

資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価

目次

1. 評価方法	資料 9-1
2. 評価条件	資料 9-1
2.1 適用規格	資料 9-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 9-4
2.3 耐震評価フロー	資料 9-14
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 9-19
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 9-22
2.6 地盤物性値	資料 9-22
2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方	資料 9-26
2.7.1 評価構造物諸元	資料 9-26
2.7.2 海水ポンプ室の要求機能の考え方	資料 9-29
2.8 地下水位	資料 9-33
3 地震応答解析	資料 9-35
3.1 地震応答解析手法	資料 9-35
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 9-38
3.2.1 解析モデル領域	資料 9-38
3.2.2 境界条件	資料 9-40
3.2.3 構造物のモデル化	資料 9-47
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 9-54
3.2.5 地盤及び MMR のモデル化	資料 9-57
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 9-57
3.3 減衰定数	資料 9-62
3.4 荷重の組合せ	資料 9-77
3.4.1 機器・配管荷重	資料 9-78
3.4.2 竜巻防護ネット荷重	資料 9-79
3.4.3 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）荷重	資料 9-80
3.4.4 外水圧	資料 9-82
3.4.5 内水圧	資料 9-84
3.4.6 積載荷重	資料 9-86
3.4.7 動水圧	資料 9-89
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 9-92
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 9-92
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 9-99
4. 三次元構造解析	資料 9-103
4.1 解析手法	資料 9-103
4.2 解析モデルの設定	資料 9-104
4.2.1 構造物のモデル化	資料 9-104
4.2.2 地盤ばね要素	資料 9-107

4.2.3	材料の非線形特性	資料 9-112
4.3	照査時刻の選定	資料 9-117
4.4	入力荷重	資料 9-121
4.4.1	常時荷重	資料 9-124
4.4.2	慣性力（機器）	資料 9-127
4.4.3	慣性力（配管）	資料 9-129
4.4.4	慣性力（躯体）	資料 9-130
4.4.5	慣性力（竜巻防護ネット反力）	資料 9-132
4.4.6	慣性力（原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部））	資料 9-136
4.4.7	内水圧・動水圧	資料 9-138
4.4.8	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 9-140
5	評価内容	資料 9-141
5.1	入力地震動の設定	資料 9-141
5.2	許容限界の設定	資料 9-198
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 9-198
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 9-203
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界	資料 9-213
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 9-215
6	評価結果	資料 9-216
6.1	地震応答解析結果	資料 9-216
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 9-216
6.1.2	作用荷重分布図	資料 9-244
6.1.3	最大せん断ひずみ	資料 9-250
6.2	三次元構造解析結果	資料 9-257
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 9-262
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 9-277
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 9-289
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 9-302
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 9-302
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 9-361
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	資料 9-391
6.3.4	水平 2 方向載荷による評価結果	資料 9-412
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 9-417
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 9-417
6.4.2	MMR（既設）	資料 9-421
7	まとめ	資料 9-441

参考資料

- 参考資料 1 主筋ひずみの平均化について・・・・・・・・・・・・・・・・ 資料 9- (参考) 1-1
- 参考資料 2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について・・・・ 資料 9- (参考) 2-1
- 参考資料 3 増厚部における既設部材と補強部材の一体化設計・・・・・・・・ 資料 9- (参考) 3-1
- 参考資料 4 静的地震力に対する耐震評価・・・・・・・・・・・・・・・・ 資料 9- (参考) 4-1
- 参考資料 5 解析手法の選定について・・・・・・・・・・・・・・・・ 資料 9- (参考) 5-1
- 参考資料 6 照査時刻の選定の妥当性について・・・・・・・・・・・・・・・・ 資料 9- (参考) 6-1
- 参考資料 7 補強追加による非常用海水ポンプ取水への影響について・・・・ 資料 9- (参考) 7-1
- 参考資料 8 補強部材の施工履歴が及ぼす耐震評価への影響について・・・・ 資料 9- (参考) 8-1
- 参考資料 9 既設部材と新設部材のコンクリートの付着力について・・・・ 資料 9- (参考) 9-1
- 参考資料 10 竜巻ネット反力他に対する海水ポンプ室の構造成立性について・・・・・・・・・・・・・・・・ 資料 9- (参考) 10-1
- 参考資料 11 海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁等の設計について・・・・ 資料 9- (参考) 11-1
- 参考資料 12 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース・・・・ 資料 9- (参考) 12-1

1. 評価方法

海水ポンプ室は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である原子炉補機冷却海水ポンプ等を間接支持する支持機能、非常時における海水の通水機能及び貯水機能、浸水防止のための止水機能が要求される。

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

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。）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、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。）を使用した部材への増厚補強部のせん断破壊に対する許容限界については、「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。）を適用する。

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反力係数については、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(土木学会 原子力土木委員会, 2005年6月)	・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%を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・通水機能を有すること
		・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 ・通水機能を有すること ・貯水機能を損なわないこと ・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
	・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	—
	・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おおむね弾性範囲として, 発生ひずみが限界ひずみ(コンクリート圧縮 2000μ , 主筋ひずみ 1725μ)を下回ることを確認*	・貯水機能を損なわないこと ・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

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	要求機能
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 2/1000 (2000μ) を下回ることを確認* 	<ul style="list-style-type: none"> 貯水機能を損なわないこと 止水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

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 2-7 に、概略配筋図を図 2-8～図 2-11 に示す。

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、補機ポンプエリア、循環水ポンプエリアの 3 エリアに分かれている。下部は水路となっており、スクリーンエリア及び補機ポンプ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。

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、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 2-12 に、補強計画図を図 2-13～図 2-18 に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する補強として、水路部における側壁及び底版の増厚、気中部における隔壁の追加、気中部における側壁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、CCb 工法によるせん断補強を実施する。

竜巻防護ネットの支持部として、補機ポンプエリアの隔壁にコーベルを設置する。竜巻防護ネットの支持部の施工は、南側の支持部は、新設する隔壁と一体で施工し、北側の支持部は、既設の隔壁の目荒らしを行った上で、鉄筋を既設の隔壁に定着させ、一体化を図った施工とする。北側隔壁の竜巻防護ネットにおける支持部の施工手順を図 2-19 に示す。なお、支持部における評価は、隔壁の一部として、三次元モデルに反映し、評価を行う。

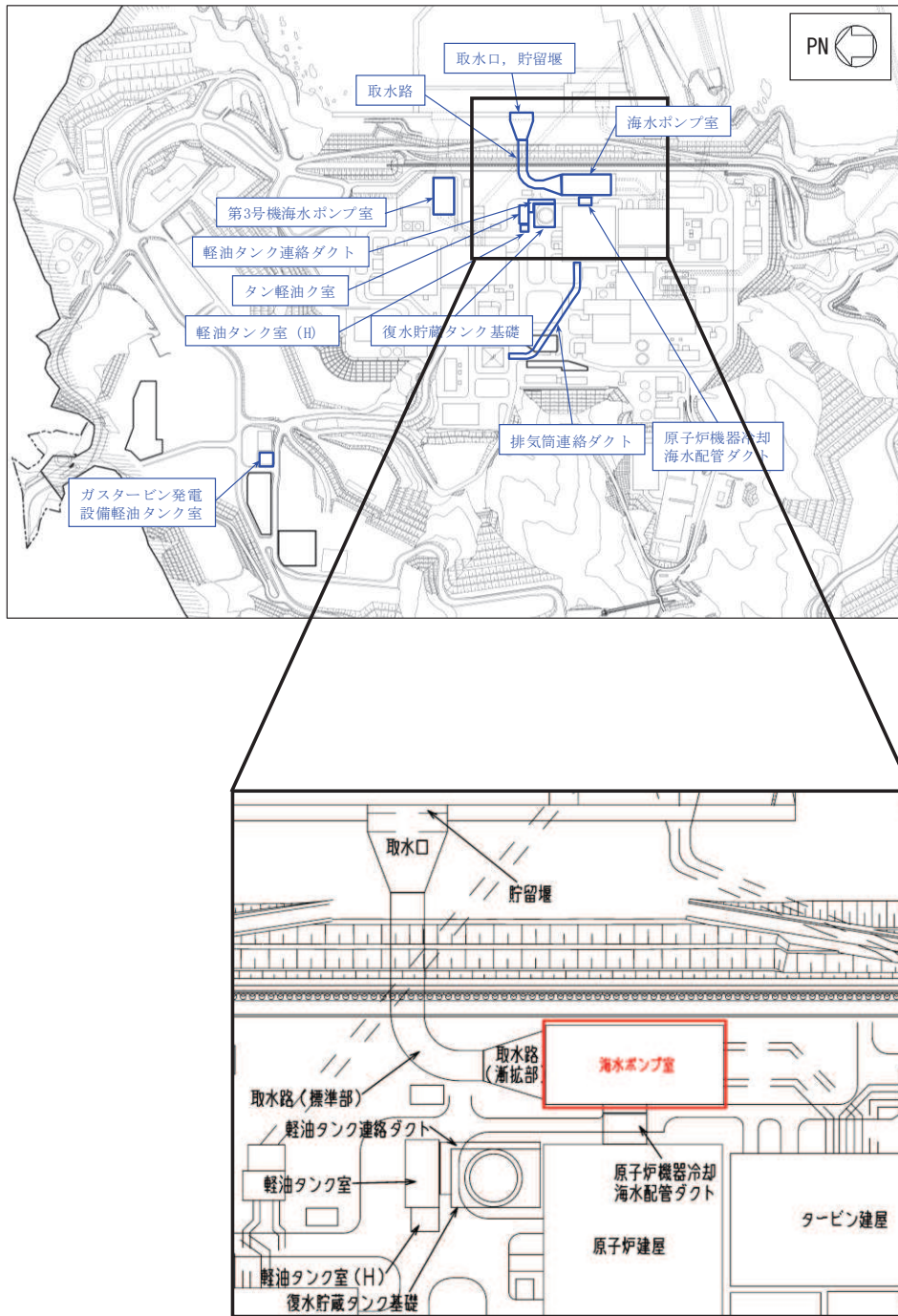


図 2-1 海水ポンプ室の位置図

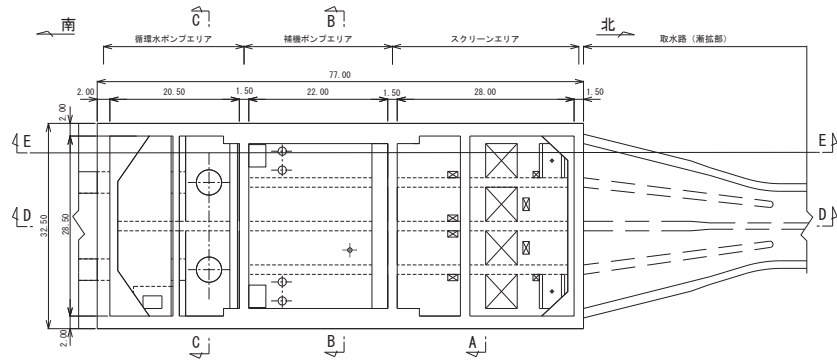
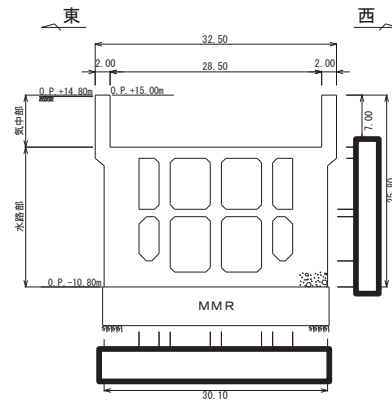


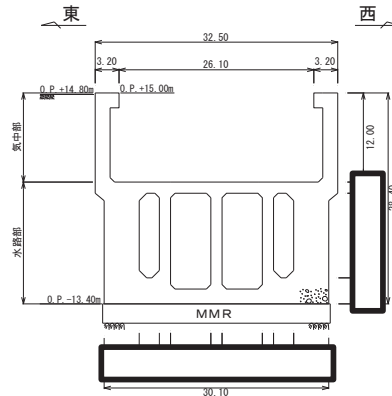
図 2-2 海水ポンプ室平面図

(単位：m)



(単位：m)

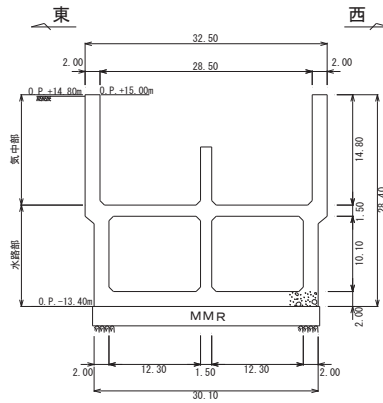
図 2-3 海水ポンプ室断面図 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))



(単位：m)

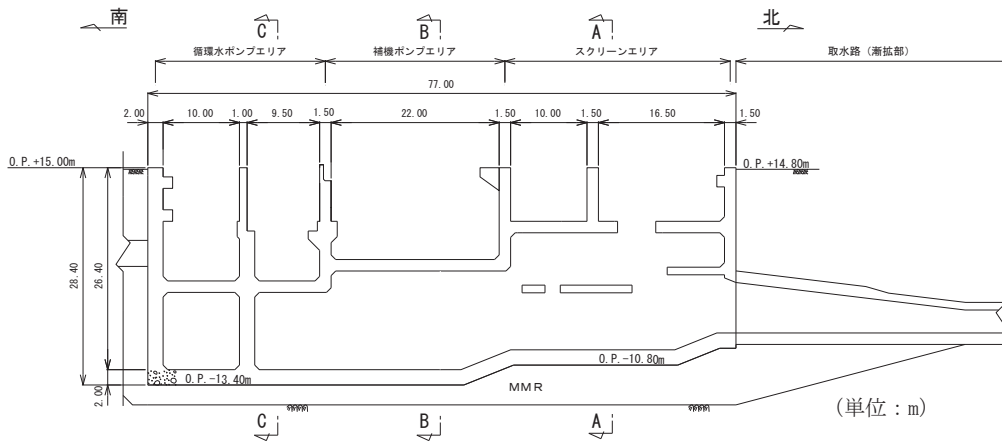
図 2-4 海水ポンプ室断面図 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



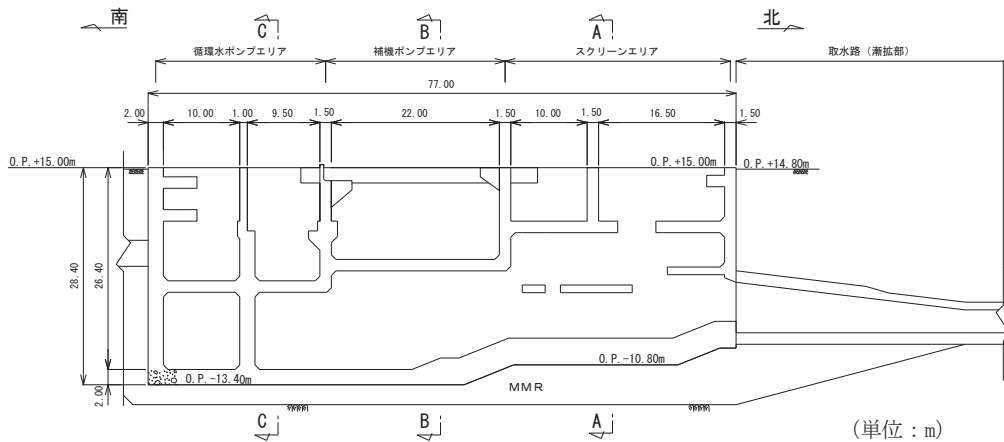
(単位 : m)

図 2-5 海水ポンプ室断面図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))



(単位 : m)

図 2-6 海水ポンプ室断面図 (D-D 断面, 南北)



(単位 : m)

図 2-7 海水ポンプ室断面図 (E-E 断面, 南北)

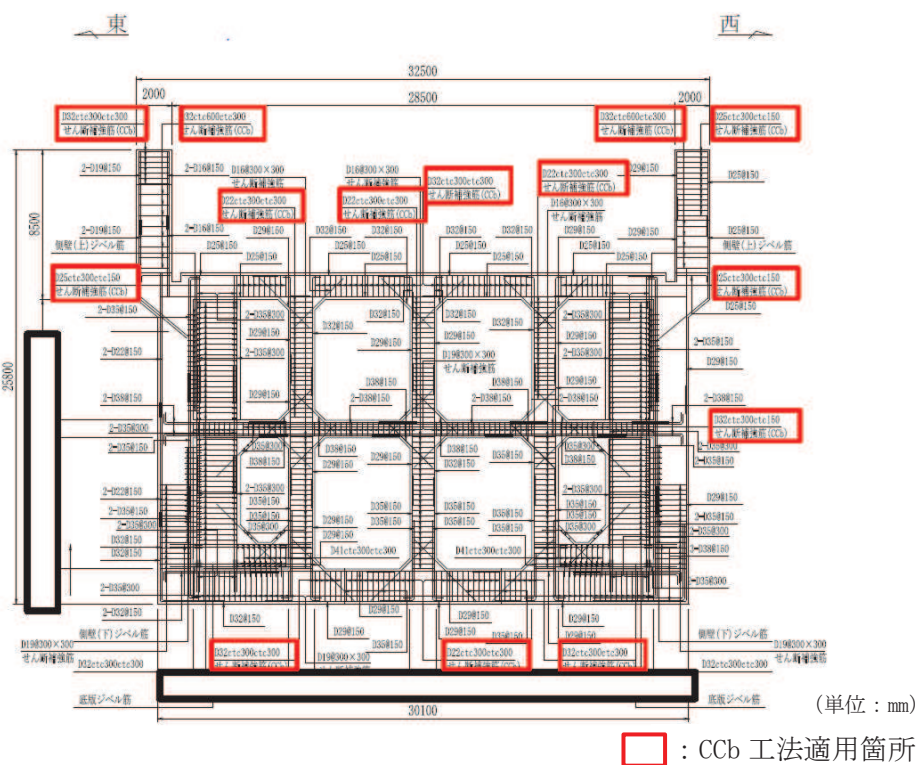


図 2-8 海水ポンプ室概略配筋図 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

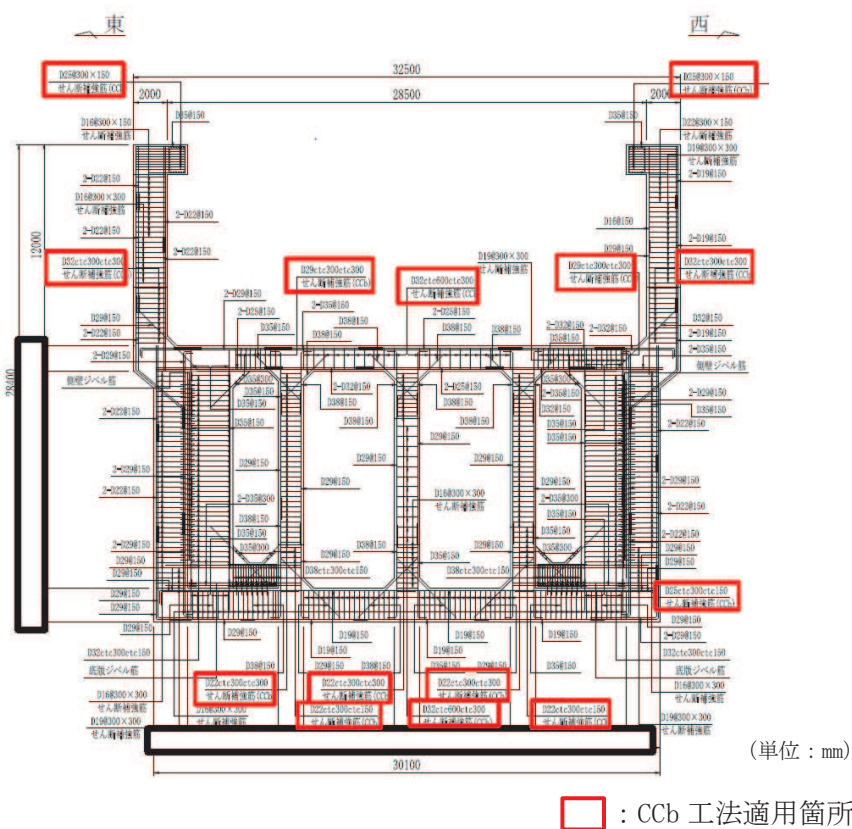


図 2-9 海水ポンプ室概略配筋図 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

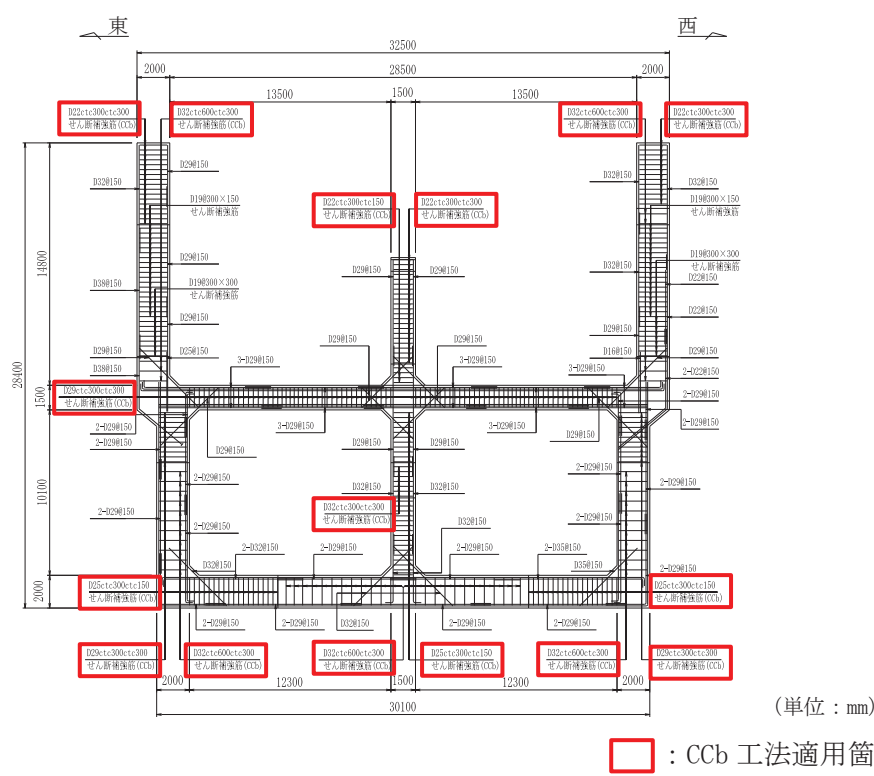


図 2-10 海水ポンプ室概略配筋図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

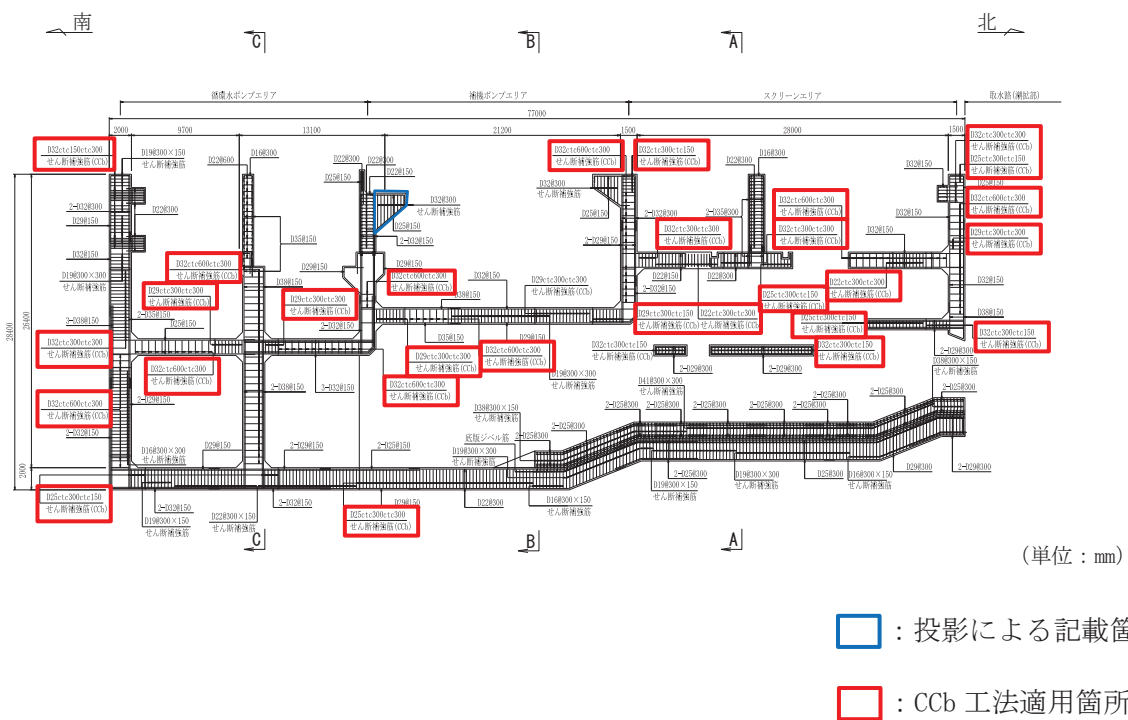


図 2-11 海水ポンプ室概略配筋図 (D-D 断面, 南北)

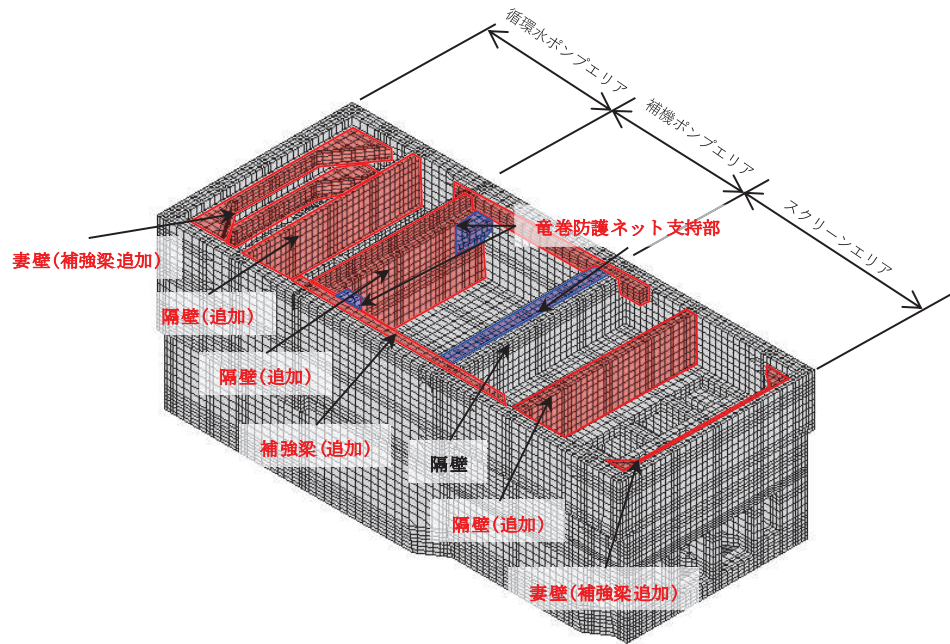


図 2-12 耐震補強の概要図

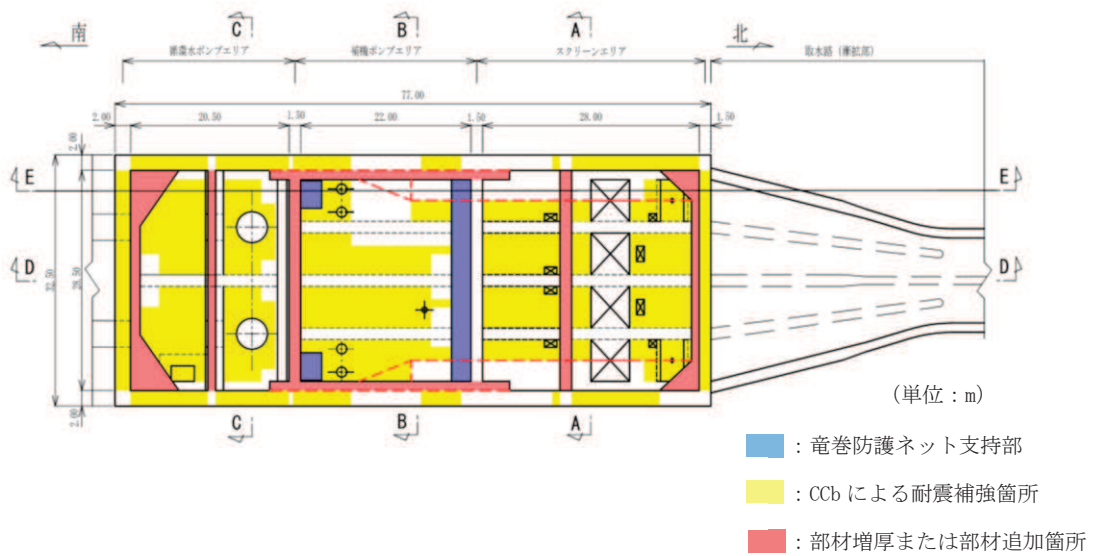


図 2-13 補強計画図 (平面図)

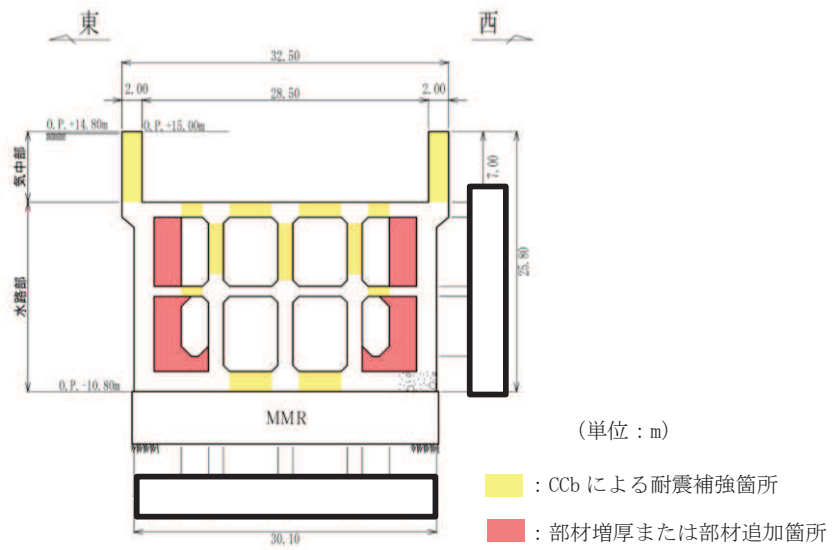


図 2-14 補強計画図 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

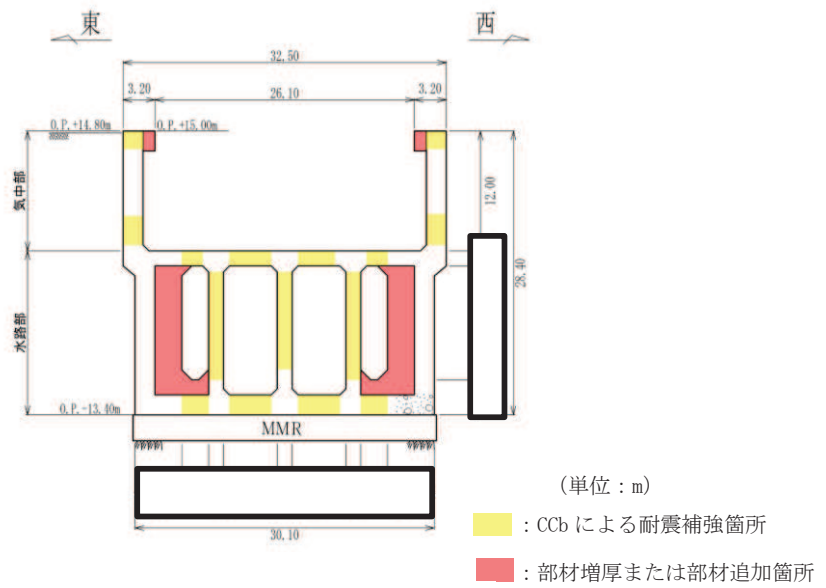


図 2-15 補強計画図 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

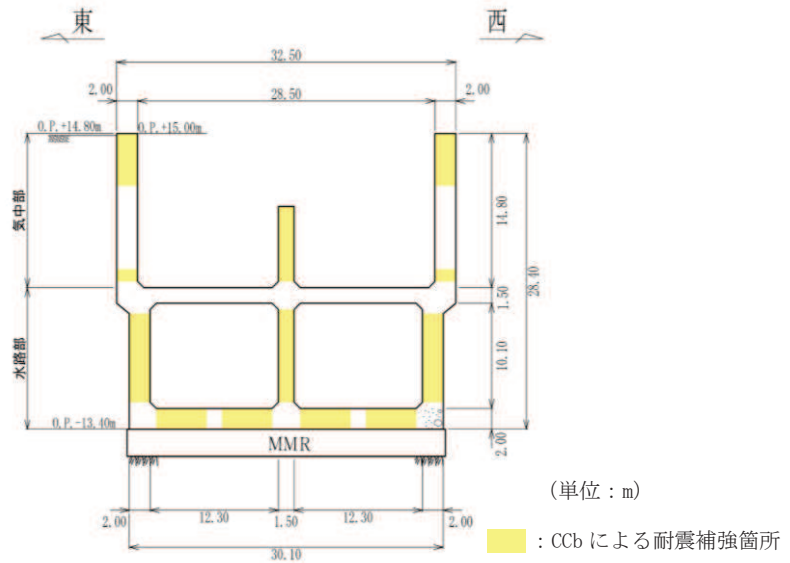


図 2-16 補強計画図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

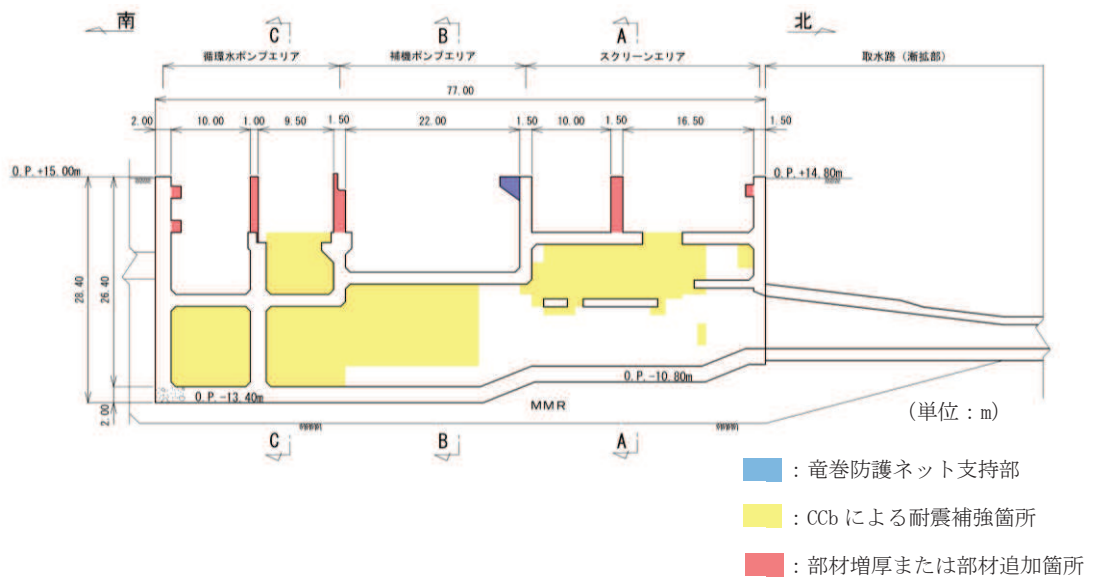


図 2-17 補強計画図 (D-D 断面, 南北)

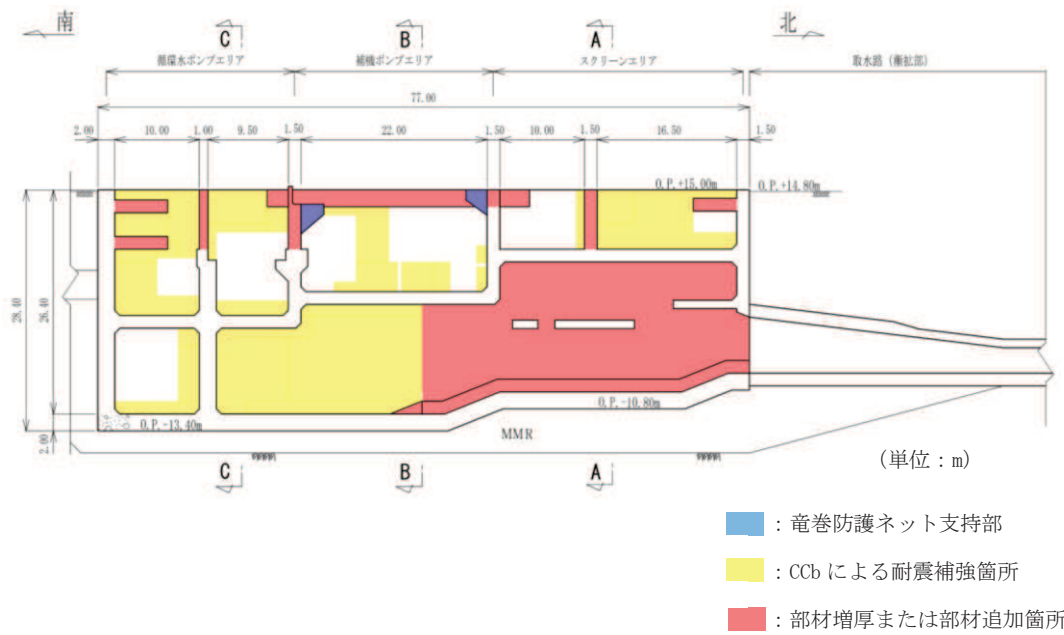


図 2-18 補強計画図 (E-E 断面, 南北)

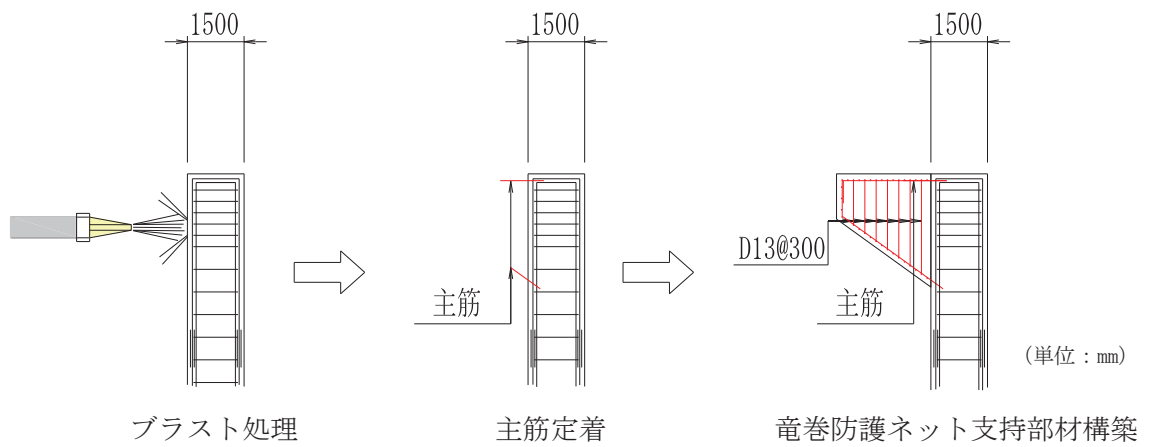


図 2-19 竜巻防護ネット支持部施工手順

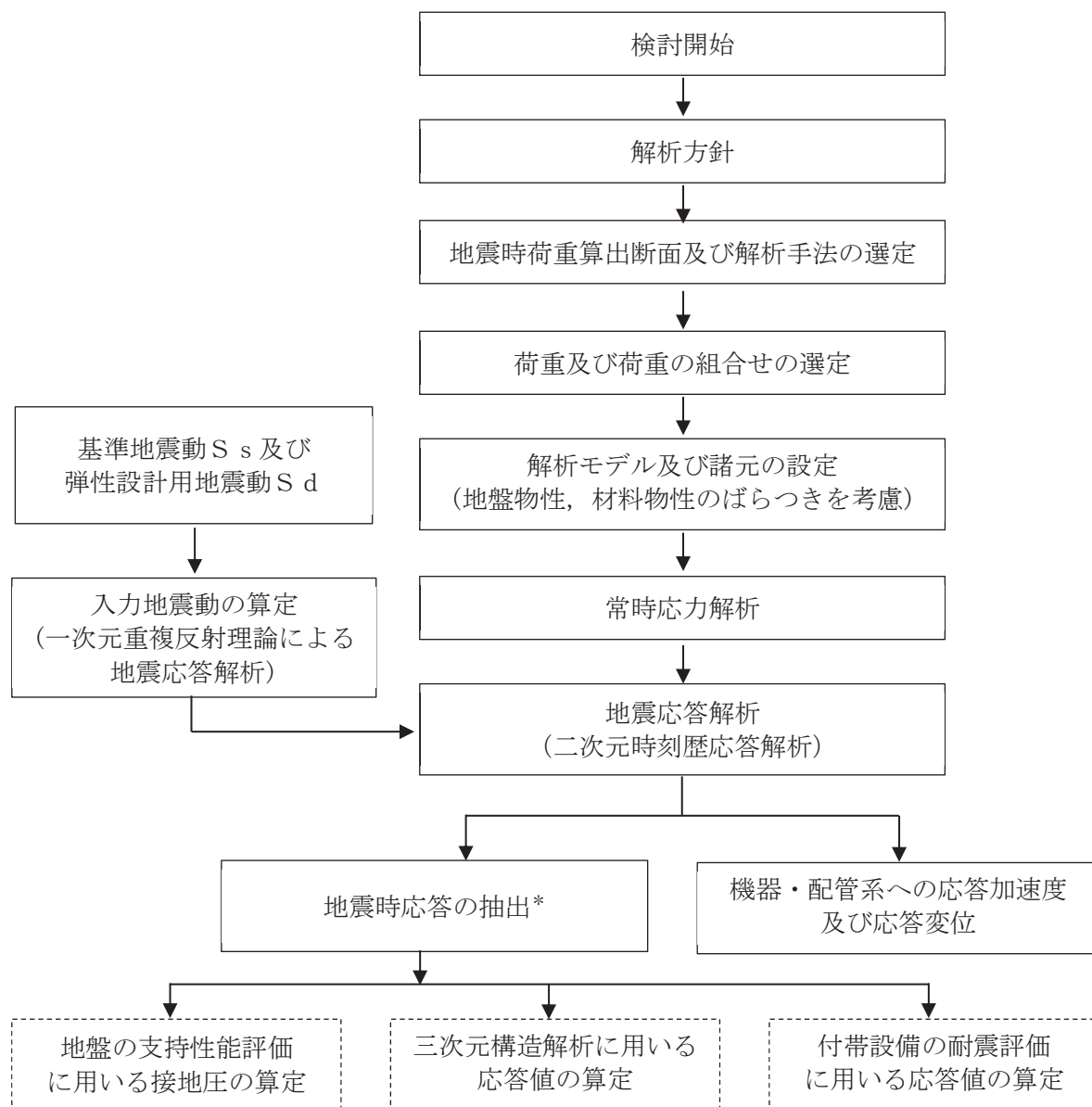
2.3 耐震評価フロー

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 2-20 及び図 2-21 に示す。

海水ポンプ室は、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 2-21 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 2-22 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 方向载荷に至る一連の評価プロセスを図 2-23 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。

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*：耐震評価に用いる応答値を算定する。

図 2-20 海水ポンプ室の地震応答解析フロー

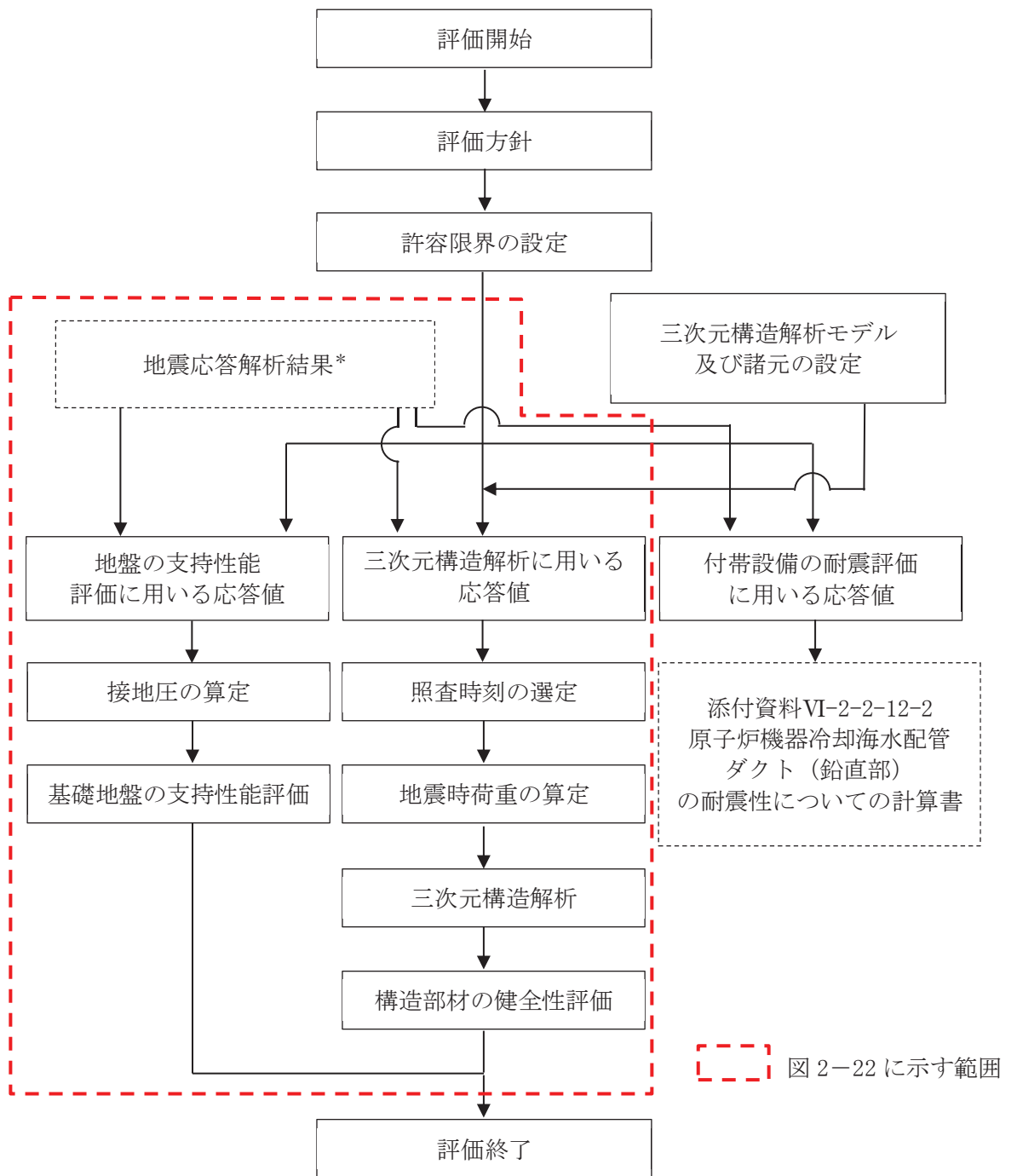


図 2-22 に示す範囲

注記*：地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-21 海水ポンプ室の耐震評価フロー

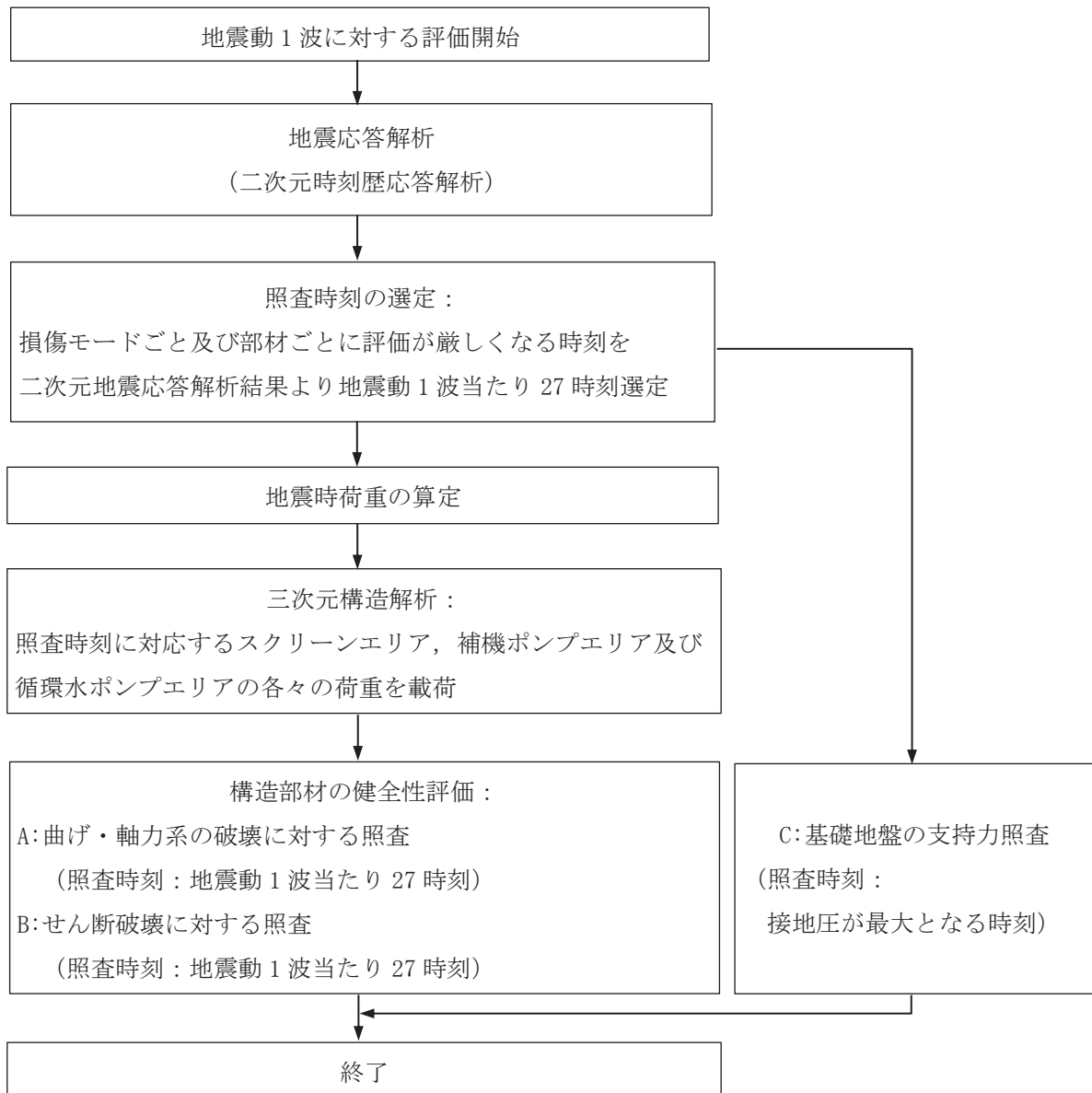


図 2-22 基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー）

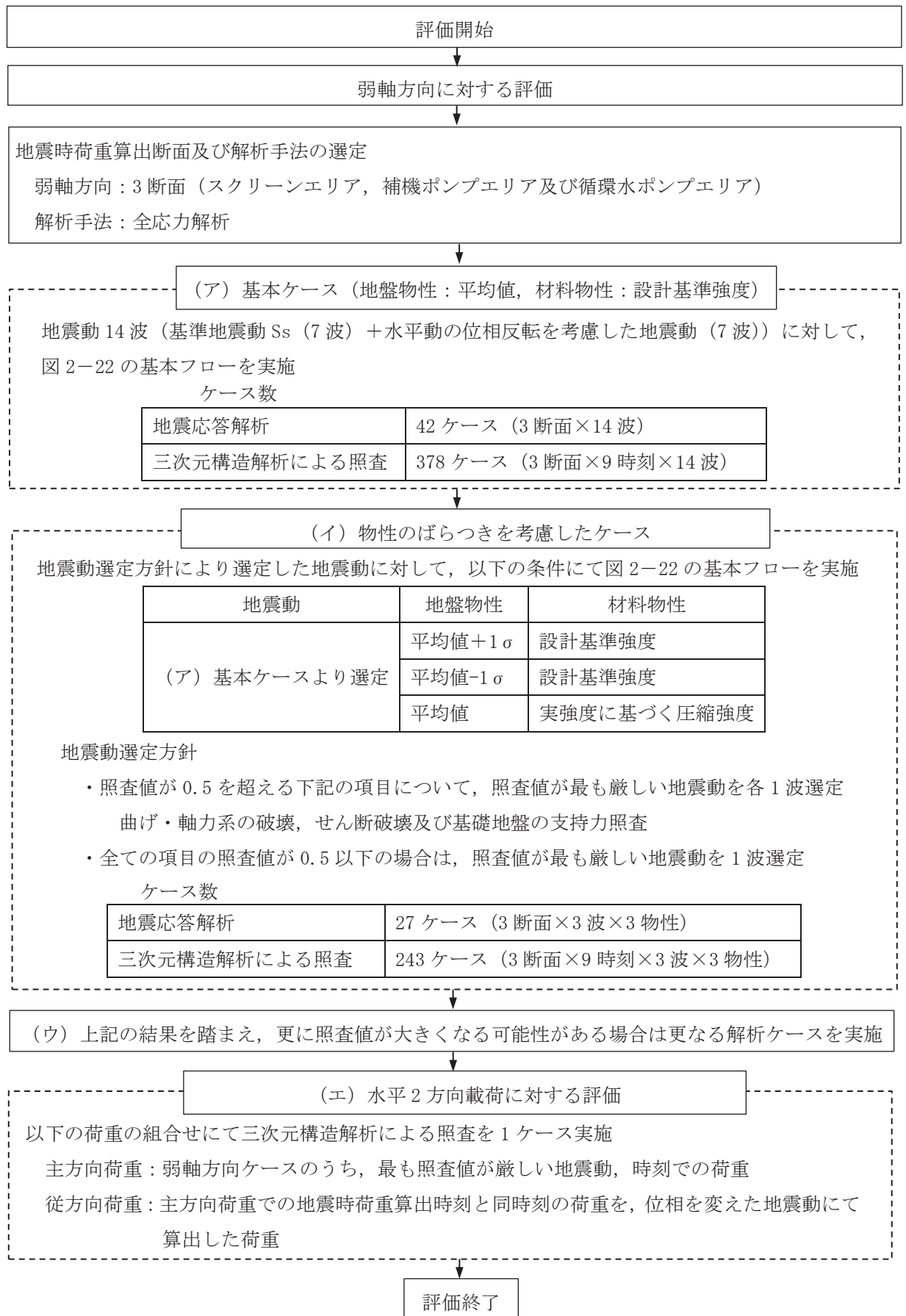


図 2-23 海水ポンプ室の三次元構造解析フロー

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 屋外重要土木建造物の耐震安全性評価について」の「4.10 海水ポンプ室」で記載したとおり、東西方向では各エリアにおける剛性の違いが地震時荷重及び床応答に及ぼす影響を考慮し、スクリーンエリア（A-A断面）、補機ポンプエリア（B-B断面）及び循環水ポンプエリア（C-C断面）の各エリアの構造モデルを使用して地震応答解析に反映するが、周辺状況は、各エリアで差異がないことから、補機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、南北方向については、構造的特徴や周辺状況を踏まえ、建造物中心を通る断面（D-D断面）を地震時荷重算出断面とする。

海水ポンプ室の地震時荷重算出用地質断面図を図2-24～図2-27に示す。

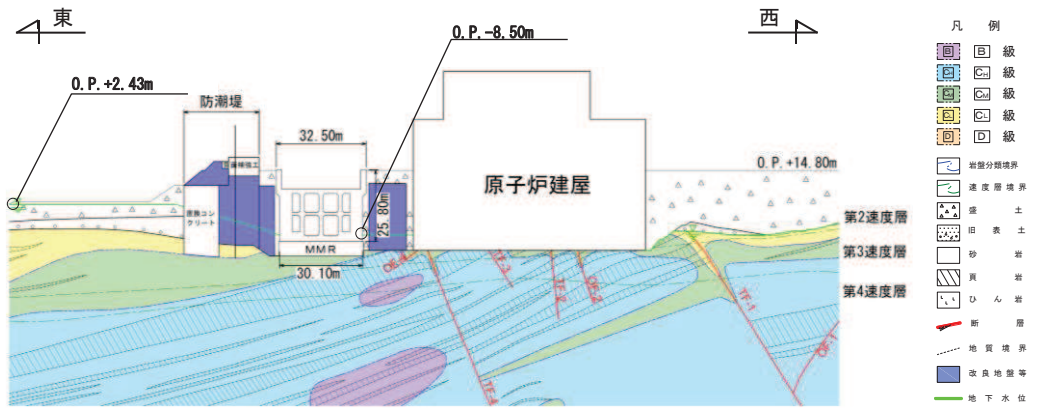


図 2-24 海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図
(A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

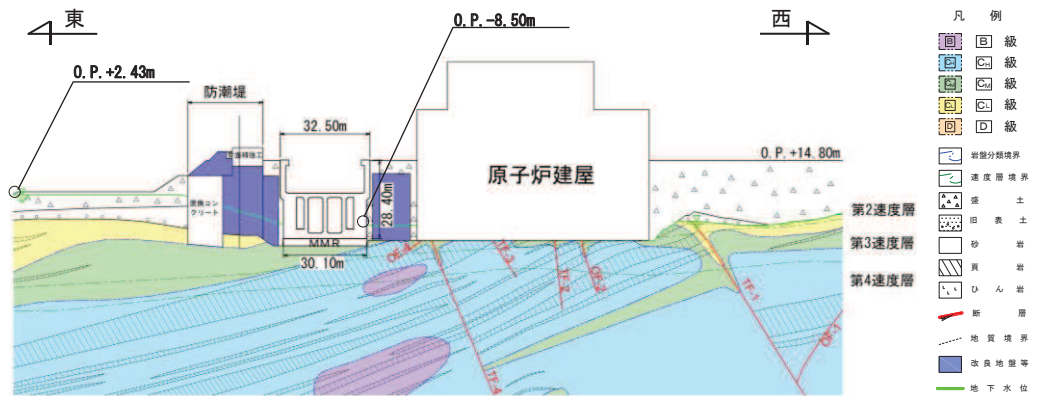


図 2-25 海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図
(B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

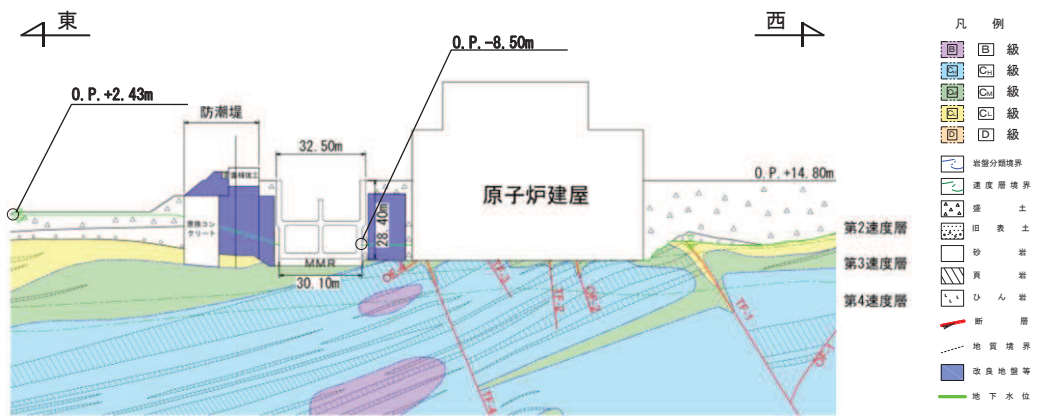


図 2-26 海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図
(C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

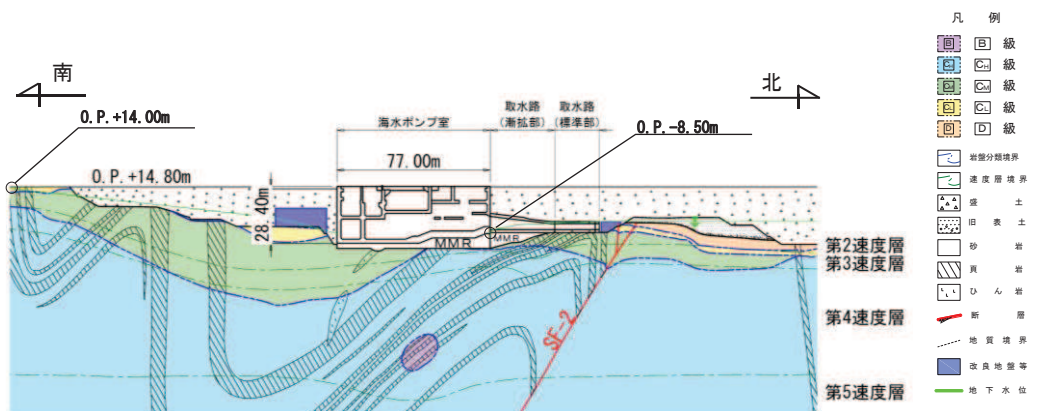


図 2-27 海水ポンプ室 地震時荷重算出用地質断面図
(D-D 断面, 南北)

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 (N/mm ²)	設計基準強度 20.5 (既設部材, 補強部材 (気中部) *1) 設計基準強度 30.0*2 (補強部材 (水路部) *1)
鉄筋	SD345

注記*1: 補強部材の位置は、図 2-12~図 2-18 に示す。

*2: 耐震評価上は、20.5N/mm² で評価を実施している。なお、既設部材と補強部材の強度の違いによる影響は、「参考資料 3 増厚補強部における既設部材と補強部材の一体化設計」に示す。

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	20.5N/mm ² 2.33×10 ⁴ (既設部材, 補強部材 (気中部))	解析ケース*2 ①, ②, ③
			30.0N/mm ² 2.80×10 ⁴ (補強部材 (水路部))	
	実強度*1		3.03×10 ⁴	解析ケース*2 ④
	ポアソン比		0.2	

注記*1: 補強部材については、a. 「既設構造物のコア採取による圧縮強度試験」と、b. 「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「参考資料 5 新設する構造部のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度のうち、強度が大きい a. を使用する。

*2: 解析ケースについては、「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 2-7 に示す。

表 2-4 地盤の解析用物性値(狐崎部層)

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	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-5 参照	0.03	
C _H 級		26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
C _M 級		25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C _L 級		24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		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(狐崎部層)

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	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.9×10^3	0.40
		第 4 速度層	13.2×10^3	0.36
		第 5 速度層	16.5×10^3	0.35
C _M 級		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
		第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.7×10^3	0.40
		第 4 速度層	12.7×10^3	0.36
		第 5 速度層	15.8×10^3	0.35
C _L 級	第 1 速度層	0.2×10^3	0.48	
	第 2 速度層	1.4×10^3	0.44	
	第 3 速度層	5.5×10^3	0.40	
D級	第 1 速度層	表 2-4 参照	0.48	
	第 2 速度層		0.44	

表 2-6 地盤の解析用物性値(盛土ほか)

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 (°)	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	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*1}$	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*2	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	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*1}$	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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

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

*2: 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。

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

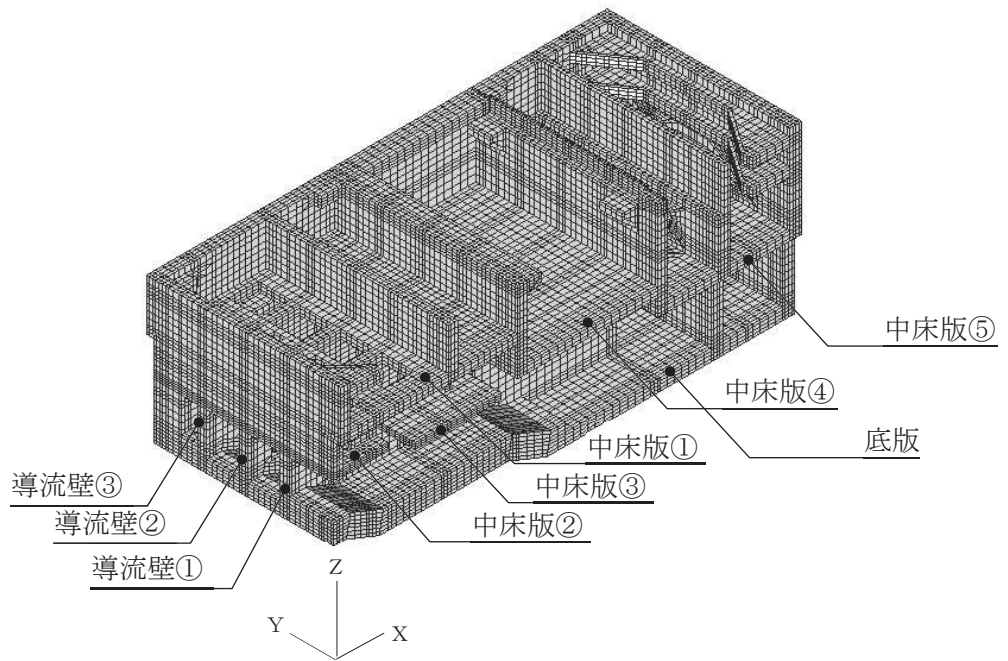
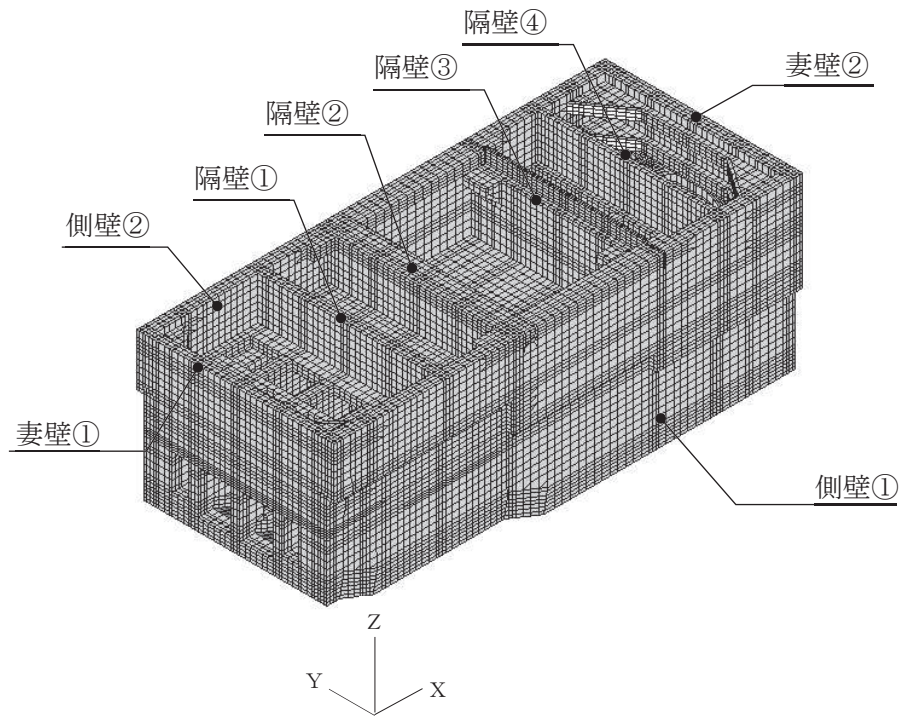
海水ポンプ室の諸元を表2-8に、評価部位を図2-28に示す。

表 2-8 評価部位とその仕様

部 位	仕 様 ^{*1}	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	2000 (既設部材) 1500 (補強部材)	20.5 (既設部材) 30.0 (補強部材) ^{*2}	SD345	通水機能 貯水機能
	2000	20.5	SD345	
側壁	2000 (既設部材) 2700 (補強部材)	20.5 (既設部材) 30.0 (補強部材) ^{*2}	SD345	通水機能 貯水機能 止水機能 支持機能
	2000	20.5	SD345	
隔壁	1500 (隔壁①) 1500 (隔壁②) 500~1500 (隔壁③) 1000~1500 (隔壁④)	20.5	SD345	止水機能 支持機能
妻壁	1500 (妻壁①) 2000 (妻壁②)	20.5	SD345	止水機能 支持機能
導流壁	1500	20.5	SD345	通水機能
	1500	20.5	SD345	
	1500	20.5	SD345	
中床版	1500 (中床版①) 1000 (中床版②, 中床版③)	20.5	SD345	通水機能 止水機能 支持機能
	1500 (中床版④)	20.5	SD345	
	1500 (中床版⑤)	20.5	SD345	

注記*1：補強部材の位置は、図 2-12～図 2-18 に示す。

*2：耐震評価上は、20.5N/mm²として評価を実施している。



注：手前の側壁は非表示としている。

図 2-28 評価部位の位置

2.7.2 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 2-8 に示した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。

(1) 通水機能

海水ポンプ室の通水断面を構成する各部材について、通水機能を要求するものとする。

図 2-29 に通水機能が要求される部材の範囲を示す。

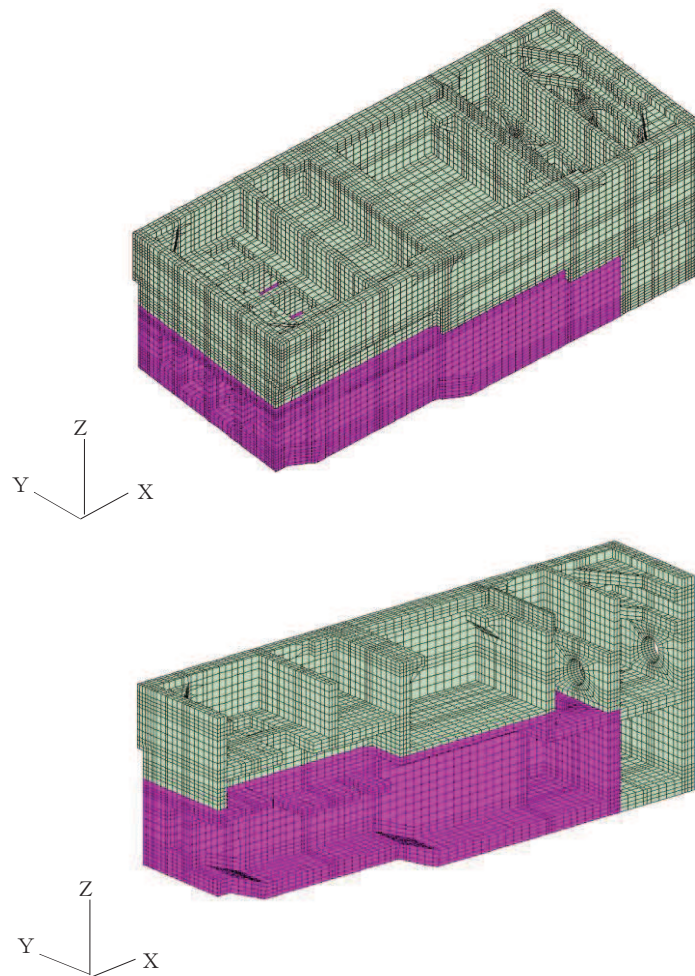


図 2-29 通水機能が要求される部材の範囲

(2) 貯水機能

海水ポンプ室における貯水機能は、津波時の引き波を想定した要求機能であるため、貯留堰天端標高（O.P. -5.30m）以下の側壁、隔壁及び底版を対象とする。

図 2-30 に貯水機能が要求される部材の範囲を示す。

引き波の継続時間の詳細は、添付資料「VI-1-1-2-2 津波への配慮に関する説明書」に示す。

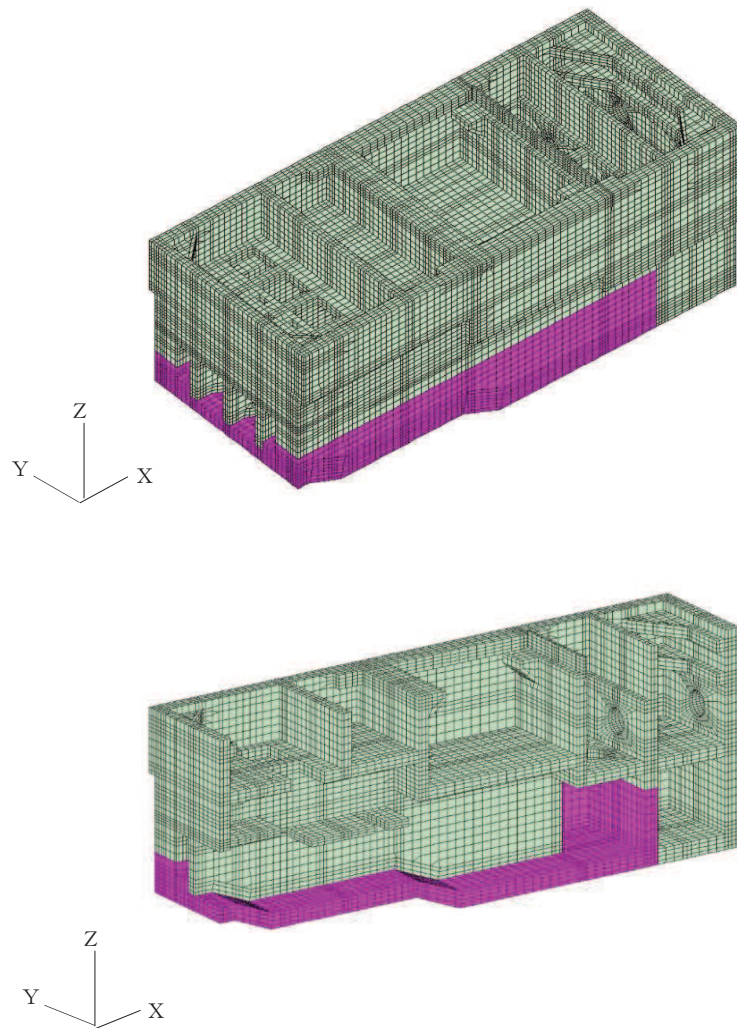


図 2-30 貯水機能が要求される部材の範囲

(3) 止水機能

止水機能は、津波の押し波時における外郭防護、屋外タンク損傷時における内郭防護及び循環水単一破損時における内部溢水に対し、部材からの漏水によりSクラスの機器及び配管等の安全機能を損なうことがないように要求される機能である。

図2-31に止水機能が要求される部材の範囲を示す。

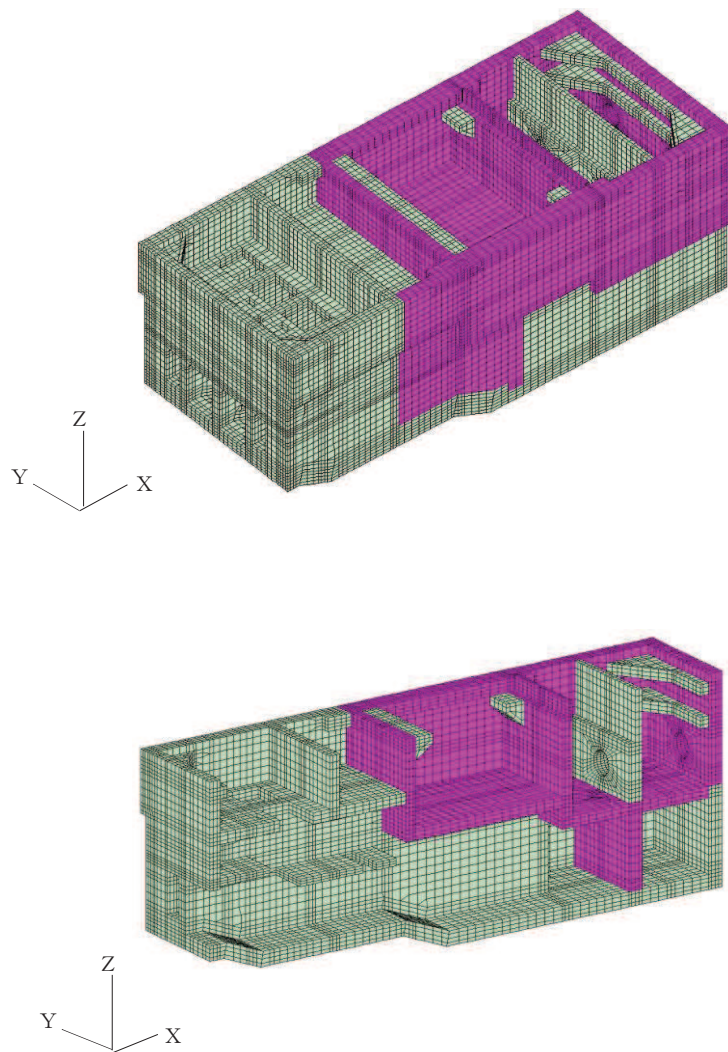


図2-31 止水機能が要求される部材の範囲

(4) 支持機能

耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である原子炉補機冷却海水ポンプ等を間接支持する部材を図 2-32 に示す。

支持機能における曲げ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、部材降伏に対する限界ひずみを下回ることを確認する。図 2-32 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。

竜巻防護ネットの支持部については、三次元モデルに反映し、支持機能を損なわないことを確認する。

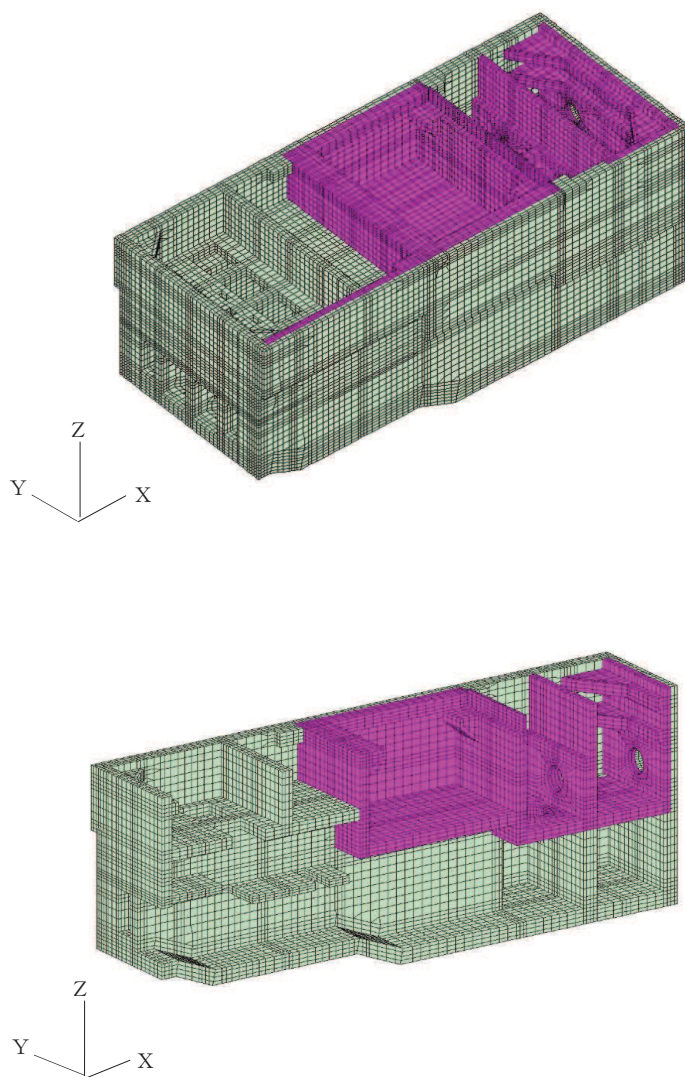


図 2-32 支持機能が要求される部材の範囲

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 2-9 に、設計用地下水位を図 2-33～図 2-36 に示す。

表 2-9 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
海水ポンプ室	A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア)	O. P. -8.50m～O. P. +2.43m ^{*1,2}
	B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア)	
	C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア)	
	D-D 断面, 南北	O. P. -8.50m～O. P. +14.00m

注記*1：朔望平均満潮位。

*2：東北地方太平洋沖地震による約 1 m 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。

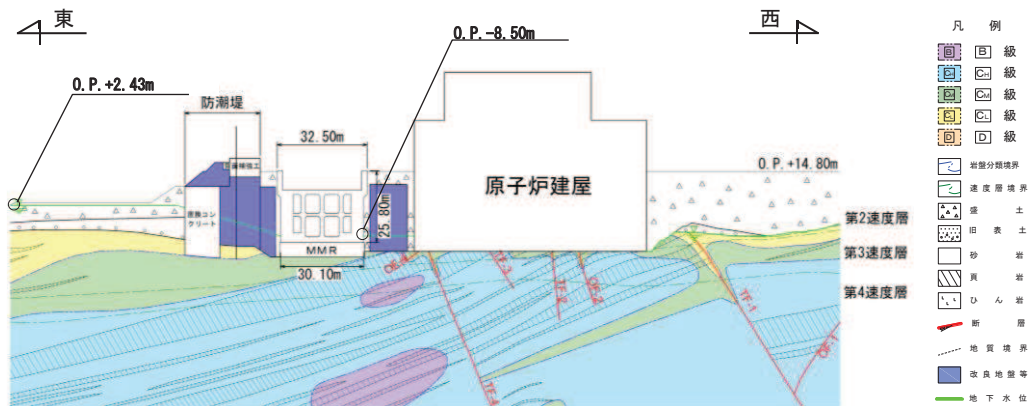


図 2-33 設計用地下水位 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

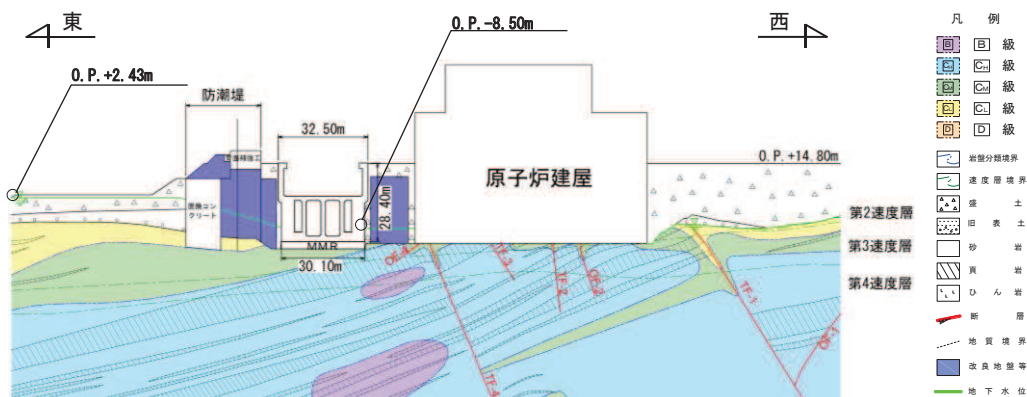


図 2-34 設計用地下水位東西方向 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

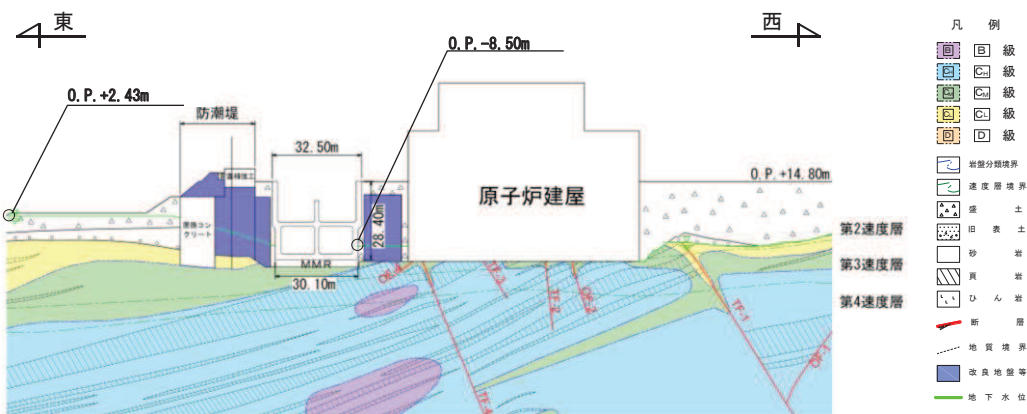


図 2-35 設計用地下水位東西方向 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

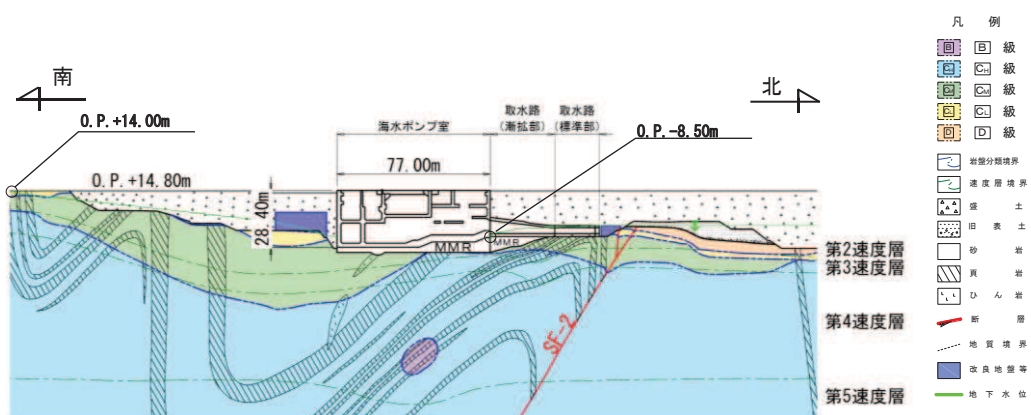


図 2-36 設計用地下水位 (D-D 断面, 南北)

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。解析手法は、「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「4.10 海水ポンプ室」に示すとおり、全応力解析とする。

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、セメント改良土、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（修正 GHE モデル又は H-D モデル）を用いて非線形性を考慮する。

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」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。

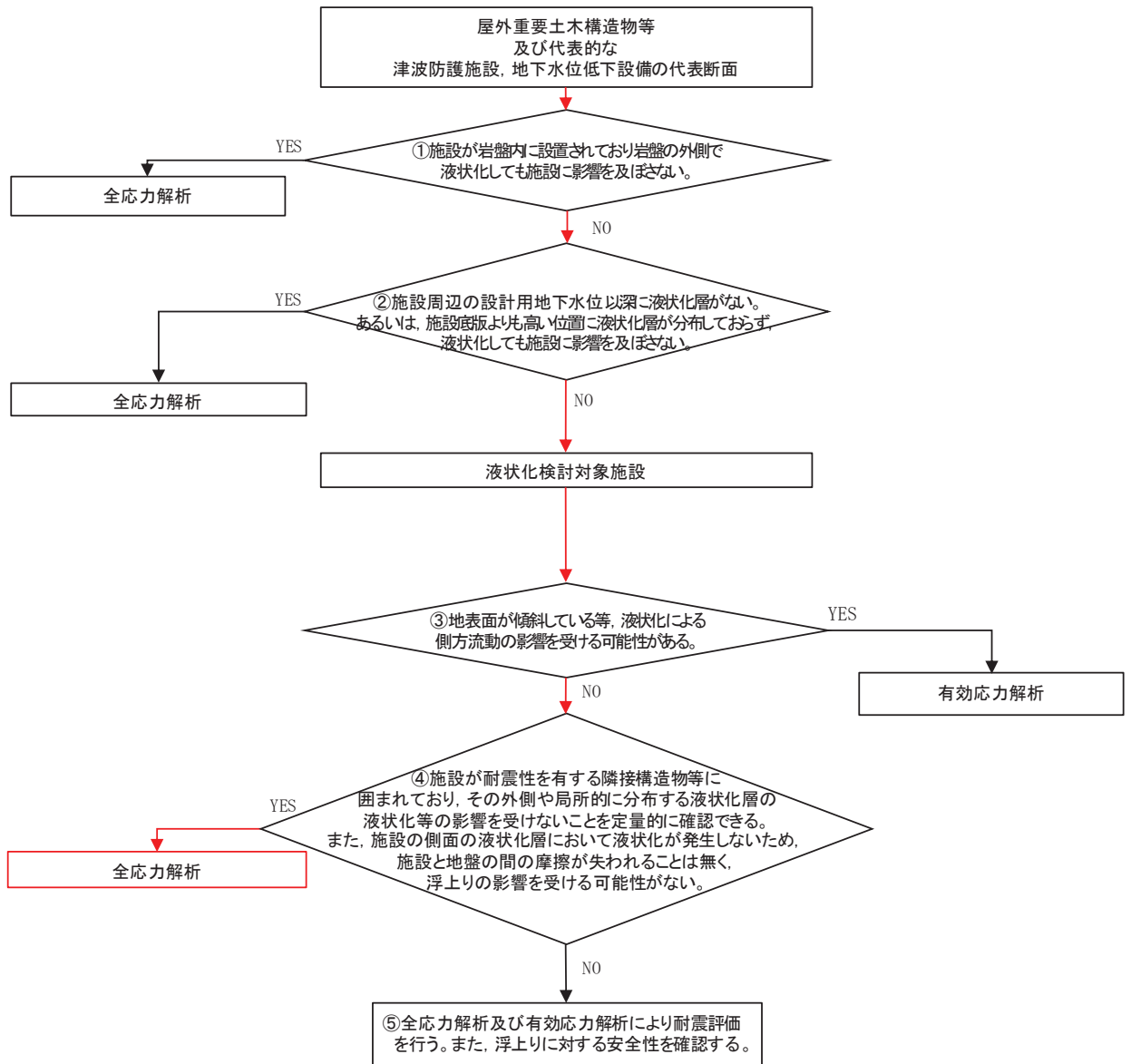


図 3-1 解析手法の選定フロー

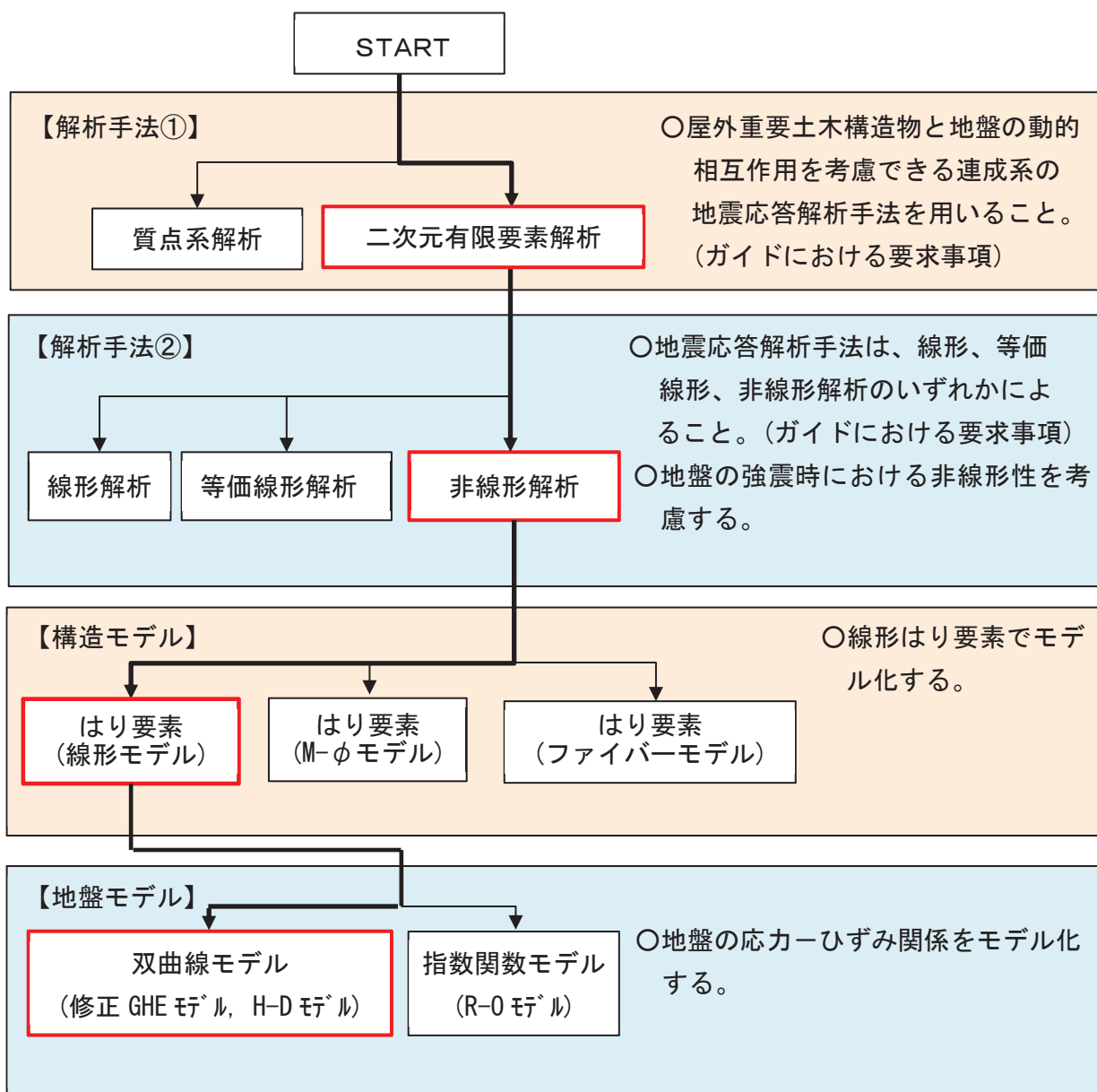


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

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 に示すとおりにモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 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又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度まで細分して設定する。

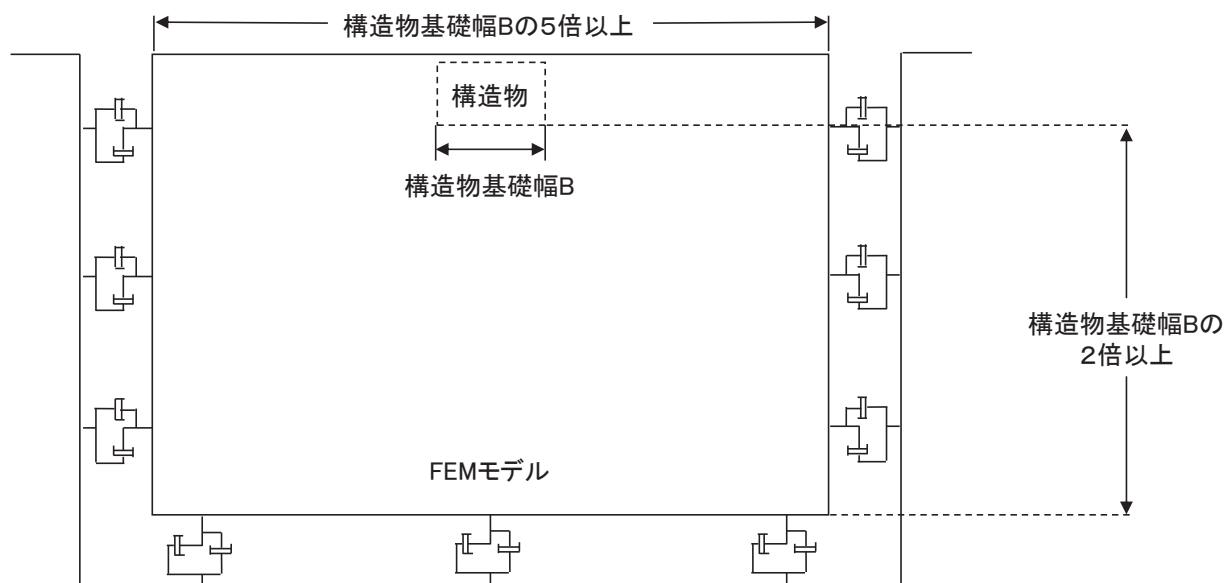


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元全応力解析モデルは、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。

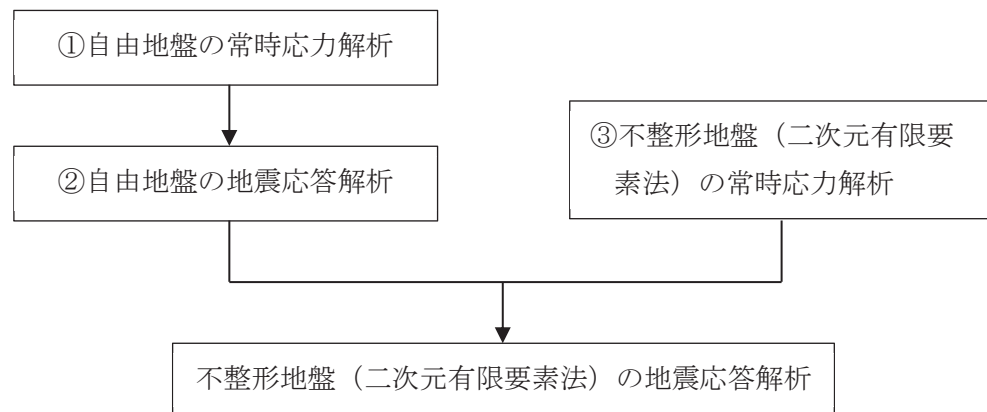


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

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。

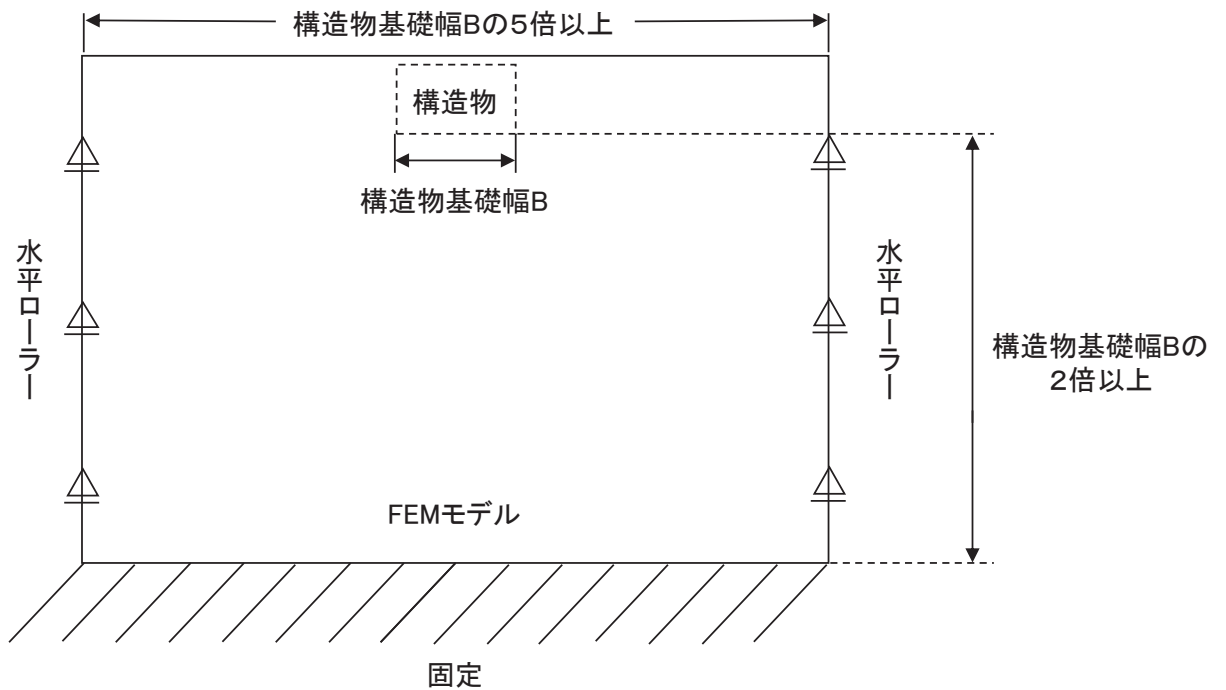


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷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。

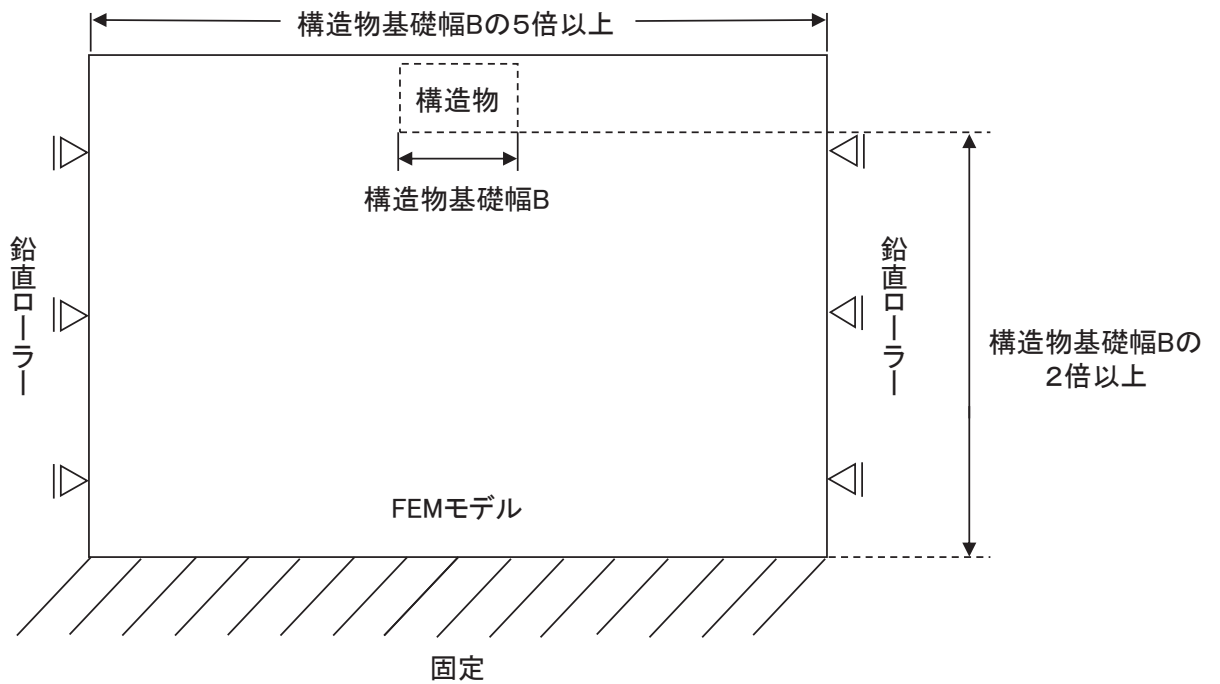
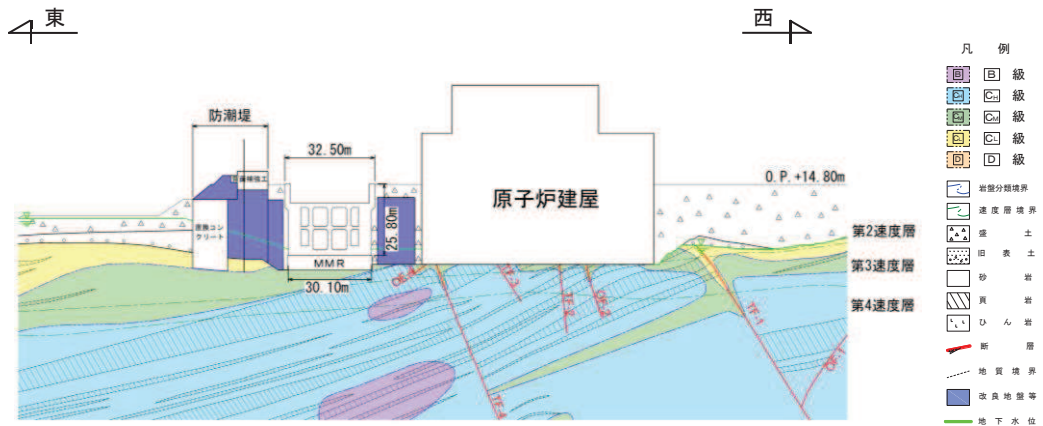


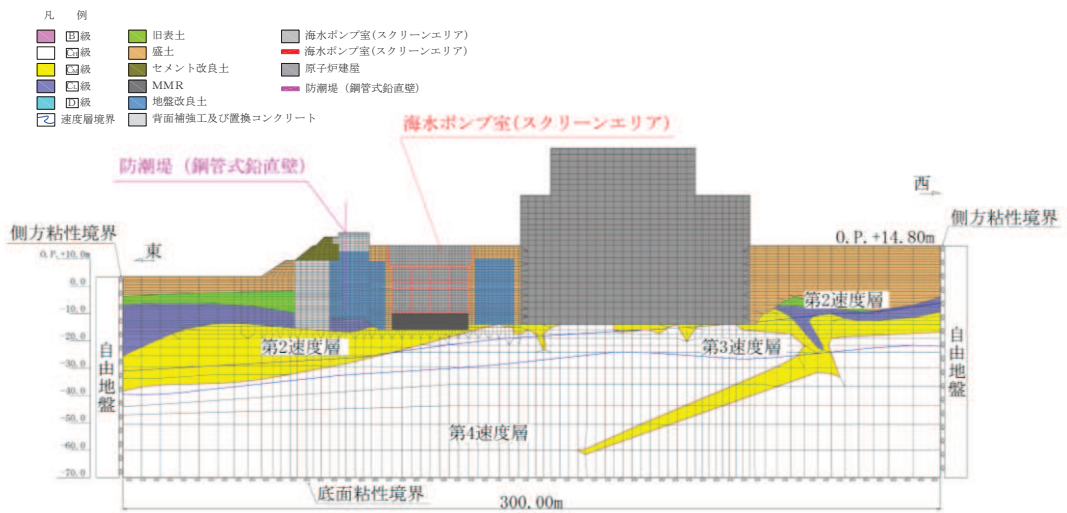
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(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。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を図 3-7～図 3-10 に示す。

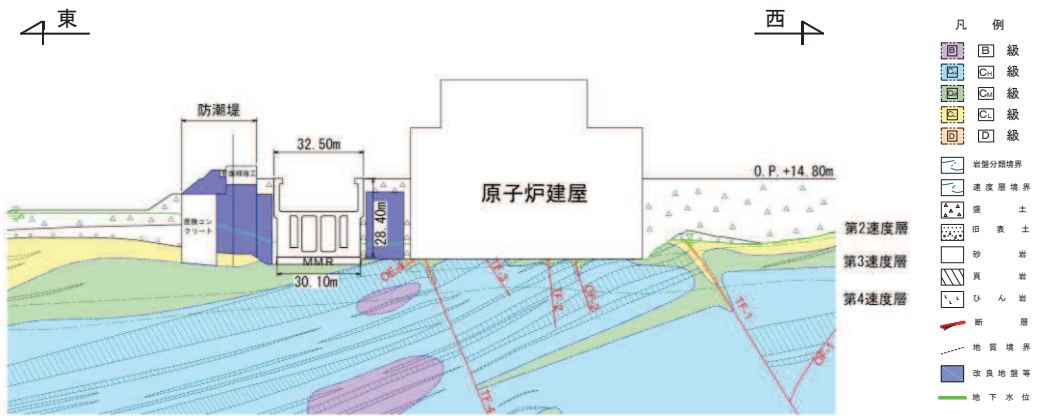


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

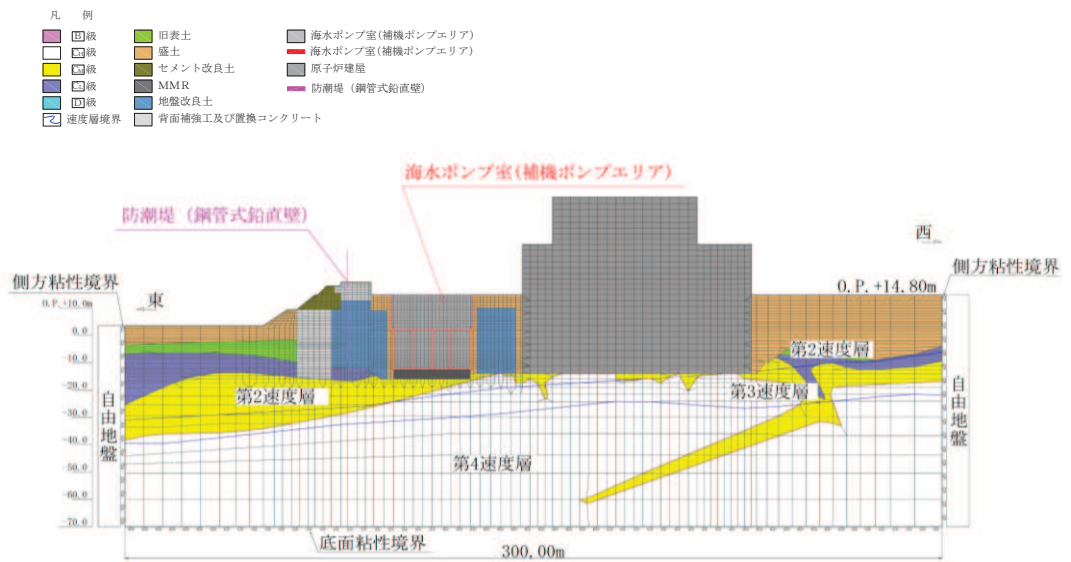


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 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, 東西 (スクリーンエリア))

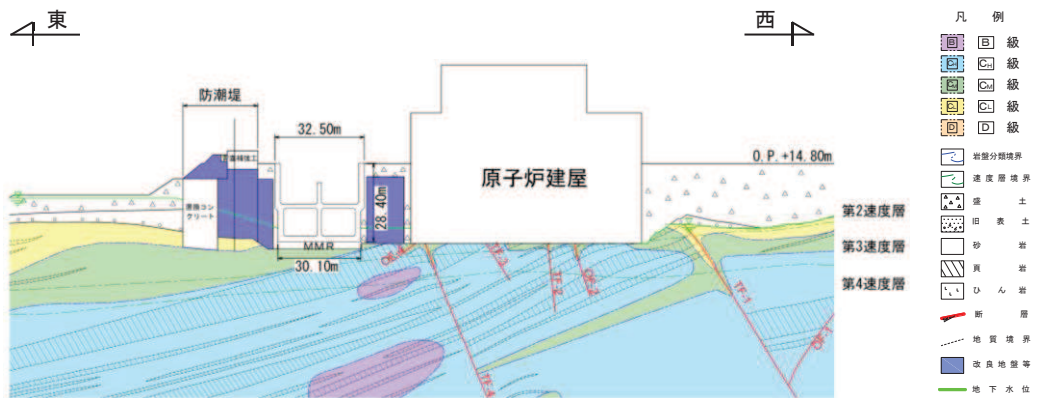


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

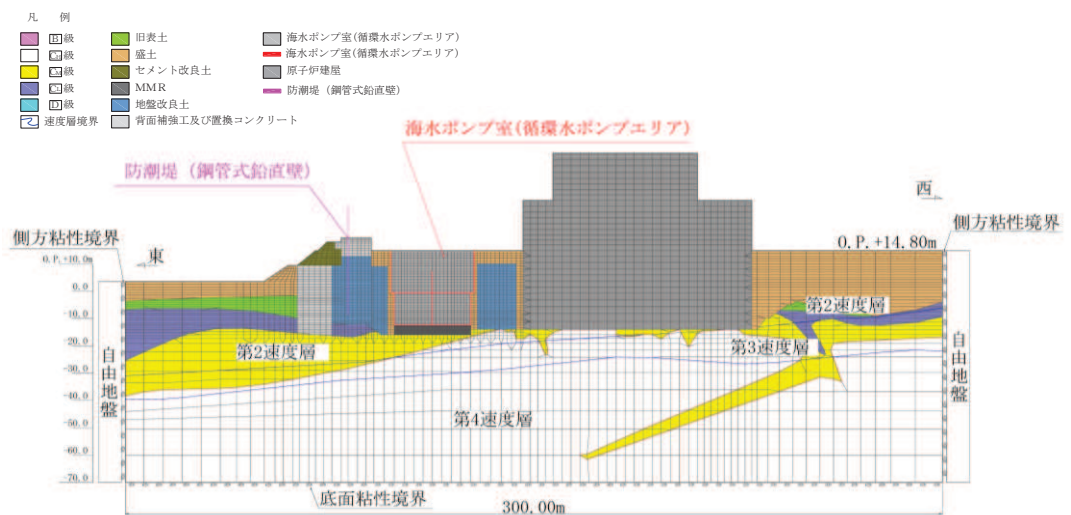


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8 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, 東西 (補機ポンプエリア))

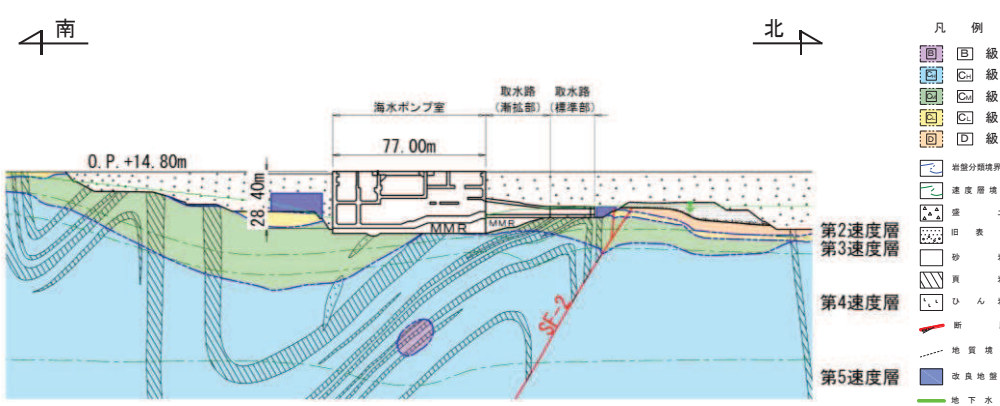


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

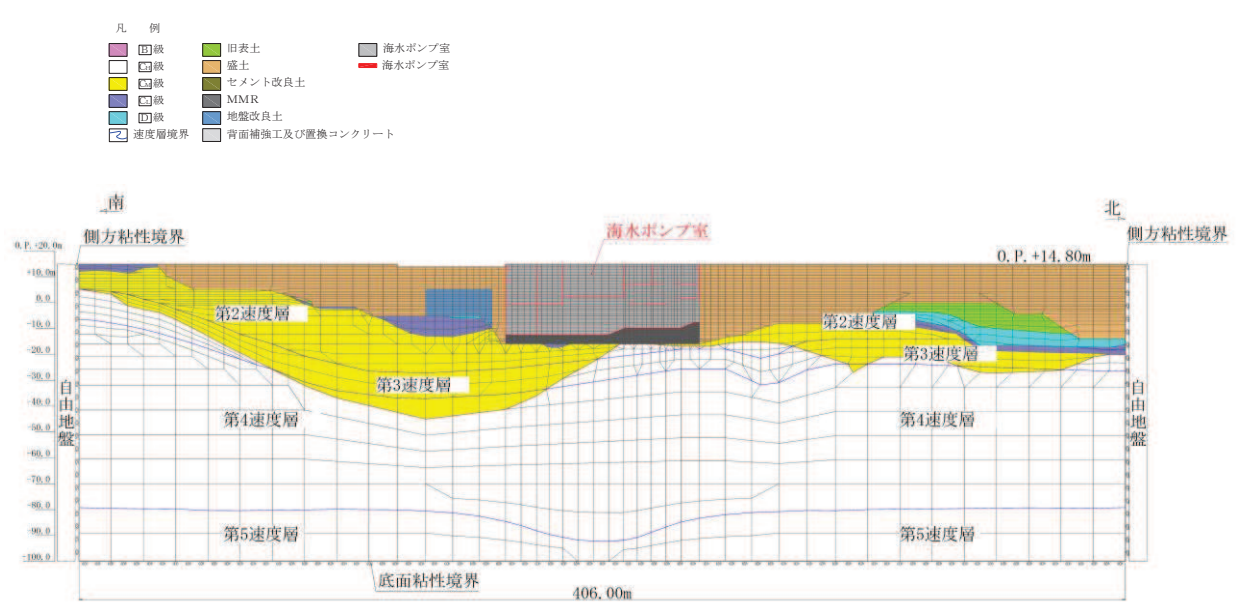


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-9 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 (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 3-10 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 (D-D 断面, 南北)

3.2.3 構造物のモデル化

(1) 東西方向

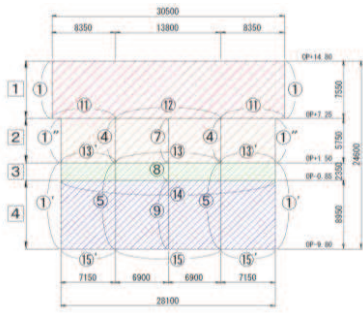
海水ポンプ室の東西方向は、構造的特徴や周辺地質状況を踏まえ、妻壁や隔壁の配置が異なることによる剛性差を考慮して、スクリーンエリア（A-A 断面）、補機ポンプエリア（B-B 断面）及び循環水ポンプエリア（C-C 断面）を通る断面とし、エリアごとに等価剛性モデルを作成する。等価剛性モデルについて、側壁、底版、中床版のような加振に対して面外変形で抵抗する部材は、線形はり要素にてモデル化し、隔壁、妻壁のような加振に対して面内変形で抵抗する部材は、平面応力要素にてモデル化する。海水ポンプ室は、せん断変形が主体的であり、地震応答解析モデルは、三次元構造解析モデルの土圧等算定用のため、地震時土圧を適切に評価できるように、側壁及び底版の増厚箇所については、躯体の外形にあったモデルとする必要があることから、既設部材中心位置に線形はり要素でモデル化する。なお、剛性は、増厚部を含めた剛性とする。

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 を線形はり要素およ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（約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3-11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3-12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3-13に、剛性調整結果を図3-14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。



スクリーンエリア

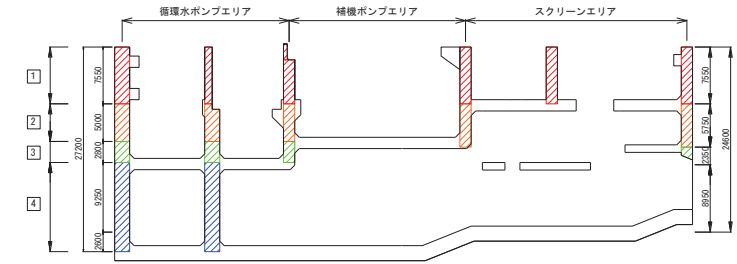
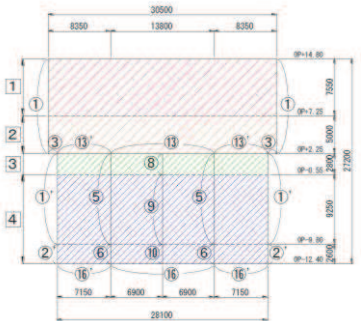


図 3-11 (1) 各エリアの等価剛性モデル (スクリーンエリア)



補機ポンプエリア

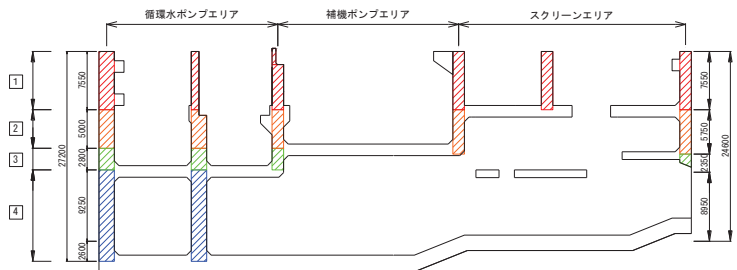
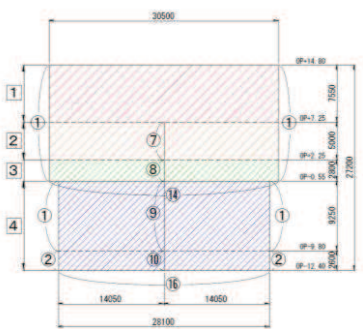


図 3-11 (2) 各エリアの等価剛性モデル (補機ポンプエリア)



循環水ポンプエリア

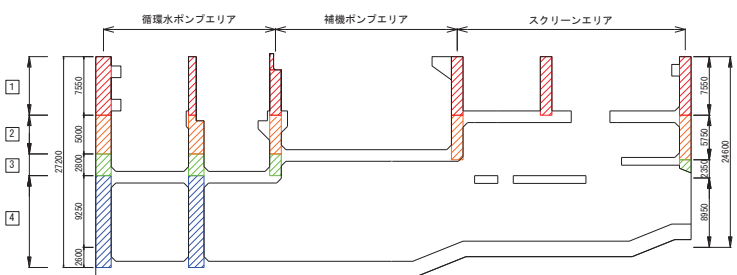
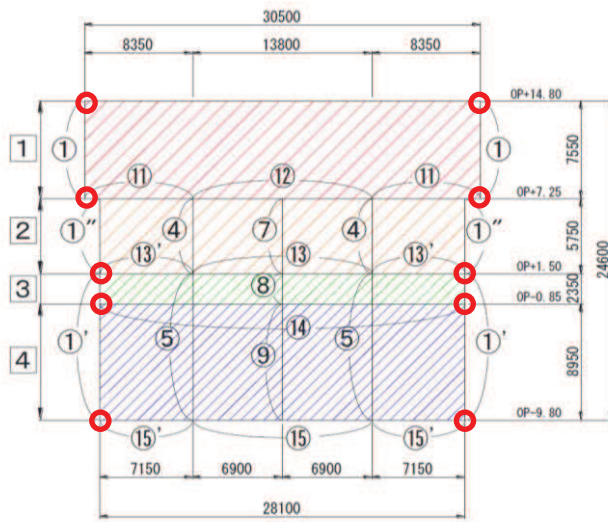
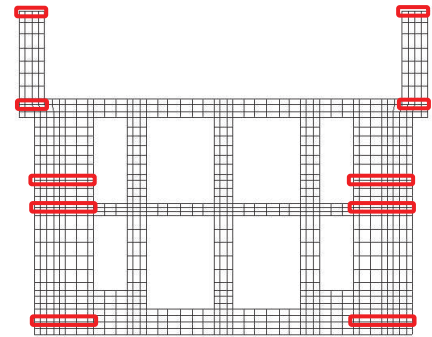


図 3-11 (3) 各エリアの等価剛性モデル (循環水ポンプエリア)



等価剛性モデル



三次元モデル

□ : 変位置着目位置

図 3-12 等価剛性モデルと三次元モデルの変位比較概念図

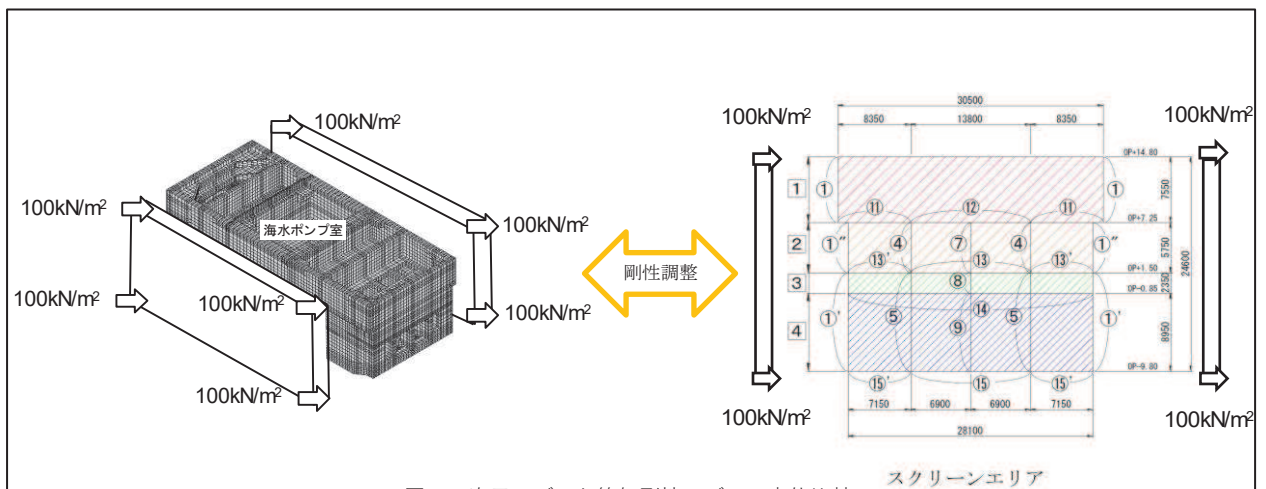


図 三次元モデルと等価剛性モデルの変位比較

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 : 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 : 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 3-13 剛性の調整方法

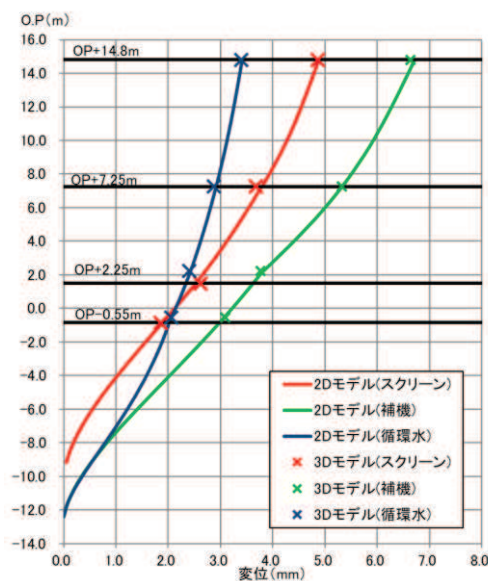


図 3-14 剛性調整結果

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
①'	1.00
①''	1.00
④	1.00
⑤	1.00
⑦	0.85
⑧	0.85
⑨	0.85
⑪	0.83
⑫	0.83
⑬	0.33
⑬'	0.33
⑭	0.42
⑮	1.00
⑮'	1.00

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) (補機ポンプエリア)

要素番号*	α
①	1.00
①'	1.00
②'	1.00
③	1.00
⑤	1.00
⑥	1.00
⑧	1.00
⑨	1.00
⑩	1.00
⑬	0.87
⑬'	0.94
⑯	1.00
⑯'	1.00

注記* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

表 3-1(3) 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
⑦	0.46
⑧	0.46
⑨	1.00
⑩	1.00
⑭	0.82
⑯	1.00

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	0.15	0.35
2	0.10	0.48
3	0.02	0.01
4	0.02* ²	0.80

注記*1 : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

*2 : 4 は開口部だが、変位調整のため、3 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) (補機ポンプエリア)

要素番号* ¹	α	β
1	0.12	0.28
2	0.13	0.28
3	0.06	0.90
4	0.06* ²	0.48

注記*1 : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

*2 : 4 は開口部だが、変位調整のため、3 と同様の値としている。

表 3-2(3) 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	0.19	0.58
2	0.22	0.60
3	0.25	0.60
4	0.18	0.49

注記* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

(2) 南北方向

海水ポンプ室の南北方向の D-D 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。

D-D 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

東西方向において隣接構造物となる原子炉建屋及び防潮堤は、海水ポンプ室との間が地盤改良されており、隣接構造物の地震応答が剛性の大きい改良地盤を介して海水ポンプ室に伝達することが考えられるため、原子炉建屋及び防潮堤をモデル化する。以下に、それぞれの構造物のモデル化方針を示す。なお、縦断方向北側には取水路が隣接するが、土圧を大きく評価するために、取水路は、盛土にてモデル化する。

(1) 原子炉建屋

原子炉建屋のモデル化は、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術〈技術資料〉」に基づき、質点系建屋モデルから建屋各層の水平剛性 K_H 、鉛直剛性 K_V 及び曲げ剛性 K_θ を用いて、せん断剛性 G 、ポアソン比 ν 、ばね定数 k_s を求め等価な有限要素モデルを作成する。原子炉建屋のモデル化概要について図3-15に示す。女川2号機における原子炉建屋の耐震評価は、多軸モデルにて評価しているため、有限要素モデル作成に当たっては、多軸モデルから単軸モデルに変換し、有限要素モデルを作成する。原子炉建屋のモデル化の概念図を図3-16に示す。

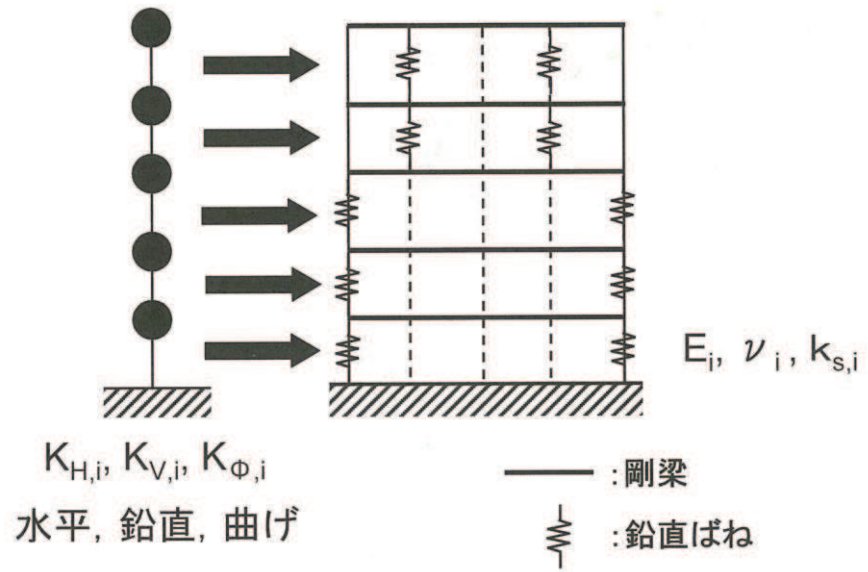
a. 単軸モデルの作成

原子炉建屋の単軸モデルの作成概念図を図3-17に示す。単軸モデルにおいて、質点を多軸モデルの各床レベルに設け、その間を曲げせん断棒でつなぎ、多質点系建屋モデルと振動的に等価な単軸モデル（水平、鉛直）を作成する。設定された単軸モデル（水平、鉛直）について、固有値解析を実施し、多軸モデル（水平、鉛直）の固有値解析結果と比較して、1次の固有モード及び固有周期が同等となるよう単軸モデルのせん断面積及び断面2次モーメントを補正する。

b. 有限要素モデルの作成

原子炉建屋の有限要素モデルは建屋形状に合わせて要素分割を行う。これを単軸モデルと振動的に等価にするために、有限要素モデルの各部の剛性及び質量を図3-15の(4.3.1)～(4.3.8)の関係式を用いて、単軸モデルと一致させる。重量については、単軸モデルと同様に各フロアの質点重量でモデル軸心位置に考慮する。

作成したモデル諸元を図3-18に、多質点系モデルと有限要素モデルの固有値（1次モード）の比較を表3-3示す。



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

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

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

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

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

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

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

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

図 3-15 原子炉建屋のモデル化概要
 (原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>
 (土木学会 原子力土木委員会 2009年2月) より引用)

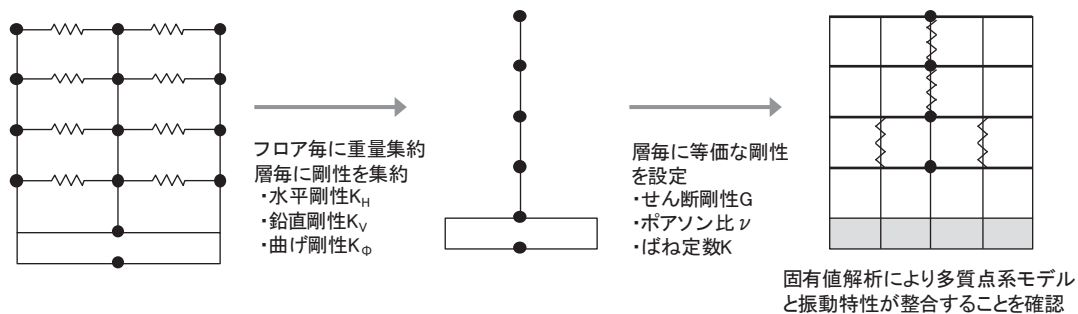


図 3-16 原子炉建屋のモデル化概念図

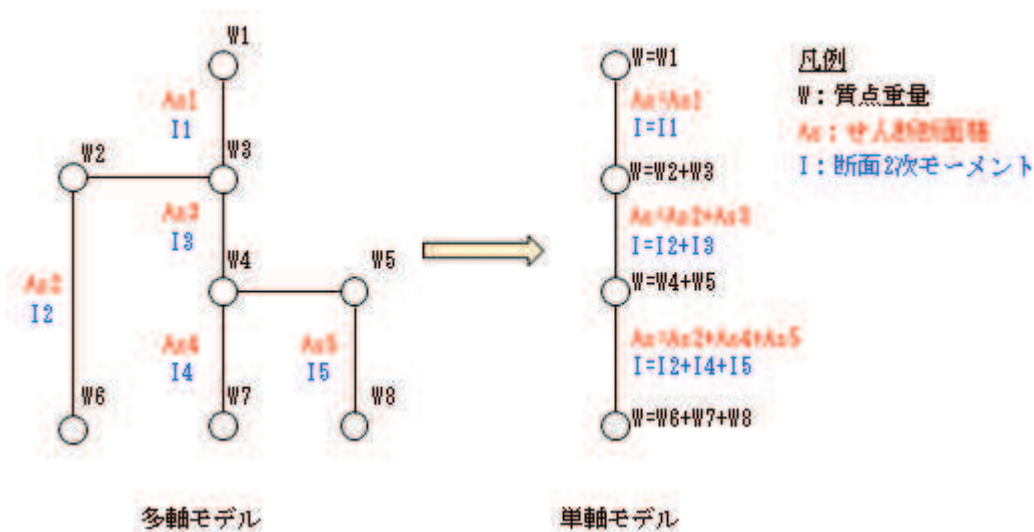


図 3-17 原子炉建屋単軸モデルの作成概要図

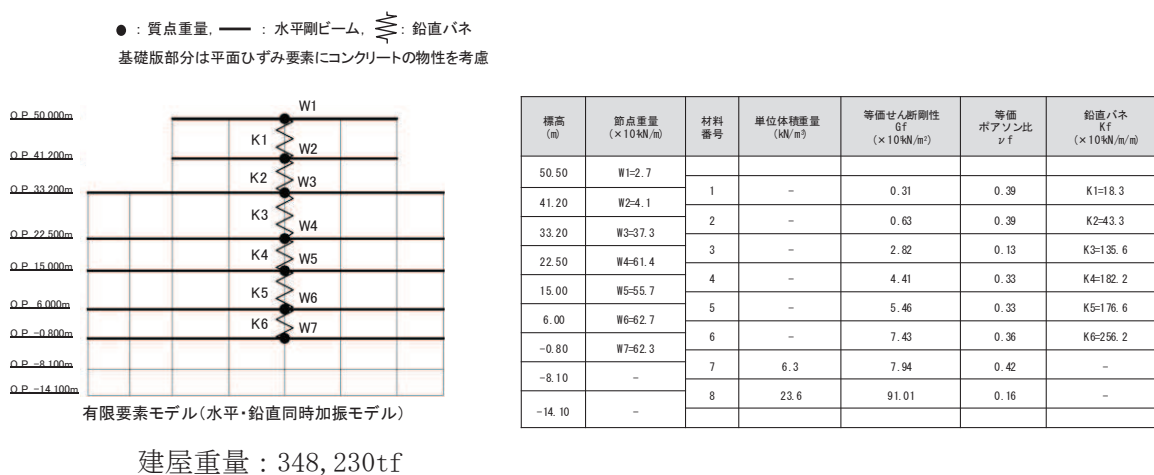


図 3-18 原子炉建屋のモデル諸元

表 3-3 固有周期比較表

	固有周期 (1次モード) (s)
多質点系モデル	0.21 (水平)
	0.076 (鉛直)
有限要素モデル	0.21 (水平)
	0.076 (鉛直)

(2) 防潮堤 (鋼管式鉛直壁)

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, 鋼管杭を, 線形はり要素 (ビーム要素) でモデル化する。

3.2.5 地盤及び 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。また, 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。

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 3-4 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 3-5 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 3-4 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

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 3-5 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-改良地盤	盛土の c	盛土の ϕ
盛土-MMR	盛土の c	盛土の ϕ
盛土-構造物	盛土の c	盛土の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _L 級, C _M 級)	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _H 級)	改良地盤の c	改良地盤の ϕ
改良地盤-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
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 pp10610070, 2009）に従い，表 3-6 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-19 に，ジョイント要素の配置を図 3-20～図 3-23 に示す。

表 3-6 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (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

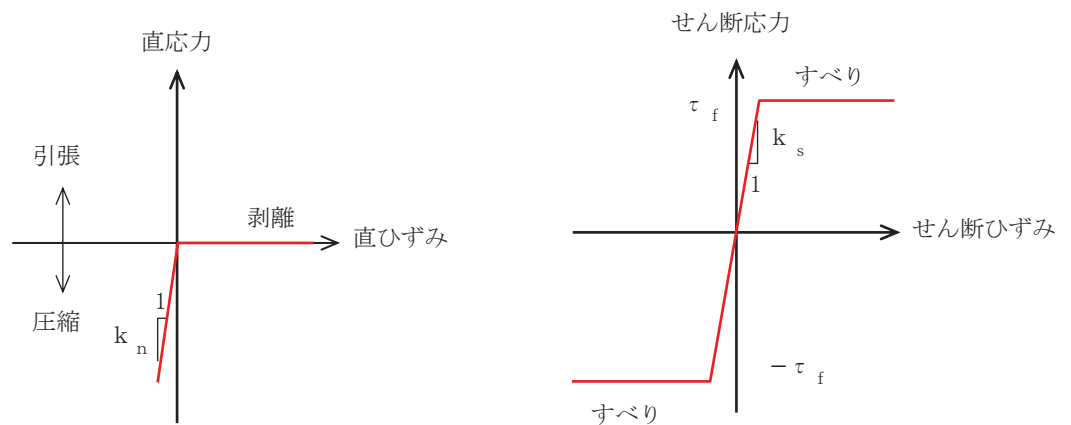


図 3-19 ジョイント要素の力学特性

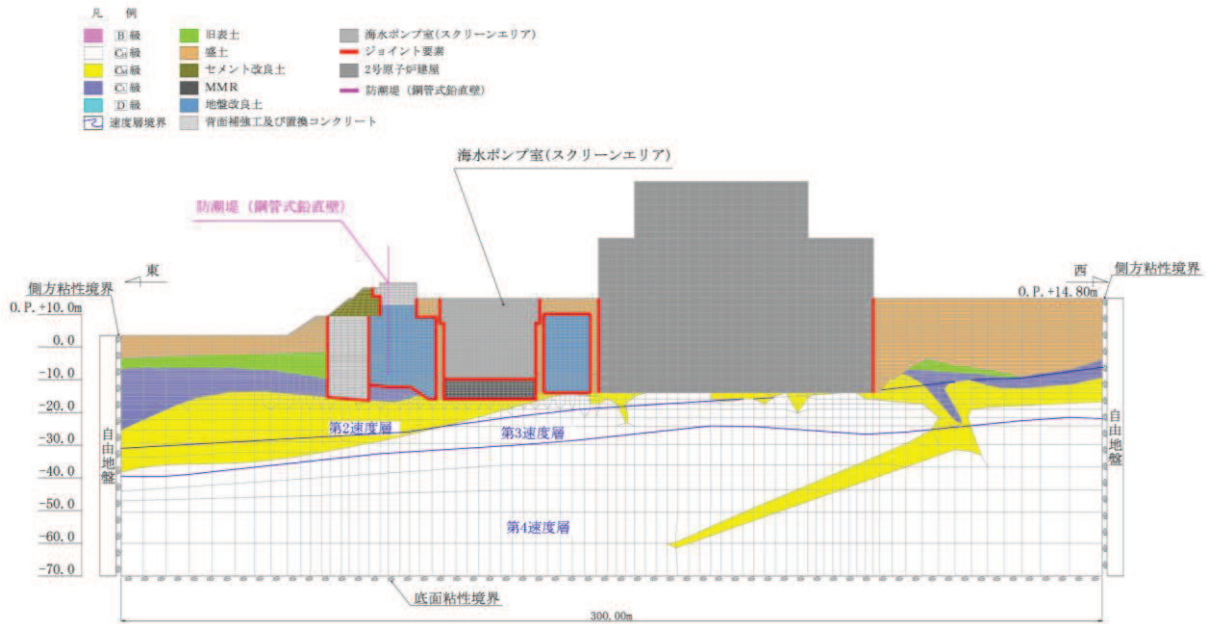


図3-20 海水ポンプ室(A-A断面,東西(スクリーンエリア))のジョイント要素の配置

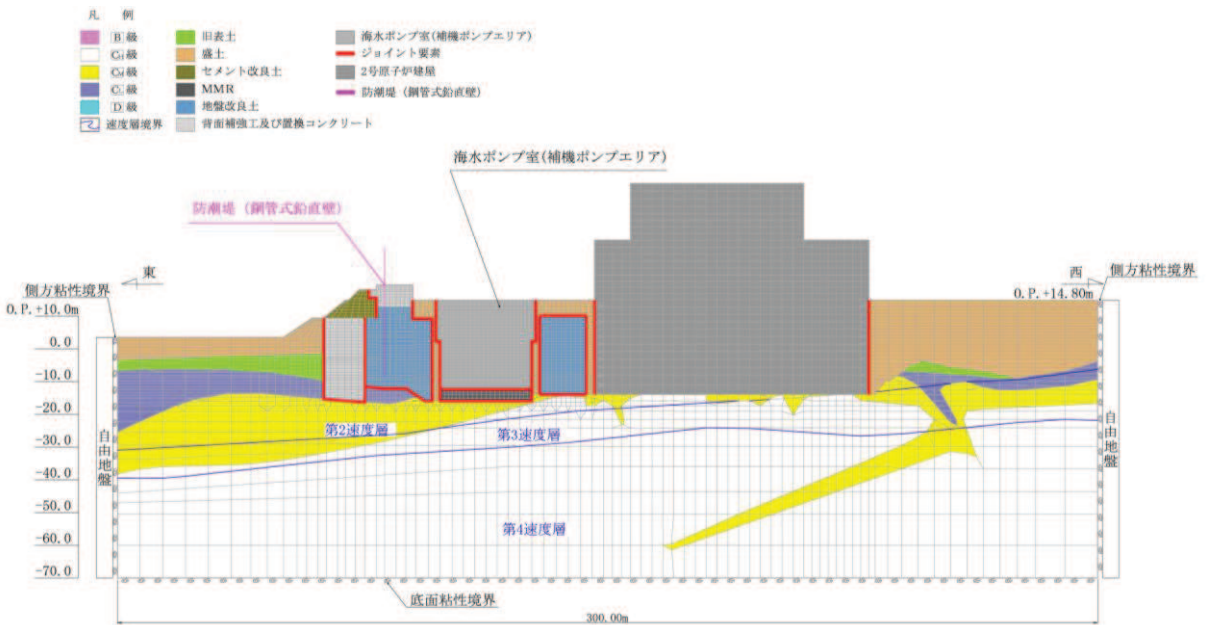


図3-21 海水ポンプ室(B-B断面,東西(補機ポンプエリア))のジョイント要素の配置

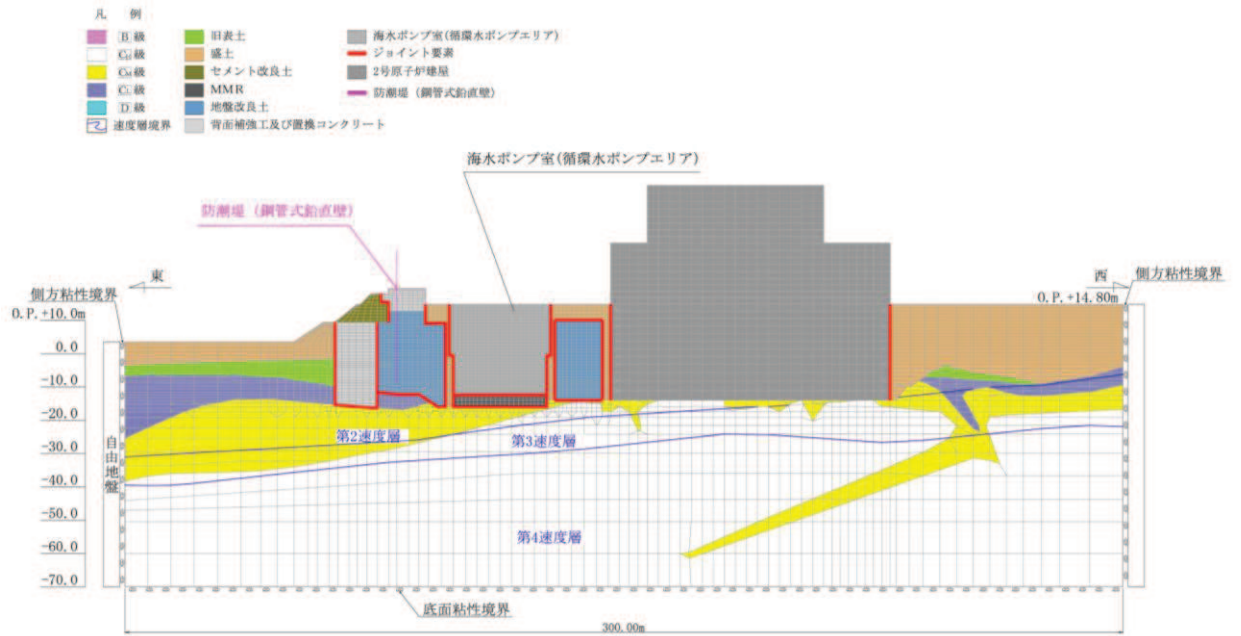


図 3-22 海水ポンプ室 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア)) のジョイント要素の配置

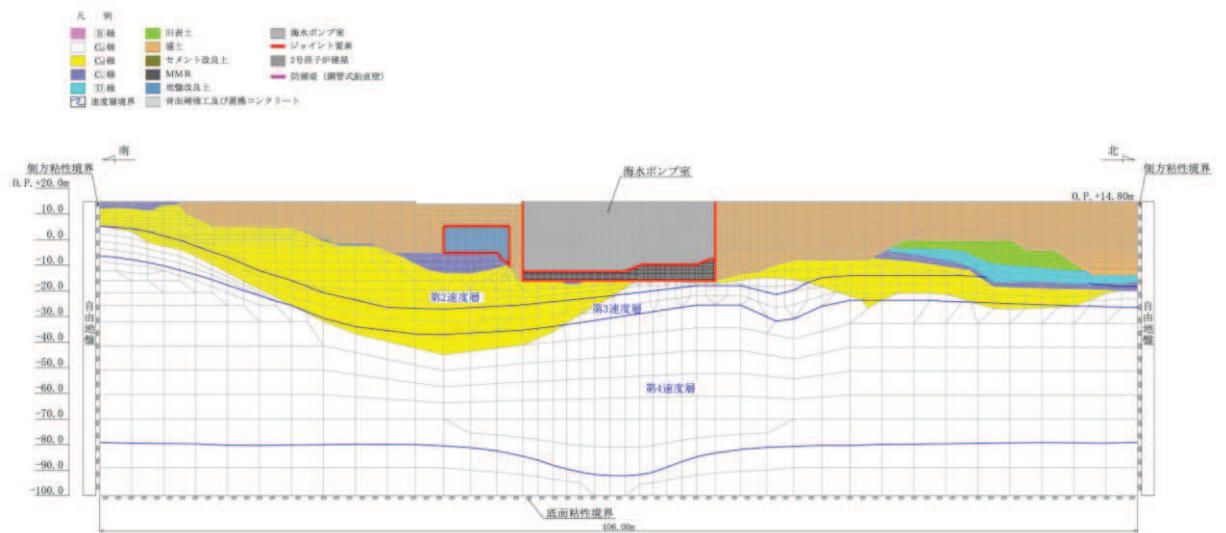


図 3-23 海水ポンプ室 (D-D 断面, 南北) のジョイント要素の配置

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における構造物の減衰定数」に従い、構造部材の減衰定数は、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。Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-24 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

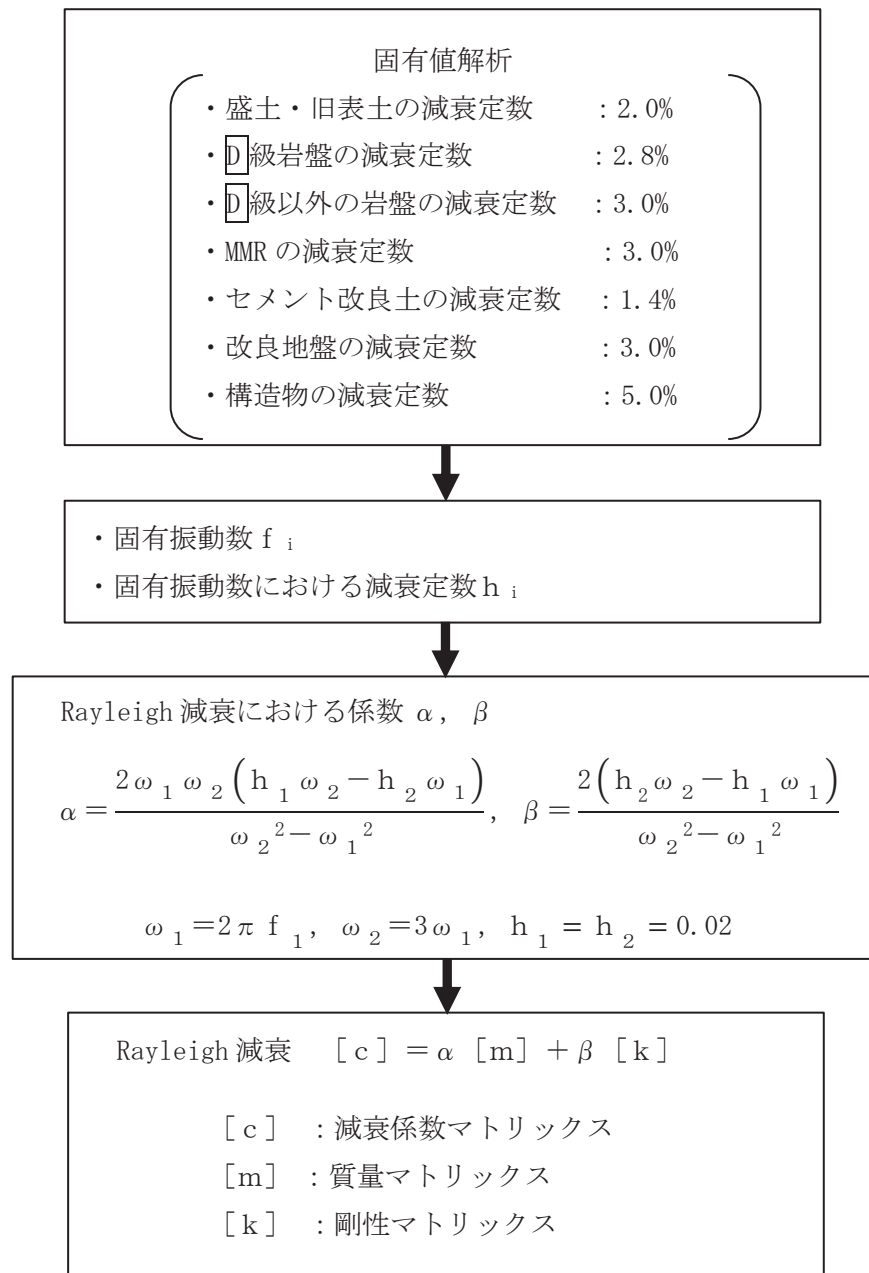


図 3-24 Rayleigh 減衰の設定フロー

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 3-7 に、固有値解析におけるモード図を図 3-25~図 3-28 に、係数 α , β を表 3-8 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-29~図 3-32 に示す。

表 3-7(1) 固有値解析結果 スクリーンエリア (A-A 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	2.928	7	0	60.56	-4.84	1 次として採用
2	3.934	16	0	-94.33	-7.46	—
3	4.187	6	0	-58.21	-2.37	—
4	4.718	2	0	-33.81	4.21	—
5	5.165	4	0	48.69	0.37	—
6	5.837	2	0	-36.10	0.81	—
7	5.976	0	0	-6.13	0.67	—
8	6.401	0	0	-15.30	4.02	—
9	6.577	5	0	52.96	1.02	—
10	6.772	1	1	18.20	-17.27	—

表 3-7(2) 固有値解析結果 補機ポンプエリア (B-B 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	2.928	7	0	60.36	-4.82	1次として採用
2	3.934	15	0	-92.29	-7.33	—
3	4.182	6	0	-58.70	-2.76	—
4	4.721	2	0	-33.46	4.15	—
5	5.124	4	0	49.00	-0.02	—
6	5.841	2	0	-34.64	0.92	—
7	5.976	0	0	-5.88	0.68	—
8	6.401	0	0	-14.65	4.03	—
9	6.578	6	0	56.25	0.69	—
10	6.765	1	1	17.12	-16.52	—

表 3-7(3) 固有値解析結果 循環水ポンプエリア (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	2.929	6	0	59.65	-4.85	1次として採用
2	3.954	13	0	-85.73	-7.31	—
3	4.218	7	0	-62.17	-3.36	—
4	4.736	2	0	-33.89	3.81	—
5	5.238	5	0	52.50	0.80	—
6	5.912	4	0	-46.03	0.15	—
7	5.976	0	0	-7.55	0.67	—
8	6.401	0	0	-15.20	4.00	—
9	6.604	6	0	58.87	0.64	—
10	6.776	0	1	12.82	-17.51	—

表 3-7(4) 固有値解析結果 縦断 (D-D 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	2.214	10	0	3371.00	-266.49	1次として採用
2	2.361	5	0	2354.50	122.91	—
3	2.809	0	0	547.54	-63.08	—
4	3.117	2	0	-1536.30	-151.93	—
5	3.411	1	0	-925.87	139.52	—
6	3.734	1	0	-744.99	-189.94	—
7	4.047	1	0	985.34	-155.41	—
8	4.303	1	0	-944.64	-223.53	—
9	4.527	1	0	991.35	-140.49	—
10	4.724	1	0	-1234.60	-180.24	—

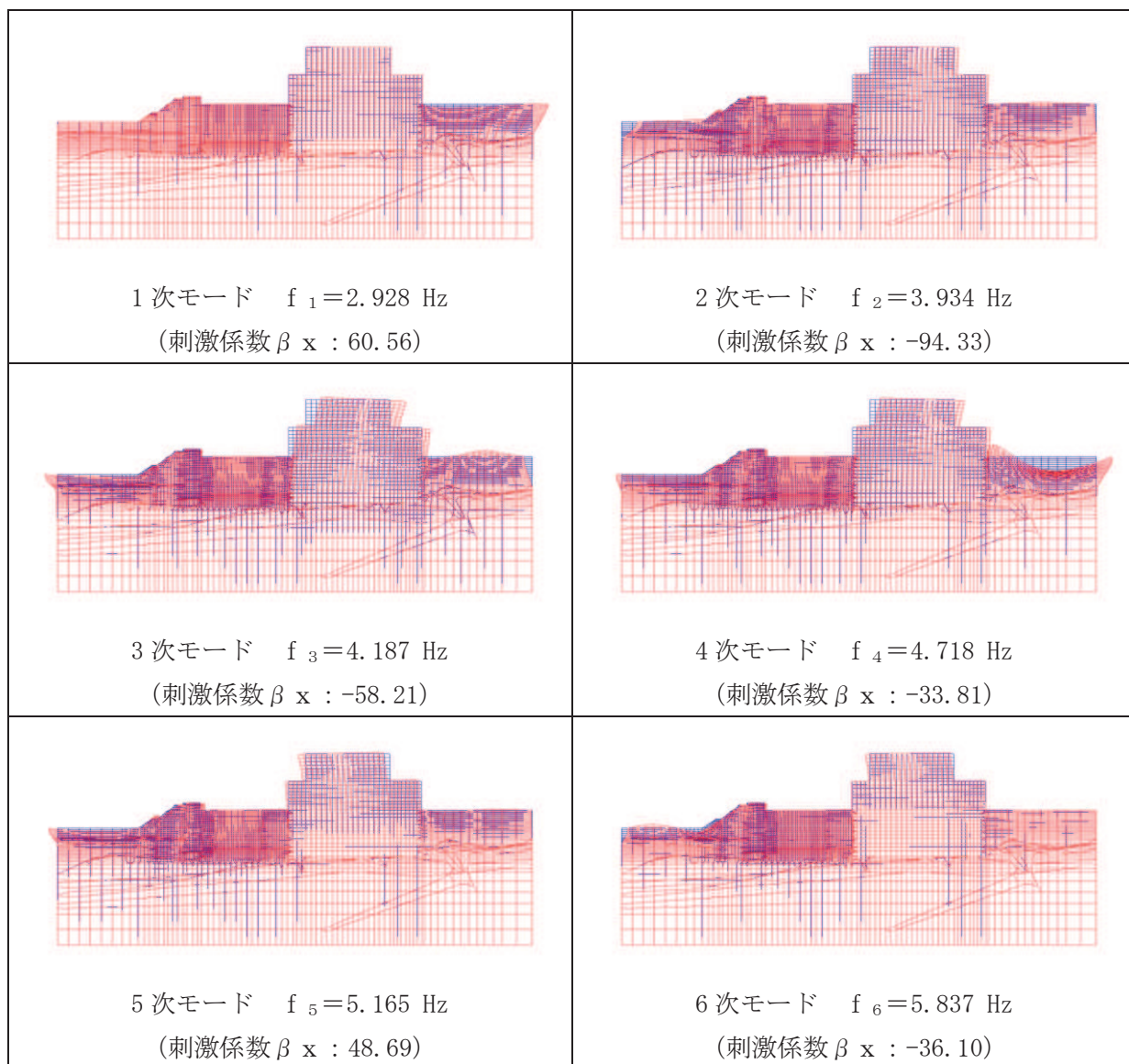


図 3-25 (1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

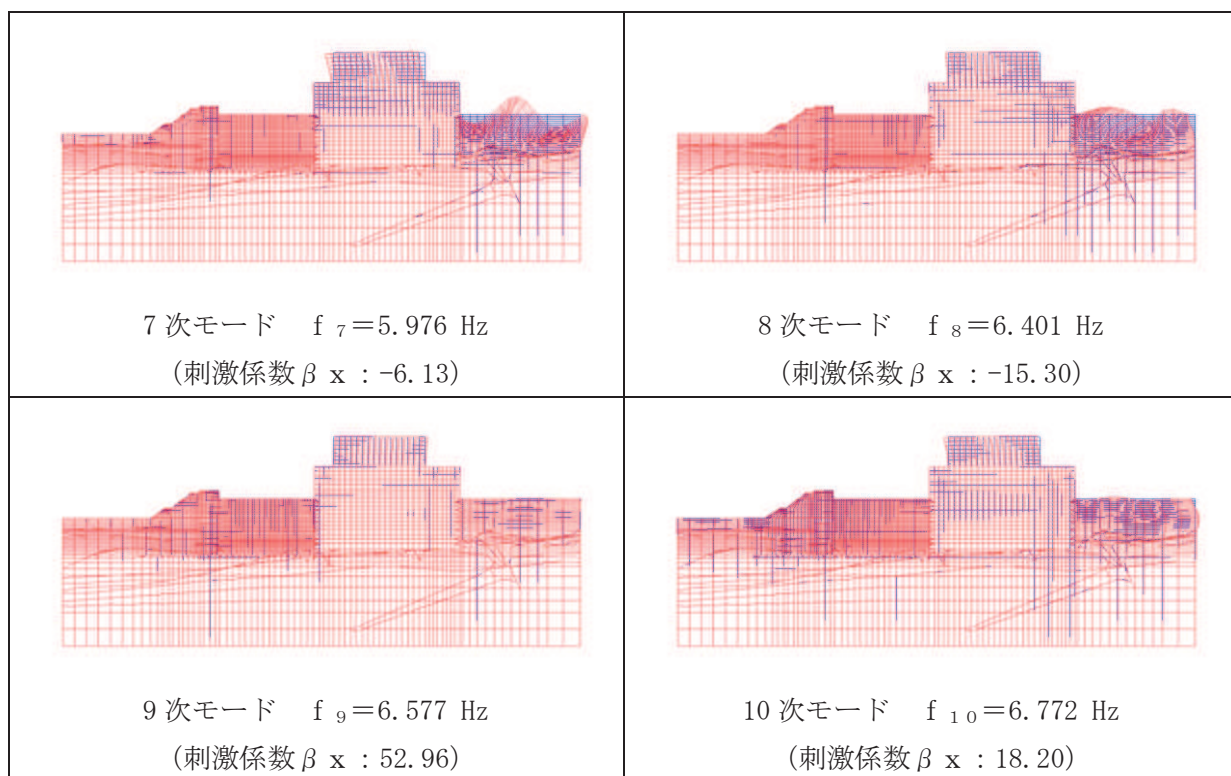


図 3-25 (2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

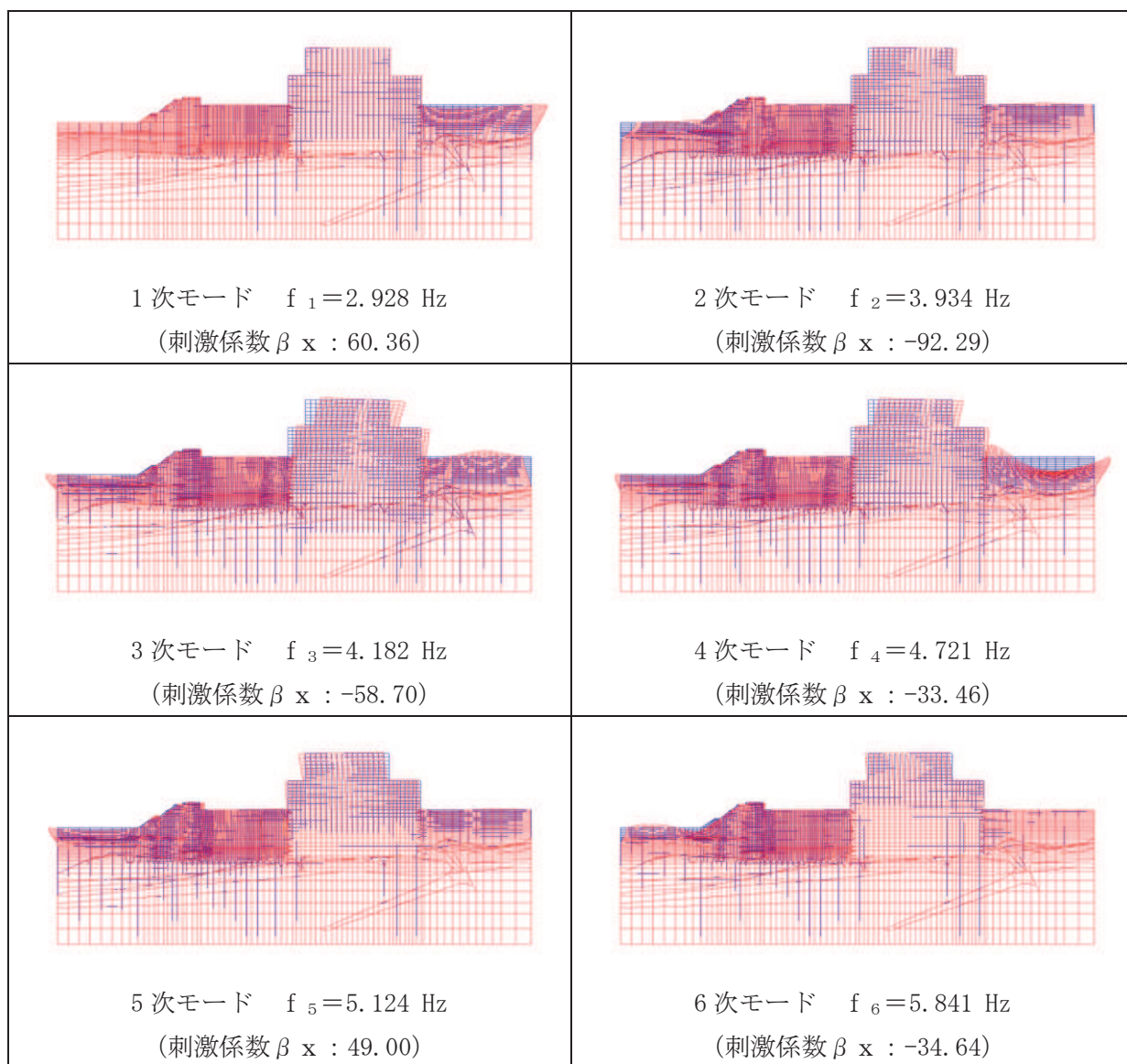


図 3-26 (1) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

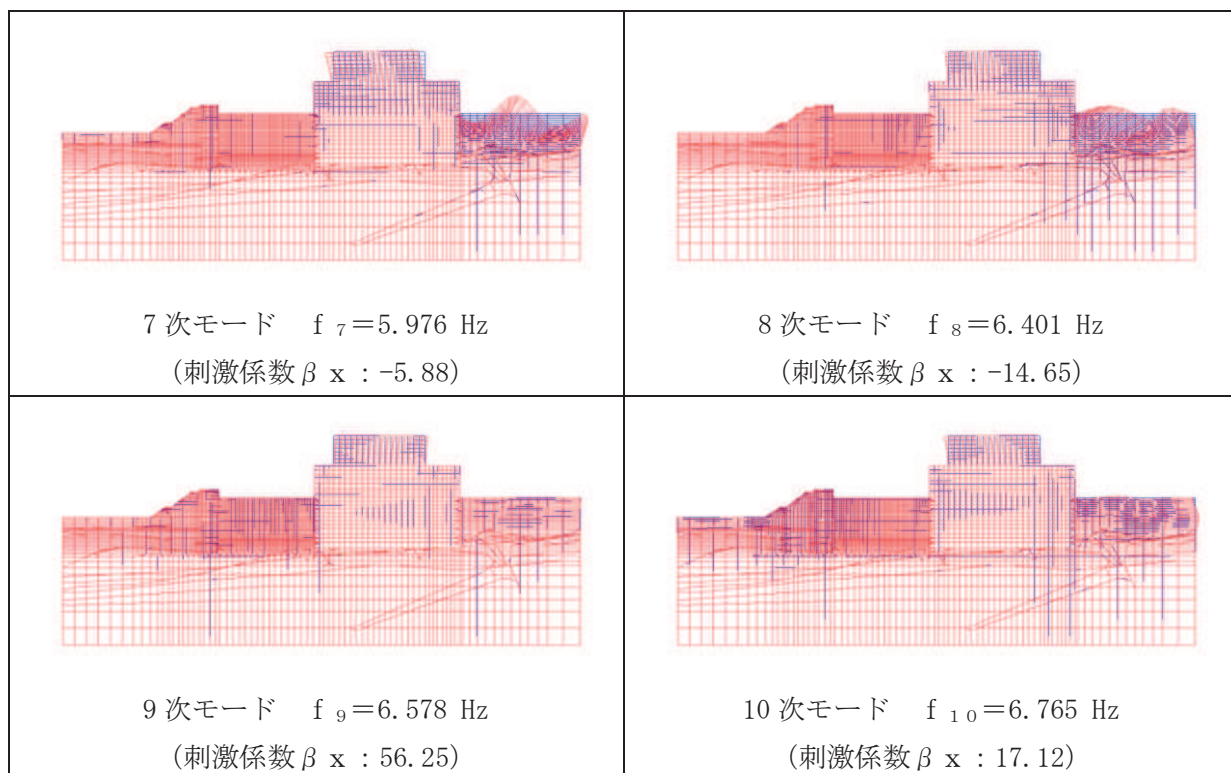


図 3-26 (2) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

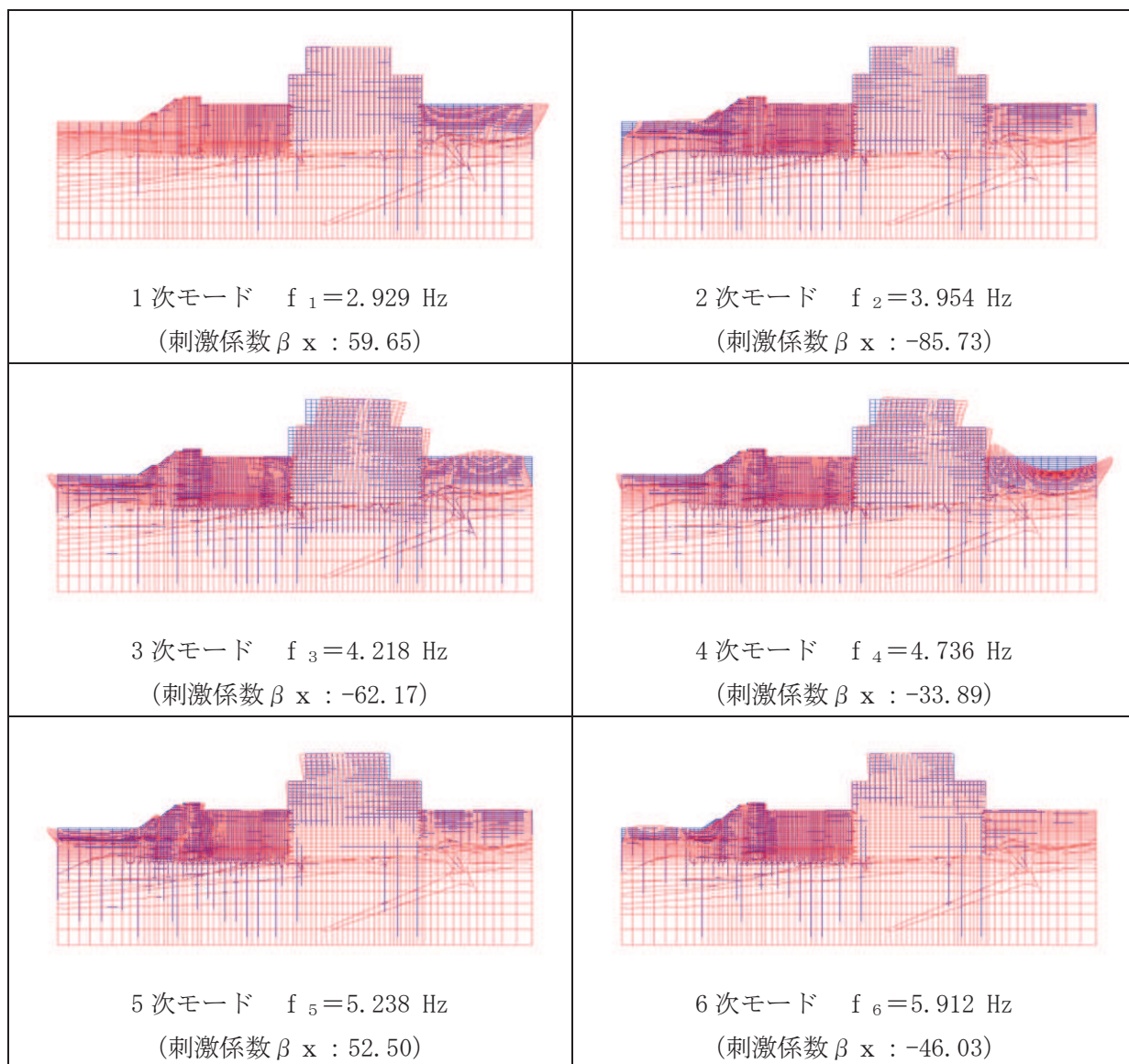


図 3-27 (1) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

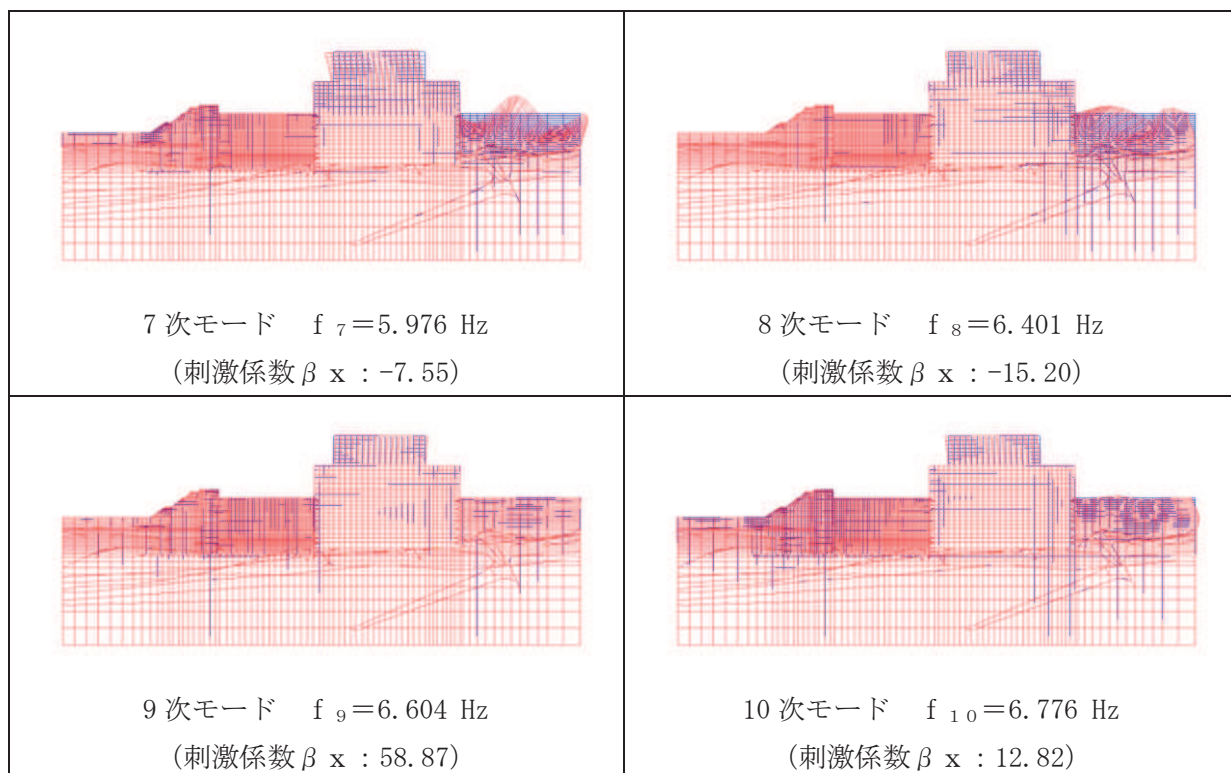


図 3-27 (2) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

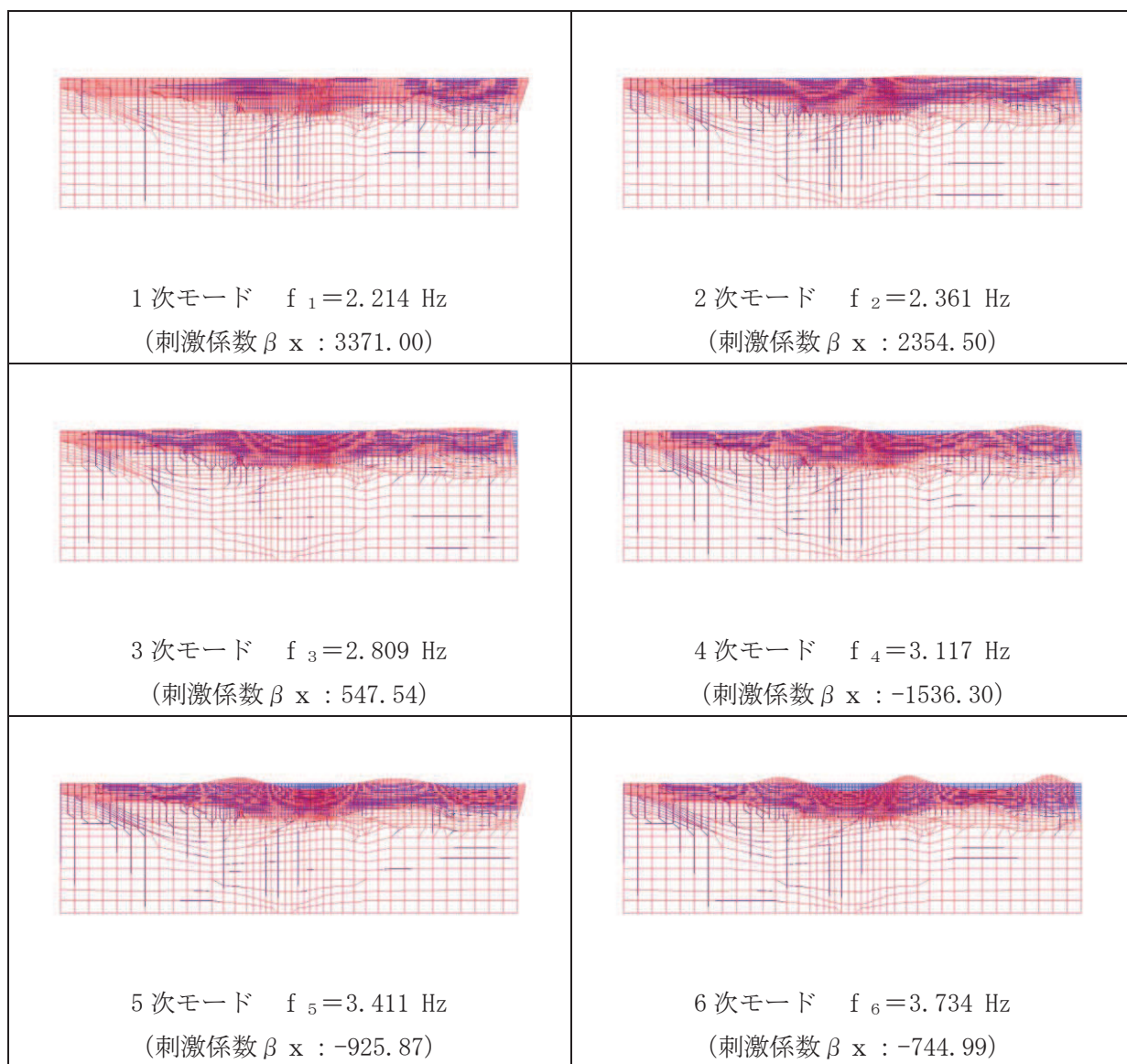


図 3-28 (1) 固有値解析結果 (モード図) (D-D 断面, 南北)

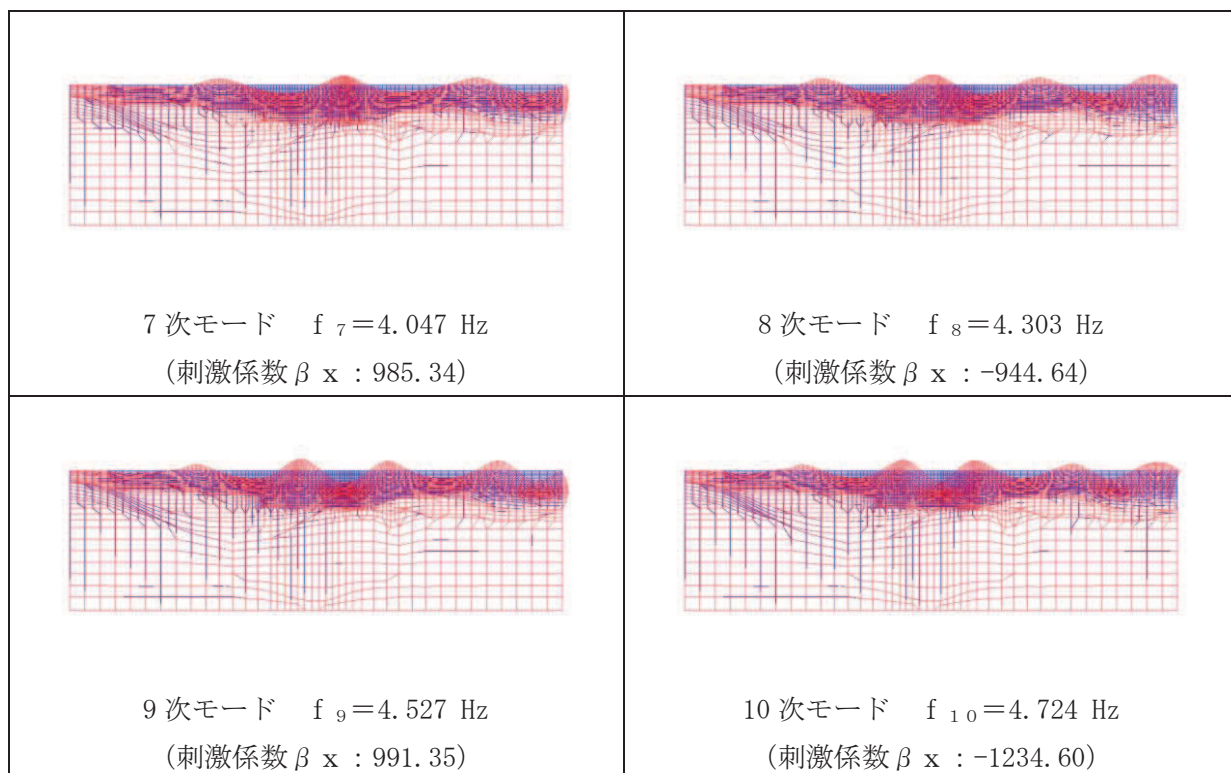


図 3-28 (2) 固有値解析結果 (モード図) (D-D 断面, 南北)

表 3-8 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, 東西) スクリーンエリア	5.519×10^{-1}	5.440×10^{-4}
(B-B 断面, 東西) 補機ポンプエリア	5.519×10^{-1}	5.440×10^{-4}
(C-C 断面, 東西) 循環水ポンプエリア	5.521×10^{-1}	5.430×10^{-4}
(D-D 断面, 南北)	4.174×10^{-1}	7.190×10^{-4}

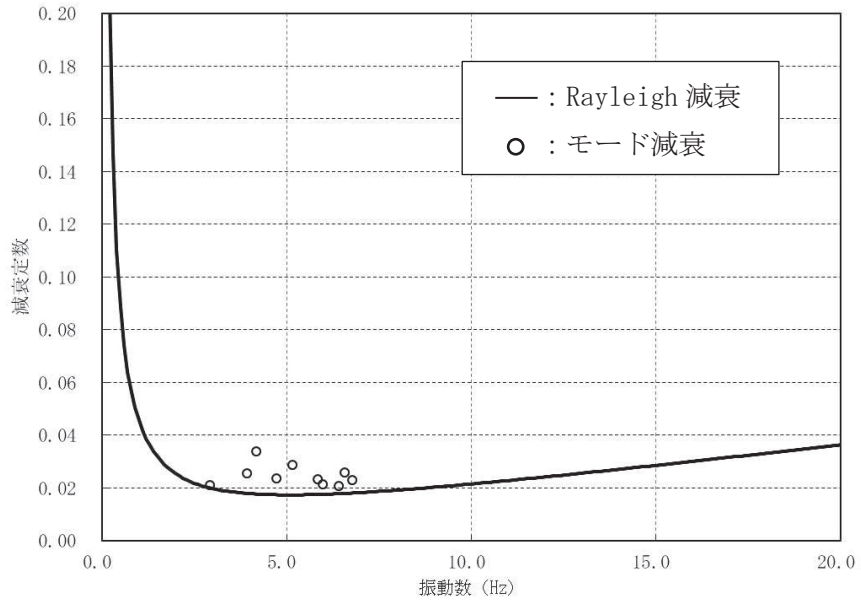


図 3-29 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

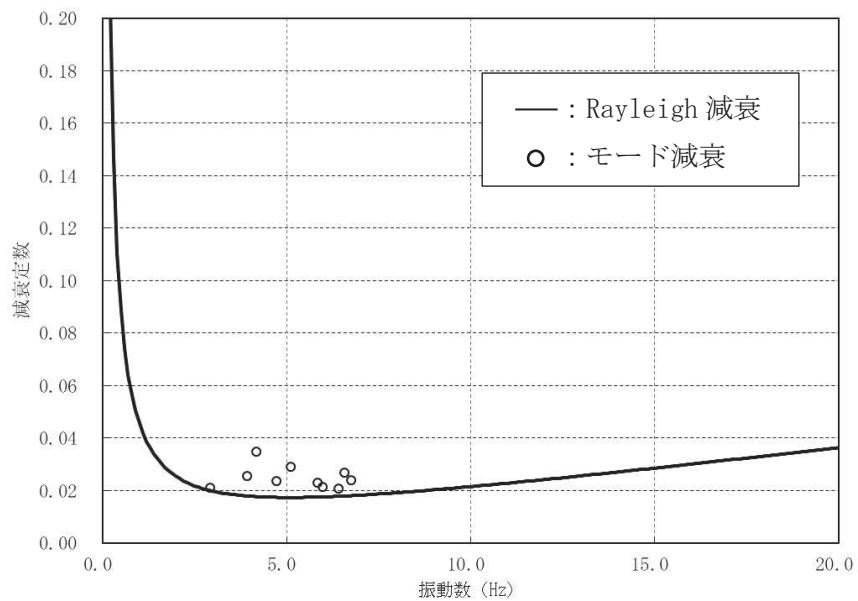


図 3-30 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

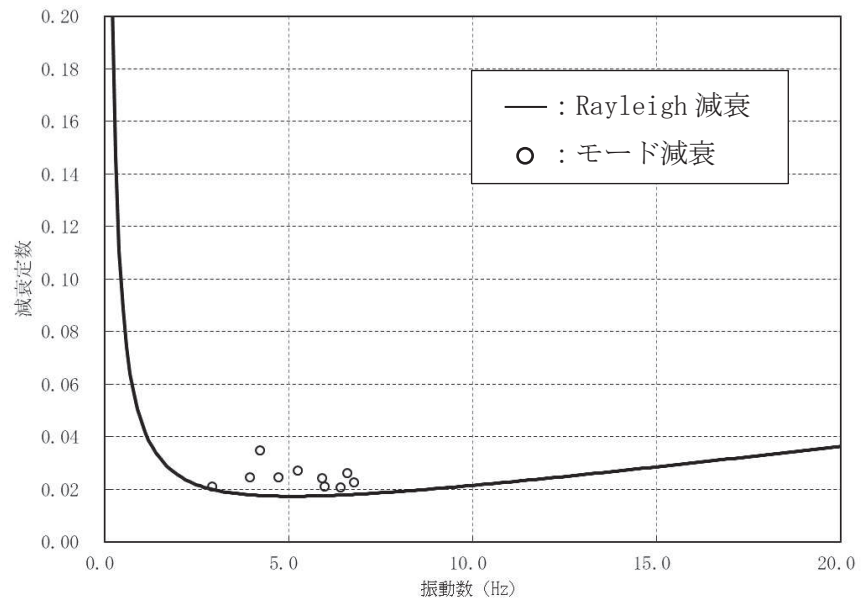


図 3-31 設定した Rayleigh 減衰 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

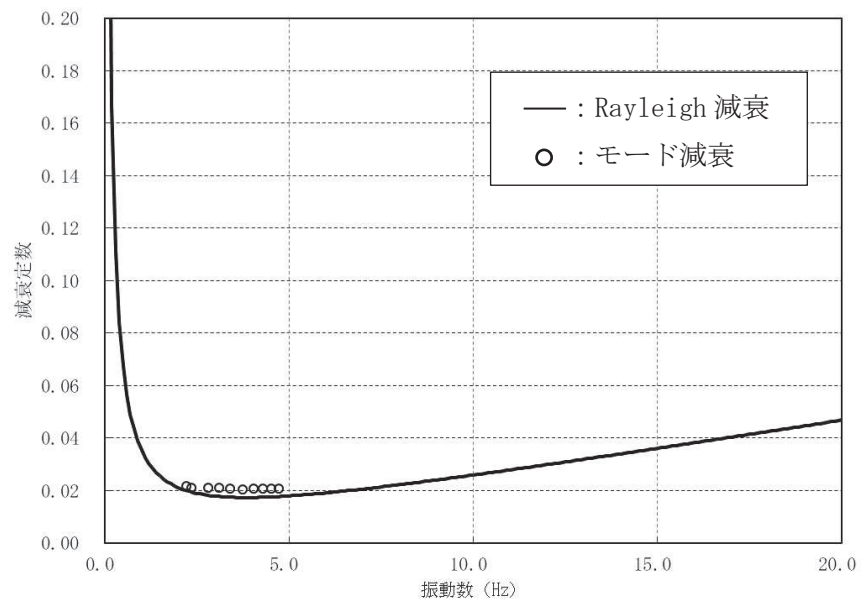


図 3-32 設定した Rayleigh 減衰 (D-D 断面, 南北)

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、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 3-9 に示す。

表 3-9 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。
		竜巻防護ネット荷重	○ ・竜巻防護ネットの重量に基づいて設定する。
		原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）荷重	○ ・原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の躯体重量に基づいて設定する。
		土被り荷重	— ・土被りがな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

地震時に海水ポンプ室に作用する機器・配管等の荷重図を図3-33に、荷重を考慮する主な機器の一覧を表3-10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。循環水ポンプや原子炉補機冷却海水ポンプ等の主要な機器は、接地範囲に荷重を載荷し、配管荷重は、部材全体に分布荷重として考慮する。

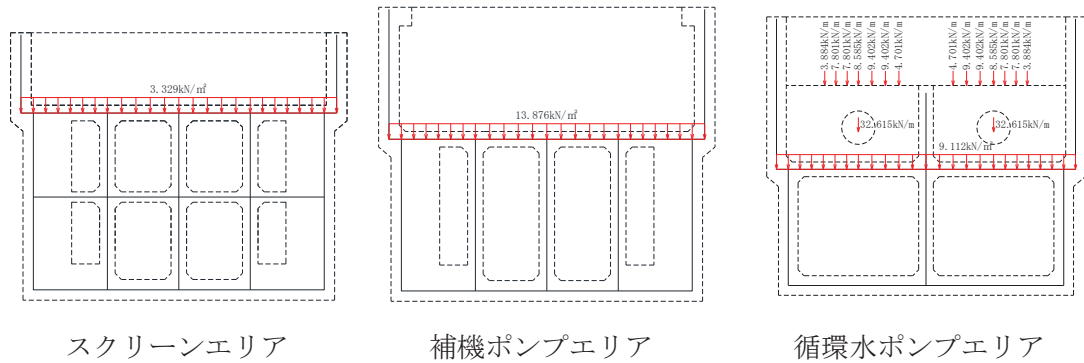


図3-33 機器・配管系の荷重図

表3-10 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 (補機ポンプエリア)	原子炉補機冷却海水ポンプ：227.5kN/基 高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ：58.6kN/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 竜巻防護ネット荷重

補機ポンプエリア上部に設置されている竜巻防護ネットの自重を荷重として考慮する。荷重は、各支持点の荷重を支持点間の分担距離に応じた分布荷重として作用させる。竜巻防護ネットの位置図を図3-34に、荷重図を図3-35に示す。竜巻防護ネット荷重は、基本設計を基にした荷重を考慮しているが、詳細設計における荷重に対し10%程度保守的な荷重となっている。

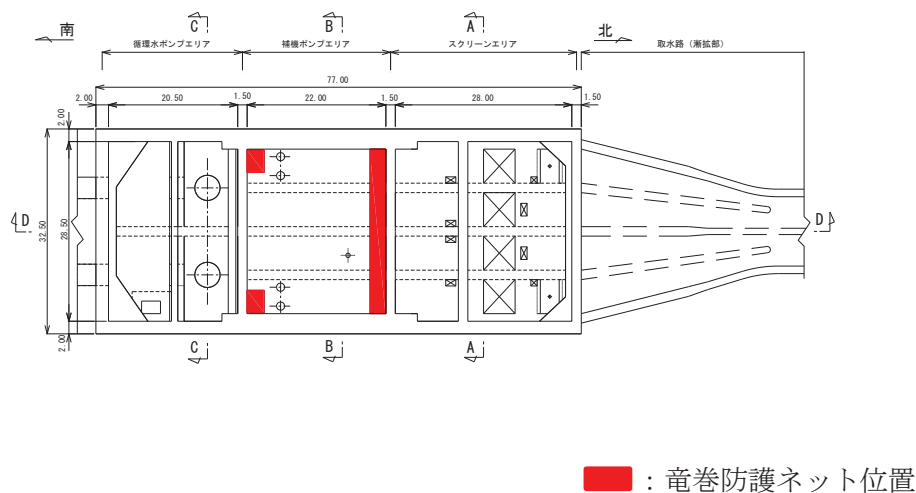
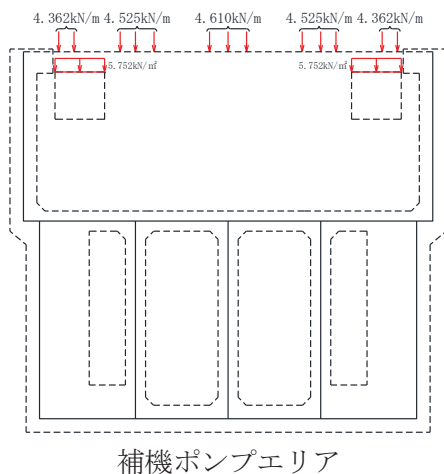


図3-34 竜巻防護ネット位置図



竜巻防護ネット 荷重	荷重 (kN)
基本設計段階	3792
詳細設計段階	3456

図3-35 竜巻防護ネット荷重図

3.4.3 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）荷重

海水ポンプ室の西側の側壁には原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が懸架されている。原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の幅は、海水ポンプ室の幅に対して小さく深さ方向は海水ポンプ室と同等であり、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の躯体重量は、海水ポンプ室の躯体重量と比較し 8%程度と小さく、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）による海水ポンプ室へのモーメントの影響等は小さいと考えられることから、躯体重量を付加重量として海水ポンプ室の側壁へ作用させる。原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）平面図を図 3-36 に、縦断面図を図 3-37 に示す。また、荷重図を図 3-38 に示す。

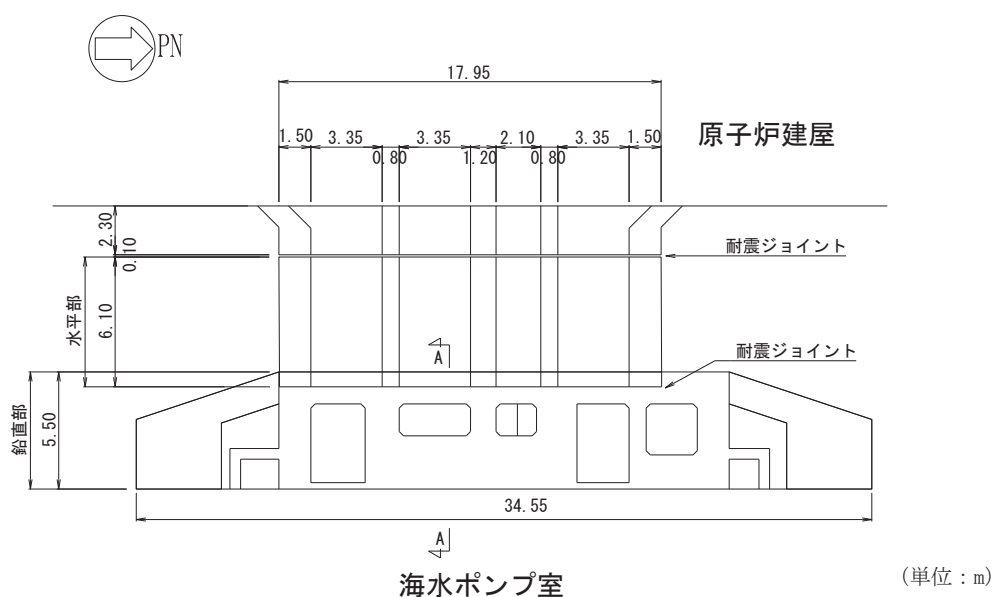


図 3-36 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）平面図

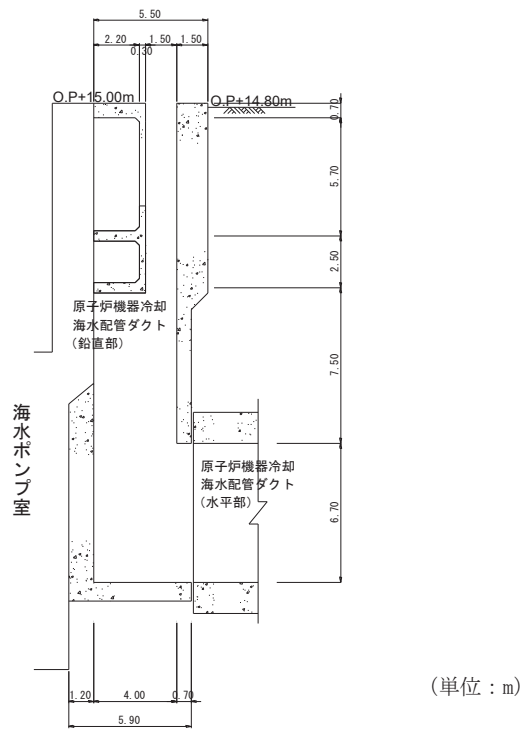


図 3-37 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 縦断面図 (A-A 断面)

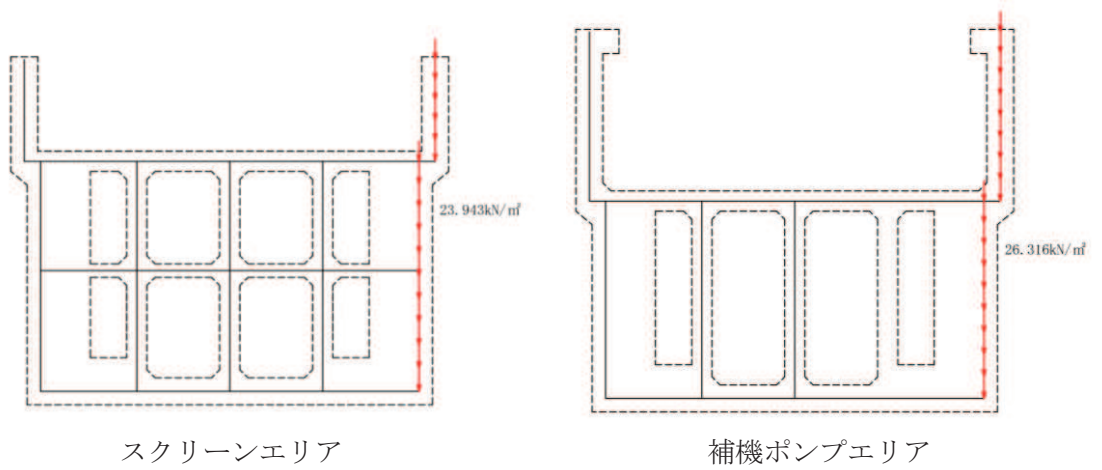


図 3-38 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 荷重図

3.4.4 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3-39～図3-42に示す。

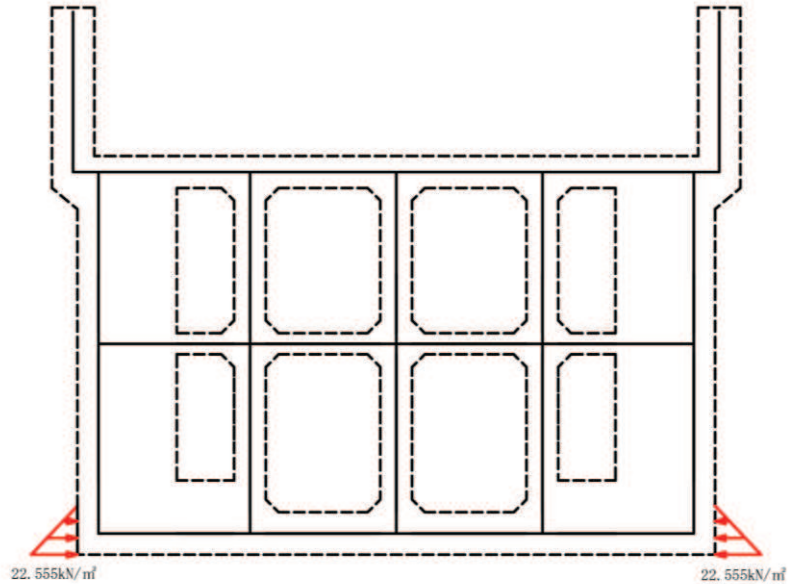


図3-39 外水圧図 (A-A断面, 東西 (スクリーンエリア))

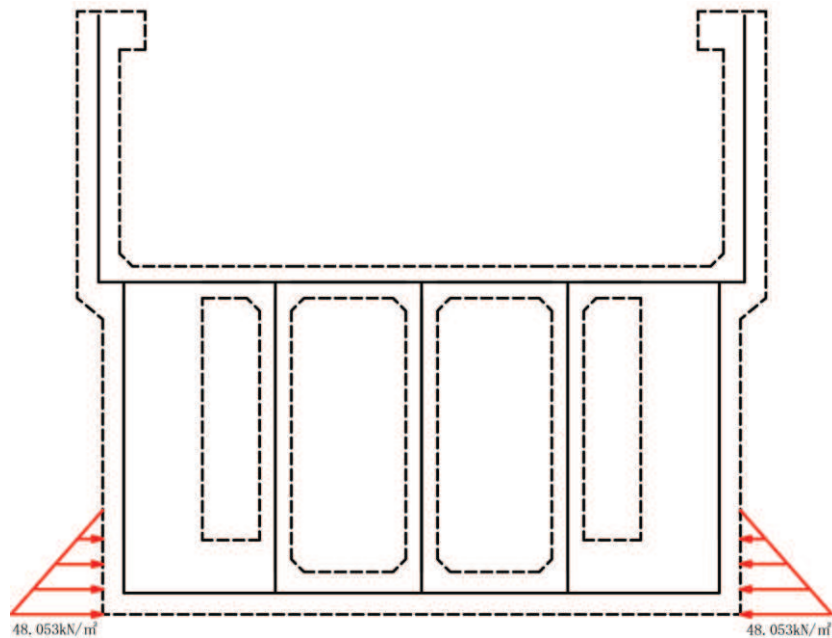


図3-40 外水圧図 (B-B断面, 東西 (補機ポンプエリア))

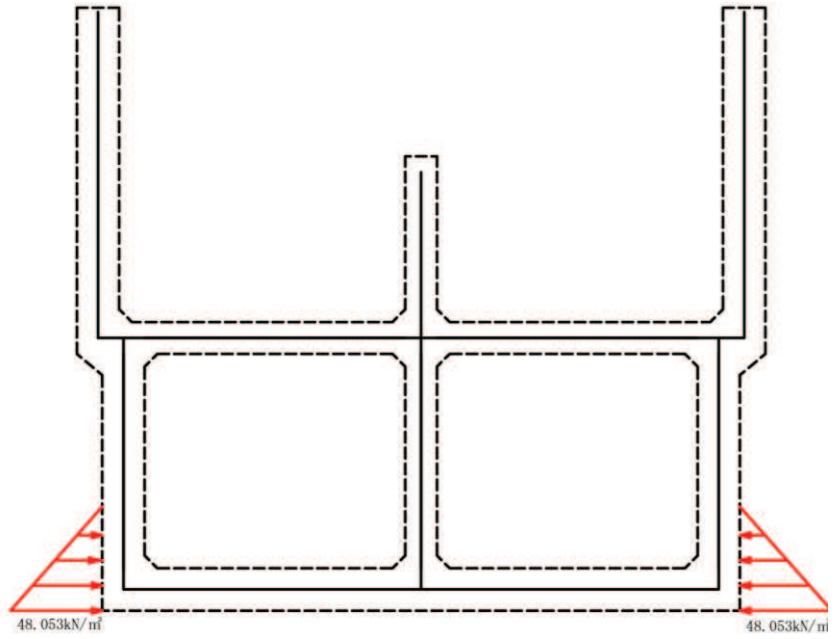


図 3-41 外水圧図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

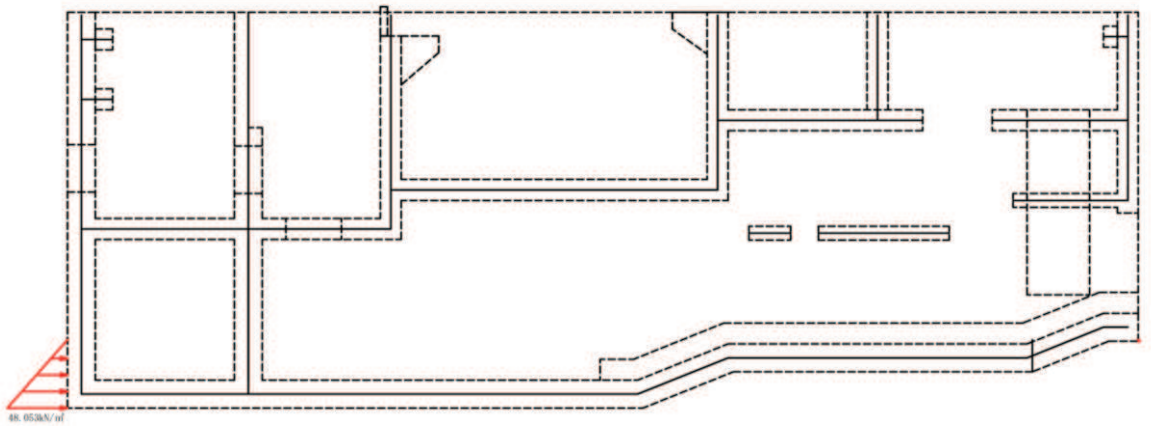


図 3-42 外水圧図 (D-D 断面, 南北)

3.4.5 内水圧

海水ポンプ室の内部には、遡望平均満潮位 O.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3-43～図3-46に示す。

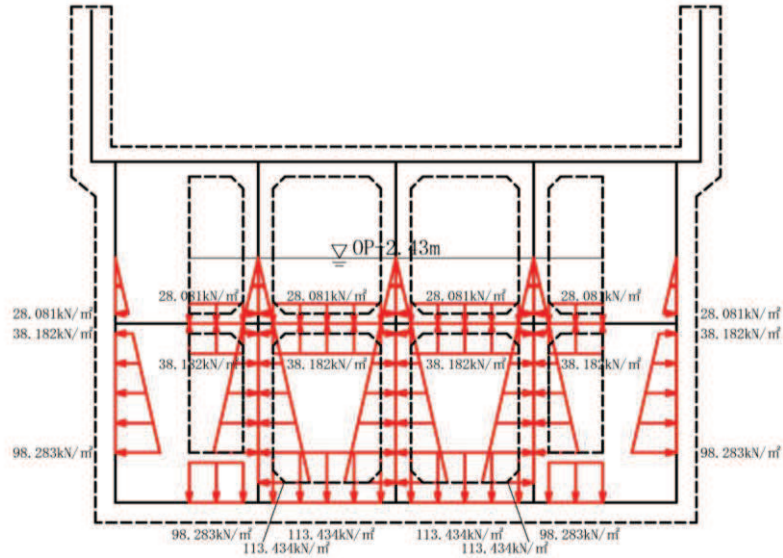


図3-43 内水圧図 (A-A断面, 東西 (スクリーンエリア))

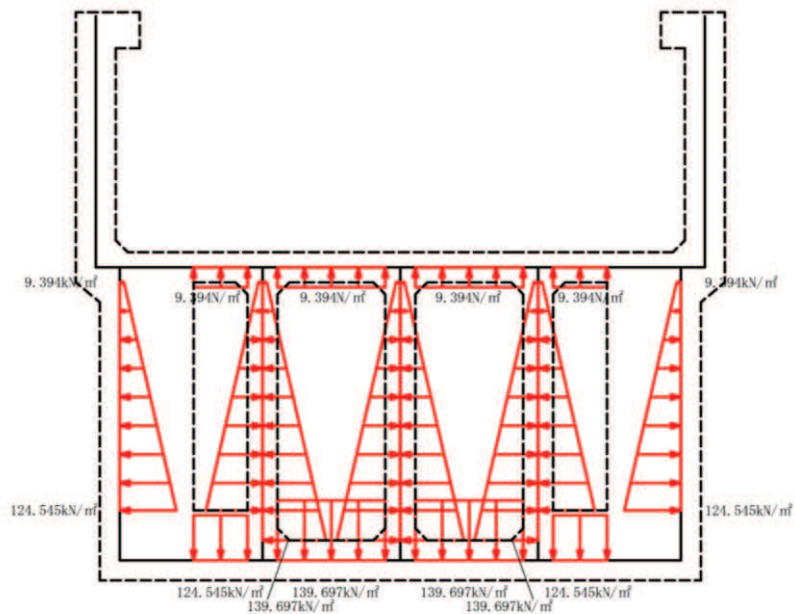


図3-44 内水圧図 (B-B断面, 東西 (補機ポンプエリア))

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 (O.P. +14.8m) を固定とし、遡望平均満潮位を O.P. +1.43m から O.P. +2.43m とすることにより考慮する。

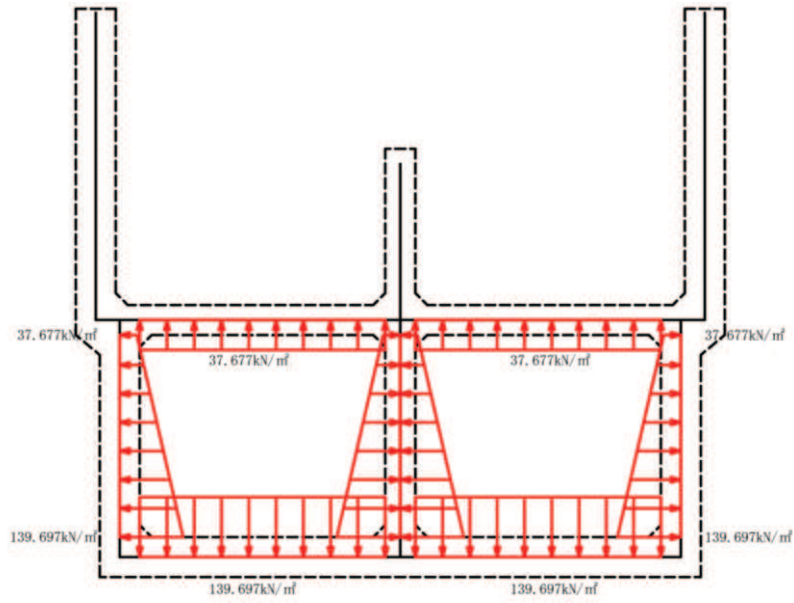


図 3-45 内水圧図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

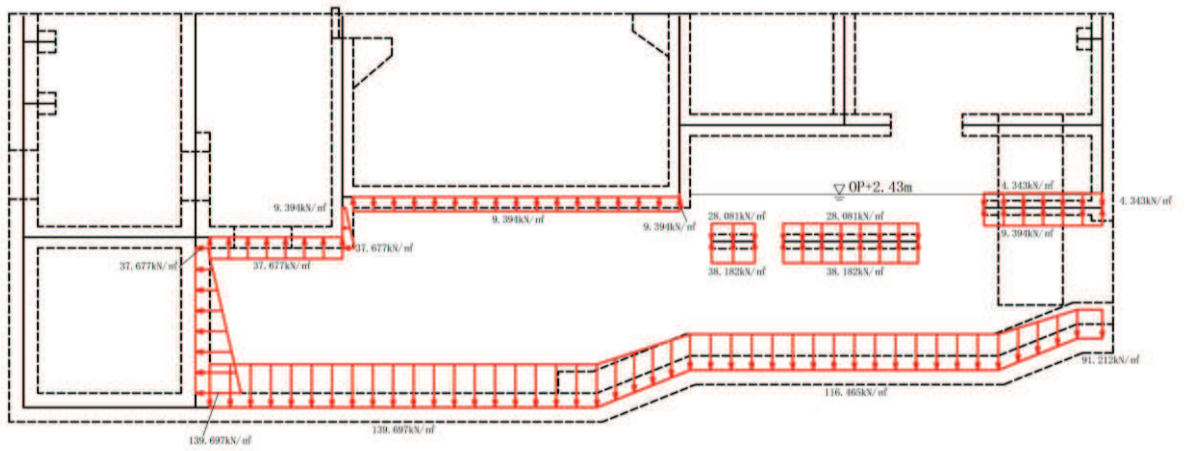


図 3-46 内水圧図 (D-D 断面, 南北)

3.4.6 積載荷重

海水ポンプ室に作用する積載荷重図を図3-47～図3-50に示す。

地震時に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。具体的には、積載荷重は中床版、妻壁及び側壁に考慮するが、隔壁については、中床板のはり要素に載荷することで考慮する。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。

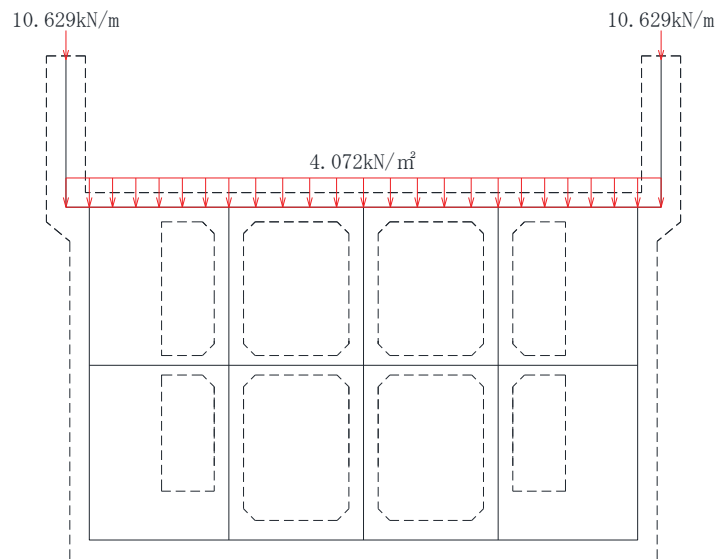


図3-47 積載荷重図 (A-A断面, 東西 (スクリーンエリア))

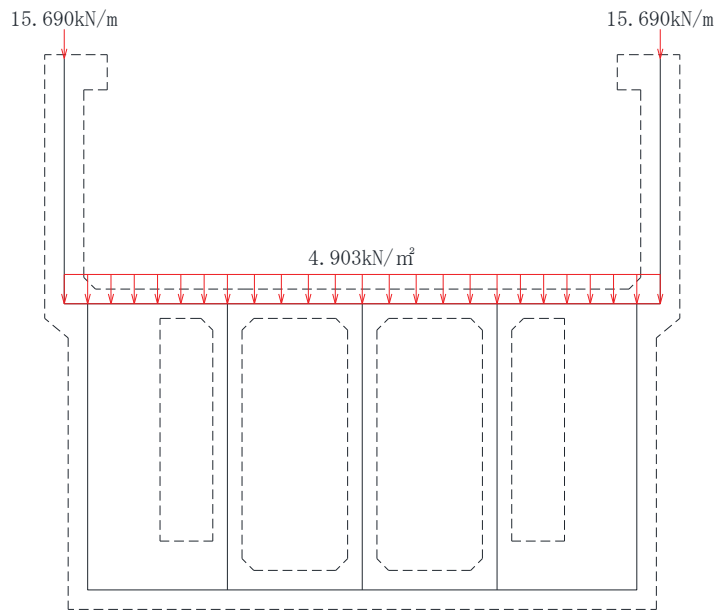


図 3-48 積載荷重図 (B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

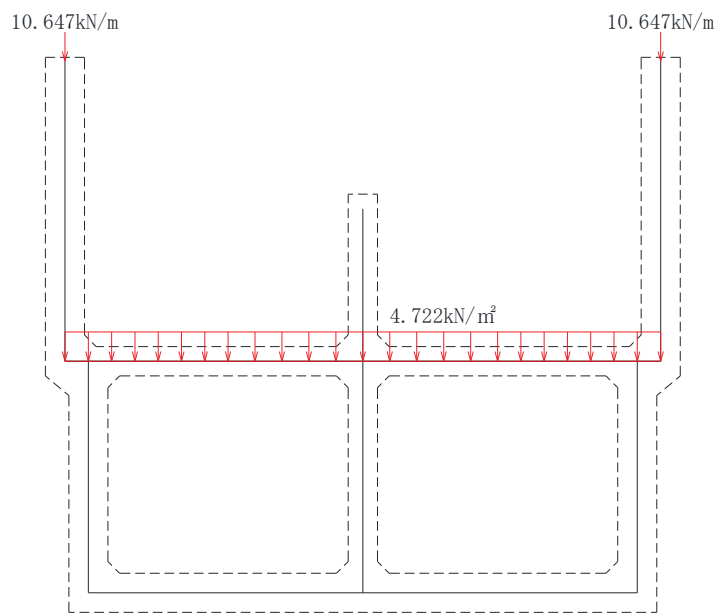


図 3-49 積載荷重図 (C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

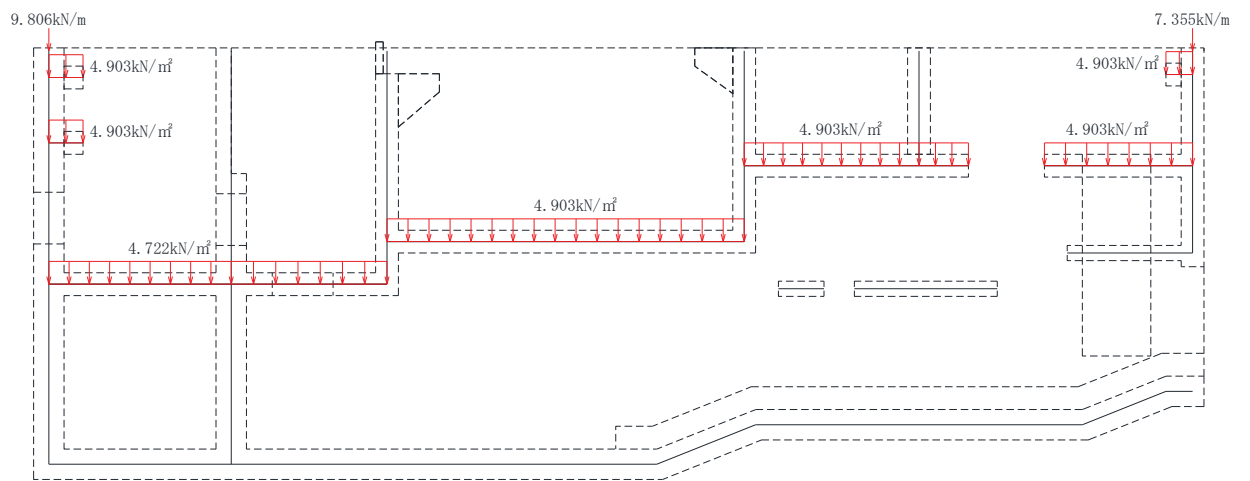


图 3—50 積載荷重図 (D-D 断面, 南北)

3.4.7 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 3-51 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

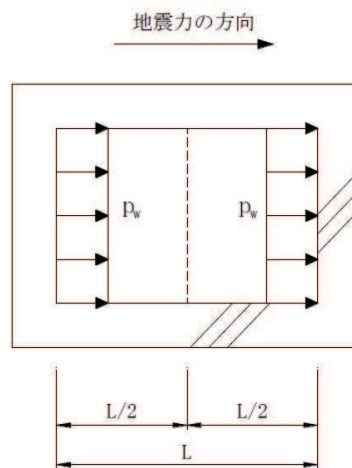


図 3-51 水平方向の動水圧分布図（自由水面なし）

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3-52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

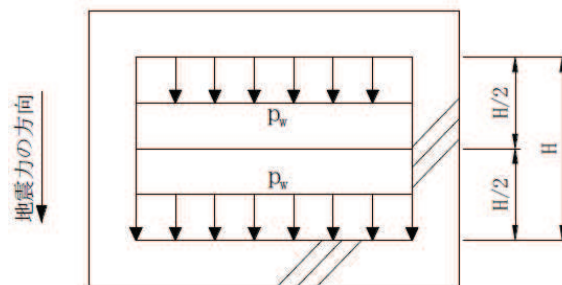


図3-52 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面なし）

(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3-53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

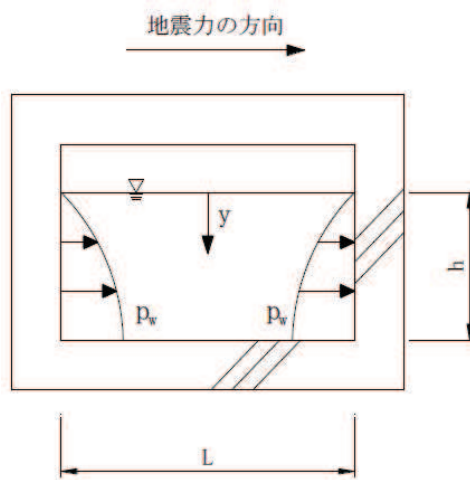


図 3-53 水平方向の動水圧分布図（自由水面あり）

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 3-54 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

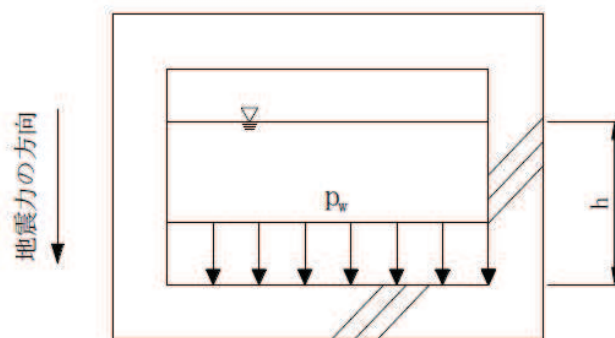


図 3-54 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面あり）

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

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、セメント改良土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。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）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）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3-13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3-13に示すケース⑤）。

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 $f'_{c,k}$ 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。海水ポンプ室の実強度およびヤング係数を表3-11及び表3-12に示す。

また、耐震安全性評価における解析ケースの一覧を表3-13に示す。

表 3-11 海水ポンプ室の実強度およびヤング係数

実強度*	ヤング係数
37.6N/mm ²	30.3kN/mm ²

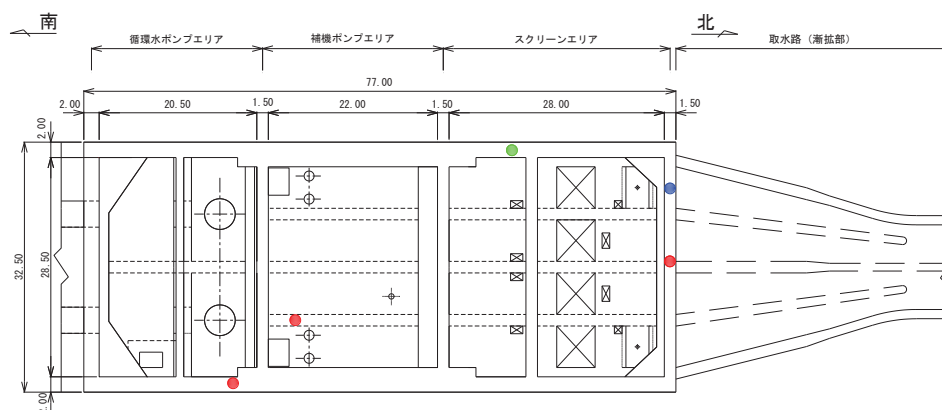
注記*：海水ポンプ室のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-12 に示す。

表 3-12 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* ¹	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
妻壁 (スクリーンエリア)	2012	3	34.5	29.8	29.4	27.9
隔壁 (補機ポンプエリア)	2012	3	40.4	36.8	31.1	30.0
側壁 (循環水ポンプエリア)	2012	1* ²	52.6	52.6	33.5	33.5
妻壁 (スクリーンエリア)	2018	3	38.4	27.4	30.5	26.7
側壁 (スクリーンエリア)	2019	3	51.6	37.3	33.3	30.2

注記*1：採取位置は図 3-55 に示す。

*2：コンクリートの劣化度調査の際に採取したものであり、供試体は1本のみであるが、実強度の網羅性の観点から用いることとする。



- : コア採取位置 (2012年)
- : コア採取位置 (2018年)
- : コア採取位置 (2019年)

図 3-55 コア採取位置図

表 3-13 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	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, セメント改良 土, 改良地盤, D 級岩盤 (G_0 : 初期せん断 弾性係数)	C _I 級岩盤, C _{II} 級岩盤, C _{III} 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	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* ¹	平均値	平均値
ケース⑤* ²	全応力解析	初期剛性低下考慮	平均値	平均値

注記*1: 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。

*2: 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

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波を用いてケース①（基本ケース）を実施する。

上記のケース①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を超える全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動*を用いて、図3-56に示すケース②～④を実施する。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3-14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3-57に示す。

なお、「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「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において、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構造物は、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。

注記*：各要求機能（支持機能，通水機能，貯水機能，止水機能）により許容限界は異なるが，各照査項目に対して，許容限界に対する余裕が最も小さくなる地震動を選定する。

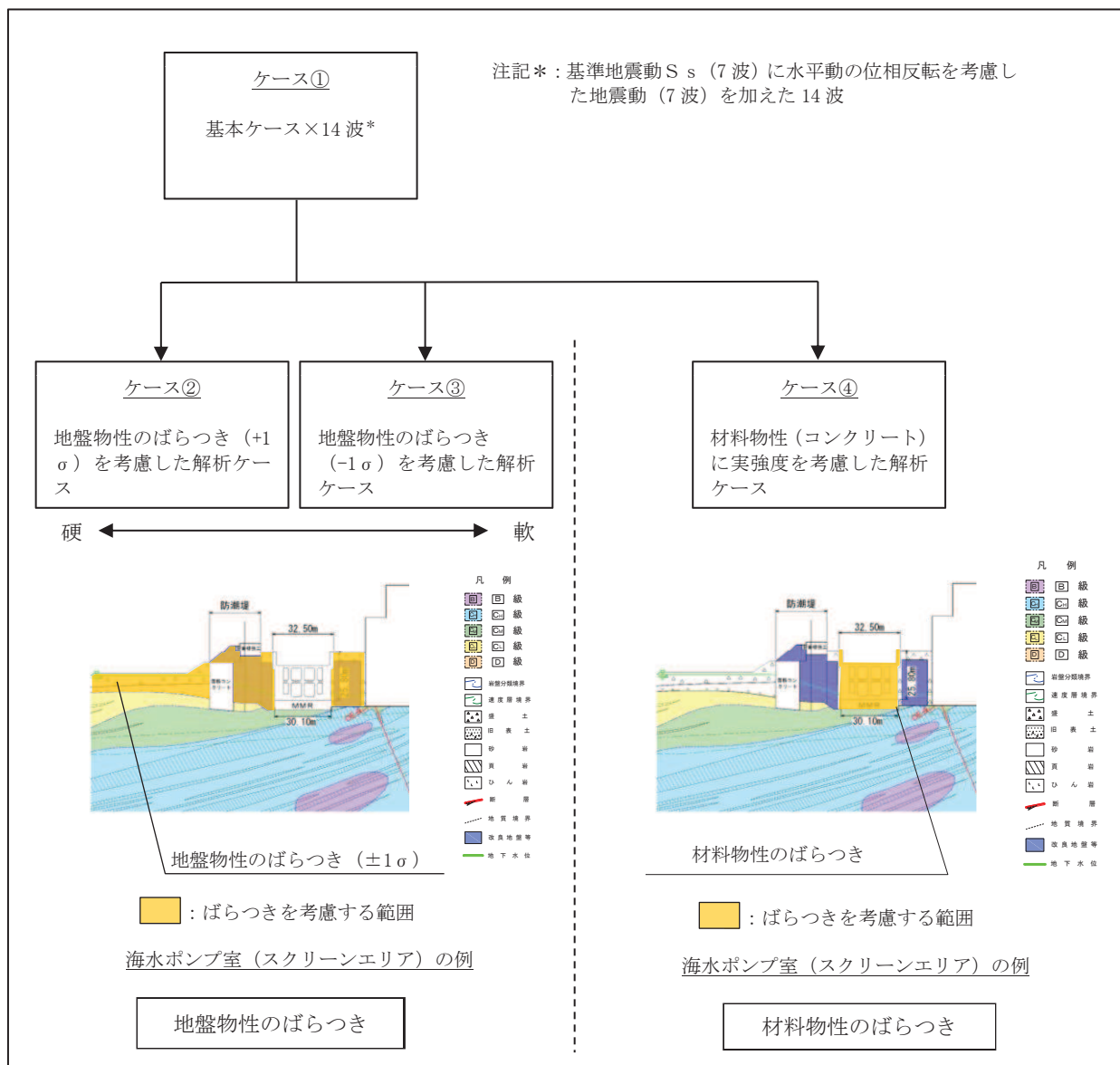


図 3-56 海水ポンプ室の耐震評価における解析ケース

表 3-14 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		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		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
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
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
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】 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、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目に照査値が 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②～④を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～④を実施する。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>	
		-+*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。

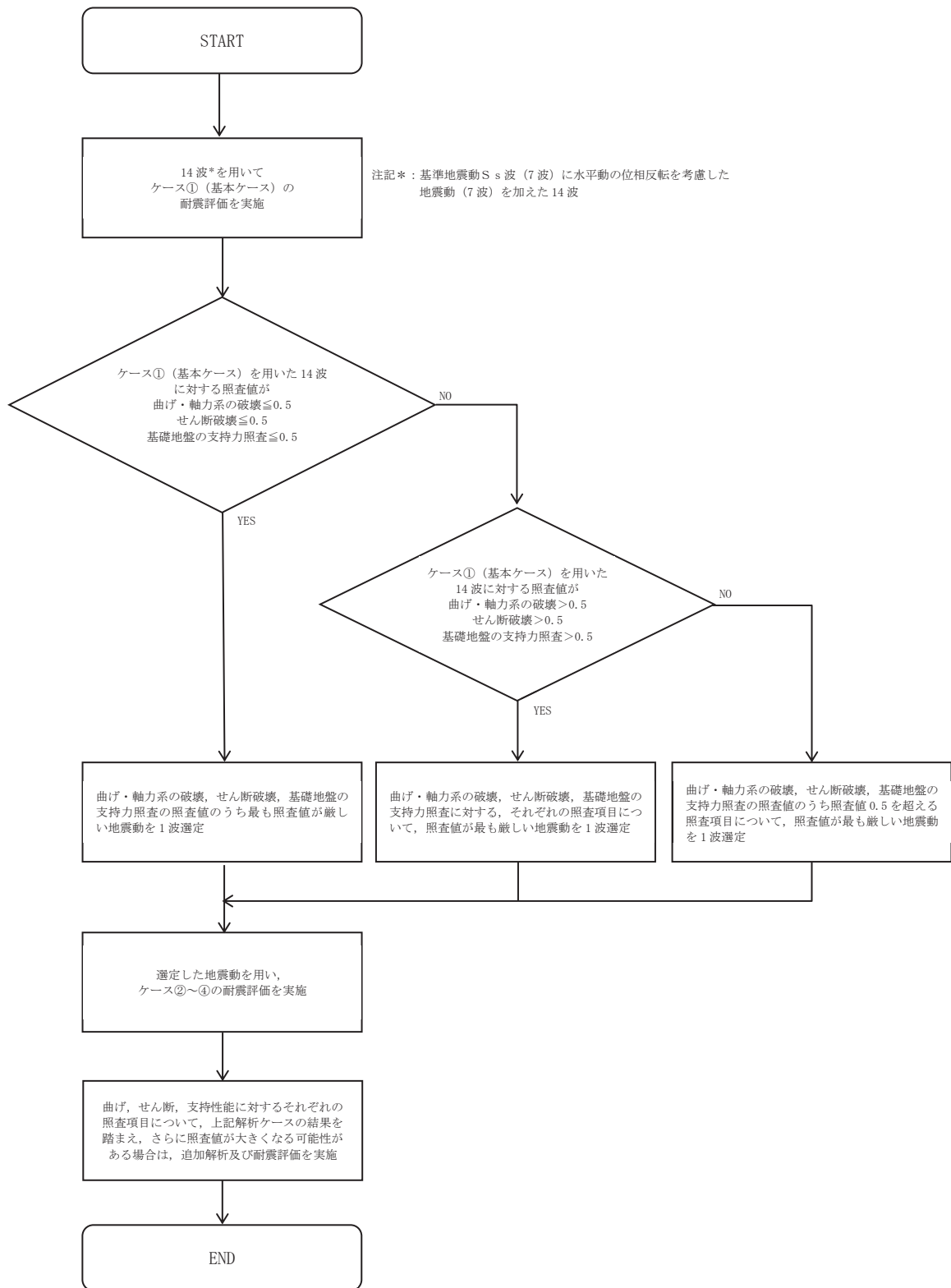


図 3-57 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(4) 従方向荷重の選定

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、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。

従方向荷重は、水平方向の慣性力を算出して用いる荷重とし、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。

3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

海水ポンプ室に支持される機器・配管系の耐震安全性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3-58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及び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・配管系の耐震評価に適用する解析ケースを表3-15に示す。

なお、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12 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース」に示す。

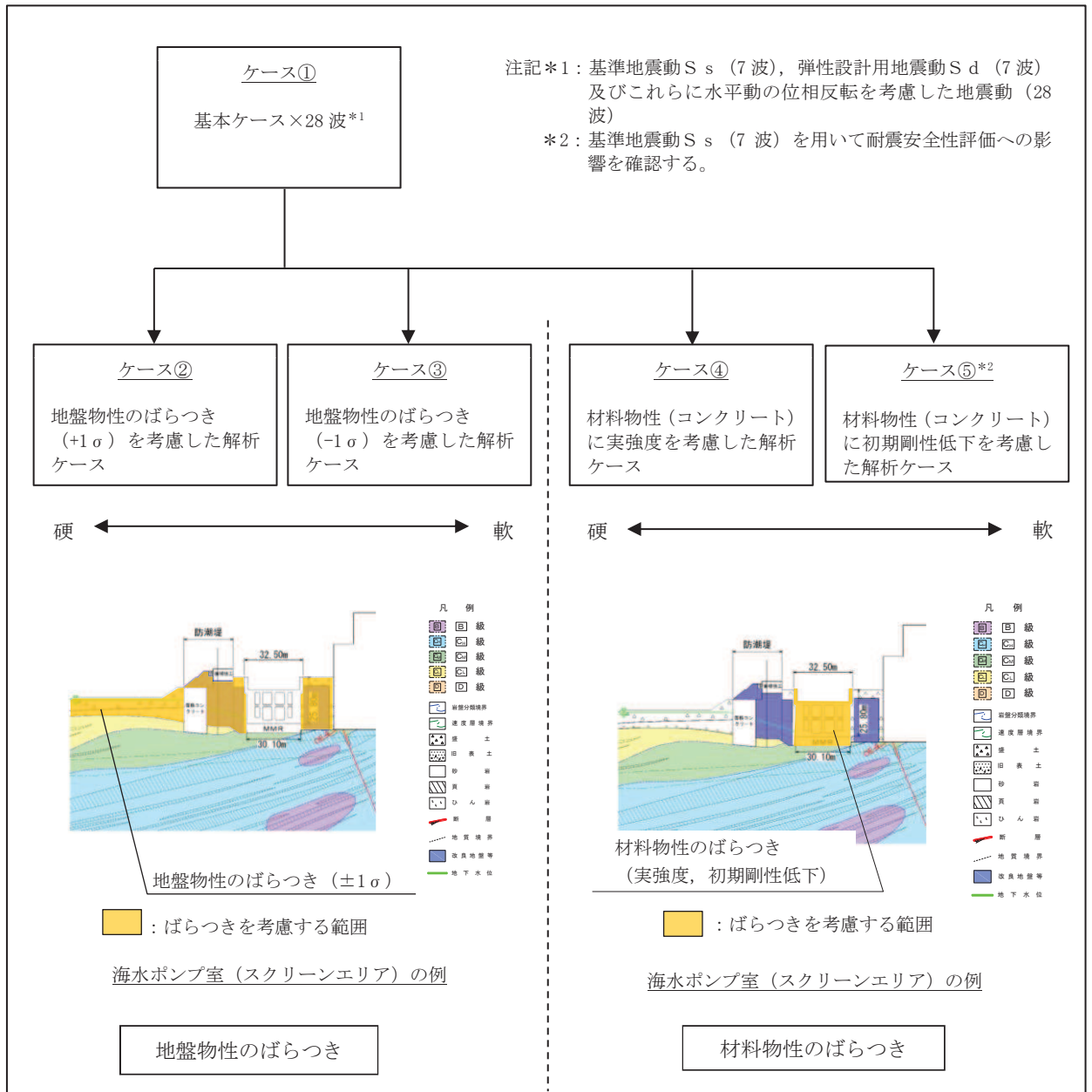


図 3-58 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

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					
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	
		基本ケース*2	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(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		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値	
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	
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。

*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			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			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			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
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
地震動 (位相)	S d - D 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - D 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - D 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - 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。

4. 三次元構造解析

4.1 解析手法

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。

海水ポンプ室に要求される機能は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備を支持する機能（間接支持機能）、非常時における海水の通水機能及び貯水機能、浸水防止のための止水機能が要求されることから、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。

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。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。

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。モデル概念図を図 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。

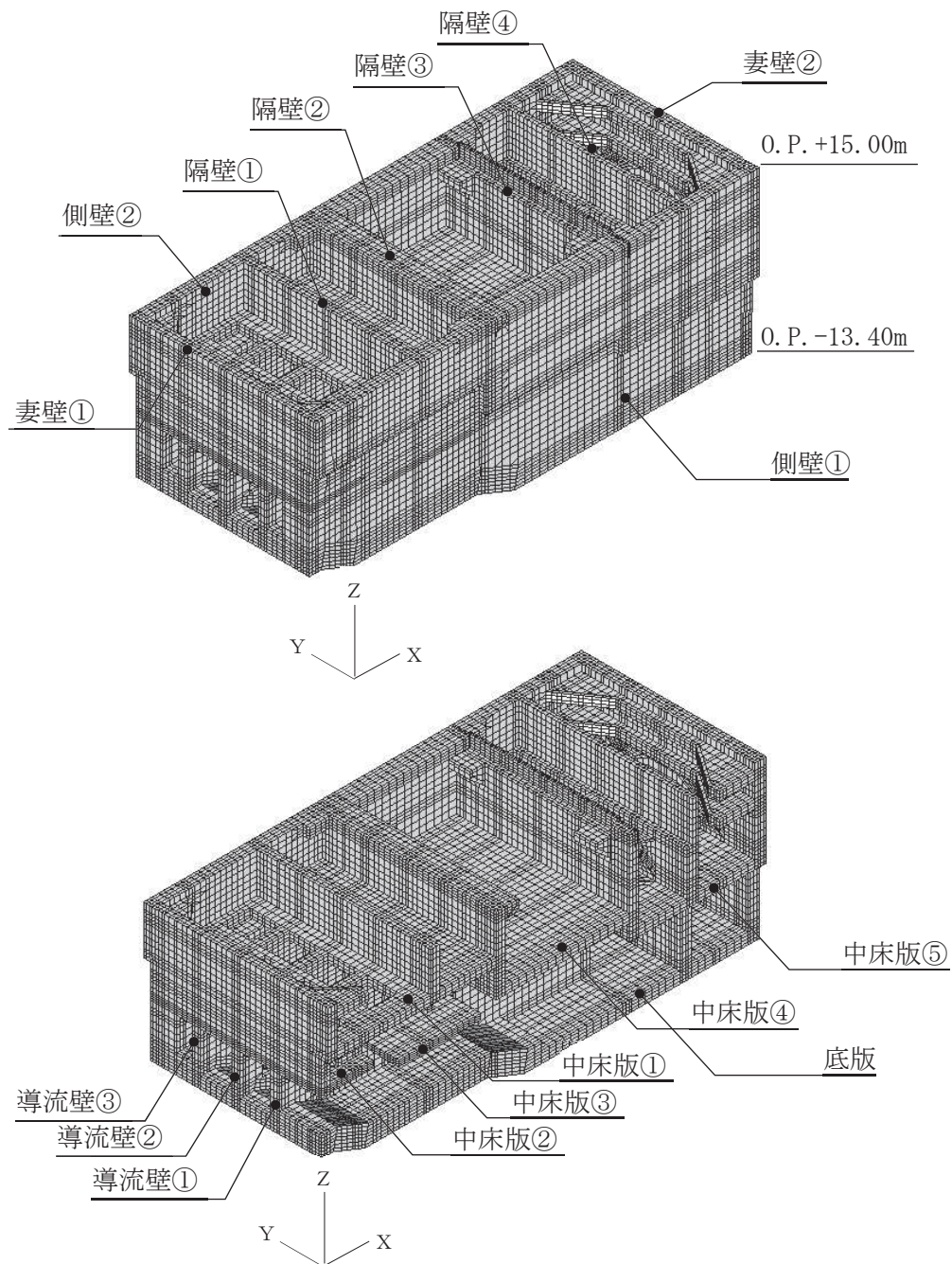
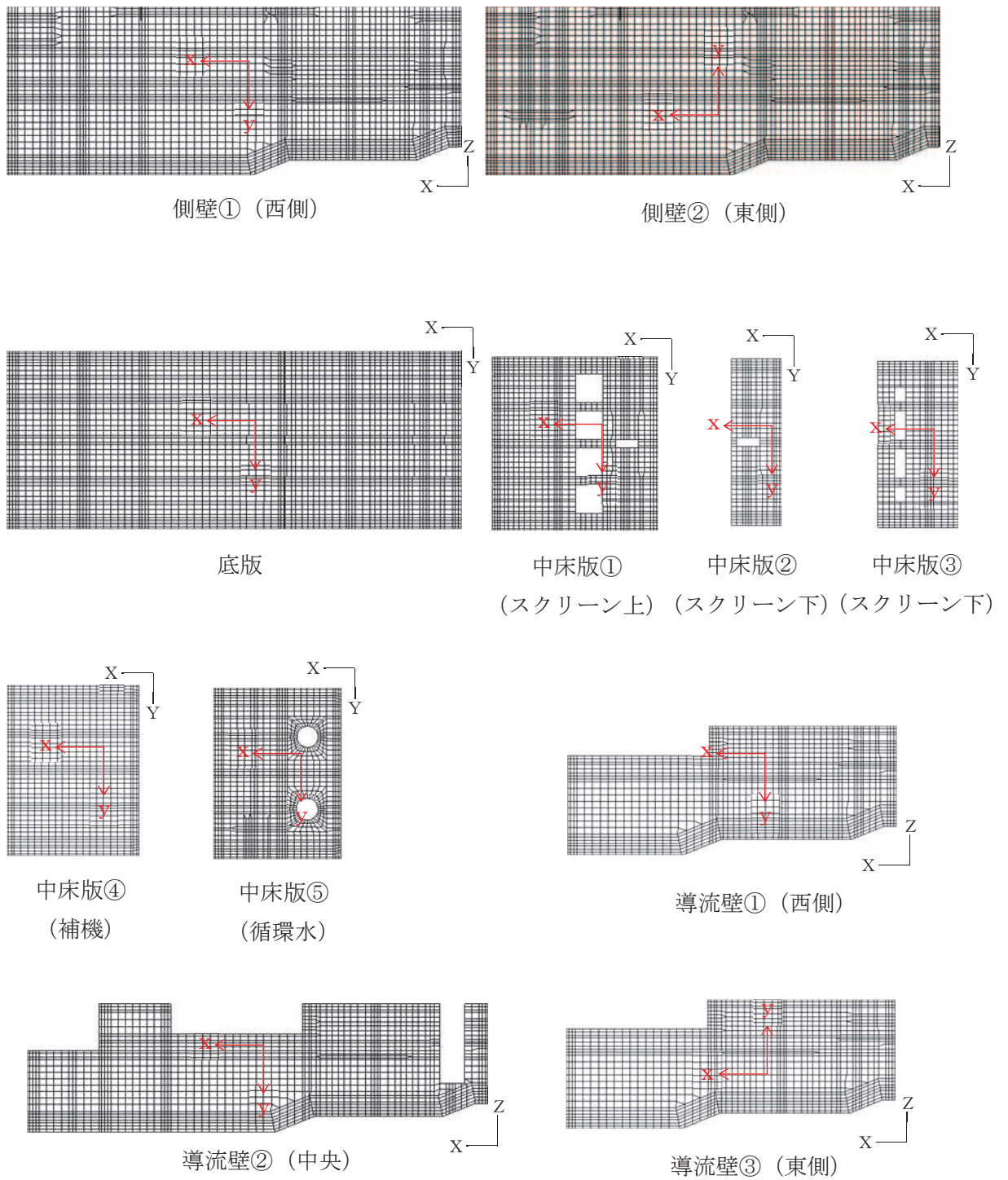


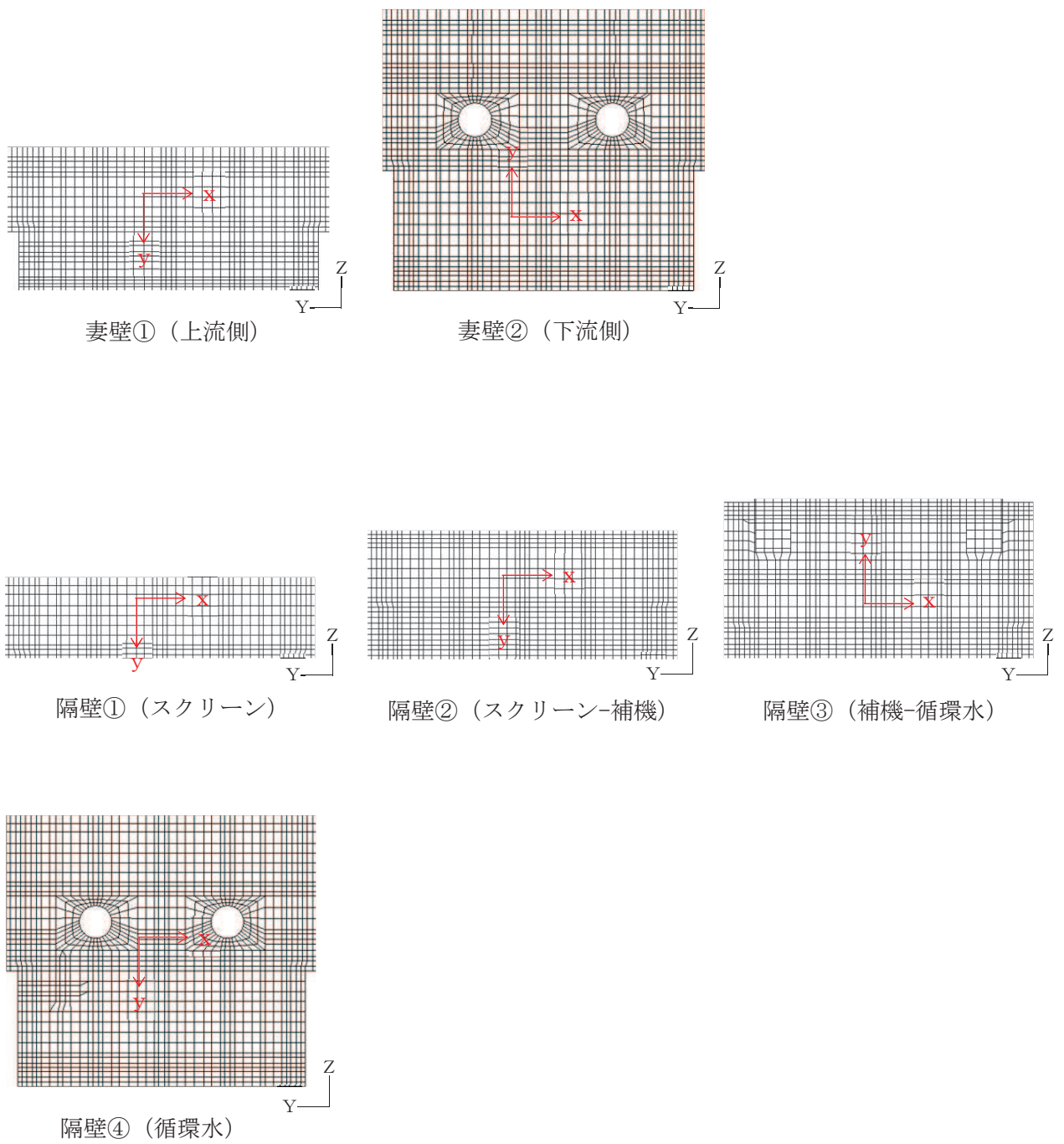
図 4-1 三次元構造解析モデルの概念図



黒：全体座標系を示す

赤：要素座標系を示す

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。

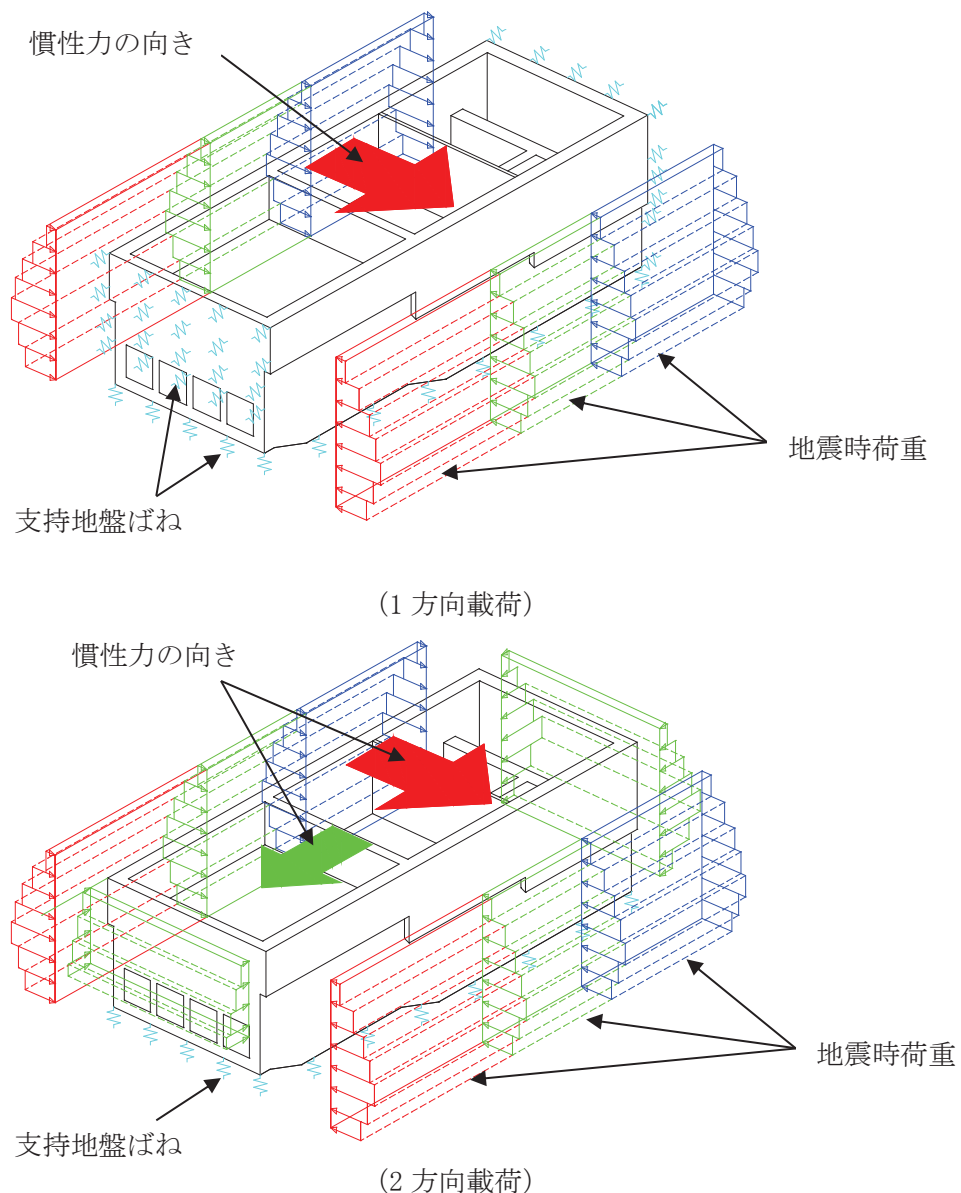


図4-3 地盤ばねの設定イメージ

(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4-1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)

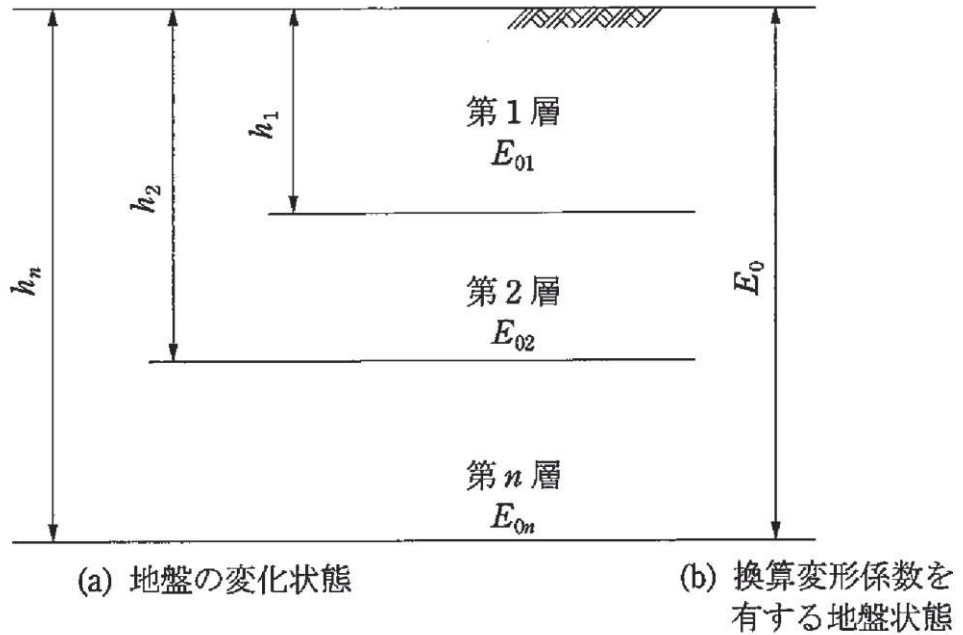


図 4-4 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

表 4-1 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)

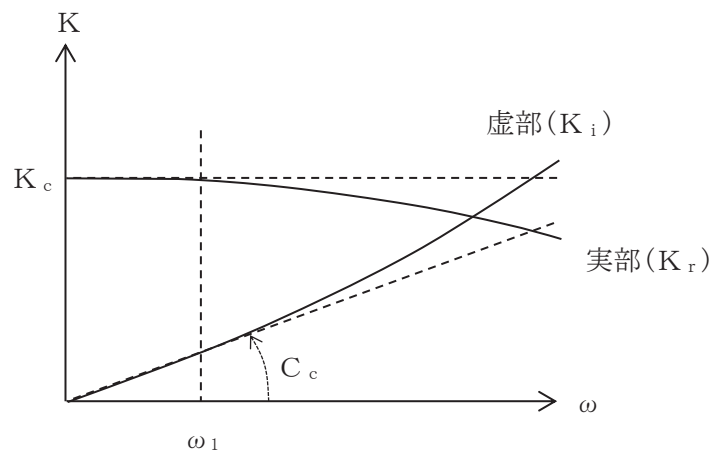
変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常時, 暴風時	地震時
直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800N$ で推定した変形係数	1	2

(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 4-5 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 4-5 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)

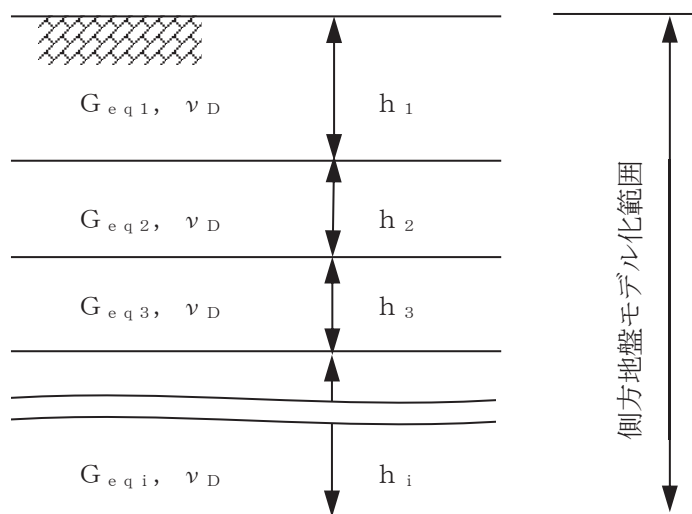


図4-6 次元地震応答解析モデルイメージ

4.2.3 材料の非線形特性

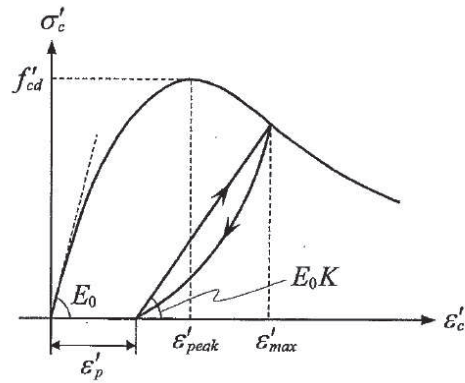
(1) コンクリート

a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 4-7 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、最大応力点を超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 4-8 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。



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

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

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

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

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

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 4-7 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)

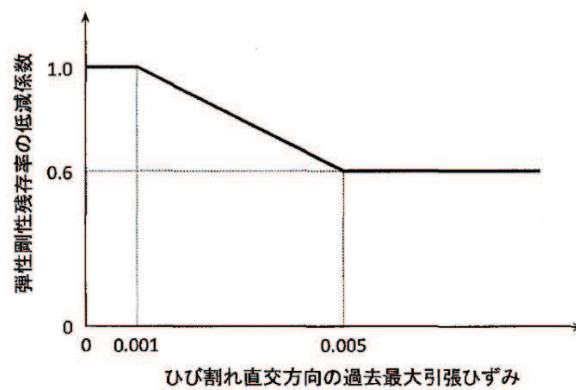
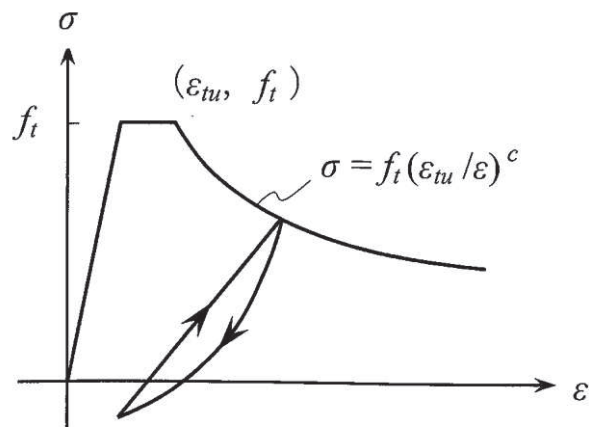


図 4-8 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

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 4-9 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 4-10 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 4-9 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)

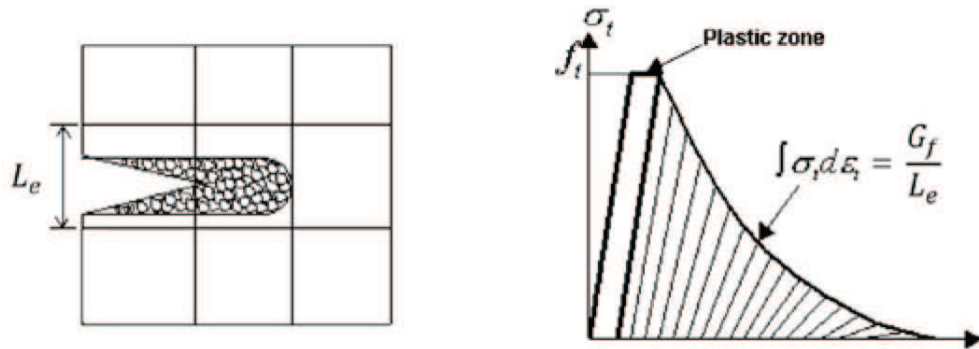
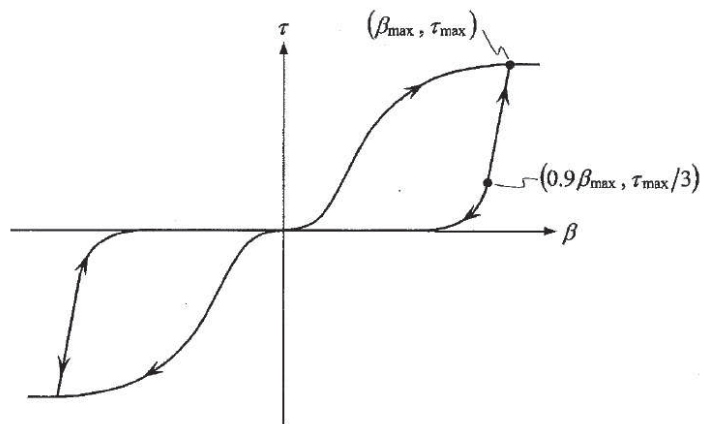


図4-10 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

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4-11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。



ここに、 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4-11 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)

(3) 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、 $A_{RC} = A_s + A_c$


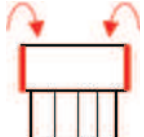


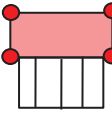
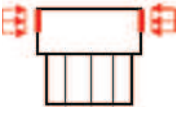
4.3 照査時刻の選定

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照査時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。海水ポンプ室の照査時刻を表 4-2 に示す。海水ポンプ室の地震応答解析断面はスクリーンエリア、補機ポンプエリア、循環水ポンプエリアの 3 断面あり、1 断面当たり 9 時刻選定するため、地震動 1 波当たり 27 時刻の照査時刻を選定し、三次元構造解析により耐震評価を実施している。

各エリアで選定された照査時刻の組合せの考え方について、側壁のせん断破壊（面外）に対する照査時刻（時刻 5、6）の選定を例に図 4-13 に示す。地震応答解析の結果から、エリア毎の側壁における水平荷重が最大となる時刻（照査時刻 t_1 、 t_2 及び t_3 ）を選定後、三次元構造解析に用いる照査時刻の組合せを設定する。

三次元構造解析における照査時刻の組合せは、図 4-13 に示すとおり、着目した断面で選定した時刻の前後 0.1 秒以内から保守的な荷重となる時刻を選定する。なお、着目した断面以外の断面における時刻は、荷重の作用方向等を確認し、大きく変わらないことを確認した上で選定している。

表 4-2 照査時刻の考え方 (1 断面当たり*)

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

注記* : 1 断面当たり 9 時刻を選定しており、海水ポンプ室は 3 つの断面を有することから、地震動 1 波当たり合計 27 時刻の照査を行う。

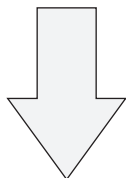
各エリアの荷重抽出時刻

	荷重抽出時刻		
	スクリーン エリア	補機ポンプ エリア	循環水ポンプ エリア
上部構造における 各側壁の水平荷重が 最大となる時刻	t_1^{*1}	t_2^{*2}	t_3^{*3}

注記*1：スクリーンエリアの地震応答解析結果により選定された時刻

*2：補機ポンプエリアの地震応答解析結果により選定された時刻

*3：循環水ポンプエリアの地震応答解析結果により選定された時刻



各エリアの照査時刻を選定後、
選定された時刻の±0.1 秒以内で保守的な荷重となる時刻を
組み合わせる。

	照査時刻*1		
	スクリーン エリア	補機ポンプ エリア	循環水ポンプ エリア
上部構造における 各側壁の水平荷重が 最大となる時刻	t_1	t_{1-1}^{*2}	t_{1-2}^{*2}
	t_{2-1}^{*3}	t_2	t_{2-2}^{*3}
	t_{3-1}^{*4}	t_{3-2}^{*4}	t_3

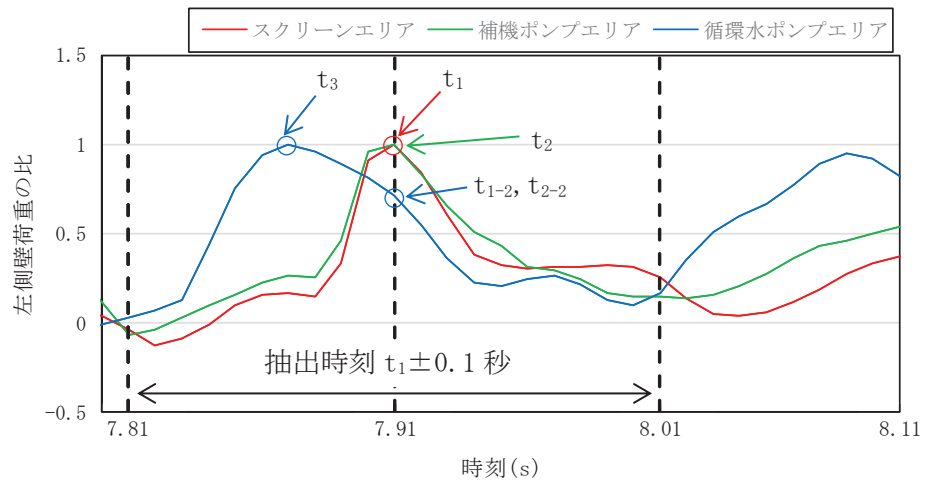
注記*1：赤枠は、着目する断面における時刻を示す。

*2： $t_1 \pm 0.1$ 秒以内で保守的な荷重となる時刻

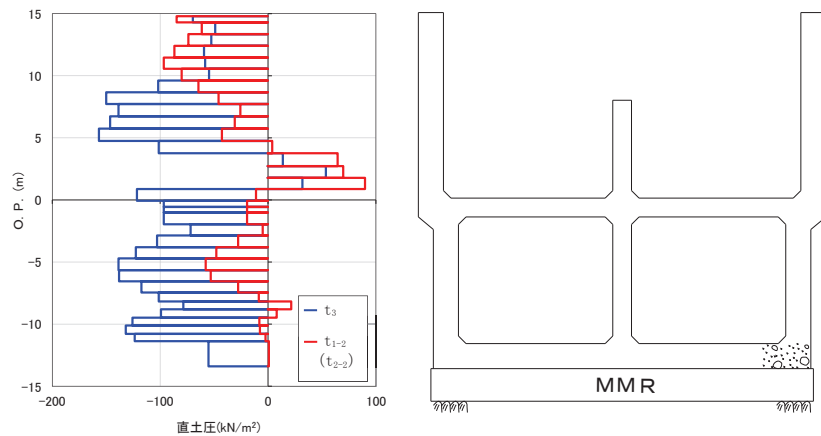
*3： $t_2 \pm 0.1$ 秒以内で保守的な荷重となる時刻

*4： $t_3 \pm 0.1$ 秒以内で保守的な荷重となる時刻

図 4-13 (1) 照査時刻の組み合わせの考え方



注記* : スクリーンエリアに着目 (補機ポンプエリア着目) した場合、
 t_3 と t_{1-2} ($=t_{2-2}$) を比較し、保守的な荷重となる t_3 を照査時刻とする。
 (側壁の水平荷重比の時刻歴の概念図)



(荷重分布比較の概念図)

組み合わせの結果

	照査時刻		
	スクリーン エリア	補機ポンプ エリア	循環水ポンプ エリア
最大となる時刻 *	t_1	t_2	t_3

注記* : 照査時刻 t_1 , t_2 ($=t_1$), t_3 の 2 ケースが, この 1 ケースに集約される。

図 4-13 (2) 照査時刻の組み合わせの考え方

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4-3に、各入力荷重の算定フローを図4-14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4-15に示す。常時荷重は、表3-9に示す荷重を考慮する。

表4-3 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
	竜巻防護ネットの反力	応答加速度	設置位置
	原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の反力	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
内水圧・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・水圧	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。

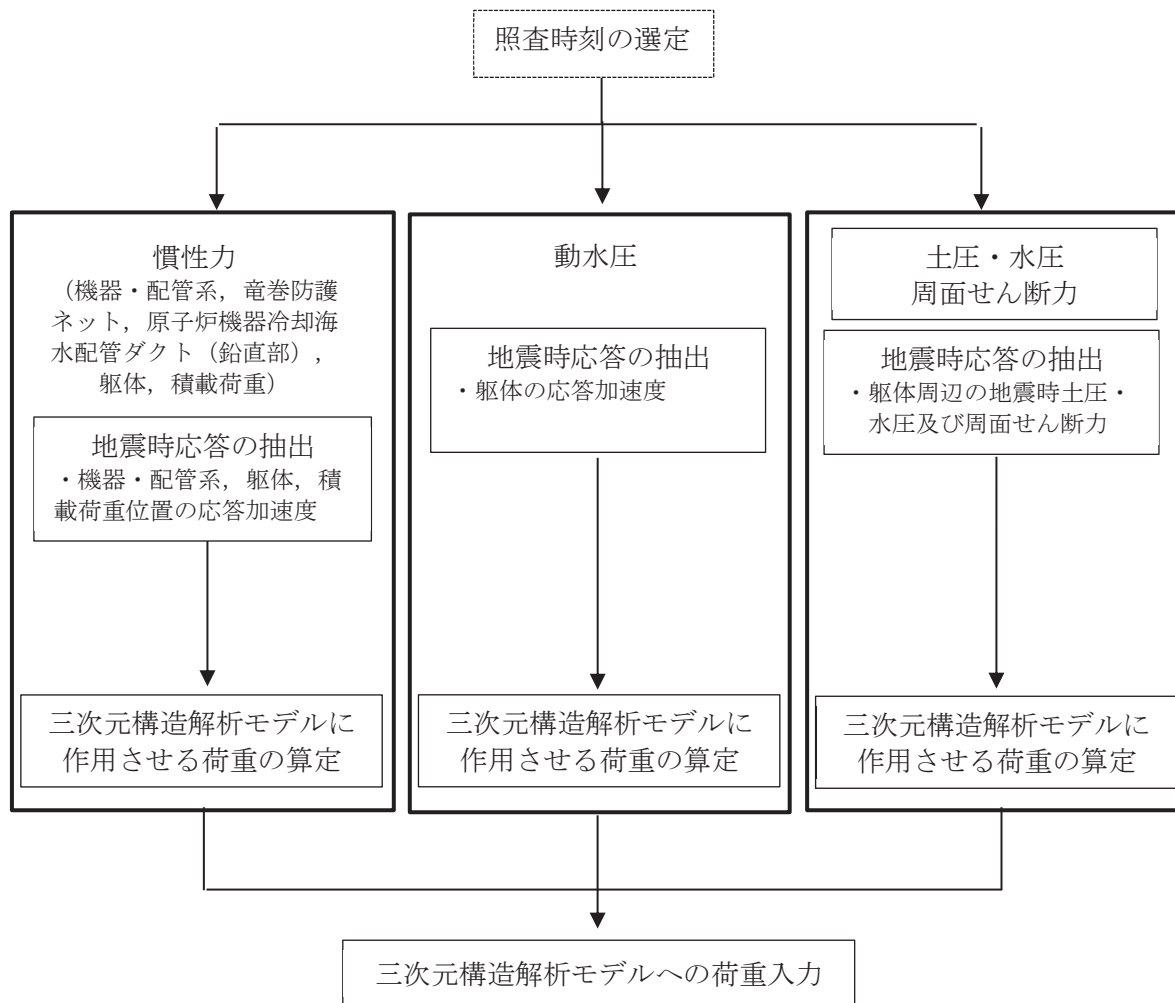


図4-14 各入力荷重の算定フロー

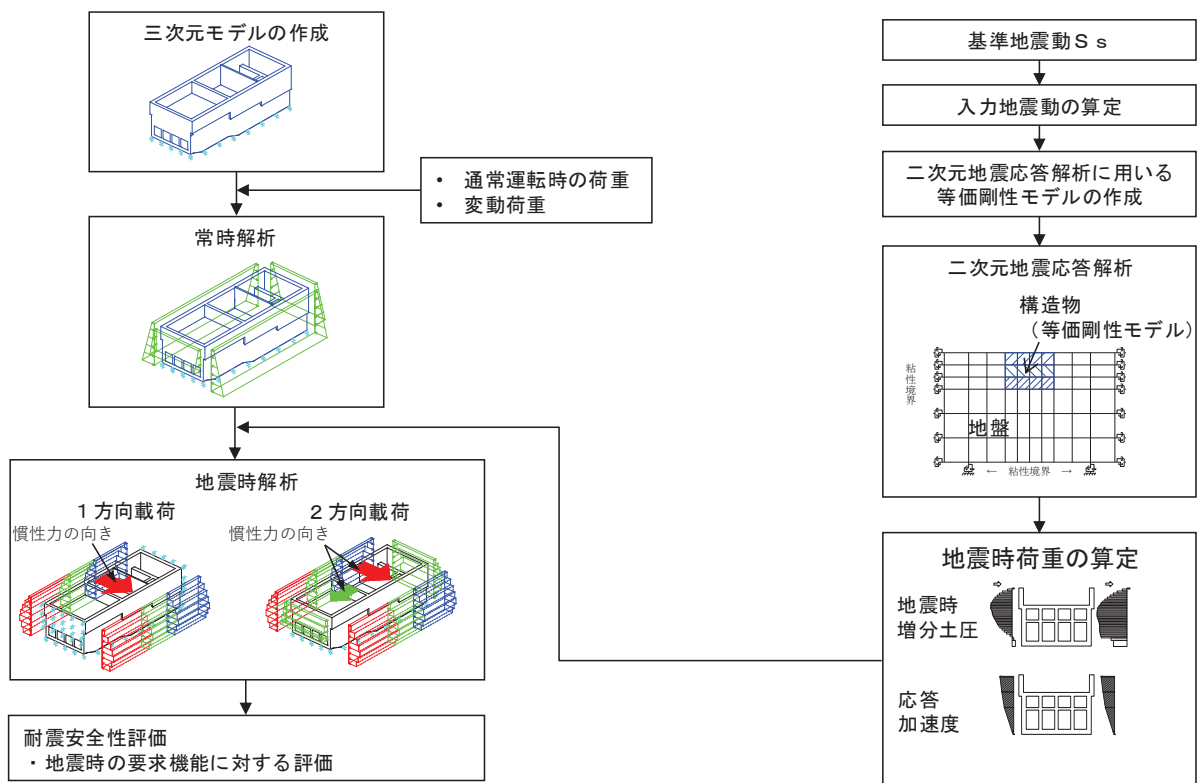


図 4-15 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

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4-16に示す。なお、各断面から算出した土圧及び外水圧は、各区間の奥行方向に一様に载荷する。

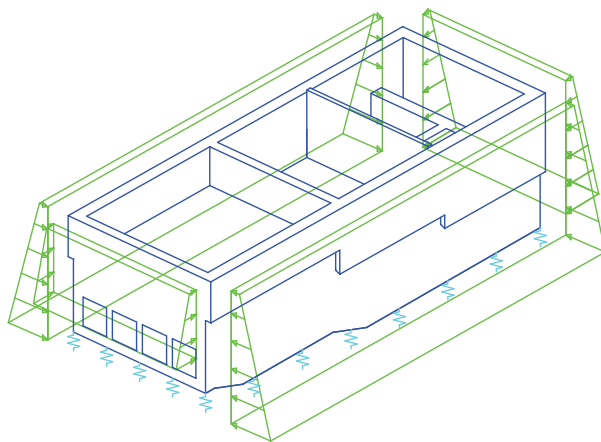
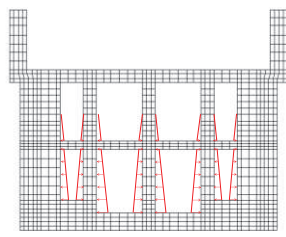


図4-16 静止土圧及び外水圧の载荷概念図

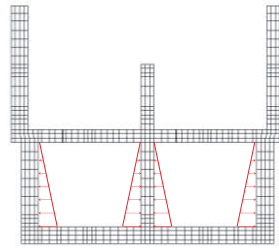
(3) 内水圧

海水ポンプ室の内部には、朔望平均満潮位 (O.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4-17及び図4-18に示す。

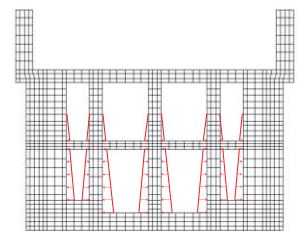
注記* : 東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を、敷地高さ (O.P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O.P. +1.43m から O.P. +2.43m とすることにより考慮する。



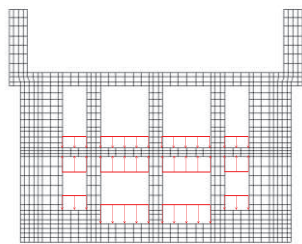
スクリーンエリア



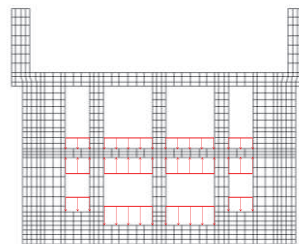
補機ポンプエリア
(水平方向)



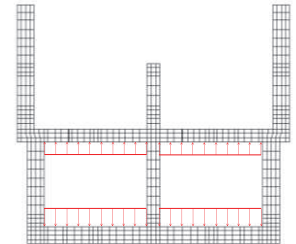
循環水ポンプエリア



スクリーンエリア

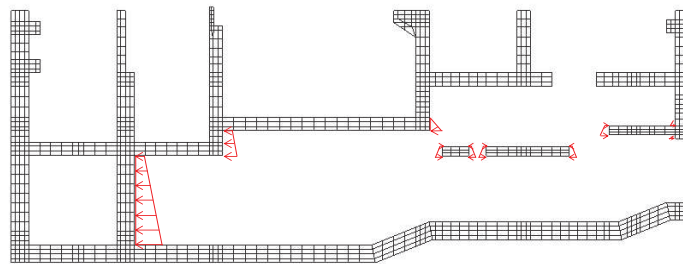


補機ポンプエリア
(鉛直方向)

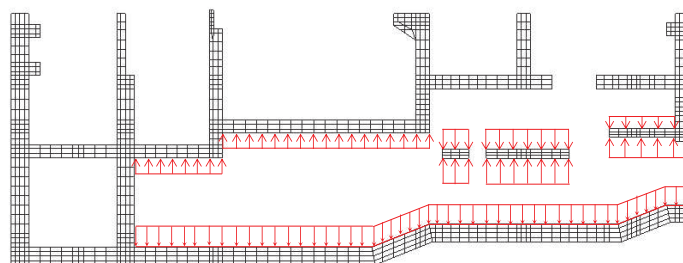


循環水ポンプエリア

図 4-17 内水圧の概念図 (東西方向)



(水平方向)



スクリーンエリア

補機ポンプエリア
(鉛直方向)

循環水ポンプエリア

図 4-18 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。機器荷重図を図 4-19 に示す。

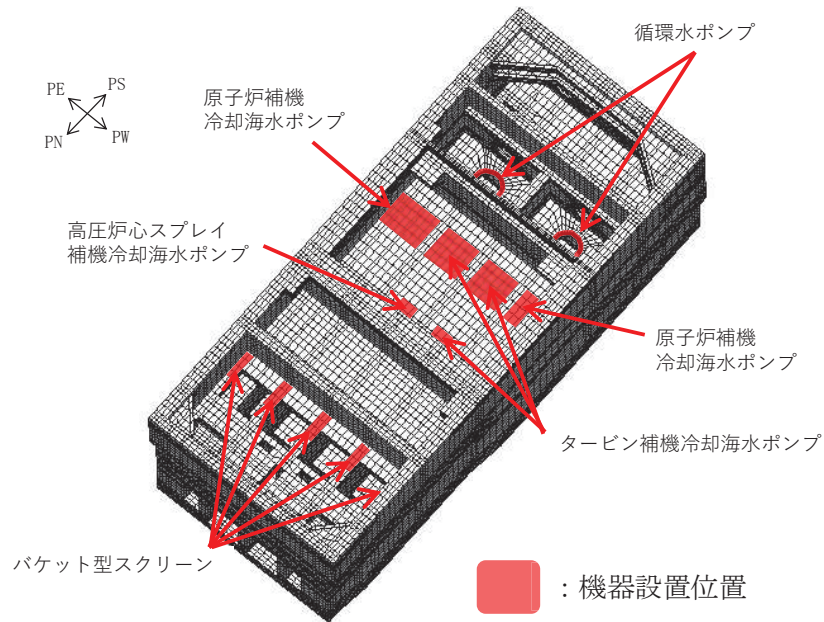


図 4-19 機器荷重図

(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 4-20 に示す。

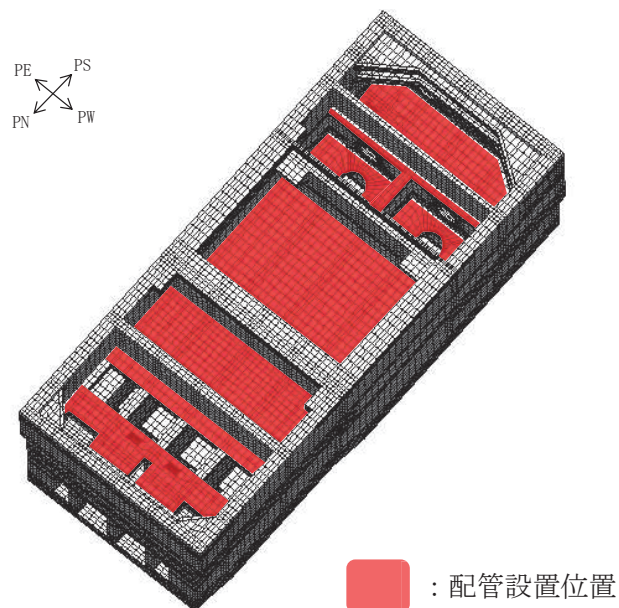


図 4-20 配管荷重図

(6) 積載荷重

地震時に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。具体的には、積載荷重は中床板、妻壁及び側壁に考慮するが、隔壁については、中床板のはり要素に載荷することで考慮する。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。

4.4.2 慣性力 (機器)

機器の慣性力は、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 4-21 に、応答加速度の抽出概念図を図 4-22 に示す。

水平方向 (NS 方向及びEW 方向) 及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、機器が設置される節点とする。

慣性力は、抽出した加速度に機器荷重を乗じて算定する。算定した慣性力は、図 4-23 に示すとおり、海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

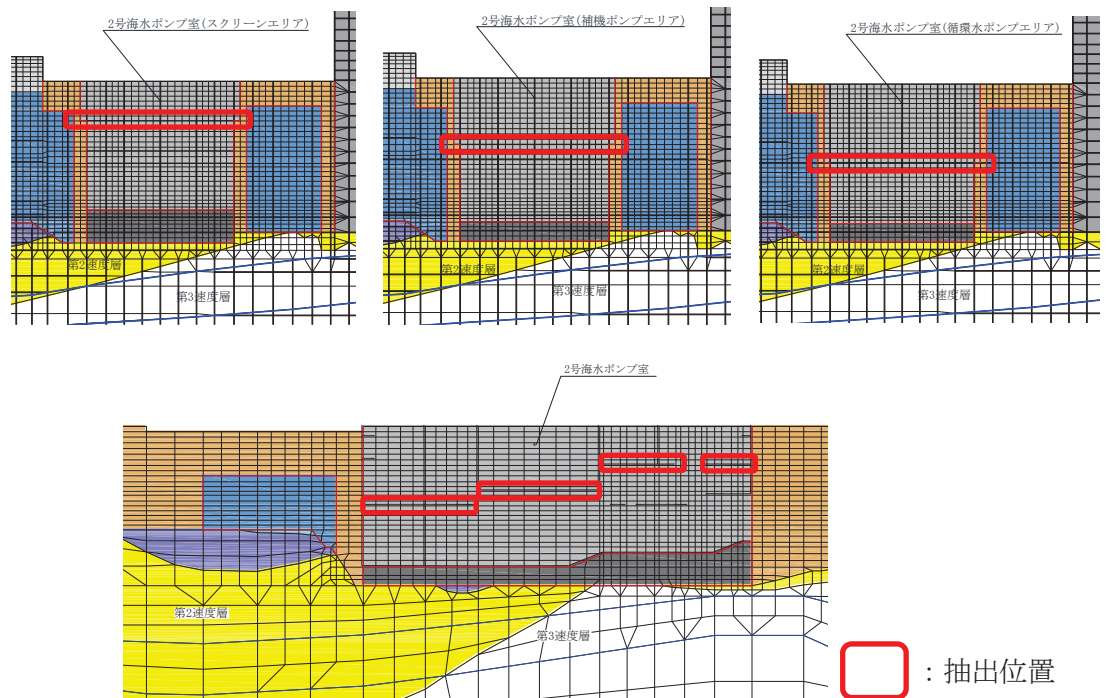


図 4-21 応答加速度の抽出位置

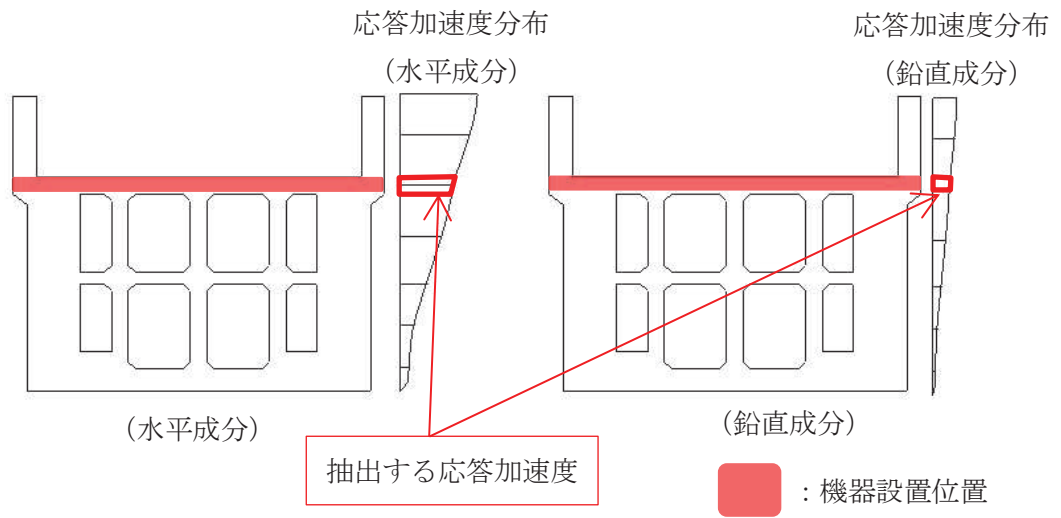


図 4-22 応答加速度の抽出概念図

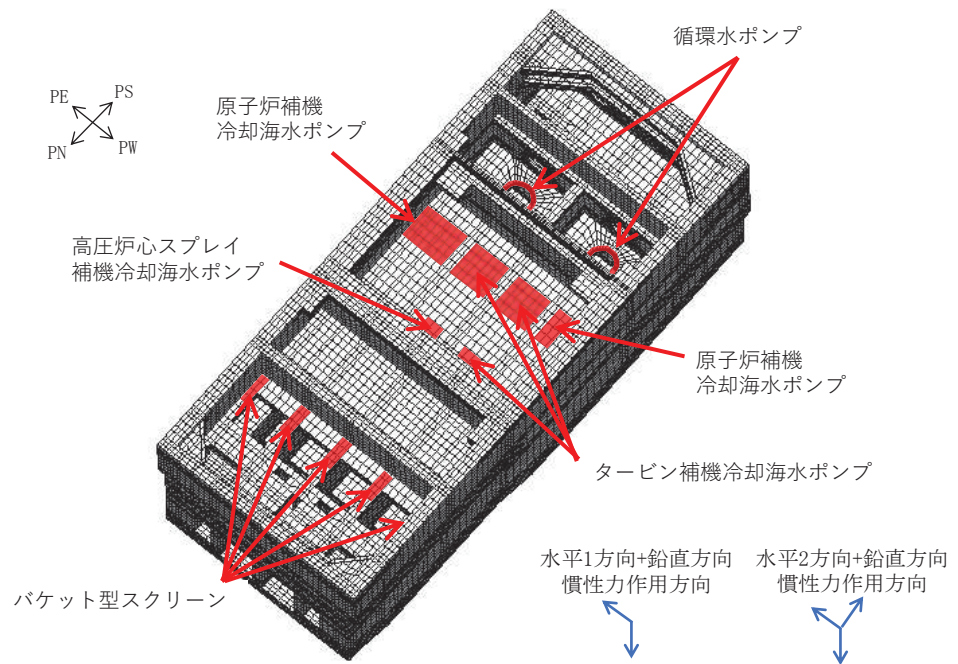


図 4-23 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（機器）の概念図

4.4.3 慣性力（配管）

配管の慣性力は、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4-24に，応答加速度の抽出概念図を図4-25に示す。

水平方向（NS方向及びEW方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は，配管が設置される節点とする。

慣性力は，抽出した加速度に配管荷重を乗じて算定する。算定した慣性力は，図4-26に示すとおり，海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

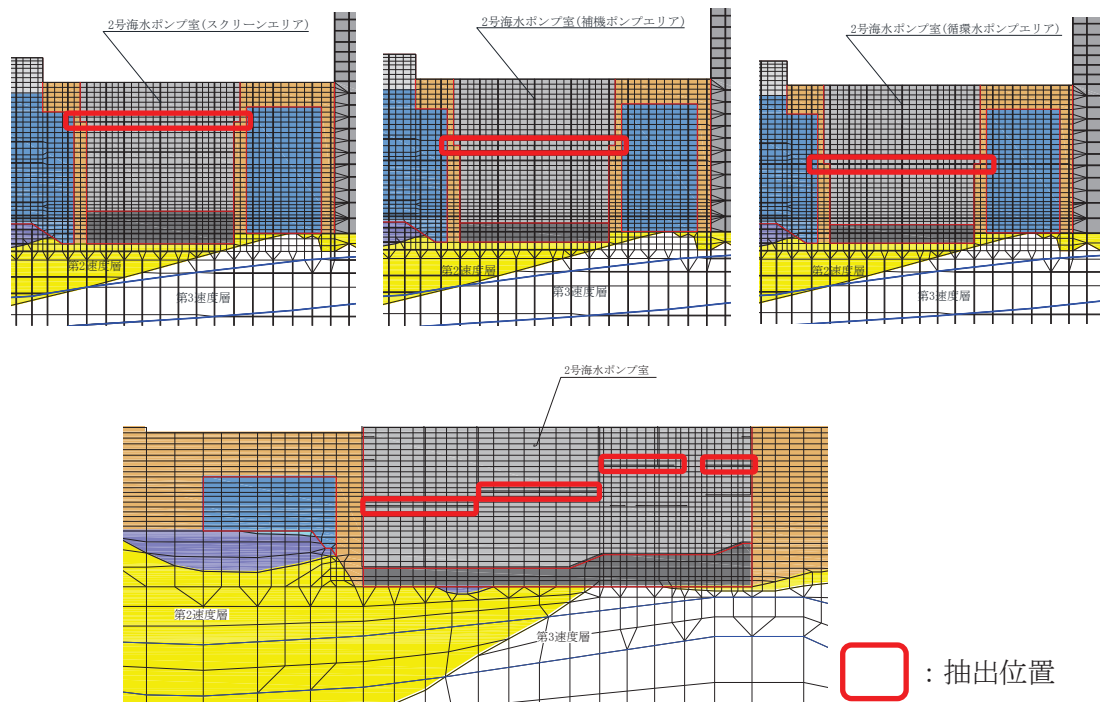


図4-24 応答加速度の抽出位置

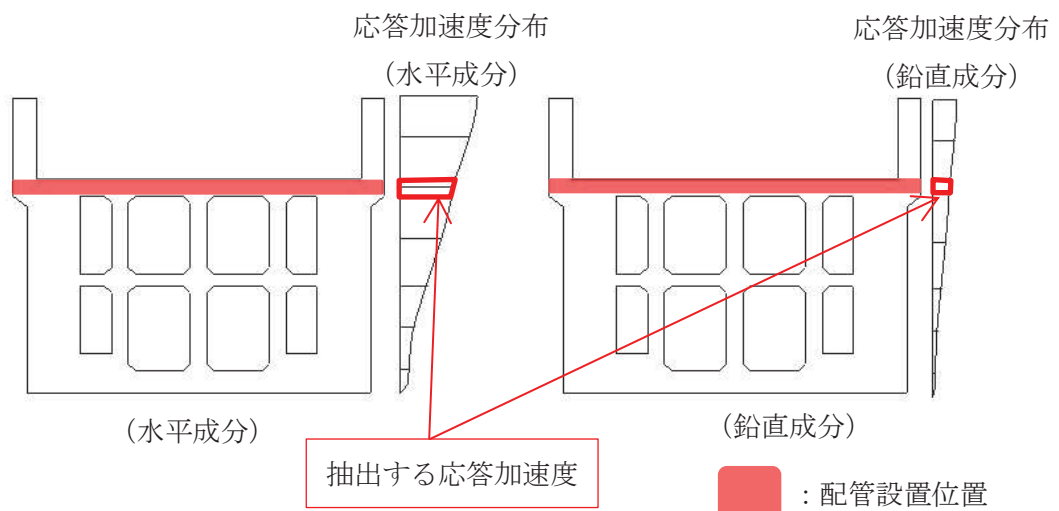


図4-25 応答加速度の抽出概念図

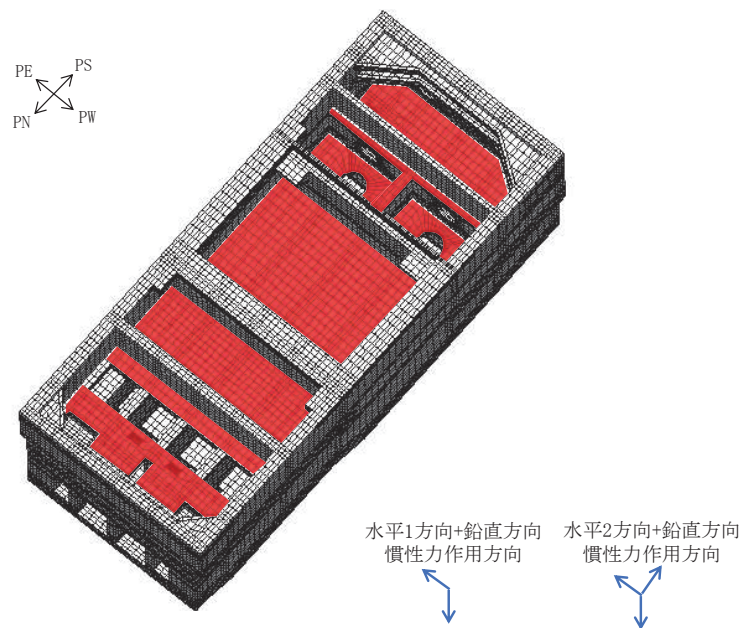


図 4-26 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（配管）の概念図

4.4.4 慣性力（躯体）

躯体及び積載荷重の慣性力は、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 4-27 に示す。

水平方向（NS 方向及びEW 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 4-28 に示すとおり、海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。入力する慣性力は、各照査時刻における水平方向及び鉛直方向の応答加速度の正負の方向とする。

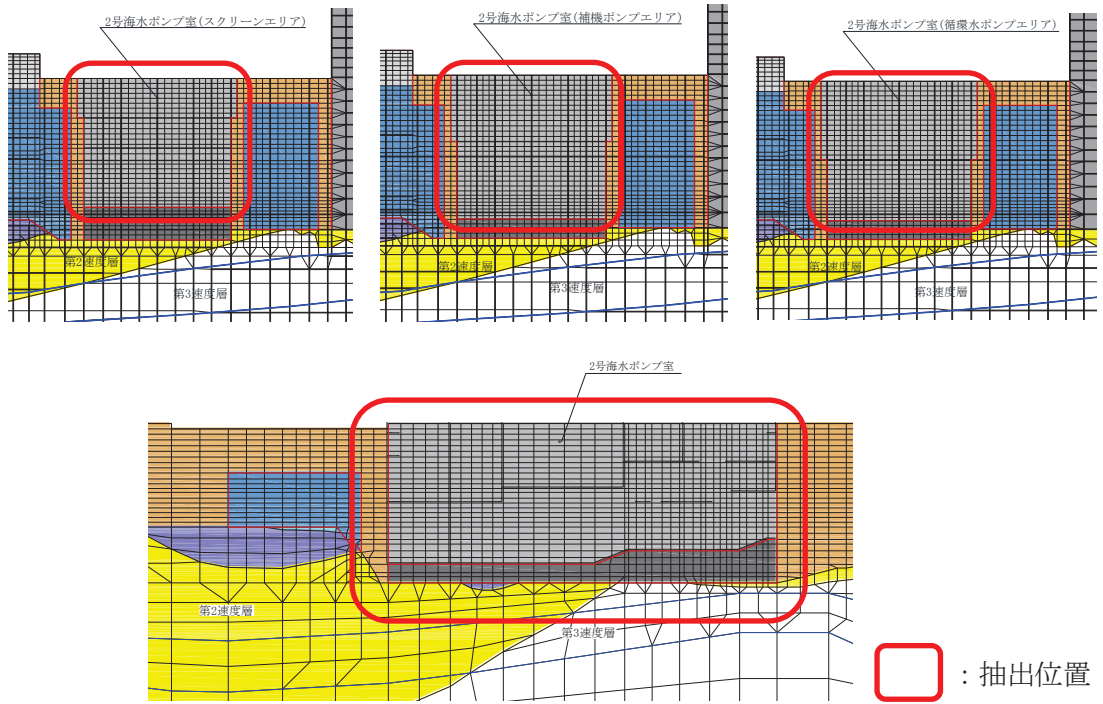


図 4-27 応答加速度の抽出位置

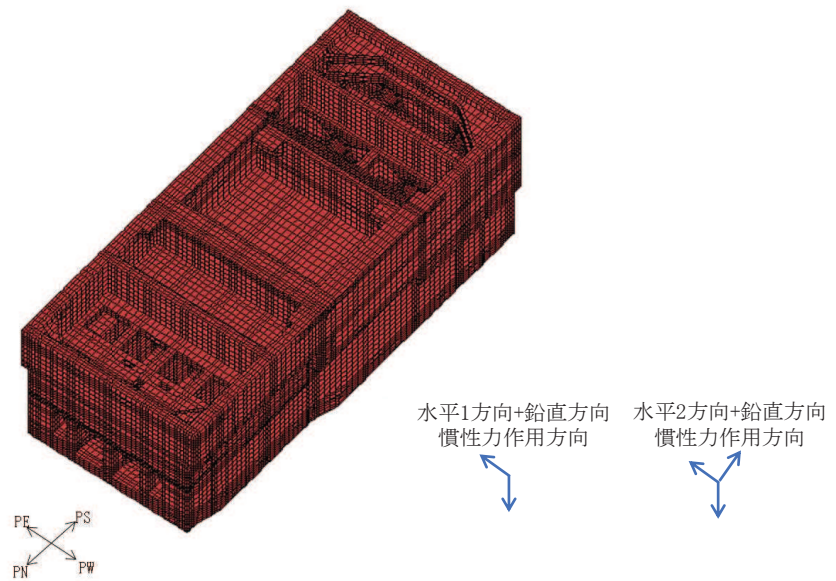


図 4-28 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（躯体）の概念図

4.4.5 慣性力（竜巻防護ネット反力）

竜巻防護ネットの反力は，地震応答解析モデルにおける竜巻防護ネット設置位置における各節点の応答加速度から算定する。竜巻防護ネットの構造概念図を図4-29に，ゴム支承及び可動支承概略図を図4-30に，応答加速度の抽出位置を図4-31に，応答加速度の抽出概念図を図4-32に示す。

水平方向（NS方向及びEW方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は，竜巻防護ネットが設置される節点とする。

算定した反力は，図4-33に示すとおり，海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

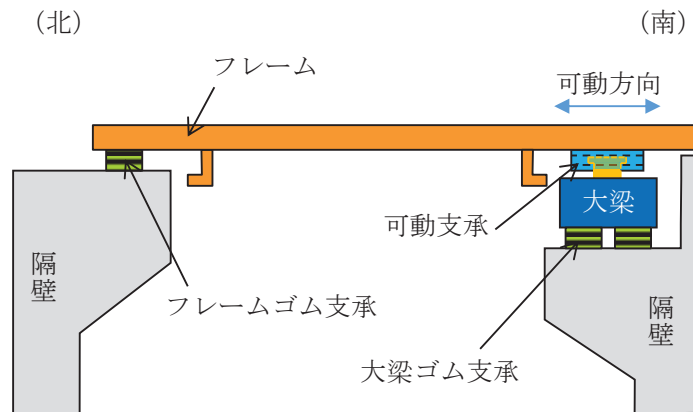


図 4-29 竜巻防護ネットの構造 (イメージ)

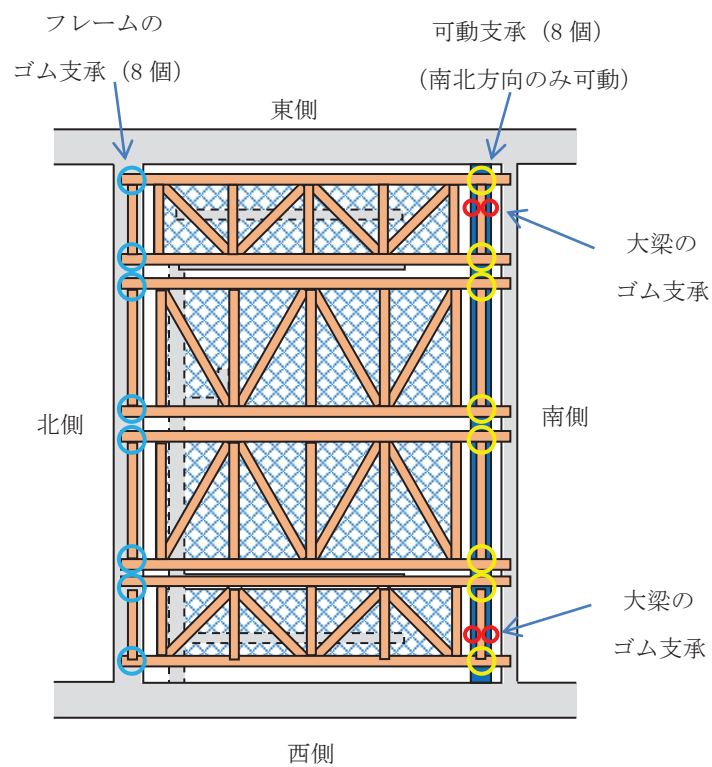


図 4-30 ゴム支承及び可動支承概略図

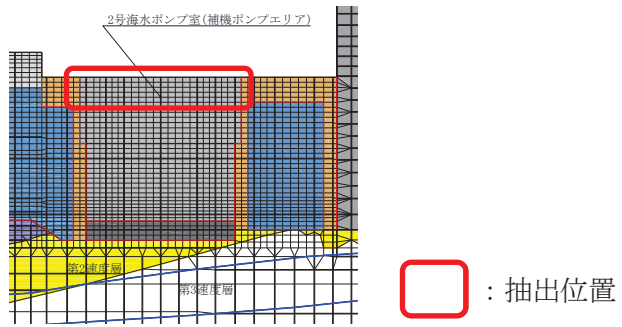


図 4-31 応答加速度の抽出位置

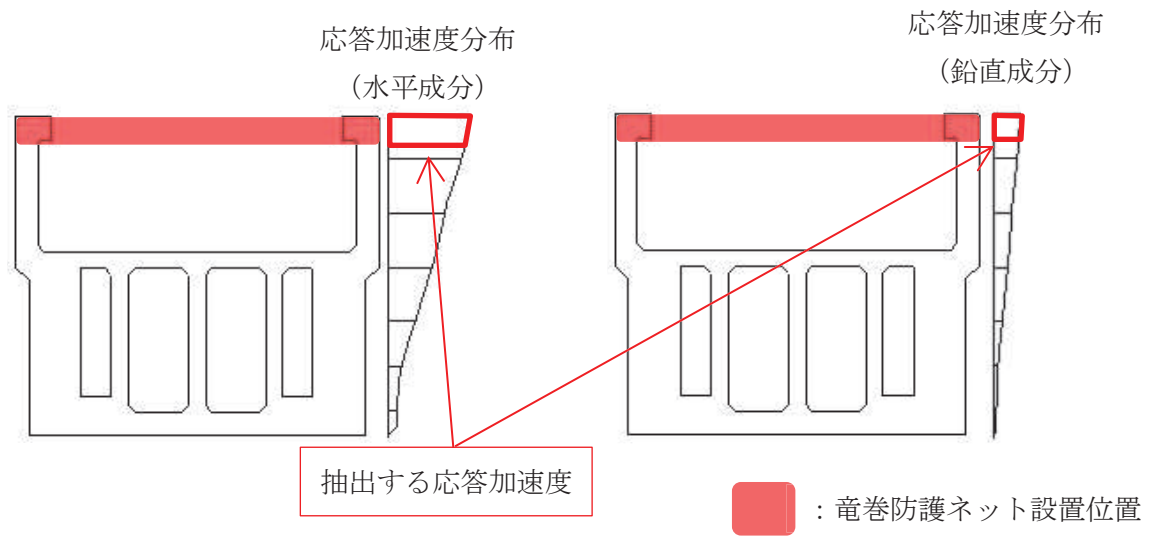


図 4-32 応答加速度の抽出概念図

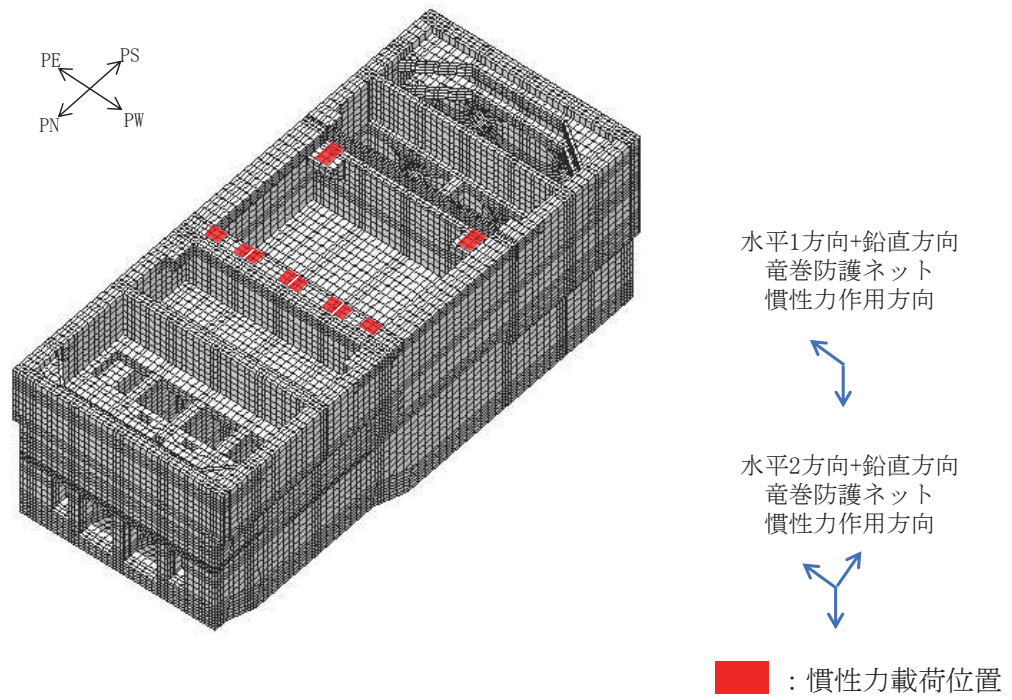


図 4-33 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（竜巻防護ネット反力）の概念図

4.4.6 慣性力（原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部））

海水ポンプ室の西側の側壁には原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が懸架されている。原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の反力は、地震応答解析モデルにおける原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が海水ポンプ室に接続している位置における各節点の応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図4-34に、応答加速度の抽出概念図を図4-35に示す。

水平方向（NS方向及びEW方向）及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、海水ポンプ室に接続している位置での各節点とする。

算定した反力は、図4-36に示すとおり、海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

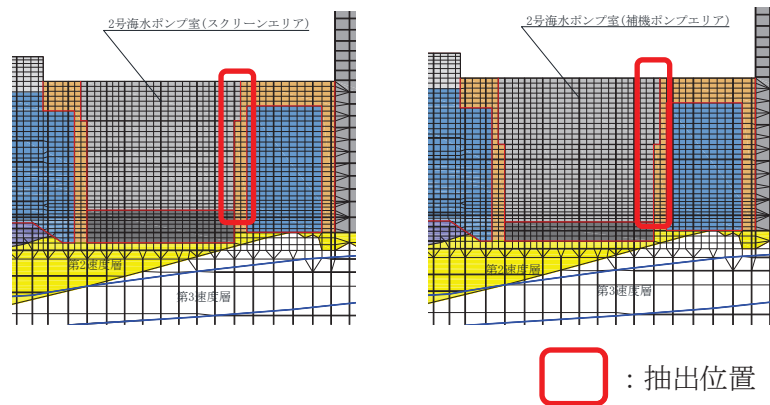


図4-34 応答加速度の抽出位置

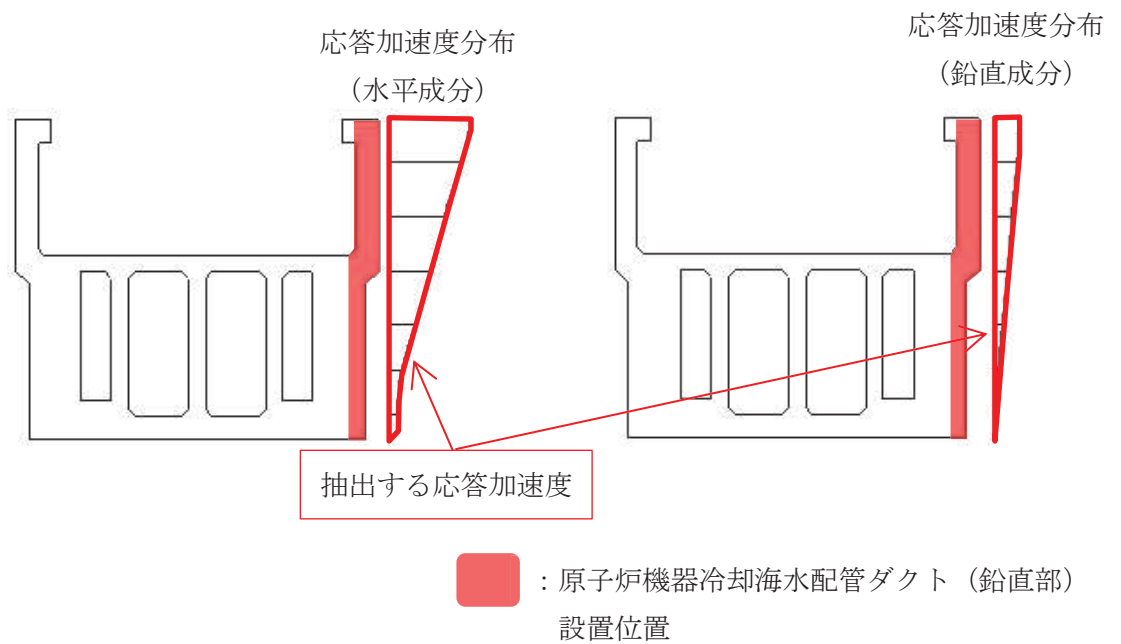


図 4-35 応答加速度の抽出概念図

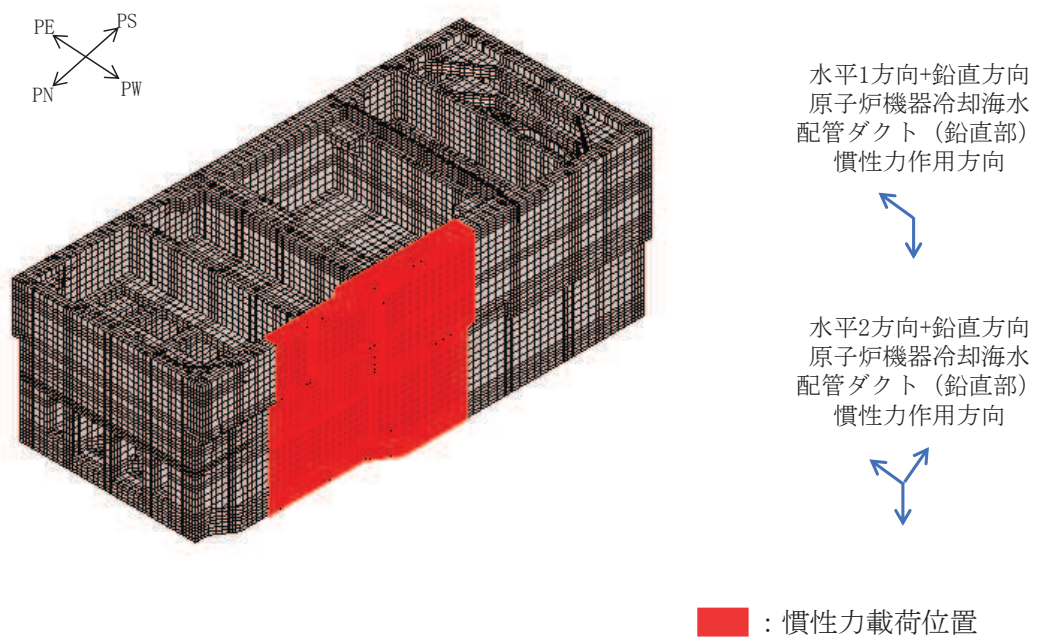


図 4-36 三次元構造解析モデルに入力する慣性力
(原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部)) の概念図

4.4.7 内水圧・動水圧

海水ポンプ室の内部には、朔望平均満潮位 (O. P. +2.43m^{*}) を水位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。

動水圧については、「3.4.7 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4-37及び図4-38の概略図に示すとおり、海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

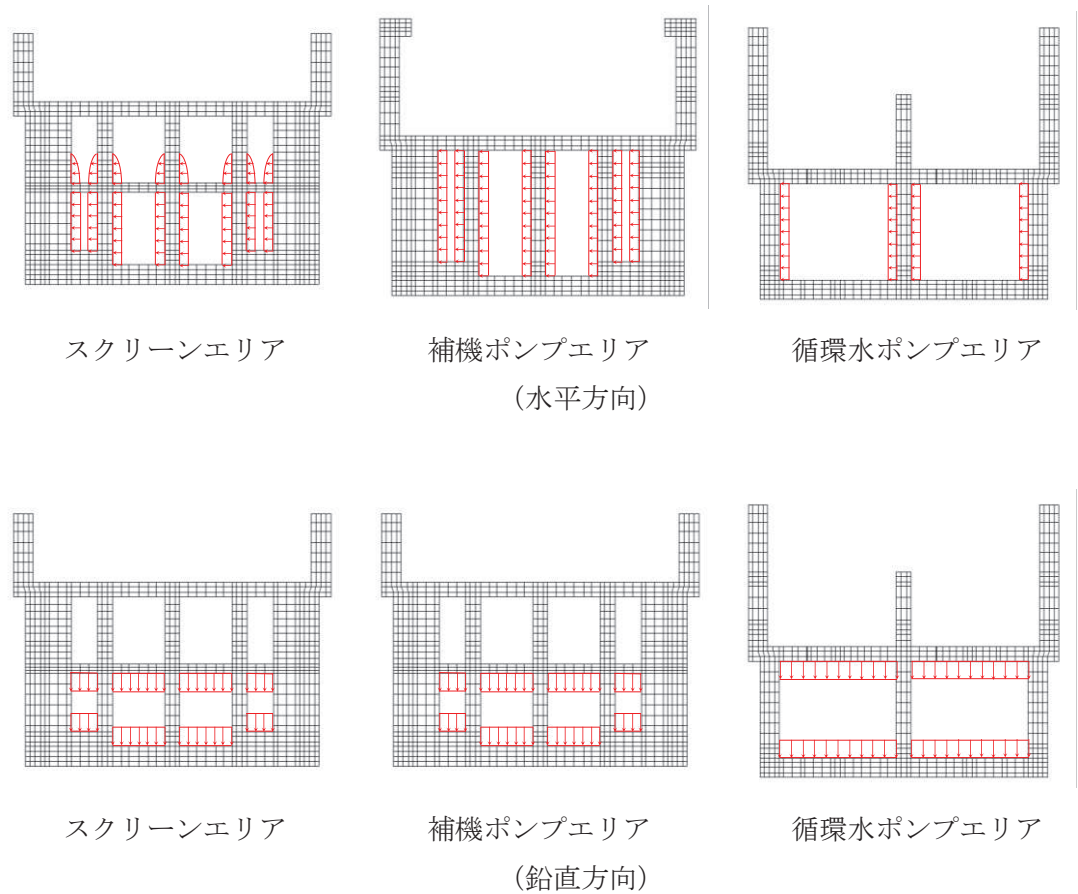
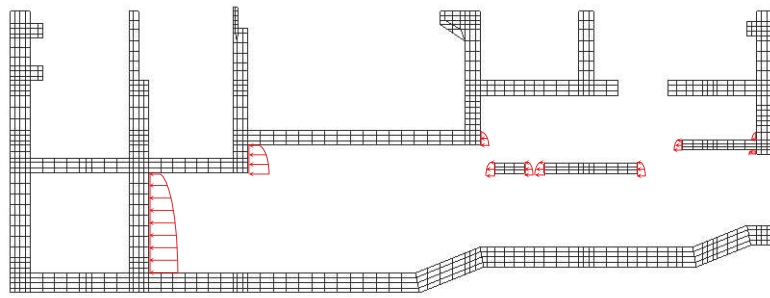
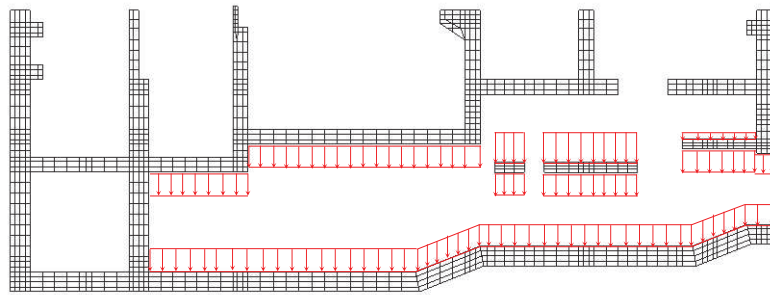


図4-37 動水圧の概念図 (東西方向)

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。



(水平方向)



(鉛直方向)

図 4-38 動水圧の概念図 (南北方向)

4.4.8 地震時土圧・水圧及び周面せん断力

躯体側面に作用する地震時土圧・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。地震時土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置を図4-39に示す。また、算定した地震時土圧・水圧及び周面せん断力は、図4-40に示すとおり、海水ポンプ室の三次元構造解析モデルに入力する。

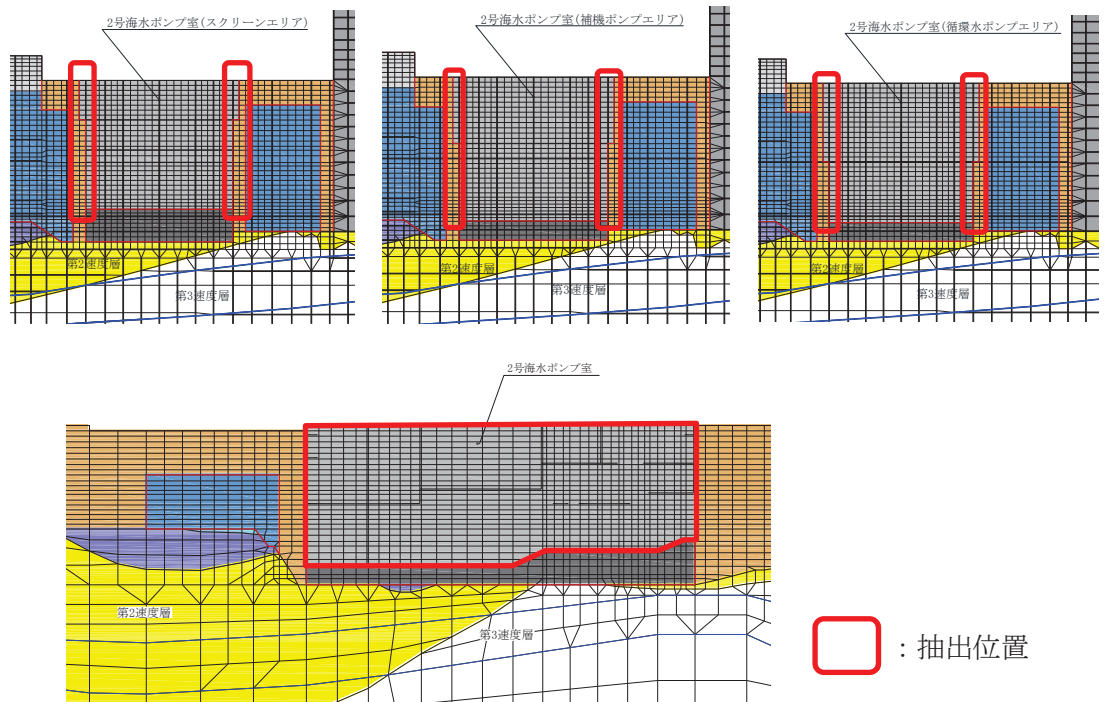


図4-39 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置

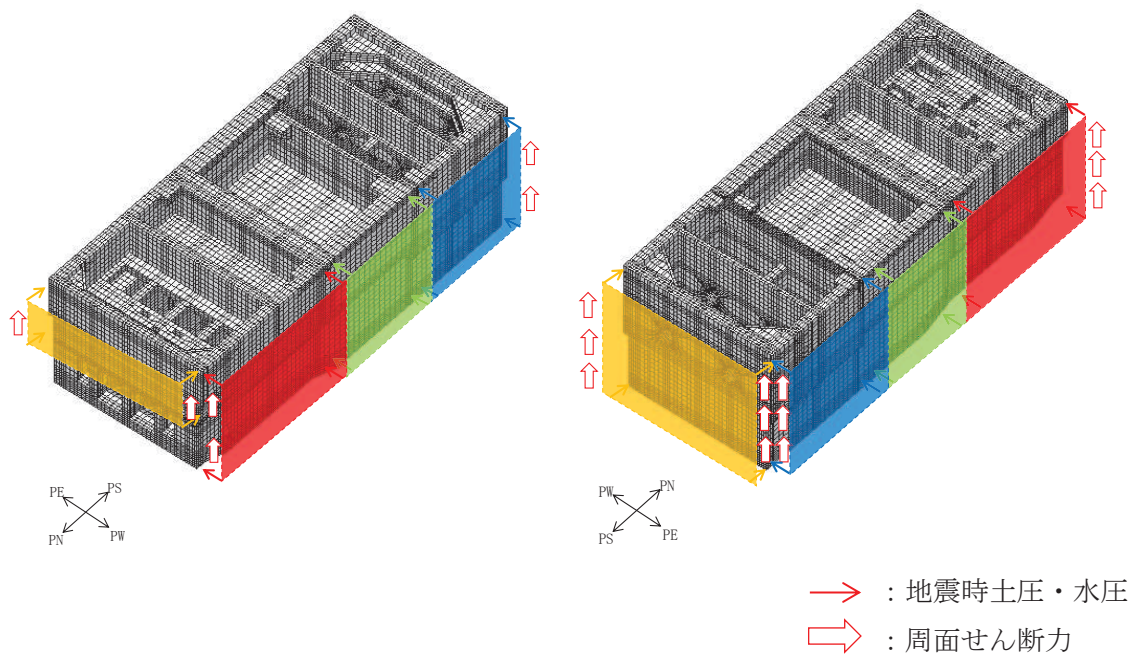


図4-40 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の概念図

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5-29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5-30～図5-57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。

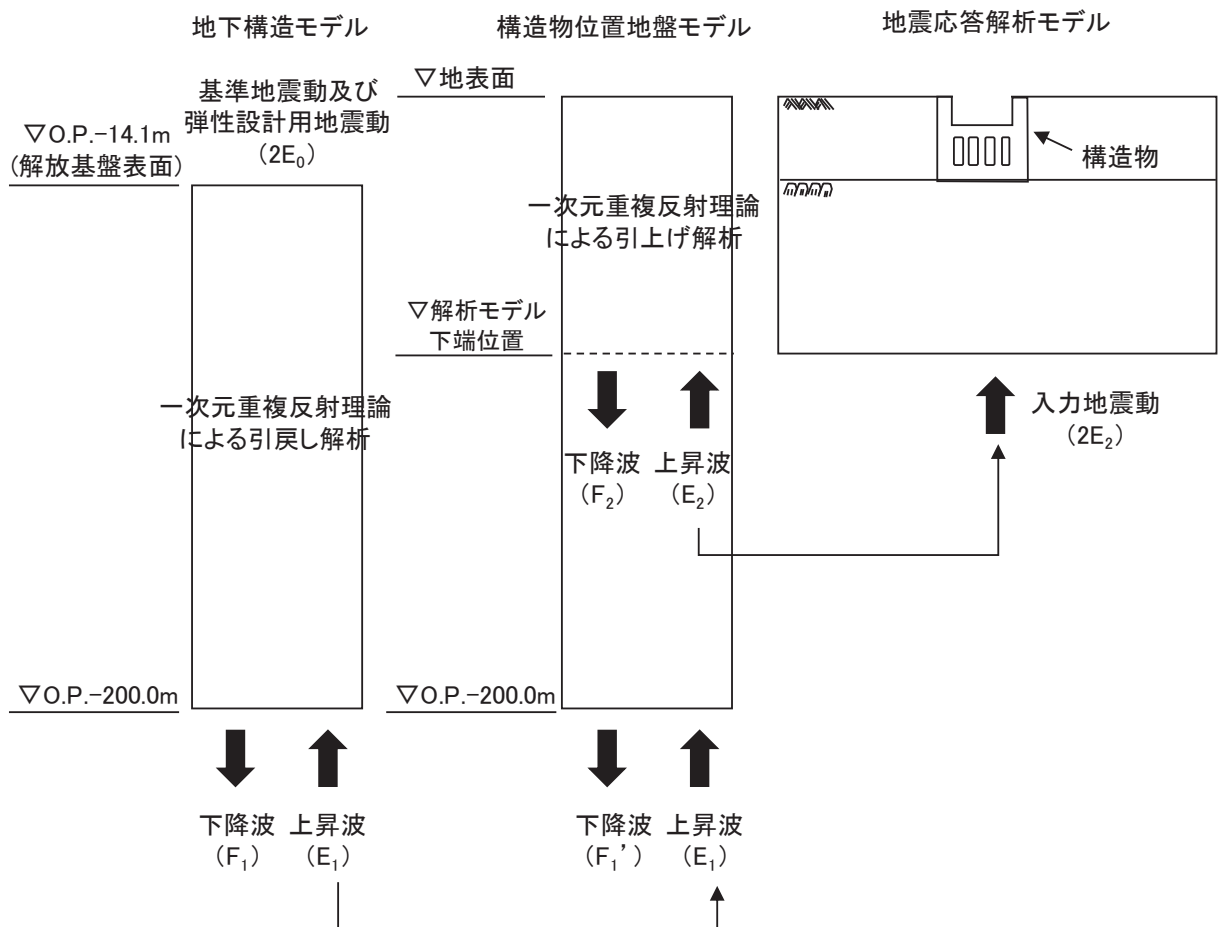
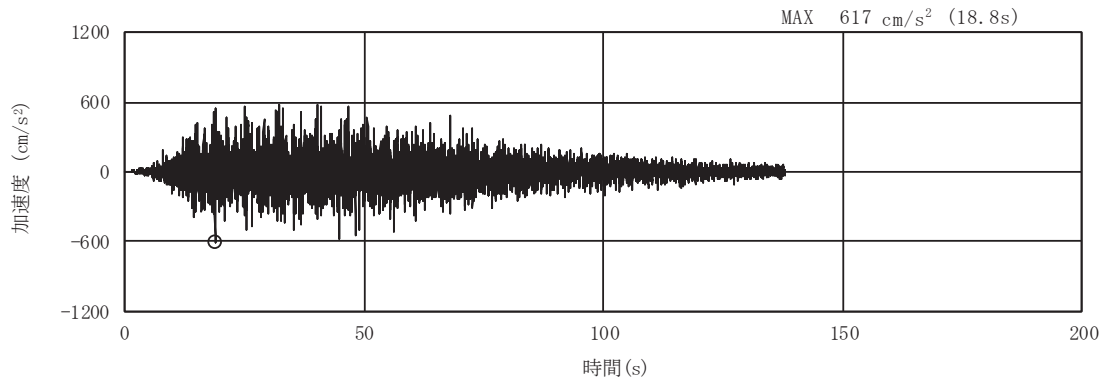
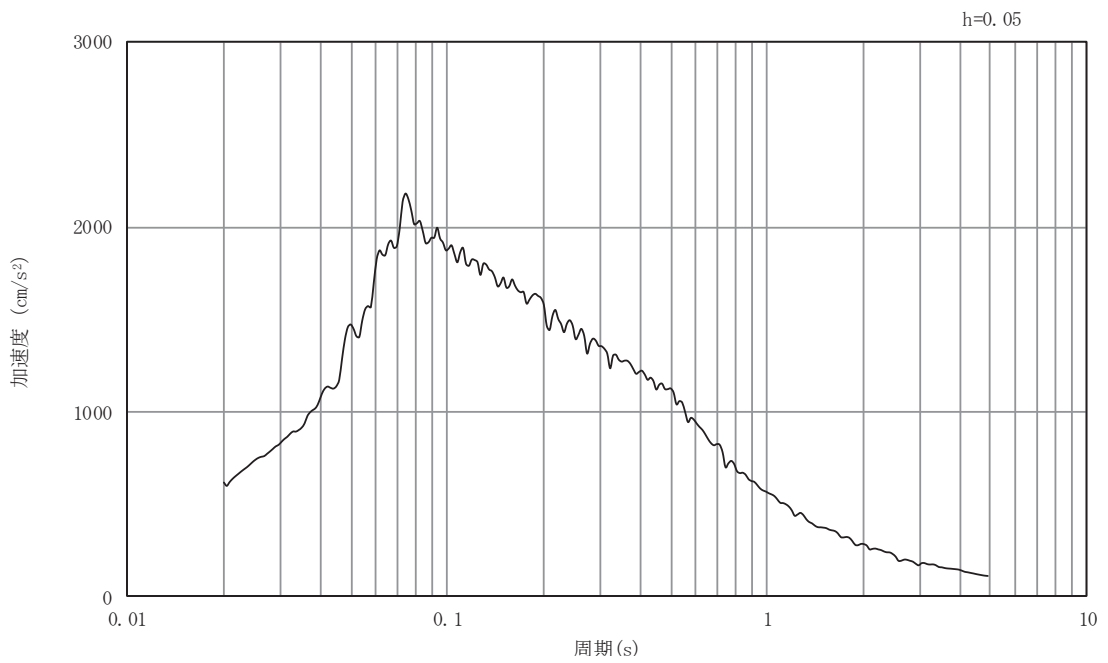


図5-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d ）

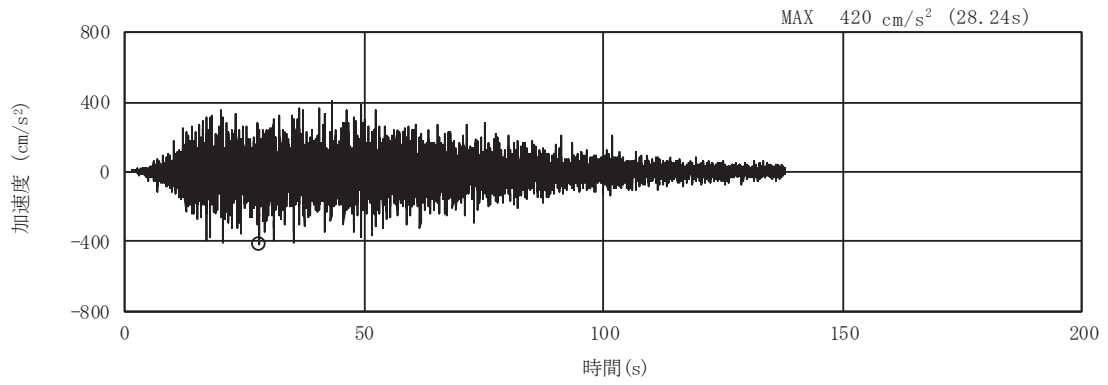


(a) 加速度時刻歴波形

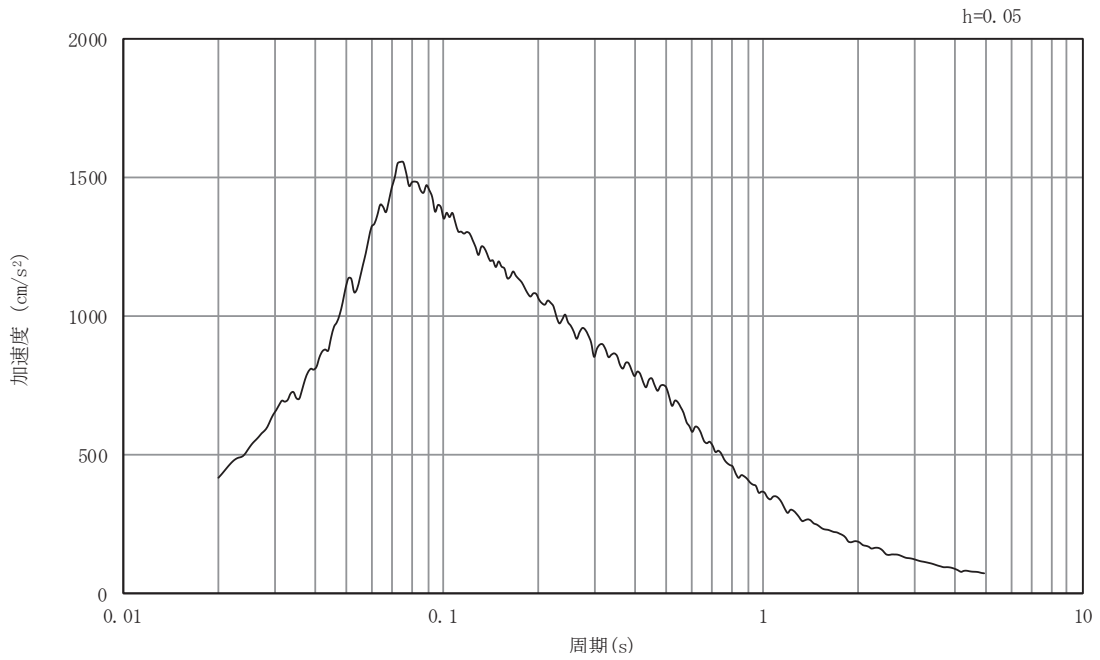


(b) 加速度応答スペクトル

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
(東西方向, 水平成分: S s - D 1)

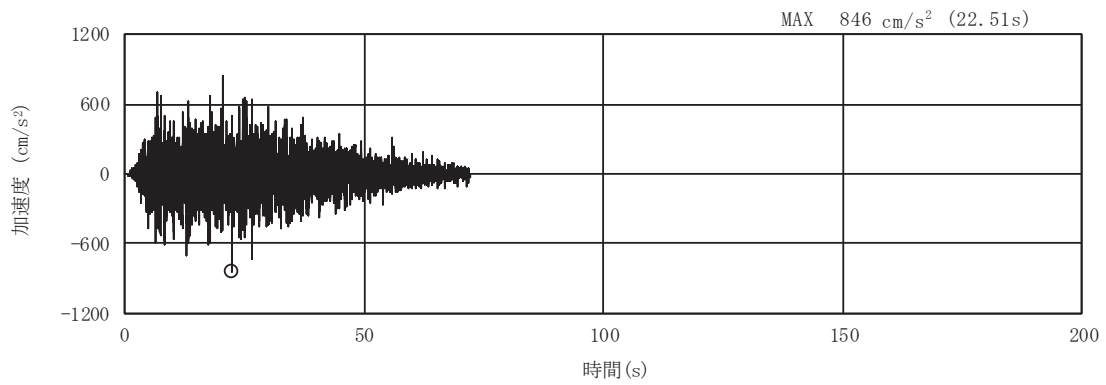


(a) 加速度時刻歴波形

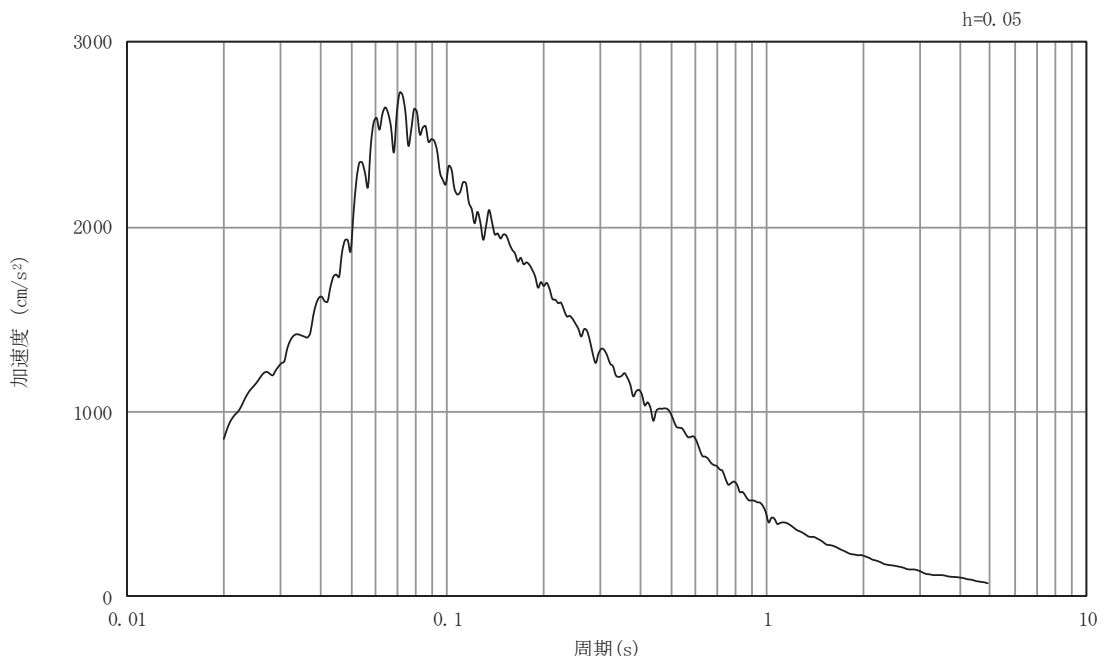


(b) 加速度応答スペクトル

図5-3 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
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 1)

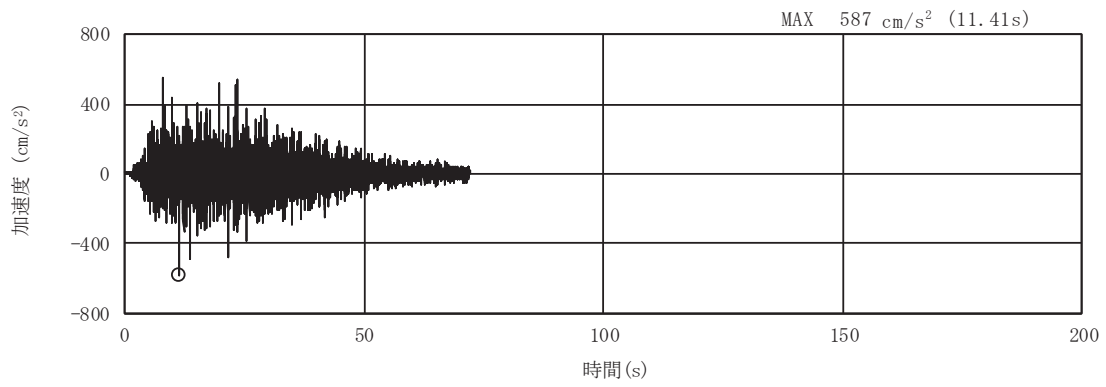


(a) 加速度時刻歴波形

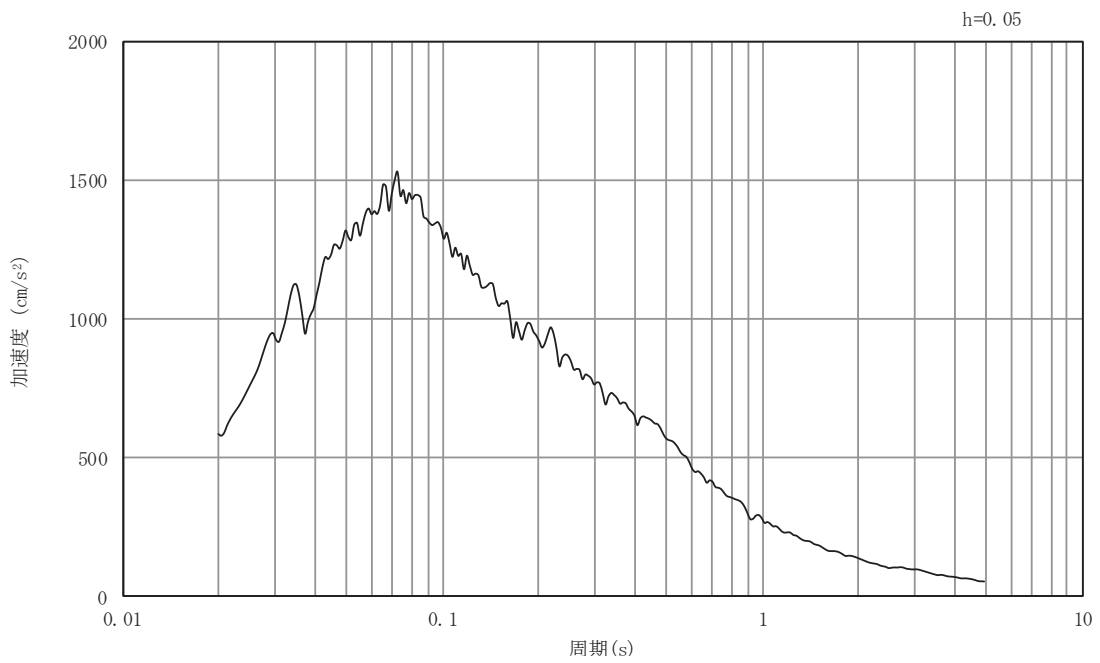


(b) 加速度応答スペクトル

図5-4 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
(東西方向, 水平成分: S s - D 2)

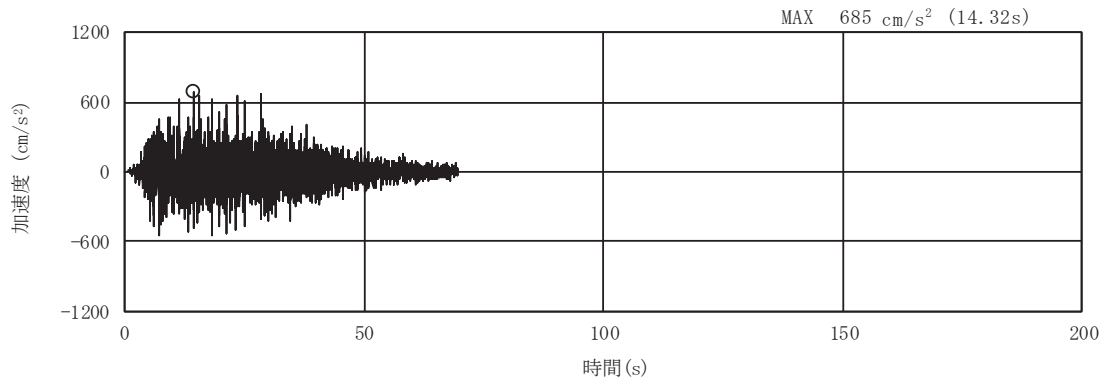


(a) 加速度時刻歴波形

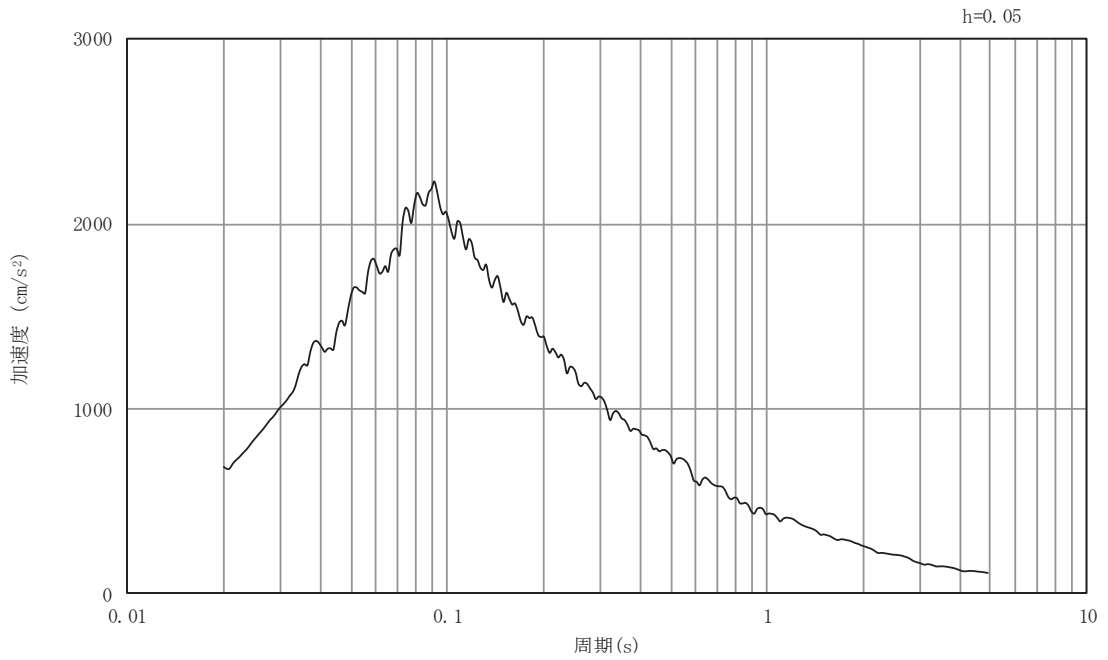


(b) 加速度応答スペクトル

図5-5 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
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 2)

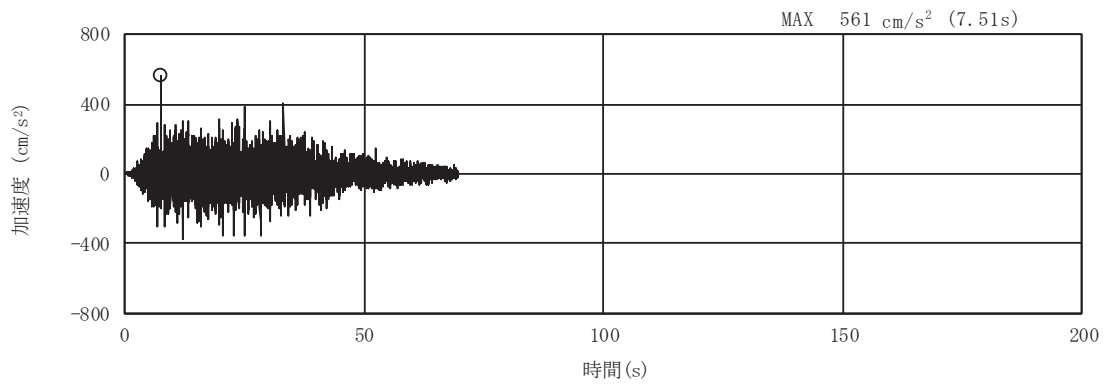


(a) 加速度時刻歴波形

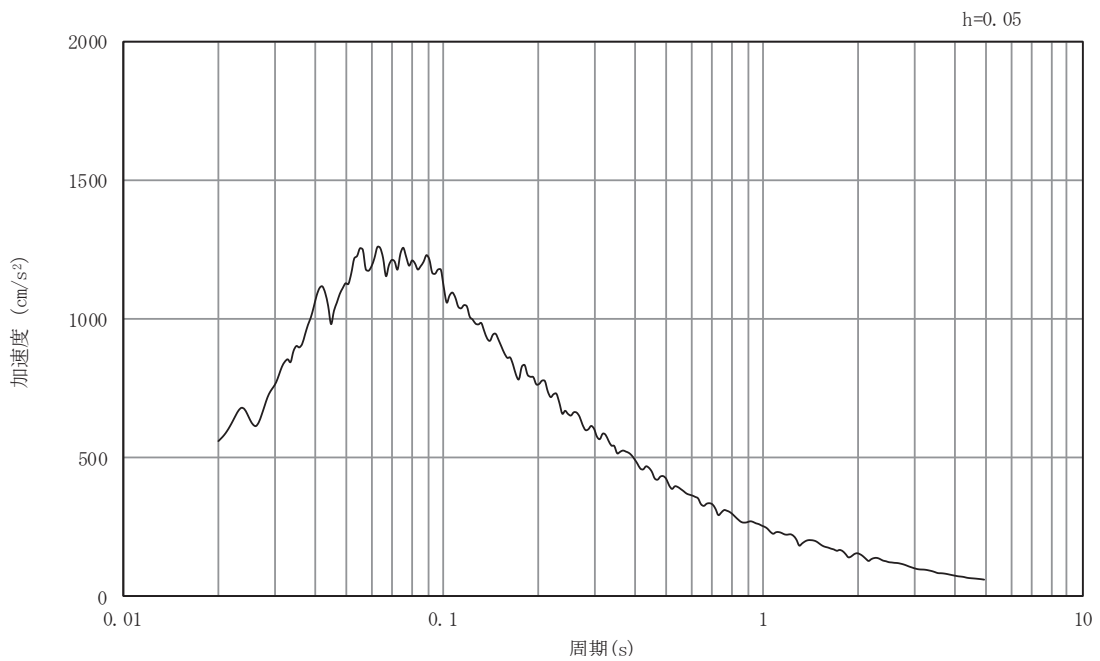


(b) 加速度応答スペクトル

図5-6 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
(東西方向, 水平成分: S s - D 3)

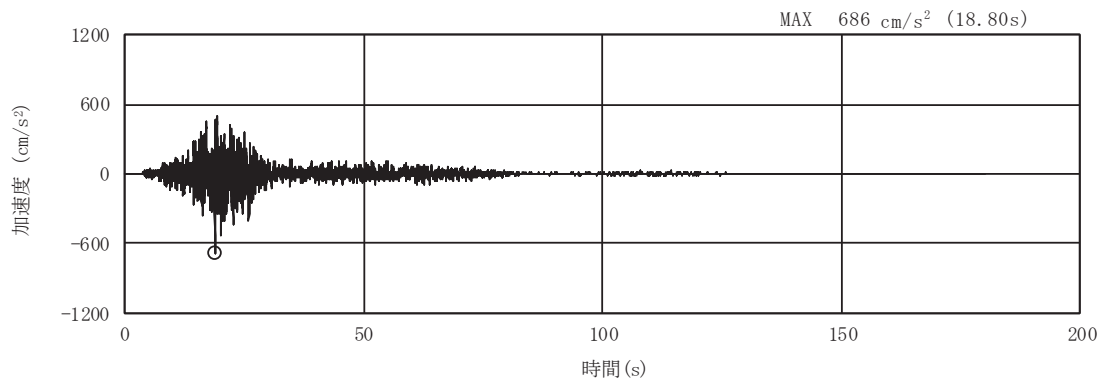


(a) 加速度時刻歴波形

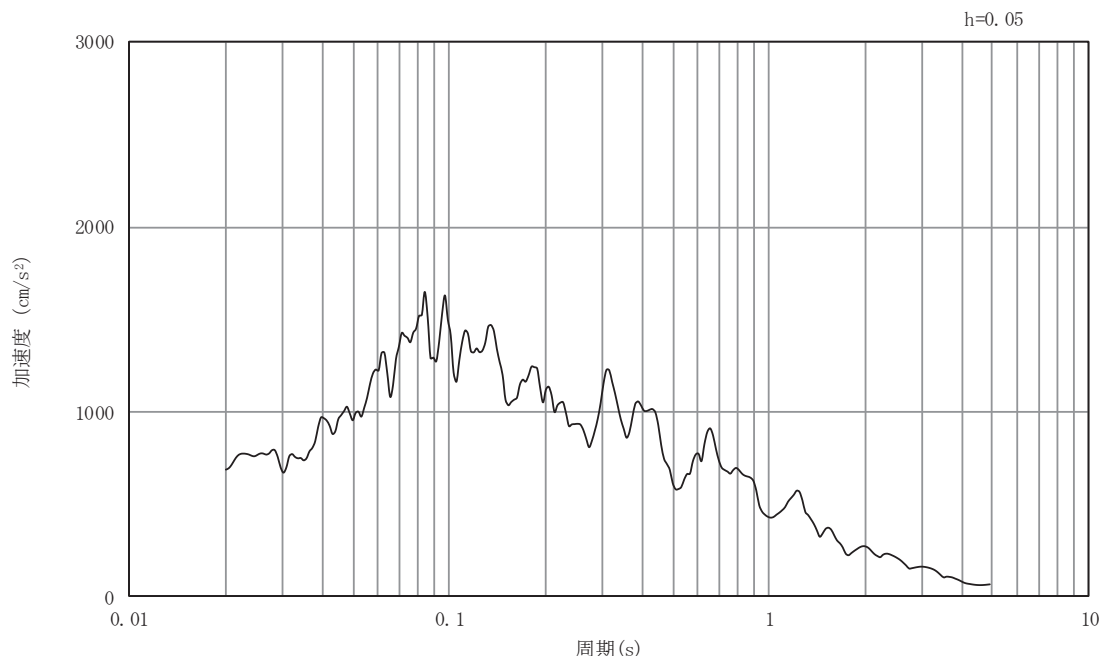


(b) 加速度応答スペクトル

図5-7 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
(東西方向, 鉛直成分: S s - D 3)

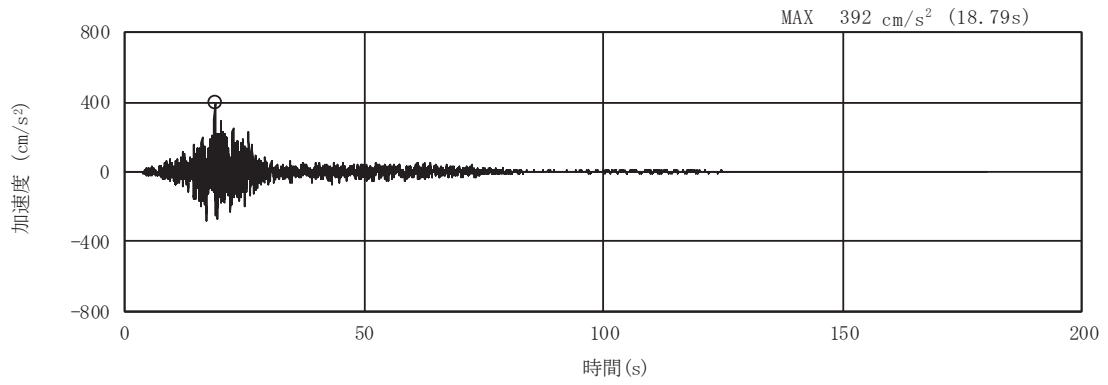


(a) 加速度時刻歴波形

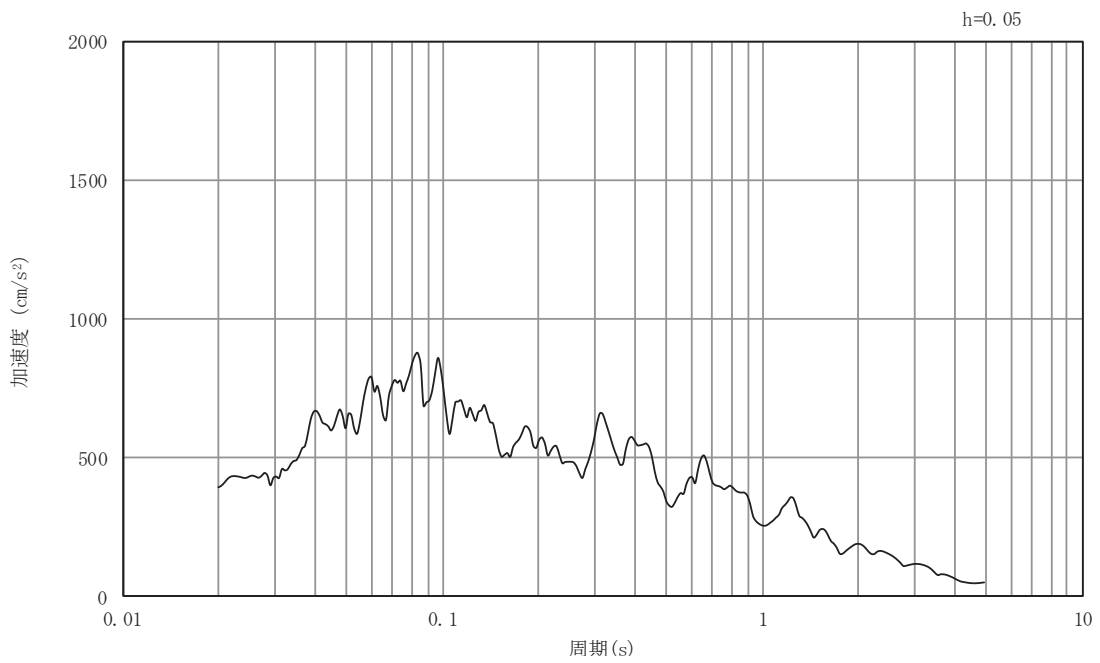


(b) 加速度応答スペクトル

図5-8 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
(東西方向, 水平成分: S s - F 1)

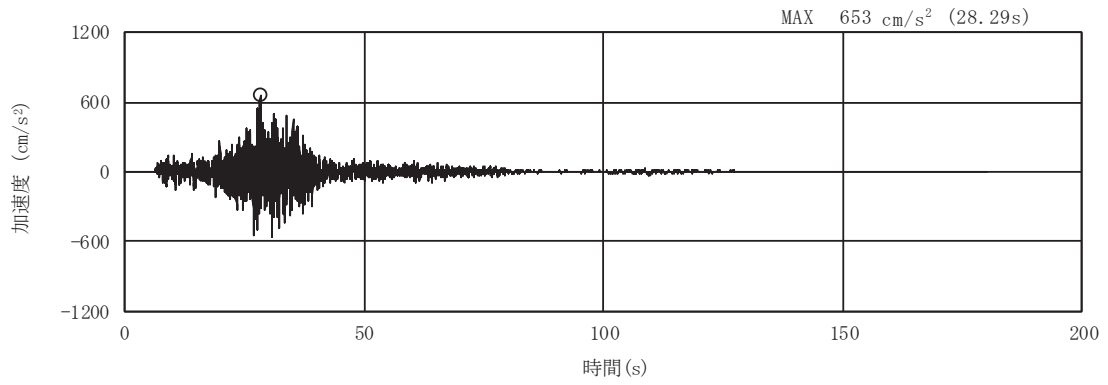


(a) 加速度時刻歴波形

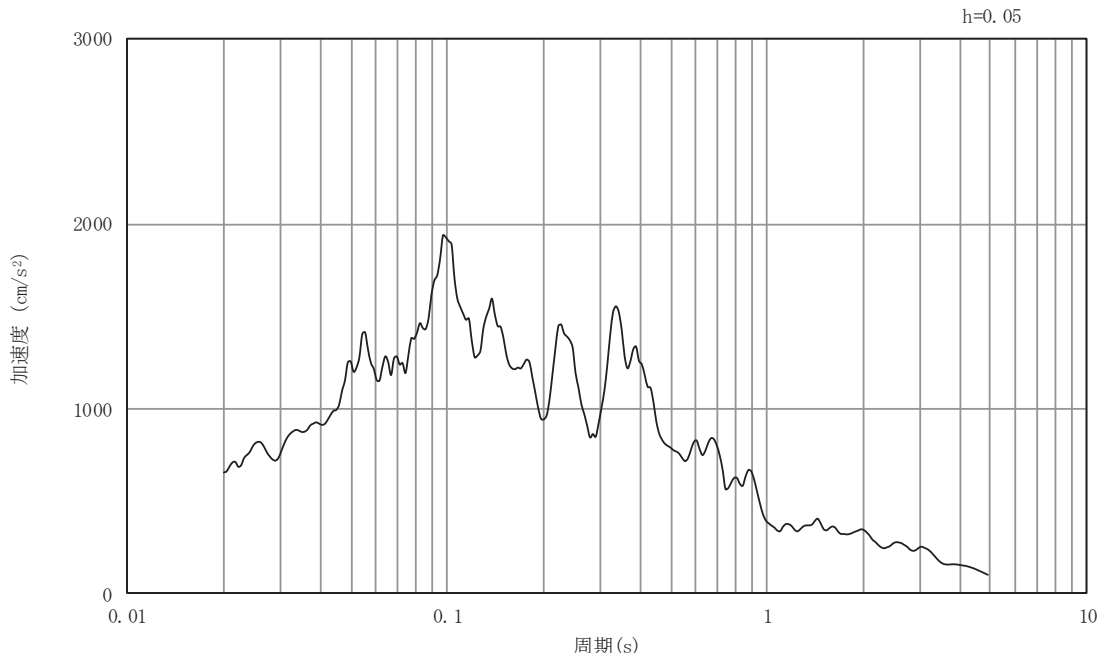


(b) 加速度応答スペクトル

図5-9 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
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 1)

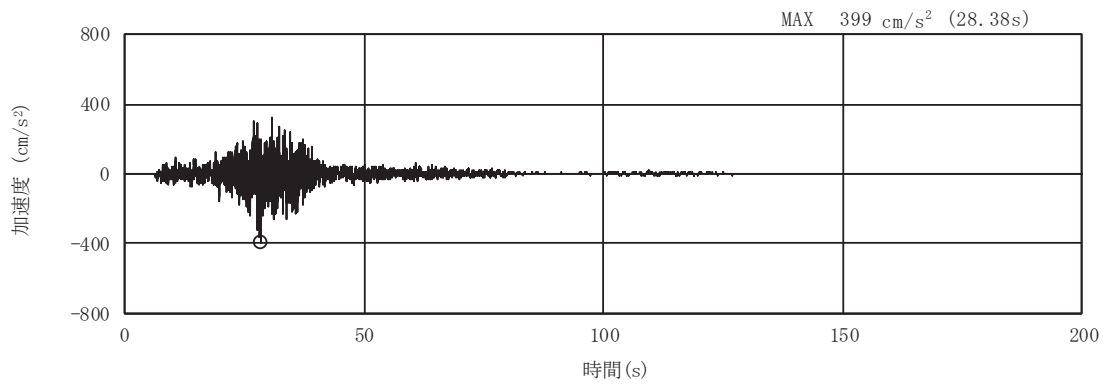


(a) 加速度時刻歴波形

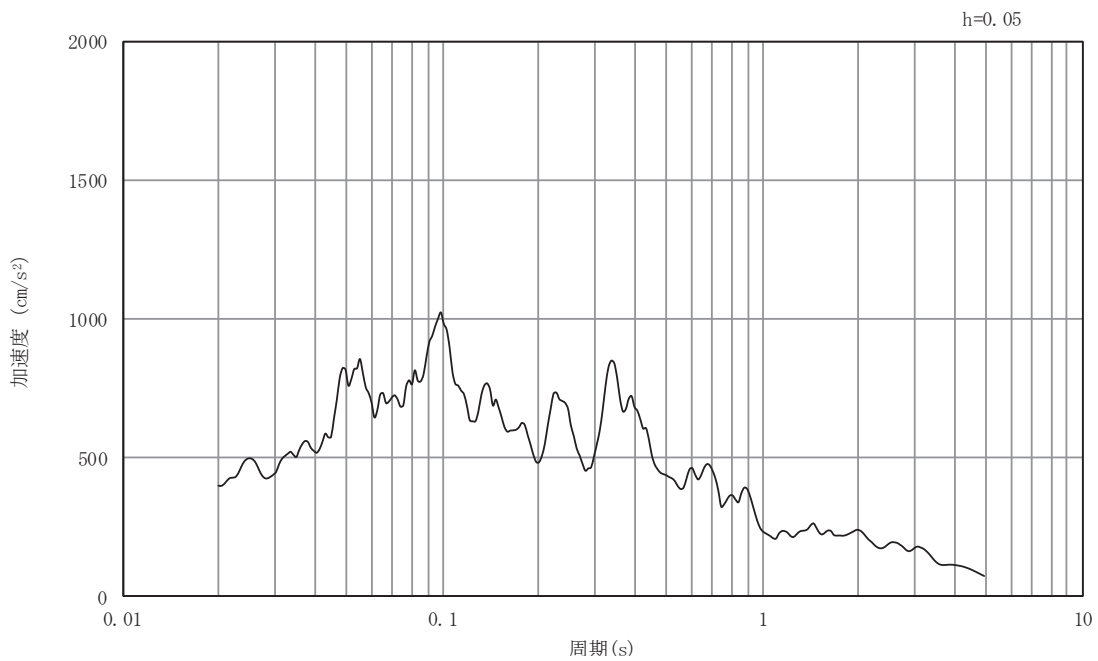


(b) 加速度応答スペクトル

図5-10 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
(東西方向, 水平成分: S s - F 2)

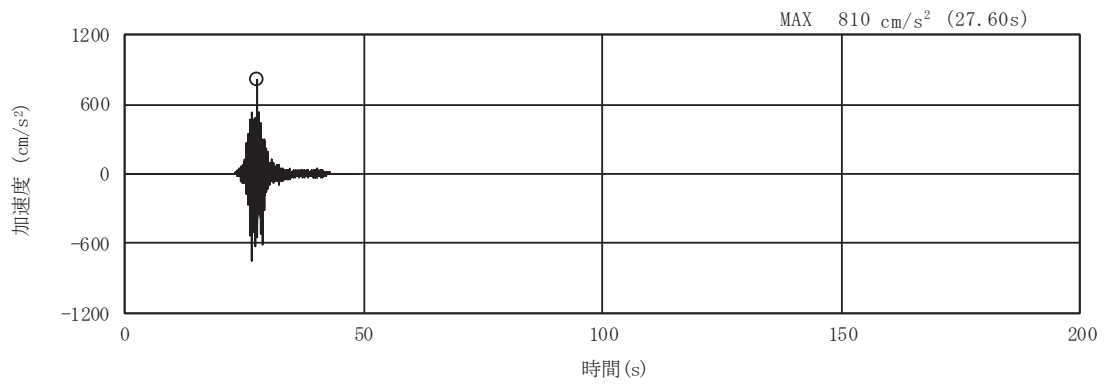


(a) 加速度時刻歴波形

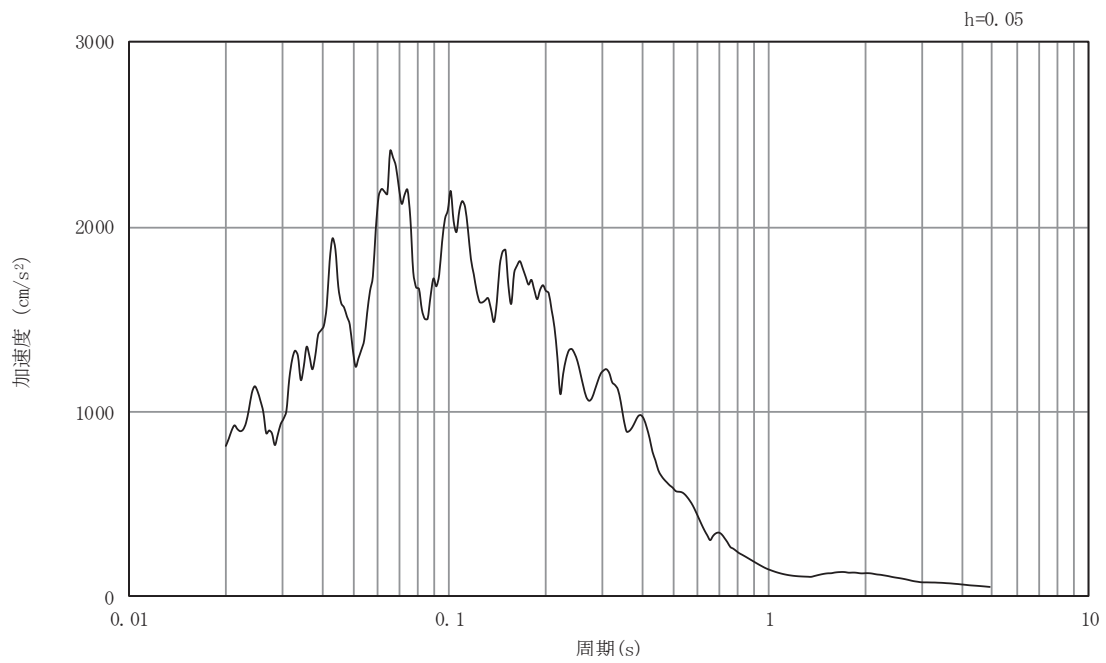


(b) 加速度応答スペクトル

図5-11 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
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 2)

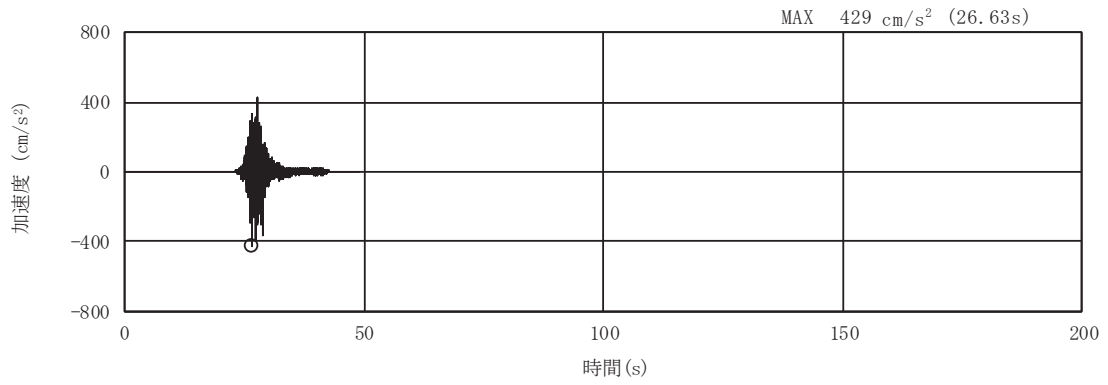


(a) 加速度時刻歴波形

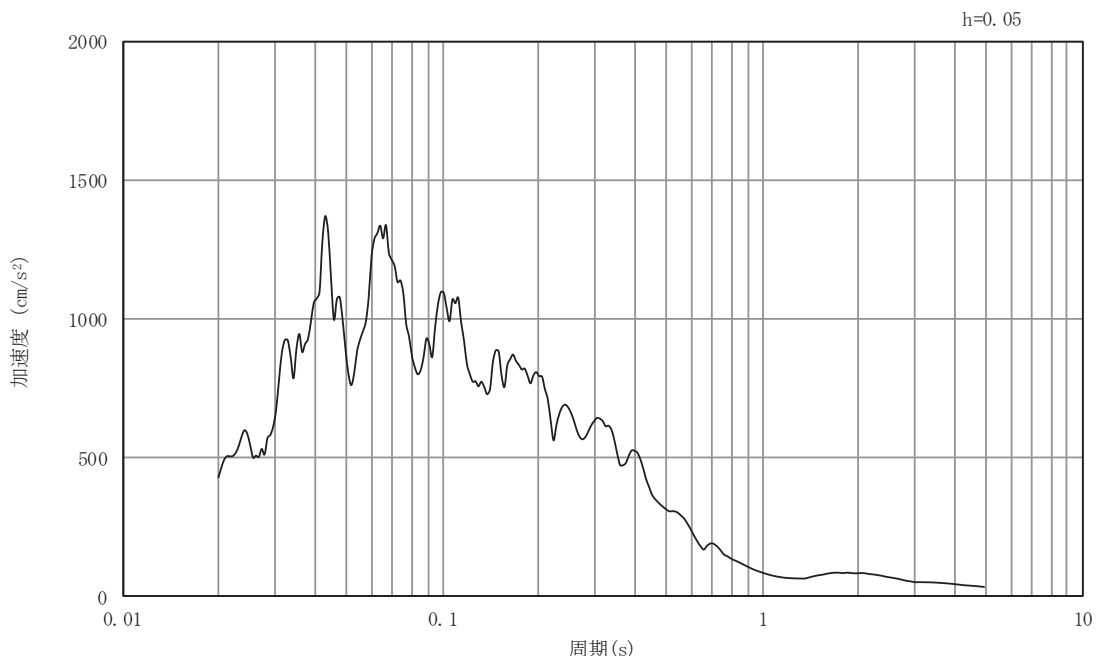


(b) 加速度応答スペクトル

図5-12 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
(東西方向, 水平成分: S s - F 3)

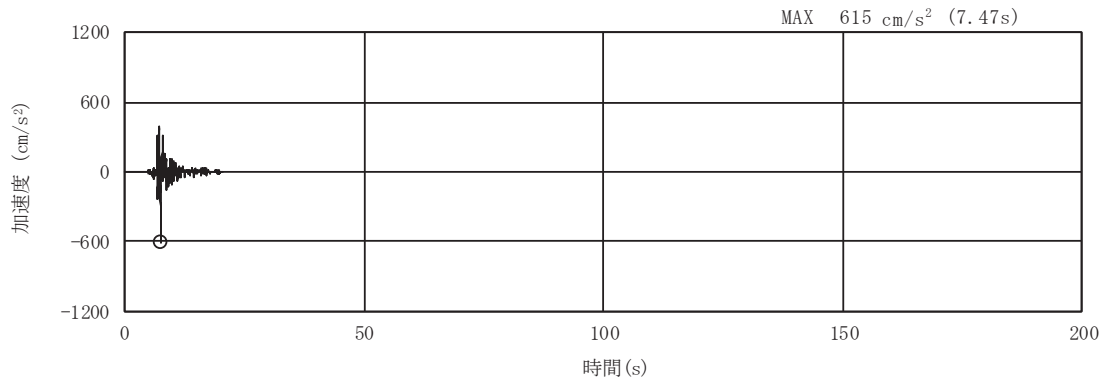


(a) 加速度時刻歴波形

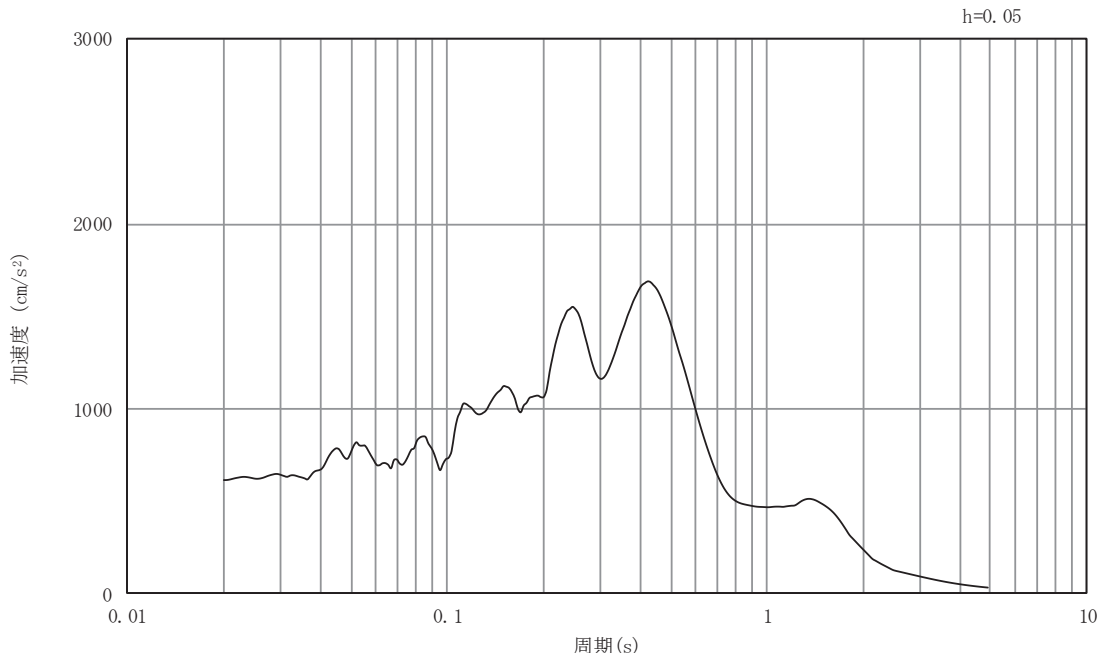


(b) 加速度応答スペクトル

図5-13 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
(東西方向, 鉛直成分: S s - F 3)

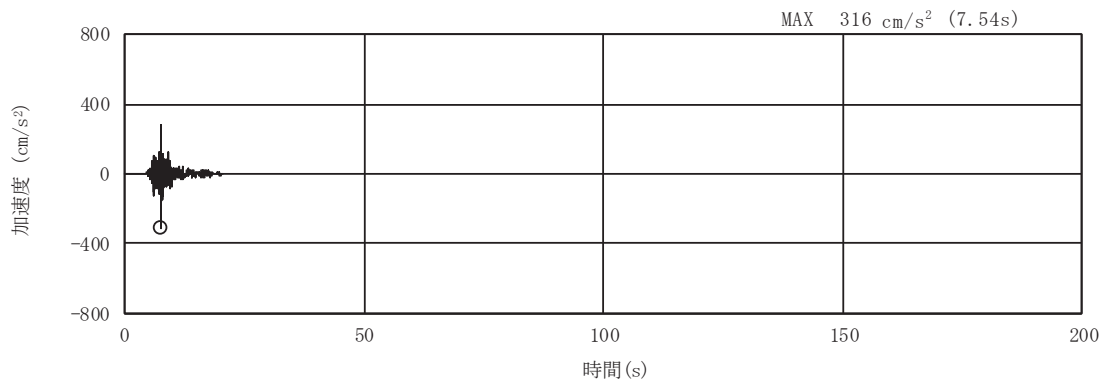


(a) 加速度時刻歴波形

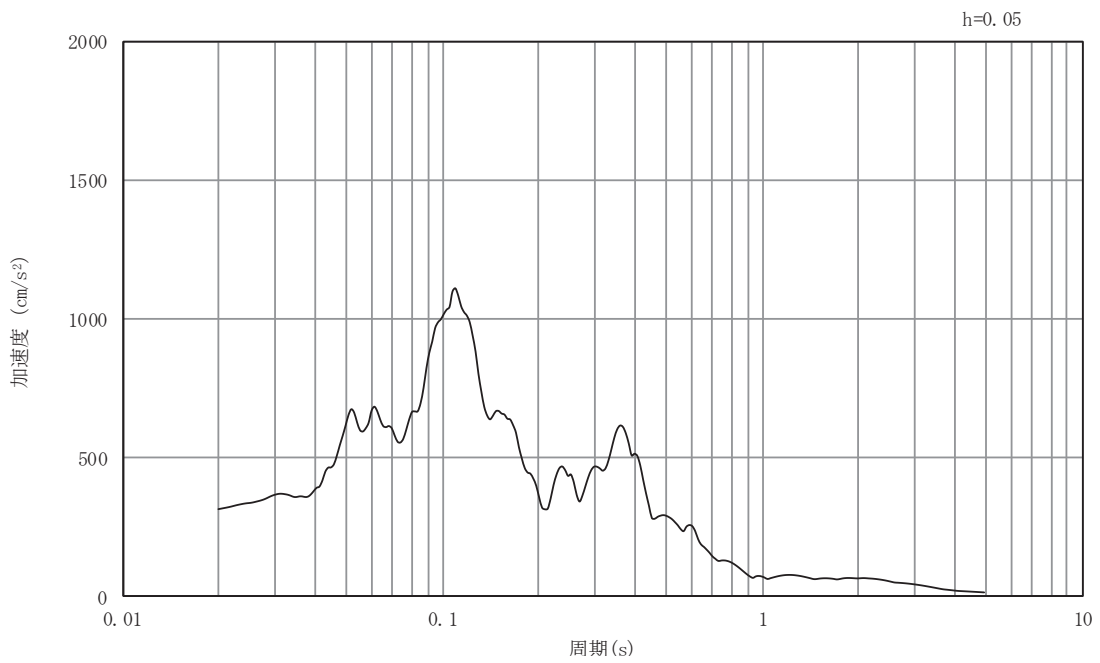


(b) 加速度応答スペクトル

図5-14 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
(東西方向, 水平成分: S s - N 1)

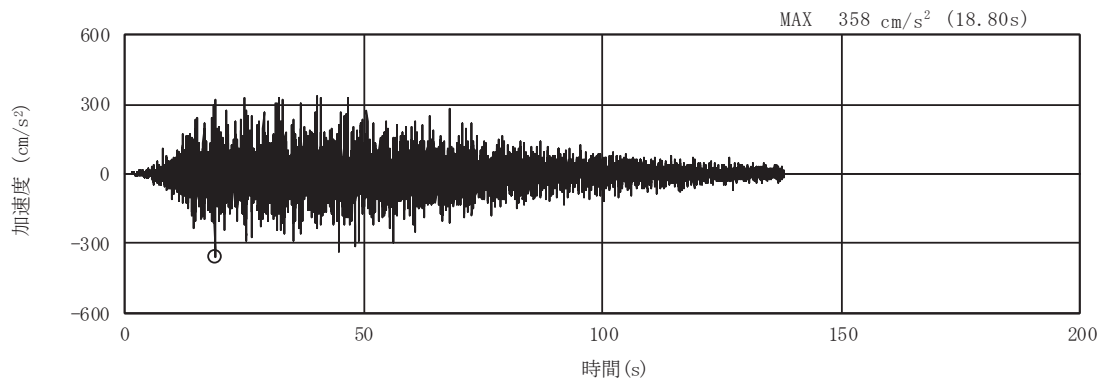


(a) 加速度時刻歴波形

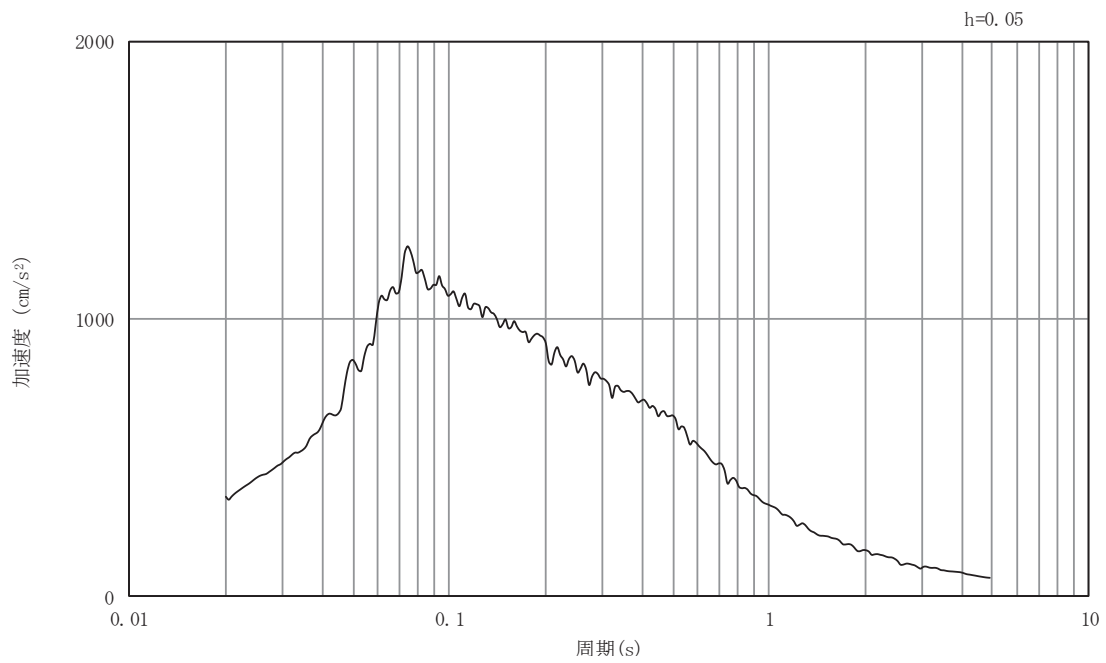


(b) 加速度応答スペクトル

図5-15 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
(東西方向, 鉛直成分: S s - N 1)

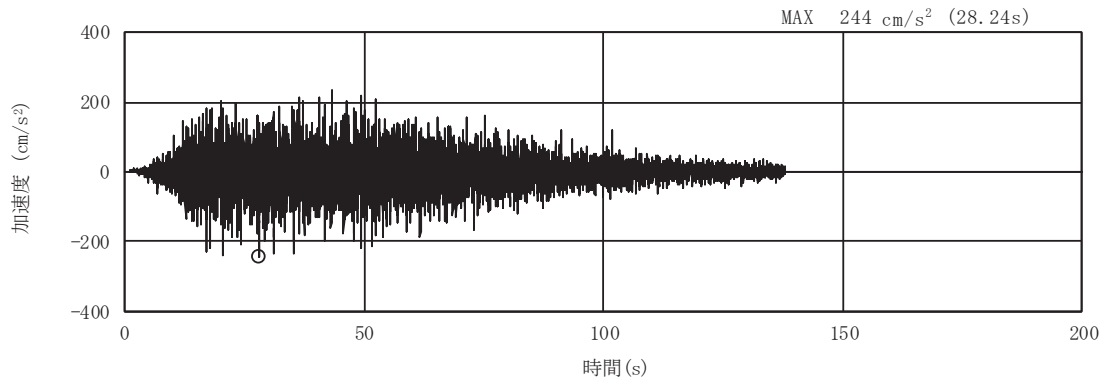


(a) 加速度時刻歴波形

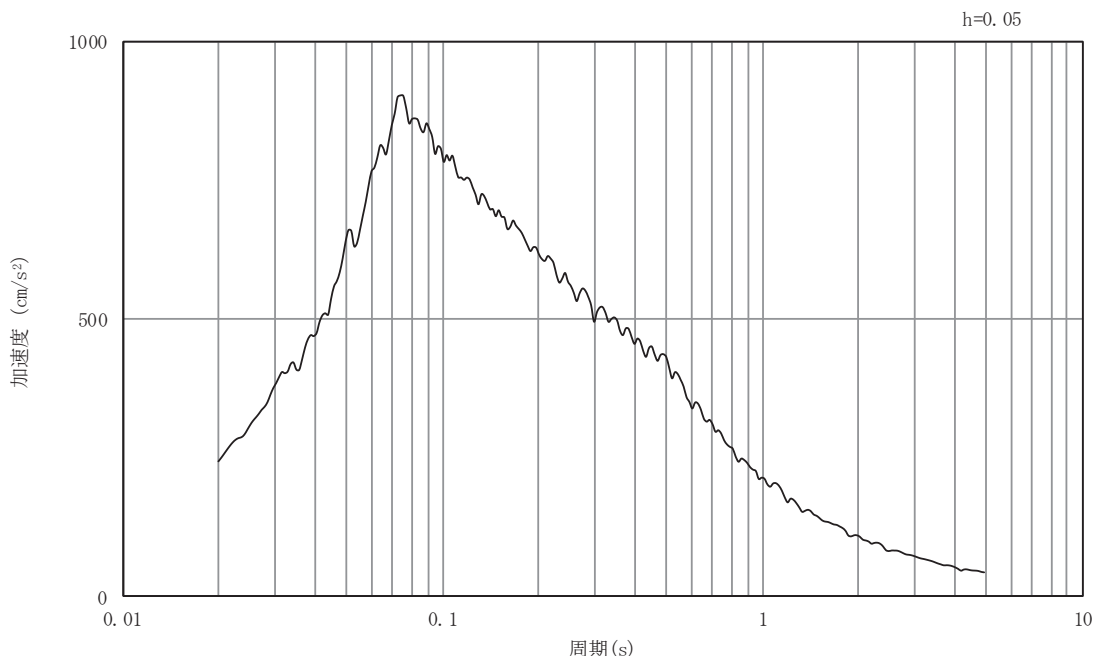


(b) 加速度応答スペクトル

図5-16 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
(東西方向, 水平成分: S d - D 1)

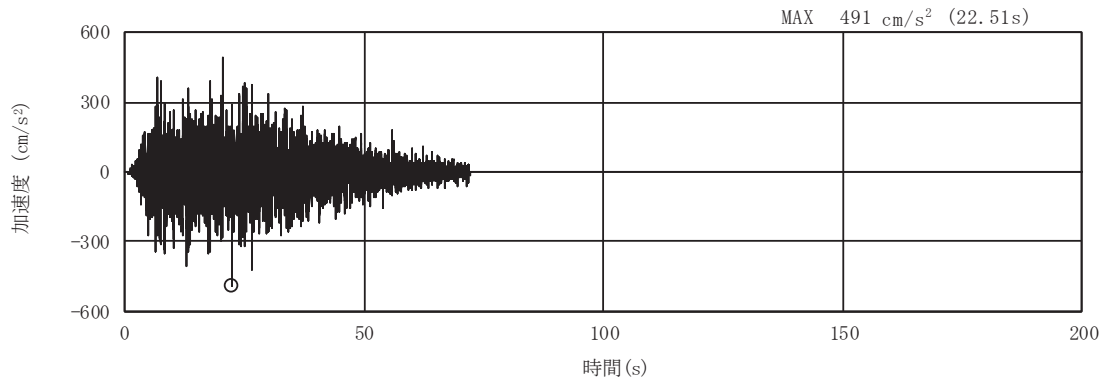


(a) 加速度時刻歴波形

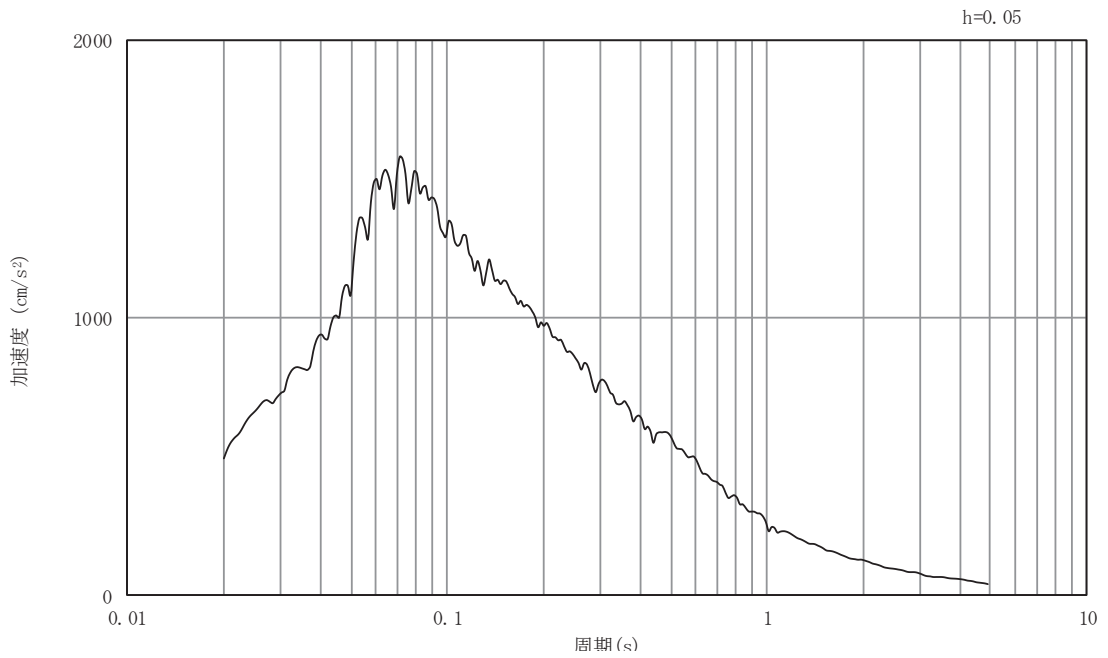


(b) 加速度応答スペクトル

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
(東西方向, 鉛直成分: S d - D 1)

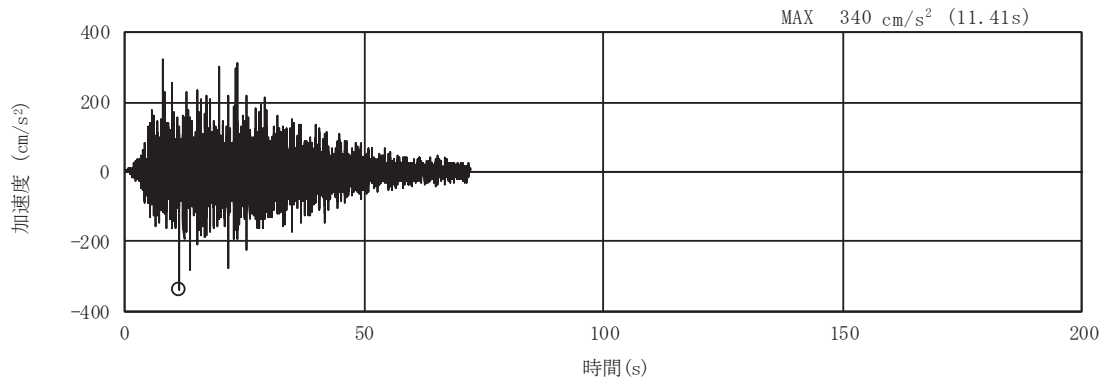


(a) 加速度時刻歴波形

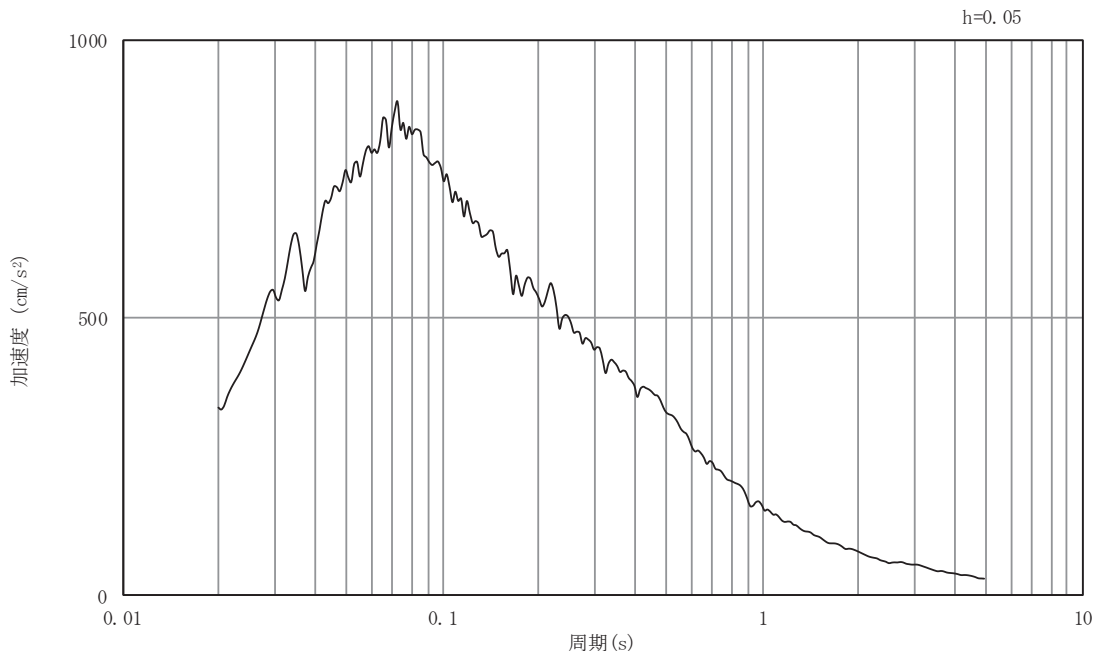


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - D 2)

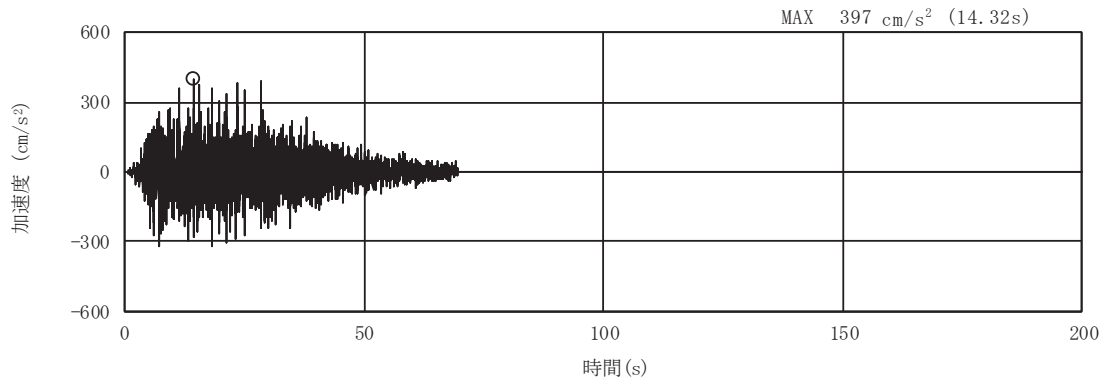


(a) 加速度時刻歴波形

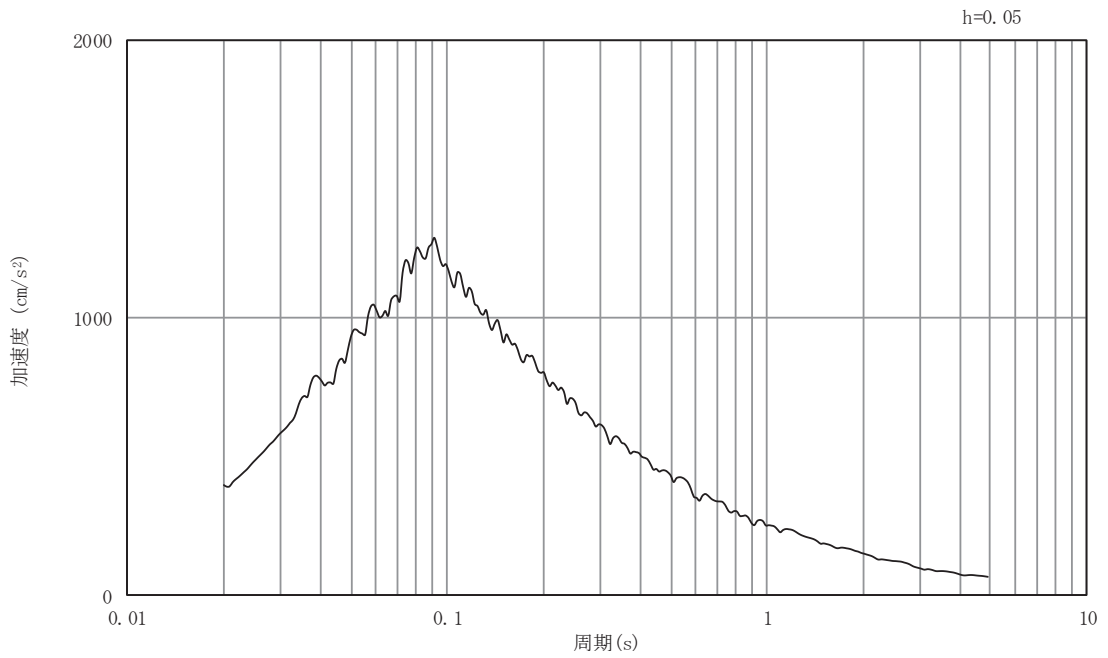


(b) 加速度応答スペクトル

図5-19 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 d - D 2)

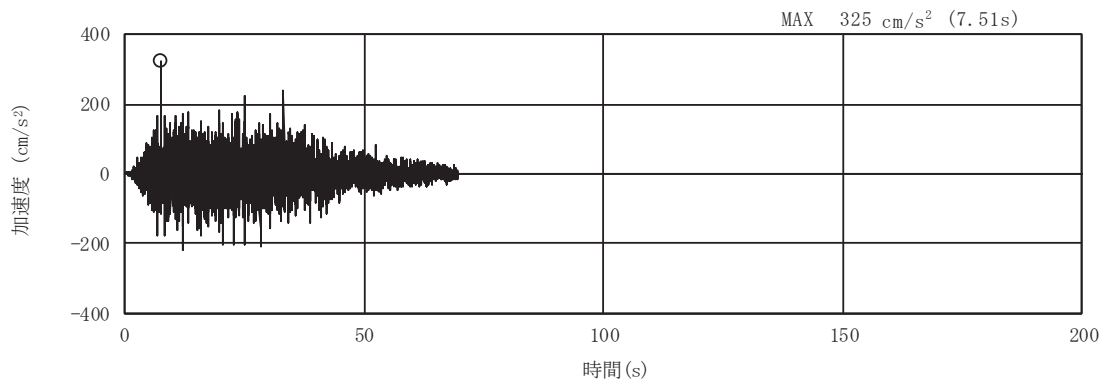


(a) 加速度時刻歴波形

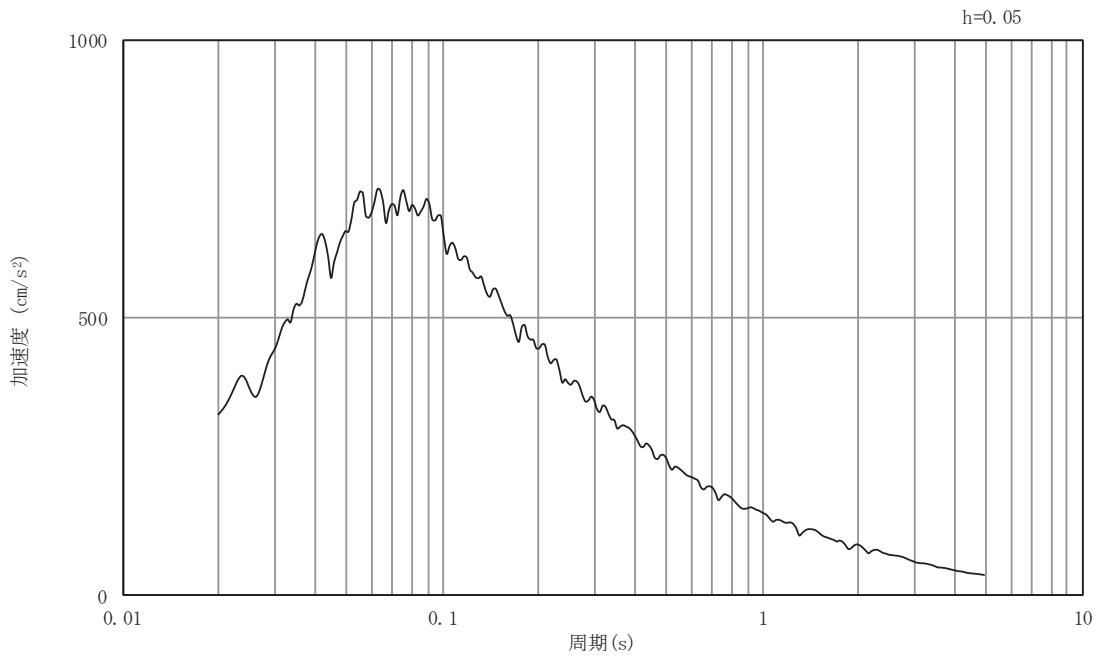


(b) 加速度応答スペクトル

図5-20 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 d - D 3)

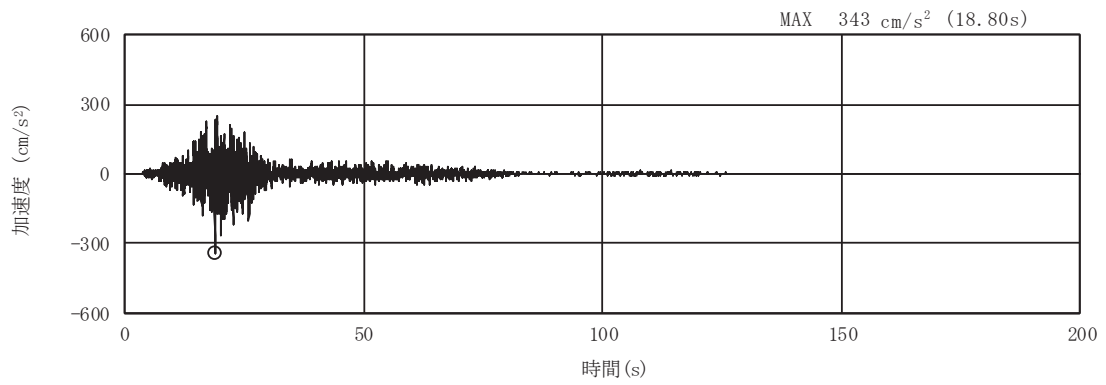


(a) 加速度時刻歴波形

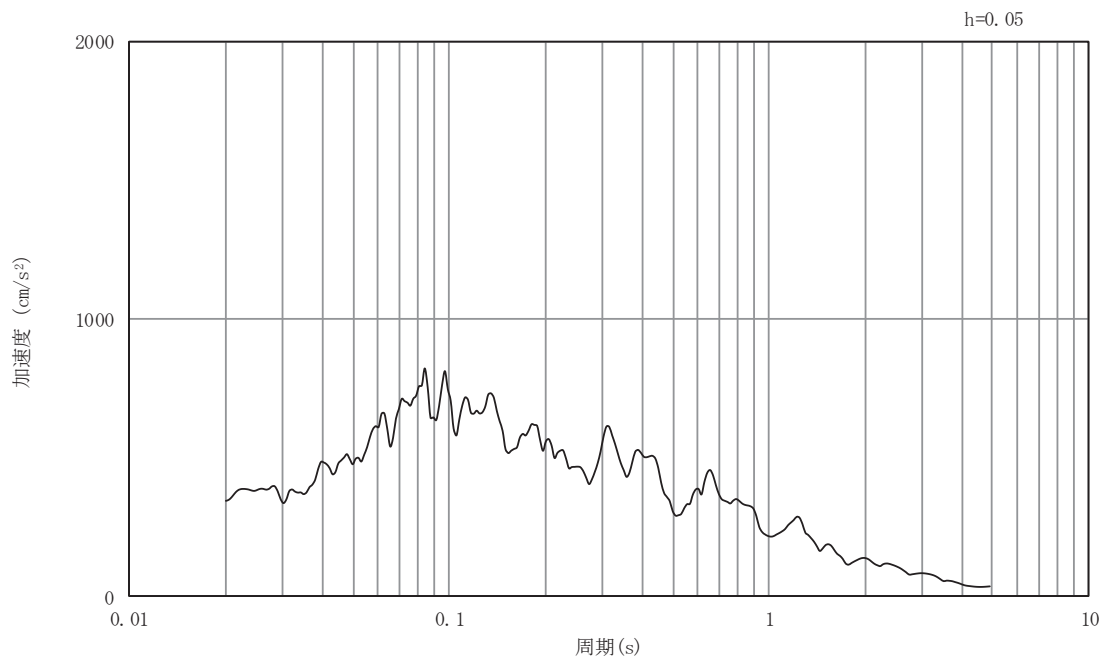


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - D 3)

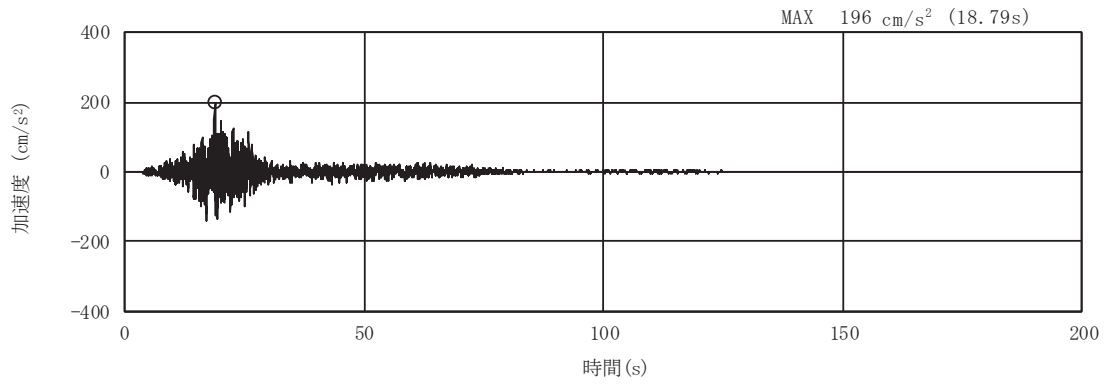


(a) 加速度時刻歴波形

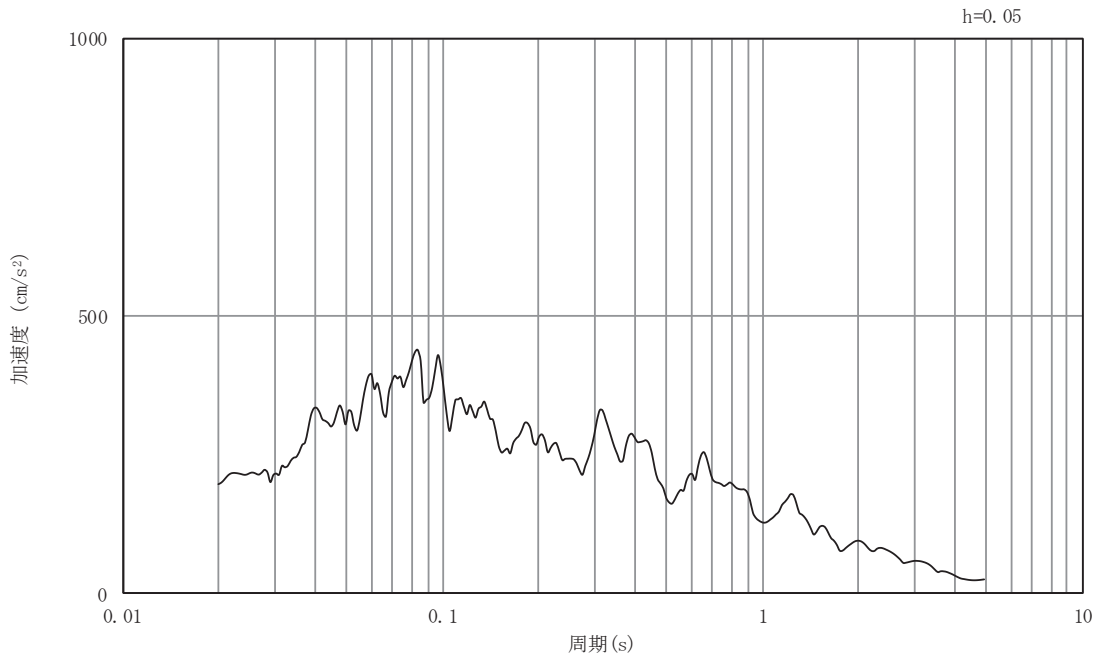


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 1)

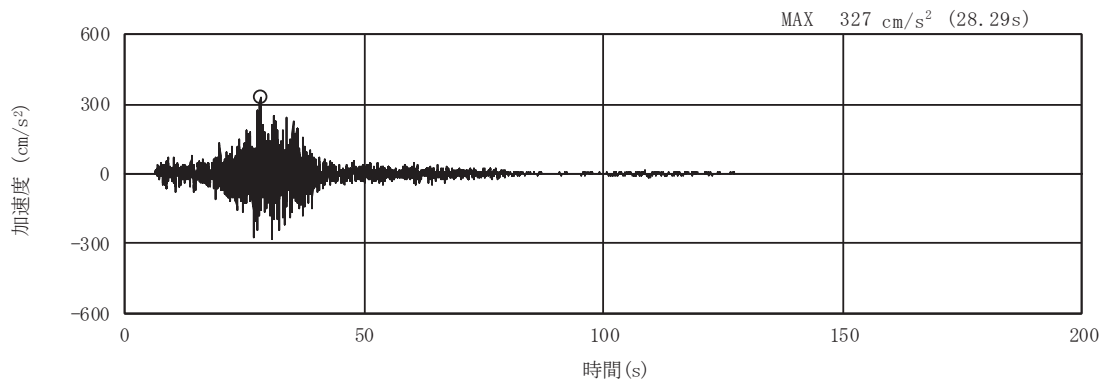


(a) 加速度時刻歴波形

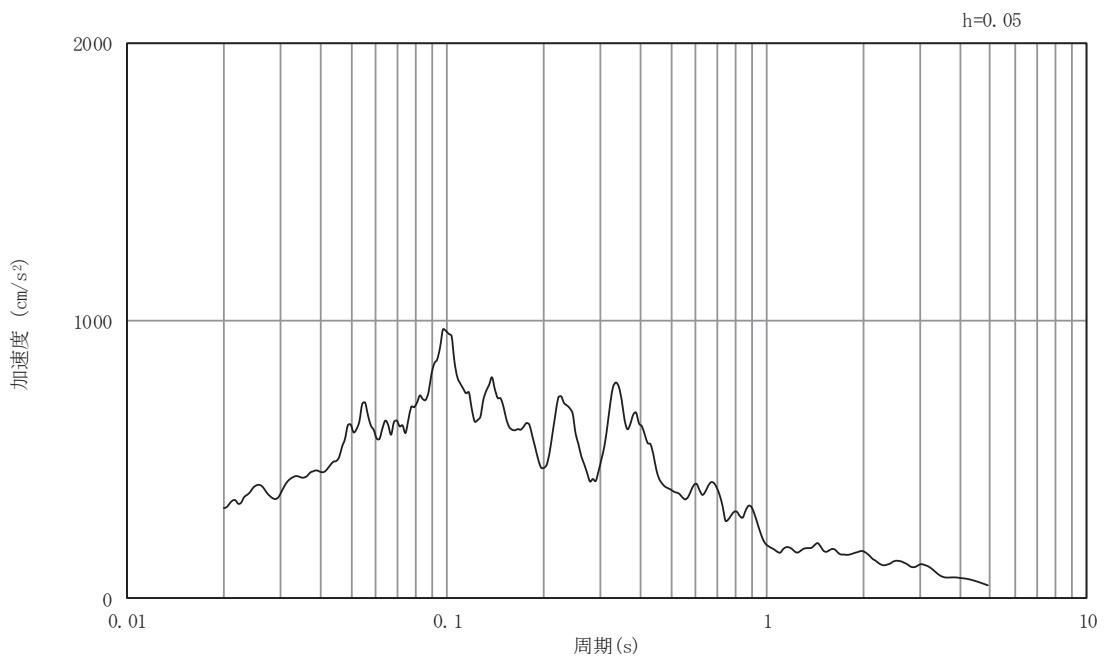


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 1)

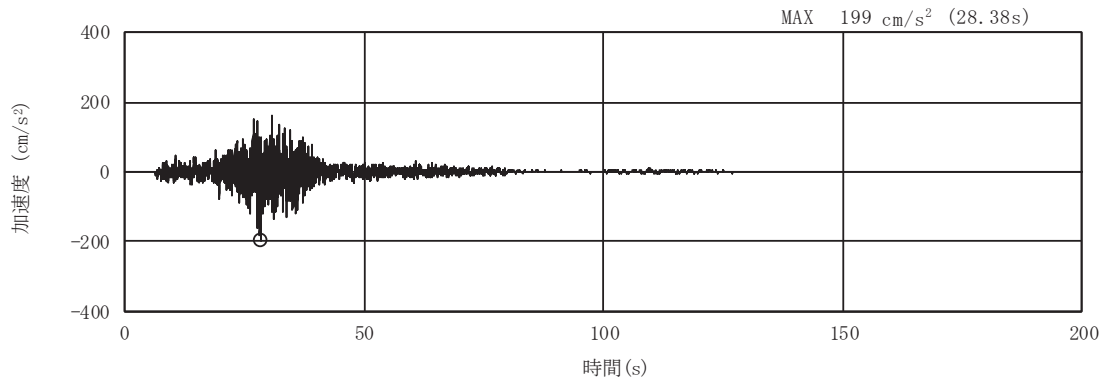


(a) 加速度時刻歴波形

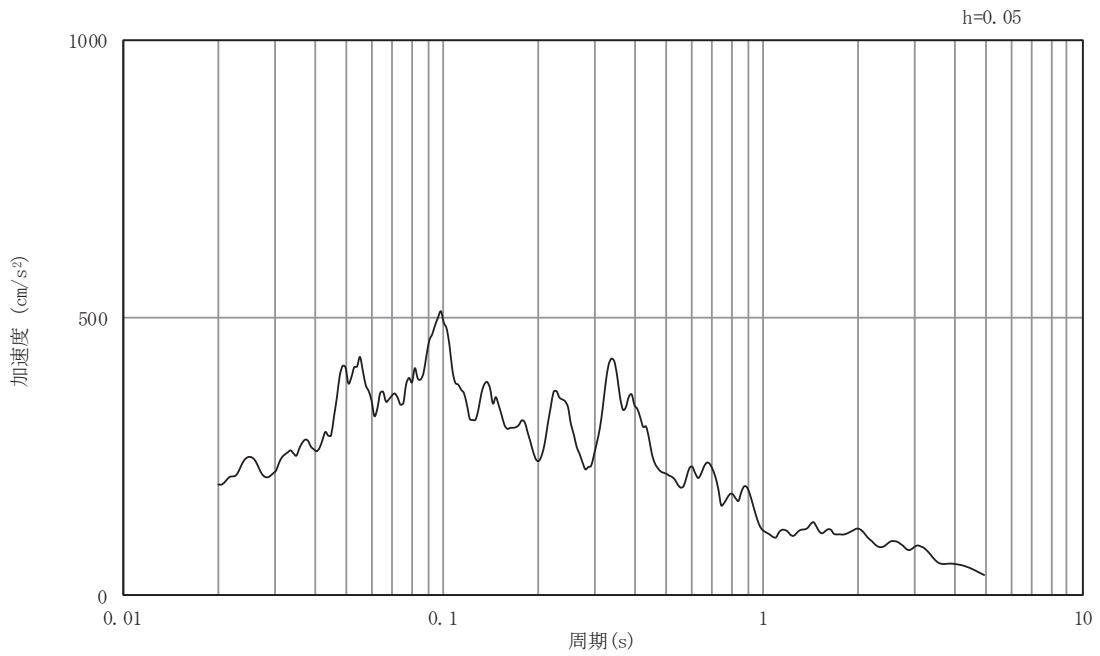


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 2)

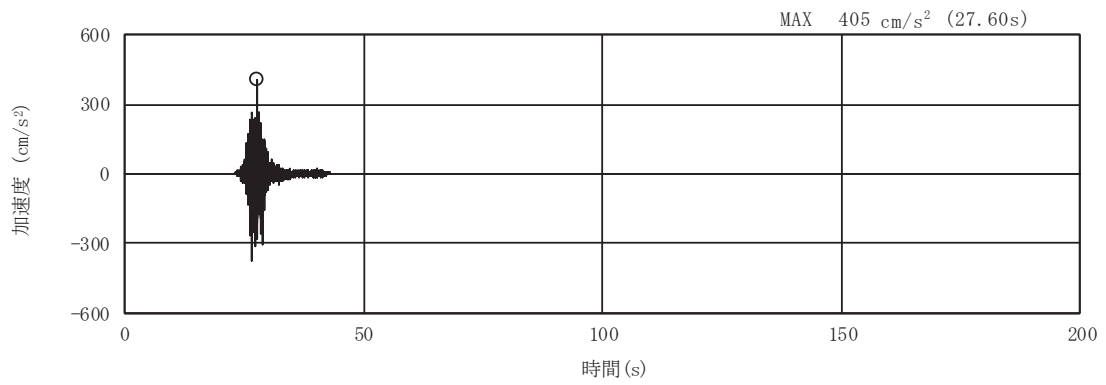


(a) 加速度時刻歴波形

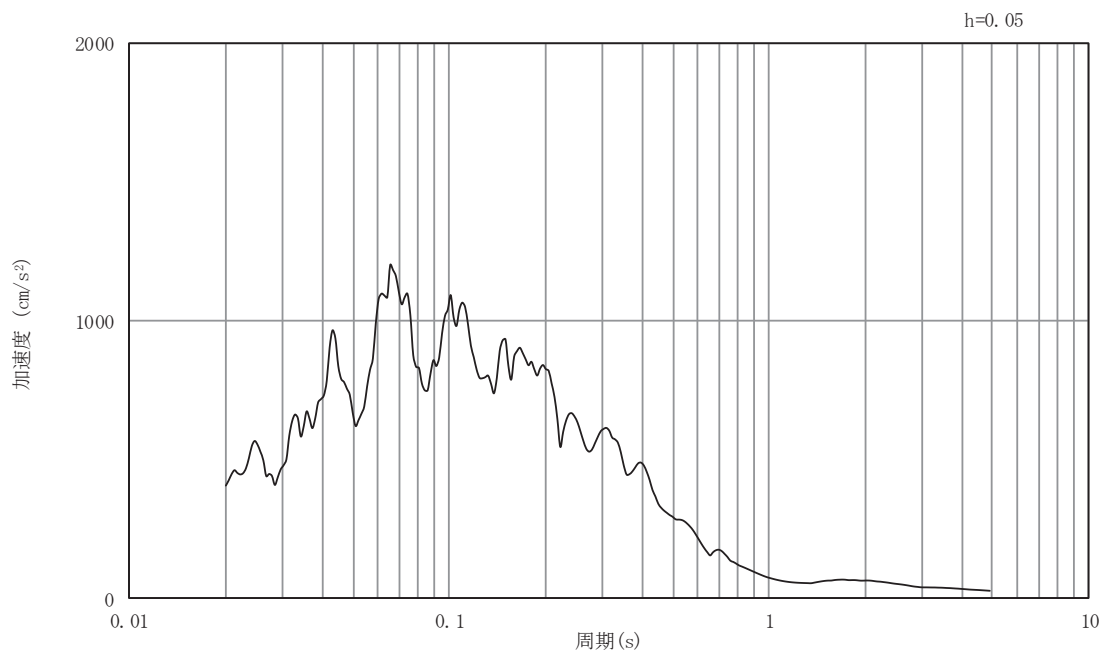


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 2)

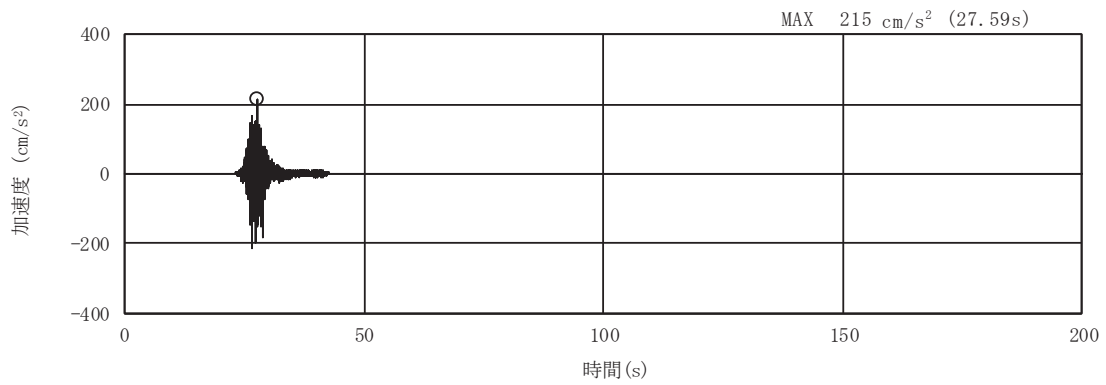


(a) 加速度時刻歴波形

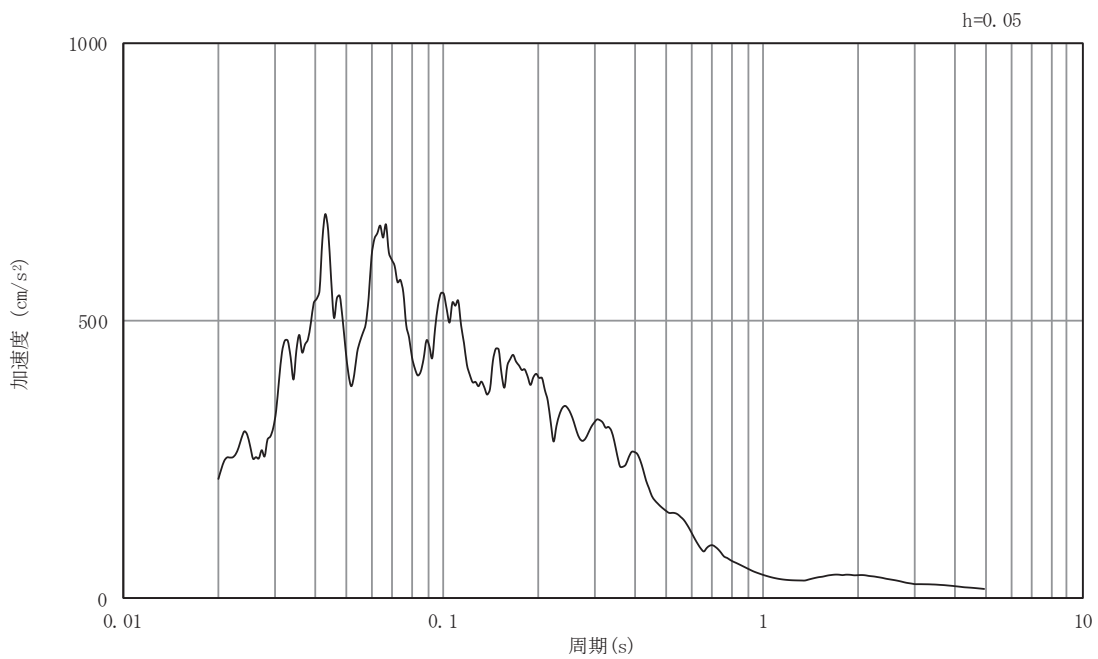


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 3)

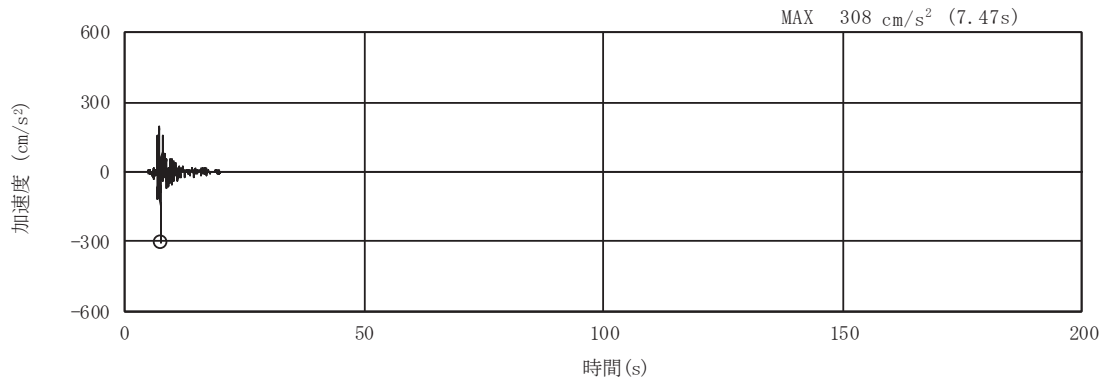


(a) 加速度時刻歴波形

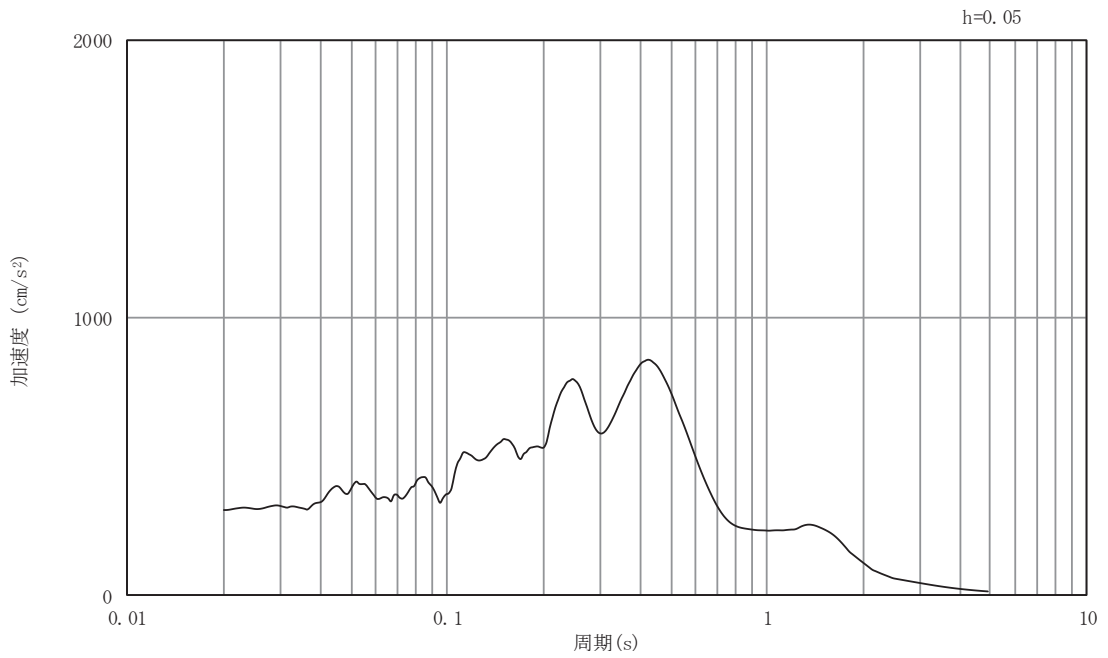


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - F 3)

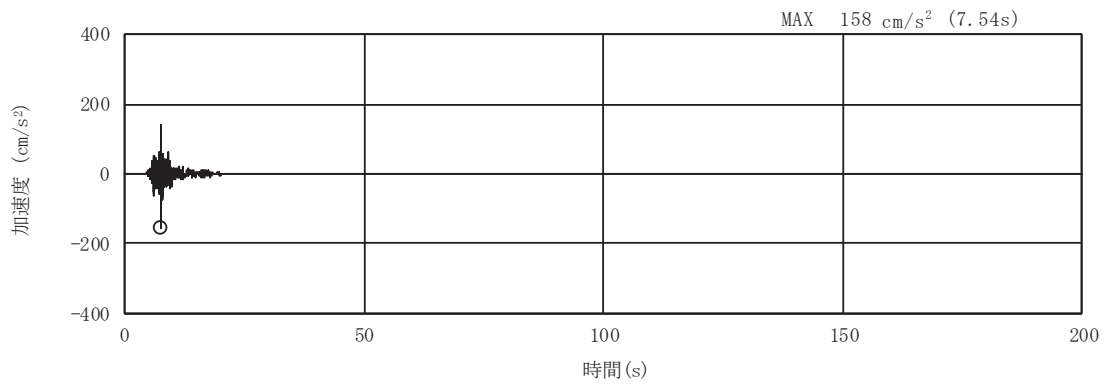


(a) 加速度時刻歴波形

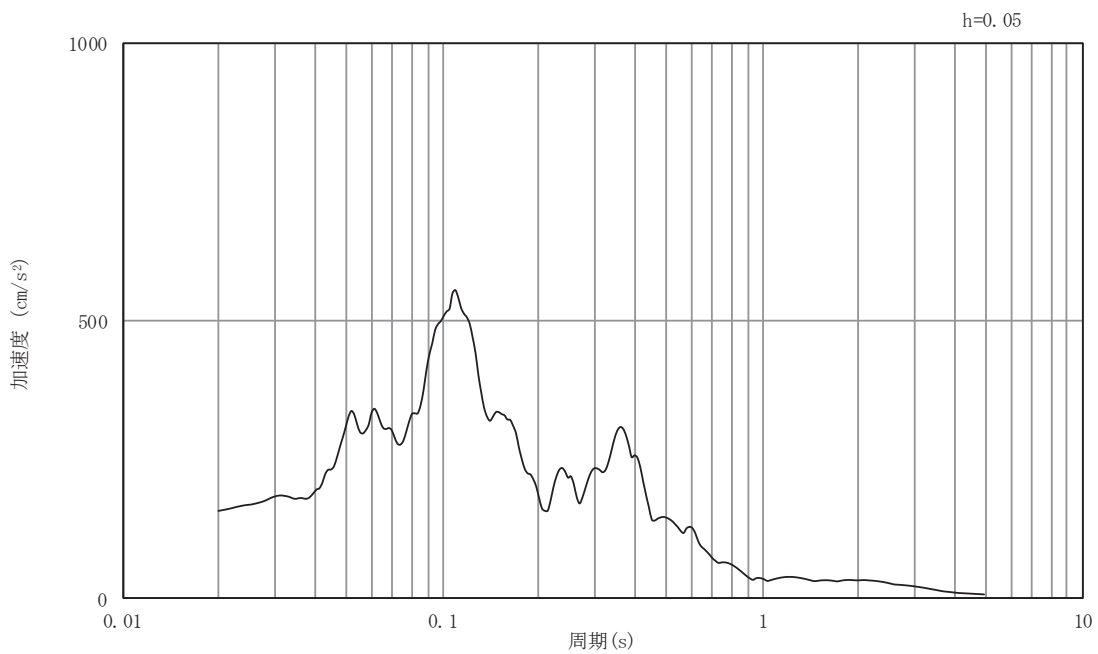


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - N 1)

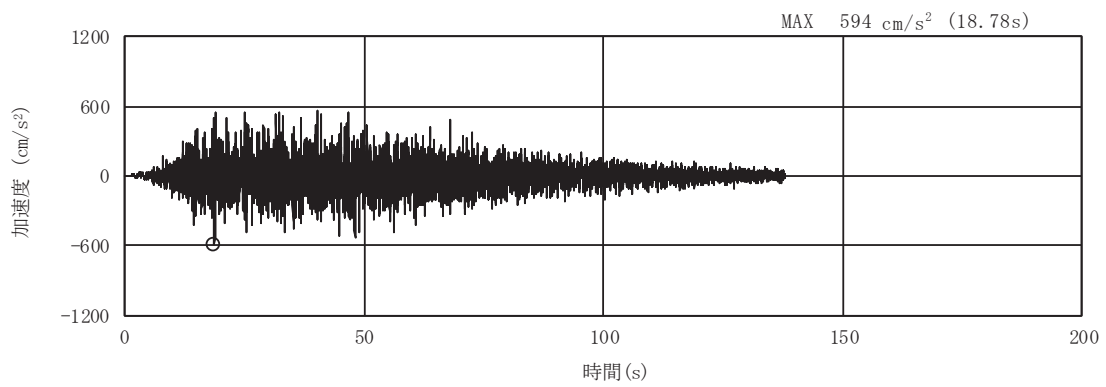


(a) 加速度時刻歴波形

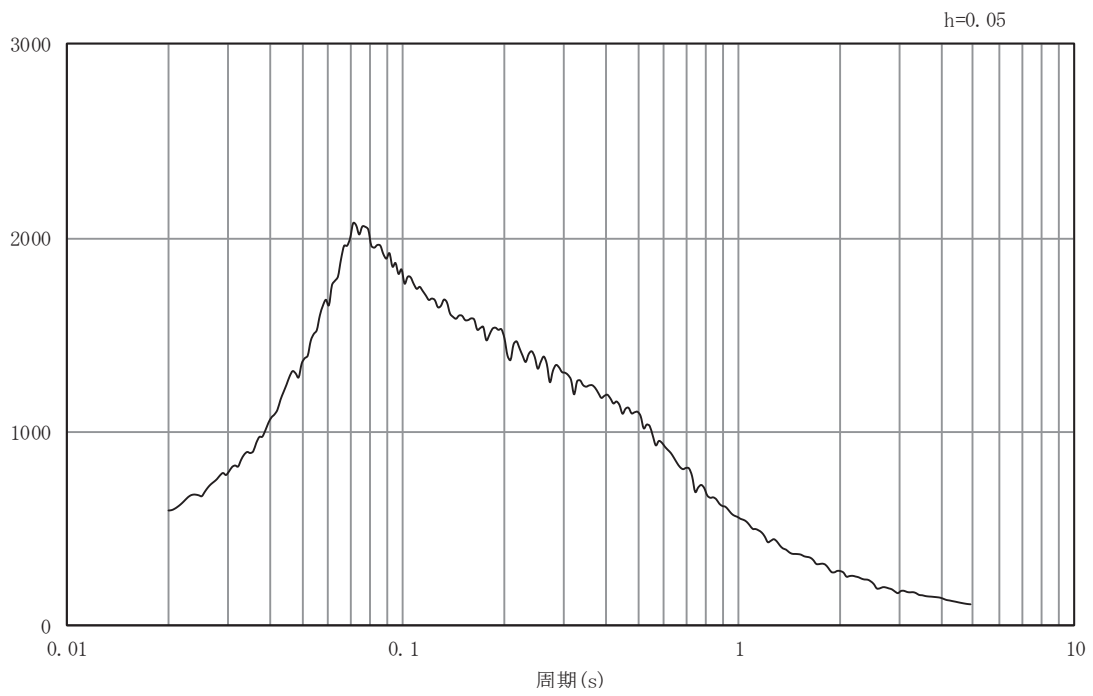


(b) 加速度応答スペクトル

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 d - N 1)

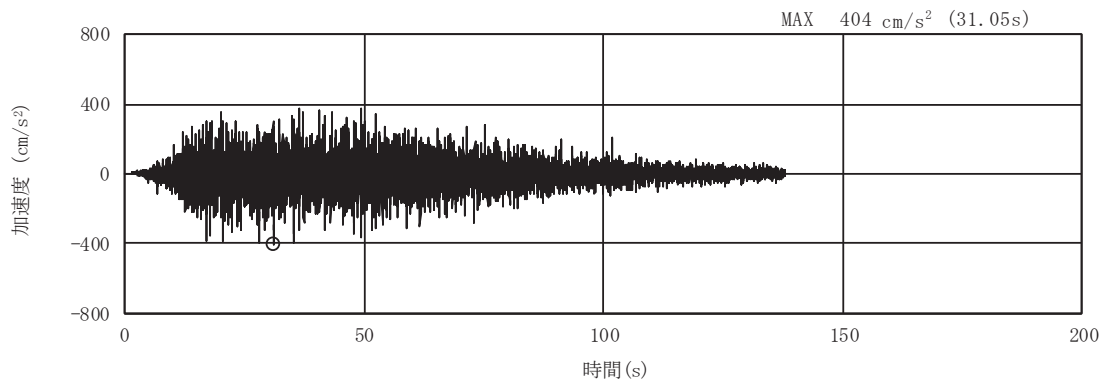


(a) 加速度時刻歴波形

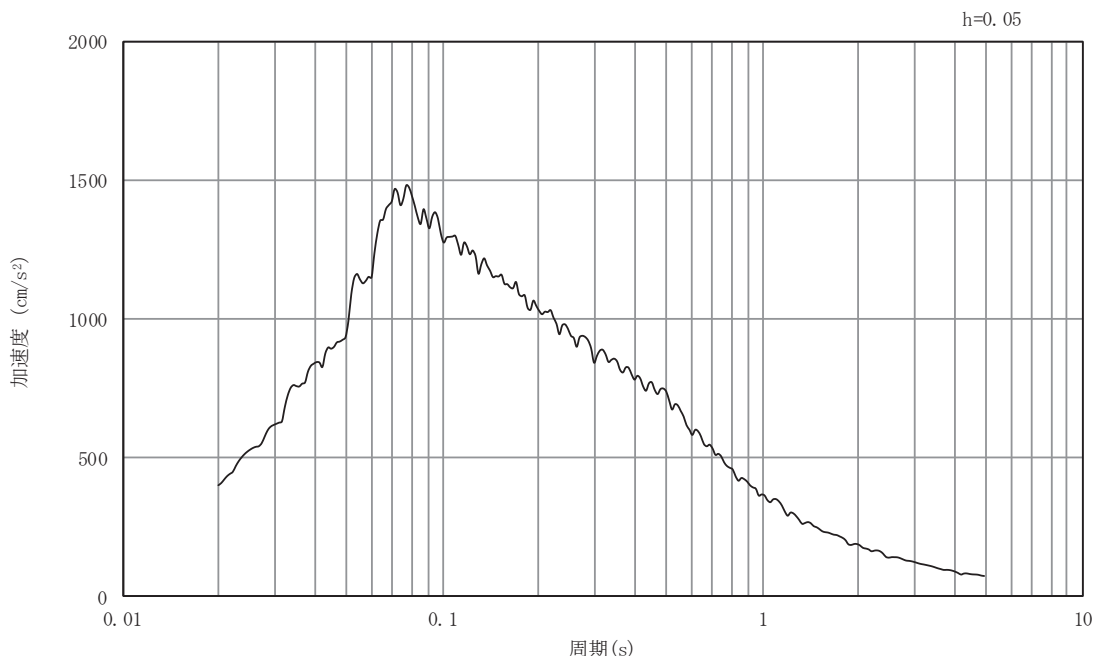


(b) 加速度応答スペクトル

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
(南北方向, 水平成分: S s - D 1)

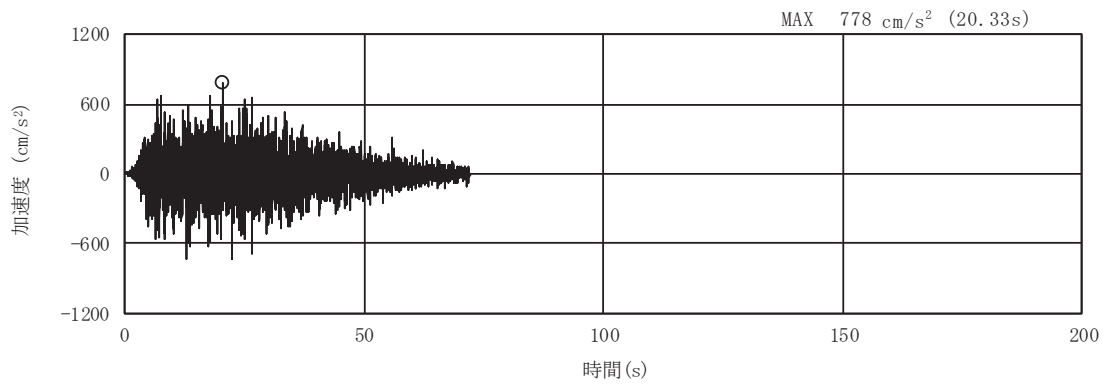


(a) 加速度時刻歴波形

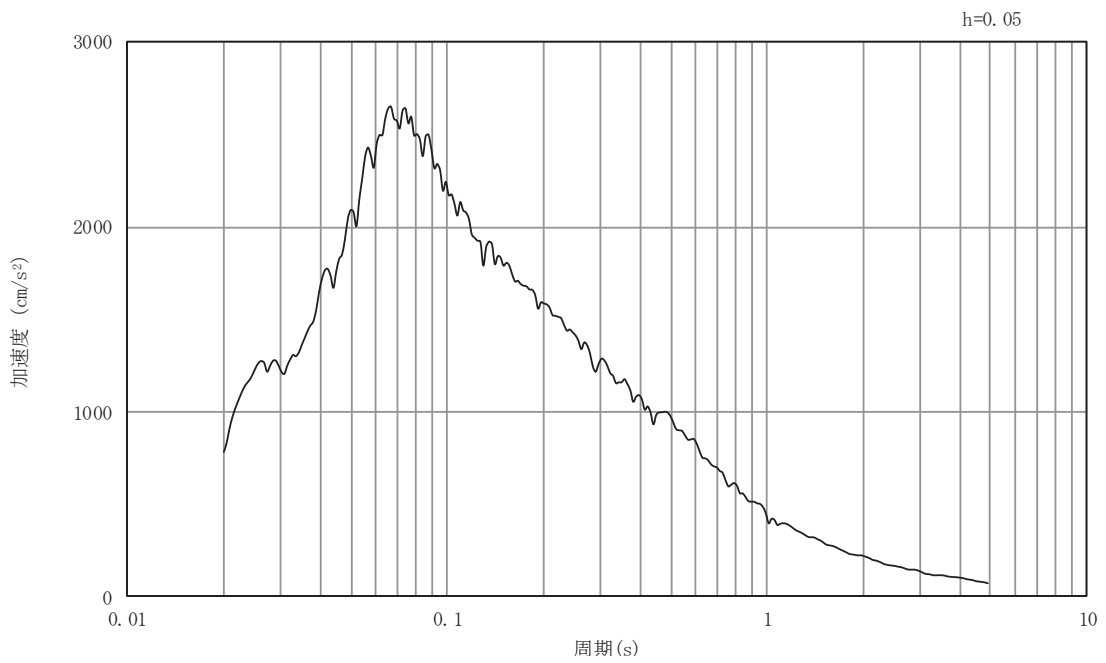


(b) 加速度応答スペクトル

図5-31 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
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 1)

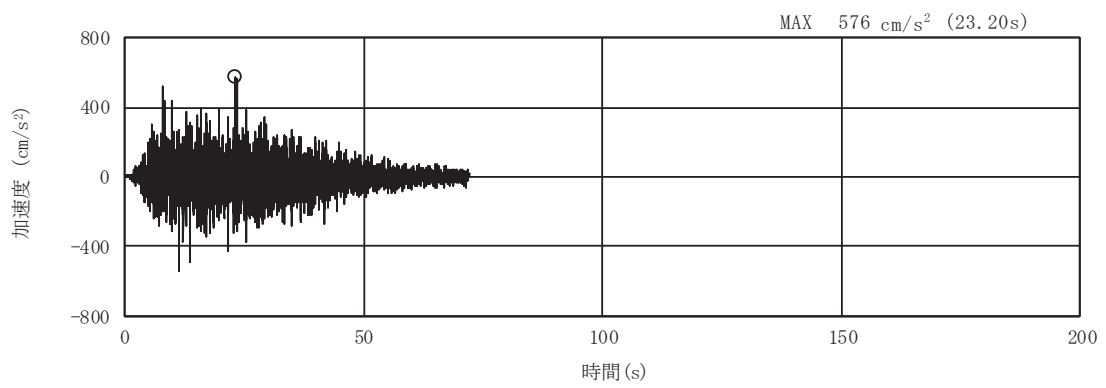


(a) 加速度時刻歴波形

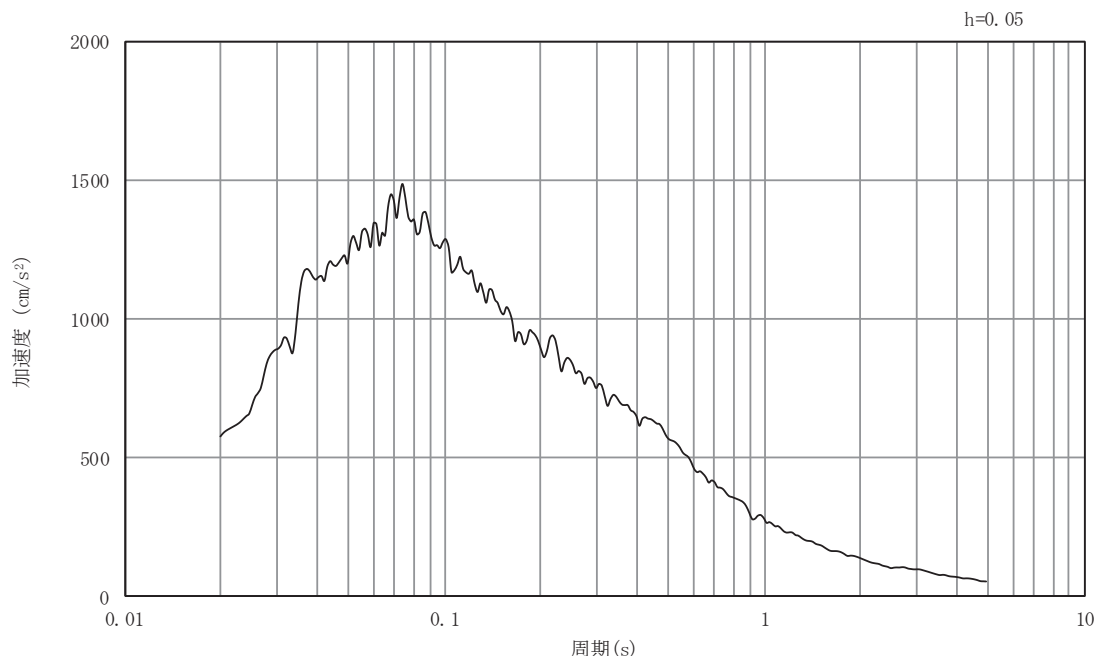


(b) 加速度応答スペクトル

図5-32 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
(南北方向, 水平成分: S s - D 2)

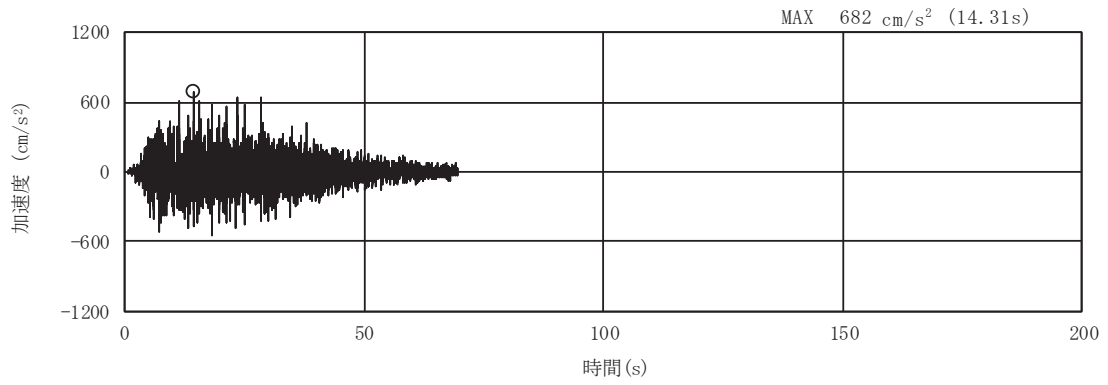


(a) 加速度時刻歴波形

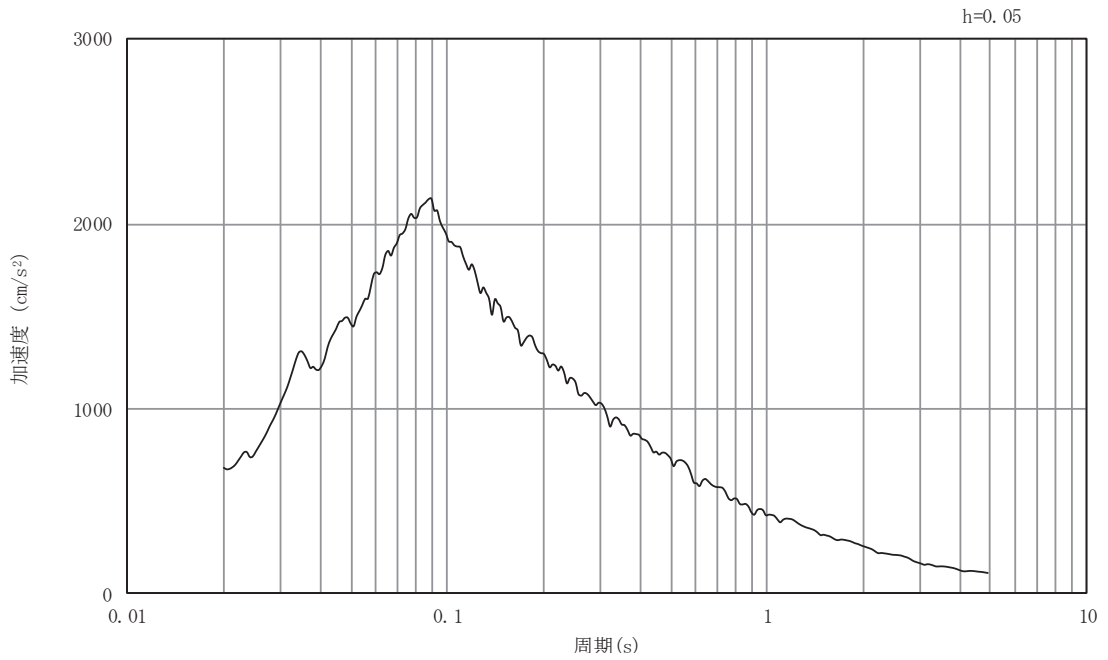


(b) 加速度応答スペクトル

図5-33 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
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 2)

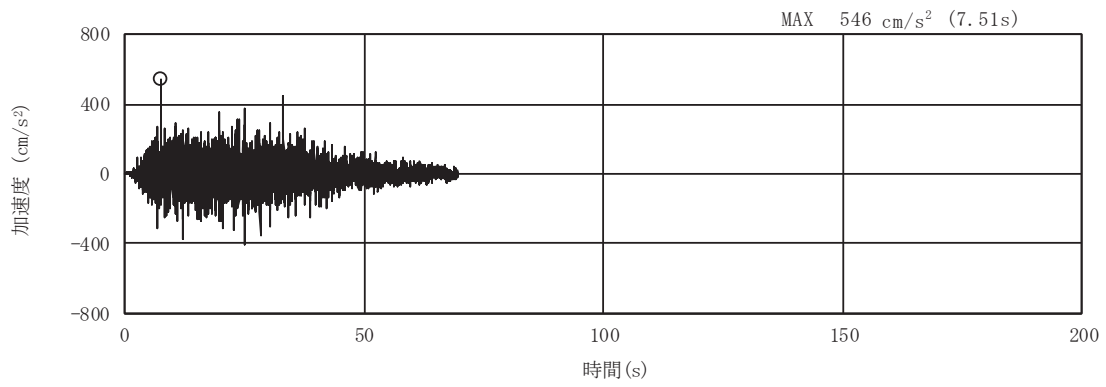


(a) 加速度時刻歴波形

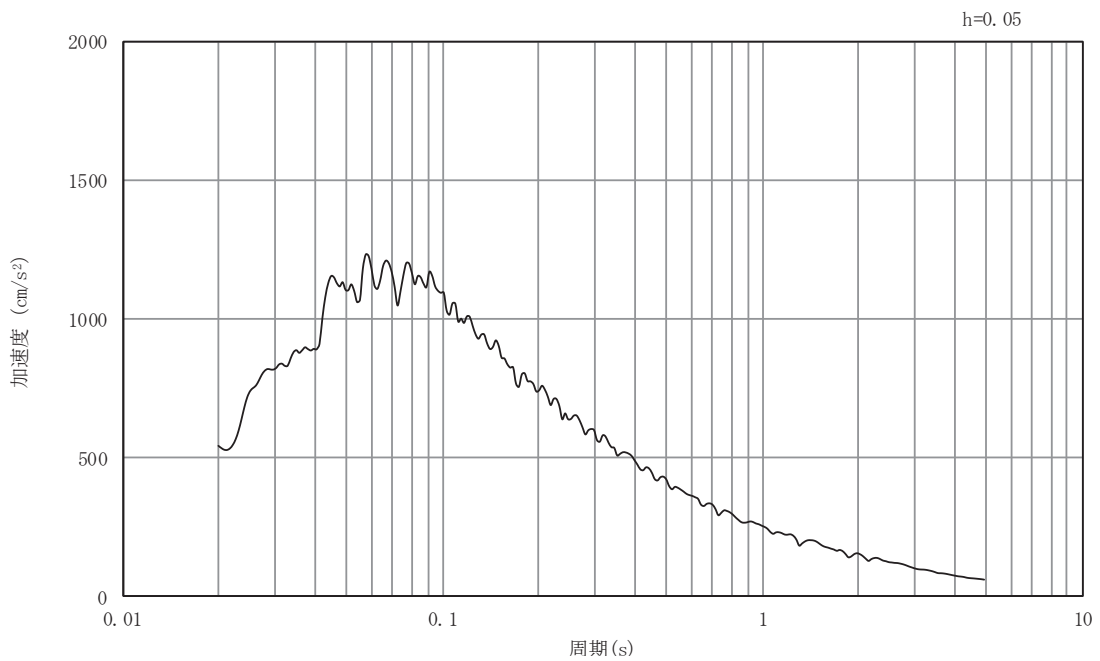


(b) 加速度応答スペクトル

図5-34 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S s - D 3)

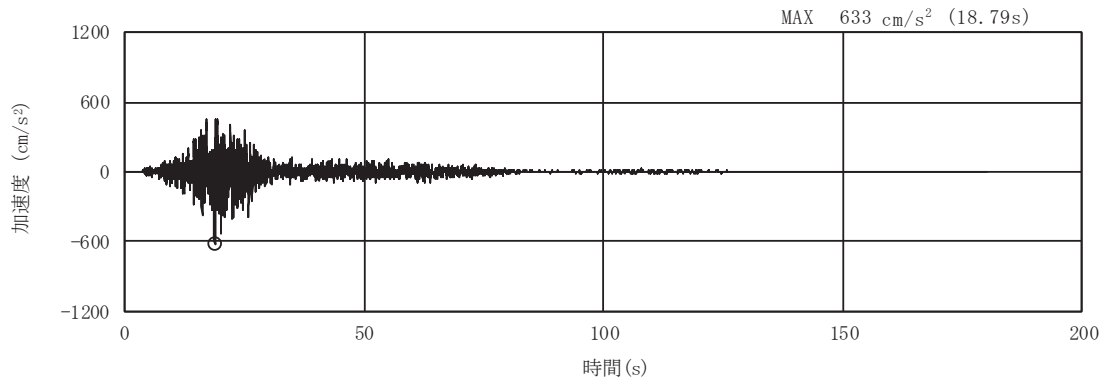


(a) 加速度時刻歴波形

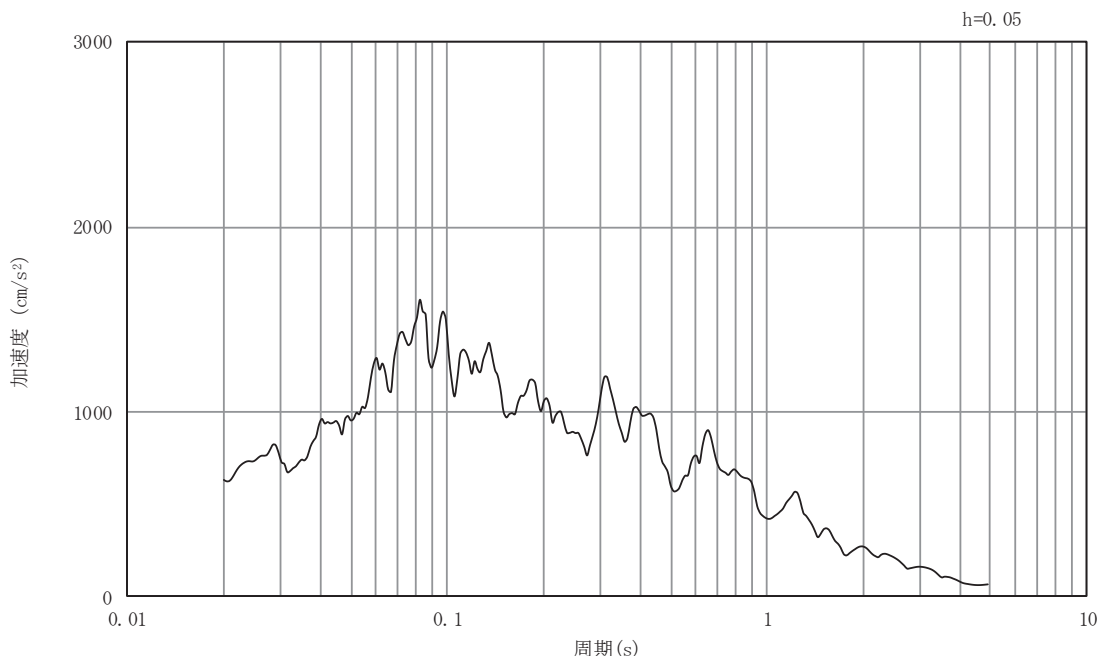


(b) 加速度応答スペクトル

図5-35 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - D 3)

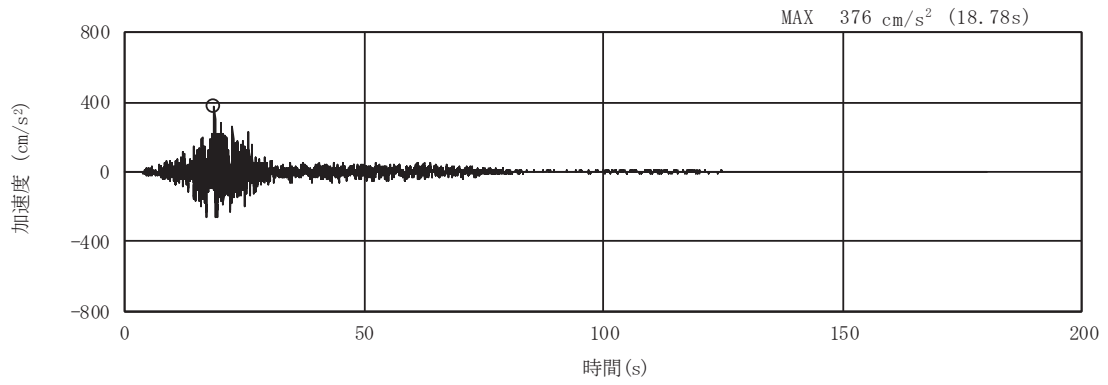


(a) 加速度時刻歴波形

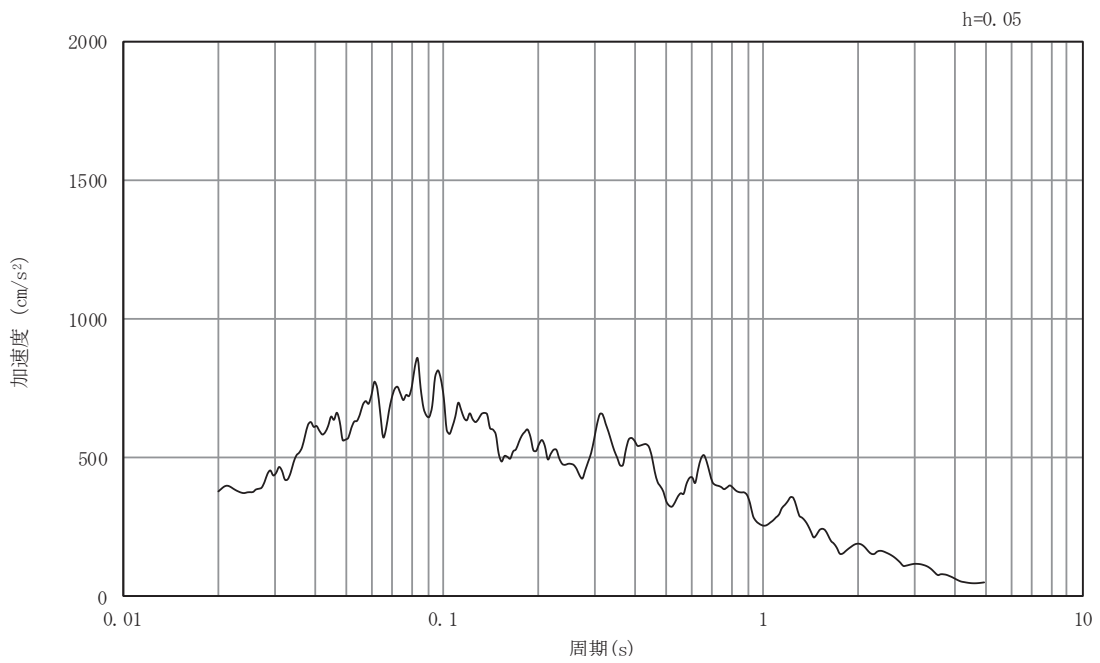


(b) 加速度応答スペクトル

図5-36 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S s - F 1)

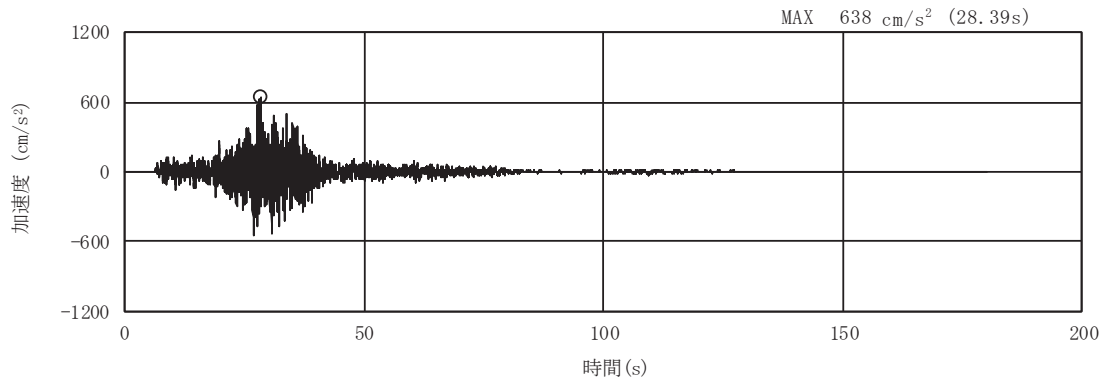


(a) 加速度時刻歴波形

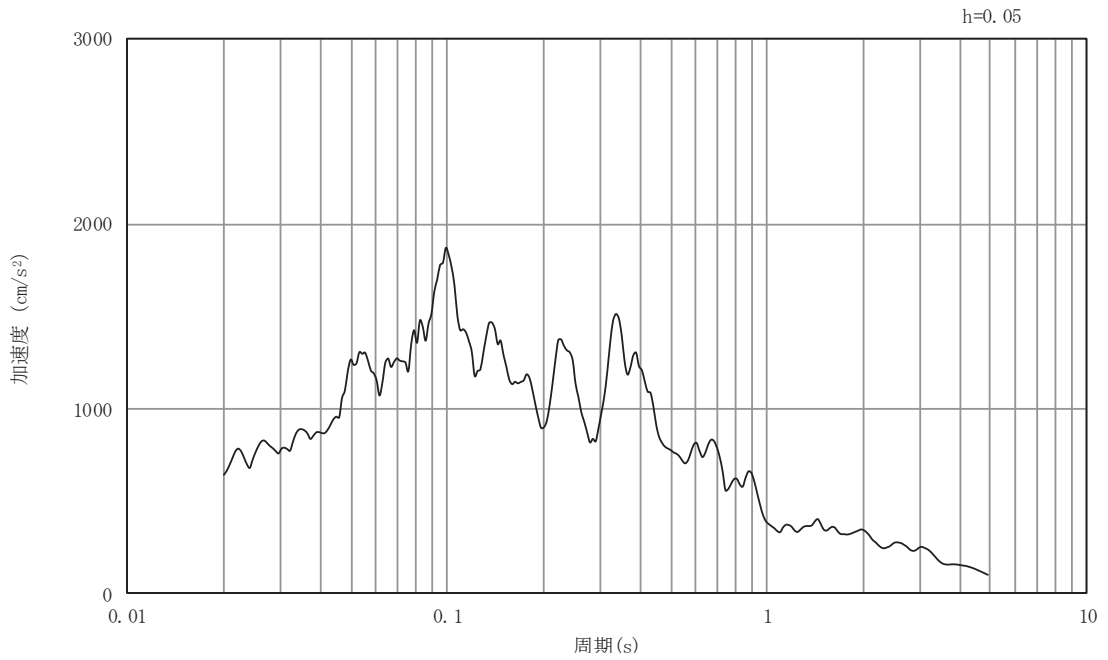


(b) 加速度応答スペクトル

図5-37 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 1)

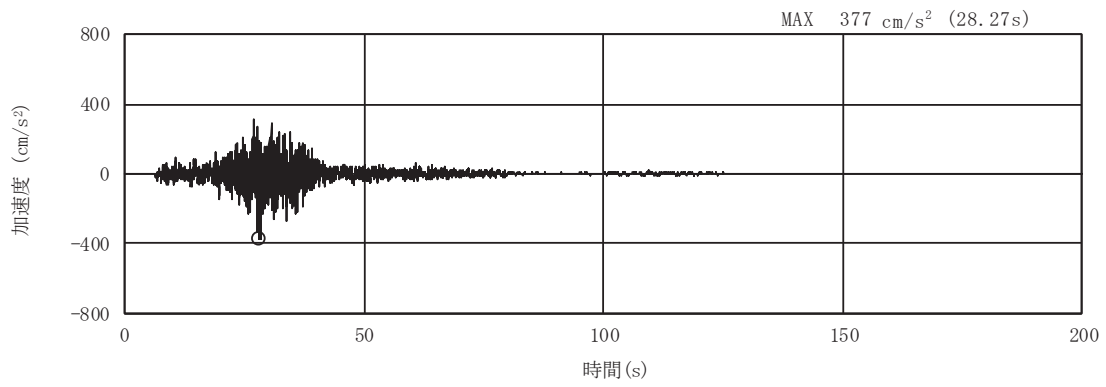


(a) 加速度時刻歴波形

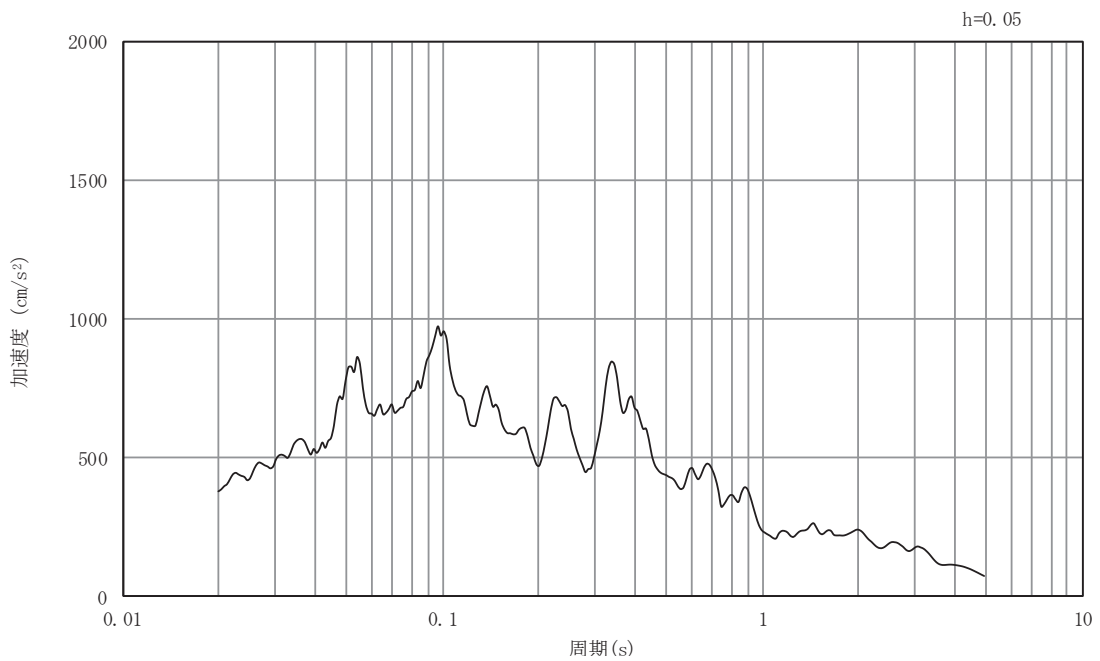


(b) 加速度応答スペクトル

図5-38 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S_s-F2)

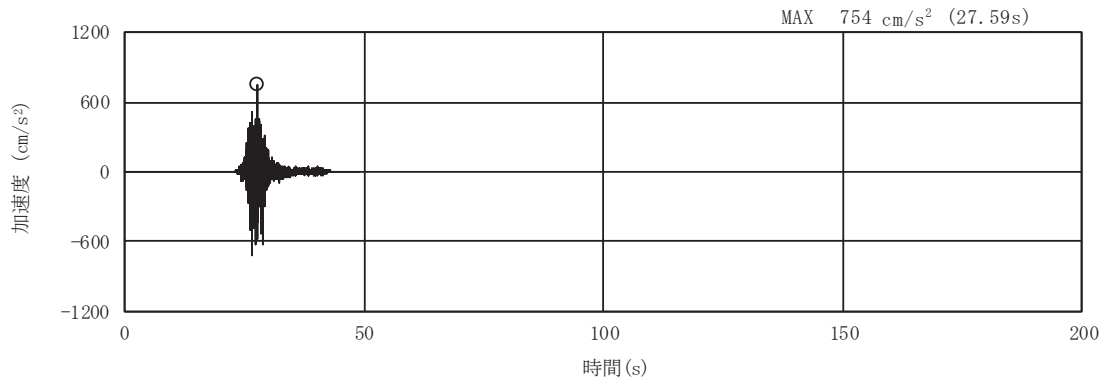


(a) 加速度時刻歴波形

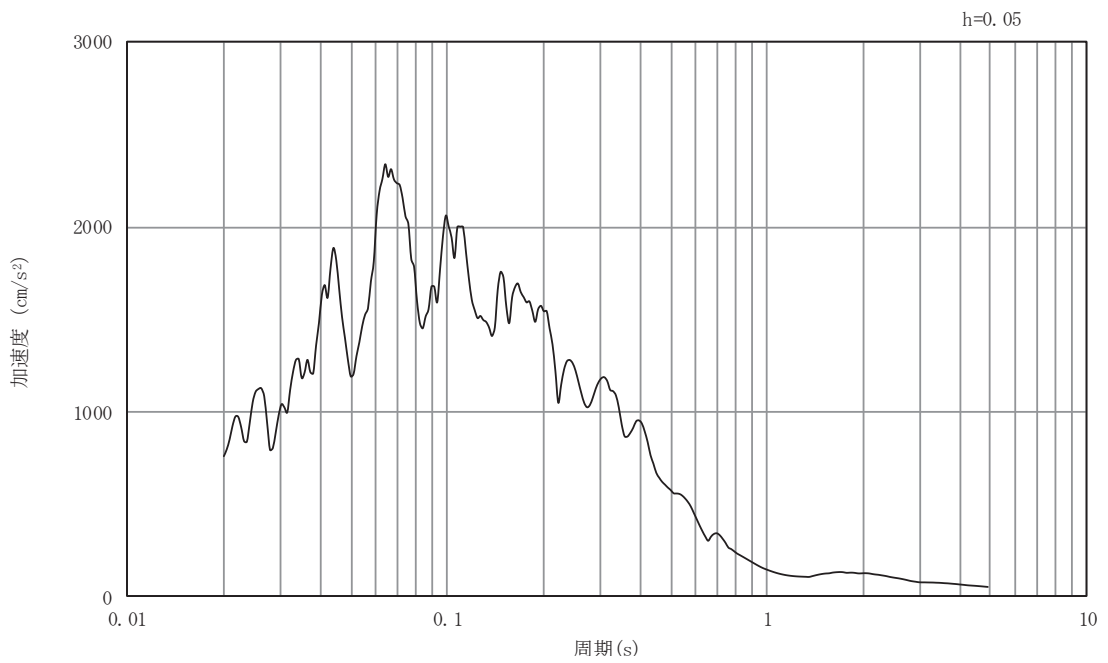


(b) 加速度応答スペクトル

図5-39 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 2)

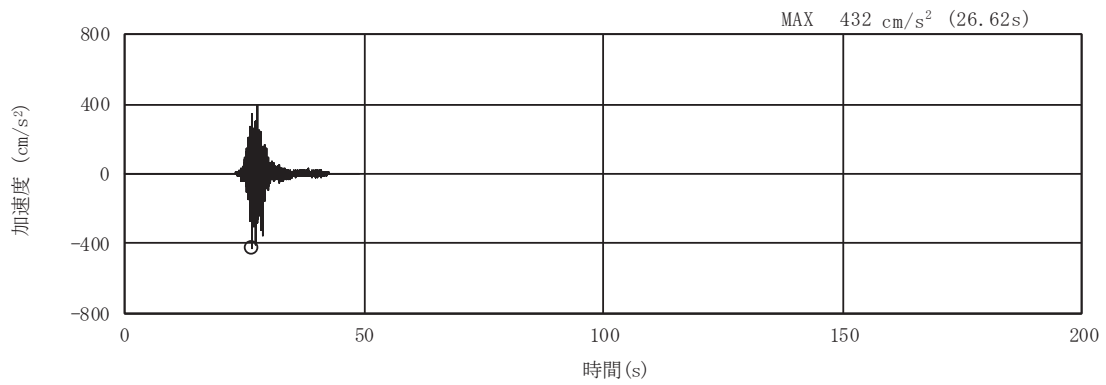


(a) 加速度時刻歴波形

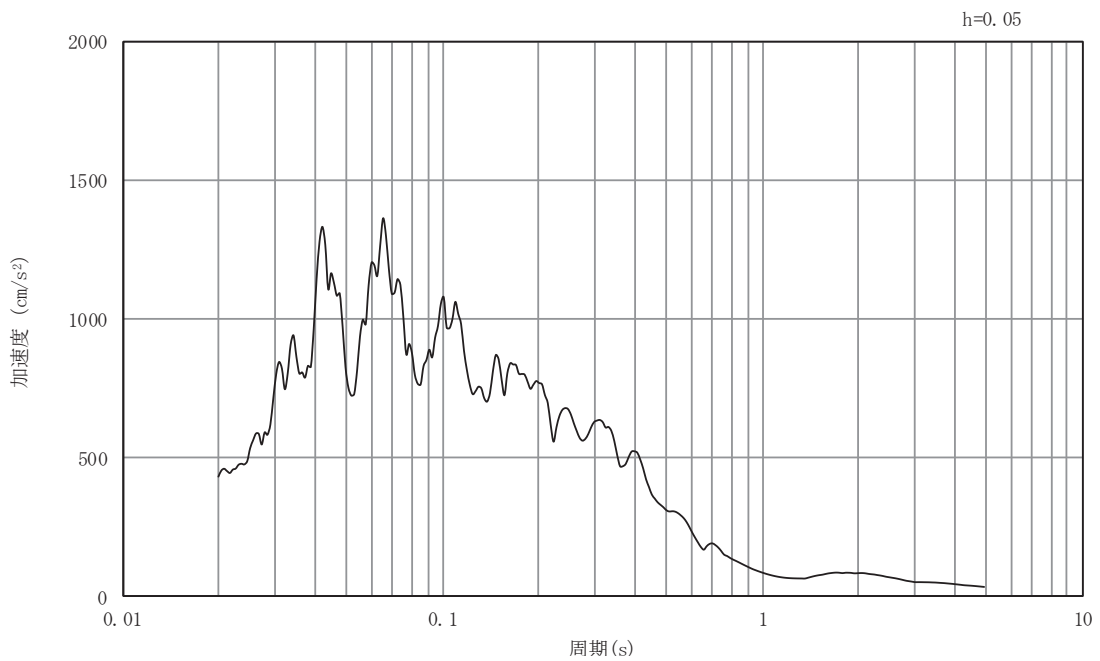


(b) 加速度応答スペクトル

図5-40 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S s - F 3)

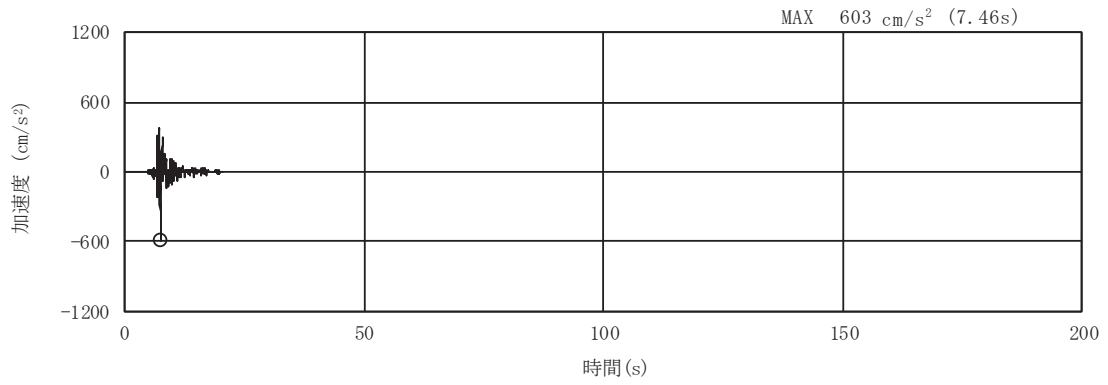


(a) 加速度時刻歴波形

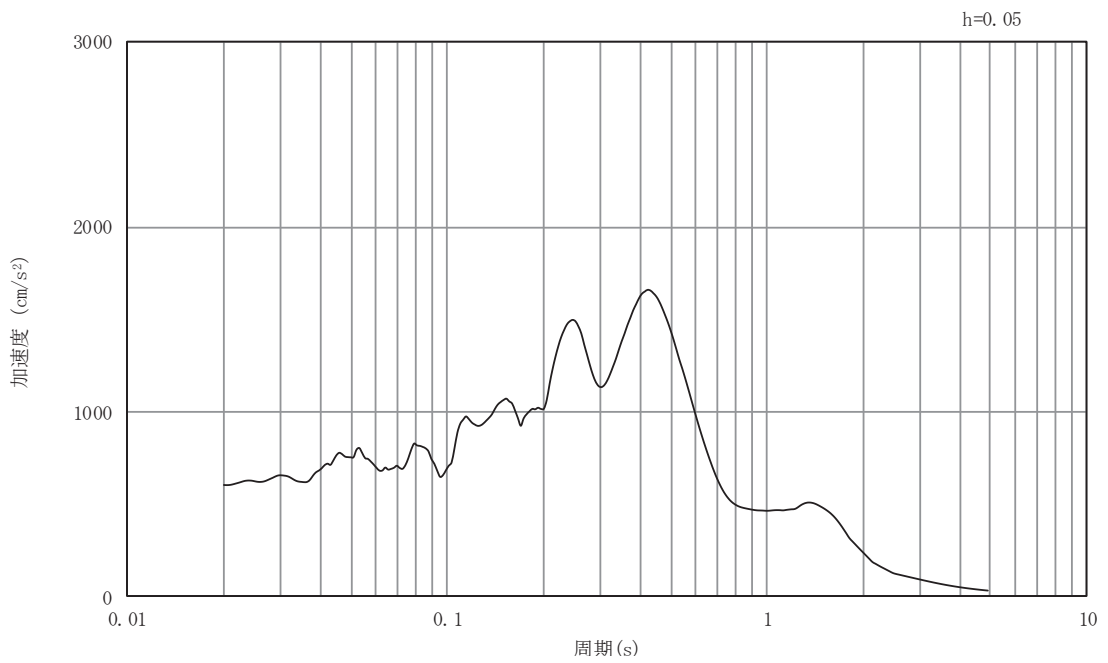


(b) 加速度応答スペクトル

図5-41 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - F 3)

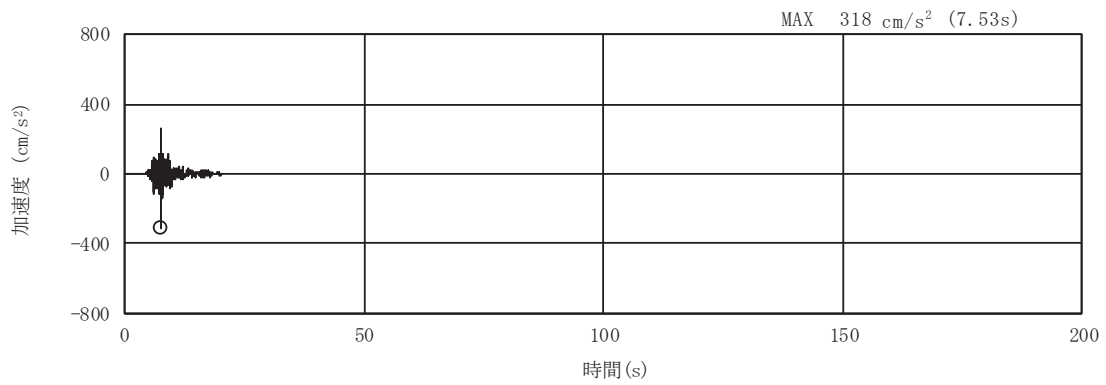


(a) 加速度時刻歴波形

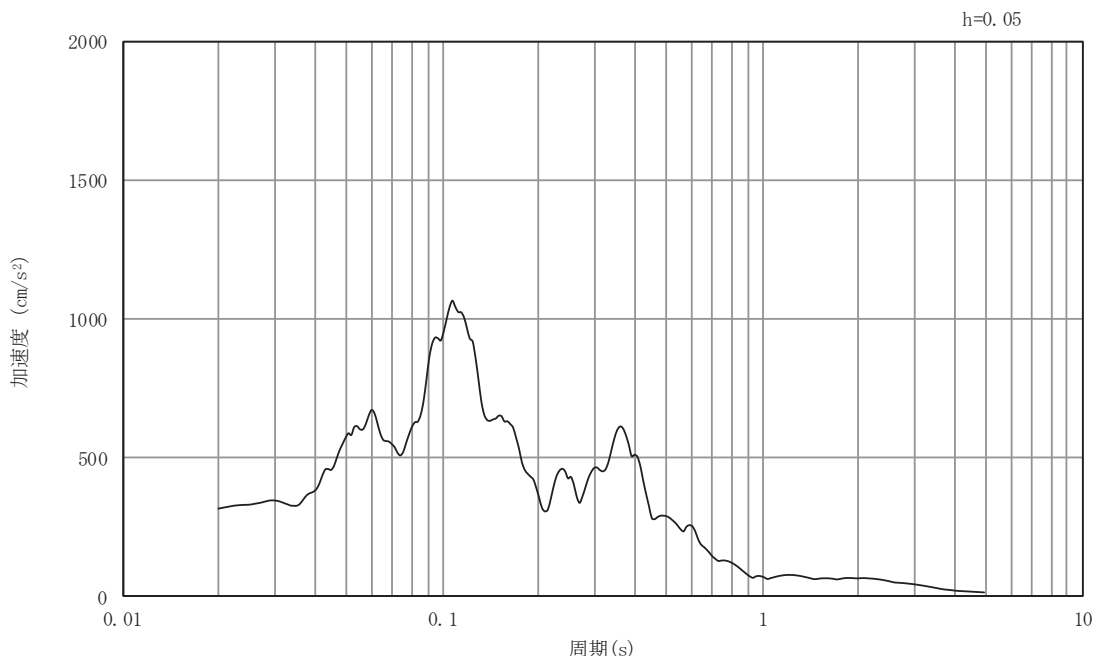


(b) 加速度応答スペクトル

図5-42 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S s - N 1)

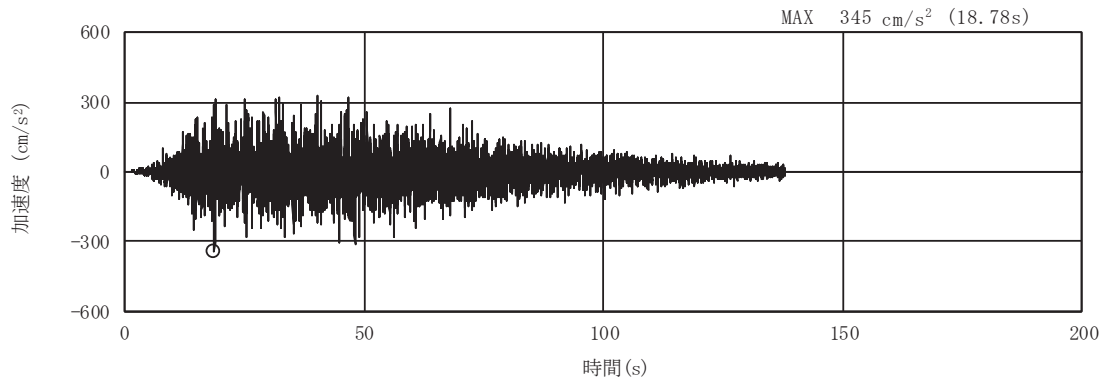


(a) 加速度時刻歴波形

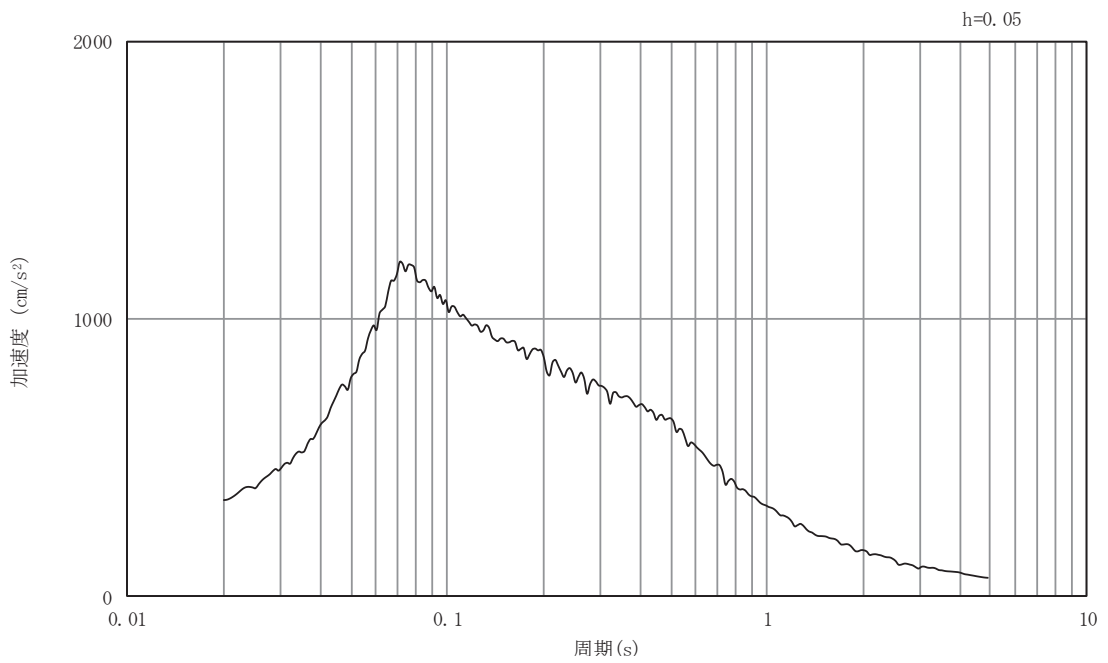


(b) 加速度応答スペクトル

図5-43 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S s - N 1)

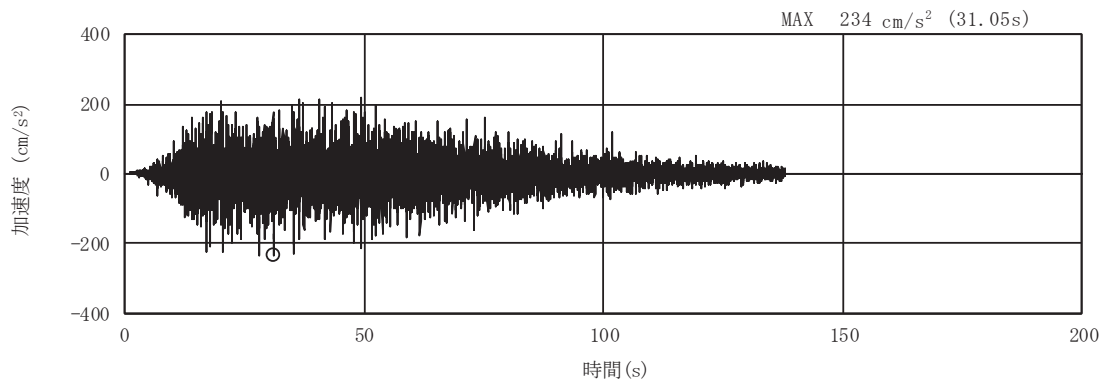


(a) 加速度時刻歴波形

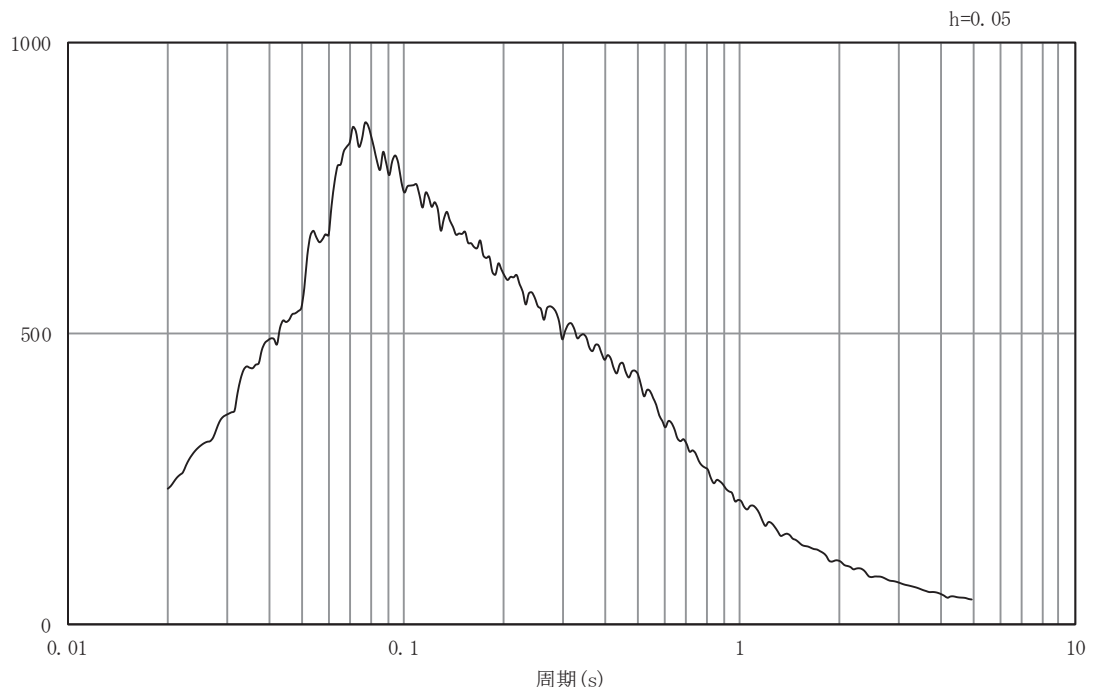


(b) 加速度応答スペクトル

図5-44 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S d - D 1)

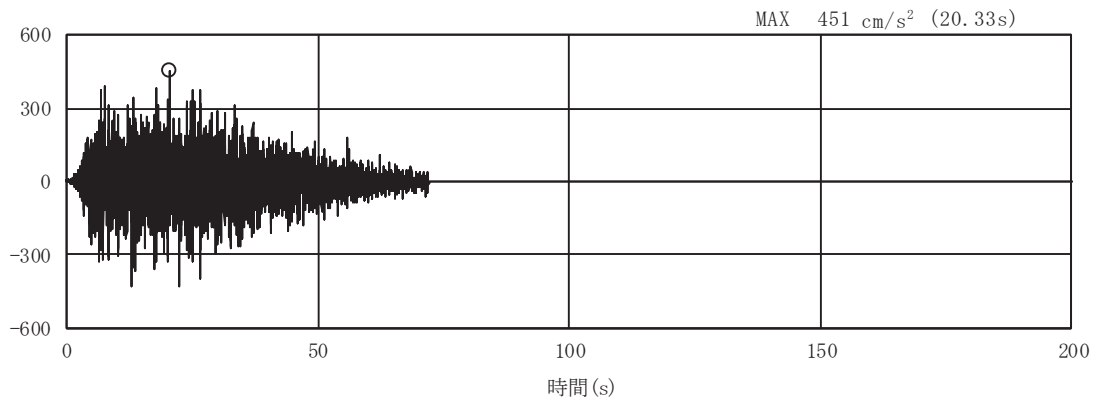


(a) 加速度時刻歴波形

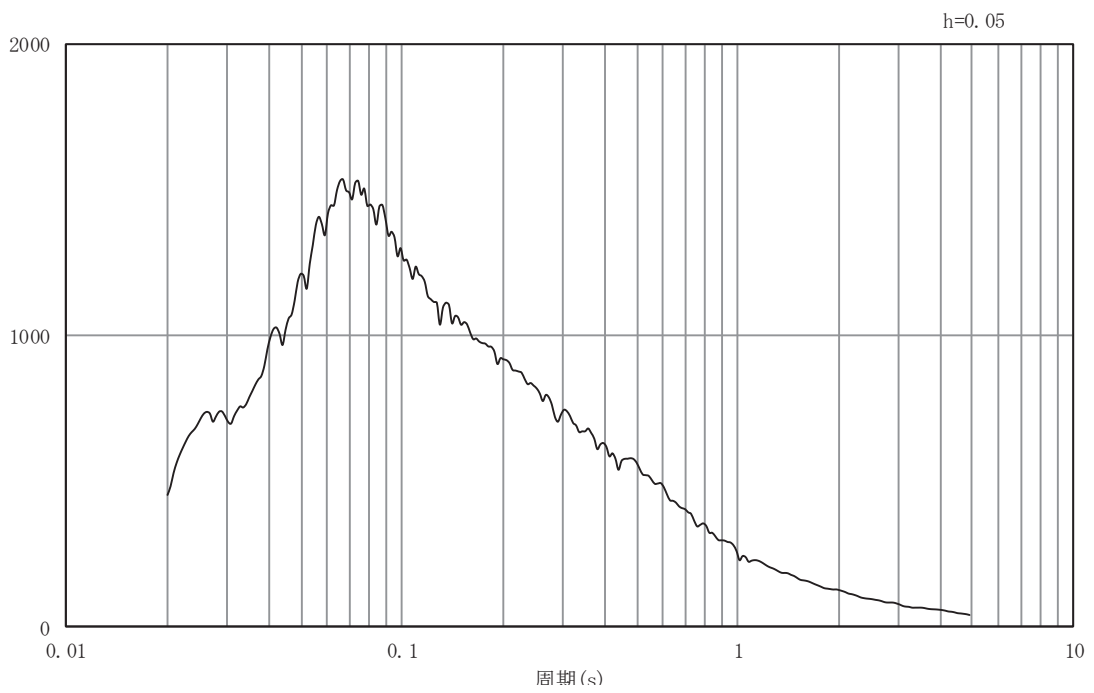


(b) 加速度応答スペクトル

図5-45 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S d - D 1)

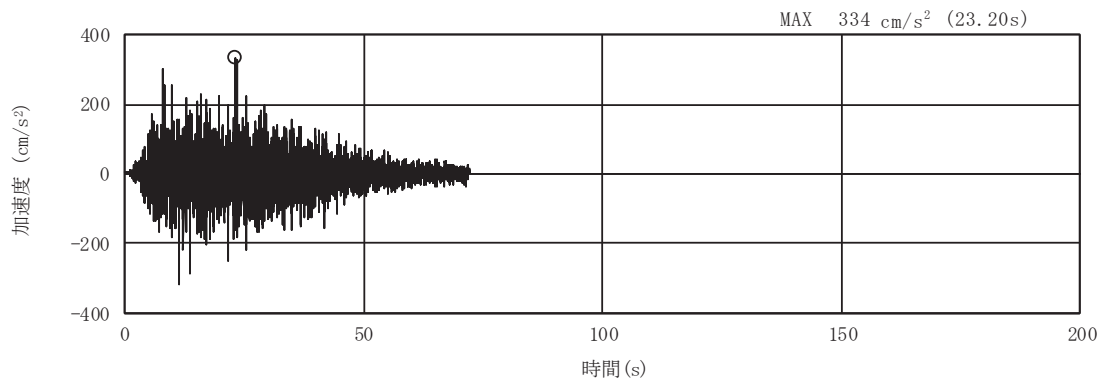


(a) 加速度時刻歴波形

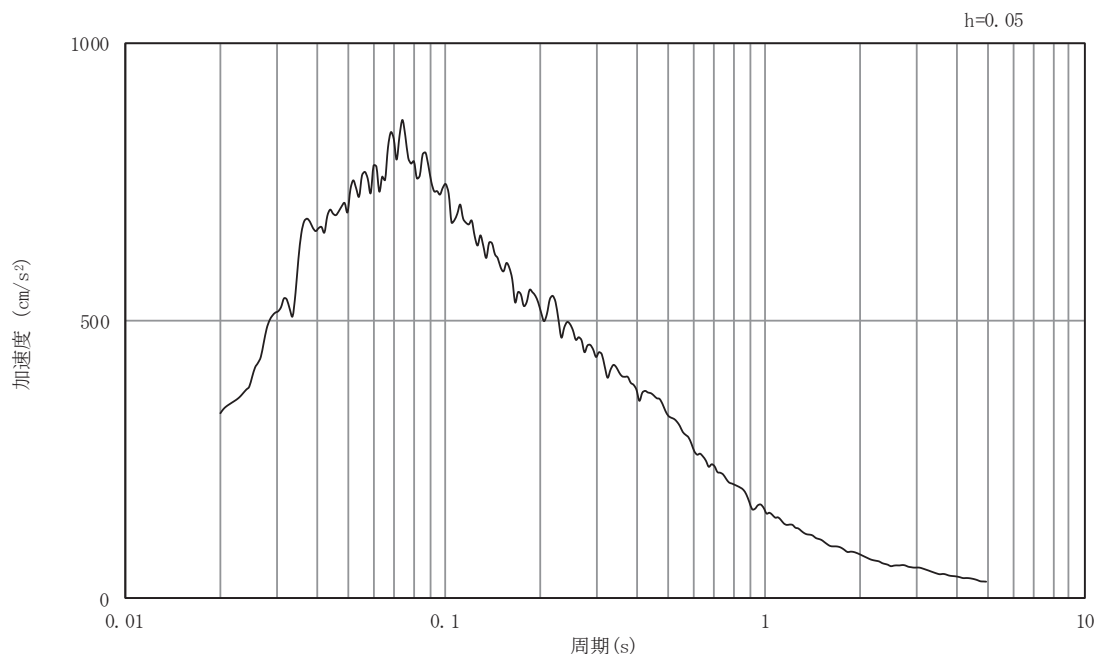


(b) 加速度応答スペクトル

図5-46 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S d - D 2)

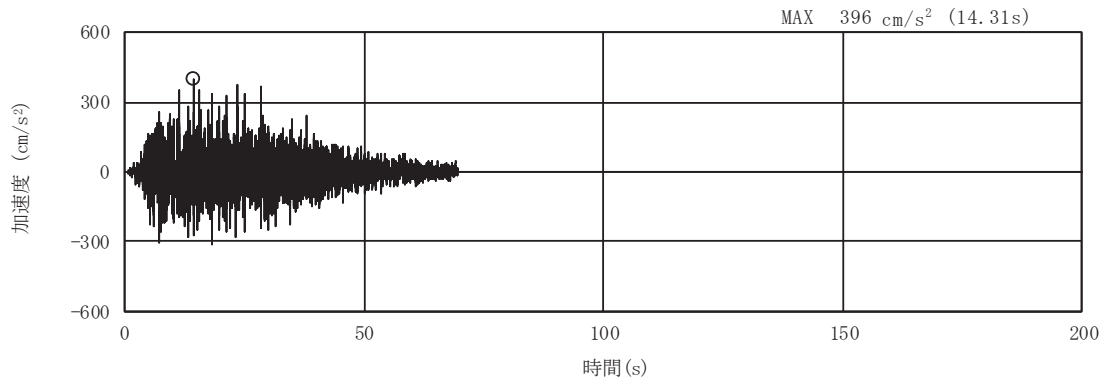


(a) 加速度時刻歴波形

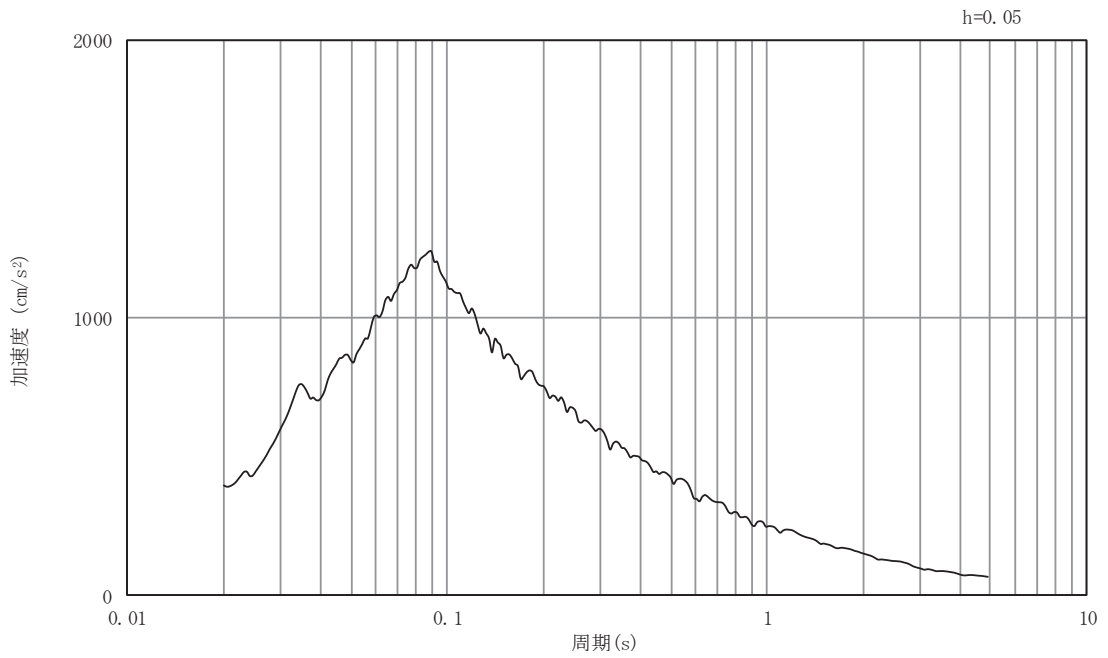


(b) 加速度応答スペクトル

図5-47 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 鉛直成分: S d - D 2)

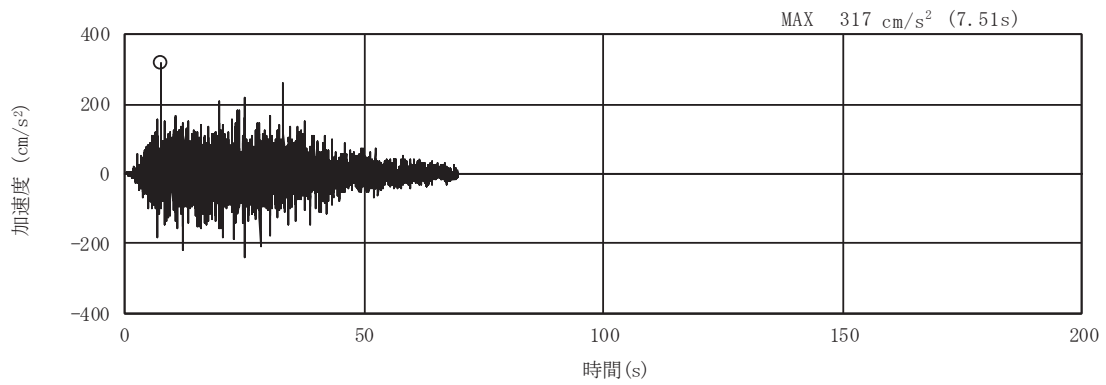


(a) 加速度時刻歴波形

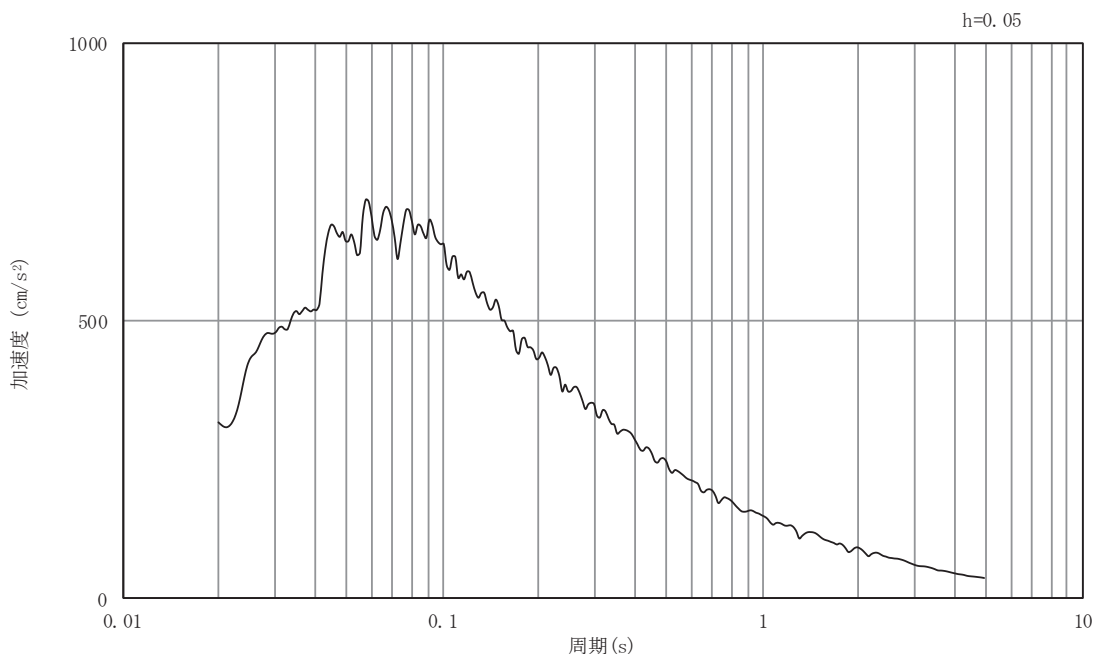


(b) 加速度応答スペクトル

図5-48 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(南北方向, 水平成分: S d - D 3)

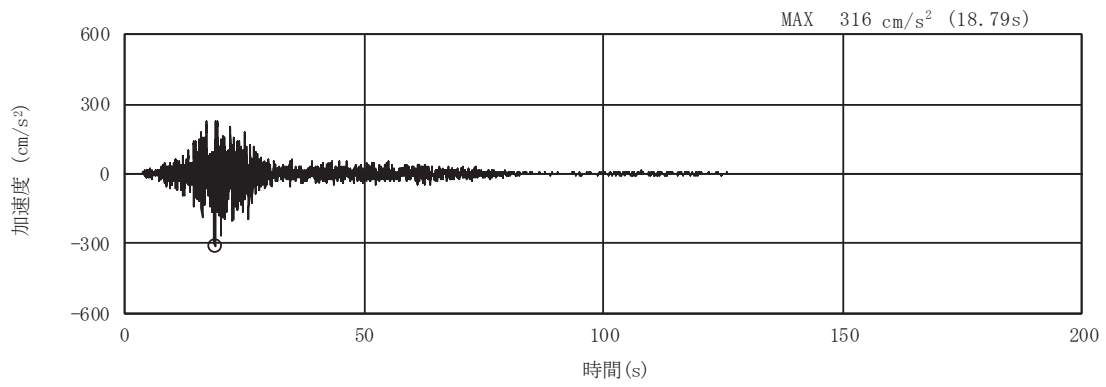


(a) 加速度時刻歴波形

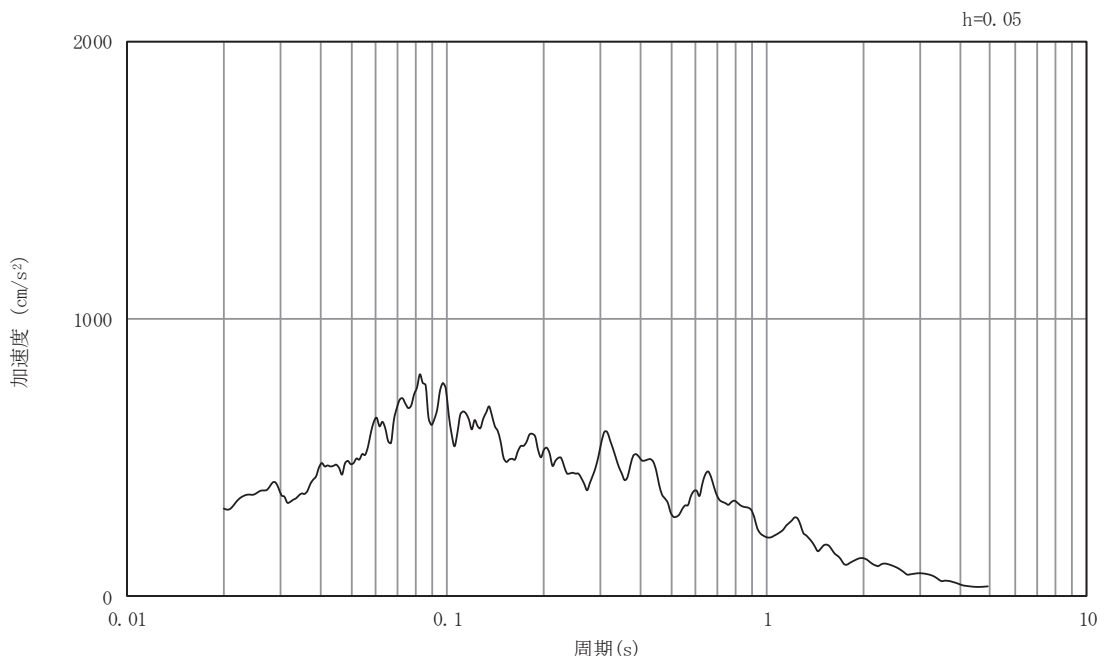


(b) 加速度応答スペクトル

図5-49 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 3)

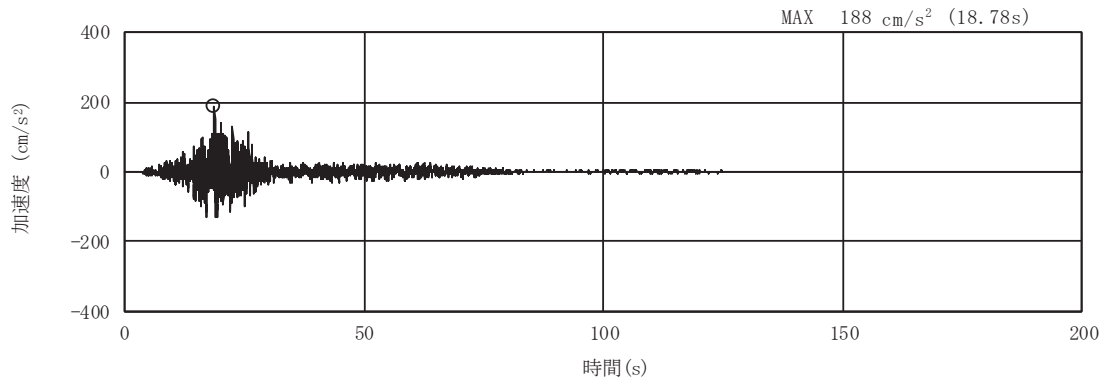


(a) 加速度時刻歴波形

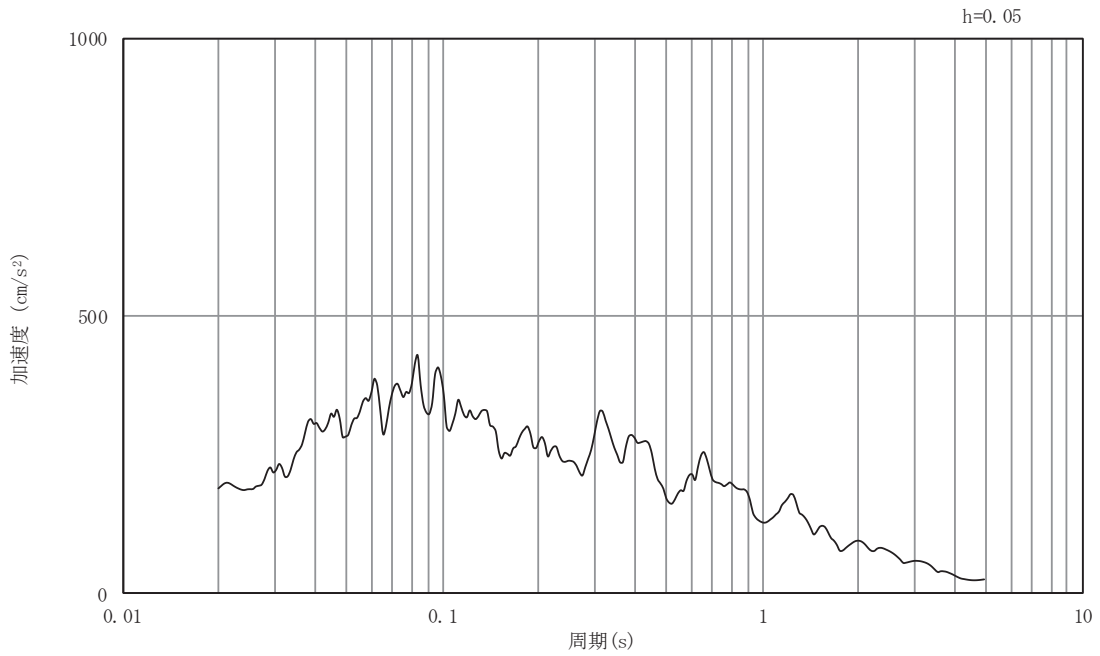


(b) 加速度応答スペクトル

図5-50 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 - F 1)

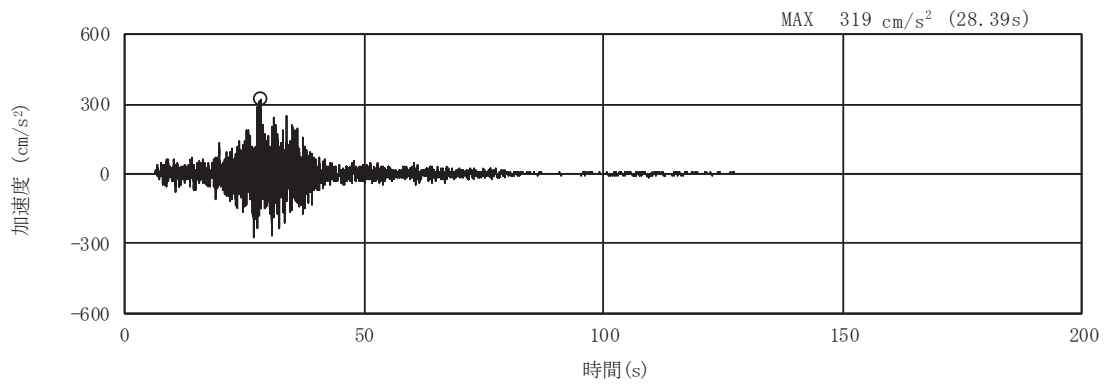


(a) 加速度時刻歴波形

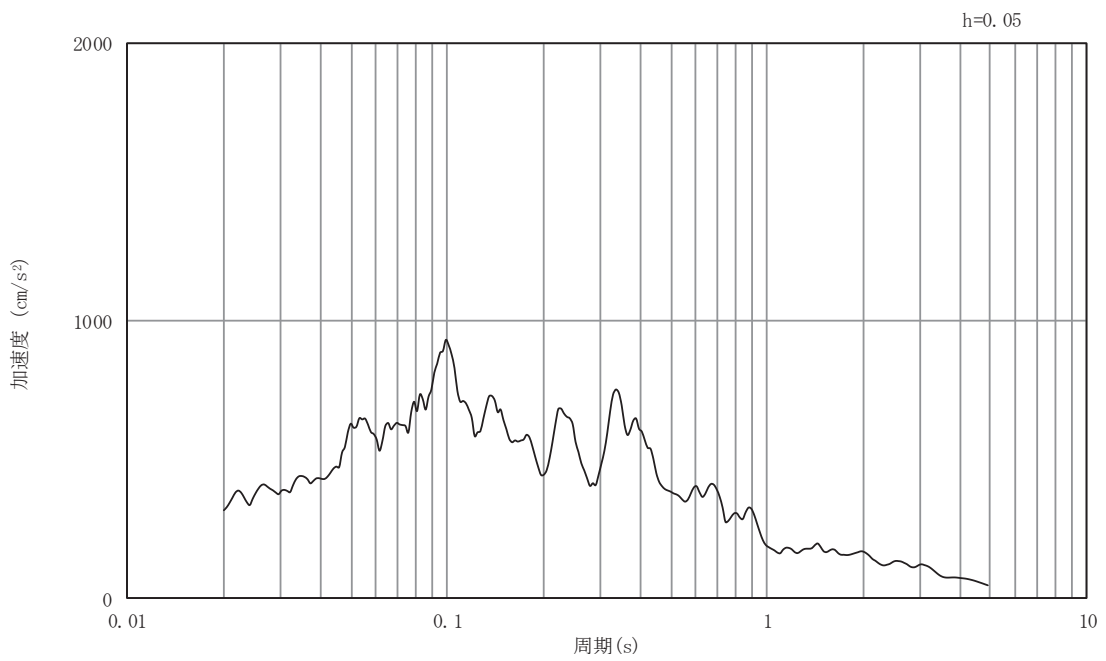


(b) 加速度応答スペクトル

図5-51 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 - F 1)

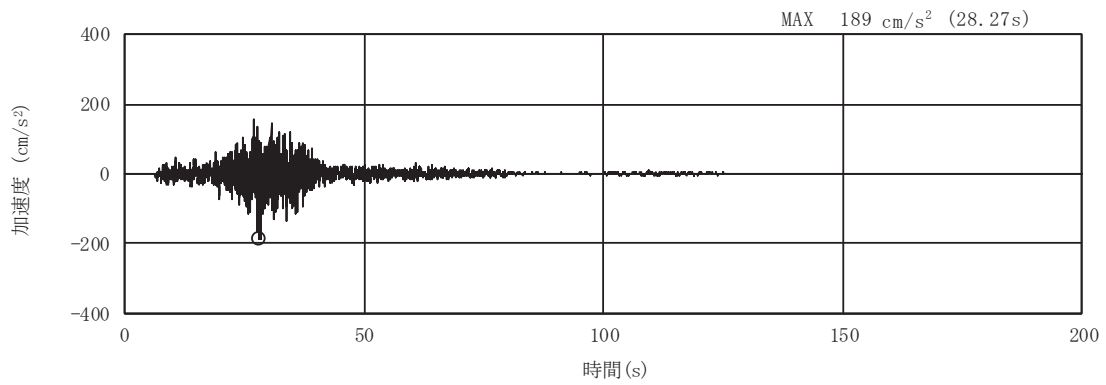


(a) 加速度時刻歴波形

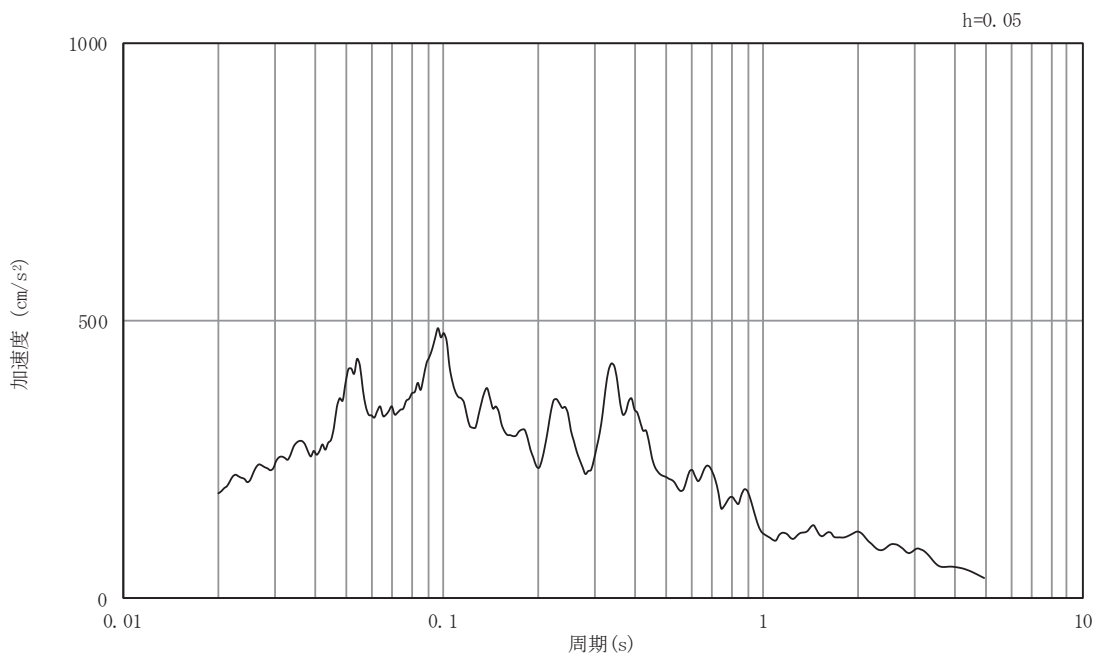


(b) 加速度応答スペクトル

図5-52 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 - F 2)

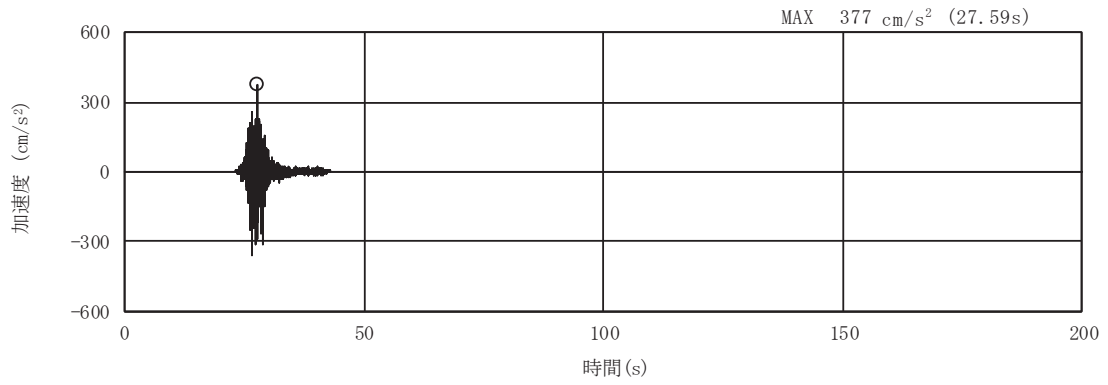


(a) 加速度時刻歴波形

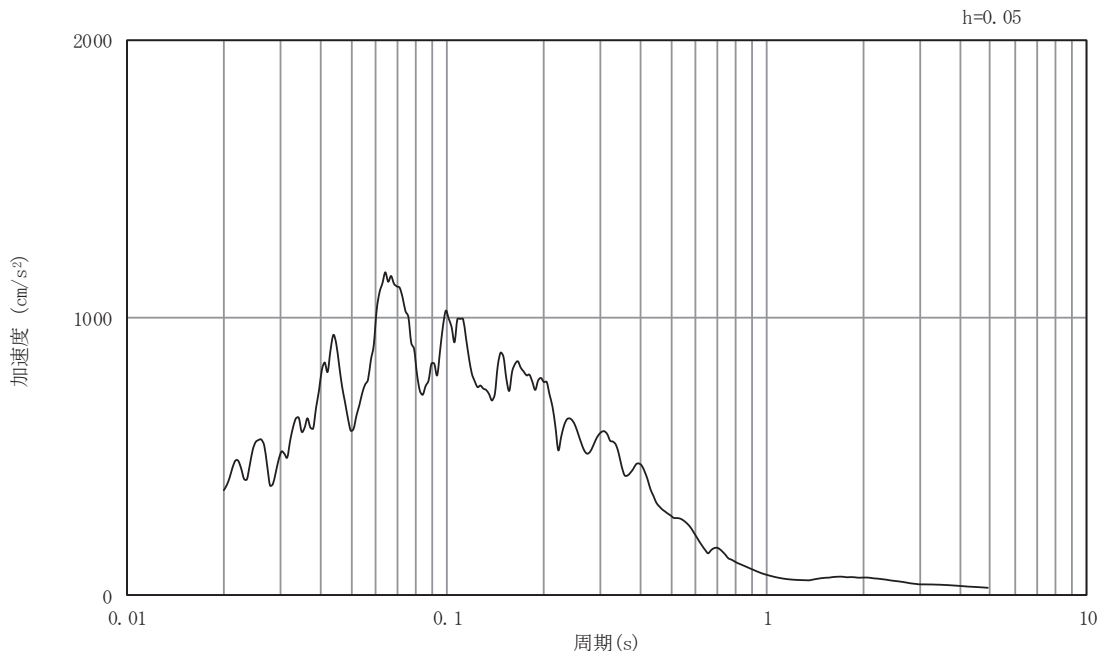


(b) 加速度応答スペクトル

図5-53 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 - F 2)

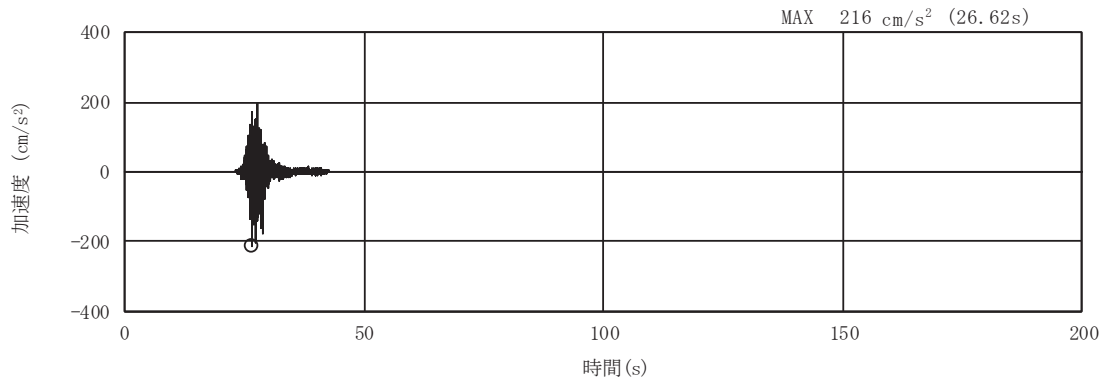


(a) 加速度時刻歴波形

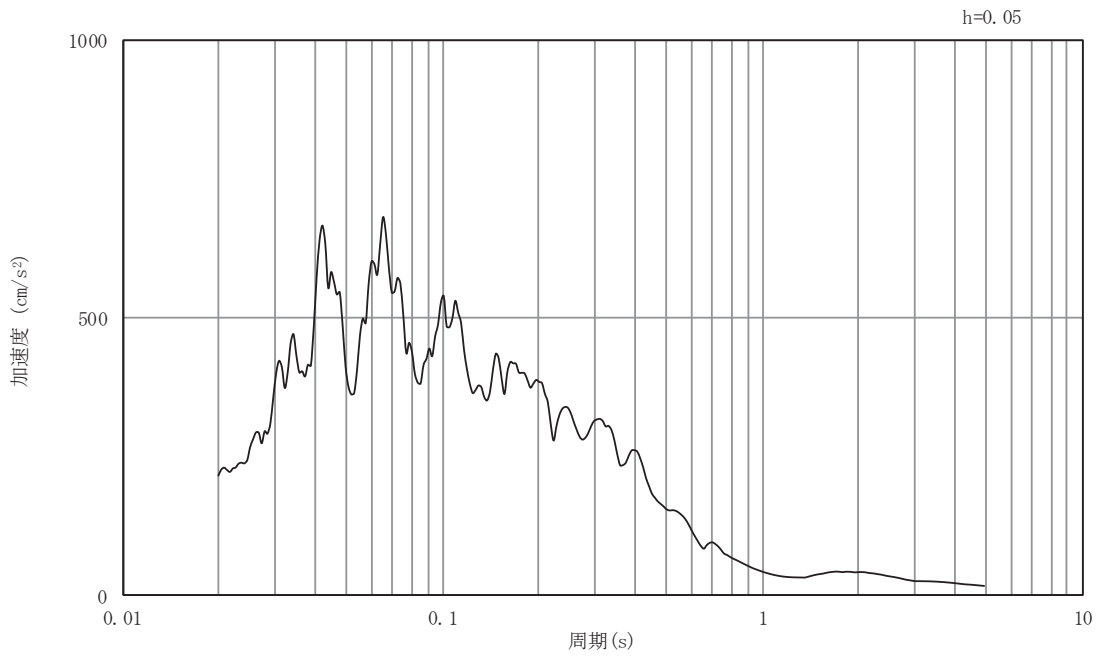


(b) 加速度応答スペクトル

図5-54 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 - F 3)

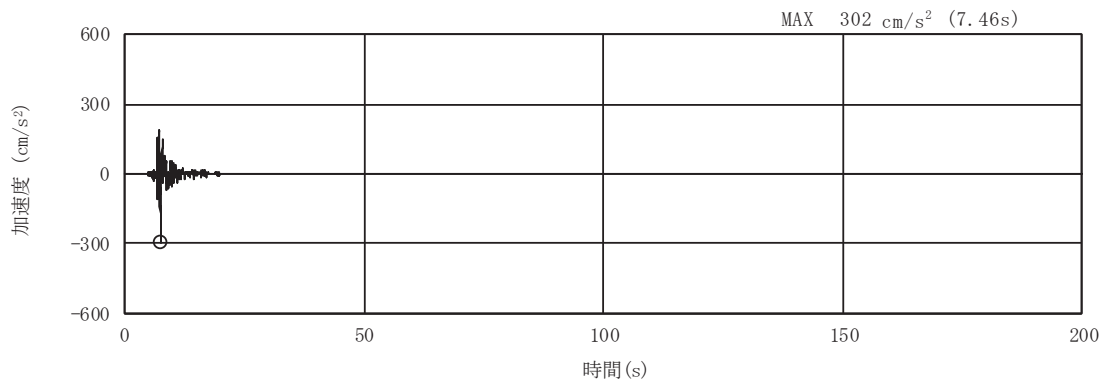


(a) 加速度時刻歴波形

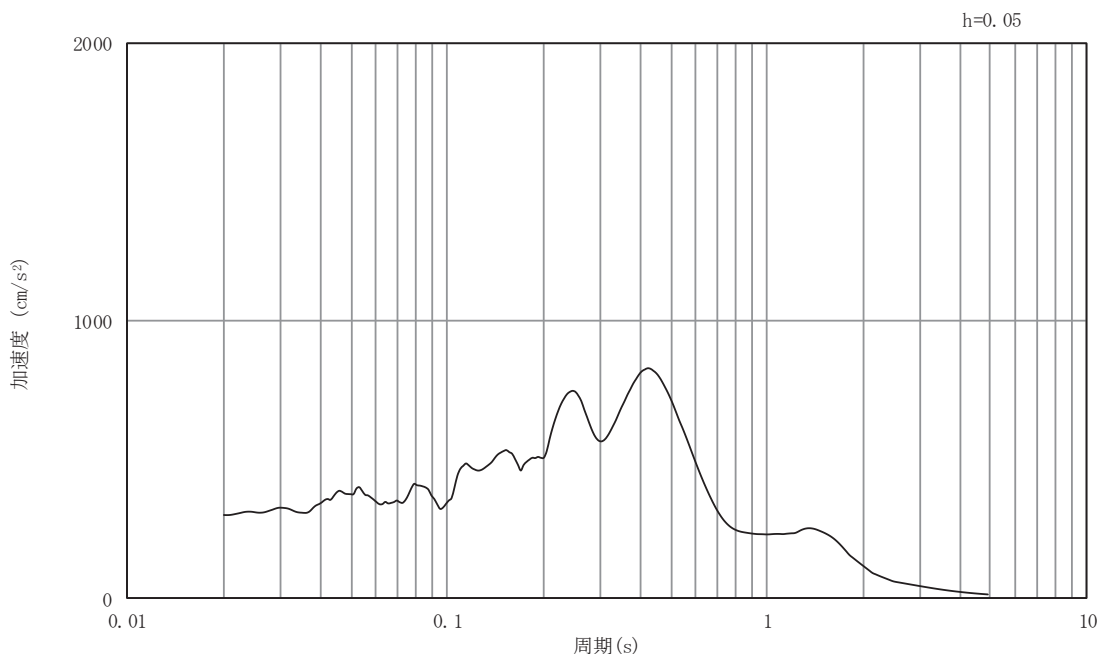


(b) 加速度応答スペクトル

図5-55 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 - F 3)

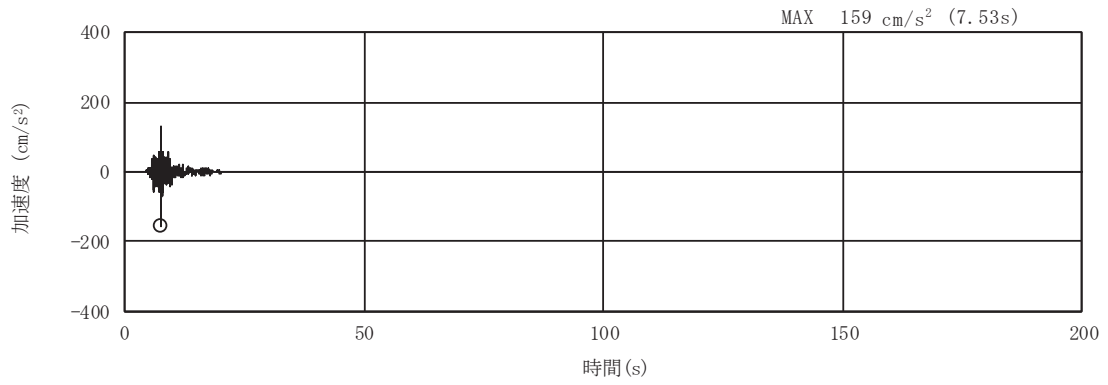


(a) 加速度時刻歴波形

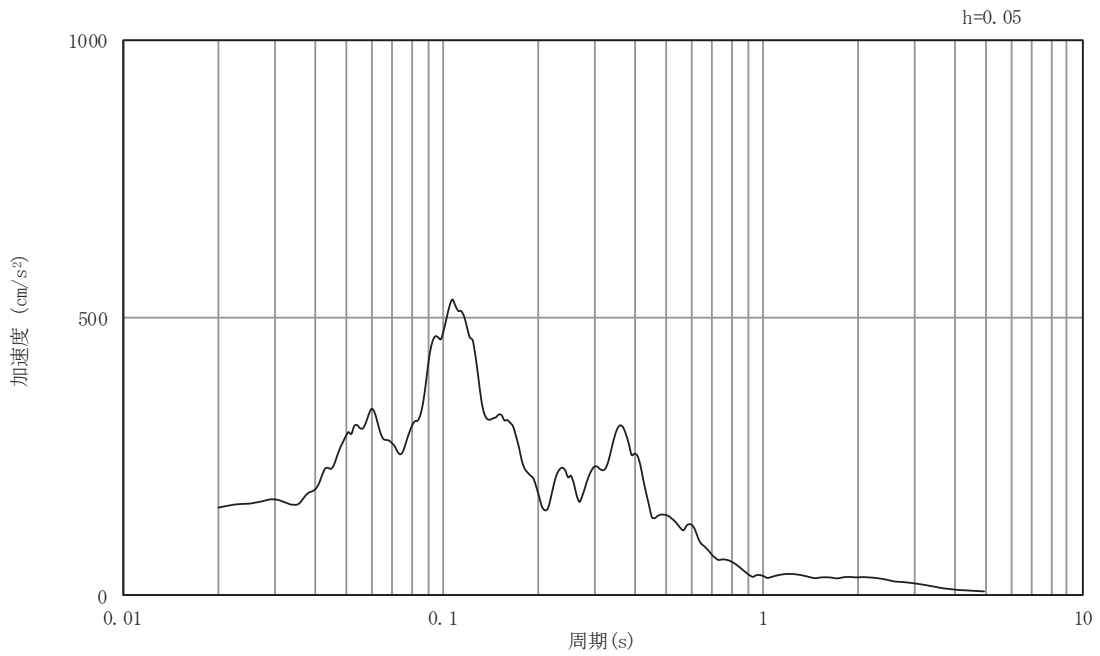


(b) 加速度応答スペクトル

図5-56 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 - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図5-57 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 - N 1)

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 ））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、通水機能を有することの確認においては、部材が終局状態に至らないことを目標性能とすることから、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ1.0%）を許容限界とする。貯水機能及び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、CCb工法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。海水ポンプ室においてCCb工法を適用する部材を図5-58に示す。

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。

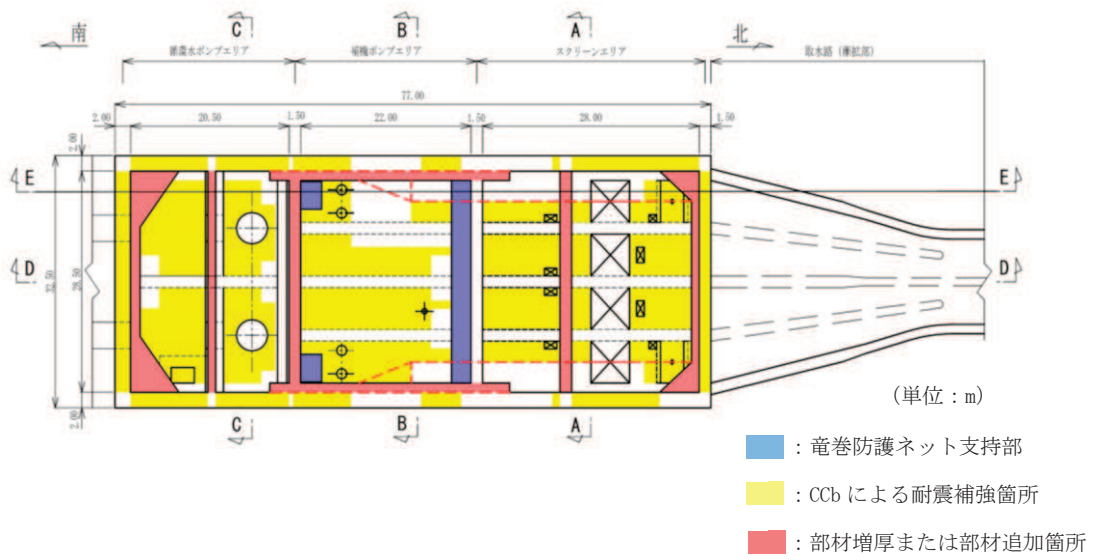


図 5-58(1) CCbによる耐震補強箇所（平面図）（再掲）

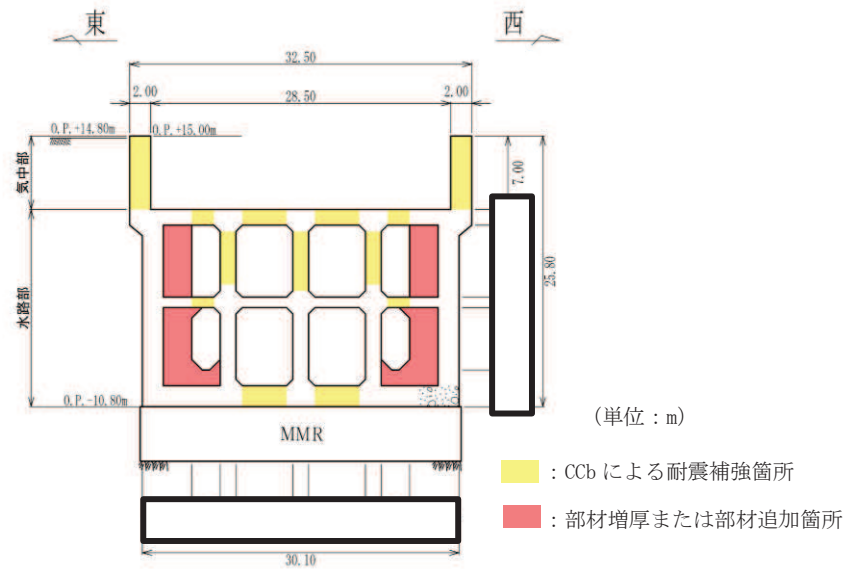


図 5-58(2) CCbによる耐震補強箇所（A-A 断面，東西）（再掲）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

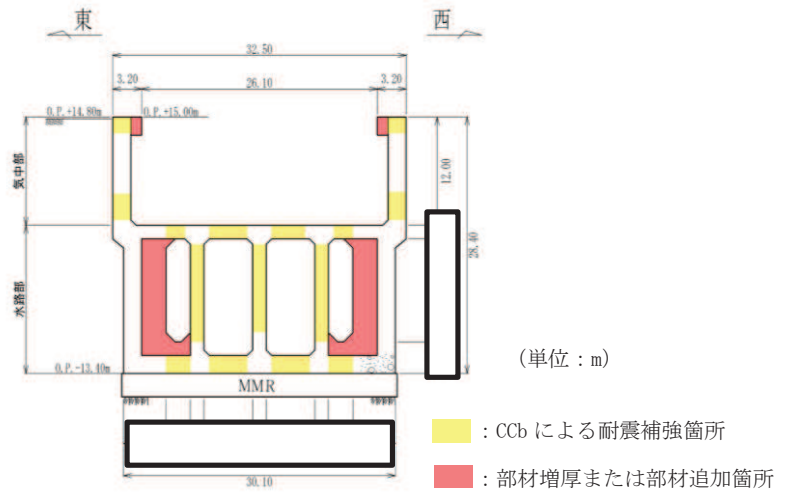


図 5-58(3) CCbによる耐震補強箇所 (B-B断面, 東西) (再掲)

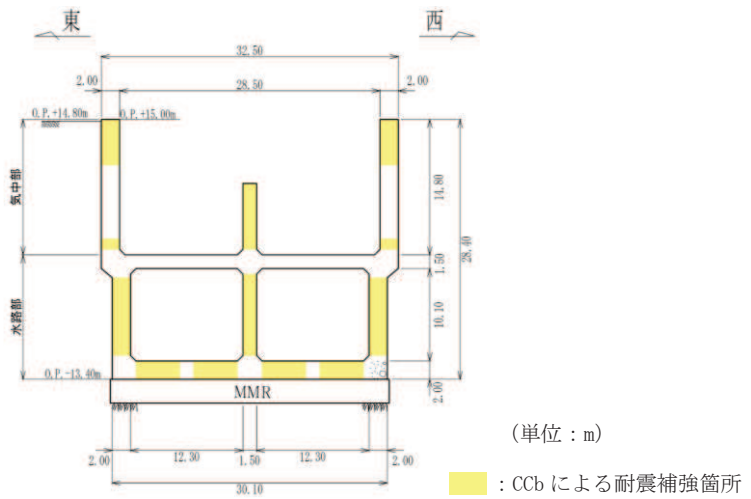


図 5-58(4) CCbによる耐震補強箇所 (C-C断面, 東西) (再掲)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

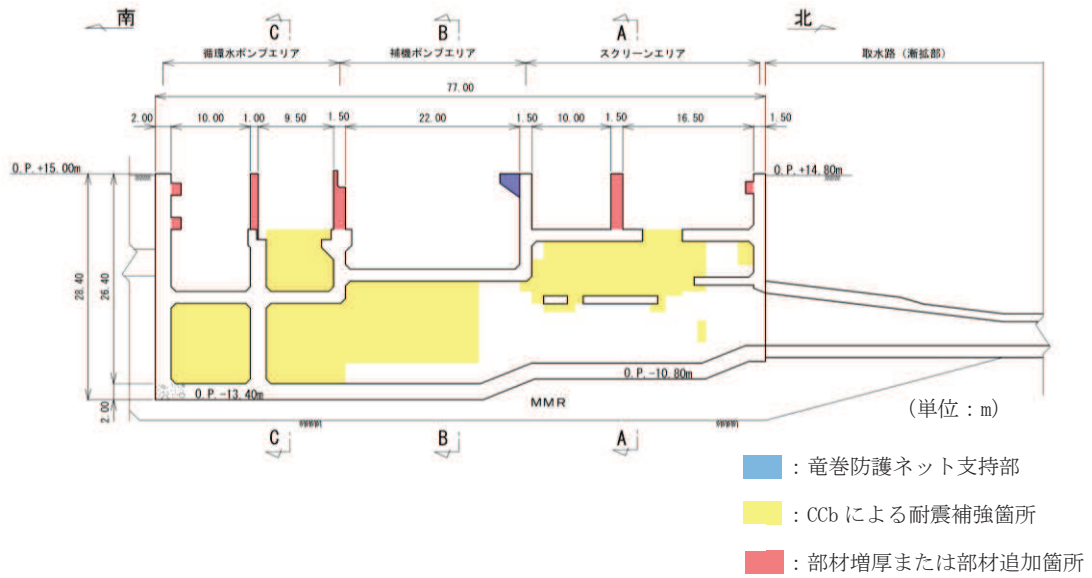


図 5-58(5) Ccbによる耐震補強箇所 (D-D 断面, 南北) (再掲)

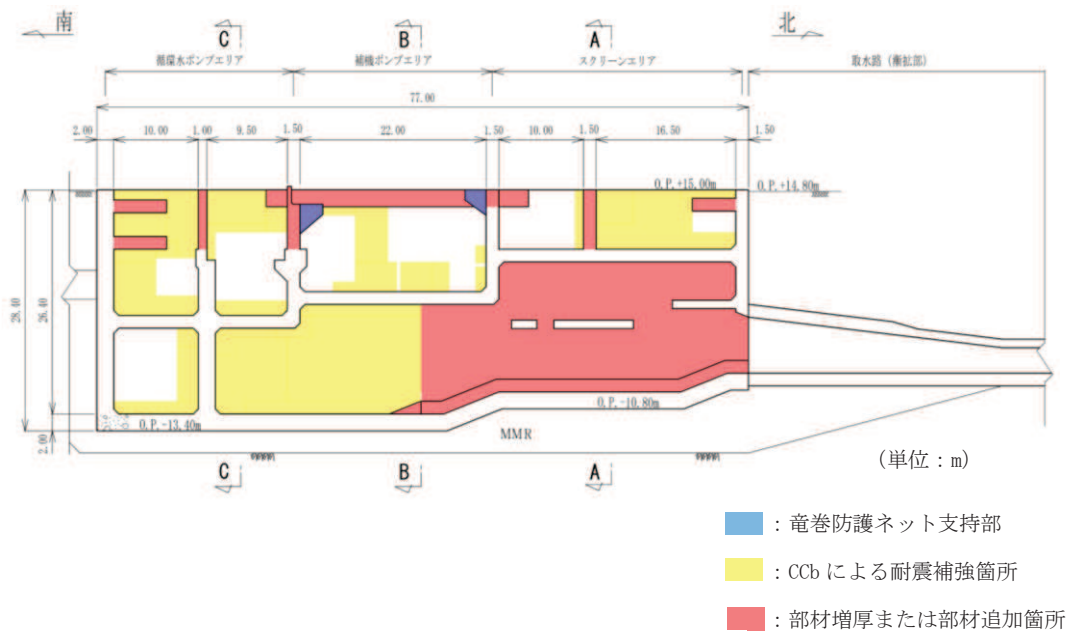


図 5-58(6) Ccbによる耐震補強箇所 (E-E 断面, 南北) (再掲)

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界ひずみ	圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) *1
通水機能を有すること		圧縮縁コンクリートひずみ 1.0% (10000 μ) *1
貯水機能を損なわないこと		圧縮ひずみ : 2000 μ *2 主筋ひずみ : 1725 μ *2
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 : $\gamma_i \cdot \frac{\epsilon_d}{\epsilon_R} < 1.0$

ここで、

γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

ϵ_R : 限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 10000 μ)

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

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 ($\gamma_a = 1.2$)

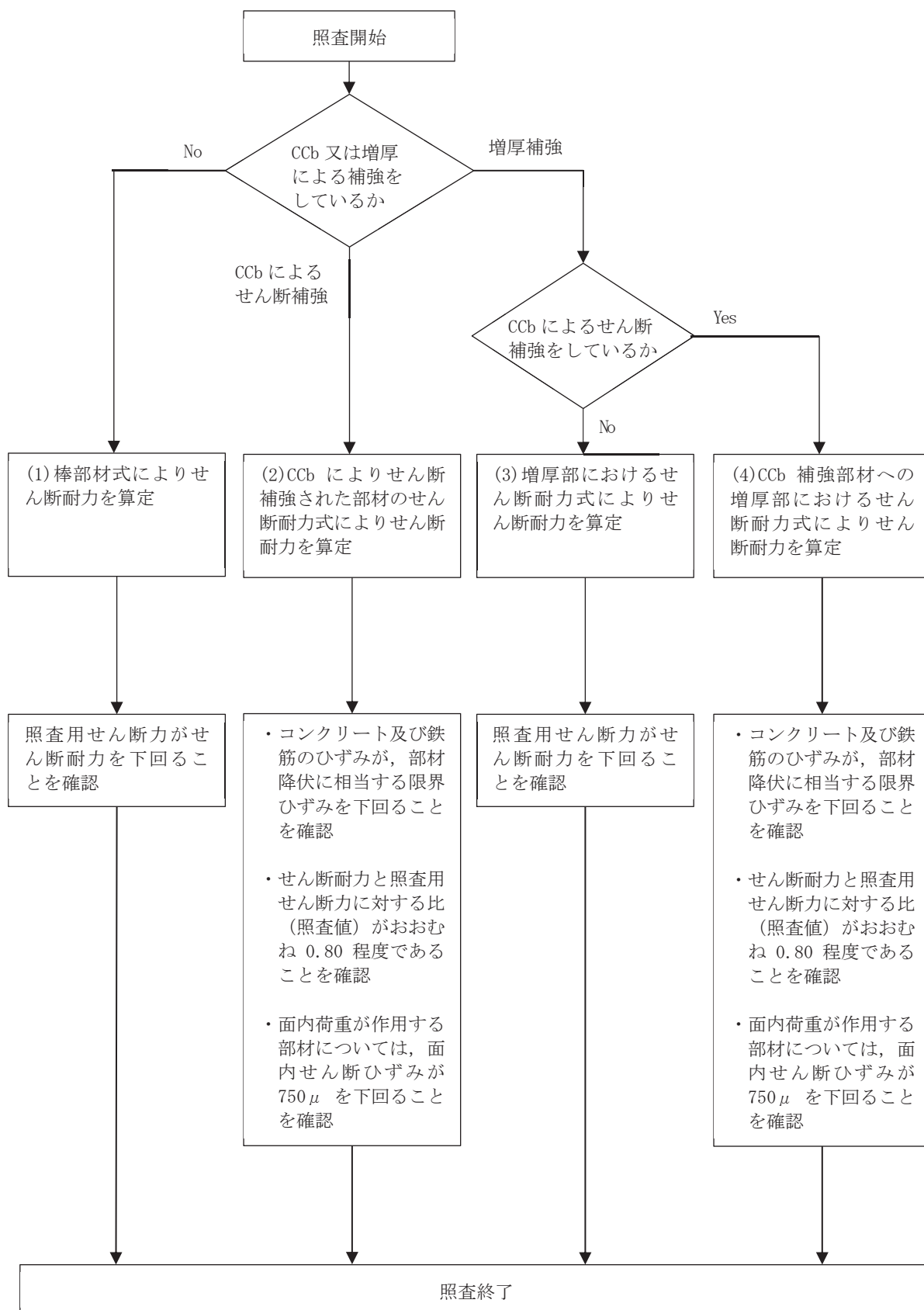
ϵ : 発生ひずみ

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，通水機能を有することの確認，貯水機能を損なわないことの確認，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。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5-59に示す。



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

図 5-59 せん断破壊に対する照査フロー

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

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

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）

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。

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

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

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

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

ただし、 $\ell_y - d' \leq 0$ となる場合は $\ell_y - d' = 0$ 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 400N/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）

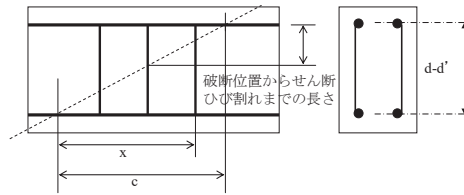
D : CCb の鉄筋径

S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

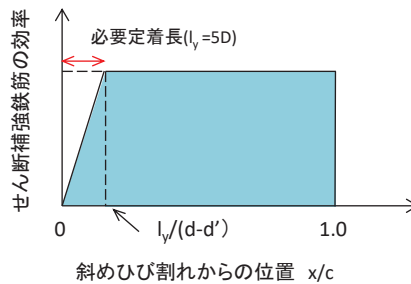
d : 補強対象部材の有効高さ

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 5-60 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 5-60 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 5-61 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 5-61 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

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

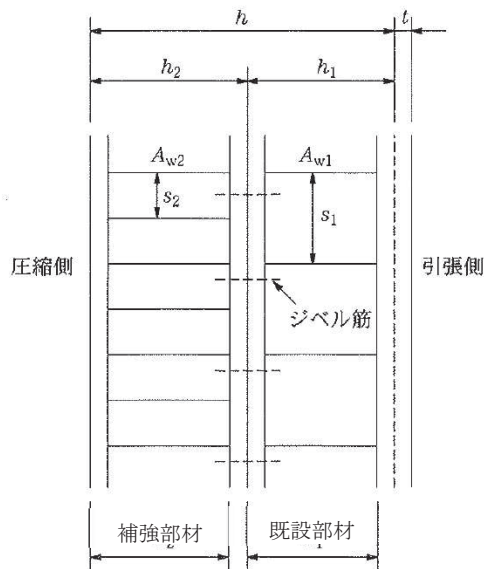
$h_1 = h_2$ の場合

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

$h_1 < h_2$ 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 5-61 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 5-61 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、面内せん断ひずみ 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。

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。

各要求機能について、貯水機能を損なわないこと及び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と評価できる。なお、面内せん断ひずみが γ_1 を超過超過する場合には、念のため漏水量の算定を行う。

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。海水ポンプ室において CCb 工法を適用する部材を図 5-58 に示す。

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

ここで、

γ_i : 構造部材係数 ($\gamma_i = 1.0$)

$$\gamma_d = \gamma_a \cdot \gamma$$

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}

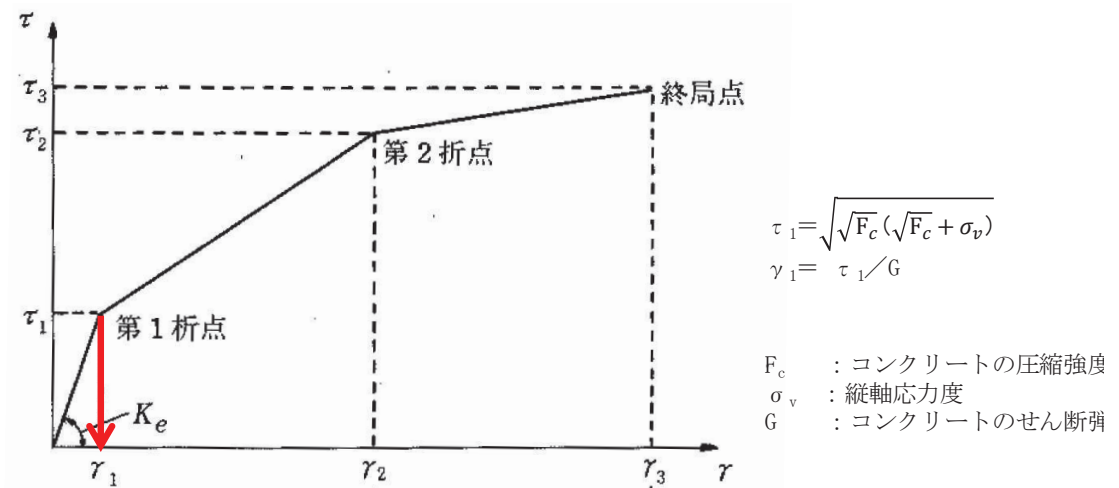


図 5-62 耐震壁のトリリニア・スケルトンカーブ (τ - γ 関係) と評価式

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（狐崎部層）

支持地盤（狐崎部層）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（狐崎部層）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	狐崎部層	13.7

(2) MMR（既設）

a. 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 ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	$f'_{ak} = 15.6$

b. 健全性に対する許容限界

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 $\tau_f = \tau_o = f'_{ck}/5$ 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 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 $\tau_o = f'_{ck}/5$ 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。


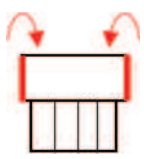
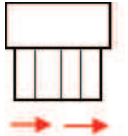
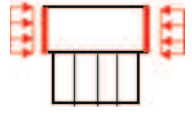
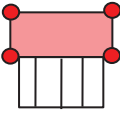
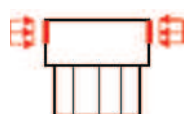
*2：コンクリート標準示方書に基づき設定

6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、表6-1で設定した照査時刻に対する「各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果」、「作用荷重分布図」及び「最大せん断ひずみ分布」を記載する。

表 6-1 照査時刻の考え方 (1断面当たり*)

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）における頂底版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

注記* : 1断面当たり 9 時刻を選定しており、海水ポンプ室は 3つの断面を有することから、地震動 1波当たり合計 27 時刻の照査を行う。

6.1.1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 下部構造（水路）における頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）

地震応答解析結果のうち，下部構造（水路）における頂底版間の最大層間変位の算定結果を表6-2に示す。

表6-2(1) 頂底版間の最大層間変位の算定結果（スクリーンエリア着目）

解析 ケース	地震動		最大層間変位(mm)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	8.69	32.29	32.28	32.27	
		-+	-9.78	25.22	25.21	25.21	
	S s - D 2	++	-9.11	25.26	25.25	25.23	
		-+	10.65	13.53	13.52	13.51	
	S s - D 3	++	-6.82	29.71	29.71	29.70	
		-+	-7.92	20.93	20.93	20.91	
	S s - F 1	++	-6.26	22.69	22.68	22.67	
		-+	5.90	22.68	22.67	22.67	
	S s - F 2	++	-8.64	27.85	27.85	27.83	
		-+	-8.54	31.30	31.29	31.28	
	S s - F 3	++	7.95	26.83	26.83	26.81	
		-+	-8.10	26.86	26.82	26.81	
	S s - N 1	++	-12.61	7.53	7.52	7.50	
		-+	10.93	7.52	7.52	7.51	
	②	S s - N 1	++	-11.96	7.53	7.51	7.50
	③	S s - N 1	++	-13.51	7.53	7.53	7.51
	④	S s - N 1	++	-10.58	7.53	7.51	7.50

表 6-2(2) 頂底版間の最大層間変位の算定結果 (補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大層間変位(mm)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	6.29	32.29	32.28	32.27
		-+	-7.23	25.22	25.21	25.21
	S s - D 2	++	-7.05	25.26	25.25	25.23
		-+	7.27	13.53	13.52	13.51
	S s - D 3	++	-5.71	29.71	29.71	29.70
		-+	-5.78	15.57	15.58	15.57
	S s - F 1	++	-4.69	22.43	22.42	22.41
		-+	4.34	22.68	22.67	22.67
	S s - F 2	++	-6.26	27.85	27.85	27.83
		-+	-6.63	31.30	31.29	31.28
	S s - F 3	++	6.18	26.83	26.83	26.81
		-+	-6.52	26.86	26.82	26.81
	S s - N 1	++	-10.14	7.53	7.52	7.50
		-+	8.21	7.52	7.52	7.51
②	S s - N 1	++	-9.37	7.53	7.51	7.50
③	S s - N 1	++	-10.59	7.53	7.53	7.51
④	S s - N 1	++	-8.31	7.53	7.51	7.50

表 6-2(3) 頂底板間の最大層間変位の算定結果 (循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大層間変位 (mm)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	2.91	45.41	45.41	45.39
		-+	-3.19	25.22	25.21	25.21
	S s - D 2	++	-3.26	25.26	25.25	25.23
		-+	3.52	13.53	13.52	13.51
	S s - D 3	++	-2.69	29.71	29.71	29.70
		-+	-2.64	15.57	15.58	15.57
	S s - F 1	++	-2.32	22.43	22.42	22.41
		-+	2.19	22.43	22.43	22.41
	S s - F 2	++	-3.00	27.85	27.85	27.83
		-+	-2.76	28.47	28.46	28.46
	S s - F 3	++	3.20	26.83	26.83	26.81
		-+	-2.88	26.86	26.82	26.81
	S s - N 1	++	-3.99	7.53	7.52	7.50
		-+	3.83	7.52	7.52	7.51
②	S s - N 1	++	-3.69	7.53	7.51	7.50
③	S s - N 1	++	-4.09	7.53	7.53	7.51
④	S s - N 1	++	-3.10	7.53	7.51	7.50

(2) 上部構造における右側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻（時刻2）

地震応答解析結果のうち，上部構造における右側壁の最大転倒モーメントの算定結果を表6-3に示す。

表6-3(1) 右側壁の最大転倒モーメントの算定結果（スクリーンエリア着目）

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	6849	40.41	40.42	40.42
		-+	7487	45.52	45.52	45.50
	S s - D 2	++	8520	13.66	13.65	13.64
		-+	9182	13.53	13.54	13.51
	S s - D 3	++	6345	14.44	14.43	14.43
		-+	7651	21.04	21.04	21.02
	S s - F 1	++	4757	21.18	21.18	21.17
		-+	4996	19.57	19.57	19.57
	S s - F 2	++	5609	32.05	32.05	32.04
		-+	5443	28.56	28.56	28.55
	S s - F 3	++	6330	27.70	27.70	27.70
		-+	8700	27.78	27.78	27.77
	S s - N 1	++	7093	7.91	7.91	7.87
		-+	5963	7.53	7.61	7.60
②	S s - N 1	++	6324	7.90	7.89	7.88
③	S s - N 1	++	6843	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	6633	7.90	7.90	7.86

表 6-3(2) 右側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	17153	40.41	40.42	40.42
		-+	18123	45.03	45.03	45.02
	S s - D 2	++	17610	6.88	6.88	6.87
		-+	21571	13.53	13.54	13.51
	S s - D 3	++	16143	14.44	14.43	14.43
		-+	15460	21.04	21.04	21.02
	S s - F 1	++	12700	19.50	19.49	19.48
		-+	12658	18.89	18.89	18.89
	S s - F 2	++	13834	28.39	28.40	28.40
		-+	13610	31.41	31.42	31.38
	S s - F 3	++	15137	27.70	27.70	27.70
		-+	16673	27.78	27.78	27.77
	S s - N 1	++	15521	7.91	7.91	7.87
		-+	17972	7.53	7.61	7.60
②	S s - N 1	++	14212	7.90	7.89	7.88
③	S s - N 1	++	13248	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	12595	7.90	7.90	7.86

表 6-3(3) 右側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	24113	40.41	40.42	40.42
		-+	29600	25.88	25.89	25.87
	S s - D 2	++	37076	13.66	13.65	13.64
		-+	26989	13.53	13.54	13.51
	S s - D 3	++	24159	14.44	14.43	14.43
		-+	24901	6.30	6.31	6.29
	S s - F 1	++	21881	19.50	19.49	19.48
		-+	23515	19.57	19.57	19.57
	S s - F 2	++	22097	25.69	25.70	25.68
		-+	21374	26.90	26.90	26.90
	S s - F 3	++	28456	28.72	28.72	28.71
		-+	31633	28.62	28.61	28.61
	S s - N 1	++	20021	7.31	7.34	7.32
		-+	23810	7.53	7.61	7.60
②	S s - N 1	++	20327	7.31	7.32	7.32
③	S s - N 1	++	22087	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	21877	7.31	7.33	7.33

(3) 上部構造における左側壁の転倒曲げモーメントが最大となる時刻（時刻3）

地震応答解析結果のうち，上部構造における左側壁の最大転倒モーメントの算定結果を表6-4に示す。

表6-4(1) 左側壁の最大転倒モーメントの算定結果（スクリーンエリア着目）

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-9349	18.74	18.74	18.73
		-+	-10569	32.30	32.30	32.29
	S s - D 2	++	-10676	8.47	8.47	8.46
		-+	-8916	20.44	20.45	20.43
	S s - D 3	++	-7565	29.74	29.73	29.73
		-+	-8329	20.95	20.96	20.94
	S s - F 1	++	-6300	22.71	22.70	22.69
		-+	-6041	22.59	22.59	22.58
	S s - F 2	++	-7403	27.89	27.89	27.88
		-+	-6942	31.33	31.36	31.36
	S s - F 3	++	-9219	27.02	27.02	27.01
		-+	-9201	26.85	26.85	26.83
	S s - N 1	++	-12474	7.52	7.57	7.51
		-+	-6221	7.75	7.75	7.73
②	S s - N 1	++	-12532	7.52	7.56	7.50
③	S s - N 1	++	-11661	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-12841	7.52	7.52	7.51

表 6-4(2) 左側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-19222	18.74	18.74	18.73
		-+	-22892	32.30	32.30	32.29
	S s - D 2	++	-22642	25.26	25.26	25.32
		-+	-19295	20.44	20.45	20.43
	S s - D 3	++	-15432	29.74	29.73	29.73
		-+	-18496	15.59	15.59	15.59
	S s - F 1	++	-15494	22.42	22.45	22.46
		-+	-14566	22.59	22.59	22.58
	S s - F 2	++	-17726	28.16	28.16	28.13
		-+	-18353	28.48	28.47	28.47
	S s - F 3	++	-18745	26.73	26.72	26.71
		-+	-18978	26.85	26.85	26.83
	S s - N 1	++	-26879	7.52	7.57	7.51
		-+	-14054	7.42	7.38	7.41
②	S s - N 1	++	-28339	7.52	7.56	7.50
③	S s - N 1	++	-27373	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-27913	7.52	7.52	7.51

表 6-4(3) 左側壁の最大転倒モーメントの算定結果 (循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大転倒モーメント (kN・m)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-23962	45.59	45.59	45.58
		-+	-25953	32.30	32.30	32.29
	S s - D 2	++	-26868	25.26	25.26	25.32
		-+	-24086	8.32	8.31	8.30
	S s - D 3	++	-24529	15.50	15.50	15.50
		-+	-24504	29.60	29.59	29.58
	S s - F 1	++	-21942	22.42	22.45	22.46
		-+	-20981	23.08	23.06	23.06
	S s - F 2	++	-21231	31.48	31.48	31.47
		-+	-23478	27.77	27.76	27.76
	S s - F 3	++	-25766	26.73	26.72	26.71
		-+	-27920	26.85	26.85	26.83
	S s - N 1	++	-35317	7.52	7.57	7.51
		-+	-21389	7.42	7.38	7.41
②	S s - N 1	++	-34056	7.52	7.56	7.50
③	S s - N 1	++	-35026	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-33847	7.52	7.52	7.51

(4) 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 4)

地震応答解析結果のうち、最大総水平荷重の算定結果を表 6-5 に示す。

表 6-5(1) 最大総水平荷重の算定結果 (スクリーンエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	8318	46.97	46.97	46.97	
		-+	9433	32.26	32.26	32.28	
	S s - D 2	++	10483	25.27	25.27	25.23	
		-+	9958	25.42	25.42	25.42	
	S s - D 3	++	7862	29.70	29.70	29.70	
		-+	8197	15.59	15.59	15.57	
	S s - F 1	++	7247	22.41	22.41	22.41	
		-+	6160	15.58	15.58	15.58	
	S s - F 2	++	8003	27.86	27.86	27.83	
		-+	9430	28.45	28.44	28.45	
	S s - F 3	++	-8024	26.82	26.83	26.81	
		-+	9224	26.81	26.82	26.81	
	S s - N 1	++	12291	7.51	7.51	7.51	
		-+	-10808	7.51	7.51	7.49	
	②	S s - N 1	++	12010	7.51	7.51	7.49
	③	S s - N 1	++	12582	7.52	7.53	7.50
④	S s - N 1	++	12360	7.51	7.51	7.49	

表 6-5(2) 最大総水平荷重の算定結果 (補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	8240	46.97	46.97	46.97
		-+	9305	32.26	32.26	32.28
	S s - D 2	++	10545	25.27	25.27	25.23
		-+	9990	25.42	25.42	25.42
	S s - D 3	++	7584	29.70	29.70	29.70
		-+	8014	15.59	15.59	15.57
	S s - F 1	++	7219	22.41	22.41	22.41
		-+	6113	14.61	14.62	14.60
	S s - F 2	++	8035	27.86	27.86	27.83
		-+	9325	28.45	28.44	28.45
	S s - F 3	++	-7839	26.82	26.83	26.81
		-+	9220	26.81	26.82	26.81
	S s - N 1	++	12576	7.51	7.51	7.51
		-+	-10419	7.51	7.51	7.49
②	S s - N 1	++	11846	7.51	7.51	7.49
③	S s - N 1	++	12829	7.52	7.53	7.50
④	S s - N 1	++	12696	7.51	7.51	7.49

表 6-5(3) 最大総水平荷重の算定結果 (循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-8338	29.12	29.12	29.11
		-+	8776	45.40	45.40	45.38
	S s - D 2	++	9143	14.04	14.04	14.03
		-+	-9655	25.22	25.28	25.22
	S s - D 3	++	7463	29.70	29.70	29.70
		-+	7667	20.93	20.93	20.92
	S s - F 1	++	7247	22.41	22.41	22.41
		-+	6443	15.58	15.58	15.58
	S s - F 2	++	7763	27.86	27.86	27.83
		-+	7987	31.28	31.28	31.27
	S s - F 3	++	-8988	26.82	26.83	26.81
		-+	8784	26.81	26.82	26.81
	S s - N 1	++	10495	7.51	7.51	7.51
		-+	-9951	7.51	7.51	7.49
②	S s - N 1	++	10039	7.51	7.51	7.49
③	S s - N 1	++	11013	7.52	7.53	7.50
④	S s - N 1	++	10756	7.51	7.51	7.49

(5) 上部構造における右側壁の水平荷重が最大となる時刻（時刻 5）

地震応答解析結果のうち，上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果を表 6-6 に示す。

表 6-6(1) 上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果
(スクリーンエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	-1980	18.74	18.74	18.73	
		-+	-2640	32.30	32.30	32.29	
	S s - D 2	++	-2220	25.26	25.31	25.32	
		-+	-1878	20.44	20.48	20.43	
	S s - D 3	++	-1754	21.09	21.09	21.07	
		-+	-2132	20.96	20.96	20.94	
	S s - F 1	++	-1550	22.70	22.70	22.69	
		-+	-1459	22.59	22.59	22.57	
	S s - F 2	++	-1931	27.89	27.89	27.87	
		-+	-2015	27.77	27.76	27.76	
	S s - F 3	++	-1851	26.72	26.71	26.71	
		-+	-2277	26.84	26.85	26.83	
	S s - N 1	++	-3220	7.53	7.57	7.51	
		-+	-1651	7.39	7.39	7.41	
	②	S s - N 1	++	-3083	7.53	7.56	7.50
	③	S s - N 1	++	-3078	7.54	7.57	7.62
④	S s - N 1	++	-3358	7.52	7.56	7.51	

表 6-6(2) 上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果
(補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-2729	35.30	35.30	35.30
		-+	-3359	45.44	45.44	45.46
	S s - D 2	++	-3525	25.26	25.31	25.32
		-+	-2639	35.09	35.08	35.10
	S s - D 3	++	-2533	15.50	15.49	15.50
		-+	-2611	15.60	15.59	15.61
	S s - F 1	++	-2483	23.16	23.17	23.16
		-+	-2450	23.07	23.06	23.06
	S s - F 2	++	-2323	27.89	27.89	27.87
		-+	-2741	28.48	28.47	28.46
	S s - F 3	++	-2452	28.89	28.89	28.88
		-+	-3033	27.70	27.69	27.69
	S s - N 1	++	-4779	7.53	7.57	7.51
		-+	-2462	7.61	7.62	7.62
②	S s - N 1	++	-4985	7.53	7.56	7.50
③	S s - N 1	++	-4614	7.54	7.57	7.62
④	S s - N 1	++	-4622	7.52	7.56	7.51

表 6-6(3) 上部構造における右側壁の最大水平荷重の算定結果
(循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-2645	25.41	25.41	25.39
		-+	-3235	45.44	45.44	45.46
	S s - D 2	++	-2885	16.07	16.07	16.07
		-+	-3000	8.31	8.31	8.30
	S s - D 3	++	-3010	15.50	15.49	15.50
		-+	-2916	29.60	29.59	29.58
	S s - F 1	++	-2779	18.96	18.96	18.96
		-+	-3128	23.07	23.06	23.06
	S s - F 2	++	-2579	28.16	28.11	28.11
		-+	-3174	28.03	28.03	28.02
	S s - F 3	++	-2954	28.89	28.89	28.88
		-+	-2860	26.84	26.85	26.83
	S s - N 1	++	-3528	7.53	7.57	7.51
		-+	-2557	7.39	7.39	7.41
②	S s - N 1	++	-3403	7.53	7.56	7.50
③	S s - N 1	++	-3760	7.54	7.57	7.62
④	S s - N 1	++	-3436	7.52	7.56	7.51

(6) 上部構造における左側壁の水平荷重が最大となる時刻（時刻6）

地震応答解析結果のうち，上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果を表 6-7 に示す。

表 6-7(1) 上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果
(スクリーンエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	1555	40.41	40.43	40.42
		-+	1677	45.03	45.03	45.02
	S s - D 2	++	1968	6.88	6.88	6.88
		-+	2137	13.53	13.55	13.56
	S s - D 3	++	1464	14.44	14.44	14.43
		-+	1641	21.03	21.04	21.02
	S s - F 1	++	1279	21.18	21.18	21.17
		-+	1496	23.06	23.06	23.06
	S s - F 2	++	1426	25.69	25.70	25.69
		-+	1232	26.90	26.91	26.90
	S s - F 3	++	1695	28.72	28.72	28.71
		-+	1955	27.78	27.78	27.77
	S s - N 1	++	1486	7.91	7.91	7.87
		-+	2128	7.60	7.61	7.60
②	S s - N 1	++	1321	7.90	7.89	7.87
③	S s - N 1	++	1464	7.92	7.93	7.88
④	S s - N 1	++	1406	7.90	7.90	7.86

表 6-7(2) 上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果
(補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	2641	25.24	25.24	25.22
		-+	2984	45.03	45.03	45.02
	S s - D 2	++	2934	35.03	35.03	35.01
		-+	2930	13.53	13.55	13.56
	S s - D 3	++	2419	21.14	21.14	21.12
		-+	2699	15.42	15.42	15.41
	S s - F 1	++	2414	23.00	22.99	22.98
		-+	2517	23.06	23.06	23.06
	S s - F 2	++	2485	25.69	25.70	25.69
		-+	2500	26.90	26.91	26.90
	S s - F 3	++	2593	28.53	28.53	28.52
		-+	2848	28.62	28.61	28.61
	S s - N 1	++	2235	7.68	7.61	7.59
		-+	3815	7.60	7.61	7.60
②	S s - N 1	++	2190	7.67	7.57	7.55
③	S s - N 1	++	2330	7.64	7.61	7.61
④	S s - N 1	++	2330	7.33	7.34	7.32

表 6-7(3) 上部構造における左側壁の最大水平荷重の算定結果
(循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	3247	40.41	40.43	40.42
		-+	3702	45.03	45.03	45.02
	S s - D 2	++	4319	13.66	13.65	13.64
		-+	3413	24.69	24.69	24.68
	S s - D 3	++	3147	6.41	6.41	6.41
		-+	3533	6.30	6.31	6.30
	S s - F 1	++	3071	19.51	19.49	19.48
		-+	3341	23.06	23.06	23.06
	S s - F 2	++	3221	25.69	25.70	25.69
		-+	3141	26.90	26.91	26.90
	S s - F 3	++	3953	28.72	28.72	28.71
		-+	4196	28.62	28.61	28.61
	S s - N 1	++	3013	7.33	7.35	7.32
		-+	3285	7.60	7.61	7.60
②	S s - N 1	++	2980	7.31	7.33	7.32
③	S s - N 1	++	3074	7.38	7.37	7.35
④	S s - N 1	++	3382	7.33	7.34	7.32

(7) 面部材の層間変位が最大となる時刻（時刻 7）

地震応答解析結果のうち，面部材の最大層間変位の算定結果を表 6-8 に示す。

表 6-8(1) 面部材の最大層間変位の算定結果（スクリーンエリア着目）

解析 ケース	地震動		最大層間変位(mm)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	2.42	32.30	32.27	32.29	
		-+	-2.73	32.31	32.31	32.29	
	S s - D 2	++	2.65	20.43	20.44	20.35	
		-+	3.44	13.53	13.53	13.51	
	S s - D 3	++	2.37	15.56	15.56	15.56	
		-+	2.25	21.03	21.04	21.01	
	S s - F 1	++	-1.68	22.71	22.71	22.69	
		-+	1.71	18.89	18.89	18.88	
	S s - F 2	++	2.04	31.30	31.31	31.29	
		-+	1.86	31.42	31.42	31.40	
	S s - F 3	++	-2.42	26.73	26.73	26.72	
		-+	2.37	26.73	26.73	26.72	
	S s - N 1	++	-3.11	7.53	7.53	7.51	
		-+	2.34	7.52	7.49	7.50	
	②	S s - N 1	++	-3.27	7.52	7.53	7.50
	③	S s - N 1	++	-3.11	7.53	7.55	7.52
④	S s - N 1	++	-2.57	7.52	7.53	7.51	

表 6-8(2) 面部材の最大層間変位の算定結果 (補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大層間変位(mm)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	5.76	18.56	18.57	18.55
		-+	-5.69	32.31	32.31	32.29
	S s - D 2	++	5.97	23.98	23.99	23.98
		-+	8.18	13.53	13.53	13.51
	S s - D 3	++	5.57	15.56	15.56	15.56
		-+	4.92	21.03	21.04	21.01
	S s - F 1	++	3.63	19.50	19.49	19.47
		-+	4.14	20.13	20.14	20.13
	S s - F 2	++	5.20	28.48	28.49	28.47
		-+	5.11	31.42	31.42	31.40
	S s - F 3	++	5.38	27.69	27.70	27.70
		-+	-5.46	26.85	26.86	26.84
	S s - N 1	++	-6.11	7.53	7.53	7.51
		-+	4.89	7.52	7.49	7.50
②	S s - N 1	++	-6.20	7.52	7.53	7.50
③	S s - N 1	++	-6.13	7.53	7.55	7.52
④	S s - N 1	++	-5.06	7.52	7.53	7.51

表 6-8(3) 面部材の最大層間変位の算定結果 (循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大層間変位(mm)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-1.70	18.75	18.74	18.73
		-+	-1.97	32.31	32.31	32.29
	S s - D 2	++	1.95	13.66	13.66	13.64
		-+	2.31	13.53	13.53	13.51
	S s - D 3	++	1.63	15.56	15.56	15.56
		-+	1.51	21.03	21.04	21.01
	S s - F 1	++	-1.21	22.71	22.71	22.69
		-+	1.14	20.13	20.14	20.13
	S s - F 2	++	1.38	34.01	34.01	33.99
		-+	1.64	27.86	27.85	27.84
	S s - F 3	++	-1.51	26.73	26.73	26.72
		-+	1.66	27.78	27.78	27.76
	S s - N 1	++	-2.29	7.53	7.53	7.51
		-+	1.66	7.52	7.49	7.50
②	S s - N 1	++	-2.24	7.52	7.53	7.50
③	S s - N 1	++	-2.02	7.53	7.55	7.52
④	S s - N 1	++	-1.73	7.52	7.53	7.51

(8) 上部構造における右側壁の上部荷重が最大となる時刻（時刻 8）

地震応答解析結果のうち、上部構造における右側壁の最大上部荷重の算定結果を表 6-9 に示す。

表 6-9(1) 上部構造における右側壁の最大上部荷重の算定結果
(スクリーンエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)			
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア	
①	S s - D 1	++	-1573	18.74	18.74	18.73	
		-+	-1609	32.30	32.30	32.29	
	S s - D 2	++	-1795	8.47	8.47	8.46	
		-+	-1590	20.44	20.45	20.43	
	S s - D 3	++	-1270	29.74	29.73	29.73	
		-+	-1294	30.16	30.15	30.15	
	S s - F 1	++	-1002	22.71	22.70	22.69	
		-+	-1003	22.59	22.59	22.57	
	S s - F 2	++	-1166	31.48	31.47	31.47	
		-+	-1045	28.48	28.47	28.47	
	S s - F 3	++	-1543	27.02	27.02	27.01	
		-+	-1360	26.85	26.85	26.83	
	S s - N 1	++	-1894	7.52	7.56	7.51	
		-+	-1094	7.75	7.75	7.73	
	②	S s - N 1	++	-1940	7.51	7.56	7.50
	③	S s - N 1	++	-1711	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-1873	7.52	7.52	7.51	

表 6-9(2) 上部構造における右側壁の最大上部荷重の算定結果
(補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-1809	18.74	18.74	18.73
		-+	-2049	32.30	32.30	32.29
	S s - D 2	++	-2029	25.26	25.26	25.32
		-+	-1779	20.44	20.45	20.43
	S s - D 3	++	-1424	29.74	29.73	29.73
		-+	-1869	15.59	15.59	15.59
	S s - F 1	++	-1481	22.71	22.70	22.69
		-+	-1243	22.59	22.59	22.57
	S s - F 2	++	-1678	28.16	28.16	28.14
		-+	-1773	28.48	28.47	28.47
	S s - F 3	++	-1864	26.73	26.72	26.71
		-+	-1826	26.85	26.85	26.83
	S s - N 1	++	-2419	7.52	7.56	7.51
		-+	-1427	7.42	7.38	7.41
②	S s - N 1	++	-2620	7.51	7.56	7.50
③	S s - N 1	++	-2477	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-2616	7.52	7.52	7.51

表 6-9(3) 上部構造における右側壁の最大上部荷重の算定結果
(循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	-1501	18.74	18.74	18.73
		-+	-1663	32.30	32.30	32.29
	S s - D 2	++	-1850	25.26	25.26	25.32
		-+	-1616	20.44	20.45	20.43
	S s - D 3	++	-1385	15.50	15.50	15.49
		-+	-1492	20.95	20.96	20.94
	S s - F 1	++	-1396	22.42	22.45	22.45
		-+	-1076	25.43	25.42	25.43
	S s - F 2	++	-1254	28.16	28.16	28.14
		-+	-1408	31.32	31.36	31.36
	S s - F 3	++	-1706	26.73	26.72	26.71
		-+	-1871	26.85	26.85	26.83
	S s - N 1	++	-2349	7.52	7.56	7.51
		-+	-1416	7.42	7.38	7.41
②	S s - N 1	++	-2252	7.51	7.56	7.50
③	S s - N 1	++	-2373	7.53	7.56	7.51
④	S s - N 1	++	-2181	7.52	7.52	7.51

(9) 上部構造における左側壁の上部荷重が最大となる時刻（時刻 9）

地震応答解析結果のうち，上部構造における左側壁の最大上部荷重の算定結果を表 6-10 に示す。

表 6-10(1) 上部構造における左側壁の最大上部荷重の算定結果
(スクリーンエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	1126	40.41	40.42	40.42
		-+	1235	45.52	45.52	45.50
	S s - D 2	++	1385	13.66	13.65	13.64
		-+	1456	13.53	13.54	13.51
	S s - D 3	++	1007	14.43	14.43	14.43
		-+	1259	21.04	21.04	21.02
	S s - F 1	++	746	22.77	22.77	22.76
		-+	775	19.57	19.57	19.57
	S s - F 2	++	931	32.05	32.05	32.04
		-+	901	28.56	28.57	28.55
	S s - F 3	++	993	27.70	27.71	27.70
		-+	1403	27.78	27.78	27.77
	S s - N 1	++	1171	7.91	7.91	7.86
		-+	914	7.53	7.53	7.60
②	S s - N 1	++	1044	7.90	7.89	7.89
③	S s - N 1	++	1120	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	1097	7.90	7.90	7.90

表 6-10(2) 上部構造における左側壁の最大上部荷重の算定結果
(補機ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	1467	40.41	40.42	40.42
		-+	1642	45.52	45.52	45.50
	S s - D 2	++	1779	13.66	13.65	13.64
		-+	1964	13.53	13.54	13.51
	S s - D 3	++	1677	14.43	14.43	14.43
		-+	1438	21.04	21.04	21.02
	S s - F 1	++	1086	19.50	19.50	19.47
		-+	1145	20.14	20.14	20.14
	S s - F 2	++	1244	28.39	28.40	28.40
		-+	1308	31.41	31.42	31.38
	S s - F 3	++	1570	27.70	27.71	27.70
		-+	1651	27.78	27.78	27.77
	S s - N 1	++	1526	7.91	7.91	7.86
		-+	1308	7.53	7.53	7.60
②	S s - N 1	++	1363	7.90	7.89	7.89
③	S s - N 1	++	1326	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	1232	7.90	7.90	7.90

表 6-10(3) 上部構造における左側壁の最大上部荷重の算定結果
(循環水ポンプエリア着目)

解析 ケース	地震動		最大上側水平荷重 (kN)	時刻 (s)		
				スクリーンエリア	補機ポンプエリア	循環水ポンプエリア
①	S s - D 1	++	1321	49.19	49.19	49.18
		-+	1961	25.88	25.89	25.87
	S s - D 2	++	2348	13.66	13.65	13.64
		-+	1797	13.53	13.54	13.51
	S s - D 3	++	1463	14.43	14.43	14.43
		-+	1725	21.04	21.04	21.02
	S s - F 1	++	1326	21.17	21.18	21.17
		-+	1413	19.57	19.57	19.57
	S s - F 2	++	1288	32.05	32.05	32.04
		-+	1215	31.41	31.42	31.38
	S s - F 3	++	1657	28.71	28.72	28.70
		-+	2141	27.78	27.78	27.77
	S s - N 1	++	1093	7.31	7.34	7.31
		-+	1307	7.53	7.53	7.60
②	S s - N 1	++	1047	7.30	7.32	7.32
③	S s - N 1	++	1350	7.92	7.91	7.88
④	S s - N 1	++	1132	7.31	7.33	7.33

6.1.2 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図6-1～図6-6に示す。

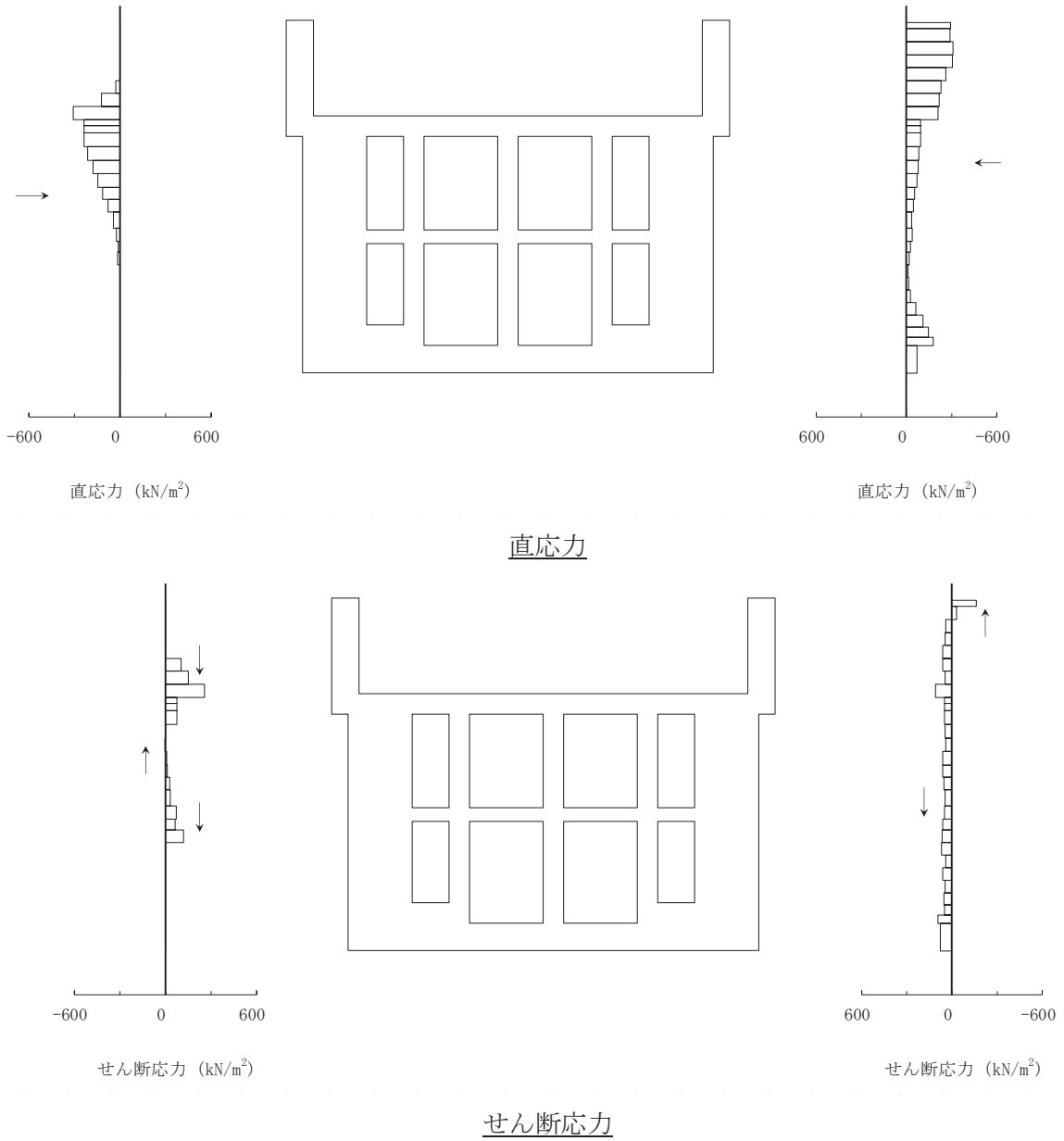
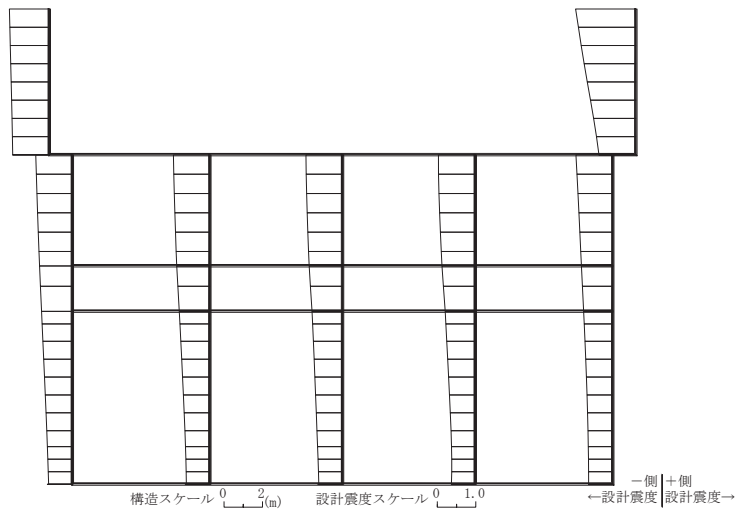
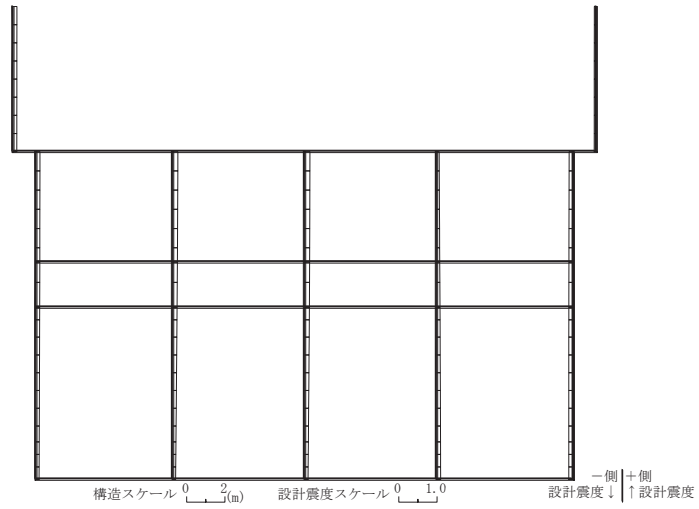


図6-1 作用荷重分布図（直応力及びせん断応力）

（解析ケース③， $S_s - N1$ （++），A-A断面，東西（スクリーンエリア））



水平震度



鉛直震度

図 6-2 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(解析ケース③, S s - N 1 (++) , A-A 断面, 東西 (スクリーンエリア))

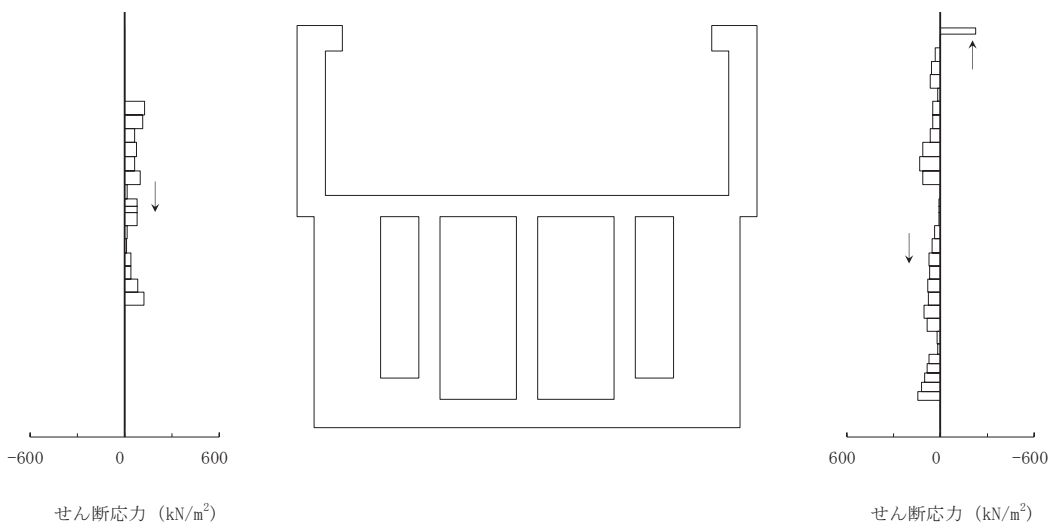
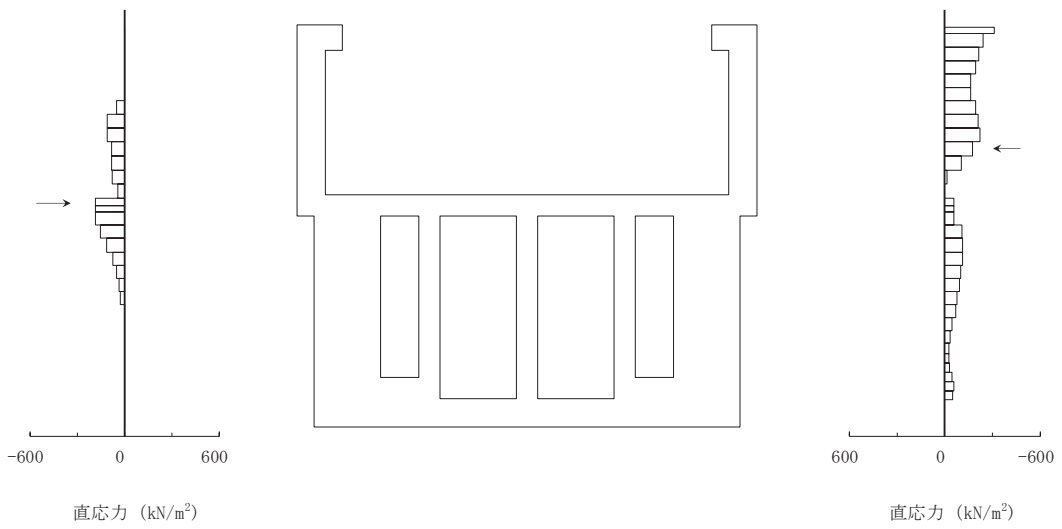
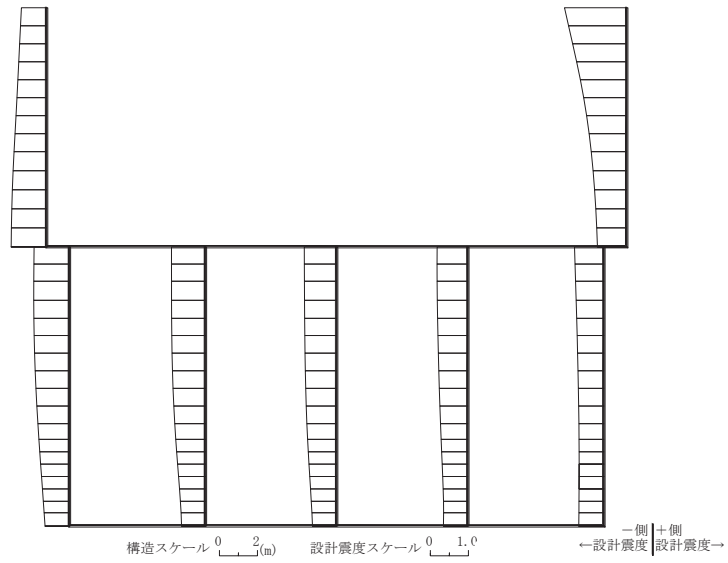
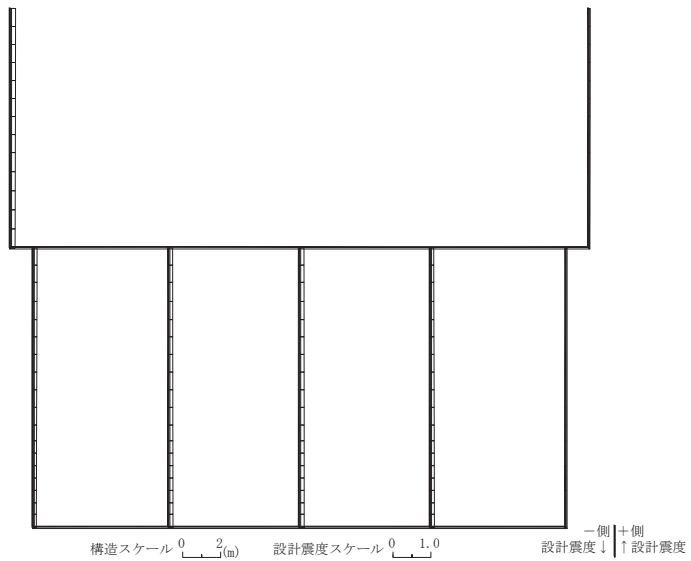


図 6-3 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))



水平震度



鉛直震度

図 6-4 作用荷重分布図（設計震度分布）
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))

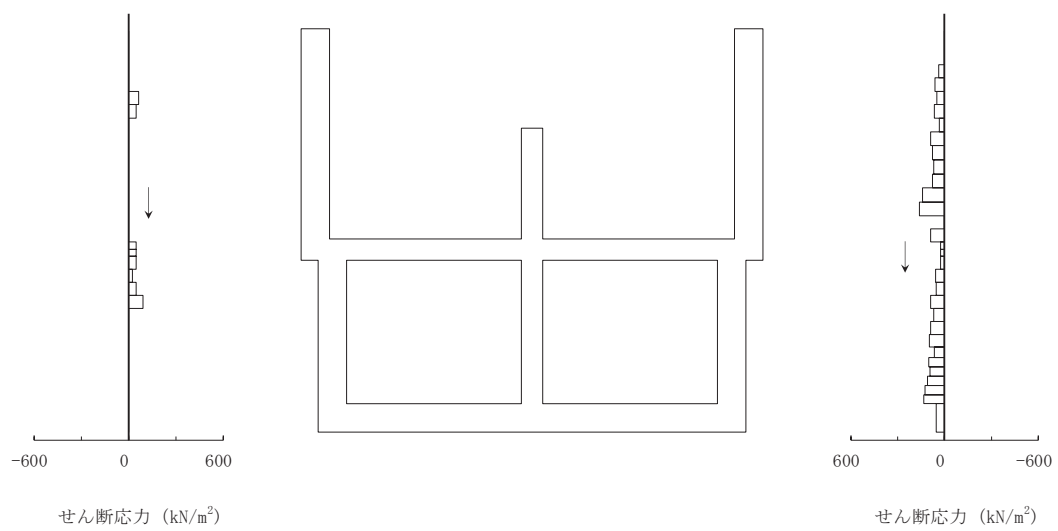
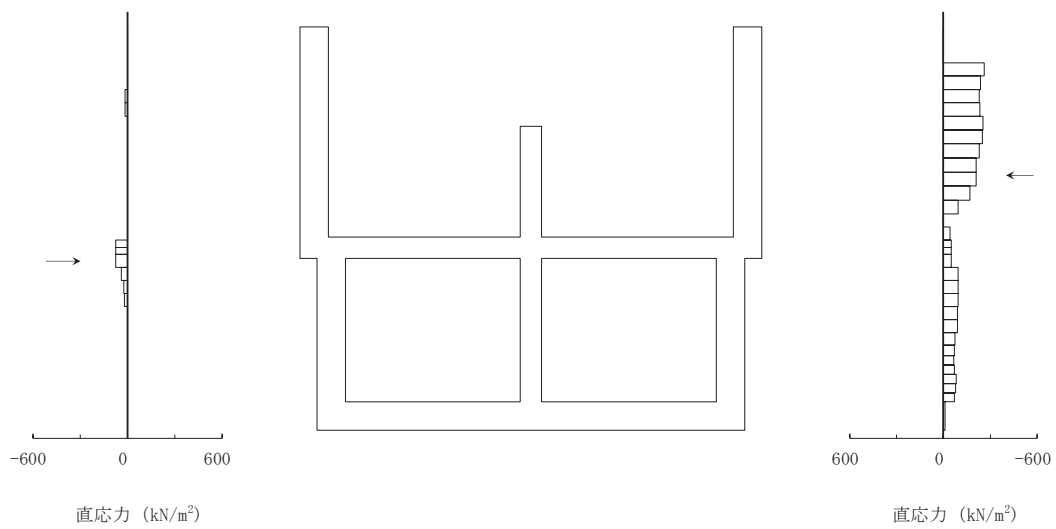
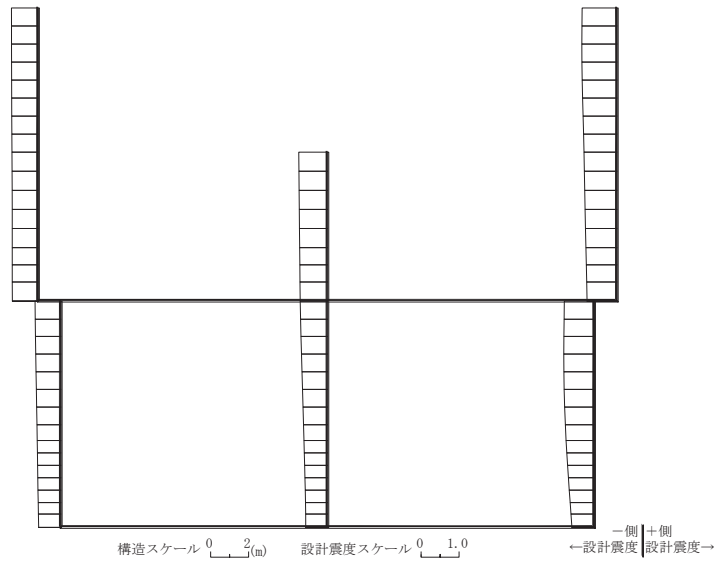
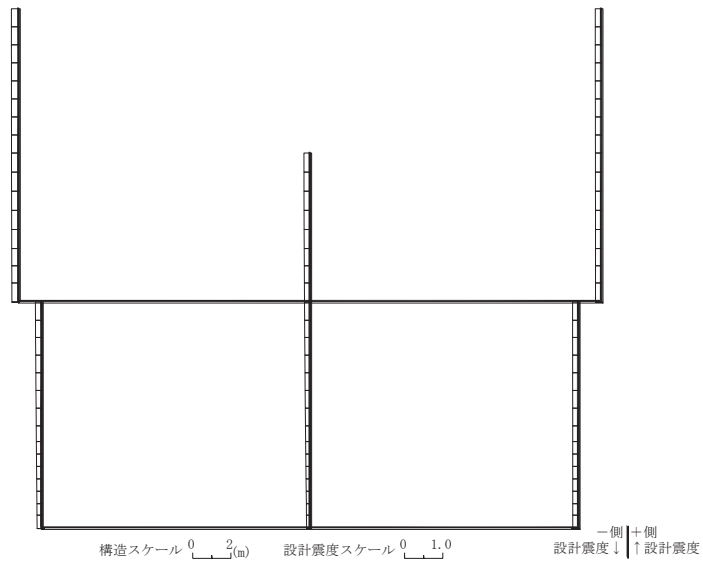


図 6-5 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))



水平震度



鉛直震度

図 6-6 作用荷重分布図 (設計震度分布)
 (解析ケース③, S s - N 1 (++) , C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))

6.1.3 最大せん断ひずみ分布

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示す解析ケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値を示す解析ケースの一覧を表6-11に示す。最大せん断ひずみ分布図を図6-7～図6-12に示す。

表6-11 最大照査値を示す解析ケース一覧

評価項目	
曲げ・軸力系の破壊	せん断破壊
ケース③	ケース③
S _s -N1(++)	S _s -N1(++)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
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
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
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

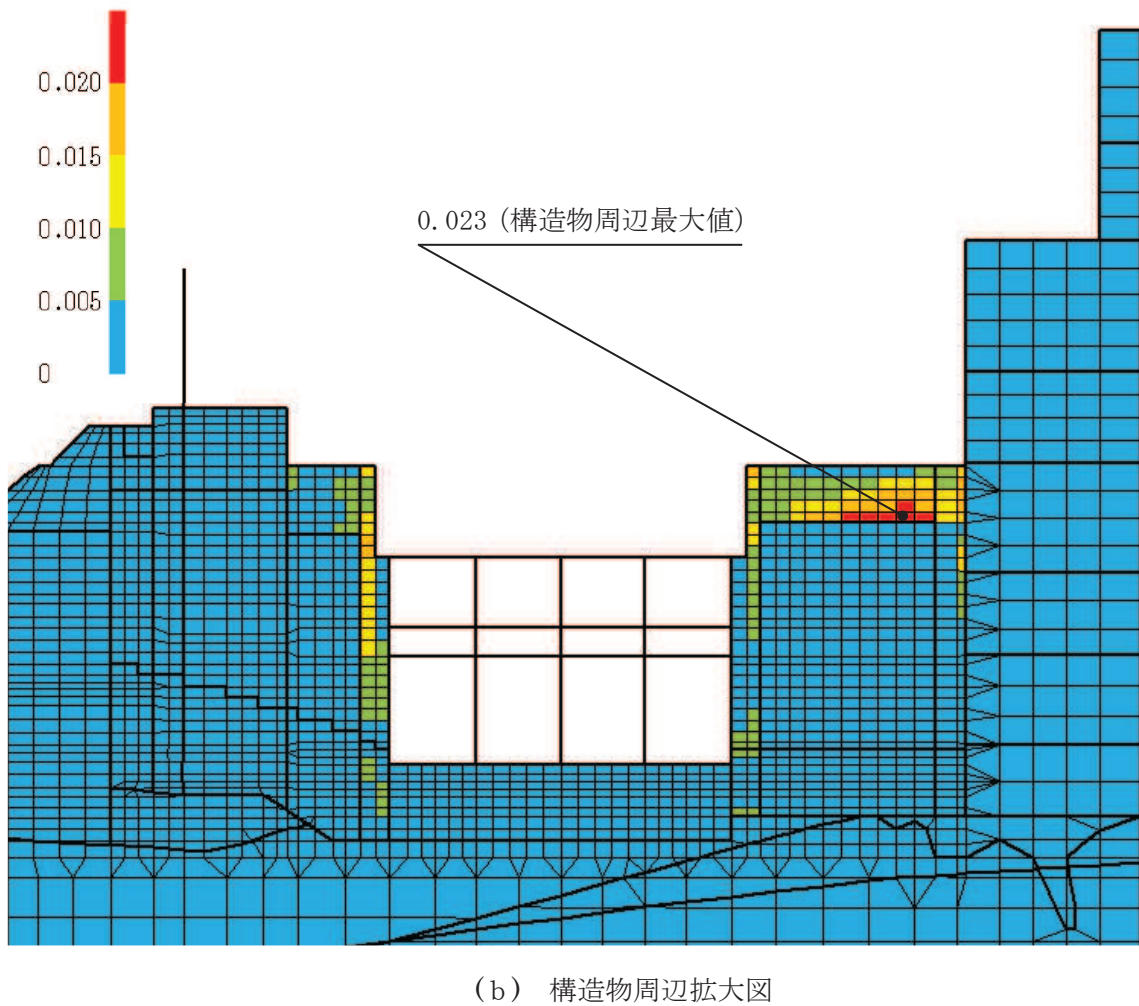
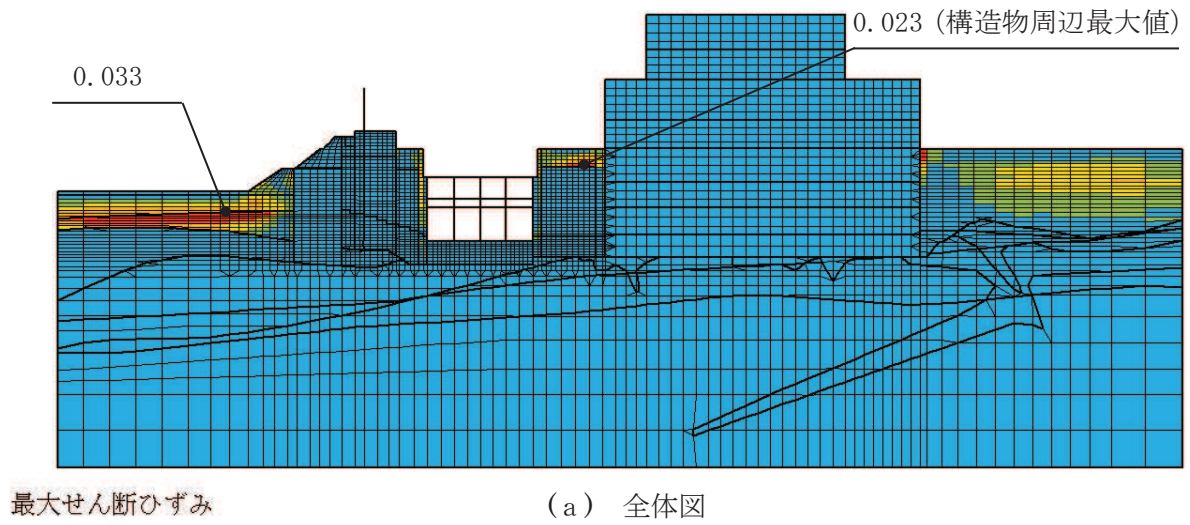


図 6-7 スクリーンエリアの最大せん断ひずみ分布 (曲げ・軸力系の破壊)
 (解析ケース③, 地震動 S s - N 1 (++))

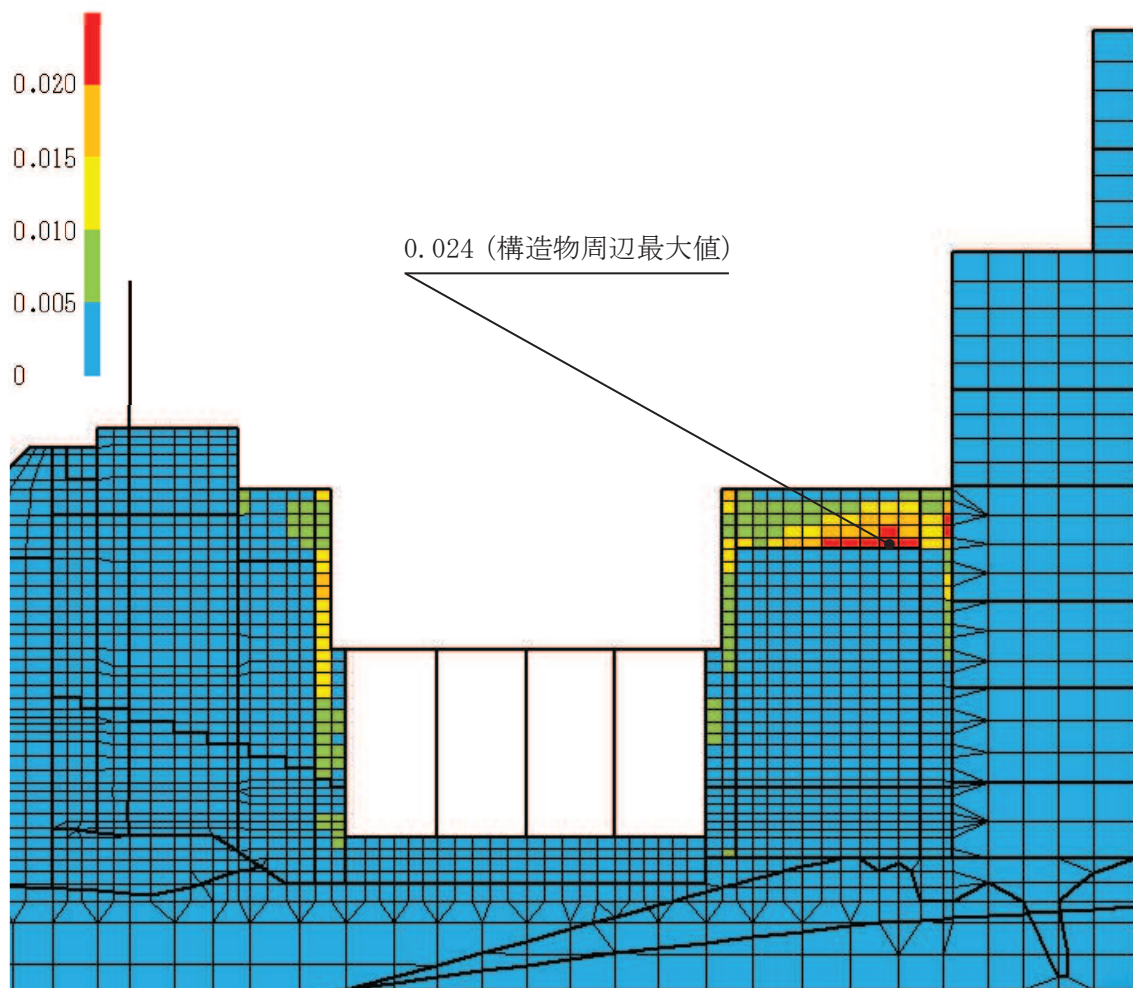
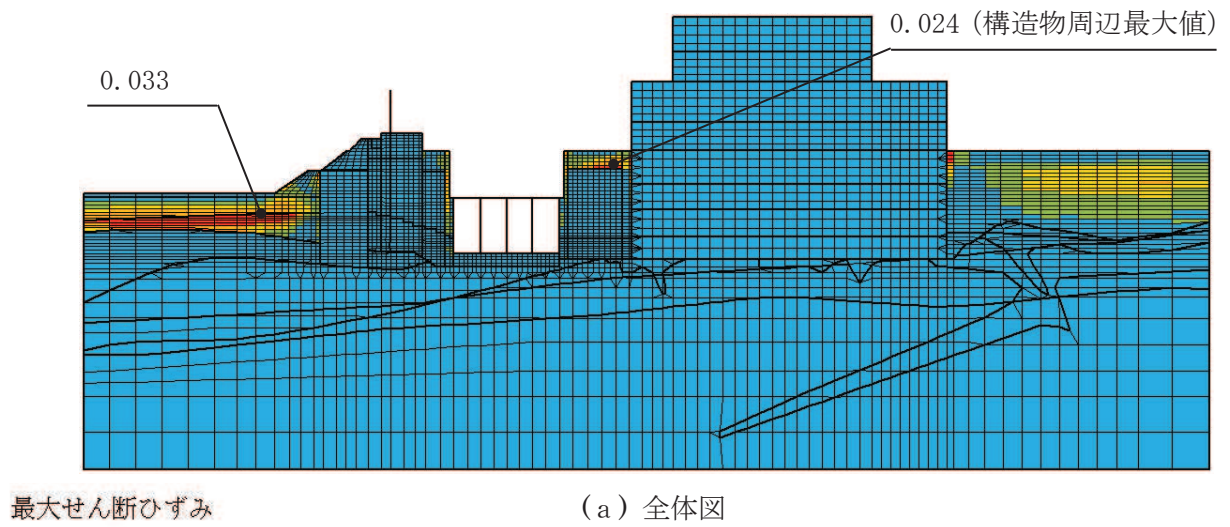
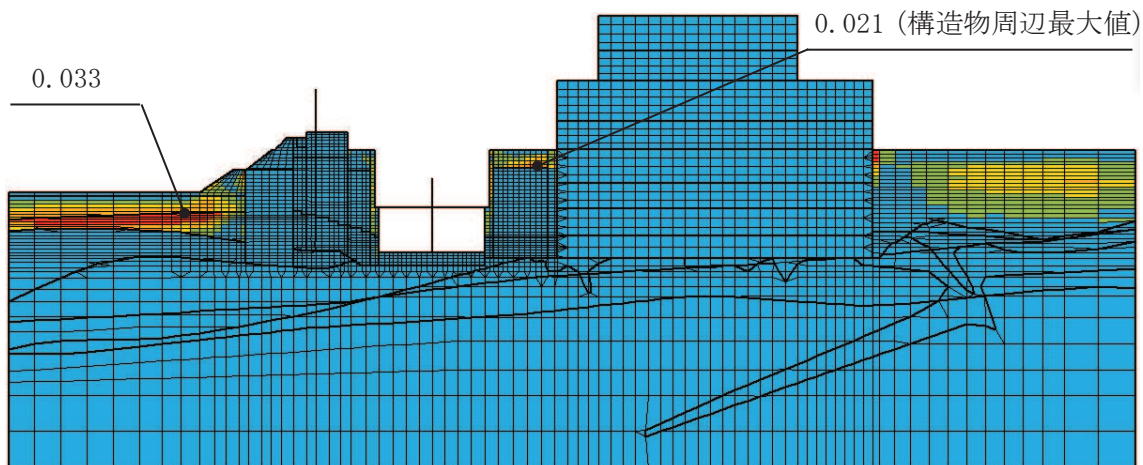
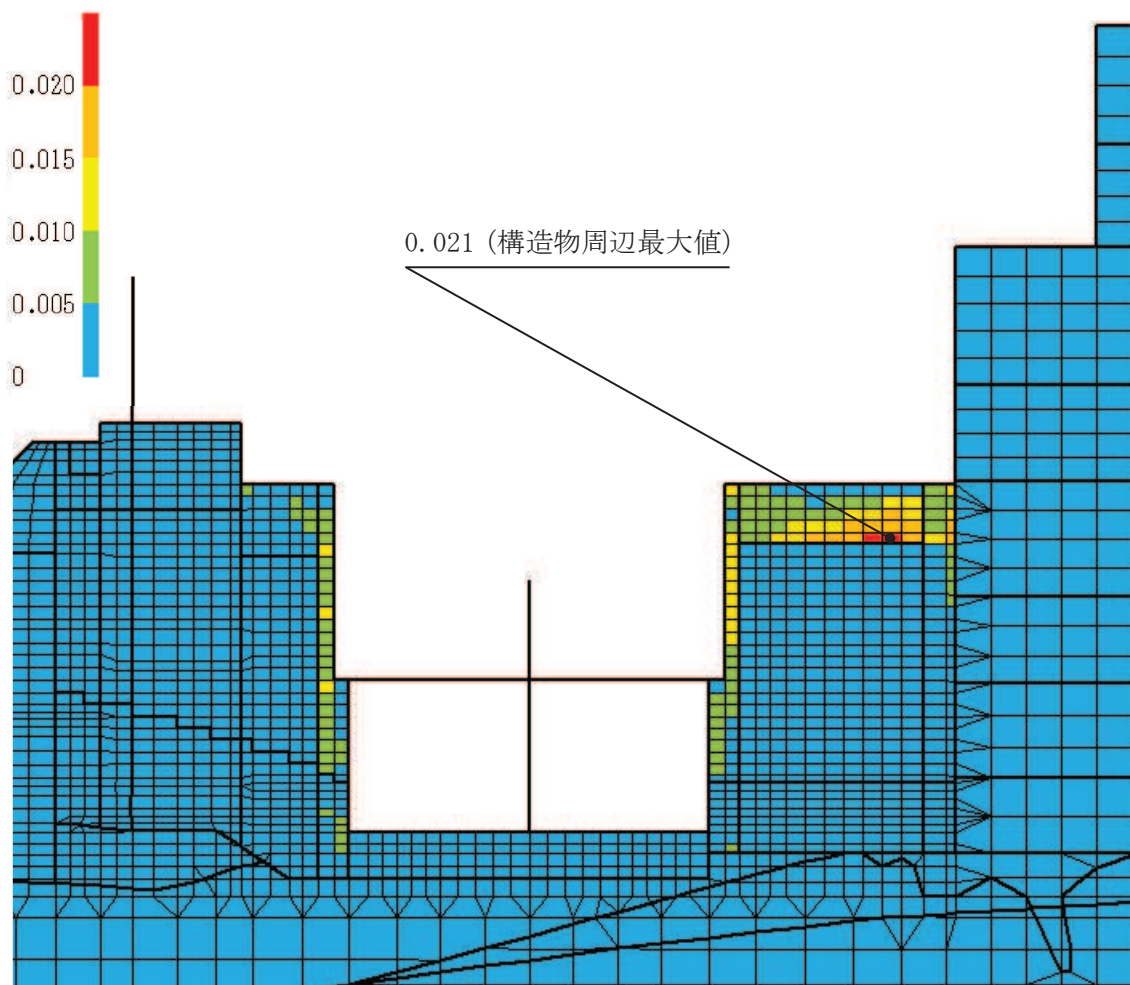


図 6-8 補機ポンプエリアの最大せん断ひずみ分布 (曲げ・軸力系の破壊)
(解析ケース③, 地震動 S s - N 1 (++))



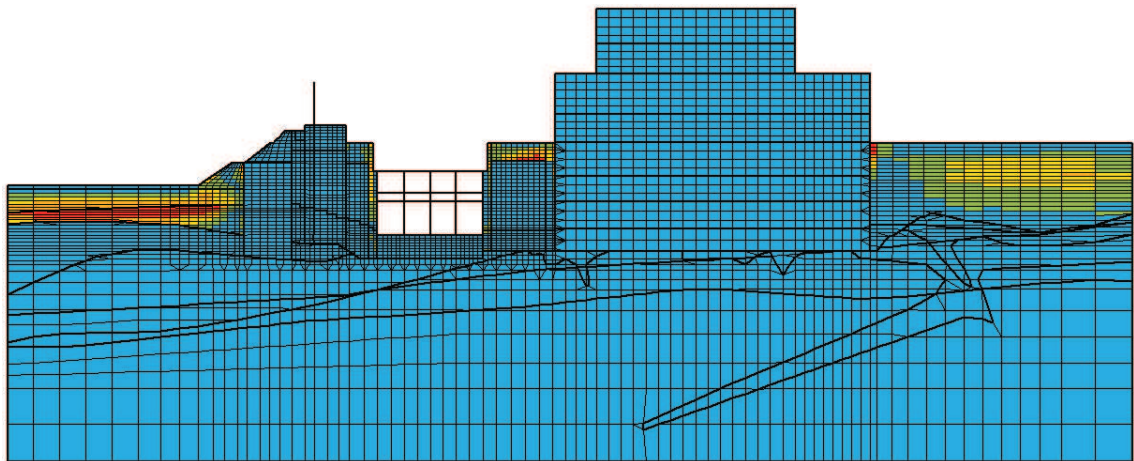
最大せん断ひずみ

(a) 全体図



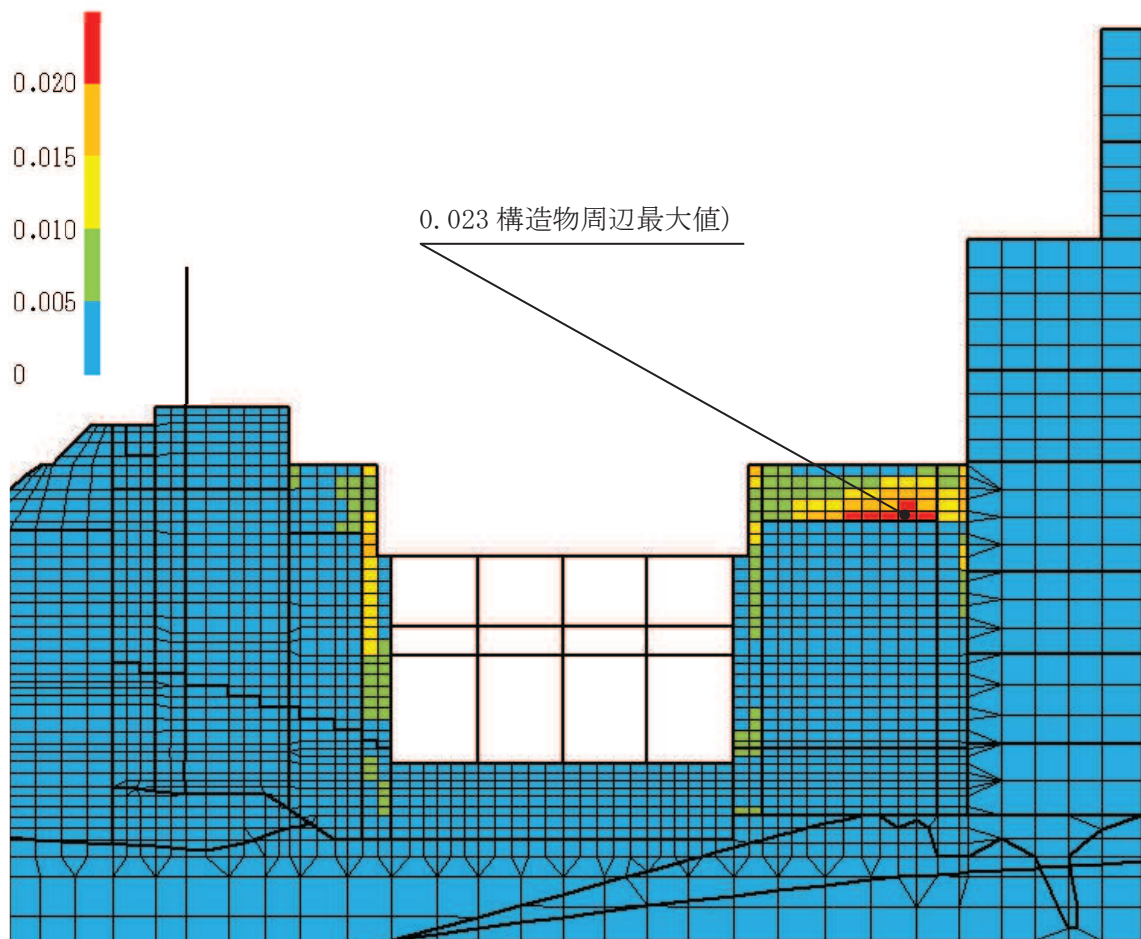
(b) 構造物周辺拡大図

図6-9 循環水ポンプエリアの最大せん断ひずみ分布 (曲げ・軸力系の破壊)
(解析ケース③, 地震動S_s-N1 (++))



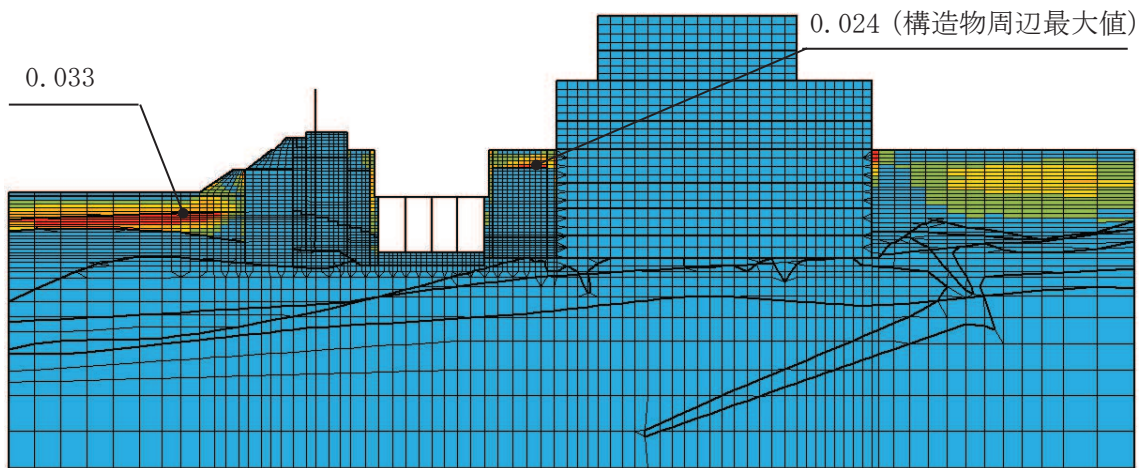
最大せん断ひずみ

(a) 全体図



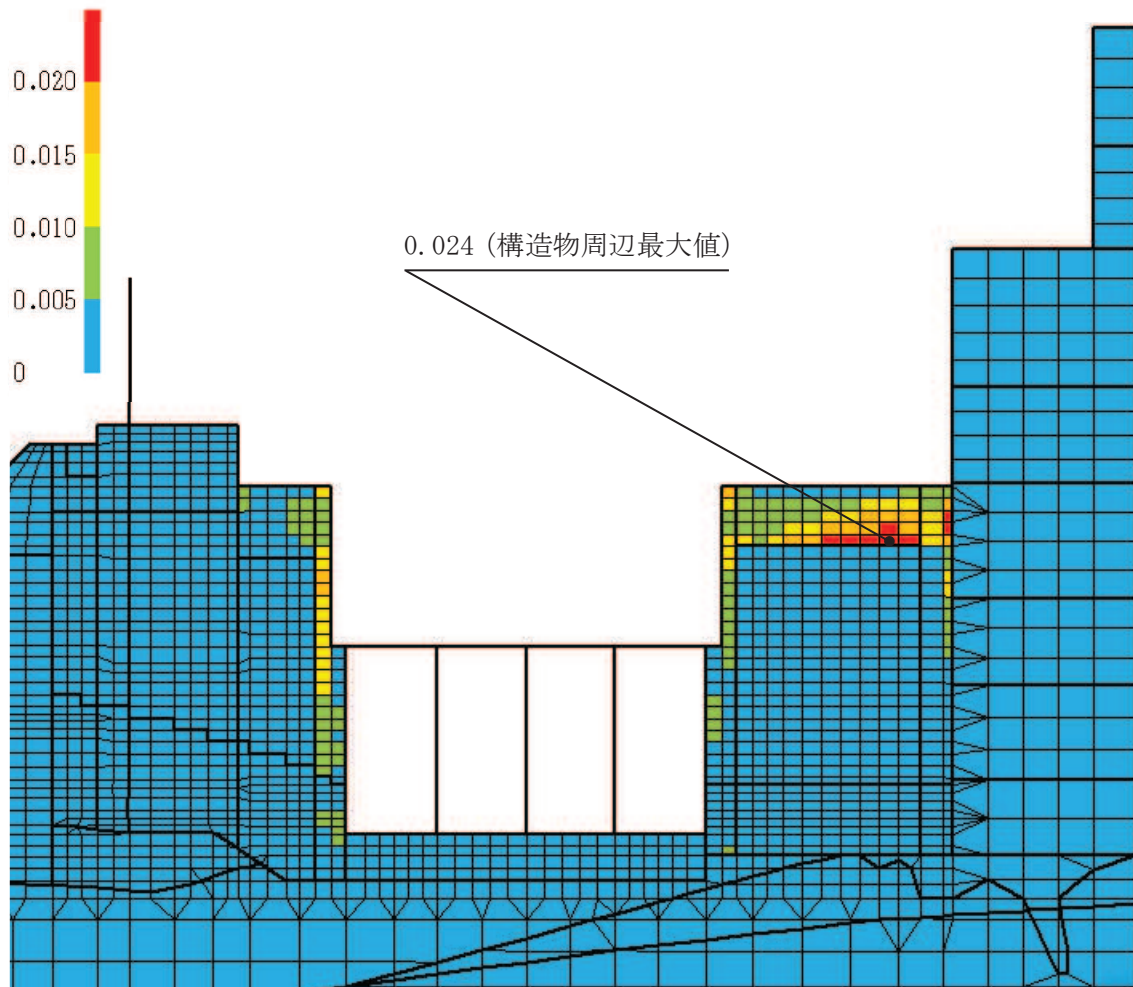
(b) 構造物周辺拡大図

図 6-10 スクリーンエリアの最大せん断ひずみ分布 (せん断破壊)
(解析ケース③, 地震動 S s - N 1 (++))



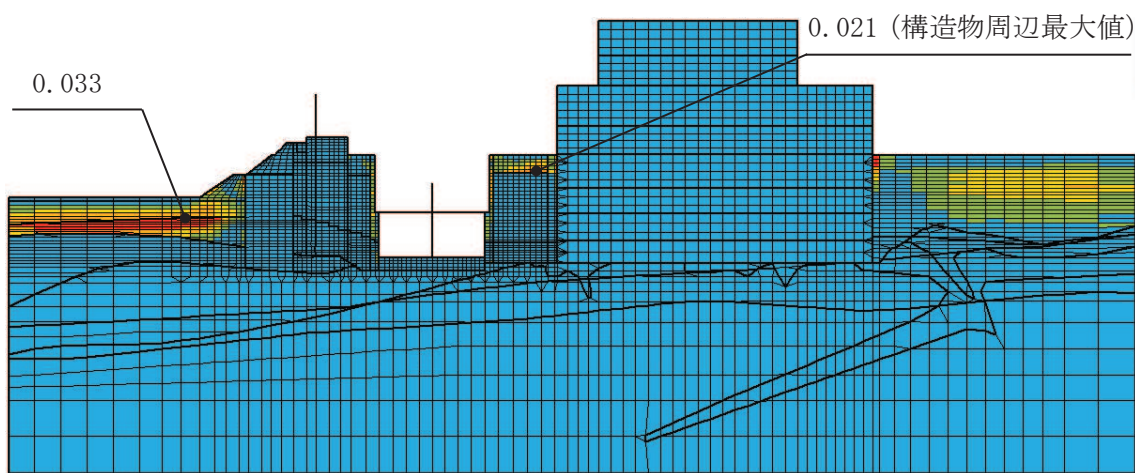
最大せん断ひずみ

(a) 全体図



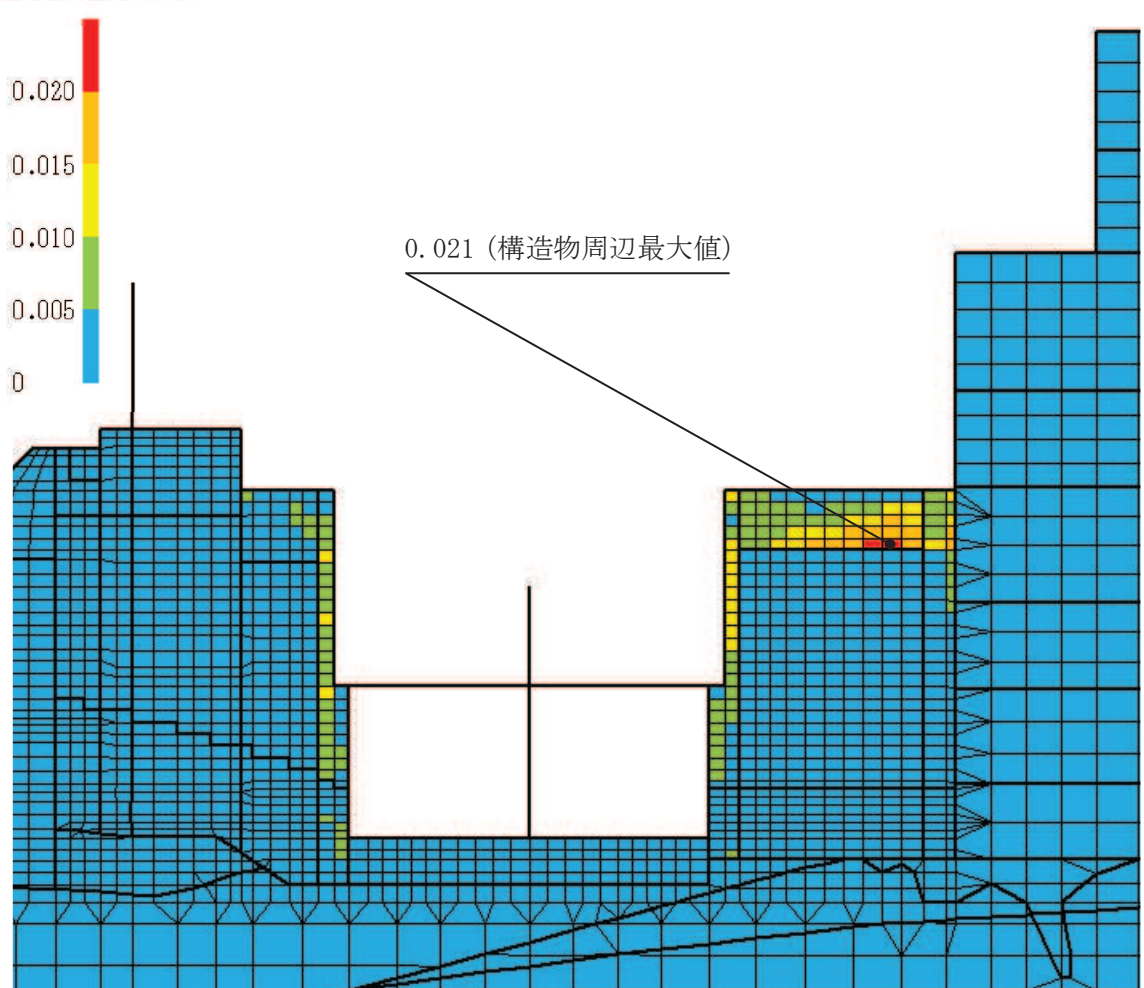
(b) 構造物周辺拡大図

図 6-11 補機ポンプエリアの最大せん断ひずみ分布 (せん断破壊)
(解析ケース③, 地震動 S s - N 1 (++))



最大せん断ひずみ

(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

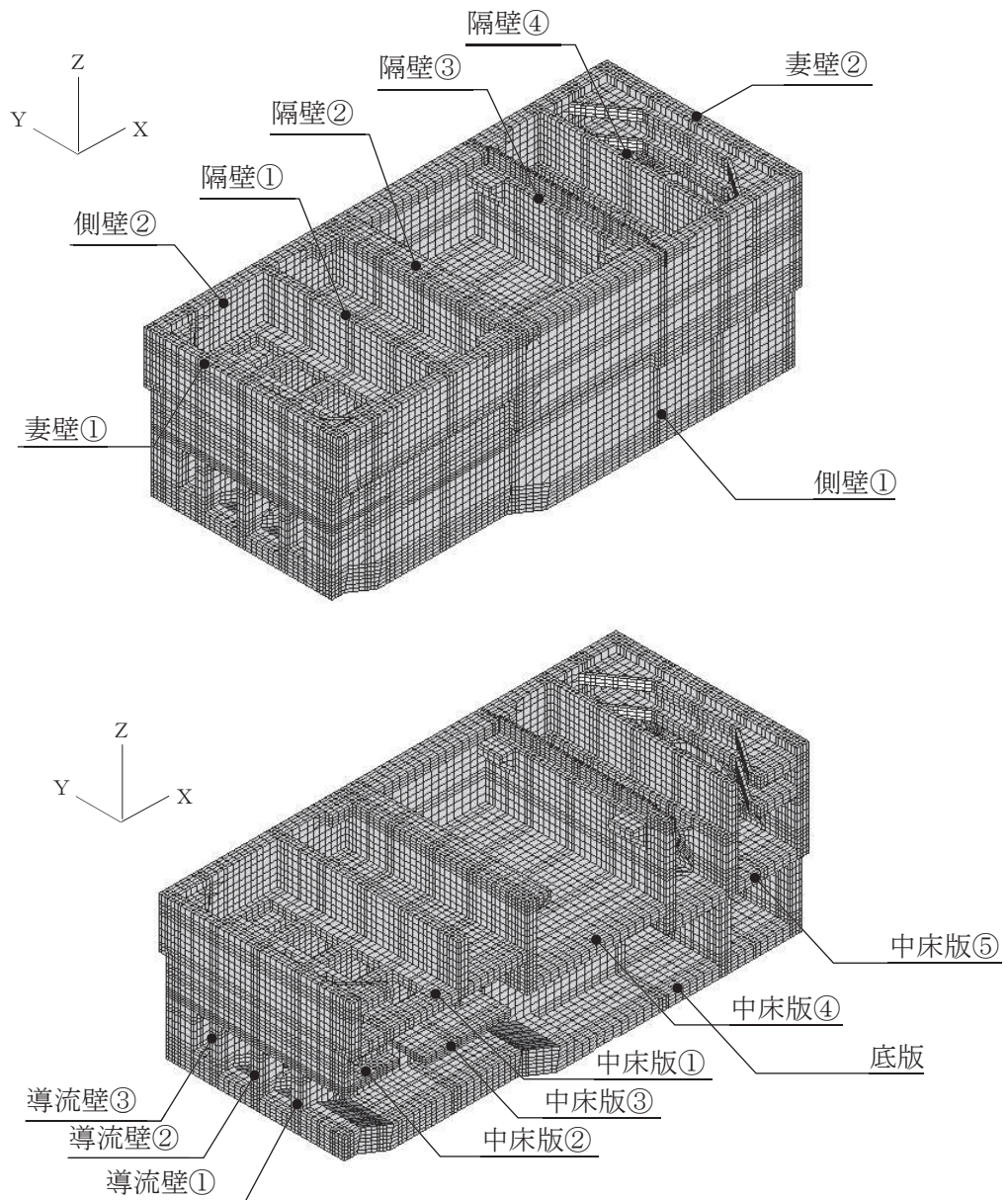
図6-12 循環水ポンプエリアの最大せん断ひずみ分布 (せん断破壊)
(解析ケース③, 地震動S s - N 1 (++))

6.2 三次元構造解析結果

三次元構造解析に基づく、各部材の構造解析結果を示す。各部材位置を図6-13に、各部材の要素座標系を図6-14に示す。

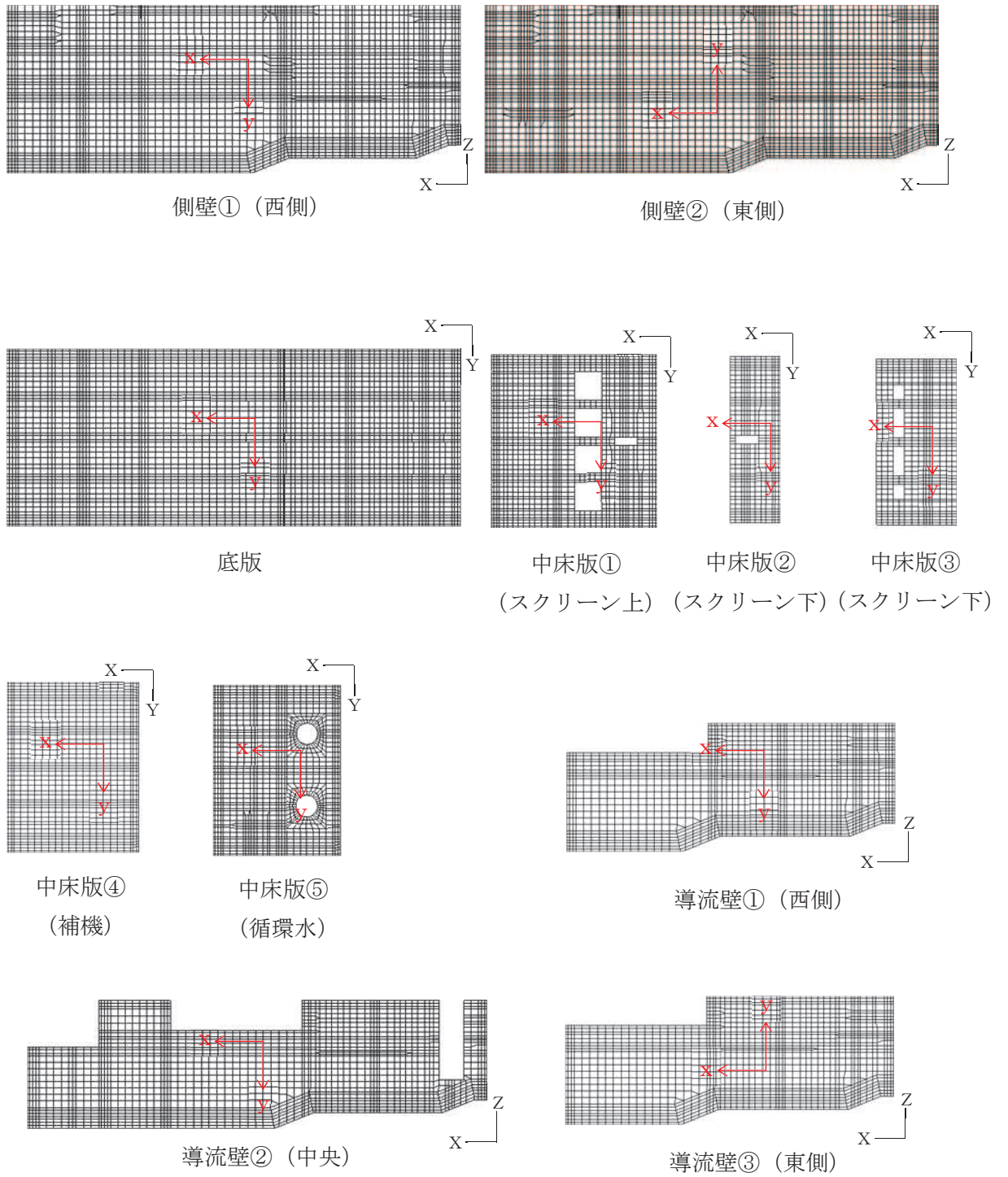
ソリッド要素を用いた解析から得られた要素応力から断面力を算出する。なお、断面力の算出に当たっては、図6-15に示す「コンクリート構造物の設計にFEM解析を適用するためのガイドライン(日本コンクリート工学協会 1989年発行)」に準拠し算出する。各要素の応力の方向を図6-16に、断面力の方向を図6-17に示す。

圧縮縁ひずみの算出には解析コード「StrainCom3 Ver.2021.01.26」を、主筋ひずみの算定には解析コード「Com3FldModRun Ver.2021.01.06」を、断面力の算出には解析コード「Com3EvalSh Ver.2021.01.27」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、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。



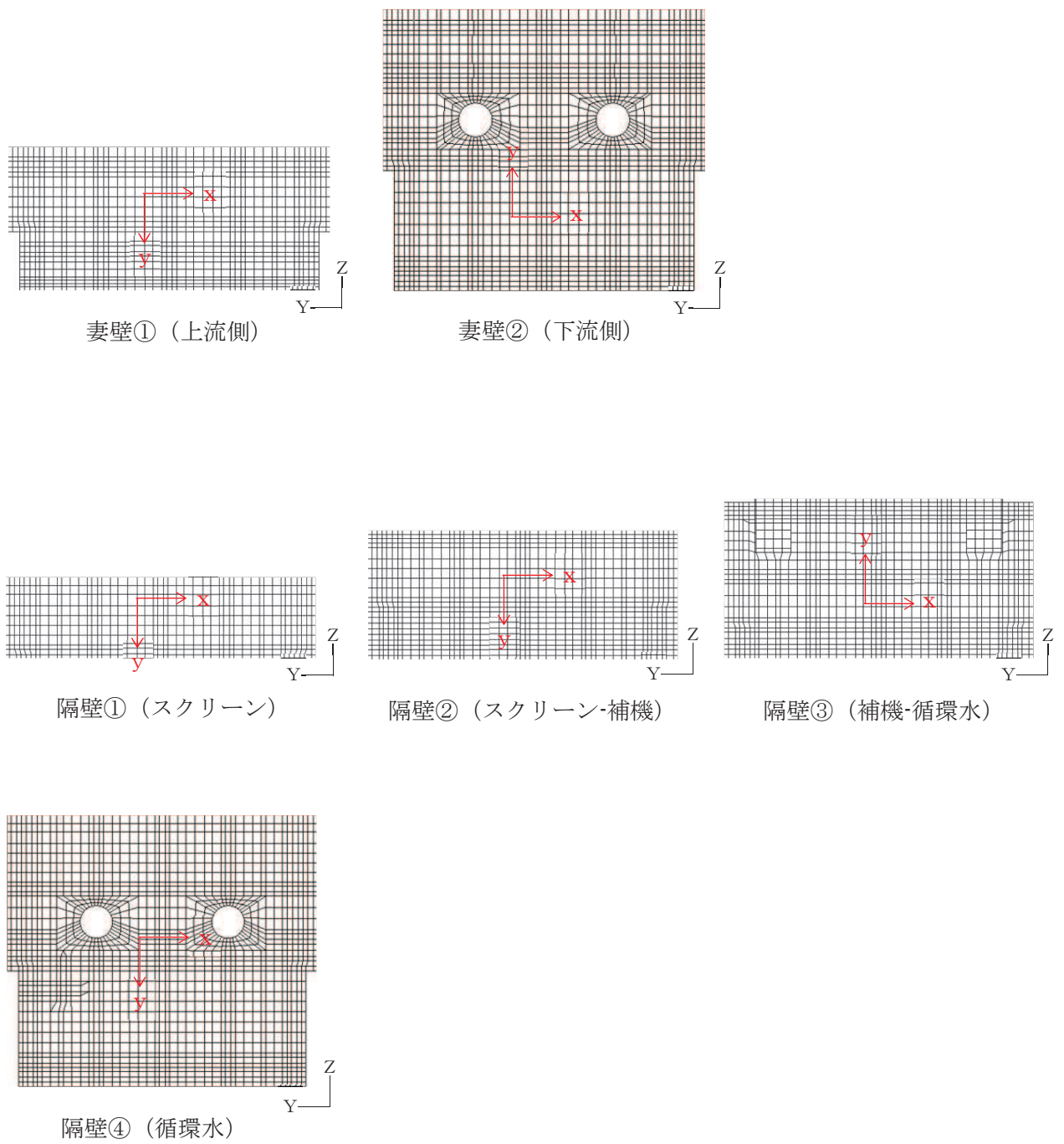
注：手前の側壁は非表示としている。

図6-13 各部材位置



黒：全体座標系を示す
赤：要素座標系を示す

図 6-14(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 6-14(2) 各部材の要素座標系

4. 2 配筋計算への反映

(1) 応力値を断面力に変換する方法

平面応力解析や3次元ソリッド解析などの断面力が直接得られない場合で、配筋計算を通常の方法（鉄筋量を断面力から求める）で行う場合は、応力度を断面力へ変換する必要がある。断面力は、要素応力（要素図心応力、あるいはガウス積分点応力）を、式（4. 1）で断面の図心軸回りに積分することにより求めることができる（図- 4. 5 参照）。

$$\left. \begin{aligned} M &= \sum \sigma_i \cdot h_i \cdot t_i \cdot \ell_i \\ N &= \sum \sigma_i \cdot h_i \cdot t_i \\ Q &= \sum r_i \cdot h_i \cdot t_i \end{aligned} \right\} (4. 1)$$

ここに、M：部材の曲げモーメント

N：部材の軸力

Q：部材のせん断力

σ_i ：要素iの引張または圧縮応力度

r_i ：要素iのせん断応力度

h_i ：要素iの高さ

t_i ：要素iの厚さ

ℓ_i ：断面図心から要素iの図心までの距離

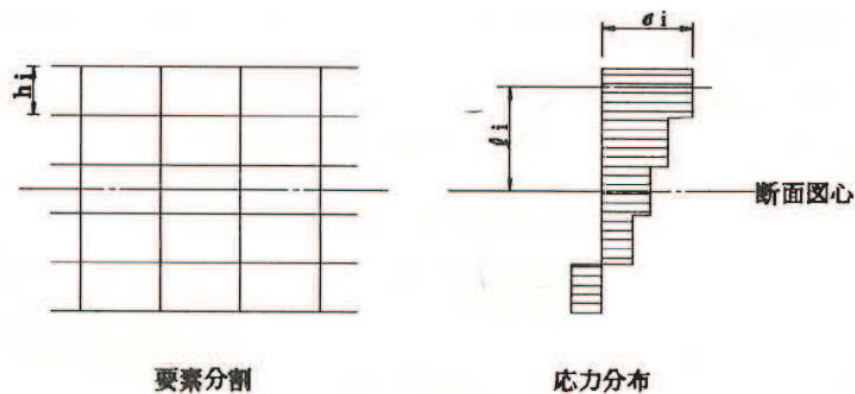


図- 4. 5 応力分布から断面力に変換する方法

図 6-15 応力分布から断面力への変換方法

(コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドラインより抜粋)

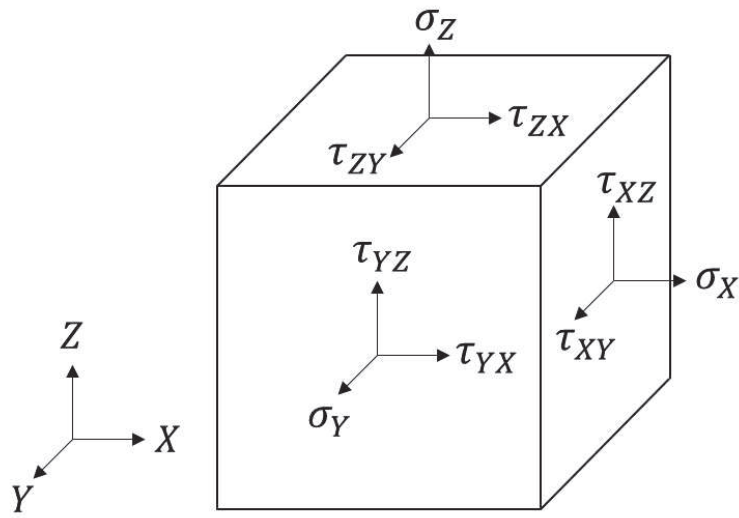
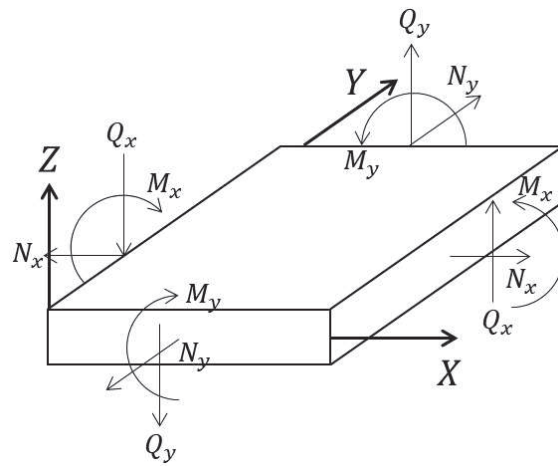


図 6-16 ソリッド要素における応力の方向



M_x, M_y : 曲げモーメント
 Q_x, Q_y : せん断力
 N_x, N_y : 軸力

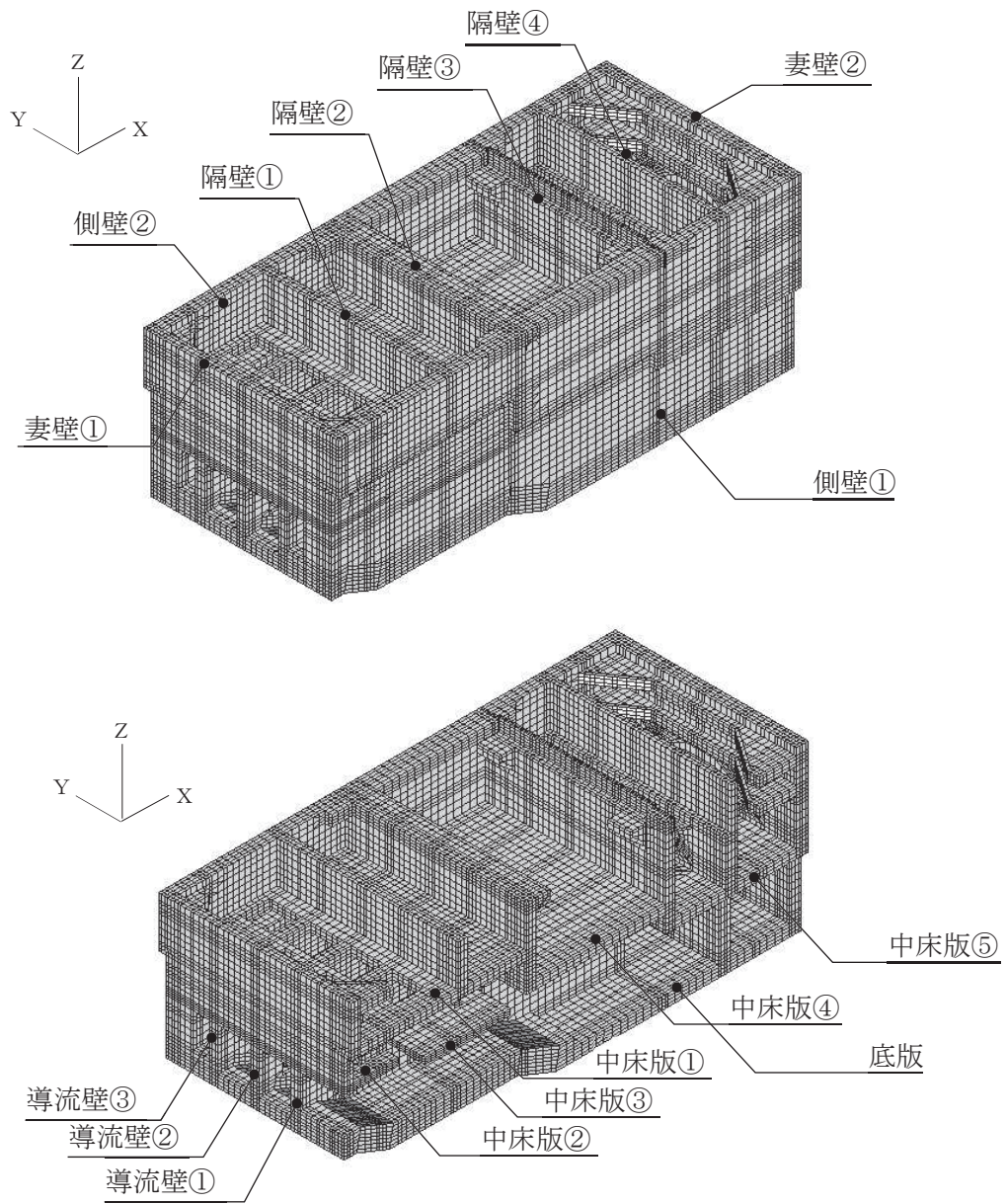
図 6-17 ソリッド要素における断面力の方向

6.2.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①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（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②～④を実施する。

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、追加解析を実施する。

以下に、海水ポンプ室の曲げ・軸力系の破壊に対する照査、せん断破壊に対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査結果を示す。なお、各部材位置を図6-18に示す。



注：手前の側壁は非表示としている。

図 6-18 各部材位置 (再掲)

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 6-12 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、限界ひずみを許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、照査値が 0.5 を超える評価結果に対し、ばらつきを考慮しても 0.97 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-12(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2, 3			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.23			
	-+	0.56			
S s - D 2	++	0.49			
	-+	0.20			
S s - D 3	++	0.24			
	-+	0.31			
S s - F 1	++	0.15			
	-+	0.13			
S s - F 2	++	0.37			
	-+	0.37			
S s - F 3	++	0.17			
	-+	0.42			
S s - N 1	++	0.64*4	0.97	0.77*4	0.92
	-+	0.51			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有すること、通水機能を損なわないこと及び貯水機能を損なわないことに対する評価結果のうち厳しい値を記載。

*3：赤枠は、前述図 3-57 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

*4：要素平均化後の値を示す。

表 6-12(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（中床板）*1

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.38			
	-+	0.51			
S s - D 2	++	0.51			
	-+	0.36			
S s - D 3	++	0.27			
	-+	0.36			
S s - F 1	++	0.30			
	-+	0.24			
S s - F 2	++	0.45			
	-+	0.42			
S s - F 3	++	0.32			
	-+	0.41			
S s - N 1	++	0.66	0.64	0.70	0.59
	-+	0.50			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有すること、通水機能を損なわないこと、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に対する評価結果のうち厳しい値を記載。

表 6-12(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（側壁）*1

地震動		解析ケース			
		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.36			
	-+	0.49			
S _s -D 2	++	0.58			
	-+	0.49			
S _s -D 3	++	0.29			
	-+	0.31			
S _s -F 1	++	0.26			
	-+	0.21			
S _s -F 2	++	0.42			
	-+	0.43			
S _s -F 3	++	0.45			
	-+	0.41			
S _s -N 1	++	0.80	0.87	0.85	0.49
	-+	0.25			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有すること、通水機能を損なわないこと、貯水機能を損なわないこと、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に対する評価結果のうち厳しい値を記載。

表 6-12(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（隔壁）*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.63			
	-+	0.70			
S s - D 2	++	0.68			
	-+	0.68			
S s - D 3	++	0.47			
	-+	0.48			
S s - F 1	++	0.39			
	-+	0.36			
S s - F 2	++	0.49			
	-+	0.43			
S s - F 3	++	0.54			
	-+	0.53			
S s - N 1	++	0.85	0.85	0.85	0.65
	-+	0.79			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有すること、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に対する評価結果のうち厳しい値を記載。

表 6-12(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（導流壁）*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.06			
	-+	0.07			
S s - D 2	++	0.07			
	-+	0.06			
S s - D 3	++	0.05			
	-+	0.05			
S s - F 1	++	0.05			
	-+	0.04			
S s - F 2	++	0.06			
	-+	0.06			
S s - F 3	++	0.05			
	-+	0.06			
S s - N 1	++	0.12	0.11	0.12	0.08
	-+	0.08			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有すること及び通水機能を損なわないことに対する評価結果のうち厳しい値を記載。

表 6-12(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（妻壁）*1

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.08			
	-+	0.09			
S _s -D 2	++	0.10			
	-+	0.09			
S _s -D 3	++	0.08			
	-+	0.08			
S _s -F 1	++	0.07			
	-+	0.08			
S _s -F 2	++	0.08			
	-+	0.08			
S _s -F 3	++	0.10			
	-+	0.10			
S _s -N 1	++	0.08	0.08	0.09	0.07
	-+	0.09			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：照査値は、構造強度を有すること、通水機能を損なわないこと、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に対する評価結果のうち厳しい値を記載。

(2) せん断破壊に対する照査

表 6-13 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は，せん断耐力を許容限界とする。なお，詳細については，「6.3.2 せん断破壊に対する評価結果」に示す。

せん断破壊に対する照査値は，せん断耐力式による照査を用い，ばらつきを考慮しても 0.90 であり，要求機能を満足していると評価できる。

表 6-13(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版）*1, 2

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*3			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.63			
	-+	0.61			
S _s -D2	++	0.65			
	-+	0.61			
S _s -D3	++	0.56			
	-+	0.53			
S _s -F1	++	0.54			
	-+	0.55			
S _s -F2	++	0.59			
	-+	0.65			
S _s -F3	++	0.59			
	-+	0.67			
S _s -N1	++	0.78	0.75	0.81 【0.77】	0.88 【0.77】
	-+	0.68			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：図 6-23 に示す底版 1~4 に，CCb 工法を適用する。

*3：【 】内の数値は，CCb 工法を適用する部材における各ケースの最大照査値を示す。

表 6-13(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（中床板）*1, 2

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*3, 4			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.69			
	-+	0.66			
S s - D 2	++	0.70			
	-+	0.65			
S s - D 3	++	0.59			
	-+	0.62			
S s - F 1	++	0.58			
	-+	0.54			
S s - F 2	++	0.61			
	-+	0.64			
S s - F 3	++	0.62			
	-+	0.72			
S s - N 1	++	0.82 【0.78】	0.76	0.90 【0.82】	0.87 【0.77】
	-+	0.62			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：図 6-23 に示す中床版 11～34 に、CCb 工法を適用する。

*3：赤枠は、前述図 3-57 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

*4：【 】内の数値は、CCb 工法を適用する部材における各ケースの最大照査値を示す。

表 6-13(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (側壁) *1, 2

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*3			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.65			
	-+	0.70			
S _s -D 2	++	0.69			
	-+	0.75			
S _s -D 3	++	0.59			
	-+	0.60			
S _s -F 1	++	0.52			
	-+	0.55			
S _s -F 2	++	0.59			
	-+	0.57			
S _s -F 3	++	0.68			
	-+	0.64			
S _s -N 1	++	0.80 【0.75】	0.83 【0.76】	0.81 【0.74】	0.85 【0.83】
	-+	0.71			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：図 6-23 に示す側壁 41~47, 51~57 に, CCb 工法を適用する。

*3：【】内の数値は, CCb 工法を適用する部材における各ケースの最大照査値を示す。

表 6-13(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (隔壁) *1, 2

地震動		せん断破壊に対する照査*3			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.67			
	-+	0.58			
S s - D 2	++	0.64			
	-+	0.68			
S s - D 3	++	0.63			
	-+	0.62			
S s - F 1	++	0.63			
	-+	0.60			
S s - F 2	++	0.64			
	-+	0.68			
S s - F 3	++	0.67			
	-+	0.65			
S s - N 1	++	0.78	0.83 【0.83*4】	0.88 【0.72】	0.76
	-+	0.66			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：図 6-23 に示す隔壁 101~105, 121, 141~144 に、CCb 工法を適用する。

*3：【 】内の数値は、CCb 工法を適用する部材における各ケースの最大照査値を示す。

*4：CCb 工法を適用する全部材における最大照査値を示しており、図 6-23 に示す隔壁 101 における照査値を示す。最大照査値位置を図 6-19 に示す。

表 6-13(5) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（導流壁）*1, 2

地震動		せん断破壊に対する照査*3			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.62			
	-+	0.61			
S s - D 2	++	0.62			
	-+	0.72			
S s - D 3	++	0.53			
	-+	0.57			
S s - F 1	++	0.47			
	-+	0.45			
S s - F 2	++	0.59			
	-+	0.58			
S s - F 3	++	0.56			
	-+	0.60			
S s - N 1	++	0.82 【0.73】	0.81 【0.69】	0.89 【0.80】	0.89 【0.77】
	-+	0.73			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：図 6-23 に示す導流壁 61~65 に、CCb 工法を適用する。

*3：【 】内の数値は、CCb 工法を適用する部材における各ケースの最大照査値を示す。

表 6-13(6) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (妻壁) *1, 2

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*3			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.51			
	-+	0.63			
S s - D 2	++	0.55			
	-+	0.59			
S s - D 3	++	0.45			
	-+	0.49			
S s - F 1	++	0.44			
	-+	0.44			
S s - F 2	++	0.47			
	-+	0.50			
S s - F 3	++	0.47			
	-+	0.53			
S s - N 1	++	0.74	0.73	0.75	0.88 【0.78】
	-+	0.53			

注記*1：部材位置を図 6-18 に示す。

*2：図 6-23 に示す妻壁 71~75, 81~83 に, Ccb 工法を適用する。

*3：【 】内の数値は, Ccb 工法を適用する部材における各ケースの最大照査値を示す。

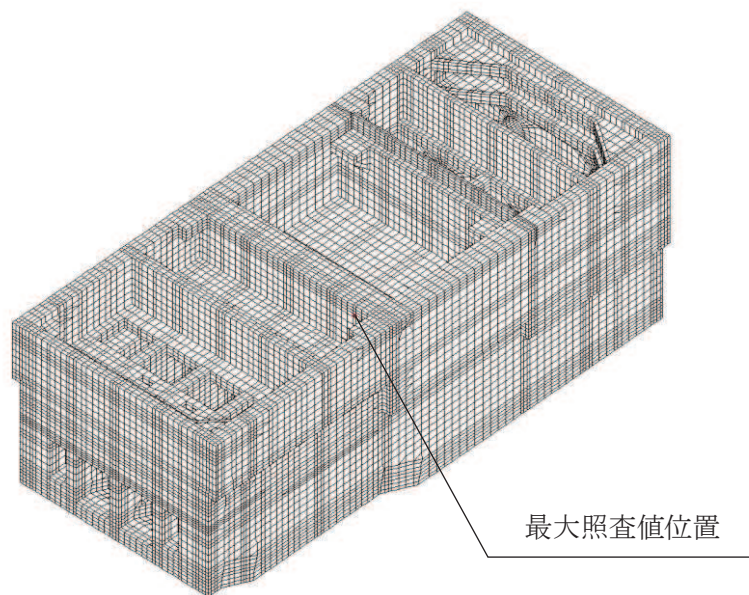


図 6-19 Ccb 工法適用部材におけるせん断破壊に対する最大照査値位置図

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 6-14 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力又は支圧強度を許容限界とする。なお、詳細については、「6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、ばらつきを考慮しても極限支持力に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 6-14 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.27			
	-+	0.24			
S _s -D2	++	0.25			
	-+	0.28			
S _s -D3	++	0.25			
	-+	0.22			
S _s -F1	++	0.21			
	-+	0.20			
S _s -F2	++	0.24			
	-+	0.24			
S _s -F3	++	0.23			
	-+	0.24			
S _s -N1	++	0.28	0.25	0.29	0.28
	-+	0.28			

注記*：基礎地盤（狐崎部層）に対する評価結果と MMR（既設）に対する評価結果（接地圧）の厳しい方を記載。

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）

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表6-15～表6-17に示す。また、最大照査値となる評価時刻でのひずみ分布を図6-20～図6-22に示す。

表6-15 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	2	③	S s - N 1 (++)	874 μ	10000 μ	0.09
中床版	20	③	S s - N 1 (++)	1264 μ	10000 μ	0.13
側壁	53	②	S s - N 1 (++)	1054 μ	10000 μ	0.11
隔壁	121	②	S s - N 1 (++)	2618 μ	10000 μ	0.27
導流壁	61	③	S s - N 1 (++)	1122 μ	10000 μ	0.12
妻壁	82	③	S s - N 1 (++)	723 μ	10000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図6-23に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

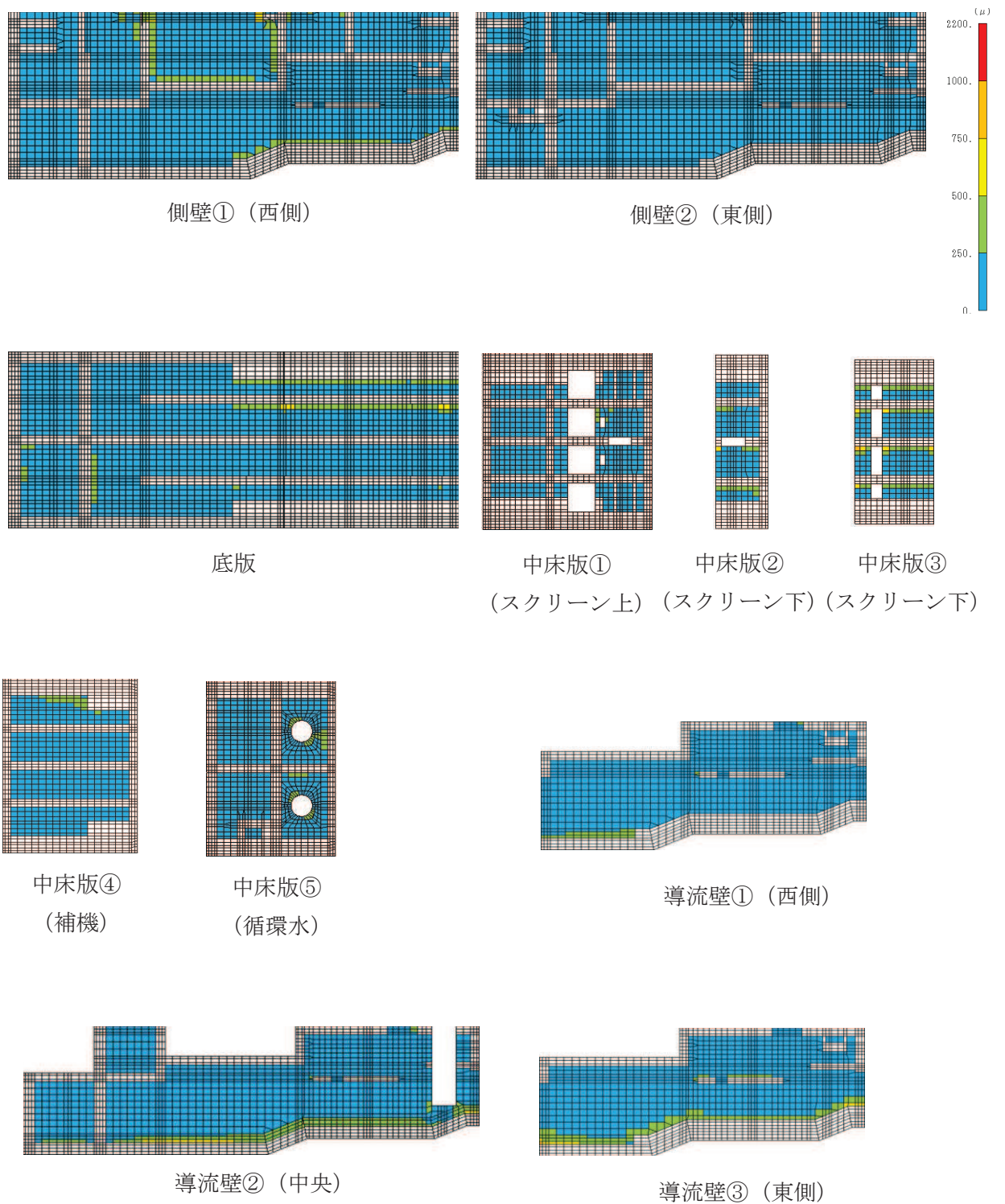


図 6-20(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース②, 地震動 $S_s - N1$ (++))

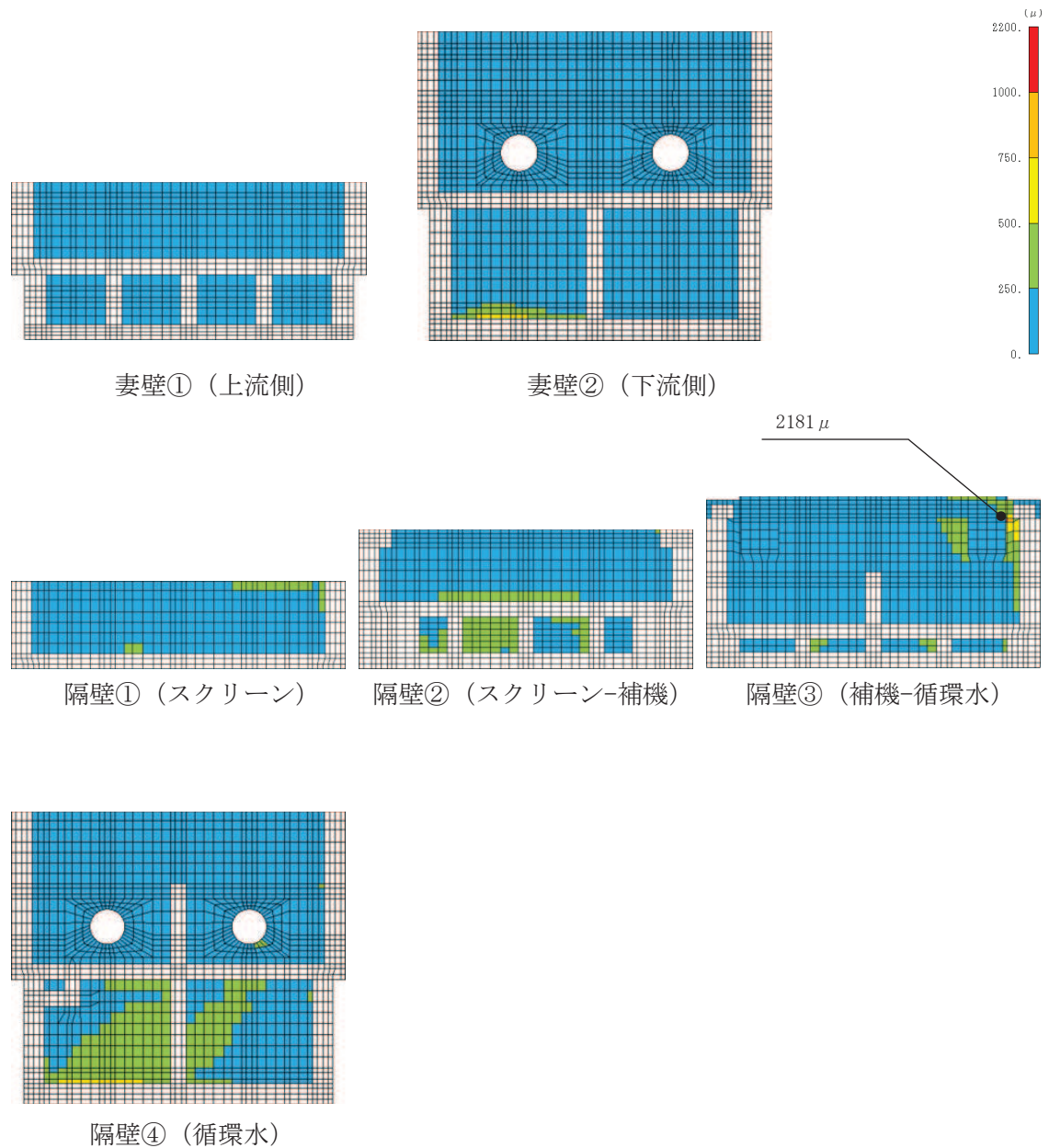


図 6-20(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース②, 地震動 S s - N 1 (++))

表 6-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	2	③	S s - N 1 (++)	687 μ	2000 μ	0.35
中床版	27	③	S s - N 1 (++)	639 μ	2000 μ	0.32
側壁	53	②	S s - N 1 (++)	826 μ	2000 μ	0.42
隔壁	121	①	S s - N 1 (++)	1695 μ	2000 μ	0.85
導流壁	64	③	S s - N 1 (++)	230 μ	2000 μ	0.12
妻壁	81	①	S s - F 3 (-+)	191 μ	2000 μ	0.10

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

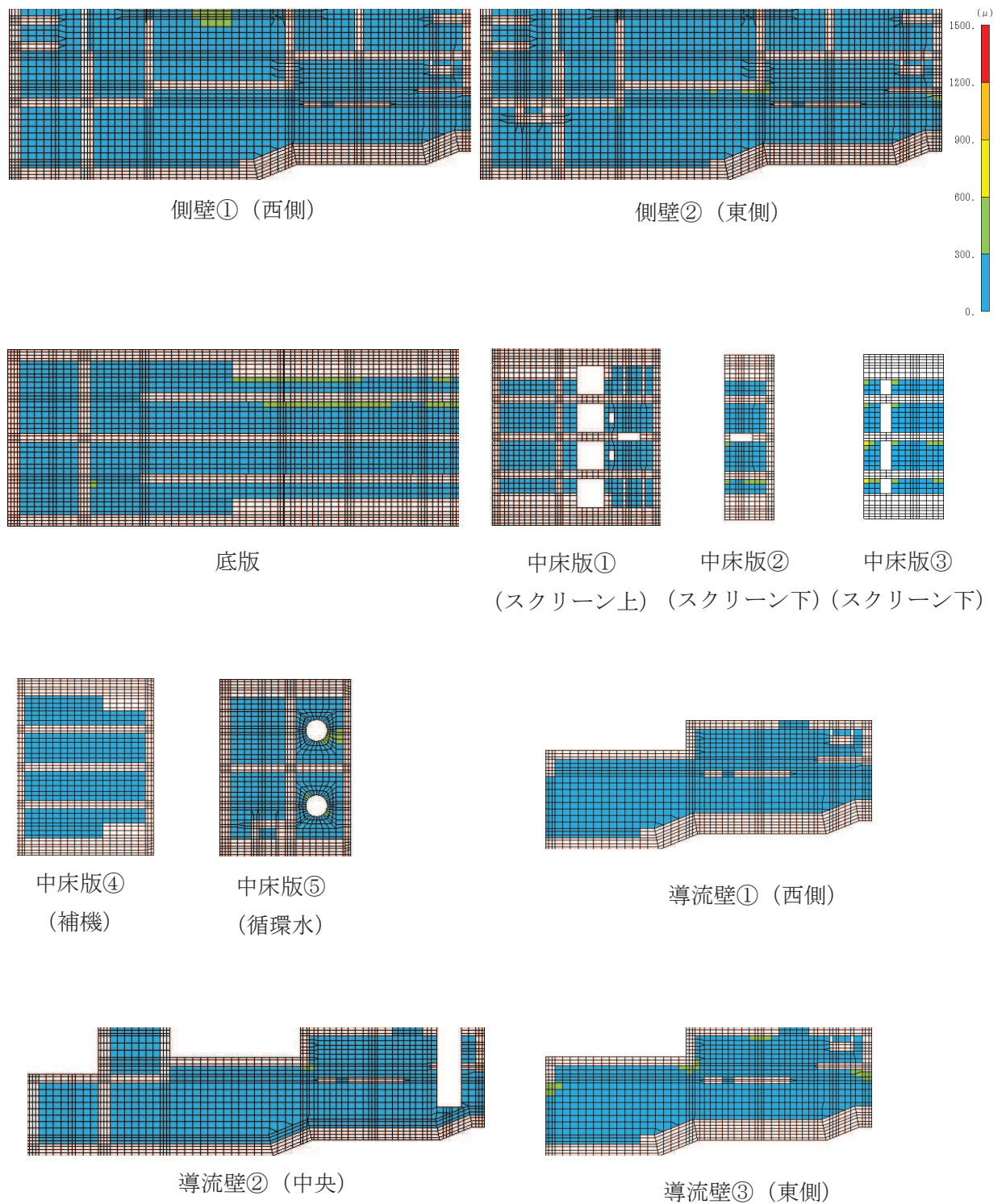


図 6-21(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース①, 地震動 $S_s - N1$ (++)

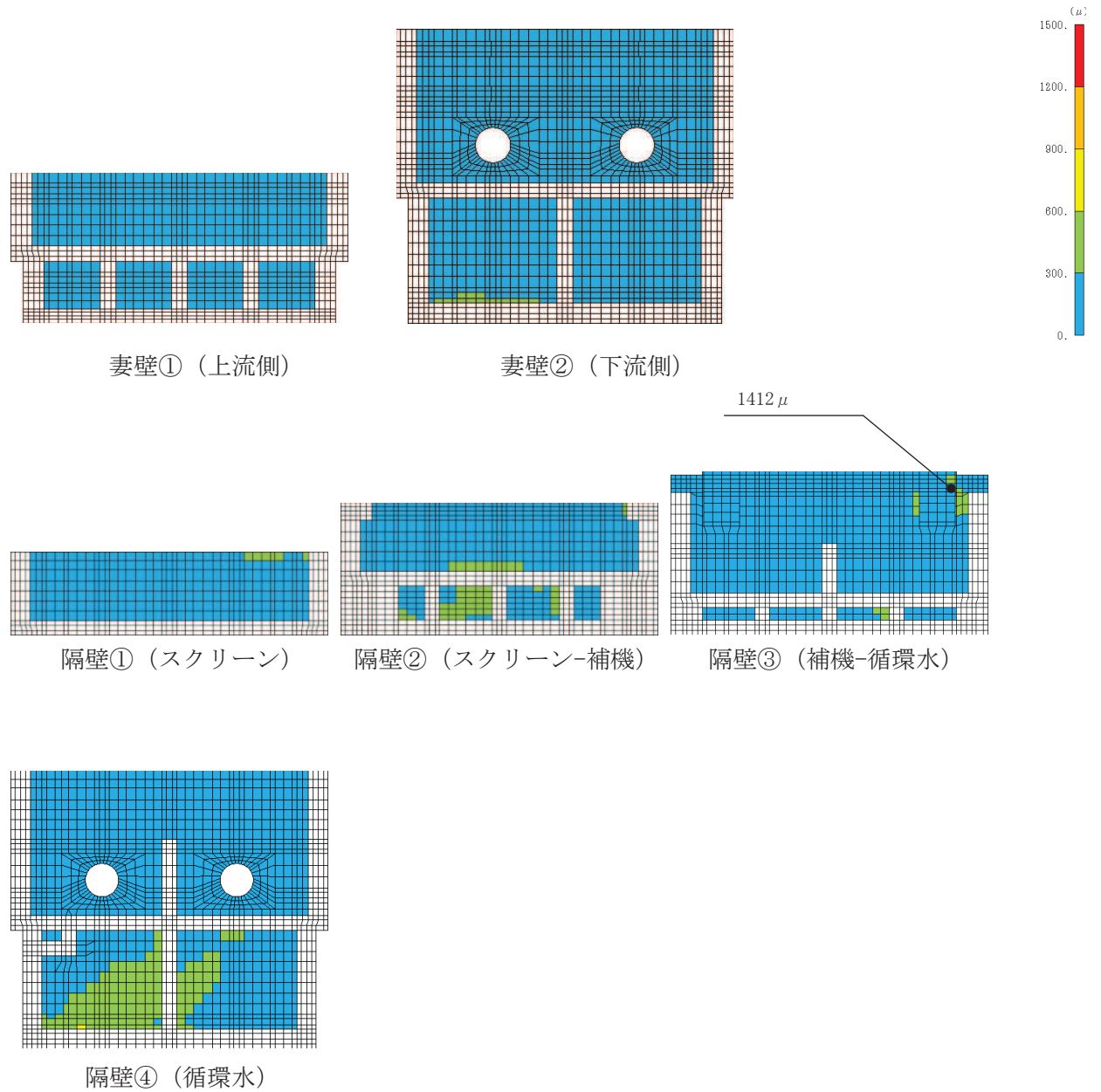


図 6-21(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図
 (コンクリートの圧縮ひずみ)
 (隔壁, 解析ケース①, 地震動 S s - N 1 (++))

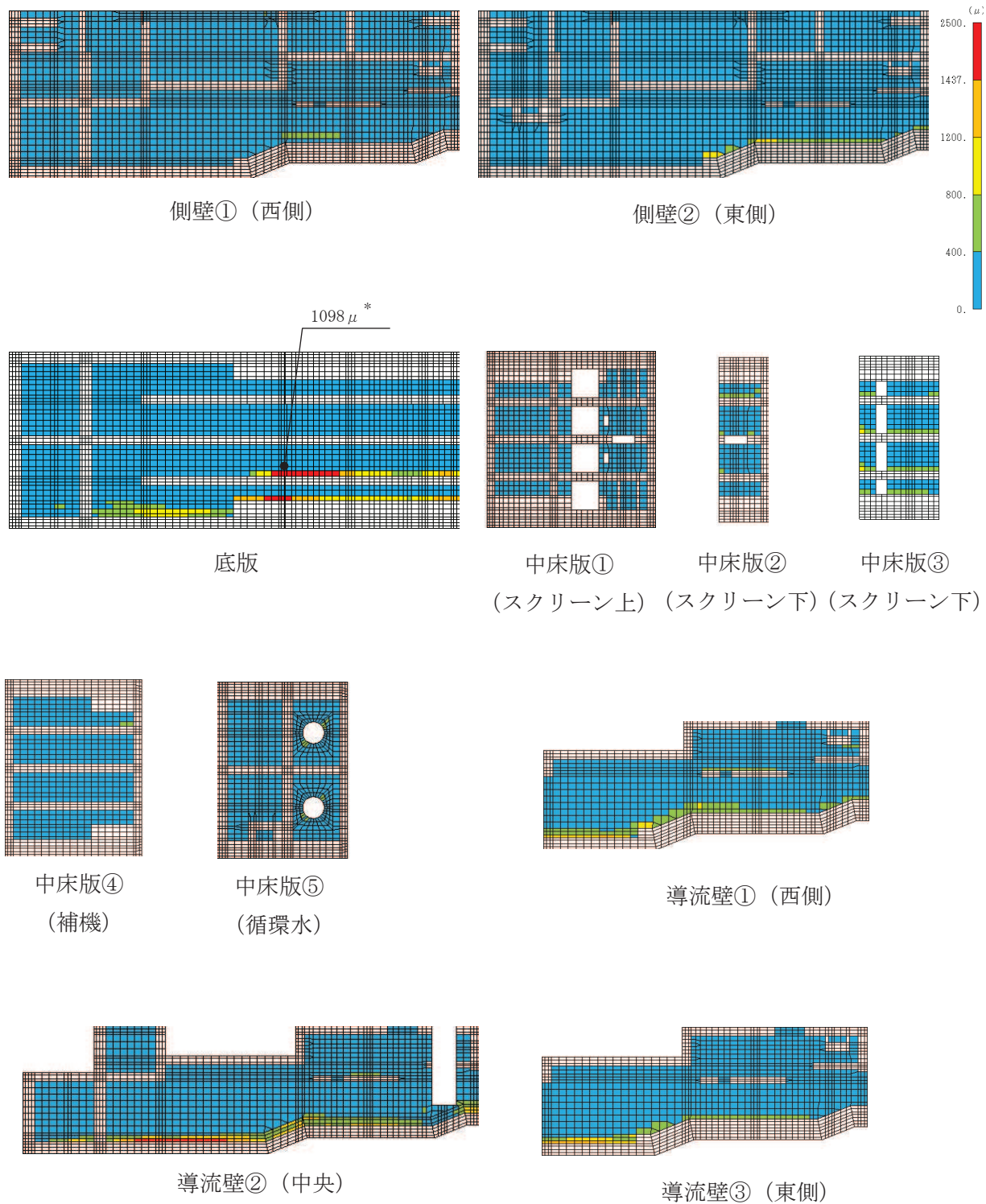
表 6-17 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	1	③	S s - N 1 (++)	1318 μ *3	1725 μ	0.77*3
中床版	29	③	S s - N 1 (++)	1200 μ	1725 μ	0.70
側壁	53	②	S s - N 1 (++)	1490 μ	1725 μ	0.87
隔壁	121	①	S s - N 1 (-+)	1359 μ	1725 μ	0.79
導流壁	64	③	S s - N 1 (++)	191 μ	1725 μ	0.12
妻壁	81	③	S s - N 1 (++)	83 μ	1725 μ	0.05

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*3：要素平均化後の値を示す。



注記*：要素平均化後の値を示す。

図 6-22(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
(底版, 解析ケース③, 地震動 S s - N 1 (++))

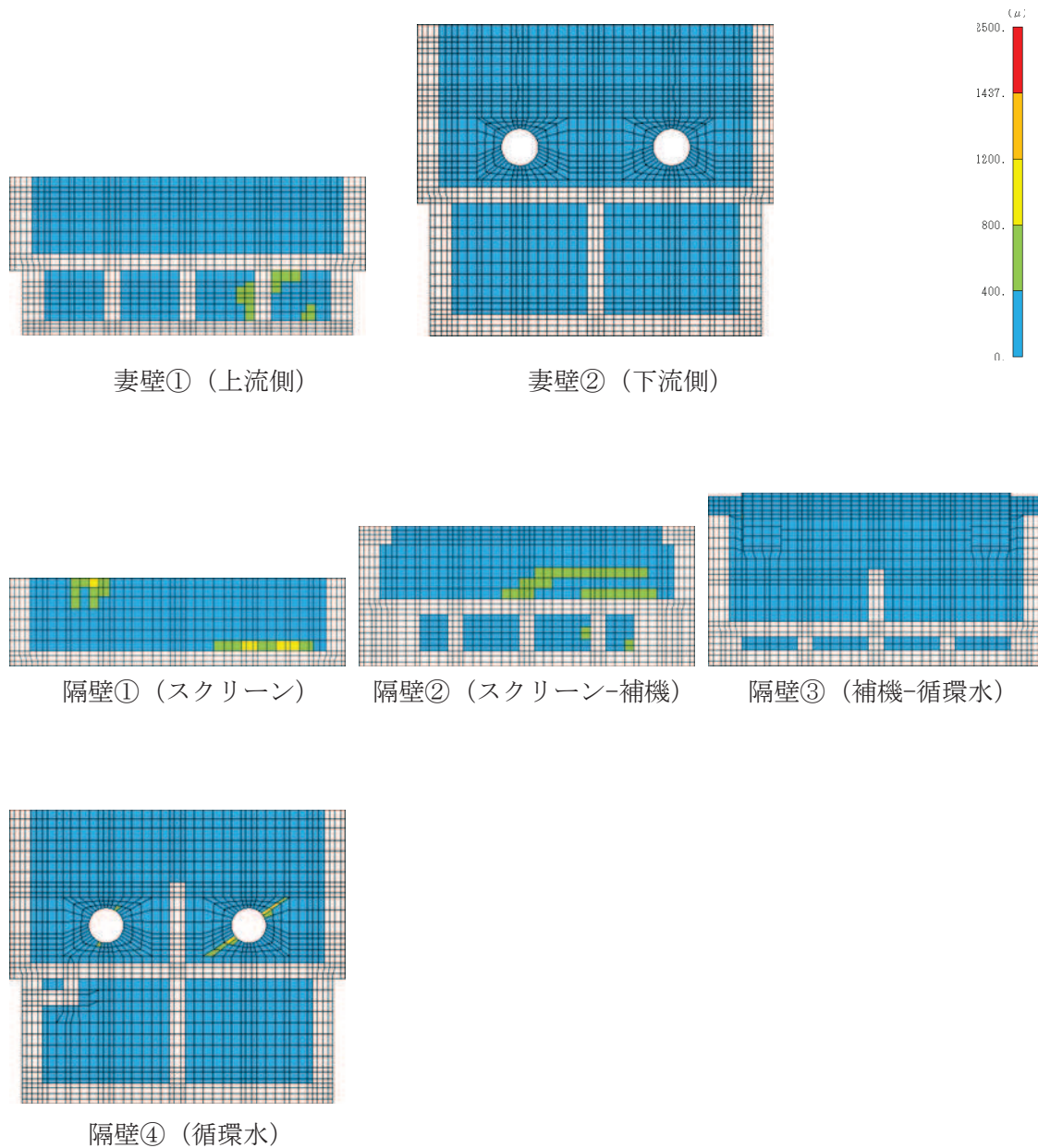


図 6-22(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
(底版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

【側壁・隔壁】

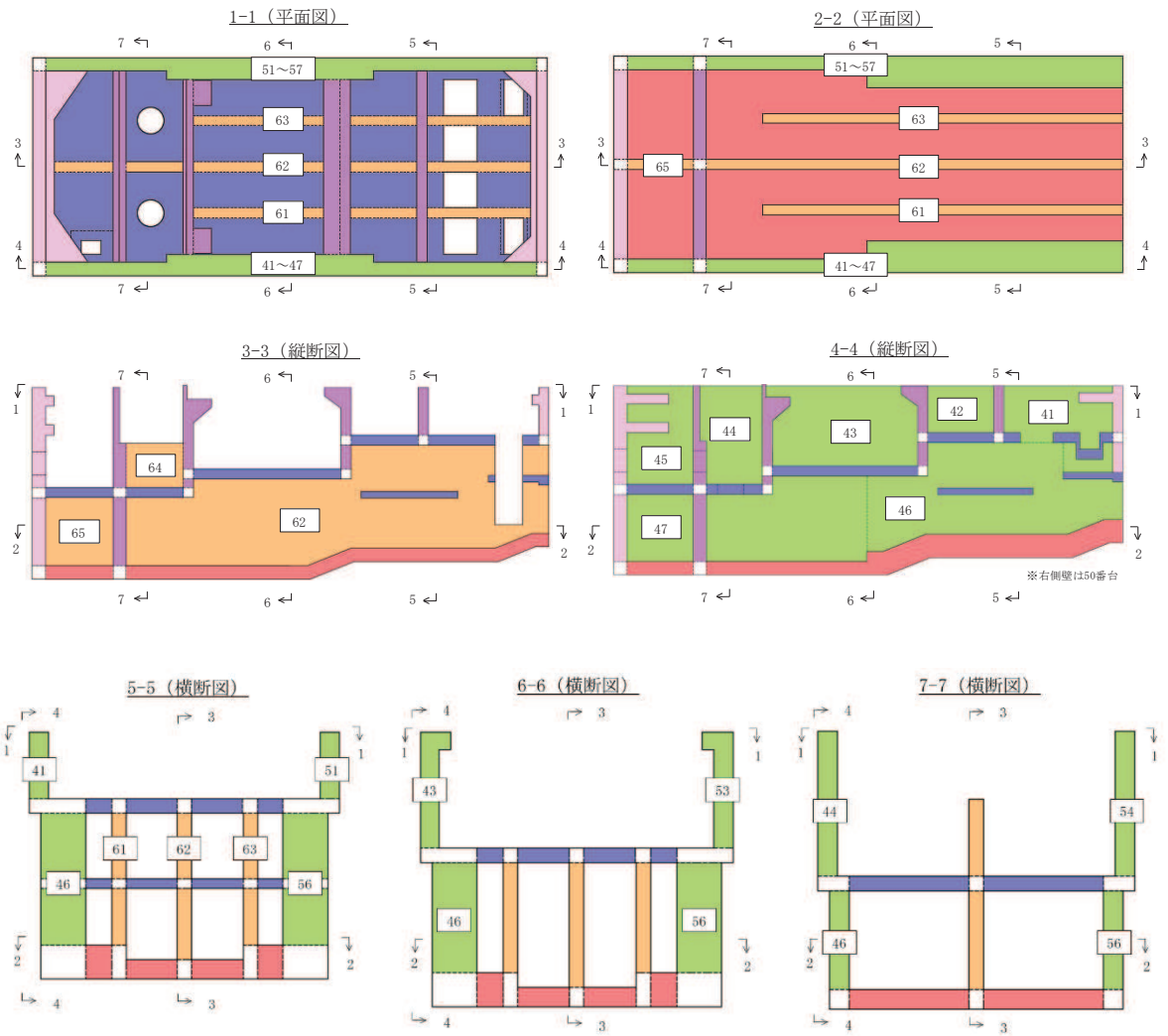


図 6-23(1) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

【底版・中床版】

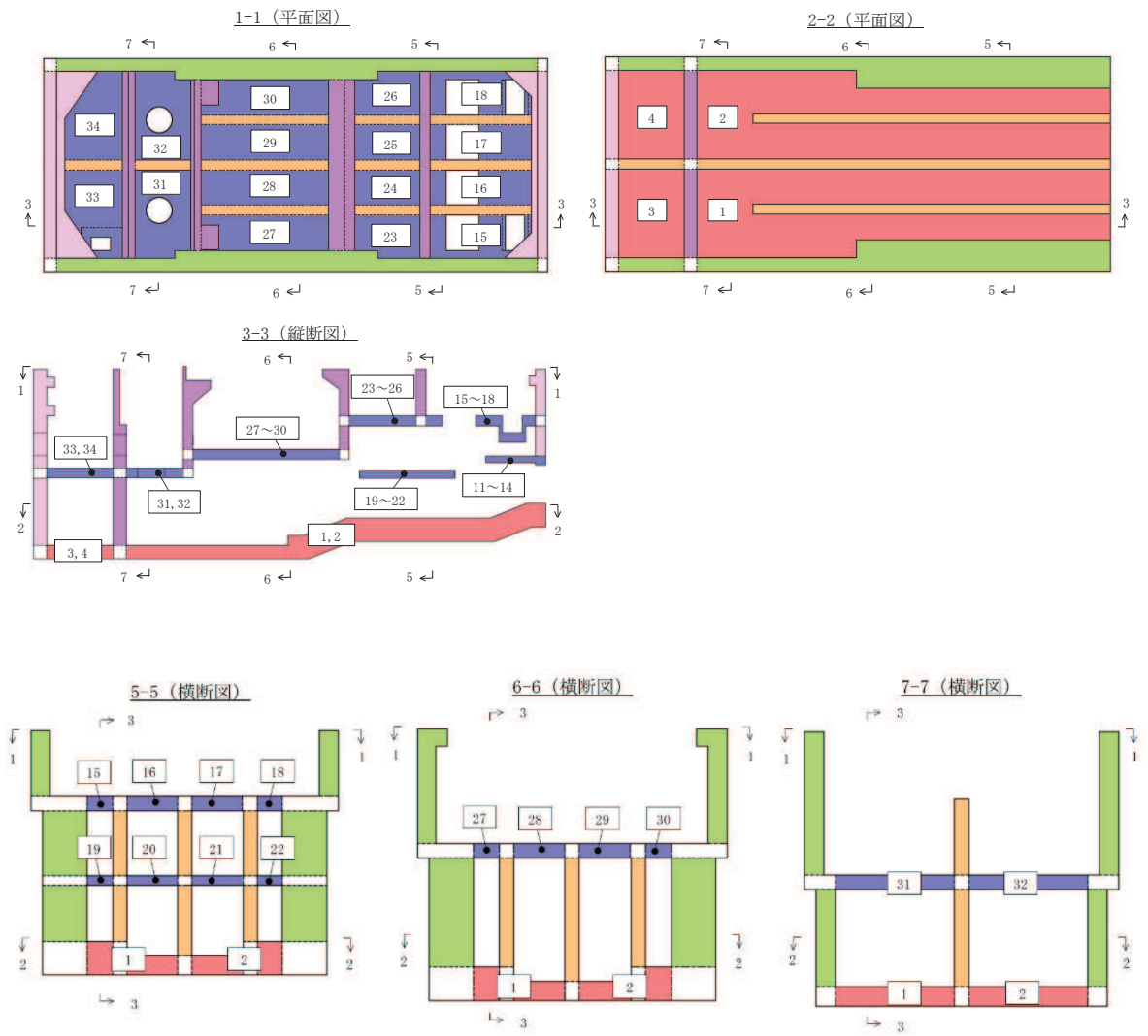


図 6-23(2) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

【妻壁・隔壁】

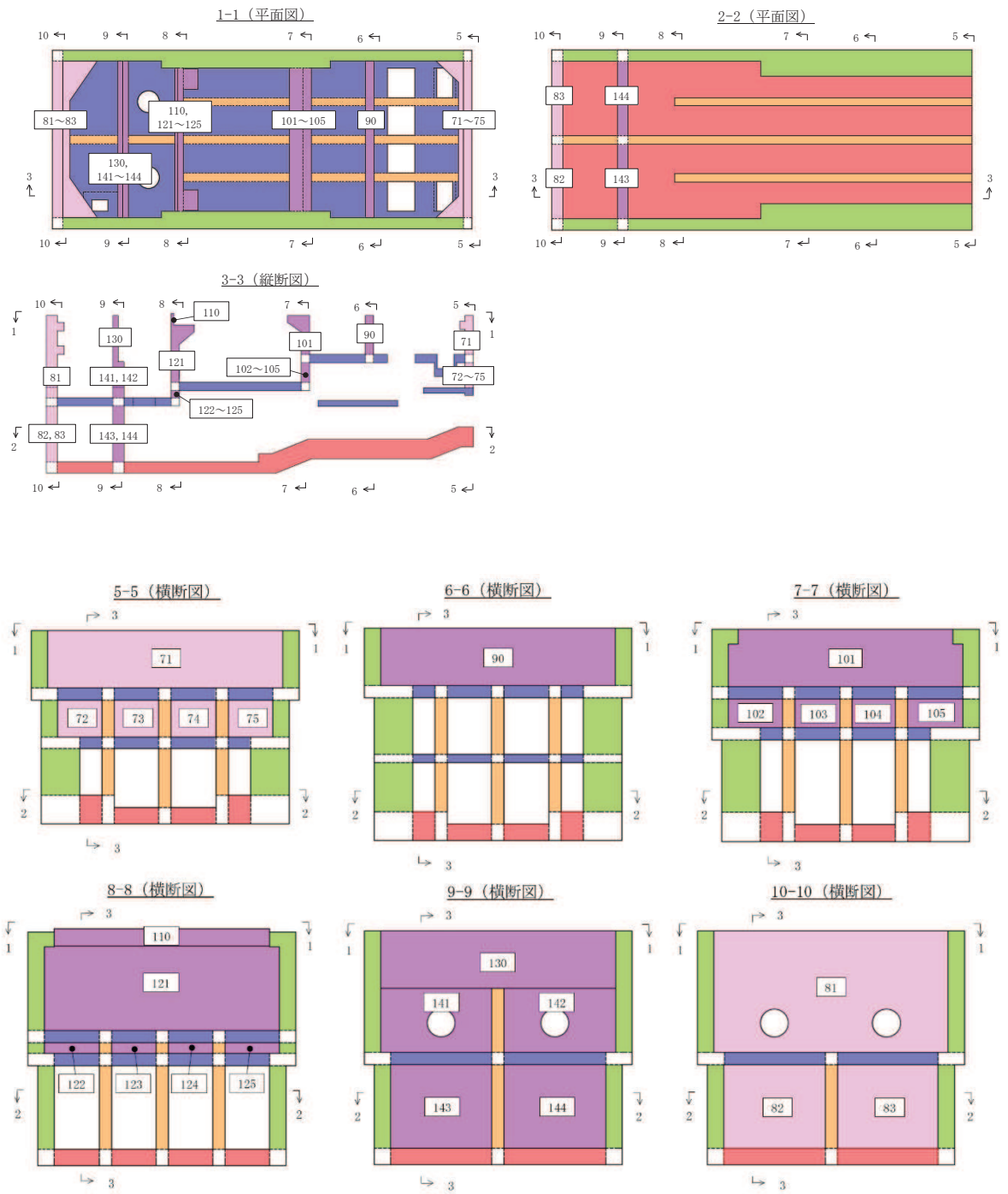


図 6-23(3) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

6.2.3 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表6-18に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図6-24～図6-29に示す。

表6-18 せん断破壊の照査に対する最大照査値

評価部位*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断耐力 $V_{y,d}$ (kN/m)	照査値 $V_d/V_{y,d}$
底版*3	1	④	S s - N 1 (++)	5936	6784	0.88
中床版	21	③	S s - N 1 (++)	791	880	0.90
側壁	53	④	S s - N 1 (++)	6428	7606	0.85
隔壁	104	③	S s - N 1 (++)	957	1089	0.88
導流壁	61	④	S s - N 1 (++)	1050	1183	0.89
妻壁	71	④	S s - N 1 (++)	670	765	0.88

注記*1：評価位置は図6-23に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

*3：増厚補強部材における評価であることから、「5.2.2 せん断破壊に対する許容限界」に示す鉄道標準に基づき、せん断耐力式により算出する。（既設部材厚2.0m、補強部材厚1.5m）

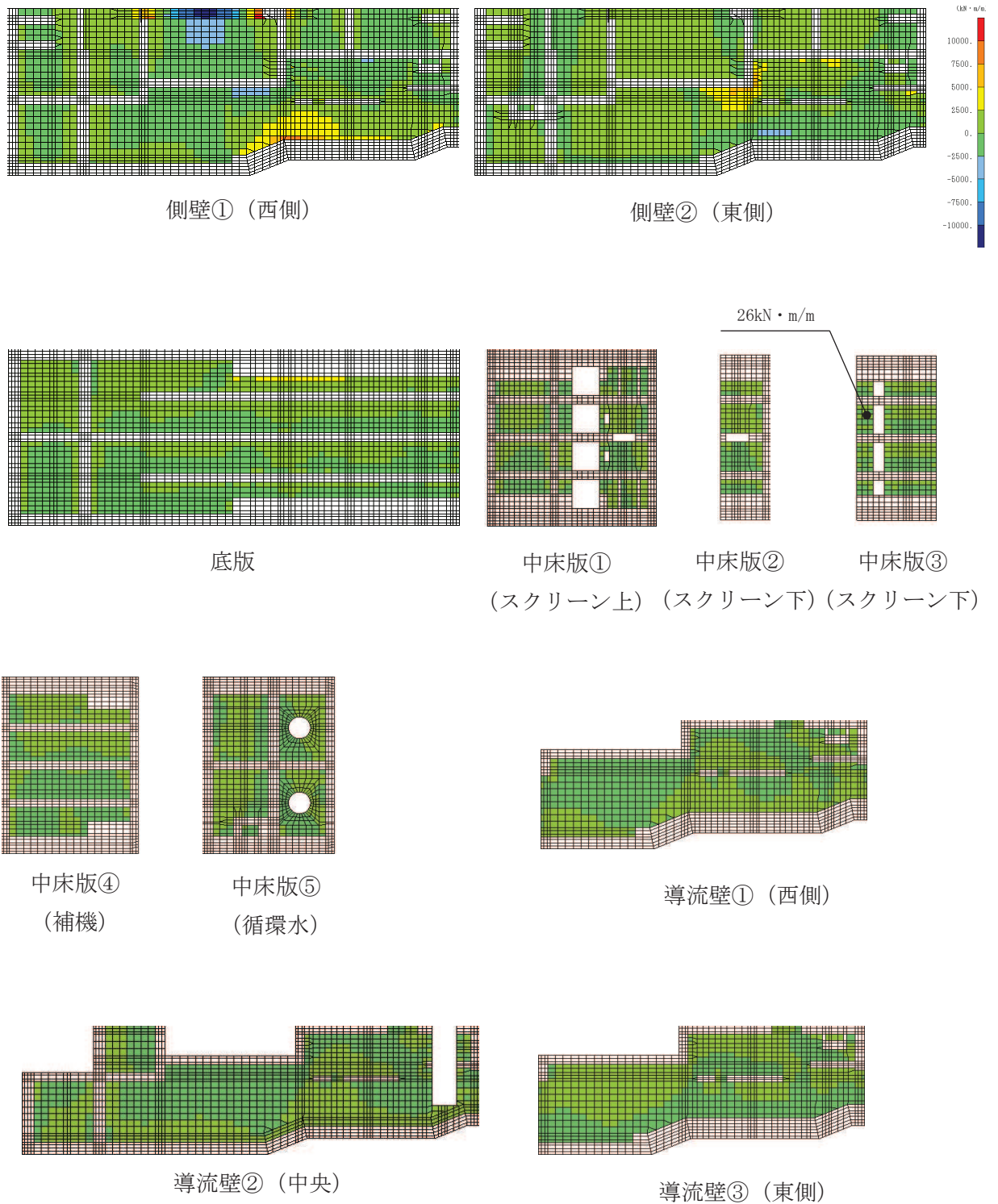


図 6-24(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

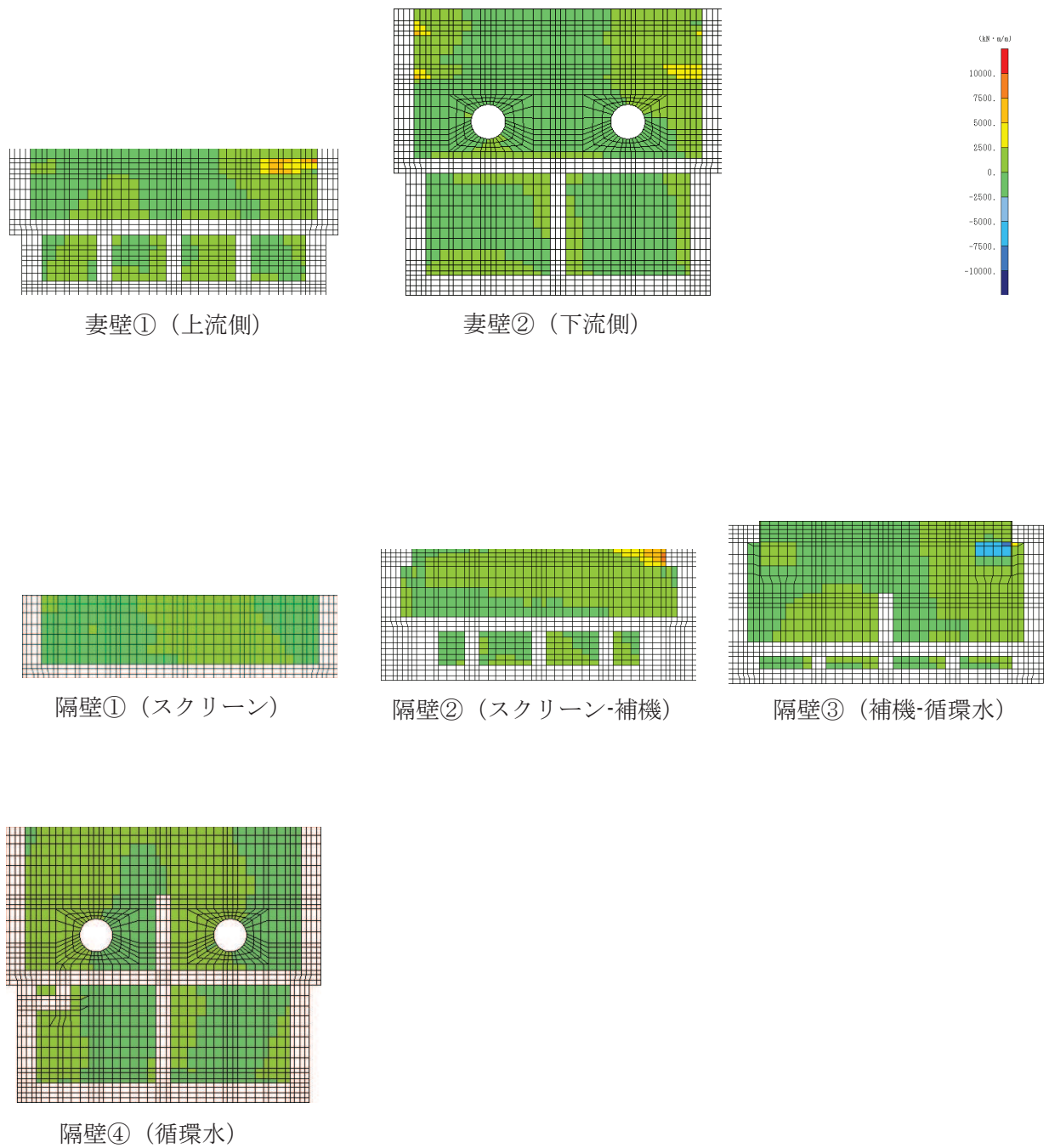


図 6-24(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : M_x)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

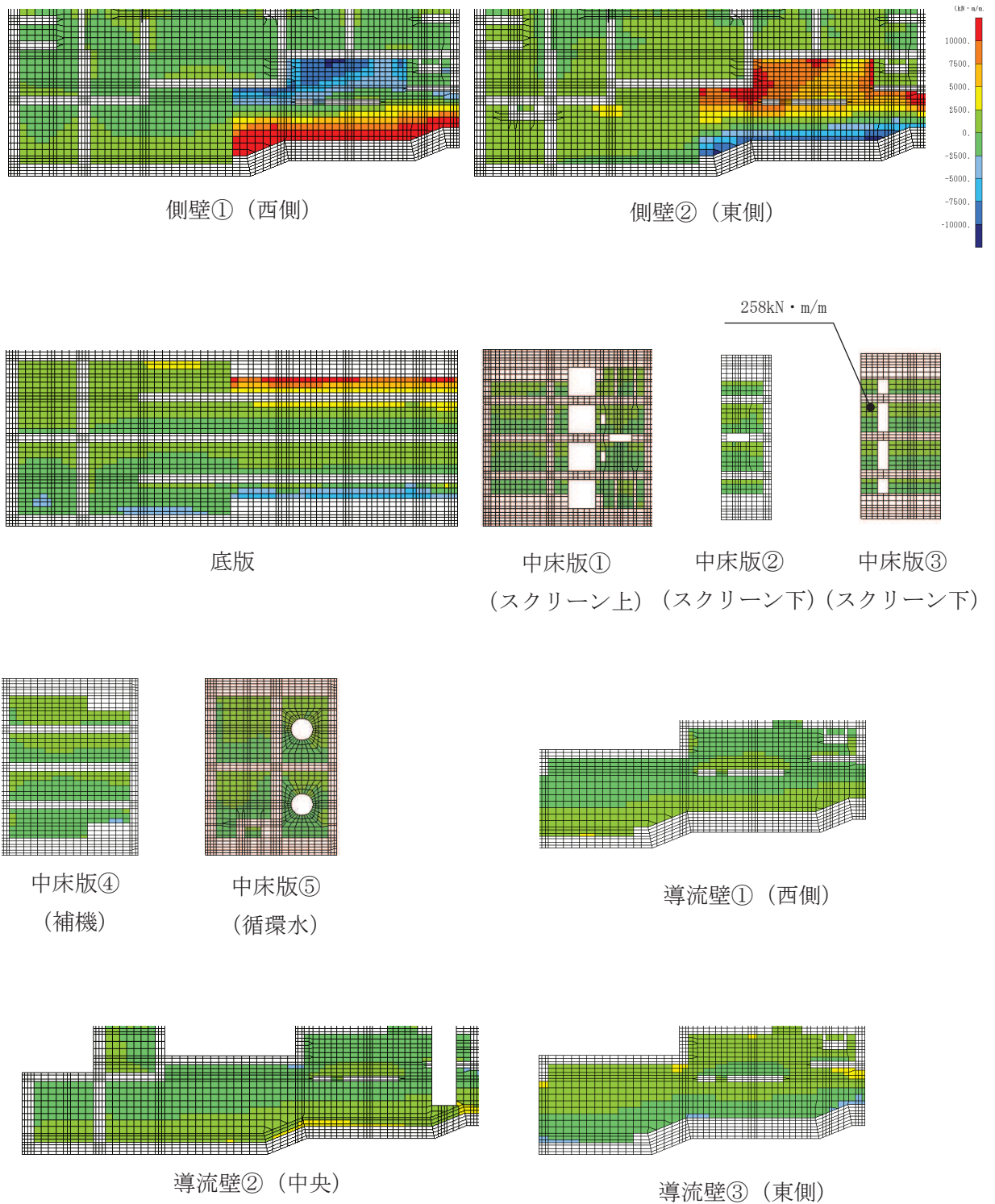


図 6-25(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

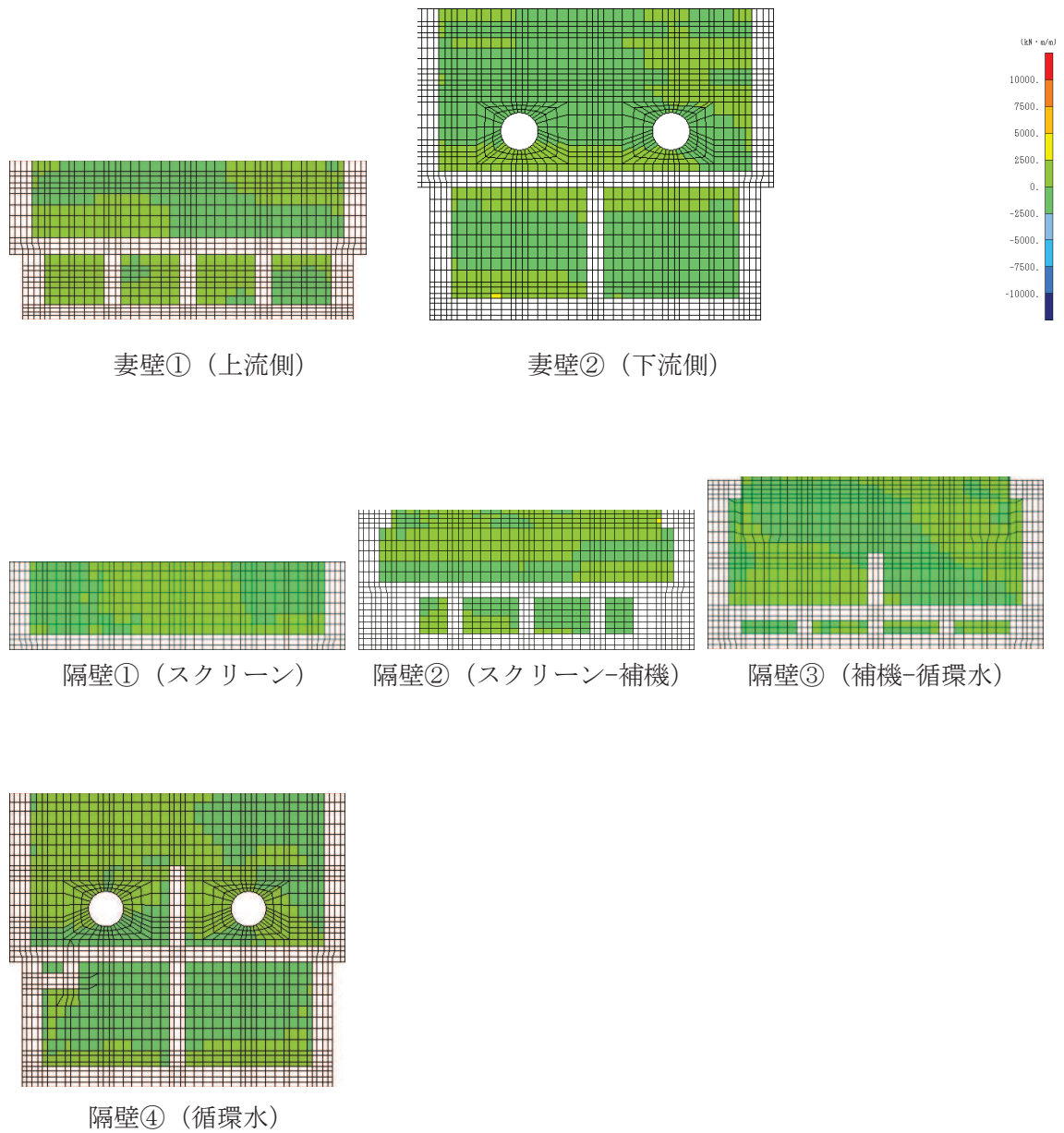


図 6-25(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

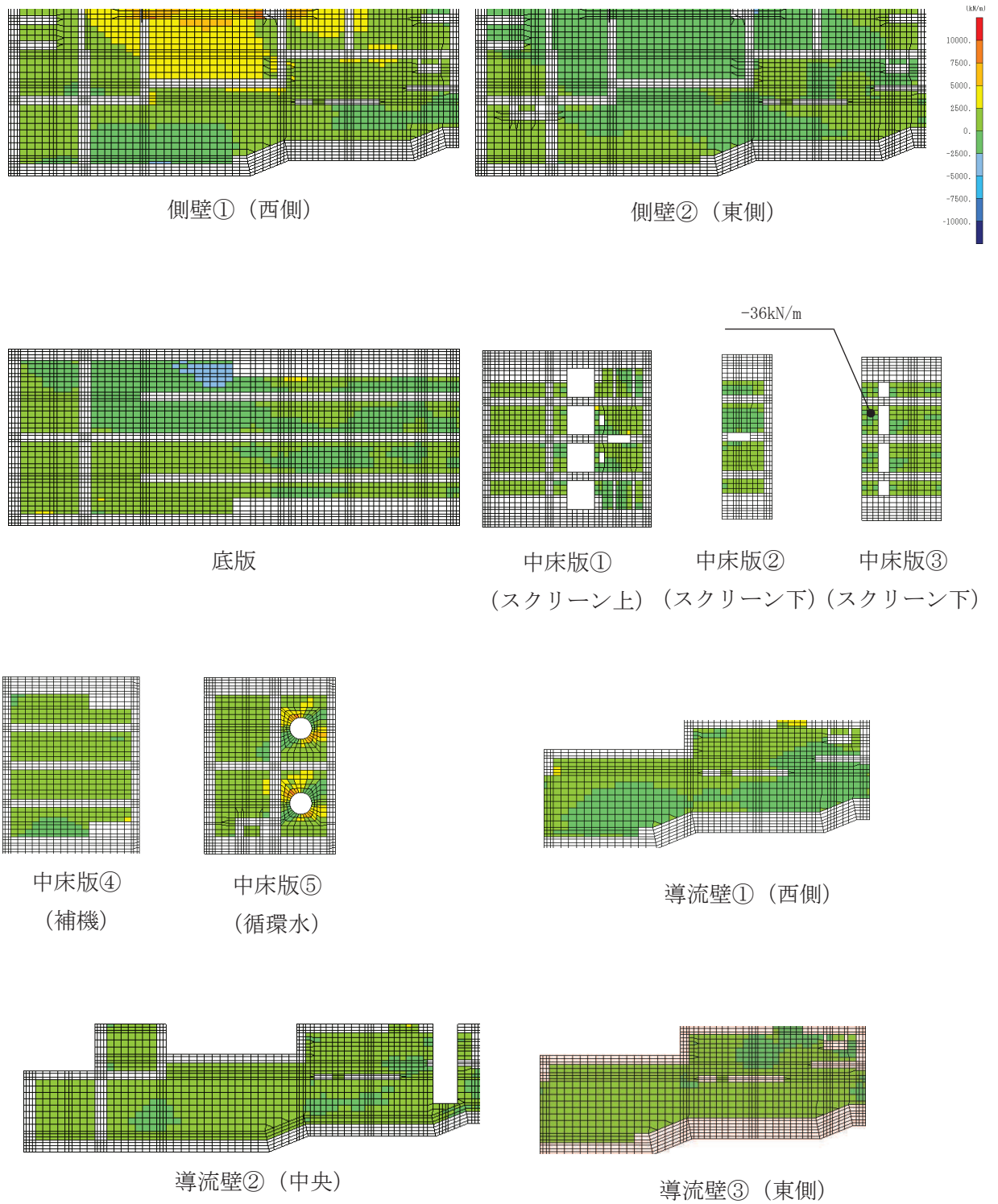


図 6-26(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

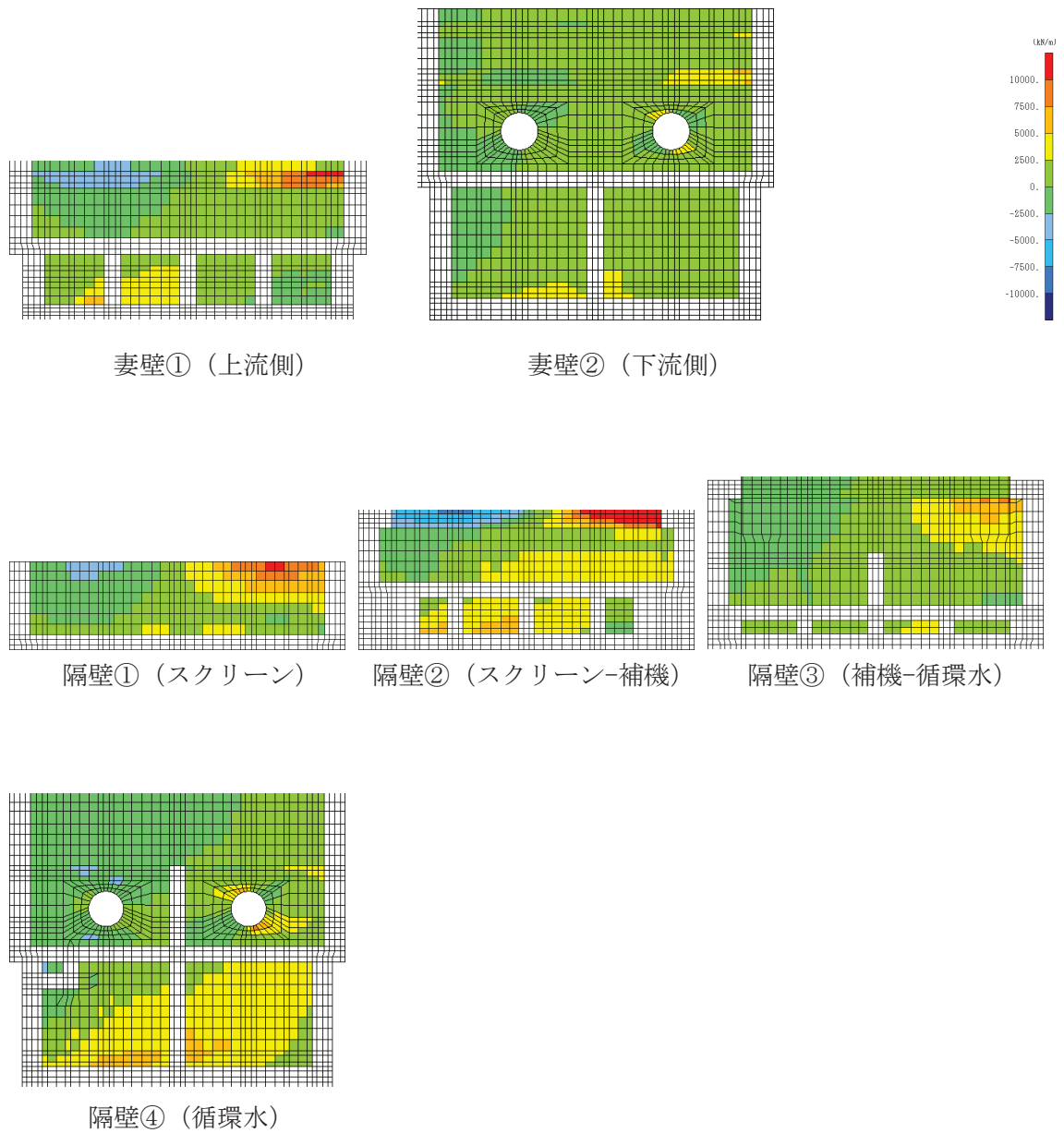


図 6-26(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

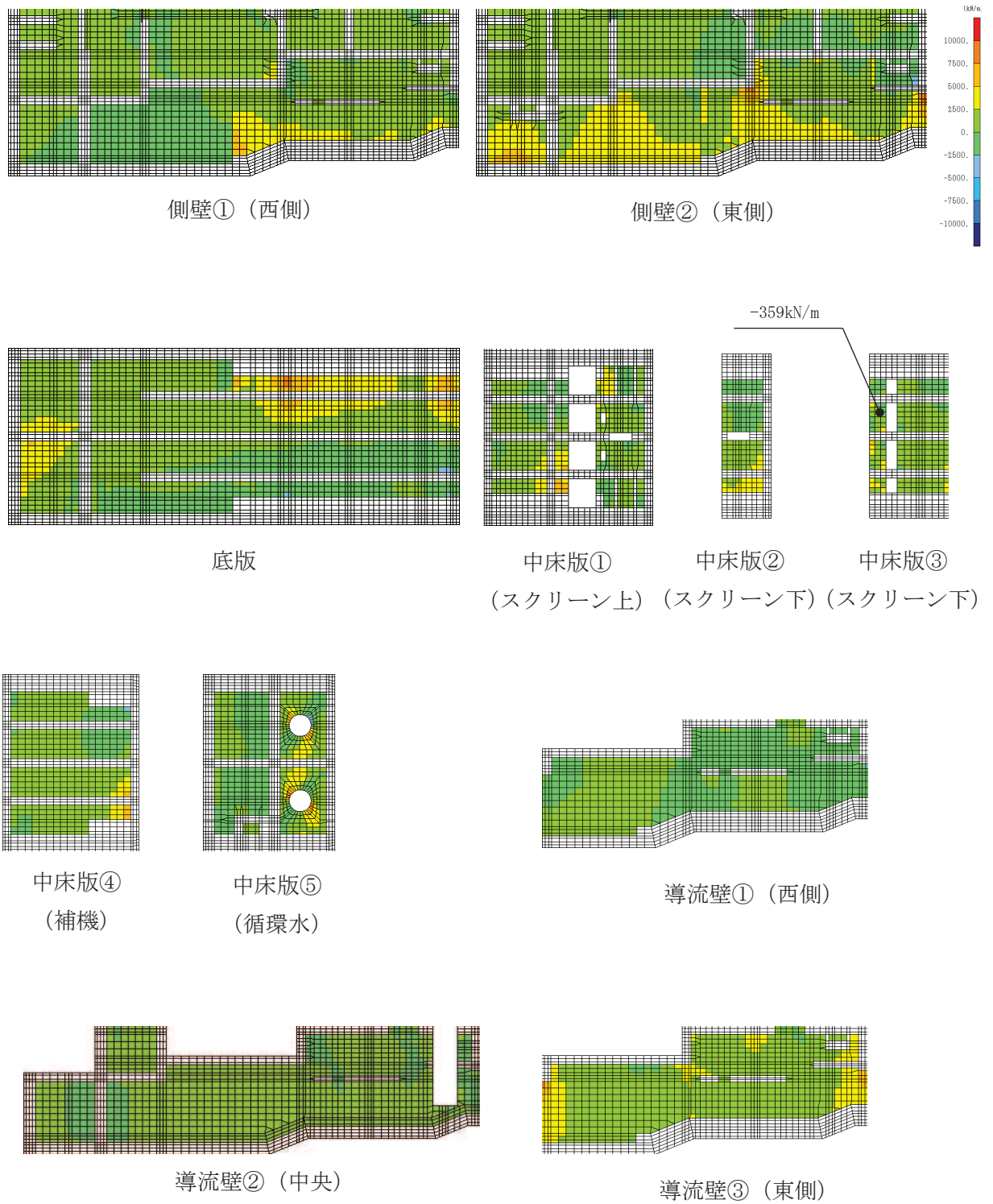


図 6-27(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

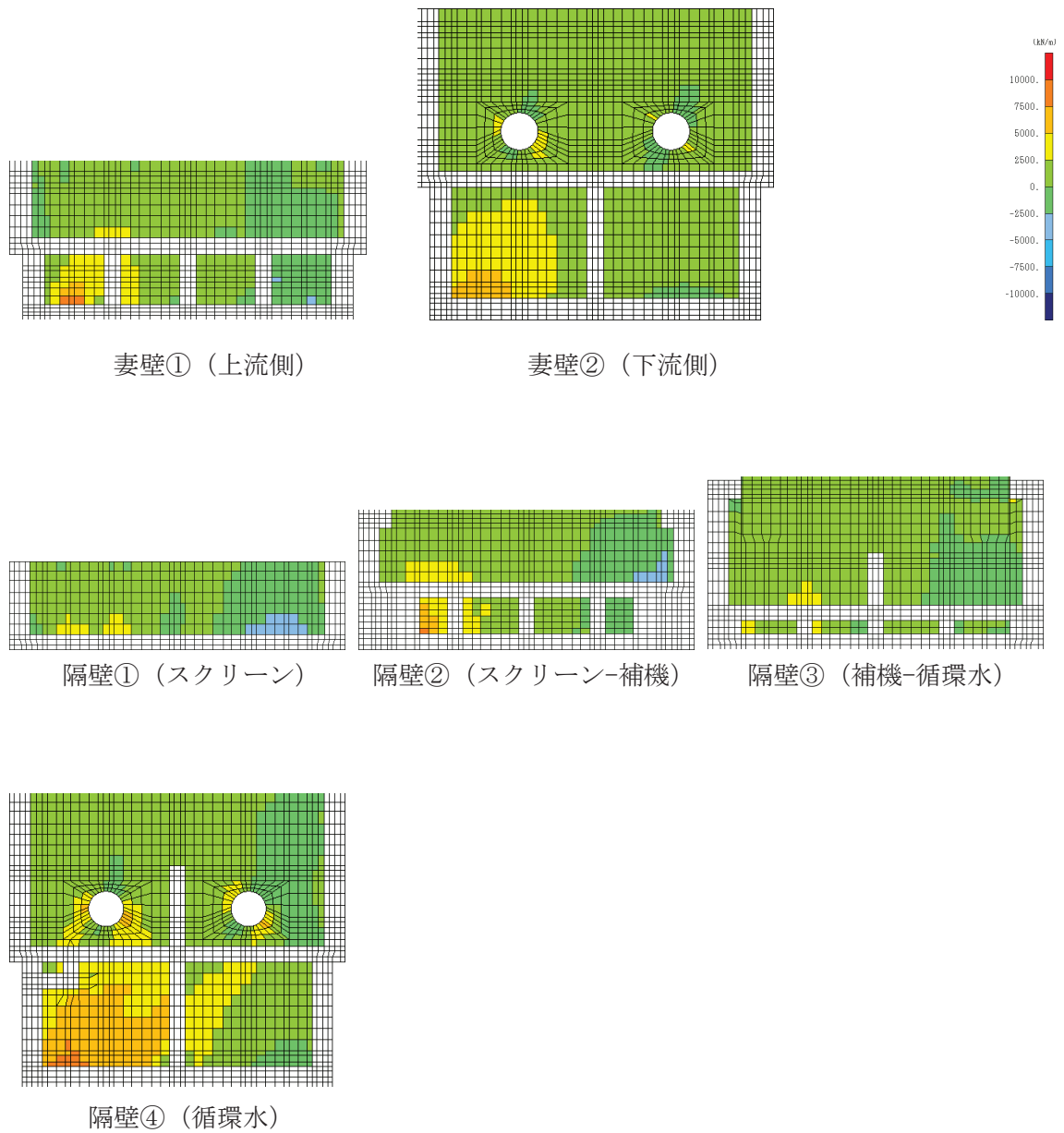


図 6-27(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

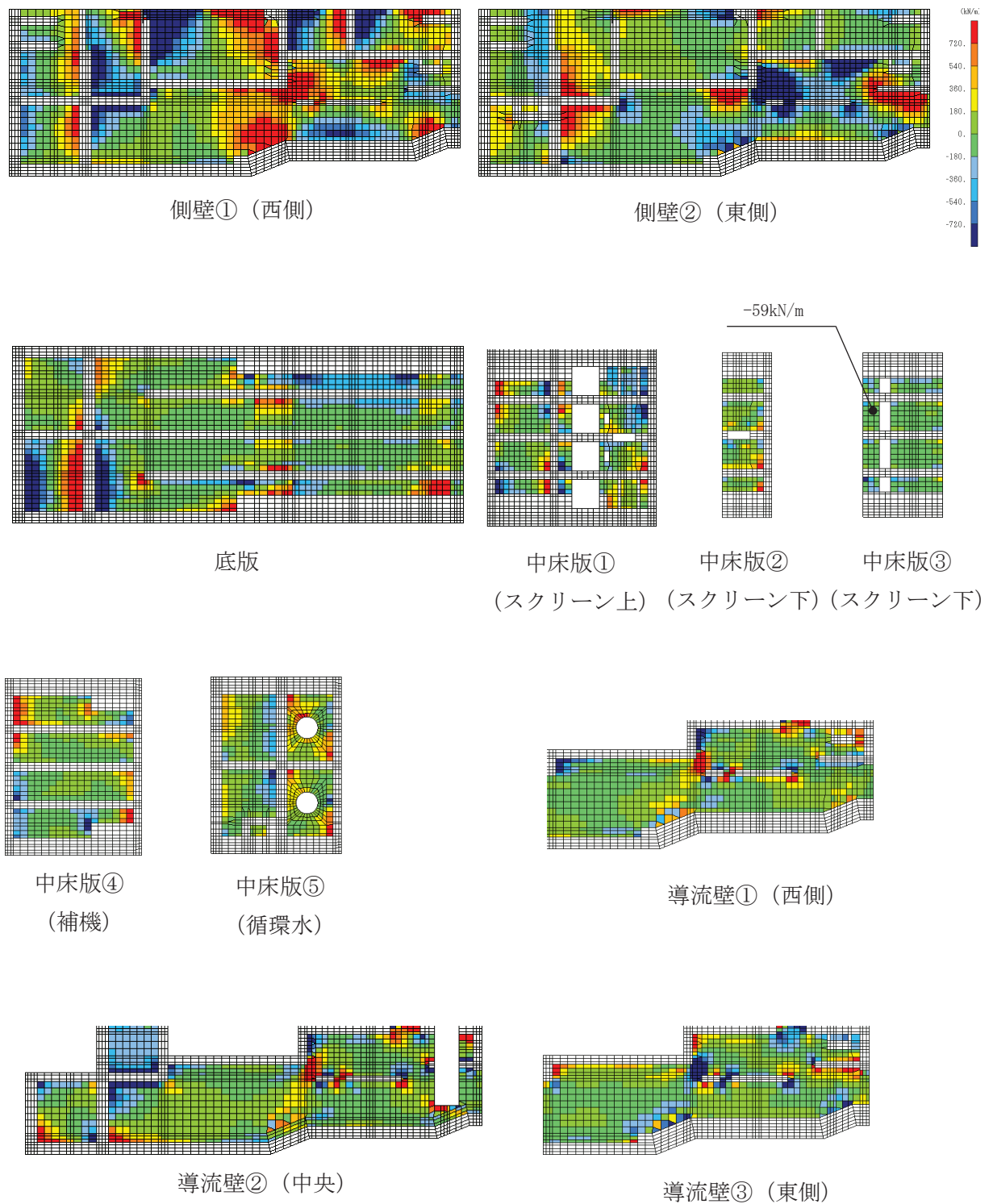


図 6-28(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

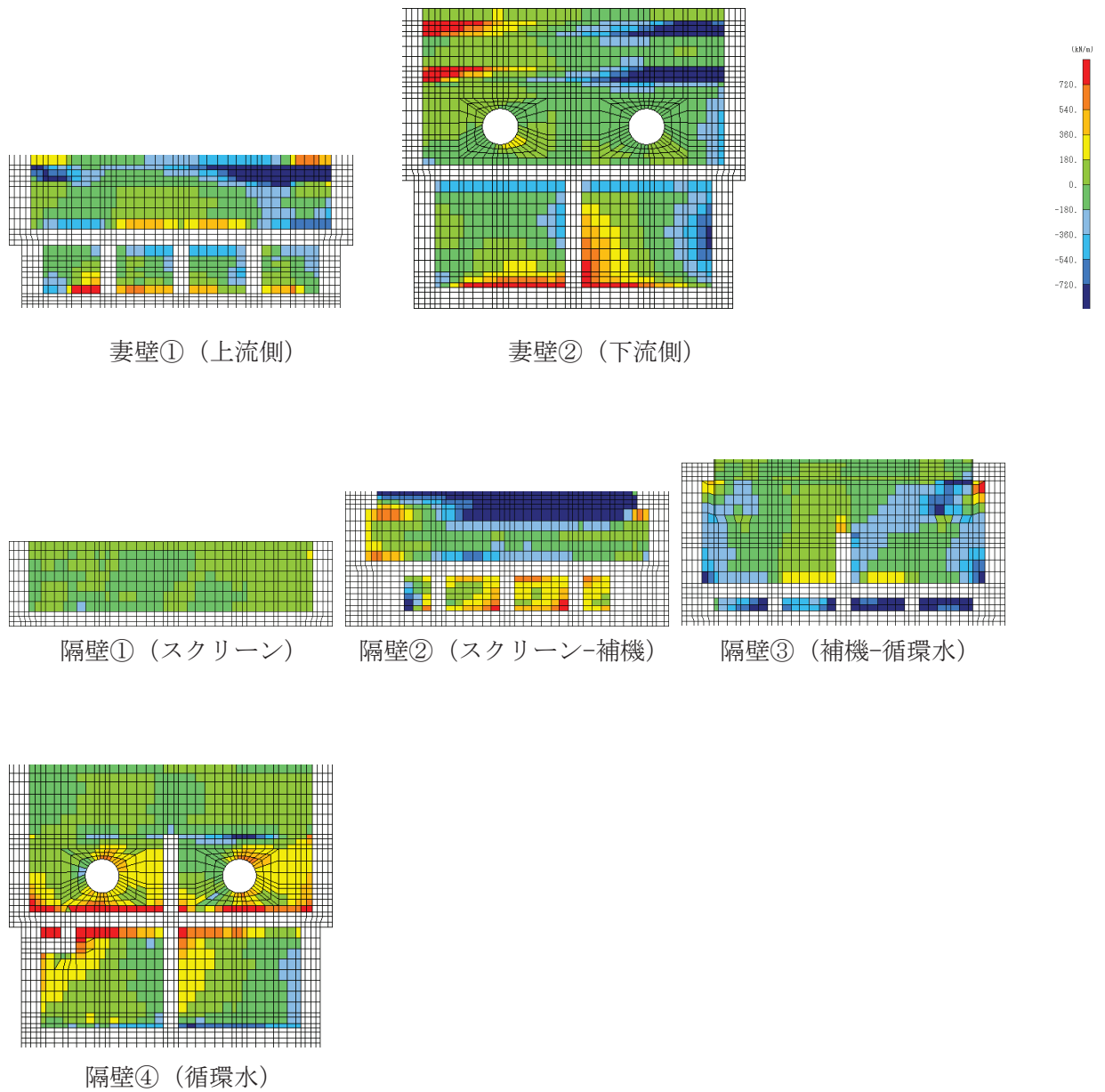


図 6-28(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

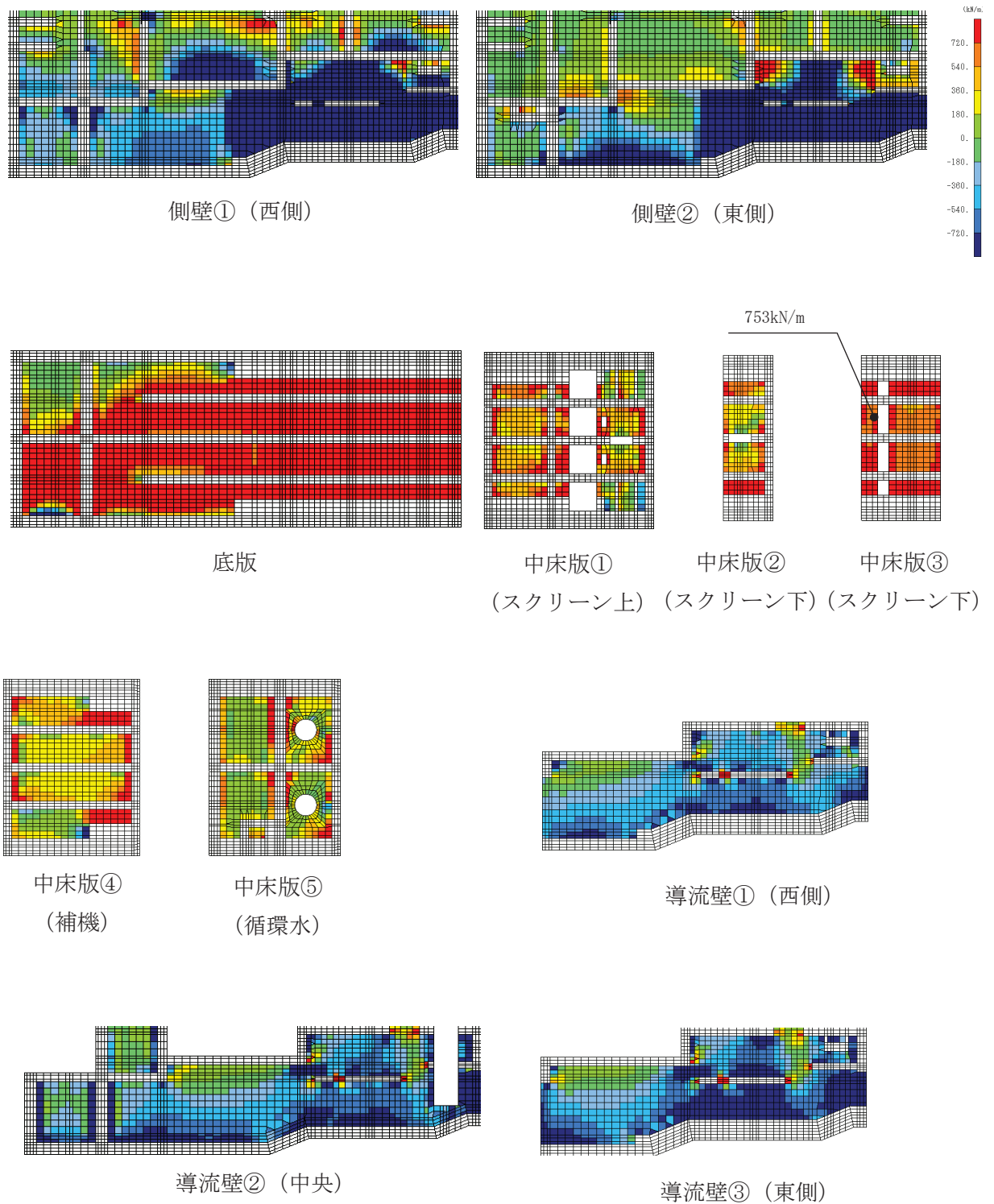


図 6-29(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

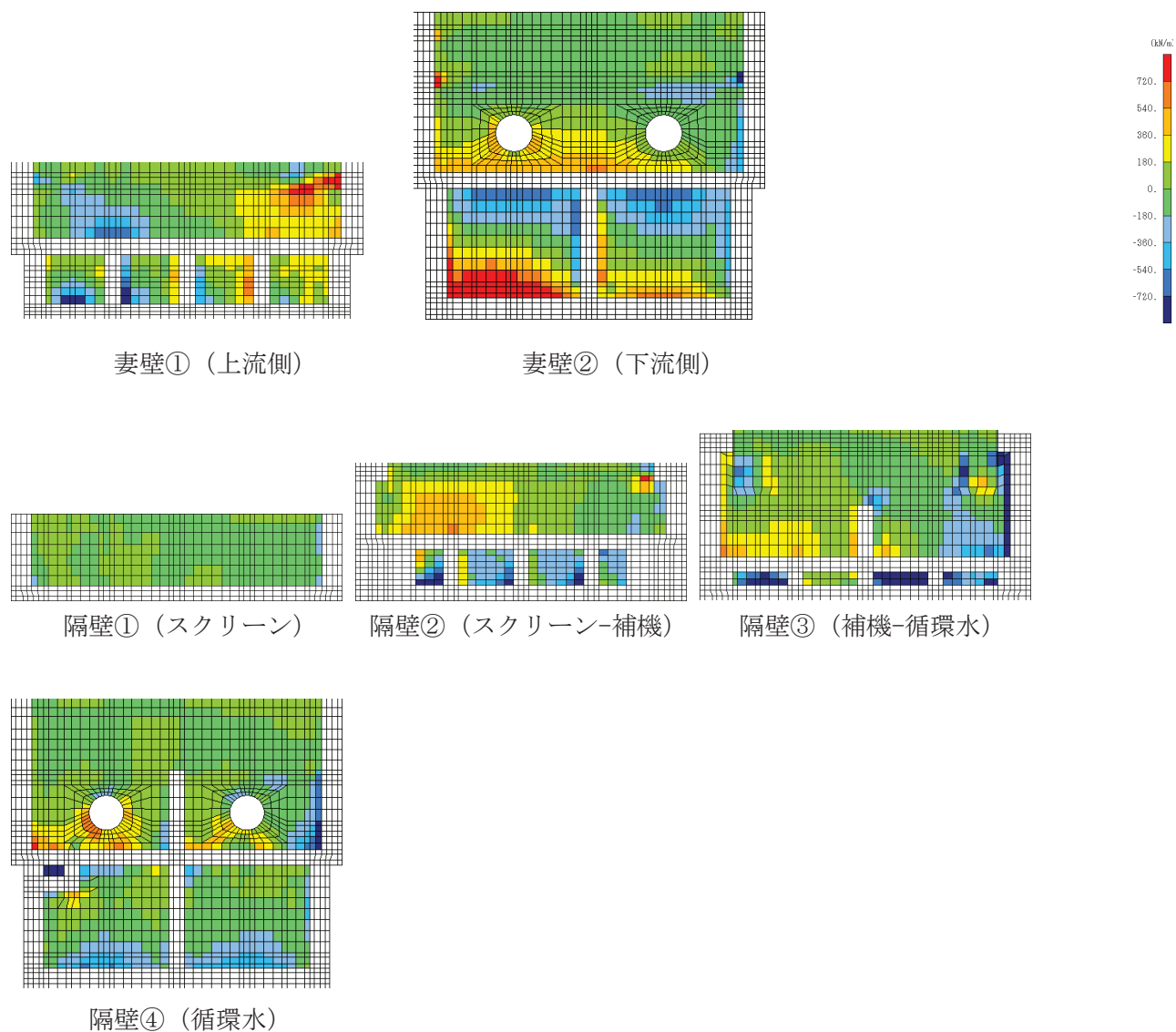


図 6-29(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (中床版, 解析ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++))

6.3 構造部材の健全性に対する評価結果

6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(1) 構造強度を有することに対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-19 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリートの圧縮縁ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮縁ひずみ：10000 μ ）を下回ることを確認した。

また、表 6-20 及び表 6-21 に、CCb 工法を適用する箇所のコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみは、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 ）に至っておらず、CCb 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-19(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (構造強度を有することの確認)
(コンクリートの圧縮縁ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	2	425 μ	10000 μ	0.05
			中床版	20	473 μ	10000 μ	0.05
			側壁	53	711 μ	10000 μ	0.08
			隔壁	121	1744 μ	10000 μ	0.18
			導流壁	61	533 μ	10000 μ	0.06
			妻壁	82	434 μ	10000 μ	0.05
		- +	底版	2	524 μ	10000 μ	0.06
			中床版	20	665 μ	10000 μ	0.07
			側壁	53	836 μ	10000 μ	0.09
			隔壁	121	2092 μ	10000 μ	0.21
			導流壁	61	653 μ	10000 μ	0.07
			妻壁	71	522 μ	10000 μ	0.06
	S s - D 2	++	底版	2	522 μ	10000 μ	0.06
			中床版	20	612 μ	10000 μ	0.07
			側壁	53	773 μ	10000 μ	0.08
			隔壁	121	2000 μ	10000 μ	0.20
			導流壁	61	657 μ	10000 μ	0.07
			妻壁	82	495 μ	10000 μ	0.05
		- +	底版	1	462 μ	10000 μ	0.05
			中床版	18	658 μ	10000 μ	0.07
			側壁	43	737 μ	10000 μ	0.08
			隔壁	121	1988 μ	10000 μ	0.20
			導流壁	63	510 μ	10000 μ	0.06
			妻壁	71	509 μ	10000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	2	407 μ	10000 μ	0.05
			中床版	20	429 μ	10000 μ	0.05
			側壁	53	502 μ	10000 μ	0.06
			隔壁	121	1371 μ	10000 μ	0.14
			導流壁	61	429 μ	10000 μ	0.05
			妻壁	83	380 μ	10000 μ	0.04
		-+	底版	2	416 μ	10000 μ	0.05
			中床版	20	495 μ	10000 μ	0.05
			側壁	53	612 μ	10000 μ	0.07
			隔壁	121	1438 μ	10000 μ	0.15
			導流壁	61	498 μ	10000 μ	0.05
			妻壁	71	405 μ	10000 μ	0.05
	S s - F 1	++	底版	2	347 μ	10000 μ	0.04
			中床版	21	364 μ	10000 μ	0.04
			側壁	53	508 μ	10000 μ	0.06
			隔壁	121	1125 μ	10000 μ	0.12
			導流壁	63	431 μ	10000 μ	0.05
			妻壁	82	341 μ	10000 μ	0.04
		-+	底版	2	300 μ	10000 μ	0.03
			中床版	18	296 μ	10000 μ	0.03
			側壁	53	453 μ	10000 μ	0.05
			隔壁	121	1034 μ	10000 μ	0.11
			導流壁	63	394 μ	10000 μ	0.04
			妻壁	82	341 μ	10000 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	2	454 μ	10000 μ	0.05
			中床版	20	538 μ	10000 μ	0.06
			側壁	53	617 μ	10000 μ	0.07
			隔壁	121	1443 μ	10000 μ	0.15
			導流壁	61	537 μ	10000 μ	0.06
			妻壁	82	423 μ	10000 μ	0.05
		- +	底版	2	478 μ	10000 μ	0.05
			中床版	20	534 μ	10000 μ	0.06
			側壁	53	564 μ	10000 μ	0.06
			隔壁	121	1233 μ	10000 μ	0.13
			導流壁	61	513 μ	10000 μ	0.06
			妻壁	82	452 μ	10000 μ	0.05
	S s - F 3	++	底版	2	384 μ	10000 μ	0.04
			中床版	21	434 μ	10000 μ	0.05
			側壁	53	653 μ	10000 μ	0.07
			隔壁	121	1580 μ	10000 μ	0.16
			導流壁	63	500 μ	10000 μ	0.05
			妻壁	82	394 μ	10000 μ	0.04
- +	底版	2	453 μ	10000 μ	0.05		
	中床版	20	537 μ	10000 μ	0.06		
	側壁	53	645 μ	10000 μ	0.07		
	隔壁	121	1535 μ	10000 μ	0.16		
	導流壁	61	566 μ	10000 μ	0.06		
	妻壁	82	491 μ	10000 μ	0.05		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	2	813 μ	10000 μ	0.09
			中床版	20	1148 μ	10000 μ	0.12
			側壁	53	990 μ	10000 μ	0.10
			隔壁	121	2594 μ	10000 μ	0.26
			導流壁	61	1023 μ	10000 μ	0.11
			妻壁	71	713 μ	10000 μ	0.08
		- +	底版	1	579 μ	10000 μ	0.06
			中床版	21	764 μ	10000 μ	0.08
			側壁	56	543 μ	10000 μ	0.06
			隔壁	121	1257 μ	10000 μ	0.13
			導流壁	63	770 μ	10000 μ	0.08
			妻壁	83	550 μ	10000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	2	760 μ	10000 μ	0.08
			中床版	20	1074 μ	10000 μ	0.11
			側壁	53	1054 μ	10000 μ	0.11
			隔壁	121	2618 μ	10000 μ	0.27
			導流壁	61	1002 μ	10000 μ	0.11
			妻壁	71	683 μ	10000 μ	0.07
③	S s - N 1	++	底版	2	874 μ	10000 μ	0.09
			中床版	20	1264 μ	10000 μ	0.13
			側壁	53	1000 μ	10000 μ	0.10
			隔壁	121	2610 μ	10000 μ	0.27
			導流壁	61	1122 μ	10000 μ	0.12
			妻壁	82	723 μ	10000 μ	0.08
④	S s - N 1	++	底版	2	581 μ	10000 μ	0.06
			中床版	20	887 μ	10000 μ	0.09
			側壁	53	736 μ	10000 μ	0.08
			隔壁	121	1816 μ	10000 μ	0.19
			導流壁	61	785 μ	10000 μ	0.08
			妻壁	71	537 μ	10000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-20(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	2	354 μ	2000 μ	0.18
			中床版	21	352 μ	2000 μ	0.18
			側壁	53	543 μ	2000 μ	0.28
			隔壁	121	1167 μ	2000 μ	0.59
			導流壁	61	398 μ	2000 μ	0.20
			妻壁	71	351 μ	2000 μ	0.18
		- +	底版	2	428 μ	2000 μ	0.22
			中床版	20	482 μ	2000 μ	0.25
			側壁	53	642 μ	2000 μ	0.33
			隔壁	121	1388 μ	2000 μ	0.70
			導流壁	61	474 μ	2000 μ	0.24
			妻壁	71	428 μ	2000 μ	0.22
	S s - D 2	++	底版	2	429 μ	2000 μ	0.22
			中床版	20	449 μ	2000 μ	0.23
			側壁	53	591 μ	2000 μ	0.30
			隔壁	121	1341 μ	2000 μ	0.68
			導流壁	61	477 μ	2000 μ	0.24
			妻壁	82	382 μ	2000 μ	0.20
		- +	底版	1	382 μ	2000 μ	0.20
			中床版	18	489 μ	2000 μ	0.25
			側壁	43	557 μ	2000 μ	0.28
			隔壁	121	1341 μ	2000 μ	0.68
			導流壁	63	386 μ	2000 μ	0.20
			妻壁	71	418 μ	2000 μ	0.21

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-20(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	2	330 μ	2000 μ	0.17
			中床版	20	317 μ	2000 μ	0.16
			側壁	53	396 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	121	936 μ	2000 μ	0.47
			導流壁	61	312 μ	2000 μ	0.16
			妻壁	71	299 μ	2000 μ	0.15
		- +	底版	2	339 μ	2000 μ	0.17
			中床版	20	370 μ	2000 μ	0.19
			側壁	53	482 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	950 μ	2000 μ	0.48
			導流壁	61	360 μ	2000 μ	0.18
			妻壁	71	329 μ	2000 μ	0.17
	S s - F 1	++	底版	2	288 μ	2000 μ	0.15
			中床版	21	260 μ	2000 μ	0.13
			側壁	53	393 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	121	768 μ	2000 μ	0.39
			導流壁	63	304 μ	2000 μ	0.16
			妻壁	82	262 μ	2000 μ	0.14
		- +	底版	2	250 μ	2000 μ	0.13
			中床版	18	222 μ	2000 μ	0.12
			側壁	53	350 μ	2000 μ	0.18
			隔壁	121	713 μ	2000 μ	0.36
			導流壁	61	297 μ	2000 μ	0.15
			妻壁	82	264 μ	2000 μ	0.14

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-20(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	2	370 μ	2000 μ	0.19
			中床版	20	395 μ	2000 μ	0.20
			側壁	53	473 μ	2000 μ	0.24
			隔壁	121	980 μ	2000 μ	0.49
			導流壁	61	382 μ	2000 μ	0.20
			妻壁	82	330 μ	2000 μ	0.17
		-+	底版	2	405 μ	2000 μ	0.21
			中床版	20	394 μ	2000 μ	0.20
			側壁	53	444 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	121	854 μ	2000 μ	0.43
			導流壁	61	380 μ	2000 μ	0.19
			妻壁	82	345 μ	2000 μ	0.18
	S s - F 3	++	底版	2	327 μ	2000 μ	0.17
			中床版	21	323 μ	2000 μ	0.17
			側壁	53	495 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	1078 μ	2000 μ	0.54
			導流壁	63	359 μ	2000 μ	0.18
			妻壁	71	309 μ	2000 μ	0.16
-+	底版	2	372 μ	2000 μ	0.19		
	中床版	20	398 μ	2000 μ	0.20		
	側壁	53	496 μ	2000 μ	0.25		
	隔壁	121	1048 μ	2000 μ	0.53		
	導流壁	61	444 μ	2000 μ	0.23		
	妻壁	82	375 μ	2000 μ	0.19		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-20(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (CCb 工法の適用範囲内の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	2	650 μ	2000 μ	0.33
			中床版	20	807 μ	2000 μ	0.41
			側壁	53	772 μ	2000 μ	0.39
			隔壁	121	1695 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	61	681 μ	2000 μ	0.35
			妻壁	71	578 μ	2000 μ	0.29
		-+	底版	1	447 μ	2000 μ	0.23
			中床版	21	564 μ	2000 μ	0.29
			側壁	56	492 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	831 μ	2000 μ	0.42
			導流壁	63	531 μ	2000 μ	0.27
			妻壁	83	434 μ	2000 μ	0.22

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-20(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	2	608 μ	2000 μ	0.31
			中床版	20	767 μ	2000 μ	0.39
			側壁	53	826 μ	2000 μ	0.42
			隔壁	121	1689 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	61	657 μ	2000 μ	0.33
			妻壁	71	555 μ	2000 μ	0.28
③	S s - N 1	++	底版	2	687 μ	2000 μ	0.35
			中床版	20	884 μ	2000 μ	0.45
			側壁	46	807 μ	2000 μ	0.41
			隔壁	121	1691 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	61	750 μ	2000 μ	0.38
			妻壁	82	568 μ	2000 μ	0.29
④	S s - N 1	++	底版	2	464 μ	2000 μ	0.24
			中床版	20	628 μ	2000 μ	0.32
			側壁	53	566 μ	2000 μ	0.29
			隔壁	121	1187 μ	2000 μ	0.60
			導流壁	61	575 μ	2000 μ	0.29
			妻壁	71	436 μ	2000 μ	0.22

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-21(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(CCb 工法の適用範囲内の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	1	389 μ	1725 μ	0.23
			中床版	30	642 μ	1725 μ	0.38
			側壁	53	612 μ	1725 μ	0.36
			隔壁	121	1079 μ	1725 μ	0.63
			導流壁	63	431 μ	1725 μ	0.25
			妻壁	72	362 μ	1725 μ	0.21
		- +	底版	1	956 μ	1725 μ	0.56
			中床版	14	915 μ	1725 μ	0.54
			側壁	56	843 μ	1725 μ	0.49
			隔壁	142	816 μ	1725 μ	0.48
			導流壁	63	948 μ	1725 μ	0.55
			妻壁	75	699 μ	1725 μ	0.41
	S s - D 2	++	底版	1	832 μ	1725 μ	0.49
			中床版	30	866 μ	1725 μ	0.51
			側壁	53	988 μ	1725 μ	0.58
			隔壁	142	746 μ	1725 μ	0.44
			導流壁	63	844 μ	1725 μ	0.49
			妻壁	75	627 μ	1725 μ	0.37
- +	底版	2	320 μ	1725 μ	0.19		
	中床版	27	605 μ	1725 μ	0.36		
	側壁	53	843 μ	1725 μ	0.49		
	隔壁	121	1054 μ	1725 μ	0.62		
	導流壁	61	633 μ	1725 μ	0.37		
	妻壁	72	590 μ	1725 μ	0.35		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-21(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	1	407 μ	1725 μ	0.24
			中床版	30	458 μ	1725 μ	0.27
			側壁	56	498 μ	1725 μ	0.29
			隔壁	121	516 μ	1725 μ	0.30
			導流壁	63	377 μ	1725 μ	0.22
			妻壁	75	267 μ	1725 μ	0.16
		- +	底版	1	519 μ	1725 μ	0.31
			中床版	14	615 μ	1725 μ	0.36
			側壁	56	526 μ	1725 μ	0.31
			隔壁	105	330 μ	1725 μ	0.20
			導流壁	63	461 μ	1725 μ	0.27
			妻壁	75	474 μ	1725 μ	0.28
	S s - F 1	++	底版	1	245 μ	1725 μ	0.15
			中床版	30	514 μ	1725 μ	0.30
			側壁	56	444 μ	1725 μ	0.26
			隔壁	105	252 μ	1725 μ	0.15
			導流壁	63	274 μ	1725 μ	0.16
			妻壁	75	210 μ	1725 μ	0.13
- +	底版	1	166 μ	1725 μ	0.10		
	中床版	30	406 μ	1725 μ	0.24		
	側壁	56	353 μ	1725 μ	0.21		
	隔壁	121	315 μ	1725 μ	0.19		
	導流壁	61	214 μ	1725 μ	0.13		
	妻壁	75	132 μ	1725 μ	0.08		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-21(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	1	629 μ	1725 μ	0.37
			中床版	30	762 μ	1725 μ	0.45
			側壁	56	717 μ	1725 μ	0.42
			隔壁	142	654 μ	1725 μ	0.38
			導流壁	63	677 μ	1725 μ	0.40
			妻壁	75	592 μ	1725 μ	0.35
		- +	底版	1	638 μ	1725 μ	0.37
			中床版	30	722 μ	1725 μ	0.42
			側壁	56	735 μ	1725 μ	0.43
			隔壁	121	638 μ	1725 μ	0.37
			導流壁	63	635 μ	1725 μ	0.37
			妻壁	75	518 μ	1725 μ	0.31
	S s - F 3	++	底版	2	226 μ	1725 μ	0.14
			中床版	30	543 μ	1725 μ	0.32
			側壁	53	761 μ	1725 μ	0.45
			隔壁	121	586 μ	1725 μ	0.34
			導流壁	62	356 μ	1725 μ	0.21
			妻壁	75	216 μ	1725 μ	0.13
		- +	底版	1	723 μ	1725 μ	0.42
			中床版	14	730 μ	1725 μ	0.43
			側壁	56	692 μ	1725 μ	0.41
			隔壁	142	687 μ	1725 μ	0.40
			導流壁	63	618 μ	1725 μ	0.36
			妻壁	75	570 μ	1725 μ	0.34

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-21(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(CCb 工法の適用範囲内の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	1	1092 μ *3	1725 μ	0.64 *3
			中床版	14	1128 μ	1725 μ	0.66
			側壁	56	1364 μ	1725 μ	0.80
			隔壁	142	1271 μ	1725 μ	0.74
			導流壁	62	1416 μ *3	1725 μ	0.83 *3
			妻壁	71	872 μ	1725 μ	0.51
		-+	底版	2	879 μ	1725 μ	0.51
			中床版	27	850 μ	1725 μ	0.50
			側壁	46	378 μ	1725 μ	0.22
			隔壁	121	1359 μ	1725 μ	0.79
			導流壁	62	1338 μ	1725 μ	0.78
			妻壁	72	659 μ	1725 μ	0.39

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*3：要素平均化後の値を示す。

表 6-21(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(CCb 工法の適用範囲内の確認：主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*2 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	1	1665 μ	1725 μ	0.97
			中床版	30	1096 μ	1725 μ	0.64
			側壁	53	1490 μ	1725 μ	0.87
			隔壁	142	1134 μ	1725 μ	0.66
			導流壁	62	1273 μ *3	1725 μ	0.74 *3
			妻壁	75	818 μ	1725 μ	0.48
③	S s - N 1	++	底版	1	1318 μ *3	1725 μ	0.77 *3
			中床版	14	1206 μ	1725 μ	0.70
			側壁	56	1456 μ	1725 μ	0.85
			隔壁	90	1257 μ	1725 μ	0.73
			導流壁	62	1642 μ *3	1725 μ	0.96 *3
			妻壁	71	993 μ	1725 μ	0.58
④	S s - N 1	++	底版	1	1586 μ	1725 μ	0.92
			中床版	14	1062 μ	1725 μ	0.62
			側壁	53	837 μ	1725 μ	0.49
			隔壁	90	1136 μ	1725 μ	0.66
			導流壁	62	1111 μ *3	1725 μ	0.65 *3
			妻壁	75	934 μ	1725 μ	0.55

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*3：要素平均化後の値を示す。

(2) 通水機能に対する評価結果

三次元構造解析に基づく鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 6-22 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリートの圧縮縁ひずみが全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮縁ひずみ：10000 μ ）を下回ることを確認した。

表 6-22(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	2	425 μ	10000 μ	0.05
			中床版	20	473 μ	10000 μ	0.05
			側壁	56	461 μ	10000 μ	0.05
			隔壁	143	376 μ	10000 μ	0.04
			導流壁	61	533 μ	10000 μ	0.06
			妻壁	75	238 μ	10000 μ	0.03
		- +	底版	2	524 μ	10000 μ	0.06
			中床版	20	665 μ	10000 μ	0.07
			側壁	56	518 μ	10000 μ	0.06
			隔壁	143	597 μ	10000 μ	0.06
			導流壁	61	653 μ	10000 μ	0.07
			妻壁	72	346 μ	10000 μ	0.04
	S s - D 2	++	底版	2	522 μ	10000 μ	0.06
			中床版	20	612 μ	10000 μ	0.07
			側壁	56	520 μ	10000 μ	0.06
			隔壁	143	579 μ	10000 μ	0.06
			導流壁	61	657 μ	10000 μ	0.07
			妻壁	73	287 μ	10000 μ	0.03
		- +	底版	1	462 μ	10000 μ	0.05
			中床版	21	598 μ	10000 μ	0.06
			側壁	56	435 μ	10000 μ	0.05
			隔壁	144	407 μ	10000 μ	0.05
			導流壁	63	510 μ	10000 μ	0.06
			妻壁	75	312 μ	10000 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-22(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	2	407 μ	10000 μ	0.05
			中床版	20	429 μ	10000 μ	0.05
			側壁	56	371 μ	10000 μ	0.04
			隔壁	143	328 μ	10000 μ	0.04
			導流壁	61	429 μ	10000 μ	0.05
			妻壁	73	201 μ	10000 μ	0.03
		-+	底版	2	416 μ	10000 μ	0.05
			中床版	20	495 μ	10000 μ	0.05
			側壁	56	392 μ	10000 μ	0.04
			隔壁	143	351 μ	10000 μ	0.04
			導流壁	61	498 μ	10000 μ	0.05
			妻壁	73	233 μ	10000 μ	0.03
	S s - F 1	++	底版	2	347 μ	10000 μ	0.04
			中床版	21	364 μ	10000 μ	0.04
			側壁	56	378 μ	10000 μ	0.04
			隔壁	143	287 μ	10000 μ	0.03
			導流壁	63	431 μ	10000 μ	0.05
			妻壁	73	177 μ	10000 μ	0.02
		-+	底版	2	300 μ	10000 μ	0.03
			中床版	20	290 μ	10000 μ	0.03
			側壁	56	335 μ	10000 μ	0.04
			隔壁	143	280 μ	10000 μ	0.03
			導流壁	63	394 μ	10000 μ	0.04
			妻壁	74	147 μ	10000 μ	0.02

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-22(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	2	454 μ	10000 μ	0.05
			中床版	20	538 μ	10000 μ	0.06
			側壁	56	442 μ	10000 μ	0.05
			隔壁	143	486 μ	10000 μ	0.05
			導流壁	61	537 μ	10000 μ	0.06
			妻壁	73	244 μ	10000 μ	0.03
		-+	底版	2	478 μ	10000 μ	0.05
			中床版	20	534 μ	10000 μ	0.06
			側壁	56	525 μ	10000 μ	0.06
			隔壁	143	380 μ	10000 μ	0.04
			導流壁	61	513 μ	10000 μ	0.06
			妻壁	72	238 μ	10000 μ	0.03
	S s - F 3	++	底版	2	384 μ	10000 μ	0.04
			中床版	21	434 μ	10000 μ	0.05
			側壁	56	441 μ	10000 μ	0.05
			隔壁	144	350 μ	10000 μ	0.04
			導流壁	63	500 μ	10000 μ	0.05
			妻壁	75	214 μ	10000 μ	0.03
		-+	底版	2	453 μ	10000 μ	0.05
			中床版	20	537 μ	10000 μ	0.06
			側壁	56	467 μ	10000 μ	0.05
			隔壁	143	486 μ	10000 μ	0.05
			導流壁	61	566 μ	10000 μ	0.06
			妻壁	73	260 μ	10000 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-22(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮縁ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	2	813 μ	10000 μ	0.09
			中床版	20	1148 μ	10000 μ	0.12
			側壁	46	802 μ	10000 μ	0.09
			隔壁	143	970 μ	10000 μ	0.10
			導流壁	61	1023 μ	10000 μ	0.11
			妻壁	72	586 μ	10000 μ	0.06
		- +	底版	1	579 μ	10000 μ	0.06
			中床版	21	764 μ	10000 μ	0.08
			側壁	56	543 μ	10000 μ	0.06
			隔壁	144	746 μ	10000 μ	0.08
			導流壁	63	770 μ	10000 μ	0.08
			妻壁	75	368 μ	10000 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-22(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	2	760 μ	10000 μ	0.08
			中床版	20	1074 μ	10000 μ	0.11
			側壁	46	752 μ	10000 μ	0.08
			隔壁	143	917 μ	10000 μ	0.10
			導流壁	61	1002 μ	10000 μ	0.11
			妻壁	72	537 μ	10000 μ	0.06
③	S s - N 1	++	底版	2	874 μ	10000 μ	0.09
			中床版	20	1264 μ	10000 μ	0.13
			側壁	46	914 μ	10000 μ	0.10
			隔壁	143	1043 μ	10000 μ	0.11
			導流壁	61	1122 μ	10000 μ	0.12
			妻壁	72	659 μ	10000 μ	0.07
④	S s - N 1	++	底版	2	581 μ	10000 μ	0.06
			中床版	20	887 μ	10000 μ	0.09
			側壁	46	623 μ	10000 μ	0.07
			隔壁	143	692 μ	10000 μ	0.07
			導流壁	61	785 μ	10000 μ	0.08
			妻壁	72	431 μ	10000 μ	0.05

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

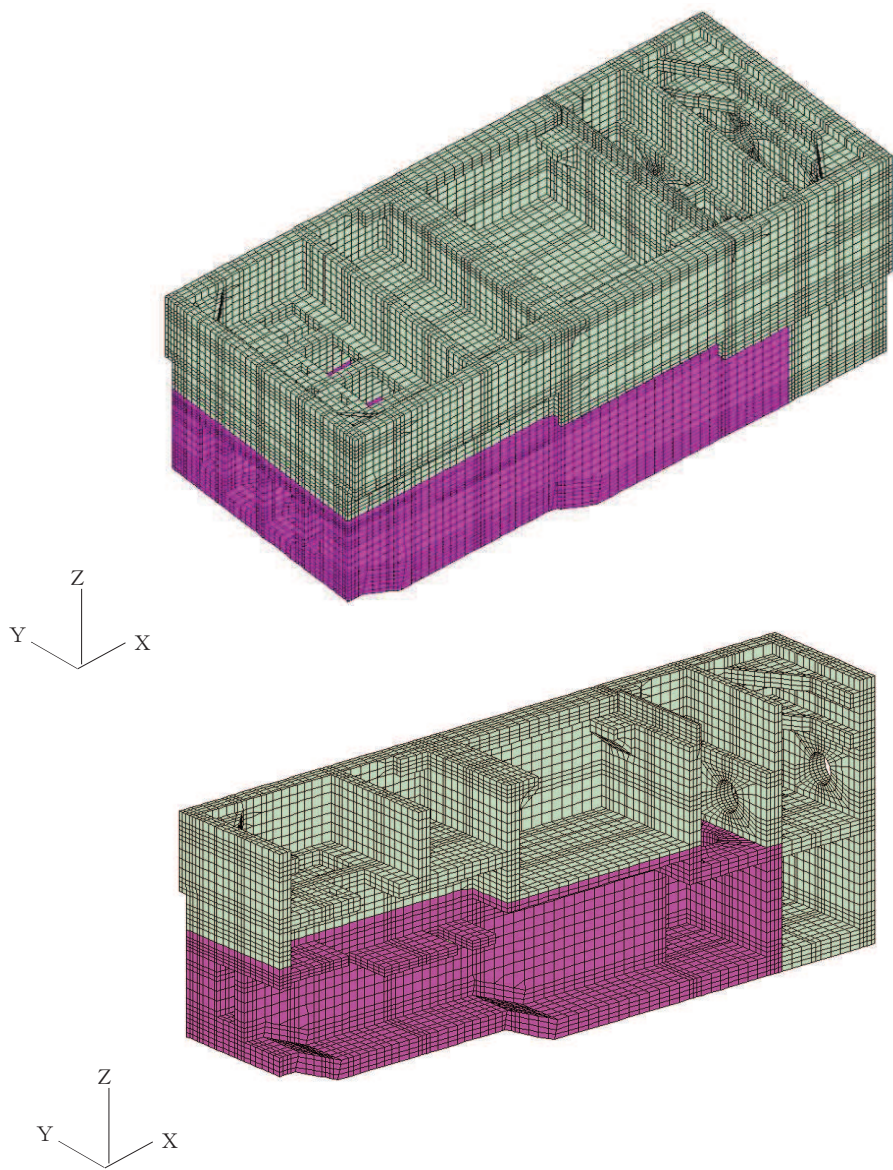


図 6-30 通水機能が要求される部材の範囲

(3) 貯水機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-23 及び表 6-24 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ： 2000μ ，主筋ひずみ： 1725μ ）を下回ることを確認した。

表 6-23(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	2	354 μ	2000 μ	0.18
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	389 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	143	317 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	428 μ	2000 μ	0.22
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	456 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	143	496 μ	2000 μ	0.25
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - D 2	++	底版	2	429 μ	2000 μ	0.22
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	458 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	143	483 μ	2000 μ	0.25
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
-+	底版	1	382 μ	2000 μ	0.20		
	中床版	—	—	—	—		
	側壁	56	365 μ	2000 μ	0.19		
	隔壁	144	345 μ	2000 μ	0.18		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	—	—	—	—		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-23(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	2	330 μ	2000 μ	0.17
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	334 μ	2000 μ	0.17
			隔壁	143	278 μ	2000 μ	0.14
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	339 μ	2000 μ	0.17
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	333 μ	2000 μ	0.17
			隔壁	143	297 μ	2000 μ	0.15
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 1	++	底版	2	288 μ	2000 μ	0.15
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	321 μ	2000 μ	0.17
			隔壁	143	244 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
-+	底版	2	250 μ	2000 μ	0.13		
	中床版	—	—	—	—		
	側壁	56	279 μ	2000 μ	0.14		
	隔壁	143	238 μ	2000 μ	0.12		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	—	—	—	—		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-23(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S _s -F2	++	底版	2	370 μ	2000 μ	0.19
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	389 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	143	411 μ	2000 μ	0.21
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	405 μ	2000 μ	0.21
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	443 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	143	321 μ	2000 μ	0.17
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S _s -F3	++	底版	2	327 μ	2000 μ	0.17
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	366 μ	2000 μ	0.19
			隔壁	144	294 μ	2000 μ	0.15
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
-+	底版	2	372 μ	2000 μ	0.19		
	中床版	—	—	—	—		
	側壁	56	408 μ	2000 μ	0.21		
	隔壁	143	410 μ	2000 μ	0.21		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	—	—	—	—		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-23(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	2	650 μ	2000 μ	0.33
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	645 μ	2000 μ	0.33
			隔壁	143	797 μ	2000 μ	0.40
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	447 μ	2000 μ	0.23
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	390 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	144	622 μ	2000 μ	0.32
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-23(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	2	608 μ	2000 μ	0.31
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	603 μ	2000 μ	0.31
			隔壁	143	749 μ	2000 μ	0.38
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
③	S s - N 1	++	底版	2	687 μ	2000 μ	0.35
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	657 μ	2000 μ	0.33
			隔壁	143	857 μ	2000 μ	0.43
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
④	S s - N 1	++	底版	2	464 μ	2000 μ	0.24
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	454 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	143	575 μ	2000 μ	0.29
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-24(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	1	389 μ	1725 μ	0.23
			中床版	-	-	-	-
			側壁	46	129 μ	1725 μ	0.08
			隔壁	143	123 μ	1725 μ	0.08
			導流壁	-	-	-	-
			妻壁	-	-	-	-
		-+	底版	1	956 μ	1725 μ	0.56
			中床版	-	-	-	-
			側壁	56	171 μ	1725 μ	0.10
			隔壁	143	321 μ	1725 μ	0.19
			導流壁	-	-	-	-
			妻壁	-	-	-	-
	S s - D 2	++	底版	1	832 μ	1725 μ	0.49
			中床版	-	-	-	-
			側壁	46	189 μ	1725 μ	0.11
			隔壁	144	317 μ	1725 μ	0.19
			導流壁	-	-	-	-
			妻壁	-	-	-	-
-+	底版	2	320 μ	1725 μ	0.19		
	中床版	-	-	-	-		
	側壁	56	261 μ	1725 μ	0.16		
	隔壁	143	159 μ	1725 μ	0.10		
	導流壁	-	-	-	-		
	妻壁	-	-	-	-		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-24(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	1	407 μ	1725 μ	0.24
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	141 μ	1725 μ	0.09
			隔壁	144	77 μ	1725 μ	0.05
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	519 μ	1725 μ	0.31
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	125 μ	1725 μ	0.08
			隔壁	143	112 μ	1725 μ	0.07
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 1	++	底版	1	245 μ	1725 μ	0.15
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	84 μ	1725 μ	0.05
			隔壁	143	78 μ	1725 μ	0.05
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
-+	底版	1	166 μ	1725 μ	0.10		
	中床版	—	—	—	—		
	側壁	46	89 μ	1725 μ	0.06		
	隔壁	143	68 μ	1725 μ	0.04		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	—	—	—	—		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-24(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	1	629 μ	1725 μ	0.37
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	134 μ	1725 μ	0.08
			隔壁	144	304 μ	1725 μ	0.18
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	638 μ	1725 μ	0.37
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	146 μ	1725 μ	0.09
			隔壁	144	108 μ	1725 μ	0.07
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 3	++	底版	2	226 μ	1725 μ	0.14
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	122 μ	1725 μ	0.08
			隔壁	143	104 μ	1725 μ	0.07
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	723 μ	1725 μ	0.42
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	167 μ	1725 μ	0.10
			隔壁	144	284 μ	1725 μ	0.17
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-24(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	1	1092 μ *4	1725 μ	0.64*4
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	809 μ	1725 μ	0.47
			隔壁	144	467 μ	1725 μ	0.28
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	879 μ	1725 μ	0.51
			中床版	—	—	—	—
			側壁	56	236 μ	1725 μ	0.14
			隔壁	143	408 μ	1725 μ	0.24
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

*4：要素平均化後の値を示す。

表 6-24(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	1	1665 μ	1725 μ	0.97
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	627 μ	1725 μ	0.37
			隔壁	144	437 μ	1725 μ	0.26
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
③	S s - N 1	++	底版	1	1318 μ *4	1725 μ	0.77 *4
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	1017 μ	1725 μ	0.59
			隔壁	144	491 μ	1725 μ	0.29
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
④	S s - N 1	++	底版	1	1586 μ	1725 μ	0.92
			中床版	—	—	—	—
			側壁	46	264 μ	1725 μ	0.16
			隔壁	144	404 μ	1725 μ	0.24
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*4：要素平均化後の値を示す。

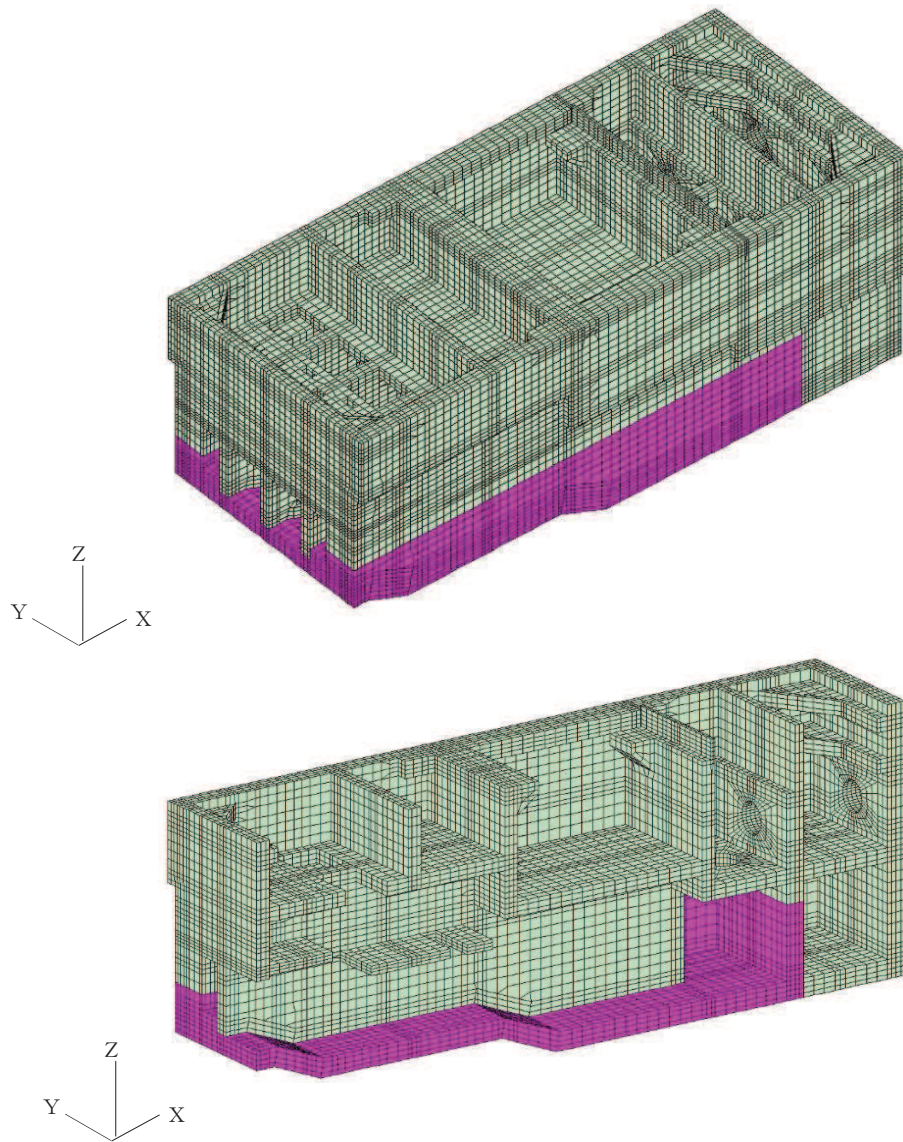


図 6-31 貯水機能が要求される部材の範囲

(4) 止水機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-25 及び表 6-26 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ： 2000μ ，主筋ひずみ： 1725μ ）を下回ることを確認した。

表 6-25(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	272 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	543 μ	2000 μ	0.28
			隔壁	121	1167 μ	2000 μ	0.59
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	140 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	364 μ	2000 μ	0.19
			側壁	53	642 μ	2000 μ	0.33
			隔壁	121	1388 μ	2000 μ	0.70
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	137 μ	2000 μ	0.07
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	297 μ	2000 μ	0.15
			側壁	53	591 μ	2000 μ	0.30
			隔壁	121	1341 μ	2000 μ	0.68
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	142 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	370 μ	2000 μ	0.19
			側壁	43	557 μ	2000 μ	0.28
			隔壁	121	1341 μ	2000 μ	0.68
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	161 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-25(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用 ひずみ*3	限界 ひずみ	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ϵ_d	ϵ_R	
①	S s - D3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	216 μ	2000 μ	0.11
			側壁	53	396 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	121	936 μ	2000 μ	0.47
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	132 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	267 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	482 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	950 μ	2000 μ	0.48
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	134 μ	2000 μ	0.07
	S s - F1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	31	198 μ	2000 μ	0.10
			側壁	53	393 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	121	768 μ	2000 μ	0.39
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	120 μ	2000 μ	0.06
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	31	196 μ	2000 μ	0.10
			側壁	53	350 μ	2000 μ	0.18
			隔壁	121	713 μ	2000 μ	0.36
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	130 μ	2000 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-25(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	263 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	473 μ	2000 μ	0.24
			隔壁	121	980 μ	2000 μ	0.49
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	134 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	262 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	444 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	121	854 μ	2000 μ	0.43
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	143 μ	2000 μ	0.08
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	31	264 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	495 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	1078 μ	2000 μ	0.54
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	146 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	268 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	496 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	1048 μ	2000 μ	0.53
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	153 μ	2000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-25(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用 ひずみ*3	限界 ひずみ	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ϵ_d	ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	581 μ	2000 μ	0.30
			側壁	53	772 μ	2000 μ	0.39
			隔壁	121	1695 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	160 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	417 μ	2000 μ	0.21
			側壁	56	492 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	831 μ	2000 μ	0.42
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	152 μ	2000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-25(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	564 μ	2000 μ	0.29
			側壁	53	826 μ	2000 μ	0.42
			隔壁	121	1689 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	160 μ	2000 μ	0.08
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	639 μ	2000 μ	0.32
			側壁	53	778 μ	2000 μ	0.39
			隔壁	121	1691 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	159 μ	2000 μ	0.08
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	435 μ	2000 μ	0.22
			側壁	53	566 μ	2000 μ	0.29
			隔壁	121	1187 μ	2000 μ	0.60
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	123 μ	2000 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-26(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	642 μ	1725 μ	0.38
			側壁	53	612 μ	1725 μ	0.36
			隔壁	121	1079 μ	1725 μ	0.63
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	47 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	874 μ	1725 μ	0.51
			側壁	56	843 μ	1725 μ	0.49
			隔壁	105	480 μ	1725 μ	0.28
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	50 μ	1725 μ	0.03
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	866 μ	1725 μ	0.51
			側壁	53	988 μ	1725 μ	0.58
			隔壁	121	581 μ	1725 μ	0.34
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	50 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	605 μ	1725 μ	0.36
			側壁	53	843 μ	1725 μ	0.49
			隔壁	121	1054 μ	1725 μ	0.62
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	58 μ	1725 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-26(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	458 μ	1725 μ	0.27
			側壁	56	498 μ	1725 μ	0.29
			隔壁	121	516 μ	1725 μ	0.30
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	44 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	610 μ	1725 μ	0.36
			側壁	56	526 μ	1725 μ	0.31
			隔壁	105	330 μ	1725 μ	0.20
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	40 μ	1725 μ	0.03
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	514 μ	1725 μ	0.30
			側壁	56	444 μ	1725 μ	0.26
			隔壁	105	252 μ	1725 μ	0.15
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	34 μ	1725 μ	0.02
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	406 μ	1725 μ	0.24
			側壁	56	353 μ	1725 μ	0.21
			隔壁	121	315 μ	1725 μ	0.19
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	39 μ	1725 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-26(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	762 μ	1725 μ	0.45
			側壁	56	717 μ	1725 μ	0.42
			隔壁	121	482 μ	1725 μ	0.28
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	47 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	722 μ	1725 μ	0.42
			側壁	56	735 μ	1725 μ	0.43
			隔壁	121	638 μ	1725 μ	0.37
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	46 μ	1725 μ	0.03
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	543 μ	1725 μ	0.32
			側壁	53	761 μ	1725 μ	0.45
			隔壁	121	586 μ	1725 μ	0.34
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	39 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	699 μ	1725 μ	0.41
			側壁	56	692 μ	1725 μ	0.41
			隔壁	121	531 μ	1725 μ	0.31
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	53 μ	1725 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-26(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1128 μ	1725 μ	0.66
			側壁	56	1364 μ	1725 μ	0.80
			隔壁	101	815 μ	1725 μ	0.48
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	81 μ	1725 μ	0.05
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	850 μ	1725 μ	0.50
			側壁	56	348 μ	1725 μ	0.21
			隔壁	121	1359 μ	1725 μ	0.79
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	51 μ	1725 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-26(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1096 μ	1725 μ	0.64
			側壁	53	1490 μ	1725 μ	0.87
			隔壁	101	652 μ	1725 μ	0.38
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	69 μ	1725 μ	0.04
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	29	1200 μ	1725 μ	0.70
			側壁	56	1456 μ	1725 μ	0.85
			隔壁	101	916 μ	1725 μ	0.54
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	83 μ	1725 μ	0.05
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1012 μ	1725 μ	0.59
			側壁	53	837 μ	1725 μ	0.49
			隔壁	105	677 μ	1725 μ	0.40
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	44 μ	1725 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

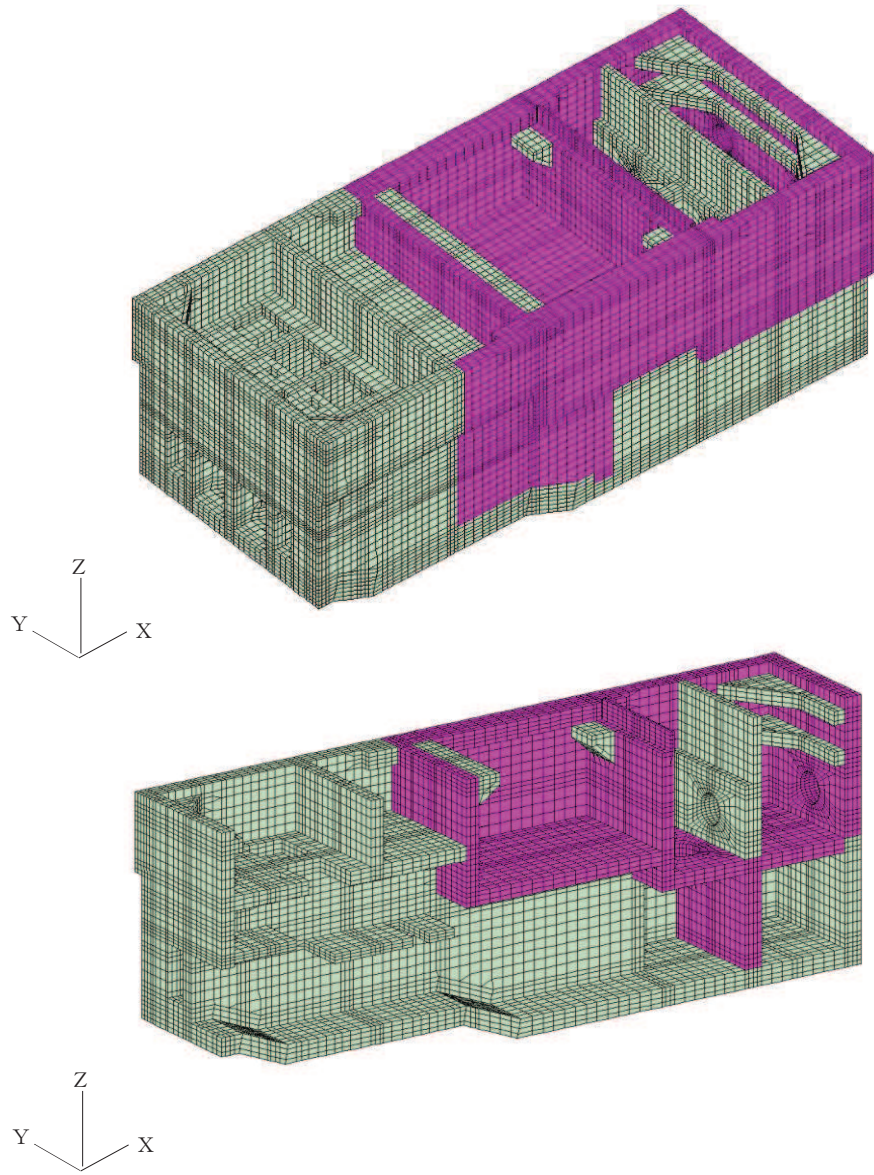


図 6-32 止水機能が要求される部材の範囲

(5) Sクラスの施設等を支持する機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-27 及び表 6-28 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、全ケースにおいて許容限界（コンクリートの圧縮ひずみ： 2000μ ，主筋ひずみ： 1725μ ）を下回ることを確認した。

表 6-27(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	272 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	543 μ	2000 μ	0.28
			隔壁	121	1167 μ	2000 μ	0.59
			導流壁	64	98 μ	2000 μ	0.05
			妻壁	81	154 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	364 μ	2000 μ	0.19
			側壁	53	642 μ	2000 μ	0.33
			隔壁	121	1388 μ	2000 μ	0.70
			導流壁	64	128 μ	2000 μ	0.07
			妻壁	81	162 μ	2000 μ	0.09
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	297 μ	2000 μ	0.15
			側壁	53	591 μ	2000 μ	0.30
			隔壁	121	1341 μ	2000 μ	0.68
			導流壁	64	118 μ	2000 μ	0.06
			妻壁	81	190 μ	2000 μ	0.10
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	370 μ	2000 μ	0.19
			側壁	43	557 μ	2000 μ	0.28
			隔壁	121	1341 μ	2000 μ	0.68
			導流壁	64	112 μ	2000 μ	0.06
			妻壁	81	161 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-27(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	216 μ	2000 μ	0.11
			側壁	53	396 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	121	936 μ	2000 μ	0.47
			導流壁	64	80 μ	2000 μ	0.04
			妻壁	81	146 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	267 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	482 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	950 μ	2000 μ	0.48
			導流壁	64	94 μ	2000 μ	0.05
			妻壁	81	160 μ	2000 μ	0.08
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	31	198 μ	2000 μ	0.10
			側壁	53	393 μ	2000 μ	0.20
			隔壁	121	768 μ	2000 μ	0.39
			導流壁	64	84 μ	2000 μ	0.05
			妻壁	81	135 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	31	196 μ	2000 μ	0.10
			側壁	53	350 μ	2000 μ	0.18
			隔壁	121	713 μ	2000 μ	0.36
			導流壁	64	76 μ	2000 μ	0.04
			妻壁	81	152 μ	2000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-27(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	263 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	473 μ	2000 μ	0.24
			隔壁	121	980 μ	2000 μ	0.49
			導流壁	64	96 μ	2000 μ	0.05
			妻壁	81	148 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	262 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	444 μ	2000 μ	0.23
			隔壁	121	854 μ	2000 μ	0.43
			導流壁	64	102 μ	2000 μ	0.06
			妻壁	81	141 μ	2000 μ	0.08
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	31	264 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	495 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	1078 μ	2000 μ	0.54
			導流壁	64	95 μ	2000 μ	0.05
			妻壁	81	184 μ	2000 μ	0.10
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	268 μ	2000 μ	0.14
			側壁	53	496 μ	2000 μ	0.25
			隔壁	121	1048 μ	2000 μ	0.53
			導流壁	64	108 μ	2000 μ	0.06
			妻壁	81	191 μ	2000 μ	0.10

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-27(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	581 μ	2000 μ	0.30
			側壁	53	772 μ	2000 μ	0.39
			隔壁	121	1695 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	64	227 μ	2000 μ	0.12
			妻壁	81	158 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	417 μ	2000 μ	0.21
			側壁	43	374 μ	2000 μ	0.19
			隔壁	121	831 μ	2000 μ	0.42
			導流壁	64	124 μ	2000 μ	0.07
			妻壁	81	166 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-27(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリートの圧縮ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	564 μ	2000 μ	0.29
			側壁	53	826 μ	2000 μ	0.42
			隔壁	121	1689 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	64	207 μ	2000 μ	0.11
			妻壁	81	150 μ	2000 μ	0.08
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	639 μ	2000 μ	0.32
			側壁	53	778 μ	2000 μ	0.39
			隔壁	121	1691 μ	2000 μ	0.85
			導流壁	64	230 μ	2000 μ	0.12
			妻壁	81	174 μ	2000 μ	0.09
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	27	435 μ	2000 μ	0.22
			側壁	53	566 μ	2000 μ	0.29
			隔壁	121	1187 μ	2000 μ	0.60
			導流壁	64	135 μ	2000 μ	0.07
			妻壁	81	117 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-28(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	642 μ	1725 μ	0.38
			側壁	53	354 μ	1725 μ	0.21
			隔壁	121	1079 μ	1725 μ	0.63
			導流壁	64	44 μ	1725 μ	0.03
			妻壁	81	42 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	874 μ	1725 μ	0.51
			側壁	53	460 μ	1725 μ	0.27
			隔壁	142	816 μ	1725 μ	0.48
			導流壁	64	54 μ	1725 μ	0.04
			妻壁	81	50 μ	1725 μ	0.03
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	866 μ	1725 μ	0.51
			側壁	53	446 μ	1725 μ	0.26
			隔壁	142	746 μ	1725 μ	0.44
			導流壁	64	57 μ	1725 μ	0.04
			妻壁	81	50 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	605 μ	1725 μ	0.36
			側壁	43	422 μ	1725 μ	0.25
			隔壁	121	1054 μ	1725 μ	0.62
			導流壁	64	45 μ	1725 μ	0.03
			妻壁	81	58 μ	1725 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	458 μ	1725 μ	0.27
			側壁	43	280 μ	1725 μ	0.17
			隔壁	121	516 μ	1725 μ	0.30
			導流壁	64	28 μ	1725 μ	0.02
			妻壁	81	44 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	610 μ	1725 μ	0.36
			側壁	53	305 μ	1725 μ	0.18
			隔壁	105	330 μ	1725 μ	0.20
			導流壁	64	34 μ	1725 μ	0.02
			妻壁	81	38 μ	1725 μ	0.03
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	514 μ	1725 μ	0.30
			側壁	53	215 μ	1725 μ	0.13
			隔壁	105	252 μ	1725 μ	0.15
			導流壁	64	29 μ	1725 μ	0.02
			妻壁	81	33 μ	1725 μ	0.02
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	406 μ	1725 μ	0.24
			側壁	53	186 μ	1725 μ	0.11
			隔壁	121	315 μ	1725 μ	0.19
			導流壁	64	38 μ	1725 μ	0.03
			妻壁	81	54 μ	1725 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	762 μ	1725 μ	0.45
			側壁	53	274 μ	1725 μ	0.16
			隔壁	142	654 μ	1725 μ	0.38
			導流壁	64	40 μ	1725 μ	0.03
			妻壁	81	46 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	722 μ	1725 μ	0.42
			側壁	53	246 μ	1725 μ	0.15
			隔壁	121	638 μ	1725 μ	0.37
			導流壁	64	52 μ	1725 μ	0.04
			妻壁	81	44 μ	1725 μ	0.03
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	543 μ	1725 μ	0.32
			側壁	53	296 μ	1725 μ	0.18
			隔壁	121	586 μ	1725 μ	0.34
			導流壁	64	52 μ	1725 μ	0.04
			妻壁	81	41 μ	1725 μ	0.03
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	30	699 μ	1725 μ	0.41
			側壁	53	305 μ	1725 μ	0.18
			隔壁	142	687 μ	1725 μ	0.40
			導流壁	64	42 μ	1725 μ	0.03
			妻壁	81	53 μ	1725 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1128 μ	1725 μ	0.66
			側壁	53	1209 μ	1725 μ	0.71
			隔壁	142	1271 μ	1725 μ	0.74
			導流壁	64	176 μ	1725 μ	0.11
			妻壁	81	81 μ	1725 μ	0.05
		-+	底版	—	—	—	—
			中床版	27	850 μ	1725 μ	0.50
			側壁	43	339 μ	1725 μ	0.20
			隔壁	121	1359 μ	1725 μ	0.79
			導流壁	64	104 μ	1725 μ	0.07
			妻壁	81	51 μ	1725 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-28(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (主筋ひずみ)

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 ϵ_d / ϵ_R
					ひずみ*3 ϵ_d	ひずみ ϵ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1096 μ	1725 μ	0.64
			側壁	53	1437 μ	1725 μ	0.84
			隔壁	142	1134 μ	1725 μ	0.66
			導流壁	64	142 μ	1725 μ	0.09
			妻壁	81	69 μ	1725 μ	0.04
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	29	1200 μ	1725 μ	0.70
			側壁	53	1202 μ	1725 μ	0.70
			隔壁	142	1197 μ	1725 μ	0.70
			導流壁	64	191 μ	1725 μ	0.12
			妻壁	81	83 μ	1725 μ	0.05
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	30	1012 μ	1725 μ	0.59
			側壁	53	641 μ	1725 μ	0.38
			隔壁	142	1109 μ	1725 μ	0.65
			導流壁	64	65 μ	1725 μ	0.04
			妻壁	81	44 μ	1725 μ	0.03

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

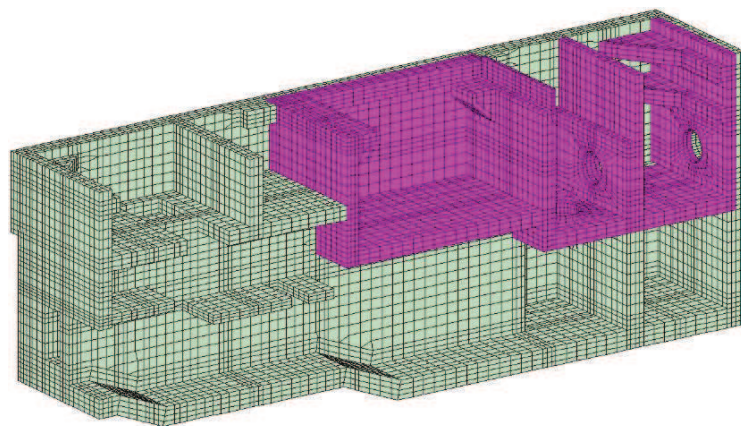
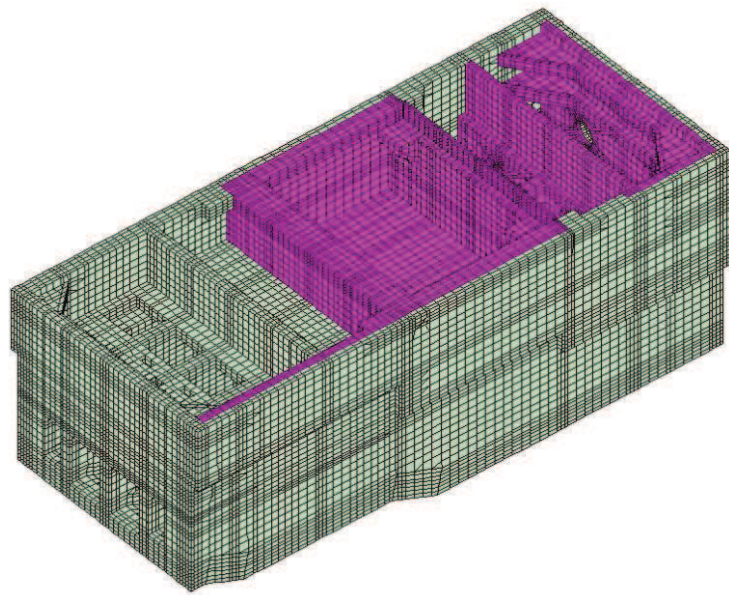


図 6-33 支持機能が要求される部材の範囲

6.3.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) 構造強度を有することに対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-29 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-29(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 1	++	底版	3	1503	2407	0.63
			中床板	29	1377	1999	0.69
			側壁	53	6766	10481	0.65
			隔壁	104	512	765	0.67
			導流壁	61	474	765	0.62
			妻壁	71	770	1532	0.51
		-+	底版	3	1467	2416	0.61
			中床板	29	1295	1980	0.66
			側壁	53	5314	7606	0.70
			隔壁	103	438	765	0.58
			導流壁	63	634	1050	0.61
			妻壁	71	513	820	0.63
	S s - D 2	++	底版	3	1542	2394	0.65
			中床板	29	1389	2009	0.70
			側壁	53	5210	7588	0.69
			隔壁	104	488	765	0.64
			導流壁	63	469	765	0.62
			妻壁	71	452	824	0.55
		-+	底版	2	1401	2325	0.61
			中床板	28	1309	2019	0.65
			側壁	43	6857	9171	0.75
			隔壁	104	518	765	0.68
			導流壁	61	625	880	0.72
			妻壁	71	888	1526	0.59

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-29(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 3	++	底版	2	1006	1802	0.56
			中床板	29	1206	2070	0.59
			側壁	44	1186	2028	0.59
			隔壁	104	476	765	0.63
			導流壁	63	400	765	0.53
			妻壁	83	913	2061	0.45
		-+	底版	3	1298	2461	0.53
			中床板	29	1246	2027	0.62
			側壁	44	1206	2031	0.60
			隔壁	104	468	765	0.62
			導流壁	63	432	765	0.57
			妻壁	71	369	765	0.49
	S s - F 1	++	底版	3	1477	2748	0.54
			中床板	29	1185	2066	0.58
			側壁	44	1041	2017	0.52
			隔壁	104	481	765	0.63
			導流壁	63	539	1171	0.47
			妻壁	82	900	2061	0.44
-+	底版	4	1499	2755	0.55		
	中床板	29	1066	2001	0.54		
	側壁	44	1114	2049	0.55		
	隔壁	104	458	765	0.60		
	導流壁	61	343	765	0.45		
	妻壁	82	901	2061	0.44		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-29(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - F 2	++	底版	3	1600	2746	0.59
			中床板	29	1218	2009	0.61
			側壁	44	1188	2018	0.59
			隔壁	104	485	765	0.64
			導流壁	63	594	1015	0.59
			妻壁	82	949	2061	0.47
		-+	底版	3	1767	2760	0.65
			中床板	29	1318	2078	0.64
			側壁	44	1130	2013	0.57
			隔壁	104	519	765	0.68
			導流壁	63	685	1191	0.58
			妻壁	82	1010	2061	0.50
	S s - F 3	++	底版	1	1425	2453	0.59
			中床板	29	1291	2096	0.62
			側壁	44	1364	2010	0.68
			隔壁	104	507	765	0.67
			導流壁	61	425	765	0.56
			妻壁	82	953	2061	0.47
		-+	底版	3	1817	2747	0.67
			中床板	29	1434	2010	0.72
			側壁	44	1278	1999	0.64
			隔壁	101	1052	1620	0.65
			導流壁	62	685	1155	0.60
			妻壁	82	1072	2061	0.53

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-29(4) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - N 1	++	底版	2	4532	5879	0.78
			中床板	30	901	1101	0.82
			側壁	52	4338	5481	0.80
			隔壁	104	847	1096	0.78
			導流壁	62	1293	1596	0.82
			妻壁	71	3923	5359	0.74
		-+	底版	4	1651	2461	0.68
			中床板	28	1231	1988	0.62
			側壁	46	1258	1789	0.71
			隔壁	103	504	765	0.66
			導流壁	61	634	880	0.73
			妻壁	71	398	765	0.53

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-29(5) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
②	S s - N 1	++	底版	1	5021	6784	0.75
			中床板	21	862	1146	0.76
			側壁	52	2294	2782	0.83
			隔壁	101	1910	2325	0.83
			導流壁	62	1287	1608	0.81
			妻壁	71	3888	5364	0.73
③	S s - N 1	++	底版	1	5430	6784	0.81
			中床板	21	791	880	0.90
			側壁	52	2228	2782	0.81
			隔壁	104	957	1089	0.88
			導流壁	62	1413	1598	0.89
			妻壁	71	571	765	0.75
④	S s - N 1	++	底版	1	5936	6784	0.88
			中床板	21	989	1149	0.87
			側壁	53	6428	7606	0.85
			隔壁	101	1000	1329	0.76
			導流壁	61	1050	1183	0.89
			妻壁	71	670	765	0.88

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

(2) 通水機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-30 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-30(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 1	++	底版	2	969	1802	0.54
			中床板	29	1377	1999	0.69
			側壁	46	863	1789	0.49
			隔壁	143	577	1838	0.32
			導流壁	61	474	765	0.62
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	3472	5861	0.60
			中床板	29	1295	1980	0.66
			側壁	56	3761	7399	0.51
			隔壁	143	653	1973	0.34
			導流壁	63	634	1050	0.61
			妻壁	—	—	—	—
	S s - D 2	++	底版	2	3641	5885	0.62
			中床板	29	1389	2009	0.70
			側壁	56	3737	7415	0.51
			隔壁	143	698	1801	0.39
			導流壁	63	469	765	0.62
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	1401	2325	0.61
			中床板	28	1309	2019	0.65
			側壁	46	1169	1789	0.66
			隔壁	143	654	2922	0.23
			導流壁	61	524	765	0.69
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-30(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 3	++	底版	2	1006	1802	0.56
			中床板	29	1206	2070	0.59
			側壁	56	3218	7454	0.44
			隔壁	143	529	2367	0.23
			導流壁	63	400	765	0.53
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	2791	5922	0.48
			中床板	29	1246	2027	0.62
			側壁	56	3089	7422	0.42
			隔壁	143	531	1801	0.30
			導流壁	63	432	765	0.57
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 1	++	底版	2	825	1802	0.46
			中床板	29	1185	2066	0.58
			側壁	56	2949	7509	0.40
			隔壁	143	506	1801	0.29
			導流壁	63	539	1171	0.47
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	981	1802	0.55
			中床板	29	1066	2001	0.54
			側壁	46	920	2342	0.40
			隔壁	143	409	1801	0.23
			導流壁	61	343	765	0.45
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-30(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - F 2	++	底版	2	2992	5855	0.52
			中床板	29	1218	2009	0.61
			側壁	56	3557	7743	0.46
			隔壁	143	594	1801	0.33
			導流壁	63	594	1015	0.59
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	1105	1802	0.62
			中床板	29	1318	2078	0.64
			側壁	56	3863	7518	0.52
			隔壁	143	597	1801	0.34
			導流壁	63	685	1191	0.58
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 3	++	底版	1	1425	2453	0.59
			中床板	29	1291	2096	0.62
			側壁	46	1044	2350	0.45
			隔壁	143	697	2922	0.24
			導流壁	61	425	765	0.56
			妻壁	—	—	—	—
-+	底版	1	1361	2418	0.57		
	中床板	29	1434	2010	0.72		
	側壁	46	1209	2318	0.53		
	隔壁	143	643	1801	0.36		
	導流壁	62	685	1155	0.60		
	妻壁	—	—	—	—		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-30(4) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - N 1	++	底版	2	4532	5879	0.78
			中床板	30	901	1101	0.82
			側壁	46	5674	8272	0.69
			隔壁	143	1246	2922	0.43
			導流壁	62	1293	1596	0.82
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	3860	5985	0.65
			中床板	28	1231	1988	0.62
			側壁	46	1258	1789	0.71
			隔壁	144	922	2922	0.32
			導流壁	61	634	880	0.73
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

表 6-30(5) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
②	S s - N 1	++	底版	1	5021	6784	0.75
			中床板	21	862	1146	0.76
			側壁	46	5634	8274	0.69
			隔壁	143	1192	2922	0.41
			導流壁	62	1287	1608	0.81
			妻壁	—	—	—	—
③	S s - N 1	++	底版	1	5430	6784	0.81
			中床板	21	791	880	0.90
			側壁	46	5986	8276	0.73
			隔壁	143	1284	2866	0.45
			導流壁	62	1413	1598	0.89
			妻壁	—	—	—	—
④	S s - N 1	++	底版	1	5936	6784	0.88
			中床板	21	989	1149	0.87
			側壁	46	6032	8260	0.74
			隔壁	143	1233	2922	0.43
			導流壁	61	1050	1183	0.89
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

(3) 貯水機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-31 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-31(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 1	++	底版	2	969	1802	0.54
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	860	1789	0.49
			隔壁	144	366	1801	0.21
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	3472	5861	0.60
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	3761	7399	0.51
			隔壁	144	378	1890	0.21
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - D 2	++	底版	2	3641	5885	0.62
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	3737	7415	0.51
			隔壁	143	383	1801	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	1401	2325	0.61
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	1169	1789	0.66
			隔壁	143	362	1801	0.21
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31 (2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1, 2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 3	++	底版	2	1006	1802	0.56
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	3218	7454	0.44
			隔壁	143	360	1801	0.20
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	2791	5922	0.48
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	3089	7422	0.42
			隔壁	144	391	1801	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 1	++	底版	2	825	1802	0.46
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	2949	7509	0.40
			隔壁	143	276	1801	0.16
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
-+	底版	2	981	1802	0.55		
	中床板	—	—	—	—		
	側壁	46	989	2683	0.37		
	隔壁	144	458	3012	0.16		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	—	—	—	—		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31 (3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置 ^{*1,2}		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 ^{*3} V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - F 2	++	底版	2	2992	5855	0.52
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	3557	7743	0.46
			隔壁	144	395	1877	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	2	1105	1802	0.62
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	3863	7518	0.52
			隔壁	143	327	1801	0.19
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
	S s - F 3	++	底版	1	1425	2453	0.59
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	1044	2350	0.45
			隔壁	143	356	1807	0.20
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	1361	2418	0.57
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	1209	2318	0.53
			隔壁	144	410	1801	0.23
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-31(4) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - N 1	++	底版	2	4532	5879	0.78
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	5015	7412	0.68
			隔壁	144	498	1913	0.27
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
		-+	底版	1	3860	5985	0.65
			中床板	—	—	—	—
			側壁	46	1258	1789	0.71
			隔壁	143	412	1801	0.23
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

表 6-31(5) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
②	S s - N 1	++	底版	1	5021	6784	0.75
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	4729	7386	0.65
			隔壁	144	436	1801	0.25
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
③	S s - N 1	++	底版	1	5430	6784	0.81
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	4890	7381	0.67
			隔壁	144	524	1961	0.27
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—
④	S s - N 1	++	底版	1	5936	6784	0.88
			中床板	—	—	—	—
			側壁	56	5123	7390	0.70
			隔壁	144	517	1801	0.29
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	—	—	—	—

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 6-31 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

(4) 止水機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-32 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-32(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1377	1999	0.69
			側壁	53	6766	10481	0.65
			隔壁	104	512	765	0.67
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3133	7747	0.41
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1295	1980	0.66
			側壁	53	5314	7606	0.70
			隔壁	103	438	765	0.58
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3069	7729	0.40
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1389	2009	0.70
			側壁	53	5210	7588	0.69
			隔壁	104	488	765	0.64
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3467	7747	0.45
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	28	1309	2019	0.65		
	側壁	43	6857	9171	0.75		
	隔壁	104	518	765	0.68		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	81	3053	7775	0.40		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-32(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1206	2070	0.59
			側壁	44	1186	2028	0.59
			隔壁	104	476	765	0.63
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3060	7762	0.40
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1246	2027	0.62
			側壁	44	1206	2031	0.60
			隔壁	104	468	765	0.62
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3241	7768	0.42
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1185	2066	0.58
			側壁	44	1041	2017	0.52
			隔壁	104	481	765	0.63
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	2952	7731	0.39
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1066	2001	0.54
			側壁	44	1114	2049	0.55
			隔壁	104	458	765	0.60
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3205	7770	0.42

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-32(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1218	2009	0.61
			側壁	44	1188	2018	0.59
			隔壁	104	485	765	0.64
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3226	7760	0.42
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1318	2078	0.64
			側壁	44	1130	2013	0.57
			隔壁	104	519	765	0.68
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3008	7742	0.39
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1291	2096	0.62
			側壁	44	1364	2010	0.68
			隔壁	104	507	765	0.67
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3483	7760	0.45
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1434	2010	0.72
			側壁	44	1278	1999	0.64
			隔壁	104	447	765	0.59
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3370	7730	0.44

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-32(4) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	30	901	1101	0.82
			側壁	52	4338	5481	0.80
			隔壁	104	847	1096	0.78
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	738	1530	0.49
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	28	1231	1988	0.62
			側壁	44	1366	1960	0.70
			隔壁	103	504	765	0.66
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	3347	7737	0.44

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

表 6-32(5) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1467	1972	0.75
			側壁	52	2294	2782	0.83
			隔壁	101	1910	2325	0.83
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	679	1530	0.45
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	30	933	1101	0.85
			側壁	52	2228	2782	0.81
			隔壁	104	957	1089	0.88
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	759	1530	0.50
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	28	2595	3127	0.83
			側壁	53	6428	7606	0.85
			隔壁	101	1000	1329	0.76
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	81	703	1528	0.47

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：止水機能が要求される部材の範囲は図 6-32 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

(5) Sクラスの施設等を支持する機能に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 6-33 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 6-33(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値
					せん断力*3	耐力	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d/V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1377	1999	0.69
			側壁	53	6766	10481	0.65
			隔壁	104	512	765	0.67
			導流壁	64	587	1663	0.36
			妻壁	81	3133	7747	0.41
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1295	1980	0.66
			側壁	53	5314	7606	0.70
			隔壁	103	438	765	0.58
			導流壁	64	736	1826	0.41
			妻壁	81	3069	7729	0.40
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1389	2009	0.70
			側壁	53	5210	7588	0.69
			隔壁	104	488	765	0.64
			導流壁	64	628	1826	0.35
			妻壁	81	3467	7747	0.45
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	28	1309	2019	0.65		
	側壁	43	6857	9171	0.75		
	隔壁	104	518	765	0.68		
	導流壁	64	850	1752	0.49		
	妻壁	81	3053	7775	0.40		

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-33(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1206	2070	0.59
			側壁	43	5176	9108	0.57
			隔壁	104	476	765	0.63
			導流壁	64	542	1826	0.30
			妻壁	81	3060	7762	0.40
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1246	2027	0.62
			側壁	43	5201	9153	0.57
			隔壁	104	468	765	0.62
			導流壁	64	556	1826	0.31
			妻壁	81	3241	7768	0.42
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1185	2066	0.58
			側壁	53	5032	10474	0.49
			隔壁	104	481	765	0.63
			導流壁	64	423	1826	0.24
			妻壁	81	2952	7731	0.39
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1066	2001	0.54
			側壁	43	4213	9135	0.47
			隔壁	104	458	765	0.60
			導流壁	64	423	1826	0.24
			妻壁	81	3205	7770	0.42

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-33(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置 ^{*1,2}		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 ^{*3} V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1218	2009	0.61
			側壁	53	6157	10477	0.59
			隔壁	104	485	765	0.64
			導流壁	64	514	1746	0.30
			妻壁	81	3226	7760	0.42
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1318	2078	0.64
			側壁	43	3762	7079	0.54
			隔壁	104	519	765	0.68
			導流壁	64	558	1726	0.33
			妻壁	81	3008	7742	0.39
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1291	2096	0.62
			側壁	53	6614	10488	0.64
			隔壁	104	507	765	0.67
			導流壁	64	552	1826	0.31
			妻壁	81	3483	7760	0.45
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1434	2010	0.72
			側壁	43	5624	9145	0.62
			隔壁	101	1052	1620	0.65
			導流壁	64	655	1826	0.36
			妻壁	81	3370	7730	0.44

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-33(4) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力*3 V_d (kN/m)	耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	30	901	1101	0.82
			側壁	52	4338	5481	0.80
			隔壁	104	847	1096	0.78
			導流壁	64	927	1748	0.54
			妻壁	81	738	1530	0.49
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	28	1231	1988	0.62
			側壁	43	1566	2315	0.68
			隔壁	103	504	765	0.66
			導流壁	64	772	1724	0.45
			妻壁	81	3347	7737	0.44

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-33(5) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	せん断	照査値
					せん断力*3	耐力	
					V_d	$V_{y d}$	$V_d/V_{y d}$
					(kN/m)	(kN/m)	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	29	1467	1972	0.75
			側壁	52	2294	2782	0.83
			隔壁	101	1910	2325	0.83
			導流壁	64	909	1777	0.52
			妻壁	81	679	1530	0.45
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	30	933	1101	0.85
			側壁	52	2228	2782	0.81
			隔壁	104	957	1089	0.88
			導流壁	64	788	1386	0.57
			妻壁	81	759	1530	0.50
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	28	2595	3127	0.83
			側壁	53	6428	7606	0.85
			隔壁	101	1000	1329	0.76
			導流壁	64	1042	1826	0.58
			妻壁	81	703	1528	0.47

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

6.3.3 壁部材の面内せん断に対する評価結果

(1) 構造強度を有することに対する評価結果

各壁部材の面内せん断に対する最大照査値について、表 6-34 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用面内せん断ひずみが、許容限界（限界せん断ひずみ： 2000μ ）を下回ることを確認した。

また、同表より、全部材において、照査用面内せん断ひずみは 750μ に至っておらず、CC b 工法の適用範囲内であることを確認した。

表 6-34(1) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*2 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	244 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	127 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	277 μ	2000 μ	0.14
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	176 μ	2000 μ	0.09
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	253 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	165 μ	2000 μ	0.09
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	—	—	—	—		
	側壁	—	—	—	—		
	隔壁	90	339 μ	2000 μ	0.17		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	70	175 μ	2000 μ	0.09		

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-34(2) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*2 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	207 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	106 μ	2000 μ	0.06
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	192 μ	2000 μ	0.1
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	124 μ	2000 μ	0.07
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	150 μ	2000 μ	0.08
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	88 μ	2000 μ	0.05
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	141 μ	2000 μ	0.08
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	74 μ	2000 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-34(3) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*2 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	219 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	129 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	194 μ	2000 μ	0.1
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	120 μ	2000 μ	0.06
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	198 μ	2000 μ	0.1
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	107 μ	2000 μ	0.06
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	213 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	143 μ	2000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-34(4) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*2 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	460 μ	2000 μ	0.23
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	307 μ	2000 μ	0.16
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	326 μ	2000 μ	0.17
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	168 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-34(5) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*2 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	424 μ	2000 μ	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	283 μ	2000 μ	0.15
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	516 μ	2000 μ	0.26
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	367 μ	2000 μ	0.19
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	90	320 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	219 μ	2000 μ	0.11

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

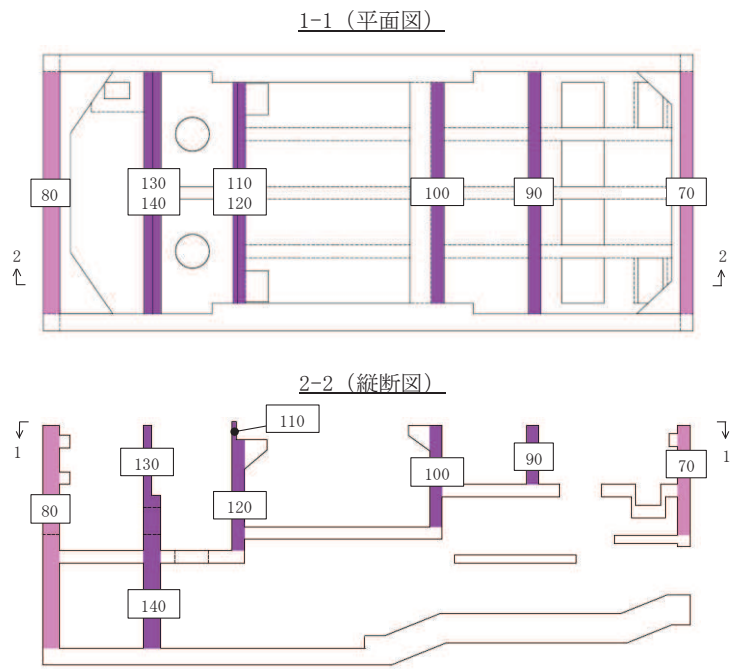


図 6-34 評価位置図 (壁部材の面内せん断)

(2) 通水機能に対する評価結果

各壁部材の面内せん断に対する最大照査値について、表 6-35 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用面内せん断ひずみが、許容限界（限界せん断ひずみ： 2000μ ）を下回ることを確認した。

表 6-35(1) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	189 μ	2000 μ	0.1
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	127 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	259 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	176 μ	2000 μ	0.09
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	253 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	165 μ	2000 μ	0.09
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	—	—	—	—		
	側壁	—	—	—	—		
	隔壁	140	211 μ	2000 μ	0.11		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	70	175 μ	2000 μ	0.09		

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-35(2) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	166 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	106 μ	2000 μ	0.06
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	184 μ	2000 μ	0.10
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	124 μ	2000 μ	0.07
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	150 μ	2000 μ	0.08
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	88 μ	2000 μ	0.05
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	—	—	—	—		
	側壁	—	—	—	—		
	隔壁	140	128 μ	2000 μ	0.07		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	70	74 μ	2000 μ	0.04		

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-35(3) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	219 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	129 μ	2000 μ	0.07
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	194 μ	2000 μ	0.10
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	120 μ	2000 μ	0.06
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	184 μ	2000 μ	0.10
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	107 μ	2000 μ	0.06
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	213 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	143 μ	2000 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-35(4) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置 ^{*1,2}		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ ^{*3} γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	460 μ	2000 μ	0.23
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	307 μ	2000 μ	0.16
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	309 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	168 μ	2000 μ	0.09

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-35(5) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	424 μ	2000 μ	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	283 μ	2000 μ	0.15
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	505 μ	2000 μ	0.26
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	367 μ	2000 μ	0.19
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	140	306 μ	2000 μ	0.16
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	70	219 μ	2000 μ	0.11

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：通水機能が要求される部材の範囲は図 6-30 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

(3) 貯水機能に対する評価結果

「6.3.1 曲げ・軸力の破壊に対する評価結果」により、各壁部材は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と評価できる。

また、貯水機能が要求される部材の範囲を図6-35に示す。貯水機能が要求される部材のうち γ_1 を超過する部材について、止水機能が要求される部材に含まれることから、漏水量の算定結果は、「参考資料2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について」に示す。

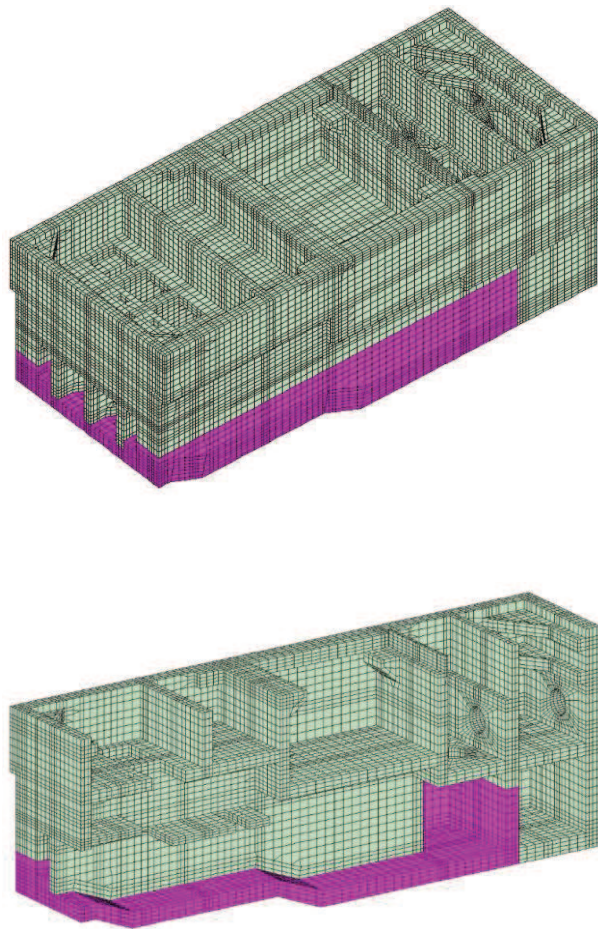


図6-35 貯水機能が要求される部材の範囲

(4) 止水機能に対する評価結果

「6.3.1 曲げ・軸力の破壊に対する評価結果」により、各壁部材は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と評価できる。なお、止水機能が要求される部材のうち γ_1 を超過する部材について、念のため漏水量を算定する。

漏水量の算定結果は、「参考資料 2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について」に示す。

(5) Sクラスの施設等を支持する機能に対する評価結果

各壁部材の面内せん断に対する最大照査値について、表 6-36 に解析ケース・地震動ごとに示す。

同表より、全ケースにおいて照査用面内せん断ひずみが、許容限界（限界せん断ひずみ： 2000μ ）を下回ることを確認した。

表 6-36(1) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	199 μ	2000 μ	0.10
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	82 μ	2000 μ	0.05
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	244 μ	2000 μ	0.13
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	97 μ	2000 μ	0.05
	S s - D 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	225 μ	2000 μ	0.12
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	88 μ	2000 μ	0.05
-+	底版	—	—	—	—		
	中床板	—	—	—	—		
	側壁	—	—	—	—		
	隔壁	100	283 μ	2000 μ	0.15		
	導流壁	—	—	—	—		
	妻壁	80	102 μ	2000 μ	0.06		

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-36(2) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - D 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	163 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	75 μ	2000 μ	0.04
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	166 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	74 μ	2000 μ	0.04
	S s - F 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	123 μ	2000 μ	0.07
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	61 μ	2000 μ	0.04
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	121 μ	2000 μ	0.07
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	61 μ	2000 μ	0.04

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-36(3) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - F 2	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	172 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	79 μ	2000 μ	0.04
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	166 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	87 μ	2000 μ	0.05
	S s - F 3	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	162 μ	2000 μ	0.09
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	77 μ	2000 μ	0.04
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	208 μ	2000 μ	0.11
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	90 μ	2000 μ	0.05

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-36(4) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
①	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	432 μ	2000 μ	0.22
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	141 μ	2000 μ	0.08
		-+	底版	—	—	—	—
			中床板	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	265 μ	2000 μ	0.14
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	114 μ	2000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-36(5) 壁部材の面内せん断に対する照査

解析 ケース	地震動		評価位置*1,2		照査用	限界	照査値 γ_d / γ_R
					面内せん断 ひずみ*3 γ_d	せん断ひずみ γ_R	
②	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	383 μ	2000 μ	0.20
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	110	135 μ	2000 μ	0.07
③	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	490 μ	2000 μ	0.25
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	80	144 μ	2000 μ	0.08
④	S s - N 1	++	底版	—	—	—	—
			中床版	—	—	—	—
			側壁	—	—	—	—
			隔壁	100	285 μ	2000 μ	0.15
			導流壁	—	—	—	—
			妻壁	110	96 μ	2000 μ	0.05

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：支持機能が要求される部材の範囲は図 6-33 に示す。

*3：照査用面内せん断ひずみ＝発生面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

6.3.4 水平2方向載荷による評価結果

水平2方向載荷による評価は、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に示すとおり、すべての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①及び解析ケース②～④の照査値の中で最大となる地震動に対し実施する。水平2方向載荷の評価において組合せる荷重は、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定時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出した荷重とする。なお、 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方向載荷による評価を実施する。

「6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、解析ケース②の S_s-N1 （++）が照査値最大となることから、2番目に照査値が厳しい解析ケース①の S_s-D2 （++）においても水平2方向載荷による評価を実施する。また、せん断破壊に対する照査において、解析ケース④の S_s-N1 （++）が照査値最大となることから、2番目に照査値が厳しい解析ケース①の S_s-D2 （-+）においても水平2方向載荷による評価を実施する。水平2方向載荷による評価に用いる解析ケースと地震動の組合せを表6-37に示す。

水平2方向載荷に対する評価結果について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケース及び評価結果を表6-38～表6-42に示す。

同表より、コンクリートの圧縮縁ひずみ、コンクリートの圧縮ひずみ、主筋ひずみ、せん断力及び面内せん断ひずみが、それぞれの許容限界を下回ることを確認した。

表6-37 水平2方向載荷による評価に用いる解析ケースと地震動

解析ケース		地震動
主方向	従方向	
②	②	S_s-N1 （++）
①	①	S_s-D2 （++）
④	④	S_s-N1 （++）
①	①	S_s-D2 （-+）

表 6-38 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮縁ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	2	④	主方向：S _s -N1 (++) 従方向：S _s -N1 (++)	7.52	582 μ	10000 μ	0.06
中床版	20				884 μ	10000 μ	0.09
側壁	53	②		7.57	1011 μ	10000 μ	0.11
隔壁	121				2295 μ	10000 μ	0.23
導流壁	61	④		7.52	812 μ	10000 μ	0.09
妻壁	71				575 μ	10000 μ	0.06

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-39 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R	
底版	2	④	主方向：S _s -N1 (++) 従方向：S _s -N1 (++)	7.52	456 μ	2000 μ	0.23	
中床版	27				436 μ	2000 μ	0.22	
側壁	53	②		7.57	791 μ	2000 μ	0.40	
隔壁	121				1490 μ	2000 μ	0.75	
導流壁	64	①		主方向：S _s -D2 (++) 従方向：S _s -D2 (++)	25.26	219 μ	2000 μ	0.11
妻壁	81					183 μ	2000 μ	0.10

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-40 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	1	④	主方向：S s - N 1 (++)	7.52	1590 μ	1725 μ	0.93
中床版	30				989 μ	1725 μ	0.58
側壁	53	②	従方向：S s - N 1 (++)	7.57	1487 μ *3	1725 μ	0.87*3
隔壁	121	①	主方向：S s - D 2 (-+) 従方向：S s - D 2 (++)	13.53	1143 μ	1725 μ	0.67
導流壁	64						
妻壁	81	②	主方向：S s - N 1 (++) 従方向：S s - N 1 (++)	7.57	214 μ	1725 μ	0.13

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

*3：要素平均化後の値を示す。

表 6-41 せん断破壊に対する照査

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
底版	1	④	主方向：S s - N 1 (++) 従方向：S s - N 1 (++)	7.52	5662	6784	0.84
中床版	21			7.52	970	1144	0.85
側壁	52			7.52	4662	5528	0.85
隔壁	104			7.52	1061	1324	0.81
導流壁	61			7.52	1062	1183	0.90
妻壁	71			7.52	1165	1427	0.82

注記*1：評価位置は図 6-23 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-42 壁部材の面内せん断に対する照査

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査 時刻	照査用 面内せん 断ひずみ*2 γ_d	限界せん 断ひずみ γ_R	照査値 γ_d / γ_R
底版	—	—	—	—	—	—	—
中床版	—		—		—	—	
側壁	—		—		—	—	
隔壁	90	①	主方向：S s - D 2 (-+) 従方向：S s - D 2 (++)	13.53	337 μ	2000 μ	0.17
導流壁	—	—	—	—	—	—	—
妻壁	70	④	主方向：S s - N 1 (++) 従方向：S s - N 1 (++)	7.52	210 μ	2000 μ	0.11

注記*1：評価位置は図 6-34 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ = 発生面内せん断ひずみ × 構造解析係数 γ_a

6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

6.4.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表 6-43～表 6-45 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-36～図 6-38 に示す。

同表より、海水ポンプ室の基礎地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力を下回ることを確認した。

表 6-43 基礎地盤の支持性能評価結果 (スクリーンエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧	極限支持力	照査値	
			R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d/R_u	
①	S _s -D 1	++	3.4	13.7	0.25	
		-+	3.0	13.7	0.22	
	S _s -D 2	++	3.1	13.7	0.23	
		-+	3.7	13.7	0.28	
	S _s -D 3	++	3.1	13.7	0.23	
		-+	2.8	13.7	0.21	
	S _s -F 1	++	2.4	13.7	0.18	
		-+	2.4	13.7	0.18	
	S _s -F 2	++	2.7	13.7	0.20	
		-+	3.2	13.7	0.24	
	S _s -F 3	++	2.9	13.7	0.22	
		-+	2.7	13.7	0.20	
	S _s -N 1	++	3.6	13.7	0.27	
		-+	3.8	13.7	0.28	
	②	S _s -N 1	++	3.2	13.7	0.24
	③	S _s -N 1	++	3.9	13.7	0.29
	④	S _s -N 1	++	3.6	13.7	0.27

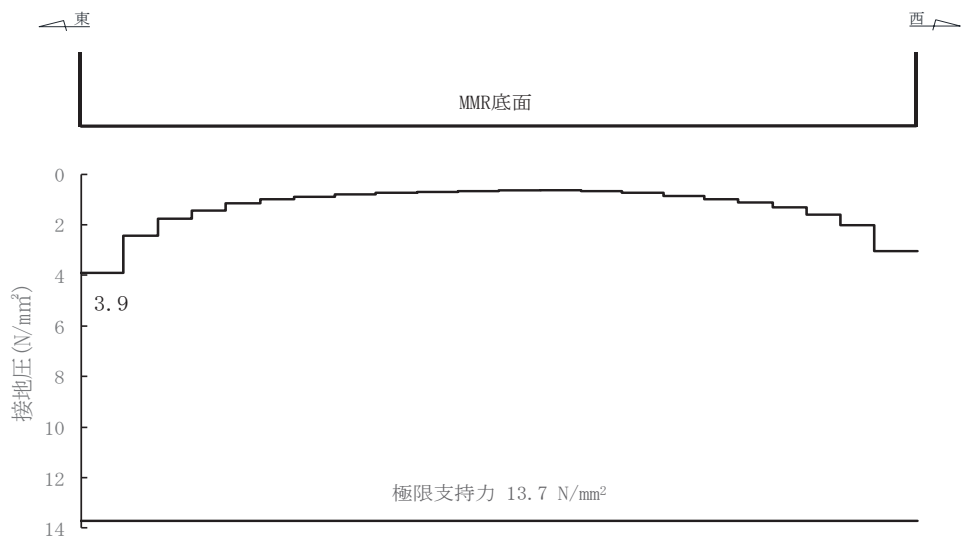


図 6-36 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-N 1 (++) , スクリーンエリア)

表 6-44 基礎地盤の支持性能評価結果 (補機ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧	極限支持力	照査値	
			$R_d(N/mm^2)$	$R_u(N/mm^2)$	R_d/R_u	
①	S _s -D 1	++	3.0	13.7	0.22	
		-+	2.8	13.7	0.21	
	S _s -D 2	++	3.1	13.7	0.23	
		-+	3.5	13.7	0.26	
	S _s -D 3	++	2.9	13.7	0.22	
		-+	2.7	13.7	0.20	
	S _s -F 1	++	2.2	13.7	0.17	
		-+	2.1	13.7	0.16	
	S _s -F 2	++	2.6	13.7	0.19	
		-+	3.0	13.7	0.22	
	S _s -F 3	++	2.7	13.7	0.20	
		-+	2.5	13.7	0.19	
	S _s -N 1	++	3.4	13.7	0.25	
		-+	3.5	13.7	0.26	
	②	S _s -N 1	++	3.1	13.7	0.23
	③	S _s -N 1	++	3.7	13.7	0.28
	④	S _s -N 1	++	3.5	13.7	0.26

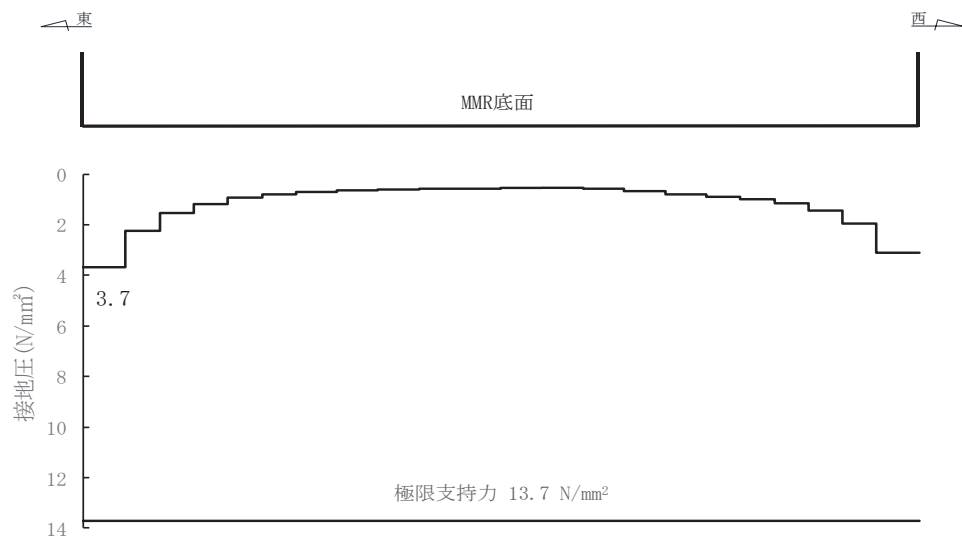


図 6-37 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-N 1 (++) , 補機ポンプエリア)

表 6-45 基礎地盤の支持性能評価結果 (循環水ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧	極限支持力	照査値	
			$R_d(N/mm^2)$	$R_u(N/mm^2)$	R_d/R_u	
①	S _s -D 1	++	2.8	13.7	0.21	
		-+	2.9	13.7	0.22	
	S _s -D 2	++	3.3	13.7	0.25	
		-+	3.3	13.7	0.25	
	S _s -D 3	++	2.6	13.7	0.19	
		-+	2.6	13.7	0.19	
	S _s -F 1	++	2.2	13.7	0.17	
		-+	2.0	13.7	0.15	
	S _s -F 2	++	2.6	13.7	0.19	
		-+	3.0	13.7	0.22	
	S _s -F 3	++	2.3	13.7	0.17	
		-+	2.8	13.7	0.21	
	S _s -N 1	++	3.7	13.7	0.28	
		-+	3.2	13.7	0.24	
	②	S _s -N 1	++	3.3	13.7	0.25
	③	S _s -N 1	++	3.9	13.7	0.29
	④	S _s -N 1	++	3.8	13.7	0.28

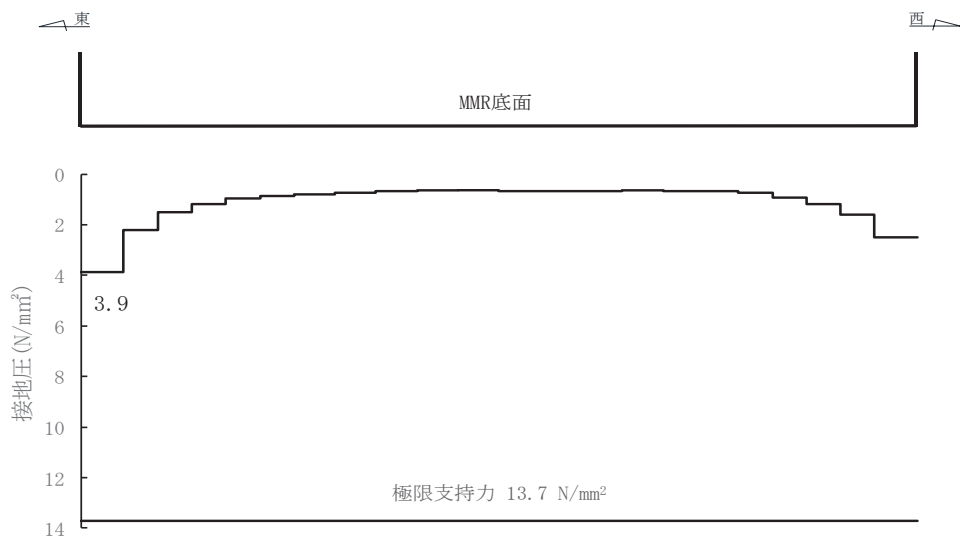


図 6-38 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-N 1 (++) , 循環水ポンプエリア)

6.4.2 MMR（既設）

(1) 接地圧に対する評価

MMR（既設）の支持性能に対する評価結果を表 6-46～表 6-48 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-39～図 6-41 に示す。

同表より、海水ポンプ室の MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 6-46 MMR (既設) の支持性能評価結果 (スクリーンエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧 $R_d(N/mm^2)$	支圧強度 $f'_a(N/mm^2)$	照査値 R_d/f'_a	
①	S s - D 1	++	4.2	15.6	0.27	
		-+	3.7	15.6	0.24	
	S s - D 2	++	3.6	15.6	0.24	
		-+	4.3	15.6	0.28	
	S s - D 3	++	3.8	15.6	0.25	
		-+	3.4	15.6	0.22	
	S s - F 1	++	3.2	15.6	0.21	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S s - F 2	++	3.6	15.6	0.24	
		-+	3.5	15.6	0.23	
	S s - F 3	++	3.5	15.6	0.23	
		-+	3.7	15.6	0.24	
	S s - N 1	++	3.4	15.6	0.22	
		-+	4.2	15.6	0.27	
	②	S s - N 1	++	3.4	15.6	0.22
	③	S s - N 1	++	3.5	15.6	0.23
	④	S s - N 1	++	3.4	15.6	0.22

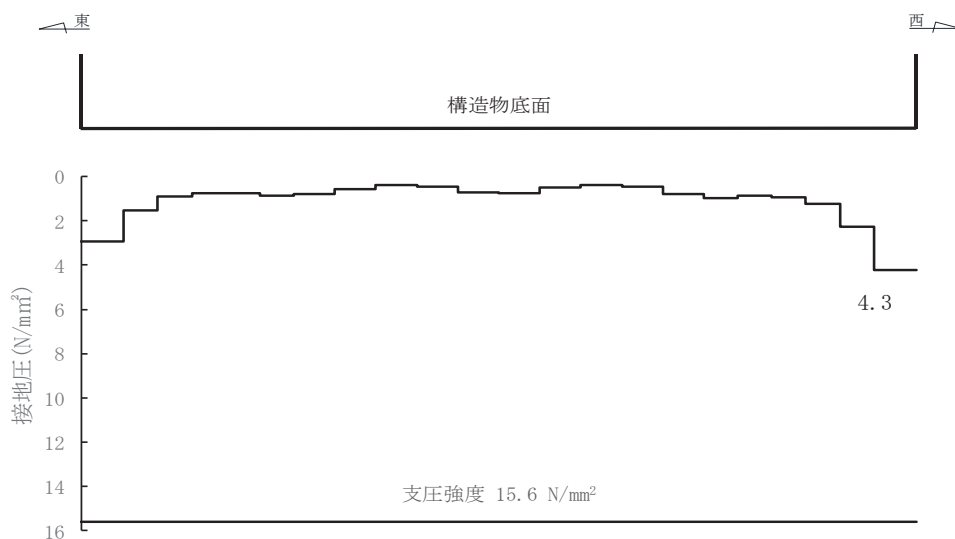


図 6-39 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - D 2 (-+), スクリーンエリア)

表 6-47 MMR (既設) の支持性能評価結果 (補機ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧 $R_d(N/mm^2)$	支圧強度 $f'_a(N/mm^2)$	照査値 R_d/f'_a	
①	S s - D 1	++	3.6	15.6	0.24	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S s - D 2	++	3.4	15.6	0.22	
		-+	3.9	15.6	0.25	
	S s - D 3	++	3.4	15.6	0.22	
		-+	3.0	15.6	0.20	
	S s - F 1	++	2.8	15.6	0.18	
		-+	2.6	15.6	0.17	
	S s - F 2	++	3.2	15.6	0.21	
		-+	3.0	15.6	0.20	
	S s - F 3	++	3.1	15.6	0.20	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S s - N 1	++	3.3	15.6	0.22	
		-+	3.8	15.6	0.25	
	②	S s - N 1	++	3.1	15.6	0.20
	③	S s - N 1	++	3.3	15.6	0.22
	④	S s - N 1	++	3.3	15.6	0.22

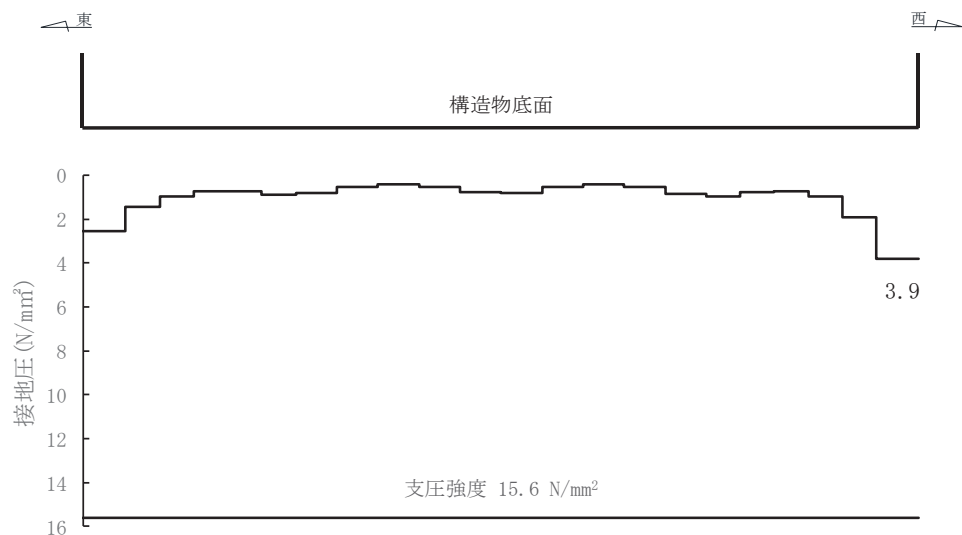


図 6-40 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - D 2 (-+), 補機ポンプエリア)

表 6-48 MMR (既設) の支持性能評価結果 (循環水ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		接地圧 R_d (N/mm^2)	支圧強度 f'_a (N/mm^2)	照査値 R_d / f'_a	
①	S s - D 1	++	3.0	15.6	0.20	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S s - D 2	++	3.4	15.6	0.22	
		-+	3.4	15.6	0.22	
	S s - D 3	++	3.0	15.6	0.20	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S s - F 1	++	2.6	15.6	0.17	
		-+	2.5	15.6	0.17	
	S s - F 2	++	2.7	15.6	0.18	
		-+	2.7	15.6	0.18	
	S s - F 3	++	2.8	15.6	0.18	
		-+	3.2	15.6	0.21	
	S s - N 1	++	3.2	15.6	0.21	
		-+	3.0	15.6	0.20	
	②	S s - N 1	++	3.0	15.6	0.20
	③	S s - N 1	++	3.3	15.6	0.22
④	S s - N 1	++	3.0	15.6	0.20	

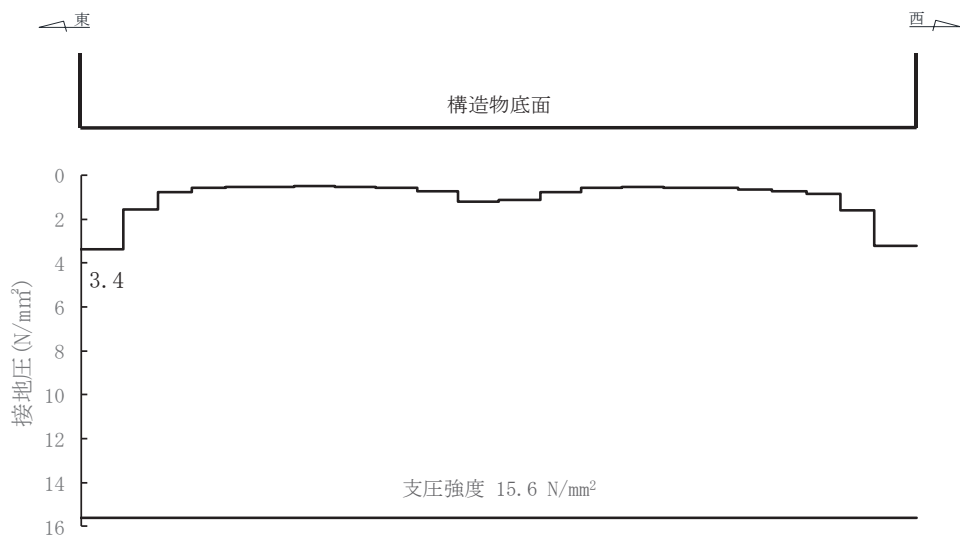


図 6-41 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - D 2 (-+), 循環水ポンプエリア)

(2)せん断破壊に対する評価

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 6-49～表 6-51 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 6-52～表 6-54 に示す。

また、引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについて、最大せん断応力発生時刻及び最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図 6-42～図 6-75 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力または発生引張応力

同表及び同図よりせん断破壊及び引張破壊している要素の分布が極めて局所的で MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、海水ポンプ室の MMR（既設）の健全性を確認した。

表 6-49 MMR (既設) のせん断破壊に対する支持性能の評価結果 (スクリーンエリア)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	2.20	3.12	1.41	
		-+	2.00	3.12	1.56	
	S _s -D 2	++	2.09	3.12	1.49	
		-+	2.20	3.12	1.41	
	S _s -D 3	++	1.94	3.12	1.60	
		-+	1.74	3.12	1.79	
	S _s -F 1	++	1.58	3.12	1.97	
		-+	1.55	3.12	2.01	
	S _s -F 2	++	1.87	3.12	1.66	
		-+	1.84	3.12	1.69	
	S _s -F 3	++	1.70	3.12	1.83	
		-+	1.83	3.12	1.70	
	S _s -N 1	++	2.08	3.12	1.50	
		-+	2.27	3.12	1.37	
	②	S _s -N 1	++	2.01	3.12	1.55
	③	S _s -N 1	++	2.10	3.12	1.48
	④	S _s -N 1	++	1.99	3.12	1.56

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-50 MMR (既設) のせん断破壊に対する支持性能の評価結果 (補機ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.75	3.12	1.78	
		-+	1.70	3.12	1.83	
	S _s -D 2	++	1.96	3.12	1.59	
		-+	1.88	3.12	1.65	
	S _s -D 3	++	1.64	3.12	1.90	
		-+	1.49	3.12	2.09	
	S _s -F 1	++	1.24	3.12	2.51	
		-+	1.30	3.12	2.40	
	S _s -F 2	++	1.53	3.12	2.03	
		-+	1.63	3.12	1.91	
	S _s -F 3	++	1.40	3.12	2.22	
		-+	1.53	3.12	2.03	
	S _s -N 1	++	1.89	3.12	1.65	
		-+	2.02	3.12	1.54	
	②	S _s -N 1	++	1.76	3.12	1.77
	③	S _s -N 1	++	1.89	3.12	1.65
	④	S _s -N 1	++	1.79	3.12	1.74

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-51 MMR (既設) のせん断破壊に対する支持性能の評価結果 (循環水ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.63	3.12	1.91	
		-+	1.69	3.12	1.84	
	S _s -D 2	++	1.85	3.12	1.68	
		-+	1.85	3.12	1.68	
	S _s -D 3	++	1.67	3.12	1.86	
		-+	1.72	3.12	1.81	
	S _s -F 1	++	1.40	3.12	2.22	
		-+	1.35	3.12	2.31	
	S _s -F 2	++	1.46	3.12	2.13	
		-+	1.46	3.12	2.13	
	S _s -F 3	++	1.50	3.12	2.08	
		-+	1.76	3.12	1.77	
	S _s -N 1	++	1.81	3.12	1.72	
		-+	1.54	3.12	2.02	
	②	S _s -N 1	++	1.72	3.12	1.81
	③	S _s -N 1	++	1.88	3.12	1.65
	④	S _s -N 1	++	1.88	3.12	1.65

注記* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-52 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (スクリーンエリア)

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S
①	S s - D 1	++	1.35	1.43	1.05
		-+	1.18	1.43	1.21
	S s - D 2	++	1.27	1.43	1.12
		-+	1.60	1.43	0.89
	S s - D 3	++	0.72	1.43	1.98
		-+	0.59	1.43	2.42
	S s - F 1	++	0.61	1.43	2.34
		-+	0.43	1.43	3.32
	S s - F 2	++	1.07	1.43	1.33
		-+	1.01	1.43	1.41
	S s - F 3	++	0.68	1.43	2.10
		-+	0.84	1.43	1.70
	S s - N 1	++	2.00	1.43	0.71
		-+	1.76	1.43	0.81
②	S s - N 1	++	1.73	1.43	0.82
③	S s - N 1	++	1.74	1.43	0.82
④	S s - N 1	++	1.98	1.43	0.72

* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-53 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (補機ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S
①	S _s -D 1	++	0.84	1.43	1.70
		-+	0.89	1.43	1.60
	S _s -D 2	++	0.96	1.43	1.48
		-+	0.76	1.43	1.88
	S _s -D 3	++	0.51	1.43	2.80
		-+	0.49	1.43	2.91
	S _s -F 1	++	0.31	1.43	4.61
		-+	0.46	1.43	3.10
	S _s -F 2	++	0.70	1.43	2.04
		-+	0.99	1.43	1.44
	S _s -F 3	++	0.49	1.43	2.91
		-+	0.65	1.43	2.20
	S _s -N 1	++	2.12	1.43	0.67
		-+	0.89	1.43	1.60
②	S _s -N 1	++	1.86	1.43	0.76
③	S _s -N 1	++	2.16	1.43	0.66
④	S _s -N 1	++	1.97	1.43	0.72

* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

表 6-54 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (循環水ポンプエリア)

解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.12	1.43	1.27	
		-+	1.48	1.43	0.96	
	S _s -D 2	++	1.39	1.43	1.02	
		-+	1.67	1.43	0.85	
	S _s -D 3	++	1.40	1.43	1.02	
		-+	0.96	1.43	1.48	
	S _s -F 1	++	0.50	1.43	2.86	
		-+	0.59	1.43	2.42	
	S _s -F 2	++	1.14	1.43	1.25	
		-+	1.69	1.43	0.84	
	S _s -F 3	++	0.79	1.43	1.81	
		-+	1.04	1.43	1.37	
	S _s -N 1	++	2.60	1.43	0.55	
		-+	1.37	1.43	1.04	
	②	S _s -N 1	++	2.58	1.43	0.55
	③	S _s -N 1	++	2.82	1.43	0.50
④	S _s -N 1	++	2.69	1.43	0.53	

* : 最小安全率として最小値となる数値を記載。照査値R/S > 1.0であることを確認する。

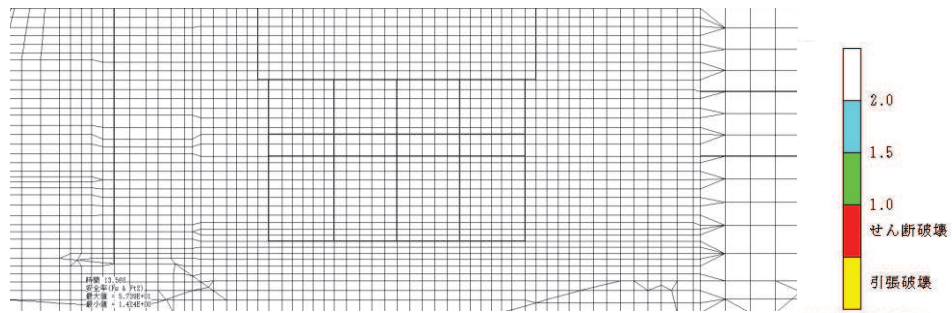


図 6-42 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D2 (-+)$, スクリーンエリア, $t = 13.56s$)

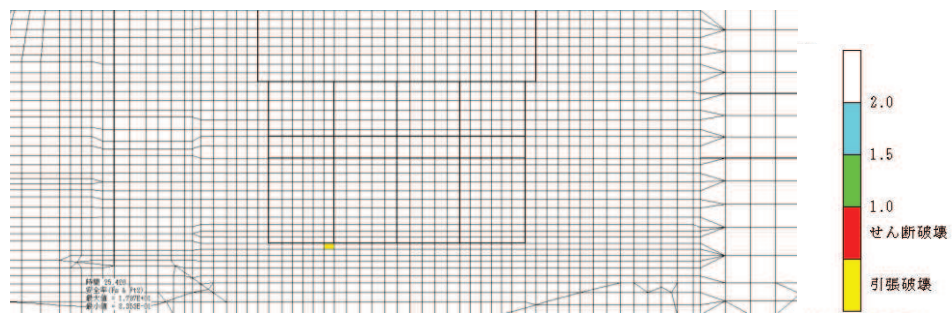


図 6-43 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D2 (-+)$, スクリーンエリア, $t = 25.42s$)

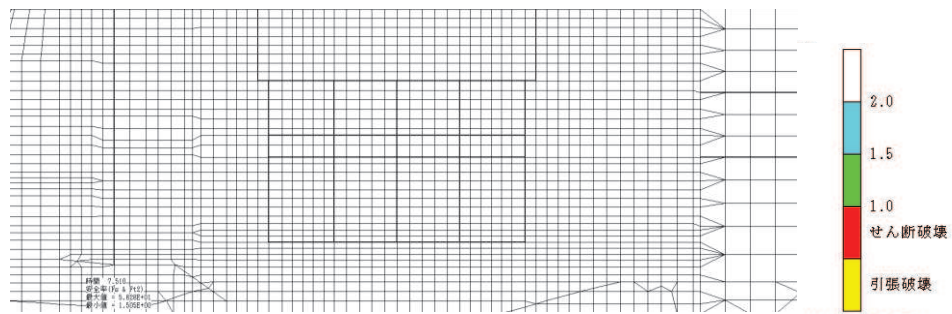


図 6-44 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - N1 (++)$, スクリーンエリア, $t = 7.51s$)

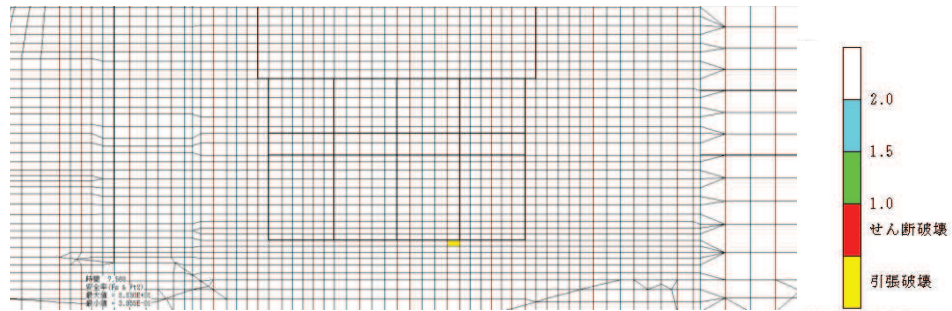


図 6-45 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - N1 (++)$, スクリーンエリア, $t = 7.56s$)

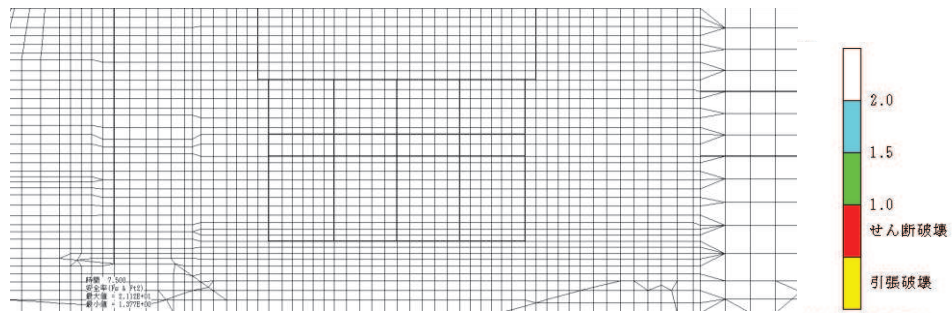


図 6-46 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 S s - N 1 (-+), スクリーンエリア, $t = 7.50s$)

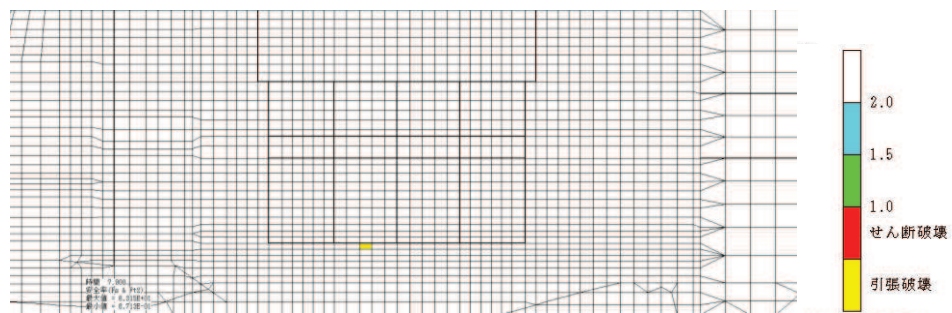


図 6-47 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 S s - N 1 (-+), スクリーンエリア, $t = 7.90s$)

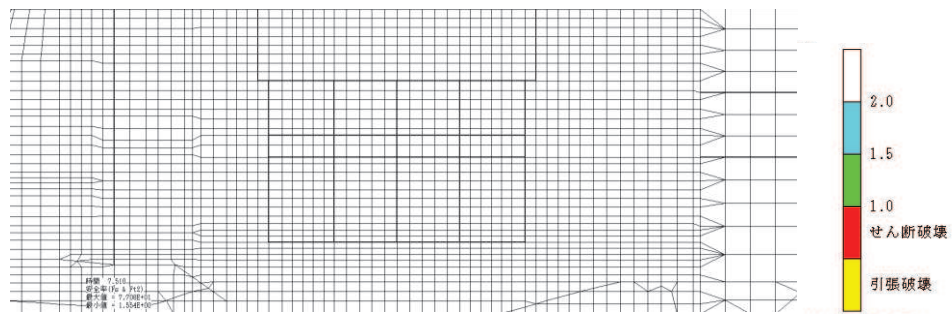


図 6-48 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, $t = 7.51s$)

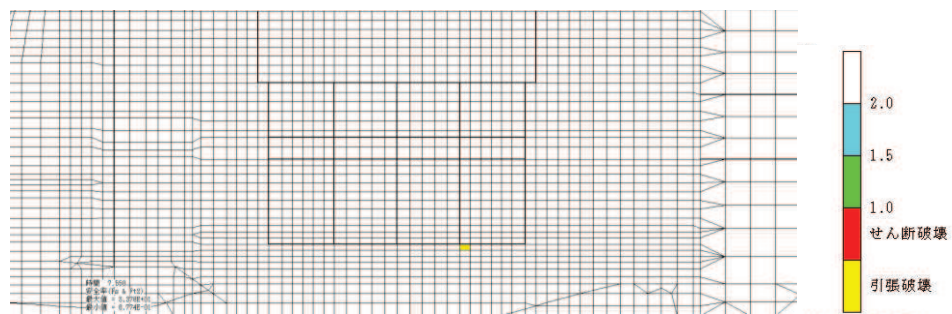


図 6-49 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, $t = 7.55s$)

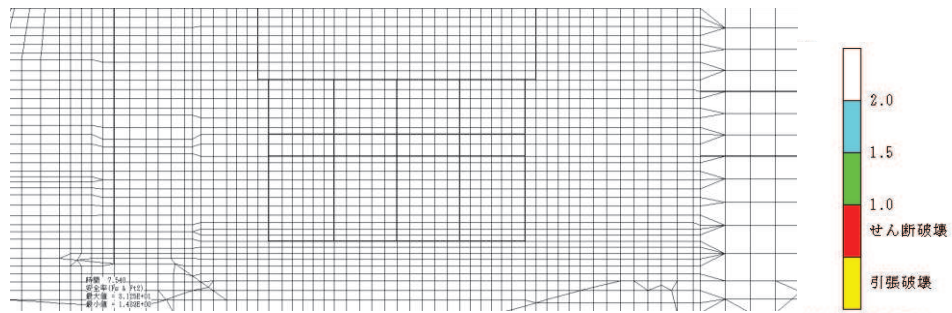


図 6-50 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, $t = 7.54s$)

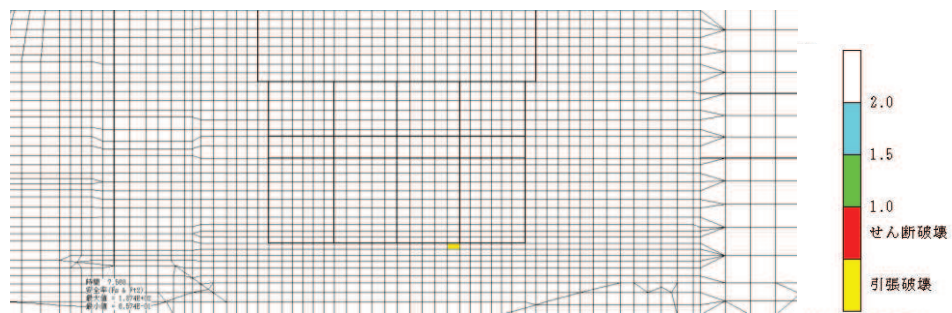


図 6-51 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, $t = 7.56s$)

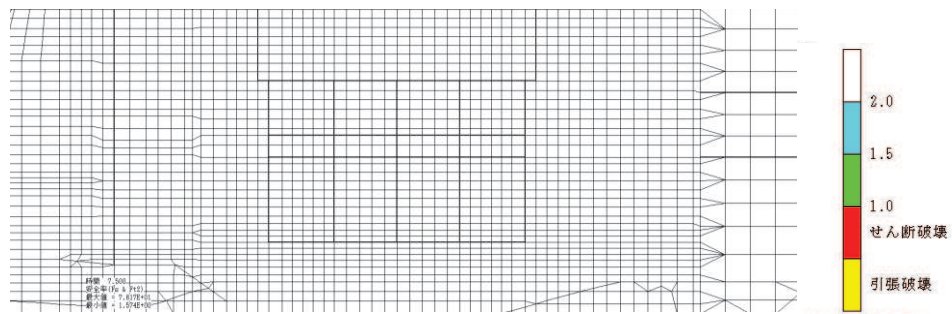


図 6-52 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース④, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, $t = 7.50s$)

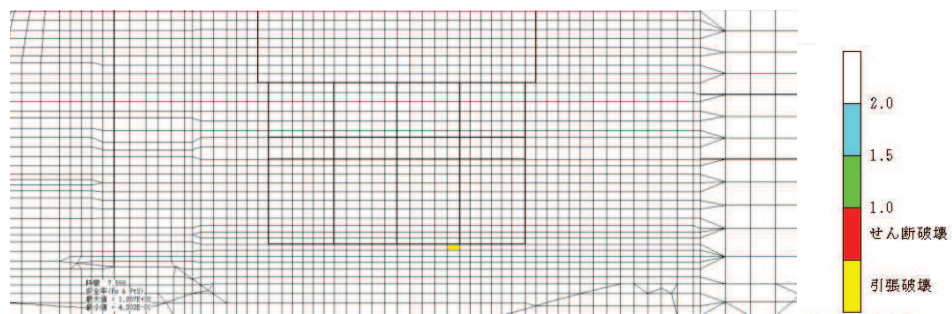


図 6-53 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース④, 地震動 S s - N 1 (++) , スクリーンエリア, $t = 7.55s$)

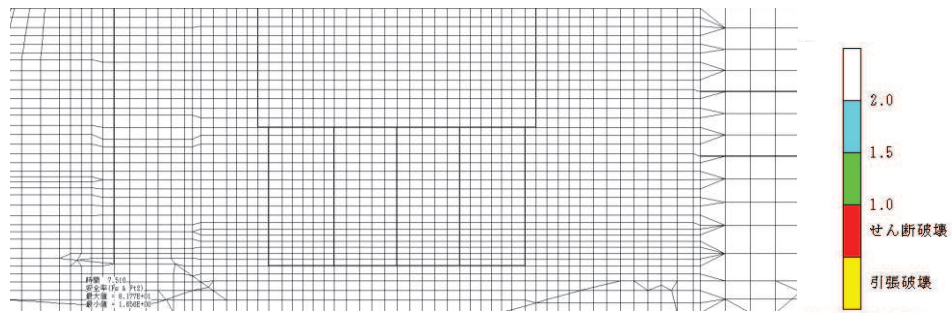


図 6-54 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.51s)

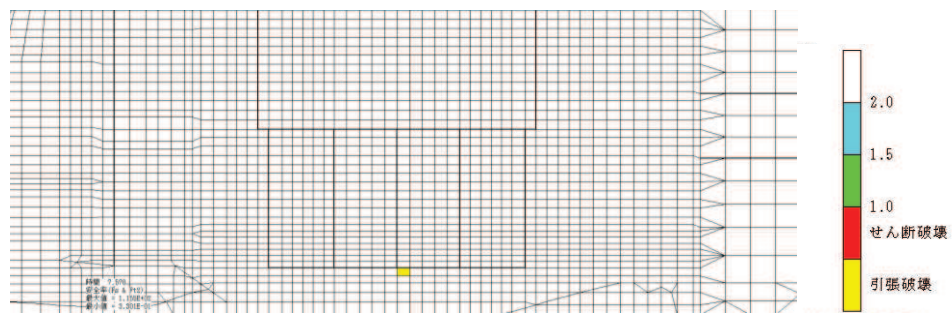


図 6-55 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.57s)

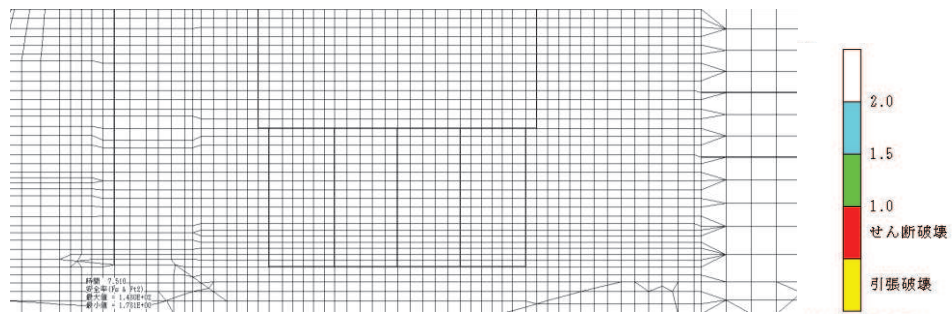


図 6-56 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.51s)

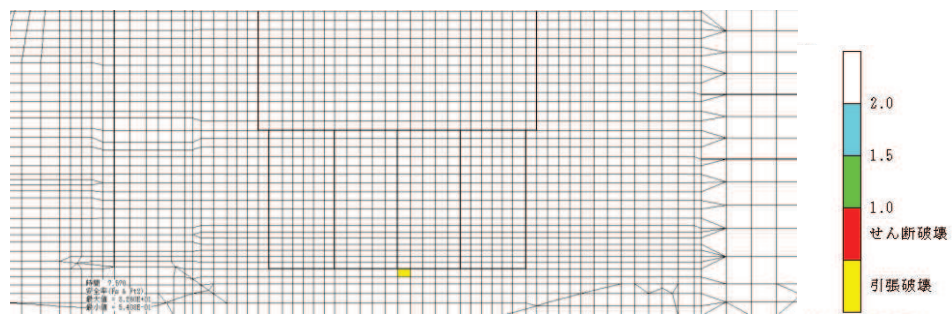


図 6-57 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.57s)

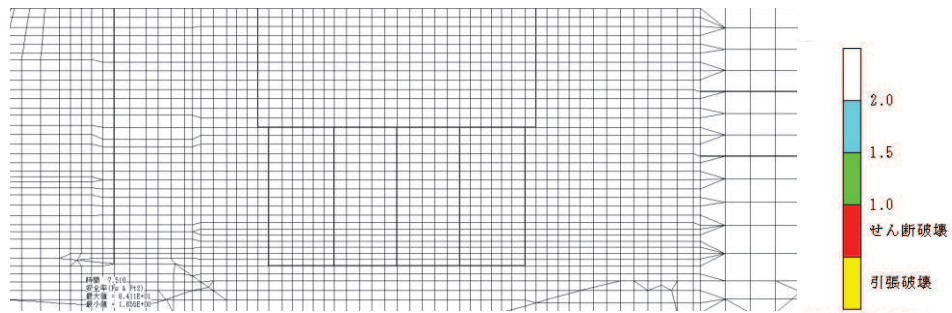


図 6-58 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.51s)

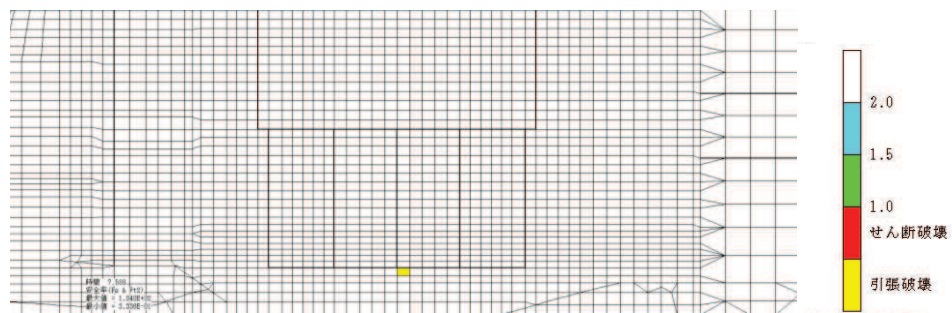


図 6-59 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.58s)

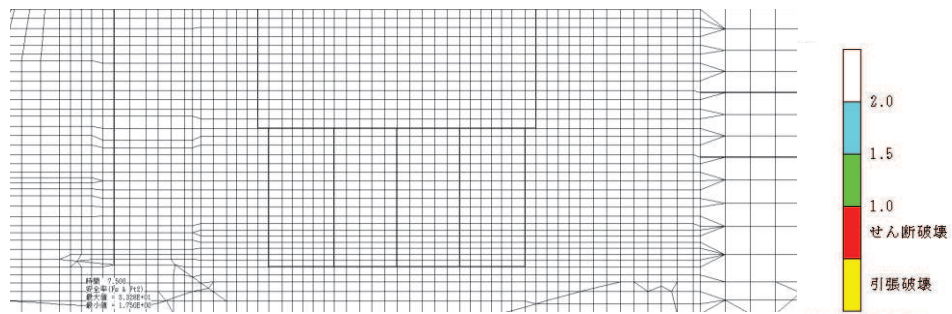


図 6-60 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース④, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.50s)

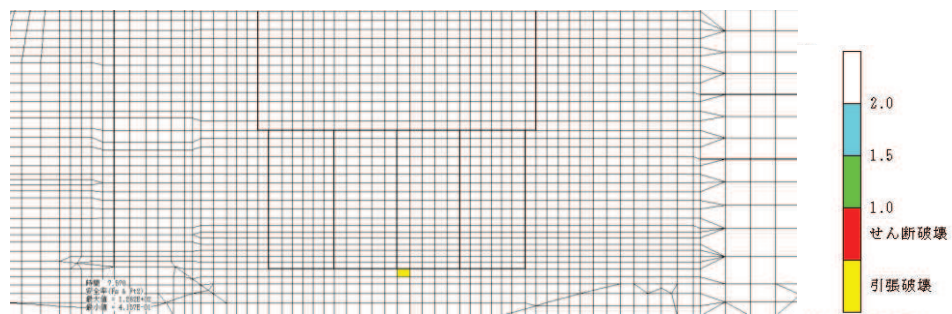


図 6-61 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース④, 地震動 S s - N 1 (++) , 補機ポンプエリア, t = 7.57s)

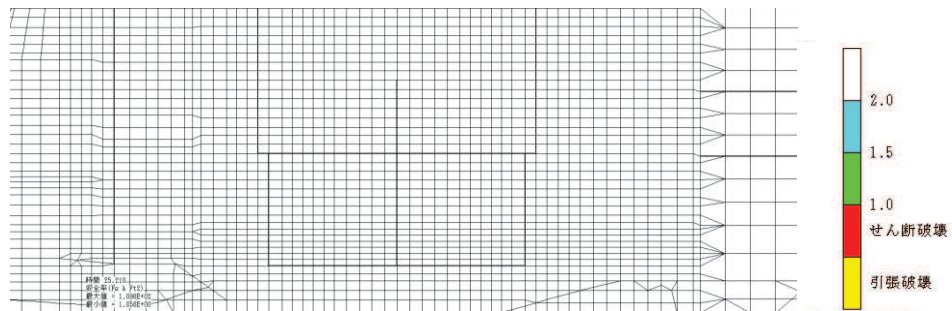


図 6-62 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D1$ (-+), 循環水ポンプエリア, $t = 25.21s$)

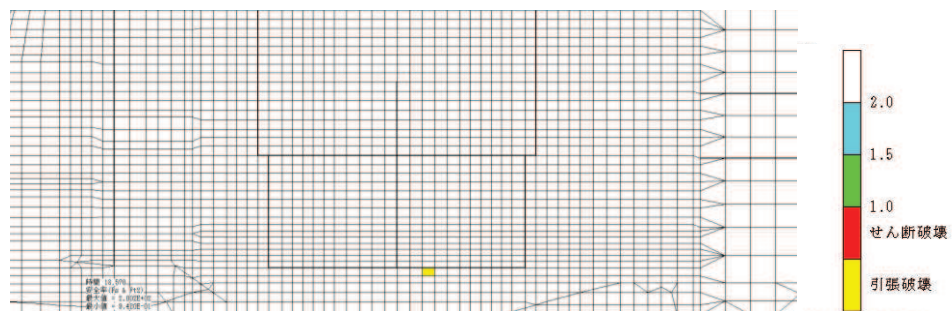


図 6-63 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D1$ (-+), 循環水ポンプエリア, $t = 18.57s$)

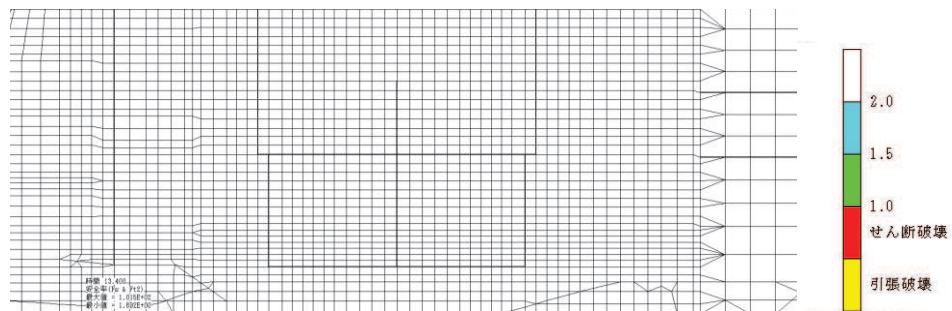


図 6-64 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+), 循環水ポンプエリア, $t = 13.40s$)

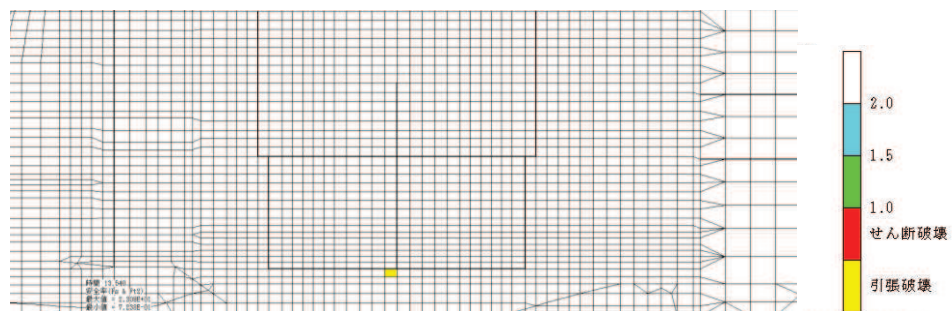


図 6-65 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - D2$ (-+), 循環水ポンプエリア, $t = 13.54s$)

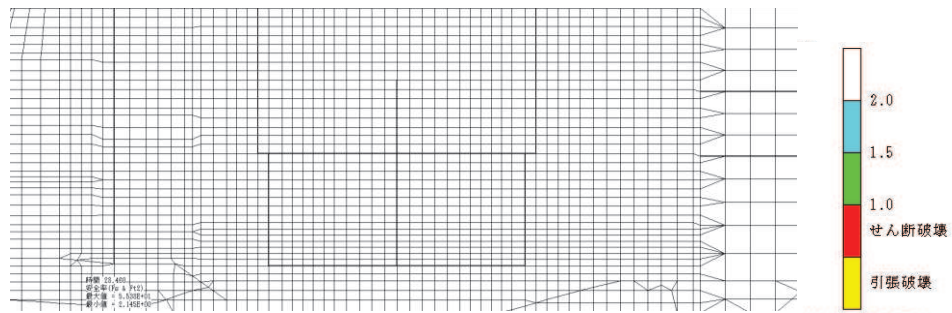


図 6-66 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - F 2 (-+)$, 循環水ポンプエリア, $t = 28.46s$)

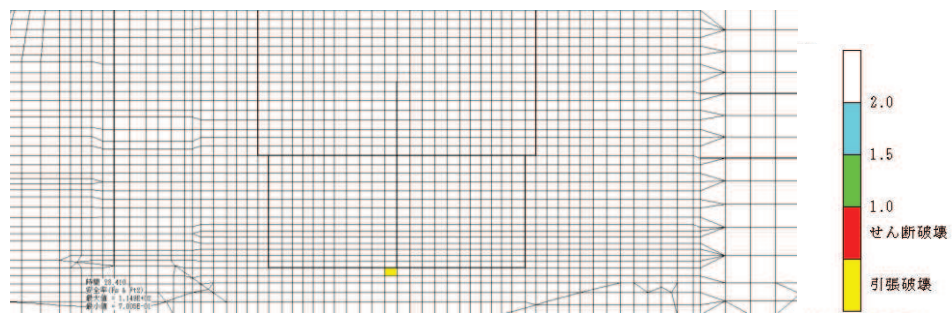


図 6-67 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - F 2 (-+)$, 循環水ポンプエリア, $t = 28.41s$)

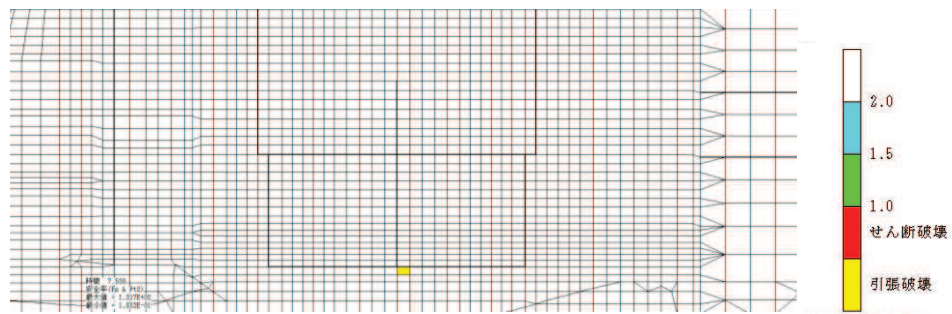


図 6-68 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - N 1 (++)$, 循環水ポンプエリア, $t = 7.53s$)

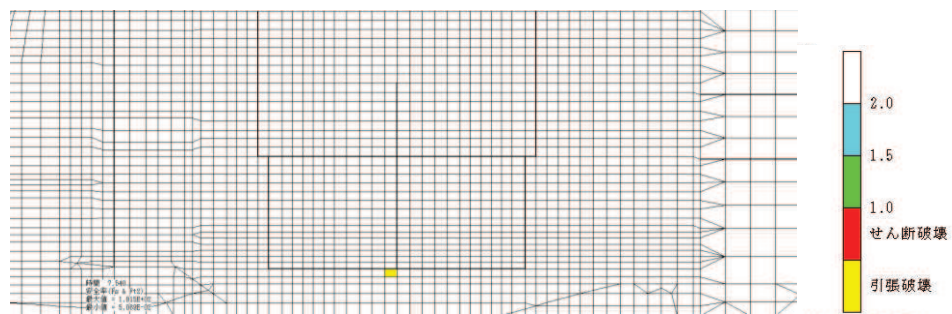


図 6-69 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース①, 地震動 $S_s - N 1 (++)$, 循環水ポンプエリア, $t = 7.54s$)

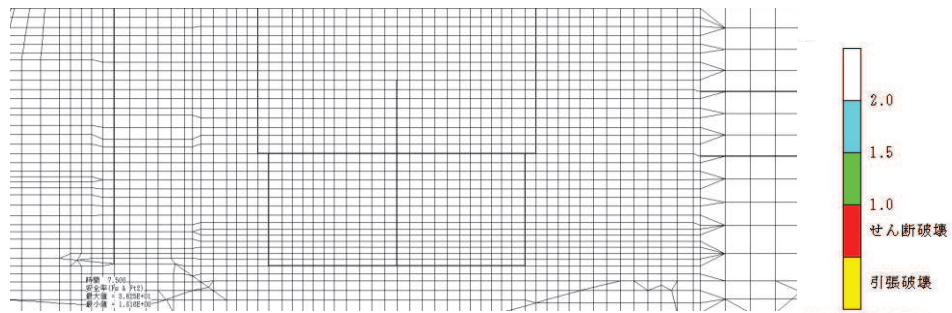


図 6-70 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 $S_s - N1$ (++) , 循環水ポンプエリア, $t = 7.50s$)

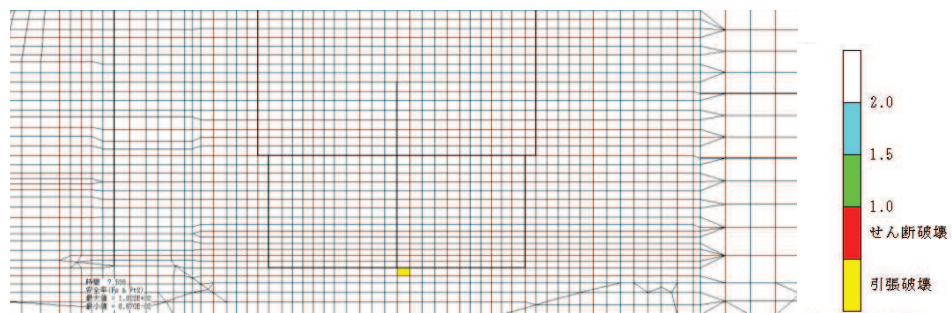


図 6-71 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース②, 地震動 $S_s - N1$ (++) , 循環水ポンプエリア, $t = 7.53s$)

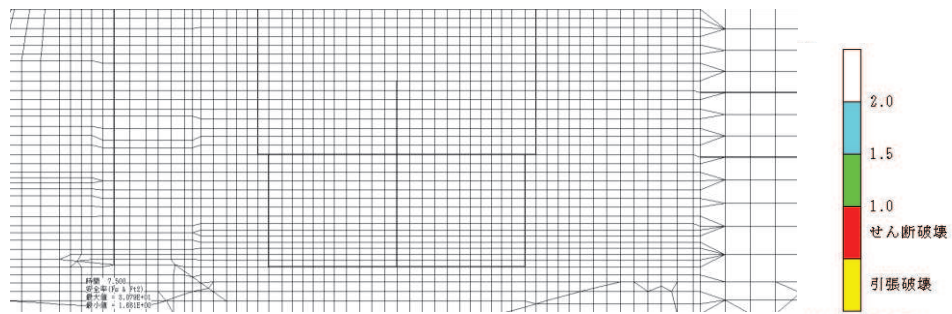


図 6-72 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++) , 循環水ポンプエリア, $t = 7.50s$)

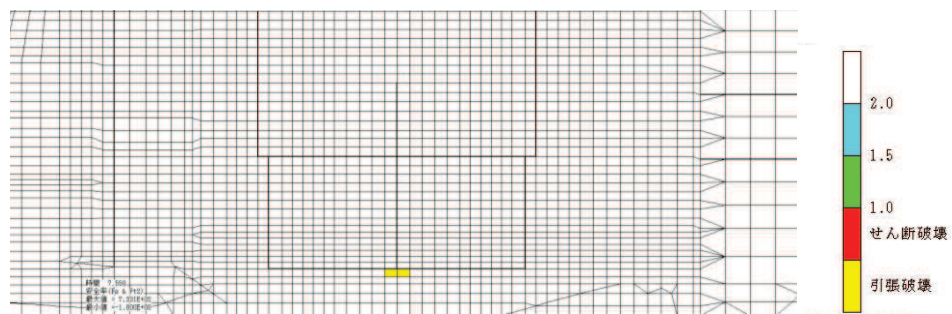


図 6-73 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース③, 地震動 $S_s - N1$ (++) , 循環水ポンプエリア, $t = 7.55s$)

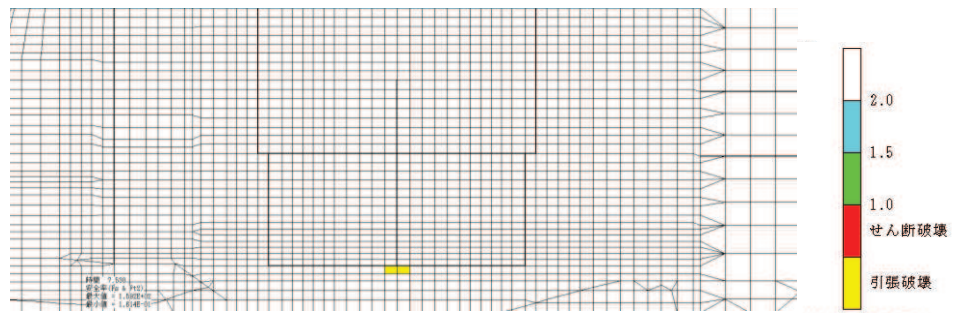


図 6-74 MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(ケース④, 地震動 $S_s - N1$ (++) , 循環水ポンプエリア, $t = 7.53s$)



図 6-75 MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(ケース④, 地震動 $S_s - N1$ (++) , 循環水ポンプエリア, $t = 7.54s$)

7. まとめ

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した。

構造部材の健全性評価については、鉄筋及びコンクリートのひずみ、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下回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること及びMMR（既設）がせん断破壊しないことを確認した。

以上から、海水ポンプ室は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、通水機能を有すること、貯水機能を損なわないこと、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を確認した。

参考資料 1 主筋ひずみの平均化について

1. はじめに

海水ポンプ室は、要求機能に応じた許容限界に基づき耐震評価を行っている。海水ポンプ室における要求機能のうち、止水機能及び貯水機能に対しては、断面が降伏に至らない状態であれば、漏水が生じるような顕著な(部材を貫通するような)ひび割れは発生しないことから、鉄筋が降伏しないことを目標性能とし、曲げ・軸力系の破壊(面外変形)については部材降伏に対する限界ひずみ(主筋ひずみ: 1725μ , コンクリートの圧縮ひずみ: 2000μ)を下回ることを確認することとしている。また、CCb工法によるせん断補強を実施する箇所は、適切な施工管理を実施してもなお発生しうる施工精度の低下への設計上の配慮としてせん断に対する照査値を0.8程度に抑え、せん断補強鉄筋の定着部のひび割れの影響を抑えるため、曲げに対しては、おおむね弾性範囲内で使用することとしている。おおむね弾性に対する許容限界として、部材降伏に対する限界ひずみ(主筋ひずみ: 1725μ , コンクリートの圧縮ひずみ: 2000μ)を下回ることを確認することとしている。

耐震評価の結果、一部で主筋ひずみが限界ひずみを上回る部材があったことから、まず部材ごとの各要求機能への影響確認を行った。海水ポンプ室の三次元モデルは、部材厚さ方向にソリッド要素を分割している。このことから、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材の片一方の主筋ひずみが限界ひずみを超えても、もう片方が限界ひずみを超えていなければ、漏水が生じるような顕著な(部材を貫通するような)ひび割れは発生しないため、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材に対して部材厚さ方向で反対側の主筋ひずみが限界ひずみを超えていないことを確認し、止水機能及び貯水機能へ影響がないことを確認した。

そのうえで、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材について、細かい要素分割を行っている部材の一部を部材厚程度の範囲で主筋ひずみを平均化した評価を実施していることから、平均化範囲の考え方について示す。

2. 海水ポンプ室のモデル化方針

海水ポンプ室の三次元構造解析モデルは、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。)に準拠しモデル化を行っている。

要素分割の寸法について、土木学会マニュアルでは、要素分割において以下の記載がある。

- ・ 要素分割は、断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度とするのがよい。
- ・ 要素長さを部材の断面厚または有効高さの約2.0倍よりは大きくしてはならない。
- ・ 要素分割を細かくせざるを得ない場合は、軸線方向に部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度の範囲で複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。

- ・ 要素の形状は、著しく扁平にならないように注意し、四角形要素の縦横比は基本的に1:1が望ましく、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5を限度とすることが望ましい
- ・ 鉄筋コンクリート要素を用いる場合には、鉄筋位置と無筋領域を適切に考慮して要素分割しなければならない。

部材の高さ方向及びスパン方向の分割数は、例えば底版の場合は、断面厚さの1.0倍の要素分割だと3分割（断面厚さ：2.0m，スパン方向長さ（水路の内空幅）：5.4m）になるが、断面厚方向の要素分割を考慮し、要素の縦横比が1:5を下回るようにさらに細かく、6分割以上としている。また、部材延長方向の分割数は、スパン方向等と同様に要素の縦横比が1:5を下回るように要素分割を実施している。したがって、土木学会マニュアルに準拠すると要素分割を細かくせざるを得ない部材が出てくる。要素分割図を図2-1及び図2-2に示す。

部材厚方向の要素分割数は、スパンが大きく、要素分割数による評価結果への影響が大きいと考えられる海水ポンプ室の側壁を代表として、要素分割をパラメータとした影響検討を実施した。終局状態までの変形を表現できる3分割以上としてモデル化している。部材厚方向の分割の概念図を図2-3に示す。

部材厚方向の要素分割に対して、スパンが大きい側壁を対象に解析結果への影響検討を行った。検討概要を表2-1に示す。

解析モデル図は、図2-3に示すとおり上端筋と下端筋を鉄筋付着有効領域(RCゾーン)とし、上端筋と下端筋に挟まれた無筋コンクリート領域(PLゾーン)を2分割及び3分割した三次元ソリッドモデルにて終局状態までの荷重-変位関係の比較を行った。

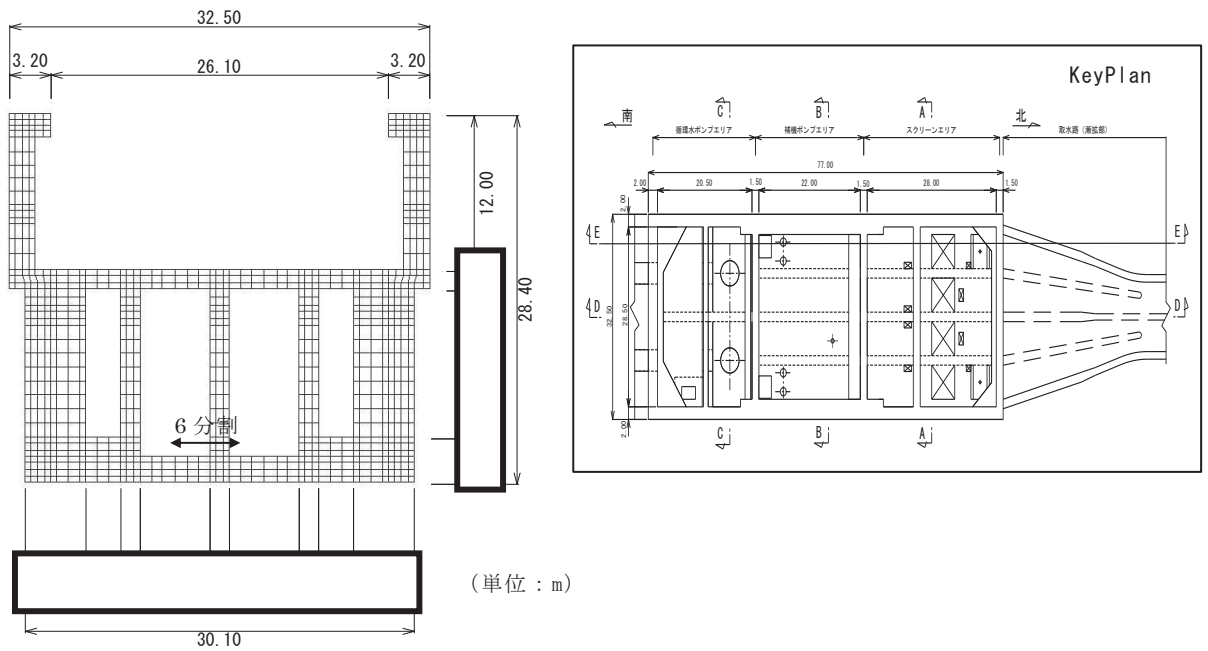


図 2-1 要素分割図 (B-B 断面, 補機ポンプエリア)

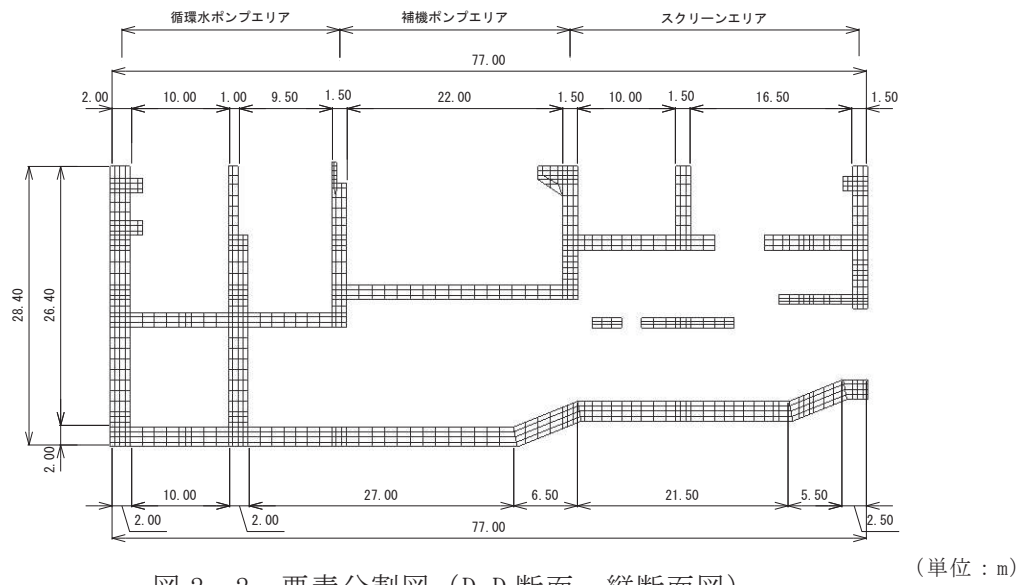


図 2-2 要素分割図 (D-D 断面, 縦断面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

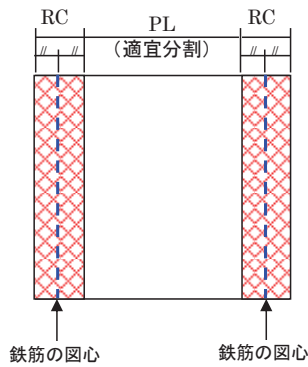


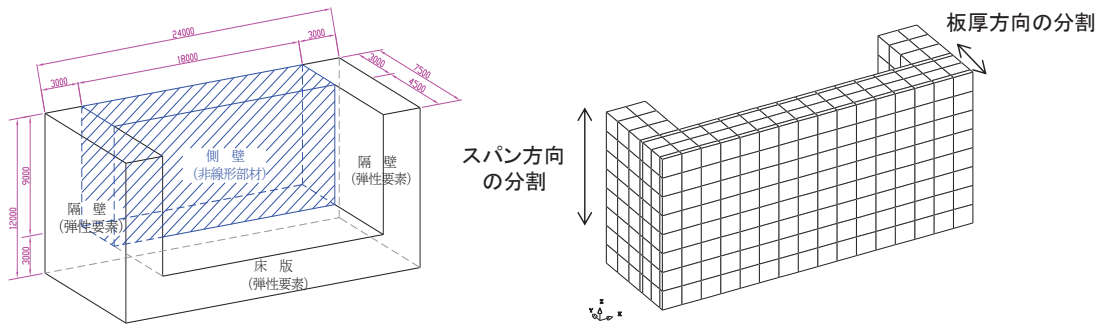
図 2-3 部材厚方向分割の概念図

表 2-1 部材厚方向の要素分割数による影響検討概要

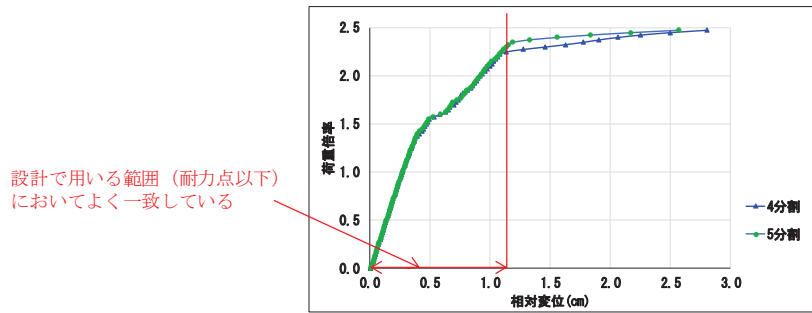
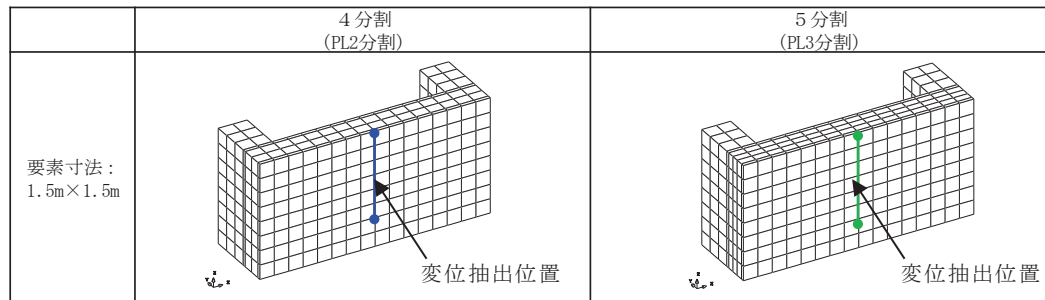
解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> 海水ポンプ室でスパンが大きな部材となる側壁を想定した規模のモデルで検討を行う。 側壁や隔壁を想定し、頂部以外の3辺を弾性要素としてモデル化する。(境界条件) 底面及び側面を固定条件。 荷重は面外に等分布荷重を漸増载荷する。
部材厚方向の分割数検討	<ul style="list-style-type: none"> PLゾーンを2分割, 3分割としてパラスタを行う。 スパン方向の分割は6分割で固定する。
スパン方向の分割数検討	<ul style="list-style-type: none"> 土木学会マニュアル 2005 において、モデルの要素分割は断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度とするのがよいとされている。 また、要素分割を過度に細かくすることは、解析結果が力学的に意味を持たなかったり、計算時間が長くなるなど問題点が多いとされている。 部材厚さの 1.0 倍だと 3 分割となるが、地震応答挙動をより適切に評価するため、アスペクト比等も勘案し、更に細かく 6 分割とした。
モデル寸法の影響検討	<ul style="list-style-type: none"> 板厚方向及びスパン方向の分割数検討の結果を踏まえた分割数に対し、モデルの寸法を要素寸法が载荷実験の再現解析と同等となるよう、1/5 に縮小して影響を確認する。

影響検討の結果を図 2-4 に示す。PL ゾーン 2 分割（部材厚方向に 4 分割）と PL ゾーン 3 分割（部材厚方向に 5 分割）で、荷重-変位関係に終局状態の変形まで大きな差はなく、設計に用いる範囲においてよく一致していることから、部材厚方向の分割を 4 分割することとした。なお、導流壁等の部材厚が小さい場合は、PL ゾーンを分割せず部材厚方向に 3 分割とした。

なお、海水ポンプ室の側壁と底版及び中床版の境界部等の隅角部にはハンチが配置されているが、ひずみが保守的な評価となるようモデル化はしていない。



解析モデル図



荷重－変位関係

図 2-4 要素分割数による影響検討結果 (PLゾーン 2 分割, 3 分割)

3. 許容限界を超える部材

海水ポンプ室は、要求機能ごとに許容限界を設定しており、止水機能、貯水機能が要求される部材について、曲げ・軸力系の破壊（面外変形）については部材降伏に対する限界ひずみ（主筋ひずみ：1725 μ ，コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ）を下回ることを確認する。また、CCb工法によるせん断補強を実施する箇所は、適切な施工管理を実施してもなお発生しうる施工精度の低下への設計上の配慮としてせん断に対する照査値を0.8程度に抑え、せん断補強鉄筋の定着部のひび割れの影響を抑えるため、曲げに対しては、おおむね弾性範囲内で使用することとしている。おおむね弾性に対する許容限界として、部材降伏に対する限界ひずみ（主筋ひずみ：1725 μ ，コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ）を下回ることを確認する。

基準地震動 S_s に対する耐震評価の結果、一部の部材の断面厚さ未満の要素において主筋ひずみが限界ひずみを超えることが判明した。主筋ひずみが限界ひずみを超える部材の最大照査値の一覧を表3-1に示す。

表 3-1 照査用ひずみが許容限界を超える部材と要求機能

地震動	評価位置	要素幅 a	部材厚さ b	比率 a/b	照査用 ひずみ*	限界 ひずみ	照査値	要求機能
S _s -N1 (++)	底版	900mm	2000mm	0.45	2444 μ	1725 μ	1.42	貯水機能 通水機能 CCb の適用性
S _s -N1 (++)	側壁	500mm	2000mm	0.25	2259 μ	1725 μ	1.31	貯水機能 通水機能 止水機能 CCb の適用性
S _s -N1 (++)	導流壁	500mm	1500mm	0.33	2580 μ	1725 μ	1.50	通水機能 CCb の適用性

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

4. 各構造部材の要求機能及び Ccb の適用性への影響確認

耐震評価の結果、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材に対して、部材ごとの要求機能に着目して、影響確認を行う。海水ポンプ室の 3 次元構造解析モデルは、部材の断面厚さ方向で要素ごとにひずみを評価できるため、主筋ひずみが限界ひずみを超える部材に対して部材厚さ方向で反対側の主筋ひずみが限界ひずみを超えていないことを確認し、各構造部材の要求機能に対する影響がないことを確認する。

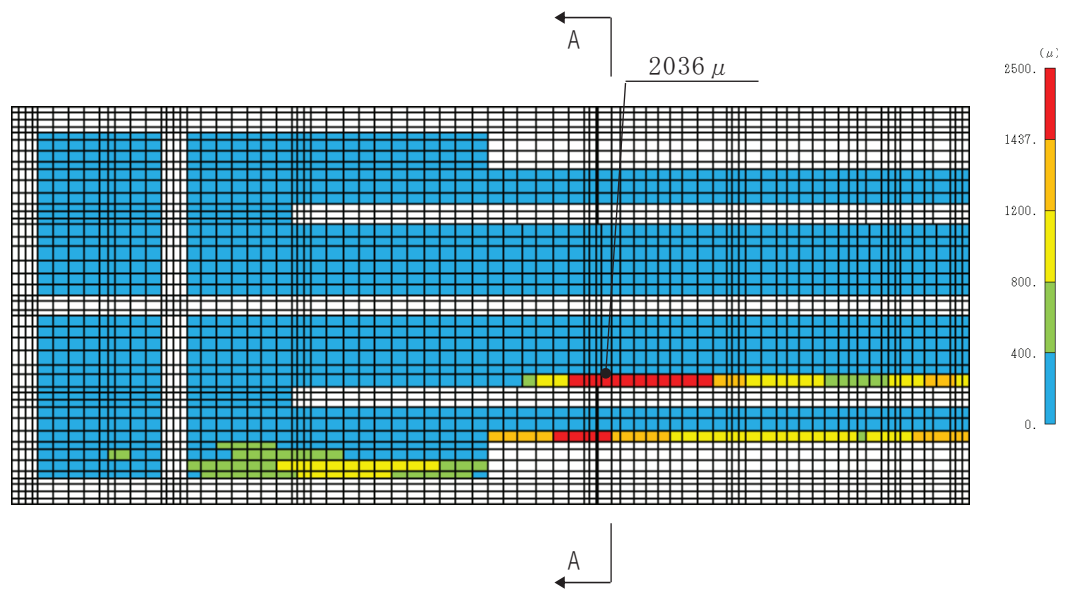
4.1 底版の要求機能への影響確認

照査時刻のうち底版の主筋ひずみに対する照査値が最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図 4-1 に示す。底版は、貯水機能及び Ccb の適用性の観点からおおむね弾性範囲内の評価とすることが要求される部材である。底版において許容限界を超える主筋ひずみの発生箇所は、底版と導流壁及び底版と側壁との交差部である。すべての照査時刻において、底版上面にのみ限界ひずみを超える主筋ひずみが発生しており、底版下面の主筋ひずみは、 555μ であり、おおむね弾性範囲内であることから、漏水が生じるような有意な貫通ひび割れは発生しない。加えて、底版下面は透水性が非常に小さい MMR に支持されており、漏水に対する影響は小さいことから、貯水機能を満足できる。

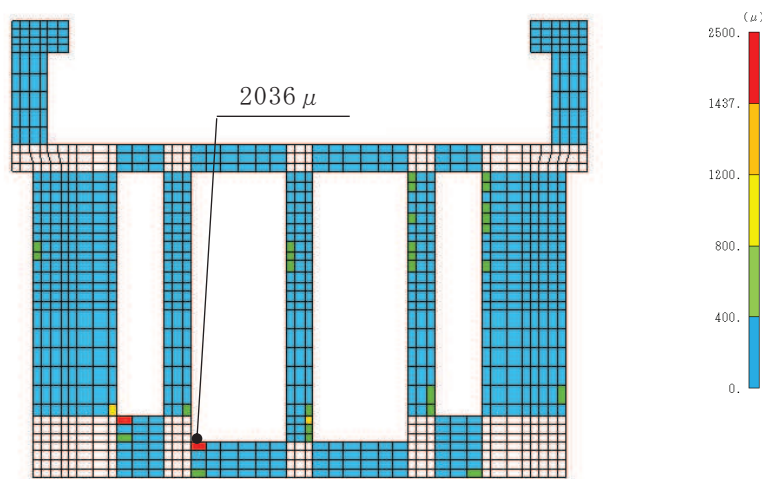
部材の降伏に対して、限界ひずみを超える主筋ひずみの範囲は、底版の延長方向で 25% 程度、当該要素に隣接する要素の主筋ひずみは全体的に 400μ 以下であり、限界ひずみを超える範囲は部材厚さの 45% の要素幅の限定された範囲であるため、底版の一部の要素が部材降伏に対する限界ひずみを上回ったとしても部材全体の降伏には至らないため、部材単位ではおおむね弾性範囲内であると言える。

以上から、限界ひずみを超える主筋ひずみに対して、貯水機能、Ccb の適用性の観点で底版の要求機能を満足していることを確認した。

なお、主筋ひずみを保守的に評価するために、底版と導流壁及び底版と側壁の境界部に配置されるハンチをモデル化していないが、実際に発生する主筋ひずみの分布は、より滑らかになると考えられる。



底版 平面図（上面）



A-A 断面図

図 4-1 主筋ひずみ分布図（底版）
（基準地震動 $S_s - N1$ （++））

4.2 側壁の要求機能への影響確認

照査時刻のうち側壁の主筋ひずみに対する照査値が最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図 4-2 に示す。側壁において限界ひずみを超える主筋ひずみは、気中部の隔壁との交差部に発生しており、当該箇所の要求機能は、止水機能及び Ccb の適用性である。すべての照査時刻において側壁の外側にのみ限界ひずみを超える主筋ひずみが発生しており、当該側壁の内側の主筋ひずみは、 $20\mu \sim 377\mu$ であり、おおむね弾性範囲内であり、漏水が生じるような有意な貫通ひび割れは発生しないことから、止水機能を満足できる。

限界ひずみを超える主筋ひずみは、側壁と隔壁の交差部のうち隔壁の部材厚が 1500mm から 500mm に変化する箇所に局所的に発生している（図 4-3）。地震時荷重を受けた側壁は、水平方向に曲げ変形を生じ、側壁の外側に頂部から上下方向にひび割れが分布するが、部材厚さ 1500mm の隔壁との境界部より以深では、当該エリアは側壁と隔壁の隅角部となる。更に、限界ひずみを超える範囲は部材厚さの 25% の要素幅の限定された範囲であるため、部材単位ではおおむね弾性範囲内であると言える。

以上から、限界ひずみを超える主筋ひずみに対して、止水機能、Ccb の適用性の観点で側壁の要求機能を満足していることを確認した。

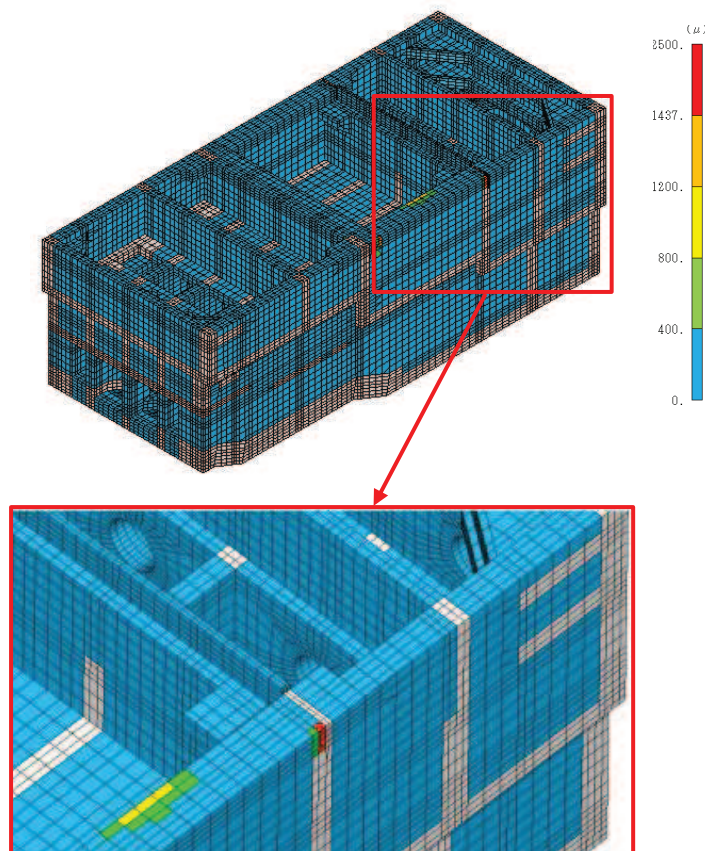
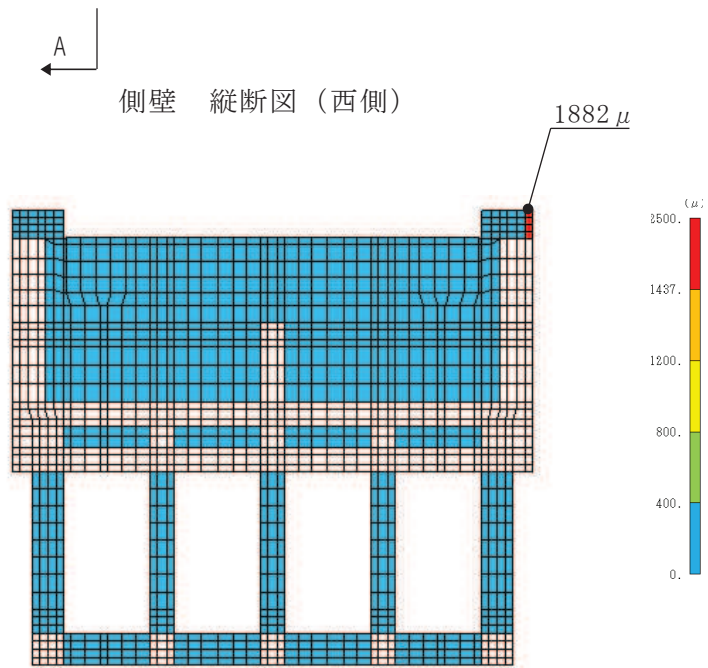
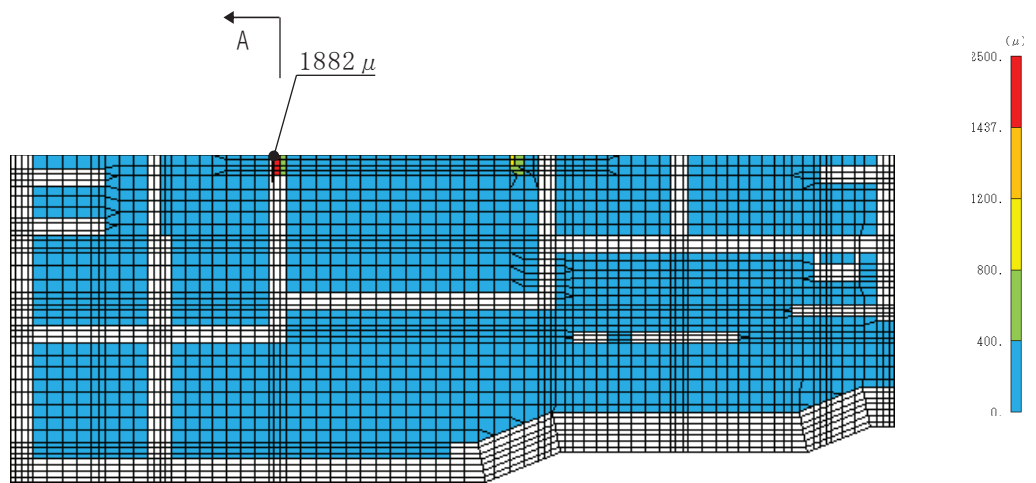
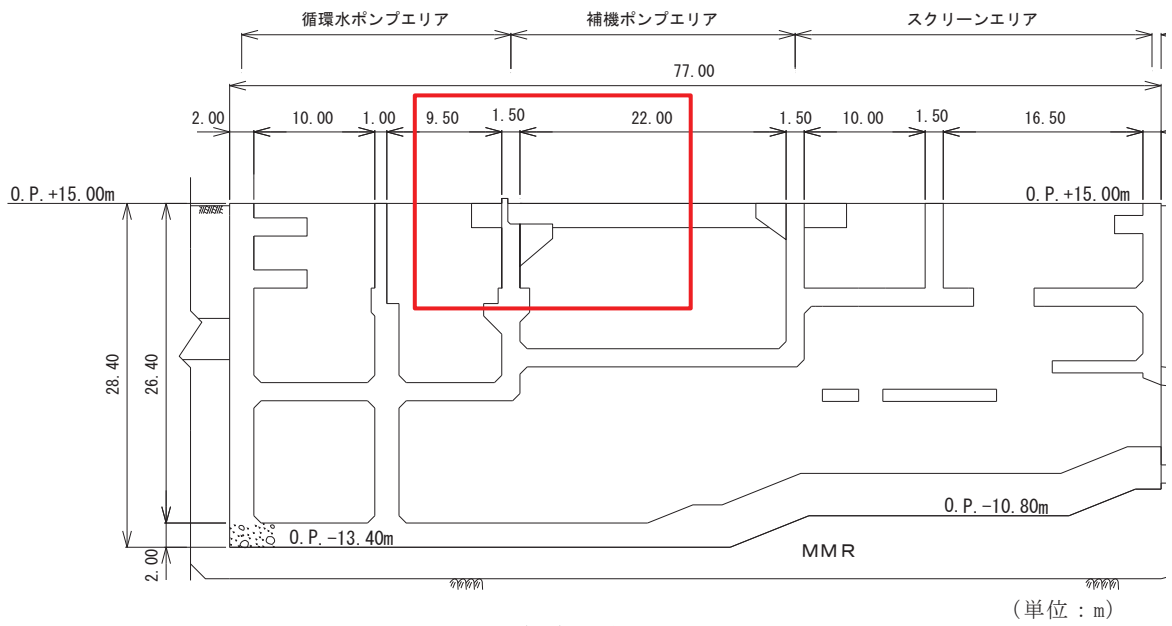


図 4-2(1) 主筋ひずみ分布図（側壁（西側））
（基準地震動 $S_s - N1$ （++））

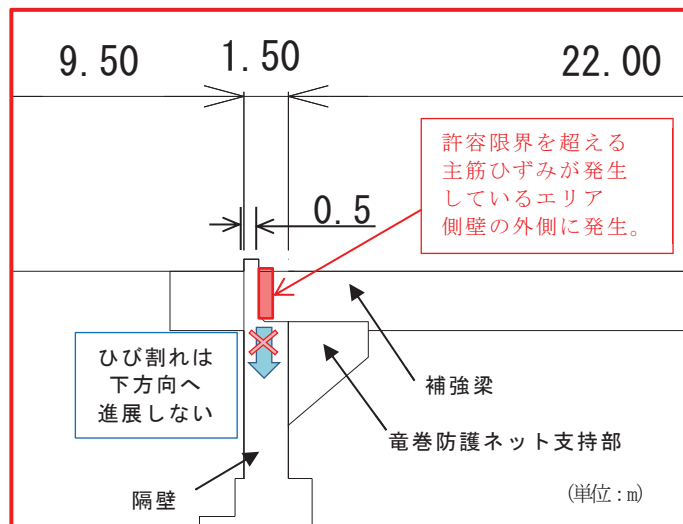


A-A 断面図

図 4-2(2) 主筋ひずみ分布図 (側壁 (西側))
(基準地震動 S_s-N1 (++))



縦断面図



縦断面図 (拡大図)

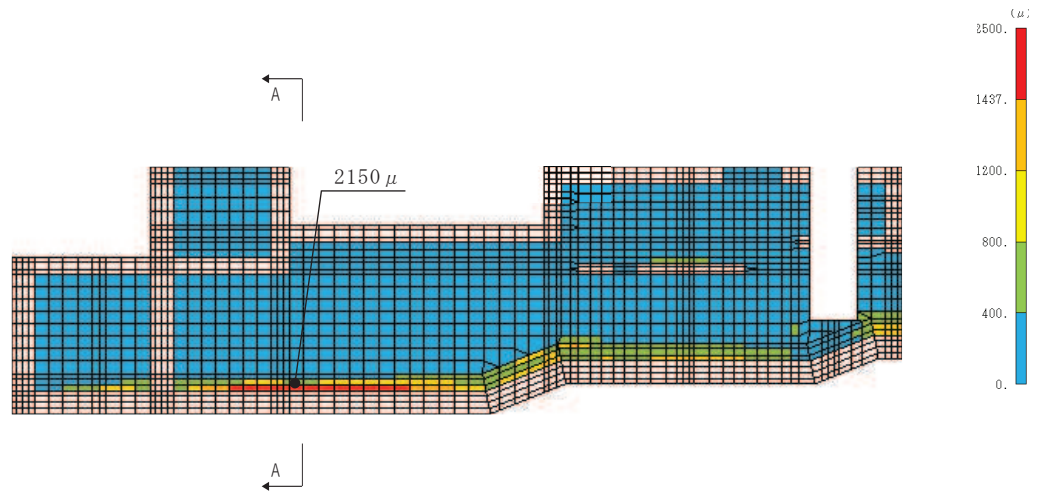
図 4-3 海水ポンプ室 縦断面図 (側壁 (西側))

4.3 導流壁の要求機能への影響確認

照査時刻のうち導流壁の主筋ひずみに対する照査値が最大となる時刻における主筋ひずみ分布図を図 4-4 に示す。導流壁は Ccb の適用性の観点からおおむね弾性範囲内の評価とすることが要求される部材である。限界ひずみを超える主筋ひずみは、導流壁と底版の交差部に発生しているが、部材の降伏に対して、限界ひずみを超える主筋ひずみの範囲は、導流壁の延長方向で 25%程度、当該要素に隣接する要素の主筋ひずみは $800\mu \sim 1200\mu$ であるが、その周辺の要素を見ると全体的に 400μ 程度であり、限界ひずみを超える範囲は部材厚さの 33%の要素幅の限定された範囲であるため、導流壁の一部の要素が部材降伏に対する限界ひずみを上回ったとしても部材全体の降伏に至らないため、部材単位ではおおむね弾性範囲内であると言える。

以上から、限界ひずみを超える主筋ひずみに対して、Ccb の適用性の観点で導流壁の要求機能を満足していることを確認した。

なお、主筋ひずみを保守的に評価するために、導流壁と底版の交差部に配置されるハンチをモデル化していないが、実際に発生する主筋ひずみの分布は、より滑らかになると考えられる。



導流壁（中央） 縦断面図

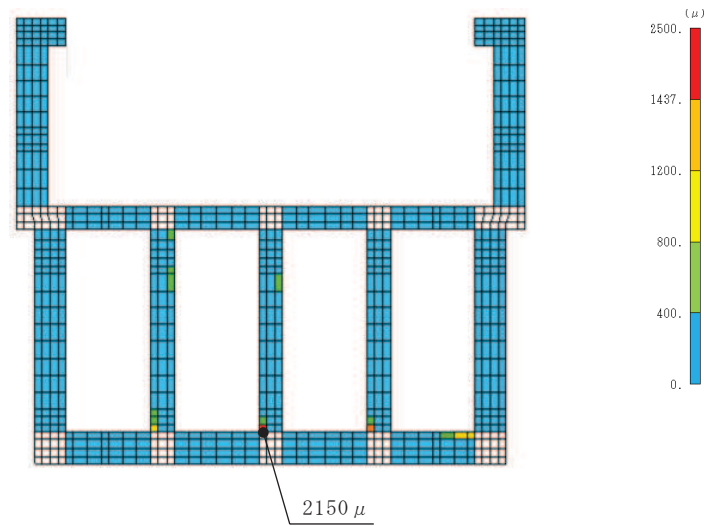


図 4-4 主筋ひずみ分布図（導流壁（中央））
（基準地震動 S s - N 1（++））

5. 主筋ひずみの平均化の考え方

5.1 主筋ひずみの平均化範囲

要素分割について、「2. 海水ポンプ室のモデル化方針」のとおり、土木学会マニュアルで断面高さ又は有効高さの1.0倍程度とするのが良いとされている。

一方海水ポンプ室の耐震評価に用いる三次元構造解析モデルにおける非線形ソリッド要素は、三次元の8節点を有する6面体要素であり、1次の形状関数採用しているため、局所的な曲げ変形を精度よく再現するためには細かな要素分割にする必要がある¹⁾。

また、小林ら²⁾によると、原子炉建屋の基礎スラブ（厚さ5.5m程度）の積層シェル要素を用いた解析から、面外方向の曲げモーメントについては曲げモーメントが最大となる要素から基礎スラブ厚さ程度の範囲ではひび割れの発生による応力再配分が生じ要素中心から直径にして基礎スラブ厚さ程度の範囲で平均できるとしている。本論文の適用範囲は弾性領域であるが、今回平均化の対象としている部材の応答はおおむね弾性範囲を大きく超えるものではないため、適用できる。

以上から、主筋ひずみの平均化の範囲は、部材厚の1.0倍程度で行うこととする。

5.2 平均化の考え方

主筋ひずみの平均化は、許容限界を超えている当該要素に対し、曲げ変形の方角を考慮して主筋の軸方向に隣接する要素を対象とする。主筋ひずみの平均化の計算は、当該要素の主筋ひずみと隣接する要素の主筋ひずみをそれぞれの要素の面積に応じた加重平均として算出する。図5-1に底版を例に平均化の概要図を示す。

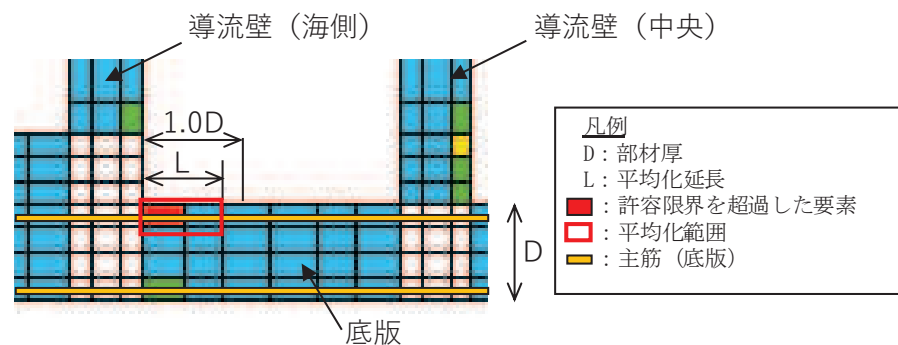


図 5-1 平均化概念図 (底版の例)

6. 主筋ひずみの平均化後の結果

「5.2 平均化の考え方」に基づき算出した各部材の主筋ひずみ平均化後の照査値を表 6-1 に示す。なお、平均化に用いた要素の諸元の詳細は「6.1 底版における平均化」～「6.3 導流壁における平均化」に示す。主筋ひずみの平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。

表 6-1 平均化後の照査結果

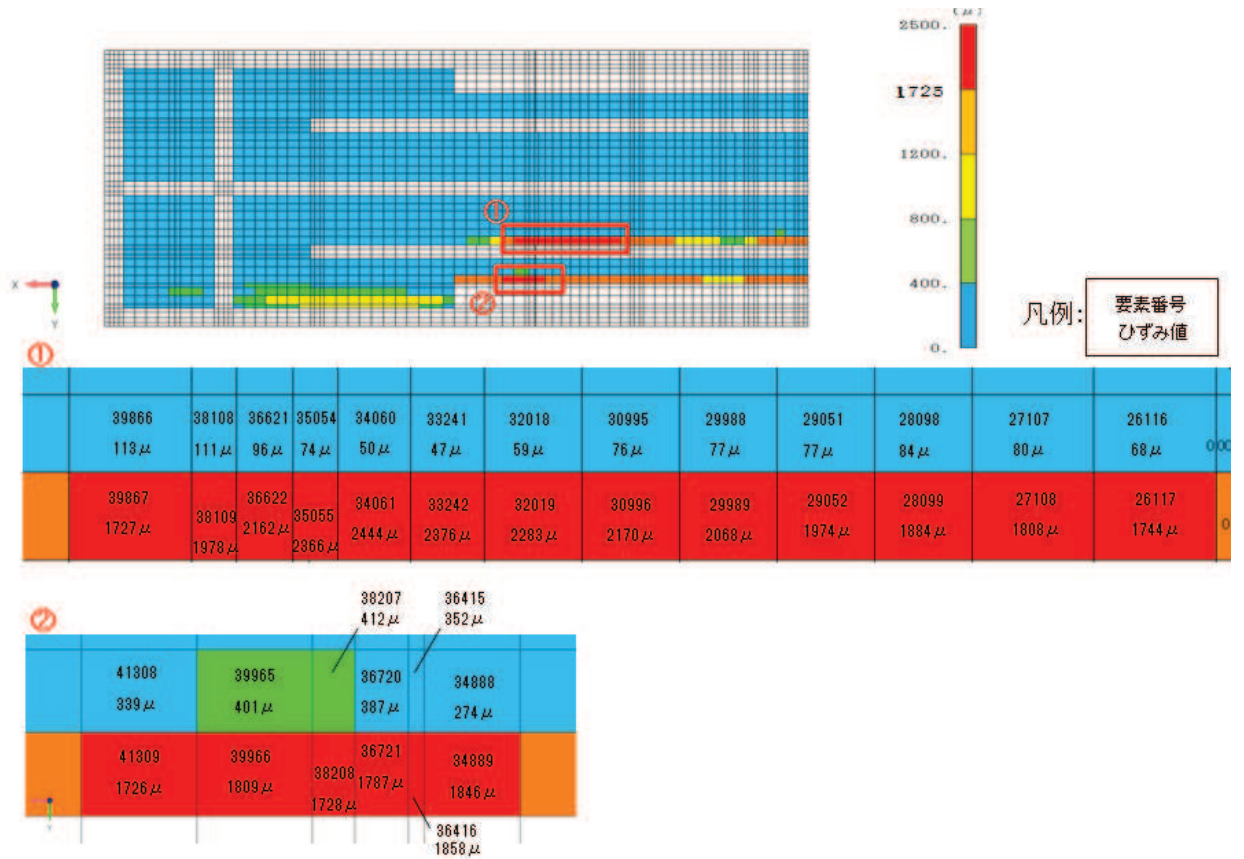
地震動	評価位置	照査用ひずみ ^{*1} (平均化後)	限界ひずみ	照査値 (平均化後)
S _s -N1 (++)	底版	1318 μ	1725 μ	0.77
S _s -N1 (++)	側壁	1487 μ	1725 μ	0.87
S _s -N1 (++)	導流壁	1642 μ ^{*2}	1725 μ	0.96

注記*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a (1.2)

*2：平均化後の照査用ひずみ最大値であり，表 3-1 の要素位置とは異なる。

6.1 底版における平均化

底版の主筋ひずみが最大となる時刻において平均化を実施した範囲の主筋ひずみ分布図を図 6-1 に、平均化前後の主筋ひずみを表 6-2 に示す。



注記* : ひずみ値は照査用ひずみ (主筋ひずみ×構造解析係数 (1.2)) を示す。

図 6-1 主筋ひずみコンター図 (底版)

表 6-2 平均化前後の主筋ひずみ一覧（底版）

部材	主筋ひずみが 許容限界を超過する要素			隣接要素			平均化後の 主筋ひずみ
	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm2)	主筋ひずみ	
底版	34061	6750	2444μ	34060	6000	50μ	1318μ
	33242	6750	2376μ	33241	6000	47μ	1280μ
	35055	4455	2366μ	35054	3960	74μ	1288μ
	32019	9000	2283μ	32018	8000	59μ	1237μ
	30996	9000	2170μ	30995	8000	76μ	1185μ
	36622	5625	2162μ	36621	5000	96μ	1190μ
	29989	9000	2068μ	29988	8000	77μ	1132μ
	38109	4455	1978μ	38108	3960	111μ	1100μ
	29052	9000	1974μ	29051	8000	77μ	1082μ
	28099	9000	1884μ	28098	8000	84μ	1037μ
	36416	1656	1858μ	36415	1656	352μ	1105μ
	34889	9350.1	1846μ	34888	9350.1	274μ	1060μ
	39966	12114	1809μ	39965	12114	401μ	1105μ
	27108	11250	1808μ	27107	10000	80μ	995μ
	36721	5625	1787μ	36720	5625	387μ	1087μ
	26117	11250	1744μ	26116	10000	68μ	956μ
	38208	4455	1728μ	38207	4455	412μ	1070μ
	39867	12114	1727μ	39866	10768	113μ	968μ
41309	12114	1726μ	41308	12114	339μ	1033μ	

注記＊：表の赤枠は平均化後の主筋ひずみの最大値を示す。

6.2 側壁における平均化

側壁の主筋ひずみが最大となる時刻において平均化を実施した範囲の主筋ひずみ分布図を図6-2に、平均化前後の主筋ひずみを表6-3に示す。



注記* : ひずみ値は照査用ひずみ（主筋ひずみ×構造解析係数（1.2））を示す。

図6-2 主筋ひずみコンター図（側壁）

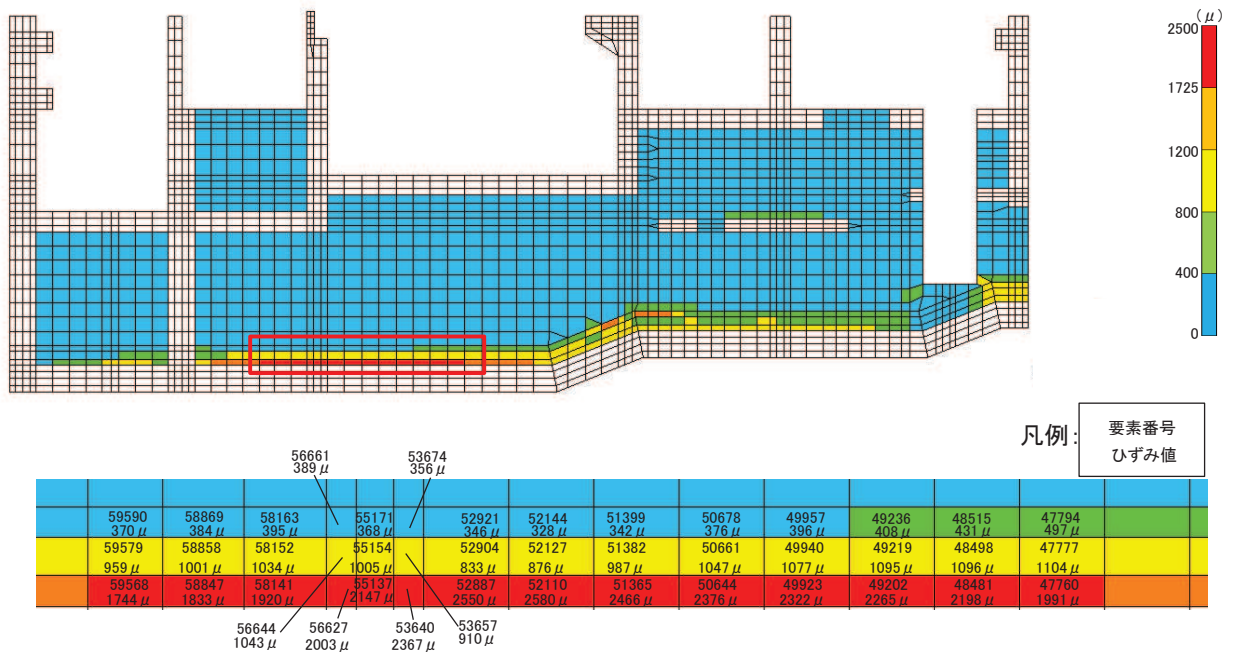
表 6-3 平均化前後主筋ひずみ一覧（側壁）

部材	主筋ひずみが 許容限界を超過する要素			隣接要素			平均化後の 主筋ひずみ
	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	
側壁	54875	2484	2259μ	54788	2116	579μ	1487μ
	54863	2376	2139μ	54776	2024	528μ	1398μ
	54851	2376	2037μ	54764	2024	546μ	1352μ
	54839	2484	1932μ	54752	2116	668μ	1351μ

注記＊：表の赤枠は平均化後の主筋ひずみの最大値を示す。

6.3 導流壁における平均化

導流壁の主筋ひずみが最大となる時刻において平均化を実施した範囲の主筋ひずみ分布図を図6-3に、平均化前後の主筋ひずみを表6-4に示す。



注記* : ひずみ値は照査用ひずみ (主筋ひずみ×構造解析係数 (1.2)) を示す。

図6-3 主筋ひずみコンター図 (導流壁)

表 6-4 平均化前後主筋ひずみ一覧（導流壁）

部材	主筋ひずみが 許容限界を超過する要素			隣接要素1			隣接要素2			平均化後の 主筋ひずみ
	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	要素番号	面積(cm ²)	主筋ひずみ	
導流壁 (中央)	52110	5980	2580 μ	52127	7540	876 μ	52144	5980	328 μ	1231 μ
	52887	5980	2550 μ	52904	7540	833 μ	52921	5980	346 μ	1211 μ
	51365	5980	2466 μ	51382	7540	987 μ	51399	5980	342 μ	1243 μ
	50644	5980	2376 μ	50661	7540	1047 μ	50678	5980	376 μ	1249 μ
	53640	2116	2367 μ	53657	2668	910 μ	53674	2116	356 μ	1187 μ
	49923	5980	2322 μ	49940	7540	1077 μ	49957	5980	396 μ	1250 μ
	49202	5980	2265 μ	49219	7540	1095 μ	49236	5980	408 μ	1244 μ
	48481	5980	2198 μ	48498	7540	1096 μ	48515	5980	431 μ	1231 μ
	55137	2668	2147 μ	55154	3364	1005 μ	55171	2668	368 μ	1160 μ
	56627	2116	2003 μ	56644	2668	1043 μ	56661	2116	389 μ	1137 μ
	47760	5980	1991 μ	47777	7540	1104 μ	47794	5980	497 μ	1190 μ
	58141	5750	1920 μ	58152	7250	1034 μ	58163	5750	395 μ	1110 μ
	58847	5750	1833 μ	58858	7250	1001 μ	58869	5750	384 μ	1067 μ
	59568	5257	1744 μ	59579	6629	959 μ	59590	5257	370 μ	1020 μ

注記*：表の赤枠は平均化後の主筋ひずみの最大値を示す。

7. まとめ

海水ポンプ室において、一部部材において主筋ひずみが限界ひずみを上回ることから、限界ひずみを上回る部材に対し部材厚さ方向反対側の主筋ひずみを確認し、各部材の要求機能に影響がないことを確認した。また、基準類をもとに部材厚の1.0倍程度の範囲で要素のひずみを平均化する妥当性を確認し、平均化後の主筋ひずみが許容限界を満足することを確認した。

参考文献

- 1) コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン，日本コンクリート工学協会，1989 年 3 月
- 2) 小林ら：原子炉建屋基礎スラブの合理的応力評価方法に関する解析的検討（その 2）合理的応力評価方法（案），日本建築学会学術講演梗概集集（東北），2009.4

参考資料 2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について

1. はじめに

海水ポンプ室の補機ポンプエリアについては、Sクラスの機器・配管が設置され、浸水防護重点化範囲として設定されている。このため、海水ポンプ室には、津波時や屋外タンク破損時に、部材からの漏水によりSクラスの機器・配管の安全機能を損なうことがないよう、止水機能が要求される。

止水機能を損なわないことの確認において、曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、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 2000μ ，主筋ひずみ 1725μ ）とする。また、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。

「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」の「6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、三次元構造解析による耐震評価から、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と評価できる。

一方で、止水機能に対する許容限界のうち面内変形に対しては、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) (以下「 γ_1 」という。) を下回れば面内せん断ひび割れは発生せず水密性はあると考えられ、 γ_1 を超過する場合は漏水量を算定し、止水機能を損なうおそれがないことを評価することとしていることから、止水機能が要求される部材のうち、面内せん断ひずみが γ_1 を超過した部材に対して、漏水量を算定する。

本資料では、海水ポンプ室全体系の三次元モデルを用いて三次元静的材料非線形解析 (以下「三次元構造解析」という。) を行った上で漏水量を確認するものである。

2. 評価フロー

漏水量評価の評価フローを図 2-1 に示す。

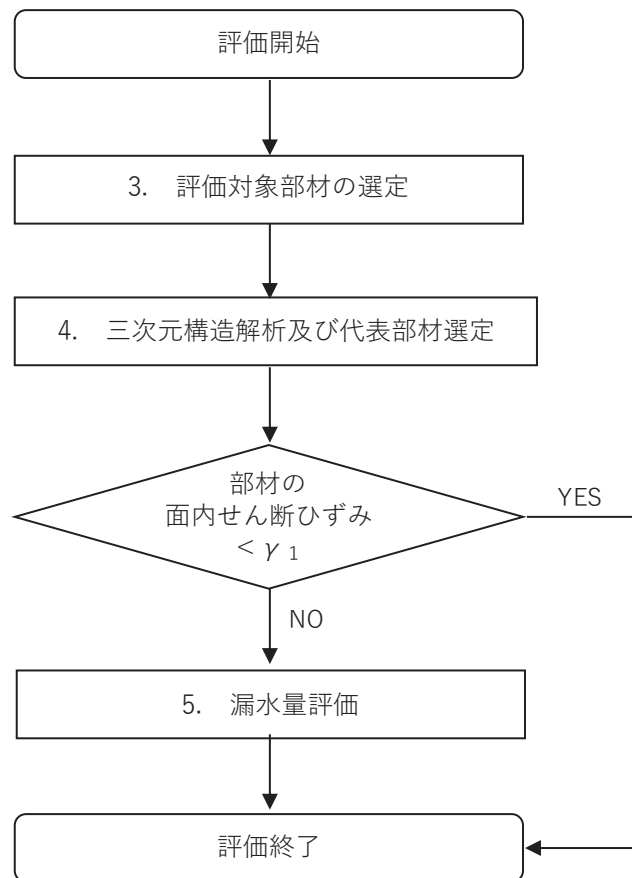


図 2-1 漏水量評価フロー

注記：フロー内の番号は本資料の章番号を表している。

3. 評価対象部材の選定

海水ポンプ室における止水機能が要求される範囲（部材）を図 3-1 に示す。止水機能は、「津波の押し波時における外郭防護」、「屋外タンク損傷時における内郭防護」、「循環水管単一破損時における内部溢水」の 3 つの観点に対し、部材からの漏水により、補機ポンプエリアに浸水し、S クラスの機器及び配管等の安全機能を損なうことがないように、止水することができることが要求される機能である。それぞれの観点ごとに、止水機能が要求される部材を表 3-1 に整理する。

「観点 1」は、基準地震動 S_s の発生に伴う津波の押し波に対する止水機能であり、スクリーンエリアから流入する津波に対する止水として隔壁②が、水路部からの止水に対して中床版④、中床版⑤が該当する。

「観点 2」は、基準地震動 S_s の発生に伴う屋外タンク破損時の溢水に対する止水機能であり、敷地の溢水に対する止水として、補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの地上部の側壁①、側壁②及び妻壁②が該当する。

「観点 3」は、循環水管単一破損時における補機ポンプエリアへの内部溢水に対する止水として隔壁③が該当する。

「観点 3」は、循環水管単一破損時の観点であり、基準地震動 S_s 時の観点として「観点 1」と「観点 2」が該当するが、基準地震動 S_s を経験した後に津波荷重を受けた状態で余震荷重が重畳した場合が、最も部材にとって厳しい状態となることから、止水機能に対する評価においては、基準地震動 S_s 発生後の津波押し波時の「観点 1」に着目して評価対象部材を選定する。

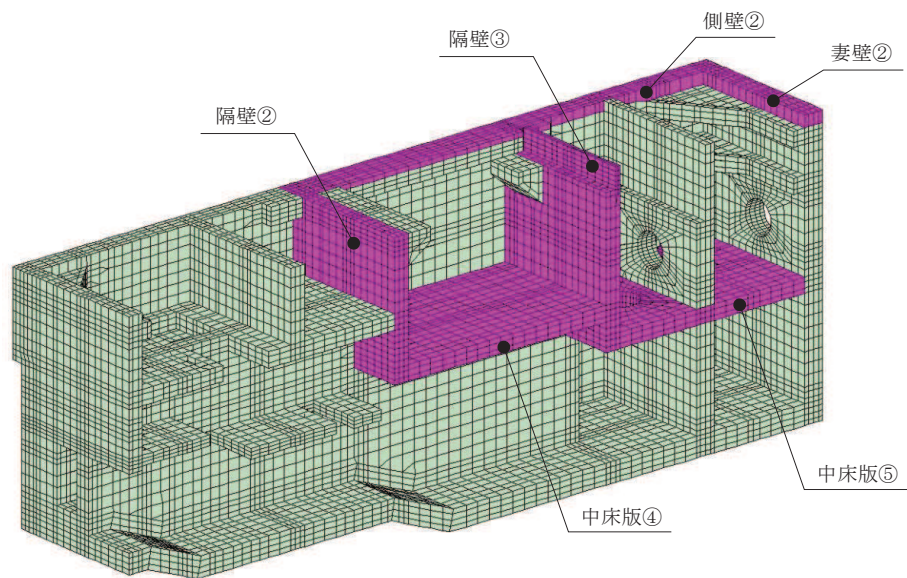
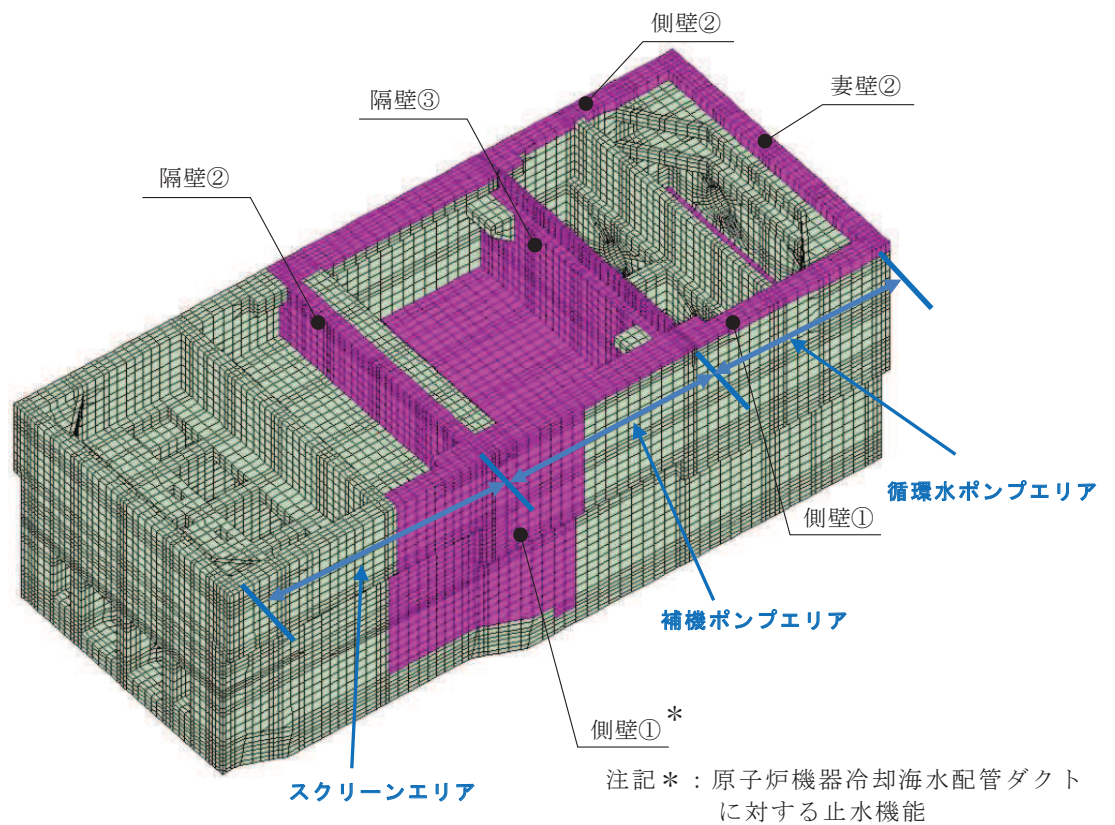


図 3-1 止水機能が要求される部材の範囲

表 3-1 各観点に対して止水機能が要求される部材

	事 象	止水機能が 要求される部材	S s に対する 止水機能要求
(観点 1) 津波の押し波時における外郭防護	基準地震動 S s を経験した後，取水路を経路として津波が流入し，押し波が部材に作用した際に求められる止水機能	隔壁②，中床版④ 中床版⑤	有
(観点 2) 屋外タンク損傷時における内郭防護	基準地震動 S s により屋外タンクが破損し，敷地内に溢水した際に求められる止水機能	側壁①，側壁②， 妻壁②	有
(観点 3) 循環水管単一破損時における内部溢水	循環水管が損傷し，循環水ポンプエリアに溢水した際に求められる止水機能	隔壁③	無

4. 三次元構造解析及び代表部材選定

止水機能に影響を及ぼすコンクリートのひび割れは、部材の面外変形及び面内変形に起因する。面外変形については、照査用ひずみ及び照査用せん断力が、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 2000μ ，主筋ひずみ 1725μ ）及びせん断耐力を下回り、漏水が生じるような貫通ひび割れは発生しないことを確認している。一方、面内変形については、面内せん断力により部材を貫通するようなひび割れの発生が考えられることから、漏水量評価を行う代表部材は、面内せん断ひずみに着目して選定する。

基準地震動 S_s に対し、三次元構造解析を実施し算出した、各部材の面内せん断ひずみ及び γ_1 を表 4-1 に示す。耐震評価の結果、隔壁②が最も面内せん断ひずみが大きく、かつ γ_1 を超過することから、隔壁②を代表部材として選定し、漏水量評価を実施する。

表 4-1 評価対象部材の面内せん断ひずみ算定結果

	解析 ケース	地震波	面内せん断 ひずみ	第一折点 γ_1
隔壁②	③	$S_s - N1 (+ +)$	490μ	146μ
	①	$S_s - D2 (- +)$	283μ	146μ
中床版④	③	$S_s - N1 (+ +)$	39μ	146μ
中床版⑤	③	$S_s - N1 (+ +)$	268μ	146μ

5. 漏水量評価

5.1 漏水量評価フロー

漏水量評価フローを図 5-1 に示す。漏水量評価は、基準地震動 S_s を経験した後に基準津波が襲来し、海水ポンプ室スクリーンエリアの水位が上昇し、水位が最高水位（O.P. +19.60m）となった状態に余震が重畳した場合を想定する。漏水量評価において想定するケースの概念図を図 5-2 に示す。

漏水量は、三次元構造解析によりひび割れ幅及びひび割れ長さを算定して評価を行う。なお、解析モデルは、耐震評価に用いる海水ポンプ室全体の三次元モデルとし、三次元構造解析には、解析コード「COM3 Ver. 9.15」を用いる。

Step1

【基準地震動 S_s による漏水量評価のための三次元構造解析】

基準地震動 S_s を経験した後のひび割れ状態を再現するために、基準地震動 S_s に対する三次元構造解析を行う。
（面外荷重載荷（交番載荷）、面内荷重載荷（交番載荷））

Step2

【基準津波と余震の重畳を考慮した三次元構造解析】

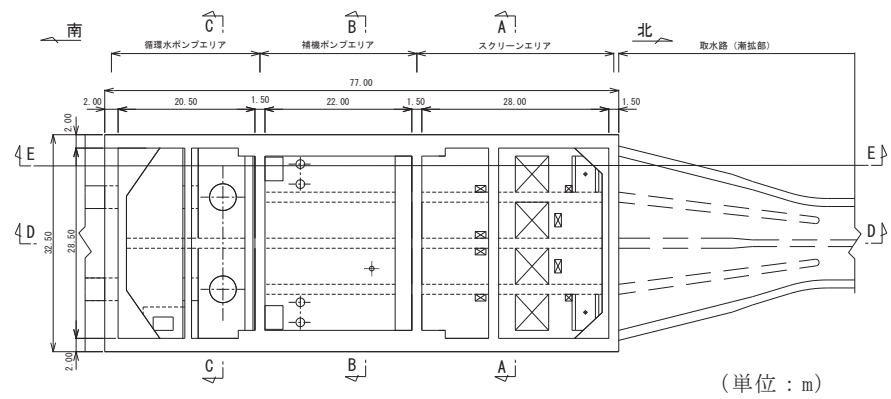
基準地震動 S_s を経験した後（Step1）の残留ひずみや残留応力を引き継いだ状態で、余震時荷重及び津波荷重を用いて三次元構造解析を実施し、部材のひずみを評価する。
（津波＋余震荷重載荷（水平2方向載荷））

Step3

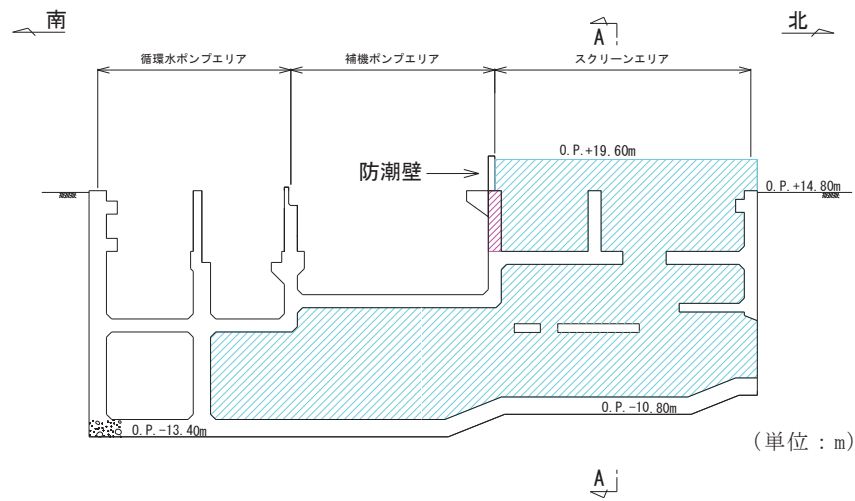
【漏水量の算定】

ひび割れ面に直交するひずみより、ひび割れ幅及びひび割れ長さを算定し、ひび割れに対する漏水量を算定する。

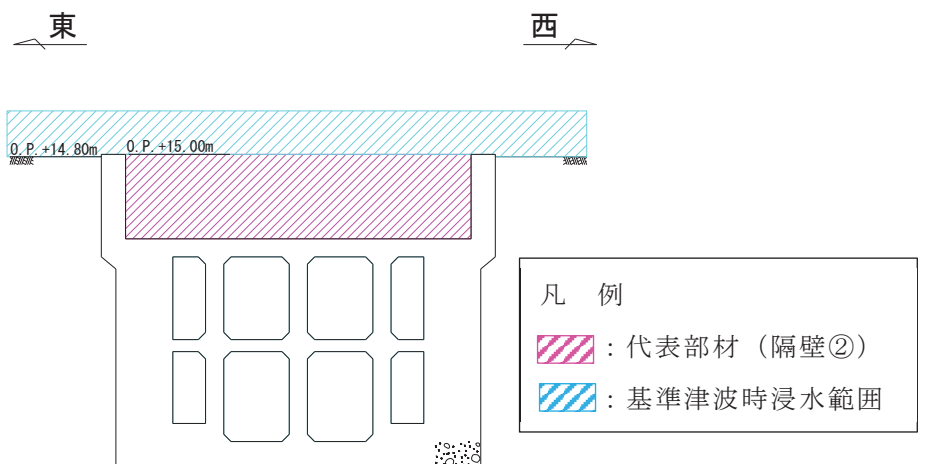
図 5-1 漏水量評価のフロー



平面図



縦断面図 (D-D 断面)



横断面図 (A-A 断面)

図 5-2 漏水量評価を行う想定ケースの概念図

5.2 基準地震動 S_s による漏水量評価のための三次元構造解析 (Step1)

耐震評価において、面内せん断ひずみが大きく算出された地震応答解析ケース (S_s -N1(++)、解析ケース③)における地震時増分荷重を用いて、漏水量評価のための三次元構造解析を実施する。

はじめに、隔壁②の面外荷重方向(強軸方向(南北))に対して、水平荷重最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに交番载荷する。地震動は、水平2方向载荷の影響検討用の基準地震動 S_s の従属波とする。

次に、水平2方向同時载荷を想定するため、隔壁②の面内荷重方向(弱軸方向(東西))に対して、面内変形が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに交番载荷する。

载荷方法の概念図を図5-3に示す。

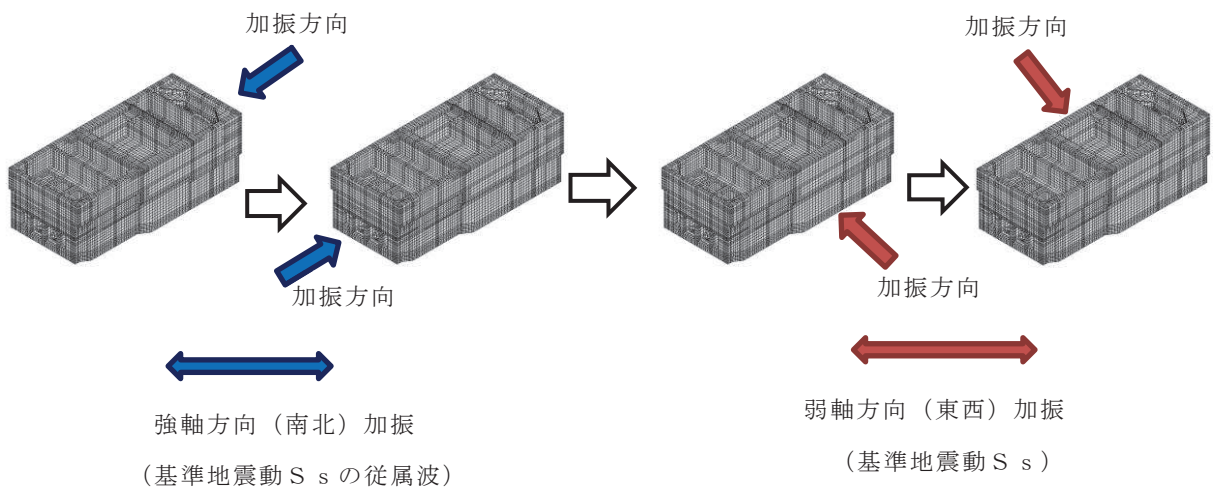


図5-3 载荷方法の概念図 (Step1) (1/2)

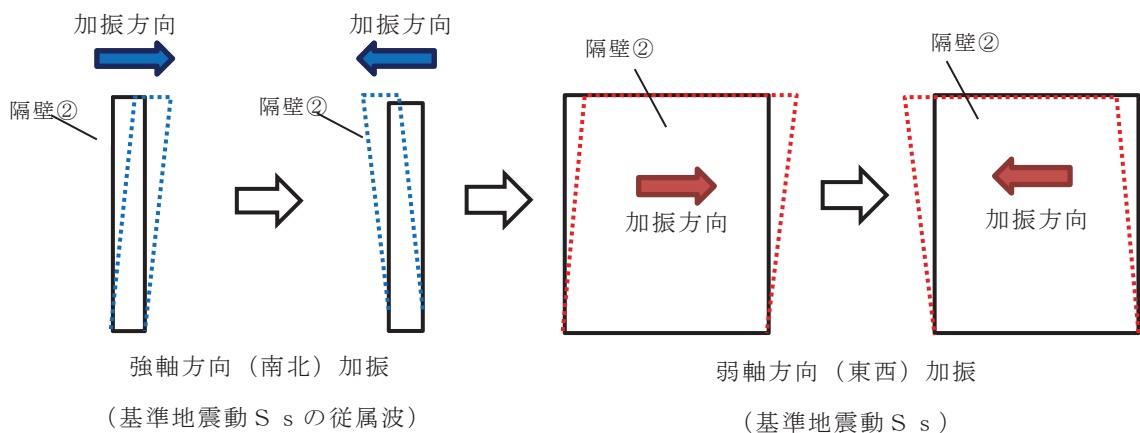


図5-3 载荷方法の概念図 (Step1) (2/2)

5.3 基準津波と余震の重畳を考慮した三次元構造解析 (Step2)

基準地震動 S_s を経験した後に基準津波及び余震を受けることを想定し、Step1 の残留ひずみを引継いだ状態で Step2 を実施する。Step2 の流れは、(a) ~ (c) のとおりである。

(a) 津波の湧き上がり状態

津波の湧き上がりを考慮し、基準津波による静水圧を三次元モデルに載荷する。

(b) 余震

余震発生を想定し、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」に基づき、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ における地震時増分荷重を用いて、漏水量評価のための三次元構造解析を実施する。

はじめに、隔壁②の面内荷重方向（弱軸方向（東西））に対して、面内変形が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに載荷する。

次に、水平 2 方向同時載荷を想定するため、隔壁②の面外荷重方向（強軸方向（南北））に対して、隔壁②に水圧がかかる方向の水平荷重が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに載荷する。地震動は、 $S_d - D2$ の従属波とする。

なお、基準津波による水位は付加重量として地震応答解析モデルに考慮する。

(c) 余震時津波

余震時津波は、津波高さ O.P. +19.60m を考慮した荷重とし、動水圧を Westergaard 式により算出して三次元モデルに載荷する（式 5-1 参照）。津波高さの詳細については、添付書類「VI-1-1-2-2-3 入力津波の設定」に示す。動水圧の載荷方法を図 5-4 に示す。

【Westergaard 式】

$$p_w = \frac{7}{8} \times c \times \gamma_w \times \sqrt{(h \times y)} \times K h \quad \dots \dots \dots (式 5-1)$$

ここに,

p_w : 動水圧 (tf/m²)

$K h$: 水平震度

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 (m)

γ_w : 内水の単位体積重量 (tf/m³)

h : 水深 (m)

y : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

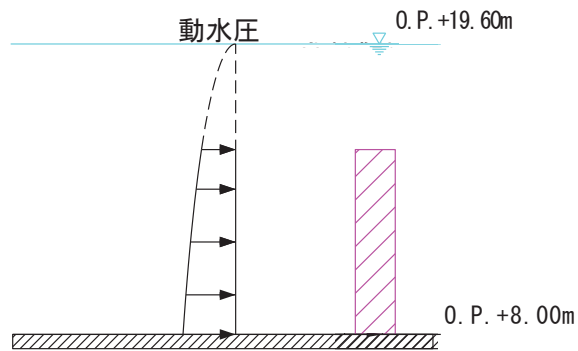


図 5-4 動水圧の載荷方法

5.4 漏水量の算定 (Step3)

Step2 から得られる, ひび割れ面に直交するひずみ (以下「ひび割れ法線方向ひずみ」という。) を用いて, 漏水量を算定する。具体的なひび割れ評価及び漏水量の算定方法は以下の①～④のとおりである。

- ①各要素に発生するガウス積分点でのひび割れ法線方向ひずみから, 各要素のひび割れ幅及び長さを算定する。なお, ひび割れは, ひび割れ幅を保守的に評価するため, 一つの要素に一本のひび割れとして算定する。
- ②各要素に発生するひび割れ法線方向ひずみとひび割れ面の傾きを考慮した要素長の積を各要素のひび割れ幅とする。各要素のひび割れ幅の算定方法の概念図を図 5-5 に示す。
- ③漏水量を保守的に評価するため, 各要素に発生するひずみは, 津波による水圧載荷面 (スクリーンエリア側) の要素とその対面側 (補機ポンプエリア側) の要素に発生するひずみを比較し, 大きい値を採用し, そのひび割れが貫通するものとして漏水量を評価する。
- ④各要素で算定したひび割れ幅及びひび割れ長さから, 「コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針-2009-付: ひび割れの調査と補修・補強事例 (社団法人 日本コンクリート工学協会)」に示される式に基づき各要素の漏水量を算定し, これらを合計し総漏水量を算定する (式 5-2 参照)。なお, 漏水量算定における作用圧力として, 基準津波時の最大水位 (0. P. +19. 60m) の静水圧を考慮する。

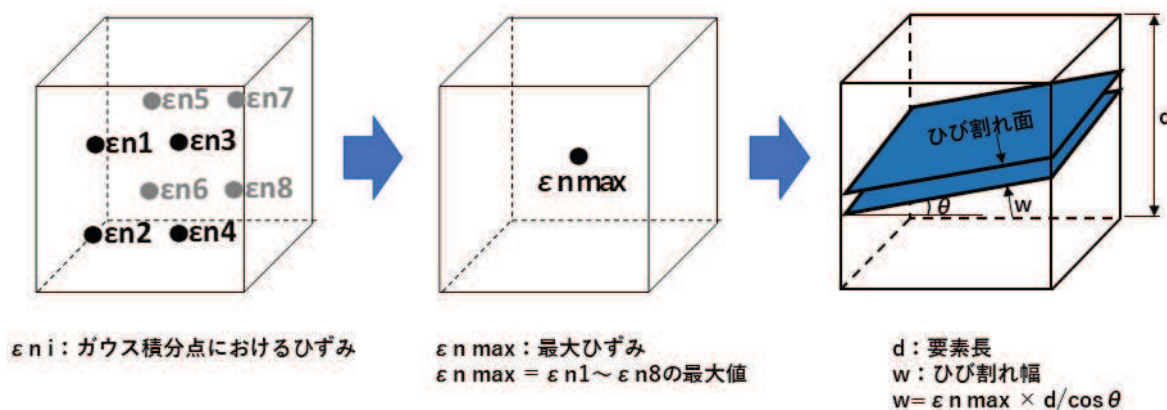


図 5-5 ひび割れ幅の算定方法の概念図

【漏水量算定式】

$$Q = C_w \frac{L \cdot w^3 \cdot \Delta p}{12 \nu \cdot t} \quad \dots \dots \dots (式 5-2)$$

ここに、

- Q : 漏水量 (mm³/s)
- C_w : 低減係数
- L : ひび割れ長さ (mm)
- w : ひび割れ幅 (mm)
- Δ p : 作用圧力 (N/mm²) : 基準津波による静水圧
- ν : 水の粘性係数 (1.138 × 10⁻⁹ N · s/mm²)
- t : 部材の厚さ (ひび割れ深さ) (1,500mm)

海水ポンプ室における津波水位の時刻歴波形を図 5-6 に示す。

津波水位が最高水位となるのは一瞬であるが、保守的に水位が隔壁②の下端である O. P. +8.00m を超える時間 (7 分間) を津波継続時間として考慮する。

また、作用圧力の概念図を図 5-7 に示す。

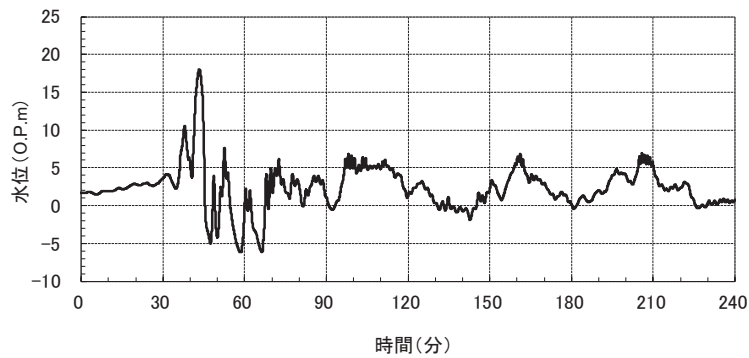


図 5-6 海水ポンプ室における水位の時刻歴波形

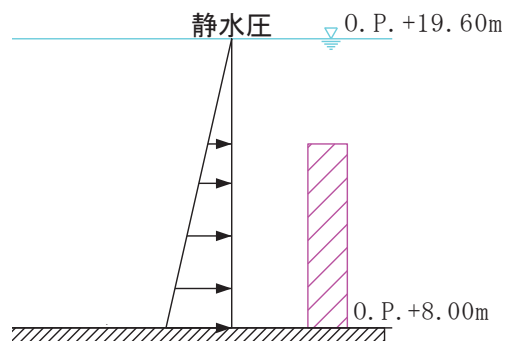


図 5-7 作用圧力の概念図

5.5 評価結果

隔壁②について、上記、Step1～Step3により算出したひび割れ法線方向ひずみのうちスクリーンエリア側の各要素のひずみと補機ポンプエリア側の各要素のひずみの最大値包絡図を図5-8に示す。

総漏水量は、「5.4 漏水量の算定 (Step3)」の方法により得られる各要素の漏水量を合計して算出するが、一例として、ひび割れ法線方向ひずみが最大となる要素におけるの単位時間当たりの漏水量を表5-1に示す。

総漏水量及び補機ポンプエリアの床面積を考慮して算出した浸水深を表5-2に示す。なお、ひび割れ法線方向ひずみが γ_1 以上となるひずみを、ひび割れの発生があるものとして、ひび割れ幅及び長さを算定した。

評価の結果、漏水による浸水深は0.250mmであり、補機ポンプエリアに設置される原子炉補機冷却海水ポンプのコンクリート基礎高さ(275mm)と比較して、十分小さいことを確認した。

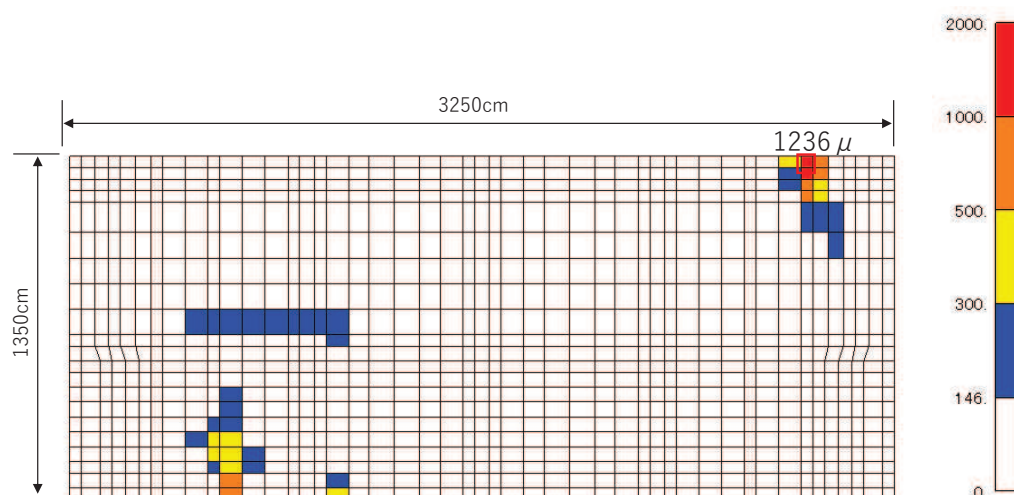


図5-8 各要素のひび割れ法線方向ひずみ

表 5-1 1 要素の単位時間当たりの漏水量
(ひび割れ法線方向ひずみが最大となる要素の例)

ε	ひび割れ法線方向ひずみ (μ)	1236
d	要素長 (mm)	460
w	ひび割れ幅 (mm)	0.573
L	ひび割れ延長 (mm)	463
C_w	低減係数	0.016
ν	水の粘性係数 ($N \cdot s/mm^2$)	1.138×10^{-9}
Δp	作用圧力 (N/mm^2)	0.049
t	部材の厚さ(ひび割れ深さ) (mm)	1500
q	1 要素の単位時間当たりの漏水量 (mm^3/s)	3333.85

総漏水量 Q : 漏水を評価する各要素の漏水量の合計値

総漏水量 Q (m^3) : Σq	0.151
-------------------------------	-------

表 5-2 補機ポンプエリアへの総漏水量

	総漏水量* (m^3)
S s - N 1 (++) (解析ケース③)	0.151

注記* : 安全機能を有する第 2 号機原子炉補機冷却海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプへの漏水の影響は、「補足-140-1【津波への配慮に関する説明書の補足説明資料】」の「5.17 津波に対する止水機能を有する施設の評価について」に示す。

6. まとめ

「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」の「6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、三次元構造解析による耐震評価から、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と評価できるが、念のため、止水機能が要求される部材のうち、津波に対する止水機能が要求され、耐震評価において面内せん断ひずみが最も大きい隔壁②を代表として、海水ポンプ室全体系の三次元構造解析を行った上で、浸水防護重点化範囲である補機ポンプエリアへの漏水量の評価を行った。

基準地震動 S_s 後の基準津波と余震の重畳を想定した場合の漏水量評価を行った結果、面内せん断ひずみが最も大きい隔壁②からの総漏水量は 0.151m^3 となる。

参考資料 3 増厚補強部における既設部材と補強部材の一体化設計

1. はじめに

海水ポンプ室については、構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する補強を目的に、既設部材の増厚補強及び隔壁の追加等を行っている。また、既設部材と補強部材にはそれぞれCCb工法によるせん断補強及び先施工によるせん断補強を行い、一体部材として耐震評価を行っていることから、本資料では既設部材と補強部材を一体として設計することの妥当性を検証する。なお、海水ポンプ室の他に第3号機海水ポンプ室についても同様の増厚補強を実施することから、本資料では、海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室（以下「海水ポンプ室等」という。）を対象に妥当性を検証する。

増厚補強部における既設部材と補強部材を一体部材として設計することの妥当性検証フローを図1-1に示す。また、フローの各項目での確認概要を以下に示す。

- ・ 海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室の補強経緯（補強内容、補強目的及び補強理由等）及び補強追加によるメリット・デメリット等の補強概要について整理する。（2. 海水ポンプ室等の補強概要）
- ・ 他プラント（玄海3号機及び柏崎刈羽6号機）での増厚補強の実績と女川の海水ポンプ室等で実施する増厚補強との比較を行い、他プラント実績との差異を確認し、女川での確認事項を明確化する。（3. 他プラント実績との比較）
- ・ 海水ポンプ室等の増厚補強部の設計に採用している規格・基準について、規格・基準及びその基となる実験条件等より適用性を確認する。（4. 規格・基準の適用性）
- ・ 既設部材と補強部材を一体として設計することについて、既設部材と補強部材の接合面に発生する応力状態を整理し、各応力状態に対する設計・施工方針及び設計の妥当性を示す。（5. 増厚補強部を一体化設計とする妥当性の確認）
- ・ 「4. 規格・基準の適用性」において、規格・基準の基となる実験条件等の対象範囲外となる部材について、数値解析により鉄道標準を用いたせん断耐力式に基づく設計の妥当性について確認する。（6. 増厚補強部における数値解析による検討）

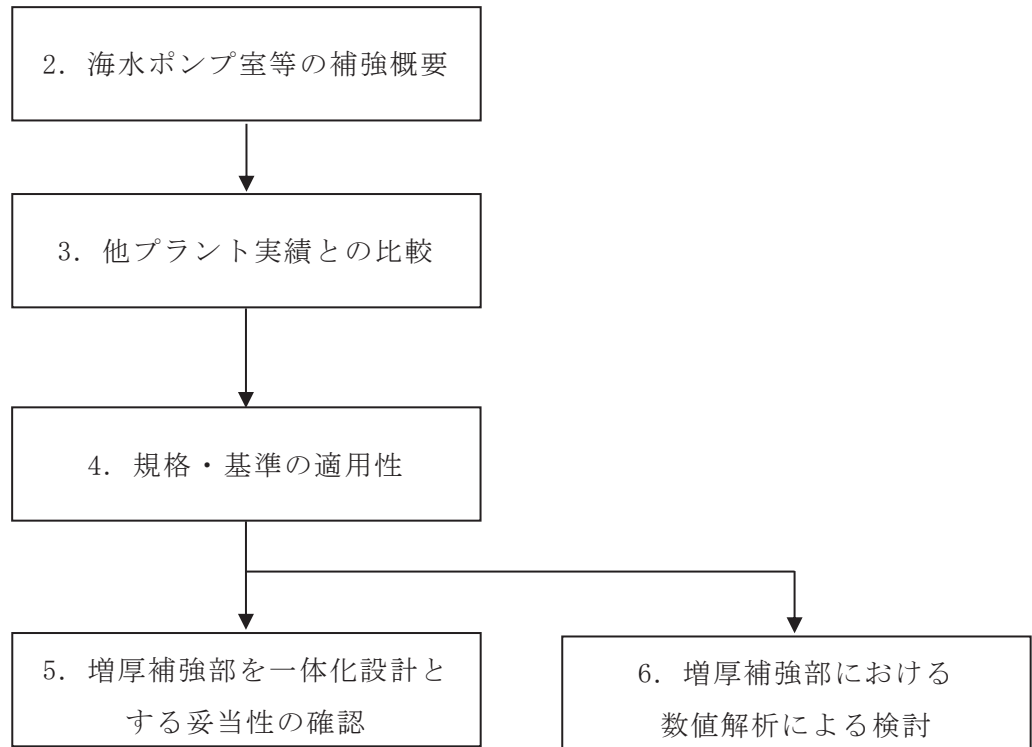


図 1-1 増厚補強部における一体化設計の妥当性検証フロー

2. 海水ポンプ室等の補強概要

2.1 補強経緯

海水ポンプ室等の補強フロー図を図 2-1 に、補強概要図を図 2-2～図 2-5 に示す。各部材の補強内容及び理由を表 2-1 に、対象構造物の補強部材の諸元を表 2-2 に示す。

海水ポンプ室は、基準地震動 S_s の増大に伴い、図 2-1 の手順にて補強検討を行った。海水ポンプ室は、土圧低減を目的として、構造物周辺の地盤改良を追加し、それでもなお、側壁及び底版の変形が大きく、曲げ・軸力系の破壊に対して許容限界を満足することができなかったことから、気中部においては、側壁の曲げ変形を抑えるため、スクリーンエリア及び循環水ポンプエリアに隔壁を追加した。

補機ポンプエリアには、S クラス機器・配管が多く設置されており、隔壁の追加が困難であったことから、補強梁の追加により側壁の変形の抑制を図った。

水路部については、側壁及び底版の曲げ変形を抑えるための補強が必要となり、補強方法としては、表 2-3 のとおり、地盤改良のほか、鋼板や炭素繊維を用いた曲げ耐力を向上させる方法及び増厚を検討したが、水路部は運転時に海水環境となり、鋼板は腐食が考えられることから不適當であり、炭素繊維については、一般産業界では実績があるものの原子力発電所での採用実績がないことから、他プラントでも実績のある増厚工法を採用することとした。

また、水平 2 方向載荷における検討において、妻壁の曲げ変形を抑える必要があったことから、妻壁に補強梁を追加することとした。

さらに、せん断破壊に対する許容限界についても満足することができなかったことから、せん断破壊に対する補強（以下、「せん断補強」という。）を各部材に対して検討し、CCb 工法による補強を追加することとした。海水ポンプ室の CCb 工法による補強箇所のうち、側壁（気中部）の補強梁及び妻壁部については、せん断補強鋼材を既設部材と補強部材に貫通し既設部材と補強部材を一体部材として施工する。側壁（気中部）補強梁の CCb 工法による補強手順を図 2-6 に示す。また、側壁（水路部）及び底版の補強部材のコンクリート強度については、せん断破壊に対する裕度向上の観点から 30N/mm^2 としているが、耐震設計上は既設部材と同様に 20.5N/mm^2 で評価を行っている。

第 3 号機海水ポンプ室について、海水ポンプ室の補強方法に準じた考え方で側壁曲げ変形を抑えるため隔壁を追加し、妻壁の曲げ変形を抑えるため補強梁及び控え壁を追加し、せん断補強として、CCb 工法によるせん断補強を追加することとした。

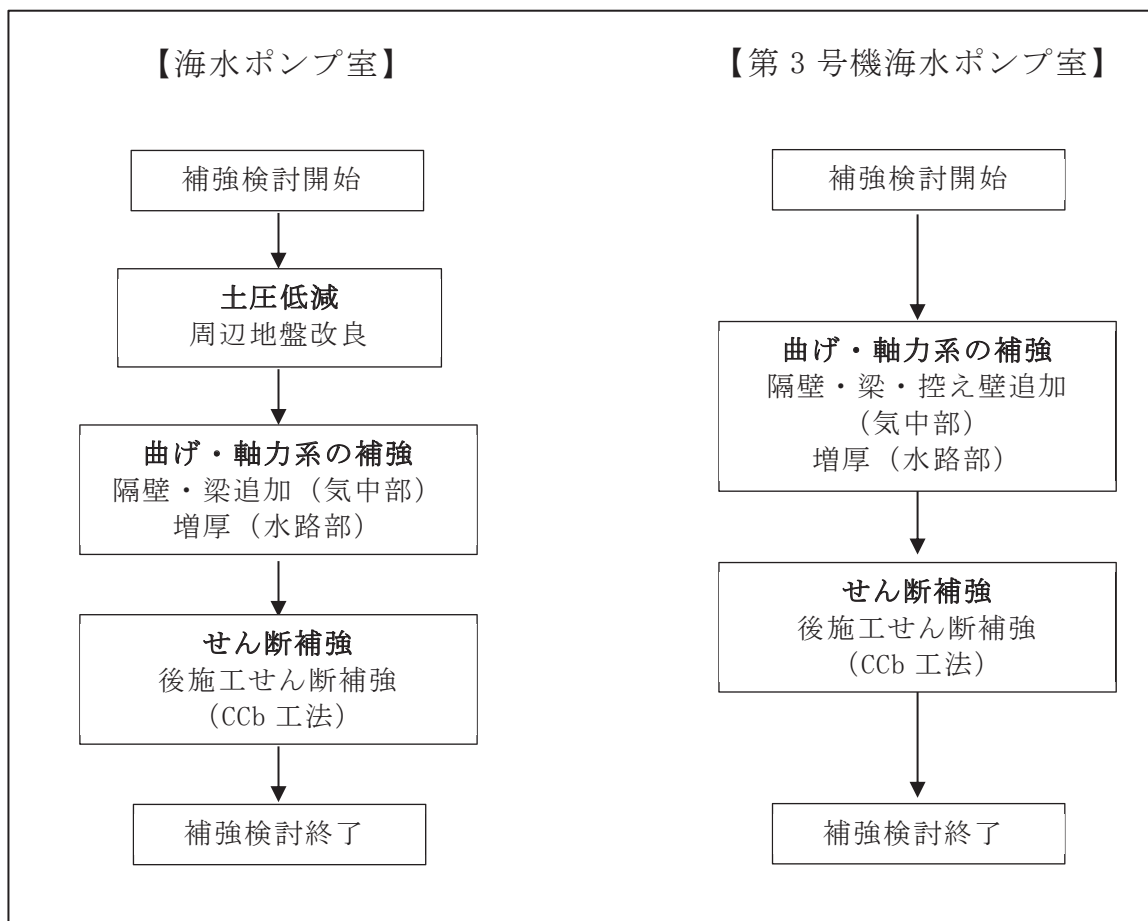


図 2-1 補強フロー図

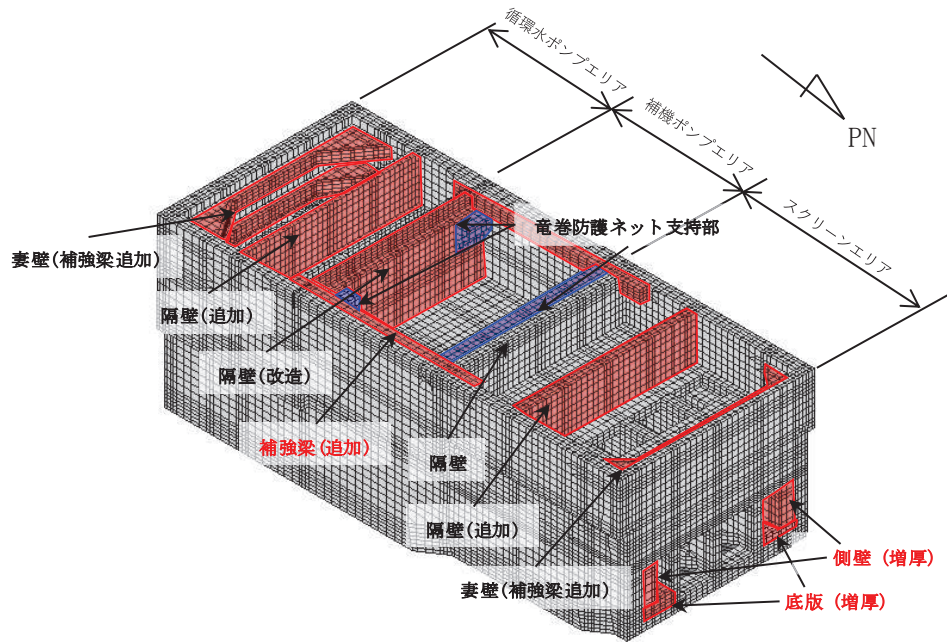


図 2-2 海水ポンプ室 補強概要図

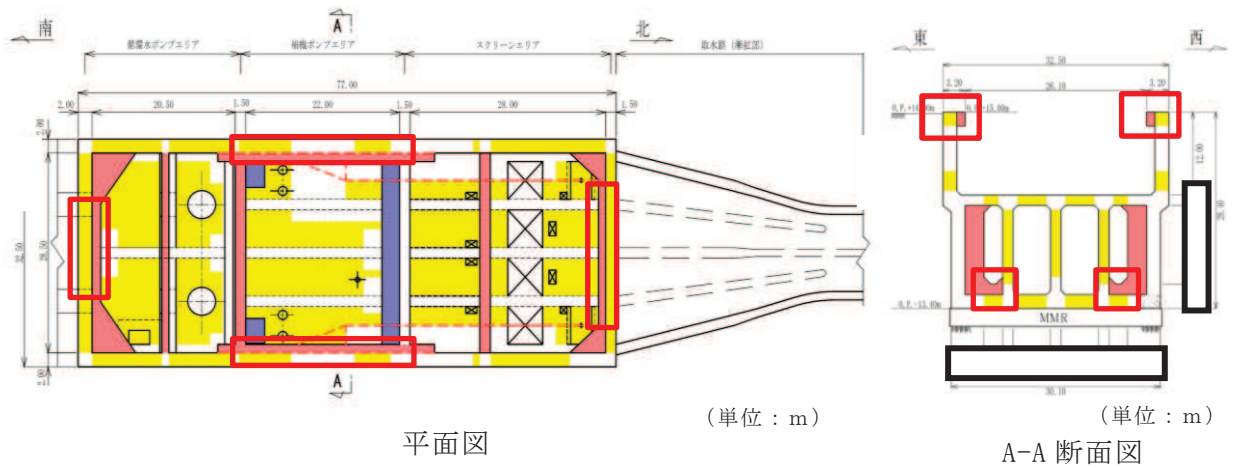


図 2-3 海水ポンプ室 補強概要図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

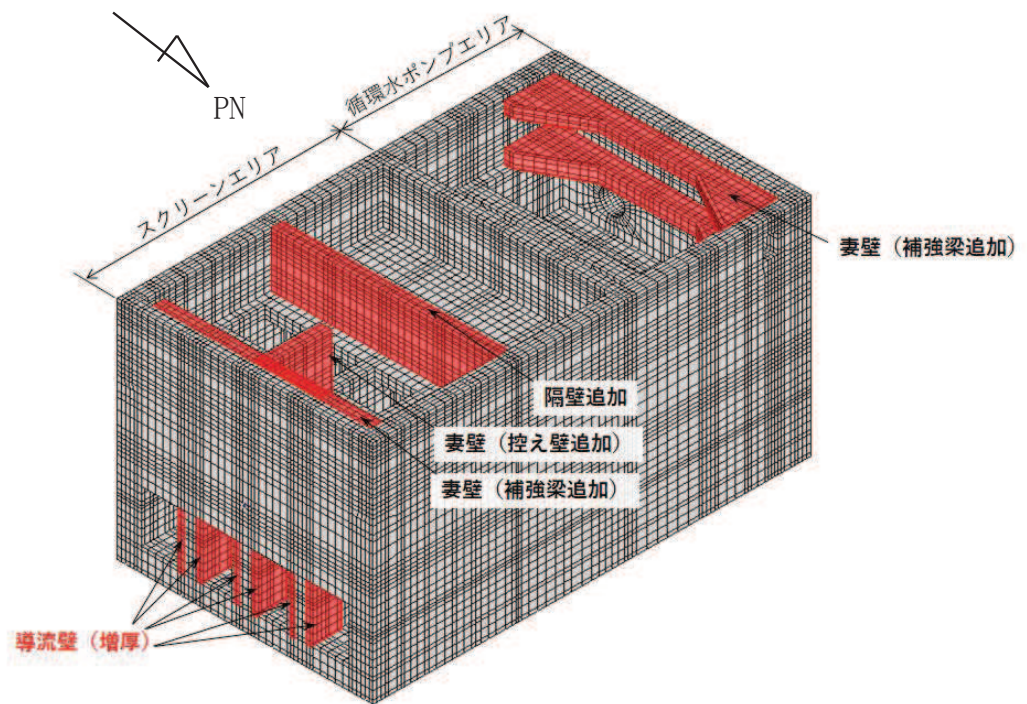


図 2-4 第 3 号機海水ポンプ室 補強概要図

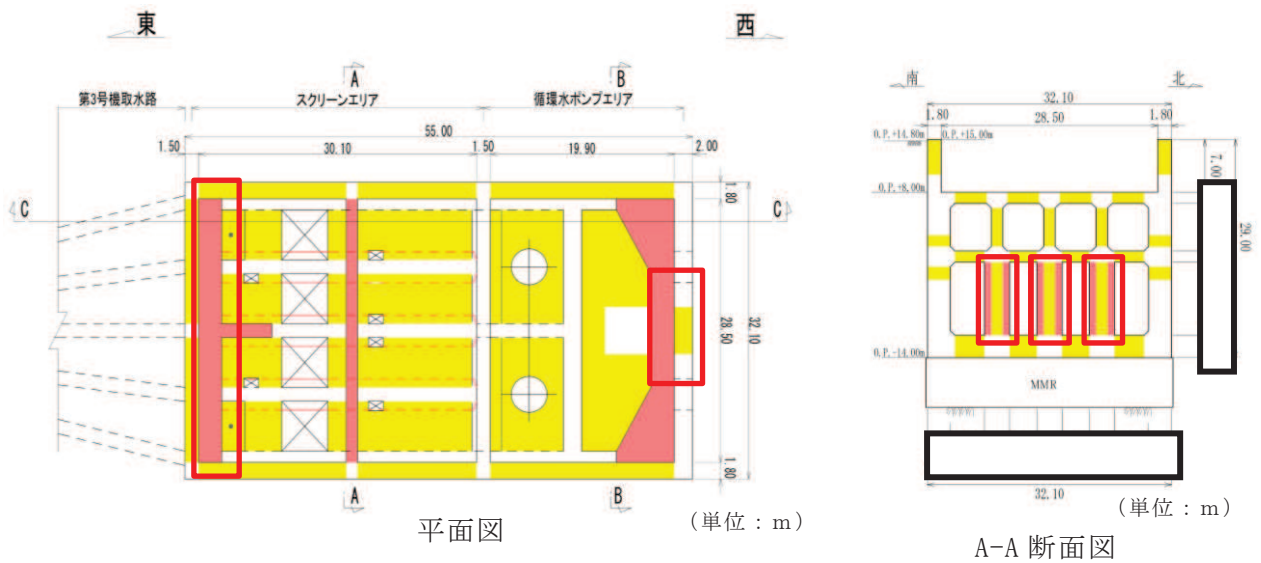


図 2-5 第 3 号機海水ポンプ室 補強概要図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

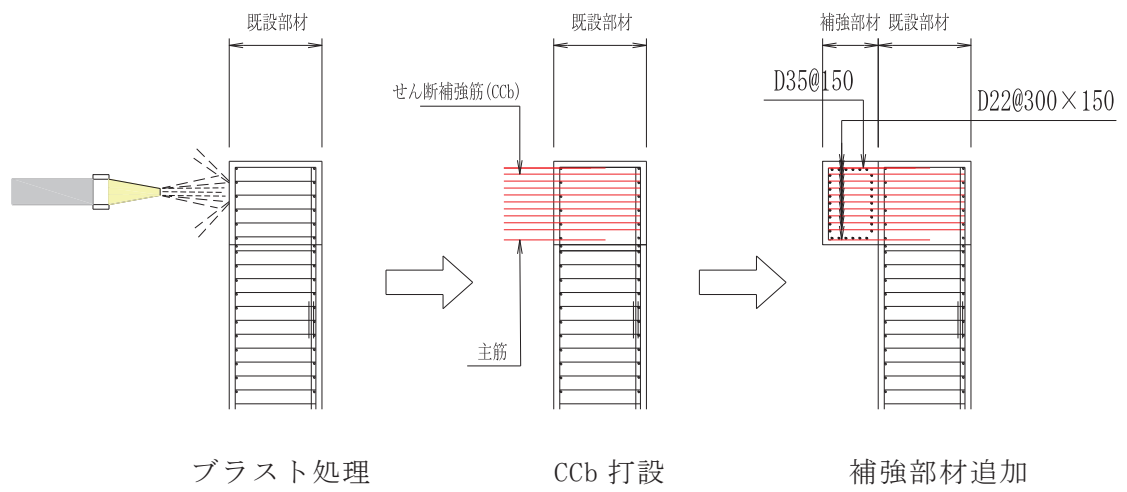


図 2-6 海水ポンプ室の CCb 工法による補強手順 (側壁 (気中部) 補強梁)

表 2-1 各部材における補強方法と理由

構造物	部 材		補強方法	補強理由
海水ポンプ室	底版		①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	側壁	水路部	①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
		気中部	①隔壁追加 ②補強梁追加 (補機ポンプエリア) ③CCb 追加	①, ②曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	妻壁		①補強梁追加 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
第3号機 海水ポンプ室	導流壁		①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	妻壁		①補強梁追加 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強

表 2-2 補強部材の諸元

		既設部材				補強部材				部材厚 比較 $h_1:h_2$	有効 高さ d (m)	支間長 a (m)	せん断 スパン 比 a/d	
		厚さ h_1 (m)	有効 高さ d_1 (m)	CCb径	せん断 補強鉄筋 配置間隔 s_1	厚さ h_2 (m)	有効 高さ d_2 (m)	先施工 せん断 補強 鉄筋径	せん断 補強鉄筋 配置間隔 s_2					
海水ポンプ室	底版		2.00	1.89	D25	150~ 300	1.50	1.39	D29	150~ 300	1.3:1	3.27	2.7	0.83
	側壁	気中部	2.00	1.89	D29 ~ D32	150~ 300	1.20	1.09	D22	150~ 300	1.7:1	2.97	23.0	7.74
		水路部	2.00	1.89	—	150~ 300	2.70	2.59	D32	300	1:1.4	4.47	9.3	2.08
	妻壁		1.50 2.00	1.39 1.89	D25 ~ D32	150~ 600	1.00 1.25	0.89 1.14	D32	150~ 300	1.5:1 1.6:1	2.27 3.02	20.8 14.1	9.16 4.67
第3号機 海水ポンプ室	導流壁		1.50	1.39	D25 ~ D32	150~ 300	0.9*	0.79	D32	150~ 300	1.7:1	2.29*	9.7	4.23*

注記*：第3号機海水ポンプ室の導流壁の補強は両側補強（片側 0.9m×2箇所）だが、せん断耐力において補強部材のせん断補強鋼材は片側のみ考慮するため、せん断スパン比は片側のみ補強した数値としている。

表 2-3 (1) 主な補強方法（曲げ・軸力系の破壊に対する補強）

	地盤改良工法	鋼板・炭素繊維	増厚工法
概要	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物周辺地盤にセメントミルク等を噴射し、地盤改良体を構築する工法。 地盤改良を行うことにより、地震時荷重（主に土圧）が低減され、構造物の曲げ変形の抑制に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリートに鋼板や炭素繊維シートを樹脂等により貼り付ける工法。 鋼板および炭素繊維シートの引張強度により、部材の曲げ耐力の向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物表面にコンクリートを打ち足すことで、断面を増厚する工法 部材厚の増により、曲げ変形の抑制や体力の向上に寄与する。
図			
備考	<ul style="list-style-type: none"> 女川 2 号機その他、多数の施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川 2 号機では施工実績はないが、一般土木構造物において施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川 2 号機では施工実績はないが、他プラント、一般土木構造物において施工実績がある。

表 2-3 (2) 主な補強方法（せん断破壊に対する補強）

	従来工法（先施工）	増厚工法	地盤改良工法	後施工せん断補強工法
概要	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート打設前の鉄筋組立時に、せん断補強筋を主筋または配力筋にフックを掛けて定着させる工法。 せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物表面にコンクリートを打ち足すことで、断面を増厚する工法。 部材厚の増により、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物周辺地盤にセメントミルク等を噴射し、地盤改良体を構築する工法。 地盤改良を行うことにより、地震時荷重（主に土圧）が低減され、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> 既設コンクリート構造物を削孔し、その孔内にせん断補強筋を差し込み充てん材で固定する工法。 せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。
図				
備考	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉他、多数の施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉では施工実績はないが、一般土木構造物において施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 女川2号炉他、多数の施工実績がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 美浜3号炉にて、工認実績有り。（ポストヘッドバー（PHb工法））

2.2 補強追加によるメリット・デメリット

海水ポンプ室等への補強追加によるメリット・デメリット及びデメリットに対する影響確認結果を表 2-4 に示す。周辺地盤改良，隔壁・補強梁・控え壁追加，増厚補強及び Ccb 工法によるメリット，デメリットを整理し，デメリットに対しては影響確認を行い，各項目に対して問題ないことを確認した。

表 2-4 補強追加によるメリット・デメリットと影響確認

メリット	デメリット	影響確認	関連資料
周辺地盤改良	土圧低減への寄与 (隔壁追加) ・曲げ変形の抑制 (補強梁追加) ・曲げ変形の抑制 ・せん断耐力の向上	特になし	-
増厚	・曲げ剛性の向上による 曲げ変形の抑制 ・せん断耐力の向上	既設機器・配管系との干渉及びメンテナンス性への影響	-
		構造部材の剛性上昇による床応答への影響	問題なし 既設機器・配管系の干渉、メンテナンス性を考慮した補強部材の配置とされているため問題なし。
増厚	通水断面積の減少	①入力津波への影響	VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書
		②引き波時における貯留量への影響	問題なし 地震応答解析モデルの構造物モデルは、補強部材の剛性を反映した等価剛性モデルとしている。
		③ポンプ取水への影響*	VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象施設への影響評価
Ccb	・せん断耐力の向上	増厚による流況変化により渦の発生 の虞があることから、通常運転時における安全機能への影響確認として、非常用海水ポンプを対象に水理模型実験を実施し、渦が生じないことを確認した。 また、常用海水ポンプを対象とした水理模型実験を実施し渦が生じていないことを確認した。	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 資料 9 参考資料 7 補強追加による非常用ポンプ取水への影響について
		特になし	-

3. 他プラント実績との比較

他プラントでの増厚補強の実績と海水ポンプ室等との比較を表 3-1 に示す。他プラントでは、玄海 3 号機，柏崎刈羽 6 号機にて増厚補強の実績があり，増厚補強部の一体化について，玄海 3 号機で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）（以下「トンネル標準示方書」という。）に基づくジベル筋を用いた既設部材との一体化設計の実績があり，柏崎刈羽 6 号機ではあと施工アンカー【接着系】ケミカルアンカー R タイプ（-N）-技術資料-（日本デコラックス株式会社，平成 24 年 11 月）に基づくケミカルアンカーによる主筋の定着の設計について実績がある。一方，海水ポンプ室等のように，増厚補強部において，既設部材及び補強部材のそれぞれにせん断補強鋼材を配置した評価及び増厚補強部の既設部材に CCb 工法を適用した実績はない。このため，増厚補強部において，既設部材及び補強部材にせん断補強鋼材を配置する場合の設計手法の妥当性及び増厚補強部の既設部材に CCb 工法を適用する妥当性の確認を行う。

表 3-1 増厚補強における他プラント実績との比較表

プラント名	設備 (部材)	補強目的	設計		一体化 方法
			曲げ・軸力	せん断	
女川 2 号機	海水ポンプ室 (側壁, 底板)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げ・軸力系の破壊 ・ 面外せん断破壊 	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> ・ 一体として設計 ・ 既設部材, 補強部材それぞれにせん断補強鋼材を考慮 ・ 既設部材に Ccb を適用 	<ul style="list-style-type: none"> ・ ジベル筋 ・ 主筋定着
	第 3 号機 海水ポンプ室 (導流壁)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げ・軸力系の破壊 ・ 面外せん断破壊 	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> ・ 一体として設計 ・ 既設部材, 補強部材それぞれにせん断補強鉄筋を考慮 	<ul style="list-style-type: none"> ・ ジベル筋 ・ 主筋定着
玄海 3 号機	海水管ダクト 立坑部 (側壁)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 面外せん断破壊 	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> ・ 一体として設計 ・ 既設部のみせん断補強鋼材を考慮 	<ul style="list-style-type: none"> ・ ジベル筋
柏崎刈羽 6 号機	張出しダクト (頂版, 底板)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げ・軸力系の破壊 	増厚補強部のみの剛性 及び強度を考慮	<ul style="list-style-type: none"> ・ 補強部材のみせん断補強鋼材を考慮 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 主筋定着

4. 規格・基準の適用性

4.1 増厚補強部における設計に係る規格・基準

既設部材と補強部材を一体部材として考慮する設計は「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。）及び「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）」（以下「トンネル標準示方書」という。）に地中連続壁を本体利用する場合の地中連続壁と本体構造（カルバート）を一体部材として設計する手法が示されている。玄海3号では，海水管ダクト立坑部の増厚補強部におけるジベル筋の設計において，トンネル標準示方書を適用した実績がある。鉄道標準とトンネル標準示方書の一体部材に対する設計手法は同一のものが記載されているが，増厚の部材厚の比率やせん断補強の範囲等の適用範囲については，鉄道標準に詳細に記載されているため，適用性の検討に当たっては鉄道標準を参照する。なお，「道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編（平成14年3月）」において，プレキャストコンクリートげたと場所打ち床版の結合部の設計手法について示されているが，地上部の橋梁に対する設計手法であることから，海水ポンプ室等と同様に地中構造物に対する設計手法である，鉄道標準を参照する。

4.2 鉄道標準に基づくせん断耐力の考え方

増厚補強部において既設部材と補強部材を一体部材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4-1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（解8.4.3-3）が示されている。足し合わせるせん断耐力は，棒部材式をベースとしている。海水ポンプ室等では，一部の部材で既設部材にCCb補強を行うことから，式（1）～式（3）に示す通り，（解8.4.3-3）のうちCCbが設置される項にCCbの補強による低減率 β_{aw} を乗じた値とする。

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部材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。

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

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

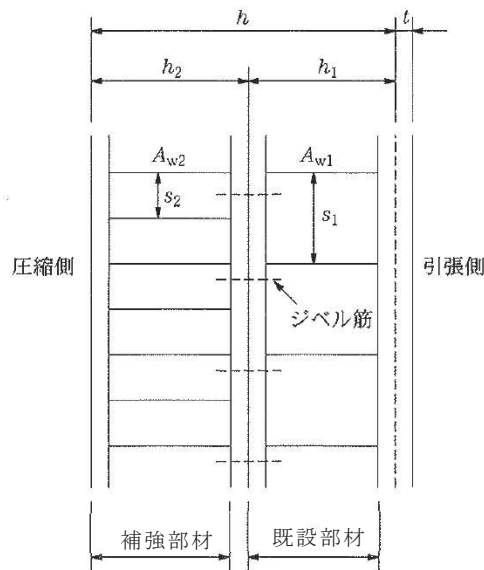
$h_1 = h_2$ の場合

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

$h_1 < h_2$ の場合

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

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 4-1 既設部材と補強部材を一体部材としたせん断耐力の考え方
（鉄道標準より抜粋（一部加筆））

$h_1 > h_2$ の場合

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

$h_1 = h_2$ の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} f_{wyd} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) z_1}{s_1} \cdot \beta_{aw} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad \text{式 (2)}$$

$h_1 < h_2$ の場合

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

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/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

β_{aw} : CCb のせん断耐力の補強効果を示す有効率

4.3 鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用性

海水ポンプ室等において，一体部材のせん断破壊の考え方及び鉄道標準におけるせん断耐力式の基となる実験の条件等から鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用性について検討した。

4.3.1 せん断破壊の機構と石橋らの実験

一体部材として挙動する場合のせん断破壊の模式図を図 4-2 に示す。せん断補強鋼材が分離して配置される場合，それぞれの部材において，荷重を分担し，トラス機構を形成してせん断力を受け持っている。

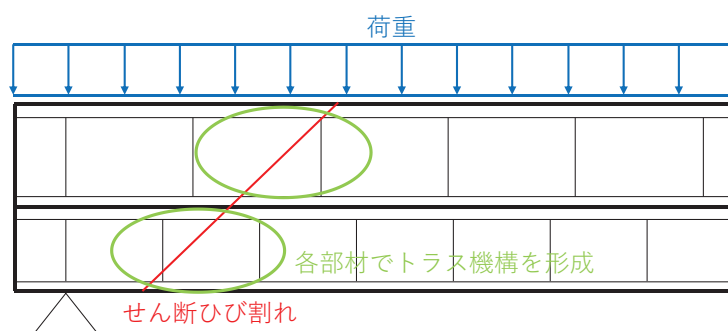


図 4-2 一体部材として挙動する場合のせん断破壊の模式図

石橋らは，地下連続壁を本体利用する場合のせん断耐力を算定するために，せん断スパン比，接合面の処理方法等に着目し，上下に部材を配置した重ね梁の模型供試体（54 ケース）による既往実験に対し，解析を加えることで，重ね梁において，せん断補強鋼材をそれぞれの部材に配置した場合のせん断耐力式を示している。石橋らにて整理した実験ケースを表 4-1 に示す。

表 4-1 示す実験ケースのうち，せん断補強鋼材を上下の梁にそれぞれ分けて配したケース（供試体 No. 32～No. 40，表 4-1 赤枠内）における実験の結果から，実験によるせん断耐力（ P_{max} ）と算定式によるせん断耐力（ P_{cal} ）の比較を行い， P_{max}/P_{cal} の平均値は 1.061，変動係数は 5.79%であることから，上下の桁高にかかわらず，上下の梁にそれぞれ分けてせん断補強鋼材を配置した場合は以下の式(4)'にてせん断耐力を算出できることを示しており，鉄道標準では，式(4)'を基に既設部材と補強部材の部材厚の比率に応じたせん断耐力式を示している。

$$V_s = \frac{A_{v1} \sigma_{sy} d_1}{1.15 s_1} \times \frac{H_1}{H} + \frac{A_{v2} \sigma_{sy} d_1}{1.15 s_2} \times \frac{H_2}{H} \dots\dots(4)$$

ここで、 $H = H_1 + H_2$

H_1, H_2 : それぞれの梁の桁高 (cm)

A_{v1}, A_{v2} : それぞれの梁の区間 s_1 あるいは s_2 におけるスターラップの総断面積 (cm²)

s_1, s_2 : それぞれのスターラップの部材軸方向の間隔 (cm)

(石橋ら¹⁾より抜粋)

表 4-1 重ね梁の模型供試体による実験概要

(石橋ら¹⁾による設計資料より引用)

No	供試体名	接合面の状態	スターラップ		桁高(cm)		コンクリート圧縮強度 f_c kgf/cm ² (MPa)		P_{max} tf (kN)	P_{cal} tf (kN)	P_{max}/P_{cal}
			上梁	下梁	上梁	下梁	上梁	下梁			
1	S 1	A	N		40		412 (40.4)		29.9 (293)	29.5 (289)	1.015
2	S 2	A	N		40		412 (40.4)		33.4 (328)	28.7 (281)	1.165
3	S 3	A	N		40		399 (39.1)		26.0 (255)	27.1 (266)	0.960
4	S 4	A	N		40		412 (40.4)		24.8 (243)	25.9 (254)	0.956
5	S 5	A	N		40		359 (35.2)		20.0 (196)	22.6 (222)	0.884
6	S 6	A	N		40		348 (34.1)		27.4 (269)	25.9 (254)	1.059
7	S 7	A	N		40		414 (40.6)		29.5 (289)	30.3 (297)	0.973
8	S 8	A	Y ₁		40		404 (39.6)		47.2 (463)	38.5 (378)	1.225
9	S 9	A	Y ₁		40		359 (35.2)		58.3 (572)	43.9 (431)	1.329
10	G 1	A	N		40		262 (25.7)		22.0 (216)	23.1 (227)	0.952
11	G 9	A	Y ₁		40		308 (30.2)		42.0 (412)	39.4 (386)	1.067
12	TG4	A	Y ₃		80		287 (28.1)		250.0(2452)	202.0(1981)	1.238
13	G 2	BG	N	N	20	20	298 (29.2)	280 (27.5)	23.0 (226)	23.9 (234)	0.963
14	G 3	C1G	N	N	20	20	298 (29.2)	280 (27.5)	24.0 (235)	23.9 (234)	1.005
15	G 4	C2G	N	N	20	20	301 (29.5)	290 (28.4)	23.0 (226)	24.1 (236)	0.956
16	G 5	D1G	N	N	20	20	301 (29.5)	290 (28.4)	27.2 (267)	24.1 (236)	1.130
17	G 6	D2G	N	N	20	20	305 (29.9)	299 (29.3)	23.0 (226)	24.2 (237)	0.949
18	G 7	BG	N	N	15	25	305 (29.9)	299 (29.3)	19.0 (186)	23.5 (230)	0.810
19	G 8	BG	N	N	25	15	308 (30.2)	308 (30.2)	18.5 (181)	25.1 (246)	0.736
20	G18	BG	Y ₂	Y ₂	20	20	287 (28.1)	315 (30.9)	30.0 (294)	31.7 (311)	0.946
21	G19	EG	N	N	15	35	269 (26.4)	320 (31.4)	39.5 (387)	35.9 (352)	1.100
22	G20	EG	Y ₁	N	15	25	259 (25.4)	308 (30.2)	26.6 (261)	30.0 (294)	0.887
23	G21	EG	Y ₂	N	15	25	264 (25.9)	314 (30.8)	25.5 (250)	27.3 (268)	0.933
24	G23	EG	Y ₂	N	25	15	269 (26.4)	320 (31.4)	33.6 (330)	33.5 (329)	1.003
25	W 1	BW	N	N	20	20	332 (32.6)	384 (37.7)	27.0 (265)	28.9 (283)	0.935
26	W 2	C1W	N	N	20	20	332 (32.6)	384 (37.7)	24.0 (235)	28.9 (283)	0.831
27	W 3	C2W	N	N	20	20	336 (33.0)	353 (34.6)	25.0 (245)	28.5 (279)	0.877
28	W 4	D1W	N	N	20	20	336 (33.0)	353 (34.6)	29.0 (284)	28.5 (279)	1.017
29	W 5	D2W	N	N	20	20	399 (39.1)	336 (33.0)	23.6 (231)	29.1 (285)	0.810
30	W 6	BW	N	N	15	25	378 (37.1)	341 (33.4)	22.0 (216)	27.6 (271)	0.797
31	W 7	BW	N	N	25	15	388 (38.0)	363 (35.6)	18.0 (177)	30.6 (300)	0.589
32	W 8	BW	Y ₁	Y ₁	20	20	326 (32.0)	388 (38.0)	43.0 (422)	43.8 (430)	0.981
33	W 9	C1W	Y ₁	Y ₁	20	20	290 (28.4)	329 (32.3)	44.0 (431)	42.5 (417)	1.036
34	W10	C2W	Y ₁	Y ₁	20	20	290 (28.4)	329 (32.3)	44.5 (436)	42.5 (417)	1.047
35	W11	D1W	Y ₁	Y ₁	20	20	335 (32.9)	331 (32.5)	47.0 (461)	43.2 (424)	1.089
36	W12	D2W	Y ₁	Y ₁	20	20	342 (33.5)	361 (35.4)	48.7 (478)	43.7 (429)	1.115
37	W13	BW	Y ₁	Y ₁	15	25	392 (38.4)	364 (35.7)	45.2 (443)	43.1 (423)	1.050
38	W14	BW	Y ₁	Y ₁	25	15	392 (38.4)	364 (35.7)	43.9 (431)	45.6 (447)	0.963
39	W15	D1W	Y ₁	Y ₁	25	15	373 (36.6)	380 (37.3)	50.3 (493)	45.6 (447)	1.104
40	W16	D2W	Y ₁	Y ₁	25	15	373 (36.6)	380 (37.3)	53.2 (522)	45.6 (447)	1.168
41	W17	BW	N	Y ₁	20	20	361 (35.4)	379 (37.2)	33.0 (324)	36.7 (360)	0.900
42	W18	C1W	N	Y ₁	20	20	361 (35.4)	379 (37.2)	38.7 (380)	36.7 (360)	1.055
43	W19	C2W	N	Y ₁	20	20	342 (33.5)	376 (36.9)	36.0 (353)	36.4 (357)	0.989
44	W20	D1W	N	Y ₁	20	20	342 (33.5)	376 (36.9)	35.3 (346)	36.4 (357)	0.970
45	W21	D2W	N	Y ₁	20	20	230 (22.6)	353 (34.6)	36.4 (357)	34.5 (338)	1.057
46	W22	BW	N	Y ₁	15	25	313 (30.7)	393 (38.5)	35.1 (344)	36.8 (361)	0.954
47	W23	BW	N	Y ₁	25	15	313 (30.9)	393 (30.7)	22.1 (217)	34.4 (337)	0.642
48	TG5	BT	Y ₃	Y ₃	40	40	303 (29.7)	222 (21.8)	188.0(1844)	196.5(1927)	0.957
49	TG6	ET	Y ₃	Y ₃	40	40	307 (30.1)	320 (31.4)	274.0(2687)	207.5(2035)	1.320
50	TG7	D1T	Y ₄	Y ₄	40	40	310 (30.4)	287 (28.1)	291.0(2854)	231.6(2271)	1.257
51	TG8	D2T	Y ₃	Y ₃	40	40	370 (36.3)	301 (29.5)	277.0(2716)	211.9(2078)	1.307
52	TG9	D2T	Y ₃	Y ₃	40	80	301 (29.5)	329 (32.3)	264.0(2589)	240.0(2354)	1.100
53	TA2	D1T	Y ₄	Y ₄	40	40	285 (27.9)	256 (25.1)	287.0(2815)	225.5(2211)	1.273
54	TB2	D3T	Y ₃	N	20	40	341 (33.4)	379 (37.2)	91.0 (892)	89.8 (882)	1.013

注 1) 接合面の状態 A: 1体打ち, その他: 図-2 による

注 2) スターラップ N: 無し Y₁: φ6 8.5cm ctc Y₂: φ6 17.0cm ctc

Y₃: D10 40.0cm ctc Y₄: 端部 D16 20.0cm ctc 中央部 D10 40.0cm ctc

供試体 No. 32～No.40 のそれぞれのケースの実験条件は、表 4-1 の赤枠内に示されており、各項目に記載されている記号は、図 4-3 及び図 4-4 の赤枠内に対応している。供試体 No. 32～No. 40 のせん断スパン比は 2.3 であり、重ね梁の部材高さの比率は上梁:下梁=1.7:1～1:1.7 である。接合面の処理は、グリース (BW)、「ジベル筋+グリース」(C1W (C2W)) 及び供試体の両端が「チッピング+ジベル筋」、供試体の中央部がグリース (D1W (D2W)) (図 4-4 赤枠内) となっており、実験の接合条件は完全な一体の条件とはなっていない。荷重の載荷方法は、図 4-5 のとおり 2 点に集中荷重として載荷している。

No. 32～No. 40 の実験結果から、接合面が BW の条件では、 P_{max}/P_{ca1} の平均値は 0.998 であり、接合面の状態がより一体化に近い C1W (C2W) 及び D1W (D2W) における P_{max}/P_{ca1} の平均値は、1.093 であり、接合面の状態がより一体化に近づくほど若干のせん断力の増大が認められる結果となっているため、一体化を確実にすることはせん断耐力を確保するために重要である。

本実験では、海水ポンプ室の側壁の補強梁及び妻壁部のように、上下の梁に貫通したせん断補強鋼材を配した実験 (供試体 No. 50～No.53, 表 4-1 青枠) も実施している。一体打ちの部材において、せん断補強鋼材が受け持つせん断耐力 V_s の計算式は、以下の式 (4) で示されている。

$$V_s = \frac{A_v \sigma_{sy} d}{1.15s} \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 A_v : 梁の区間 s におけるスターラップの総断面積 (cm^2)

s : 梁のスターラップの部材軸方向の間隔 (cm)

σ_{sy} : スターラップの降伏点応力度 (kgf/ cm^2)

d : 有効高さ (cm)

(石橋ら¹⁾より抜粋)

一体打ちの梁のせん断耐力の計算値 P_{ca1} は、以下の式 (5) で示されている。

$$P_{ca1} = 2(V_c + V_s) \dots\dots\dots(5)$$

V_c : コンクリートが負担するせん断耐力

V_s : せん断補強鋼材が負担するせん断耐力

No. 50~No. 53 を対象とした実験結果と式 (5) との比較において、せん断耐力の比 P_{max}/P_{cal} の平均値は 1.234 となり、上下の梁に貫通したせん断補強鋼材を配置すれば、ほぼ一体打ちの梁と同じ程度のせん断耐力が得られるとしている。なお、接合面の処理方法等の影響についてさらに検討が必要とされているが、実験における条件で供試体の両端がチップング、供試体の中央部が無処理の条件で、 P_{max}/P_{cal} は、1.265 であり、全面的にチップング等の目荒らしを行うことで一体打ちの場合のせん断耐力と同等の値が得られると考えられる。

なお、せん断補強鋼材の配置に関して、上下のいずれか一方にせん断補強鋼材が配置されている場合にはさらなる検討が必要であるとされている。

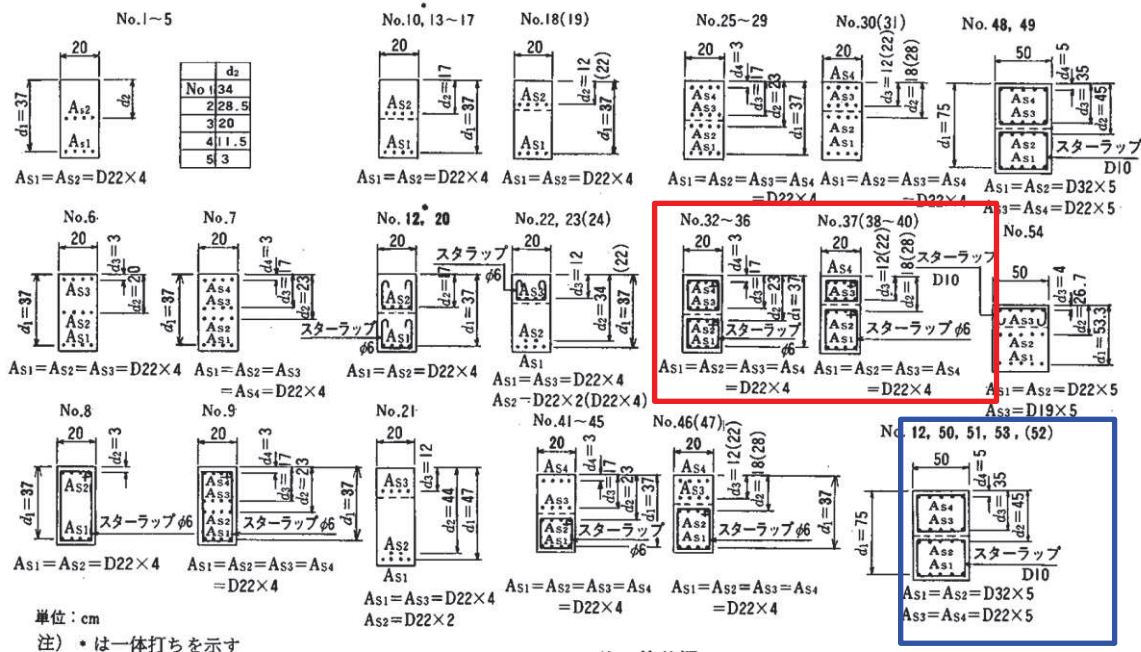


図 4-3 供試体一覧

(石橋ら¹⁾より引用)

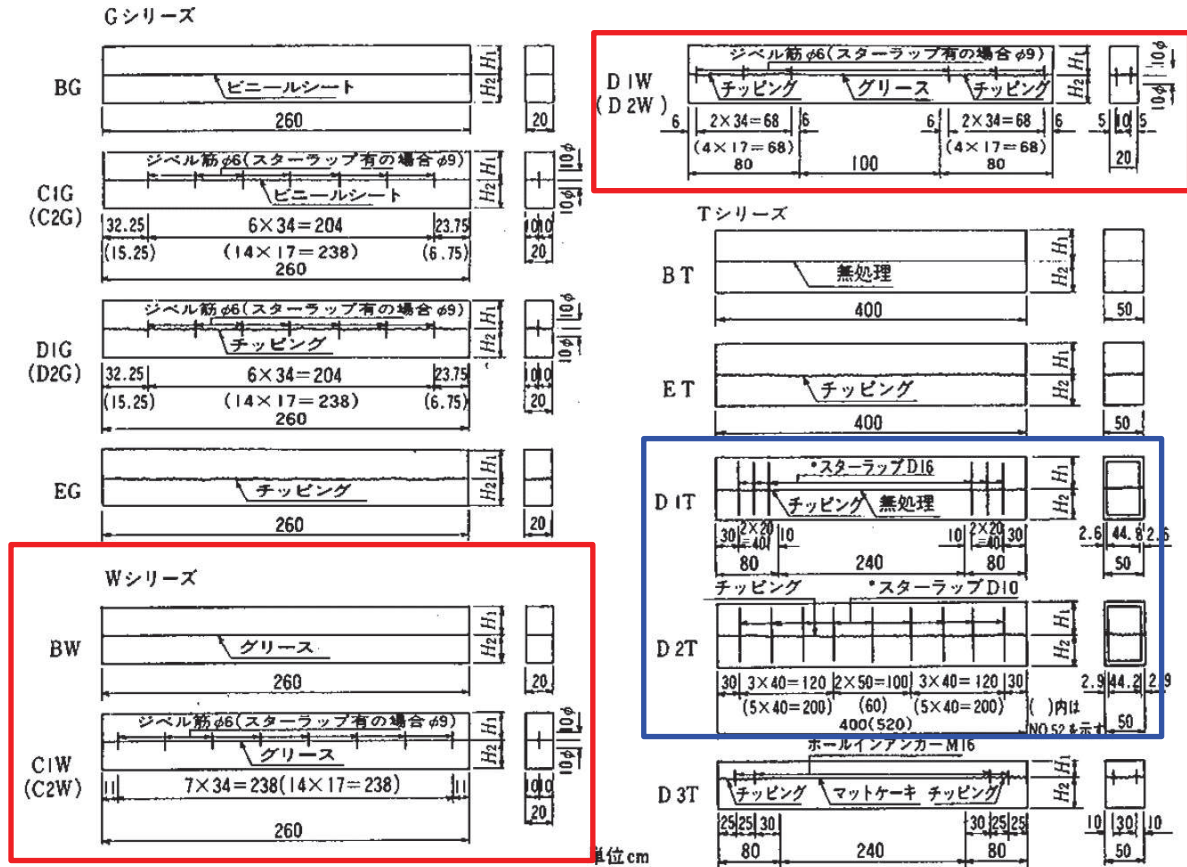
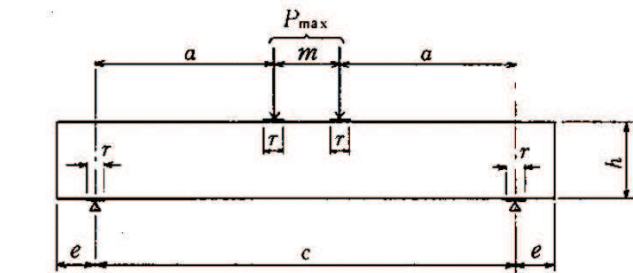


図 4-4 接合面の状態
(石橋ら¹⁾より引用)



単位 cm

供試体番号	a	m	c	e	h	r
1-11, 13-20, 22-47	92.5	35	220	20	40	10
21	95	0	190	35	50	10
12, 48-51, 53	100	140	340	30	80	15
52	150	160	460	30	120	15
54	100	140	340	30	60	15

図 4-5 荷重方法, 供試体形状
(石橋ら¹⁾より引用)

4.3.2 海水ポンプ室等での適用性

鉄道標準では地中に埋設されるトンネル等の構造物の本体と土留め等の地下連続壁を一体化し本体利用するための設計方法が示されている。海水ポンプ室等についても、2つの壁部材の接合であり、鉄道標準における一体化と類似していることから、本書を参照して評価することは妥当であると考えられる。

海水ポンプ室における一体部材の適用範囲について鉄道標準では、既設部材と補強部材の部材厚比が2:1~1:2までとされており、それらの根拠となる石橋らの実験においては1.7:1~1:1.7となっている。表2-2のとおり海水ポンプ室等の部材厚比は1.7:1~1:1.4であり、接合面の処理については、海水ポンプ室等では、ブラスト処理及びジベル筋による一体化を図ることから鉄道標準の適用範囲内である。

せん断スパン比については、石橋らの実験が2.3であるのに対し、海水ポンプ室の側壁（水路部）は、2.08でありほぼ実験ケースと同等であるが、底版については0.83であることから石橋らの実験の対象範囲外となる。

また、図4-1の解8.4.3-3は、せん断補強鋼材をそれぞれの部材に分けて配置した場合に適用できるとされており、いずれか一方の部材にせん断補強鋼材が配置された場合については、検討が必要であるとされていることから、側壁の増厚補強部のうち補強部材にせん断補強鋼材が配置され、既設部材にせん断補強鋼材が一部配置されないエリアは石橋らの実験の対象範囲外となる。

側壁（気中部）の補強梁については、CCbを既設部材と補強部材に貫通して配置するため、鉄道標準は適用しない。なお、石橋らの実験においては、せん断補強筋を既設部材と補強部材に貫通して配置した場合のせん断耐力は、接合面の処理を行うことで、一体部材のせん断耐力と同等のせん断力を得られることが示されている（図4-4（青枠内））。

第3号機海水ポンプ室の導流壁については、せん断スパン比が4.23と実験の範囲を超えるものの、鉄道標準におけるせん断耐力式は、棒部材式を基に設定されており、せん断スパン比が大きい側であれば棒部材式の適用性の範囲であるため、鉄道標準を適用できる。

表4-2 鉄道標準の根拠となる石橋らの実験の対象範囲外となる部材

部材	対象範囲外となる理由
①底盤	・せん断スパン比が実験のケースよりも小さいため。
②側壁の一部のエリア	・一部のエリアは、側壁の増厚補強部のうち補強部材にせん断補強鋼材が配置され、既設部材にせん断補強鋼材が配置されないため。

第3号機海水ポンプ室は、両側から増厚補強を実施するが、鉄道標準には二枚の重ね梁によるせん断耐力の算定方法のみが示されている。それを踏まえ、第3号機海水ポンプ室のせん断補強鋼材が受け持つせん断耐力は、既設部材に配置されるCCb及び補強部材のうち片方のせん断補強鋼材のみを考慮して算定するため、実際の補強仕様より保守的な設計となる。コンクリート負担分は、既設部材と補強部材が一体として施工されることから両側補強分も含めた部材厚を考慮して算定する。

5. 増厚補強部を一体化設計とする妥当性の確認

「4.3.1 せん断破壊の機構と石橋らの実験」のとおり、既設部材と補強部材のせん断補強鋼材は、それぞれの部材に分割して配置し算定するが、コンクリート部材は既設部材と補強部材は、一体部材であることを前提条件として三次元モデルを作成し構造解析を実施している。本章では、既設部材と補強部材を、一体部材であることを前提として構造解析を行うことについて、既設部材と補強部材の接合面に働く応力状態を明確にするとともに、各応力に対する設計の考え方及び設計結果により妥当性を示す。

5.1 既設部材と補強部材に作用する応力状態

海水ポンプ室等の既設部材と補強部材の接合面に発生する応力の概念図（海水ポンプ室を例に）を図5-1に、それぞれの応力に対する設計方針を表5-1に示す。図5-1のとおり、既設部材と補強部材の接合面に発生する応力は大きく以下の3つに分けられる。

①は、既設部材と補強部材の接合面に生じるせん断力であり、(1)曲げによるずれせん断力、(2)水平方向のずれせん断力及び(3)増厚補強部から既設部に伝達される鉛直せん断力がある。設計方針としては、(1)～(3)のせん断力の合計に対し、必要なジベル筋を配置する。ジベル筋の設計の詳細については、「5.2.1 (1) ジベル筋の設計」に示す。

②は、部材の端部に発生する曲げモーメント及びせん断力である。設計方針としては、部材端部の主筋ひずみが部材降伏の許容限界(1725 μ)を下回ることを確認する。また、施工において既設部材と補強部材の一体化を図るため、主筋の定着を確保する。

③は、既設部材と補強部材の接合面の引張応力による剥離である。設計方針としては、既設部材と補強部材の接合面での発生引張応力が付着強度を下回ることを確認する。また、施工においては、既設部材の目荒らしにより付着強度を確保する。

以下に、各応力状態に対する設計の詳細について示す。

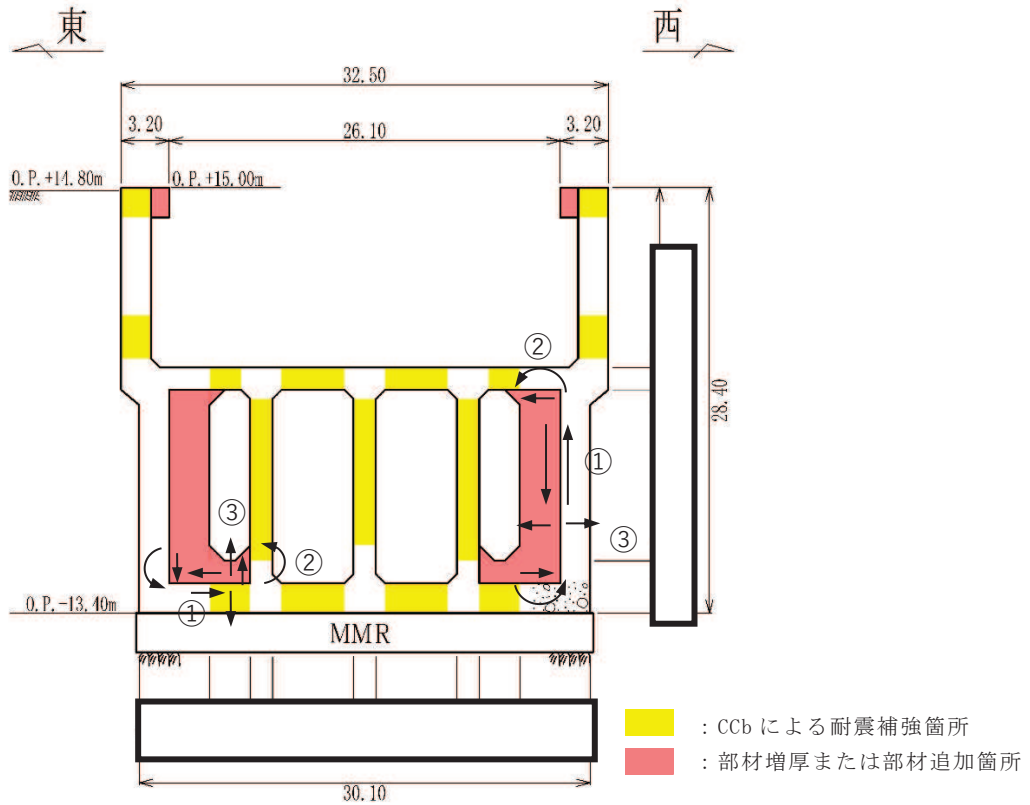


図 5-1 海水ポンプ室 既設部材と補強部材に発生する応力の概念図

表 5-1 既設部材と補強部材の接合面に発生する応力と設計方針

想定される応力	設計・施工方針	準拠基準
①接合面に発生するせん断力 (1) 曲げによるずれせん断力 (2) 水平方向のずれせん断力 (3) 増厚補強部から既設部に伝達される鉛直せん断力	<ul style="list-style-type: none"> ・接合面に発生するせん断力がジベル筋のせん断耐力を下まわることを確認する。 ・接合面に発生するせん断力は、三次元構造解析モデルにより算出される接合面のせん断力を用いる。 ((1) ~ (3) の合力) 	鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル (国土交通省 鉄道局 監修 平成 13 年 3 月)
②部材端部に発生する曲げモーメント及びずれせん断力	<p>(設計) 端部の主筋ひずみが部材降伏の許容限界 (1725μ) を下回ることを確認する。</p> <p>(施工) 準拠基準に基づき主鉄筋の定着を確保</p>	あと施工アンカーの設計・施工の手引き (公益社団法人 鉄道総合技術研究所 平成 30 年 1 月)
③接合面での剥離	<p>(設計) 接合面での発生引張応力が許容付着強度を下回ることを確認する。 許容付着強度 : 1.5N/mm²</p> <p>(施工) 既設部材の目荒らし (サンドブラスト (噴射密度 : 30kg/m²)) により付着強度を確保する。</p>	構造物施工管理要領 (東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社 令和 2 年 7 月)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.2 各応力状態に対する設計

5.2.1 ①接合面に発生するせん断力に対する検討

(1) ジベル筋の設計方針

既設部材と補強部材の接合面に発生するせん断力に対しては、発生せん断力に十分なジベル筋を配置することとする。ジベル筋の設計は、図 5-2 に示す鉄道標準に基づき行う。

図 5-2(1)に、地下連続壁を本体に利用する際の構造形式を示す。海水ポンプ室等は、既設部材と補強部材の全接合面をジベル筋で一体化させるため、構造形式のうち一体壁に該当する。

海水ポンプ室等の検討においては、接合面に発生するせん断力として三次元モデルを用いた三次元静的材料非線形解析から得られるせん断力を用いる。ジベル筋の設計フローを図 5-3 に、三次元モデルに発生するせん断力の抽出位置図を図 5-4 に、発生せん断力算定に用いる応力成分と応力の作用面の一覧を表 5-2 に、応力成分の作用方向を図 5-5 に示す。設計用地震動は添付書類「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震評価」と同様に基準地震動 S_s とする。

なお、接合面に作用するコンクリートが受け持つ摩擦力については、保守的に考慮しないものとし、ずれせん断力はジベル鉄筋の耐力のみで受け持つ設計とする。(図 5-2(2))

また、上記の設計に加えて、鉄道標準に基づき配置したジベル筋の設計せん断耐力とコンクリートのみで負担する許容せん断応力度を比較し、十分上回る鉄筋量となっていることを確認する。

ジベル筋は、設計により算定した必要鉄筋量を満足する配置とし、現場状況に応じた配置とする。

8.2 構造形式の選定

地下連続壁を本体に利用する場合には施工性、信頼性、経済性等を考慮して、次の構造形式の中から選定するものとする。

- (1) 一体壁形式
- (2) 重ね壁形式
- (3) 単独壁形式

【解説】

現在、地下連続壁を本体利用する場合の構造形式としては、解説図 8.2-1 に示すように一体壁形式、重ね壁形式および単独壁形式が用いられており、形式の選定にあたっては、各形式の特性を十分検討し、所要の目的が得られる構造とする必要がある。

なお、地下連続壁は構造材料の違いによりコンクリート製地下連続壁と鋼製地下連続壁の2種類に分けることができる。

(1) について

一体壁形式は、地下連続壁と内壁の接合面にジベルを取り付けるなどして、完全に1枚の壁として荷重に抵抗するようにしたものである。必要断面厚が小さくできる点是有利であるが、床版と壁との接合およびジベル筋などの施工が若干煩雑である。

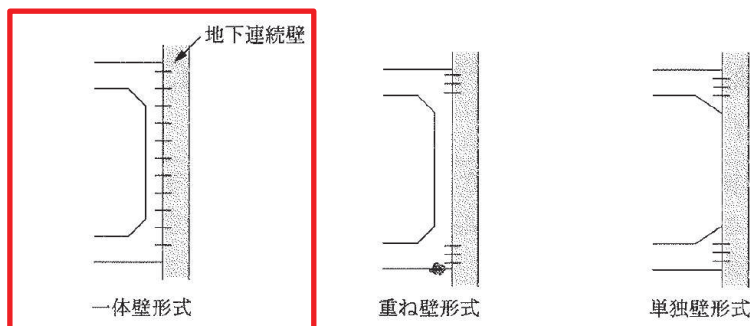
しかしながら、最近はジベル筋の取付方法の開発に伴い、その施工が容易となり広く用いられている。なお、本標準における一体壁の適用範囲は、コンクリート製地下連続壁の場合は連続壁と内壁の壁厚比が2:1~1:2まで、鋼製地下連続壁の場合は内壁の厚さが連続壁の厚さ以上のものとする。

(2) について

重ね壁形式は、地下連続壁と内壁の接合面にはせん断力は作用せず、互いに自由にすべるが、曲げによるたわみが相等しい構造である。地下連続壁と内壁が負担する曲げモーメントや軸力は、それぞれの曲げ剛性、軸方向剛性に比例する。

(3) について

単独壁形式は、内壁を設けずに地下連続壁のみで荷重に抵抗するようにしたものである。深くなった場合に壁厚が増加し、一体壁形式に比べて不経済となることがある。また、内壁を施工しないことから防水には特に配慮する必要がある。



解説図 8.2-1 本体利用の壁形式

なお、掘削深さが大きく地階数の多い場合は、浅い部分では単独壁形式、深い部分で一体壁形式もしくは重ね壁形式というように併用して用いられる場合もある。

図 5-2(1) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋 (一部加筆))

8.4.5 床版と側壁との結合部の設計

床版とコンクリート製地下連続壁との結合部は、作用する曲げモーメント、せん断力、軸力を円滑に伝達できる構造とするものとする。

(1) 曲げに対する検討

床版端部曲げモーメントに対して、結合部が十分な耐力を有するように設計するものとする。

(2) せん断に対する検討

一体壁形式の場合は全せん断力に対して、重ね壁形式および単独壁形式の場合は結合部付近に作用する鉛直せん断力に対して、十分な耐力を有するように設計するものとする。

(中略)

3) ジベル筋の設計

地下連続壁と内壁の接合面に配置するジベル筋は、前記1) および2) のせん断力に対し安全となるように設計し、その検討は式(解8.4.5-3)による。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_l \cdot \frac{V}{V_u} \leq 1.0 \quad (\text{解 } 8.4.5-3)$$

$$V_u = V_{ug} + V_{ui}$$

$$V_{ug} = \mu \cdot (n \cdot A_{rg} \cdot f_{ryd} + \sigma_N \cdot A_{cg} / \gamma_c)$$

$$V_{ui} = \mu \cdot \sigma_N \cdot A_{ui} / \gamma_c$$

ここに、 V : 床版接合面の作用せん断力

V_u : 接合面における全せん断耐力

V_{ug} : ジベル筋配置区間の全せん断耐力

V_{ui} : ジベル筋配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力

μ : 摩擦係数 (1.4程度: 地下連続壁は洗浄し、レイタンスを取り除き、深さ7mm程度の粗さとした場合¹⁾)

n : ジベル筋の本数 (単位幅当り)

A_{rg} : ジベル筋1本当りの断面積

f_{ryd} : ジベル筋の設計引張降伏強度

σ_N : 接合面に作用する鉛直応力度 (地下連続壁に作用する土圧等の外力)

A_{cg} : ジベル筋配置区間の全面積 (面積の境界は、最外側のジベル筋からジベル筋間隔の半分程度の距離までである)

A_{ui} : ジベル筋配置区間以外のコンクリート面積 (地下連続壁の接合面処理を行う部分のみ)

γ_a, γ_l : 「4.5 安全係数」による。

γ_b : 部材係数で、一般に1.3としてよい。

γ_c : コンクリートの材料係数

μ : コンクリートの摩擦分は考慮しない

図 5-2(2) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋 (一部加筆))

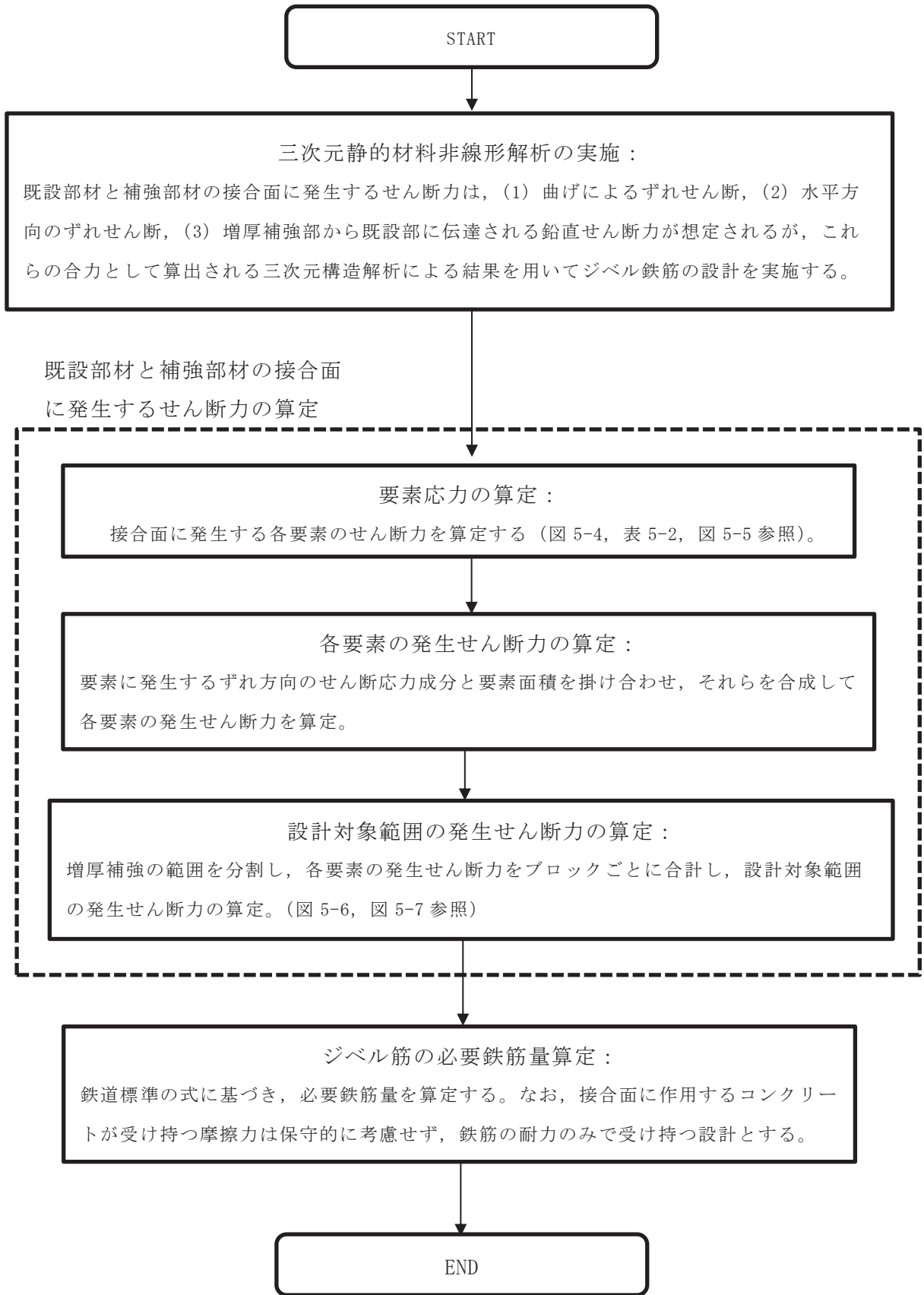


図 5-3 ジベル筋の設計フロー

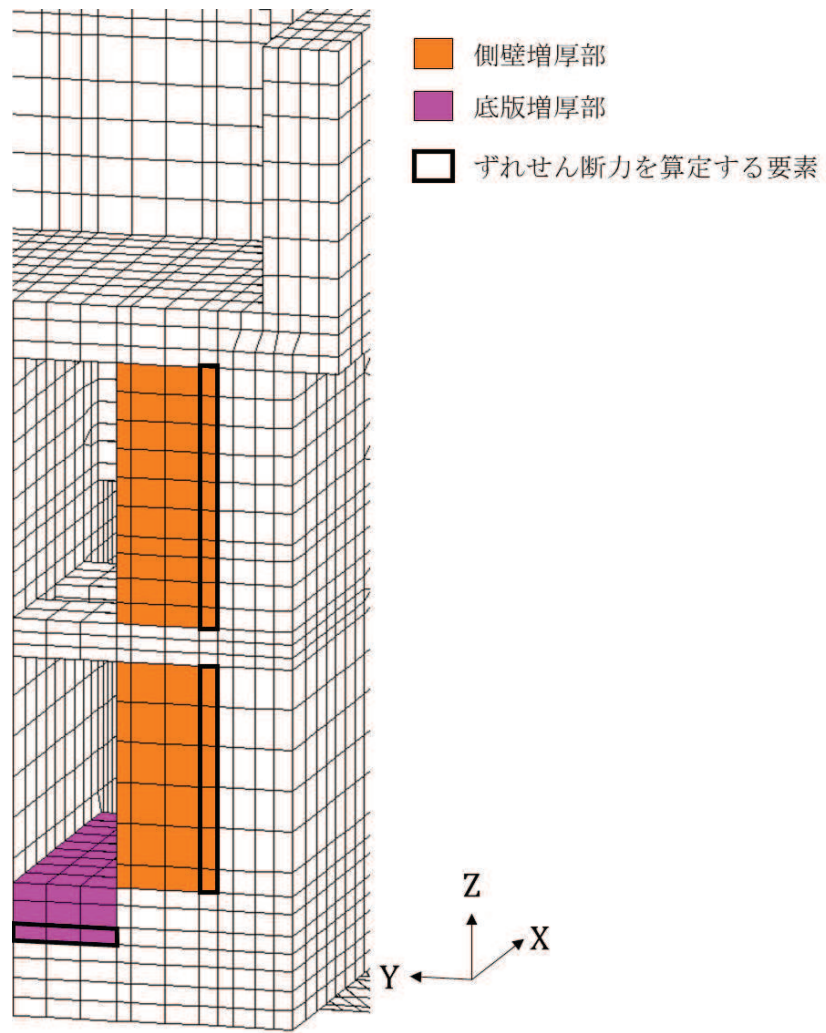


図 5-4 接合面の発生せん断力

表 5-2 発生せん断力算定に用いる応力成分と応力の作用面

	応力成分			ずれ方向の応力が作用する要素の面
	横断方向の ずれ	縦断方向の ずれ	鉛直方向の ずれ	
側壁増厚 補強部	-	τ_{YX}	τ_{YZ}	XZ 面
底版増厚 補強部	τ_{ZY}	τ_{ZX}	-	XY 面

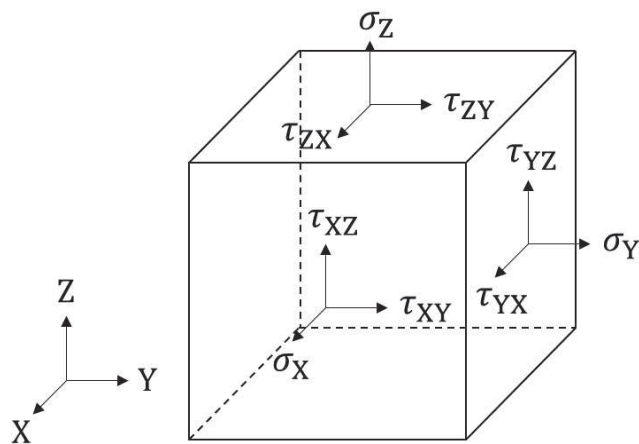


図 5-5 応力成分の作用方向

(2) 発生せん断力の算定

既設部材と補強部材の接合部に発生するせん断力は、図 5-5 に示す要素において、接合部がずれる方向のせん断応力成分と要素面積を掛けることで算定する。また、接合面に生じる 2 方向のずれを考慮するため、それらを合成した方向の発生せん断を算定し、ジベル鉄筋の設計に用いる。

(3) 設計対象範囲の発生せん断力の算定

鉄道標準に基づく発生せん断力は高さ方向の合計値となっている。三次元モデルから得られるせん断力については、接合面の要素全体のせん断力を合計して求めるが、海水ポンプ室の側壁は、図 5-6 のとおり、縦断方向で高さに変化すること、中床版で構造が分かれていること、また、底版についても縦断方向で勾配が変化することから、照査範囲を複数のブロックに分割し、ブロックごとに発生せん断力を算定する。第 3 号機海水ポンプ室は増厚補強部の導流壁の形状が単純な長方形断面のため、図 5-7 のとおり、部材内で分割せず 1 ブロックとする。

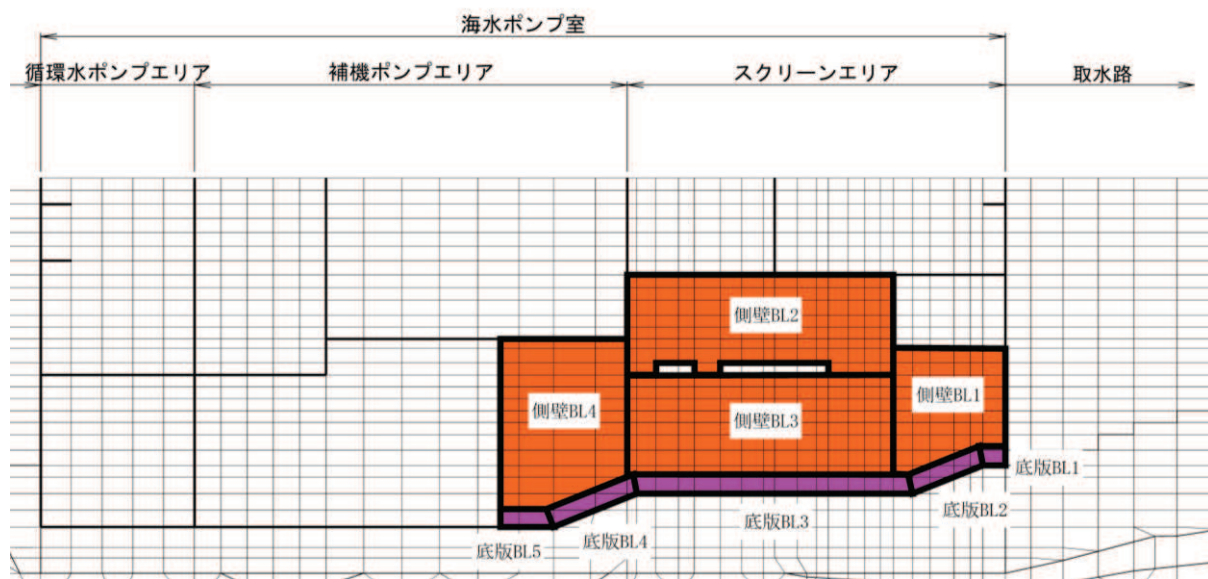


図 5-6 増厚補強範囲の分割 (海水ポンプ室)

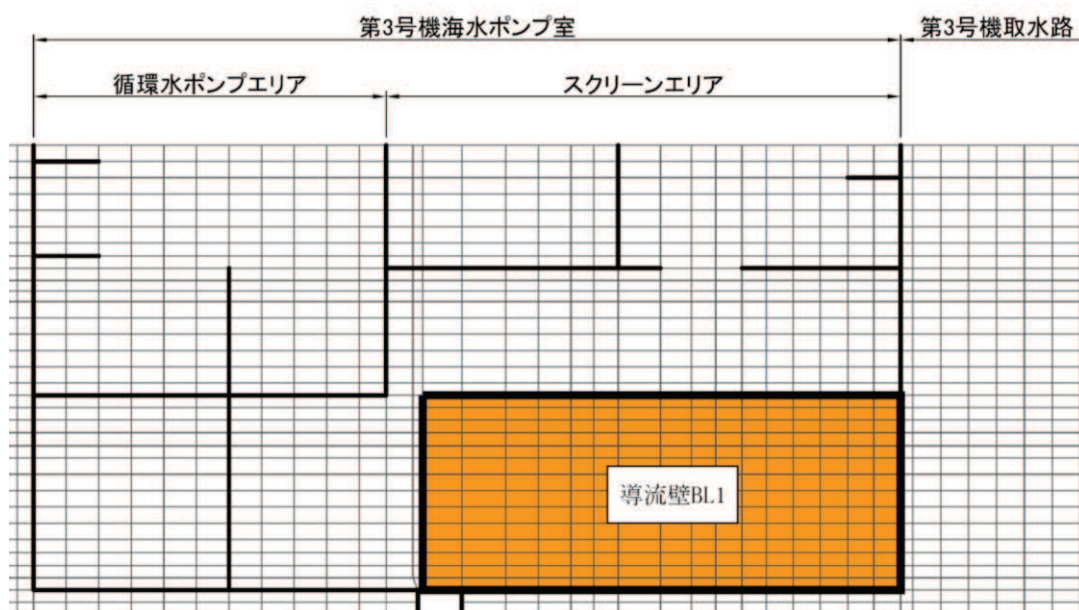


図 5-7 増厚補強範囲の分割 (第 3 号機海水ポンプ室)

(4) コンクリートの許容せん断応力との比較

三次元静的非線形解析から得られる発生せん断力に対するジベル筋の設計に加えて、コンクリートのみでずれせん断に抵抗する場合の検討を実施し、三次元静的非線形解析による設計と比較する。

コンクリートの許容せん断応力は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，平成 14 年」に基づき図 5-8 の赤枠部のコンクリートのみでせん断力を負担する場合の τ_{a1} を算定し、ジベル筋によるせん断耐力との比較を行う。なお、海水ポンプ室の設計基準強度は 20.5N/mm^2 ，第 3 号機海水ポンプ室の設計基準強度は 23.5N/mm^2 であることから， τ_{a1} は，図 5-8 から線形補間して算定する。また，今回は地震時の検討であることから，割増係数 1.5 を見込んだ許容せん断応力を算定する。

表-4.2.1 コンクリートの許容圧縮応力度及び許容せん断応力度 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})			
		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.22	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 (τ_{a2})	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度 (τ_{a3})	0.85	0.90	0.95	1.00

図 5-8 コンクリートの許容せん断応力度

(道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，平成 14 年より抜粋)

(5) ジベル筋の設計結果

海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室の既設部材と補強部材の接合面のせん断評価結果を表5-3及び表5-4に示す。なお、接合面のせん断評価結果については、側壁及び底版ともに照査値が最大となる照査結果を示す。同表より、既設部材と補強部材の接合面に生じるせん断力は、接合面に配置したジベル筋によるせん断耐力にて受け持つことができることを確認した。

表5-3 ジベル筋設計結果（海水ポンプ室）

部材	照査位置*1	鉄筋径・ピッチ	照査用せん断力*2 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
側壁	側壁 BL3	D22@300×300	152,839	195,153	0.79
底版	底版 BL1	D32@300×300	17,499	22,130	0.80

注記*1：照査位置は図5-6に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数(1.05)×部材係数(1.3)×構造物係数(1.0)

表5-4 ジベル筋設計結果（第3号機海水ポンプ室）

部材	照査位置*1	鉄筋径・ピッチ	照査用せん断力*2 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
導流壁	導流壁 BL1	D22@300×300	292,866	368,920	0.80

注記*1：照査位置は図5-7に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数(1.05)×部材係数(1.3)×構造物係数(1.0)

(6) コンクリートの許容せん断応力度との比較結果

海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室のコンクリートの許容せん断応力とジベル筋のせん断耐力との比較結果を表5-5に示す。ジベル筋のせん断耐力はジベル筋設置範囲の中で鉄筋量が最も小さい箇所としている。

比較の結果、ジベル筋のせん断耐力はコンクリートの許容せん断応力度を十分上回っており、ジベル筋はコンクリートのみで負担するせん断応力度に対し裕度を持った配筋量となっていることを確認した。

表5-5 コンクリートが受け持つ許容せん断応力とジベル筋の比較

構造	照査位置	鉄筋径・ピッチ	許容せん断 応力度 τ_{a1}^{*1} (N/mm ²)	ジベル筋 せん断耐力 (N/mm ²)	照査値
海水ポンプ室	側壁 BL2 ^{*2}	D19@300×300	0.327	1.183	3.6
第3号機 海水ポンプ室	導流壁 BL1 ^{*3}	D22@300×300	0.343	1.598	4.6

注記*1：許容せん断応力度は割増係数1.5を考慮した値。

*2：照査位置は図5-6に示す。

*3：照査位置は図5-7に示す。

5.2.2 ②部材端部に発生する曲げモーメント及びずれせん断力に対する検討

既設部材と補強部材の接合面に発生する曲げモーメントに対する検討について、補強部材の端部に発生する主筋ひずみを確認した。補強部材の端部における最大主筋ひずみを表 5-6 に、補強部材端部における主筋ひずみが最大時の主筋ひずみ分布を図 5-9 に示す。

同表及び同図より、補強部材端部に発生する主筋ひずみは、部材降伏に相当する限界ひずみ（ 1725μ ）を下回ることを確認した。

なお、既設部材と補強部材の接合面に発生するずれせん断力に対しては、既設部材表面を目荒らししてコンクリートを打継ぐこと及び主鉄筋を定着することから、検討は不要とした。

表 5-6 補強部材端部における最大主筋ひずみ

照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
1257μ	1725μ	0.73

注記*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

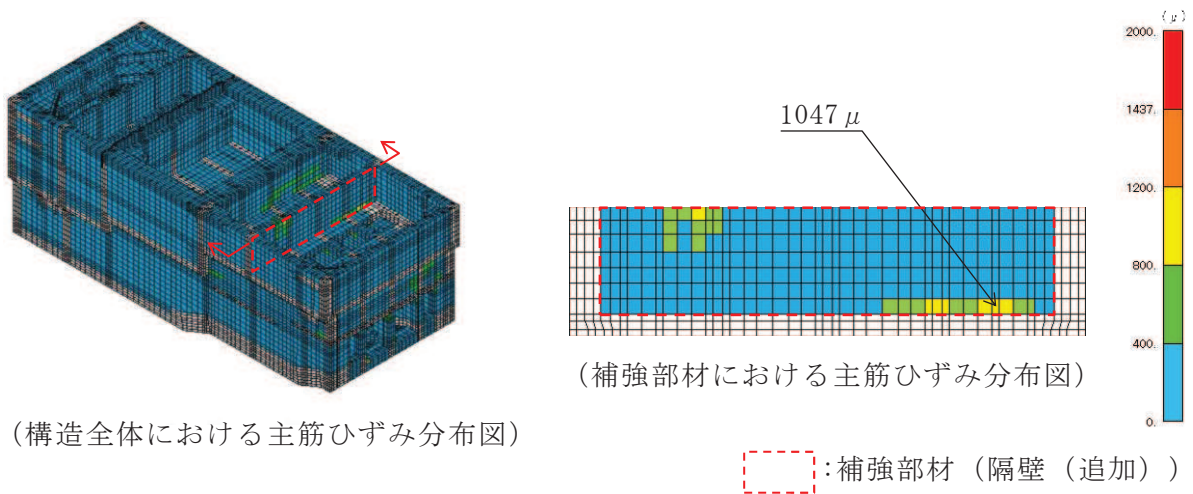


図 5-9 補強部材端部における主筋ひずみ最大時の主筋ひずみ分布図

(1) 主鉄筋の定着長に係る規格・基準

主鉄筋の定着長の算定は、「コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）（土木学会，2014年3月）」、「あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所，平成30年1月）」及び「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2012年5月）」にあと施工アンカーの定着長に関する算定方法が示されている。各基準における適用範囲を表5-7に示す。

海水ポンプ室の既設部材におけるコンクリートの設計基準強度は 20.5N/mm^2 であること、既設部材と補強部材を一体化するために用いている主鉄筋の径が最大D38を用いている。また、増厚補強部における設計に係る規格・基準として鉄道標準を参照していることから、定着長の算定において、あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所）を参照することとする。

表5-7 準拠基準における適用範囲

基準	適用範囲
コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）（土木学会）	コンクリート設計基準強度*1： 18N/mm^2 から 36N/mm^2 鉄筋呼び径：D10 から D25 までの異形鉄筋 埋込み長さ：鉄筋呼び径の7倍以上*2
あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合研究所）	コンクリート設計基準強度*1： 12N/mm^2 から 34N/mm^2 鉄筋呼び径：D10 から D38 までの異形棒鋼 設計有効埋め込み長さ：鉄筋呼び径の10倍以上*2
各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会）	コンクリート設計基準強度*1： 18N/mm^2 から 48N/mm^2 鉄筋呼び径：呼び径9mm以上25mm以下の棒鋼 有効埋込み長さ：鉄筋呼び径の7倍以上*2

注記*1：既設部材におけるコンクリート設計基準強度を示す。

*2：接着系アンカーを使用した際の有効埋め込み長さを示す。

(2) あと施工アンカー工法の設計・施工の手引きに基づく定着長の算定方法

あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所）におけるあと施工アンカー部の引張耐力の考え方を図5-10に示す。本指針では、軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力とアンカー筋の降伏による設計降伏耐力を算出し、両者のうち小さい値をあと施工アンカー部の設計軸引張耐力 T_{ud} としている。なお、コンクリート躯体の設計破壊耐力は、コーン破壊耐力と接着材の付着破壊耐力を考慮した値となっている。

無機系アンカーを使用する場合の軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力を式(4.4.1.2-2)に、アンカー筋の設計降伏耐力を式(4.4.1.2-3)に示されている。また、あと施工アンカー同士が近接する場合やコンクリートの縁端部が近接する場合、式(4.4.1.4-2)及び式(4.4.1.4-3)から算定する低減率 α 及び β を式(4.4.1.2-2)に乗じることで、アンカーの近接による群効果およびへりあき寸法の影響を考慮している。

海水ポンプ室の設計においては、増厚補強における主筋ひずみが部材降伏の許容限界(1725 μ)を下回ることを確認していることから、式(4.4.1.2-3)に示すアンカー筋の設計降伏耐力を超える引張応力は作用しない。そのため、式(4.4.1.2-2)で求まる設計破壊耐力が式(4.4.1.2-3)で求まる設計降伏耐力を上回る有効埋め込み長さを設定することで、主鉄筋の引抜が発生しないこととなり、補強部材と既設部材の一体化を満足する設計とする。

4.4.1.2 引張耐力

(1) あと施工アンカー部の設計軸引張耐力 T_{ud} は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に示す軸引張力に対するコンクリート躯体の設計引張破壊耐力および式(4.4.1.2-3)に示すアンカー筋の設計降伏耐力のうち小さい方の値とする。

a) 軸引張力に対するコンクリート躯体の設計引張破壊耐力

有機系アンカー

$$T_{ca} = \{1.6 \cdot \pi \cdot \phi \cdot (D+5.5\phi)(f_{ca})^{1/3} + 1.1 \cdot \pi \cdot D \cdot (l_{ad}-4\phi)(f_{ca})^{2/3}\} / \gamma_b / \gamma_n \quad (4.4.1.2-1)$$

無機系アンカー

$$T_{ca} = \{1.3 \cdot \pi \cdot \phi \cdot (D+5.5\phi)(f_{ca})^{1/3} + 0.9 \cdot \pi \cdot D \cdot (l_{ad}-4\phi)(f_{ca})^{2/3}\} / \gamma_b / \gamma_n \quad (4.4.1.2-2)$$

ここに、 T_{ca} : 軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力 (N)

ϕ : アンカー筋の径 (mm)

D : 穿孔径 (mm)

l_{ad} : 設計有効埋め込み長 (mm)

f_{ca} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数で、一般に1.3とする

γ_n : 長期荷重の影響に関する係数で、長期持続荷重確認試験の載荷荷重に基づいて設定する

b) アンカー筋の設計降伏耐力

$$T_{sd} = f_{sd} \cdot A_s / \gamma_s \quad (4.4.1.2-3)$$

ここに、 T_{sd} : アンカー筋の設計降伏耐力 (N)

f_{sd} : アンカー筋の設計引張降伏強度 (N/mm²)

A_s : アンカー筋の有効断面積 (mm²)

γ_s : 部材係数で、一般に1.05とする

c) あと施工アンカー部の設計軸引張耐力

$$T_{ud} = \min(T_{ca}, T_{sd}) \quad (4.4.1.2-4)$$

ここに、 T_{ud} : あと施工アンカー部の設計軸引張耐力 (N)

T_{ca} : 軸引張力に対するコンクリート躯体の設計引張破壊耐力 (N)

T_{sd} : アンカー筋の設計降伏耐力 (N)

図5-10(1) 定着長の算定方法

(あと施工アンカーの設計・施工の手引きより抜粋 (一部抜粋))

(2) あと施工アンカー同士が近接する場合

あと施工アンカー同士が近接する場合は、軸引張力に対するコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低下の影響を考慮する必要がある。このときのコンクリートく体の設計引張破壊耐力は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に式(4.4.1.4-2)に示す低減率 α を乗じることで求めてよい。

アンカー間隔の影響によるコンクリートく体の設計引張耐力の低減率

$$\alpha = \begin{cases} 0.5 + 0.5 \cdot d_s / 20 \phi & (d_s < 20 \phi) \\ 1.0 & (d_s \geq 20 \phi) \end{cases} \quad (4.4.1.4-2)$$

ここに、 d_s : アンカー間隔 (mm)

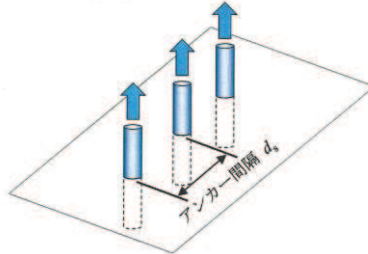


図 4.4.1.4-1 アンカー間隔

(3) あと施工アンカーとコンクリートの縁端部が近接する場合

a) 引張耐力

あと施工アンカーとコンクリートの縁端部が近接する場合、すなわち、へりあき寸法が小さい場合は、軸引張力に対するコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低下の影響を考慮する必要がある。このときのコンクリートく体の設計引張破壊耐力は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に式(4.4.1.4-3)に示す低減率 β を乗じることで求めてよい。

へりあき寸法の影響によるコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低減率

$$\beta = \begin{cases} d_e / 10 \phi & (d_e < 10 \phi) \\ 1.0 & (d_e \geq 10 \phi) \end{cases} \quad (4.4.1.4-3)$$

ここに、 d_e : へりあき寸法 (mm)

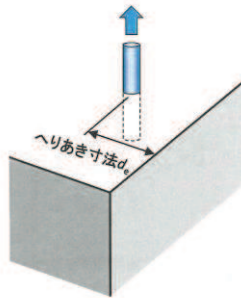


図 4.4.1.4-2 へりあき寸法

図 5-10(2) 定着長の算定方法 (あと施工アンカーの設計・施工の手引きより抜粋)

(3) 定着長の算定結果

海水ポンプ室では、図 5-11 に示すとおり増厚補強を実施している。

無機系アンカーを使用する場合の軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力は式(4.4.1.2-2)を用いて算出されるが、あと施工アンカー同士が近接する場合やコンクリートの縁端部が近接する場合に低減率を考慮して定着長を算定することとなっている。定着長の算定に影響を及ぼす鉄筋径と各部材における主鉄筋の間隔による低減率 α 及びコンクリートの縁端部までの距離による低減率 β を表 5-8 に示す。補強位置毎に鉄筋径、低減率 α 及び β が異なっているため、本章では、鉄筋径及び低減率が大きい「底版、側壁（水路部）」を、また、低減率 β を考慮している「竜巻防護ネット支持部」を代表部材として選定し、定着長の算定結果を示す。

定着長の算定結果を表 5-9 に、既設部材と補強部材接合面における定着長を図 5-12 に示す。

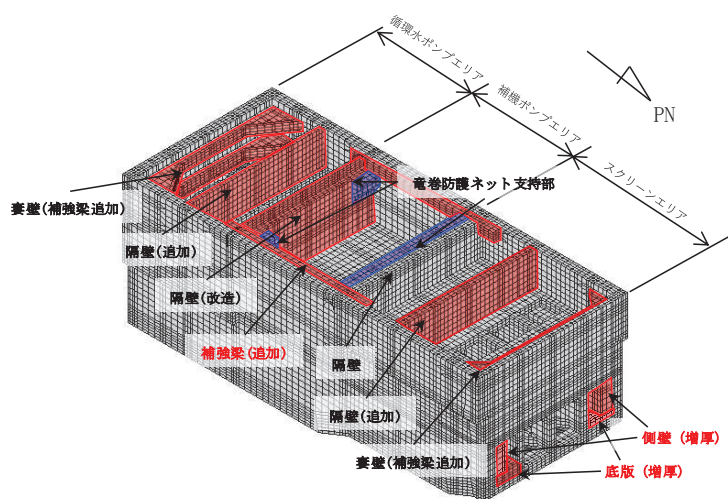


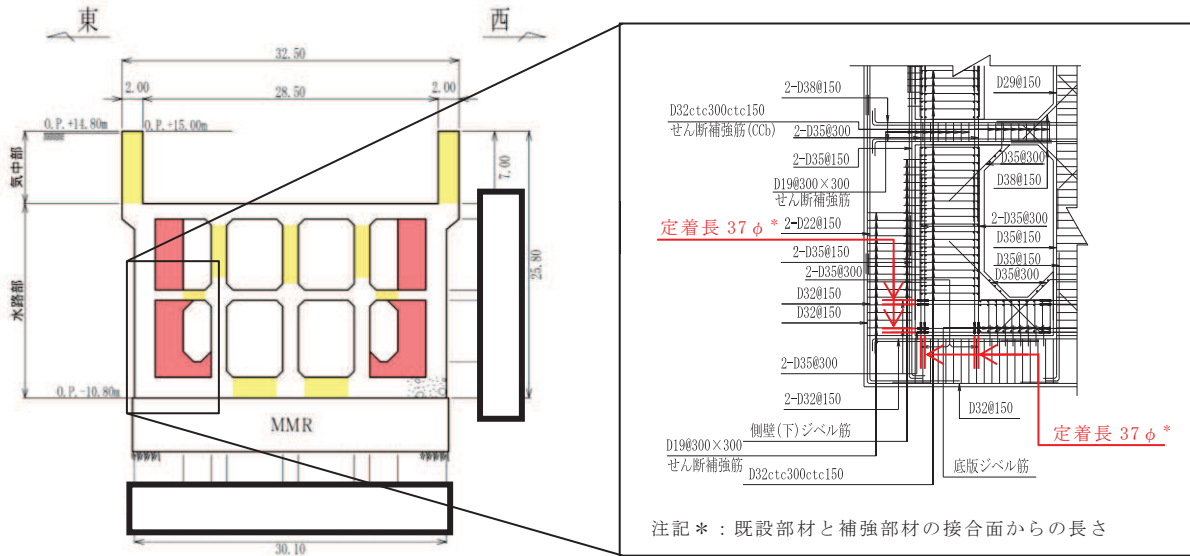
図 5-11 海水ポンプ室 補強概要図（再掲）

表 5-8 増厚補強箇所における鉄筋径及び低減率

増 厚 補 強 箇 所		鉄筋径	低 減 係 数	
			α	β
竜巻防護ネット支持部		D25	0.65	0.72
側壁上部（補強梁追加）		D35	0.61	0.82
底版，側壁（水路部）		D35	0.43	1.00
北側妻壁 （補強梁追加）	水平方向（縦断）	D32	0.62	1.00
	水平方向（横断）	D38	0.70	1.00
南側妻壁 （補強梁追加）	水平方向（縦断）	D22	0.84	1.00
	水平方向（横断）	D32	0.73	1.00
隔壁（追加） （スクリーンエリア）	水平方向（横断）	D35	0.43	1.00
	鉛直方向			
隔壁（改造） （補機ポンプエリア）	水平方向（横断）	D32	0.42	1.00
隔壁（追加） （循環水ポンプエリア）	水平方向（横断）	D35	0.56	1.00
	鉛直方向	D35	0.61	1.00

表 5-9 定着長の算定結果

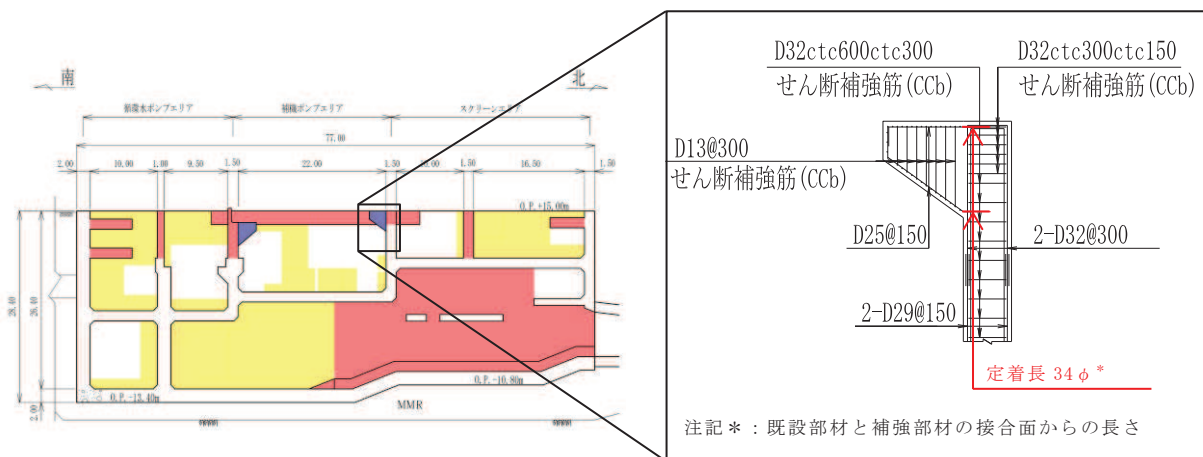
増厚補強箇所	T_{cd} (kN)	T_{yd} (kN)	定着長
底版, 側壁 (水路部)	308.7	299.4	37φ
竜巻防護ネット 支持部	165.8	158.6	34φ



(補強全体図)

(拡大概略配筋図)

図 5-12(1) 既設部材と補強部材接合面における定着長(側壁及び底版)



(補強全体図)

(拡大概略配筋図)

図 5-12(2) 既設部材と補強部材接合面における定着長

(竜巻防護ネット支持部)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.2.3 ③接合面での剥離に対する検討

(1) 接合面での剥離に対する設計方針

接合面は表面処理を十分に行うことから、接合面における引張応力の許容限界は、コンクリートの引張強度 ($f_{tk}=0.23f'_{ck}{}^{2/3}=1.72\text{N/mm}^2$) を下回ることである。今回は、施工から期間が経過したコンクリートへの打継であることから、コンクリートの引張強度に対し保守的に 1.5N/mm^2 を許容付着強度とする。また、基準地震動 S_s 三次元静的材料非線形解析による既設部材と補強部材の接合面の要素に発生する引張応力のうち最大値を、海水ポンプ室を例に表 5-10 に示す。接合面に発生する応力は許容付着強度を下回ることを確認した。

表 5-10 接合面における最大引張応力

部材	地震動	算出位置*	発生引張応力 (N/mm^2)	許容付着強度 (N/mm^2)
側壁	$S_s - N1 (+ +)$	BL1	1.03	1.5
底版	$S_s - N1 (+ +)$	BL1	1.33	

注記*：算出位置は図 5-6 に示す。

(2) 接合面の施工方針

接合面はブラスト処理による目荒らしを行うこととし、施工仕様は「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社 令和 2 年 7 月）」を参考に図 5-13 のとおりサンドブラスト（噴射速度： 30kg/m^2 ）とする。本基準の適用範囲は、既設コンクリートと新材料の付着・一体化を図るために実施する既設コンクリートの表面処理であり、表面処理の対象は、コンクリート又は断面補修材の打継等とされている。海水ポンプ室等は、既設コンクリートに表面処理を行い、打継を行うため、本基準は、適用範囲内である。また、施工仕様は株式会社高速道路総合技術研究所で行われた試験結果に基づくもので、サンドブラスト（噴射速度： 30kg/m^2 ）にて施工すれば、付着強度 1.5N/mm^2 を確保できるとされている。念のため、女川での施工仕様の適用性を確認する目的で付着試験を実施し、付着強度 1.5N/mm^2 を確保していることを確認した。試験の詳細については「参考資料 9 既設部材と新設部材のコンクリートの付着力について」に示す。

3 コンクリート構造物

3-1 事前処理

3-1-1 表面処理

(1) 適用
本節は、既設コンクリートと新材料との良好な付着・一体化を図るために実施する既設コンクリートの表面処理に適用する。

(2) 定義
表面処理とは、コンクリートまたは断面補修材の打継ぎ等で、既設コンクリートと新材料との一体化を図るために既設コンクリート表面の脆弱層、レイタンス、ごみ等を取り除くために1mm程度の研掃を行う処理のことをいう。

(3) 表面処理の要求性能
表面処理の要求性能は、既設コンクリートと新設材料とが良好な付着・一体化性状が得られること。

(4) 表面処理の性能照査
表面処理の性能照査は、表 3-1-1 に示す基準値を満足するものとする。

表 3-1-1 付着性能の照査項目

項 目	規 格 値	備 考
付着性能	1.5N/mm ² 以上	試験法 422 を標準

注) 但し、床版上面増厚工の新旧コンクリート界面の付着強度については、4-3 床版上面増厚工 4-3-4 施工管理によるものとする。

- (1) 耐震補強や改築、拡幅工事では、既設コンクリート構造物に新たなコンクリートを打継ぎ、新旧コンクリートを一体化するとみなして部材設計が行われる。この場合、既設コンクリート表面の確実な打継ぎ面の処理：表面処理が必要である。本節は、既設コンクリートの適切な表面処理を完成するに必要な施工管理について適用するものである。
- (2) 新旧コンクリートの良好な一体化を図るためには、打継ぎ面となる既設コンクリート表面に存在する脆弱層、レイタンス、ごみ等を適切に除去する必要がある、この処理を表面処理と定義した。一体化に良好な表面処理は、一般に1mm程度の研掃を行うのと等しくなる。
- (4) 表面処理の性能照査は、付着性能により照査するものとする。なお、表解 3-1-1 は株式会社高速道路総合技術研究所で行われた試験結果に基づくもので、処理深さ1mm程度、新旧コンクリートの付着強度が1.5N/mm²以上確保できると確認された処理方法であり、表 3-1-1 の性能照査を省略してもよい。

表解 3-1-1 付着性能を満足する表面処理工法

表面処理工法の種別	処理条件				エネルギー密度
	スチールショットブラスト	投射密度	150kg/m ²		
ブラスト工法	サンドブラスト	噴射密度	30kg/m ²		
ウォータージェット工法	ノズルの種類	水圧	流量	パス数	
	回転揺動	150MPa	5.2l/min	1	3.01 kWh/m ²
	回転1本ノズル	100MPa	9.6l/min	2	1.52 kWh/m ²
		150MPa	11.8l/min	1	1.49 kWh/m ²
		200MPa	13.6l/min	1	1.51 kWh/m ²
回転4本ノズル	70MPa	77.0l/min	—	—	

図 5-13 付着性能を満足する表面処理工法

(構造物施工管理要領 (東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社 令和2年7月) より抜粋)

6. 増厚補強部における数値解析による検討

増厚補強部については、「4.3.2 海水ポンプ室等での適用性」において鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用範囲を確認したが、石橋らの実験の対象範囲外である部材もあったことから、数値解析により海水ポンプ室等において鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いることの妥当性を検討する。検討においては、対象部材を選定し、材料非線形解析によるせん断耐力と鉄道標準に基づくせん断耐力式よりも材料非線形解析によるせん断耐力が上回ることを確認する。加えて、増厚補強部において既設部材にCCb工法によるせん断補強を実施する部材もあることから、CCbの有効率 β_{aw} の影響を考慮したせん断耐力式の妥当性を確認する。

6.1 解析モデル及び荷重条件

6.1.1 対象部材

対象部材は、「4.3.2 海水ポンプ室等での適用性」における実験条件との比較において、せん断スパン比で石橋らの実験の対象範囲外となった底版を対象とする。底版は、増厚補強部でCCb工法による補強を実施しているため、CCbの有効率 β_{aw} の影響も併せて確認する。

次にせん断スパン比が大きい部材の代表として側壁（水路部）（側壁①）を選定する。側壁については、石橋らの実験の確認範囲外となった既設部材にせん断補強鉄筋が配置されず、補強部材にのみせん断補強鉄筋が配置されるエリア（気中部）についても選定する（側壁②）。底版及び側壁の補強部材のコンクリート強度は「2.1 補強経緯」にも示す通り、 30N/mm^2 としているため、補強部材の強度は 30N/mm^2 でモデル化する。解析手法は、材料非線形解析（解析コード：WCOMD Studio（Ver. 1.00.02））とする。解析断面位置図を図6-1～図6-4に示す。

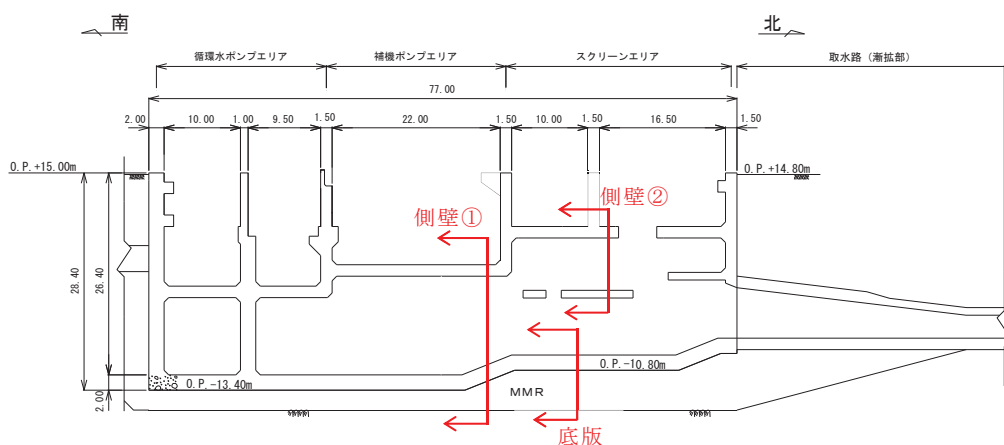
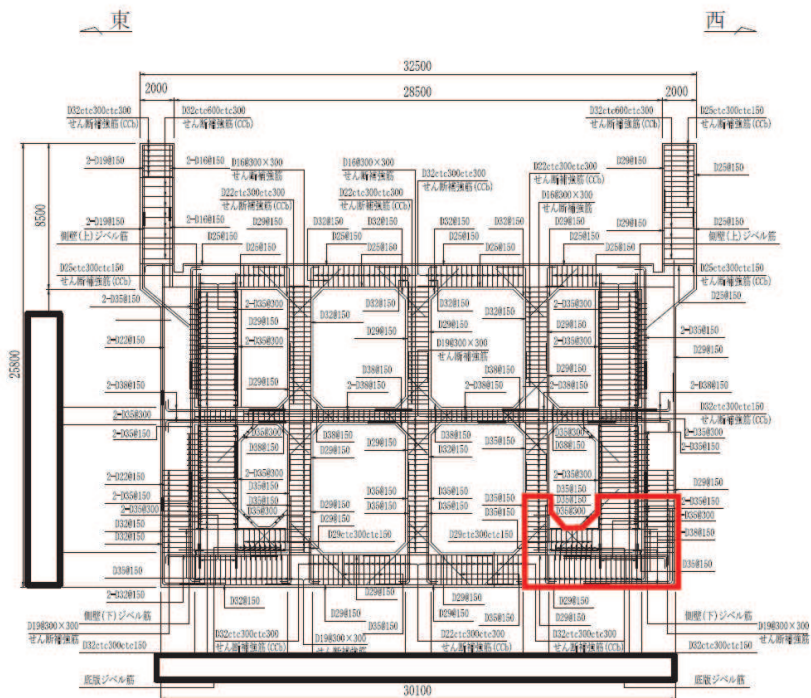
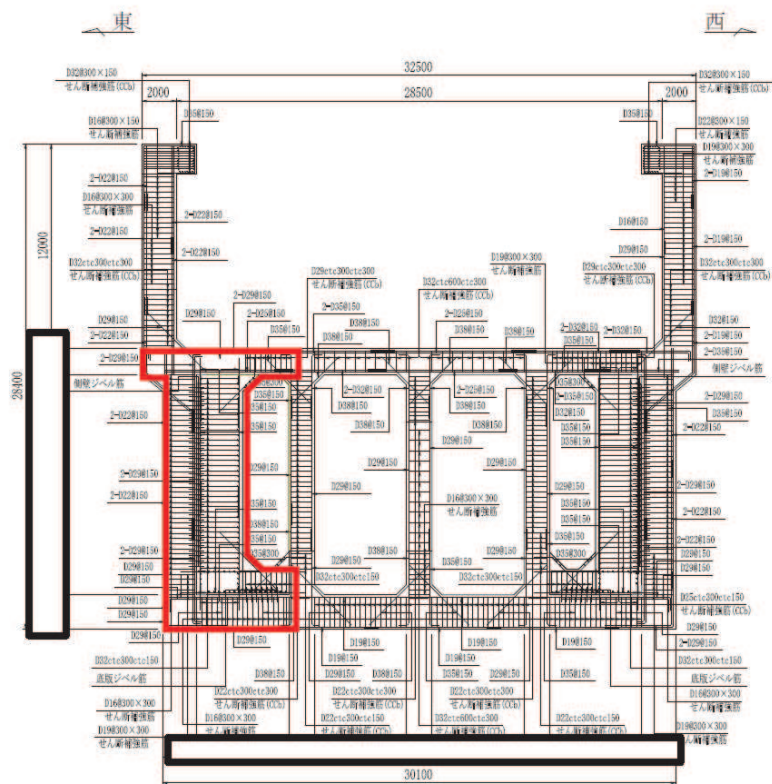


図 6-1 解析断面位置図



□ : モデル化範囲

図 6-2 解析断面位置図 (底版)



□ : モデル化範囲

図 6-3 解析断面位置図 (側壁①)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

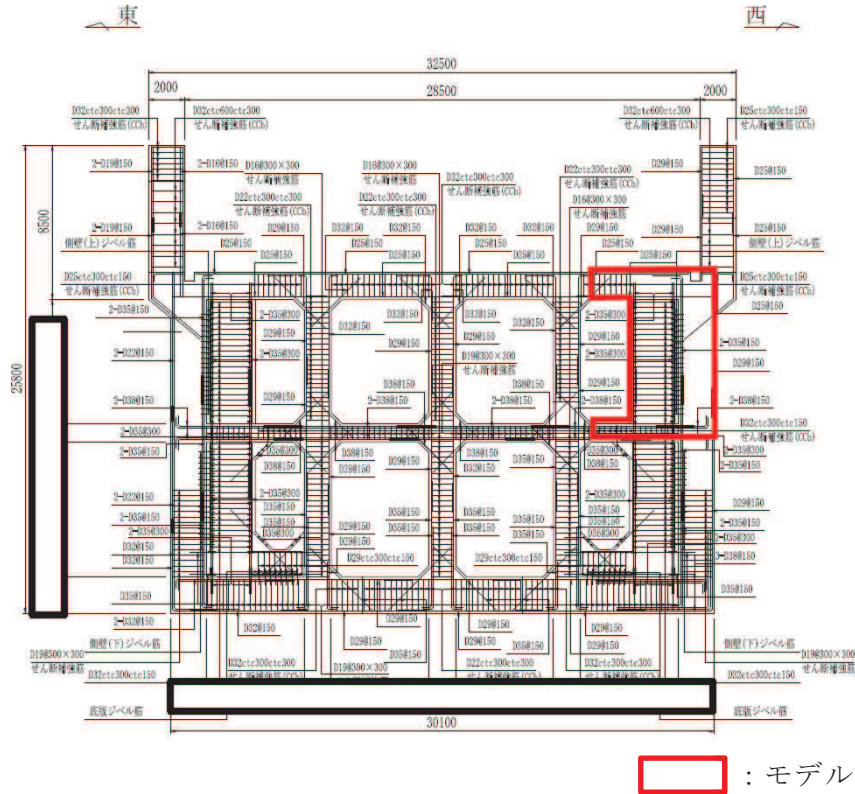


図 6-4 解析断面位置図 (側壁②)

6.1.2 解析モデル

評価対象部材の解析モデルを図 6-5～図 6-7 に、構造解析により得られた荷重を材料非線形解析へ载荷するイメージ図を、底版を代表として図 6-8 に示す。材料非線形解析に用いる構成則、CCb のモデル化等については、「資料 1 添付資料 2 女川 2 号機における部材諸元他の適用性の検討」に基づきモデル化する。既設部材と補強部材の接合条件については、ジベル筋等により一体化を図ることから、剛結とする。各部材において三次元静的材料非線形解析により得られる断面力分布及び数値解析モデルに载荷する荷重図を図 6-9～図 6-11 に示す。

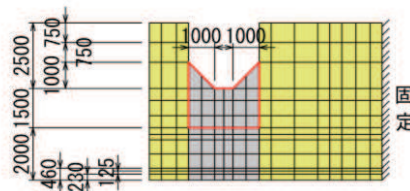
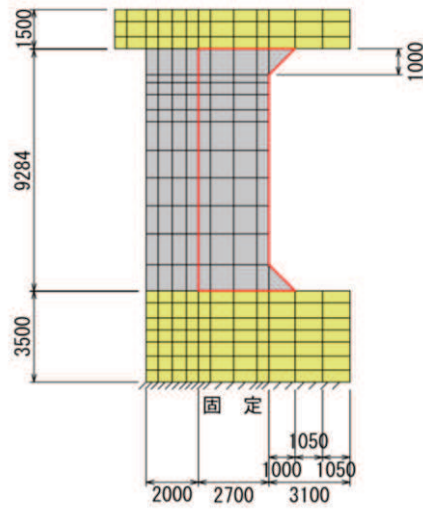


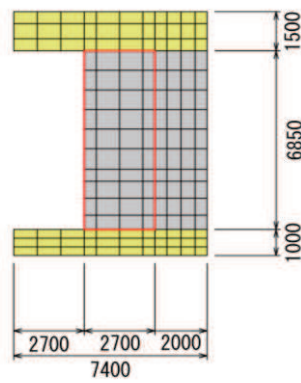
図 6-5 解析モデル図 底版

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



□: 補強部

図 6-6 解析モデル図 側壁①



□: 補強部

図 6-7 解析モデル図 側壁②

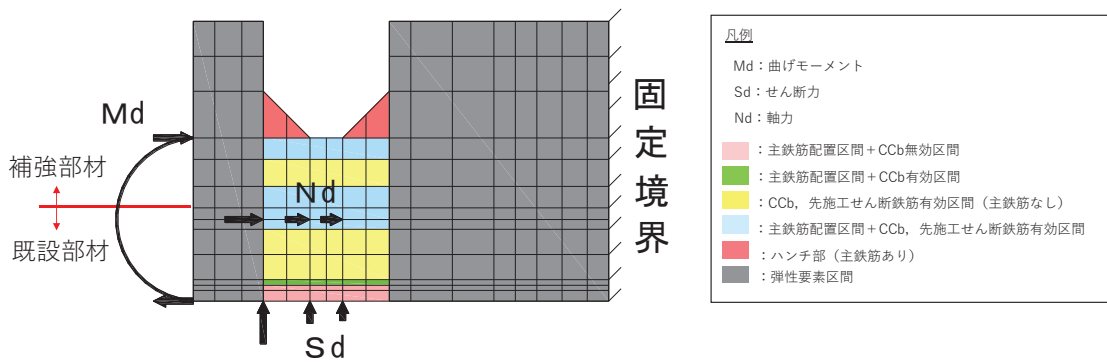
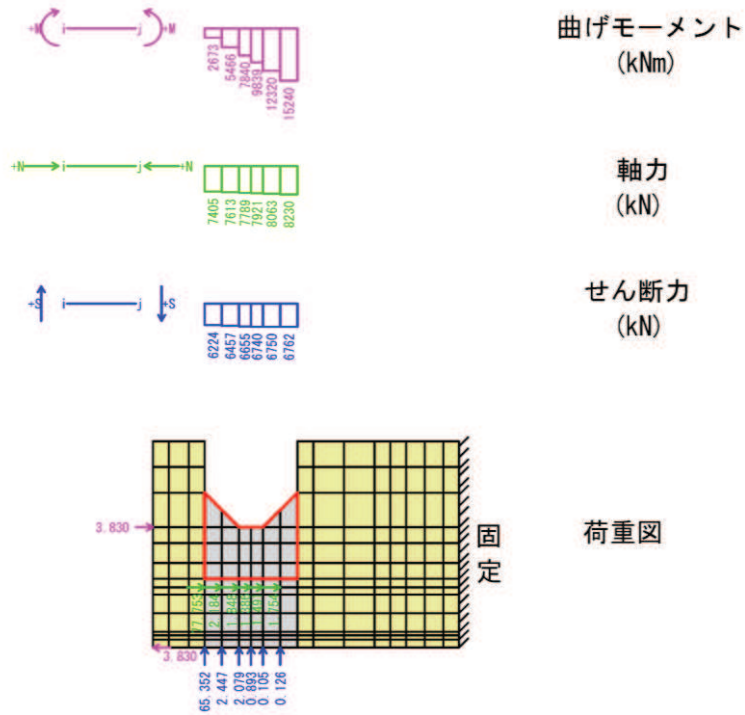
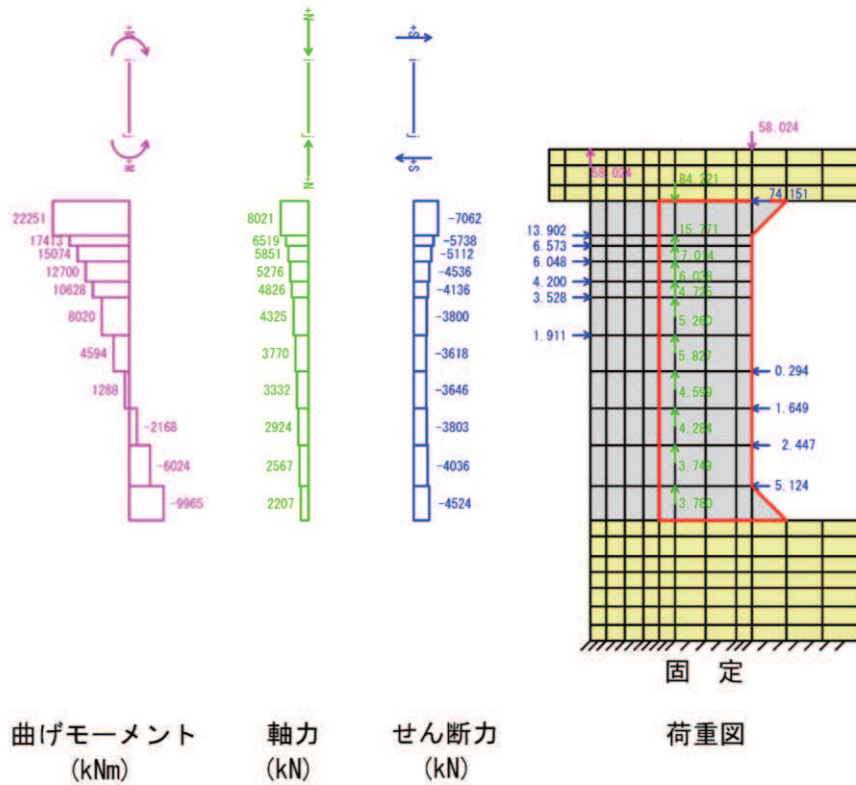


図 6-8 載荷イメージ図



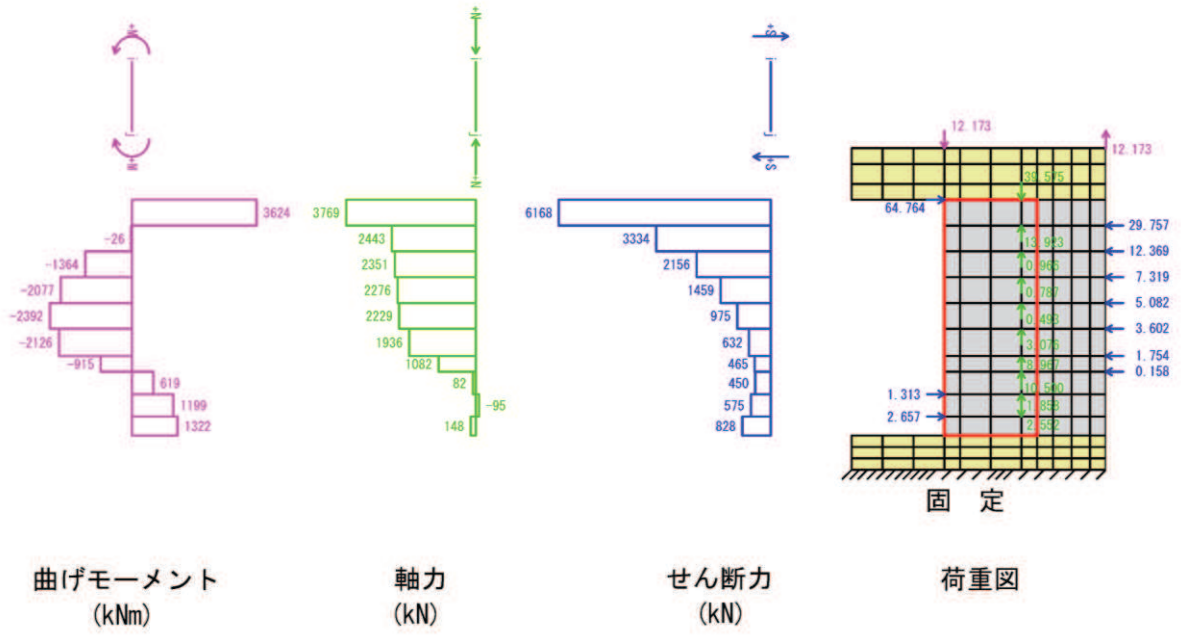
□: 補強部

図 6-9 断面力分布及び荷重図 底版



□: 補強部

図 6-10 断面力分布及び荷重図 側壁①



□: 補強部

図 6-11 断面力分布及び荷重図 側壁②

6.1.3 荷重条件

材料非線形解析にて考慮する荷重は、「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す三次元静的材料非線形解析で得られた断面力を表現できる荷重を与える。また、鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮するため、十分小さい値を漸増載荷する。

6.1.4 破壊判定基準

材料非線形解析における構造部材の破壊判定は、荷重—変位曲線において変位が急激に増加した場合とし、その変位が増加する直前の荷重をせん断耐力とする。

6.1.5 妥当性の確認

材料非線形解析において算出されるせん断耐力が、鉄道標準による設計せん断耐力を上回ることを確認する。

また、部材に発生するひび割れや変形状態から、特異な状態となっていないことを確認する。

6.2 数値解析結果

材料非線形解析によるせん断耐力の算定結果を表 6-1 に、せん断力-変位関係図を図 6-12~図 6-14 に、破壊時のひび割れ変形図を図 6-15~図 6-17 に示す。せん断耐力のうち、材料非線形解析の算定値はトンネル標準示方書の評価式によるせん断耐力を十分上回ることを確認した。せん断力-変位関係図について、せん断力と変位は破壊に至るまで一定の割合で増加しており、増加傾向に特異な点は見られない。また、ひび割れ変形図について、部材の全体にひび割れが分布している。また、底版には Ccb 補強を行っているが、既設部材と増厚補強が一体として挙動していることを確認した。

部材ごとでせん断耐力式によるせん断耐力と材料非線形解析によるせん断耐力を比較すると、せん断スパン比が小さい底版の方が材料非線形解析によるせん断耐力に対する裕度が小さくなっている。これは、底版の破壊形態が圧縮縁の破壊による、ディープビーム的な破壊形態となっており、耐力点に至るまでの鉄筋とコンクリートのせん断力の負担割合が、棒部材に比べディープビームの方がコンクリートの負担分が大きくなっていることが原因であると考えられる。また、側壁においては、側壁①と側壁②の裕度を比較すると、既設部材にせん断補強筋が配置されない側壁②の方が、既設部材が破壊に至ることで側壁①よりも裕度が小さい結果となった。

底版は、ディープビーム的な破壊形態となっているが、鉄道標準に基づくせん断耐力式は、棒部材式をベースとして構成されていることから、ディープビーム式によるせん断耐力との比較を行う。ディープビーム式によるせん断耐力は 7463kN であり、材料非線形解析によるせん断耐力が上回ることを確認した。今回、棒部材式によるせん断耐力式よりも、ディープビーム式によるせん断耐力の方が小さくなった。これは、ディープビーム式の鉄筋負担分 $V_{s,d}$ が、せん断補強鉄筋量に応じて低減される構成となっており、底版のせん断補強仕様（既設側：D32@300×300，新設側：D29@300×300）が比較的大きいためと考えられる。棒部材式及びディープビーム式によるせん断耐力のどちらに対しても材料非線形解析によるせん断耐力の方が大きい結果となり、せん断スパン比によらず鉄道標準に基づくせん断耐力式を適用できることを確認した。

表 6-1 解析結果

	せん断耐力		
	せん断耐力式によるせん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	材料非線形解析によるせん断耐力 $V_{u d}$ (kN)	裕度 $V_{u d} / V_{y d}$
底版	9038	11184	1.23
側壁①	7470	15158	2.02
側壁②	6407	9457	1.47

注記* : 材料非線形解析による設計せん断耐力 $V_{y d} = \text{せん断耐力 } Q_u / \gamma_{b 1}$

$\gamma_{b 1}$: 部材係数 (1.13)

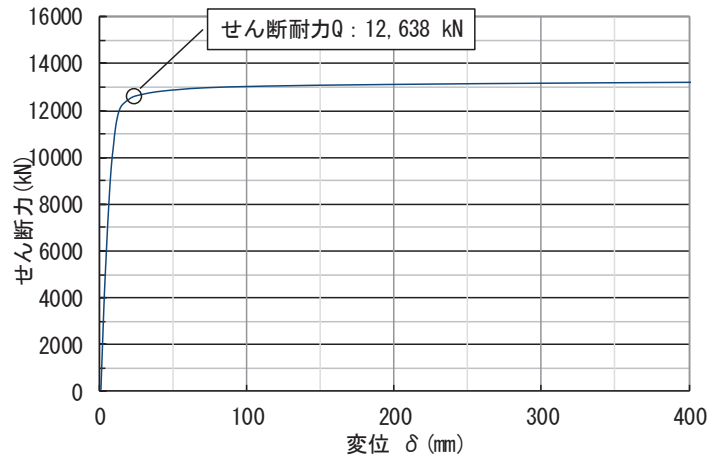


図 6-12 せん断力-変位関係 (底版)

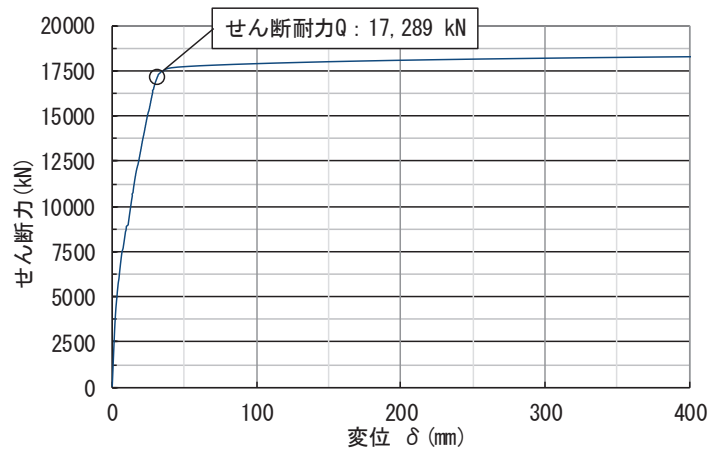


図 6-13 せん断力-変位関係 (側壁①)

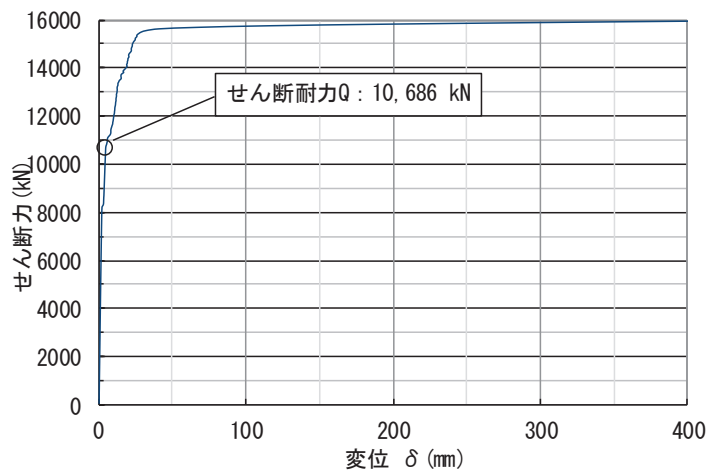


図 6-14 せん断力-変位関係 (側壁②)

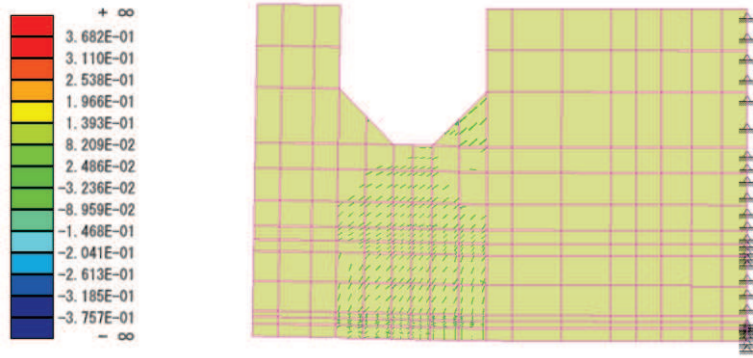


図 6-15 ひび割れ変形図 (底版)

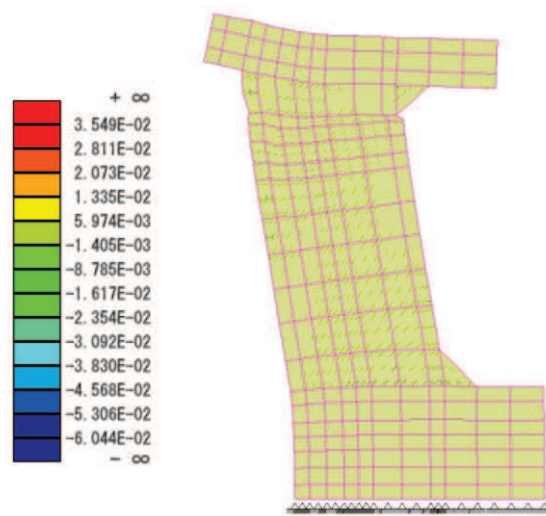


図 6-16 ひび割れ変形図 (側壁①)

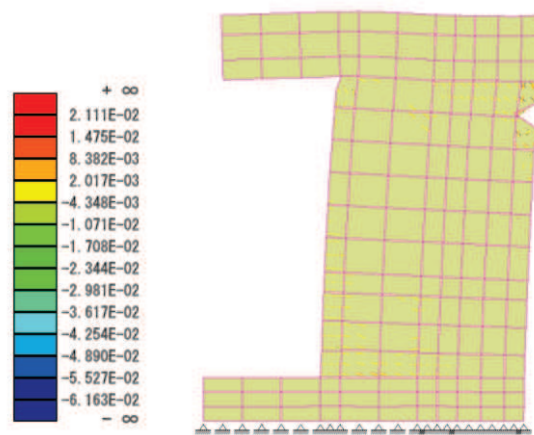


図 6-17 ひび割れ変形図 (側壁②)

7. まとめ

海水ポンプ室等については、構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する補強を目的に、既設部材への増厚補強、隔壁の追加及びCCb工法によるせん断補強を行っており、一体部材として耐震評価を行っていることから、既設部材と補強部材を一体部材として設計すること及び鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いた設計の妥当性を以下のとおり確認した。

- ・ 海水ポンプ室等の増厚補強部の設計に採用している規格・基準について、海水ポンプ室等の既設部材と補強部材の部材厚比が規格・基準における2:1~1:2の範囲内であることを確認した。また、規格・基準の基となる実験条件に基づいて、せん断スパン比、既設部材のせん断補強の有無及び増厚補強部へのCCb工法の適用が実験の対象範囲外となることから、数値解析により設計の妥当性を確認する部材を抽出した。
- ・ 既設部材と補強部材の接合面に発生する応力の観点から、①接合面に発生するせん断力、②部材端部に発生する曲げモーメント及びずれせん断力及び③接合面での剥離の3つの応力を明確にし、各応力状態に対する設計・施工方針および設計結果を示し、一体部材として設計することの妥当性を確認した。
- ・ 「4. 規格・基準の適用性」において、規格・基準の基となる実験条件等の対象範囲外となる部材等を対象として、数値解析を行い、鉄道標準に基づくせん断耐力及びせん断耐力式にCCbの有効率 β_{aw} を考慮したせん断耐力よりも数値解析によるせん断耐力が上回ることを確認し、鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いた設計の妥当性を確認した。

参考文献

- 1) 石橋忠良，斉藤啓一，寺田年夫，重ね梁のせん断設計，構造物設計資料 No. 84，日本国有鉄道 構造物設計事務所・監修，1985-12