

資料 14 第 3 号機海水ポンプ室の耐震安全性評価

目 次

1. 評価方法	資料 14-1
2. 評価条件	資料 14-1
2.1 適用規格	資料 14-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 14-4
2.3 耐震評価フロー	資料 14-12
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 14-18
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 14-21
2.6 地盤物性値	資料 14-21
2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方	資料 14-27
2.7.1 評価構造物諸元	資料 14-27
2.7.2 第3号機海水ポンプ室の要求機能の考え方	資料 14-30
2.8 地下水位	資料 14-32
3. 地震応答解析	資料 14-34
3.1 地震応答解析手法	資料 14-34
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 14-37
3.2.1 解析モデル領域	資料 14-37
3.2.2 境界条件	資料 14-39
3.2.3 構造物のモデル化	資料 14-45
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 14-52
3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 14-52
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 14-53
3.3 減衰定数	資料 14-58
3.4 荷重の組合せ	資料 14-70
3.4.1 機器・配管荷重	資料 14-71
3.4.2 外水圧	資料 14-72
3.4.3 内水圧	資料 14-74
3.4.4 積載荷重	資料 14-76
3.4.5 動水圧	資料 14-78
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 14-81
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 14-81
3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 14-89
4. 三次元構造解析	資料 14-93
4.1 解析手法	資料 14-93
4.2 解析モデルの設定	資料 14-94
4.2.1 構造物のモデル化	資料 14-94
4.2.2 地盤ばね要素	資料 14-97
4.2.3 材料の非線形特性	資料 14-98
4.3 照査時刻の選定	資料 14-102

4.4	入力荷重	資料 14-105
4.4.1	常時荷重	資料 14-108
4.4.2	慣性力（機器）	資料 14-111
4.4.3	慣性力（配管）	資料 14-113
4.4.4	慣性力（躯体）	資料 14-115
4.4.5	動水圧	資料 14-117
4.4.6	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 14-119
5.	評価内容	資料 14-121
5.1	入力地震動の設定	資料 14-121
5.2	許容限界の設定	資料 14-154
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 14-154
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 14-159
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界	資料 14-169
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 14-171
6.	評価結果	資料 14-172
6.1	地震応答解析結果	資料 14-172
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	資料 14-173
6.1.2	作用荷重分布図	資料 14-209
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 14-217
6.1.4	過剰間隙水圧比分布	資料 14-226
6.2	三次元構造解析結果	資料 14-231
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 14-237
6.2.2	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 14-269
6.2.3	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 14-290
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 14-316
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 14-316
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 14-429
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	資料 14-492
6.3.4	水平2方向載荷による評価結果	資料 14-529
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 14-534
6.4.1	基礎地盤（牧の浜部層）	資料 14-534
6.4.2	MMR（既設）	資料 14-539
7.	まとめ	資料 14-582

参考資料

- 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 資料 14- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価 資料 14- (参考) 2-1
- 参考資料 3 主筋ひずみの平均化について 資料 14- (参考) 3-1
- 参考資料 4 照査時刻の選定の妥当性について 資料 14- (参考) 4-1

1. 評価方法

第3号機海水ポンプ室は、耐震重要施設である防潮壁等を間接支持する支持機能及び浸水防止のための止水機能が要求される。

第3号機海水ポンプ室については、基準地震動 S_s による耐震評価として、構造部材の曲げ・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する。

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材のひずみ、せん断力、壁部材の面内せん断変形に伴う面内せん断ひずみが要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを及びMMRの健全性を確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

第3号機海水ポンプ室の耐震評価に当たっては、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」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）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊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」という。）及びコンクリート標準示方書を適用する。

増厚補強部のせん断破壊に対する許容限界については、トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説（土木学会 2016年制定）を適用する。

また、三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）に用いる材料定数については、コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）を適用する。

また、三次元構造解析に用いる地盤ばねの設定については、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月），道路橋示方書（V 耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）及び原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1991 追補版（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用する。

表 2-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-1 (1) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	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[構造性能照査編] (土木学会 2002年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元(γ , E , ν)	—
	・コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会 2017年制定)	・コンクリートの材料定数(三次元構造解析に用いる材料定数)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002年制定)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界	・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)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 圧縮縁コンクリートひずみが1.0% (10000 μ)を下回ることを確認*	・構造強度を有すること
		・せん断破壊に対する照査において, 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 ・止水機能を損なわないこと ・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002年制定)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生ひずみが部材降伏に相当する限界ひずみ(コンクリート圧縮ひずみ2000 μ , 主筋ひずみ1725 μ)以下であることを確認*	・止水機能を損なわないこと ・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・鉄道構造物等設計標準・同解説(開削トンネル) (鉄道総合技術研究所 平成13年3月)	・増厚補強部における既設部材と補強部材のせん断耐力の鉄筋負担分の合成式	

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-1 (2) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> 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) 	<ul style="list-style-type: none"> せん断破壊に対する照査において, 面内せん断ひずみが 2000μ (2/1000) に至らないことを確認* 	<ul style="list-style-type: none"> 支持機能を損なわないこと
	<ul style="list-style-type: none"> 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) 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認* 	—
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> 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) 	<ul style="list-style-type: none"> 有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析 	—
構造解析	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数) 	—
	<ul style="list-style-type: none"> 道路橋示方書 (V 耐震設計編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 		—
	<ul style="list-style-type: none"> 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 		—

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

2.2 構造及び補強の概要

第3号機海水ポンプ室の位置図を図2-1に、平面図を図2-2に、断面図を図2-3～図2-5に、概略配筋図を図2-6～図2-8に示す。

第3号機海水ポンプ室は、地下2階または地下3階構造となっており、上部はスクリーンエリア、循環水ポンプエリアの2エリアに分かれている。下部は水路となっており、スクリーンエリアの下部は四連のボックスカルバート構造、循環水ポンプエリアの下部は二連のボックスカルバート構造となっている。また、上部は各エリアが隔壁により仕切られ、各エリアによって開口部の存在や中床版の設置レベルが異なる等、複雑な構造となっている。

第3号機海水ポンプ室は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する箱形構造物である。

基準地震動 S_s の増大により、第3号機海水ポンプ室の耐震性を確保するために耐震補強を実施する。耐震補強の概要図を図2-9に、補強計画図を図2-10～図2-13に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する補強として、水路部における導流壁の増厚、気中部における隔壁の追加及び妻壁への補強梁の追加を実施する。

せん断破壊に対する補強として、後施工せん断補強工法（CCb工法）によるせん断補強を実施する。

なお、追加する隔壁も三次元モデルに反映し、評価を行う。

第3号機海水ポンプ室周辺には、図2-14に示す通り、防潮壁及び地盤改良が施工されている。この改良地盤は第3号機海水ポンプ室の耐震補強を目的としたものではなく、防潮壁の変形抑制及び液状化対策を目的としたものである。防潮壁の耐震評価については、「補足140-1 6.3 防潮壁に対する補足説明」に示す。

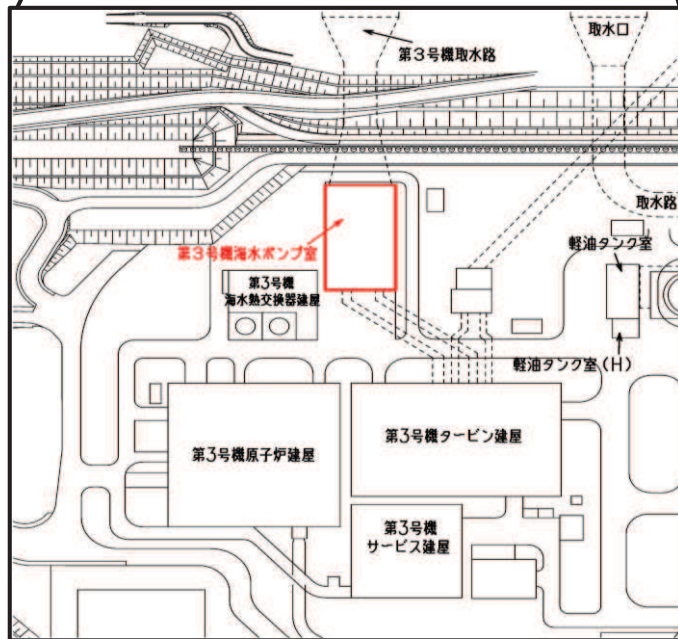
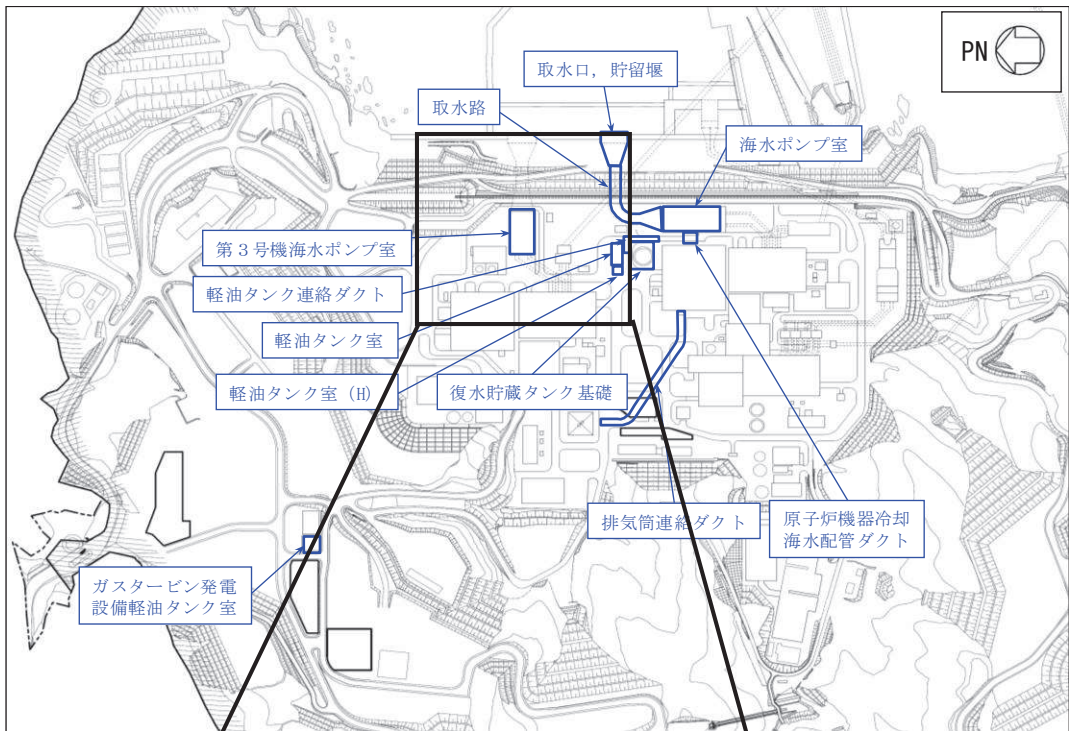


図 2-1 第 3 号機海水ポンプ室の位置図

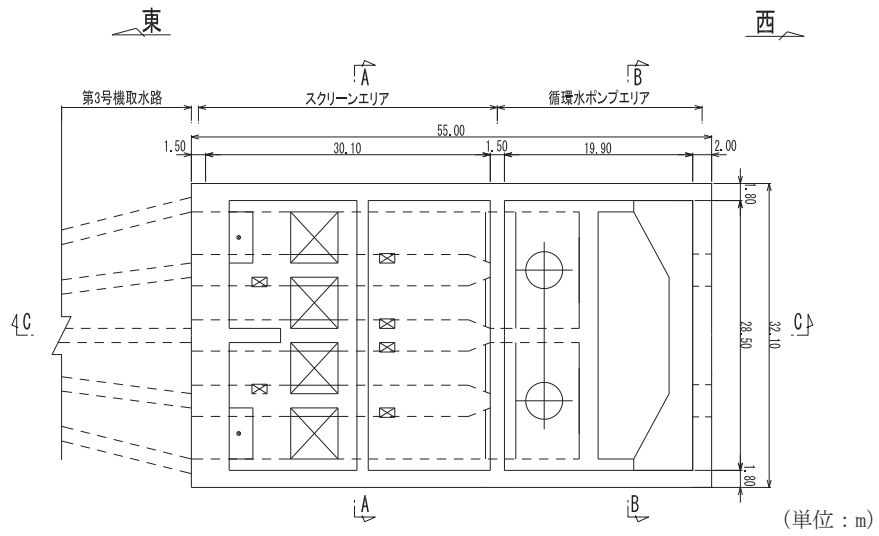


図 2-2 第 3 号機海水ポンプ室平面図

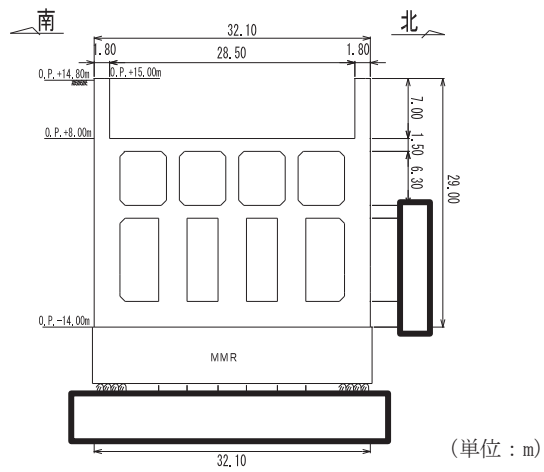


図 2-3 第 3 号機海水ポンプ室断面図 (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

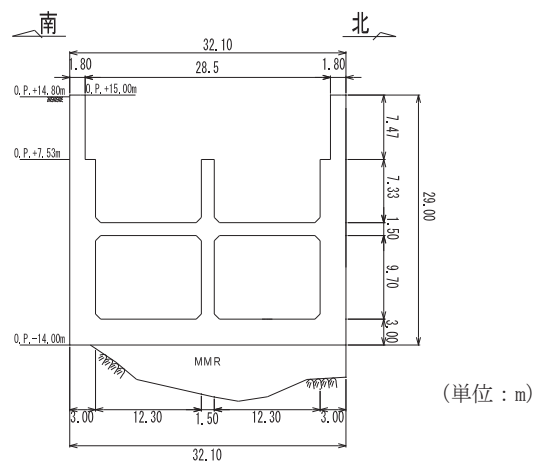
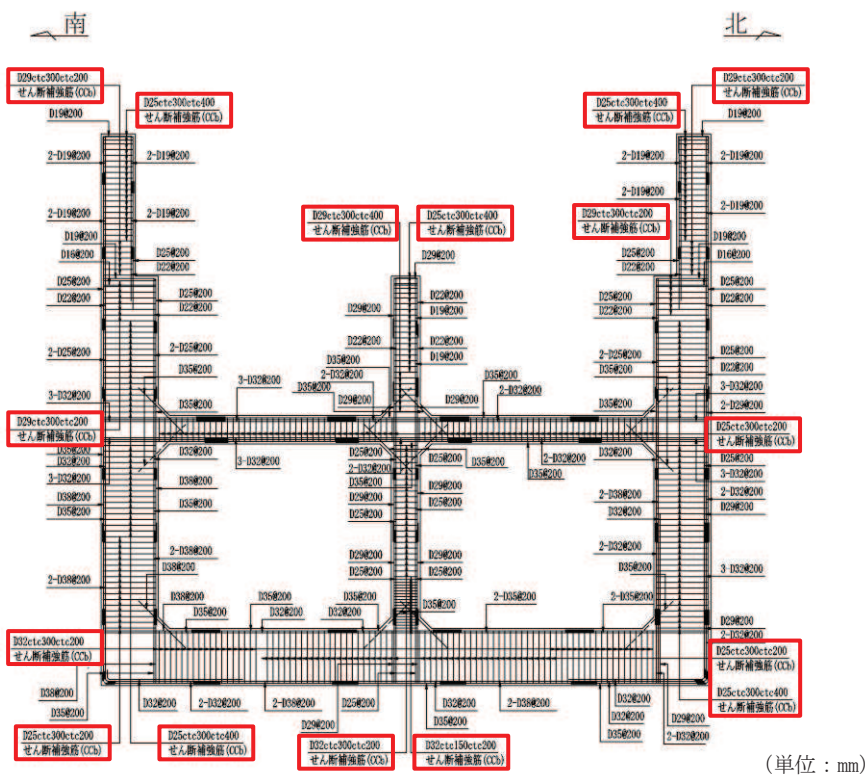


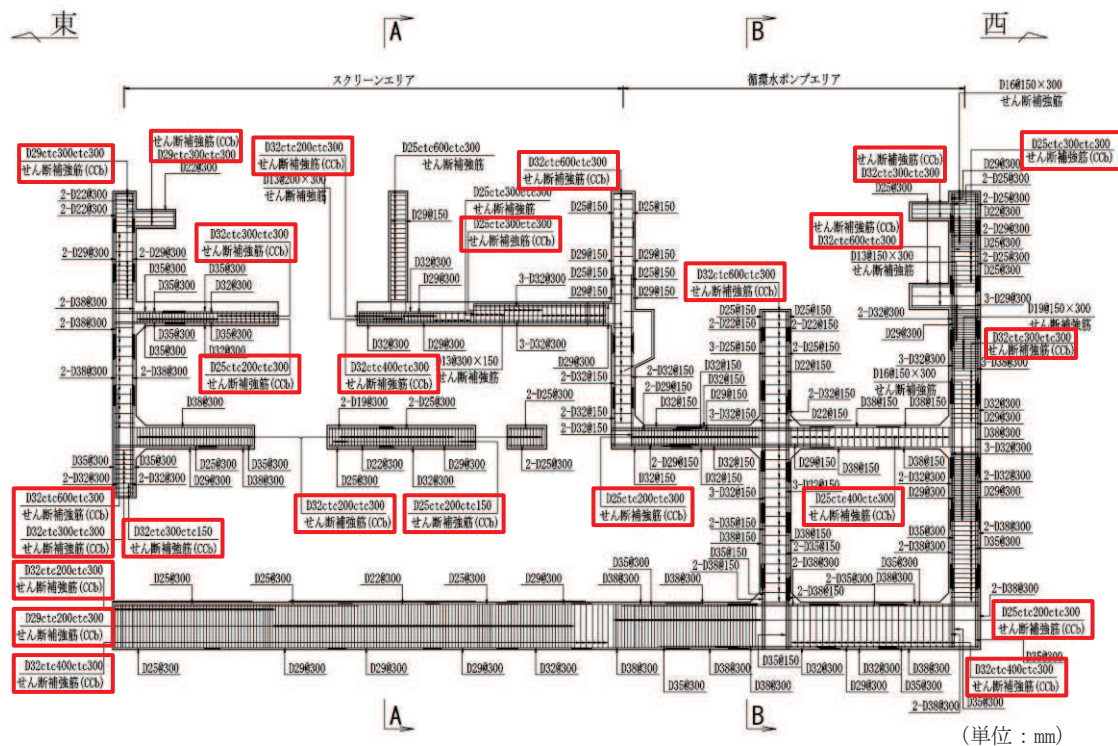
図 2-4 第 3 号機海水ポンプ室断面図 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



□ : Ccb 工法適用箇所

図 2-7 第 3 号機海水ポンプ室概略配筋図 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))



□ : Ccb 工法適用箇所

図 2-8 第 3 号機海水ポンプ室概略配筋図 (C-C 断面, 東西)

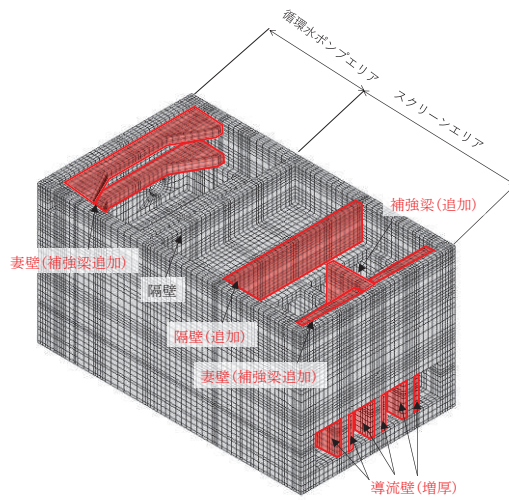


図 2-9 耐震補強の概要図

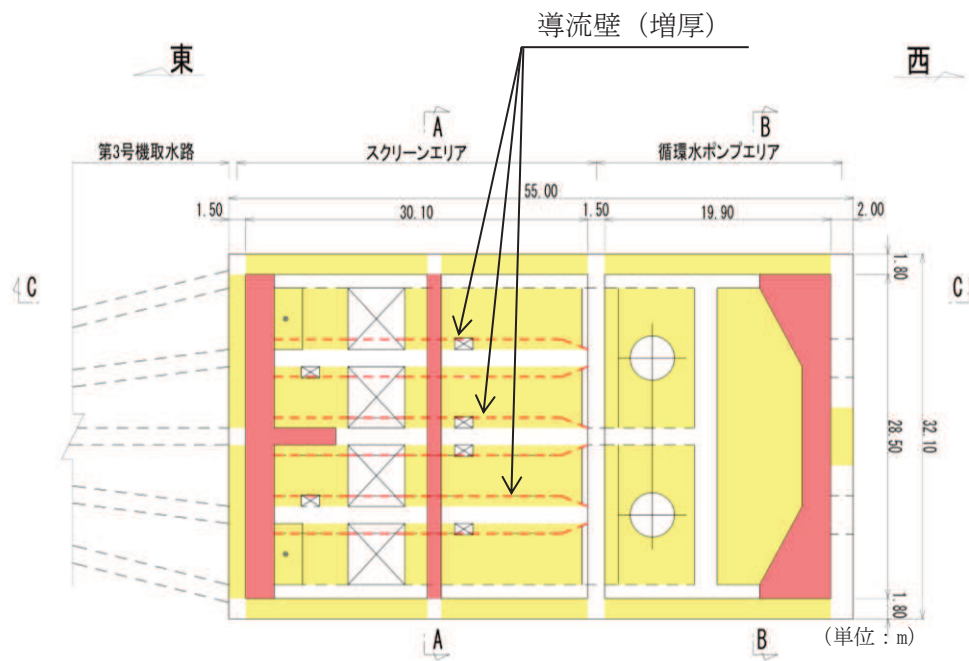


図 2-10 補強計画図 (平面図)

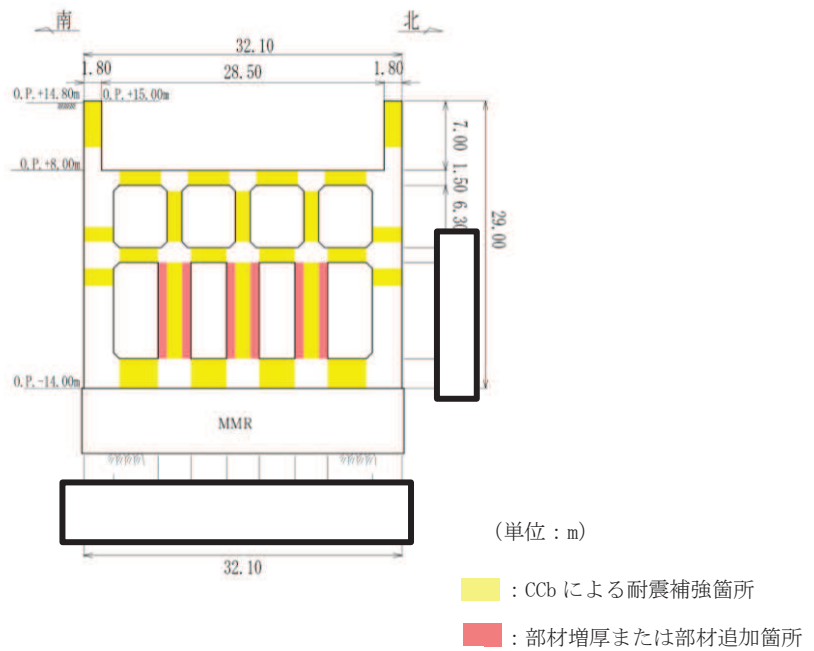


図 2-11 補強計画図 (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

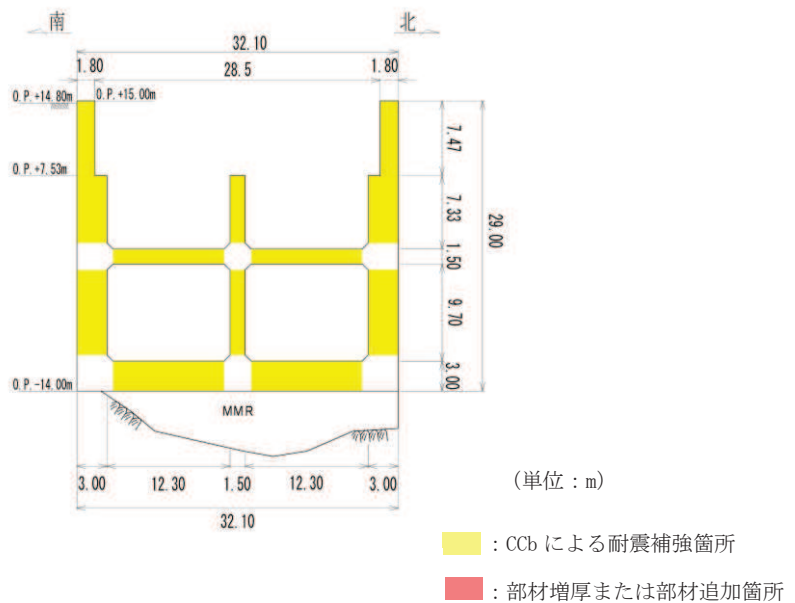


図 2-12 補強計画図 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

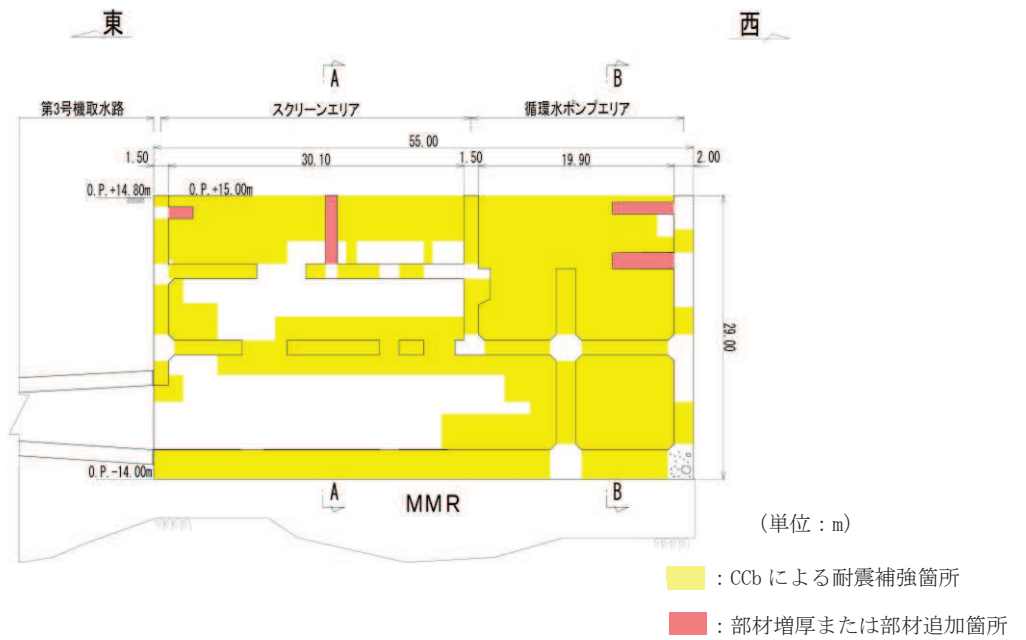


図 2-13 補強計画図 (C-C 断面, 東西)

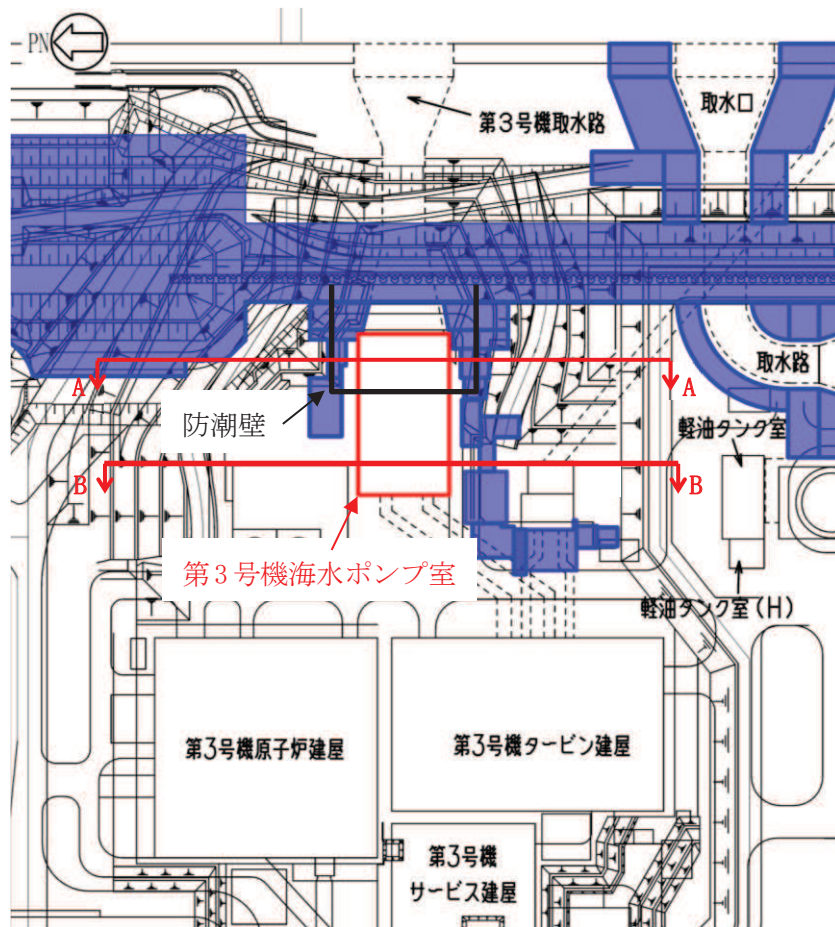


図 2-14 第 3 号機海水ポンプ室 周辺位置図

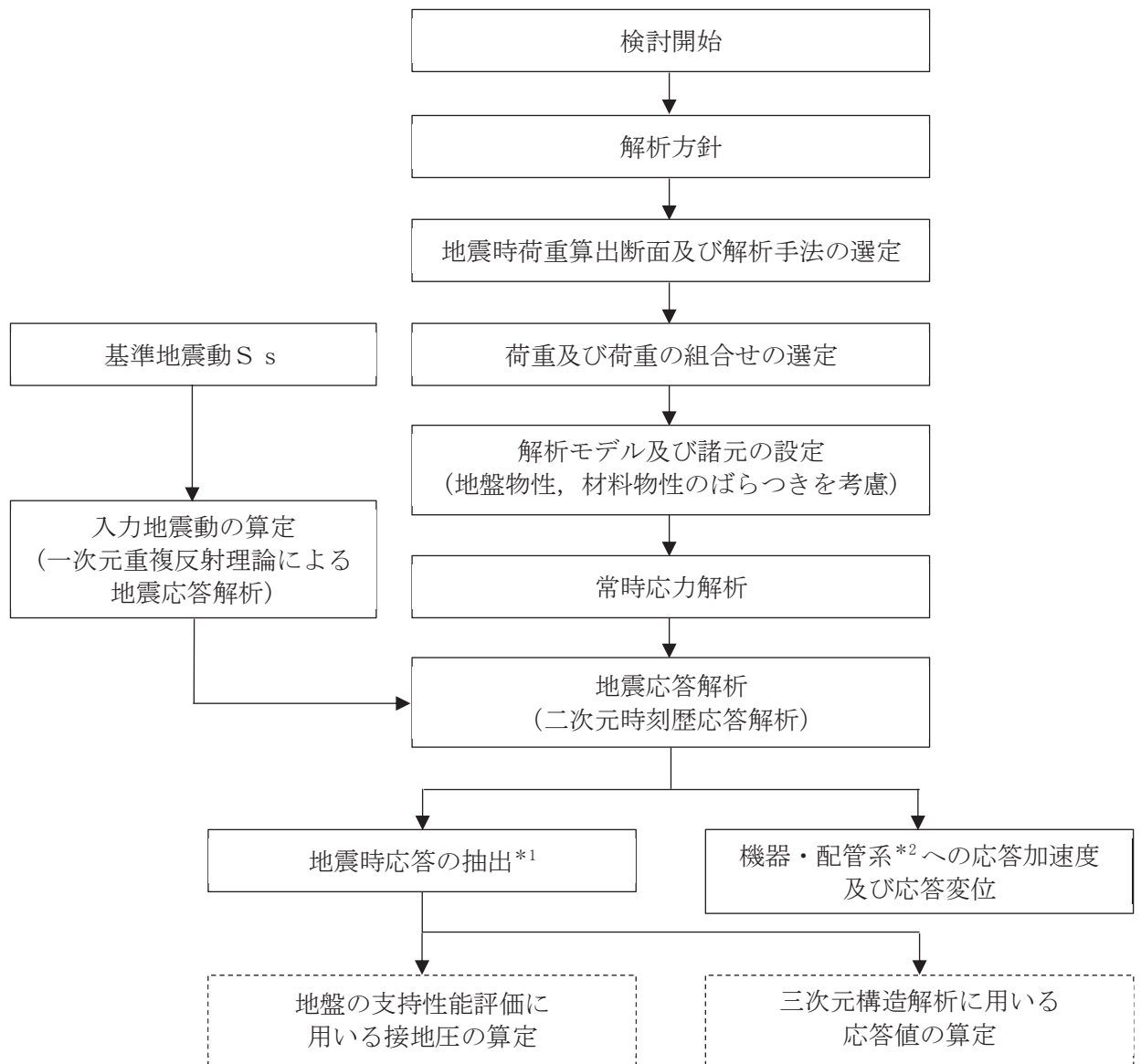
2.3 耐震評価フロー

第3号機海水ポンプ室の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図2-15及び図2-16に示す。

第3号機海水ポンプ室は、面部材として加振方向に平行に配置される壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、三次元非線形ソリッド要素による三次元構造解析による耐震評価を実施する。図2-16の赤破線内に示す範囲について、地震動1波に対する評価内容を具体化したフローを図2-17に示す。さらに、三次元構造解析における基本ケースから水平2方向荷重に至る一連の評価プロセスを図2-18に示す。三次元構造解析に当たっては、二次元有限要素法を用いた地震応答解析により地震時荷重を算定し、その荷重を三次元構造解析モデルに作用させて耐震評価を実施する。よって、地震応答解析により抽出する応答値は、三次元構造解析モデルに作用させる地震時土圧、慣性力及び基礎地盤に発生する接地圧である。

また、機器・配管系が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の抽出を行う。

第3号機海水ポンプ室の基礎地盤の支持性能については、地震応答解析により得られた応答値を用いて耐震評価を行う。



注記*1：耐震評価に用いる応答値を算定する。

*2：機器・配管系及び防潮壁を示す。

図 2-15 第 3 号機海水ポンプ室の地震応答解析フロー

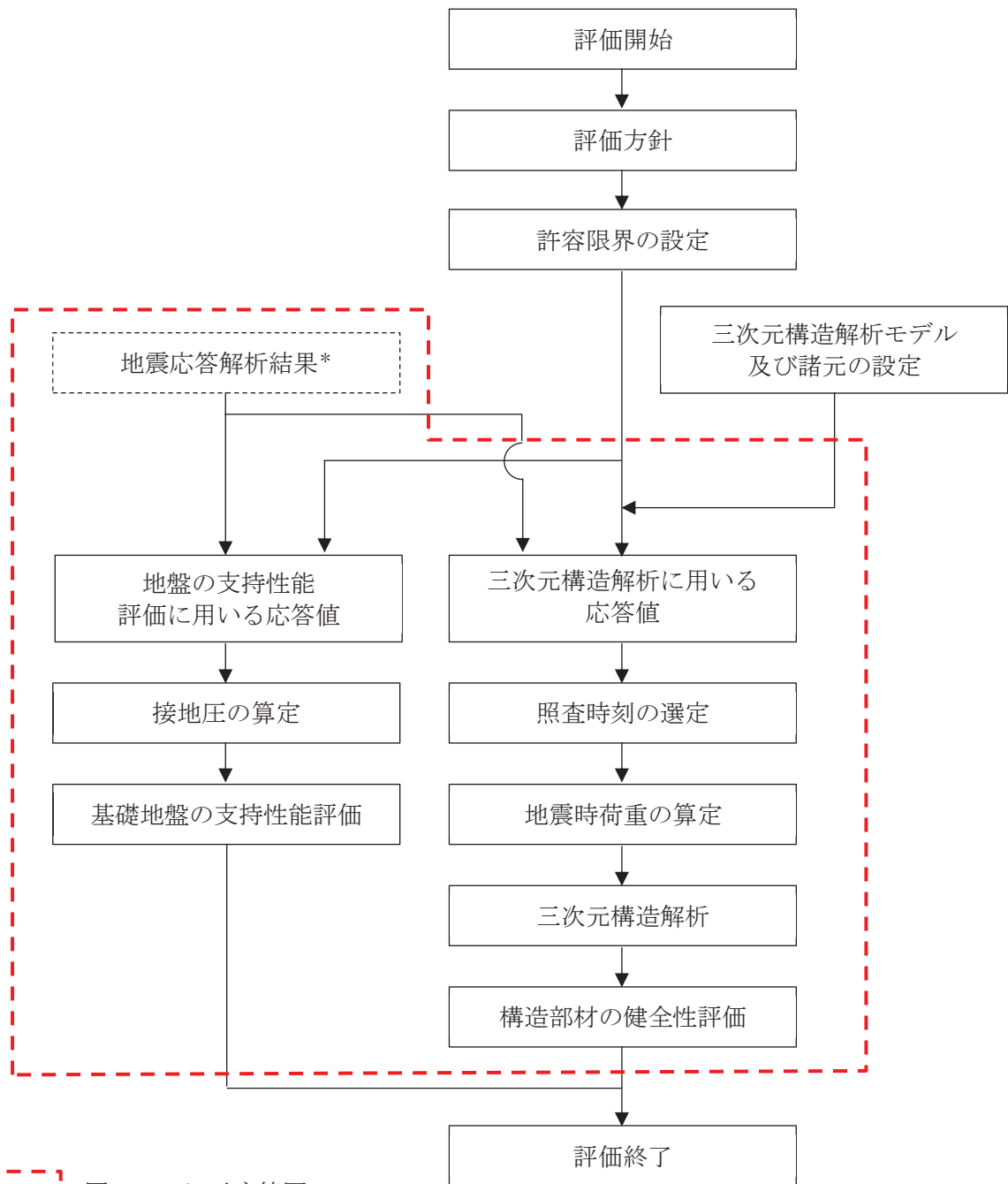


図 2-17 に示す範囲

注記* : 地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-16 第 3 号機海水ポンプ室の耐震評価フロー

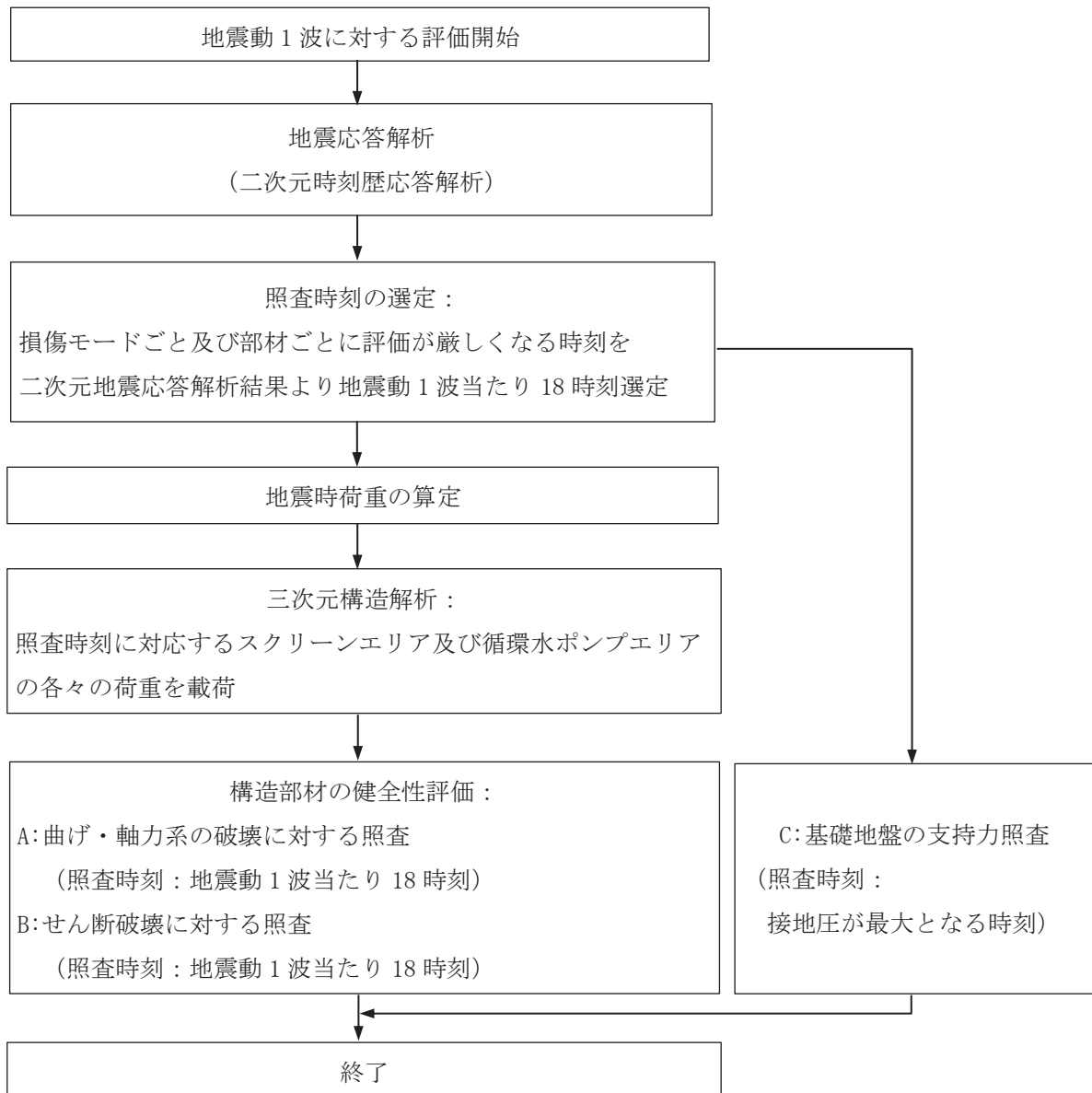


図 2-17 基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー）

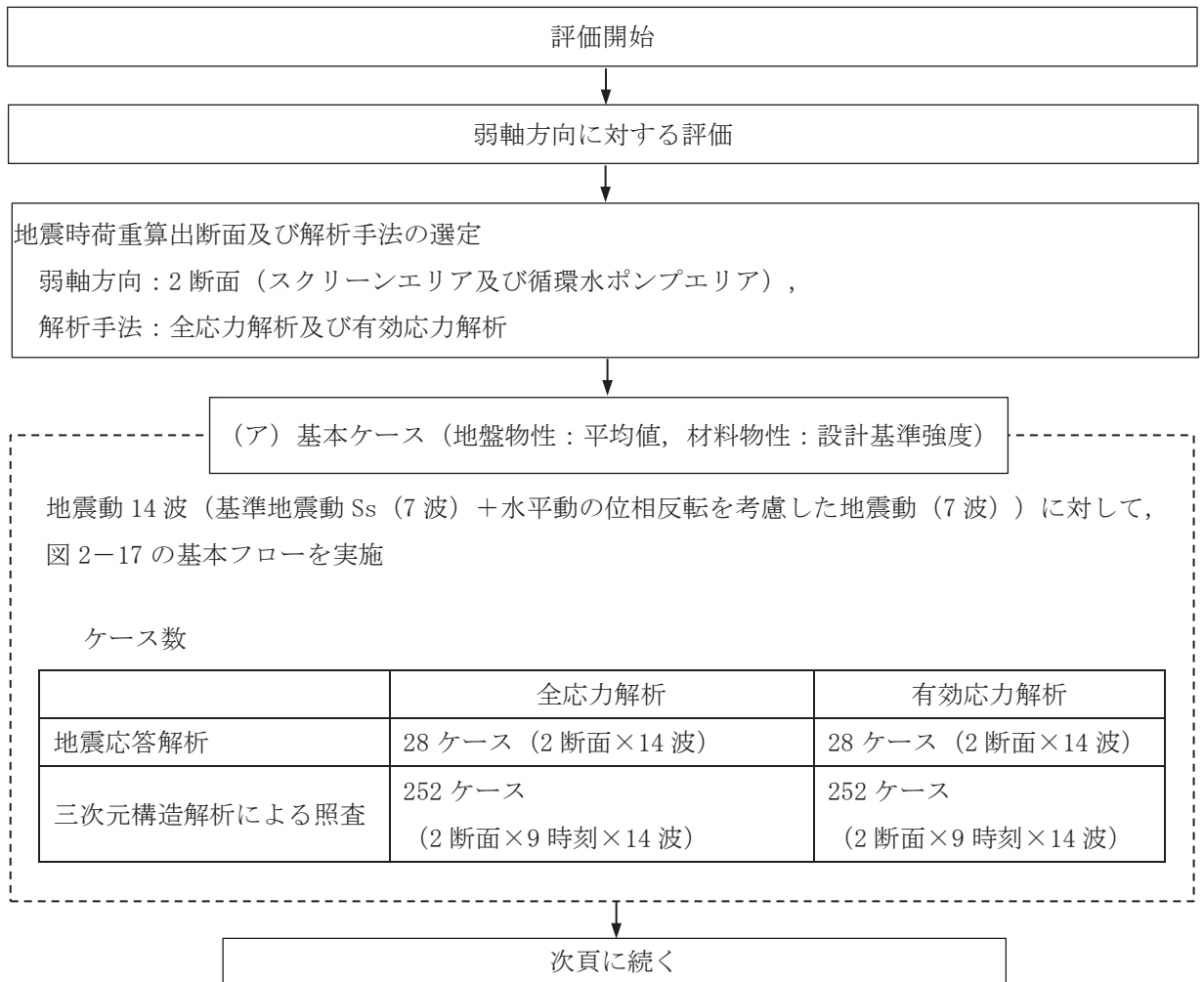


図 2-18(1) 第 3 号機海水ポンプ室の三次元構造解析フロー

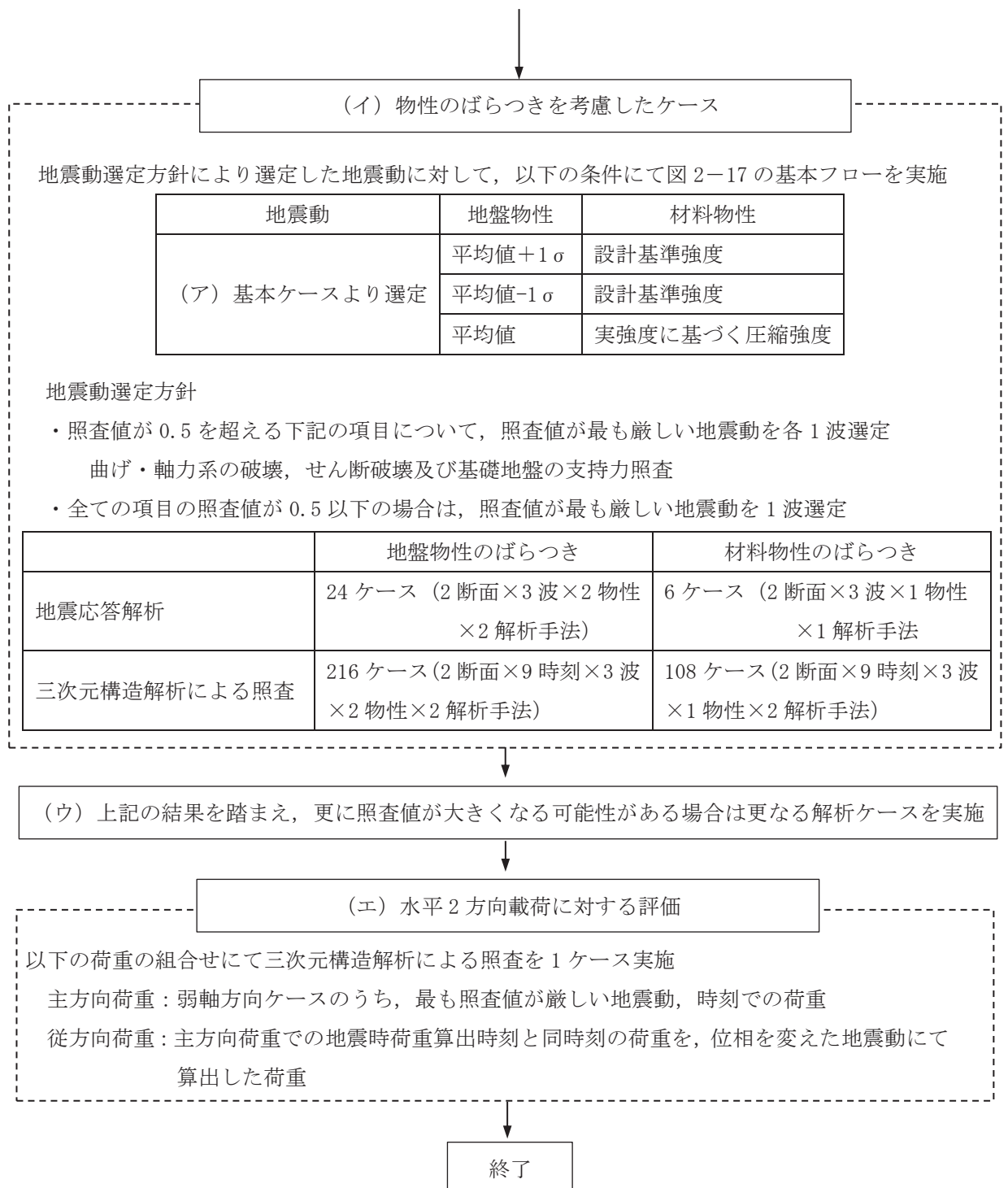


図 2-18(2) 第 3 号機海水ポンプ室の三次元構造解析フロー

2.4 地震時荷重算出断面の選定

地震時荷重算出断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.15 第3号機海水ポンプ室」に示すとおり、南北方向では妻壁や隔壁の配置が異なることによる剛性差を考慮し、スクリーンエリア（A-A断面）及び循環水ポンプエリア（B-B断面）の各エリアの構造モデルを使用して地震時応答解析を行う。第3号機海水ポンプ室の周辺状況は異なり、スクリーンエリアの両側は地盤改良がなされていることから、循環水ポンプエリアの方が地震時の土圧は大きいものと想定される。また、循環水ポンプエリアは、周辺状況に差異はないことから、循環水ポンプエリアの中心を通る地質断面を地盤モデルとして、地震時荷重算出断面とする。

また、東西方向については、構造的特徴や周辺地盤状況を踏まえ、構造物中心を通る断面（C-C断面）を地震時荷重算出用地質断面図とする。

第3号機海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図を図2-19～図2-21に示す。

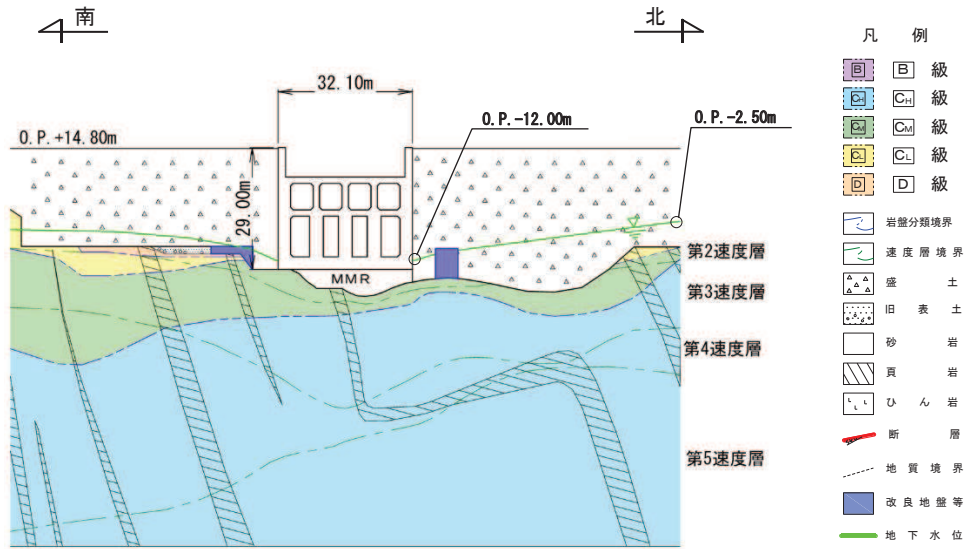


図 2-19 第 3 号機海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図
(A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

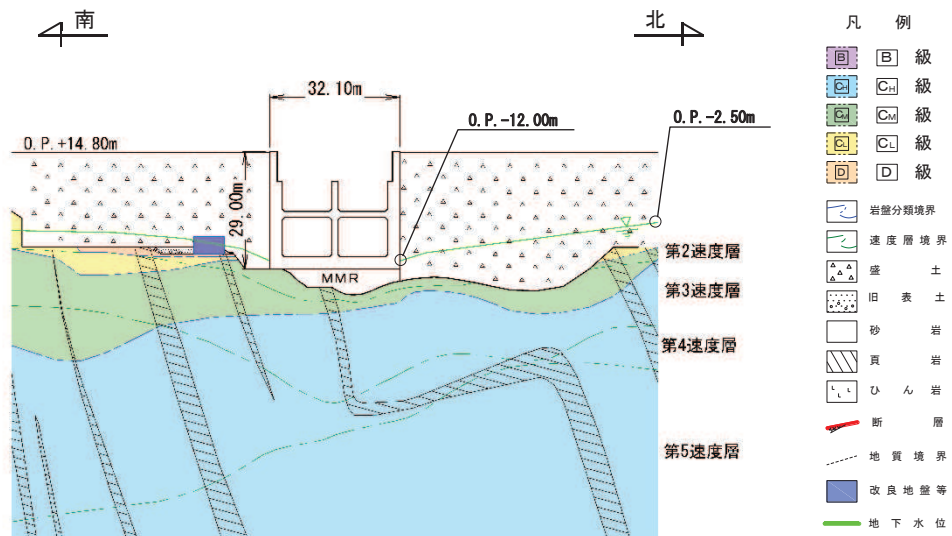


図 2-20 第 3 号機海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図
(B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

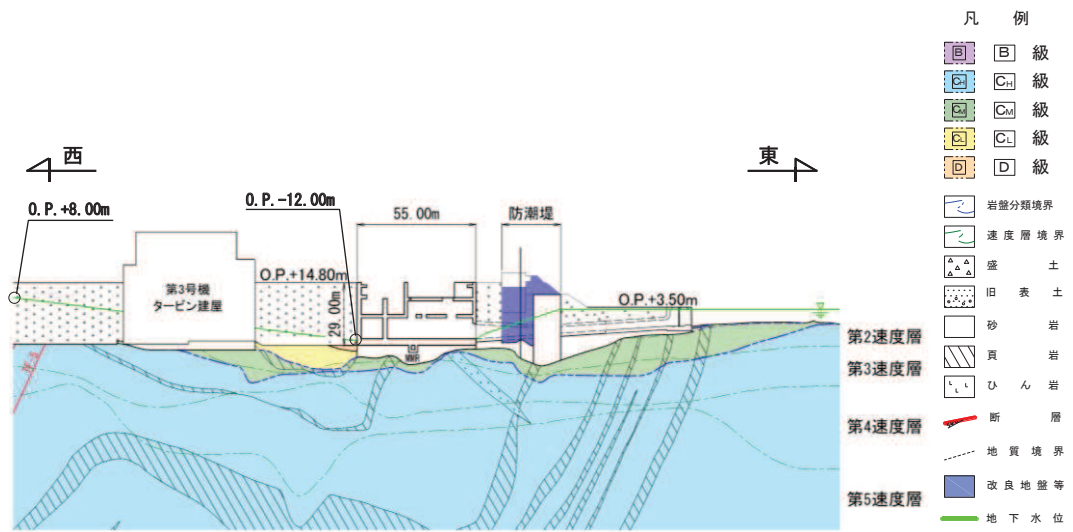


図 2-21 第 3 号機海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図 (C-C 断面, 東西)

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
コンクリート	設計基準強度 23.5 N/mm ²
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋 コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	設計基準強度 2.48×10 ⁴	解析ケース*2 ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
		実強度*1	3.46×10 ⁴	解析ケース*2 ④, ⑨
	ポアソン比		0.2	

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：解析ケースは「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示す。

2.6 地盤物性値

地盤については、添付書類「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～表 2-9 に示す。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

表 2-4 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
[B] 級	砂岩	26.4	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 2-5 参照	0.03	
[C _H] 級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
[C _M] 級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C _L] 級		23.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
[D] 級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-5 地盤の解析用物性値(牧の浜部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第 2 速度層	1.2×10^3	0.45
		第 3 速度層	4.7×10^3	0.41
		第 4 速度層	11.5×10^3	0.34
		第 5 速度層	16.8×10^3	0.33
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第 2 速度層	1.2×10^3	0.45
		第 3 速度層	4.7×10^3	0.41
		第 4 速度層	11.5×10^3	0.34
		第 5 速度層	16.8×10^3	0.33
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第 2 速度層	1.2×10^3	0.45
		第 3 速度層	4.7×10^3	0.41
		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第 1 速度層	表 2-4 参照	0.48
		第 2 速度層		0.45

表 2-6 地盤の解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土*1	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*2}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム*3	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*2}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5									

*1：セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

*2：残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

$$G_0 = E_s / 2 (1 + \nu_s), \quad G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m), \quad \gamma_m = \tau_f / G_0$$

*3：断層及びシームの狭在物は、「粘土状」、「砂状」、「鱗片状」等の性状が確認されているが、そのうち最も強度の小さい粘土状物質にて試験を行い解析用物性値を設定している

表2-7 地盤の解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ($f'_{ck} = 15.6$ N/mm ²)	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

表 2-8 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 液状化検討対象層)

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{max}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.3	14.0
		p_1	1.2	1.0
		p_2	0.8	0.6
		c_1	2.75	2.8

注記 * : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

表 2-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

		D 級岩盤		改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95)*		2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349		0.00	0.00	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10 ⁵		1.94×10 ⁶ (1.84×10 ⁶)	1.67×10 ⁶	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10 ³		1.0×10 ³	1.0×10 ³	
	ポアソン比 ν	第1速度層	0.48		0.35	0.36
		第2速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)			
減衰定数の上限値 h_{max}	0.113		0.113	0.080		
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10		1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0		22.1	44.3	

注記 *：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方

2.7.1 評価構造物諸元

第3号機海水ポンプ室の諸元を表2-10に、評価部位を図2-22に示す。

表 2-10 評価部位とその仕様

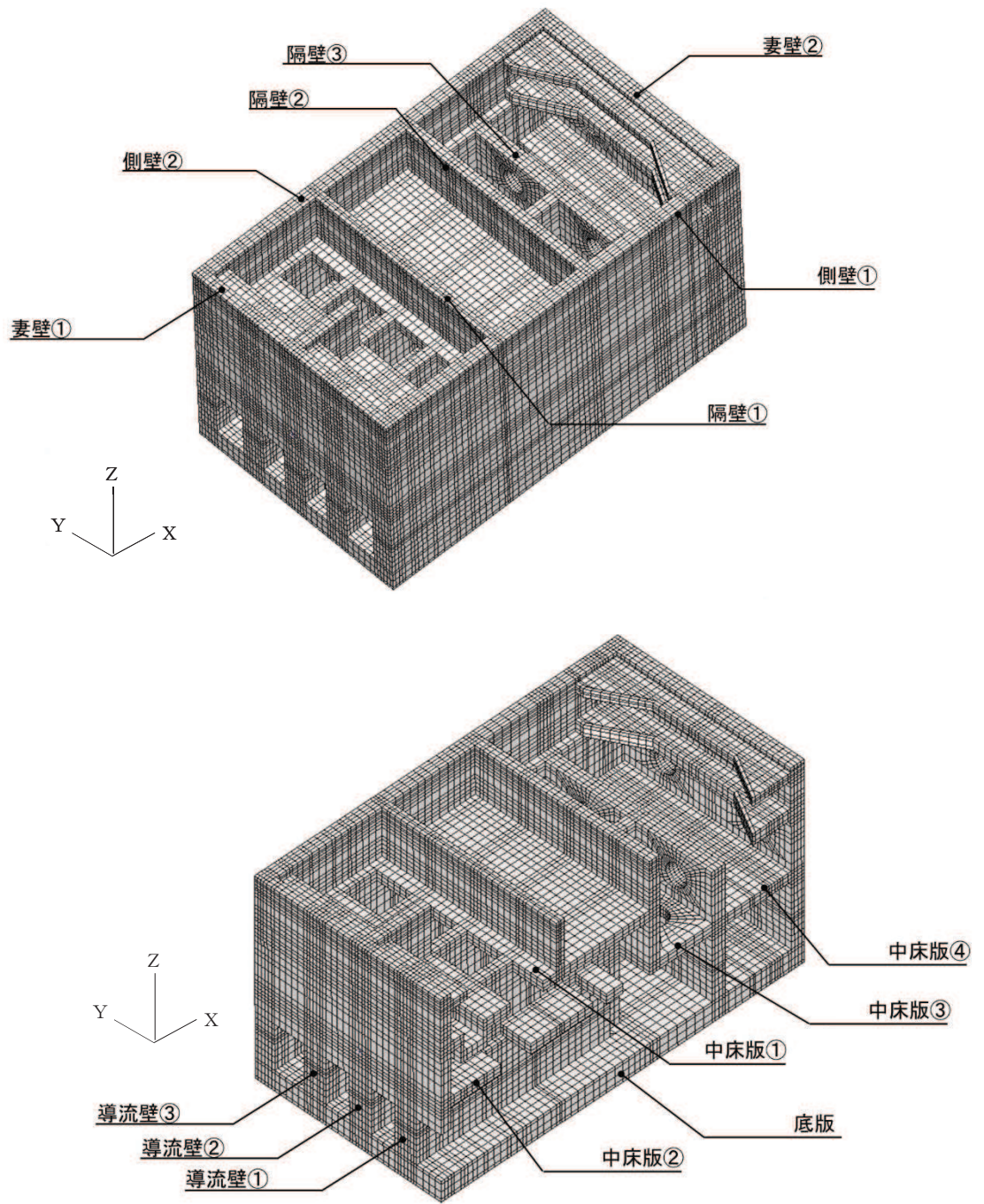
部 位	断 面	仕 様 ^{*1, *2}		材 料		要求機能
		部材厚 (mm)		コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄 筋	
底版	A-A 断面	3000		23.5	SD345	—
	B-B 断面	3000		23.5	SD345	
側壁	A-A 断面	1800～3000 (側壁① ^{*2} , 側壁② ^{*2})		23.5	SD345	—
	B-B 断面	1800～3000 (側壁① ^{*2} , 側壁② ^{*2})		23.5	SD345	
隔壁	C-C 断面	1200 (隔壁① ^{*2})		30.0 (補強部材)	SD345	—
		1500 (隔壁② ^{*2})		23.5	SD345	止水機能 ^{*3} 支持機能 ^{*4}
		2000 (隔壁③ ^{*2})		23.5	SD345	止水機能 ^{*3}
妻壁	C-C 断面	1500 (妻壁① ^{*2}) 2000 (妻壁② ^{*2})		23.5	SD345	—
導流壁	A-A 断面	1500 (既設部材) 3300 (補強部材)		23.5 (既設部材) 30.0 (補強部材)	SD345	—
	B-B 断面	1500		23.5	SD345	
中床版	A-A 断面	1500 (中床版① ^{*2} , 中床版② ^{*2})		23.5	SD345	—
	B-B 断面	1500 (中床版③ ^{*2} , 中床版④ ^{*2})		23.5	SD345	止水機能 ^{*3}

注記*1：補強部材の位置は、図 2-3～図 2-7 に示す。

*2：部材名称は図 2-19 に示す。

*3：止水機能が要求される部材の範囲を 2-20 に示す。

*4：支持機能が要求される部材の範囲を 2-21 に示す。



注：手前の側壁は非表示としている。

図 2-22 評価部位の位置

2.7.2 第3号機海水ポンプ室の要求機能の考え方

「2.7.1 評価構造物諸元」の表 2-10 に示した第3号機海水ポンプ室の要求機能について、その考え方を以下に記載する。

a. 止水機能

止水機能は、津波の押し波時における外郭防護として要求される機能である。

図 2-23 に止水機能が要求される部材の範囲を示す。

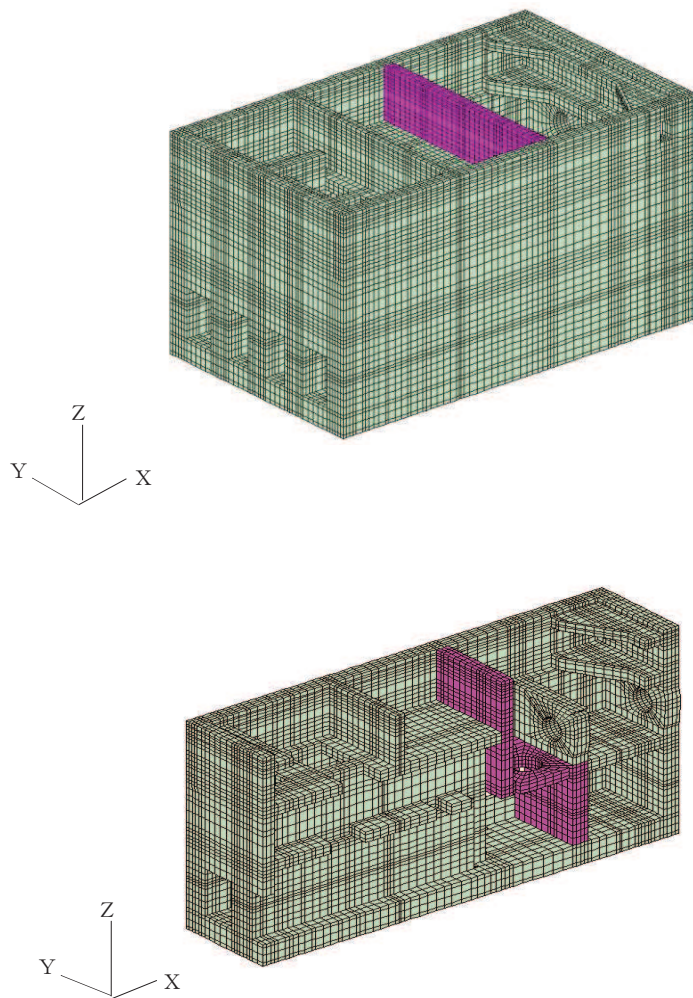


図 2-23 止水機能が要求される部材の範囲

b. 支持機能

耐震重要施設である防潮壁等を間接支持する部材を図 2-24 に示す。

支持機能における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、構造物全体で終局状態に対する限界ひずみを下回ることに加え、アンカー定着部周辺においては、コンクリート及び鉄筋のひずみが部材降伏に相当する限界ひずみを下回ることを確認する。図 2-24 にはアンカー定着部周辺の部材降伏に対する評価範囲を示す。

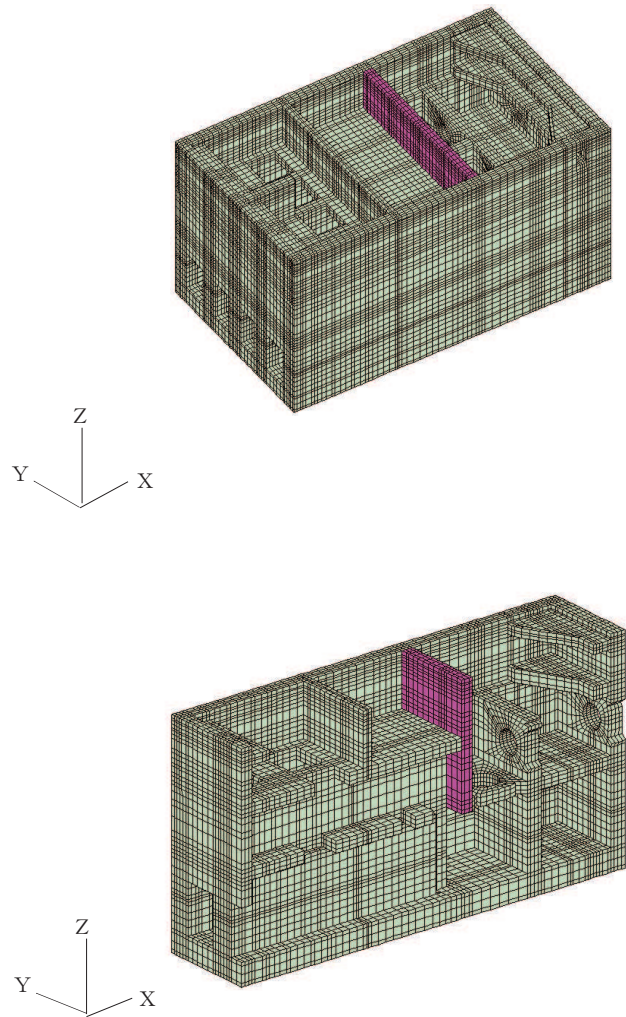


図 2-24 支持機能が要求される部材の範囲

2.8 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位の一覧を表 2-11 に、設計用地下水位を図 2-25～図 2-27 に示す。

表 2-11 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
第 3 号機 海水ポンプ室	A-A 断面, 南北方向* ¹ (スクリーンエリア)	O. P. -12.00m～O. P. -2.50m
	B-B 断面, 南北方向 (循環水ポンプエリア)	
	C-C 断面, 東西方向	構造物西側 : O. P. -12.00m～O. P. +8.00m 構造物東側 : O. P. -12.00m～O. P. +2.43m* ^{2, 3}

注記*1 : 線状構造物である防潮壁の地下水位の設定と、第 3 号機海水ポンプ室の地下水の設定は異なる。防潮壁の地下水の設定については、「補足 140-1 6.3 防潮壁に対する補足説明」に示す。

*2 : 朔望平均満潮位。

*3 : 東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を、敷地高さ (O. P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1.43m から O. P. +2.43m とすることにより考慮する。

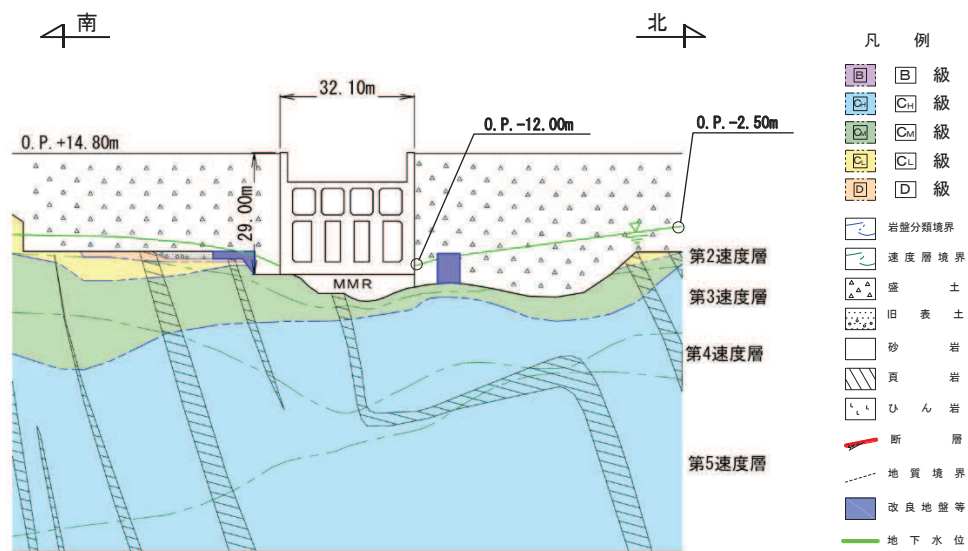


図 2-25 設計用地下水位 (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

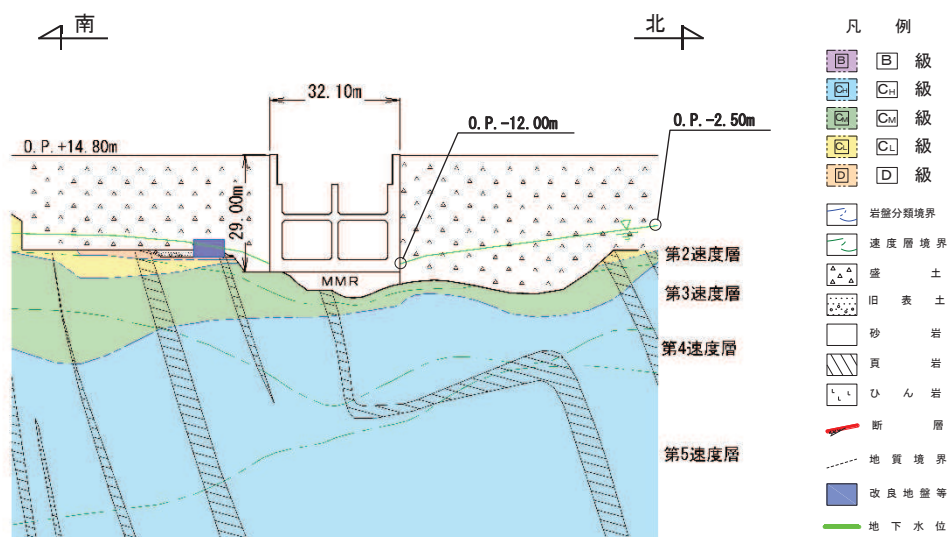


図 2-26 設計用地下水位 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

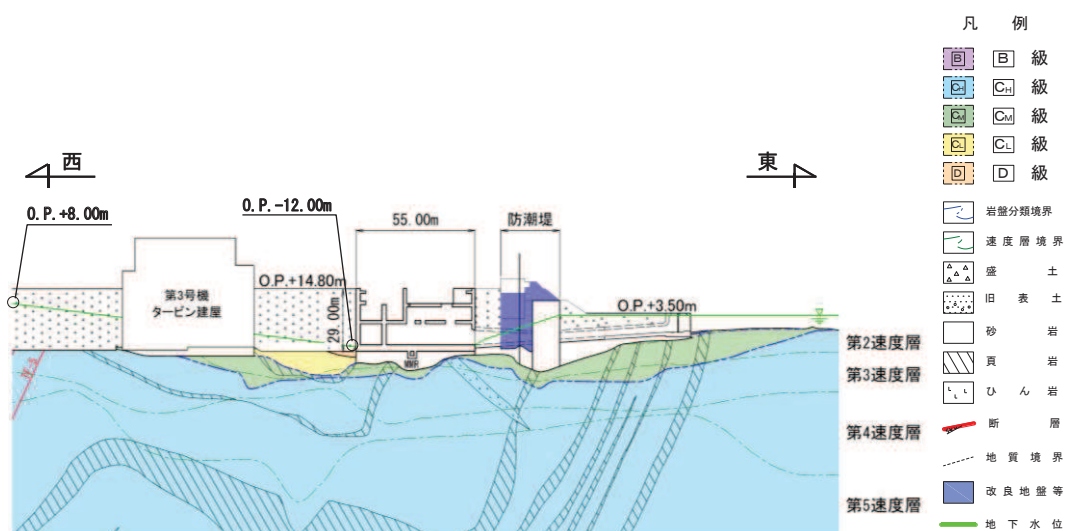


図 2-27 設計用地下水位 (C-C 断面, 東西)

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二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。第 3 号機海水ポンプの南北・東西方向は、地下水位が構造物底版より低いものの、構造物から遠ざかるにつれ地下水位が上昇することから解析手法は、全応力解析及び有効応力解析とする。

構造部材については、中床版、底版及び地震時荷重算出断面に垂直な壁部材を線形はり要素、断面に平行な壁部材は平面応力要素とし、構造物の奥行方向の長さ各部材の奥行方向の長さの比率や三次元構造解析モデルとの変位を整合させるためのヤング係数の調整を行い、三次元構造モデルと等価な剛性となるようモデル化する。

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 (D 級岩盤以外) は線形でモデル化する。盛土、旧表土、改良地盤及び D 級岩盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル (全応力解析では修正 GHE モデルまたは H-D モデル、有効応力解析では H-D モデル) を用いて非線形性を考慮する。

なお、有効応力解析では、盛土・旧表土は液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」及び「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「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。

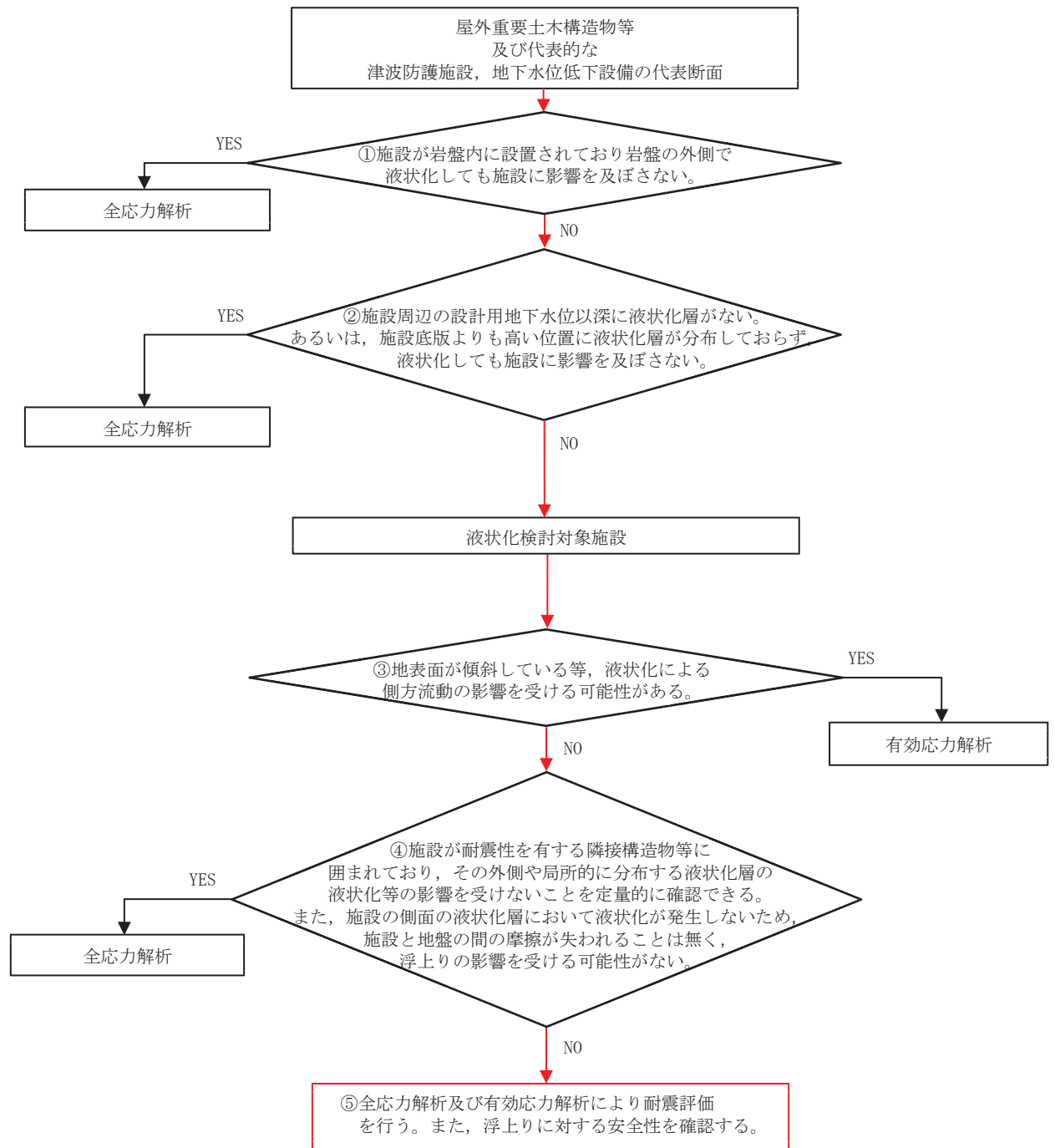


図 3-1 解析手法の選定フロー

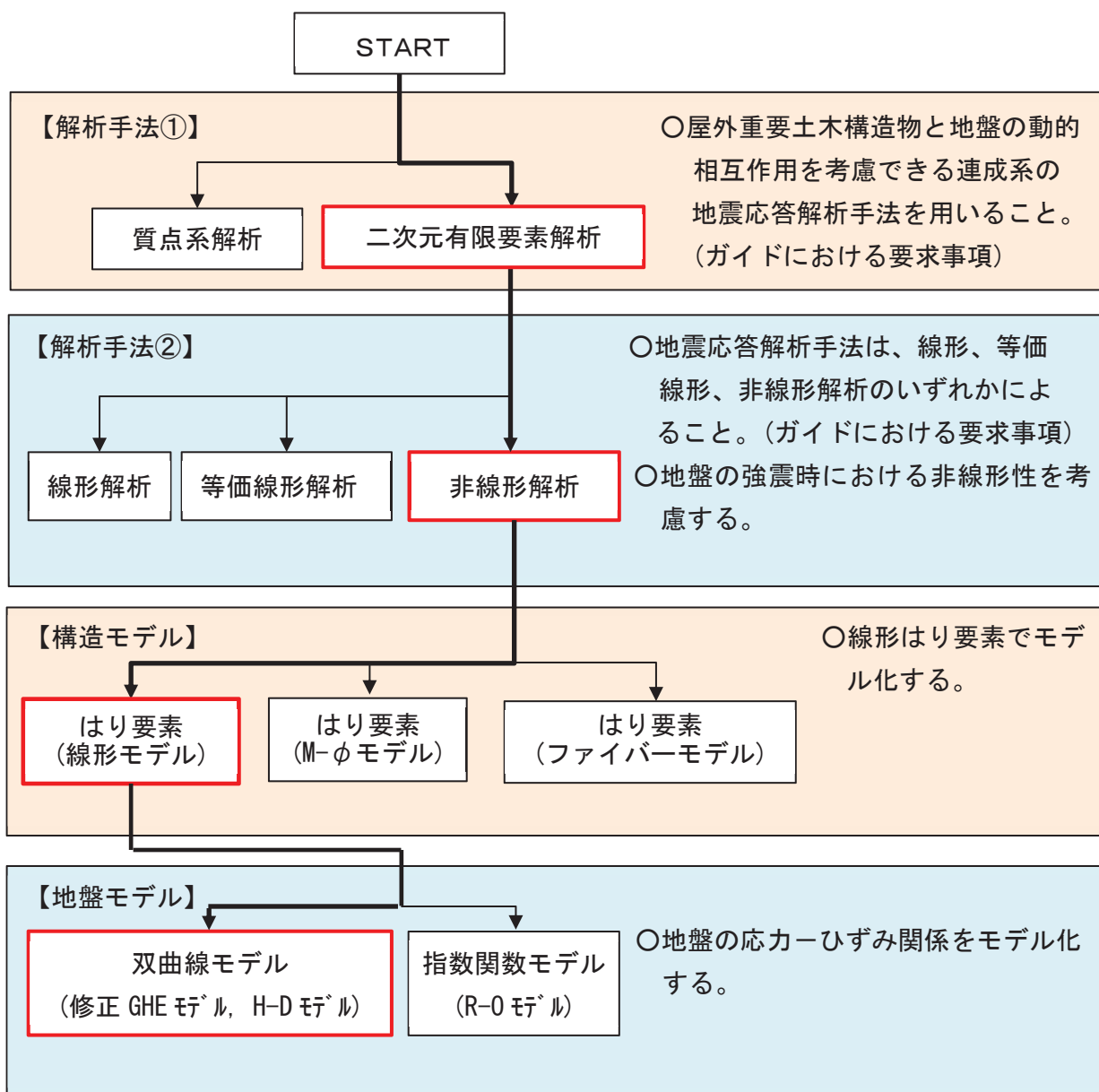


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

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。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 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 2 倍以上を目安とする。

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に従い、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

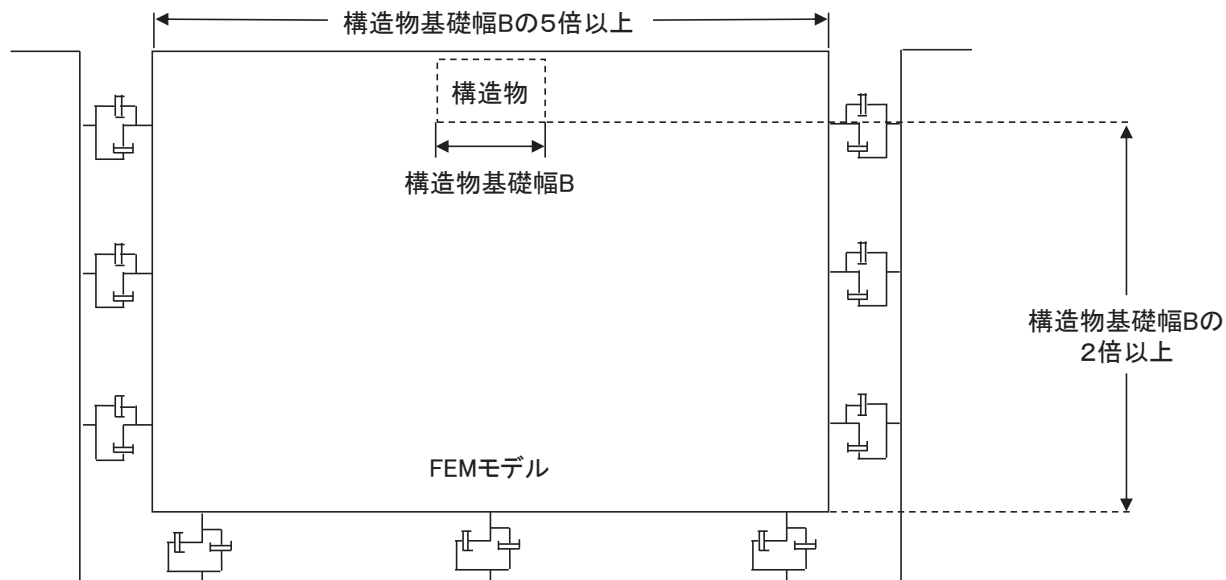


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。二次元全応力解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図3-4に示す。

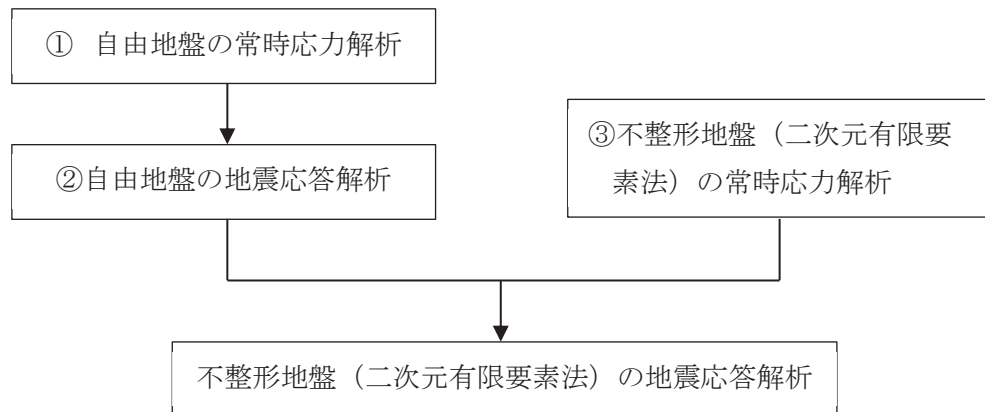


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤 (二次元有限要素法) の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための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、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

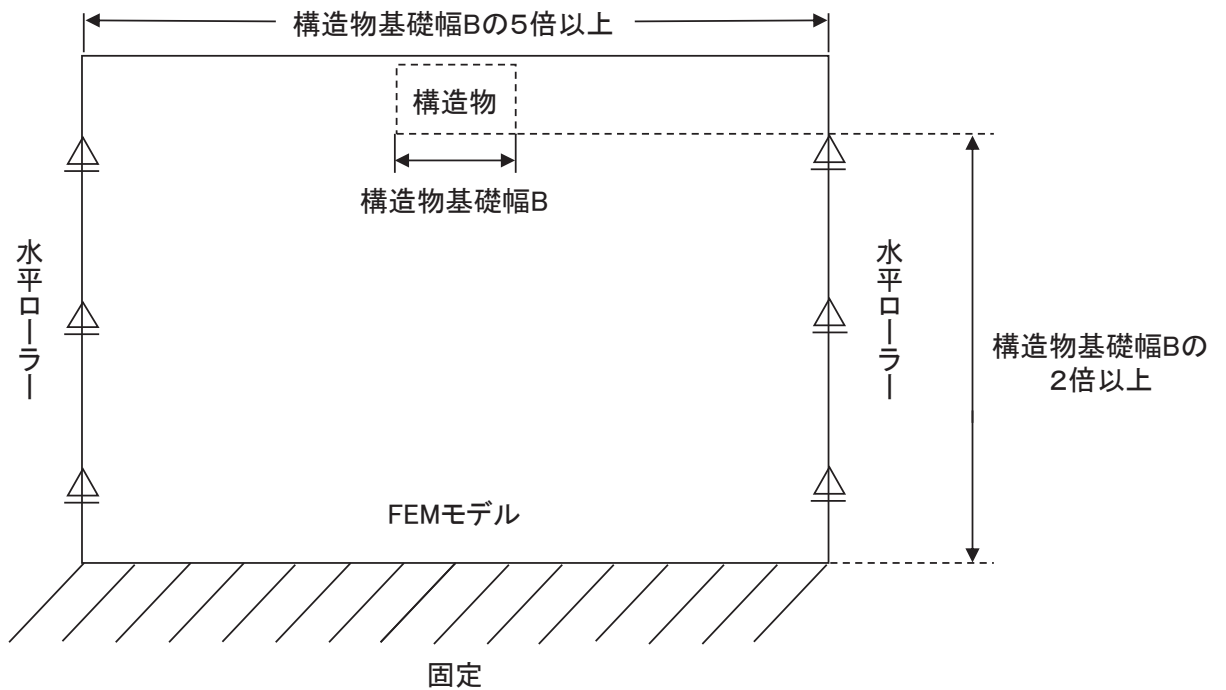


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(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3-6に示す。

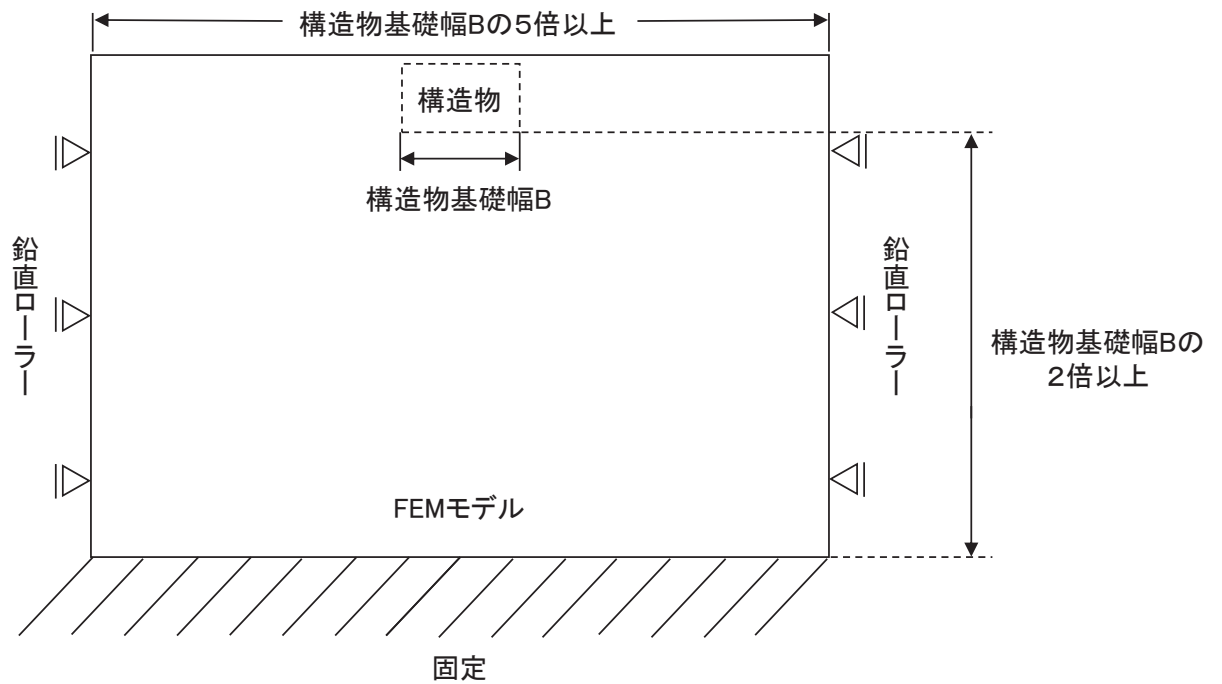
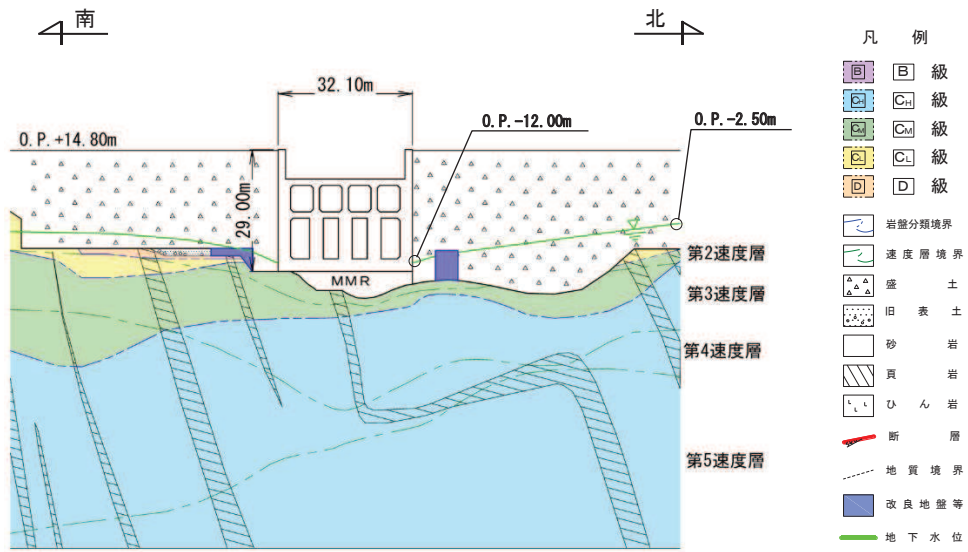


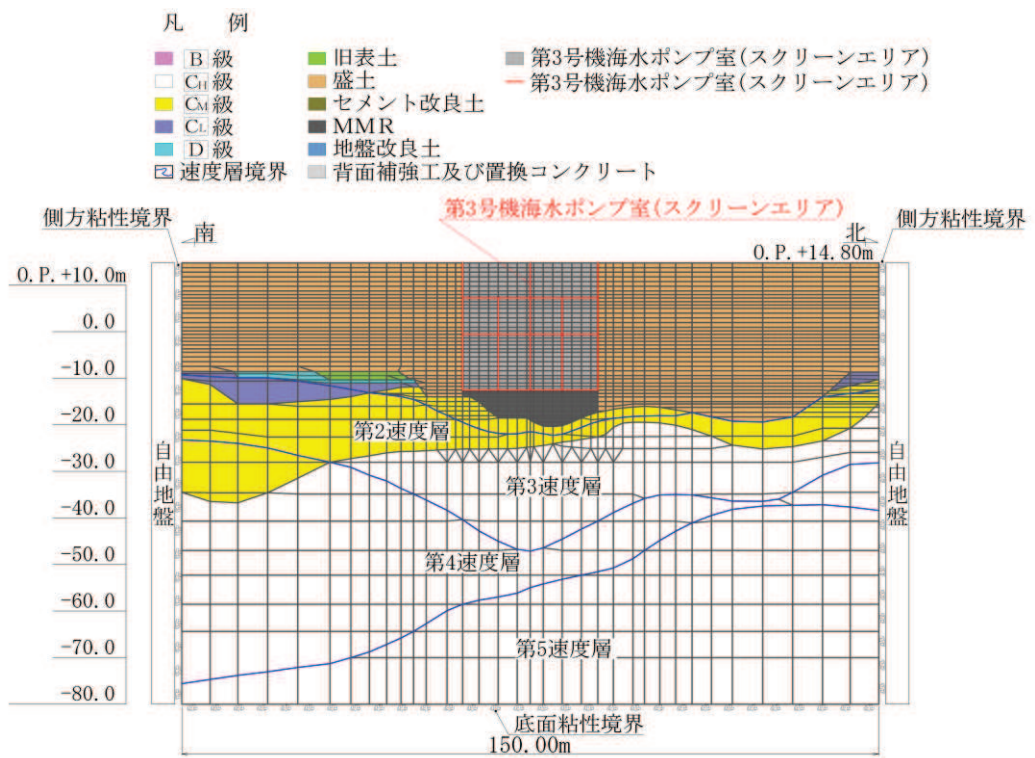
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(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。地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデルを図 3-7～図 3-9 に示す。

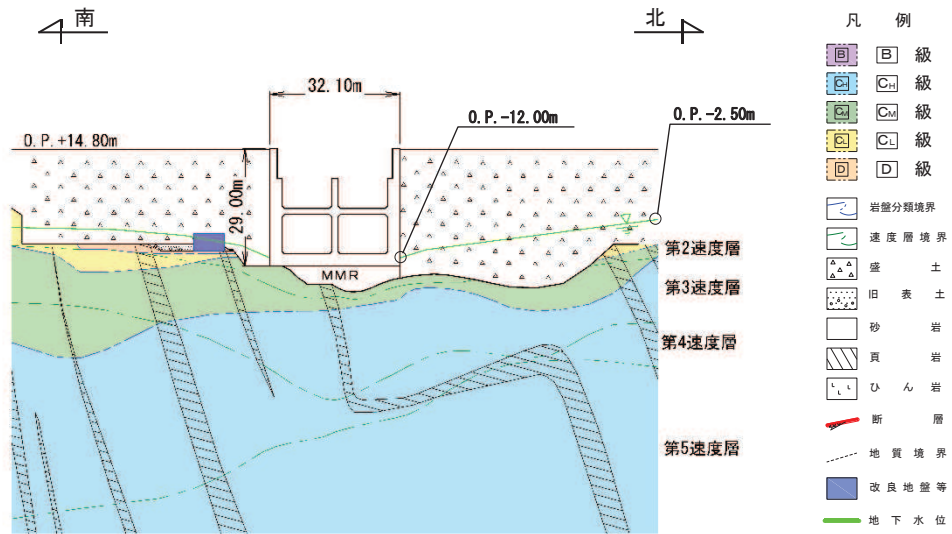


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

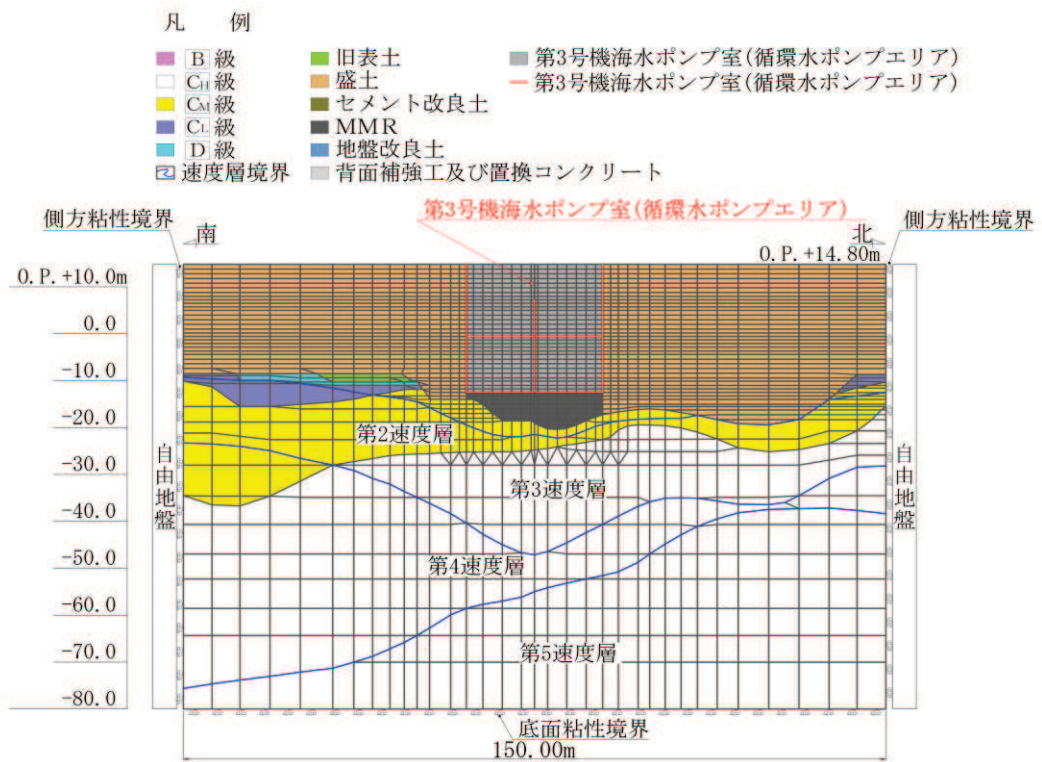


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 第 3 号機海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

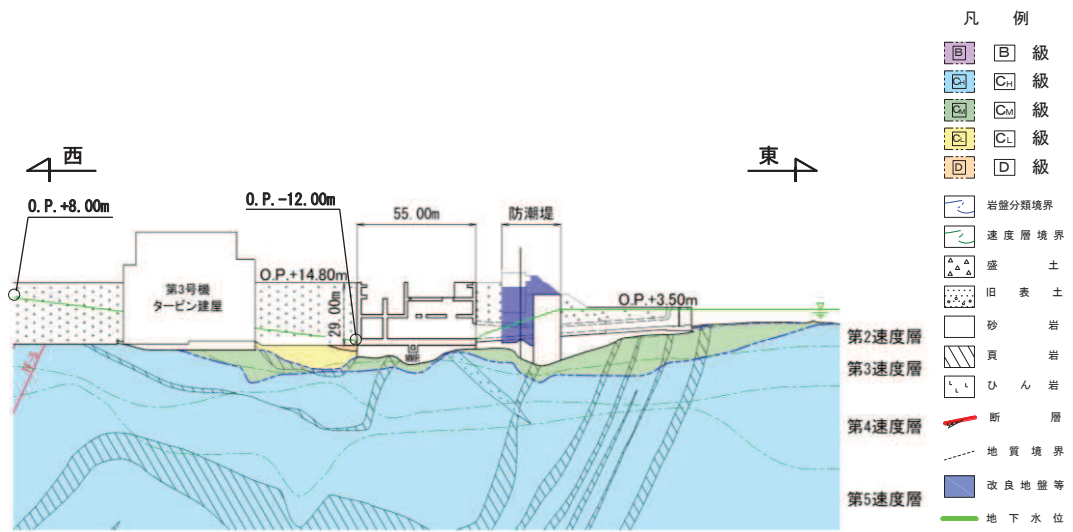


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

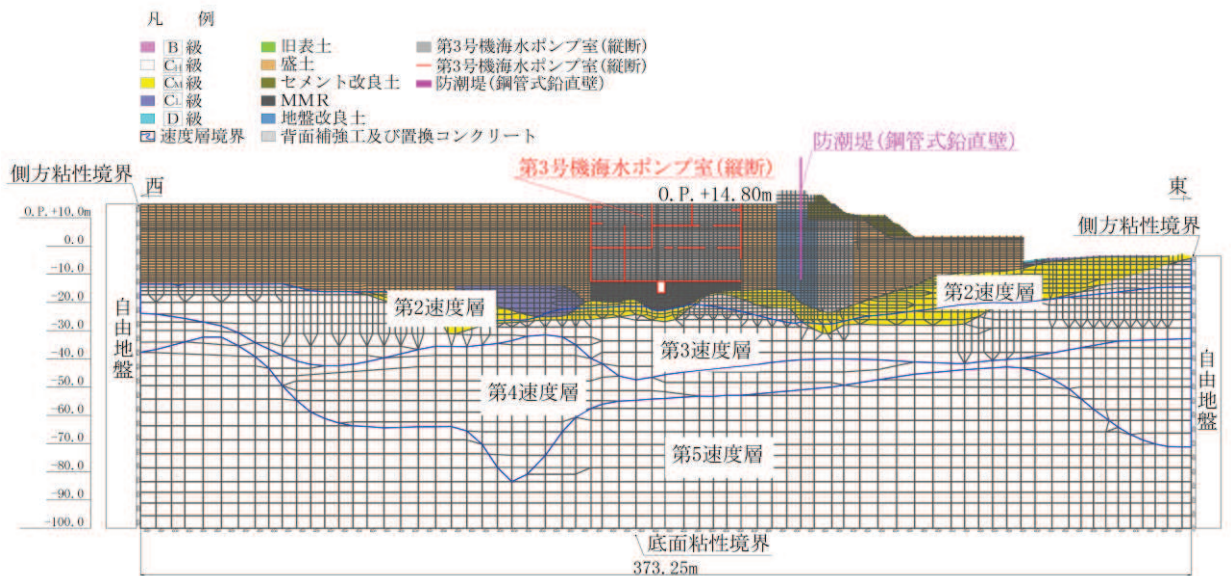


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8 第 3 号機海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-9 第 3 号機海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図
(C-C 断面, 東西)

3.2.3 構造物のモデル化

(1) 南北方向

第3号機海水ポンプ室の南北方向は、構造的特徴や周辺地質状況を踏まえ、妻壁や隔壁の配置が異なることによる剛性差を考慮して、スクリーンエリア（A-A断面）、及び循環水ポンプエリア（B-B断面）を通る断面とし、エリアごとに等価剛性モデルを作成する。等価剛性モデルについて、側壁、底版、中床版のような加振に対して面外変形で抵抗する部材は、線形はり要素にてモデル化し、隔壁、妻壁のような加振に対して面内変形で抵抗する部材は、平面応力要素にてモデル化する。地震応答解析モデルは、三次元構造解析モデルの土圧等算定用のため、側壁における部材厚さが異なる箇所については、躯体の外形にあったモデルとする必要があることから、部材厚さが大きい側壁中心位置に線形はり要素でモデル化する。

等価剛性の設定は以下の2つの手順に基づき行う。

手順1として、エリア奥行長さに対する、部材の奥行長さの比率から補正係数 α を線形はり要素及び平面応力要素それぞれに設定する。

手順2として、線形の三次元モデルに水平荷重として単位荷重（100kN/m²）を作用させ、構造物の奥行方向の平均的な水平変位を算定する。さらに、補正係数 α を設定した二次元モデルに同じ単位荷重を作用させ、剛性変化部における両側壁の平均変位を算定し、三次元モデルの水平変位と等しくなるように補正係数 β を算定する。各エリアの等価剛性モデル概念図を図3-10に、各エリアにおける三次元モデルとの水平変位の比較位置を図3-11に示す。コンクリートの弾性係数 E_c に補正係数 α 、 β を乗じ、等価剛性モデルの弾性係数（剛性）を設定する。剛性の調整方法を図3-12に、剛性調整結果を図3-13に、補正係数の計算結果を表3-1及び表3-2に示す。また、補正係数 β は平面応力要素に対してのみ設定する。なお、単位荷重を載荷させる三次元モデル及び二次元モデルの底面の境界条件は、構造物の変位に着目するため固定境界としている。

等価剛性モデルは、地震時荷重を保守的に評価するよう線形モデルとする。

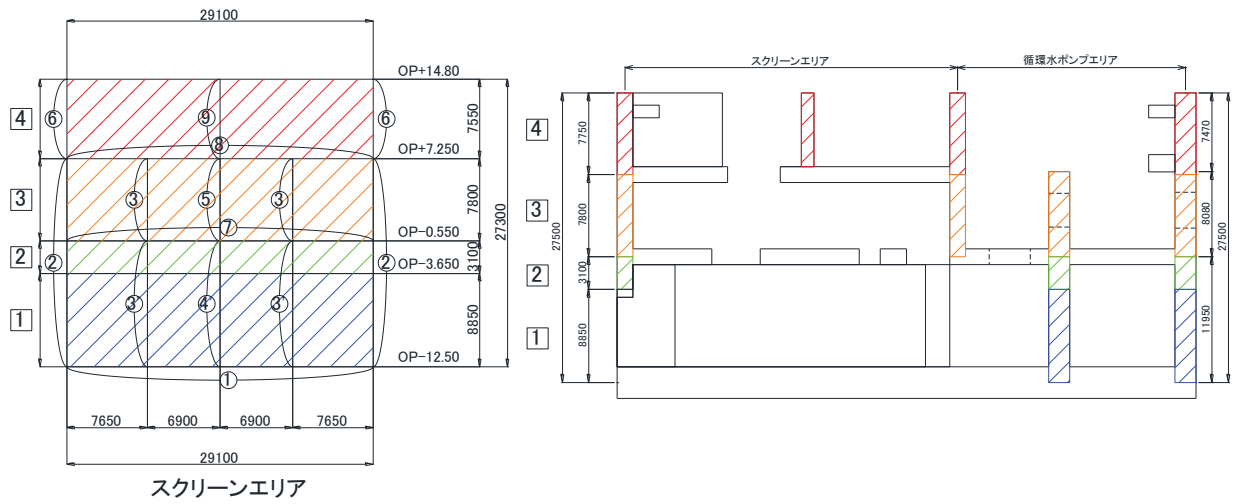


図 3-10 (1) 各エリアの等価剛性モデル

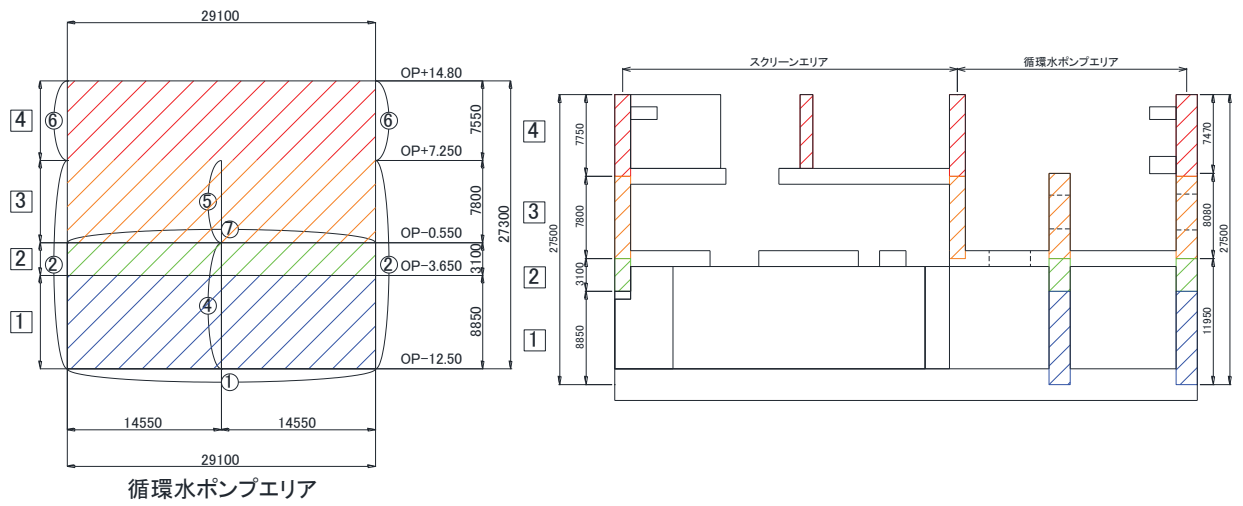


図 3-10 (2) 各エリアの等価剛性モデル

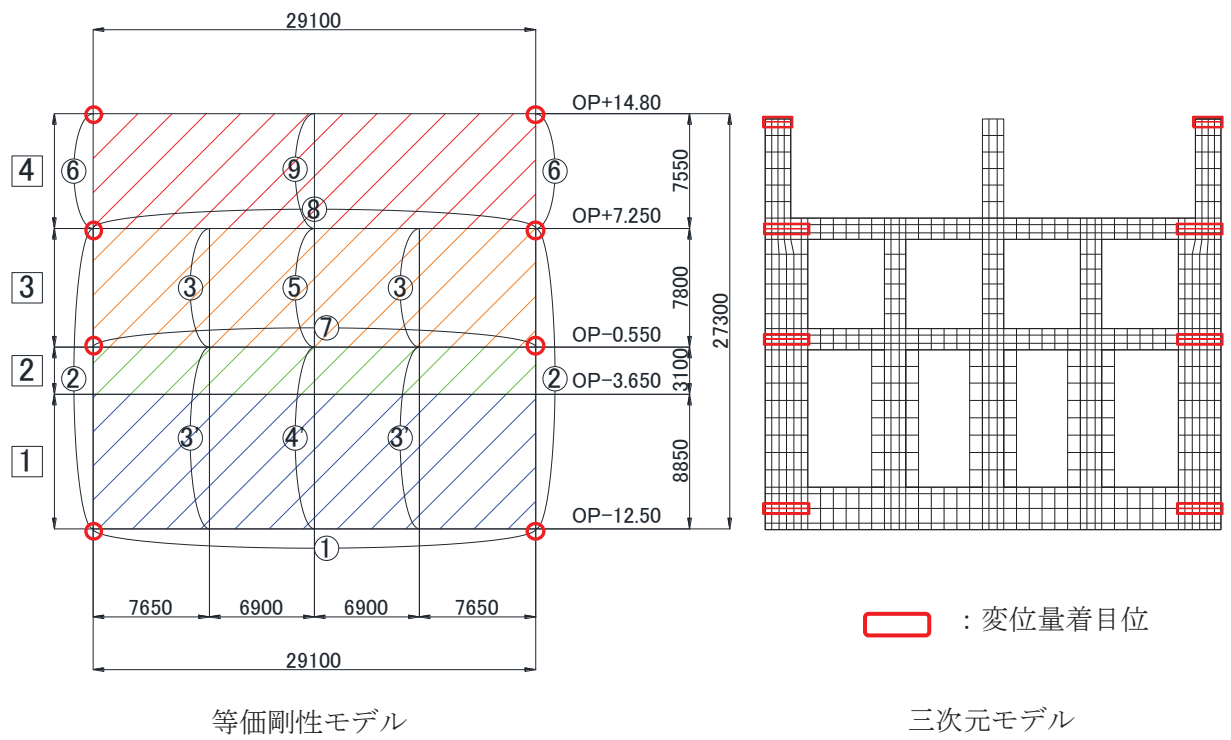


図 3-11 等価剛性モデルと三次元モデルの変位比較概念図

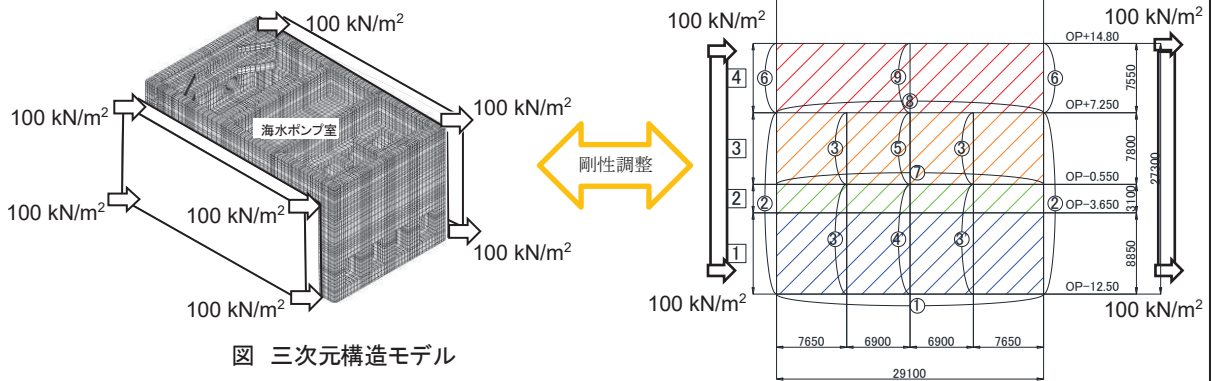


図 三次元構造モデル

図 三次元モデルと等価剛性モデルの変位比較

剛性の調整方法

剛性の調整は、以下の式によるものとする。なお、三次元モデルにおける変位は、各エリアの奥行方向の平均変位を用いる。

$$E = E_c \times \alpha \times \beta$$

E : 等価剛性モデルの弾性係数

E_c : コンクリートの弾性係数

α : 第3号機海水ポンプ室の奥行き長さに対する部材の奥行き長さの比率 = L_e/L

L_e : 部材の奥行き長さ

L : 第3号機海水ポンプ室の奥行き長さ

β : 変位を合わせるための弾性係数の補正係数

図 3-12 剛性の調整方法

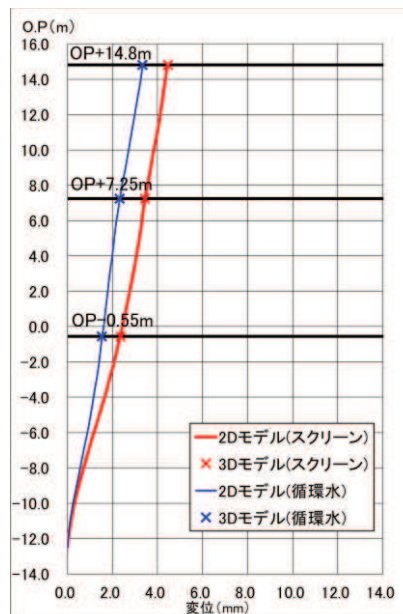


図 3-13 剛性調整結果

表 3-1(1) 補正係数の計算結果 (はり要素) (スクリーンエリア)

要素番号*	α
①	1.00
②	1.00
③	1.00
③'	1.00
④	1.00
④'	1.00
⑤	1.00
⑥	1.00
⑦	0.64
⑧	0.84
⑨	0.29

注記* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

表 3-1(2) 補正係数の計算結果 (はり要素) (循環水ポンプエリア)

要素番号*	α
①	1.00
②	1.00
④	0.45
⑤	0.45
⑥	1.00
⑦	0.82

注記* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

表 3-2(1) 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (スクリーンエリア)

要素番号* ¹	α	β
1	0.05* ²	0.73
2	0.05	0.65
3	0.09	0.61
4	0.13	0.30

注記*1: 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

*2: 1は開口部だが、変位調整のため、2と同様の値としている。

表 3-2(2) 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (循環水ポンプエリア)

要素番号*	α	β
1	0.18	0.49
2	0.18	0.71
3	0.24	0.68
4	0.16	0.20

注記*: 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

(2) 東西方向

第3号機海水ポンプ室の東西方向のC-C断面は、底版、隔壁、妻壁、中床版のような加振に対して面外変形で抵抗する部材は、線形はり要素にてモデル化し、側壁のような加振に対して面内変形で抵抗する部材は、平面応力要素にてモデル化する。

C-C断面は、土圧を直接受ける妻壁と各エリアに配置される隔壁が上方向で拘束されず、地震時に一体として挙動しないことからエリア奥行長さに対する、部材奥行長さの比率から求める補正係数 α のみ設定する。

3.2.4 隣接構造物のモデル化

第3号機海水ポンプ室の東側には防潮堤（鋼管式鉛直壁）が位置している。防潮堤は、地中部に大きな改良地盤や置換コンクリートを有しており、これらの地震応答が周辺地盤の挙動に大きな影響を及ぼすことから、第3号機海水ポンプ室に対する地盤の挙動を適切に評価するために、東西断面においては防潮堤（鋼管式鉛直壁）をモデル化する。防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性について」に基づき、鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）、背面補強工及び置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

第3号機海水ポンプ室の東側には第3号機取水路が隣接し、第3号機取水路と直下のMMRは、防潮堤を横断しているが、第3号機取水路及びMMRと防潮堤の間には盛土が存在し、防潮堤の地震応答は第3号機海水ポンプ室に直接伝達することはない。また、第3号機海水ポンプ室と第3号機取水路の間は構造目地があるため、接続部には荷重伝達は発生しない構造となっている。このことから、第3号機取水路及びMMRは、保守的な評価になるよう盛土にてモデル化する。

3.2.5 地盤及びマンメイドロック（MMR）のモデル化

D級を除く岩盤及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

全応力解析では、盛土、旧表土、改良地盤及びD級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

また、有効応力解析では、盛土、旧表土、改良地盤及びD級岩盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素でモデル化し、地盤については地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

3.2.6 ジョイント要素の設定

地盤と構造体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体の接合面における剥離及び及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体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、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「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 は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-4 のとおり設定する。

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

ここで、 σ' : 面直圧
 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（牧の浜部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土*1	0.10	33.9
盛土*2	0.06	30.0
C _M 級	0.49	47.0
MMR	3.10	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

表 3-4 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土-MMR	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
盛土-構造物	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
岩盤-構造物	岩盤の c	岩盤の ϕ
岩盤-MMR	岩盤の c	岩盤の ϕ
構造物-MMR	MMR の c	MMR の ϕ
背面補強工-盛土・旧表土	盛土・旧表土 c	盛土・旧表土 ϕ
背面補強工-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-改良地盤	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp1061-1070, 2009）に従い、表 3-5 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-14 に、ジョイント要素の配置を図 3-15～図 3-17 に示す。

表 3-5 ジョイント要素のばね定数

地盤	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤, MMR	1.0×10^7	1.0×10^7

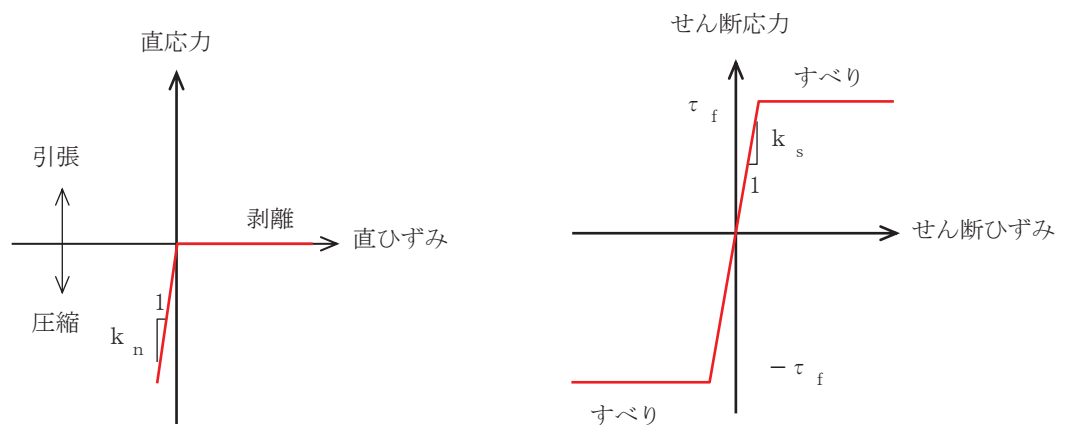


図 3-14 ジョイント要素の力学特性

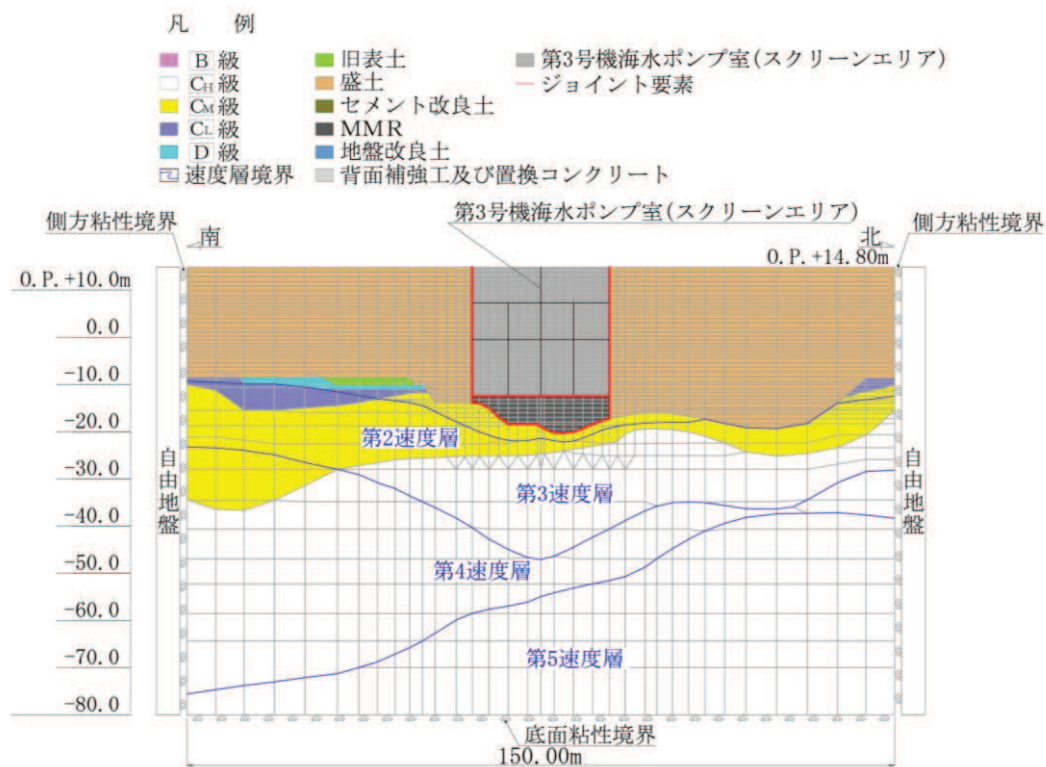


図 3-15 第 3 号機海水ポンプ室 (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))
のジョイント要素の配置

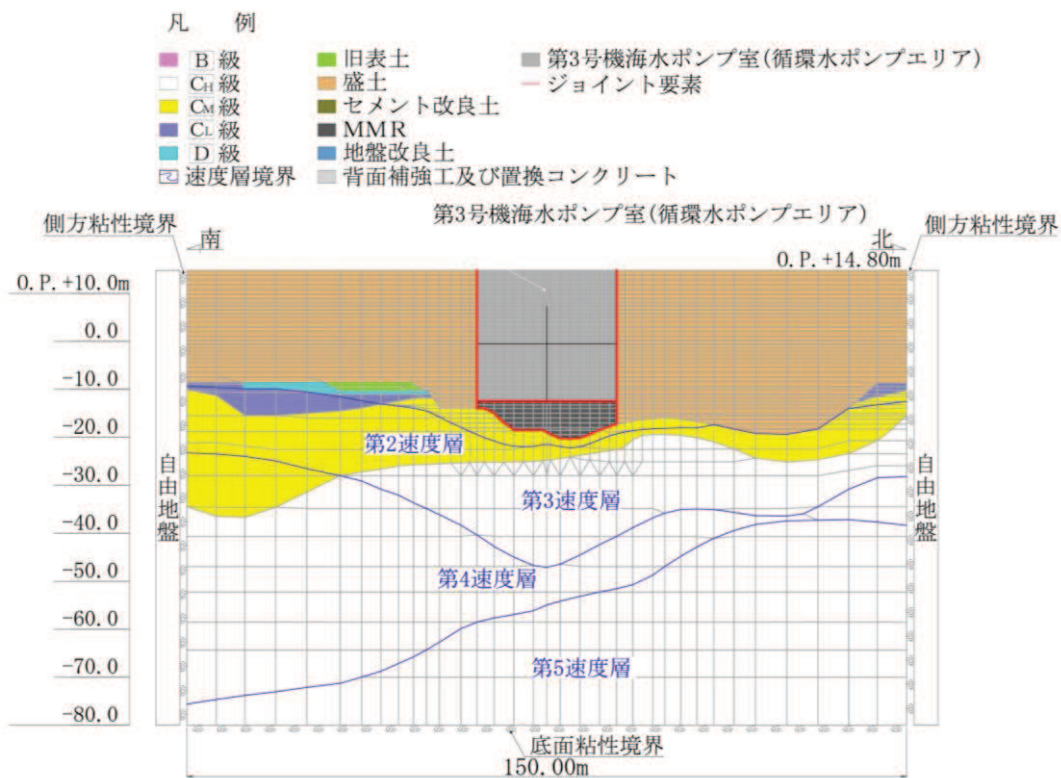


図 3-16 第 3 号機海水ポンプ室 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))
のジョイント要素の配置

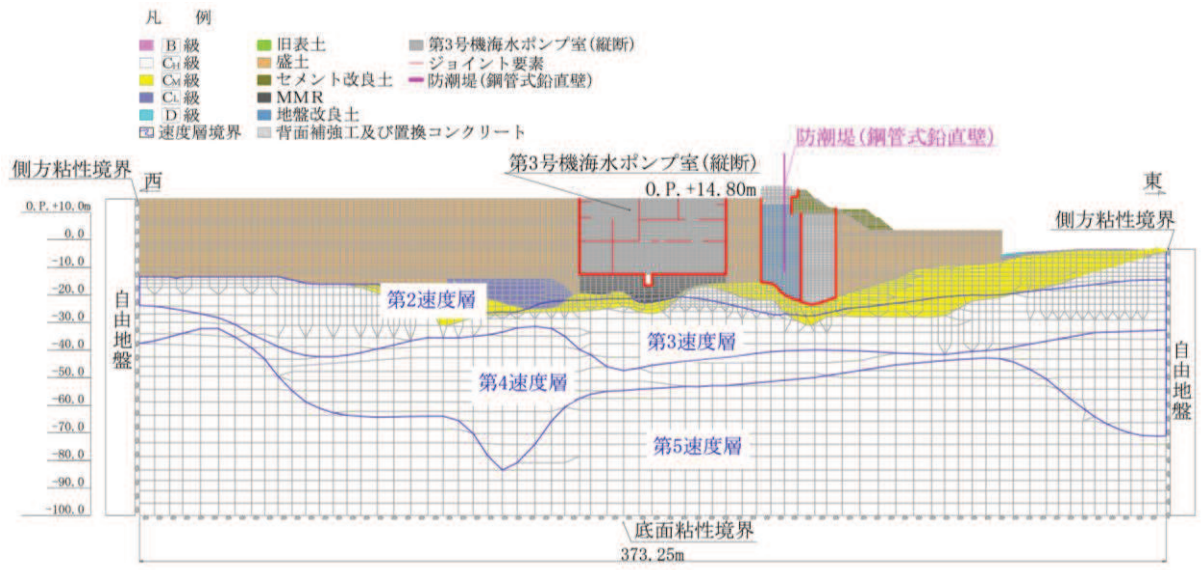


図 3-17 第 3 号機海水ポンプ室 (C-C 断面, 東西) のジョイント要素の配置

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料 1 屋外重要土木建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建造物の減衰定数」に基づき、全応力解析では、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。なお、構造部材を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみを設定する。

また、有効応力解析では、Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) とする。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」による。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-18 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

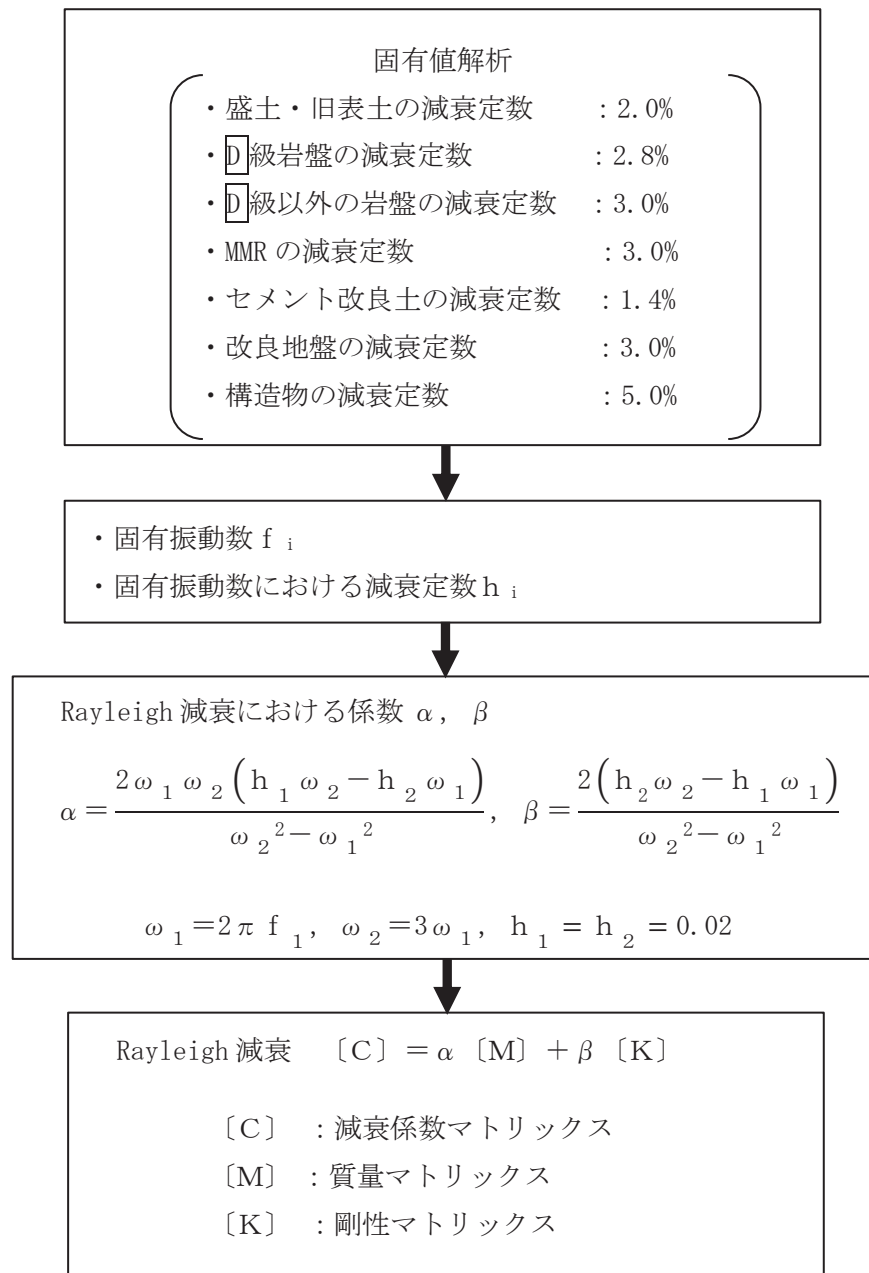


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定にあたっては、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、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

1 次固有振動数 (f_1) は、地震応答解析の解析モデルの固有値解析結果から算定する。2 次固有振動数 (f_2) は固有値解析から算定した 1 次固有振動数 (f_1) の 3 倍とする。減衰定数は、解析モデルに占める割合が多く、かつ減衰定数の小さい盛土・旧表土の 2% とする。

固有値解析結果の一覧を表 3-6 に、固有値解析におけるモード図を図 3-19～図 3-21 に、係数 α 、 β を表 3-7 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-22～図 3-24 に示す。

表 3-6(1) 固有値解析結果 スクリーンエリア (A-A 断面, 南北)

	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	2.567	21	0	83.31	-2.35	1 次として採用
2	2.860	1	0	-17.90	-9.82	—
3	4.023	4	0	-33.99	-2.15	—
4	4.714	0	0	0.35	-11.78	—
5	5.065	0	0	-2.01	10.40	—
6	5.466	5	0	38.44	-11.62	—
7	5.791	0	0	5.66	-11.69	—
8	5.932	8	0	51.26	8.72	—
9	6.186	1	2	-14.07	-25.36	—
10	6.222	0	0	-7.93	-3.65	—

表 3-6(2) 固有値解析結果 循環水ポンプエリア (B-B 断面, 南北)

	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	2.606	20	0	81.12	-2.80	1次として採用
2	2.856	1	0	-20.95	-9.68	—
3	4.141	5	0	-38.05	-2.47	—
4	4.701	0	1	2.16	-12.11	—
5	5.089	0	0	-0.69	10.70	—
6	5.498	5	0	-41.39	10.05	—
7	5.786	0	0	11.37	-11.62	—
8	5.929	8	0	-49.29	-8.35	—
9	6.185	1	2	-16.49	-25.26	—
10	6.222	0	0	-8.36	-5.75	—

表 3-6(3) 固有値解析結果 縦断 (C-C 断面, 東西)

	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	2.059	11	0	3445.10	174.36	1次として採用
2	2.384	3	0	-1708.50	201.51	—
3	2.827	2	0	-1248.50	-90.71	—
4	3.237	3	0	-1868.10	314.56	—
5	3.497	1	0	981.84	-3.63	—
6	3.790	0	0	-292.24	-180.36	—
7	4.045	0	0	586.11	-217.67	—
8	4.312	0	0	-448.63	-166.64	—
9	4.555	0	0	601.97	-178.66	—
10	4.711	1	0	-1082.40	-67.11	—

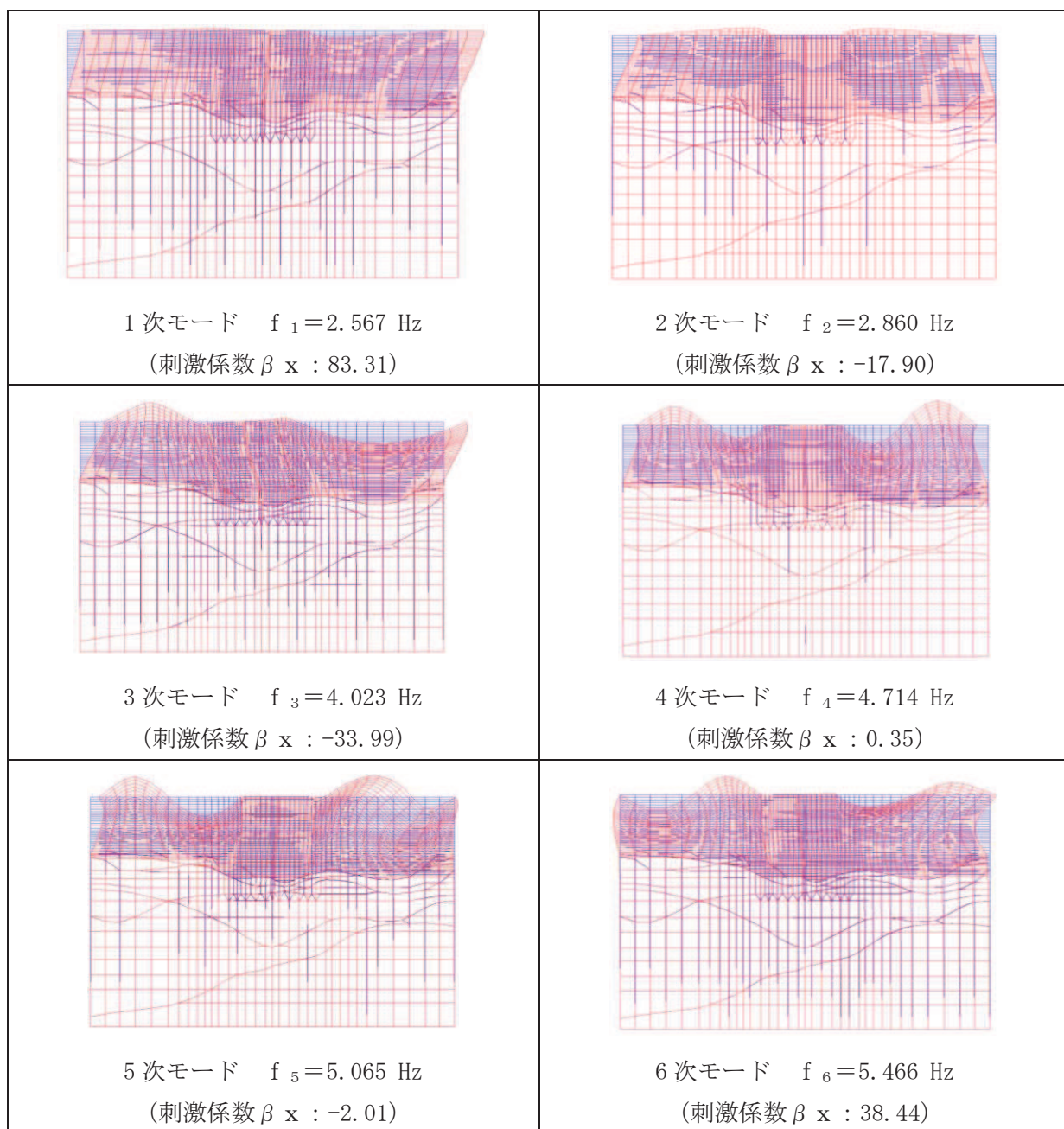


図 3-19 (1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

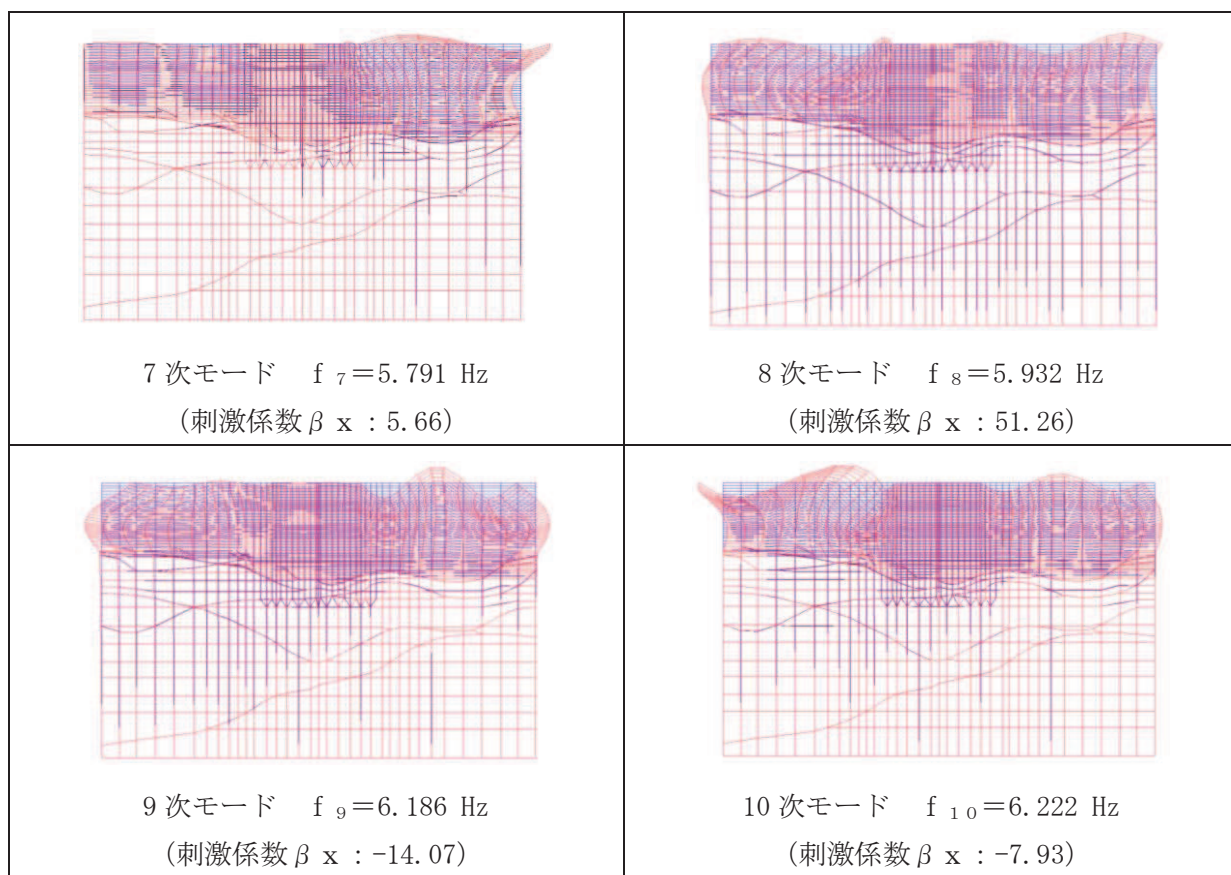


図 3-19 (2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

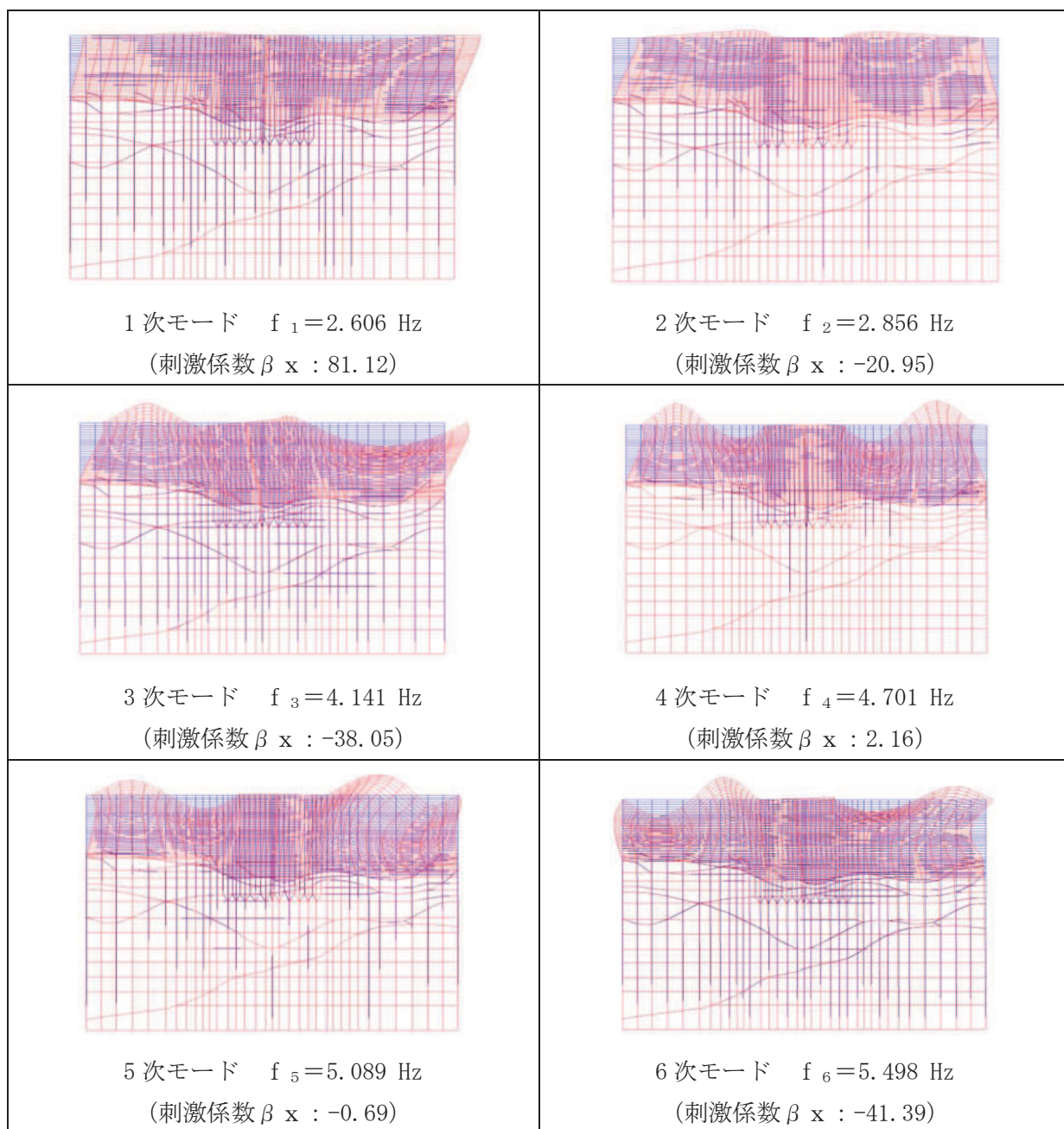


図 3-20 (1) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

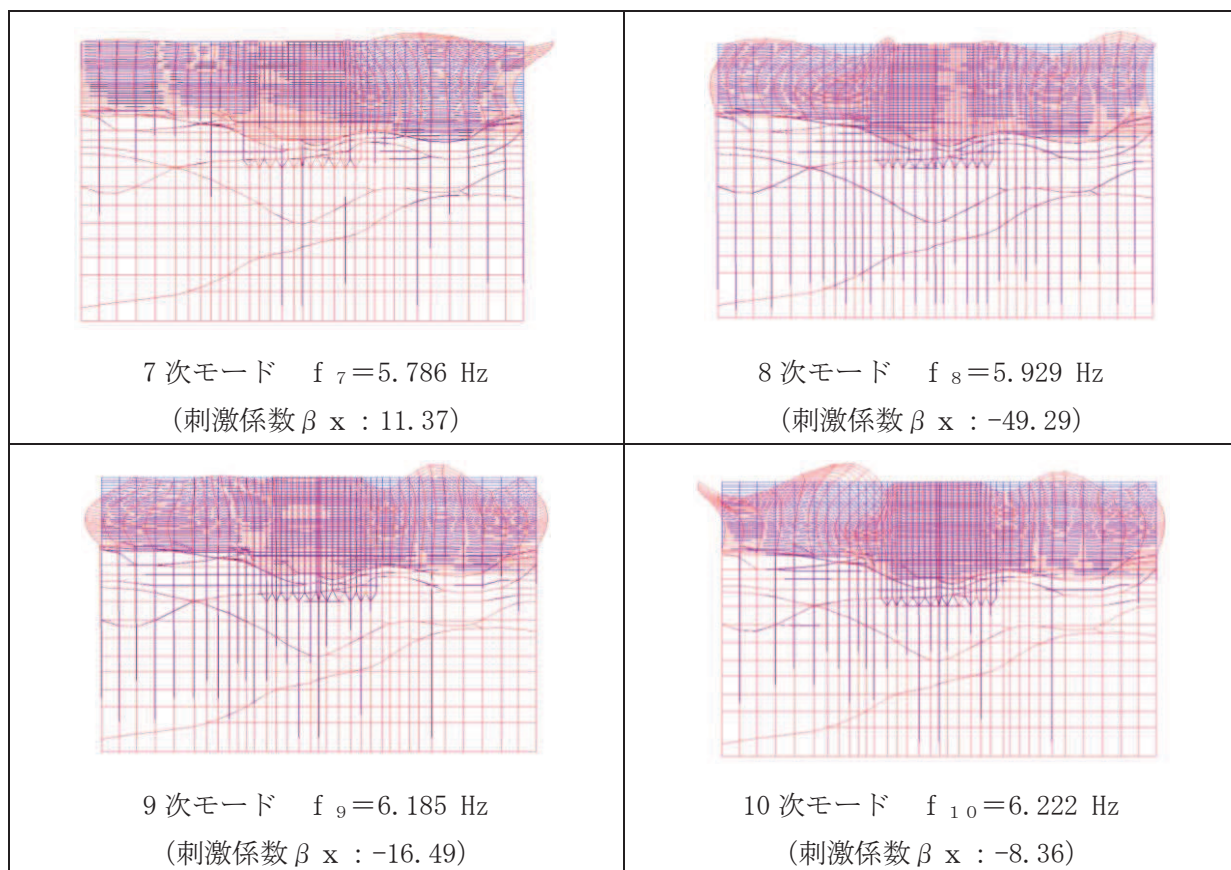


図 3-20 (2) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

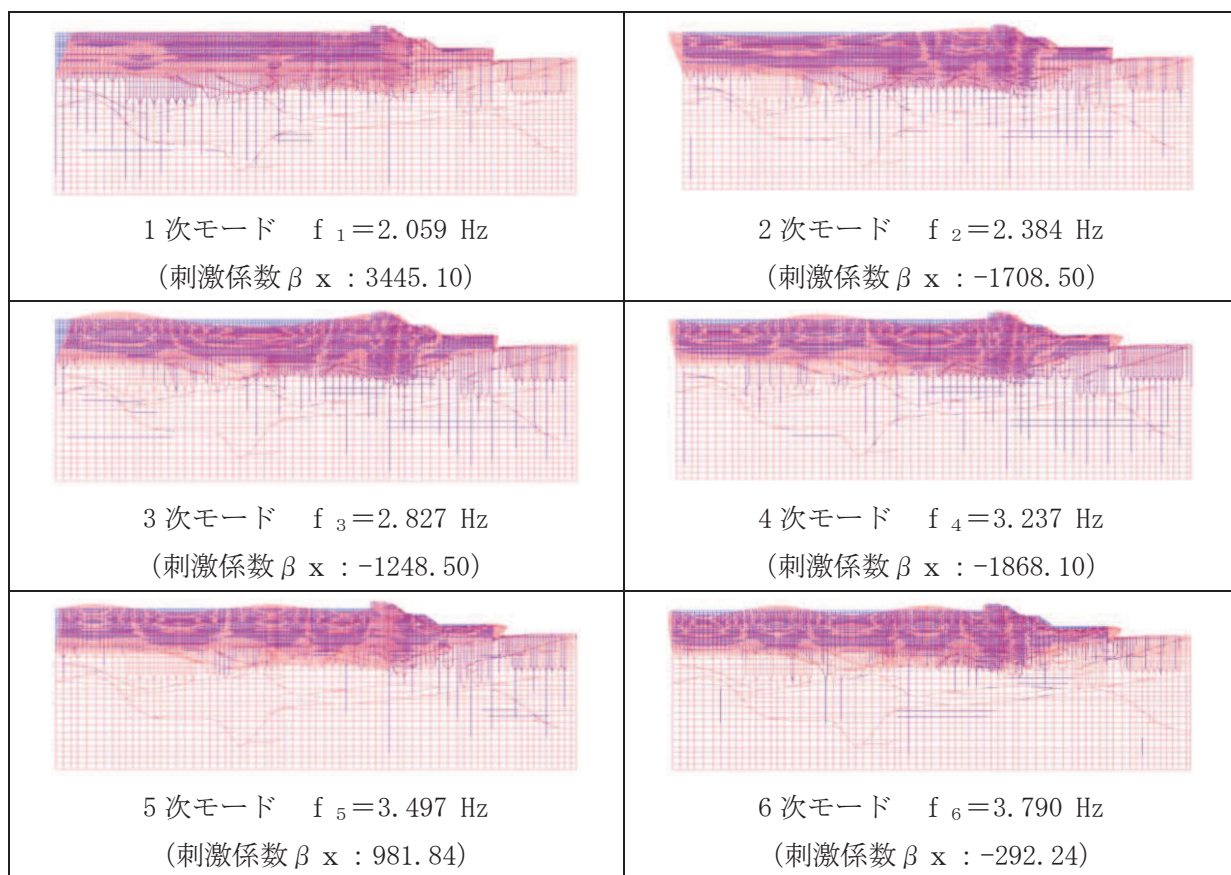


図 3-21 (1) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西)

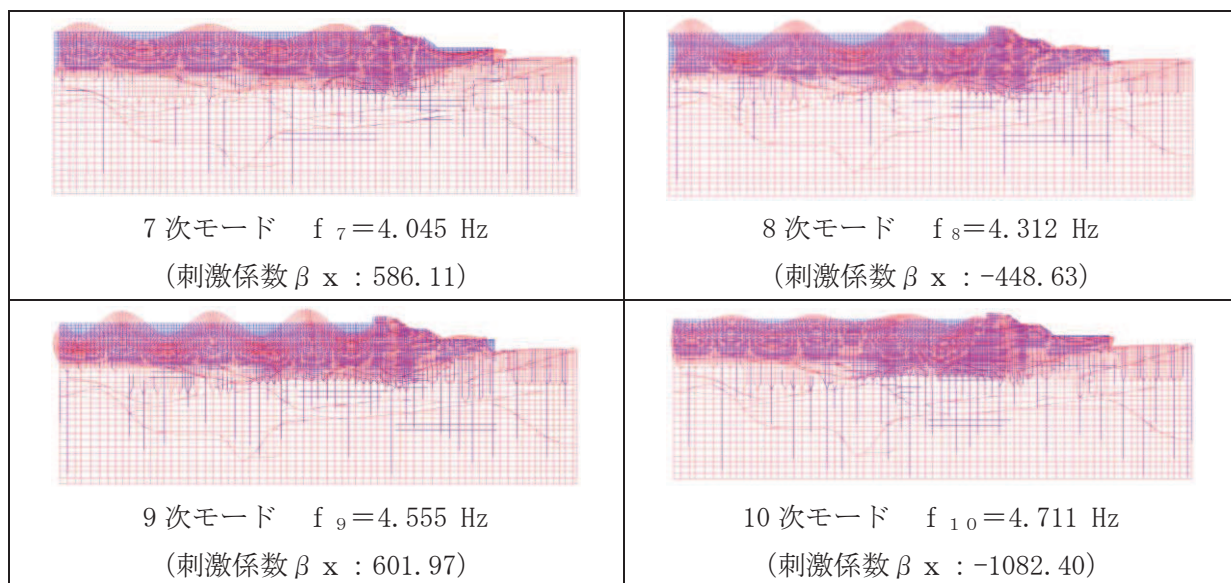


図 3-21 (2) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西)

表 3-7 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面, 南北方向 (スクリーンエリア)	4.838×10^{-1}	6.200×10^{-4}
B-B 断面, 南北方向 (循環水ポンプエリア)	4.913×10^{-1}	6.110×10^{-4}
C-C 断面, 東西方向	3.882×10^{-1}	7.730×10^{-4}

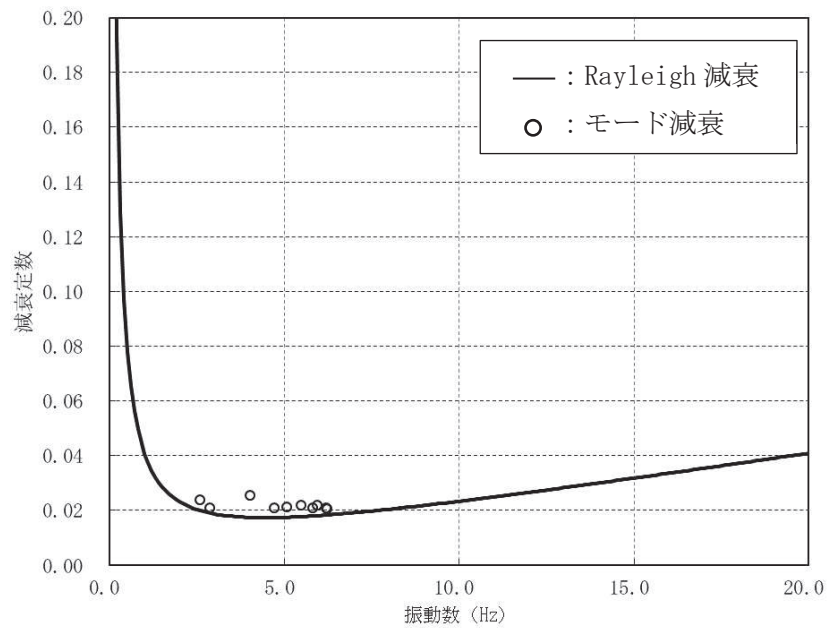


図 3-22 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面, 南北 (スクリーンエリア))

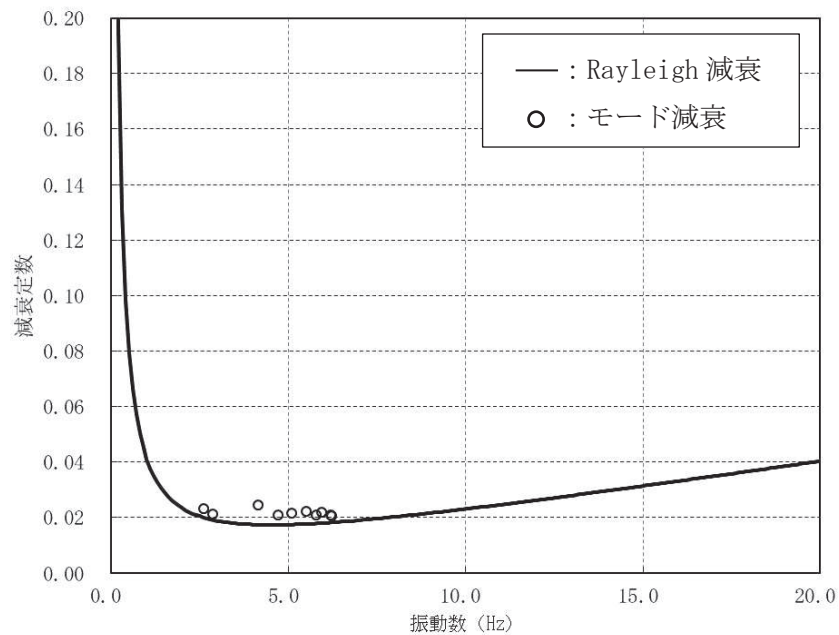


図 3-23 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

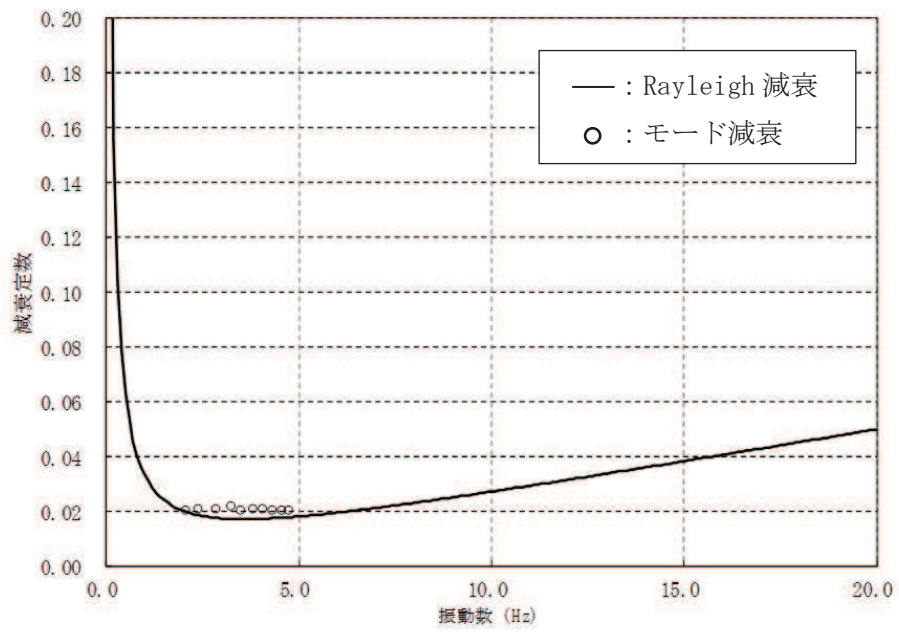


図 3-24 設定した Rayleigh 減衰 (C-C 断面, 東西)

3.4 荷重の組合せ

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

なお、第3号機海水ポンプ室の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表3-8に示す。

表3-8 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。
		土被り荷重	— ・土被りが無いことから考慮しない。
		永久上載荷重	— ・地盤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。
	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		○ ・朔望平均満潮位 (O.P. +2.43m*) に応じた静水圧を設定する。
	積載荷重		○ ・躯体に考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ ・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		
	動水圧		○ ・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。

注記*：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を、敷地高さ (O.P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O.P. +1.43m から O.P. +2.43m とすることにより考慮する。

3.4.1 機器・配管荷重

地震時に第3号機海水ポンプ室に作用する機器・配管等の荷重を図3-25に、荷重を考慮する主な機器の一覧を表3-9に示す。機器・配管等の荷重は、解析モデルの各質点に与えることで考慮する。

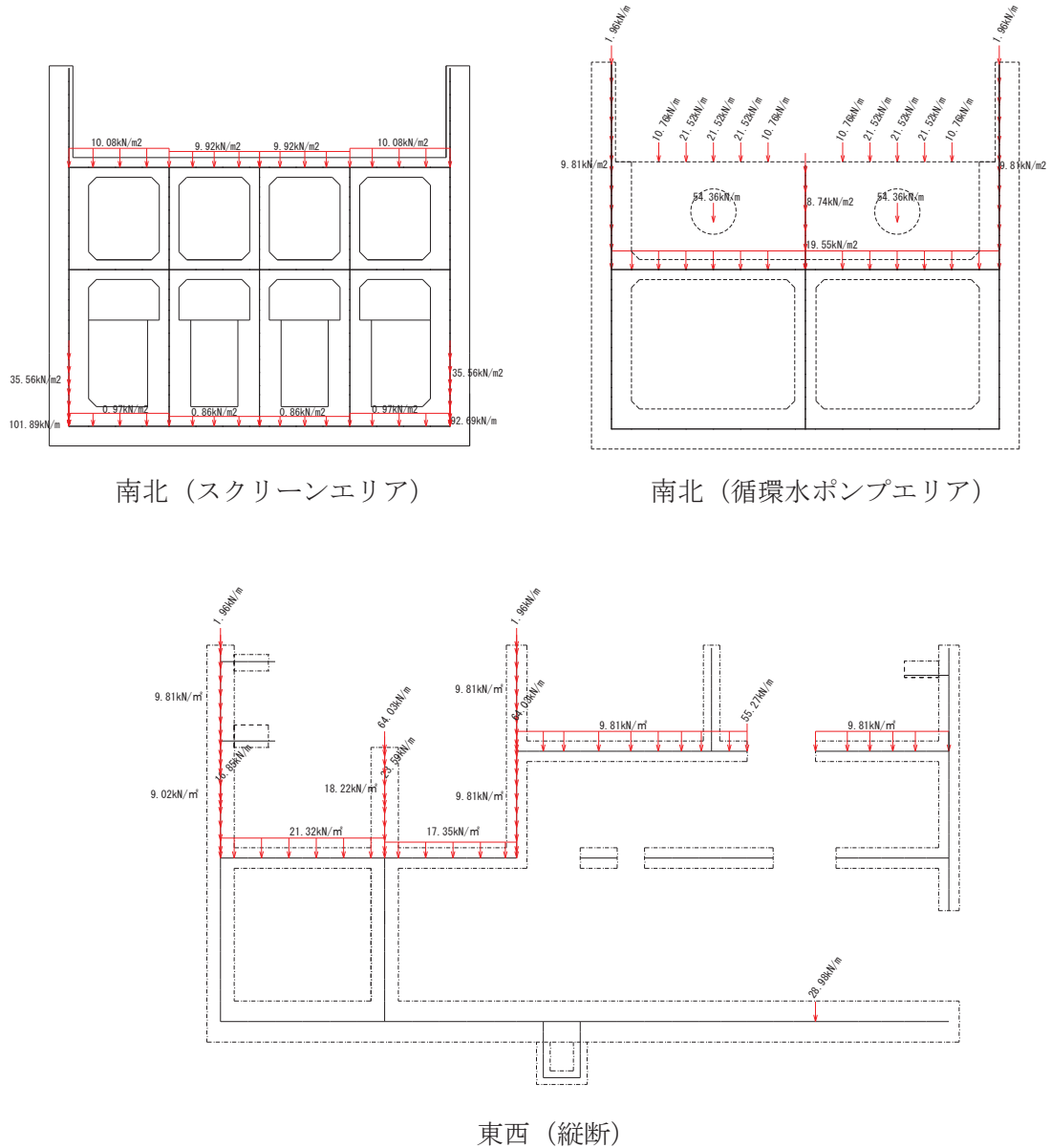


図3-25 機器・配管系の荷重図

表3-9 荷重を考慮する機器・配管等

部位	主な考慮する機器・配管等
中床版 (スクリーンエリア)	バケット型スクリーン : 686kN/基 洗浄ポンプ : 44.1kN/基
中床版 (循環水ポンプエリア)	循環水ポンプ (モーター, 架台等含む) : 2579.3kN/基

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、 $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

外水圧図を図3-26～図3-28に示す。

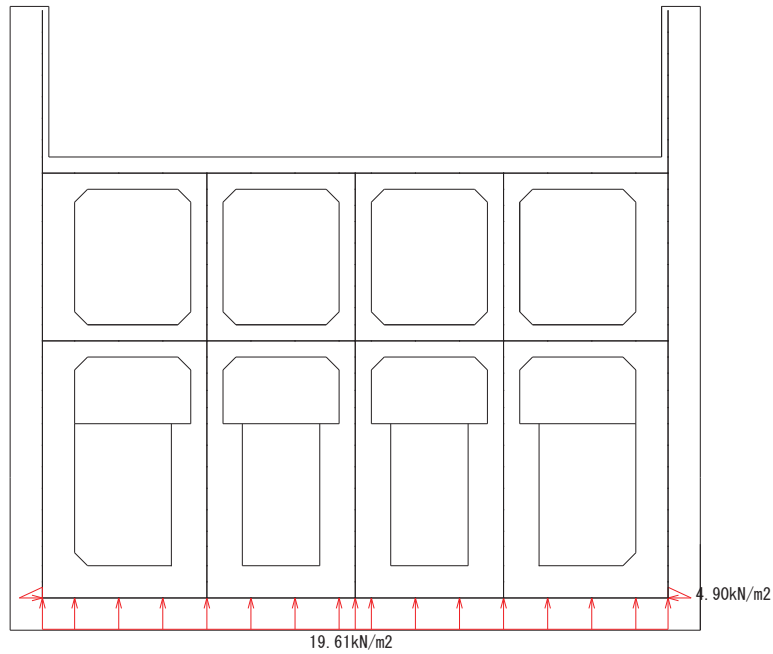


図3-26 外水圧図 (A-A断面, 南北 (スクリーンエリア))

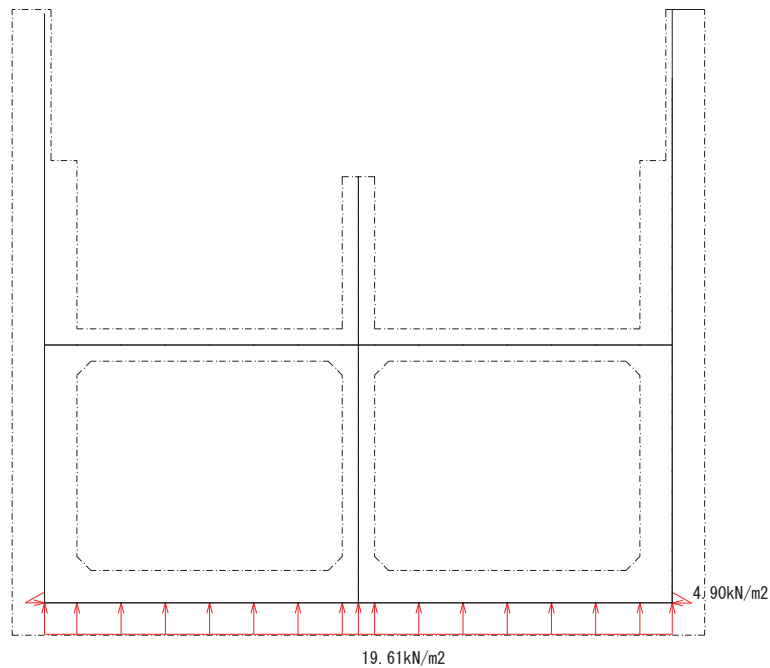


図3-27 外水圧図 (B-B断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

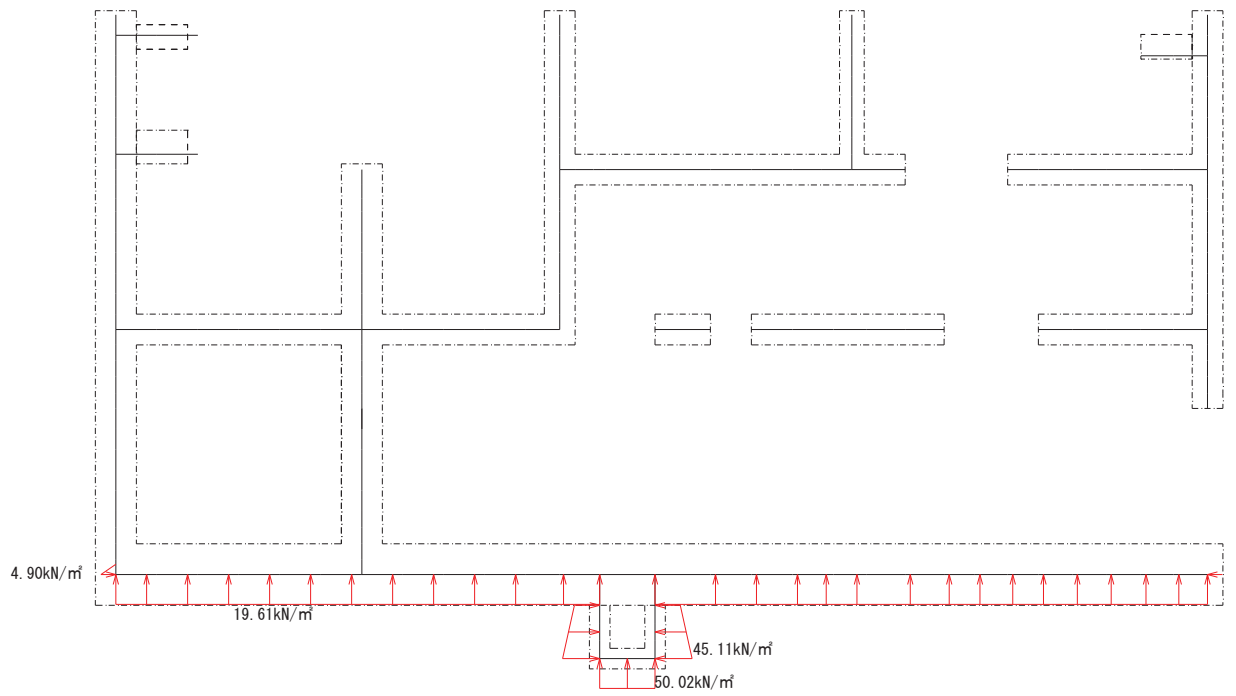


图 3—28 外水压图 (C-C 断面, 東西)

3.4.3 内水圧

第3号機海水ポンプ室の内部には、遡望平均満潮位 0.P. +2.43m* を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、 1.03g/cm^3 を考慮する。

内水圧図を図3-29～図3-31に示す。

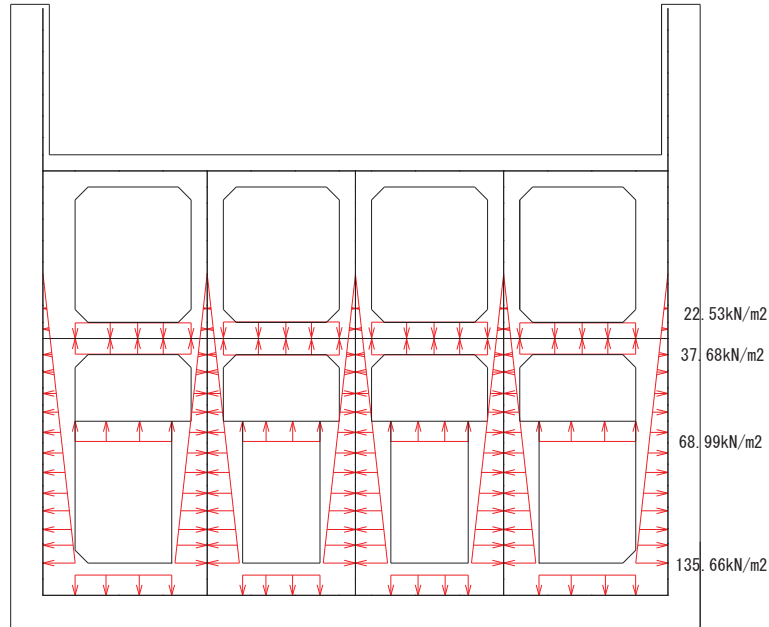


図3-29 内水圧図 (A-A断面, 南北 (スクリーンエリア))

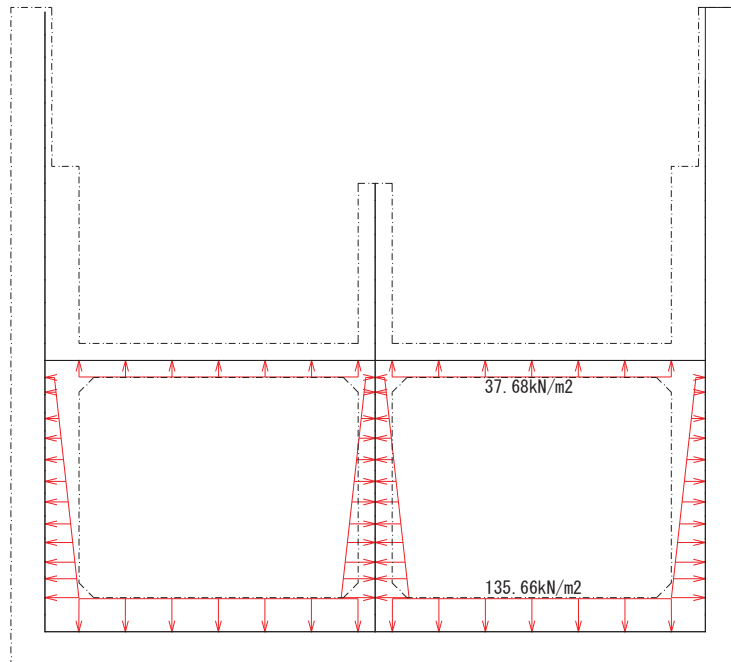


図3-30 内水圧図 (B-B断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

注記* : 東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を, 敷地高さ (0.P. +14.8m) を固定とし遡望平均満潮位を 0.P. +1.43m から 0.P. +2.43m とすることにより考慮する。

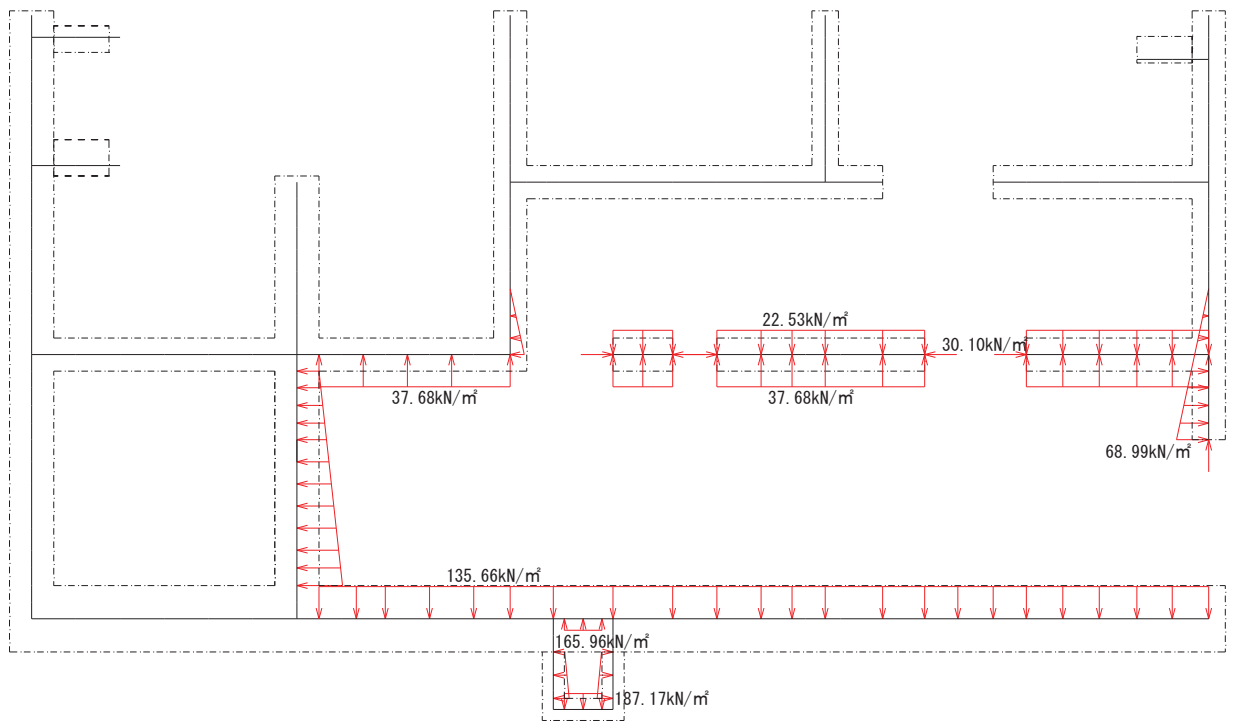


图 3—31 内水压图 (C-C 断面, 东西)

3.4.4 積載荷重

地震時に第3号機海水ポンプ室に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として中床版、妻壁、隔壁及び側壁に 4.9kN/m^2 を考慮する。なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、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、 0.301kN/m^2 としている。

中床版への積載荷重は、開口面積分を抜いた、単位奥行幅（ 1m ）あたりの付加重量として考慮する。

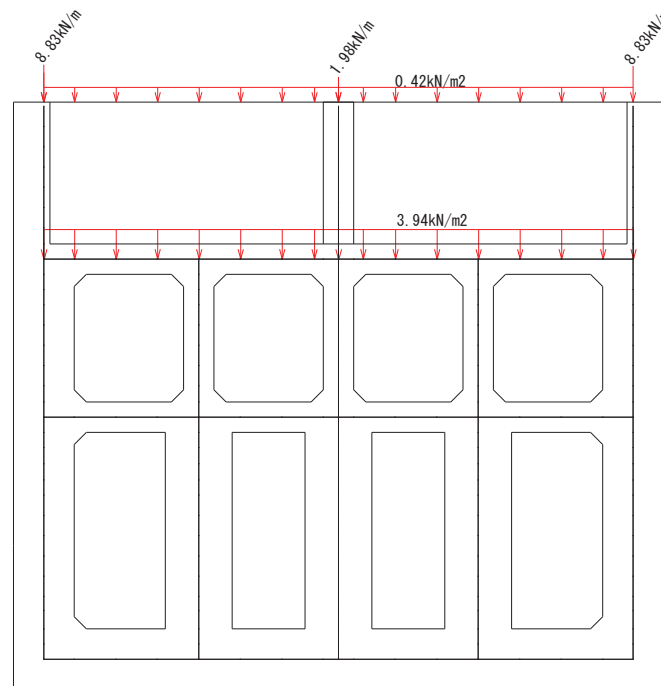


図3-32 積載荷重図（A-A断面，南北（スクリーンエリア））

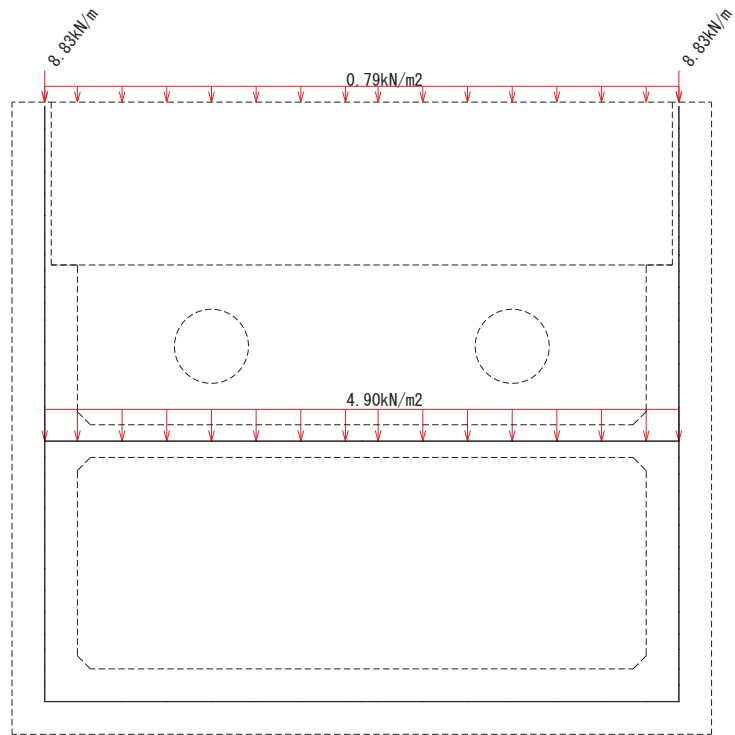


図 3-33 積載荷重図 (B-B 断面, 南北 (循環水ポンプエリア))

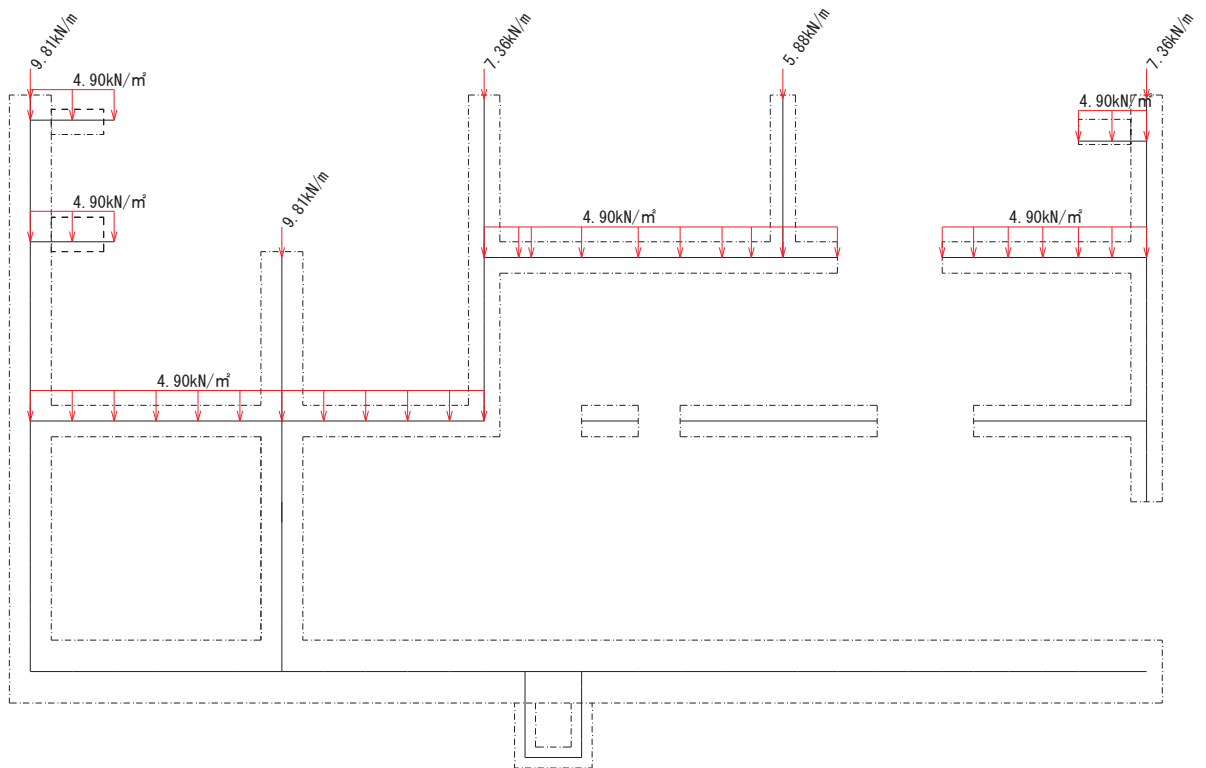


図 3-34 積載荷重図 (C-C 断面, 東西)

3.4.5 動水圧

動水圧は、自由水面の無い閉水路部分については固定水として算出し、自由水面のある開水路部分については Westergaard 式から算定する。

(1) 自由水面のない場合

a. 水平方向の動水圧

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 3-35 に示す。

$$p_w = k_H \times \frac{L}{2} \times \gamma_w$$

p_w : 動水圧

k_H : 水平震度

L : 水路幅

γ_w : 水の単位体積重量

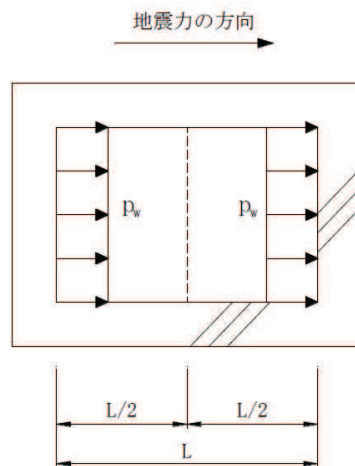


図 3-35 水平方向の動水圧分布図（自由水面なし）

b. 鉛直方向の動水圧

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3-36に示す。

$$p_w = k_v \times \frac{H}{2} \times \gamma_w$$

p_w : 動水圧

k_v : 鉛直震度

H : 水路高さ

γ_w : 水の単位体積重量

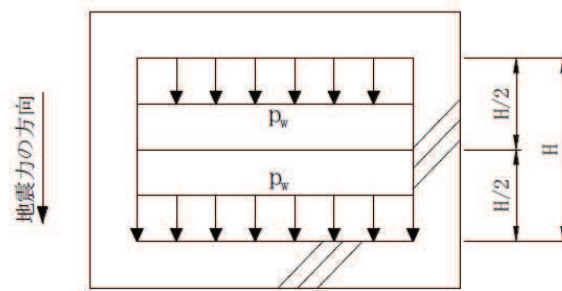


図3-36 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面なし）

(2) 自由水面のある場合

a. 水平方向の動水圧

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3-37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_v : 水平震度

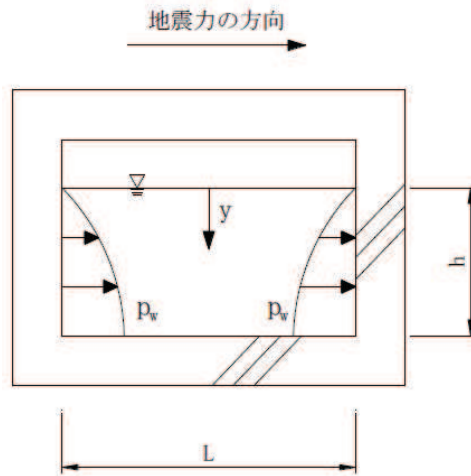


図 3-37 水平方向の動水圧分布図（自由水面あり）

b. 鉛直方向の動水圧

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 3-38 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

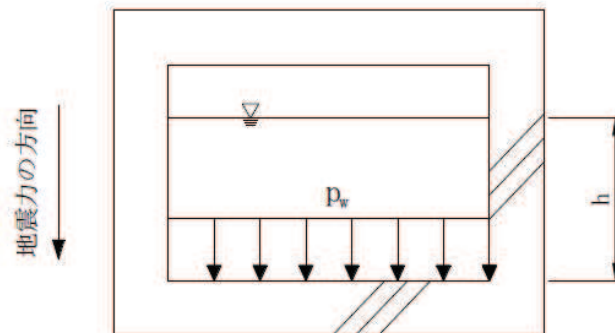


図 3-38 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面あり）

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

第3号機海水ポンプ室は、構造物の大部分が地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、D級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、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3-13に示すケース①、⑥）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケース（表3-13に示すケース②、③、⑦、⑧）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-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

(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3-12に示すケース④）。

屋外重要土木構造物等の耐震性に支配的な要因である土圧は、構造物と周囲の地盤の剛性差により生じることから、構造物の剛性が低下し、地盤との剛性差が小さくなることは、耐震裕度が向上することとなる。したがって、屋外重要土木構造物等のコンクリートは設計基準強度に対応する剛性を基本とし、ばらつきの考慮としては、土圧が大きく評価されるようコンクリートの実強度に対応する剛性について確認を行う。なお、屋外重要土木構造物等は、屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから、建物と異なり乾燥する環境にはなく、点検においても湿度応力に伴う外的拘束によるひび割れはあるものの、乾燥収縮による有害なひび割れは確認されておらず、コンクリートの剛性低下は顕在化していない。

一方、機器・配管系の耐震評価においては、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケースについて影響を確認する（表3-12に示すケース⑤）。

第3号機海水ポンプ室における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。第3号機海水ポンプ室の実強度及びヤング係数を表3-10及び表3-11に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表3-12に示す。

表 3-10 第 3 号機海水ポンプ室の実強度及びヤング係数

実強度*	ヤング係数
57.8N/mm ²	34.6kN/mm ²

注記*：第 3 号機海水ポンプ室のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-39 に示す。

表 3-11 第 3 号機海水ポンプ室のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	59.5	52.5	34.9	33.5
側壁	2019	3	59.4	57.5	34.9	34.5

注記*：採取位置は図 3-39 に示す。

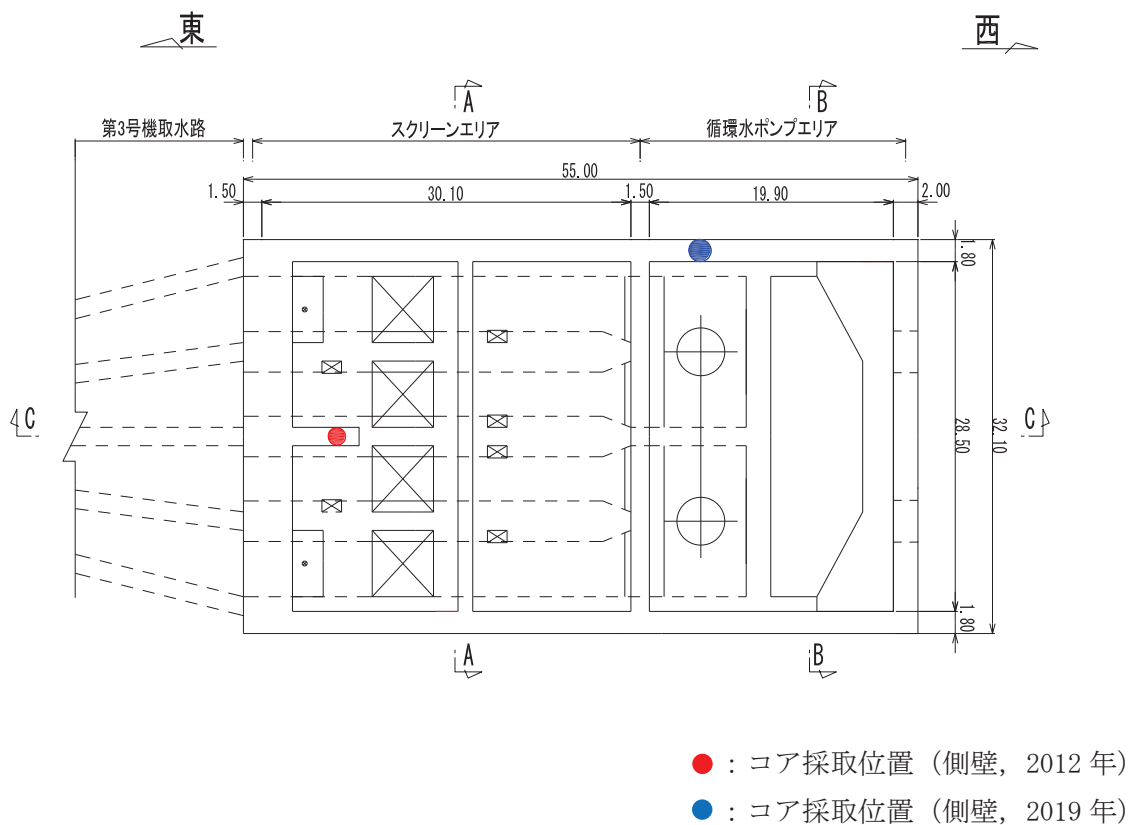


図 3-39 コア採取位置図

表 3-12 第 3 号機海水ポンプ室の耐震評価における解析ケース

解析ケース*1	解析手法	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
			盛土, 旧表土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係 数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④*2	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*3	平均値	平均値
ケース⑤*4	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース⑨*2	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*3	平均値	平均値

注記*1: A-A 断面, B-B 断面及び C-C 断面は, 全応力解析及び有効応力解析を実施する。

*2: 基本ケース (ケース①及び⑥) 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における照査値の最大値を比較し, 最大照査値を示す解析手法において, 実強度を考慮した解析ケース (ケース④又はケース⑨) を実施する。なお, ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊, せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は, 両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース (ケース④及びケース⑨) を実施する。

*3: 既設建造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-11 に示すとおりとする。

*4: 機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

第3号機海水ポンプ室の耐震評価においては、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を用いて基本ケース（全応力解析の場合はケース①，有効応力解析の場合はケース⑥）を実施する。

上記のケース①及び⑥において、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において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して，最も厳しい地震動を用いて，全応力解析の場合は図3-40に示すケース②及び③を，有効応力解析の場合は図3-40に示すケース⑦及び⑧を実施する。また，上記のケース①，⑥において，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における照査値の最大値を比較し，最大照査値を示す解析手法において，実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。なお，ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が0.05未満の場合は，両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース（ケース④及びケース⑨）を実施する。

上記解析ケースの結果を踏まえ，更に照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-13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3-41に示す。

なお，「資料1 屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中建造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において，第3号機海水ポンプ室のような，地中に埋設された鉄筋コンクリート建造物は，鉛直地震動の影響をほぼ受けないことを確認しているため，鉛直地震動については，位相の反転を考慮しない。

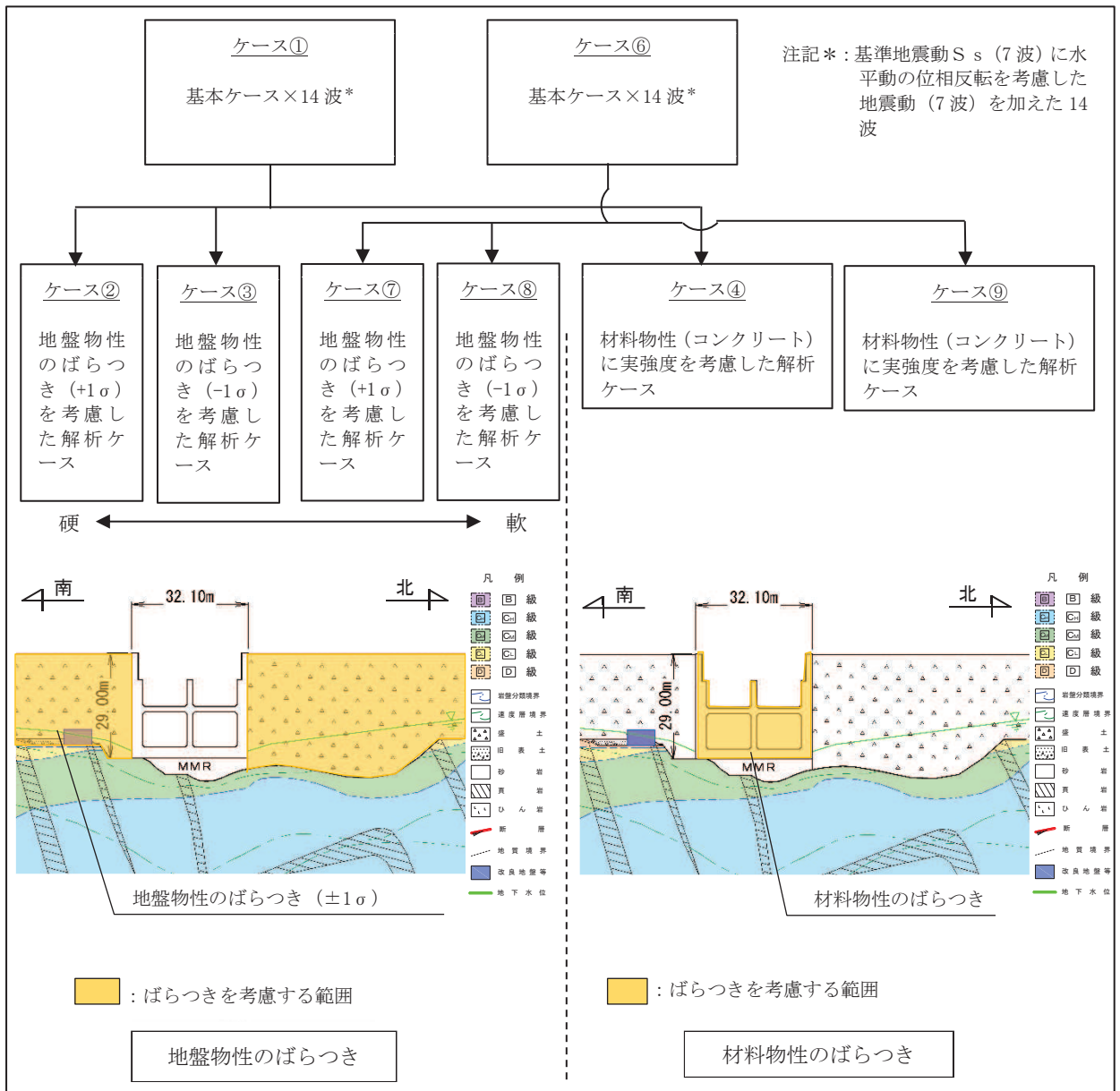


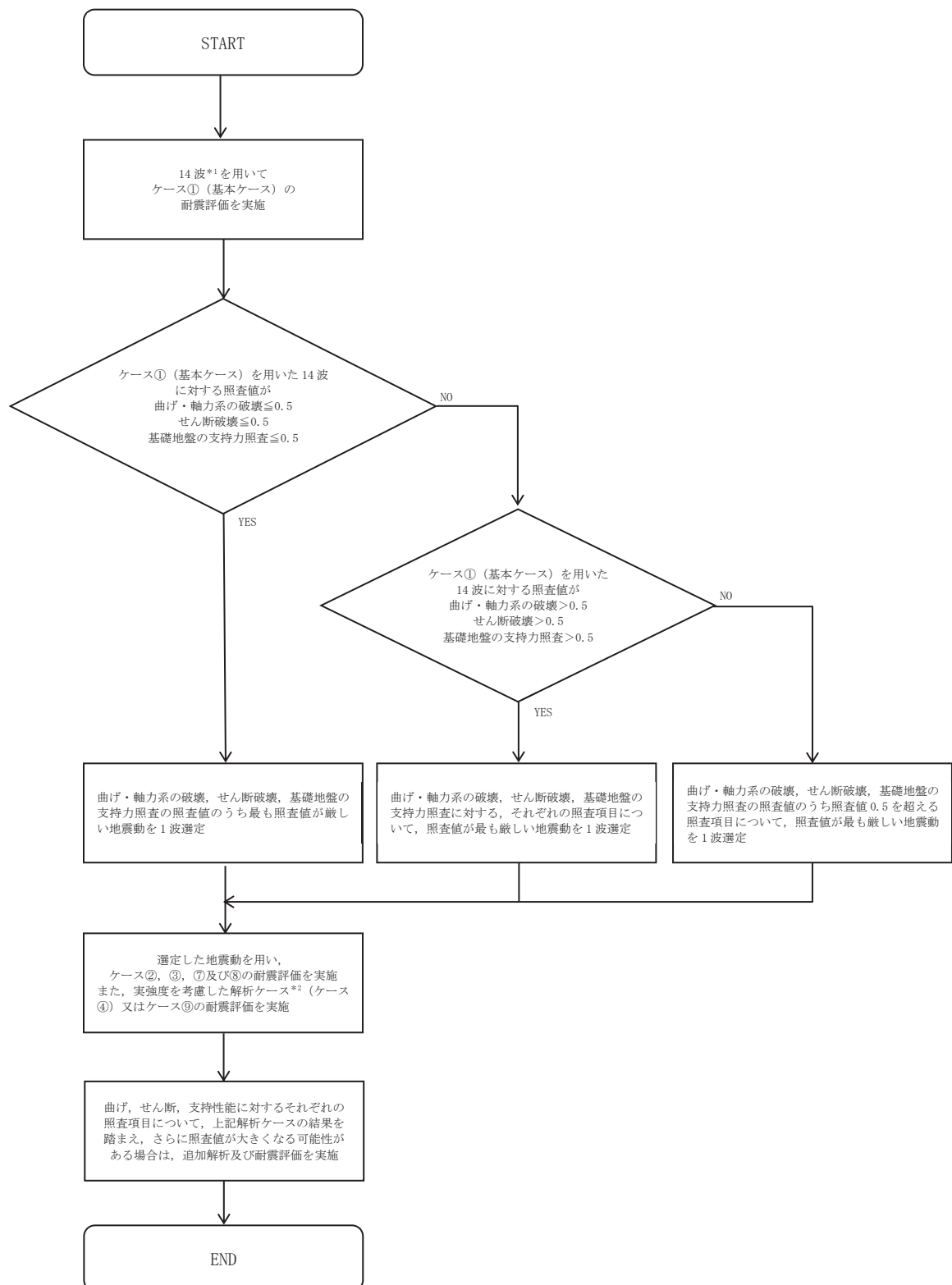
図 3-40 屋外重要土木構造物等の耐震評価における解析ケース

表 3-13 第 3 号機海水ポンプ室の耐震安全性評価における解析ケース

解析ケース		全応力解析				有効応力解析			
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
地盤物性		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析及び有効応力解析を実施し、照査を行ったケース①及びケース⑥の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎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 (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, ③, ⑦及び⑧を実施する。</p> <p>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ケース②, ③, ⑦及び⑧を実施する。</p> <p>なお、ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は、両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース (ケース④及び⑨) を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	○	左記の【追加解析ケースについて】による			
		-+*1	○		○				
	S s - D 2	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - D 3	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 1	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 2	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 3	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - N 1	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				

注記*1: 耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。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: 既設建造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。



注記*1：基準地震動 S s 波（7 波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた 14 波
 *2：「3.5.1 (3) 耐震評価における解析ケースの組合せ」に基づき、実強度を考慮した解析
 ケースの耐震評価を実施する。

図 3-41 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(4) 従方向荷重の選定

第3号機海水ポンプ室は、弱軸方向が明確であることから、弱軸方向を評価対象として耐震評価を行う。主方向荷重（弱軸方向）に対し、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁は面内荷重に抵抗しているが、従方向（強軸方向）の地震力に対しては、面外荷重の影響を受けることになる。よって、第3号機海水ポンプ室は弱軸方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向の荷重を作用させる。

評価用地震動及び時刻は、弱軸方向加振において基準地震動 S_s （7波）、水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい地震動、時刻に対し実施する。

水平2方向載荷の評価において組み合わせる荷重は、主方向荷重を水平方向及び鉛直方向荷重、従方向荷重を水平方向荷重とし、従方向荷重は、主方向荷重での地震時荷重算出時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出する。 $S_s - N1$ は観測波に基づいており地震動の方向に偏りがあり、基準地震動 S_s と直交する地震動が基準地震動 S_s に比べ小さいことから、 $S_s - N1$ が選定された場合は、2番目に照査値が厳しい地震動においても水平2方向評価を実施する。

なお、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、弱軸方向（南北）及び強軸方向（東西）に対する地震応答解析は全応力解析及び有効応力解析を実施することから、各々の解析手法から得られた地震時荷重を弱軸方向の地震時荷重と組み合わせる。表3-14に解析手法及び解析ケースと弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せの関係を示す。

表3-14 弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せ

地震時荷重算出断面	A-A断面（南北） B-B断面（南北） ：弱軸方向	C-C断面（東西） ：強軸方向	
		全応力解析	有効応力解析
解析ケース*	ケース①	ケース①	ケース⑥
	ケース②	ケース②	ケース⑦
	ケース③	ケース③	ケース⑧
	ケース④	ケース④	ケース⑨
	ケース⑥	ケース①	ケース⑥
	ケース⑦	ケース②	ケース⑦
	ケース⑧	ケース③	ケース⑧
	ケース⑨	ケース④	ケース⑨

注記*：弱軸方向の耐震評価において、基本ケース及びばらつきケースの中で最も照査値が厳しい解析ケースを実施する。

3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

第3号機海水ポンプ室に支持される機器・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、基準地震動S_s（7波）、弾性設計用地震動S_d（7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（28波）を用いて、ケース①に加え、図3-42に示すケース②～④の解析を実施する。

また、基準地震動S_s（7波）については、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケース⑤について影響を確認する。

機器・配管系に対する応答加速度及び応答変位抽出の基本ケースであるケース①に対して、最も地盤が固い条件となるケース② 最も地盤が軟らかいケース③、最も材料特性が固い条件のケース④を実施することで地盤剛性等のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

機器・配管系の応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケースを表3-15に示す。

なお、全応力解析における基準地震動S_s（7波）におけるケース⑤の地震応答解析結果については、「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について」に示す。

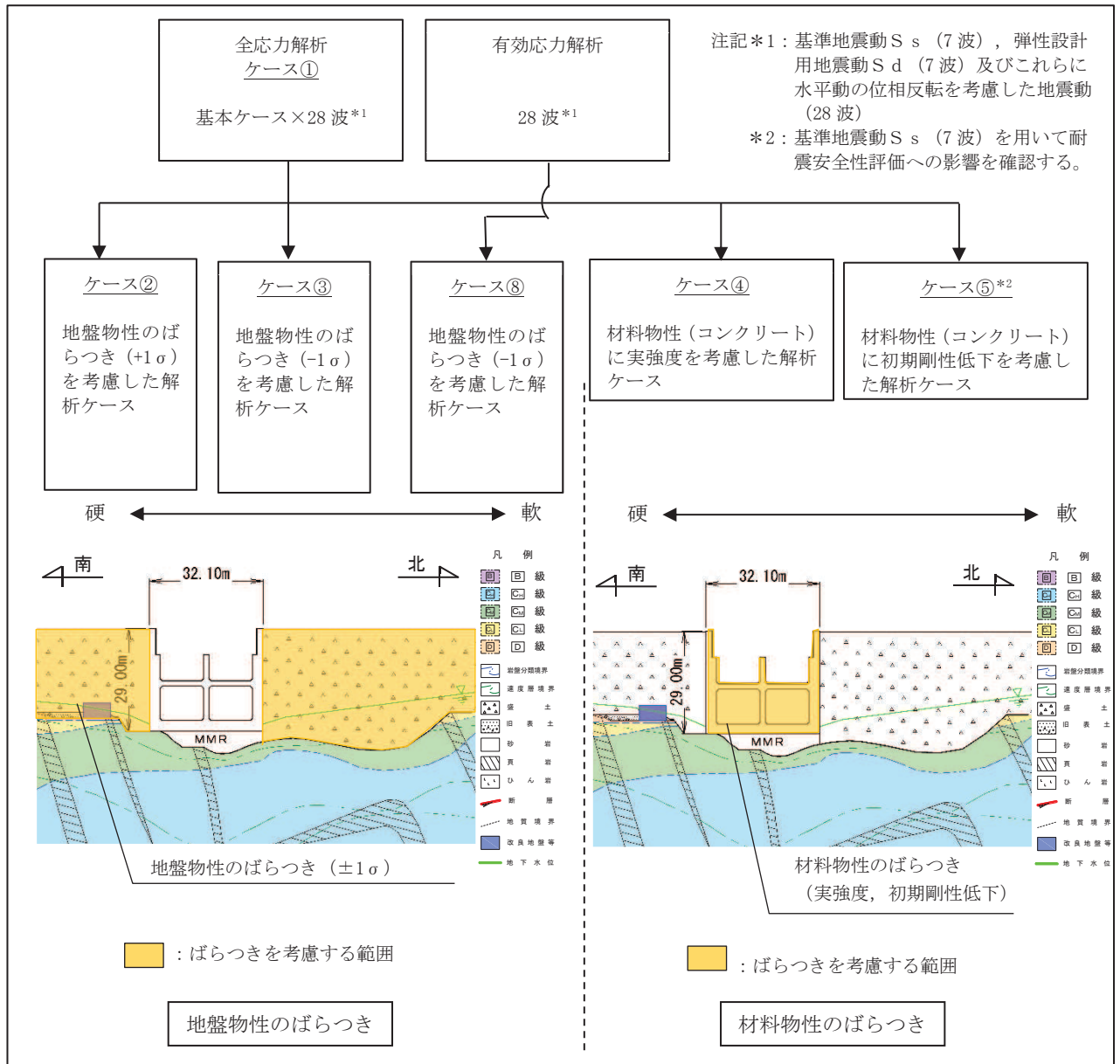


図 3-42 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

表 3-15 (1) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (基準地震動 S s)

解析ケース*3		全応力解析					有効応力解析	
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	ケース⑥	
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	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に剛性低下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	平均値	平均値	平均値-1 σ	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	剛性低下に基づく圧縮強度*4	設計基準強度	
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	-	○
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	-	○
	S s - D 3	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	-	○
	S s - F 1	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	-	○
	S s - F 2	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	-	○
	S s - F 3	++*1	○	○	○	○	△	○
		-+*1	○	○	○	○	-	○
	S s - N 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：既設建造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*3：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。

*4：機器・配管系の耐震評価に適用する。原子炉建屋の剛性低下率のうち特異的なオペフロの値を除いた中で最大となる NS 方向の剛性低下率を設定する。

表 3-15 (2) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース (弾性設計用地震動 S d)

解析ケース		全応力解析				有効応力解析	
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑧	
		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	材料物性 (コンクリート) に実強度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	平均値	平均値-1 σ	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2	設計基準強度	
地震動 (位相)	S d - D 1	++	-	-	-	-	-
		-+	-	-	-	-	-
	S d - D 2	++*1	○	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○	○
	S d - D 3	++	-	-	-	-	-
		-+	-	-	-	-	-
	S d - F 1	++	-	-	-	-	-
		-+	-	-	-	-	-
	S d - F 2	++	-	-	-	-	-
		-+	-	-	-	-	-
	S d - F 3	++	-	-	-	-	-
		-+	-	-	-	-	-
	S d - N 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: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。なお, 新設構造物については, 文献を参照し推定した圧縮強度とする。

4. 三次元構造解析

4.1 解析手法

第3号機海水ポンプ室は、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、構造部材の応答値は、三次元構造解析により耐震評価を行う。

第3号機海水ポンプ室に要求される機能は、耐震重要施設である防潮壁等を間接支持する支持機能及び浸水防止のための止水機能であることから、構造部材（鉄筋コンクリート）は、ひび割れ状態を評価できる非線形ソリッド要素を用いる。

第3号機海水ポンプ室に作用する荷重は、二次元の地震応答解析において構造物の評価に支配的な荷重が作用する時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。三次元構造解析には、解析コード「COM3 ver. 9.15」を用いる。

本解析コードは、前川モデルに基づく非線形性を考慮しており、前川モデルは新規制基準適合性審査において使用実績のある解析コード「WCOMD」に適用されている構成則であり、コンクリート標準示方書 2017 にも規定されている。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.2 解析モデルの設定

4.2.1 構造物のモデル化

材料の非線形特性を考慮した非線形ソリッド要素でモデル化する。各部材位置を図 4-1 に、各部材の要素座標系を図 4-2 に示す。なお、開口部については、部材厚以上の開口をモデル化することとし、除塵機開口、循環水ポンプ開口及びスクリーンエリア及び循環水ポンプエリアに設置されるピットの開口をモデル化する。

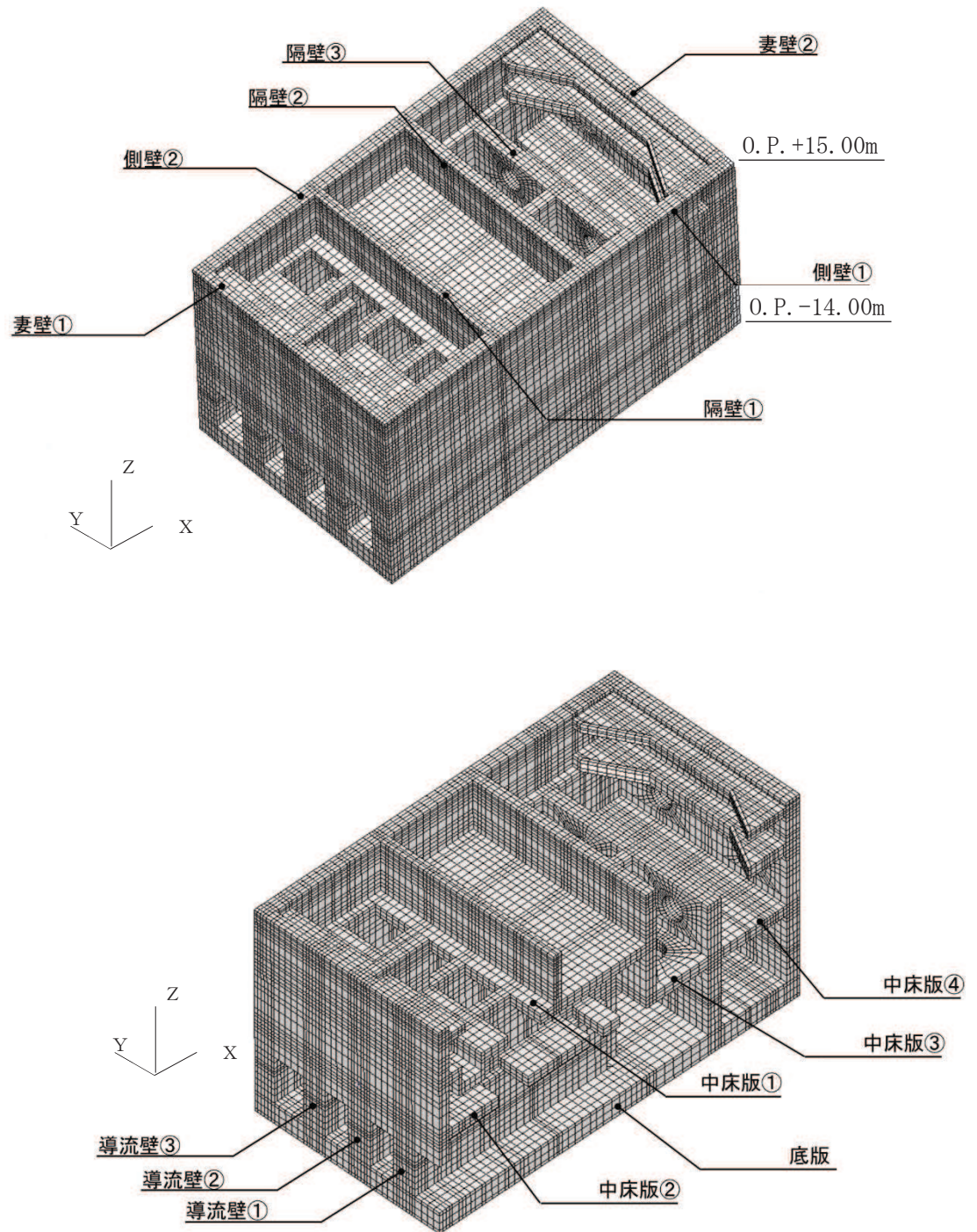


図 4-1 各部材位置

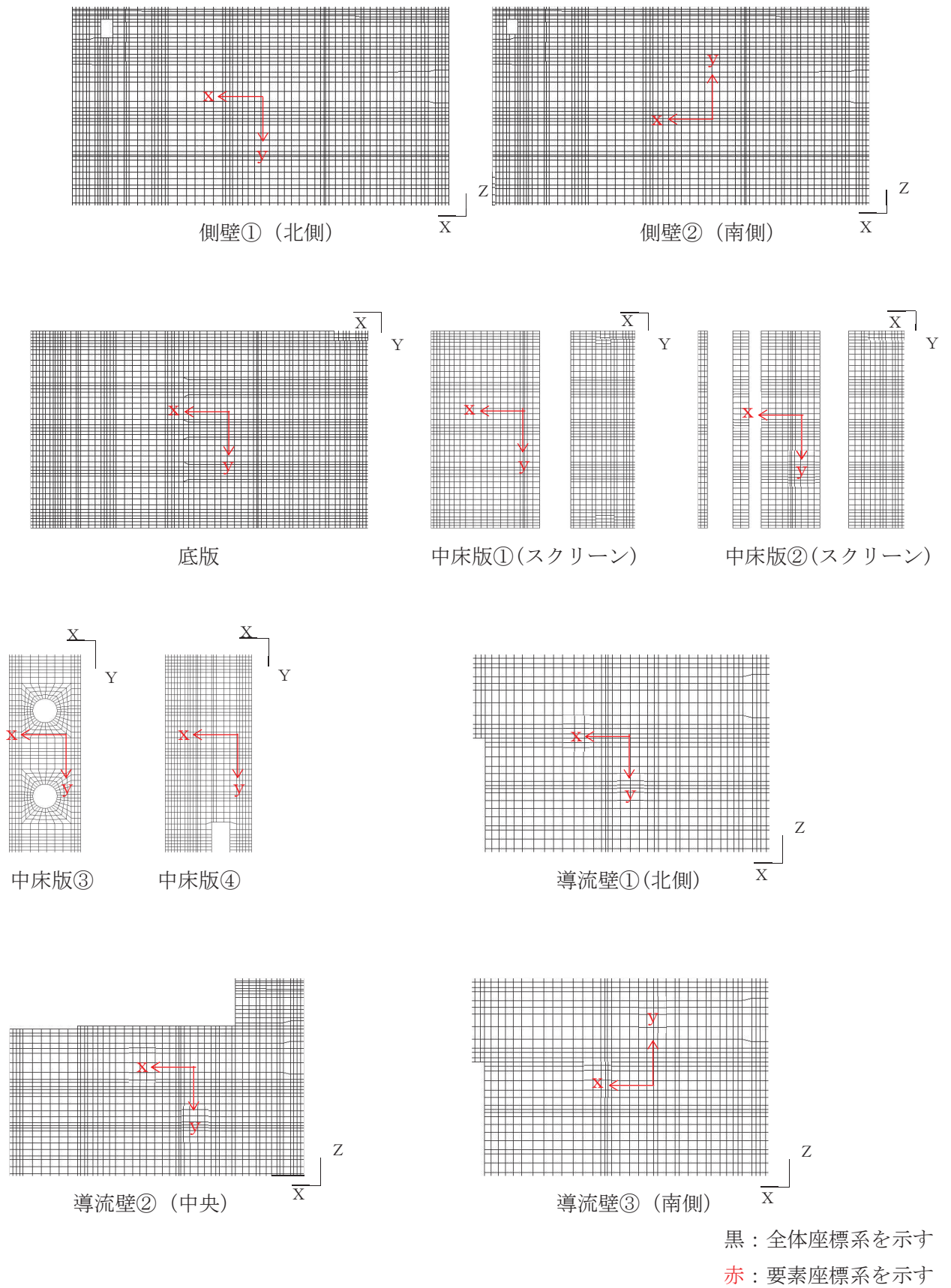
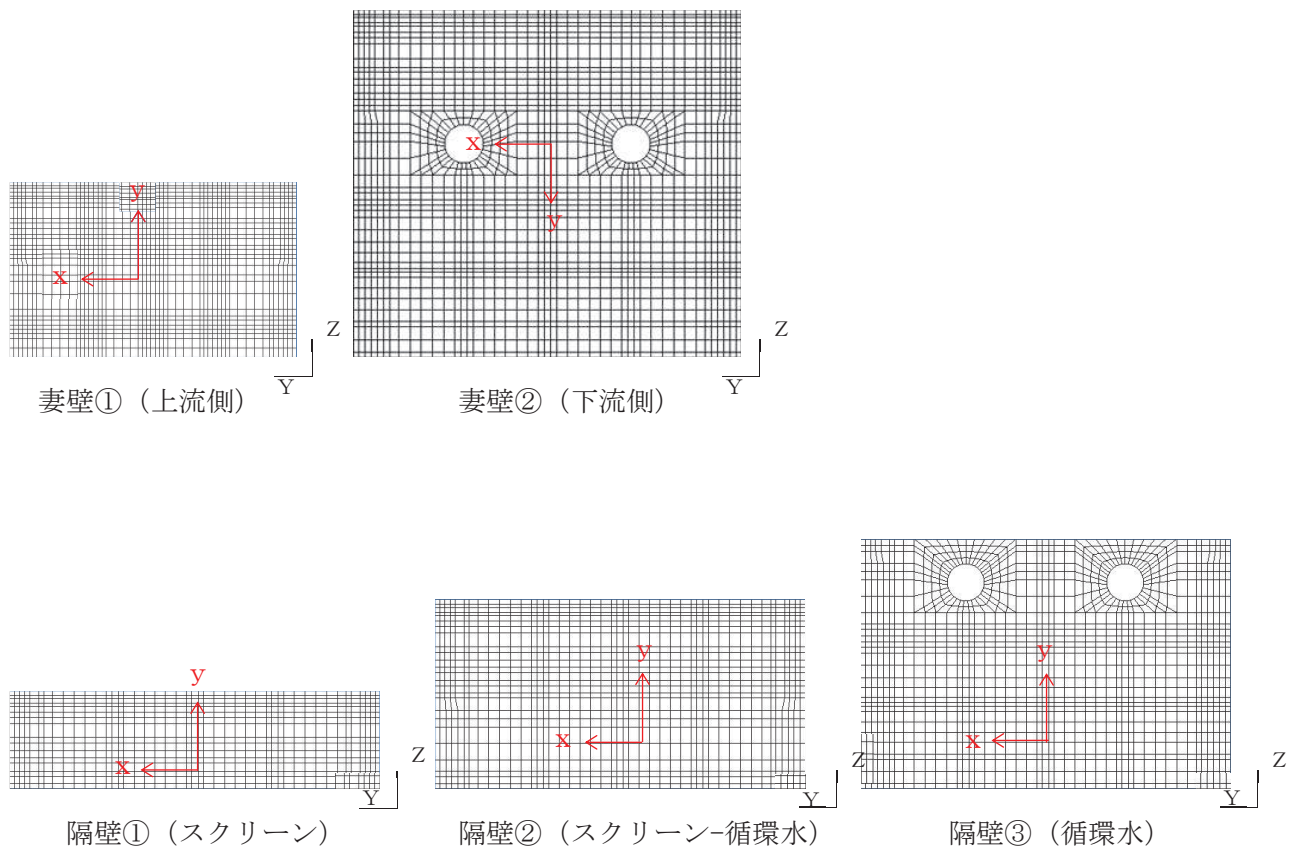


図 4-2(1) 各部材の要素座標系



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 4-2(2) 各部材の要素座標系

4.2.2 地盤ばね要素

地盤ばねは、常時解析においては道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）に基づき設定する。

地震時解析においては，支持地盤は，地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し，原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版（社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会）に基づき，「田治見の振動アドミッタンス理論」を用いて設定する。

側方地盤は，非線形ばねでモデル化し，地震時荷重載荷方向と平行する妻壁の法線方向に取り付け，道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）に基づき設定する。地盤ばねの設定イメージ図を図4-3に示す。

1 方向載荷時には，構造物底面及び地震時荷重載荷方向と平行する妻壁の法線方向に地盤ばねを設定する。2 方向載荷時には，構造物底面のみに地盤ばねを設定する。

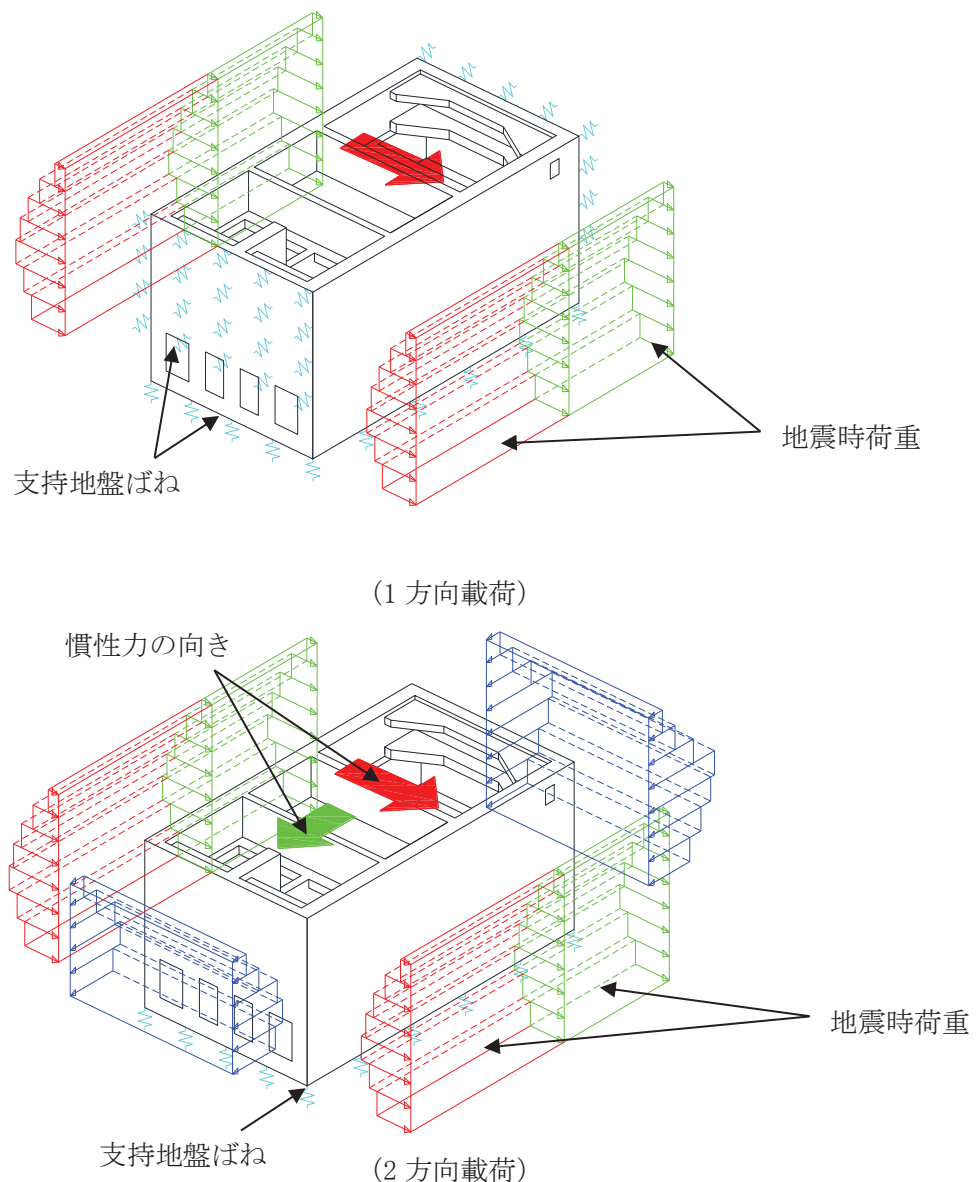


図4-3 地盤ばねの設定イメージ

(1) 常時

常時の地盤ばねは、構造物の底面に面直ばねとせん断方向ばねを考慮する。面直ばねに設定する鉛直方向地盤反力係数及びせん断方向ばねに設定する水平方向せん断地盤反力係数は、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）により算出する。

鉛直方向地盤反力係数は，0.P. -200m 以浅の範囲で地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数を用いて算定を行う。

a. 鉛直方向地盤反力係数

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに，

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{v0} : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m) $B_v = \sqrt{A_v}$

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

α : 表4-aに示す地盤反力係数の推定に用いる係数

E_0 : 地盤の変形係数で，道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）に基づき，地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m²) とする。

$$E_0 = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \tan \theta) D}{(D + 2h_n \tan \theta) B}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{E_{0i}} \log \frac{(B + 2h_i \tan \theta) (D + 2h_{i-1} \tan \theta)}{(D + 2h_i \tan \theta) (B + 2h_{i-1} \tan \theta)}}$$

ここに，

B : 基礎幅 (m)

D : 基礎の奥行 (m)

h_n : 影響を調べる深さ (m) (0.P. -200m 以浅の範囲)

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_{0i} : 細分した第*i*番目の層の変形係数 (kN/m²)

θ : 荷重の分散角度で， $\theta = 30^\circ$ とする。

b. 水平方向せん断地盤反力係数

$$k_s = \lambda k_v$$

ここに、

k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で、 $\lambda = 0.3$ とする。

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

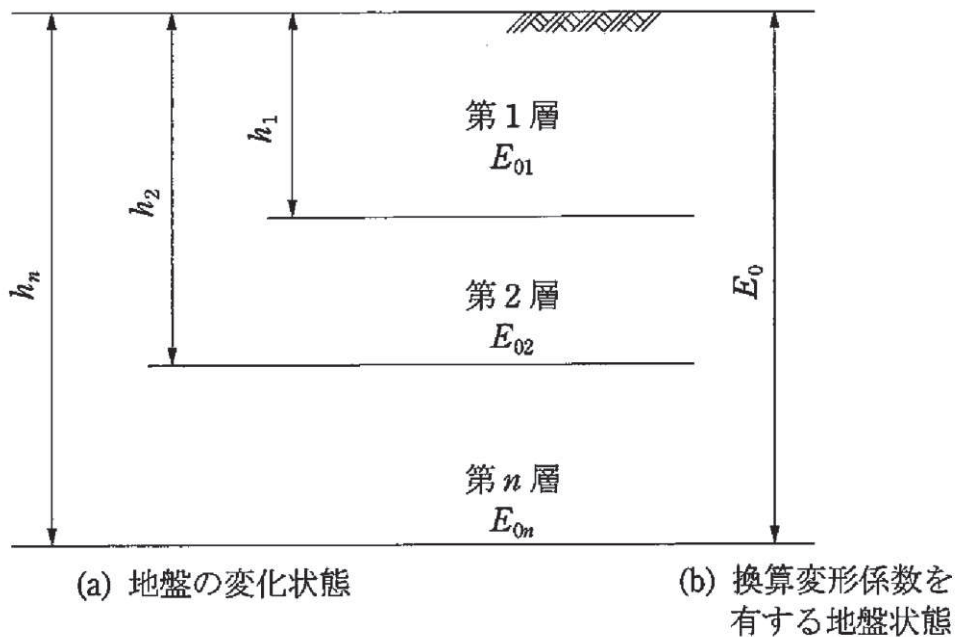


図 4-a(1) 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

表 4-a 変形係数 E_0 と α (道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説

((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) より引用)

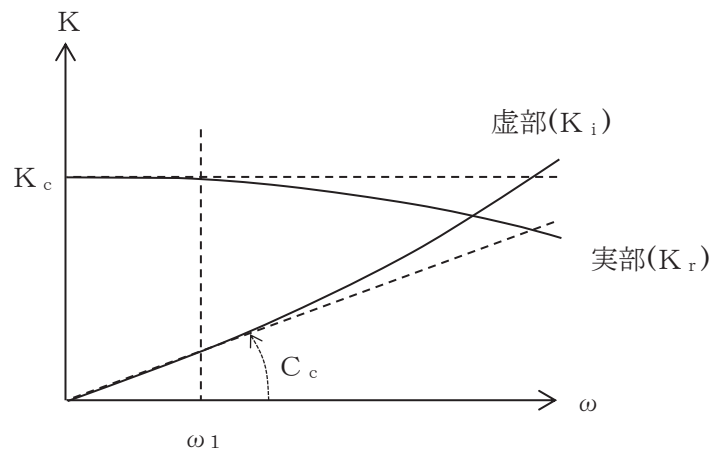
変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常時, 暴風時	地震時
直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800N$ で推定した変形係数	1	2

(2) 地震時

地震時の地盤ばねは、構造物の底面に面直ばねとせん断方向ばねを考慮する。面直ばねに設定する鉛直方向地盤反力係数及びせん断方向ばねに設定する水平方向せん断地盤反力係数は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）に基づき、「田治見の振動アドミタンス理論」を用いて算出する。「田治見の振動アドミタンス理論」は、地盤物性の深さ方向への変化を剛性の等価な半無限地盤に置換することにより考慮し、図 4-a(2)に示すように地盤ばねを振動数に依存した複素剛性として表現する。

地盤物性の深さ方向への変化を考慮する範囲は、O.P. -200m 以浅とする。

三次元構造解析は静的解析となることから、地盤ばねは実部の静的な値 (K_c) を用いて算定する。



ばね定数：底面ばねは $\omega = 0$ のばね定数 K_c で定数化

図 4-a(2) 地盤ばねの定数化の概要

(3) 側方地盤ばね

側方地盤ばねは、構造物の側面に面直ばねを考慮する。面直ばねに設定する水平方向地盤反力係数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）により算出する。

水平方向地盤反力係数は、地盤の剛性低下を考慮するため次元地震応答解析より得られた地盤の収束物性値を用いる。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

ここに、

- k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)
- A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D$$

$$E_D = 2(1 + \nu_D) G_{eqAVE}$$

ここに、

- k_{H0} : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)
- E_D : 地盤の動的変形係数 (kN/m²)
- ν_D : 動ポアソン比
- G_{eqAVE} : 次元地震応答解析における地盤の収束剛性 G_{eq} の加重平均値 (kN/m²)

$$G_{eqAVE} = \frac{\sum (G_{eqi} \times h_i)}{\sum h_i}$$

- h_i : 次元地震応答解析モデルの各層の層厚 (m)

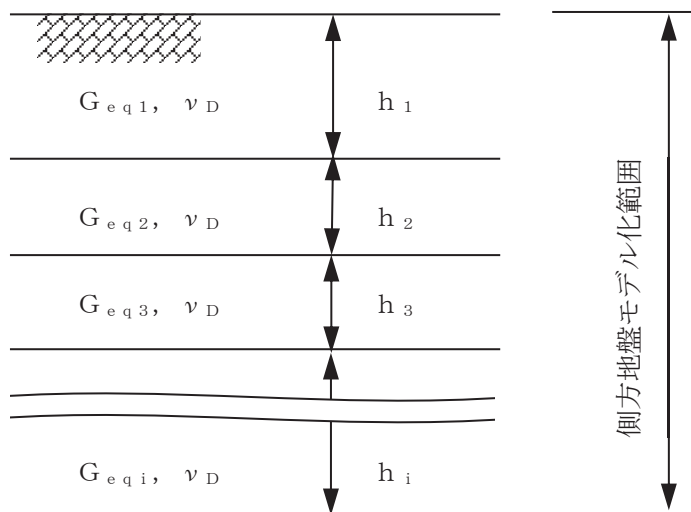


図 4-a(3) 次元地震応答解析モデルイメージ

4.2.3 材料の非線形特性

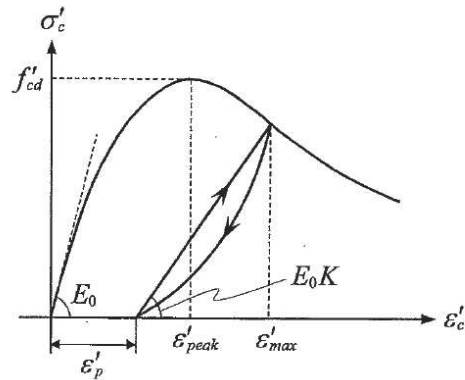
(1) コンクリート

a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-4に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図4-5に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$$

ここに、

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図4-4 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

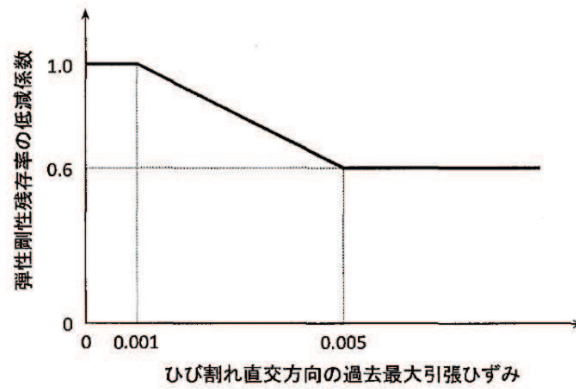
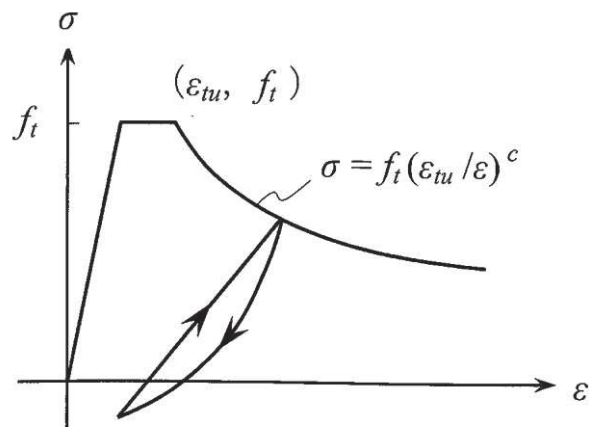


図 4-5 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

b. 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4-6 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、図 4-7 に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f / L_e (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



- ここに、 f_t : 引張強度
 ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
 c : 引張軟化特性を表す係数

図 4-6 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの
付着効果を考慮した応力-ひずみ関係
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

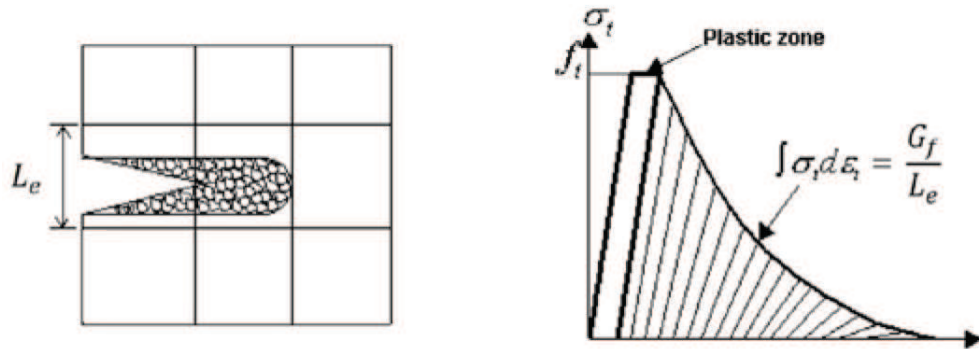
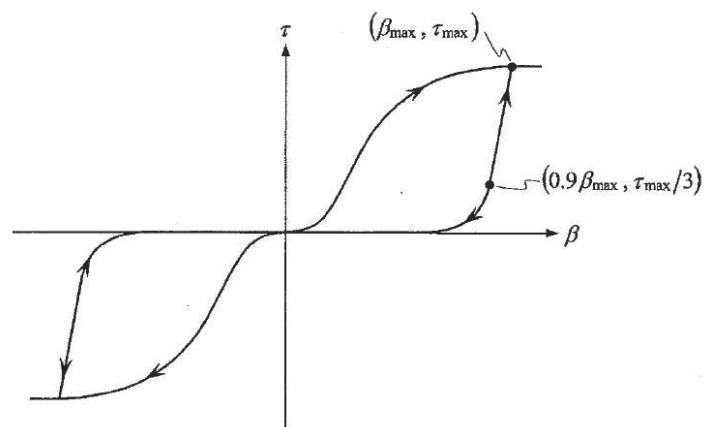


図 4-7 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

c. ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4-8 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

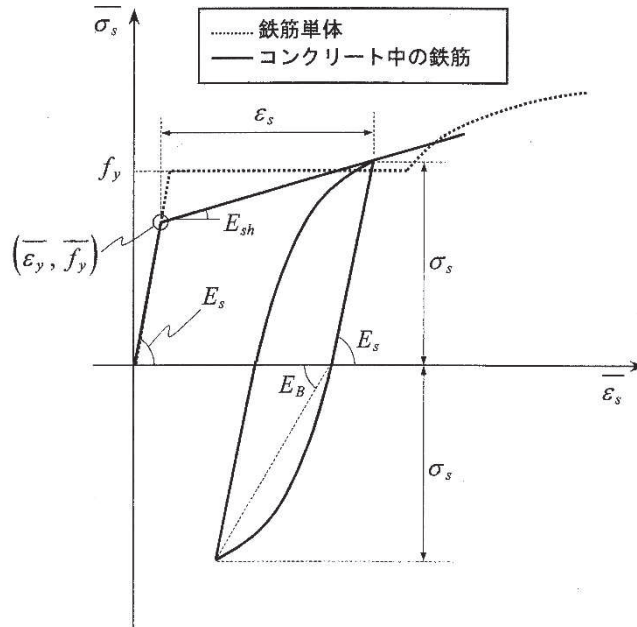
τ_{max} : 除荷開始時せん断応力

β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4-8 ひび割れ面でのせん断伝達モデル
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

d. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図 4-9 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



$$\begin{aligned} \overline{\sigma_s} &= E_s \overline{\varepsilon_s} & (\overline{\varepsilon_s} \leq \overline{\varepsilon_y}) \\ &= \overline{f_y} + E_{sh} (\overline{\varepsilon_s} - \overline{\varepsilon_y}) & (\overline{\varepsilon_y} < \overline{\varepsilon_s}) \end{aligned}$$

- ここに、 $\overline{\sigma_s}$: コンクリート中における鉄筋の平均応力
 $\overline{\varepsilon_s}$: コンクリート中における鉄筋の平均ひずみ
 f_y : 鉄筋単体の降伏強度
 E_s : 鉄筋のヤング率
 $\overline{f_y}$: コンクリート中における鉄筋の平均降伏強度
 $\overline{\varepsilon_y}$: コンクリート中における鉄筋の平均降伏ひずみ
 E_{sh} : コンクリート中における鉄筋の降伏後の二次勾配

図 4-9 ひずみ硬化域を簡略化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係
 (コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会, 2012 年制定) より引用)

e. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \bar{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$

ここに、 $\bar{\sigma}_S$ 、 $\bar{\sigma}_C$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_S 、 A_C : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_S + A_C$

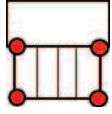
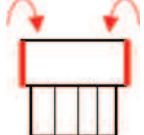


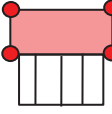

4.3 照査時刻の選定

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。表 4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

各エリアにおける荷重抽出時刻の組み合わせについて、同時刻の荷重を用いて、構造部材の健全性評価を行う。なお、各エリアの選定時刻の差がほぼ同時刻（前後 0.1 秒以内）の場合については、各エリアで選定された時刻の荷重分布を確認し、分布形状が大きく変わらないことを確認した上で、各エリアの荷重を組み合わせることにより、各時刻に対する個別評価を代表させることとする。荷重抽出時刻の組み合わせ方を、下部カルバート部の曲げ・軸力系の破壊に対する荷重抽出時刻を例に図 4-10 に示す。

スクリーンエリアの時刻 t_1 、循環水ポンプエリアの時刻 t_2 の差が前後 0.1 秒以内である場合は、スクリーンエリアには t_1 の荷重を、循環水ポンプエリアには t_2 の荷重をそれぞれ載荷させ評価を行う。

表 4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		下部構造（水路）における 頂底板間の層間変位が 最大となる時刻
時刻 2, 3	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻
時刻 4	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が 最大となる時刻
時刻 5, 6	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の水平荷重が 最大となる時刻
時刻 7	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が 最大となる時刻
時刻 8, 9	曲げ・軸力系の破壊 及び せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		上部構造における 各側壁の上部荷重が 最大となる時刻

着目部位	荷重抽出時刻	
	スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
下部カルバート部（曲 げ・軸力系の破壊）	t_1	※1
	※2	t_2



t_1 及び t_2 がほぼ同時刻の場合、
組み合わせて代表させる

着目部位	荷重抽出時刻	
	スクリーンエリア	循環水ポンプエリア
下部カルバート部（曲 げ・軸力系の破壊）	t_1	t_2

※1：スクリーンエリアと同時刻

※2：循環水ポンプエリアと同時刻

図 4-10 荷重抽出時刻の組み合わせ

4.4 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は「4.3 照査時刻の選定」にて選定した照査時刻に対し、地震応答解析から同時刻における水平荷重及び鉛直荷重の応答値を抽出し、算定する。入力荷重の一覧を表4-2に、各入力荷重の算定フローを図4-11に示す。また、地震応答解析から算出される荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフローを図4-12に示す。常時荷重は、表3-9に示す荷重を考慮する。

表4-2 入力荷重一覧

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
慣性力	機器・配管の慣性力	応答加速度	設置位置
	躯体の慣性力	応答加速度	躯体全体
	積載荷重の慣性力	応答加速度	作用位置
動水圧		応答加速度*	作用位置
地震時土圧・水圧		土圧・水圧	作用位置
周面せん断力		土圧	作用位置

注記*：動水圧は、地震応答解析から抽出した応答加速度に基づき算定する。

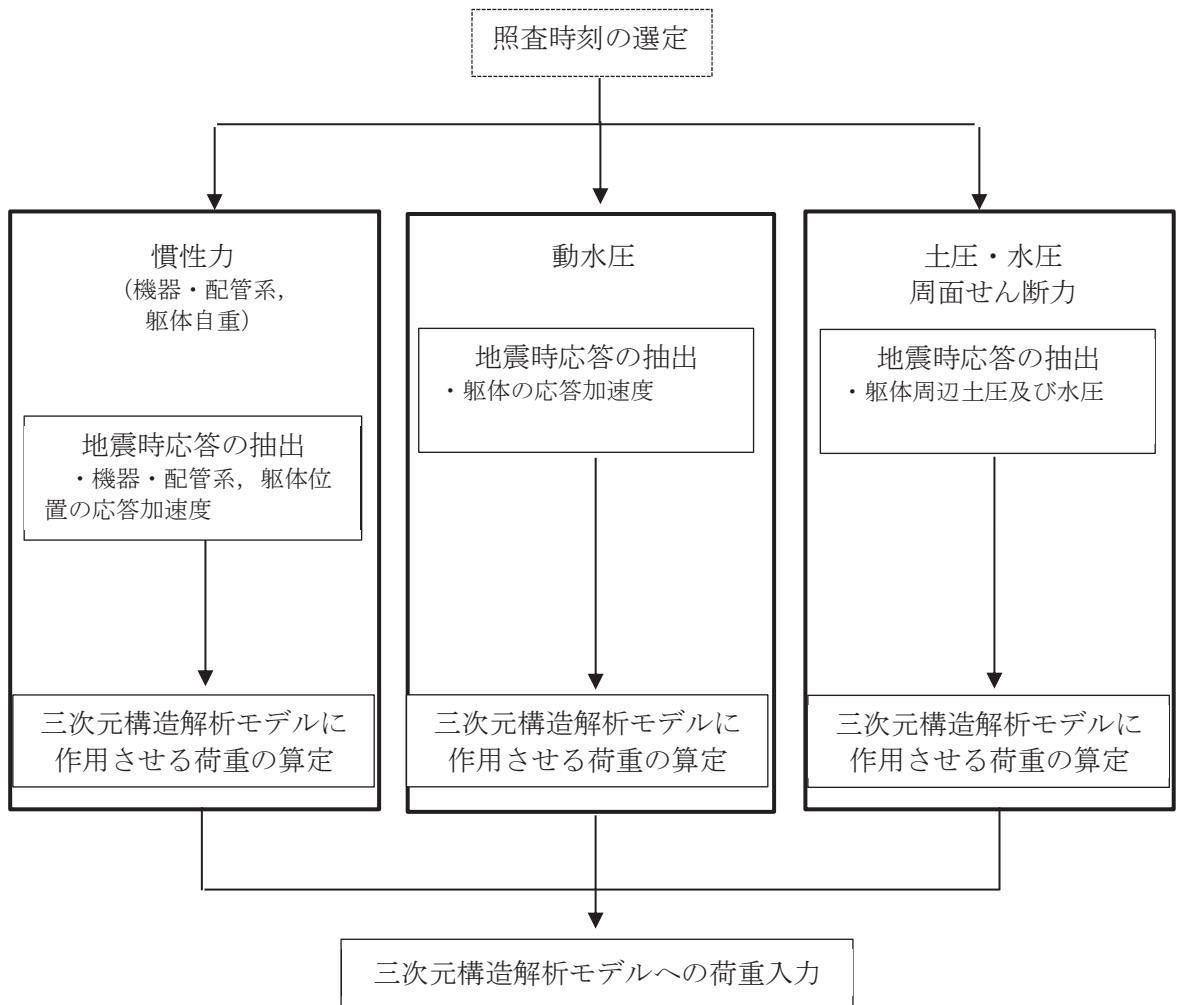


図4-11 各入力荷重の算定フロー

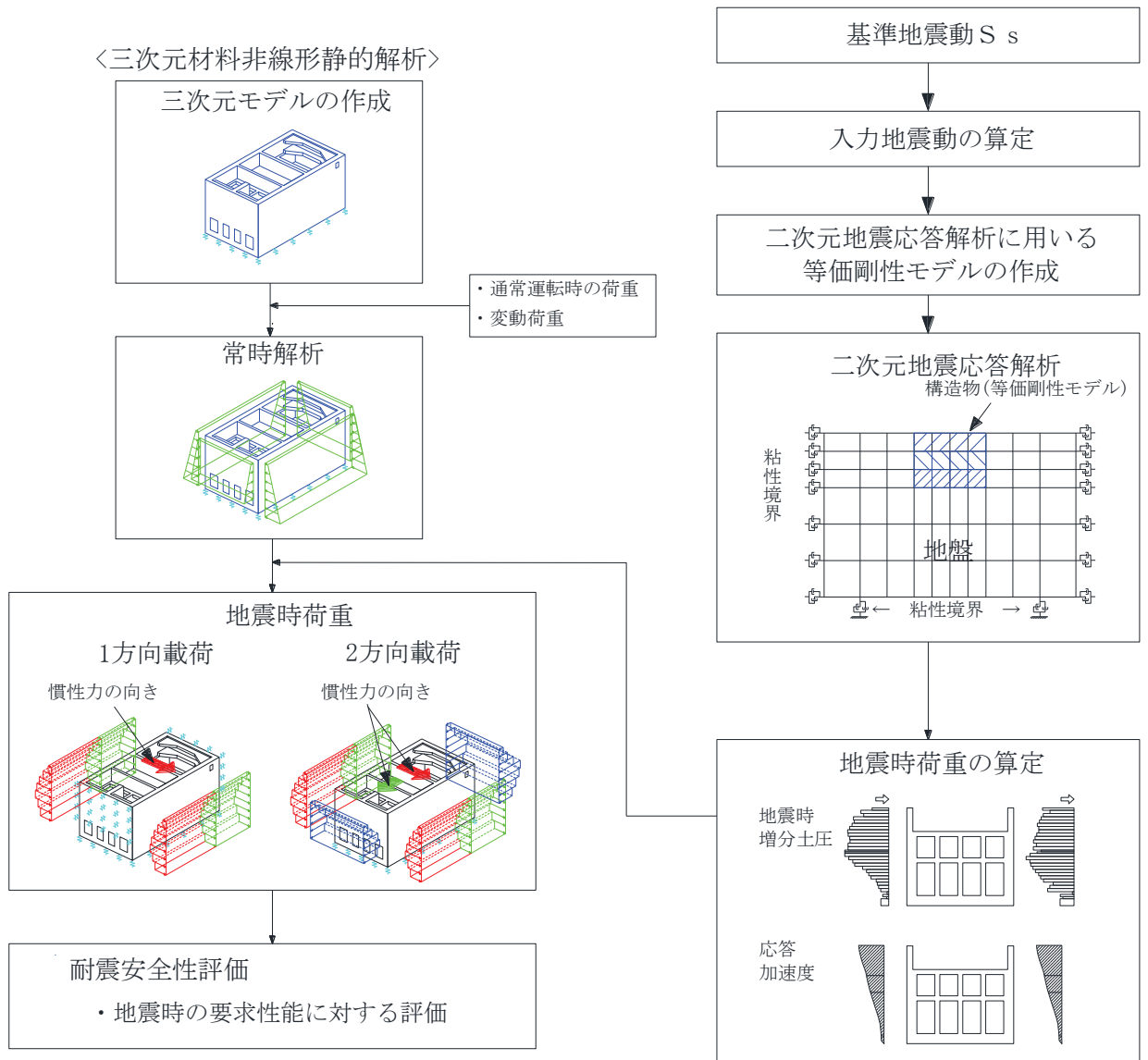


図 4-12 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

4.4.1 常時荷重

(1) 躯体自重

躯体の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

(2) 静止土圧及び外水圧

地震応答解析の常時解析から求まる静止土圧及び外水圧を躯体側面に作用させる。静止土圧及び外水圧の载荷概念図を図4-13に示す。なお、各エリアから算出した静止土圧及び外水圧は、各エリアの奥行方向に一様に载荷する。

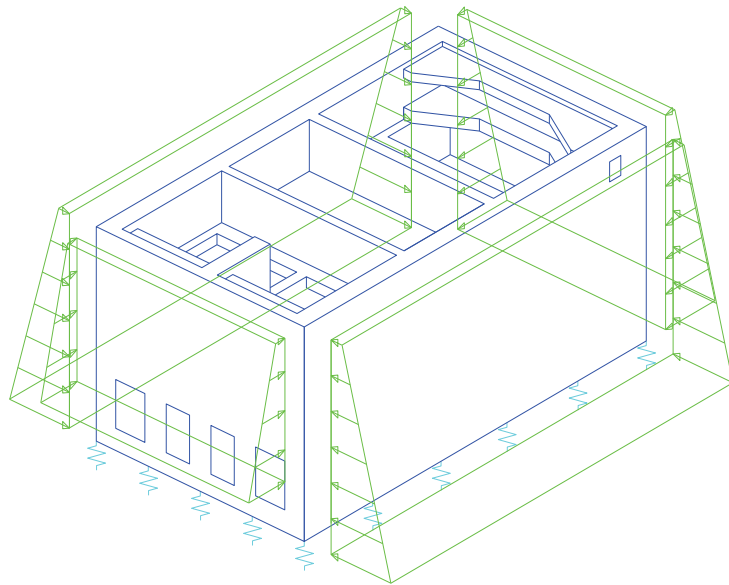
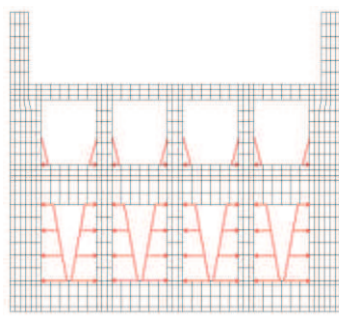


図4-13 静止土圧及び外水圧の载荷概念図

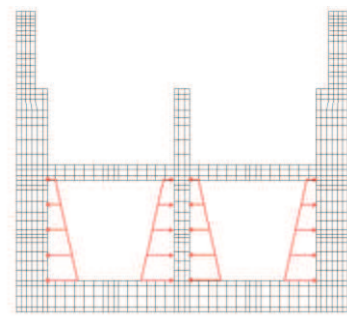
(3) 内水圧

第3号機海水ポンプ室の内部には、朔望平均満潮位(0.P.+2.43m^{*})を静水面とした内水圧として設定する。設定の際は、海水の密度として、1.03kg/cm³を考慮する。内水圧の概念図を図4-14及び図4-15に示す。

注記*：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を、敷地高さ(0.P.+14.8m)を固定とし朔望平均満潮位を0.P.+1.43mから0.P.+2.43mとすることにより考慮する。

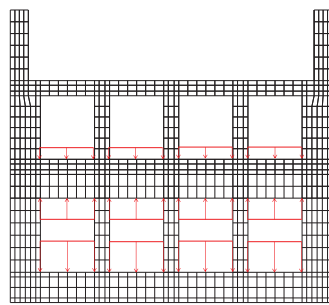


スクリーンエリア

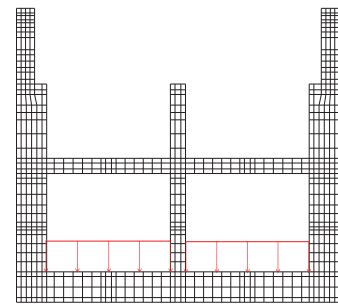


循環水ポンプエリア

(水平方向)



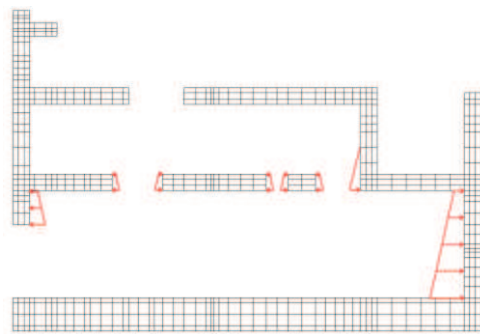
スクリーンエリア



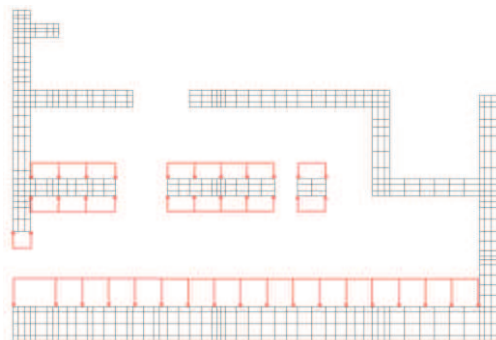
循環水ポンプエリア

(鉛直方向)

図 4-14 内水圧の概念図 (東西方向)



(水平方向)



(鉛直方向)

図 4-15 内水圧の概念図 (南北方向)

(4) 機器荷重

機器の重量に基づいて設定する。機器・配管荷重図を図 4-16 に示す。

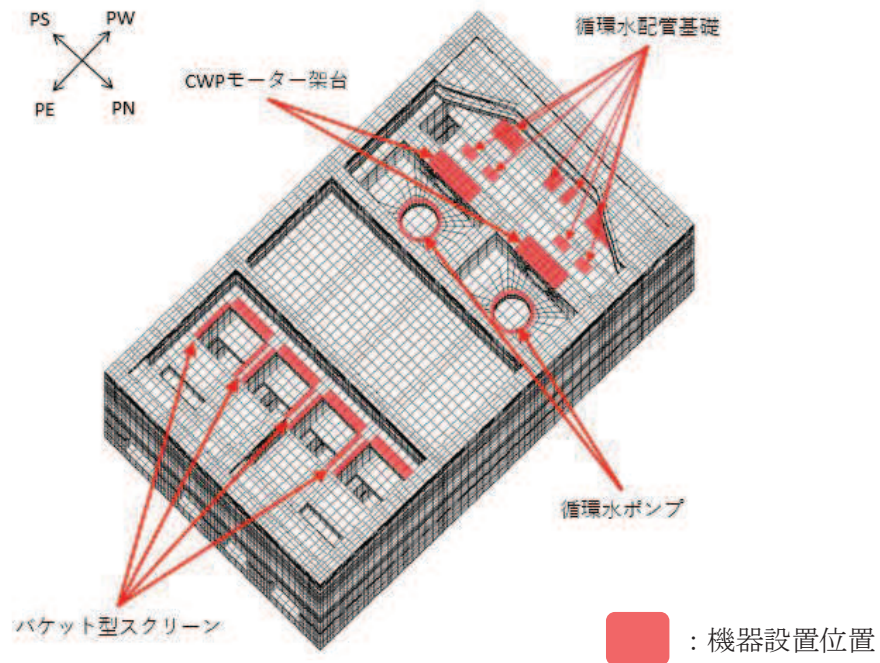


図 4-16 機器荷重図

(5) 配管荷重

配管の重量に基づいて設定する。配管荷重図を図 4-17 に示す。

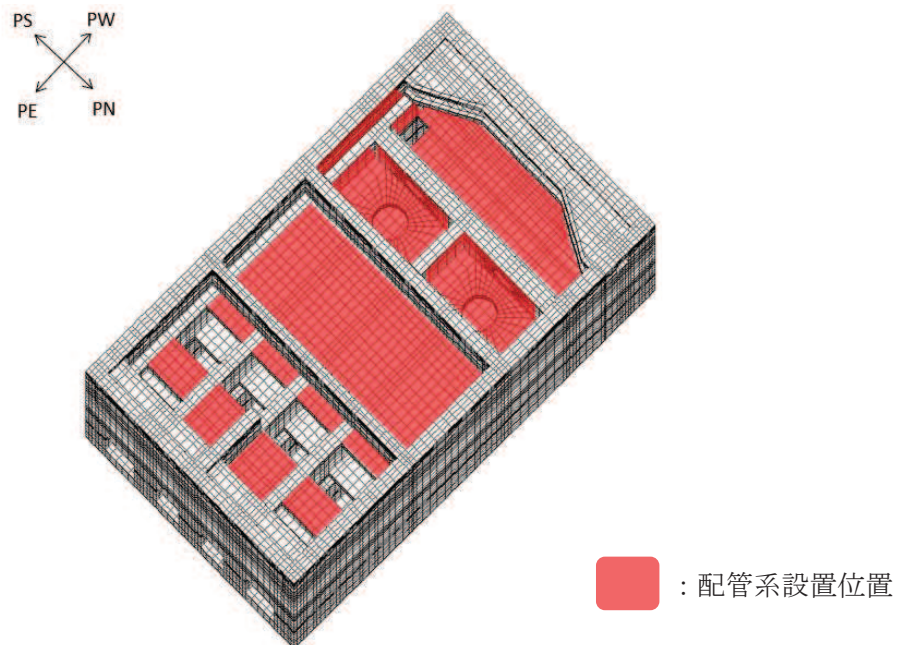


図 4-17 配管荷重図

(6) 積載荷重

地震時に軽油タンク室に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として頂版上に 4.9kN/m^2 を考慮する。なお、地表面に作用する積載荷重は、常時応力解析から得られる静止土圧に含まれる。

4.4.2 慣性力（機器）

地震応答解析モデルにおける機器が設置されている各節点、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 4-18 に、応答加速度の抽出概念図を図 4-19 に示す。

水平方向（南北方向及び東西方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、機器・配管系が設置される節点とする。

算定した慣性力は、図 4-20 に示すとおり、第 3 号機海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

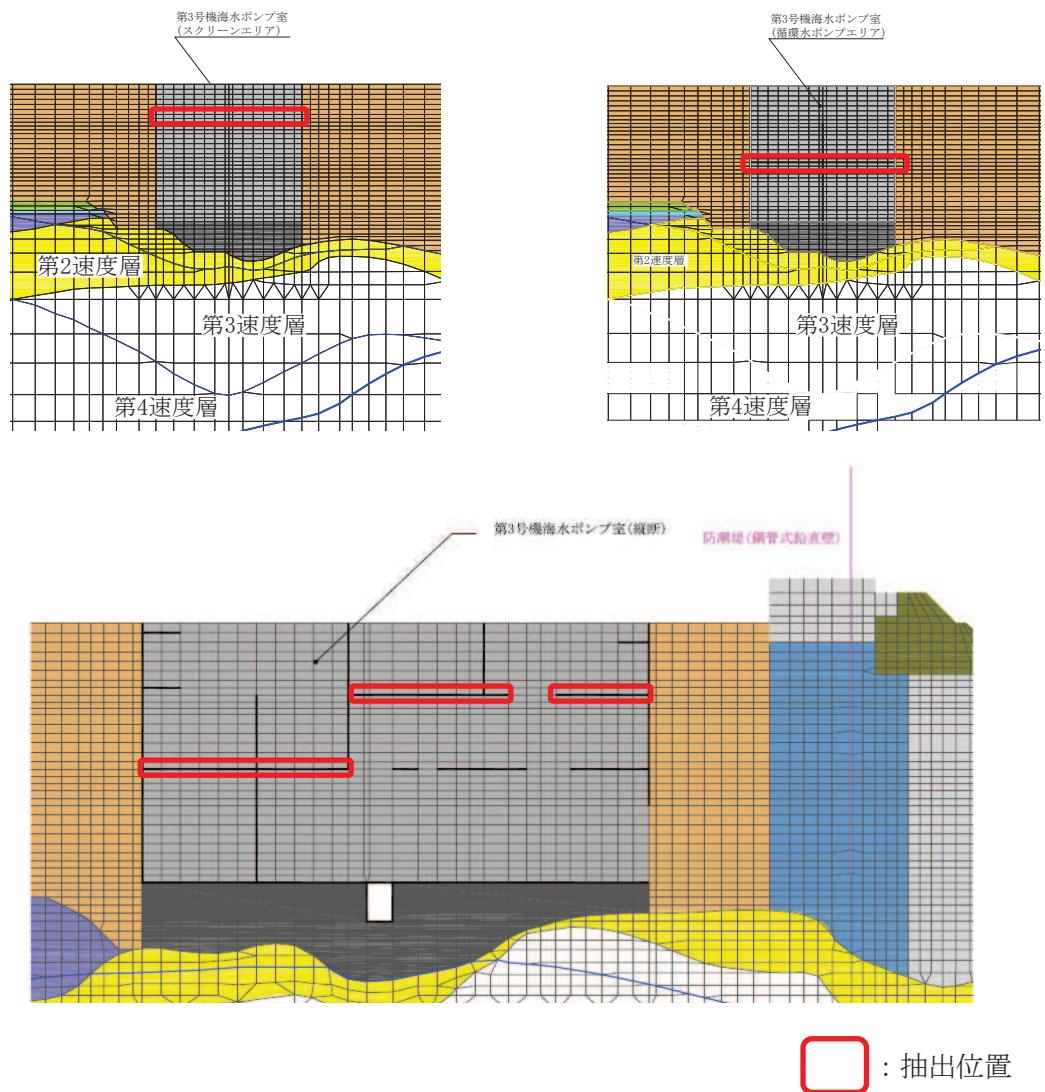


図 4-18 応答加速度の抽出位置

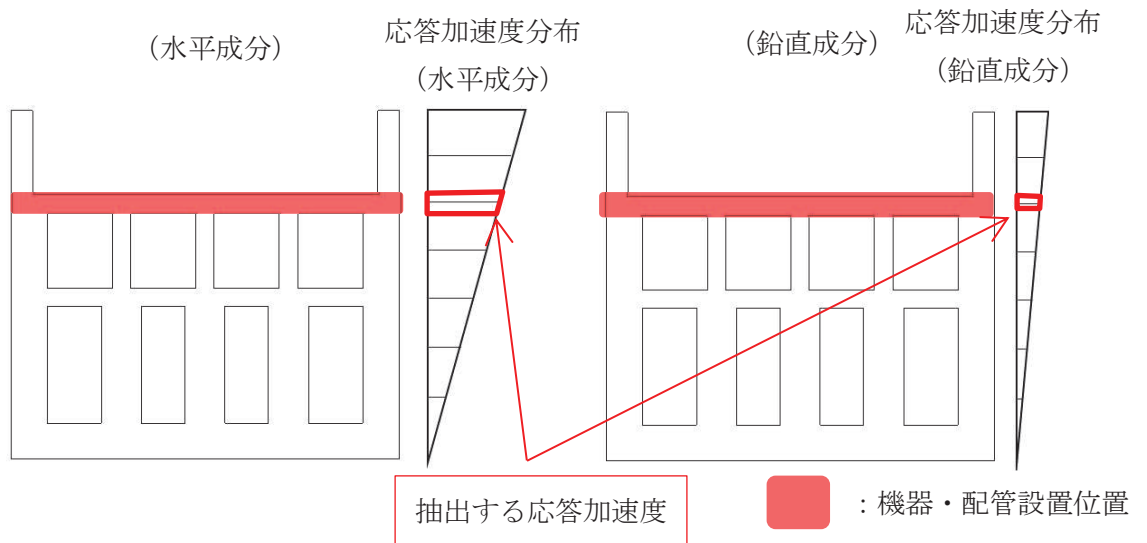


図 4-19 応答加速度の抽出概念図

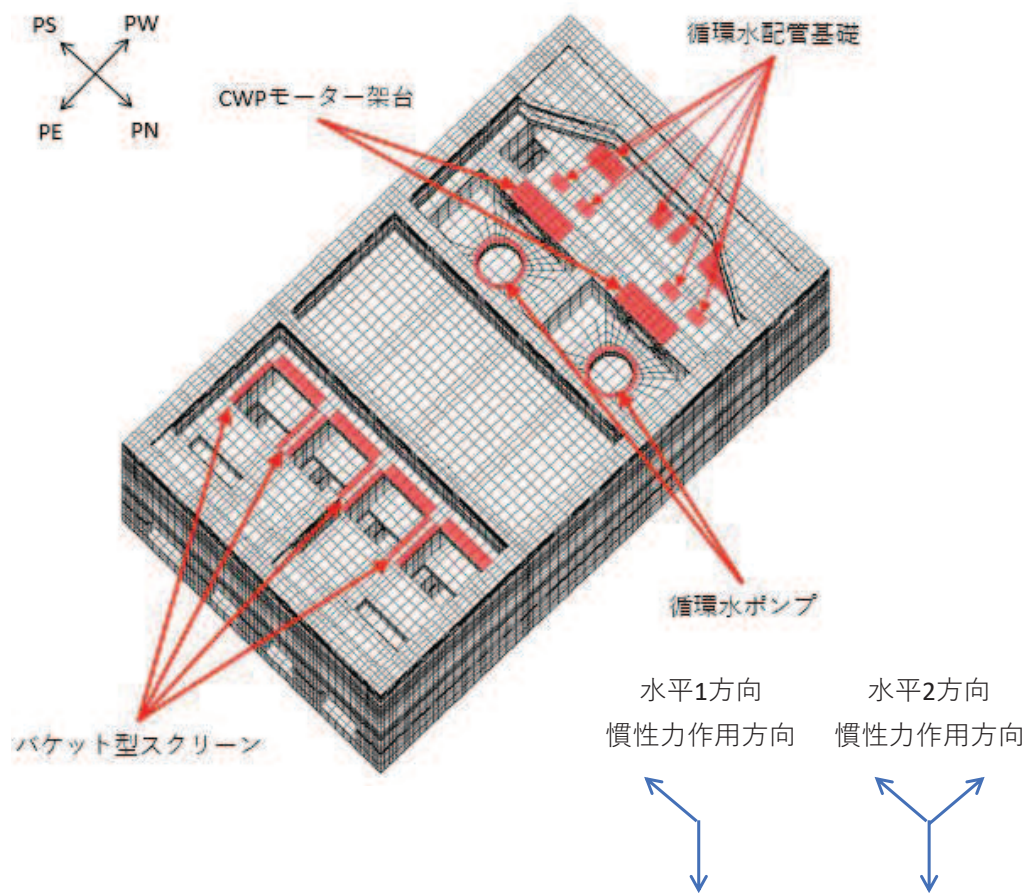


図 4-20 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（機器）の概念図

4.4.3 慣性力（配管）

地震応答解析モデルにおける配管が設置されている各節点，照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 4-21 に，応答加速度の抽出概念図を図 4-22 に示す。

水平方向（南北方向及び東西方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は，機器・配管系が設置される節点とする。

算定した慣性力は，図 4-23 に示すとおり，第 3 号機海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

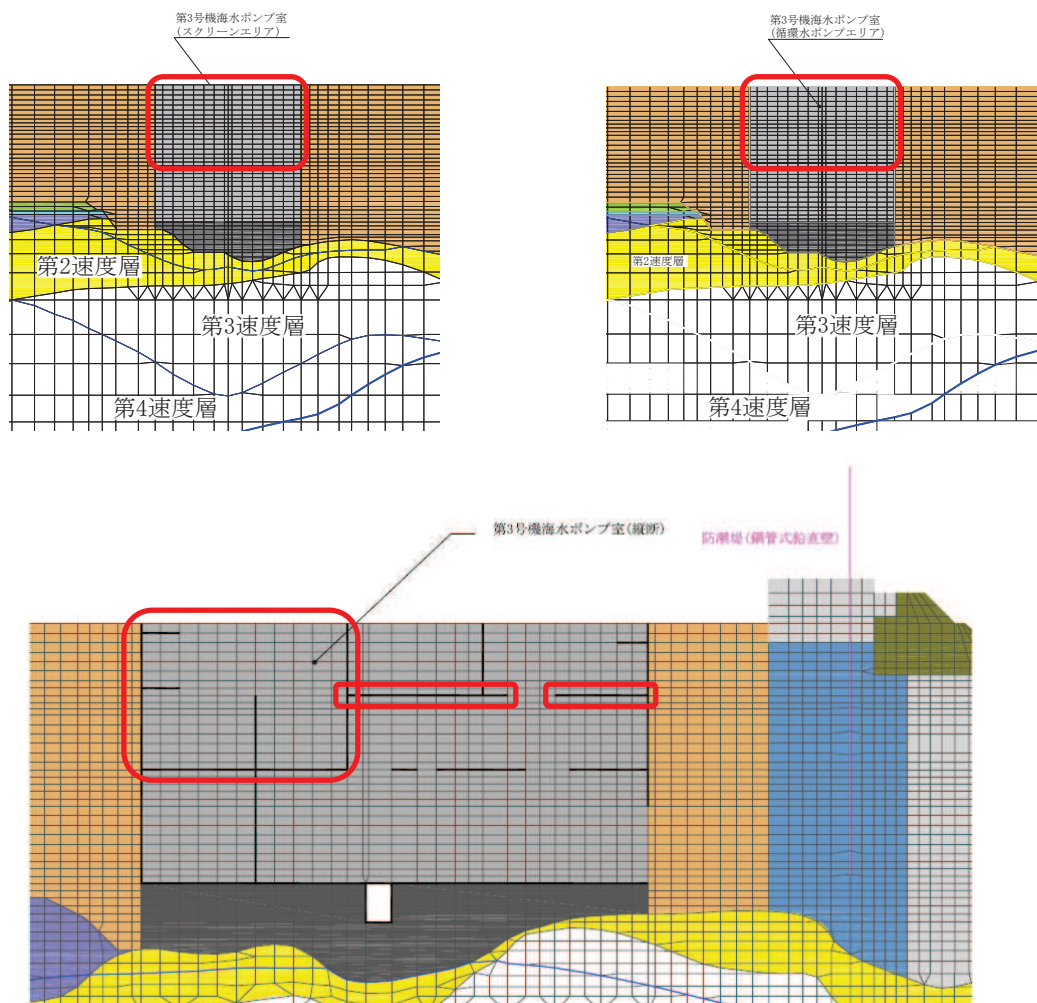


図 4-21 応答加速度の抽出位置

: 抽出位置

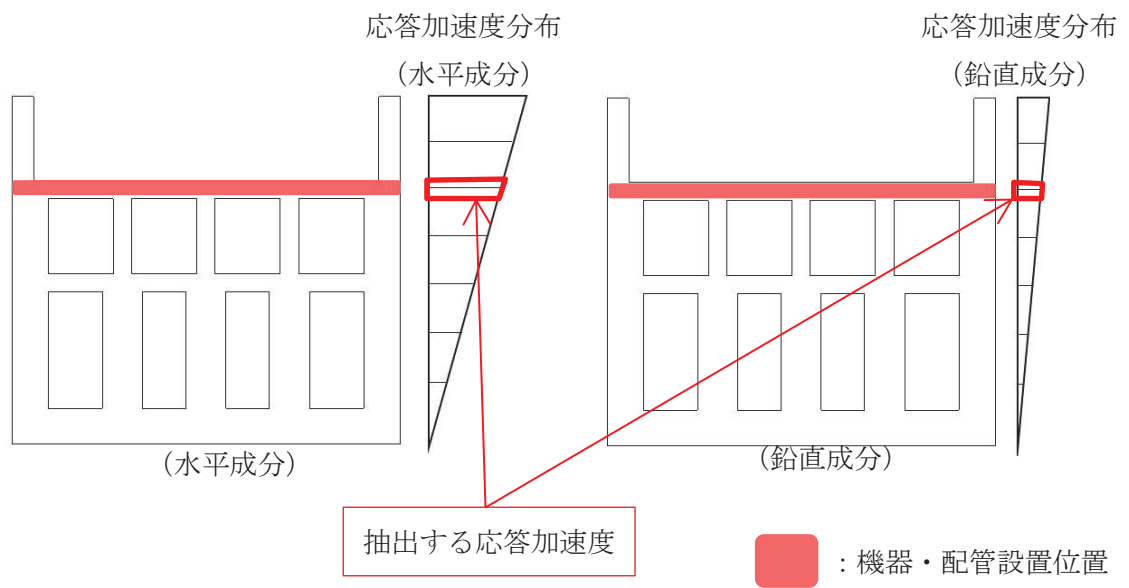


図 4-22 応答加速度の抽出概念図

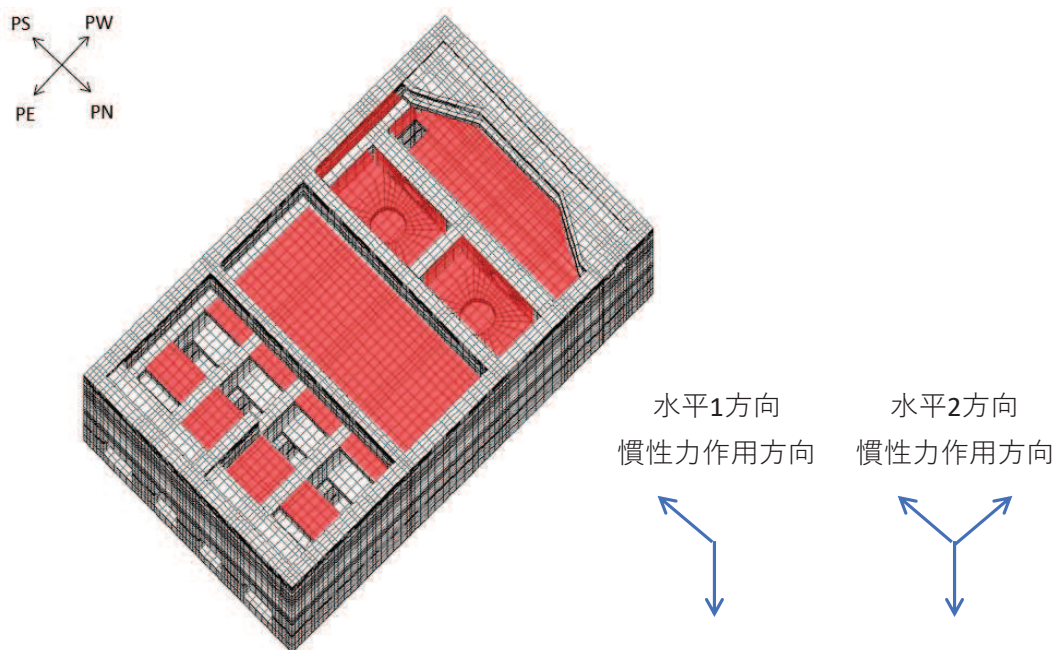


図 4-23 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（配管）の概念図

4.4.4 慣性力（躯体）

躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図4-24に示す。

水平方向（南北方向及び東西方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、各断面の鉄筋コンクリート部材及び妻壁の位置に当たる全節点とする。

算定した慣性力は、図4-25に示すとおり、第3号機海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

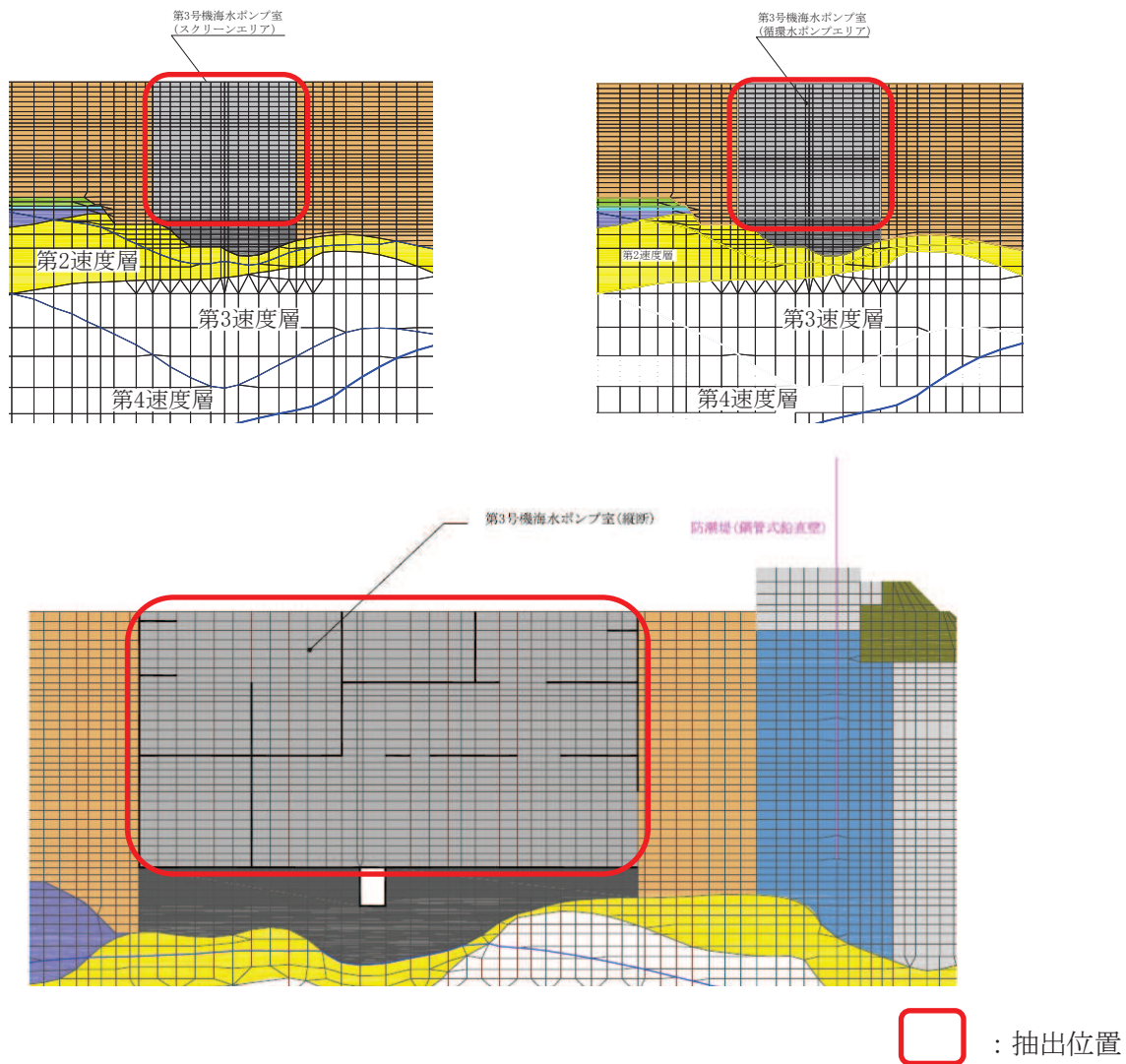


図4-24 応答加速度の抽出位置

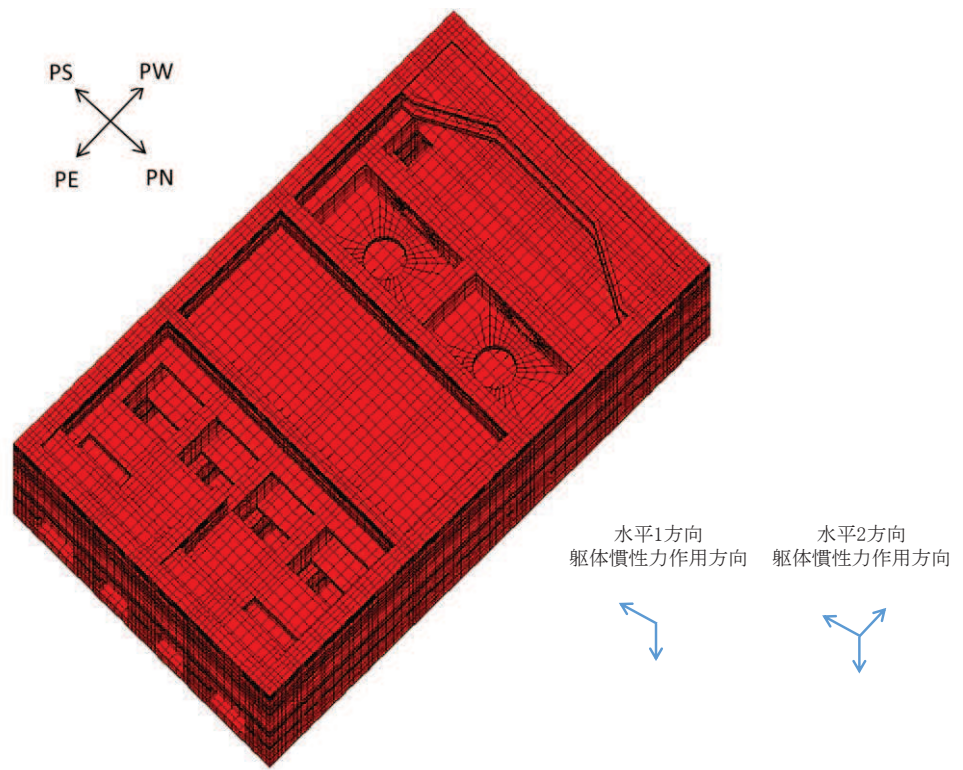


図 4-25 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（躯体）の概念図

4.4.5 動水圧

動水圧については、「3.4.5 動水圧」の考え方にに基づき、自由水面の無い閉水路と自由水面のある開水路に分けて荷重を作用させる。「3. 地震応答解析」より得られた側壁及び導流壁における各節点の加速度を用いて動水圧を算定する。なお、算定した動水圧は図4-26及び図4-27の概略図に示すとおり、第3号機海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

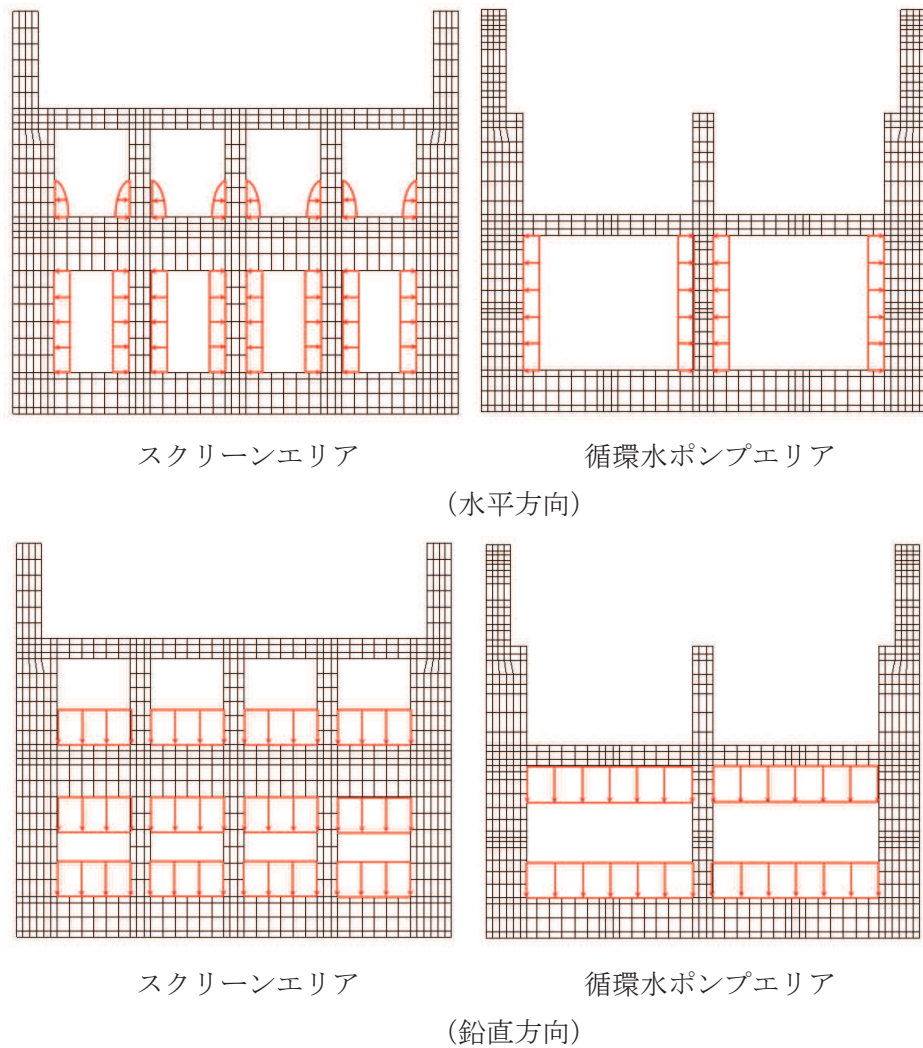
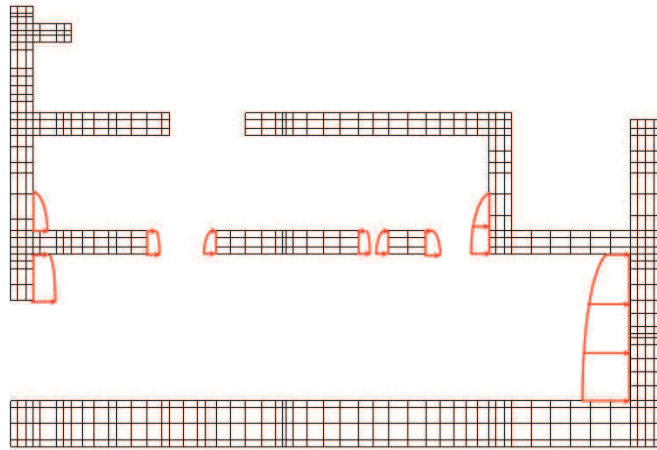
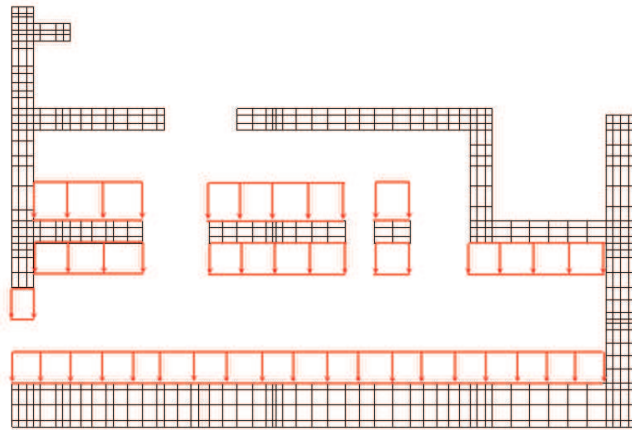


図4-26 動水圧の概念図（東西方向）



(水平方向)

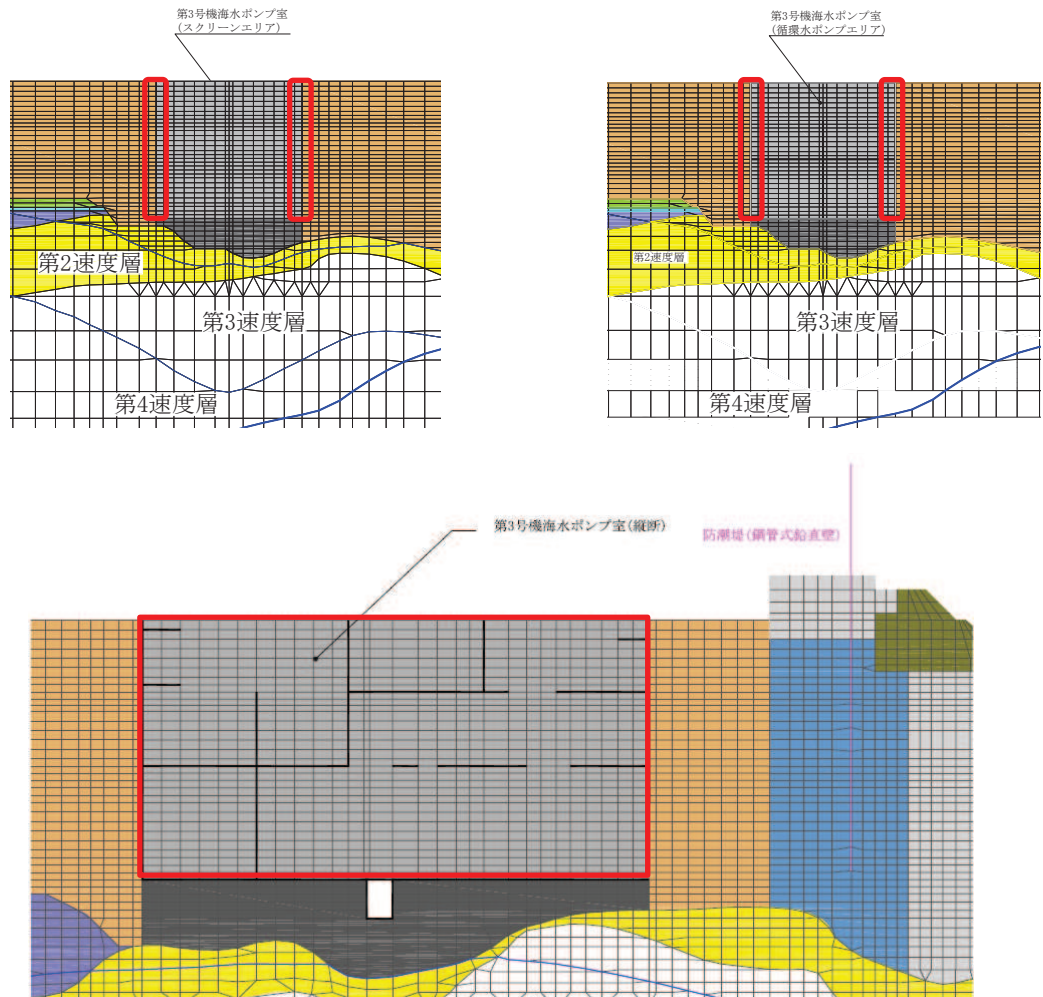


(鉛直方向)

図 4-27 動水圧の概念図 (南北方向)

4.4.6 地震時土圧・水圧及び周面せん断力

躯体側面に作用する土圧・水圧及び周面せん断力は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置を図4-28に示す。また、算定した土圧・水圧及び周面せん断力は、図4-29に示すとおり、第3号機海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。



: 抽出位置

図4-28 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置

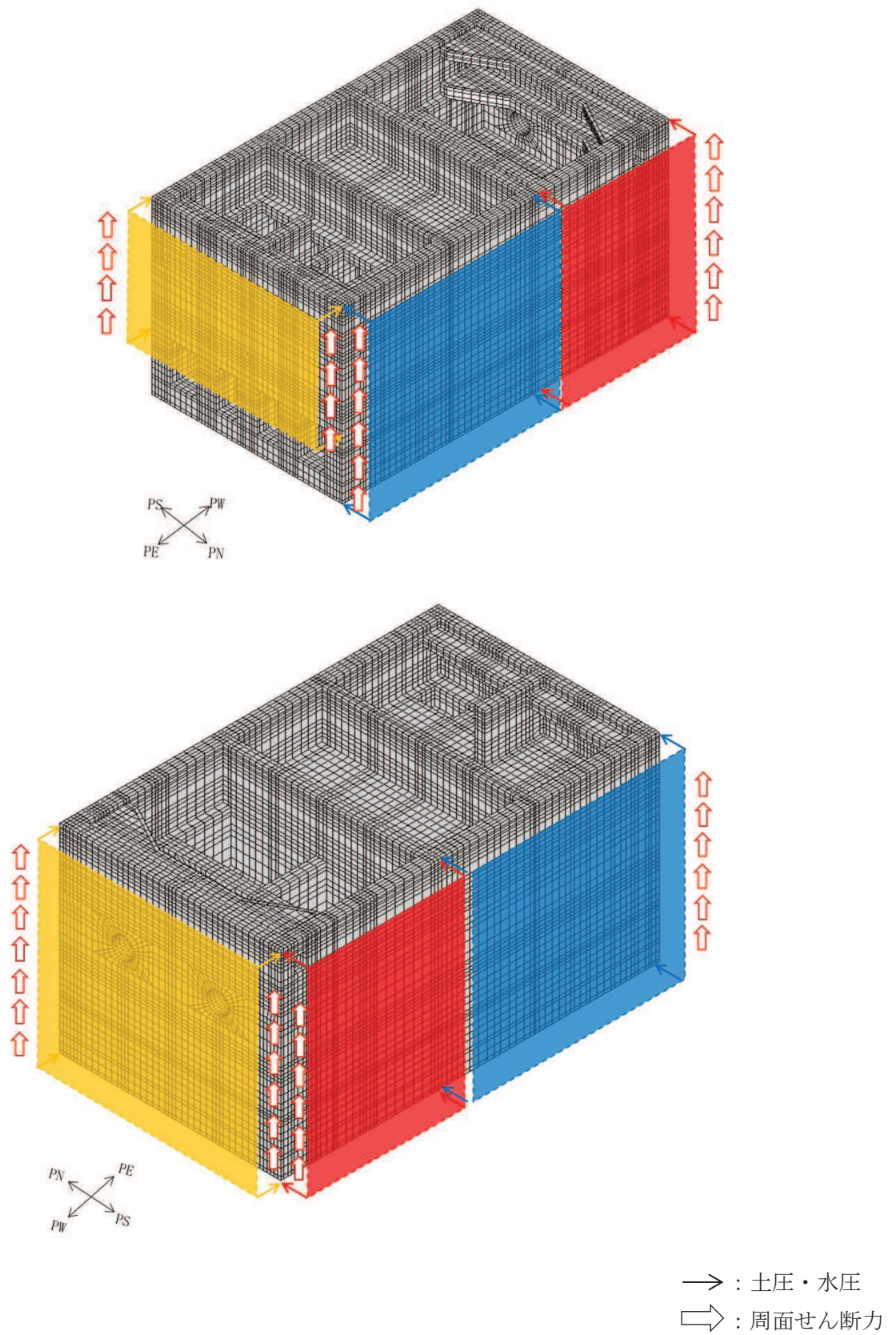


図 4-29 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の概念図

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

入力地震動は、添付書類「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 及び弾性設計用地震動 S_d を一次元重複反射理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、添付書類「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5-1に入力地震動算定の概念図を、図5-2～図5-31に東西方向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、図5-32～図5-33に南北方向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。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake Ver. 3.10」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、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

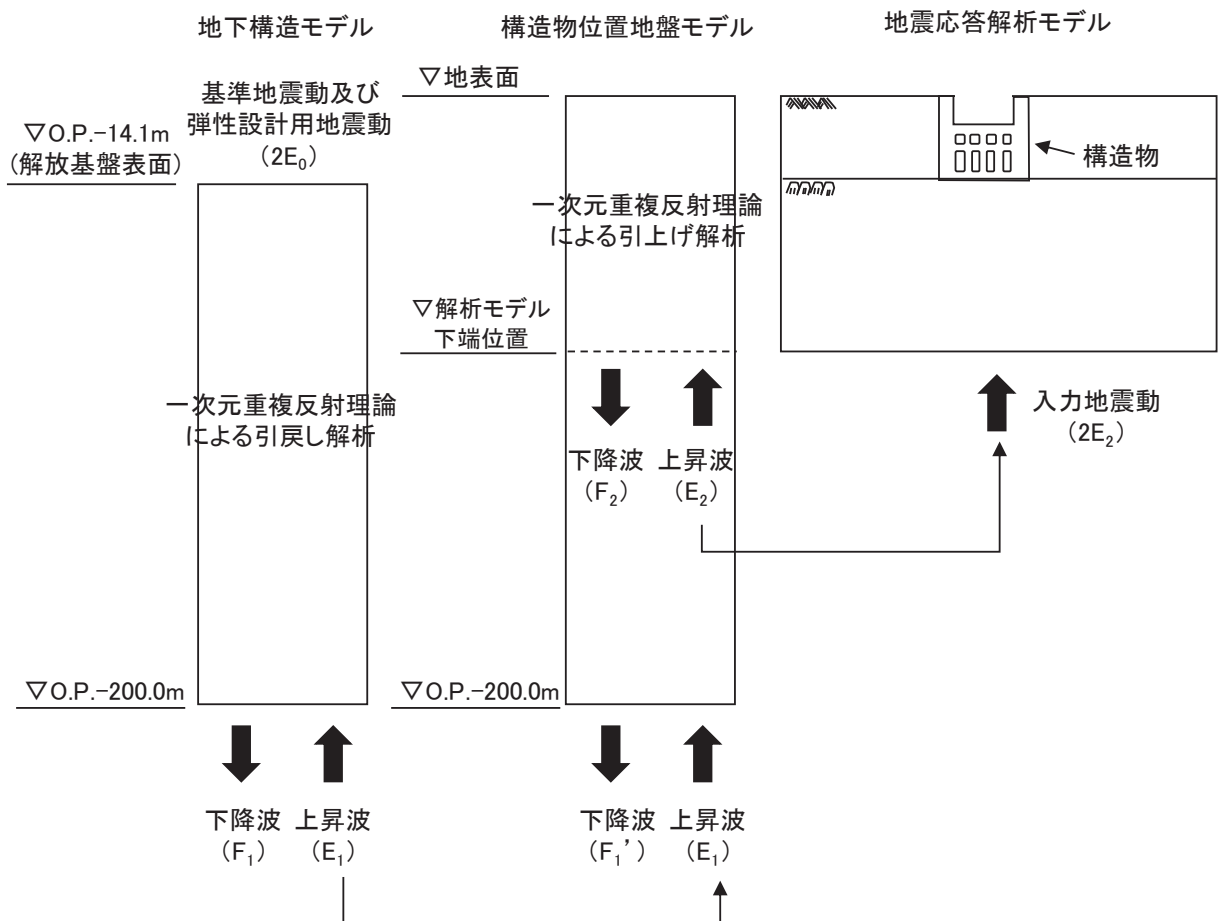
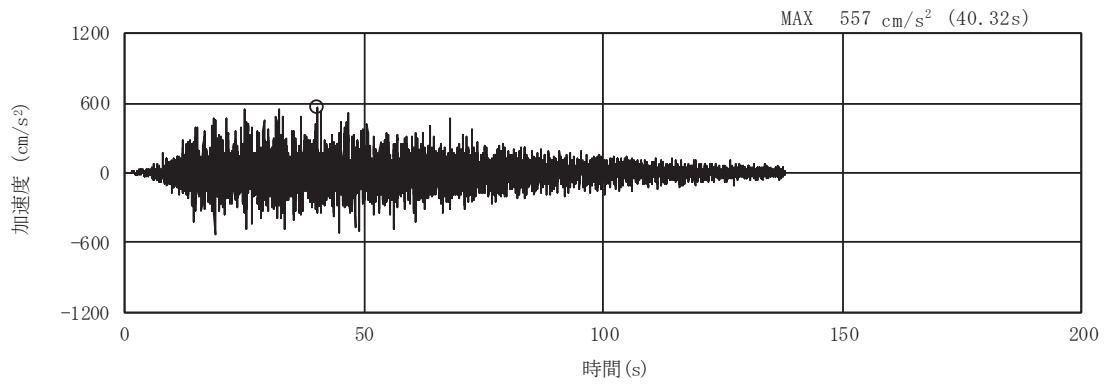
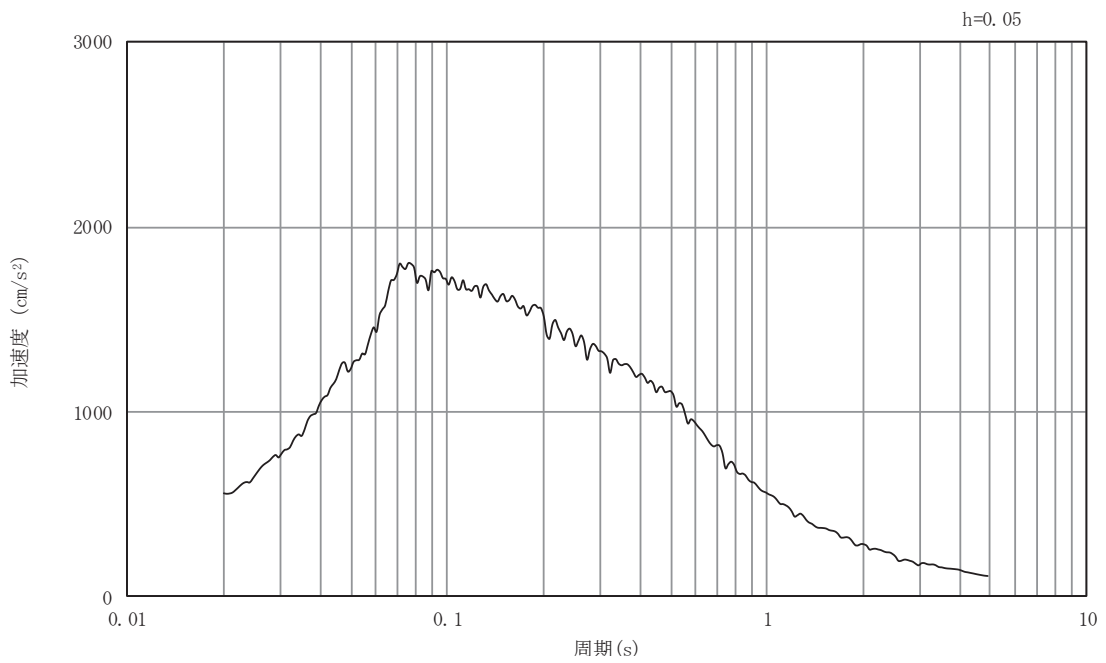


図5-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d ）

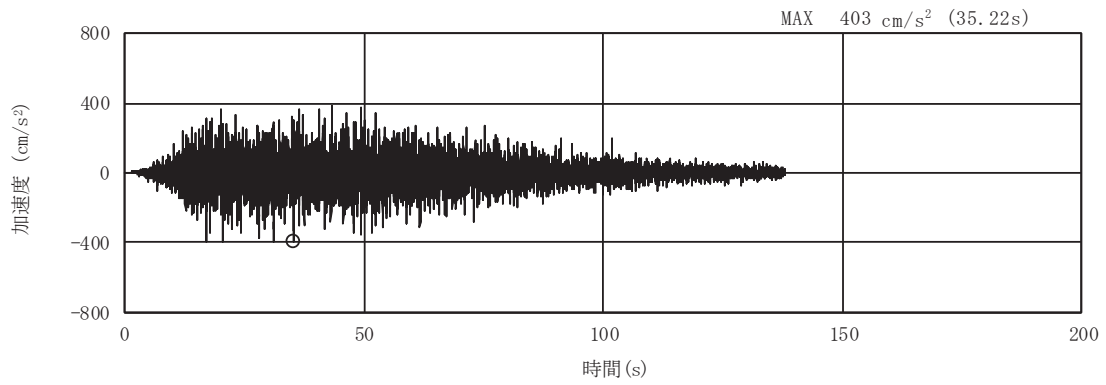


(a) 加速度時刻歴波形

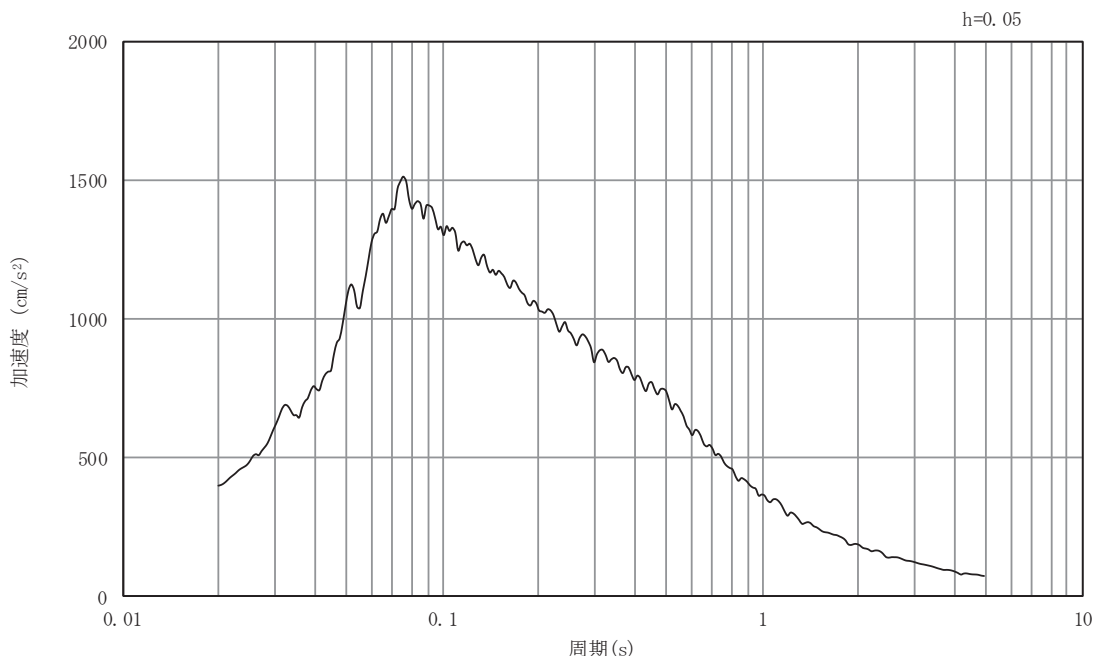


(b) 加速度応答スペクトル

図5-2 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
(南北方向, 水平成分: S s - D 1)

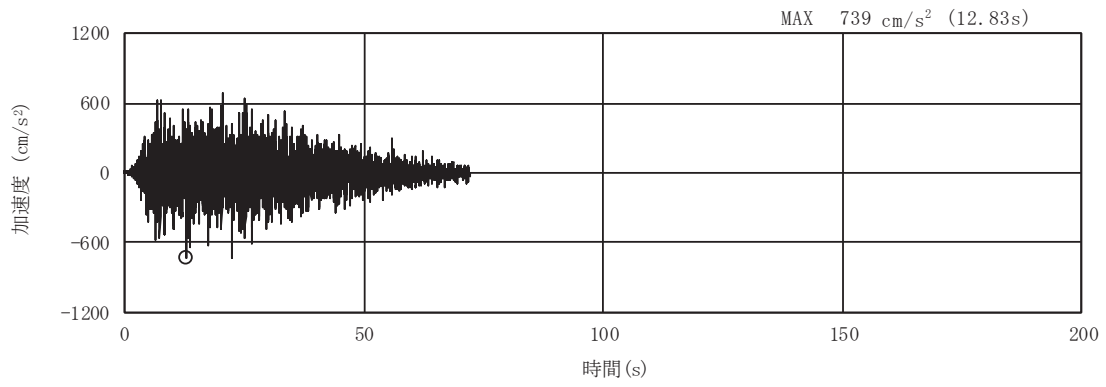


(a) 加速度時刻歴波形

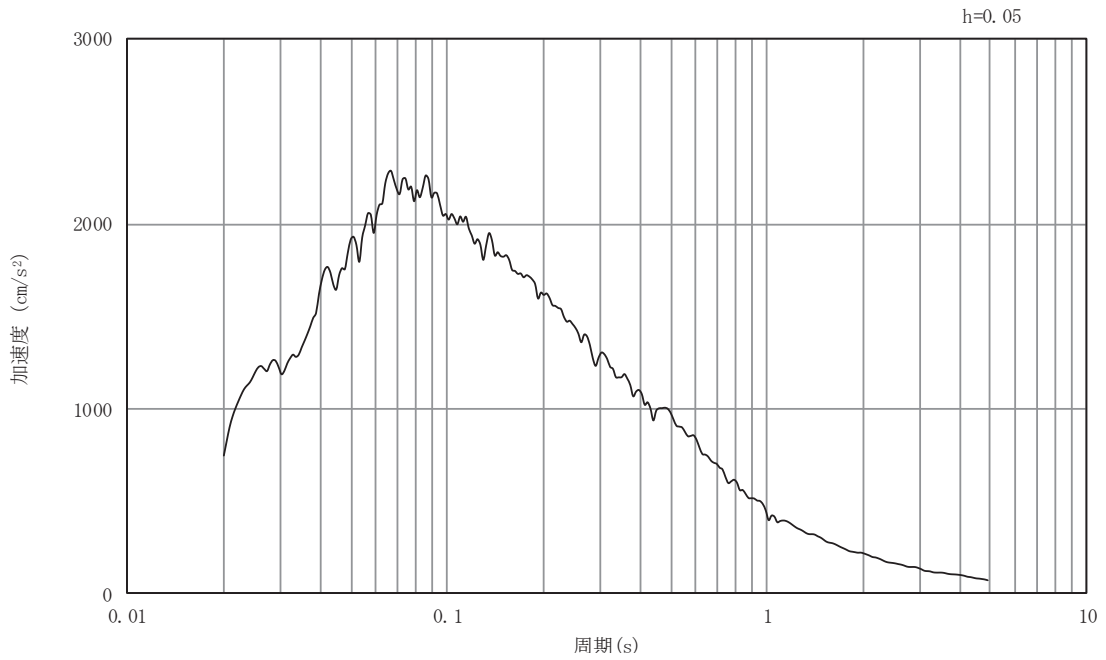


(b) 加速度応答スペクトル

図5-3 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
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 1)

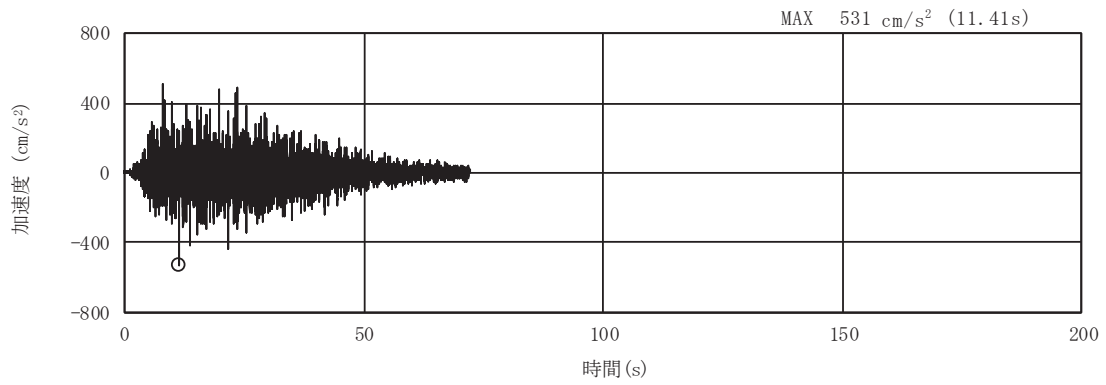


(a) 加速度時刻歴波形

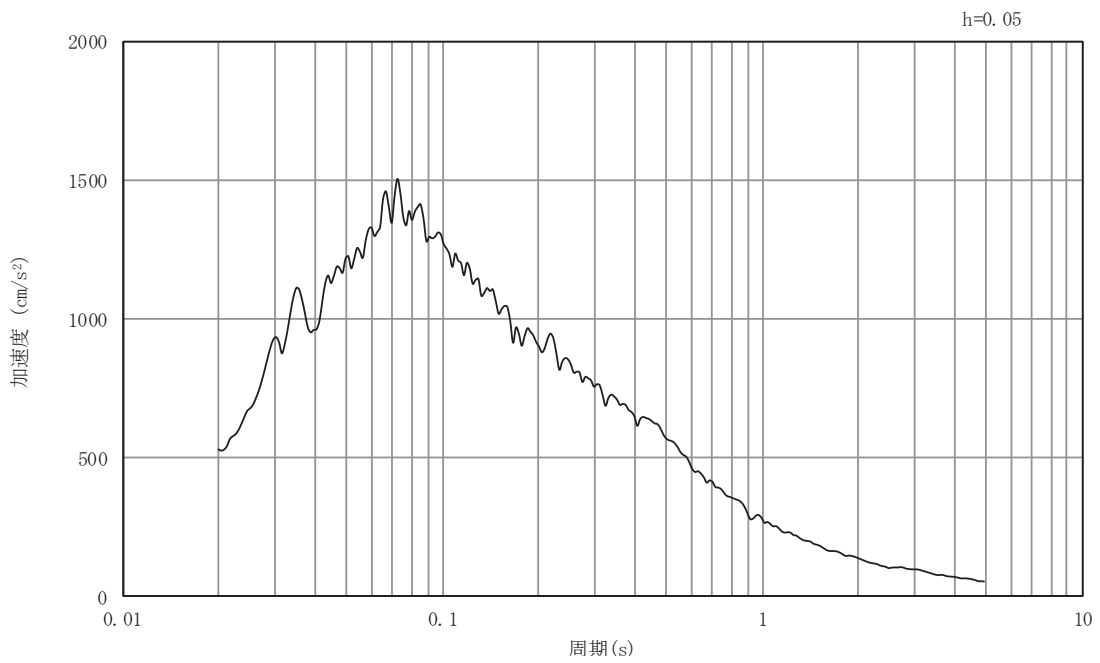


(b) 加速度応答スペクトル

図5-4 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
(南北方向, 水平成分: S s - D 2)

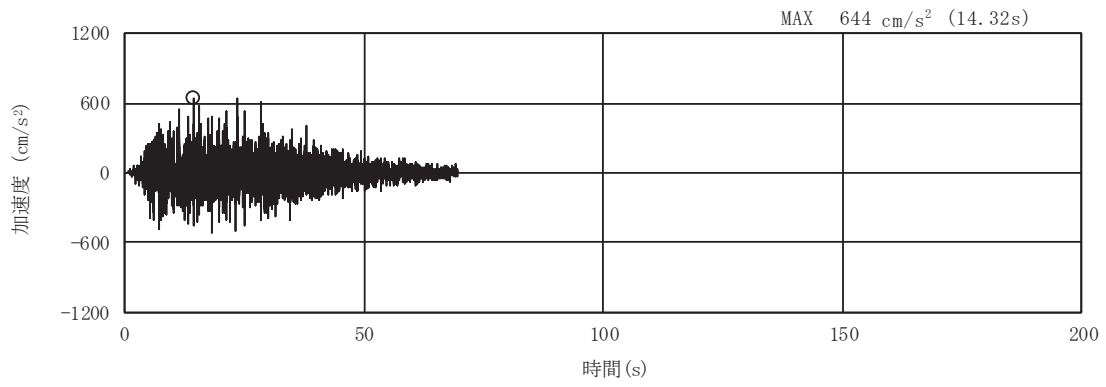


(a) 加速度時刻歴波形

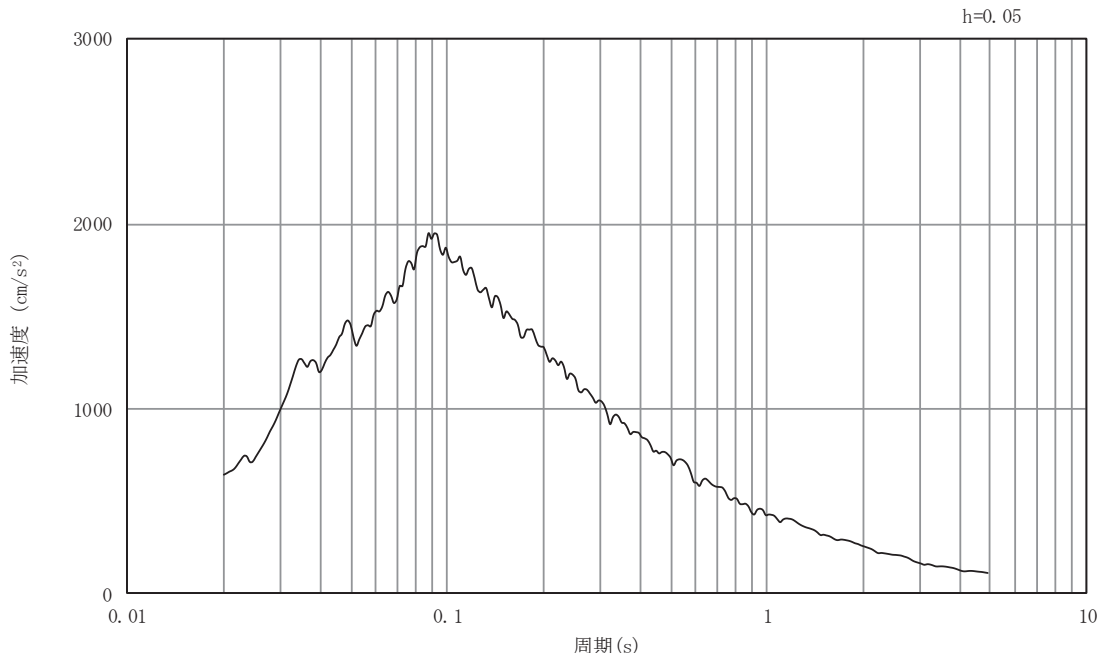


(b) 加速度応答スペクトル

図5-5 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
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 2)

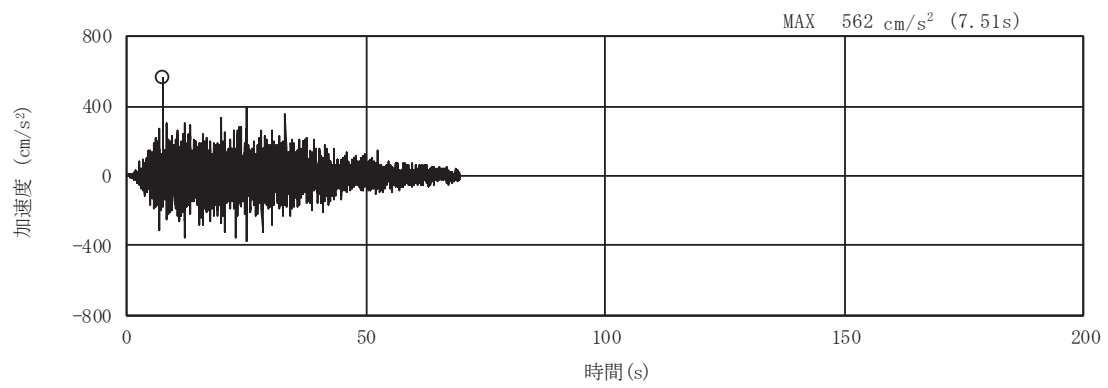


(a) 加速度時刻歴波形

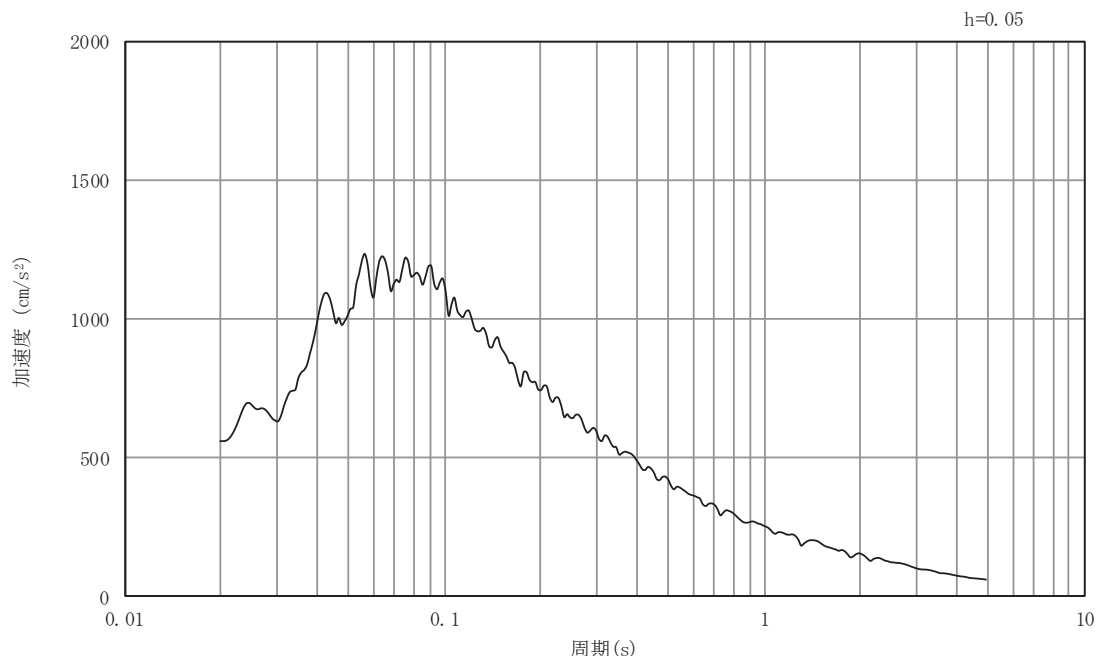


(b) 加速度応答スペクトル

図5-6 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
(南北方向, 水平成分: S s - D 3)

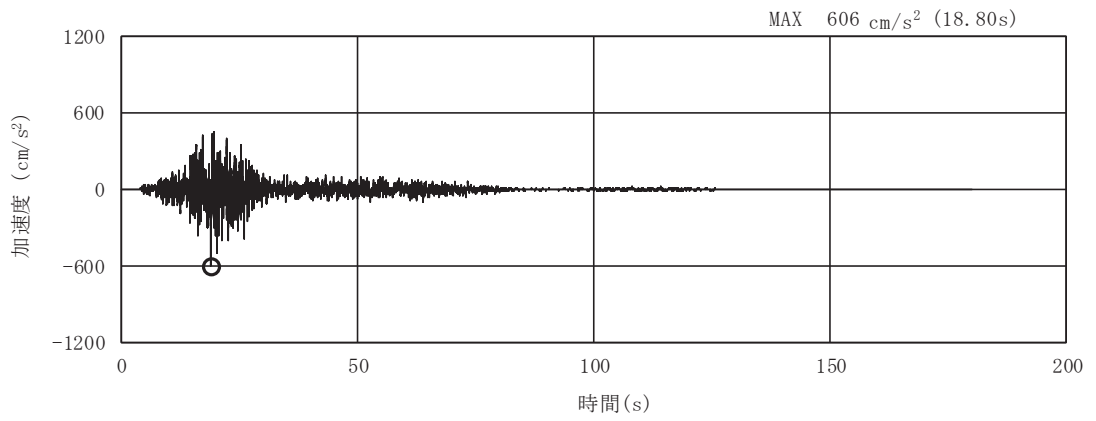


(a) 加速度時刻歴波形

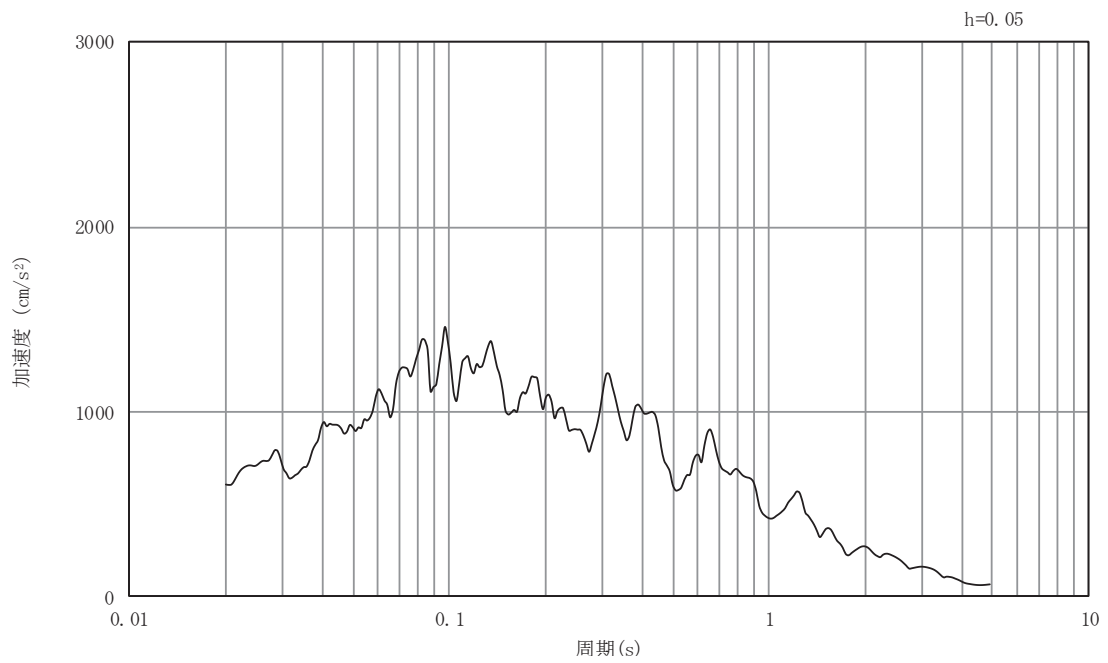


(b) 加速度応答スペクトル

図5-7 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
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 3)

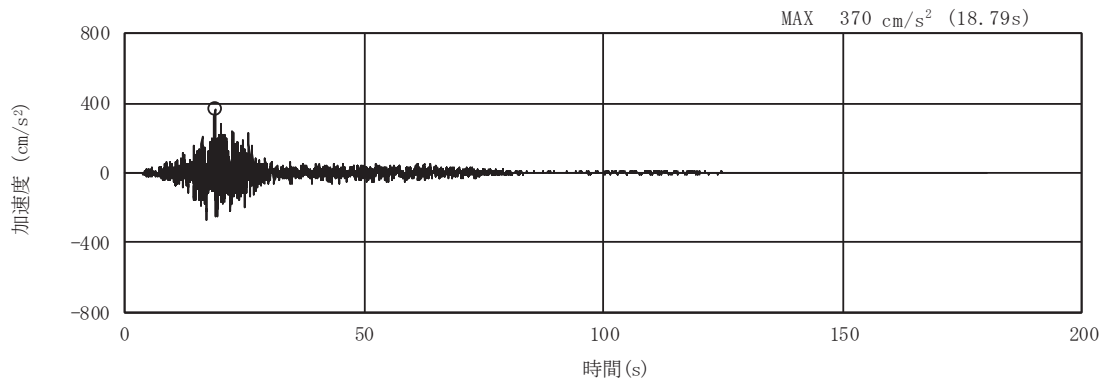


(a) 加速度時刻歴波形

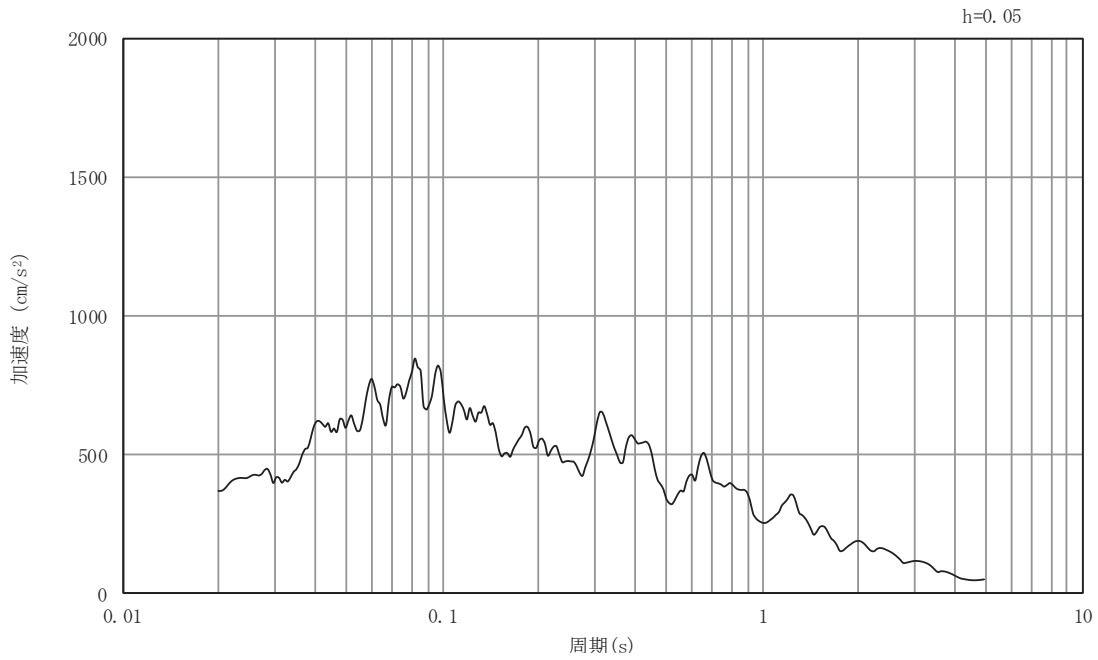


(b) 加速度応答スペクトル

図5-8 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
(南北方向, 水平成分: S s - F 1)

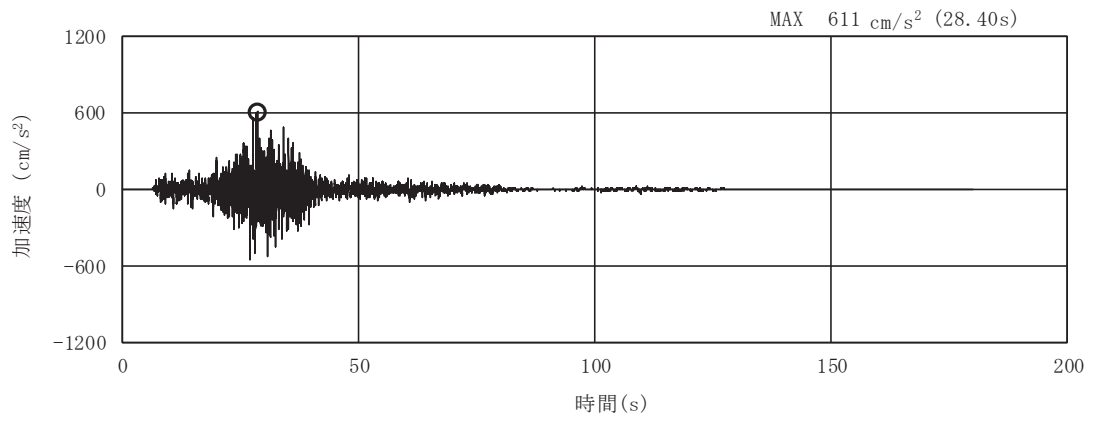


(a) 加速度時刻歴波形

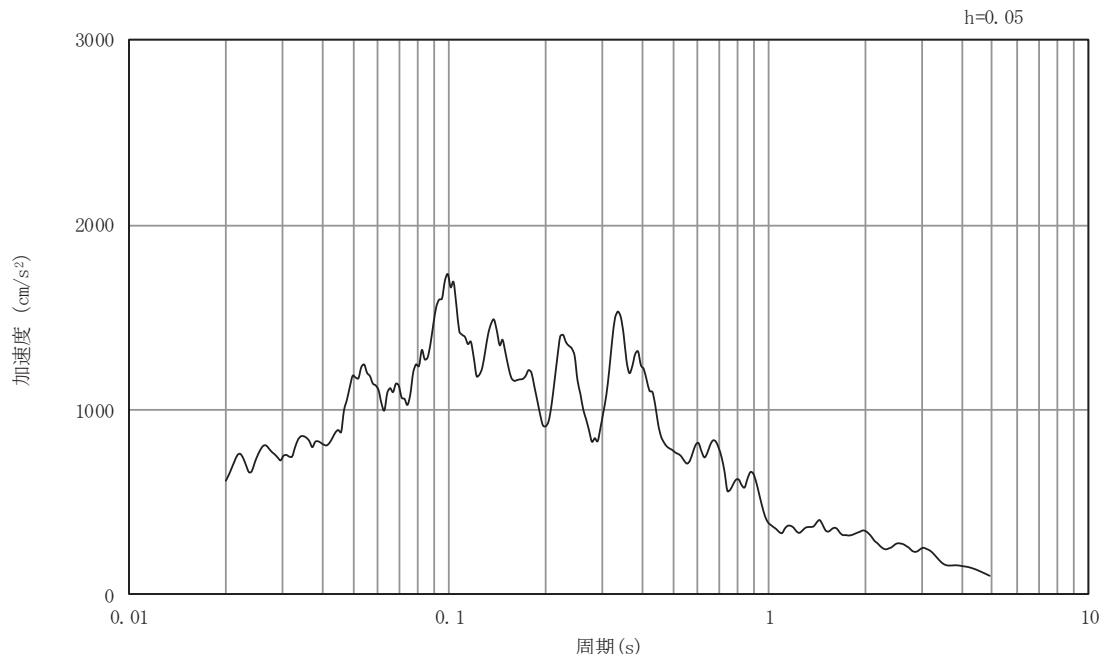


(b) 加速度応答スペクトル

図5-9 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
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 1)

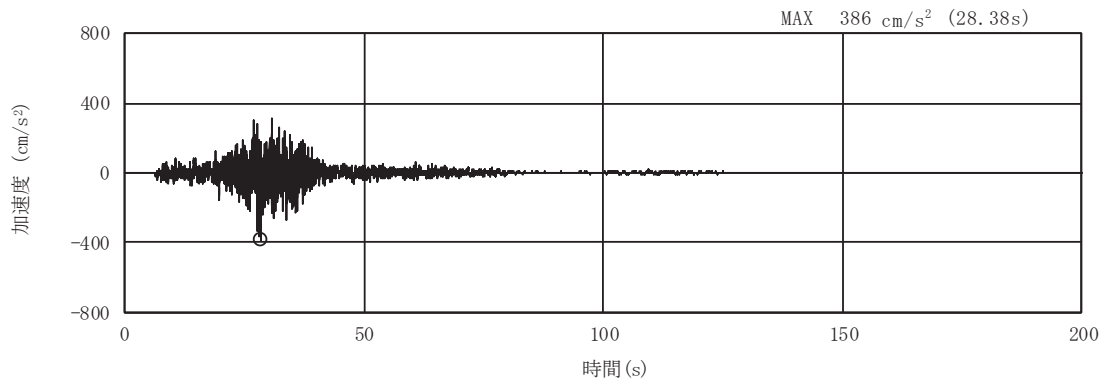


(a) 加速度時刻歴波形

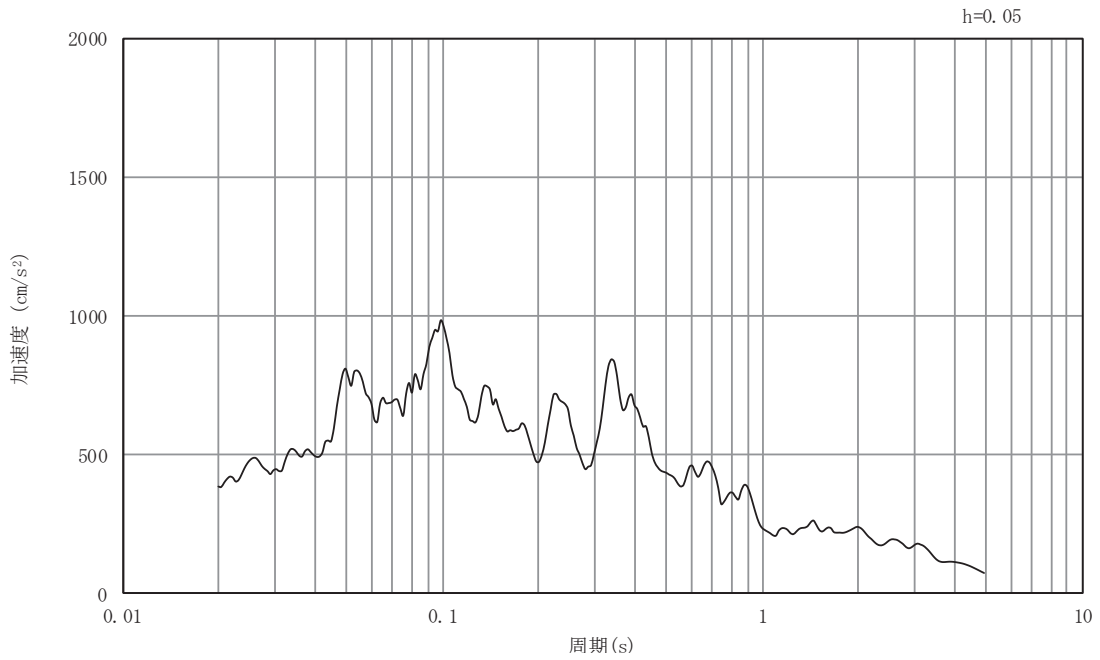


(b) 加速度応答スペクトル

図5-10 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
(南北方向, 水平成分: S s - F 2)

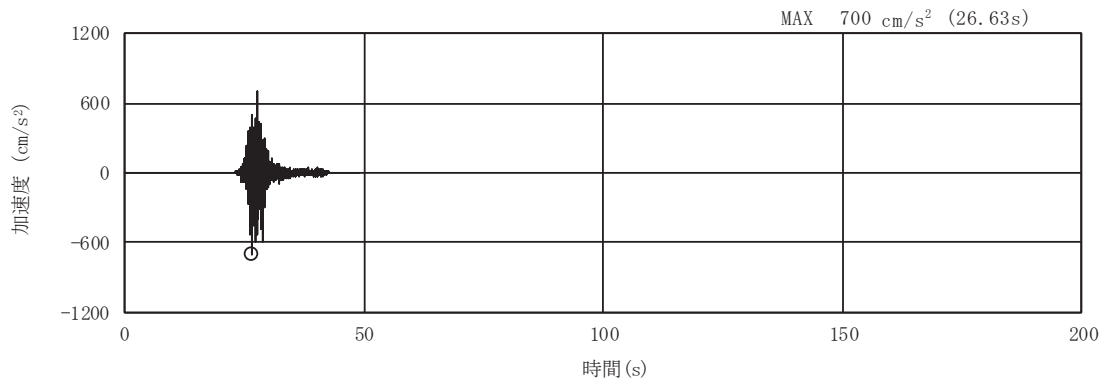


(a) 加速度時刻歴波形

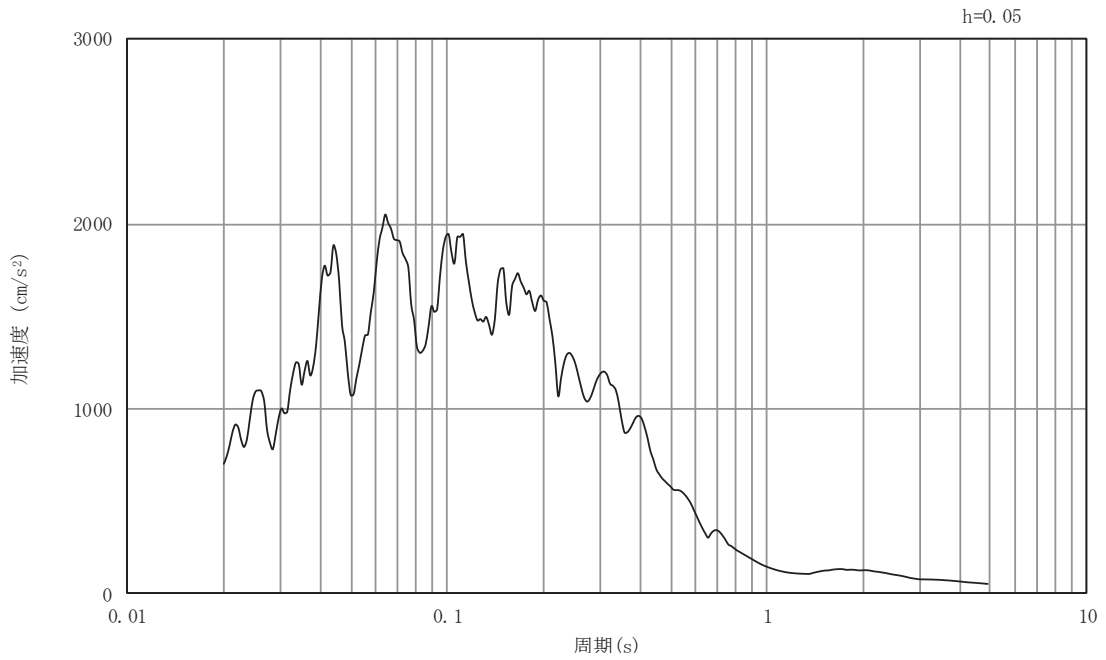


(b) 加速度応答スペクトル

図5-11 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
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 2)

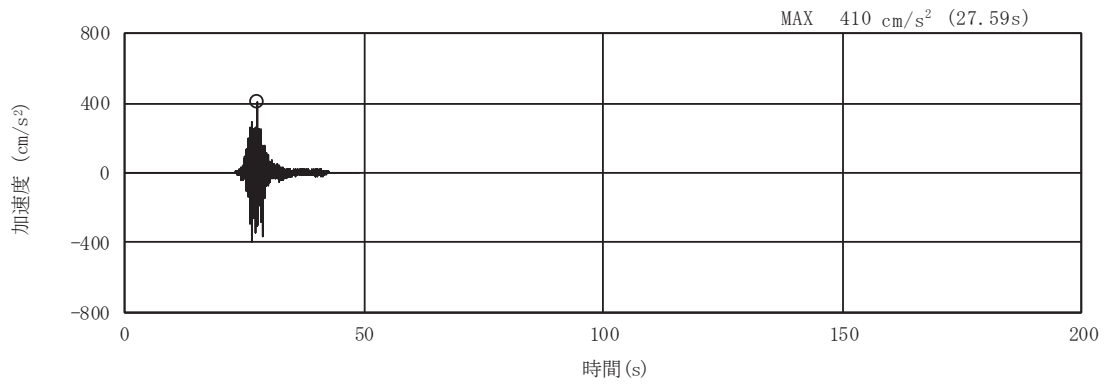


(a) 加速度時刻歴波形

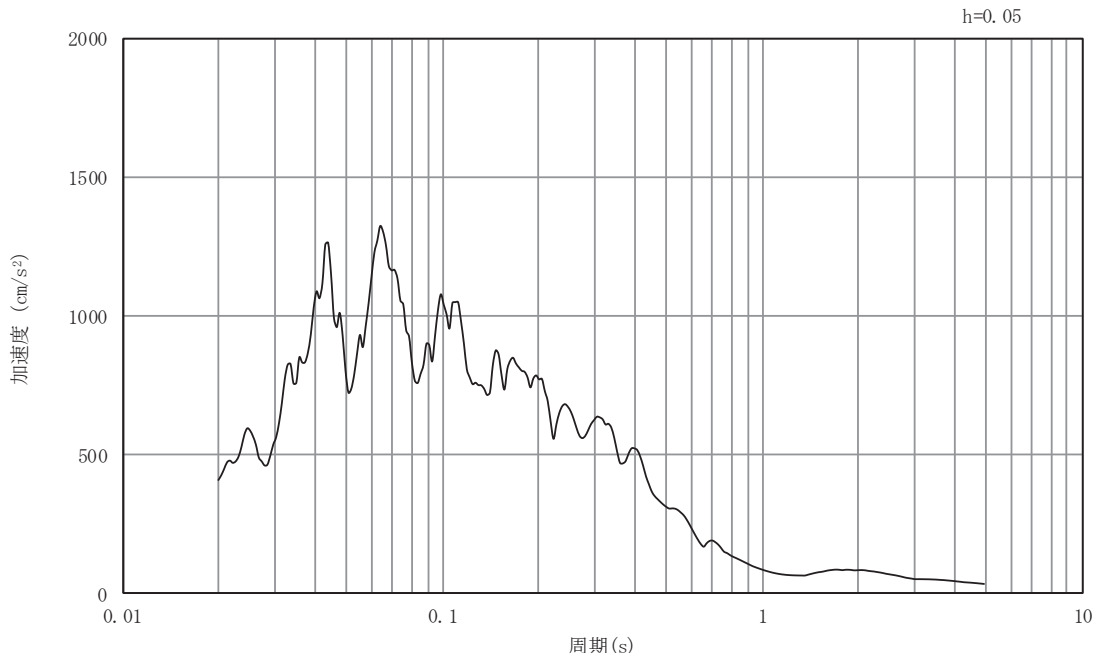


(b) 加速度応答スペクトル

図5-12 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
(南北方向, 水平成分: S s - F 3)

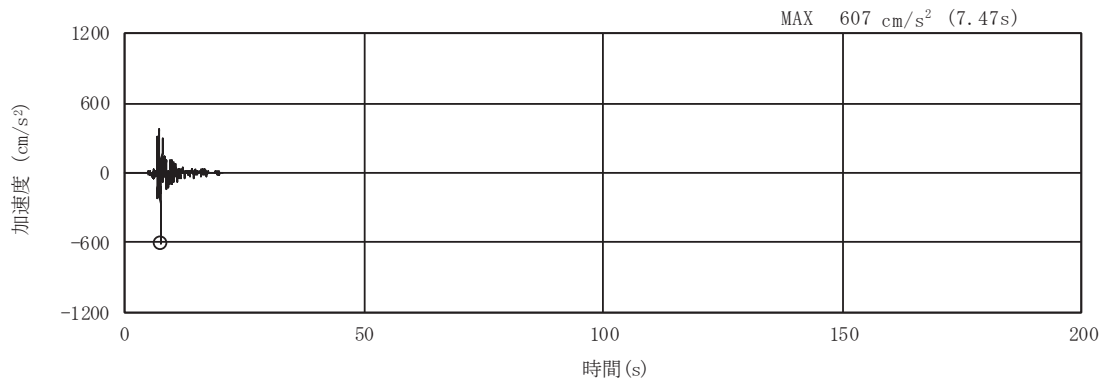


(a) 加速度時刻歴波形

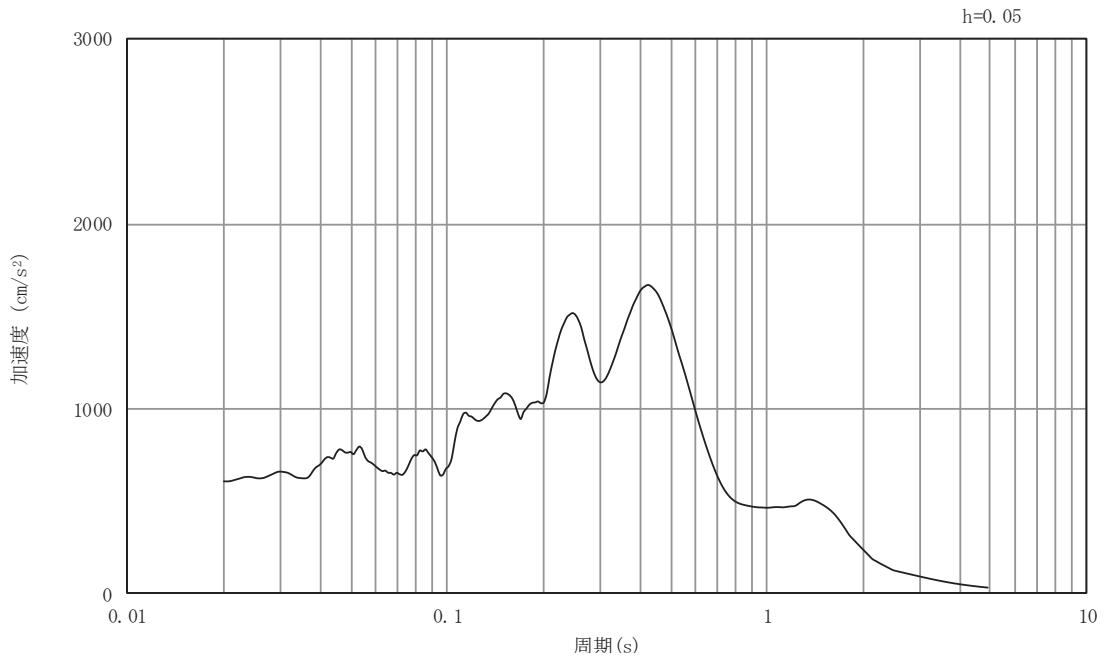


(b) 加速度応答スペクトル

図5-13 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
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 3)

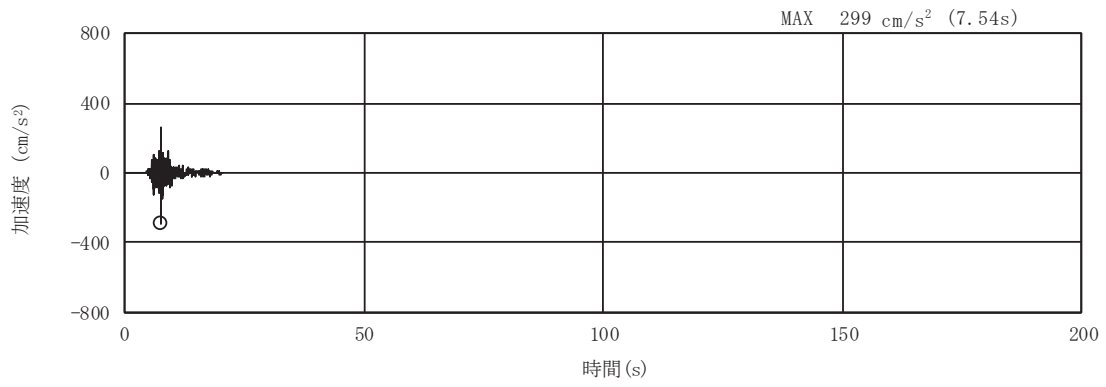


(a) 加速度時刻歴波形

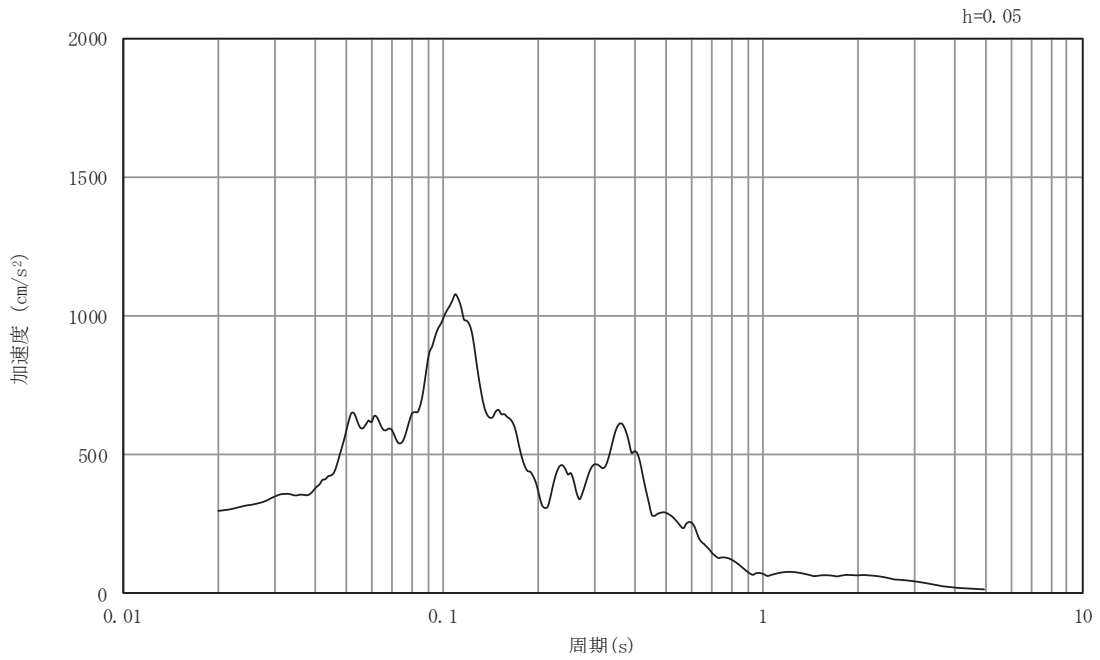


(b) 加速度応答スペクトル

図5-14 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
(南北方向, 水平成分: S s - N 1)

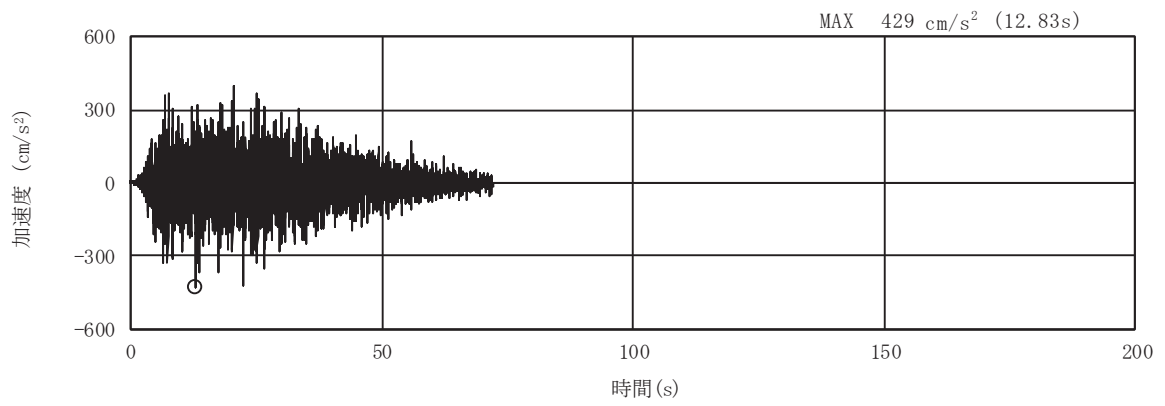


(a) 加速度時刻歴波形

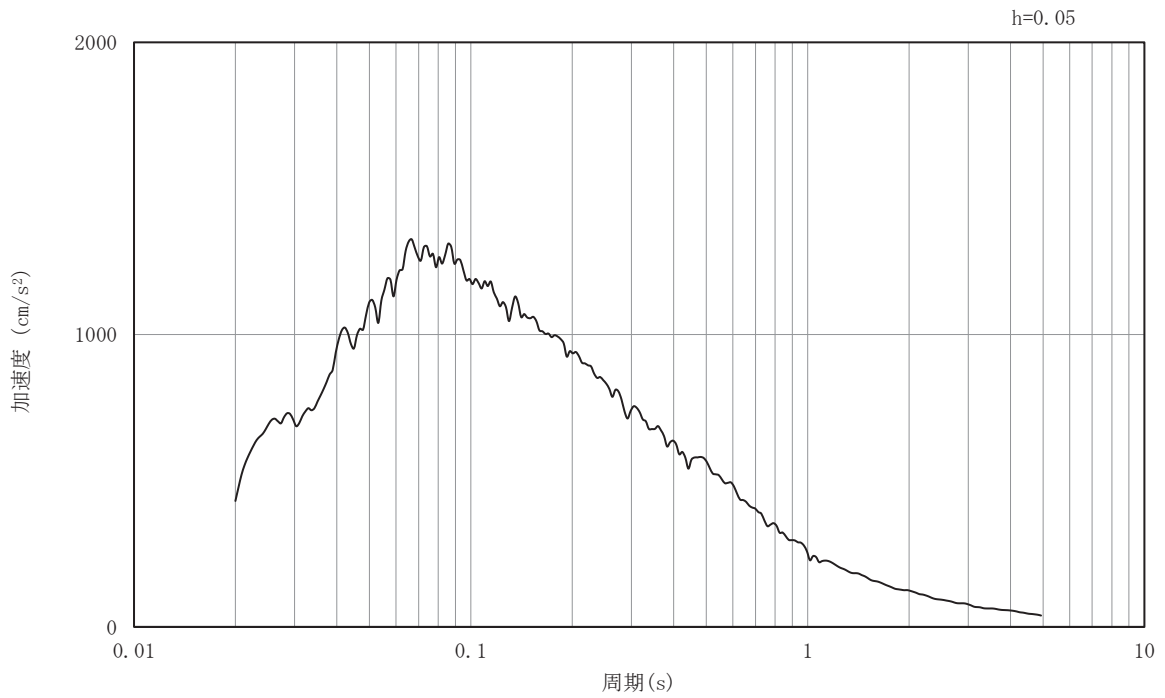


(b) 加速度応答スペクトル

図5-15 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
(南北方向, 鉛直成分: S s - N 1)

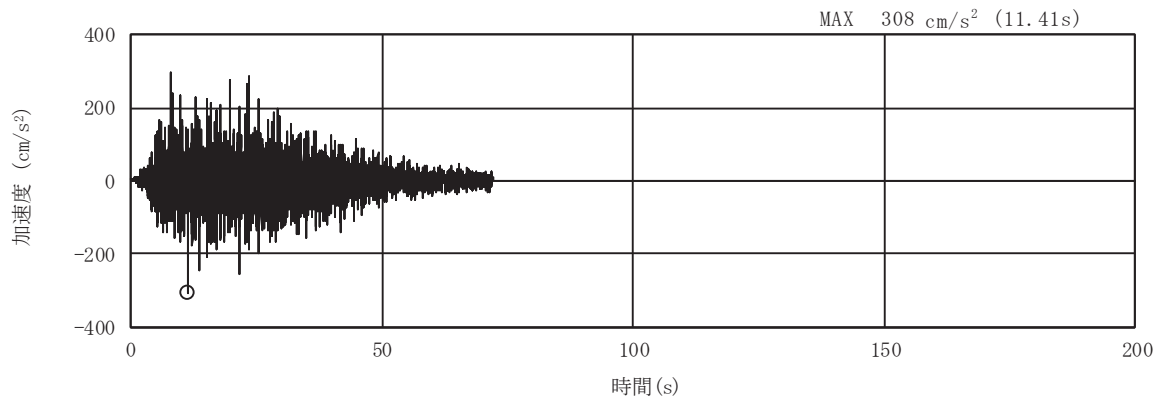


(a) 加速度時刻歴波形

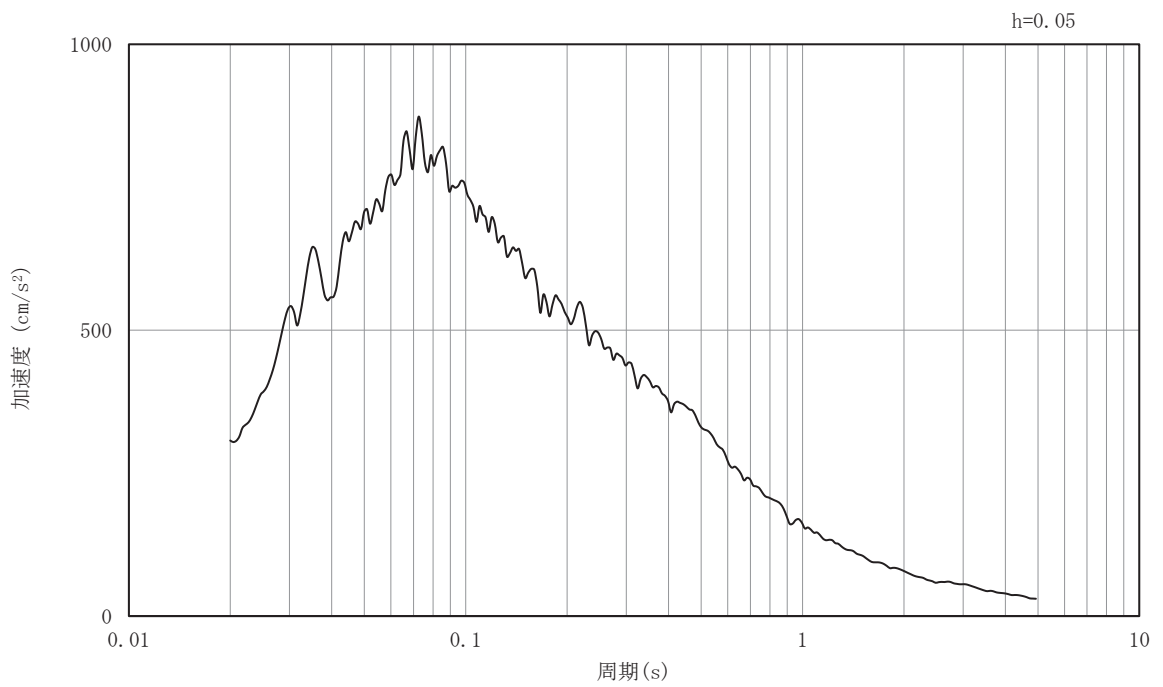


(b) 加速度応答スペクトル

図5-16 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
(南北方向, 水平成分: S d - D 2)

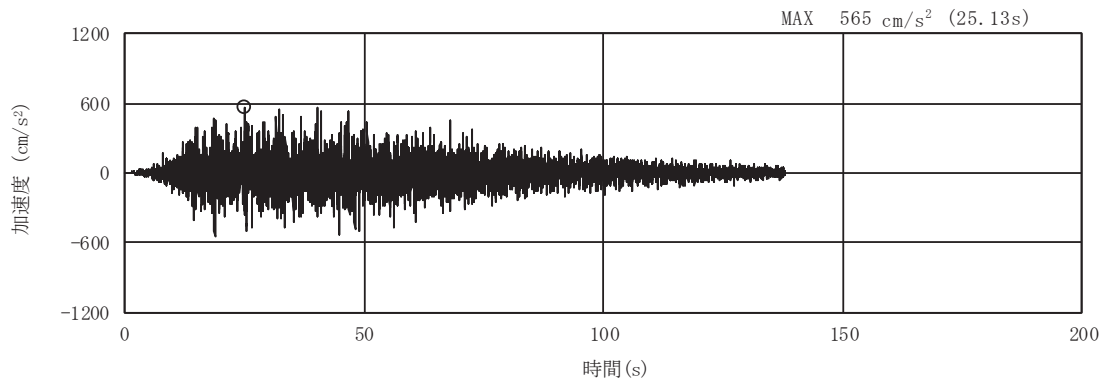


(a) 加速度時刻歴波形

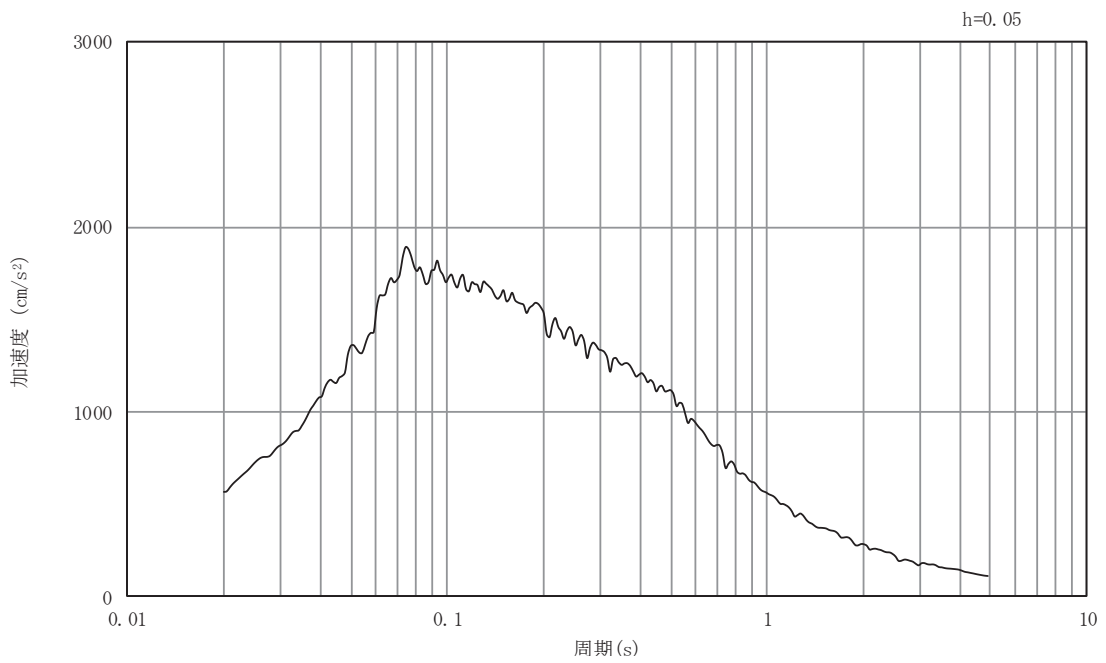


(b) 加速度応答スペクトル

図5-17 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
(南北方向, 鉛直成分: S d - D 2)

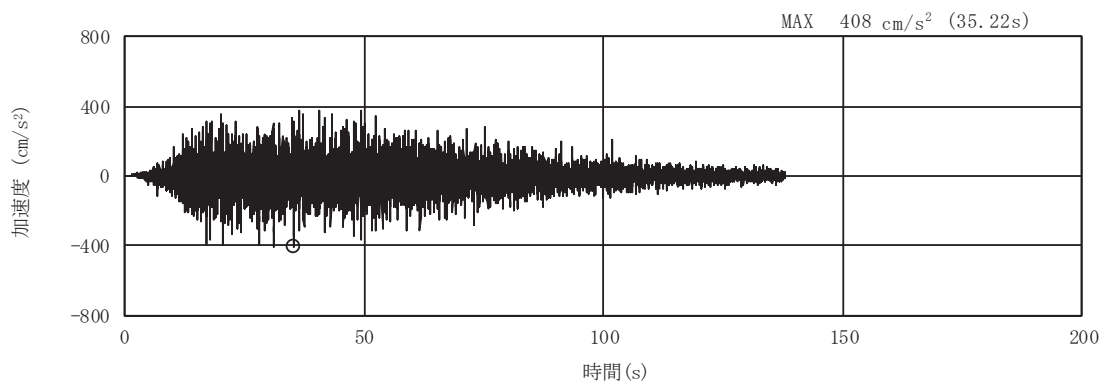


(a) 加速度時刻歴波形

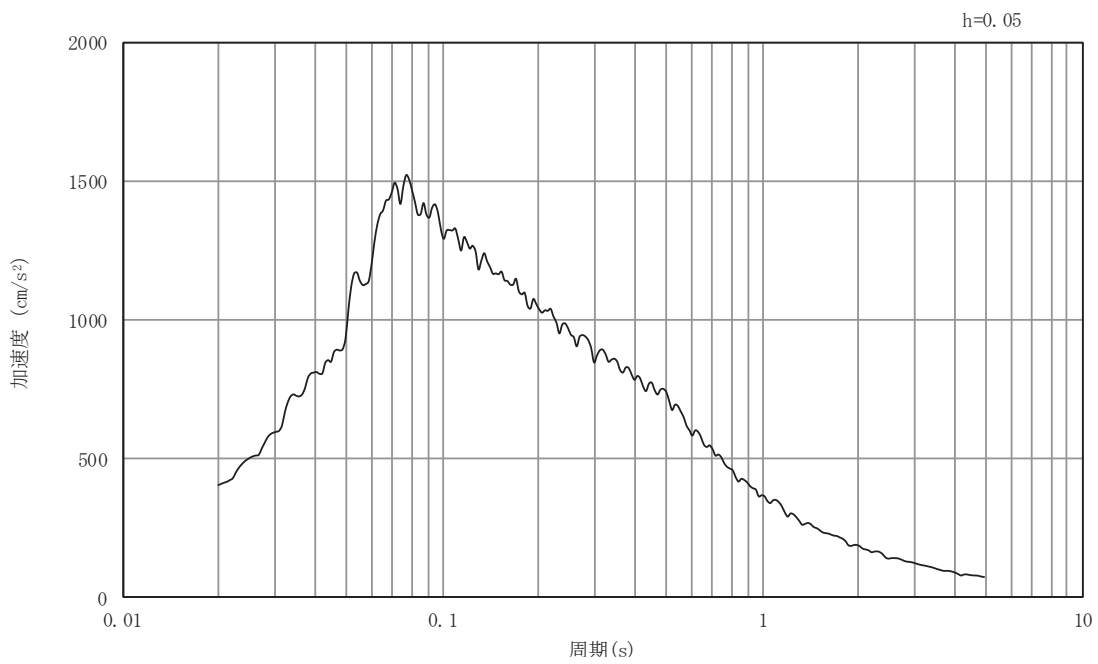


(b) 加速度応答スペクトル

図5-18 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
(東西方向, 水平成分: S s - D 1)

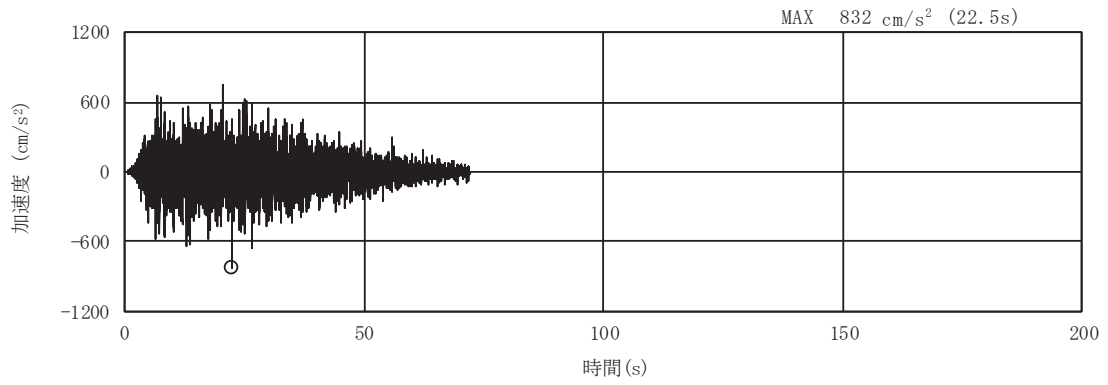


(a) 加速度時刻歴波形

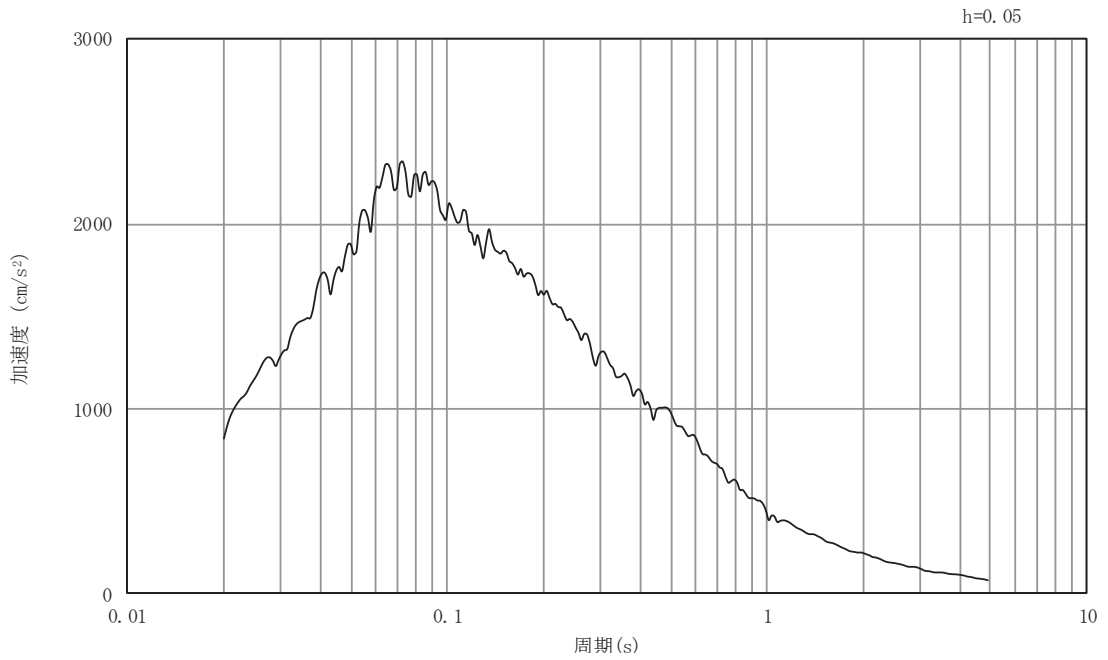


(b) 加速度応答スペクトル

図5-19 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
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 1)

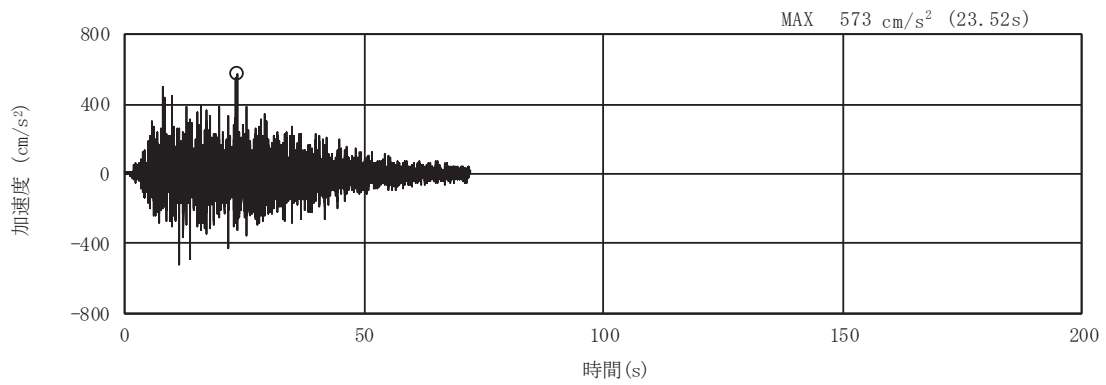


(a) 加速度時刻歴波形

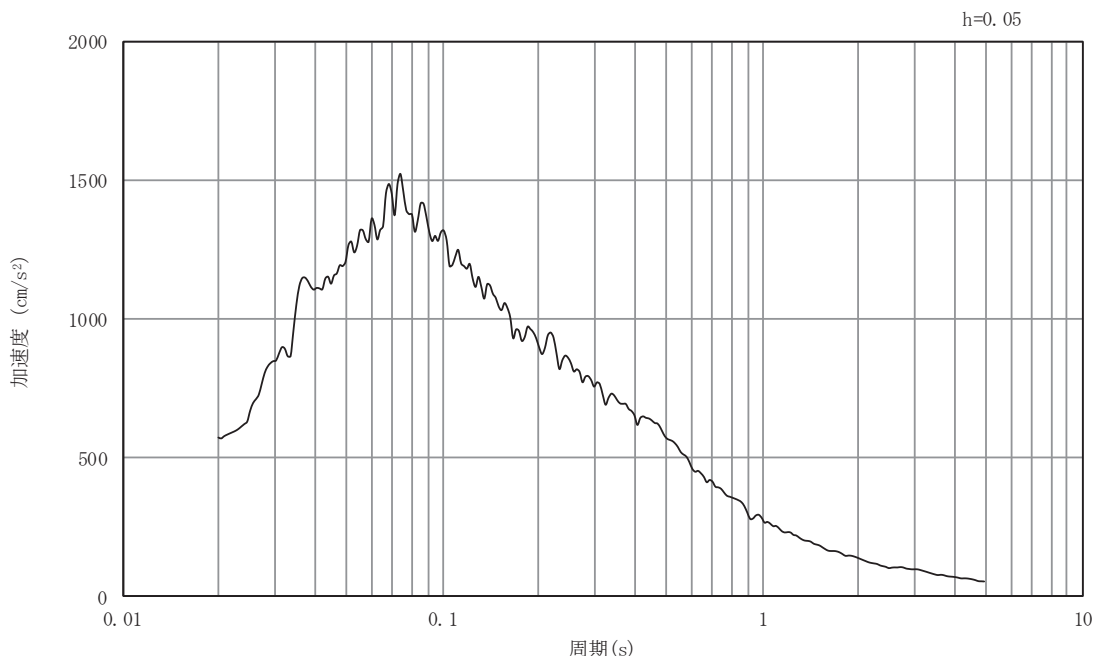


(b) 加速度応答スペクトル

図5-20 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
(東西方向, 水平成分: S s - D 2)

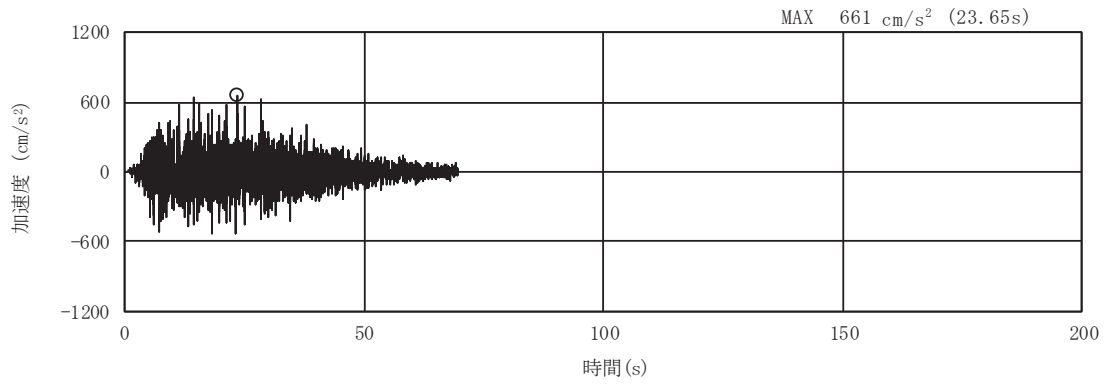


(a) 加速度時刻歴波形

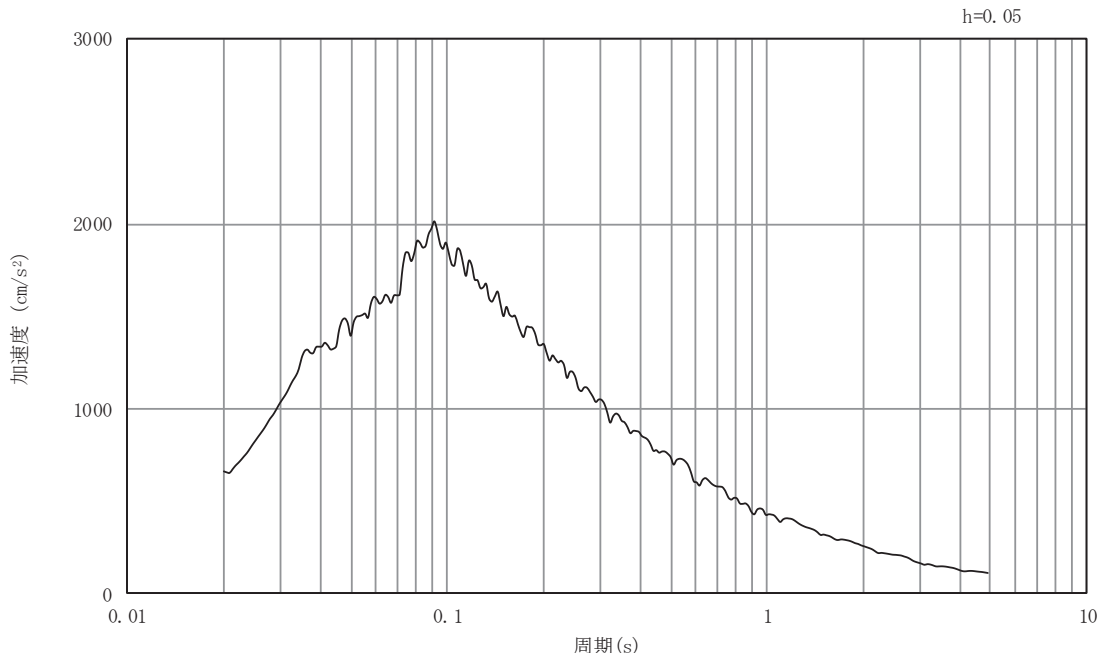


(b) 加速度応答スペクトル

図5-21 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
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 2)

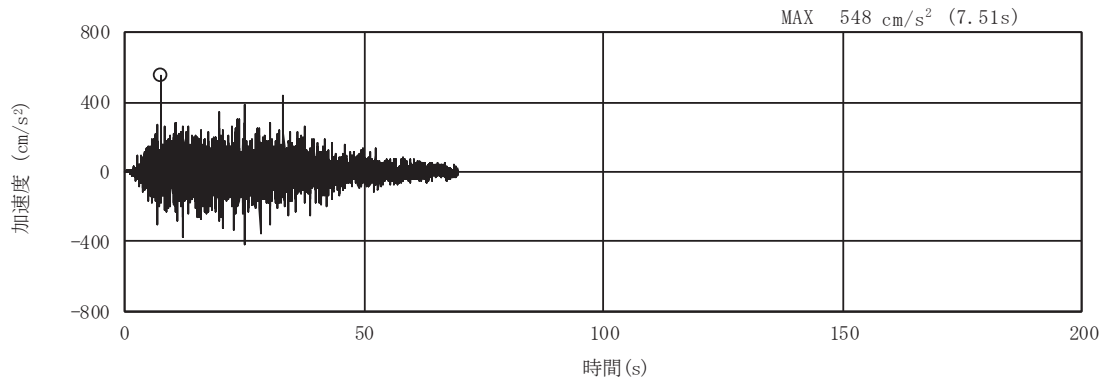


(a) 加速度時刻歴波形

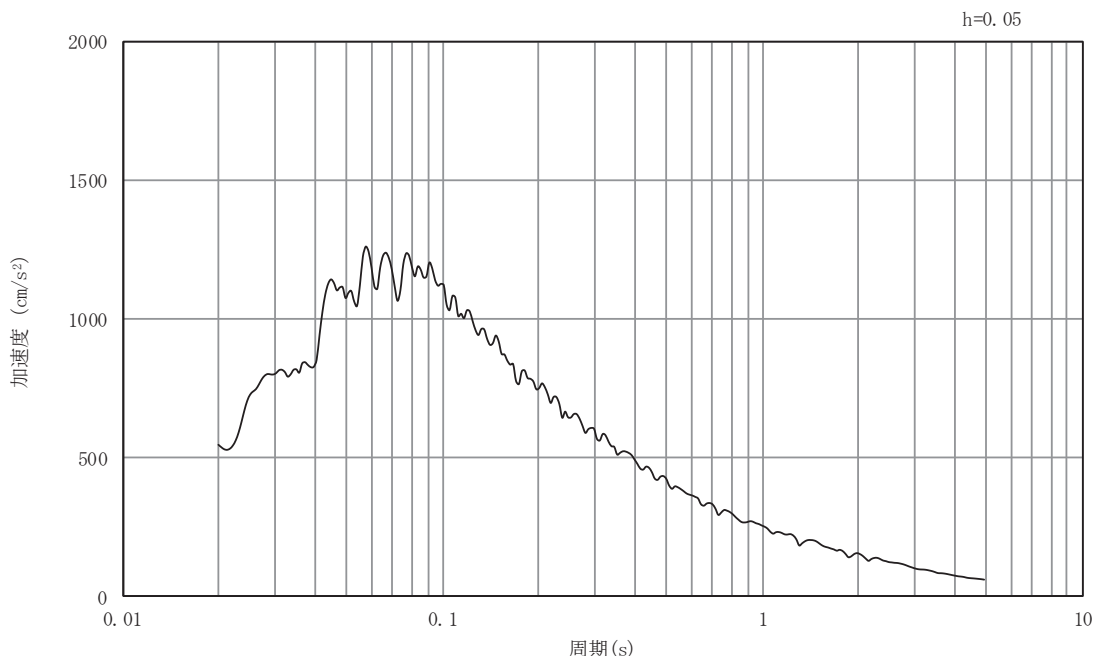


(b) 加速度応答スペクトル

図5-22 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
(東西方向, 水平成分: S s - D 3)

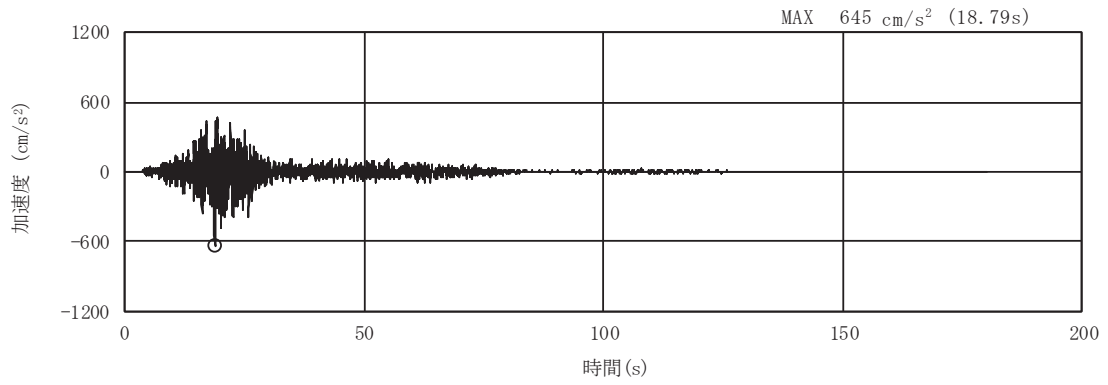


(a) 加速度時刻歴波形

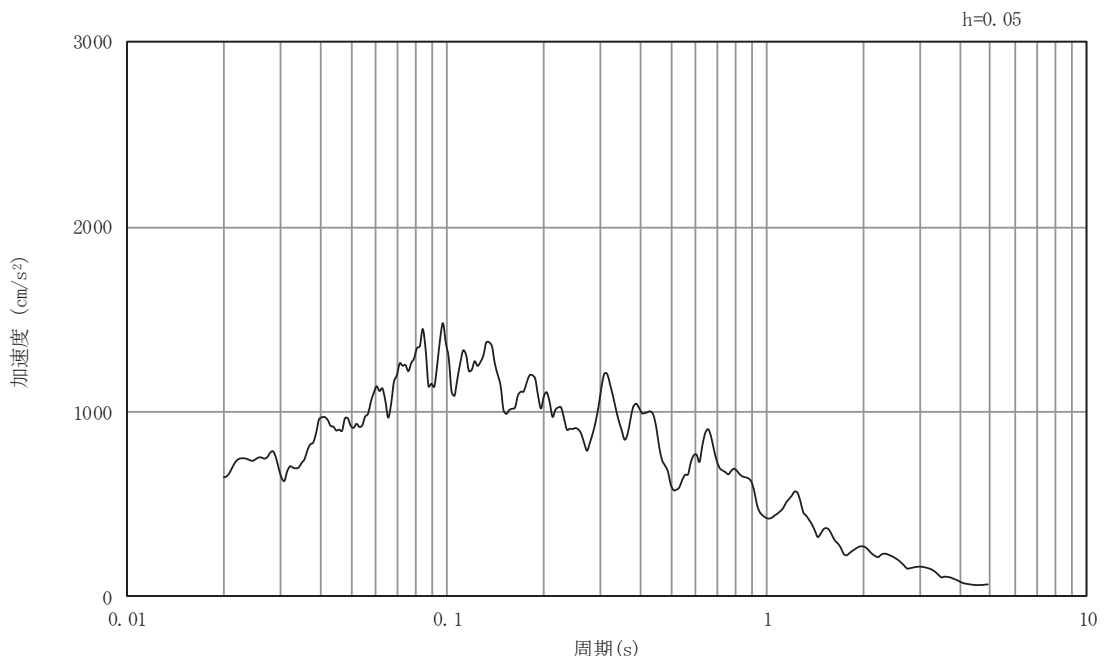


(b) 加速度応答スペクトル

図5-23 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
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 3)

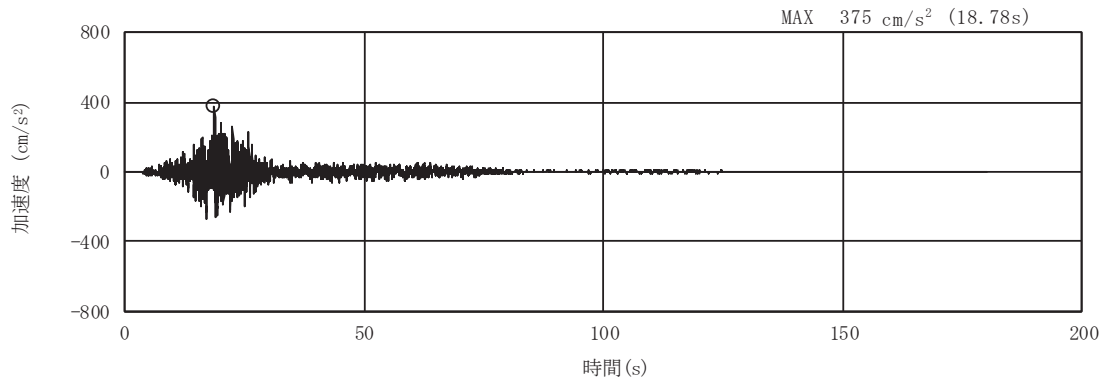


(a) 加速度時刻歴波形

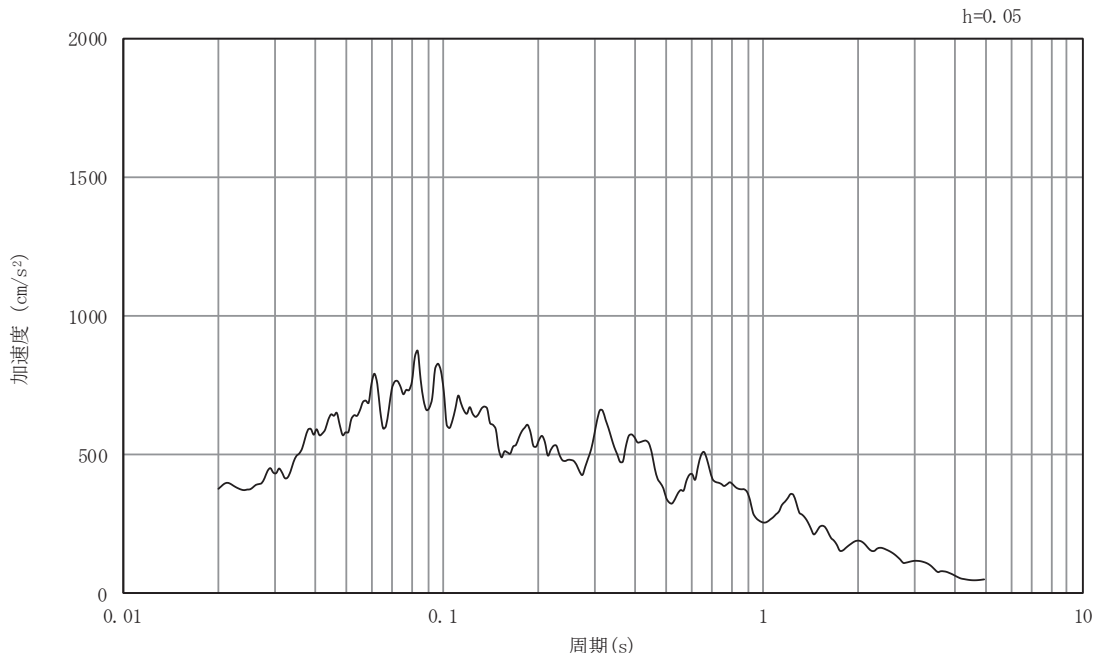


(b) 加速度応答スペクトル

図5-24 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
(東西方向, 水平成分: S s - F 1)

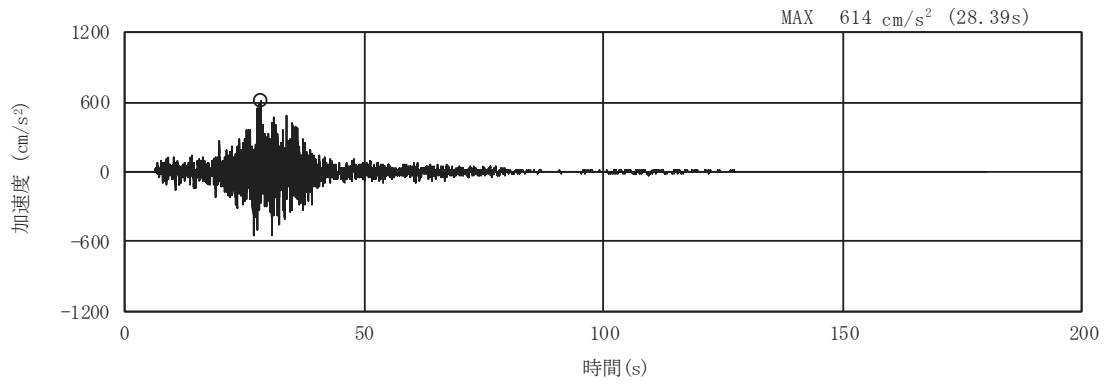


(a) 加速度時刻歴波形

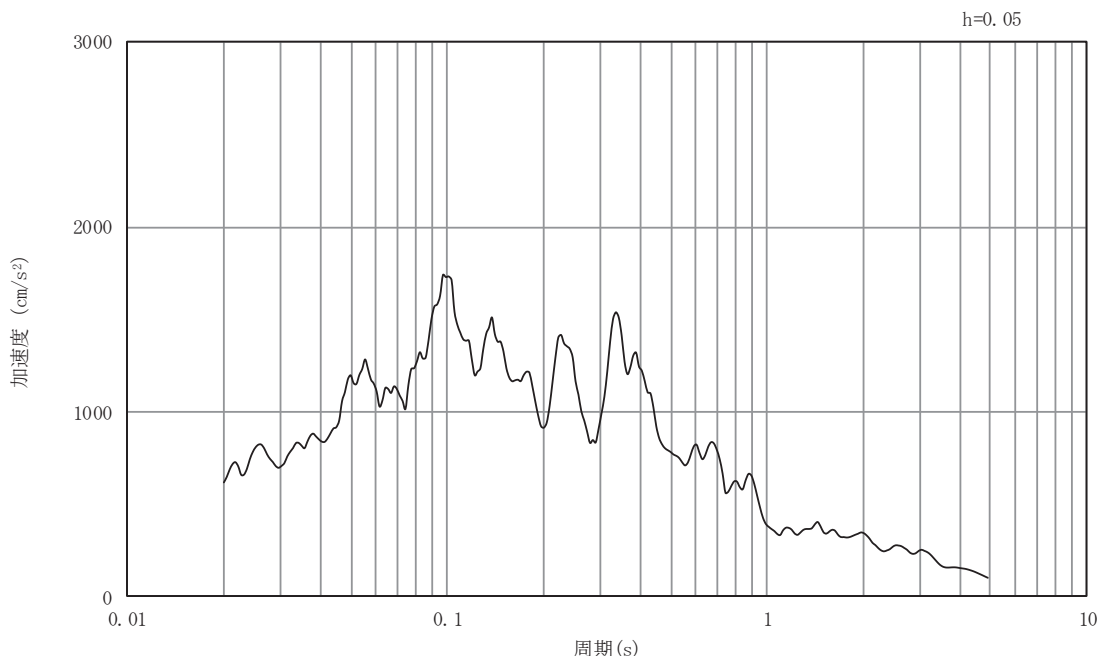


(b) 加速度応答スペクトル

図5-25 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
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 1)

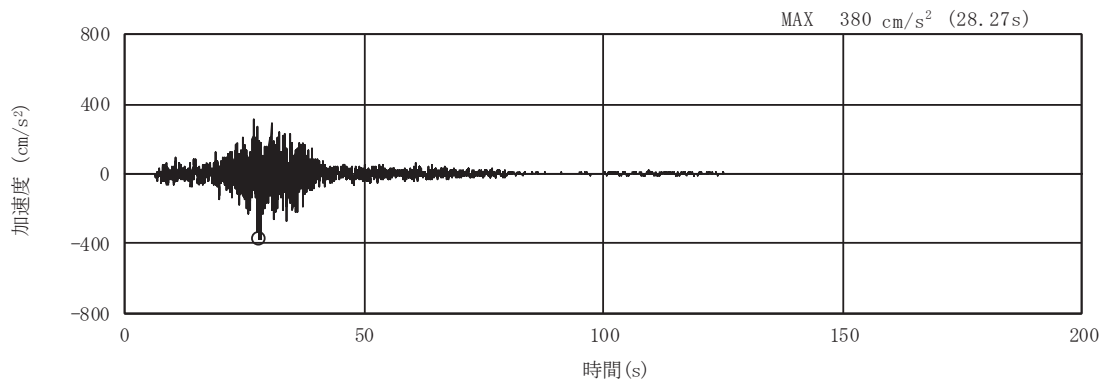


(a) 加速度時刻歴波形

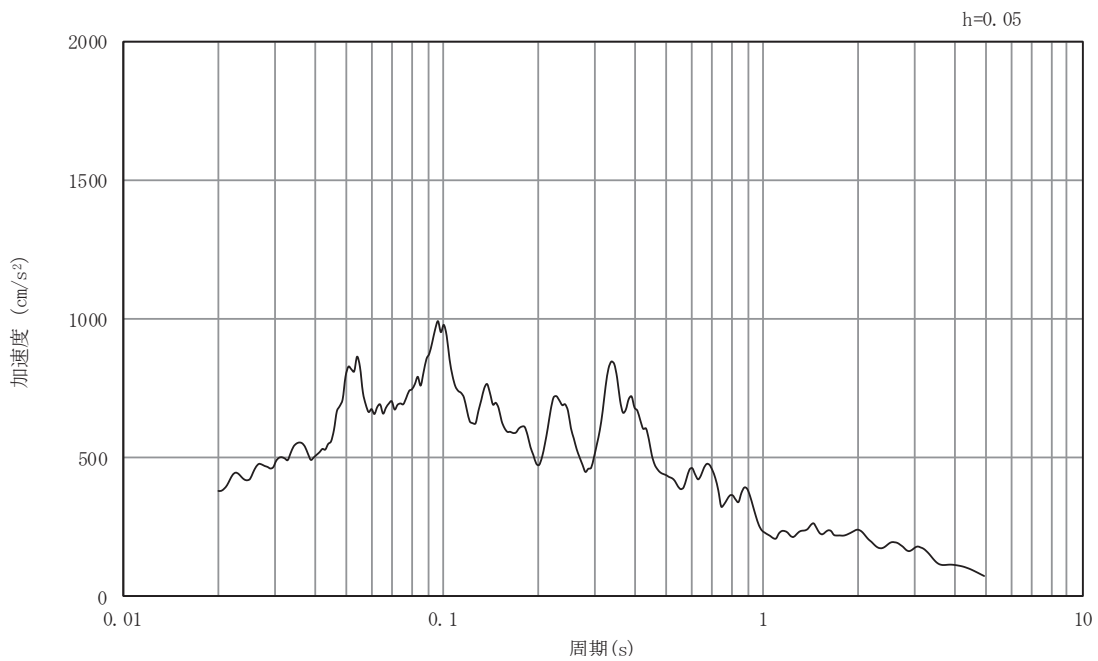


(b) 加速度応答スペクトル

図5-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S s - F 2)

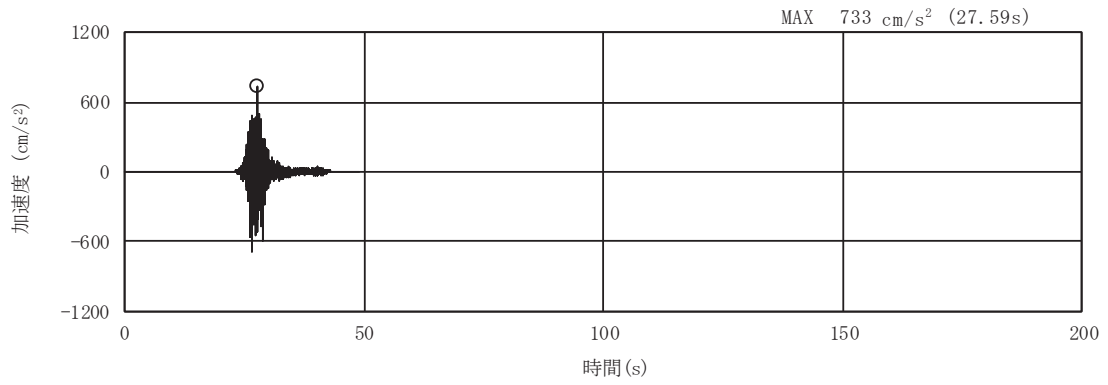


(a) 加速度時刻歴波形

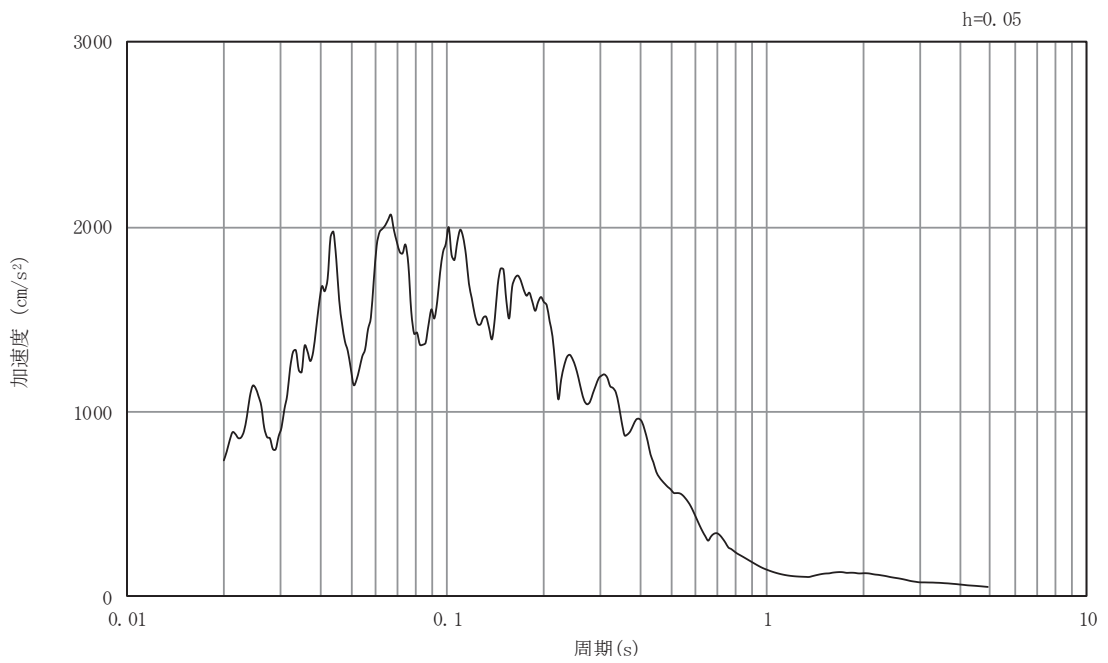


(b) 加速度応答スペクトル

図5-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 2)

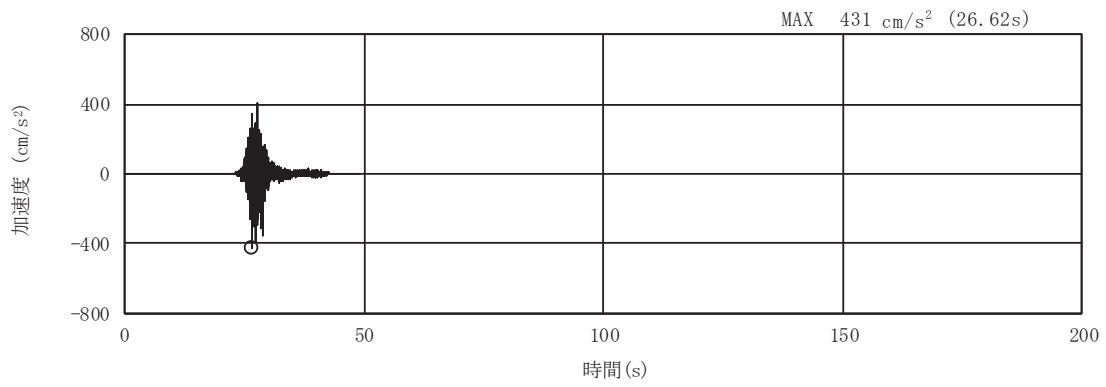


(a) 加速度時刻歴波形

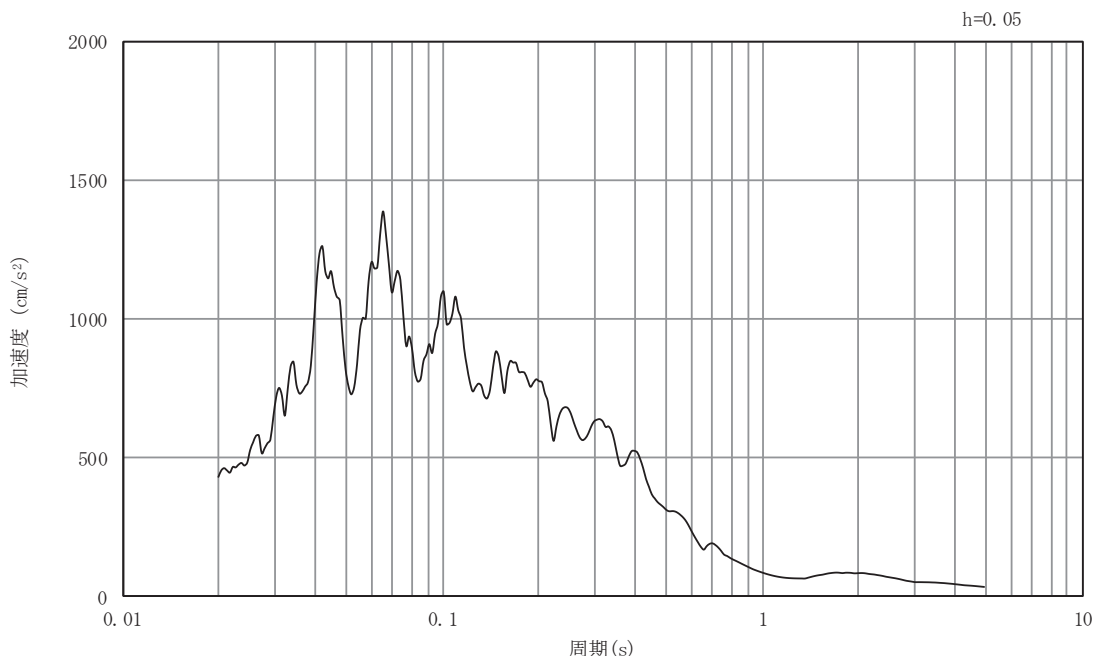


(b) 加速度応答スペクトル

図5-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S s - F 3)

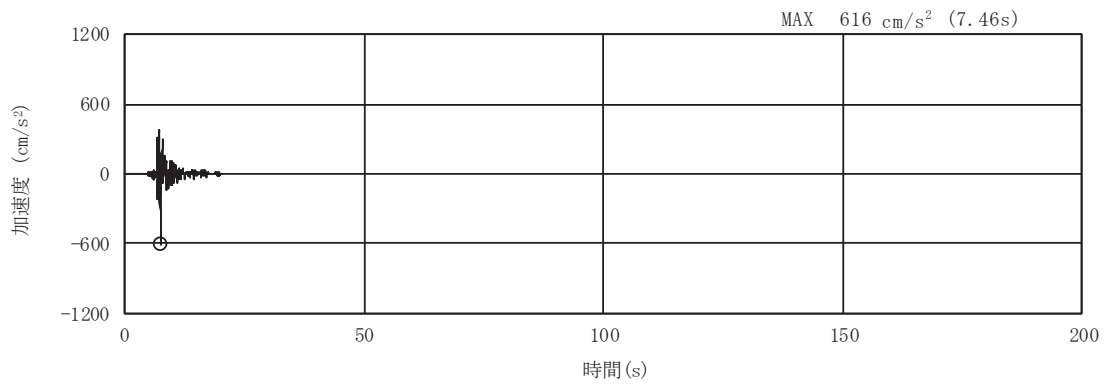


(a) 加速度時刻歴波形

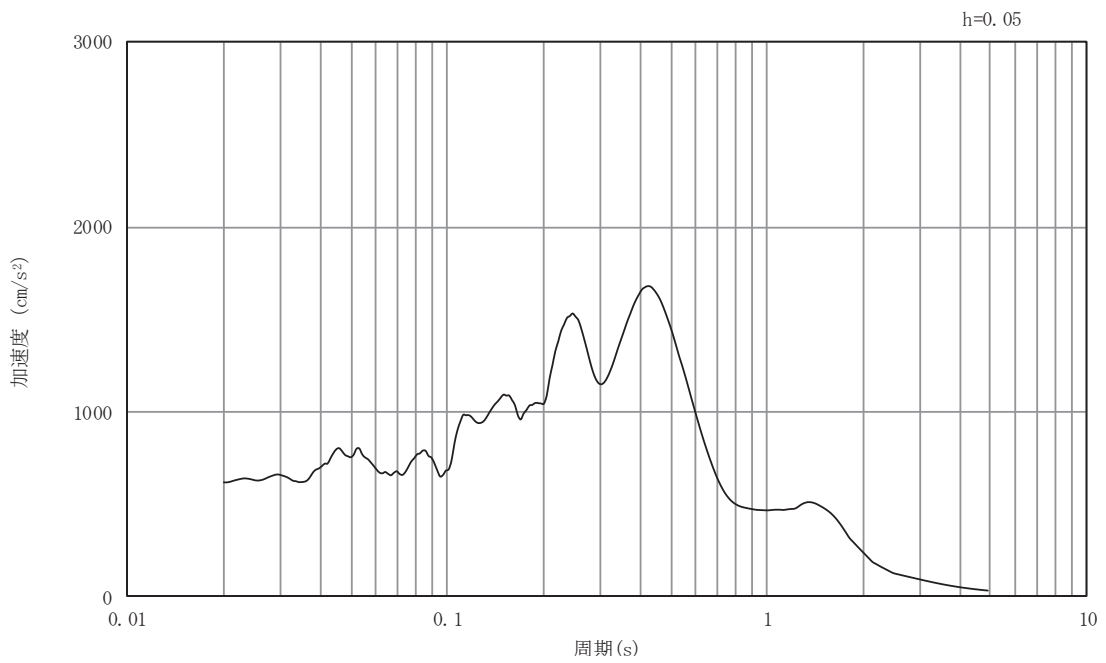


(b) 加速度応答スペクトル

図5-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 3)

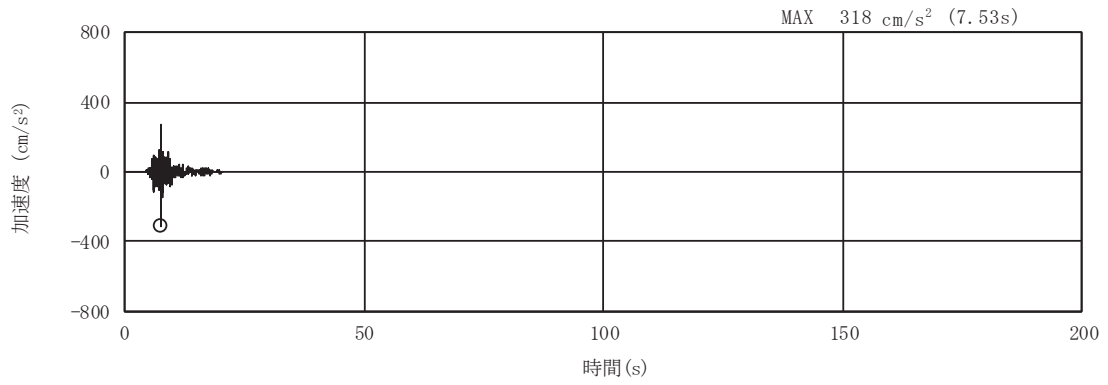


(a) 加速度時刻歴波形

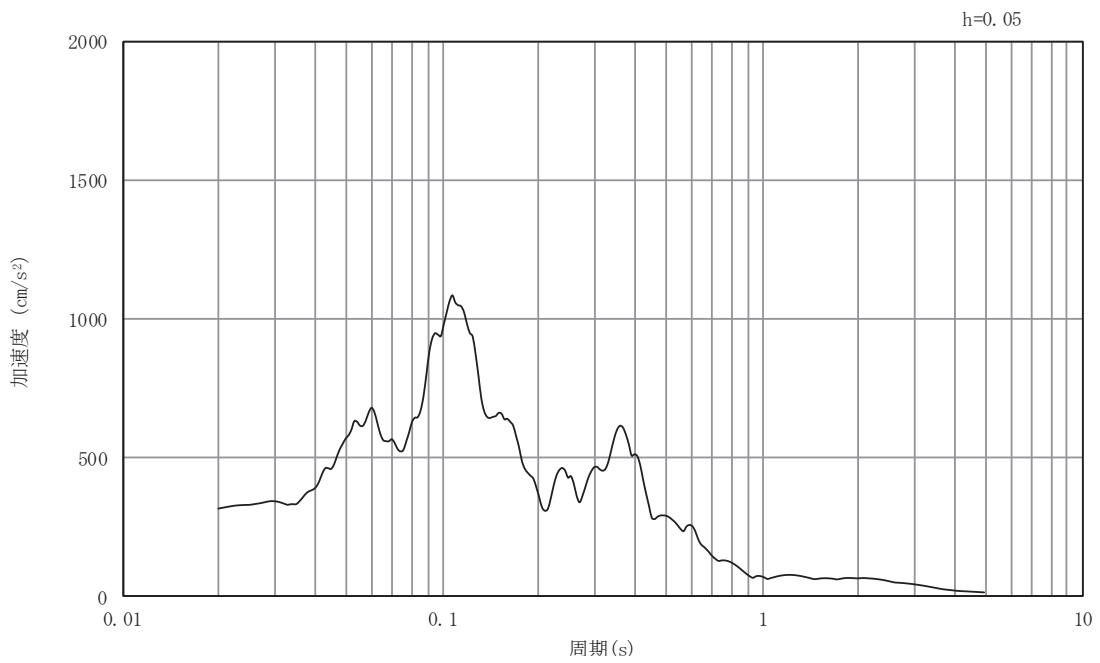


(b) 加速度応答スペクトル

図5-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S s - N 1)

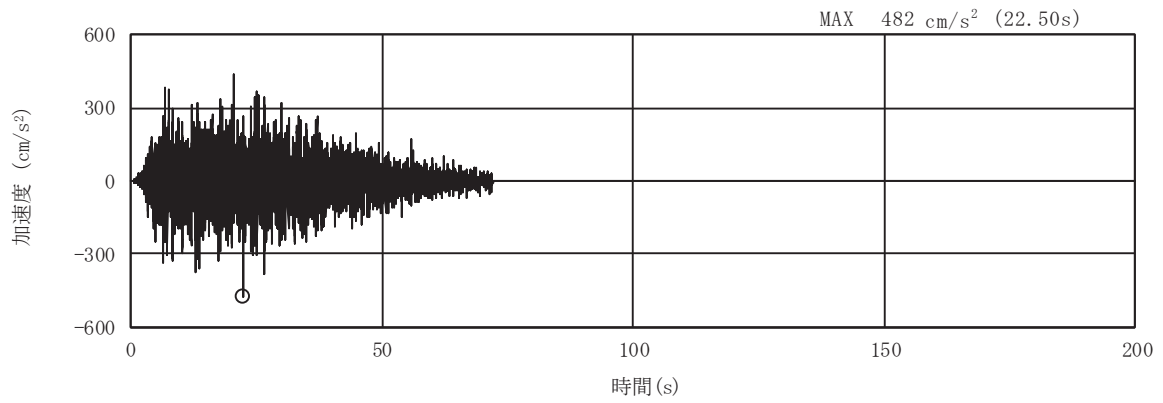


(a) 加速度時刻歴波形

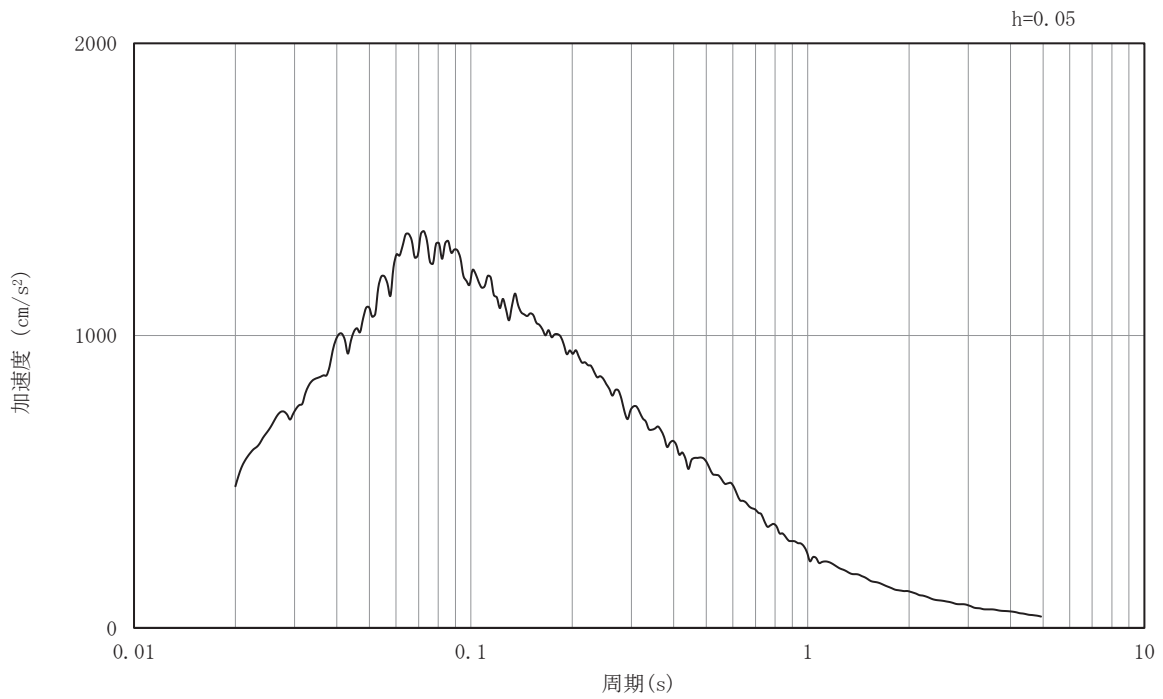


(b) 加速度応答スペクトル

図5-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S s - N 1)

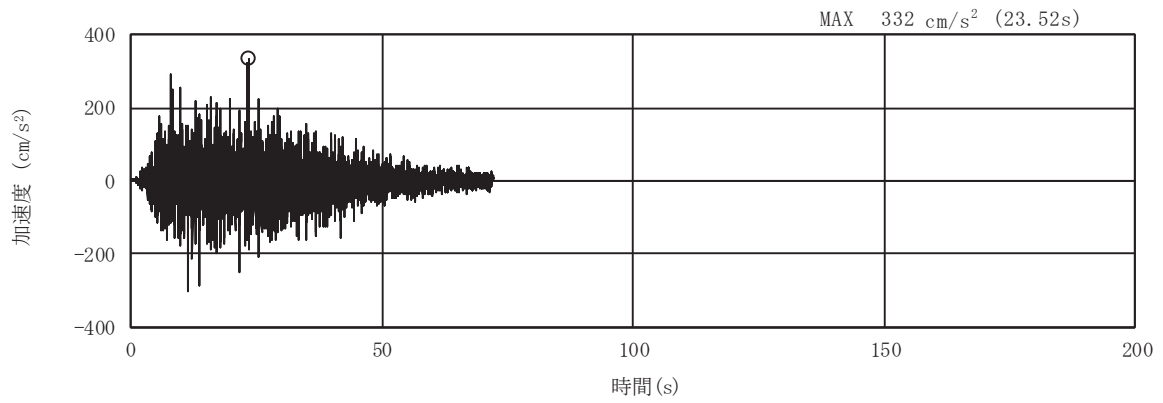


(a) 加速度時刻歴波形

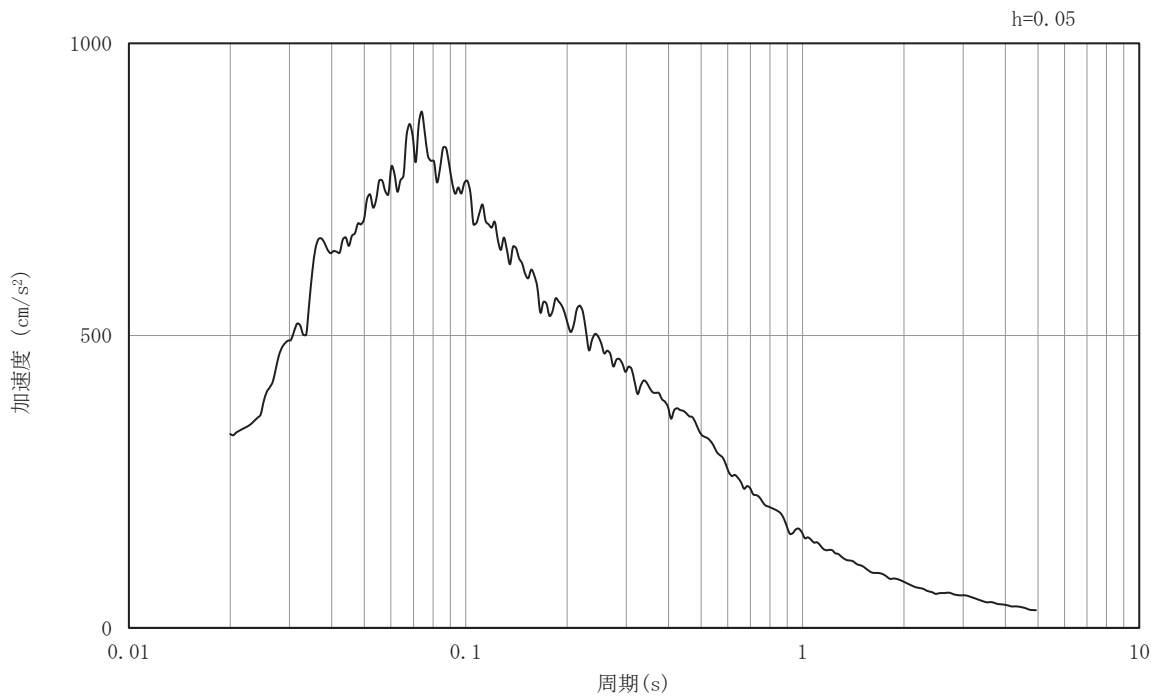


(b) 加速度応答スペクトル

図5-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 水平成分: S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図5-33 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(東西方向, 鉛直成分: S d - D 2)

5.2 許容限界の設定

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（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は、土木学会マニュアルに基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ：1.0%（10000 μ ））を許容限界とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルで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等が確保できるとして設定されたものである。

各要求機能について、止水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する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ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ2000 μ ，主筋ひずみ1725 μ ）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いるコンクリート及び鉄筋の照査用ひずみは、三次元構造解析により得られた発生ひずみに安全係数（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裕度を見込んだ評価を実施する。

また、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下、「CCb工法」という。）を適用する部材について、CCb工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、コンクリート及び鉄筋のひずみが、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを併せて確認する。第3号機海水ポンプ室においてCCb工法を適用する部材を図5-34に示す。

第3号機海水ポンプ室の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表5-1に示す。

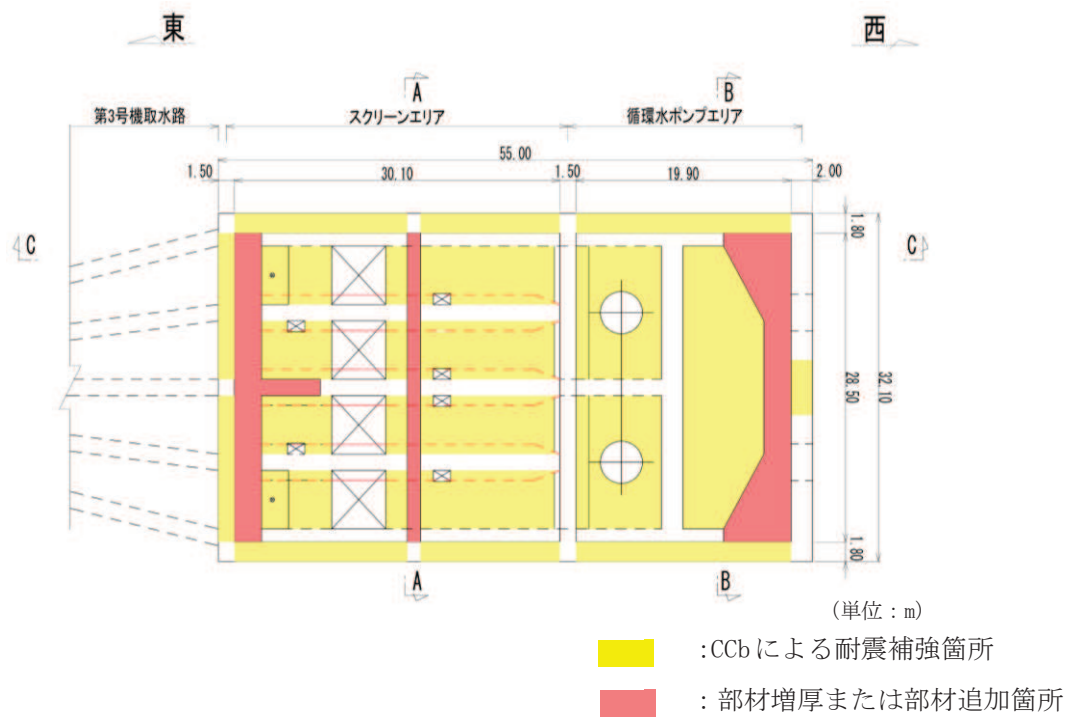


図 5-34(1) CCBによる耐震補強箇所（平面図）（再掲）

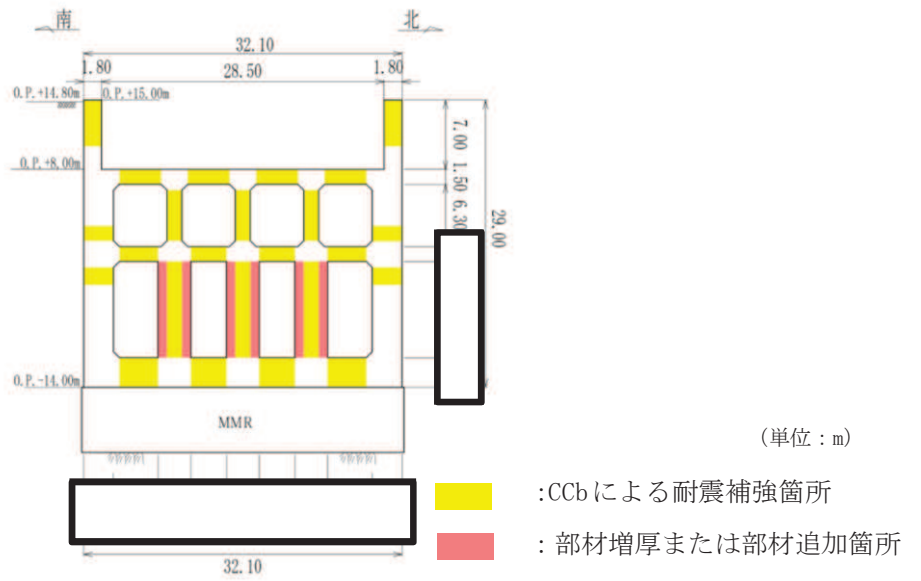


図 5-34(2) Ccb による耐震補強箇所 (A-A 断面 (スクリーンエリア)) (再掲)

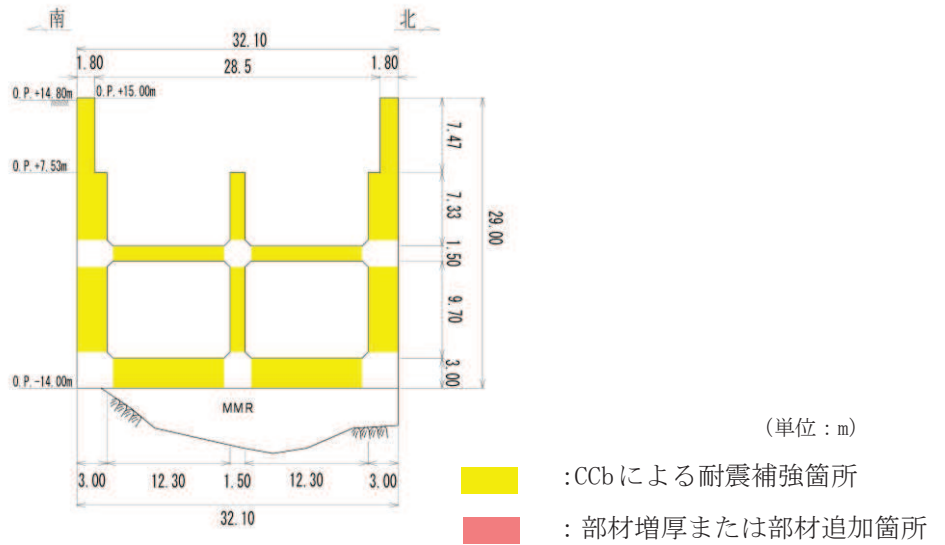


図 5-34(3) Ccb による耐震補強箇所 (B-B 断面 (循環水ポンプエリア)) (再掲)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

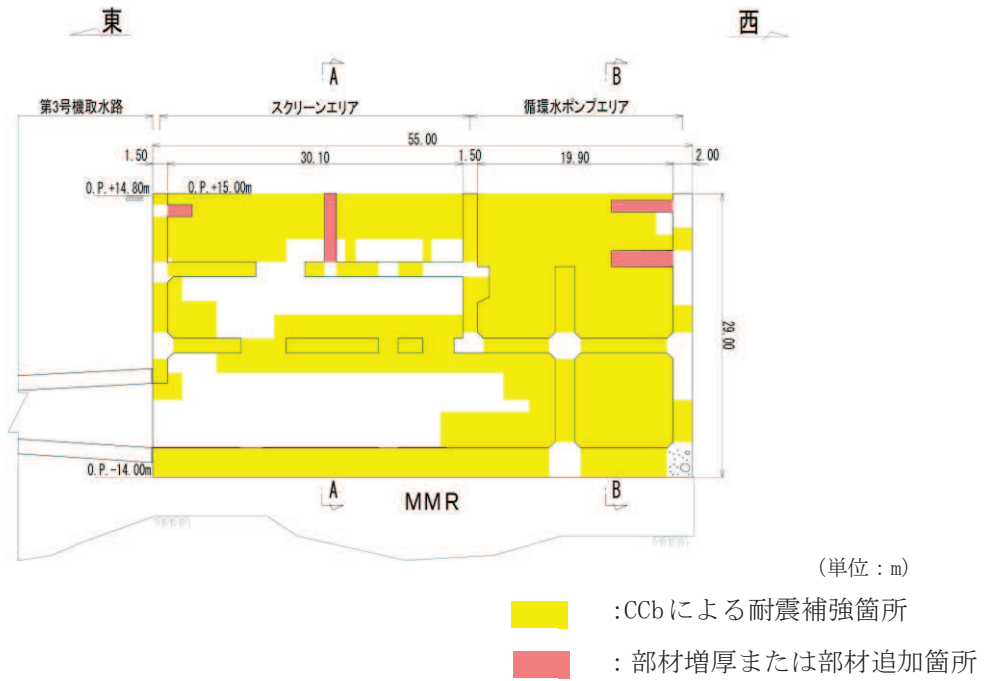


図 5-34(4) CCBによる耐震補強箇所 (C-C 断面) (再掲)

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界の整理

要求機能	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
止水機能を損なわないこと		圧縮ひずみ : 2000 μ *2 主筋ひずみ : 1725 μ *2
Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと		圧縮ひずみ : 2000 μ *2 主筋ひずみ : 1725 μ *2

注記*1: $\gamma_i \cdot \frac{\epsilon_d}{\epsilon_L} < 1.0$

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 $\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ϵ : 圧縮縁の発生ひずみ

*2: $\gamma_i \cdot \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$

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 : 1725 μ)

ϵ_d : 照査用ひずみ $\epsilon_d = \gamma_a \cdot \epsilon$

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

ϵ : 発生ひずみ

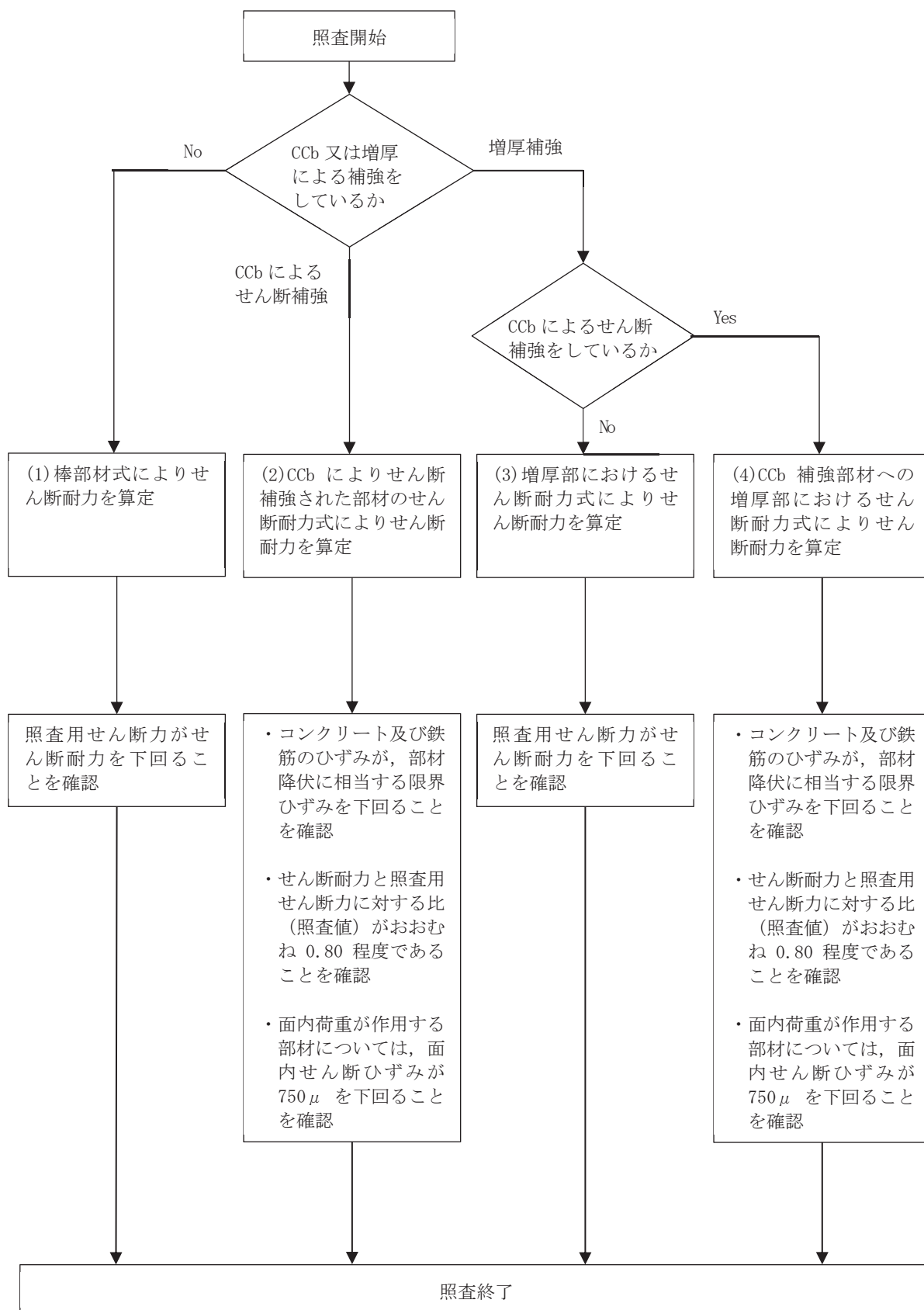
5.2.2 せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認，止水機能を損なわないことの確認及びSクラスの施設を支持する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許容限界は，土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて4種類を用いる。

せん断耐力は，土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」を適用することとし，デュープビームとなる部材についても，「(1) 棒部材式」を用いることで安全側の評価とする。

CCb工法を用いる構造部材については「(2) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式」を，増厚補強を行う構造部材については「(3) 増厚部におけるせん断耐力式」を用いる。によることとする。また，CCb適用部材に対して増厚補強を行う場合については，「(4) CCb適用部材に対して増厚補強を行う場合におけるせん断耐力式」を用いる。

各せん断耐力の評価式は，後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図5-35に示す。



注：検査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数 } \gamma_a$

図 5-35 せん断破壊に対する検査フロー

CCb 補強部材への増厚部におけるせん断耐力については、「鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）（鉄道総合技術研究所，平成 13 年 3 月）」（以下「鉄道標準」という。）によることとする。

鉄筋コンクリート部材のせん断照査に用いる照査用せん断力は，三次元構造解析により得られたせん断力に安全係数（構造解析係数）1.05 を乗じることにより，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。

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} < 1.0$$

ここで， γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

V_{yd} ：せん断耐力

V_d ：照査用せん断力（ $V_d = \gamma_a \cdot V$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.05$ ）

V ：発生せん断力

また，土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては，表 5-2 に示すとおり，複数の安全係数（材料係数，部材係数，構造解析係数）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 5-2 セン断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	γ_{mc}	1.0	1.3	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
	鉄筋	γ_s	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	γ_{bc}	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	γ_{bs}	—	1.1	せん断補強筋が負担するせん断力を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

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

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

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

ここで、R：応答層間変形角

とされている。

γ_{b2} は層間変形角の値によらず、部材が降伏していない状態であれば、 $\gamma_{b2}=1.0$ としてよいとされている。解析結果から第3号機海水ポンプ室の鉄筋コンクリート部材については降伏が認められなかったため、 $\gamma_{b2}=1.0$ とする。

(1) 棒部材式

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

ここで, V_{yd} : せん断耐力

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

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

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

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

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

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし, 三次元構造解析は安全側の設定となるよう}$$
$$\beta_a = 1.0 \text{ とする。}$$

ここで, f'_{cd} : 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'_{ck} を材料係数 γ_{mc} で除したもの

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

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

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

$$M_0 = N'_d \cdot D / 6$$

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

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

- ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積
- f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度の材料係数 γ_{ms} で除したもので、
400N/mm²以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値 f'_{ck} が60N/mm²以上の時は、800N/mm²以下としてよい。
- α : せん断補強筋と部材軸のなす角度
- s : せん断補強筋の配置間隔
- z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、
 $d/1.15$ とする。
- γ_{bs} : 部材係数
- γ_{ms} : 材料係数

(2) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式（棒部材式）

第3号機海水ポンプ室において後施工せん断補強（セラミックキャップバー（CCb））を配置した構造部材のせん断耐力については、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb） 一般財団法人土木研究センター」」（以下、建設技術証明書という）に示されている以下の設計式により求める。

$$V_{pyd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{CCbd} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$V_{CCbd} = \beta_{aw} \cdot V_{awd}$$

$$= \beta_{aw} \cdot \{A_{aw} \cdot f_{awyd} (\sin \alpha_{aw} + \cos \alpha_{aw}) / S_{aw}\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{aw} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2S_{rb}} \quad \dots \text{式(3)}$$

ただし、 $l_y - d' \leq 0$ となる場合は $l_y - d' = 0$ とする。

ここに、 V_{cd} : せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

V_{sd} : 既存のせん断補強鋼材により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

V_{CCbd} : セラミックキャップバー（CCb）により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

V_{awd} : セラミックキャップバー（CCb）を通常のスターラップと見なして求められる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力

β_{aw} : セラミックキャップバー（CCb）のせん断耐力の向上への有効性を示す係数

A_{aw} : 単位長さ当たりの区間 S_{aw} におけるセラミックキャップバー（CCb）の総断面積

f_{awyd} : セラミックキャップバー（CCb）の設計降伏強度で $400\text{N}/\text{mm}^2$ 以下とする。

α_{aw} : セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度

S_{aw} : セラミックキャップバー（CCb）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一般に $d/1.15$ としてよい。

γ_b : 部材係数（一般に 1.10 としてよい）

l_y : セラミックキャップバー（CCb）の先端型定着体の定着長（ $5D$ としてよい）

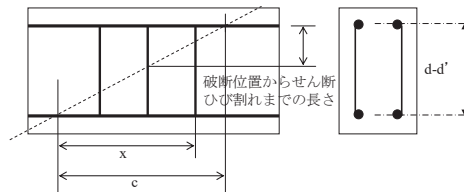
D : CCbの鉄筋径

S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

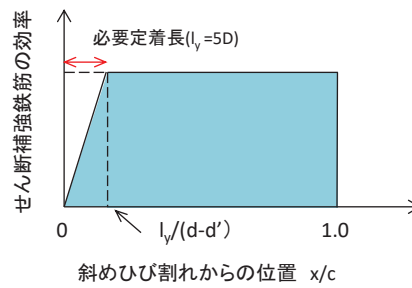
d : 補強対象部材の有効高さ

d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が $5D$ であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下する。セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 5-36 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 5-36 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

なお、設計上の保守的な配慮として、セラミックキャップバー (CCb) によるせん断補強を配置する場合は、対象とする構造部材の主筋の降伏以下の場合に適用することとし、せん断破壊に対する照査値はおおむね 0.80 程度とする。

また、面内せん断ひずみを 750μ 未満とする。

(3) 増厚部におけるせん断耐力式

増厚補強部において既設部材と補強部材を一体壁として考慮する場合におけるせん断補強鋼材が負担するせん断耐力 V_{wd} の算定の考え方を図 5-37 に示す。せん断耐力式は、既設部材と補強部材が負担するせん断耐力の足し合わせとして図 5-37 の(解 8.4.3-3)により算定する。

各々の壁に分離してせん断補強鋼材を配置する場合において、せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力は、式（解 8.4.3-3）により算定してよい。

$h_1 > h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \cdot \frac{h_2}{h_1} \right\} / \gamma_b$$

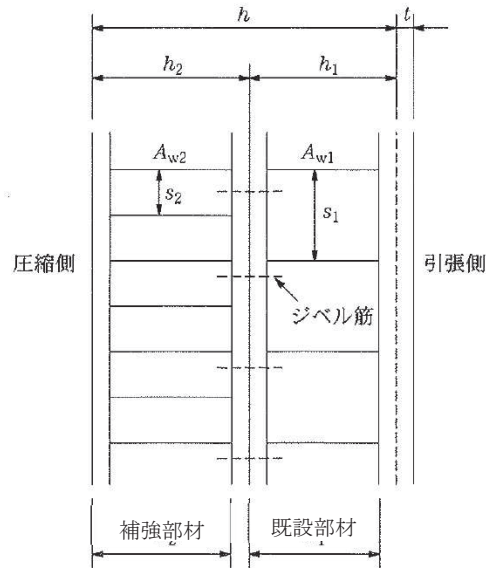
$h_1 = h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b$$

$h_1 < h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} \cdot \frac{h_1}{h_2} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad (\text{解 8.4.3-3})$$

ここに、 V_{wd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力



解説図 8.4.3-4 一体化におけるせん断補強鉄筋の配置（分離して配置した場合）

図 5-37 既設部材と補強部材を一体壁としたせん断耐力の考え方
（鉄道標準より抜粋（一部加筆））

(4) CCb 適用部材に対して増厚補強を行う場合におけるせん断耐力式

既設部材に CCb 補強を行う一体壁のせん断耐力のうちせん断補強鋼材が負担する設計せん断耐力 V_{wd} は、図 5-37 の (解 8.4.3-3) に補足説明資料「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 参考資料 6」の図 3-6 に示す有効率 β_{aw} を考慮する。

例として、 $h_1 > h_2$ の場合に β_{aw} を考慮したせん断耐力式を式 (1) に示す。

コンクリート負担分のせん断耐力 V_{cd} は、既設部材と補強部材との間にジベル鉄筋を配置し、既設部材と補強部材が一体として挙動するため、増厚を実施しない部材において参照している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) に基づき算出する。

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} f_{wyd} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) z_1}{s_1} \cdot \beta_{aw} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) z_2}{s_2} \cdot \frac{h_2}{h_1} \right\} / \gamma_b \quad (1)$$

ここで、

A_{wi} : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度を材料係数 γ_{ms} (1.0) で除したもの

で、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値

f'_{ck} が 60N/mm^2 以上の時は、 800N/mm^2 以下とする。

θ_i : せん断補強筋と部材軸のなす角度

s_i : せん断補強筋の配置間隔

z_i : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、

$d/1.15$ とする。

γ_b : 部材係数 (=1.1)

h_i : 部材厚

5.2.3 壁部材の面内せん断に対する許容限界

壁部材の面内せん断に対する許容限界は、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) に基づき、限界せん断ひずみ 2000μ (2/1000) を許容限界とする。

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) において、限界せん断ひずみ 2000μ (2/1000) は、耐震壁の終局耐力に相当する面内せん断ひずみ 4000μ (4/1000) に余裕を見込んだ許容限界として規定されている。

各要求機能について、止水機能を損なわないことの確認においては、面内せん断ひずみが J E A G 4 6 0 1 - 1987 で規定されているスケルトンカーブの第一折点 (γ_1) を下回る場合は、水密性に影響のあるひび割れは生じないと考えられる。

「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界」で示す許容限界を下回る場合、おおむね弾性範囲に収まっており、顕著な漏水は発生しない。なお、面内せん断ひずみが γ_1 を超過する場合には、念のため漏水量の算定を行う。

壁部材の面内せん断照査に用いる照査用面内せん断ひずみは、三次元構造解析により得られた面内せん断ひずみに安全係数 (構造解析係数) 1.2 を乗じることにより、面内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。

また、CCb 工法を適用する部材について、CCb 工法は面内せん断ひずみが 750μ までの範囲内において使用することから、面内せん断ひずみが 750μ を下回ることを確認する。第 3 号機海水ポンプ室において CCb 工法を適用する部材を図 5-34 に示す。

$$\gamma_i \cdot \frac{\gamma_d}{\gamma_R} < 1.0$$

ここで、

γ_i : 構造部材係数 ($\gamma_i = 1.0$)

$$\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$$

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

γ : 発生する面内せん断ひずみ

γ_R : せん断ひずみ度に関する許容限界の目安値

$$\gamma_R = \gamma_u / 2.0$$

γ_u : 終局せん断ひずみ度で 4.0×10^{-3}

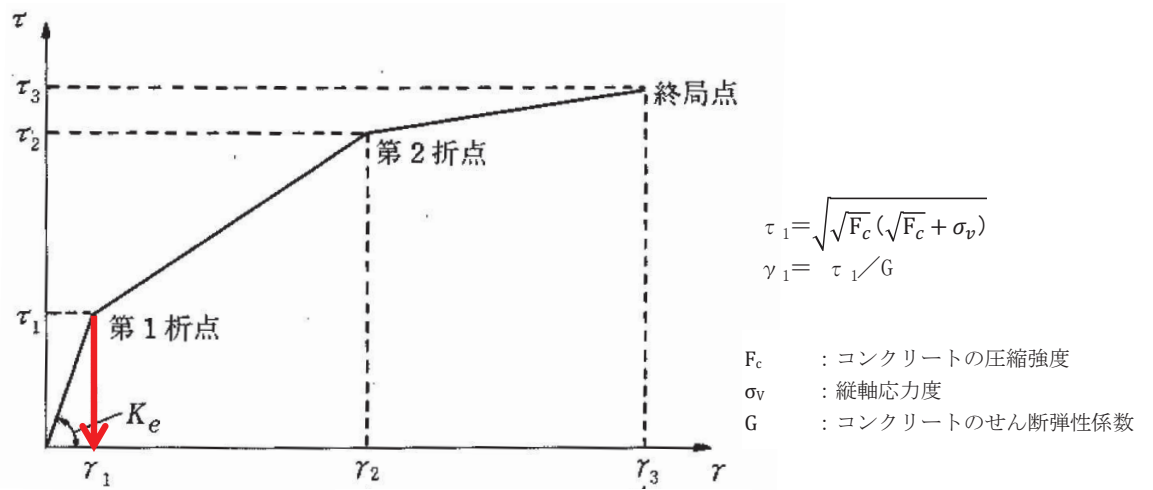


図 5-38 耐震壁のトリリニア・スケルトンカーブ (τ - γ 関係) と評価式

5.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 支持地盤（牧の浜部層）の接地圧に対する許容限界

支持地盤（牧の浜部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

支持地盤（牧の浜部層）の接地圧に対する許容限界を表 5-3 に示す。

表 5-3 支持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	牧の浜部層	11.4

(2) MMR（既設）の接地圧に対する許容限界

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

MMR（既設）の接地圧に対する許容限界を表 5-4 に示す。

表 5-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

評価項目	MMR（既設）	許容限界 (N/mm ²)
支圧強度	コンクリート ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	$f'_{ak} = 15.6$

(3) MMR（既設）のせん断破壊に対する許容限界

MMR（既設）に発生するせん断応力に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、MMR（既設）のせん断強度 $\tau_f = \tau_0 = f'_{ck}/5$ とする。

また、せん断破壊に対する健全性の確認において参照する引張破壊については、コンクリート標準示方書に基づく引張強度を超える引張応力が発生した場合に引張破壊と判定する。

MMR（既設）のせん断強度及び引張強度を表 5-5 に示す。

表 5-5 人工岩盤（MMR（既設））のせん断破壊に対する許容限界

せん断強度*1 (N/mm ²)	引張強度*2 (N/mm ²)
3.12	1.43

注記*1：せん断強度 τ_f は、粘着力 $\tau_0 = f'_{ck}/5$ のみ見込むこととし、 $\sigma \tan \phi$ は考慮しないことで安全側に配慮する。

*2：コンクリート標準示方書に基づき設定