

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-027-10-91
提出年月日	2023年3月9日

免震重要棟遮蔽壁の耐震性についての計算書に
関する補足説明資料

2023年3月

中国電力株式会社

目次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 適用規格	1
2.2 構造概要	3
2.3 評価断面の方向	7
2.4 評価対象断面の選定	7
2.5 使用材料及び材料の物性	9
2.6 地盤物性値	10
2.7 評価構造物諸元	11
2.8 地下水位	12
2.9 耐震評価フロー	13
3. 地震応答解析	14
3.1 地震応答解析手法	14
3.2 地震応答解析モデルの設定	16
3.2.1 解析モデル領域	16
3.2.2 境界条件	17
3.2.3 構造物のモデル化	20
3.2.4 地盤のモデル化	21
3.2.5 地震応答解析モデル	22
3.2.6 ジョイント要素	23
3.2.7 材料特性の設定	25
3.3 減衰定数	27
3.4 荷重及び荷重の組合せ	33
3.4.1 積雪荷重	33
3.4.2 風荷重	33
3.4.3 地震荷重	33
3.5 地震応答解析の解析ケース	34
3.5.1 耐震評価における解析ケース	34
3.6 入力地震動の設定	36
3.6.1 A-A断面の入力地震動	37
4. 耐震評価	49
4.1 許容限界	49
4.1.1 遮蔽壁の許容限界	49
4.1.2 鋼管杭の許容限界	53
4.1.3 杭頭部の許容限界	54
4.1.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	56
5. 評価結果	57
5.1 構造部材の健全性に対する評価結果	57

5.1.1 遮蔽壁（鉄筋コンクリート部材）	57
5.1.2 鋼管杭	61
5.1.3 杭頭部	65
5.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	66

(参考資料1) 免震重要棟遮蔽壁のアクセスルートへの影響確認について

1. 評価方法

免震重要棟遮蔽壁は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、上位クラス施設である緊急時対策所に対して波及的影響を及ぼさないことが要求される。

波及的影響の評価として、上位クラス施設の機能が保持されることを S_s を用いた地震応答解析を行い、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ことにより、免震重要棟遮蔽壁が上位クラスである緊急時対策所に対して波及的影響を及ぼさないことを確認する。

2. 評価条件

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 ((社) 日本電気協会, 1987年)
- ・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 ((社) 土木学会・原子力土木委員会, 2005年) (以下「土木学会マニュアル」という。)
- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002年)
- ・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV下部構造編) ((社) 日本道路協会, 平成14年3月)
- ・杭基礎設計便覧 ((社) 日本道路協会, 2007年)

表 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] ((社) 土木学会, 2002 年)	鉄筋コンクリートの材料諸元 (単位体積重量, ヤング係数, ポアソン比)
	道路橋示方書・同解説 (I 共通編) ((社) 日本道路協会 平成 14 年 3 月)	鋼管杭の材料諸元 (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] ((社) 土木学会 2002 年)	永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル ((社) 土木学会, 2005 年)	曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 発生ひずみが限界ひずみ (圧縮緑コンクリートひずみ 1.0%) 以下であることを確認 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
	道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) ((社) 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 鋼管杭に発生する曲げモーメントが全塑性モーメントを下回ること及びせん断力が短期許容せん断力を下回ることを確認
	杭基礎設計便覧 ((社) 日本道路協会, 2007)	杭頭部に発生する押抜きせん断応力及び支圧応力が許容限界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) 日本電気協会, 1987 年)	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

2.2 構造概要

免震重要棟遮蔽壁の位置図を図2-1に、波及的影響範囲を図2-2に、免震重要棟遮蔽壁の平面図を図2-3に、断面図を図2-4に、概略配筋図を図2-5に示す。

免震重要棟遮蔽壁は、鉄筋コンクリート造の杭基礎（鋼管杭）構造であり、幅0.5～2.4m、高さ10.3mの鉄筋コンクリート造の壁部と、径1.2m、高さ6mの鋼管杭の地下部により構成される。また、免震重要棟遮蔽壁は、鋼管杭を介して、マンメイドロック（以下「MMR」という。）及び十分な支持性能を有する岩盤に支持される。

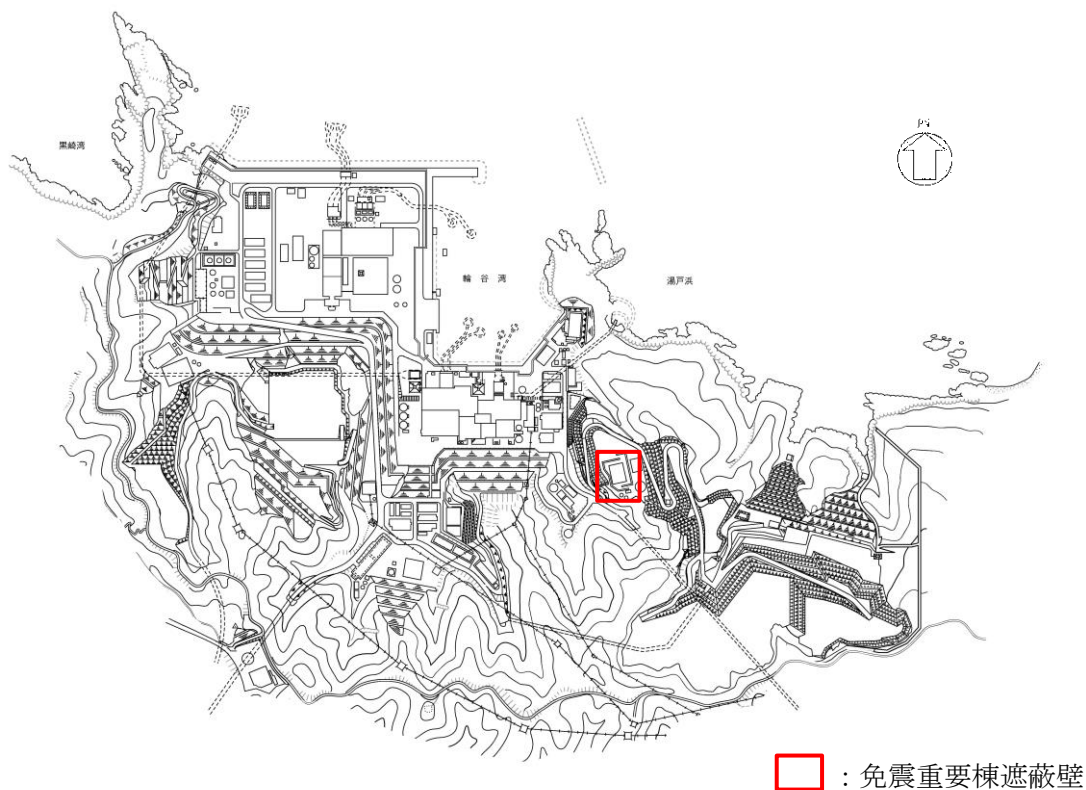
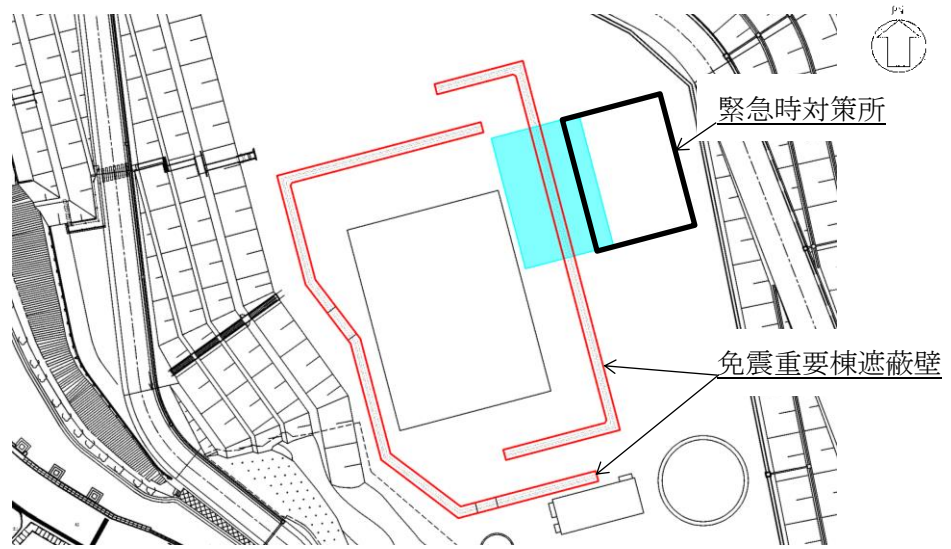


図2-1 免震重要棟遮蔽壁の設置位置



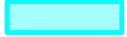
 : 免震重要棟遮蔽壁の波及的影響範囲 (約 10m)

図 2-2 免震重要棟遮蔽壁の波及的影響範囲

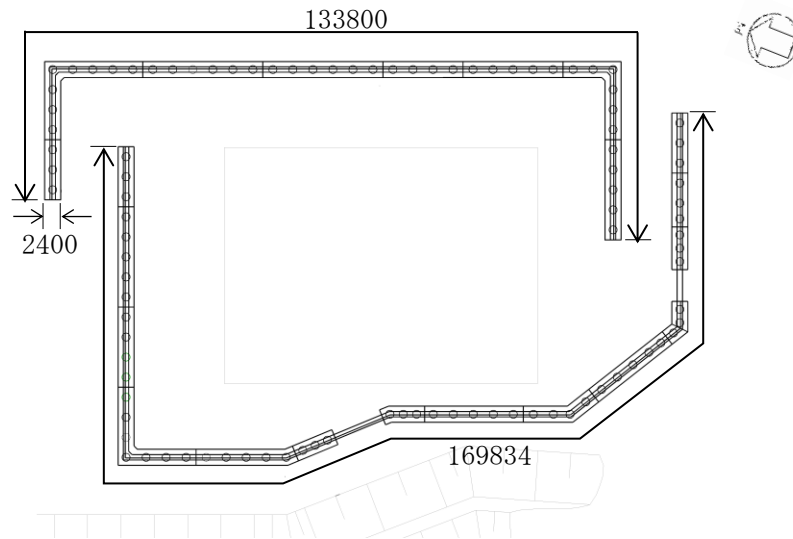


図 2-3 免震重要棟遮蔽壁の概要図（平面図）（単位：mm）

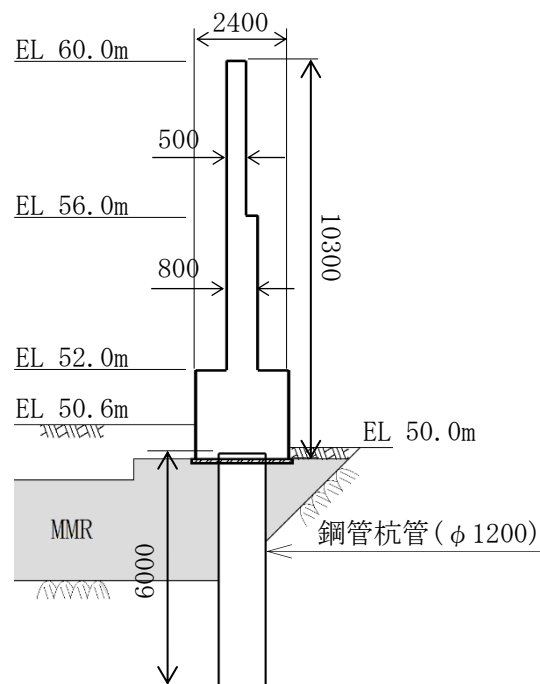


図 2-4 免震重要棟遮蔽壁の概要図（断面図）（単位：mm）

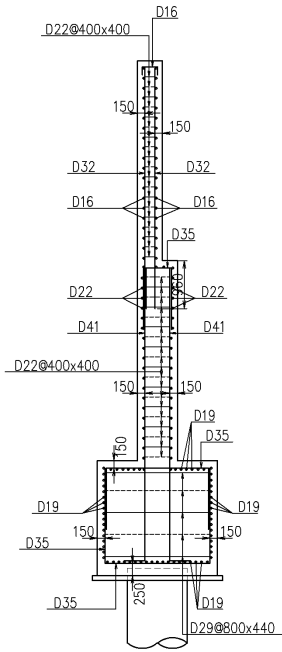


図 2-5(1) 免震重要棟遮蔽壁の概略配筋図 (単位 : mm)

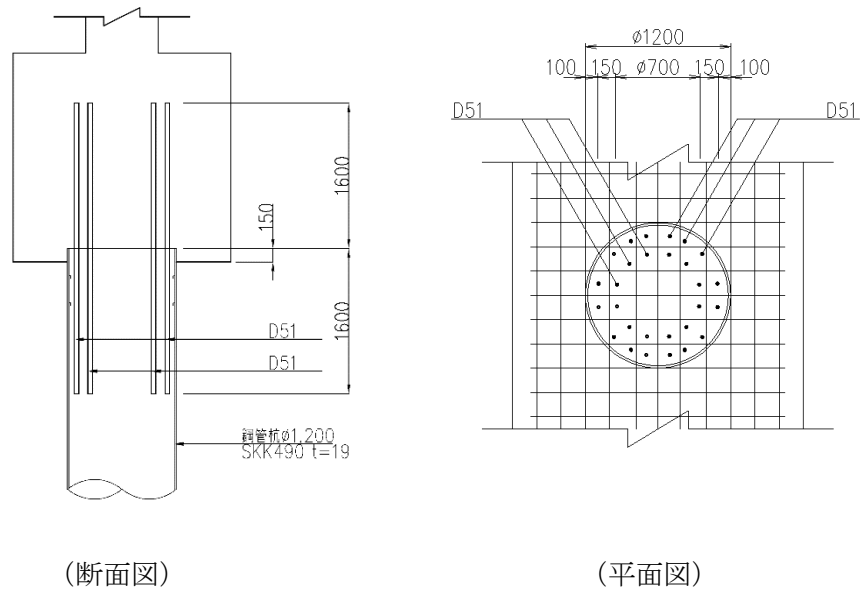


図 2-5(2) 免震重要棟遮蔽壁の概略配筋図 (杭頭補強筋) (単位 : mm)

2.3 評価断面の方向

免震重要棟遮蔽壁は、上部工は鉄筋コンクリート造、下部工は鋼管杭で構成される線状構造物であるため、遮蔽壁の軸方向が強軸断面方向、遮蔽壁に直交する方向が弱軸断面方向になる。

以上より、弱軸断面方向となる遮蔽壁に直交する方向を評価対象断面とする。

2.4 評価対象断面の選定

2.3 評価対象断面に示すとおり、評価対象断面は、線状構造物であるため、弱軸断面方向となる遮蔽壁に直交する方向から選定する。遮蔽壁が倒壊した場合に影響を与える区間の構造は一樣であることから、評価対象断面はA-A断面とする。なお、西側の免震重要棟遮蔽壁によるアクセスルートへの波及的影響に関する確認結果を参考資料1に示す。

免震重要棟遮蔽壁の評価対象断面位置図及び評価対象地質断面図を図2-6及び図2-7に示す。

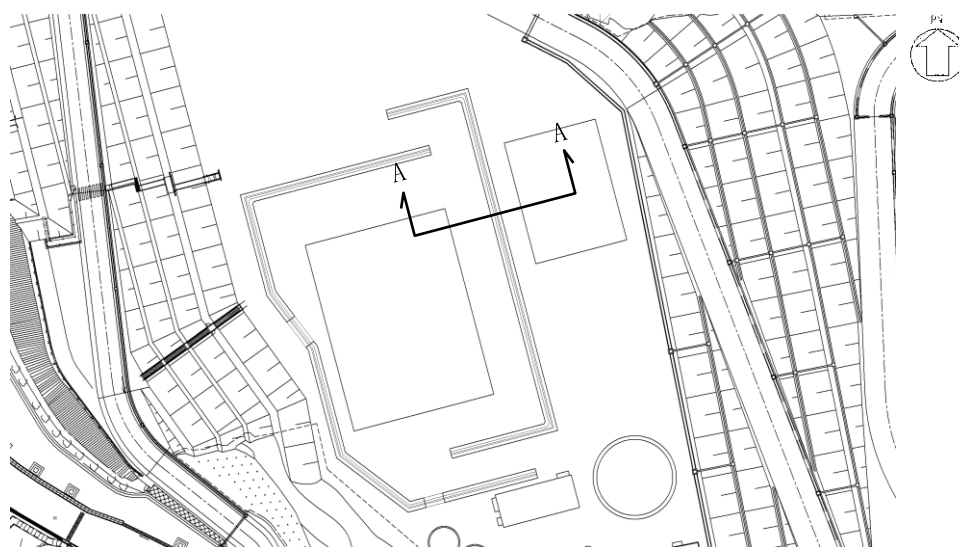


図2-6 免震重要棟遮蔽壁の評価対象断面位置図

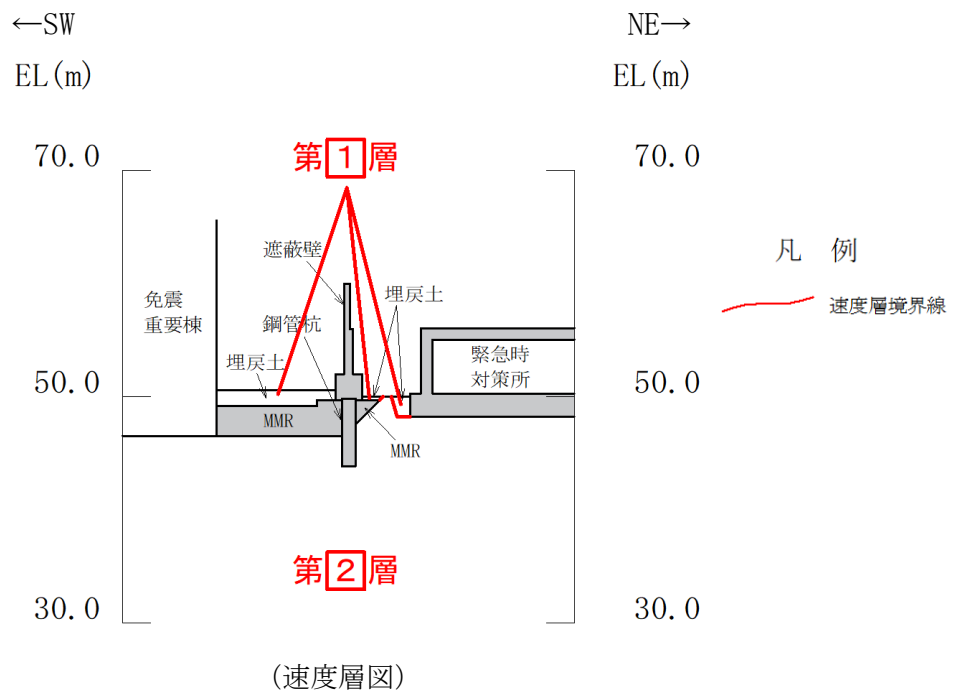
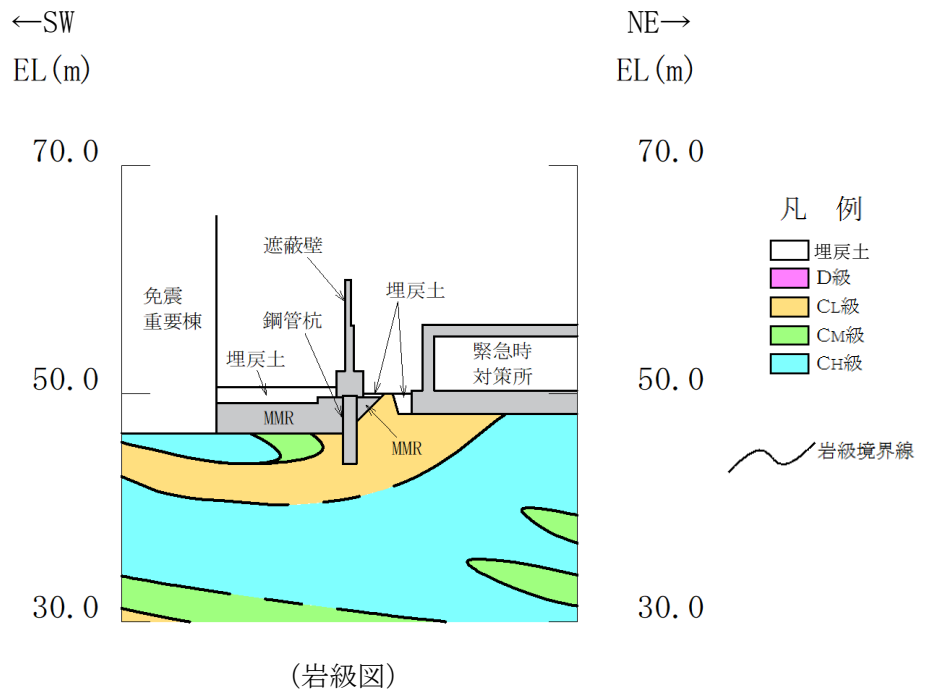


図 2-7 評価対象地質断面図

2.5 使用材料及び材料の物性

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料		仕様
構造物	コンクリート	設計基準強度 30.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
鋼管杭		SKK490

表 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
鉄筋コンクリート	—	24.5	—
鉄筋	2.00×10 ⁵	77.0	0.3
コンクリート	2.80×10 ⁴	—	0.2
MMR	2.20×10 ⁴	22.6	0.2
鋼管杭 (SKK490)	2.00×10 ⁵	77.0	0.3

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2-4及び表2-5に示す。

表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 (%)
②層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
③層*	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
④層*	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
⑤層*	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
⑥層*	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表2-5 地盤の解析用物性値（埋戻土）

			解析用物性値
			埋戻土
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	2.11
強度特性	初期せん断強度	τ_0 (N/mm ²)	0.22
	内部摩擦角	ϕ (°)	22
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) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00027)$
	動ポアソン比	ν_d	0.45
減衰特性	減衰定数	h	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{0.85}$

2.7 評価構造物諸元

免震重要棟遮蔽壁の諸元を表 2-6 に、評価部位を図 2-8 に示す。

表 2-6(1) 評価部位とその仕様 (遮蔽壁)

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
遮蔽壁 (上部)	1	4000	500	30.0	SD345
遮蔽壁 (中部)	2	4000	800	30.0	SD345
遮蔽壁 (下部)	3	2300	2400	30.0	SD345

表 2-6(2) 評価部位とその仕様 (鋼管杭)

部位		仕様	材料
		杭径(mm)	
鋼管杭	4	1200	SKK490

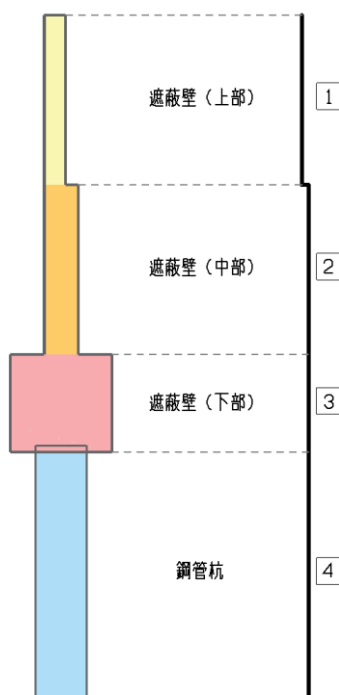


図 2-8 評価部位位置図

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 2-7 に示す。

なお、免震重要棟遮蔽壁直下の地下水位は、免震重要棟遮蔽壁下端より低いことから、地下水による浮力は考慮しない。

表 2-7 設計用地下水位

施設名称	解析断面	設計用地下水位 (EL m)
免震重要棟遮蔽壁	A-A断面	23.0

2.9 耐震評価フロー

免震重要棟遮蔽壁の耐震評価フローを図 2-9 に示す。

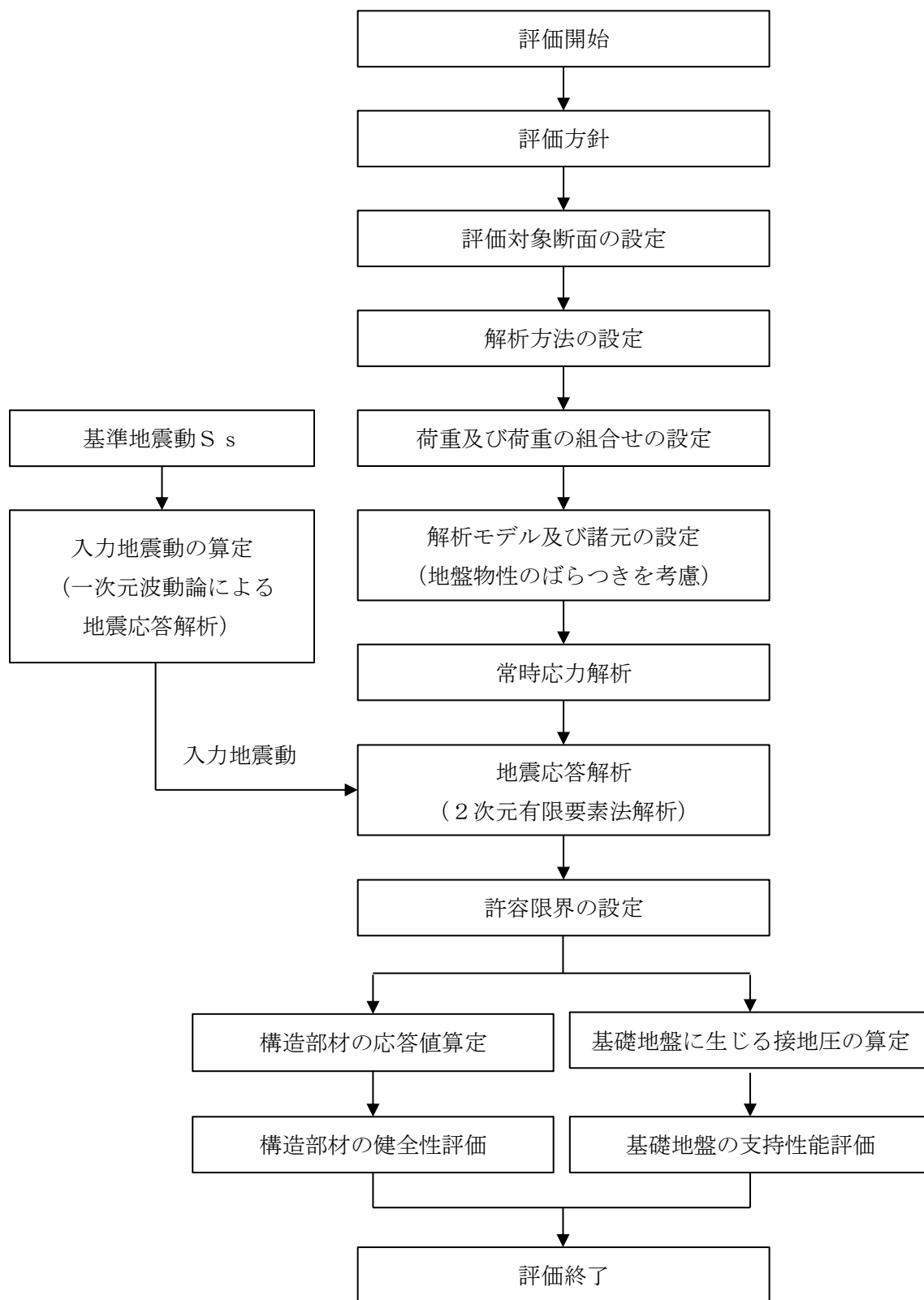


図 2-9 免震重要棟遮蔽壁の耐震評価フロー

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行う。

解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

免震重要棟遮蔽壁は、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、岩盤及びMMRは線形でモデル化する。埋戻土の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「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。

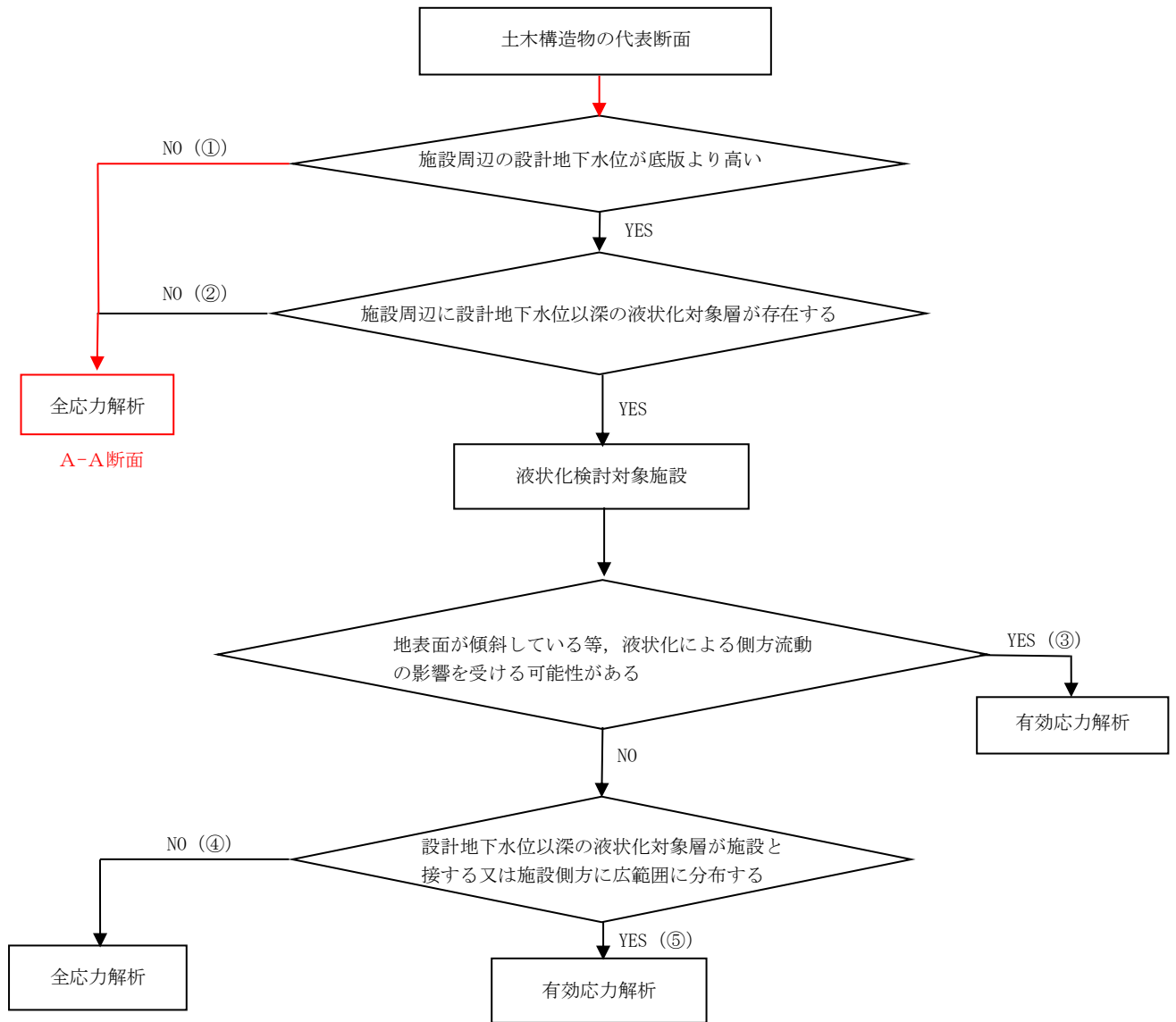


図 3-1 解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルのモデル化領域を図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、「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, 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倍程度まで細分割して設定する。

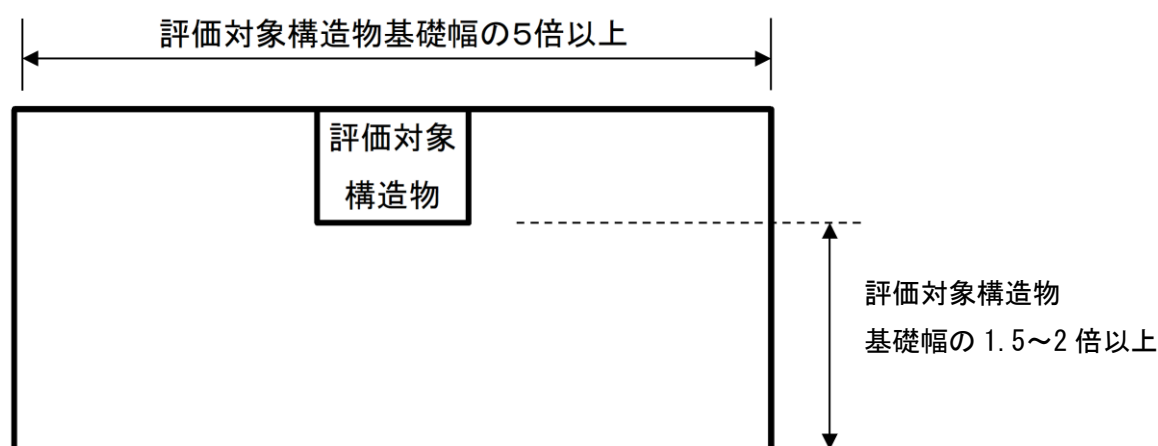


図3-2 モデル化範囲の考え方

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

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

境界条件の概念図を図 3-3 に示す。

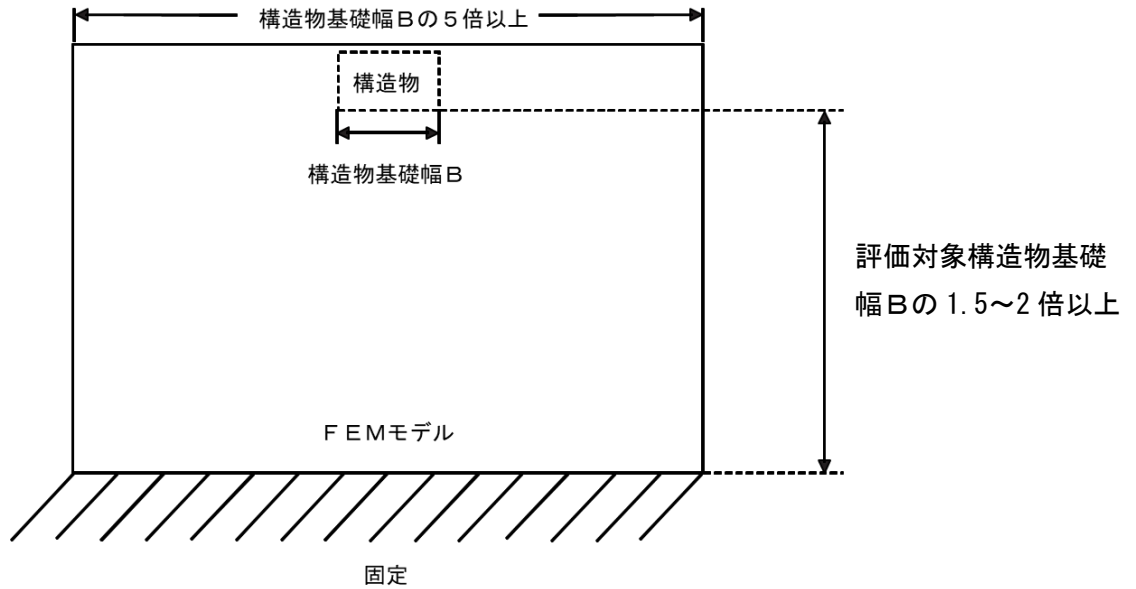


図 3-3 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-4に示す。

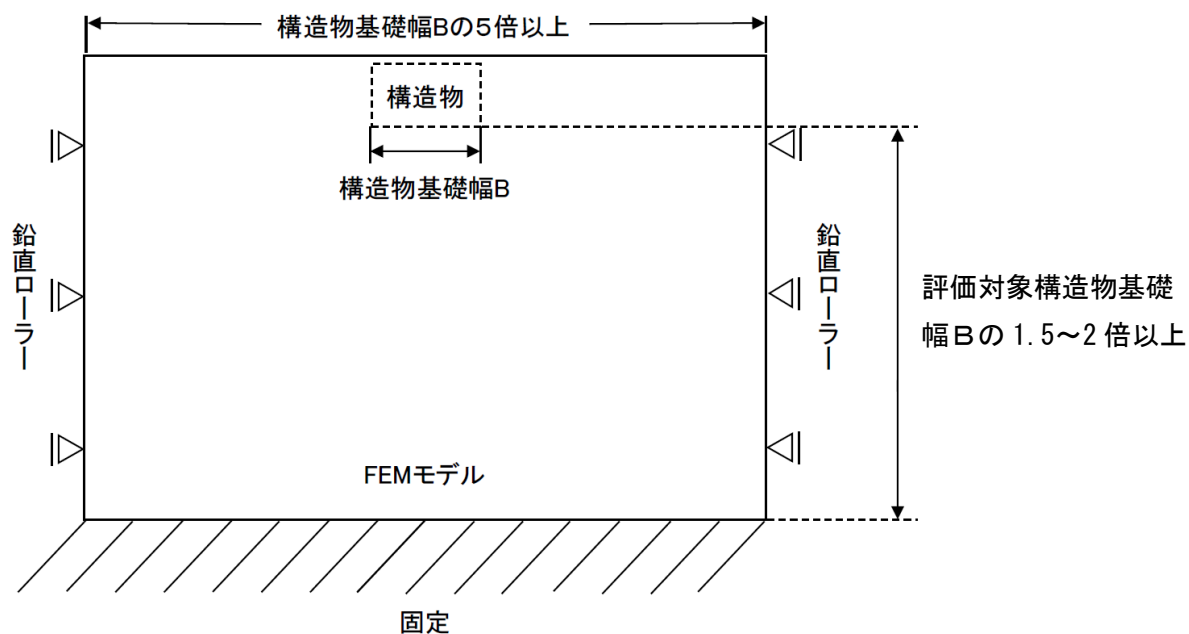


図3-4 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

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

境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

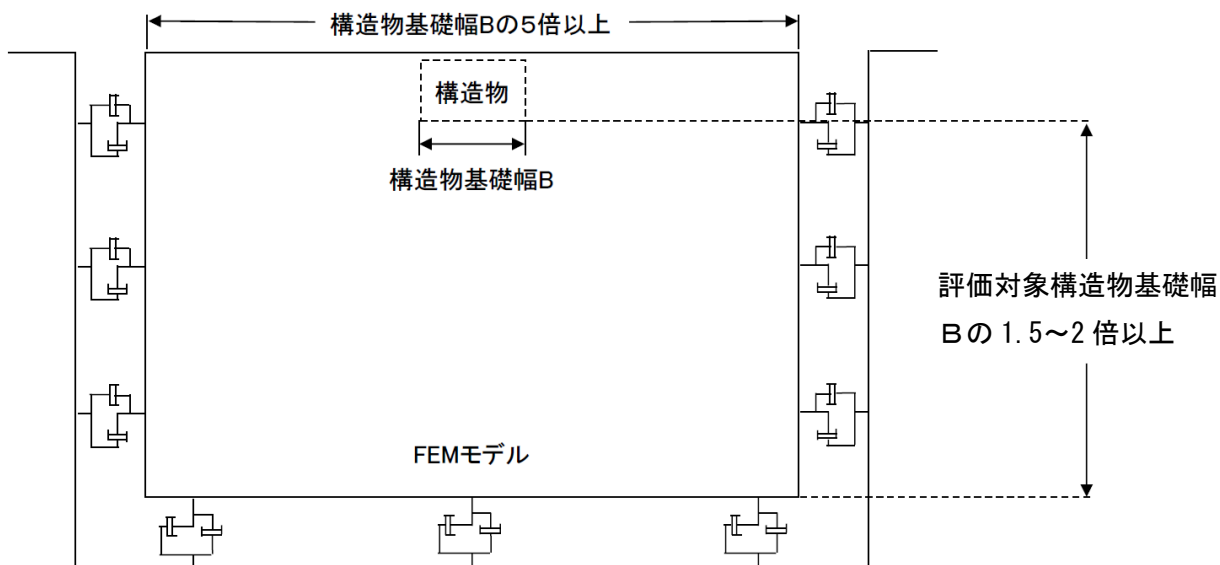


図 3-5 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

免震重要棟遮蔽壁のうち、遮蔽壁は非線形はり要素でモデル化する。なお、部材厚 50cm と部材厚 80cm の境界の部材は、偏心を考慮したモデルとし、剛梁（線形はり要素）でモデル化する。鋼管杭については線形はり要素によりモデル化する。また、遮蔽壁と鋼管杭の接続部については、「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）」に基づく接合方法 B により接続することから、剛結とする。モデル概要図を図 3-6 に示す。

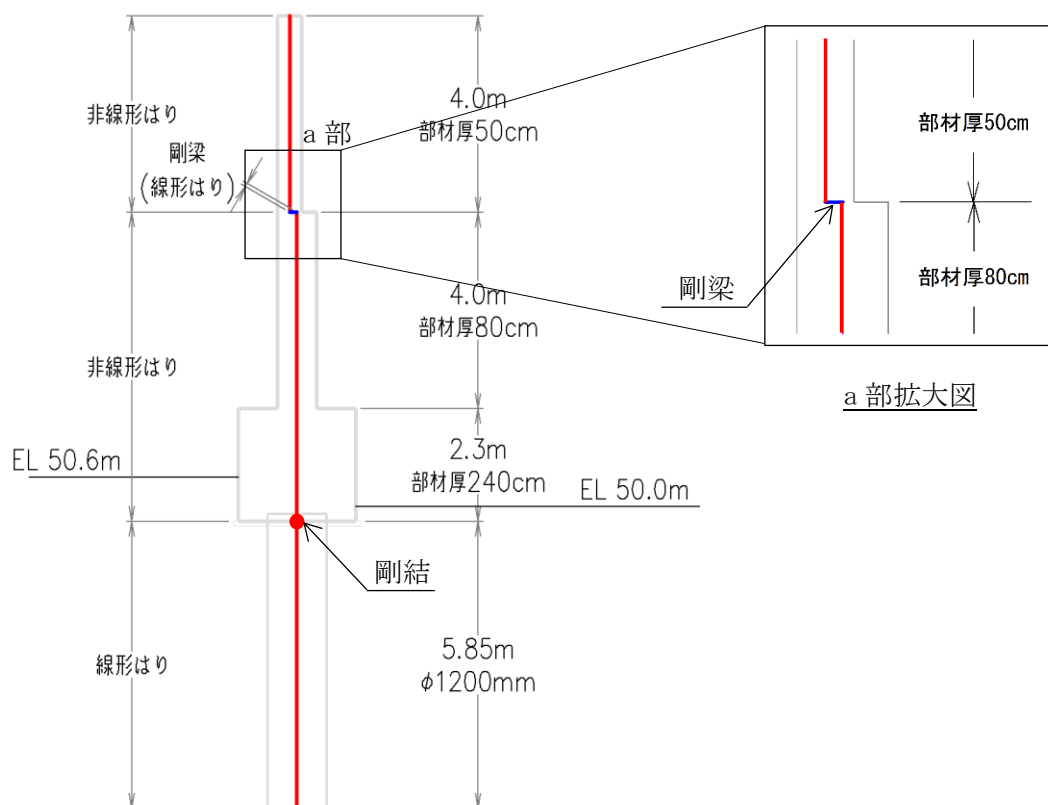


図 3-6 モデル概要図

3.2.4 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。埋戻土は、地盤の非線形性を考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。なお、MMRは周辺岩盤と同様とし、線形の平面ひずみ要素としてモデル化する。解析用地盤断面図を図3-7に示す。

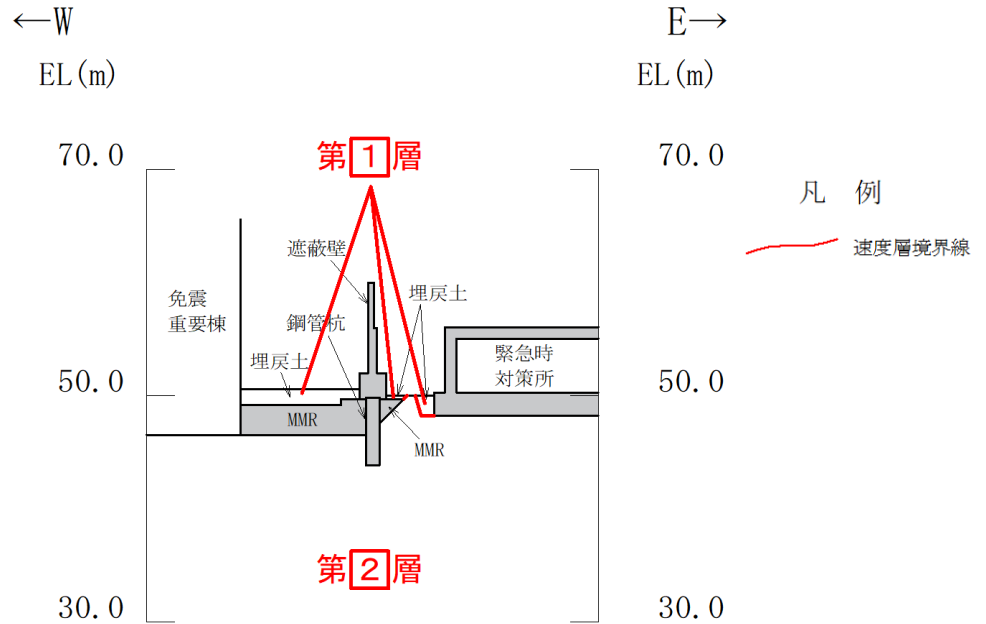
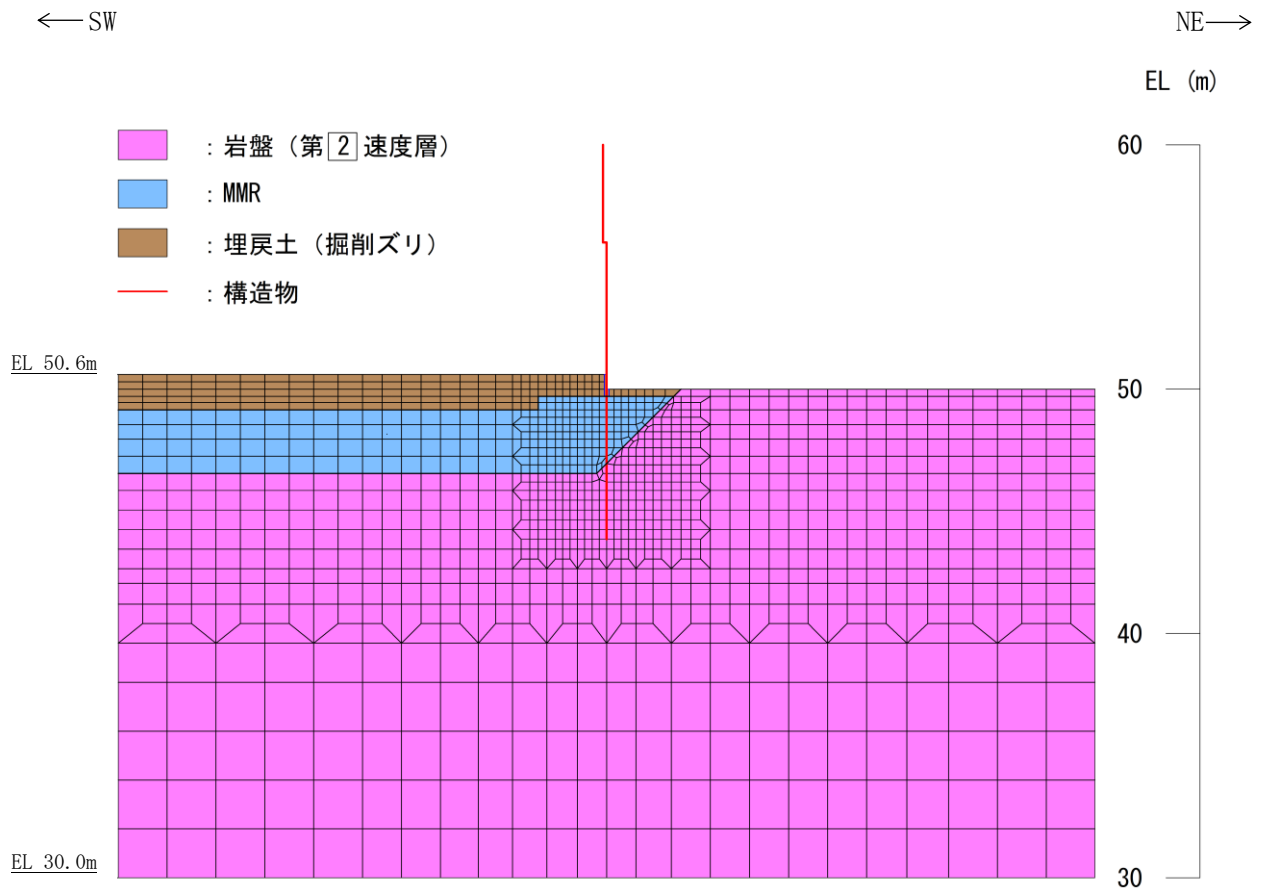


図3-7 解析用地盤断面図 (A-A断面)

3.2.5 地震応答解析モデル

解析用地盤断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図3-8に示す。



注記：設計地下水位は解析モデル下端に対して十分低い

図3-8 免震重要棟遮蔽壁の解析モデル図

3.2.6 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。埋戻土の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ 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）」に基づき表 3-1 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は表 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 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	0	0.26
岩盤	0	0.6
MMR ($f'_{ck} = 18.0$ N/mm ²)	3.58	40

表 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		
構造物	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	MMR	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
MMR	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	—*	—*

注記* : 表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。

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

また、ジョイント要素の力学特性を図 3-9 に、ジョイント要素の配置概念図を図 3-10 に示す。

表 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

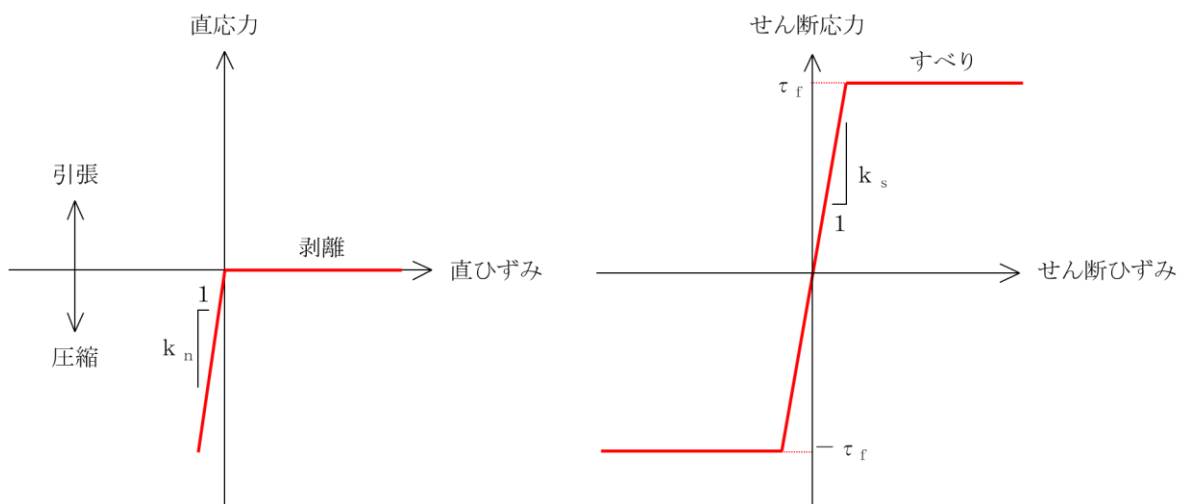


図 3-9 ジョイント要素の力学特性

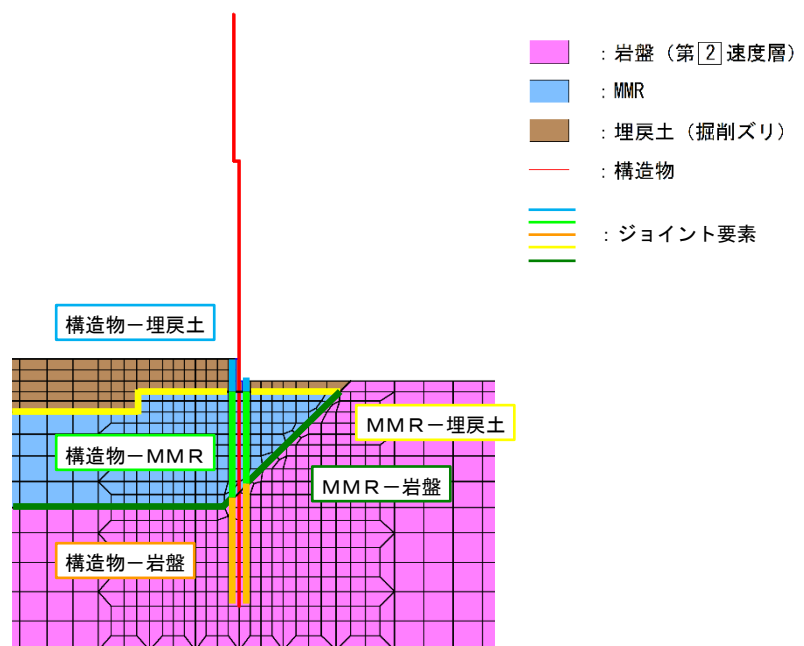


図 3-10 ジョイント要素の概念図

3.2.7 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、ファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化する。ファイバーモデルは、はり要素の断面を層状に分割し各層に材料の非線形特性を考慮する材料非線形モデルであり（図3-11参照），図3-12に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

また，図3-13に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

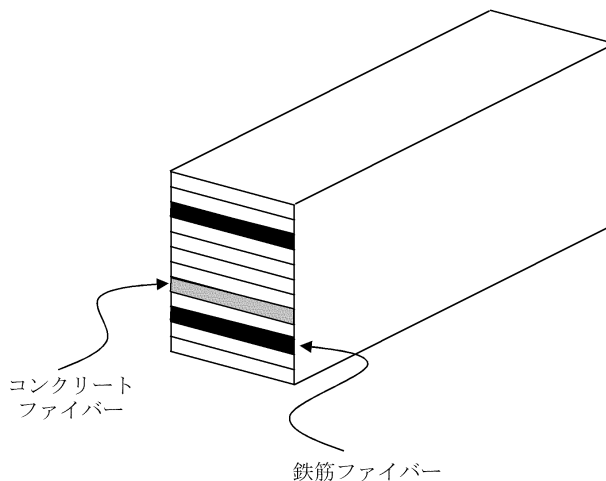
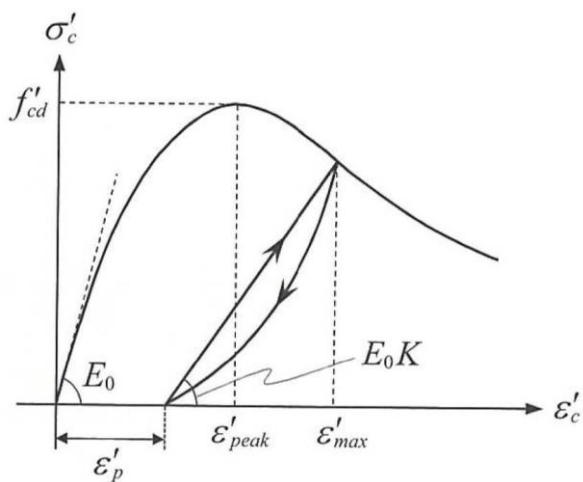
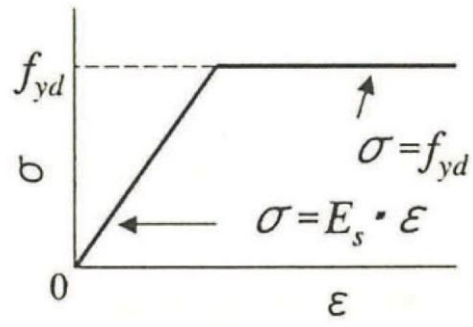


図3-11 ファイバーモデルの概念図



（コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会，2017年制定）より引用）

図3-12 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）



(コンクリート標準示方書 2002 より引用)

図 3-13 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

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 3-14 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

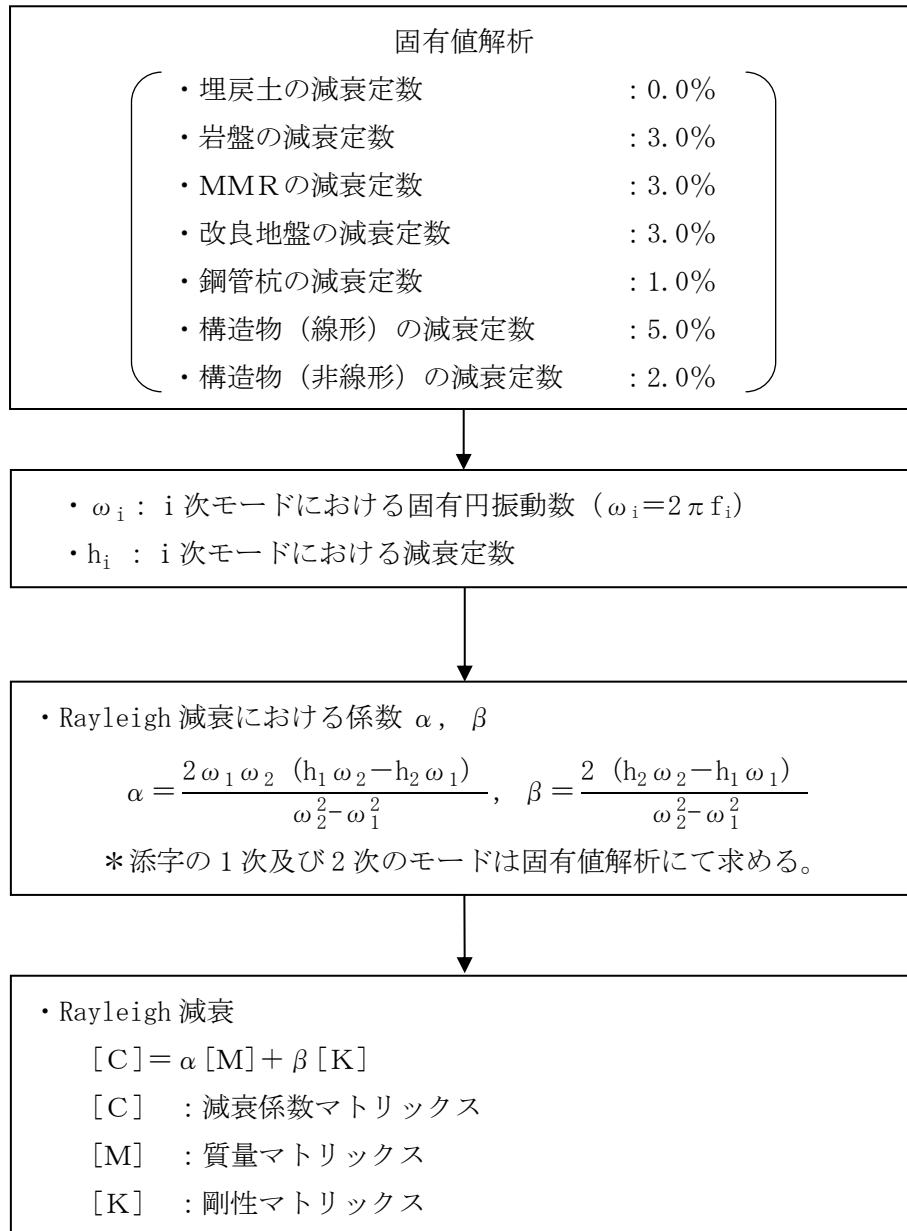


図 3-14 Rayleigh 減衰の設定フロー

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3-4に、固有値解析におけるモード図を図3-15及び図3-16に、係数 α , β を表3-5に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図3-17に示す。

なお、減衰の考慮の方法には様々な手法があるが、「土木学会マニュアル」に示されているとおり、Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与えることが実務的であること、また、図3-15に示すとおり2次及び6次モードで全体系で大きく振動していることから、本解析モデルにおける Rayleigh 減衰の設定は適切である。

表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	6.085	2	0	6.27	0.05	—
2	9.661	77	0	37.20	0.07	1次として採用
3	19.176	0	39	2.41	-26.44	—
4	20.598	3	0	7.16	3.16	—
5	20.765	2	9	5.93	12.87	—
6	21.636	3	1	-7.20	4.31	2次として採用
7	23.806	0	0	0.68	0.76	—
8	24.927	0	4	-3.37	-8.13	—
9	27.946	0	0	-0.99	-0.99	—
10	28.327	2	18	5.60	-17.95	—

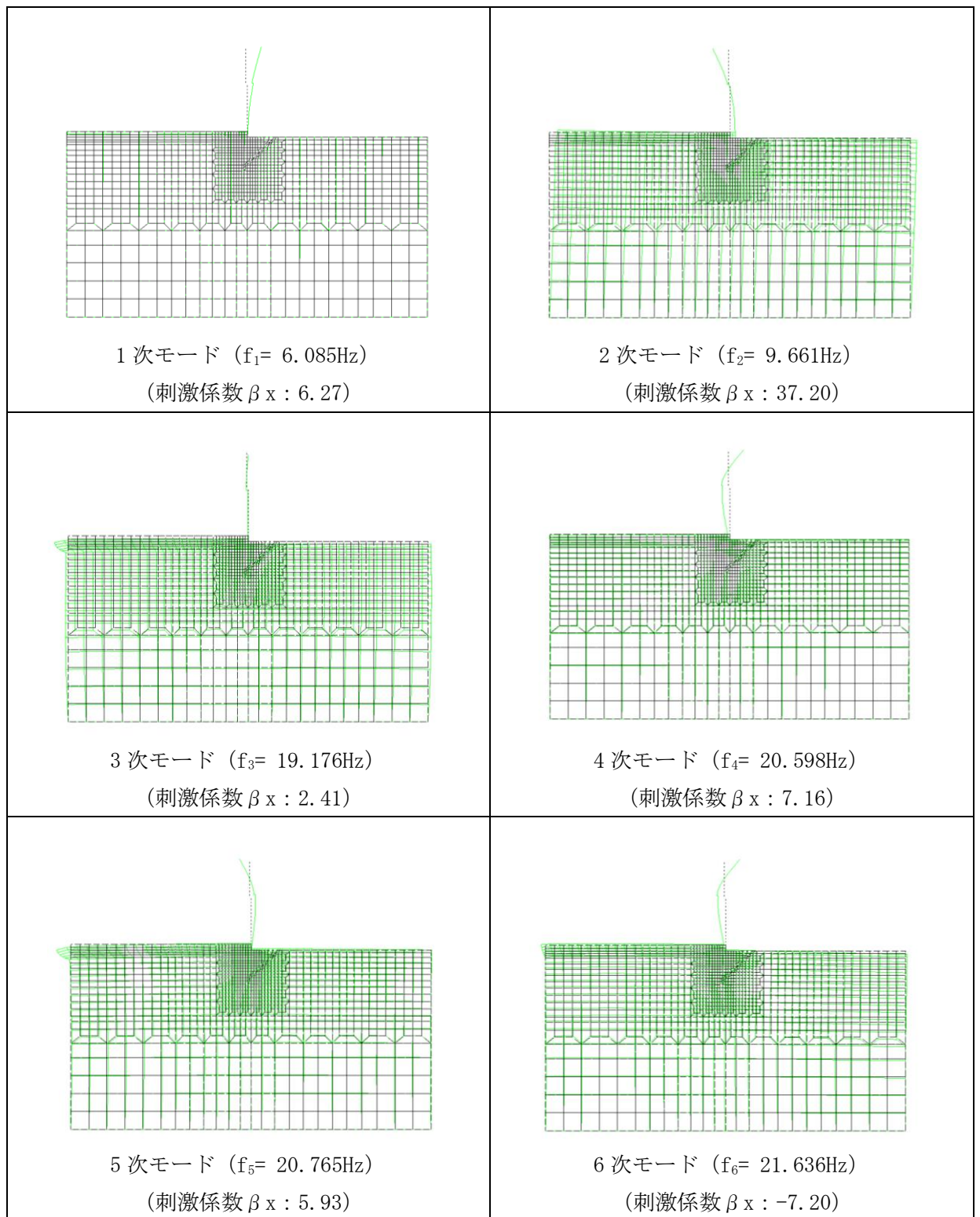


図 3-15 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

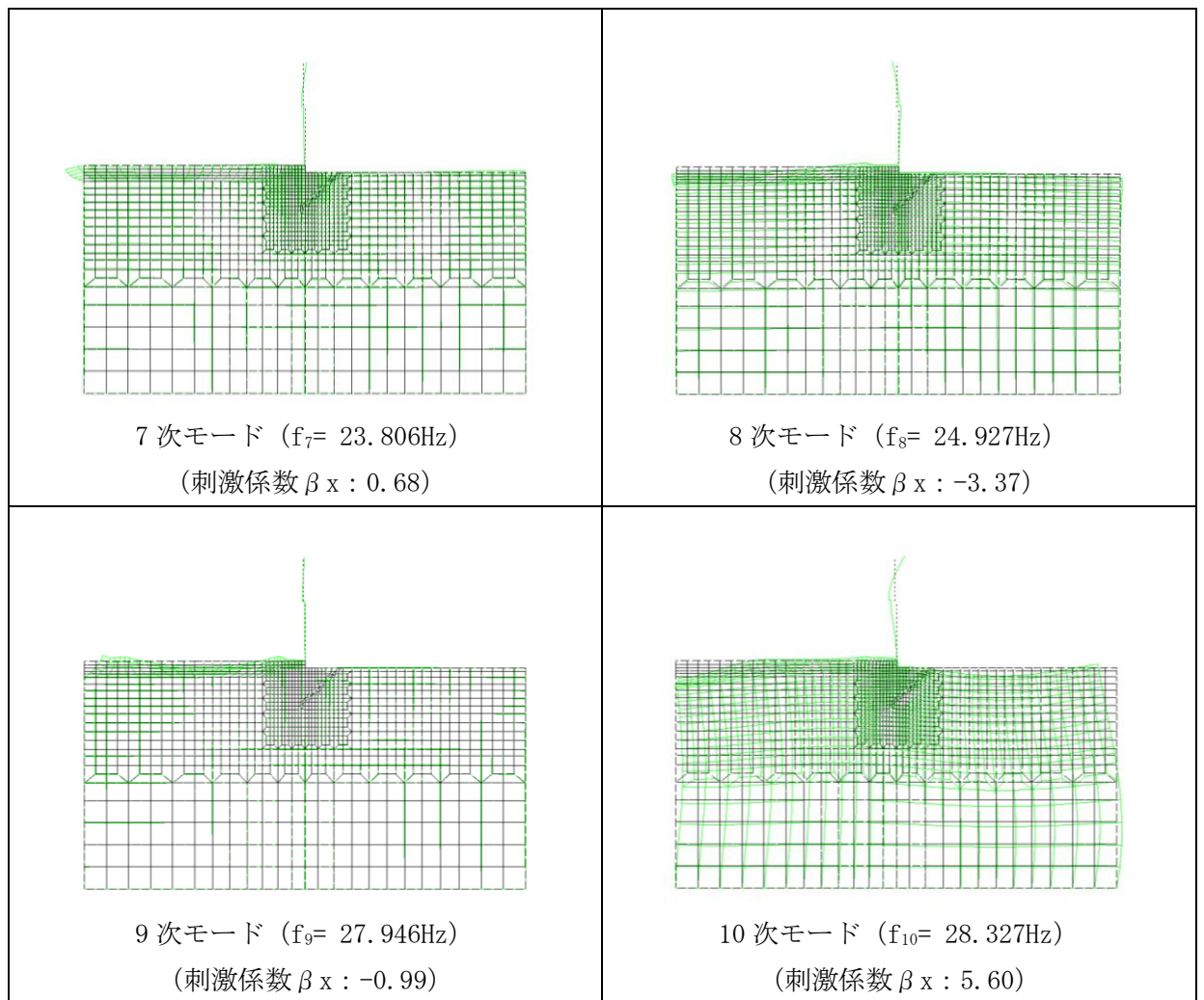


図 3-16 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

表 3-5 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 (基本ケース)	2.638	2.527×10^{-4}
ケース②	2.924	2.480×10^{-4}
ケース③	1.941	3.829×10^{-4}

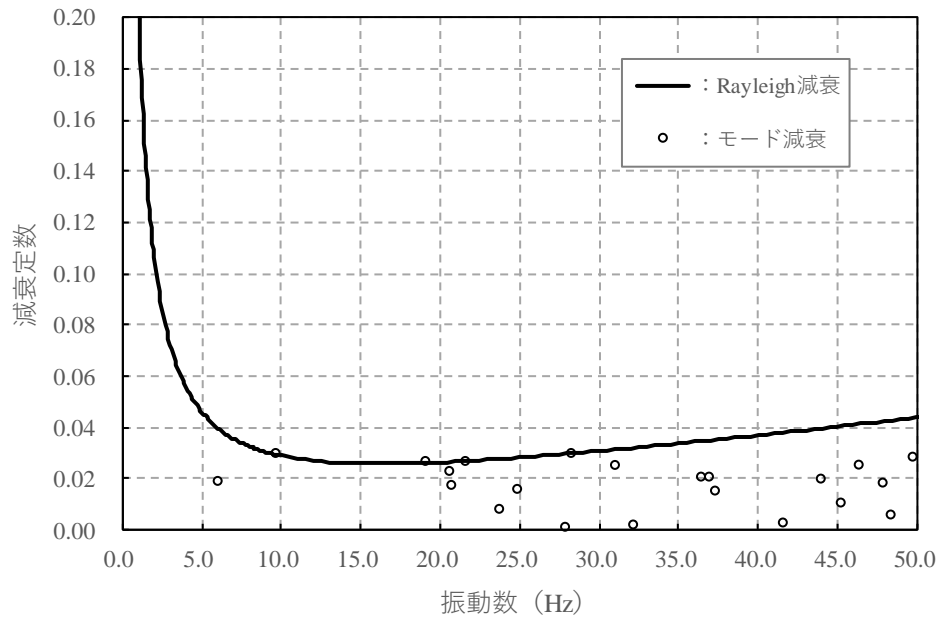


図 3-17 設定した Rayleigh 減衰 (ケース①)

3.4 荷重及び荷重の組合せ

免震重要棟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設定する。

荷重の組合せを表 3-6 に示す。

表 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・配管等を考慮する。
	積載荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	— 地下水位が底版底面より低い位置にあるため考慮しない。
		積雪荷重	○ 地表面及び構造物天端に考慮する。
		風荷重	○ 構造物に作用する風荷重を考慮する。
		土被り荷重	— 土被りの影響を受けないため考慮しない。
永久上載荷重	— 永久上載荷重は存在しないため考慮しない。		
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	

3.4.1 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。

3.4.2 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。

3.4.3 地震荷重

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

免震重要棟遮蔽壁の解析ケースのうち、ばらつきを考慮する地盤を、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に従い選定する。免震重要棟遮蔽壁の周辺には、主として岩盤が分布しており、この岩盤のせん断変形が地震時に免震重要棟遮蔽壁の応答に影響を与えると判断されることから、岩盤の物性（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 3-7 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 3-8 に示すケース②及び③）について確認を行う。

表 3-7 免震重要棟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	
		埋戻土 (G_0 : 初期せん断 弾性係数)	岩盤 (G : せん断 弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	平均値	平均値 + 1σ
ケース③	全応力解析	平均値	平均値 - 1σ

(2) 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。耐震評価における解析ケースを表 3-8 に示す。

表 3-8 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、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊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。
		-+*	○	
		+ -*	○	
		--*	○	
	$S_s - F 1$	++*	○	
	$S_s - F 2$	++*	○	
	$S_s - N 1$	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N 2$ (EW)	++*	○	
		-+*	○	

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

3.6 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3-18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「microSHAKE」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。

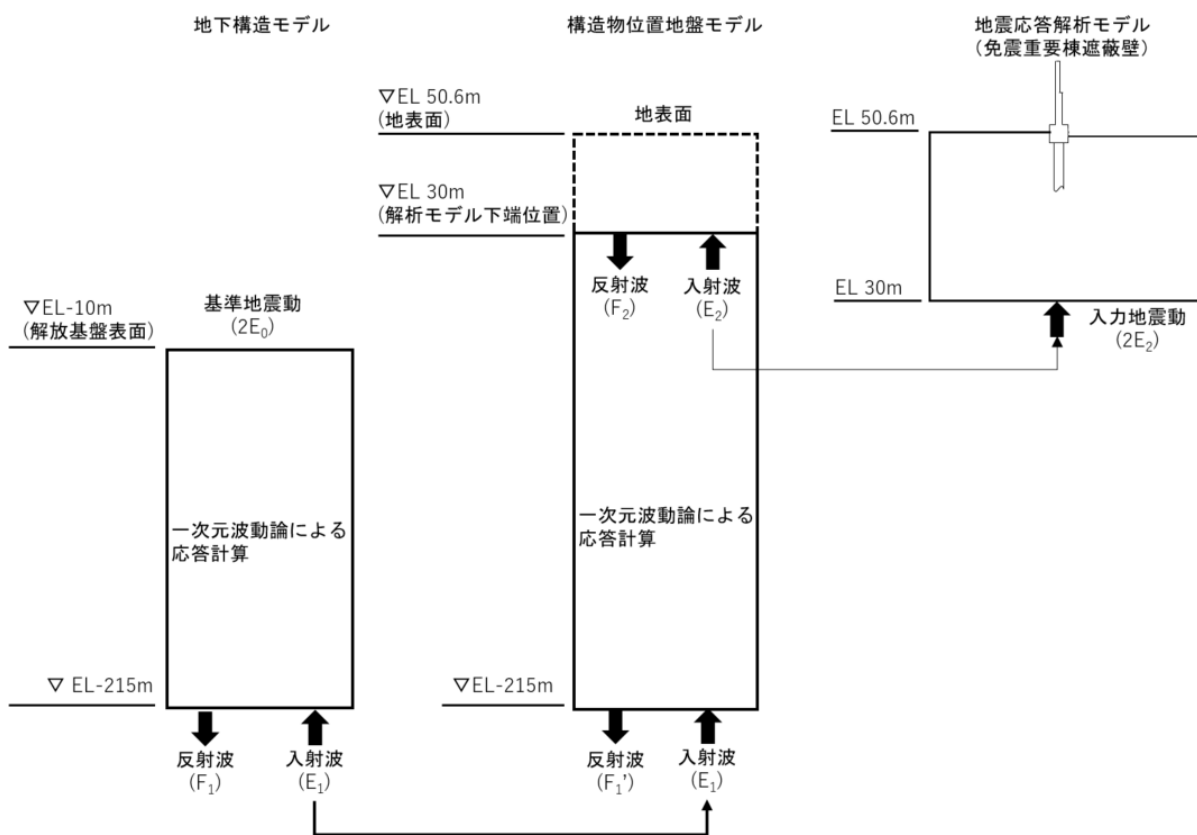
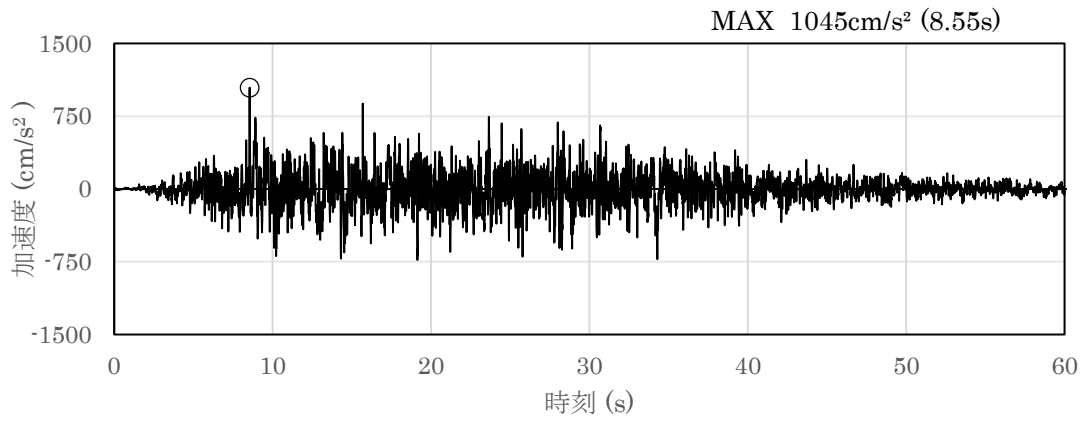


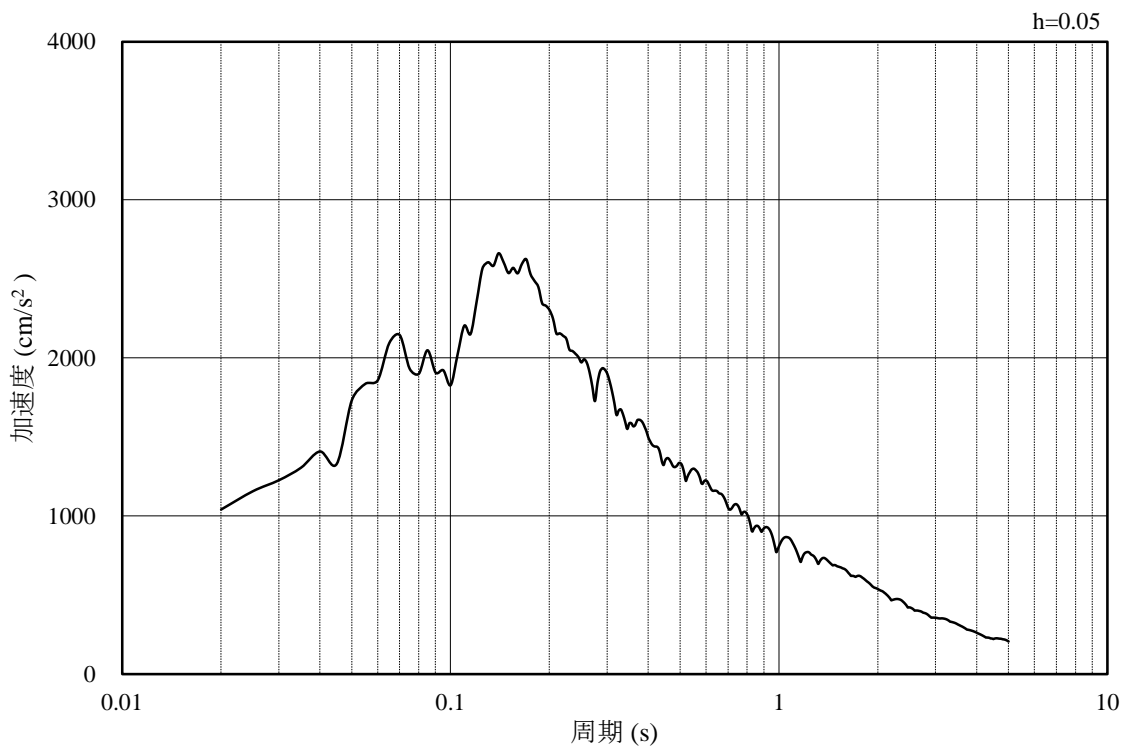
図3-18 入力地震動算定の概念図

3.6.1 A-A断面の入力地震動

図3-19～図3-30にA-A断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

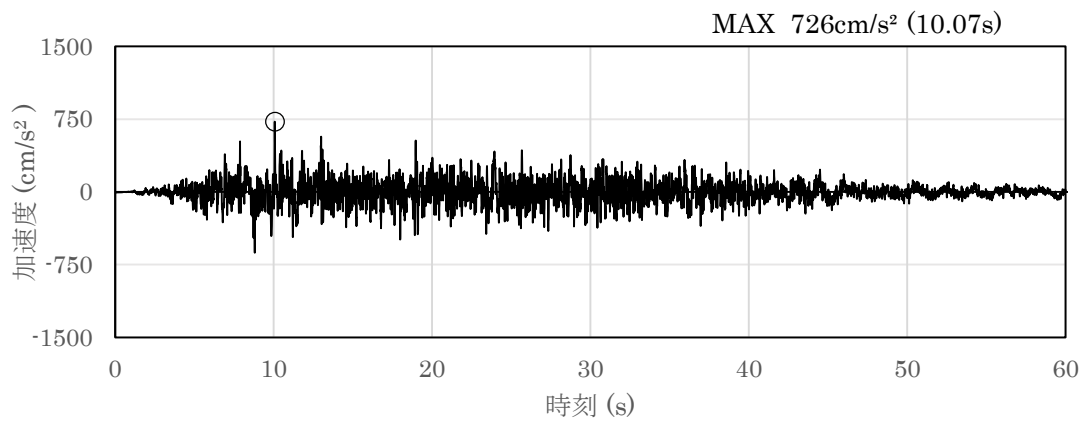


(a) 加速度時刻歴波形

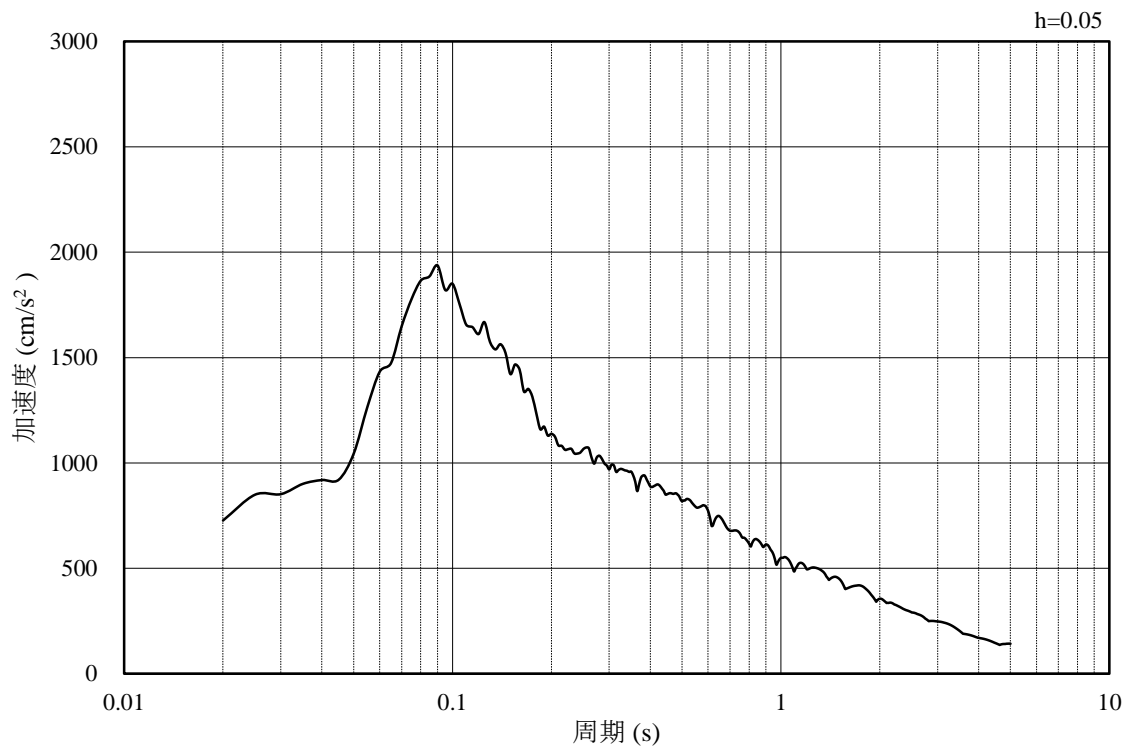


(b) 加速度応答スペクトル

図3-19 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 - D)

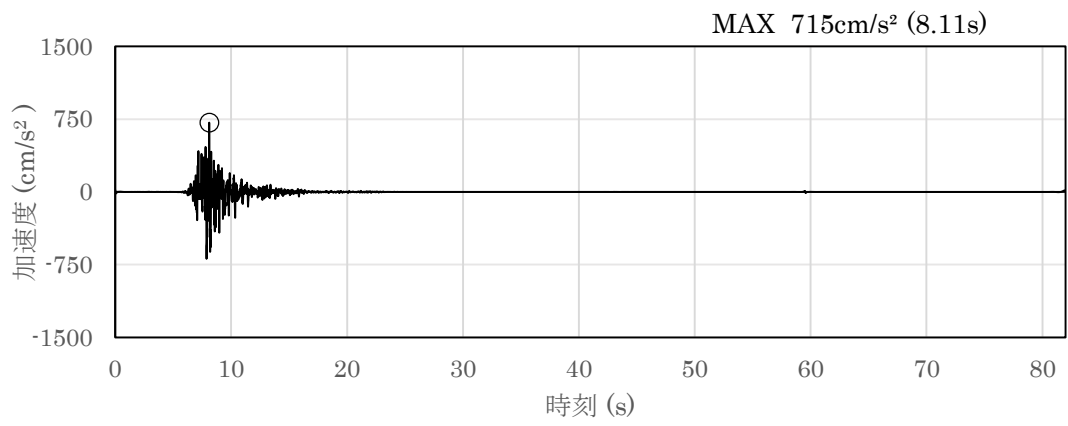


(a) 加速度時刻歴波形

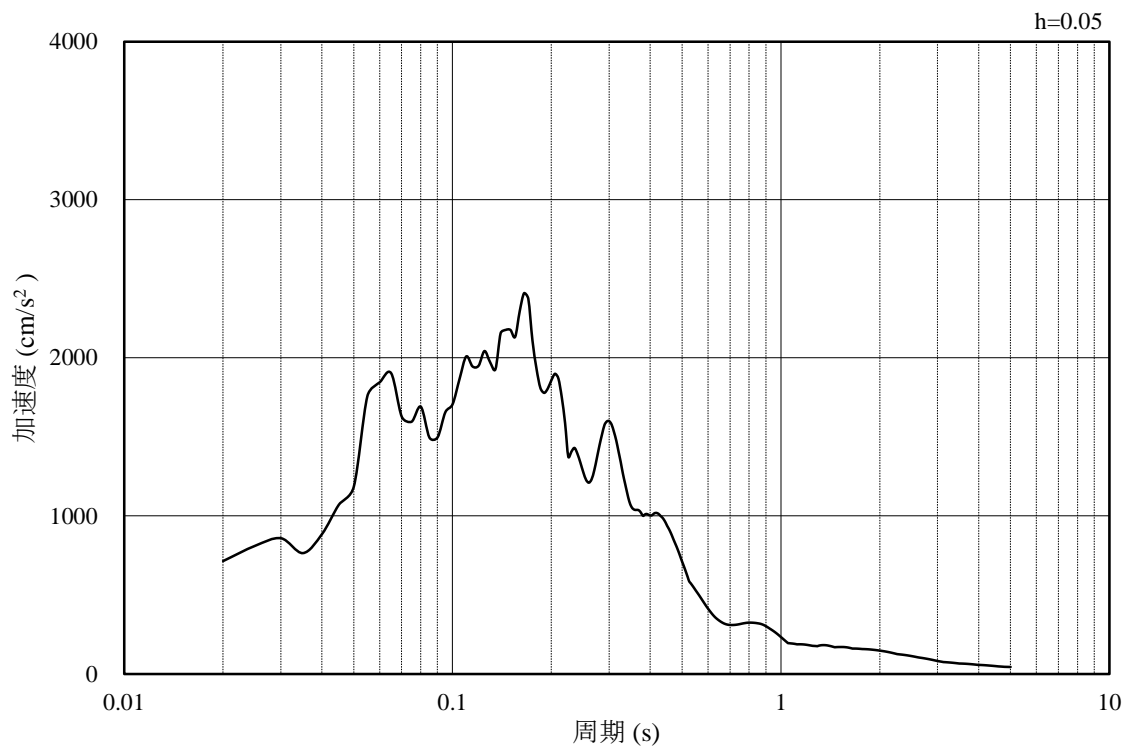


(b) 加速度応答スペクトル

図 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
(鉛直成分：S s - D)

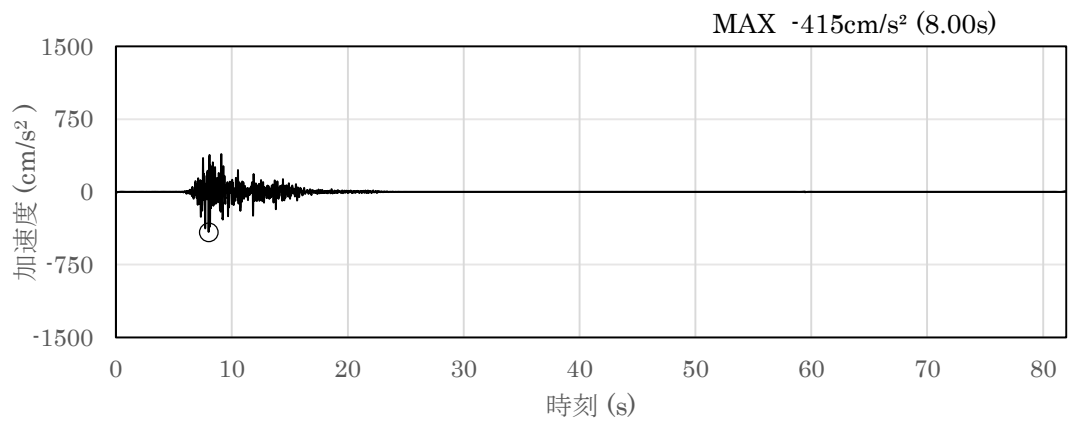


(a) 加速度時刻歴波形

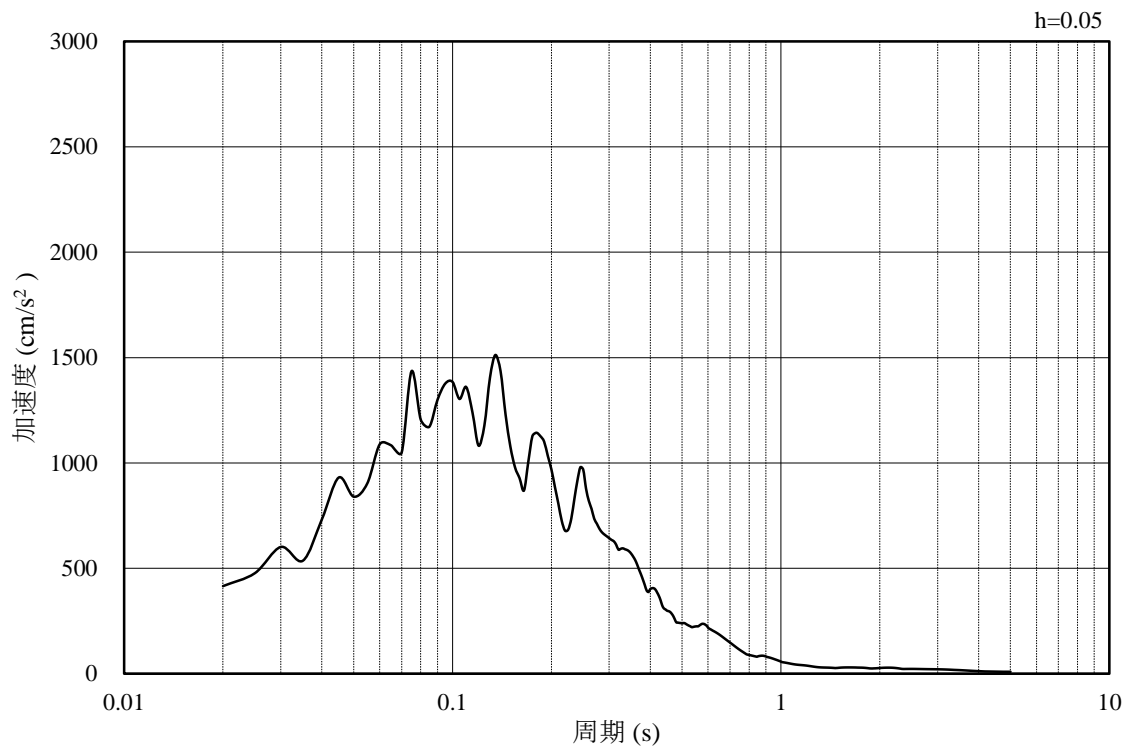


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-21 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 - F 1)

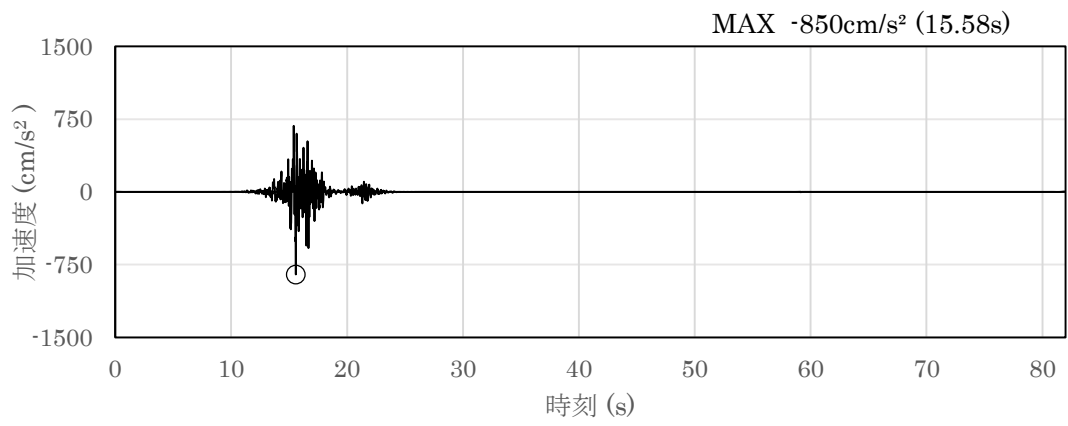


(a) 加速度時刻歴波形

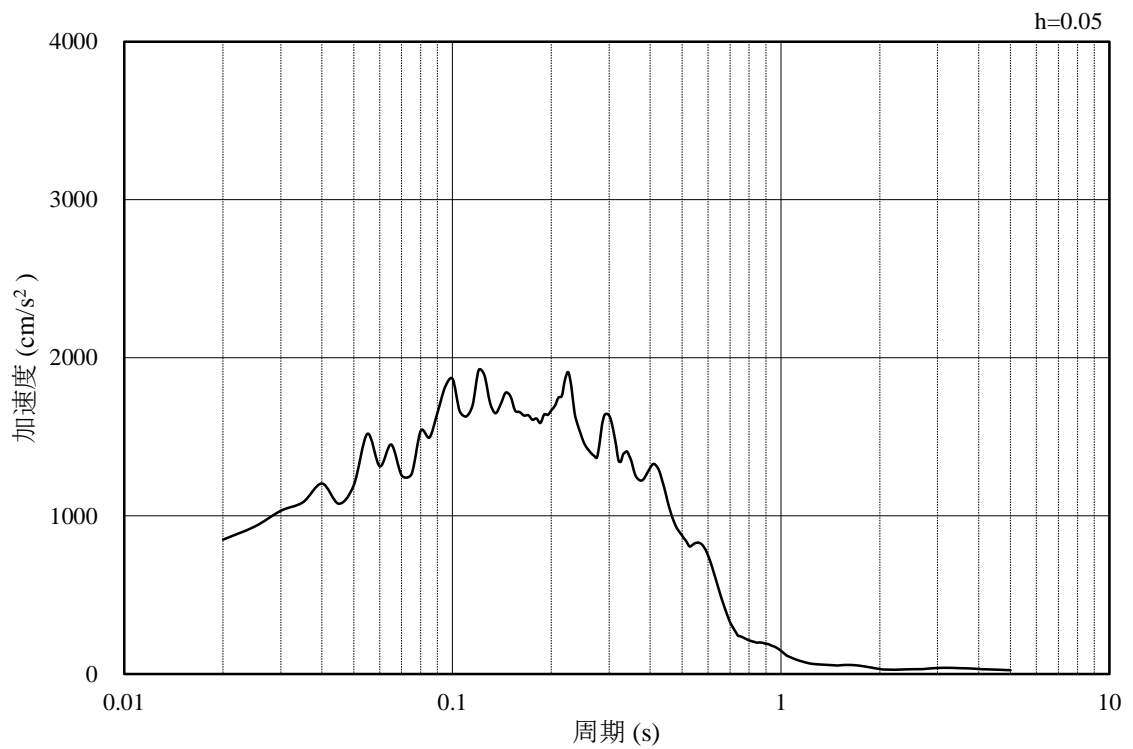


(b) 加速度応答スペクトル

図 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 - F 1)

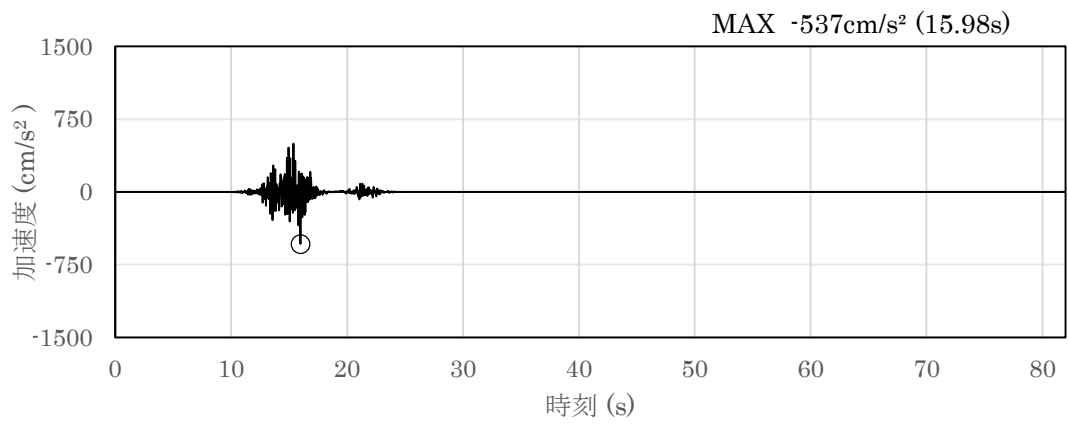


(a) 加速度時刻歴波形

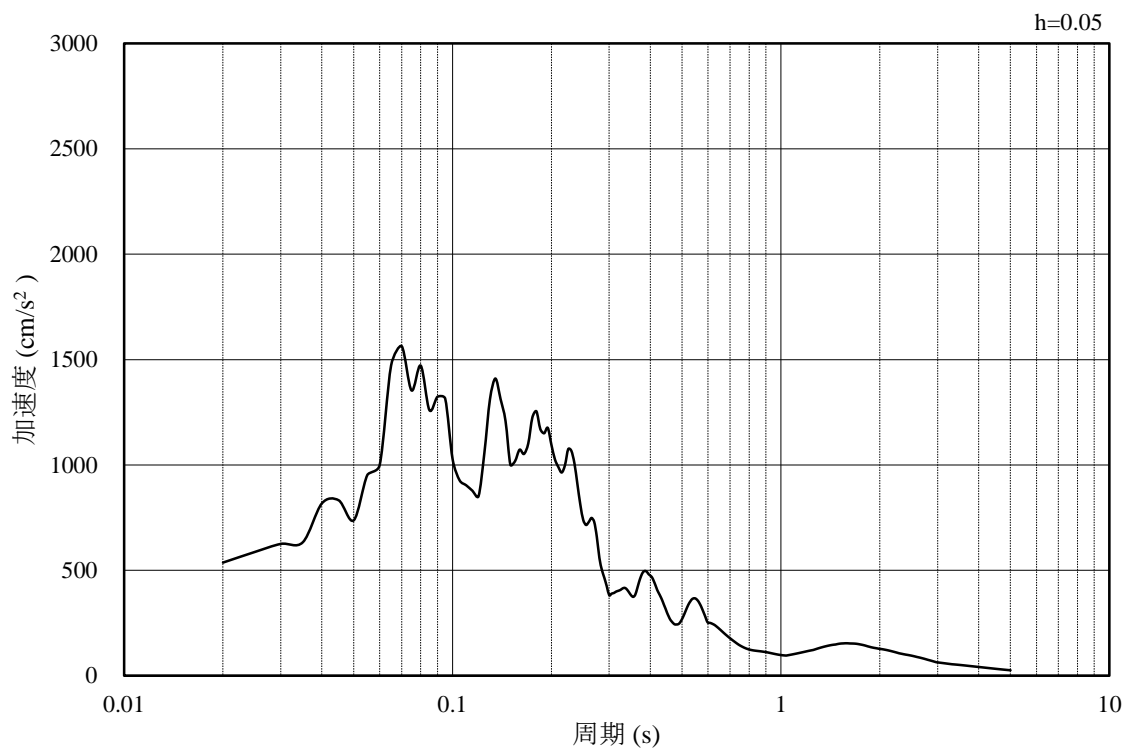


(b) 加速度応答スペクトル

図 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 2)

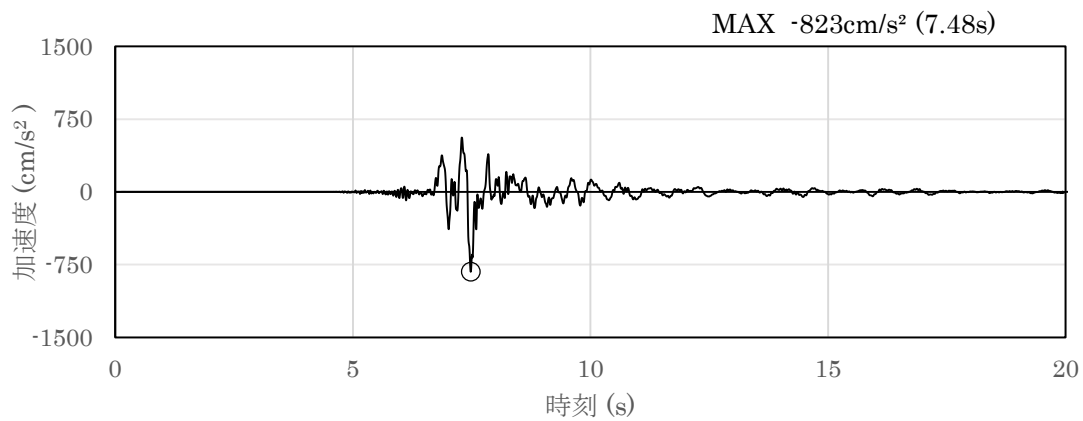


(a) 加速度時刻歴波形

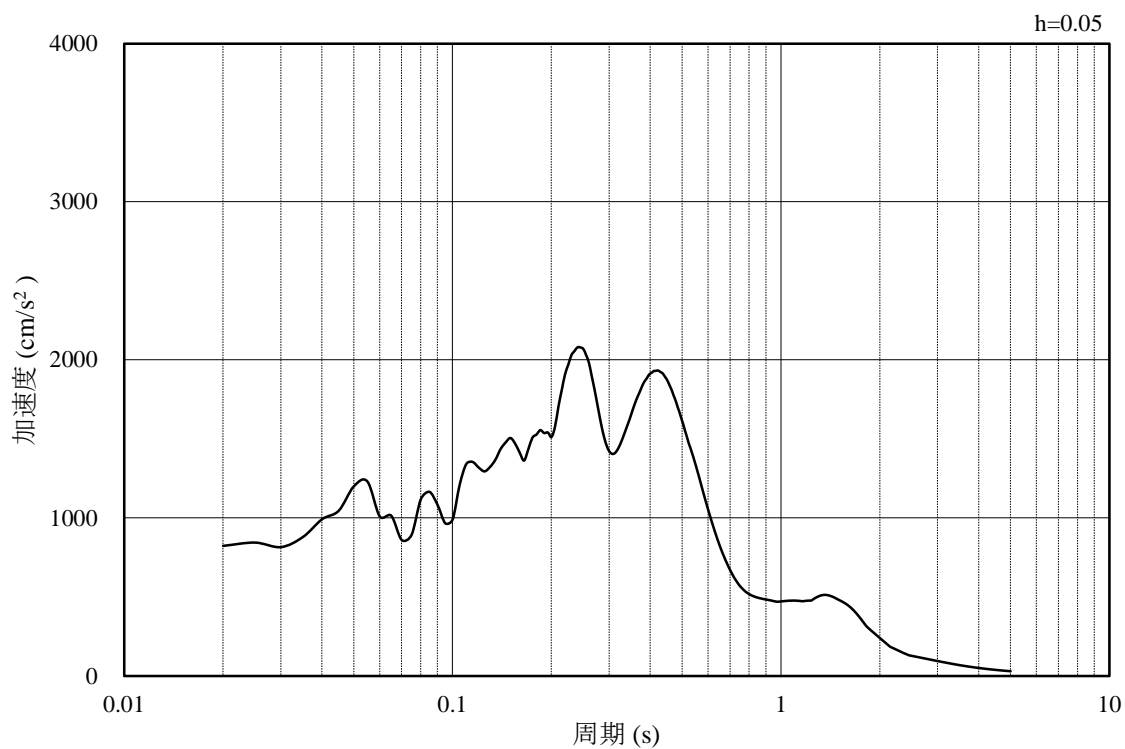


(b) 加速度応答スペクトル

図 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 2)

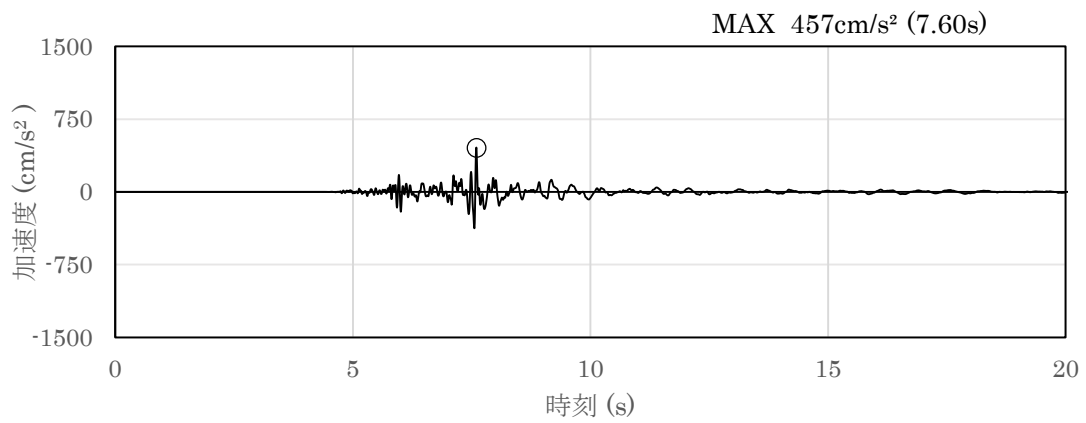


(a) 加速度時刻歴波形

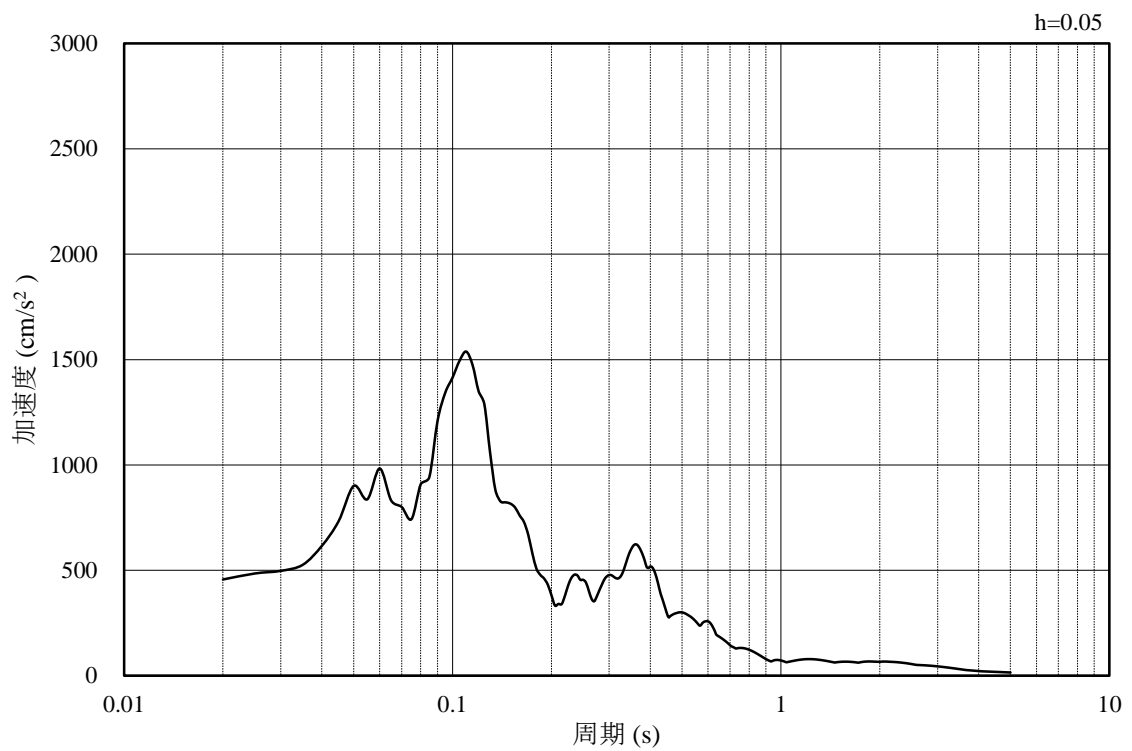


(b) 加速度応答スペクトル

図 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 - N 1)

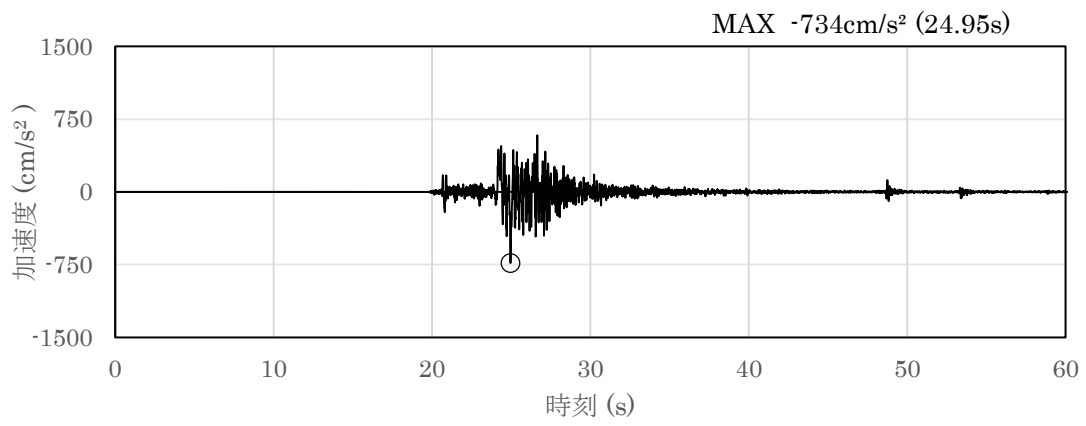


(a) 加速度時刻歴波形

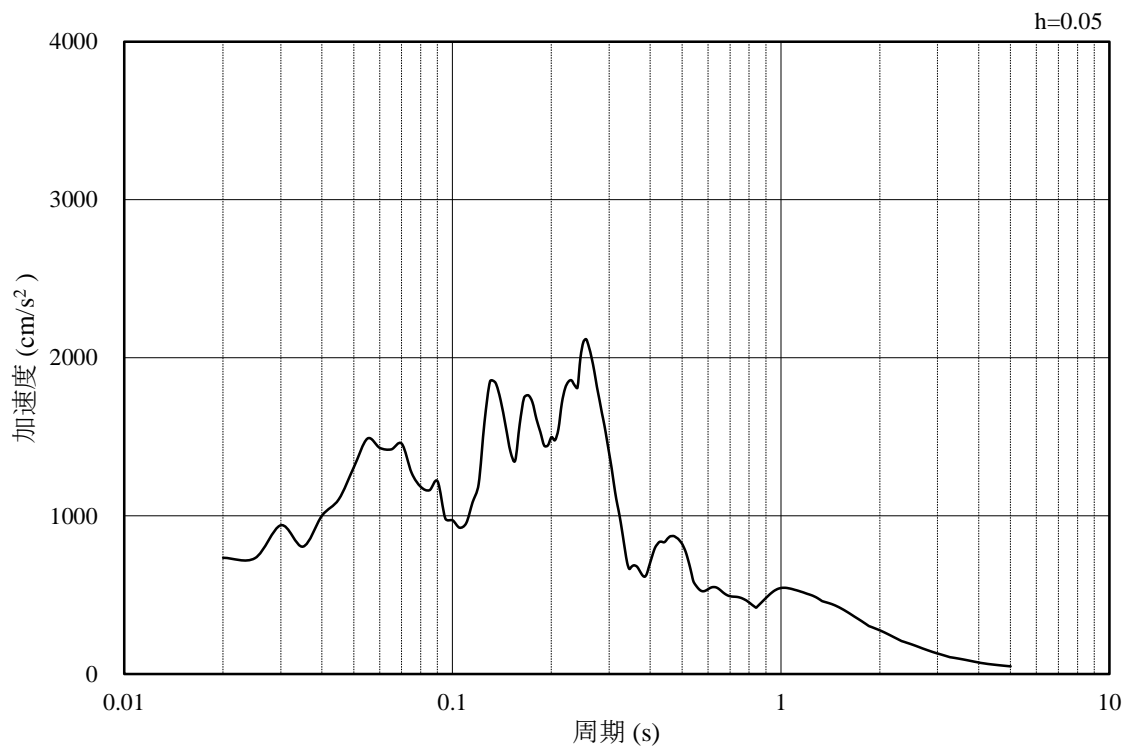


(b) 加速度応答スペクトル

図 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 - N 1)

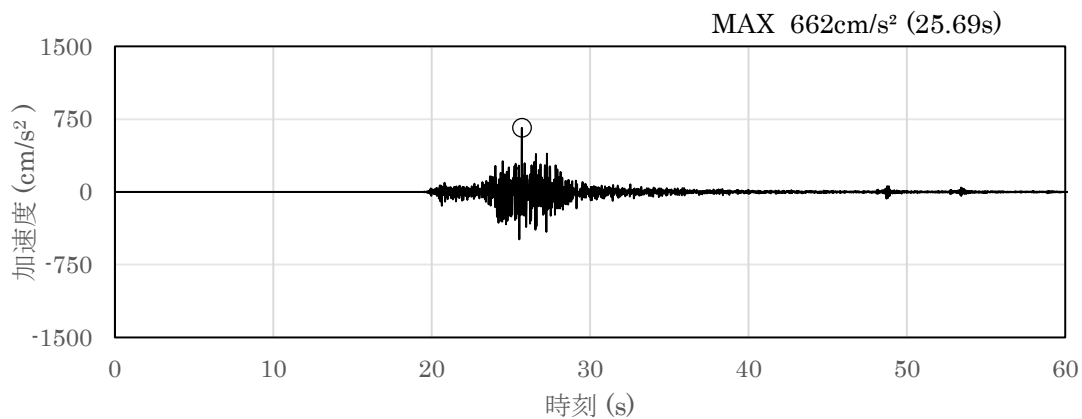


(a) 加速度時刻歴波形

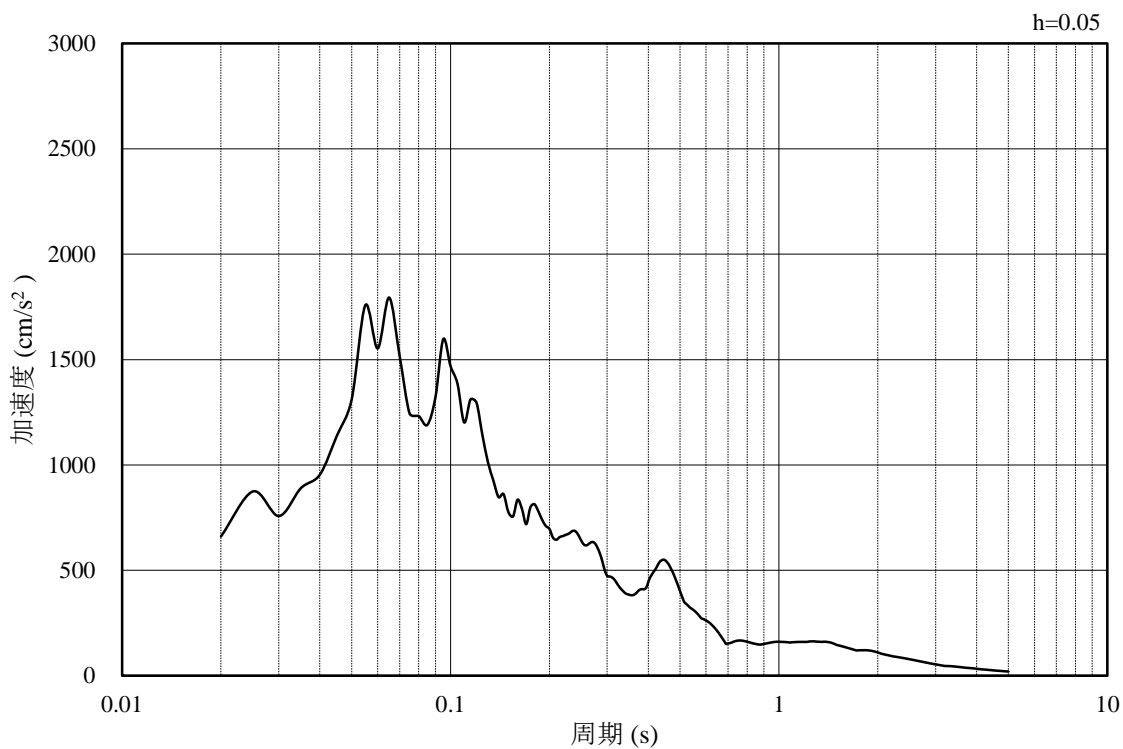


(b) 加速度応答スペクトル

図 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-N₂, NS方向)

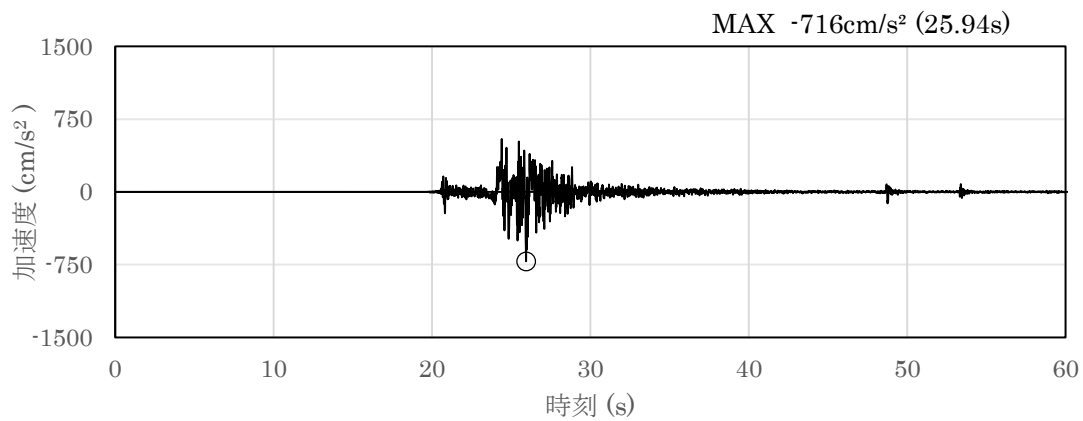


(a) 加速度時刻歴波形

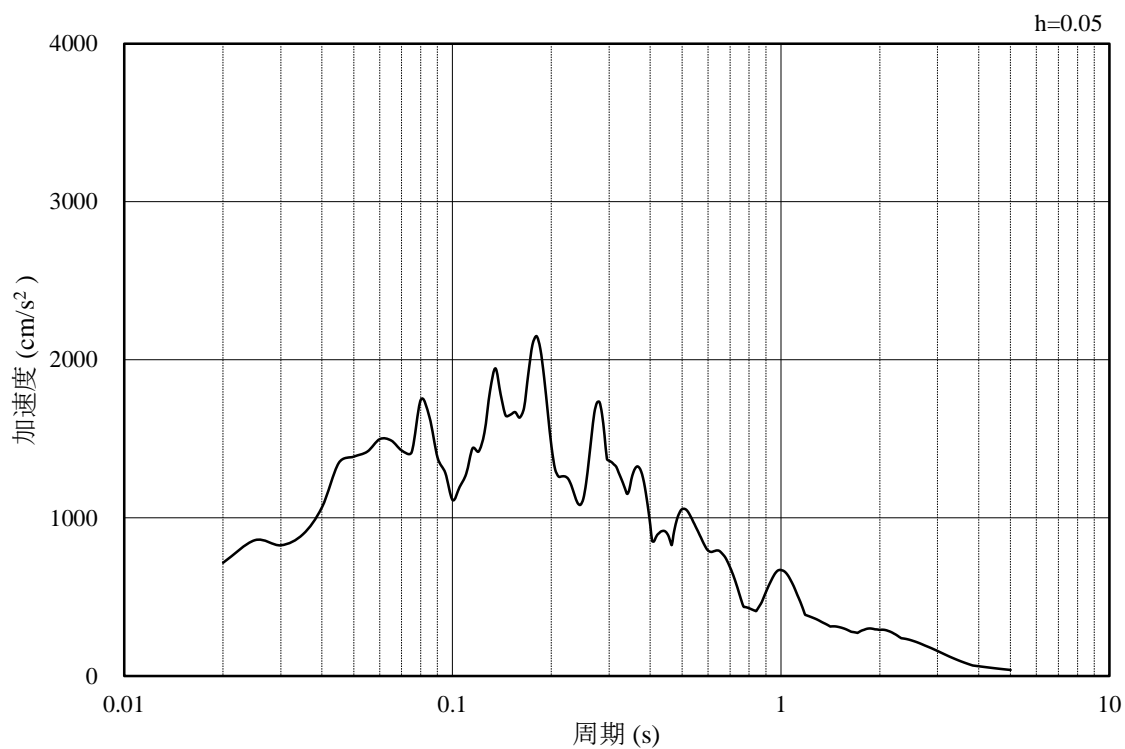


(b) 加速度応答スペクトル

図 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-N₂, NS方向)

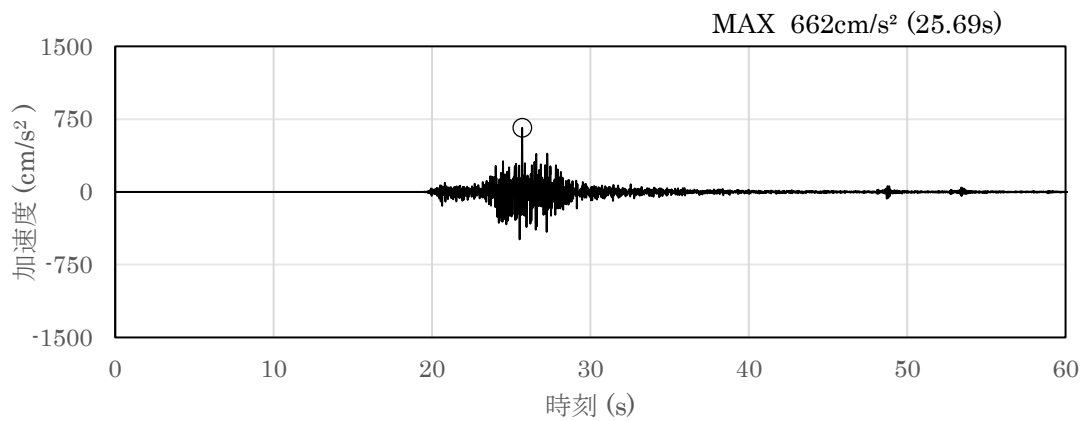


(a) 加速度時刻歴波形

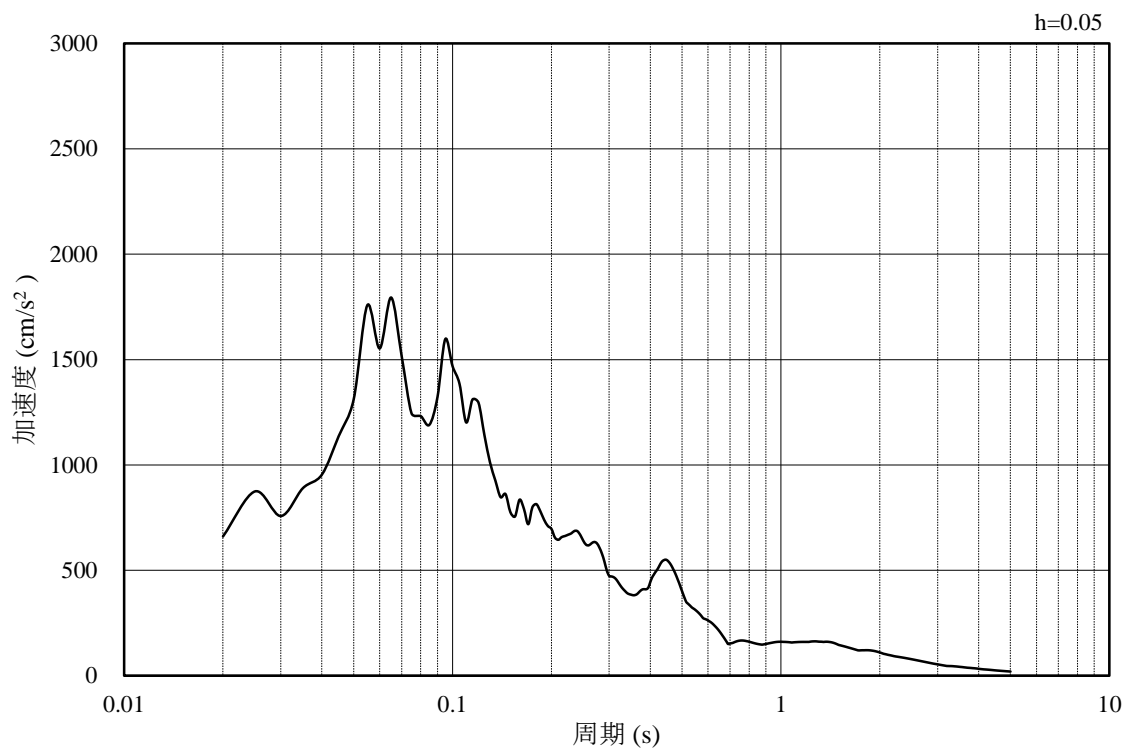


(b) 加速度応答スペクトル

図 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, E W方向)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 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, EW方向)

4. 耐震評価

4.1 許容限界

4.1.1 遮蔽壁の許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

免震重要棟遮蔽壁の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、「土木学会マニュアル」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 4-1 に示す。

表 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

構造強度を有することの確認における構造部材（遮蔽壁）のせん断破壊に対する許容限界は、「土木学会マニュアル」に基づくせん断耐力とする。せん断耐力は、「土木学会マニュアル」に基づき、棒部材式とする。

棒部材式

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

ここで、 V_{yd} : せん断耐力

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

$$f_{vcd} = 0.72 [\text{N/mm}^2]$$

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

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

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

$$= 1 + 2M_0 / M_d (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

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

(本検討では保守的に $\beta_a = 1.0$ とする)

ここで、 f'_{cd}	: コンクリートの設計圧縮強度 [N/mm^2]
d	: 部材の有効高さ
p_v	: 引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$
A_s	: 引張側鋼材の断面積
b_w	: 部材の有効幅
N'_d	: 設計軸圧縮力
M_d	: 設計曲げモーメント
M_0	: M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)
	$M_0 = N'_d \cdot D / 6$
D	: 断面高さ
a/d	: せん断スパン比
γ_{bc}	: 部材係数

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

- 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 以上の場合, 800 N/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

また、「土木学会マニュアル」におけるせん断耐力式による評価においては、表 4-2 に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表 4-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

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

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

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

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

ここで、R：層間変形角とされている。

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

4.1.2 鋼管杭の許容限界

鋼管杭の断面照査は、「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，曲げ・軸力に対する断面照査（全塑性モーメントに対する評価）及びせん断に対する断面照査を行う。

(1) 曲げ・軸力に対する断面照査（全塑性モーメントに対する評価）

鋼管杭の曲げ・軸力に対する断面照査は，全塑性モーメント M_p を算定し，鋼管杭に発生する最大曲げモーメントが全塑性モーメント以下となることを確認する。

$$M_p = M_{p0} \cos(\alpha \pi / 2)$$

ここで，

M_p ：全塑性モーメント（kN・m）

M_{p0} ：軸力がない場合の全塑性モーメント（kN・m）

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y$$

α ：モーメントがない場合の降伏軸力 N_0 と作用軸力 N の比

$$\alpha = N / N_0$$

N_0 ：モーメントがない場合の降伏軸力（kN）

$$N_0 = \sigma_y A$$

Z_p ：塑性断面係数（m³）

$$Z_p = \frac{4}{3} r^3 \{1 - (1 - t/r)^3\}$$

σ_y ：鋼管杭の降伏点強度（kN/m²）

N ：軸力（kN）

A ：鋼管杭の断面積（m²）

t ：鋼管杭の板厚（m）

r ：鋼管杭の半径（m）

(2) せん断に対する断面照査

鋼管杭のせん断に対する断面照査は，鋼管杭のせん断応力度が，終局強度以下となることを確認する。なお，鋼管杭のせん断応力度は，鋼管杭内部が中詰めコンクリートで充填されているため，鋼管杭の全断面積を有効断面積として算定する。

4.1.3 杭頭部の許容限界

杭頭部の許容限界は、「杭基礎設計便覧（（社）日本道路協会，2007年）」に基づき、水平力及び曲げモーメントに対する照査を行う。

(1) 水平力に対する照査

鋼管杭の杭頭部の水平力に対する照査は、図4-1に示す水平支圧応力 σ_{ch} 及び水平方向の押抜きせん断応力 τ_h が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_{ch} = H/DL$$

$$\tau_h = H/h' (2L+D+2h')$$

ここに、

σ_{ch} : 杭頭結合部に発生する水平支圧応力度 (N/mm²)

τ_h : 杭頭結合部に発生する水平押抜きせん断応力度 (N/mm²)

H : 杭頭結合部に作用する水平力 (N)

D : 鋼管杭径 (mm)

L : 杭の埋込長 (mm)

h' : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効厚 (mm)

<p>4) フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査</p> <p>a. 方法Aの場合</p> $\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 5})$
<p>b. 方法Bの場合</p> $\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 6})$
<p>5) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度の照査</p> $\tau_h = \frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots(\text{III. 6. 7})$

図4-1 水平力に対する照査

(「杭基礎設計便覧（（社）日本道路協会，2007年）」より引用に一部加筆)

(2) 曲げモーメントに対する照査

鋼管杭の杭頭部の曲げモーメントに対する照査は、杭頭部に発生する曲げモーメントが、仮想鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメント以下であることを確認する。仮想鉄筋コンクリートの取り方を図4-2に示す。

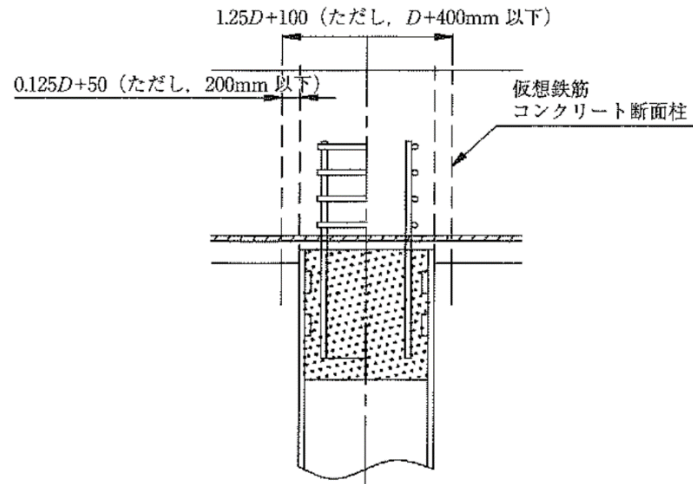


図4-2 仮想鉄筋コンクリート断面の取り方
(「杭基礎設計便覧 (社) 日本道路協会, 2007年」より引用)

4.1.4 基礎地盤の支持性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、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 4-3 に示す。

表 4-3 免震重要棟遮蔽壁の許容限界

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

5. 評価結果

5.1 構造部材の健全性に対する評価結果

5.1.1 遮蔽壁（鉄筋コンクリート部材）

遮蔽壁（鉄筋コンクリート部材）の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 5-1 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値を表 5-2 に示す。また、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圧縮縁コンクリートひずみの時刻歴波形及び発生位置を図 5-1 に、せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図を図 5-2 に示す。

免震重要棟遮蔽壁の圧縮縁コンクリートひずみ及びせん断力が、構造部材の許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

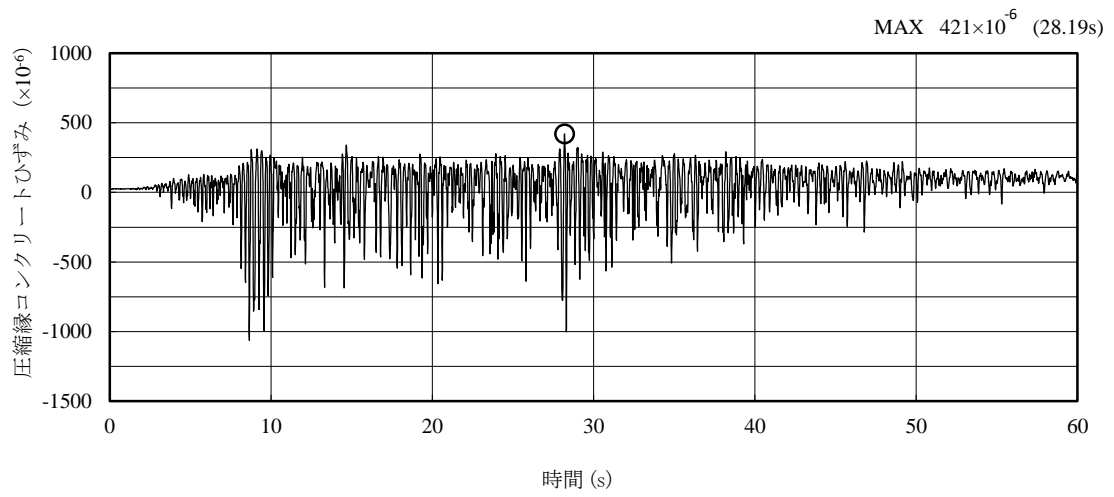
解析ケース	地震動		照査用圧縮縁 コンクリート ひずみ*	圧縮縁コンク リート限界ひ ずみ	照査値	
①	S s - D	++	506 μ	10000 μ	0.06	
		-+	471 μ	10000 μ	0.05	
		+ -	491 μ	10000 μ	0.05	
		--	458 μ	10000 μ	0.05	
	S s - F 1	++	389 μ	10000 μ	0.04	
	S s - F 2	++	374 μ	10000 μ	0.04	
	S s - N 1	++	484 μ	10000 μ	0.05	
		-+	413 μ	10000 μ	0.05	
	S s - N 2 (NS)	++	425 μ	10000 μ	0.05	
		-+	419 μ	10000 μ	0.05	
	S s - N 2 (EW)	++	402 μ	10000 μ	0.05	
		-+	334 μ	10000 μ	0.04	
	②	S s - N 1	++	473 μ	10000 μ	0.05
	③	S s - N 1	++	489 μ	10000 μ	0.05

注記*：照査用圧縮縁コンクリートひずみ=圧縮縁コンクリートひずみ×構造解析係数 $\gamma_a (=1.2)$

表 5-2 せん断破壊に対する最大照査値

解析ケース	地震動		照査用 せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
①	S _s -D	++	89	444	0.21
		-+	178	755	0.24
		+-	85	440	0.20
		--	171	759	0.23
	S _s -F1	++	77	442	0.18
	S _s -F2	++	146	760	0.20
	S _s -N1	++	177	754	0.24
		-+	147	756	0.20
	S _s -N2 (NS)	++	144	758	0.19
		-+	86	443	0.20
	S _s -N2 (EW)	++	86	443	0.20
		-+	121	767	0.16
②	S _s -N1	++	176	756	0.24
③	S _s -N1	++	179	756	0.24

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 (=1.05)



(圧縮を正で示す。)

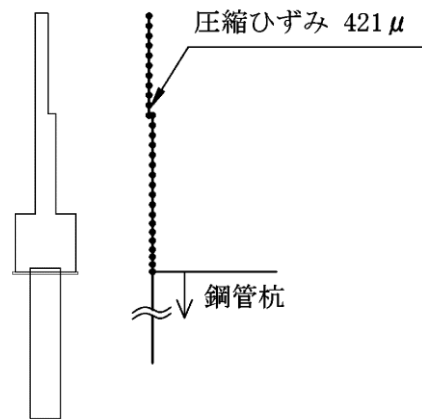
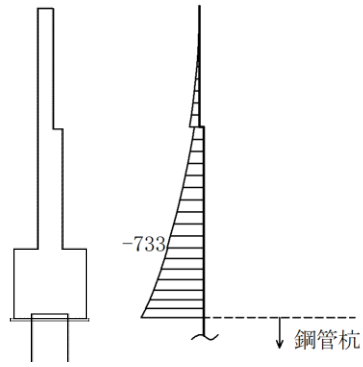
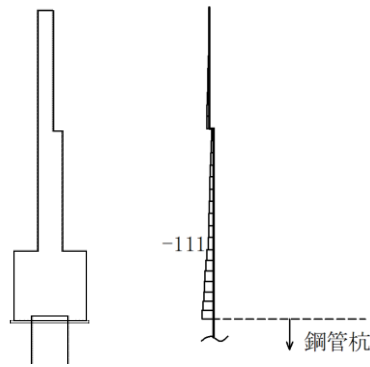


図 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの圧縮縁コンクリートひずみの時刻歴波形及び発生位置 (解析ケース①, S_s-D (++))



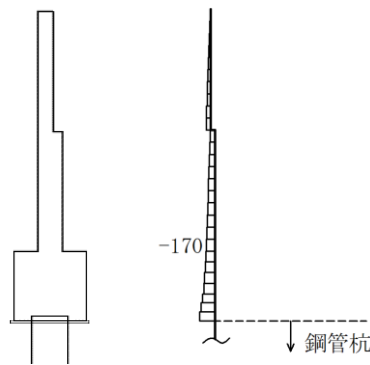
数値：評価位置における断面力

(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 5-2 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 - N 1 (++) , t = 7.56s)

5.1.2 鋼管杭

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 5-3 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値を表 5-4 に示す。また、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値最大時の断面力図を図 5-3 及び図 5-4 に示す。

鋼管杭の曲げモーメント及びせん断力が、構造部材の許容限界以下であることを確認した。

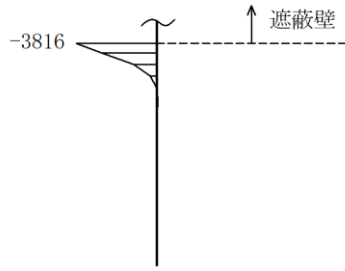
表 5-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

解析ケース	地震動		照査用 発生曲げ モーメント* M (kN・m)	全塑性曲げ モーメント* M _p (kN・m)	照査値 M/M _p
①	S _s -D	++	3105	7884	0.40
		-+	3703	7883	0.47
		+ -	2985	7880	0.38
		--	3561	7879	0.46
	S _s -F 1	++	2405	7881	0.31
	S _s -F 2	++	2897	7881	0.37
	S _s -N 1	++	3778	7885	0.48
		-+	3205	7885	0.41
	S _s -N 2 (NS)	++	2920	7881	0.38
		-+	2903	7883	0.37
	S _s -N 2 (EW)	++	2839	7881	0.37
		-+	2336	7880	0.30
②	S _s -N 1	++	3756	7884	0.48
③	S _s -N 1	++	3816	7884	0.49

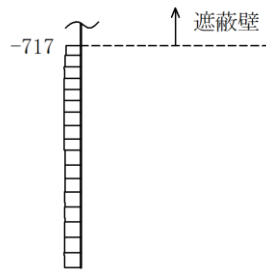
注記*：照査用発生曲げモーメント及び全塑性曲げモーメントは杭 1 本当りの数値を示す。

表 5-4 鋼管杭のせん断破壊に対する評価結果

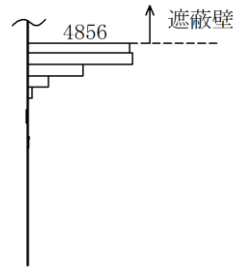
解析ケース	地震動		照査用 発生応力度 τ (N/mm ²)	せん断強度 τ_s (N/mm ²)	照査値 τ / τ_s
①	S _s -D	++	61	181	0.34
		-+	73	181	0.41
		+-	59	181	0.33
		--	70	181	0.39
	S _s -F1	++	47	181	0.26
	S _s -F2	++	57	181	0.32
	S _s -N1	++	74	181	0.41
		-+	63	181	0.35
	S _s -N2 (NS)	++	57	181	0.32
		-+	57	181	0.32
	S _s -N2 (EW)	++	56	181	0.31
		-+	46	181	0.26
②	S _s -N1	++	74	181	0.41
③	S _s -N1	++	75	181	0.42



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m/本)

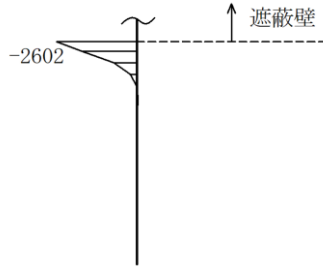


数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN/本) (+ : 引張, - : 圧縮)

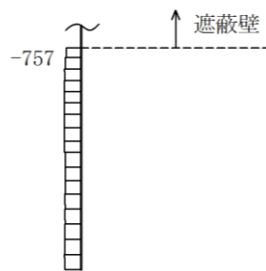


数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN/本)

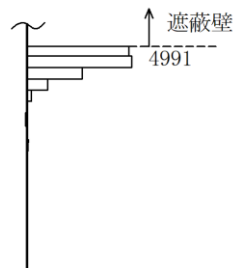
図 5-3 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , t=7.56s)



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m/本)



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



数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN/本)

図 5-4 鋼管杭の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 - N 1 (++) , t=7.56s)

5.1.3 杭頭部

杭頭部の水平支圧応力に対する照査における最大照査値を表 5-5 に、水平方向押抜きせん断に対する最大照査値を表 5-6 に、仮想鉄筋コンクリート断面の曲げモーメントに対する最大照査値を表 5-7 に示す。

杭頭部の水平支圧応力、水平方向押抜きせん断応力及び仮想鉄筋コンクリート断面の曲げモーメントが、許容限界以下であることを確認した。

表 5-5 水平支圧応力に対する最大照査値

解析 ケース	地震動	水平力 H* (kN/本)	水平支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)	許容支圧応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値
①	S s - D (-+)	1,004	5.58	13.5	0.42

注記*：水平力は、構造解析係数 1.05 を考慮した数値を示す。

表 5-6 水平方向押抜きせん断に対する最大照査値

解析 ケース	地震動	水平力 H* (kN/本)	押抜きせん断応力度 τ_h (N/mm ²)	許容押抜き せん断応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値
①	S s - D (-+)	1,004	0.62	1.0	0.62

注記*：水平力は、構造解析係数 1.05 を考慮した数値を示す。

表 5-7 仮想鉄筋コンクリート断面の曲げモーメントに対する最大照査値

解析 ケース	地震動	発生曲げモ ーメント* (kN・m/ 本)	発生軸力* (kN/本)	降伏曲げ モーメント (kN・m/本)	照査値
①	S s - N 1 (++)	3,938	572	6,622	0.60

注記*：発生断面力は、構造解析係数 1.05 を考慮した数値を示す。

5.2 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を表 5-8 に示す。

免震重要棟遮蔽壁の基礎地盤に発生する最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

表 5-8 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

解析ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力	照査値
			R_d (N/mm ²)	R_U (N/mm ²)	R_d/R_U
①	S _s -D	++	0.85	3.9	0.22
		-+	0.84	3.9	0.22
		+ -	0.82	3.9	0.21
		--	0.83	3.9	0.22
	S _s -F 1	++	0.80	3.9	0.21
	S _s -F 2	++	0.82	3.9	0.21
	S _s -N 1	++	0.81	3.9	0.21
		-+	0.81	3.9	0.21
	S _s -N 2 (NS)	++	0.83	3.9	0.22
		-+	0.84	3.9	0.22
	S _s -N 2 (EW)	++	0.85	3.9	0.22
		-+	0.83	3.9	0.22
②	S _s -N 1	++	0.80	3.9	0.21
③	S _s -N 1	++	0.82	3.9	0.22

(参考資料1) 免震重要棟遮蔽壁のアクセスルートへの影響確認について

1. 概要

免震重要棟遮蔽壁の地震応答解析の評価対象断面は、緊急時対策所に対する波及的影響を評価するために、緊急時対策所近傍の免震重要棟（東側）の区間を選定している。一方、免震重要棟遮蔽壁のうち西側斜面近傍部は、アクセスルートに面している。

そこで、免震重要棟遮蔽壁（西側）によるアクセスルートへの波及的影響を確認する。

2. 周辺状況の整理及び評価方針

免震重要棟遮蔽壁の西側には斜面が位置し、その斜面の下方にはアクセスルートがある。

免震重要棟遮蔽壁（東側）の評価対象断面（A-A断面）及び西側斜面を含むB-B断面において地震応答解析を実施し、免震重要棟遮蔽壁のうち西側斜面近傍部（位置①）及び緊急時対策所近傍部（位置②）における地表面の応答加速度を比較する。地震応答解析については、解析コード「FLUSH」を使用する。

免震重要棟遮蔽壁の周辺状況及び地震応答解析位置を図1に示す。

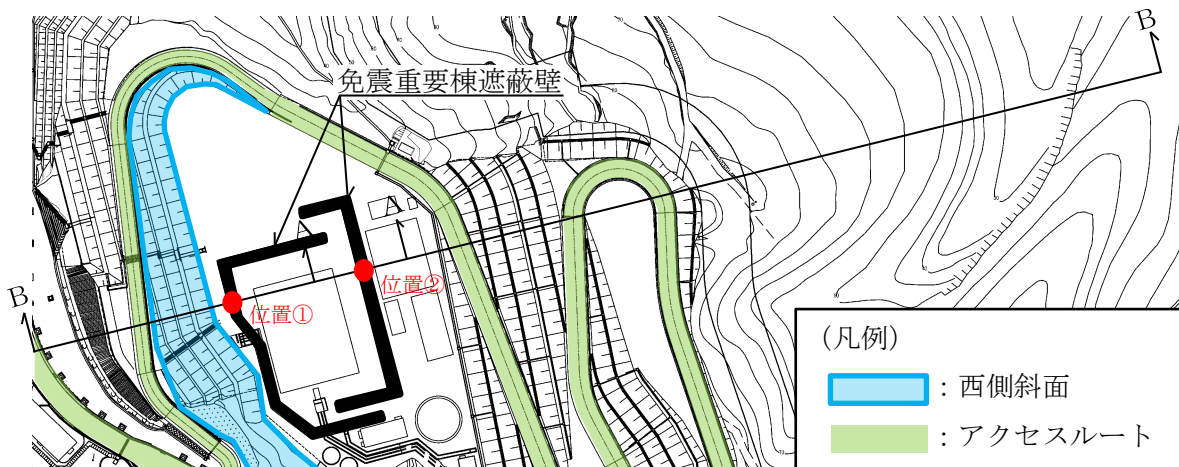


図1 免震重要棟遮蔽壁の周辺状況及び地震応答解析位置

3. 解析モデル

地震応答解析を実施する解析モデルを図2に、解析モデルの作成に用いた地質断面図を図3に示す。

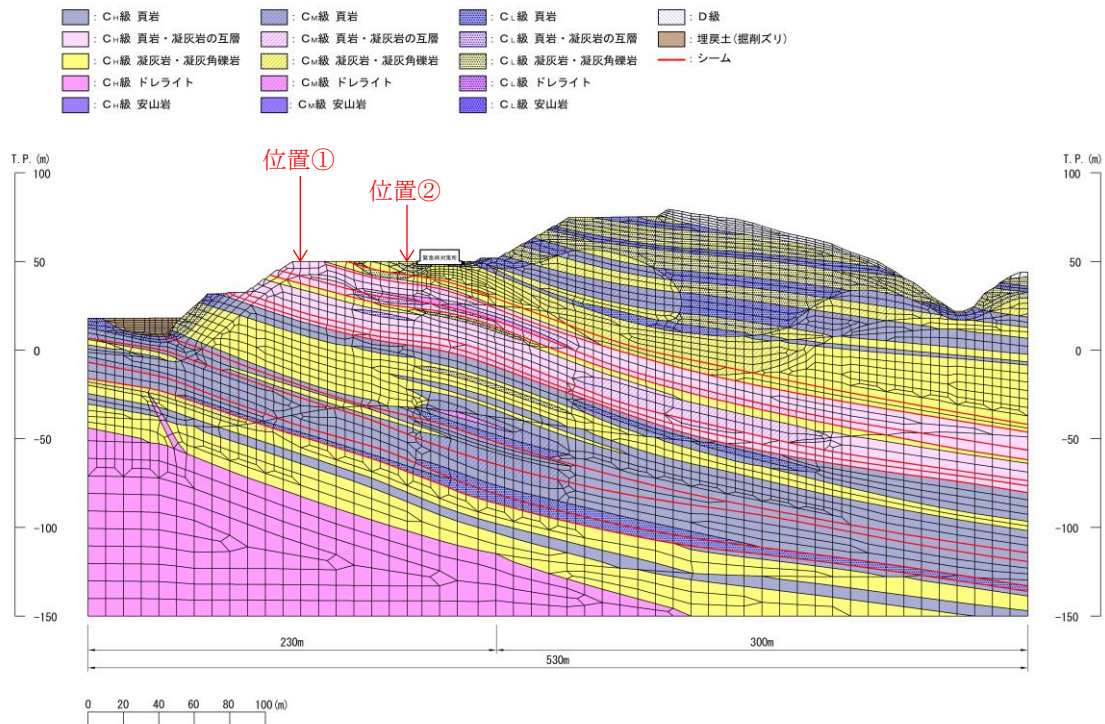


図2 解析モデル

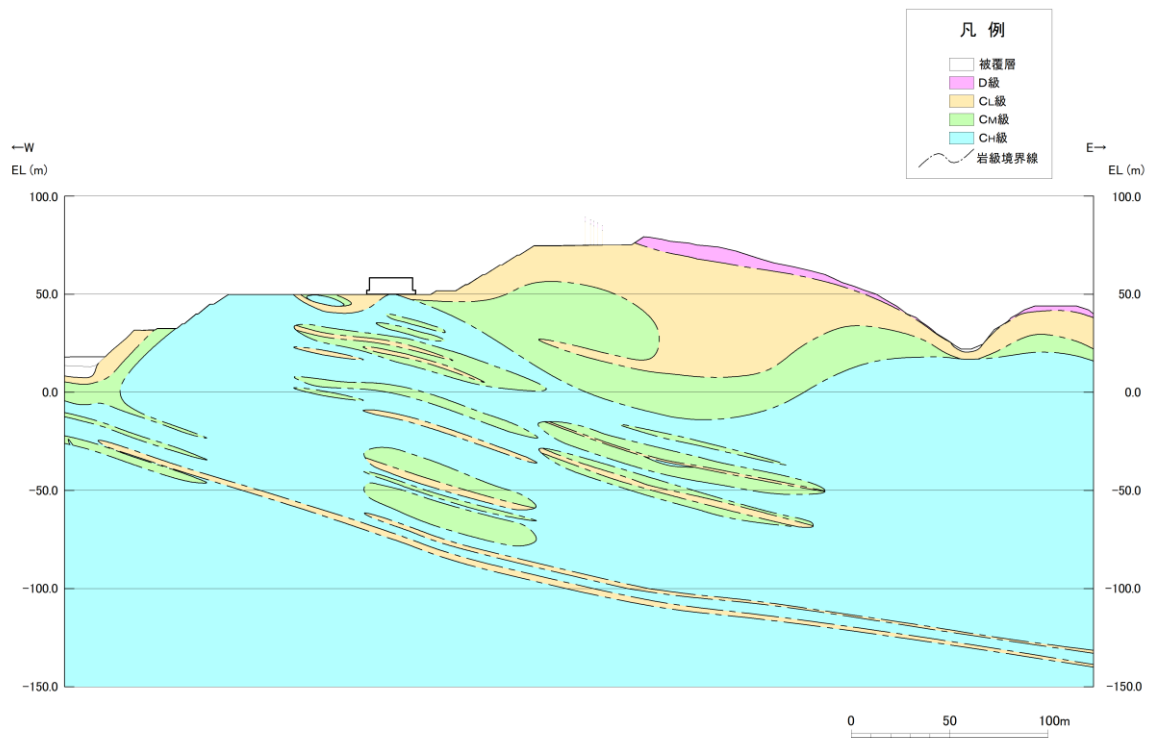


図3(1) 地質断面図 (岩級図)

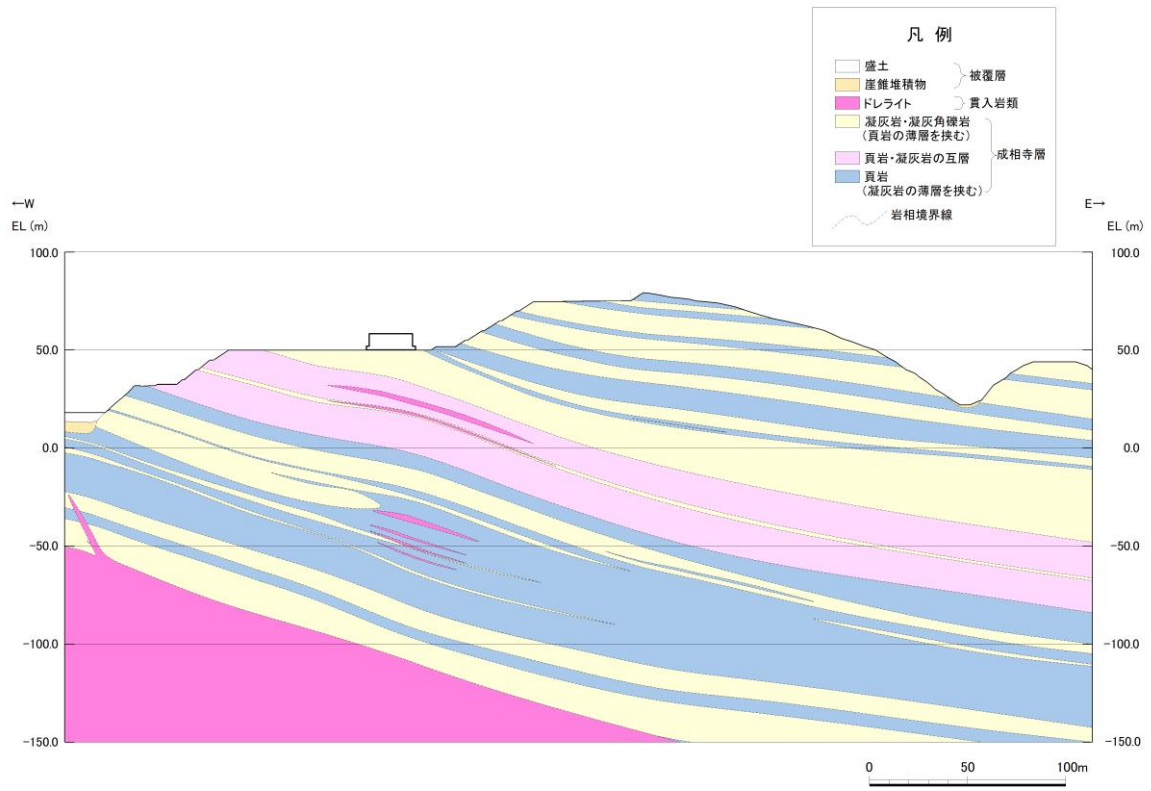


図 3 (2) 地質断面図 (岩相図)

4. 確認結果

免震重要棟遮蔽壁のうち西側斜面近傍部（位置①）及び緊急時対策所近傍部（位置②）における地表面の応答加速度を表1に示す。位置①及び位置②において、最大水平加速度、最大鉛直加速度共に、おおむね同等の値であることを確認した。

以上を踏まえ、免震重要棟遮蔽壁（東側）が緊急時対策所に対して波及的影響を及ぼさない構造強度を有していることから、西側斜面近傍の免震重要棟遮蔽壁（西側）が、アクセスルートへ波及的影響を及ぼさないことを確認した。

表1 地表面の応答加速度

抽出位置		最大水平加速度 (cm/s^2)	最大鉛直加速度 (cm/s^2)
位置①	西側斜面近傍	-759	493
位置②	緊急時対策所近傍	-741	512