

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-026-10 改 03
提出年月日	2023年4月7日

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の地震応答計算書及び
耐震性についての計算書に関する補足説明資料

2023年4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. 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 評価対象断面の方向	15
2.4 評価対象断面の選定	16
2.5 使用材料及び材料の物性値	17
2.6 地盤物性値	18
2.7 評価構造物諸元	19
2.8 地下水位	22
2.9 耐震評価フロー	23
3. 地震応答解析	25
3.1 地震応答解析手法	25
3.2 地震応答解析モデルの設定	28
3.2.1 解析モデル領域	28
3.2.2 境界条件	29
3.2.3 構造物のモデル化	32
3.2.4 隣接構造物のモデル化	33
3.2.5 地盤、埋戻コンクリート及びMMRのモデル化	36
3.2.6 地震応答解析モデル	39
3.2.7 ジョイント要素の設定	42
3.2.8 材料特性の設定	47
3.3 減衰定数	49
3.4 荷重及び荷重の組合せ	61
3.4.1 機器・配管荷重	62
3.4.2 外水圧	63
3.4.3 内水圧	63
3.4.4 積雪荷重	63
3.4.5 動水圧	63
3.5 地震応答解析の解析ケース	65
3.5.1 耐震評価における解析ケース	65
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	68

4.	評価内容	71
4.1	入力地震動の設定	71
4.1.1	A-A断面及びB-B断面の入力地震動	72
4.1.2	C-C断面の入力地震動	84
4.2	許容限界の設定	96
4.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	96
4.2.2	せん断破壊に対する許容限界	99
4.2.3	基礎地盤の支持機能に対する許容限界	103
4.3	評価方法	104
4.3.1	C-C断面	104
5.	評価結果	106
5.1	地震応答解析結果	106
5.1.1	解析ケース	106
5.1.2	ひずみの時刻歴波形（A-A断面及びB-B断面）	114
5.1.3	断面力分布（せん断破壊に対する照査）（A-A断面及びB-B断面）	116
5.1.4	断面力分布（層間変位最大時刻）（C-C断面）	119
5.1.5	最大せん断ひずみ分布（A-A断面及びB-B断面）	123
5.2	構造部材の健全性に対する評価結果	126
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	126
5.2.2	せん断破壊に対する評価結果	134
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	144
6.	まとめ	149

参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

参考資料 2 ケミカルアンカーの有効埋め込み長さの検討

1. 評価方法

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽は、常設耐震重大事故等対処設備である低圧原子炉代替注水ポンプ等を間接支持しており、支持機能が要求される。また、低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の一部である低圧原子炉代替注水槽については、貯水機能が要求される。

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽については、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度、支持機能及び貯水機能を有していることを確認する。

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に要求される機能維持の確認においては、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で、構造強度を有することを確認し、これにより常設耐震重大事故等対処設備を支持する機能を有することを確認する。さらに、部材がおおむね弾性範囲に留まることを確認することで、貯水機能を有することを確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の耐震評価にあたっては、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書2002」という。）、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）（以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル2005」という。）及びコンクリート標準示方書2002を適用する。また、基礎地盤の支持性能の許容限界については、コンクリート標準示方書2002及び道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）（日本道路協会平成14年3月）を適用する。

表2-1に適用する規格、基準類を示す。

表 2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準値	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	コンクリート標準示方書 2002	鉄筋コンクリートの材料諸元 (γ , E , ν)	
荷重及び荷重の組合せ	コンクリート標準示方書 2002	永久荷重，偶発荷重等の適切な組み合わせを検討	
許容限界	土木学会マニュアル 2005	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 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	構造強度を有すること
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として，発生ひずみが限界ひずみ（コンクリート圧縮 2000μ ，主筋ひずみ 1725μ ）を下回ることを確認	貯水機能を有すること
	コンクリート標準示方書 2002	MMR の支持性能に対する照査は，MMR に発生する応力がコンクリートの支圧強度を下回ることを確認	
許容限界	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，基礎地盤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	J E A G 4 6 0 1 - 1987	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

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の位置図を図 2-1 に，平面図を図 2-2 に，断面図を図 2-3～図 2-7 に，概略配筋図を図 2-8～図 2-12 に，安全対策工事における掘削範囲図を図 2-13 に，評価対象断面図を図 2-14～図 2-16 に示す。

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽は，低圧原子炉代替注水槽を有し，低圧原子炉代替注水ポンプ等を間接支持する幅 26.6m (EW 方向) ×13.4m (NS 方向)，高さ約 21.2m の鉄筋コンクリート造の地中（一部地上部を含む）構造物であり，直接又はマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して十分な支持性能を有する C_M級及び C_H級岩盤に支持される。また，地上部の一部については，ケミカルアンカーにて一体化をしている。ケミカルアンカーの有効埋め込み長さの検討については参考資料 3 に示す。

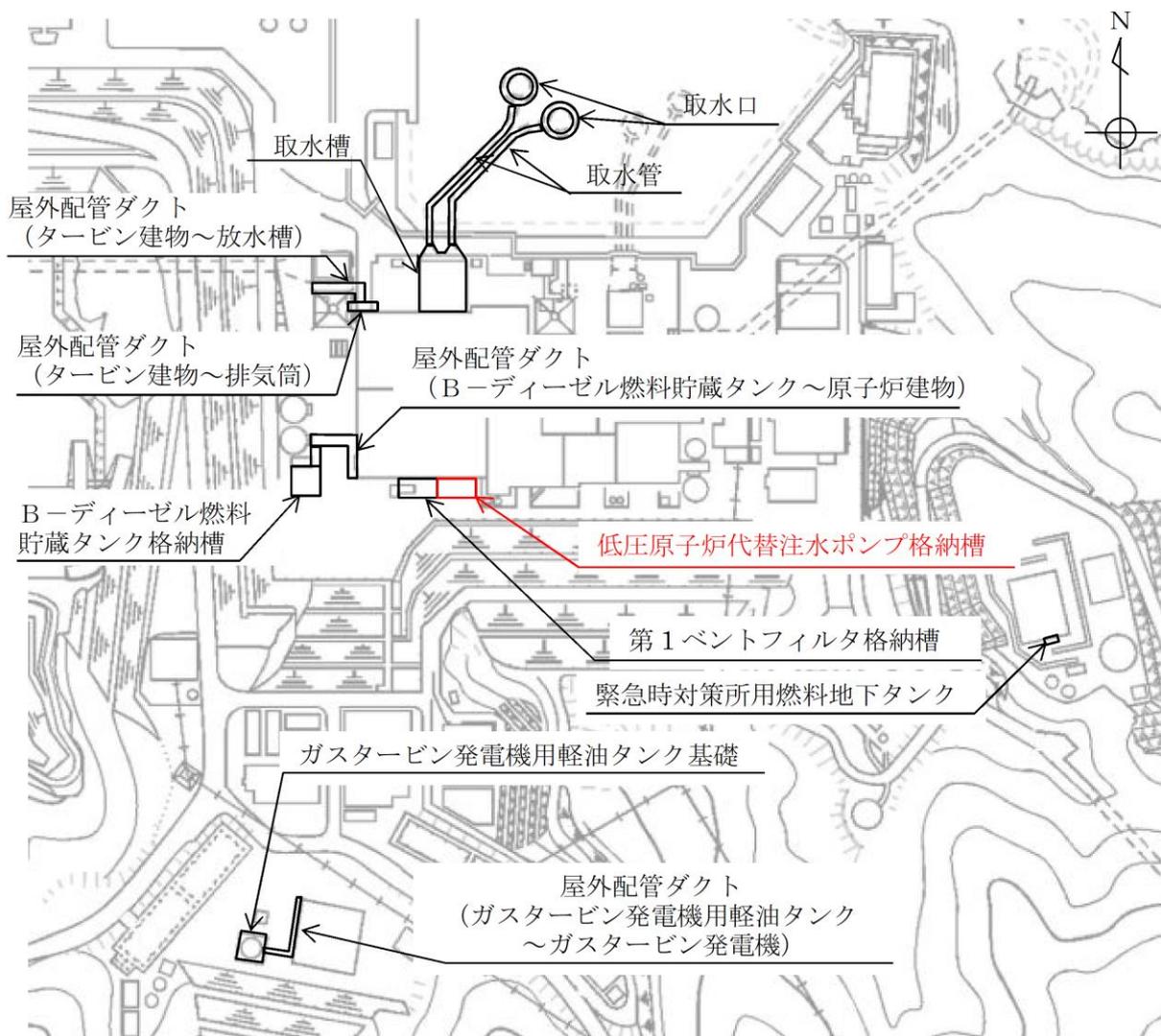


図 2-1 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 位置図

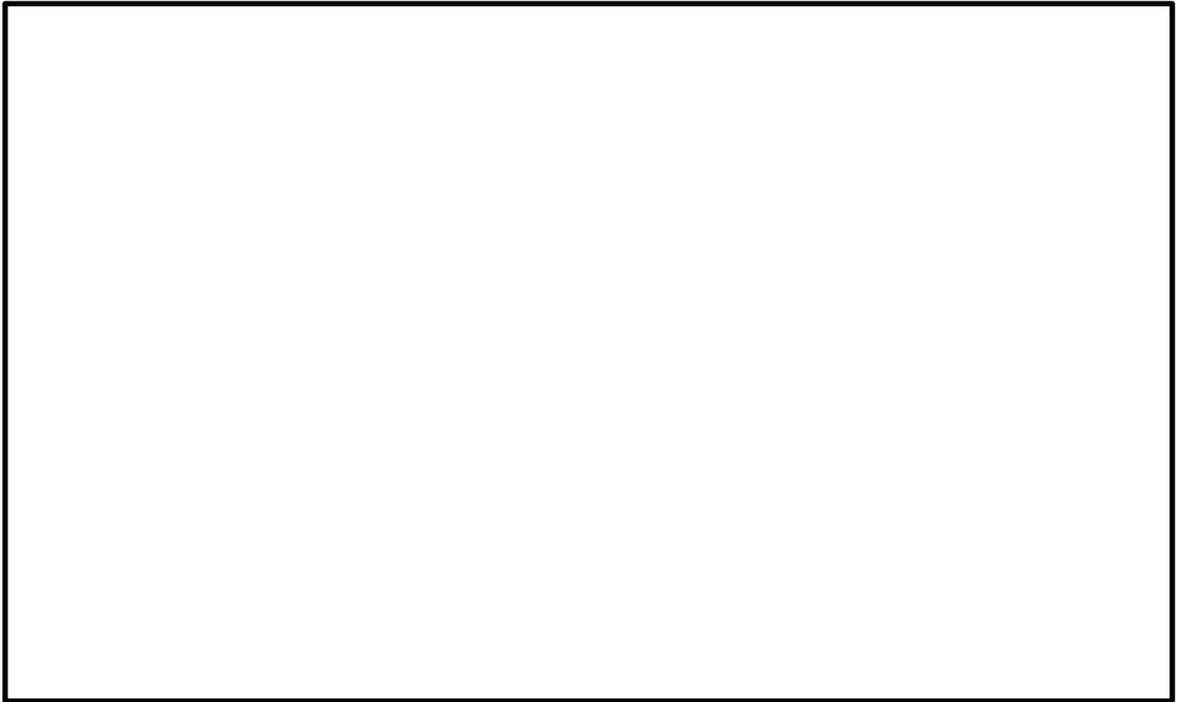


図 2-2 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 平面図

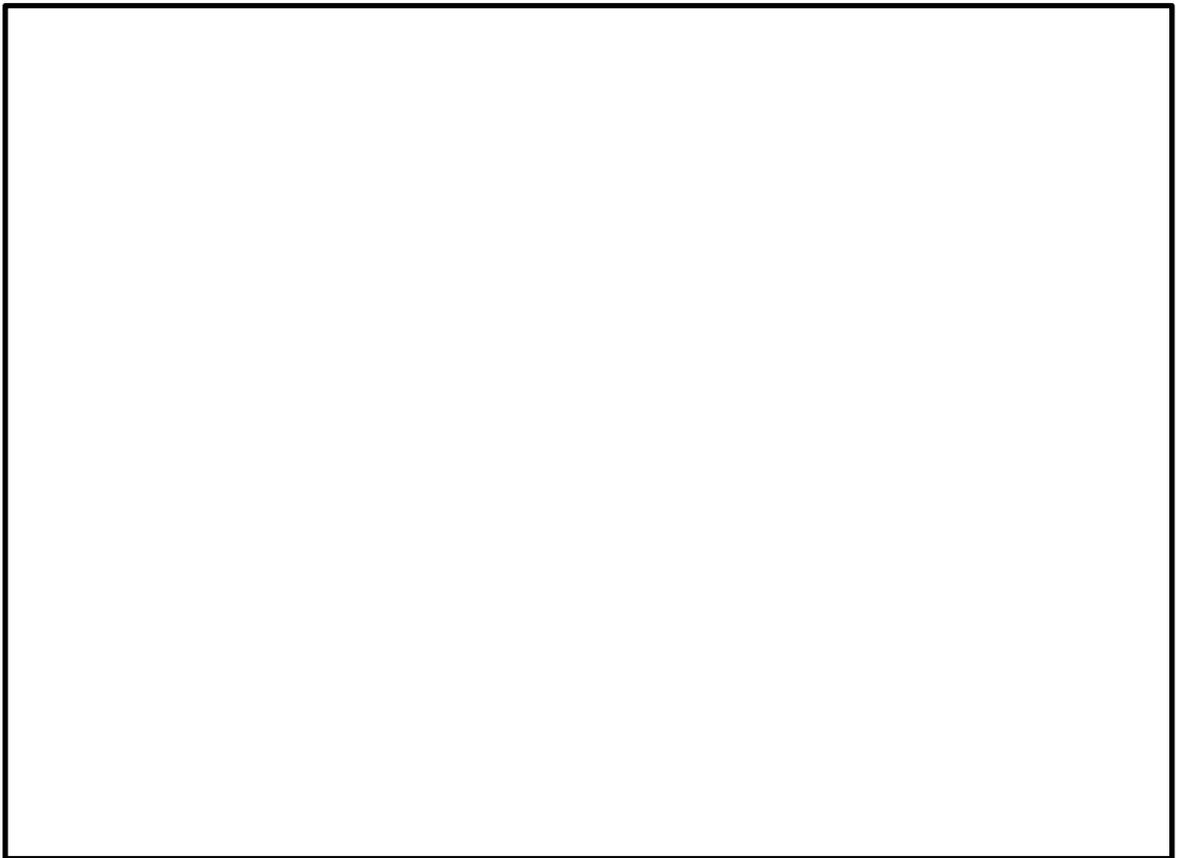


図 2-3 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 断面図 (A-A断面)

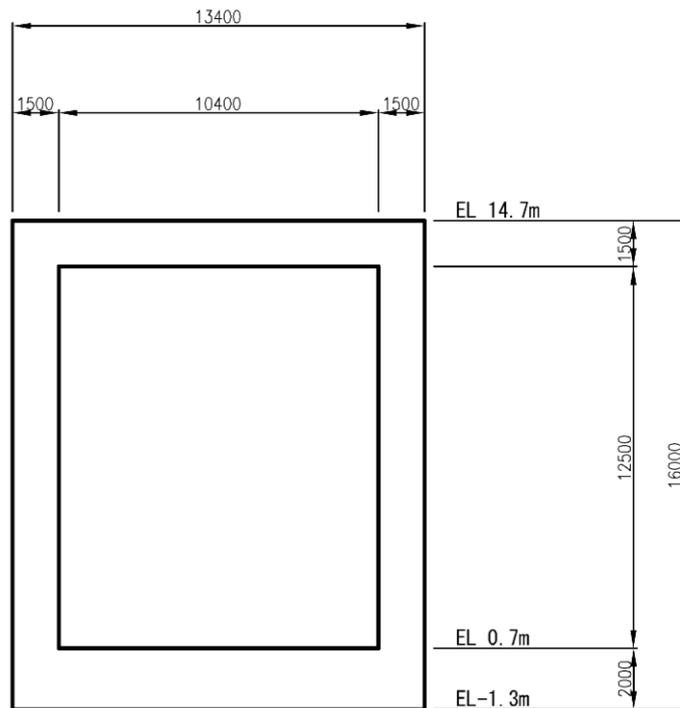
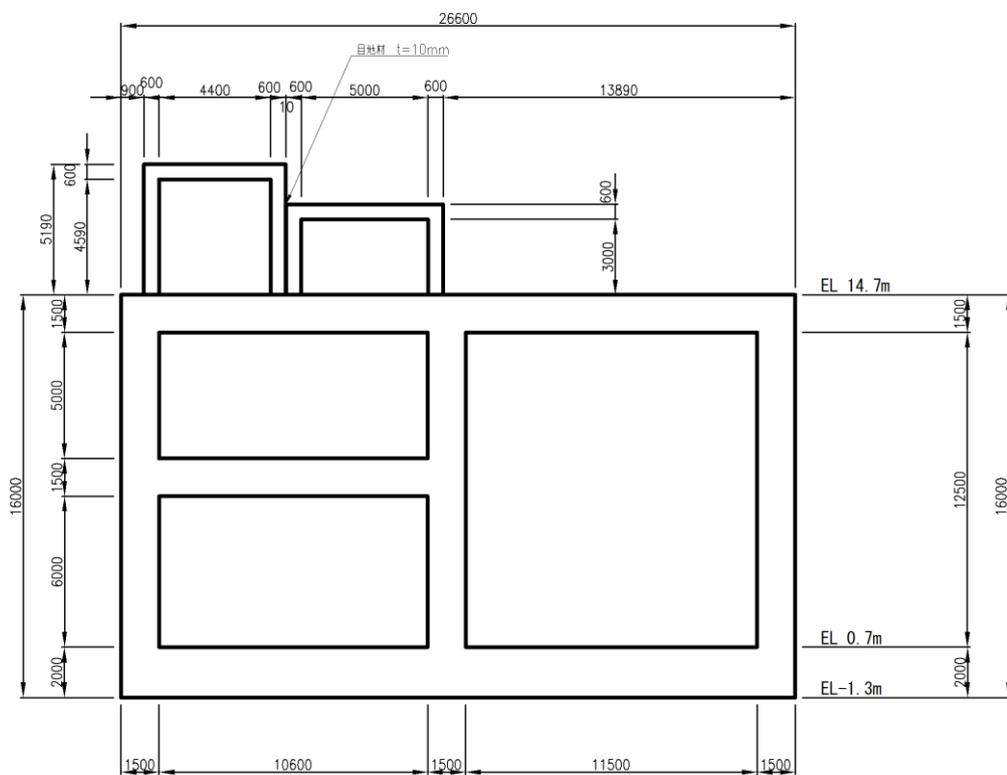


図 2-4 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 断面図 (B-B 断面)



(単位:mm)

図 2-5 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 断面図 (C-C 断面)

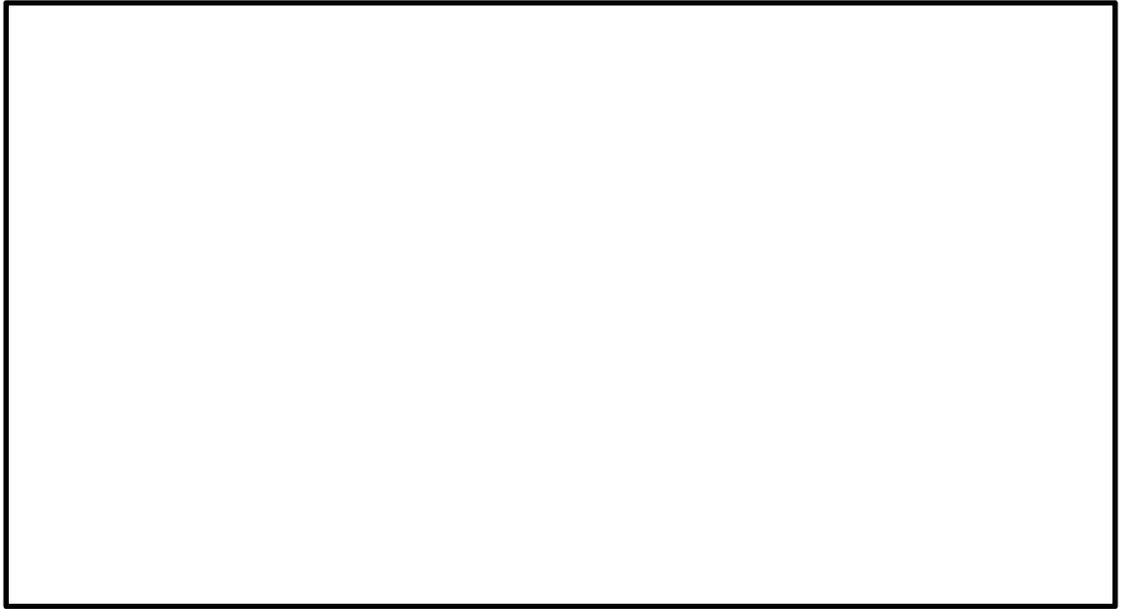


図 2-6 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 断面図 (D-D断面)

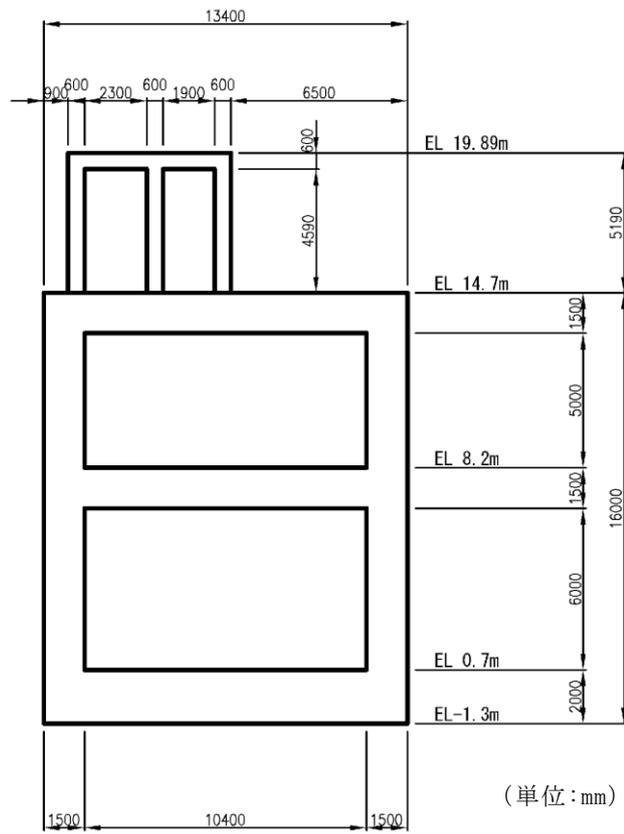


図 2-7 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 断面図 (E-E断面)

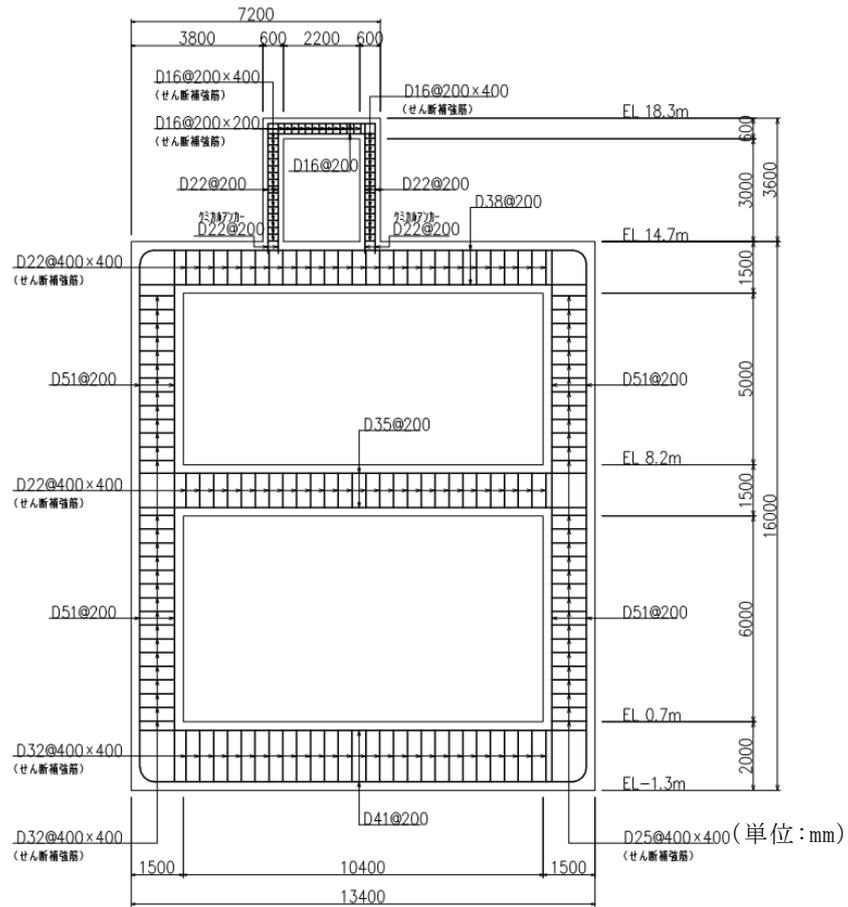


図 2-8 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 概略配筋図 (A-A 断面)

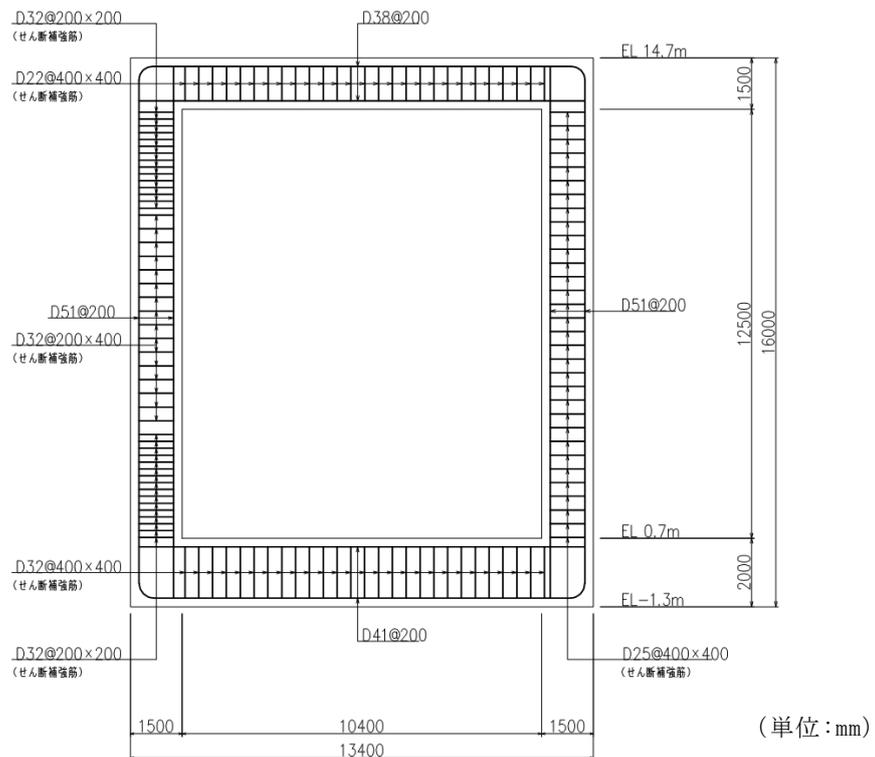


図 2-9 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 概略配筋図 (B-B 断面)

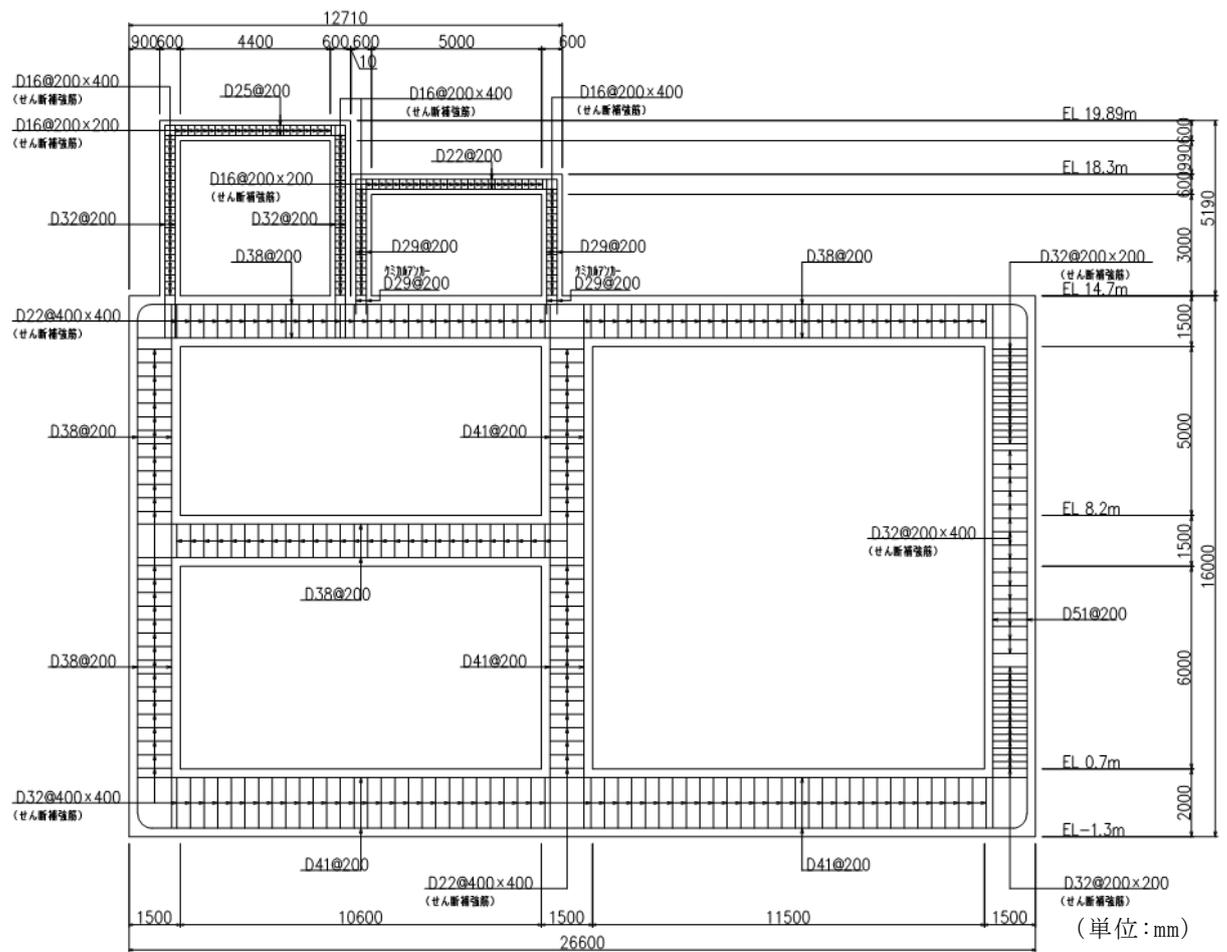


図 2-10 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 概略配筋図 (C-C 断面)



図 2-11 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 概略配筋図 (D-D 断面)

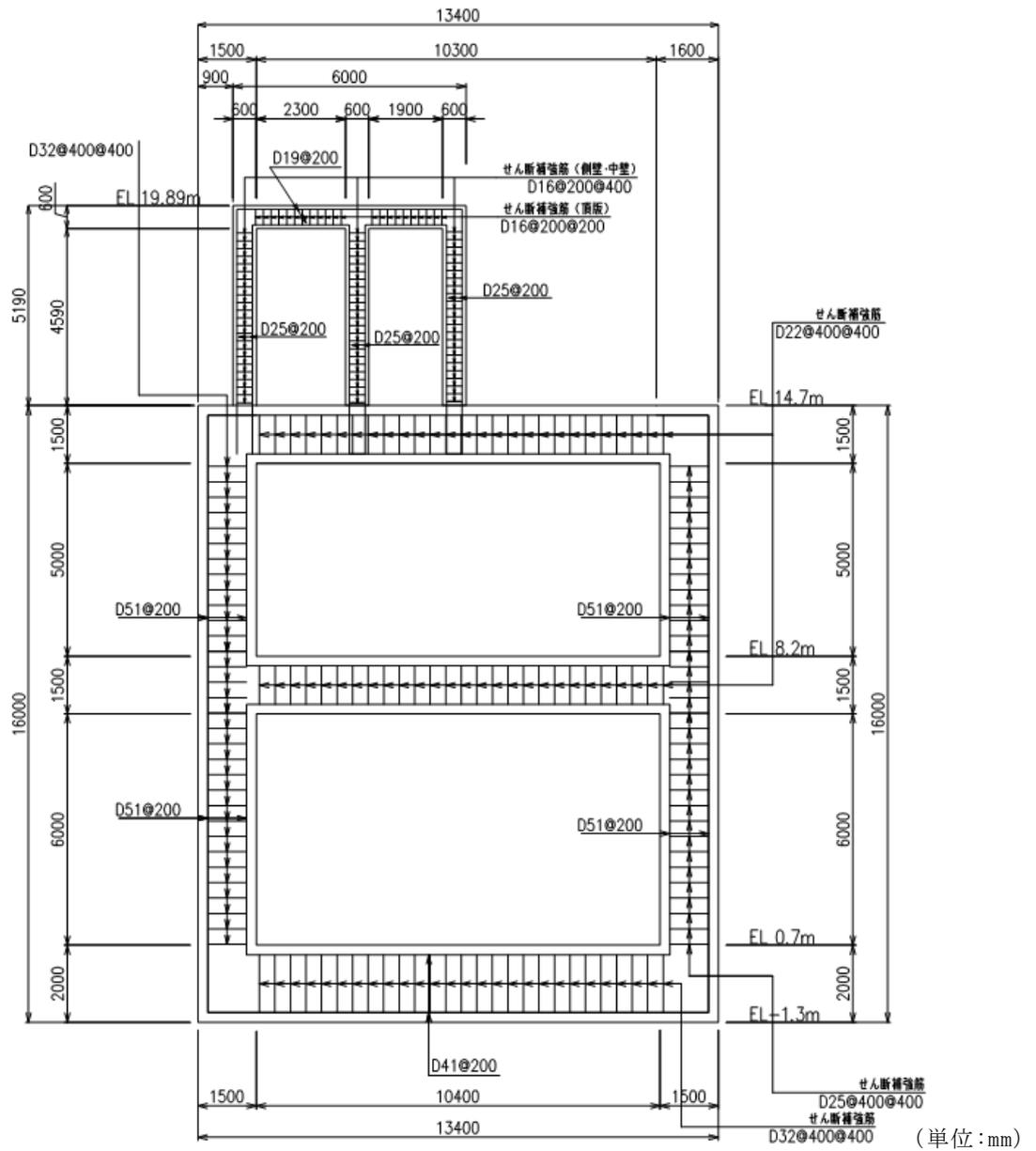
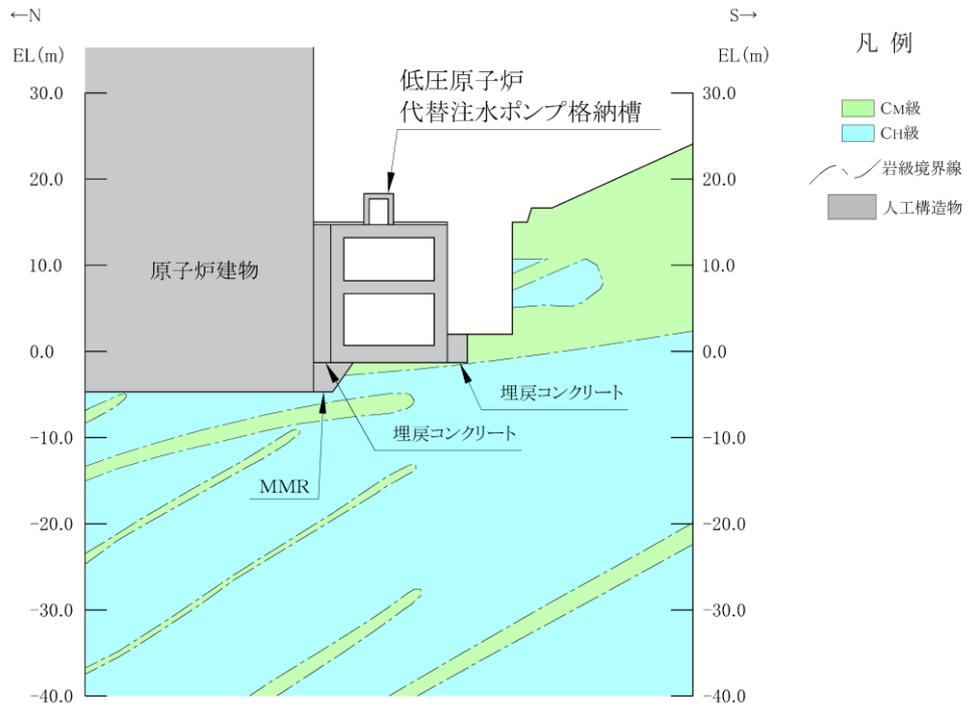


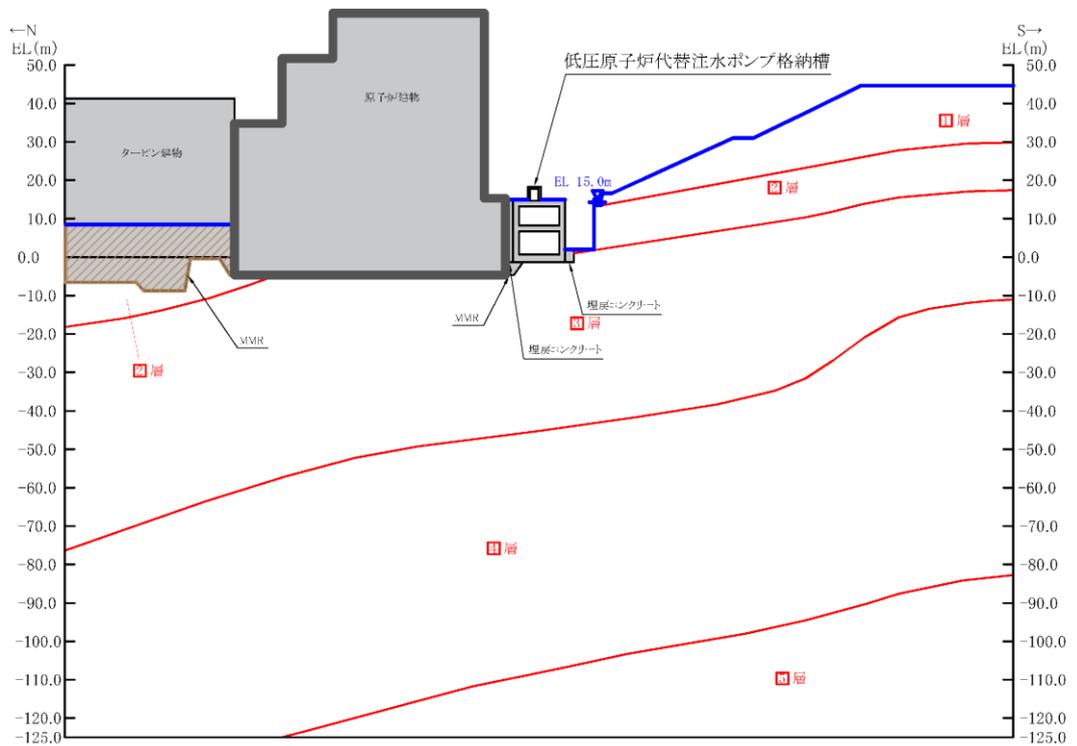
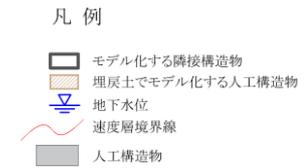
図 2-12 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 概略配筋図 (E-E 断面)



図 2-13 安全対策工事に伴う掘削範囲図

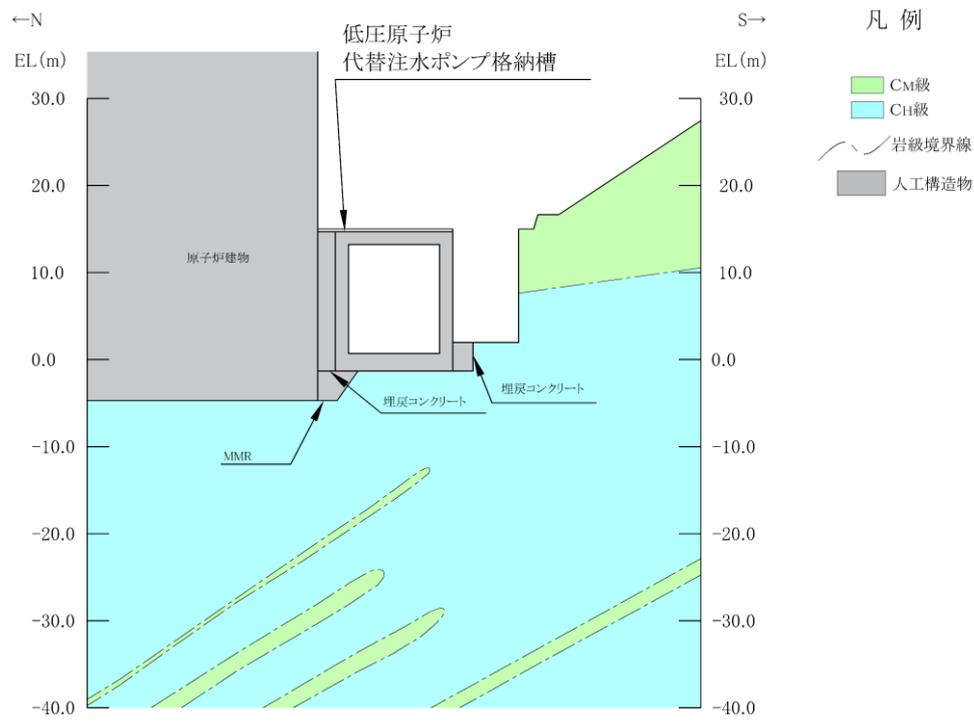


(岩級図)

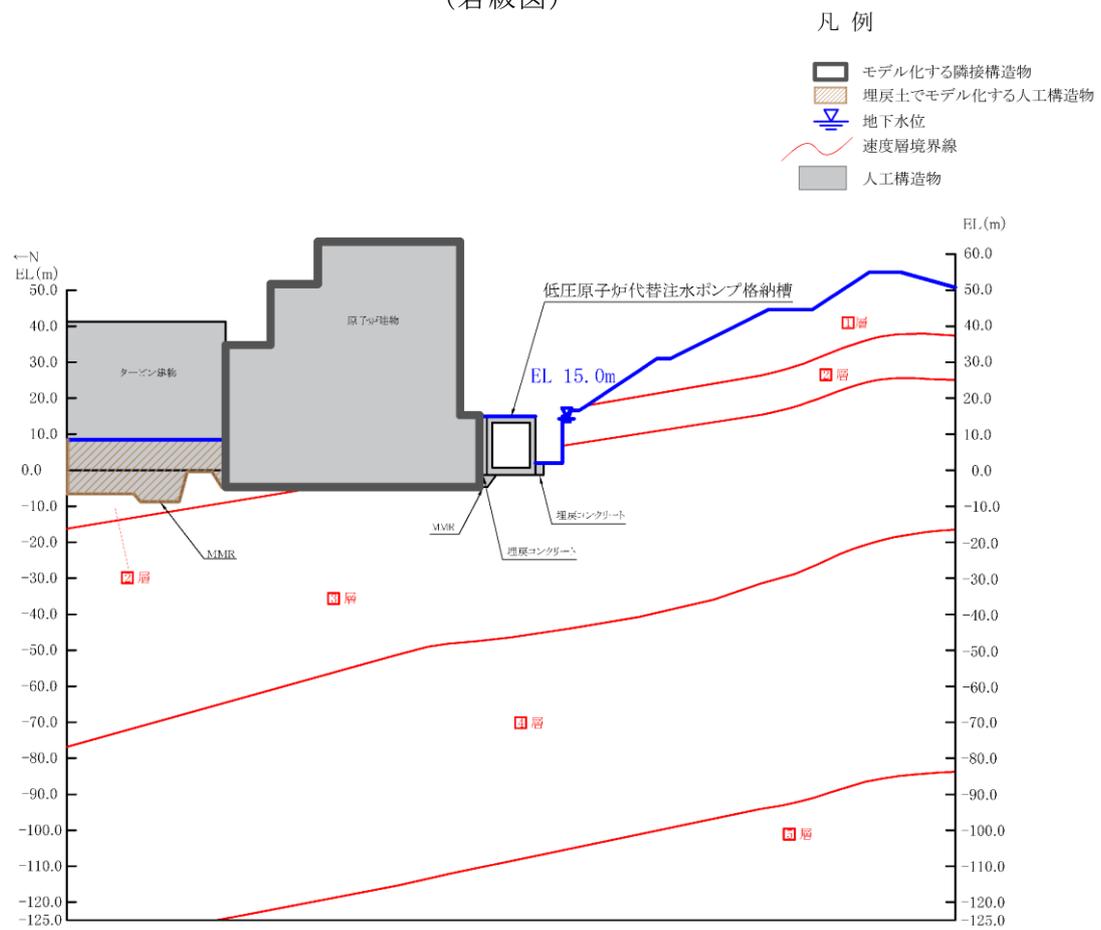


(速度層図)

図 2-14 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 評価対象断面図 (A-A断面位置)

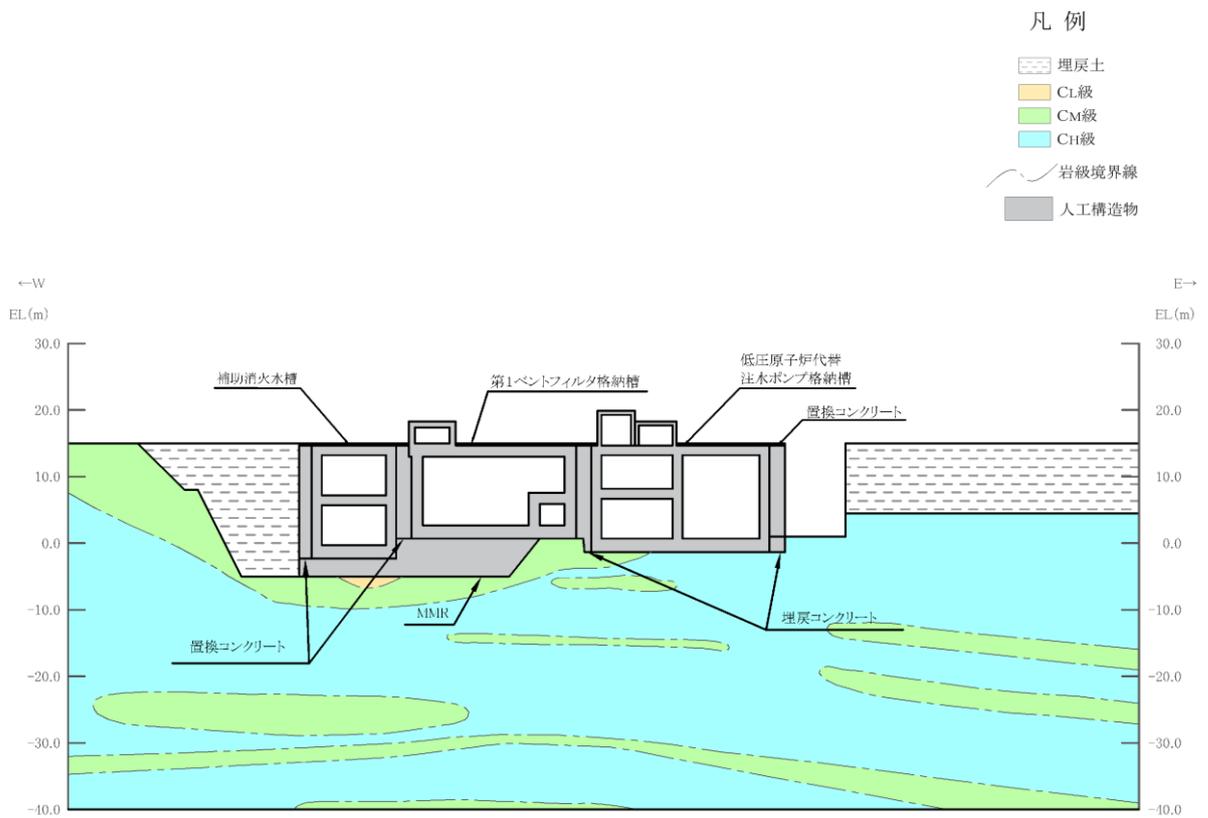


(岩級図)

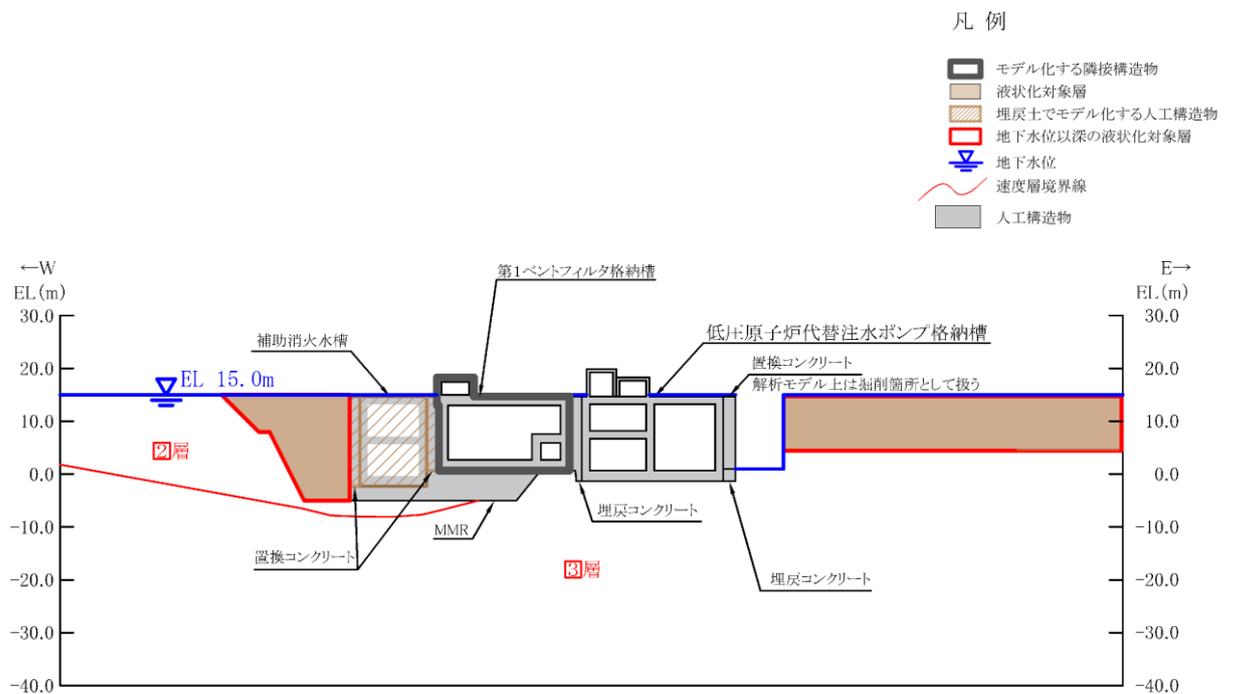


(速度層図)

図 2-15 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 評価対象断面図 (B-B 断面位置)



(岩級図)



(速度層図)

図 2-16 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 評価対象断面図 (C-C 断面位置)

2.3 評価対象断面の方向

長辺方向（東西方向）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妻壁同士の間隔が小さく強軸方向となるが，短辺方向（南北方向）に加振した場合は，耐震要素として機能する妻壁同士の離隔が大きく弱軸方向となる。

以上より，弱軸断面となる短辺方向（南北方向）から評価対象断面を選定する。ただし，短辺方向（南北方向）において評価対象外となっている長辺方向（東西方向）の部材を評価するために，長辺方向（東西方向）からも評価対象断面を選定する。

2.4 評価対象断面の選定

「2.3 評価対象断面の方向」に示すとおり，評価対象断面は，加振方向に平行な部材全体を耐震設計上見込むことが出来ず，弱軸方向となる短辺方向から選定する。短辺方向における各断面の奥行き方向について，部材厚や内空断面及び配筋はおおむね同一であることから，評価対象断面は構造の異なるA-A断面及びB-B断面とする。なお，A-A断面とE-E断面は地上部の構造が異なるが，A-A断面のほうが設置される機器・配管荷重が大きく，常設重大事故等対処設備が設置される地中部に及ぼす影響が大きいと考えられるため，E-E断面は選定しない。

長辺方向については，C-C断面を選定し，短辺方向において評価できない部材（頂版，床版，隔壁及び側壁）についても，耐震安全性を網羅的に確認する。

D-D断面については，周囲全周を埋戻コンクリートで囲まれていることに加え，他の断面と比較して部材厚に対する内空は小さいが，配筋は同等であるため，評価対象断面として選定しない。

2.5 使用材料及び材料の物性値

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 (鉄筋コンクリート)	コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
埋戻コンクリート		設計基準強度 18.0N/mm ²
MMR		

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
構造物 (鉄筋コンクリート)	2.50×10 ⁴	24.0* ¹	0.2
埋戻コンクリート	2.20×10 ⁴	22.6* ²	
MMR			

注記*1：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*2：無筋コンクリートの単位体積重量を示す。

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 (%)
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

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_s (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

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の諸元を表 2-6～表 2-8 に評価部位を図 2-17～図 2-19 に示す。

表 2-6 評価部位とその仕様(A-A断面)

部位		仕様		材料		要求性能
		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	2200	600	24.0	SD345	支持機能
頂版	2	2300	1500	24.0	SD345	
床版	3	2200	1500	24.0	SD345	
頂版	4	4700	1500	24.0	SD345	
床版	5	10400	1500	24.0	SD345	
底版	6	10400	2000	24.0	SD345	
側壁	7 8	3000	600	24.0	SD345	
側壁	9 11	5000	1500	24.0	SD345	
側壁	10 12	6000	1500	24.0	SD345	

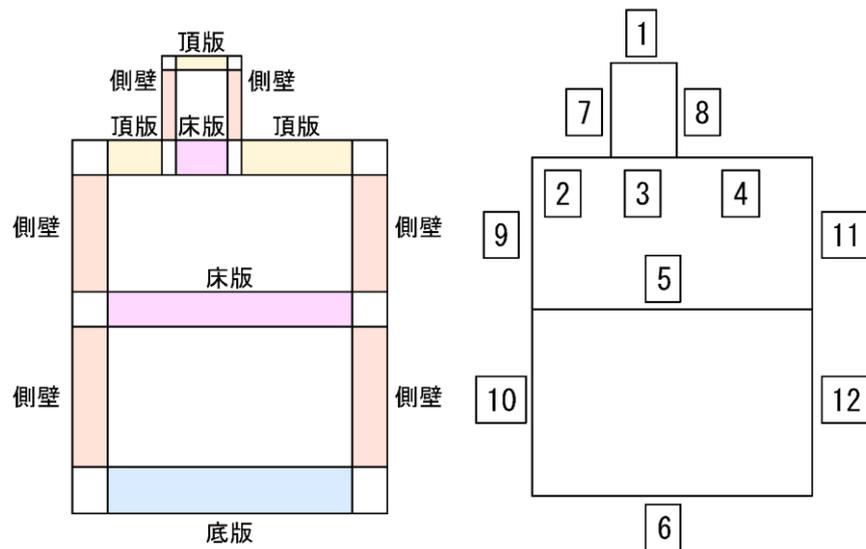


図 2-17 評価部位位置図

表 2-7 評価部位とその仕様 (B-B断面)

部位		仕様		材料		要求性能
		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	10400	1500	24.0	SD345	支持機能 貯水機能
底版	2	10400	2000	24.0	SD345	
側壁	3 4	12500	1500	24.0	SD345	

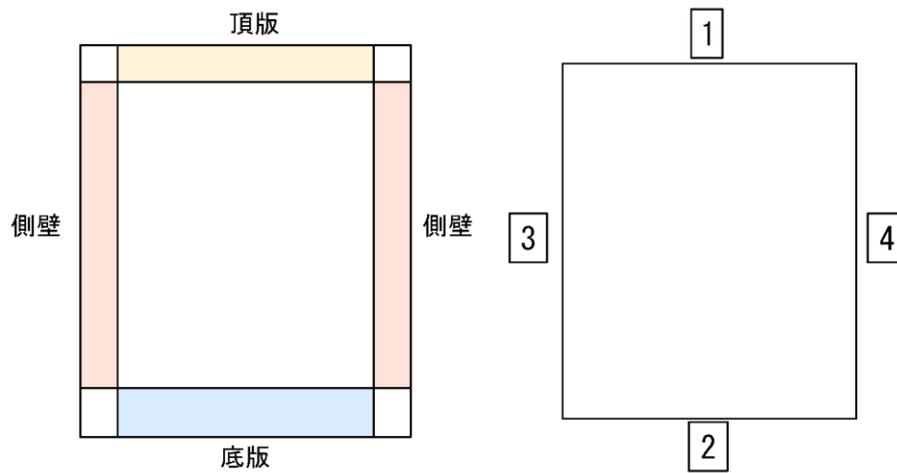


図 2-18 評価部位位置図

表 2-8 評価部位とその仕様(C-C断面)

部位		仕様		材料		要求性能
		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	4400	600	24.0	SD345	支持機能
頂版	2	5000	600	24.0	SD345	支持機能
床版	3	4400	1500	24.0	SD345	支持機能
床版	4	5000	1500	24.0	SD345	支持機能
頂版	5	11500	1500	24.0	SD345	支持機能 貯水機能
床版	6	10600	1500	24.0	SD345	支持機能
底版	7	10600	2000	24.0	SD345	支持機能
底版	8	11500	2000	24.0	SD345	支持機能 貯水機能
側壁	9 10	4590	600	24.0	SD345	支持機能
側壁	11 12	3000	600	24.0	SD345	支持機能
側壁	13	5000	1500	24.0	SD345	支持機能
側壁	14	6000	1500	24.0	SD345	支持機能
隔壁	15	5000	1500	24.0	SD345	支持機能 貯水機能
隔壁	16	6000	1500	24.0	SD345	
側壁	17	12500	1500	24.0	SD345	

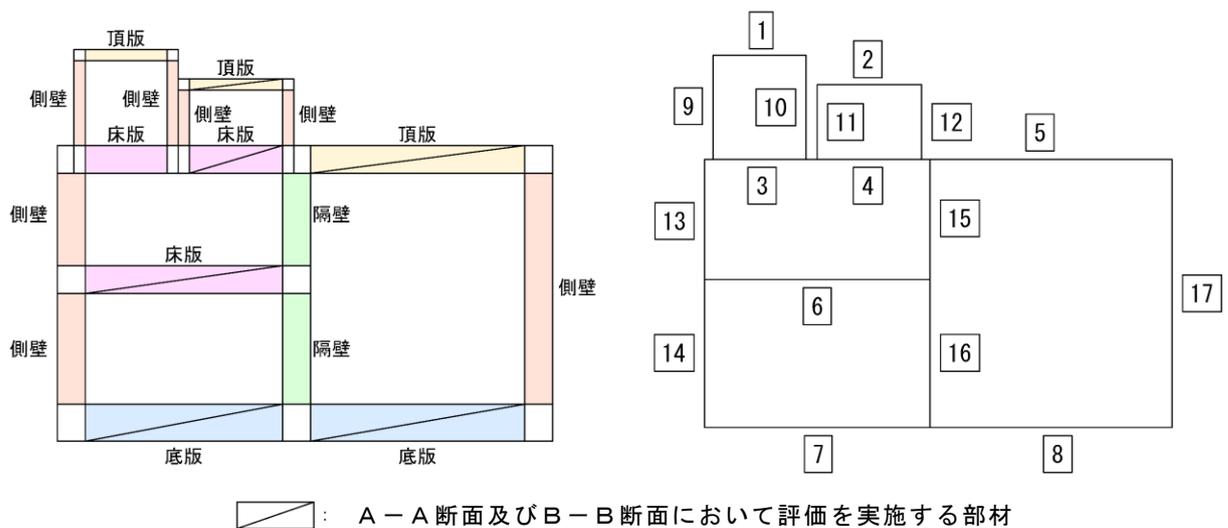


図 2-19 評価部位位置図

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。また，地下水位低下設備が機能していないものとして，保守的に設定する。設計地下水位の一覧を表 2-9 に示す。

表 2-9 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (ELm)
低圧原子炉代替注水 ポンプ格納槽	A-A断面	15.0
	B-B断面	
	C-C断面	

2.9 耐震評価フロー

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の耐震評価フローを図 2-20 に示す。弱軸方向断面である A-A 断面及び B-B 断面については、地震応答解析における応答値を用いたはり要素の評価を実施する。一方で強軸方向断面である C-C 断面については、「補足 026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき、短辺方向の評価に含まれない鉛直部材及び水平部材に対して、妻壁による拘束効果を固定境界として考慮した 4 辺固定版による評価を実施する。

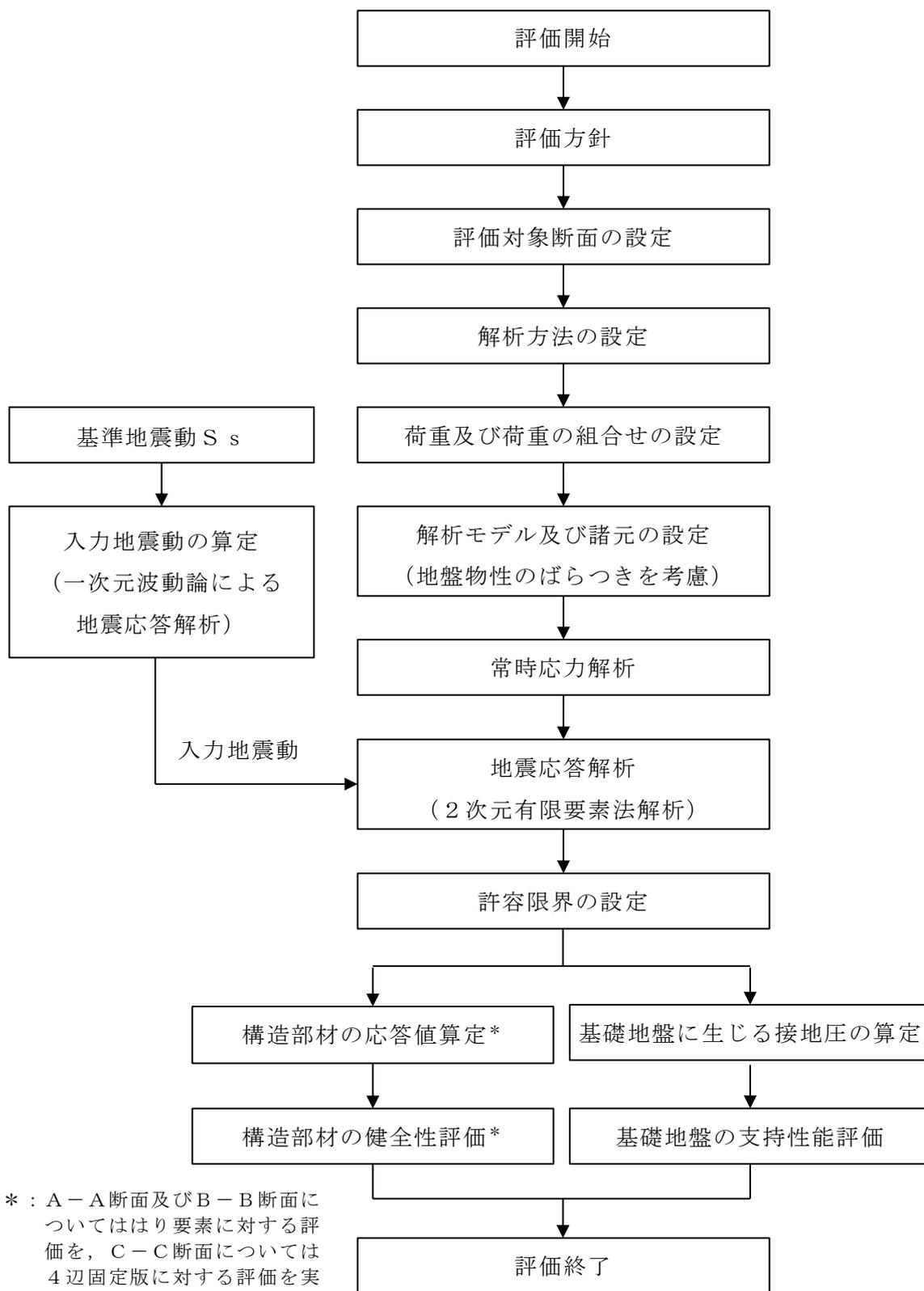


図 2-20 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の耐震評価フロー

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次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。

A-A断面～C-C断面は、施設周辺の設計地下水位が底版より高いが、施設周辺に地下水位以深の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。

構造部材の非線形特性については、ファイバーモデルで考慮する。なお、4辺固定版の荷重抽出においては、土圧を保守的に算定する観点から構造物を線形はり要素でモデル化し、妻壁を等価な重量及び剛性とした平面応力要素で考量する。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。なお、MMR及び埋戻コンクリート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「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。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

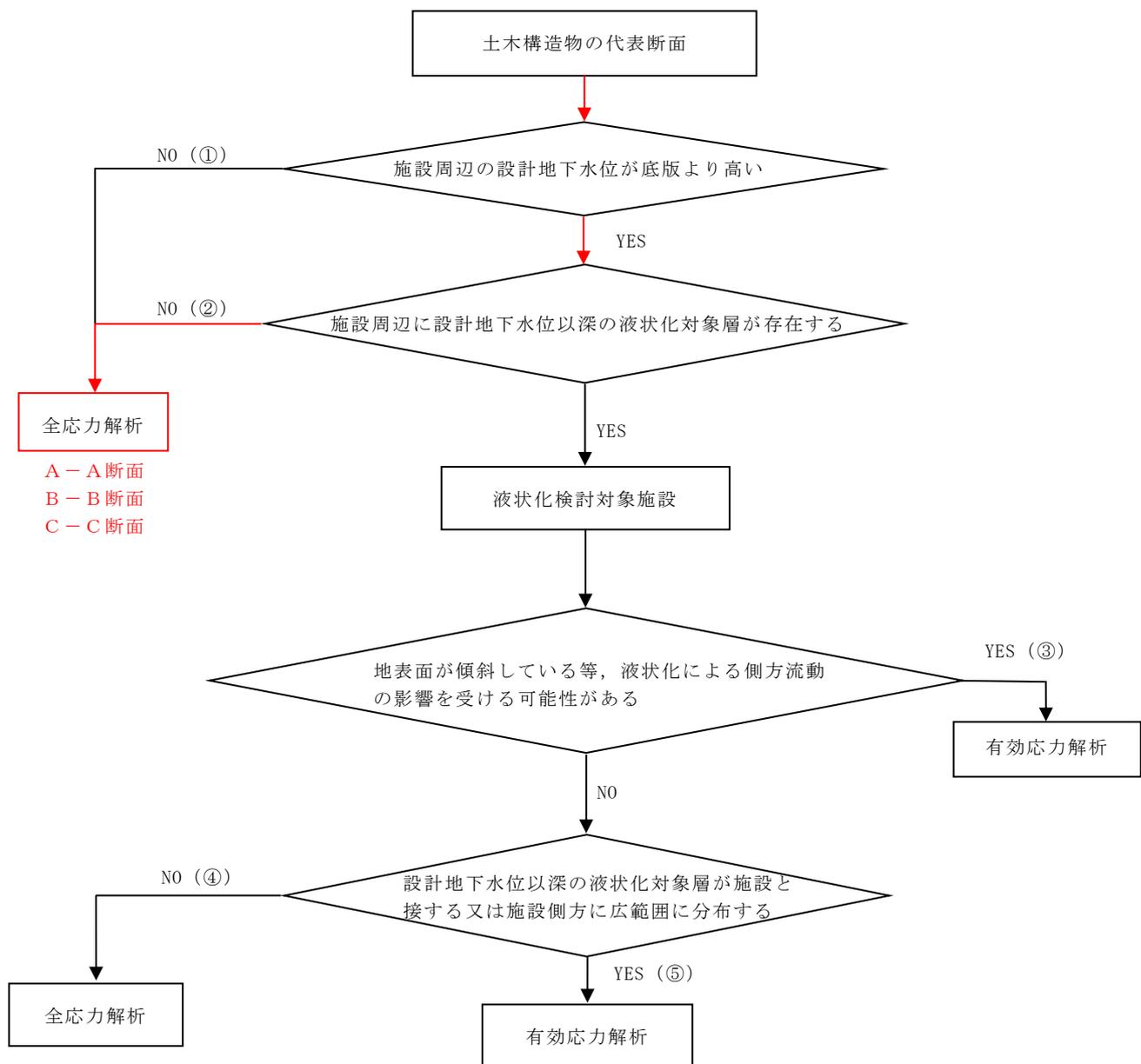
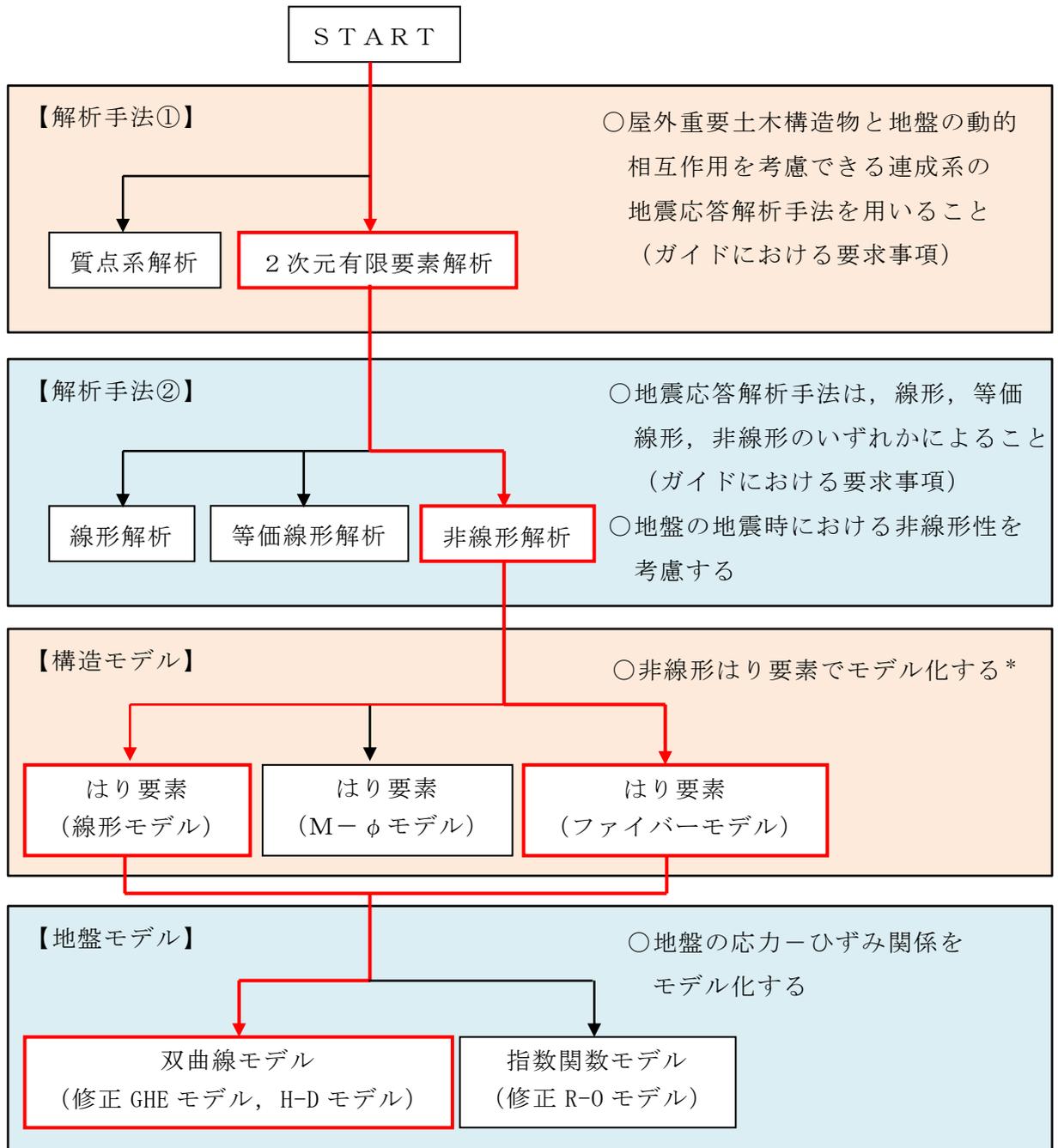


図 3-1 解析手法の選定フロー



注記* : 4 辺固定版による評価を実施する場合は線形はり要素でモデル化する

図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が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。J E A G 4 6 0 1 -1987 を参考に、図 3-3 に示すとおり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 倍以上とする。

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の解析モデル領域については、西側に第 1 ベントフィルタ格納槽及び北側に原子炉建物が隣接しているため、上記の考え方に加えて、隣接構造物外側の地盤応答を適切に表現できる範囲までモデル化領域を拡大して設定する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、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 2005 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。

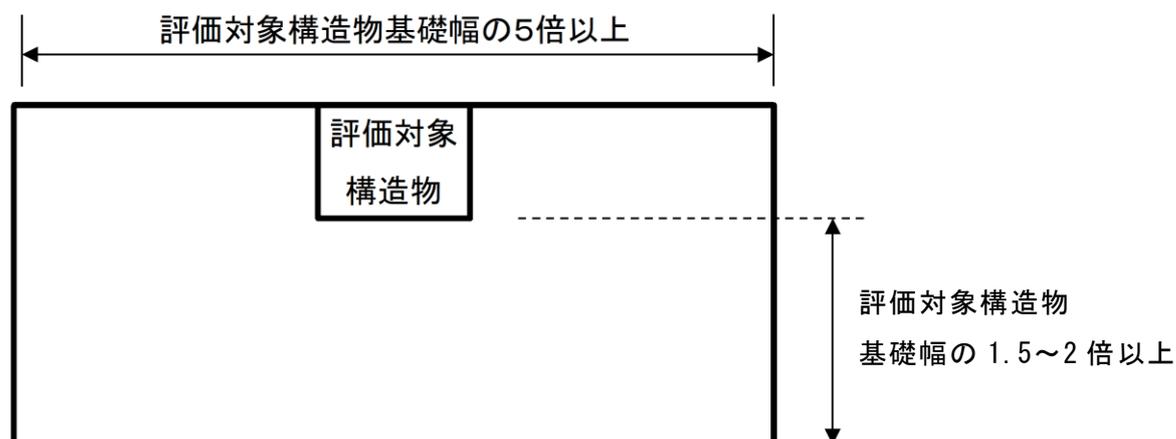


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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3-4に示す。

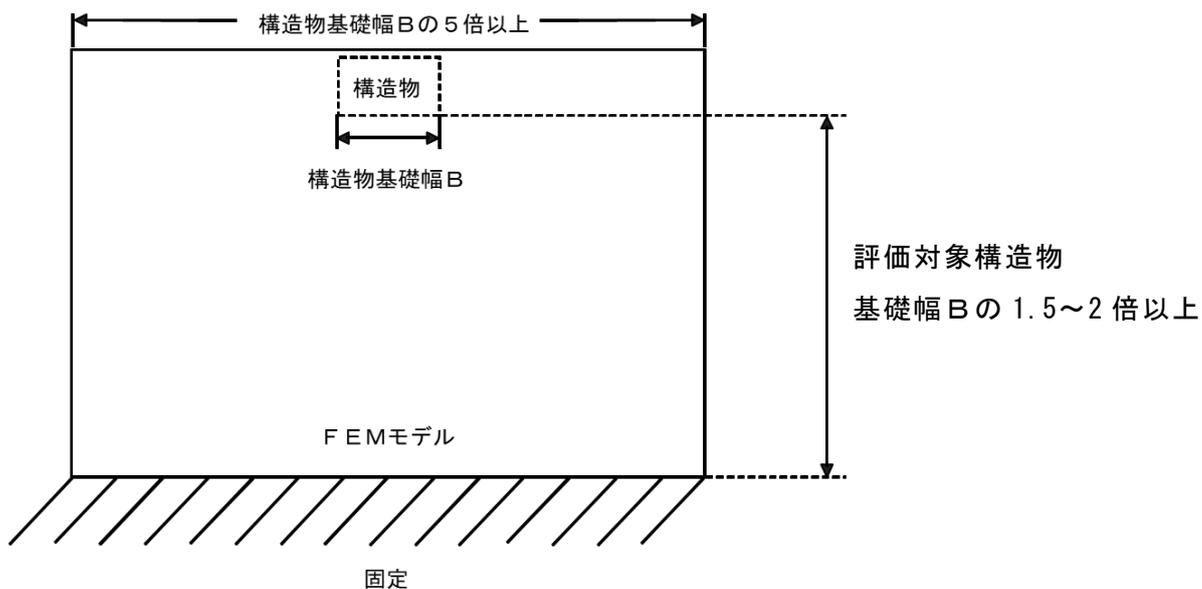


図3-4 固有値解析における境界条件の概念図

(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3-5に示す。

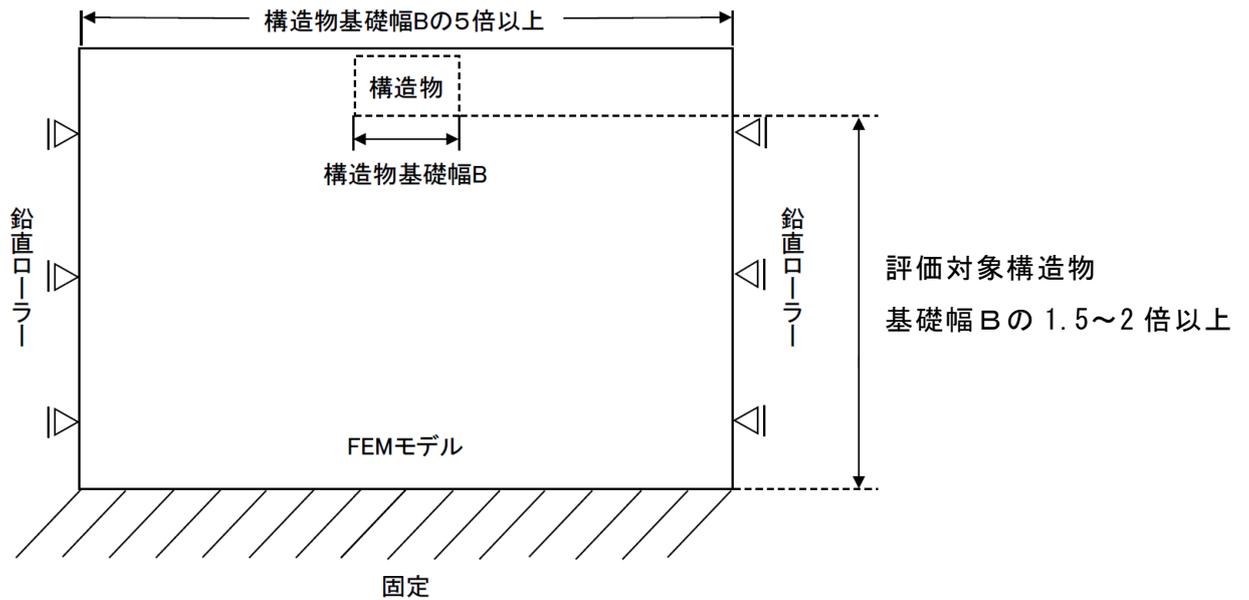


図3-5 常時応力解析における境界条件の概念図

(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 3-6 に示す。

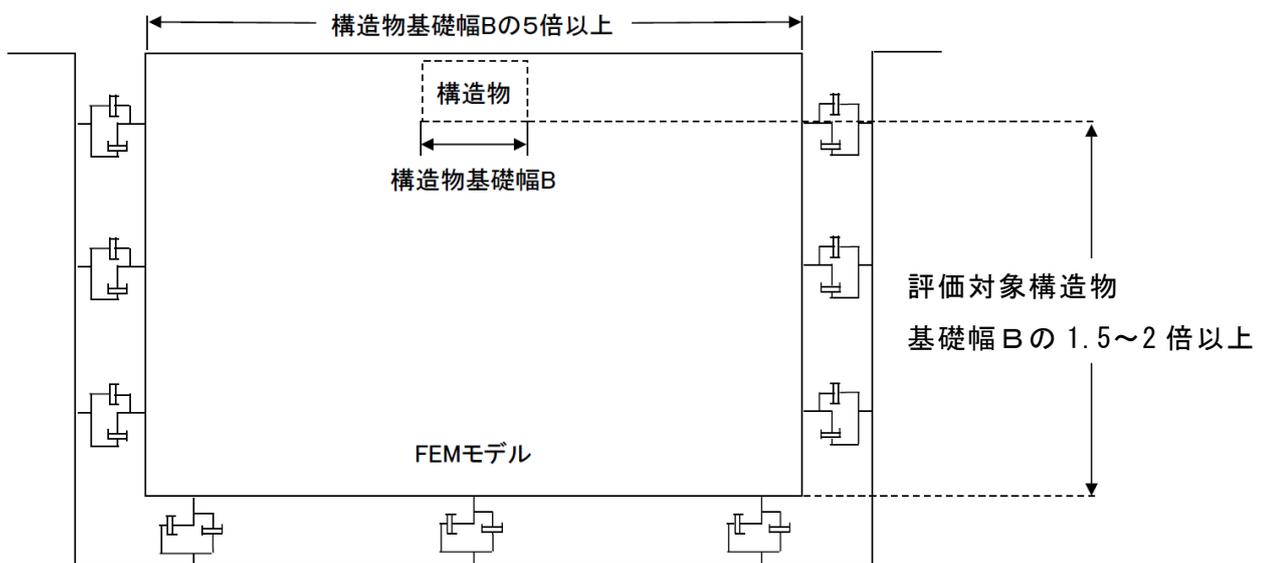


図 3-6 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

A-A断面及びB-B断面については、構造物を非線形はり要素及び平面応力要素でモデル化する。

C-C断面については、構造物を線形はり要素でモデル化し、妻壁を等価な重量及び剛性とした平面応力要素で考慮する。等価重量及び等価弾性係数の算定方法は以下に示すとおりである。

機器・配管荷重は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

$$E = E_c \times \alpha, \quad W = W_c \times \alpha$$

ここに、

E：妻壁の等価弾性係数

E_c ：コンクリートの弾性係数

W：妻壁の等価重量

W_c ：鉄筋コンクリートの重量

α ：構造物の奥行長さに対する妻壁の厚さの比率 (L_e / L)

L_e ：妻壁の厚さ（複数の妻壁を有する場合はその和）

L：構造物の奥行長さ

3.2.4 隣接構造物のモデル化

A-A断面及びB-B断面の解析モデル範囲において隣接構造物となる原子炉建物は、等価剛性として線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

原子炉建物は「VI-2-2-2 原子炉建物の地震応答計算書」における多質点系モデル（多軸床剛多質点系モデル（水平）及び多軸多質点系モデル（鉛直））を基に図3-7に示す手順で有限要素モデルを作成する。まず、多質点系モデルのフロア毎に重量を、層毎に剛性を集約し、多質点系モデルと振動的に等価な単軸モデル（水平、鉛直）を作成し、1次モードの固有周期が同等となるよう単軸モデルのせん断断面積及び断面2次モーメントを補正する。その後、図3-8に示す関係式を用いて、単軸モデルの水平剛性 K_H 、鉛直剛性 K_V 及び曲げ剛性 K_ϕ を有限要素モデルのせん断剛性 G 、ポアソン比 ν 及びばね定数 k_s に変換し、単軸モデルと有限要素モデルが振動的に等価となるよう一致させる。なお、重量については、各節点の分担長に応じて層毎に設定する。

原子炉建物の有限要素モデルを図3-9に、有限要素モデルの平面ひずみ要素の物性値を表3-1に、1次モードの固有周期の調整結果を表3-2に示す。

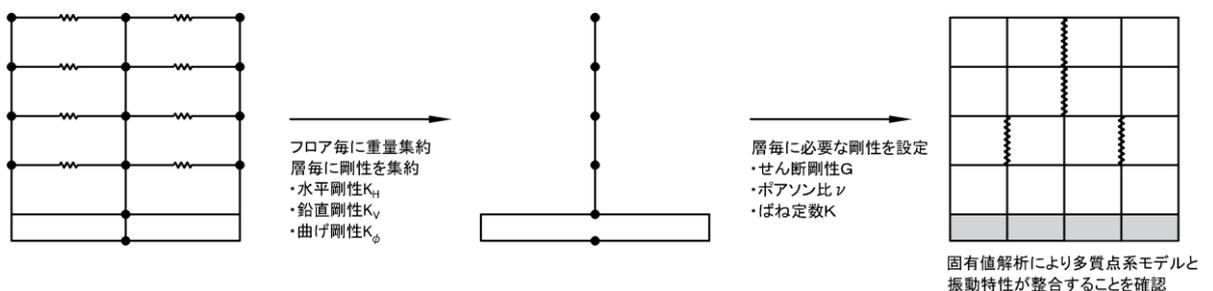
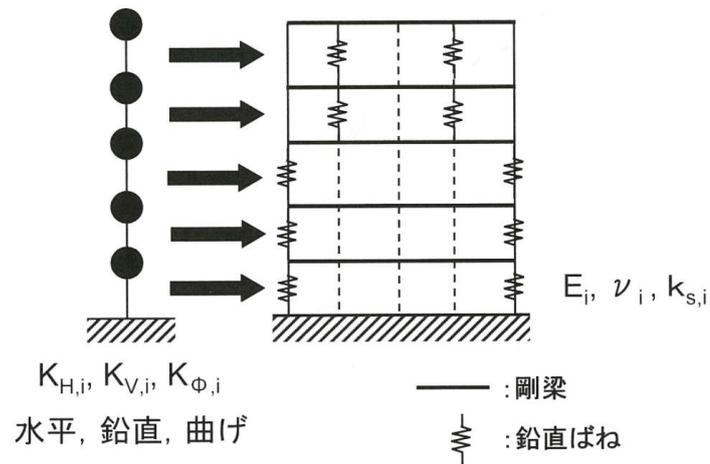


図3-7 原子炉建物の有限要素モデル作成の考え方



$$K_{H,i} = \frac{G_i A_{H,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$K_{V,i} = \frac{E_i A_{V,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.2)$$

$$K_{\phi,i} = E_i I_i \dots\dots\dots (4.3.3)$$

$$\tilde{G}_i = \left(\frac{A_{H,i}}{a_i} \right) G_i \dots\dots\dots (4.3.4)$$

$$K_{V,i} = \frac{2a_i \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{b_i (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + 2k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

$$K_{\phi,i} = \frac{a_i^3 \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{6 (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + \frac{b_i d_i^2}{2} k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.6)$$

$$\tilde{\nu}_i = \frac{1}{2} \cdot \frac{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - 2(a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i}{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - (a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

$$k_{sp,i} = \frac{1}{2} \cdot \frac{K_{V,i} \cdot a_i^2 \cdot b_i - 12K_{\phi,i}}{(a_i^2 - 3d_i^2) b_i} \dots\dots\dots (4.3.8)$$

図 3-8 質点系モデルから有限要素モデルへのモデル化概要
 (原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>
 (土木学会, 原子力土木委員会, 2009年2月) より抜粋)

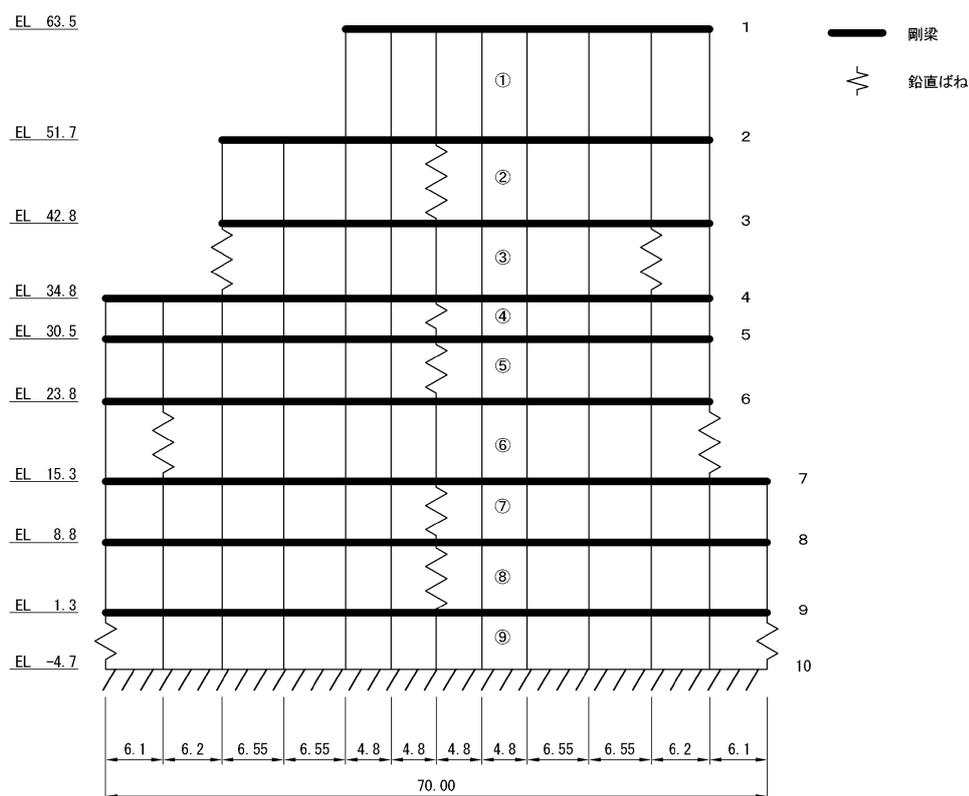


図 3-9 原子炉建物 有限要素モデル図

表 3-1 原子炉建物（平面ひずみ要素）の物性値

物性 番号	せん断弾性係数 G (kN/m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	ばね係数 k_s (kN/m/m)
①	1.648×10^5	4.579×10^5	0.38903	—
②	2.273×10^5	6.288×10^5	0.38307	1.858×10^5
③	5.324×10^5	1.452×10^6	0.36391	1.590×10^5
④	6.237×10^5	1.730×10^6	0.38718	1.603×10^5
⑤	7.683×10^5	2.065×10^6	0.34391	1.763×10^6
⑥	9.448×10^5	2.507×10^6	0.32679	1.667×10^6
⑦	9.805×10^5	2.650×10^6	0.35126	4.177×10^6
⑧	1.140×10^6	3.069×10^6	0.34589	2.296×10^6
⑨	9.571×10^6	2.143×10^7	0.11973	1.177×10^5

表 3-2 固有周期（1次モード）の調整結果

	有限要素モデル	多質点系モデル (地盤ばねなし)
水平方向	0.1980	0.1980
鉛直方向	0.0882	0.0882

C-C断面の解析モデル範囲において隣接構造物となる第1ベントフィルタ格納槽については、耐震性に関する技術基準へ適合することを確認するために用いる応答値を抽出する必要があることから、非線形はり要素及び平面応力要素でモデル化する。また、ノンクラスの構造物である補助消火水槽は、保守的に埋戻土でモデル化する。埋戻土は、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。

3.2.5 地盤、埋戻コンクリート及びMMRのモデル化

岩盤、埋戻コンクリート及びMMR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。また、安全対策工事に伴う掘削箇所と埋戻土との境界には、耐震性のある土留めを設置することにより崩壊防止策を講じていることから、本検討においては当該箇所に剛梁を設定することにより掘削形状を維持するようモデル化する。なお、土留めの耐震性については、「安全対策工事に伴う掘削による地盤の耐震性への影響評価」に記載する。

地盤のモデル化に用いる、地質断面図を図3-10～図3-12に示す。

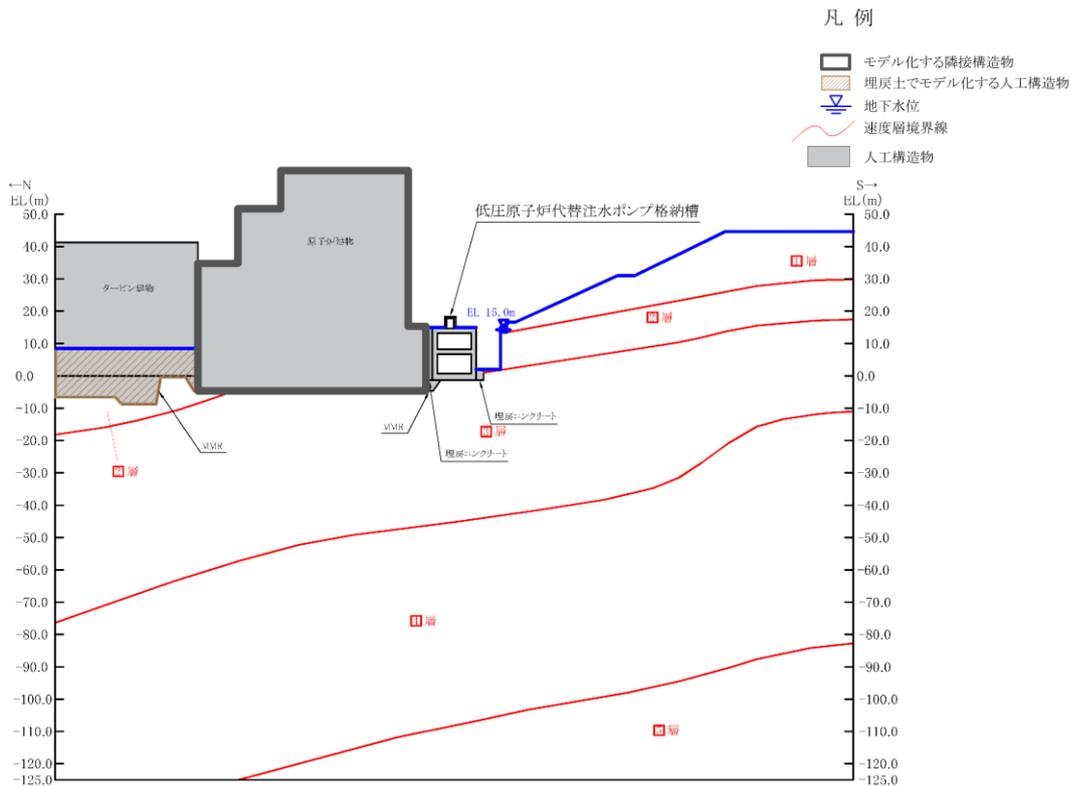


図 3-10 評価対象地質断面図 (A-A 断面位置)

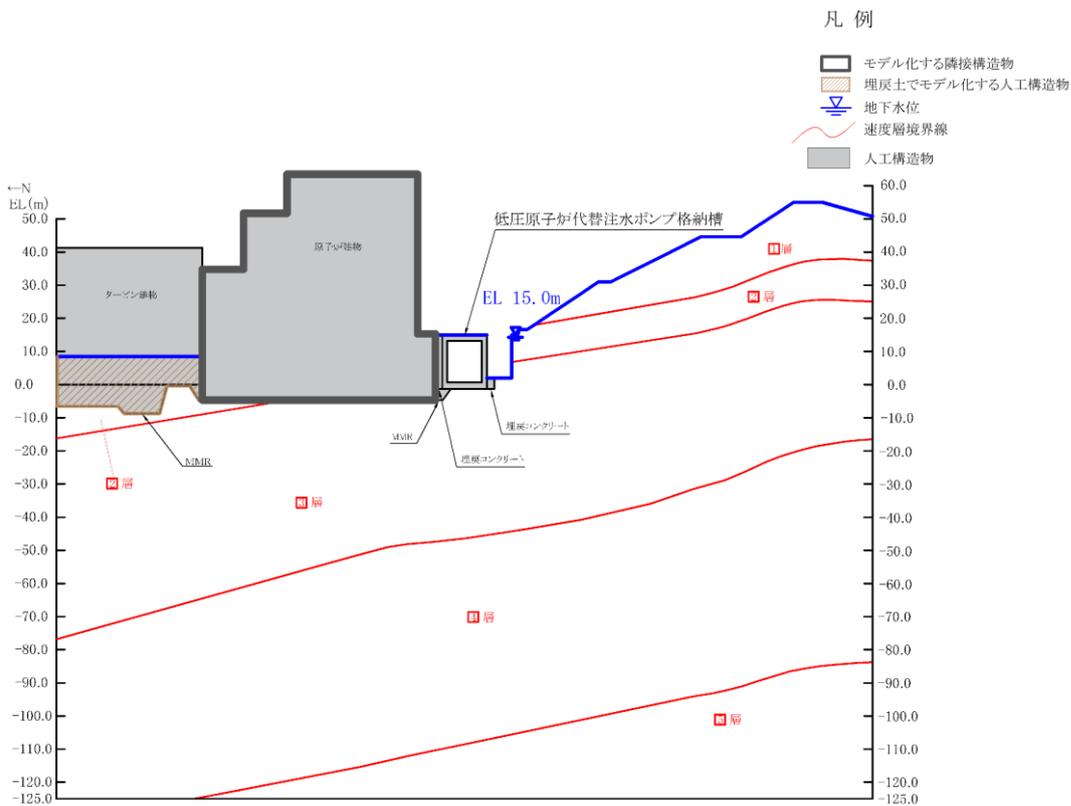


図 3-11 評価対象地質断面図 (B-B 断面位置)

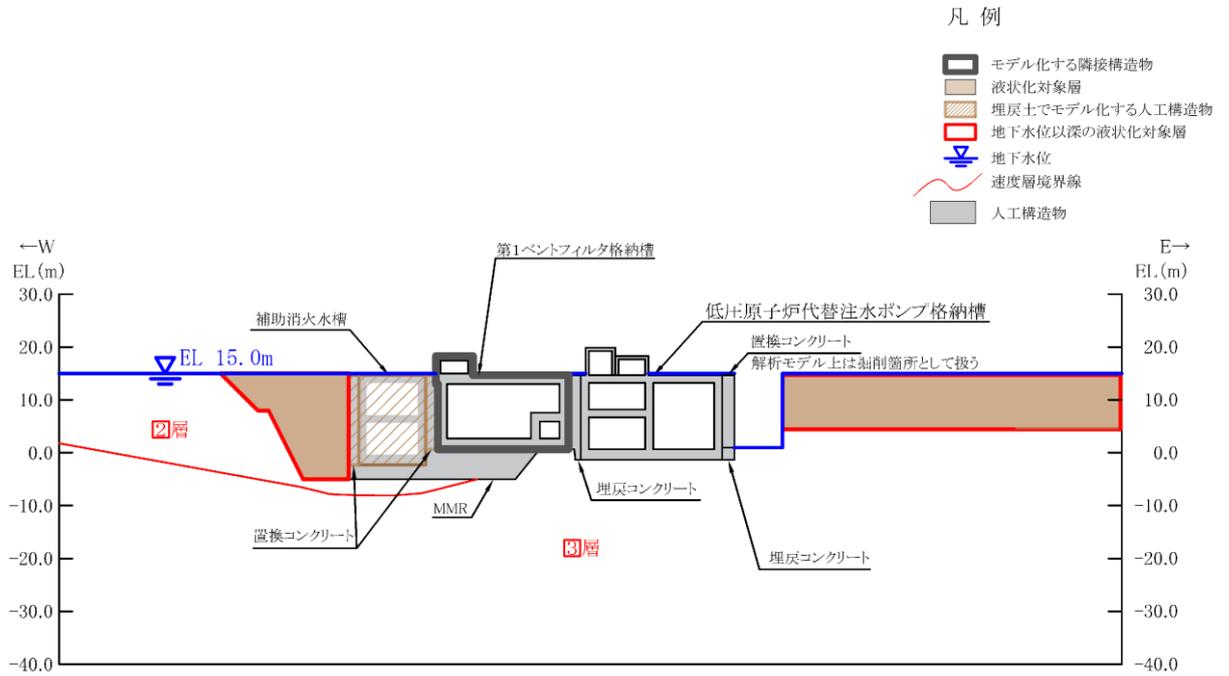


図 3-12 評価対象地質断面図 (C-C 断面位置)

3.2.6 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3-13～図3-15に示す。

- | | | | | | | | |
|---|-----------|---|-----------|---|-----------------|---|---------|
|  | : 岩盤 (Ⅰ層) |  | : 岩盤 (Ⅳ層) |  | : 埋戻土 |  | : 隣接構造物 |
|  | : 岩盤 (Ⅱ層) |  | : 岩盤 (Ⅴ層) |  | : MMR, 埋戻コンクリート | | |
|  | : 岩盤 (Ⅲ層) |  | : 評価対象構造物 | | | | |

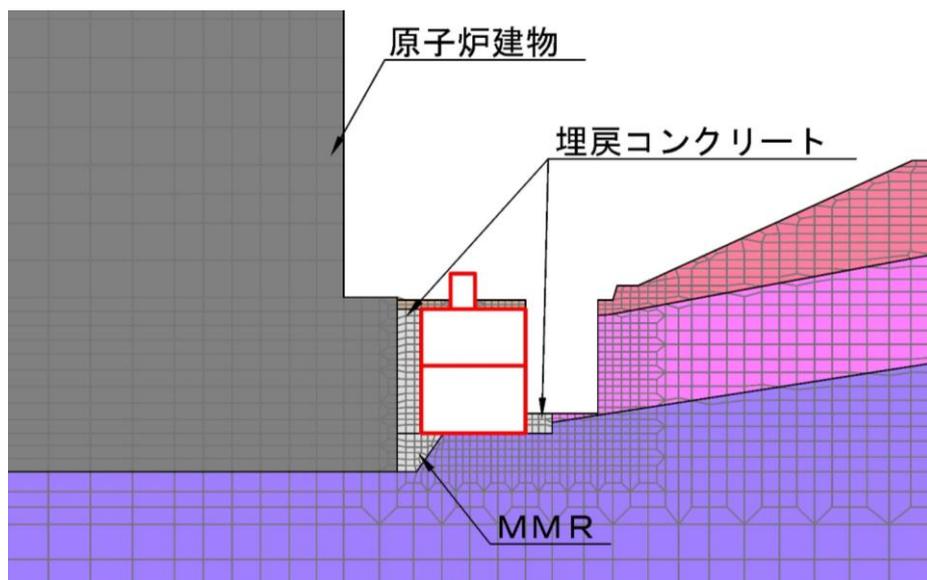
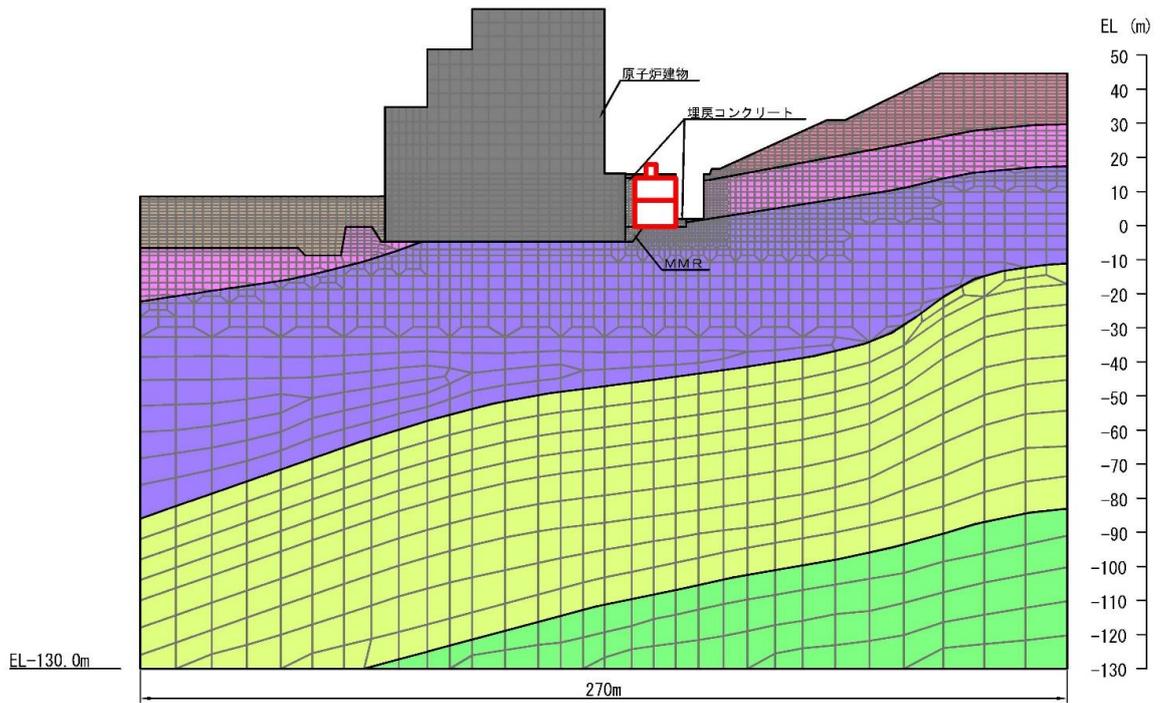
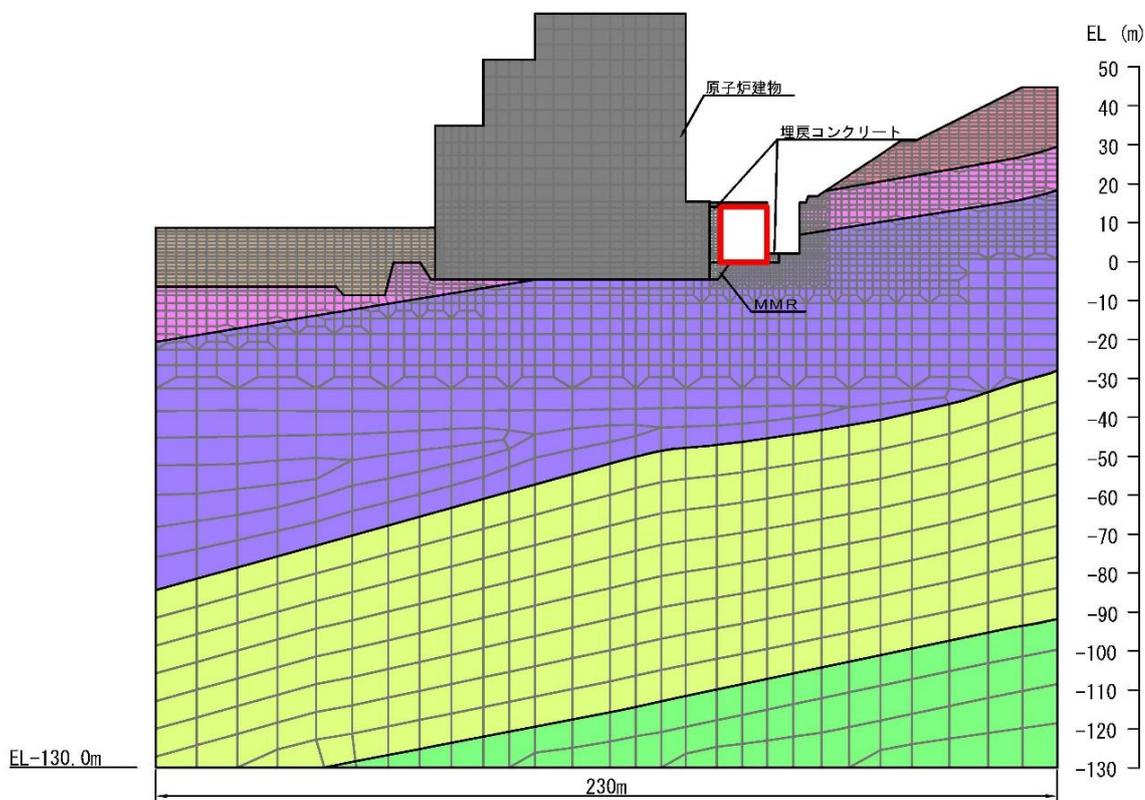
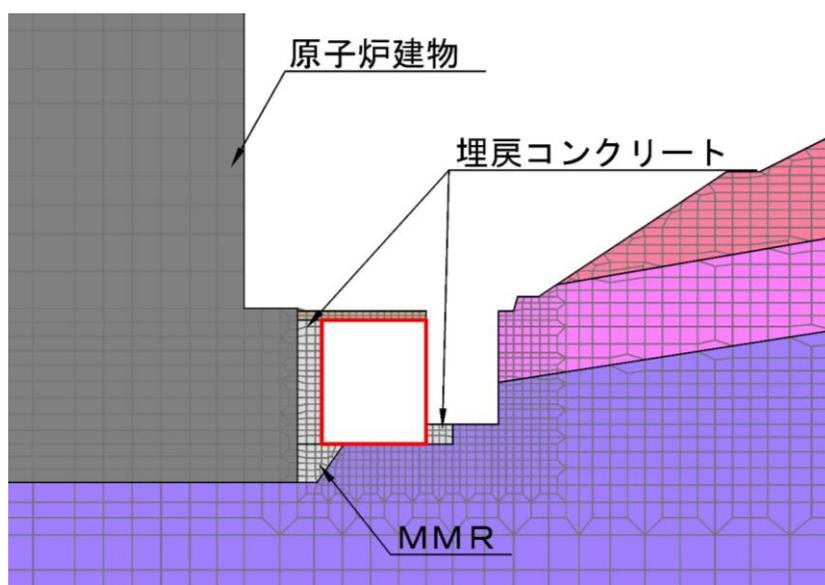


図3-13 地震応答解析モデル図 (A-A断面)

- : 岩盤 (1層)
 - : 岩盤 (2層)
 - : 岩盤 (3層)
- : 岩盤 (4層)
 - : 岩盤 (5層)
 - : 評価対象構造物
- : 埋戻土
 - : MMR, 埋戻コンクリート
- : 隣接構造物

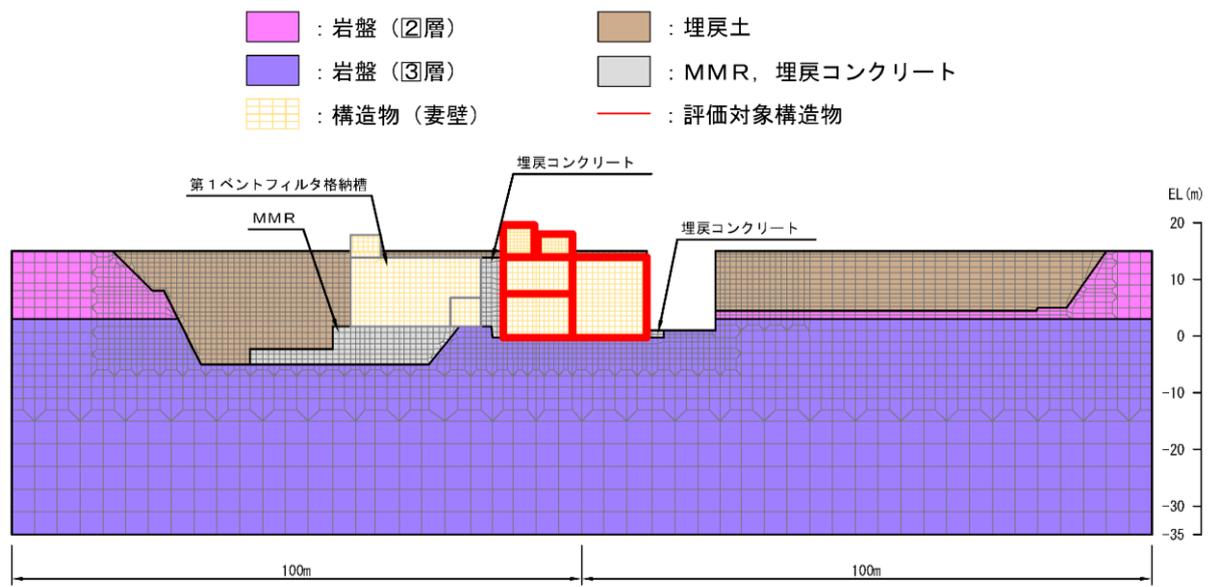


(全体図)

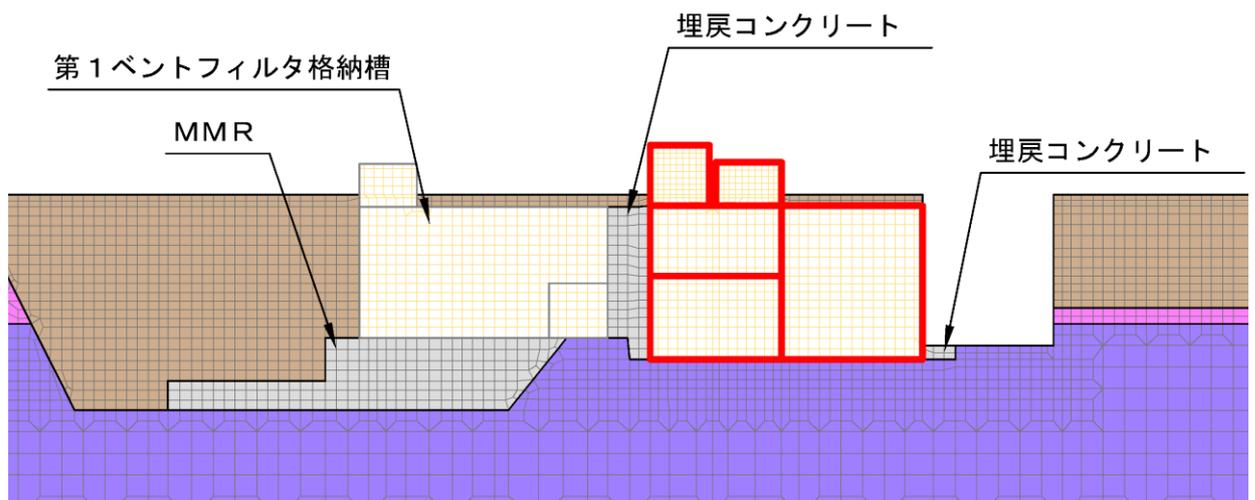


(拡大図)

図 3-14 地震応答解析モデル図 (B-B断面)



(全体図)



(拡大図)

図 3-15 地震応答解析モデル図 (C-C 断面)

3.2.7 ジョイント要素の設定

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強度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，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-3 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 3-4 のとおり設定する。

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の直下には C_M 級～ C_H 級の岩盤が分布するが，せん断強度の設定においては一律 C_M 級岩盤の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を用いる。

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

ここに， τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

表 3-3 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)	内部摩擦角 ϕ (°)
岩盤 (C_M 級)	1.23	52
埋戻コンクリート・MMR ($f'_c = 18.0$ N/mm ²)	3.58	40

表 3-4 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 ($^\circ$)
材料 1	材料 2		
構造物	無筋コンクリート*1	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	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
無筋コンクリート*1	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	—*2	—*2

注記*1：MMR，置換コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

*2：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 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 3-5 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 3-16 に，ジョイント要素の配置を図 3-17～図 3-19 に示す。

表 3-5 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

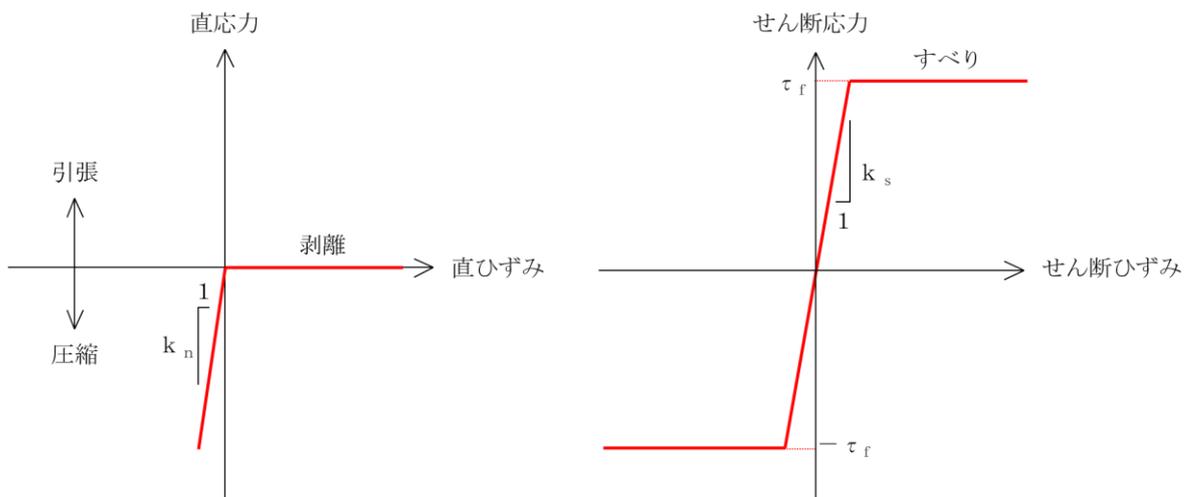
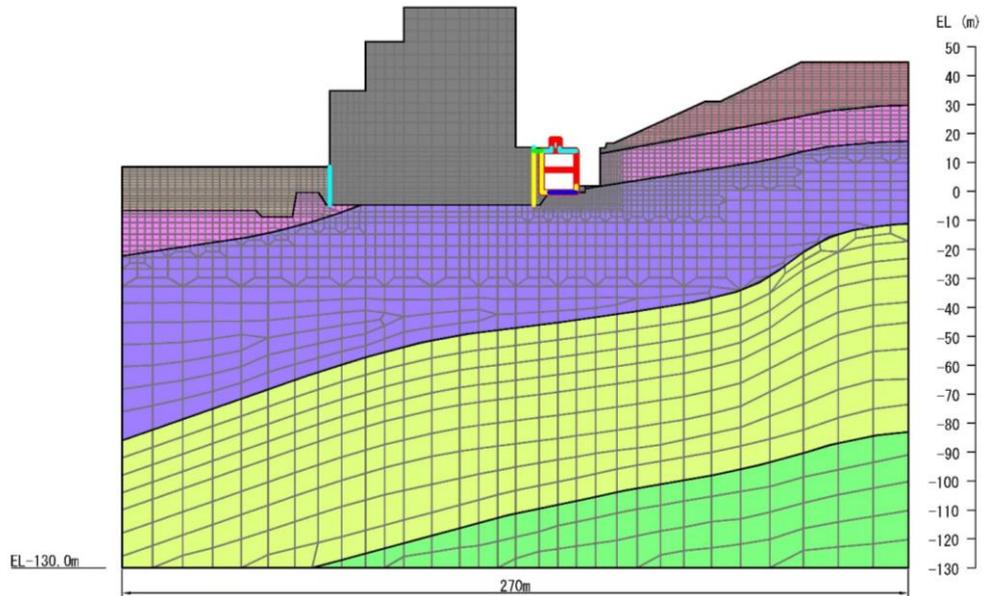
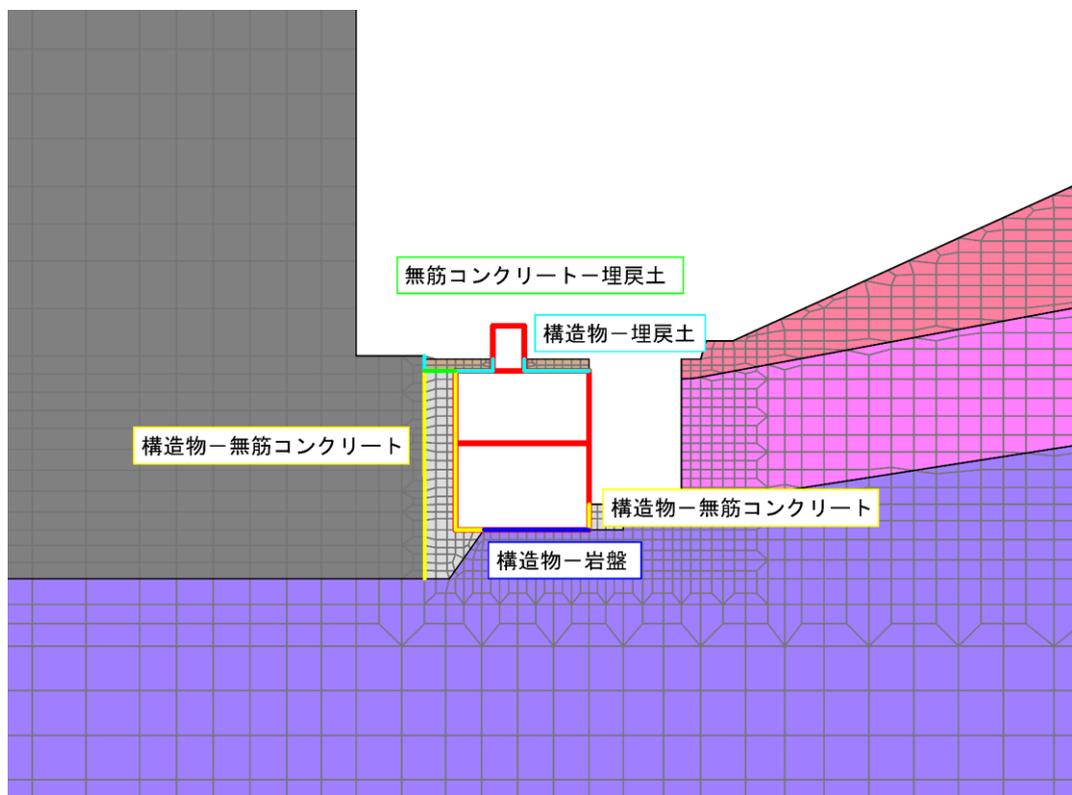


図 3-16 ジョイント要素の力学特性

- | | | | |
|---|---|---|---|
|  : 岩盤 (1層) |  : 岩盤 (4層) |  : 埋戻土 |  : 隣接構造物 |
|  : 岩盤 (2層) |  : 岩盤 (5層) |  : MMR, 埋戻コンクリート | |
|  : 岩盤 (3層) |  : 評価対象構造物 |  : ジョイント要素 | |



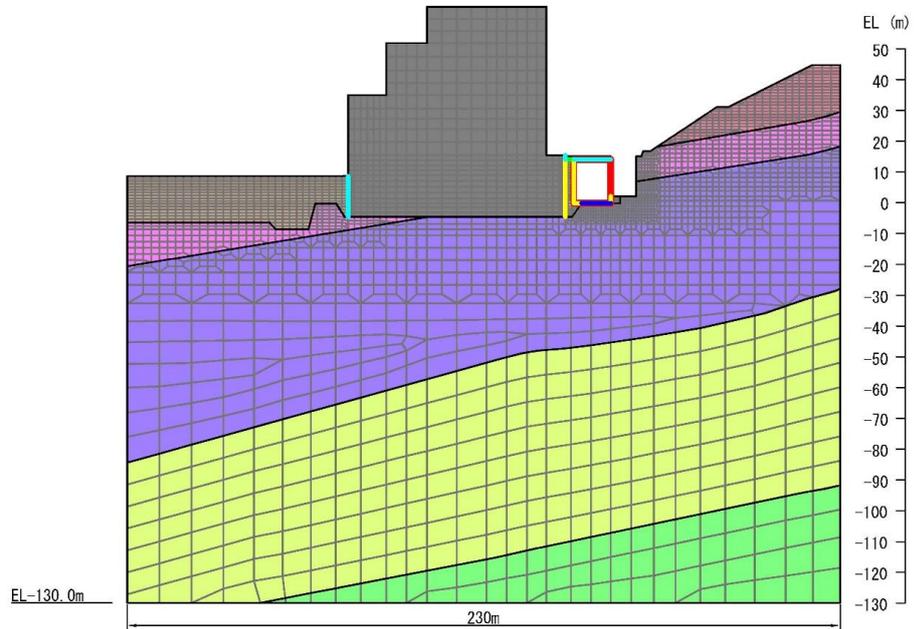
(全体図)



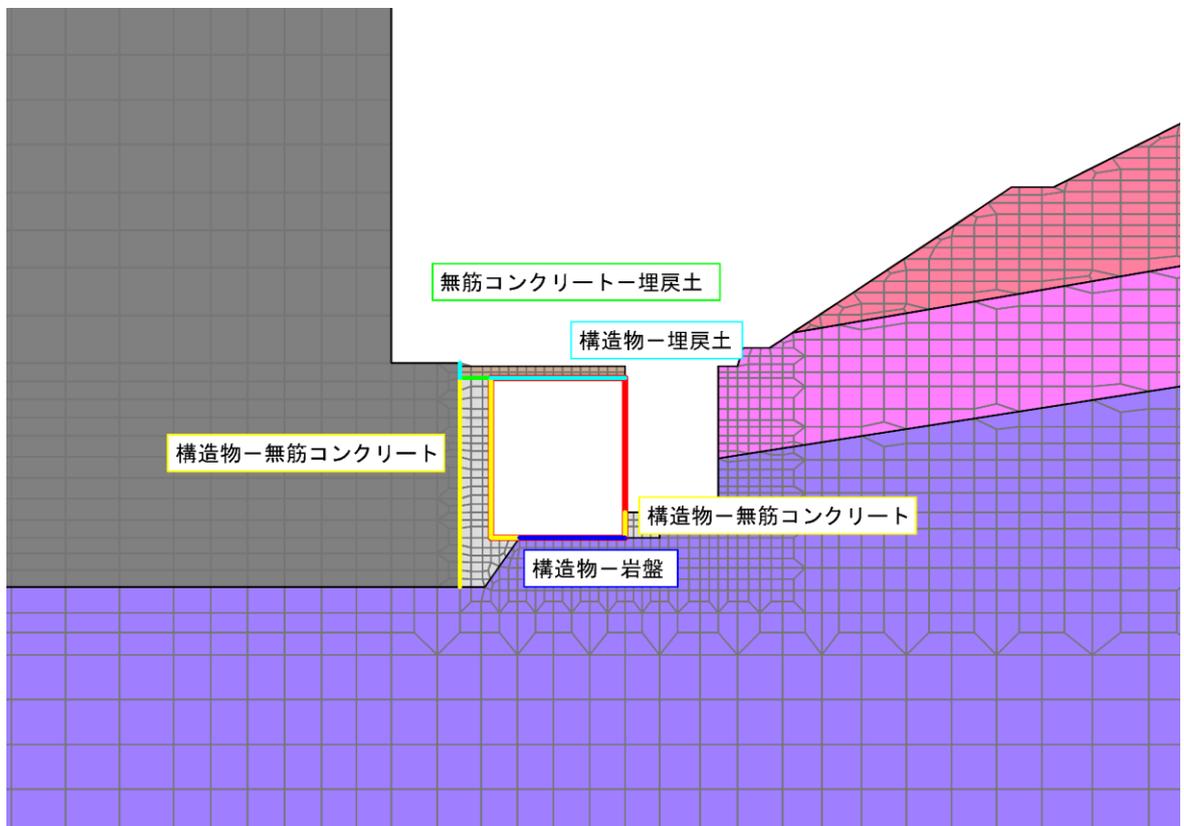
(拡大図)

図 3-17 ジョイント要素の配置 (A-A断面)

- | | | | |
|--|--|--|--|
| : 岩盤 (1層) | : 岩盤 (4層) | : 埋戻土 | : 隣接構造物 |
| : 岩盤 (2層) | : 岩盤 (5層) | : MMR, 埋戻コンクリート | |
| : 岩盤 (3層) | : 評価対象構造物 | : ジョイント要素 | |



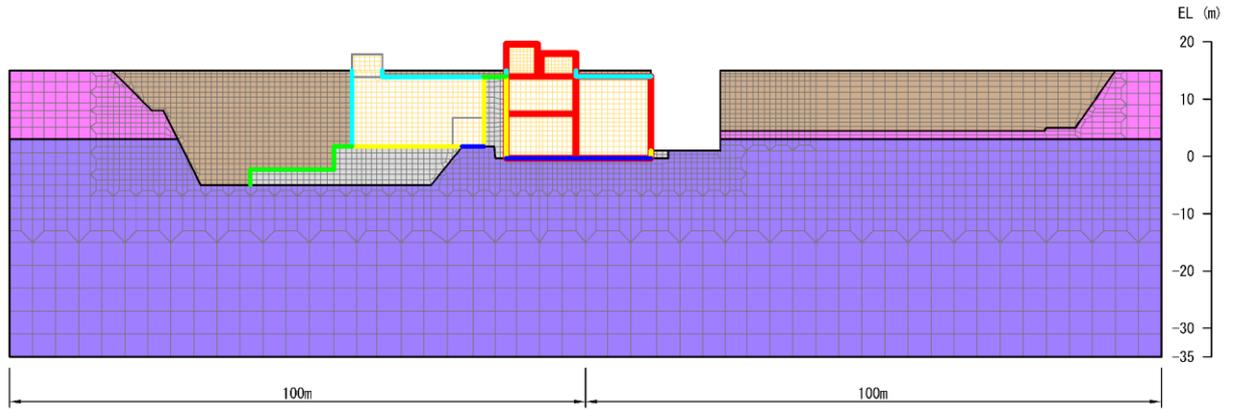
(全体図)



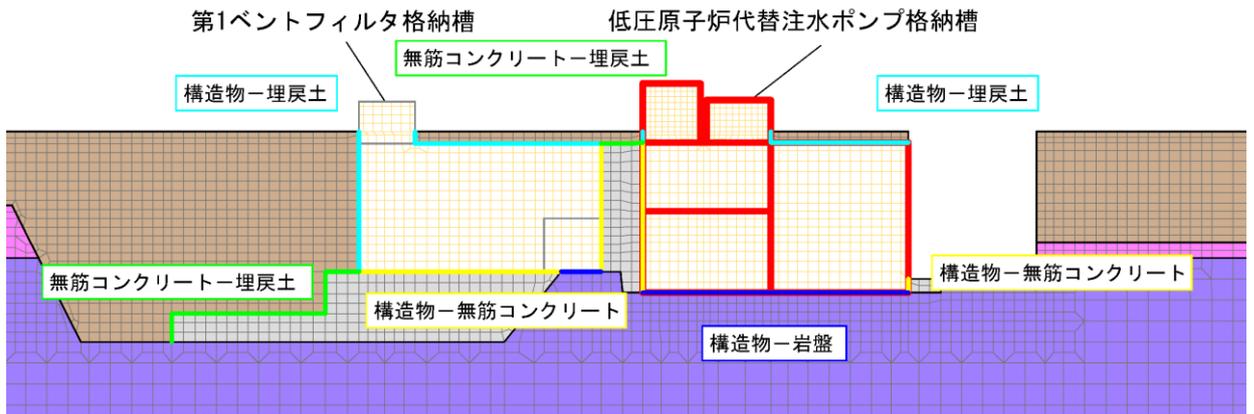
(拡大図)

図 3-18 ジョイント要素の配置 (B-B断面)

- | | | |
|--|---|---|
|  : 岩盤 (2層) |  : 埋戻土 |  : ジョイント要素 |
|  : 岩盤 (3層) |  : MMR, 埋戻コンクリート | |
|  : 構造物 (妻壁) |  : 評価対象構造物 | |



(全体図)



(拡大図)

図 3-19 ジョイント要素の配置 (C-C断面)

3.2.8 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3-20参照）、図3-21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3-22に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

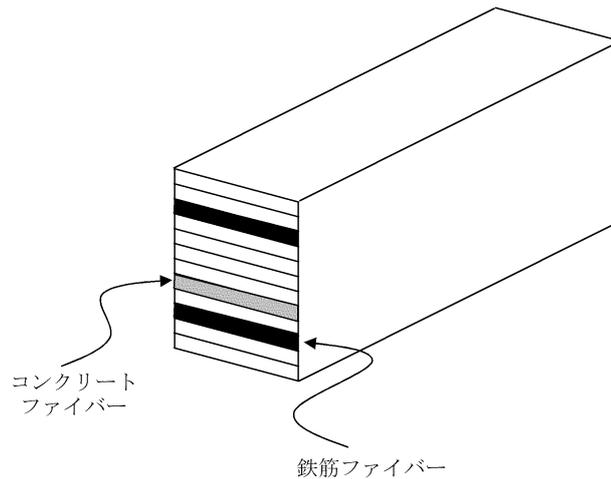
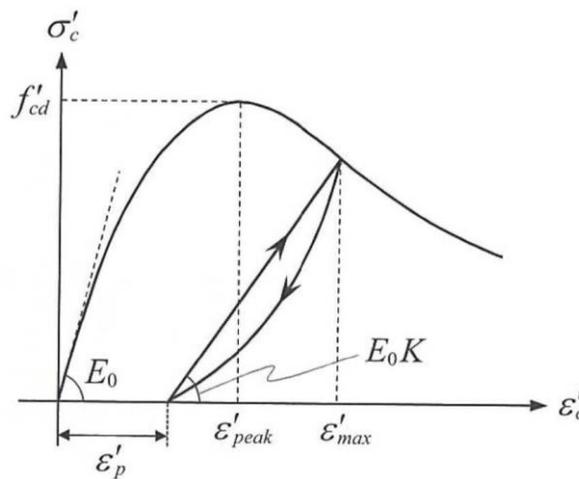
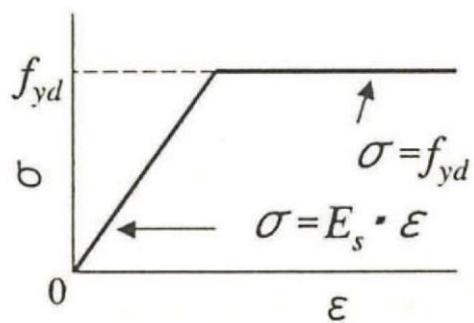


図3-20 ファイバーモデルの概念図



（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3-21 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 3-22 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。

固有値解析にて求められる解析モデル全体の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 3-23 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

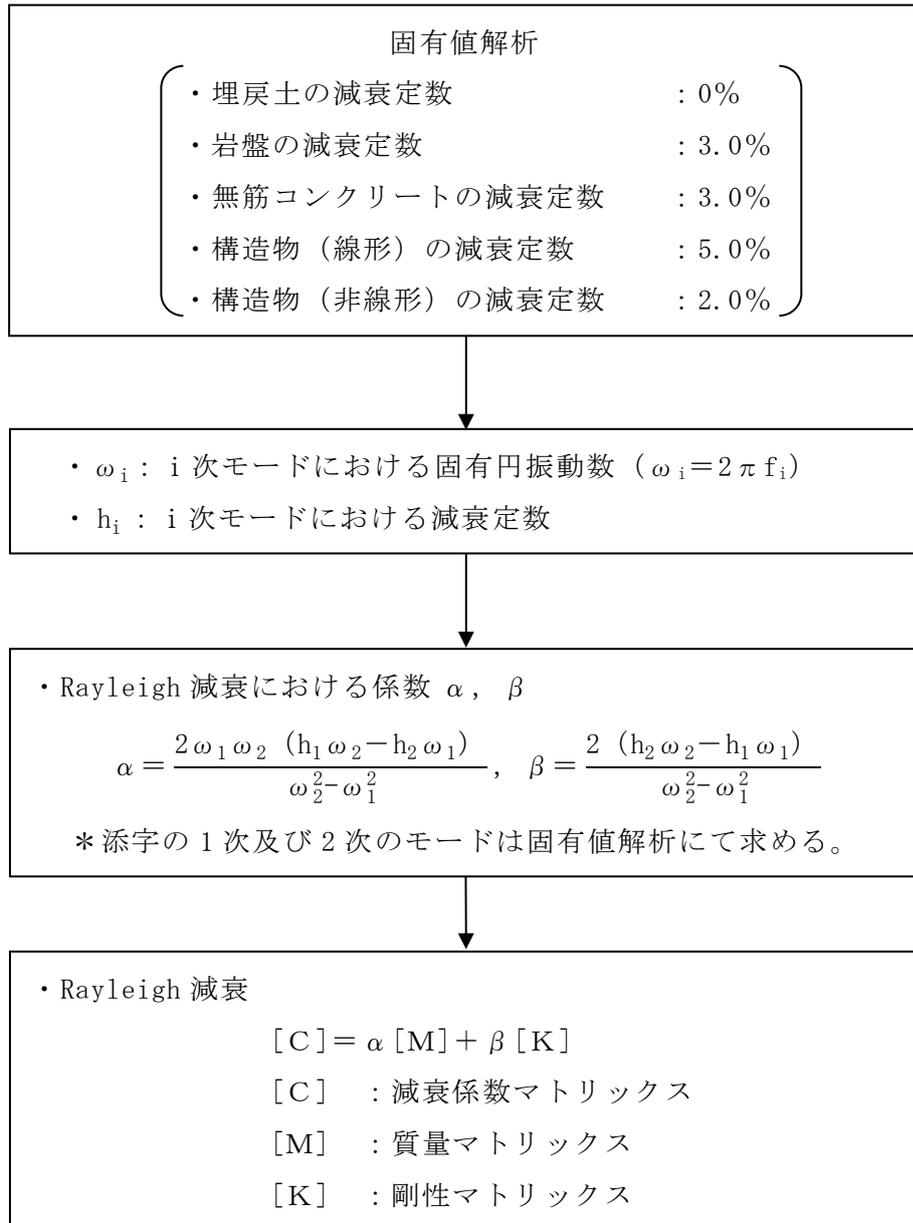


図 3-23 Rayleigh 減衰の設定フロー

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。

$$h_i = \alpha / 2 \omega_i + \beta \omega_i / 2$$

h_i : 固有値解析により求められた i 次モードの減衰定数

ω_i : 固有値解析により求められた i 次モードの固有円振動数

固有値解析結果の一覧を表 3-6～表 3-8 に、固有値解析におけるモード図を図 3-24～図 3-29 に、係数 α 、 β を表 3-9 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-30～図 3-32 に示す。

表 3-6 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	2.466	56	0	3.93	-0.15	1次として採用
2	3.313	6	1	2.68	0.96	
3	3.800	9	0	4.79	-0.97	
4	4.748	0	7	-0.61	2.73	
5	5.015	4	15	-2.19	-4.40	2次として採用
6	5.222	0	5	-1.04	-3.37	
7	5.495	2	5	1.25	2.23	
8	5.864	6	12	1.50	-2.14	
9	6.377	0	8	0.06	1.84	
10	6.684	0	1	0.35	-1.80	

表 3-7 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
		T_x	T_y	β_x	β_y	
1	2.471	59	0	4.11	-0.10	1次として採用
2	3.368	3	1	2.33	0.93	
3	3.792	7	0	3.90	-1.00	
4	4.885	2	1	-1.94	1.17	
5	5.130	2	11	1.81	5.05	
6	5.316	3	23	1.86	4.74	
7	5.903	5	17	1.36	-2.49	2次として採用
8	6.161	1	5	1.02	-2.81	
9	6.645	0	0	0.84	0.45	
10	6.797	1	2	1.80	2.41	

表 3-8 固有値解析結果 (C-C 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	5.183	15	0	2.89	-0.12	1次として採用
2	5.786	13	0	-2.74	-0.28	
3	6.614	0	0	-0.31	0.24	
4	7.831	18	0	2.71	0.02	
5	7.999	2	2	0.93	0.83	
6	8.734	15	0	-2.55	0.18	2次として採用
7	8.918	4	1	-1.69	0.69	
8	9.210	0	0	0.00	-0.50	
9	9.703	3	1	1.22	-0.37	
10	10.025	0	1	0.50	1.33	

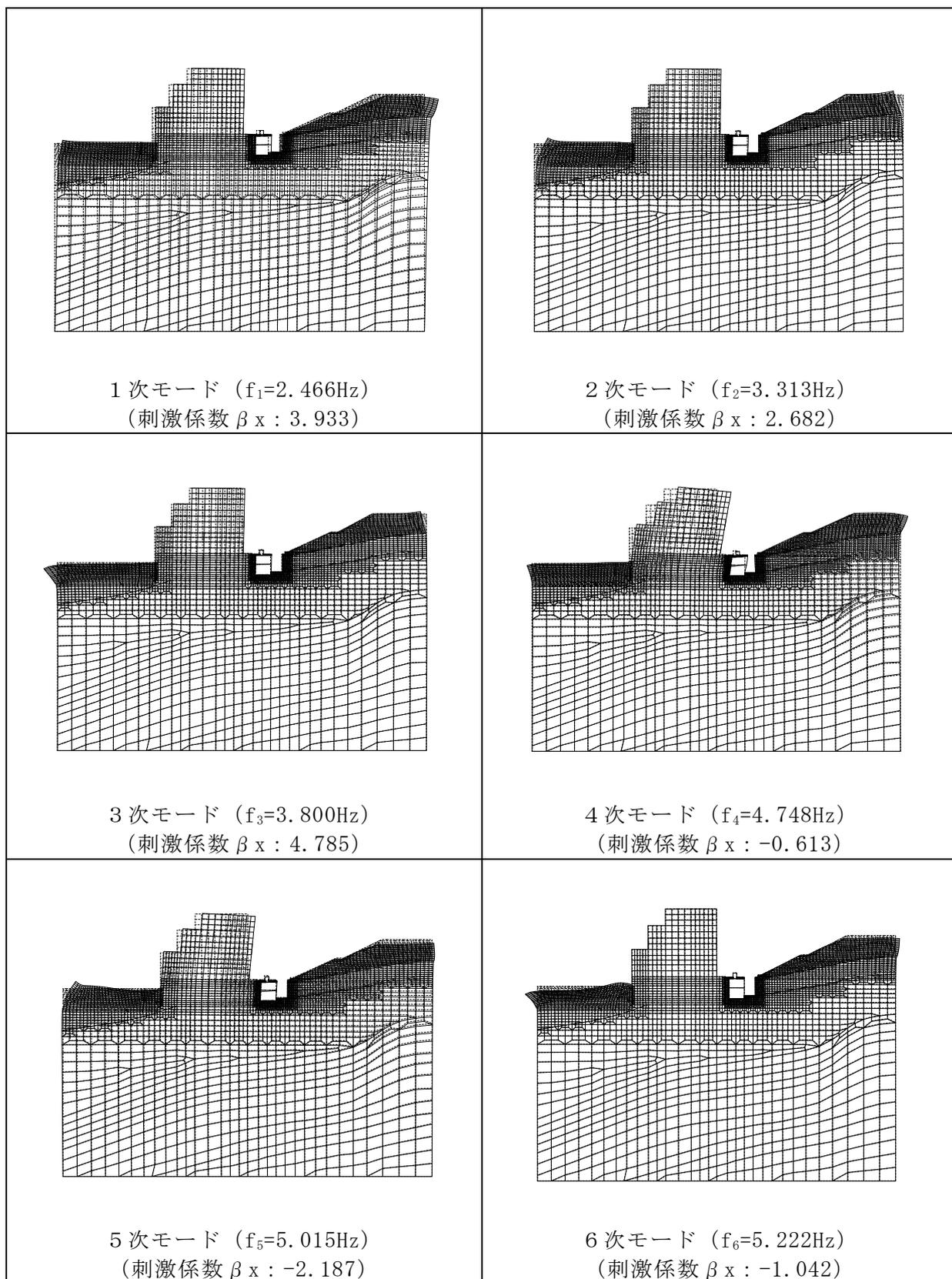


図 3-24 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面)

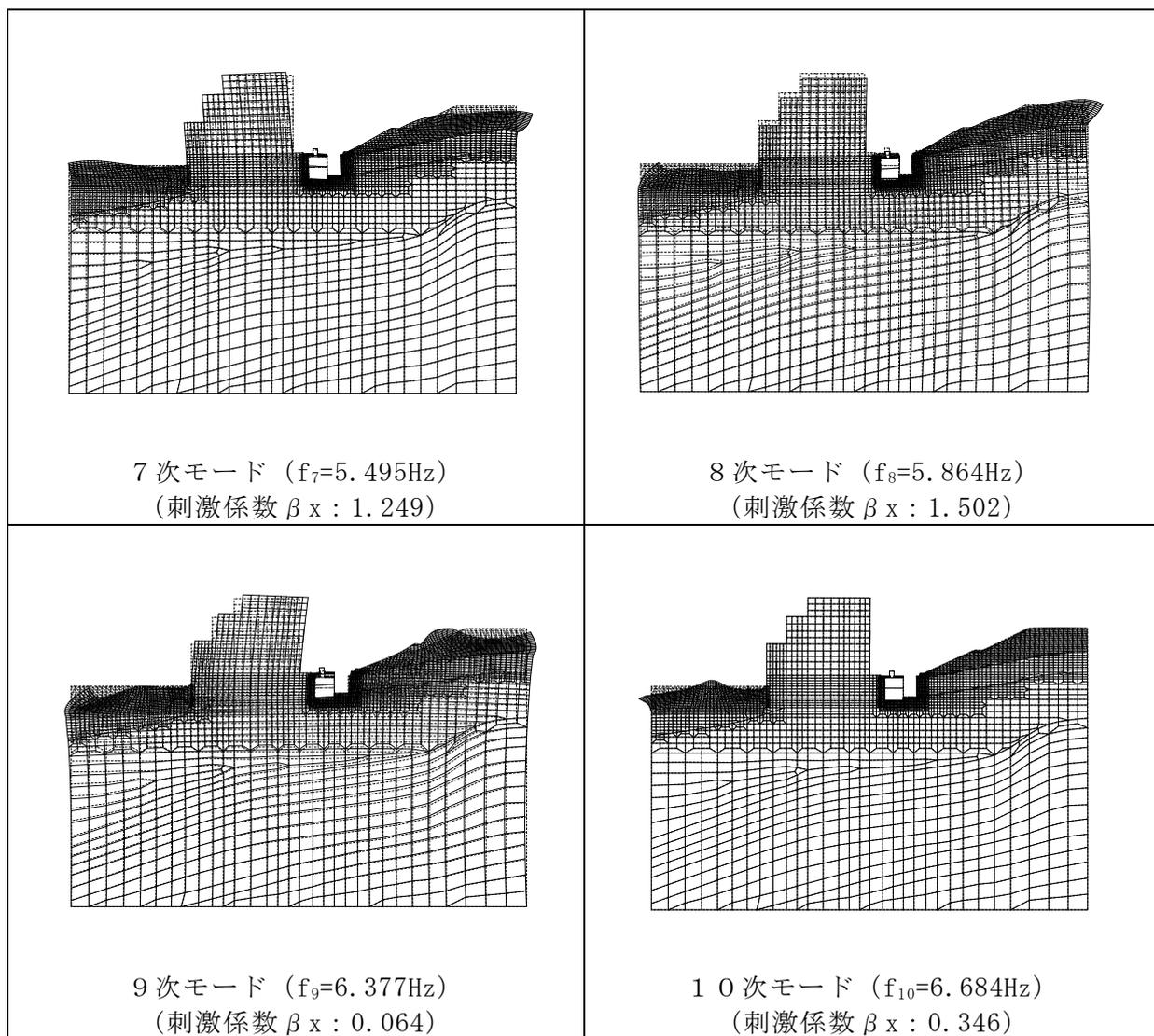


図 3-25 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

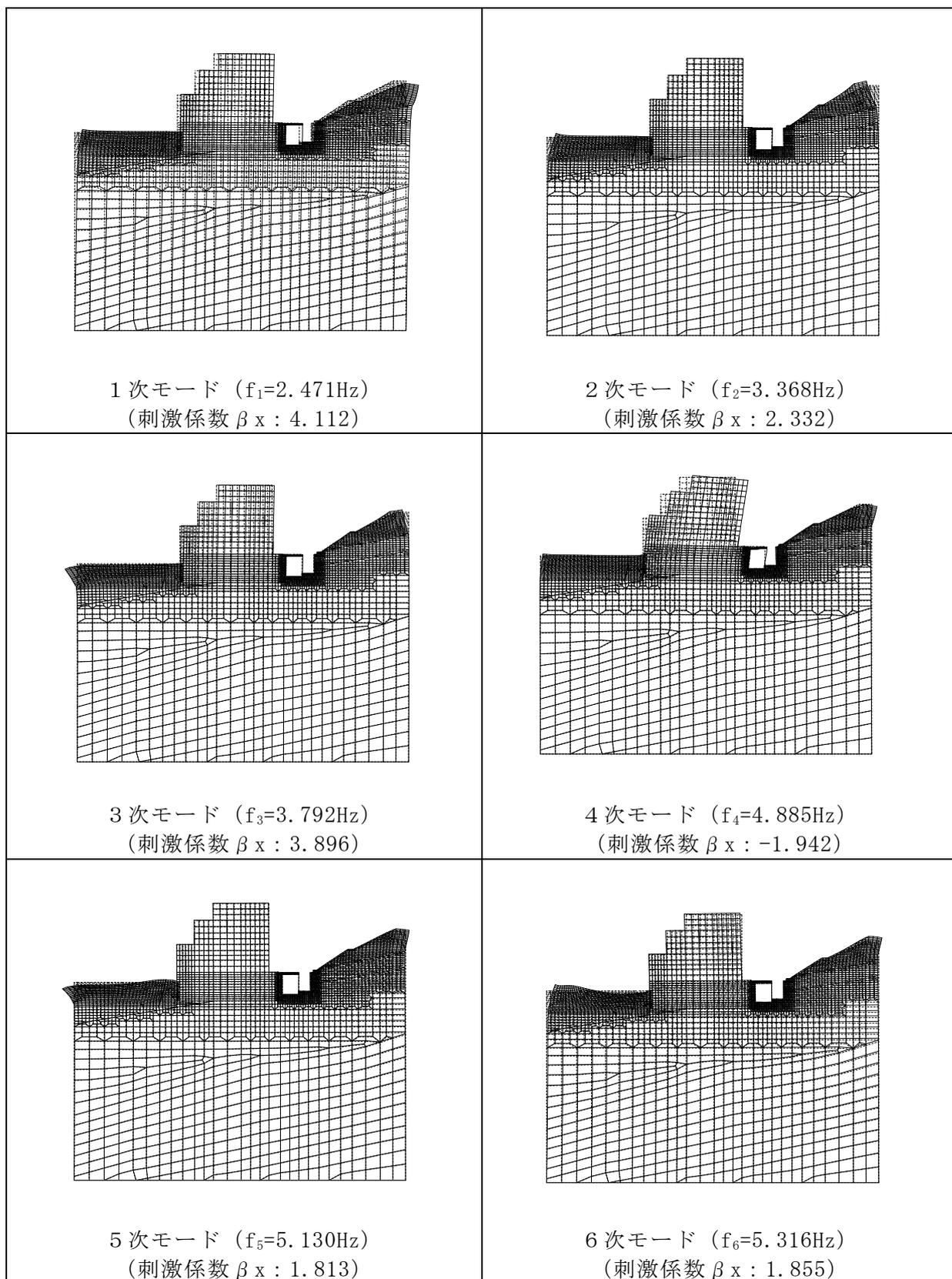


図 3-26 固有値解析結果 (モード図) (B-B断面)

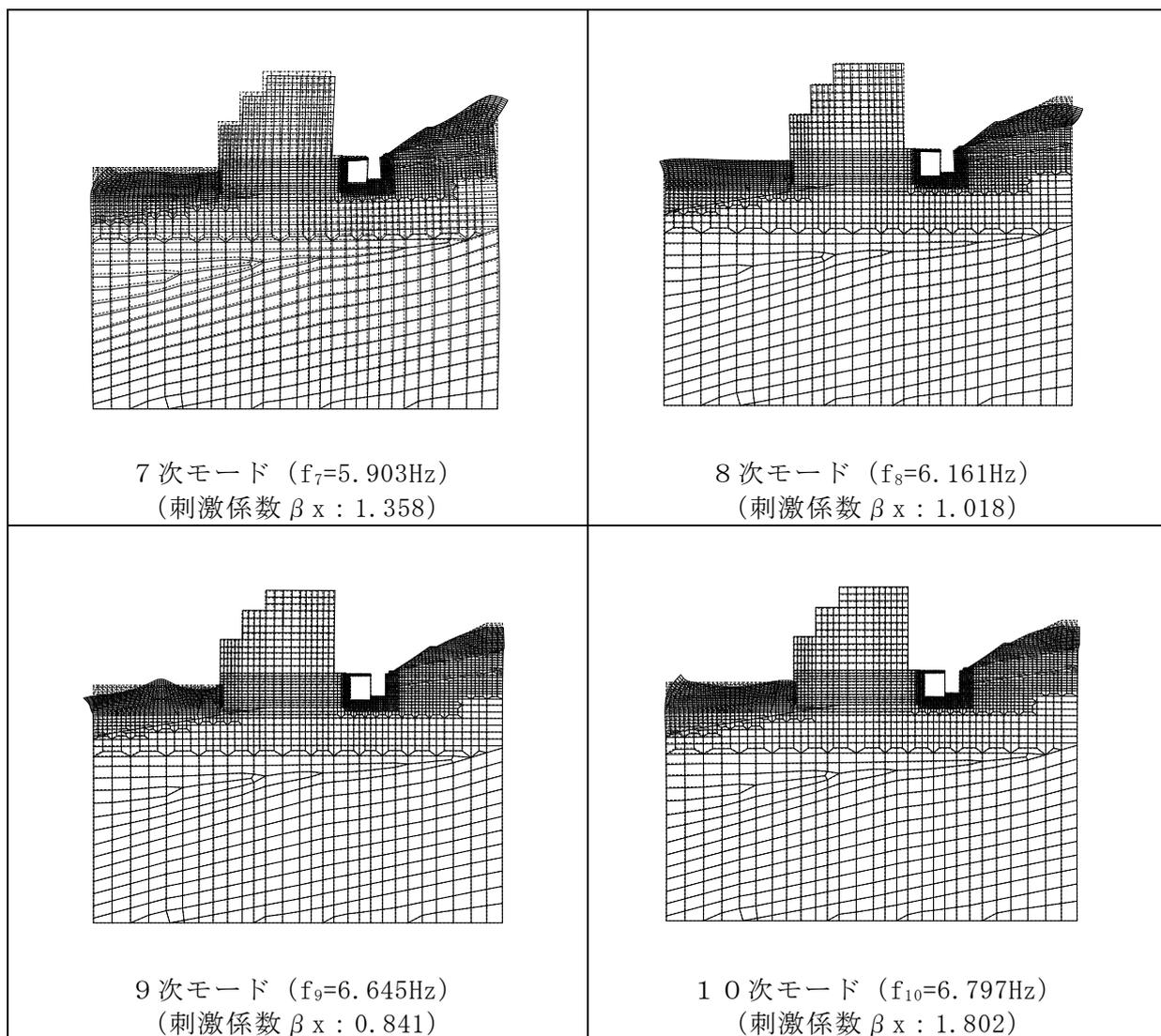


図 3-27 固有値解析結果 (モード図) (B-B断面)

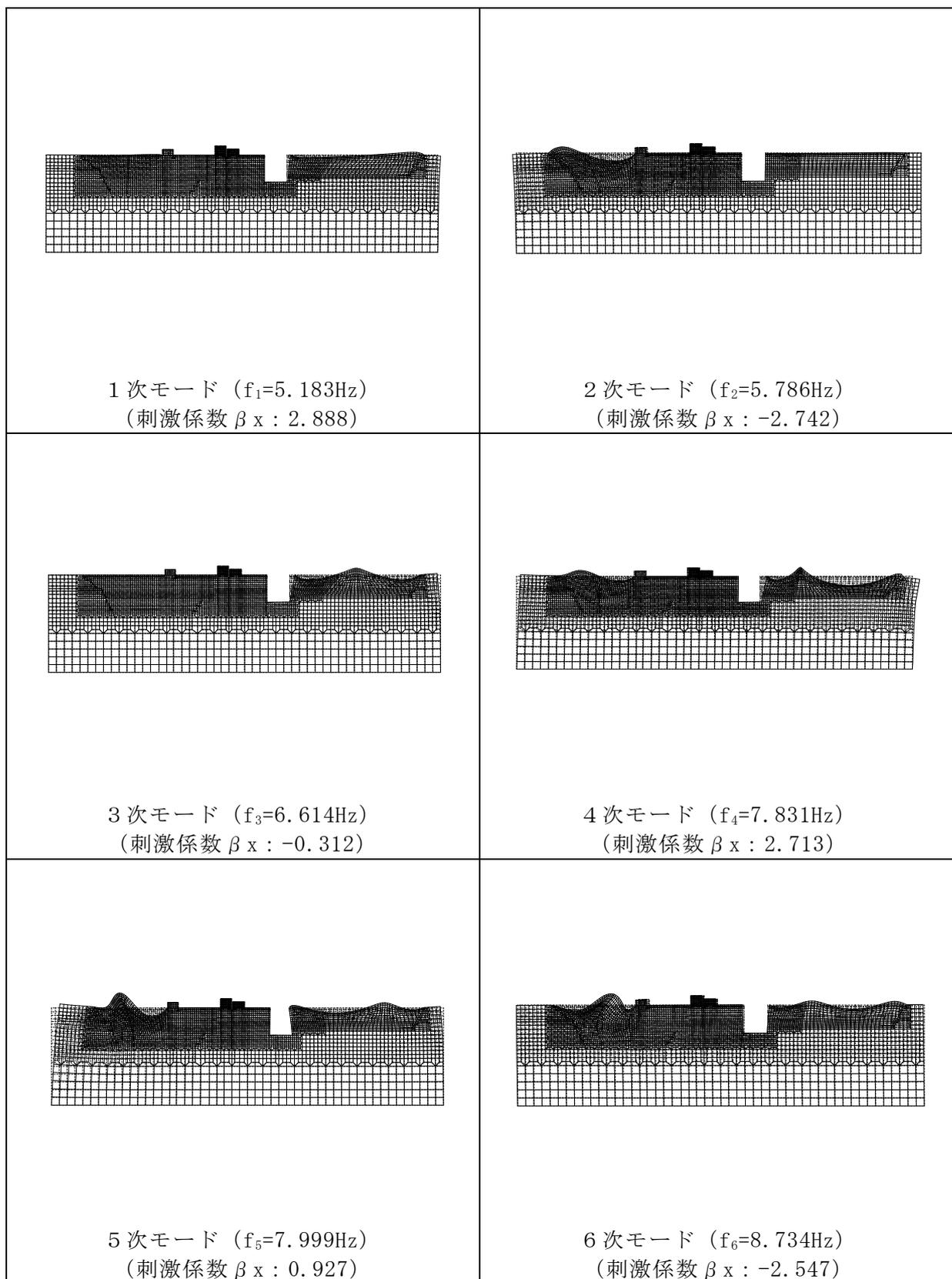


図 3-28 固有値解析結果 (モード図) (C-C断面)

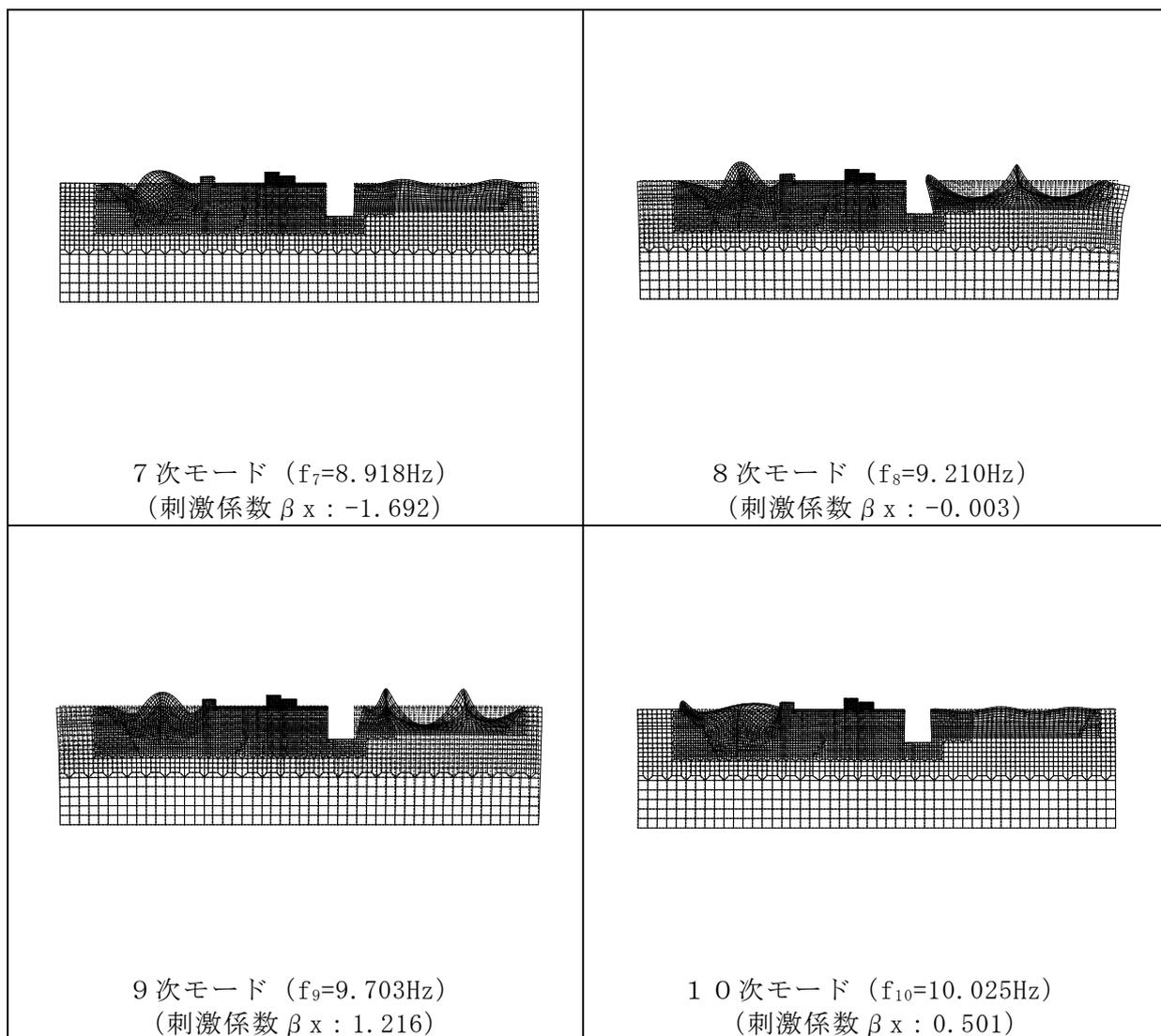


図 3-29 固有値解析結果 (モード図) (C-C断面)

表 3-9 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	6.495×10^{-1}	1.108×10^{-3}
B - B 断面	6.473×10^{-1}	1.098×10^{-3}
C - C 断面	1.367×10^{-1}	2.611×10^{-4}

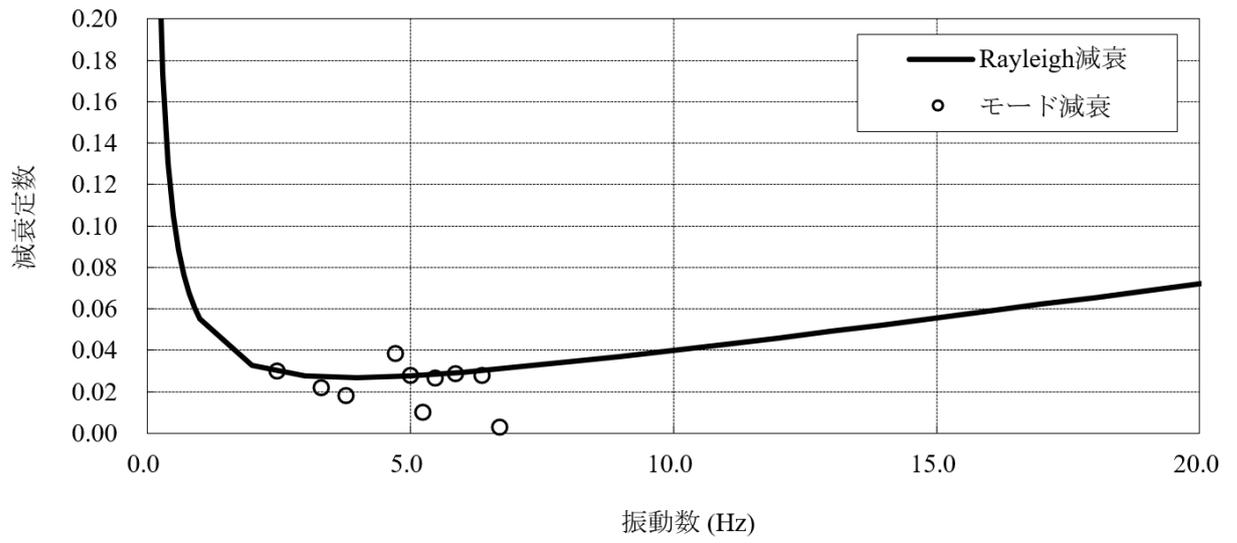


図 3-30 設定した Rayleigh 減衰 (A - A 断面)

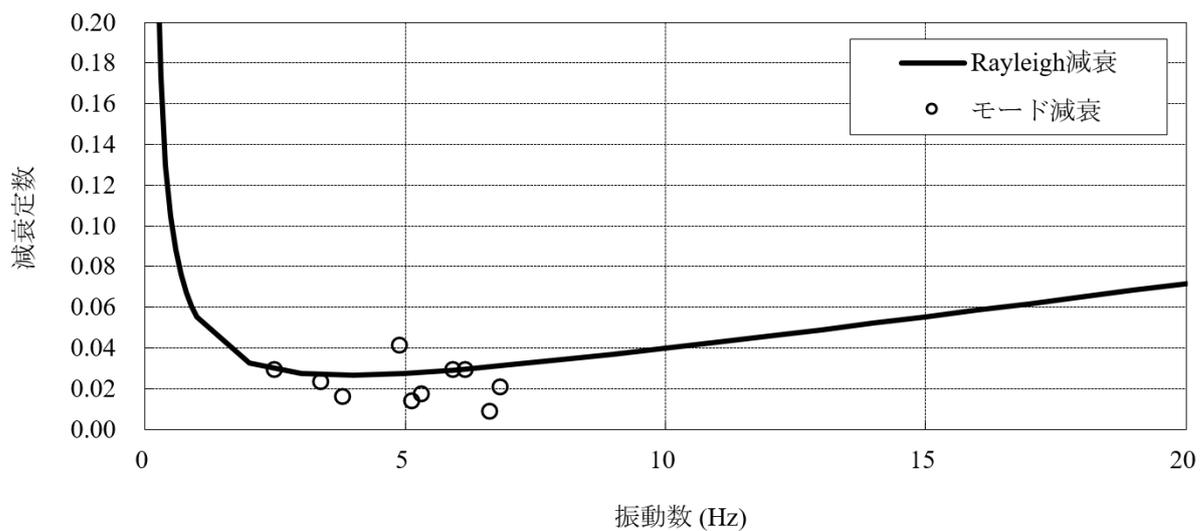


図 3-31 設定した Rayleigh 減衰 (B - B 断面)

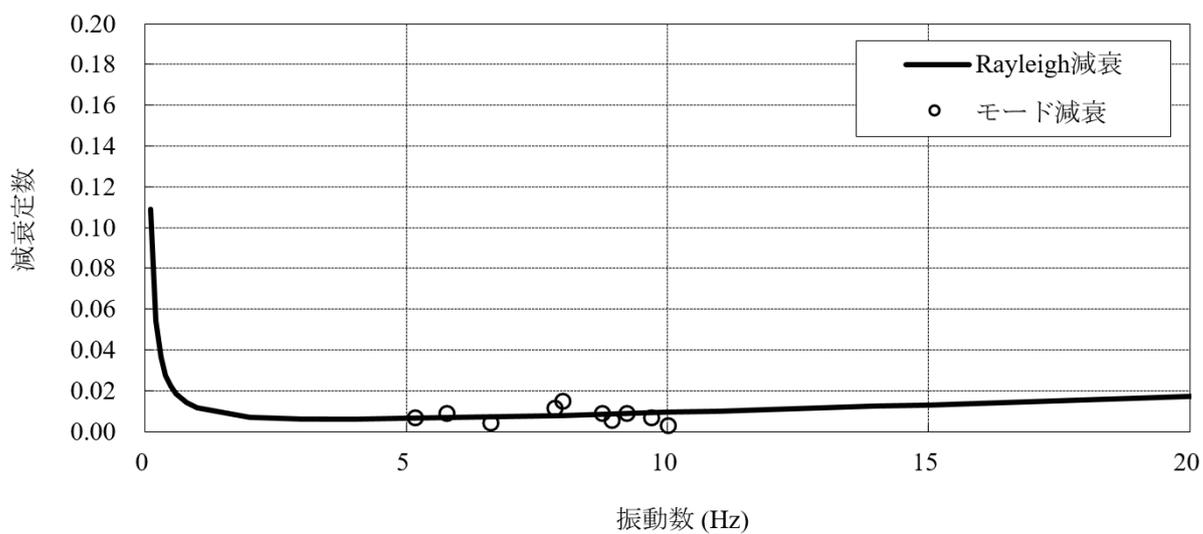


図 3-32 設定した Rayleigh 減衰 (C - C 断面)

3.4 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。地震荷重には、地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

地震時に低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

荷重の組合せを表 3-10 に示す。

表 3-10 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	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	○ 機器・配管系の重量に基づいて設定する。
	積載荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ 地下水位に応じた静水圧として考慮する。 地下水の密度を考慮する。
		内水圧	○ 内水位に応じた静水圧として考慮する。 淡水の密度を考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面及び構造物天端に考慮する。
		土被り荷重	○ 常時応力解析により設定する。
永久上載荷重	— 地表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。		
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	○	
	動水圧	○	水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする。 地震時動水圧を付加質量により考慮する。

3.4.1 機器・配管荷重

地震時に低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に作用する機器・配管系の荷重図を図3-33に示す。機器・配管荷重は、常時・地震時ともに付加質量でモデル化する。

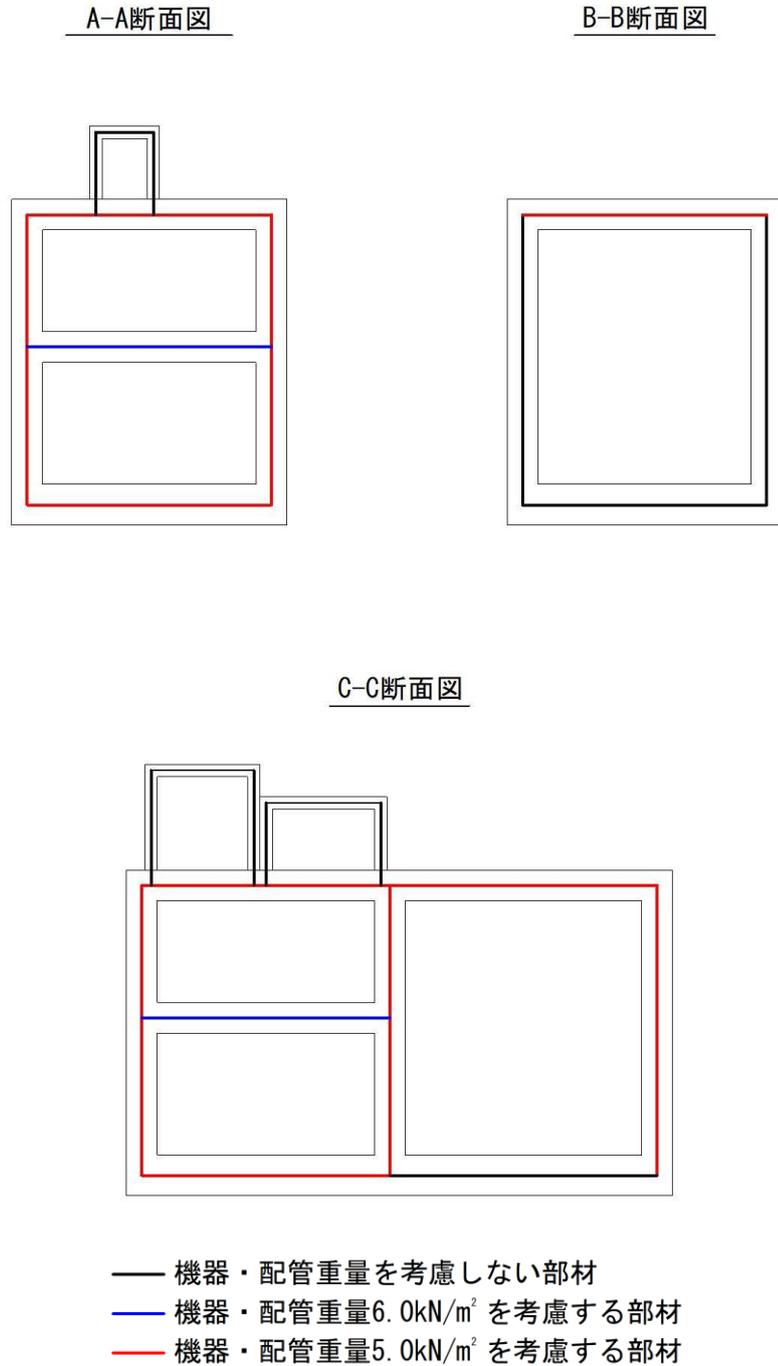


図3-33 解析用機器・配管荷重図

3.4.2 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「2.8 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として 1.00g/cm^3 を考慮する。

3.4.3 内水圧

低圧原子炉代替注水槽の内水位は、EL 11.2m とし、淡水の密度として 1.00g/cm^3 を考慮する。

3.4.4 積雪荷重

積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等における損傷の防止に関する基本方針」に基づき、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。

3.4.5 動水圧

動水圧は Westergaard 式から算定する。

(1) 水平方向の動水圧

取水槽内部の水を固定水として扱い、次式で算定する。水平方向動水圧の概要図を図3-34に示す。

$$p_w = \frac{7}{8} \times c \times \gamma_w \times \sqrt{(h \times y)} \times k_H$$

p_w : 動水圧

c : 補正係数

$L/h < 1.5$ の場合, $c = L / (1.5h)$

$L/h \geq 1.5$ の場合, $c = 1.0$

L : 水路幅

h : 水深

γ_w : 水の単位体積重量

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ

k_H : 水平震度

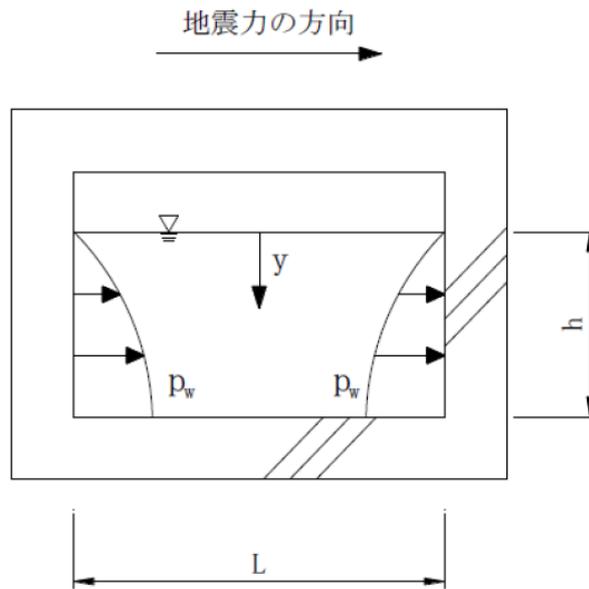


図 3-34 水平方向の動水圧分布図

(2) 鉛直方向の動水圧

取水槽内部の水を固定水として扱い、次式で算定する。鉛直方向動水圧の概要図を図 3-35 に示す。

$$p_w = k_V \times \gamma_w \times h$$

p_w : 動水圧

k_V : 鉛直震度

γ_w : 水の単位体積重量

h : 水深

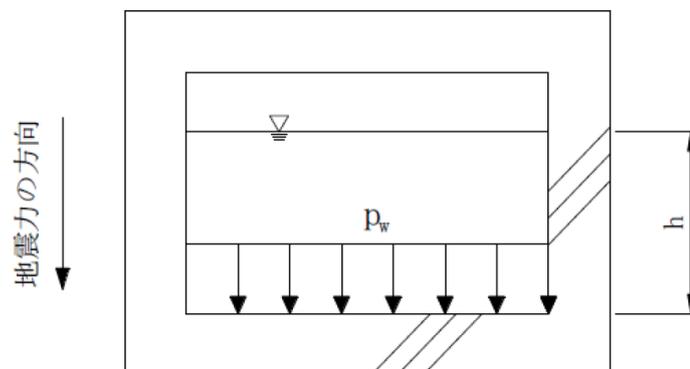


図 3-35 鉛直方向の動水圧分布図

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽は地中に埋設された鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，周辺には埋戻土のような動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しておらず，主にC_M級及びC_H級岩盤が分布していることから，これらの地盤が地震時の構造物への応答に大きく影響を与えると判断し，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3-11に示すケース①）とした場合に加えて，平均値±1.0×標準偏差（ σ ）のケース（表3-11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3-11 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽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_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	平均値
ケース②	全応力解析	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	全応力解析	平均値	平均値 - 1 σ

(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、基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれら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、基本ケース（ケース①）を実施する。基本ケースにおいて、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の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、最も厳しい地震動を用いて、表3-12に示す解析ケース（ケース②及び③）を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも0.5以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いて、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3-12に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-36に示す。なお、C-C断面については4辺固定版による評価を実施することから、上記によらず「5.1.1 解析ケース」において解析ケースを選定する。

表3-12 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、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。 すべての照査項目の照査値がいずれも0.5以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S _s -F1	++*	○		
	S _s -F2	++*	○		
	S _s -N1	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -N2 (NS)	++*	○		
		-+*	○		
S _s -N2 (EW)	++*	○			
	-+*	○			

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

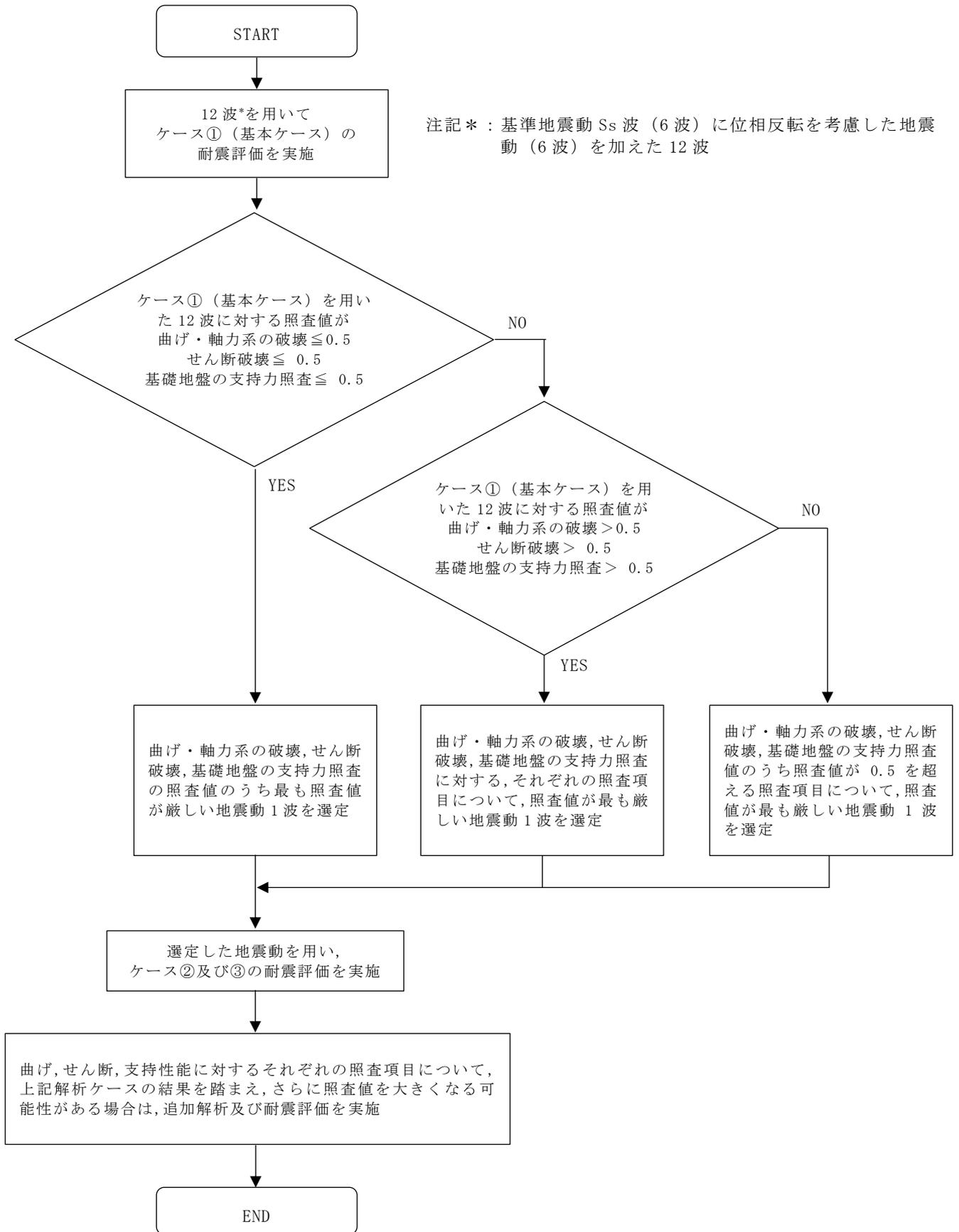


図 3-36 追加解析を実施する地震動の選定フロー

3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

「3.5.1 耐震評価における解析ケース」と同様に、地盤物性のばらつきを考慮する（表 3-13 に示すケース②及び③）。

表 3-13 機器・配管系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		備考
		埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	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	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	
ケース④	全応力解析	平均値	平均値	材料物性のばらつき
ケース⑤	全応力解析	平均値	平均値	地下水位低下*

注記* : 解析モデル内に地下水位を設定しない状態で検討する。

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-13 に示すケース④）。

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽におけるコンクリート実強度は、建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）（以下「JASS 5N」という。）及び日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）（以下「日本原子力学会標準」という。）より算定される圧縮強度のうち最大となるものを選択する。ヤング係数は実強度に対応するコンクリート標準示方書に基づき算出する。設定した圧縮強度及びヤング係数を表 3-14 に示す。

表 3-14 コンクリート実強度を考慮した物性値

圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
36.1	29.8

(3) 地下水位低下の影響を考慮した解析ケース

地下水位については、地下水位低下設備に期待せず、保守的に高く設計地下水位を設定していることから、機器・配管系の床応答への影響を確認するため、地下水位が低下している状態での影響検討を実施する（表 3-13 に示すケース⑤）。

(4) 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケースの組合せ

機器・配管系に対する応答加速度抽出においては、基準地震動 S_s 全波（6 波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6 波）を加えた全 12 波を用いて解析ケース（表 3-15 におけるケース①～⑤）を実施する。

表 3-15 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤
	基本ケース 平均値	地盤物性のばらつき (+1σ)を考慮し た解析ケース 平均値+1σ	地盤物性のばらつき (-1σ)を考慮し た解析ケース 平均値-1σ	材料特性(コンクリ ート)の実強度を考 慮した解析ケース 平均値	地下水が低い場合を 仮定した解析ケース 平均値
地震動(位相)	++*1	○	○	○	△*2
	-+*1	○	○	○	-
	+-*1	○	○	○	-
	--*1	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	-
	-+*1	○	○	○	-
	+-*1	○	○	○	-
	--*1	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	-
	-+*1	○	○	○	-
	+-*1	○	○	○	-
	--*1	○	○	○	-
++*1	○	○	○	-	
-+*1	○	○	○	-	
+-*1	○	○	○	-	
--*1	○	○	○	-	

注記*1:地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2:△は影響検討ケースを示す。影響検討ケースについては、S s-D(++)により影響の程度を確認する。

4. 評価内容

4.1 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4-1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/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。

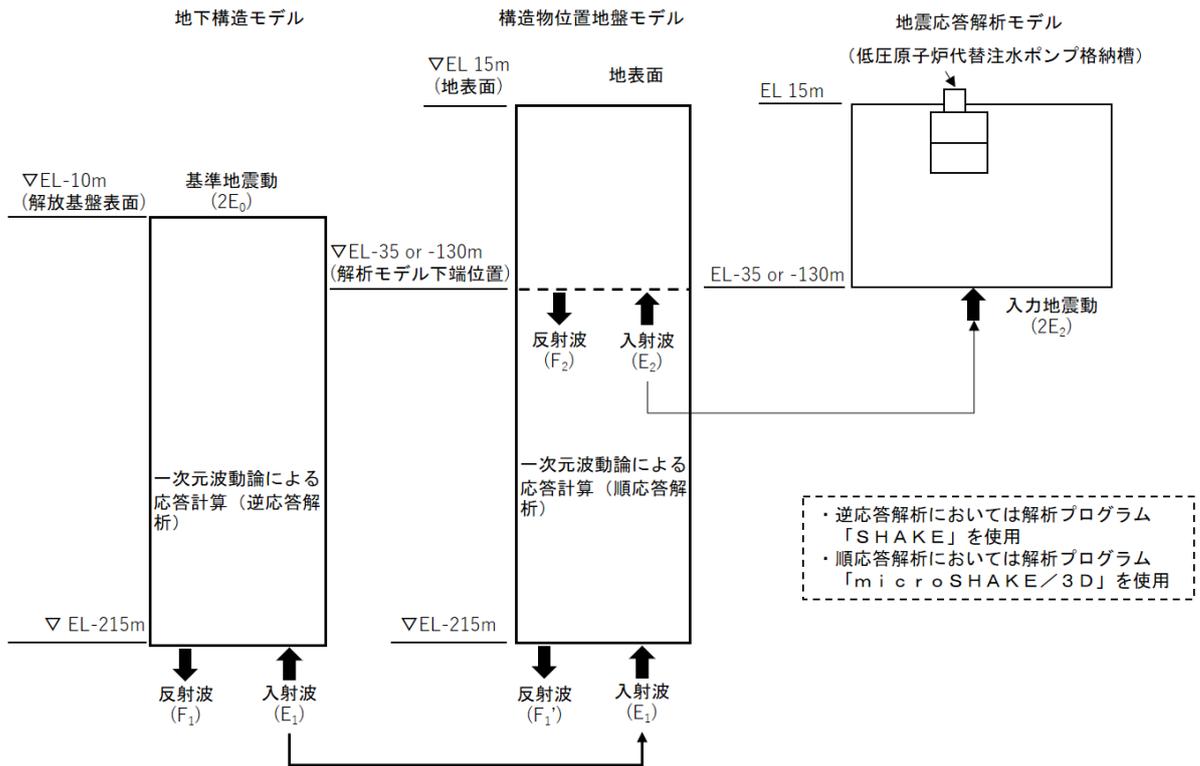
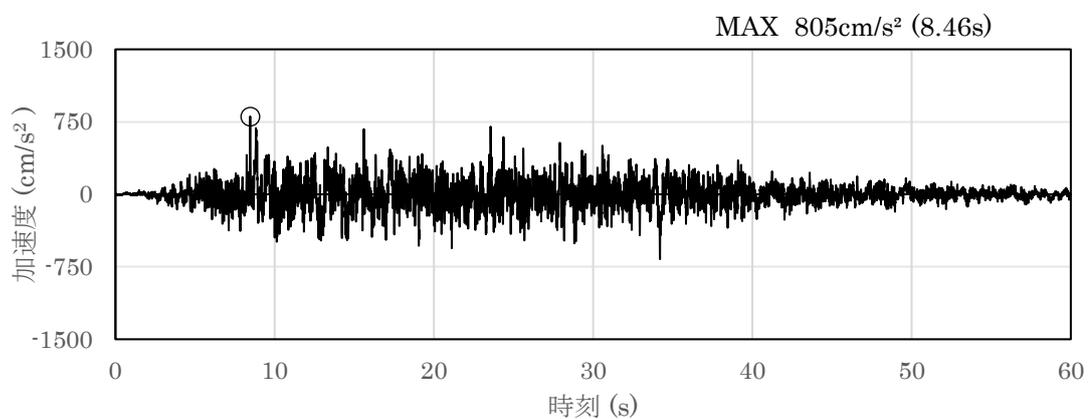


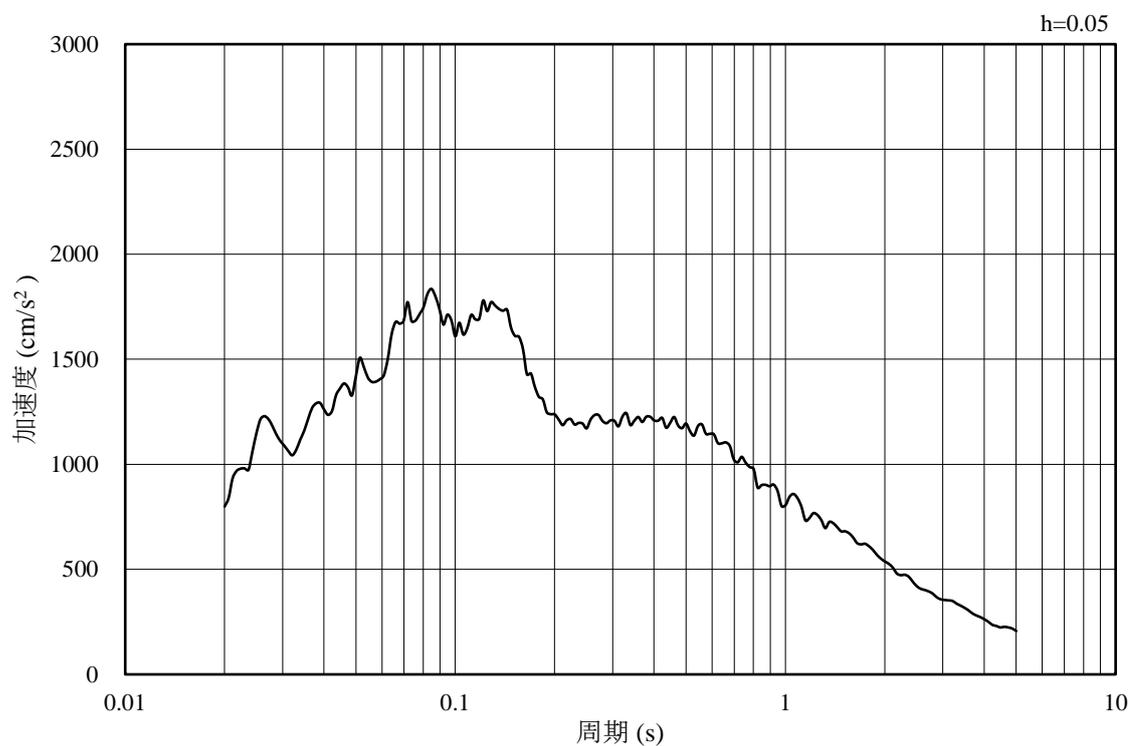
図4-1 入力地震動算定の概念図

4.1.1 A-A断面及びB-B断面の入力地震動

図4-2～図4-13にA-A断面及び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。

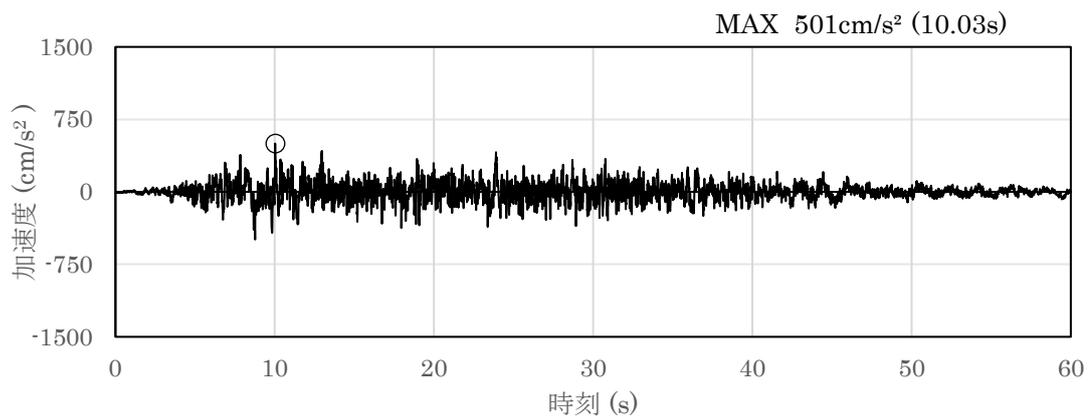


(a) 加速度時刻歴波形

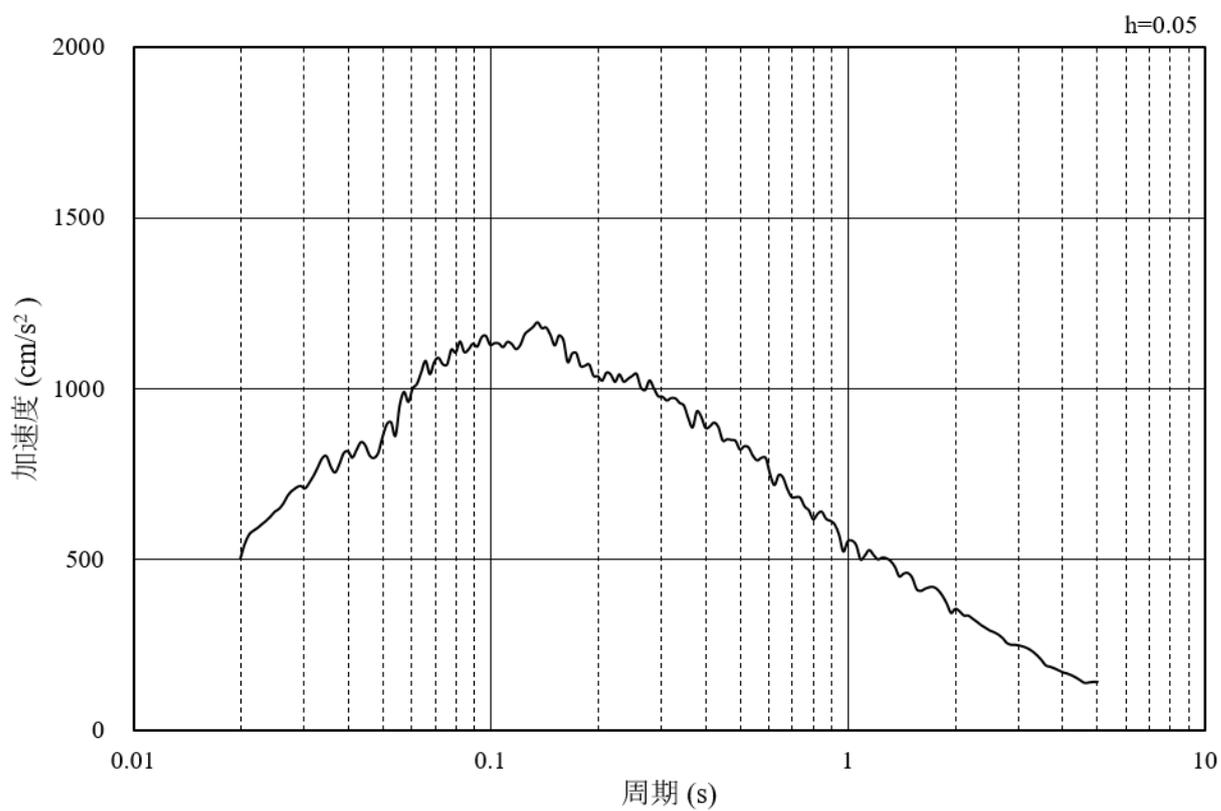


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D, EL-130m)

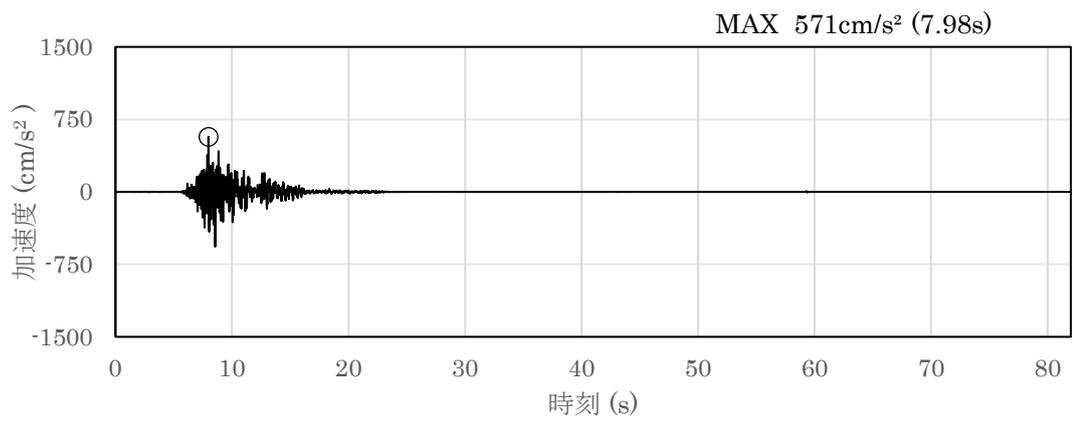


(a) 加速度時刻歴波形

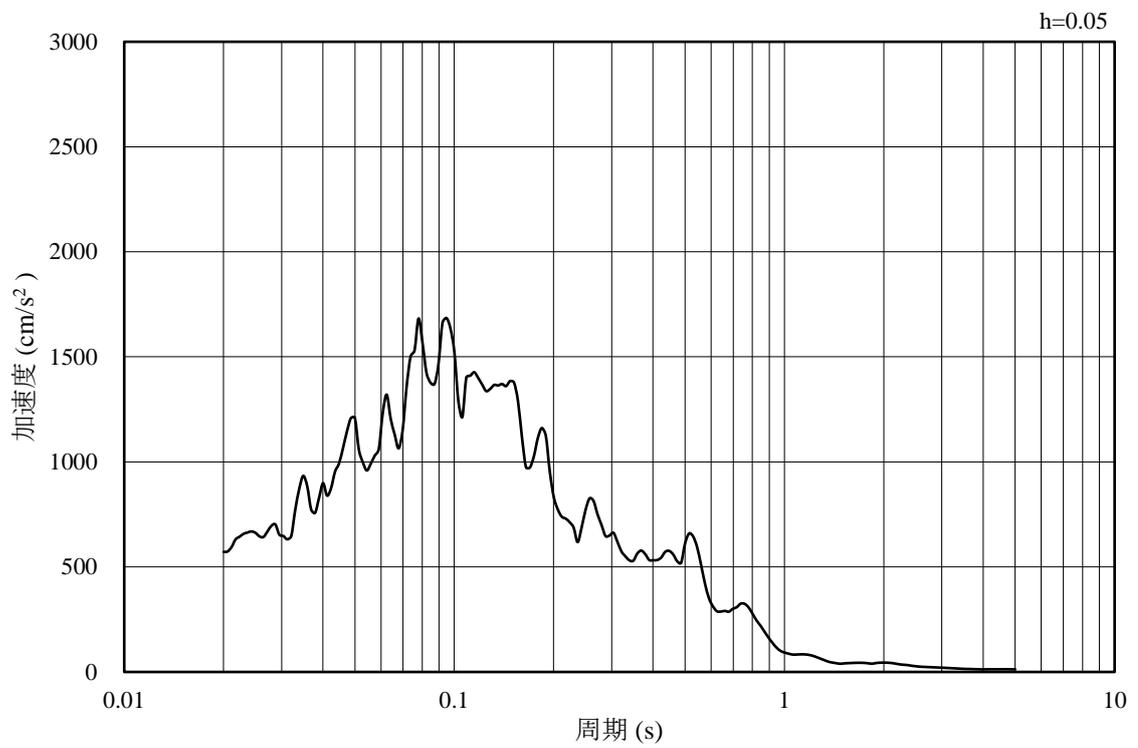


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D, EL-130m)

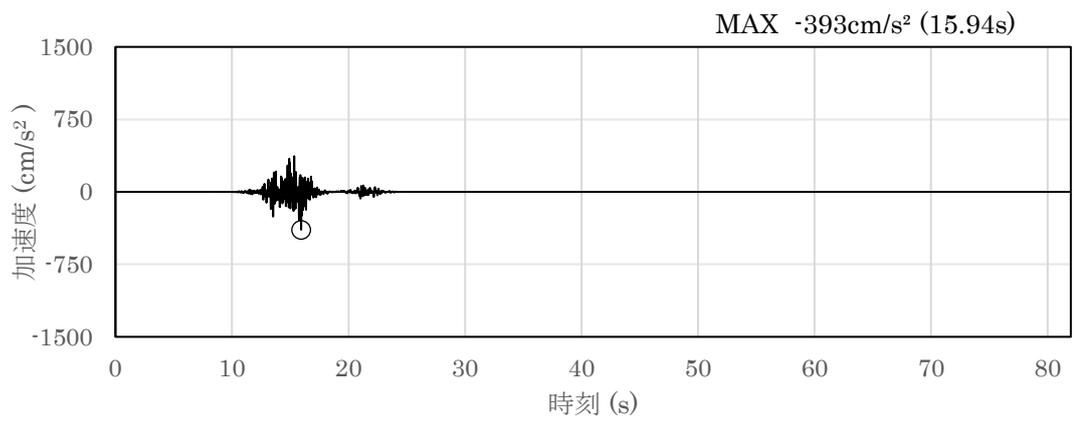


(a) 加速度時刻歴波形

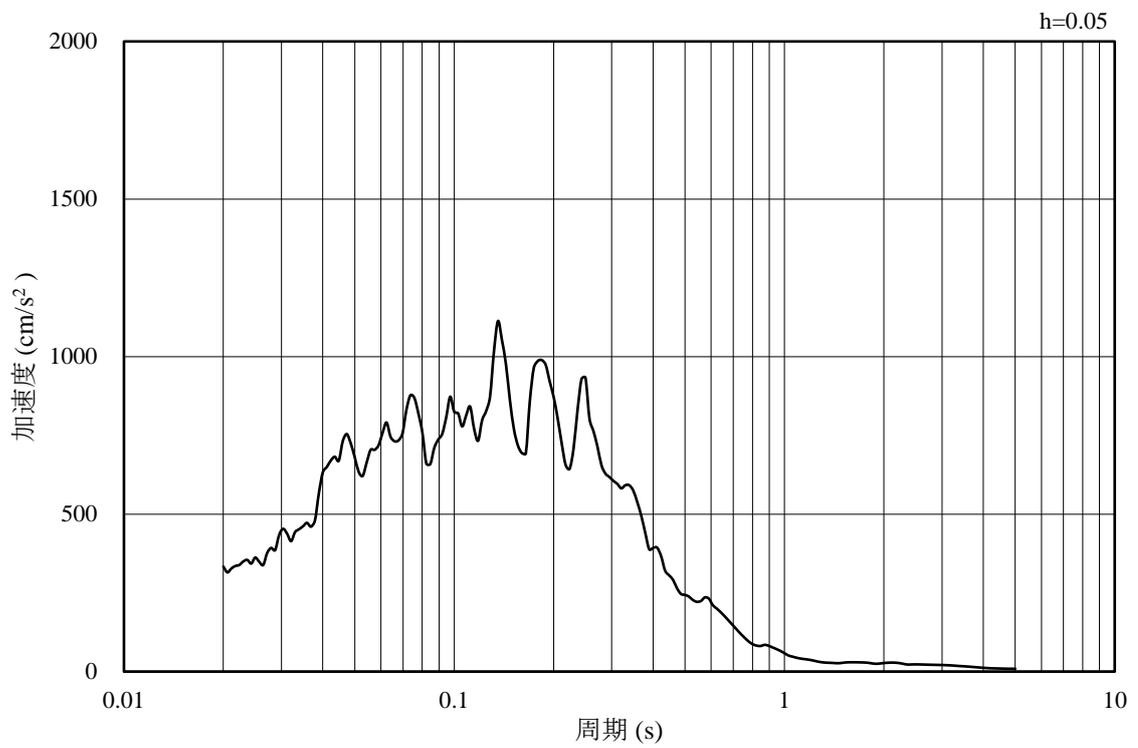


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1, EL-130m)

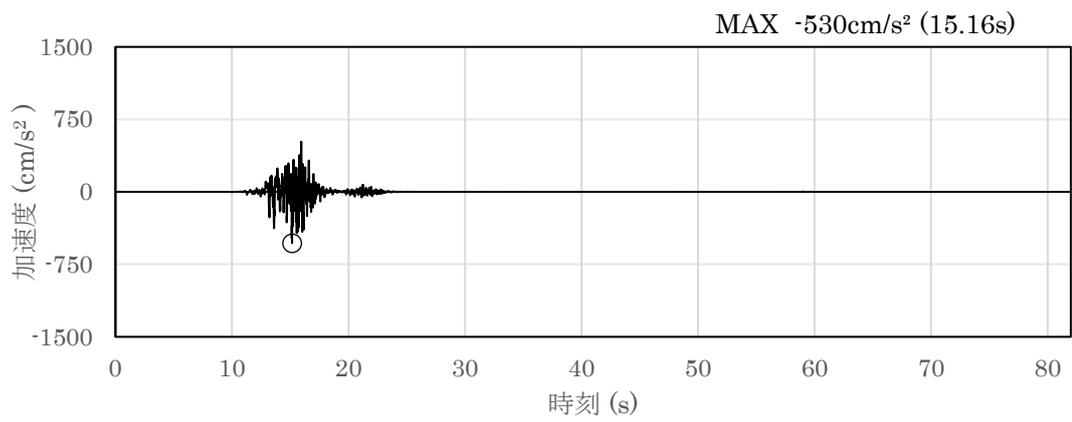


(a) 加速度時刻歴波形

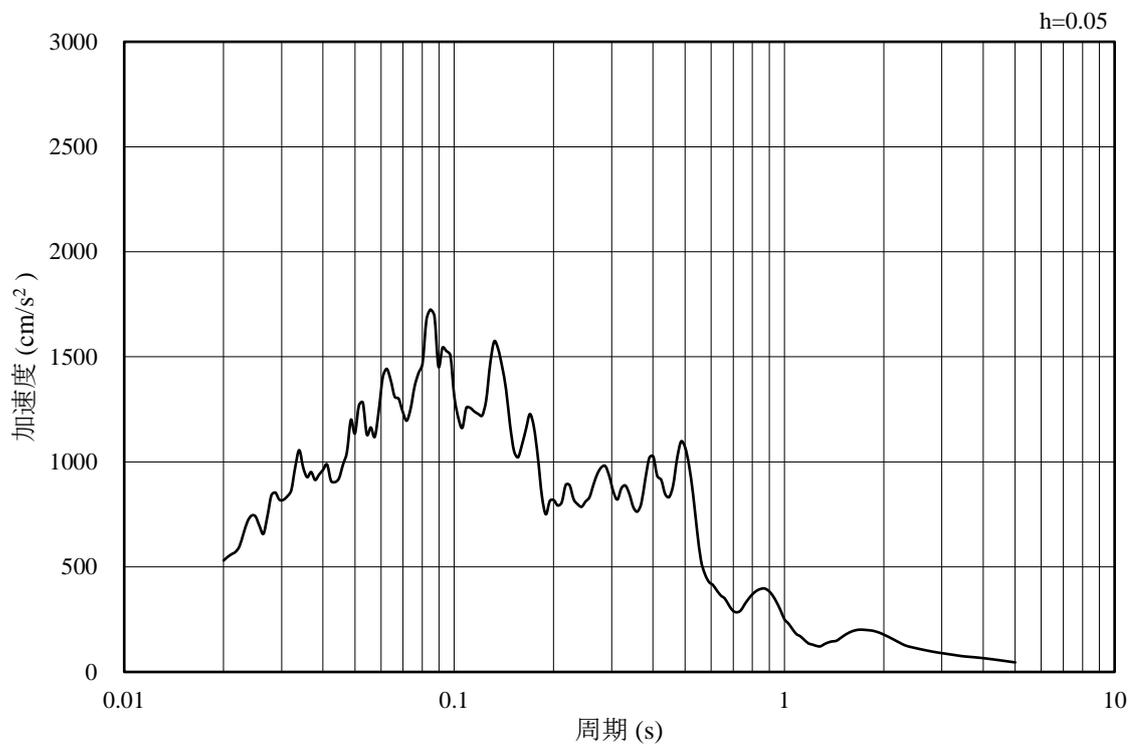


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1, EL-130m)

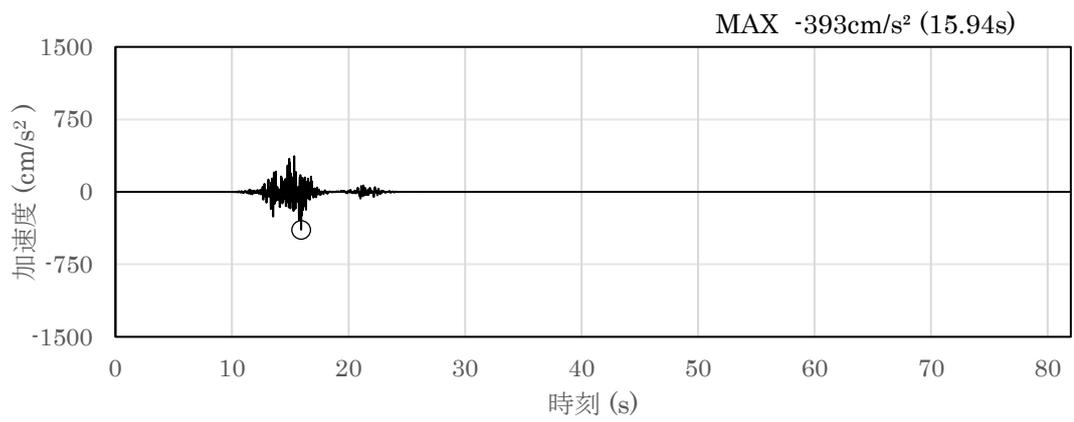


(a) 加速度時刻歴波形

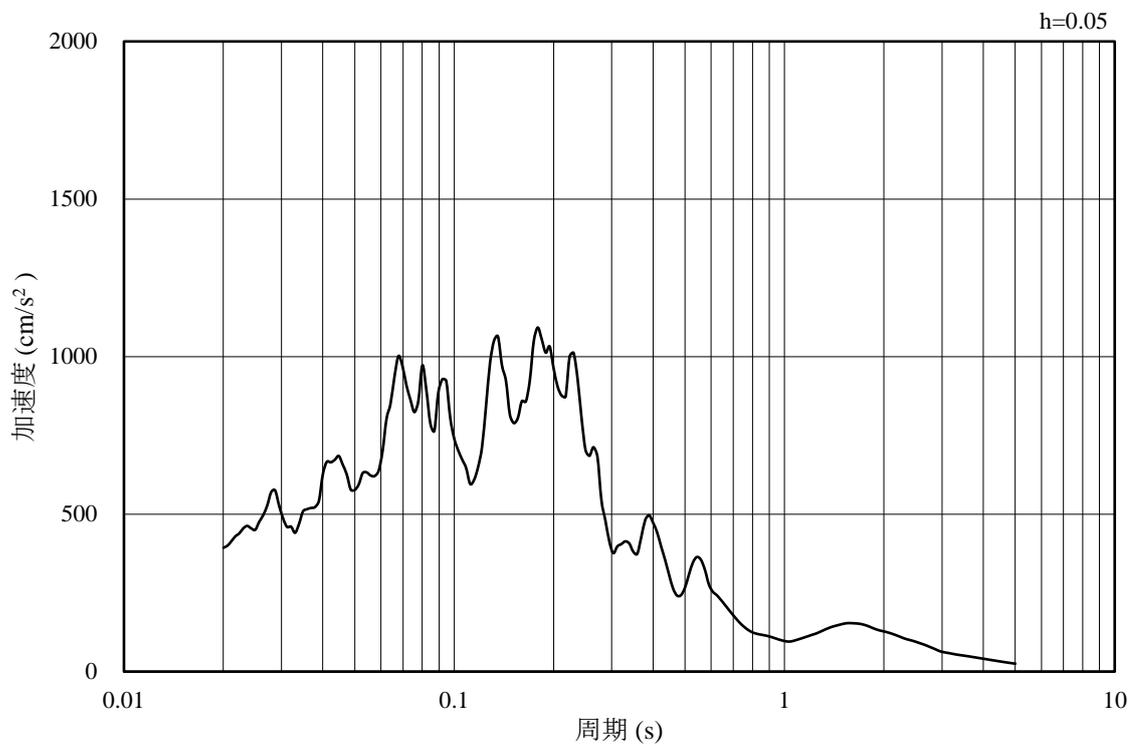


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2, EL-130m)

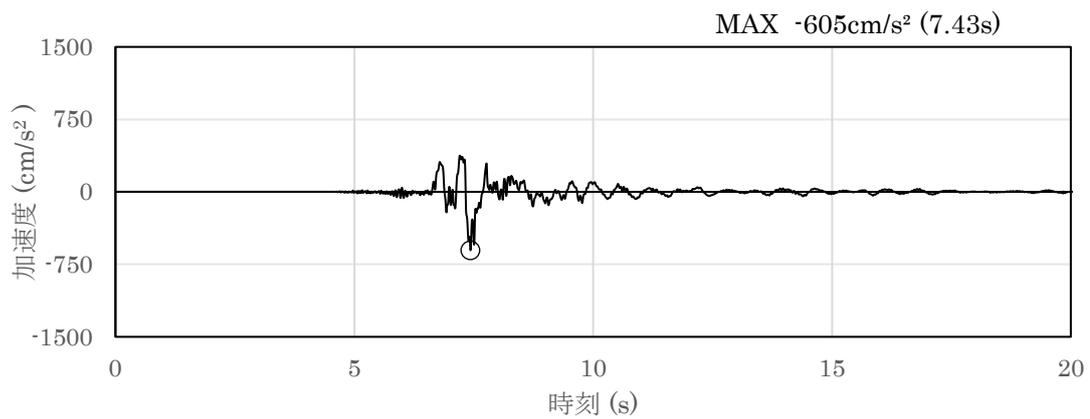


(a) 加速度時刻歴波形

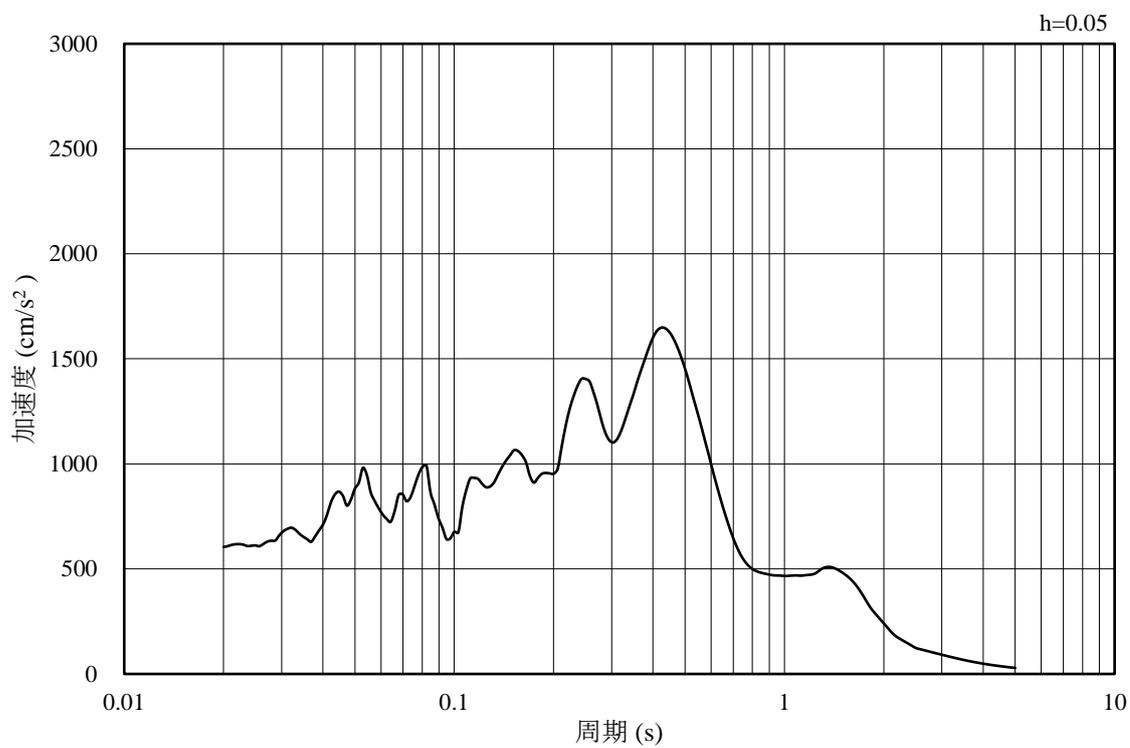


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2, EL-130m)

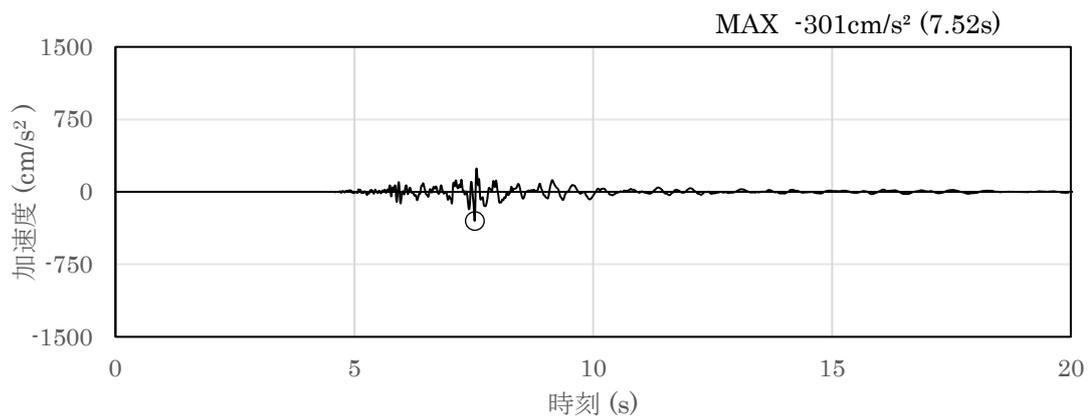


(a) 加速度時刻歴波形

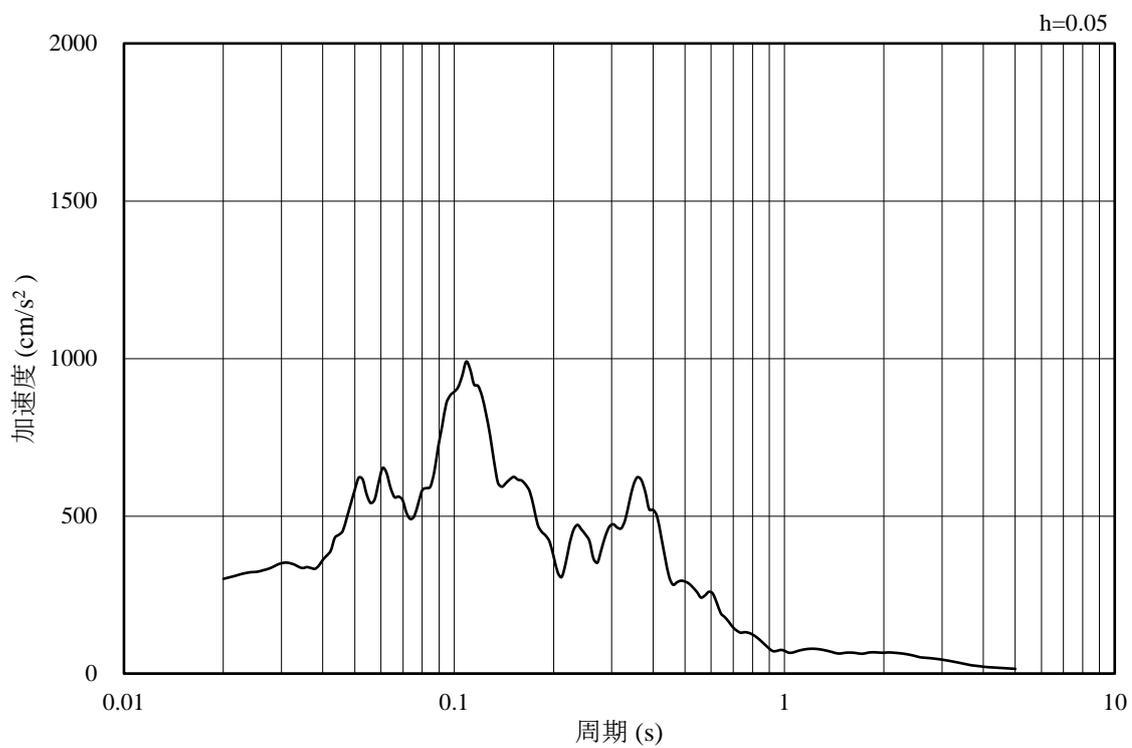


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1, EL-130m)

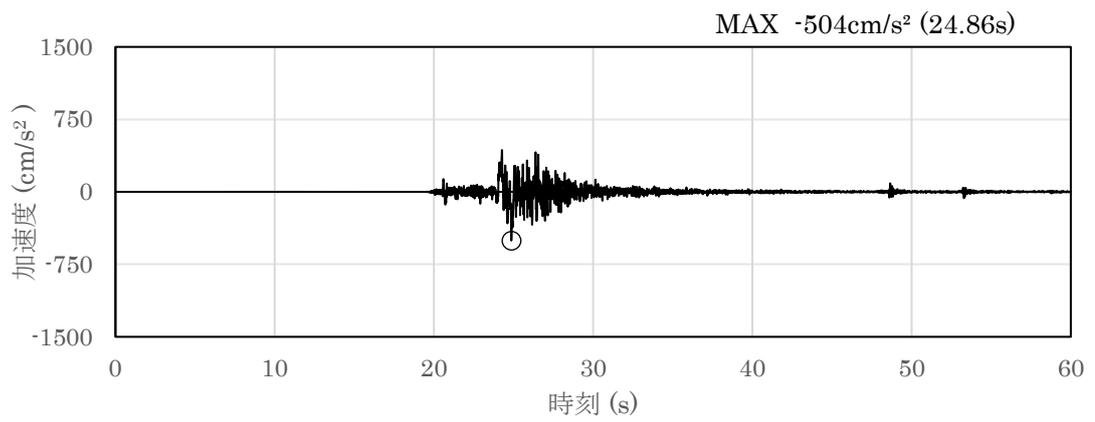


(a) 加速度時刻歴波形

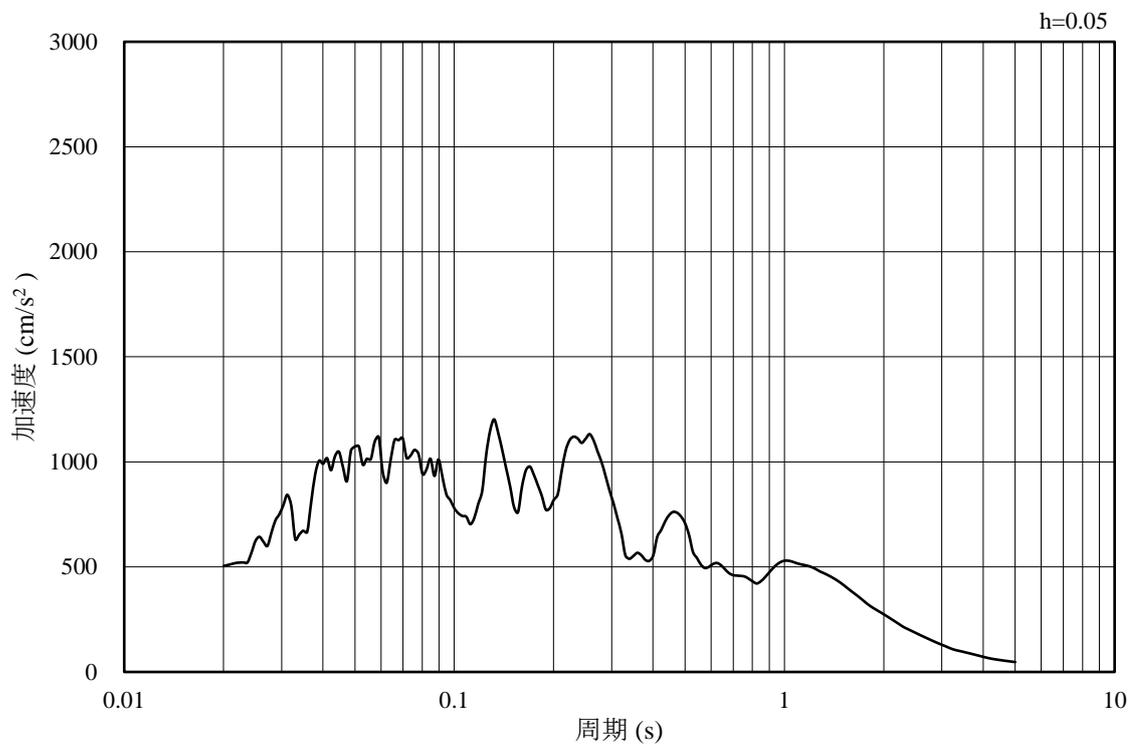


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1, EL-130m)

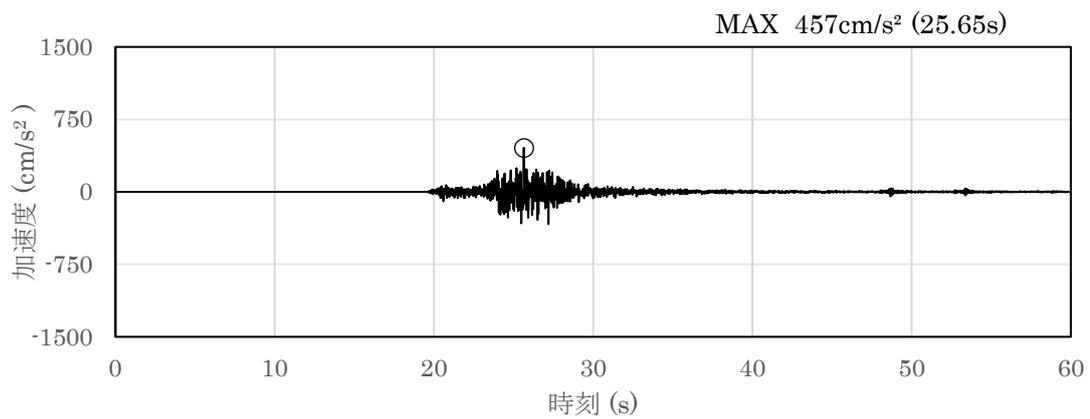


(a) 加速度時刻歴波形

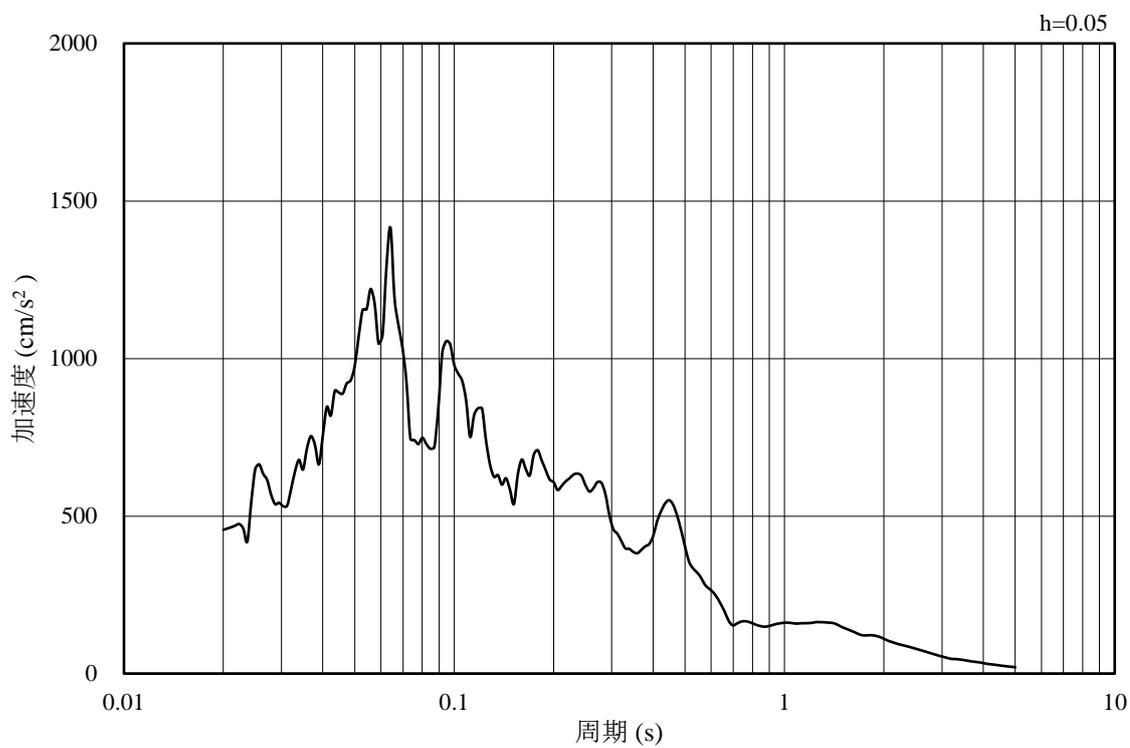


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2, N S 方向, EL-130m)

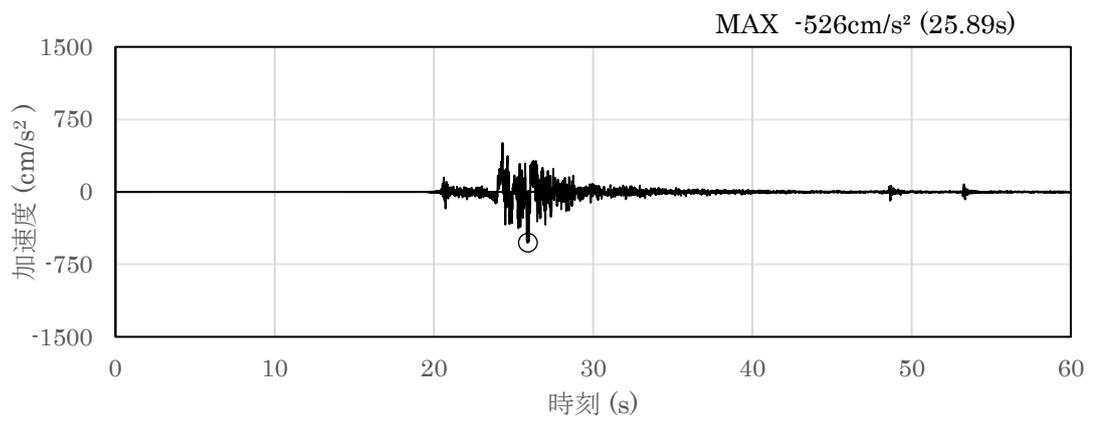


(a) 加速度時刻歴波形

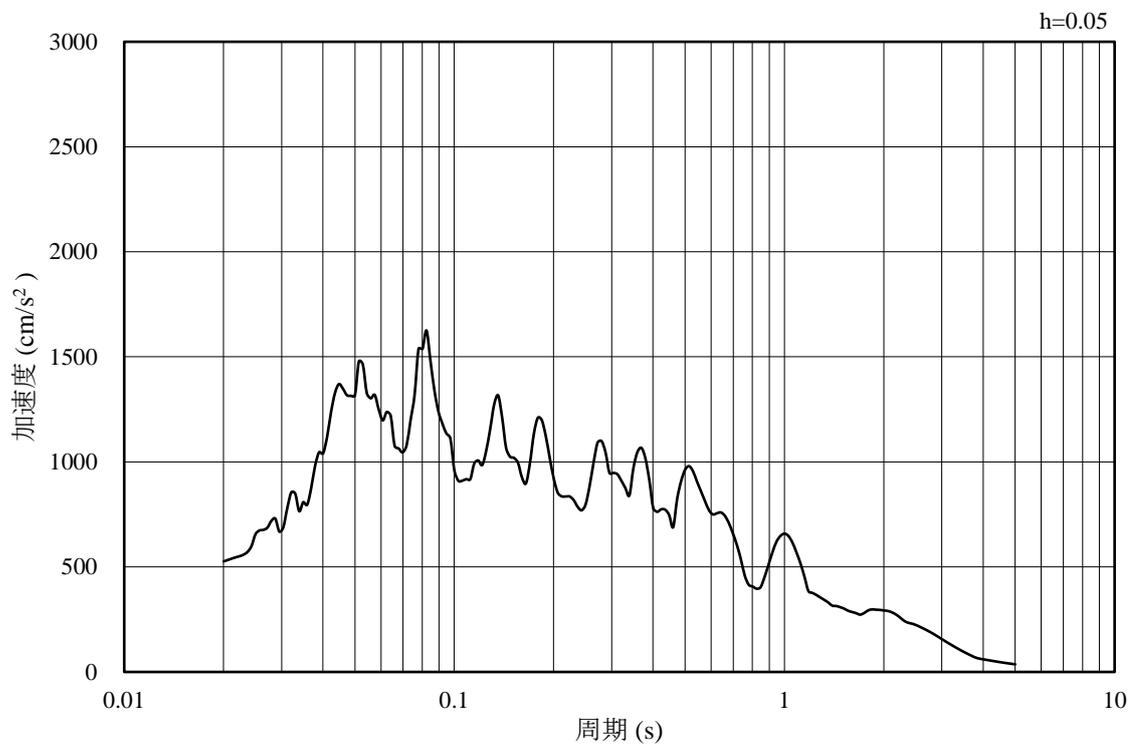


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2, N S 方向, EL-130m)

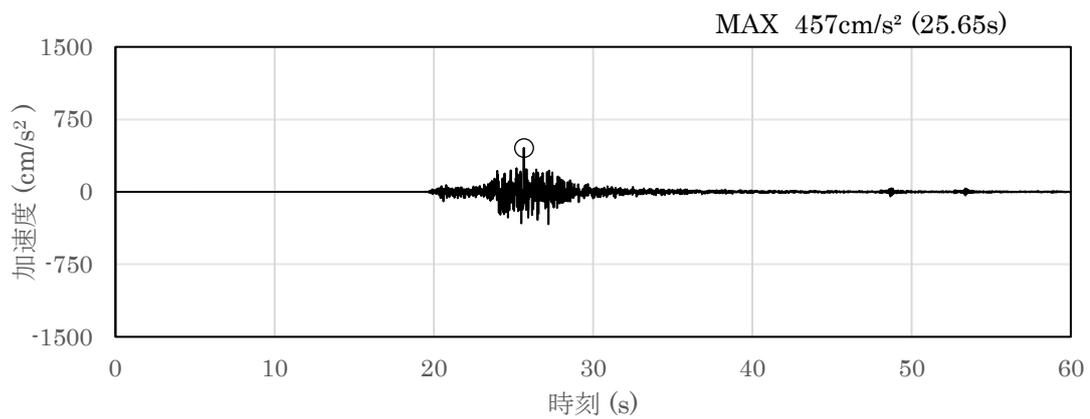


(a) 加速度時刻歴波形

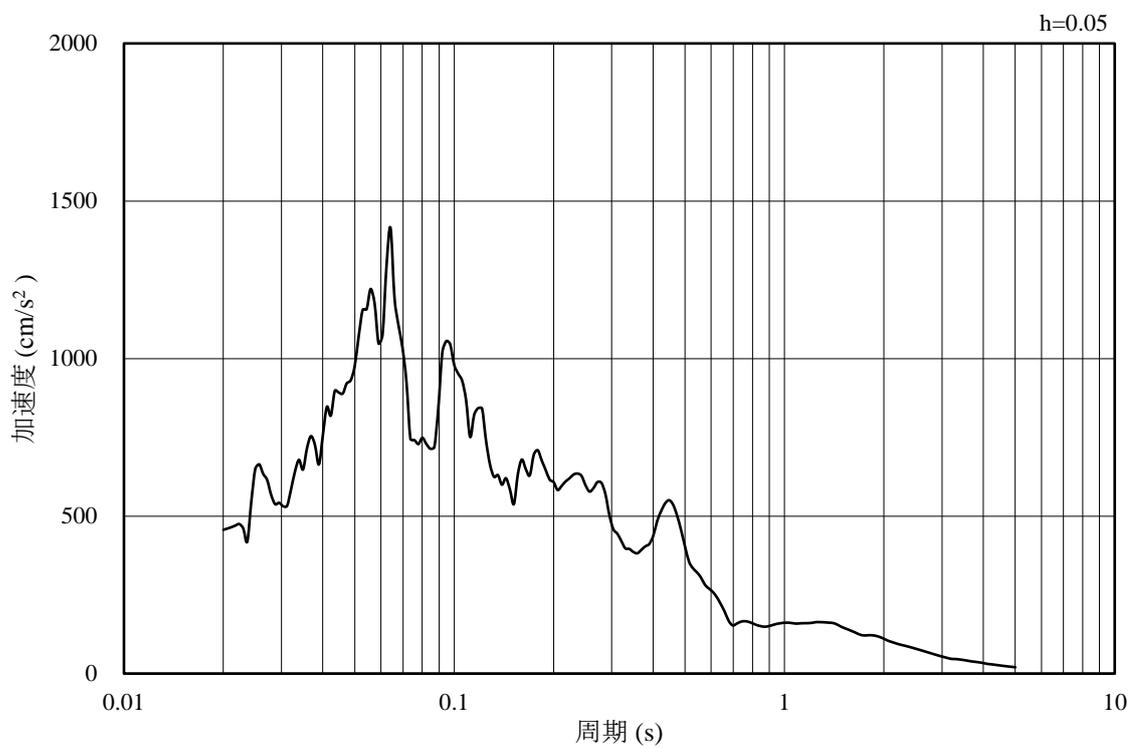


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2, E W方向, EL-130m)



(a) 加速度時刻歴波形

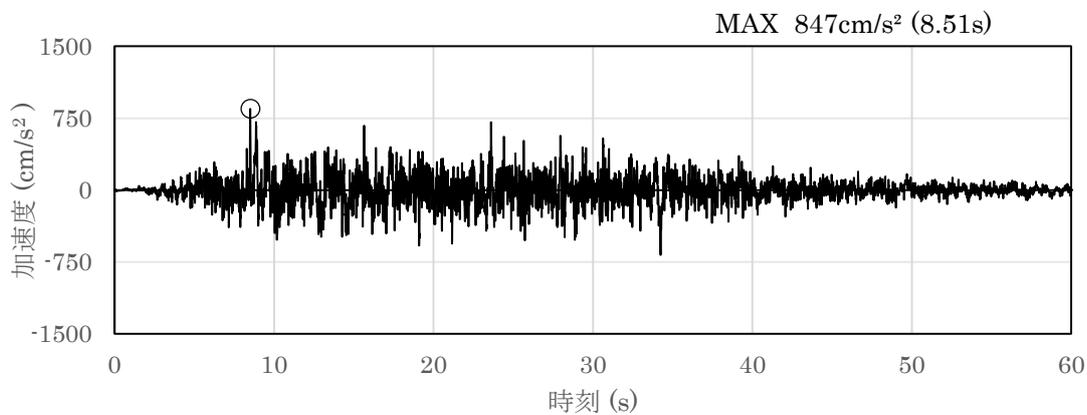


(b) 加速度応答スペクトル

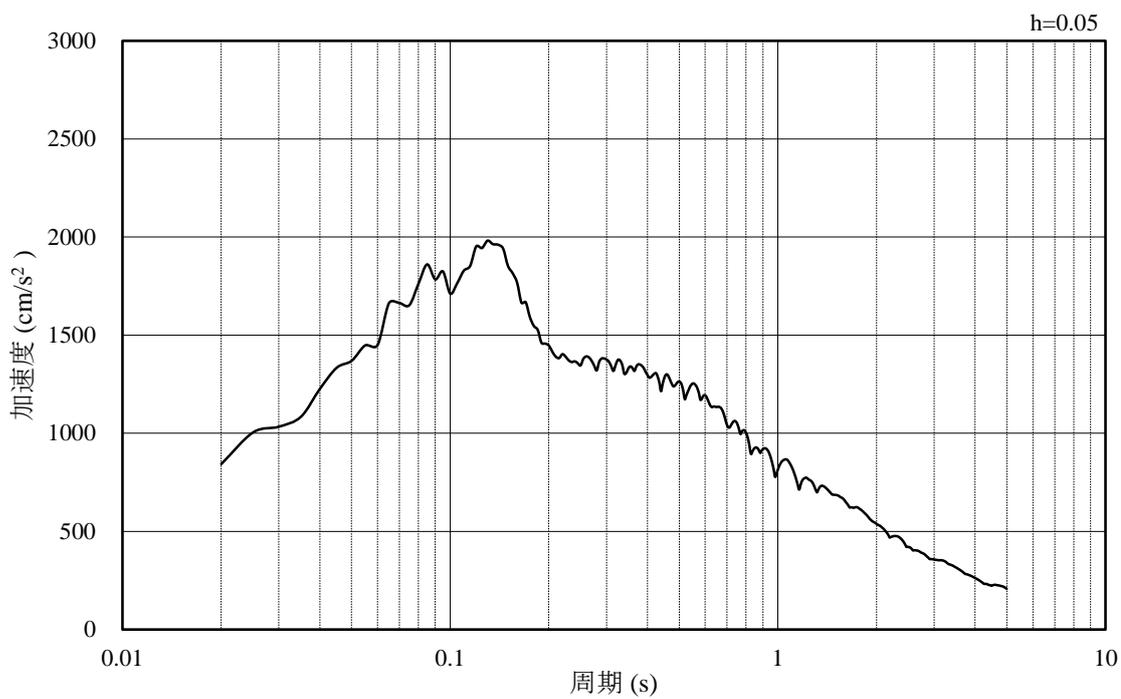
図 4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2, E W方向, EL-130m)

4.1.2 C-C断面の入力地震動

図4-14～図4-25にC-C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。

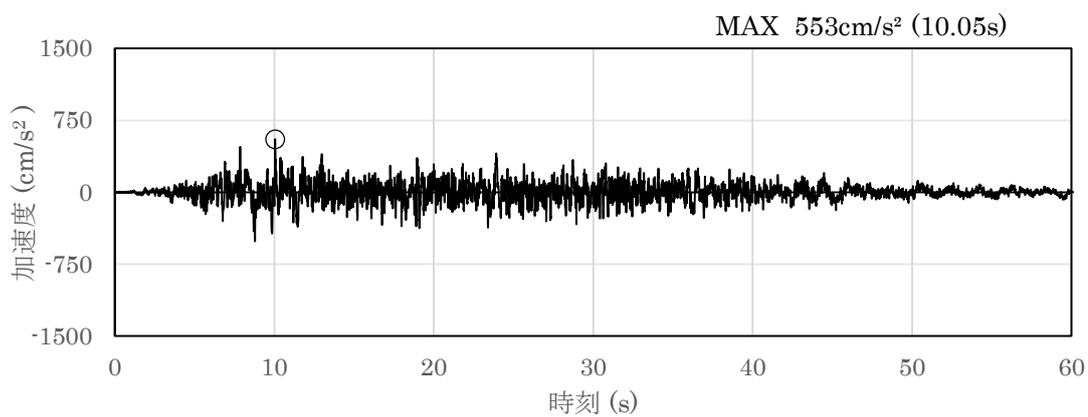


(a) 加速度時刻歴波形

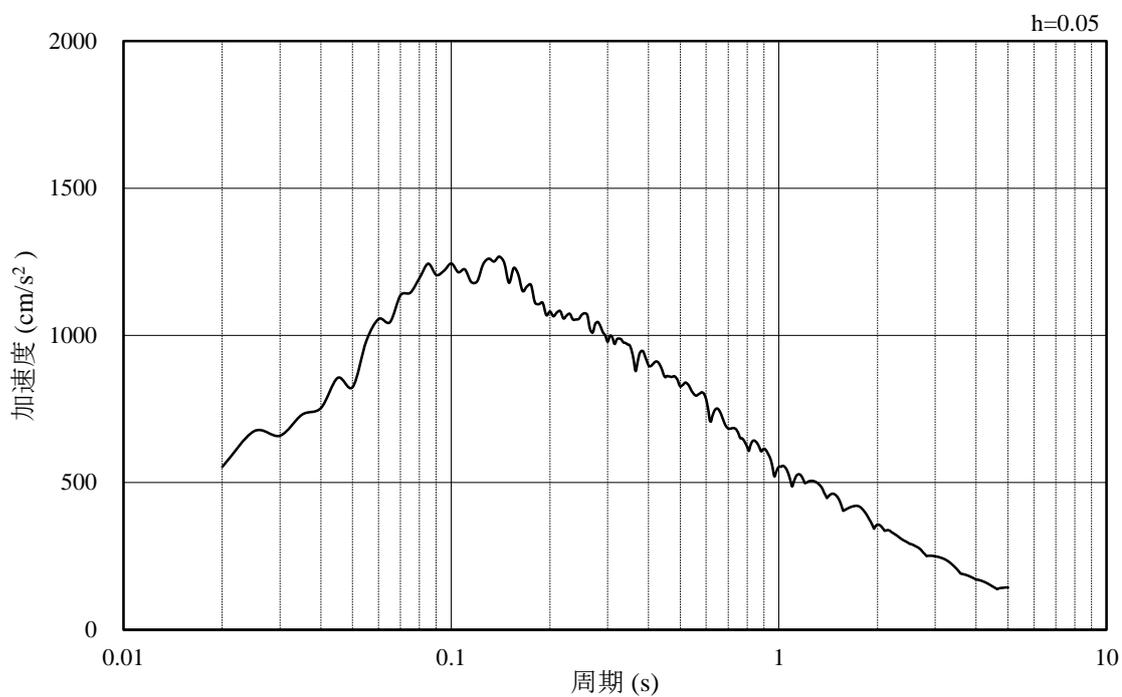


(b) 加速度応答スペクトル

図4-14 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 - D, EL-35m)

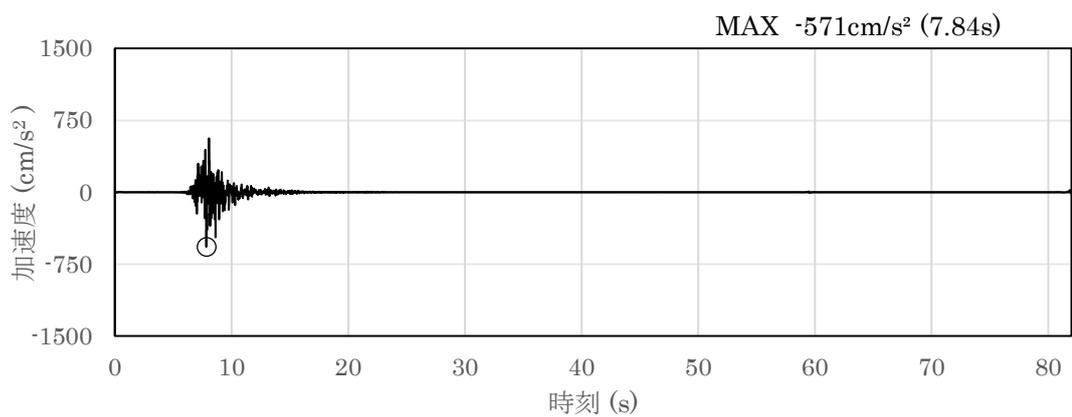


(a) 加速度時刻歴波形

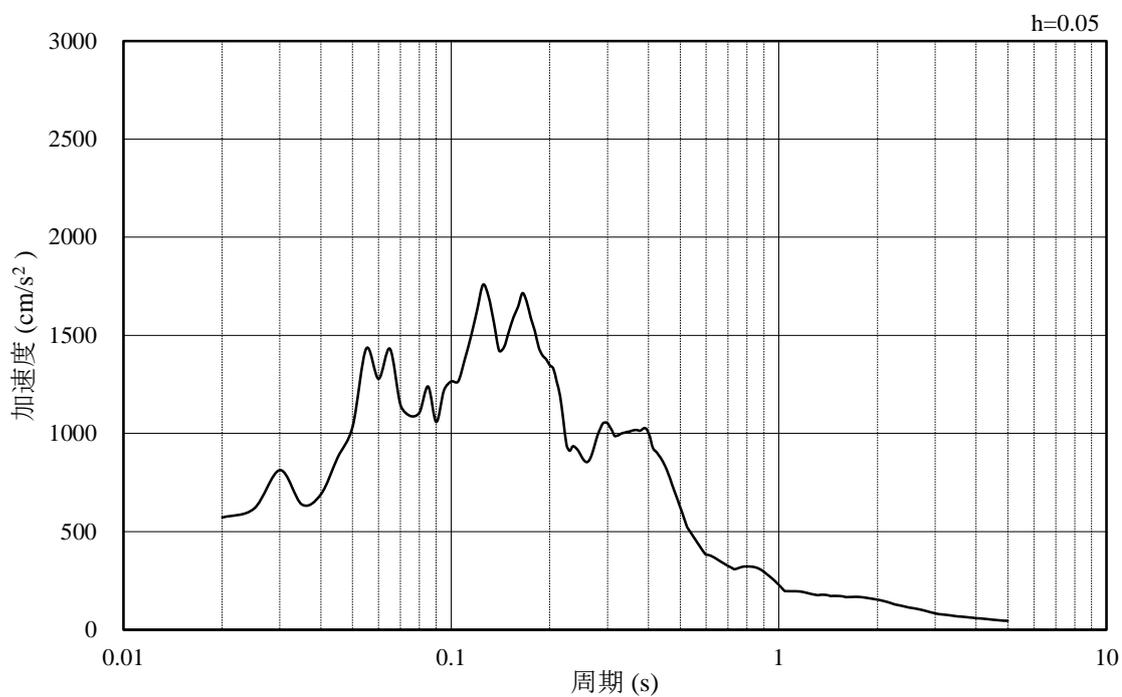


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D, EL-35m)

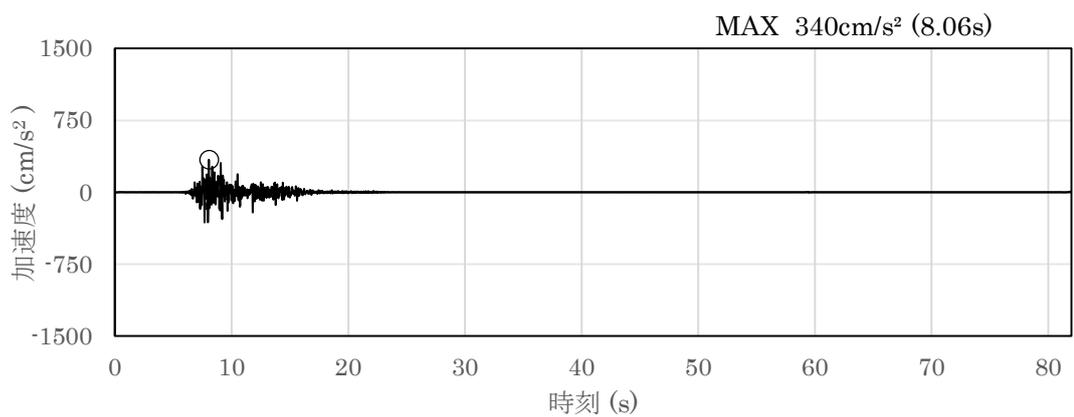


(a) 加速度時刻歴波形

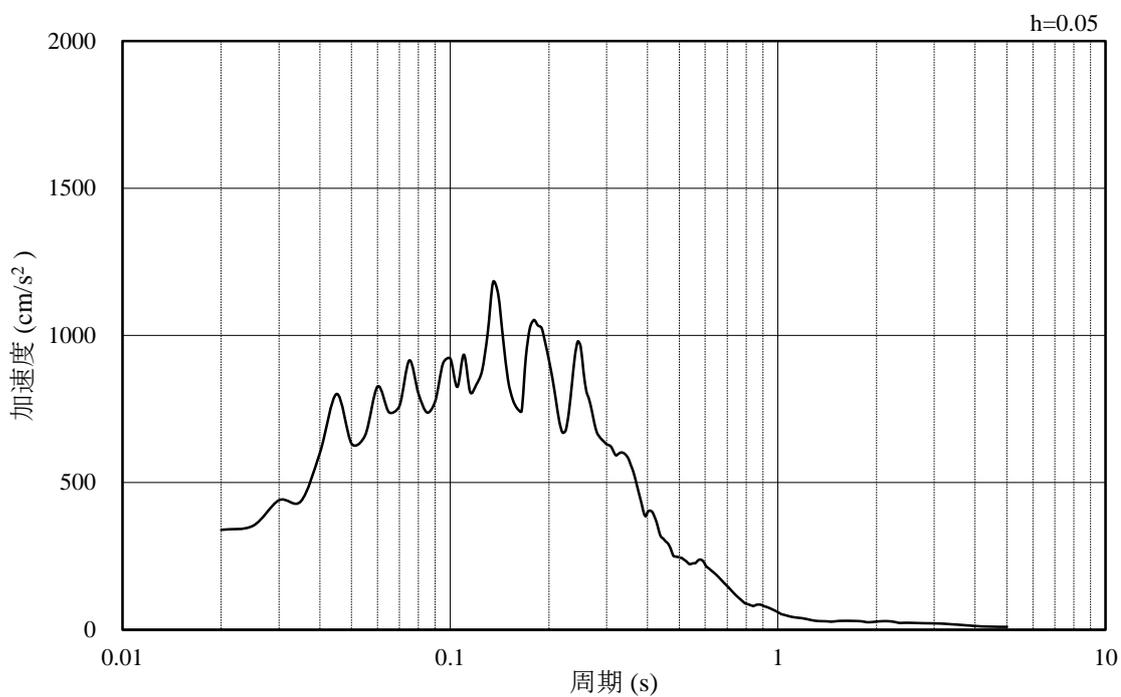


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - F 1 , EL-35m)

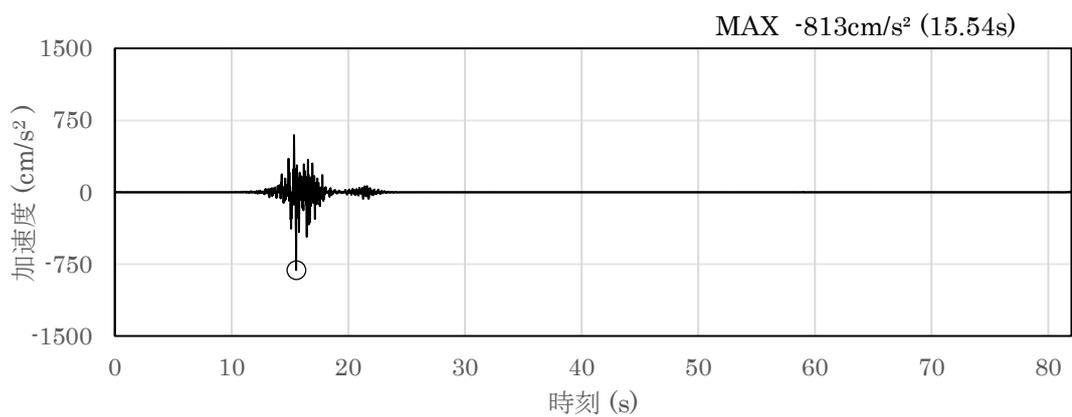


(a) 加速度時刻歴波形

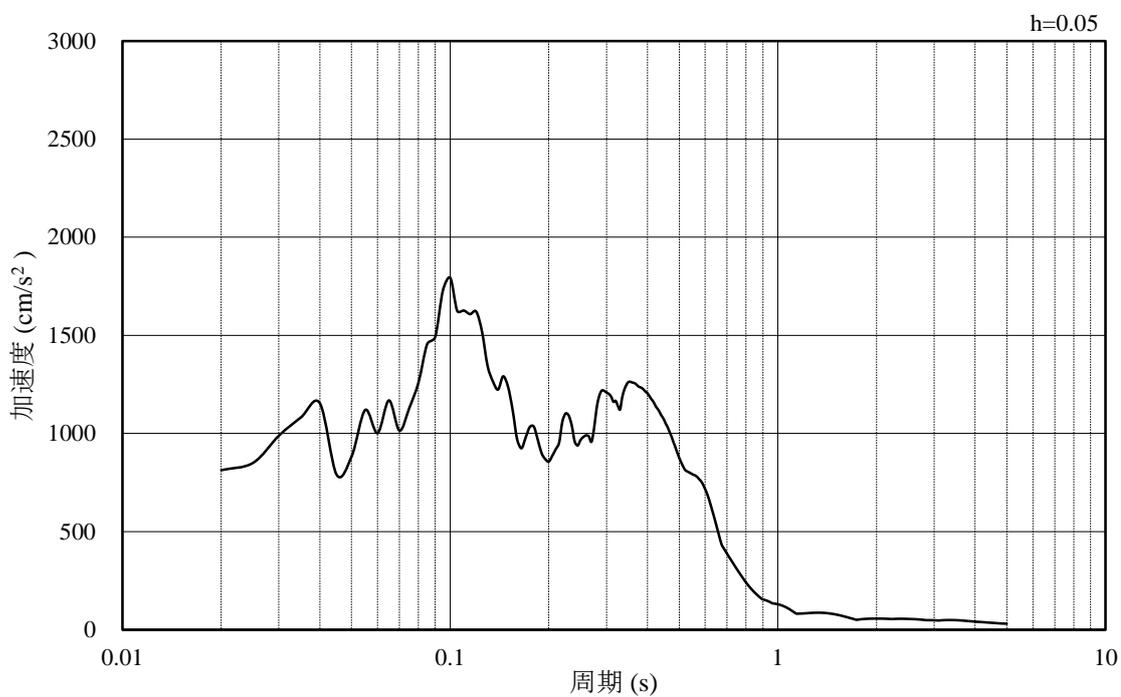


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1, EL-35m)

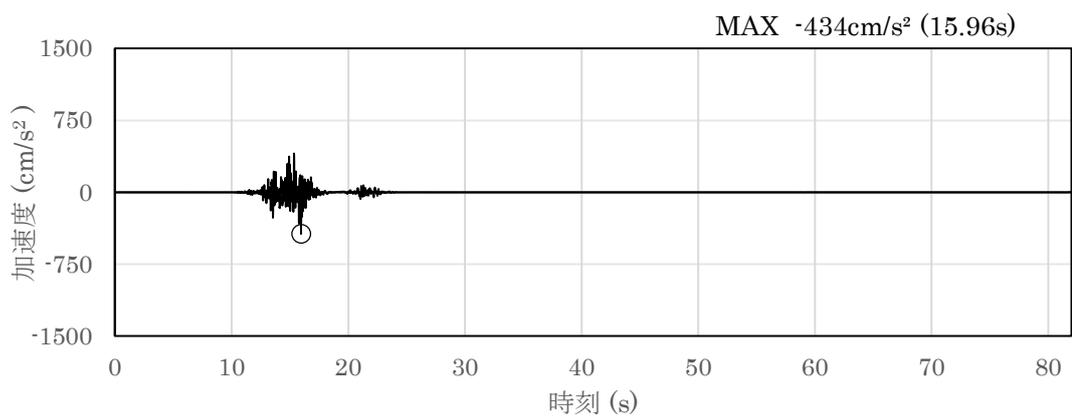


(a) 加速度時刻歴波形

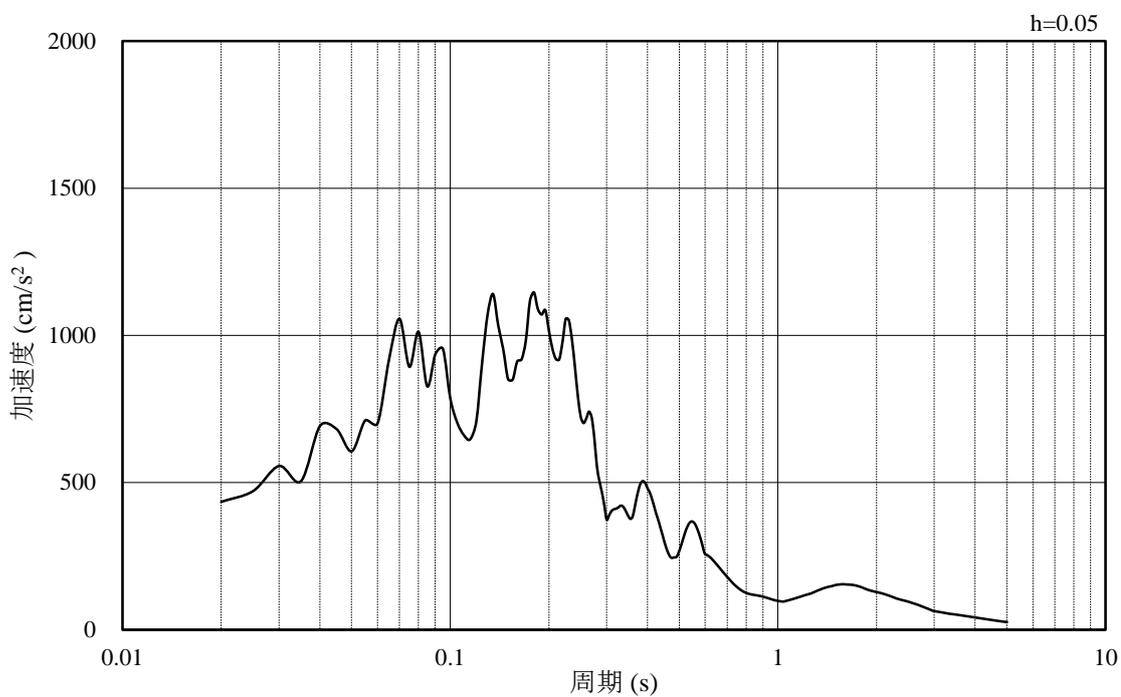


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2, EL-35m)

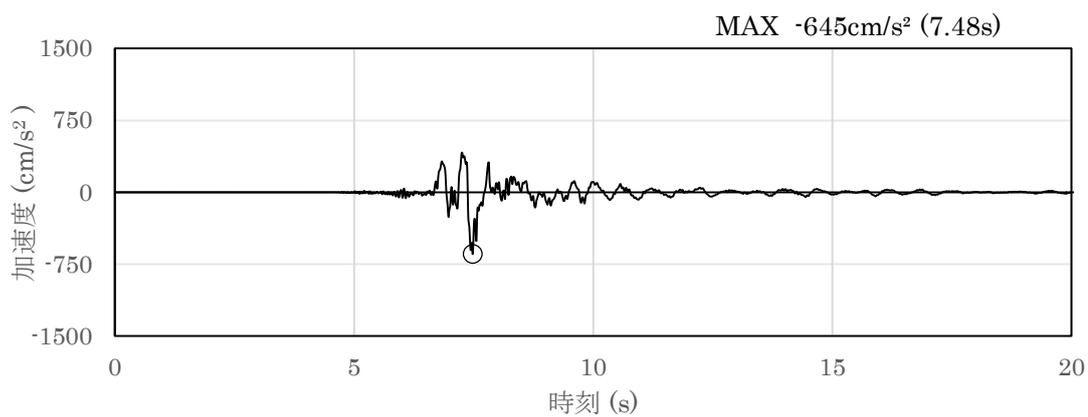


(a) 加速度時刻歴波形

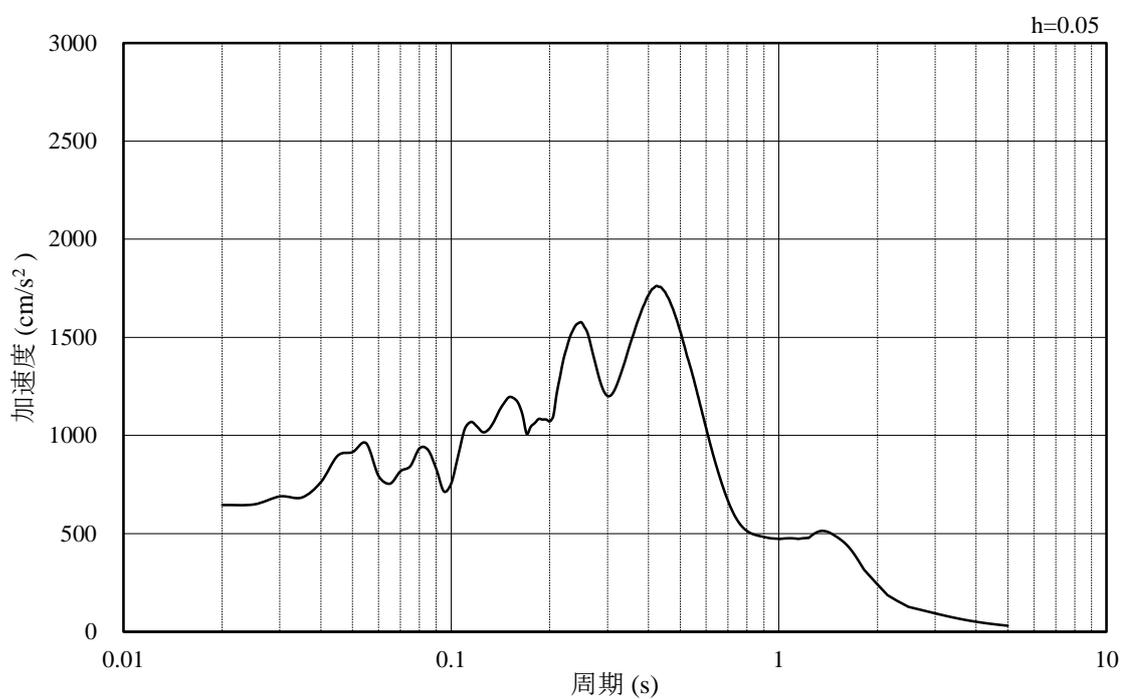


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2, EL-35m)

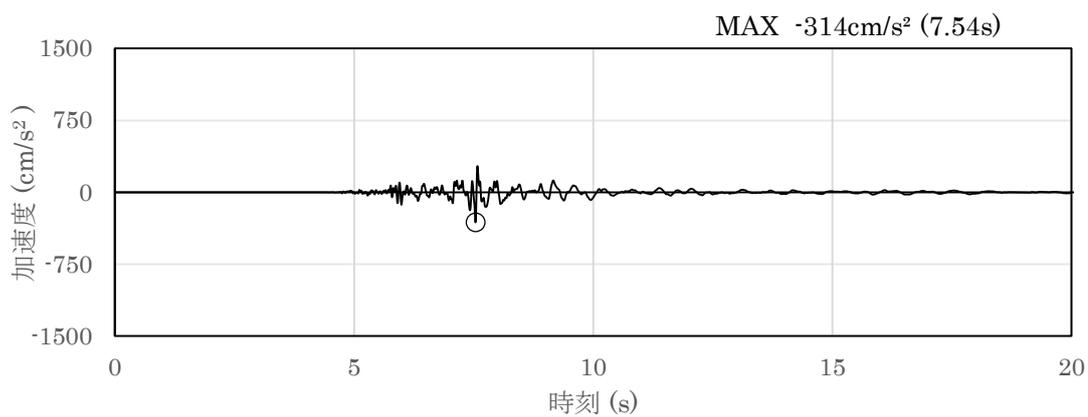


(a) 加速度時刻歴波形

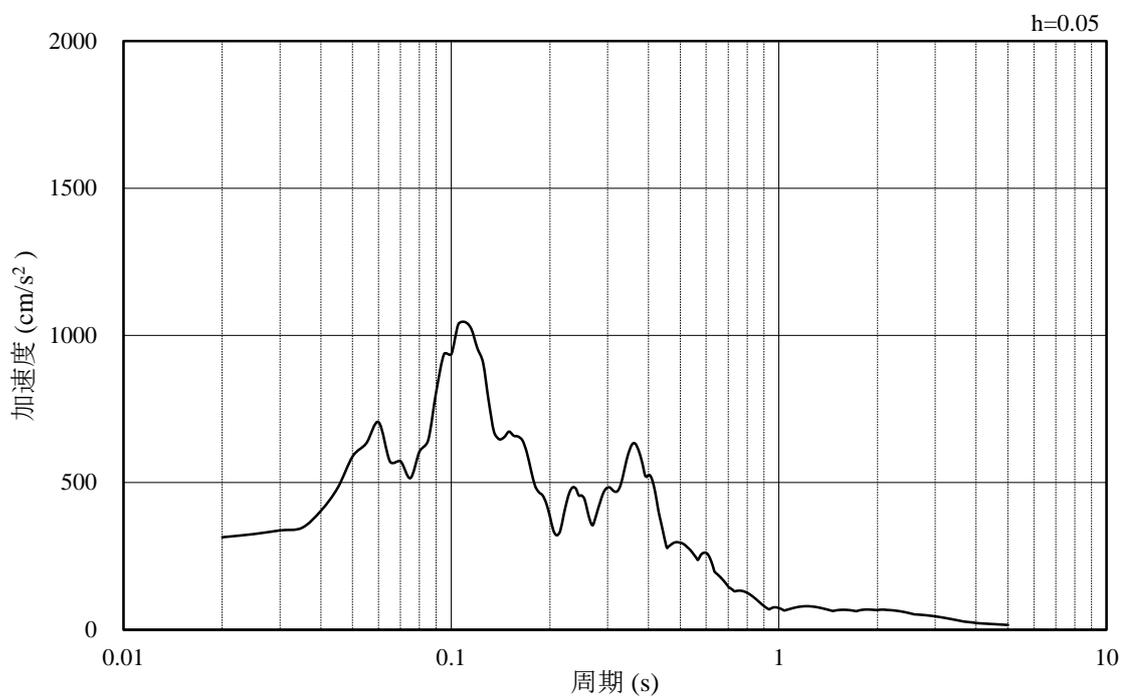


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1, EL-35m)

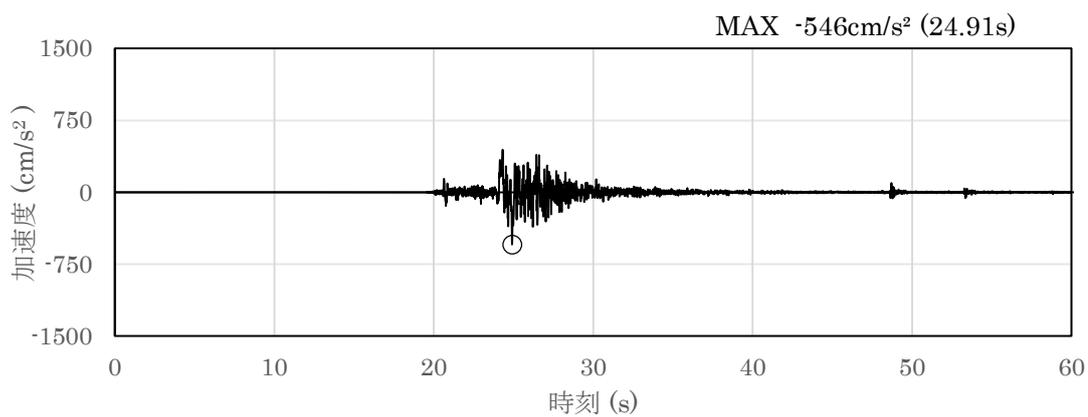


(a) 加速度時刻歴波形

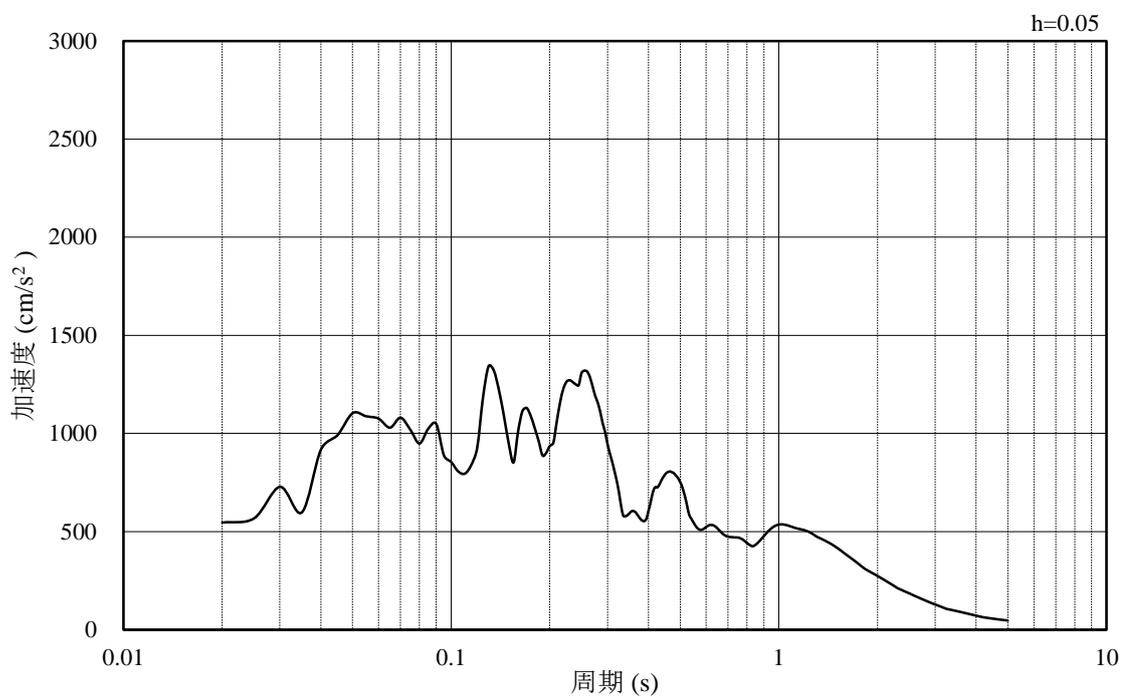


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-21 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1, EL-35m)

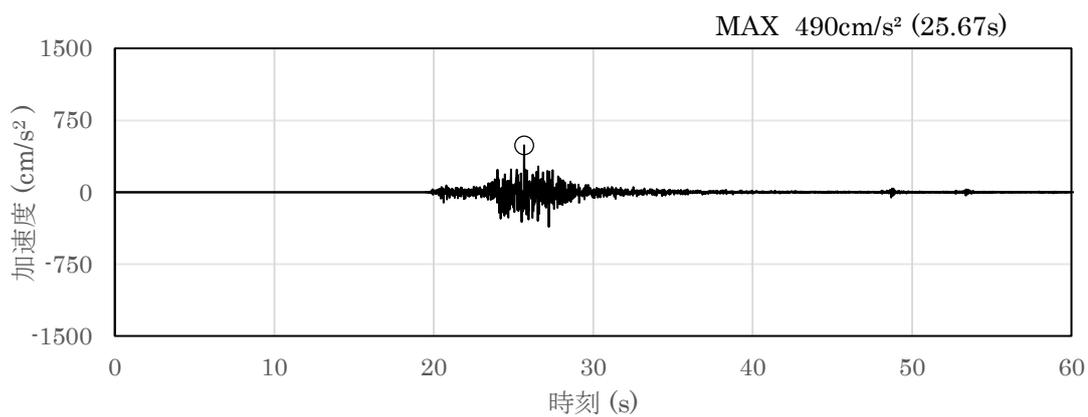


(a) 加速度時刻歴波形

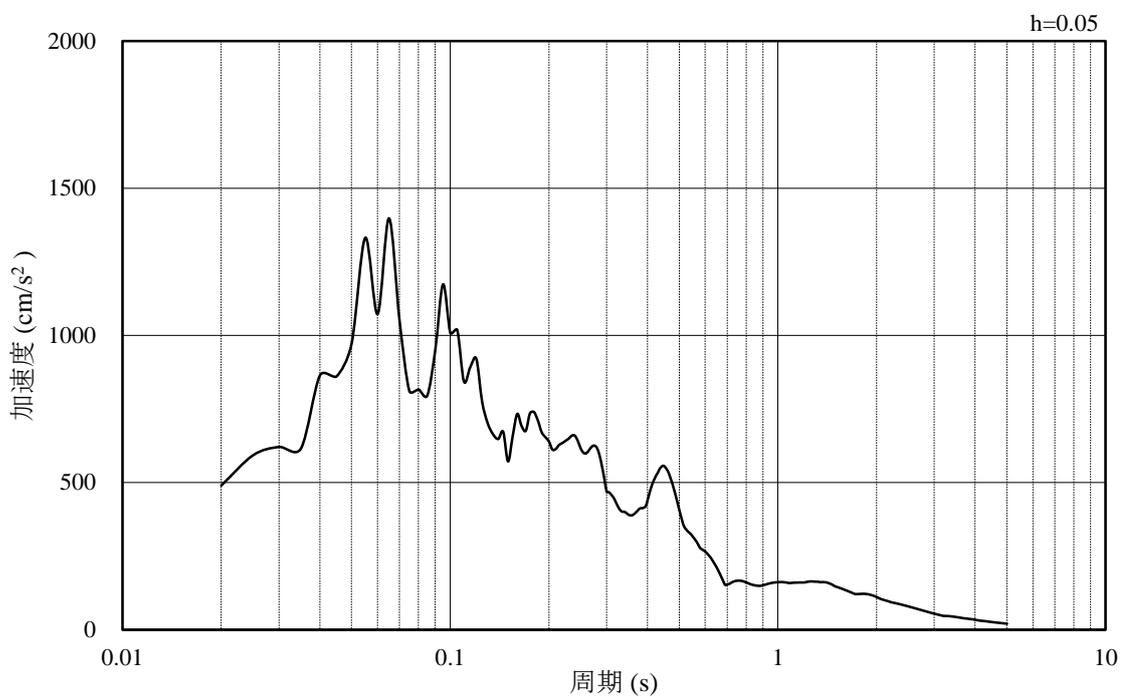


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2, N S 方向, EL-35m)

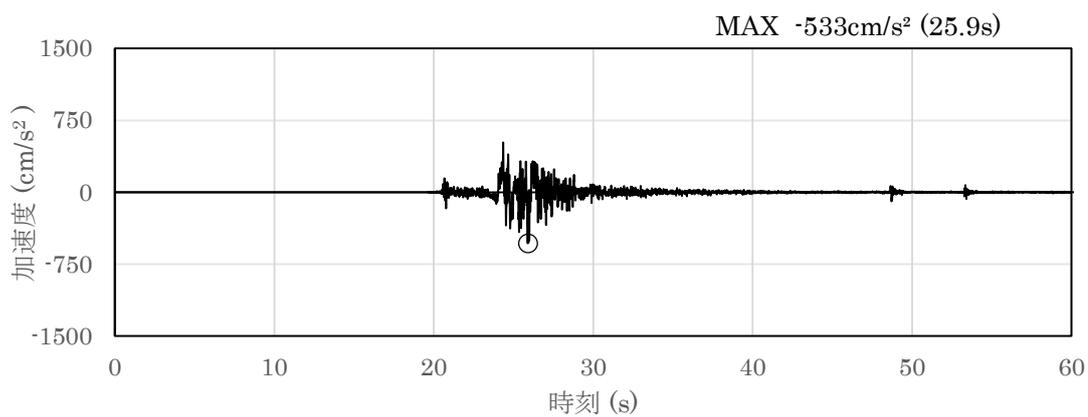


(a) 加速度時刻歴波形

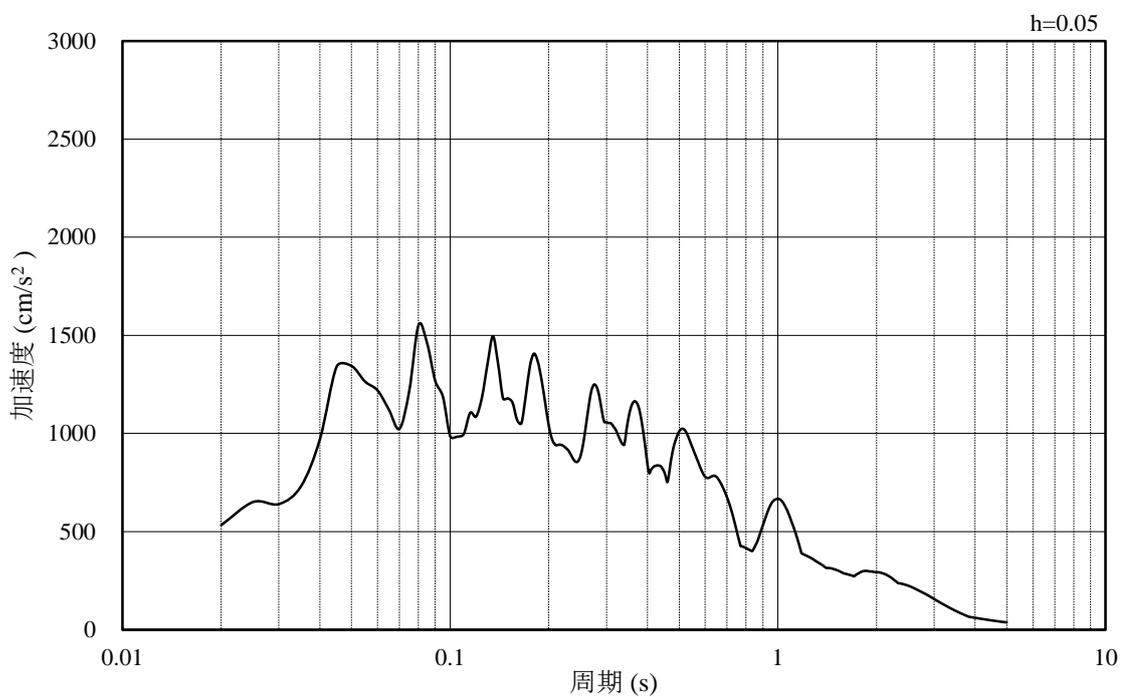


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2, N S 方向, EL-35m)

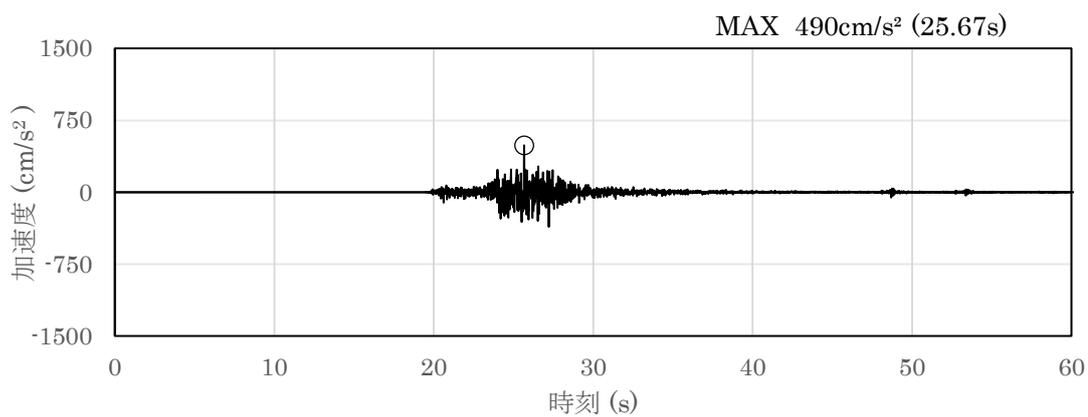


(a) 加速度時刻歴波形

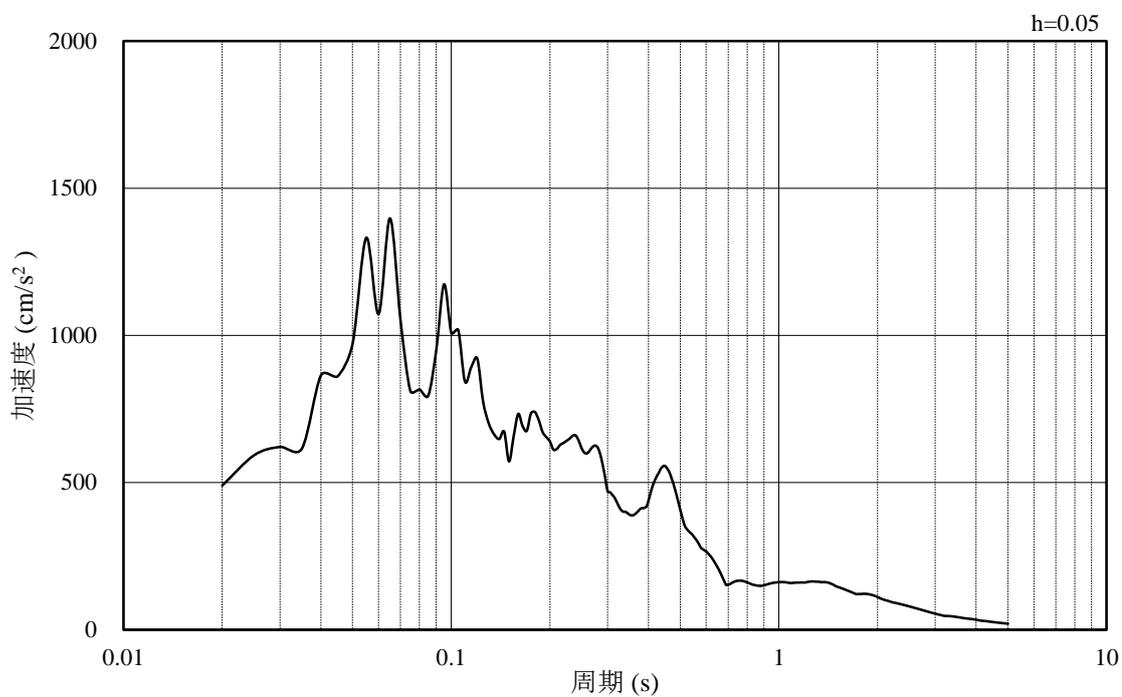


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 , E W方向, EL-35m)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2，E W方向，EL-35m)

4.2 許容限界の設定

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価は、「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」のうち「2. 屋外重要土木構造物の要求機能と要求機能に対する耐震評価内容」に示すとおり、各構造物の要求機能と要求機能に応じた許容限界を設定し照査を行う。

耐震安全性評価は、限界状態設計法を用いることとし、限界状態設計法については以下に詳述する。

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

(1) A-A断面及びB-B断面

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアル 2005 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 2005 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。

また、貯水機能を損なわないことの確認においては、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみについて、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 μ ，主鉄筋：1725 μ ）とする。

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

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) *1
貯水機能を損なわないこと		コンクリート : 2000 μ *2 主鉄筋 (SD345) : 1725 μ *2

注記*1 : $\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$

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

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ε_R : 限界ひずみ (圧縮ひずみ 2000 μ , 主筋ひずみ 1750 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 : 発生ひずみ

(2) C-C断面

構造強度を有することの確認及び貯水機能を損なわないことの確認における構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表4-2及び表4-3に示す。

なお、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と貯水機能を損なわないことの確認における許容限界は同一となる。したがって、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、貯水機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表4-2 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' _{c k} = 24.0 (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ' _{c a}	9.0	13.5
	許容せん断応力度 τ _{a 1}	0.45	0.675

注記*：コンクリート標準示方書2002により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表4-3 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 _{s a}	196	294

注記*：コンクリート標準示方書2002により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

4.2.2 せん断破壊に対する許容限界

(1) A-A断面及びB-B断面

構造部材のせん断破壊に対する許容限界は、棒部材式で求まるせん断耐力とする。

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

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

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

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

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

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

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

$$= 1 + 4 M_o / M_{ud} \quad (N_d < 0)$$

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

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 : 引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_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） $M_o = N'_d \cdot D / 6$
 $M_{u d}$: 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力
 D : 断面高さ
 a / d : せん断スパン比
 $\gamma_{b c}$: 部材係数
 $\gamma_{b s}$: 材料係数

$$V_{s d} = \left\{ A_w f_{w y d} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{b s}$$

ここで、

- A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
 $f_{w y d}$: せん断補強鉄筋の降伏強度を $\gamma_{m s}$ 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。
 $\gamma_{b s}$: 部材係数

また、土木学会マニュアル 2005 におけるせん断耐力式による評価においては、表 4-4 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 4-4 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	$\gamma_{m c}$	1.0	1.3	コンクリートの特性値を低減
	鉄筋	$\gamma_{m s}$	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	$\gamma_{b c}$	—	1.3	せん断耐力（コンクリート負担分）を低減
	鉄筋	$\gamma_{b s}$	—	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 2005 では、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b 1} \cdot \gamma_{b 2}$ とされている。

$$\gamma_{b 1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

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

ここで、R：層間変形角

$\gamma_{b 2}$ 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、 $\gamma_{b 2} = 1.0$ としてよいとされている。

(2) C-C断面

構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表4-2及び表4-3に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。

$$V_a = V_c + V_s$$

ここで、

V_a : 短期許容せん断力

V_c : コンクリートが分担するせん断力

V_s : せん断補強鉄筋が分担するせん断力

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$$

ここで、

τ_{a1} : コンクリートの短期許容せん断応力度

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

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。

ただし、せん断補強筋を有さない場合は、 $V_c = \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$

$$V_s = \left\{ A_w \sigma'_{sa} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z$$

ここで、

A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

σ'_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度

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

ただし、せん断補強筋を有さない場合は、 $V_s = 0$

4.2.3 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、岩盤の極限支持力度とする。なお、低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の基礎地盤には一部MMRが存在するが、MMRの支圧強度は岩盤の限界支持力より十分に大きい（ $f'_a = 18.0\text{N/mm}^2$ ）ことから、評価を省略する。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4-5に示す。

表4-5 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm^2)
極限支持力度	C_M 級又は C_H 級岩盤	9.8

4.3 評価方法

4.3.1 C-C断面

C-C断面においては、鉛直部材及び水平部材を4辺固定版とした際に発生する断面力を用いた照査を実施する。4辺固定版は、線形シェル要素によりモデル化する。C-C断面の4辺固定版の解析モデル概念図を図4-26に示す。

4辺固定版に入力する荷重については、地震応答解析における応答値（土圧及び慣性力）とし、土圧は地震応答解析モデルの構造物（側壁）-地盤間に発生する直応力、慣性力は側壁を構成する各節点に発生する応答加速度に自重を乗じたものとする。鉛直部材については、地上部側壁は土圧が作用しないことから、地下部側壁を選定する。また、西側壁には埋戻コンクリートが隣接しており、掘削面と隣接している東側壁より作用する土圧が大きいことから対象は西側壁とする。水平部材については、部材厚の薄い頂版を選定する。

4辺固定版の照査位置概念図を図4-27に示す。照査位置については、はり要素と同様に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査では解析モデル端部までを照査範囲とし、せん断破壊に対する照査では部材端部（支承前面）を照査範囲とする。

4辺固定版による評価については、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。

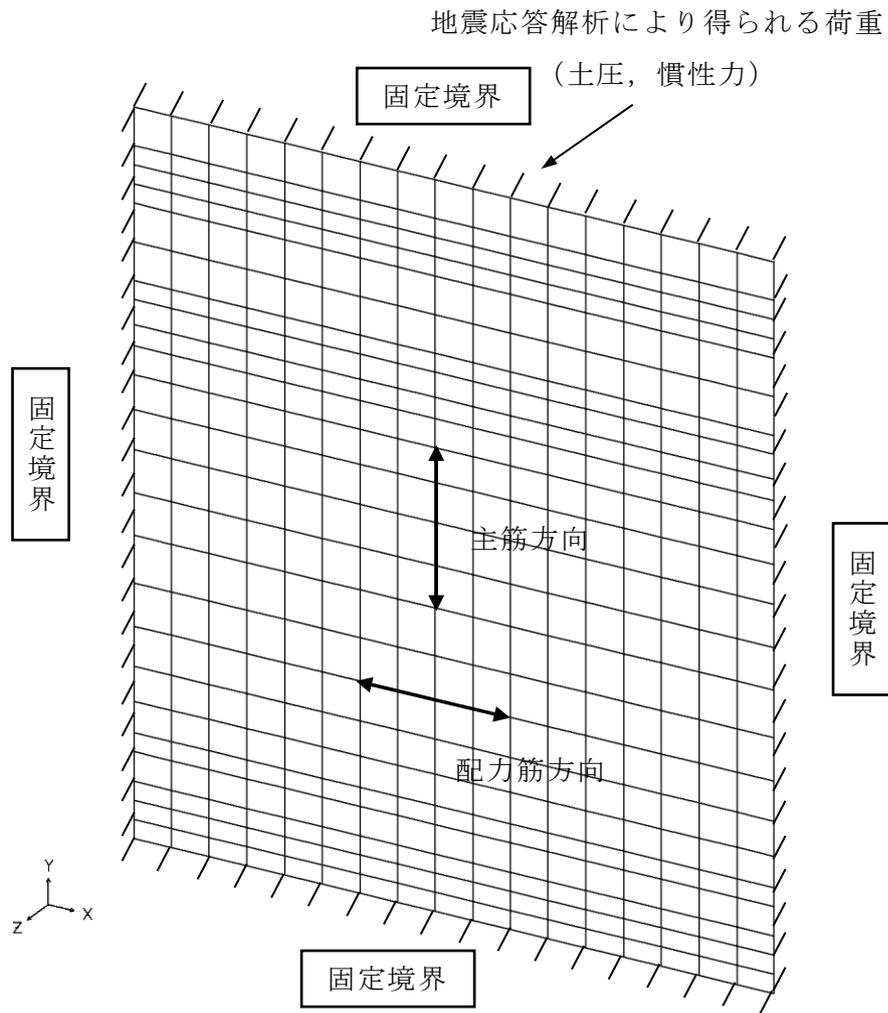


図 4-26 4 辺固定版の解析モデル概念図 (4 辺固定版)

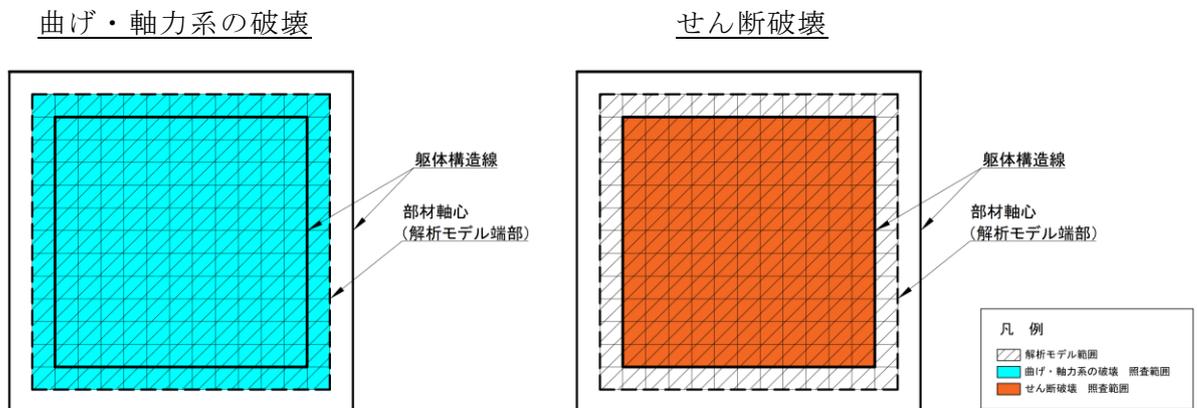


図 4-27 4 辺固定版の照査位置概念図

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「ひずみの時刻歴波形」，断面力に対し照査を行っている項目のうち最も厳しい照査値に対する「断面力分布」，曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

5.1.1 解析ケース

(1) A-A断面及びB-B断面

耐震評価における解析ケースについては、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき設定する。

耐震評価においては，基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれら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，基本ケース（ケース①）を実施する。基本ケースにおいて，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び地盤の支持力照査の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，最も厳しい地震動を用いて，解析ケース②及び③をする。すべ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，解析ケース②及び③を実施する。

解析ケース②及び③を実施する地震動を表5-1に示す。

上記実施ケースの結果を踏まえ，照査値に十分な裕度を有することから，追加解析を実施しない。

表 5-1 解析ケース②及び③を実施する地震動

断面	解析ケース②及び③ を実施する地震動	備考
A-A断面	$S_s - D$ (--)	せん断破壊から選定
B-B断面	$S_s - N1$ (++)	曲げ・軸力系の破壊から選定
	$S_s - D$ (+-)	せん断破壊から選定

(2) C-C断面

a. 鉛直部材

鉛直部材においては西側壁を対象に、地震応答解析結果から4辺固定版に作用させる荷重を選定する。4辺固定版に作用させる荷重は土圧及び慣性力であるため、地震応答解析において鉛直部材の層間変位が最大となる時刻における荷重が構造物にとって最も厳しくなると考えられる。なお、西側壁が東側（右向き）に変形する場合には隣接する埋戻コンクリートから離れることとなり、土圧（直応力）が作用しないことから、西側（左向き）の変形を対象とする。

評価対象部材を図5-1に示す。西側壁のうち、上側に位置する壁を選定した理由については後述する。

基本ケース（解析ケース①）の各地震動の層間変位最大時刻における土圧分布を図5-2に、総土圧の一覧表を表5-2示す。なお、側壁の慣性力については最大でも57.3kN程度であり、耐震評価に与える影響が土圧に対して小さいことから、作用荷重の選定においては土圧に着目する。

土圧分布から西側壁【下】に対して西側壁【上】に作用する土圧が大きいことから、西側壁【上】を評価対象とする。

解析ケース①においては、総土圧が最大となるS_s-D（+-）を選定する。また、地盤物性のばらつきの影響を確認するために、S_s-D（+-）の解析ケース①と解析ケース②及び③の層間変位最大時刻における土圧分布及び総土圧を比較する。図5-3及び表5-3に示すとおり、最大土圧及び総土圧が最大となるのは解析ケース③である。

以上より、鉛直部材においては西側壁【上】を対象とし、解析ケース③のS_s-D（+-）にて層間変位が最大となる時刻における荷重を4辺固定版に作用させることとする。

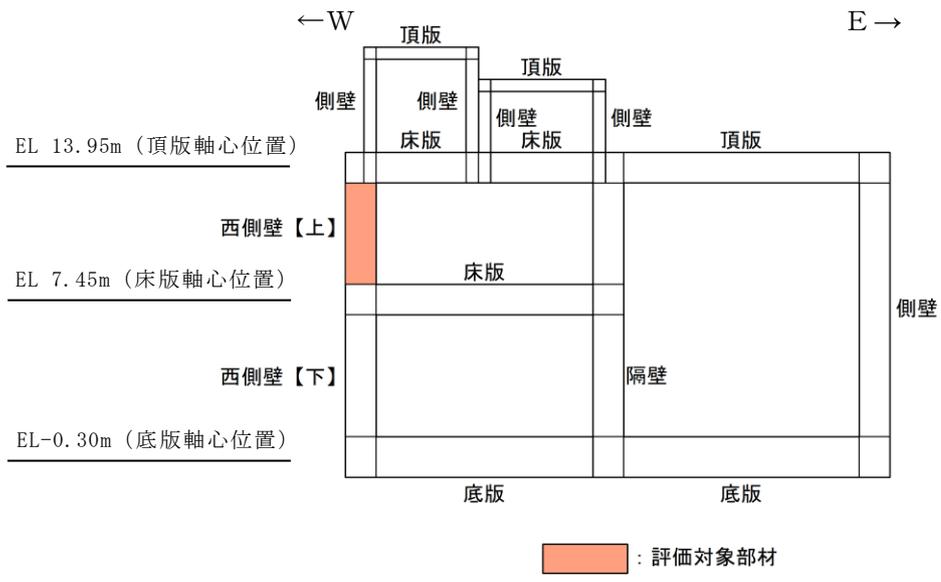


図 5-1 鉛直部材評価対象部材

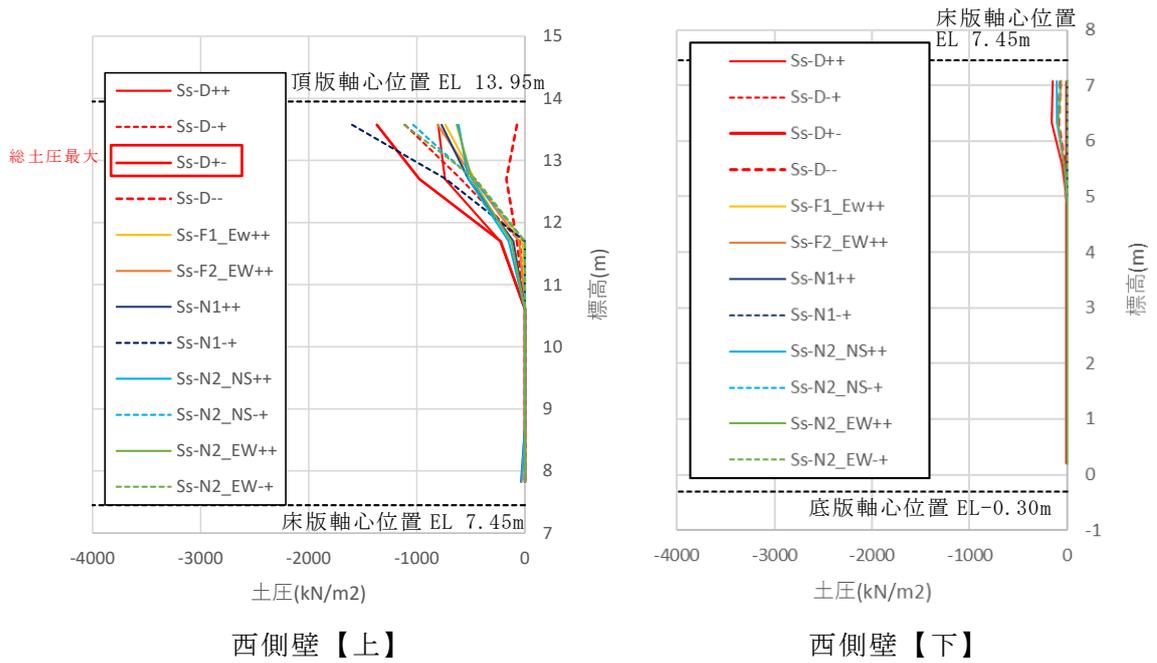


図 5-2 側壁作用する土圧分布図（解析ケース①）

表 5-2 側壁に作用する総土圧（解析ケース①）

地震動		総土圧 (kN)	地震動		総土圧 (kN)
S s - D	++	1802	S s - N 1	++	1399
	-+	1745		-+	2327
	+-	2567	S s - N 2 (N S)	++	1314
	--	315		-+	1515
S s - F 1	++	1218	S s - N 2 (E W)	++	1244
S s - F 2	++	1329		-+	1572

注：ハッチングは最大値を示す。

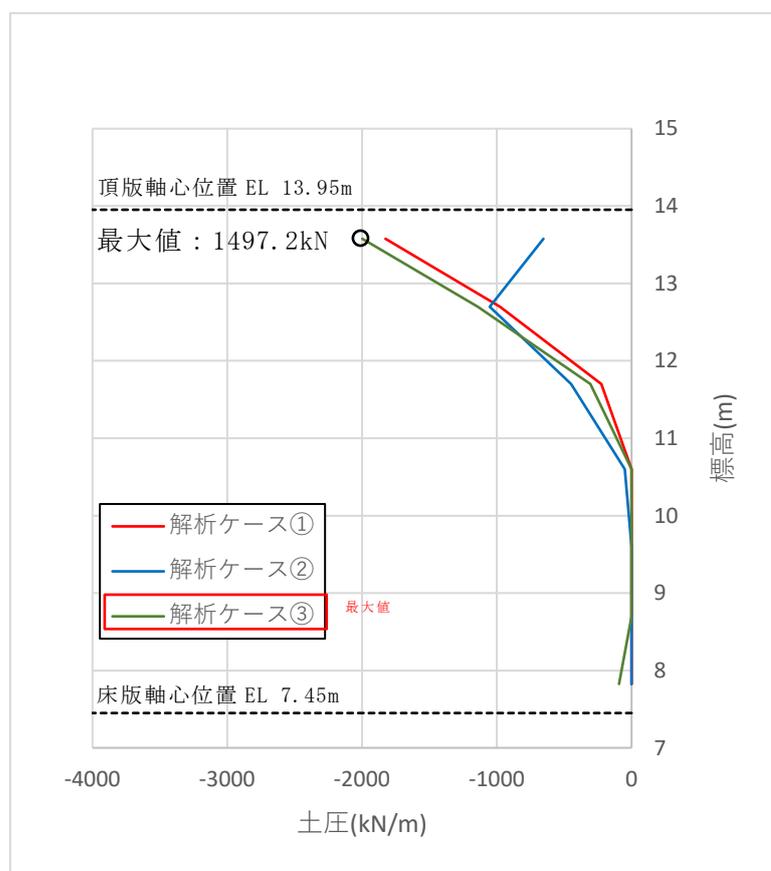


図 5-3 側壁に作用する土圧分布図の比較 (S s - D (+-))

表 5-3 側壁の層間変位最大時刻における総土圧 (S s - D (+-))

解析ケース	総土圧 (kN)
ケース①	2567
ケース②	2048
ケース③	3010

注：ハッチングは最大値を示す。

b. 水平部材

水平部材においては頂版を対象に，地震応答解析結果から4辺固定版に作用させる荷重を選定する。4辺固定版に作用させる荷重は慣性力であるため，地震応答解析において水平部材の鉛直下向きの加速度が最大となる時刻における荷重が構造物にとって最も厳しくなると考えられる。評価対象部材を図5-4に示す。

基本ケース（解析ケース①）の各地震動の鉛直加速度最大時刻における加速度分布図を図5-5に，最大加速度の一覧表を表5-4示す。解析ケース①においては，鉛直下向きの加速度が最大となるS_s-N2（EW）（-+）を選定する。

また，地盤物性のばらつきの影響を確認するために，解析ケース①と解析ケース②及び③の鉛直下向きの加速度最大時刻における加速度分布図及び最大加速度を比較する。図5-6及び表5-5に示すとおり，鉛直下向きの加速度が最大となるのは解析ケース③である。

以上より，鉛直下向きの最大応答加速度を保守的に部材全体に作用させることとする。

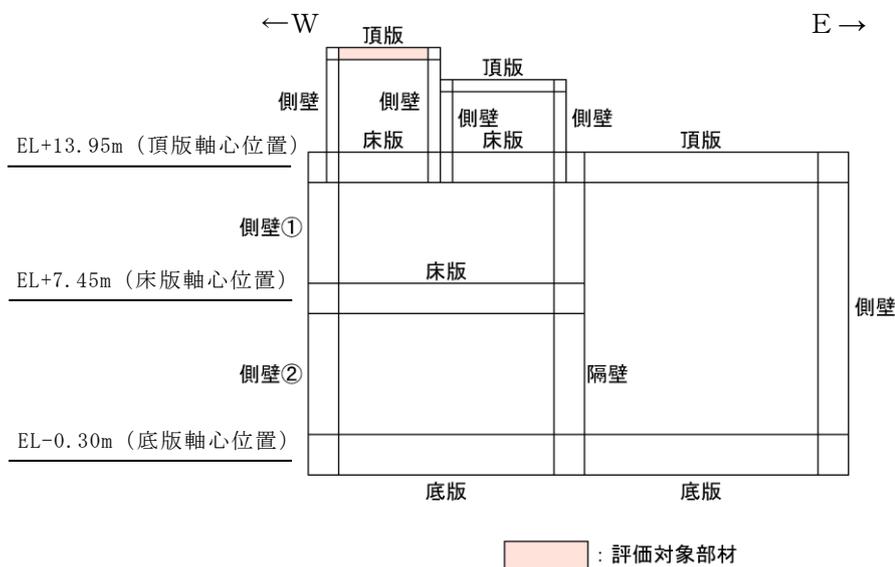


図5-4 水平部材評価対象部材

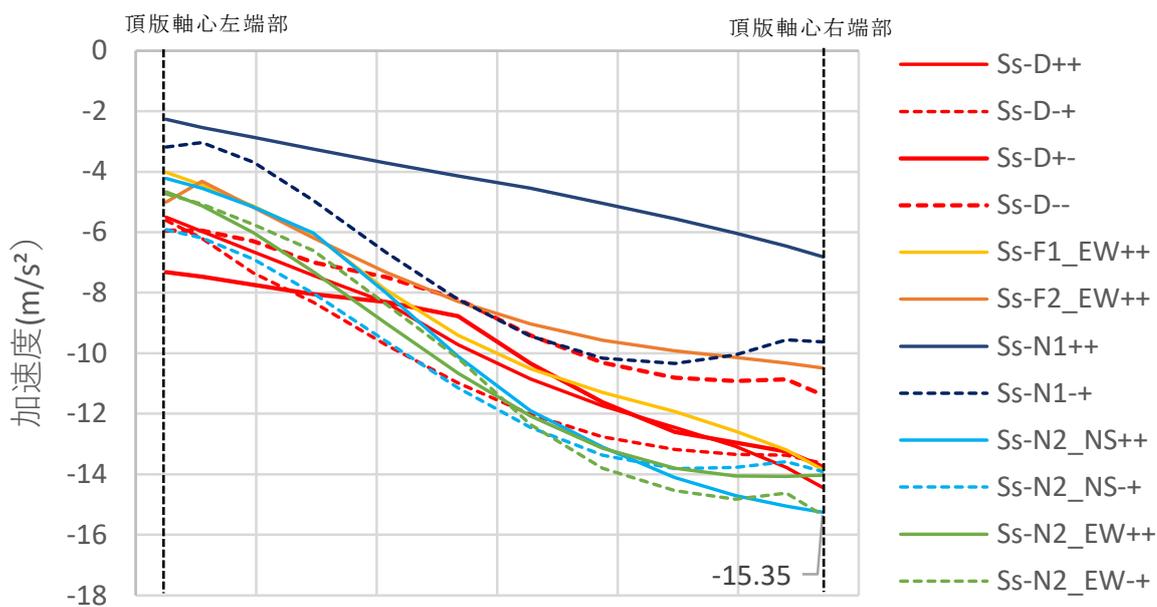


図 5-5 頂版に作用する加速度分布図（解析ケース①）

表 5-4 頂版に作用する最大加速度（解析ケース①）

地震動		最大加速度 (m/s^2)	地震動		最大加速度 (m/s^2)
S s - D	++	-14.44	S s - N 1	++	-6.80
	-+	-13.64		-+	-10.34
	+-	-13.75	S s - N 2 (N S)	++	-15.25
	--	-11.37		-+	-13.90
S s - F 1	++	-13.84	S s - N 2 (E W)	++	-14.07
S s - F 2	++	-10.48		-+	-15.35

注：ハッチングは最大値を示す。

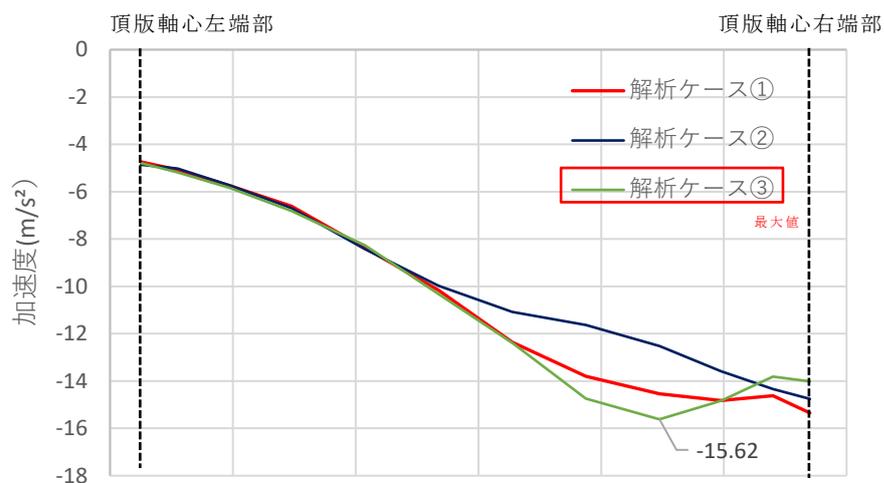


図 5-6 頂版に作用する加速度分布図の比較 (S s - N 2 (E W) (-+))

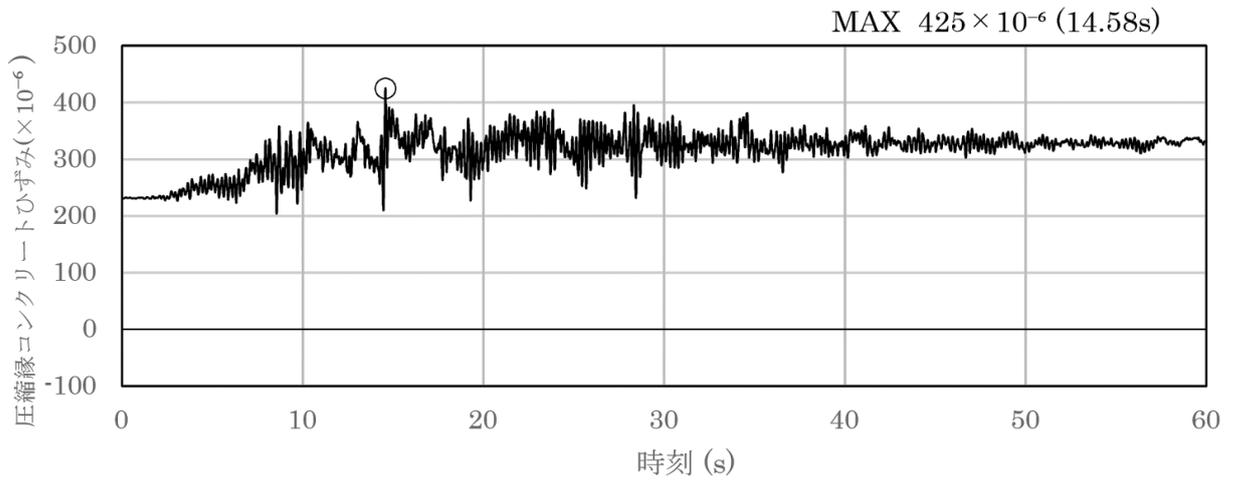
表 5-5 頂版に作用する最大加速度 (S s - N 2 (E W) (-+))

解析ケース	最大加速度 (m/s ²)
ケース①	-15.35
ケース②	-14.76
ケース③	-15.62

注：ハッチングは最大値を示す。

5.1.2 ひずみの時刻歴波形（A-A断面及びB-B断面）

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解析ケースの照査時刻における時刻歴波形を図5-7及び図5-8に示す。



(圧縮を正で示す。)

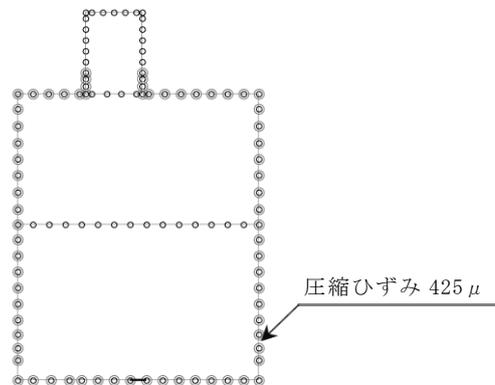
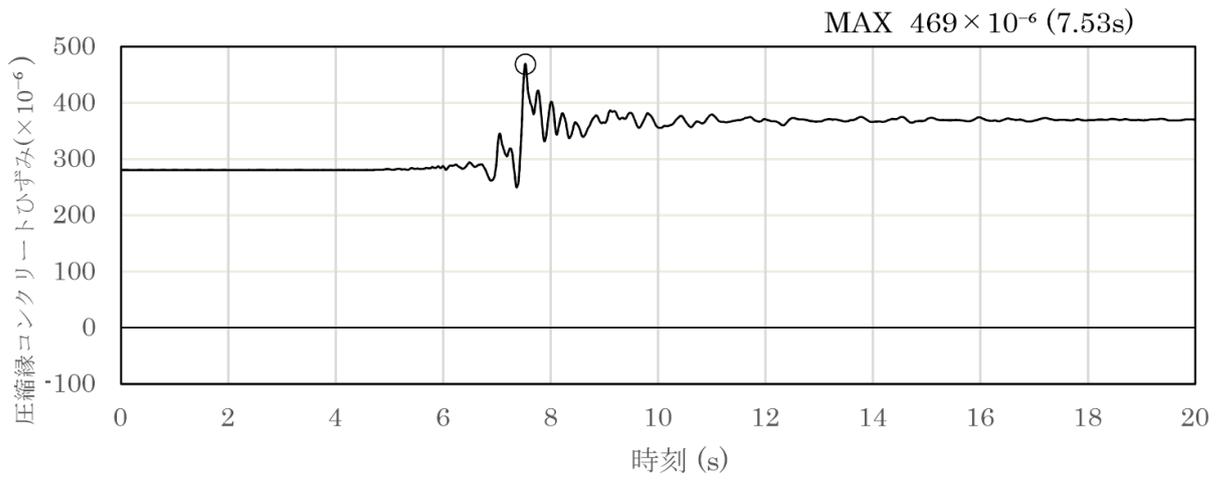


図5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形
(全応力解析) (A-A断面, 解析ケース①, S_s-D(+))



(圧縮を正で示す。)

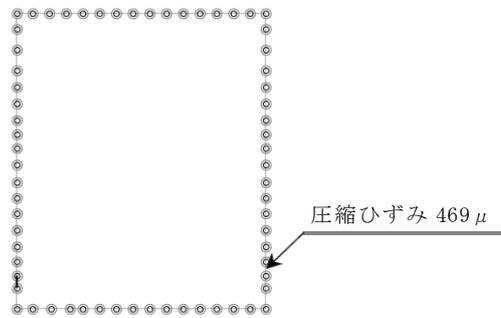
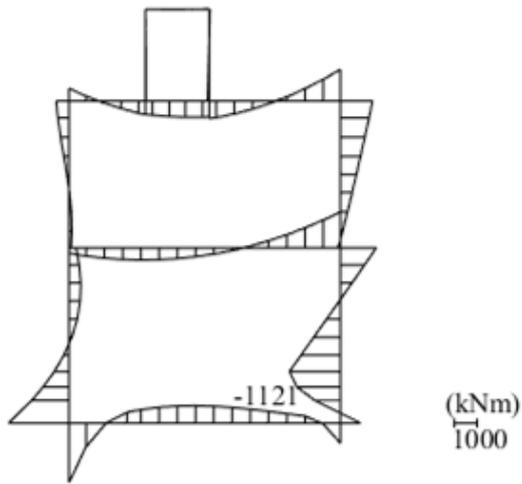


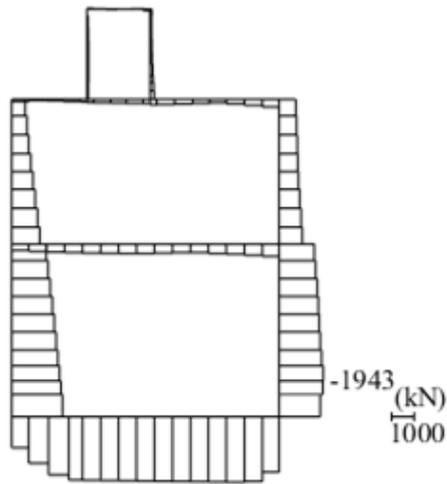
図 5-8 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形
(全応力解析) (B-B断面, 解析ケース③, S s - N 1 (++))

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）（A－A断面及びB－B断面）

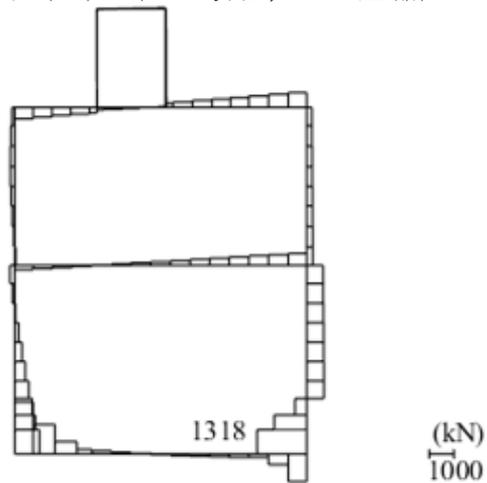
せん断破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる解析ケースの照査時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図5-9及び図5-10示す。



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



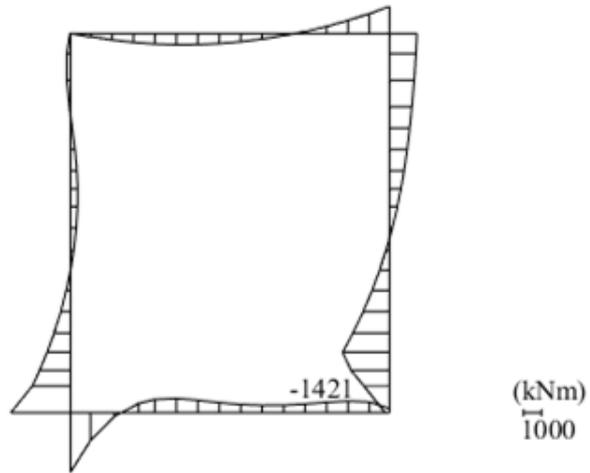
数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



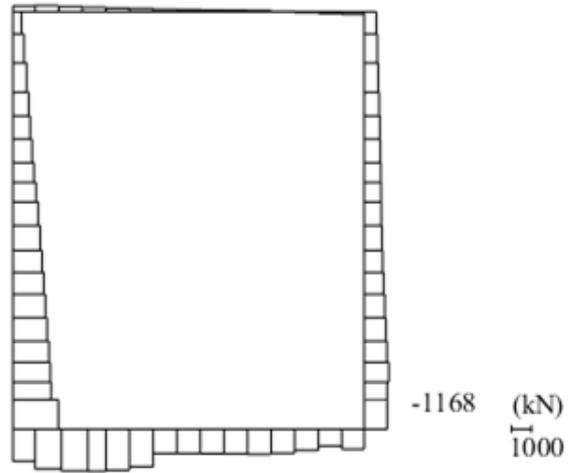
数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-9 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (A-A断面)

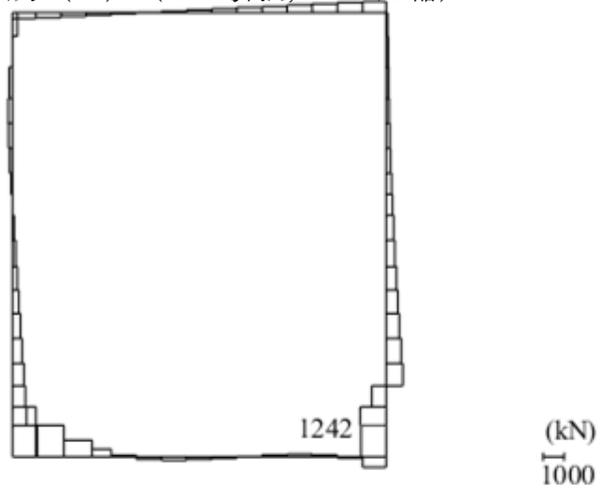
(解析ケース①, S s - D (---), t=8.79s)



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)

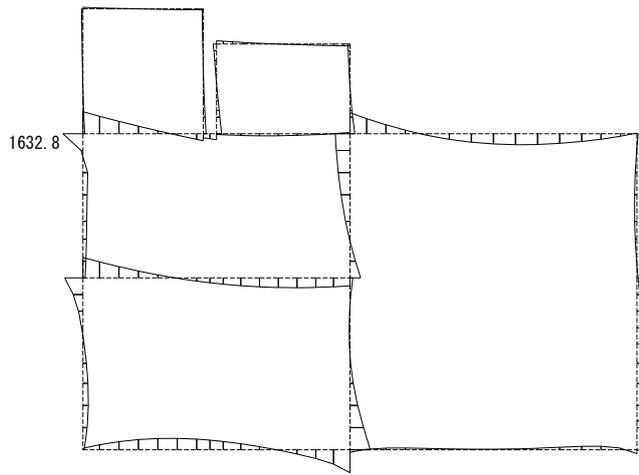
図 5-10 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (B-B 断面)

(解析ケース③, S s - D (+-), t=14.59s)

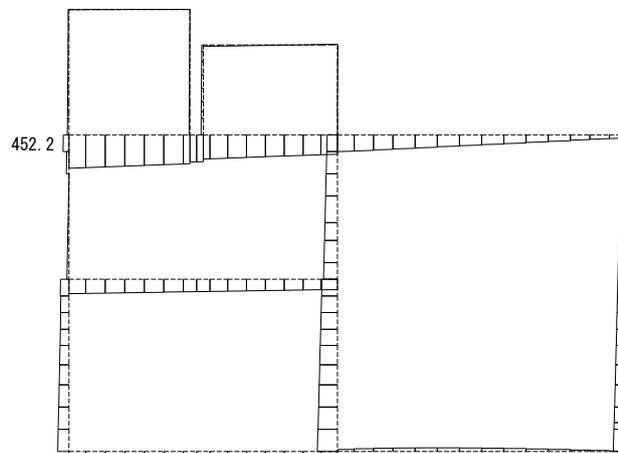
5.1.4 断面力分布（層間変位最大時刻）（C－C断面）

(1) 鉛直部材

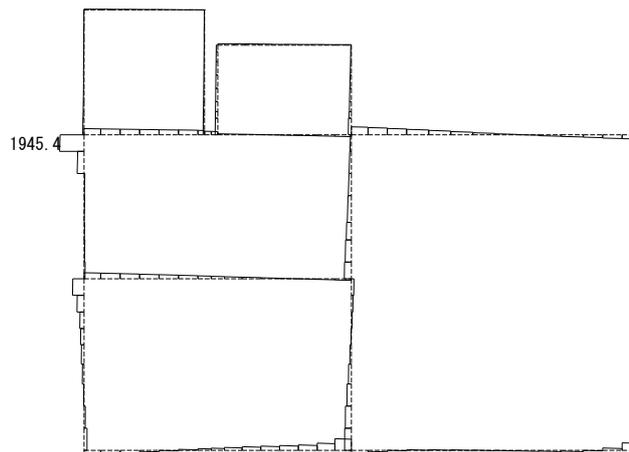
4辺固定版による評価を実施するC－C断面について、地震応答解析において鉛直部材の層間変位が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図5-11に示す。



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

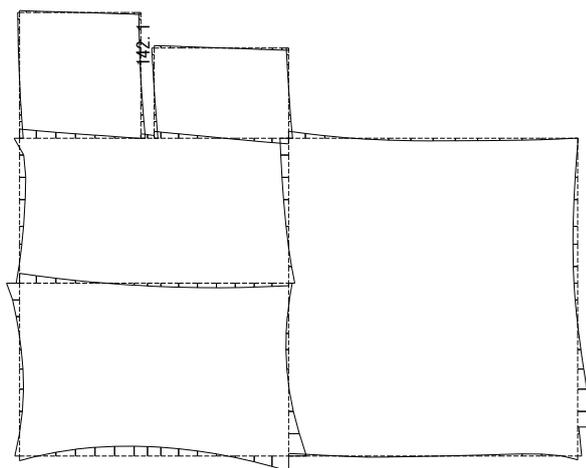


(c) せん断力 (kN)

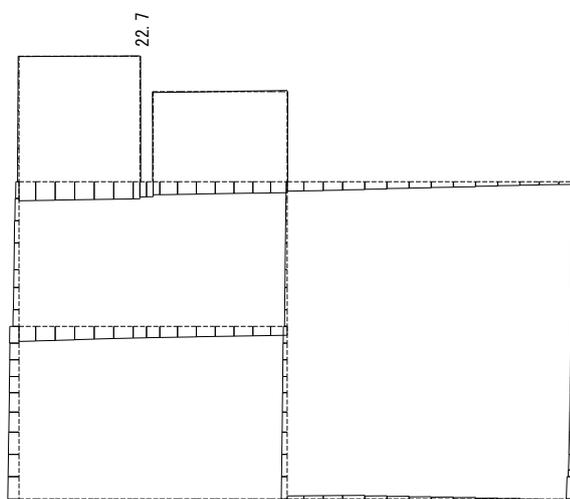
図 5-11 層間変位最大時刻における断面力図
(C-C断面, 側壁, 解析ケース③, S_s-D (+-))

(2) 水平部材

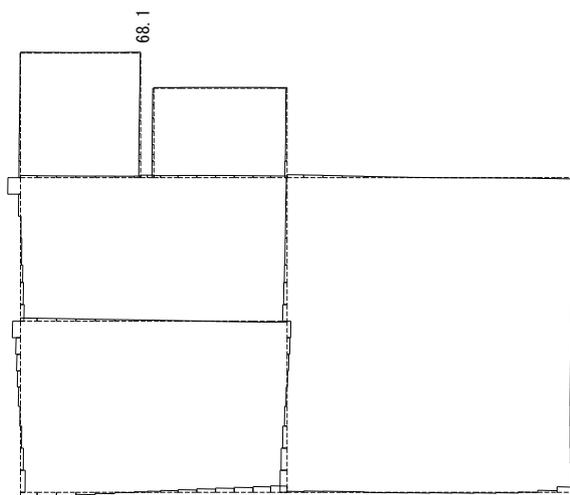
4辺固定版による評価を実施するC-C断面について、地震応答解析において水平部材の鉛直下向きの加速度が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図5-12に示す。



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



(c) せん断力 (kN)

図 5-12 加速度最大時刻における断面力図
(C-C断面, 頂版, 解析ケース③, $S_s - N_2$ (EW) (-+))

5.1.5 最大せん断ひずみ分布（A－A断面及びB－B断面）

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。

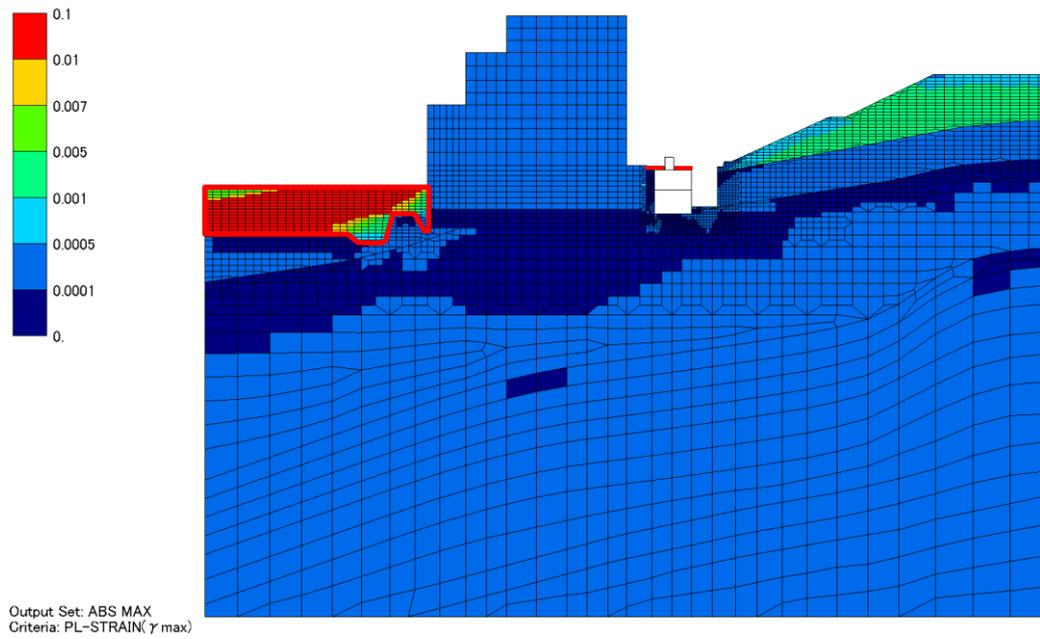
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表5-6に、最大せん断ひずみ分布図を図5-13及び図5-14に示す。

構造物周辺の埋戻土に発生するせん断ひずみは最大でも1%程度であり、試験において確認しているひずみレベル相当であることを確認した。

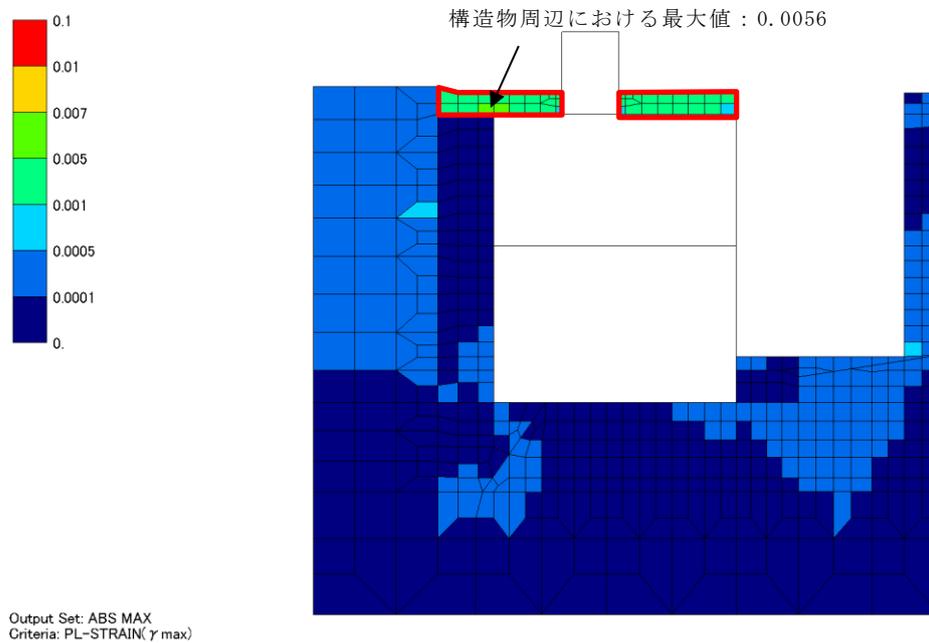
表5-6 最大照査値を示すケースの一覧

対象断面	対象ケース	照査項目
A－A断面	解析ケース① S _s -D（--）	せん断破壊に対する照査
B－B断面	解析ケース③ S _s -D（+-）	せん断破壊に対する照査

 : 埋戻土の範囲



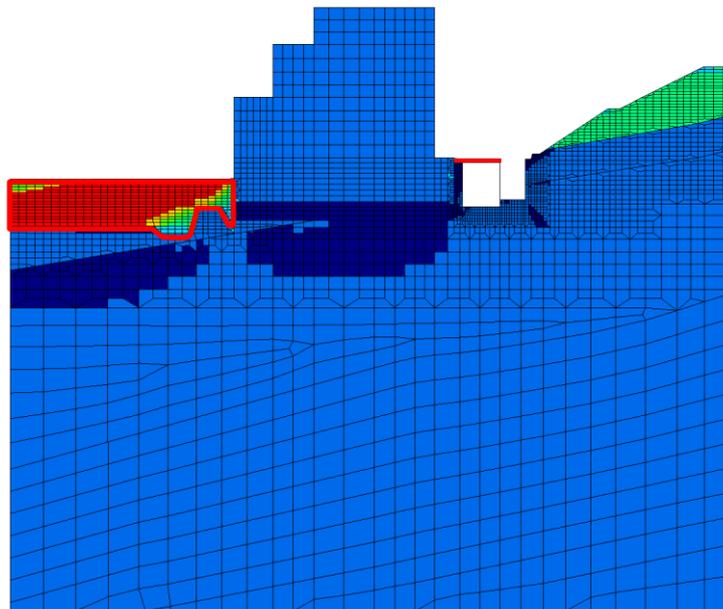
a) 全体図



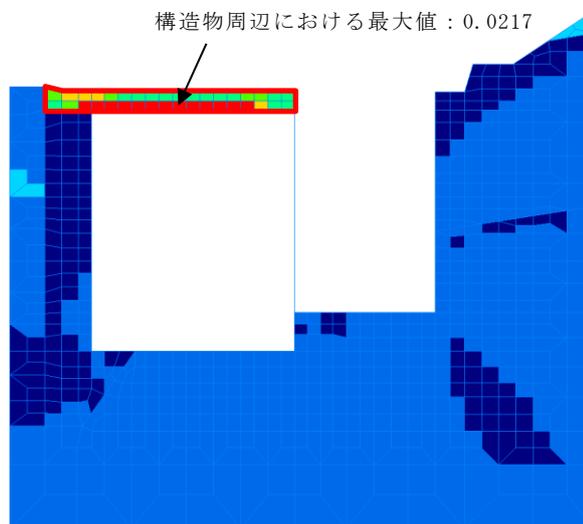
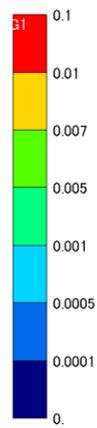
b) 拡大図

図 5-13 最大せん断ひずみ分布図 (A-A断面) (解析ケース①, S s - D (---))

 : 埋戻土の範囲



a) 全体図



b) 拡大図

図 5-14 最大せん断ひずみ分布図 (B-B断面) (解析ケース③, S s - D (+ -))

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(1) 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5-7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。同表のとおり、全地震動において許容限界（限界ひずみ：10000 μ ）を下回ることを確認した。

表5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ	限界ひずみ	照査値
			ε_d^*	ε_R	$\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S s - D	++	478 μ	10000 μ	0.05
		-+	474 μ	10000 μ	0.05
		+ -	510 μ	10000 μ	0.06
		--	480 μ	10000 μ	0.05
	S s - F 1	++	402 μ	10000 μ	0.05
	S s - F 2	++	408 μ	10000 μ	0.05
	S s - N 1	++	466 μ	10000 μ	0.05
		-+	418 μ	10000 μ	0.05
	S s - N 2 (NS)	++	460 μ	10000 μ	0.05
		-+	428 μ	10000 μ	0.05
	S s - N 2 (EW)	++	409 μ	10000 μ	0.05
		-+	382 μ	10000 μ	0.04
②	S s - D	--	448 μ	10000 μ	0.05
③	S s - D	--	481 μ	10000 μ	0.05

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

(2) 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5-8に示す。また、貯水機能を損なわない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5-9及び表5-10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。

表5-8のとおり、全地震動において許容限界（限界ひずみ：10000 μ ）を下回ることを確認した。

また、表5-9及び表5-10のとおり、コンクリートの圧縮ひずみ、主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ，降伏曲げモーメント）を下回ることを確認した。

表5-8 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認：全応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ ε_d^*	限界ひずみ ε_R	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S s - D	++	507 μ	10000 μ	0.06
		-+	503 μ	10000 μ	0.06
		+-	534 μ	10000 μ	0.06
		--	514 μ	10000 μ	0.06
	S s - F 1	++	440 μ	10000 μ	0.05
	S s - F 2	++	457 μ	10000 μ	0.05
	S s - N 1	++	545 μ	10000 μ	0.06
		-+	475 μ	10000 μ	0.05
	S s - N 2 (N S)	++	510 μ	10000 μ	0.06
		-+	435 μ	10000 μ	0.05
	S s - N 2 (E W)	++	459 μ	10000 μ	0.05
		-+	431 μ	10000 μ	0.05
②	S s - N 1	++	538 μ	10000 μ	0.06
	S s - D	+-	516 μ	10000 μ	0.06
③	S s - N 1	++	563 μ	10000 μ	0.06
	S s - D	+-	547 μ	10000 μ	0.06

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 5-9 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリートの圧縮ひずみ）
 （貯水機能を損なわないことの確認：全応力解析）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ ε_d^*	限界ひずみ ε_R	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S s - D	++	507 μ	2000 μ	0.26
		-+	503 μ	2000 μ	0.26
		+ -	534 μ	2000 μ	0.27
		--	514 μ	2000 μ	0.26
	S s - F 1	++	440 μ	2000 μ	0.22
	S s - F 2	++	457 μ	2000 μ	0.23
	S s - N 1	++	545 μ	2000 μ	0.28
		-+	475 μ	2000 μ	0.24
	S s - N 2 (N S)	++	510 μ	2000 μ	0.26
		-+	435 μ	2000 μ	0.22
S s - N 2 (E W)	++	459 μ	2000 μ	0.23	
	-+	431 μ	2000 μ	0.22	
②	S s - N 1	++	538 μ	2000 μ	0.27
	S s - D	+ -	516 μ	2000 μ	0.26
③	S s - N 1	++	563 μ	2000 μ	0.29
	S s - D	+ -	547 μ	2000 μ	0.28

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

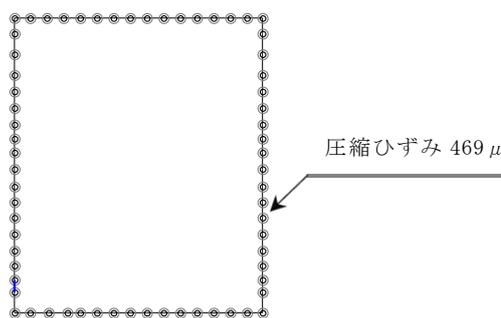


図 5-15 曲げ・軸力系の破壊に対する照査におけるひずみ（コンクリート）の発生要素
 （B - B 断面，解析ケース③，S s - N 1（++））

表 5-10 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ）
 （貯水機能を損なわないことの確認：全応力解析）

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ	限界ひずみ	照査値
			ε_d^*	ε_R	$\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S _s -D	++	934 μ	1725 μ	0.55
		-+	928 μ	1725 μ	0.54
		+ -	930 μ	1725 μ	0.54
		--	909 μ	1725 μ	0.53
	S _s -F 1	++	739 μ	1725 μ	0.43
	S _s -F 2	++	799 μ	1725 μ	0.47
	S _s -N 1	++	982 μ	1725 μ	0.57
		-+	845 μ	1725 μ	0.50
	S _s -N 2 (NS)	++	904 μ	1725 μ	0.53
		-+	782 μ	1725 μ	0.46
	S _s -N 2 (EW)	++	822 μ	1725 μ	0.48
		-+	774 μ	1725 μ	0.45
②	S _s -N 1	++	971 μ	1725 μ	0.57
	S _s -D	+ -	895 μ	1725 μ	0.52
③	S _s -N 1	++	1028 μ	1725 μ	0.60
	S _s -D	+ -	974 μ	1725 μ	0.57

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

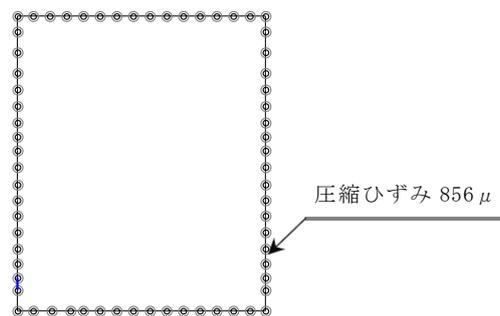


図 5-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査におけるひずみ（主筋）の発生要素
 （B-B断面，解析ケース③，S_s-N 1（++））

(3) C-C断面

a. 鉛直部材

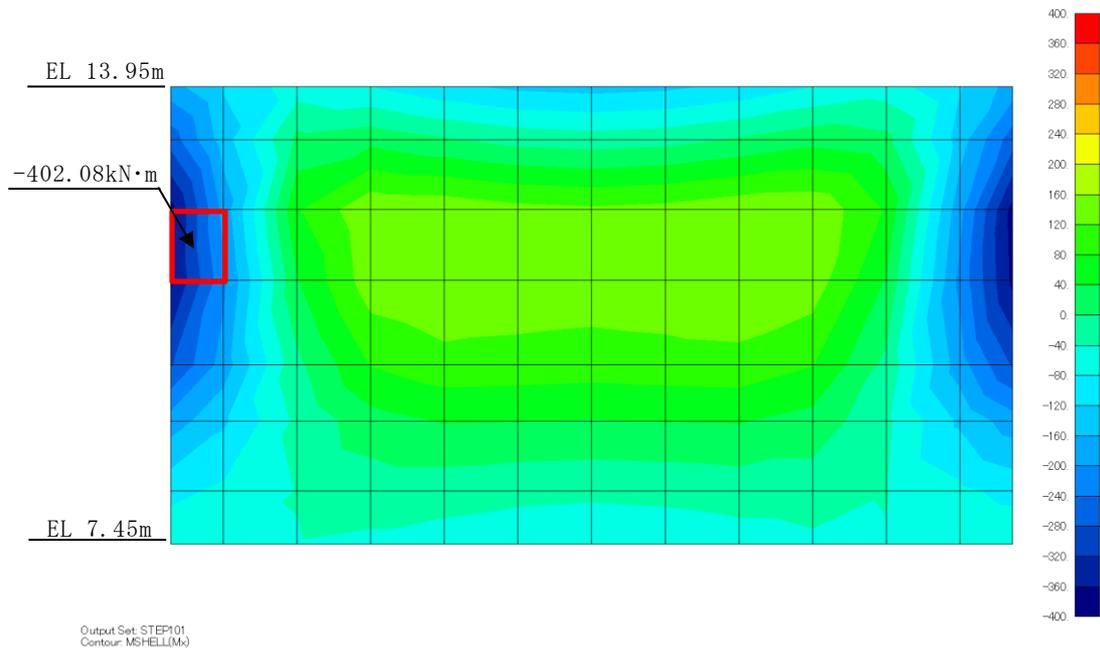
構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表5-11及び表5-12に示す。また、4辺固定版における断面力図を図5-17及び図5-18に示す。同表のとおり、発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表5-11 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（側壁）（コンクリート）

解析 ケース	地震動		方向	曲げ	発生	短期許容	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
				モーメント (kN・m)	応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	
③	S s - D	+-	X方向 (配力筋方向)	-402	1.734	13.5	0.13
			Y方向 (主筋方向)	-748	3.228	13.5	0.24

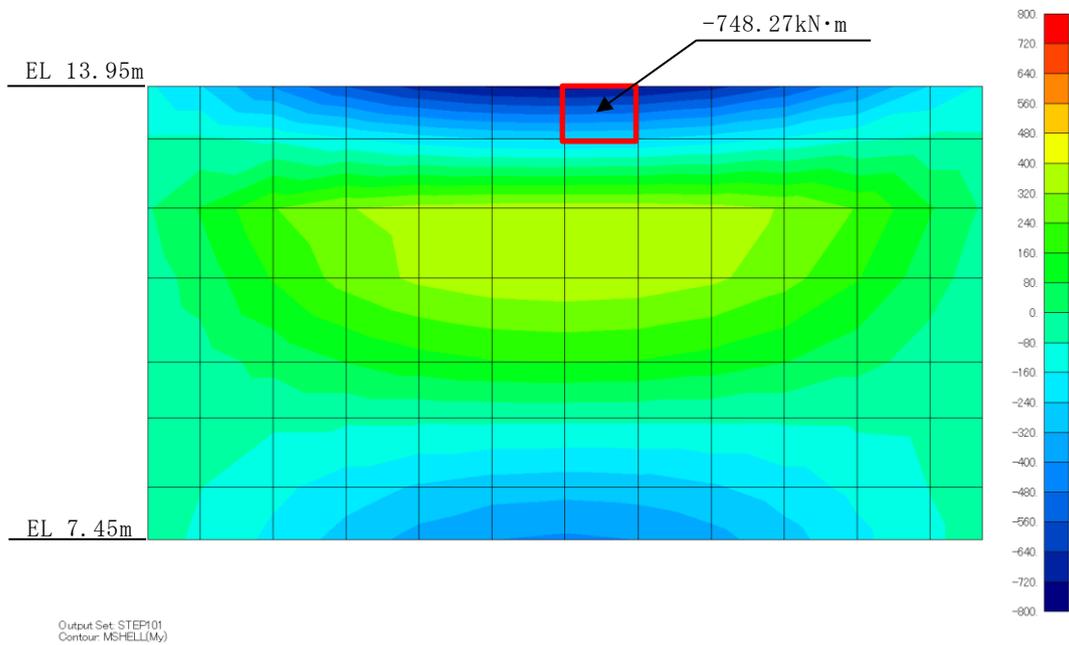
表5-12 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（側壁）（鉄筋）

解析 ケース	地震動		方向	曲げ	発生	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}
				モーメント (kN・m)	応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
③	S s - D	+-	X方向 (配力筋方向)	-402	63.410	294	0.22
			Y方向 (主筋方向)	-748	118.006	294	0.41



曲げモーメント M_x (kN・m)

図 5-17 4 辺固定版における断面力図 (側壁, X 方向)



数値：評価位置における断面力

曲げモーメント M_y (kN・m)

図 5-18 4 辺固定版における断面力図 (側壁, Y 方向)

b. 水平部材

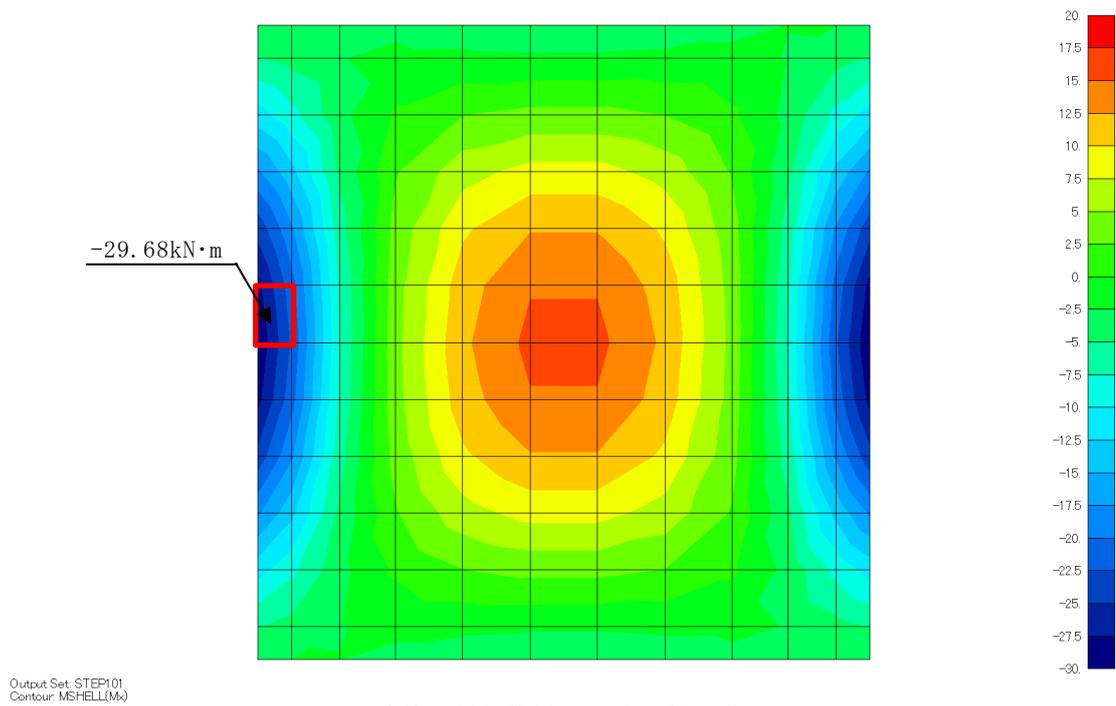
構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表5-13及び表5-14に示す。また、4辺固定版における断面力図を図5-19及び図5-20に示す。同表のとおり、発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表5-13 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（頂版）（コンクリート）

解析 ケース	地震動		方向	曲げ モーメ ント (kN・m)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
③	S _s -N2 (EW)	-+	X方向 (主筋方向)	-30	1.247	13.5	0.10
			Y方向 (配力筋方向)	-29	0.946	13.5	0.08

表5-14 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（頂版）（鉄筋）

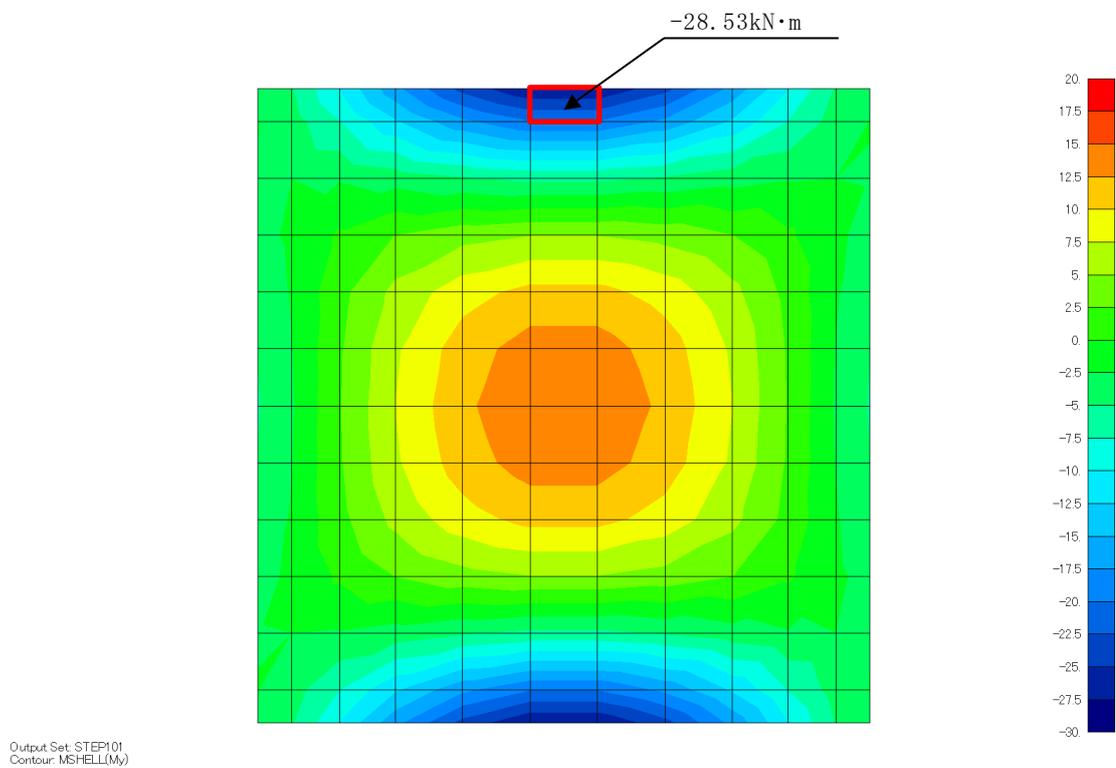
解析 ケース	地震動		方向	曲げ モーメ ント (kN・m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
③	S _s -N2 (EW)	-+	X方向 (主筋方向)	-30	49.583	294	0.17
			Y方向 (配力筋方向)	-29	28.183	294	0.10



数值：評価位置における断面力

曲げモーメント M_x (kN · m)

図 5-19 4 辺固定版における断面力図 (頂版, X 方向)



数值：評価位置における断面力

曲げモーメント M_y (kN · m)

図 5-20 4 辺固定版における断面力図 (頂版, Y 方向)

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) 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5-15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5-15(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動	評価位置*1	照査用		せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$	
			せん断力 V_d *2 (kN)				
①	S s - D	++	頂版	4	625	1219	0.52
			側壁	12	1274	1635	0.78
			床版	5	473	1223	0.39
			底版	6	1461	3004	0.49
		-+	頂版	4	598	1219	0.50
			側壁	12	1299	1639	0.80
			床版	5	461	1220	0.38
			底版	6	1329	2960	0.45
		+-	頂版	4	632	1217	0.52
			側壁	12	1327	1651	0.81
			床版	5	452	1207	0.38
			底版	6	1460	2999	0.49
		--	頂版	4	636	1215	0.53
			側壁	12	1384	1654	0.84
			床版	5	491	1222	0.41
			底版	6	1315	2989	0.44
	S s - F 1	++	頂版	4	574	1218	0.48
			側壁	12	1150	1636	0.71
			床版	5	423	1223	0.35
			底版	6	1183	2954	0.41
	S s - F 2	++	頂版	4	578	1218	0.48
			側壁	12	1126	1631	0.70
			床版	5	410	1220	0.34
			底版	6	1079	2932	0.37

表 5-15(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d^{*2} (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - N 1	++	頂版	4	584	1210	0.49
			側壁	12	1283	1623	0.80
			床版	5	415	1200	0.35
			底版	6	1651	3003	0.55
		-+	頂版	4	519	1223	0.43
			側壁	12	1288	1646	0.79
			床版	5	452	1245	0.37
			底版	6	1495	3082	0.49
	S s - N 2 (N S)	++	頂版	4	539	1211	0.45
			側壁	12	1284	1641	0.79
			床版	5	462	1236	0.38
			底版	6	1320	2978	0.45
		-+	頂版	4	600	1220	0.50
			側壁	12	1210	1640	0.74
			床版	5	430	1195	0.37
			底版	6	1253	3016	0.42
	S s - N 2 (E W)	++	頂版	4	597	1220	0.49
			側壁	12	1101	1621	0.68
			床版	5	448	1204	0.38
			底版	6	1155	2926	0.40
-+		頂版	4	525	1217	0.44	
		側壁	12	1085	1627	0.67	
		床版	5	448	1224	0.37	
		底版	6	1128	3000	0.38	
②	S s - D	--	頂版	4	648	1218	0.54
			側壁	12	1207	1627	0.75
			床版	5	474	1211	0.40
			底版	6	1258	2938	0.43

表 5-15(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力 V_d^{*2} (kN)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
③	S s - D	--	頂版	4	645	1215	0.54
			側壁	12	1346	1634	0.83
			床版	5	490	1227	0.40
			底版	6	1396	3014	0.47

注記*1：評価位置は図 5-21 に示す。

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

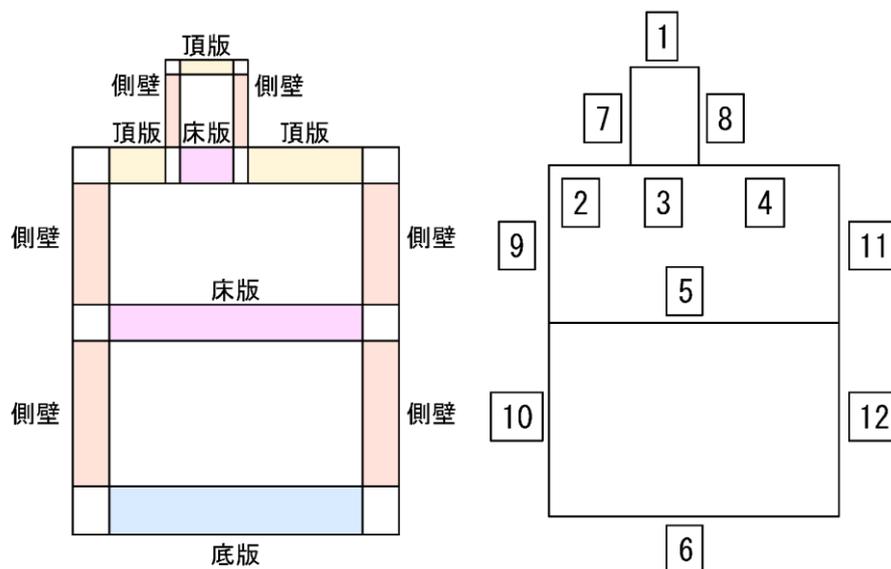


図 5-21 評価位置図 (A-A 断面)

(2) B-B断面

構造強度を有すること及び貯水機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表5-16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5-16(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動	評価位置*1	照査用		照査値 $V_d/V_{y d}$		
			せん断力 V_d^{*2} (kN)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)			
①	S s - D	++	頂版	1	570	1209	0.48
			側壁	4	1227	1591	0.78
			底版	2	1600	2953	0.55
		-+	頂版	1	560	1220	0.46
			側壁	4	1209	1611	0.76
			底版	2	1471	2926	0.51
		+-	頂版	1	572	1206	0.48
			側壁	4	1288	1602	0.81
			底版	2	1581	2955	0.54
		--	頂版	1	582	1205	0.49
			側壁	4	1269	1611	0.79
			底版	2	1452	2946	0.50
	S s - F 1	++	頂版	1	530	1216	0.44
			側壁	4	1109	1596	0.70
			底版	2	1295	2946	0.44
	S s - F 2	++	頂版	1	563	1212	0.47
			側壁	4	1045	1582	0.67
			底版	2	1254	2913	0.44
	S s - N 1	++	頂版	1	491	1182	0.42
			側壁	4	1264	1595	0.80
			底版	2	1655	2984	0.56
		-+	頂版	1	520	1230	0.43
			側壁	4	1200	1610	0.75
			底版	2	1297	3055	0.43

表 5-16(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d^{*2} (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - N 2 (N S)	++	頂版	1	527	1225	0.44
			側壁	4	1203	1591	0.76
			底版	2	1461	2960	0.50
		-+	頂版	1	562	1209	0.47
			側壁	4	1140	1602	0.72
			底版	2	1319	2971	0.45
	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	582	1213	0.48
			側壁	4	1085	1593	0.69
			底版	2	1271	2931	0.44
		-+	頂版	1	514	1219	0.43
			側壁	4	1044	1593	0.66
			底版	2	1180	2975	0.40
②	S s - N 1	++	頂版	1	508	1201	0.43
			側壁	4	1213	1589	0.77
			底版	2	1370	2945	0.47
	S s - D	+-	頂版	1	563	1200	0.47
			側壁	4	1179	1592	0.75
			底版	2	1463	2941	0.50
③	S s - N 1	++	頂版	1	490	1187	0.42
			側壁	4	1276	1592	0.81
			底版	2	1709	3007	0.57
	S s - D	+-	頂版	1	580	1205	0.49
			側壁	4	1304	1601	0.82
			底版	2	1636	2993	0.55

注記*1：評価位置は図 5-22 に示す。

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

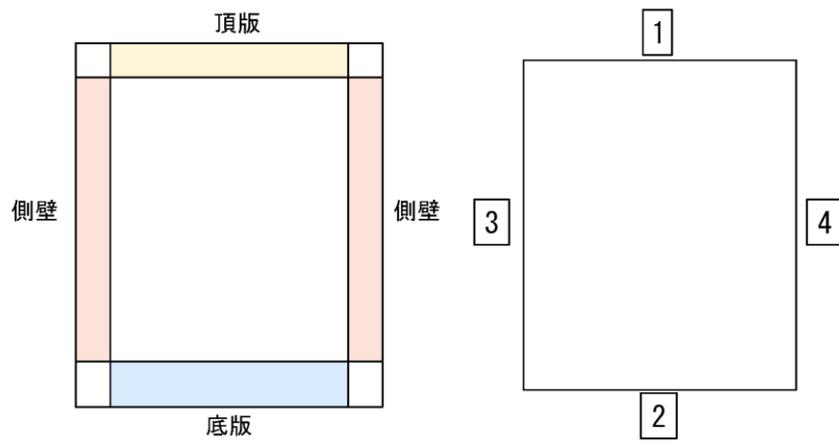


图 5-22 評価位置図 (B-B 断面)

(3) C-C断面

a. 鉛直部材

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 5-17 に示す。また，4 辺固定版における断面力図を図 5-23 及び図 5-24 に示す。同表より，発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-17 せん断破壊に対する評価結果（側壁）

解析 ケース	地震動		方向	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V / V _a
③	S _s -D	+-	X 方向 (配力筋方向)	407	1953	0.21
			Y 方向 (主筋方向)	608	1953	0.32

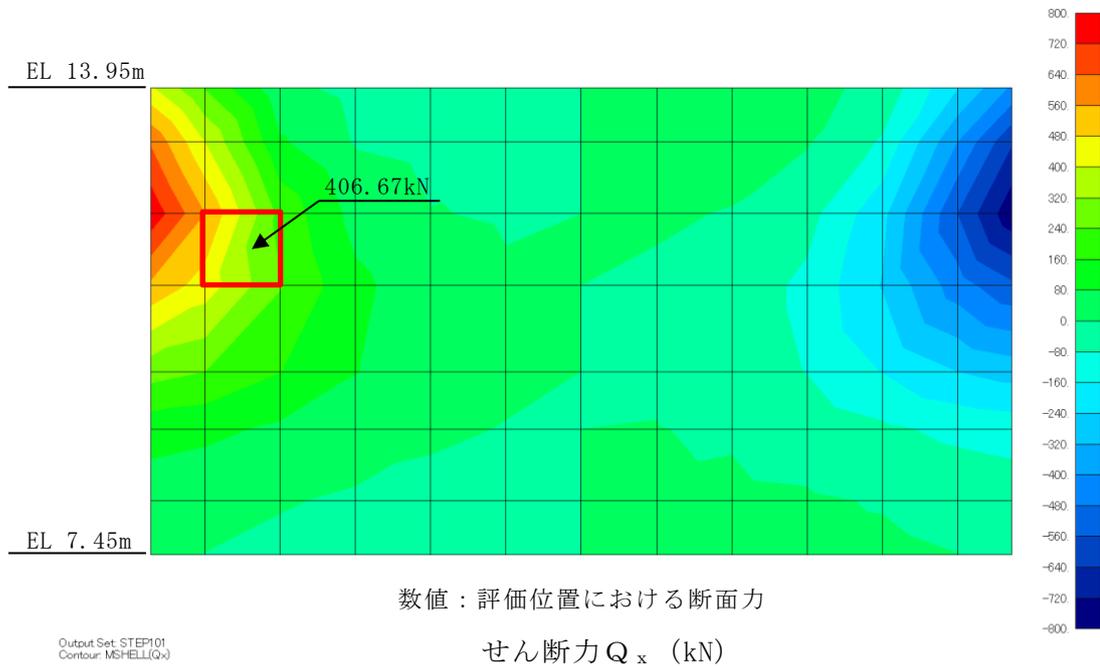


図 5-23 4 辺固定版における断面力図（側壁，X 方向）

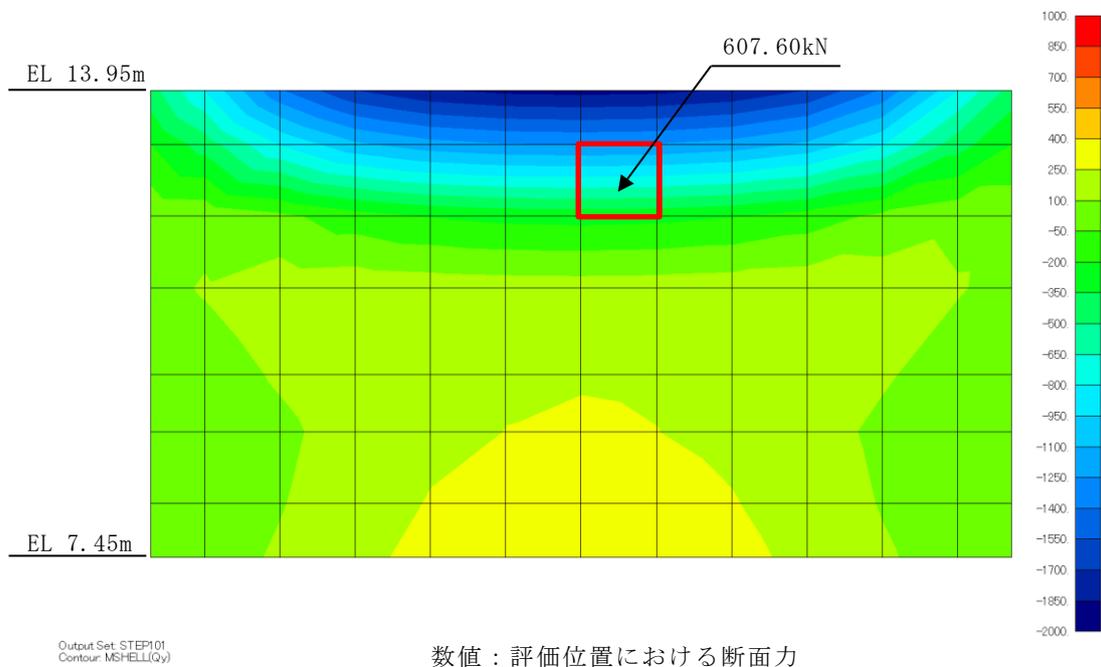


図 5-24 4 辺固定版における断面力図（側壁，Y 方向）

b. 水平部材

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 5-18 に示す。また、4 辺固定版における断面力図を図 5-25 及び図 5-26 に示す。同表より、発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-18 せん断破壊に対する評価結果（頂版）

解析 ケース	地震動		方向	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
③	S s - N 2 (E W)	- +	X 方向 (主筋方向)	41	1078	0.04
			Y 方向 (配力筋方向)	39	1078	0.04

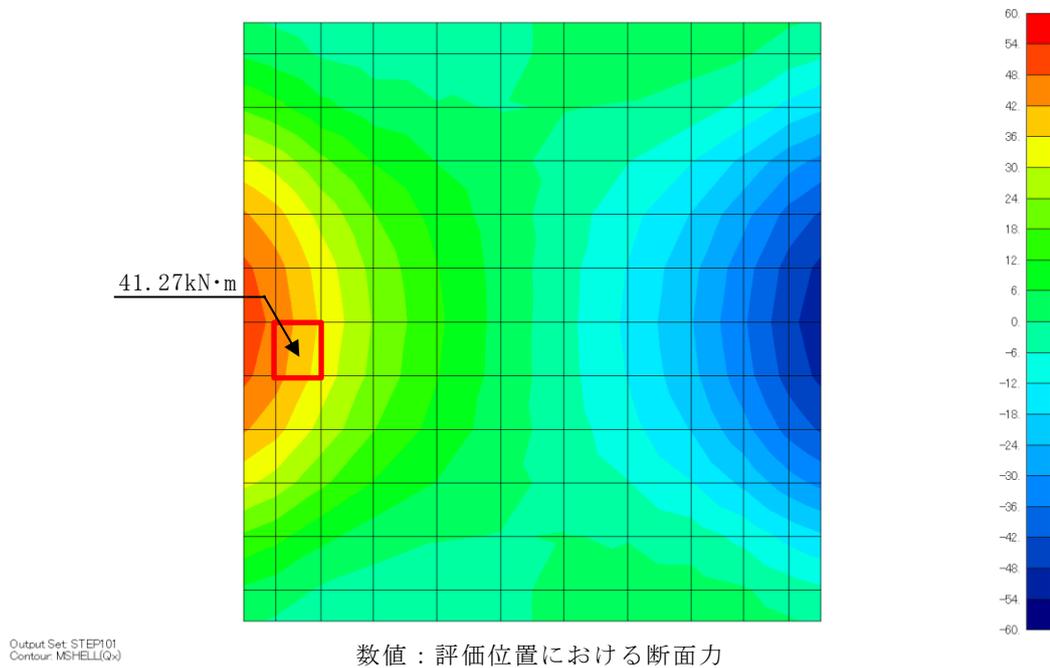


図 5-25 4 辺固定版における断面力図（頂版，X 方向）

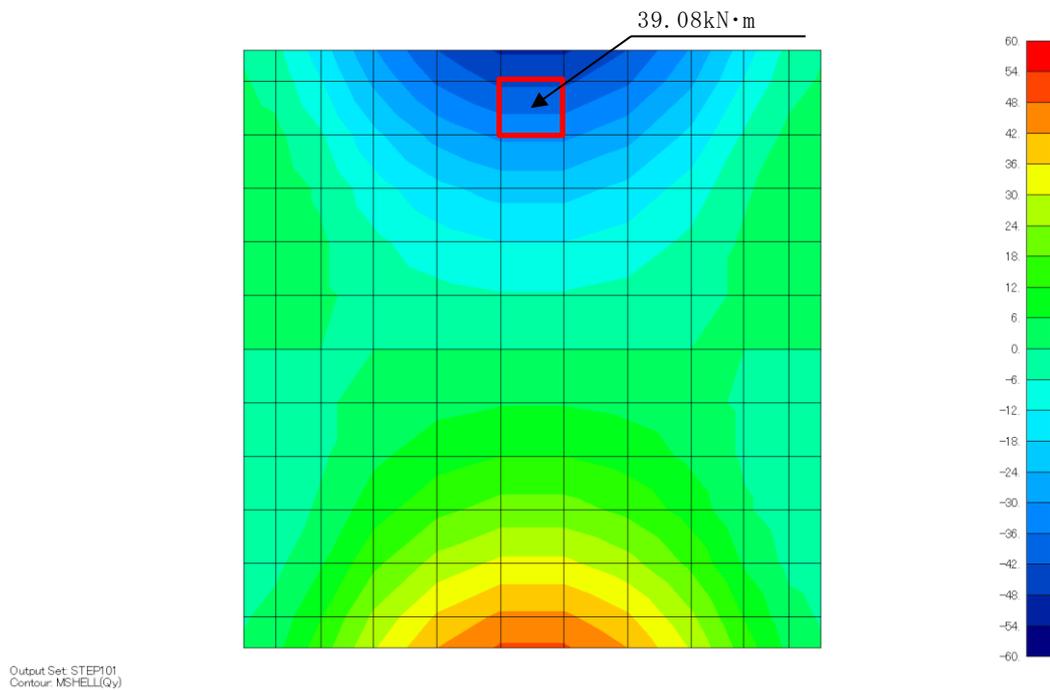


図 5-26 4 辺固定版における断面力図（頂版，Y 方向）

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 5-19～表 5-21 に示す。また、最大接地圧分布図を図 5-27～図 5-28 に示す。

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力を下回ることを確認した。

なお、低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の基礎地盤には一部MMRが存在するが、MMRの支圧強度は岩盤の限界支持力より十分に大きい ($f'_a = 18.0\text{N/mm}^2$) ことから、評価を省略する。

表 5-19 基礎地盤の支持性能に対する照査結果 (A-A断面)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S _s -D	++	2.63	9.8	0.27
		-+	2.16	9.8	0.23
		+ -	2.83	9.8	0.29
		--	2.20	9.8	0.23
	S _s -F1	++	1.93	9.8	0.20
	S _s -F2	++	1.62	9.8	0.17
	S _s -N1	++	2.60	9.8	0.27
		-+	1.80	9.8	0.19
	S _s -N2 (NS)	++	2.33	9.8	0.24
		-+	1.81	9.8	0.19
	S _s -N2 (EW)	++	1.73	9.8	0.18
		-+	1.39	9.8	0.15
②	S _s -D	--	2.47	9.8	0.26
③	S _s -D	--	2.25	9.8	0.23

表 5-20 基礎地盤の支持性能に対する照査結果 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S s - D	++	2.24	9.8	0.23
		-+	1.85	9.8	0.19
		+ -	2.38	9.8	0.25
		--	1.87	9.8	0.20
	S s - F 1	++	1.53	9.8	0.16
	S s - F 2	++	1.39	9.8	0.15
	S s - N 1	++	2.28	9.8	0.24
		-+	1.59	9.8	0.17
	S s - N 2 (NS)	++	1.91	9.8	0.20
		-+	1.53	9.8	0.16
	S s - N 2 (EW)	++	1.41	9.8	0.15
		-+	1.07	9.8	0.11
②	S s - N 1	++	1.89	9.8	0.20
	S s - D	+ -	2.00	9.8	0.21
③	S s - N 1	++	2.39	9.8	0.25
	S s - D	+ -	2.40	9.8	0.25

表 5-21 基礎地盤の支持性能に対する照査結果 (C-C断面)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S s - D	++	2.58	9.8	0.27
		-+	2.84	9.8	0.29
		+ -	2.40	9.8	0.25
		--	2.38	9.8	0.25
	S s - F 1	++	1.51	9.8	0.16
	S s - F 2	++	2.02	9.8	0.21
	S s - N 1	++	2.65	9.8	0.28
		-+	1.43	9.8	0.15
	S s - N 2 (NS)	++	1.37	9.8	0.14
		-+	1.42	9.8	0.15
	S s - N 2 (EW)	++	1.75	9.8	0.18
		-+	1.49	9.8	0.16
②	S s - N 1	++	2.89	9.8	0.30
	S s - D	+ -	2.40	9.8	0.25
③	S s - N 1	++	2.80	9.8	0.29
	S s - D	+ -	2.35	9.8	0.24

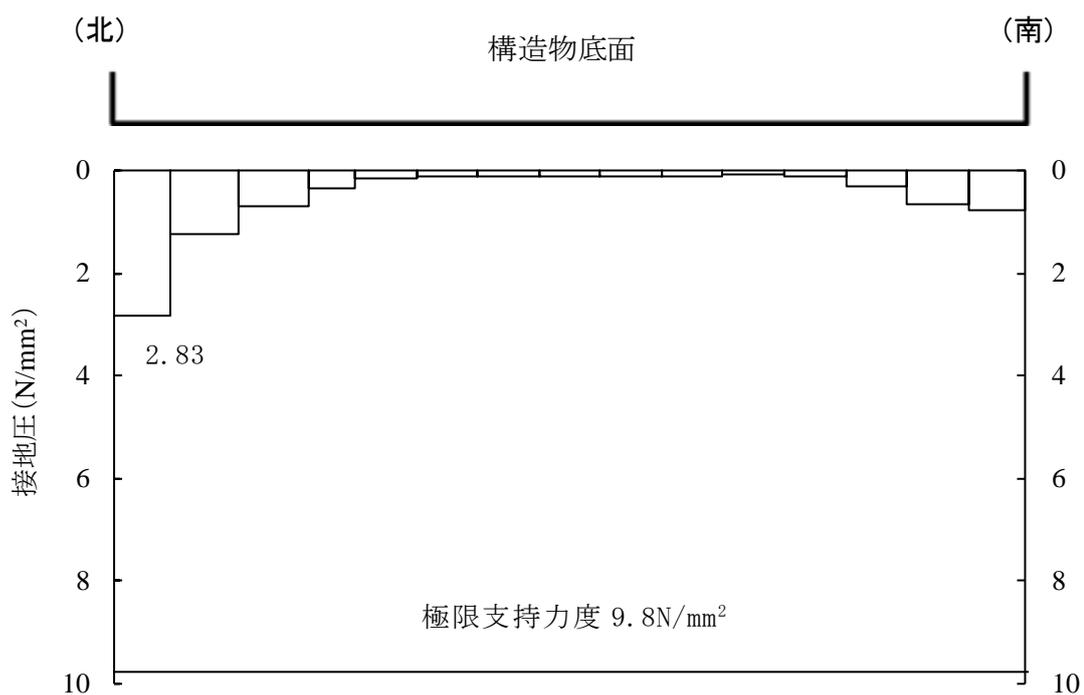


図 5-27 基礎地盤の最大接地圧分布図
(A-A断面, 解析ケース①, S_s-D (+))

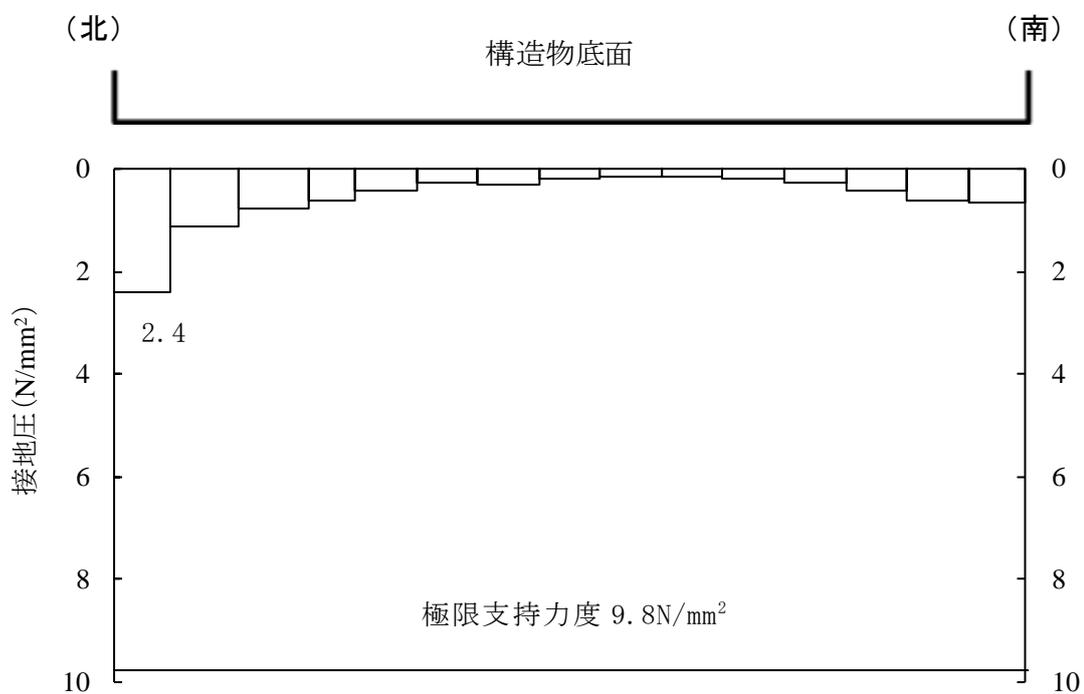


図 5-28 基礎地盤の最大接地圧分布図
(B-B断面, 解析ケース③, S_s-D (+))

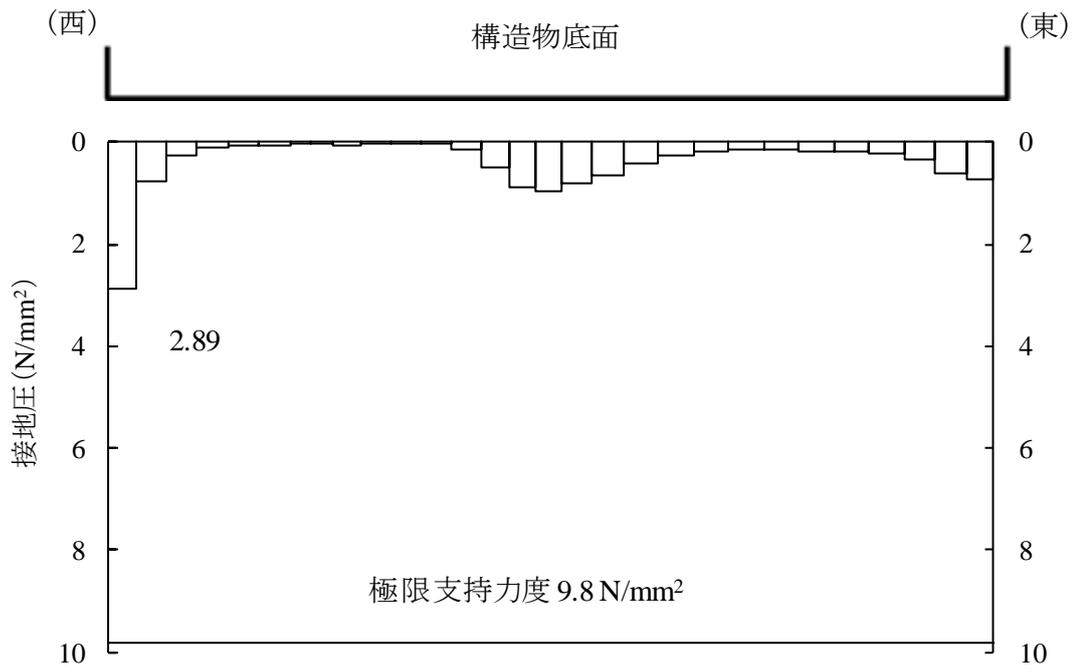


図 5-29 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (C-C断面, 解析ケース②, $S_s - N1$ (++))

6. まとめ

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽については、基準地震動 S_s による耐震評価として、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性評価については、ひずみ及びせん断力が要求性能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力度に基づく許容限界を下回ることを確認した。

また、貯水機能が要求される B-B 断面においては、部材がおおむね弾性の範囲に留まることを確認した。以上から、低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽が基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、支持機能を有すること及び貯水機能を損なわないことを確認した。

参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

1. 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

1.1 はじめに

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽について、構造物の機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、コンクリートの物性値を実強度に変更した解析を実施した。

コンクリートの実強度の設定方法は「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す。

1.2 解析方針

耐震評価は、本文における評価条件に基づき実施する。変更した材料の物性値を表 1-1 に示す。影響検討ケースは位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D$ に対して実施することとする。

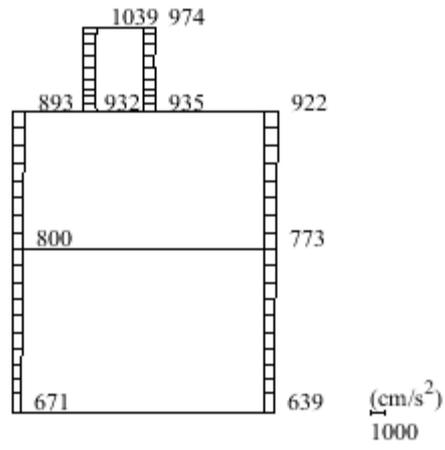
影響検討に用いる地震動は、本文で使用した基準地震動 $S_s - D$ (++) を使用する。

表 1-1 材料の物性値

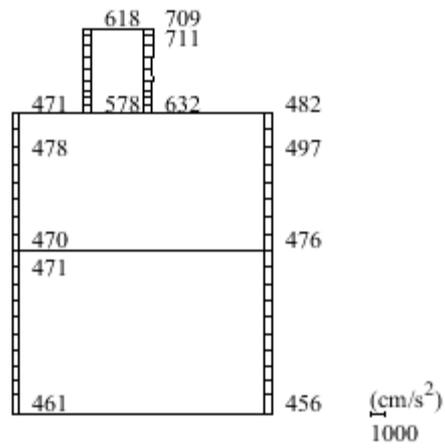
材料		仕様	ヤング係数 (N/mm^2)
構造物	コンクリート	実強度 $36.1N/mm^2$	2.98×10^4

1.3 解析結果

ケース④に係る地震応答解析結果として、基準地震動 S_s に対する最大加速度分布図を図 1-1～図 1-3 に示す。

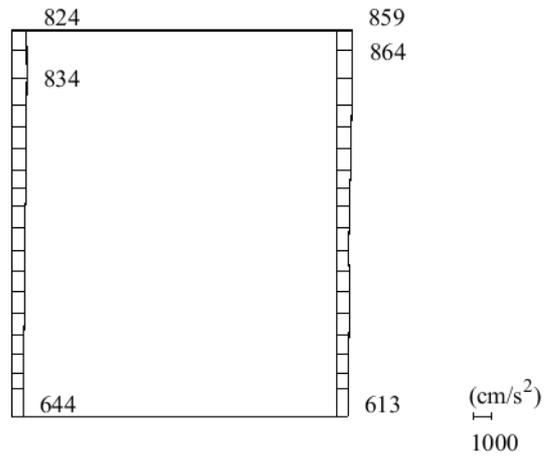


(a) S s - D (++) 水平

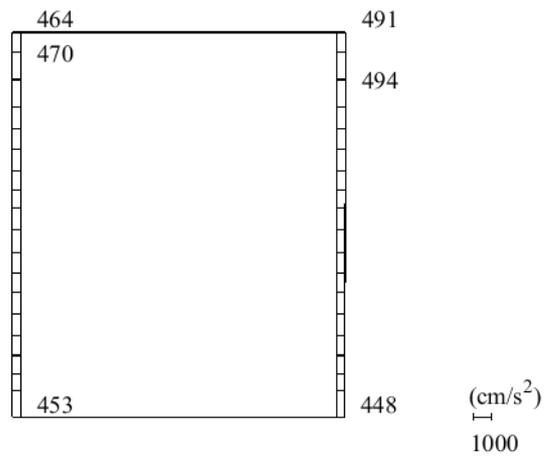


(b) S s - D (++) 鉛直

図 1-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面) (解析ケース④)

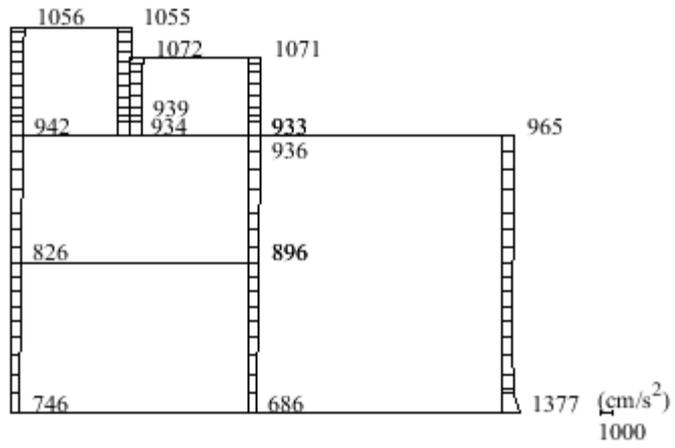


(a) S s - D (++) 水平

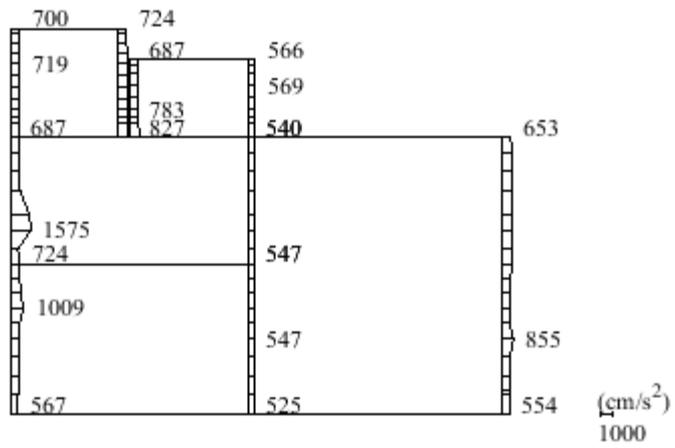


(b) S s - D (++) 鉛直

図 1-2 最大応答加速度分布図 (B-B断面) (解析ケース④)



(a) S s - D (++) 水平



(b) S s - D (++) 鉛直

図 1-3 最大応答加速度分布図 (C-C 断面) (解析ケース④)

2. 地下水位低下の影響を考慮した解析ケース

2.1 はじめに

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽について、機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、地下水位が構造物基礎下端より十分低い状態を仮定した、解析を実施した。

2.2 解析方針

耐震評価は本文における評価条件に基づき実施する。変更した地下水水位の条件を表 2-1 に示す。影響検討ケースは位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D$ に対して実施することとする。

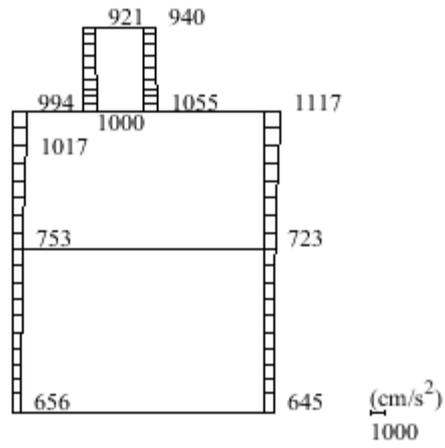
影響検討に用いる地震動は、本文で使用した基準地震動 $S_s - D$ (++) を使用する。

表 2-1 材料の物性値

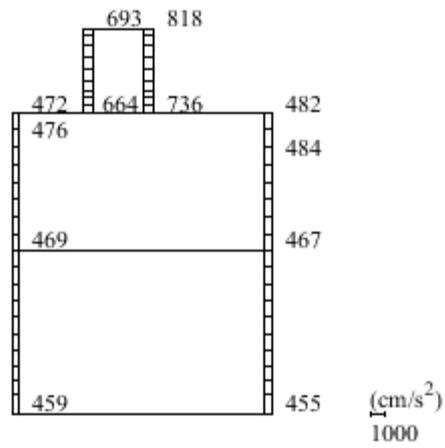
施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
低圧原子炉代替注水 ポンプ格納槽	A - A 断面	解析モデル中に地下水位を 考慮しない
	B - B 断面	
	C - C 断面	

2.3 解析結果

ケース⑤に係る地震応答解析結果として、基準地震動 S_s に対する最大加速度分布図を図 2-1～図 2-3 に示す。

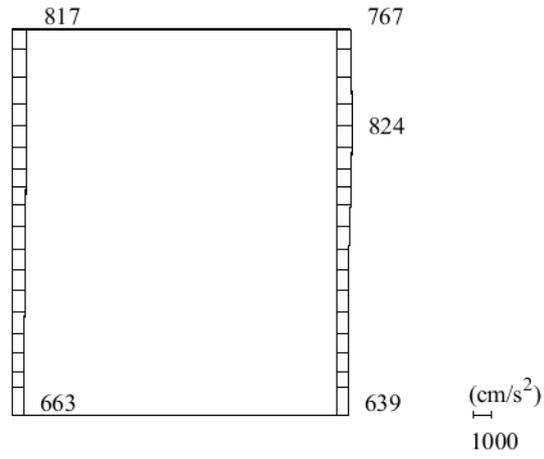


(a) S s - D (++) 水平

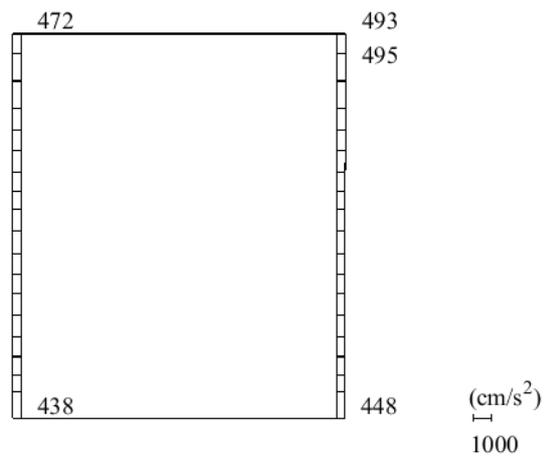


(b) S s - D (++) 鉛直

図 2-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面) (解析ケース⑤)

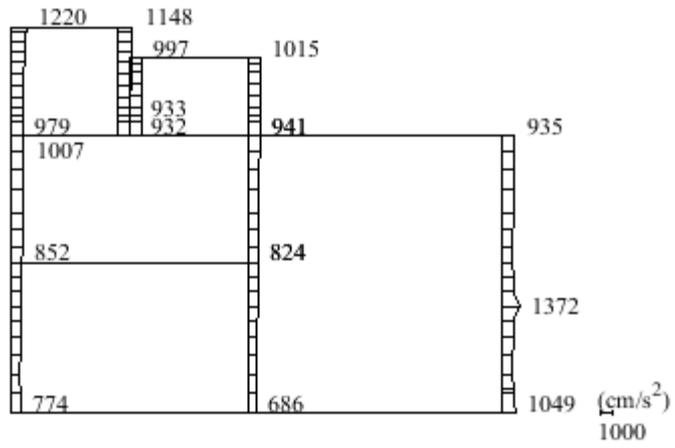


(a) S s - D (++) 水平

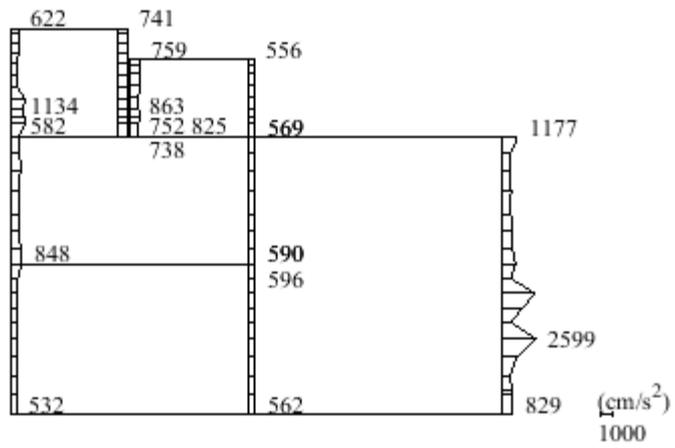


(b) S s - D (++) 鉛直

図 2-2 最大応答加速度分布図 (B-B断面) (解析ケース⑤)



(a) S s - D (++) 水平



(b) S s - D (++) 鉛直

図 2-3 最大応答加速度分布図 (C-C 断面) (解析ケース⑤)

3. 妻壁の剛性を考慮した解析ケース

3.1 はじめに

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽のA-A断面及びB-B断面では、耐震評価上の保守的な条件として妻壁を考慮しない評価を実施しており、機器・配管系に適用する床応答についても同様の解析モデルを用いて算定している。本章では、機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、妻壁を考慮したモデルにおける解析を実施した。

3.2 解析方針

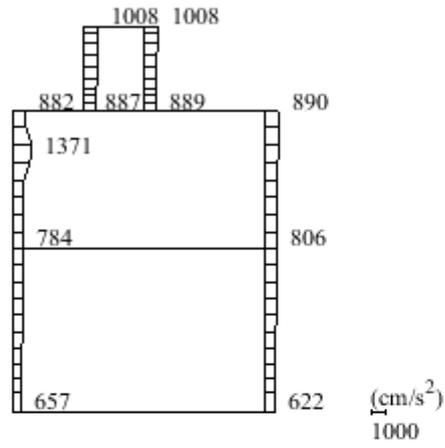
耐震評価は本文における評価条件に基づき実施する。ただし、本検討においては妻壁の剛性及び重量を等価剛性及び等価重量として考慮することとする。

影響検討ケースは位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 S_{s-D} に対して実施することとする。

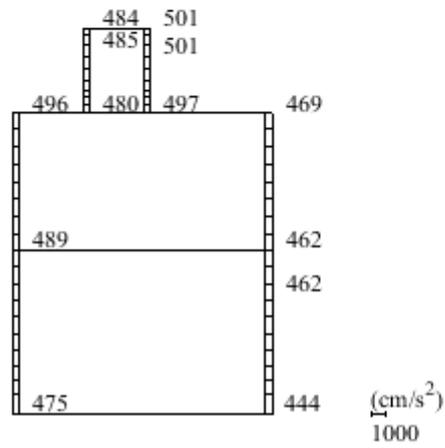
影響検討に用いる地震動は、本文で使用した基準地震動 $S_{s-D} (++)$ を使用する。

3.3 解析結果

基準地震動 $S_{s-D} (++)$ に対する最大加速度分布図を図3-1及び図3-2に示す。

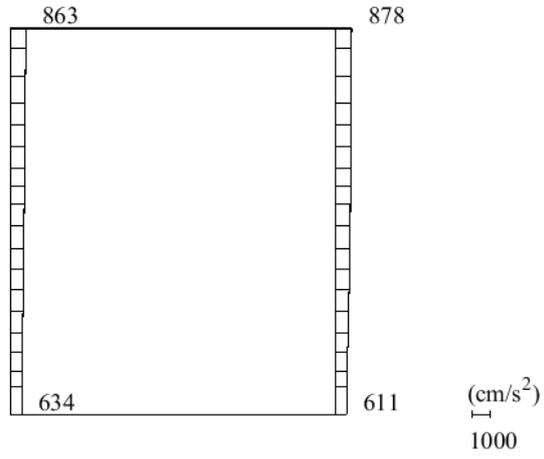


(a) S s - D (++) 水平

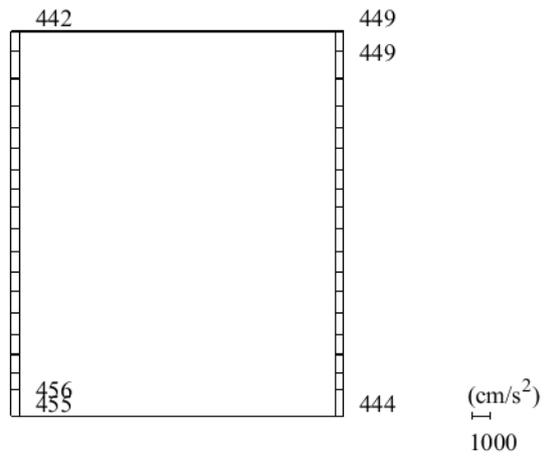


(b) S s - D (++) 鉛直

图 3-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面)



(a) S s - D (++) 水平



(b) S s - D (++) 鉛直

图 3-2 最大応答加速度分布図 (B - B 断面)

参考資料 2 ケミカルアンカーの有効埋め込み長さの検討

1. はじめに

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽について，地上部のボンベ庫はケミカルアンカーにて一体化を行っている。平面図を図 1-1 に，断面図を図 1-2 及び図 1-3 に，概略配筋図を図 1-4 及び図 1-5 に，ケミカルアンカー設置位置図を図 1-6 に示す。

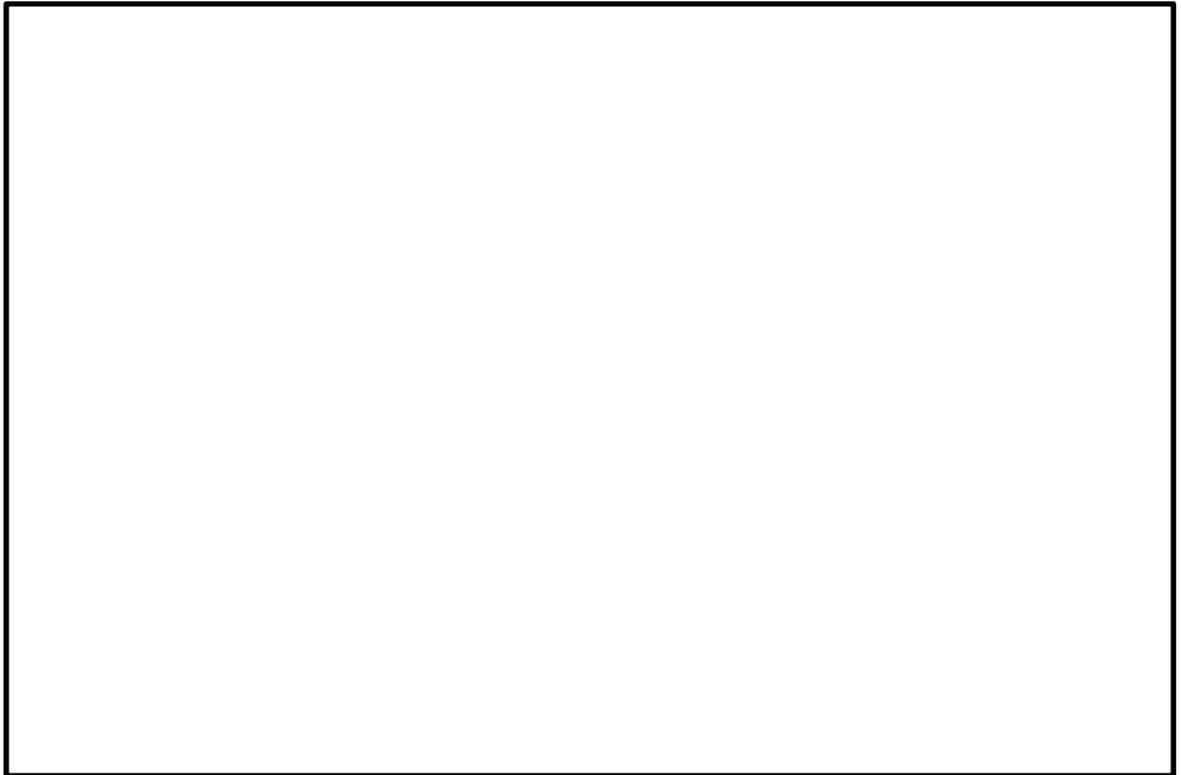


図 1-1 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽 平面図

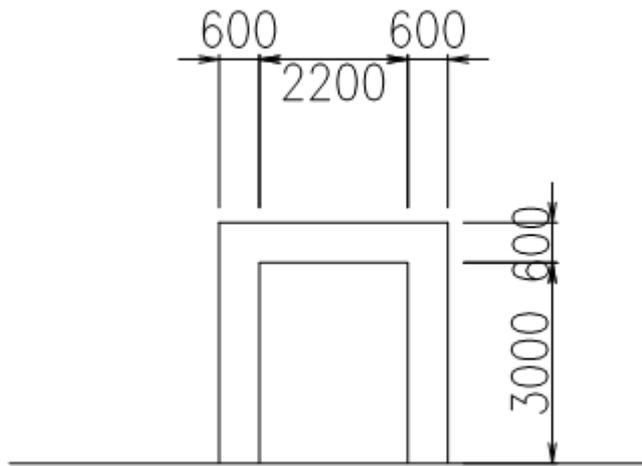


図 1-2 ポンペ庫 断面図 (A-A断面)

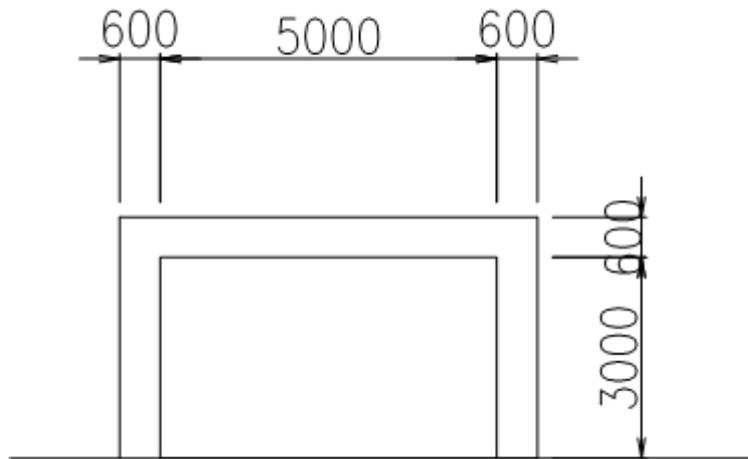


図 1-3 ポンペ庫 断面図 (B-B断面)

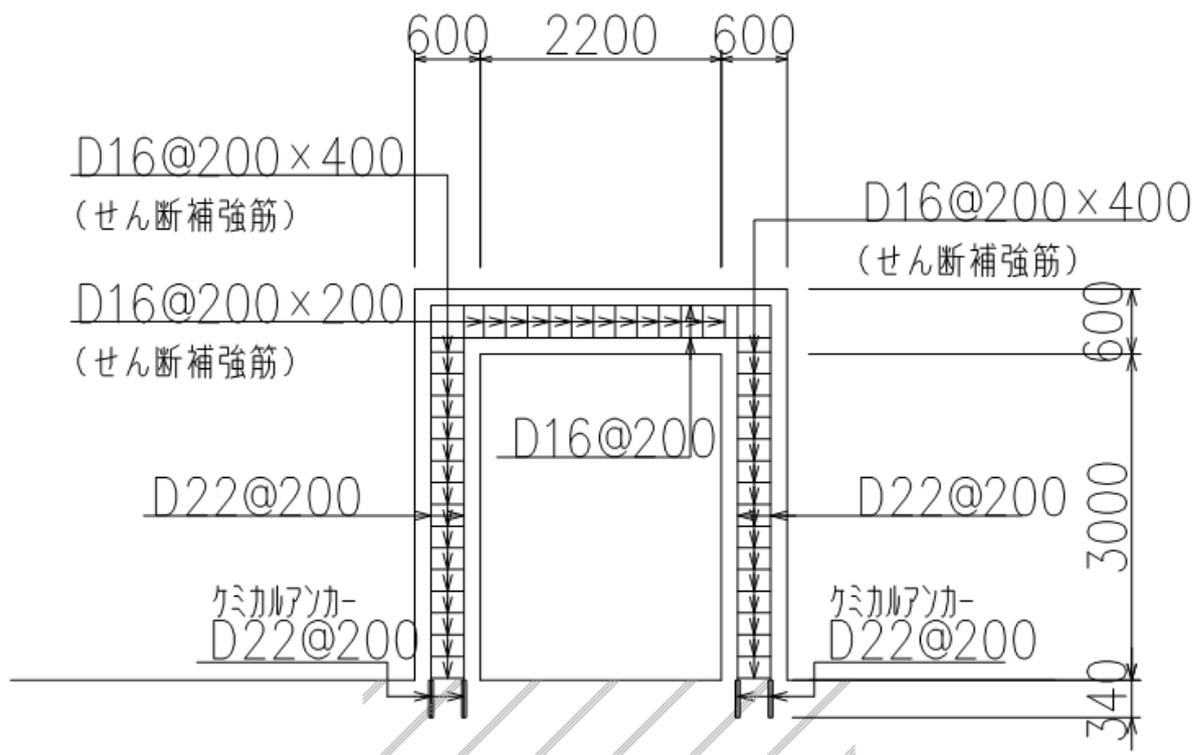


図 1-4 ポンベ庫 概略配筋図 (A-A 断面)

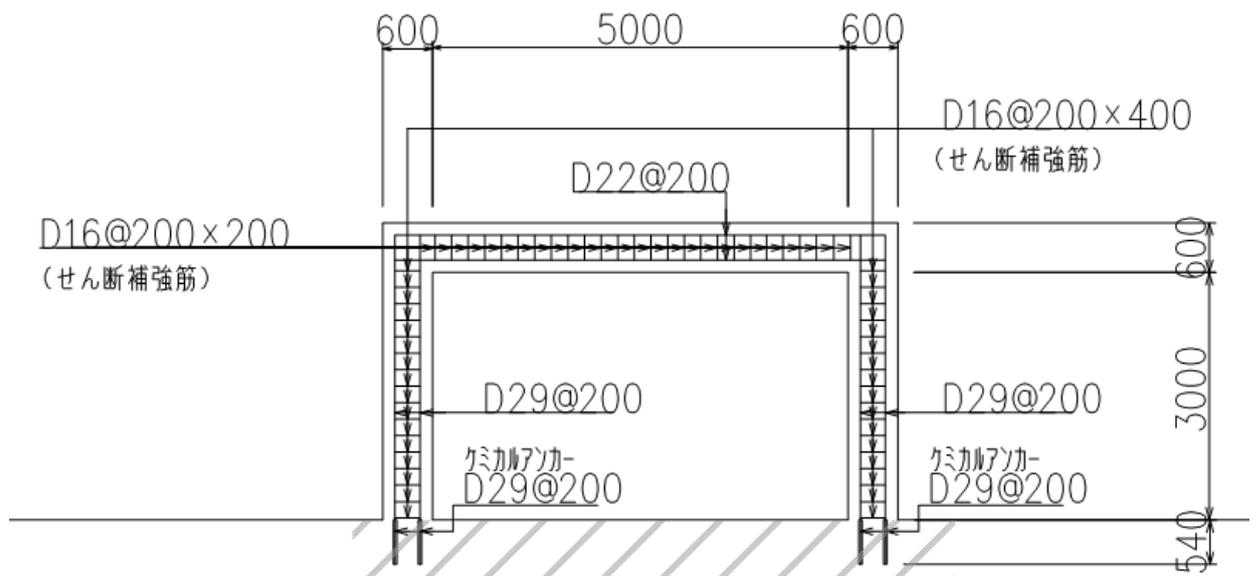


図 1-5 ポンベ庫 概略配筋図 (B-B 断面)

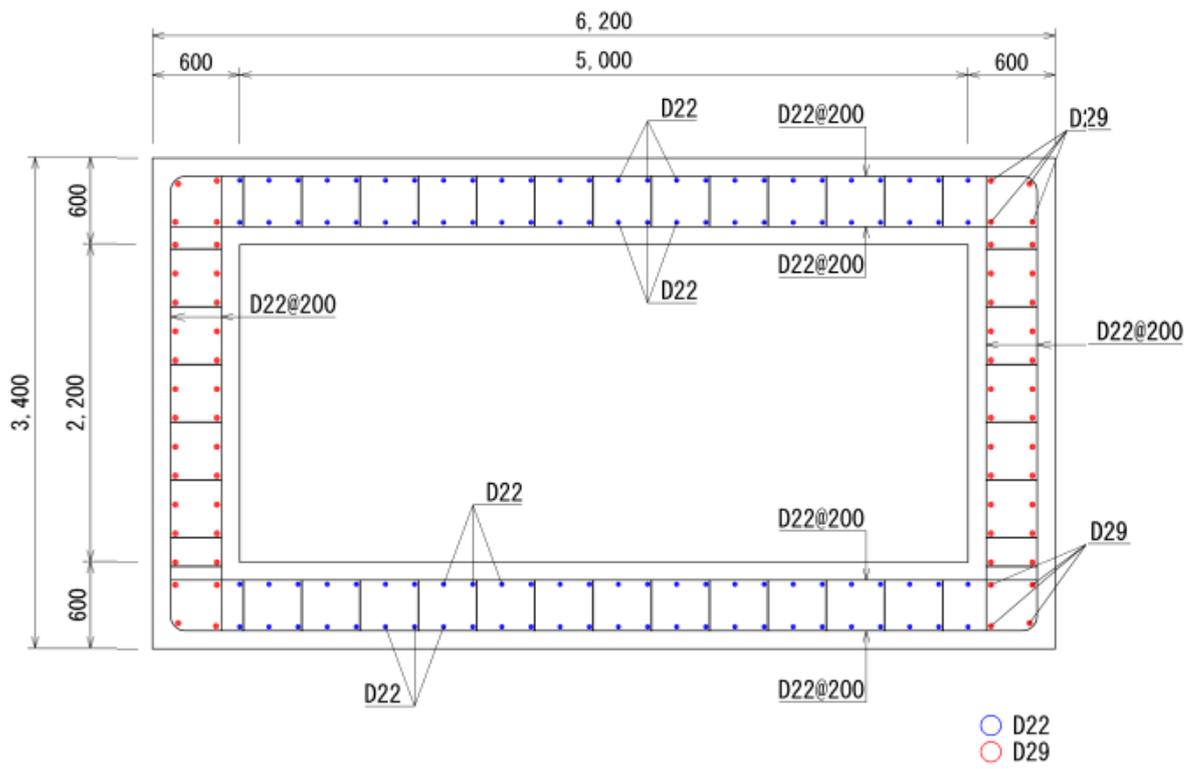


図 1-6 ケミカルアンカー設置位置図

2. 検討方法

ケミカルアンカーの有効埋め込み長さについては「各種合成構造設計指針・同解説 日本建築学会」を適用し、アンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さ l_e は下記より算定する。

$$l_e \geq \frac{s_{\sigma p a} \times d_a}{4 \times \tau_a}$$

ここで、

- $s_{\sigma p a}$: 接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さを算定する場合の引張強度で $s_{\sigma p a} = s_{\sigma y}$ とする。
- $s_{\sigma y}$: 接着系アンカーボルトの規格降伏強度
- d_a : 接着系アンカーボルトの径
- l_e : 接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さ
- τ_a : へり空き及びアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度で、下式による
- $$\tau_a = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \tau_{b a v g}$$
- α_n : へり空き及びアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり下式による ($n=1, 2, 3$)。最も小さい寸法となる 3 面までを考慮する。 $\alpha_n = 0.5 \left(c_n / l_c \right) + 0.5$
- ただし、 $\left(c_n / l_c \right) \geq 1.0$ の場合は $\left(c_n / l_c \right) = 1.0$
- $l_c \geq 10 d_a$ の場合は $l_c = 10 d_a$ とする。
- $\tau_{b a v g}$: 接着系アンカーボルトの基本平均付着強度
- c_n : へり空き寸法又はアンカーボルトピッチ a の 1/2。
最も小さい寸法となる 3 面までを考慮する。

3. 検討結果

①接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さを算定する場合の引張強度

$$s_{\sigma p a} = s_{\sigma y} = 345 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

②接着系アンカーボルトの径

ボンベ庫は部位により，既設コンクリートとの定着鉄筋径が異なる。

鉄筋径 D22 の南北壁と，鉄筋径 D29 の東西壁に区分する。

鉄筋径 D22 の南北壁 $d_a = 22\text{mm}$

鉄筋径 D29 の東西壁 $d_a = 29\text{mm}$

③接着系アンカーボルトの基本平均付着強度

$$\begin{aligned}\tau_{b a v g} &= 10 \times \sqrt{F_c / 21} \\ &= 10 \times \sqrt{27 / 21} \\ &= 11.34 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

④へり空き及びアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$

南北壁 鉄筋径 D22

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= 0.5(C1 / l_e') + 0.5 \\ &= 0.5(78.5 / 220) + 0.5 \\ &= 0.68\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_2 &= 0.5(C1 / l_e') + 0.5 \\ &= 0.5(100 / 220) + 0.5 \\ &= 0.73\end{aligned}$$

$$\alpha_3 = 1.00$$

東西壁 鉄筋径 D29

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= 0.5(C1 / l_e') + 0.5 \\ &= 0.5(78.5 / 290) + 0.5 \\ &= 0.64\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_2 &= 0.5(C1 / l_e') + 0.5 \\ &= 0.5(78.5 / 290) + 0.5 \\ &= 0.64\end{aligned}$$

$$\alpha_3 = 1.00$$

⑤接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さ

南北壁

$$\begin{aligned}l_e' &= 10 d_a \\ &= 220\text{mm}\end{aligned}$$

東西壁

$$\begin{aligned}l_e' &= 10 d_a \\ &= 290\text{mm}\end{aligned}$$

⑥へり空き及びアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度

南北壁 鉄筋径 D22

$$\begin{aligned}\tau_a &= \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \tau_{b a v g} \\ &= 5.63 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

東西壁 鉄筋径 D22

$$\begin{aligned}\tau_a &= \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \tau_{b a v g} \\ &= 4.64 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

⑦計算から算出される接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さ

南北壁 鉄筋径 D22

$$\begin{aligned}l_e &= (s_{\sigma p a} \times d_a) / (4 \times \tau_a) \\ &= 337\text{mm}\end{aligned}$$

東西壁 鉄筋径 D29

$$\begin{aligned}l_e &= (s_{\sigma p a} \times d_a) / (4 \times \tau_a) \\ &= 539.1\text{mm}\end{aligned}$$

⑧有効埋め込み長さに対する設計定着長

表 3-1 のとおり、設計定着長は有効埋め込み長さを満足することを確認した。

表 3-1 有効埋め込み長さに対する設計定着長

	有効埋め込み長さ (mm)	設計定着長 (mm)
南北壁 (鉄筋径 D22)	337.0	340
東西壁 (鉄筋径 D29)	539.1	540