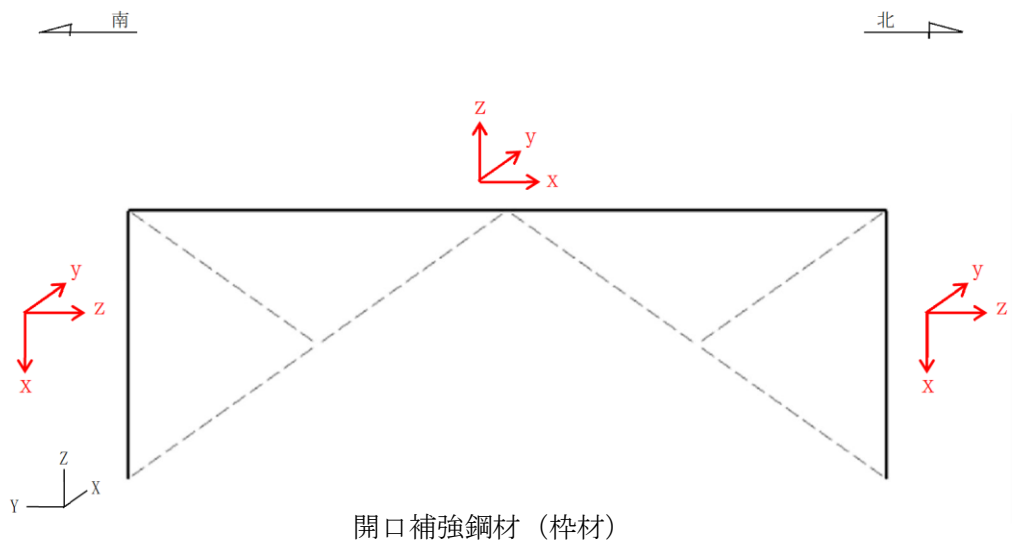
遮蔽壁（開口部南壁）



遮蔽壁（開口部北壁）

黒：全体座標系を示す
赤：要素座標系を示す

図 1.4-3 各部材の要素座標系（遮蔽壁）



黒：全体座標系を示す
赤：要素座標系を示す

図 1.4-4 各部材の要素座標系 (開口補強鋼材)

1.4.2 荷重及び荷重の組み合わせ

(1) 躯体重量

固定荷重として，躯体自重を考慮する。荷重載荷図を図 1.4-5 に示す。

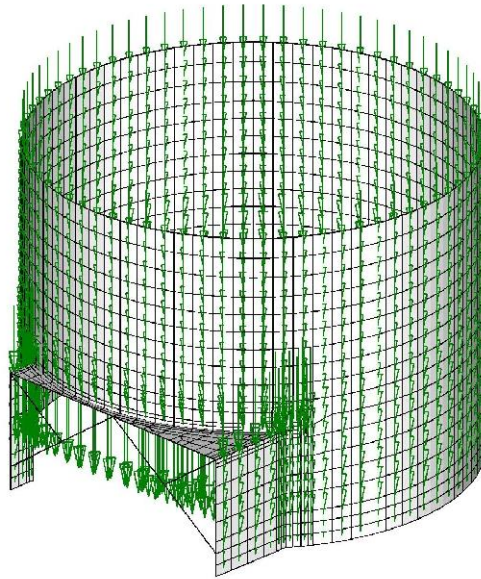
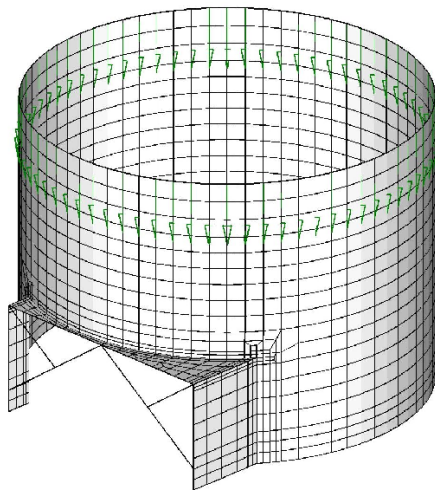


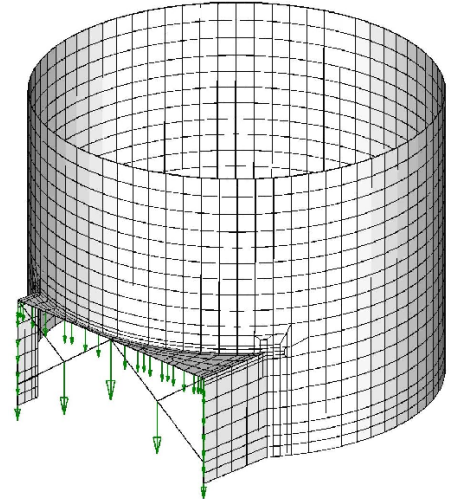
図 1.4-5 荷重載荷図（固定荷重）

(2) 永久上載荷重

永久上載荷重を，遮蔽壁頂部及び開口部に考慮する。荷重載荷図を図 1.4-6 に示す。



（竜巻対策工荷重）



（開口補強鋼材荷重）

図 1.4-6 荷重載荷図（永久上載荷重）

(3) 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35.0cm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1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。荷重載荷図を図1.4-7に示す。

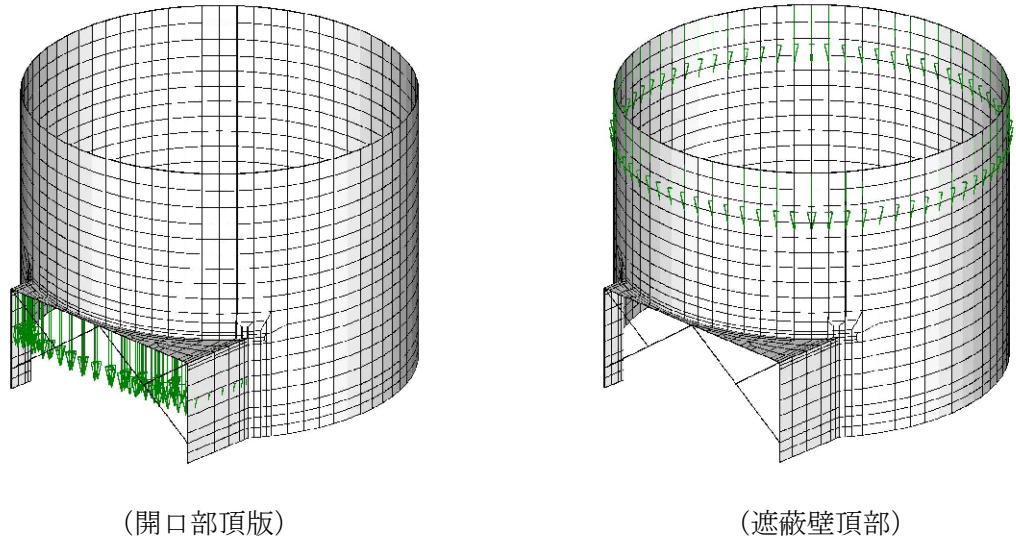


図1.4-7 荷重載荷図(積雪荷重)

(4) 風荷重

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

(5) 地震時荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。なお、躯体重量に2次元有限要素解析で求めた応答加速度(水平・鉛直)を掛け合わせ、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。荷重載荷図を図1.4-8に示す。

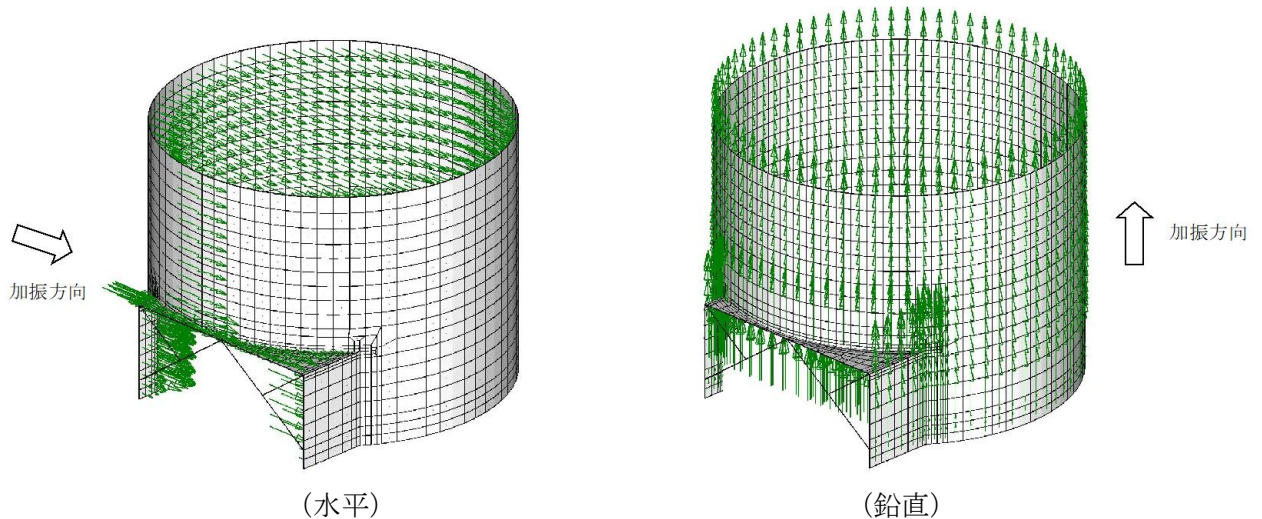


図1.4-8 荷重載荷図(地震時荷重)

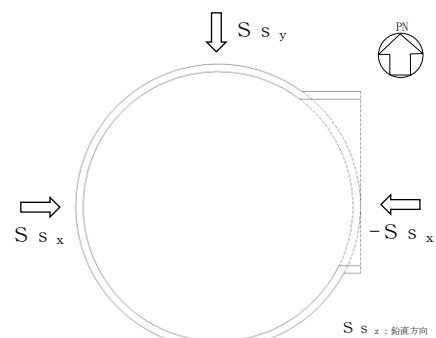
1.4.3 地震時荷重の作用方向

復水貯蔵タンク遮蔽壁の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、南北方向の水平地震力を保守的に東西方向にも設定し、鉛直地震力は南北方向の水平地震力と同時刻の地震力を選定している。

水平2方向の応力解析における検討ケースを表1.4-1に示す。

表 1.4-1 水平2方向の応力解析における検討ケース

ケース	地震力の方向及び組合せ	
	水平	鉛直
ケースA	$1.0S_{s_x} + 1.0S_{s_y}$	$1.0S_{s_z}$
ケースB	$-1.0S_{s_x} + 1.0S_{s_y}$	$1.0S_{s_z}$



水平荷重作用方向

1.4.4 応力照査方法

(1) 遮蔽壁及び開口補強鋼材（枠材，ブレース材）

3次元静的有限要素法解析により算定した部材の発生応力を基に応力照査する。

(2) 開口補強鋼材（ガセットプレート）

3次元静的有限要素法解析の結果，開口補強鋼材（ブレース材）に生じる軸方向力を開口補強鋼材（ガセットプレート）の有効断面積で除すことにより応力を算定する。

$$\sigma_s = \alpha \cdot N / (b \cdot t)$$

ここに，

σ_s : ガセットプレートに発生する軸応力度 (N/mm²)

α : 応力集中係数

N : ブレース材に生じる軸力 (kN)

b : ガセットプレートの有効幅 (mm)

t : ガセットプレートの板厚 (mm)

(3) 開口補強鋼材（ベースプレート）

3次元静的有限要素法解析の結果，枠材下端の鋼材－遮蔽壁間の線形ばねに生じる反力のうち，軸方向力を抽出する。軸方向力はベースプレート全体に均一に作用すると考えられることから，ベースプレートは等分布荷重を受ける3辺固定版となる。この時の発生応力度を算定する。ベースプレート構造図を図1.4-9に示す。

$$\sigma_{s1} = (N_{max} / S) \cdot M_x \cdot L_x \cdot L_x$$

ここに，

σ_{s1} : ベースプレートに発生する曲げ応力度 (N/mm²)

N_{max} : 枠材下端反力から抽出した軸力 (kN)

S : ベースプレートの面積 (m²)

M_x : 等分布荷重による曲げ応力算定用の係数

L_x : ベースプレートの短辺長 (m)

$$\tau = (N_{max} / S) \cdot L_x / t$$

ここに，

τ : ベースプレートに発生するせん断応力度 (N/mm²)

S : ベースプレートの面積 (m²)

t : ベースプレートの板厚 (mm)

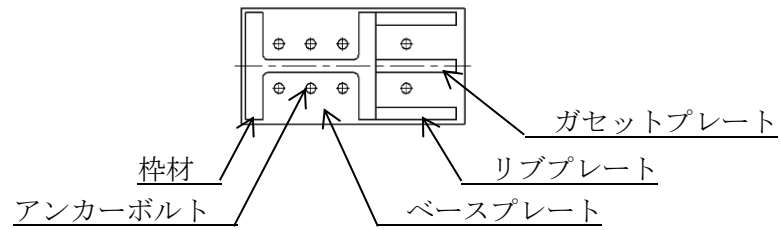


図 1.4-9 ベースプレート構造図

(4) 開口補強鋼材（アンカーボルト）

3次元静的有限要素法解析の結果，杵材下端の鋼材－遮蔽壁間の線形ばねに生じる反力のうち，せん断力を抽出し荷重を算定する。

$$Q = S_{\max}$$

ここに，

Q : アンカーボルトに生じるせん断力 (kN)

S_{\max} : 杵材下端反力から抽出したせん断力 (kN)

(5) 開口補強鋼材（リブプレート）

3次元静的有限要素法解析の結果，杵材下端の鋼材－遮蔽壁間の線形ばねに生じる反力のうち，せん断力を抽出する。せん断力をリブプレートの断面積で除すことにより応力を算定する。

$$\tau = (N_{\max} / S) \cdot S_1 / S_2$$

ここに，

τ : リブプレートに発生するせん断応力度 (N/mm²)

N_{\max} : 杵材下端反力から抽出した軸力 (kN)

S : ベースプレートの面積 (m²)

S_1 : リブプレートのベースプレートからの荷重負担面積 (m²)

S_2 : リブプレートの有効せん断断面積 (m²)

1.4.5 解析ケース

復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち遮蔽壁及び開口補強鋼材の応力解析を実施する解析ケースは、「1.3.7 地震応答解析結果」より、S_s-D（-+）である。それぞれの解析ケースについて、「1.4.3 地震荷重の作用方向」の表 1.4-1 に記載した 2 ケースに分けて応力解析を行う。

1.5 耐震評価

1.5.1 許容限界

(1) 復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち遮蔽壁及び基礎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

復水貯蔵タンク遮蔽壁の曲げ・軸力系の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，曲げ耐力とする。

また，遮蔽壁のうち PHb 工法を適用する部位について，PHb 工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから，コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年）に基づく短期許容応力度を下回ることを合わせて確認する。発生曲げ応力が許容限界を上回る場合，3次元構造解析において，細かい要素分割を行っている部材の一部を部材厚程度の範囲で，発生曲げ応力を平均化した評価を実施する。平均化及び平均化範囲の考え方を参考資料1に示す。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表1.5-1及び表1.5-2に示す。

表 1.5-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f' _{ck} = 23.5 (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ' _{ca}	8.8
許容せん断応力度 τ _{a1}		0.44	0.66

注記*：コンクリート標準示方書により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表 1.5-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ' _{sa}	196

注記*：コンクリート標準示方書により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

b. 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，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。また，遮蔽壁のうちPHb工法を用いる部位については，PHbのせん断補強効果を見込んだ評価を行う。許容限界を次式に示す。

$$V_d/V_a < 1$$

(通常のせん断補強筋を考慮する場合)

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

(PHb を考慮する場合)

$$V_a = V_{ca} + \beta_{aw} \cdot V_{sa}$$

$$V_{ca} = 0.5 \cdot \tau \cdot b_w \cdot z$$

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

$$\beta_{aw} = 1 - l_y \{2 \cdot (d - d')\} \quad \text{ただし, } \beta_{aw} \leq 0.9$$

ここに,

V_d	: 照査用せん断力
V_a	: 許容せん断力
V_{ca}	: コンクリートの負担する許容せん断力
V_{sa}	: 鉄筋の負担する許容せん断力
A_w	: せん断補強筋ピッチ間におけるせん断補強筋の総断面積
β_{aw}	: PHb の有効性を示す係数
τ	: 照査用せん断応力
b_w	: 部材断面の腹部の幅
σ_{sa}	: 鉄筋の許容引張応力度
z	: 全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離 $z = d / 1.15$
d	: 有効高さ
s	: せん断補強筋ピッチ
l_y	: PHb の埋込側に必要な定着長
$d - d'$: 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔 $d - d' \geq l_y$

PHb を考慮する場合の許容せん断力の算定にあたっては、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工プレート定着型せん断補強鉄筋「Post-Header bar」、一般財団法人土木研究センター」に示されているとおり、PHb の有効性を示す係数 β_{aw} を用いるものとする。本図書の抜粋を、図 1.5-1 に示す。

2.7.1.3 L1地震動/常時荷重増加等に対するせん断補強（許容応力度法）

L1地震動や常時の荷重増加等に起因するせん断応力度を許容応力度法によって照査する場合のPost-Head-barの有効係数に、斜め引張りひ割れ等の発生を許容することを前提として、せん断に対する安全性照査において評価されたPost-Head-barの有効係数を用いてもよい。

〔解説〕せん断に対する安全性照査において、Post-Head-barのせん断補強効果はトラス理論に基づいた棒部材のせん断耐力で評価されている。この場合、Post-Head-barのせん断耐力はせん断補強鉄筋の規格降伏強度を用いて算出することになる。また、許容応力度法においても、斜め引張りひ割れの発生によってトラス機構が形成されるので、トラス理論に基づき算出されたせん断補強鉄筋の応力度を、許容応力度以下に抑えるように設計する。許容応力度は、規格降伏強度に安全率を考慮した値である。

そのため、両者はともにトラス理論に準拠しており、L2地震動作用時のせん断耐力は規格降伏強度に有効係数を乗じて算出される。また、許容応力度は規格降伏強度に設計条件から定めた安全率と有効係数を乗じて算出される。

これらのことから、L1地震動や常時の荷重増加等に起因するせん断応力度を許容応力度法によって照査する場合には、斜め引張りひ割れの発生を許容することを前提として、Ⅲ付属資料-2 2.4で規定した有効係数を用いてよいものとした。

具体的には、Post-Head-barに使用された鉄筋の、設計条件から定めた許容応力度に、Ⅲ付属資料-2 2.4式(3)で算出される有効係数を乗じることにより、使用するPost-Head-barの許容応力度を算出する。

図 1.5-1 PHb を考慮した許容せん断力の算定（抜粋）

(2) 復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち開口補強鋼材（枠材，ブレース材，ガセットプレート，ベースプレート，リブプレート）の健全性に対する許容限界

鋼材の許容限界は，「鋼構造設計規準－許容応力度法－（日本建築学会，2005年改定）」に基づき，短期許容応力度とする。鋼材の短期許容応力度を表 1.5-3 に示す。

表 1.5-3 鋼材の短期許容応力度

材料			仕様	短期許容応力度 (N/mm ²)			
				短期許容 圧縮応力度 f_c	短期許容 引張応力度 f_t	許容曲げ 応力度 f_m	短期許容 せん断応力度 f_s
開口 補 強 鋼 材	枠材	H-612×510 ×60×80	SM400A	別途算出* ¹	215	別途算出	124
	ブレース 材	H-612×510 ×60×80	SM400A	別途算出* ¹	215	—	—
		H-200×200 ×8×12	SS400	別途算出* ¹	235	—	—
	ガセット プレート	PL-60	SM400C	215* ²	215	—	—
	ベース プレート	PL-50	SM400C	—	—	248	124
	リブ プレート	PL-40	SM400C	—	—	—	136

注記*1：短期許容圧縮応力度 f_c については，以下の式にて算出する。

*2：座屈の影響を考慮しない。

$\lambda \leq \Lambda$ のとき

$$f_c = \frac{\left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} F}{\nu} \times 1.5$$

$\lambda > \Lambda$ のとき

$$f_c = \frac{0.277F}{\left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2} \times 1.5$$

ここで、

λ : 圧縮材の細長比

$$\nu : \frac{2}{3} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2$$

F : 215N/mm²

Λ : 限界細長比で $\sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6F}}$

E : ヤング係数

- (3) 復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち開口補強鋼材（アンカーボルト）の健全性に対する許容限界

アンカーボルトの許容限界は、メーカー評価式に基づき算定した、表 1.5-4 の値とする。

なお、評価対象部位のアンカーボルトがせん断力を受ける場合においては、アンカーボルトのせん断強度により決まる耐力、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる耐力を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表 1.5-4 アンカーボルトの許容限界

許容耐力 (kN)
せん断
2924

また、各種合成構造設計指針・同解説の適用範囲外となる復水貯蔵タンク遮蔽壁開口補強鋼材を基礎に固定するアンカー筋 (D38) について、メーカー規格の適用性確認を実施する。

- a. メーカー規格の適用性確認

アンカー定着材についてのメーカー規格に規定されている事項を表 1.5-5 に、復水貯蔵タンク遮蔽壁開口補強鋼材で使用するアンカー定着材の使用目的及び使用環境並びに材料を表 1.5-6 に示す。

当該アンカー定着材の使用目的及び使用環境は、本規格の使用目的及び想定している使用環境の範囲内であることから、メーカー規格は適用できることを確認した。

表 1.5-5 メーカー規格に規定されている事項

製品名称	使用目的及び使用環境	材料	規格に基づく試験
パーフィクスレジンカプセル	土木及び建築工事におけるアンカーの定着材として使用することを目的とする。使用環境は屋外又は屋内における、気中及び水中を対象に使用する。	ビス系不飽和ポリエステル樹脂	性能試験（アンカー定着材の強度試験により許容限界値の評価式を設定）を実施

表 1.5-6 復水貯蔵タンク遮蔽壁での使用目的及び使用環境並びに材料

製品名称	使用目的及び使用環境	材料
パーフィクスレジンカプセル	地震力作用時において、復水貯蔵タンク遮蔽壁開口補強鋼材と基礎との定着を確保するために使用することを目的とする。使用環境として屋外（気中）において使用する。	ビス系不飽和ポリエステル樹脂

b. 定着材の使用条件の適用性確認

定着材の使用条件について、メーカーが示す適用範囲等の確認結果について表 1.5-7 に示す。復水貯蔵タンク遮蔽壁開口補強鋼材を基礎に固定するアンカー筋（D38）は、このメーカーが示す使用条件の適用範囲内であることから適用できることを確認した。

表 1.5-7 定着材の使用条件の適用性

項目	メーカー適用範囲等	アンカーの設置状況	適用範囲への適用性
メーカー	エヌパット株式会社	エヌパット株式会社	○
製品名称	パーフィクスレジンカプセル	パーフィクスレジンカプセル	○
アンカーの種類	有機系注入方式	有機系注入方式	○
材料	接着剤	ビス系不飽和ポリエステル樹脂	○
	アンカー筋	D10～D38	○
	母材	コンクリート	○
設計	設計法	許容応力度法	○
判定			○

c. メーカーによる引張・せん断力の評価式について

定着材は「あと施工アンカー標準試験法・同解説（日本建築あと施工アンカー協会）」に規定されている性能試験を実施した上で、アンカー強度の許容限界の設定を実施している。

復水貯蔵タンク遮蔽壁のアンカー設計のうち、開口補強鋼材を復水貯蔵タンク遮蔽壁に固定するアンカー筋（D38）の設計においては、許容せん断力は「イ. 許容せん断荷重の算出」により許容限界を設定する。アンカーボルトの許容限界の算定値を表 1.5-8 に示す。

イ. 許容せん断荷重の算出

$$Q_a = \min [Q_{a1}, Q_{a2}]$$

$$Q_{a1} = \phi_1 \cdot 0.7 \cdot \sigma_y \cdot s_{ae} \cdot 10^{-3}$$

$$Q_{a2} = \phi_2 \cdot 0.4 \cdot s_{ae} \cdot \sqrt{(\sigma_B \cdot E_c)} \cdot 10^{-3}$$

Q_{a1} : アンカー筋で決まる場合の 1 本当たりの許容せん断強度 (kN)

Q_{a2} : コンクリートの支圧強度により決まる場合の 1 本当たりの許容せん断強度 (kN)

ϕ : 一般的に使用される低減係数で下表による

	ϕ_1	ϕ_2
長期荷重用	2/3	0.4
短期荷重用	1.0	0.6

σ_y : アンカー筋の規格降伏点 (N/mm²)

s_{ae} : アンカー筋の有効（公称）断面積 (mm²)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

表 1.5-8 アンカーボルトの許容限界の算定値

材料	条件	許容耐力 (kN)
		せん断
アンカーボルト	アンカーボルトの降伏により定まる場合	/
	アンカーボルトのせん断強度により定まる場合	3854
	定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合	—*
	定着したコンクリート躯体の支圧強度により定まる場合	<u>2924</u>

下線部：許容耐力

注記*：へりあき寸法が有効埋込み長さより大きい場合、アンカーボルトのせん断強度及び定着したコンクリート躯体の支圧強度でせん断耐力は決まる。

(4) 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」に基づき、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 1.5-9 に示す。

表 1.5-9 復水貯蔵タンク遮蔽壁の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	C _M 級岩盤	9.8

1.5.2 評価方法

復水貯蔵タンク遮蔽壁の耐震評価は、「1.4 応力解析」に基づく発生応力度が、「1.5.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

また、基礎地盤の支持性能評価は、「1.3 地震応答解析」に基づく最大接地圧が、「1.5.1 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

1.6 耐震評価結果

1.6.1 構造部材の健全性に対する評価結果

復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち、遮蔽壁及び開口補強鋼材については、3次元静的FEM解析の結果を用いて応力照査することとし、「1.4.5 解析ケース」で記した解析ケース毎の構造部材の応力度に対する各評価位置での最大照査値を表1.6-1～表1.6-10に示す。その際の、断面力分布図を図1.6-1～図1.6-9に、最大照査値の発生箇所位置図を図1.6-10に示す。

また、表1.6-11及び表1.6-12より、PHb工法を適用するコンクリートの発生曲げ応力が短期許容応力度を下回りおおむね弾性範囲内であることから、PHb工法の適用範囲内であること、及び、発生せん断力が許容限界を下回り、照査値がおおむね0.8以内に収まっていることを確認した。

復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち基礎については、2次元FEM解析の結果を用いて応力照査することとし、最大照査値を表1.6-13及び表1.6-14に示す。その際の断面力分布図を図1.6-11及び図1.6-12に示す。

表1.6-1～表1.6-14より、全ての評価対象部材に対して発生する応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 1.6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (遮蔽壁)

地震応答解析		応力解析		曲げ モーメント M_d ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)	軸力 N_d (kN/m)	曲げ耐力 M_u ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)	照査値 M_d/M_u
解析 ケース	地震動	解析 ケース					
①	S s - D (-+)	ケースA		101	-1070	139	0.73

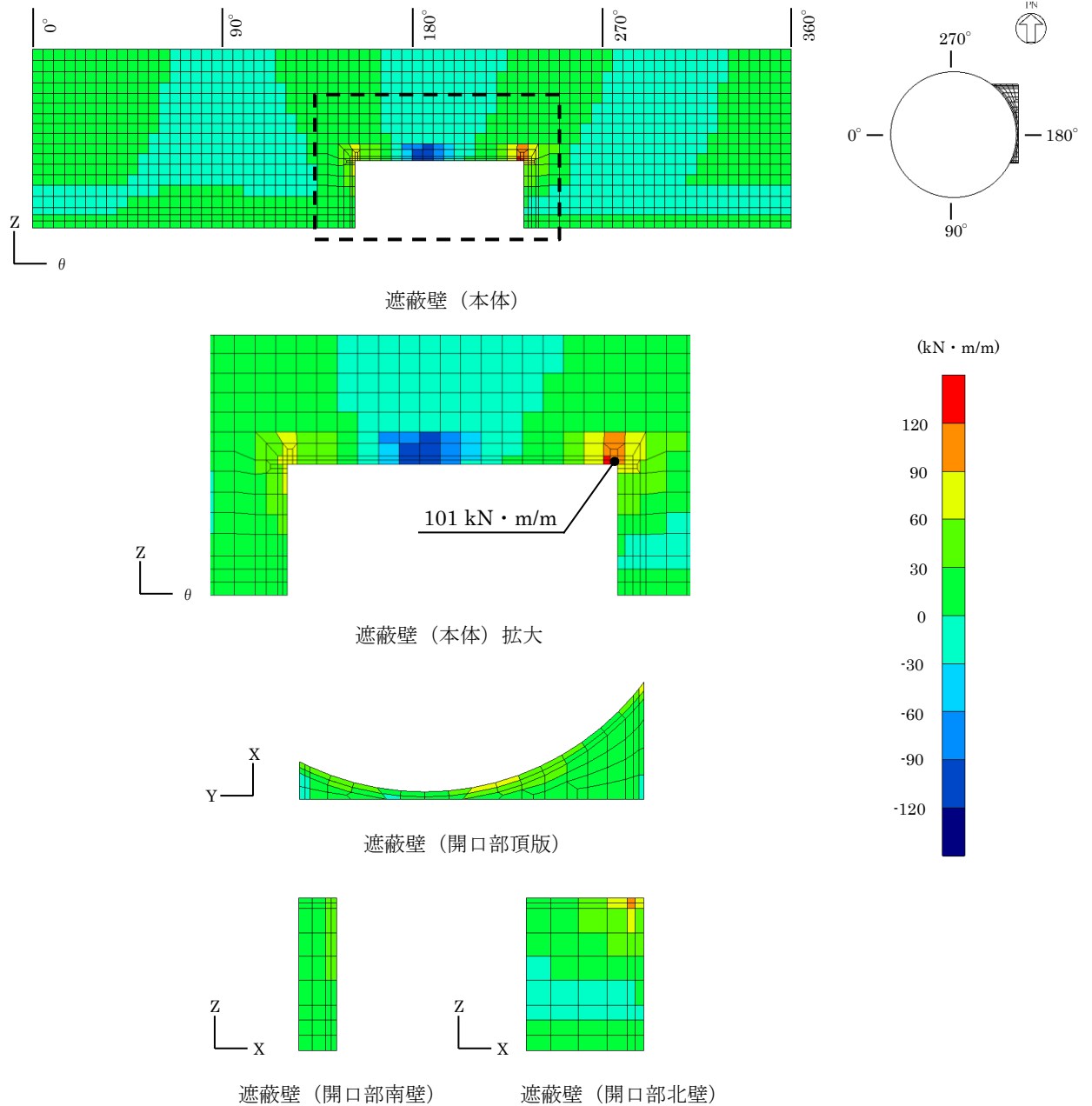


図 1.6-1 断面力分布図
(曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) : M_x)
(解析ケース①, S s - D (-+))

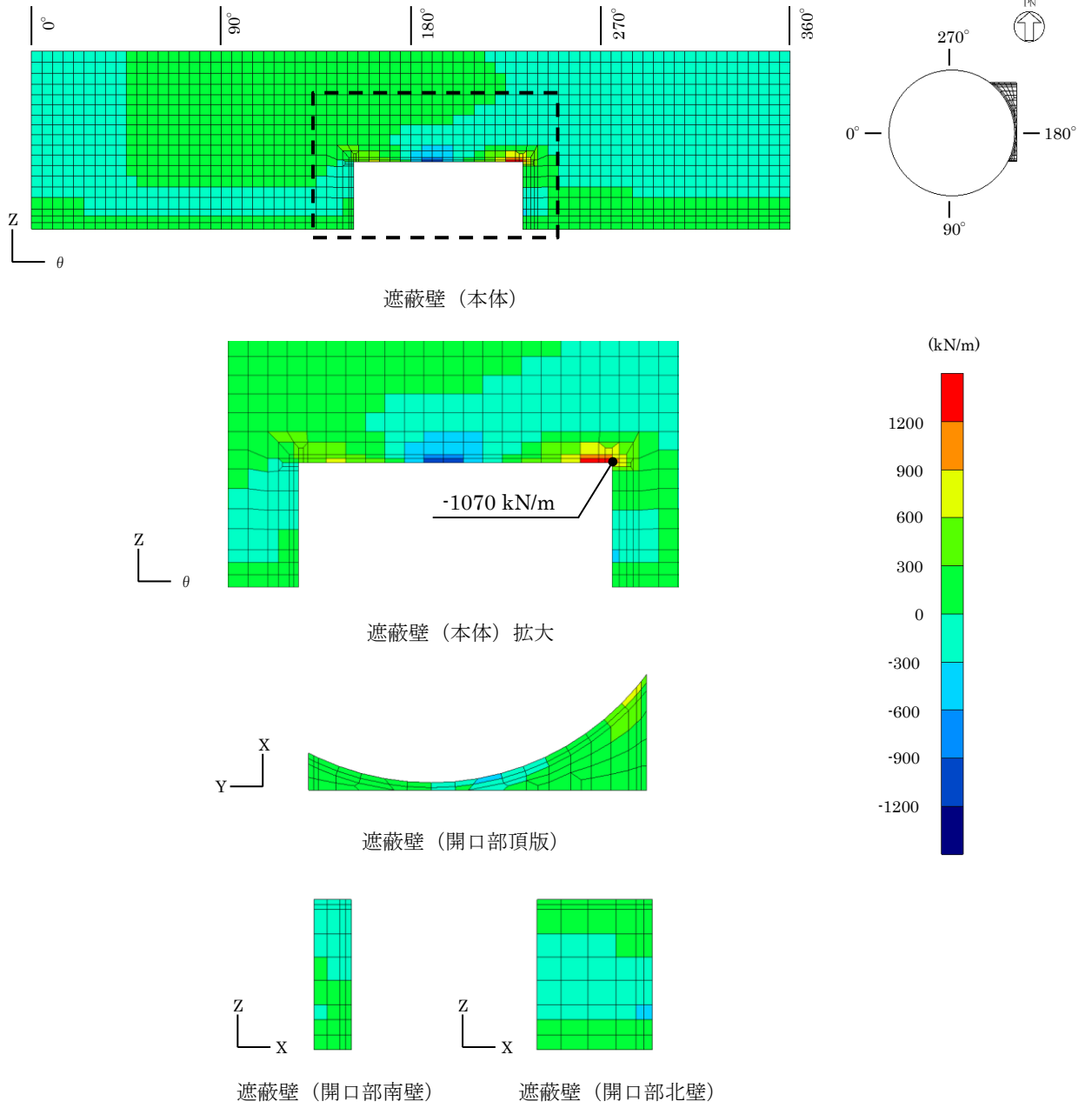


図 1.6-2 断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (解析ケース①, $S_s - D (-+)$)

表 1.6-2 せん断破壊に対する最大照査値 (遮蔽壁)

地震応答解析		応力解析	せん断力 V_d (kN/m)	許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V_d/V_a
解析 ケース	地震動	解析 ケース			
①	S s - D (-+)	ケース A	91	241	0.38

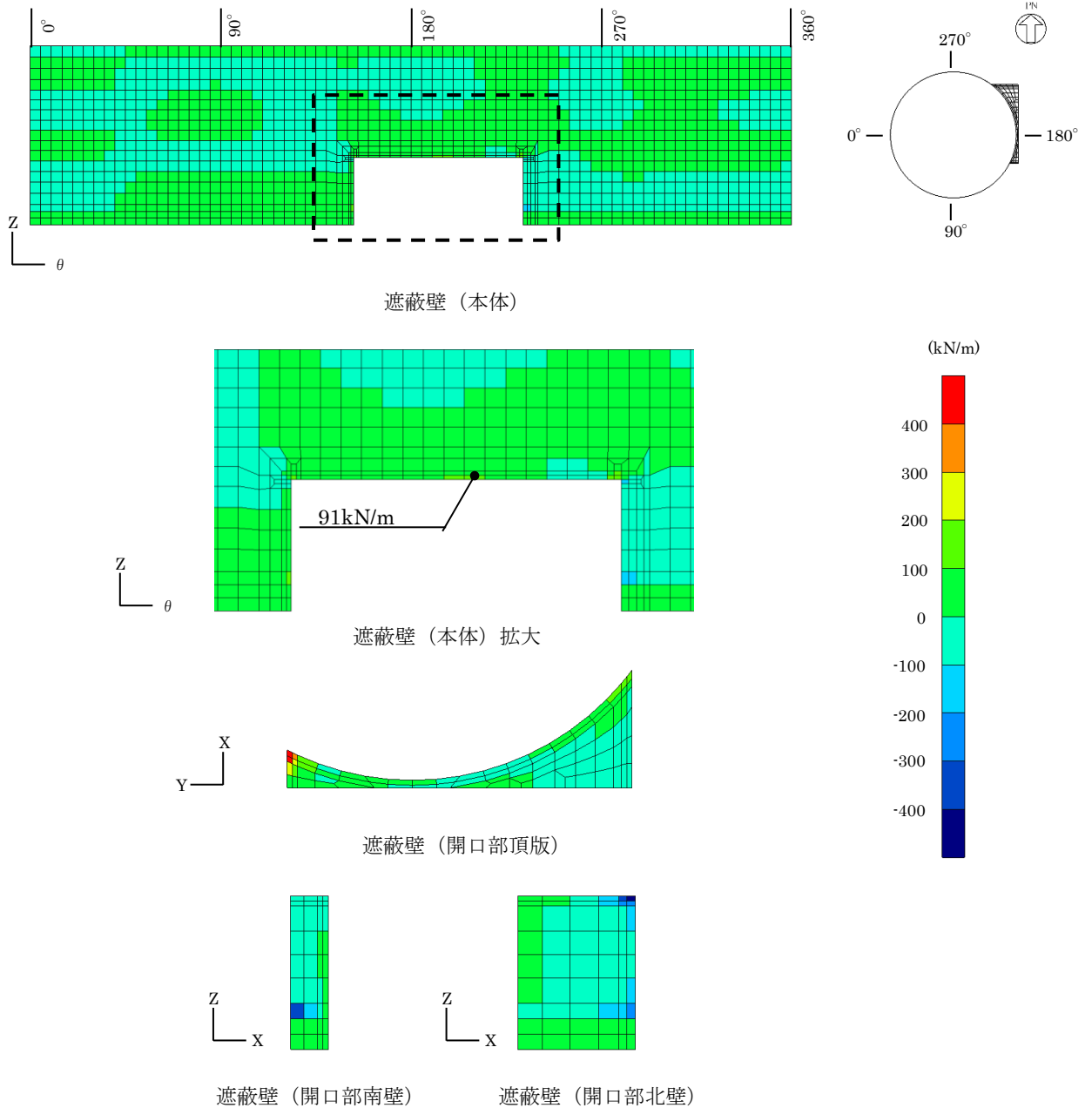


図 1.6-3 断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_y)
(解析ケース①, S s - D (-+))

表 1.6-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（開口補強鋼材：枠材）

地震応答解析		応力解析		発生応力度 σ (N/mm ²)	許容応力度 σ_a (N/mm ²)	照査値 σ / σ_a
解析 ケース	地震動	解析 ケース				
①	S s - D (-+)	ケース A		53	215	0.25

表 1.6-4 せん断破壊に対する最大照査値（開口補強鋼材：枠材）

地震応答解析		応力解析		発生せん断 応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
解析 ケース	地震動	解析 ケース				
①	S s - D (-+)	ケース A		10	124	0.09

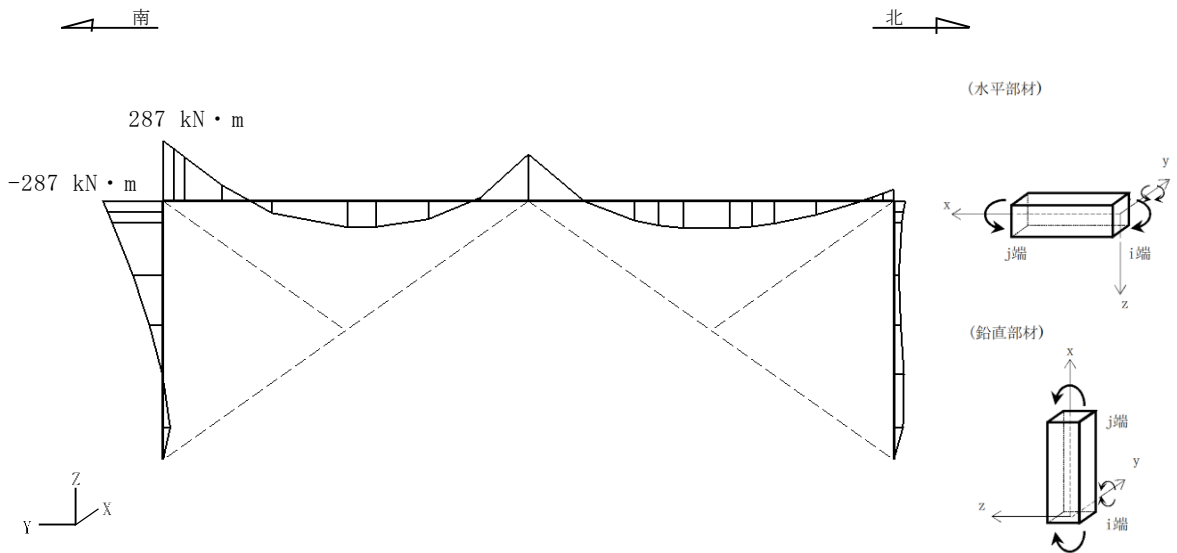


図 1.6-4 断面力分布図（枠材）
 （曲げモーメント (kN・m) : M_y ）
 （解析ケース①, S s - D (-+)）

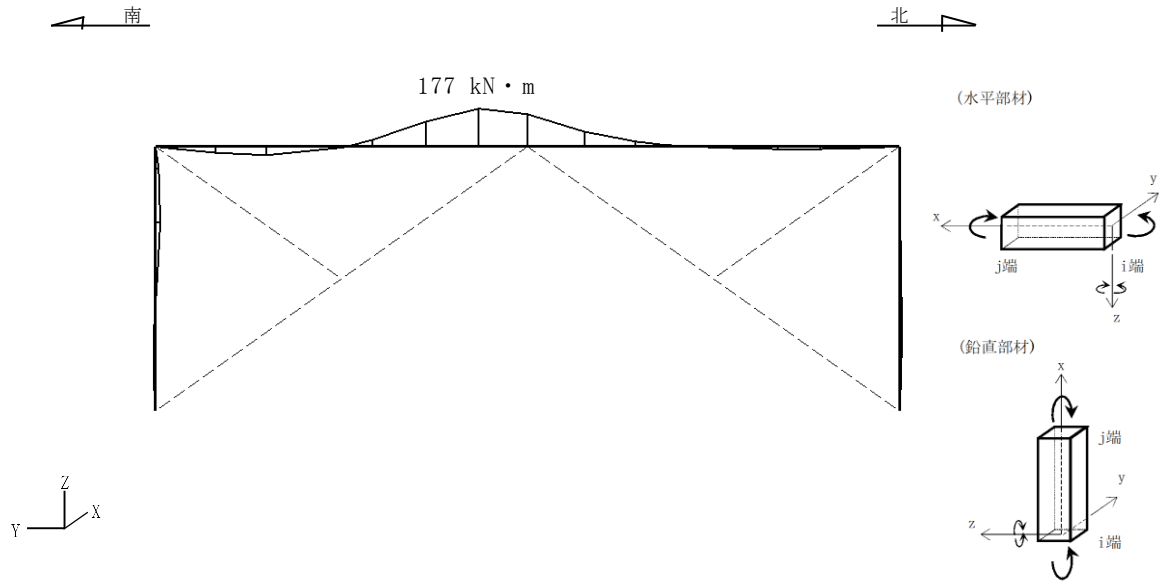


図 1.6-5 断面力分布図 (粹材)
 (曲げモーメント (kN · m) : M_z)
 (解析ケース①, S s - D (-+))

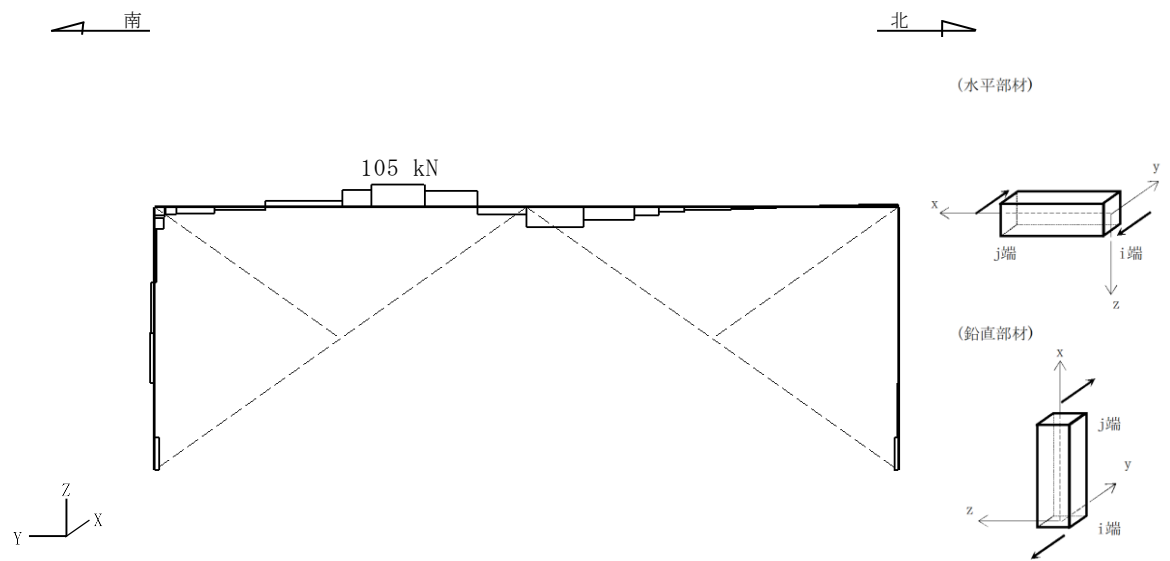


図 1.6-6 断面力分布図 (粹材)
 (せん断力 (kN) : Q_y)
 (解析ケース①, S s - D (-+))

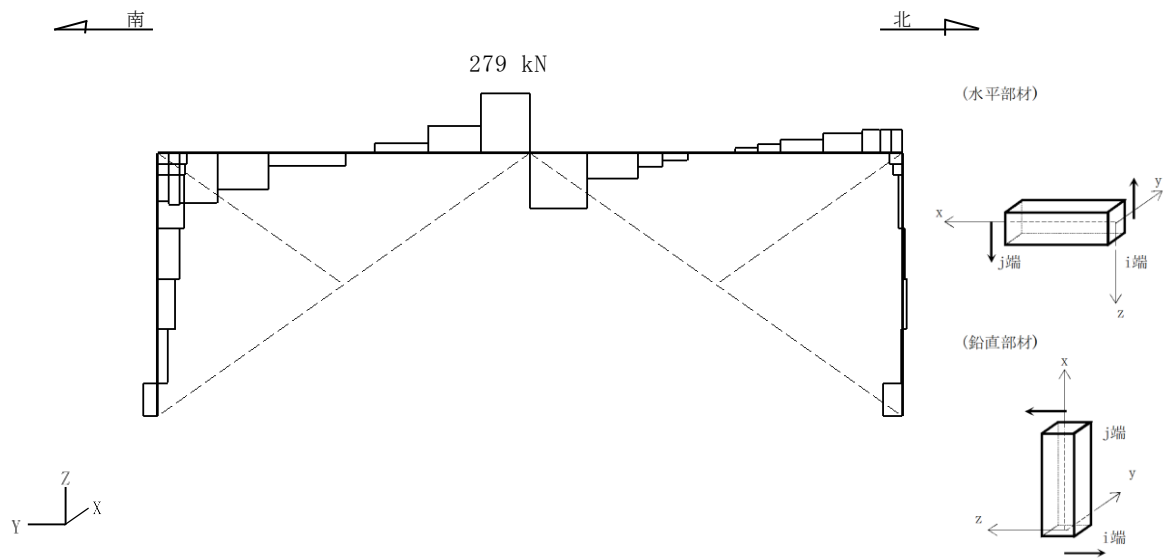


図 1.6-7 断面力分布図 (粹材)
 (せん断力 (kN) : Q_z)
 (解析ケース①, $S_s - D (-+)$)

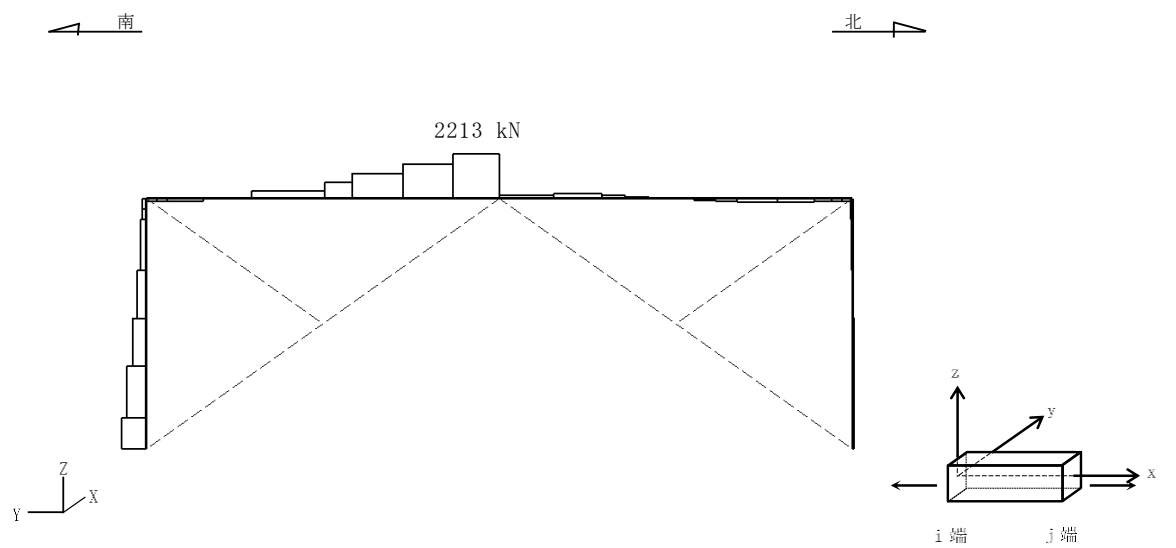


図 1.6-8 断面力分布図 (粹材)
 (軸力 (kN) : N)
 (解析ケース①, $S_s - D (-+)$)

表 1.6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（開口補強鋼材：ブレース材）

地震応答解析		応力解析		発生応力度 σ (N/mm ²)	許容応力度 σ_a (N/mm ²)	照査値 σ / σ_a
解析 ケース	地震動	解析 ケース				
①	S s - D (-+)	ケース A		21	183	0.12

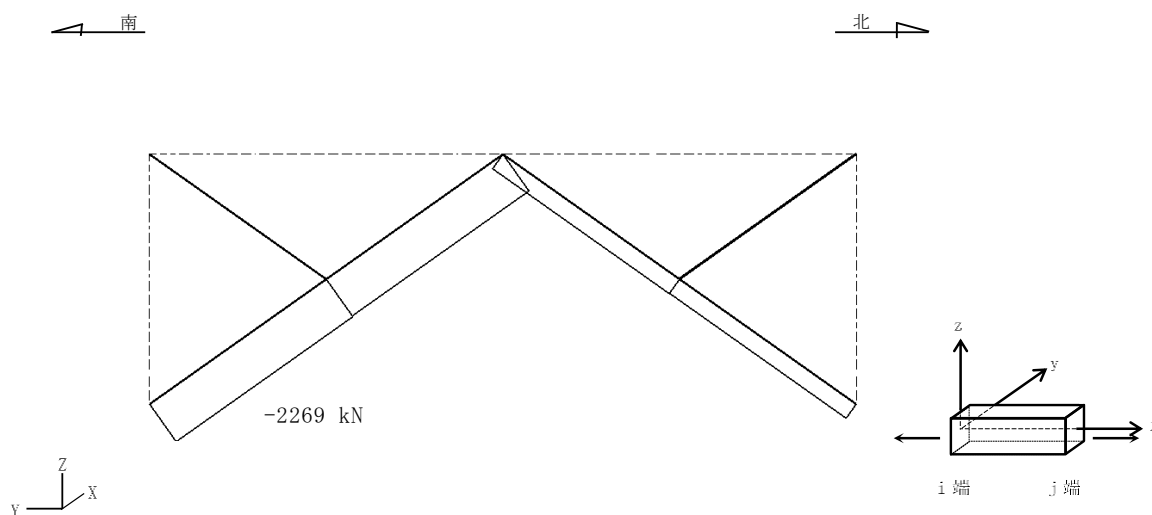


図 1.6-9 断面力分布図（ブレース材）

（軸力 (kN) : N)

（解析ケース①, S s - D (-+))

表 1.6-6 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(開口補強鋼材：ガセットプレート)

地震応答解析		応力解析		発生応力度 σ (N/mm ²)	許容応力度 σ_a (N/mm ²)	照査値 σ / σ_a
解析 ケース	地震動	解析 ケース				
①	S s - D (-+)	ケース A		148	215	0.69

表 1.6-7 せん断破壊に対する最大照査値 (開口補強鋼材：リブプレート)

地震応答解析		応力解析		発生せん断 応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
解析 ケース	地震動	解析 ケース				
①	S s - D (-+)	ケース A		26	136	0.20

表 1.6-8 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

(開口補強鋼材：ベースプレート)

地震応答解析		応力解析		発生応力度 σ (N/mm ²)	許容応力度 σ_a (N/mm ²)	照査値 σ / σ_a
解析 ケース	地震動	解析 ケース				
①	S s - D (-+)	ケース A		165	248	0.67

表 1.6-9 せん断破壊に対する最大照査値 (開口補強鋼材：ベースプレート)

地震応答解析		応力解析		発生せん断 応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
解析 ケース	地震動	解析 ケース				
①	S s - D (-+)	ケース A		22	124	0.18

表 1.6-10 せん断破壊に対する最大照査値 (開口補強鋼材：アンカーボルト)

地震応答解析		応力解析		発生せん断 応力度 τ (N/mm ²)	許容せん断 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
解析 ケース	地震動	解析 ケース				
①	S s - D (-+)	ケース A		1792	2924	0.62

表 1.6-11 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（遮蔽壁）
 (PHb 工法の適用範囲内の確認)

地震応答解析		応力解析	発生応力度 σ_d (N/mm ²)	許容曲げ 応力度 σ_u (kN・m/m)	照査値 M_d/M_u
解析 ケース	地震動	解析 ケース			
①	S s - D (-+)	ケース A	280 (323)*	294	0.96 (1.10)*

注記*： () 内数値は、要素の平均化実施前の値を示す。

表 1.6-12 せん断破壊に対する最大照査値（遮蔽壁）
 (PHb 工法の適用範囲内の確認)

地震応答解析		応力解析	せん断力 V_d (kN/m)	許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V_d/V_a
解析 ケース	地震動	解析 ケース			
①	S s - D (-+)	ケース A	151	528	0.29

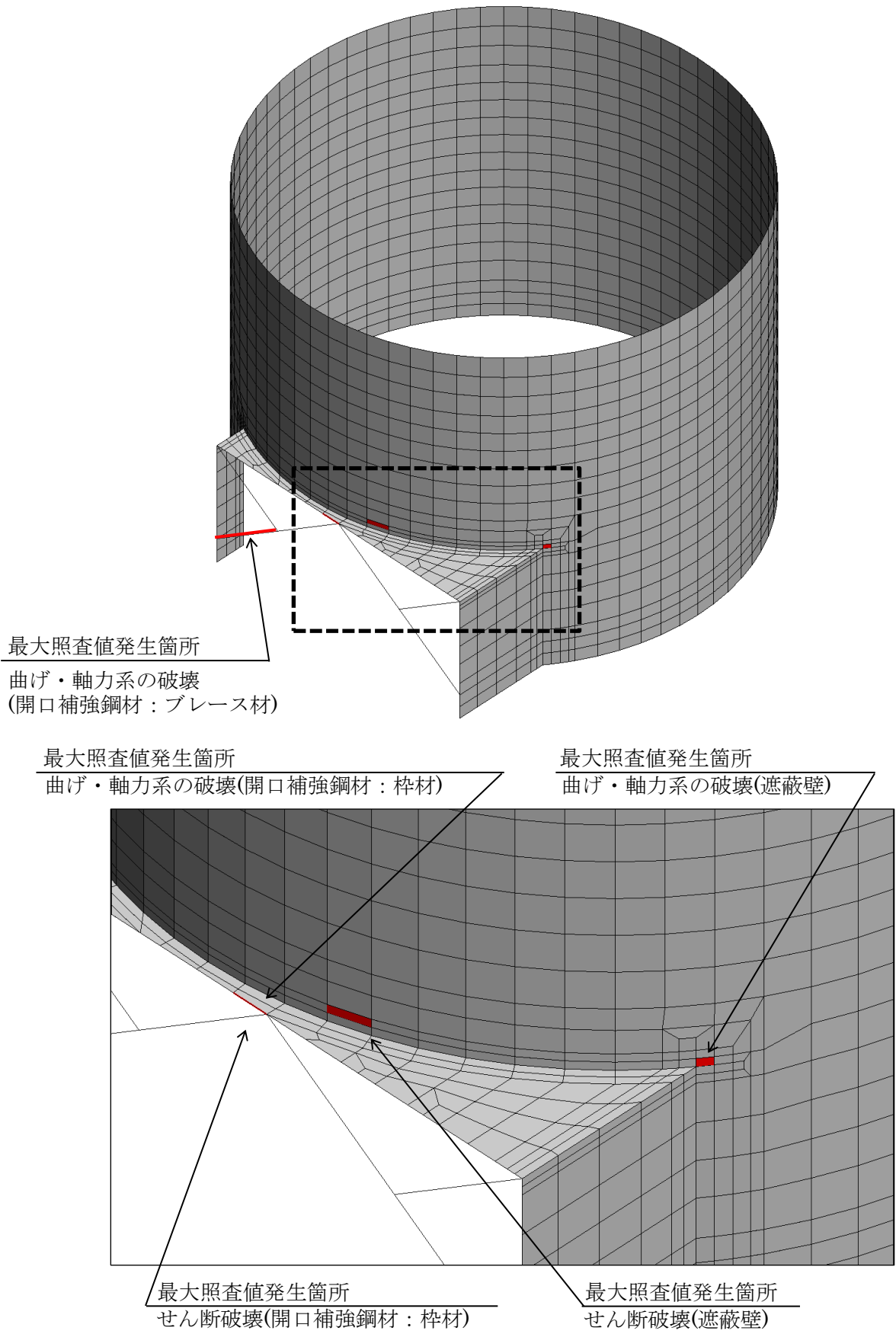
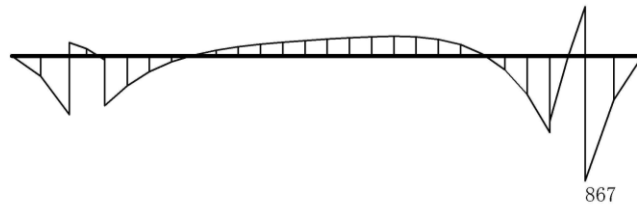


図 1.6-10 最大照査値発生箇所位置図 (鳥瞰図, 北東側から望む)

表 1.6-13 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（基礎）

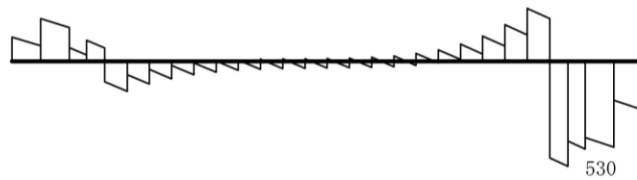
解析 ケース	地震動	曲げ モーメント M_d ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)	軸力 N_d (kN/m)	曲げ耐力 M_u ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)	照査値 M_d/M_u
③	S s - F 2 (++)	867	217	2310	0.38



数値：評価位置における断面力
(a) 曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)



数値：評価位置における断面力
(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)

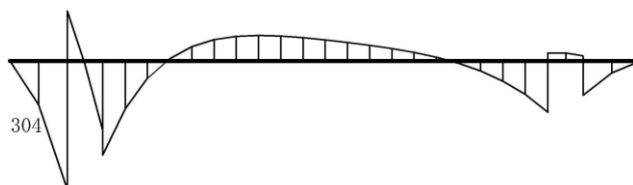


数値：評価位置における断面力
(c) せん断力 (kN)

図 1.6-11 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(解析ケース③, S s - F 2 (++) , $t=14.97\text{s}$)

表 1.6-14 せん断破壊に対する最大照査値（基礎）

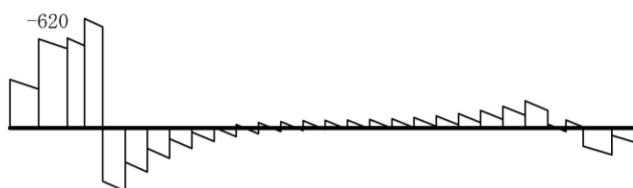
解析 ケース	地震動	せん断力 V_d (kN/m)	許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V_d/V_a
③	S s - D (-+)	620	901	0.69



数値：評価位置における断面力
(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：評価位置における断面力
(b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)



数値：評価位置における断面力
(c) せん断力 (kN)

図 1.6-12 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
(解析ケース③, S s - D (-+), $t=25.68s$)

1.6.2 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評価結果の最大照査値を表 1.6-15 に示す。また、照査値最大を示す、地震動 $S_s - N2 (EW) (++)$ (解析ケース①) における最大接地圧分布図を図 1.6-13 に示す。

復水貯蔵タンク遮蔽壁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 1.6-15 支持性能に対する最大照査値 (基礎地盤)

解析 ケース	地震動	最大接地圧 $P (N/mm^2)$	極限支持力度 $P_u (N/mm^2)$	照査値 P/P_u
①	$S_s - N2 (EW)$ (++)	0.39	9.8	0.04

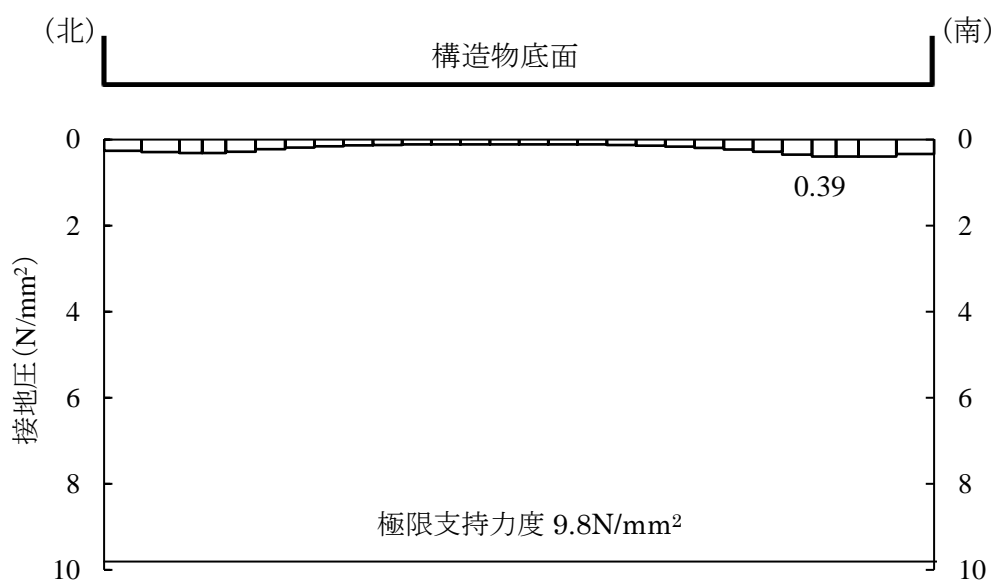


図 1.6-13 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース①, $S_s - N2 (EW) (++)$)

2. 補助復水貯蔵タンク遮蔽壁, トーラス水受入タンク遮蔽壁

追而

3. 非常用ろ過水タンク

3.1 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、VI-2-別添 2-1「溢水防護に係る施設の耐震計算の方針」において、基準地震動 S_s に対して溢水源としない機器としている。その基準地震動 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。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。構造部材の健全性評価にあたっては、地震応答解析により得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用い、線形シェル要素による 3次元静的 FEM 解析により応答値を算定し、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対して発生応力が許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価にあたっては、地震応答解析により得られた基礎地盤の接地圧が、許容限界を下回ることを確認する。

3.2 評価条件

3.2.1 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 年制定)
- ・水道施設耐震工法指針 (日本水道協会, 1997 年制定)
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (地盤工学会, 2012 年制定)
- ・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 (V 耐震設計編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)
- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- ・鋼構造設計規準—許容応力度法— (2005 年, 日本建築学会)

表 3.2-1 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年制定)	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)
	鋼構造設計規準—許容応力度法— (2005年, (社)日本建築学会)	鋼材の材料諸元 (単位体積重量, ヤング係数, ポアソン比)
	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	鋼材の減衰定数
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年制定)	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年制定)	曲げ軸力照査は, 発生応力度が曲げ耐力以下であることを確認。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年改定)	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年制定)	発生アンカー力が, テンドンの許容引張力, 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 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	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

表 3.2-1 適用する規格，基準類

構造解析	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月） 	地盤反力係数（3次元構造解析に用いる係数）
	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月） 	

3.2.2 構造概要

非常用ろ過水タンクの位置図を図 3.2-1 に示す。

非常用ろ過水タンクの平面図を図 3.2-2 に、断面図を図 3.2-3 に、概略配筋図を図 3.2-4 に、PC 鋼材配置図を図 3.2-5～図 3.2-7 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、「3.3 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、「3.5 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、「3.5 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。

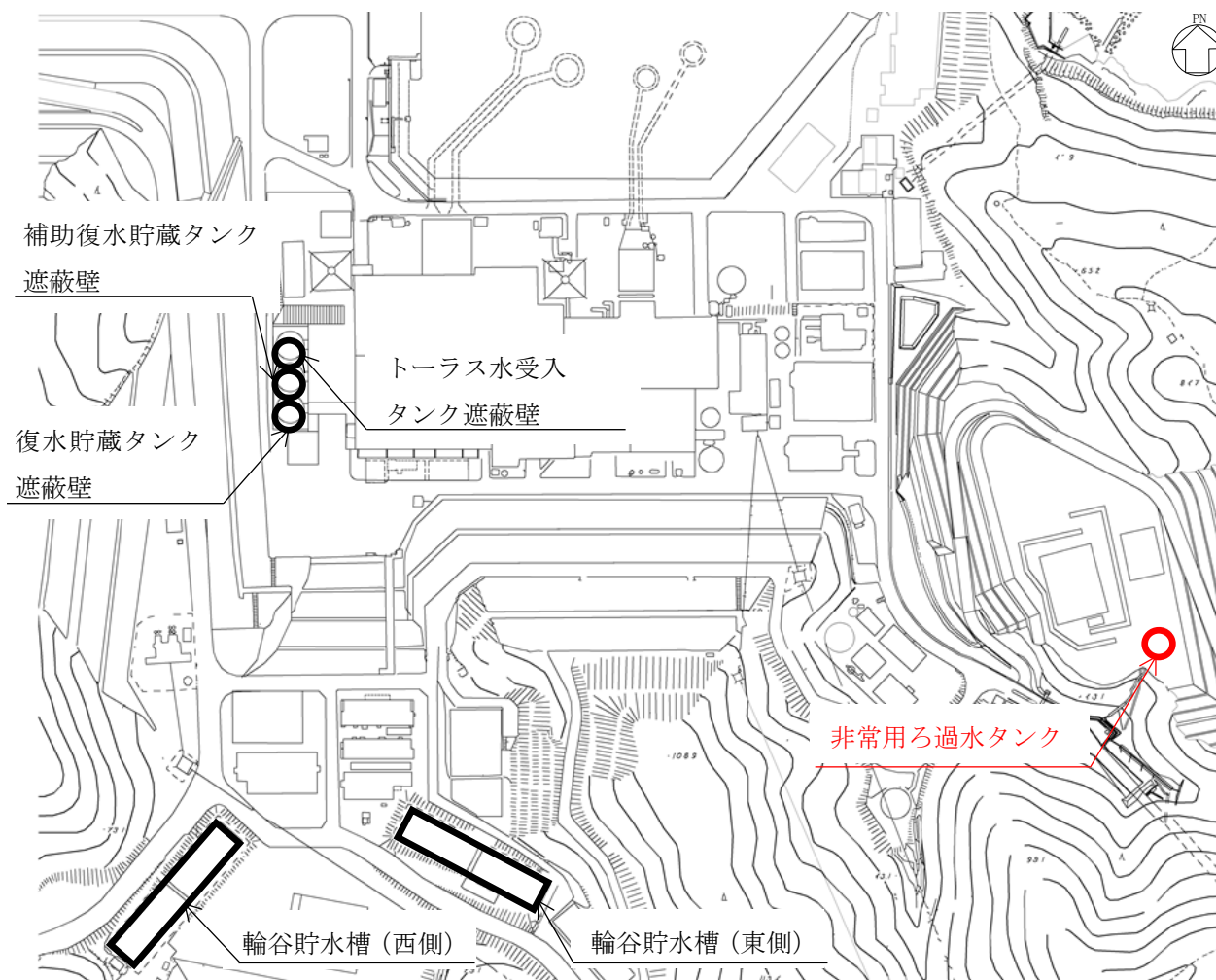


図 3.2-1 非常用ろ過水タンク 位置図

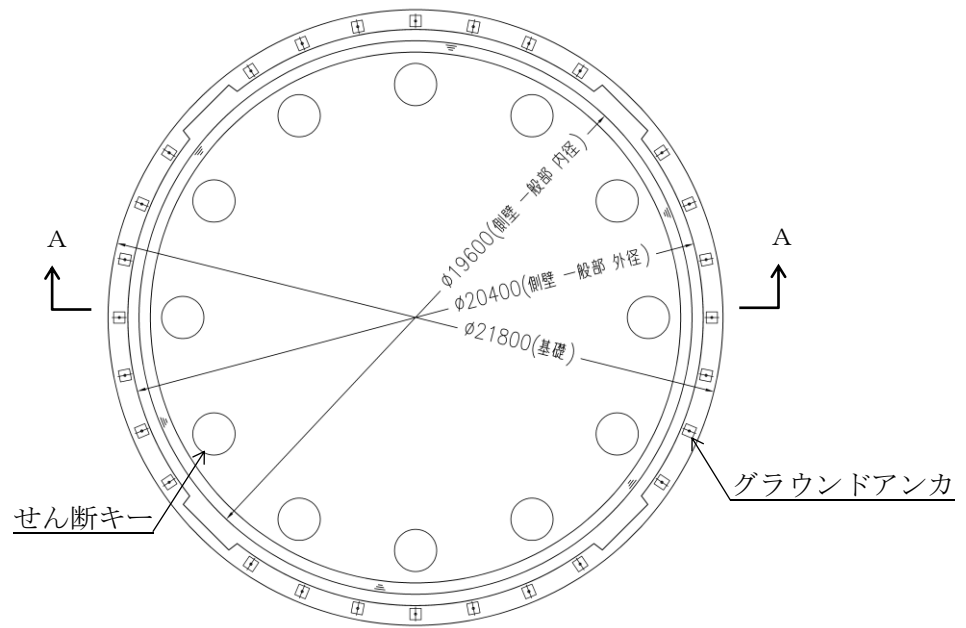


図 3.2-2 非常用ろ過水タンク 平面図

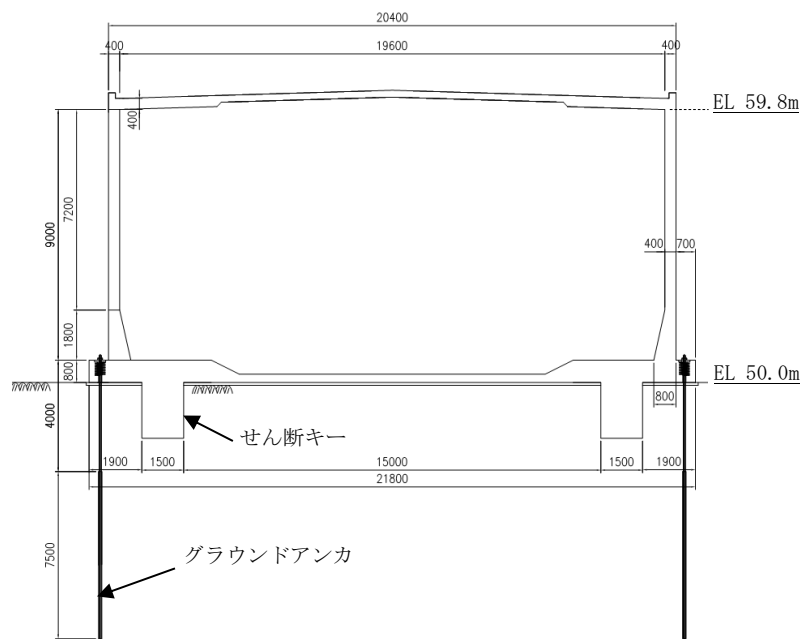
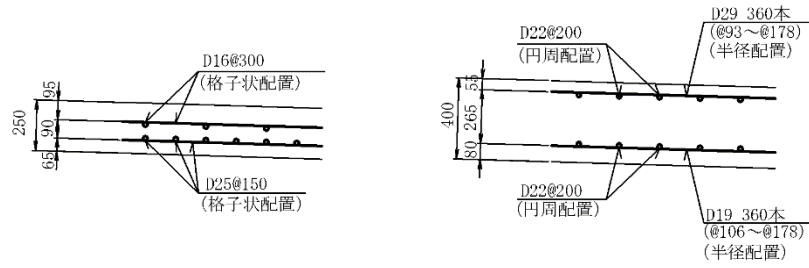
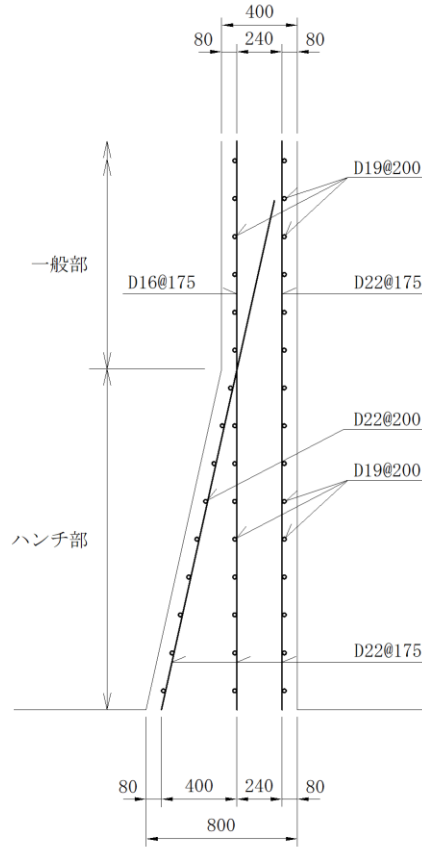


図 3.2-3 非常用ろ過水タンク 断面図

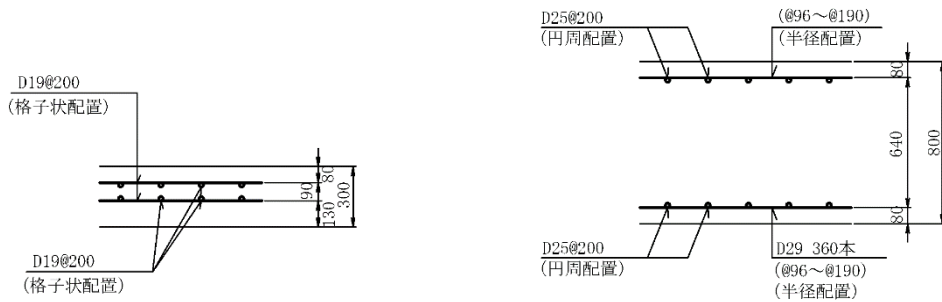


屋根中央部

屋根端部



側壁一般部 / 側壁ハンチ部



底版中央部

底版端部

図 3.2-4 非常用ろ過水タンク 概略配筋図

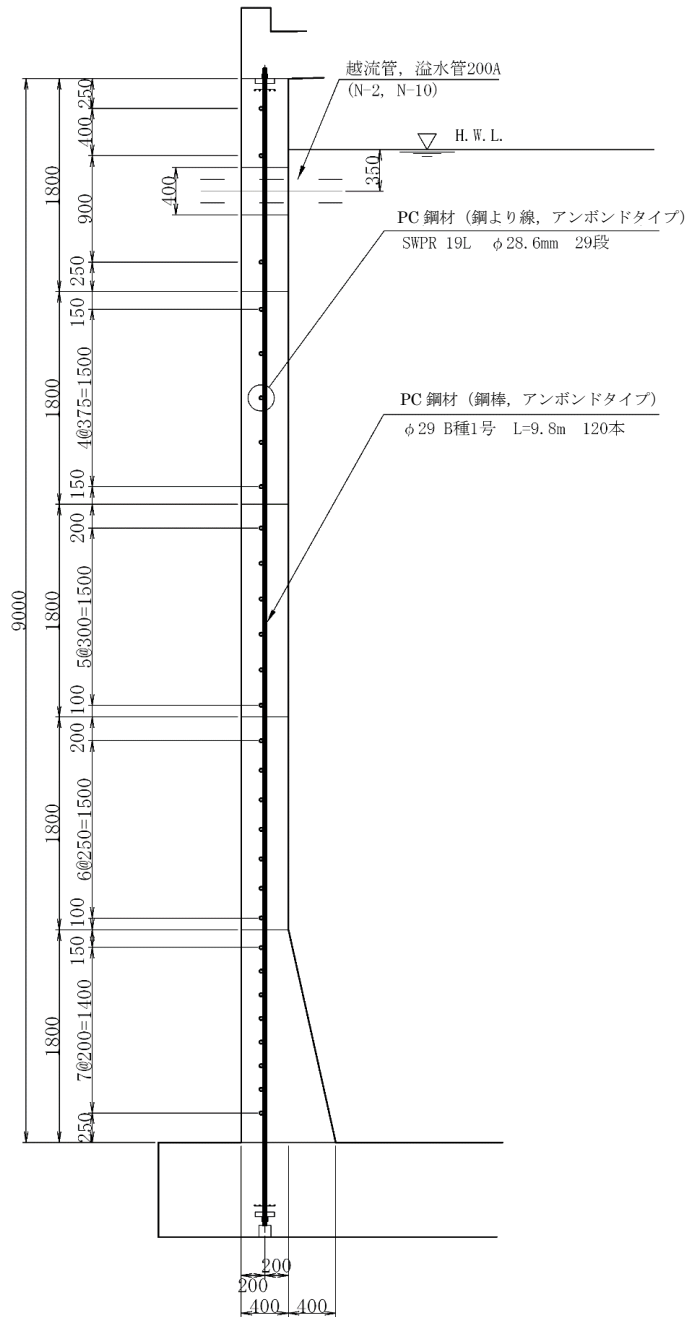


図 3.2-5 非常用ろ過水タンク PC 鋼材配置図

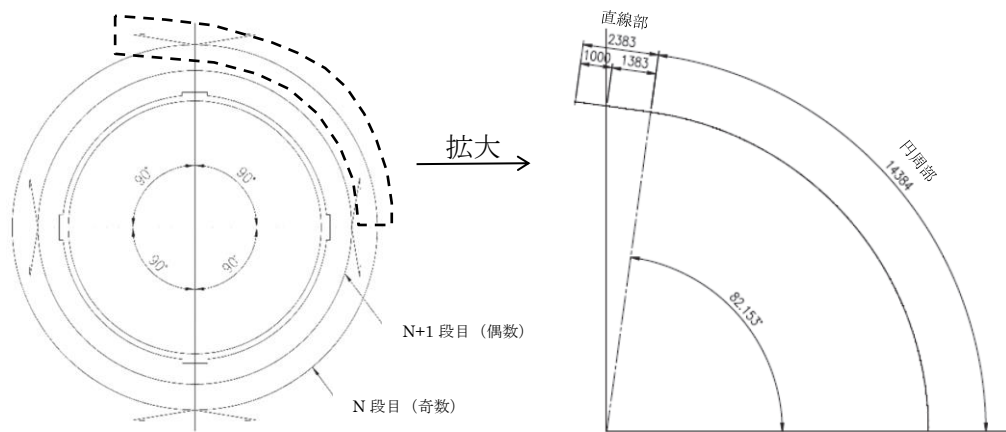


図 3.2-6 非常用ろ過水タンク PC 鋼材配置概念図 (円周方向)

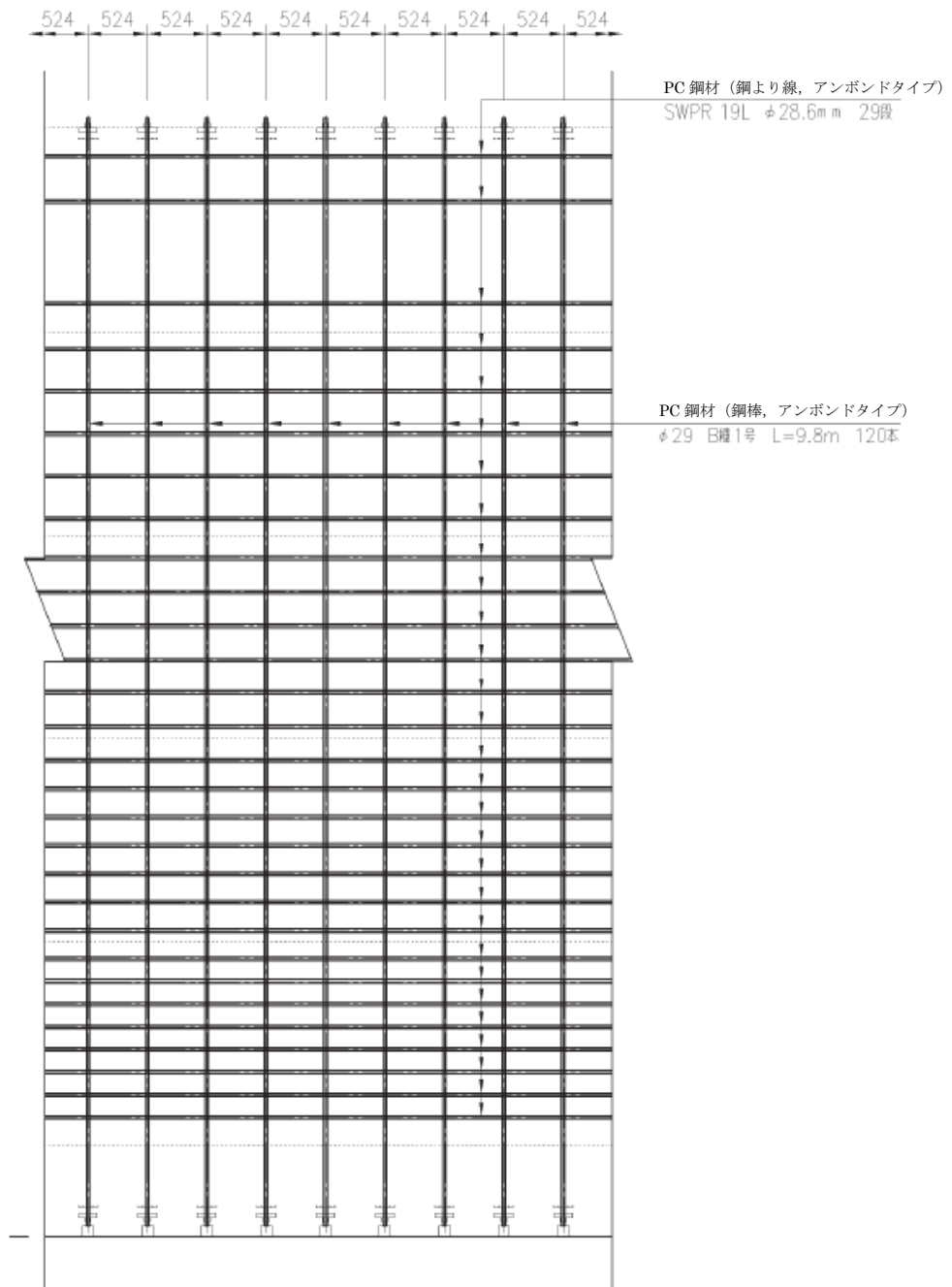


図 3.2-7 非常用ろ過水タンク PC鋼材配置図 (鉛直方向)

3.2.3 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。

3.2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3.2-2 に、材料の物性値を表 3.2-3 に示す。

表 3.2-2 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 ²
	鉄筋	SD345
側壁	コンクリート	設計基準強度 36.0N/mm ²
	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 3.2-3 材料の物性値

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

3.2.5 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 3.2-4 に示す。

表 3.2-4 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 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	動せん断弾性係数 G_d ($\times 10^5$ kN/m ²)	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

3.2.6 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3.2-8に、評価部位とその仕様を表3.2-5及び表3.2-6に示す。

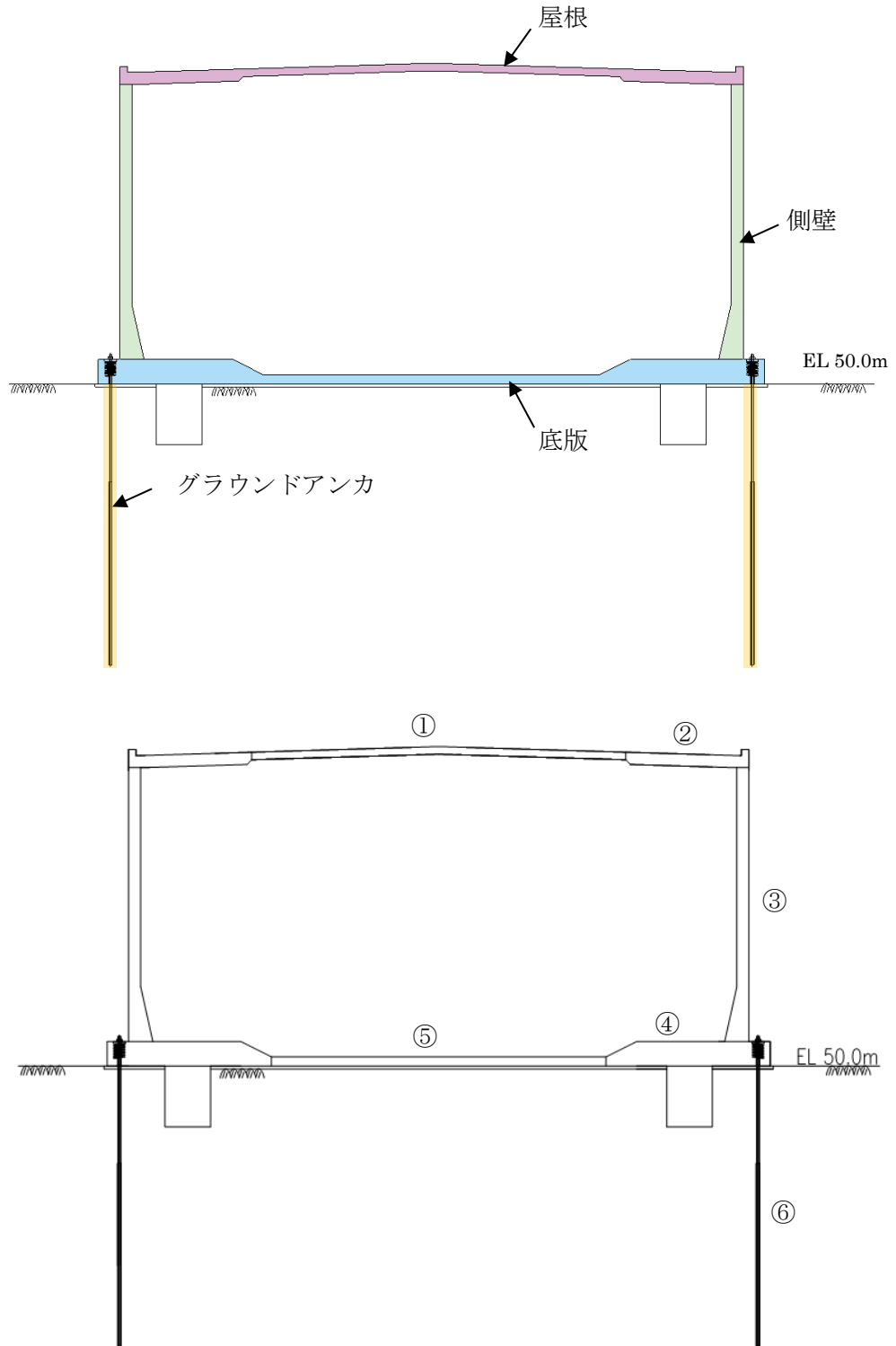


図 3.2-8 評価対象部材

表 3.2-5 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 ²)	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 3.2-6 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

3.2.7 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 3.2-7 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 3.2-7 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

3.2.8 耐震評価フロー

非常用ろ過水タンクの評価フローを図 3.2-9 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。

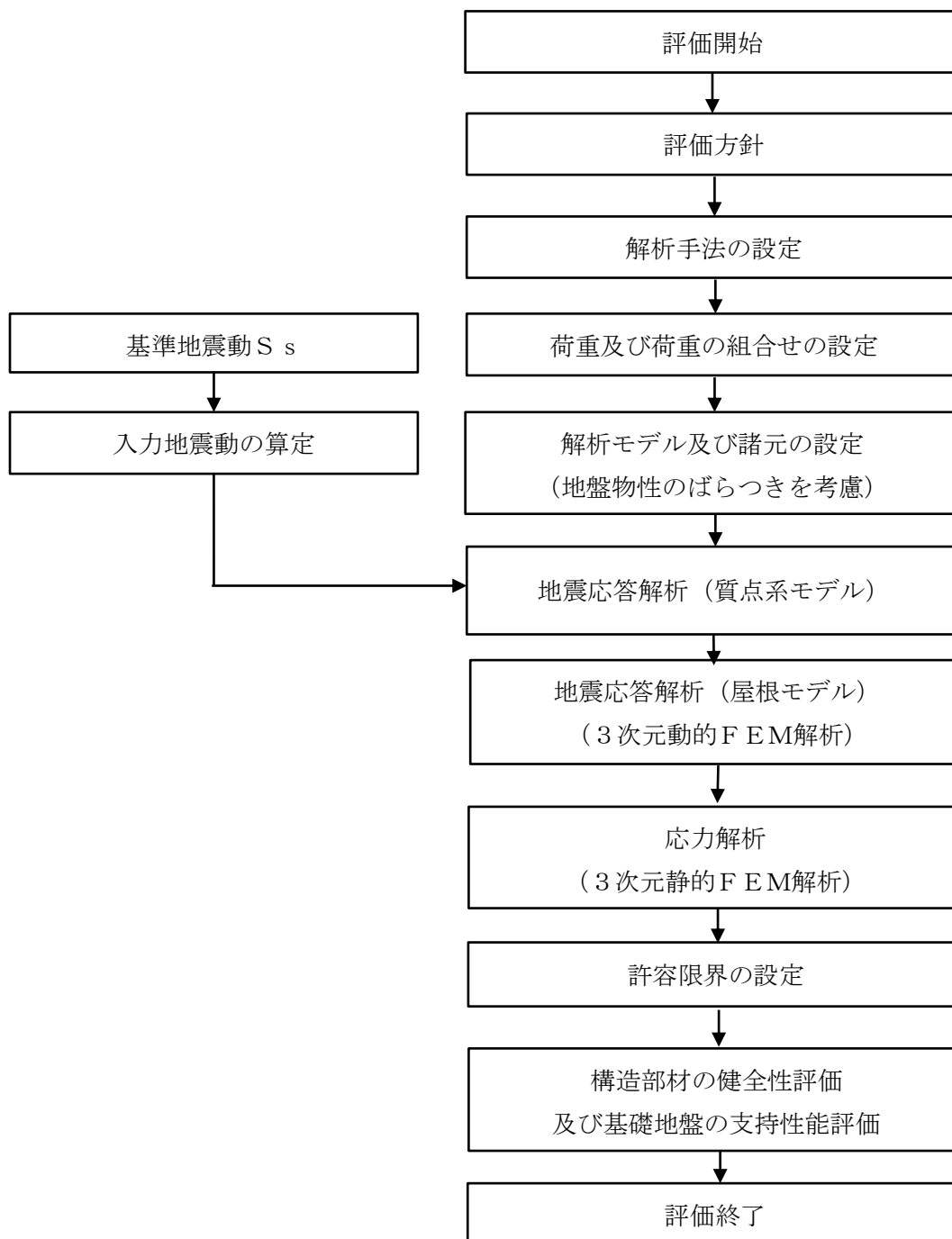


図 3.2-9 非常用ろ過水タンク 耐震評価フロー

3.3 地震応答解析（質点系モデル）

3.3.1 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 3.3-1 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。

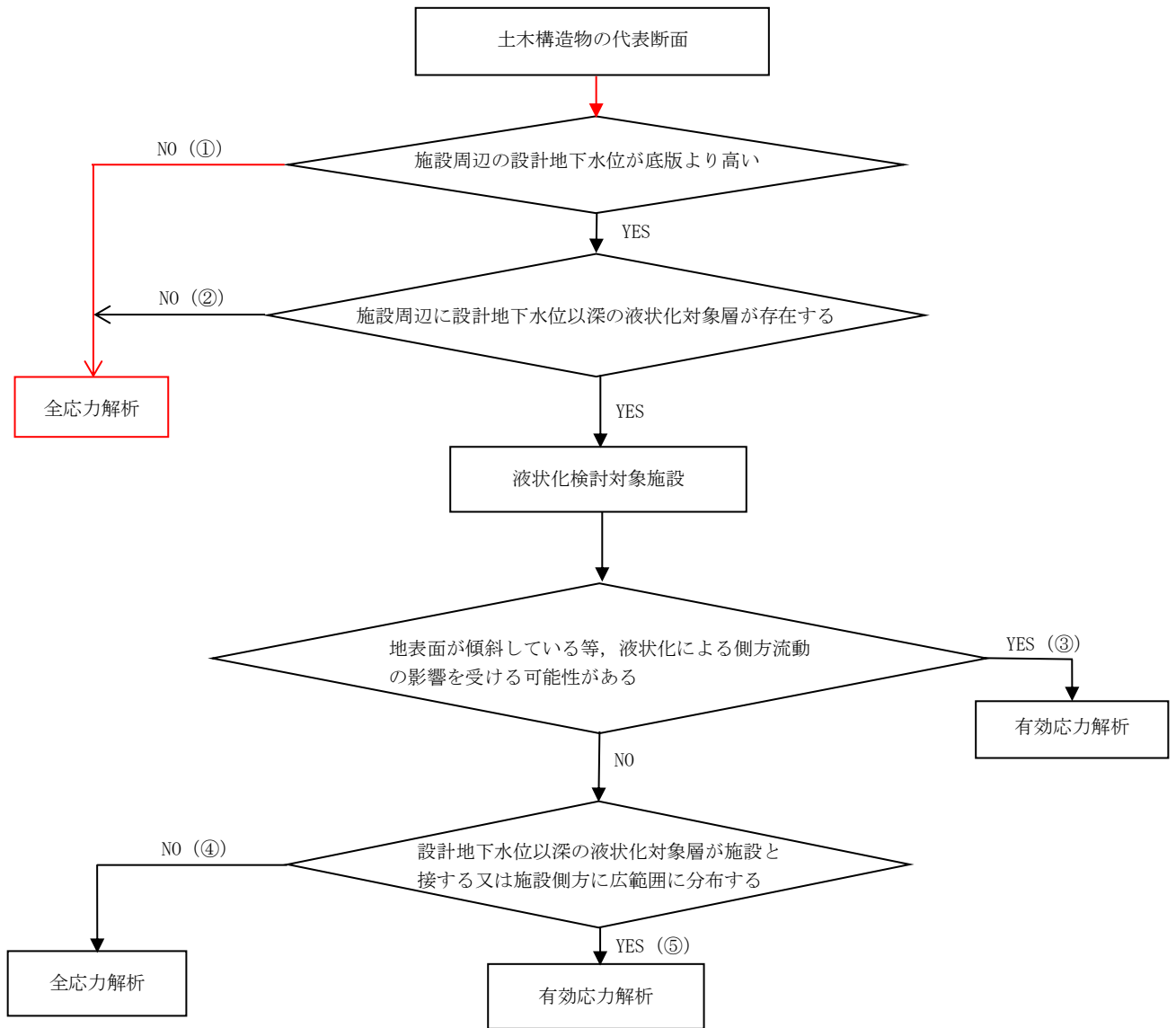


図 3.3-1 解析手法の選定フロー

3.3.2 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 3.3-2 及び図 3.3-3 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。

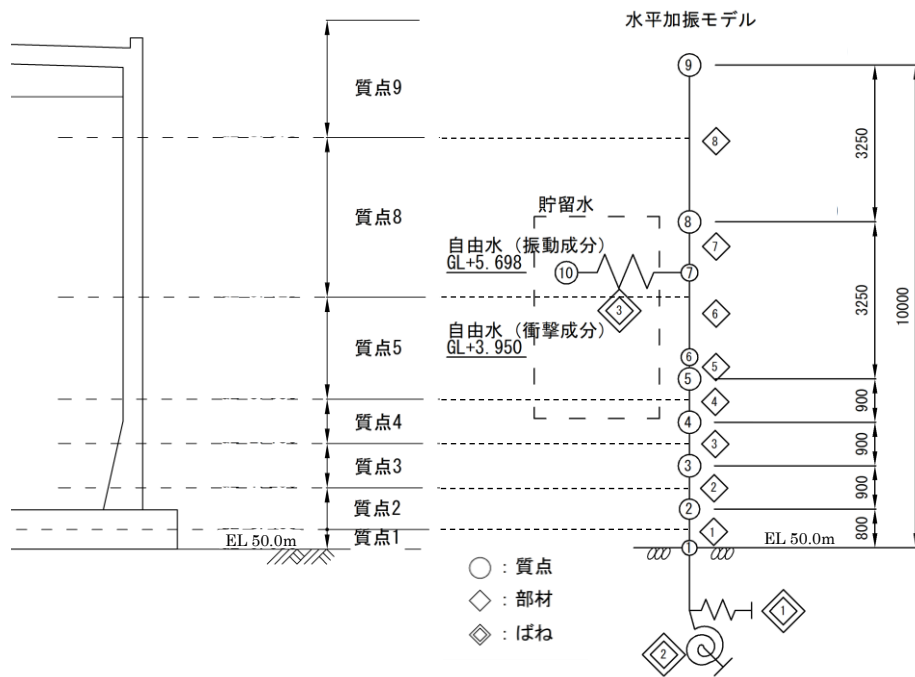


図 3.3-2 非常用ろ過水タンクの地震応答解析モデル (水平モデル)

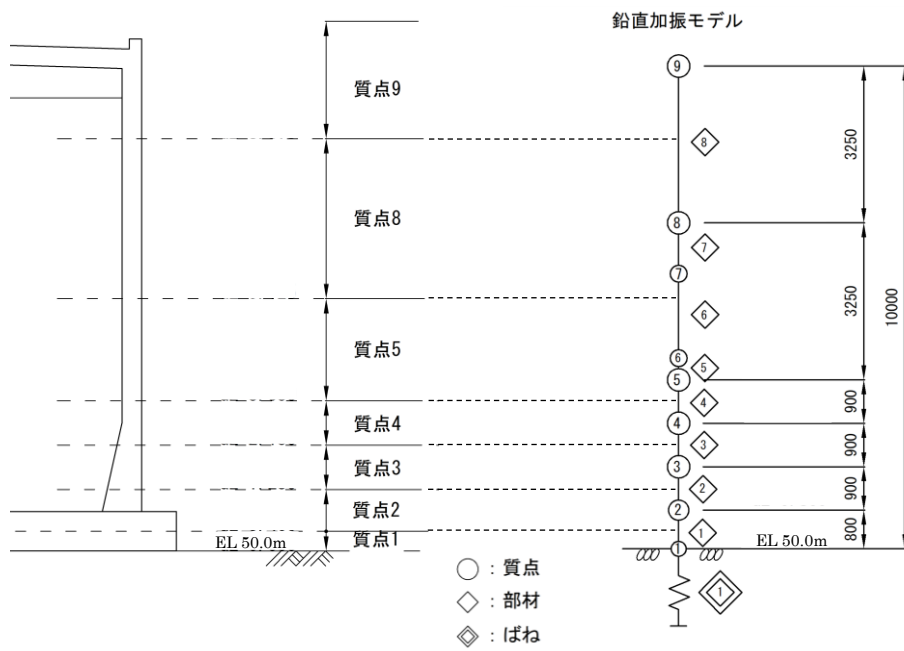
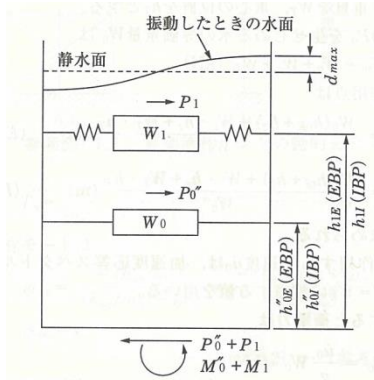


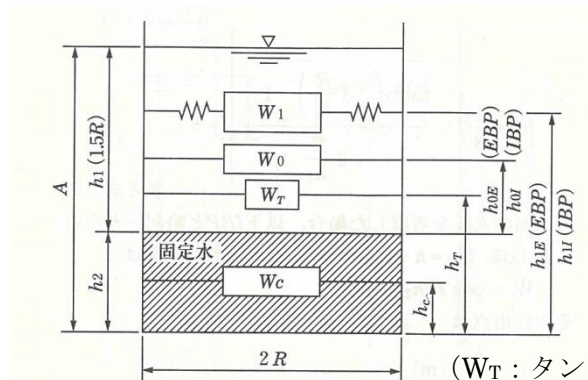
図 3.3-3 非常用ろ過水タンクの地震応答解析モデル (鉛直モデル)

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 3.3-4 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 ≤ 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 ≤ 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 3.3-4 貯留水の質点系モデルへのモデル化概念図（抜粋）

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 × 10⁴kN)

W₀ : 衝撃を与える重量 (kN)

h₀ : 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 × 10⁴kN)

W₁ : 振動を与える重量 (kN)

h₁ : 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/s²)

W₁ : 振動力を与える重量 (= 8.356×10³ kN)

ω : 固有角振動数 (rad/s)

k₁ : スロッシングばね定数 (kN/m)

以上より,

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

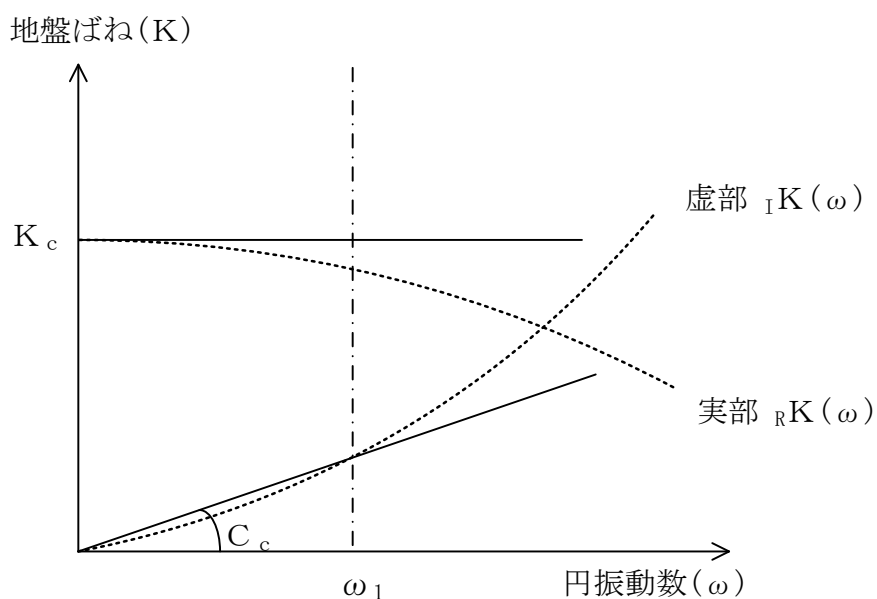
$$k_1 = 1.300^2 \times (8.356 \times 10^3) / 9.80665 = 1.440 \times 10^3 \text{ (kN/m)}$$

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 ((社) 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 3.3-5 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 ω_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 3.3-5 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 3.3-1 に、鉛直方向時の地盤ばね定数及び減衰係数を表 3.3-2 に示す。

表 3.3-1 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	1.063×10^8 (kN/m)	8.035×10^5 (kN・s/m)
	K_θ, C_θ	底面・回転	1.264×10^{10} (kN・m/rad)	3.190×10^7 (kN・m・s/rad)
②	K_H, C_H	底面・水平	1.532×10^8 (kN/m)	9.530×10^5 (kN・s/m)
	K_θ, C_θ	底面・回転	1.820×10^{10} (kN・m/rad)	3.510×10^7 (kN・m・s/rad)
③	K_H, C_H	底面・水平	6.806×10^7 (kN/m)	6.516×10^5 (kN・s/m)
	K_θ, C_θ	底面・回転	8.090×10^9 (kN・m/rad)	2.756×10^7 (kN・m・s/rad)

注記*：解析ケースの詳細については「3.5 地震応答解析の解析ケース」参照

表 3.3-2 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	1.400×10^8 (kN/m)	1.651×10^6 (kN・s/m)
②	K_V, C_V	底面・鉛直	2.017×10^8 (kN/m)	1.968×10^6 (kN・s/m)
③	K_V, C_V	底面・鉛直	8.964×10^7 (kN/m)	1.328×10^6 (kN・s/m)

注記*：解析ケースの詳細については「3.3.5 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 3.3-6 及び図 3.3-7 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 3.3-3 及び表 3.3-4 に示す。

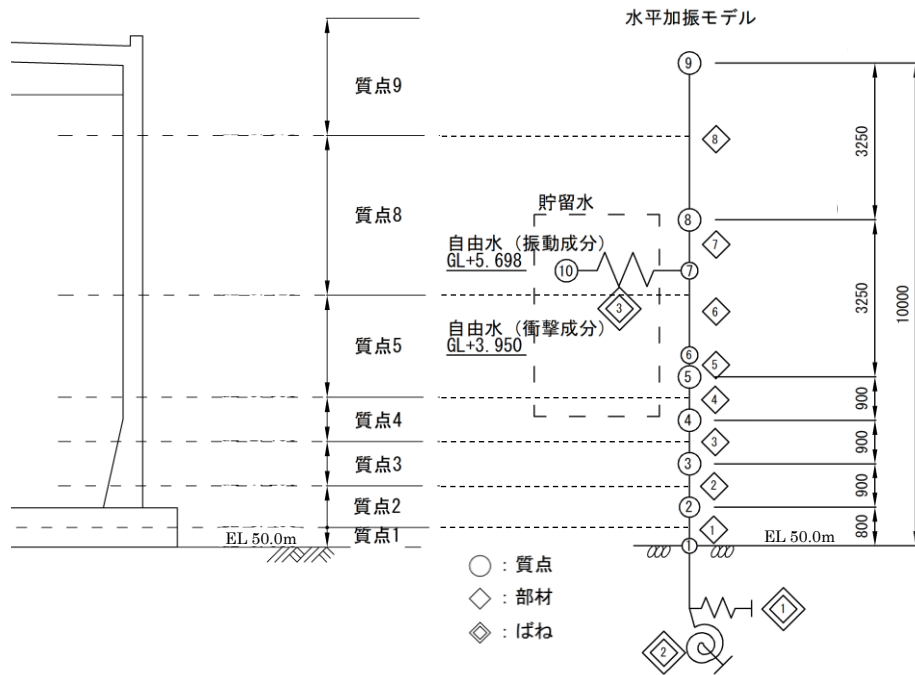


図 3.3-6 非常用ろ過水タンクの地震応答解析モデル（水平モデル）（再掲）

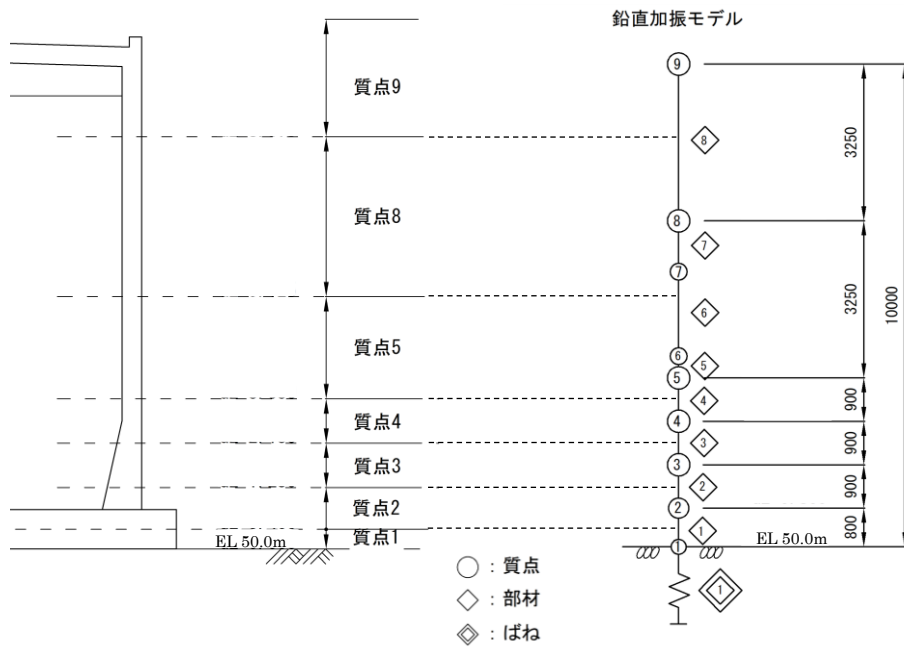


図 3.3-7 非常用ろ過水タンクの地震応答解析モデル（鉛直モデル）（再掲）

表 3.3-3 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 ²)	要素番号	断面積 (m ²)	せん断有効断面積 (m ²)	断面 2 次モーメント (m ⁴)	ばね定数 (kN/m)
1	50.0	3.513×10 ³	1.069×10 ⁵					
2	50.8	3.516×10 ³	1.289×10 ⁶	1	3.733×10 ²	3.394×10 ²	1.109×10 ⁴	—
3	51.7	8.893×10 ²	4.050×10 ⁴	2	4.633×10 ¹	2.317×10 ¹	2.104×10 ³	—
4	52.6	6.543×10 ²	2.937×10 ⁴	3	3.426×10 ¹	1.713×10 ¹	1.548×10 ³	—
5	53.5	1.433×10 ³	6.490×10 ⁴	4	2.814×10 ¹	1.407×10 ⁴	1.257×10 ³	—
6	53.95	1.172×10 ⁴	—	5	2.814×10 ¹	1.407×10 ⁴	1.257×10 ³	—
7	55.698	—	—	6	2.814×10 ¹	1.407×10 ⁴	1.257×10 ³	—
8	56.75	2.239×10 ³	1.018×10 ⁵	7	2.814×10 ¹	1.407×10 ⁴	1.257×10 ³	—
9	60.0	4.238×10 ³	1.340×10 ⁵	8	2.814×10 ¹	1.407×10 ⁴	1.257×10 ³	—
7	55.698	—	—					
10	55.698	8.356×10 ³	—	—	—	—	—	1.440×10 ³

表 3.3-4 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 ²)	せん断有効断面積 (m ²)	断面 2 次モーメント (m ⁴)
1	50.0	3.513×10 ³				
2	50.8	2.805×10 ⁴	1	3.733×10 ²	3.394×10 ²	1.109×10 ⁴
3	51.7	8.893×10 ²	2	4.633×10 ¹	2.317×10 ¹	2.104×10 ³
4	52.6	6.543×10 ²	3	3.426×10 ¹	1.713×10 ¹	1.548×10 ³
5	53.5	1.433×10 ³	4	2.814×10 ¹	1.407×10 ⁴	1.257×10 ³
6	53.95	—	5	2.814×10 ¹	1.407×10 ⁴	1.257×10 ³
7	55.698	—	6	2.814×10 ¹	1.407×10 ⁴	1.257×10 ³
8	56.75	2.239×10 ³	7	2.814×10 ¹	1.407×10 ⁴	1.257×10 ³
9	60.0	4.238×10 ³	8	2.814×10 ¹	1.407×10 ⁴	1.257×10 ³

3.3.3 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 3.3-5 に示す。刺激関数図を図 3.3-8 及び図 3.3-9 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 3.3-5 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。

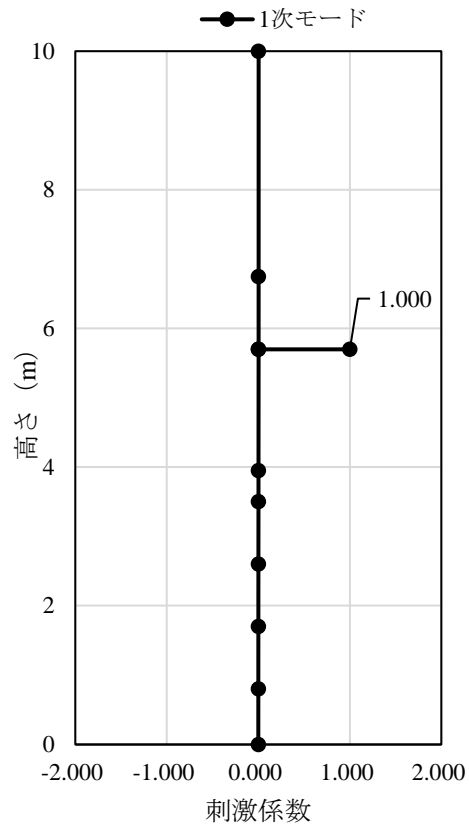


図 3.3-8(1) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 1次モード)

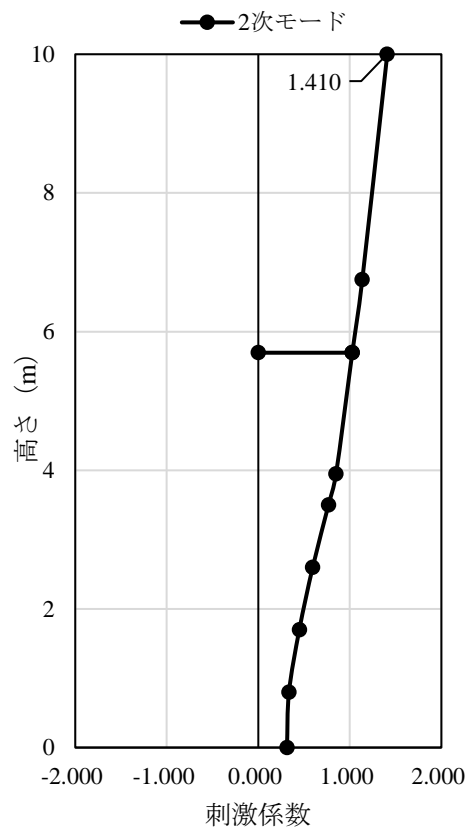


図 3.3-8(2) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 2次モード)

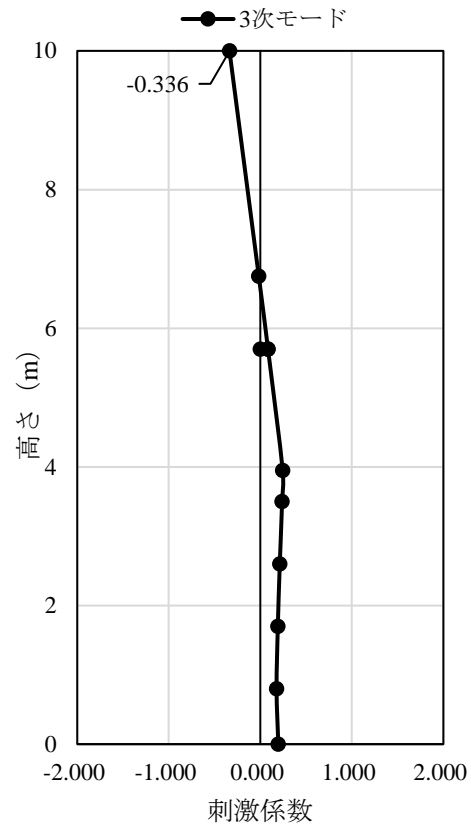


図 3.3-8(3) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 3次モード)

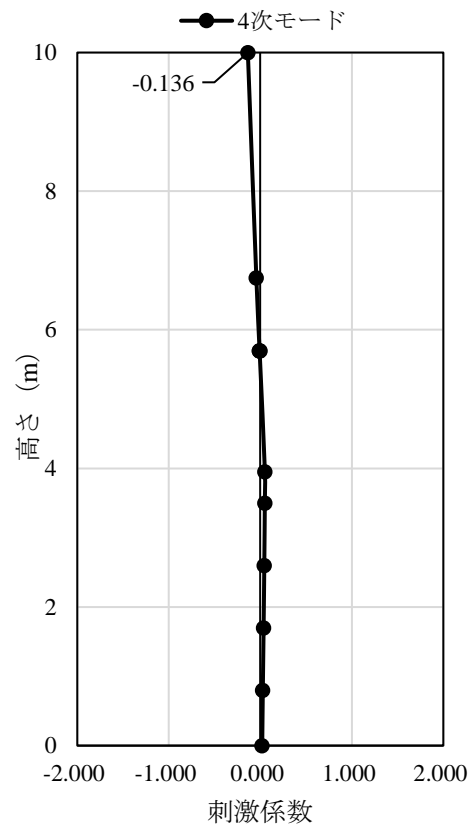


図 3.3-8(4) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 4次モード)

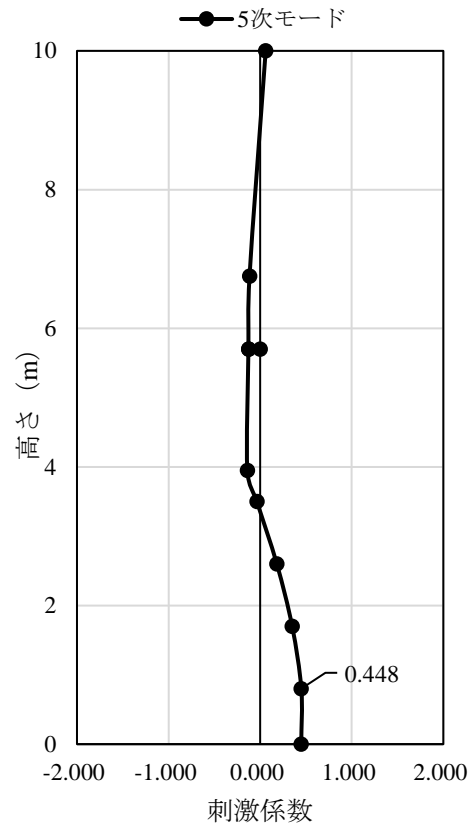


図 3.3-8(5) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 5次モード)

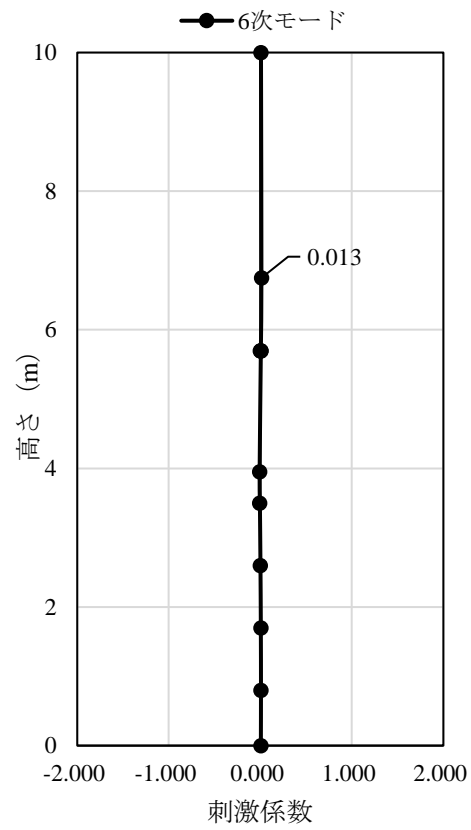


図 3.3-8(6) 刺激関数図 (解析ケース①, 水平方向, 6次モード)

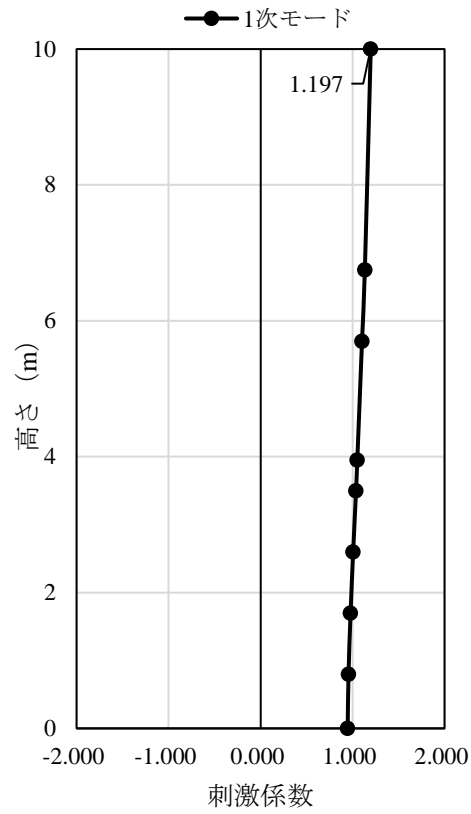


図 3.3-9(1) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 1次モード)

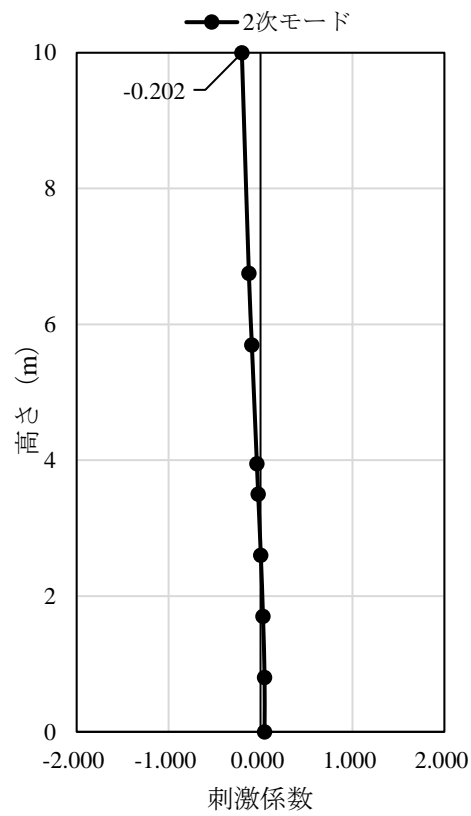


図 3.3-9(2) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 2次モード)

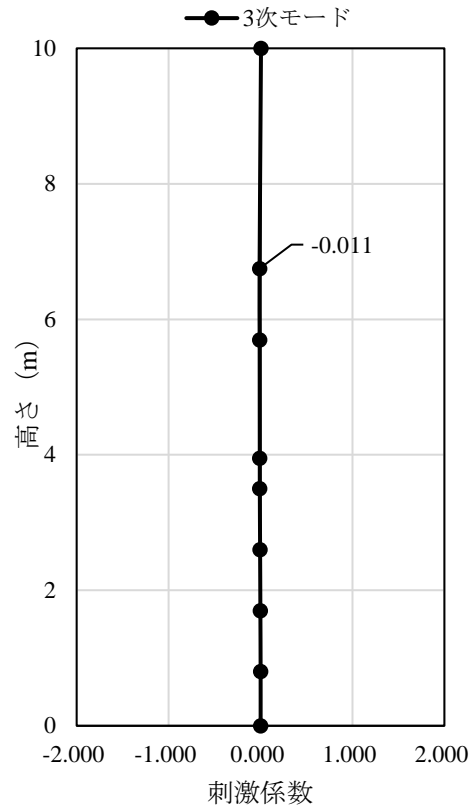


図 3.3-9(3) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 3次モード)

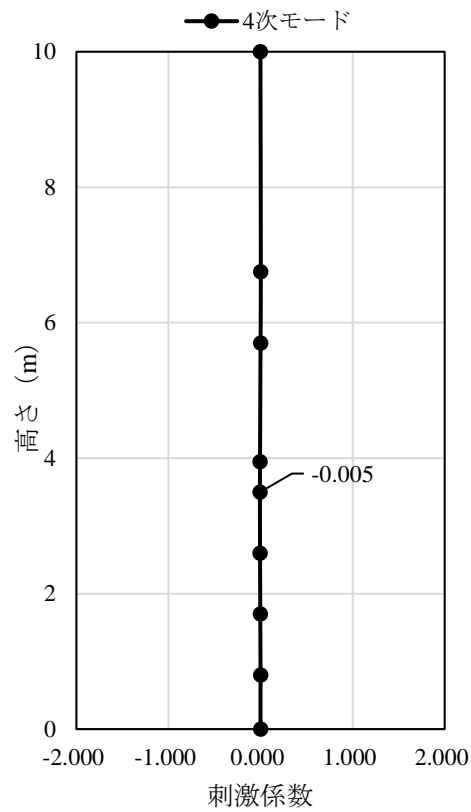


図 3.3-9(4) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 4次モード)

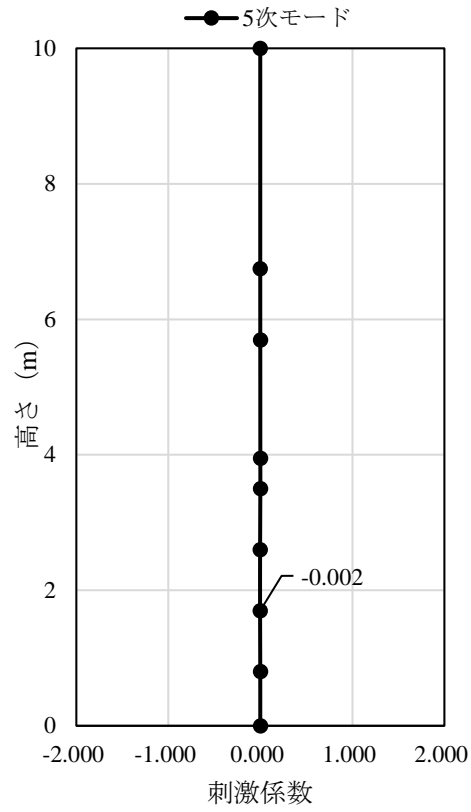


図 3.3-9(5) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 5次モード)

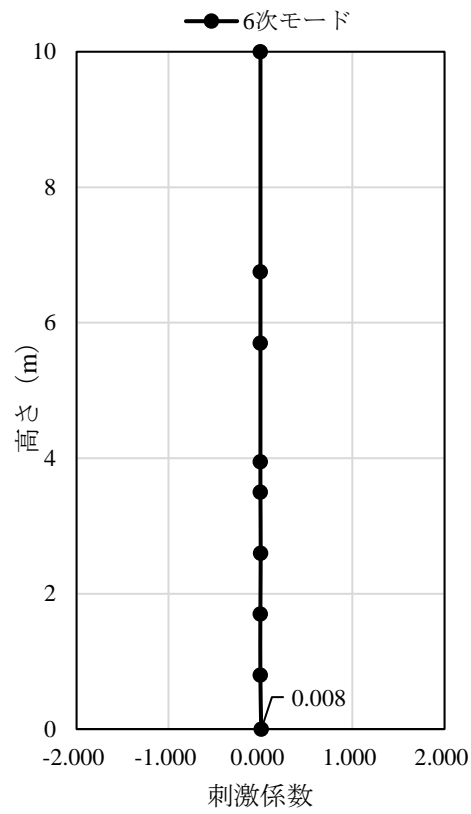


図 3.3-9(6) 刺激関数図 (解析ケース①, 鉛直方向, 6次モード)

3.3.4 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 3.3-6 に示す。

表 3.3-6 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 20N/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 0.5kN/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 9.81kN/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 0.5kN/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

「3.3.2 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 3.3-7 に示す。

表 3.3-7 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

3.3.5 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 3.3-8 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（ σ ）のケース（表 3.3-8 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 3.3-8 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 σ
ケース③	全応力解析	平均値 - 1 σ

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 3.3-8 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 3.3-9 に示す。応力解析を行う地震動の選定フローを図 3.3-10 に示す。

表 3.3-9 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 (+1 σ)を考慮した 解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ)を考慮した 解析ケース
対象地震動	方向	平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
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。

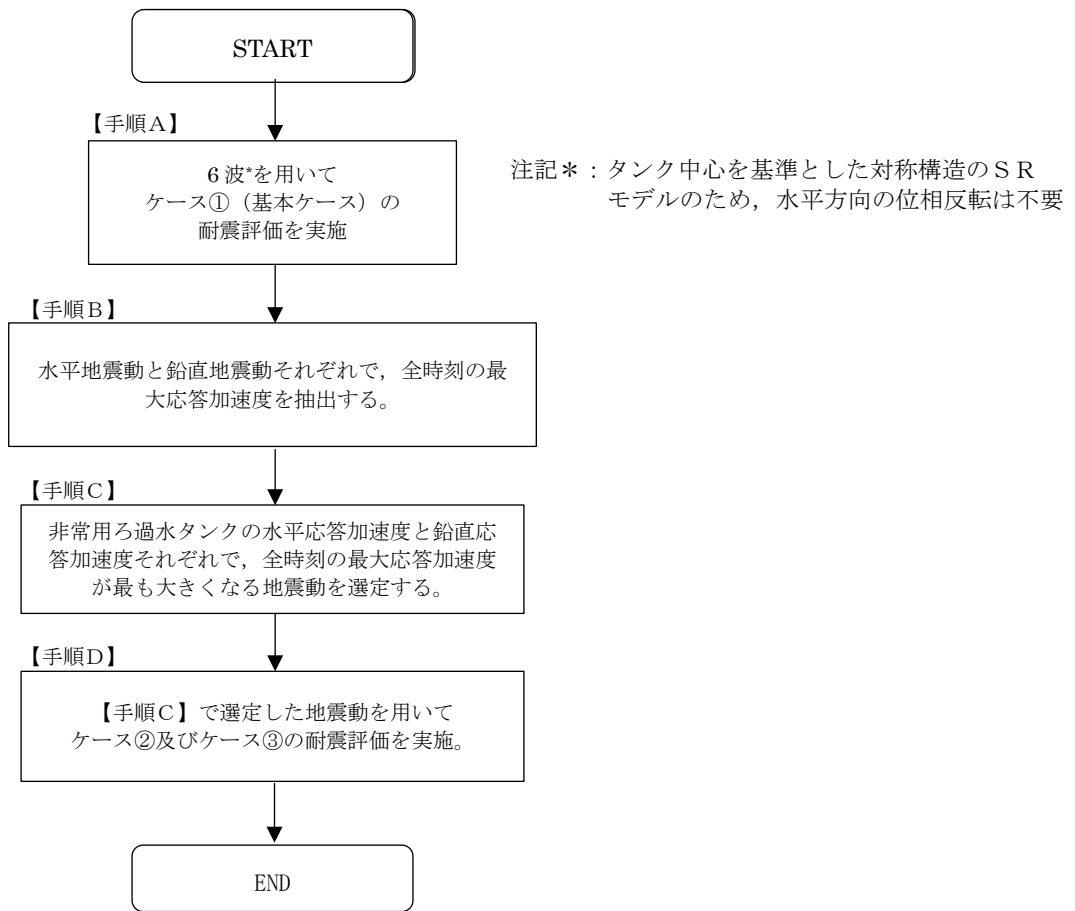


図 3.3-10 追加解析を実施する地震動の選定フロー

3.3.6 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 3.3-11 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。

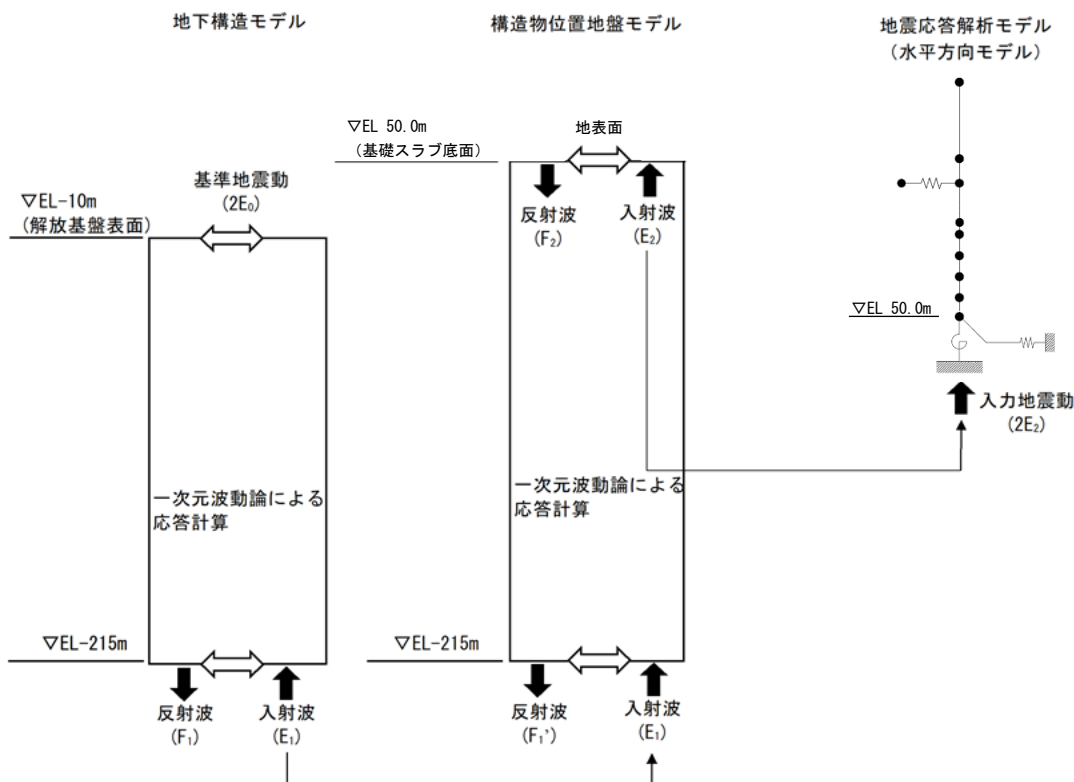
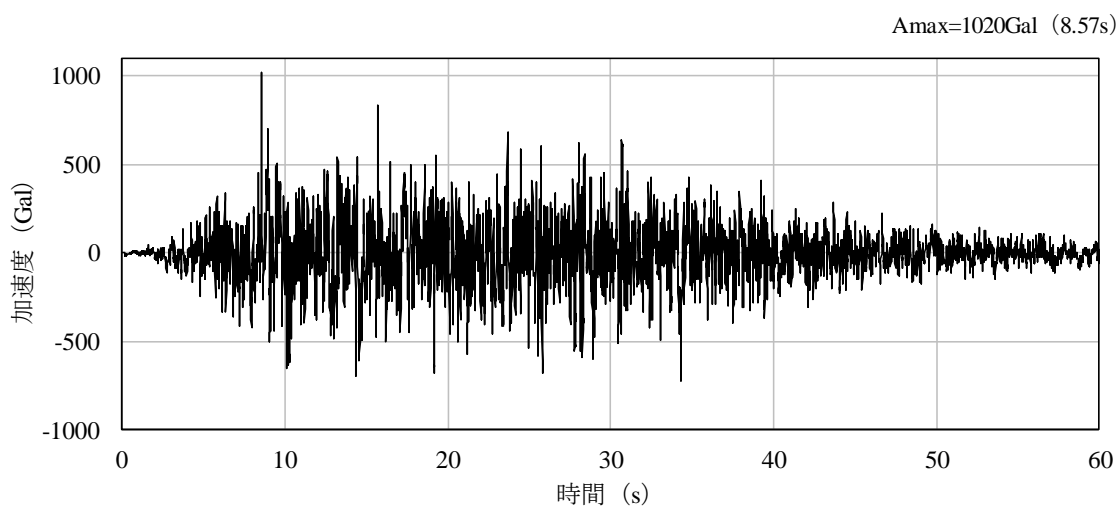


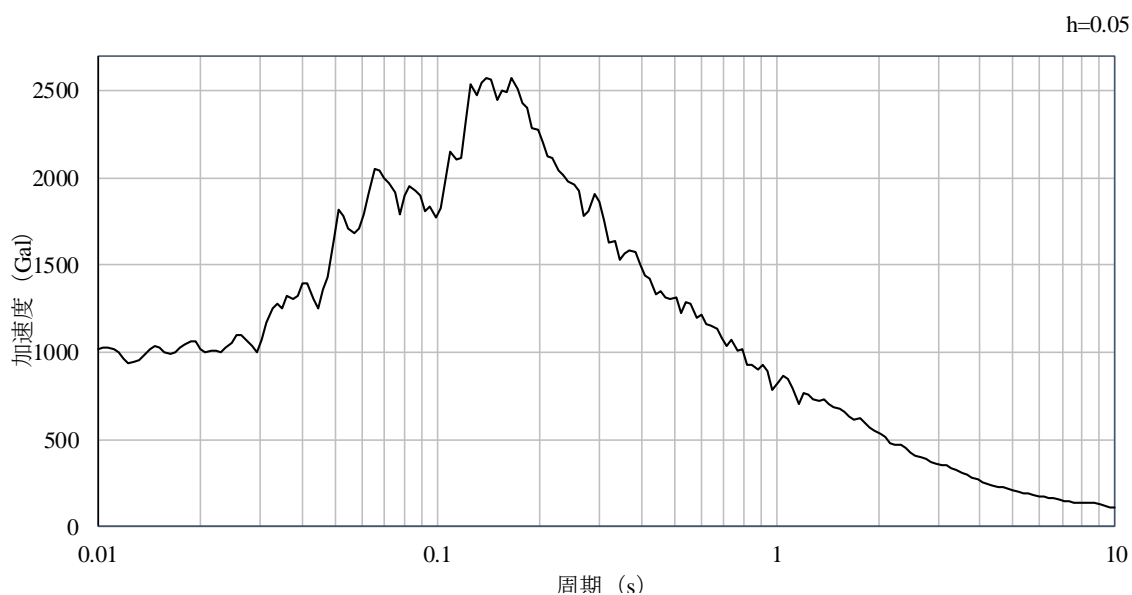
図 3.3-11 入力地震動算定の概念図

(1) 入力地震動

図 3.3-12～図 3.3-28 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。

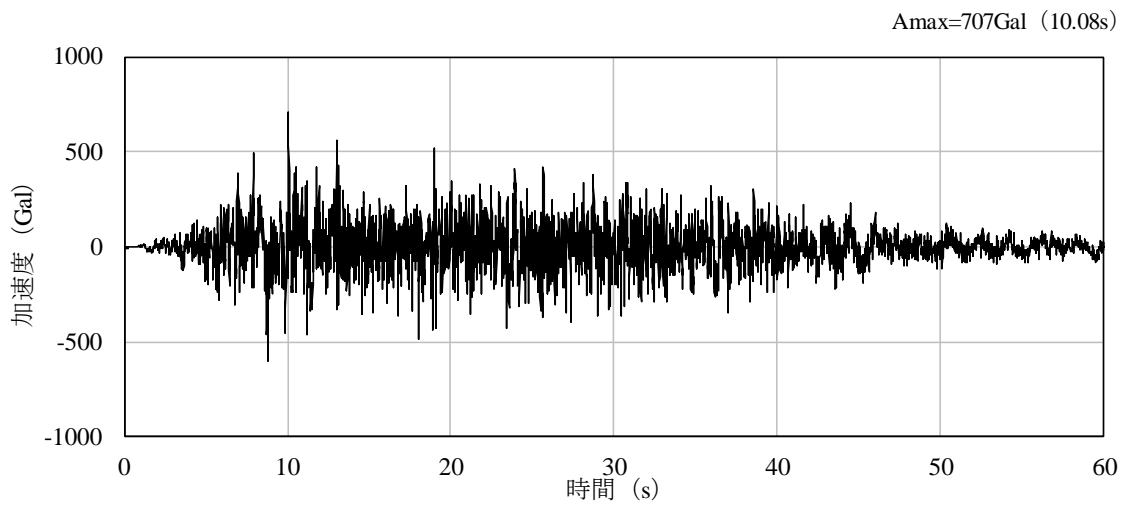


(a) 加速度時刻歴波形

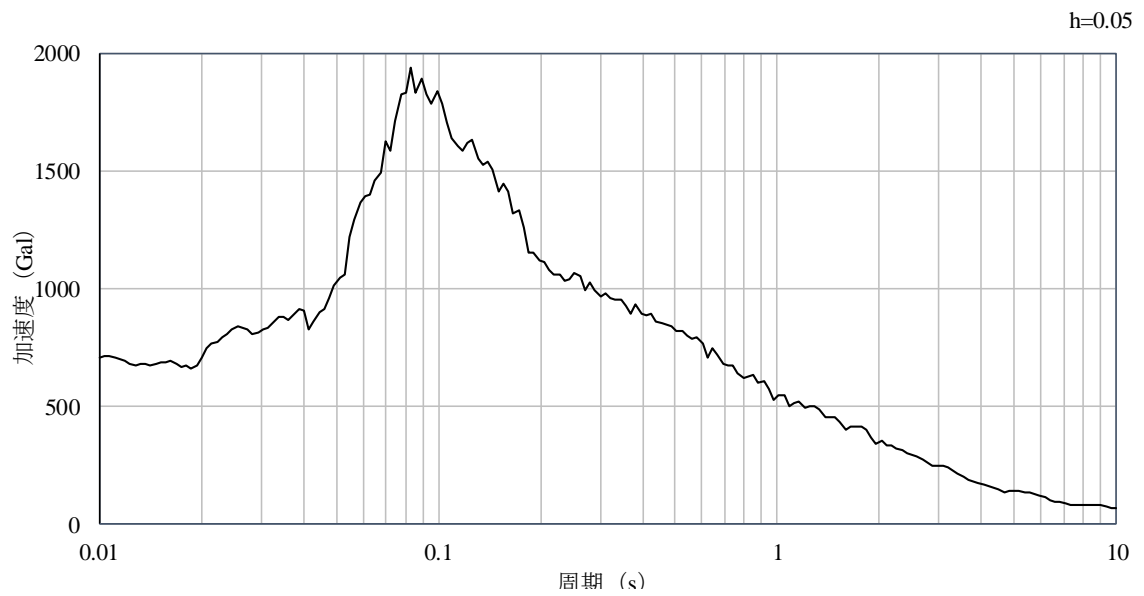


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-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 3.3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-D，ケース①)

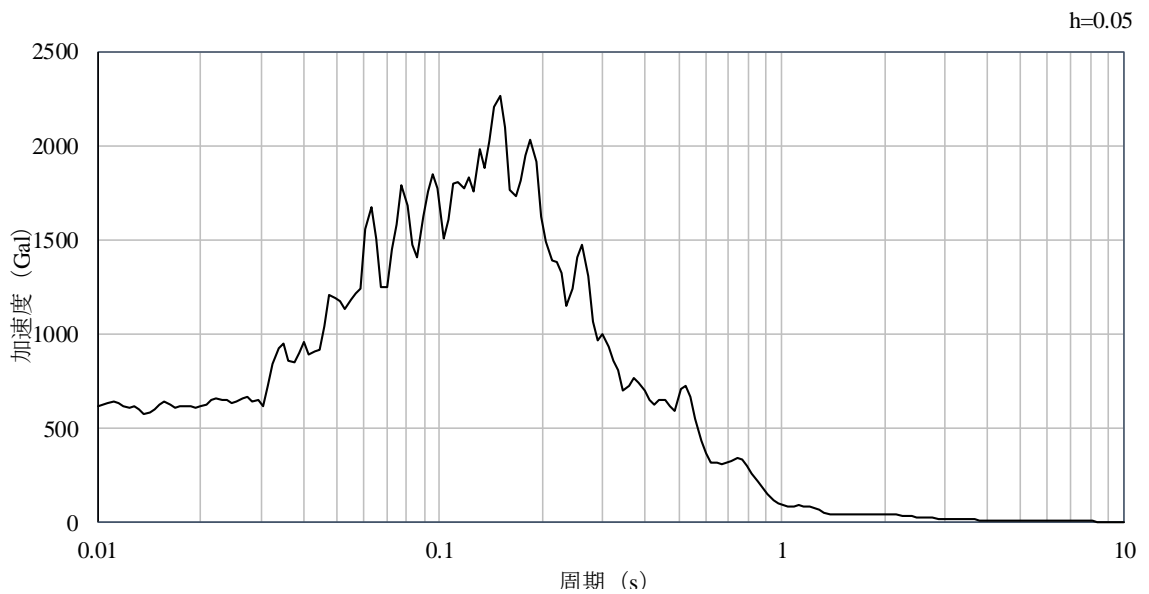
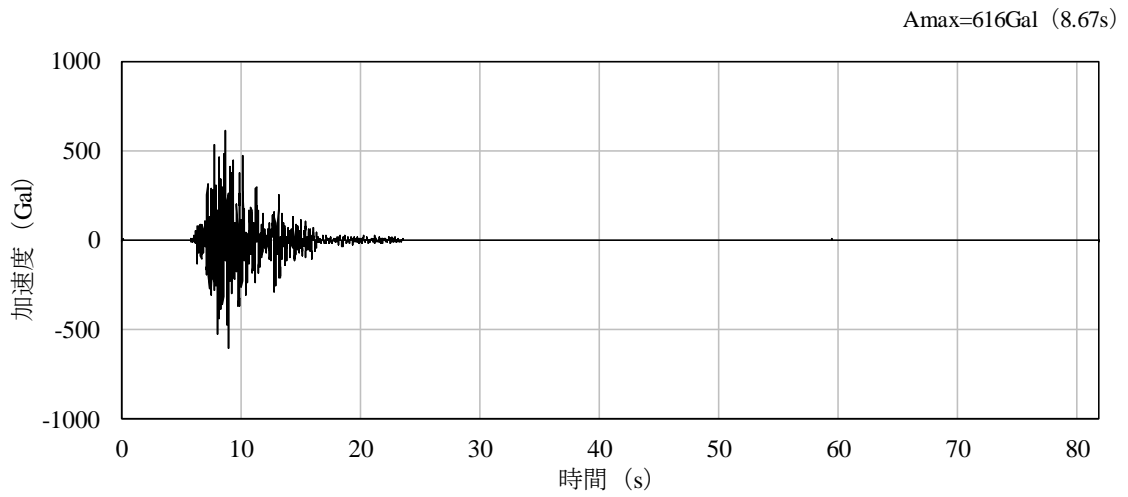


図 3.3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1，NS方向，ケース①)

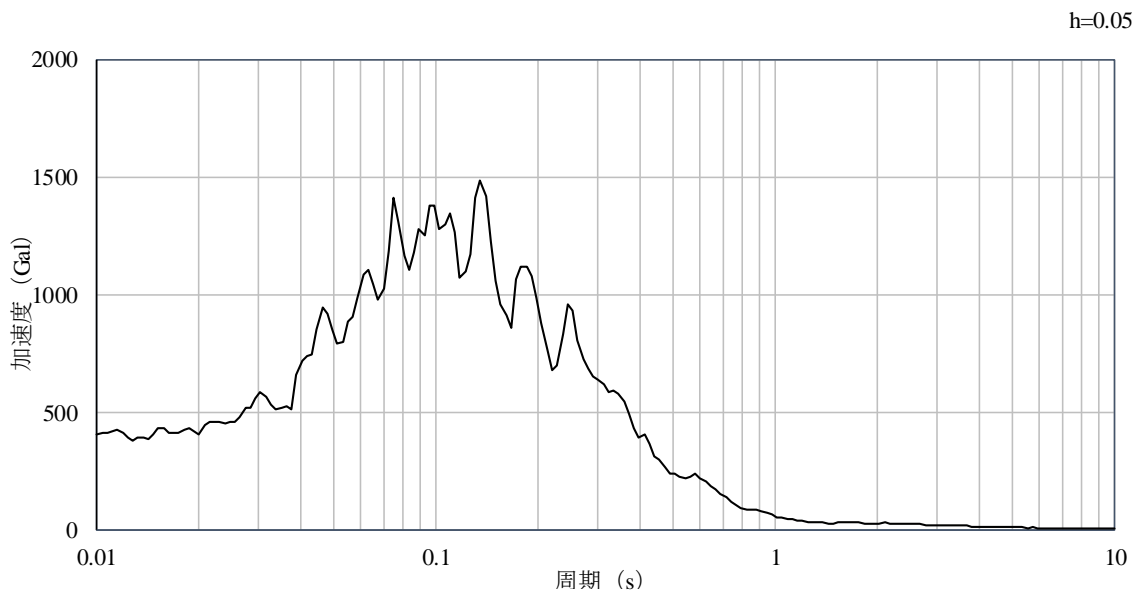
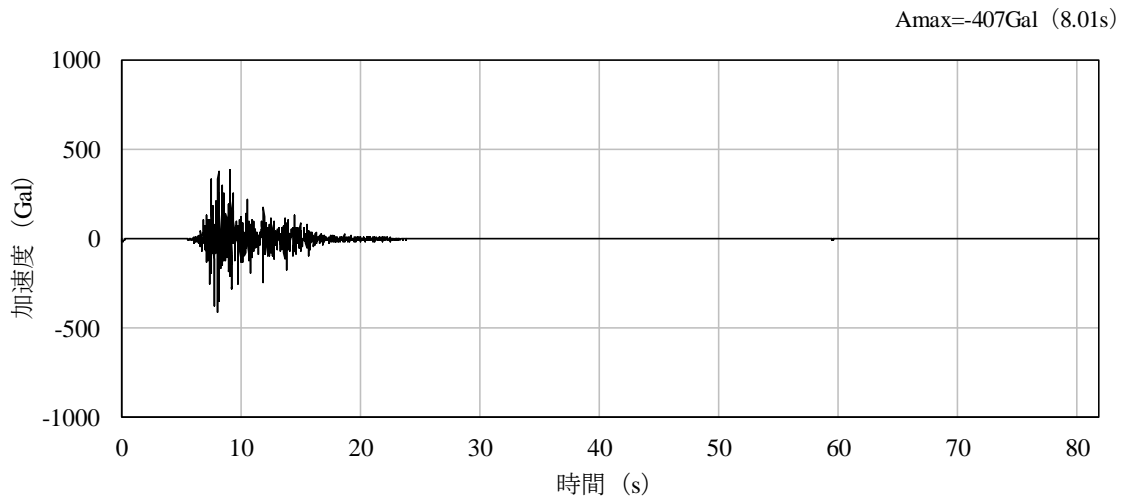
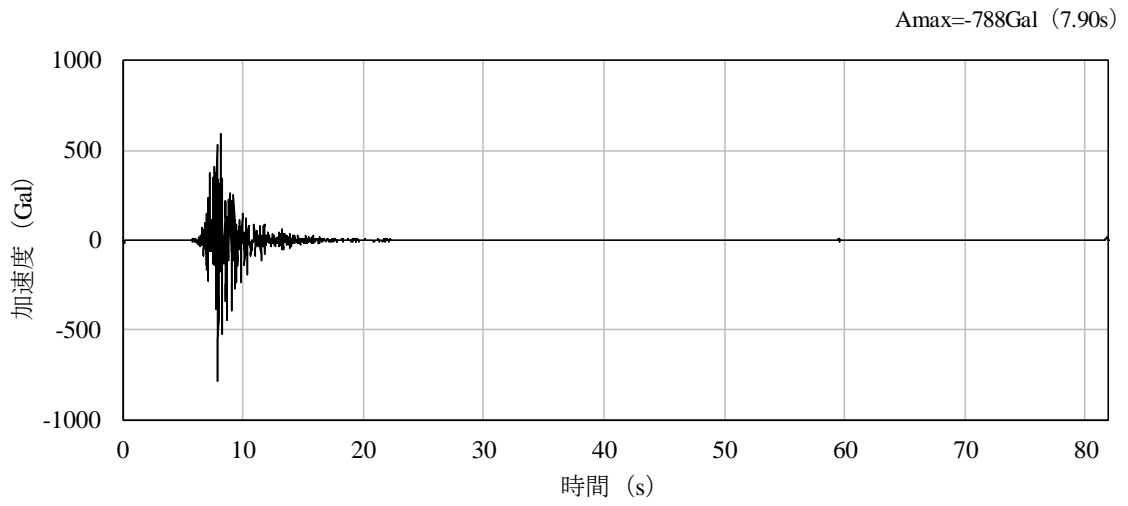
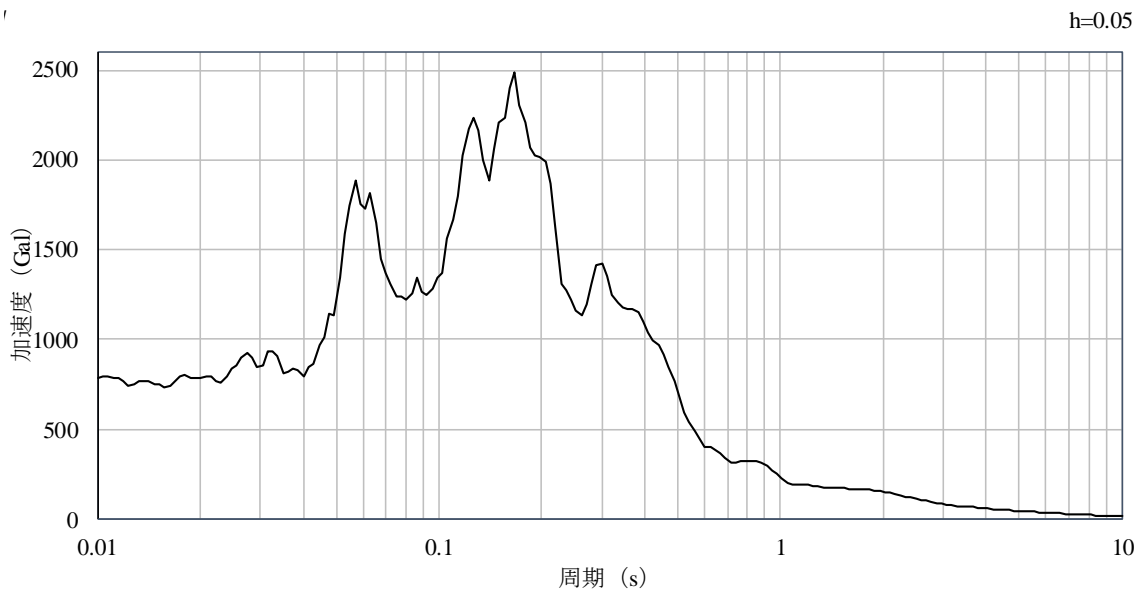


図 3.3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1，ケース①)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1, EW方向, ケース①)

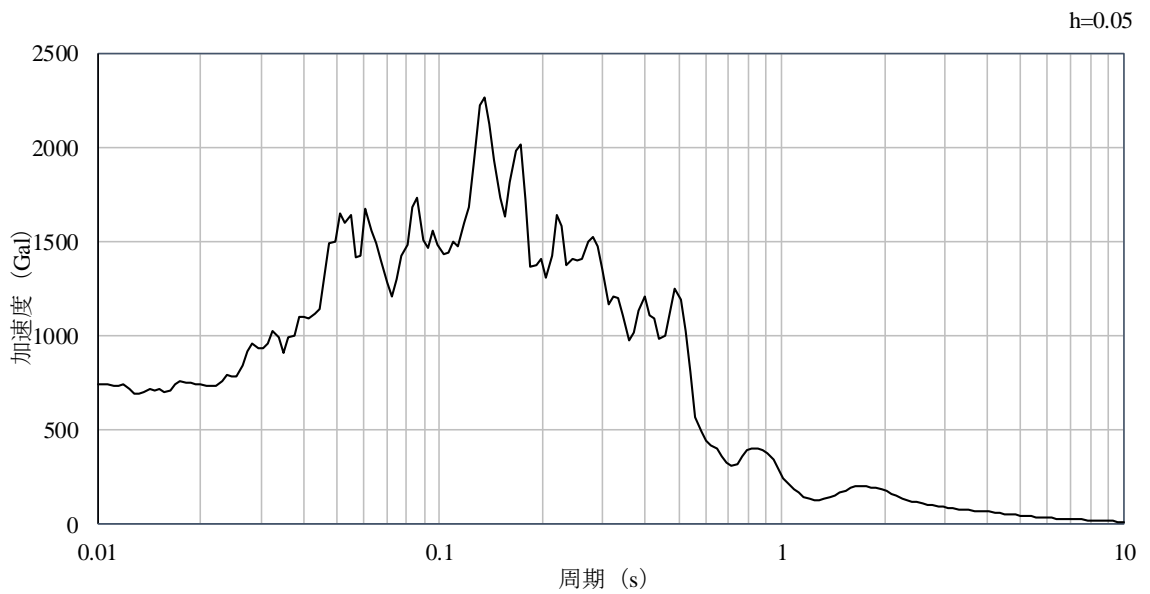
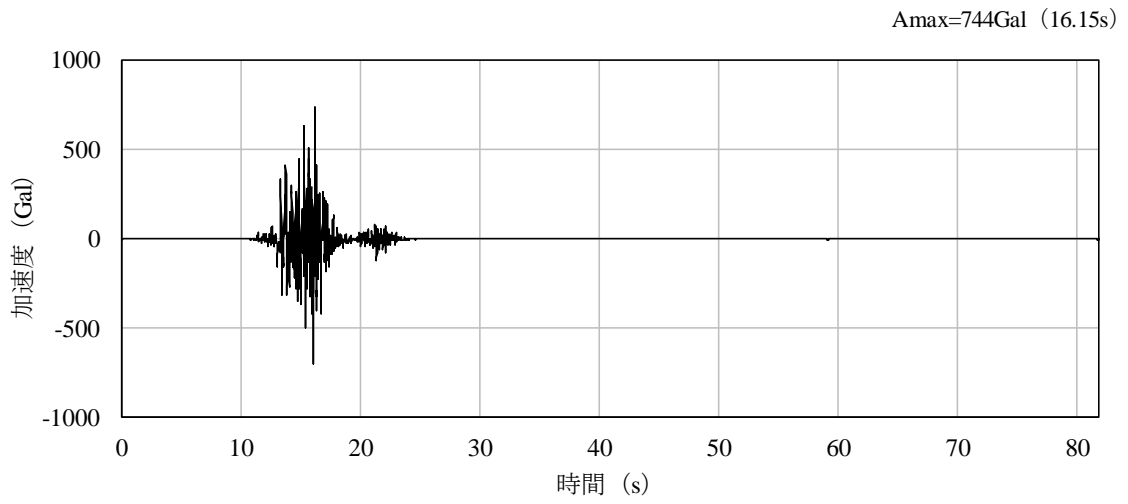
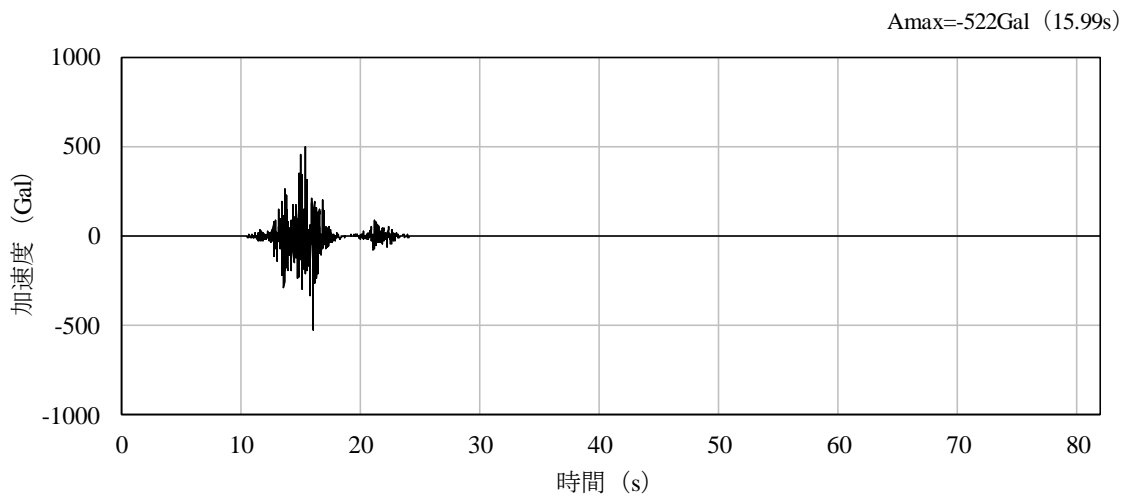
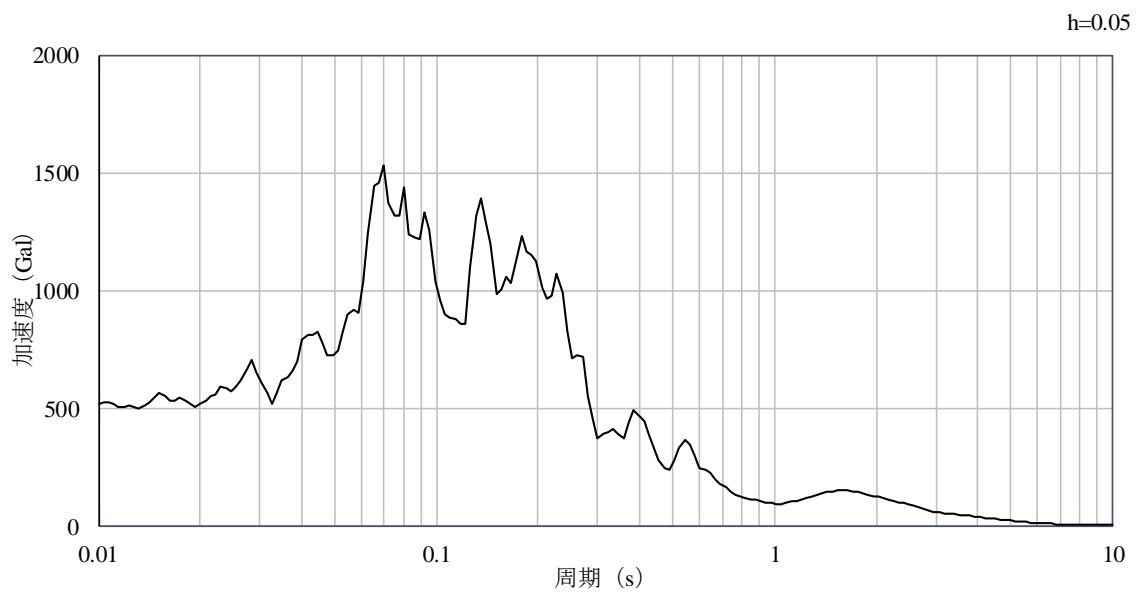


図 3.3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2, NS方向, ケース①)

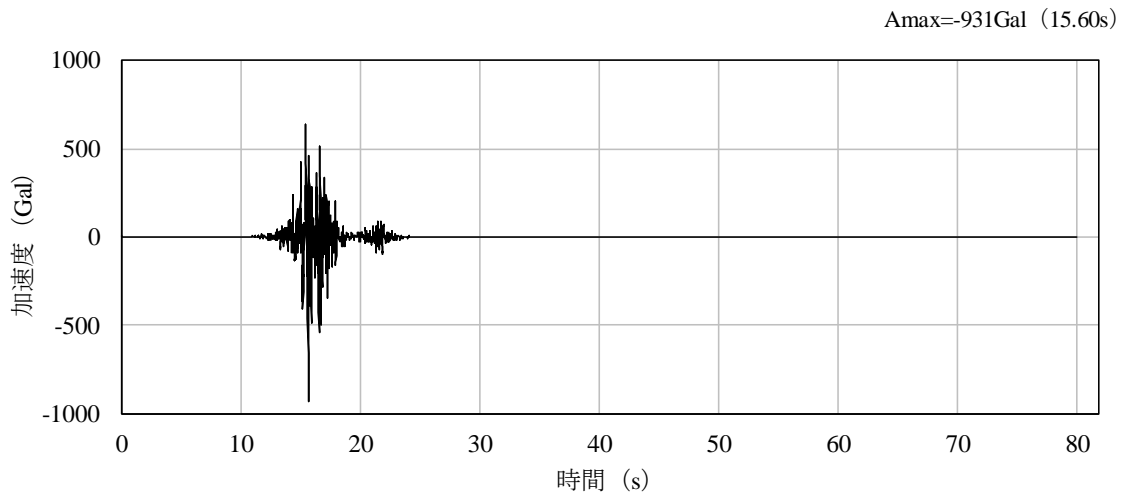


(a) 加速度時刻歴波形

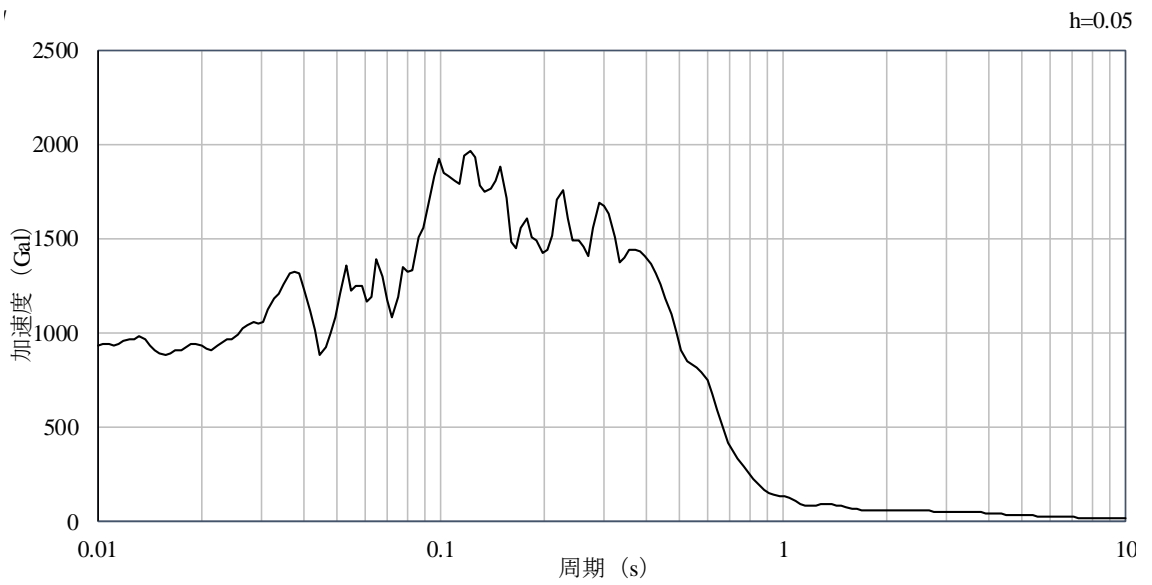


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F2，ケース①)

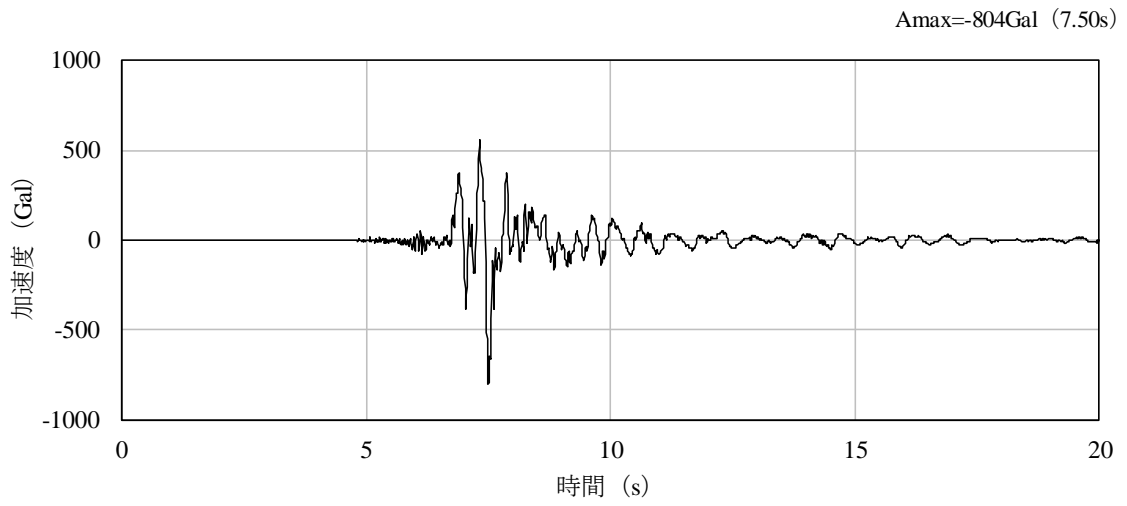


(a) 加速度時刻歴波形

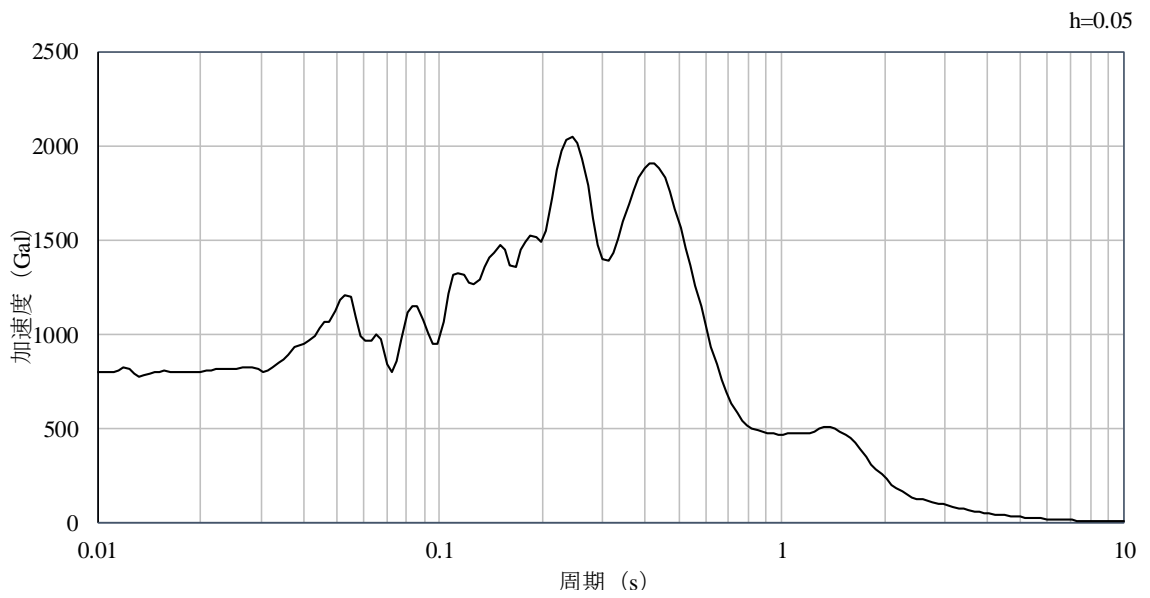


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2, EW方向, ケース①)

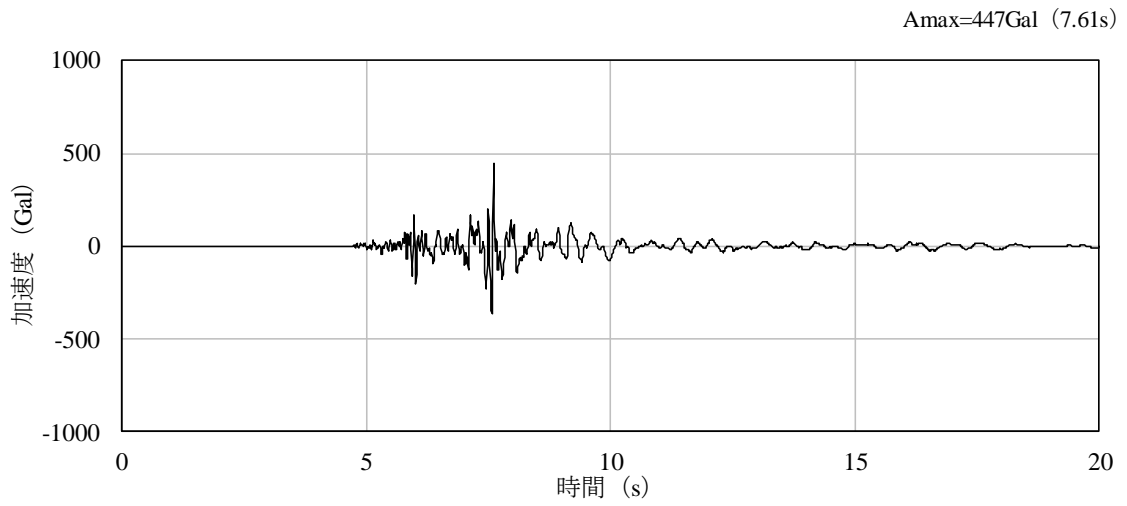


(a) 加速度時刻歴波形

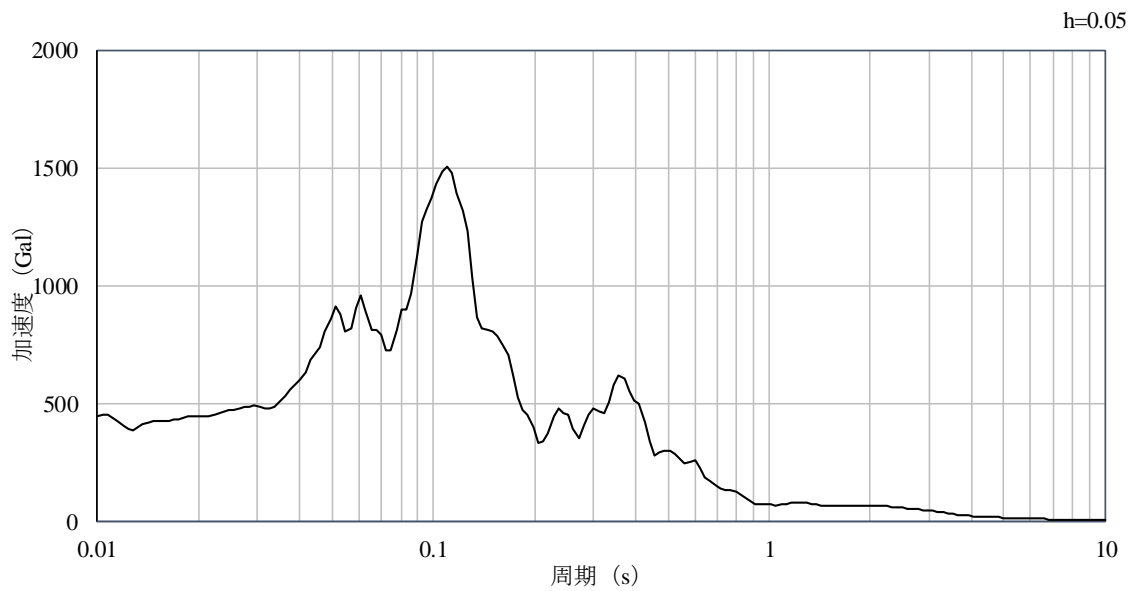


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-N1，ケース①)

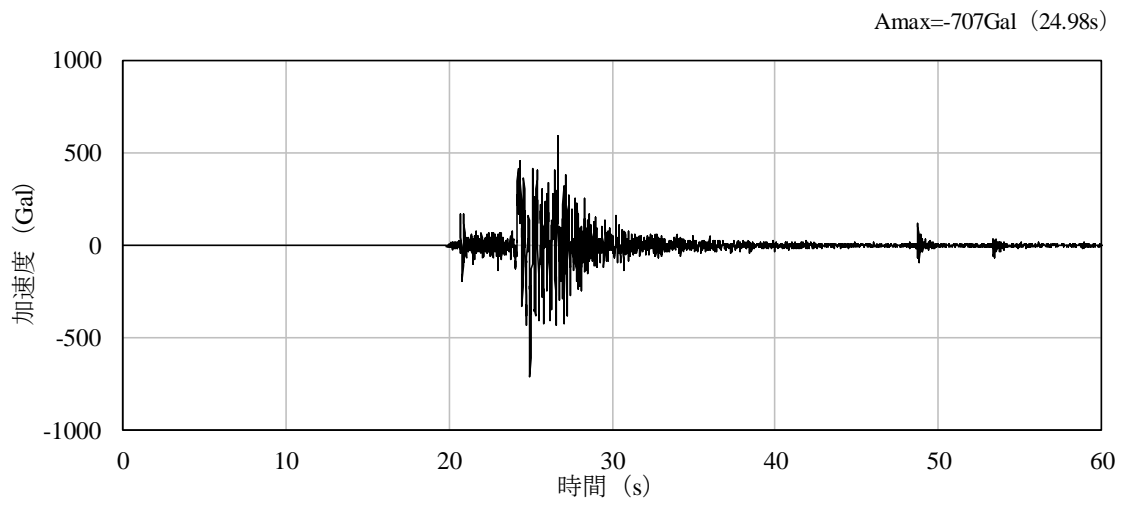


(a) 加速度時刻歴波形

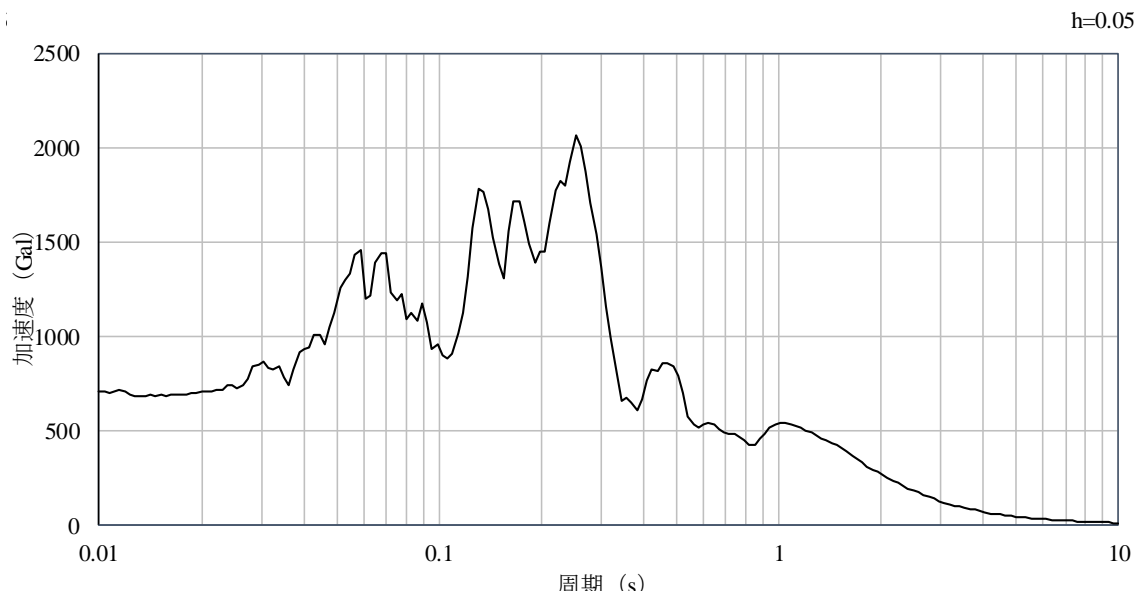


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1，ケース①)

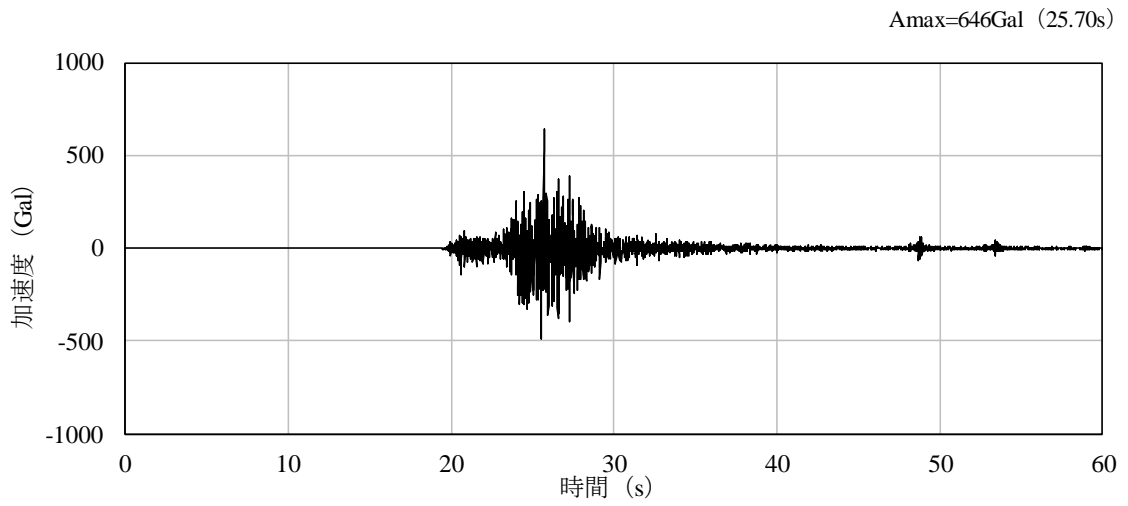


(a) 加速度時刻歴波形

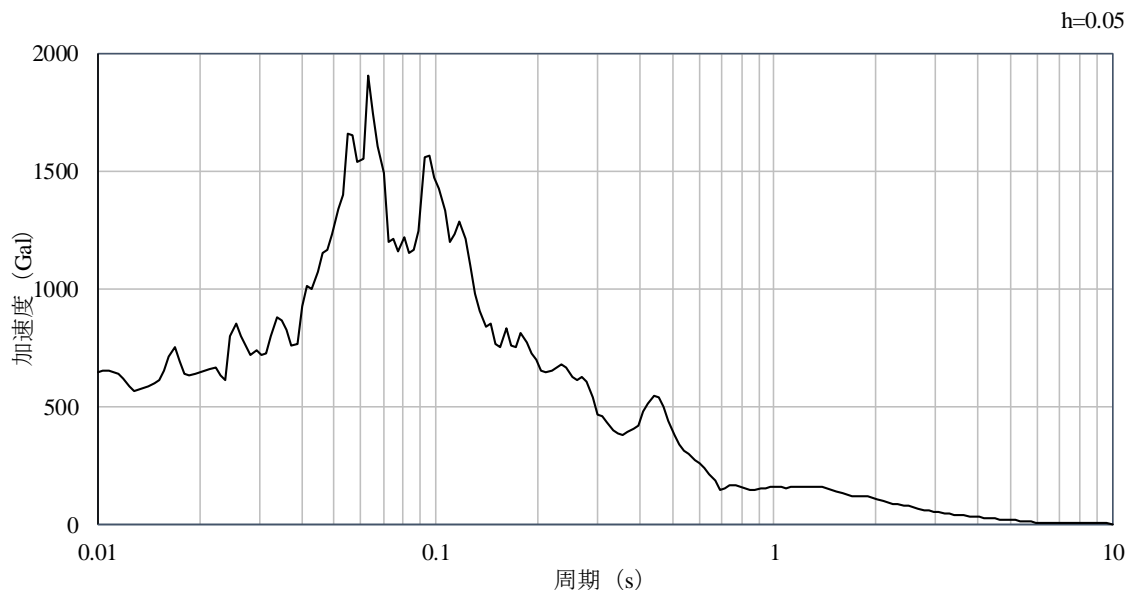


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-N2 (NS), ケース①)

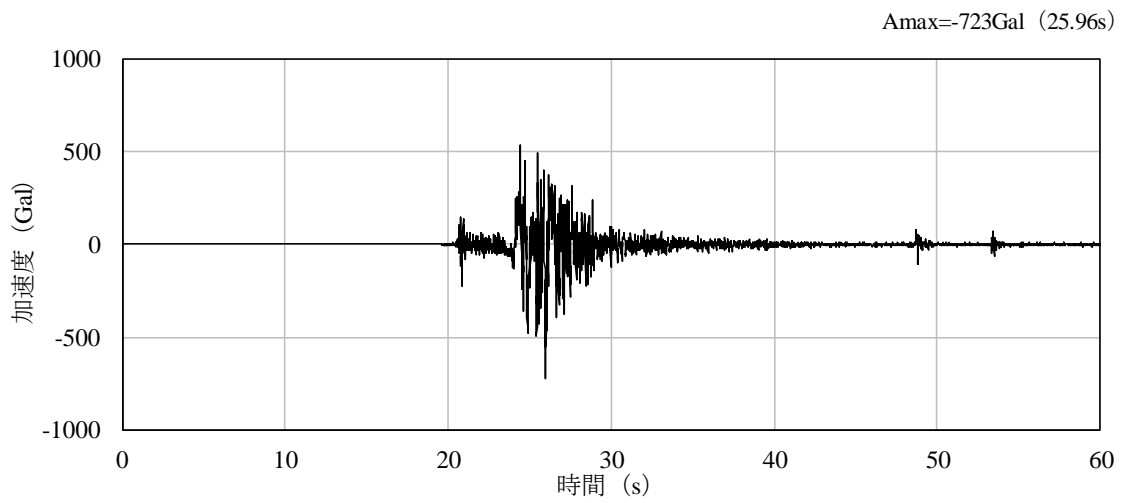


(a) 加速度時刻歴波形

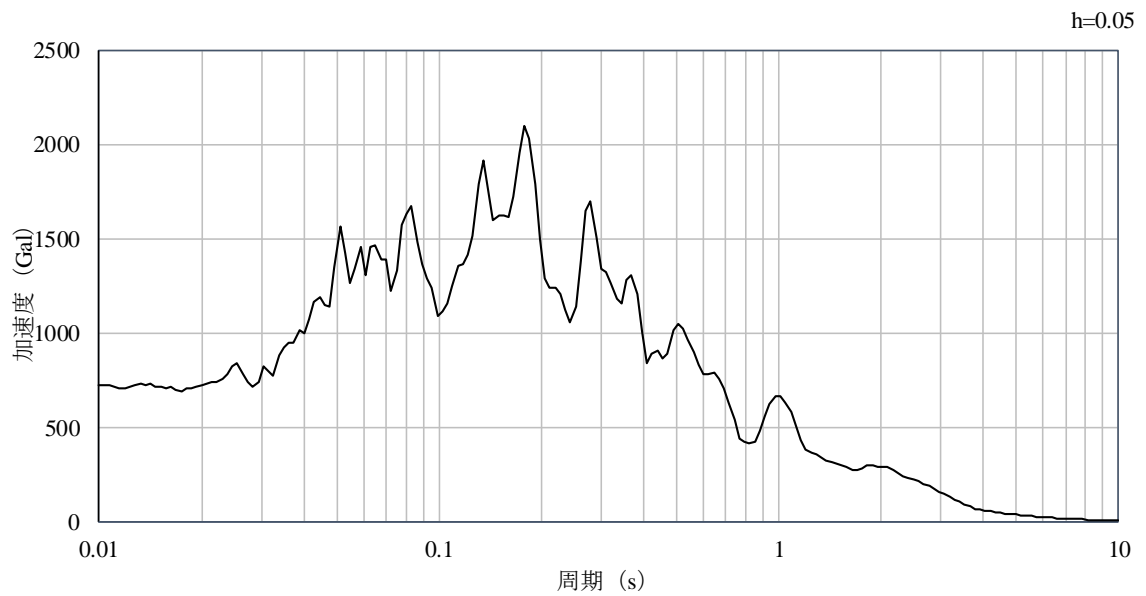


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N2，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 3.3-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (E W), ケース①)

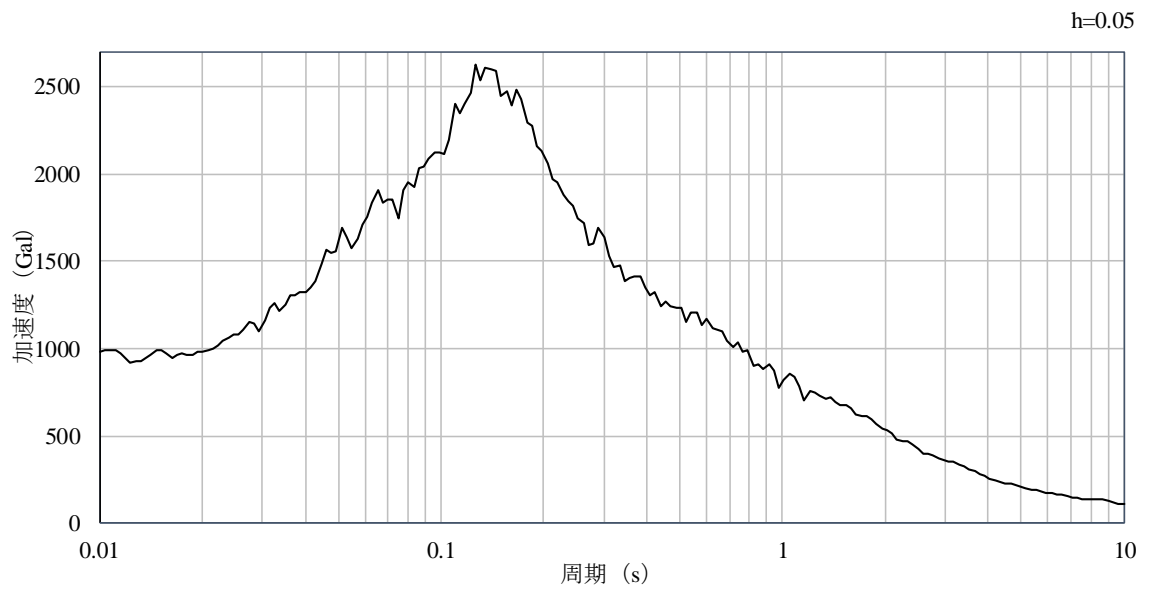
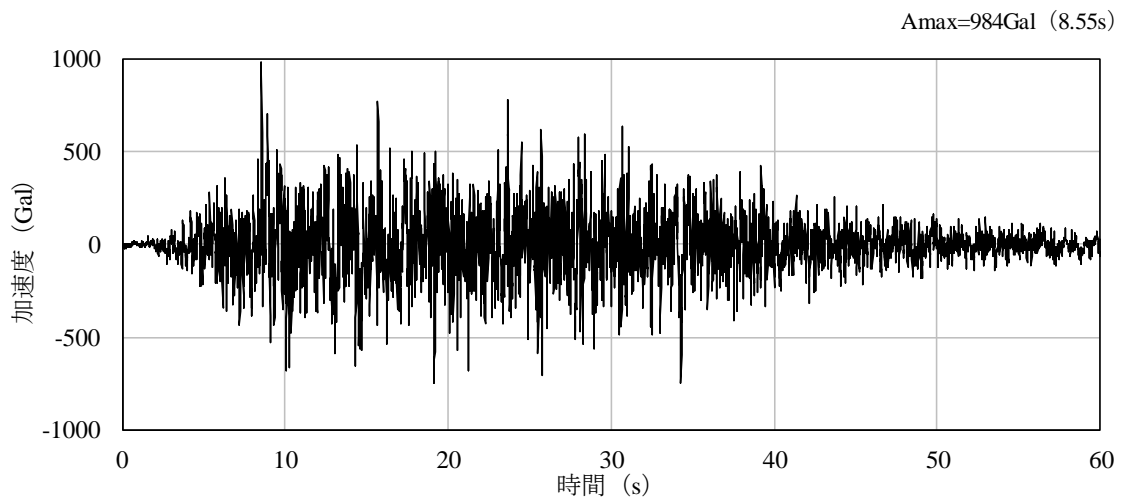
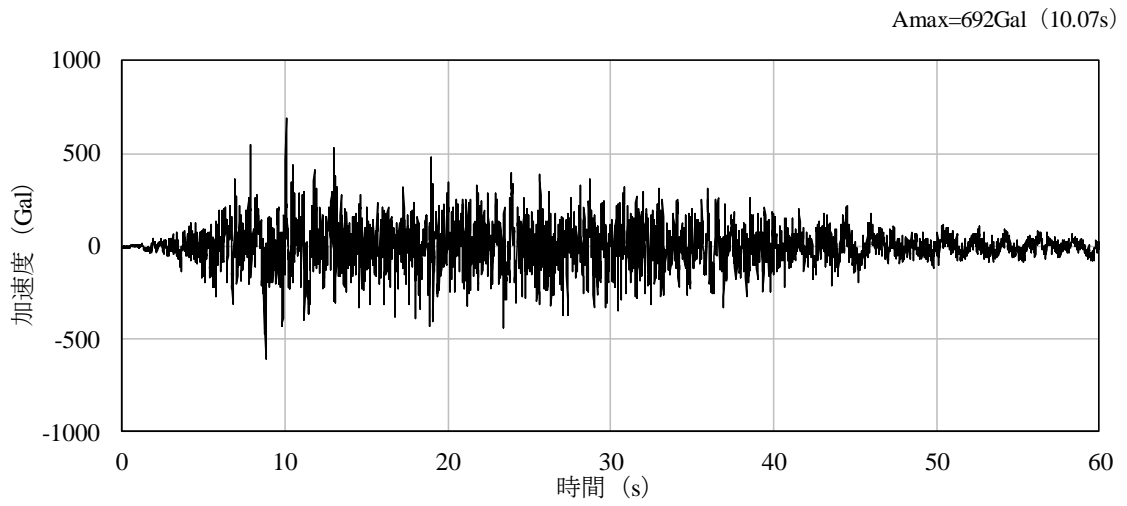
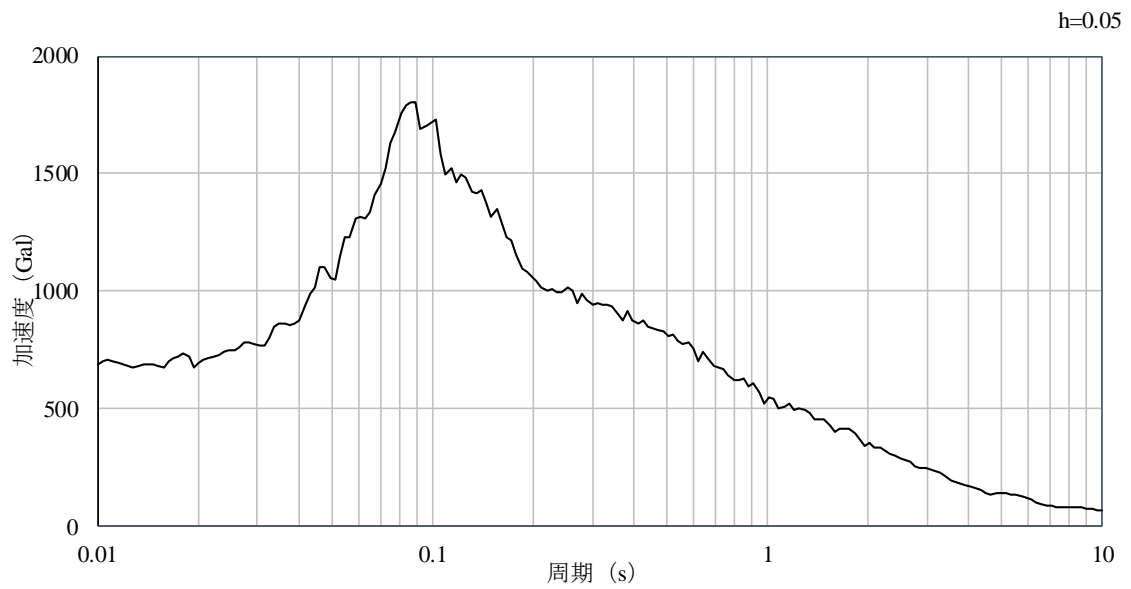


図 3.3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s -D, ケース②)

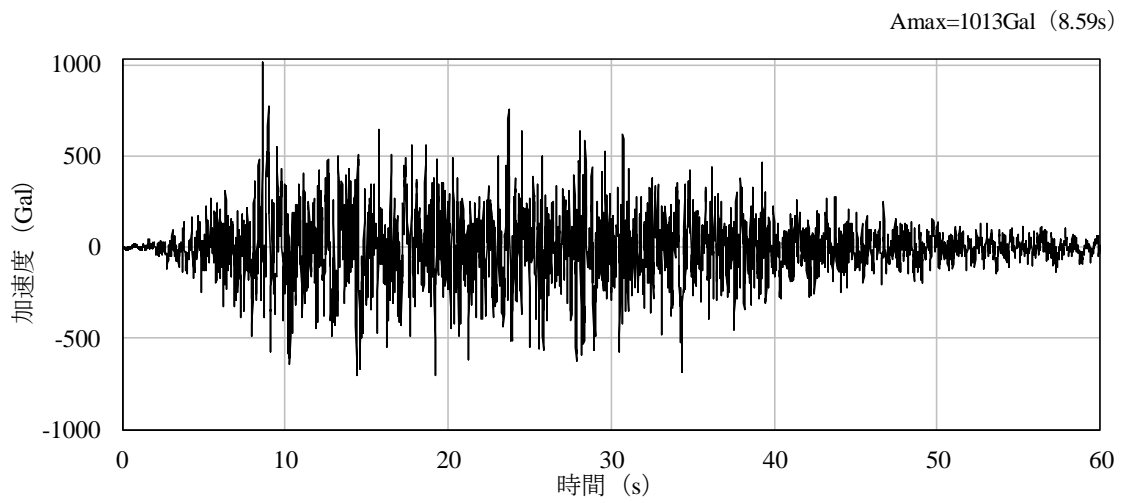


(a) 加速度時刻歴波形

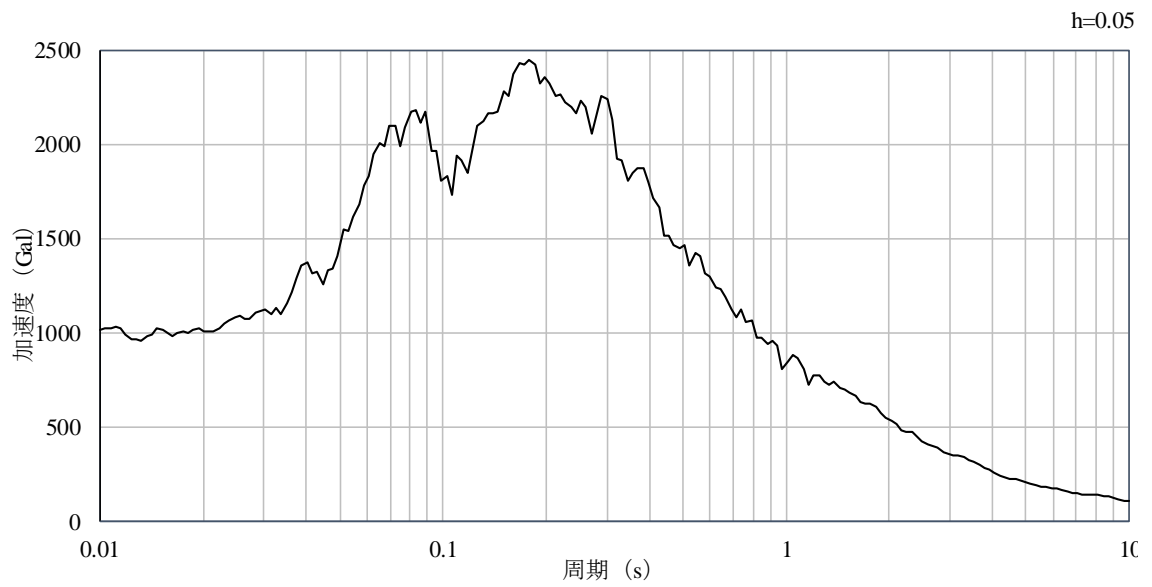


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-D，ケース②)

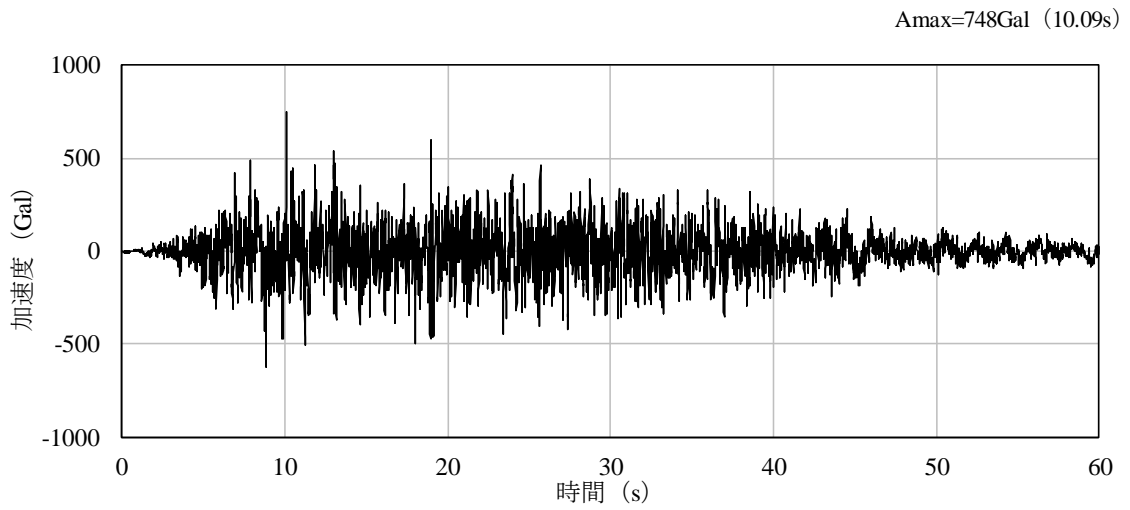


(a) 加速度時刻歴波形

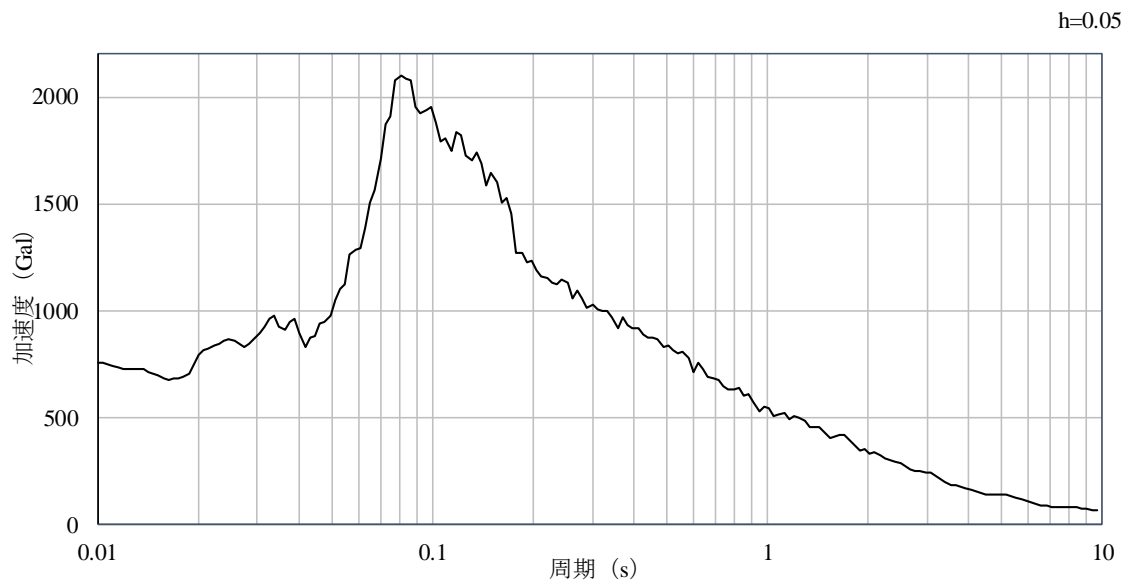


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s -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 3.3-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-D，ケース③)

3.3.7 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 3.3-29 及び図 3.3-30 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。

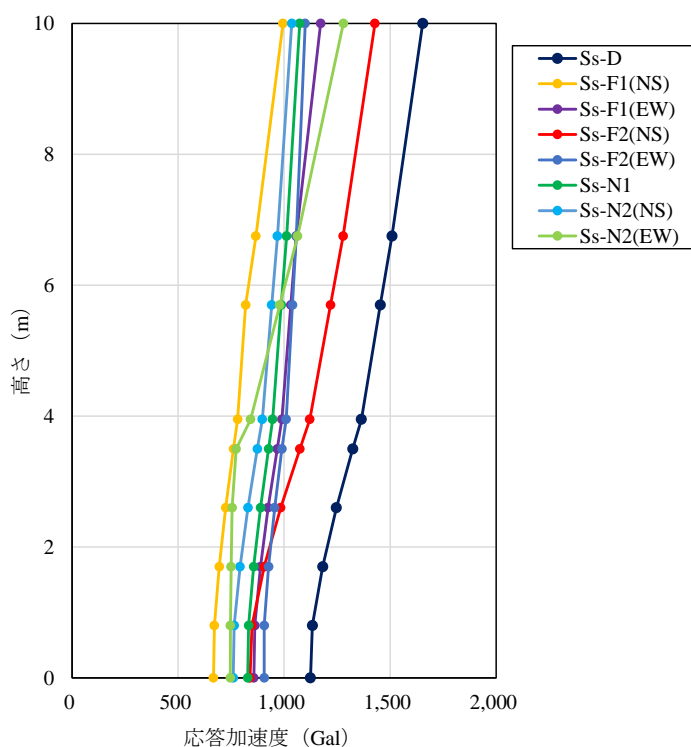


図 3.3-29 最大応答加速度

(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 3.3-10 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。

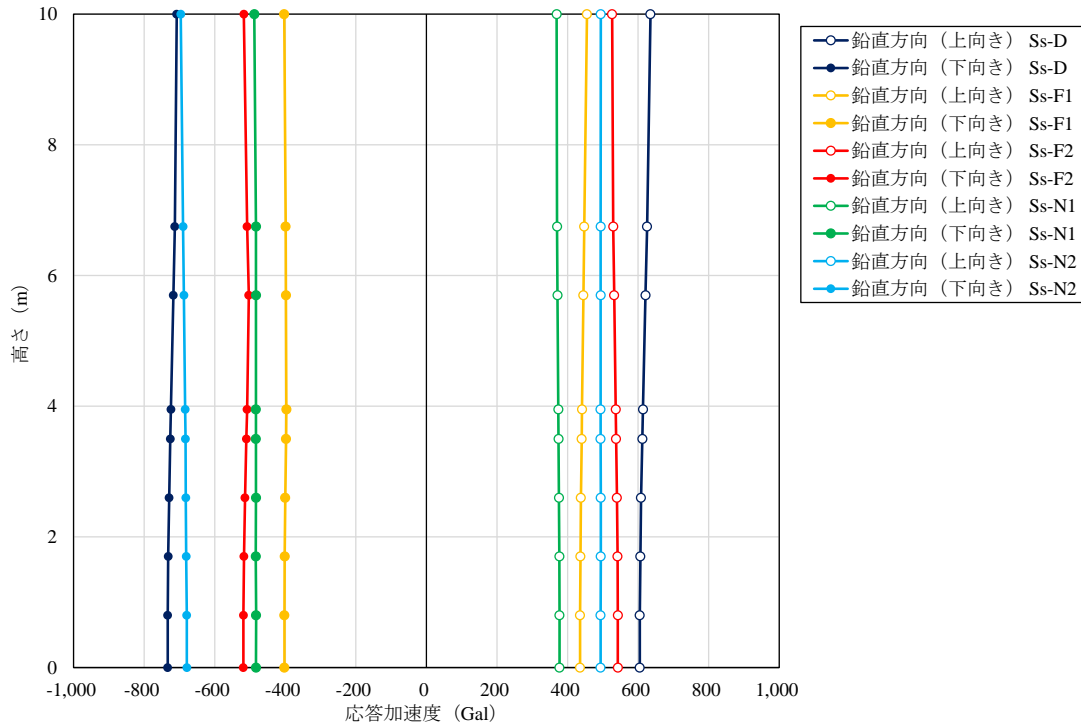


図 3.3-30 最大応答加速度

(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 3.3-11 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_s-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 3.3-31～図 3.3-34 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_s-D について実施する。

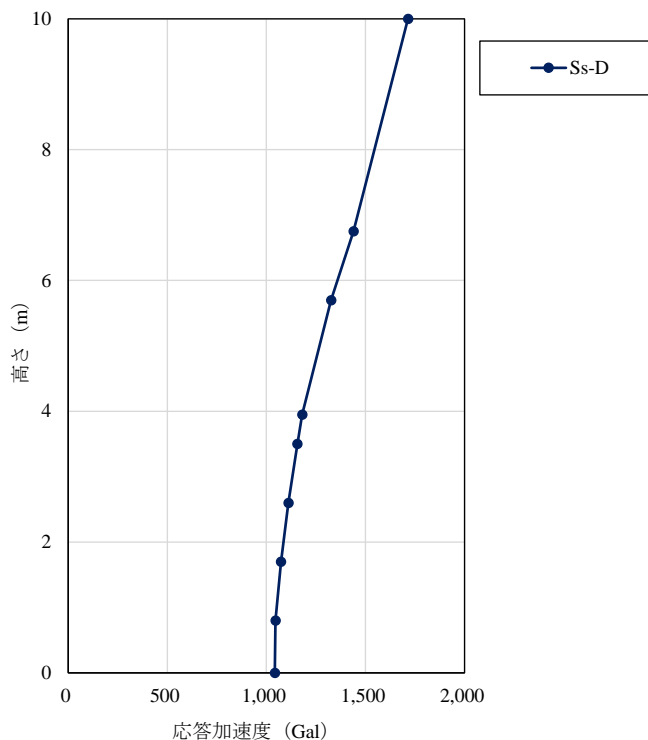


図 3.3-31 最大応答加速度

(水平方向, 解析ケース② (地盤物性のばらつき: +1σ))

表 3.3-12 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

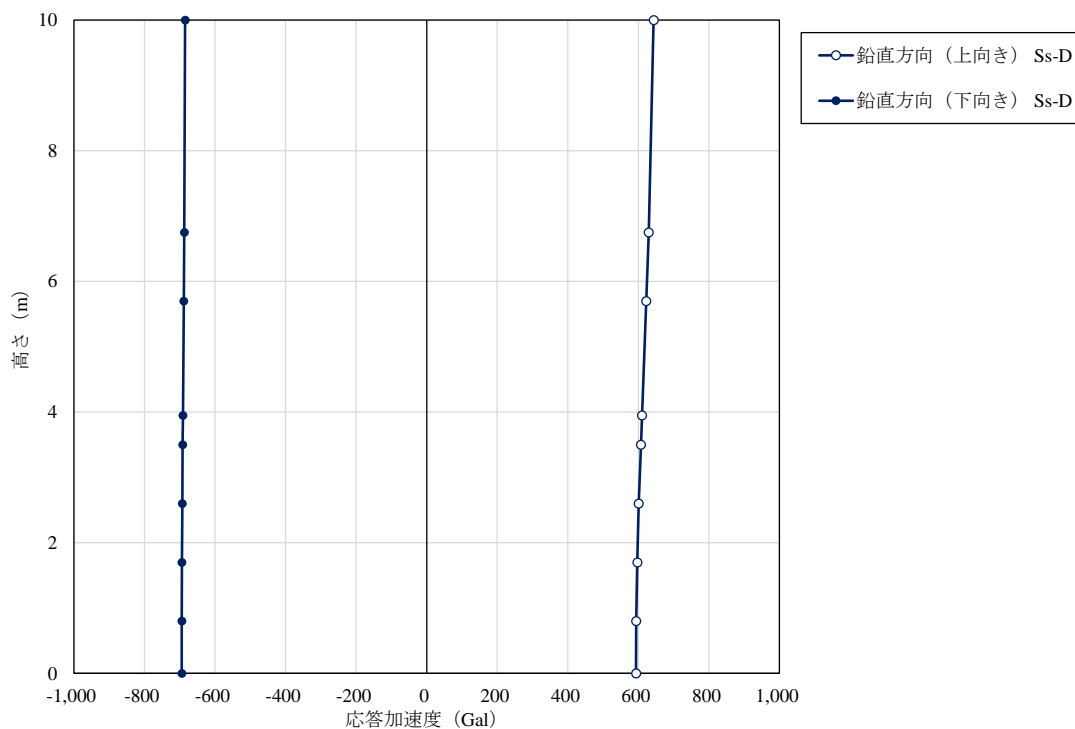


図 3.3-32 最大応答加速度
(鉛直方向, 解析ケース② (地盤物性のばらつき: $+1\sigma$))

表 3.3-13 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

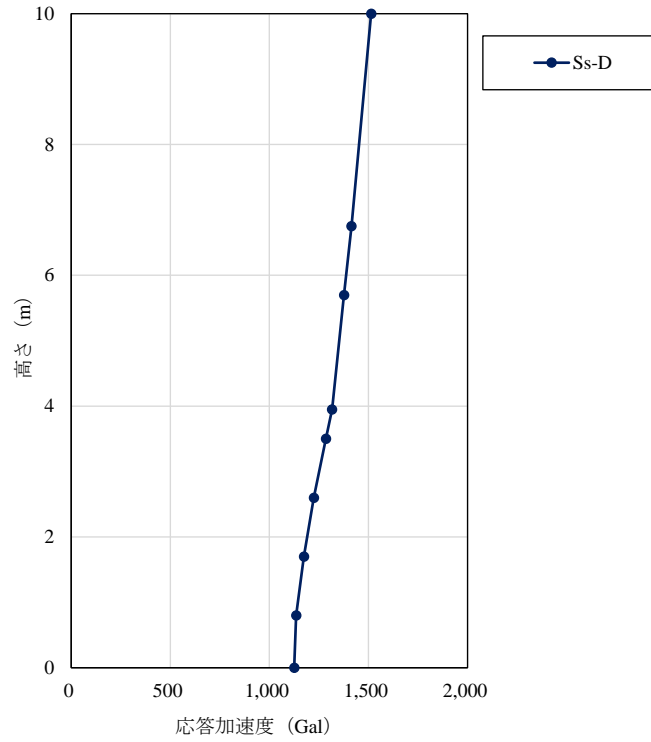


図 3.3-33 最大応答加速度

(水平方向, 解析ケース③ (地盤物性のばらつき: -1σ))

表 3.3-14 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: -1σ))

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

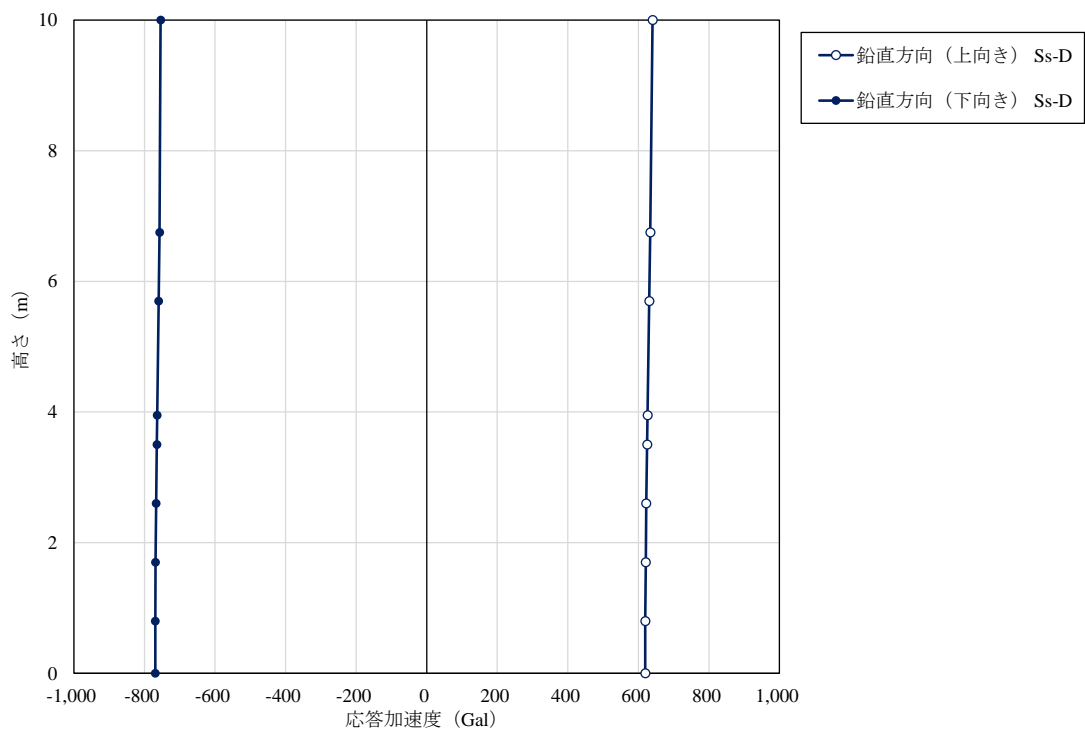


図 3.3-34 最大応答加速度
(鉛直方向, 解析ケース③ (地盤物性のばらつき: -1σ))

表 3.3-15 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: -1σ))

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

3.4 地震応答解析方法（屋根モデル）

3.4.1 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3.4-1に、モデル化範囲を図3.4-2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。

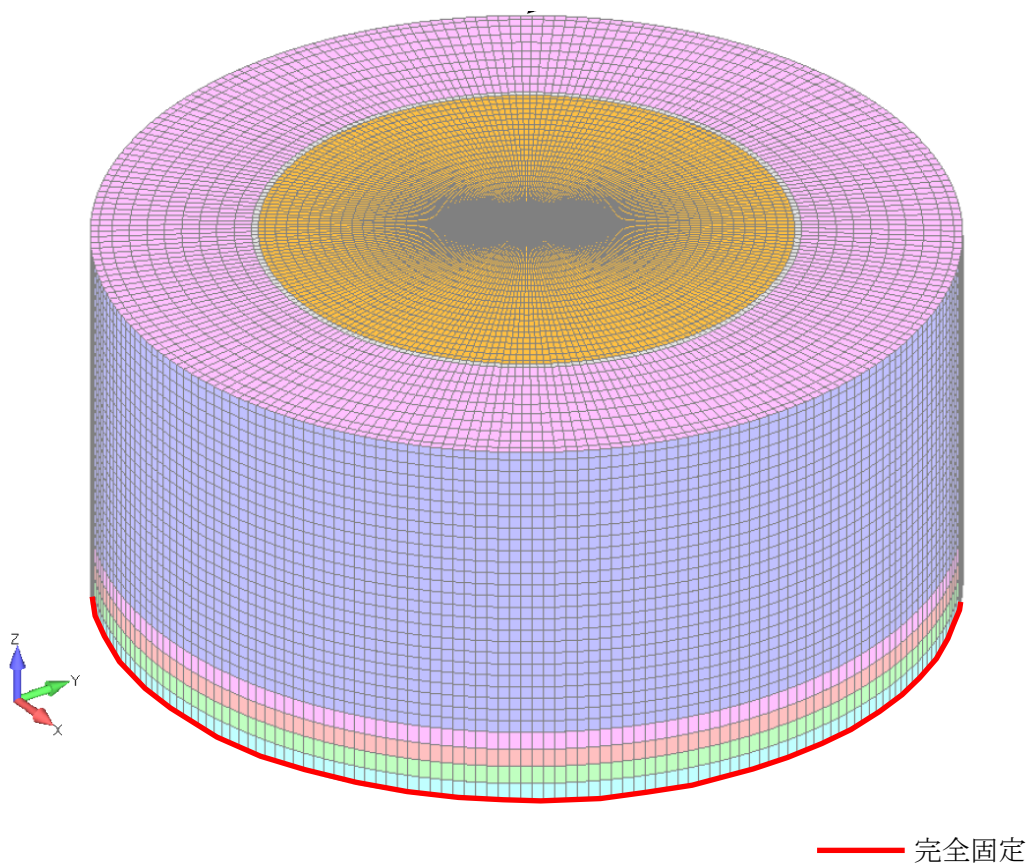


図 3.4-1 3次元地震応答解析モデル図

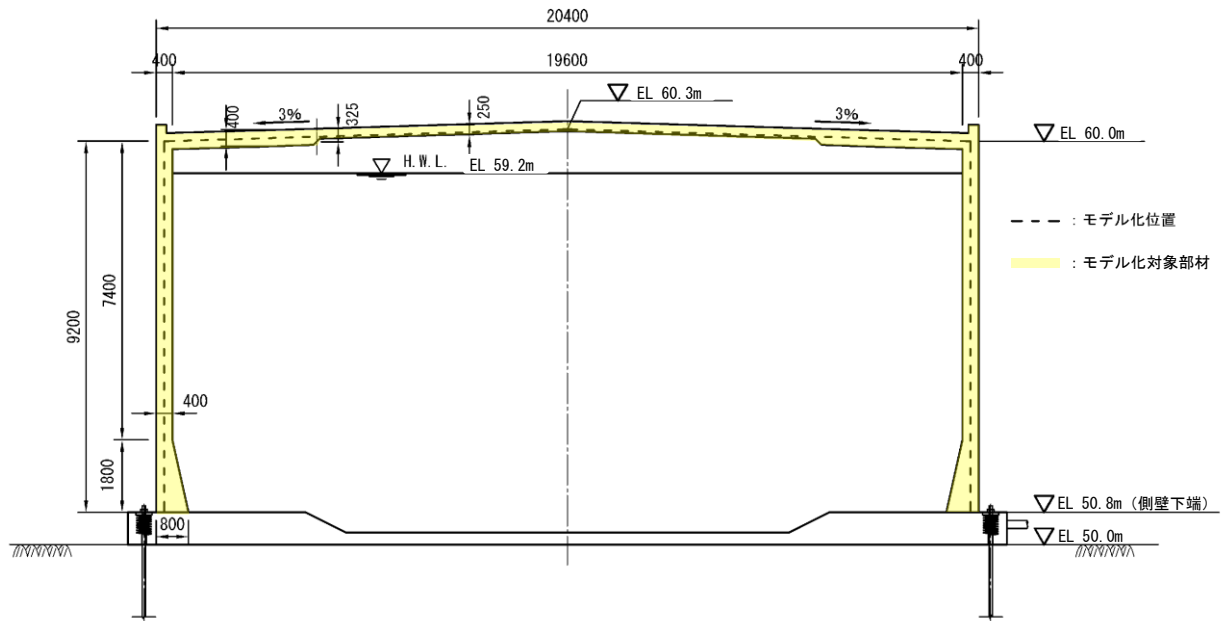


図 3.4-2 モデル化範囲

3.4.2 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。

3.4.3 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 3.4-1 に示す。

表 3.4-1 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 20N/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」における上載荷重 0.5kN/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、「3.3.3 地震応答解析結果」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 3.4-3 に、屋根モデルの入力地震動の概念図を示す。

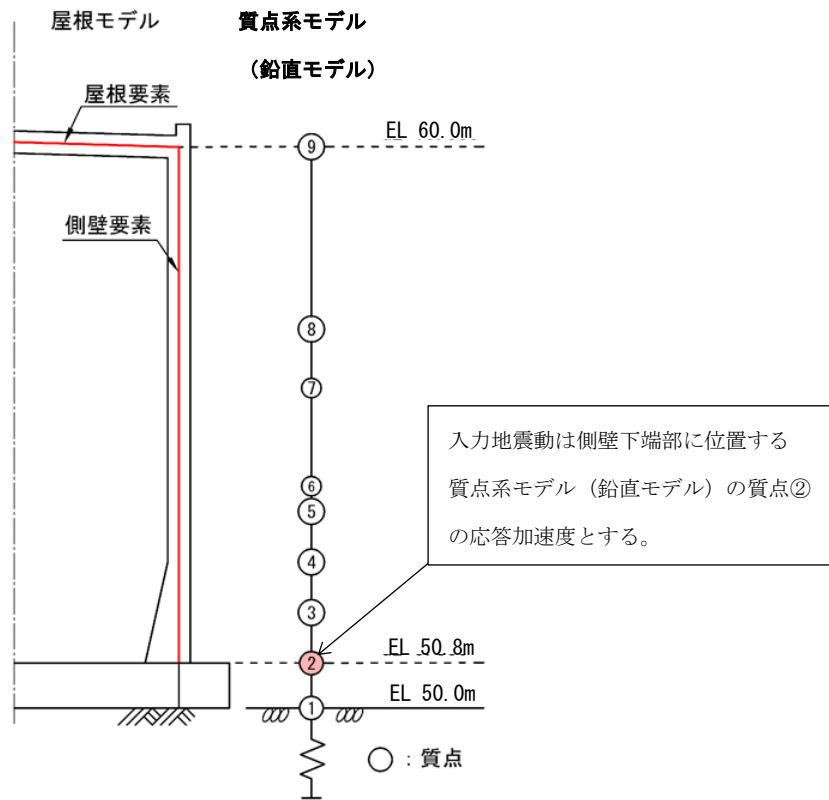


図 3.4-3 屋根モデルの入力地震動の概念図

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-2 に示す。

表 3.3-2 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

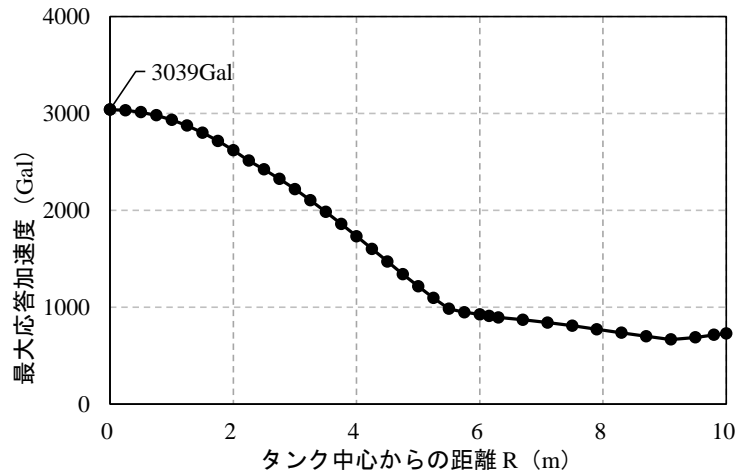
S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.4.4 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、「3.3.7 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。

3.4.5 地震応答解析結果（屋根モデル）

「3.4.4 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3.4-4に示す。



(a) S s-D 鉛直

図 3.4-4 最大応答加速度分布図

3.5 応力解析

3.5.1 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、「3.3.7 地震応答解析結果」及び「3.4.5 地震応答解析結果」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_s-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。

3.5.2 解析モデルの設定

(1) 構造物のモデル化

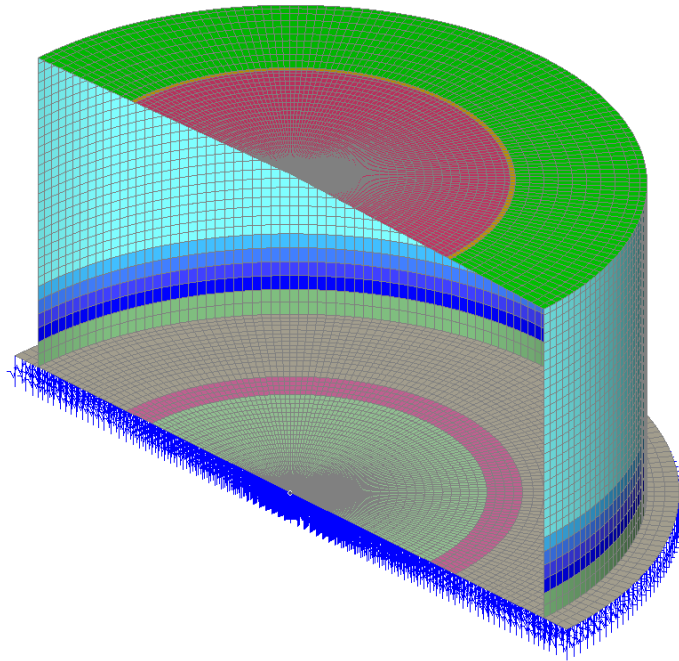
屋根、側壁及び底版については、線形シェル要素でモデル化する。

(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、「3.3.2 (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3.5-1に、節点ばねの物性値を表3.5-1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 3.5-1 解析モデル

表 3.5-1 地盤ばね値 (kN/m^3)

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

3.5.3 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 0.5kN/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 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 35.0cm 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 1cm ごとに 20N/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 30m/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 (PS)

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 3.5-2 及び図 3.5-2 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 3.5-2 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 ²)
#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

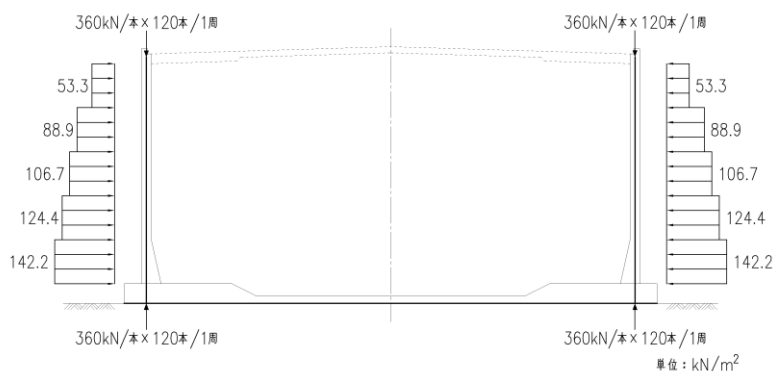


図 3.5-2 プレストレス力荷重図

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/mm²)
- γ : PC 鋼材のリラクセーション率
- σ_{pt} : 緊張作業直後の緊張材の引張応力度 (kN/mm²)

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/mm²)
- n : ヤング係数比
- ϕ : クリープ係数
- ε'_s : コンクリートの乾燥収縮度
- σ'_{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/mm²) (側壁の場合， $\sigma'_{cp} = \sigma'_{cpt}$ とする。)
- σ_{pt} : 緊張作業直後の緊張材の引張応力度 (kN/mm²)
- σ'_{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/mm²)

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3.5-3に示す値とする。

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

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)

μ : 角変化 1rad あたりの摩擦係数

α : 角変化 (rad)

λ : 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 3.5-3 緊張材－シース間の摩擦係数

PC 鋼材の種類	μ (1/rad)	λ (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 3.5-4 に示す。表 3.5-4 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 3.5-3 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、

Δl : セット量 (mm)

A_{EP} : 三角形 Δabc の面積 (kN・mm)

A_P : 緊張材の断面積 (mm²)

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 3.5-4 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

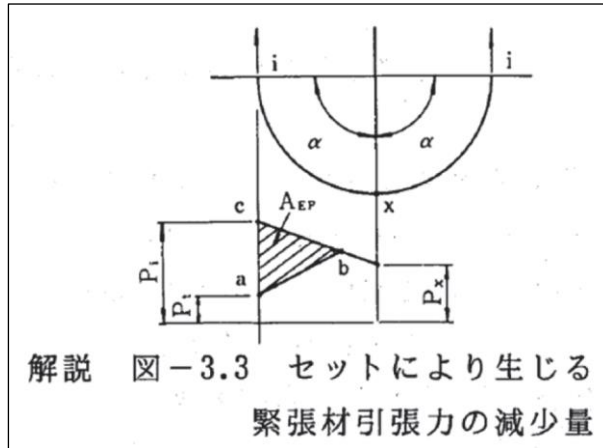


図 3.5-3 図解法 (抜粋)

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/mm²)

n : ヤング係数比

σ'_{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/mm²)

なお、側壁円周方向断面について考える場合、 σ'_{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)

ρ : 水の単位体積重量 (= 9.81 kN/m³)

R : 側壁の半径 (m)

t : 側壁厚さ (m)

σ' : 余裕圧縮力 (N/mm²)

η : 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 (IV下部構造編)」によると、図 3.5-4 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 3.5-4 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。

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

$$= (cA_1 + V_1 \tan \phi + V_2 \tan \phi_B) + V_3 \tan \phi_B$$

(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想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。

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

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 (m²)。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 (m²)
- A_2 : 有効載荷面積中の突起の底面積 (m²)
- A_3 : 有効載荷面積中の突起後方の面積 (m²)
- 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。
- ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)
- ϕ : 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/m²)

図 3.5-4 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 3.5-5 のようになる。

表 3.5-5 せん断キー荷重

		合計	第 1 項	第 2 項	第 3 項	第 4 項
		Hu	$c A_1$	$V_1 \tan \phi$	$V_2 \tan \phi_B$	$V_3 \tan \phi_B$
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 kN とする。図 3.5-5 に示すように配置する。

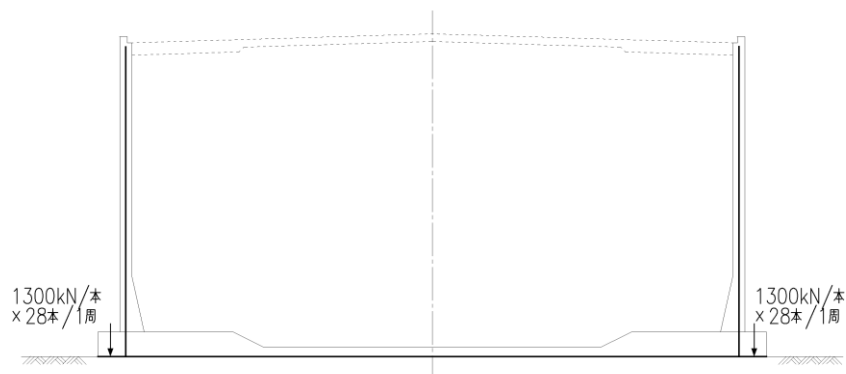


図 3.5-5 グラウンドアンカ力図

(9) 動水圧 (W)

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。

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PCタンク設計指針」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、「3.3 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。

3.5.4 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、組み合わせ係数法を適用する。

表 3.5-6 に水平2方向の応力解析における検討ケースを示す。

表 3.5-6 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。

3.6 耐震評価

3.6.1 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、曲げ耐力とする。

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 3.6-1 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 3.6-1 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 ²)	
構造強度を有すること	屋根及び底版	短期許容応力度	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_L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 3.6-2 に示す。

表 3.6-2 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 ²)
極限支持力度	C _L 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）（以下「グラウンドアンカー規準」という。）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 3.6-3 に示す。

表 3.6-3 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 ²

3.6.2 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)

T₁ : 緊張直後の引張力 (kN)

E_p : 鋼材の縦弾性係数 (kN/mm²)

u : テンドン自由長の伸び (m)

l_{st} : テンドン自由長 (m)

A_p : 鋼材の断面積 (mm²)

(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_b : グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 (N/mm²)

T : 発生アンカー力 (引張) (N)

S : 支圧を受ける面積 (mm²) (=94,599mm²)

3.7 耐震評価結果

3.7.1 構造部材の健全性に対する評価結果

「3.3.5 地震応答解析の解析ケース」で記した解析ケース毎の構造部材の応力度に対する各評価位置での最大照査値を表 3.7-1～表 3.7-3 に示す。

また、評価位置図を図 3.7-1 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 3.7-2～図 3.7-4 に、せん断破壊の最大照査値発生時の断面力図を図 3.7-5～図 3.7-7 に示す。その際の、最大照査値発生箇所位置図を図 3.7-8～図 3.7-10 に示す。

表 3.7-1～表 3.7-3 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 3.7-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

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 _d (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 3.7-1 に示す。

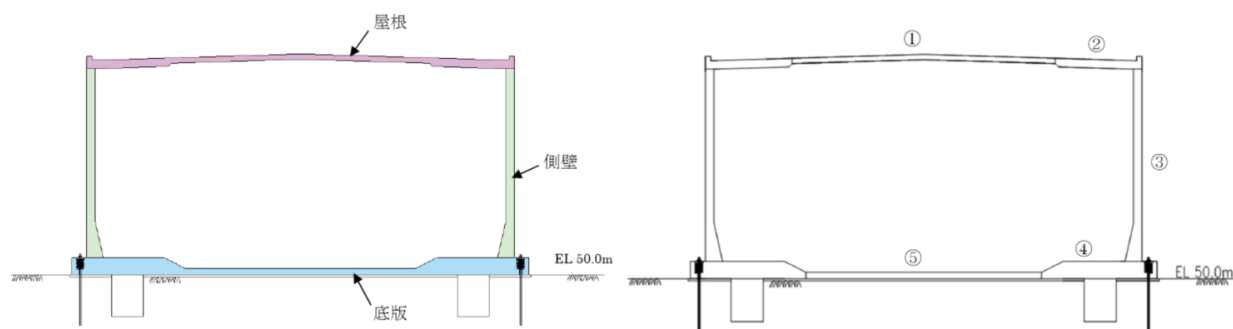
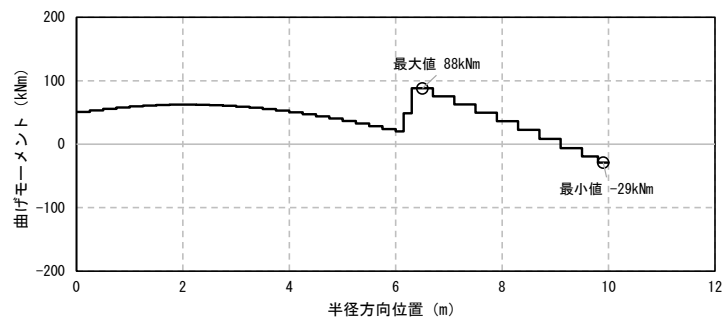
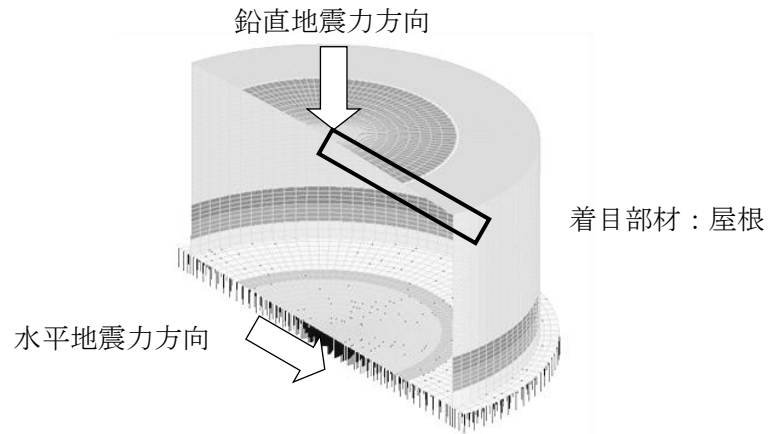
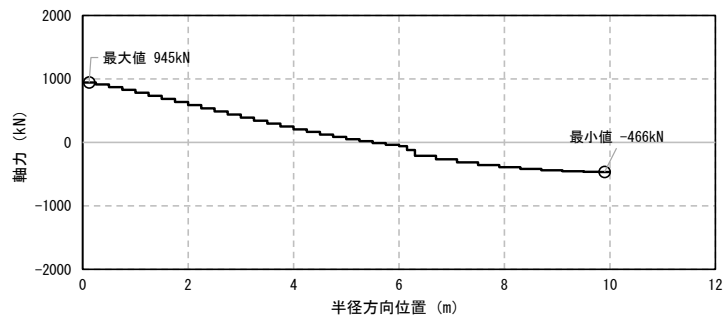


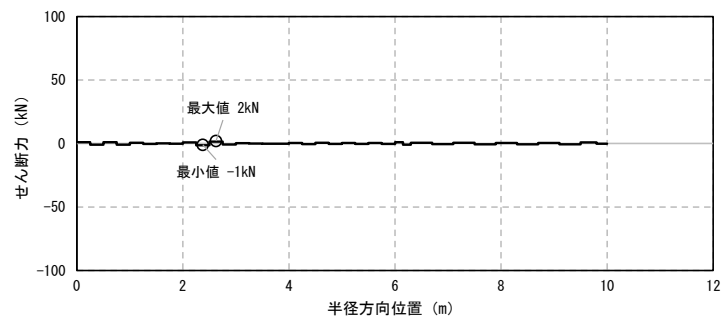
図 3.7-1 評価位置



曲げモーメント分布図

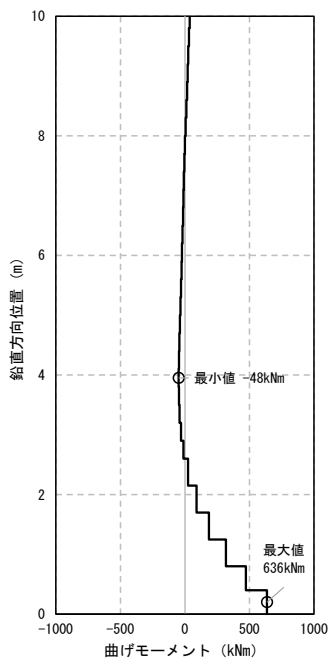
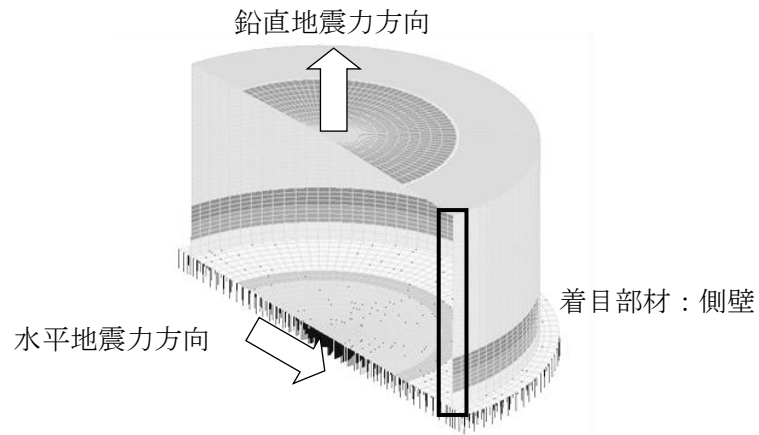


軸力分布図

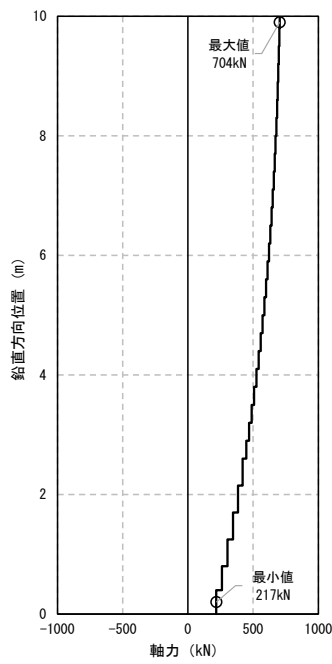


せん断力分布図

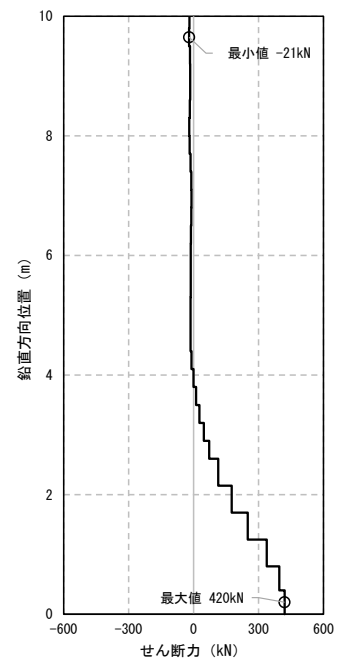
図 3.7-2 非常用ろ過水タンクの断面力図（屋根照査値最大時，解析ケース①-4）



曲げモーメント分布図

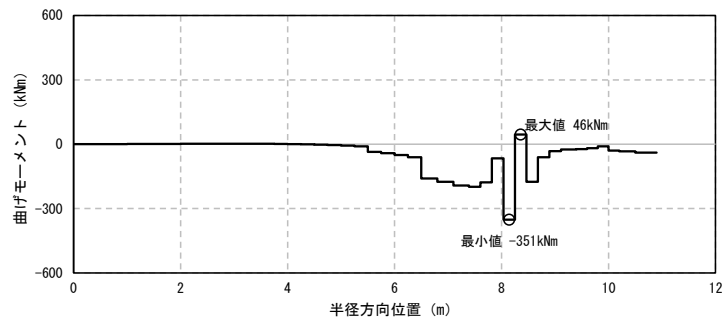
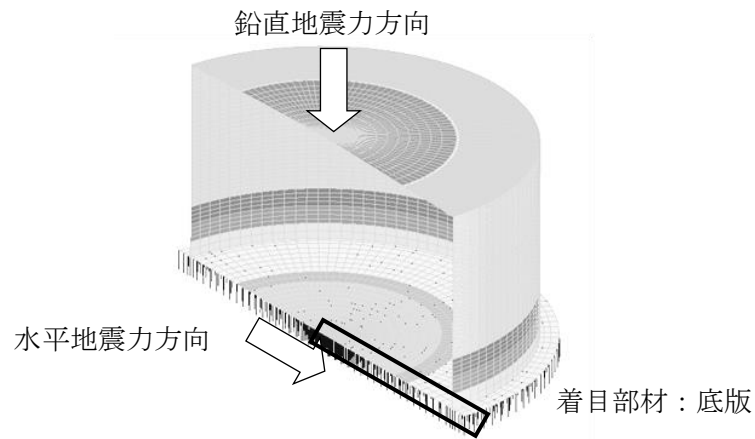


軸力分布図

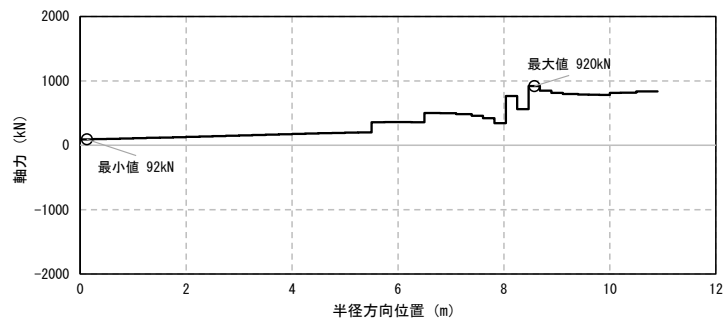


せん断力分布図

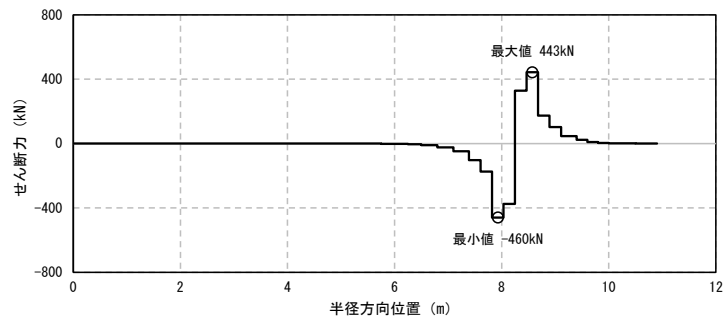
図 3.7-3 非常用ろ過水タンクの断面力図（側壁照査値最大時，解析ケース①-1）



曲げモーメント分布図



軸力分布図



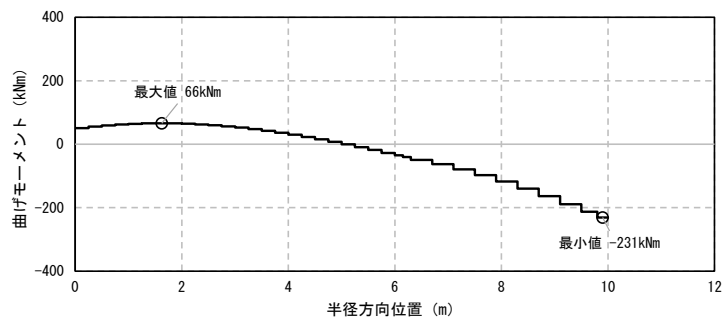
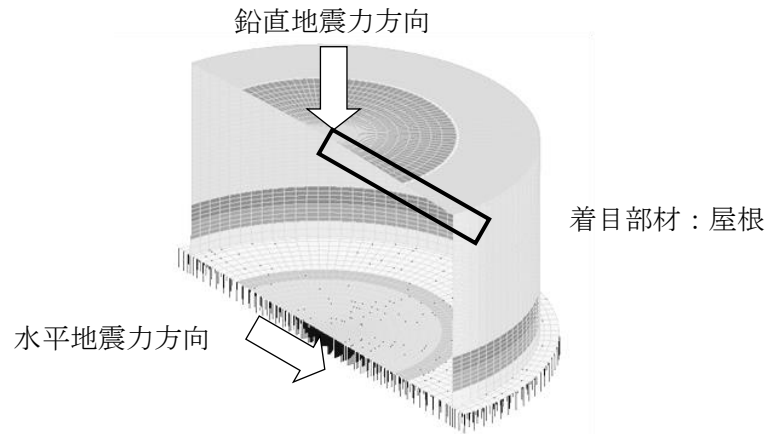
せん断力分布図

図 3.7-4 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）

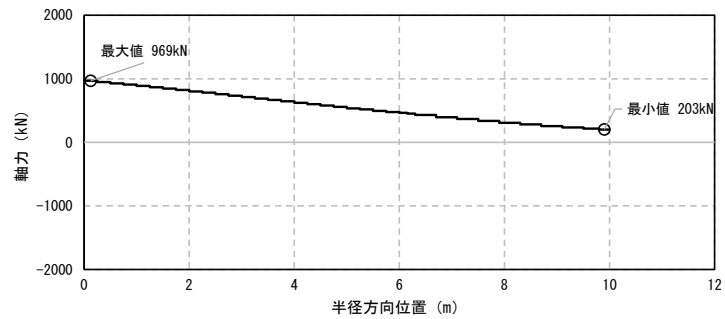
表 3.7-2 セン断破壊に対する最大照査値

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	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

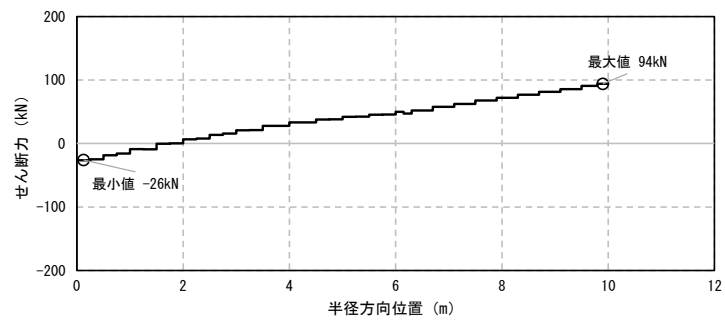
注記*：評価位置は図 3.7-1 に示す。



曲げモーメント分布図

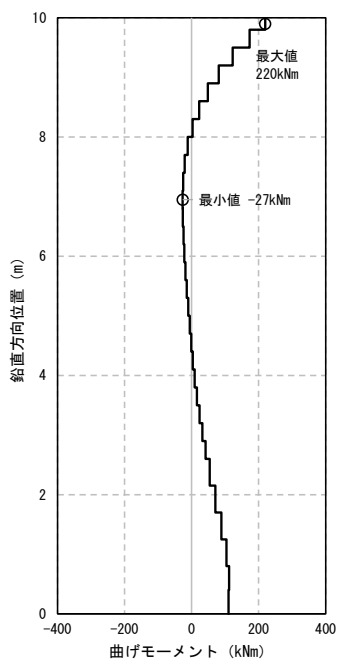
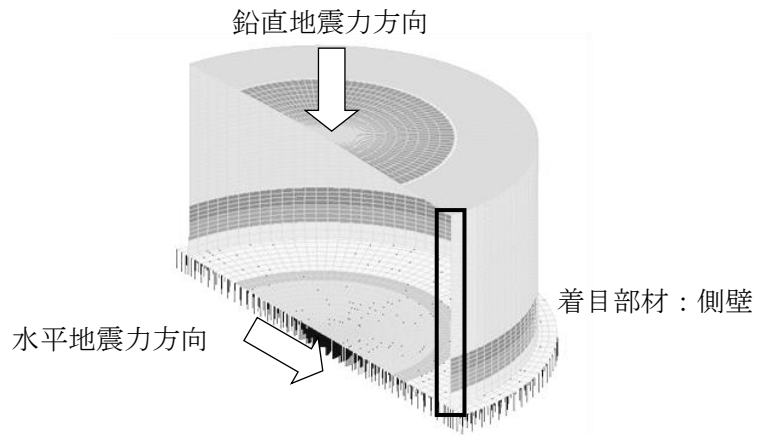


軸力分布図

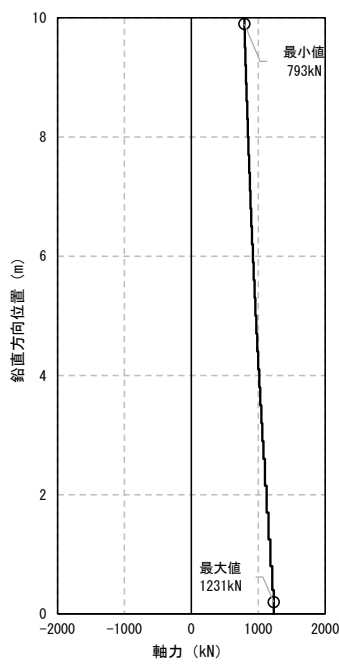


せん断力分布図

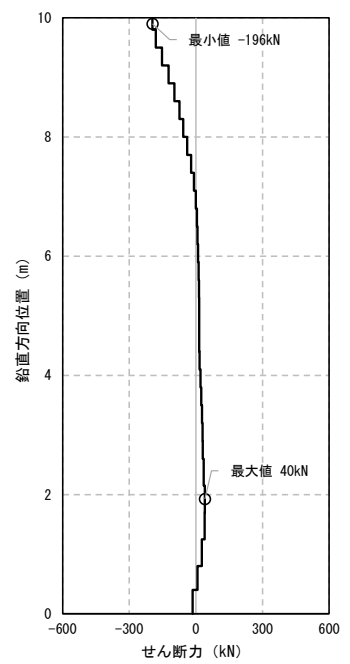
図 3.7-5 非常用ろ過水タンクの断面力図（屋根照査値最大時，解析ケース①-4）



曲げモーメント分布図

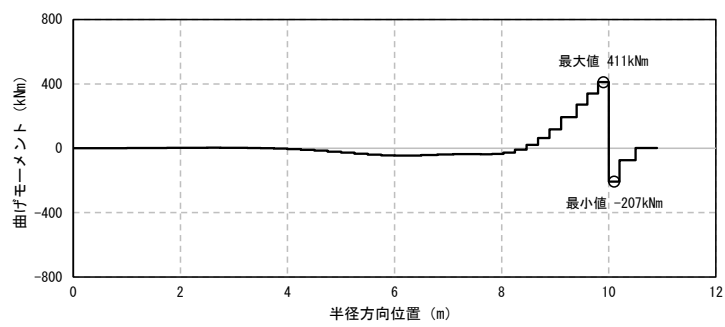
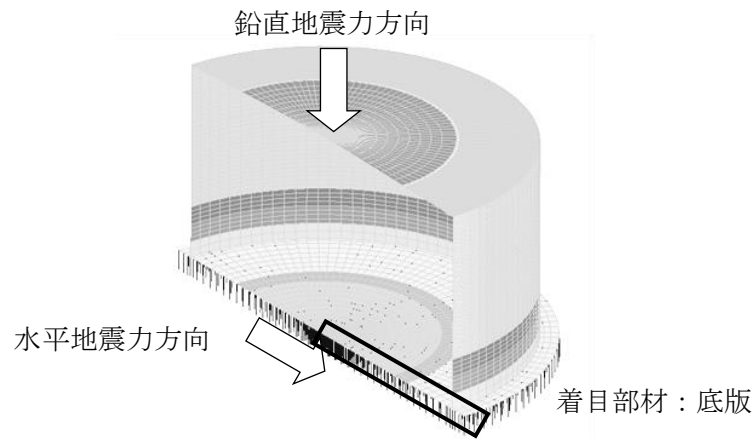


軸力分布図

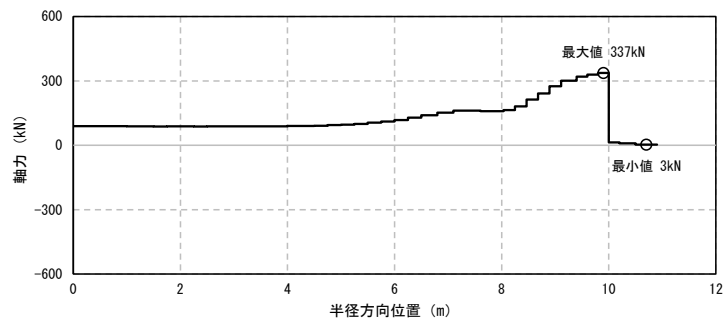


せん断力分布図

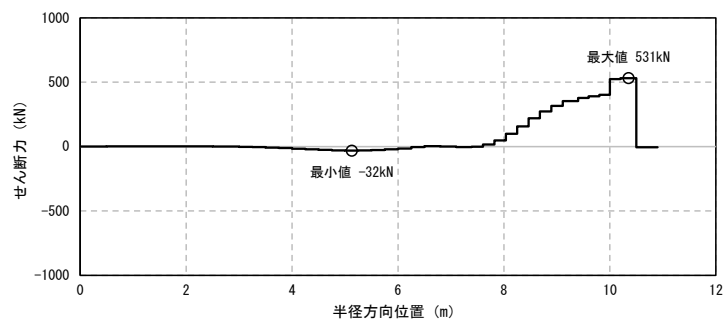
図 3.7-6 非常用ろ過水タンクの断面力図（側壁照査値最大時，解析ケース①-4）



曲げモーメント分布図



軸力分布図



せん断力分布図

図 3.7-7 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）

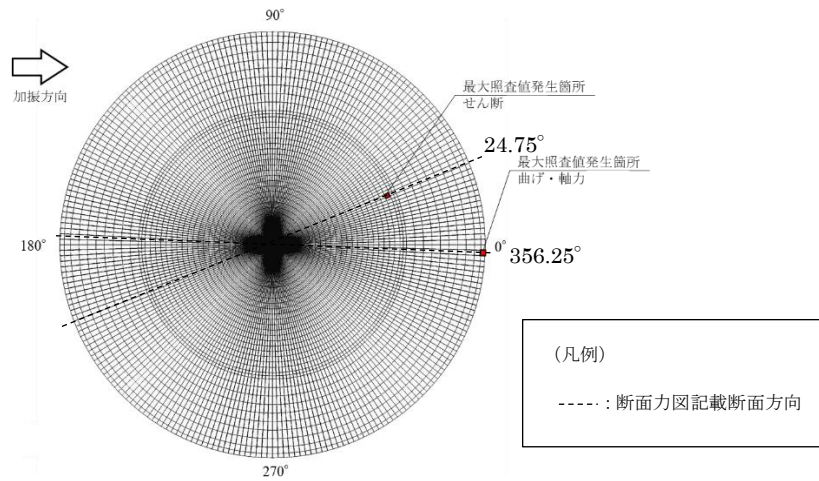


図 3.7-8 最大照査値発生箇所位置図 (屋根)

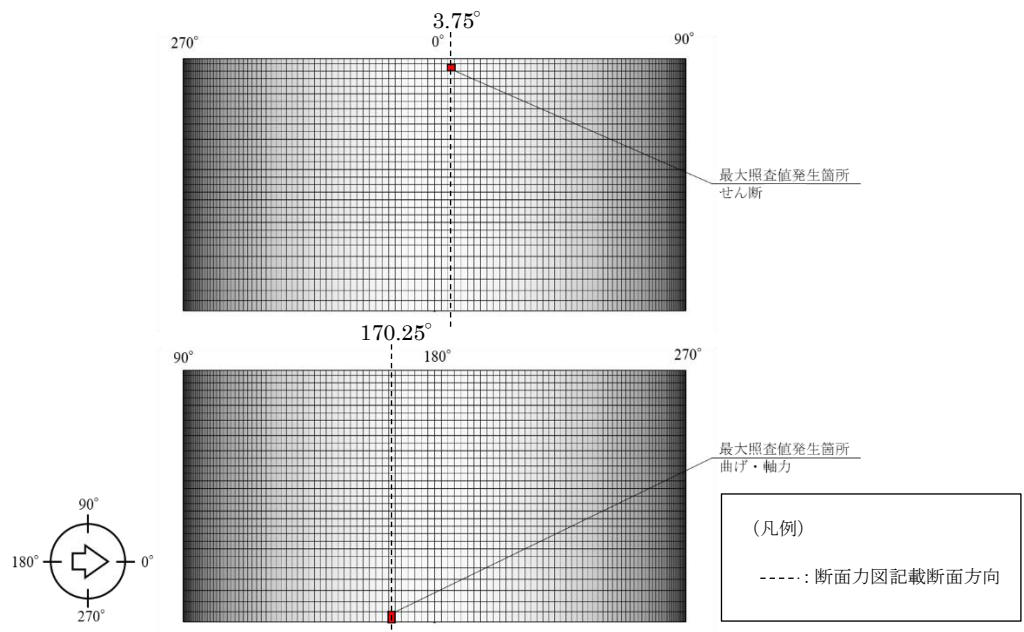


図 3.7-9 最大照査値発生箇所位置図 (側壁)

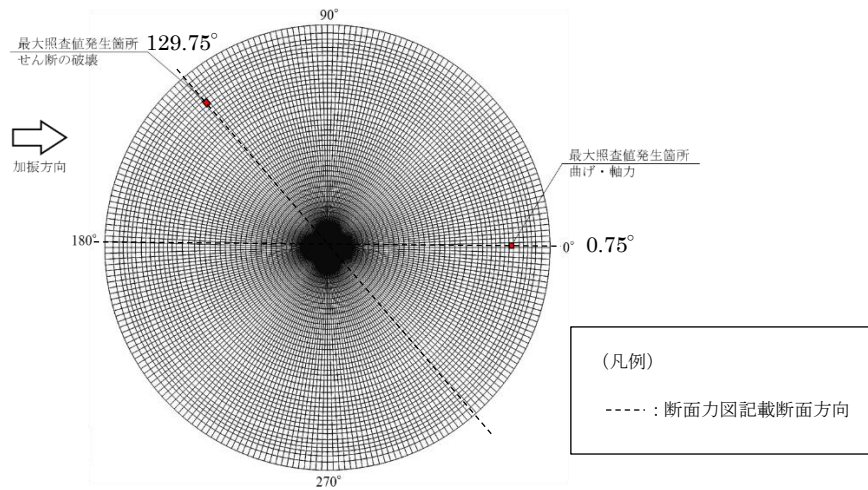


図 3.7-10 最大照査値発生箇所位置図 (底版)

表 3.7-3 (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 3.7-3 (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 ²)	許容支圧応力度 (N/mm ²)	照査値
①-1	Ss-D H+1.0, H+0.4, V+0.4	14.3	22.5	0.64

3.7.2 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評価結果の最大照査値を表 3.7-4 に示す。また、照査値最大を示す、地震動 S_s-D (++) (解析ケース①-2) における最大接地圧分布図を図 3.7-11 に示す。その際の、最大照査値発生箇所位置図を図 3.7-12 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 3.7-4 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 ²)	極限支持力度 (N/mm ²)	照査値
①-2	S _s -D (++)	1.1	3.9	0.29

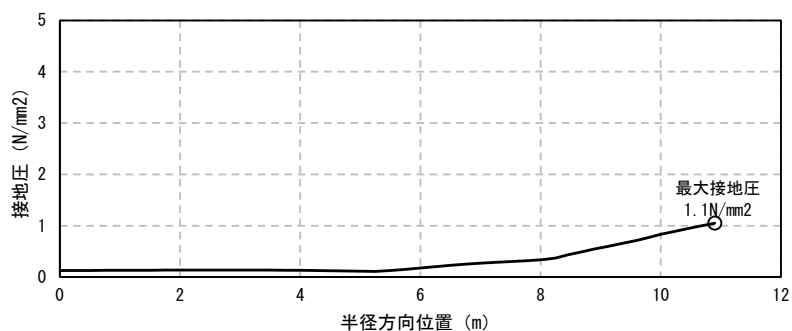


図 3.7-11 非常用ろ過水タンクの接地圧分布図 (照査値最大時, 解析ケース①-2, 半径方向)

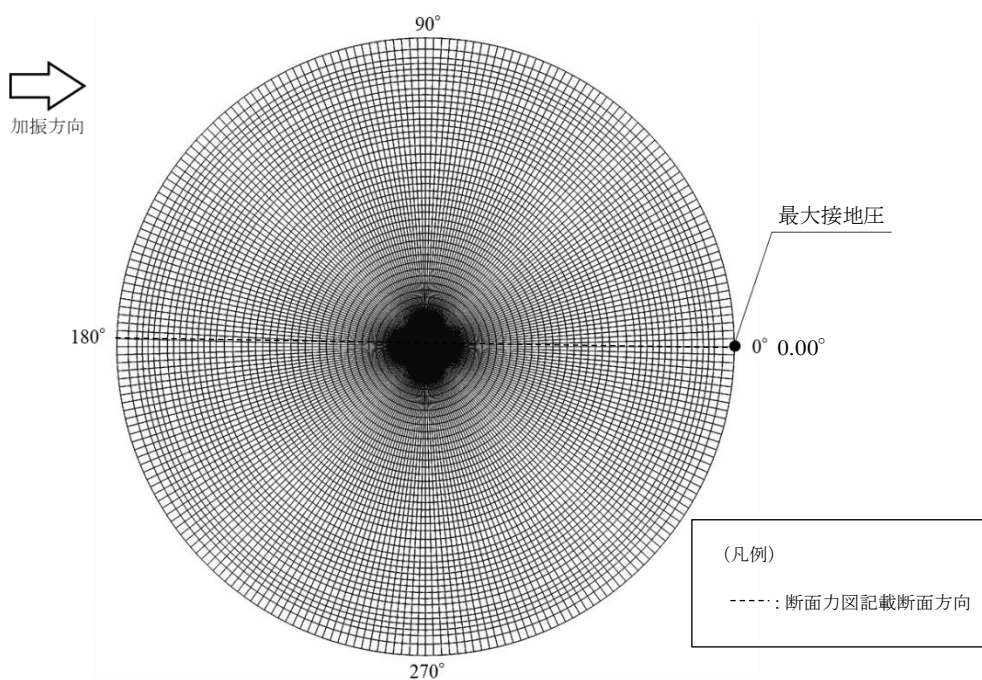


図 3.7-12 最大照査値発生箇所位置図 (底版, 接地圧)

4. 輪谷貯水槽（西側）

4.1 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なっており、VI-2-別添 2-1「溢水防護に係る施設の耐震計算」において、基準地震動 S_s に対して溢水源としない機器としている。その基準地震動 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。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、耐震評価を行う。

構造部材の健全性評価にあたっては、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対して発生応力が許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価にあたっては、地震応答解析により得られた基礎地盤の接地圧が、許容限界を下回ることを確認する。

4.2 評価条件

4.2.1 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 年制定）

表 4.2-1 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年制定）	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年制定）	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）	<p>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</p> <p>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</p>
	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（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）	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

4.2.2 構造概要

輪谷貯水槽（西側）の位置図を図4.2-1に示す。

輪谷貯水槽（西側）の平面図を図4.2-2に、断面図を図4.2-3に、概略配筋図を図4.2-4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。

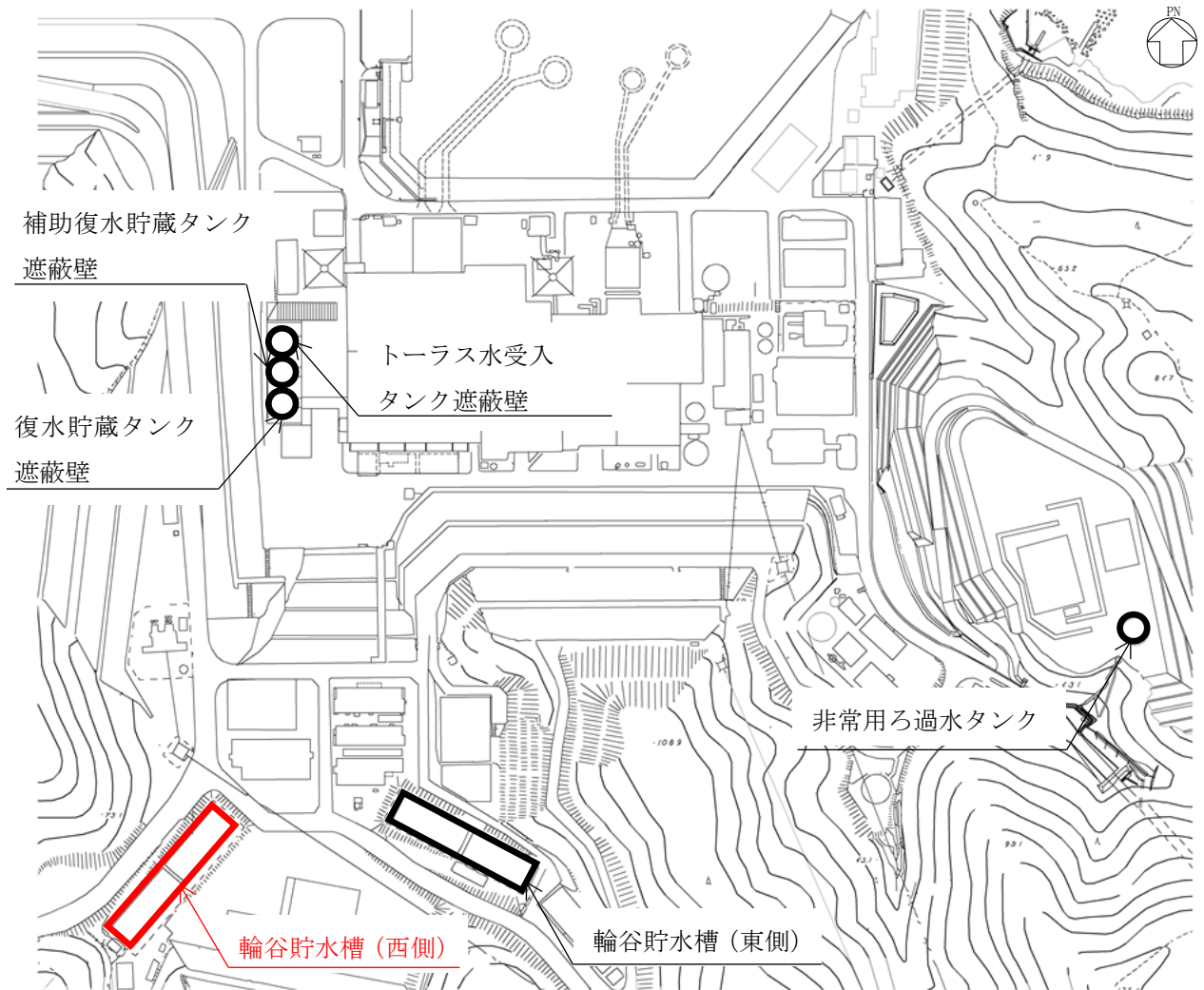


図4.2-1 輪谷貯水槽（西側）位置図

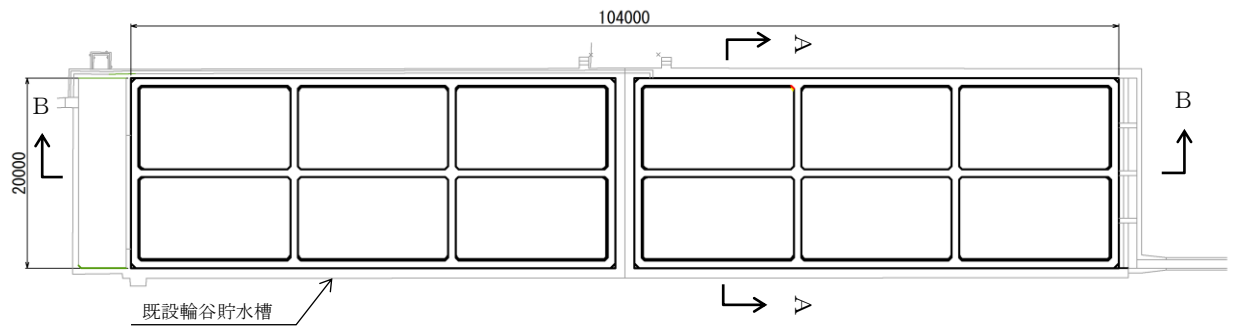


図 4.2-2 輪谷貯水槽（西側） 平面図

(単位:mm)

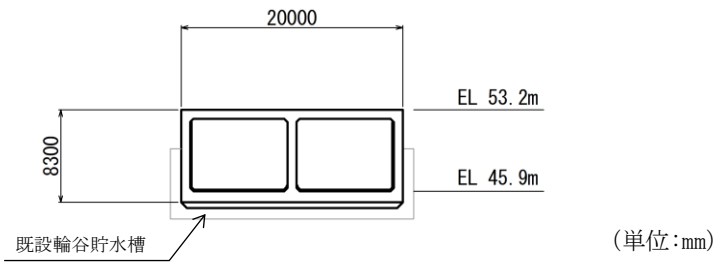


図 4.2-3(1) 輪谷貯水槽（西側） 断面図（A-A断面）

(単位:mm)

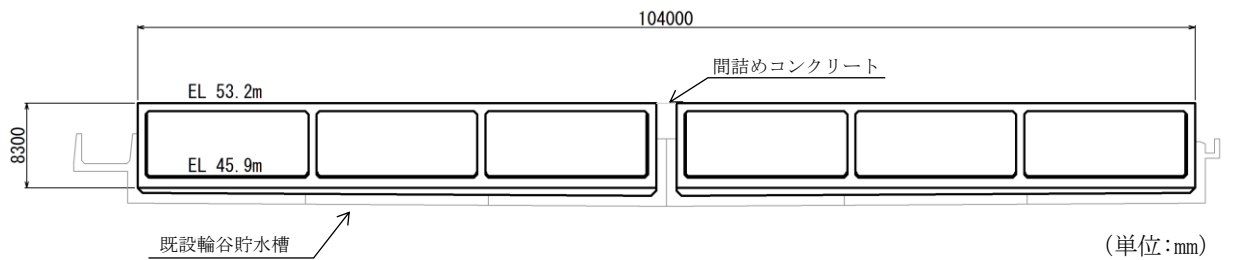
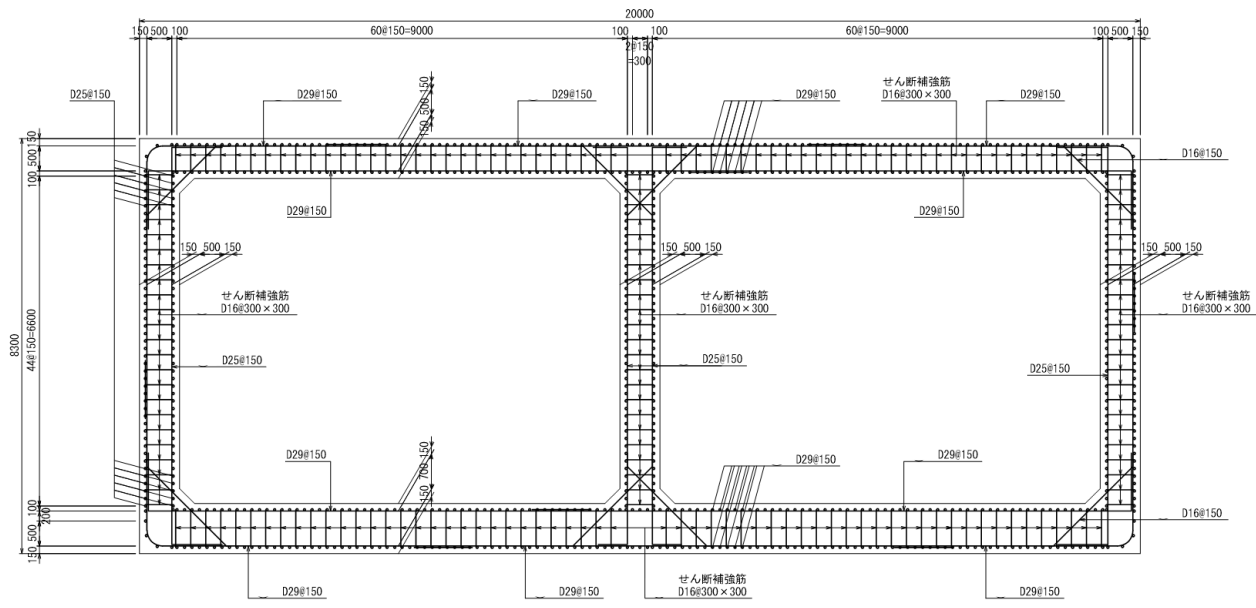


図 4.2-3(2) 輪谷貯水槽（西側） 断面図（B-B断面）

(単位:mm)



(単位:mm)

図 4.2-4 輪谷貯水槽 (西側) 概略配筋図

4.2.3 評価対象断面の方向

長辺方向に加振した場合は、加振方向に直交する方向の構造物の長さに対する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。

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く、耐震設計上見込むことが出来ない。

以上より、短辺方向が弱軸断面となるが、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。

4.2.4 評価対象断面の選定

「4.2.3 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4.2-5に示す。

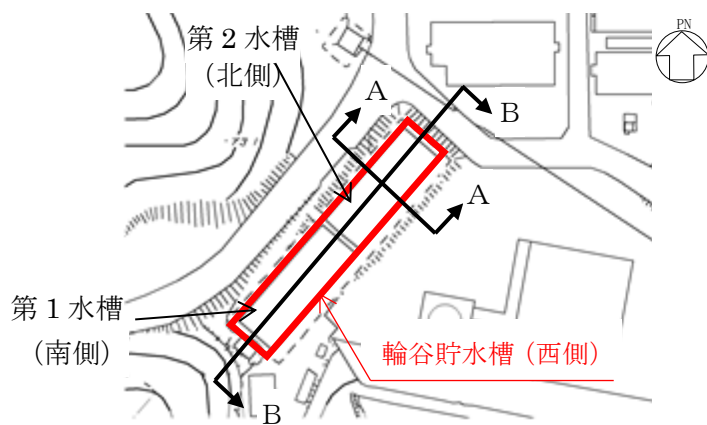


図 4.2-5 輪谷貯水槽（西側） 評価対象断面位置図

4.2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 4.2-2 に、材料の物性値を表 4.2-3 に示す。

表 4.2-2 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 ²
	鉄筋	SD345

表 4.2-3 材料の物性値

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

注記*：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

4.2.6 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4.2-4及び表4.2-5に示す。

表4.2-4 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 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
①層	250	800	20.6	0.446	1.31	3
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4.2-5 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	ρ (g/cm ³)	2.11	2.28	2.00
強度特性	初期せん断強度	τ_0 (N/mm ²)	0.22	0.11	0.03
	内部摩擦角	ϕ (°)	22	6	21
動的変形特性	初期せん断弾性係数	G_0 (N/mm ²)	$G_0=749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00027)$	$G_0=148 \sigma^{0.49}$ (N/mm ²) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00062)$	$G_0=240 \sigma^{0.61}$ (N/mm ²) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.0011)$
	動ポアソン比	ν_d	0.45	0.45	0.45
減衰特性	減衰定数	h	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{0.85}$	$\gamma \leq 1 \times 10^{-4}: h=0.023$ $\gamma > 1 \times 10^{-4}: h=0.023$ $+0.071 \cdot \log(\gamma/0.0001)$	$h=0.20 \gamma / (\gamma + 0.000413)$

4.2.7 評価構造物諸元

輪谷貯水槽（西側）の諸元を表 4.2-6 及び表 4.2-7 に、評価部位を図 4.2-6 及び図 4.2-7 に示す。

表 4.2-6 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 ²)	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

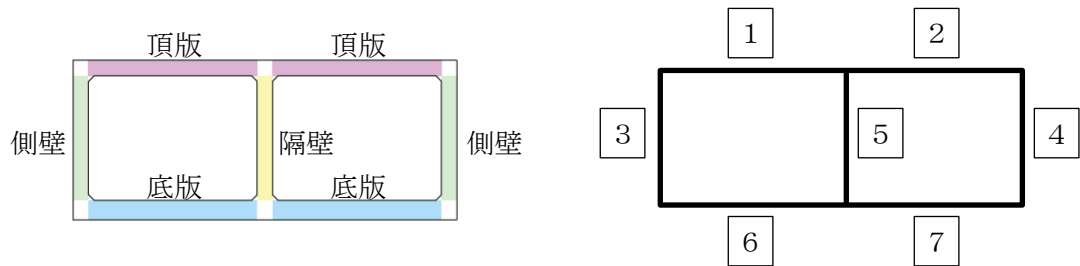


図 4.2-6 評価部位位置図

表 4.2-7 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 ²)	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

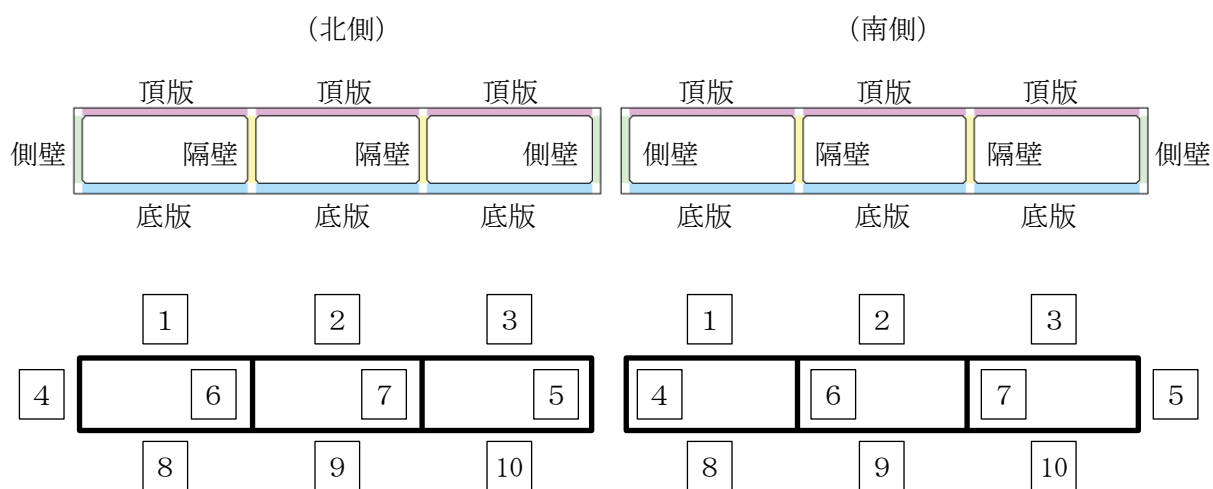


図 4.2-7 評価部位位置図

4.2.8 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 4.2-8 に示す。

表 4.2-8 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

4.2.9 耐震評価フロー

輪谷貯水槽（西側）の耐震評価フローを図 4.2-8 に示す。

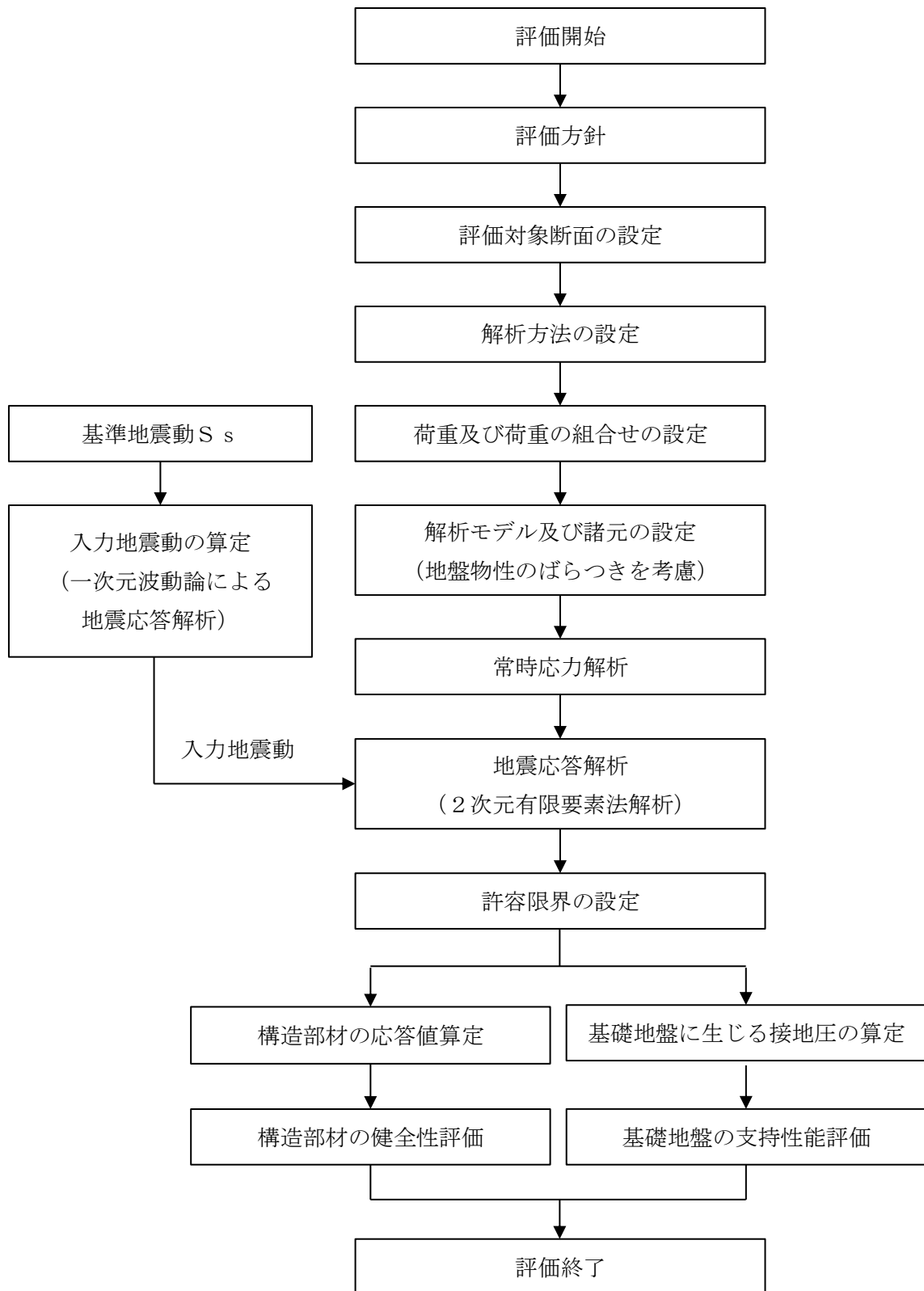


図 4.2-8 輪谷貯水槽（西側）の耐震評価フロー

4.3 地震応答解析

4.3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる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4.3-1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。

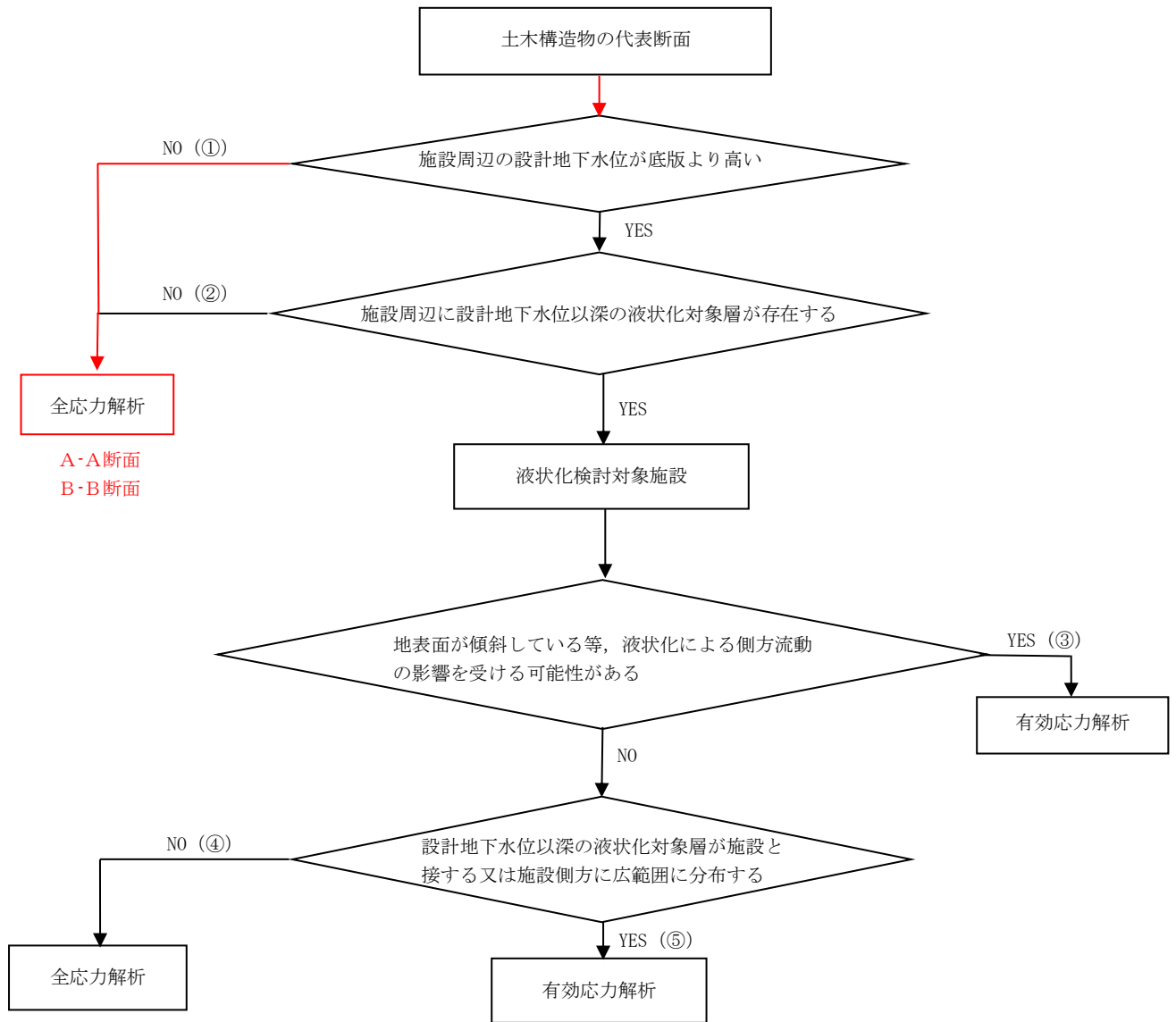


図 4.3-1 解析手法の選定フロー

4.3.2 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 4.3-2 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。

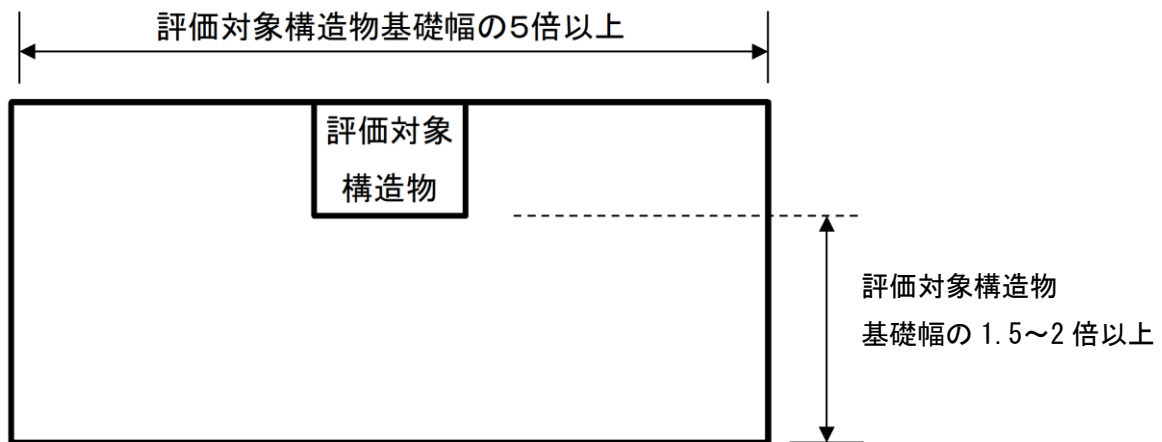


図 4.3-2 モデル化範囲の考え方

(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 4.3-3 に示す。

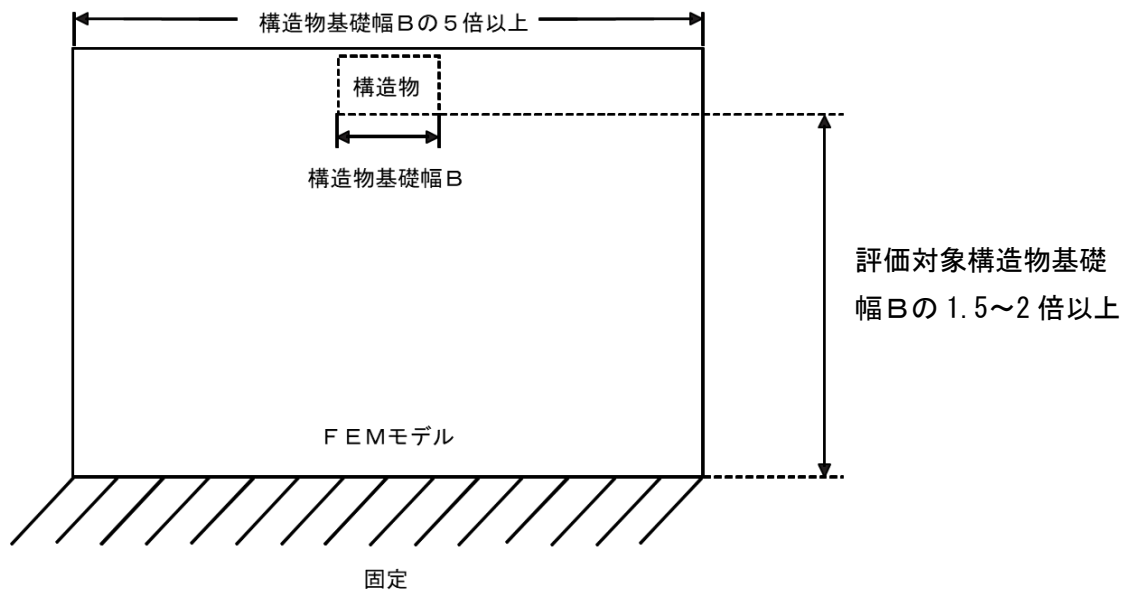


図 4.3-3 固有値解析における境界条件の概念図

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 4.3-4 に示す。

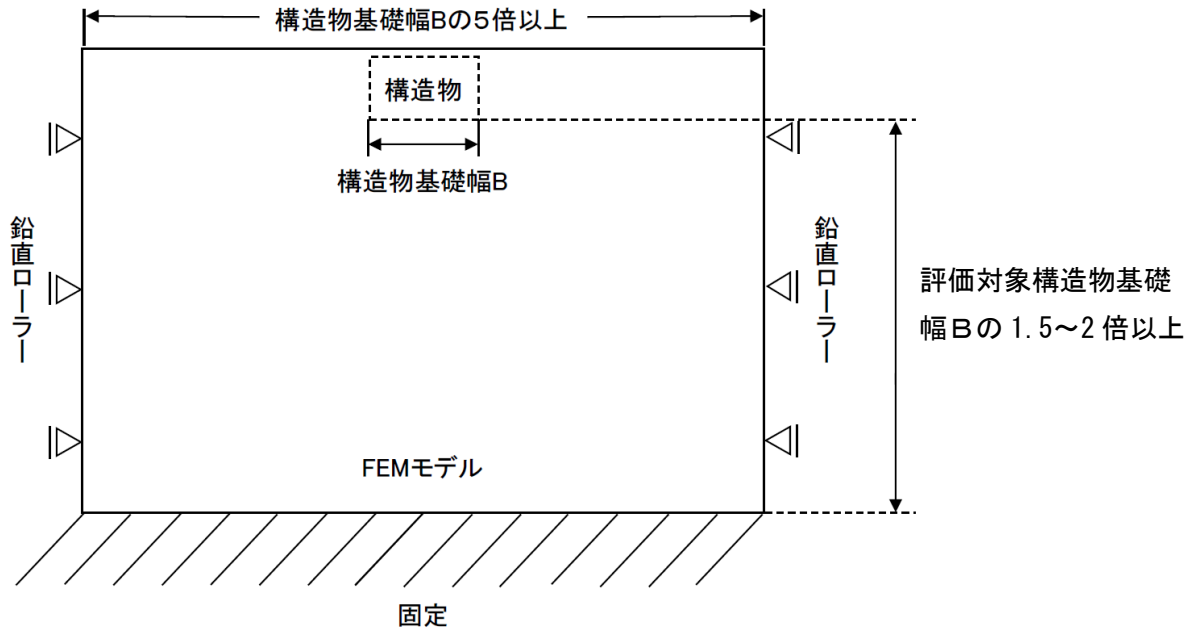


図 4.3-4 常時応力解析における境界条件の概念図

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 4.3-5 に示す。

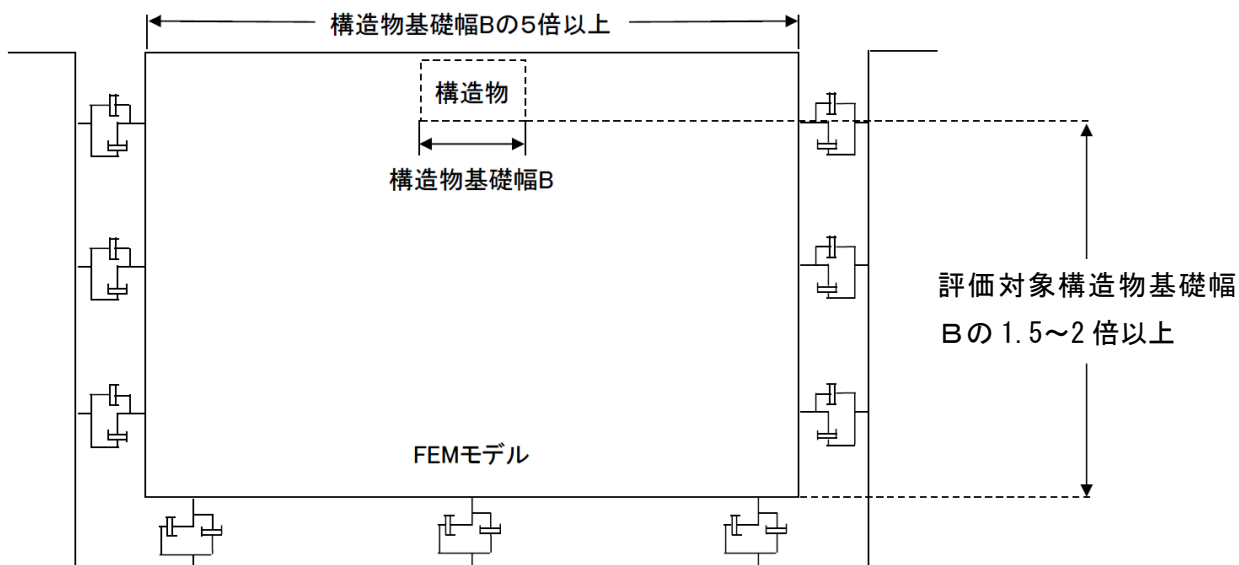


図 4.3-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(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4.3-6及び図4.3-7に示す。

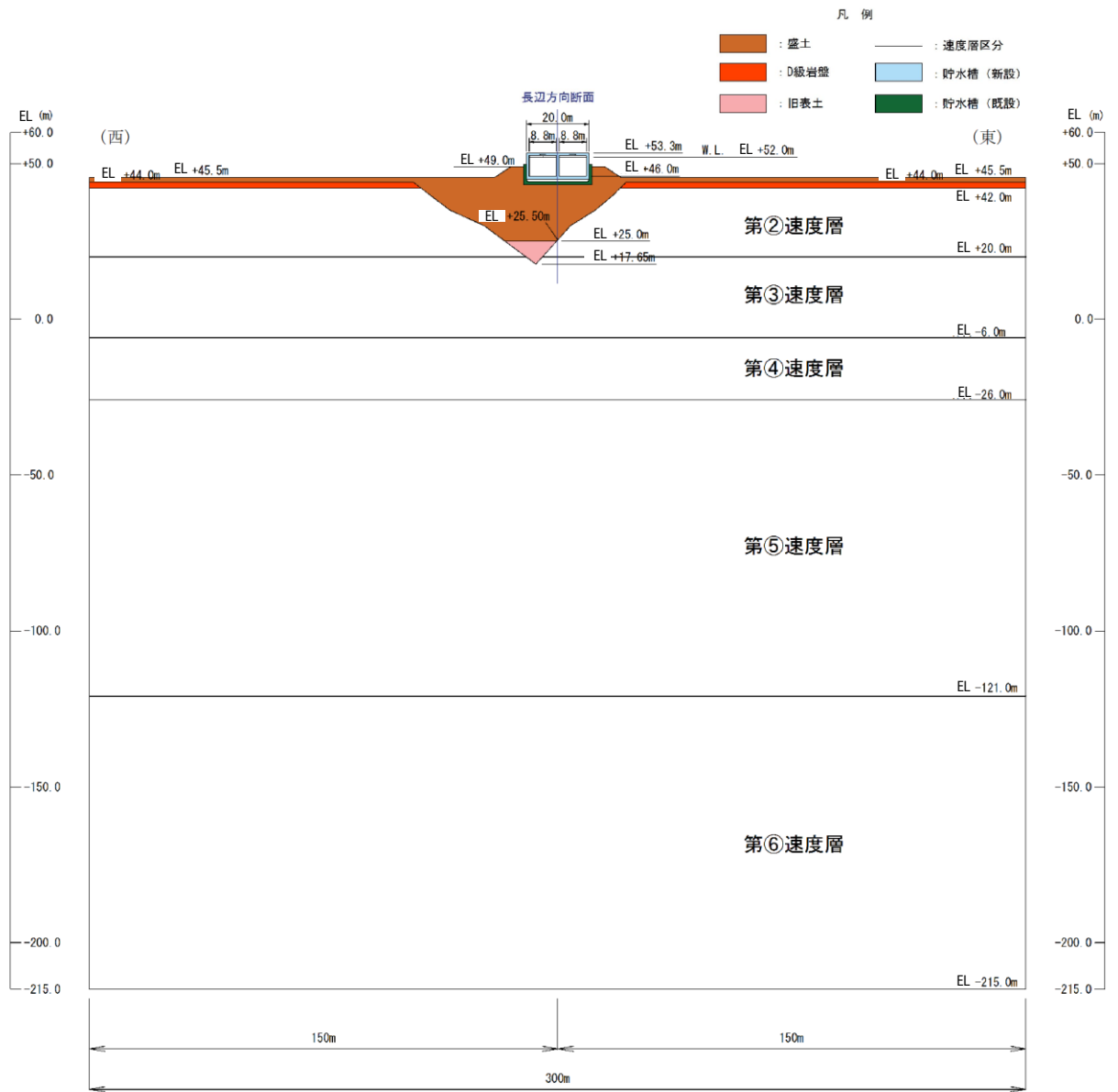


图 4.3-6 解析用地盤断面图 (A-A断面)

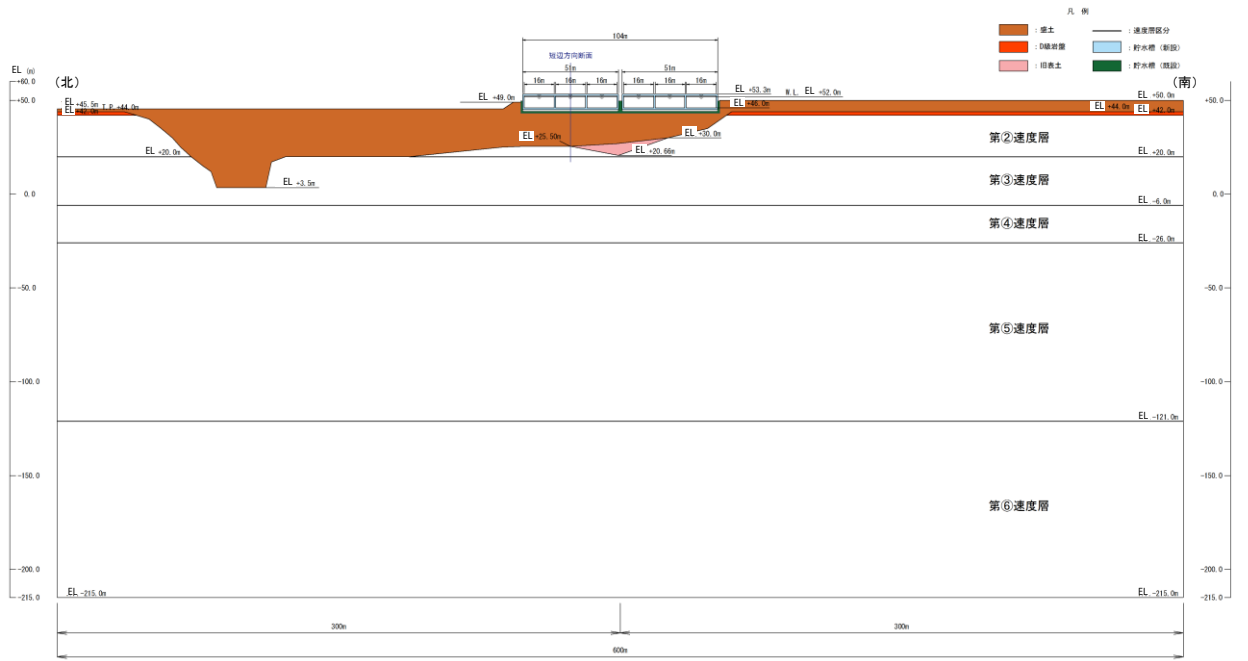


图 4.3-7 解析用地盤断面图 (B-B 断面)

(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 4.3-8 及び図 4.3-9 に示す。

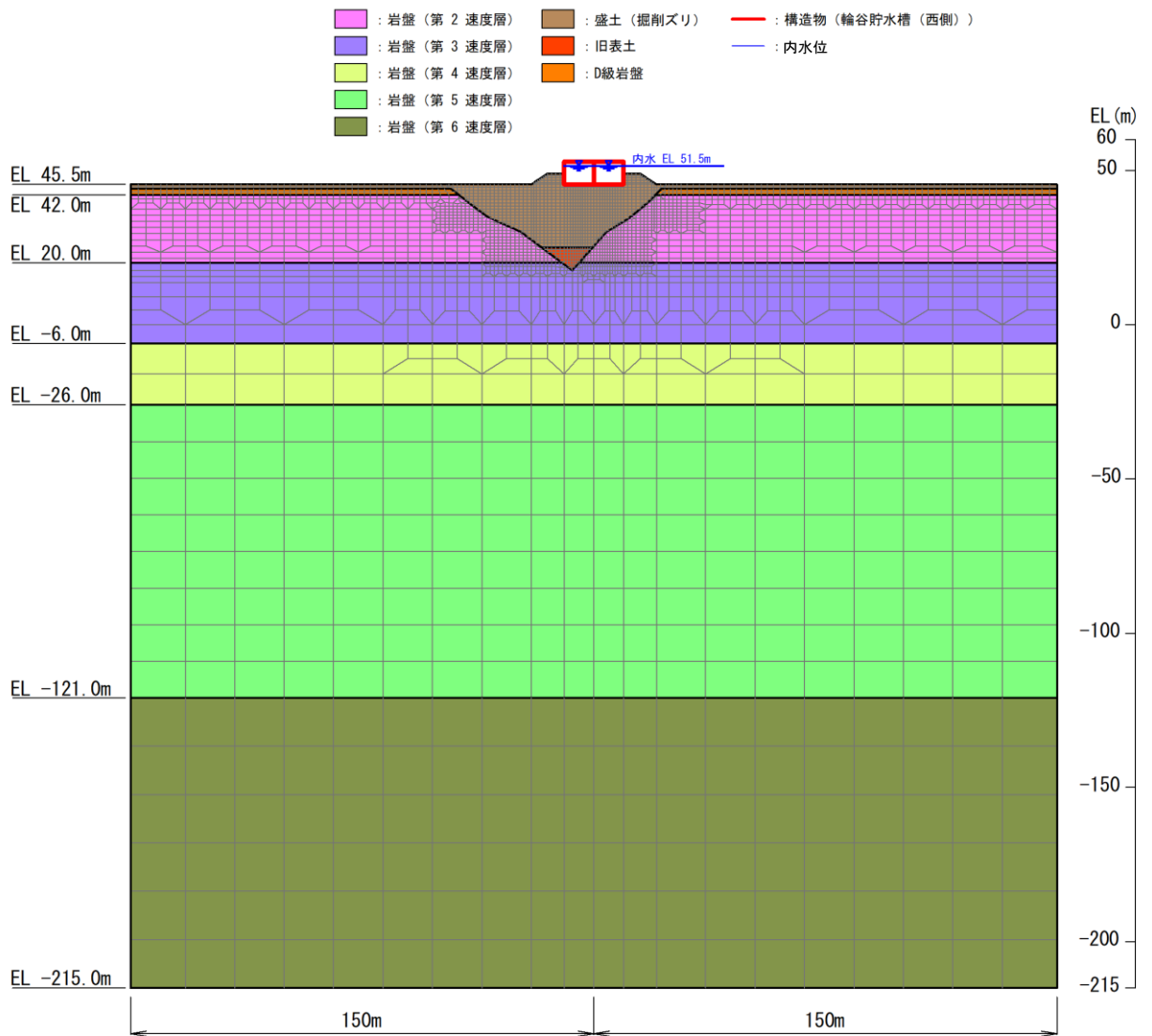


図 4.3-8 輪谷貯水槽 (西側) 地震応答解析モデル図 (A-A断面)

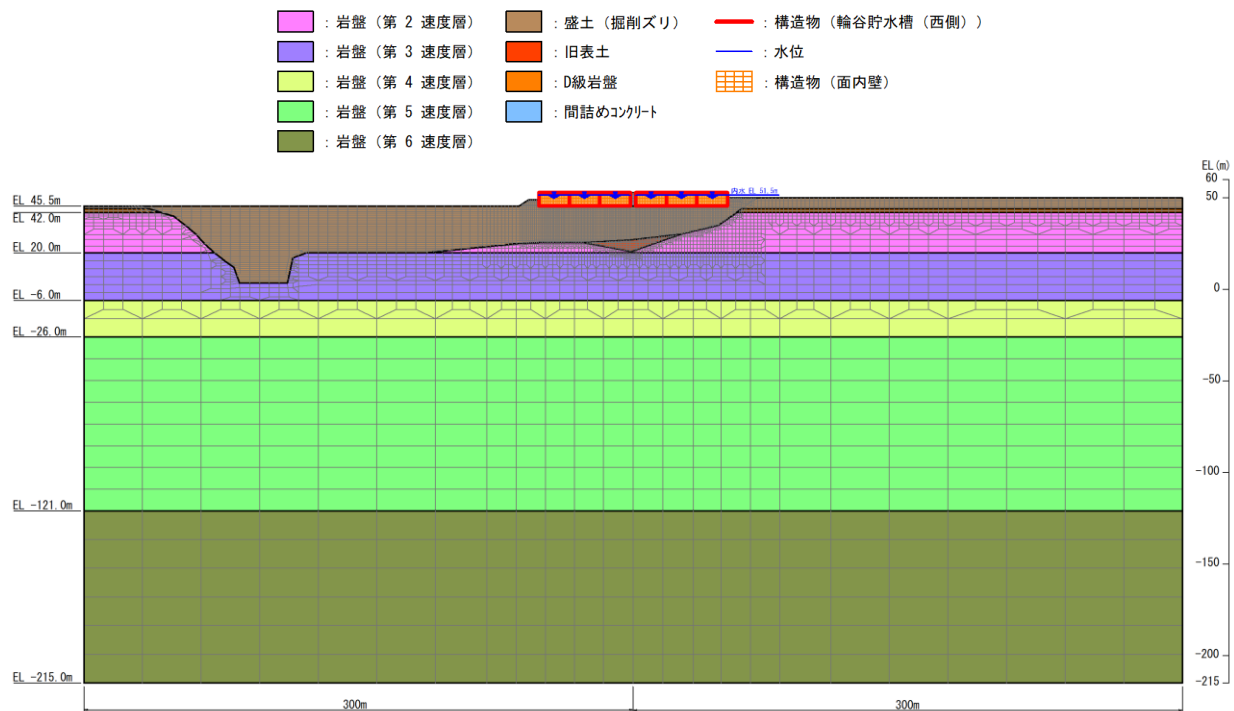


図 4.3-9 輪谷貯水槽 (西側) 地震応答解析モデル図 (B-B断面)

(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 τ_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 ϕ は埋戻土の c 、 ϕ 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 ϕ は、「道路土工・擁壁工指針（日本道路協会 1999 年）」に基づき表 4.3-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は表 4.3-2 のとおり設定する。

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

ここに、 τ_f : せん断強度
 c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ_0)
 ϕ : 内部摩擦角

表 4.3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	$\tan \phi$ (ϕ : 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 4.3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
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 ϕ

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）」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 4.3-3 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 4.3-10 に、ジョイント要素の配置概念図を図 4.3-11 に示す。

表 4.3-3 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
1.0×10^7	1.0×10^7

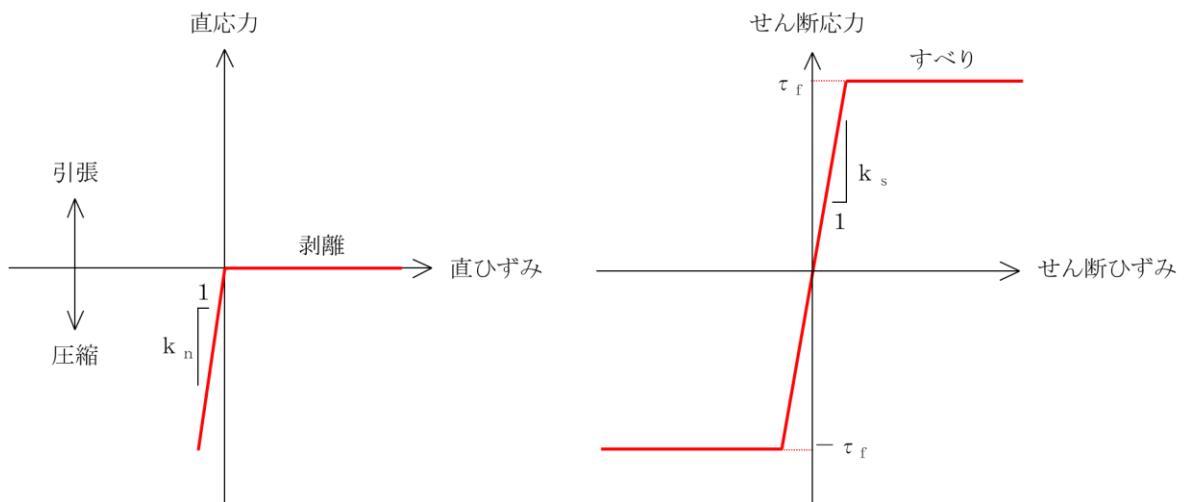


図 4.3-10 ジョイント要素の力学特性

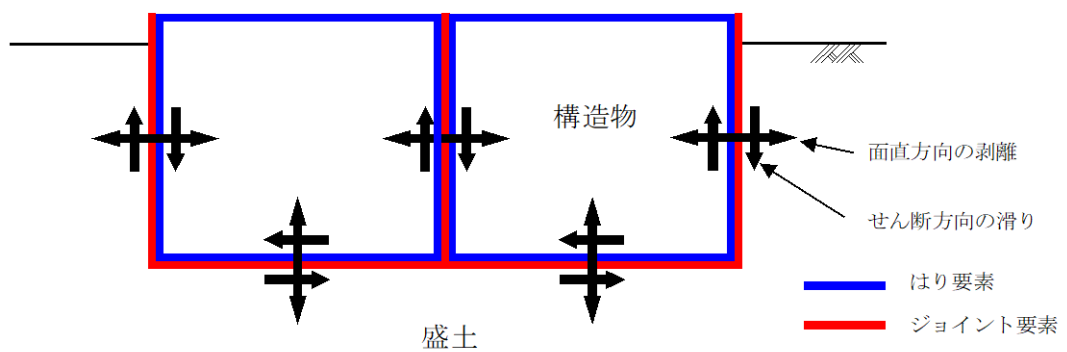


図 4.3-11 ジョイント要素の概念図

(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 4.3-12 参照），図 4.3-13 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 4.3-14 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

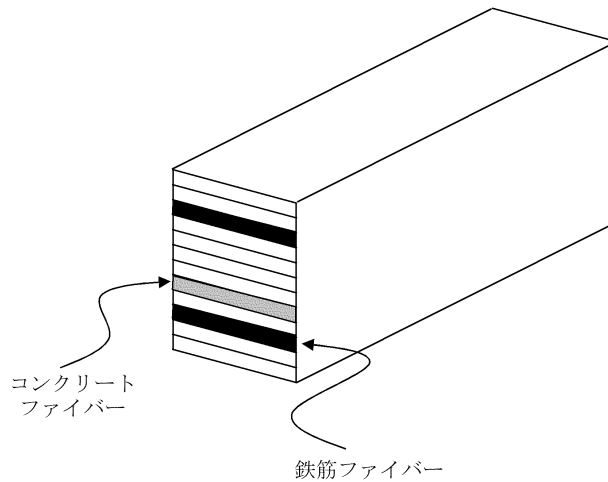
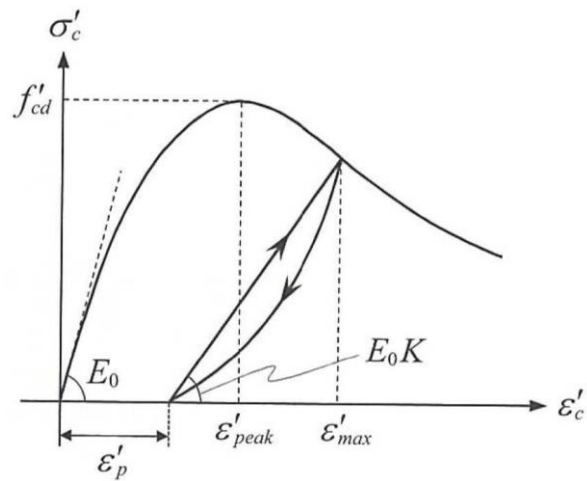
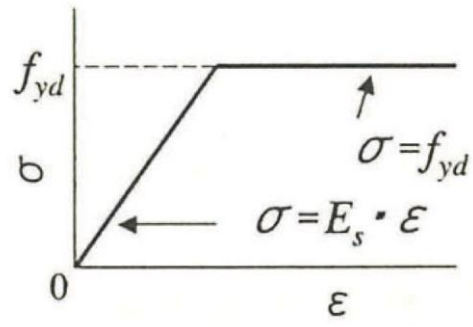


図 4.3-12 ファイバーモデルの概念図



(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 4.3-13 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 4.3-14 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

4.3.3 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 4.3-15 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

α, β : 係数

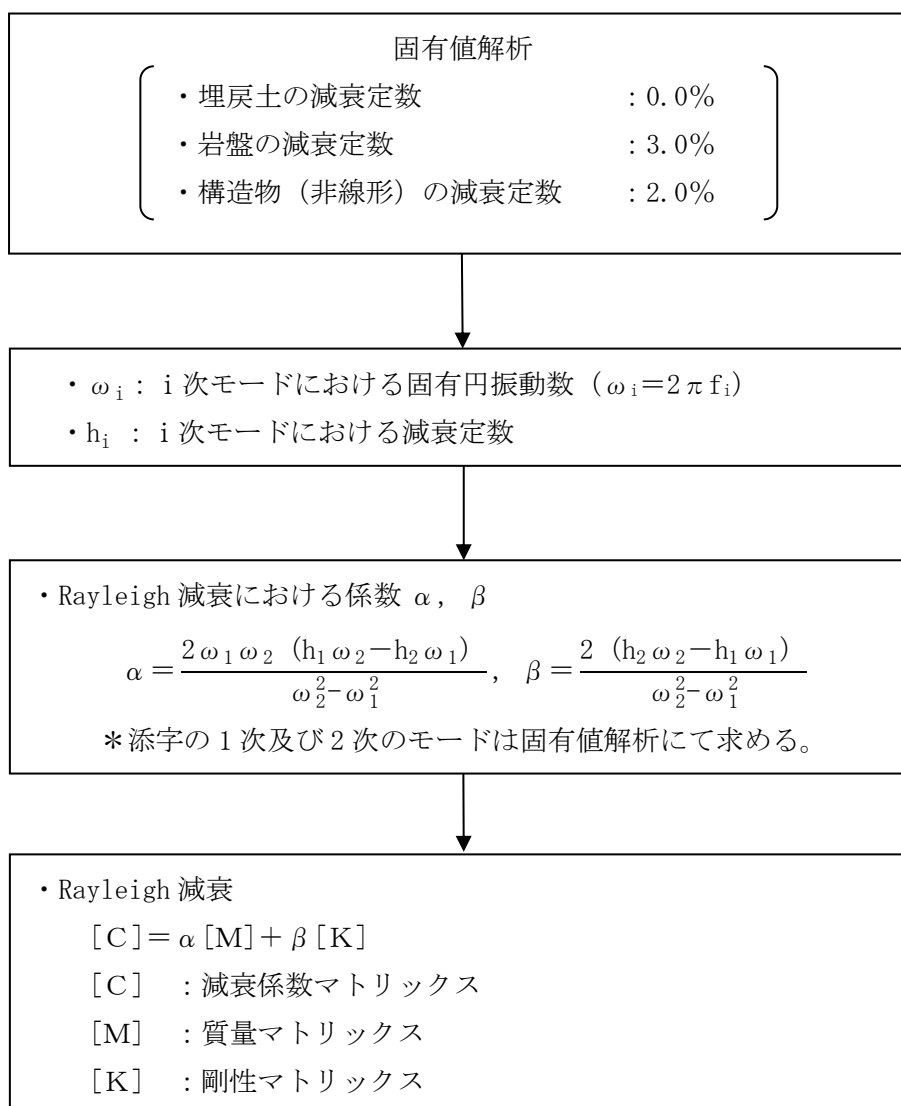


図 4.3-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β 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 α , β 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 4.3-4 及び表 4.3-5 に, 固有値解析におけるモード図を図 4.3-16~図 4.3-19 に, 係数 α , β を表 4.3-6 に, 固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 4.3-20 及び図 4.3-21 に示す。

表 4.3-4 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	β_x	β_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 4.3-5 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	β_x	β_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	—

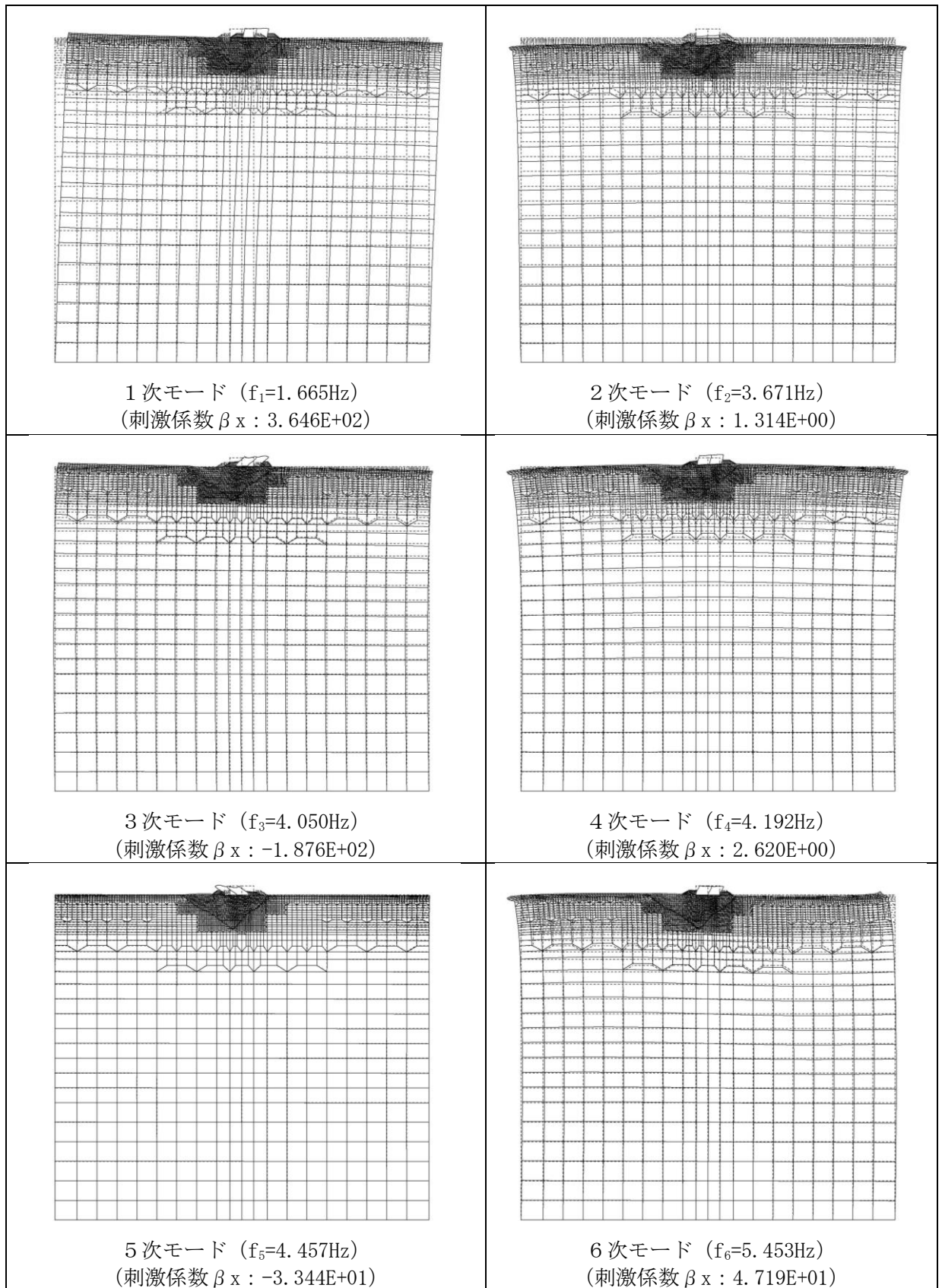


図 4.3-16 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

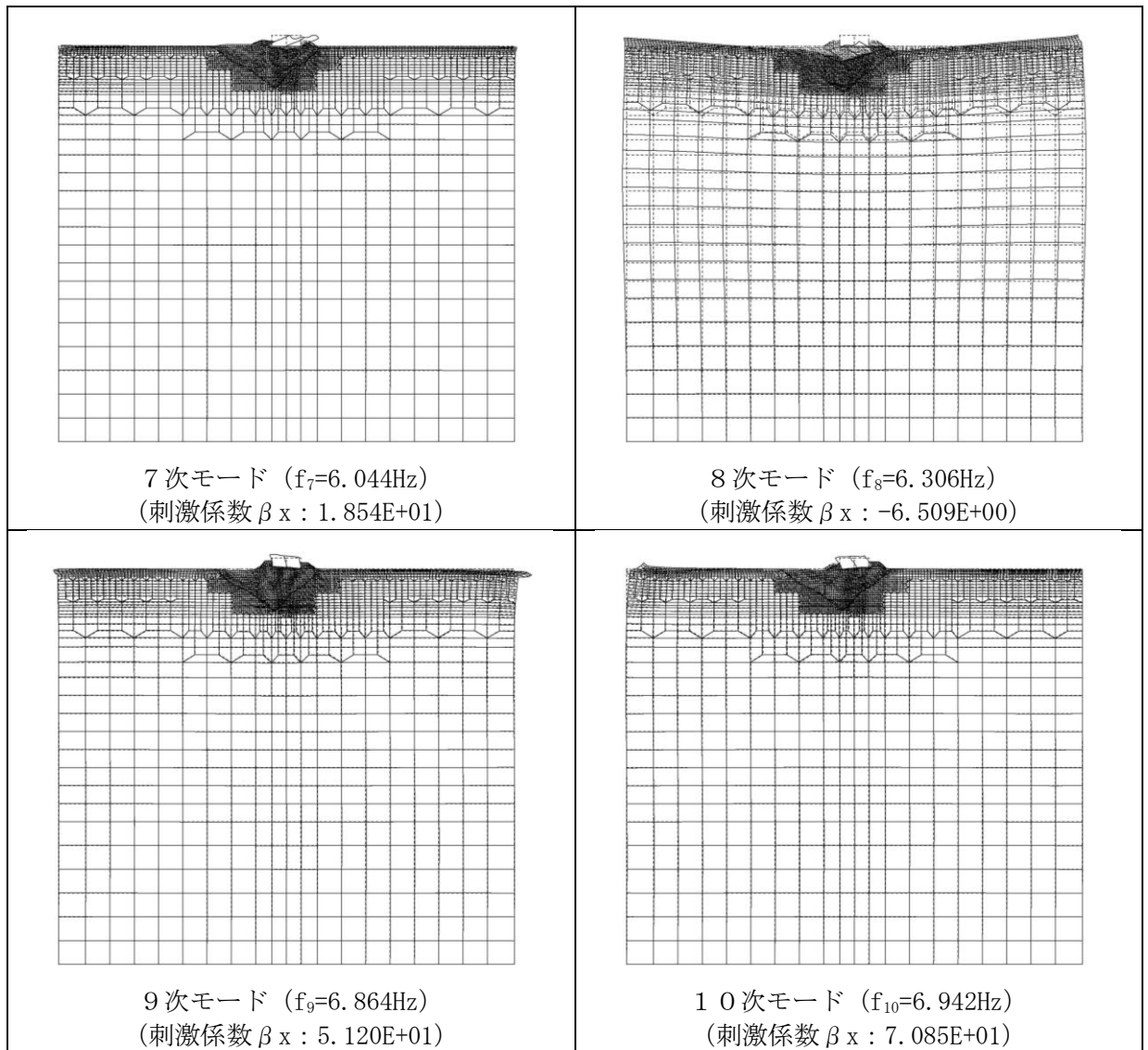


図 4.3-17 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

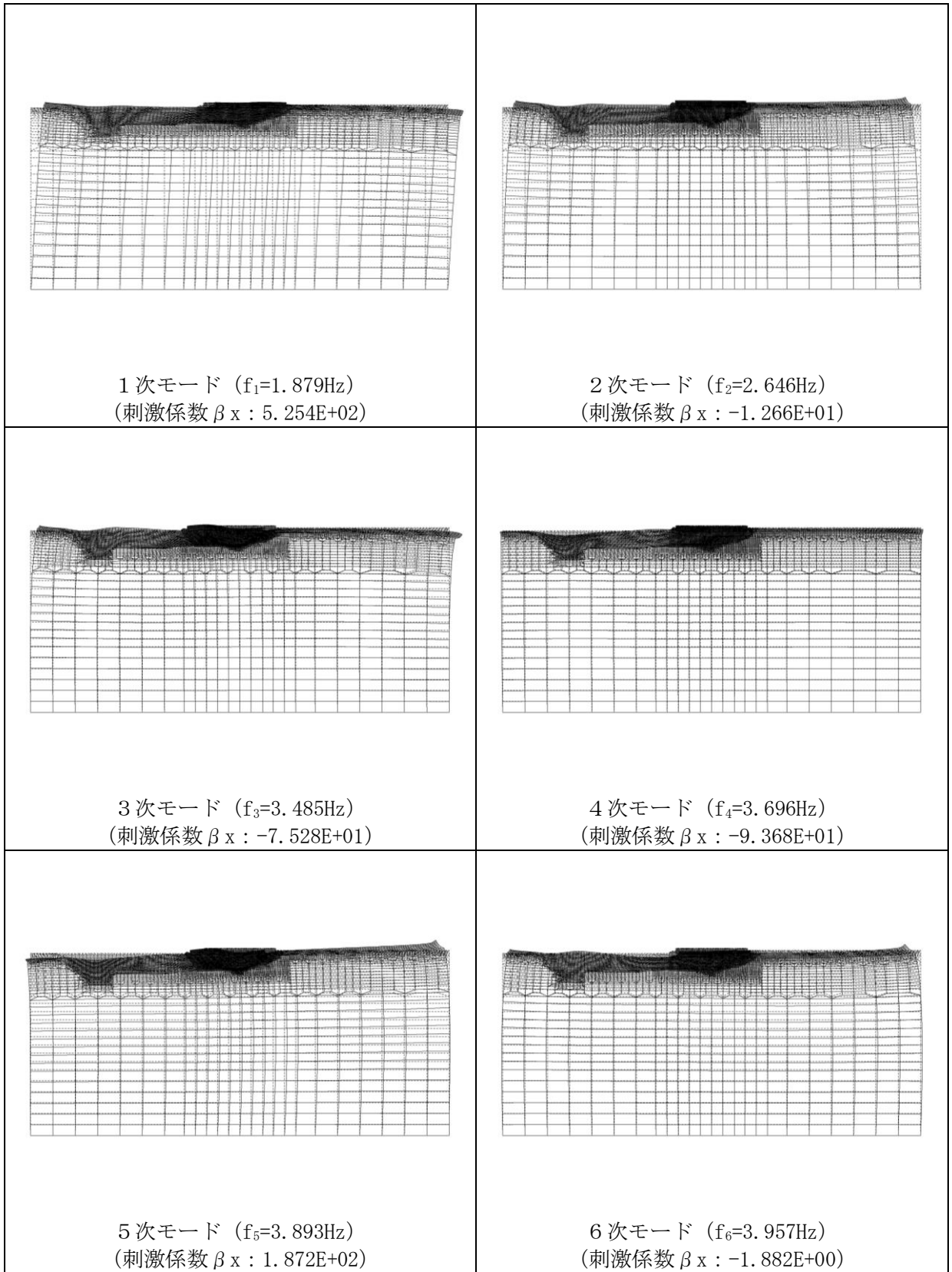


図 4.3-18 固有値解析結果 (モード図) (B-B断面)

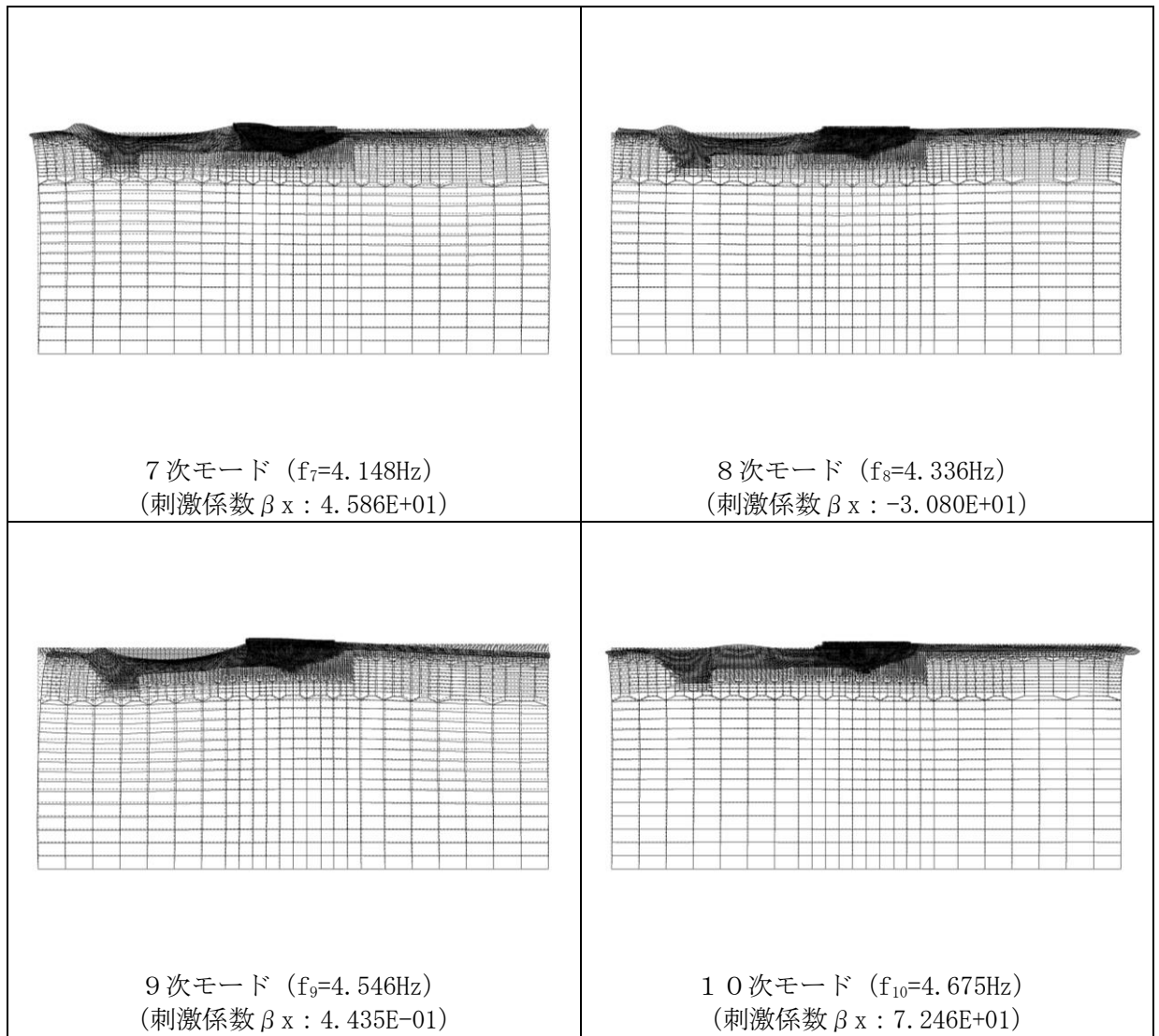


図 4.3-19 固有値解析結果 (モード図) (B-B断面)

表 4.3-6 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
A-A断面	0.460	1.506×10^{-3}
B-B断面	0.541	1.026×10^{-3}

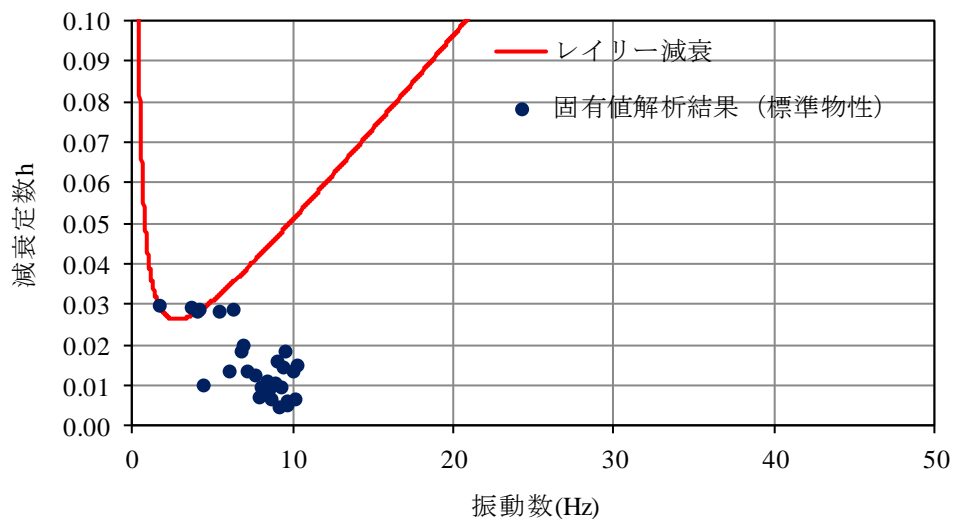


図 4.3-20 設定した Rayleigh 減衰 (A-A断面)

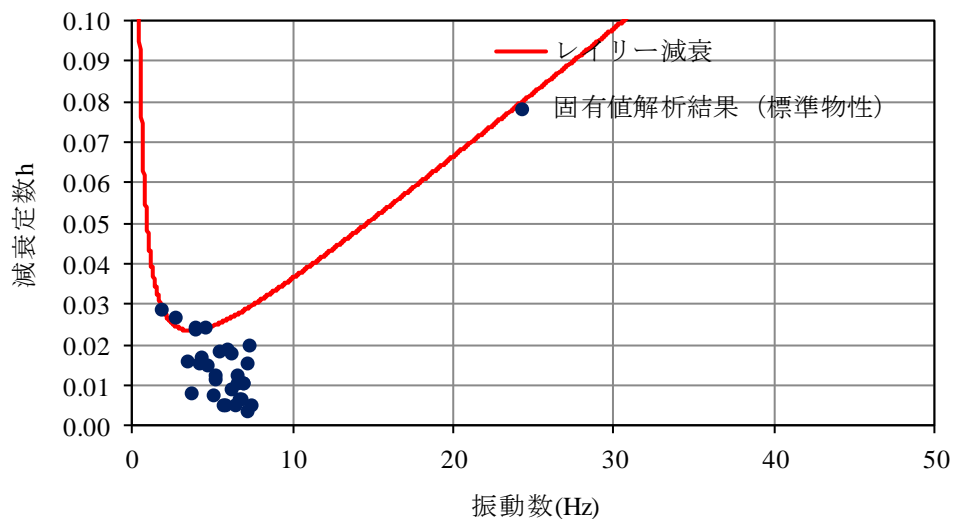


図 4.3-21 設定した Rayleigh 減衰 (B-B断面)

4.3.4 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 4.3-7 に示す。

表 4.3-7 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
	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 T.P. +52.0m（水深 6.0m，クリアランス 50cm），内水の単位体積重量 γ_w を 9.81kN/m³ 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/m² 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 4.3-22 に示す。

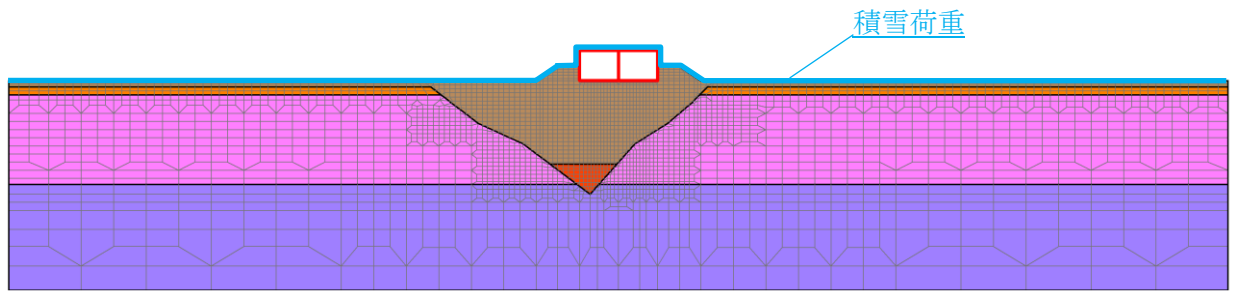


図 4.3-22 積雪荷重概念図

(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。

4.3.5 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 4.3-8 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（ σ ）のケース（表 4.3-8 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 4.3-8 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 σ
ケース③	全応力解析	平均値 - 1 σ

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 4.3-9 に示す。

表 4.3-9 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 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
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。

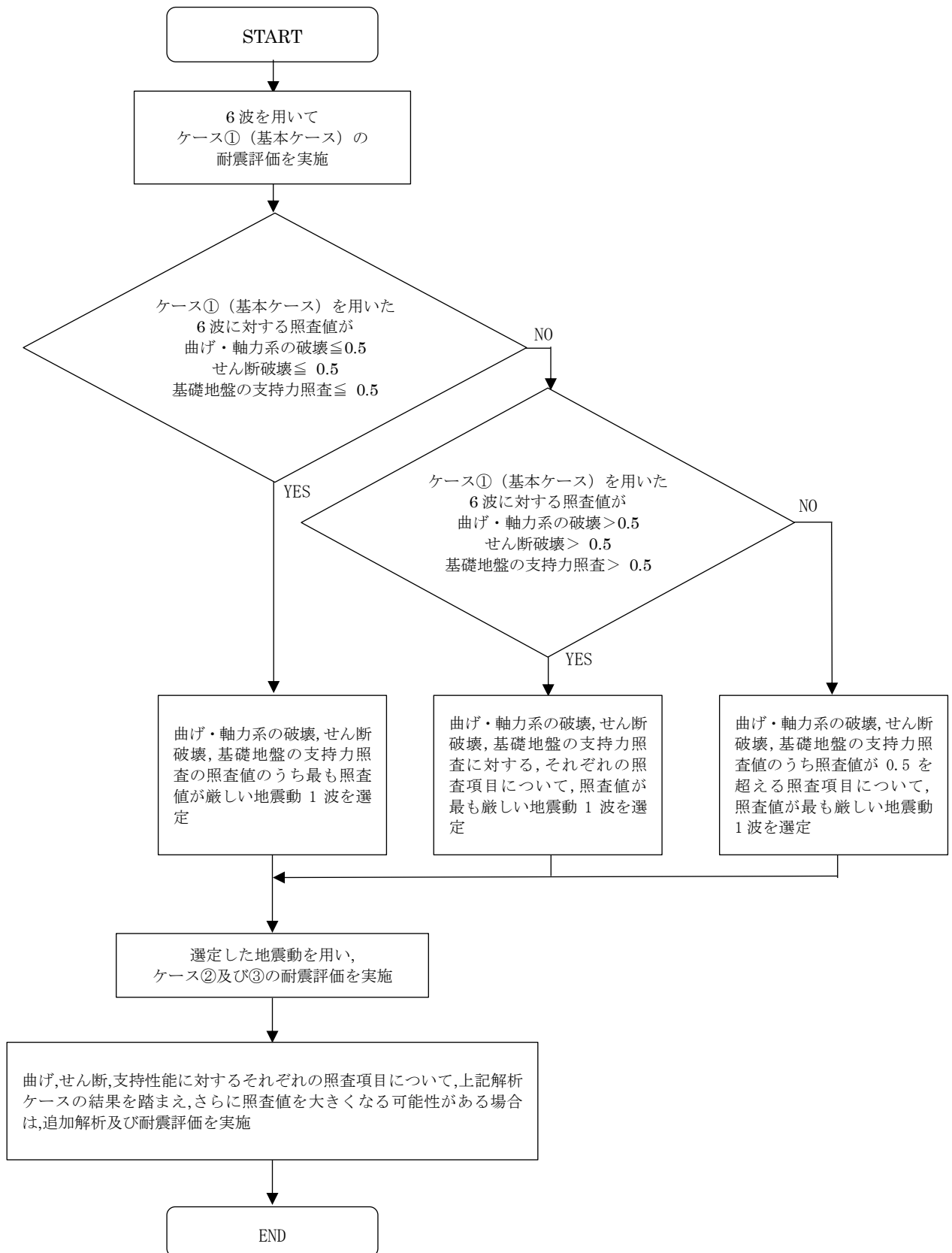


図 4.3-23 追加解析を実施する地震動の選定フロー

4.3.6 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 4.3-24 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。

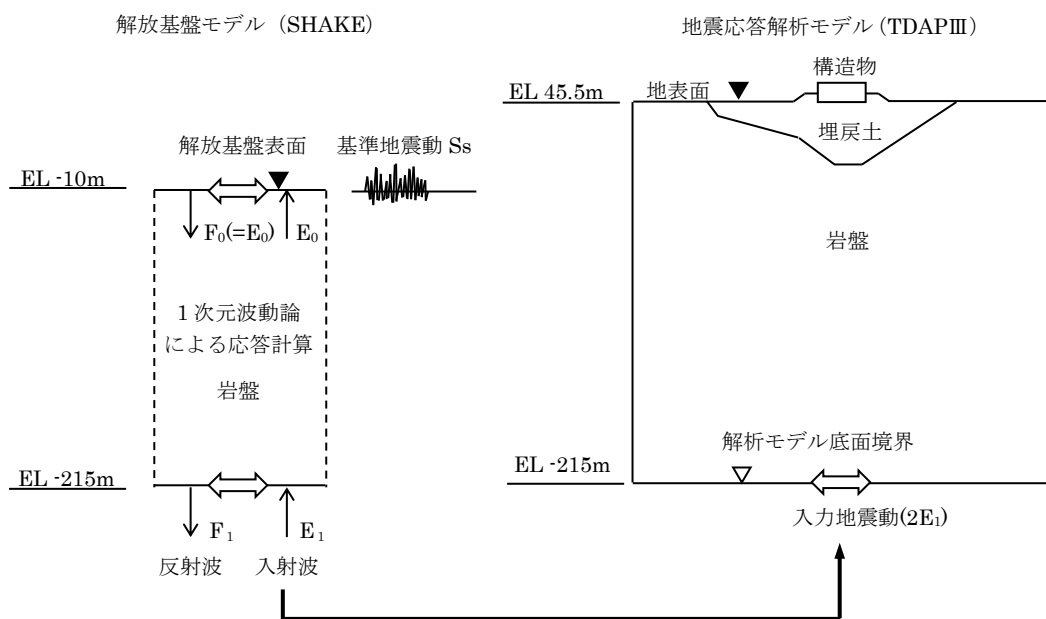
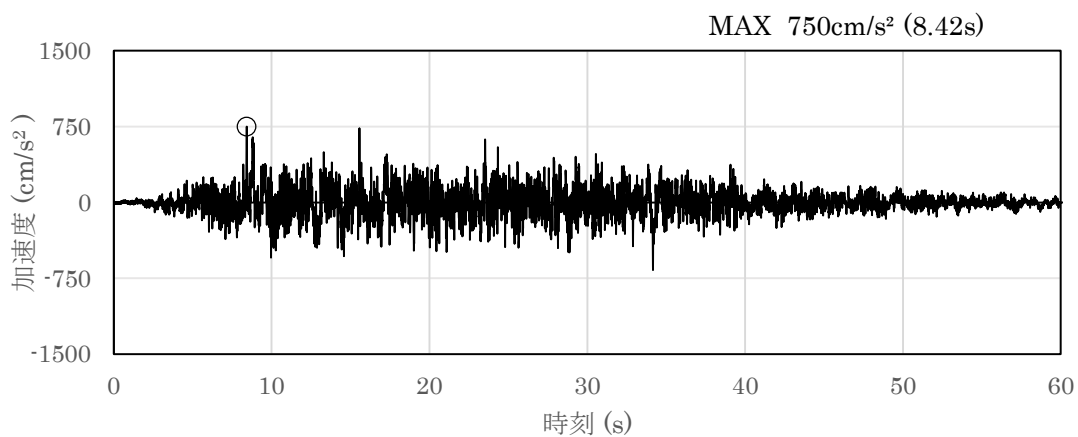


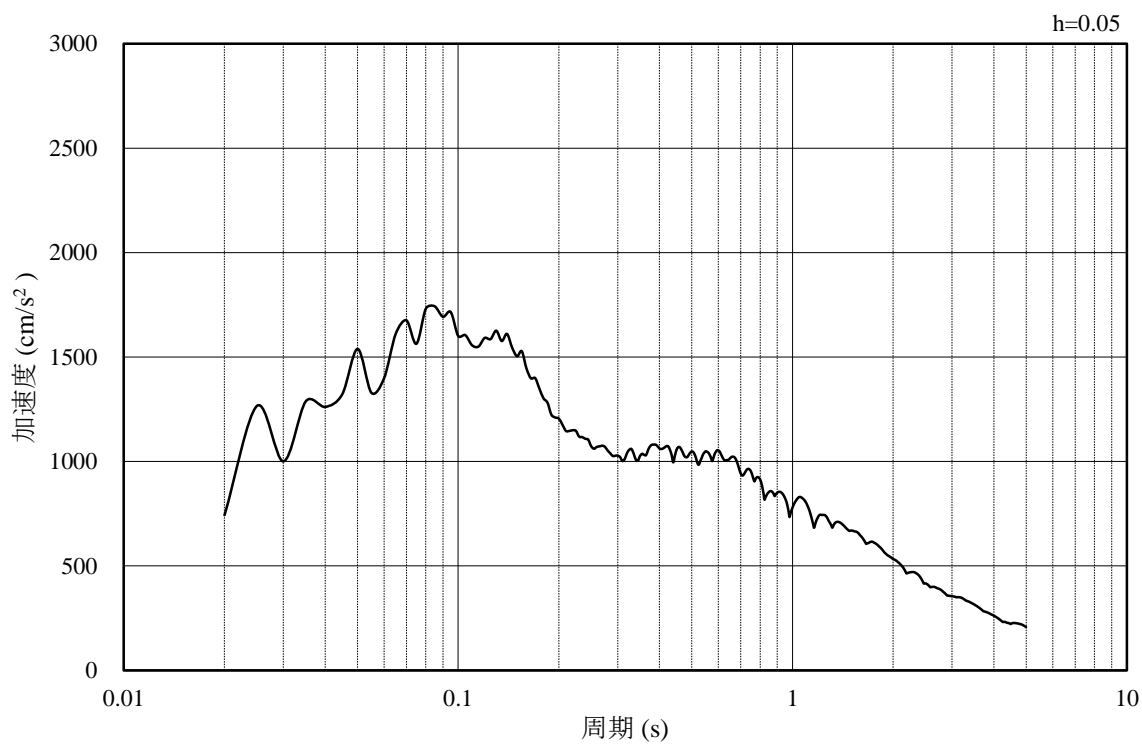
図 4.3-24 入力地震動作成の概念図

(1) A-A断面の入力地震動

図 4.3-25～図 4.3-36 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。

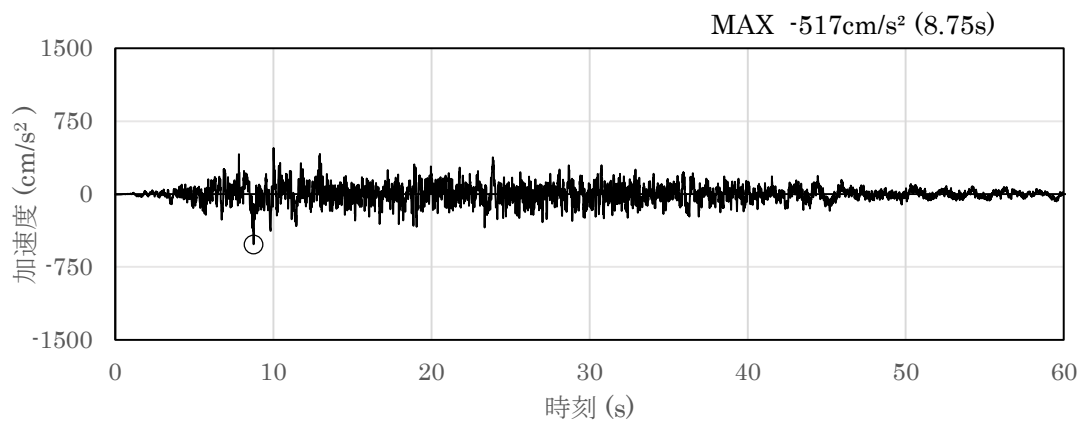


(a) 加速度時刻歴波形

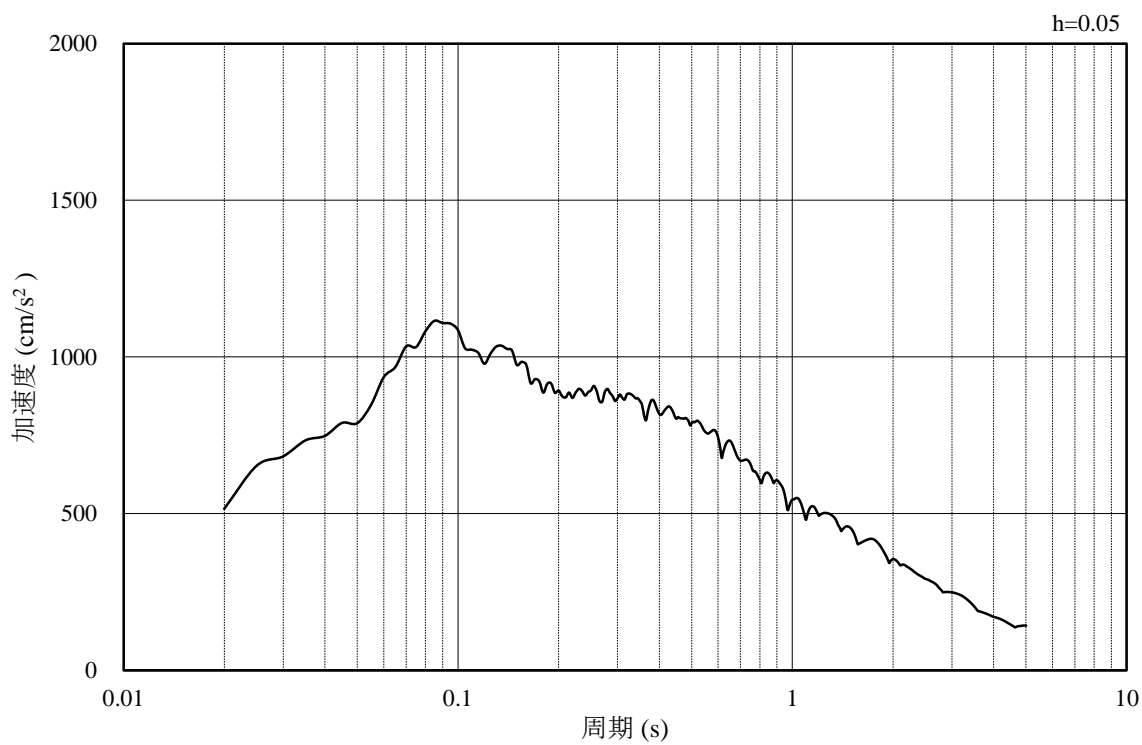


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s -D)

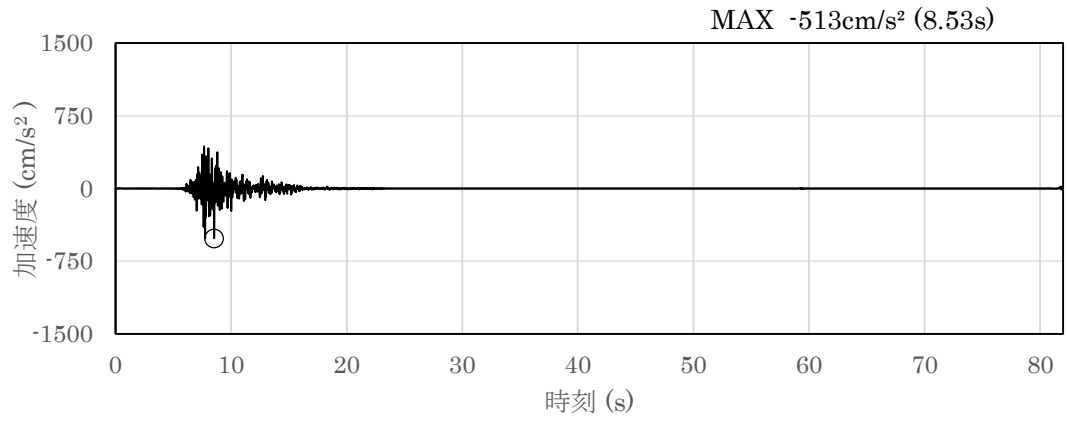


(a) 加速度時刻歴波形

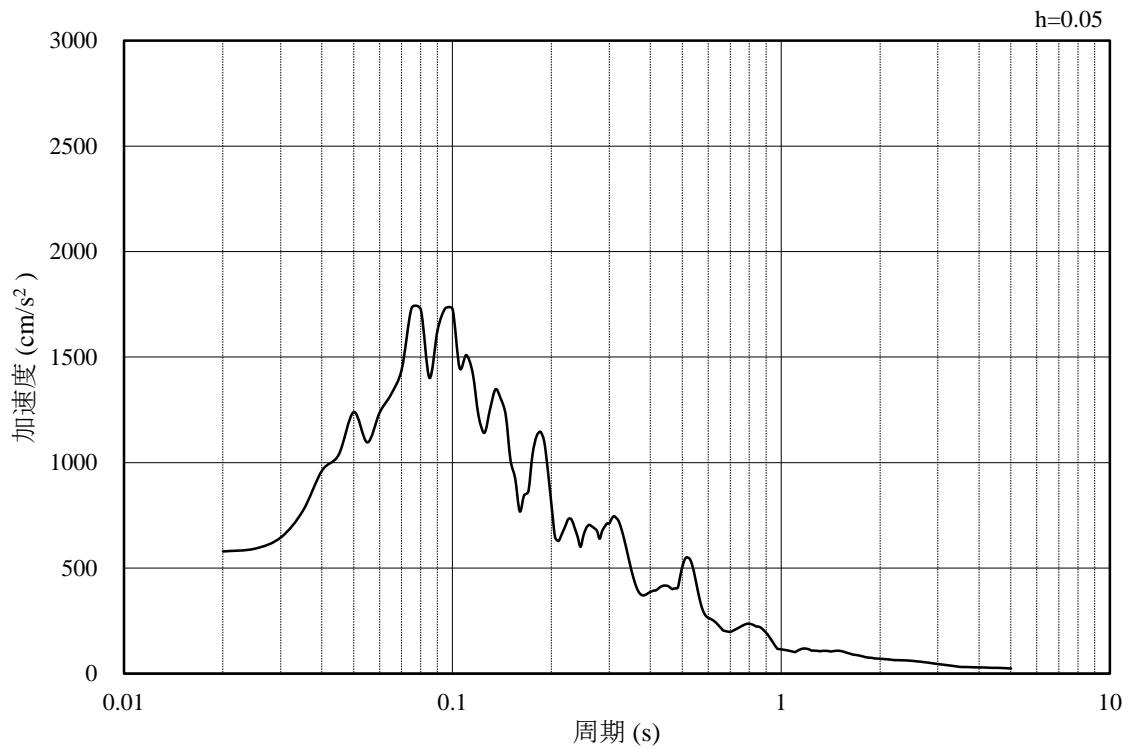


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

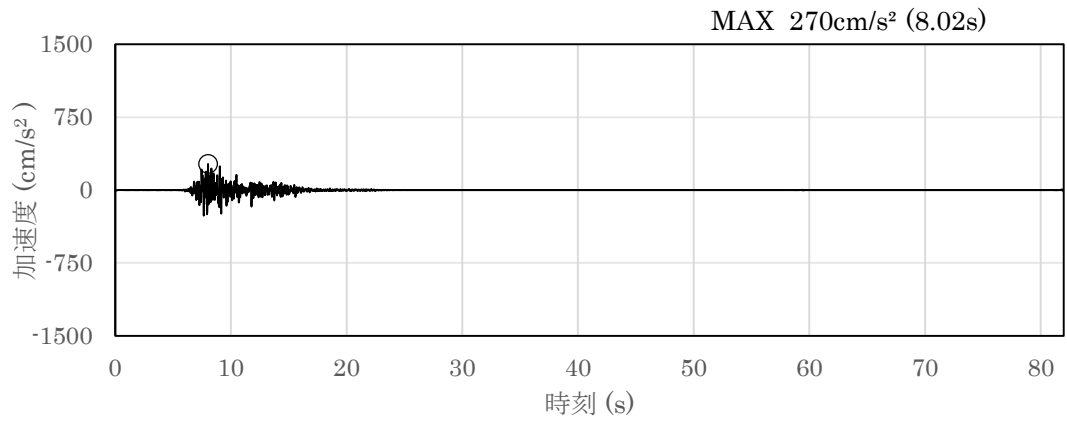


(a) 加速度時刻歴波形

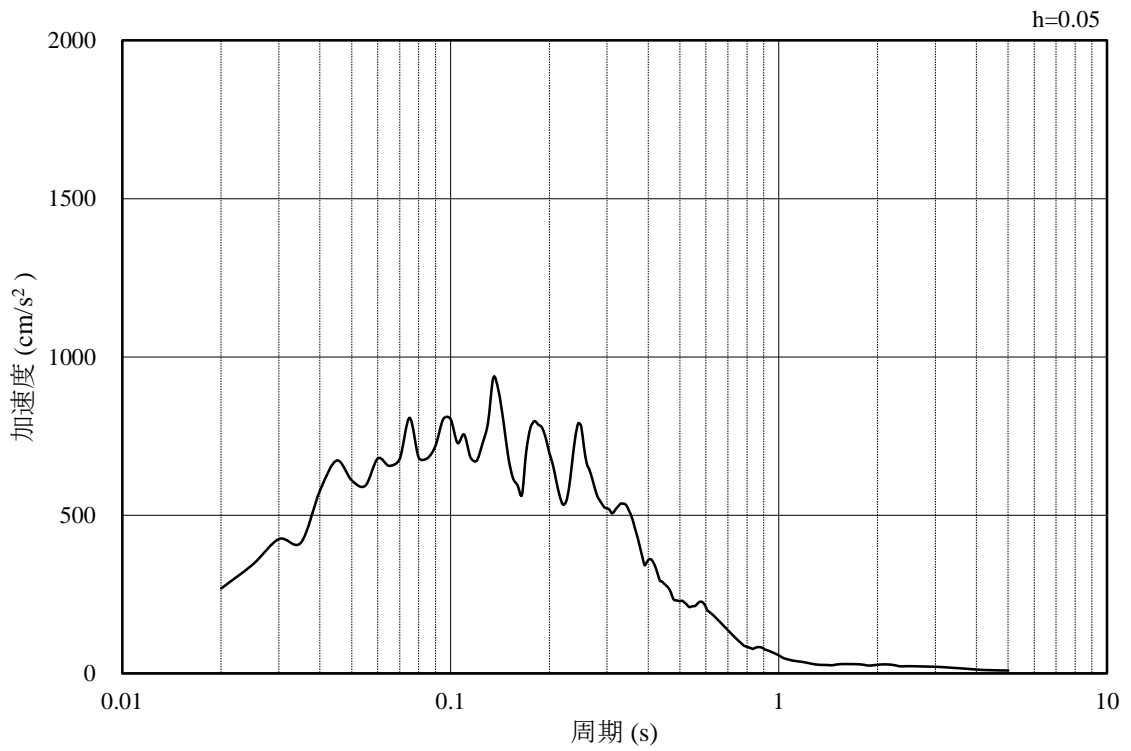


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

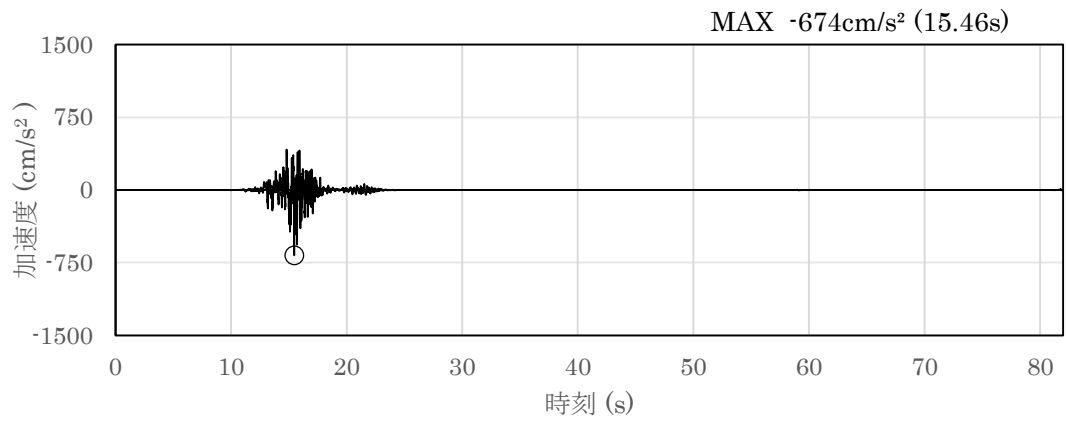


(a) 加速度時刻歴波形

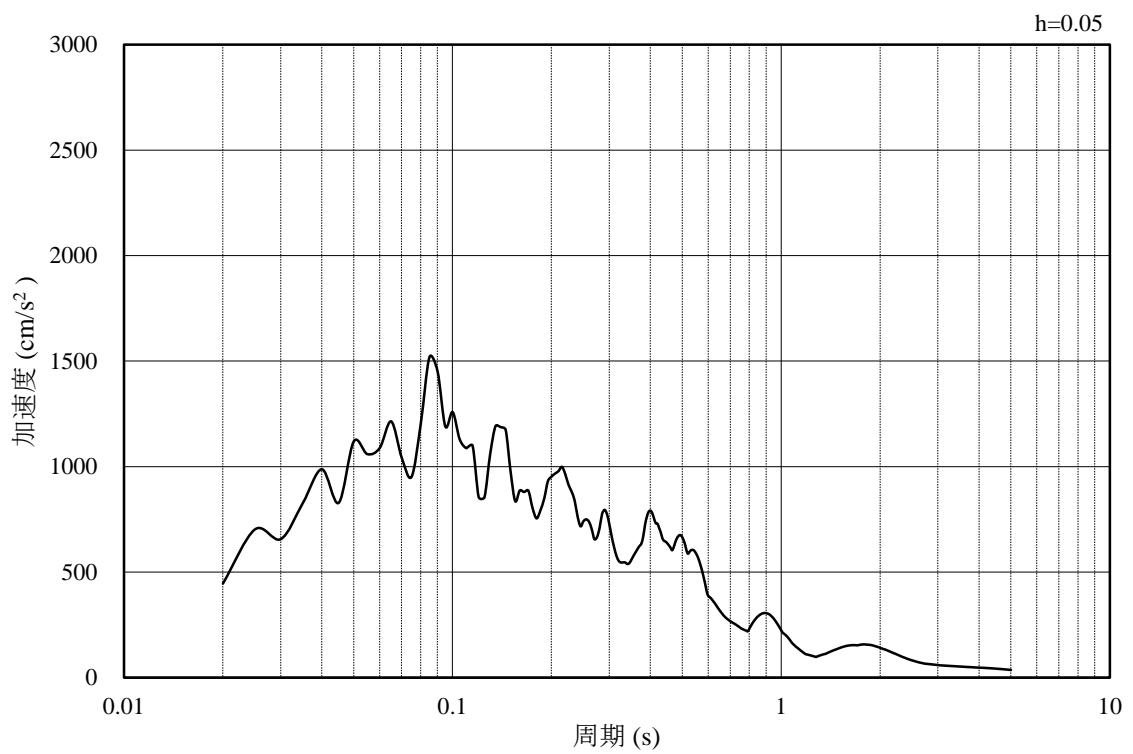


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

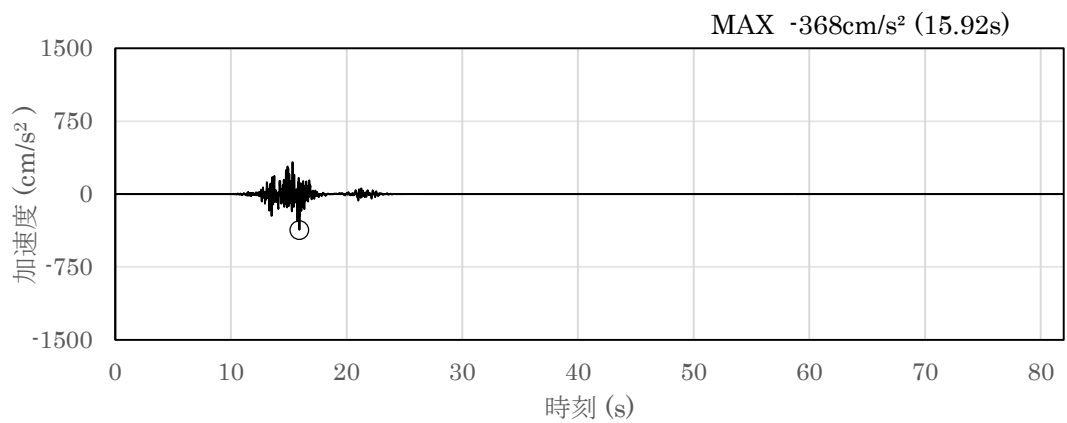


(a) 加速度時刻歴波形

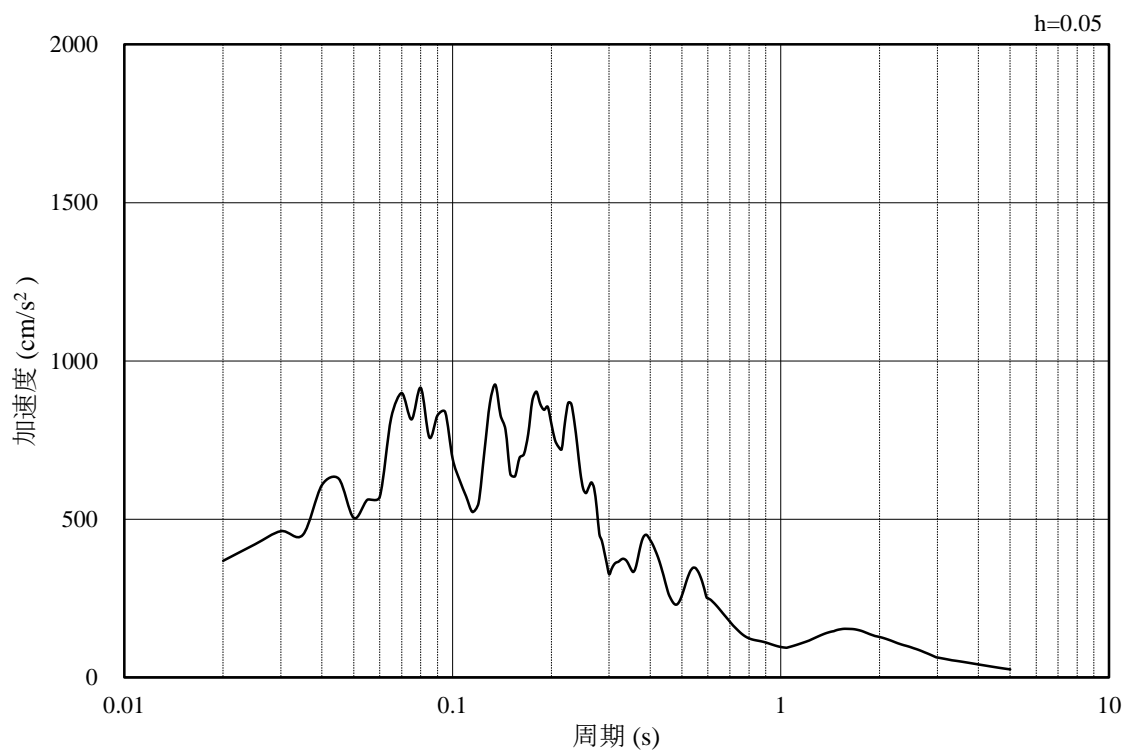


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-F2)

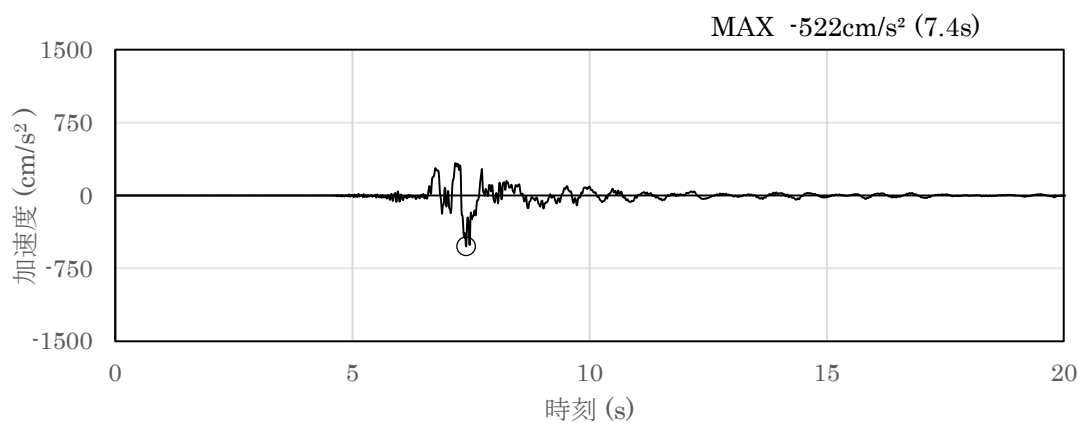


(a) 加速度時刻歴波形

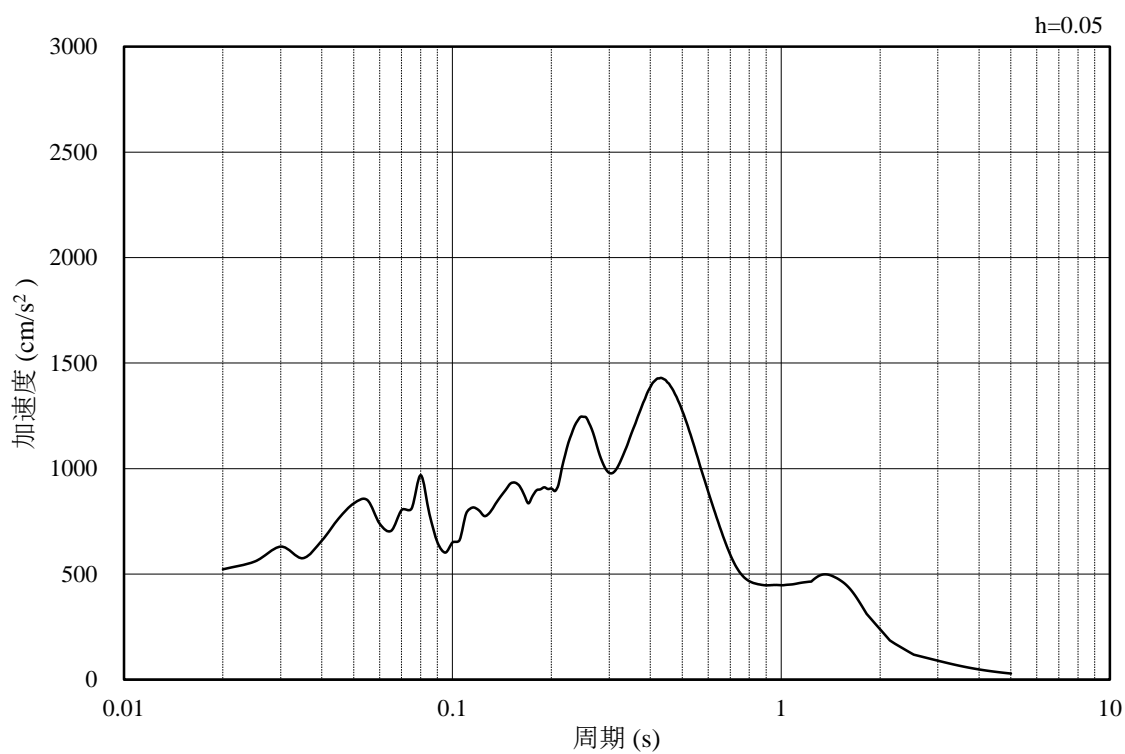


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

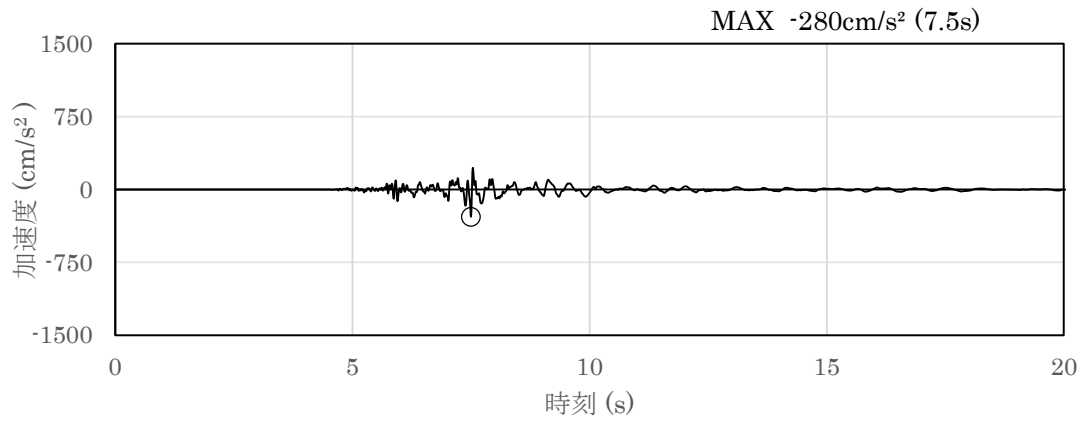


(a) 加速度時刻歴波形

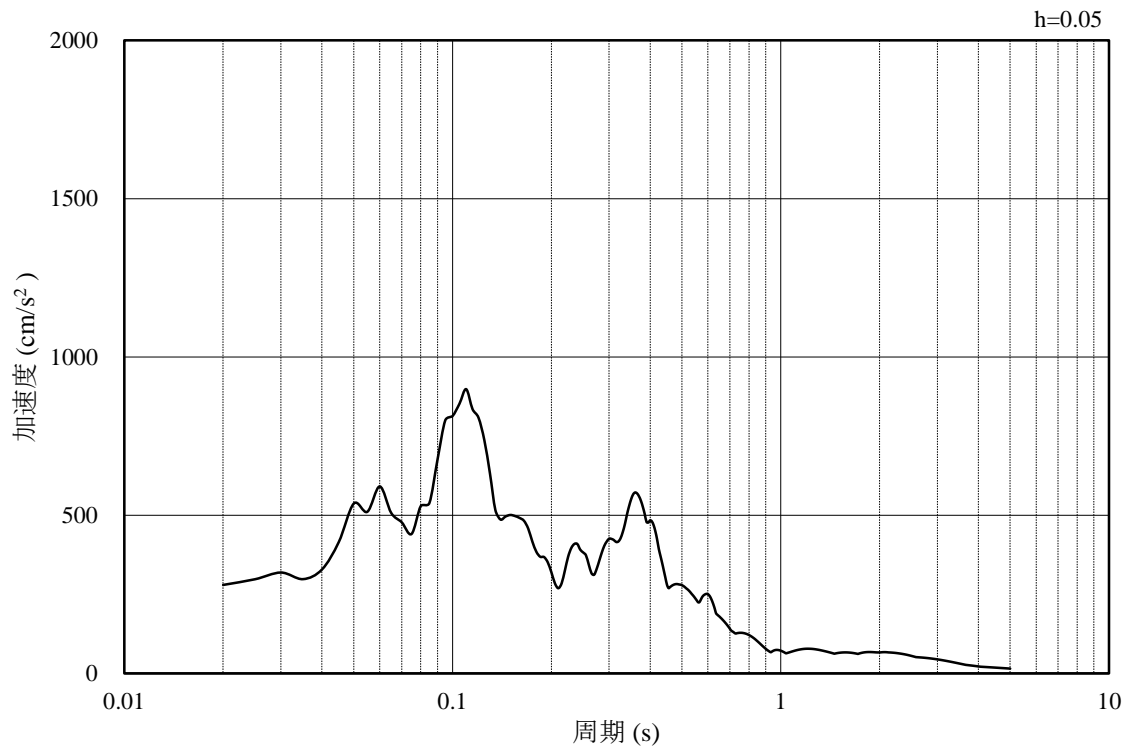


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)

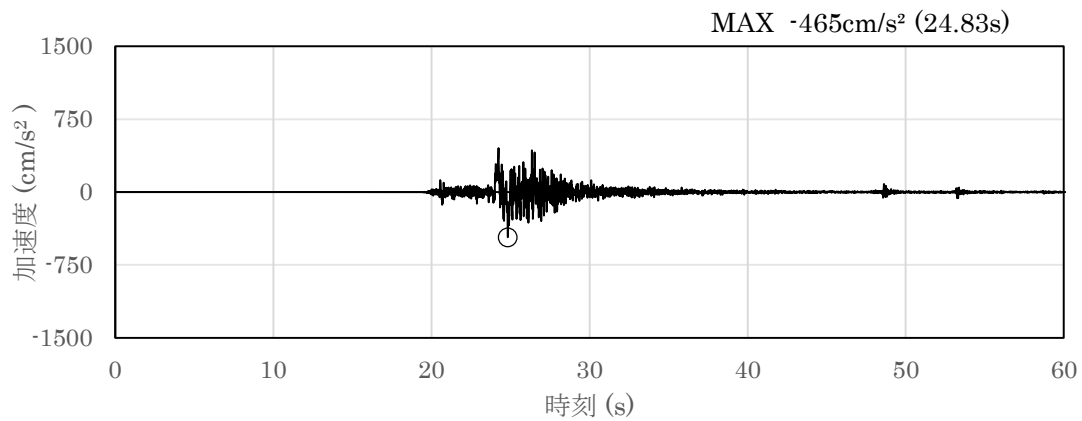


(a) 加速度時刻歴波形

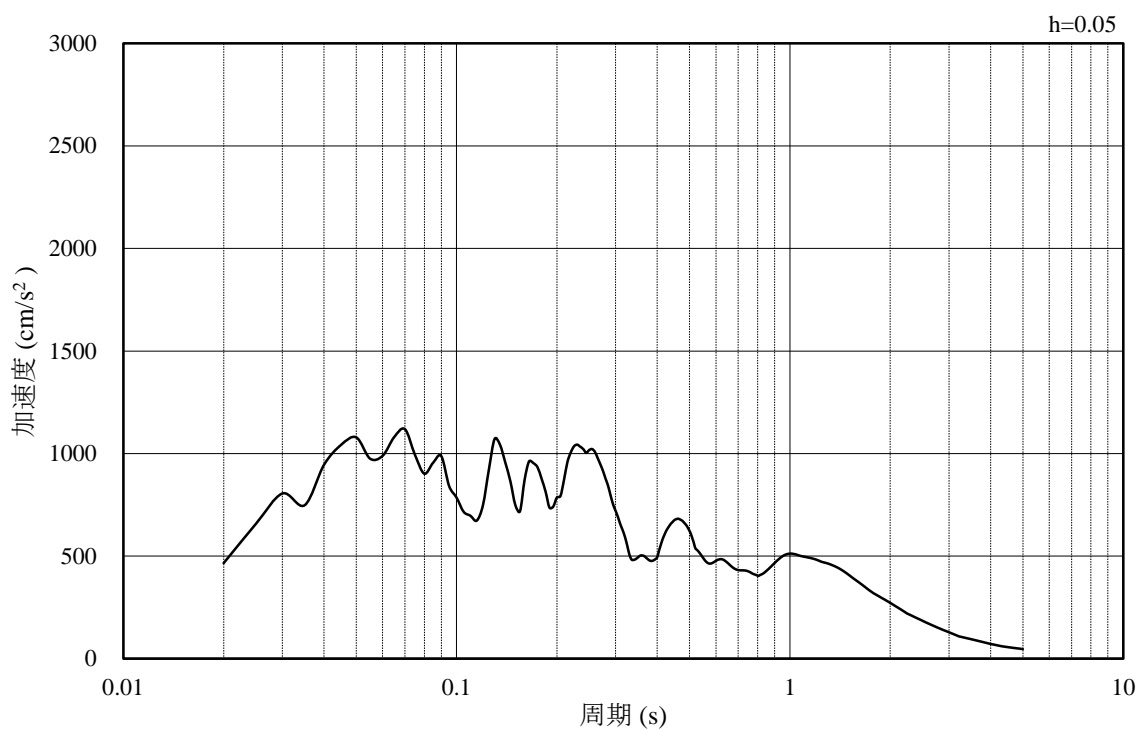


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

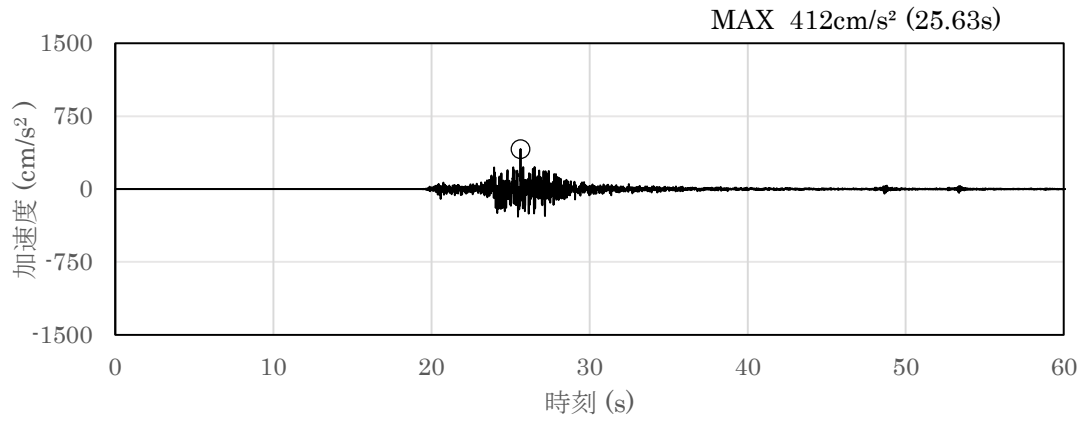


(a) 加速度時刻歴波形

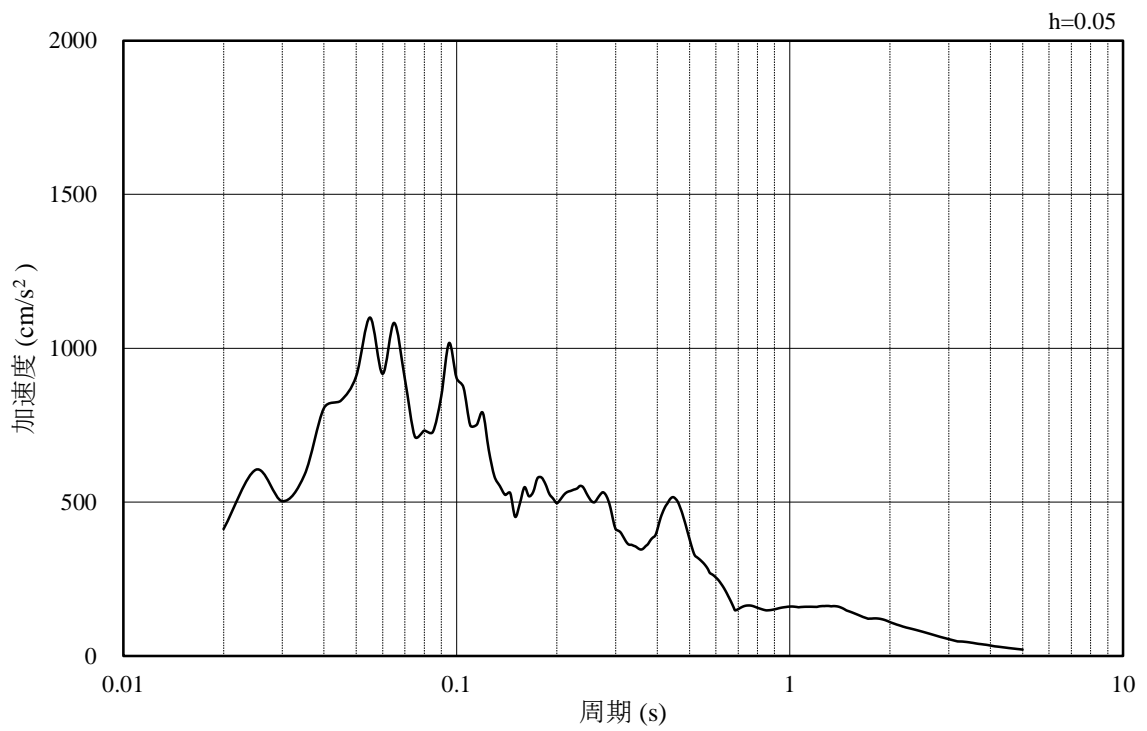


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-33 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (NS))

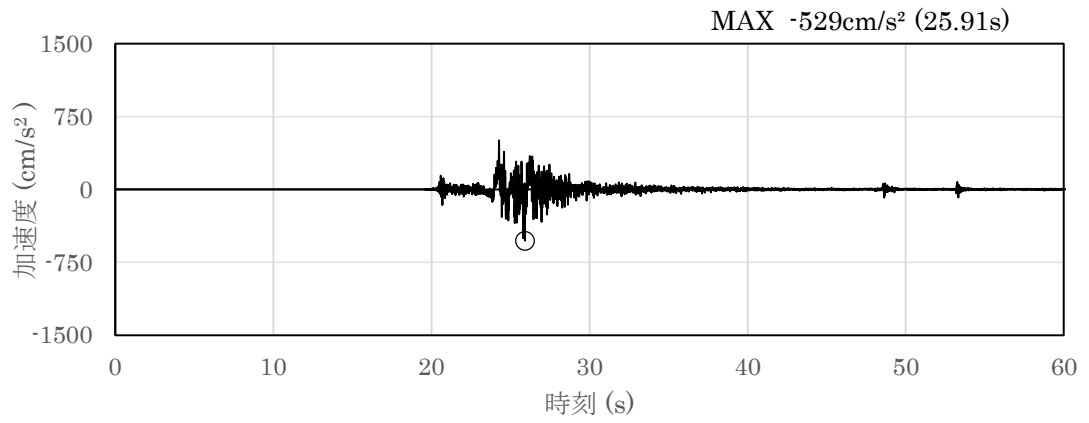


(a) 加速度時刻歴波形

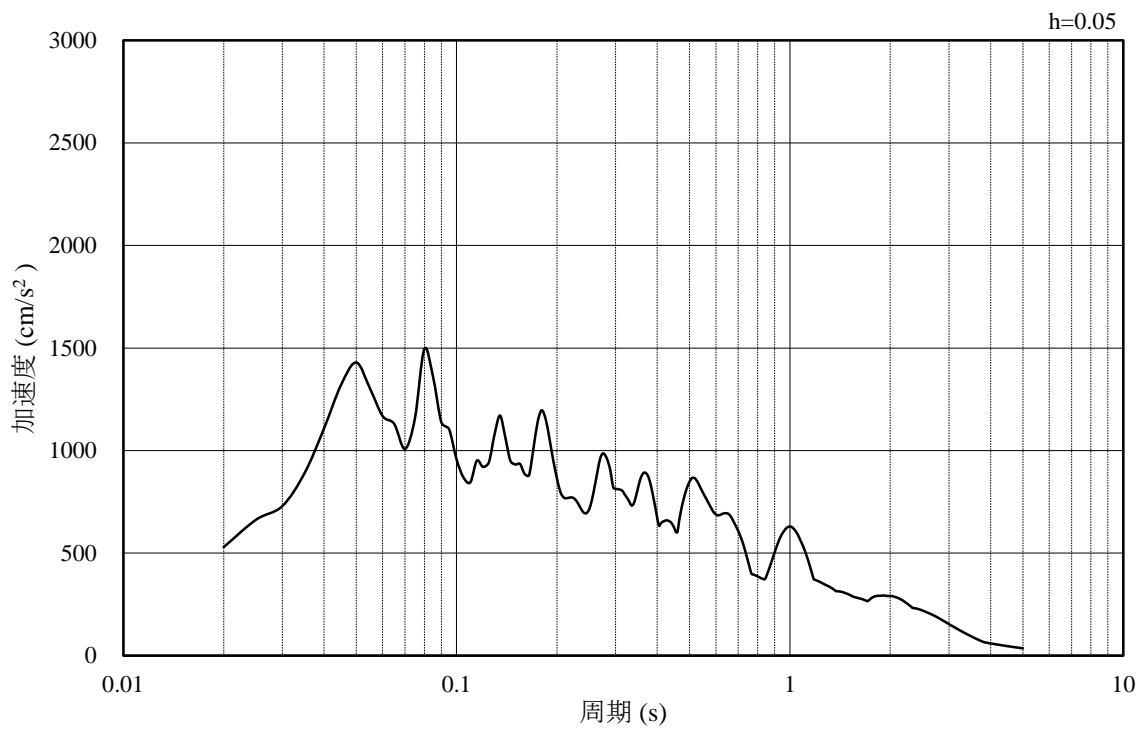


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-34 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
(鉛直成分：S s - N 2 (NS))

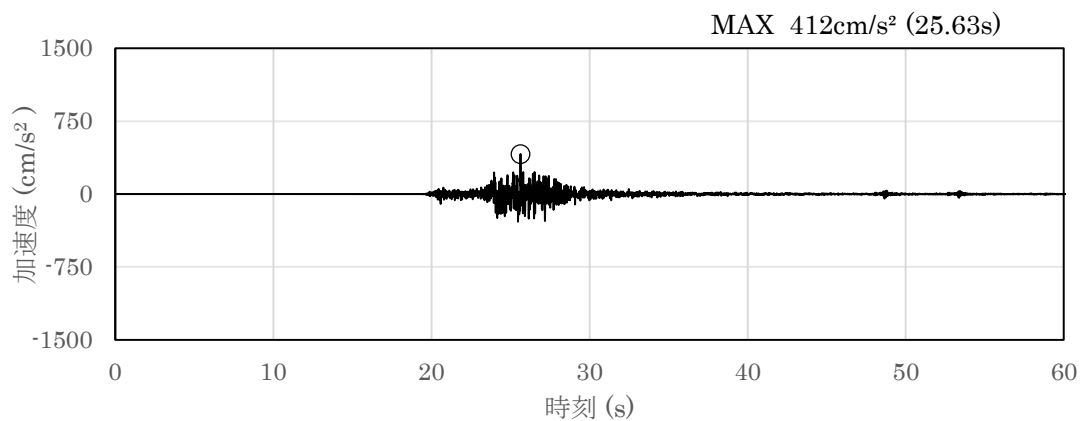


(a) 加速度時刻歴波形

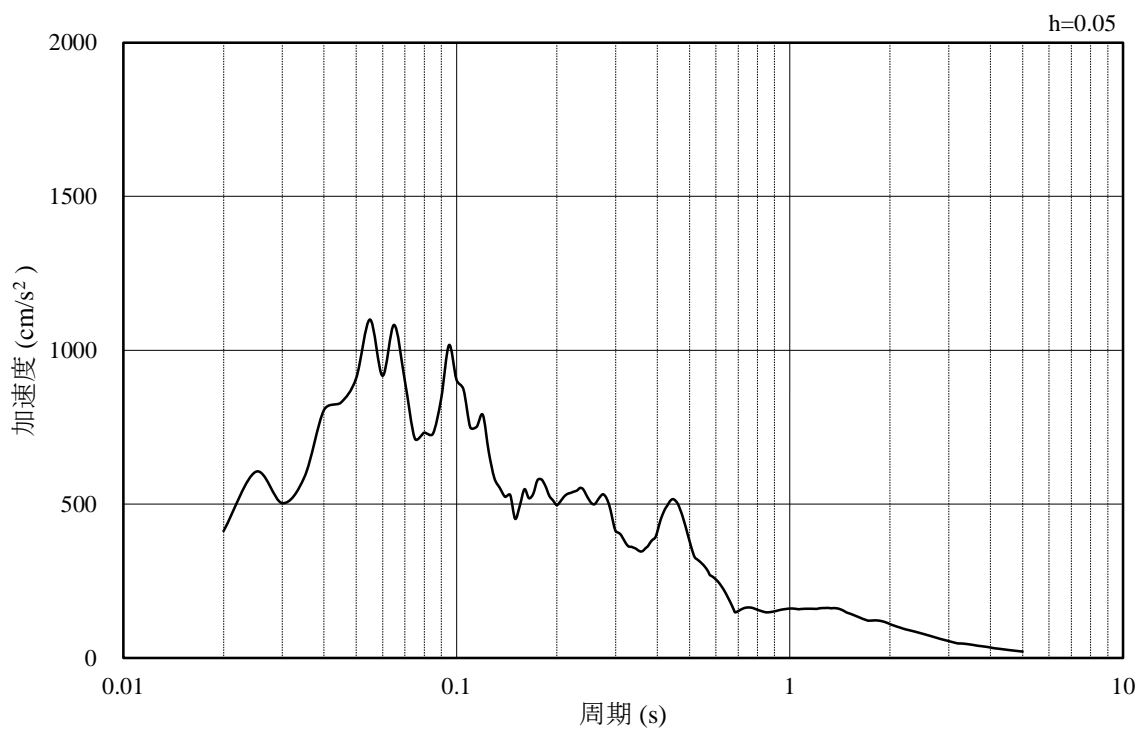


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-35 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
(水平成分：S s - N 2 (EW))



(a) 加速度時刻歴波形

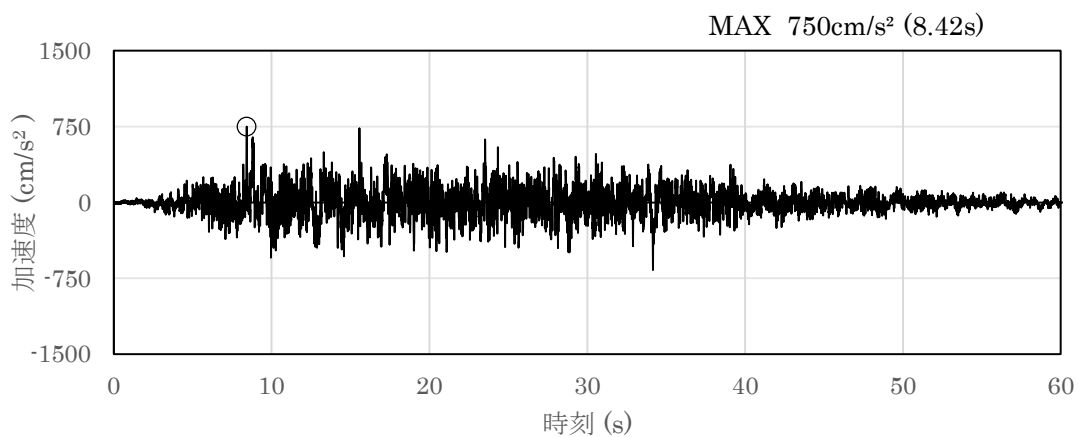


(b) 加速度応答スペクトル

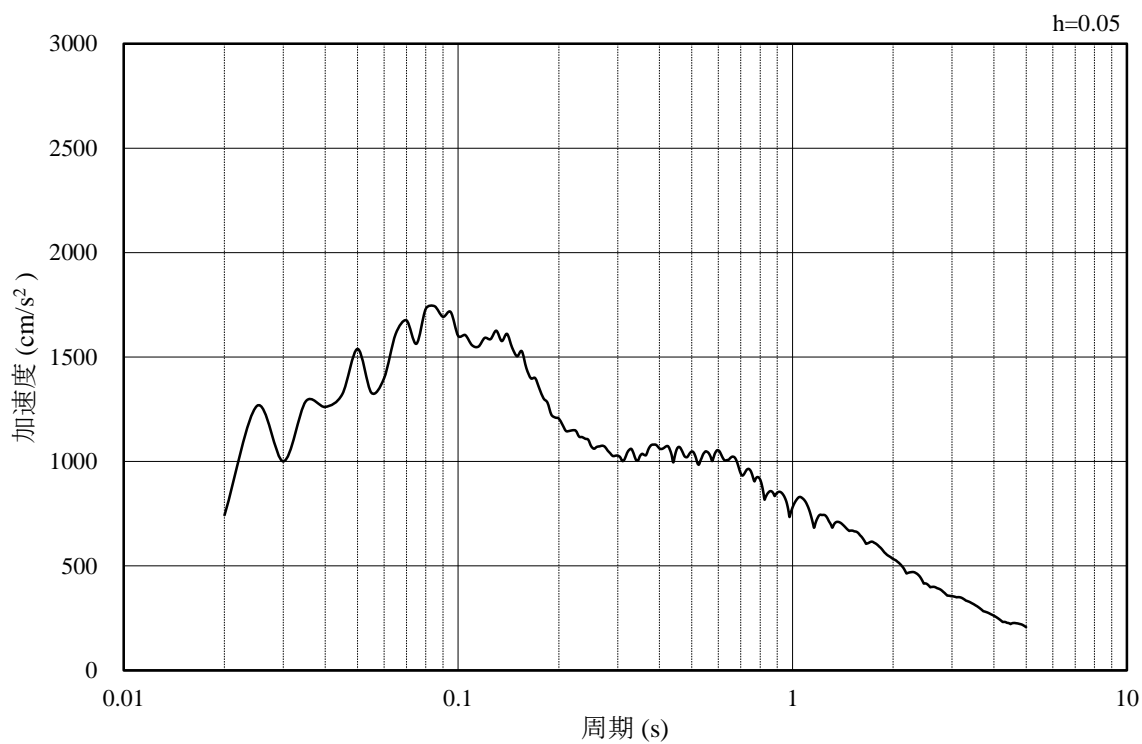
図 4.3-36 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (EW))

(2) B-B断面の入力地震動

図 4.3-37～図 4.3-48 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。

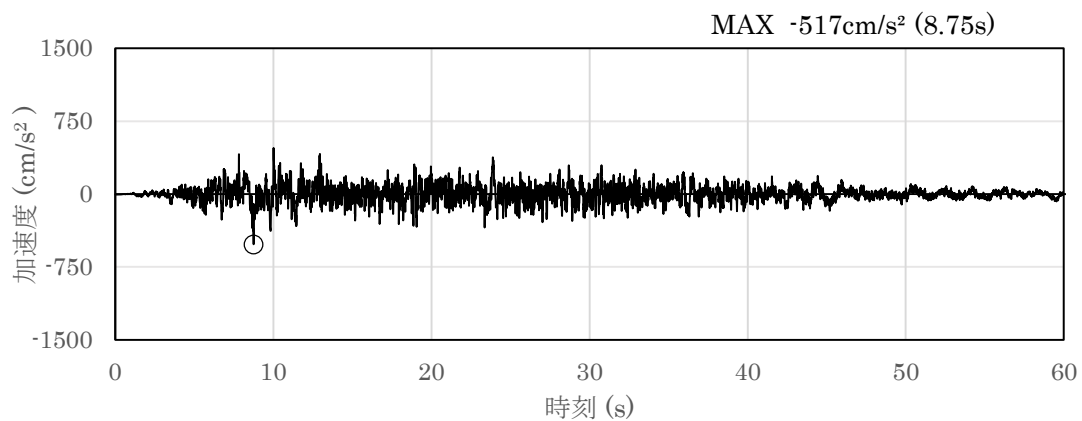


(a) 加速度時刻歴波形

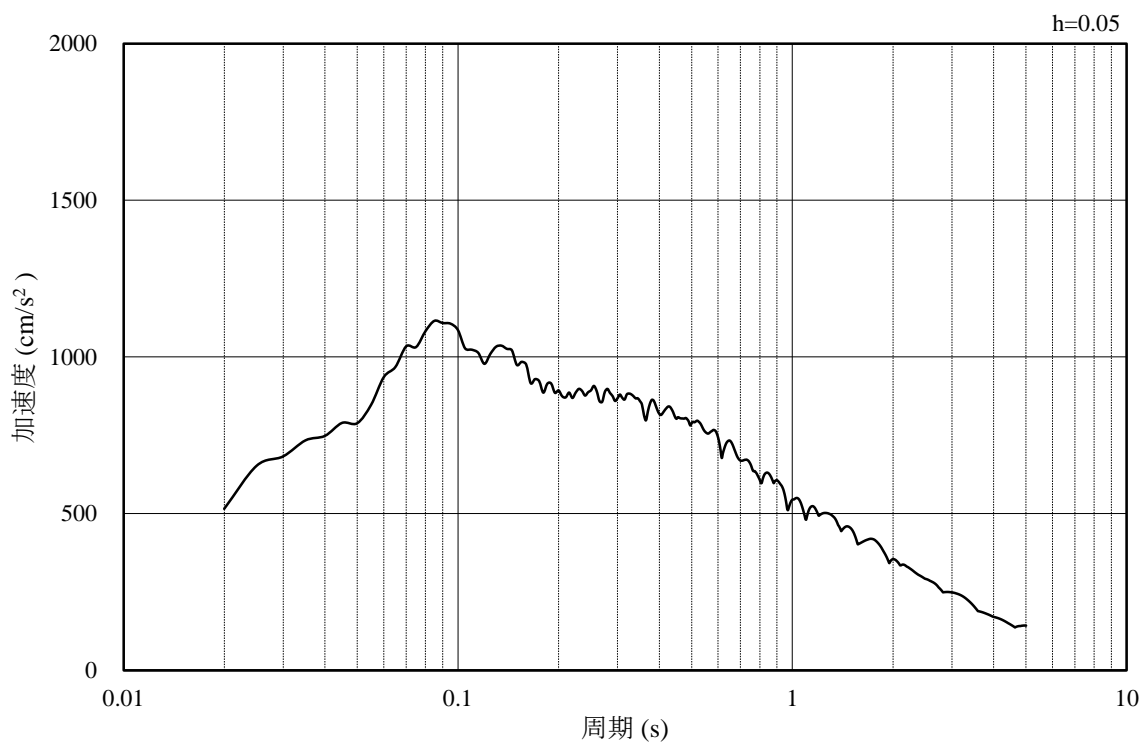


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.4-37 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
(水平成分：S s -D)

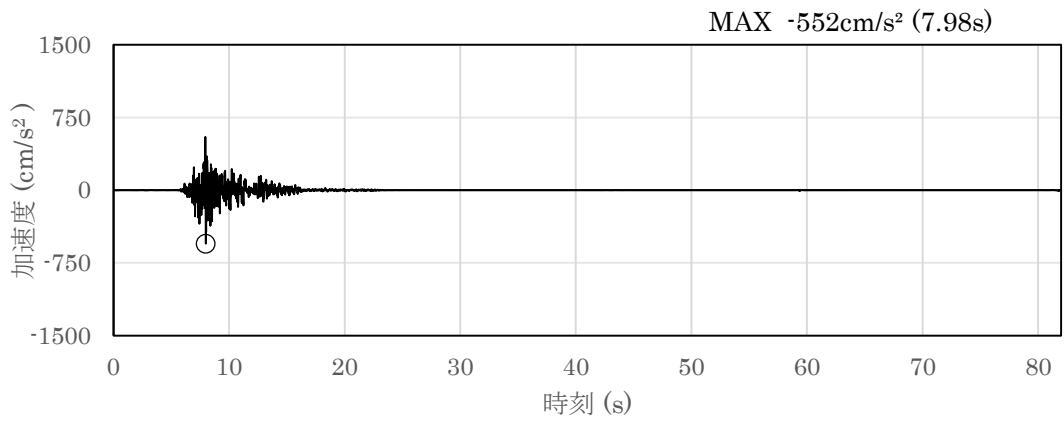


(a) 加速度時刻歴波形

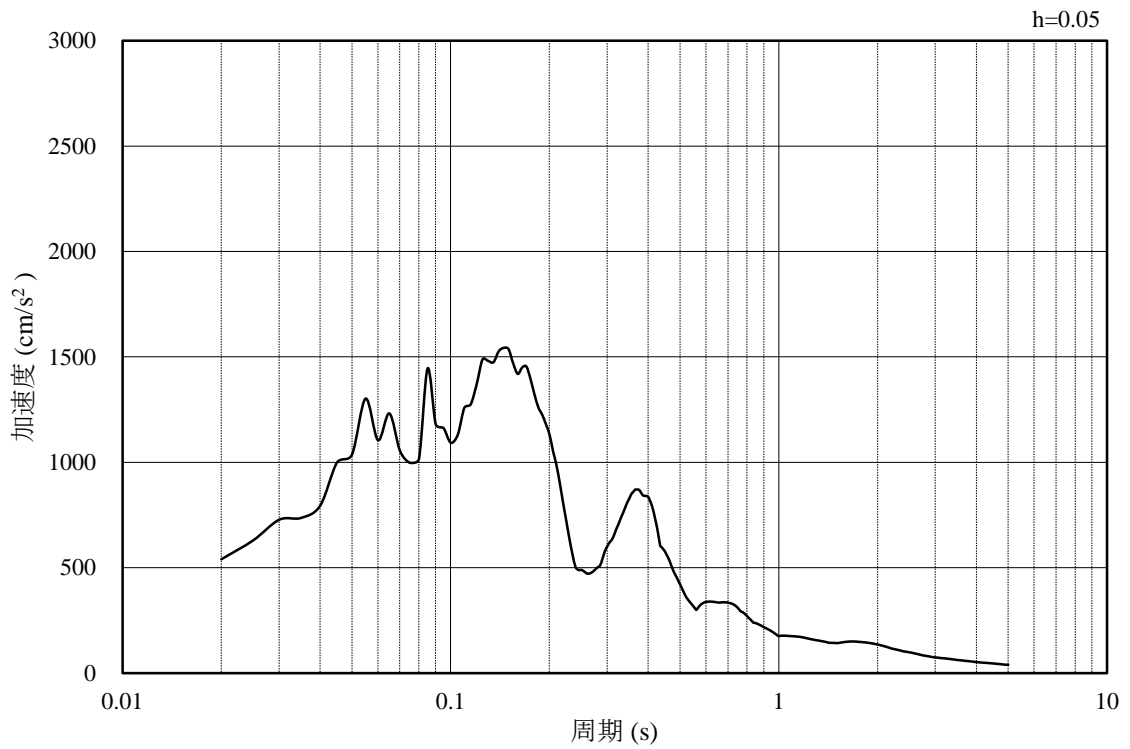


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-38 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
(鉛直成分：S s - D)

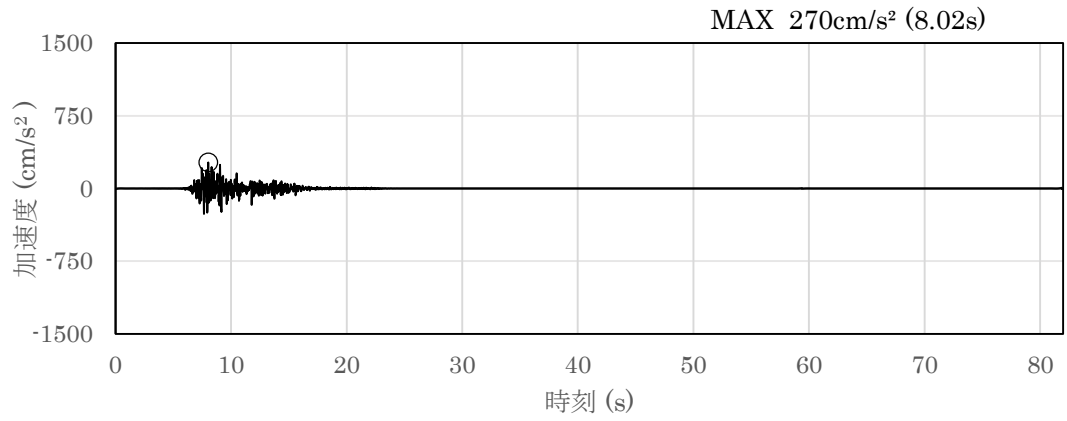


(a) 加速度時刻歴波形

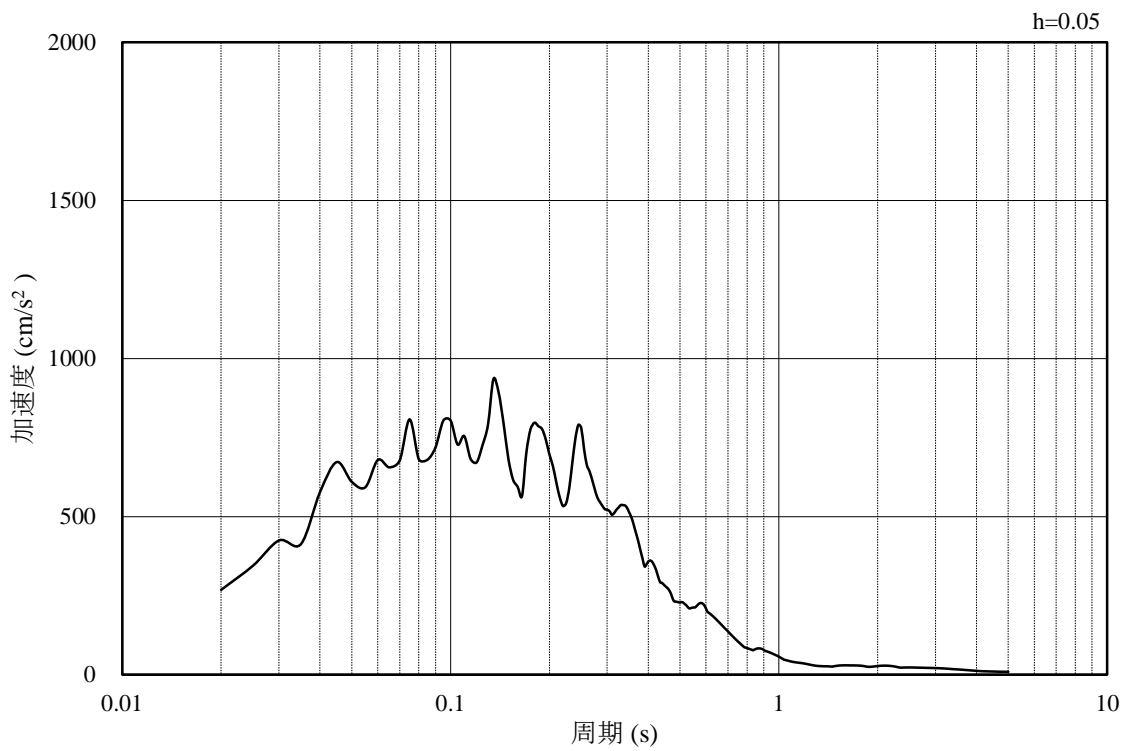


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-39 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
(水平成分：S s - F 1)

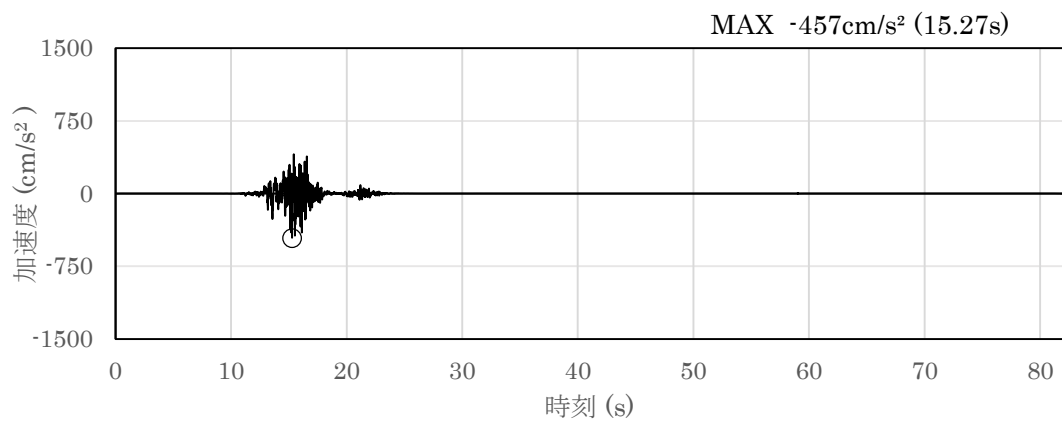


(a) 加速度時刻歴波形

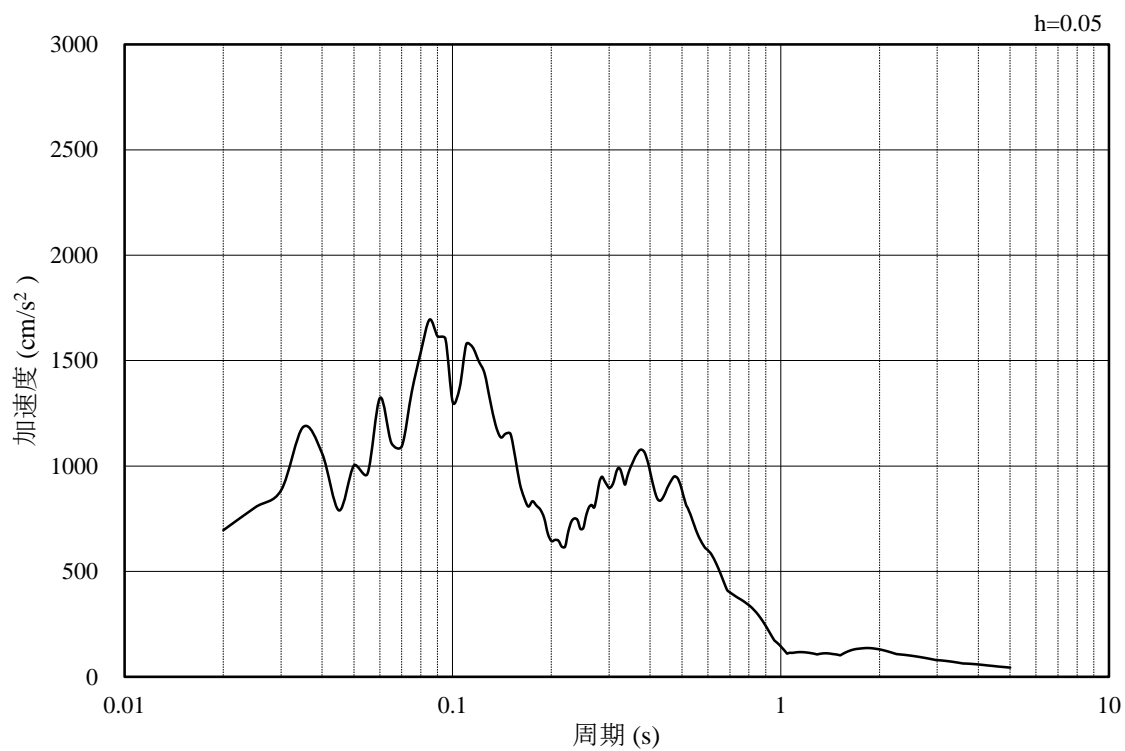


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-40 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
(鉛直成分：S s - F 1)

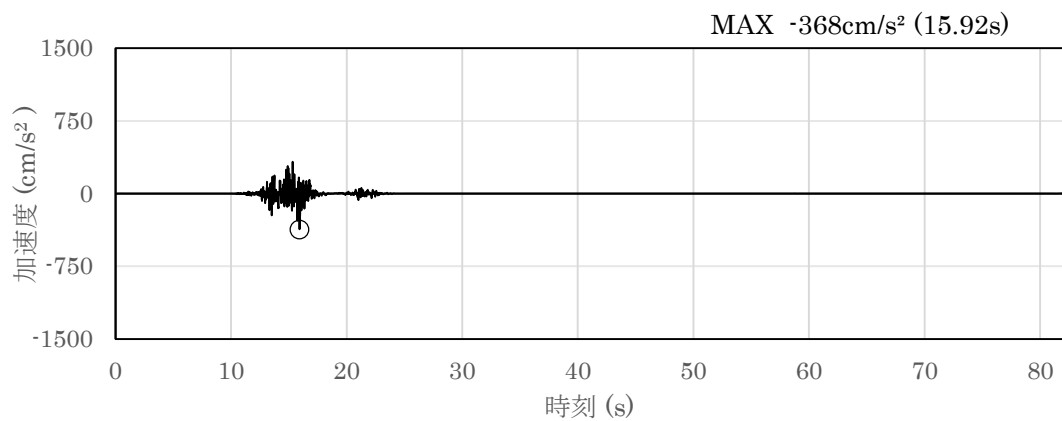


(a) 加速度時刻歴波形

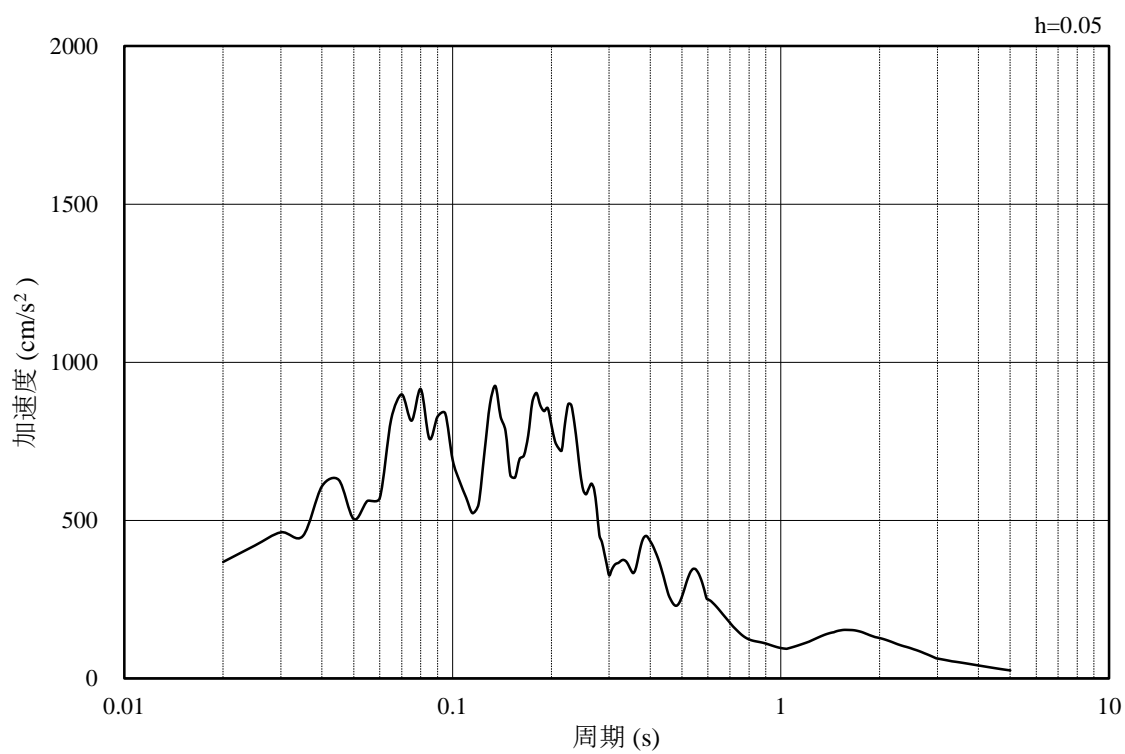


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-41 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
(水平成分：S_s-F2)

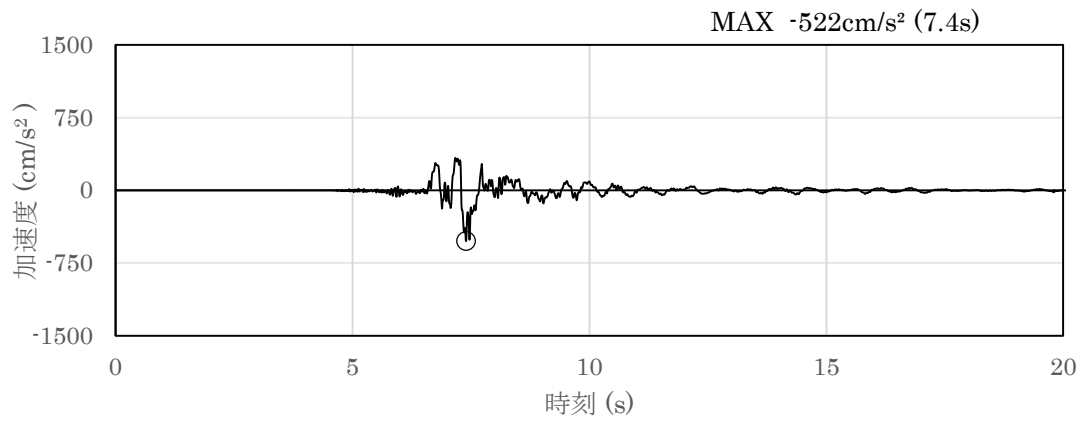


(a) 加速度時刻歴波形

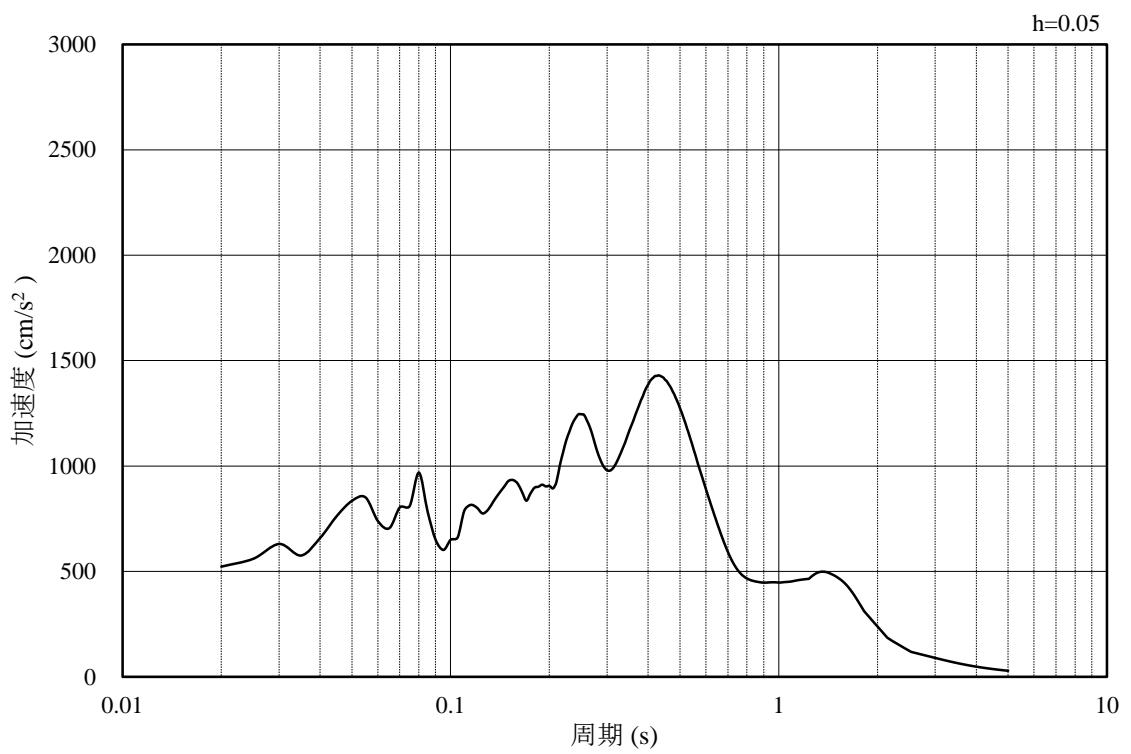


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-42 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
(鉛直成分：S s - F 2)

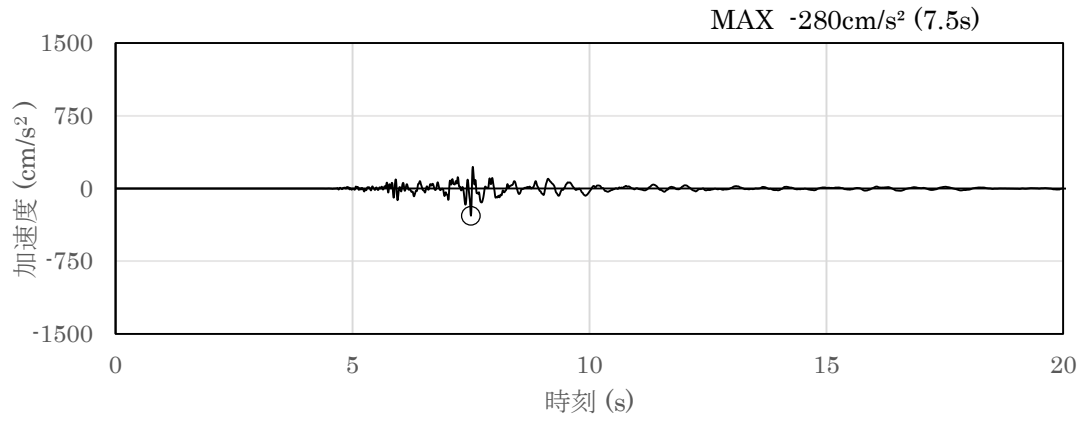


(a) 加速度時刻歴波形

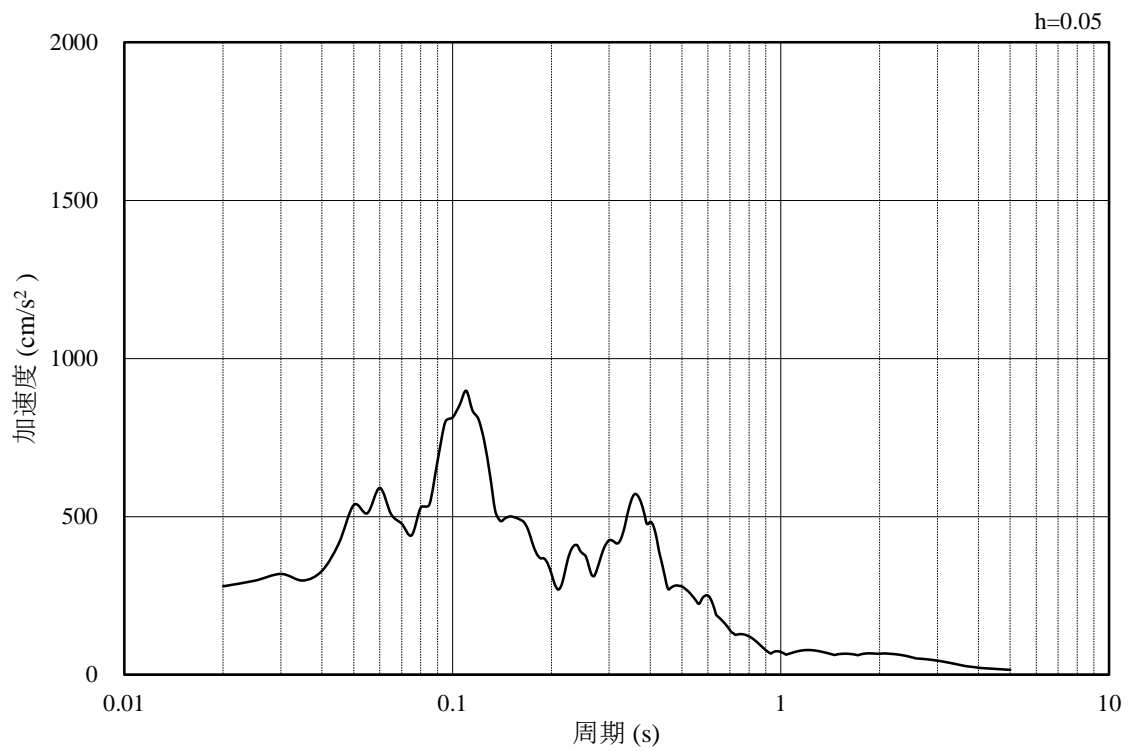


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-43 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
(水平成分：S s - N 1)

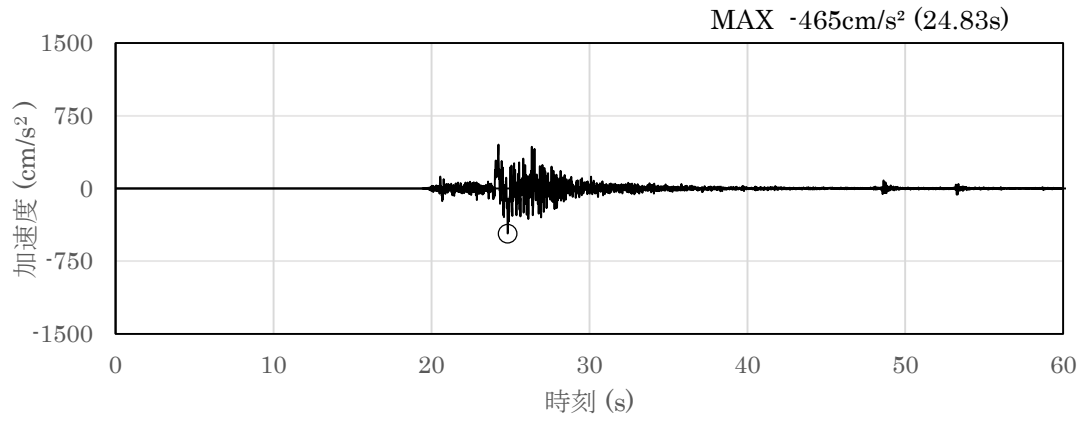


(a) 加速度時刻歴波形

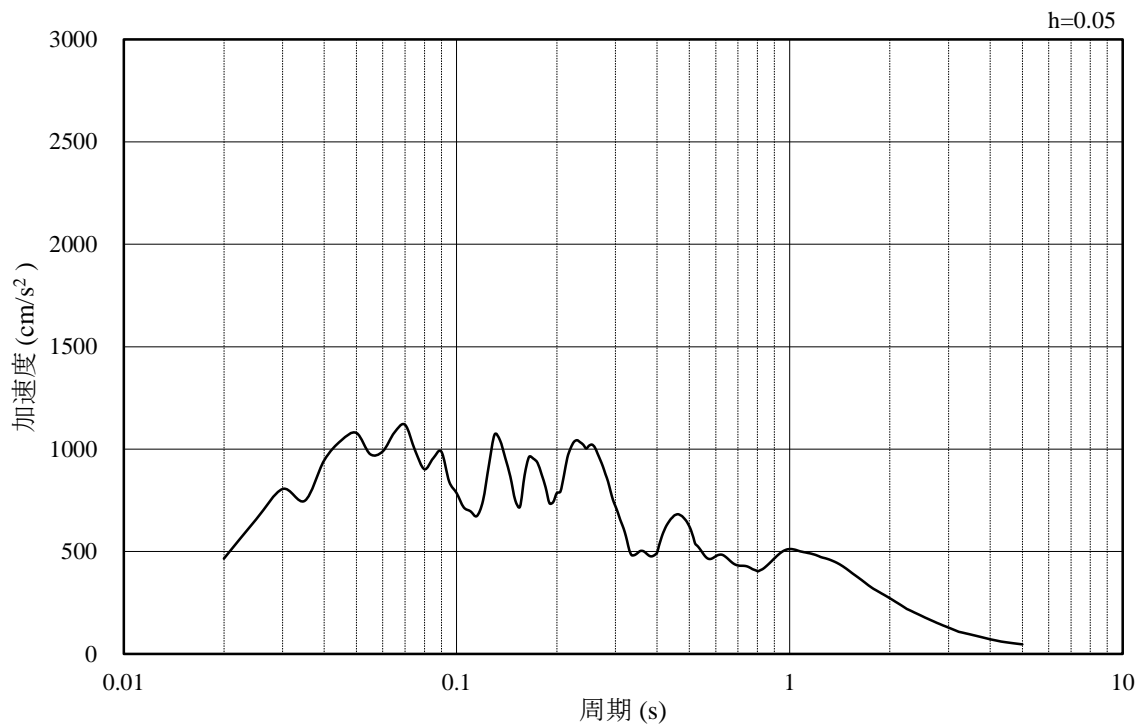


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-44 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
(鉛直成分：S s - N 1)

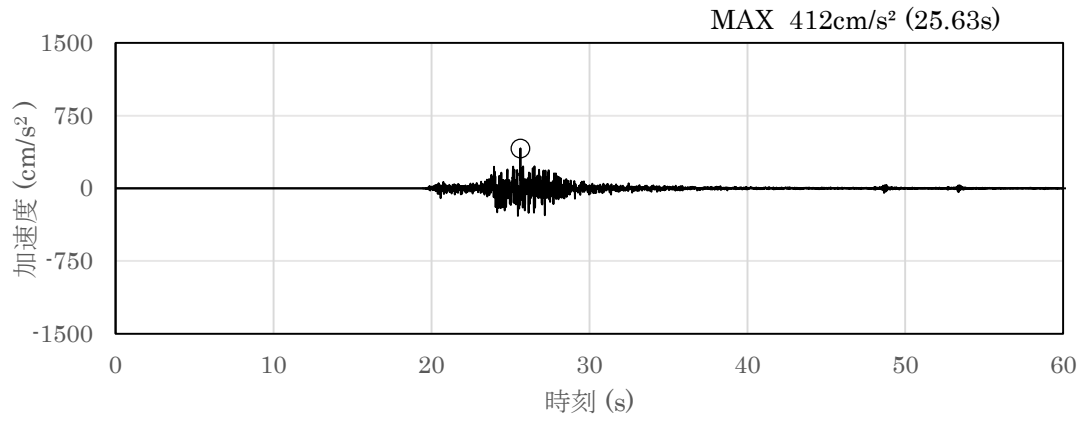


(a) 加速度時刻歴波形

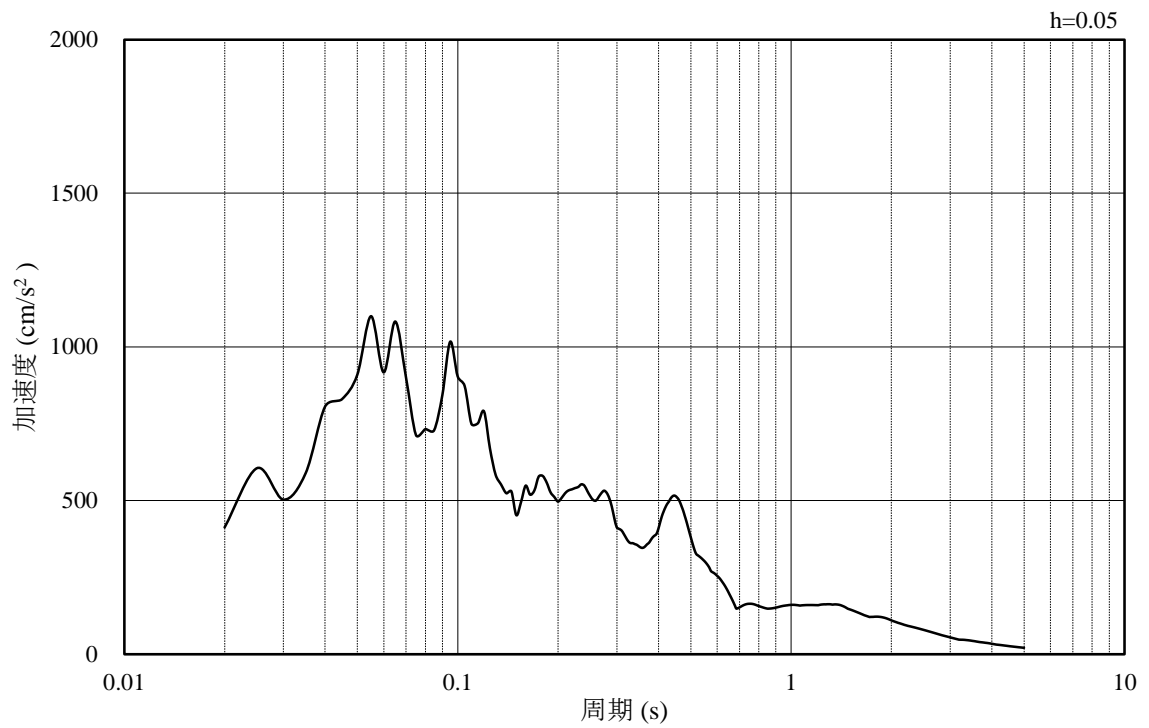


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-45 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
(水平成分 : S s - N 2 (NS))

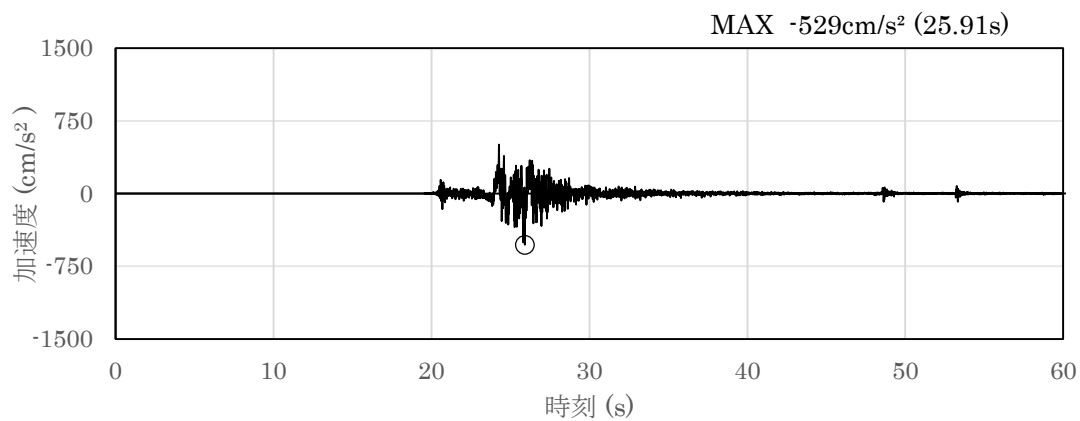


(a) 加速度時刻歴波形

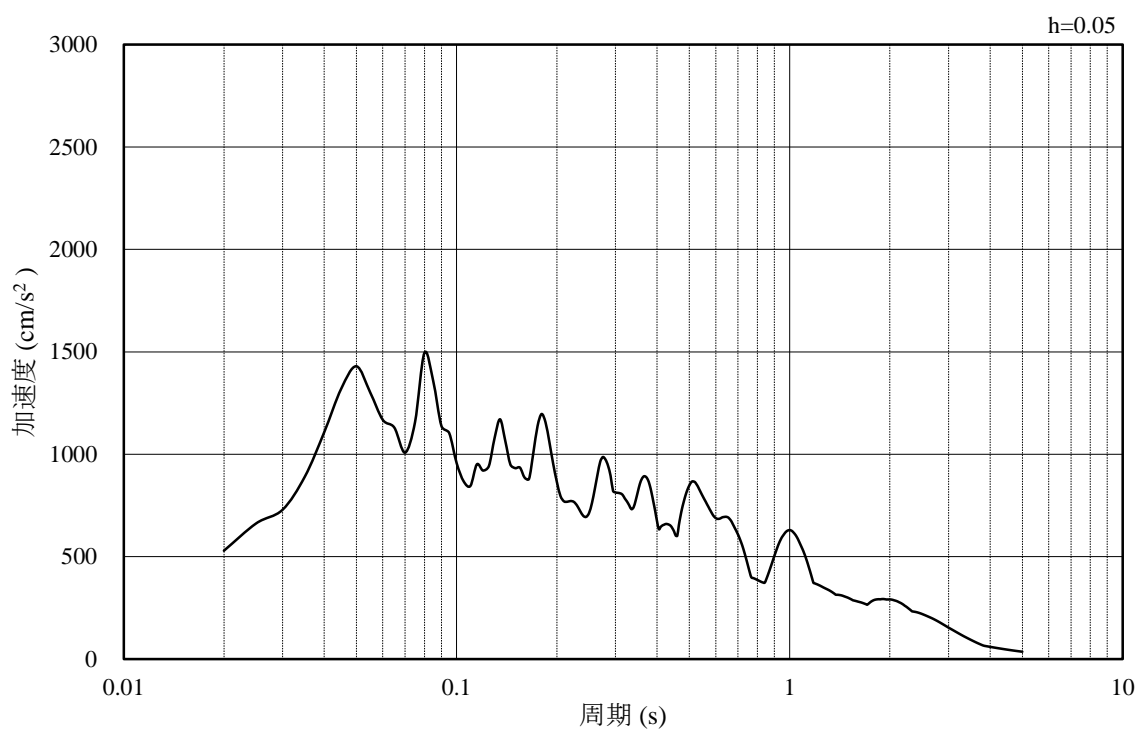


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-46 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
(鉛直成分：S s - N 2 (NS))

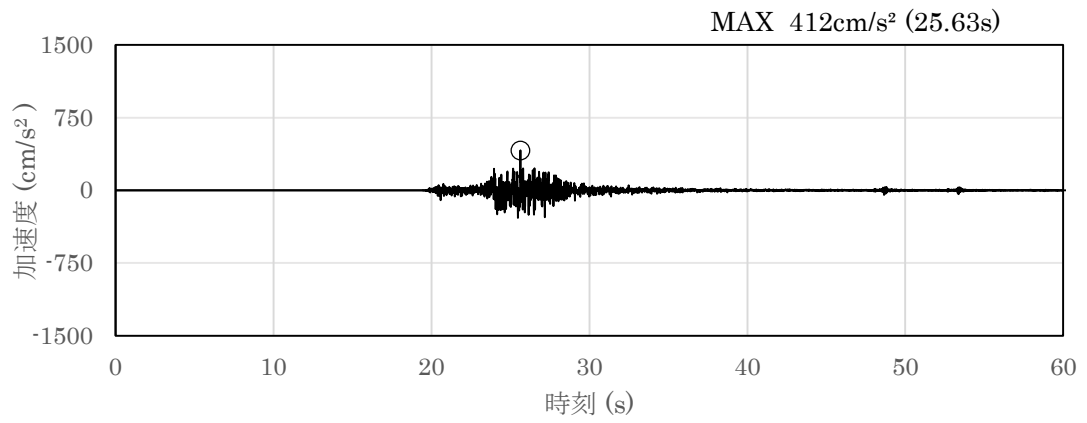


(a) 加速度時刻歴波形

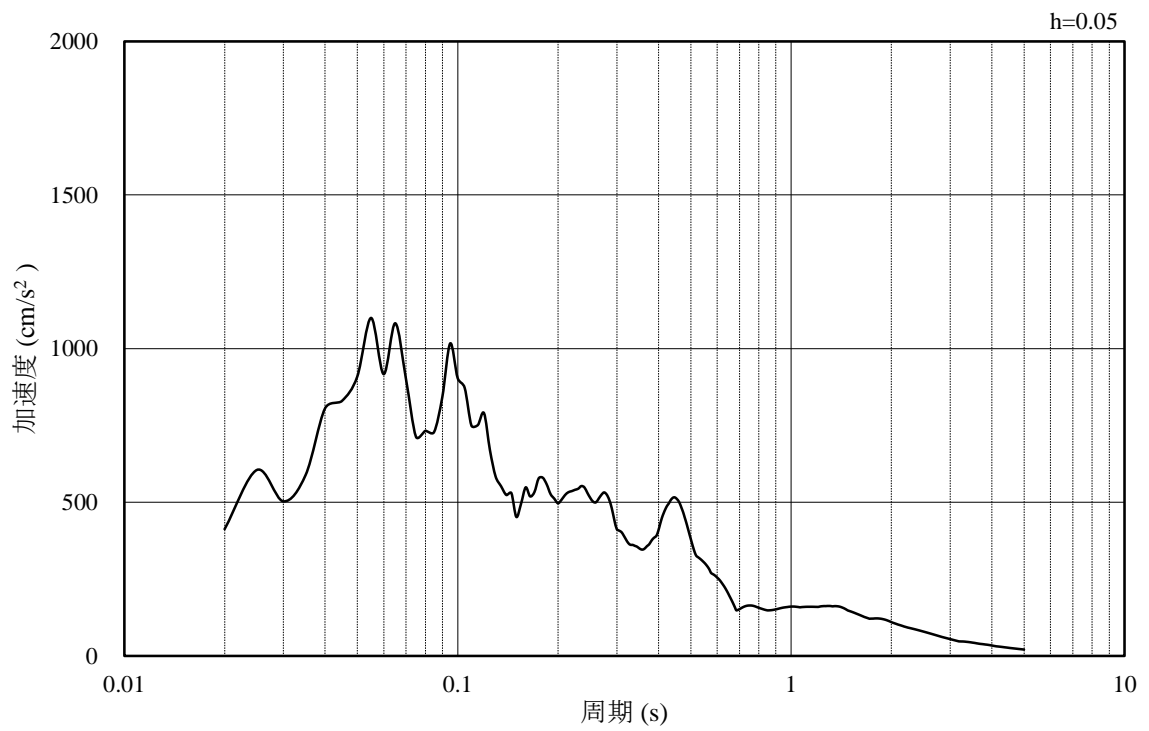


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.3-47 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
(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 4.3-48 入力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))

4.4 耐震評価

4.4.1 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（西側）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、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）（以下「土木学会マニュアル」という。）に基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ1.0%）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。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表4.4-1に示す。

表 4.4-1 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 μ) *

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

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ε_R : 限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 10000 μ)

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

γ_a : 構造物解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ε : 圧縮縁の発生ひずみ

(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

$$V_{y d} = V_{c d} + V_{s d}$$

ここで、 $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{c d} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{v c d} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{b c}$$

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}} \quad \text{ただし, } f_{v c d} > 0.72 (\text{N/mm}^2) \quad \text{となる場合は}$$

$$f_{v c d} = 0.72 (\text{N/mm}^2)$$

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

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

$$\beta_n = 1 + M_o / M_d \quad (N_d \geq 0) \quad \text{ただし, } \beta_n > 2.0 \quad \text{となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_o / M_d \quad (N_d < 0) \quad \text{ただし, } \beta_n < 0 \quad \text{となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし, } \beta_a < 1.0 \quad \text{となる場合は } \beta_a = 1.0$$

ここで、 $f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm²)で設計基準強度 $f'_{c k}$ を材料係数 $\gamma_{m c}$ 除したもの

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

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_d : 設計曲げモーメント

M_o : M_d に対する引張縁において、軸力方向によって発生する
 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) $M_o = N'_d \cdot D / 6$

D : 断面高さ
 a / d : せん断スパン比
 γ_{bc} : 部材係数
 γ_{mc} : 材料係数

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

ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、 400N/mm^2
 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が
 60N/mm^2 以上のときは 800N/mm^2 以下とする。

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度
 s : せん断補強鉄筋の配置間隔
 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。
 γ_{bs} : 部材係数
 γ_{ms} : 材料係数

(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 4.4-2 に示す。

表 4.4-2 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 ²)
極限支持力度	埋戻土	1.2

4.5 耐震評価結果

4.5.1 地震応答解析結果

評価対象断面として選定した，A－A断面及びB－B断面の地震応答解析結果を以下に示す。

(1) ひずみの時刻歴波形

各断面の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において，最も厳しい照査値となる結果を表4.5-1及び表4.5-2に示す。また，ひずみの時刻歴波形を図4.5-1及び図4.5-2に示す。

表 4.5-1 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	照査ひずみ	照査値
			$\varepsilon_d^*(\mu)$	$\varepsilon_R(\mu)$	$\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S _s -N1	++	1176	10000 μ	0.12

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

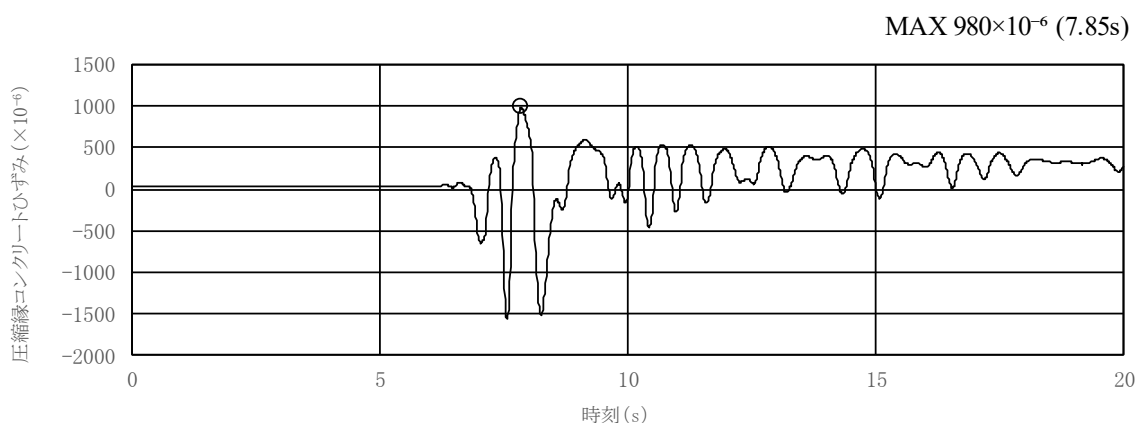


図 4.5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形（全応力解析）（A－A断面）

表 4.5-2 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	照査ひずみ	照査値
			$\varepsilon_d^*(\mu)$	$\varepsilon_R(\mu)$	$\varepsilon_d/\varepsilon_R$
②	S _S -D	++	56	10000 μ	0.01

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

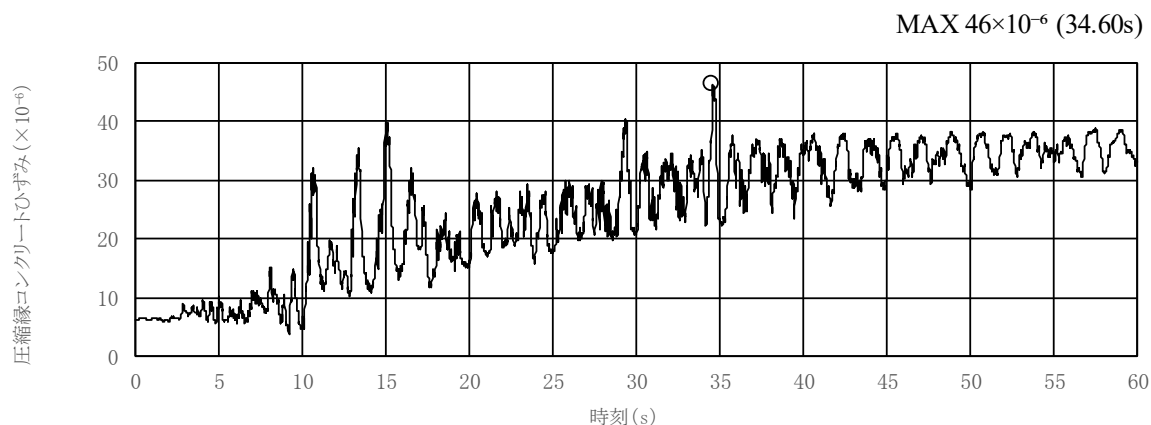


図 4.5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形 (全応力解析) (B-B断面)

(2) 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

a. A-A断面

せん断破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる結果を表 4.5-3 に示す。また、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，せん断力）を図 4.5-4 に示す。

表 4.5-3 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*1		照査用	せん断	照査値
					せん断力	耐力	
					V_d^{*2} (kN)	V_{yd} (kN)	V_d/V_{yd}
①	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

注記*1：評価位置は図 4.5-3 に示す。

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

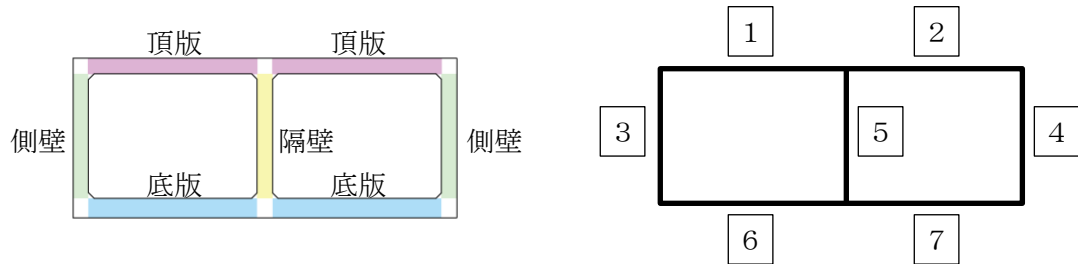
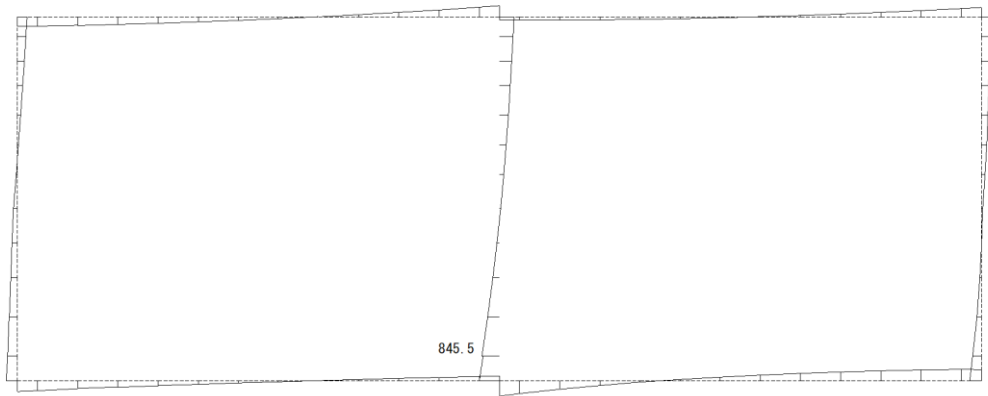


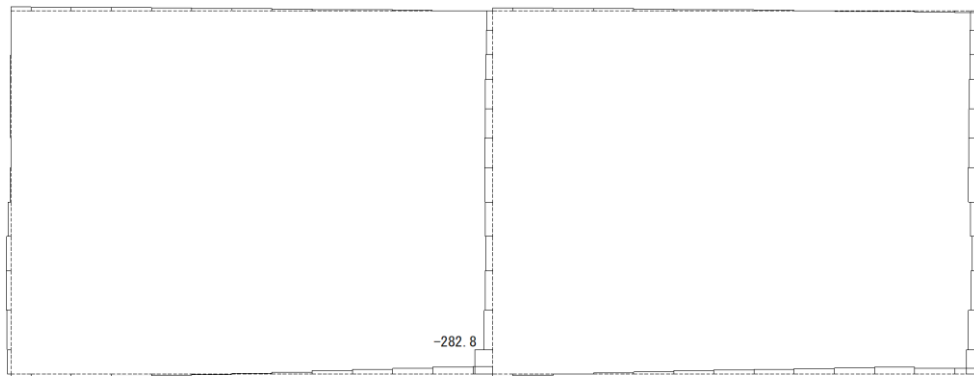
図 4.5-3 評価位置図（A-A断面）

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



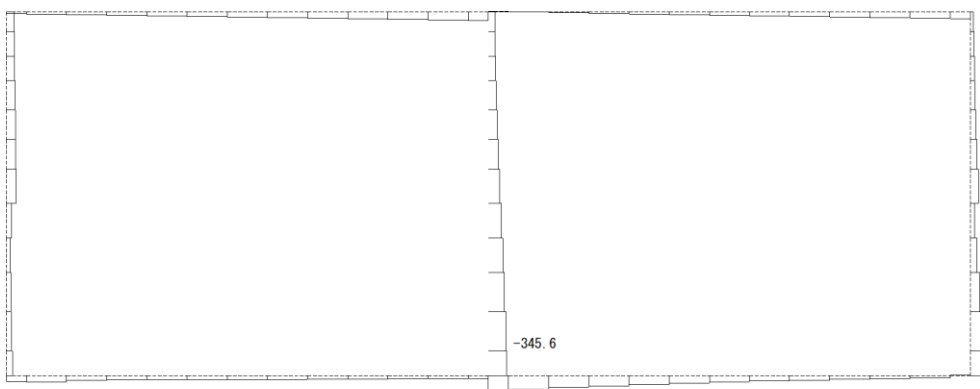
曲げモーメント (kN·m)

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 4.5-4 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 s - N 1 (++))

b. B-B断面

せん断破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる結果を表4.5-4に示す。また、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、せん断力）を図4.5-6に示す。

表4.5-4 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*1		照査用	せん断	照査値 V_d/V_{yd}	
					せん断力 V_d^{*2} (kN)	耐力 V_{yd} (kN)		
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

注記*1：評価位置は図4.5-5に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a (1.05)

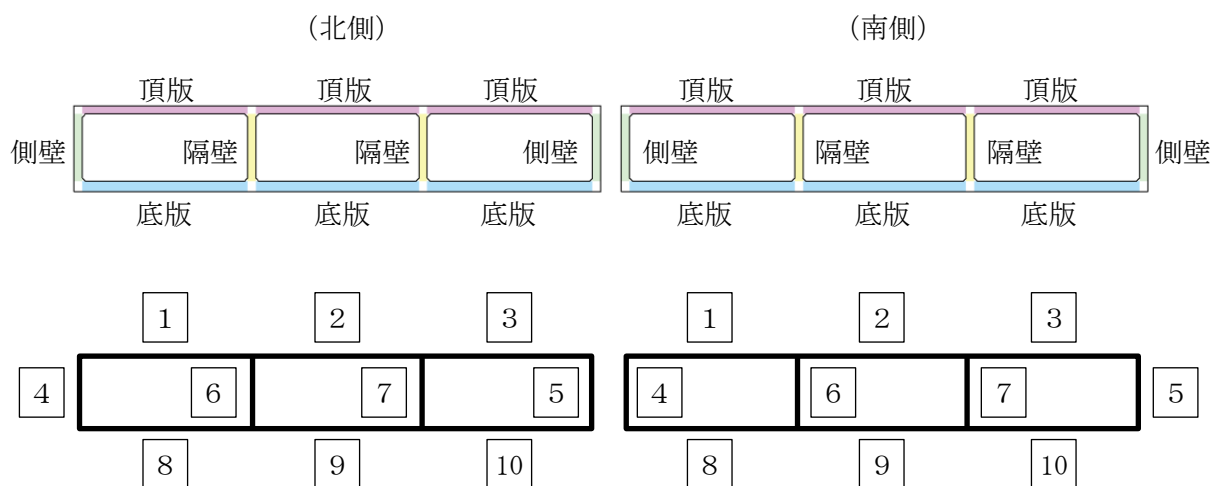


図4.5-5 評価位置図（B-B断面）

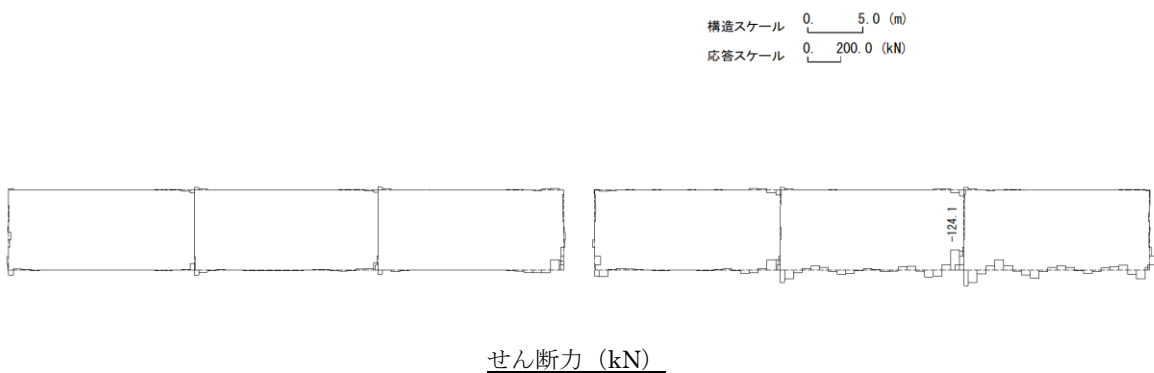
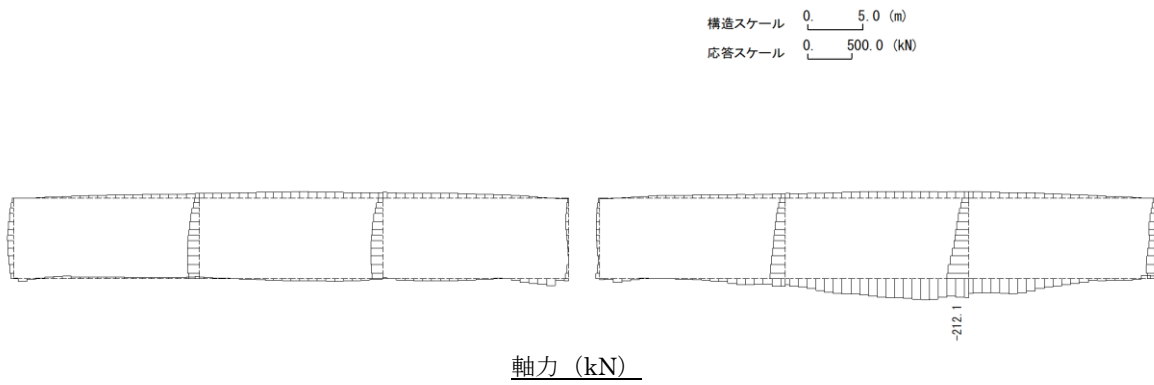
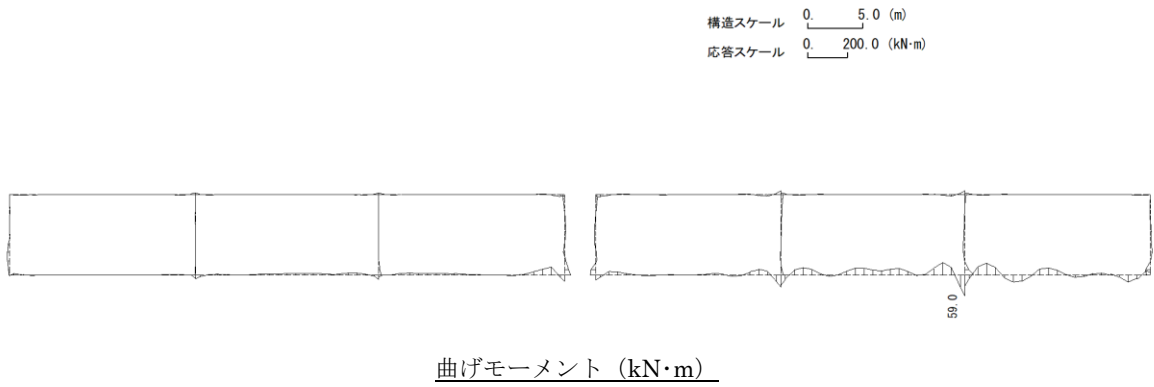


図 4.5-6 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (B-B断面)
 (解析ケース①, S s -D (++)

4.5.2 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

a. A-A断面

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 4.5-5 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 4.5-5 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 _s -D	++	797	10000 μ
S _s -F 1		++	735	10000 μ	0.08
S _s -F 2		++	875	10000 μ	0.09
S _s -N 1		++	1176	10000 μ	0.12
S _s -N 2 (NS)		++	540	10000 μ	0.06
S _s -N 2 (EW)		++	832	10000 μ	0.09
②	S _s -F 2	++	891	10000 μ	0.09
③	S _s -F 2	++	810	10000 μ	0.09

注記*：照査用ひずみ ε_d = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a (1.2)

b. B-B断面

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 4.5-6 に示す。照査値は、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 4.5-6 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 $\varepsilon_d^*(\mu)$	照査ひずみ $\varepsilon_R(\mu)$	照査値 $\varepsilon_d/\varepsilon_R$
①	S _s -D	++	54	10000 μ	0.01
	S _s -F 1	++	39	10000 μ	0.01
	S _s -F 2	++	35	10000 μ	0.01
	S _s -N 1	++	45	10000 μ	0.01
	S _s -N 2 (NS)	++	48	10000 μ	0.01
	S _s -N 2 (EW)	++	41	10000 μ	0.01
②	S _s -D	++	56	10000 μ	0.01
③	S _s -D	++	52	10000 μ	0.01

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

(2) せん断破壊に対する評価結果

a. A-A断面

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 4.5-7 及び表 4.5-8 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 4.5-7 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 γ_a (1.05)

表 4.5-8 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 V_d/V_{yd}
					せん断力 V_d^* (kN)	耐力 V_{yd} (kN)	
②	S _s -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 _s -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 γ_a (1.05)

b. B-B断面

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 4.5-9～表 4.5-11 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 4.5-9 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	照査値	
					せん断力	耐力		
					V_d^* (kN)	V_{yd} (kN)	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 γ_a (1.05)

表 4.5-10 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 $V_d = \text{発生せん断力} \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (1.05)$

表 4.5-11 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 $V_d =$ 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a (1.05)

4.5.3 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照査結果を表 4.5-12 及び表 4.5-13 に示す。また、最大接地圧分布図を図 4.5-7 及び図 4.5-8 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 4.5-12 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	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	++	0.70	1.2	0.58
	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 4.5-13 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	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	++	0.70	1.2	0.59
	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

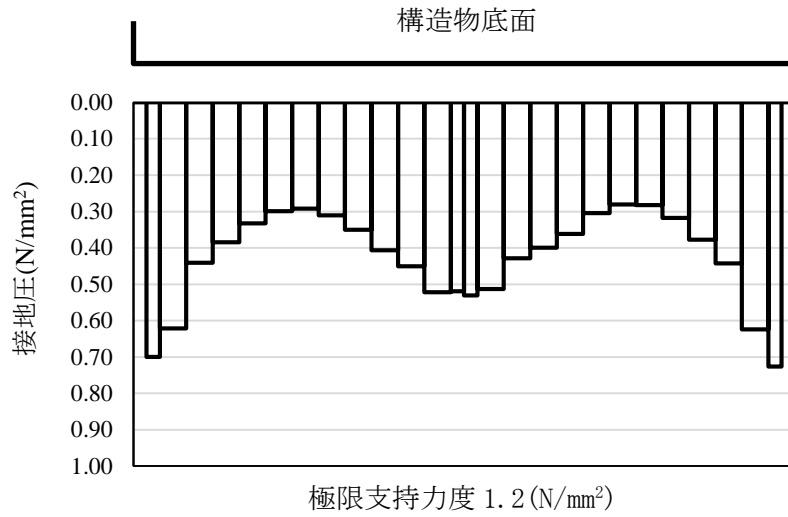


図 4.5-7 基礎地盤の最大接地圧分布図 (A-A断面)
 (解析ケース②, S_s-F2 (++))

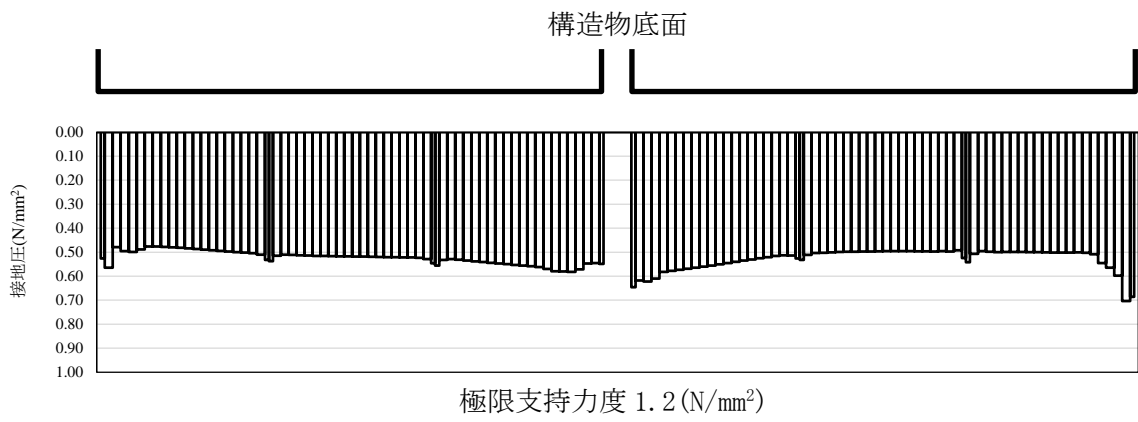


図 4.5-8 基礎地盤の最大接地圧分布図 (B-B断面)
 (解析ケース②, S_s-D (++))

4.6 土石流堆積荷重の影響検討

4.6.1 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 4.6-1 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、「4.5 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。

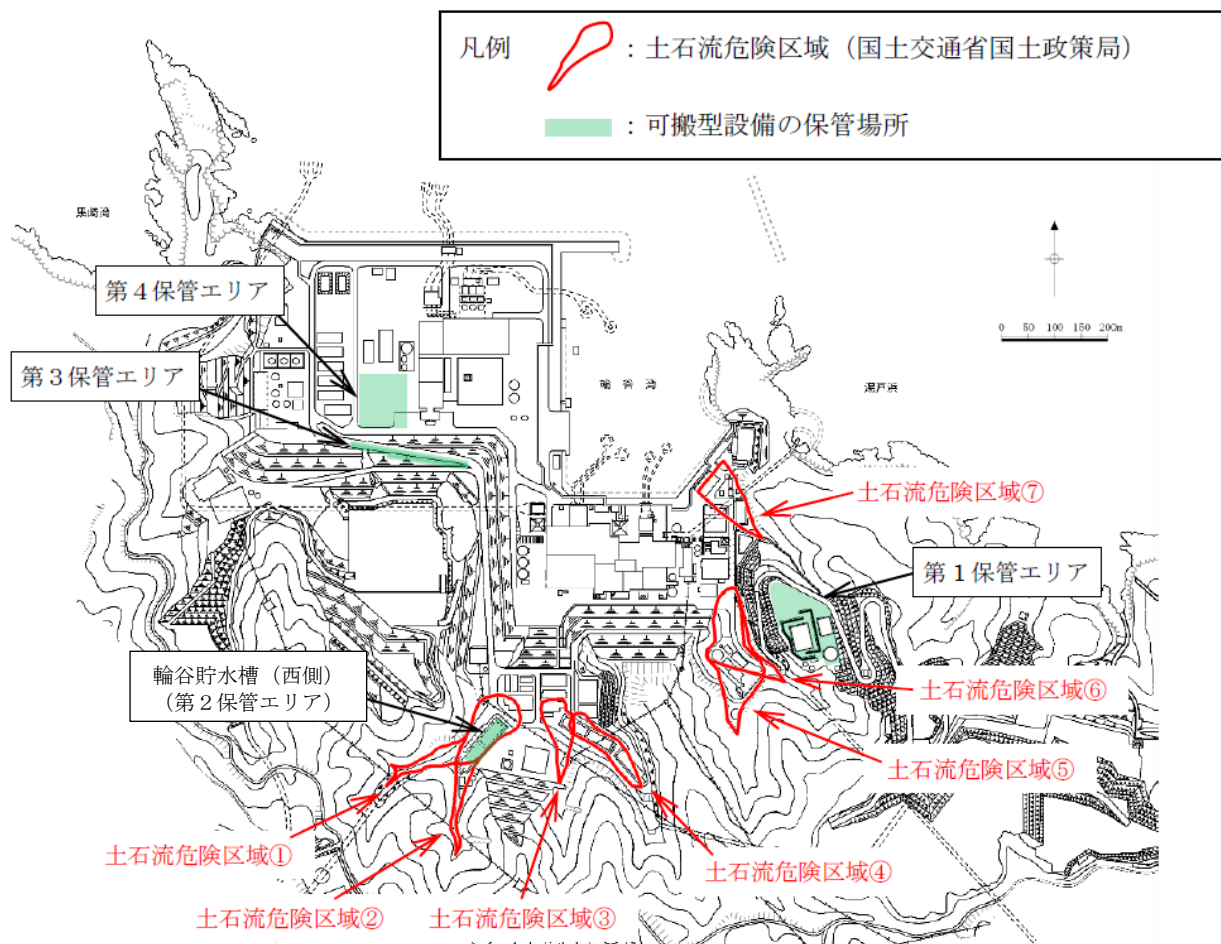


図 4.6-1 土石流危険区域

4.6.2 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、「4.3.4 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 4.6-1 に示す。

表 4.6-1 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 4.6-2 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。

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

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

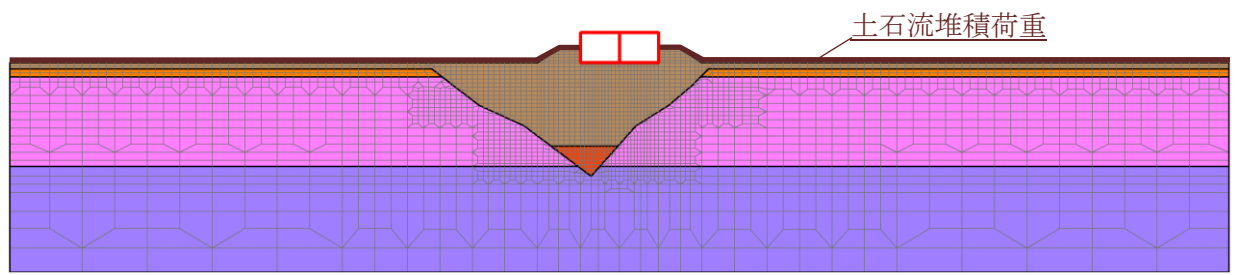
$$K_{EA1} = \frac{\cos(\theta_s - \phi_{res})(1 + \tan \theta \tan \theta_s)(1 + \tan \theta \tan \alpha)\{\tan(\theta_s - \phi_{res}) + \tan \theta_0\}}{\cos(\theta_s - \phi_{res} - \theta - \delta_E)(\tan \theta_s - \tan \alpha)} \quad (4)$$

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

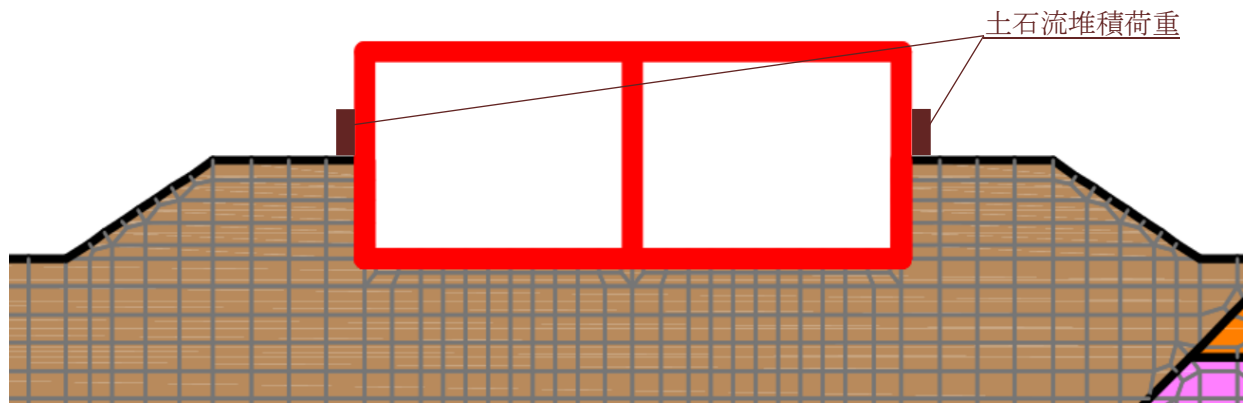
- K_{EA1} : 水平震度を増加させながら, 求められた一次主動破壊面を持つ土塊に作用する力の釣り合いを考えたときの地震時主動土圧係数
 K_{EA2} : 物部・岡部の方法において $\phi = \phi_{peak}$ とした式 (5) により求められる地震時主動土圧係数
 θ_s : すべり面と水平面のなす角 ($^{\circ}$) 式 (6) 参照
 ϕ_{res} : 背面土の残留強度時のせん断抵抗角 (35°)
 θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (0°)
 α : 地表面と水平面のなす角 (0°)
 θ_0 : 地震合成角 ($^{\circ}$) で下式により算出する。
 $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$
 k_h : 設計水平震度
(短辺方向断面 : 0.654, 長辺方向断面 : 1.357)
 δ_E : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (0°)
 ϕ_{peak} : 背面土のピーク強度時のせん断抵抗角 (35°)

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

- θ_s : すべり面と水平面のなす角 ($^{\circ}$)
 α : 地表面と水平面のなす角 (0°)
 ϕ_{peak} : 背面土のピーク強度時のせん断抵抗角 (35°)
 δ_E : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (0°)
 θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (0°)
 θ_{01} : 地震合成角 ($^{\circ}$) 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 4.6-2 土石流堆積荷重 概念图 (短边方向断面)

4.6.3 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 4.6-2～表 4.6-4 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 4.6-5～表 4.6-7 に示す。

(1) 短辺方向断面（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

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

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

表 4.6-3 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 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

表 4.6-4 支持性能に対する最大照査値

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

(2) 長辺方向断面 (B-B断面)

表 4.6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

地震動	照査用ひずみ* ε_d (-)	限界ひずみ ε_a (-)	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_a$
S s - D (++)	54 μ	10000 μ	0.01

注記* : 照査用ひずみ ε_d = 発生ひずみ ε × 構造解析係数 γ_a

表 4.6-6 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 - D (++)	129	856	0.15

注記* : 照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

表 4.6-7 支持性能に対する最大照査値

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

5. 輪谷貯水槽（東側）

追而

参考資料1 照査用応答値の平均化について

1. はじめに

復水貯蔵タンク遮蔽壁のうち PHb 工法適用部材については、せん断補強鉄筋定着部のひび割れの影響をおさえるため、曲げ・軸力系の破壊に対しておおむね弾性範囲となる状況下で使用することとしている。おおむね弾性に対する許容限界として、鉄筋コンクリートの発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認することとしている。

耐震評価の結果、発生応力度が短期許容応力度を超える部材や、せん断破壊に対する照査値が PHb 設置箇所で照査値 0.8 程度を超える部材が一部存在し、細かい要素分割を行っている部材について断面厚さ程度の範囲で平均化による評価を実施していることから、平均化範囲の考え方及び平均化による照査結果について示す。

2. 復水貯蔵タンク遮蔽壁のモデル化方針

復水貯蔵タンク遮蔽壁 3次元構造解析モデルは、土木学会マニュアルに準拠しモデル化を行っている。土木学会マニュアルでは、要素分割において以下の記載がある。

- ・要素分割は、断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度とするのがよい。
- ・要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの約 2.0 倍よりは大きくしてはならない。
- ・要素分割を細かくせざるを得ない場合は、軸線方向に部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度の範囲で複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。
- ・要素の形状は、著しく扁平にならないように注意し、四角形要素の縦横比は基本的に 1:1 が望ましく、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で 1:5 を限度とすることが望ましい。
- ・鉄筋コンクリート要素を用いる場合には、鉄筋位置と無筋領域を適切に考慮して要素分割しなければならない。

3. 許容限界を超える部材

基準地震動 S_s に対する耐震評価の結果、各要素単位の照査において、発生応力度が短期許容応力度を上回る部材が一部存在することが判明した。発生応力度が短期許容応力度を超える部材の最大照査値の一覧を表 3-1 に示す。評価対象箇所概念図を図 3-1 に示す。

表 3-1 発生応力度が許容限界を超える部材

地震動	評価位置	要素幅 a (mm)	部材厚 b (mm)	比率 a/b	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
$S_s - D$ (-+)	遮蔽壁 (本体)	284	500	0.57	323	294	1.10

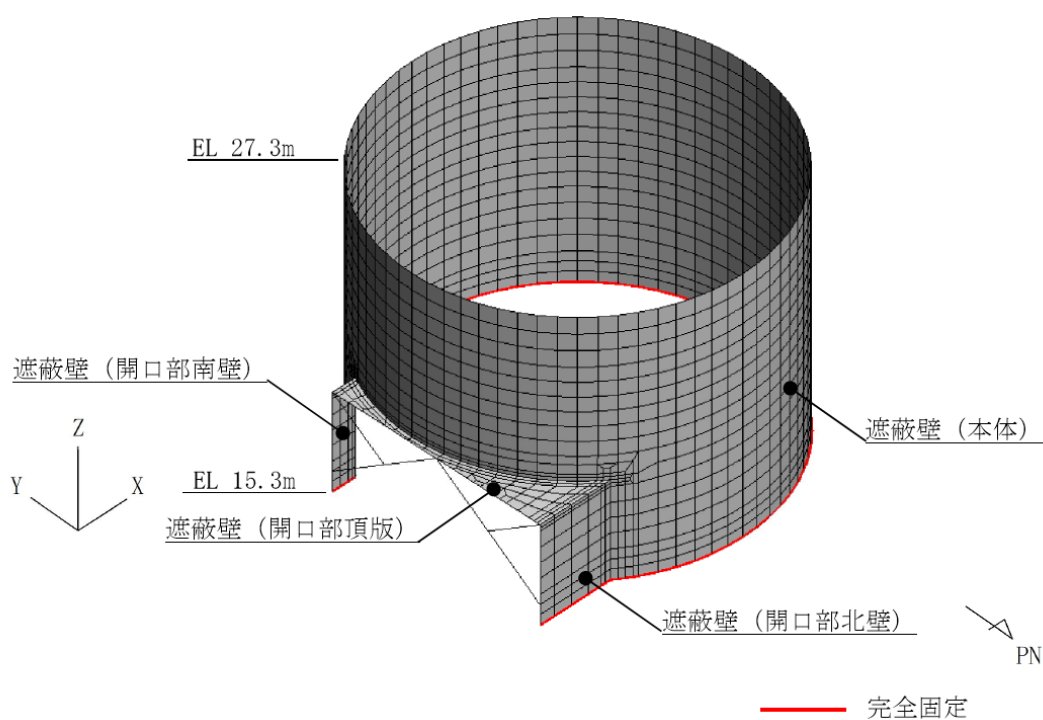


図 3-1 評価対象箇所概念図 (復水貯蔵タンク遮蔽壁)

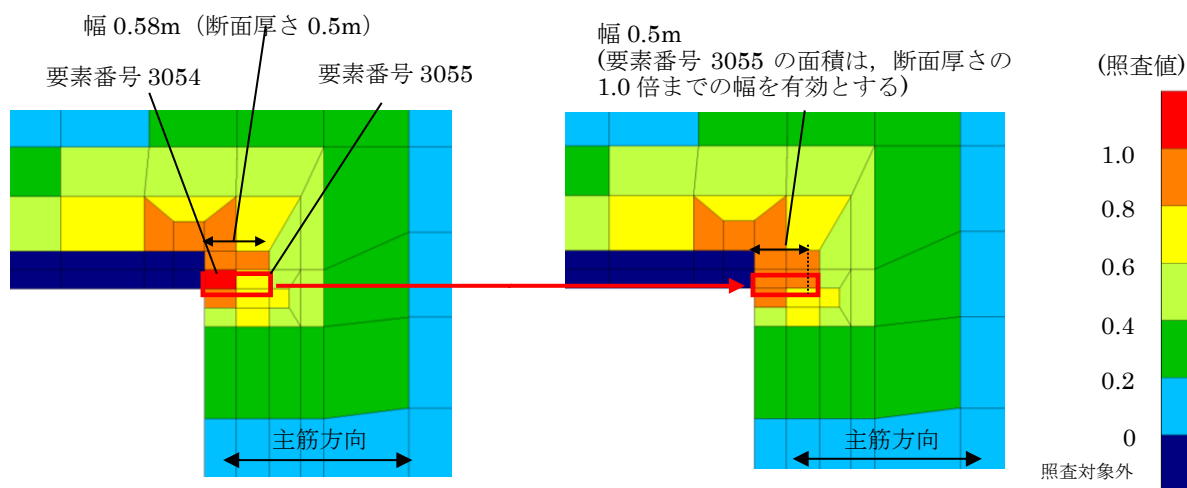
4. 曲げ・軸力及びせん断力の平均化の考え方

4.1 平均化範囲

要素分割について、「2. 復水貯蔵タンク遮蔽壁及び補助復水貯蔵タンク遮蔽壁のモデル化方針」のとおり、土木学会マニュアルで断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度とするのが良いとされており、また、「補足024-01 原子炉建物の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち「別紙7-2-1 改造工事に伴う重要増加を反映した検討における応力平均化の考え方」において、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（（社）日本建築学会，2005年制定）」に基づき部材厚の範囲で応力平均化を実施していることを踏まえ、曲げ・軸力及びせん断力の平均化の範囲は、断面厚さの1.0倍以内で実施することとする。

4.2 平均化の考え方

曲げ・軸力の平均化は、発生応力度の許容限界を超えている当該要素に対し、曲げ変形の方
向を考慮して主筋の軸方向に隣接する要素を対象とする。曲げ・軸力の平均化の計算は、当該
要素の発生応力度を算定するための軸力及び曲げモーメントと隣接する要素の発生応力度を算
定するための軸力及び曲げモーメントをそれぞれの要素の面積に応じた加重平均として算出
する。図4-1に復水貯蔵タンク遮蔽壁を例に平均化の概要図を示す。ここで、平均化する要素に
ついては、許容値を超えている要素に隣接する要素を基本とするが、それでもなお許容値を上
回る場合は、断面厚さの1.0倍以内で平均化する要素を追加する。



平均化要素				平均化要素				平均化結果	
要素 番号	面積 (m ²)	曲げモ ーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	要素 番号	面積 (m ²)	曲げモ ーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	曲げモ ーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)
3054	0.0473	101	1070	3055	0.0360	81	683	93	903

図4-1 発生曲げ応力の平均化の概念図（復水貯蔵タンク遮蔽壁の例）

5. 曲げ・軸力の平均化後の結果

「4.2 平均化の考え方」に基づき算出した各部材の曲げ・軸力の平均化後の照査値を、表 5-1 に示す。同表により、曲げ・軸力の平均化後の発生応力度による照査値が許容限界を満足することを確認した。

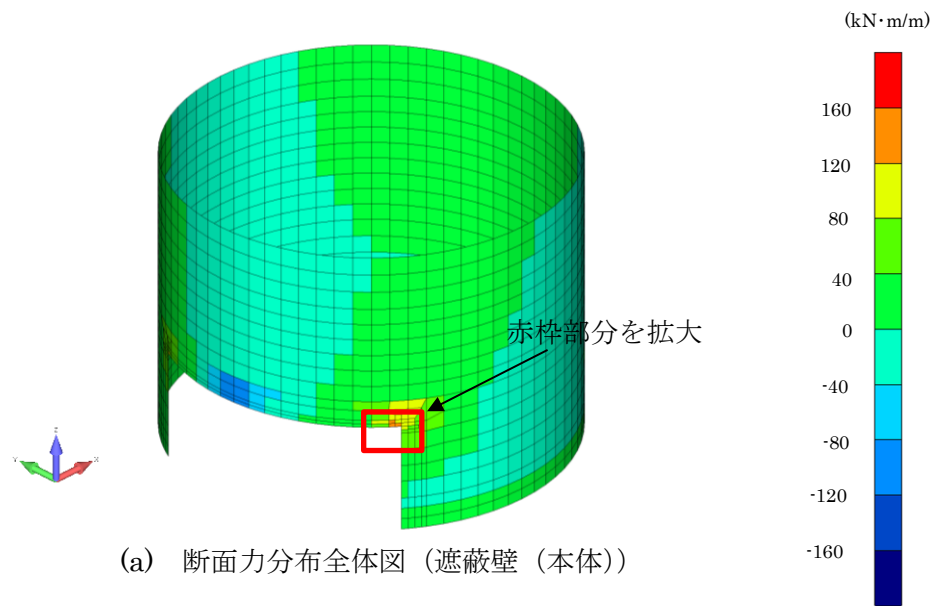
曲げ・軸力の平均化に用いた要素の諸元の詳細は「5.1 遮蔽壁（本体）における平均化」に示す。

表 5-1 平均化後の照査結果（復水貯蔵タンク遮蔽壁，発生応力度）

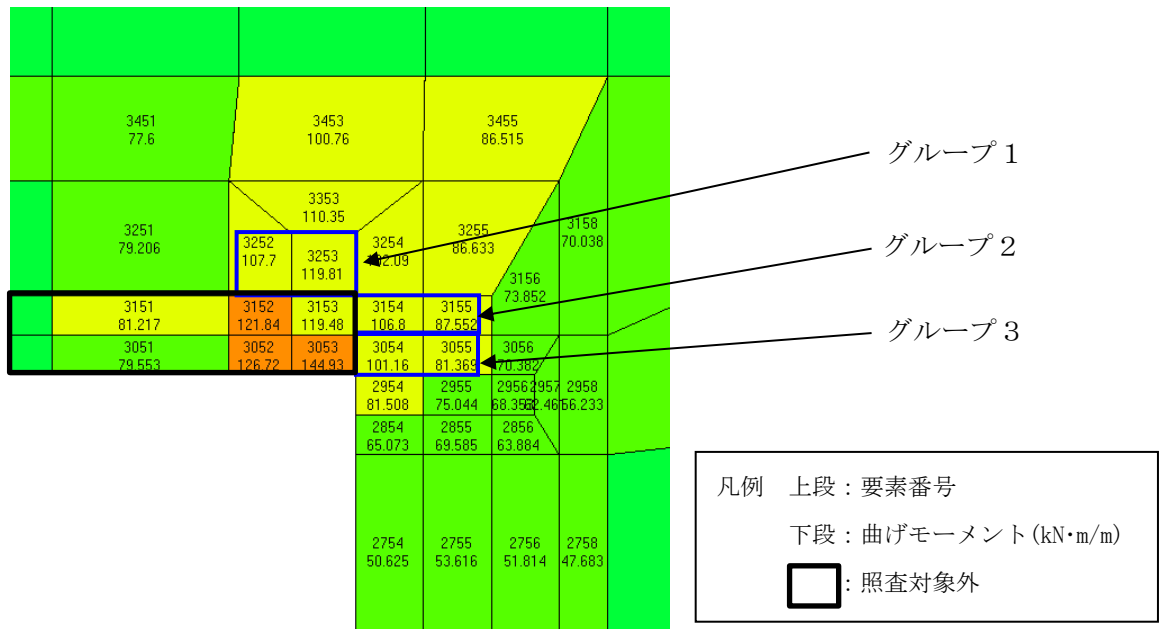
解析ケース	地震動	評価位置	発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値 (平均化後)
①	S s - D (-+)	遮蔽壁 (本体)	280	294	0.96

5.1 遮蔽壁（本体）における平均化

遮蔽壁（本体）の曲げ・軸力の平均化を実施した範囲の発生断面力分布図のうち曲げモーメントの分布図を図 5-1 に、軸力の分布図を図 5-2 に示す。図 5-1 及び図 5-2 上段には遮蔽壁（本体）に発生する断面力分布図を示し、図 5-1 及び図 5-2 下段には上段にて赤枠で囲んだ箇所の拡大図を示す。拡大図については平均化する要素グループを青枠で示す。図 5-1 及び図 5-2 下段に青枠で示したグループごとの平均化前後の断面力及び発生応力度を表 5-2 に示す。



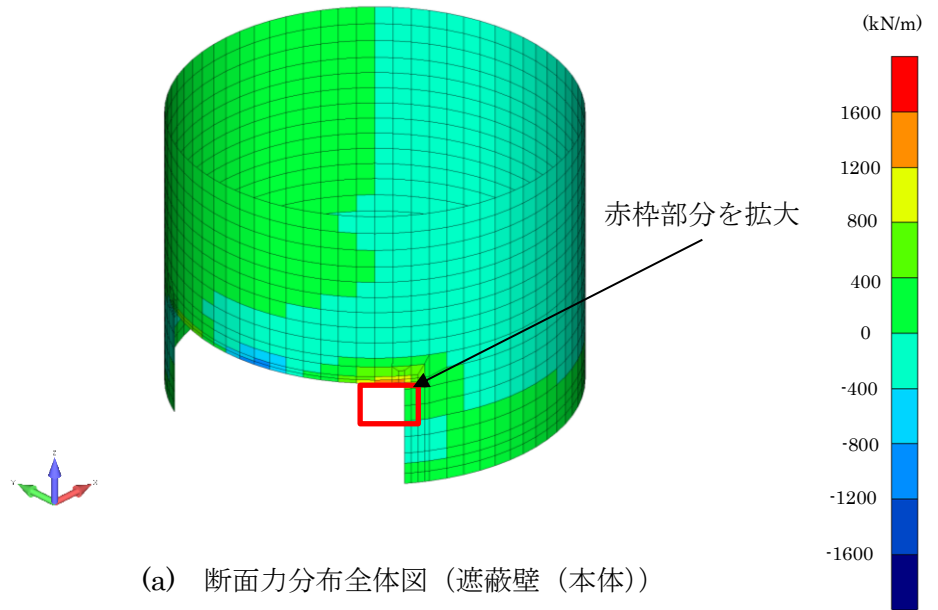
(a) 断面力分布全体図 (遮蔽壁 (本体))



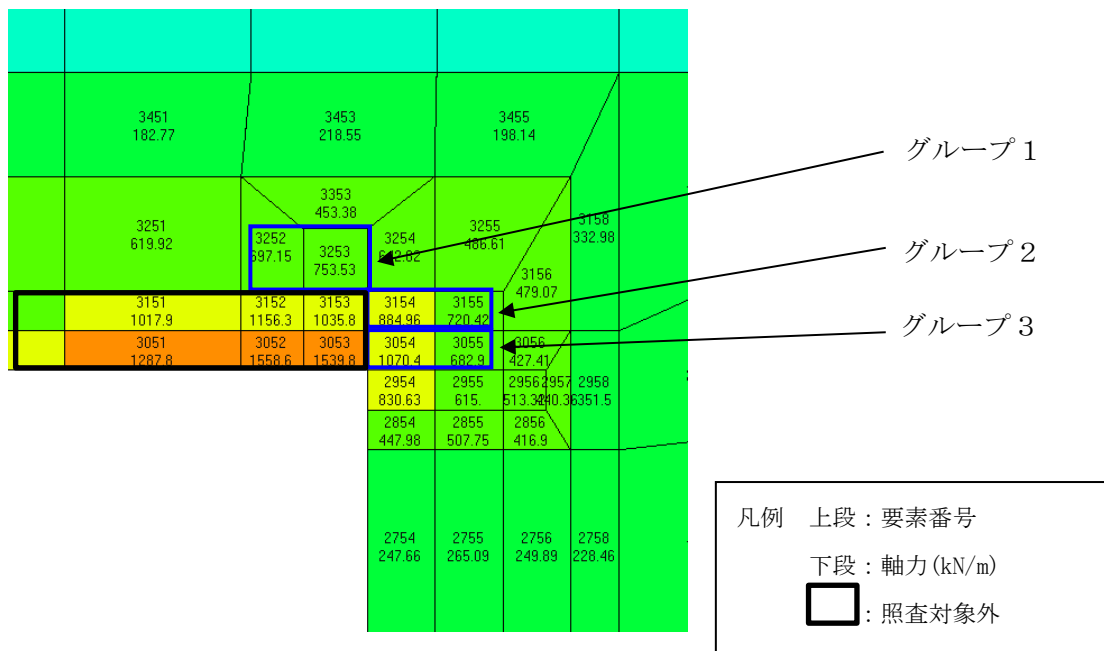
(b) 断面力分布拡大図 (遮蔽壁 (本体))

図 5-1 断面力分布図

(復水貯蔵タンク, 遮蔽壁 (本体), 曲げモーメント (kN·m/m) : M_x)



(a) 断面力分布全体図 (遮蔽壁 (本体))



(b) 断面力分布拡大図 (遮蔽壁 (本体))

図 5-2 断面力分布図

(復水貯蔵タンク遮蔽壁, 遮蔽壁 (本体), 軸力 (kN/m) : N_x)

表 5-2 平均化前後の断面力及び発生応力度一覧（復水貯蔵タンク遮蔽壁、遮蔽壁（本体））

部材	グループ番号	発生応力度が許容限界を超過する要素						隣接要素						平均化後の断面力および発生応力度		
		要素番号	面積 (m ²)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 (N/mm ²)	要素番号	面積 (m ²)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 (N/mm ²)	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 (N/mm ²)		
遮蔽壁 (本体)	1	3253	0.0710	120	754	279	3252	0.0593	108	697	255	114	728	268		
	2	3154	0.0473	107	885	293	3155	0.0360	88	720	239	98	814	270		
	3	3054	0.0473	101	1070	323	3055	0.0360	81	683	225	93	903	280		

注：赤枠は平均化後の発生応力度最大値を示す。

6. まとめ

復水貯蔵タンク遮蔽壁において、一部部材において発生応力度が許容限界を越えることから、基準類をもとに断面厚さの 1.0 倍以内で要素の曲げ・軸力を平均化する妥当性を確認し、平均化後の発生応力度が許容限界を満足することを確認した。

参考文献

- 1) コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン，日本コンクリート工学協会，1989 年 3 月