

## 参考資料 4 静的地震力に対する耐震評価

### 1. 評価方針

Cクラス施設に求められる静的地震力に対して、海水ポンプ室が耐震性を有することの確認を行う。

海水ポンプ室の静的地震力に対する耐震評価は、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、構造部材の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認する。

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）が短期許容支持力度を下回ること、MMRに発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを確認する。

耐震評価フローを図 1-1 に示す。

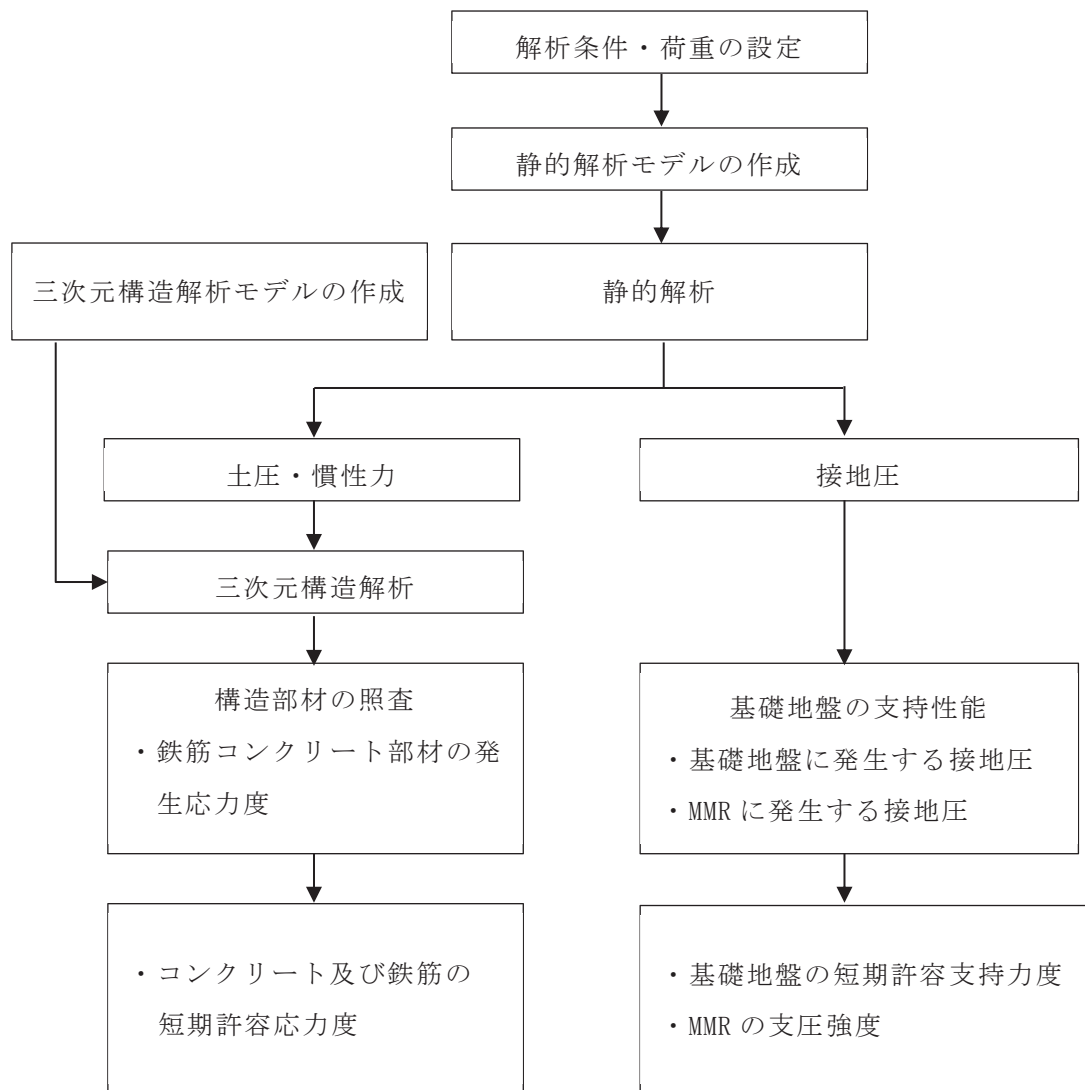


図 1-1 海水ポンプ室の静的地震力に対する耐震評価フロー

## 2. 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・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）
- ・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（（一般社団法人）日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A C 4 6 0 1 -2015（（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）

## 3. 評価対象断面

「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」のうち「2. 評価条件」と同様とする。

## 4. 荷重及び荷重の組合せ

### 4.1 荷重

静的地震力に対する耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。

#### (1) 固定荷重 (G)

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

#### (2) 積載荷重 (P)

積載荷重として，積雪荷重  $P_s$  を含めて地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。

#### (3) 積雪荷重 ( $P_s$ )

積雪荷重として，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  $43\text{cm}$  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  $1\text{cm}$  ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮する。

#### (4) 地震荷重 ( $S_c$ )

地震荷重は静的地震力 ( $kh=0.16$ ) を考慮する。

静的地震力算定用の基準面は地表面 ( $0.P.+14.8\text{m}$ ) とし，地震層せん断力係数を用いて，次式により算出する。

$$Q_i = n \cdot Z \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

$Q_i$  : 第  $i$  層に生じる水平地震力

$n$  : 施設の重要度分類に応じた係数

$Z$  : 地震地域係数 (1.0)

$C_i$  : 第  $i$  層の地震層せん断力係数

$W_i$  : 第  $i$  層が支える重量

$R_t$  : 振動特性係数 (0.8)

$A_i$  : 第  $i$  層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

$C_0$  : 標準せん断力係数 (0.2)

#### 4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 ( $S_c$ )	$G + P + S_c$

$G$  : 固定荷重

$P$  : 積載荷重 (積雪荷重  $P_s$  を含めて  $4.9\text{kN/m}^2$  を地表面に考慮)

$S_c$  : 耐震 C クラスの施設に適用される静的地震力 ( $kh=0.16$ )

5. 使用材料及び材料の物性値

「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」のうち「2.5 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

6. 静的解析

静的解析は、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」のうち「3. 地震応答解析」の解析モデルを用い、静的非線形解析により応答値を算定する。

図 6-1 に静的解析モデルを示す。

静的解析は底面固定とし、側方は水平震度による地盤の水平方向の変形を拘束しないよう水平ローラーとする。また、静的解析は海水ポンプ室に作用する土圧を算出することを目的に実施するため、隣接構造物としてモデル化する原子炉建屋及び防潮堤についても、海水ポンプ室に適用される静的地震力 ( $k_h=0.16$ ) を作用させる。

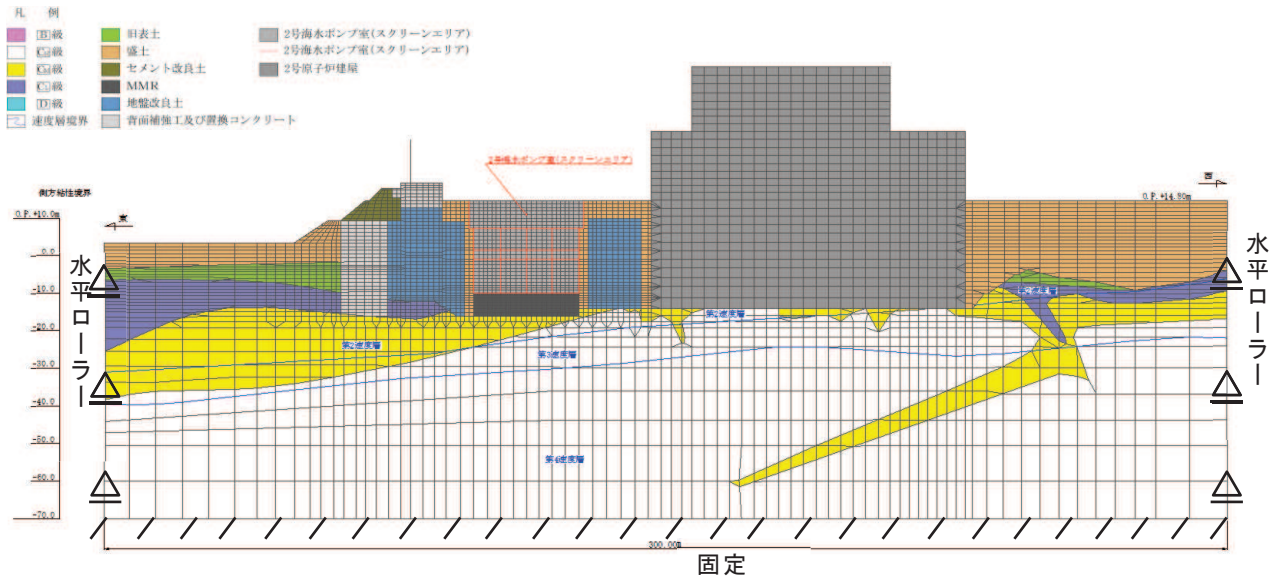


図 6-1(1) 海水ポンプ室の解析モデル図 (スクリーンエリア)

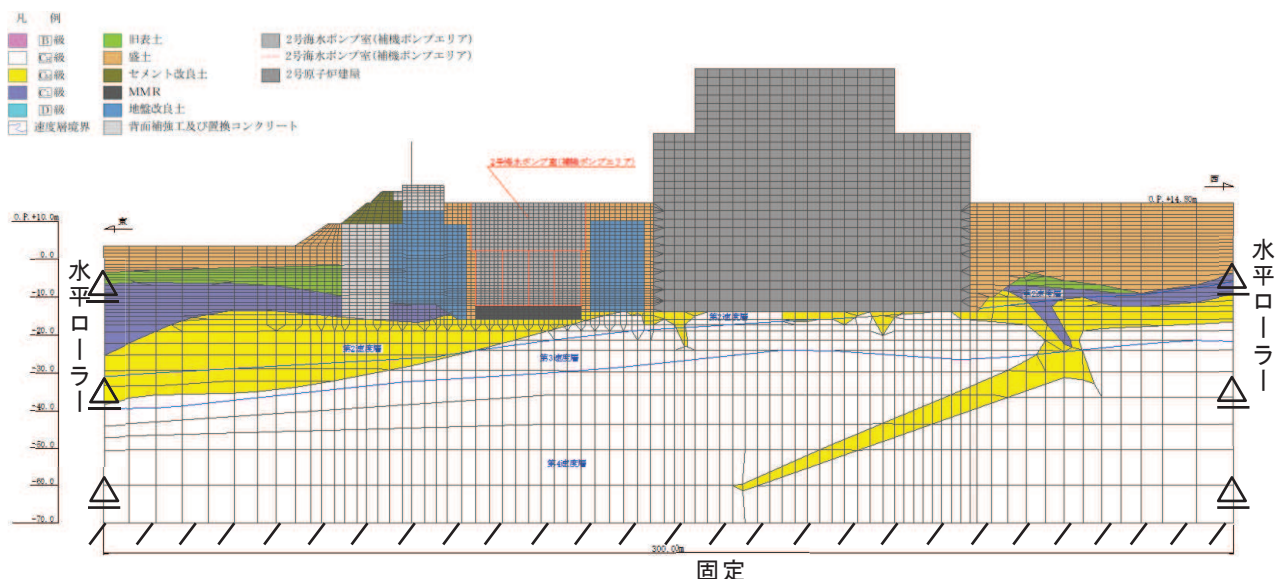


図 6-1(2) 海水ポンプ室の解析モデル図 (補機ポンプエリア)



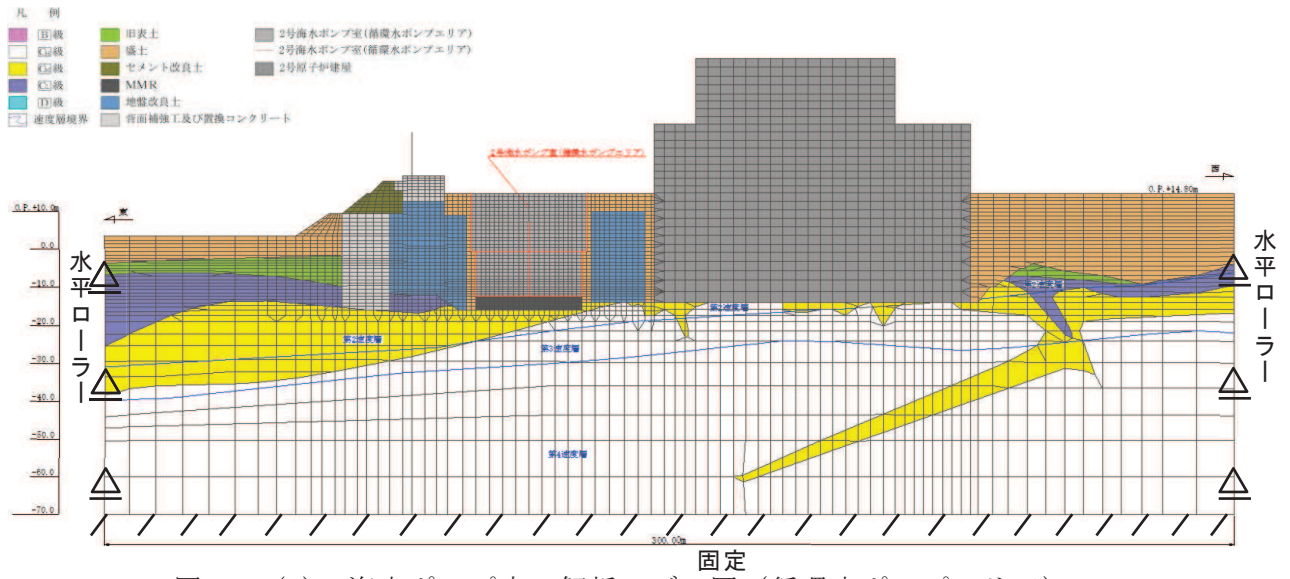


図 6-1(3) 海水ポンプ室の解析モデル図 (循環水ポンプエリア)

7. 三次元構造解析

海水ポンプ室の耐震評価は、線形ソリッド要素を用いた三次元構造解析により実施する。

8. 三次元構造解析モデル

材料の線形特性を考慮した線形ソリッド要素でモデル化する。三次元構造解析モデルを図 8-1 に、各部材の要素座標系を図 8-2 に、ソリッド要素における各要素の応力の方向を図 8-3 に、断面力の方向を図 8-4 に示す。

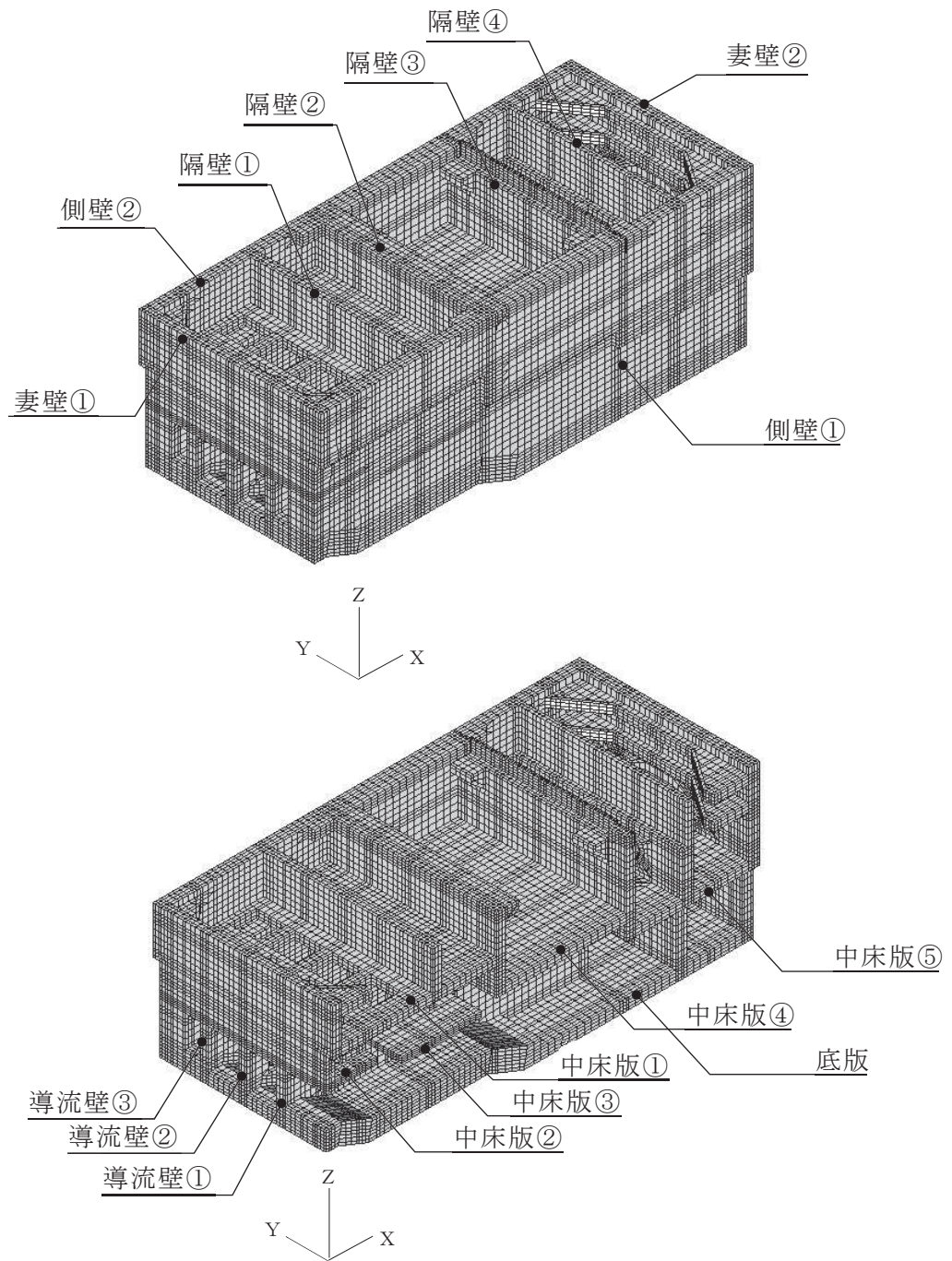
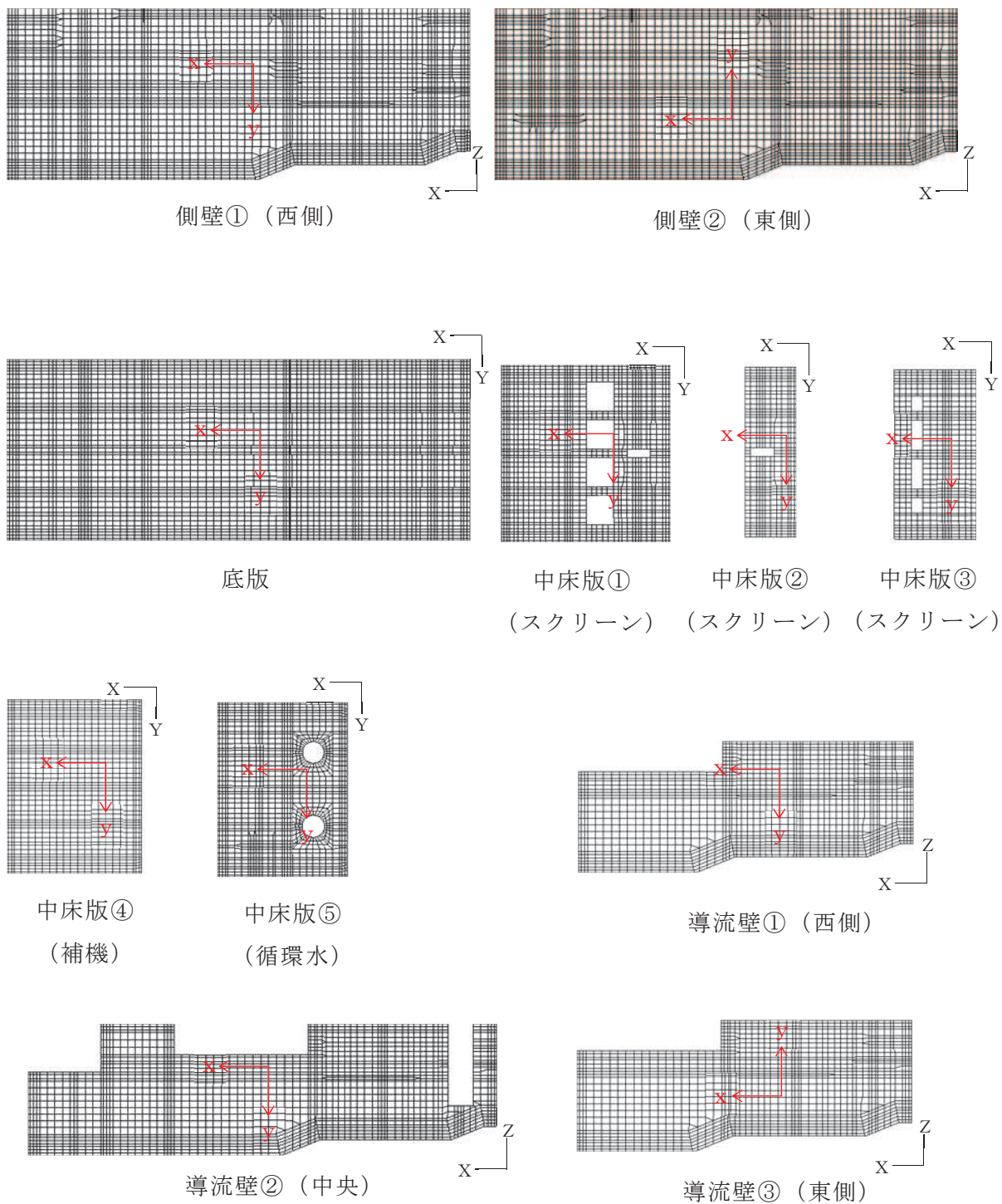


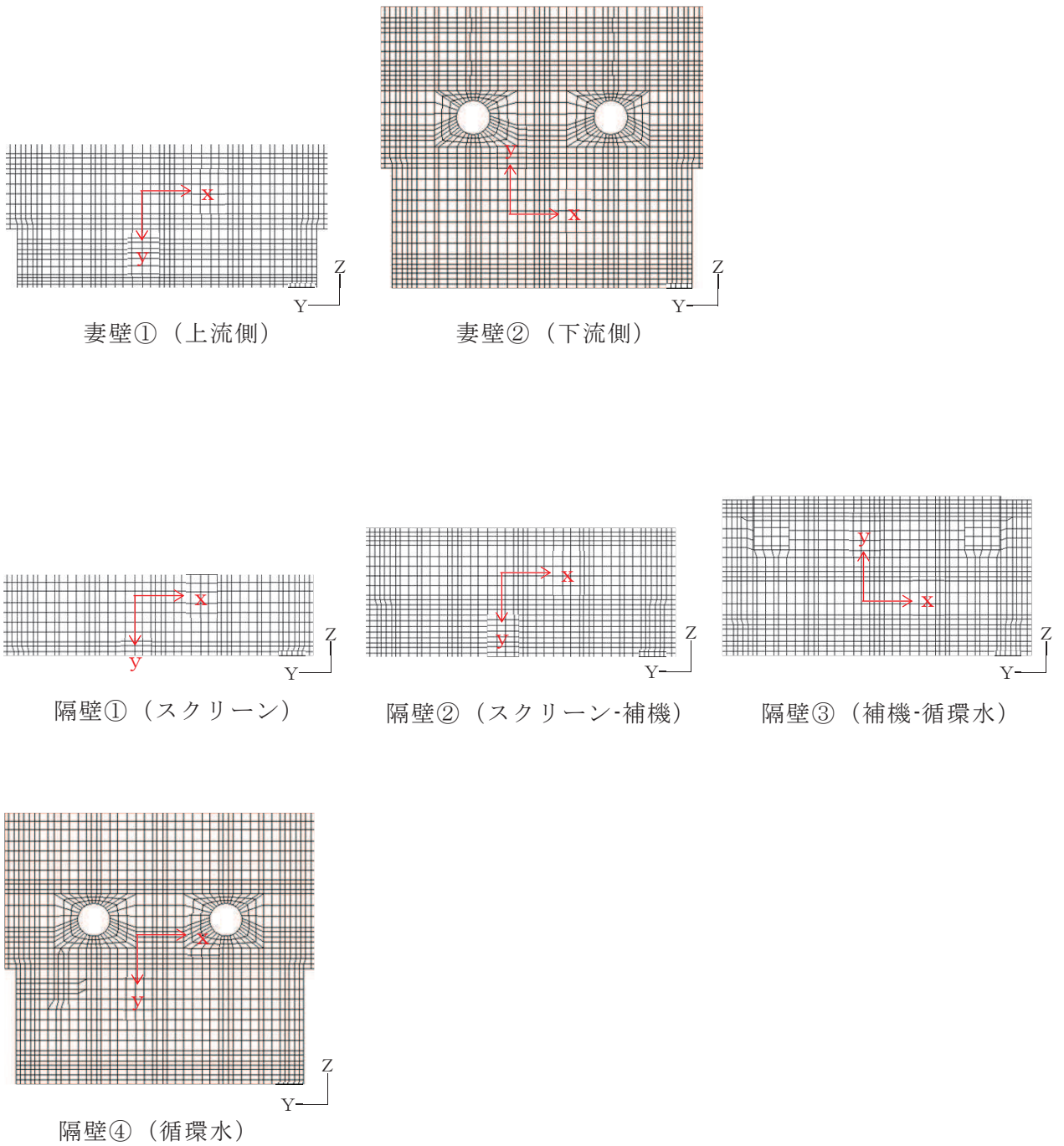
図 8-1 三次元構造解析モデル図



黒：全体座標系を示す  
 赤：要素座標系を示す

図 8-2(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 8-2(2) 各部材の要素座標系

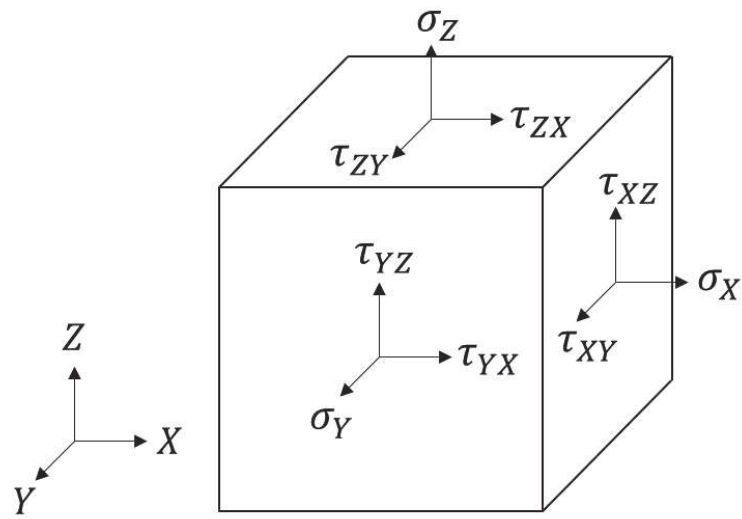
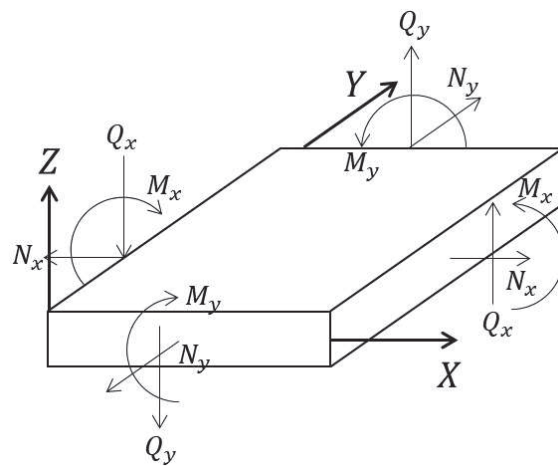


図 8-3 ソリッド要素における応力の方向



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

図 8-4 ソリッド要素における断面力の方向

9. 許容限界

9.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 9-1 及び表 9-2 に示す。

表 9-1 コンクリートの短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* <sup>1</sup> (N/mm <sup>2</sup> )
$f'_{ck} = 20.5$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma'_{ca}$	7.8	11.7
$f'_{ck} = 30.0$ (N/mm <sup>2</sup> ) * <sup>2</sup>	許容せん断応力度 $\tau_{a1}$	0.42	0.63

注記\*<sup>1</sup>：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

\*<sup>2</sup>：耐震評価上は，20.5N/mm<sup>2</sup>で評価を実施している。

表 9-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
SD345	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	196	294

注記\*：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）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。



## 9.2 せん断破壊に対する許容限界

線形ソリッド要素によりモデル化を行う海水ポンプ室の静的地震力に対する耐震性を有することの確認におけるせん断破壊に対する許容限界は、表 9-1 に示す短期許容応力度とする。

## 9.3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

### 9.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤に作用する接地圧に対する許容限界は、短期許容支持力度とし、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A C 4 6 0 1 - 2015 （（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）に基づき極限支持力度の 2/3 とする。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 9-3 に示す。

表 9-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
短期許容支持力度	狐崎部層	9.1

### 9.3.2 MMR（既設）

MMR（既設）に作用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[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

MMR（既設）の許容限界を表9-4に示す。

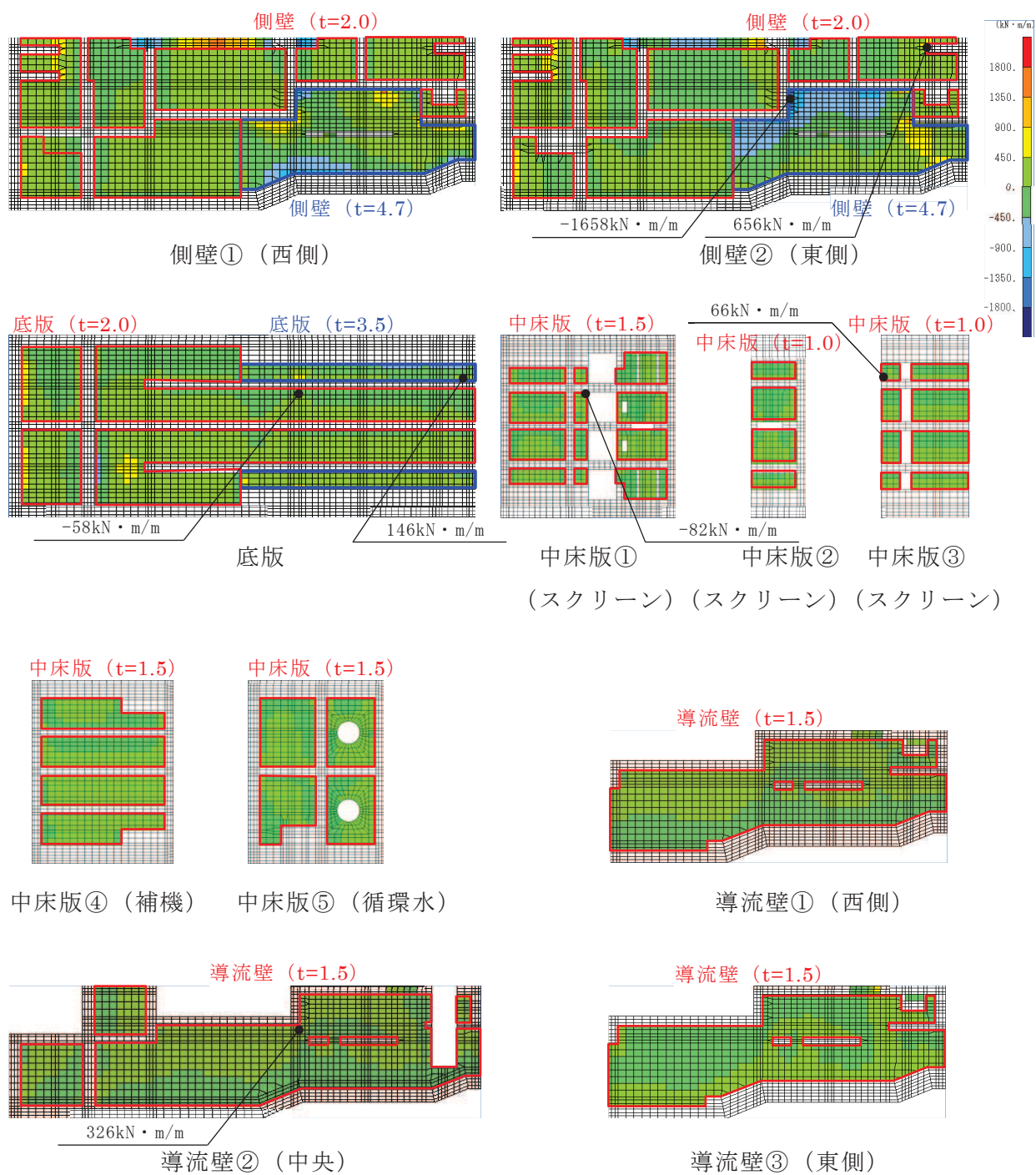
表9-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

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

## 10. 評価結果

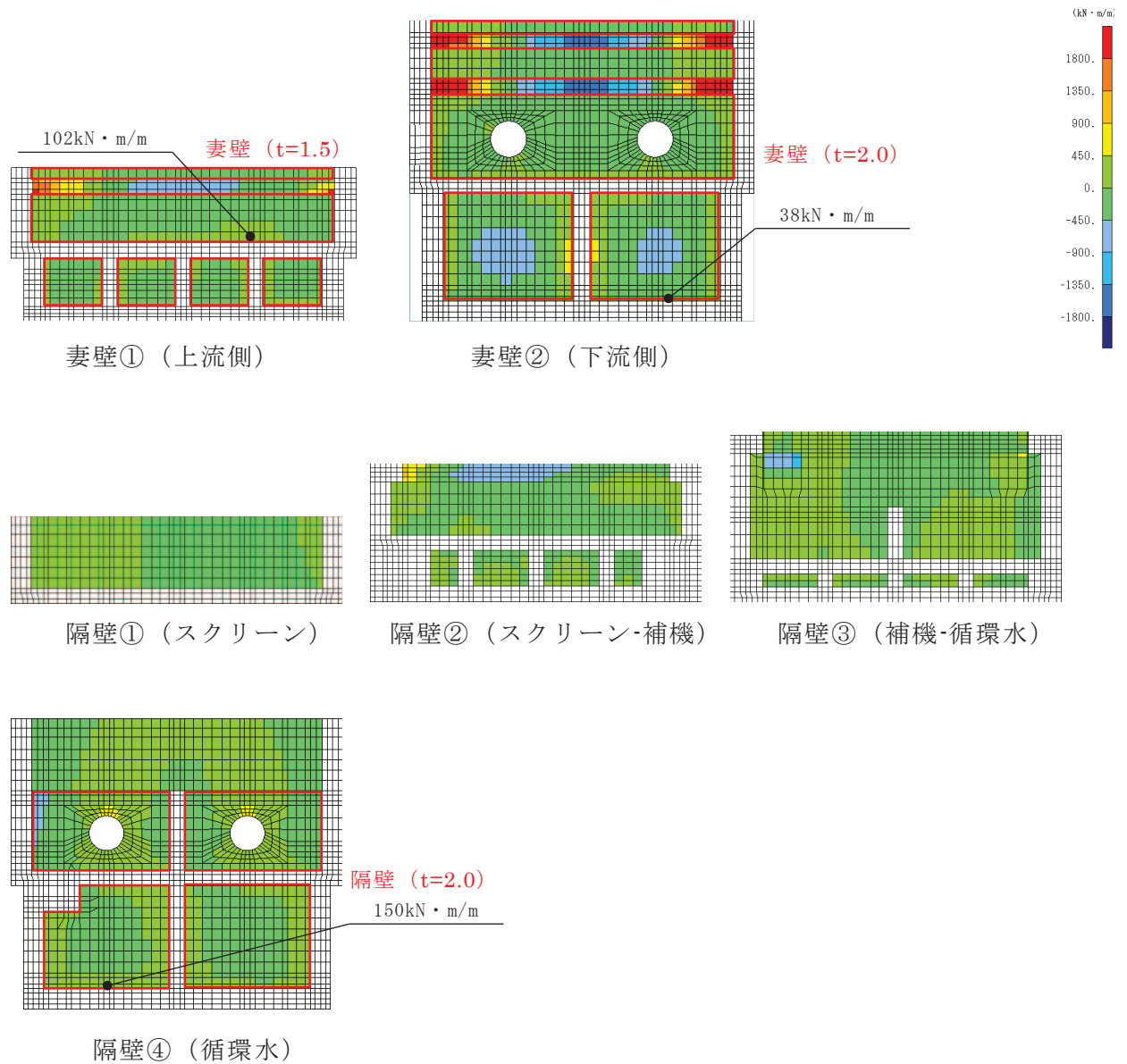
静的地震力載荷時の断面力分布図を図10-1～図10-14に示す。

静的地震力に対する評価は各部材厚ごとの断面力が最大となる要素に対して行っており、断面力分布図には、同一となる部材厚の範囲とその断面力が最大となる要素及び断面力を示している。図10-1～図10-14に示す断面力が最大となる要素に対して、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行い、照査値が最大となる結果を表10-1～表10-3に示す。



□, □: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-1(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(曲げモーメント (kN・m/m) :  $M_x$ )



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-1(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(曲げモーメント (kN・m/m) :  $M_x$ )

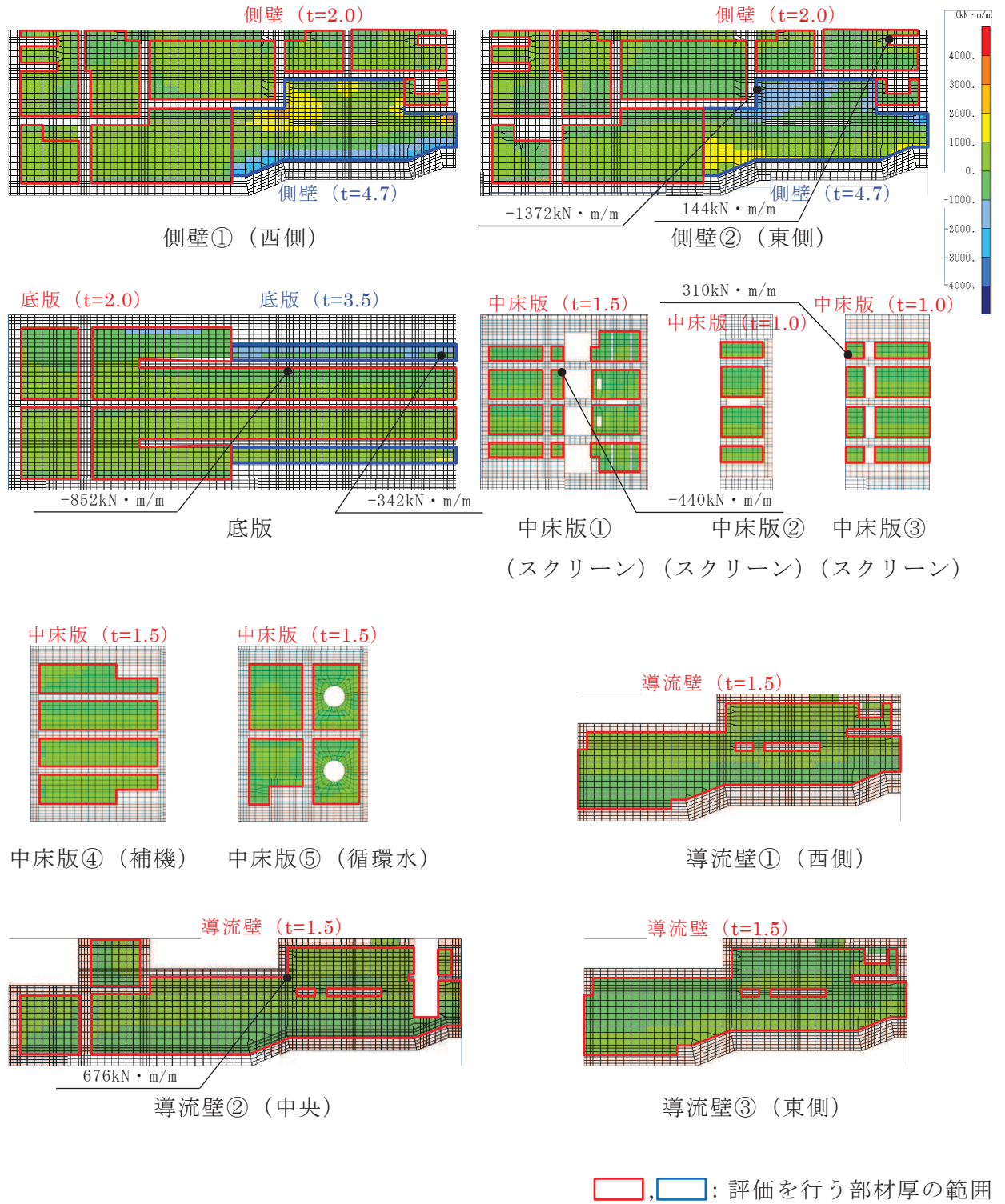


図 10-2(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(曲げモーメント (kN・m/m) :  $M_y$ )

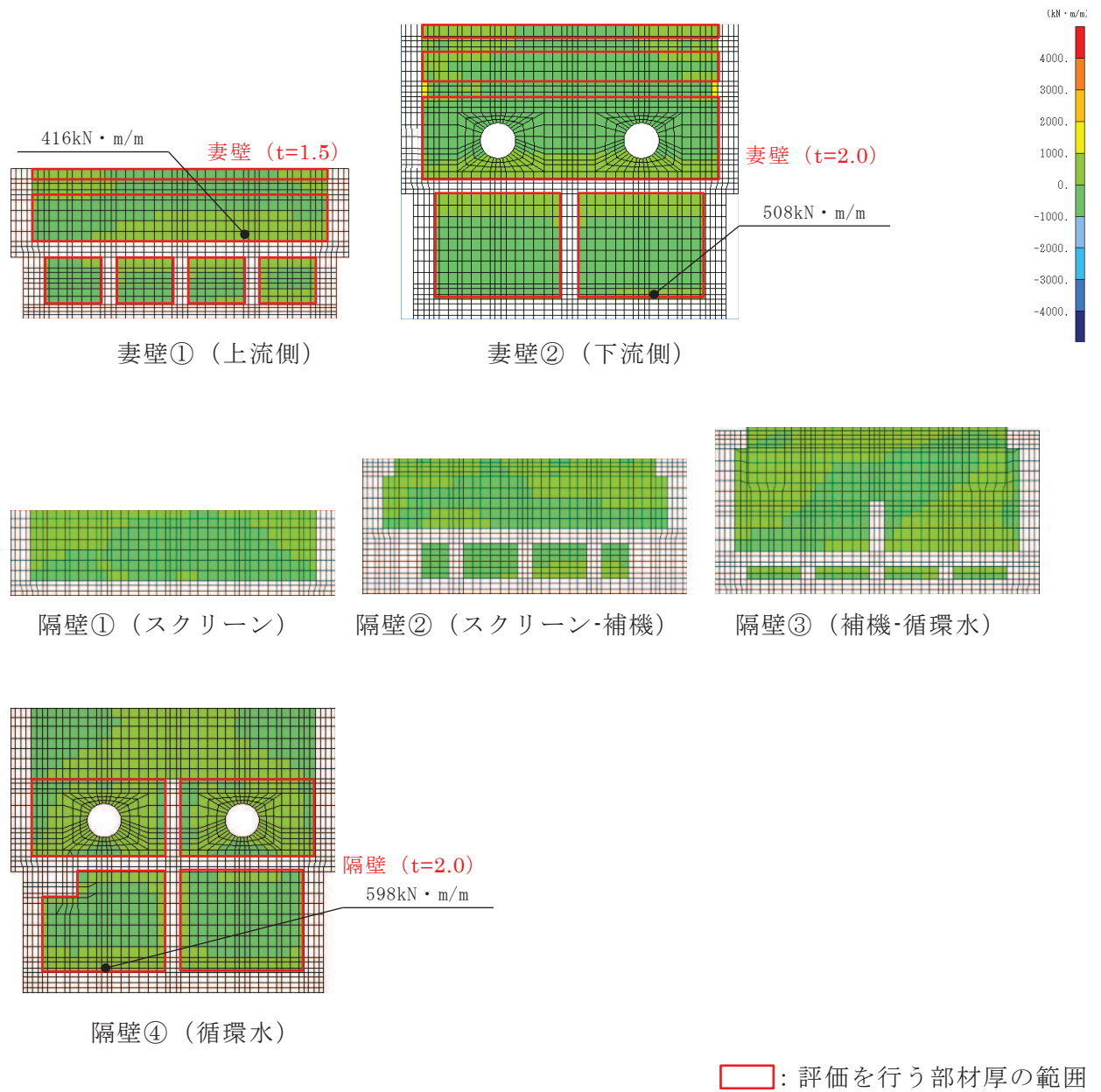


図 10-2(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(曲げモーメント (kN・m/m) :  $M_y$ )



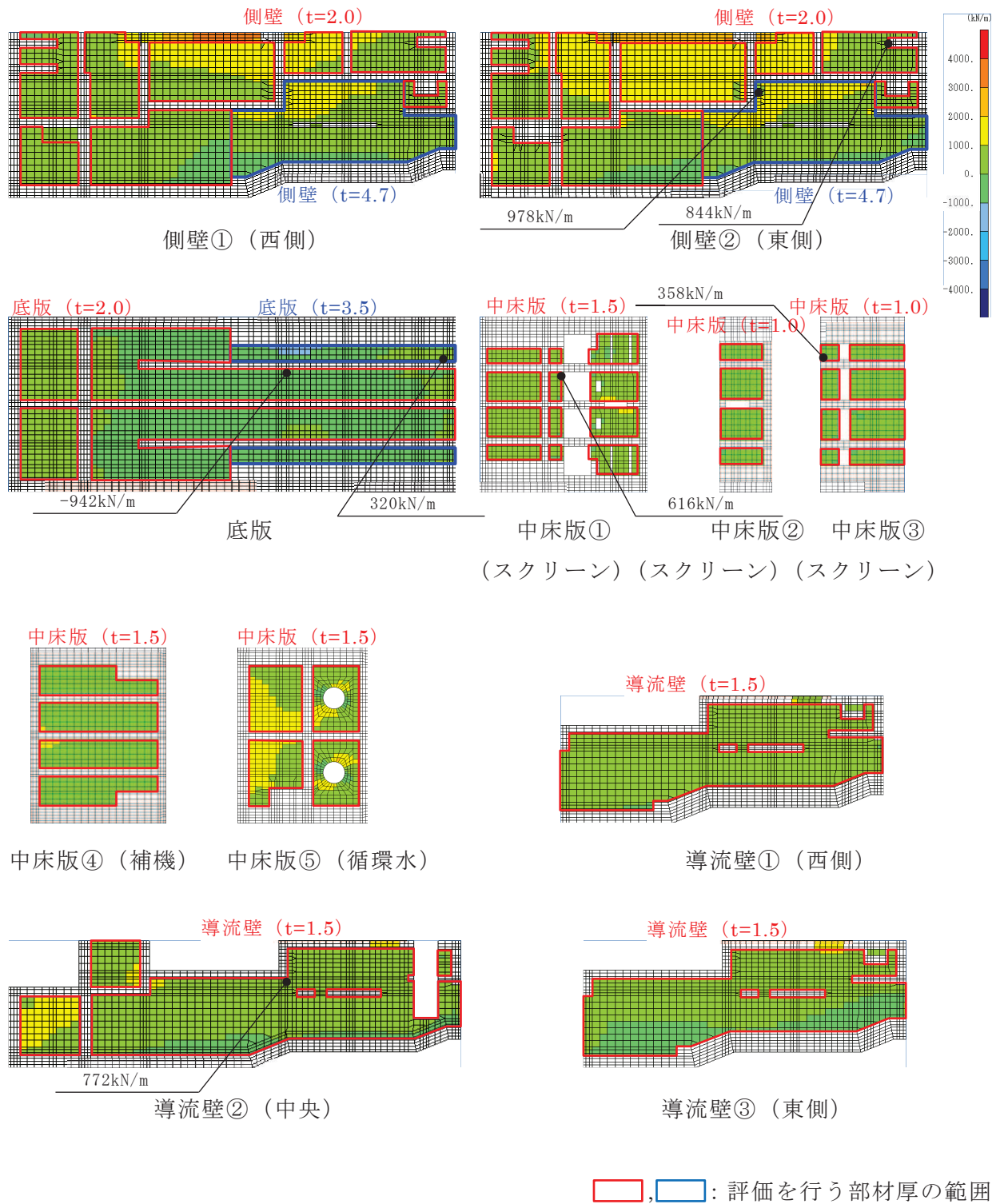


図 10-3(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(軸力 (kN/m) :  $N_x$ )

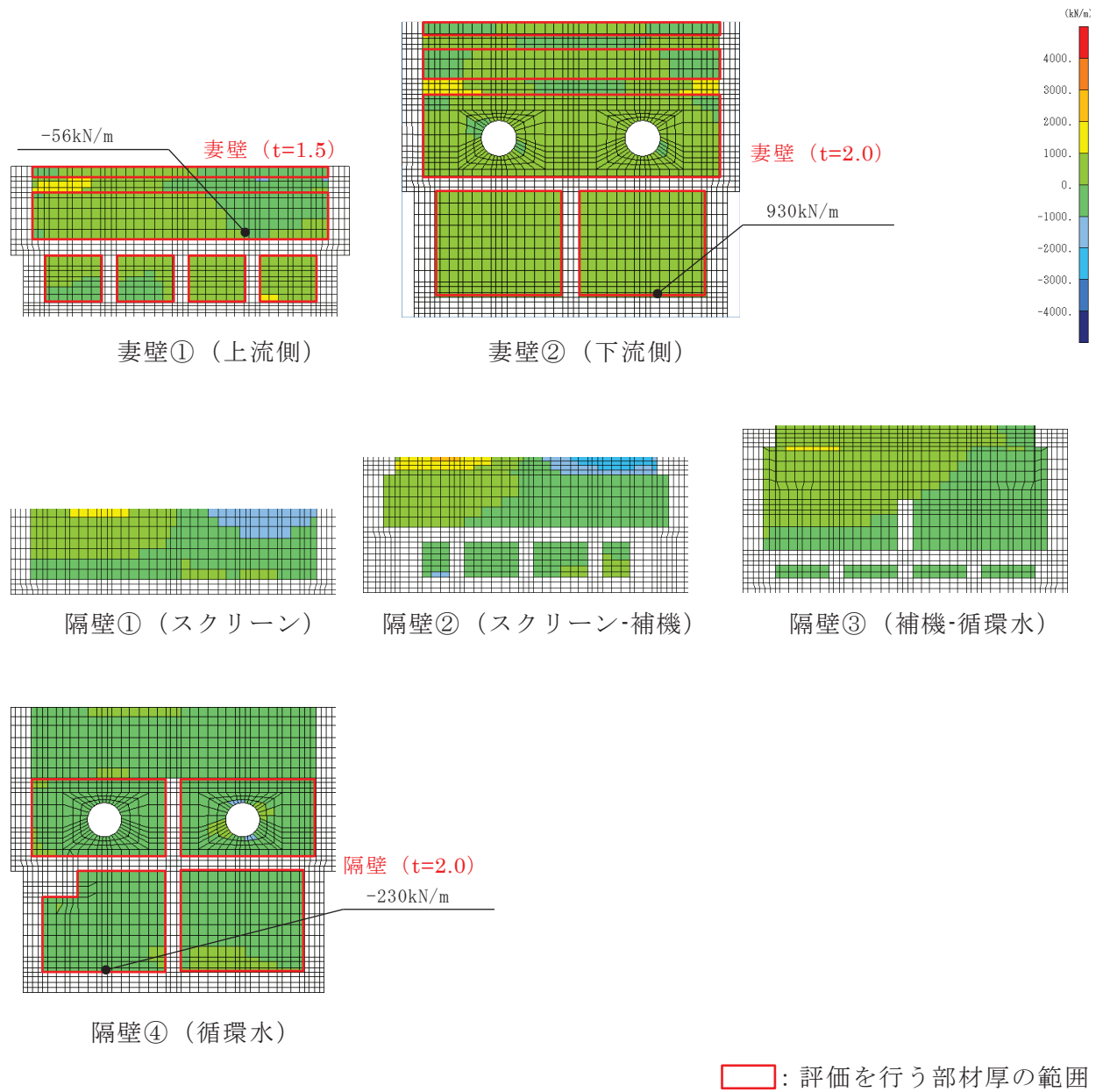


図 10-3(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(軸力 (kN/m) :  $N_x$ )

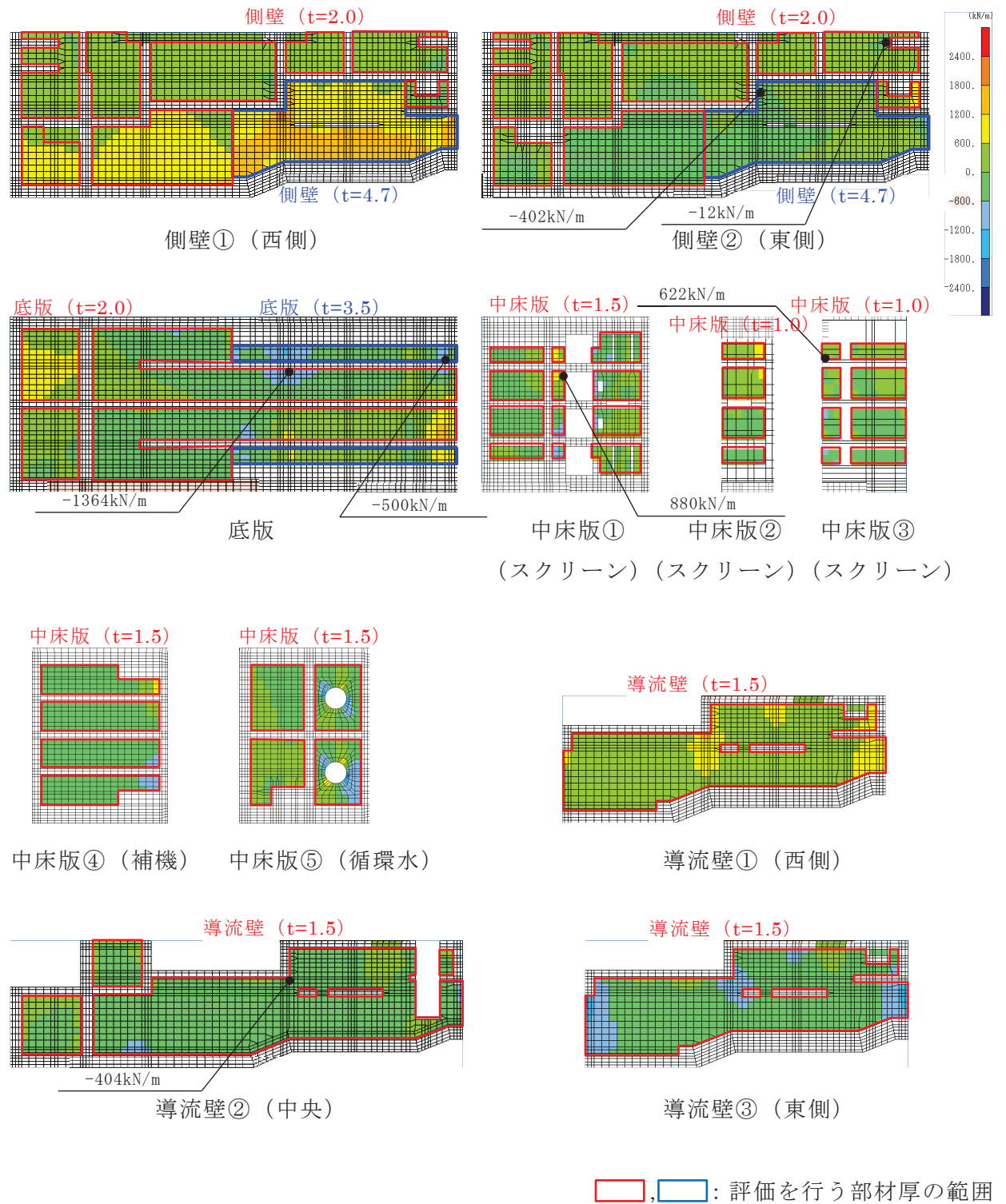


図 10-4(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(軸力 (kN/m) :  $N_y$ )

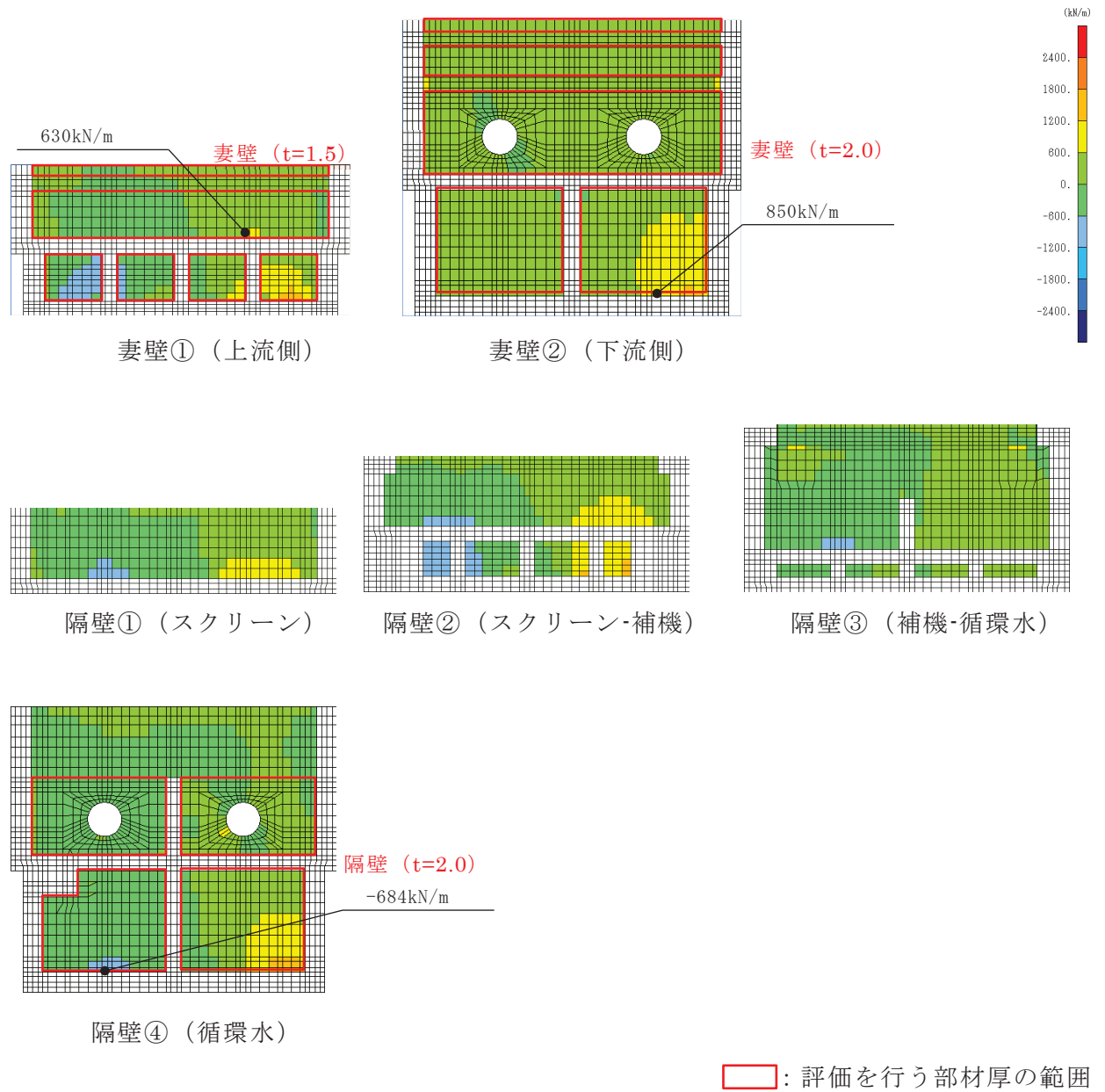


図 10-4(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(軸力 (kN/m) :  $N_y$ )

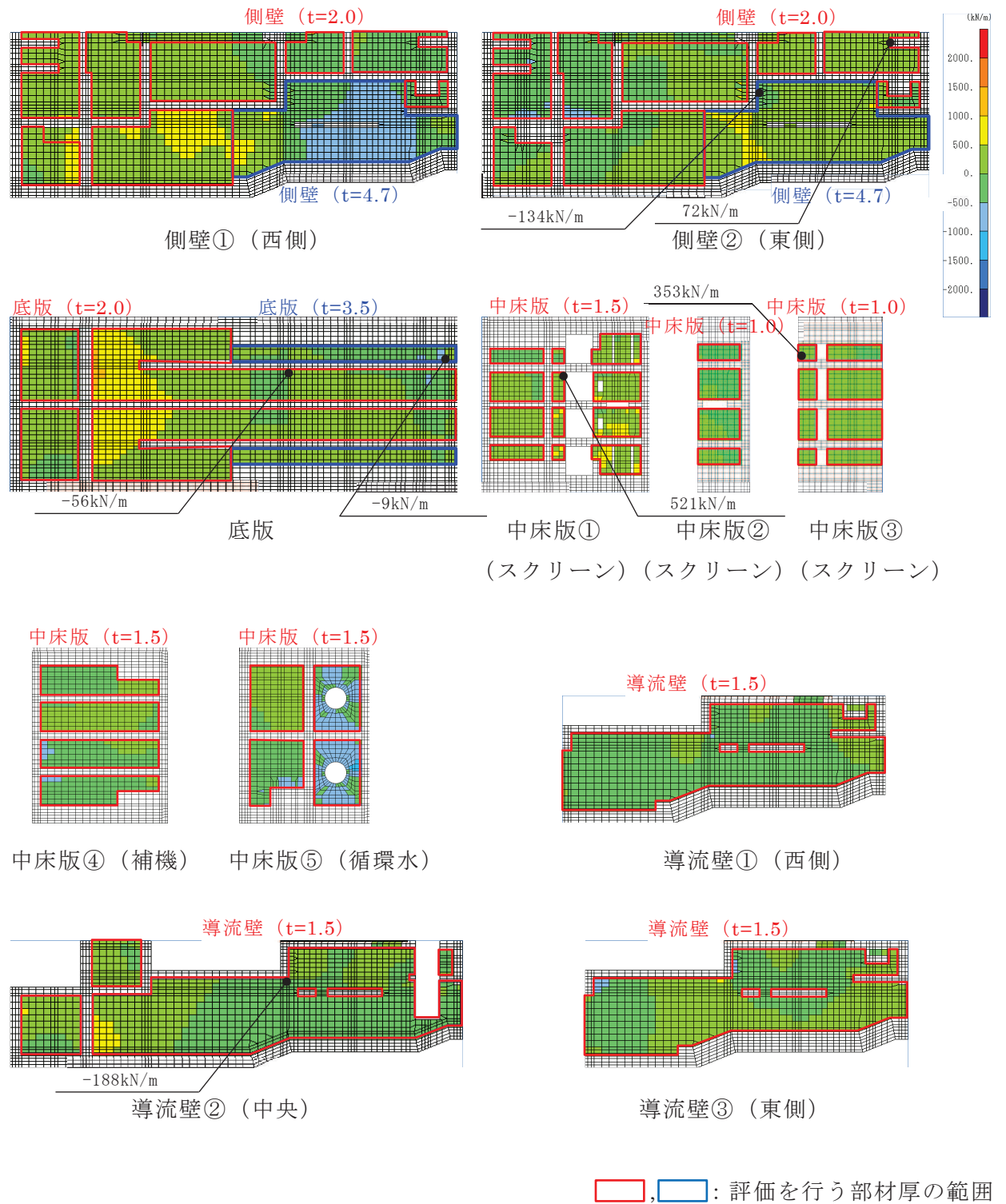


図 10-5(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(面内せん断力 (kN/m) :  $N_{x,y}$ )

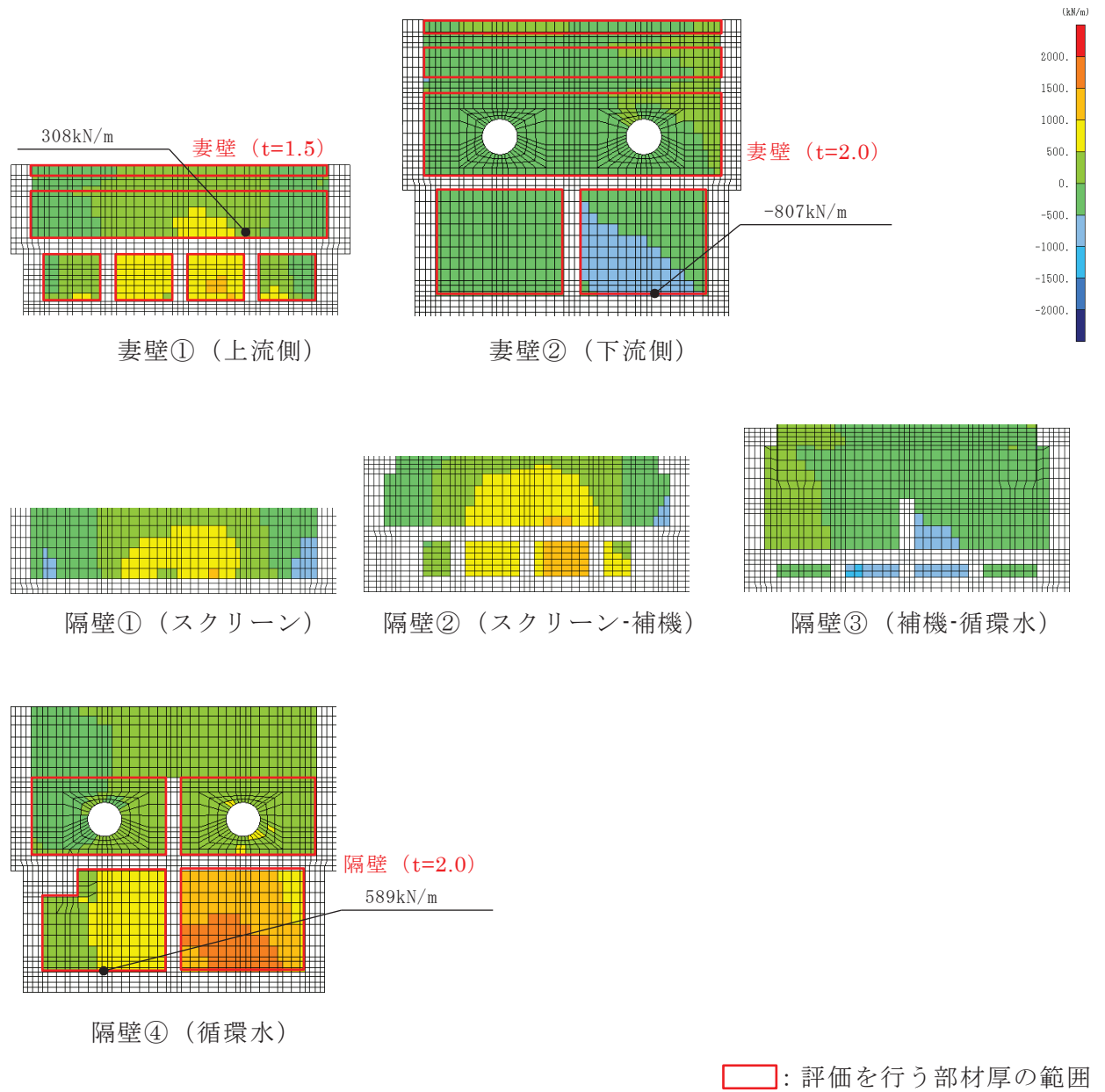


図 10-5(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(面内せん断力 (kN/m) :  $N_{xy}$ )



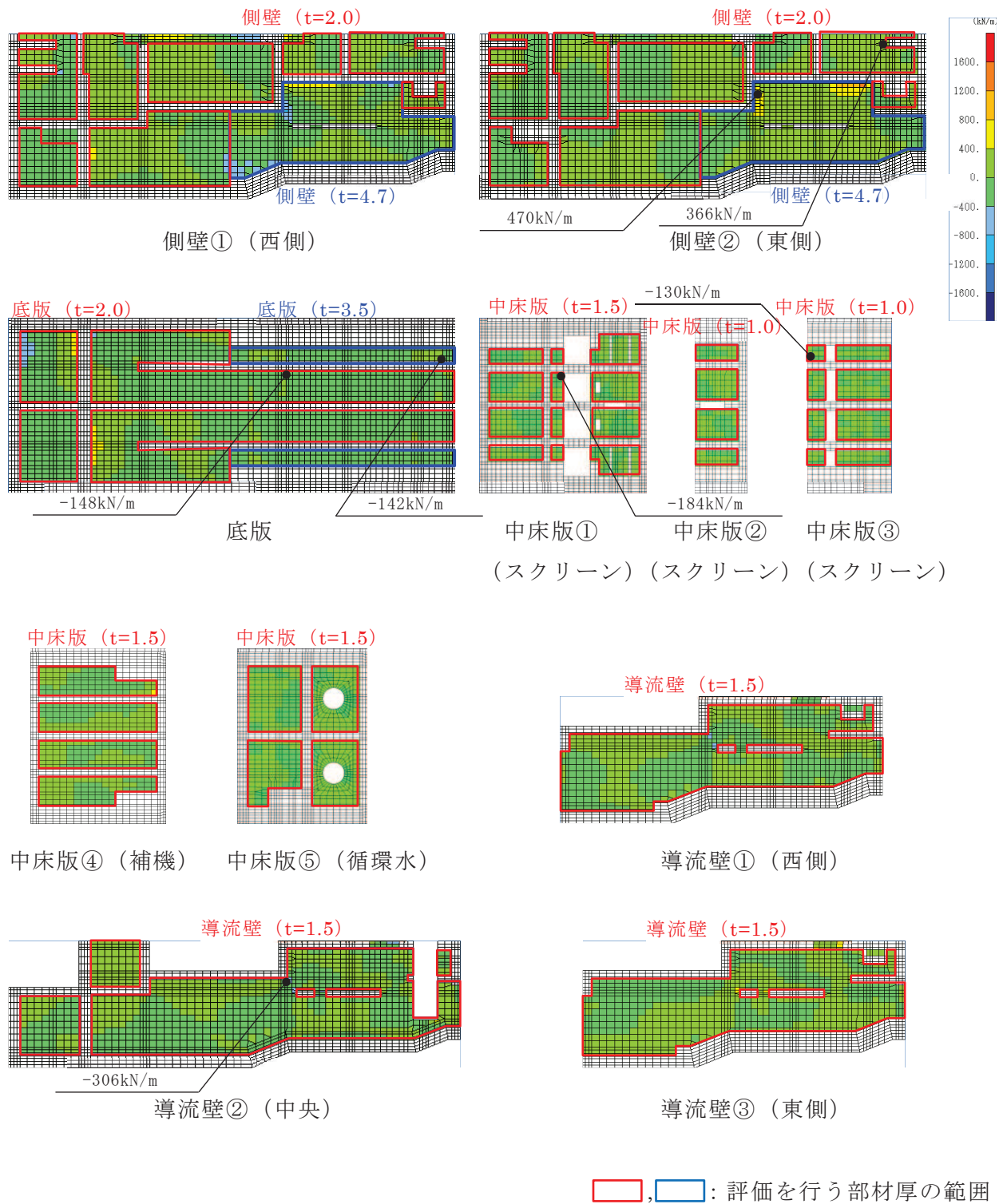


図 10-6(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(せん断力 (kN/m) :  $Q_x$ )

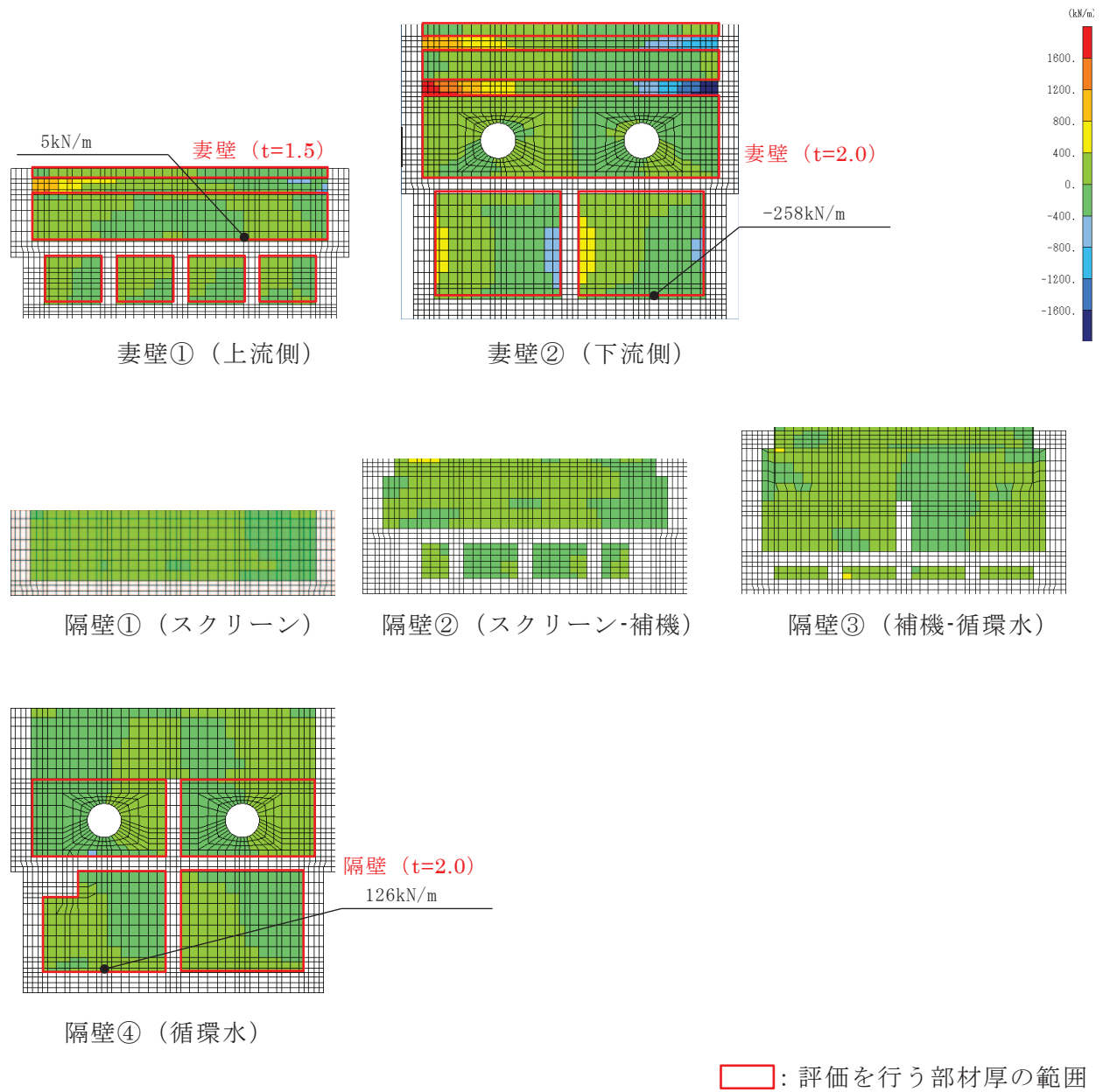


図 10-6(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(せん断力 (kN/m) :  $Q_x$ )

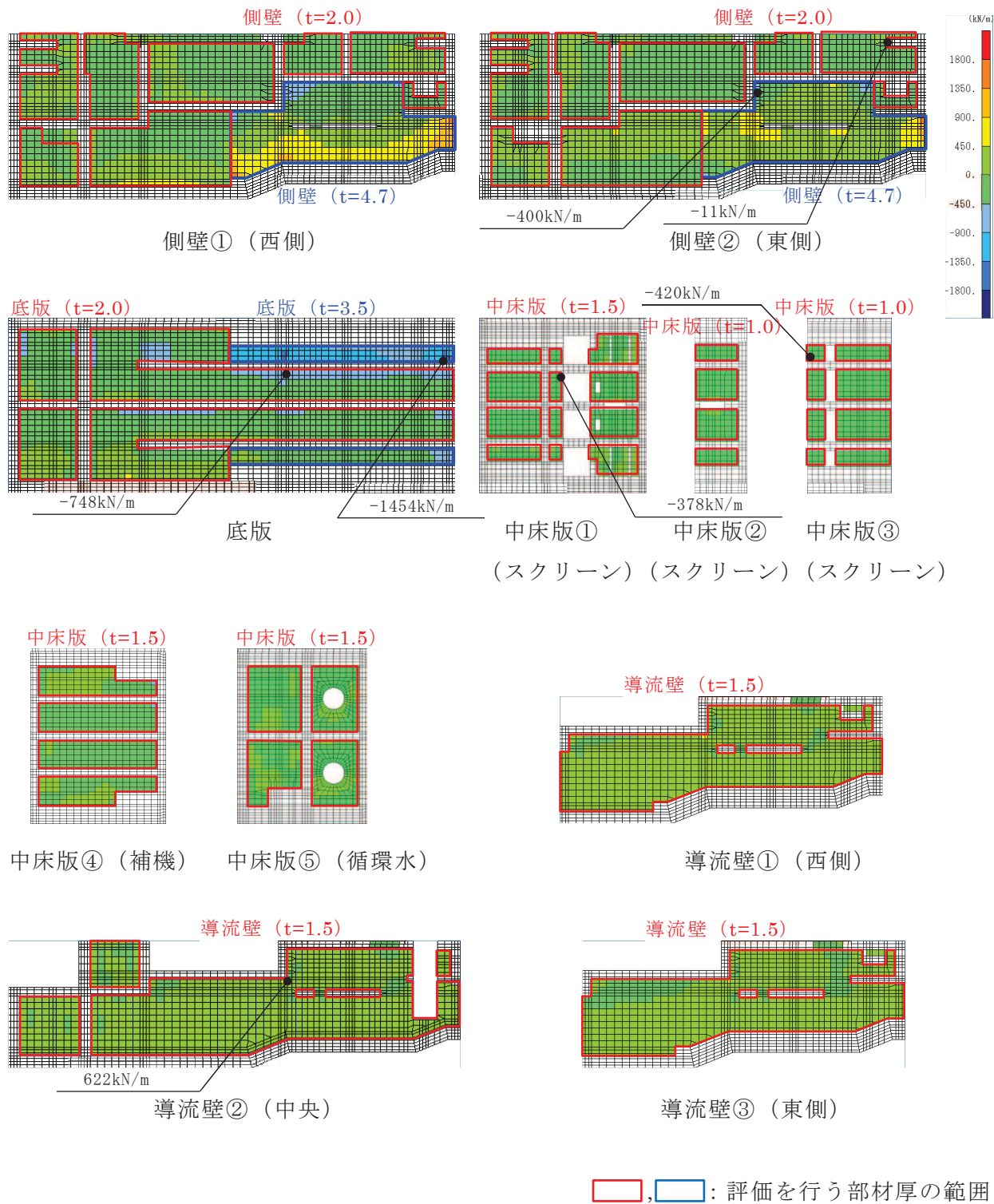


図 10-7(1) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
 (せん断力 (kN/m) :  $Q_y$ )

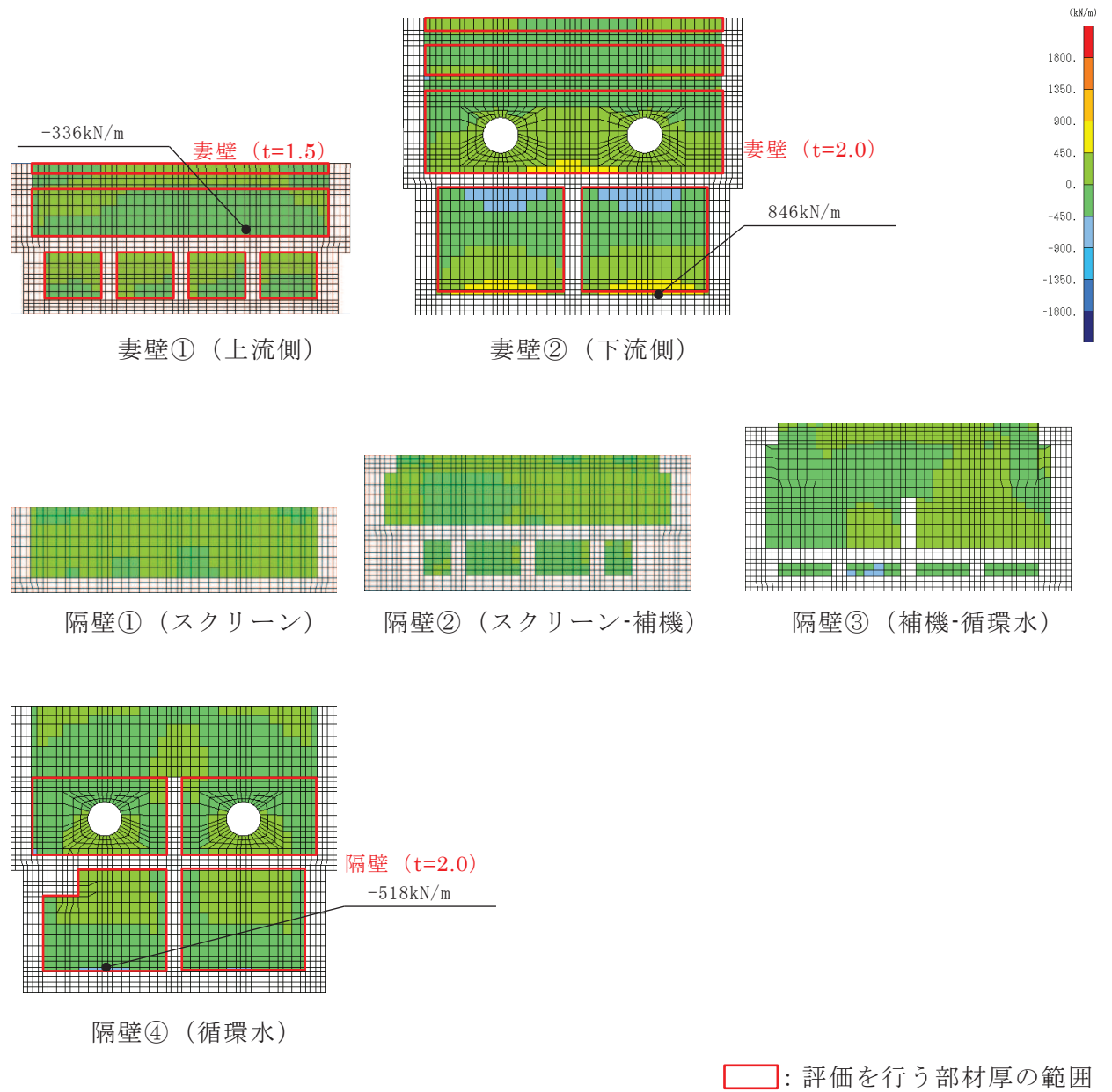


図 10-7(2) 静的地震力 (kh=0.16) 載荷時の断面力分布図  
(せん断力 (kN/m) :  $Q_y$ )

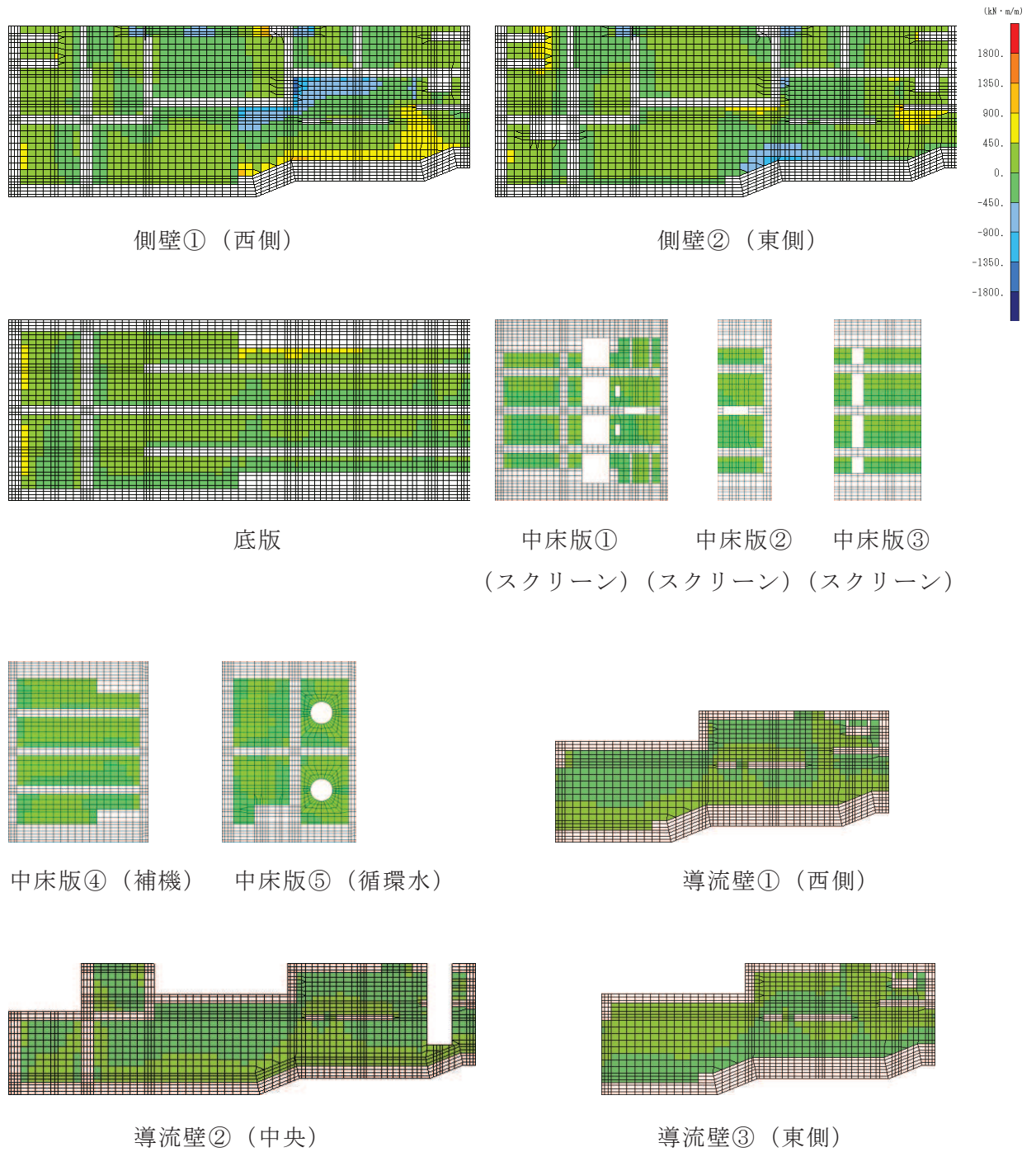
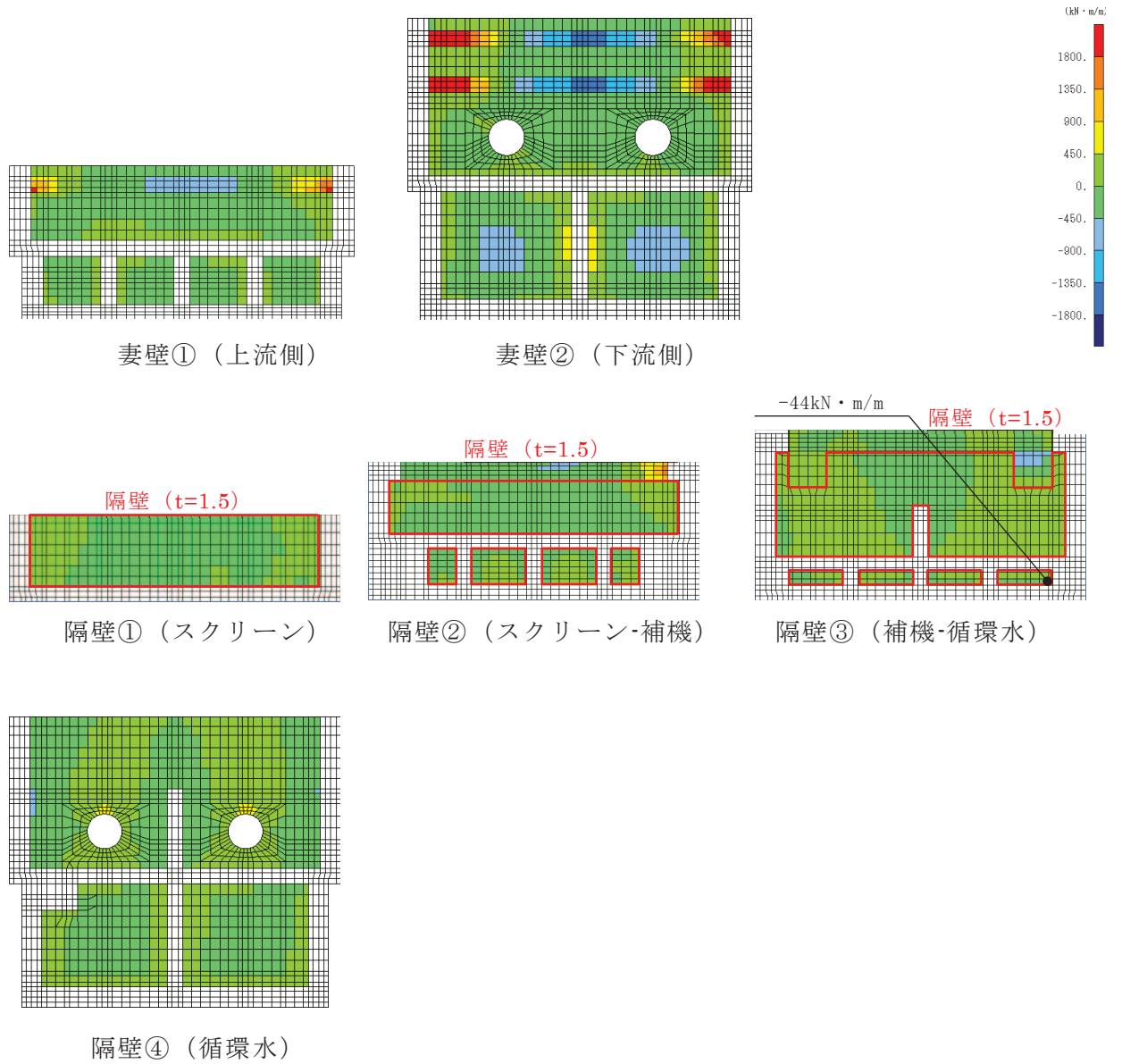


図 10-8(1) 静的地震力 ( $kh=-0.16$ ) 載荷時の断面力分布図  
 (曲げモーメント ( $kN \cdot m/m$ ) :  $M_x$ )



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-8(2) 静的地震力 (kh=-0.16) 載荷時の断面力分布図  
 (曲げモーメント (kN・m/m) :  $M_x$ )



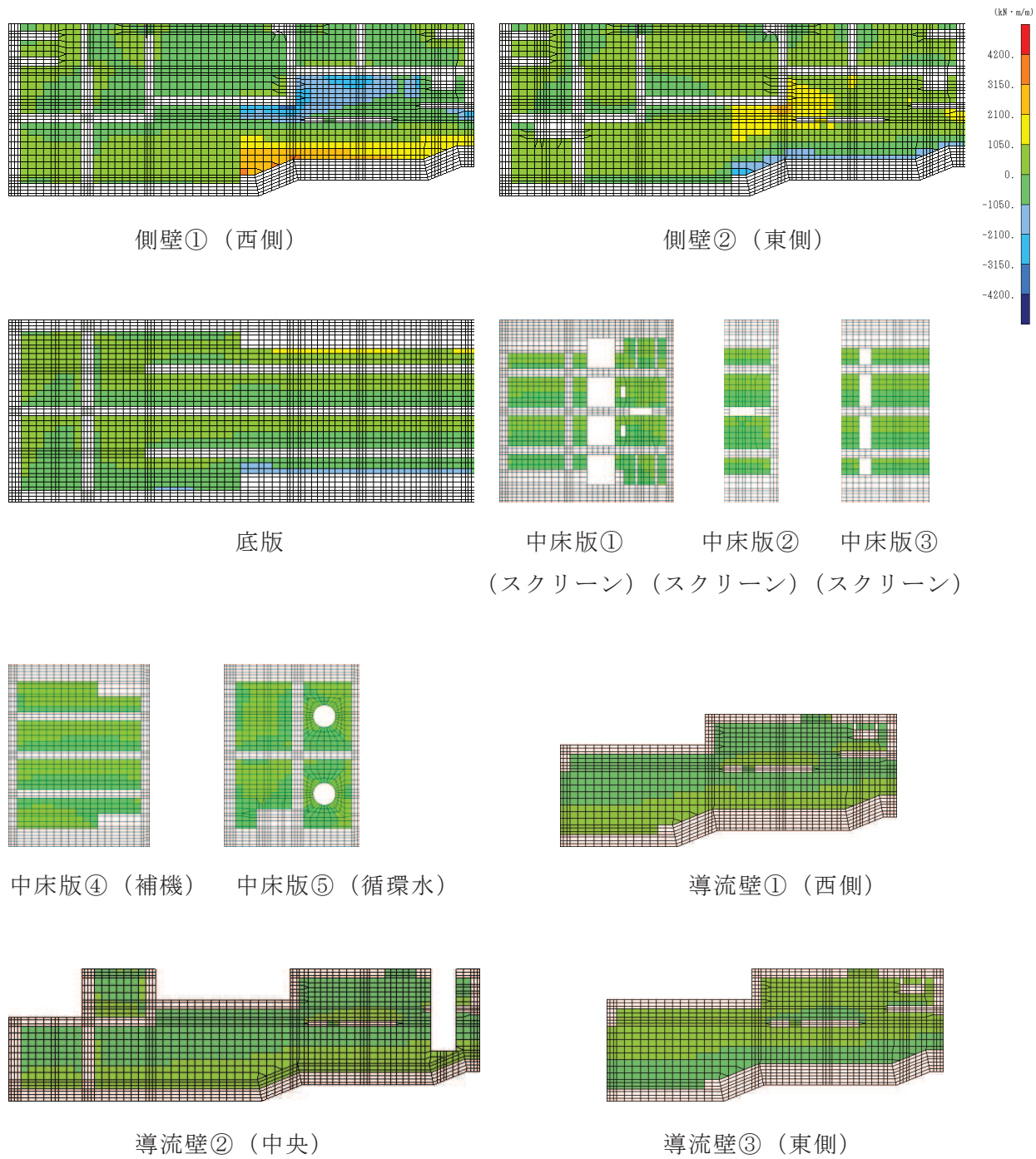
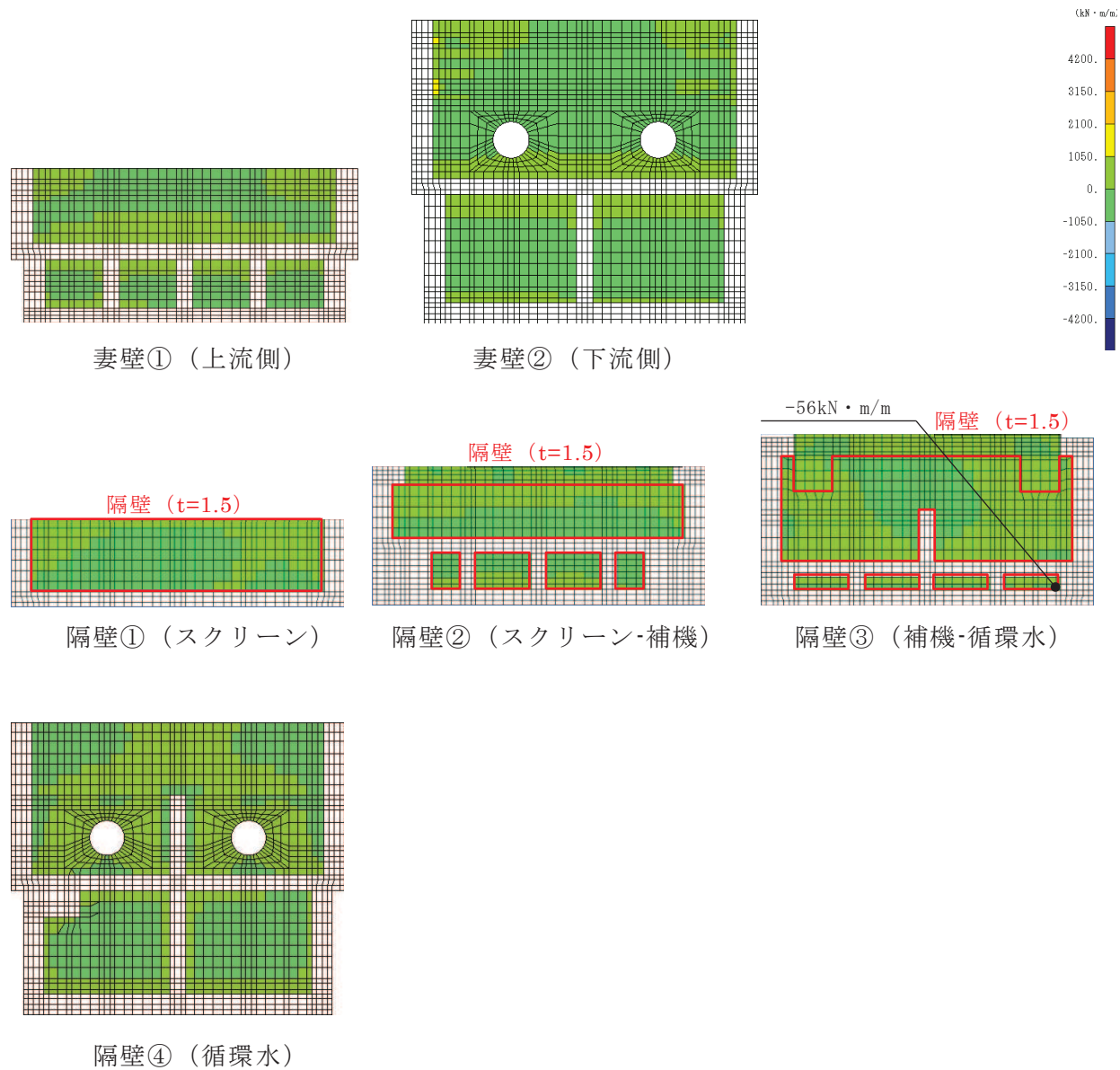


図 10-9(1) 静的地震力 ( $kh=-0.16$ ) 載荷時の断面力分布図  
 (曲げモーメント ( $kN \cdot m/m$ ) :  $M_y$ )



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-9(2) 静的地震力 (kh=-0.16) 載荷時の断面力分布図  
(曲げモーメント (kN・m/m) :  $M_y$ )

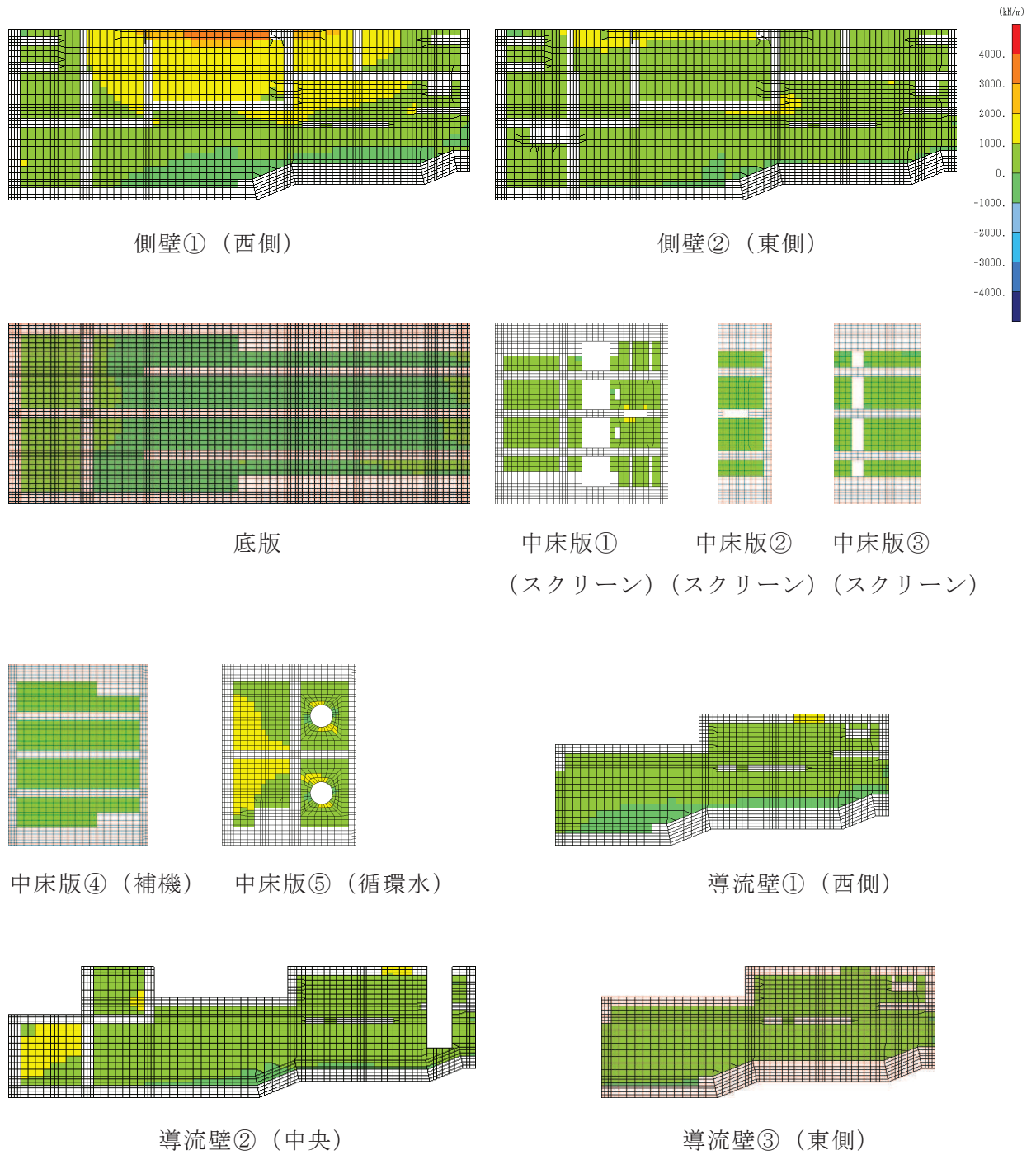
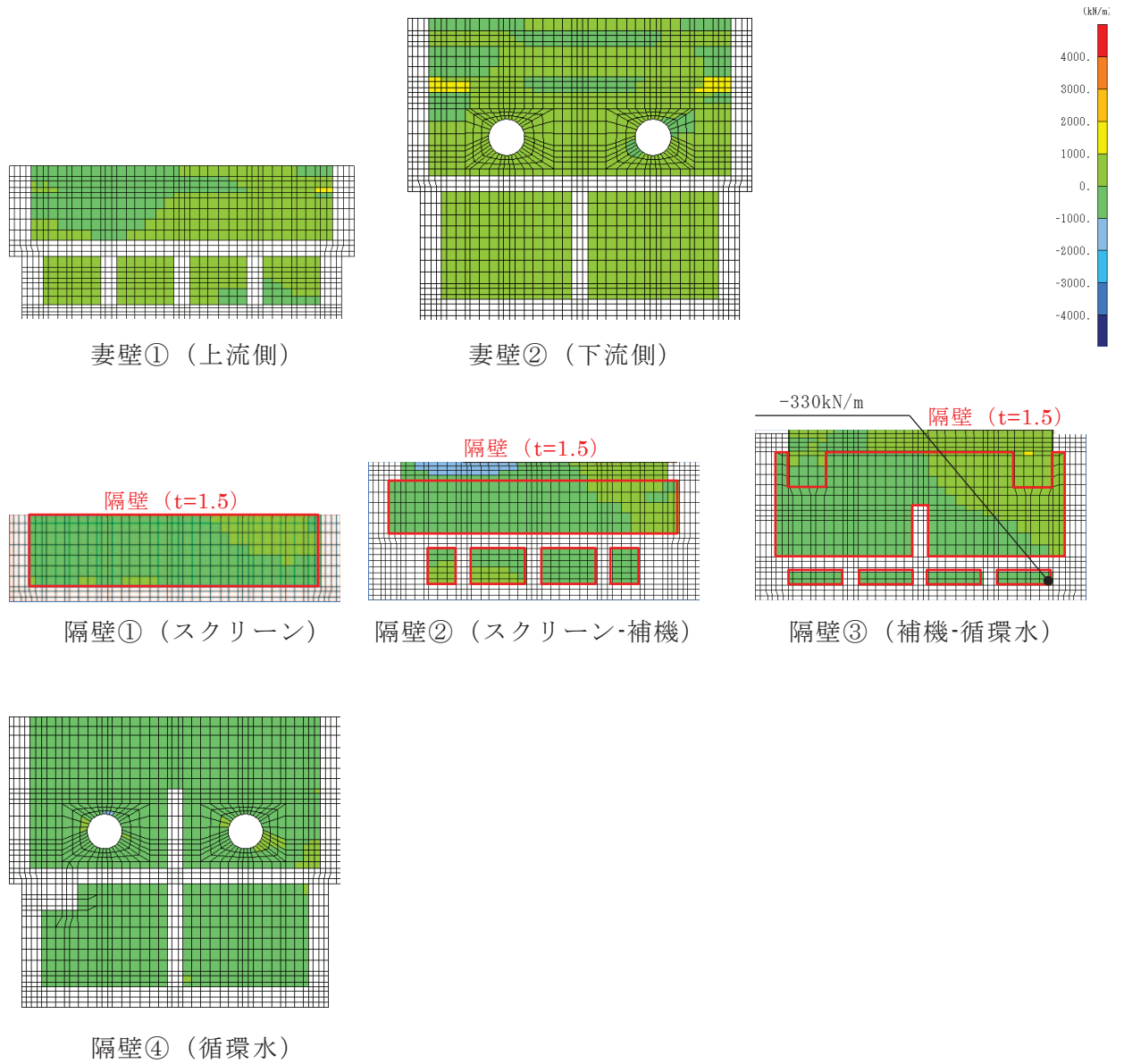


図 10-10(1) 静的地震力 ( $kh=-0.16$ ) 載荷時の断面力分布図  
 (軸力 (kN/m) :  $N_x$ )



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-10(2) 静的地震力 ( $kh=-0.16$ ) 載荷時の断面力分布図  
(軸力 (kN/m) :  $N_x$ )

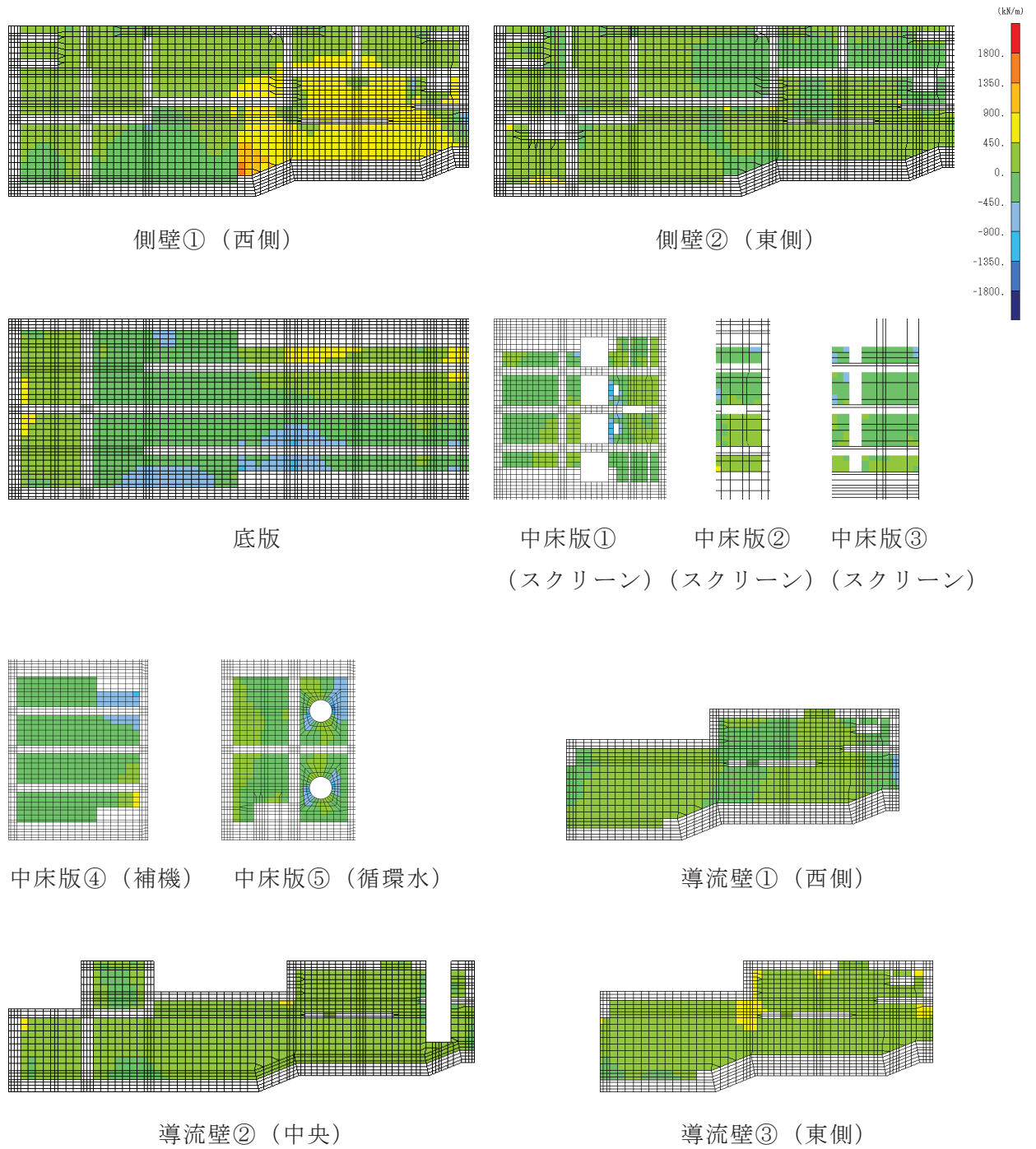
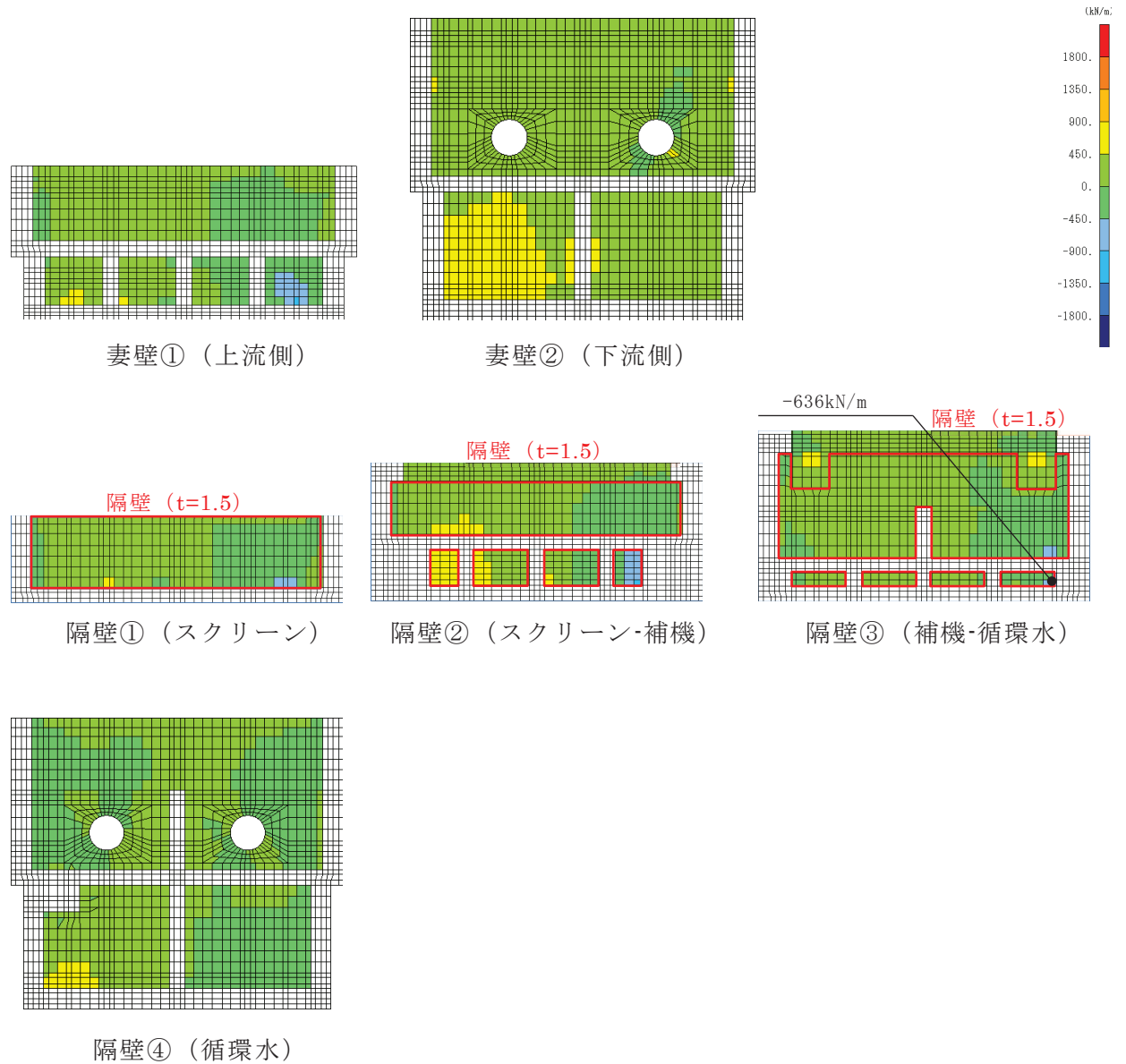


図 10-11(1) 静的地震力 ( $kh=-0.16$ ) 載荷時の断面力分布図  
 (軸力 (kN/m) :  $N_y$ )



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-11(2) 静的地震力 ( $kh=-0.16$ ) 載荷時の断面力分布図  
 (軸力 (kN/m) :  $N_y$ )



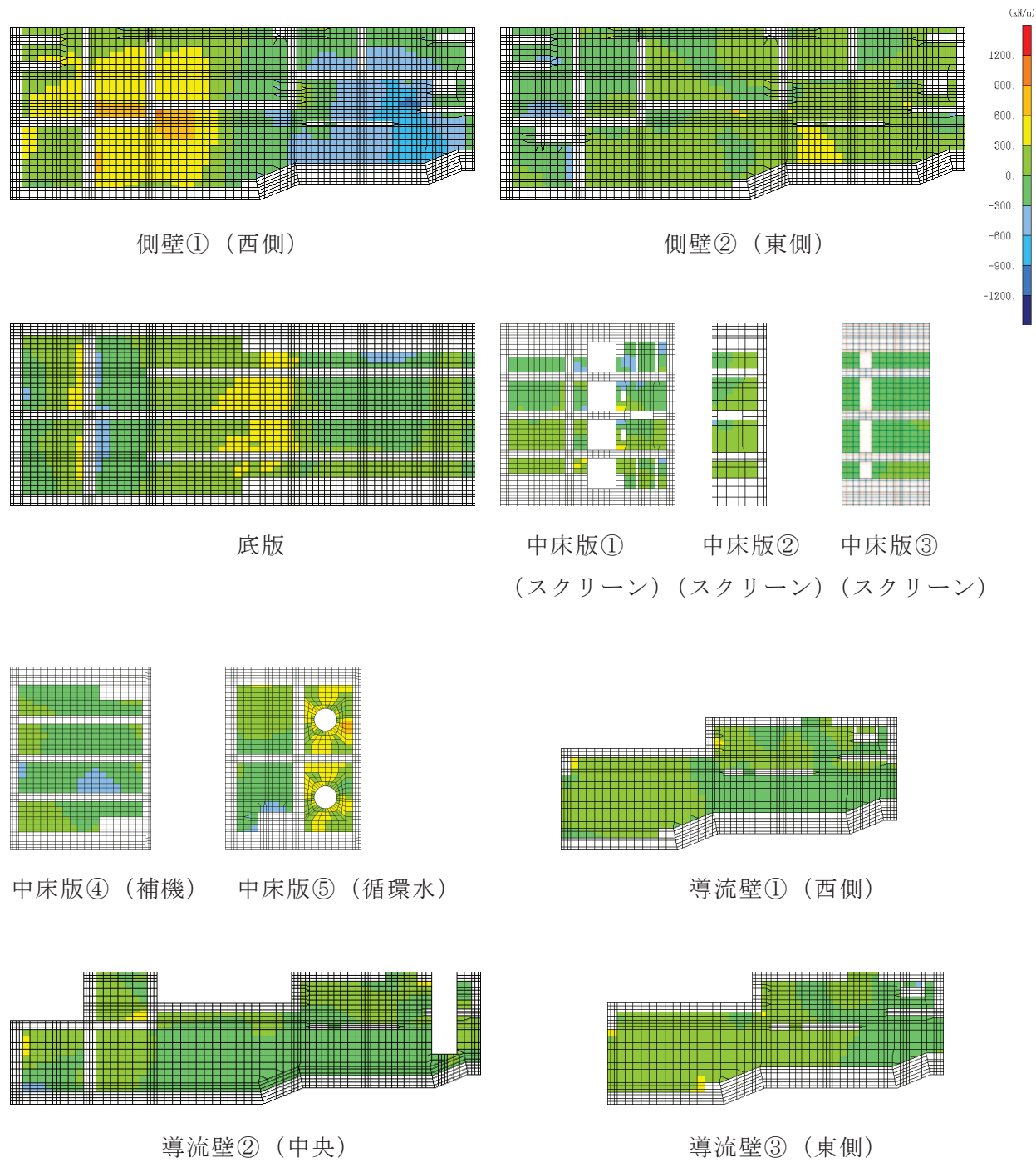


図 10-12(1) 静的地震力 ( $kh=-0.16$ ) 載荷時の断面力分布図  
 (面内せん断力 (kN/m) :  $N_{xy}$ )



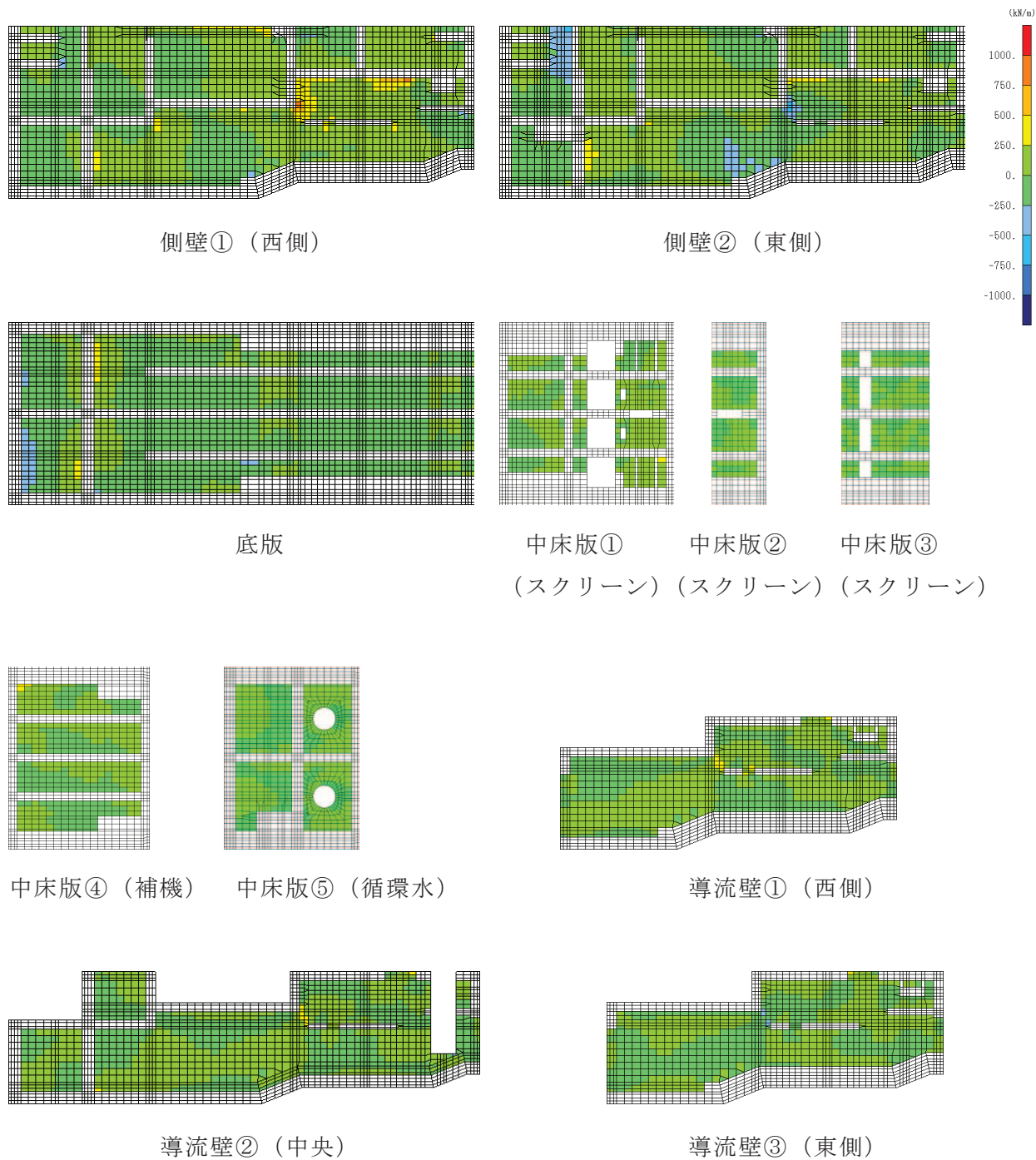
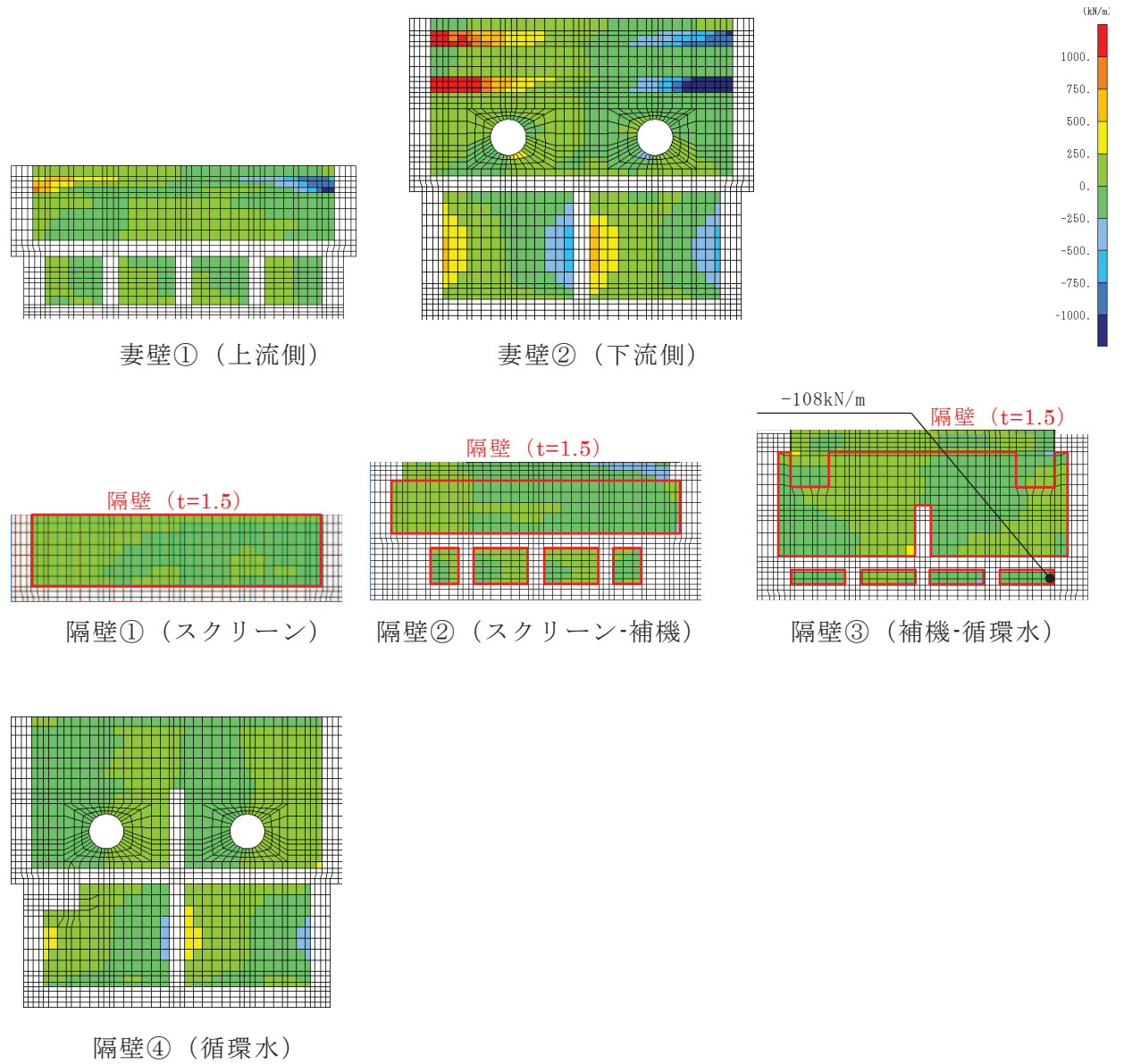


図 10-13(1) 静的地震力 ( $kh=-0.16$ ) 載荷時の断面力分布図  
 (せん断力 (kN/m) :  $Q_x$ )



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-13(2) 静的地震力 ( $kh=-0.16$ ) 載荷時の断面力分布図  
(せん断力 (kN/m) :  $Q_x$ )

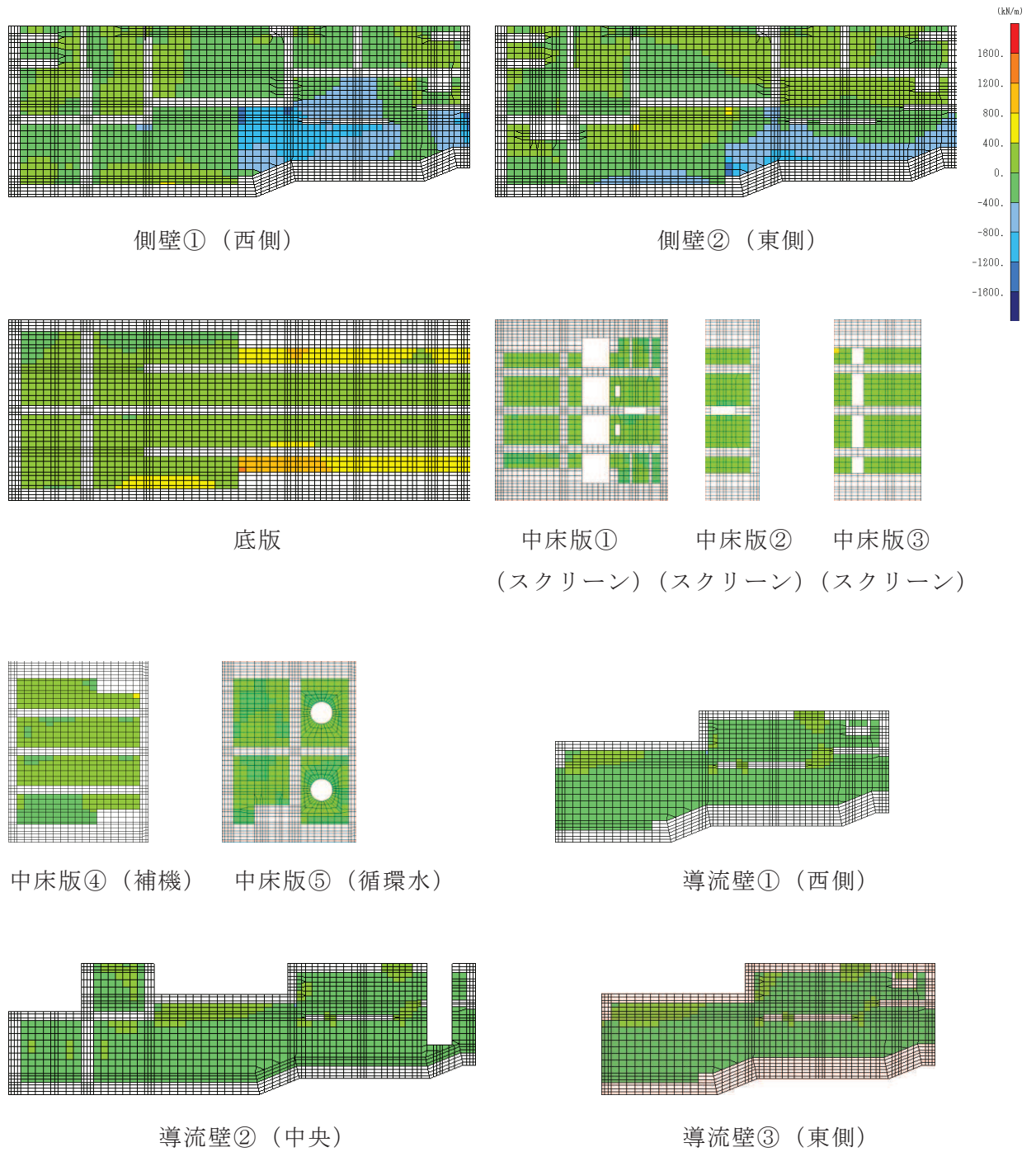
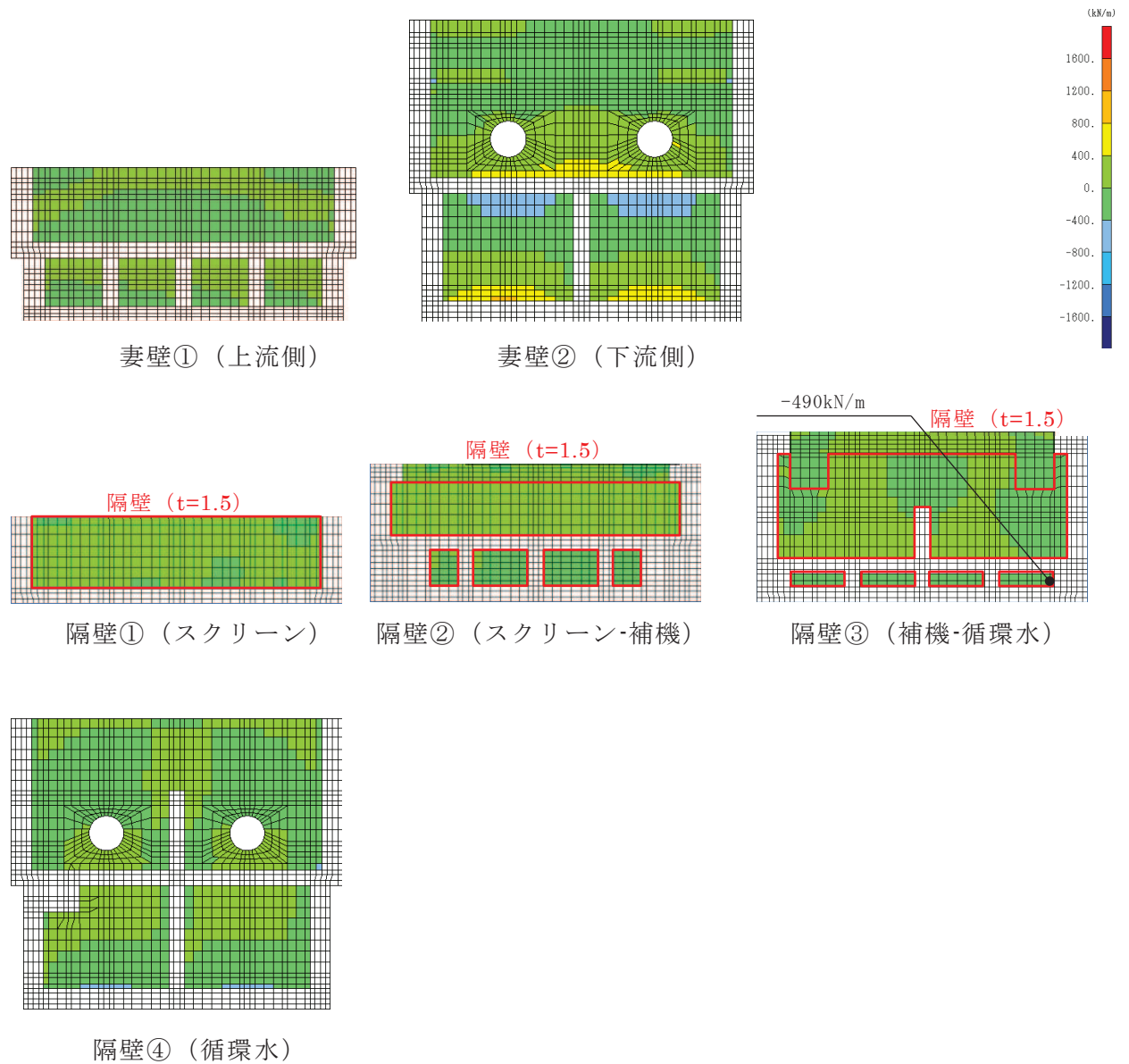


図 10-14(1) 静的地震力 ( $kh=-0.16$ ) 載荷時の断面力分布図  
 (せん断力 (kN/m) :  $Q_y$ )



□: 評価を行う部材厚の範囲

図 10-14(2) 静的地震力 ( $kh=-0.16$ ) 載荷時の断面力分布図  
(せん断力 (kN/m) :  $Q_y$ )



表 10-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

地震動	評価位置*		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
静的地震力 (kh=0.16)	側壁 (t=4.7m)	56	-4006	-14	2.2	11.7	0.19
	側壁 (t=2.0m)	46	-862	-155	1.7	11.7	0.15
	底版 (t=3.5m)	2	-2792	-1126	2.4	11.7	0.21
	底版 (t=2.0)	2	-1344	-970	2.7	11.7	0.24
	中床版 (t=1.5)	30	494	-589	1.8	11.7	0.16
	中床版 (t=1.0)	21	410	279	1.9	11.7	0.17
	導流壁 (t=1.5)	62	-950	-460	2.4	11.7	0.21
	妻壁 (t=1.5)	71	342	-247	1.4	11.7	0.12
	妻壁 (t=2.0)	82	-806	-152	1.6	11.7	0.14
	隔壁 (t=1.5)	121	286	405	0.8	11.7	0.07
	隔壁 (t=2.0)	142	694	-723	1.4	11.7	0.12

注記\*：評価位置は図 10-15 に示す。

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震動	評価位置*		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 $\sigma'_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_s / \sigma'_{sa}$
静的地震力 (kh=0.16)	側壁 (t=4.7m)	46	-1658	1112	209	294	0.72
	側壁 (t=2.0m)	41	656	916	220	294	0.75
	底版 (t=3.5m)	2	864	-154	90	294	0.31
	底版 (t=2.0)	4	668	1477	221	294	0.76
	中床版 (t=1.5)	17	-440	1401	247	294	0.85
	中床版 (t=1.0)	22	66	214	164	294	0.56
	導流壁 (t=1.5)	62	-254	980	139	294	0.48
	妻壁 (t=1.5)	71	342	363	106	294	0.37
	妻壁 (t=2.0)	82	-614	-804	125	294	0.43
	隔壁 (t=1.5)	121	286	611	109	294	0.38
	隔壁 (t=2.0)	141	-776	302	79	294	0.27

注記\*：評価位置は図 10-15 に示す。

表 10-3 せん断破壊に対する評価結果

地震動	評価位置*1		発生せん断力 (kN/m)	発生応力度	短期許容 応力度	照査値 $\tau_d / \tau_{a1}$
				$\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁 (t=4.7m)	46	1706	0.44	0.63	0.70
	側壁 (t=2.0m)	56	706	0.46	0.63	0.74
	底板 (t=3.5m)	2	1454	0.52	0.63	0.83
	底板 (t=2.0)	2	748	0.49	0.63	0.78
	中床版 (t=1.5)	30	564	0.52	0.63	0.83
	中床版 (t=1.0)	22	420	0.628	0.63	0.997*2 (0.084)
	導流壁 (t=1.5)	62	622	0.57	0.63	0.91
	妻壁 (t=1.5)	71	336	0.31	0.63	0.50
	妻壁 (t=2.0)	83	846	0.55	0.63	0.88
	隔壁 (t=1.5)	125	490	0.45	0.63	0.72
	隔壁 (t=2.0)	143	518	0.34	0.63	0.54

注記\*1：評価位置は図 10-15 に示す。

\*2：短期許容応力度の照査値が 0.997 であったため、参考としてせん断補強鉄筋を考慮した短期許容せん断力に対する照査値を示す。

【側壁・隔壁】

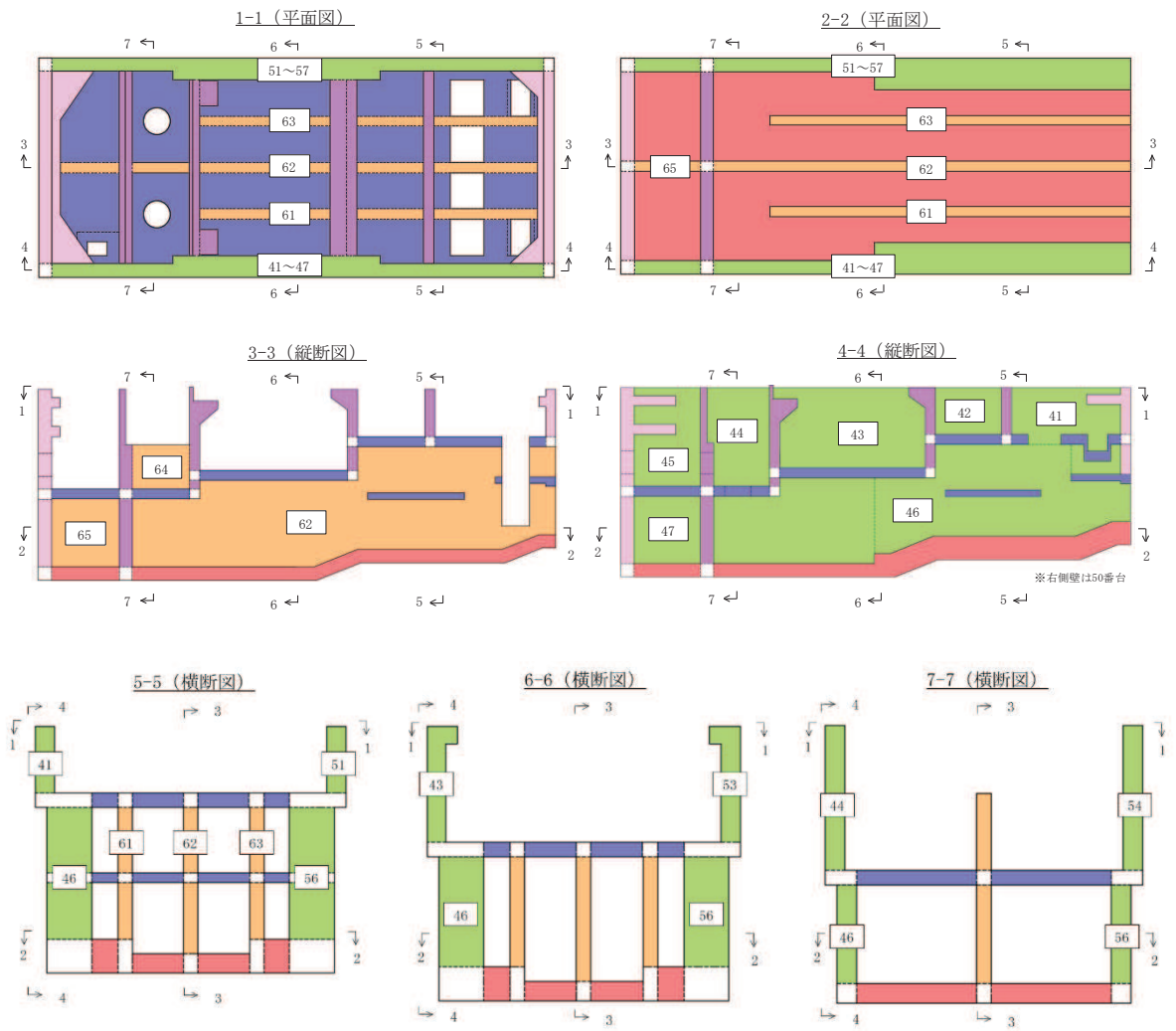


図 10-15(1) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

【底版・中床版】

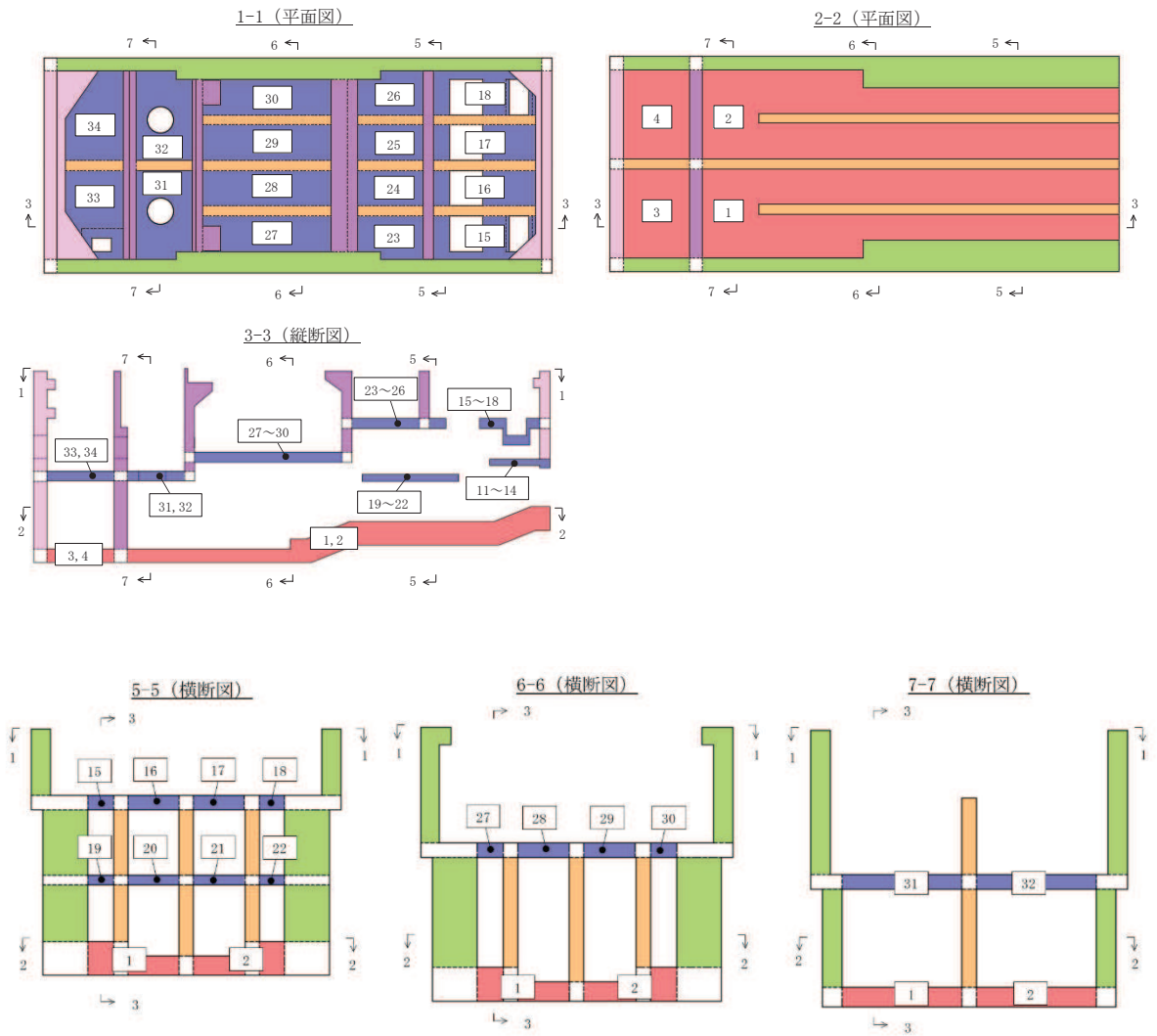


図 10-15(2) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

【妻壁・隔壁】

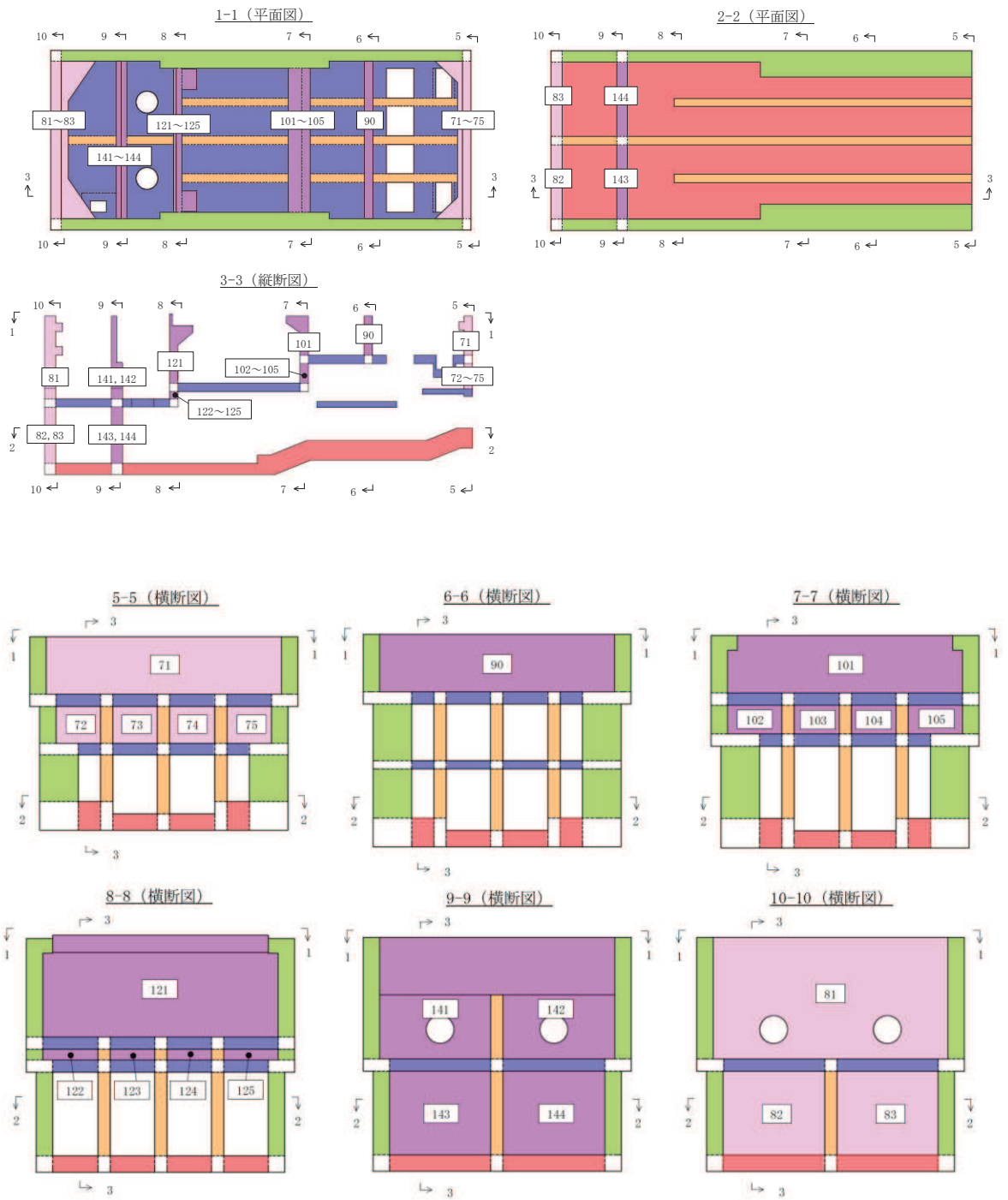


図 10-15(3) 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)



11. 基礎地盤の支持性能

基礎地盤及び MMR の支持性能に対する評価結果を表 11-1 及び表 11-2 に示す。また、最大接地圧分布図を図 11-1 及び図 11-2 に示す。

基礎地盤作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及び MMR (既設) に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 11-1(1) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 (スクリーンエリア)

地震荷重	最大接地圧 $R_d$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 支持力度 $R_a$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $R_d/R_a$
静的地震力 ( $kh=0.16$ )	1.5	9.1	0.17

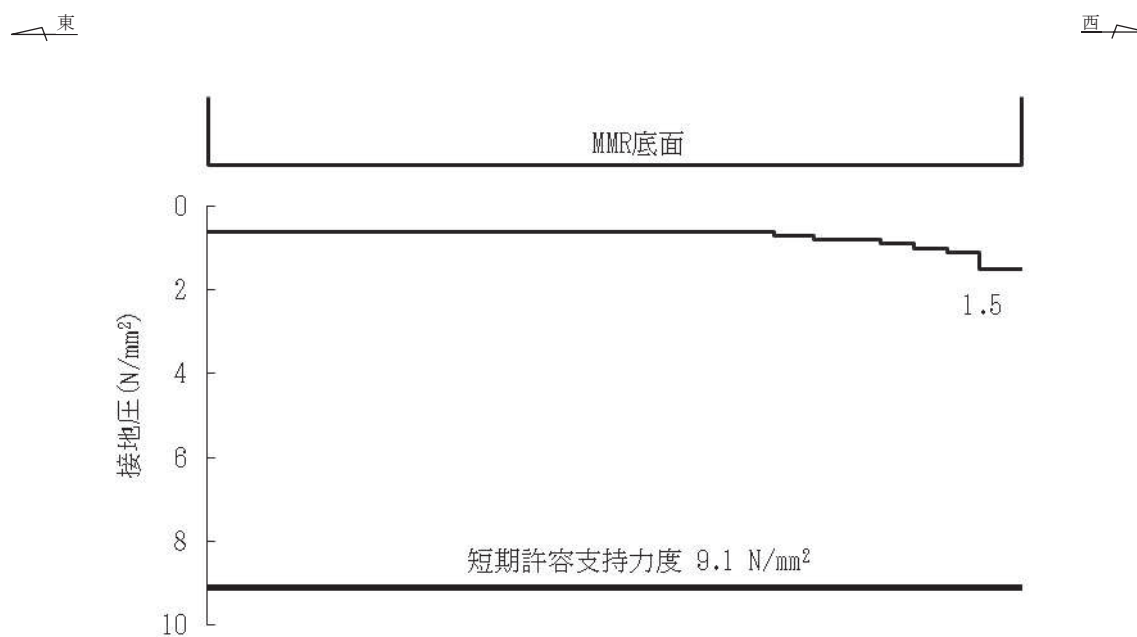


図 11-1(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (スクリーンエリア)

表 11-1(2) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果（補機ポンプエリア）

地震荷重	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 支持力度 $R_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_a$
静的地震力 ( $kh=0.16$ )	1.1	9.1	0.13

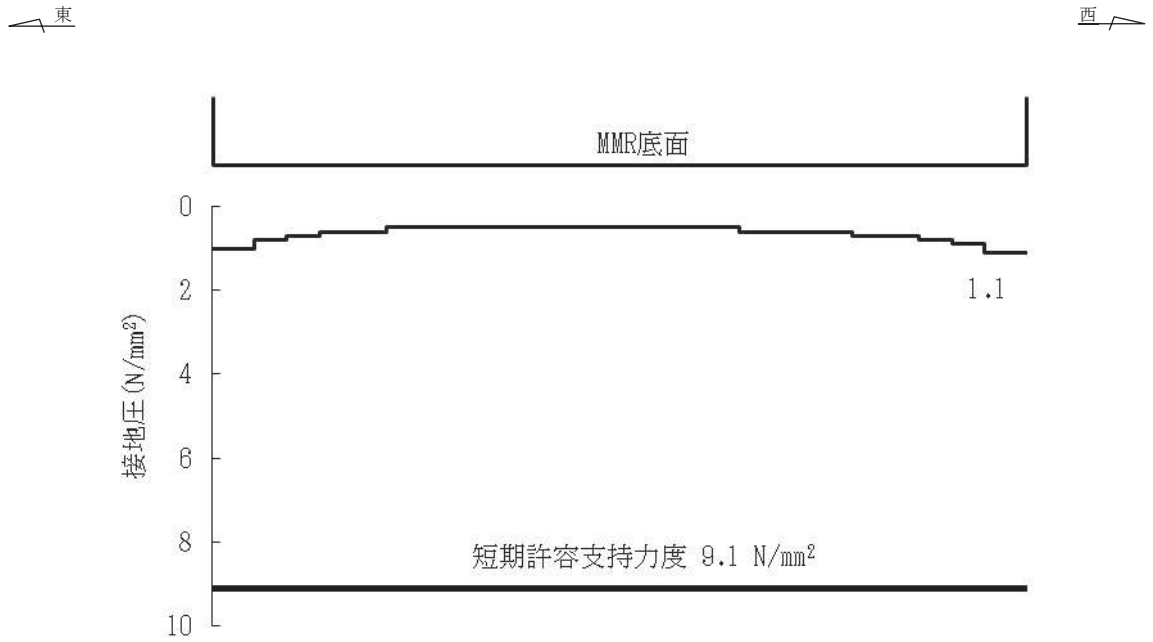


図 11-1(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図（補機ポンプエリア）

表 11-1(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果 (循環水ポンプエリア)

地震荷重	最大接地圧 $R_d$ ( $N/mm^2$ )	短期許容 支持力度 $R_a$ ( $N/mm^2$ )	照査値 $R_d/R_a$
静的地震力 ( $kh=0.16$ )	1.0	9.1	0.11

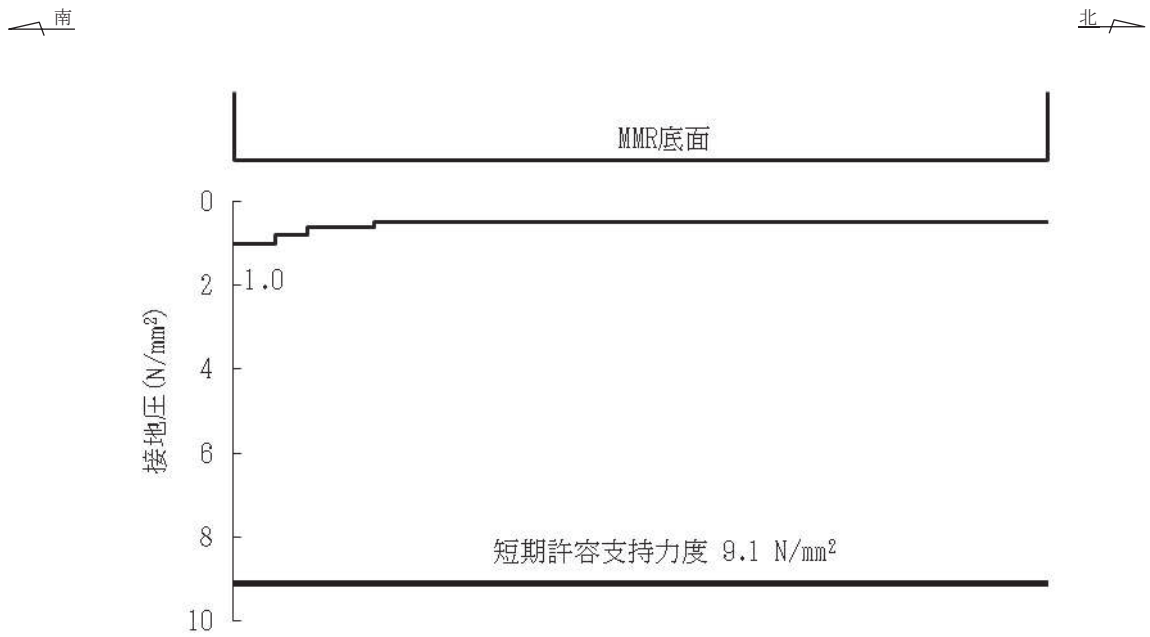


図 11-1(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (循環水ポンプエリア)

表 11-2(1) MMR (既設) の支持性能に対する評価結果 (スクリーンエリア)

地震荷重	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/f'_a$
静的地震力 ( $kh=0.16$ )	1.7	15.6	0.11

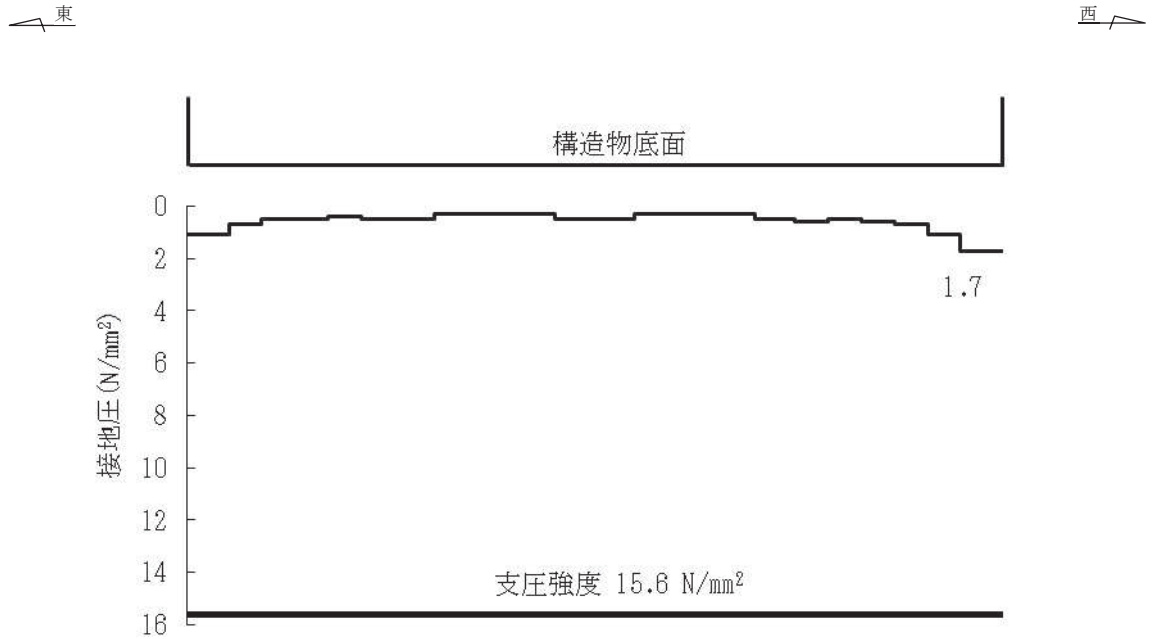


図 11-2(1) MMR (既設) の最大接地圧分布図 (スクリーンエリア)

表 11-2(2) MMR (既設) の支持性能に対する評価結果 (補機ポンプエリア)

地震荷重	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/f'_a$
静的地震力 ( $kh=0.16$ )	1.4	15.6	0.09

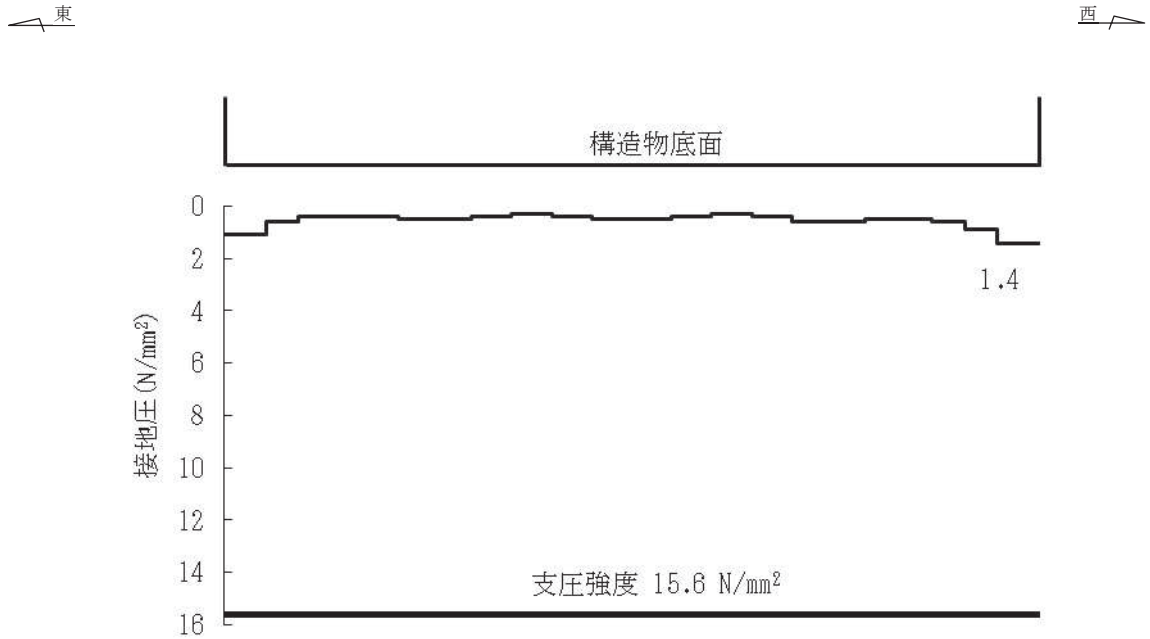


図 11-2(2) MMR (既設) の最大接地圧分布図 (補機ポンプエリア)

表 11-2(3) MMR (既設) の支持性能に対する評価結果 (循環水ポンプエリア)

地震荷重	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/f'_a$
静的地震力 ( $kh=0.16$ )	1.2	15.6	0.08

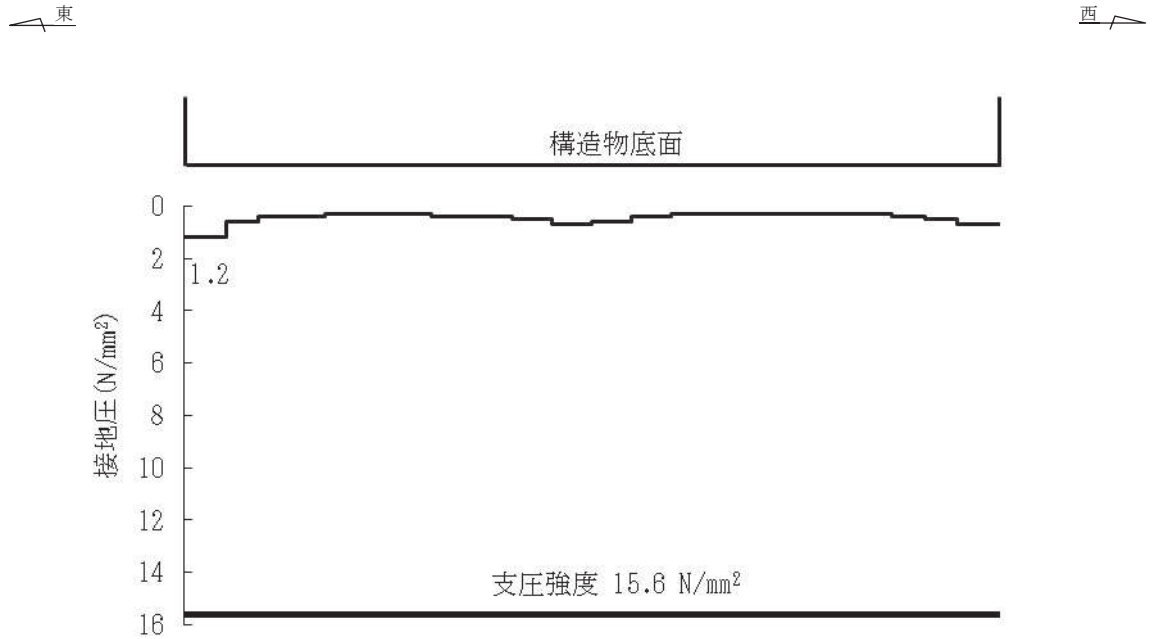


図 11-2(3) MMR (既設) の最大接地圧分布図 (循環水ポンプエリア)



## 12. まとめ

海水ポンプ室について、Cクラス施設に求められる静的地震力 ( $kh=0.16$ ) に対して耐震性を有することの確認を行った。

その結果、構造部材（コンクリート及び鉄筋）の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認した。また、基礎地盤作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及びMMR（既設）に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

以上のことから、海水ポンプ室は設計上求められる静的地震力に対して十分な耐震性を有することを確認した。

参考資料 5 解析手法の選定について

1. はじめに

海水ポンプ室は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 4.3 解析手法選定の方針」に示す解析手法の選定フローにより、周辺の地盤状況及び地下水位の分布状況から液状化検討対象施設に分類され、「地表面が傾斜している等、液状化による側方流動の影響を受ける可能性がない。」及び「施設周辺が隣接構造物（原子炉建屋及び防潮堤）や改良地盤に囲まれており、周辺地盤の液状化等の影響を受けない。また、浮上りの影響を受ける可能性がない。」ことから、解析手法の選定フロー④に分類され、全応力解析により耐震評価を行っている。

しかし、図 1-1 に示すとおり、海水ポンプ室に隣接する防潮堤の東側（海側）は、地下水位が高く（O.P.+2.43m\*（朔望平均満潮位））、地表面が東側に傾斜しており、盛土・旧表土も分布している。また、海水ポンプ室と改良地盤の間には地下水位以深の盛土が分布していることから、液状化による海水ポンプ室への影響を確認する。

液状化による影響の確認は、防潮堤の耐震評価にて実施している有効応力解析による地盤のせん断ひずみ及び過剰間隙水圧比等に着目し、解析手法の選定の妥当性について確認する。

注記\*：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。

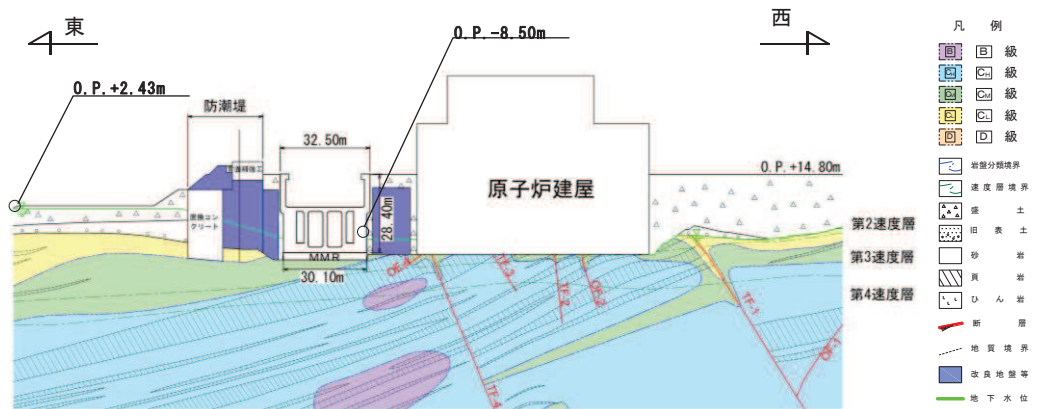


図 1-1 地質断面図（東西（補機ポンプエリア））

## 2. 液状化による影響の確認

海水ポンプ室に対する液状化の影響は、防潮堤の耐震評価の結果を基に、防潮堤東側（海側）の地盤のせん断ひずみや、海水ポンプ室と改良地盤間の盛土の過剰間隙水圧比等に着眼して確認を行う。

### 2.1 防潮堤東側の液状化影響確認

#### 2.1.1 確認方法

海水ポンプ室に隣接する防潮堤の東側（海側）は、地下水位が高く（O.P.+2.43m\*（朔望平均満潮位））、地表面が東側に傾斜しており、盛土・旧表土も分布していることから、海水ポンプ室に対する液状化の影響確認を全応力解析及び有効応力解析の比較により行う。

解析断面は、防潮堤の東西に旧表土が分布し、液状化による影響が大きいと考えられる防潮堤の耐震評価断面である図 2-1 に示す断面②とし、地震動は防潮堤の耐震評価が厳しくなる  $S_s - D2$  (—) とする。解析コードは防潮堤の耐震評価と同様、FLIP (Ver7.3.0\_2) とする。断面②の解析モデル図を図 2-2 に示す。

注記\*：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。

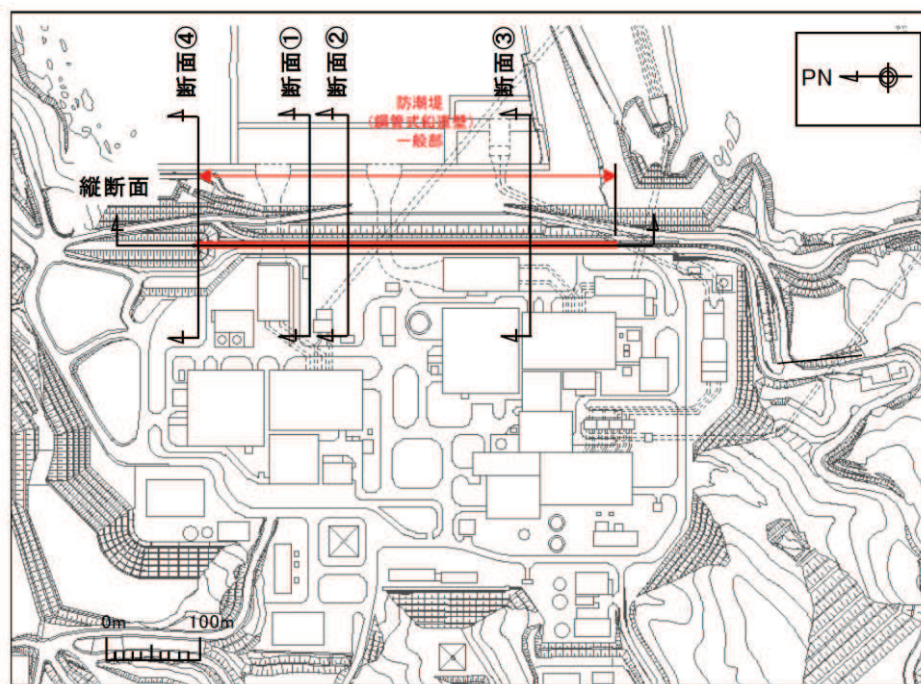


図 2-1 防潮堤の解析断面位置図（断面②）

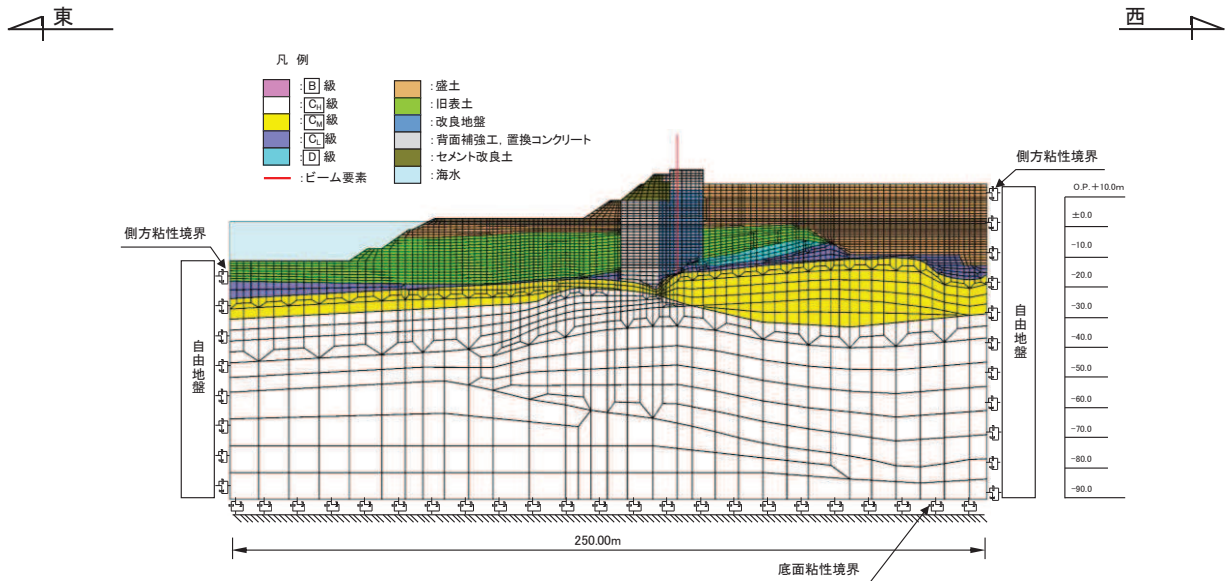


図 2-2 解析モデル図 (断面②)

### 2.1.2 影響確認結果

断面②における最大せん断ひずみ分布図を図 2-3 及び図 2-4 に、防潮堤の局所安全係数分布を図 2-5 及び図 2-6 に示す。

図 2-3 及び図 2-4 に示すとおり、防潮堤東側の盛土及び旧表土の最大せん断ひずみは、有効応力解析の方が大きく液状化の影響があると考えられるが、防潮堤西側（陸側）の最大せん断ひずみは、全応力解析及び有効応力解析ともに 2%以下である。

また、図 2-5 及び図 2-6 に示す防潮堤の局所安全係数分布から、全応力解析及び有効応力解析で引張破壊に至っている要素とすべり安全率は同等であり、防潮堤に発生するせん断応力は同程度と考えられることから、防潮堤の東側（海側）で発生する液状化の影響は海水ポンプ室には及ばず、海水ポンプ室への土圧の影響はないと考えられる。

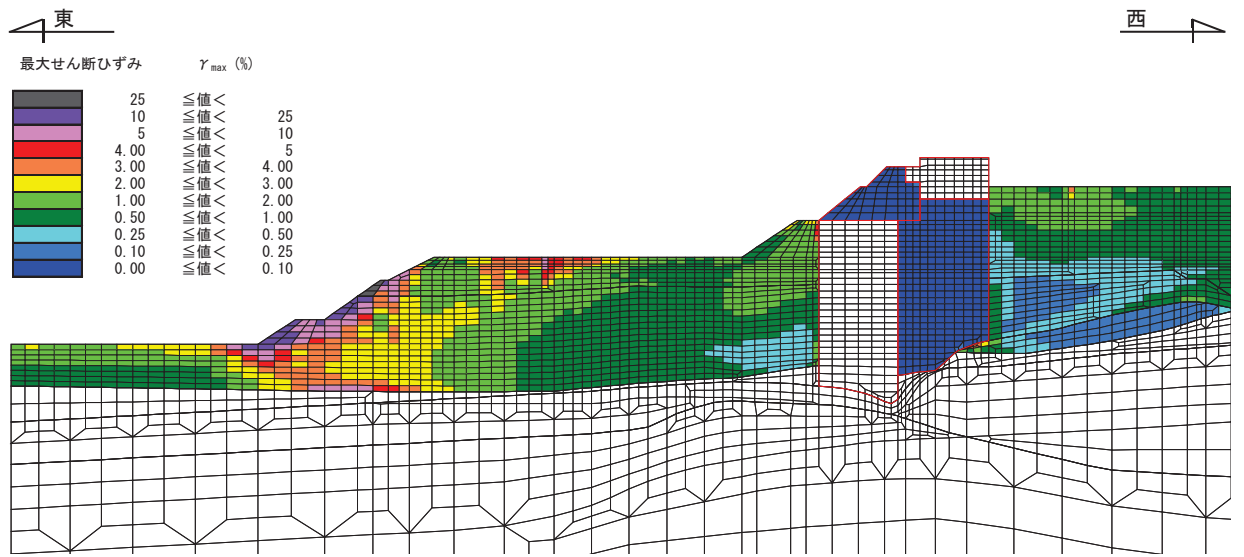


図 2-3 最大せん断ひずみ分布図 (S<sub>s</sub>-D2 (—)) : 全応力解析

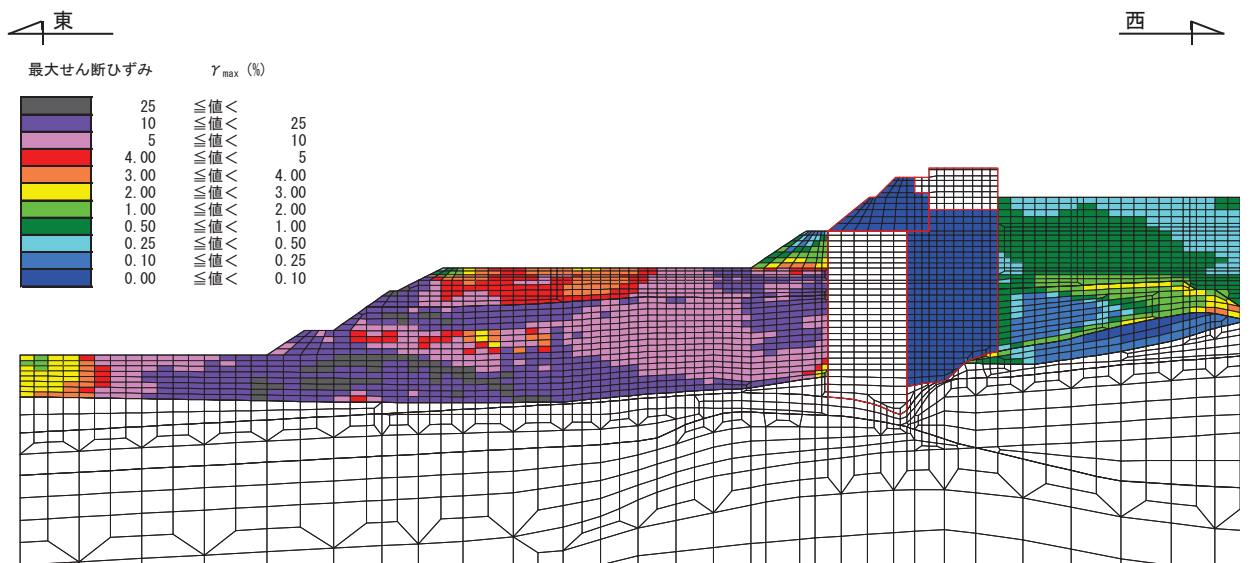


図 2-4 最大せん断ひずみ分布図 (S<sub>s</sub>-D2 (—)) : 有効応力解析

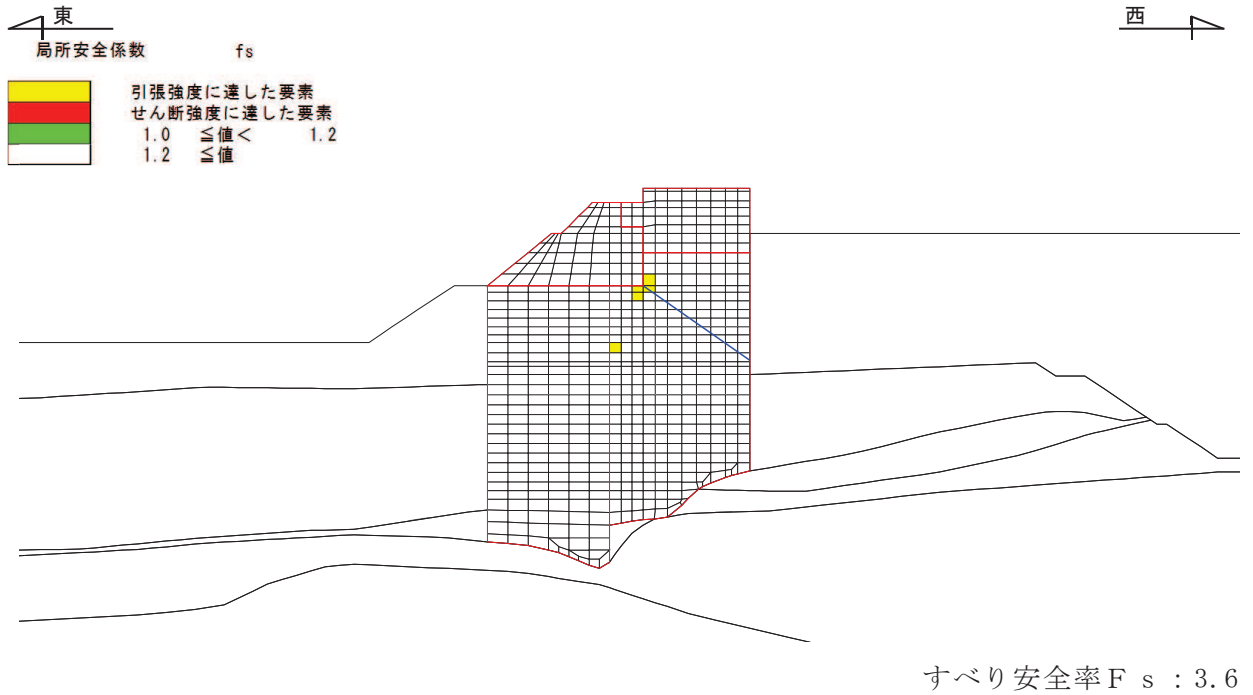


図 2-5 局所安全係数分布 (S<sub>s</sub>-D2 (—)) : 全応力解析

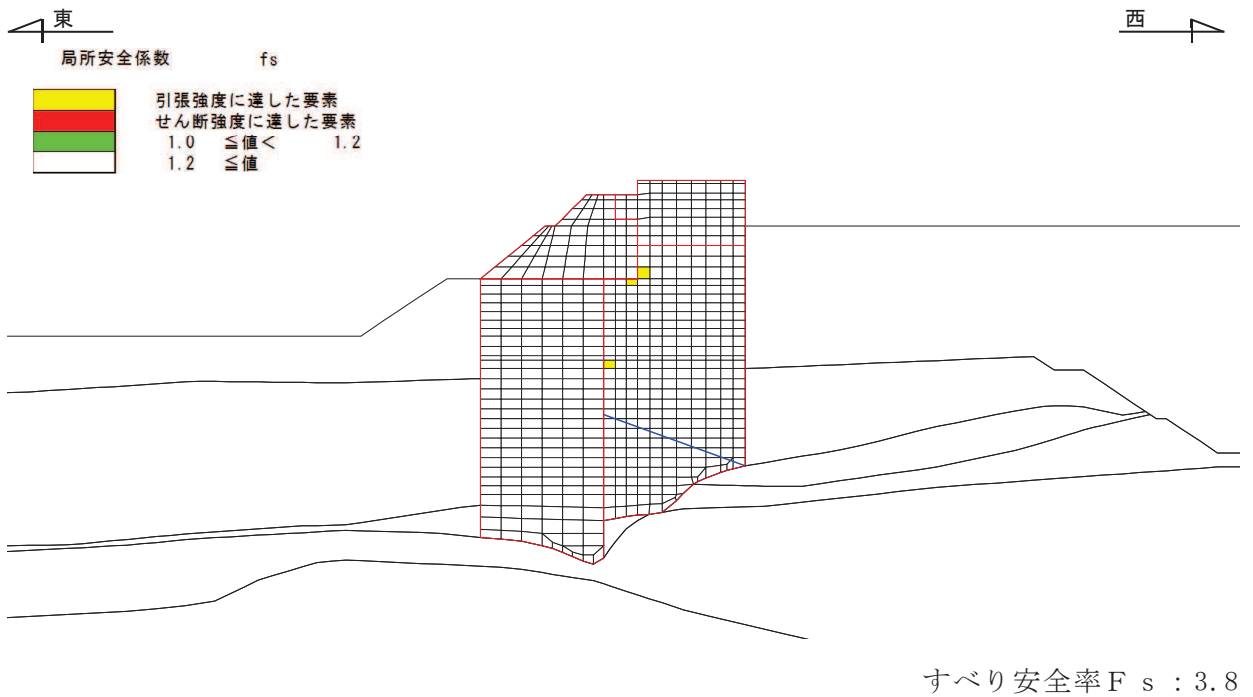


図 2-6 局所安全係数分布 (S<sub>s</sub>-D2 (—)) : 有効応力解析

## 2.2 海水ポンプ室と改良地盤間の盛土の液状化影響確認

海水ポンプ室と改良地盤の間に地下水位以深の盛土が分布していることから、盛土の液状化影響及び海水ポンプ室が浮上りの影響を受ける可能性がないことを確認するために、過剰間隙水圧比から液状化の発生の有無について確認を行う。

検討断面は海水ポンプ室の評価断面と同一である防潮堤の耐震評価断面（図 1-1 に示す東西（補機ポンプエリアの断面））とし、地震動は継続時間の長さ及び加速度の大きさが液状化に影響すると考えられることから、これらの影響が大きい  $S_s - D 1$  及び  $S_s - D 2$  とする。

最大過剰間隙水圧比分布を図 2-7 及び図 2-8 に示す。図 2-7 及び図 2-8 から、海水ポンプ室と改良地盤の間に分布する盛土の過剰間隙水圧比は 0.95 以下となっており、液状化の影響及び浮上りの可能性はないと考えられる。



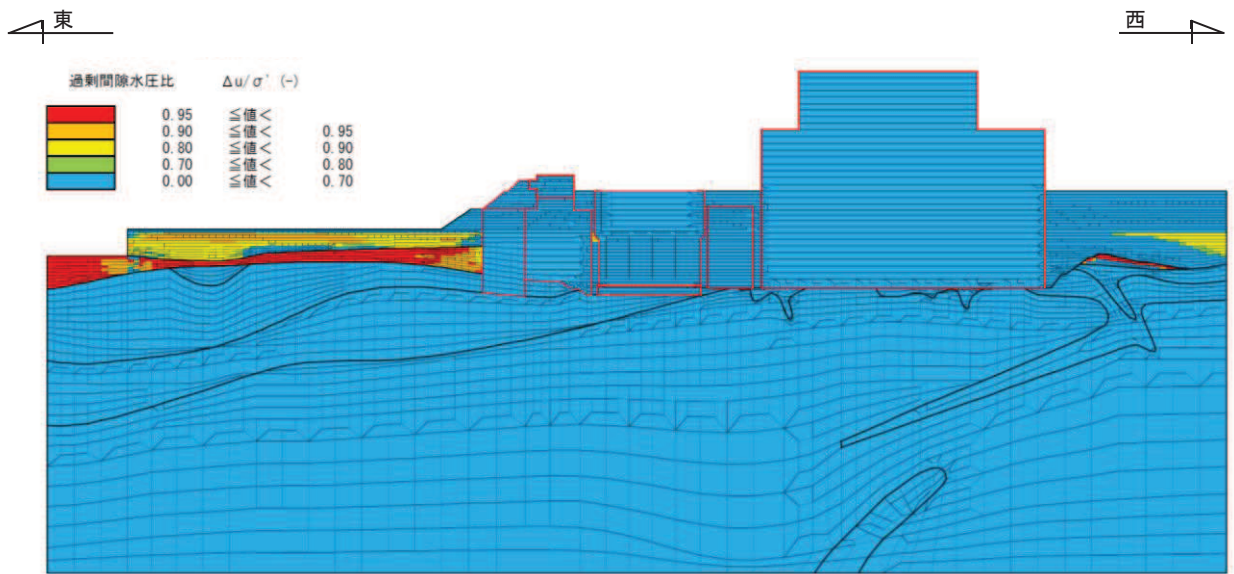


图 2-7 最大過剩間隙水圧比分布 (S s - D 1 (++))

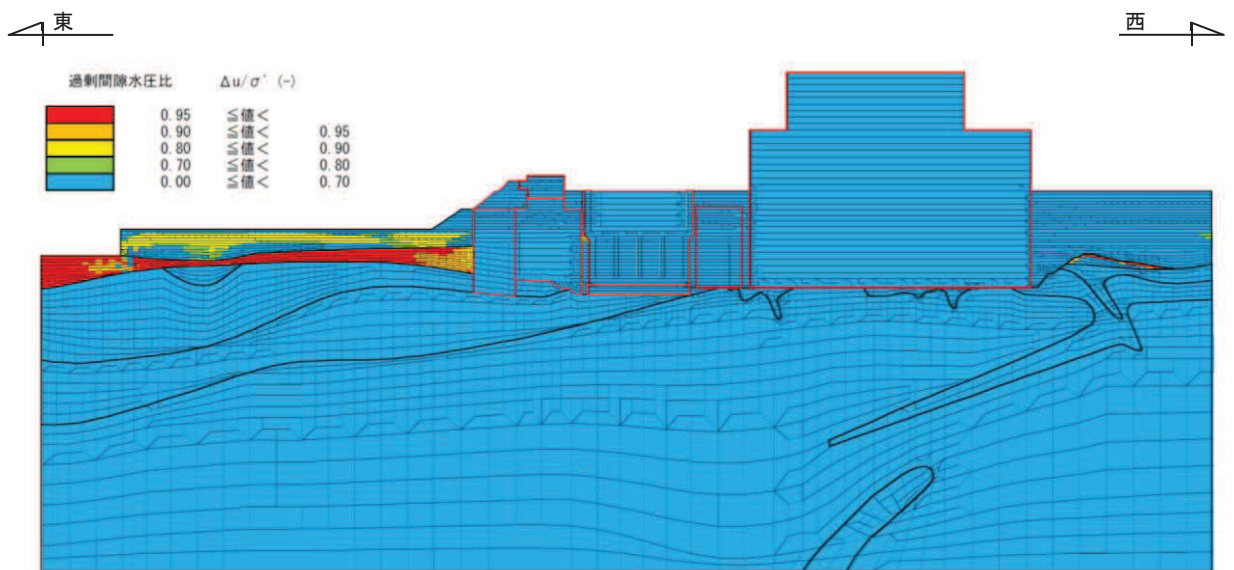


图 2-8 最大過剩間隙水圧比分布 (S s - D 2 (++))

### 3. まとめ

防潮堤東側（海側）の盛土・旧表土，及び海水ポンプ室と改良地盤の間の盛土の液状化の影響について，地盤のせん断ひずみや過剰間隙水圧比等に着目して検討を行った。

全応力解析と有効応力解析の比較により防潮堤東側（海側）の液状化の影響は，海水ポンプ室には及ばないこと，また，海水ポンプ室と改良地盤の間の過剰間隙水圧比は0.95以下であり液状化の影響及び浮上りの可能性はないことを確認した。

以上より，全応力解析を選定することの妥当性を確認した。

## 参考資料 6 照査時刻の選定の妥当性について


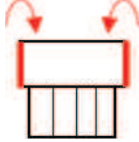
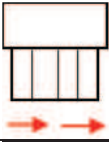

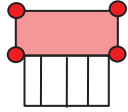
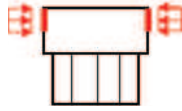
### 1. はじめに

三次元構造解析を行う箱型構造物は、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選定しており、海水ポンプ室については表 1-1 に示す照査時刻を選定している。海水ポンプ室の二次元地震応答解析断面はスクリーンエリア、補機ポンプエリア及び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 波あたり 27 時刻の照査を三次元構造解析により実施している。なお、表 1-1 に示すとおり、右向き・左向きに、荷重の載荷方向に着目して時刻を選定している。

本検討では、表 1-1 に示す照査時刻（27 時刻）における地震時荷重の包絡（照査時刻包絡）と全時刻における地震時荷重の包絡（全時刻包絡）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことがなく時刻選定が妥当であることを検証する。

検証の結果、海水ポンプ室の耐震評価において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、中床版に軸力として作用する荷重や水路部下方に作用する荷重等であり、海水ポンプ室への耐震評価に影響を与えない荷重であることを確認した。以上から、現設計で実施している照査時刻が妥当であることを確認した。

表 1-1 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、  
合計 27 時刻の照査を行う。

## 2. 確認手順

海水ポンプ室の照査時刻は、表 1-1 に示すとおり、1 断面当たり 9 時刻選定している。そのため、3 断面を有する海水ポンプ室では、地震動 1 波当たり合計 27 時刻の照査時刻を選定し、図 2-1 及び図 2-2 に示す耐震評価フローに従い、621 ケースの三次元構造解析による耐震評価を行っている。

海水ポンプ室の耐震評価における照査時刻の妥当性の検証は、図 2-3 に示す確認フローに基づき行うこととし、選定した 27 時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

確認方法は、海水ポンプ室の耐震評価で選定した照査時刻包絡荷重（27 時刻の地震時荷重の包絡荷重）と全時刻包絡荷重の深度分布を比較し、照査時刻包絡と全時刻包絡の大小関係を確認する。照査時刻包絡が全時刻包絡を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態が海水ポンプ室の耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。なお、海水ポンプ室が地中構造物であり、主たる荷重が土圧であることを踏まえ、地震時荷重は土圧に着目する。

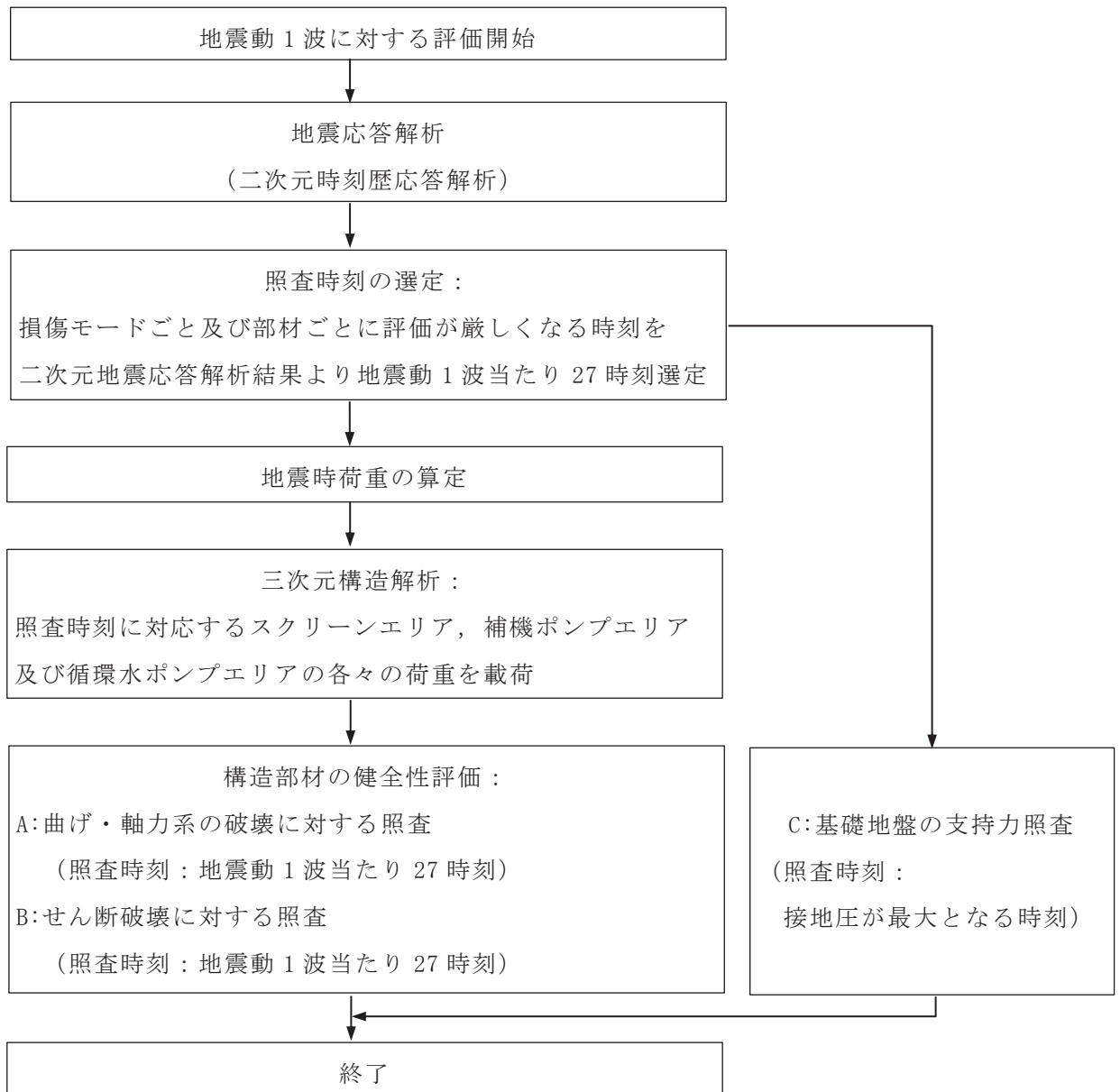


図 2-1 耐震評価フロー（基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー））

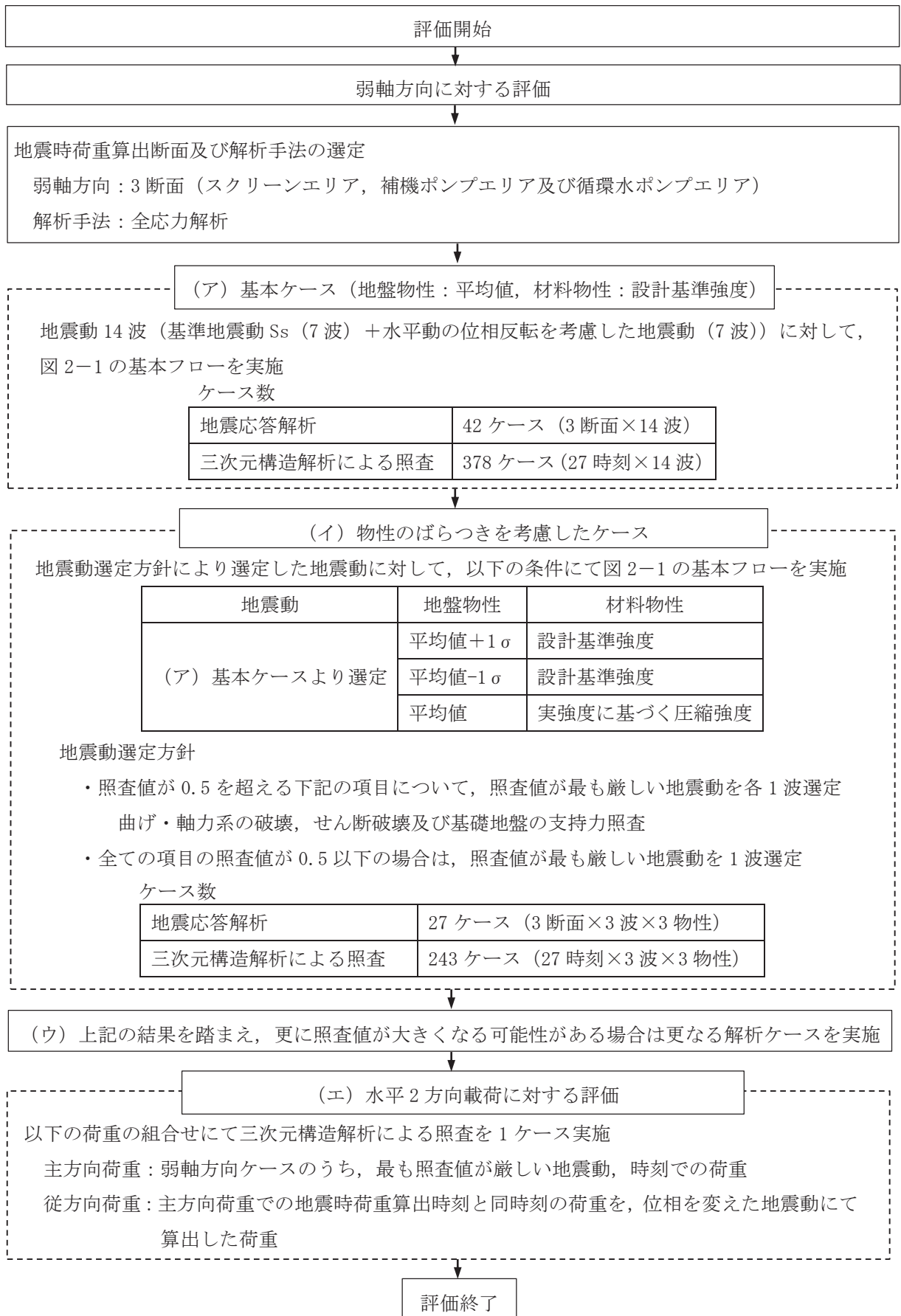
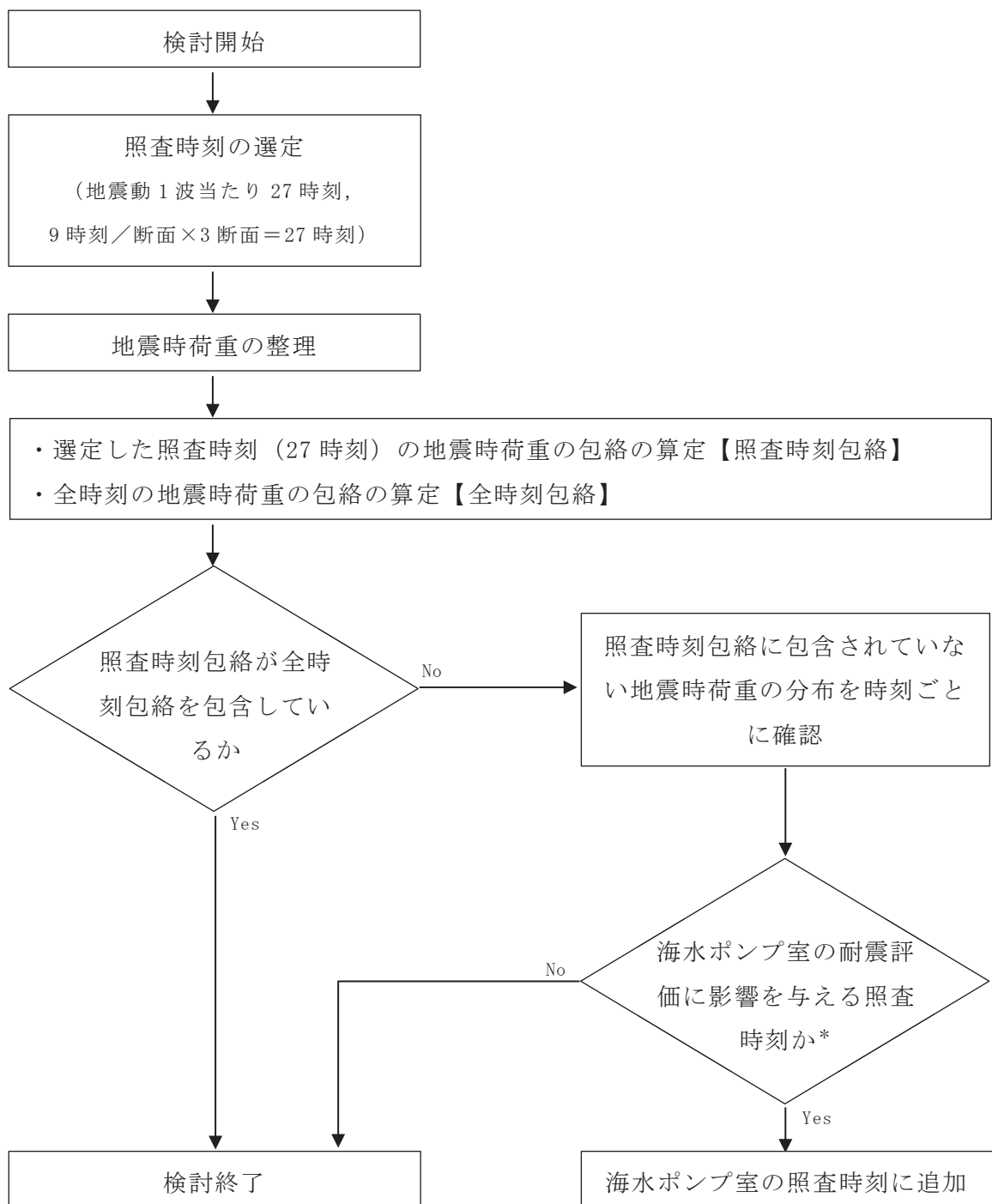


図 2-2 耐震評価フロー（海水ポンプ室の三次元構造解析フロー）





注記\*：深度方向の地震時荷重の分布の確認や三次元構造解析を行い確認する。

図 2-3 確認フロー

### 3. 確認結果

#### 3.1 地震時荷重の整理

海水ポンプ室の耐震評価において選定した，地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較を行う。地震時荷重は，地震時土圧とし確認用の地震動は，「資料 9 6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり，曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において，照査値が厳しい  $S_s - N1$  (++) とする。

スクリーンエリア，補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの各断面の地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果を図 3-1～図 3-3 に示す。図 3-2 の補機ポンプエリア東側の側壁及び図 3-3 の循環水ポンプエリアの両側壁に作用する地震時荷重については，照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致していることが確認できるが，その他のエリアについては，一部の範囲において，照査時刻包絡が全時刻包絡を包含できておらず，その差が大きい箇所（図 3-1 の①，②，③及び図 3-2 の①）があることから，当該箇所の時刻を抽出し，海水ポンプ室の耐震評価への影響を確認する。

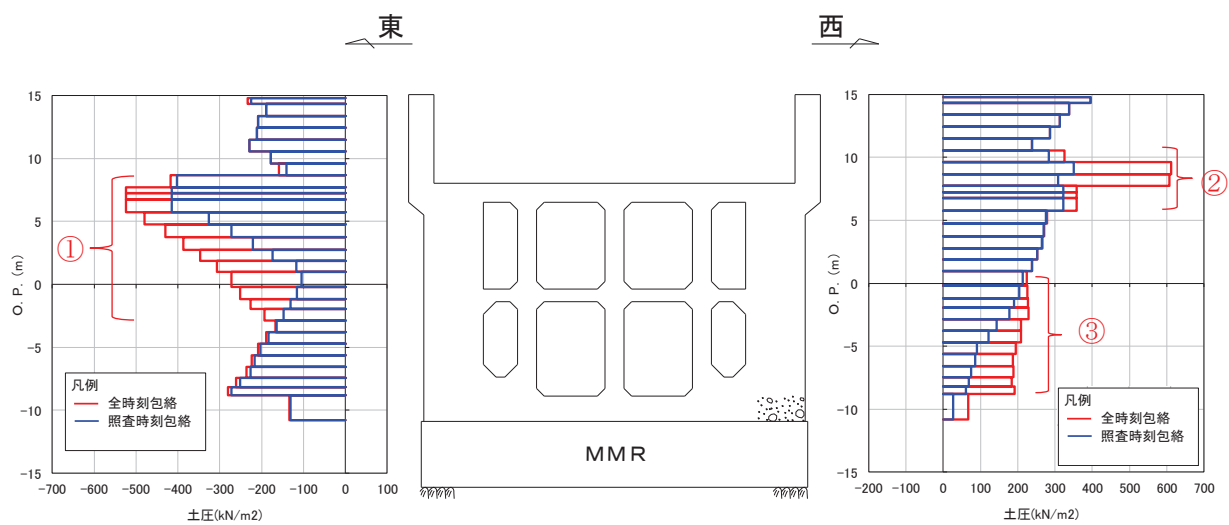


図 3-1 地震時荷重の比較 (スクリーンエリア)

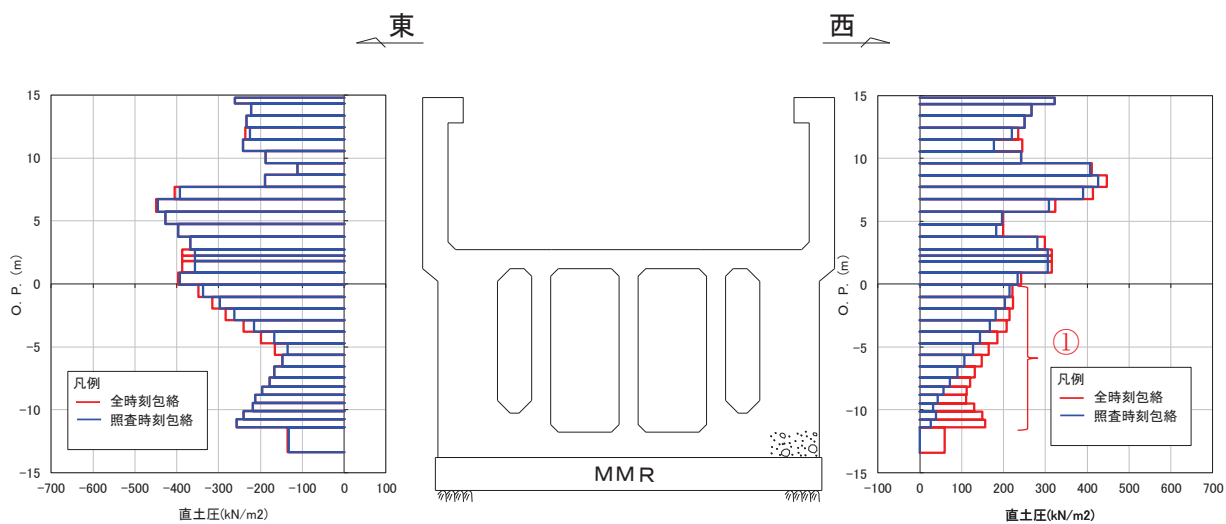


図 3-2 地震時荷重の比較 (補機ポンプエリア)

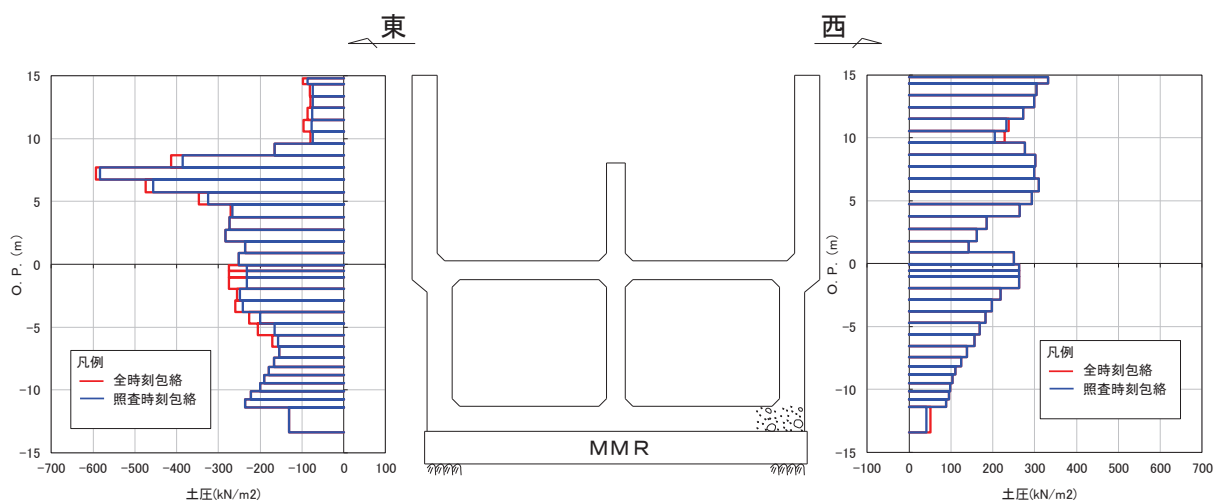


図 3-3 地震時荷重の比較 (循環水ポンプエリア)

### 3.2 海水ポンプ室の耐震評価への影響確認

各エリアにおける、照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、海水ポンプ室の耐震評価への影響を確認する。

図3-1～図3-3に示す地震時荷重の比較結果から、全時刻包絡との差が大きい箇所は以下のとおりとなる。

- (1) スクリーンエリア
  - ① 東側：0.P.+8.0m～0.P.-2.0m 付近
  - ② 西側：0.P.+10.0m～0.P.+6.0m 付近
  - ③ 西側：0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近
- (2) 補機ポンプエリア
  - ① 西側：0.P.+0.0m～0.P.-12.0m 付近
- (3) 循環水ポンプエリア

循環水ポンプエリアの両側壁に作用する地震時荷重については、照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致している。

#### 3.2.1 スクリーンエリアの影響確認

- (1) 「① 東側：0.P.+8.0m～0.P.-2.0m 付近」における耐震評価への影響

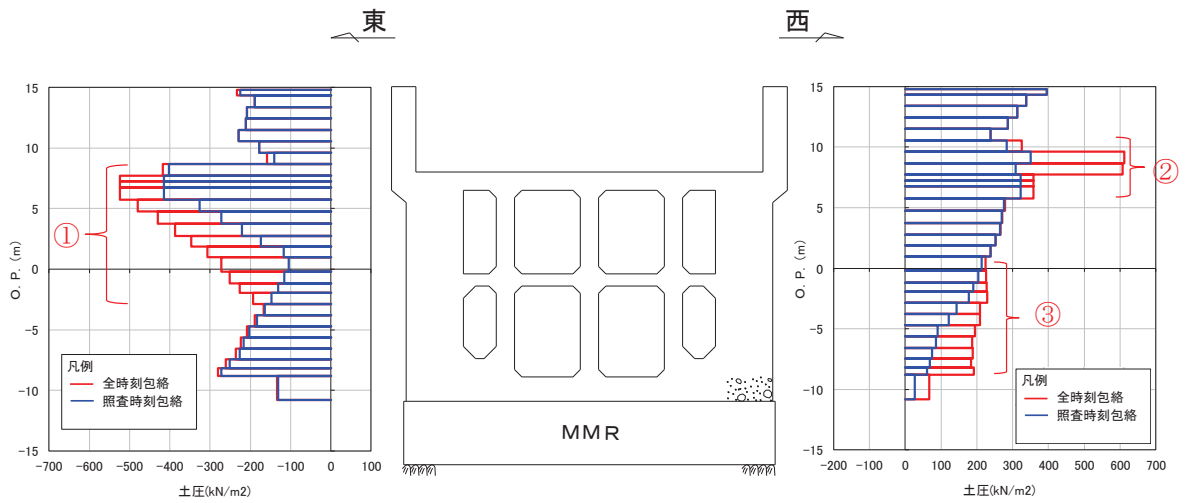
当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.56秒、7.57秒、7.59秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図3-4に示す。

東側の0.P.+8.0m～0.P.+6.0m 付近は7.56秒及び7.57秒が、0.P.+6.0m～0.P.+2.0m 付近は7.57秒が、0.P.+2.0m～0.P.-2.0m 付近は7.59秒が、おおむね全時刻包絡を包含していることがわかる。

0.P.+8.0m～0.P.+6.0m 付近において地震時荷重が最大（7.56秒、7.57秒）となるが、当該箇所には中床版があり、中床版に作用する荷重が大きい場合は、中床版への軸力として作用し、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、層間変位最大となる時刻（表1-1の時刻1及び時刻7）を選定していることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。同様に、0.P.+0.0m～0.P.-2.0m 付近で地震時荷重が最大（7.59秒）となるが、当該箇所においても中床版があり、作用荷重は中床版への軸力として作用することから耐震評価への影響はない。

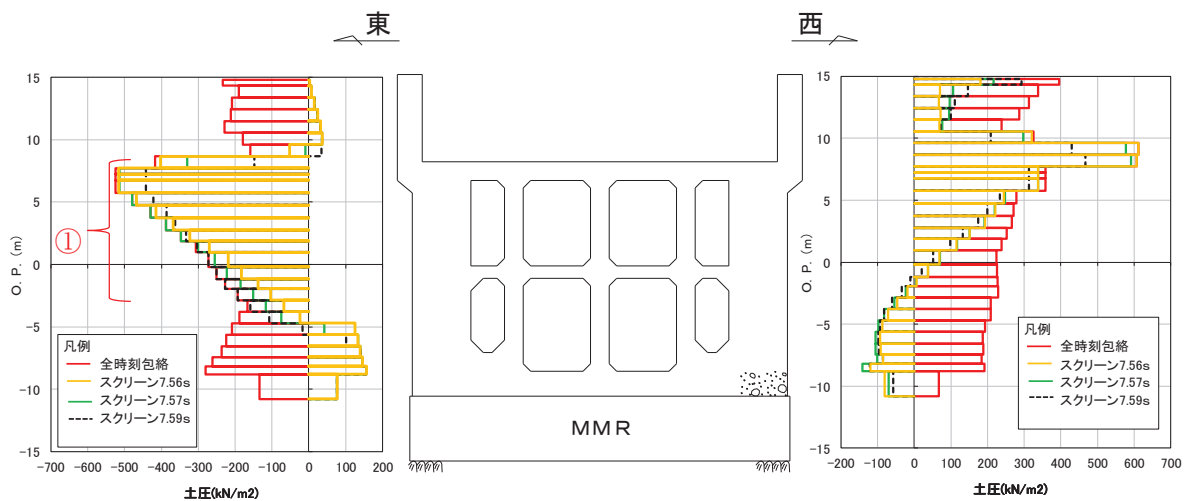
次に、0.P.+6.0m～0.P.+0.0m 付近で地震時荷重が最大（7.57秒）となる荷重については、中床版間の側壁の支間中央部で局所的な変形が懸念される荷重分布であることから、三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。表3-1及び表3-2に示す照査結果のとおり、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して十分に裕度があり、厳しい照査時刻ではないことが確認できることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 「東側：O.P.+8.0m～O.P.-2.0m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.56 秒，7.57 秒，7.59 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.56 秒，7.57 秒，7.59 秒）の地震時荷重の比較（図の①着目）



- ・ O.P.+8.0m～O.P.+6.0m 付近において、抽出時刻（7.56 秒，7.57 秒）の地震時荷重（黄，緑）が全時刻包絡（赤）を包含している。同様に O.P.+0.0m～O.P.-2.0m 付近で抽出時刻（7.59 秒）の地震時荷重（黒）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ これらの荷重は中床版に軸力として作用する荷重であり，構造物全体の層間変位に影響を与えるが，別途，層間変位最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1 及び時刻 7）を選定していることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。
- ・ O.P.+6.0m～O.P.+0.0m 付近で，抽出時刻（7.57 秒）の地震時荷重（緑）が全時刻包絡（赤）を包含しており，中床版間の側壁の支間中央部で局所的な変形が懸念される荷重分布であることから，三次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。
- ・ 表 3-1 及び表 3-2 の照査結果より，曲げ軸力系及びせん断破壊に対して十分に裕度があることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-4 荷重比較図（図 3-1 の①に着目）

表 3-1 三次元構造解析結果（曲げ・軸力系の破壊，7.57 秒着目）

評価部材	照査用ひずみ <sup>*1, 2</sup>		
	コンクリートの 圧縮ひずみ (許容限界：2000 $\mu$ )	主筋ひずみ (許容限界：1725 $\mu$ )	面内せん断 ひずみ (許容限界：2000 $\mu$ )
底版	407 $\mu$ (687 $\mu$ )	993 $\mu$ (1318 $\mu$ <sup>*3</sup> )	—
中床版	474 $\mu$ (639 $\mu$ )	453 (1200 $\mu$ )	—
側壁	747 $\mu$ (826 $\mu$ )	1120 $\mu$ (1490 $\mu$ )	—
隔壁	1450 $\mu$ (1695 $\mu$ )	545 $\mu$ (1359 $\mu$ )	229 $\mu$ (505 $\mu$ )
導流壁	154 $\mu$ (230 $\mu$ )	35 $\mu$ (191 $\mu$ )	—
妻壁	122 $\mu$ (191 $\mu$ )	44 $\mu$ (83 $\mu$ )	59 $\mu$ (367 $\mu$ )

注記\*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

\*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

\*3：要素平均化後の値を示す。

表 3-2 三次元構造解析結果（せん断破壊，7.57 秒着目）

評価部材	照査値
底版	0.62 (0.88)
中床版	0.60 (0.90)
側壁	0.71 (0.85)
隔壁	0.57 (0.88)
導流壁	0.63 (0.89)
妻壁	0.65 (0.88)

注記\*1：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

\*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

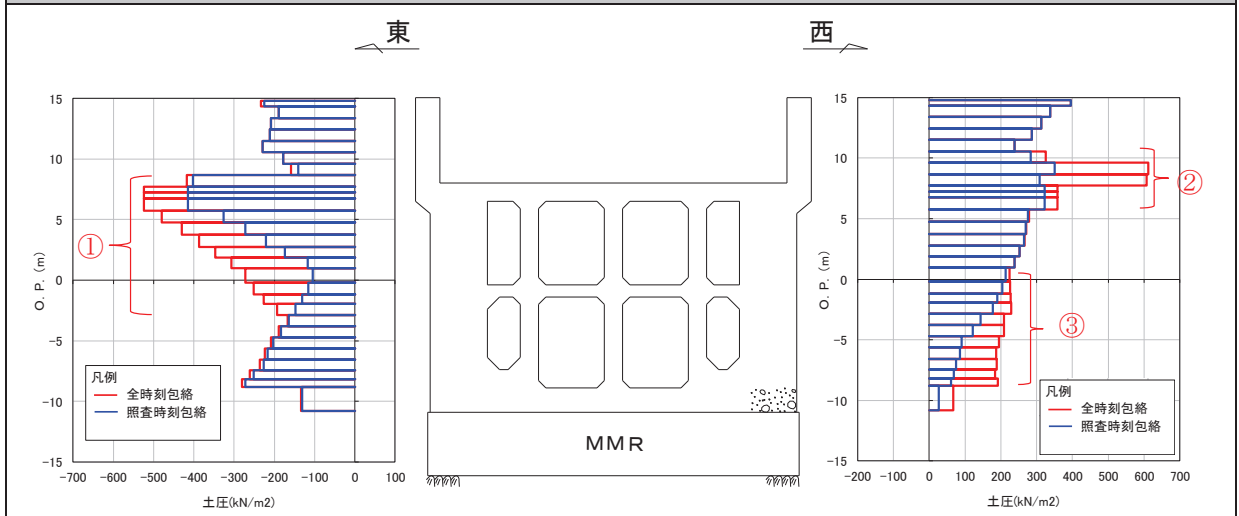
(2) 「② 西側：O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 付近」における耐震評価への影響

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.56 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-5 に示す。

西側の O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 付近の中床版の位置で、7.56 秒がおおむね全時刻包絡を包含しているが、O.P.+6.0m 以深については全時刻包絡よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。当該荷重は、中床版に作用する荷重であり中床版に作用する荷重が大きい場合は、中床版への軸力として作用し、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、層間変位最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1 及び時刻 7）を選定していることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

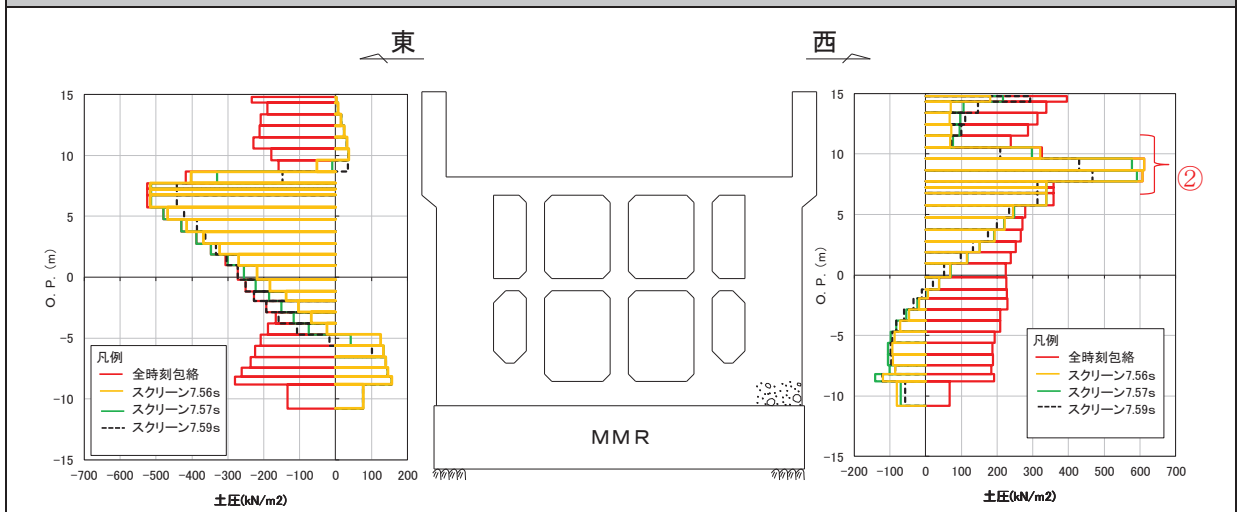


全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 「西側：O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 付近（図の②部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.56 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.56 秒）の地震時荷重の比較（図の②着目）



- ・ O.P.+10.0m～O.P.+6.0m 付近において、抽出時刻（7.56 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ O.P.+6.0m 以深については、抽出時刻（7.56 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）よりも小さいことが確認できる。
- ・ これらの荷重は中床版に軸力として作用する荷重であり、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、層間変位最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1 及び時刻 7）を選定していることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-5 荷重比較図（図 3-1 の②に着目）

(3) 「③ 西側：0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近」における耐震評価への影響

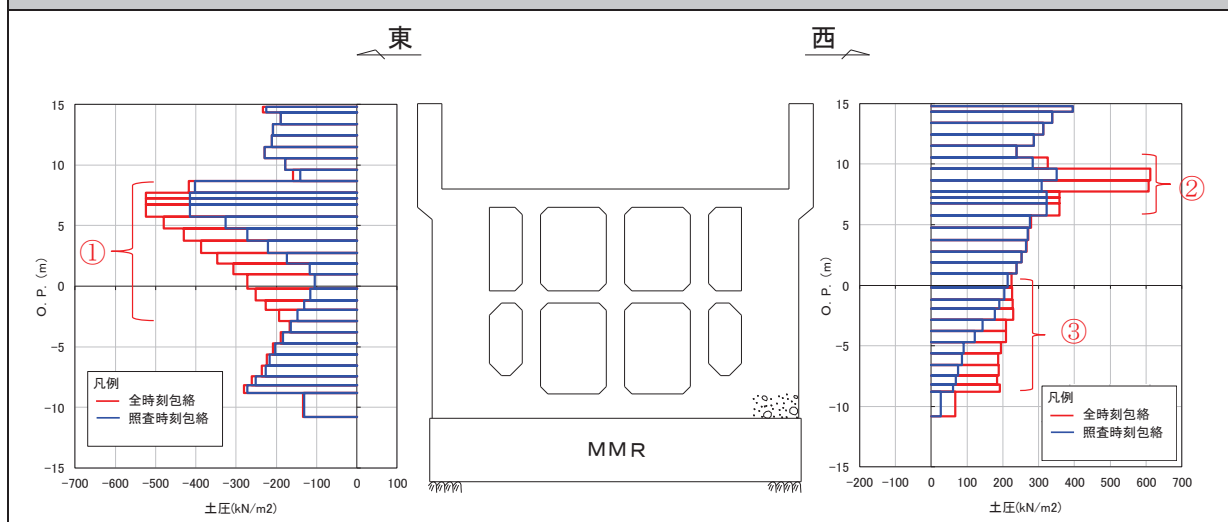
当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.73 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-6 に示す。

西側の 0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近で、7.73 秒がおおむね全時刻包絡を包含していることがわかる。当該時刻においては、東側の荷重も同じ方向に作用しており、構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから、三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。

表 3-3 及び表 3-4 に示す照査結果のとおり、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して十分に裕度があり、厳しい照査時刻ではないことが確認できることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

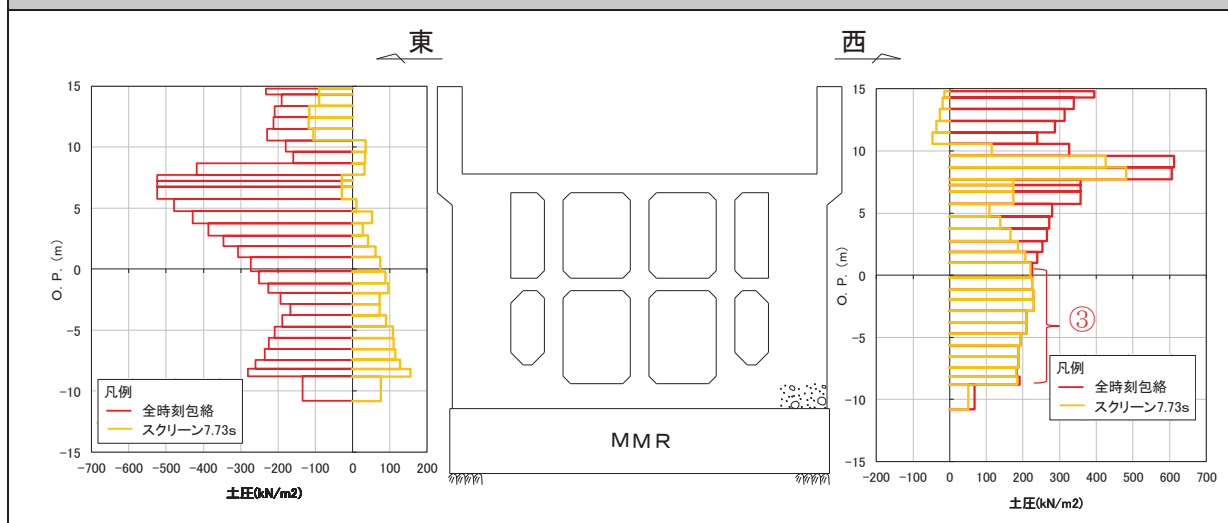
なお、「3.2.2 補機ポンプエリアの影響確認」にて別途示すが、補機ポンプエリアにおいては 7.72 秒を影響検討時刻として選定しており、時刻が 0.1 秒以内の差異であるため、補機ポンプエリアの時刻を 7.72 秒として三次元構造解析を実施している。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



- ・ 「西側：O.P.+0.0m～O.P.-9.0m 付近（図の③部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.73 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.73 秒）の地震時荷重の比較（図の③着目）



- ・ O.P.+0.0m～O.P.-9.0m 付近において、抽出時刻（7.73 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ 東側の荷重も同じ方向に作用しており、構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから、三次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。
- ・ 表 3-3 及び表 3-4 の照査結果より、曲げ軸力系及びせん断破壊に対して十分に裕度があることから、当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-6 荷重比較図（図 3-1 の③に着目）

表 3-3 三次元構造解析結果

(曲げ・軸力系の破壊，スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

評価部材	照査用ひずみ <sup>*1, 2</sup>		
	コンクリートの 圧縮ひずみ (許容限界：2000 $\mu$ )	主筋ひずみ (許容限界：1725 $\mu$ )	面内せん断 ひずみ (許容限界：2000 $\mu$ )
底版	142 $\mu$ (687 $\mu$ )	41 $\mu$ (1318 $\mu$ <sup>*3</sup> )	—
中床版	129 $\mu$ (639 $\mu$ )	76 $\mu$ (1200 $\mu$ )	—
側壁	174 $\mu$ (826 $\mu$ )	47 $\mu$ (1490 $\mu$ )	—
隔壁	227 $\mu$ (1695 $\mu$ )	281 $\mu$ (1359 $\mu$ )	84 $\mu$ (505 $\mu$ )
導流壁	60 $\mu$ (230 $\mu$ )	48 $\mu$ (191 $\mu$ )	—
妻壁	119 $\mu$ (191 $\mu$ )	39 $\mu$ (83 $\mu$ )	8 $\mu$ (367 $\mu$ )

注記\*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

\*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

\*3：要素平均化後の値を示す。

表 3-4 三次元構造解析結果

(せん断破壊，スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

評価部材	照査値
底版	0.45 (0.88)
中床版	0.32 (0.90)
側壁	0.33 (0.85)
隔壁	0.45 (0.88)
導流壁	0.27 (0.89)
妻壁	0.39 (0.88)

注記\*1：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

\*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

### 3.2.2 補機ポンプエリアの影響確認

#### (1) 「① 西側：0.P.+0.0m～0.P.-12.0m 付近」における耐震評価への影響

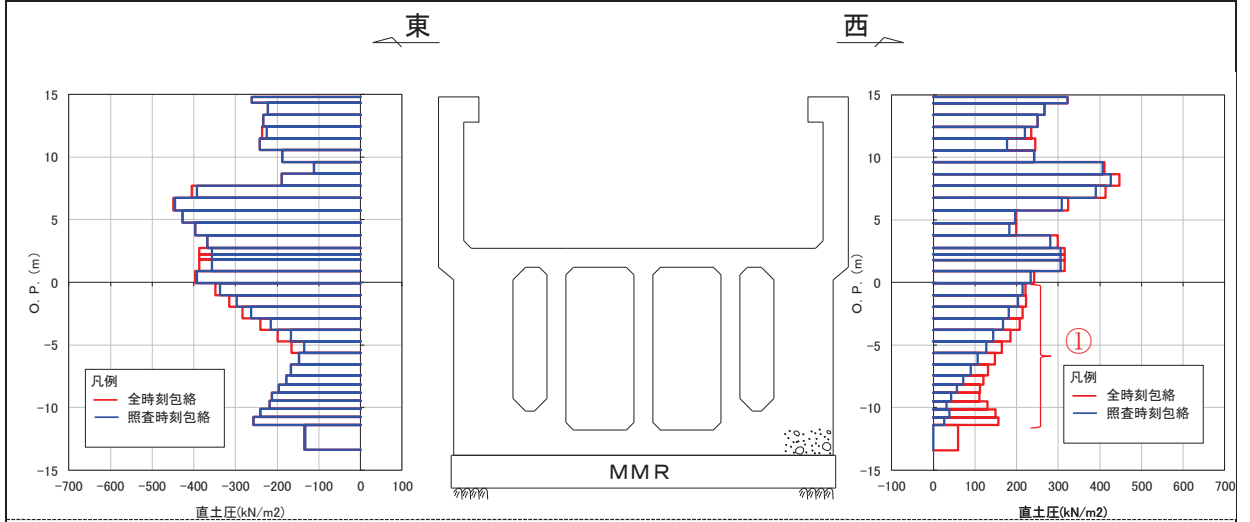
当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.72 秒，7.75 秒）し，抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-7 に示す。

西側の 0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近は 7.72 秒が，0.P.-9.0m～0.P.-12.0m 付近は 7.75 秒が，おおむね全時刻包絡を包含していることがわかる。

7.72 秒と 7.75 秒を比較すると，7.75 秒は底版付近でのみ荷重が大きくなっており，底版への軸圧縮力として作用するため，海水ポンプ室への耐震評価に与える影響は小さい。一方，7.72 秒では 0.P.+0.0m 以下の側壁全体で荷重が大きくなっており，構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから，三次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。

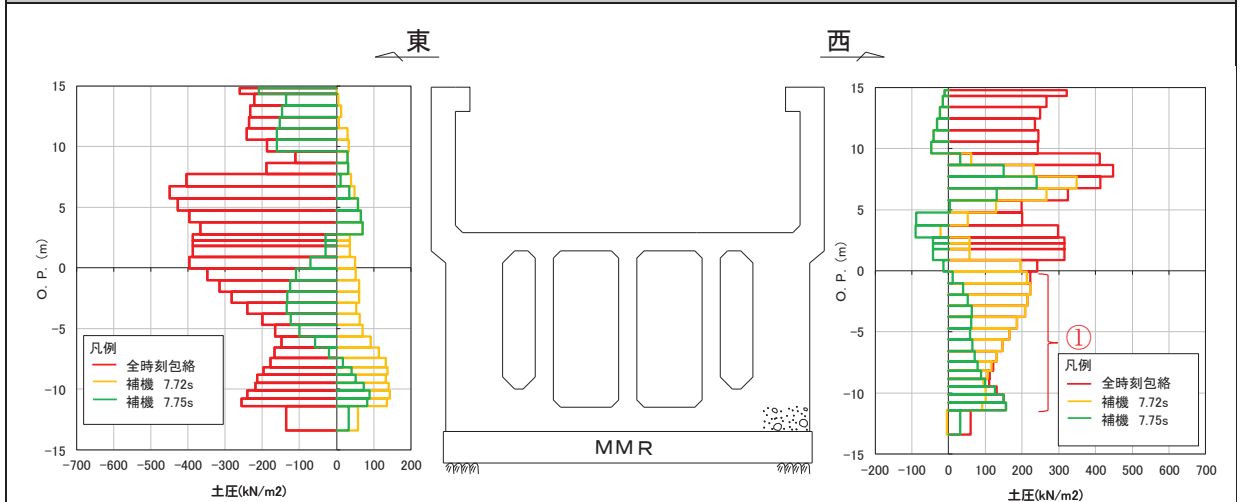
なお，当該時刻においては，「3.2.1 (3) 「③ 西側：0.P.+0.0m～0.P.-9.0m 付近」における耐震評価への影響」に記載のとおり，スクリーンエリアと補機ポンプエリアの影響検討時刻が 0.1 秒以内の差異であるため，スクリーンエリアの時刻を 7.73 秒，補機ポンプエリアの時刻を 7.72 秒として三次元構造解析を実施しており，表 3-5 及び表 3-6 に示すとおり，曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して十分に裕度があり，厳しい照査時刻ではないことが確認できることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-2 の再掲）



- ・ 「西側：O.P.+0.0m～O.P.-12.0m 付近（図の①部分）」において、全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置で地震時荷重が最大となる時刻を抽出（7.72 秒，7.75 秒）。

全時刻包絡と抽出時刻（7.72 秒，7.75 秒）の地震時荷重の比較（図の①着目）



- ・ O.P.+0.0m～O.P.-9.0m 付近において抽出時刻（7.72 秒）の地震時荷重（黄）が全時刻包絡（赤）を，O.P.-9.0m～O.P.-12.0m 付近は抽出時刻（7.75 秒）の地震時荷重（緑）が全時刻包絡（赤）を包含している。
- ・ 抽出時刻（7.75 秒）の地震時荷重（緑）は底版付近でのみ荷重が大きくなっていることから，底版への軸圧縮力として作用するため，海水ポンプ室への耐震評価に与える影響は小さい。
- ・ 抽出時刻（7.72 秒）の地震時荷重（黄）は O.P.+0.0m 以下の側壁全体で荷重が大きくなっており，構造物を西側から東側に変形させる土圧が作用することから，三次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。
- ・ 表 3-5 及び表 3-6 の照査結果より，曲げ軸力系及びせん断破壊に対して十分に裕度があることから，当該荷重による海水ポンプ室への耐震評価に影響はない。

図 3-7 荷重比較図（図 3-2 の①に着目）

表 3-5 三次元構造解析結果

(曲げ・軸力系の破壊，スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

(表 3-3 の再掲)

評価部材	照査用ひずみ <sup>*1, 2</sup>		
	コンクリートの 圧縮ひずみ (許容限界：2000 $\mu$ )	主筋ひずみ (許容限界：1725 $\mu$ )	面内せん断 ひずみ (許容限界：2000 $\mu$ )
底版	142 $\mu$ (687 $\mu$ )	41 $\mu$ (1318 $\mu$ <sup>*3</sup> )	—
中床版	129 $\mu$ (639 $\mu$ )	76 $\mu$ (1200 $\mu$ )	—
側壁	174 $\mu$ (826 $\mu$ )	47 $\mu$ (1490 $\mu$ )	—
隔壁	227 $\mu$ (1695 $\mu$ )	281 $\mu$ (1359 $\mu$ )	84 $\mu$ (505 $\mu$ )
導流壁	60 $\mu$ (230 $\mu$ )	48 $\mu$ (191 $\mu$ )	—
妻壁	119 $\mu$ (191 $\mu$ )	39 $\mu$ (83 $\mu$ )	8 $\mu$ (367 $\mu$ )

注記\*1：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

\*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。

\*3：要素平均化後の値を示す。

表 3-6 三次元構造解析結果

(せん断破壊，スクリーンエリア 7.73 秒・補機ポンプエリア 7.72 秒着目)

(表 3-4 の再掲)

評価部材	照査値
底版	0.45 (0.88)
中床版	0.32 (0.90)
側壁	0.33 (0.85)
隔壁	0.45 (0.88)
導流壁	0.27 (0.89)
妻壁	0.39 (0.88)

注記\*1：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

\*2：括弧内の数値は，工認照査時刻の照査結果を示す。



### 3.2.3 循環水ポンプエリアの影響確認

循環水ポンプエリアは、「3.1 地震時荷重の整理」の図 3-3 に示す地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果から、循環水ポンプエリアの両側壁に作用する地震時荷重について、照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致していることが確認できる。

よって、海水ポンプ室の耐震性に影響を及ぼす時刻を網羅できている。

#### 4. まとめ

海水ポンプ室の三次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、海水ポンプ室の耐震評価で選定した 27 時刻の地震時荷重の包絡と全時刻の地震時荷重の包絡との比較を行った。全時刻の包絡と照査時刻での地震時荷重の差が大きい箇所において、当該位置の地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、土圧分布形状の確認や追加の三次元構造解析により耐震評価への影響を確認した。

照査時刻の荷重より大きい荷重は、以下のとおり分類できる。

- ・ 中床版部位で大きく作用している荷重
- ・ 水路の底版付近に大きく作用している荷重
- ・ 水路部下方に作用する荷重

いずれも海水ポンプ室の耐震性に影響を及ぼす荷重ではないことを確認し、現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

## 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

### 1. はじめに

水路部の側壁及び底版の増厚（以下、「耐震補強」という。）により水路内の流況が変化し、ポンプの性能低下の要因となる渦（空気吸込渦及び水中渦）が発生する虞がある。

本資料では、通常運転時における安全機能への影響確認を目的に、非常用海水ポンプを対象に実施した水理模型試験結果を示す。水理模型試験は、ポンプ吸込水槽の模型試験方法（TSJ S 002）（ターボ機械協会，2019）（以下、「TSJ 基準」という。）を参考に、渦の発生有無及び非常用海水ポンプ周辺のフローパターン（流動状態）を確認した。また、同様に常用海水ポンプに対して通常運転時の取水への影響確認を実施した。なお、津波時は、海水ポンプ室内の流速に与える影響が大きい（定格流量が大きい）循環水ポンプを停止するため、渦の発生有無の確認にあたっては、通常運転時の状態が保守的である。

本資料では、代表例として、通常運転時の安全機能への影響確認として実施した、非常用海水ポンプの実験内容について示す。

検討フローを図 1-1 に示す。

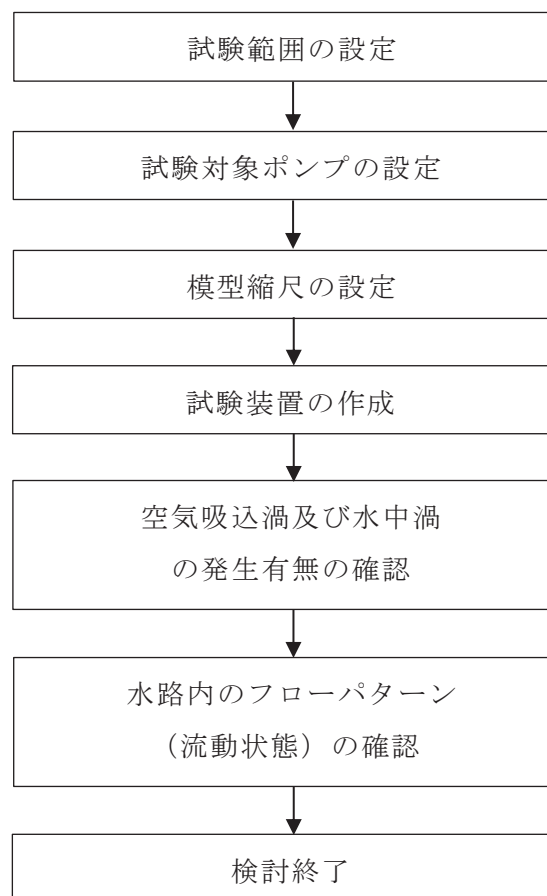


図 1-1 検討フロー

## 2. 試験範囲

非常用取水設備概要を図 2-1 に示す。水路は A 系, B 系の 2 系統で構成され, 海水ポンプ室上流側の漸拡部で分流し, 海水ポンプ室に設置している循環水ポンプ設置エリアで合流する。取水路は, 取水口から約 90m の地点で 90° の曲がり角を有しており, 曲がり部を流下する海水には遠心力が作用し, 漸拡部で分流する。分流した海水が循環水ポンプ設置エリアで合流する際, 各水路の流量 (流速) に差があると渦の発生要因の 1 つである旋回流が生じることから, 流量 (流速) を均等にするため, 取水路漸拡部の隔壁位置を調整している (図 2-1)。

上記設備構造を踏まえ, 試験範囲は遠心力が作用する取水路曲がり部始点から海水ポンプ室の循環水ポンプ設置エリアとし, 試験対象水路については, 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を設置している B 系水路とした。試験範囲及び海水ポンプの配置図を図 2-2 に, 対象水路に設置している海水ポンプの区分, 定格流量及び台数を表 2-1 に示す。

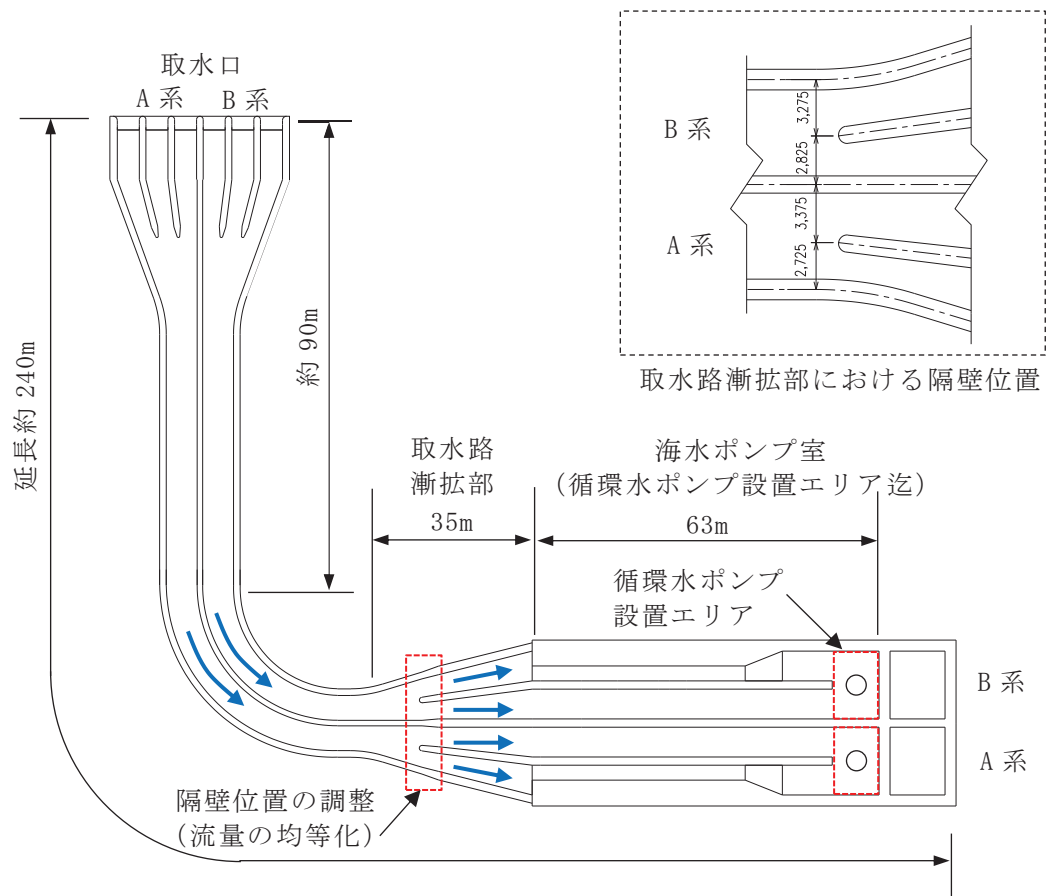


図 2-1 非常用取水設備概要 (平面図)

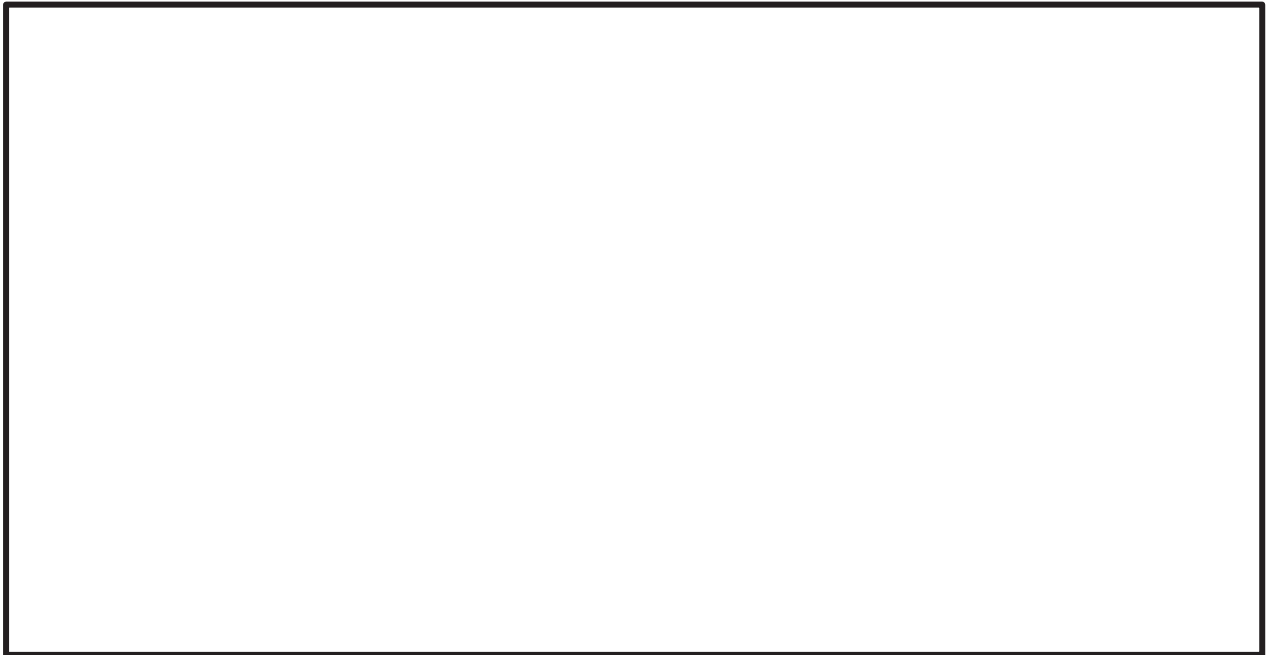


図 2-2 試験範囲及び海水ポンプの配置図

表 2-1 試験範囲に設置している海水ポンプの区分，定格流量及び台数

	区分	定格流量 ( $\text{m}^3/\text{h}/\text{台}$ )	台数
原子炉補機冷却海水ポンプ	非常用	1900	2
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	非常用	250	1
タービン補機冷却海水ポンプ	常用	2250	1
循環水ポンプ	常用	99720	1

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 3. 試験装置

#### 3.1 試験対象ポンプ及び考慮方法

試験対象ポンプは、各海水ポンプのうち耐震補強前後で流況が変化する水路に設置している原子炉補機冷却海水ポンプとし、ポンプ形状の模擬及びポンプ取水を考慮して、渦の発生有無及び非常用海水ポンプ周辺のフローパターンを確認した。

高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ及びタービン補機冷却海水ポンプについては、耐震補強前後で流況が変化しない水路に設置していることから、ポンプ形状の模擬のみとし、非常用海水ポンプ周辺のフローパターンを確認した。

循環水ポンプについては、他の海水ポンプと比較して定格流量が大きく（表 2-1）、水路全体のフローパターンに及ぼす影響が大きいため、原子炉補機冷却海水ポンプと同様にポンプ形状の模擬及びポンプ取水を考慮した。

試験上の各ポンプの考慮方法を表 3-1 に示す。

表 3-1 海水ポンプの考慮方法

	ポンプ形状	ポンプ取水
原子炉補機冷却海水ポンプ	模擬する	考慮する
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	模擬する	考慮しない
タービン補機冷却海水ポンプ	模擬する	考慮しない
循環水ポンプ	模擬する	考慮する

#### 3.2 模型縮尺及び模型装置

模型縮尺について、TSJ 基準を参考に、原子炉補機冷却海水ポンプのベルマウス径 1000 mm に対し、模型呑口径 100mm を確保できる 1/10 とした。

模型装置は循環式とし、水槽内部の状況を外部から観察できるように観察範囲にアクリル板を設置した。また、除塵機スクリーンについて、スクリーンは水路内の流速を低減する効果がある。一般に、流速が速い方が渦が発生しやすいことを踏まえ、本試験ではスクリーンを模擬しないこととした。

試験装置概略図を図 3-1 に、模型装置を図 3-2 に示す。

#### 模型縮尺

$$\frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{10}$$

ここで、L : 代表長さ

添字 m は模型、p は実物を示す。



図 3-1 模型装置概略図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



図 3-2(1) 試験装置全景

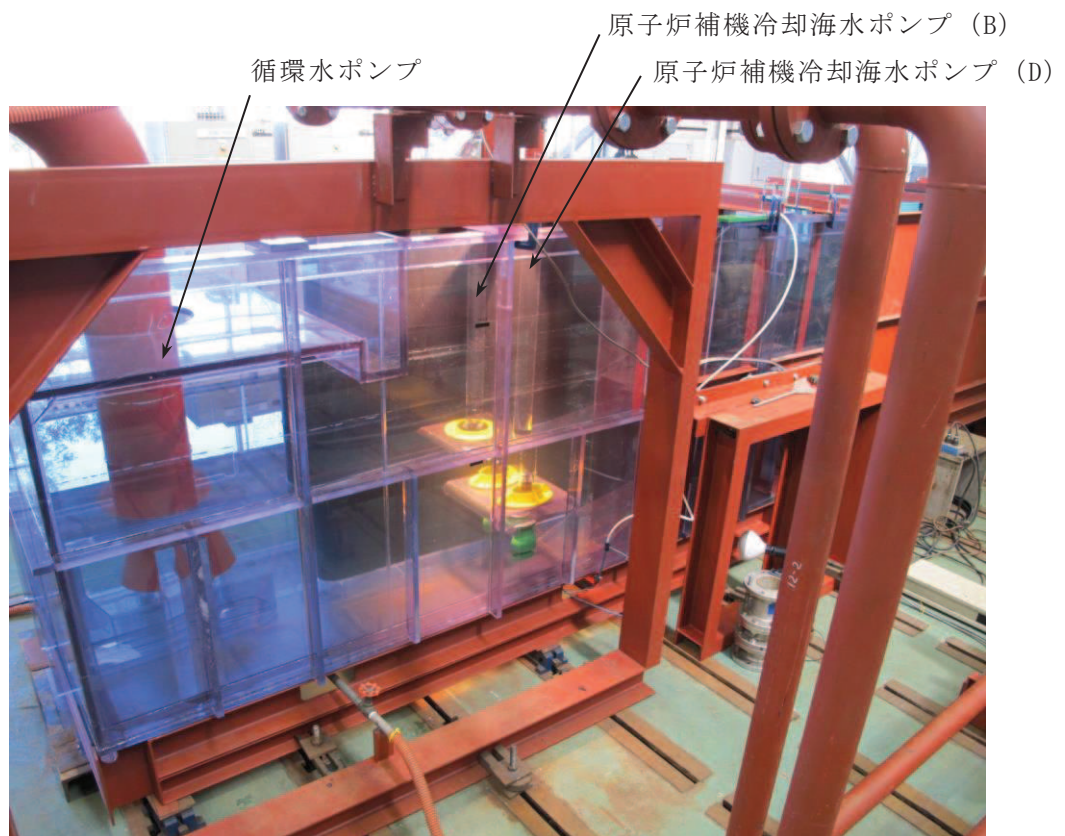


図 3-2(2) 原子炉補機冷却海水ポンプ及び循環水ポンプ



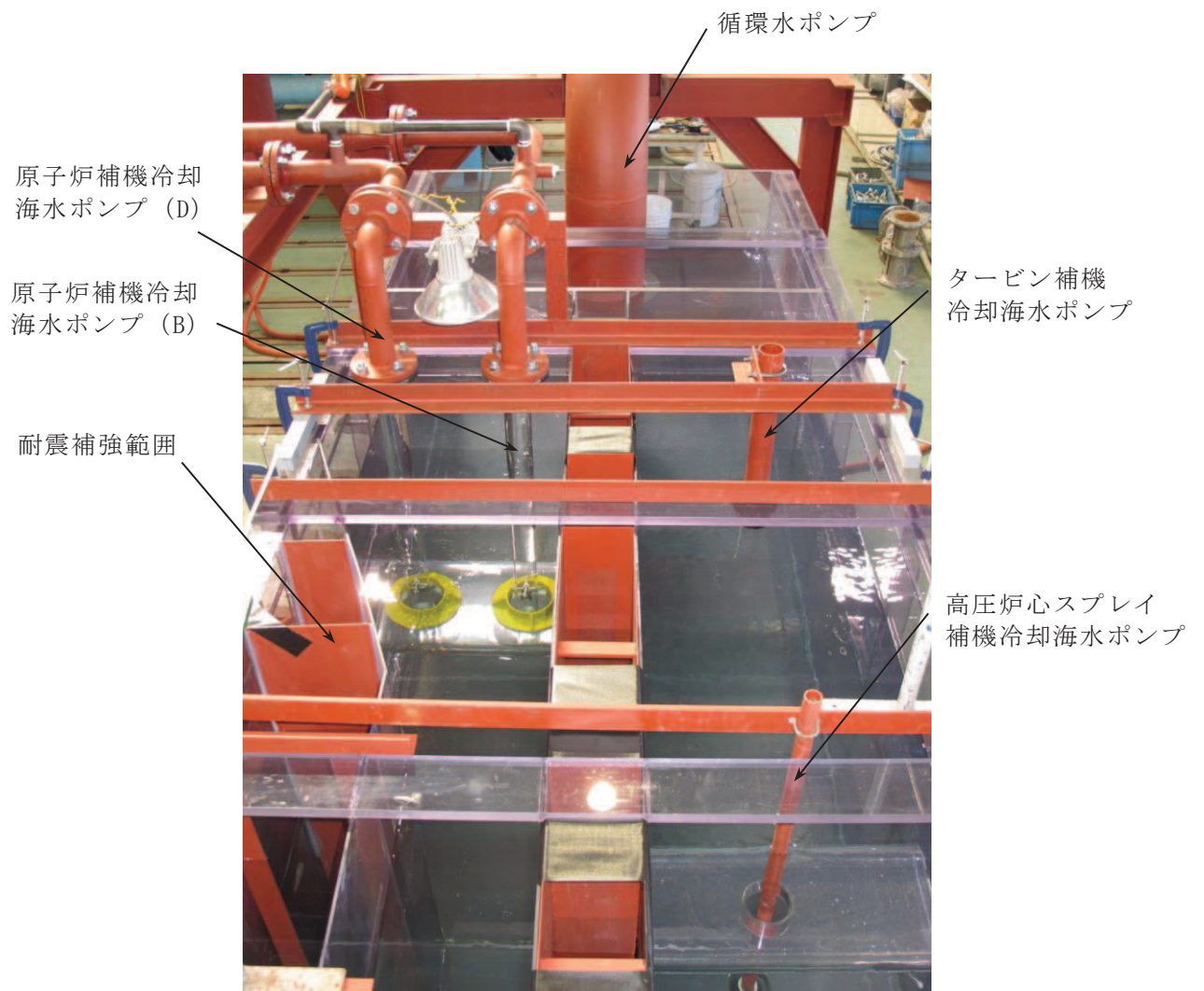


図 3-2(3) 海水ポンプ

## 4. 試験方法

### 4.1 試験内容

#### 4.1.1 空気吸込渦及び水中渦の発生有無の確認

空気吸込渦及び水中渦の発生有無の確認は、空気吸込渦及び水中渦の発生形態を踏まえた実物と模型の流れが相似となる条件に流量をあわせ（詳細は、「4.2 相似則」に示す。）、TSJ 基準に示される許容基準を参考に、10 分間の目視観察により行った。渦の形態を表 4-1 に、TSJ 基準の許容基準を表 4-2 に示す。

表 4-1 渦の形態 (TSJ 基準より)

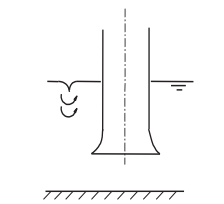
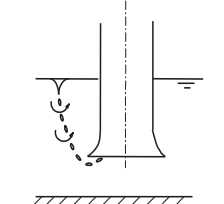
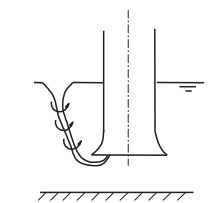
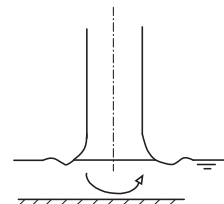
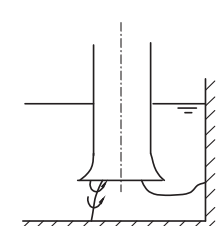
(a)	くぼみ渦		水面に発生する渦で、くぼみを形成するが、吸込口へ空気を吸込まない渦。
(b)	断続渦		空気吸込渦の一種で、水面からの渦が吸込口まで達するが、空気の吸込みが空間的につながっていないもの。
(c)	連続渦		空気吸込渦の一種で、短時間でも水面からの渦が吸込口に達し、空気の吸込みがつながったもの。
(d)	同心渦		水位が吸込口近くまで下がったとき発生する渦で、渦中心と吸込口中心が一致し、多量の空気が吸込まれるもの。
(e)	水中渦		一端は水槽底面、側壁にあるいは後壁面にあり、他端は吸込口内にある渦で、渦中心が空洞を形成しているもの。

表 4-2 TSJ 基準の許容基準

クラス	内容	用途例	許容基準	観察時間
I	他の機器との関連から揚水中に空気の混入が許されないもの	発電用循環水ポンプ 工事中冷却水ポンプ	くぼみ渦のみ許容	10 分間
II	運転は連続的であり、少量の空気混入は許されるもの	上水道用送水ポンプ 下水道用送水ポンプ 工業用取水ポンプ かんがい用取水ポンプ	くぼみ渦および2回までの断続渦は許容	5 分間
III	運転頻度が少なく、多少の空気混入は許されるもの	雨水用排水ポンプ 洪水用排水ポンプ ドック用排水ポンプ	くぼみ渦および断続渦は許容	

#### 4.1.2 水路内のフローパターン（流動状態）の確認

水路全体のフローパターンを確認するため、実物と模型の流動状態が相似となる条件に流量をあわせ（詳細は、「4.2 相似則」に示す。）、染料を使用して目で確認した。

#### 4.2 相似則

##### 4.2.1 空気吸込渦（中間流速）

水槽の水面に生ずる渦の形状は、流れのもつ慣性力と重力が支配的な因子となって定まることから、実物と模型のフルード数を一致させれば相似条件を満足するが、空気吸込渦は水面とポンプ吸込口を結ぶ渦であり（表 4-1）、吸込口へ向かう水中の流れも関係することから、実物と模型のフルード数一致と流速一致の中間流速を適用した。

$$\frac{V_m}{V_p} = \left( \frac{L_m}{L_p} \right)^{0.2}$$

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \left( \frac{L_m}{L_p} \right)^{2.2}$$

$$Q_m = (L_m / L_p)^{2.2} \cdot Q_p = (1/10)^{2.2} \cdot Q_p = (1/158) \cdot Q_p$$

ここで、 V : 流れ場の代表流速

L : 物体の代表寸法

Q : 流量

添字 m は模型， p は実物を示す。

#### 4.2.2 水中渦（流速一致）

水中渦は、水中の流れに起因して発生する渦であることから、実物と模型の流速を一致させた条件を適用した。

$$V_m = V_p$$

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \left( \frac{L_m}{L_p} \right)^2$$

$$Q_m = (L_m / L_p)^2 \cdot Q_p = (1/10)^2 \cdot Q_p = (1/100) \cdot Q_p$$

ここで、 $V$  : 流れ場の代表流速

$L$  : 物体の代表寸法

$Q$  : 流量

添字mは模型、pは実物を示す。

#### 4.2.3 フローパターン（流動状態）の確認（フルード数一致）

水路内全体のフローパターンを確認するため、実物と模型のフルード数を一致させた条件を適用した。

$$\frac{V_m}{V_p} = \left( \frac{L_m}{L_p} \right)^{0.5}$$

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \left( \frac{L_m}{L_p} \right)^{2.5}$$

$$Q_m = (L_m / L_p)^{2.5} \cdot Q_p = (1/10)^{2.5} \cdot Q_p = (1/316) \cdot Q_p$$

ここで、 $V$  : 流れ場の代表流速

$L$  : 物体の代表寸法

$Q$  : 流量

添字mは模型、pは実物を示す。

#### 4.3 試験条件（ポンプ流量，初期水位）

ポンプ流量及び初期水位は，水路内の流速に影響を及ぼすことから，流速が速くなるように安全側に設定した。

ポンプ流量（試験流量）については，原子炉補機冷却海水ポンプ及び循環水ポンプの定格流量の120%流量とした。各ポンプの試験流量を表4-3に示す。

初期水位については，至近5ヵ年（2013～2017年）の最低潮位（L.L.W.L）のO.P. - 0.44m（鮎川検潮所での潮位記録より算定）が考えられるが，水路内のフローパターン（流動状態）は循環水ポンプの流量の影響が支配的\*であることを踏まえ，安全側に循環水ポンプの設計水位O.P. - 1.08mとした。初期水位を表4-4に示す。

※：原子炉補機冷却海水ポンプと循環水ポンプの流量比 = 1 : 52

表4-3(1) 原子炉補機冷却海水ポンプの試験流量

試験項目	相似則	定格流量×120% Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /h/台)	試験流量Q <sub>m</sub> (m <sup>3</sup> /h/台)	備考
空気吸込渦	中間流速	2280	14.4	Q <sub>m</sub> = (1/158) Q <sub>p</sub>
水中渦	流速一致	2280	22.8	Q <sub>m</sub> = (1/100) Q <sub>p</sub>
フローパターン	フルード数一致	2280	7.2	Q <sub>m</sub> = (1/316) Q <sub>p</sub>

表4-3(2) 循環水ポンプの試験流量

試験項目	相似則	定格流量×120% Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /h/台)	試験流量Q <sub>m</sub> (m <sup>3</sup> /h/台)	備考
空気吸込渦	中間流速	119664	757.4	Q <sub>m</sub> = (1/158) Q <sub>p</sub>
水中渦	流速一致	119664	1196.6	Q <sub>m</sub> = (1/100) Q <sub>p</sub>
フローパターン	フルード数一致	119664	378.7	Q <sub>m</sub> = (1/316) Q <sub>p</sub>

表4-4 初期水位

項目	設定値	備考
初期水位	O.P. - 1.08m	循環水ポンプ設計水位

## 5. 試験結果

### 5.1 空気吸込渦及び水中渦の発生有無

10 分間の連続観察の結果、空気吸込渦及び水中渦は発生しないことを確認した。空気吸込渦の試験結果を図 5-1 に、水中渦の試験結果を図 5-2 に示す。

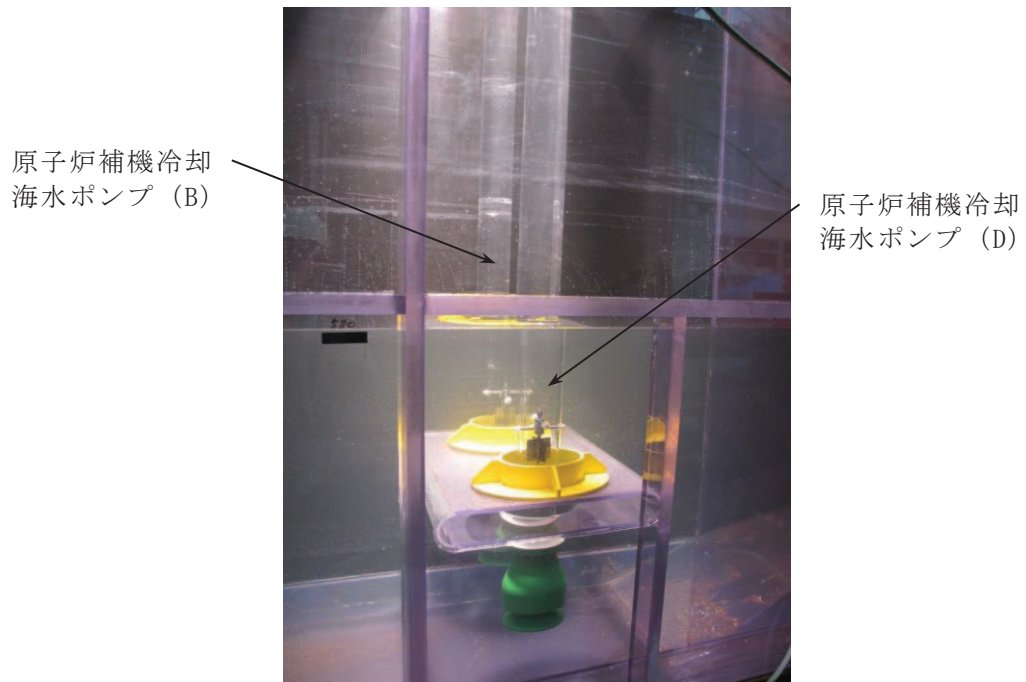


図 5-1 空気吸込渦の試験結果（渦発生無し）

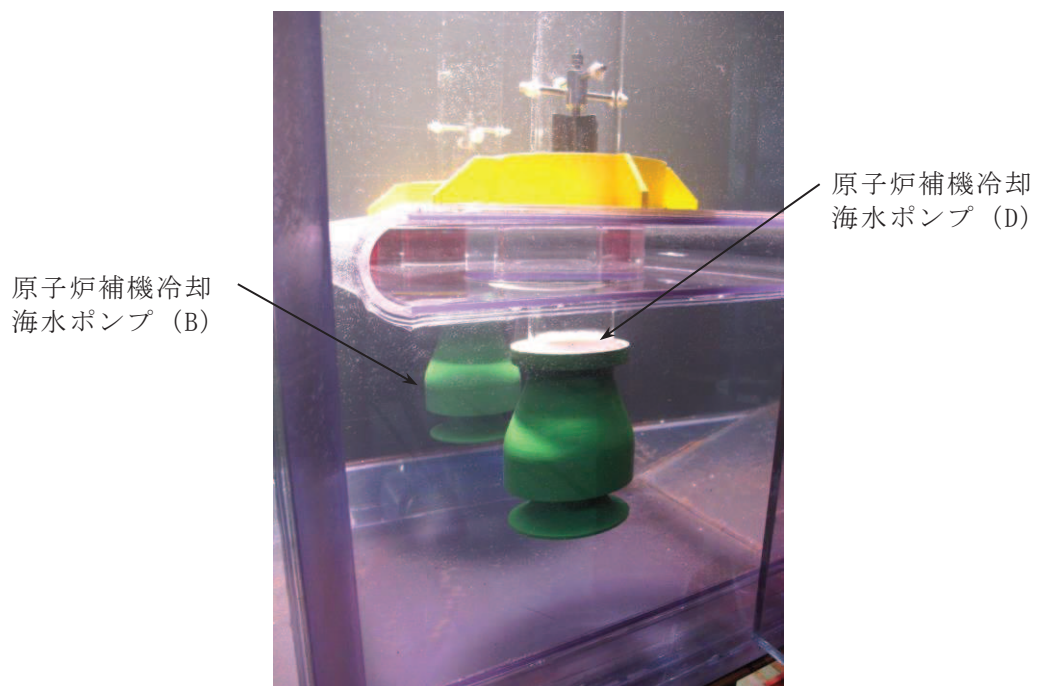


図 5-2 水中渦の試験結果（渦発生無し）

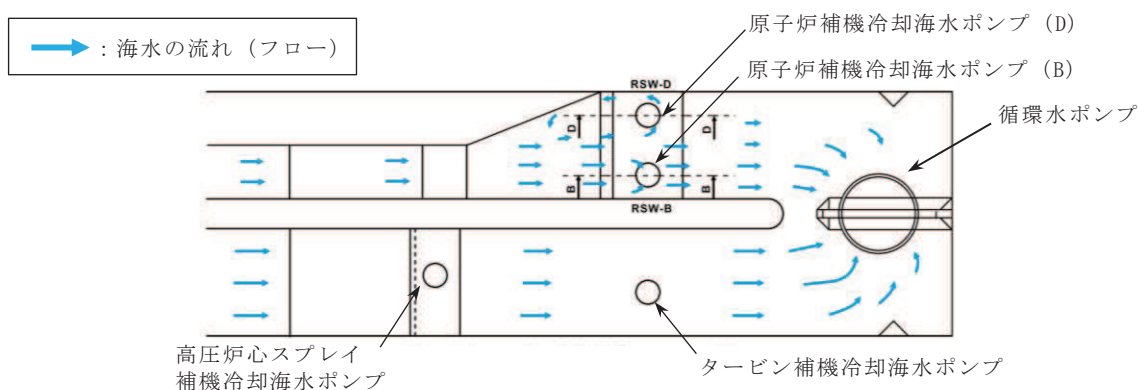


## 5.2 水路内の流況

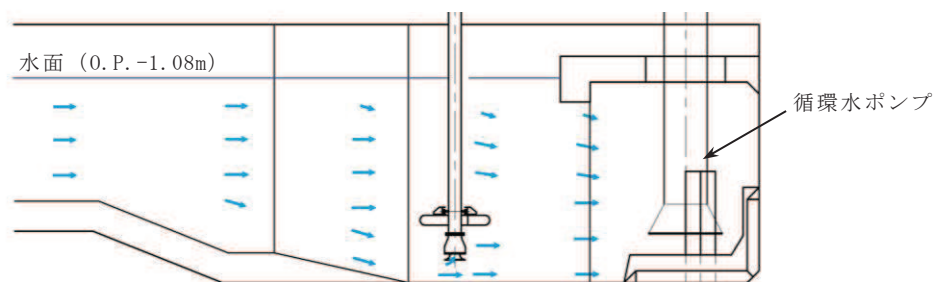
水路内のフローパターンの確認結果を図 5-3 に、原子炉補機冷却海水ポンプ付近の流れの確認結果を図 5-4 に示す。

原子炉補機冷却海水ポンプ付近のフローパターンについて、側壁の増厚範囲下流側に設置している原子炉補機冷却海水ポンプ (D) のベルマウス高さ付近 (O.P. -10.25m) に反時計周りの旋回流が発生していること確認した (図 5-3 (a))。ただし、水深方向の全体的な流れは両ポンプともに循環水ポンプへ向かう流れが支配的であり、乱れがない穏やかな流れであることを確認した (図 5-3 (b) (c))。

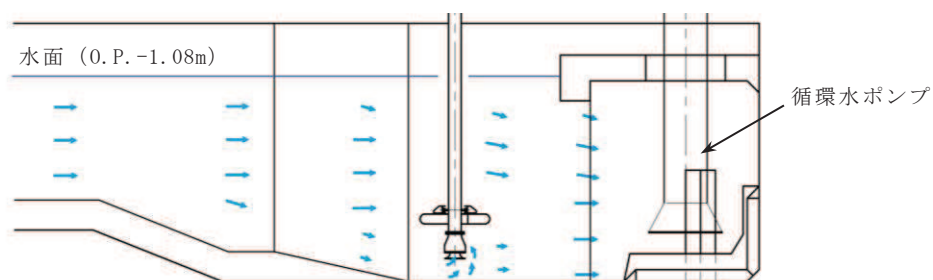
高圧炉心スプレィ補機冷却海水ポンプが設置される水路については、耐震補強範囲外の水路であることから原子炉補機冷却海水ポンプ (D) のベルマウス高さ付近 (O.P. -10.25m) のような旋回流は生じていないことを確認した (図 5-3 (a))。



(a) 原子炉補機冷却海水ポンプベルマウス高さ付近 (O.P. -10.25m) のフローパターン



(b) 原子炉補機冷却海水ポンプ (B) 水深方向のフローパターン



(c) 原子炉補機冷却海水ポンプ (D) 水深方向のフローパターン

図 5-3 水路内のフローパターンの確認結果

原子炉補機冷却  
海水ポンプ (B)

原子炉補機冷却  
海水ポンプ (D)

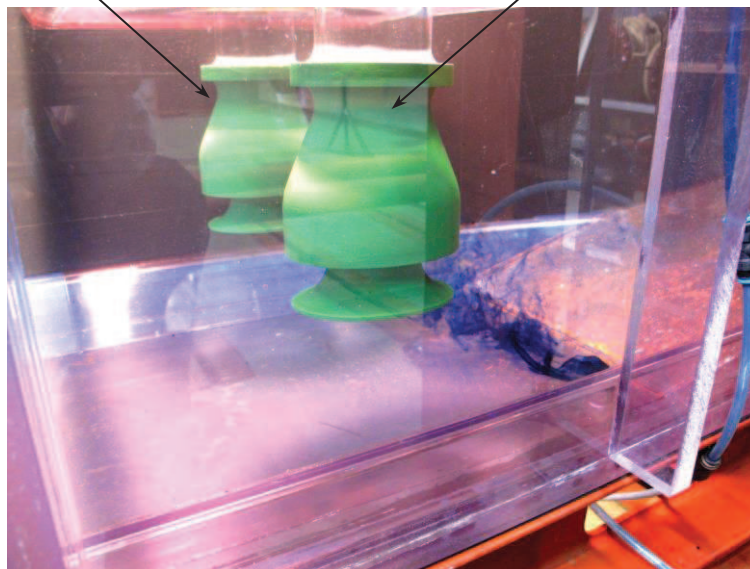


図 5-4 原子炉補機冷却海水ポンプ付近の流れ

## 6. まとめ

水路部の側壁及び底版の増厚により水路内の流況が変化し、ポンプの性能低下の要因となる渦が発生する虞があることを踏まえ、通常運転時における安全機能への影響確認を目的に、水理模型試験により渦の発生有無及び非常用海水ポンプ周辺のフローパターン（流動状態）を確認した。

試験の結果、渦の発生はないとともに、非常用海水ポンプベルマウス付近の流れは乱れないことを確認した。

以上から、水路部の耐震補強が通常運転時における安全機能に及ぼす影響はないことを確認した。



## 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

### 1. はじめに

海水ポンプ室は、「資料 9 2.3 補強計画の概要」に示すとおり、曲げ及びせん断に対する耐震性を確保するために、躯体の増厚や補強部材の追加、竜巻防護ネット支持のコーベル追加等の耐震補強を行っている。

海水ポンプ室の耐震評価では、これらの耐震補強の施工履歴を考慮した三次元構造解析モデルによる常時応力解析を省略していることから、施工履歴を考慮した場合との差異を確認し影響がないことを説明する。

実際の耐震補強の施工履歴を踏まえると、既に施工済みの既設部材が常時荷重のすべてを負担しており、後施工となる補強部材には常時荷重が作用しないこととなる。そのため、施工履歴を考慮した常時応力解析を行い、補強部材の施工履歴が及ぼす影響を発生ひずみの差異等により検証する。

検証の結果、補強部材の施工履歴の考慮による耐震評価への影響がないことを確認した。

## 2. 耐震補強概要

耐震補強の概要図を図 2-1 に、補強計画図を図 2-2～図 2-7 に示す。

曲げ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。

また，竜巻防護ネットの支持部として，スクリーンエリア及び補機ポンプエリア間の隔壁にコーベルを設置する。

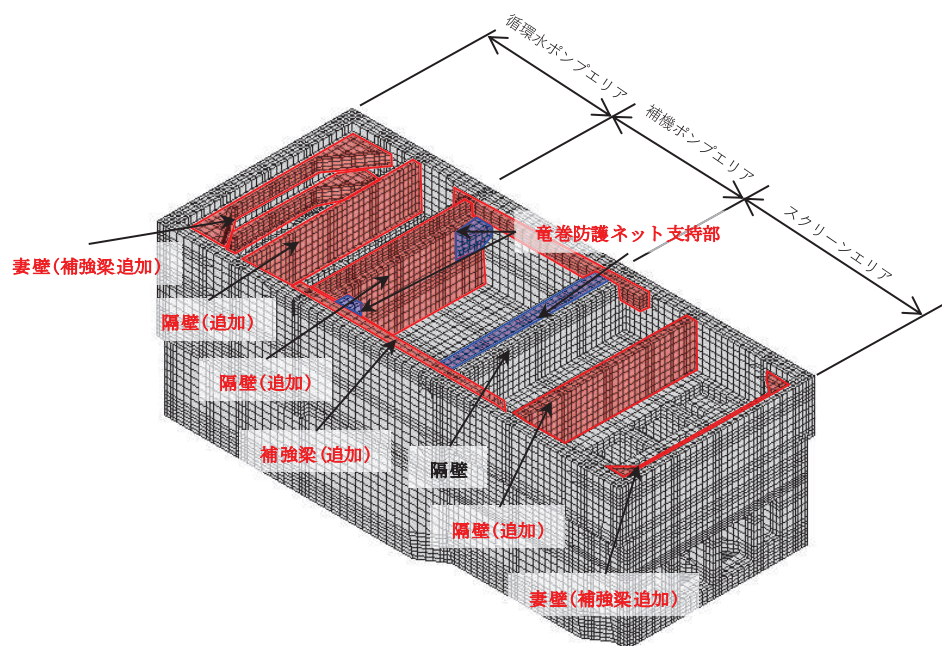


図 2-1 耐震補強の概要図

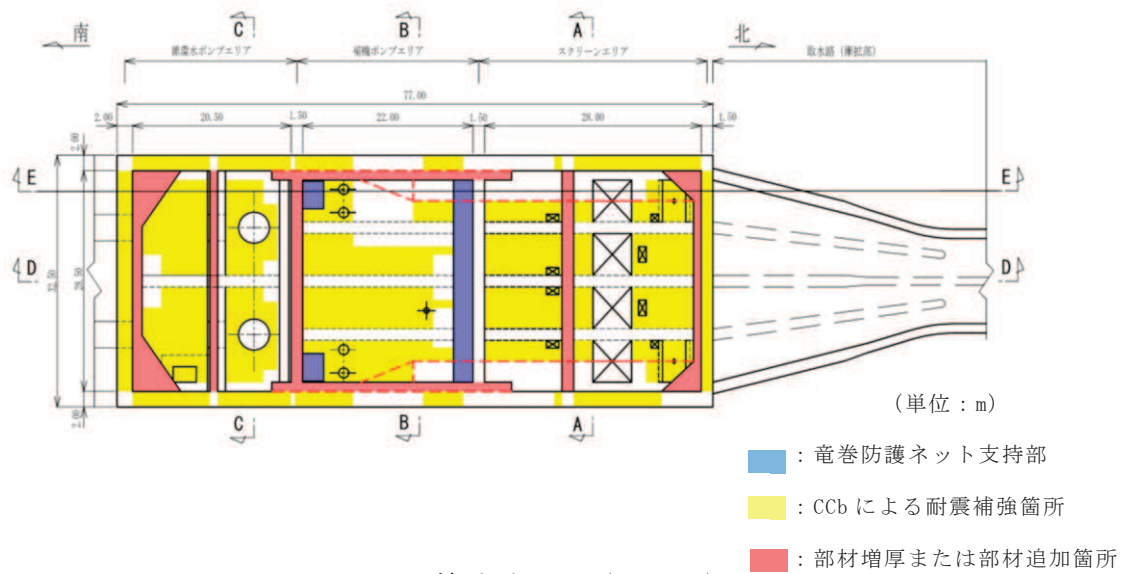


図 2-2 補強計画図 (平面図)

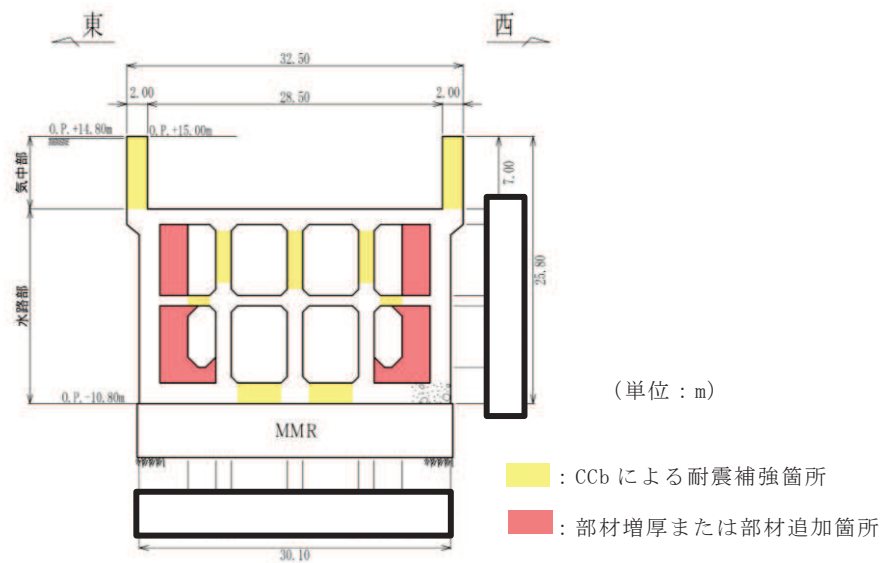


図 2-3 補強計画図 (A-A 断面, 東西) (スクリーンエリア)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

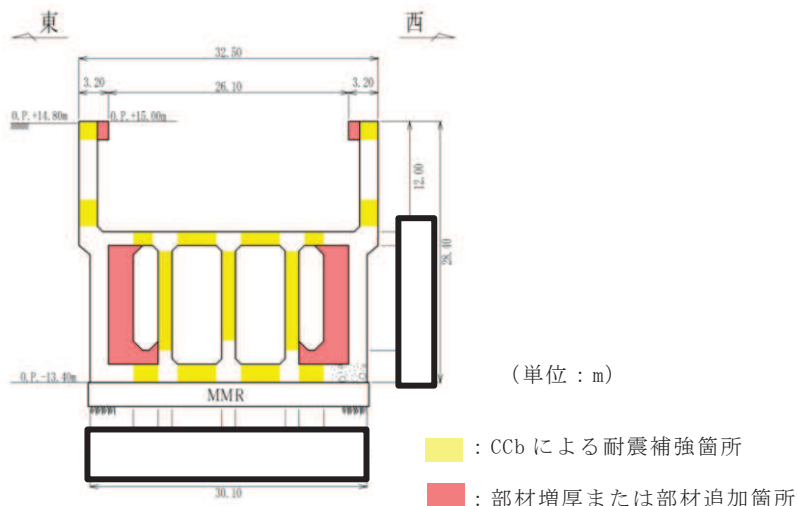


図 2-4 補強計画図 (B-B 断面, 東西) (補機ポンプエリア)

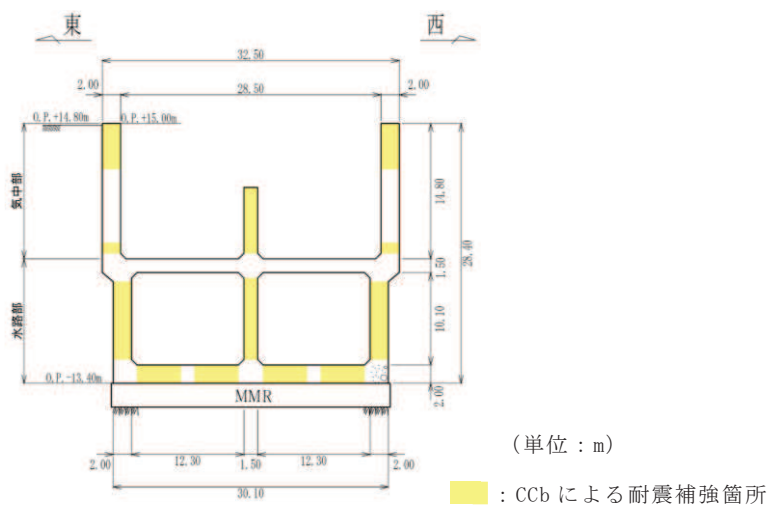


図 2-5 補強計画図 (C-C 断面, 東西) (循環水ポンプエリア)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

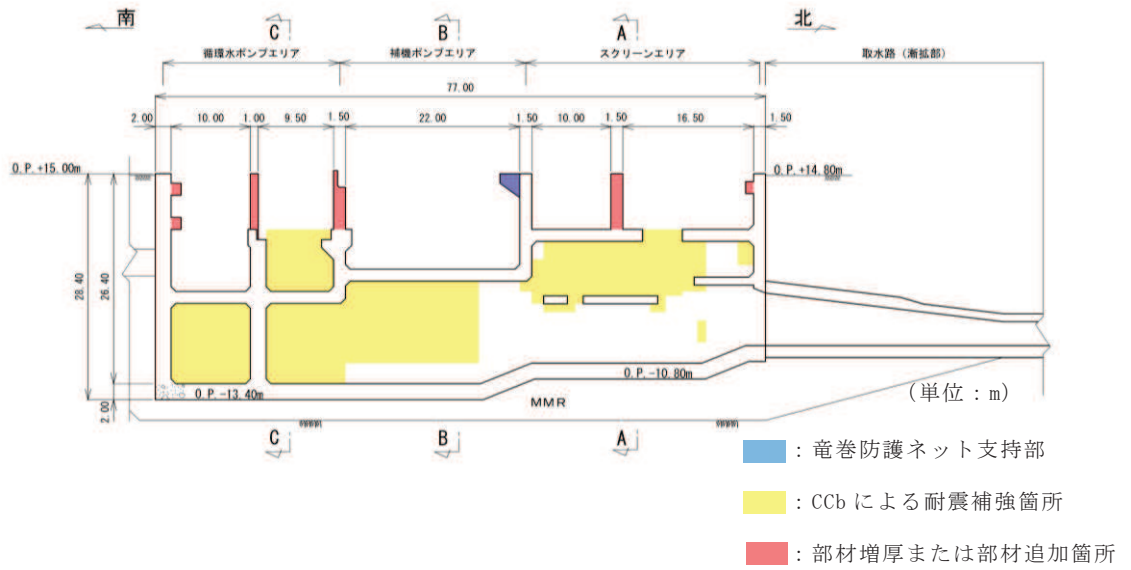


図 2-6 補強計画図 (D-D 断面, 南北)

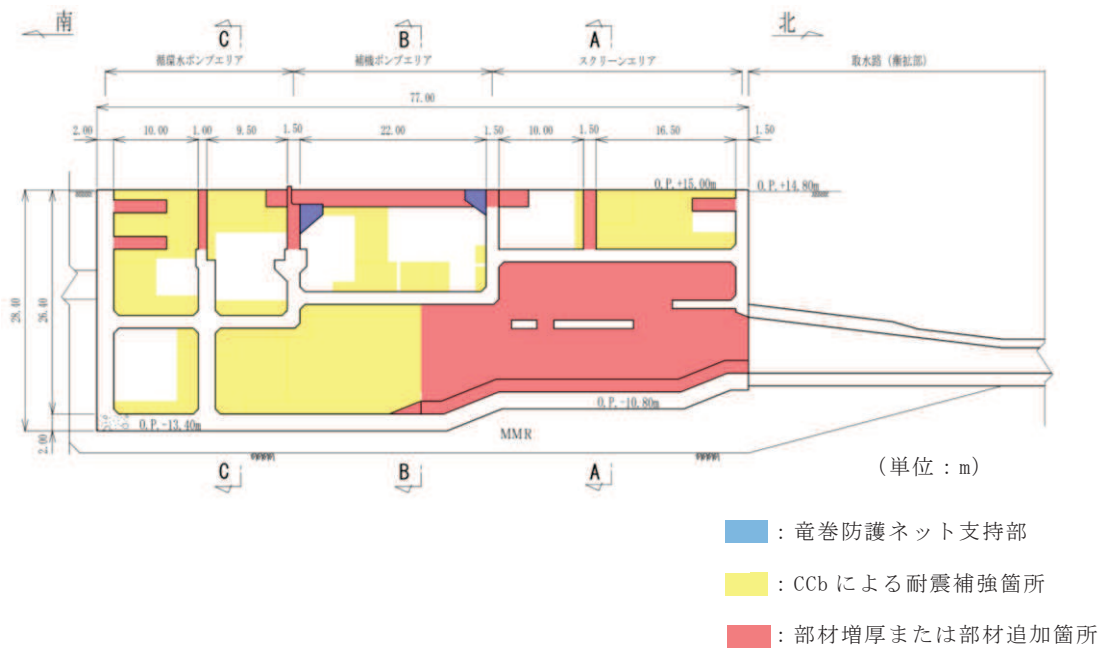
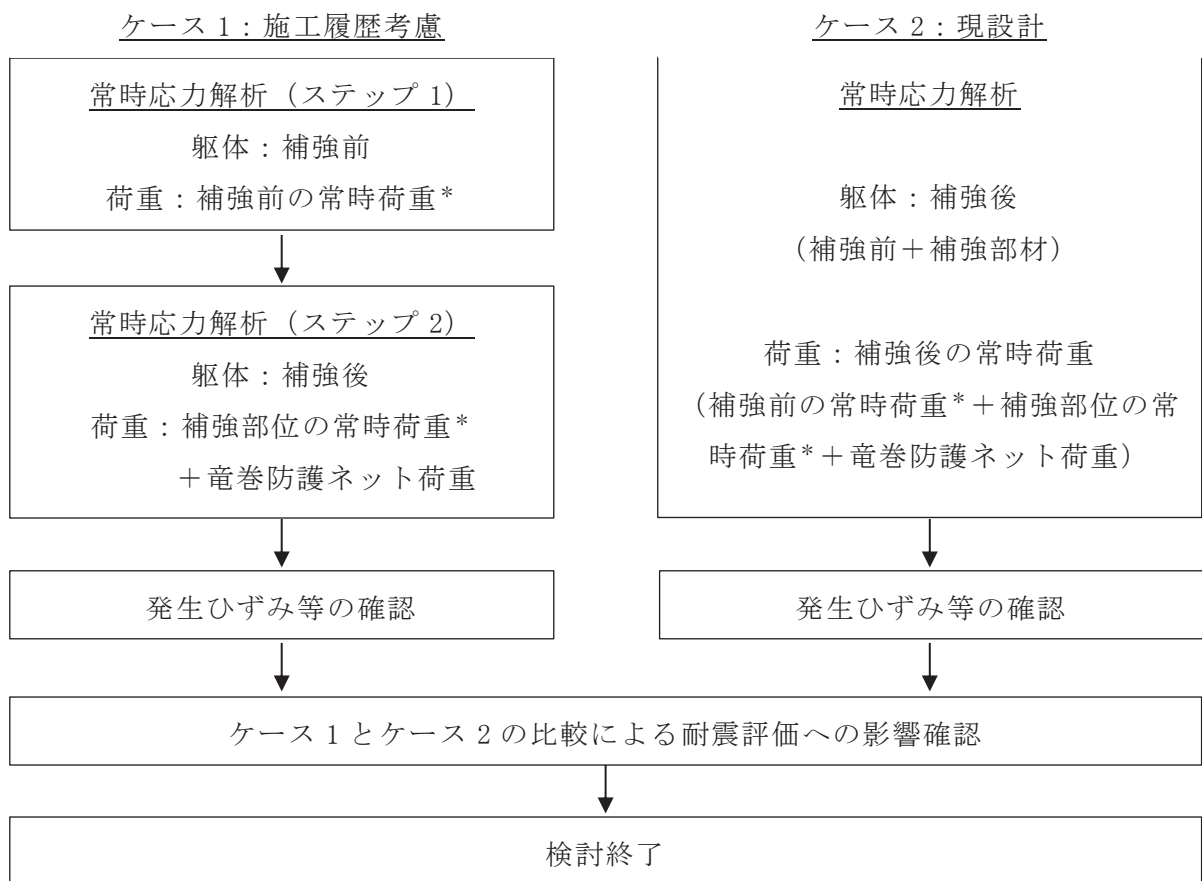


図 2-7 補強計画図 (E-E 断面, 南北)

### 3. 耐震補強の施工履歴を考慮した検討手順

耐震補強の施工履歴を考慮したことによる耐震評価への影響検討は、施工履歴を考慮して常時応力解析を行う方法（ケース1：補強前と補強後の2ステップに分けて常時応力解析を実施）と施工履歴を考慮せずに補強後の状態で常時応力解析を行う方法（ケース2：現設計）の2通りの解析を行い、施工履歴の考慮の有無による耐震評価結果に与える影響を確認する。

影響確認は、それぞれの三次元構造解析モデルによる常時応力解析を実施し、構造物に生じるコンクリートや主筋のひずみの比較により行う。なお、三次元構造解析は、海水ポンプ室の耐震評価と同様、非線形ソリッド要素を用いた三次元静的材料非線形解析により行う。影響確認のフローを図3-1に示す。



注記\*：躯体自重，機器・配管荷重及び静止土圧等

図3-1 影響確認のフロー

#### 4. 検討結果

三次元構造解析による常時応力解析の結果をそれぞれ示す。なお、部材増厚及び補強部材の追加による耐震補強は、主に側壁、隔壁及び底版に実施しており、常時の状態においては、補強された部材の自重の増加による軸力と曲げモーメントへの影響が大きいと考えられることから、曲げ・軸力系の破壊に対する指標であるコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみに着目して評価を行う。

表 4-1 にコンクリートの圧縮ひずみと主筋ひずみの各評価位置における最大発生ひずみを、図 4-1 に構造物全体のひずみ分布図を、図 4-2～図 4-4 に各エリアのひずみ分布図をそれぞれ示す。表 4-1 のとおり、ケース 1（施工履歴を考慮）の方がケース 2（現設計）よりも、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ共に、少し大きな結果を示している。これは図 4-1～図 4-4 のひずみ分布図に示すように、主に壁、中床版及び底版で確認されるが、既に施工済みの既設部材が常時荷重のすべてを負担し、後施工となる補強部材からの荷重が追加で作用することにより、発生ひずみが大きくなったものと考えられる。

しかしながら、ケース 1（施工履歴を考慮）とケース 2（現設計）の発生ひずみの差は極めて小さく、地震時荷重作用時に発生するひずみを踏まえると、海水ポンプ室の耐震評価に影響を与えるものではないと評価できる。

表 4-1 (1) コンクリートの圧縮ひずみ\*

評価部材	発生ひずみ		発生ひずみの差 $\varepsilon_{d1} - \varepsilon_{d2}$
	施工履歴考慮 $\varepsilon_{d1}$	現設計 $\varepsilon_{d2}$	
底版	173 $\mu$	112 $\mu$	61 $\mu$
中床版	168 $\mu$	74 $\mu$	94 $\mu$
側壁	<u>204 <math>\mu</math></u>	140 $\mu$	64 $\mu$
隔壁	194 $\mu$	126 $\mu$	68 $\mu$
導流壁	183 $\mu$	153 $\mu$	30 $\mu$
妻壁	167 $\mu$	<u>156 <math>\mu</math></u>	11 $\mu$

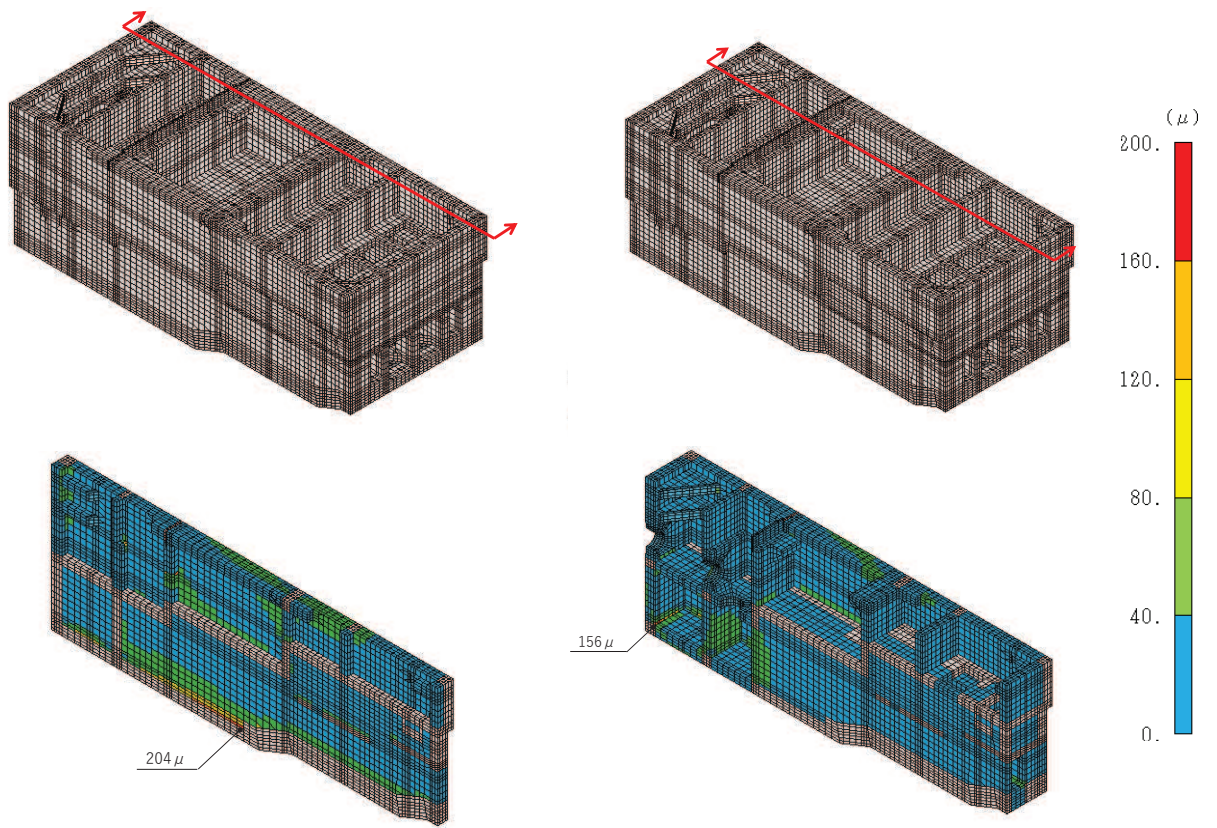
注記\* : 各評価部材の最大照査値を示しており、施工履歴考慮と現設計のケースで最大照査値を示す箇所は必ずしも一致しない。  
下線部は、発生ひずみのうち最大値を示す。

表 4-1 (2) 主筋ひずみ\*

評価部材	発生ひずみ		発生ひずみの差 $\varepsilon_{d1} - \varepsilon_{d2}$
	施工履歴考慮 $\varepsilon_{d1}$	現設計 $\varepsilon_{d2}$	
底版	48 $\mu$	36 $\mu$	12 $\mu$
中床版	<u>94 <math>\mu</math></u>	38 $\mu$	56 $\mu$
側壁	48 $\mu$	<u>66 <math>\mu</math></u>	$\Delta$ 18 $\mu$
隔壁	84 $\mu$	40 $\mu$	44 $\mu$
導流壁	34 $\mu$	20 $\mu$	14 $\mu$
妻壁	56 $\mu$	36 $\mu$	20 $\mu$

注記\* : 各評価部材の最大照査値を示しており、施工履歴考慮と現設計のケースで最大照査値を示す箇所は必ずしも一致しない。  
下線部は、発生ひずみのうち最大値を示す。



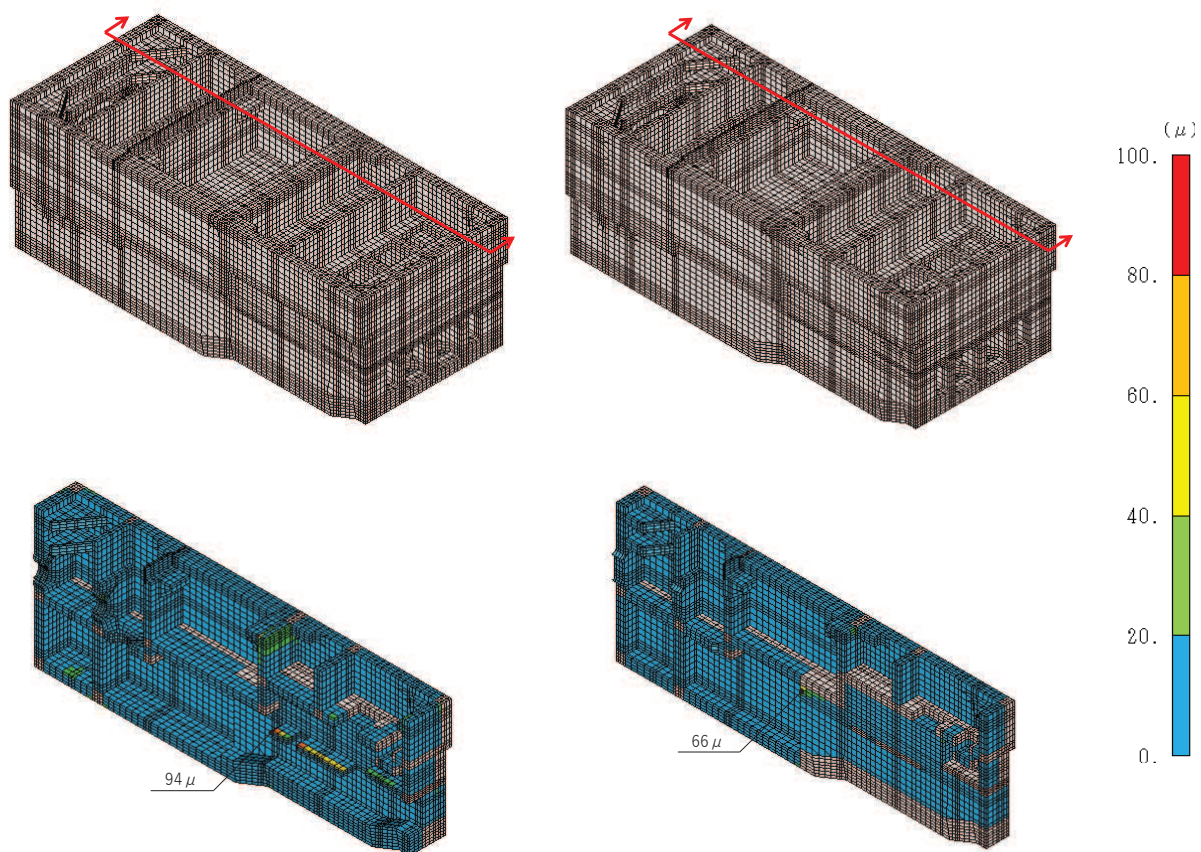


ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

注：構造解析係数（1.2）を考慮した値

図 4-1 (1) ひずみ分布図（コンクリートの圧縮ひずみ）（構造物全体）

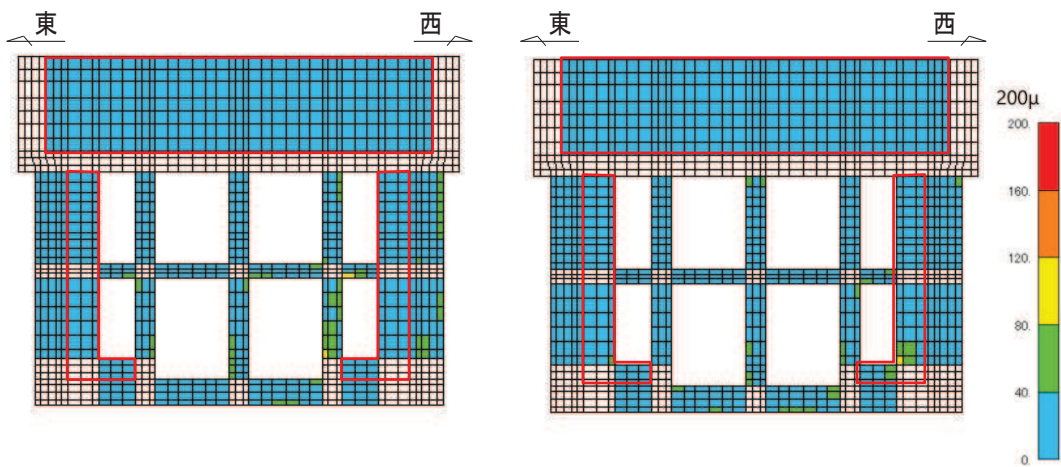
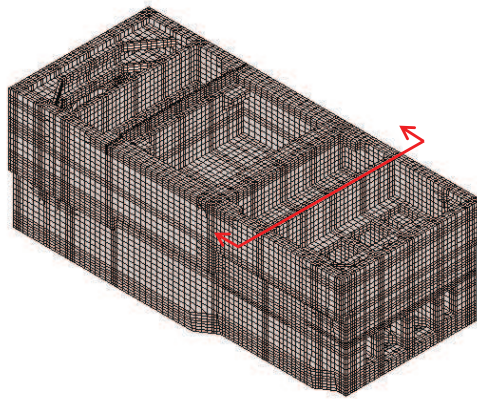


ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

注：構造解析係数（1.2）を考慮した値

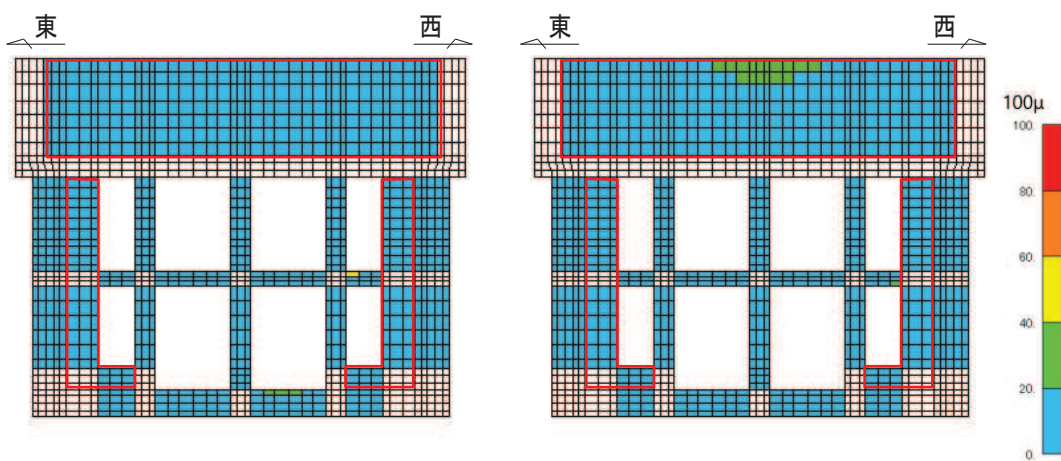
図 4-1 (2) ひずみ分布図（主筋ひずみ）（構造物全体）



ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

(コンクリートの圧縮ひずみ)



ケース 1：施工履歴考慮

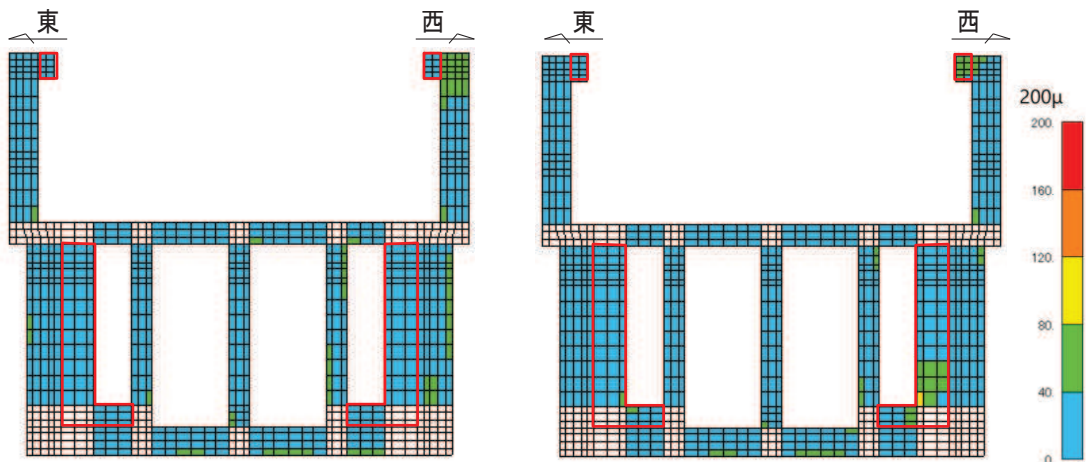
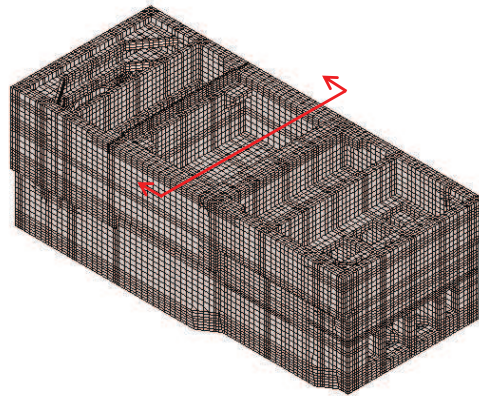
ケース 2：現設計

(主筋ひずみ)

注：赤枠は補強箇所を示す。

図 4-2 ひずみ分布図 (スクリーンエリア)

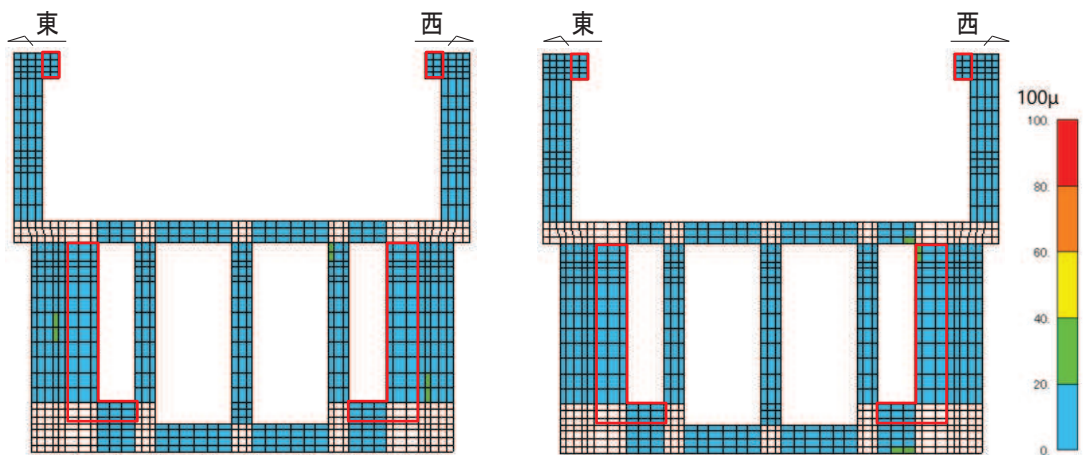




ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

(コンクリートの圧縮ひずみ)



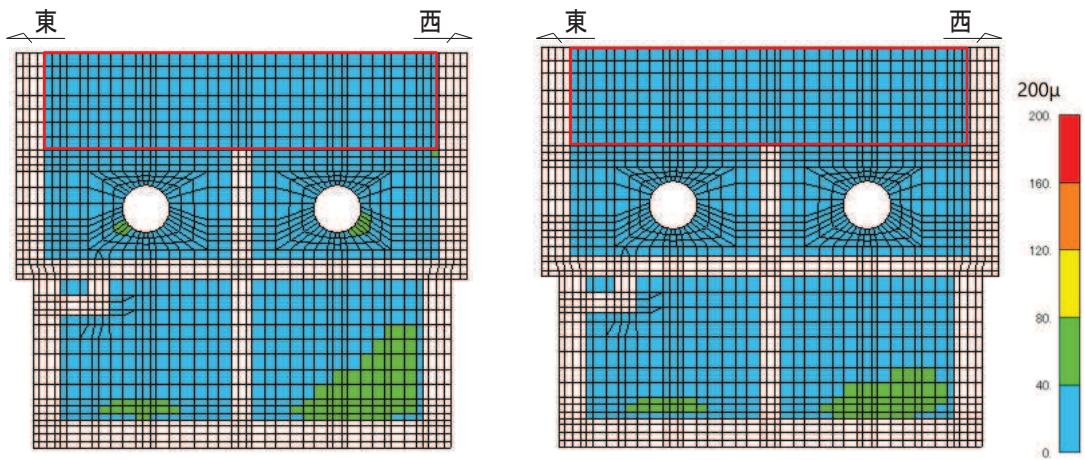
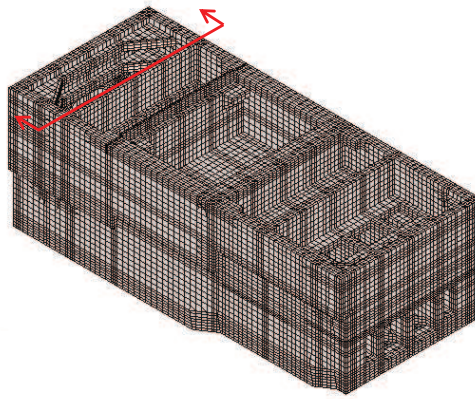
ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

(主筋ひずみ)

注：赤枠は補強箇所を示す。

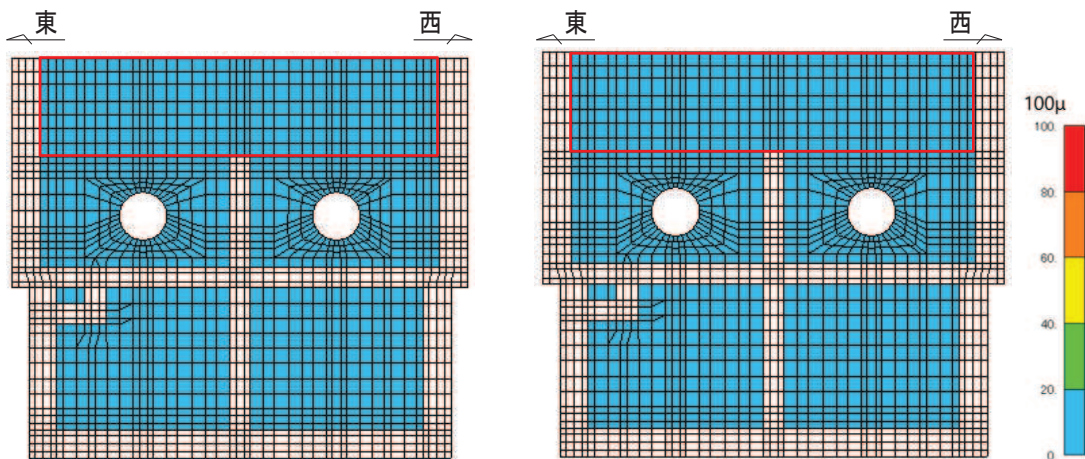
図 4-3 ひずみ分布図 (補機ポンプエリア)



ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

(コンクリートの圧縮ひずみ)



ケース 1：施工履歴考慮

ケース 2：現設計

(主筋ひずみ)

注：赤枠は補強箇所を示す。

図 4-4 ひずみ分布図 (循環水ポンプエリア)

## 5. まとめ

海水ポンプ室は、曲げ及びせん断に対する耐震性を確保するために、躯体の増厚や補強部材の追加、竜巻防護ネット支持のコーベル追加等の耐震補強を行っており、これらの補強部材の施工履歴の影響を確認するために、「施工履歴を考慮して常時応力解析を行う方法（ケース 1）」と「施工履歴を考慮せずに補強後の状態で常時応力解析を行う方法（ケース 2）」の 2 通りの常時応力解析を行い、施工履歴の考慮の有無による耐震評価結果への影響について検証を行った。

その結果、ケース 1の方がケース 2よりも、発生ひずみが少し大きな値を示す結果となった。これは、補強部材の有無による荷重の分担の違いや補強部材の追加による自重の増加等が起因したものによると考えられるが、発生ひずみの差は極めて小さく、耐震評価に影響を与えるものではない。

以上より、補強部材の施工履歴の考慮による耐震評価への影響はなく、現設計で実施している、施工履歴を考慮せずに補強後の状態で常時応力解析を行うことは、耐震評価に影響を与えないことを確認した。



## 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

### 1. はじめに

海水ポンプ室の三次元構造解析において、増厚補強部は、既設部材と補強部材が一体となって挙動することを前提としてモデル化を行っている。既設部材と補強部材に発生する応力のうち、既設部材と補強部材の接合面に発生する引張応力にはコンクリートの付着強度で抵抗する。施工においては、既設部材を目荒らししてから新設部のコンクリート打設を行うことから一体施工と同等の付着強度が期待される見込みである。なお、設計においては、コンクリートの引張強度に対し保守的に  $1.5\text{N/mm}^2$  を許容付着強度としており、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している。本資料では、海水ポンプ室にてブラスト処理にて目荒らしを実施することにより、許容付着強度である  $1.5\text{N/mm}^2$  が発揮されることを、原位置で試験施工した付着強度試験により確認した。

### 2. 適用規格・基準類

ブラスト処理については、「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、付着強度試験については、「JIS A 1171 ポリマーセメントモルタルの試験方法」を適用する。

### 3. 付着強度試験

#### 3.1 試験位置

試験位置は、海水ポンプ室の補強箇所である水路部の側壁（東側）とする。試験位置図を図3-1に示す。

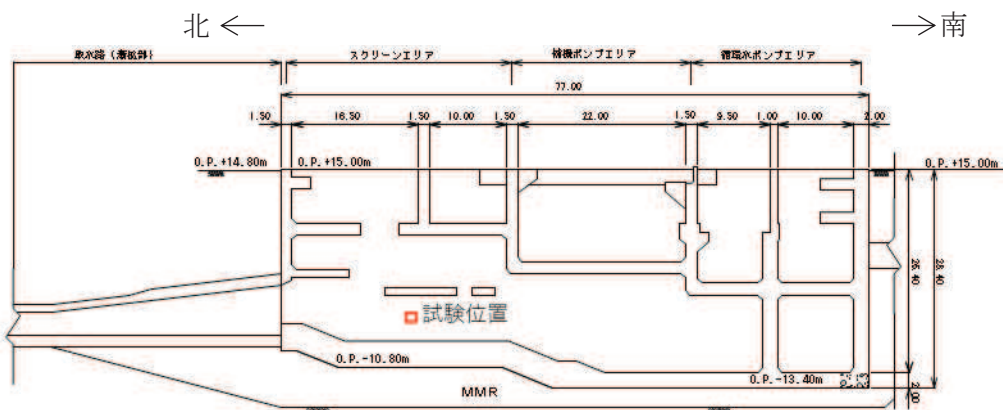


図3-1 試験位置図（側壁（東側））

### 3.2 試験フロー

付着強度試験のフローを図 3-2 に示す。

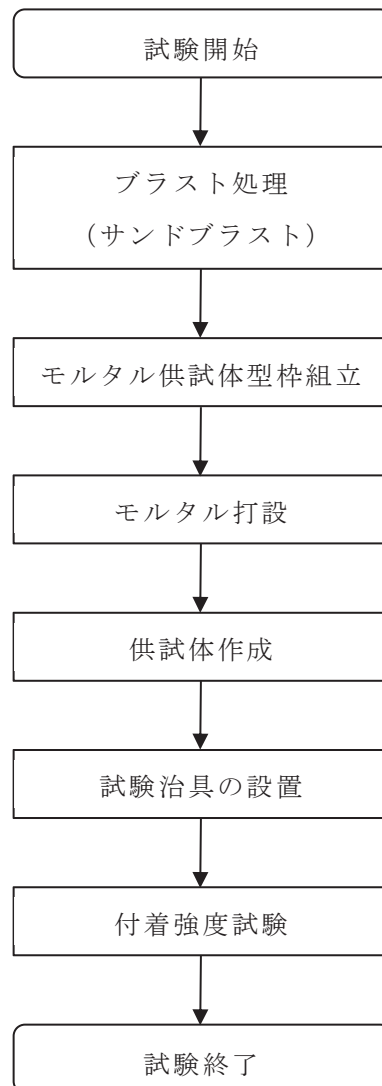


図 3-2 付着強度試験フロー



### 3.3 試験手順

試験は、図 3-2 のフローに基づき以下のとおり実施する。

#### ① ブラスト処理

ブラスト処理は、サンドブラストによるものとし、「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）」に基づき，噴射密度は付着強度  $1.5\text{N}/\text{mm}^2$  が確保できるとされている  $30\text{kg}/\text{m}^2$  とする。

#### ② モルタル供試体型枠組立

試験モルタル用の型枠（内のり寸法  $900\text{mm}\times 900\text{mm}\times$  厚さ  $10\text{mm}$ ）を既設コンクリート面に設置する。

#### ③ モルタル打設

モルタルを型枠内に打設する。打設したモルタルは，圧縮強度試験用の供試体を採取し，引張試験実施日までの養生期間にて圧縮強度試験を実施し，補強部材のコンクリートの圧縮強度  $30\text{N}/\text{mm}^2$  以上を確認する。

#### ④ 供試体作成

モルタルの養生，型枠脱型後，モルタルを寸法  $40\text{mm}\times 40\text{mm}$  の大きさに切り欠き供試体を作成する。供試体数は 5 個とする。

#### ⑤ 試験治具の設置

モルタル表面に接着剤を塗布し試験治具（寸法  $40\text{mm}\times 40\text{mm}$ ）を設置する。

#### ⑥ 付着強度試験

試験治具に付着力試験機を取付け，毎分  $1500\sim 2000\text{N}$  の荷重速度で載荷し，最大荷重を計測する。付着強度は，JIS に基づき 5 個の供試体の平均値として求める。試験概要図を図 3-3 に示す。

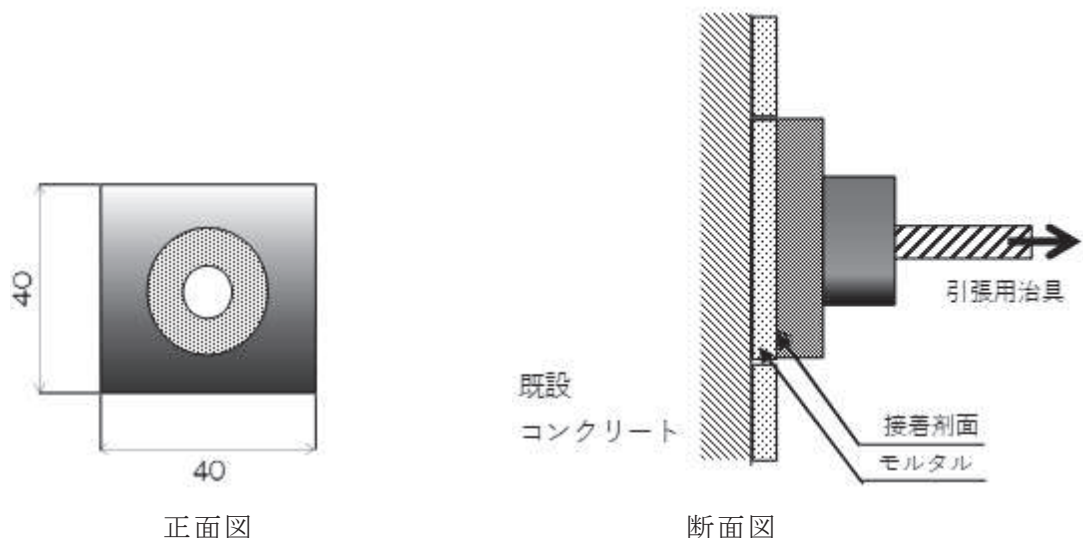


図 3-3 試験概要図

### 3.4 試験結果

付着強度試験の結果を表 3-1 に示す。JIS に基づき、5 つの供試体の平均値を付着強度とした結果、付着強度は  $1.7\text{N/mm}^2$  となり、許容付着強度の  $1.5\text{N/mm}^2$  を上回ることを確認した。

なお、試験のばらつきを考慮し、平均値から  $1\sigma$  低減させた場合でも付着強度は  $1.5\text{N/mm}^2$  である。また、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最大値は「参考資料 3 5.2.3 ③接合面での剥離に対する検討」に示すとおり  $1.33\text{N/mm}^2$  であり、許容付着強度の  $1.5\text{N/mm}^2$  に対して裕度を確保している。

表 3-1 付着強度試験結果

No.	計測値 (kN)	付着強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
1	2.57	1.6
2	3.28	2.1
3	2.69	1.7
4	2.81	1.8
5	2.32	1.5
平均値	2.73	1.7

### 4. まとめ

海水ポンプ室の三次元構造解析において、増厚補強部の既設部材と新設部材の接合面は、一体となって挙動することを前提としてモデル化していることから、接合面に発生する応力のうち既設部材と補強部材の接合面の付着強度について付着強度試験を行い、試験結果が許容付着強度  $1.5\text{N/mm}^2$  を上回ることを確認した。

## 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

### 1. はじめに

海水ポンプ室の耐震評価において考慮している荷重のうち、竜巻防護ネット、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）（以下、「海水配管ダクト（鉛直部）」という。）及び主要なポンプ等の機器については、海水ポンプ室の床応答（横断面及び縦断面）を用いて個別に設計している。一方、海水ポンプ室は、弱軸となる横断方向加震の代表時刻に対し設計しており、土圧・慣性力が支配的な荷重であることや、付属する施設の重量は相対的に小さいことから、付属する施設の荷重が耐震性に及ぼす影響は小さいため、二次元地震応答解析による節点加速度に施設の質量を乗じた慣性力を付属する施設の荷重として三次元構造解析で考慮している。

付属する施設の個別設計は、加震方向、ばらつきの考慮方法、包絡荷重の採用等の荷重抽出の考え方等において、海水ポンプ室の設計とは異なるため、付属する施設の個別設計の方針を踏まえたうえで、海水ポンプ室の構造成立性に影響を及ぼすことが無く、海水ポンプ室の設計に問題ないことを確認した。

本資料では、まず、海水ポンプ室の設計と、付属する施設の個別設計の荷重を整理し、海水ポンプ室の設計に影響を及ぼさないと判断し、簡略化している荷重を抽出した。次に、抽出した荷重に対し、簡略化している理由を明確にし、一部の荷重については、定量的に個別の施設の耐震評価から算定される荷重に対する海水ポンプ室の構造成立性を評価した。構造成立性の評価としては、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査により評価した。

評価の結果、簡略化している個別の施設の耐震評価を踏まえた荷重を考慮しても、海水ポンプ室の設計が問題ないこと、かつ構造成立性に影響を与えないことを確認した。

## 2. 海水ポンプ室及び付属する施設の設計で考慮する荷重の整理

海水ポンプ室の設計及び付属する施設の個別設計において考慮している荷重とそれらの相違点を表 2-1 に示す。

### 2.1 海水ポンプ室の設計荷重

海水ポンプ室の設計では、弱軸方向となる東西方向加震を対象に、損傷モード毎・部材毎に照査時刻を選定し、構造解析を実施しており、1 地震動あたり最大 27 時刻の照査を行っている。付属する施設の荷重は、二次元地震応答解析モデルにおいて節点重量として考慮し、照査時刻における節点の加速度に施設の質量を乗じた荷重を慣性力として、構造解析モデルの設置位置に、水平力及び鉛直力として作用させている。

竜巻防護ネット、海水配管ダクト（鉛直部）、機器荷重の二次元地震応答解析モデルにおける節点位置及び構造解析モデルの慣性力作用位置を図 2-1～図 2-3 にそれぞれ示す。

### 2.2 竜巻防護ネットの設計荷重との相違点

竜巻防護ネットの設計荷重は、図 2-4 に示すとおり、基準地震動 S s 7 波の包絡荷重として算定されており、かつ、ゴム支承等の剛性のばらつきを考慮していることから、海水ポンプ室の設計荷重に比べ、保守的な荷重となっている。ゴム支承は、水平方向の剛性が小さく鉛直方向の剛性が大きいいため、水平方向荷重に比べ鉛直方向荷重が大きく評価されることから、図 2-4 の荷重比較に示すとおり、鉛直方向の荷重比が大きくなっている。

竜巻防護ネットの加震方向は、東西方向、南北方向、鉛直方向の加震となっており、海水ポンプ室では東西方向と鉛直方向の加震となっている。

また、竜巻防護ネットへの飛来物衝突による海水ポンプ室への荷重を、基準地震動 S s 7 波の包絡荷重により算定される竜巻防護ネットの設計荷重と併せて表 2-2 に示す。飛来物衝突による海水ポンプ室への荷重は、「補足-710-1【竜巻への配慮が必要な施設の強度に関する説明書の補足説明資料】」に示す考え方にに基づき算定しており、基準地震動 S s 7 波の包絡荷重により算定される竜巻防護ネットの設計荷重と比較して小さいことから、基準地震動 S s 7 波の包絡荷重により算定される竜巻防護ネットの設計荷重に包含される。

なお、「4. 竜巻防護ネットからの荷重による影響評価」に示すとおり、竜巻防護ネットの設計荷重を考慮した三次元構造解析による耐震評価を実施し、照査値に余裕があることを確認しているため、竜巻防護ネットへの飛来物衝突による海水ポンプ室への荷重が、海水ポンプ室の構造成立性に影響を与えるものではないと評価できる。

### 2.3 海水配管ダクト（鉛直部）の設計荷重との相違点

海水配管ダクト（鉛直部）の設計は、静的解析で構造解析しているため地震時荷重を保守的に評価する必要があり、基準地震動毎の包絡荷重を用い、更に深度区分毎に最大荷重を設計荷重としており、海水ポンプ室の設計荷重に比べ、かなり保守的な荷重となっている。

東西方向加震においては、海水ポンプ室と同じ地震応答解析モデルの土圧及び慣性力を用いており、構造解析に作用させる元となる荷重は同一である。つまり、海水配管ダクト（鉛直部）の設計では、包絡荷重の深度区分最大荷重を設計荷重としており、海水ポンプ室の設計では、照査時刻の荷重を設計荷重としている。なお、海水ポンプ室の照査時刻のうち、総水平荷重最大時刻において、海水配管ダクトを含めた最大荷重が考慮されている。

南北方向加震については、表 2-1(1)に示すとおり、海水ポンプ室の強軸方向であり、質量も相対的に小さいことから耐震性に及ぼす影響は小さいと評価している。

### 2.4 機器の設計荷重との相違点

機器の荷重は、表 2-3 に示すとおり基準地震動 S s 7 波の包絡に加え、加震方向や物性のばらつきを包絡して評価していることから、海水ポンプ室の設計に比べ、保守的な荷重となっている。また、表 2-1(2)に示すとおり、海水ポンプ室の設計では、水平荷重と鉛直荷重として設計しているのに対し、機器の設計荷重では、ポンプ類の高さを考慮した転倒モーメントが算定されている。

表 2-1 (1) 海水ポンプ室と付属する施設の荷重の相違点

付属施設	設置位置	海水ポンプ室の設計における荷重の考慮方法		付属施設の個別設計からの荷重	設計荷重の相違点
		弱軸方向 (東西)	強軸方向 (南北)		
竜巻防護ネット	補機ポンプエリアの北側隔壁と、南側隔壁のコーベル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・基準地震動 <math>S_s</math> あたり、損傷モード・部位に着目した最大 27 照査時刻の耐震評価を行う。</li> <li>・二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。</li> <li>・慣性力は、水平方向荷重 (東西) 及び鉛直方向荷重として、竜巻防護ネットの設置位置に作用させる。(図 2-1 参照)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・弱軸方向の評価において照査値が最も厳しい時刻 (1 時刻) を対象に、水平 2 方向載荷による耐震評価を行う。</li> <li>・二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。</li> <li>・慣性力は、水平方向荷重 (東西及び南北) 及び鉛直方向荷重として、竜巻防護ネットの設置位置に作用させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・基準地震動 <math>S_s</math> 7 波の包絡荷重に対して荷重を算定している。</li> <li>・ゴム支承の剛性のばらつき等を見込んだ荷重を算定している。</li> <li>・竜巻防護ネットの支点毎に東西方向荷重、南北方向荷重、鉛直方向荷重が算定されている。(図 2-4 参照)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・竜巻防護ネットの荷重は基準地震動 <math>S_s</math> 7 波の包絡荷重かつばらつきを考慮しており、海水ポンプ室の設計荷重より保守的になっている。</li> <li>・竜巻防護ネットの水平方向荷重は、東西方向及び南北方向に対して評価しているが、海水ポンプ室の設計は弱軸方向となる東西方向に対し実施している。(南北方向は水平 2 方向の影響確認を実施)</li> </ul>
海水配管ダクト (鉛直部)	西側側壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>・基準地震動 <math>S_s</math> あたり、損傷モード・部位に着目した最大 27 照査時刻の耐震評価を行う。</li> <li>・二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。</li> <li>・慣性力は、水平方向荷重 (東西) 及び鉛直方向荷重として、側壁の海水配管ダクト (鉛直部) 設置位置に作用させる。</li> <li>・土圧は、海水ポンプ室横断面の地震応答解析により評価される土圧を直接、面直力及び鉛直方向摩擦力として作用させる。(図 2-2 参照)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・弱軸方向の評価において照査値が最も厳しい時刻 (1 時刻) を対象に、水平 2 方向載荷による耐震評価を行う。</li> <li>・二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。</li> <li>・慣性力は、水平方向荷重 (東西及び南北) 及び鉛直方向荷重として、側壁の海水配管ダクト (鉛直部) 設置位置に作用させる。</li> <li>・土圧は、海水ポンプ室横断面の地震応答解析により評価される土圧を直接、面直力及び鉛直方向摩擦力として作用させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・各基準地震動 <math>S_s</math> の包絡荷重に対して荷重を算定している。</li> <li>・耐震評価断面を水平輪切り断面とし、東西方向と南北方向の 2 方向の土圧及び慣性力を同時作用させている。</li> <li>・南北方向の地震時荷重により水平荷重に加え曲げモーメントが算定される。(図 2-5 参照)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・海水配管ダクト (鉛直部) の設計は、静的解析で評価するため、各基準地震動 <math>S_s</math> の包絡荷重を用いており、海水ポンプ室の設計荷重よりかなり保守的になっている。</li> <li>・海水ポンプ室の設計は弱軸方向となる東西方向に対し実施している。</li> <li>・海水ポンプ室の設計において、東西方向加震は、土圧及び慣性力とも海水配管ダクト (鉛直部) の荷重を評価しており、総水平荷重最大時刻に対する照査において、海水配管ダクト (鉛直部) の最大荷重も考慮している。(南北方向は水平 2 方向の影響確認を実施)</li> </ul>

表 2-1 (2) 海水ポンプ室と付属する施設の荷重の相違点

付属施設	設置位置	海水ポンプ室の設計における荷重の考慮方法		付属施設の個別設計からの荷重	設計荷重の相違点
		弱軸方向 (東西)	強軸方向 (南北)		
機器 (循環水ポンプ 及び 原子炉機器 冷却海水ポンプ等)	補機ポンプ エリア 及び 循環水ポンプ エリアの 中床版	<ul style="list-style-type: none"> <li>・基準地震動 <math>S_s</math> あたり、損傷モード・部位に着目した最大 27 照査時刻の耐震評価を行う。</li> <li>・二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。</li> <li>・慣性力は、水平方向荷重 (東西) 及び鉛直方向荷重として、中床版の機器設置位置に作用させる。(図 2-3 参照)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・弱軸方向の評価において照査値が最も厳しい時刻 (1 時刻) を対象に、水平 2 方向載荷による耐震評価を行う。</li> <li>・二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。</li> <li>・慣性力は、水平方向荷重 (東西及び南北) 及び鉛直方向荷重として、中床版の機器設置位置に作用させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・基準地震動 <math>S_s</math> 7 波の包絡に加え、加震方向や物性のばらつきを包絡して荷重を算定している。</li> <li>・機器毎に水平方向荷重、鉛直方向荷重、<u>転倒モーメント</u>が算定されている。(表 2-2 参照)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・海水ポンプ室の設計においては、水平方向荷重と鉛直方向荷重を考慮しており、機器の設計では転倒モーメントが考慮されている。</li> <li>・海水ポンプ室の設計は弱軸方向となる東西方向のみ実施している。(南北方向は水平 2 方向の影響確認を実施)</li> </ul>



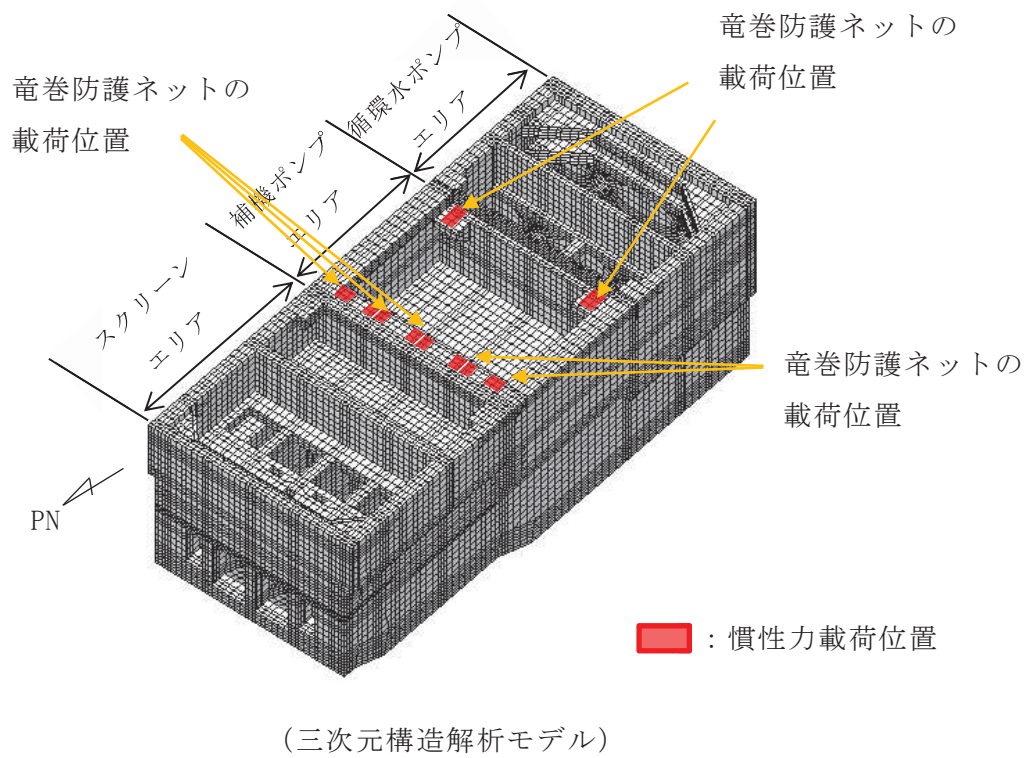
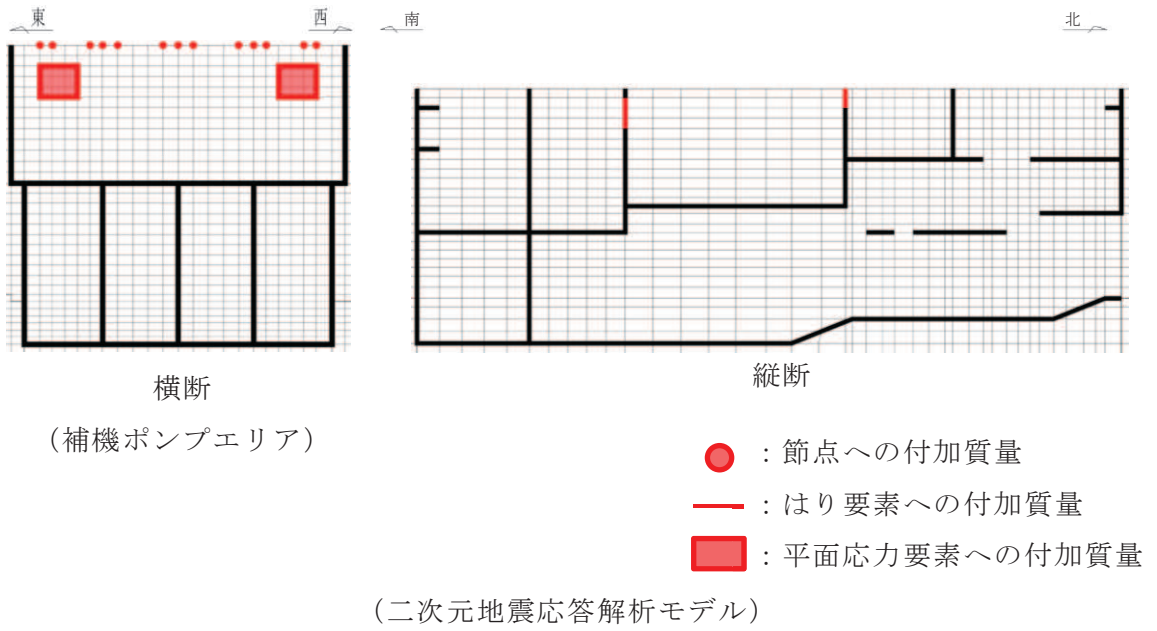
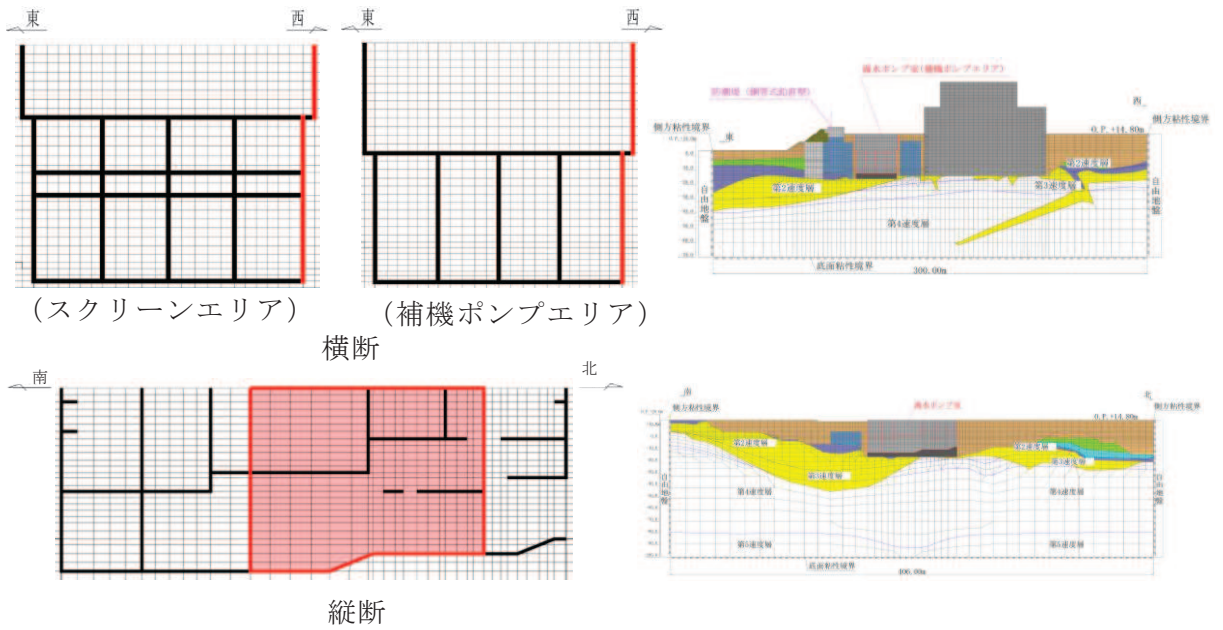
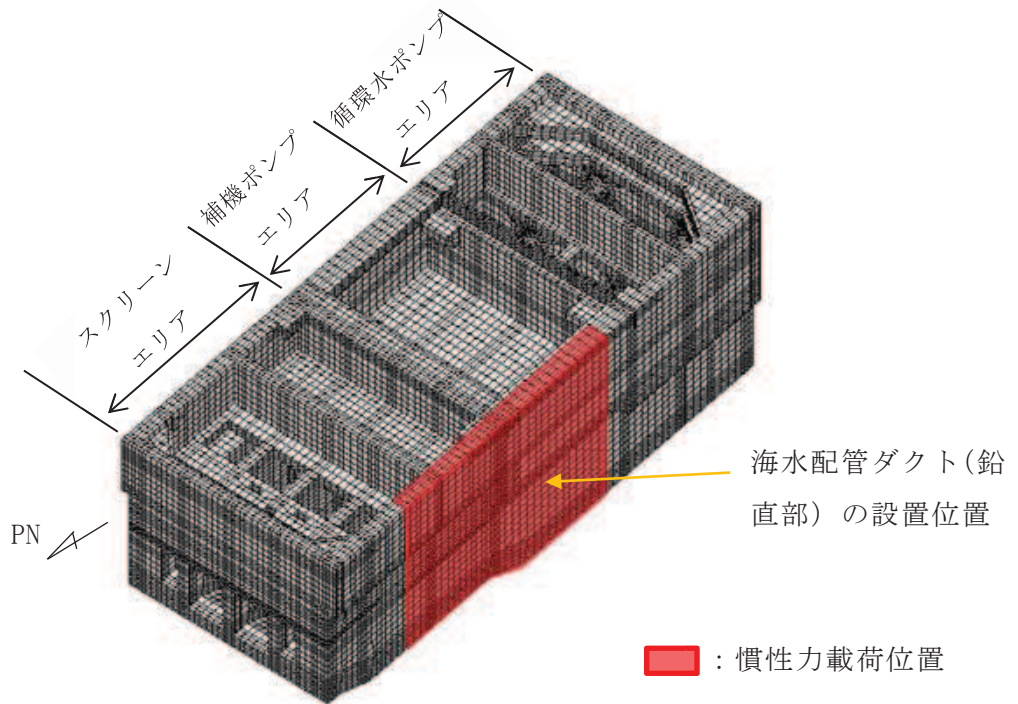


図 2-1 竜巻防護ネットの荷重評価・作用位置



- : はり要素への付加質量
- : 平面応力要素への付加質量

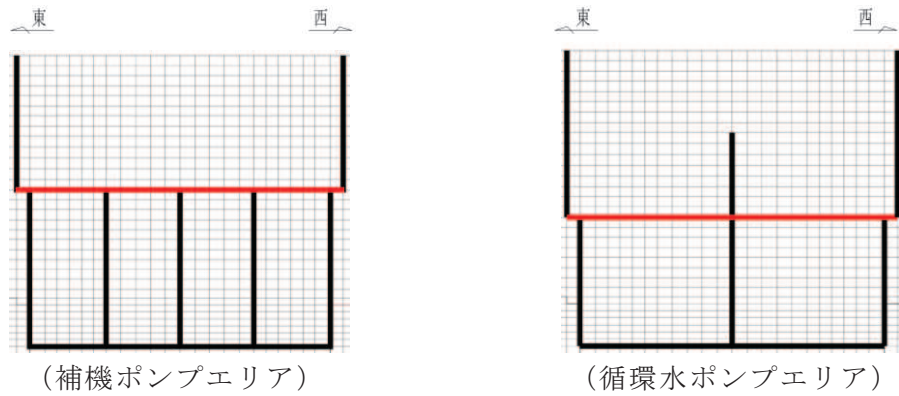
(二次元地震応答解析モデル)



(三次元構造解析モデル)

注：土圧は慣性力とは別に側壁全面に作用させる。

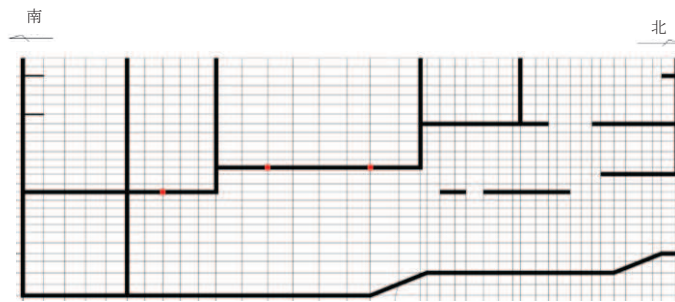
図 2-2 海水配管ダクト (鉛直部) の荷重評価・作用位置



(補機ポンプエリア)

(循環水ポンプエリア)

横断

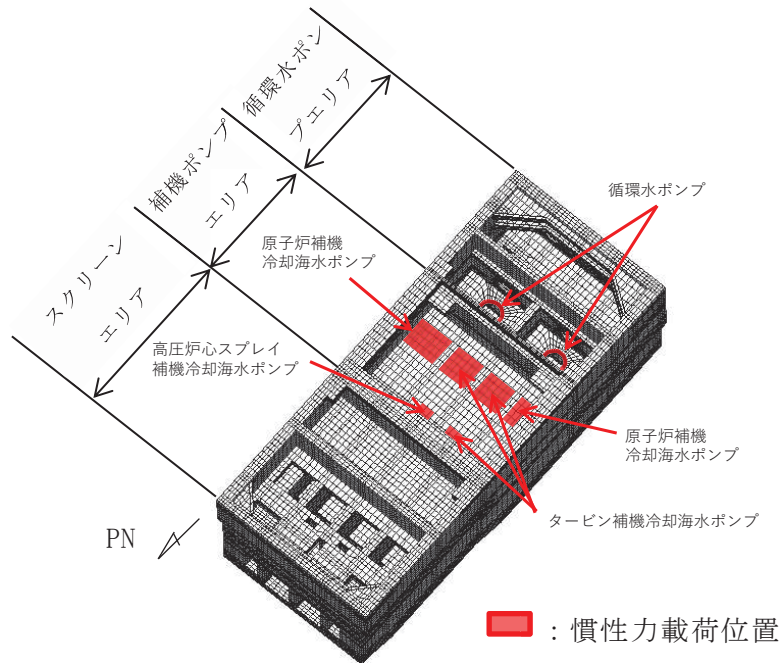


縦断

● : 節点への付加質量

— : はり要素への付加質量

(二次元地震応答解析モデル)



■ : 慣性力载荷位置

(三次元構造解析モデル)

図 2-3 機器の荷重評価・作用位置

(東西方向検討用)

作用位置*1	①竜巻防護ネットの設計荷重 (kN)			②海水ポンプ室の設計荷重*2 (kN)			①/②荷重比		
	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向
N1	140.0	351.0	533.0	—	200.3	2.7	—	1.8	197.5
N2	253.0	931.0	738.0	—	311.7	17.8	—	3.0	41.5
N3	308.0	1160.0	902.0	—	317.6	31.1	—	3.7	29.1
N4	253.0	931.0	738.0	—	311.7	29.5	—	3.0	25.1
N5	140.0	351.0	533.0	—	200.3	19.4	—	1.8	27.5
S1	0.0	2026.0	1254.0	—	1197.6	77.0	—	1.7	16.3
S2	0.0	2026.0	1254.0	—	1197.6	102.9	—	1.7	12.2

注記\*1：下図に作用位置を示す。

\*2：隔壁の面内変形（面内せん断ひずみ）が最大となる地震動及び時刻における荷重を示す。

(南北方向検討用)

作用位置*	①竜巻防護ネットの設計荷重 (kN)			②海水ポンプ室の設計荷重 (kN)			①/②荷重比		
	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向
N1	629.0	12.0	370.0	—	—	—	—	—	—
N2	1240.0	13.0	354.0	—	—	—	—	—	—
N3	1228.0	2.0	460.0	—	—	—	—	—	—
N4	1240.0	13.0	354.0	—	—	—	—	—	—
N5	629.0	12.0	370.0	—	—	—	—	—	—
S1	658.0	14.0	2292.0	—	—	—	—	—	—
S2	658.0	14.0	2292.0	—	—	—	—	—	—

注記\*：下図に作用位置を示す。

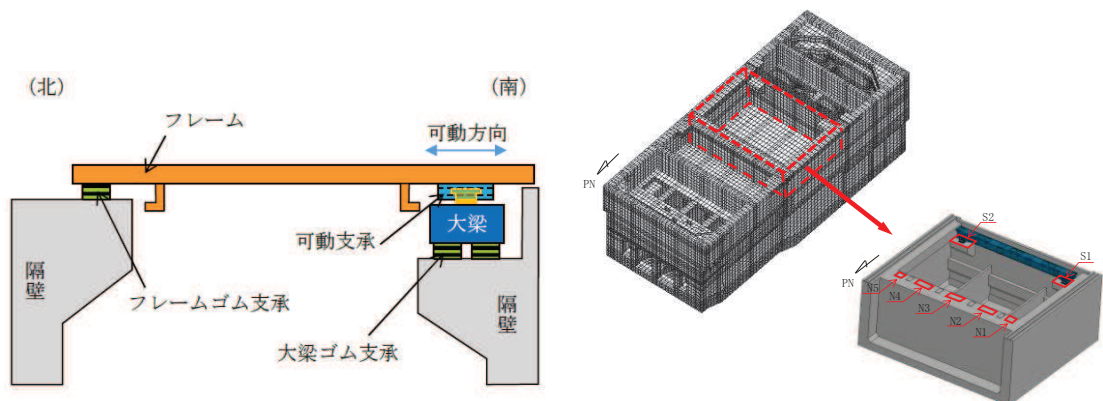


図 2-4 竜巻防護ネットの荷重比較



表 2-2 竜巻防護ネットへの飛来物衝突による荷重と地震時荷重の比較\*1

作用位置*4	①竜巻防護ネットへの飛来物衝突による荷重*2 (kN)			②竜巻防護ネットの設計荷重*3 (kN)			①/②荷重比		
	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向
N1	350	256	609	391	240	477	0.90	1.07	1.28
N2	619	436	761	791	655	626	0.78	0.67	1.22
N3	572	358	130	804	830	782	0.71	0.43	0.17
N4	586	382	74	791	655	626	0.74	0.58	0.12
N5	317	204	33	391	240	477	0.81	0.85	0.07
合計	2444	1636	1607	3168	2620	2988	0.77	0.62	0.54

注記\*1：竜巻防護ネットへの飛来物衝突による荷重は南側隔壁よりも北側隔壁の方が大きいことから、北側隔壁に作用する荷重を代表ケースとして示す。

\*2：ゴム支承の剛性は設計値を適用している。

\*3：基準地震動 S s 7 波の包絡荷重により算定し，ゴム支承の剛性は設計値を適用している。

\*4：作用位置を図 2-4 に示す。

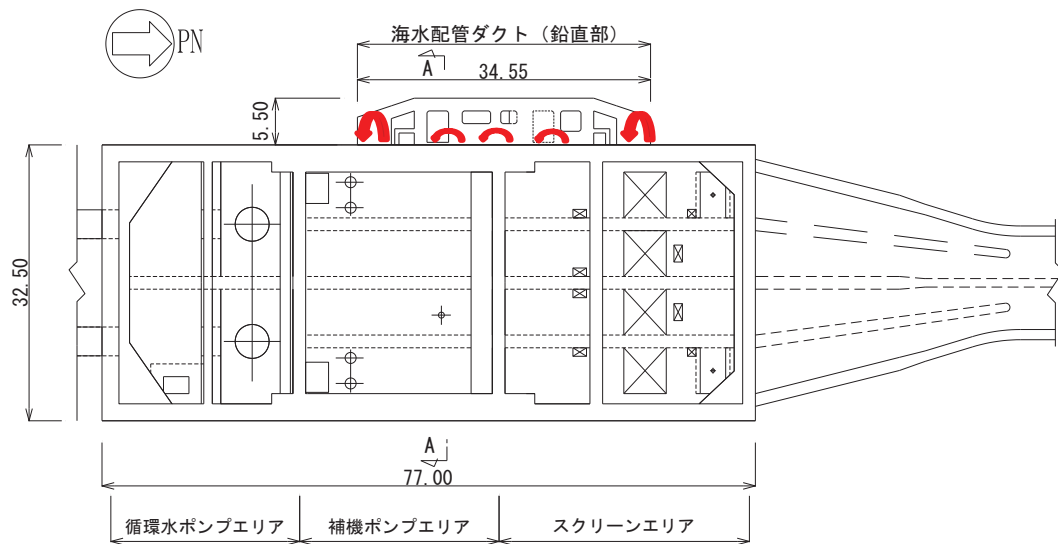


図 2-5 海水配管ダクト（鉛直部）から作用する曲げモーメント

表 2-3(1) 機器の荷重比較

(東西方向検討用)

機器 名称	作用 位置*1	①機器の設計荷重			②海水ポンプ室の設計荷重*2			③海水ポンプ室の設計荷重*3			①/② 荷重比			①/③ 荷重比		
		東西 方向 (kN)	鉛直 方向 (kN)	転倒 モー メント (kN・m)	東西 方向 (kN)	鉛直 方向 (kN)	転倒 モー メント (kN・m)	東西 方向 (kN)	鉛直 方向 (kN)	転倒 モー メント (kN・m)	東西 方向	鉛直 方向	転倒 モー メント	東西 方向	鉛直 方向	転倒 モー メント
原子炉補機 冷却海水ポンプ	R-A	2628	5498	4258	495	9	—	540	67	—	5	611	—	5	82	—
	R-B	2628	5498	4258	617	14	—	674	14	—	4	393	—	4	393	—
	R-C	2628	5498	4258	617	66	—	674	17	—	4	83	—	4	323	—
	R-D	2628	5498	4258	495	55	—	540	12	—	5	100	—	5	458	—
循環水 ポンプ	C-A	81700	16362	6909	1071	275	—	1036	350	—	76	59	—	79	47	—
	C-B	90780	17842	8196	1071	249	—	1036	105	—	85	72	—	88	170	—

注記\*1：図 2-6 に作用位置を示す。

\*2：補機ポンプエリアにおける中床版での曲げ・軸力系の破壊の照査値が厳しい地震動及び時刻における荷重を示す。

\*3：循環水ポンプエリアにおける中床版での曲げ・軸力系の破壊の照査値が厳しい地震動及び時刻における荷重を示す。

表 2-3(2) 機器の荷重比較  
(南北方向検討用)

機器名称	作用位置*	①機器の設計荷重			②海水ポンプ室の設計荷重			①/② 荷重比		
		南北方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	転倒モーメント (kN・m)	南北方向 (kN)	鉛直方向 (kN)	転倒モーメント (kN・m)	南北方向	鉛直方向	転倒モーメント
原子炉補機冷却海水ポンプ	R-A	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
	R-B	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
	R-C	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
	R-D	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
循環水ポンプ	C-A	74960	16272	6695	—	—	—	—	—	—
	C-B	79440	21592	17210	—	—	—	—	—	—

注記\* : 図 2-6 に作用位置を示す。

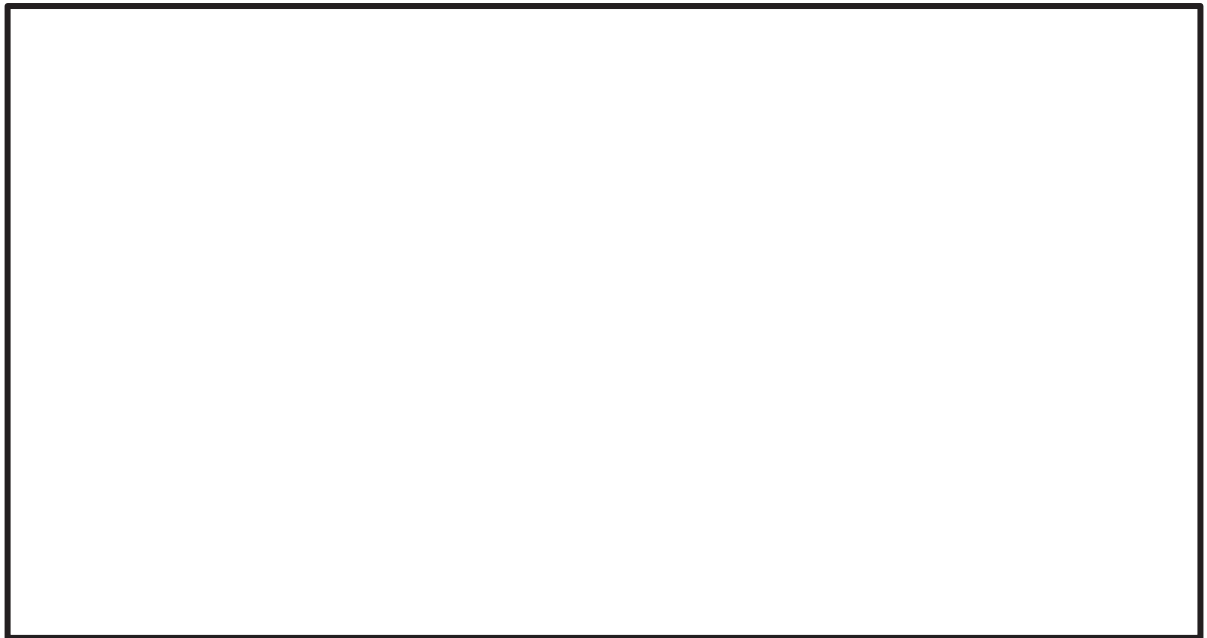


図 2-6 機器荷重作用位置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



3. 海水ポンプ室の設計では簡略化している荷重に対する影響確認方針

「2. 海水ポンプ室及び付属する施設の設計で考量する荷重の整理」において、海水ポンプ室の設計では、耐震性への影響が小さいと判断し簡略化している荷重が、海水ポンプ室の構造成立性に及ぼす影響と確認方針について、表 3-1 にまとめた。

表 3-1(1) 海水ポンプ室の設計で簡略化している荷重とその影響の確認方針

付属する施設	荷重	評価及び影響確認方針
竜巻防護 ネット	ばらつきを考慮した包絡荷重に対する安全性（東西方向）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・荷重は比較的小さく、また、海水ポンプ室の隔壁に対し面内方向に作用するが、面内変形の耐力は大きいため、簡略化しても構造成立性に影響は無い。</li> <li>・三次元構造解析モデルに竜巻防護ネットの荷重を作用させて検証する。 (4章参照)</li> </ul>
	ばらつきを考慮した包絡荷重に対する安全性（南北方向）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・荷重は比較的小さいため構造成立性に影響は無い。 (水平2方向の影響検討で確認)</li> <li>・海水ポンプ室の隔壁に面外荷重として作用する南北方向の水平方向荷重が最大となる基準地震動の時刻に竜巻防護ネットの荷重を作用させて検証する。 (4章参照)</li> </ul>
海水配管ダクト（鉛直部）	南北方向加震時に、海水配管ダクト（鉛直部）から海水ポンプ室側壁へ作用するモーメント荷重に対する安全性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・南北方向加震時に海水ポンプ室の側壁（壁厚2m以上）に面内荷重として作用する荷重（せん断力）は、側壁の面内変形に対する耐力は大きいため、構造成立性に影響は無い。 (水平2方向の影響検討で確認)</li> <li>・海水ポンプ室側壁へ作用する曲げモーメントについては、荷重を作用させて検証する。 (5章参照)</li> </ul>

表 3-1(2) 海水ポンプ室の設計で簡略化している荷重とその影響の確認方針

付属する施設	荷重	評価及び影響確認方針
機器	包絡荷重に対する安全性と、モーメント荷重に対する安全性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 機器は海水ポンプ室の床に設置されているが、床は下層の水路の隔壁等によりスパンの短い四辺固定版の集合体となっており、十分耐力が大きく、かつ裕度を有していることから、水平及び鉛直荷重の評価により、構造成立性に影響はない。</li> <li>・ 海水ポンプ室へ作用する曲げモーメントについては、転倒モーメントを三次元構造解析モデルに付加させて検証する。</li> </ul> <p>(6章参照)</p>

#### 4. 竜巻防護ネットからの荷重による影響評価

##### 4.1 検証方法

竜巻防護ネットの設計を踏まえた荷重を考慮した三次元構造解析を行い、海水ポンプ室の構造成立性への影響を検証する。竜巻防護ネットは図 4-1 に示すように、補機ポンプエリアの北側と南側の隔壁部に設置されることから、東西及び南北方向において、隔壁が厳しくなる時刻を選定し評価を行う。東西方向及び南北方向の選定時刻の考え方を以下に示す。

- ・東西方向：地震荷重が隔壁に対し面内方向に作用することから、隔壁の面内変形（面内せん断ひずみ）が最大となる地震動及び時刻を選定（ $S_s - N1$ （++），解析ケース③，7.53 秒）
- ・南北方向：地震荷重が隔壁に対し面外方向に作用することから、隔壁に作用する水平方向荷重が最大となる地震動及び時刻を選定（ $S_s - D2$ （++），解析ケース①，6.83 秒）

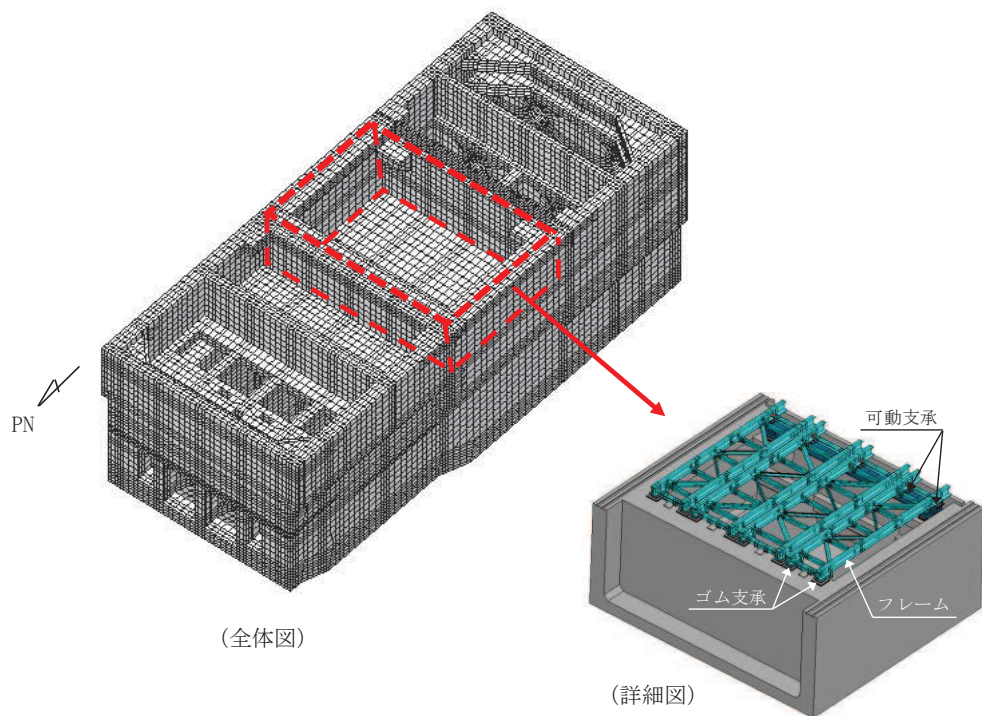


図 4-1 竜巻防護ネット設置箇所

## 4.2 検証結果

三次元構造解析による耐震評価結果として、東西方向の結果を表 4-1 に、南北方向の結果を表 4-2 に示す。東西方向の結果には、海水ポンプ室の設計で考慮している荷重（慣性力：加速度×質量）の比較結果と併せて示す。また、東西方向のコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの分布図を図 4-2 及び図 4-3 に示す。

図 2-4 に示すように、過大な荷重となる竜巻防護ネットからの荷重を作用させたが、海水ポンプ室の設計で考慮している荷重（慣性力）を作用させた結果との差異は軽微であることが確認された。また、南北方向の結果を表 4-2 に示しているが、東西方向と同様に、過大な荷重として竜巻防護ネットからの荷重を作用させても、発生ひずみは小さいことが確認された。

以上より、過大な荷重となる竜巻防護ネットからの荷重を作用させても、海水ポンプ室の構造成立性には影響を与えるものではないと評価できる。

表 4-1 (1) コンクリートの圧縮ひずみ（東西方向）\*1

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	竜巻防護ネットからの荷重 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界：2000 $\mu$ )	海水ポンプ室の設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界：2000 $\mu$ )	
底版	698 $\mu$	687 $\mu$	1.02
中床版	634 $\mu$	623 $\mu$	1.02
側壁	675 $\mu$	675 $\mu$	1.00
隔壁	<u>1564<math>\mu</math></u>	<u>1568<math>\mu</math></u>	1.00
導流壁	226 $\mu$	214 $\mu$	1.06
妻壁	159 $\mu$	158 $\mu$	1.01

注記\*1：下線部は、照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 4-1 (2) 主筋ひずみ (東西方向) \*1

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	竜巻防護ネットからの荷重 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	海水ポンプ室の設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	
底版	<u>1452 <math>\mu</math></u> *3	<u>1318 <math>\mu</math></u> *3	1.10
中床版	1247 $\mu$	1200 $\mu$	1.04
側壁	1439 $\mu$	1408 $\mu$	1.02
隔壁	1443 $\mu$	1197 $\mu$	1.21
導流壁	170 $\mu$	152 $\mu$	1.12
妻壁	81 $\mu$	83 $\mu$	0.98

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$

\*3: 要素平均化後の値を示す。

表 4-1 (3) 面内せん断ひずみ (東西方向) \*1

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	竜巻防護ネットからの荷重 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	海水ポンプ室の設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	
底版	—	—	—
中床版	—	—	—
側壁	—	—	—
隔壁	<u>517 <math>\mu</math></u>	<u>505 <math>\mu</math></u>	1.02
導流壁	—	—	—
妻壁	145 $\mu$	144 $\mu$	1.01

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$

表 4-1 (4) せん断破壊に対する照査\* (東西方向)

評価部材	照査値		照査値の比 ①/②
	①竜巻防護ネット からの荷重	②海水ポンプ室の 設計荷重	
底版	0.80	0.80	1.00
中床版	0.89	0.87	1.03
側壁	0.79	0.79	1.00
隔壁	0.90	0.88	1.03
導流壁	<u>0.91</u>	<u>0.89</u>	<u>1.03</u>
妻壁	0.74	0.75	0.99

注記\*：下線部は，照査値のうち最大値を示す。

表 4-2 (1) コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ\*<sup>1</sup> (南北方向)

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>	
	竜巻防護ネットからの荷重	
	コンクリートの圧縮ひずみ (許容限界：2000 $\mu$ )	主筋ひずみ (許容限界：1725 $\mu$ )
底版	148 $\mu$	34 $\mu$
中床版	99 $\mu$	46 $\mu$
側壁	182 $\mu$	124 $\mu$
隔壁	<u>236 <math>\mu</math></u>	144 $\mu$
導流壁	204 $\mu$	148 $\mu$
妻壁	75 $\mu$	<u>342 <math>\mu</math></u>

注記\*<sup>1</sup>：下線部は，照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*<sup>2</sup>：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 4-2 (2) せん断破壊に対する照査\* (南北方向)

評価部材	照査値
底版	<u>0.90</u>
中床版	0.43
側壁	0.26
隔壁	0.79
導流壁	0.13
妻壁	0.29

注記\*：下線部は，照査値のうち最大値を示す。

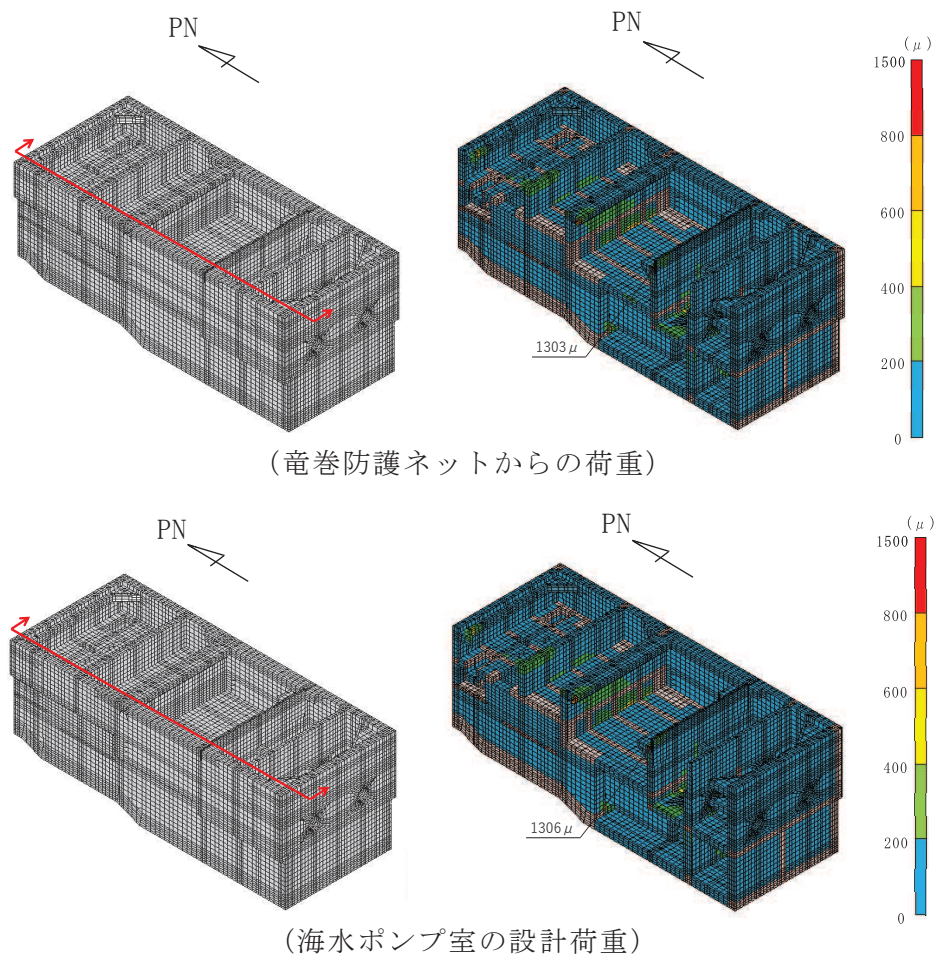


図 4-2 コンクリートの圧縮ひずみ分布図 (東西方向)



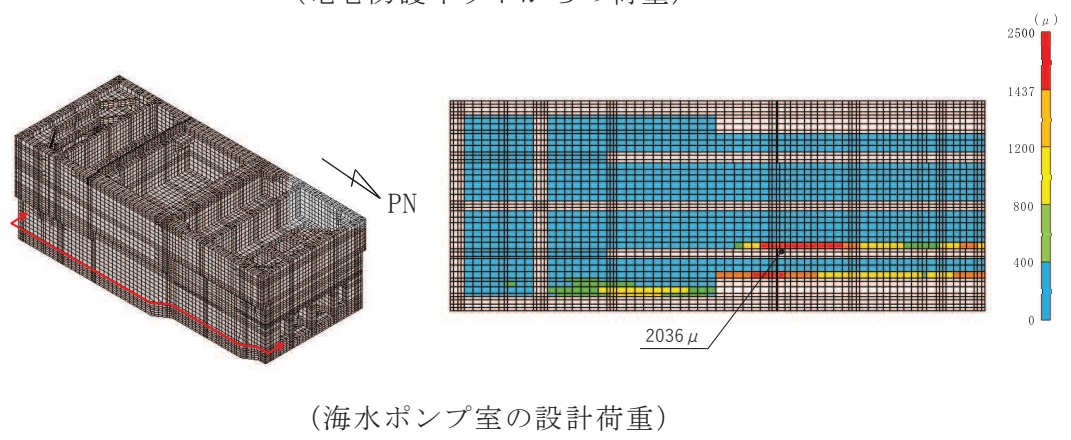
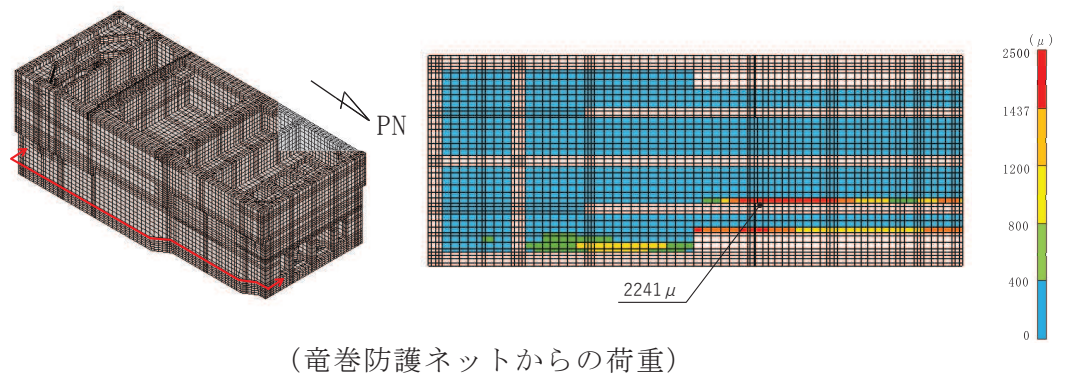


図 4-3 主筋ひずみ分布図 (東西方向)

## 5. 海水配管ダクト（鉛直部）からの荷重による影響評価

### 5.1 検証方法

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価は、水平輪切り断面として東西方向と南北方向の2方向の荷重を作用させているため、南北方向加振時の慣性力と土圧が作用することにより、海水配管ダクト（鉛直部）の張出長さに応じた曲げモーメントが、海水ポンプ室西側の側壁に荷重として作用する。一方、海水ポンプ室の設計においては、海水配管ダクト（鉛直部）の躯体重量は海水ポンプ室の8%程度、張出長は5.5m程度、さらに躯体周囲には改良地盤が施工されており、海水ポンプ室への影響は軽微と考えられることから、海水ポンプ室の設計荷重では、水平方向荷重と鉛直方向荷重として考慮しており、曲げモーメントの影響はないと評価している。このため、海水配管ダクト（鉛直部）からの曲げモーメントの作用による海水ポンプ室への構造成立性への影響について検証する。

検証として、海水ポンプ室は東西方向の耐震評価を行っているため、保守的な評価となるよう弱軸である東西方向の荷重状態に、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価から算定される曲げモーメントを作用させた三次元構造解析を行い、海水ポンプ室の構造成立性への影響を評価する。

検証に用いる地震動は、海水配管ダクト（鉛直部）から算定される曲げモーメントが最も大きく算出されるよう、海水配管ダクト（鉛直部）の南北方向加振において水平荷重が最大となる地震動として  $S_s - D2(++)$  を選定する。なお、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する土圧は、図5-1に示す海水配管ダクト（鉛直部）の南北断面モデルにより評価し、得られた土圧分布から図5-2に示すように、保守的な荷重設定となるよう深度方向の各区分における最大値包絡とし、海水ポンプ室に作用させる曲げモーメントを保守的に算定している。

特に O.P. +3m 以深や O.P. -2m 以深において保守的な荷重を用いている。

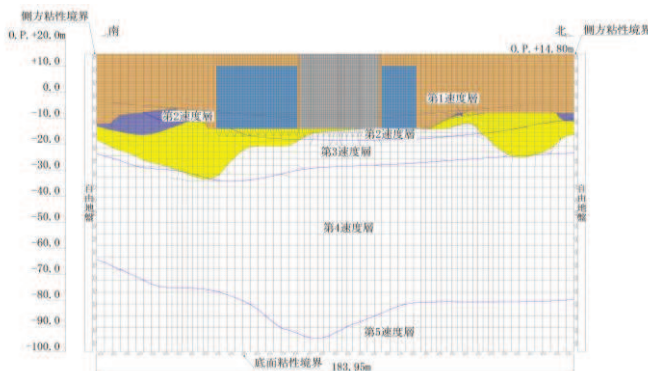


図5-1 海水配管ダクト（鉛直部）の南北断面地震応答解析モデル

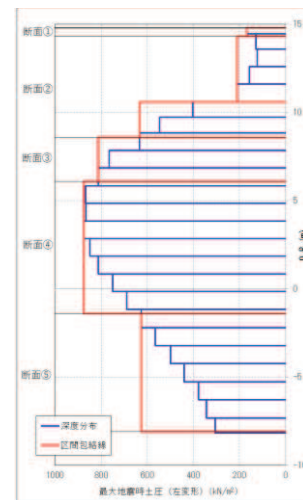


図5-2 土圧分布図

（北側に作用する土圧，北→南への変形）

## 5.2 検証結果

三次元構造解析による耐震評価結果を表 5-1 に示す。併せて、コンクリートの圧縮ひずみ分布図を図 5-3 に、主筋のひずみ分布図を図 5-4 に示す。

表 5-1 に示すように、保守的に算定した海水配管ダクト（鉛直部）の南北加震による側壁への曲げモーメントを、より保守的な評価となるよう海水ポンプ室の弱軸である東西方向の荷重状態に作用させても、曲げ・軸力系及びせん断破壊に対する許容限界を満たしていることが確認できた。

以上より、海水配管ダクト（鉛直部）からの荷重を保守的に考慮しても、海水ポンプ室の構造成立性には影響を与えるものではないと評価できる。

表 5-1 (1) コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ\*<sup>1</sup>

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>	
	海水配管ダクト（鉛直部）からの荷重	
	コンクリートの圧縮ひずみ （許容限界：2000 $\mu$ ）	主筋ひずみ （許容限界：1725 $\mu$ ）
底版	378 $\mu$	717 $\mu$
中床版	273 $\mu$	732 $\mu$
側壁	740 $\mu$	<u>1497 <math>\mu</math></u>
隔壁	<u>1426 <math>\mu</math></u>	411 $\mu$
導流壁	110 $\mu$	52 $\mu$
妻壁	118 $\mu$	24 $\mu$

注記\*1：下線部は、発生ひずみのうち最大値を示す。

\*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-1 (2) せん断破壊に対する照査\*

評価部材	照査値
底版	0.52
中床版	0.58
側壁	<u>0.79</u>
隔壁	0.64
導流壁	0.54
妻壁	0.71

注記\*：下線部は、照査値のうち最大値を示す。

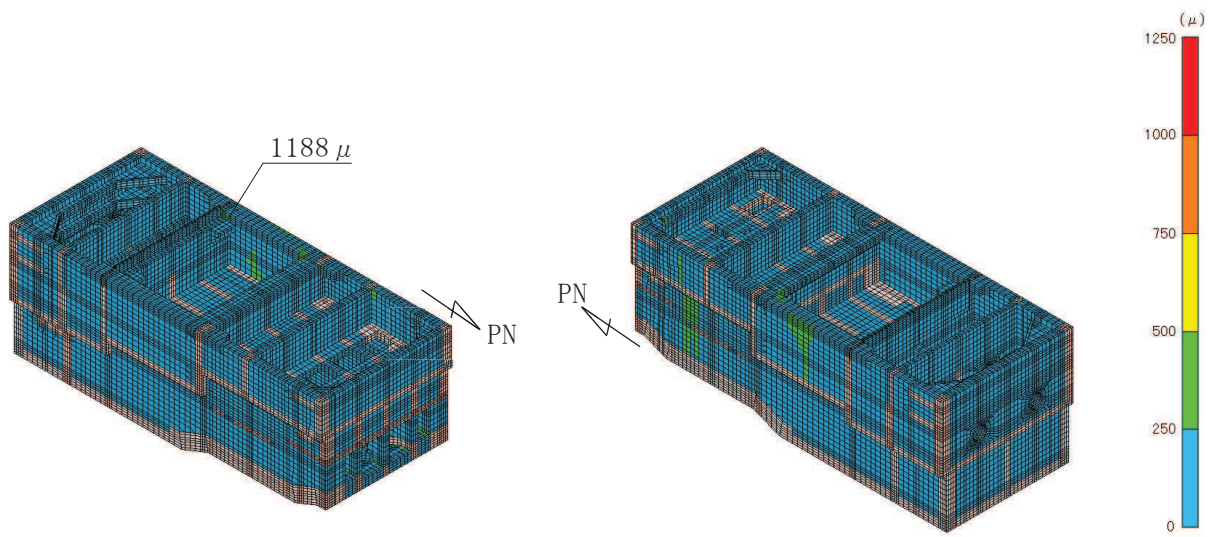


図 5-3 コンクリートの圧縮ひずみ分布図

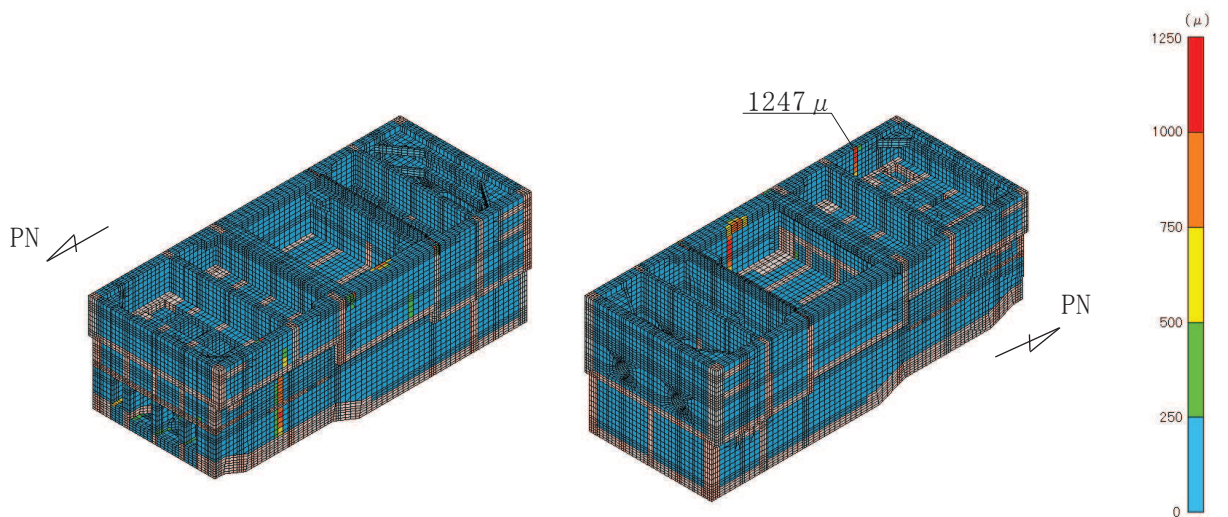


図 5-4 主筋ひずみ分布図



## 6. 機器からの荷重による影響評価

### 6.1 検証方法

海水ポンプ室の設計においては、二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に機器の質量を乗じた水平方向及び鉛直方向の慣性力を三次元構造解析モデルに作用させることで機器荷重を考慮している。一方、機器の設計では、水平・鉛直荷重に加えて機器の高さを考慮した転倒モーメントが算定されており、設計上の相違点となっている。また、機器の設計荷重は基準地震動 S s 7 波の包絡荷重に対して評価しており、十分な裕度をもった設計となっている。

本評価では、上述の設計上の相違点に着目し、海水ポンプ室の設計に対して機器により生じる転倒モーメントを付加した三次元構造解析を行い、海水ポンプ室の構造成立性への影響を検証する。機器は図 6-1 に示すように、補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの中床版に設置されることから、東西及び南北方向において、中床版が厳しくなる時刻を選定し評価を行う。東西方向及び南北方向の選定時刻の考え方を以下に示す。

- ・東西方向：補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの中床版での曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最大となる地震動及び時刻を選定

補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

循環水ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース④, 7.50 秒)

- ・南北方向：機器からの転倒モーメントが大きくなると考えられる時刻として、中床版での水平加速度が最大となる地震動及び時刻を選定

S s - F 3 (-+) , 解析ケース①, 26.69 秒

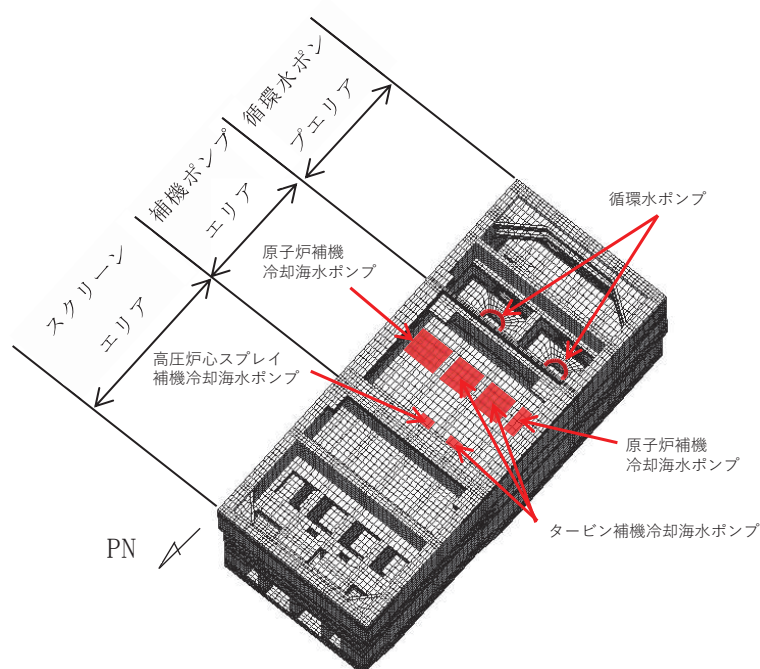


図 6-1 機器設置個所

## 6.2 検証結果

東西方向の結果を表 6-1 に、南北方向の結果を表 6-2 に示す。東西方向の結果には、海水ポンプ室の設計で考慮している荷重（慣性力：加速度×質量）の比較結果と併せて示す。また、東西方向のコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの分布図を図 6-2 及び図 6-3 に示す。

機器により生じる転倒モーメントを付加させた結果との差異は軽微であることが確認された。また、南北方向の結果を表 6-2 に示しているが、転倒モーメントを付加させても、発生ひずみは小さいことが確認された。

以上より、機器からの転倒モーメントを作用させても、海水ポンプ室の構造成立性には影響を与えるものではないと評価できる。

表 6-1 (1) コンクリートの圧縮ひずみ (東西方向) \*<sup>1</sup>  
 補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>		照査用ひずみ比 $\epsilon_{d1} / \epsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 $\epsilon_{d1}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	海水ポンプ室の 設計荷重 $\epsilon_{d2}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	
底版	678 $\mu$	678 $\mu$	1.00
中床版	574 $\mu$	573 $\mu$	1.00
側壁	657 $\mu$	657 $\mu$	1.00
隔壁	<u>1538 <math>\mu</math></u>	<u>1540 <math>\mu</math></u>	1.00
導流壁	231 $\mu$	230 $\mu$	1.00
妻壁	140 $\mu$	141 $\mu$	0.99

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$

表 6-1 (2) コンクリートの圧縮ひずみ (東西方向) \*<sup>1</sup>  
 循環水ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース④, 7.50 秒)

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>		照査用ひずみ比 $\epsilon_{d1} / \epsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 $\epsilon_{d1}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	海水ポンプ室の 設計荷重 $\epsilon_{d2}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	
底版	462 $\mu$	464 $\mu$	1.00
中床版	426 $\mu$	425 $\mu$	1.00
側壁	483 $\mu$	483 $\mu$	1.00
隔壁	<u>978 <math>\mu</math></u>	<u>978 <math>\mu</math></u>	1.00
導流壁	134 $\mu$	131 $\mu$	1.02
妻壁	122 $\mu$	123 $\mu$	0.99

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$



表 6-1 (3) 主筋ひずみ (東西方向) \*<sup>1</sup>

補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++)), 解析ケース③, 7.53 秒)

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	海水ポンプ室の 設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	
底版	<u>1196 <math>\mu</math></u> * <sup>3</sup>	<u>1191 <math>\mu</math></u> * <sup>3</sup>	1.00
中床版	1187 $\mu$	1182 $\mu$	1.00
側壁	1445 $\mu$	1456 $\mu$	0.99
隔壁	1053 $\mu$	1089 $\mu$	0.97
導流壁	189 $\mu$	191 $\mu$	0.99
妻壁	58 $\mu$	58 $\mu$	1.00

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$

\*3: 要素平均化後の値を示す。

表 6-1 (4) 主筋ひずみ (東西方向) \*<sup>1</sup>

循環水ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++)), 解析ケース④, 7.50 秒)

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	海水ポンプ室の 設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	
底版	<u>1577 <math>\mu</math></u>	<u>1575 <math>\mu</math></u>	1.00
中床版	960 $\mu$	987 $\mu$	0.97
側壁	742 $\mu$	797 $\mu$	0.93
隔壁	1116 $\mu$	1109 $\mu$	1.01
導流壁	64 $\mu$	65 $\mu$	0.98
妻壁	44 $\mu$	44 $\mu$	1.00

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$

表 6-1(5) 面内せん断ひずみ（東西方向）\*1

補機ポンプエリア着目（S s - N 1（++），解析ケース③，7.53 秒）

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界：2000 $\mu$ )	海水ポンプ室の 設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界：2000 $\mu$ )	
底版	—	—	—
中床版	—	—	—
側壁	—	—	—
隔壁	<u>462 <math>\mu</math></u>	<u>461 <math>\mu</math></u>	1.00
導流壁	—	—	—
妻壁	125 $\mu$	125 $\mu$	1.00

注記\*1：下線部は，照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 6-1(6) 面内せん断ひずみ（東西方向）\*1

循環水ポンプエリア着目（S s - N 1（++），解析ケース④，7.50 秒）

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界：2000 $\mu$ )	海水ポンプ室の 設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界：2000 $\mu$ )	
底版	—	—	—
中床版	—	—	—
側壁	—	—	—
隔壁	<u>305 <math>\mu</math></u>	<u>306 <math>\mu</math></u>	1.00
導流壁	—	—	—
妻壁	96 $\mu$	96 $\mu$	1.00

注記\*1：下線部は，照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 6-1 (7) せん断破壊に対する照査\* (東西方向)  
補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

評価部材	照査値		照査値の比 ①/②
	①転倒モーメント 付加	②海水ポンプ室の 設計荷重	
底版	0.80	0.80	1.00
中床版	<u>0.90</u>	<u>0.90</u>	1.00
側壁	0.72	0.72	1.00
隔壁	0.83	0.82	1.01
導流壁	0.85	0.85	1.00
妻壁	0.69	0.70	0.99

注記\* : 下線部は, 照査値のうち最大値を示す。

表 6-1 (8) せん断破壊に対する照査\* (東西方向)  
循環水ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース④, 7.50 秒)

評価部材	照査値		照査値の比 ①/②
	①転倒モーメント 付加	②海水ポンプ室の 設計荷重	
底版	0.86	0.86	1.00
中床版	0.84	0.83	1.01
側壁	0.76	0.76	1.00
隔壁	0.76	0.76	1.00
導流壁	<u>0.89</u>	<u>0.89</u>	1.00
妻壁	0.82	0.82	1.00

注記\* : 下線部は, 照査値のうち最大値を示す。

表 6-2(1) コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ\*<sup>1</sup> (南北方向)

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>	
	転倒モーメント付加	
	コンクリートの圧縮ひずみ (許容限界：2000 $\mu$ )	主筋ひずみ (許容限界：1725 $\mu$ )
底版	176 $\mu$	45 $\mu$
中床版	114 $\mu$	105 $\mu$
側壁	224 $\mu$	137 $\mu$
隔壁	<u>267 <math>\mu</math></u>	94 $\mu$
導流壁	158 $\mu$	101 $\mu$
妻壁	84 $\mu$	<u>255 <math>\mu</math></u>

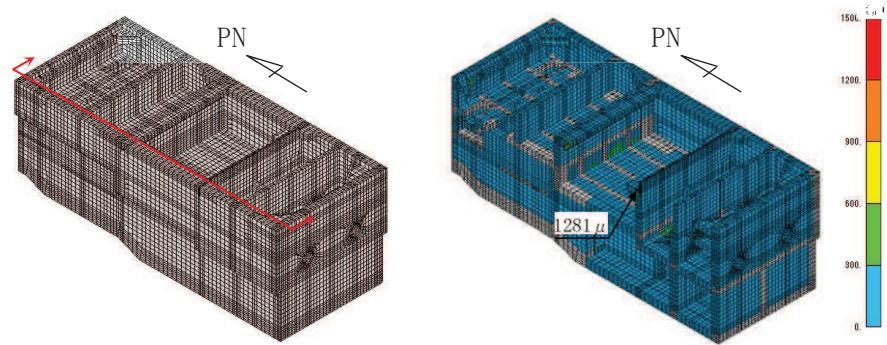
注記\*1：下線部は、照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

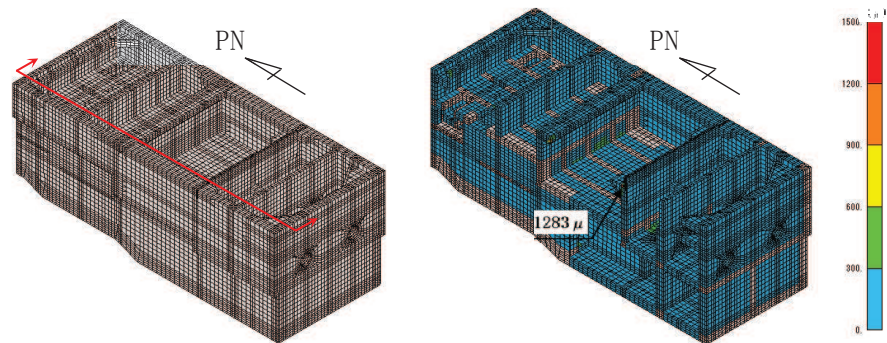
表 6-2 (2) せん断破壊に対する照査\* (南北方向)

評価部材	照査値
底版	<u>0.81</u>
中床版	0.76
側壁	0.27
隔壁	0.64
導流壁	0.14
妻壁	0.29

注記\*：下線部は、照査値のうち最大値を示す。



(転倒モーメント付加)



(海水ポンプ室の設計荷重)

図 6-2 コンクリートの圧縮ひずみ分布図 (東西方向)  
補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

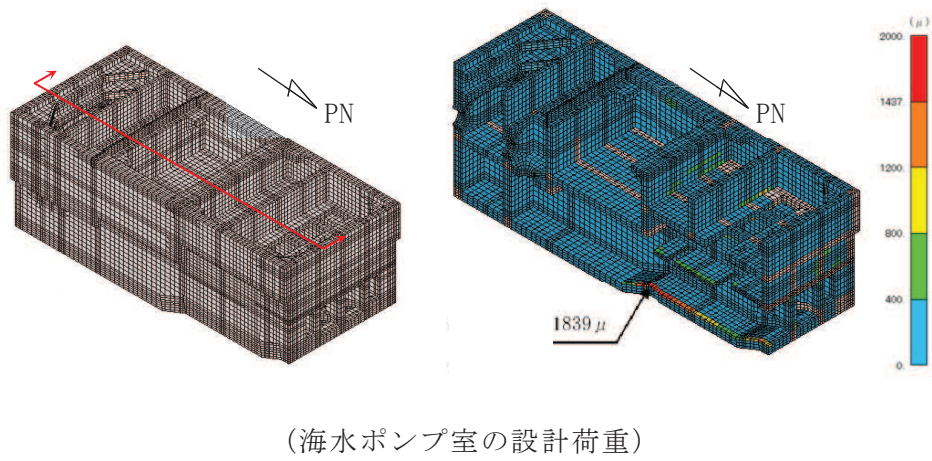
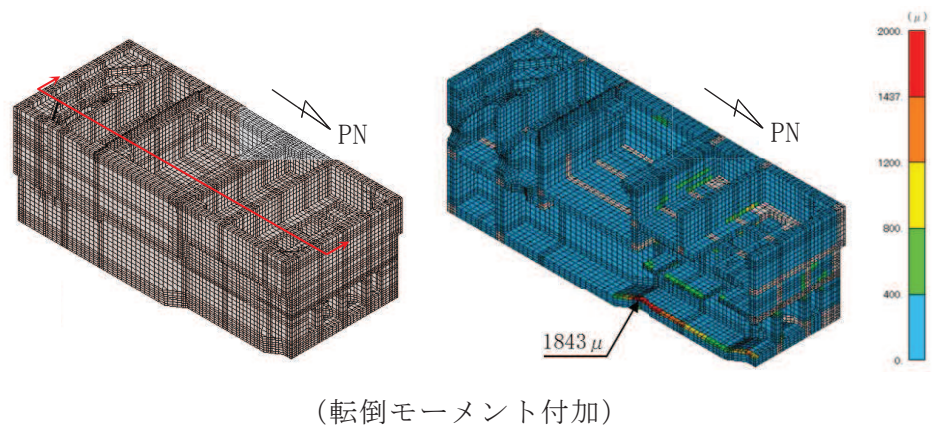


図 6-3 主筋ひずみ分布図 (東西方向)  
 補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

## 7. まとめ

海水ポンプ室に付属する竜巻防護ネット、海水配管ダクト（鉛直部）及び機器について、付属する施設の個別設計は、加震方向、ばらつきの考慮方法、包絡荷重の採用等の荷重抽出の考え方等において、海水ポンプ室の設計とは異なるため、個別設計の結果を反映した荷重と海水ポンプ室の設計で評価している荷重を整理し比較した。

海水ポンプ室に作用する荷重については、主要な荷重については設計に見込んでおり、海水ポンプ室の設計で荷重を簡略化しても耐震性への影響はないと考えられる。ただし、竜巻防護ネットの荷重、海水配管ダクト（鉛直部）の荷重及び機器の荷重について、定量的に個別評価を実施した。

竜巻防護ネットの荷重を用いた東西、南北それぞれに対する構造解析を実施し、曲げ・軸力系及びせん断に対する照査を行い、安全性を確認できたことから、海水ポンプ室の耐震性へ影響がないことを確認した。

海水配管ダクト（鉛直部）についても、南北方向加震により、海水ポンプ室側壁へ曲げモーメントが作用することから、保守的に評価した荷重に基づく曲げモーメントを海水ポンプ室の側壁に作用させて構造解析を実施し、曲げ・軸力系及びせん断に対する照査を行い、安全性を確認できたことから、海水ポンプ室の耐震性へ影響がないことを確認した。

さらに、機器から生じる転倒モーメントを付加させた東西、南北それぞれに対する構造解析を実施し、曲げ・軸力系及びせん断に対する照査を行い、安全性を確認できたことから、海水ポンプ室の耐震性へ影響がないことを確認した。

以上より、海水ポンプ室の設計では簡略化している個別の施設の耐震評価から算定される荷重に対しても、海水ポンプ室の耐震性へ影響がないことを確認し、かつ構造成立性に影響を与えないことを確認した。



## 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

### 1. 概要

海水ポンプ室の補機ポンプエリアには、原子炉補機冷却海水ポンプ（以下「RSWポンプ」という。）、高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ（以下「HPSWポンプ」という。）及びタービン補機冷却海水ポンプ（以下「TSWポンプ」という。）が設置されており、これらの系統について、安全設備の多重性や独立性確保のために鉄筋コンクリート部材で構成される隔壁等を設置している。

隔壁等には、Sクラスの配管を間接支持する支持機能と、溢水事象に対する止水機能が要求される。

本資料は、海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁等が基準地震動 $S_s$ による地震時に構造強度を有すること、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと、また、機器の破損時における溢水に対して止水機能を損なわないことを確認するものである。

## 2. 基本方針

### 2.1 構造概要

海水ポンプ室の平面図を図 2-1 に、海水ポンプ室補機ポンプエリアの平面図を図 2-2 に、断面図を図 2-3 に示す。

図 2-4 のとおり、補機ポンプエリアは、鉄筋コンクリート構造の 6 つの隔壁と 3 つのトレンチが設置されており、隔壁及びトレンチにより 4 系統に分離されている。

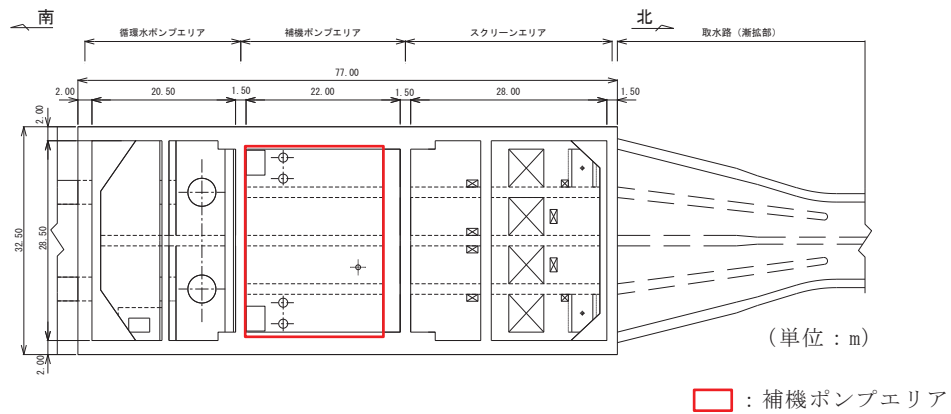


図 2-1 海水ポンプ室平面図

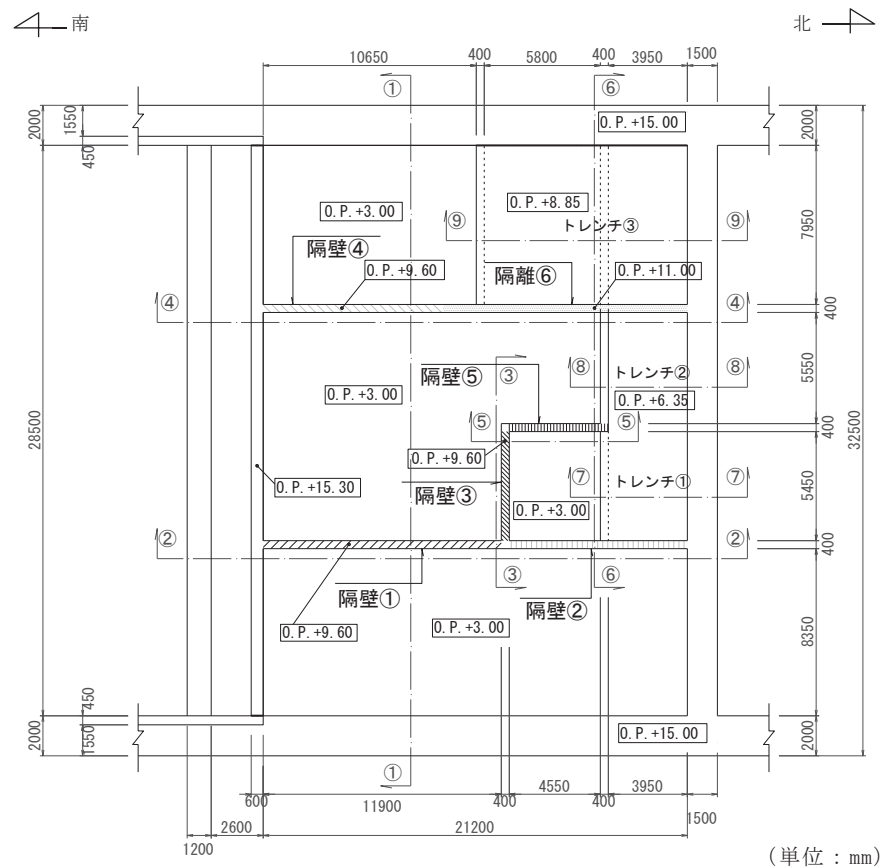


図 2-2 海水ポンプ室補機ポンプエリアの平面図

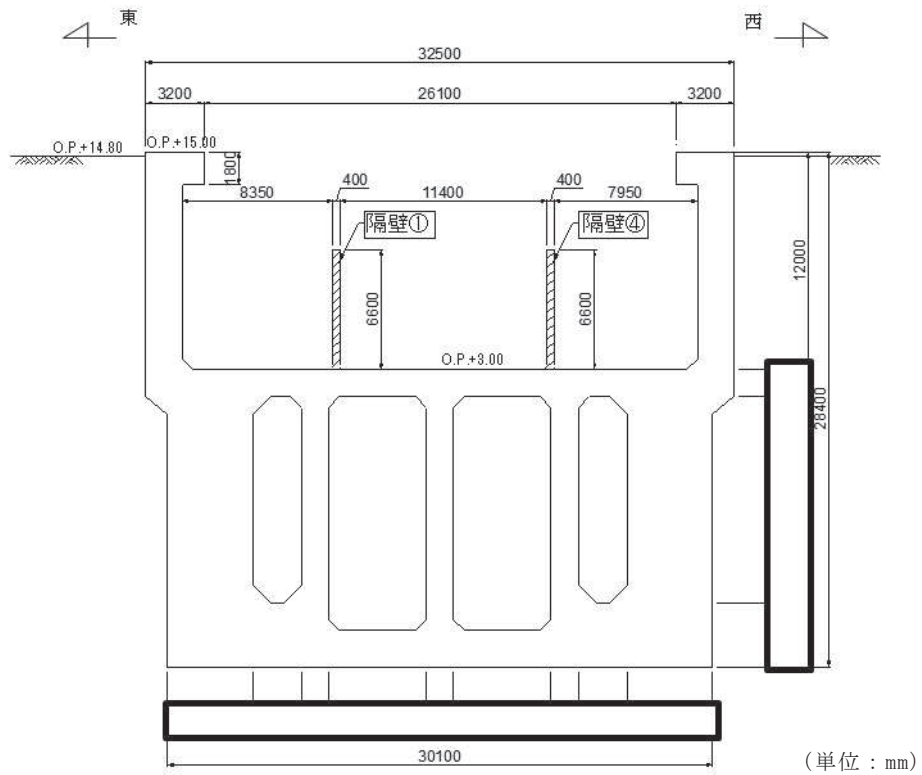


図 2-3(1) 補機ポンプエリア断面図 (①—①断面)

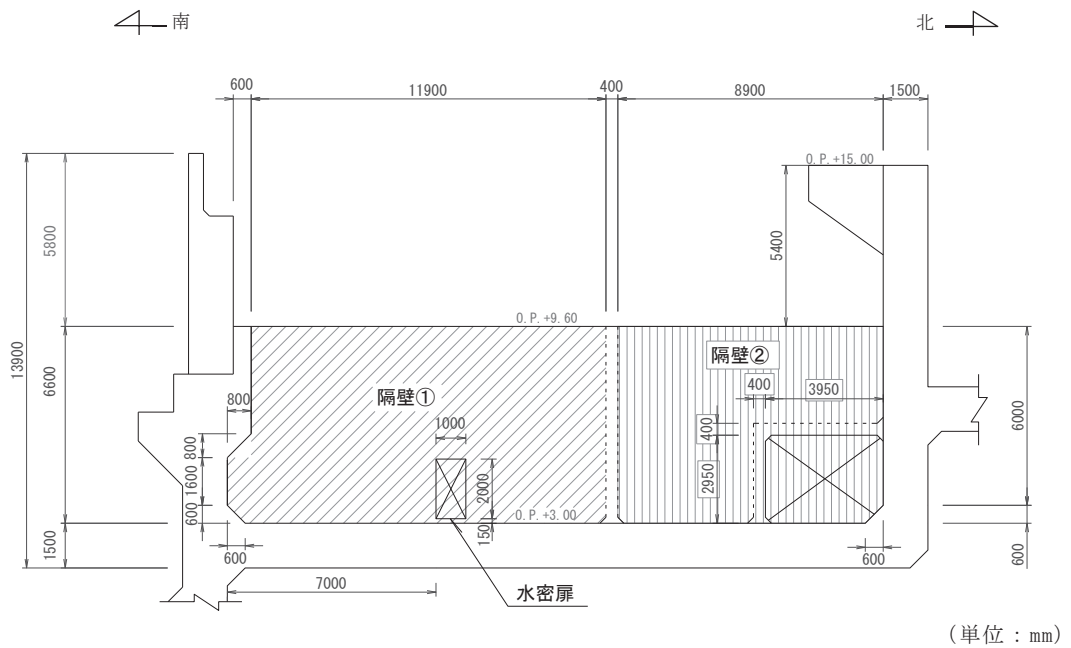


図 2-3(2) 補機ポンプエリア断面図 (②—②断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

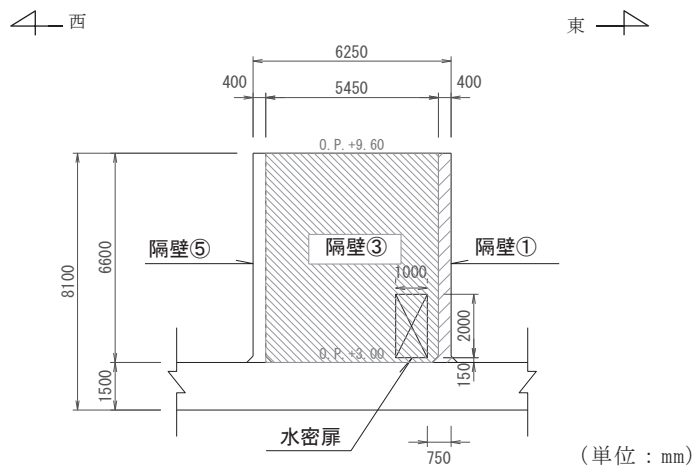


図 2-3(3) 補機ポンプエリア断面図 (③—③断面)

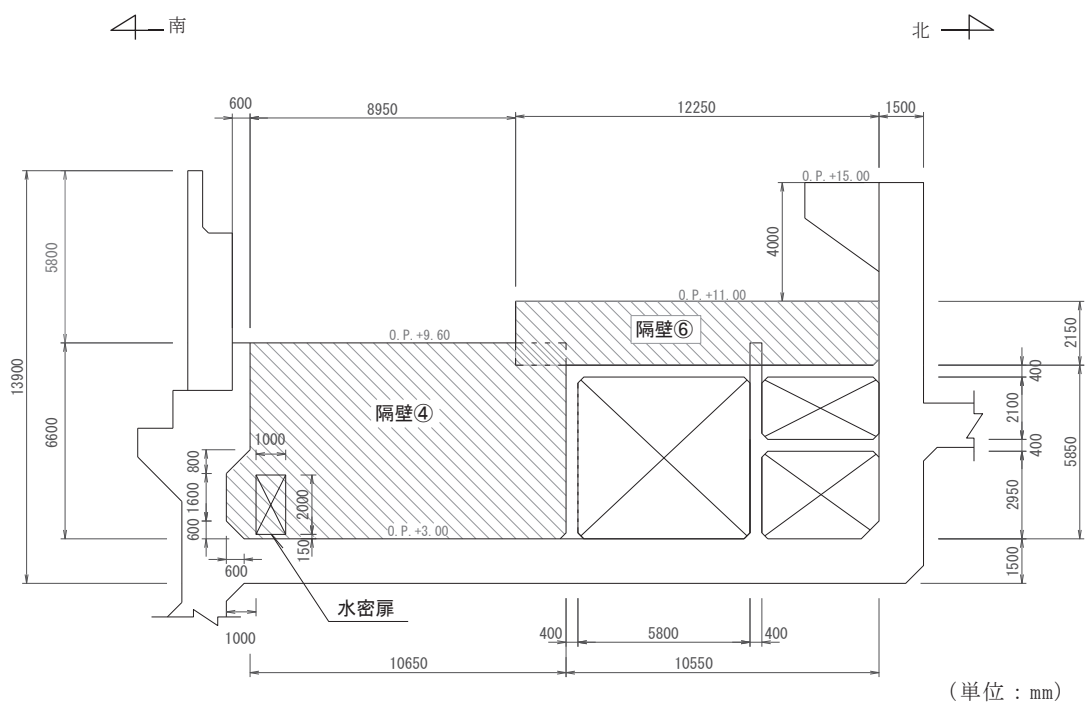


図 2-3(4) 補機ポンプエリア断面図 (④—④断面)

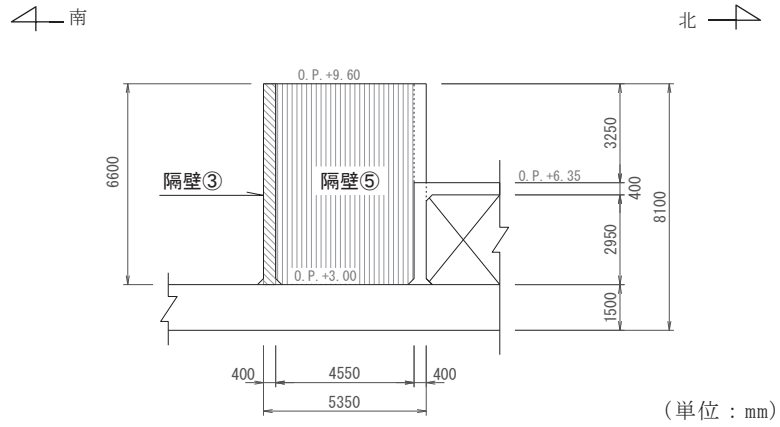


図 2-3(5) 補機ポンプエリア断面図 (⑤—⑤断面)

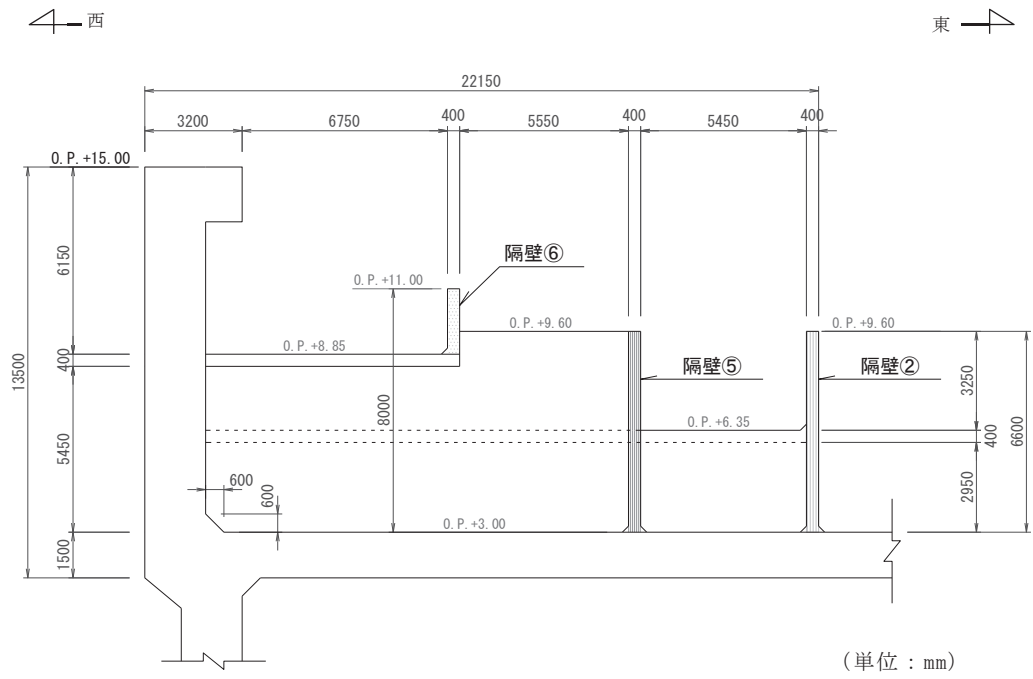


図 2-3(6) 補機ポンプエリア断面図 (⑥—⑥断面)

南 ←

北 →

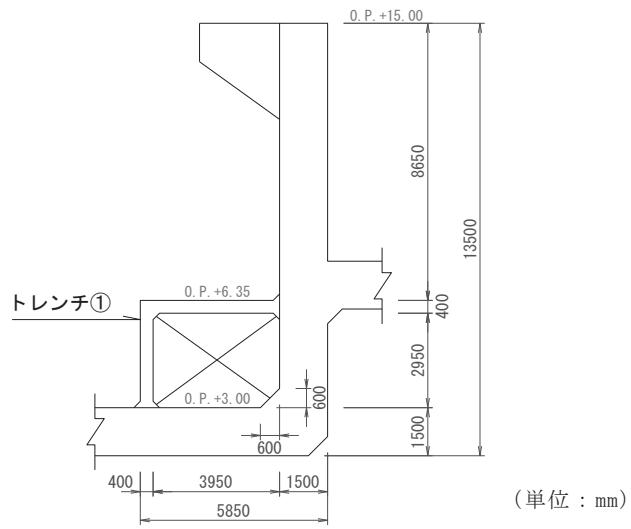


図 2-3(7) 補機ポンプエリア断面図 (⑦—⑦断面)

南 ←

北 →

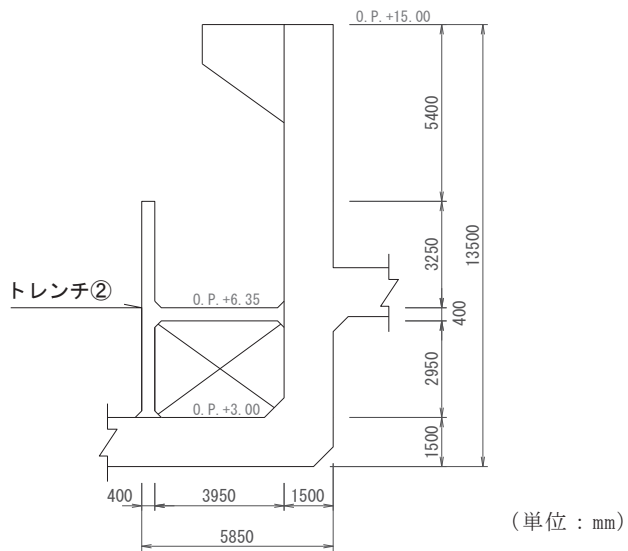


図 2-3(8) 補機ポンプエリア断面図 (⑧—⑧断面)

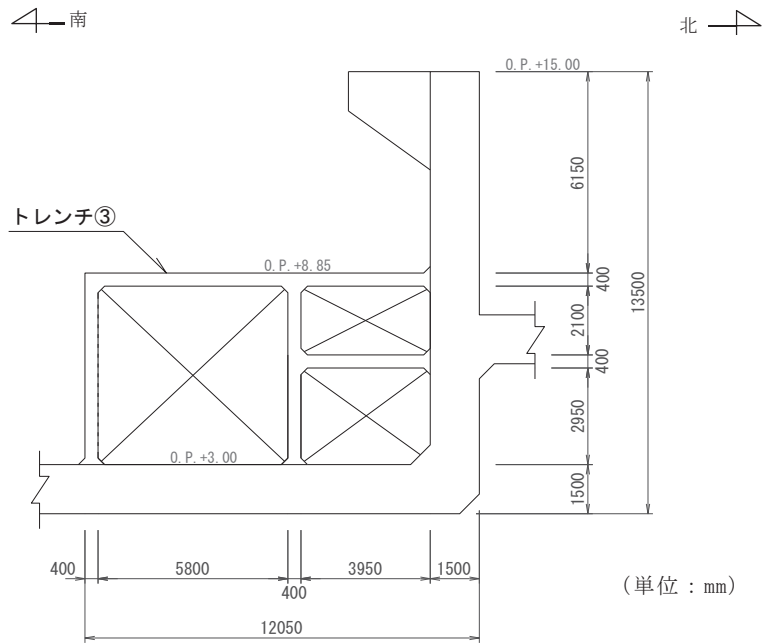


図 2-3(9) 補機ポンプエリア断面図 (⑨—⑨断面)

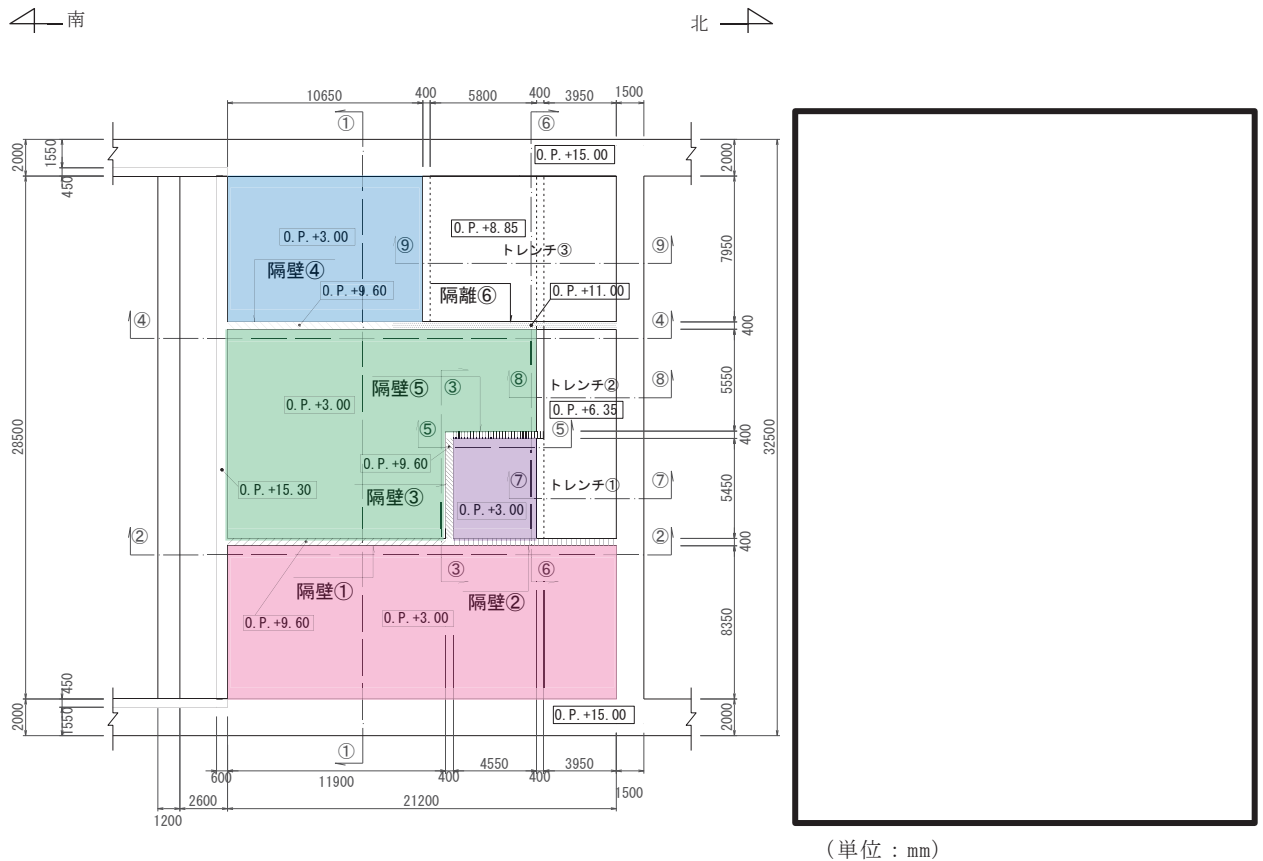


図 2-4 海水ポンプ室補機ポンプエリアの系統の分離図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



## 2.2 評価方針

海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁及びトレンチには、Sクラスの配管を間接支持する支持機能と、溢水事象に対する止水機能が要求される。

基準地震動  $S_s$  による地震時に支持機能を損なわないことの確認は、「資料9 3.地震応答解析」により得られる応答値を用いて、各部材の健全性評価を行う。隔壁は、壁部材を線形シェル要素でモデル化し三次元静的線形解析を行い、発生応力度及び発生せん断力が、許容限界を下回ることを確認する。トレンチは、非線形はり要素でモデル化し二次元静的非線形解析を行い、照査用ひずみ及び照査用せん断力が、支持機能に対する許容限界を下回ることを確認する。

止水機能を損なわないことの確認は、添付書類「VI-1-1-8 発電用原子炉施設の溢水防護に関する説明書」に示す溢水評価の内容を踏まえ、機器の破損等により生じる溢水（以下「想定破損による溢水」という。）に対して実施する。溢水源は「原子力発電所の内部溢水影響評価ガイド」に基づき単一機器の想定破損による溢水とし、各部材の健全性評価を行う。隔壁は、地震時と同様に、壁部材を線形シェル要素でモデル化し三次元静的線形解析を行い、発生応力度及び発生せん断力が、許容限界を下回ることを確認する。トレンチは、地震時と同様に非線形はり要素とした二次元静的非線形解析を行い、照査用ひずみ及び照査用せん断力が、止水機能を損なわないことの許容限界を下回ることを確認する。なお、補機ポンプエリア内の機器は基準地震動  $S_s$  による耐震性が確保されることから、地震に起因する機器の破損により生じる溢水は考慮しない。

以上のとおり、海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁及びトレンチの健全性評価は、基準地震動  $S_s$  による地震時と、単一機器の想定破損による溢水時の独立した事象に対して実施する。

地震時の評価フローを図2-5に、溢水時の評価フローを図2-6に示す。

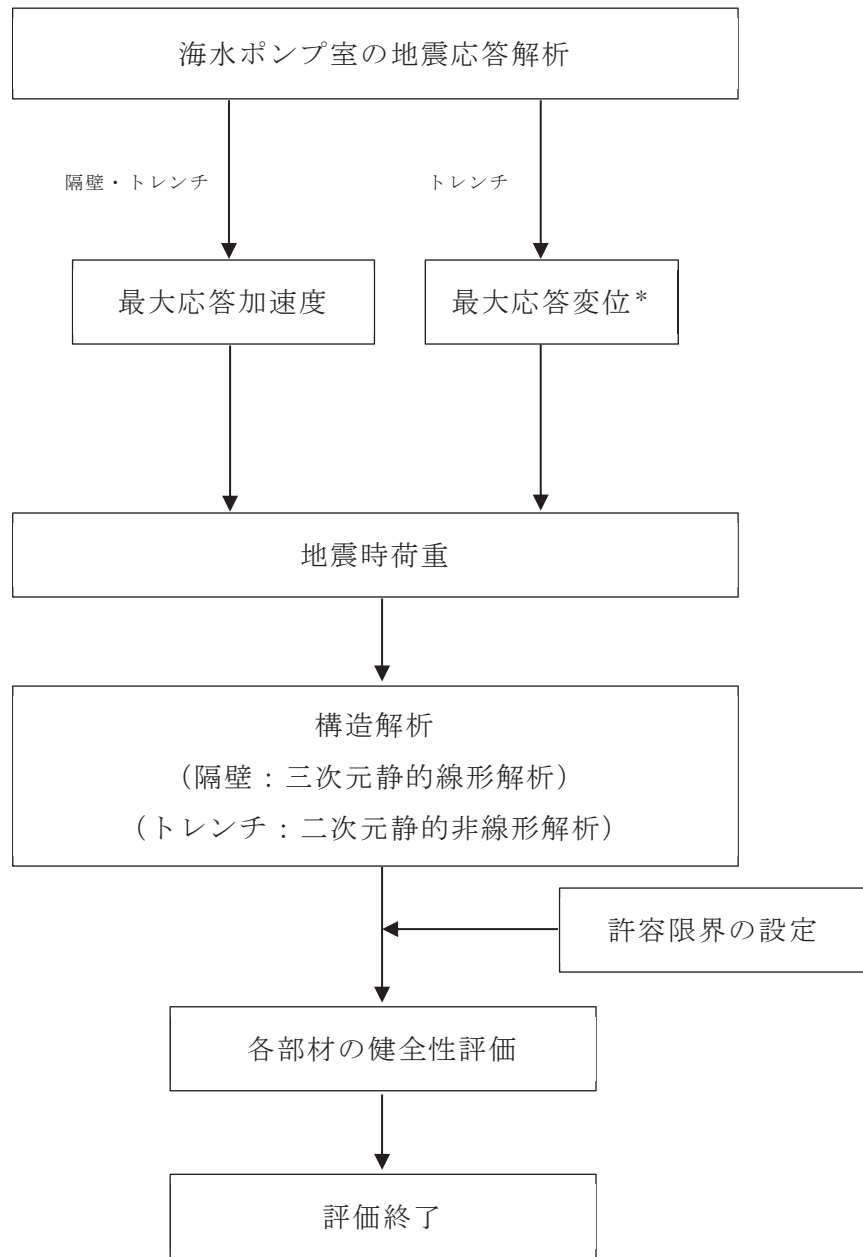


図 2-5 地震時の評価フロー

注記\*：トレンチの評価については、検討断面（弱軸断面）と海水ポンプ室隔壁が交わることから、慣性力（最大応答加速度）に加え、海水ポンプ室縦断方向の地震応答解析から算出される海水ポンプ室隔壁の最大応答変位を保守的に強制変位として考慮する。

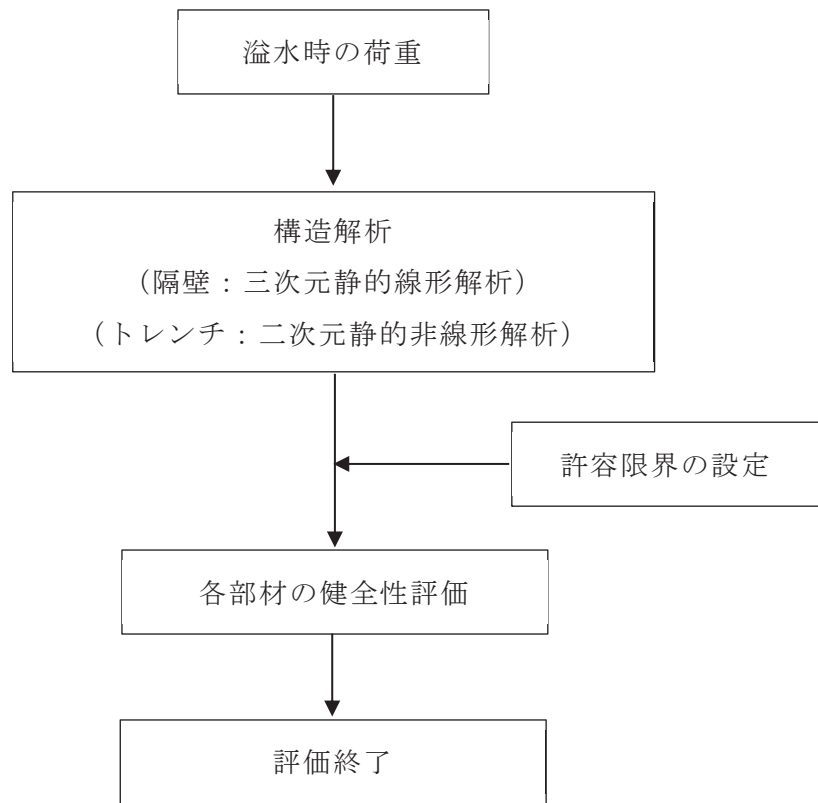


図 2-6 溢水時の評価フロー

### 2.3 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-1 に、材料の物性値を表 2-2 に示す。

表 2-1 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD345

表 2-2 材料の物性値

材料	項目	材料諸元
鉄筋コンクリート	単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	24.0
	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	2.33×10 <sup>4</sup>
	ポアソン比	0.2

## 2.4 適用規格

適用する規格・基準等を以下に示す。

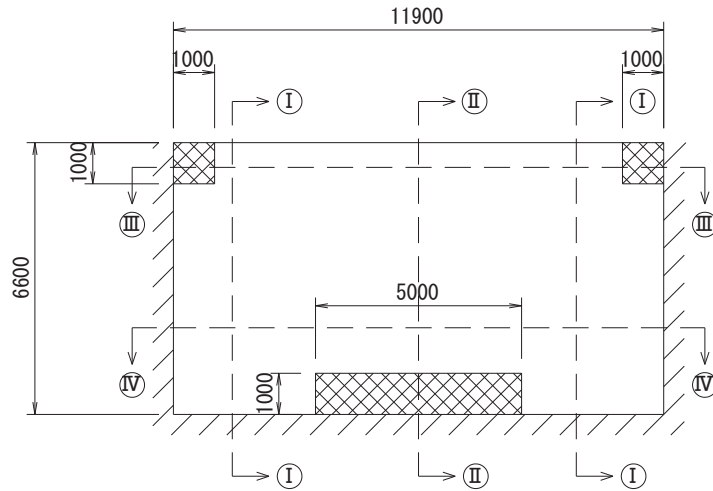
- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）
- ・コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書 2017」という。）

3. 隔壁の健全性評価

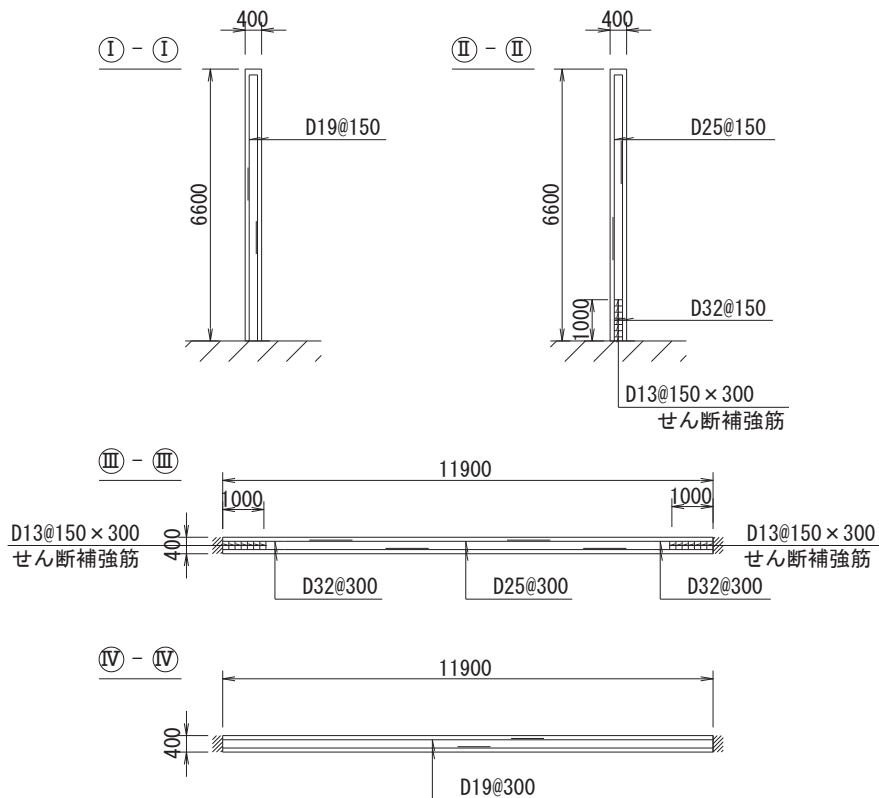
3.1 構造概要及び諸元

3.1.1 構造概要

補機ポンプエリアには、図2-2及び図2-3に示すとおり、6つの隔壁が設置されている。隔壁①～隔壁⑥の概略配筋図を図3-1に示す。

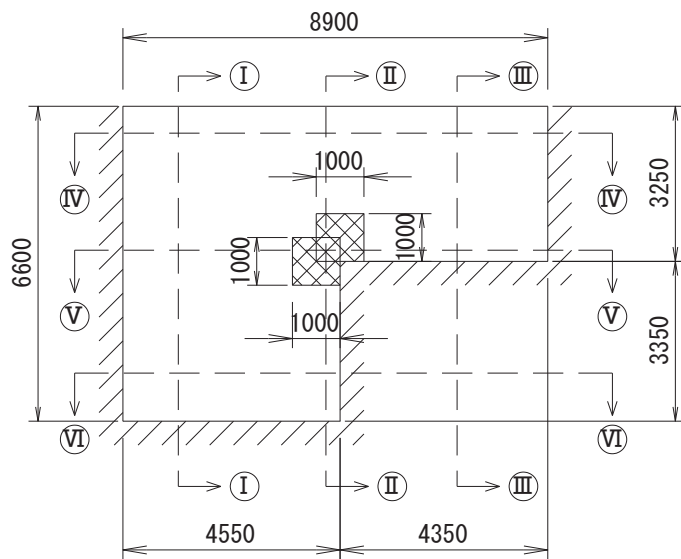


注:斜線部はせん断補強筋を有する箇所

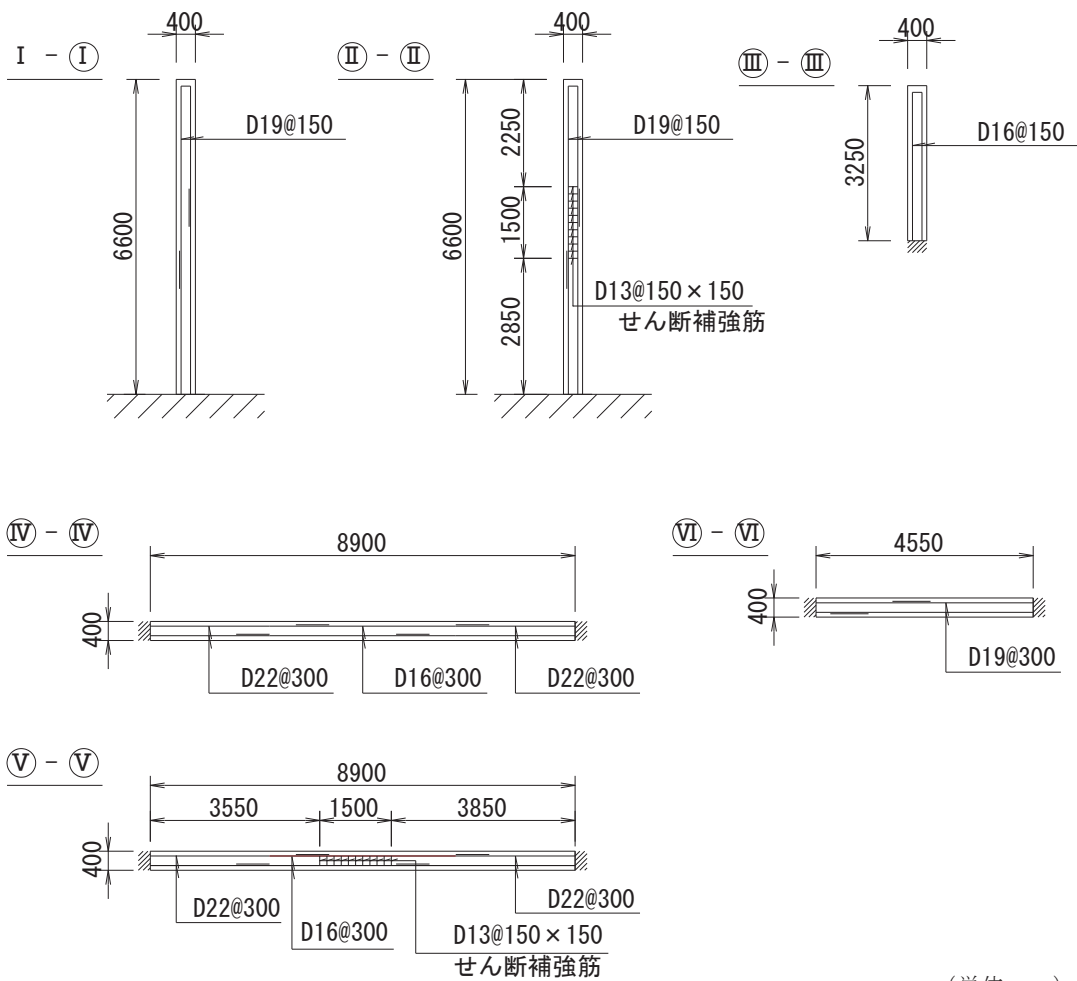


(単位: mm)

図3-1(1) 概略配筋図(隔壁①)



注：斜線部はせん断補強筋を有する箇所



(単位：mm)

図 3-1(2) 概略配筋図 (隔壁②)



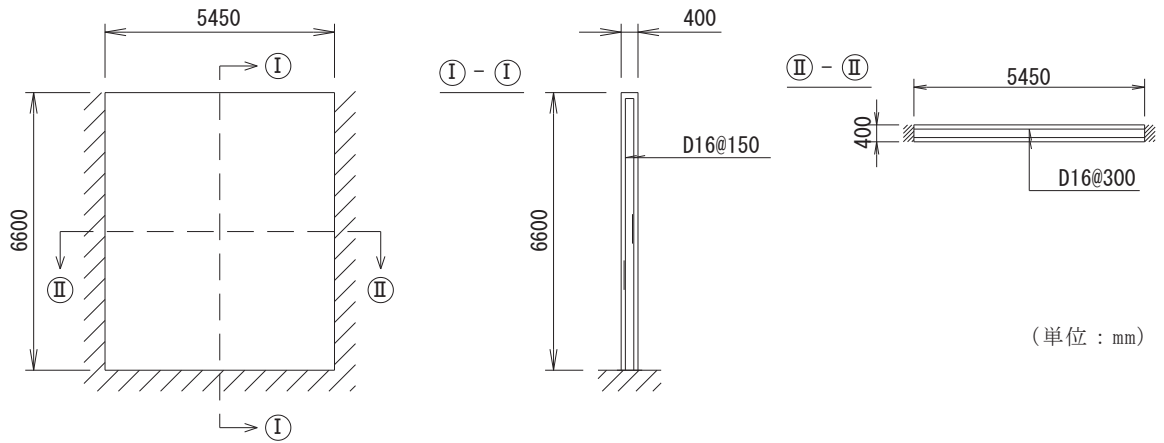
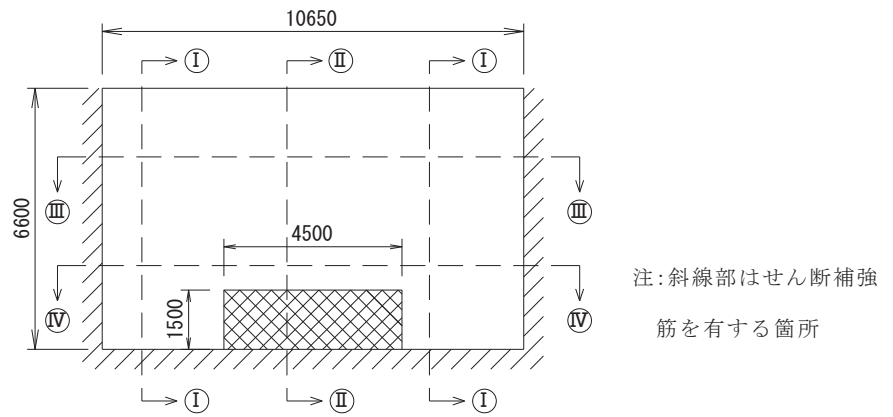


図 3-1(3) 概略配筋図 (隔壁③)



注：斜線部はせん断補強筋を有する箇所

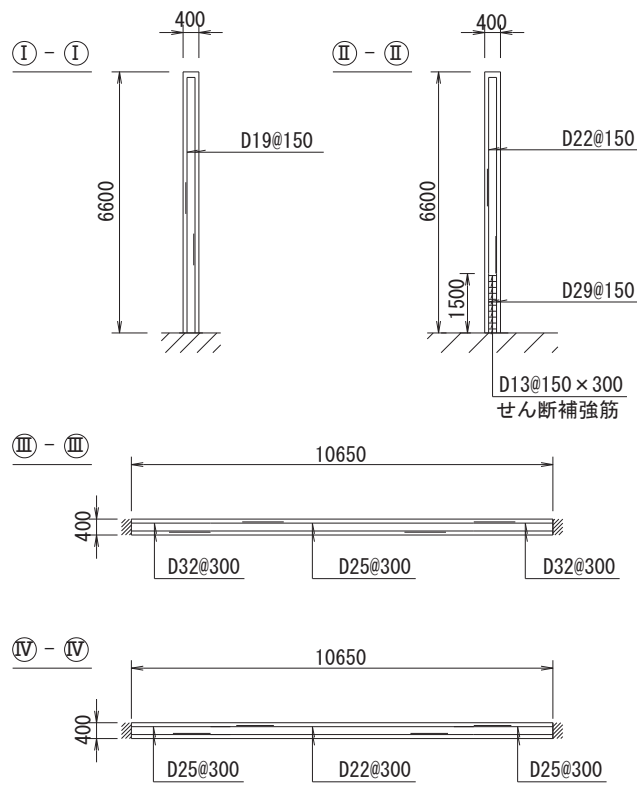


図 3-1(4) 概略配筋図 (隔壁④)

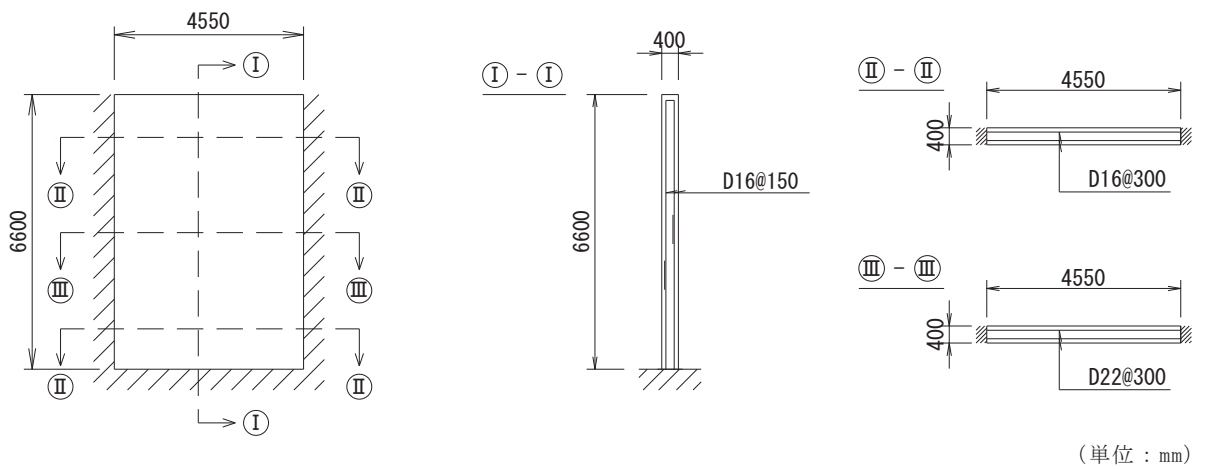


图 3-1(5) 概略配筋图 (隔壁⑤)

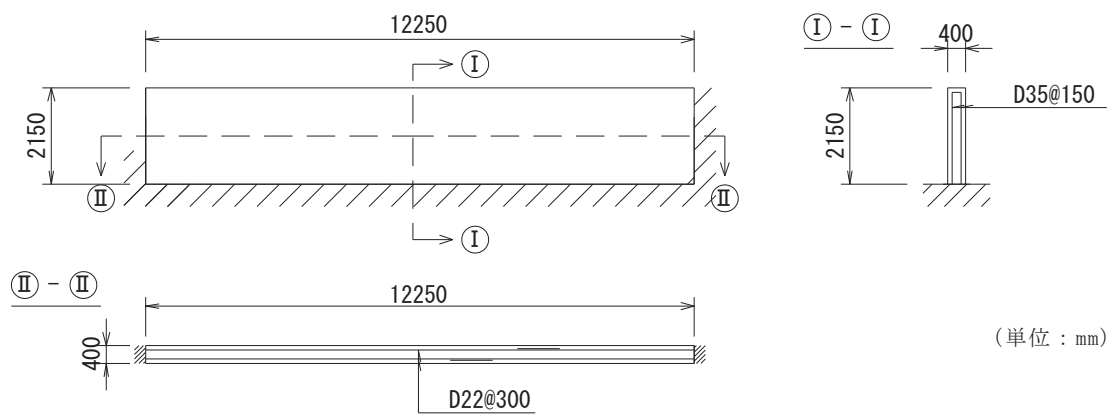


图 3-1(6) 概略配筋图 (隔壁⑥)

### 3.1.2 評価構造物諸元

隔壁の諸元を表 3-1 に示す。

表 3-1 評価部位とその仕様

部位	仕様			材料		要求機能	
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋		
隔壁①	11900	6600	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能
隔壁②	8900	6600	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能
隔壁③	5450	6600	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能
隔壁④	10650	6600	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能
隔壁⑤	4550	6600	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能
隔壁⑥	12250	2150	400	20.5	SD345	地震時	支持機能
						溢水時	止水機能

### 3.2 荷重

#### 3.2.1 考慮する荷重

地震時及び溢水時の評価にて考慮する荷重を表 3-2 に示す。

表 3-2 考慮する荷重

種別	荷重		算定方法の概要
常時荷重	固定荷重	躯体自重	・対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。
		配管荷重	・配管重量に基づいて設定する。
地震時荷重	水平慣性力		・基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直同時加振を考慮し、躯体及び配管に作用する慣性力を設定する。
	鉛直慣性力		
溢水時荷重	静水圧		・機器の想定破損時に生じる溢水による床面からの最大水位を考慮する。

### 3.2.2 地震時の荷重

地震時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

#### (1) 躯体自重

固定荷重として、躯体自重を考慮する。対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。

#### (2) 配管荷重

固定荷重として、配管荷重を考慮する。隔壁の側面には、配管荷重を部材全体に分布荷重として載荷する。

#### (3) 慣性力

基準地震動  $S_s$  による躯体及び配管に作用する慣性力を考慮する。

慣性力は、海水ポンプ室の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応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置の一例を図3-2に示す。水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、鉄筋コンクリート部材位置に当たる全節点とする。基準地震動  $S_s$  波（7波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた14波を包絡させた応答加速度を作成し、このうち最も大きい加速度を震度換算して、保守的に躯体全体に一様に載荷する。

なお、荷重の載荷方向を考慮し、応答加速度は、隔壁①、②、④、⑤、⑥は海水ポンプ室（補機ポンプエリア）の東西断面（弱軸断面）、隔壁③は南北断面（強軸断面）の地震応答解析から算出する。

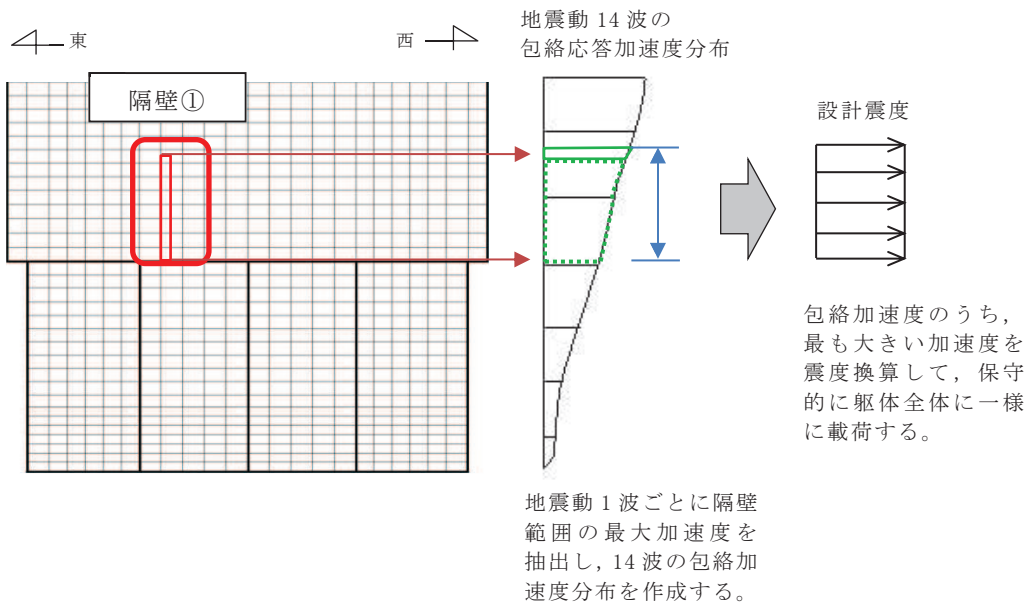


図 3-2(1) 応答加速度の抽出位置と設計震度の算出方法（隔壁①の例）

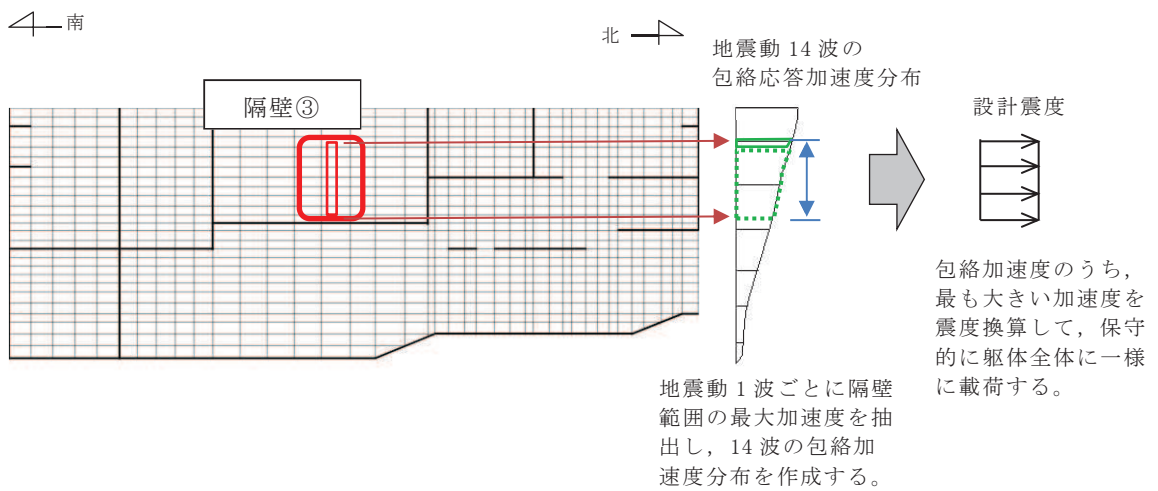


図 3-2(2) 応答加速度の抽出位置と設計震度の算出方法（隔壁③の例）

### 3.2.3 溢水時の荷重

溢水時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

#### (1) 躯体自重

固定荷重として、躯体自重を考慮する。対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。

#### (2) 配管荷重

固定荷重として、配管荷重を考慮する。隔壁の側面には、配管荷重を部材全体に分布荷重として載荷する。

#### (3) 静水圧

単一機器の想定破損に伴う溢水時の最大水位を、静水圧分布荷重として考慮する。各系統の機器の想定破損に伴う最大水位を表 3-3 に示す。

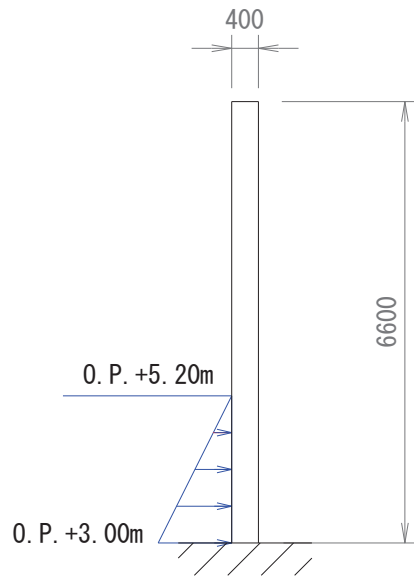
隔壁については、壁により系統が分離され、単一機器の想定破損に伴う溢水を対象とすることから、片側からの水圧を作用させる。作用荷重の概念図の一例を図 3-3 に示す。

表 3-3 各系統の機器の想定破損に伴う最大水位

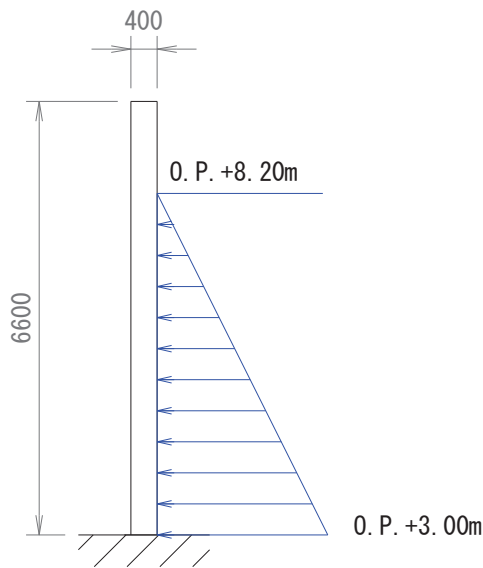
各系統*	最大水位	備考
RSW ポンプ室 (A 系)	静水面 0. P. +6. 20m	床面 (0. P. +3. 00m) から 3. 20m
TSW ポンプ室	静水面 0. P. +5. 20m	床面 (0. P. +3. 00m) から 2. 20m
HPSW ポンプ室	静水面 0. P. +8. 20m	床面 (0. P. +3. 00m) から 5. 20m
RSW ポンプ室 (B 系)	静水面 0. P. +4. 60m	床面 (0. P. +3. 00m) から 1. 60m

注記\* : 海水ポンプ室補機ポンプエリアの系統の分離図は図 2-4 に示す。





荷重図 (TSW ポンプの溢水時ケース)



荷重図 (HPSW ポンプの溢水時ケース) (単位 : mm)

図 3-3 作用荷重の概念図 (静水圧 : 隔壁③の例)

### 3.2.4 荷重の組合せ及び解析ケース

#### (1) 地震時

地震時の荷重の組合せを表 3-4 に、入力荷重の一覧を表 3-5 に、解析ケースを表 3-6 に示す。

表 3-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時	固定荷重＋地震時荷重

表 3-5 入力荷重の一覧（地震時）

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
固定荷重	躯体自重，配管荷重	－	躯体全体
地震時荷重	慣性力	躯体の慣性力	躯体全体
		配管の慣性力	躯体全体

表 3-6 地震時の解析ケース

解析ケース	荷重条件
ケース 1	固定荷重＋水平慣性力＋鉛直慣性力（下向き）
ケース 2	固定荷重＋水平慣性力＋鉛直慣性力（上向き）

(2) 溢水時

溢水時の荷重の組合せを表 3-7 に、入力荷重の一覧を表 3-8 に、解析ケースを表 3-9 に示す。

表 3-7 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
溢水時	固定荷重+溢水時荷重

表 3-8 入力荷重の一覧 (溢水時)

入力荷重		算出方法	載荷位置
固定荷重	躯体自重, 配管荷重	躯体自重は対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。配管荷重は、配管の重量に基づき設定する。	躯体全体
溢水時荷重	静水圧	各系統での単一機器の想定破損による最大水位	床面～最大水位

表 3-9 溢水時の解析ケース

部位	解析ケース	設定水位
隔壁①	ケース 1	RSW ポンプ室エリア (B 系) の水位
	ケース 2	TSW ポンプ室エリアの水位
隔壁②	ケース 1	RSW ポンプ室エリア (B 系) の水位
	ケース 2	HPSW ポンプ室エリアの水位
隔壁③	ケース 1	TSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	HPSW ポンプ室エリアの水位
隔壁④	ケース 1	TSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	RSW ポンプ室エリア (A 系) の水位
隔壁⑤	ケース 1	TSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	HPSW ポンプ室エリアの水位
隔壁⑥*	—	隔壁⑥には水圧は作用しない

注記\* : 隔壁⑥は、躯体下端が O. P. +8.85m であり、RSW ポンプ室 (A 系)、TSW ポンプ室、HPSW ポンプ室の各系統の溢水による最大水位より、標高が高いことから、止水機能に対する評価の対象外となる。

### 3.3 構造解析

#### 3.3.1 解析方法

隔壁は、線形シェル要素を用いた三次元静的線形解析により評価を行う。解析コードは「Soil Plus ver.2015 Build3」を使用する。

#### 3.3.2 構造物のモデル化

壁部材である隔壁は、構造部材を線形シェル要素でモデル化する。モデル概念図を図3-4に示す。

図2-3に示すとおり、隔壁①、隔壁③、隔壁④には水密扉が設置されているが、水密扉部分は重量が大きい鉄筋コンクリート壁としてモデル化することで、地震時の慣性力を保守的に評価する。なお、水密扉の周辺には開口補強筋を配置し、構造上の弱部とならないよう設計上の配慮を行っている。

#### 3.3.3 境界条件

隔壁の境界は、部材が厚く剛性が大きい海水ポンプ室本体（隔壁及び中床版）及び強軸方向で剛性の大きい壁部材に支持されていること、また、境界部は、鉄筋で一体化されていることから、各隔壁の境界は固定条件とする。

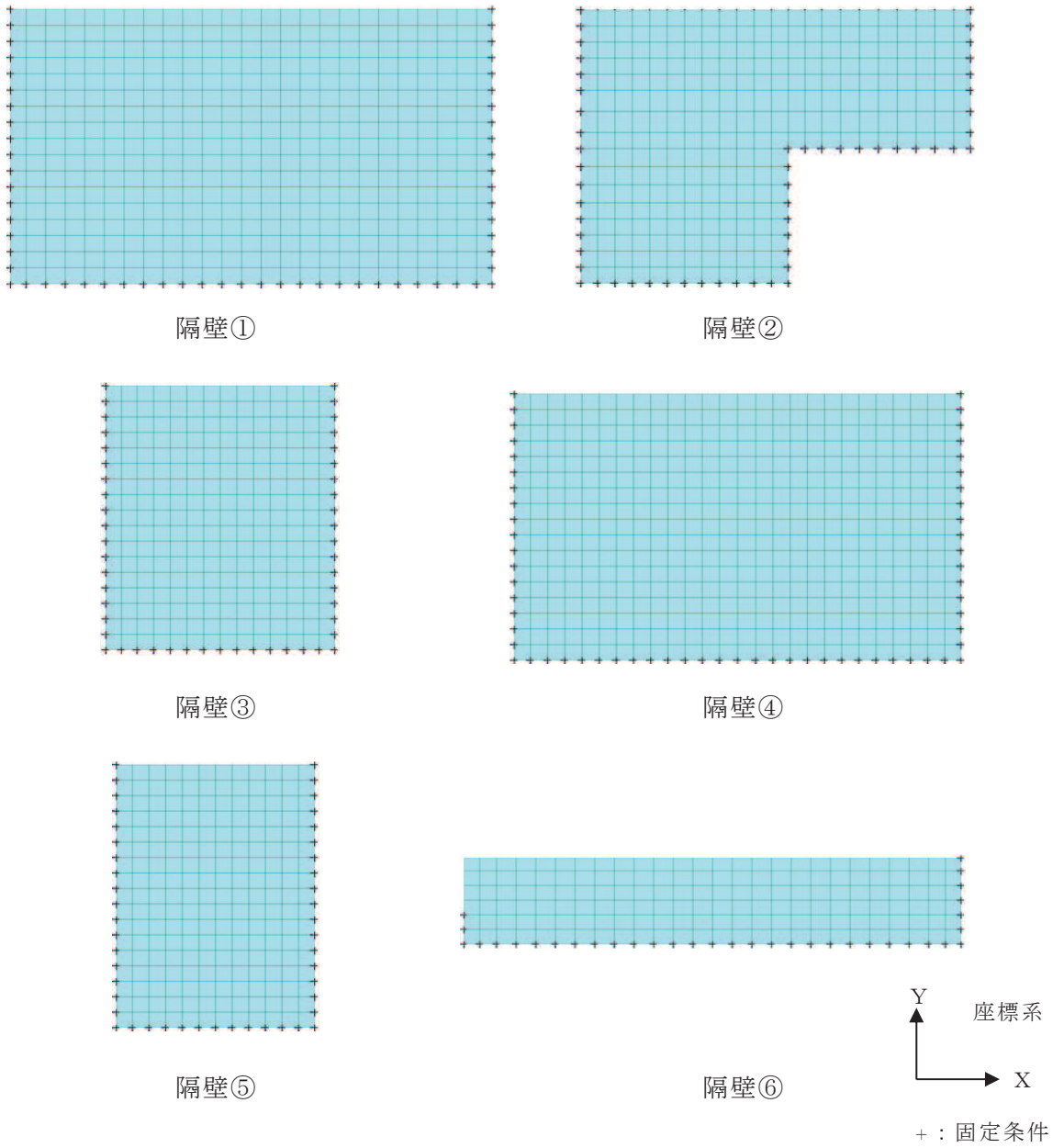


図 3-4 解析モデルの概念図

### 3.4 許容限界

#### 3.4.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

線形シェル要素によりモデル化する隔壁の構造強度を有することの確認，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，及び止水機能を損なわないことの確認における，曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は，表3-10及び表3-11に示す短期許容応力度とする。

なお，隔壁は，短期許容応力度により照査を行うため，地震時における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は，構造強度を有することの許容限界と同一となることから，すべての隔壁に対して構造強度を有することを確認することで，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も同時に行う。

表3-10 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	$f'_{ck} = 20.5$ (N/mm <sup>2</sup> )	許容曲げ圧縮応力度 $\sigma'_{ca}$	7.8
許容せん断応力度 $\tau_{a1}$		0.42	0.63

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

表3-11 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度* (N/mm <sup>2</sup> )
	SD345	許容引張応力度 $\sigma_{sa}$	196

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

#### 3.4.2 せん断破壊に対する許容限界

線形シェル要素によりモデル化する隔壁の構造強度を有することの確認，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，及び止水機能を損なわないことの確認における，せん断破壊に対する許容限界は，表3-10及び表3-11に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。

### 3.5 評価結果

#### 3.5.1 構造強度を有することに対する評価結果

##### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各隔壁における最大照査値を表 3-12 及び表 3-13 に示す。コンクリート及び鉄筋に対する照査のうち、最大照査値となる隔壁②の断面力分布図を図 3-5 に示す。またシェル要素における断面力の方向を図 3-6 に示す。

同表より、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が、全隔壁において短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 3-12 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）（地震時）

部位	解析ケース	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力* (kN/m)	発生応力度 $\sigma'_{c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期 許容応力度 $\sigma'_{c a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{c a}$
隔壁①	ケース 1	161	76	10.0	11.7	0.86
隔壁②	ケース 2	83	5	8.9	11.7	0.77
隔壁③	ケース 1	23	103	2.7	11.7	0.24
隔壁④	ケース 1	126	66	7.8	11.7	0.67
隔壁⑤	ケース 1	25	85	3.0	11.7	0.26
隔壁⑥	ケース 2	49	2	3.2	11.7	0.28

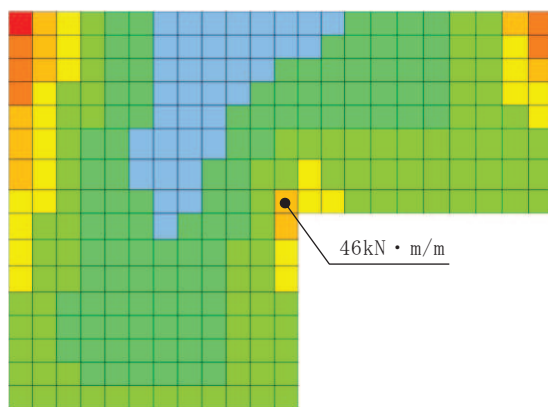
注記\*：軸力は引張が正

表 3-13 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）（地震時）

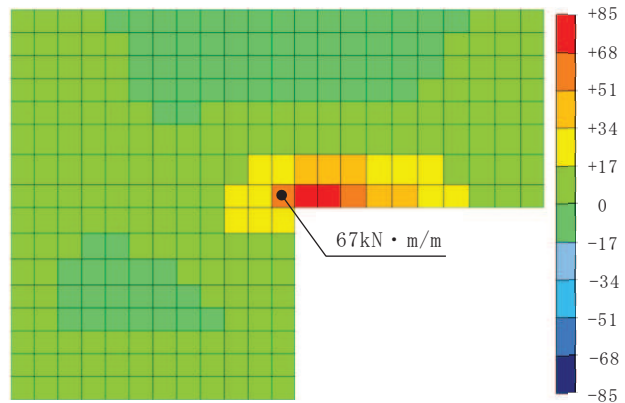
部位	解析ケース	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力* (kN/m)	発生応力度 $\sigma'_{s}$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期 許容応力度 $\sigma'_{s a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{s a}$
隔壁①	ケース 1	69	26	274.5	294	0.94
隔壁②	ケース 1	46	56	290.9	294	0.99
隔壁③	ケース 1	23	103	210.4	294	0.72
隔壁④	ケース 1	100	53	239.4	294	0.82
隔壁⑤	ケース 1	25	85	205.3	294	0.70
隔壁⑥	ケース 1	32	42	109.1	294	0.38

注記\*：軸力は引張が正

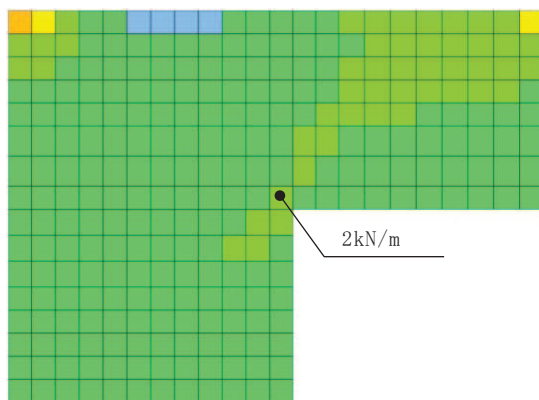




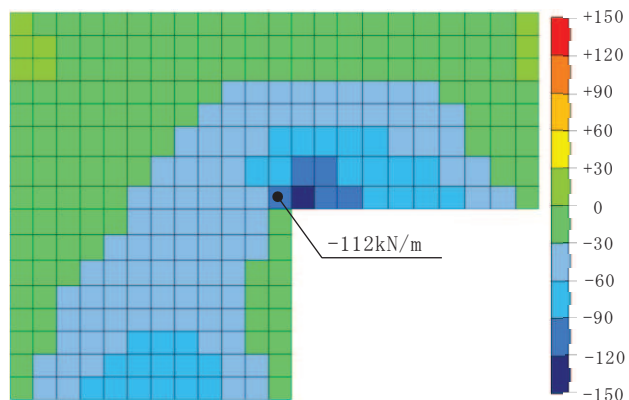
曲げモーメント (kN・m/m) :  $M_x$



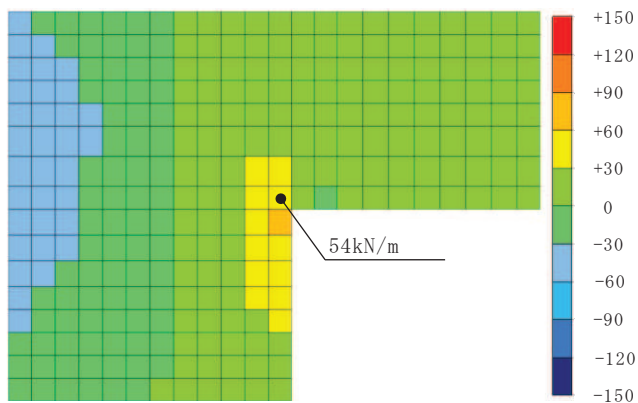
曲げモーメント (kN・m/m) :  $M_y$



軸力 (kN/m) :  $N_x$



軸力 (kN/m) :  $N_y$



面内せん断力 (kN/m) :  $N_{x y}$

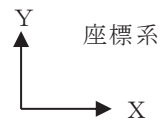


図 3-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図  
(地震時, 解析ケース 1, 隔壁②)

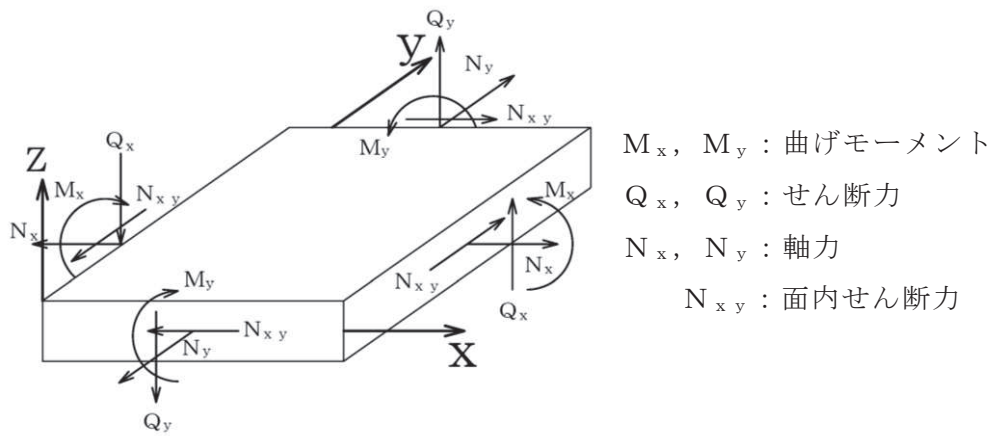


図 3-6 シェル要素における断面力の方向

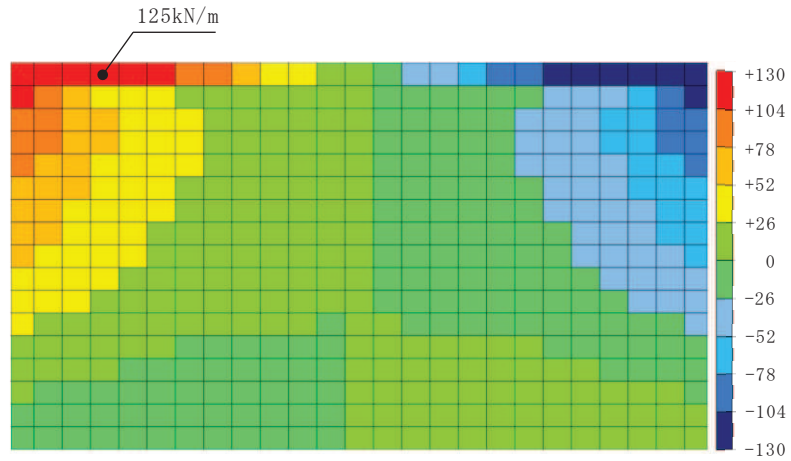
(2) せん断破壊に対する評価結果

せん断破壊に対する照査について、各隔壁における最大照査値を表 3-14 に、最大照査値となる隔壁①の断面力分布図を図 3-7 に示す。また、水密扉を有する隔壁③及び隔壁④の断面力分布図を図 3-8 に示す。

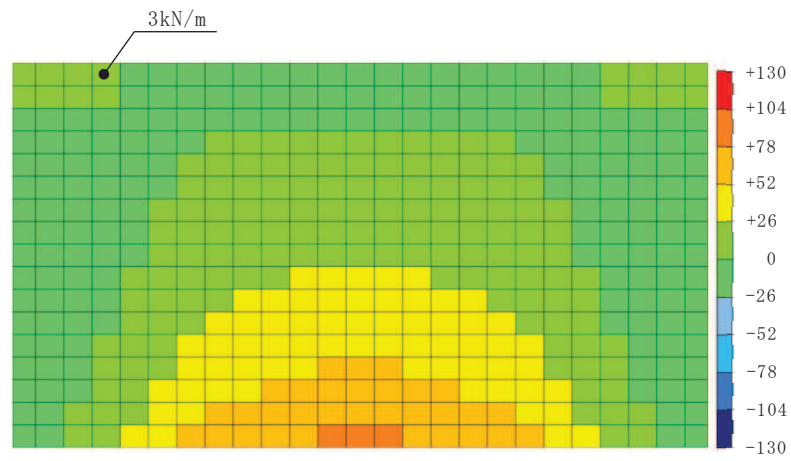
同表より、発生せん断力が、短期許容せん断力を下回ることを確認した。また、水密扉を有する隔壁①、隔壁③及び隔壁④について、最大照査値を示す箇所はいずれも壁面の左上端部付近であり、壁面下端に設置される水密扉の位置はいずれもせん断破壊に対する評価において、厳しくない箇所であることを確認した。

表 3-14 せん断破壊に対する照査（地震時）

部位	解析ケース	発生せん断力 V (kN/m)	短期許容せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V / V <sub>a</sub>
隔壁①	ケース 1	125	164	0.77
隔壁②	ケース 1	84	164	0.52
隔壁③	ケース 1	30	164	0.19
隔壁④	ケース 1	104	164	0.64
隔壁⑤	ケース 1	39	164	0.24
隔壁⑥	ケース 1	70	164	0.43



せん断力 (kN/m) :  $Q_x$



せん断力 (kN/m) :  $Q_y$

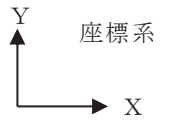


図 3-7 せん断破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図  
(地震時, 解析ケース 1, 隔壁①)

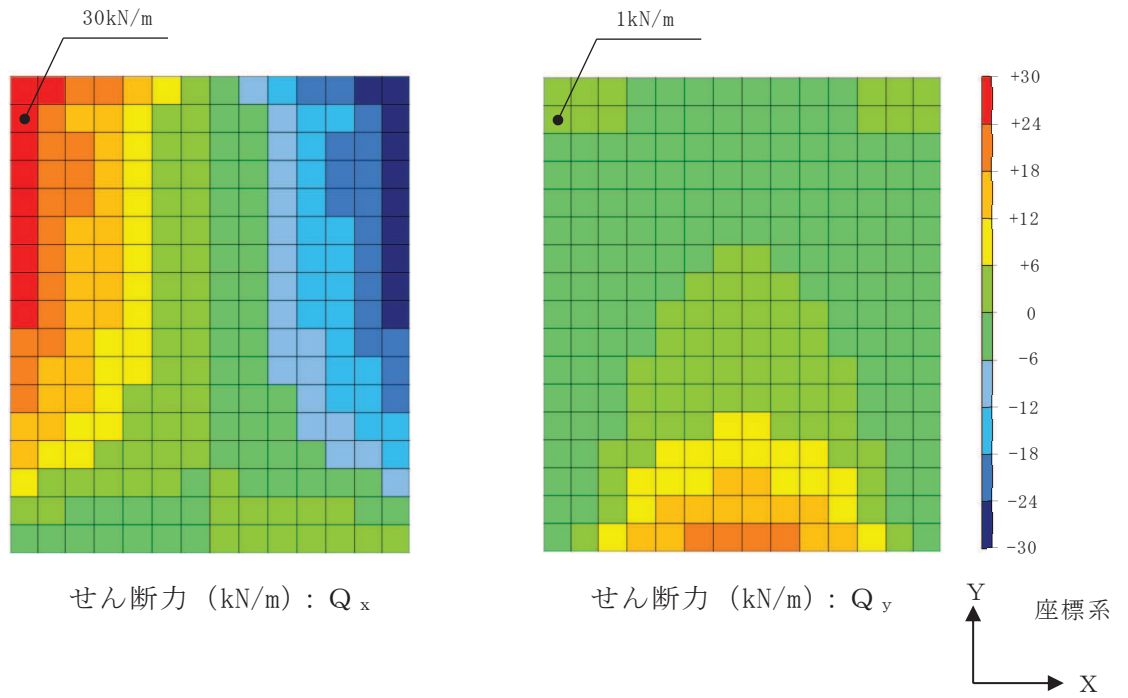


図 3-8(1) 水密扉を有する隔壁のせん断破壊に対する断面力分布図  
(地震時, ケース 1, 隔壁③)

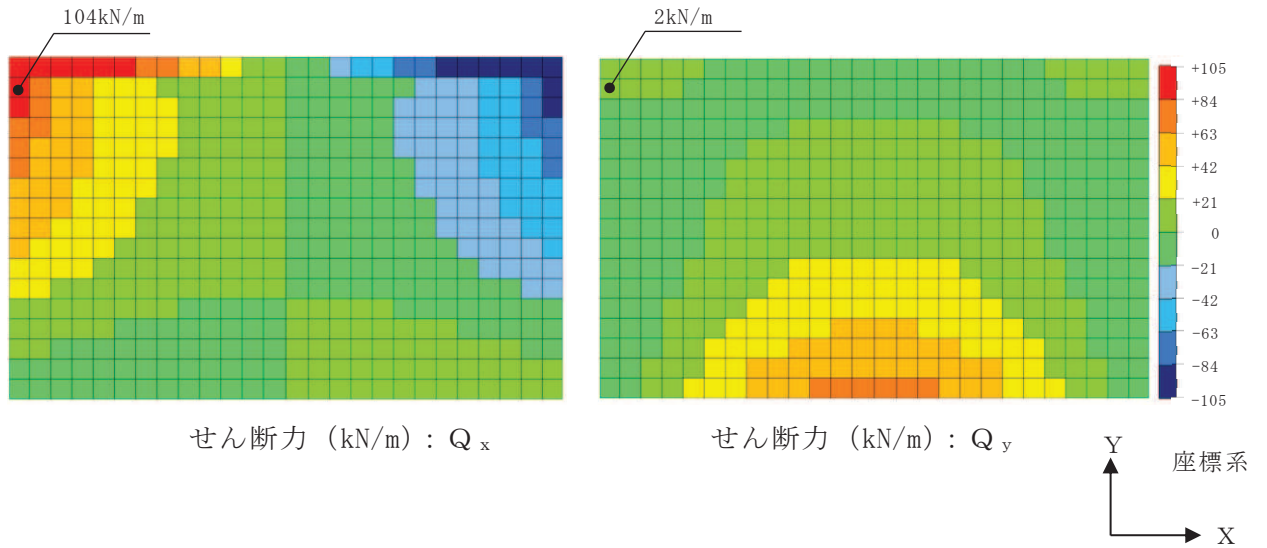


図 3-8(2) 水密扉を有する隔壁のせん断破壊に対する断面力分布図  
(地震時, ケース 1, 隔壁④)

### 3.5.2 Sクラスの施設を支持する機能に対する評価結果

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、隔壁は、短期許容応力度により照査を行うため、地震時における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は、構造強度を有することの許容限界と同一となることから、「3.5.1 構造強度を有することに対する評価結果」により、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が、全隔壁において短期許容応力度を下回ることを確認した。

#### (2) せん断破壊に対する評価結果

せん断破壊に対する照査について、隔壁は、短期許容応力度により照査を行うため、地震時における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は、構造強度を有することの許容限界と同一となることから、「3.5.1 構造強度を有することに対する評価結果」により、発生せん断力が、短期許容せん断力を下回ることを確認した。

### 3.5.3 止水機能に対する評価結果

#### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各隔壁における最大照査値を表3-15及び表3-16に示す。コンクリート及び鉄筋に対する照査のうち、最大照査値となる隔壁③の断面力分布図を図3-9に示す。

同表より、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が、全隔壁において短期許容応力度を下回ることを確認した。

表3-15 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリート）（溢水時）

部位	解析ケース	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力*1 (kN/m)	発生応力度 $\sigma'_{c}$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期 許容応力度 $\sigma'_{c a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_{c} / \sigma'_{c a}$
隔壁①	ケース2	12	-64	0.8	11.7	0.07
隔壁②	ケース2	37	41	3.6	11.7	0.31
隔壁③	ケース2	43	-35	4.5	11.7	0.39
隔壁④	ケース2	26	-45	2.4	11.7	0.21
隔壁⑤	ケース2	-32	-30	3.3	11.7	0.29
隔壁⑥*2	-	-	-	-	-	-

注記\*1：軸力は引張が正

\*2：「3.2.4 荷重の組合せ及び解析ケース」に記載のとおり、水圧は作用しないため対象外。

表3-16 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鉄筋）（溢水時）

部位	解析ケース	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力*1 (kN/m)	発生応力度 $\sigma'_{s}$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期 許容応力度 $\sigma'_{s a}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_{s} / \sigma'_{s a}$
隔壁①	ケース2	4	13	24.0	294.0	0.09
隔壁②	ケース2	27	27	166.2	294.0	0.57
隔壁③	ケース2	37	15	207.0	294.0	0.71
隔壁④	ケース2	26	-45	42.0	294.0	0.15
隔壁⑤	ケース2	-27	8	150.8	294.0	0.52
隔壁⑥*2	-	-	-	-	-	-

注記\*1：軸力は引張が正

\*2：「3.2.4 荷重の組合せ及び解析ケース」に記載のとおり、水圧は作用しないため対象外。



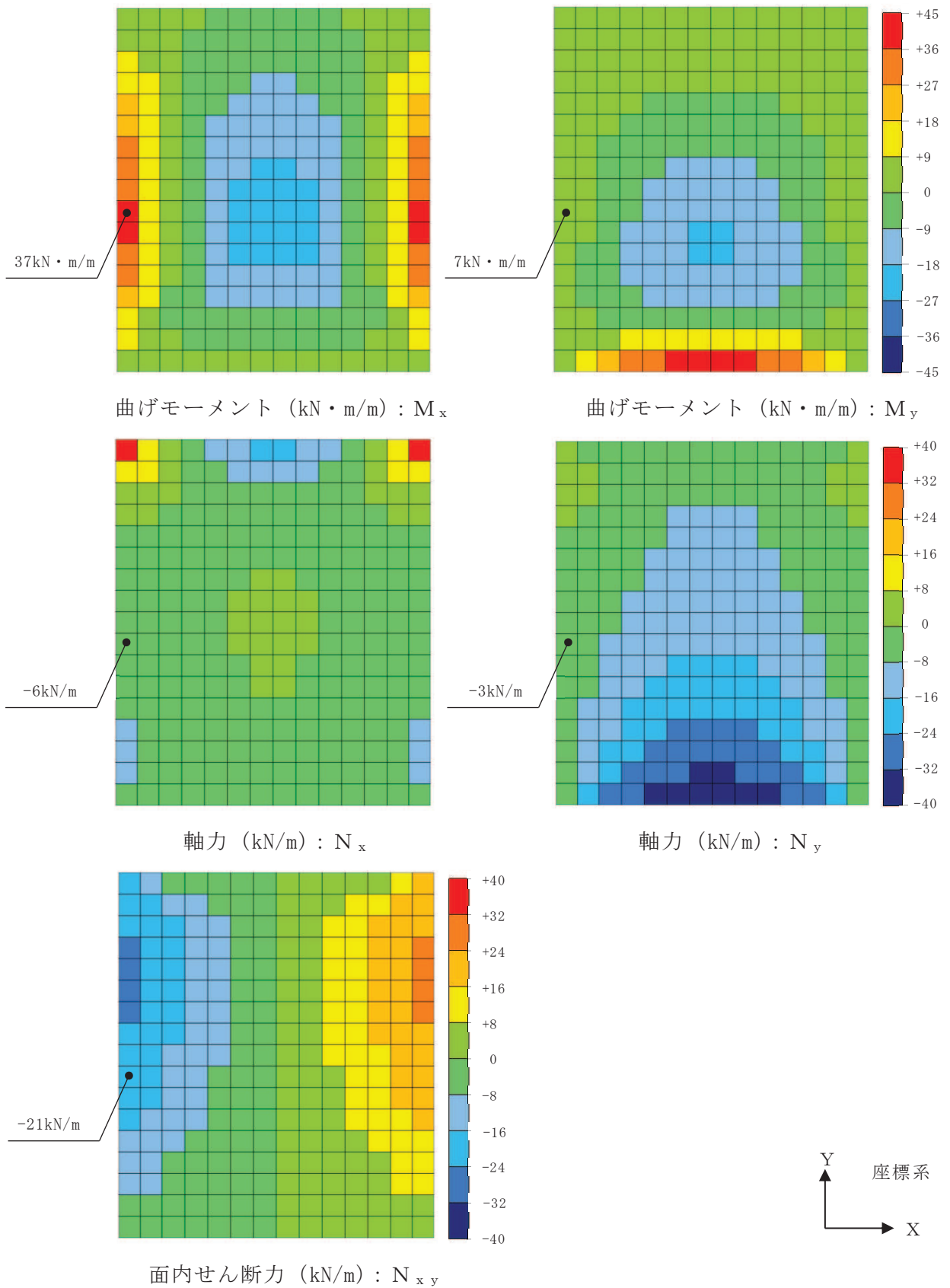


図 3-9 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図  
(溢水時, 解析ケース 2, 隔壁③)

(2) せん断破壊に対する評価結果

せん断破壊に対する照査について、各隔壁における最大照査値を表 3-17 に、最大照査値となる隔壁③の断面力分布図を図 3-10 に示す。

同表より、発生せん断力が、短期許容せん断力を下回ることを確認した。

表 3-17 せん断破壊に対する照査（溢水時）

部位	解析ケース	発生せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V / V <sub>a</sub>
隔壁①	ケース 2	22	164	0.14
隔壁②	ケース 2	72	164	0.44
隔壁③	ケース 2	83	164	0.51
隔壁④	ケース 2	44	164	0.27
隔壁⑤	ケース 2	73	164	0.45
隔壁⑥*	-	-	-	-

注記\*：「3.3.3 荷重の組合せ」に記載のとおり、水圧は作用しないため対象外。

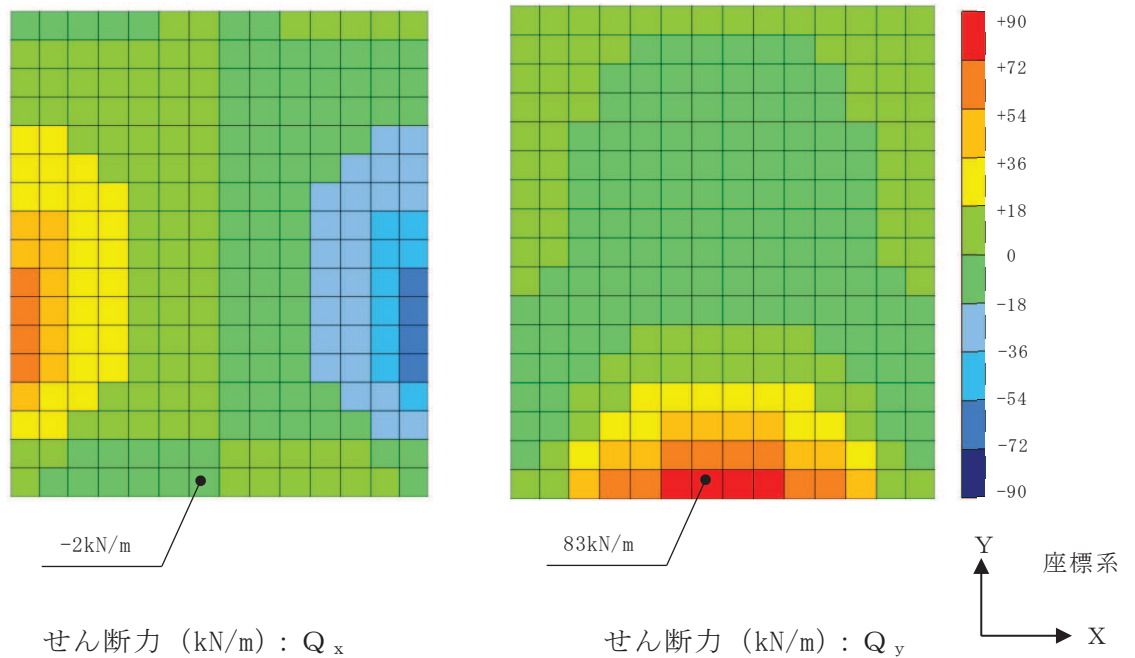


図 3-10 せん断破壊に対する最大照査値ケースの断面力分布図  
(溢水時, 解析ケース 2, 隔壁③)

#### 4. トレンチの健全性評価

##### 4.1 構造概要及び諸元

###### 4.1.1 構造概要

補機ポンプエリアには，図2-2及び図2-3に示すとおり，3つのトレンチが設置されている。トレンチ①～トレンチ③の概略配筋図を図4-1に示す。

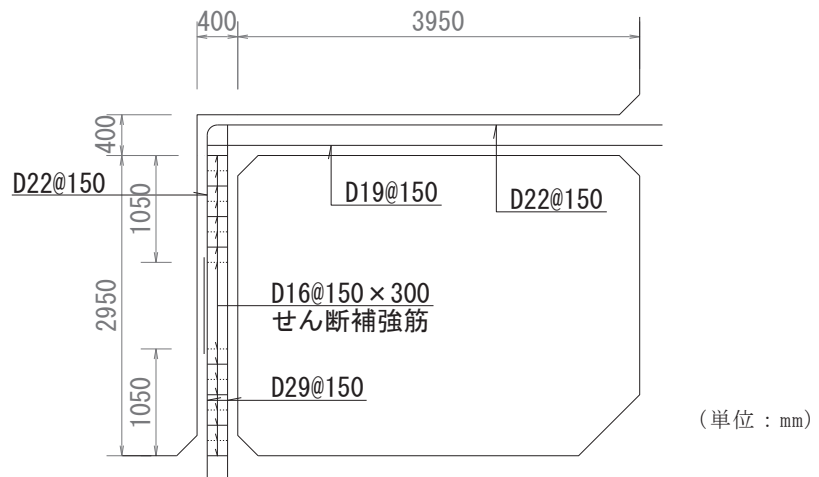


図 4-1(1) 概略配筋図 (トレンチ①)

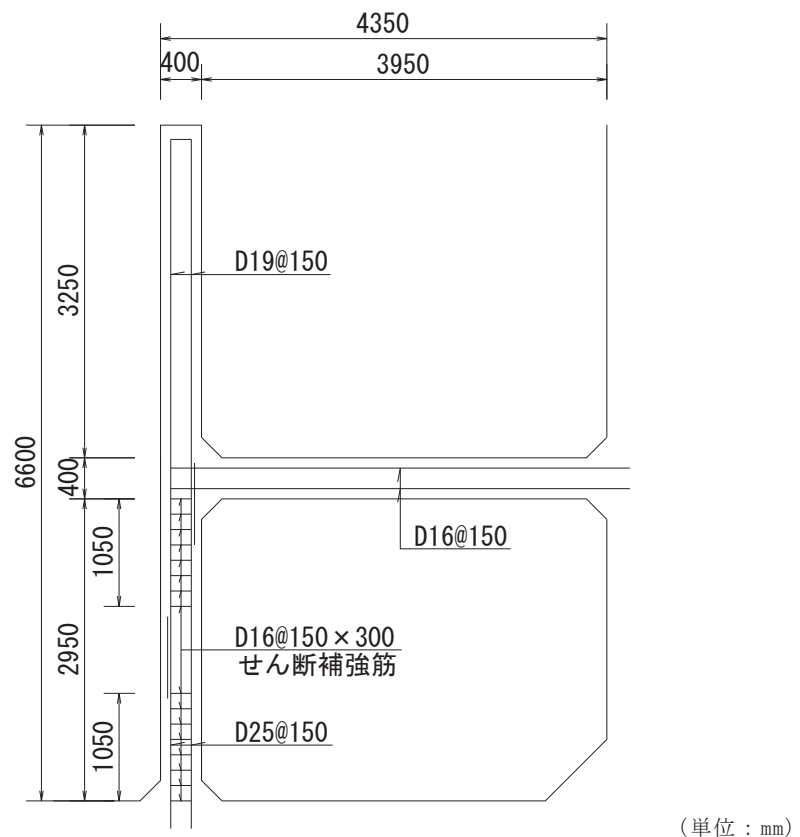


図 4-1(2) 概略配筋図 (トレンチ②)

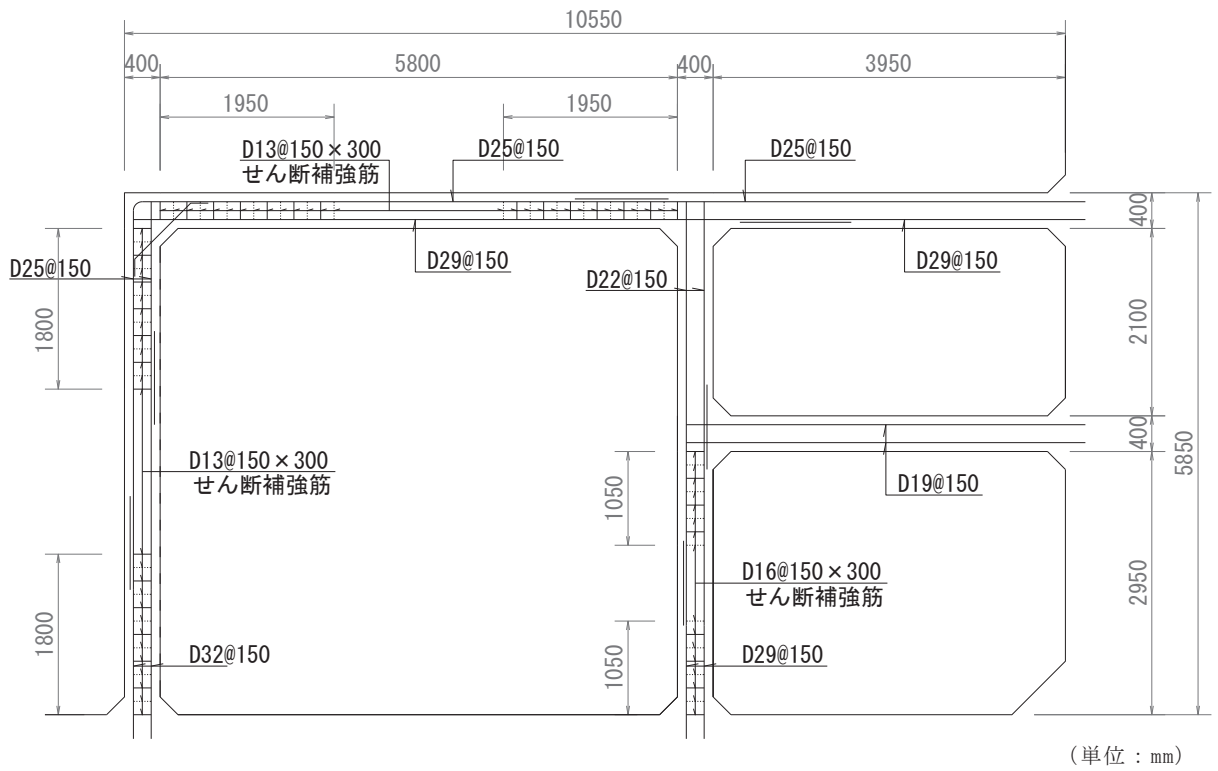


図4-1(3) 概略配筋図 (トレンチ③)

#### 4.1.2 評価構造物諸元

トレンチの諸元を表 4-1 に示す。

表 4-1 評価部位とその仕様

部位	仕様		材料		要求機能	
	部材高, 部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋		
トレンチ ①	3950 (床版)	400 (床版)	20.5	SD345	地震時	支持機能
	3350 (壁)	400 (壁)			溢水時	止水機能
トレンチ ②	3950 (床版)	400 (床版)	20.5	SD345	地震時	支持機能
	6600 (壁)	400 (壁)			溢水時	止水機能
トレンチ ③	10150 (上床版)	400 (上床版)	20.5	SD345	地震時	支持機能
	3950 (下床版)	400 (下床版)			溢水時	止水機能
	5450 (上流側壁)	400 (上流側壁)				
	5850 (下流側壁)	400 (下流側壁)				

## 4.2 荷重

### 4.2.1 考慮する荷重

地震時及び溢水時の評価にて考慮する荷重を表 4-2 に示す。

表 4-2 考慮する荷重

種別	荷重		算定方法の概要
常時荷重	固定荷重	躯体自重	・対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。
		配管荷重	・配管重量に基づいて設定する。
地震時荷重	慣性力	水平慣性力	・基準地震動 $S_s$ による水平・鉛直同時加振を考慮し、躯体及び配管に作用する慣性力を設定する。
		鉛直慣性力	
	強制変位		・海水ポンプ室隔壁の強制変位を考慮する。
溢水時荷重	静水圧		・機器の想定破損時に生じる溢水による床面からの最大水位を考慮する。

#### 4.2.2 地震時の荷重

地震時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 躯体自重

固定荷重として、躯体自重を考慮する。対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。

##### (2) 配管荷重

固定荷重として、配管荷重を考慮する。隔壁の側面には、配管荷重を部材全体に分布荷重として載荷する。

##### (3) 慣性力

基準地震動  $S_s$  による躯体及び配管に作用する慣性力を考慮する。

慣性力は、海水ポンプ室の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応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置の一例を図4-2に示す。水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、鉄筋コンクリート部材位置に当たる全節点とする。基準地震動  $S_s$  波（7波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた14波を包絡させた応答加速度を作成し、このうち最も大きい加速度を震度換算して、保守的に躯体全体に一様に載荷する。

なお、荷重の載荷方向を考慮し、応答加速度は、海水ポンプ室の南北断面（強軸断面）の地震応答解析による応答値から算出する。



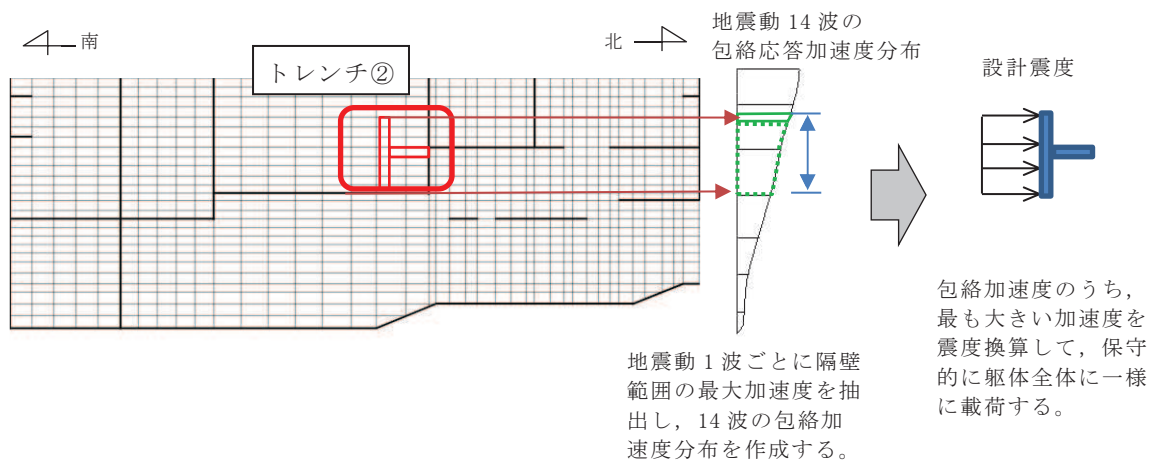


図 4-2 応答加速度の抽出位置と設計震度の算出方法（トレンチ②の例）

#### (4) 強制変位

トレンチは、ボックスカルバート状の構造であり、検討断面（弱軸断面）において、海水ポンプ室の隔壁と交わることから、慣性力に加え、保守的に海水ポンプ室隔壁の強制変位を考慮する。

具体的には、海水ポンプ室の地震応答解析（基準地震動  $S_s$  波（7 波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた 14 波）における、トレンチと隔壁の交点における最大変位を、強制変位として交点に入力することとし、南北断面（強軸断面）の地震応答解析による応答値を用い、トレンチの下端位置と海水ポンプ室隔壁との交点高さ位置の相対変位を強制変位として考慮する。

強制変位の概念図を図 4-3 に示す。

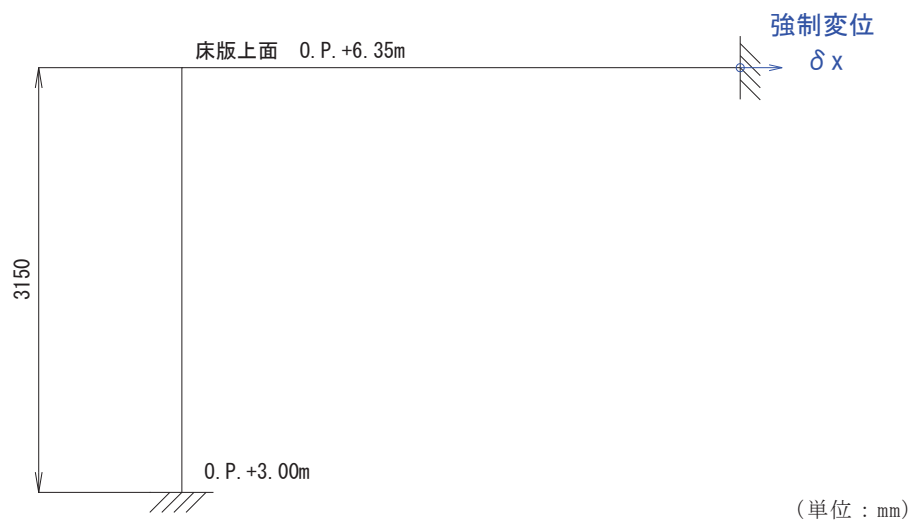


図4-3 強制変位の概念図（トレンチ①の例）

#### 4.2.3 溢水時の荷重

溢水時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

##### (1) 躯体自重

固定荷重として、躯体自重を考慮する。対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。

##### (2) 配管荷重

固定荷重として、配管荷重を考慮する。トレンチの側面には、配管荷重を部材全体に分布荷重として載荷する。トレンチの頂版には集中荷重として載荷する。

##### (3) 静水圧

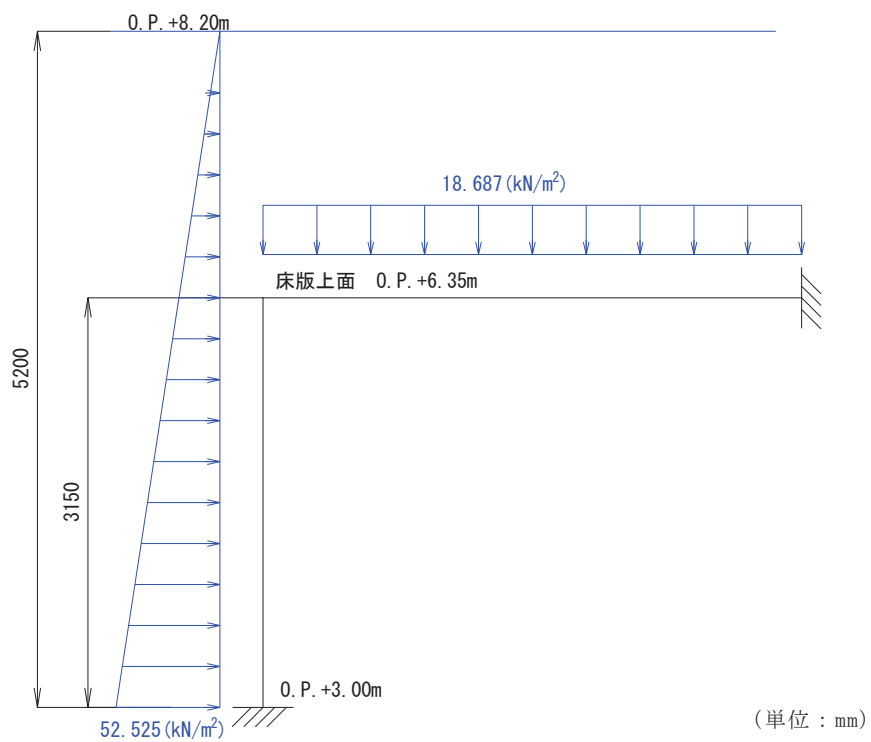
単一機器の破損に伴う溢水時の最大水位を、静水圧分布荷重として考慮する。各系統の機器破損に伴う最大水位を表 4-3 に示す。

トレンチについては、各系統での溢水ケースを別々に想定して、トレンチの各部材に水圧を作用させる。作用荷重の概念図の一例を図 4-4 に示す。

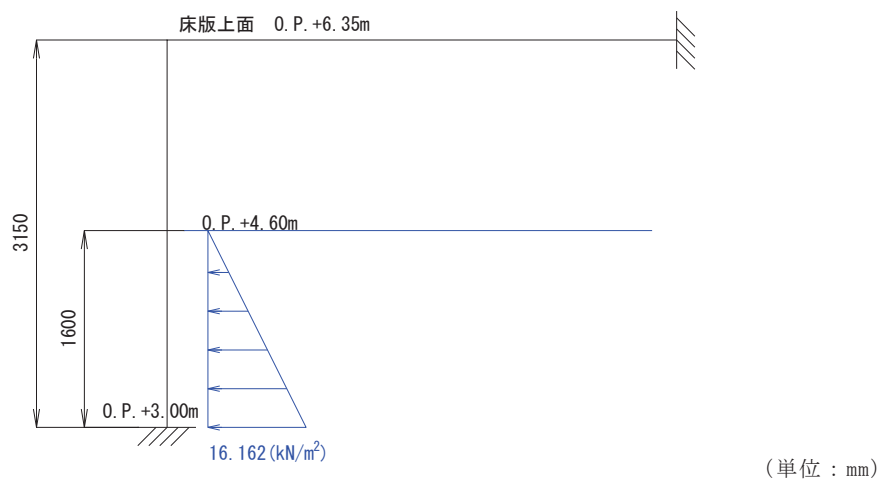
表 4-3 各系統の機器の想定破損に伴う最大水位

各系統*	最大水位	備考
RSW ポンプ室 (A 系)	静水面 0. P. +6. 20m	床面 (0. P. +3. 00m) から 3. 20m
TSW ポンプ室	静水面 0. P. +5. 20m	床面 (0. P. +3. 00m) から 2. 20m
HPSW ポンプ室	静水面 0. P. +8. 20m	床面 (0. P. +3. 00m) から 5. 20m
RSW ポンプ室 (B 系)	静水面 0. P. +4. 60m	床面 (0. P. +3. 00m) から 1. 60m

注記\* : 海水ポンプ室補機ポンプエリアの系統の分離図は図 2-4 に示す。



荷重図 (HPSW ポンプの溢水時ケース)



荷重図 (RSW ポンプ (B 系) 溢水時ケース)

図 4-4 作用荷重の概念図 (水圧 : トレンチ①の例)

#### 4.2.4 荷重の組合せ及び解析ケース

##### (1) 地震時

地震時の荷重の組合せを表 4-4 に、入力荷重の一覧を表 4-5 に、解析ケースを表 4-6 に示す。

表 4-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時	固定荷重＋地震時荷重

表 4-5 入力荷重一覧（地震時）

入力荷重		地震応答解析から抽出する応答値	載荷位置
固定荷重	躯体自重，配管荷重	—	躯体全体
地震時荷重	慣性力	躯体の慣性力	躯体全体
		配管の慣性力	躯体全体
	強制変位*		応答変位

注記\*：トレンチの評価については、検討断面（弱軸断面）と海水ポンプ室隔壁が交わることから、慣性力（最大応答加速度）に加え、海水ポンプ室縦断方向の地震応答解析から算出される海水ポンプ室隔壁の最大応答変位を保守的に強制変位として考慮する。

表 4-6 地震時の解析ケース

部位	解析ケース	入力荷重
トレンチ ①～③	ケース 1	水平慣性力（右向き）＋鉛直慣性力（下向き）＋強制変位*
	ケース 2	水平慣性力（右向き）＋鉛直慣性力（上向き）＋強制変位*
	ケース 3	水平慣性力（左向き）＋鉛直慣性力（下向き）＋強制変位*
	ケース 4	水平慣性力（左向き）＋鉛直慣性力（上向き）＋強制変位*

注記\*：強制変位は、水平慣性力と同方向に作用させる。

(2) 溢水時

溢水時の荷重の組合せを表 4-7 に、入力荷重の一覧を表 4-8 に、解析ケースを表 4-9 に示す。

表 4-7 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
溢水時	固定荷重+溢水時荷重

表4-8 入力荷重一覧（溢水時）

入力荷重		算出方法	載荷位置
固定荷重	躯体自重, 配管荷重	躯体自重は対象構造物の体積に材料の単位体積重量を乗じて設定する。配管荷重は、配管の重量に基づき設定する。	躯体全体
溢水時荷重	静水圧	各系統での単一機器の破損による最大水位	床面～最大水位

表 4-9 溢水時の解析ケース

部位	解析ケース	設定水位
トレンチ①	ケース 1	HPSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	RSW ポンプ室エリア (B 系) の水位
トレンチ②	ケース 1	HPSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	TSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 3	RSW ポンプ室エリア (B 系) の水位
トレンチ③	ケース 1	HPSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 2	TSW ポンプ室エリアの水位
	ケース 3	RSW ポンプ室エリア (A 系) の水位
	ケース 4	RSW ポンプ室エリア (B 系) の水位

### 4.3 構造解析

#### 4.3.1 解析方法

トレンチは、非線形はり要素であるファイバーモデルを用いて二次元静的非線形解析による評価を行う。解析コードは「TDAP 3.10.01」を使用する。

#### 4.3.2 構造物のモデル化

ボックスカルバート状の線状構造物であるトレンチは、構造部材を非線形はり要素でモデル化する。解析モデルの概念図を図4-5に示す。

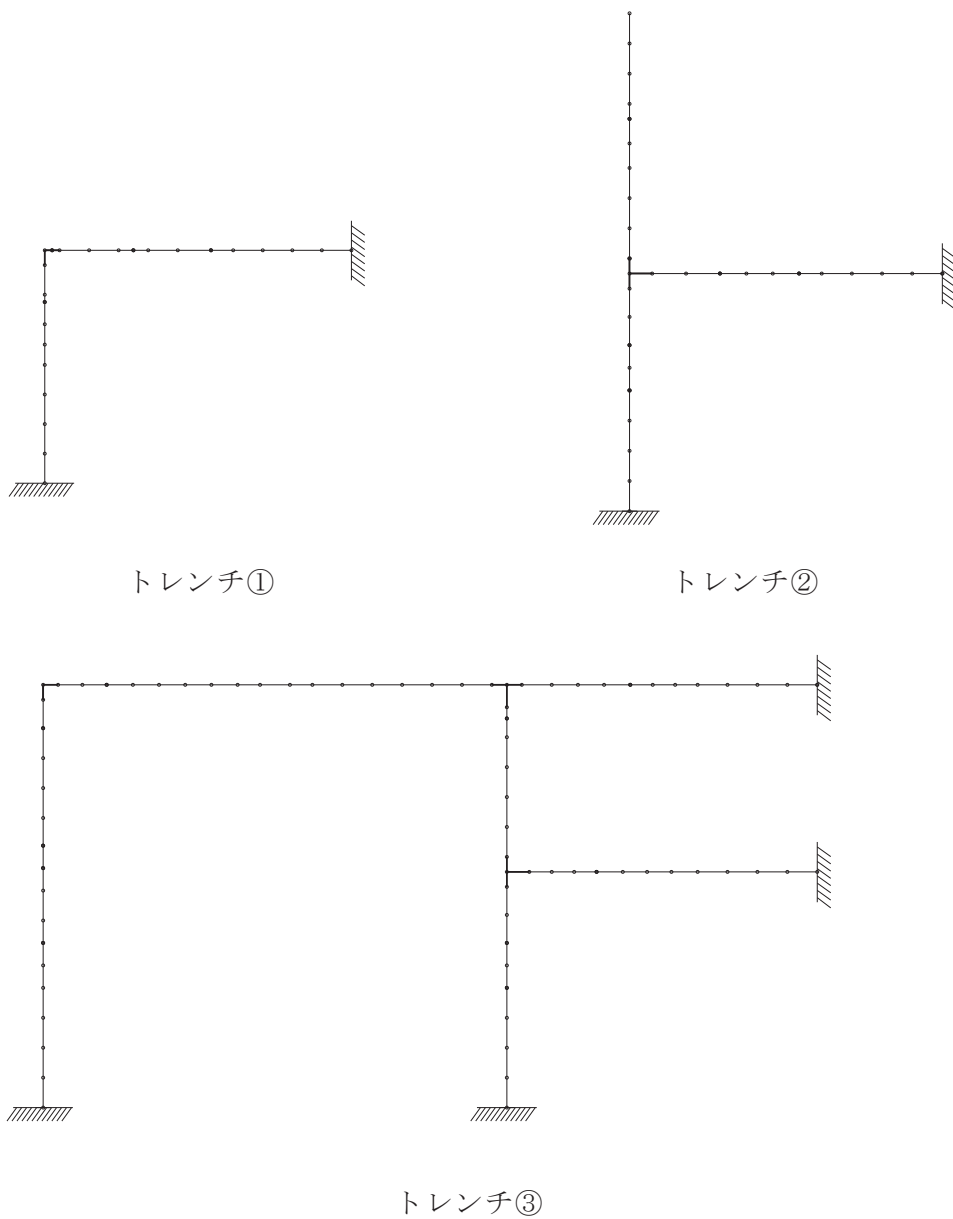


図4-5 解析モデルの概念図

#### 4.3.3 境界条件

トレンチの境界は、部材が厚く剛性の大きい海水ポンプ室本体（隔壁及び中床版）と交わり、トレンチとの境界は鉄筋で一体化されていることから、境界部は固定条件とする。

#### 4.3.4 材料の非線形特性

トレンチの評価において、非線形はり要素であるファイバーモデルを用いる材料の非線形特性は、コンクリート標準示方書に基づき設定する。

ファイバーモデルの概念図を図 4-6 に、ファイバーモデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、及び鉄筋の応力-ひずみ関係を図 4-7 に示す。

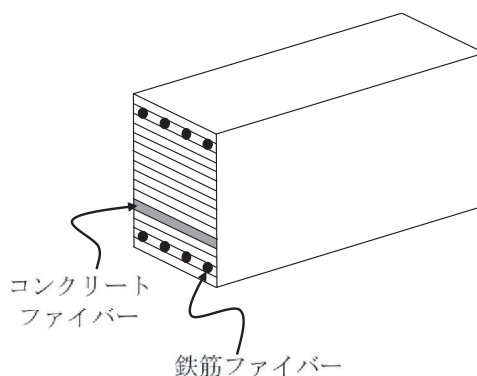


図 4-6 ファイバーモデルの概念図

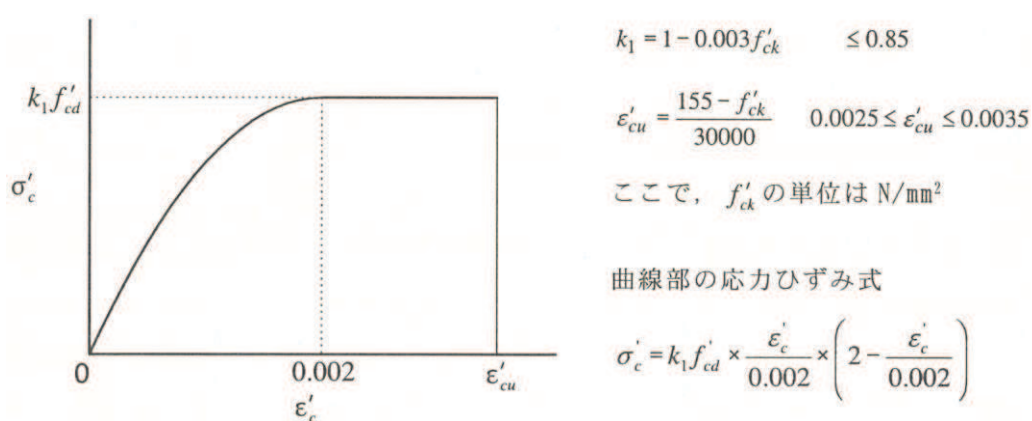


図 4-7(1) コンクリートの応力-ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書より引用)

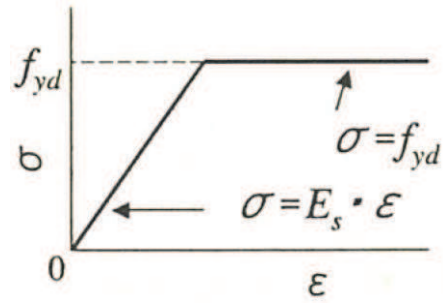


図 4-7(2) 鉄筋の応力-ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書より引用)



#### 4.4 許容限界

##### 4.4.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

非線形はり要素によりモデル化するトレンチの、地震時の構造強度を有することの確認における許容限界は、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 $\mu$ ））とする。

また、地震時のSクラスの施設を支持する機能を損なわないこと、及び溢水時の止水機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、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 $\mu$ ，主筋ひずみ：1725 $\mu$ ）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表4-10に示す。

表4-10 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 $\mu$ ）*1
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 $\mu$ *2 主筋ひずみ：1725 $\mu$ *2
止水機能を損なわないこと		圧縮ひずみ：2000 $\mu$ *2 主筋ひずみ：1725 $\mu$ *2

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

ここで、

$\gamma_i$ ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

$\varepsilon_R$ ：限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ：10000 $\mu$ ）

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

$\gamma_a$ ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.2$ ）

$\varepsilon$ ：圧縮縁の発生ひずみ

注記\*2：
$$\gamma_i \cdot \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_R} < 1.0$$

ここで、

$\gamma_i$ ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

$\varepsilon_R$ ：限界ひずみ（圧縮ひずみ：2000 $\mu$ ，主筋ひずみ：1725 $\mu$ ）

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

$\gamma_a$ ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.2$ ）

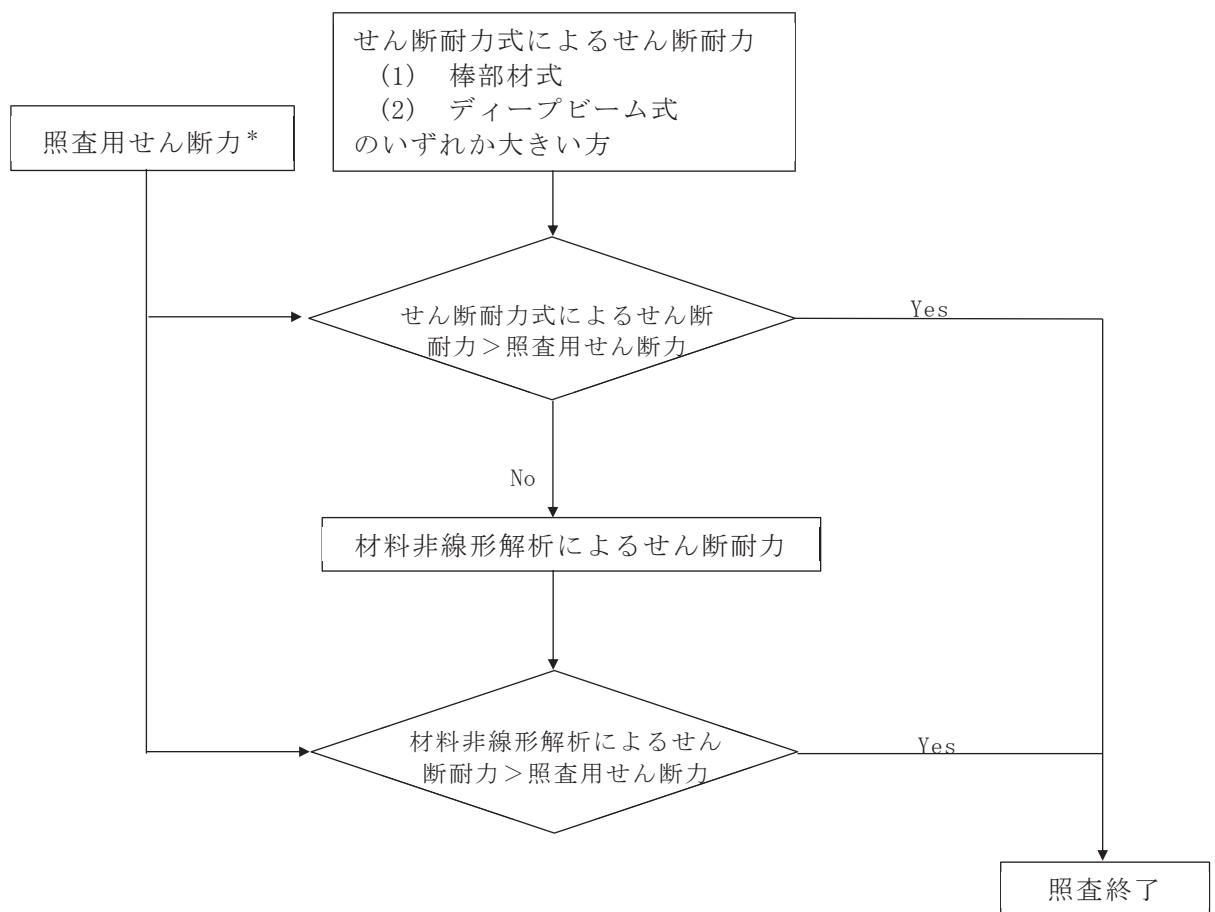
$\varepsilon$ ：発生ひずみ

#### 4.4.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）

非線形はり要素によりモデル化するトレンチの構造強度を有することの確認，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，及び止水機能を損なわないことの確認における，せん断破壊に対する許容限界は，土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。

せん断耐力は，土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」，「(2) ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち，いずれか大きい方とする。

また，せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合，材料非線形解析により部材のせん断耐力を求め許容限界とする。せん断破壊に対する照査フローを図4-8に示す。



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

図4-8 せん断破壊に対する照査フロー

a. 棒部材式

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

ここで、 $V_{y d}$  : せん断耐力

$V_{c d}$  : コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

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

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

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

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

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

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

ここで、 $f'_{c d}$  : コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm<sup>2</sup>)で設計基準強度  $f'_{c k}$  を材料係数  $\gamma_{m c}$  で除したもの

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

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積

$b_w$  : 部材の有効幅

$d$  : 部材の有効高さ

$N'_d$  : 設計軸圧縮力

$M_d$  : 設計曲げモーメント

$M_0$  :  $M_d$  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

$\gamma_{bc}$  : 部材係数

$\gamma_{mc}$  : 材料係数

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

$A_w$  : 区間  $s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積

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

$\alpha$  : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

$s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔

$z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で  $d/1.15$  とする。

$\gamma_{bs}$  : 部材係数

$\gamma_{ms}$  : 材料係数

b. デイープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

ここで、 $V_{ydd}$  : せん断耐力

$V_{cdd}$  : コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{sdd}$  : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

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

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

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

ここで、 $\gamma_{bc}$  : 部材係数

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし } 0 \leq \phi \leq 1$$

ここで、 $p_{wb}$  : せん断補強鉄筋比 (%)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数 $\beta_a$ を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の载荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表4-11に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表4-11 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	$\gamma_{mc}$	1.0	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	$\gamma_s$	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	$\gamma_{bc}$	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	$\gamma_{bs}$	—	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		$\gamma_a$	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 $\gamma_b = \gamma_{b1} \times \gamma_{b2}$

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

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

ここで、R：応答層間変形角とされている。

$\gamma_{b2}$ 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。解析結果からトレンチ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。

#### 4.4.3 せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）

##### (1) 評価条件

図 4-8 のせん断破壊に対する照査フローに示すとおり、照査用せん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る場合は、材料非線形解析によりせん断耐力を算定し、せん断耐力が照査用せん断力を上回ることを確認する。

「4.4.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）」で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

表 4-12 及び表 4-13 に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90 年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、コンクリート標準示方書 2017 や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書 2017 において標準とされる以下の手法とする。

- ① 鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ② 鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③ 鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用に当たっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては、解析コード「WCOMD Studio Ver.1.00.02」を使用する。

表 4-12 材料非線形解析の位置付け（土木学会マニュアル）

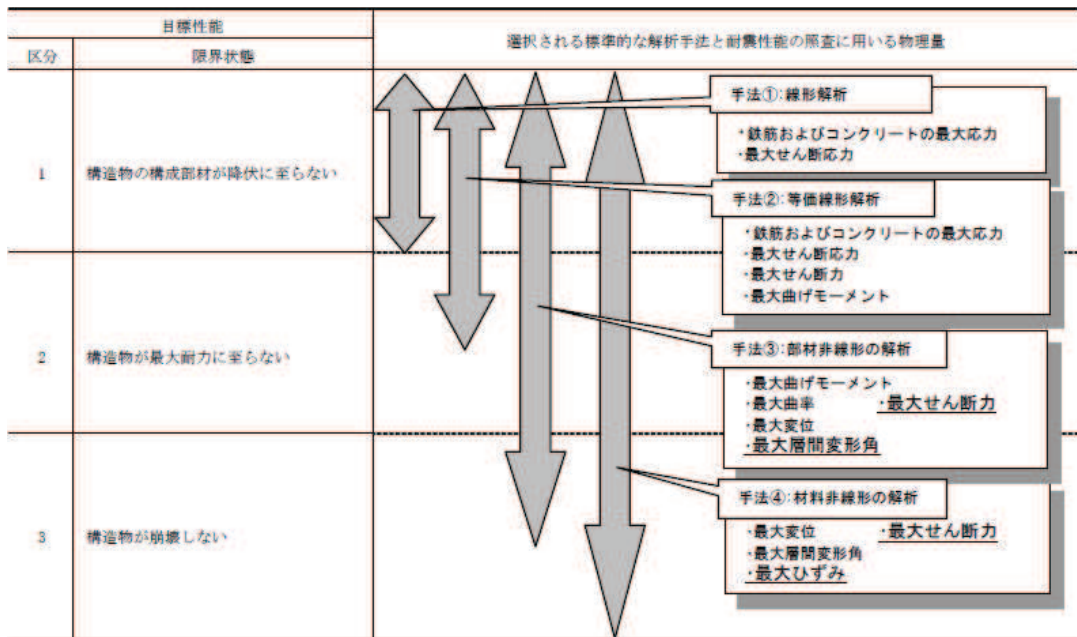


表 4-13 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析	材料非線形解析		
モデル化	骨組モデル	有限要素		
解析次元	一次元	二次元	三次元	
構成則	M-Φ, M-θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性)	狭い	←	→ 広い
	(解析時間)	短い	←	→ 長い



a. 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書2017等に基づき実施する。表4-14に参考とする主な基準等を示す。

表4-14 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数 材料特性	・コンクリート標準示方書2017 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・せん断力-相対変位関係より設定した許容限界（破壊基準）が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果とおおむね整合的であることを確認。

b. 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表4-15及び表4-16に示す。

表4-15 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0 kN/m <sup>3</sup>	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	15.8 N/mm <sup>2</sup>	設計基準強度 (20.5N/mm <sup>2</sup> ) / 材料係数*
引張強度	1.33 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 / 材料係数*
圧縮ピークひずみ	2000 μ	コンクリート標準示方書2017
ひび割れ-せん断伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書2017
破壊エネルギー	0.0681 N/mm	コンクリート標準示方書2017

注記\*：材料係数を1.3として算出

表4-16 鉄筋の材料定数

		設定値	諸元
単位体積重量		0.0 kN/m <sup>3</sup>	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		200 kN/mm <sup>2</sup>	コンクリート標準示方書2017
降伏強度	主鉄筋	2000 N/mm <sup>2</sup>	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう曲げ耐力が増大するように設定
	せん断補強筋	345 N/mm <sup>2</sup>	SD345

c. 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化に当たっては、構造部材の壁厚（400 mm）及び鉄筋径等の関係から、鉄筋の付着の影響が及ぶ2層の鉄筋コンクリート要素としてモデル化する。要素分割の概要を図4-9に示す。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル端部を固定境界とする。

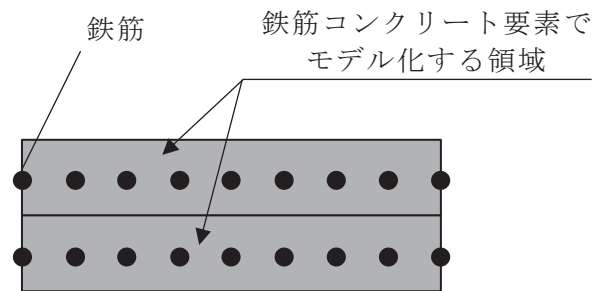


図4-9 要素分割の概要

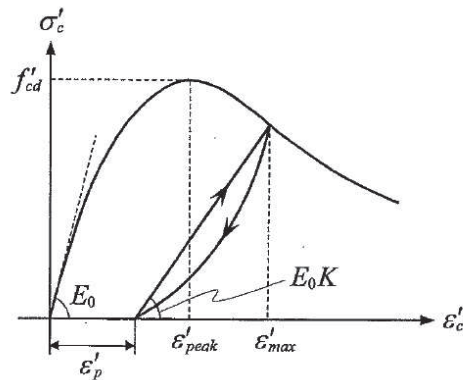
d. コンクリートの非線形特性

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 4-10 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

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

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 4-11 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。



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

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

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

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

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

ここに、

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

$\epsilon'_{max}$  : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

$\epsilon'_p$  : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 4-10 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)

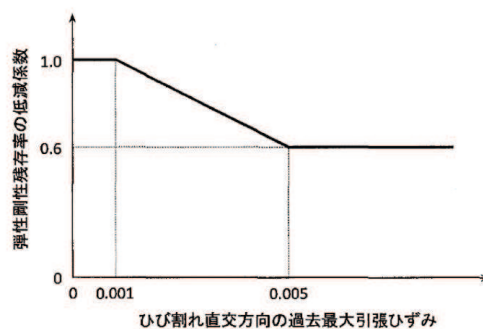
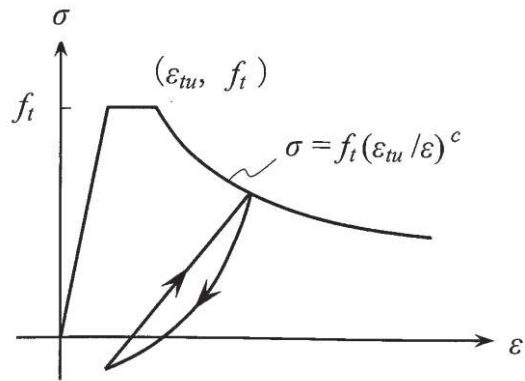


図 4-11 弾性剛性残存率の低減係数  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

(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 4-12 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 4-13 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  
 $\epsilon_{tu}$  : 引張軟化開始ひずみ  
 $c$  : 引張軟化特性を表す係数

図 4-12 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)

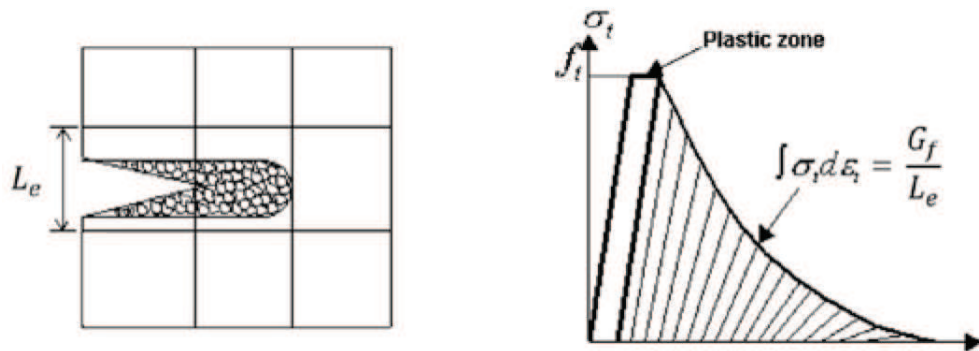
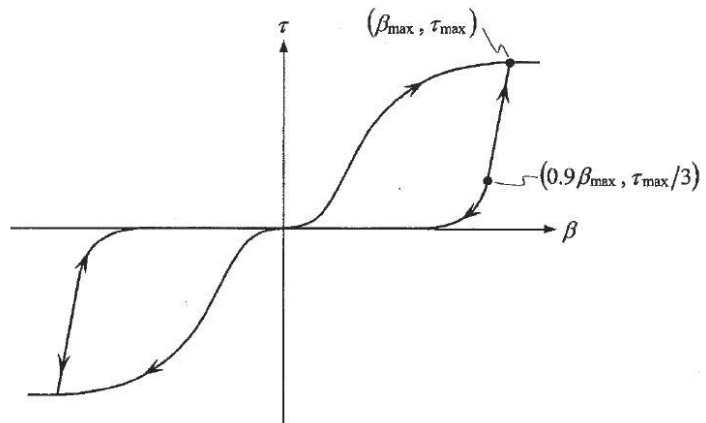


図 4-13 応力-ひずみ曲線と破壊エネルギー $G_f$ の関係

(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 4-14 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\epsilon$  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、 $\beta$  : ひび割れ面におけるせん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\varepsilon$  の比

$$(\gamma / \varepsilon)$$

$\tau$  : ひび割れ面でのせん断応力

$\tau_{\max}$  : 除荷開始時せん断応力

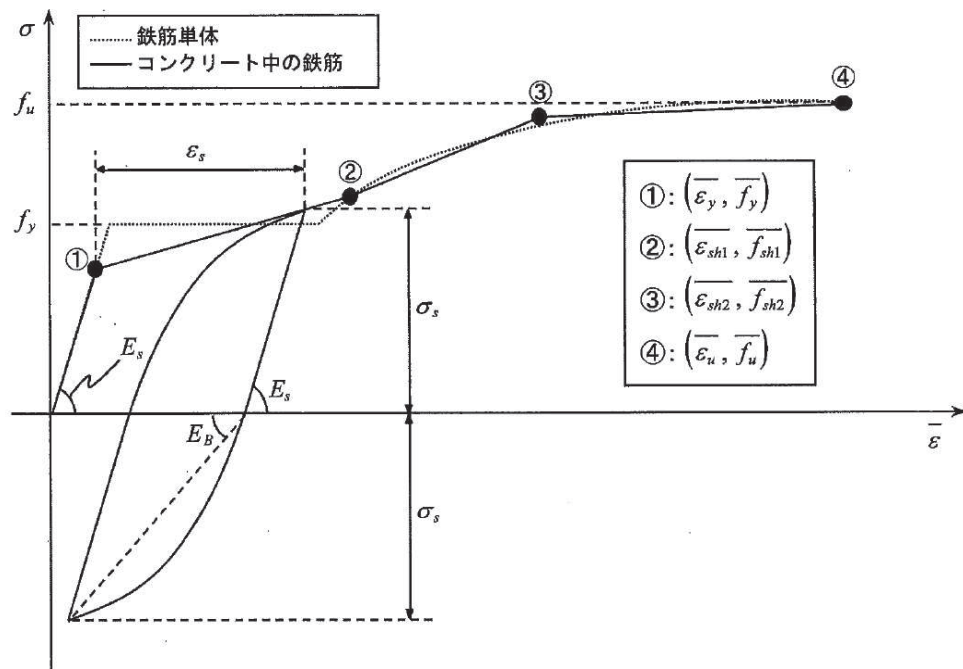
$\beta_{\max}$  : 除荷開始時せん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\varepsilon$  の比

図 4-14 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)

e. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力ー平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力ーひずみ関係と異なり、図4-15に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- $f_y$  : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $f_u$  : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鉄筋単体のヤング率 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_y$  : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- $\epsilon_{sh}$  : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- $p$  : 鉄筋比
- $f_1$  : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

図4-15 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力ー平均ひずみ関係  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

f. 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,  $A_{RC} = A_S + A_C$

g. 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、二次元静的非線形解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震時と同様である。



(2) 評価内容

a. 耐震評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを図 4-16 に示す。

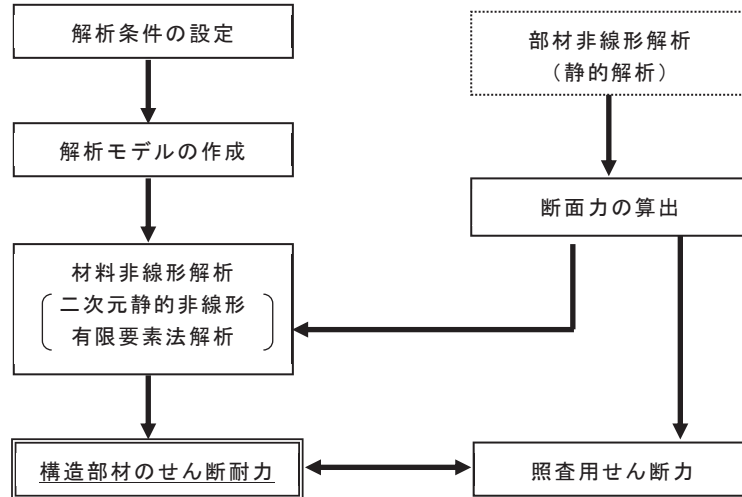


図 4-16 材料非線形解析の耐震評価フロー

b. 荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は、部材非線形解析（静的解析）により得られる荷重を考慮する。具体的には、部材非線形解析で評価対象部材の断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析モデルに図 4-17 に示すとおり作用させる。

材料非線形解析では、部材非線形解析で得られる断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重を、図 4-18 に示すとおり载荷し材料非線形解析を実施する。

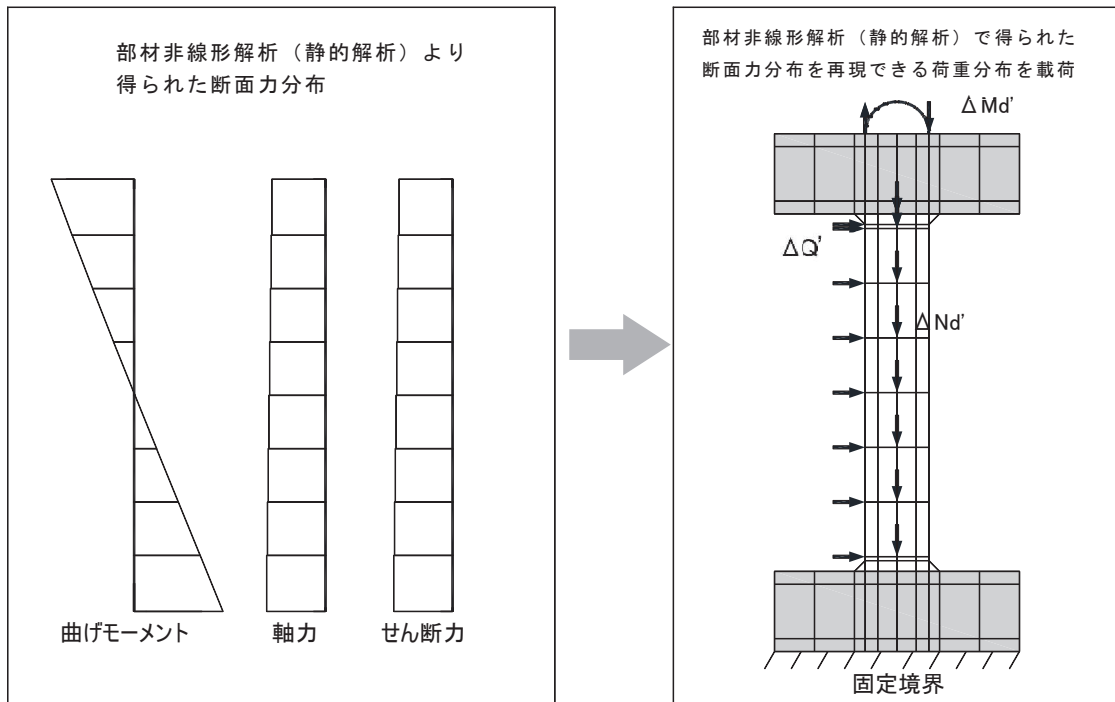


図 4-17 材料非線形解析における荷重状況

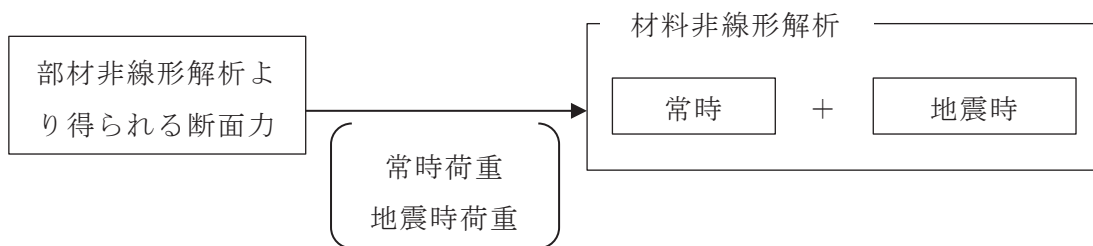


図 4-18 荷重の作用手順

c. せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析における固定端反力  $P$  - 相対変位  $\delta$  関係から設定する。具体的には、図 4-19 に示す例のとおり、固定端反力  $P$  - 相対変位  $\delta$  関係においてせん断力の増分に対して相対変位  $\delta$  が急増する直前の点を部材のせん断耐力と判断する。

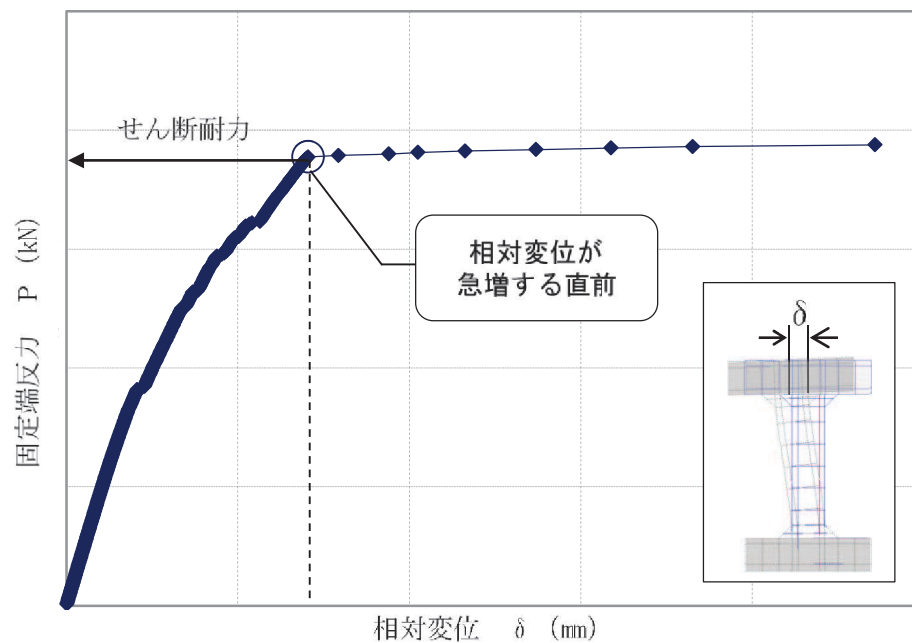


図 4-19 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

d. 安全係数の設定

材料非線形解析では、部材非線形解析（静的解析）で得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力  $V$  と材料非線形解析で得られるせん断耐力  $V_y$  に、以下のとおり部材係数  $\gamma_{b1}$ 、 $\gamma_{b2}$ 、構造解析係数  $\gamma_a$ 、構造物係数  $\gamma_i$  を考慮し、照査用せん断力  $V_d$ 、設計せん断耐力  $V_{yd}$  を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮する安全係数の設定結果を表 4-17 に示す。ここで、部材係数  $\gamma_{b1}$  については、実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No.7 の部材係数 1.13 を設定する（表 4-18）。

表 4-17 考慮する安全係数の設定結果

安全係数		値	設定根拠
部材係数	$\gamma_{b1}$	1.13	別途実施する材料非線形解析により設定
	$\gamma_{b2}$	1.0	地震応答解析による層間変形角等より設定
構造物係数	$\gamma_i$	1.0	構造物の重要度は、基準地震動 $S_s$ により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	$\gamma_a$	1.05	各種文献より保守的に設定
材料係数	$\gamma_m$	1.3	文献に基づく標準的な値を設定

表 4-18 部材係数  $\gamma_{b1}$  の設定結果

Case No.	試験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果) (②/①)	備考
	せん断耐力 (kN) ①	せん断耐力 (kN) ②		
1	475	422.8	0.89	
2	1087	1258.2	1.06	
3	324	356.4	1.10	
4	294	308.7	1.05	
5	581	510.3	0.88	
6	329	335.6	1.02	
7	1587	1793.3	1.13	最大値
8	350	392.0	1.12	
9	855	880.7	1.03	
10	165	102.3	0.62	
11	333	316.4	0.95	
12	127	100.3	0.79	
13	188	108.4	0.63	
14	163	107.4	0.72	
15	273	177.5	0.65	
16	356	291.9	0.82	
17	432	246.2	0.57	

#### 4.5 評価結果

##### 4.5.1 構造強度を有することに対する評価結果

###### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 4-19 に示す。また、最大照査値を示すトレンチ②について、コンクリートの圧縮縁ひずみの最大値の発生位置とその値を図 4-20 に、最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図を図 4-21 に示す。

すべてのトレンチにおいて、照査用ひずみが、許容限界（コンクリートの圧縮縁ひずみ：10000 $\mu$ ）を下回ることを確認した。

表 4-19 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）  
（地震時）

部位	解析ケース	照査用ひずみ* $\epsilon_d$	限界ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
トレンチ①	ケース 3	188 $\mu$	10000 $\mu$	0.02
トレンチ②	ケース 4	315 $\mu$	10000 $\mu$	0.04
トレンチ③	ケース 3	198 $\mu$	10000 $\mu$	0.02

注記\*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 $\gamma_a$

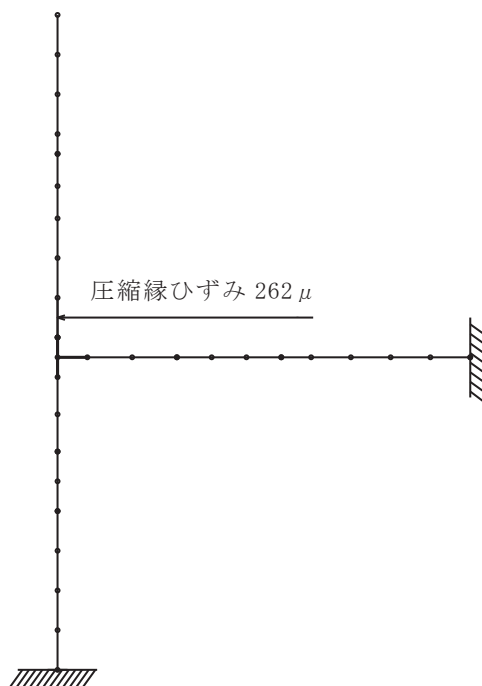


図 4-20 最大照査時におけるコンクリートの圧縮縁ひずみの発生位置  
（地震時，解析ケース 4，トレンチ②）

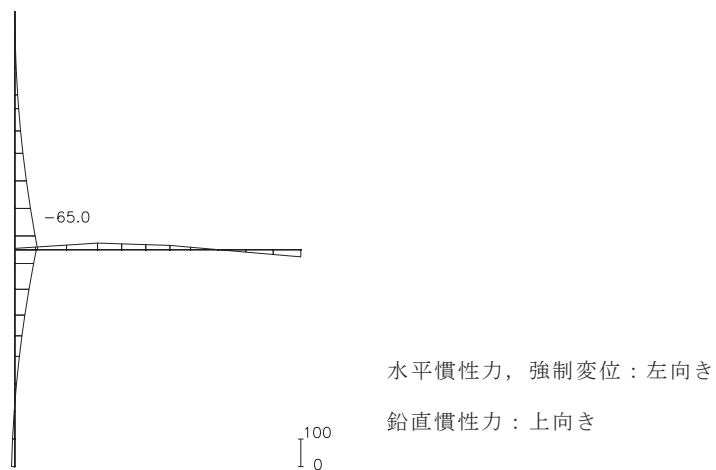


図 4-21(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図  
(曲げモーメント (kN・m/m)) (地震時，解析ケース 4，トレンチ②)

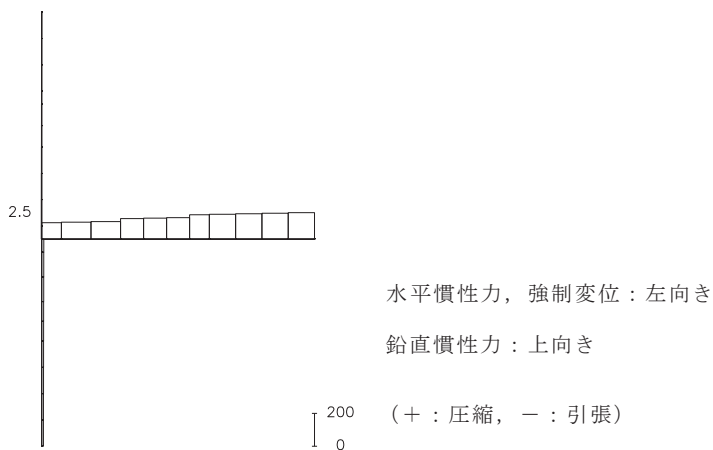


図 4-21(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))  
(地震時，解析ケース 4，トレンチ②)

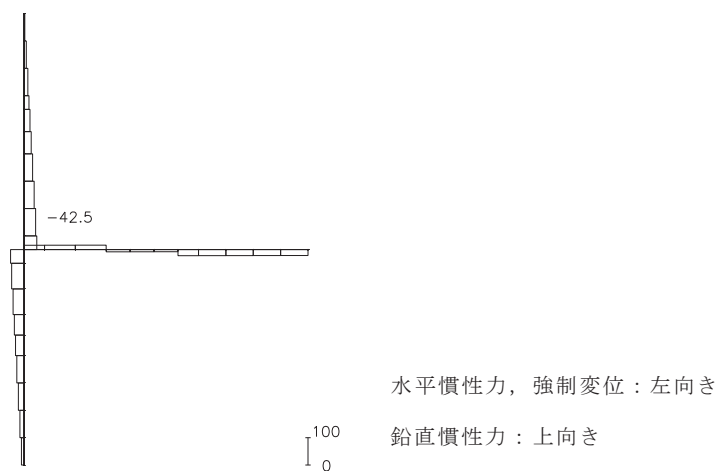


図 4-21(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))  
(地震時，解析ケース 4，トレンチ②)

(2) せん断破壊に対する評価結果

せん断破壊に対する照査について、各トレンチの各部材における最大照査値を表 4-20 に示す。また、トレンチ①～③について、最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図を図 4-22～図 4-24 に示す。

同表より、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 4-20 せん断破壊に対する評価結果（地震時）

部位	部材*1	解析ケース	照査用せん断力*2,*3 V <sub>d</sub> (kN/m)	せん断耐力 V <sub>y d</sub> (kN/m)	照査値 V <sub>d</sub> /V <sub>y d</sub>
トレンチ①	壁	ケース 4	27	589*4	0.05
	床	ケース 3	52	101*4	0.52
トレンチ②	床-1	ケース 3	43	66*4	0.66
	壁-1	ケース 2,4	45	134	0.34
	壁-2	ケース 2	15	129*4	0.12
トレンチ③	床-1	ケース 4	3	13*4	0.24
	床-2	ケース 3	37	69*4	0.54
	床-3	ケース 3	35	94*4	0.38
	壁-1	ケース 3	24	233	0.11
	壁-2	ケース 2	14	138	0.11
	壁-3	ケース 3	34	296	0.12

注記\*1：部材名称は図 4-25 に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：材料非線形解析を実施したケースは、材料非線形解析時の照査用せん断力の値を示す。

\*4：材料非線形解析によるせん断耐力を示す。なお、材料非線形解析を実施した部材及び解析ケースはいずれも、せん断補強筋が配置されていない部材で引張軸力が発生したものであり、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力式によりコンクリートが分担するせん断耐力が 0 となることから、材料非線形解析によりせん断耐力を算定した。

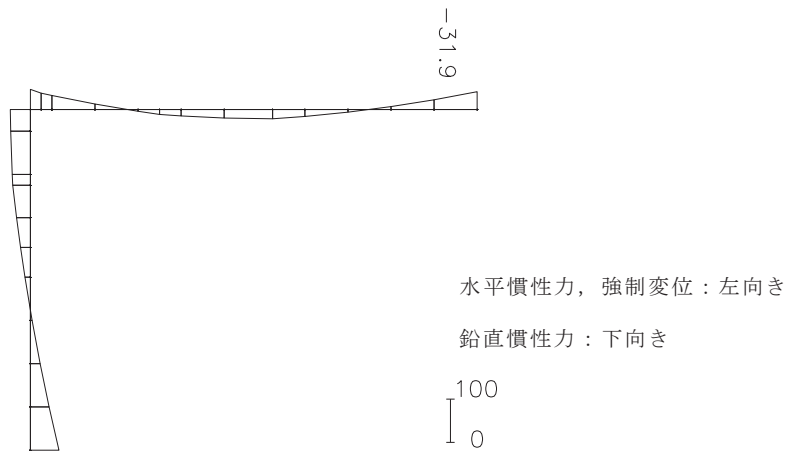


図 4-22(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図  
(曲げモーメント (kN・m/m)) (地震時，解析ケース 3，トレンチ①)

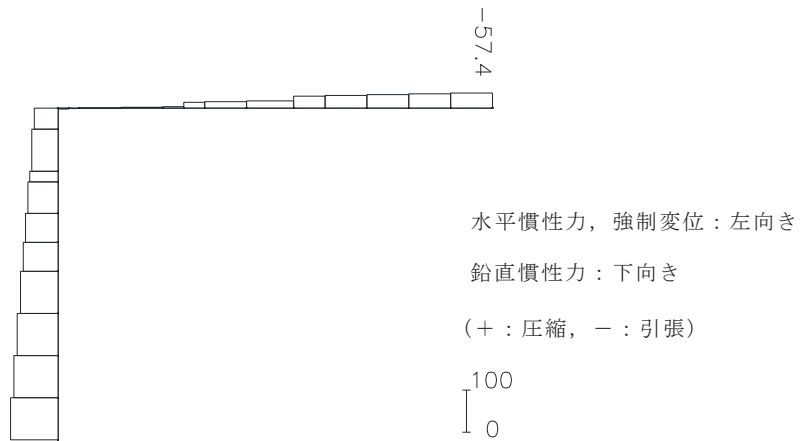


図 4-22(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))  
(地震時，解析ケース 3，トレンチ①)

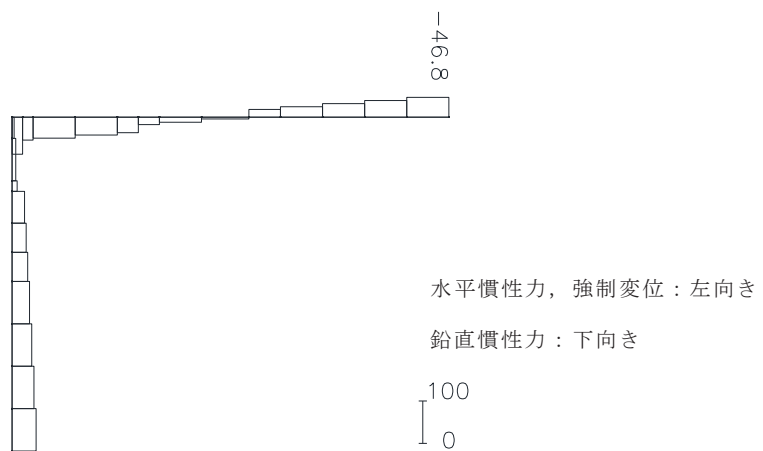
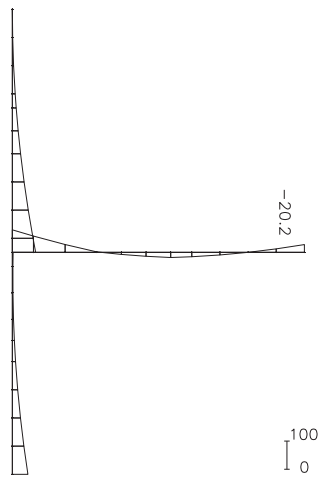


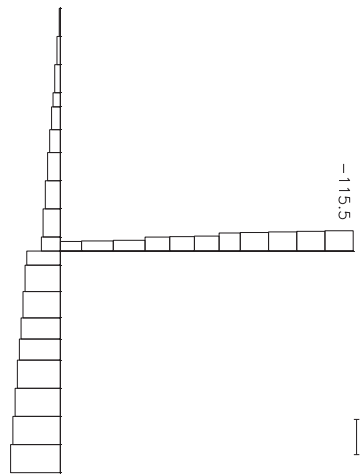
図 4-22(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))  
(地震時，解析ケース 3，トレンチ①)





水平慣性力，強制変位：左向き  
鉛直慣性力：下向き

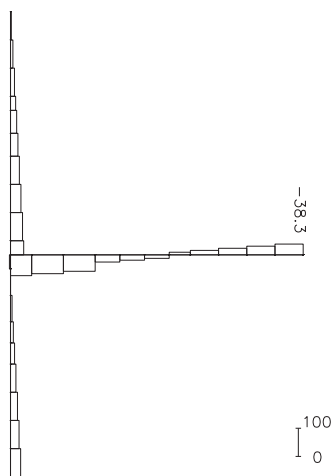
図 4-23(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図  
(曲げモーメント (kN・m/m)) (地震時，解析ケース 3，トレンチ②)



水平慣性力，強制変位：左向き  
鉛直慣性力：下向き

(+：圧縮，-：引張)

図 4-23(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))  
(地震時，解析ケース 3，トレンチ②)



水平慣性力，強制変位：左向き  
鉛直慣性力：下向き

図 4-23(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))  
(地震時，解析ケース 3，トレンチ②)

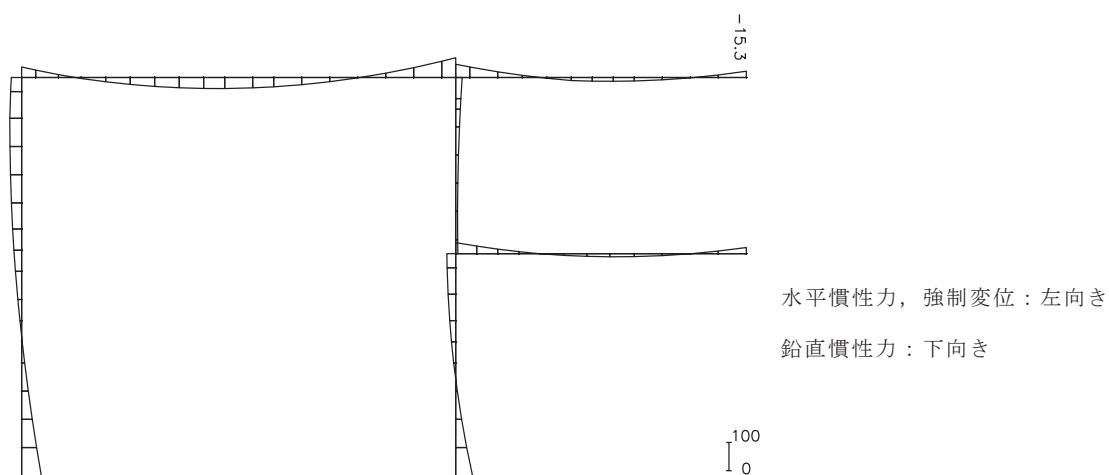


図 4-24(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図  
(曲げモーメント (kN・m/m)) (地震時, 解析ケース 3, トレンチ③)

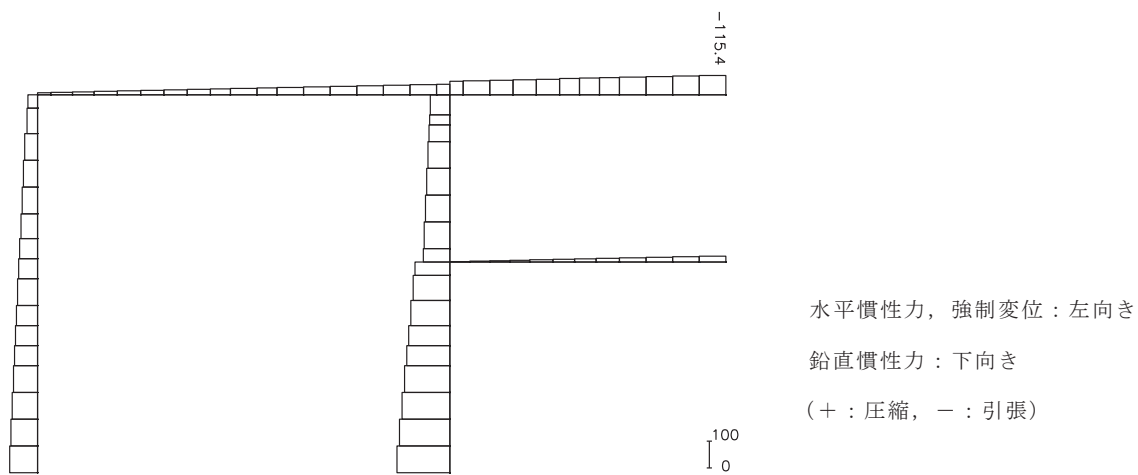


図 4-24(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))  
(地震時, 解析ケース 3, トレンチ③)

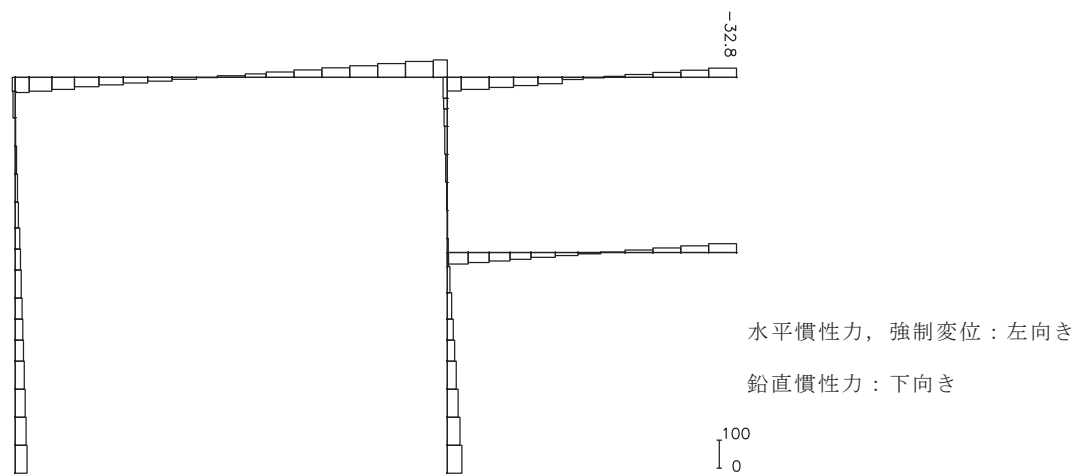


図 4-24(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))  
(地震時, 解析ケース 3, トレンチ③)

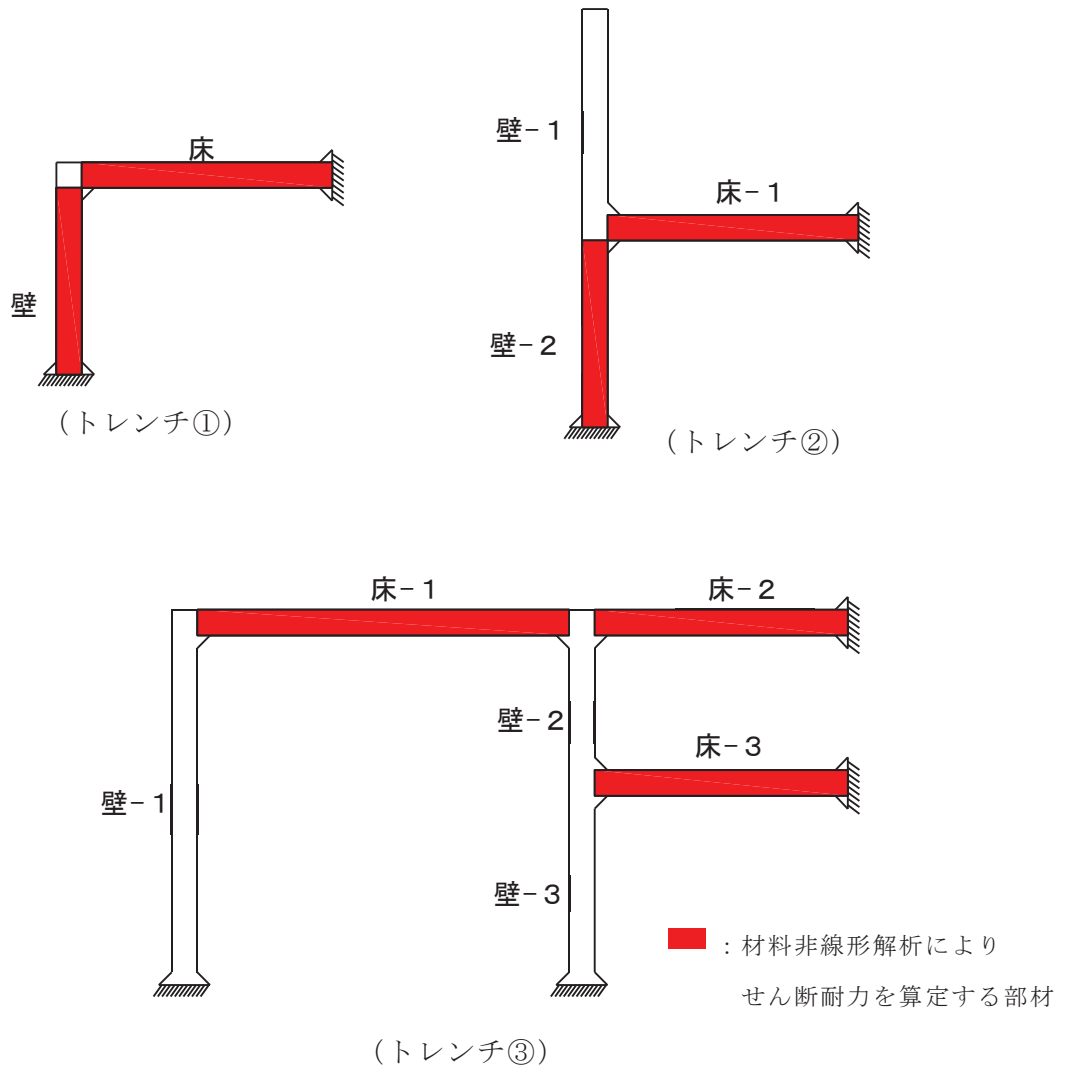


図 4-25 部材名称

(3) せん断破壊の評価における材料非線形解析結果

a. 評価条件

前項「(2) せん断破壊に対する評価結果」では、せん断補強筋の無い部材で引張軸力が発生し、土木学会マニュアルに基づき算出したせん断耐力が0となることから、材料非線形解析による評価結果を記載している。

せん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、ここでは、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断破壊に対する健全性を確認する。

材料非線形解析による評価結果は、いずれも引張軸力が発生し、せん断耐力式によるせん断耐力が0となったケースであることから、照査用せん断力が最大となったトレンチ①の床部材を対象に評価を記載する。評価対象部材の要素分割図を図4-26に、要素プロパティ番号図を図4-27に、要素プロパティ条件を表4-21に示す。

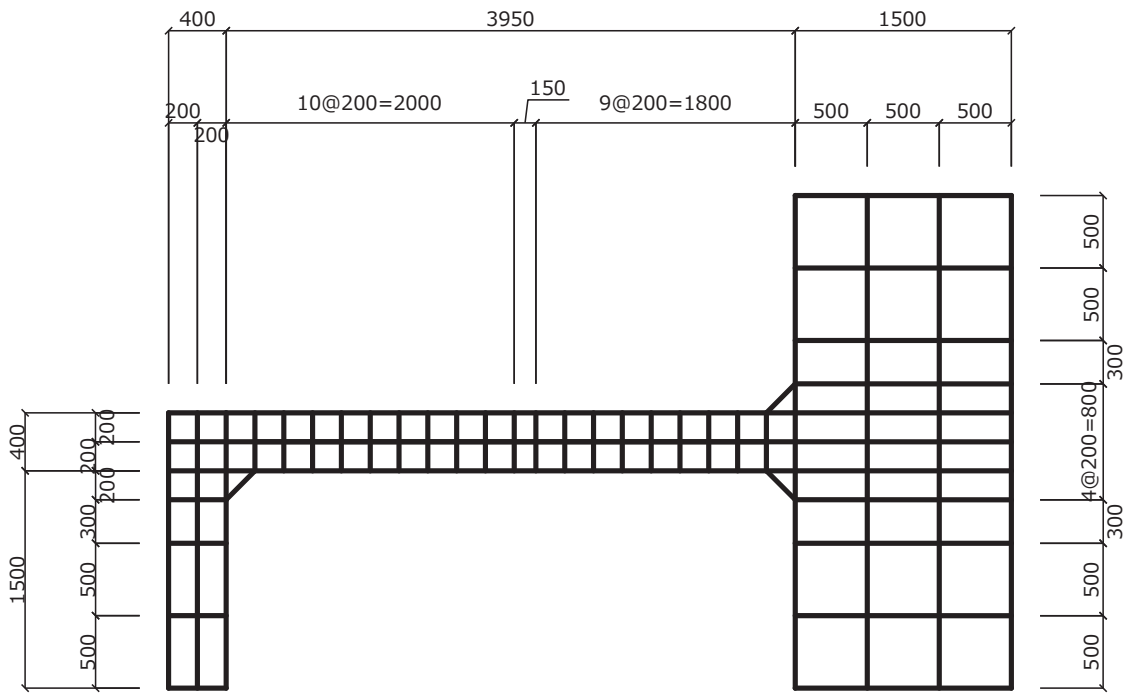


図 4-26 要素分割図

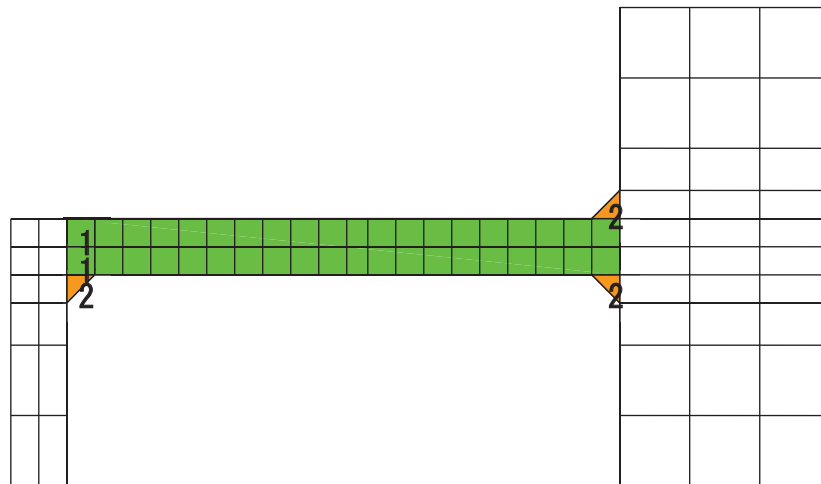


図 4-27 要素プロパティ番号図

表 4-21 要素プロパティ条件

番号	材料	引張硬化軟化係数	
		C x	C y
1	RC	0.4	1.7
2	無筋	1.5	1.5

材料非線形解析によるせん断耐力の算定において考慮する荷重は、部材非線形解析（静的解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には部材非線形解析で評価対象部材のせん断照査が厳しくなる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 4-28 のように作用させる。材料非線形解析では、部材非線形解析から得られた断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 100 分割したものを  $\Delta M$ 、 $\Delta Q$ 、 $\Delta N$  とし、これらの比率を維持しながら漸増载荷する。

なお、作用荷重は、常時荷重（ $\Delta M_s$ 、 $\Delta Q_s$ 、 $\Delta N_s$ ）及び地震時荷重（ $\Delta M_d$ 、 $\Delta Q_d$ 、 $\Delta N_d$ ）とし、図 4-29 に作用手順を示す。表 4-22 に代表例として、材料非線形解析による評価において照査用せん断力が最も大きい解析ケースにおける  $\Delta M$ 、 $\Delta Q$ 、 $\Delta N$  を示す。

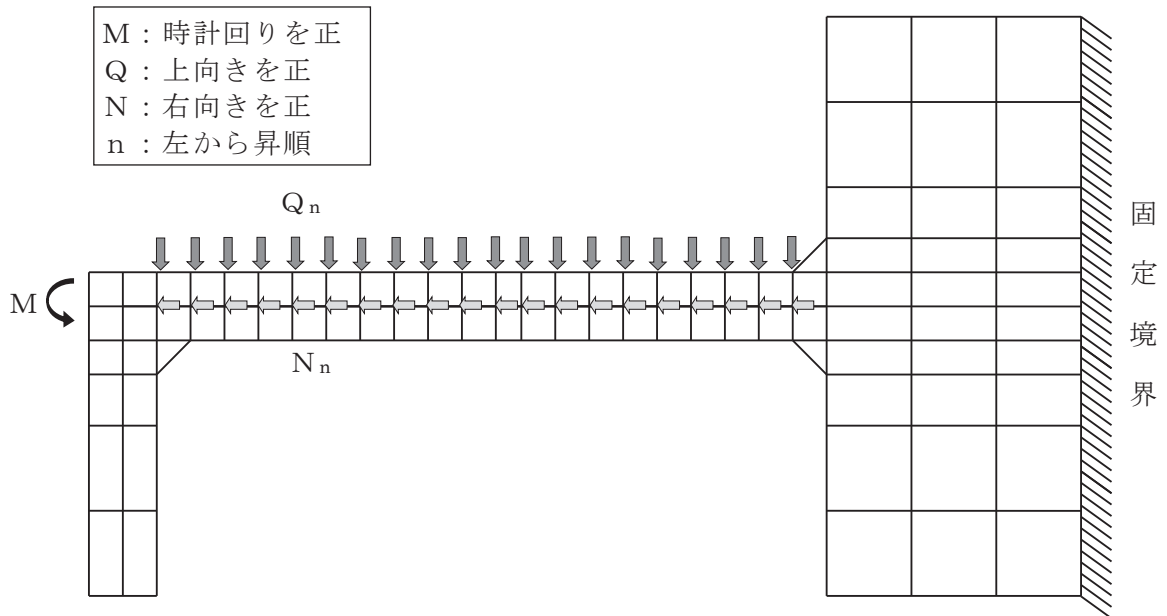


図 4-28 材料非線形解析における载荷状況

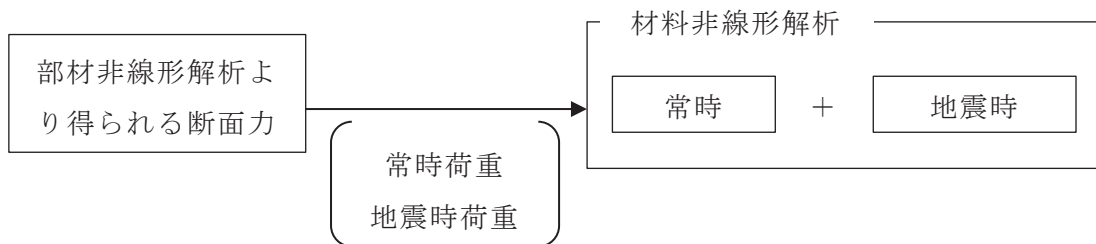


図 4-29 荷重の作用手順

表 4-22 材料非線形解析における作用荷重

部材		床	
解析ケース		ケース 3	
荷重状態		常時荷重	地震時荷重
曲げモーメント (kN・m)	$\Delta M$	-0.095	-0.334
せん断力 (kN)	$\Delta Q_1$	0.179	0.538
	$\Delta Q_2$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_3$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_4$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_5$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_6$	-0.024	-0.201
	$\Delta Q_7$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_8$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_9$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_{10}$	-0.021	-0.071
	$\Delta Q_{11}$	-0.020	-0.110
	$\Delta Q_{12}$	-0.019	-0.088
	$\Delta Q_{13}$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_{14}$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_{15}$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_{16}$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_{17}$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_{18}$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_{19}$	-0.020	-0.039
	$\Delta Q_{20}$	-0.020	-0.039
軸力 (kN)	$\Delta N_1$	0.079	0.005
	$\Delta N_2$	0.000	-0.016
	$\Delta N_3$	0.000	-0.016
	$\Delta N_4$	0.000	-0.016
	$\Delta N_5$	0.000	-0.016
	$\Delta N_6$	0.000	-0.174
	$\Delta N_7$	0.000	-0.016
	$\Delta N_8$	0.000	-0.016
	$\Delta N_9$	0.000	-0.016
	$\Delta N_{10}$	0.000	-0.048
	$\Delta N_{11}$	0.000	-0.088
	$\Delta N_{12}$	0.000	-0.067
	$\Delta N_{13}$	0.000	-0.016
	$\Delta N_{14}$	0.000	-0.016
	$\Delta N_{15}$	0.000	-0.016
	$\Delta N_{16}$	0.000	-0.016
	$\Delta N_{17}$	0.000	-0.016
	$\Delta N_{18}$	0.000	-0.016
	$\Delta N_{19}$	0.000	-0.016
	$\Delta N_{20}$	0.000	-0.016

b. 評価結果

評価対象部材における荷重－変位曲線を図4-30に示す。同図は、評価対象部材のトレンチ①の床において照査用せん断力が最大となる解析ケースの組合せ（地震時、解析ケース3）の結果を示している。各ステップにおけるひび割れ図及び変形図を図4-31に示す。

図中の赤丸で示した100ステップは、「4.3 構造解析」に示す非線形はり要素を用いた二次元構造解析において得られた断面力を再現した状態である。

ひび割れ図に着目すると、断面力再現時にはひび割れは発生していない。その後、荷重の増加に伴い部材右端にひび割れが発生し、さらなる荷重の増加に伴って、中央及び両端のひび割れが進展する様相を示している。224ステップ以降は鉛直変位の急増が認められる。したがって、224ステップ以降の変位の発生はひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材に対する材料非線形解析では、せん断ひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、224ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。材料非線形解析による設計せん断耐力は、224ステップにおけるせん断耐力114.3kNを表4-17に示す部材係数（ $\gamma_{b1}$ 及び $\gamma_{b2}$ ）で除した101kNとする。

材料非線形解析によるせん断破壊に対する照査結果は、表4-20のとおりであり、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

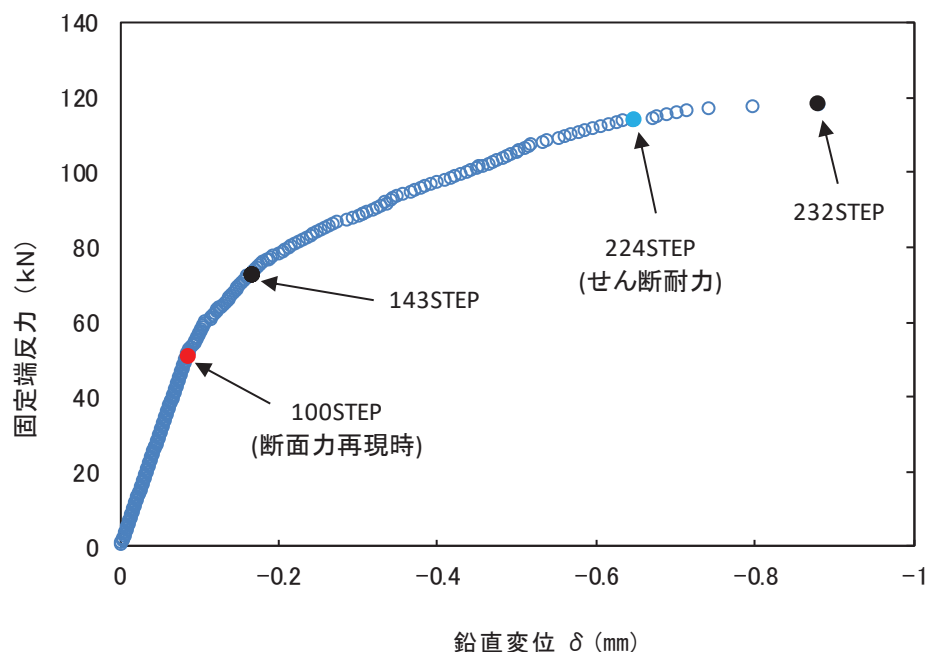


図4-30 荷重－変位曲線  
(地震時、解析ケース3、トレンチ①、床)



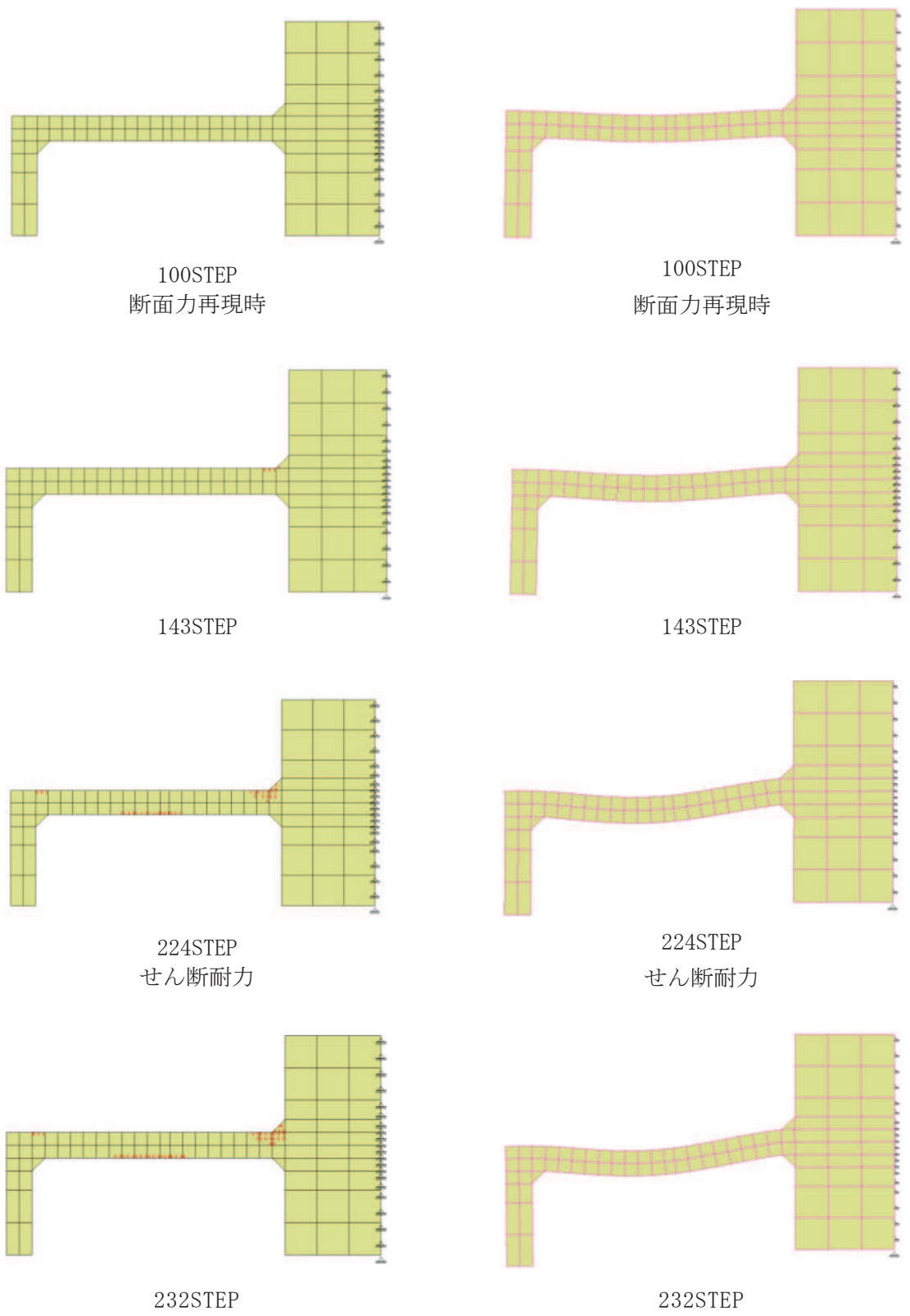


図 4-31 各ステップにおけるひび割れ図および変形図 (変形 300 倍)  
 (地震時, 解析ケース 3, トレンチ①, 床)

#### 4.5.2 Sクラスの施設を支持する機能に対する評価結果

##### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 4-23 及び表 4-24 に示す。

最大照査値を示すトレンチ②について、最大照査値を示す解析ケースにおける荷重図を図 4-32 に、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの最大値の発生位置とその値を図 4-33 に示す。また、照査値最大時の断面力図を図 4-34 に示す。

表 4-23 及び表 4-24 により、すべてのトレンチにおいて、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、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： $2000\mu$ ，主筋ひずみ： $1725\mu$ ）を下回ることを確認した。

表 4-23 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）（地震時）

部位	解析ケース	照査用ひずみ* $\epsilon_d$	限界ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
トレンチ①	ケース 3	$188\mu$	$2000\mu$	0.10
トレンチ②	ケース 4	$315\mu$	$2000\mu$	0.16
トレンチ③	ケース 3	$198\mu$	$2000\mu$	0.10

注記\*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 4-24 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）（地震時）

部位	解析ケース	照査用ひずみ* $\epsilon_d$	限界ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
トレンチ①	ケース 3	$354\mu$	$1725\mu$	0.21
トレンチ②	ケース 3	$843\mu$	$1725\mu$	0.49
トレンチ③	ケース 3	$374\mu$	$1725\mu$	0.22

注記\*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

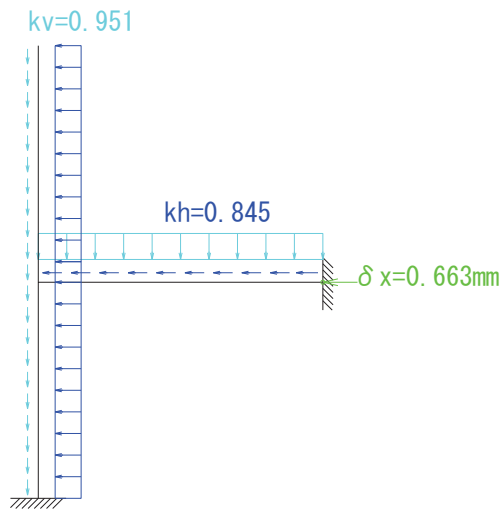


図 4-32 最大照査値を示す解析ケースにおける荷重図  
(地震時, 解析ケース 3, トレンチ②)

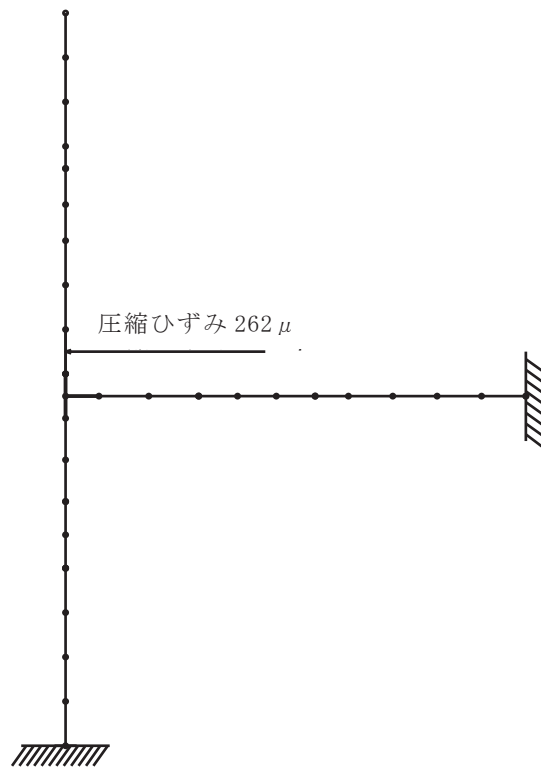


図 4-33(1) コンクリートの圧縮ひずみの最大値発生位置  
(地震時, 解析ケース 4, トレンチ②): 図 4-9 再掲

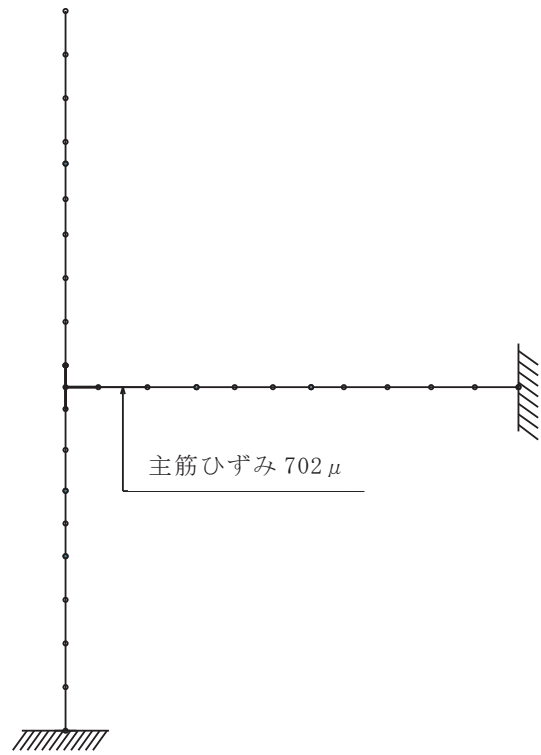


図 4-33(2) 主筋ひずみの最大値発生位置  
(地震時, 解析ケース 3, トレンチ②)

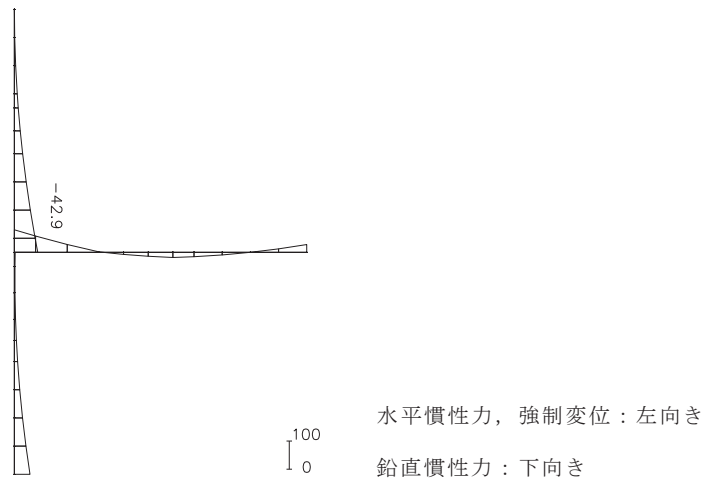


図 4-34(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図  
 (曲げモーメント (kN・m/m)) (地震時, 解析ケース 3, トレンチ②)

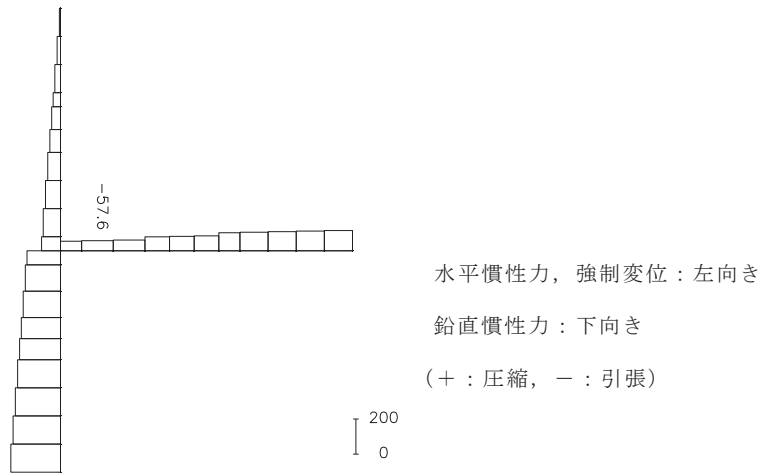


図 4-34(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))  
 (地震時, 解析ケース 3, トレンチ②)

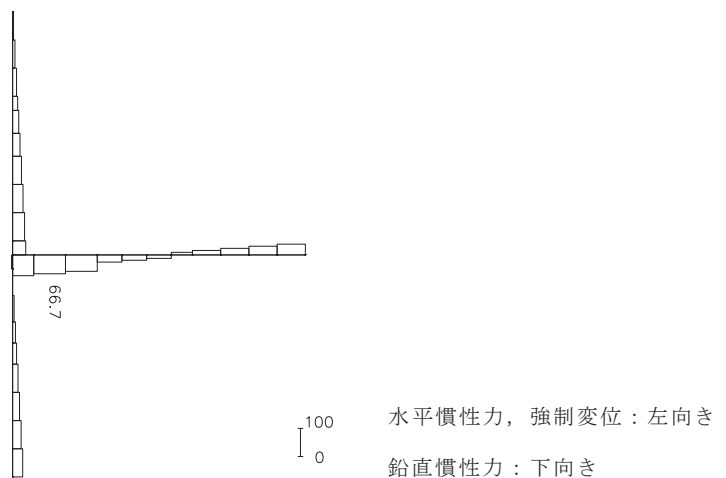


図 4-34(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))  
 (地震時, 解析ケース 3, トレンチ②)

(2) せん断破壊に対する評価結果

トレンチの地震時における 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許容限界はせん断耐力であり、構造強度を有することの許容限界と同一となることから、「4.5.1 構造強度を有することに対する評価結果」により、照査用せん断力が、せん断耐力を下回ることを確認した。

#### 4.5.3 止水機能に対する評価結果

##### (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 4-25 及び表 4-26 に示す。

コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみのうち、最大照査値を示すトレンチ②について、最大照査値を示す解析ケースにおける荷重図を図 4-35 に、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの最大値の発生位置とその値を図 4-36 に示す。また、照査値最大時の断面力図を図 4-37 に示す。

表 4-25 及び表 4-26 により、すべてのトレンチにおいて、コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみが、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： $2000\mu$ ，主筋ひずみ： $1725\mu$ ）を下回ることを確認した。

表 4-25 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）（溢水時）

部位	解析ケース	照査用ひずみ* $\epsilon_d$	限界ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
トレンチ①	ケース 1	$121\mu$	$2000\mu$	0.07
トレンチ②	ケース 1	$148\mu$	$2000\mu$	0.08
トレンチ③	ケース 1	$130\mu$	$2000\mu$	0.07

注記\*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 4-26 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）（溢水時）

部位	解析ケース	照査用ひずみ* $\epsilon_d$	限界ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
トレンチ①	ケース 1	$184\mu$	$1725\mu$	0.11
トレンチ②	ケース 1	$431\mu$	$1725\mu$	0.25
トレンチ③	ケース 1	$302\mu$	$1725\mu$	0.18

注記\*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

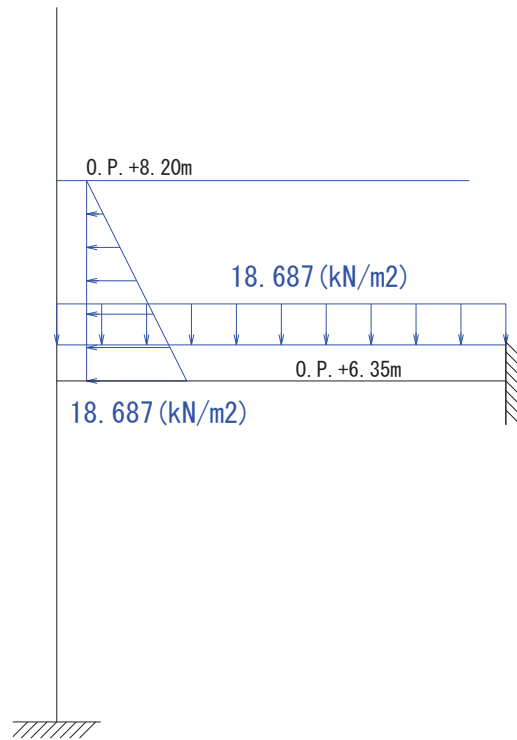


図 4-35 最大照査値を示す解析ケースにおける荷重図  
(溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②)

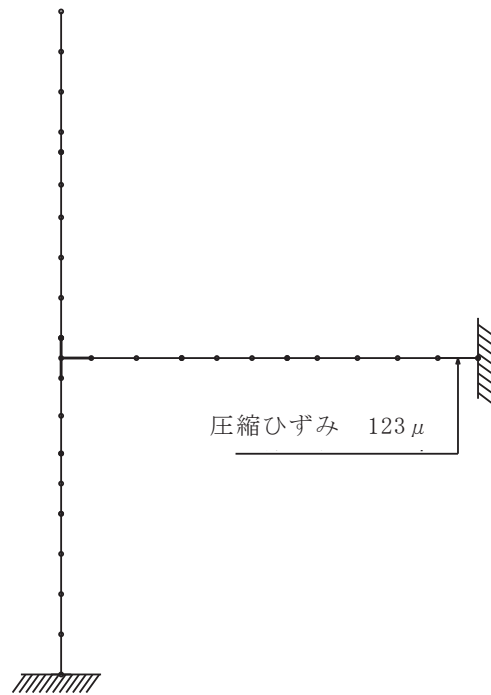


図 4-36(1) コンクリートの圧縮ひずみの最大値発生位置  
(溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②)



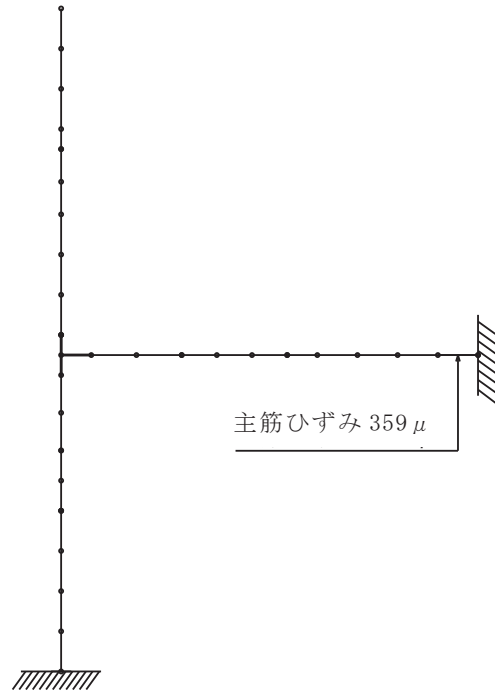


図 4-36(2) 主筋ひずみの最大値発生位置  
(溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②)

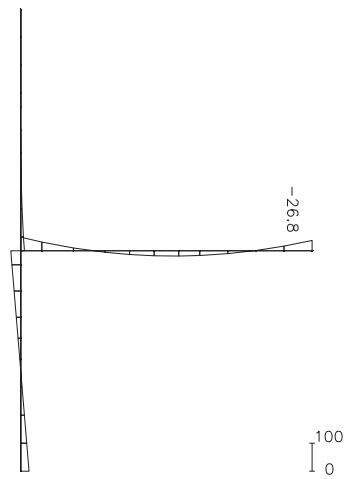


図 4-37(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図  
 (曲げモーメント (kN・m/m)) (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②)

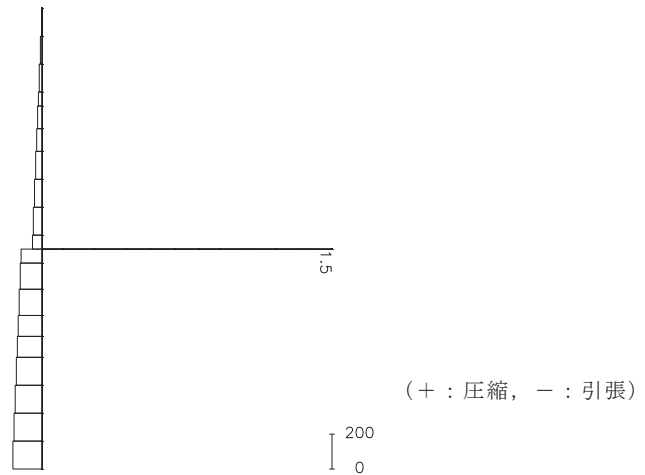


図 4-37(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))  
 (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②)

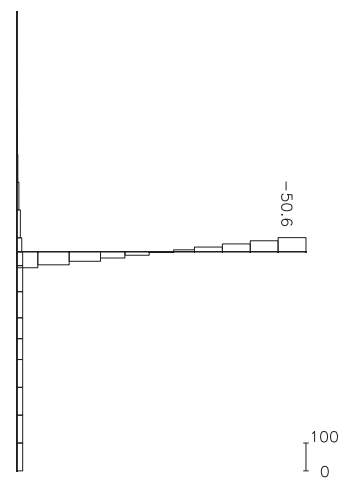


図 4-37(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))  
 (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②)

(2) せん断破壊に対する評価結果

せん断破壊に対する照査について、各トレンチの各部材における最大照査値を表 4-27 に示す。また、トレンチ①～③について、最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図を図 4-38～図 4-40 に示す。

同表より、照査用せん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 4-27 せん断破壊に対する評価結果（溢水時）

部位	部材 <sup>*1</sup>	解析ケース	照査用せん断力 <sup>*2, *3</sup> V <sub>d</sub> (kN/m)	せん断耐力 V <sub>y d</sub> (kN/m)	照査値 V <sub>d</sub> /V <sub>y d</sub>
トレンチ①	壁	ケース 1	50	537	0.10
	床	ケース 1	55	167	0.33
トレンチ②	床-1	ケース 1	54	119	0.46
	壁-1	ケース 1	13	193	0.07
	壁-2	ケース 1	23	268	0.09
トレンチ③	床-1	ケース 1	31	394	0.08
	床-2	ケース 1	20	451 <sup>*4</sup>	0.05
	床-3	ケース 1	54	136	0.40
	壁-1	ケース 1	37	506	0.08
	壁-2	ケース 1	8	192	0.05
	壁-3	ケース 1	21	296	0.08

注記\*1：部材名称は図 4-25 に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：材料非線形解析を実施したケースは、材料非線形解析時の照査用せん断力の値を示す。

\*4：材料非線形解析によるせん断耐力を示す。なお、材料非線形解析を実施した部材及び解析ケースは、せん断補強筋が配置されていない部材で引張軸力が発生したものであり、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力式によりコンクリートが分担するせん断耐力が 0 となることから、材料非線形解析によりせん断耐力を算定した。

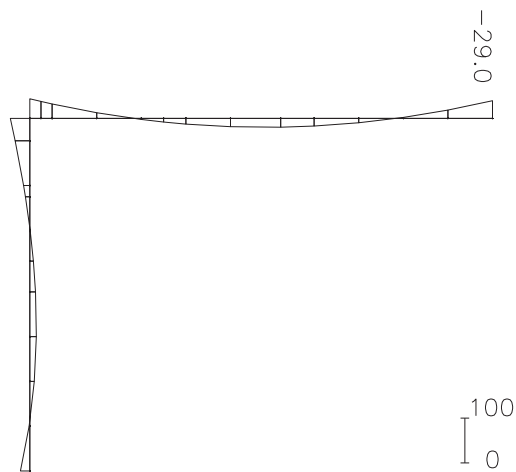


図 4-38(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図  
 (曲げモーメント (kN・m/m)) (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ①)

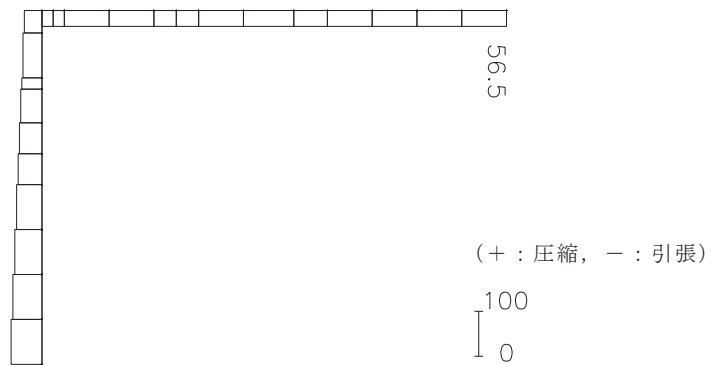


図 4-38(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))  
 (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ①)

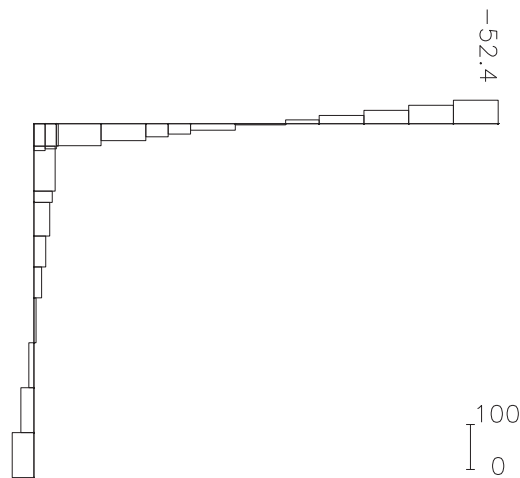


図 4-38(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))  
 (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ①)

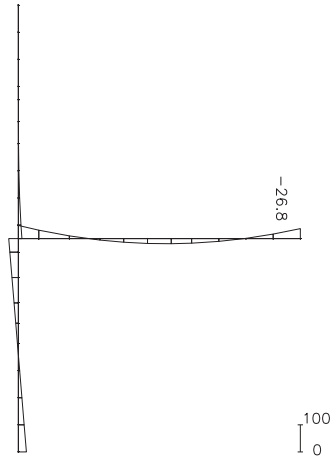


図 4-39(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図  
 (曲げモーメント (kN・m/m)) (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②) : 図 4-37 再掲

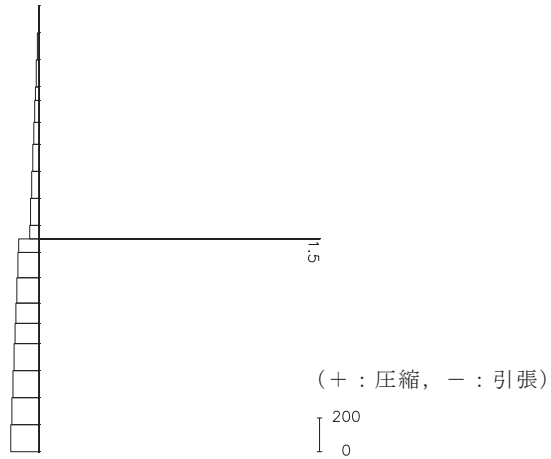


図 4-39(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))  
 (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②) : 図 4-37 再掲

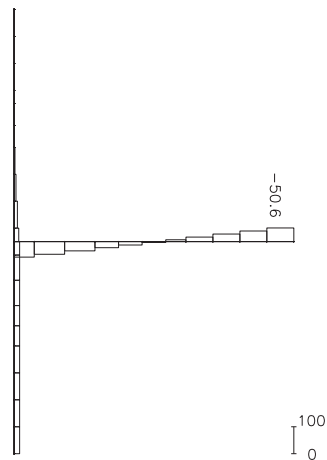


図 4-39(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))  
 (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ②) : 図 4-37 再掲

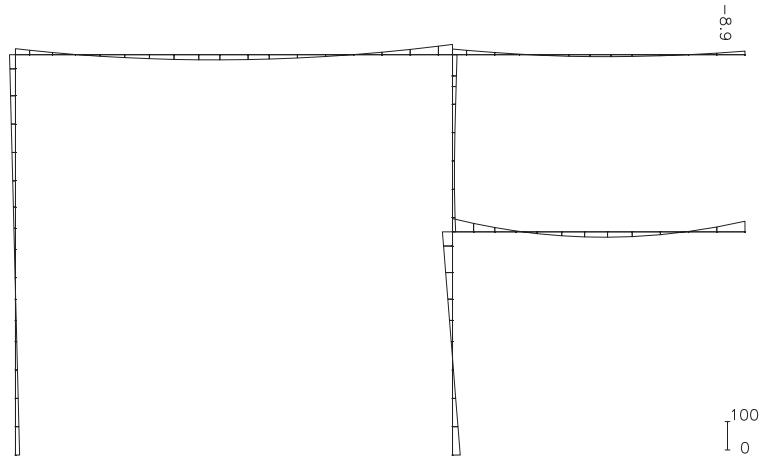


図 4-40(1) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図  
 (曲げモーメント (kN・m/m)) (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ③)

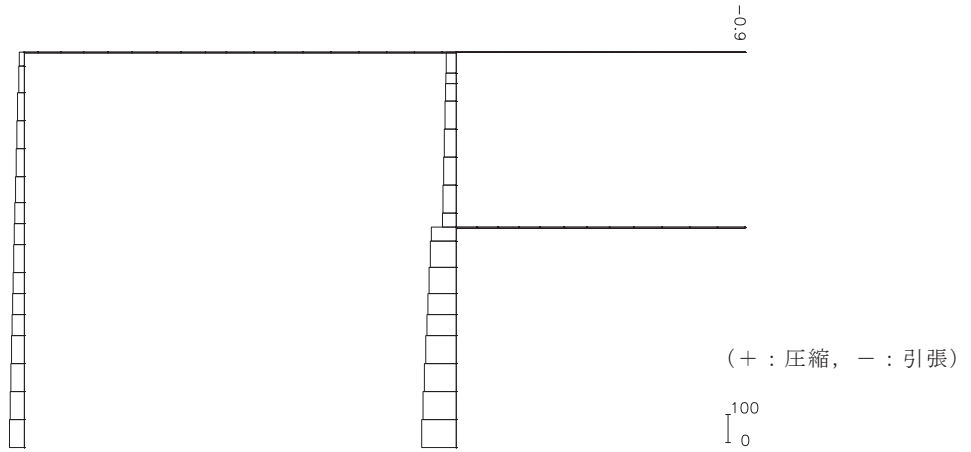


図 4-40(2) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (軸力 (kN/m))  
 (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ③)

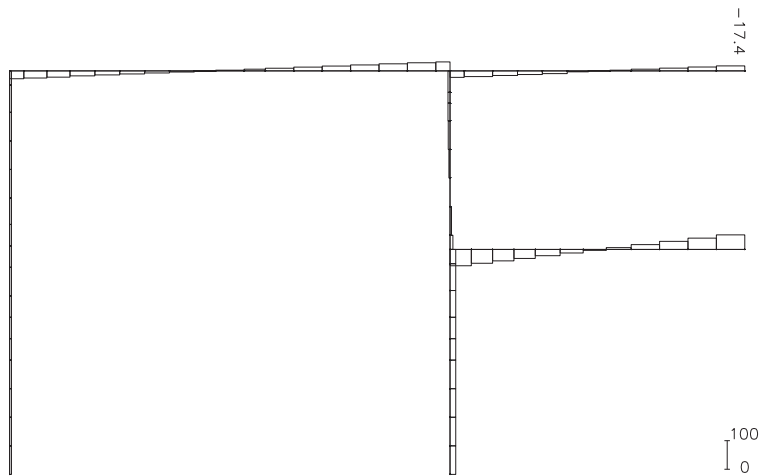


図 4-40(3) 最大照査値を示す解析ケースにおける断面力図 (せん断力 (kN/m))  
 (溢水時, 解析ケース 1, トレンチ③)

## 5. まとめ

海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁及びトレンチについては、Sクラスの配管を間接支持する支持機能と、溢水事象に対する止水機能が要求される。このことから、基準地震動  $S_s$  による地震時及び単一機器の破損を想定した溢水時のそれぞれについて曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊に対する評価を実施した。

隔壁について、地震時、溢水時ともに鉄筋及びコンクリートの発生応力、発生せん断力が許容限界を下回ることを確認した。また、トレンチについて、地震時、溢水時ともに照査用ひずみ及び照査用せん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

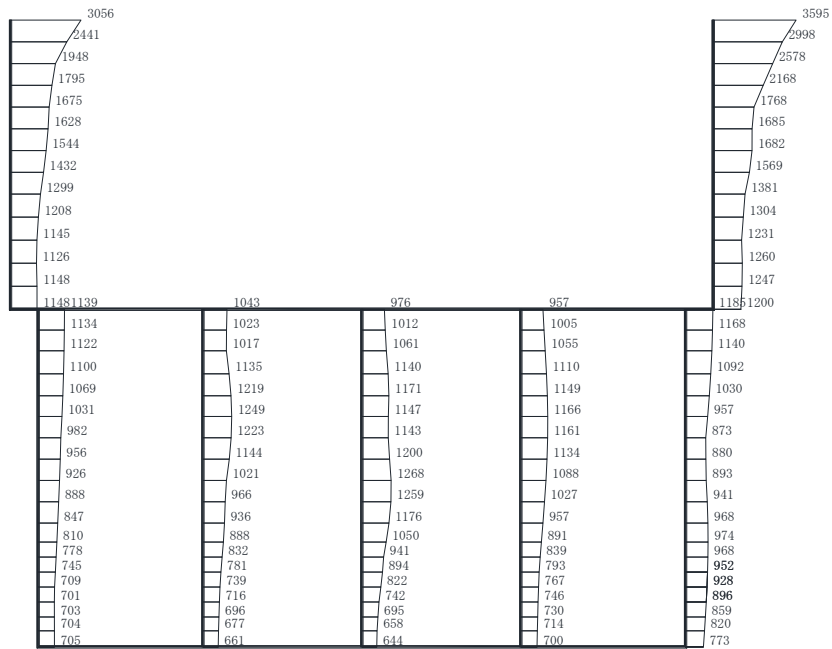
以上から、海水ポンプ室補機ポンプエリアの隔壁及びトレンチは、基準地震動  $S_s$  による地震時に構造強度を有すること、Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと、また、機器の想定破損による溢水時に止水機能を損なわないことを確認した。

## 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

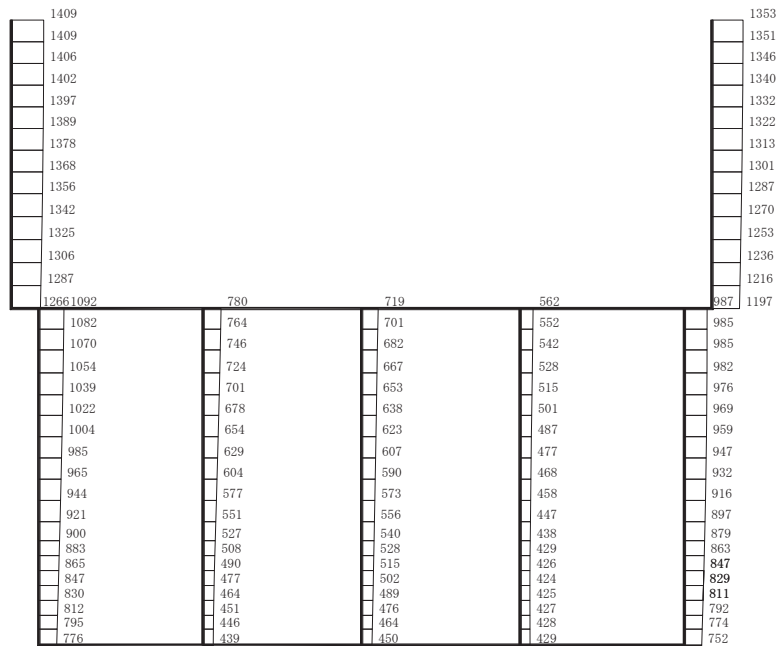
海水ポンプ室に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動  $S_s$  (7波) 及び弾性設計用地震動  $S_d$  を用いて、ケース①に加え、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に基づきケース②～④の解析を実施している。

参考資料 12 では、鉄筋コンクリート部材の初期剛性低下の影響として、鉄筋コンクリート部材の剛性を 0.75 倍したケースに係る地震応答解析結果として、基準地震動  $S_s$  に対する最大加速度分布図を図 1-1～図 1-21 に示す。





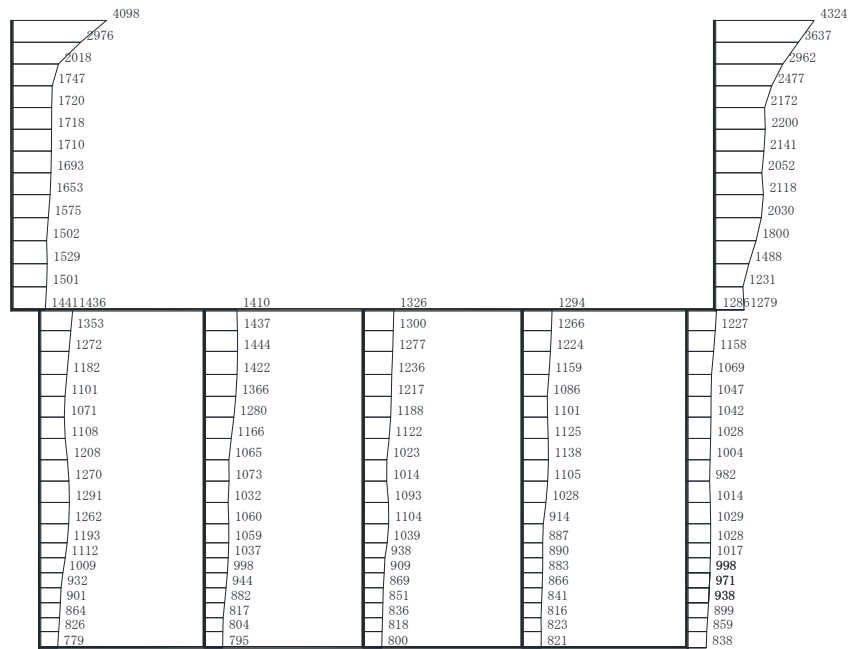
(a) S s - D 1 (++) 水平



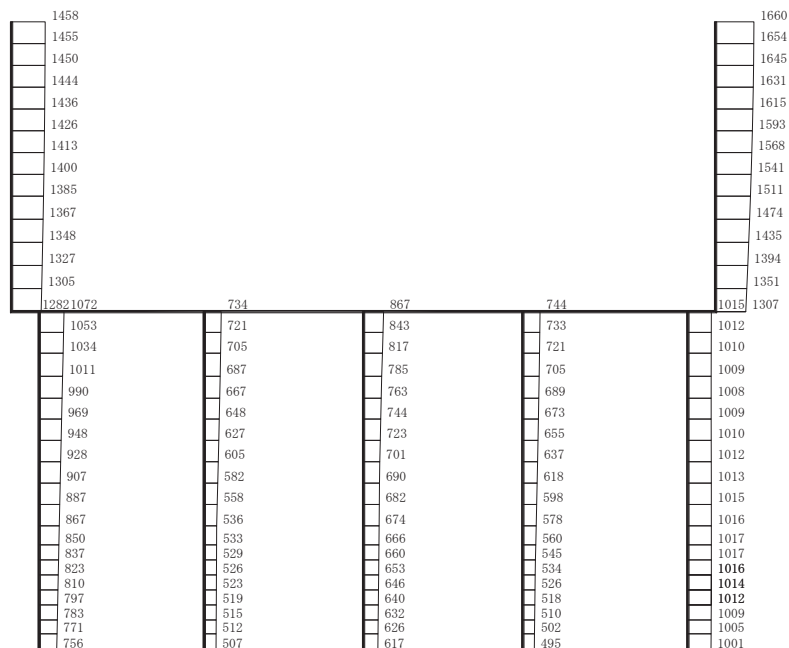
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-1 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))



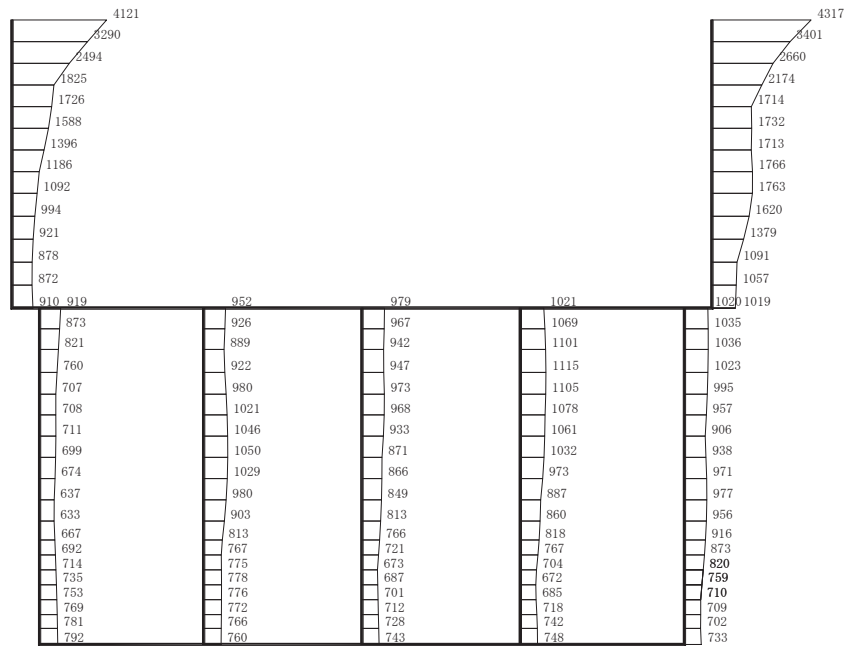
(a) S s - D 2 (++) 水平



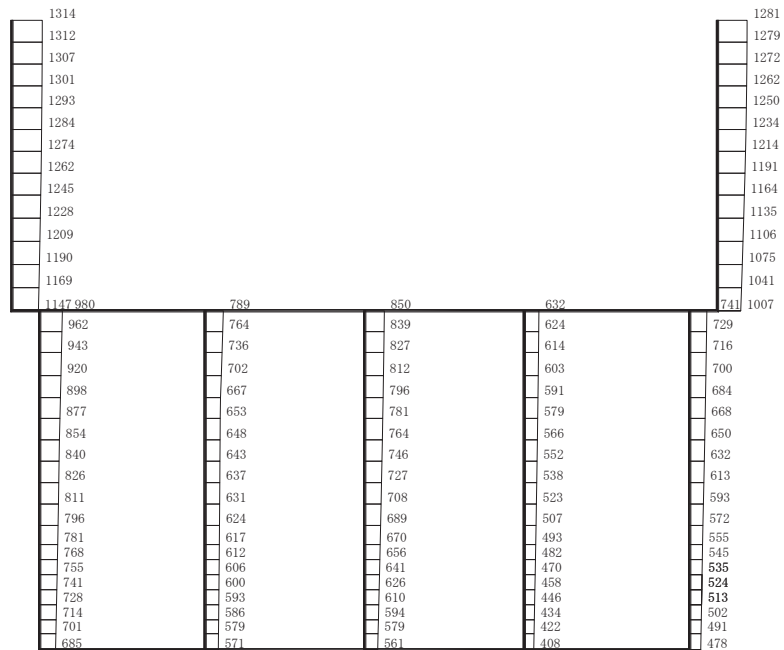
(b) S s - D 2 (++) 鉛直

構造スケール  $\frac{0}{2}$  (m)      応答値スケール  $\frac{0}{1000}$  (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-2 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))



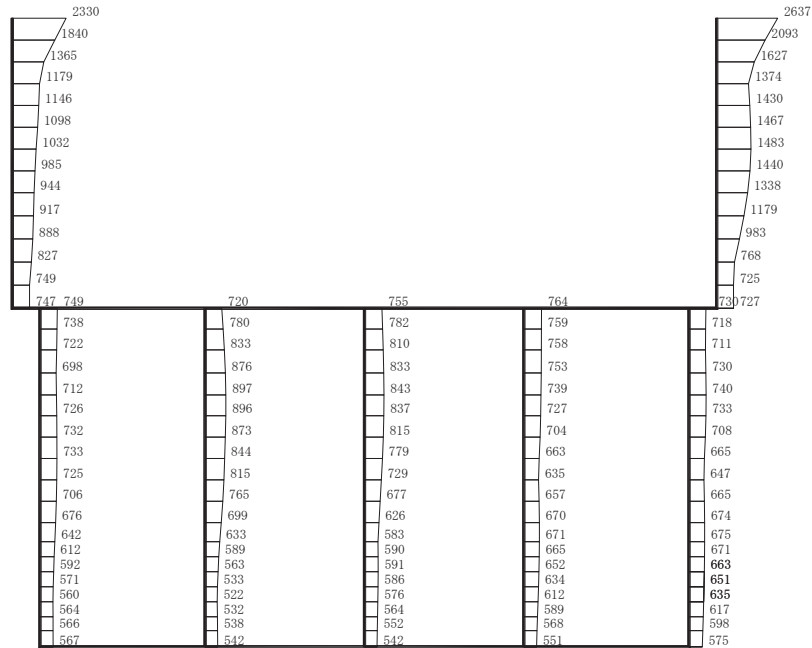
(a) S s - D 3 (++) 水平



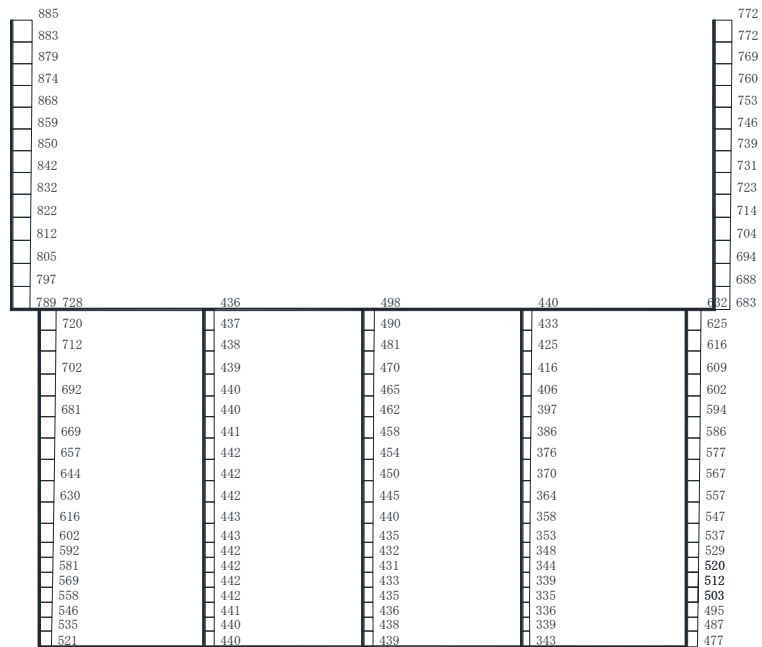
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-3 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))



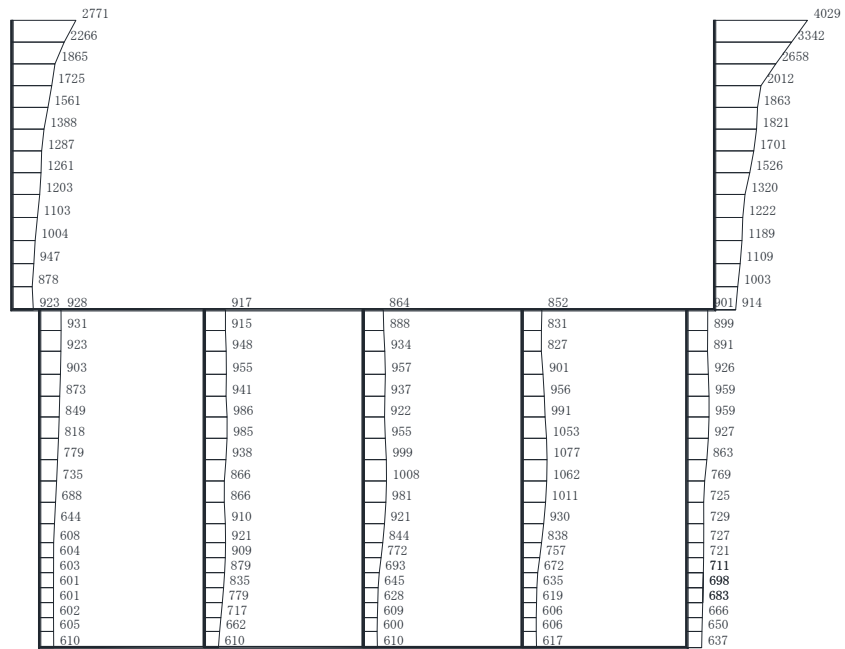
(a) S s - F 1 (++) 水平



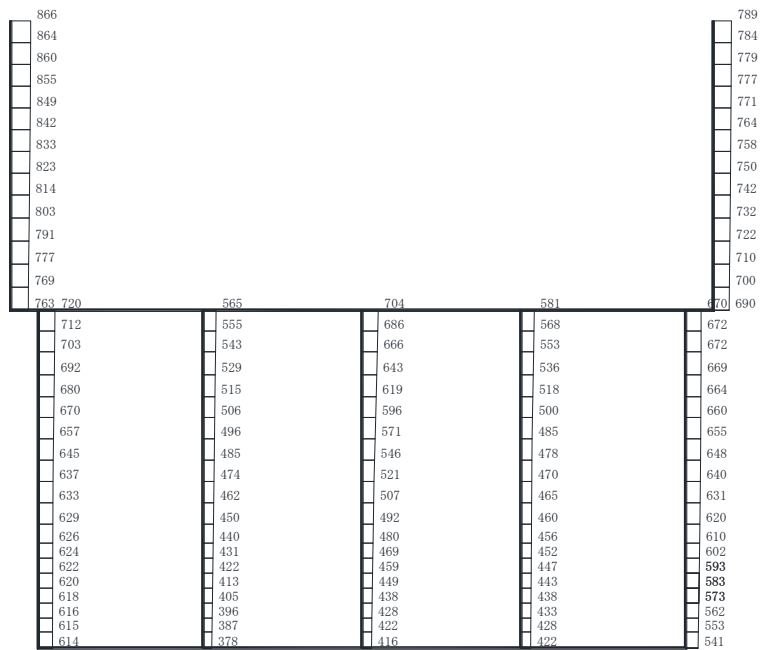
(b) S s - F 1 (++) 鉛直

構造スケール  $\frac{0}{\quad} \frac{2}{\quad}$  (m) 応答値スケール  $\frac{0}{\quad} \frac{1000}{\quad}$  (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-4 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))



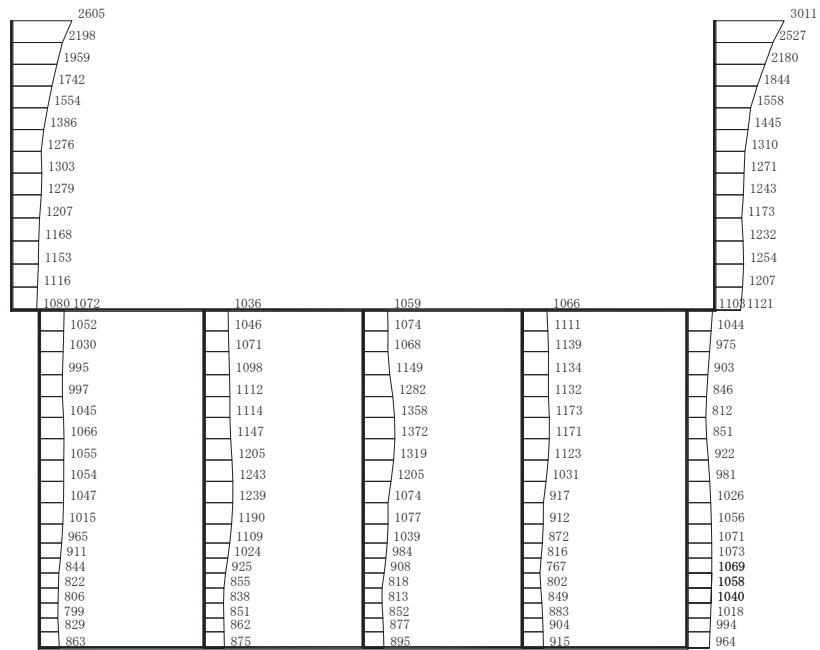
(a) S s - F 2 (++) 水平



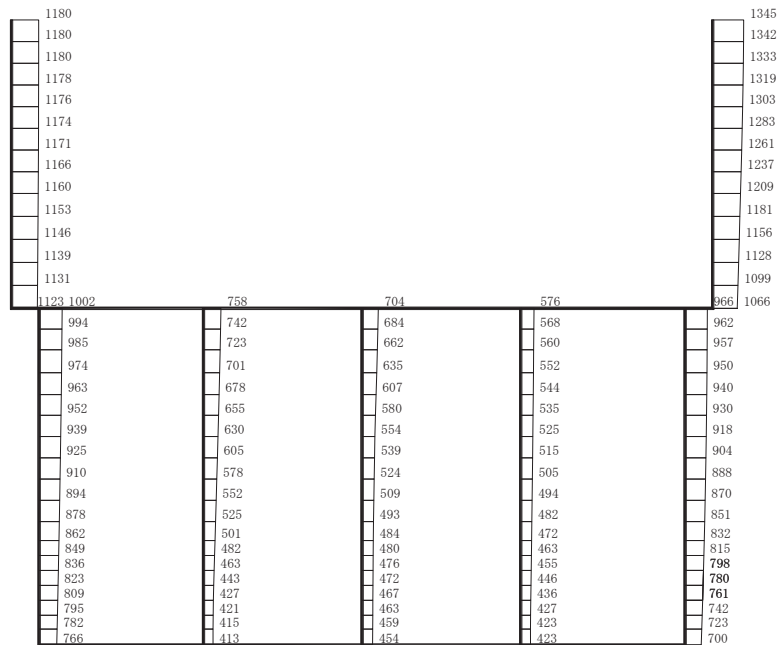
(b) S s - F 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-5 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))



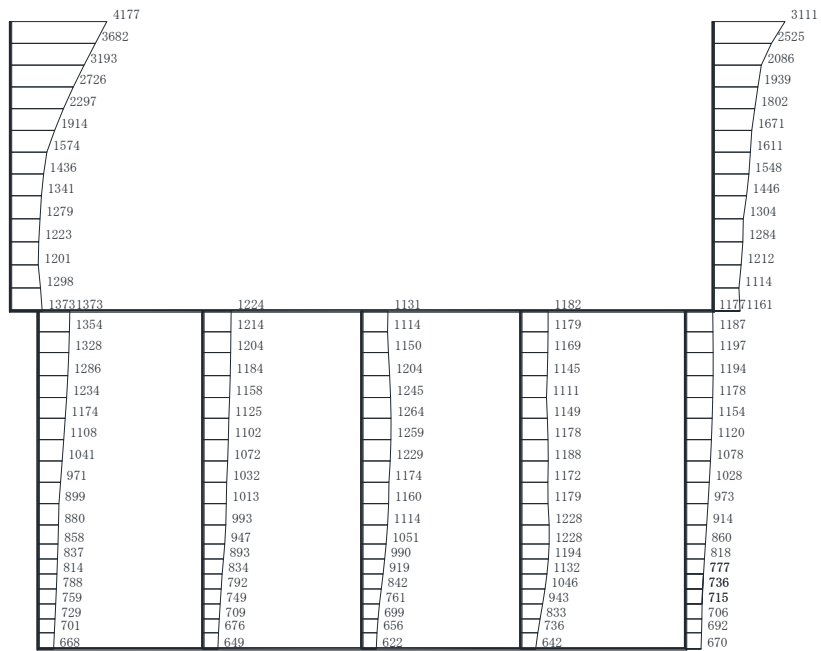
(a) S s - F 3 (++) 水平



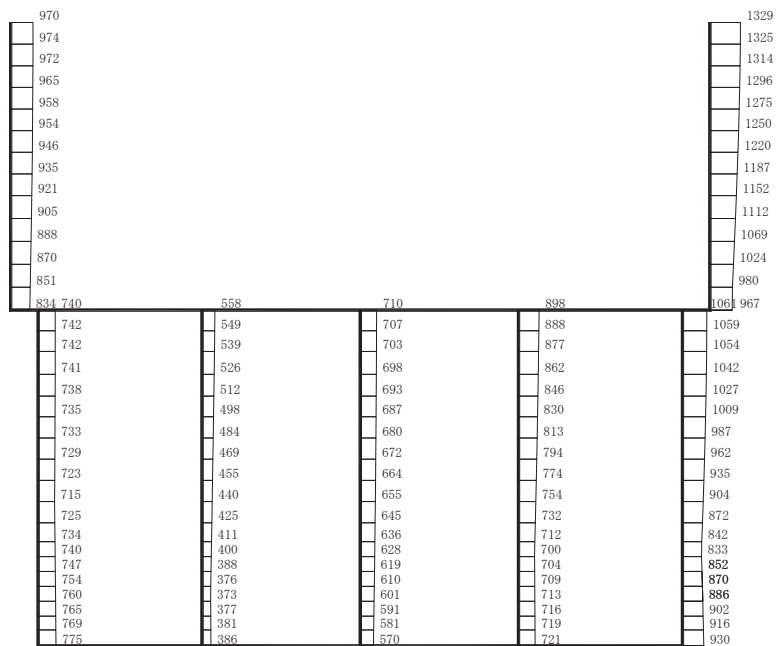
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-6 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))



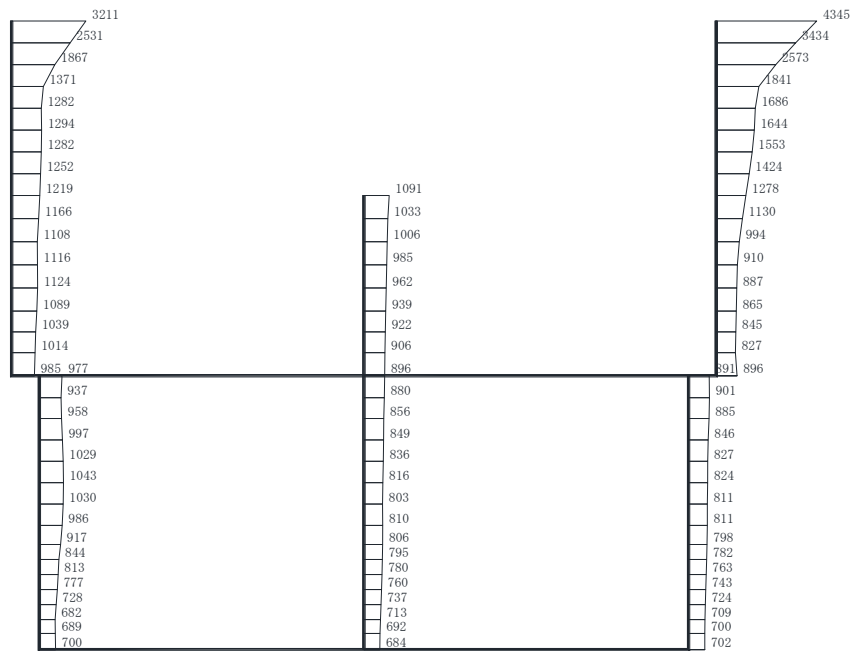
(a)  $S_s - N1$  (++) 水平



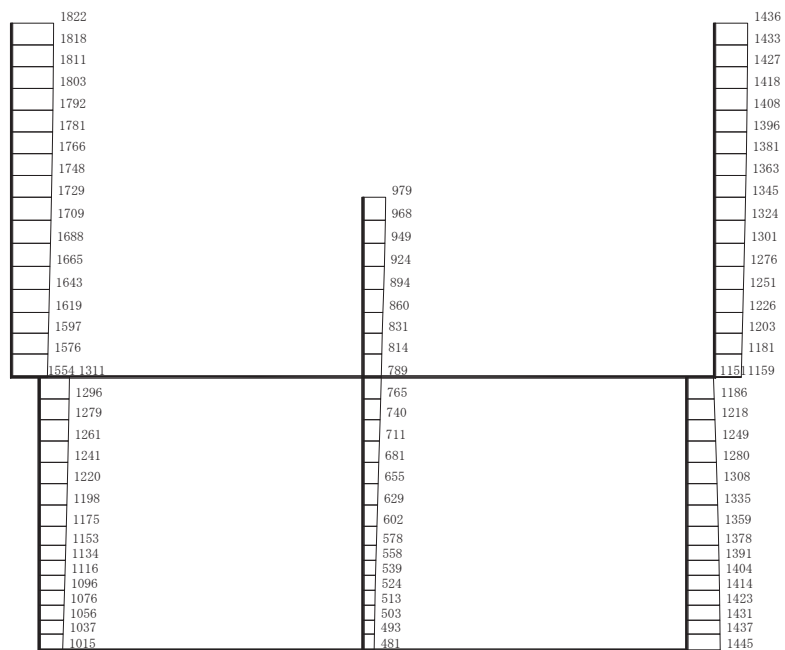
(b)  $S_s - N1$  (++) 鉛直

構造スケール  $0 \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad 1000$  ( $\text{cm/s}^2$ )

図 1-7 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面, 東西 (補機ポンプエリア))



(a) S s - D 1 (++) 水平

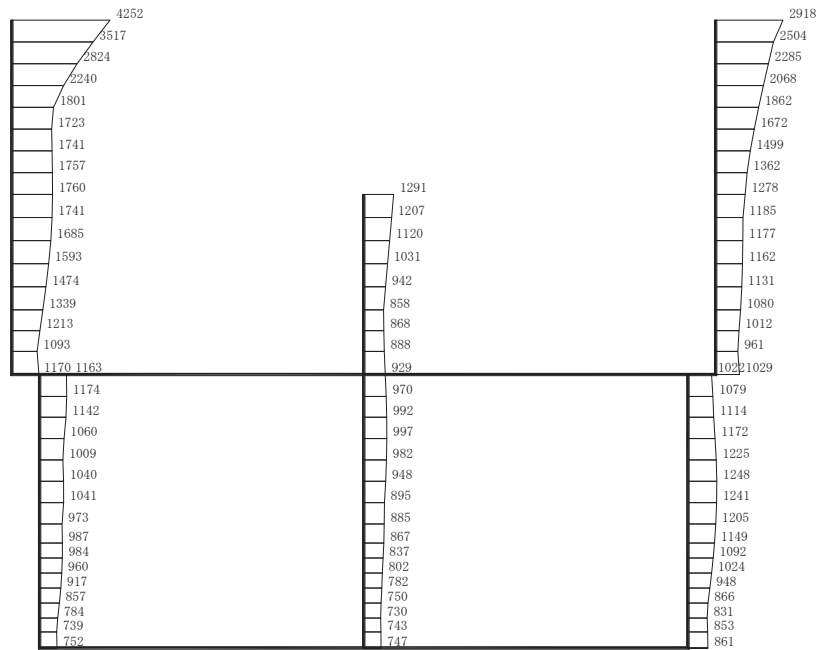


(b) S s - D 1 (++) 鉛直

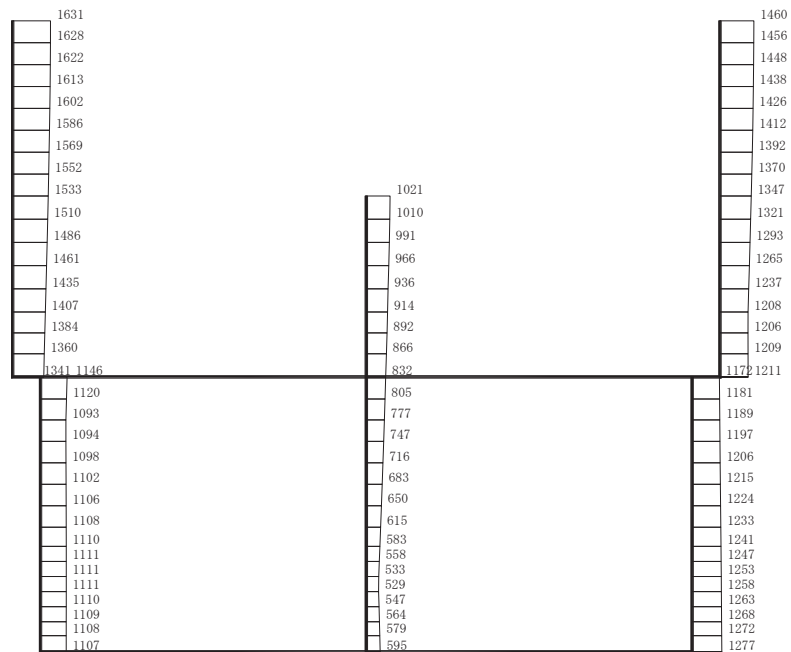
構造スケール  $\frac{0}{\quad} \frac{2}{\quad}$  (m)      応答値スケール  $\frac{0}{\quad} \frac{1000}{\quad}$  (cm/s²)

図 1-8 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))





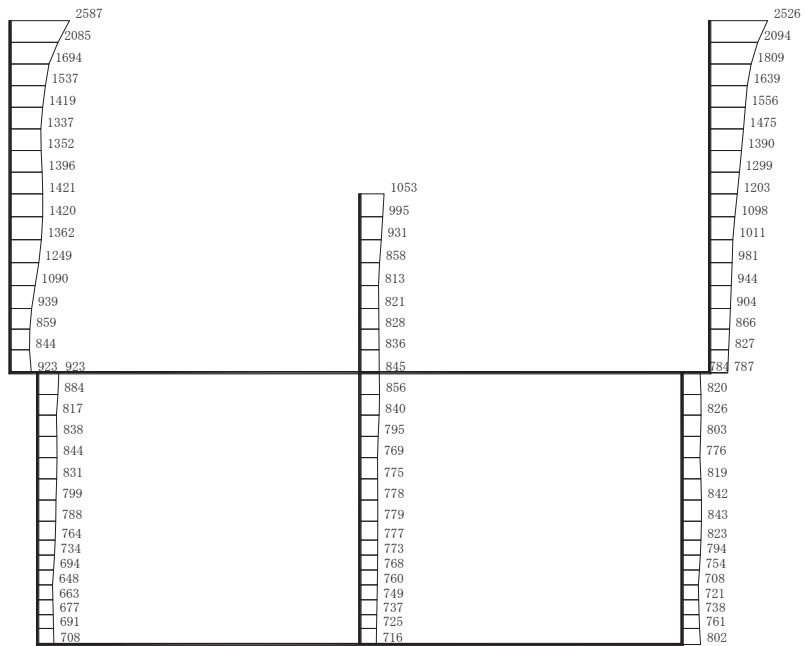
(a) S s - D 2 (++) 水平



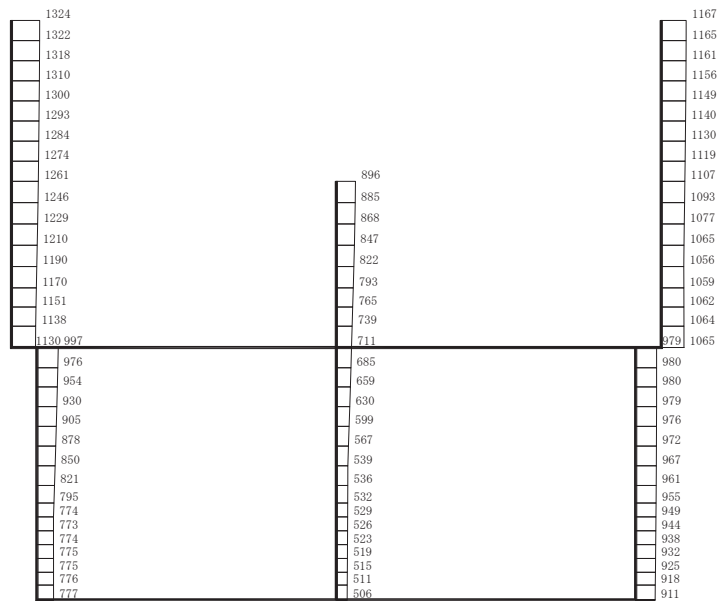
(b) S s - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-9 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))



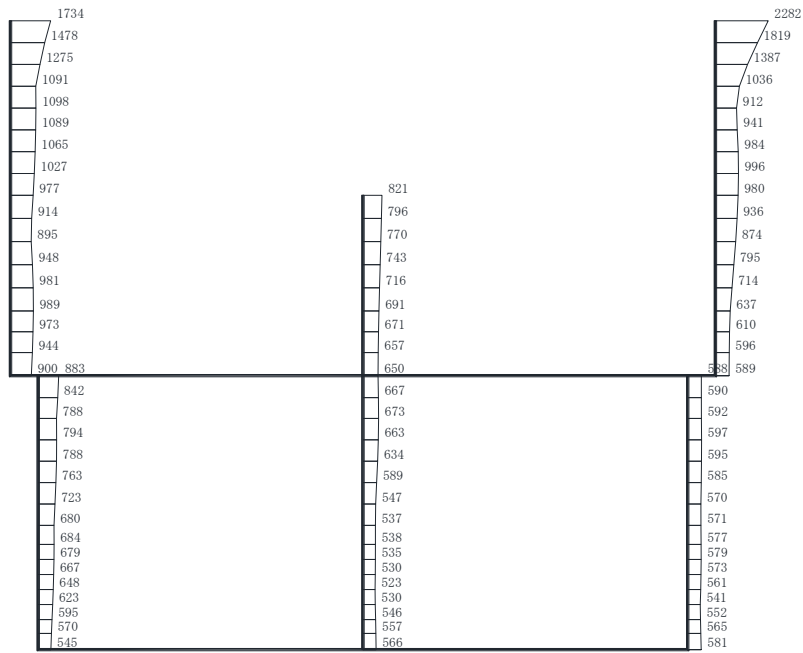
(a) S s - D 3 (++) 水平



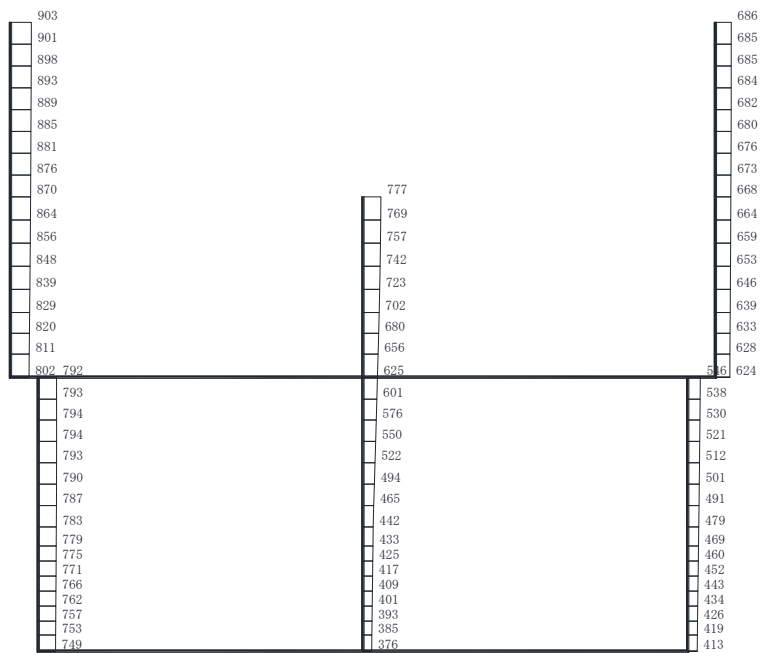
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-10 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))



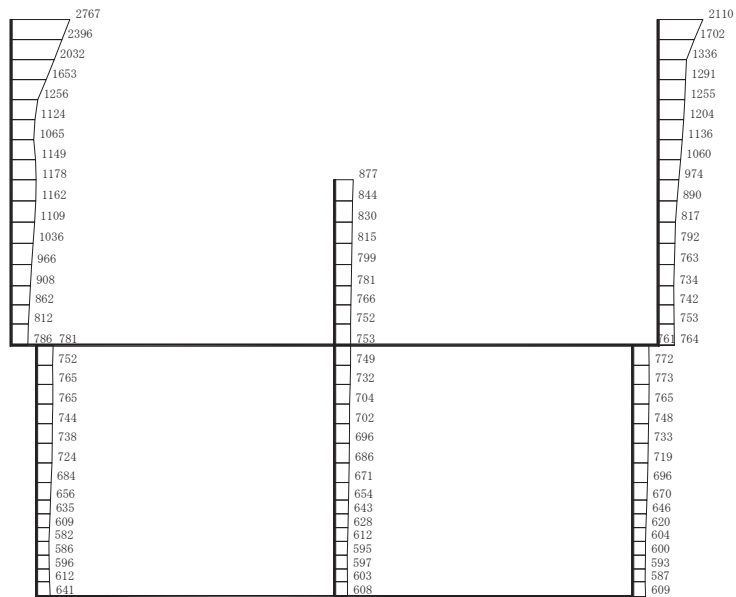
(a) S s - F 1 (++) 水平



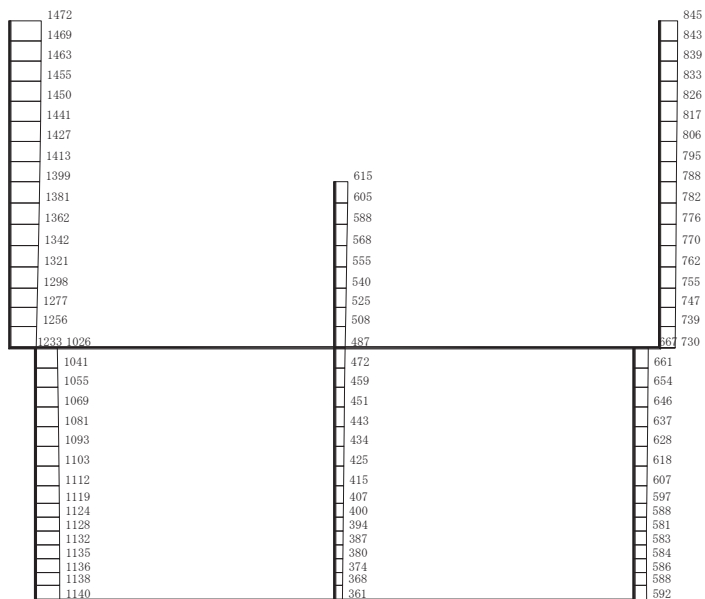
(b) S s - F 1 (++) 鉛直

構造スケール  $\frac{0}{\quad} \frac{2}{\quad}$  (m)      応答値スケール  $\frac{0}{\quad} \frac{1000}{\quad}$  (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-11 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))



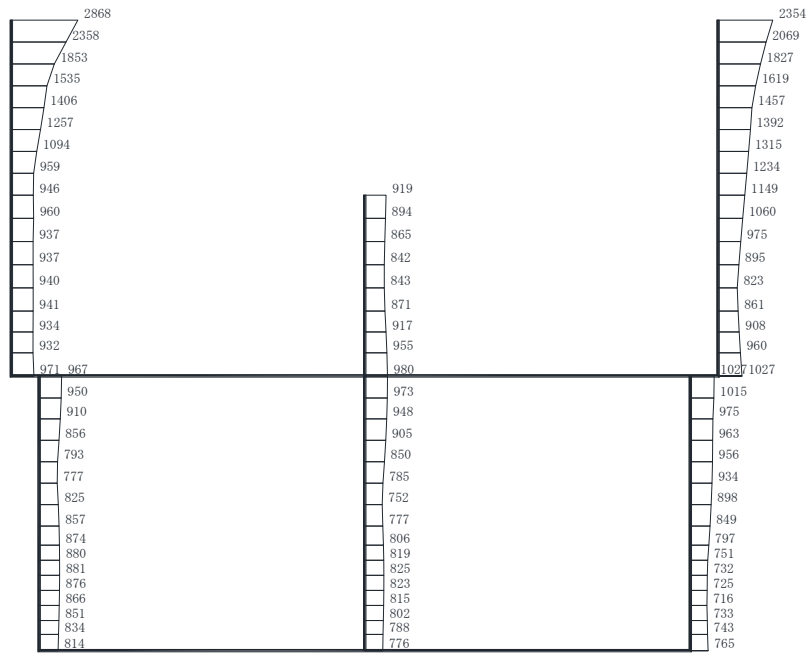
(a) S s - F 2 (++) 水平



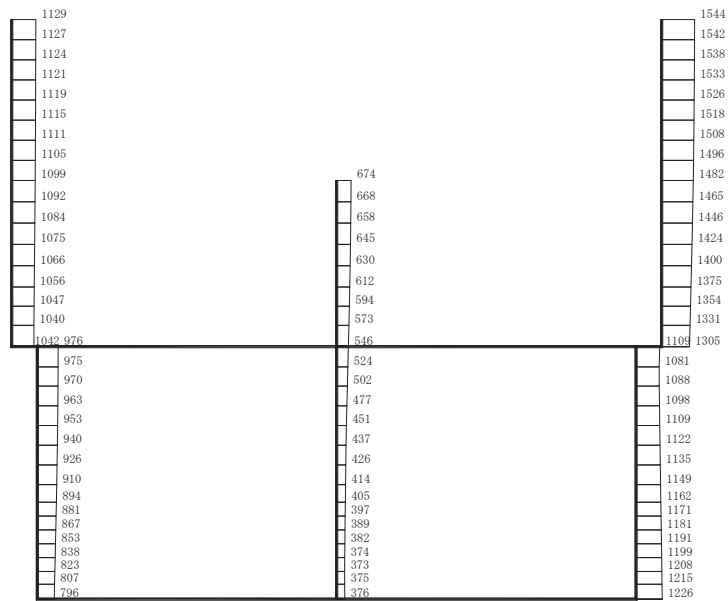
(b) S s - F 2 (++) 鉛直

構造スケール  $0 \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad 1000$  (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-12 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))



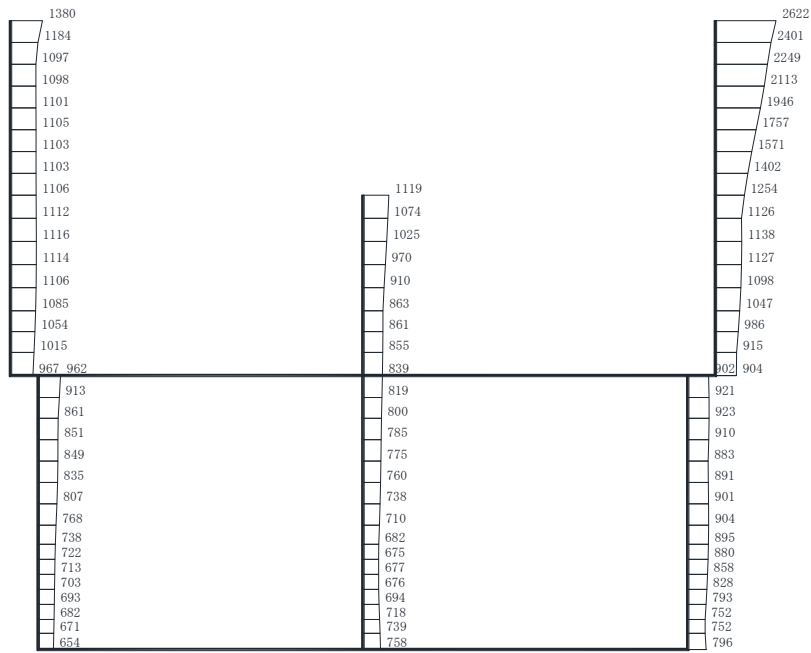
(a) S s - F 3 (++) 水平



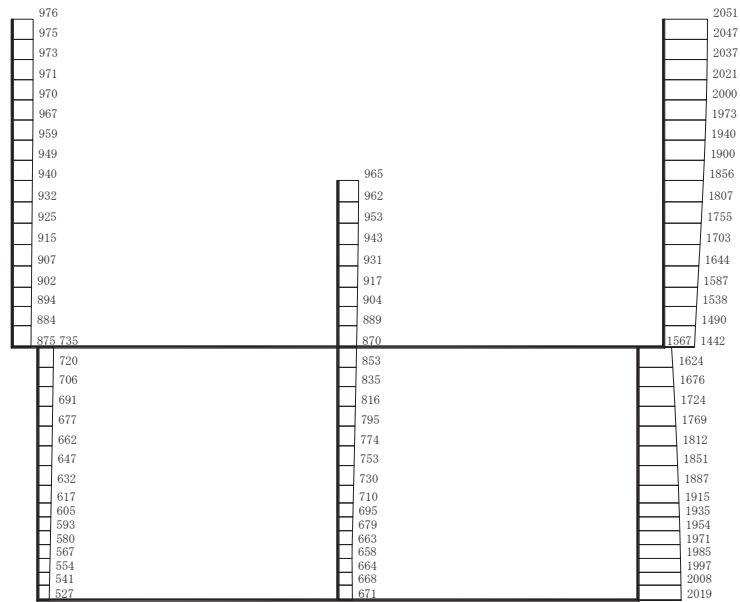
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

構造スケール  $0 \quad 2$  (m)      応答値スケール  $0 \quad 1000$  (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-13 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))



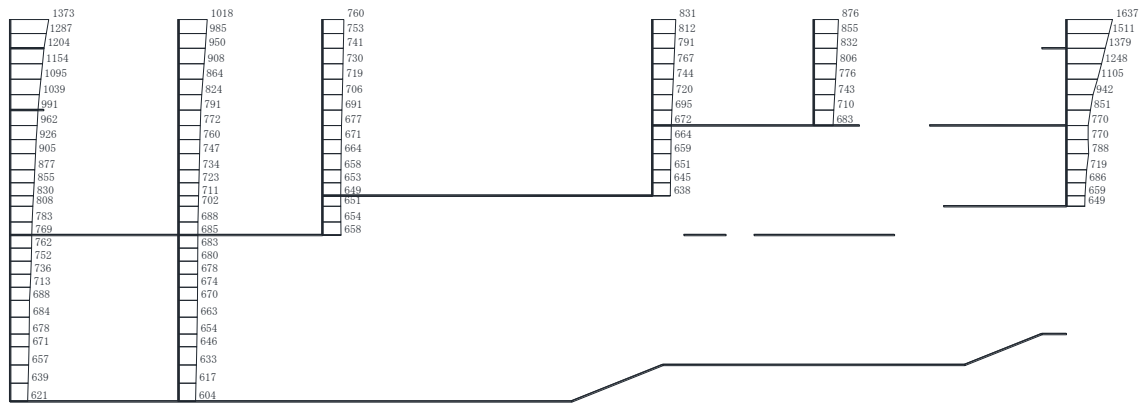
(a)  $S_s - N1$  (++) 水平



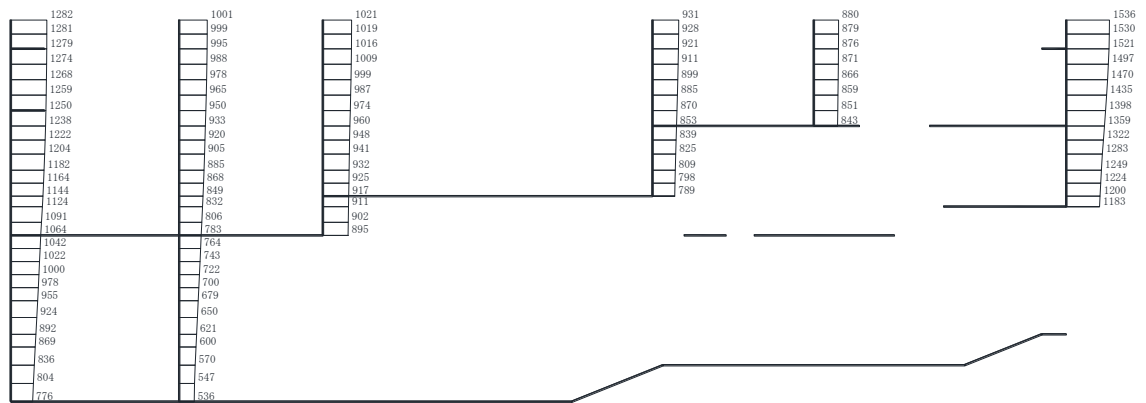
(b)  $S_s - N1$  (++) 鉛直

構造スケール  $0 \sim 2$  (m)      応答値スケール  $0 \sim 1000$  (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-14 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面, 東西 (循環水ポンプエリア))



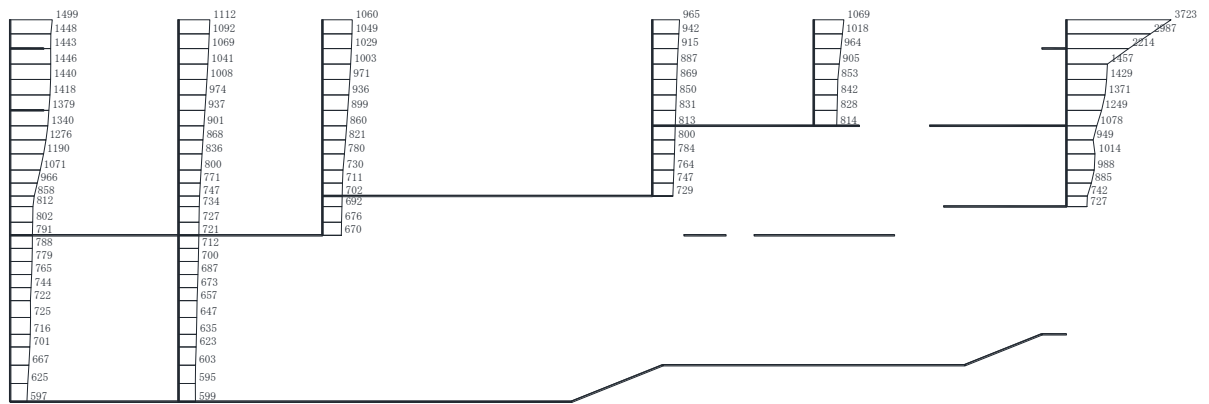
(a) S s - D 1 (++) 水平



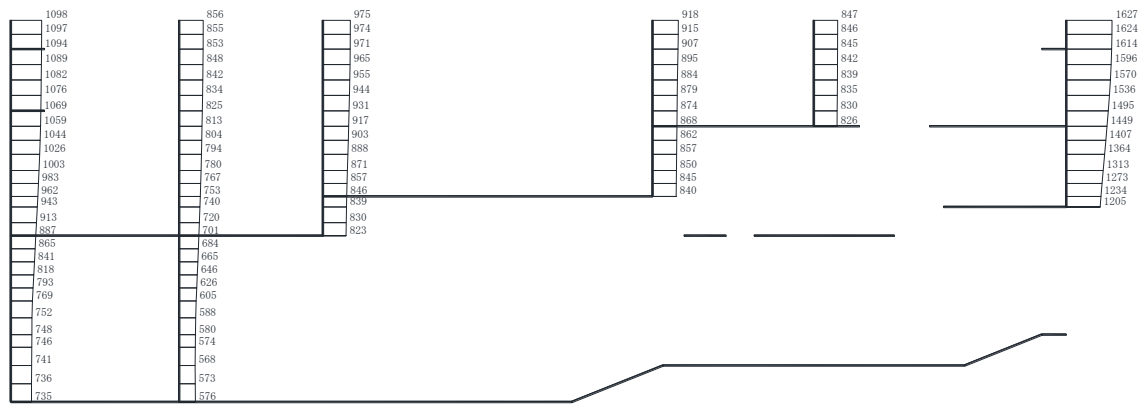
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-15 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, D-D 断面, 南北)



(a) S s - D 2 (++) 水平

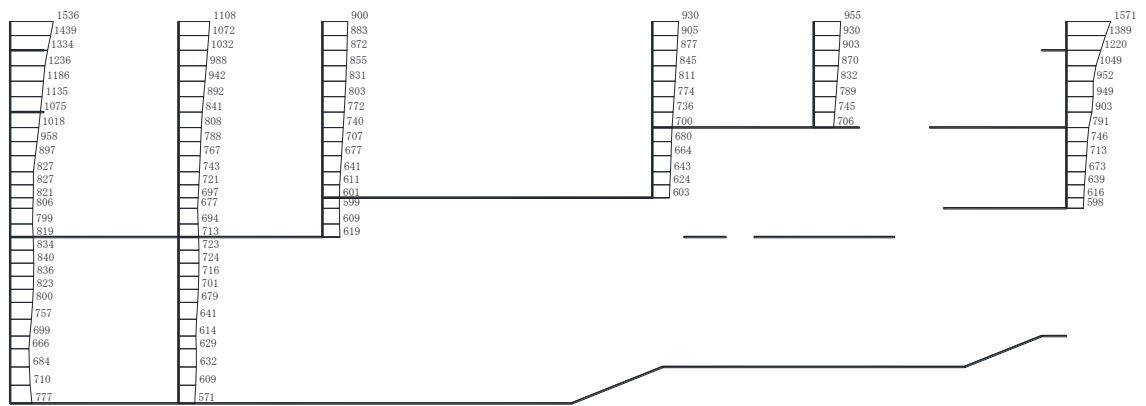


(b) S s - D 2 (++) 鉛直

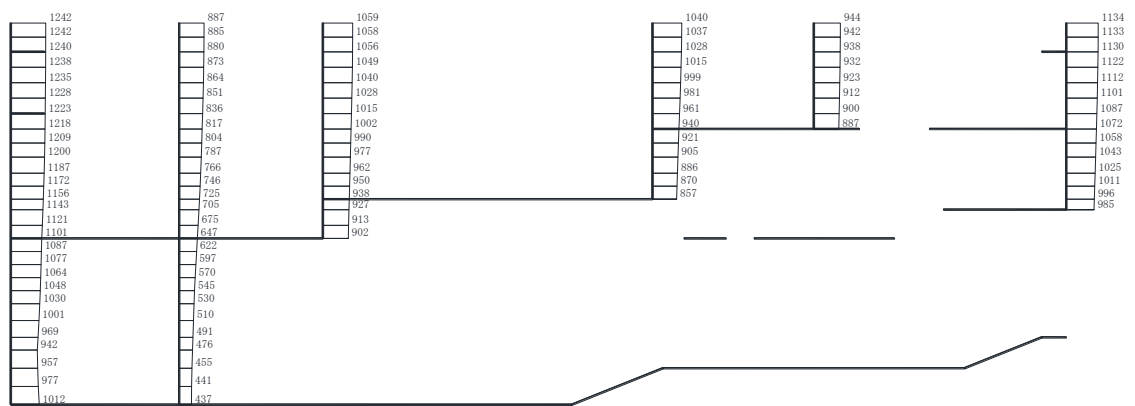
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-16 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, D-D 断面, 南北)





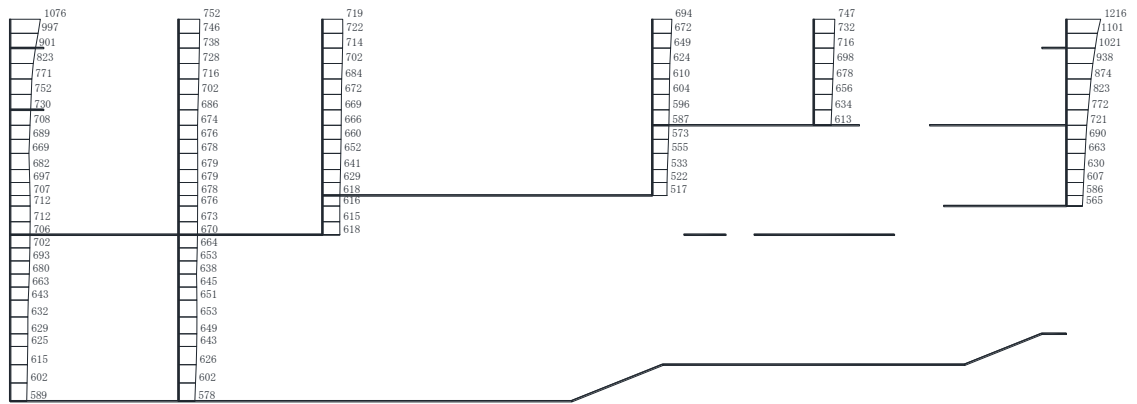
(a) S s - D 3 (++) 水平



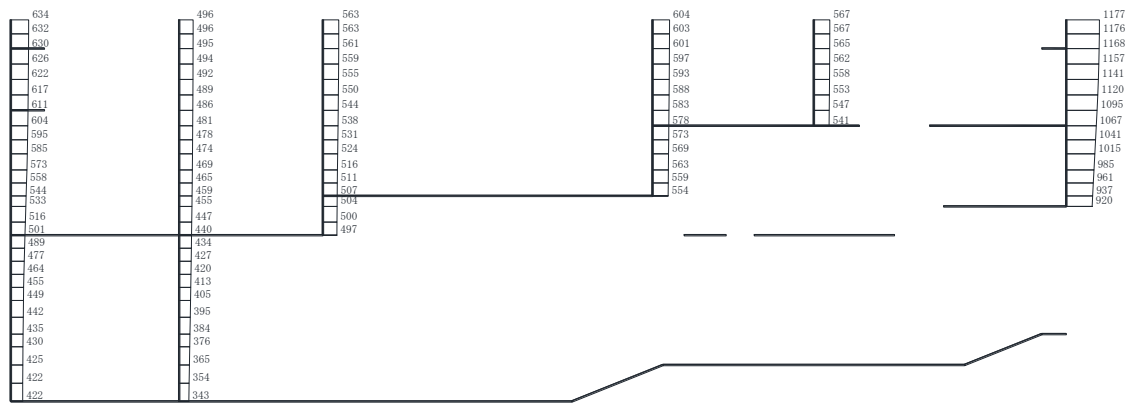
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-17 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, D-D 断面, 南北)



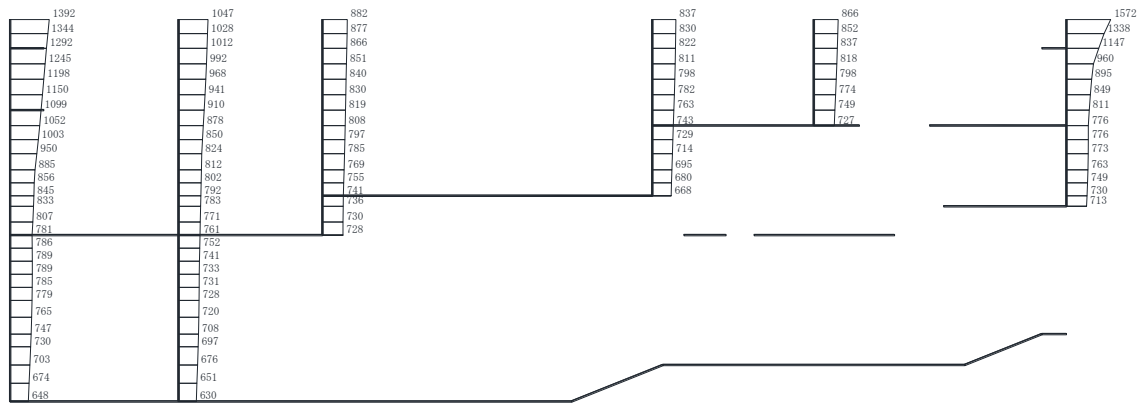
(a) S s - F 1 (++) 水平



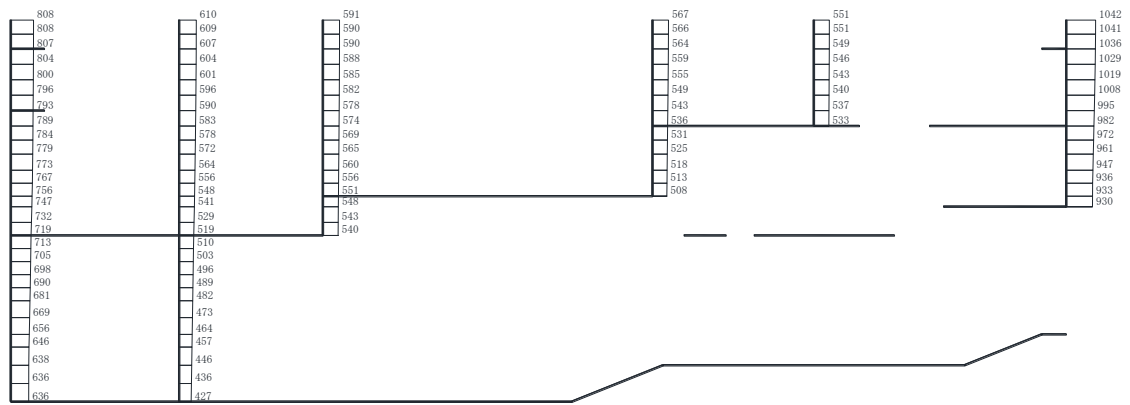
(b) S s - F 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-18 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, D-D 断面, 南北)



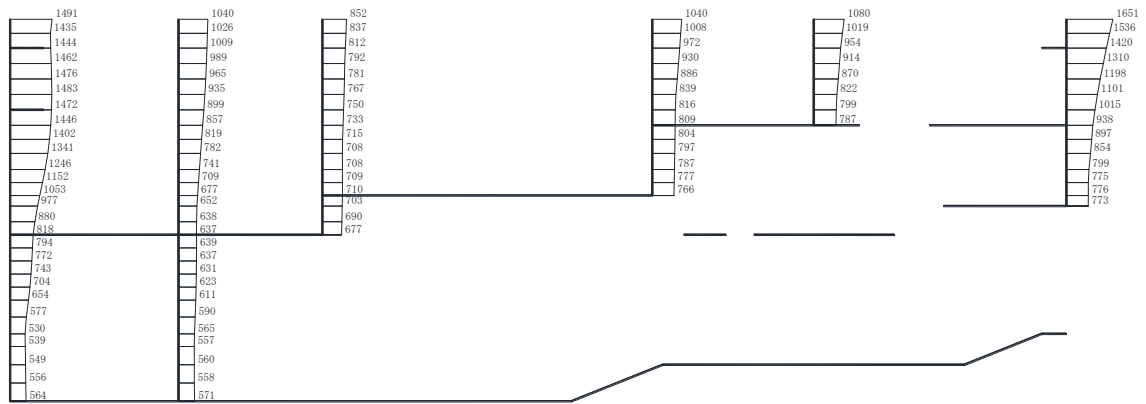
(a) S s - F 2 (++) 水平



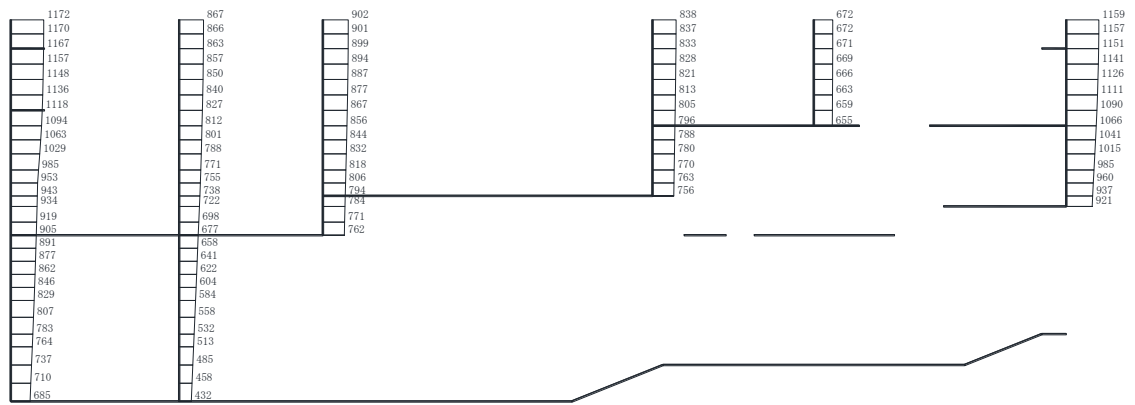
(b) S s - F 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-19 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, D-D 断面, 南北)



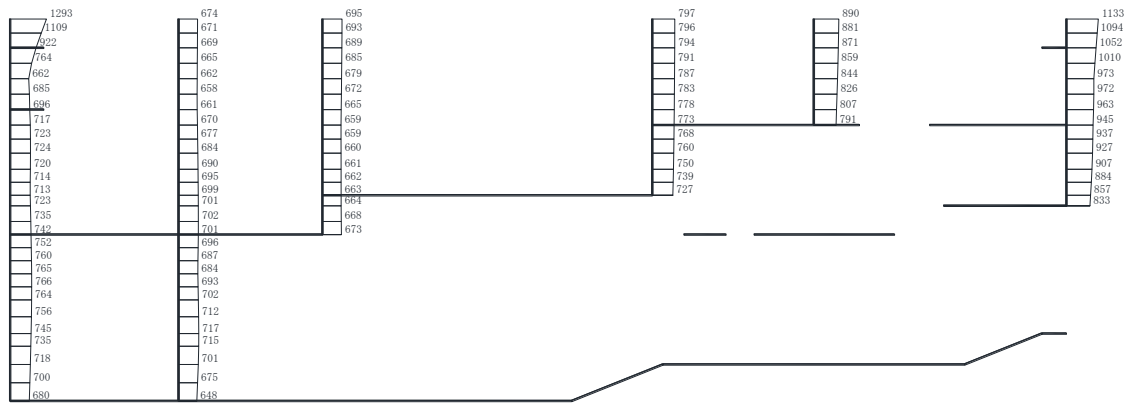
(a) S s - F 3 (++) 水平



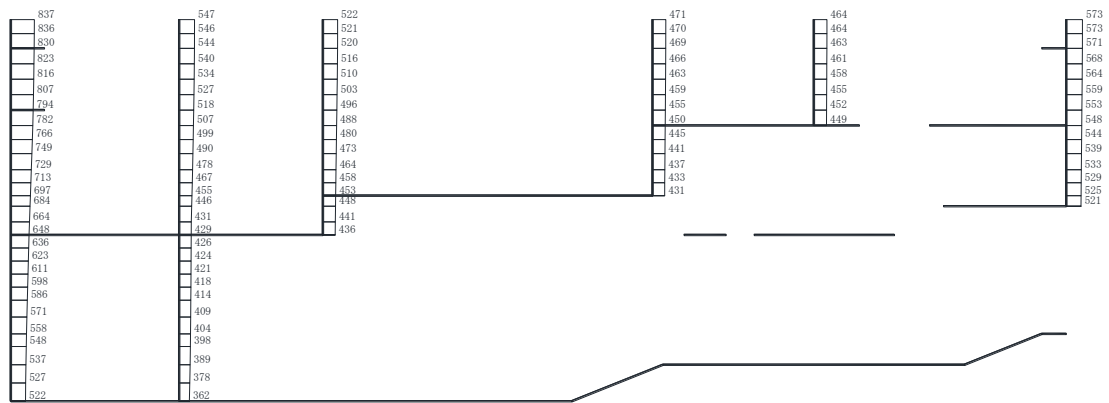
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m)      応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-20 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, D-D 断面, 南北)



(a) S s - N 1 (++) 水平



(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s<sup>2</sup>)

図 1-21 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, D-D 断面, 南北)

## 資料 10 取水口，貯留堰の耐震安全性評価

## 目次

1. 評価方法	資料 10-1
2. 評価条件	資料 10-1
2.1 適用規格	資料 10-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 10-4
2.3 耐震評価フロー	資料 10-13
2.4 地震時荷算出断面の選定	資料 10-17
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 10-20
2.6 地盤物性値	資料 10-20
2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方	資料 10-27
2.7.1 評価構造物諸元	資料 10-27
2.7.2 取水口、貯留堰の要求機能の考え方	資料 10-29
2.8 地下水位	資料 10-32
3. 地震応答解析	資料 10-34
3.1 地震応答解析手法	資料 10-34
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 10-37
3.2.1 解析モデル領域	資料 10-37
3.2.2 境界条件	資料 10-39
3.2.3 構造物のモデル化	資料 10-45
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 10-53
3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 10-53
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 10-54
3.3 減衰定数	資料 10-58
3.4 荷重の組合せ	資料 10-67
3.4.1 外水圧	資料 10-68
3.4.2 内水圧	資料 10-69
3.4.3 積載荷重	資料 10-70
3.4.4 動水圧	資料 10-71
3.5 耐震評価における解析ケース	資料 10-74
4. 三次元構造解析	資料 10-82
4.1 解析手法	資料 10-82
4.2 解析モデルの設定	資料 10-83
4.2.1 構造物のモデル化	資料 10-83
4.2.2 地盤ばね要素	資料 10-86
4.2.3 材料の非線形特性	資料 10-87
4.3 照査時刻の選定	資料 10-91
4.4 入力荷重	資料 10-93
4.4.1 常時荷重	資料 10-96
4.4.2 慣性力	資料 10-98

4.4.3	動水圧	資料 10-101
4.4.4	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 10-102
5.	評価内容	資料 10-105
5.1	入力地震動の設定	資料 10-105
5.2	許容限界の設定	資料 10-120
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 10-120
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 10-124
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界	資料 10-132
5.2.4	基礎地盤の支持機能に対する許容限界	資料 10-133
6.	評価結果	資料 10-134
6.1	地震応答解析結果	資料 10-134
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 10-135
6.1.2	作用荷重分布図	資料 10-145
6.1.3	最大せん断ひずみ	資料 10-153
6.1.4	過剰間隙水圧比分布	資料 10-162
6.2	三次元構造解析結果	資料 10-167
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 10-171
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 10-204
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 10-217
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 10-231
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 10-231
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 10-316
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	資料 10-352
6.3.4	水平2方向載荷による評価結果	資料 10-357
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 10-360
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 10-360
6.4.2	MMR（既設）	資料 10-365
7.	まとめ	資料 10-382



参考資料

- 参考資料 1 静的地震力に対する耐震評価・・・・・・・・・・資料 10- (参考) 1-1
- 参考資料 2 二次元地震応答解析における等価剛性モデル化の保守性・・・・・・・・資料 10- (参考) 2-1
- 参考資料 3 取水口の海側へのすべりの影響について・・・・・・・・・・資料 10- (参考) 3-1

## 1. 評価方法

取水口は、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備である貯留堰を間接支持する支持機能及び非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。

取水口、貯留堰については、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

取水口、貯留堰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 JEAG 4601-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）及びコンクリート標準示方書を適用する。

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（社団法人 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（社団法人 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 JEAG 4601-1991 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( $\gamma$ , $E$ , $\nu$ )	—
	・コンクリート標準示方書 [設計編] (土木学会 2017 年制定)	・コンクリートの材料定数 (三次元構造解析に用い る材料定数)	—
荷重 及び 荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学 会 2002 年制定)	・永久荷重, 偶発荷重等の適 切な組合せを検討	—
許容限界	・原子力発電所屋外重要土木 構造物の耐震性能照査指 針・マニュアル (2005 年 6 月 土木学会 原子力土木 委員会)	・曲げ・軸力系の破壊に対す る照査において, 圧縮縁コ ンクリートひずみが 1.0% (10000 $\mu$ ) 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 ・貯水機能をを損 なわないこと ・Sクラスの施設 を支持する機能 を損なわないこ と
	・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学 会 2002 年制定)	・曲げ・軸力系の破壊に対す る照査において, 発生ひず みが部材降伏に相当する 限界ひずみ (コンクリート 圧縮ひずみ 2000 $\mu$ , 主筋ひ ずみ 1725 $\mu$ ) 以下であるこ とを確認*	・貯水機能を損な 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	確認項目
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> <li>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)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>せん断破壊に対する照査において, 面内せん断ひずみが <math>2000\mu</math> (2/1000) に至らないことを確認*</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>構造強度を有すること</li> <li>通水機能を有すること</li> <li>貯水機能を損なわないこと</li> </ul>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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*</li> </ul>	—
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>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)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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</li> </ul>	—
構造解析	<ul style="list-style-type: none"> <li>道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (社団法人 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地盤反力係数 (三次元構造解析に用いる係数)</li> </ul>	—
	<ul style="list-style-type: none"> <li>道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 (社団法人 日本道路協会, 平成 14 年 3 月)</li> </ul>		
	<ul style="list-style-type: none"> <li>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)</li> </ul>		

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

取水口，貯留堰の位置図を図 2-1 に，平面図を図 2-2 に，断面図を図 2-3～図 2-7 に，概略配筋図を図 2-8～図 2-12 に示す。

取水口は鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，延長 11.50m，内空幅 [ ] 内空高さ [ ] の六連のボックスカルバート構造の標準部と，延長 28.30m，内空幅 [ ] 内空高さ [ ] の六連のボックスカルバートから内空幅 [ ] 内空高さ [ ] の二連のボックスカルバートに断面が縮小する漸縮部より構成され，MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

取水口，貯留堰は，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。

新規制基準への適合を踏まえ，基準地震動  $S_s$  が大加速化したことに伴い，せん断破壊に対する耐震補強として，後施工せん断補強工法 (CCb 工法) による補強を行う。CCb の設置個所を図 2-13 に示す。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

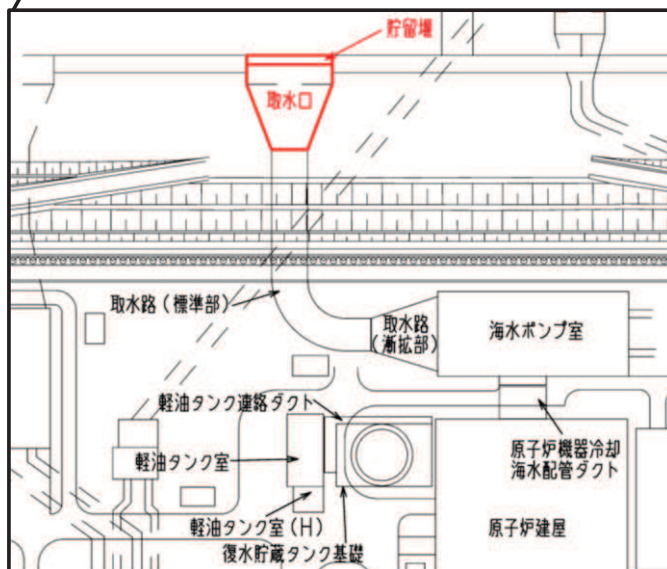
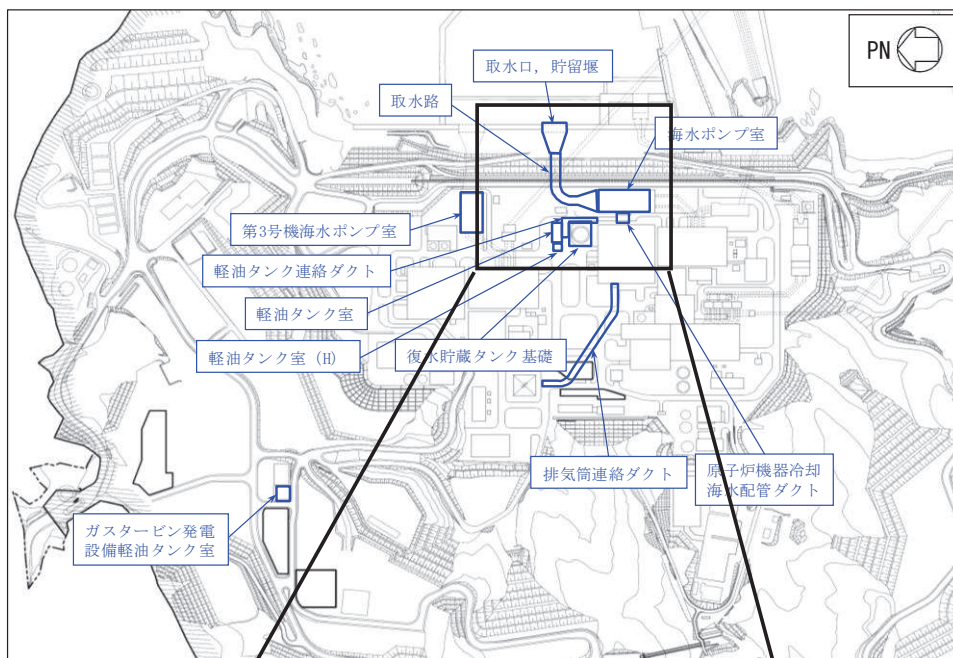


図 2-1 取水口位置図

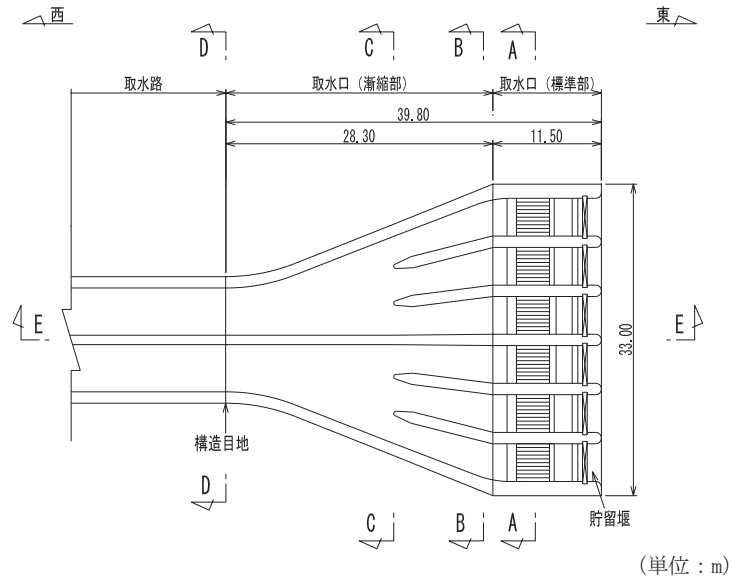


図 2-2 取水口平面図

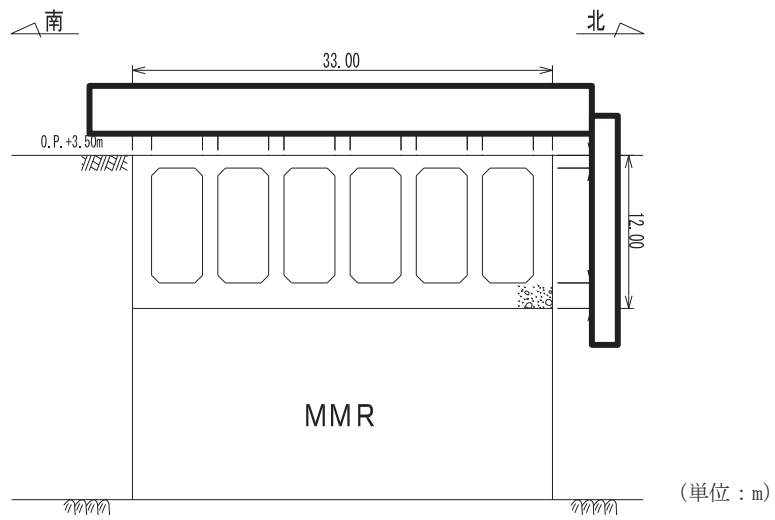


図 2-3 取水口断面図 (A-A 断面, 南北 (標準部))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

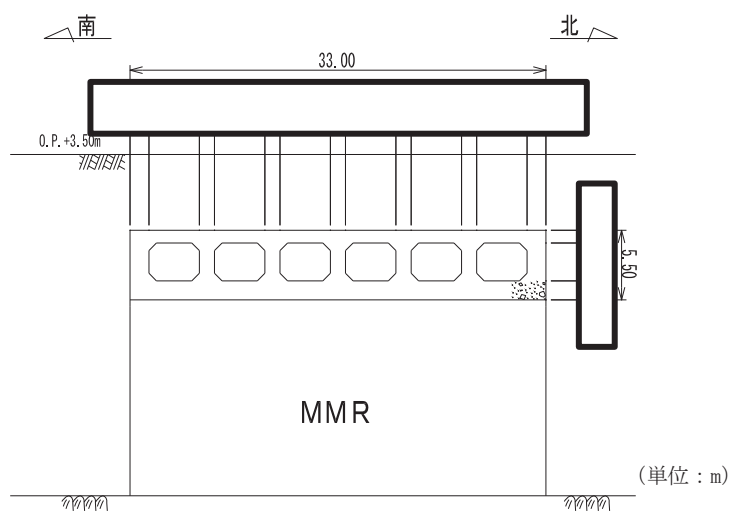


図 2-4 取水口断面図 (B-B 断面, 南北 (漸縮部))

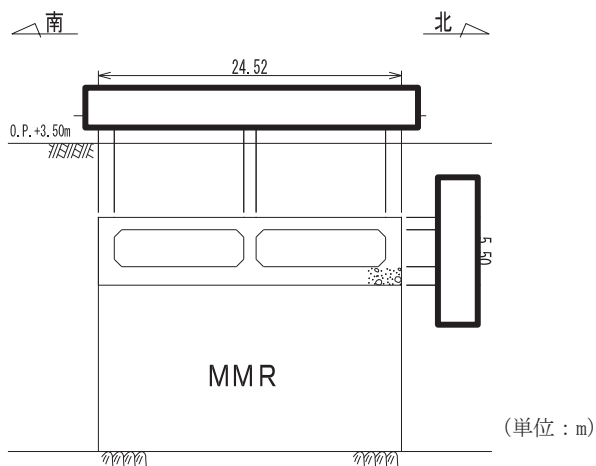


図 2-5 取水口断面図 (C-C 断面, 南北 (漸縮部))

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。





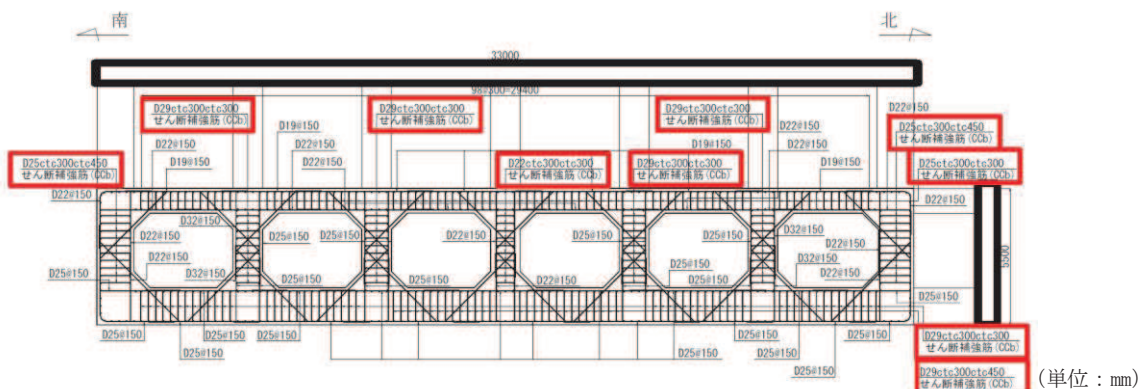


図 2-9 取水口，貯留堰概略配筋図 (B-B 断面，南北 (漸縮部))

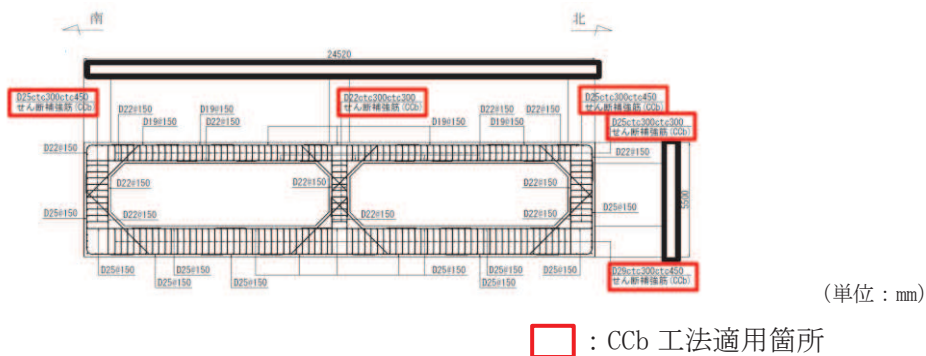


図 2-10 取水口概略配筋図 (C-C 断面，南北 (漸縮部))

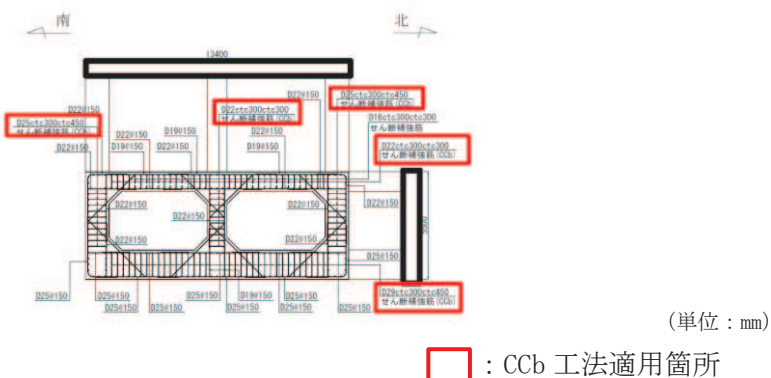
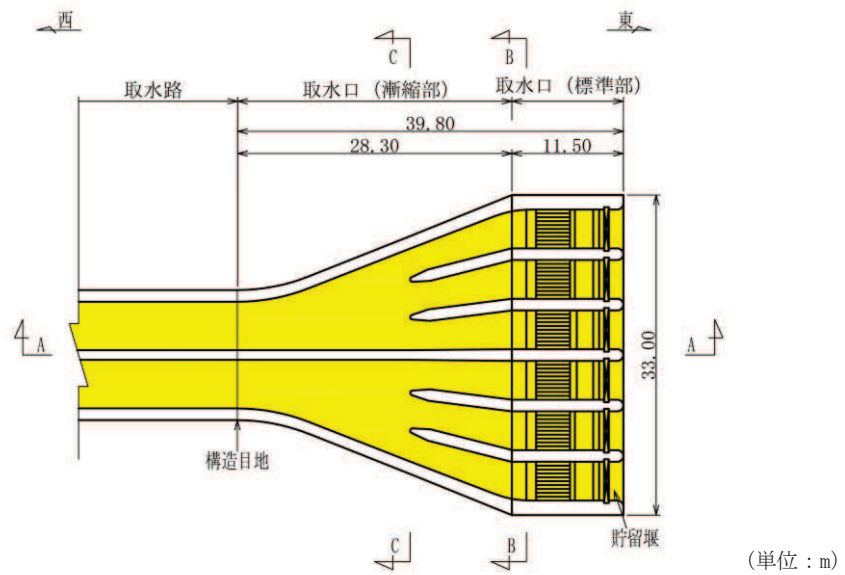


図 2-11 取水口概略配筋図 (D-D 断面，南北 (漸縮部))

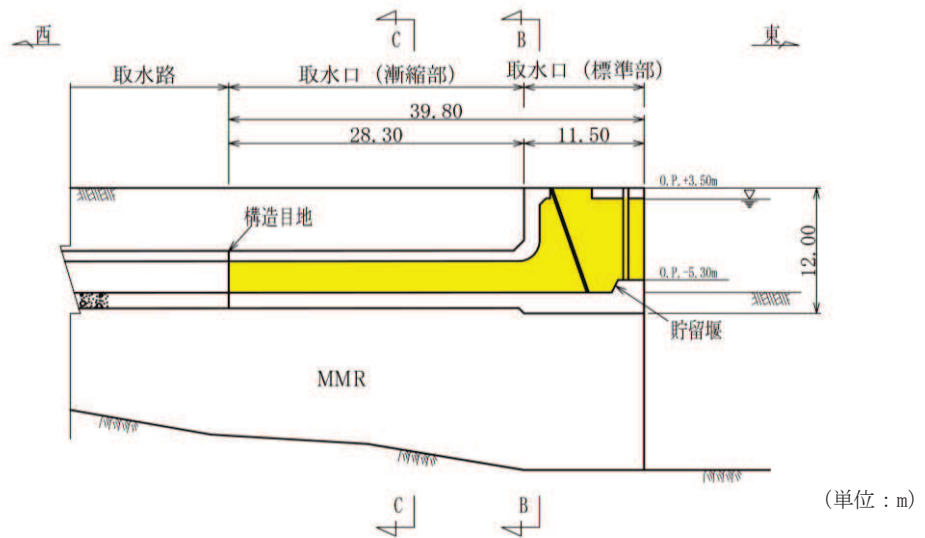
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。





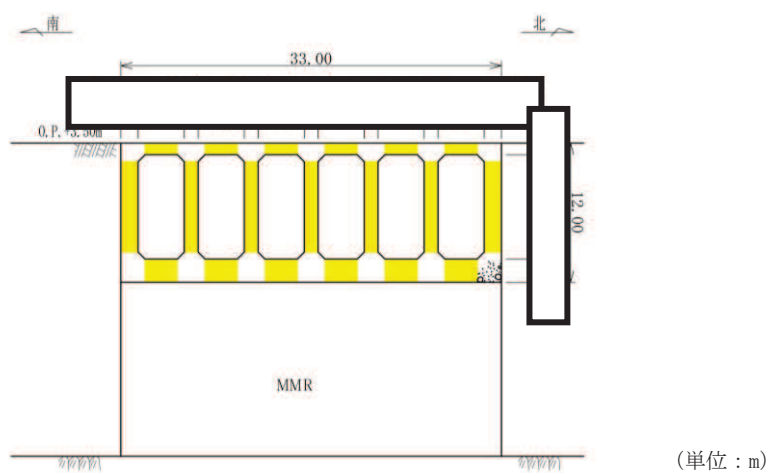
■ : CCb による耐震補強箇所

図 2-13(1) CCb 工法を用いる部材 (平面図)



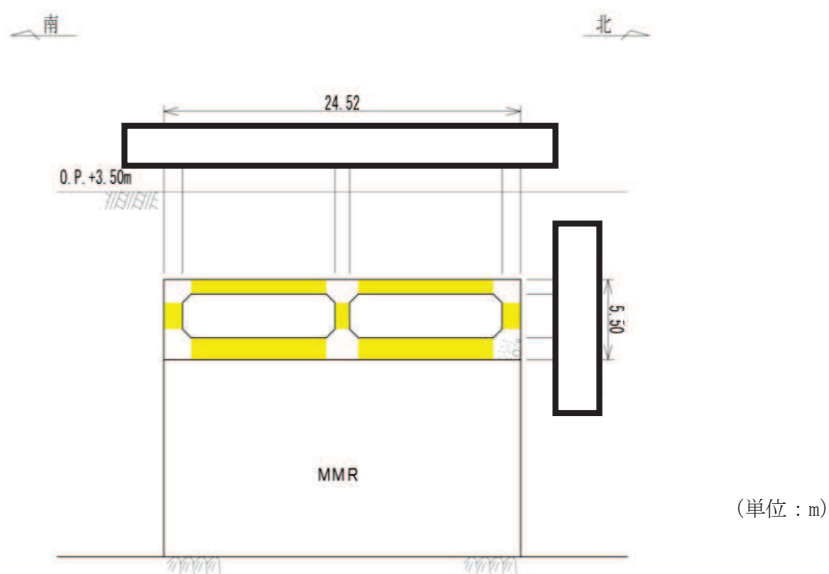
■ : CCb による耐震補強箇所

図 2-13(2) CCb 工法を用いる部材 (A-A 断面)



■：CCbによる耐震補強箇所

図2-13(3) CCb工法を用いる部材 (B-B断面)



■：CCbによる耐震補強箇所

図2-13(4) CCb工法を用いる部材 (C-C断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 2.3 耐震評価フロー

取水口，貯留堰の耐震評価フローを図 2-14 に示す。

取水口，貯留堰は，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 2-14 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 2-15 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 方向載荷に至る一連の評価プロセスを図 2-16 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。

取水口，貯留堰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。

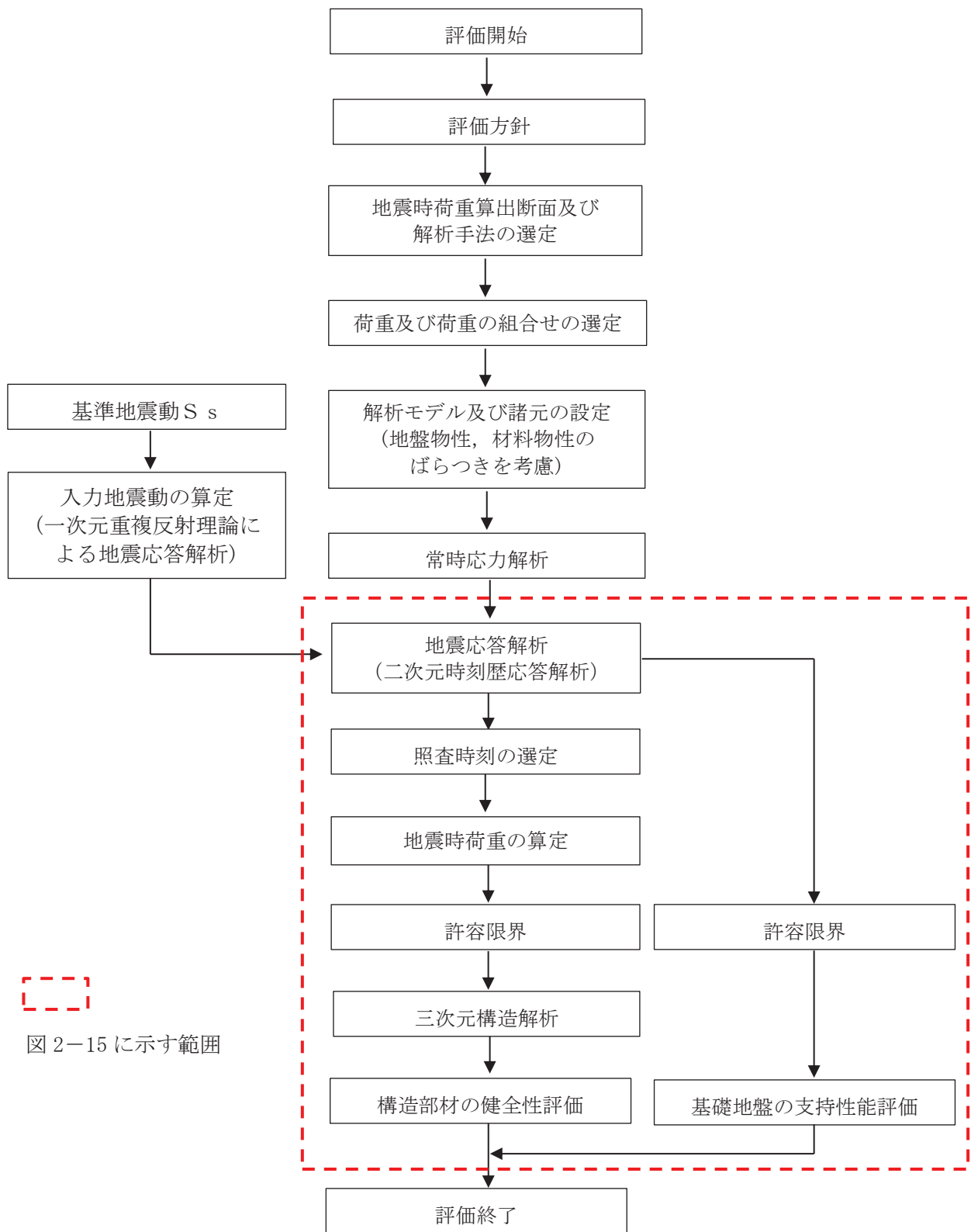


図 2-14 取水口、貯留堰の耐震評価フロー

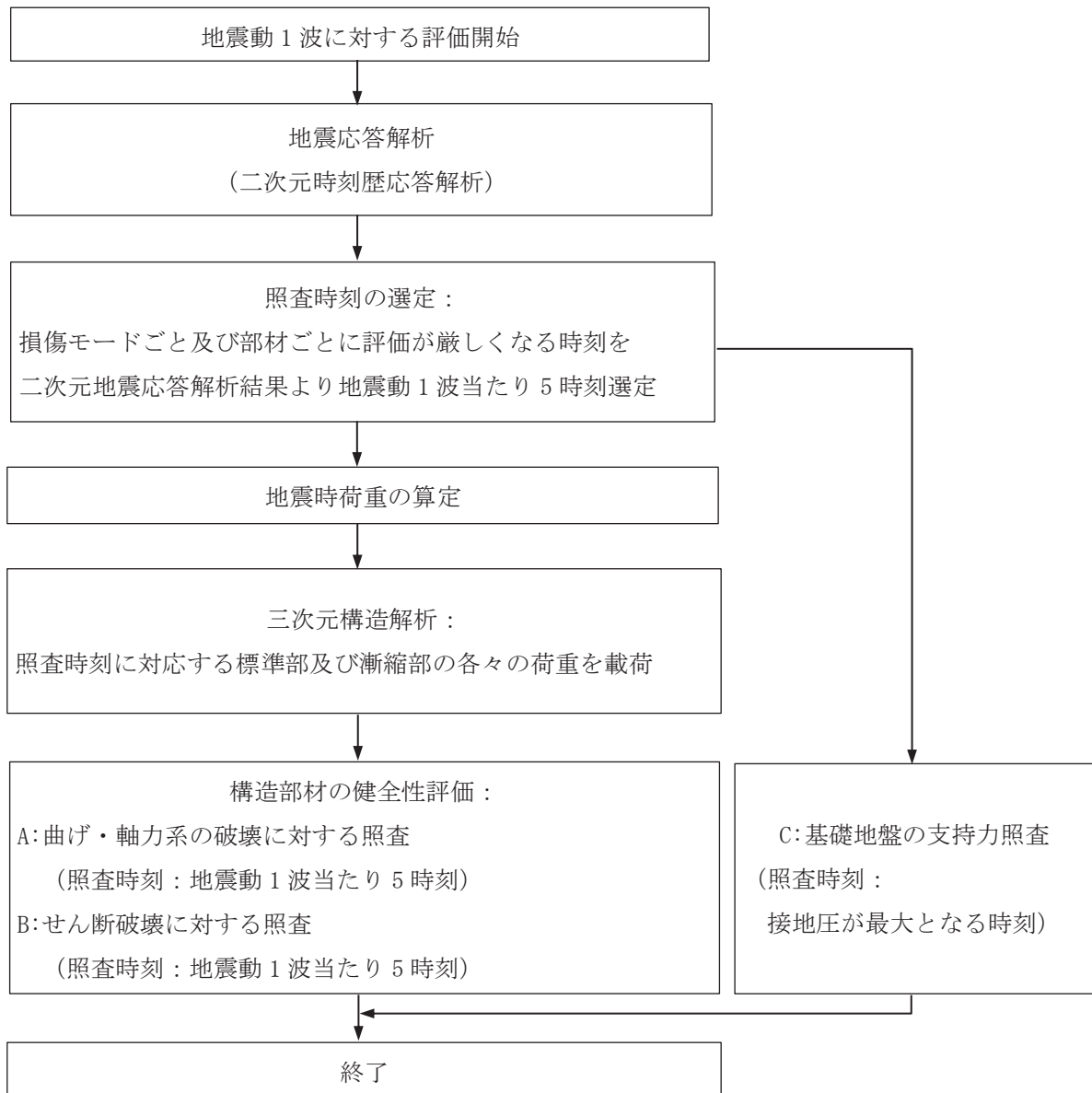


図 2-15 基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー）



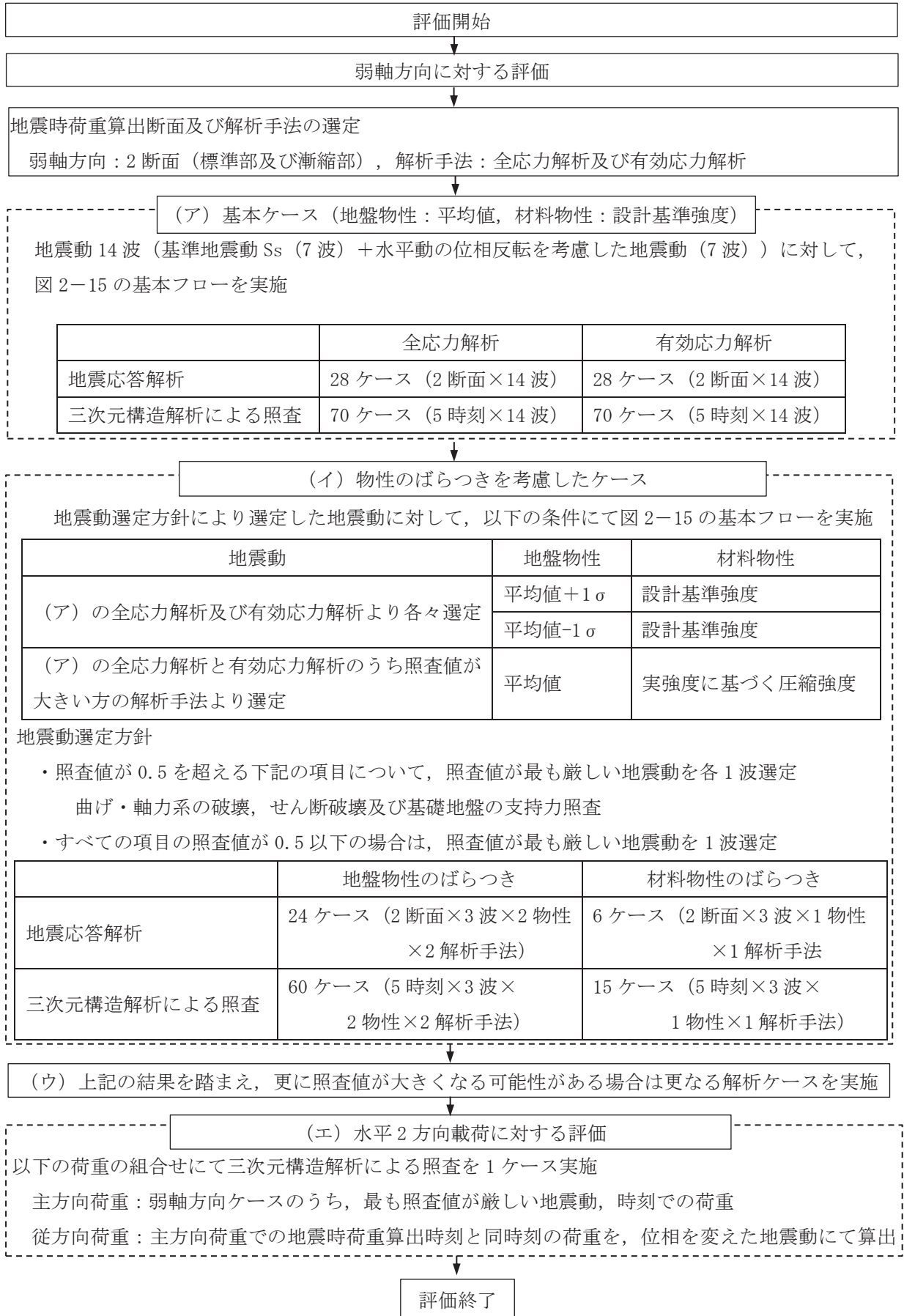


図 2-16 取水口，貯留堰の三次元構造解析フロー

#### 2.4 地震時荷重算出断面の選定

地震時荷重算出断面は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.11 取水口、貯留堰」に示すとおり、東西加振に対して、側壁及び水路部の隔壁が耐震要素として機能し、南北加振と比較して、耐震上見込むことができる面部材が相対的に多いことから、東西方向が強軸方向となり、南北方向が弱軸方向となる。

南北方向については、標準部、漸縮部のそれぞれで剛性の差があり、各エリアでの剛性の違いが地震時荷重に影響を及ぼすことから、地震時荷重を算出するための二次元地震応答解析は、それぞれの南北方向の断面（A-A断面及びC-C断面）を地震時荷重算出断面とする。なお、漸縮部は、東西方向で断面形状が六連のボックスカルバートから二連のボックスカルバートに変化するため、「3.2.3 構造物のモデル化」に示すとおり、二次元地震応答解析に用いる等価剛性モデルは六連のボックスカルバート形状とする。

また、東西方向については、構造的特徴や周辺状況を踏まえ、構造物中心を通る断面（E-E断面）を地震時荷重算出断面とする。

取水口、貯留堰の地震時荷重算出用地質断面図を図2-17～図2-19に示す。

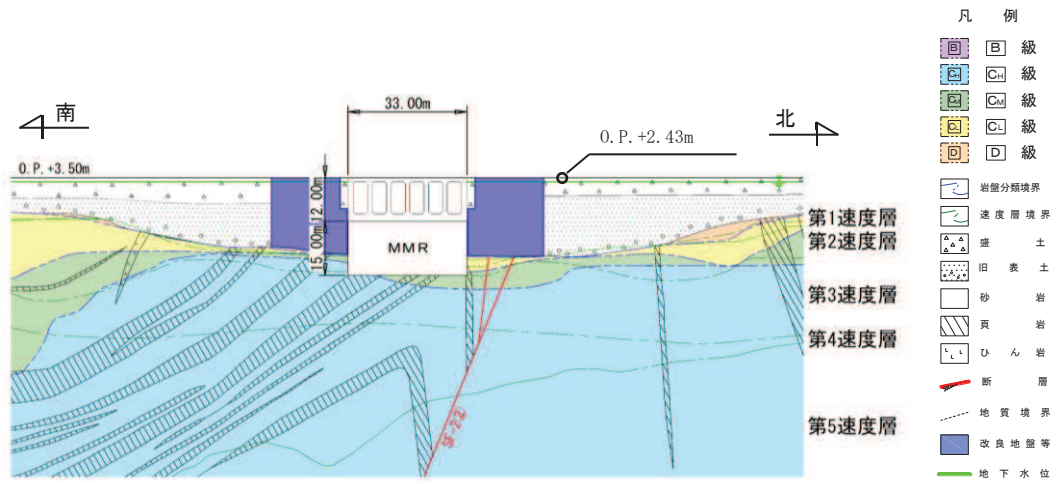


图 2-17 取水口，貯留堰 地震時荷重算出用地質断面图 (A-A 断面，南北 (標準部))

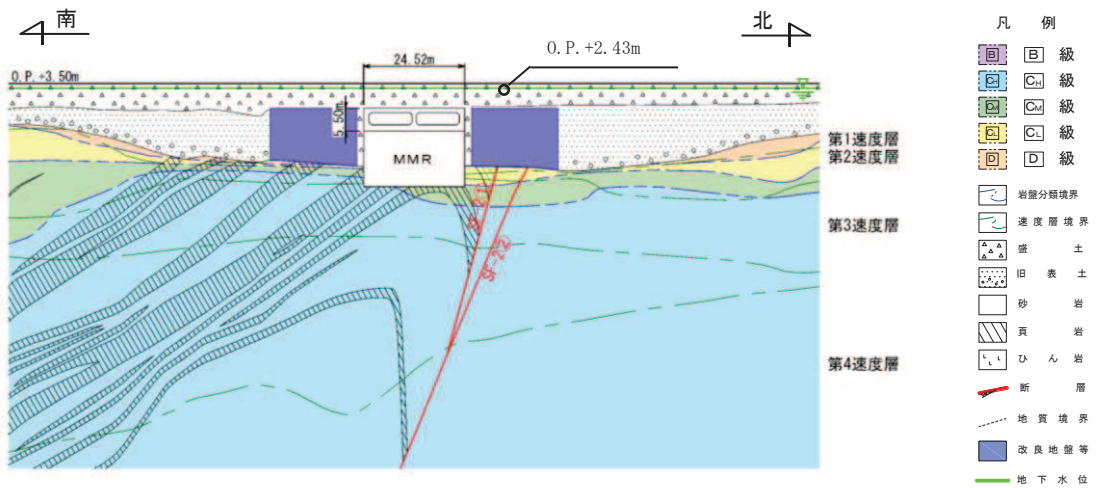


图 2-18 取水口，貯留堰 地震時荷重算出用地質断面图 (C-C 断面，南北 (漸縮部))

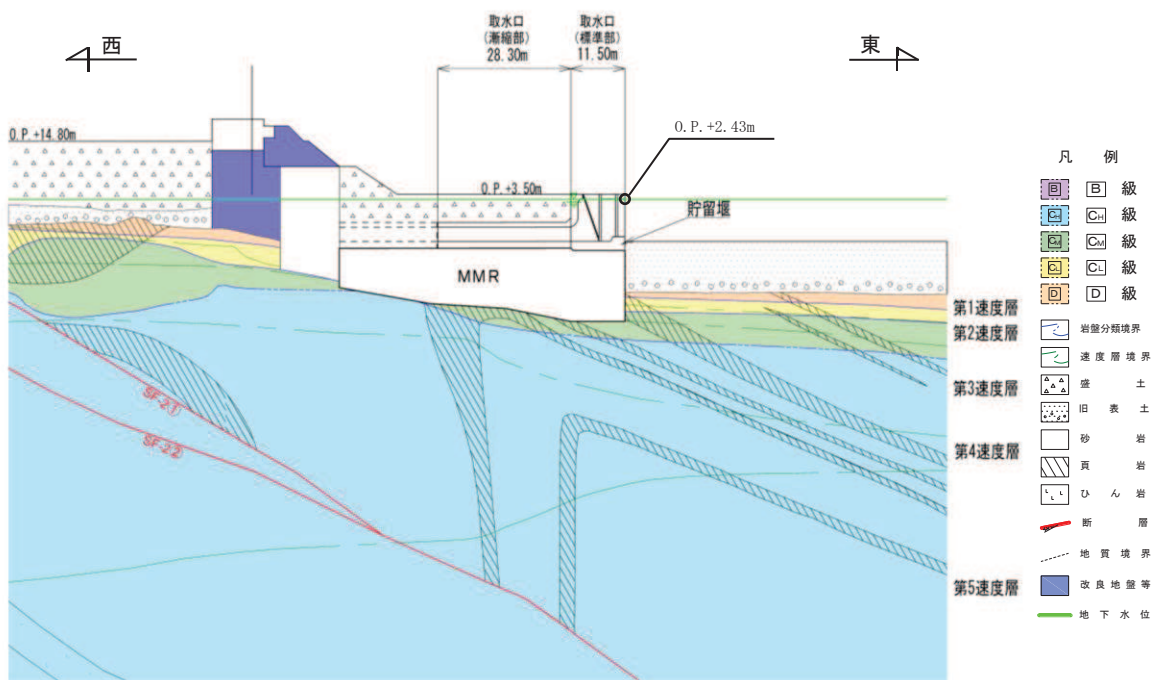


図 2-19 取水口，貯留堰 地震時荷重算出用地質断面図 (E-E 断面，東西 (縦断))

## 2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )		24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度	2.33×10 <sup>4</sup>	解析ケース*2 ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
		実強度*1	3.06×10 <sup>4</sup>	解析ケース*2 ④, ⑨
	ポアソン比		0.2	

注記\*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

\*2：解析ケースについては、「3.5 地震応答解析の解析ケース」にて設定する。

## 2.6 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-9 に示す。

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

表 2-4(1) 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-4(2) 参照	0.03		
C <sub>H</sub> 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C <sub>M</sub> 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C <sub>L</sub> 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 2-4(2) 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 <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第 2 速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第 3 速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第 4 速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第 5 速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
		第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>M</sub> 級	砂岩	第 2 速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第 3 速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第 4 速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
		第 5 速度層	$15.8 \times 10^3$	0.35
		第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
C <sub>L</sub> 級	砂岩	第 2 速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44
		第 3 速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40
		第 1 速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
D級	砂岩	第 1 速度層	表 2-4(1)参照	0.48
		第 2 速度層		0.44

表 2-5 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$	
		せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$					
盛土*1	20.6	30.0	-	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*2}$	0.40	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$				
旧表土	19.0	26.2	-	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.40	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$				
断層 及びシーム*3	18.6	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	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	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.26	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$				
改良地盤	20.6	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.19	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$				
背面補強工	24.0				28,000	0.2	0.2	11,667	0.05			
置換コンクリート	22.5											

\*1:セメント系埋戻土は盛土の物性値を使用

\*2:残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間

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

\*3:断層及びシームの存在物は、「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 2-6 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ( $f'_{ck} = 15.6$ N/mm <sup>2</sup> )	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3

\* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

表 2-7 地盤の解析用物性値 (置換工)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
置換工 ( $f'_{ck} = 24.0$ N/mm <sup>2</sup> )	22.6	4.80	-*	1.91	-*	25,000	10,417	0.2	3

注記\* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

表 2-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94 (1.88) * <sub>1</sub>	2.10 (1.90) * <sub>1</sub>	
	間隙率 $n$	0.437	0.363	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.110 \times 10^5$	$7.071 \times 10^4$	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ma}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	0.40	0.40	
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.08* <sub>2</sub> (0.00) * <sub>1</sub>	0.06* <sub>2</sub> (0.10) * <sub>1</sub>	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	38.7	33.9	
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	$S_1$	0.005	0.005
		$w_1$	1.0	14.0
		$p_1$	1.4	1.0
		$p_2$	1.5	0.6
		$c_1$	2.0	2.8

注記\*1：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

\*2：有効応力解析の場合，解析コードの制約上， $c=0$ とする。

表 2-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

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

注記 \*：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

## 2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方

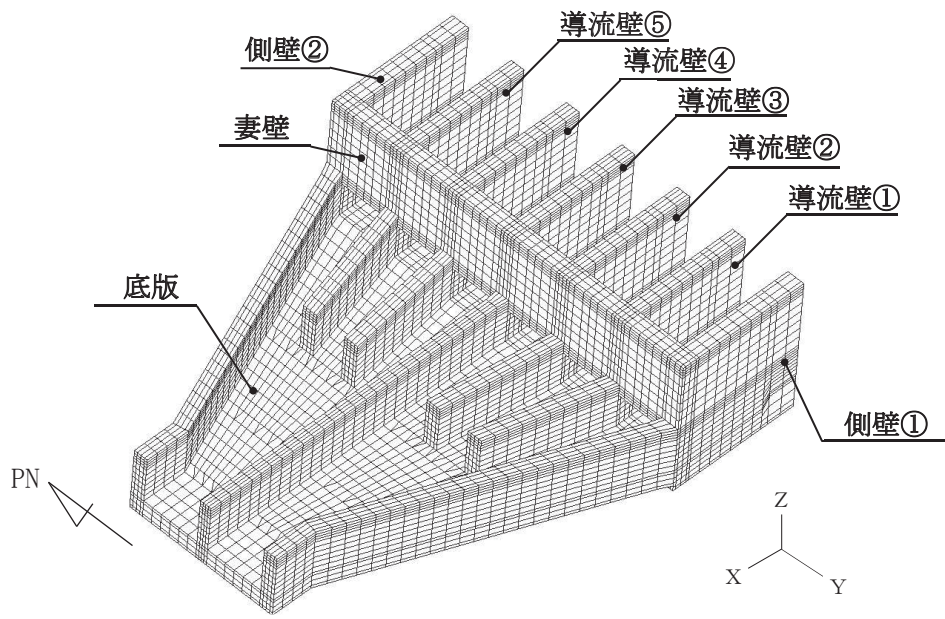
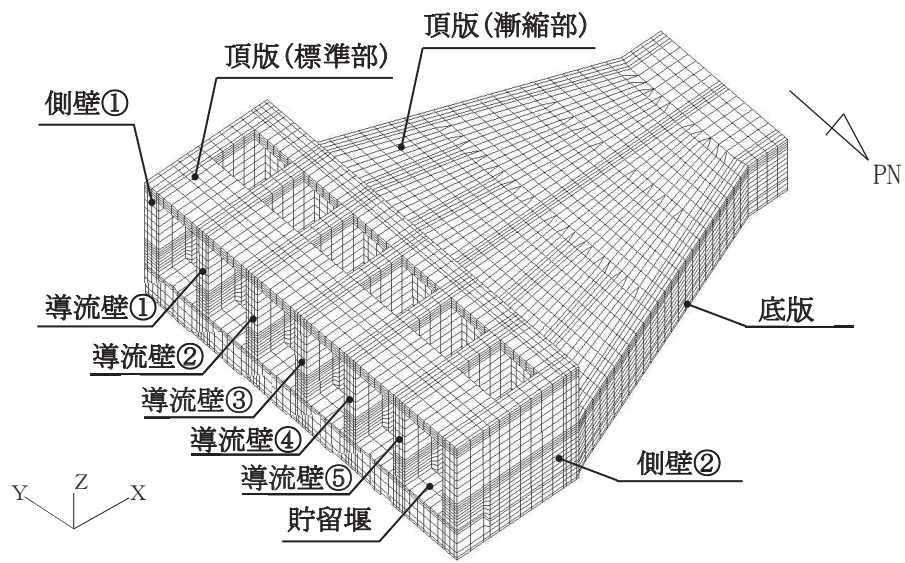
### 2.7.1 評価構造物諸元

取水口、貯留堰の諸元を表 2-10 に、評価部位を図 2-20 に示す。

表 2-10 評価部位とその仕様

部位	仕様	材料		要求機能
	部材高 (mm)	コンクリート 設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋	
頂版	1,000	20.5	SD345	通水機能
妻壁	1,500	20.5	SD345	通水機能
側壁	1,200~1,500	20.5	SD345	通水機能 貯水機能*
導流壁	1,000~1,200	20.5	SD345	通水機能
底版	1,500~2,000	20.5	SD345	通水機能 貯水機能
貯留堰	1,200	20.5	SD345	通水機能 貯水機能

注記\*：貯水機能が要求される部材の範囲は、貯留堰天端標高 (O.P. -5.3m) 以下とする。



注：頂板を非表示としている。

図 2-20 評価部位の位置

## 2.7.2 取水口，貯留堰の要求機能の考え方

「2.7.1 評価構造物諸元」の表 2-10 に示した取水口，貯留堰の要求機能について，その考え方を以下に記載する。

### a. 通水機能

取水口，貯留堰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 2-21 に通水機能が要求される部材の範囲を示す。

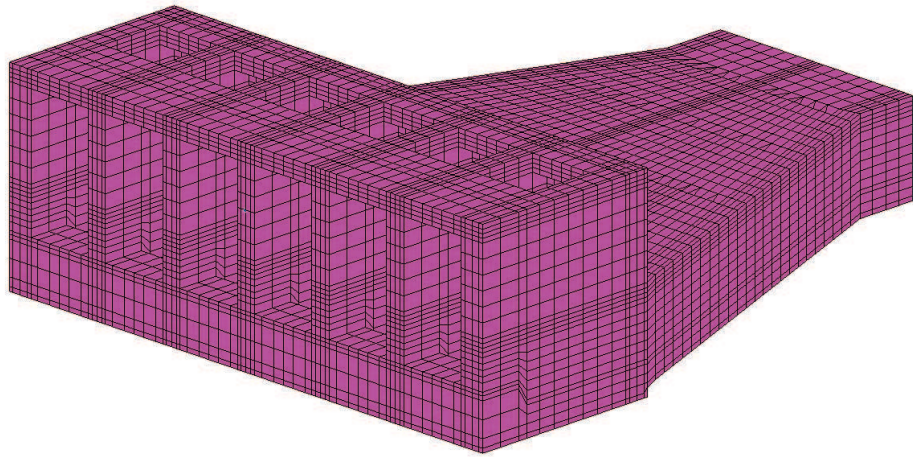


図 2-21 通水機能が要求される部材の範囲

b. 貯水機能

取水口, 貯留堰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, 底版及び貯留堰を対象とする。

図 2-22 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。

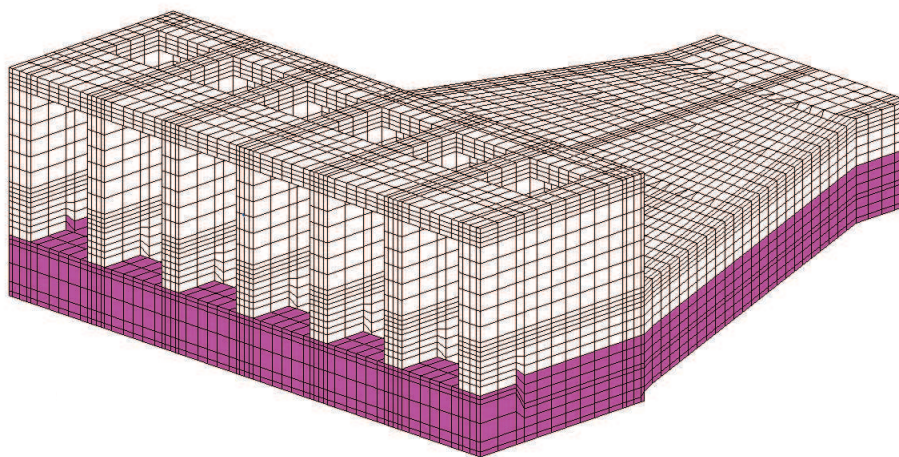


図 2-22 貯水機能が要求される部材の範囲



c. 支持機能

取水口は、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備である貯留堰を間接支持しており、貯留堰と一体の鉄筋コンクリート構造物である。

常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備である貯留堰を間接支持する部材を図 2-23 に示す。

支持機能における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、構造物全体で終局状態に対する限界ひずみを下回ることに加え、貯留堰設置位置においては、コンクリート及び鉄筋のひずみが部材降伏に相当する限界ひずみを下回ることを確認する。

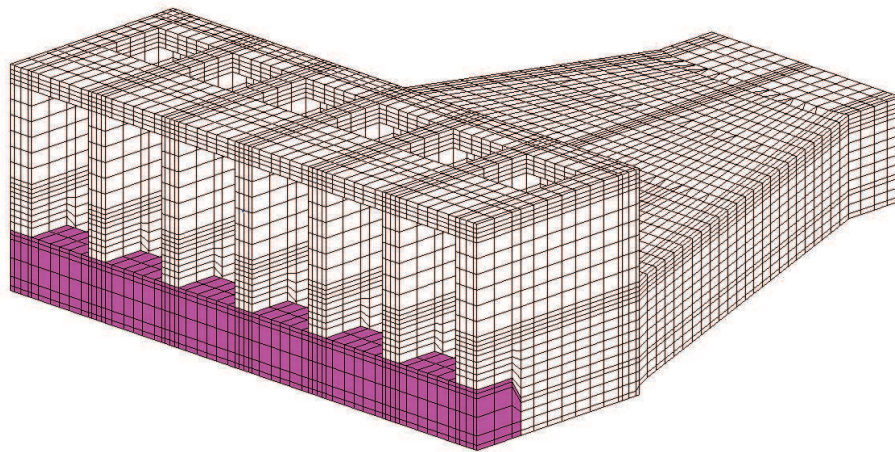


図 2-23 支持機能が要求される部材の範囲



## 2.8 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。  
設計用地下水位の一覧を表 2-11 に、設計用地下水位を図 2-24～図 2-26 に示す。

表 2-11 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
取水口，貯留堰	A-A断面，南北（標準部）	O. P. +2. 43m <sup>*1, 2</sup>
	C-C断面，南北（漸縮部）	O. P. +2. 43m <sup>*1, 2</sup>
	E-E断面，東西（縦断）	O. P. +2. 43m <sup>*1, 2</sup>

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 1m の沈降を，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。

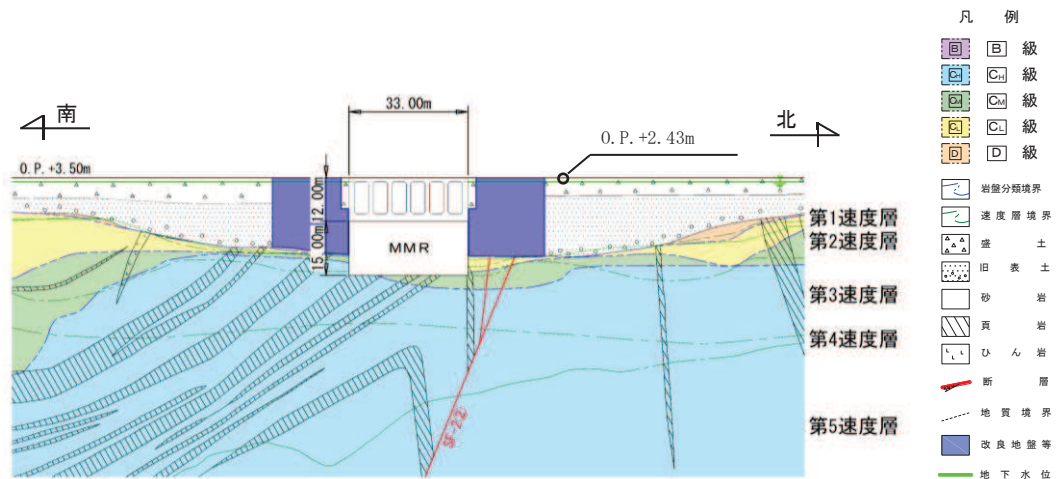


図 2-24 設計用地下水位（A-A 断面，南北（標準部））

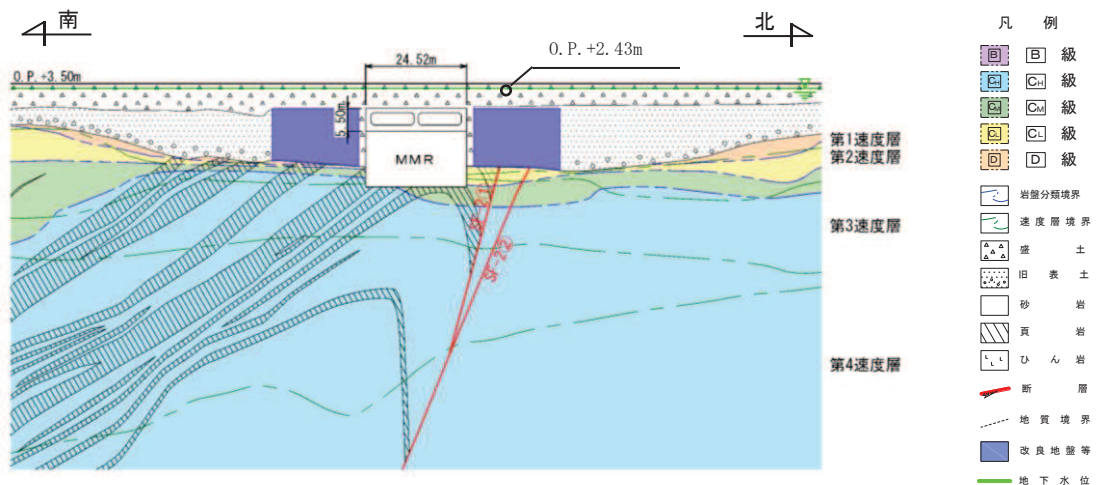


図 2-25 設計用地下水位（C-C 断面，南北（漸縮部））

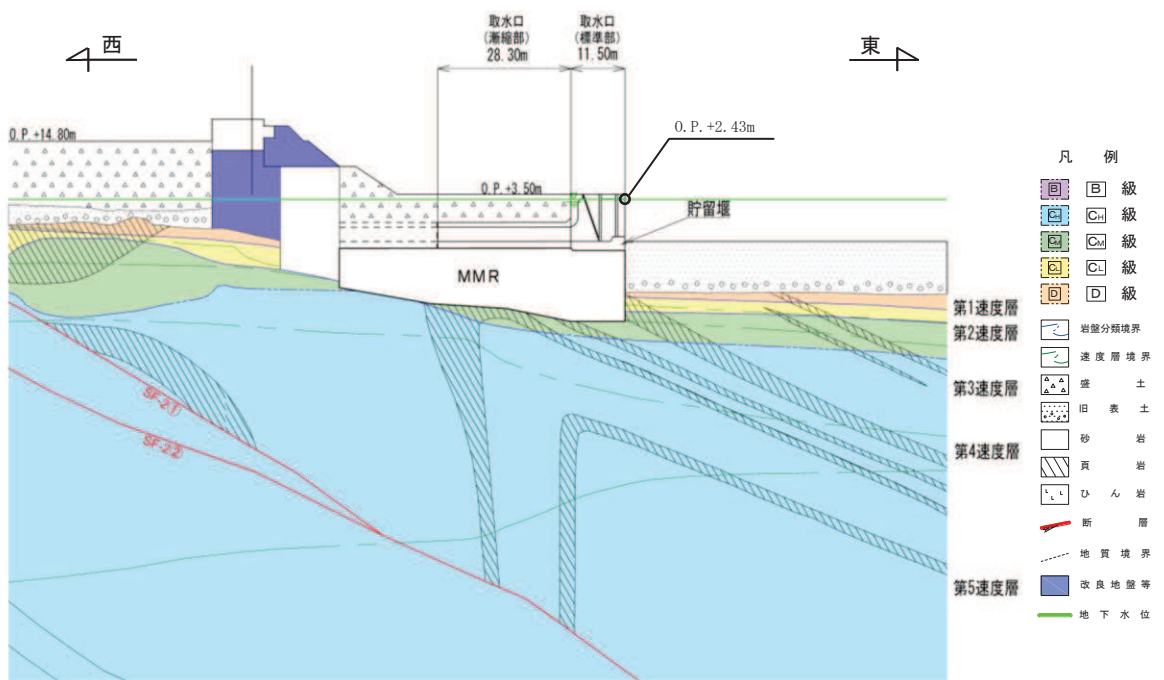


図 2-26 設計用地下水位 (E-E 断面, 東西 (縦断))

### 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「4.11 取水口、貯留堰」に示すとおり、南北方向については、全応力解析及び有効応力解析、東西方向については、有効応力解析とする。

構造部材については、頂版、底版及び地震時荷重算出断面に垂直な壁部材は線形はり要素、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物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、実構造物と等価な剛性となるようモデル化する。

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

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

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」及び「FLIP Ver. 7.3.0\_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-2 に示す。

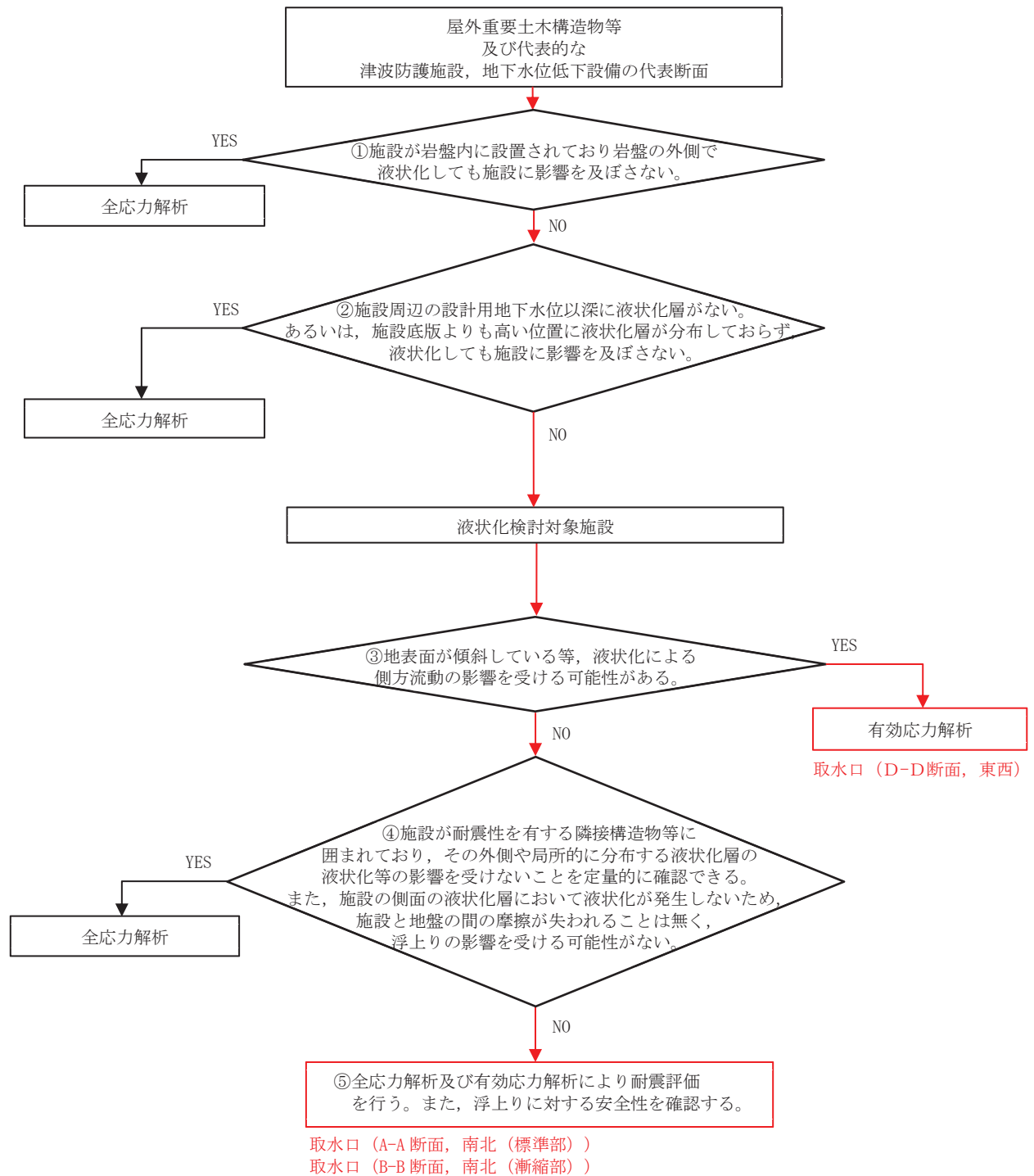


図 3-1 解析手法の選定フロー

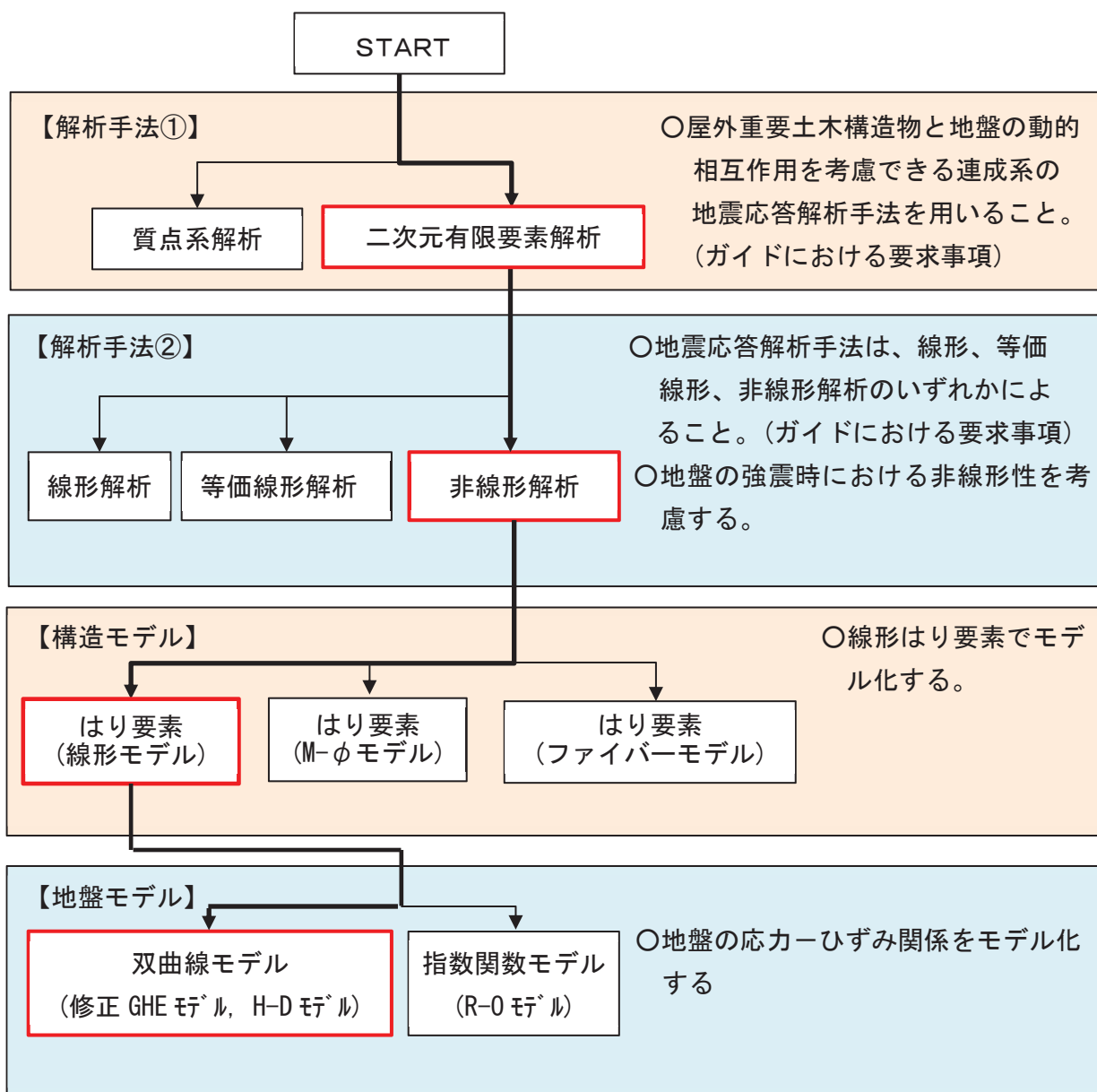


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

### 3.2 地震応答解析モデルの設定

#### 3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 ( 社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会 ) を参考に、図 3-3 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 2 倍以上とする。

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。

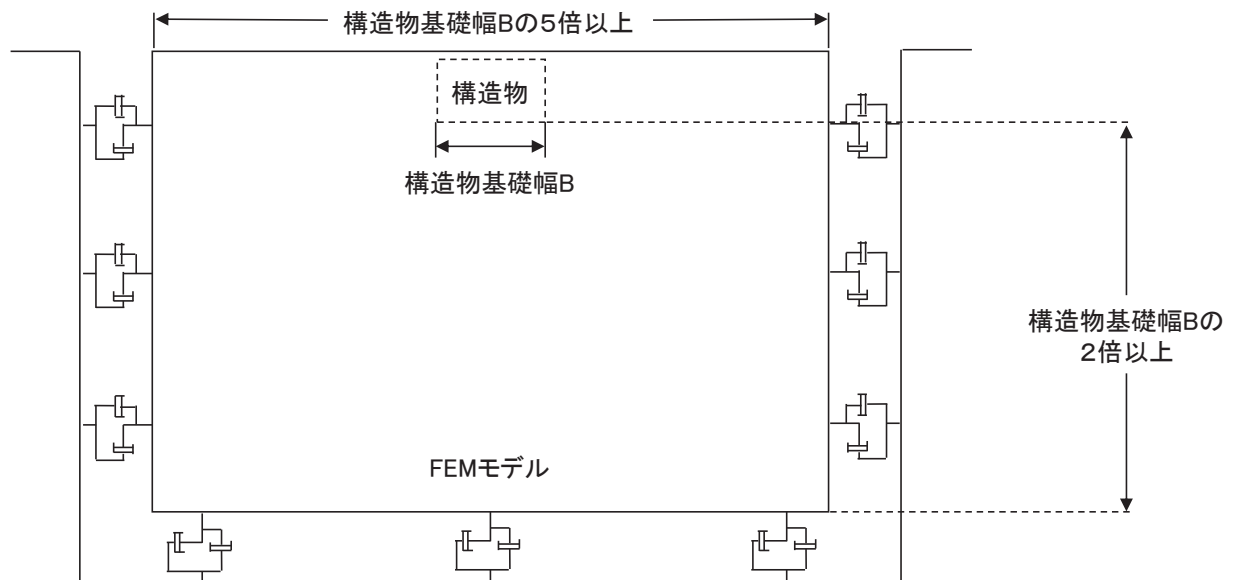


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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

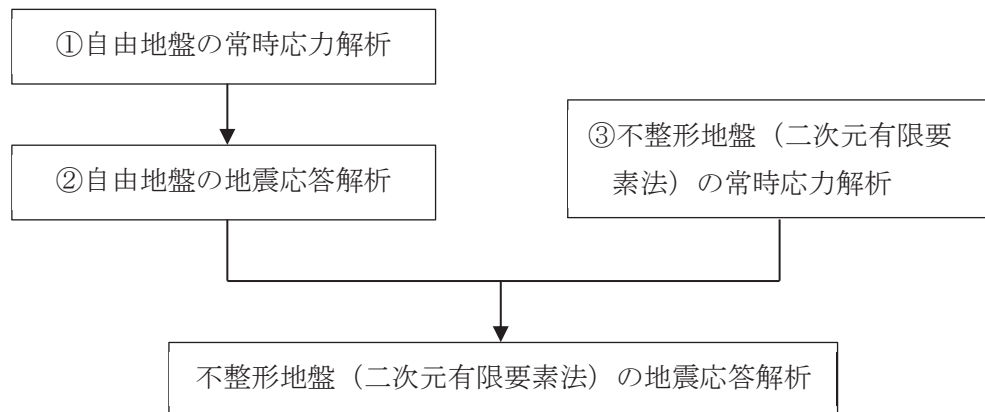


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

### 3.2.2 境界条件

#### (1) 固有値解析時

Rayleigh 減衰の設定に用いる固有周期を求めるための固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

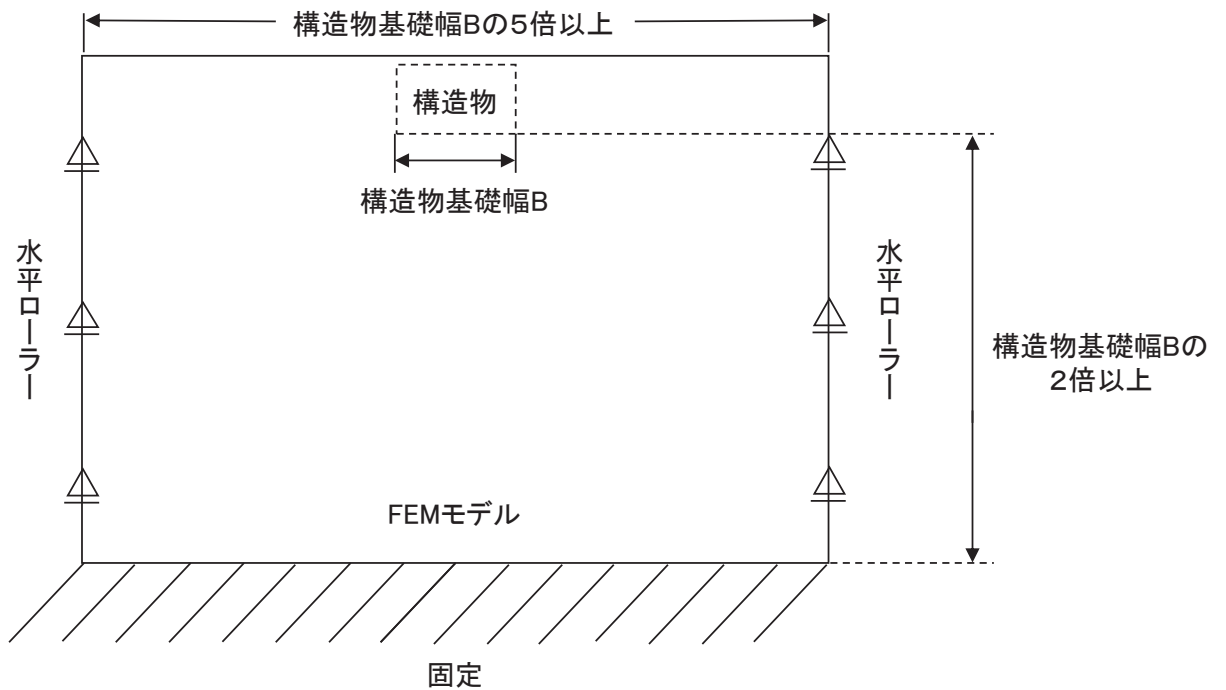


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図



(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-6に示す。

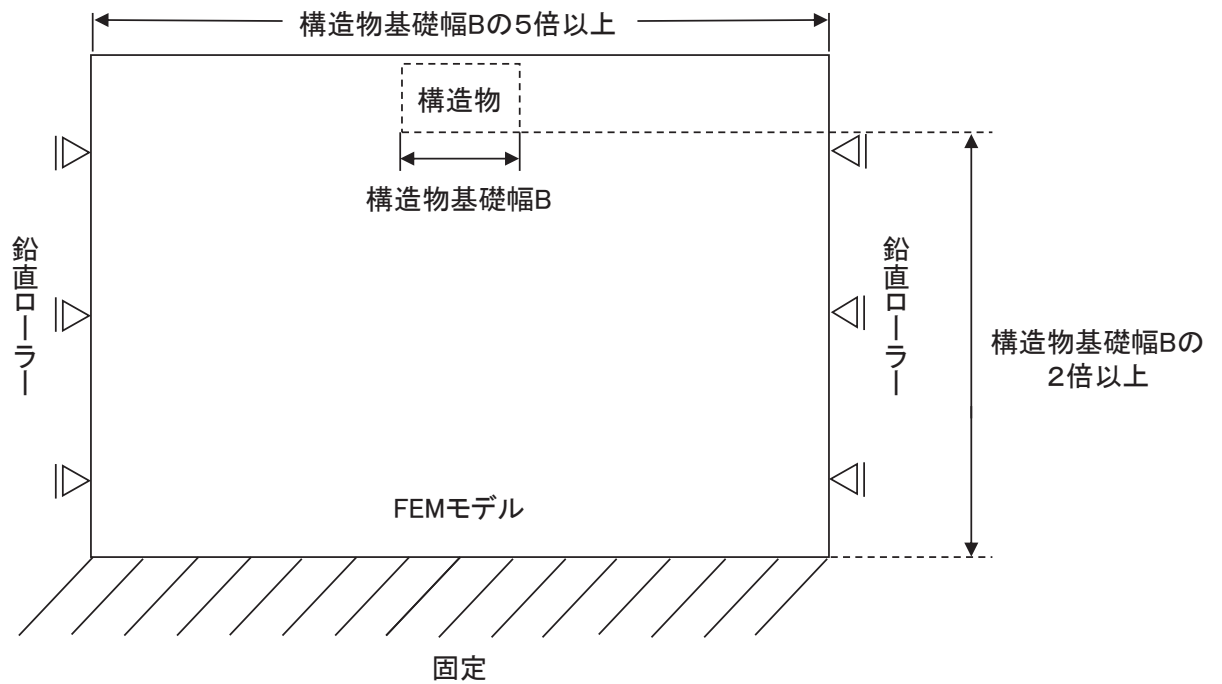
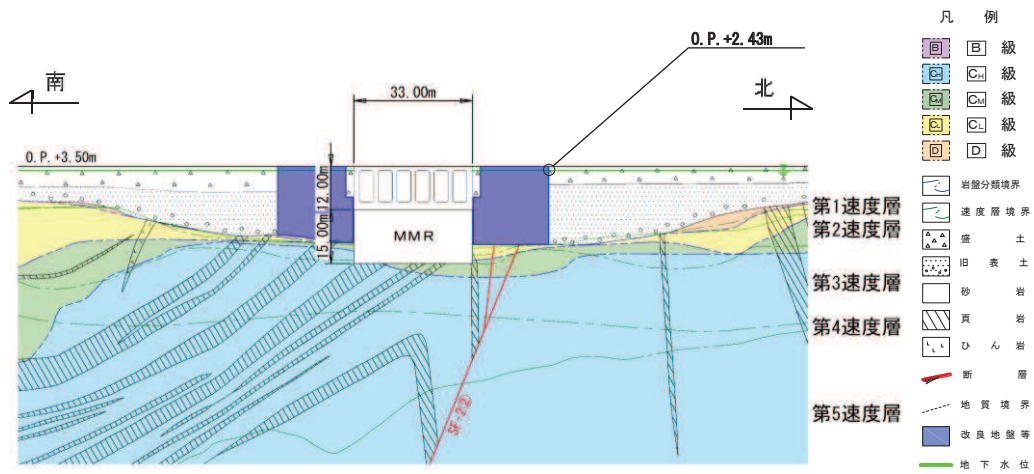


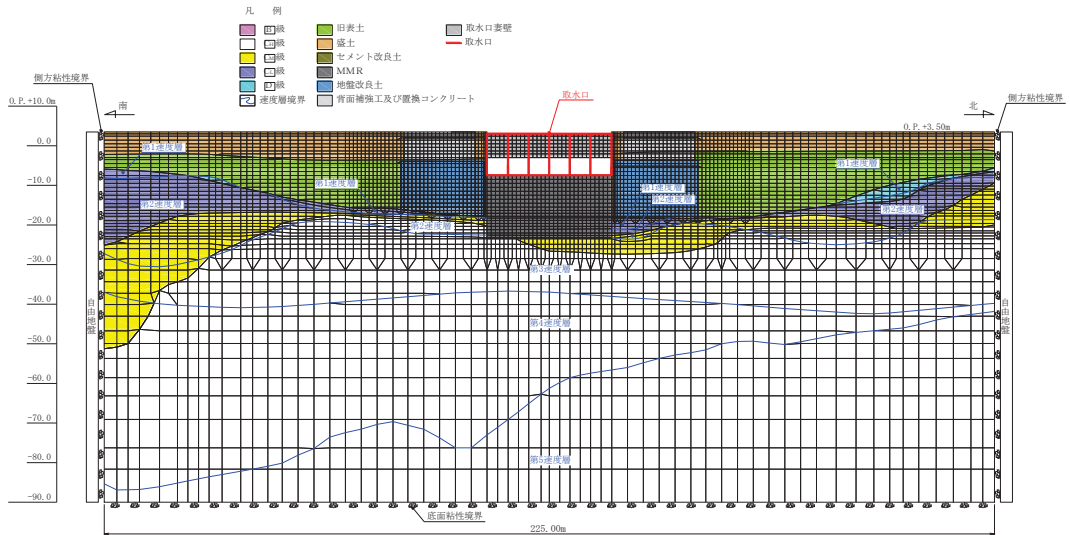
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデルを図 3-7～図 3-9 に示す。

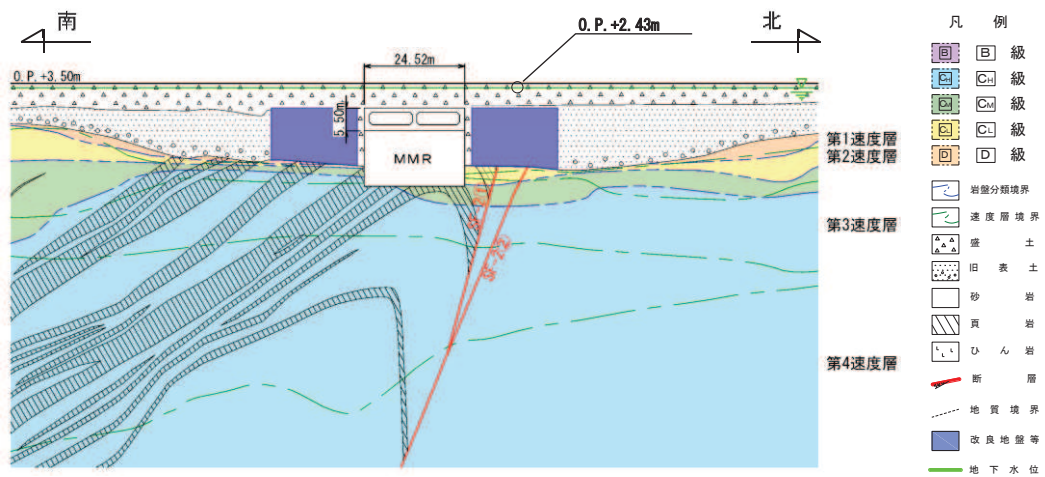


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

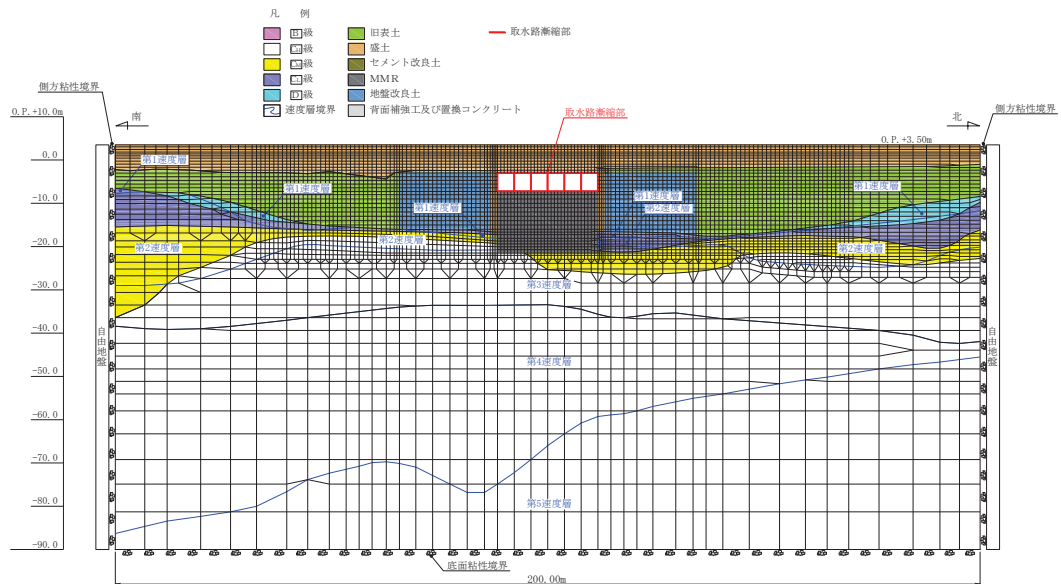


(b) 地震応答解析モデル図

図3-7 取水口，貯留堰の地震時荷重算出用地質断面図及び地震応答解析モデル図  
(A-A断面，南北（標準部）)

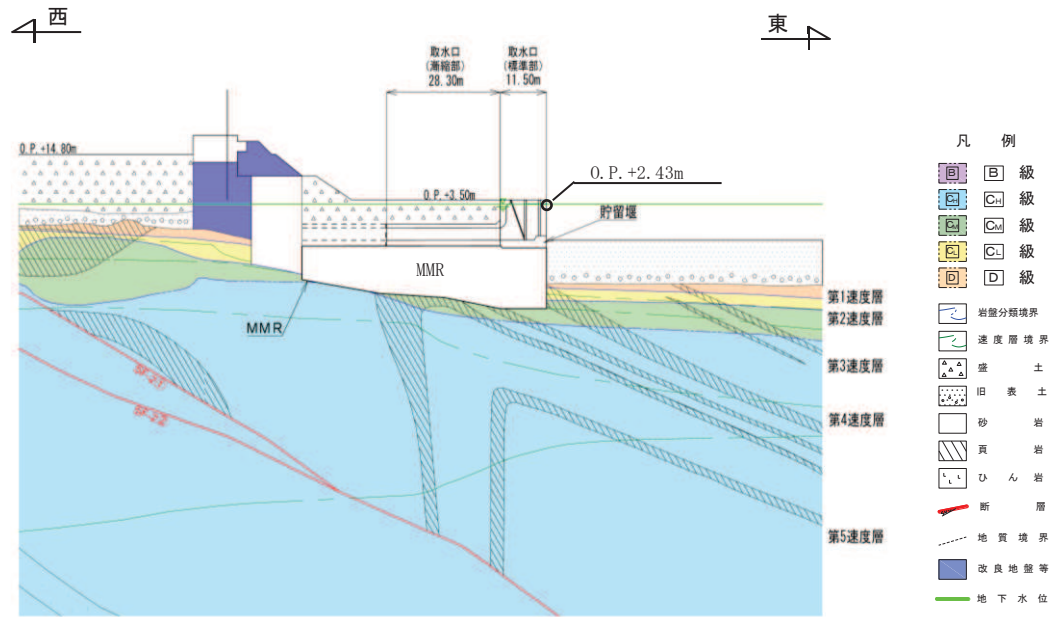


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

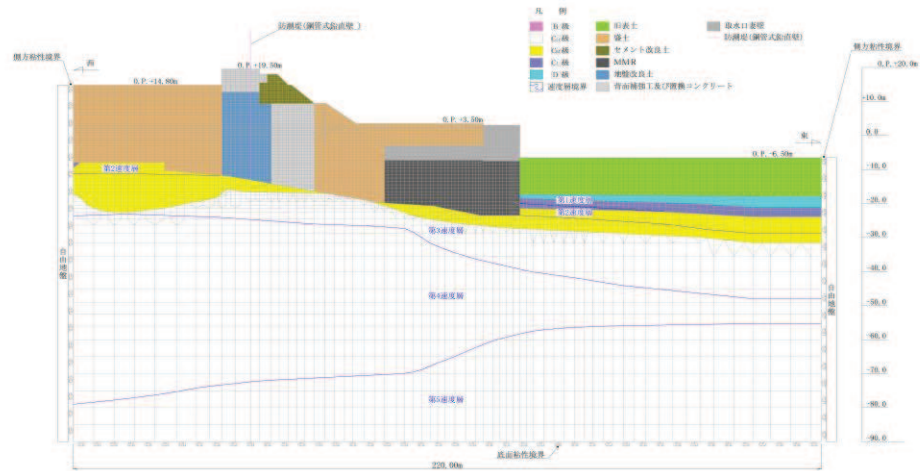


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-8 取水口，貯留堰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，南北 (漸縮部))



(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 取水口、貯留堰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 (E-E 断面, 東西 (縦断))

### 3.2.3 構造物のモデル化

#### (1) 南北方向

取水口の南北方向は、標準部と漸縮部により構成され、エリアごとで剛性に差異があることから、標準部及び漸縮部それぞれで等価剛性モデルを作成する。等価剛性モデルについて、加振方向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、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。

構造物のモデル化は、「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「11. 等価剛性モデルの設定方針」に従い、妻壁の剛性を考慮し、三次元構造解析モデルと等価な剛性を持つ二次元等価剛性モデルとする。等価剛性モデルの妥当性についての検討を「参考資料2 二次元地震応答解析における等価剛性モデル化の保守性」に示す。

標準部は、六連のボックスカルバート構造に面内変形で抵抗する妻壁を有していることから、等価剛性モデルは、線形はり要素と平面応力要素でモデル化する。等価剛性モデルの弾性係数は、次の2つの手順に基づき補正係数 $\alpha$ 、 $\beta$ を設定し、コンクリートの弾性係数に乗じることにより設定する。

手順1として、線形はり要素及び平面応力要素について、奥行長さに対する、部材の奥行長さの比率から補正係数 $\alpha$ を設定する。

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/m<sup>2</sup>)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 $\alpha$ を設定した二次元モデルに同じ単位荷重を作用させ、妻壁の上端と下端の高さにおける両側壁の平均変位が、三次元モデルの水平変位と等しくなるように補正係数 $\beta$ を算定する。なお、妻壁部は平面応力要素に対してのみ補正係数 $\beta$ を設定する。

漸縮部は、六連から二連のボックスカルバートに断面が縮小する構造となっており、面内変形で抵抗する部材を有さないことから、等価剛性モデルは線形はり要素でモデル化し、標準部同様に補正係数 $\alpha$ 、 $\beta$ を算定して設定する。

漸縮部は、延長方向で断面形状が異なるが、等価剛性モデルを用いた地震応答解析により算出された土圧及び慣性力を三次元モデルの延長方向に様に作用させた耐震評価を行うことから、等価剛性モデルは平均的な躯体形状の断面位置であるB-B断面(六連ボックスカルバート構造)でモデルを作成する。等価剛性モデルは、B-B断面の幅が一様に分布すると仮定し、図3-10のイメージ図に示すとおり設定する。漸縮部において、奥行長さに対する各部材の奥行長さの比率 $\alpha$ の算定で考慮する部材の長さは縦断方向からみた投影長さとして算定する。なお、漸縮部は、六連から二連に変化するボックスカルバート構造を、ひとつの等価剛性モデルとして評価しているが、等価剛性モデルは剛性が大きい六連部の内空が最小となる断面(B-B断面)で設定しており、地震時土圧の抽出の観点から保守的な設定となっている。

また、漸縮部の補正係数 $\beta$ については、等価剛性モデルにおける頂版の高さにおける両側壁の平均変位が、三次元モデルの水平変位と等しくなるように設定する。三次元モデルから算出する変位は、両側壁の平均変位を延長方向で平均した値とする。なお、漸縮部の等価剛性モデルには、平面応力要素がないことから、補正係数 $\beta$ は、線形はり要素にて設定する。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。

標準部及び漸縮部の南北方向の等価剛性モデルを図3-11及び図3-12に、等価剛性モデルと三次元モデルの変位比較概念図を図3-13に示す。

取水口の標準部及び漸縮部の南北方向の剛性の調整方法を図3-14に、剛性調整結果を図3-15に、補正係数の計算結果を表3-1及び表3-2に示す。

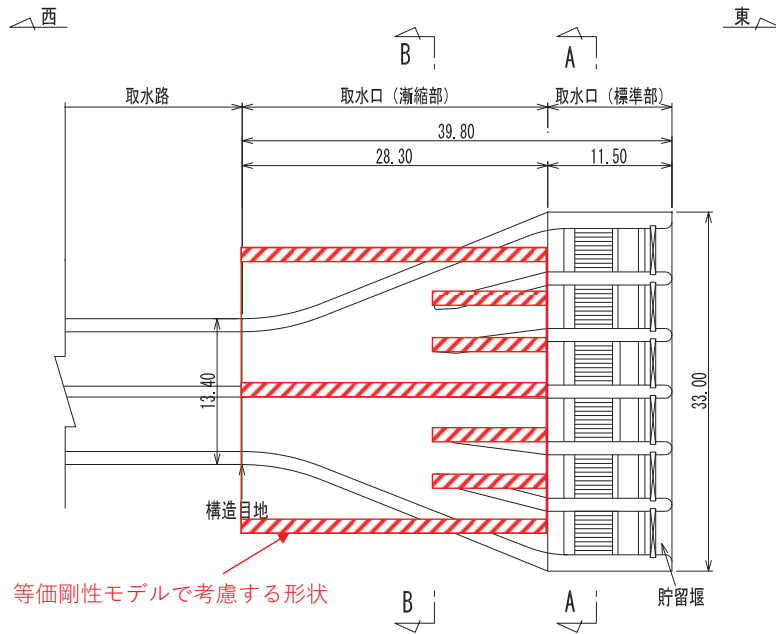


図3-10 等価剛性モデル範囲のイメージ図

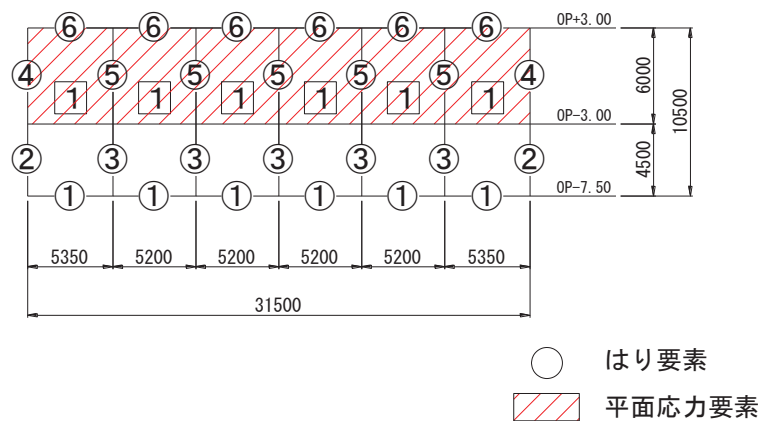


図3-11(1) 取水口(標準部)の等価剛性モデル(はり部材番号①, ②, ③)



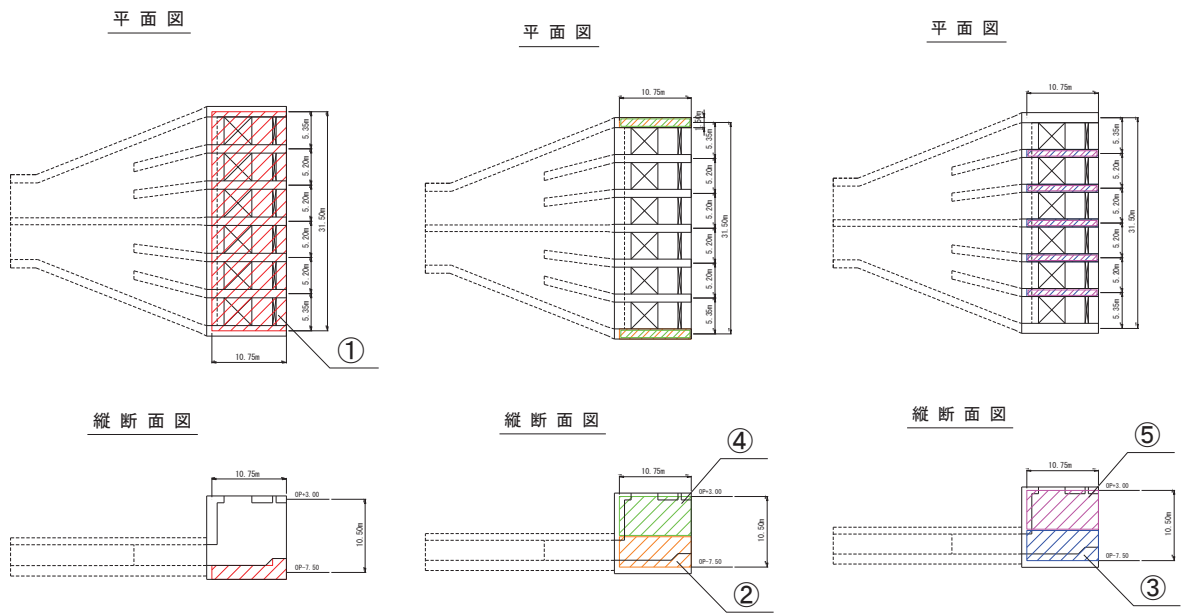


図3-11(2) 取水口（標準部）の等価剛性モデル（はり部材番号①，②，③，④，⑤）

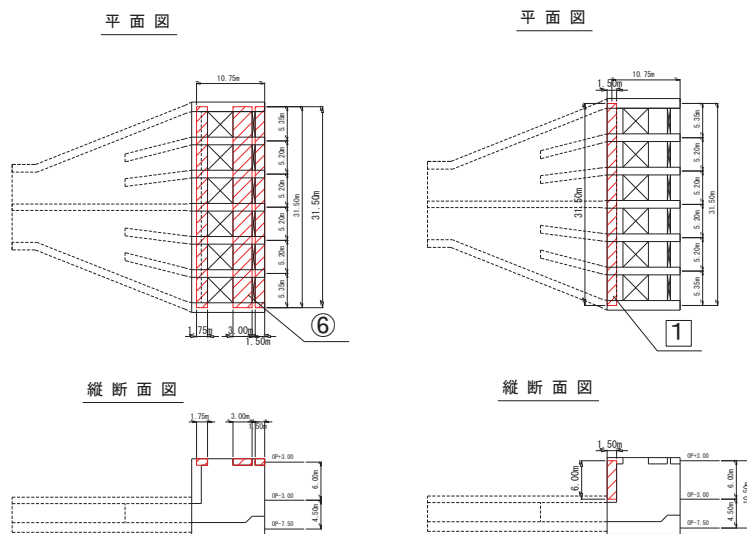
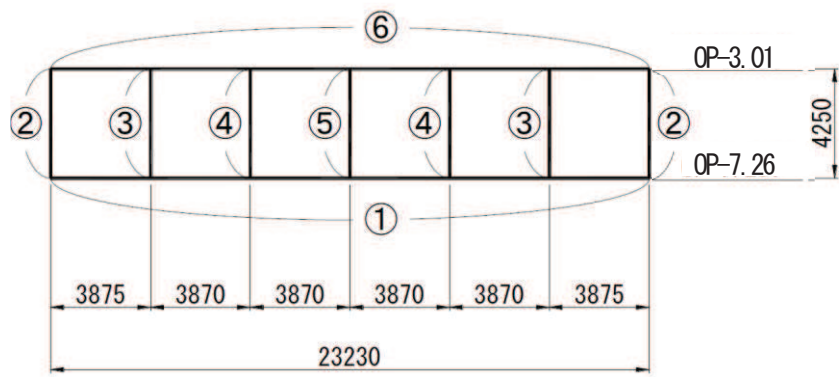


図3-11(3) 取水口（標準部）の等価剛性モデル（はり部材番号⑥，平面応力要素①）





○：はり要素

図3-12(1) 取水口（漸縮部）の等価剛性モデル

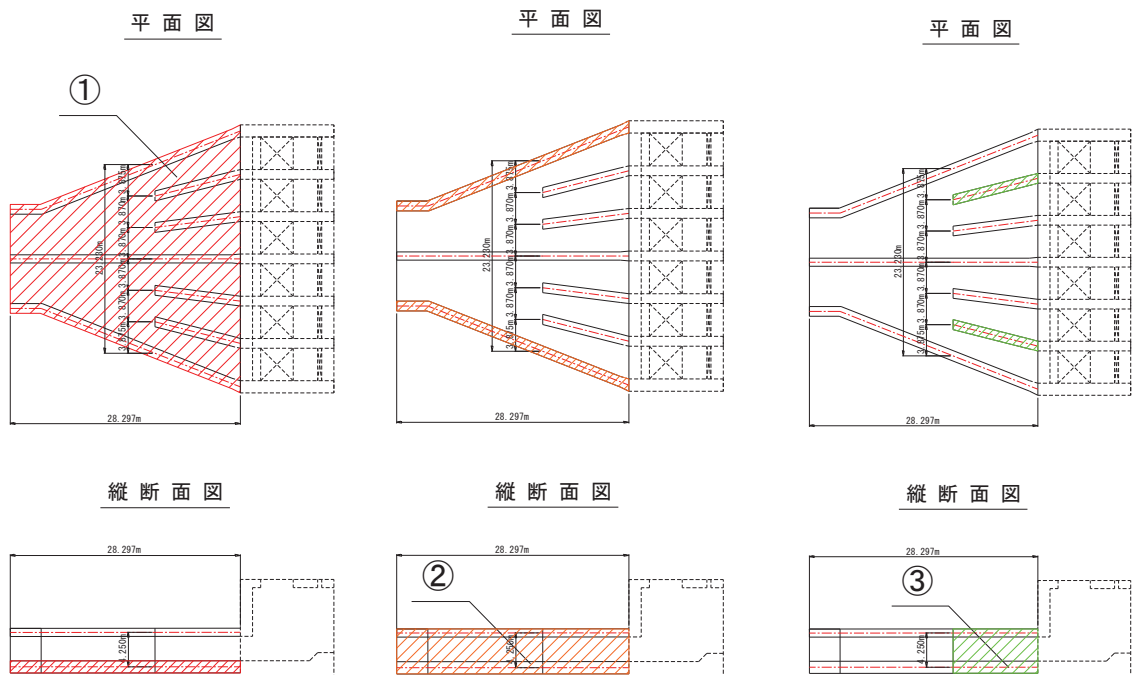
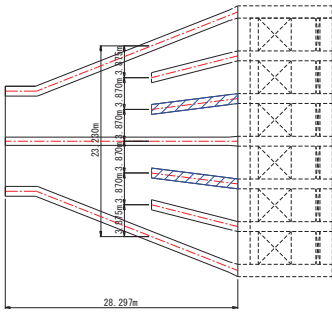
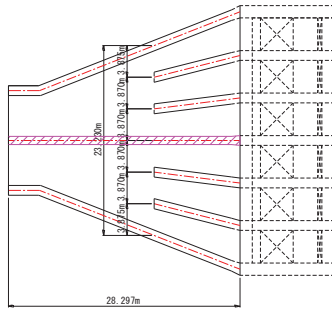


図3-12(2) 取水口（漸縮部）の等価剛性モデル（はり部材番号①，②，③）

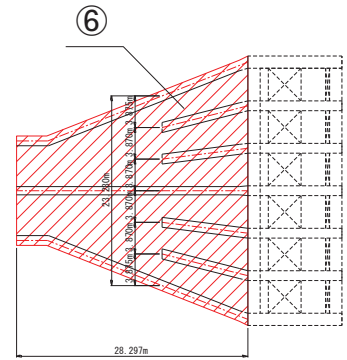
平面図



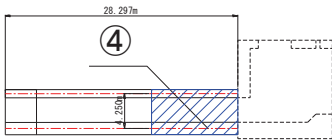
平面図



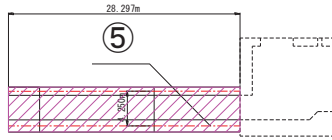
平面図



縦断面図



縦断面図



縦断面図

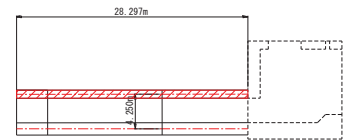
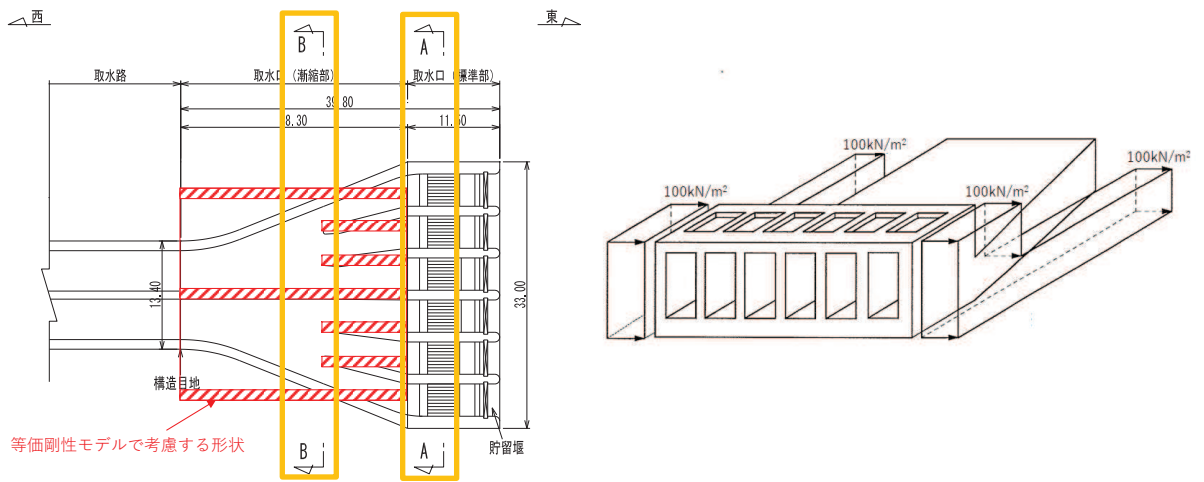
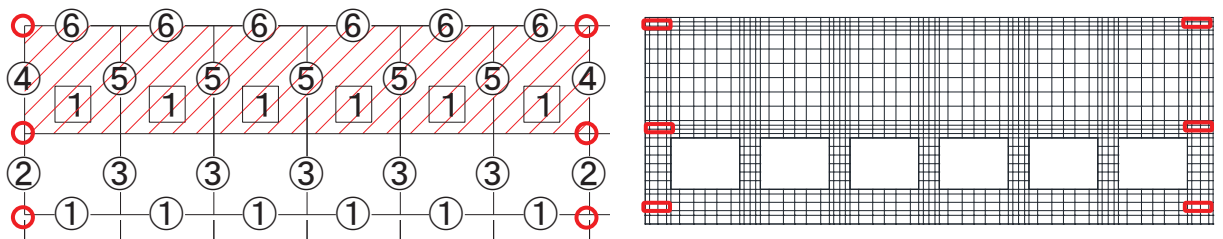


図 3-12(3) 取水口 (漸縮部) の等価剛性モデル (はり部材番号④, ⑤, ⑥)



□ : 二次元モデルにおける変位抽出断面

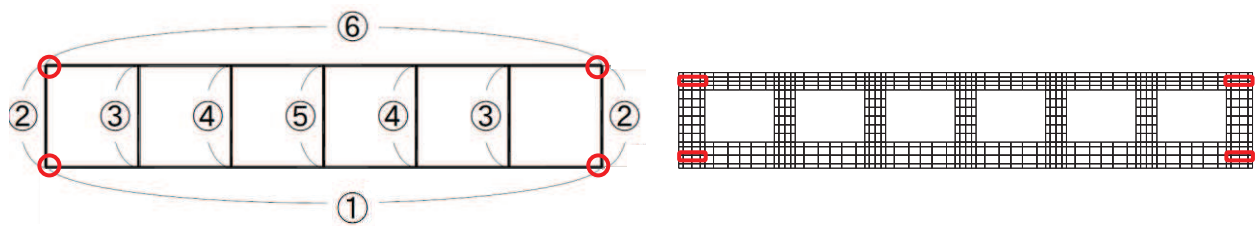


□ : 変位置着目位置

等価剛性モデル

三次元モデル

(標準部)



□ : 変位置着目位置

等価剛性モデル

三次元モデル

(漸縮部)

図 3-13 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

$\alpha$  : 取水口、貯留堰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 : 取水口、貯留堰の奥行き長さ

$\beta$  : 変位を合わせるための弾性係数の補正係数

図 3-14 剛性の調整方法

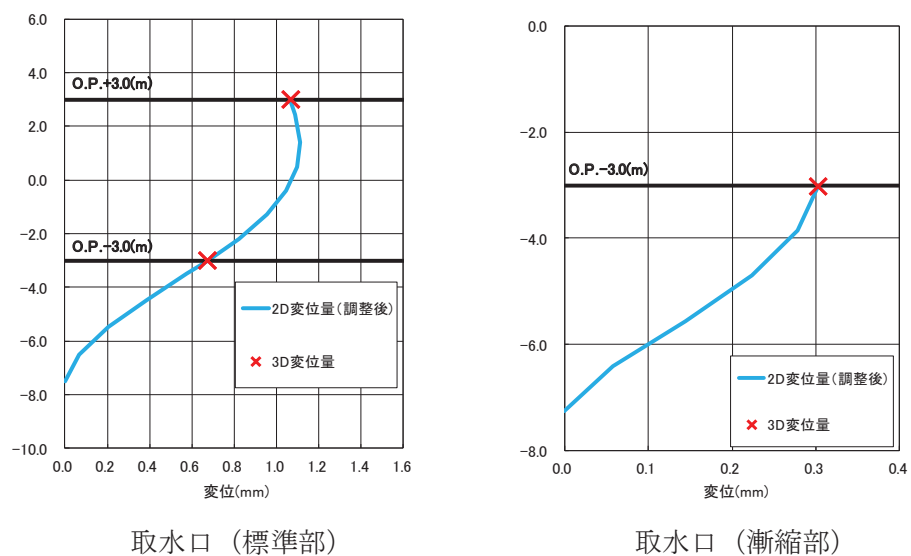


図 3-15 剛性調整結果

表 3-1(1) 補正係数の計算結果 (はり要素) (標準部)

要素番号*	$\alpha$	$\beta$
①	1.00	2.64
②	1.00	2.64
③	1.00	2.64
④	1.00	1.00
⑤	1.00	1.00
⑥	0.58	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) (漸縮部)

要素番号*	$\alpha$	$\beta$
①	1.00	0.98
②	1.00	0.98
③	0.37	0.98
④	0.37	0.98
⑤	1.00	0.98
⑥	1.00	0.98

注記\* : 要素番号は図 3-12 の要素番号に対応

表 3-2 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (標準部)

要素番号*	$\alpha$	$\beta$
1	0.14	0.25

注記\* : 要素番号は図 3-11 の要素番号に対応

### 3.2.4 隣接構造物のモデル化

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

取水口の西側には取水路が隣接し、取水路と直下の MMR は、防潮堤を横断しているが、取水路及び MMR と防潮堤の間には盛土が存在し、防潮堤の地震応答は取水口に直接伝達することはない。また、取水路と取水口の間は構造目地があるため、接続部には荷重伝達は発生しない構造となっている。

このことから、取水口と防潮堤との間の取水路及び MMR は、保守的な評価になるよう盛土にてモデル化する。防潮堤横断部における取水路の断面図を図 3-16 に示す。

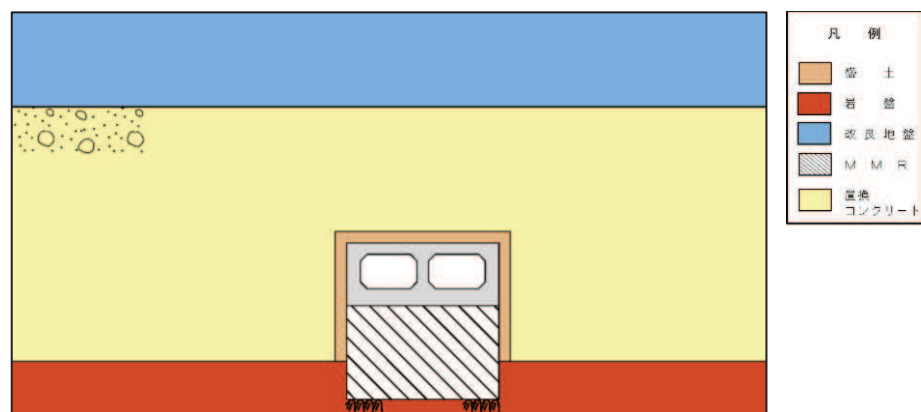


図 3-16 防潮堤横断部における取水口の断面図

### 3.2.5 地盤及びマンメイドロック（MMR）のモデル化

D級を除く岩盤及び MMR は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。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。

有効応力解析では、盛土及び旧表土は、マルチスプリング要素及び間隙水要素を考慮した平面ひずみ要素でモデル化し、地盤については地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

### 3.2.6 ジョイント要素の設定

地震応答解析では、地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造物の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度  $\tau_f$  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  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ 、 $\phi$  とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-3 のとおりとする。また、要素間の粘着力  $c$  及び内部摩擦角  $\phi$  は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-4 のとおり設定する。

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

ここで、 $\sigma'$  : 面直圧  
 $\tau_f$  : せん断強度  
 $c$  : 粘着力  
 $\phi$  : 内部摩擦角

表 3-3 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 <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土* <sup>1</sup>	0.10	33.9
盛土* <sup>2</sup>	0.06	30.0
旧表土* <sup>1</sup>	0.00	38.7
旧表土* <sup>2</sup>	0.08	26.2
改良地盤	1.39	22.1
C <sub>L</sub> 級	0.46	44.0
C <sub>M</sub> 級	0.49	47.0
MMR	3.10	40.0

注記\*1：地下水位以浅

\*2：地下水位以深

表 3-4 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
盛土・旧表土－改良地盤	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
盛土・旧表土－MMR	盛土・旧表土の $c$	盛土・旧表土の $\phi$
盛土・旧表土－構造物	盛土・旧表土 $c$	盛土・旧表土の $\phi$
改良地盤－岩盤 (C <sub>L</sub> 級, C <sub>M</sub> 級)	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
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 $\phi$
岩盤－MMR	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
構造物－MMR	MMR の $c$	MMR の $\phi$
背面補強工－盛土	盛土 $c$	盛土 $\phi$
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 $\phi$
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 $\phi$
置換コンクリート－岩盤	岩盤の $c$	岩盤の $\phi$
置換コンクリート－改良地盤	改良地盤の $c$	改良地盤の $\phi$





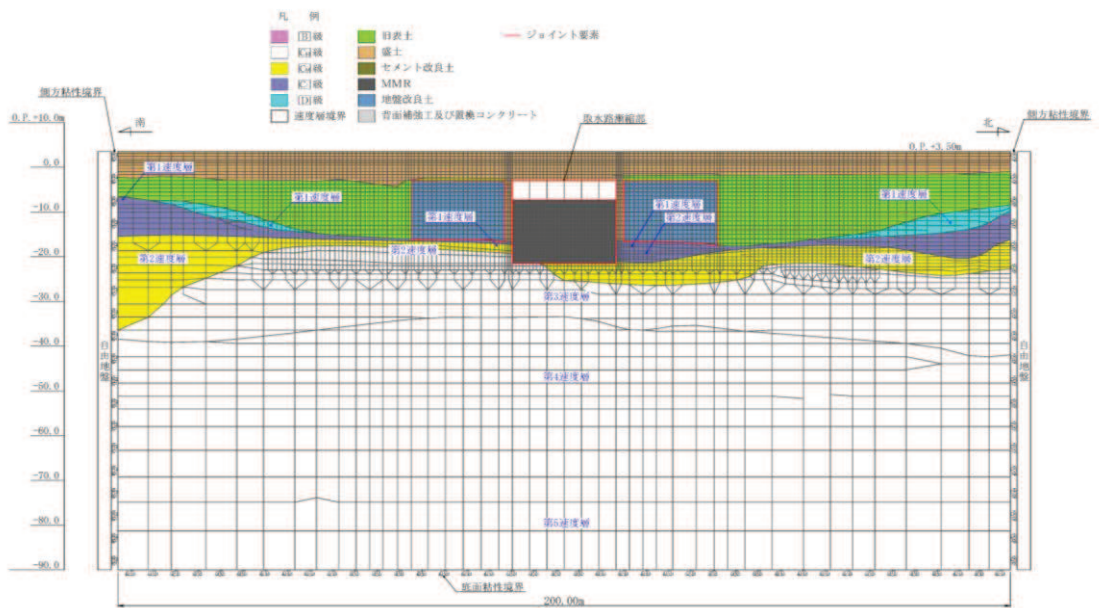


図 3-19 取水口，貯留堰（B-B 断面，南北（漸縮部））のジョイント要素の配置

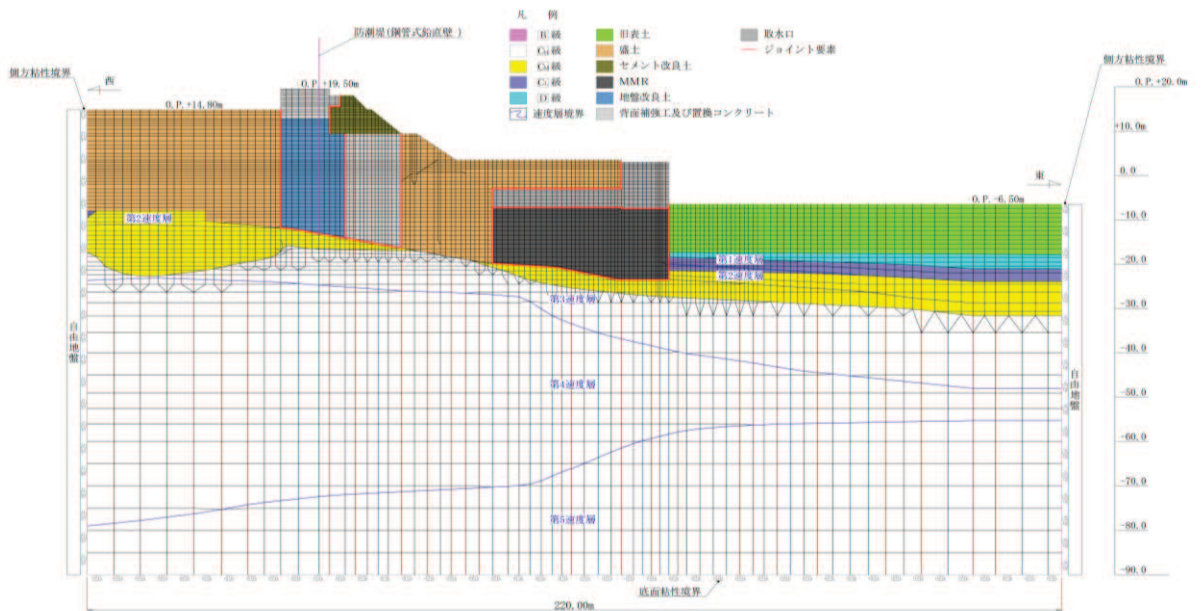


図 3-20 取水口，貯留堰（E-E 断面，東西（縦断））のジョイント要素の配置

### 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」に基づき、全応力解析では粘性減衰で考慮する。

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。

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

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-21 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

$\alpha$ ,  $\beta$  : 係数

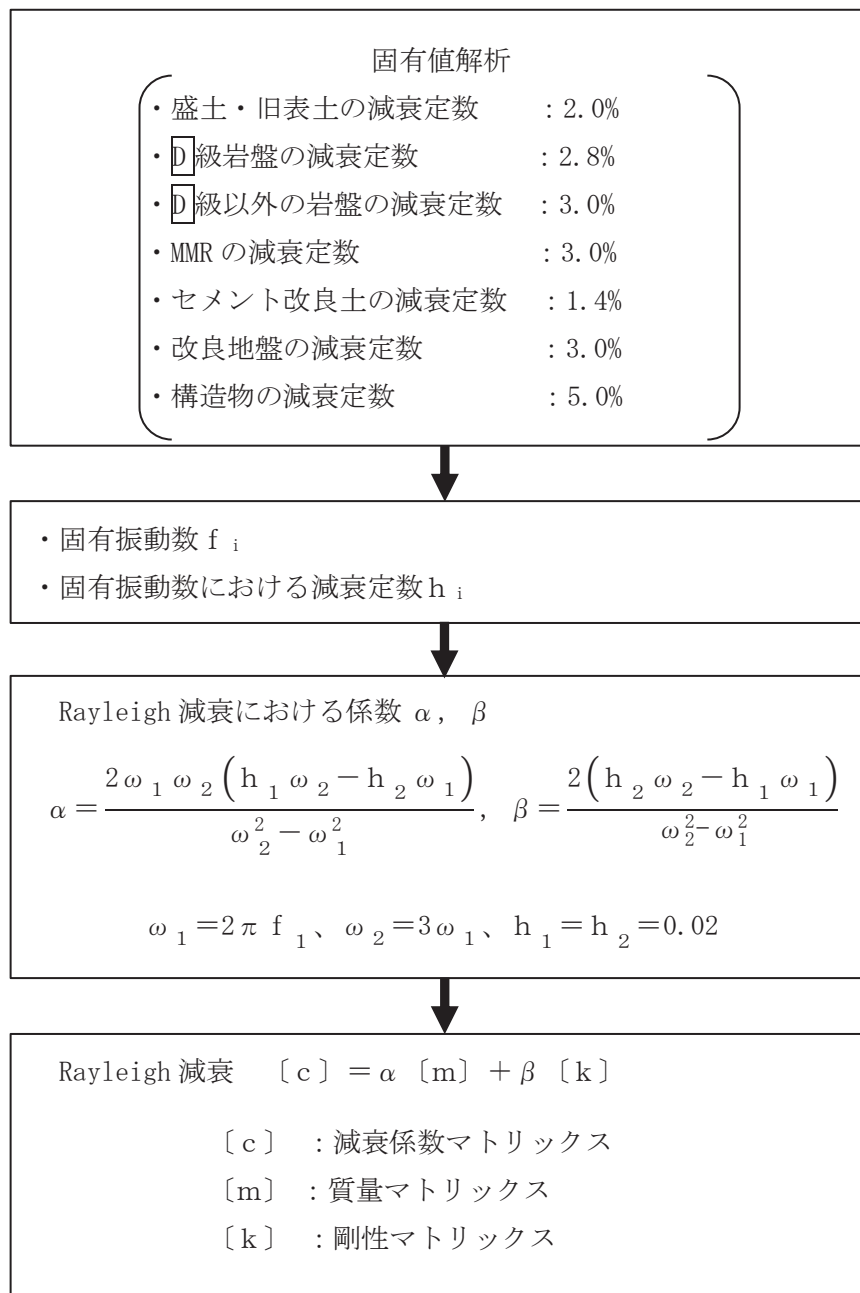


図 3-21 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ 、 $\beta$  の設定にあたっては、低次のモードの変形が支配的となる地中埋設構造物に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、1 次及び 2 次モードの固有振動数において、過大な減衰とならないよう定めている。

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

固有値解析結果の一覧を表 3-6 に、固有値解析におけるモード図を図 3-22~図 3-23 に、係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を表 3-7 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-24~図 3-25 に示す。

表 3-6(1) 固有値解析結果 標準部 (A-A 断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta_x$	$\beta_y$	
1	3.166	9	0	67.62	-1.01	1 次として採用
2	3.398	6	0	-55.67	-2.68	—
3	4.285	0	0	12.85	3.18	—
4	4.419	0	0	-6.26	4.22	—
5	5.285	6	0	-54.52	-0.79	—
6	5.497	3	0	-40.32	-1.66	—
7	5.849	8	0	-62.77	-4.18	—
8	6.132	10	0	71.83	-4.13	—
9	6.394	1	0	-21.93	-5.45	—
10	6.465	10	0	71.27	3.52	—

表 3-6(2) 固有値解析結果 漸縮部 (B-B 断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	$\beta$ x	$\beta$ y	
1	2.895	8	0	60.76	-2.99	1次として採用
2	3.226	7	0	-55.64	-2.62	—
3	4.094	2	0	-26.30	-4.38	—
4	4.339	0	0	13.85	-4.41	—
5	4.921	7	0	-53.92	-0.26	—
6	5.338	1	0	-14.69	-2.01	—
7	5.614	0	0	-9.67	-1.74	—
8	5.868	0	0	9.34	-4.11	—
9	6.113	1	0	-15.88	-1.06	—
10	6.385	1	0	-14.92	-4.02	—



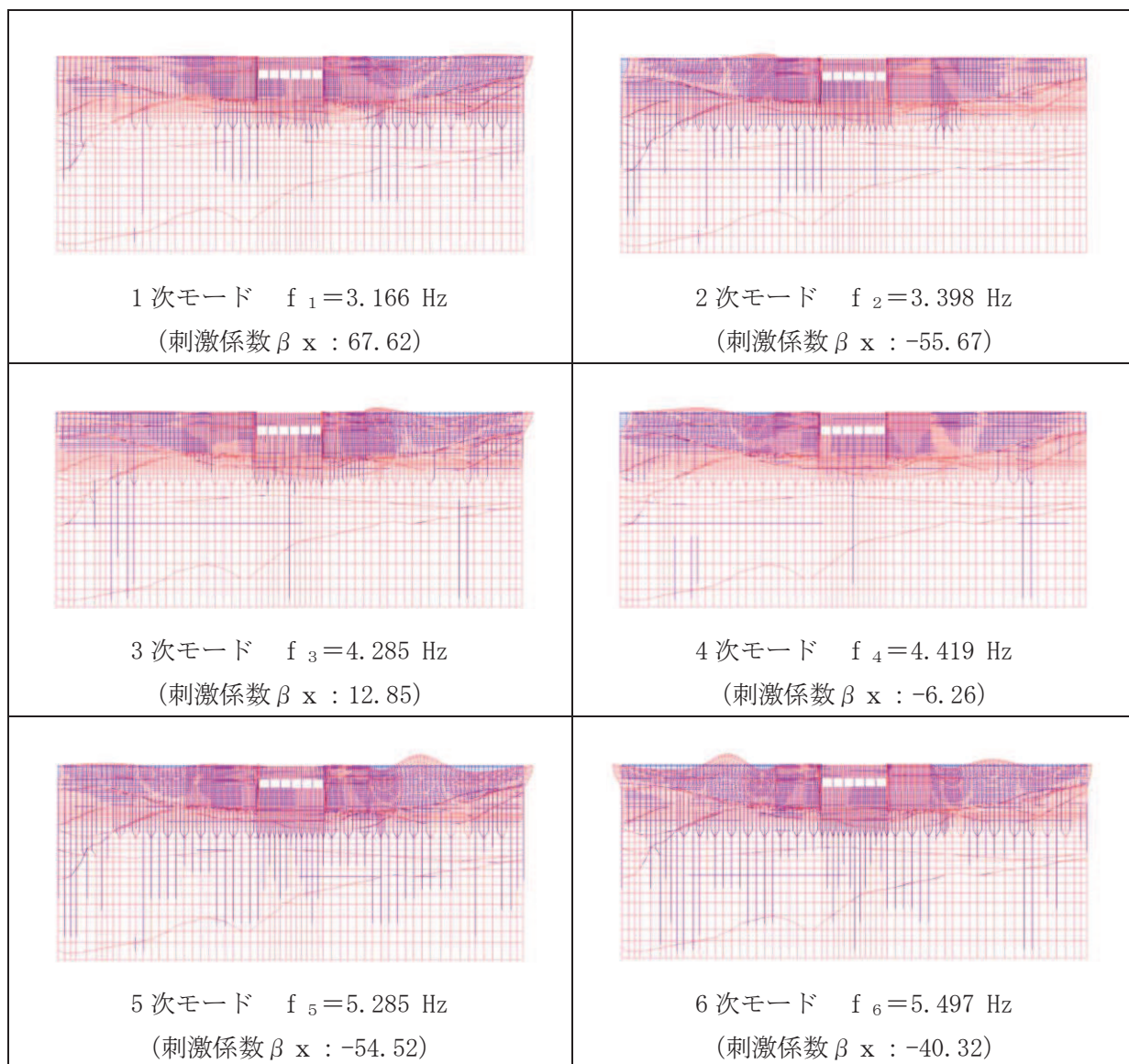


図 3-22 (1) 固有値解析結果 (モード図) (標準部 (A-A 断面))

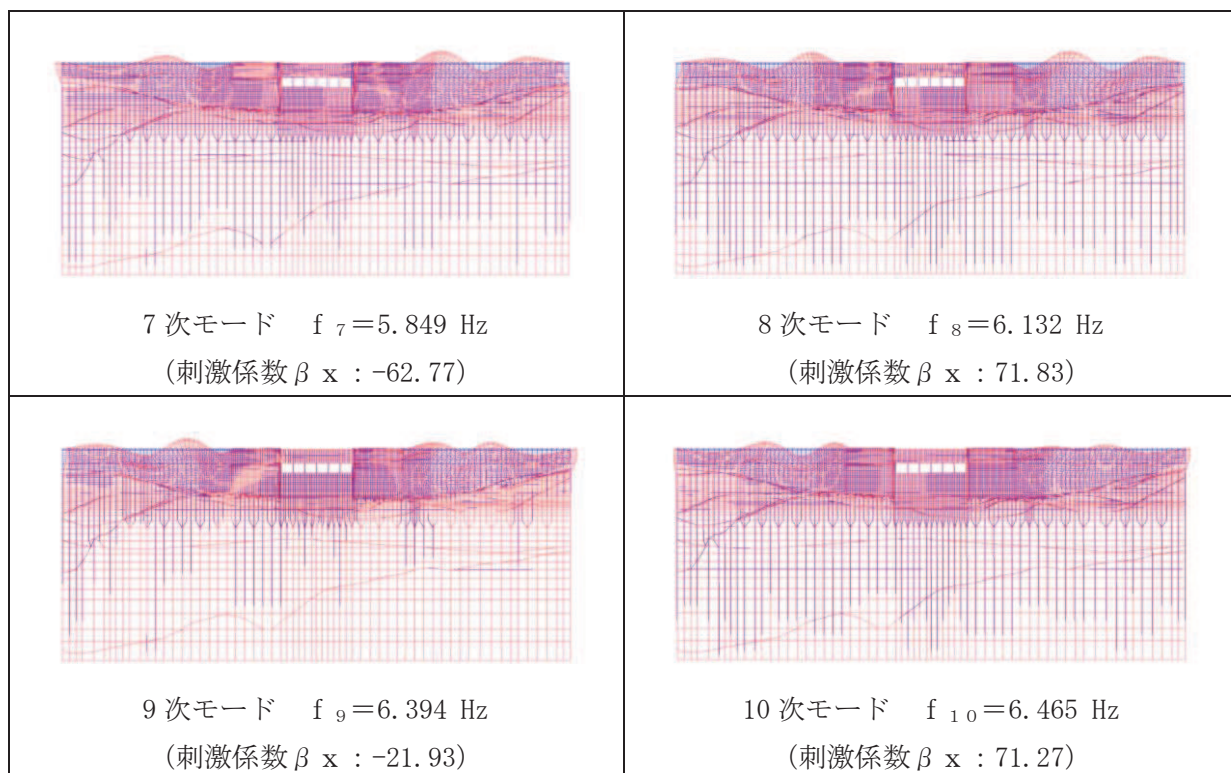


図 3-22 (2) 固有値解析結果 (モード図) (標準部 (A-A 断面))



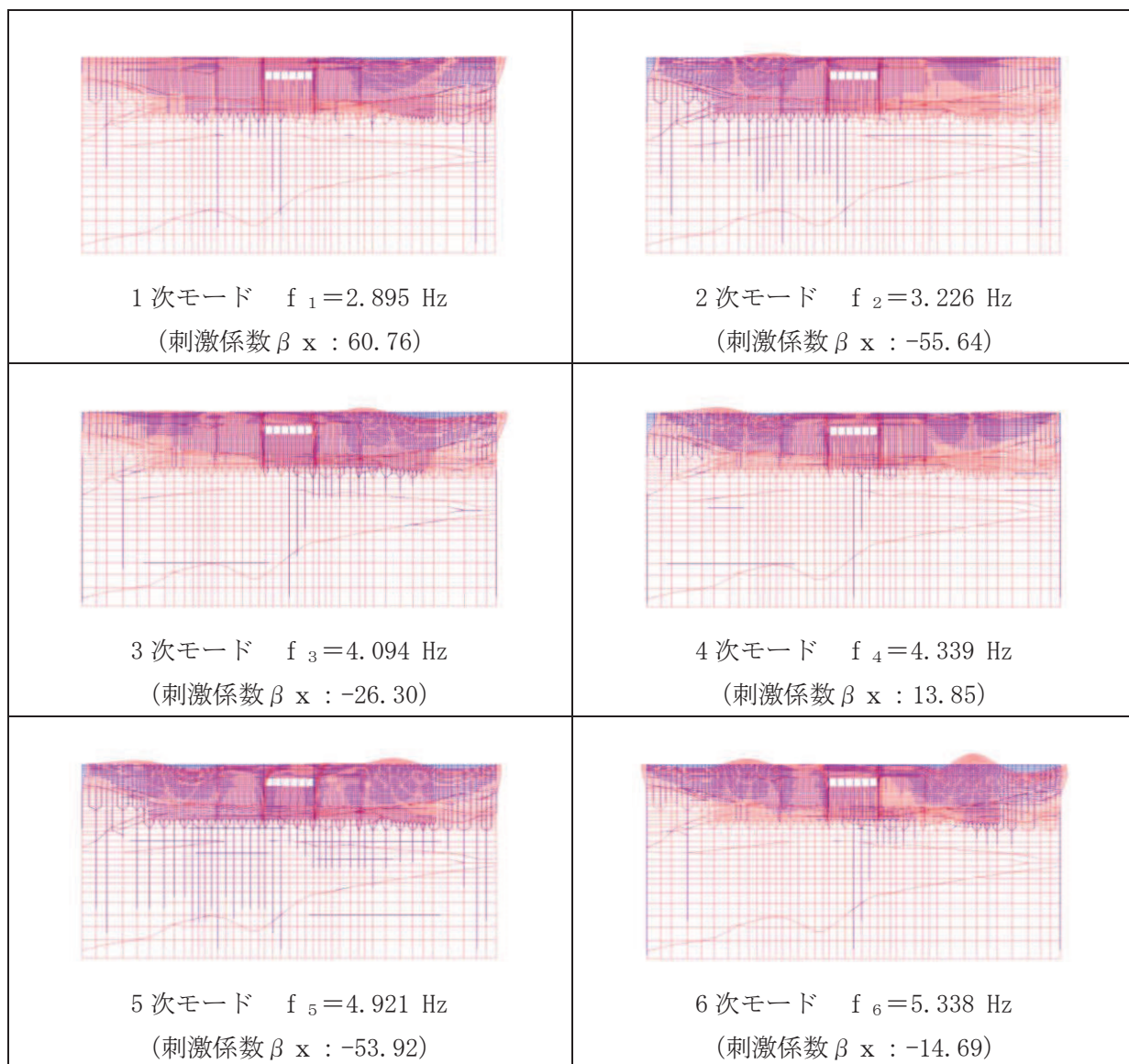


図 3-23 (1) 固有値解析結果 (モード図) (漸縮部 (B-B 断面))

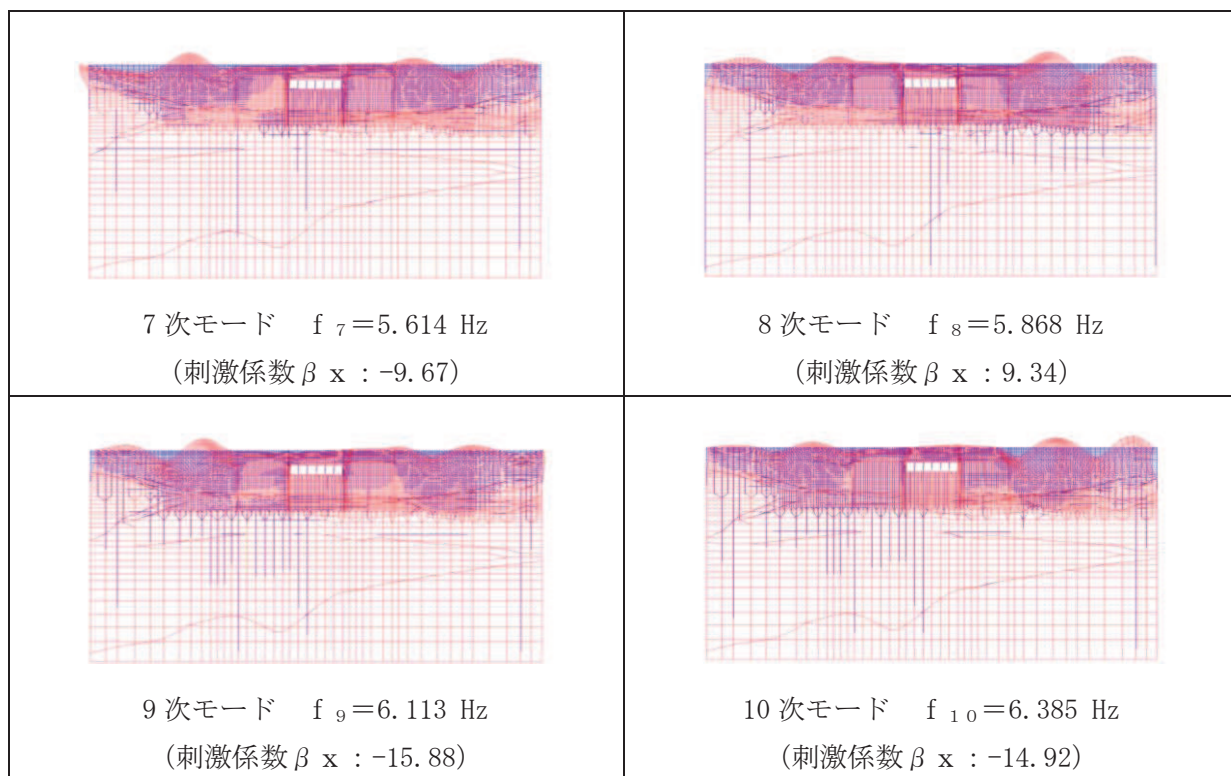


図 3-23 (2) 固有値解析結果 (モード図) (漸縮部 (B-B 断面))

表 3-7 Rayleigh 減衰における係数  $\alpha$ ,  $\beta$  の設定結果

地震時荷重算出断面	解析手法	$\alpha$	$\beta$
(A-A 断面, 南北) 標準部	全応力解析	$5.968 \times 10^{-1}$	$5.027 \times 10^{-4}$
	有効応力解析	0.00	$2.00 \times 10^{-3}$
(B-B 断面, 南北) 漸縮部	全応力解析	$5.458 \times 10^{-1}$	$5.497 \times 10^{-4}$
	有効応力解析	0.00	$2.00 \times 10^{-3}$
(東西) 縦断	有効応力解析	0.00	$2.00 \times 10^{-3}$

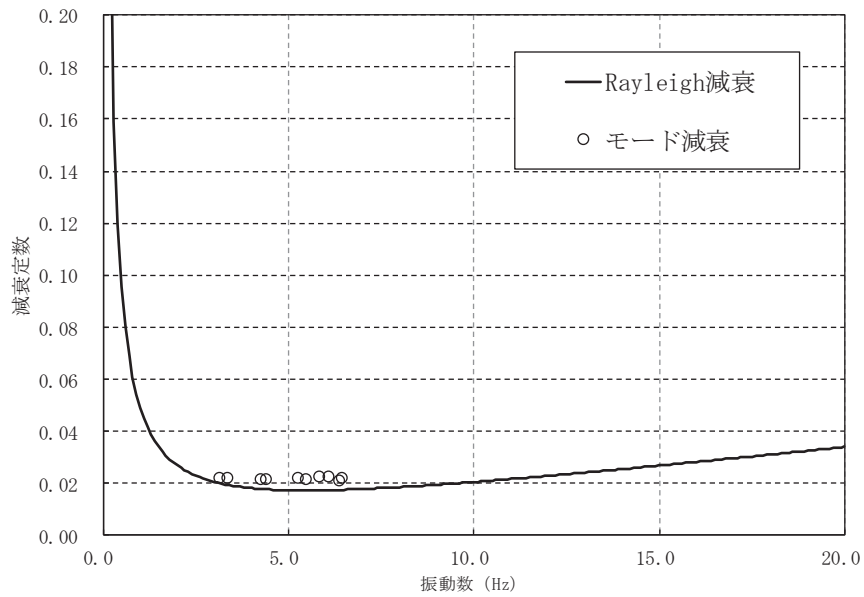


図 3-24 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面, 標準部)

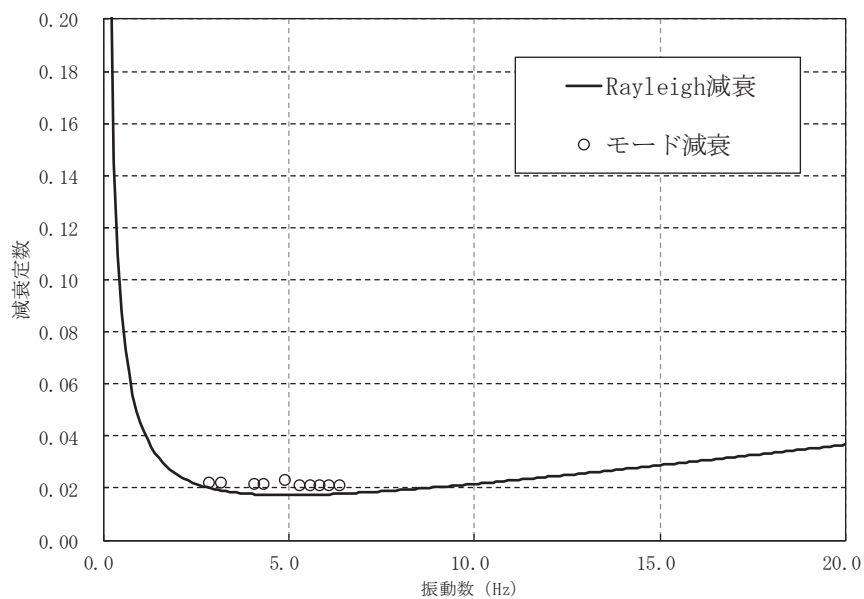


図 3-25 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面, 漸縮部)

### 3.4 荷重の組合せ

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

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

荷重の組合せを表 3-8 に示す。

表 3-8 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管荷重	— ・機器・配管はないことから、考慮しない。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・地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		○ ・躯体及び地表面に考慮する。
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 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。

### 3.4.1 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、「2.7 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。

なお、海側に設定している地下水の密度について、海水の密度は $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ であるが、地表面には余裕を見込んだ積載荷重 ( $4.9\text{kN}/\text{m}^2$ ) を考慮していることから、敷地全体で $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ として設定する。

外水圧図を図3-26～図3-28に示す。

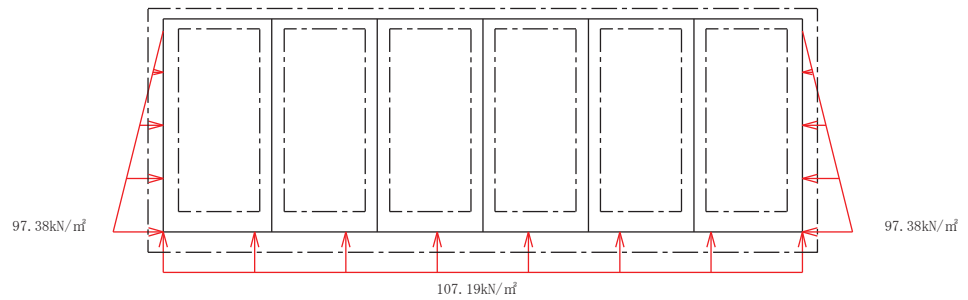


図3-26 外水圧図 (A-A断面, 標準部)

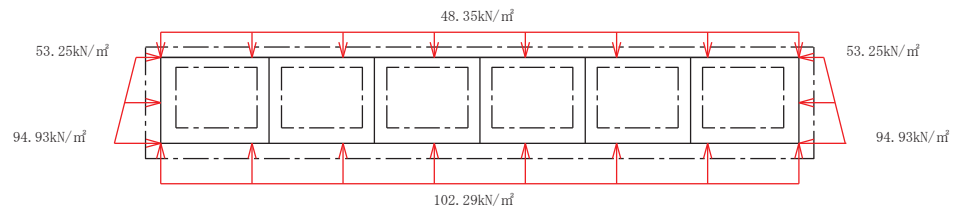


図3-27 外水圧図 (C-C断面, 漸縮部)

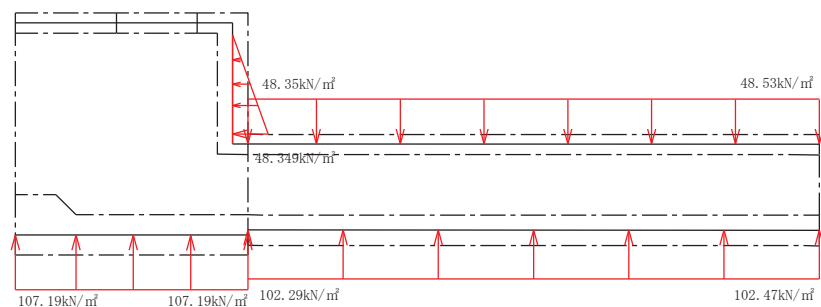


図3-28 外水圧図 (縦断)

### 3.4.2 内水圧

取水口、貯留堰の内部には、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、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

内水圧図を図3-29～図3-31に示す。

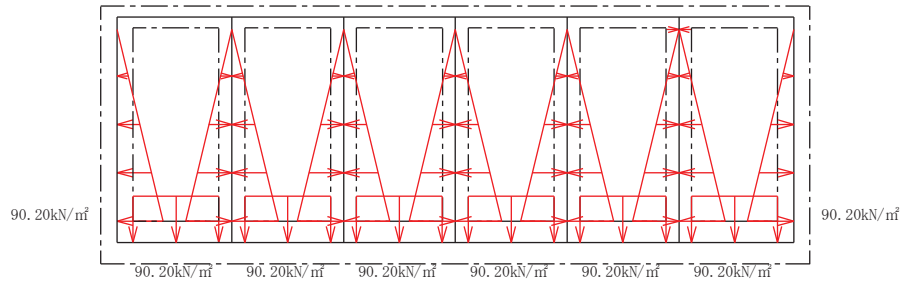


図3-29 内水圧図 (A-A断面, 標準部)

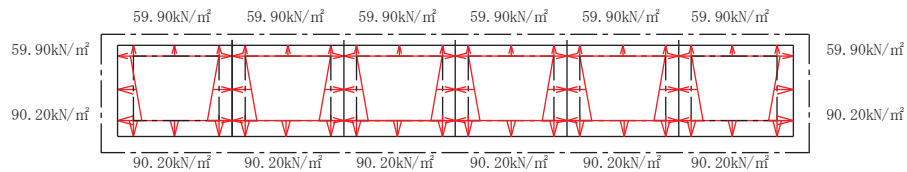


図3-30 内水圧図 (C-C断面, 漸縮部)

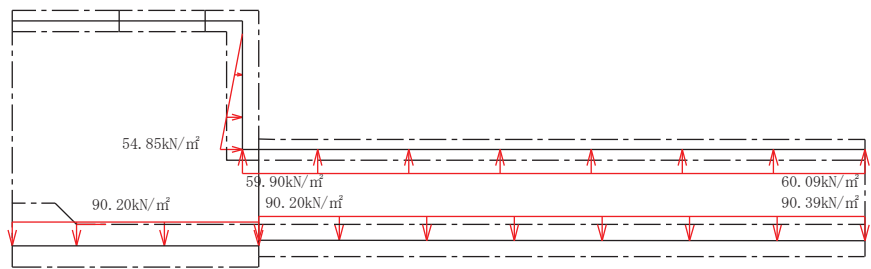


図3-31 内水圧図 (縦断)

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。

### 3.4.3 積載荷重

取水口、貯留堰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地表面に  $4.9\text{kN/m}^2$  を考慮する。

なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である  $43\text{cm}$  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  $1\text{cm}$  ごとに  $20\text{N/m}^2$  の積雪荷重が作用することを考慮し、 $0.301\text{kN/m}^2$  とする。

地表面への積載荷重は、単位奥行き ( $1\text{m}$ ) あたりの付加質量として考慮する。

### 3.4.4 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 3-32 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

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量

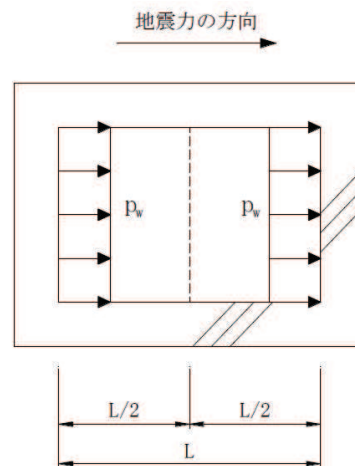


図 3-32 水平方向の動水圧分布図（自由水面なし）



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 3-33 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

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量

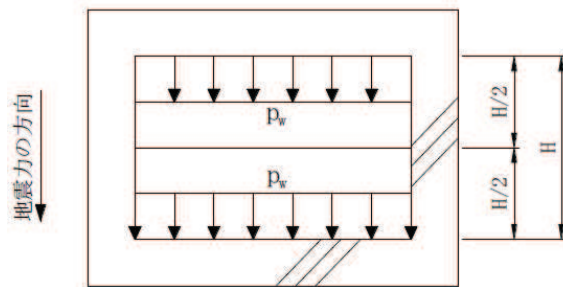


図 3-33 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面なし）

(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 3-34 に示す。

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

$p_w$  : 動水圧

$c$  : 補正係数

$L/h < 1.5$  の場合，  $c = L / (1.5h)$

$L/h \geq 1.5$  の場合，  $c = 1.0$

$L$  : 水路幅

$h$  : 水深

$\gamma_w$  : 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

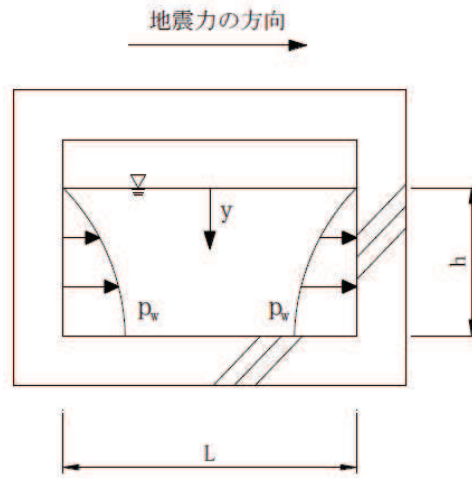


図 3-34 水平方向の動水圧分布図（自由水面あり）

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 3-35 に示す。

$$p_w = k_v \times \gamma_w \times h$$

$p_w$  : 動水圧

$k_v$  : 鉛直震度

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量

$h$  : 水深

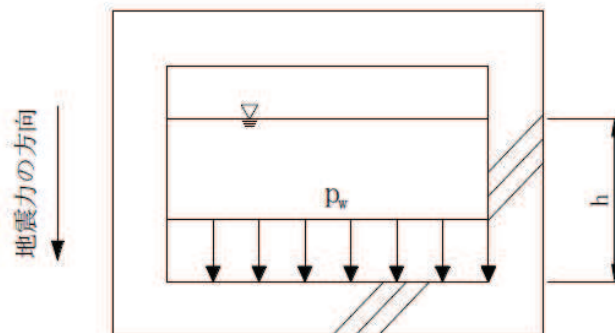


図 3-35 鉛直方向の動水圧分布図（自由水面あり）

### 3.5 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

取水口、貯留堰は、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に伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、D級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表3-11に示すケース①、⑥）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差( $\sigma$ )のケース（表3-11に示すケース②、③、⑦、⑧）について確認を行う。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-600-1 地盤の支持性能について」に示す。

#### (2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表3-11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。

取水口、貯留堰における実強度は、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。取水口、貯留堰の実強度およびヤング係数を表3-9及び表3-10に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表3-11に示す。

表 3-9 取水口，貯留堰の実強度およびヤング係数

実強度*	ヤング係数
38.5N/mm <sup>2</sup>	30.6kN/mm <sup>2</sup>

注記\*：取水口，貯留堰のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-10 に示す。

表 3-10 取水口，貯留堰のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm <sup>2</sup> )		ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	53.2	34.2	33.6	29.3
隔壁	2018	6	42.2	33.6	31.4	29.1

注記\*：採取位置は図 3-36 に示す。

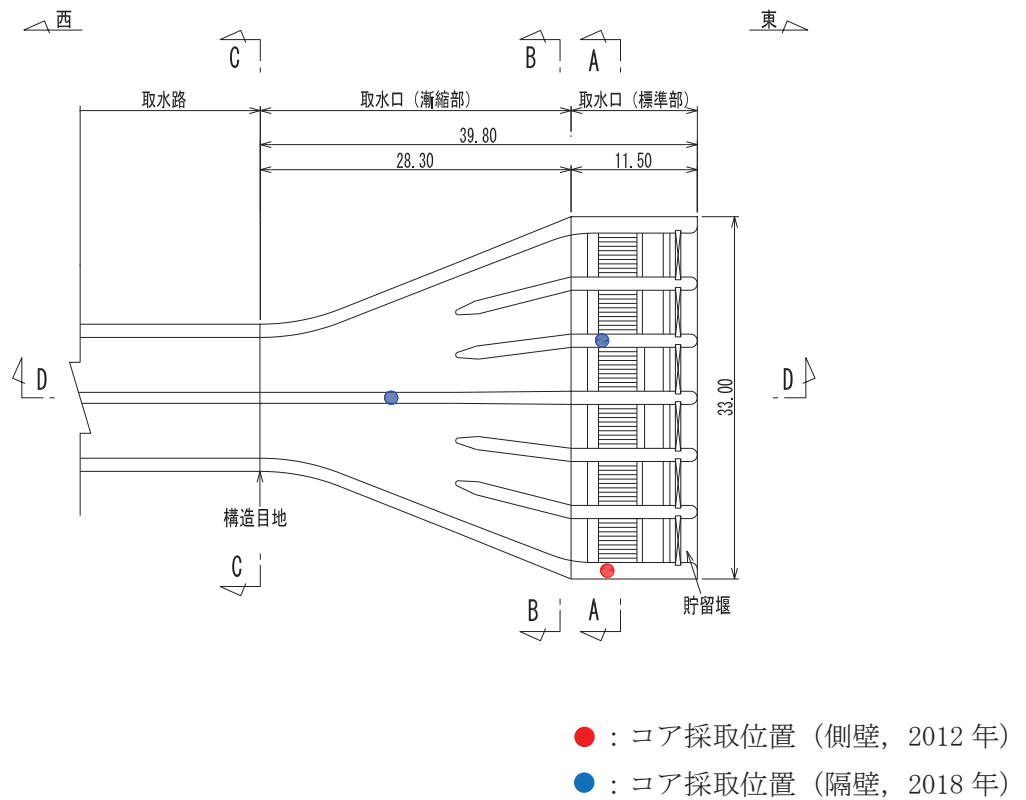


図 3-36 コア採取位置図

表 3-11(1) 耐震評価における解析ケース（南北方向における A-A 断面及び C-C 断面）

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, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係 数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 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 $\sigma$	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース④	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* <sup>1</sup>	平均値	平均値
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース⑨* <sup>2</sup>	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* <sup>1</sup>	平均値	平均値

注記\*1: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-10 に示すとおりとする。

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

表 3-11(2) 耐震評価における解析ケース（東西方向における D-D 断面）

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, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 ( $G_0$ : 初期せん断弾性係 数)	C <sub>L</sub> 級岩盤, C <sub>M</sub> 級岩盤, C <sub>H</sub> 級岩盤, B級岩盤 ( $G_d$ : 動せん断弾性係数)
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 $\sigma$	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 $\sigma$	平均値
ケース⑨	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記\*: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-10 に示すとおりとする。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

取水口，貯留堰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 を超えるすべての照査項目に対して，最も厳しい地震動\*を用いて，図 3-37 に示すケース②及び③を，有効応力解析の場合は図 3-37 に示すケース⑦，⑧を実施する。また，上記のケース①，⑥において，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値を比較し，最大照査値を示す解析手法において，実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。なお，ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は，両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース（ケース④及びケース⑨）を実施する。

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

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表 3-12 に示す。また，追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図 3-38 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，取水口，貯留堰のような，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（通水機能，貯水機能，支持機能）により許容限界は異なるが，各照査項目に対する許容限界のうち，余裕が最も小さくなる地震動を選定する。

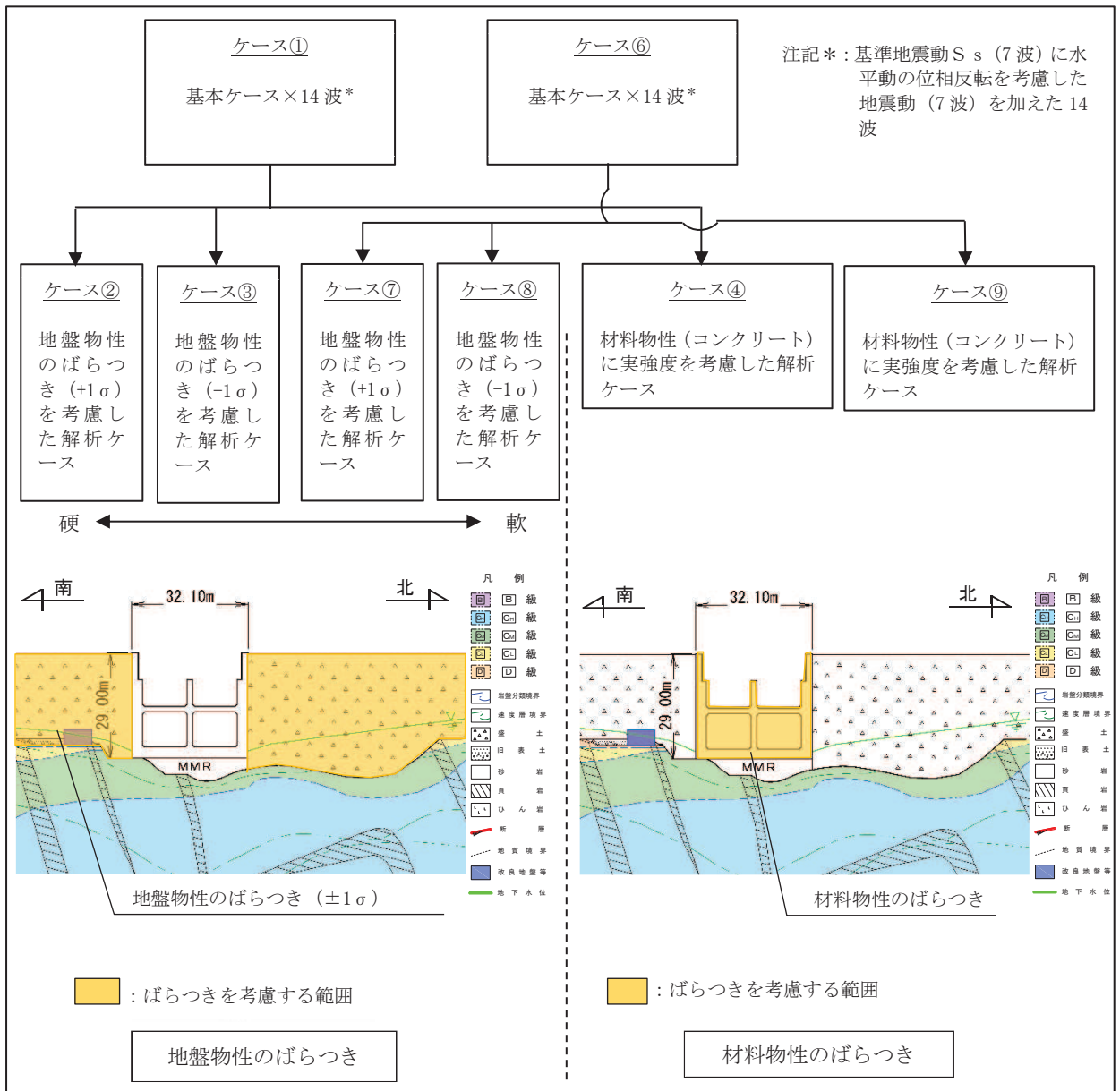


図 3-37 屋外重要土木構造物等の耐震評価における解析ケース

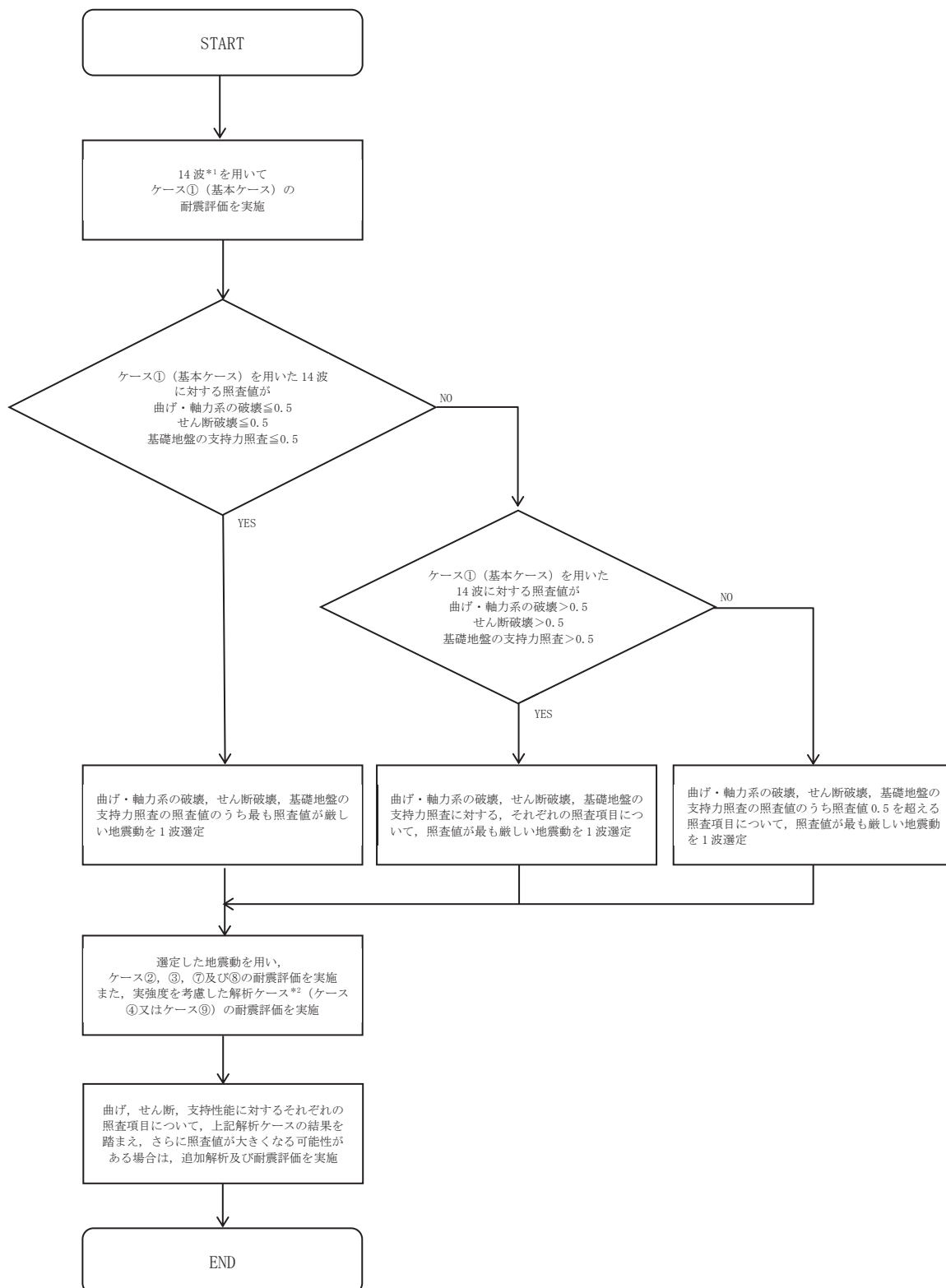
表 3-12 取水口、貯留堰の耐震安全性評価における解析ケース

解析ケース		全応力解析				有効応力解析			
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	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	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S s (7波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析及び有効応力解析を実施し、照査を行ったケース①及びケース⑥の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②, ③, ⑦及び⑧を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②, ③, ⑦及び⑧を実施する。</p> <p>なお、ケース①とケース⑥の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は、両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース (ケース④及び⑨) を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	○	左記の【追加解析ケースについて】による			
		-+*1	○		○				
	S s - D 2	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - D 3	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 1	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 2	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - F 3	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				
	S s - N 1	++*1	○		○				
		-+*1	○		○				

注記\*1: 耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

\*2: 既設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。





注記\*1：基準地震動 S s 波（7 波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた 14 波

\*2：「3.5(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ」に基づき、実強度を考慮した解析ケースの耐震評価を実施する。

図 3-38 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

取水口、貯留堰は、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、取水口、貯留堰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、従方向荷重を作用させる。

水平 2 方向載荷の耐震評価について、評価用地震動及び時刻は、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 - N 1 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 - N 1 が選定された場合は、2 番目に照査値が厳しい地震動においても水平 2 方向評価を実施する。

なお、「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、弱軸方向（南北）に対する地震応答解析は全応力解析及び有効応力解析を実施することから、得られた照査値を比較し、より厳しい解析手法を選定し、強軸方向の地震時荷重と組み合わせる。表 3-13 に解析手法及び解析ケースと弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せの関係を示す。

表 3-13 弱軸方向と強軸方向の地震時荷重の組合せ

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

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

#### 4. 三次元構造解析

##### 4.1 解析手法

取水口、貯留堰は、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。

取水口、貯留堰に要求される機能は、常設耐震重要重大事項防止設備及び常設重大事故緩和設備である貯留堰を支持する機能（間接支持機能）、非常時における海水の貯水機能が要求される。また、貯留堰に要求される機能は、非常時における海水の貯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。

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

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

構造物は、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮した非線形ソリッド要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、図4-1に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

モデル概念図を図4-2に、各部材の要素座標系を図4-3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、標準部頂版の開口をモデル化する。

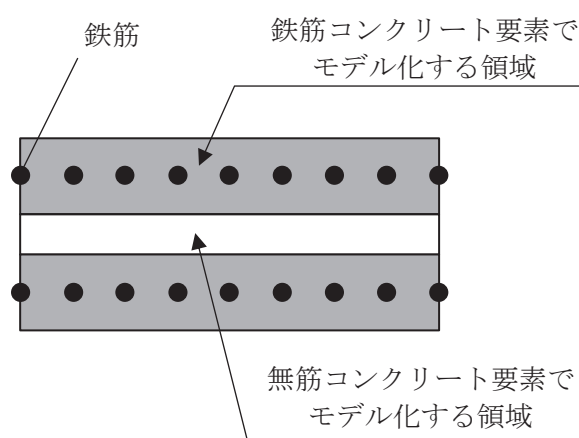
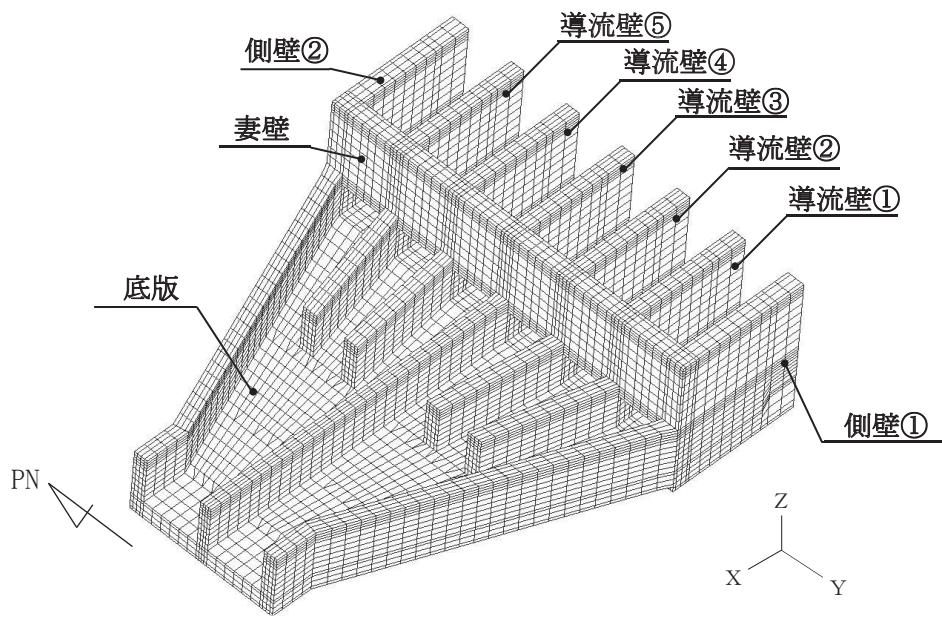
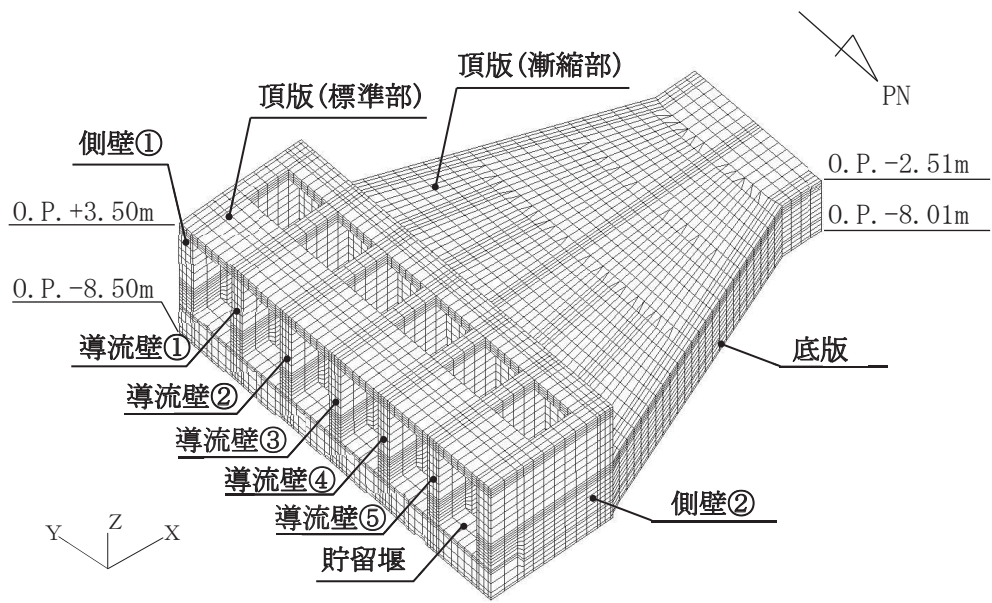


図4-1 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要



注：頂板非表示としている。

図 4-2 三次元構造解析モデルの概念図

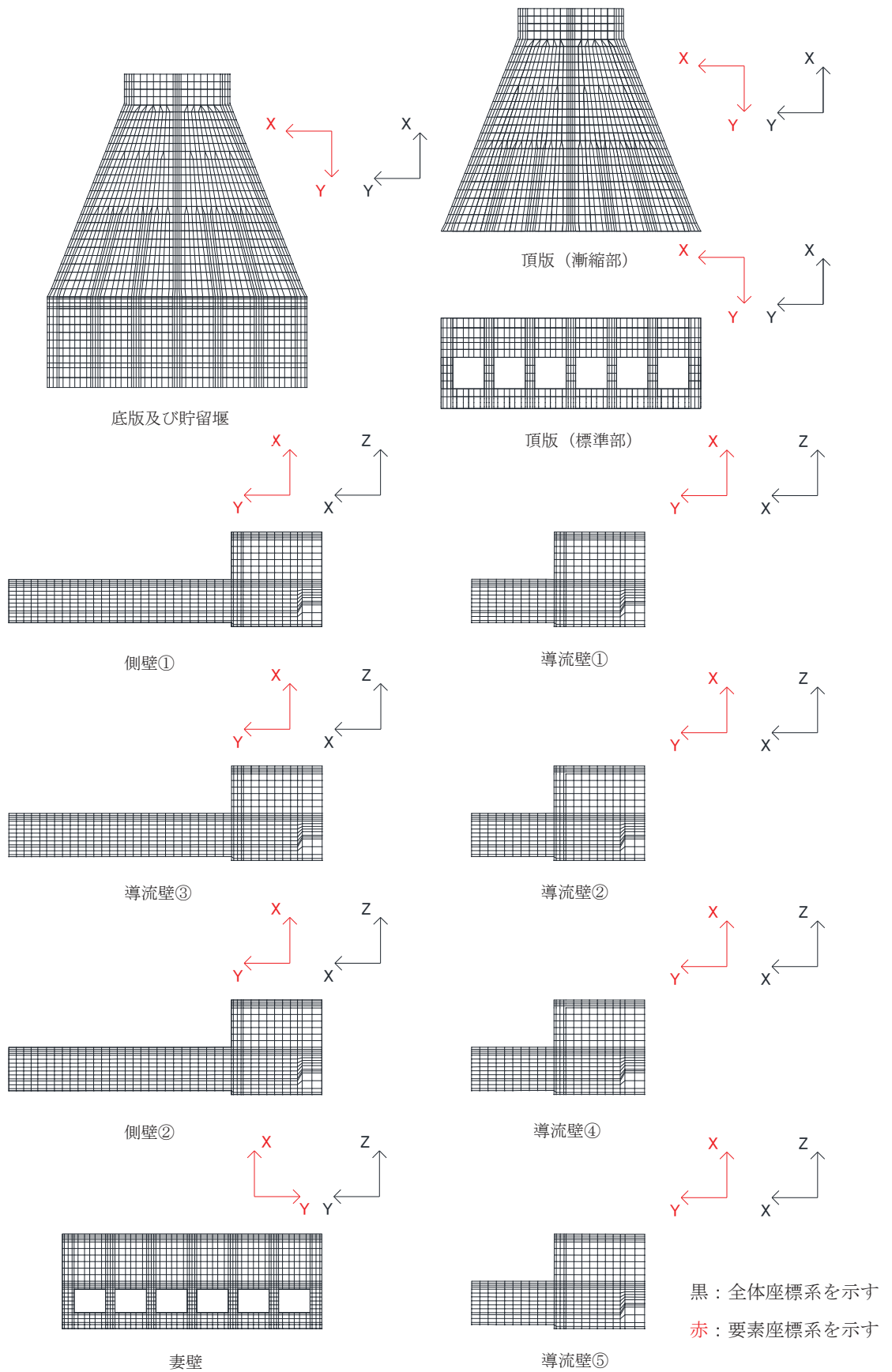


図 4-3 各部材の要素座標系

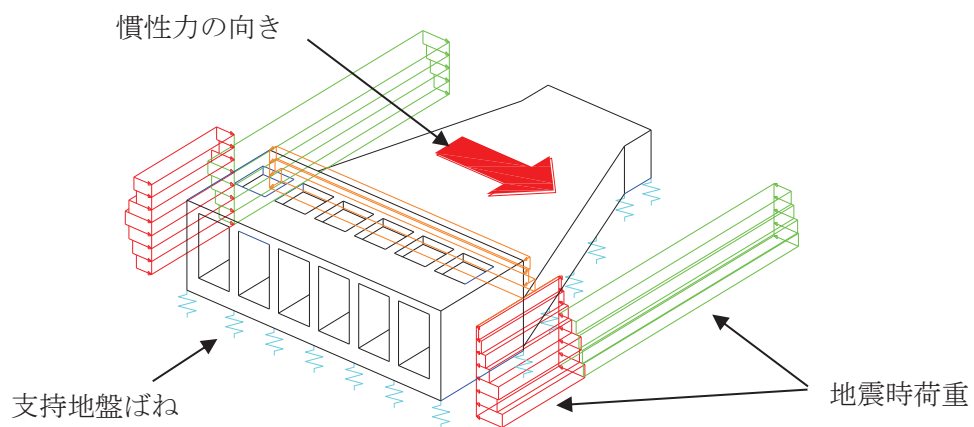
#### 4.2.2 地盤ばね要素

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。

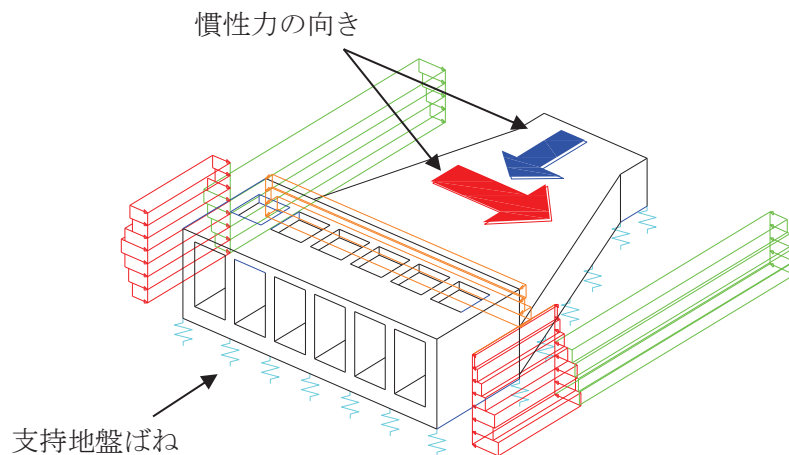
地震時解析においては，支持地盤は，地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し，原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）に基づき，「田治見の振動アドミッタンス理論」を用いて設定する。

地盤ばねの設定イメージを図4-4に示す。

1方向載荷時と2方向載荷時の，地盤ばねの設定方法は同様である。



(水平1方向及び鉛直方向載荷)



(2方向及び鉛直方向載荷)

図4-4 地盤ばねの設定イメージ図



(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、O.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/m<sup>3</sup>)

$k_{v0}$  : 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/m<sup>3</sup>)

$B_v$  : 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 (m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 表4-aに示す地盤反力係数の推定に用いる係数

$E_0$  : 地盤の変形係数で、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）に基づき、地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) 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) (O.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/m<sup>2</sup>)

$\theta$  : 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/m<sup>3</sup>)

$\lambda$  : 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/m<sup>3</sup>)

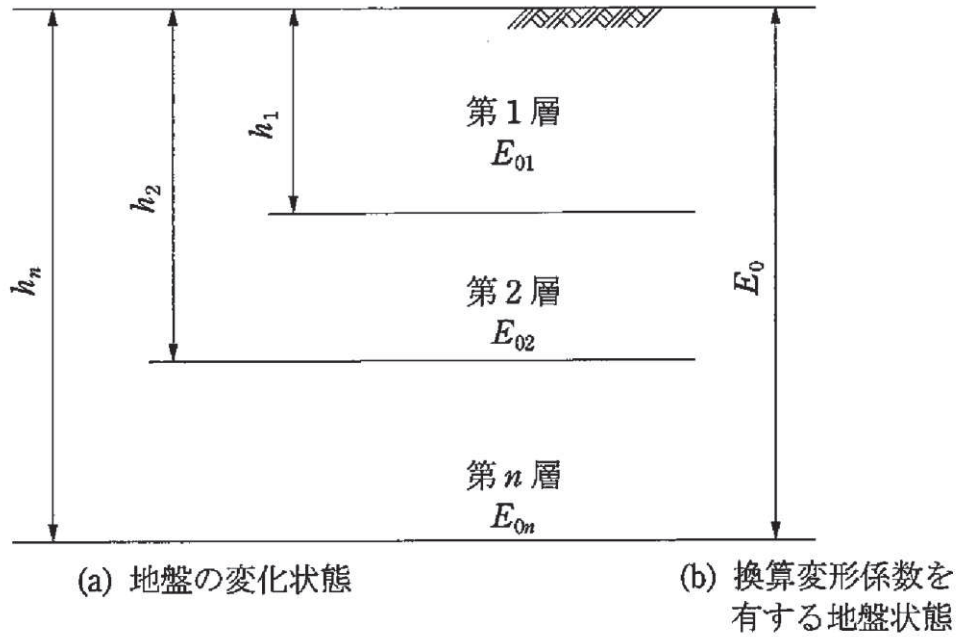


図 4-a(1) 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

表 4-a 変形係数  $E_0$  と  $\alpha$  (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)

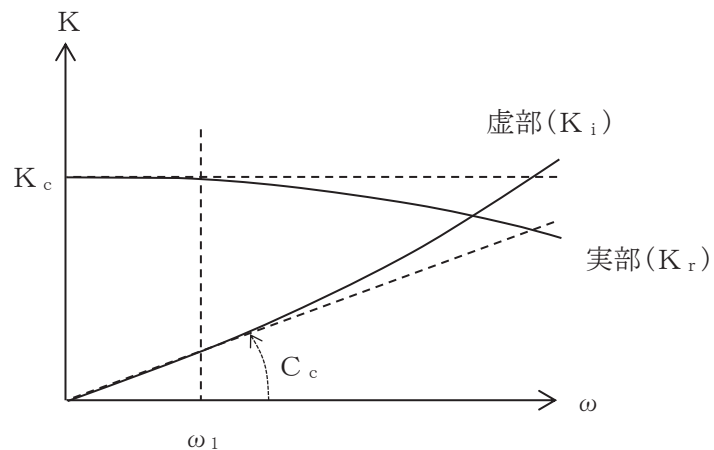
変形係数 $E_0$ の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha$	
	常時, 暴風時	地震時
直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800N$ で推定した変形係数	1	2

(2) 地震時

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

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

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



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

図 4-a(2) 地盤ばねの定数化の概要

### 4.2.3 材料の非線形特性

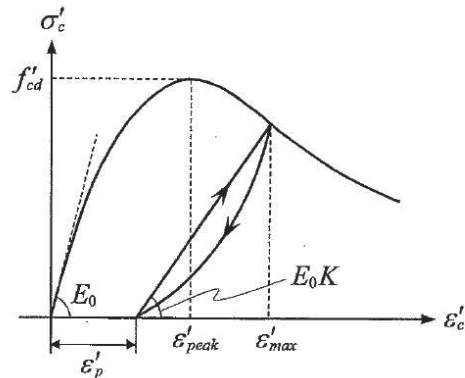
#### (1) コンクリート

##### a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-5に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

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

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図4-6に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



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

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

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

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

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

ここに、

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

$\varepsilon'_{max}$  : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

$\varepsilon'_p$  : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図4-5 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)

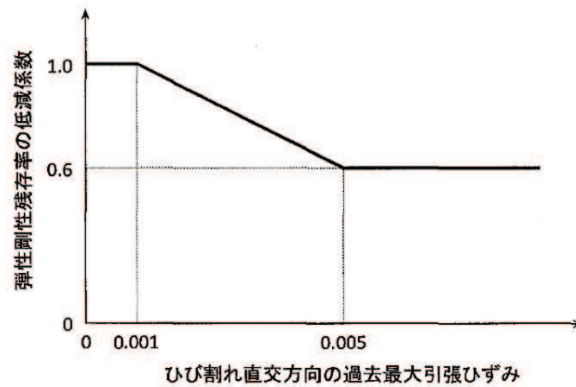
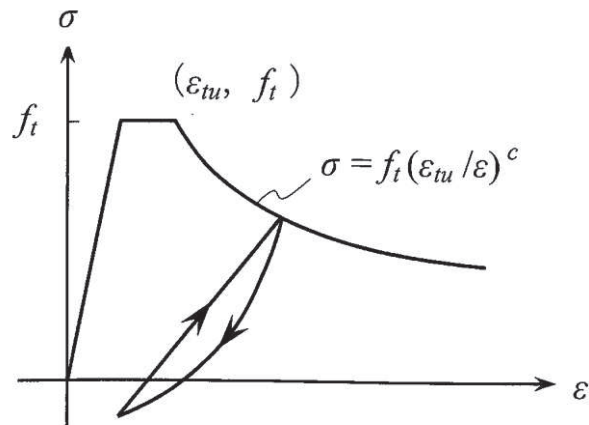


図 4-6 弾性剛性残存率の低減係数  
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

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 4-7 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 4-8 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  $G_f/L$ 。(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  
 $\epsilon_{tu}$  : 引張軟化開始ひずみ  
 $c$  : 引張軟化特性を表す係数

図 4-7 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)

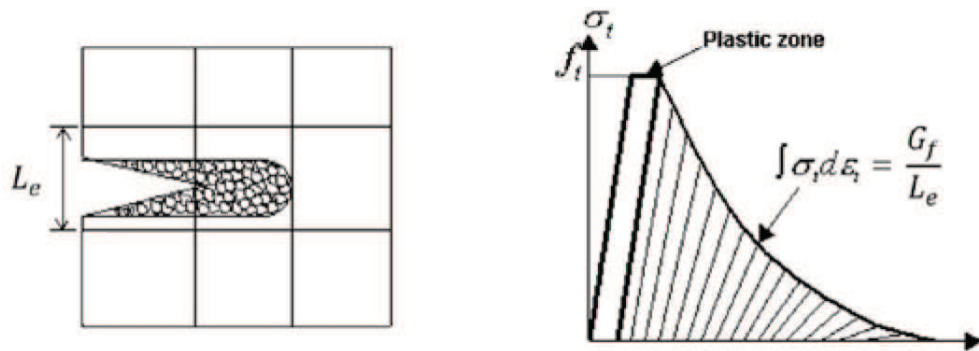
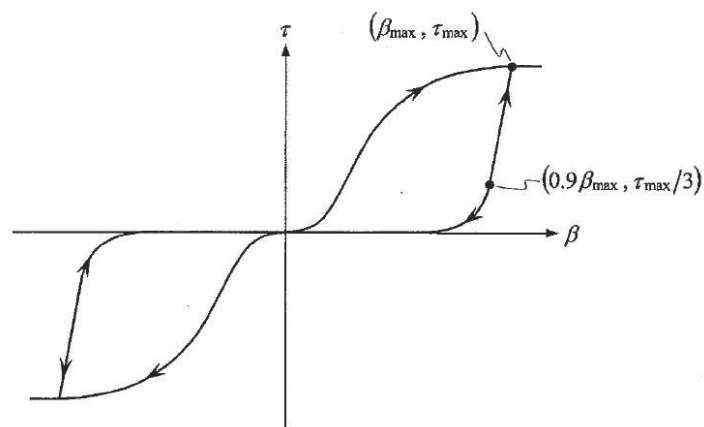


図 4-8 応力—ひずみ曲線と破壊エネルギー  $G_f$  の関係

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 4-9 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\varepsilon$  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。



$\beta$  : ひび割れ面におけるせん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\varepsilon$  の比 ( $\gamma / \varepsilon$ )

$\tau$  : ひび割れ面でのせん断応力

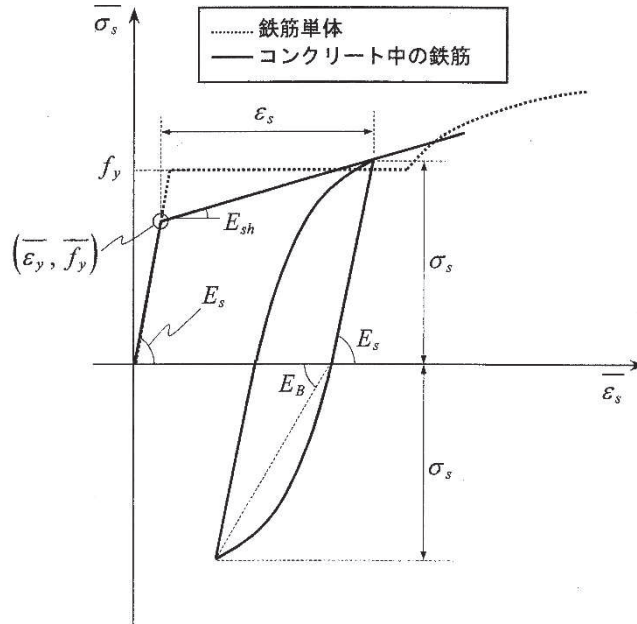
$\tau_{max}$  : 除荷開始時せん断応力

$\beta_{max}$  : 除荷開始時せん断ひずみ  $\gamma$  とひび割れ開口ひずみ  $\varepsilon$  の比

図 4-9 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)

(2) 鉄筋

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力-ひずみ関係と異なり、図4-10に示すひずみ硬化特性を考慮する。



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

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

図4-10 ひずみ硬化域を簡略化した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係  
 (コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会, 2012年制定) より引用)

### (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



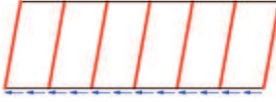
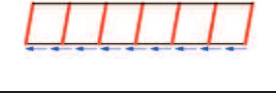

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から複数選定する。表 4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

各エリアにおける荷重抽出時刻の組み合わせについて、同時刻の荷重を用いて、構造部材の健全性評価を行う。なお、各エリアの選定時刻の差がほぼ同時刻（前後 0.1 秒以内）の場合については、各エリアで選定された時刻の荷重分布を確認し、分布形状が大きく変わらないことを確認した上で、各エリアの荷重を組み合わせることにより、各時刻に対する個別評価を代表させることとする。荷重抽出時刻の組み合わせ方を、標準部の曲げ・軸力系の破壊に対する荷重抽出時刻を例に図 4-11 に示す。

標準部の時刻  $t_1$  及び漸縮部の時刻  $t_2$  の差が前後 0.1 秒以内である場合は、標準部には  $t_1$  の荷重を、漸縮部には  $t_2$  の荷重をそれぞれ載荷させ評価を行う。



表 4-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力 系の破壊	壁 (面外)		標準部における頂底板間の層間変位が 最大となる時刻
時刻 2		壁 (面外)		漸縮部における頂底板間の層間変位が 最大となる時刻
時刻 3	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		標準部の総水平荷重が 最大となる時刻
時刻 4		壁 (面外)		漸縮部の総水平荷重が 最大となる時刻
時刻 5	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		妻壁の層間変位が 最大となる時刻

各エリアの荷重抽出時刻

着目部位	荷重抽出時刻	
	標準部	漸縮部
各部における頂底板間の層間変位が最大となる時刻	$t_1^{*1}$	$t_2^{*2}$

注記\*1：標準部の地震応答解析結果により選定された時刻  
\*2：漸縮部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。

着目部位	照査時刻*1	
	標準部	漸縮部
各部における頂底板間の層間変位が最大となる時刻	$t_1$	$t_{1-2}^{*2}$
	$t_{2-1}^{*3}$	$t_2$

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

図 4-11 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 4-2 に，各入力荷重の算定フローを図 4-12 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 4-13 に示す。常時荷重は，表 3-8 に示す荷重を考慮する。

表4-2 入力荷重一覧

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

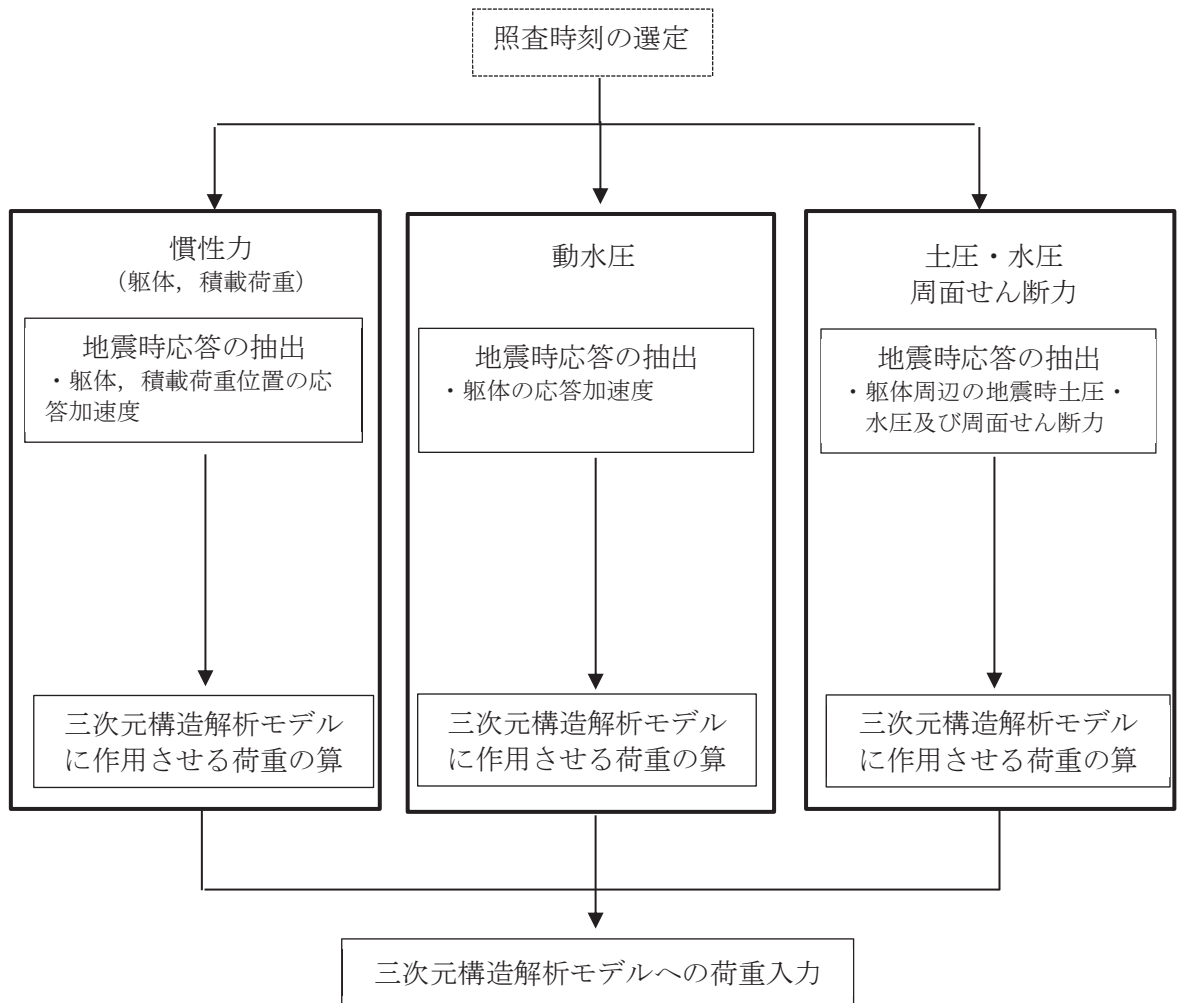


図4-12 各入力荷重の算定フロー

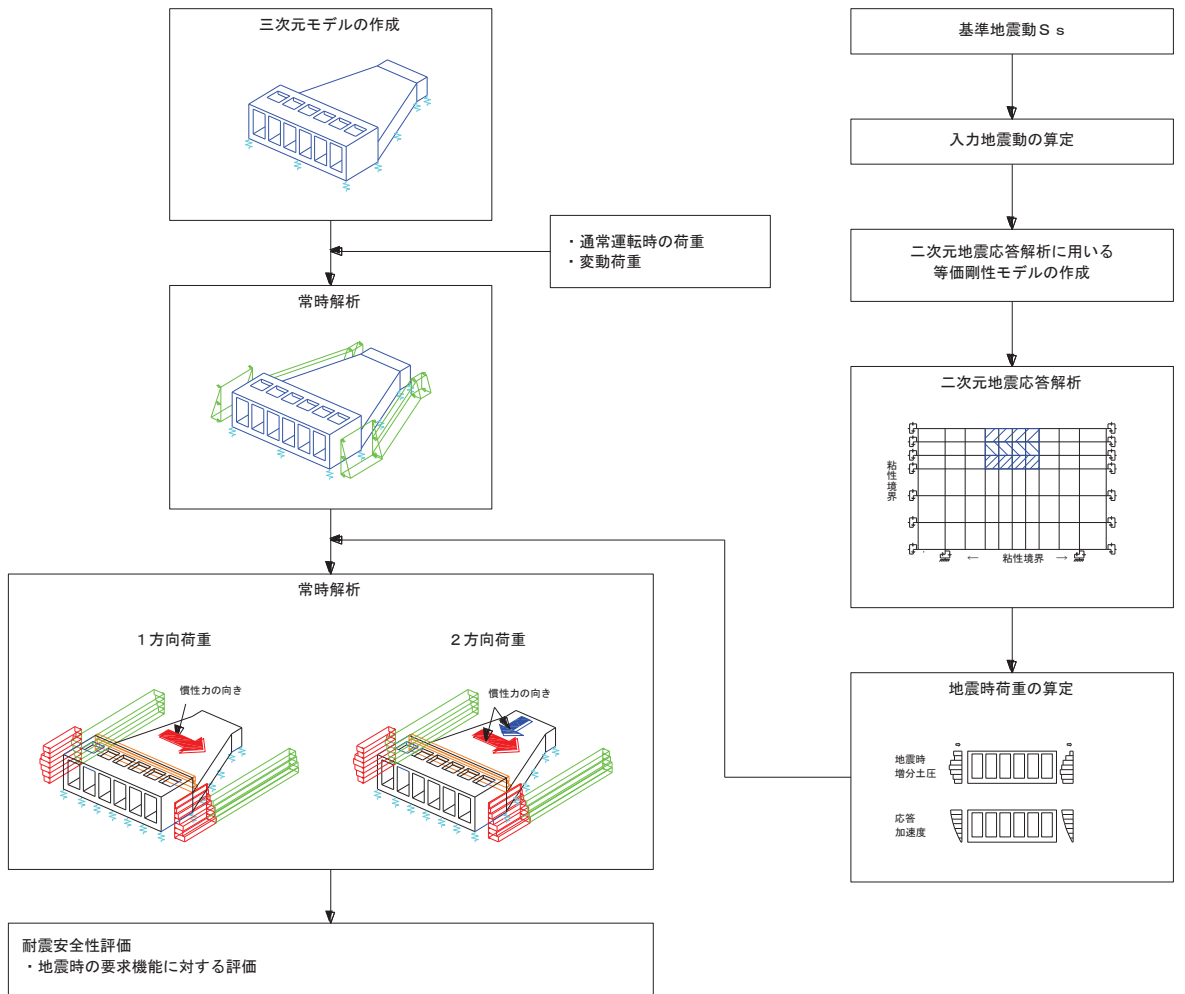


図 4-13 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

#### 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応力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4-14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。

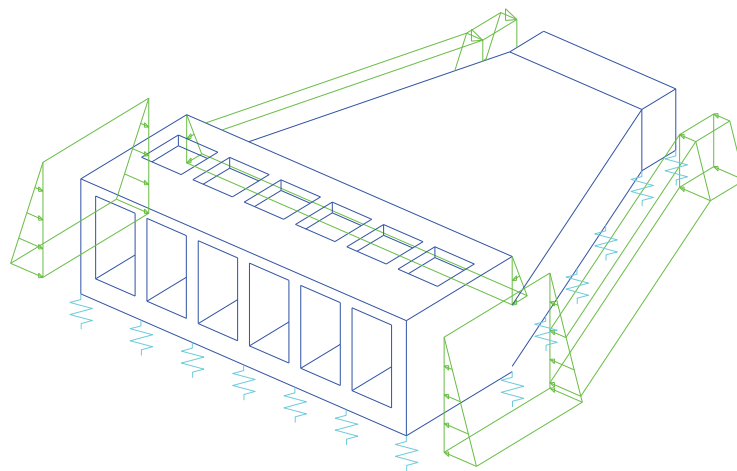


図4-14 静止土圧及び外水圧の载荷概念図

(3) 積載荷重

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

(4) 内水圧

取水口、貯留堰の内部には、朔望平均満潮位 (O. P. +2.43m<sup>\*</sup>) 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、 $1.03\text{kg/cm}^3$  を考慮する。内水圧の概念図を図 4-15 及び図 4-16 に示す。

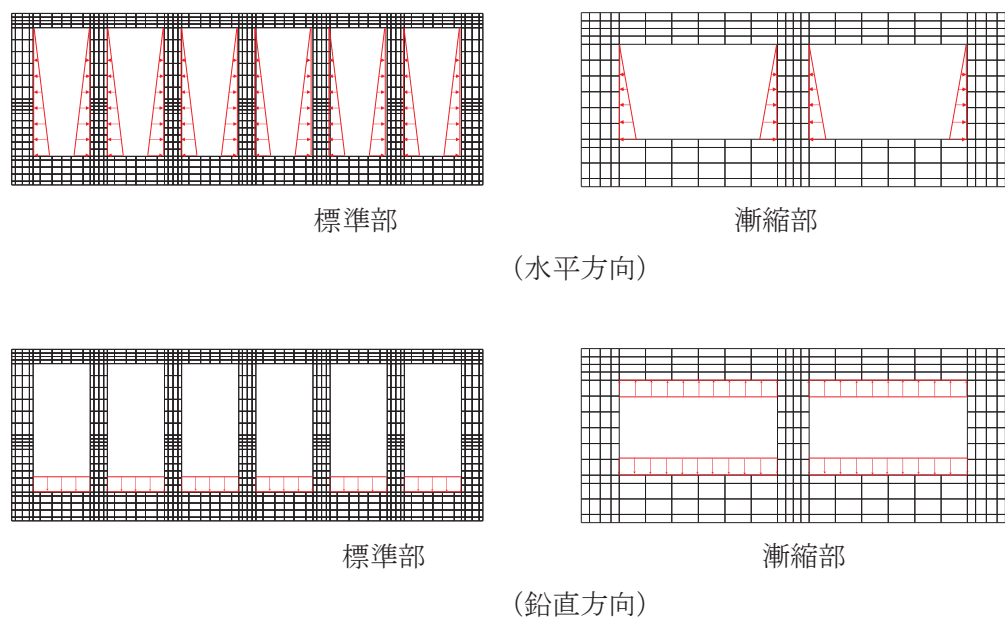


図 4-15 内水圧の概念図 (南北方向)

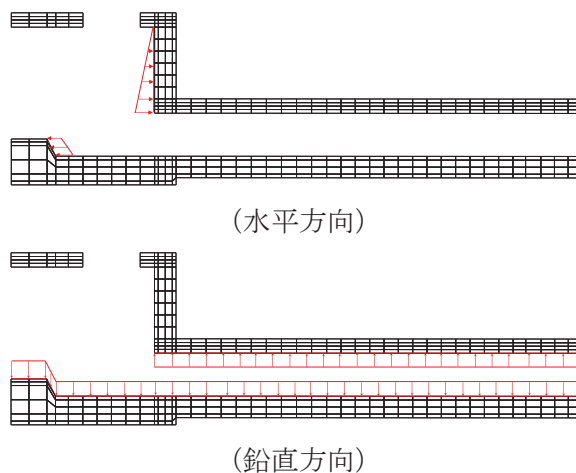


図 4-16 内水圧の概念図 (東西方向)

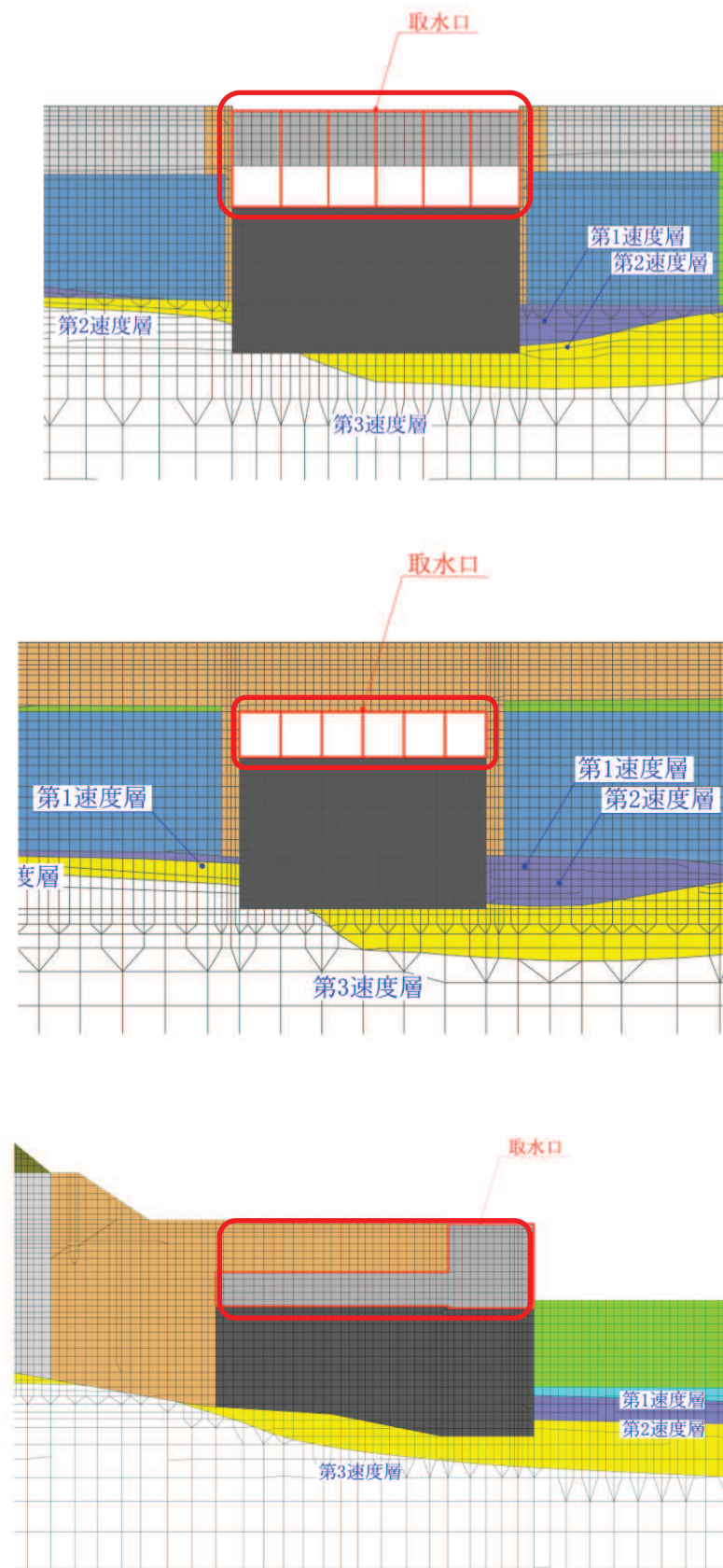
注記\* : 東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を、敷地高さ (O. P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1.43m から O. P. +2.43m とすることにより考慮する。

#### 4.4.2 慣性力

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4-17に示す。

水平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の位置に当たる全節点とする。

算定した慣性力は、図4-18に示すとおり、取水口、貯留堰の三次元構造解析モデルに入力する。



: 抽出位置

図 4-17 応答加速度の抽出位置



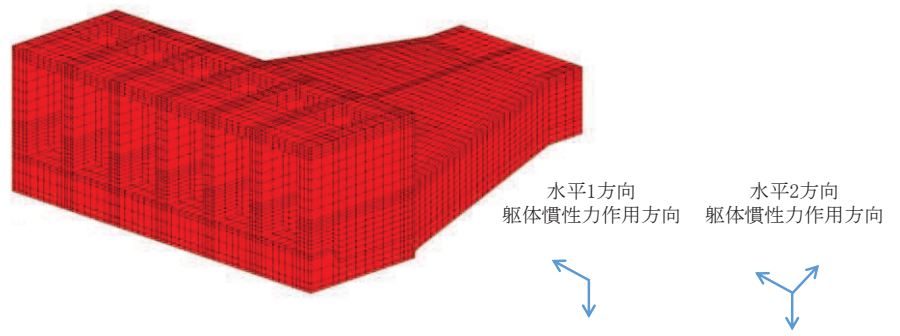


図 4-18 三次元構造解析モデルに入力する慣性力（躯体）の概念図

#### 4.4.3 動水圧

動水圧については、「3.4.4 動水圧」の考え方に基づき、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4-19及び図4-20の概略図に示すとおり、取水口、貯留堰の三次元構造解析モデルに入力する。

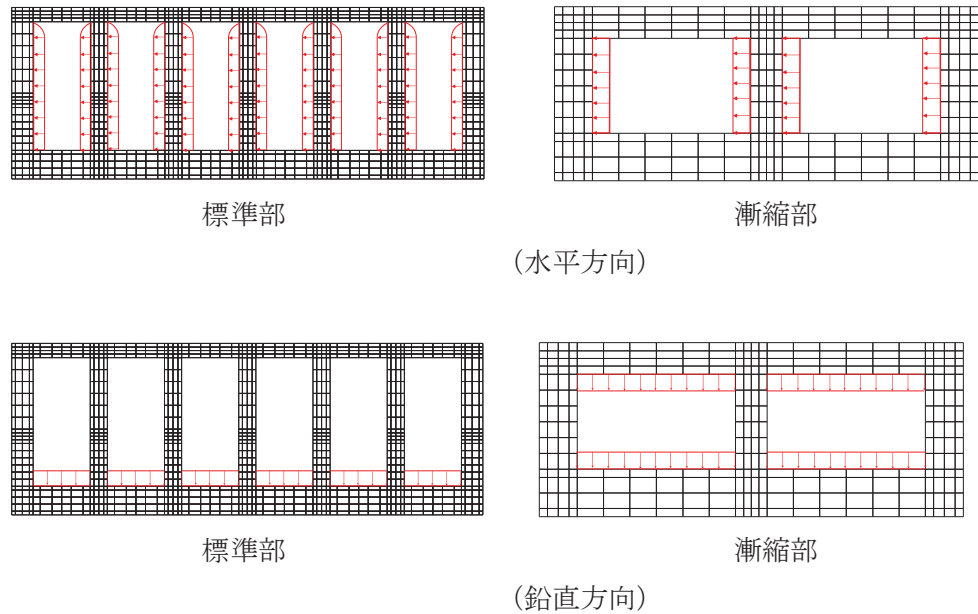


図4-19 動水圧の概念図（南北方向）

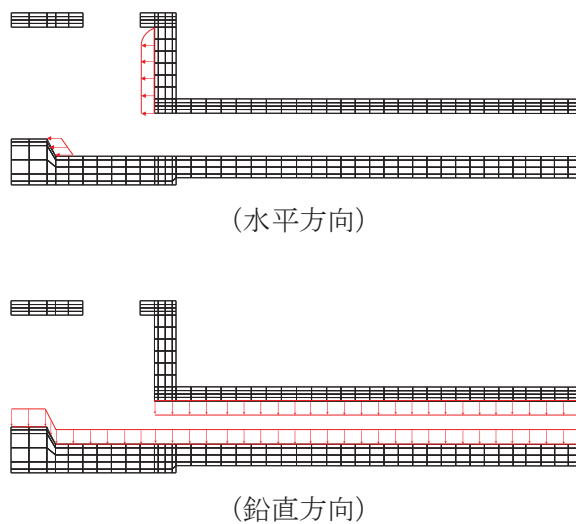
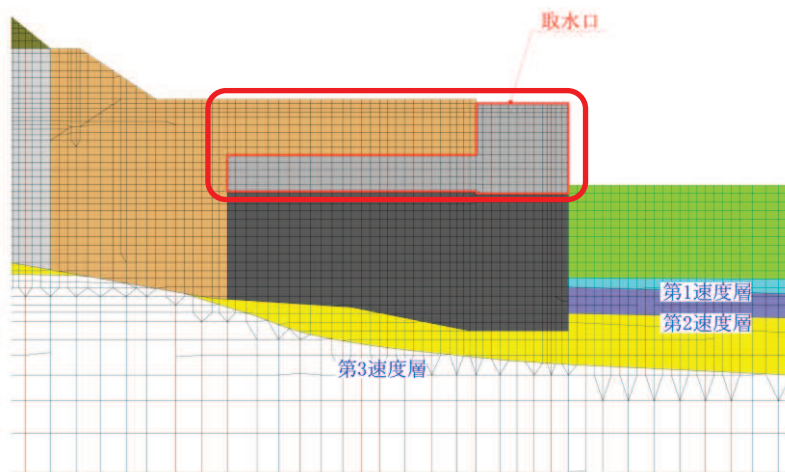
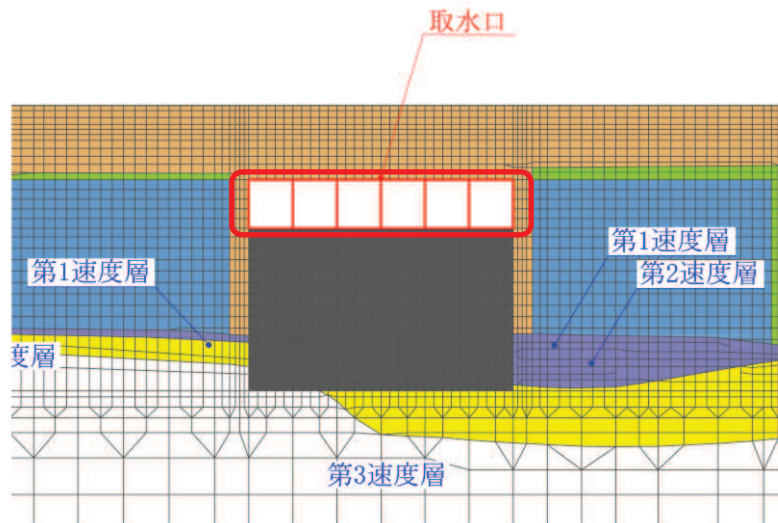
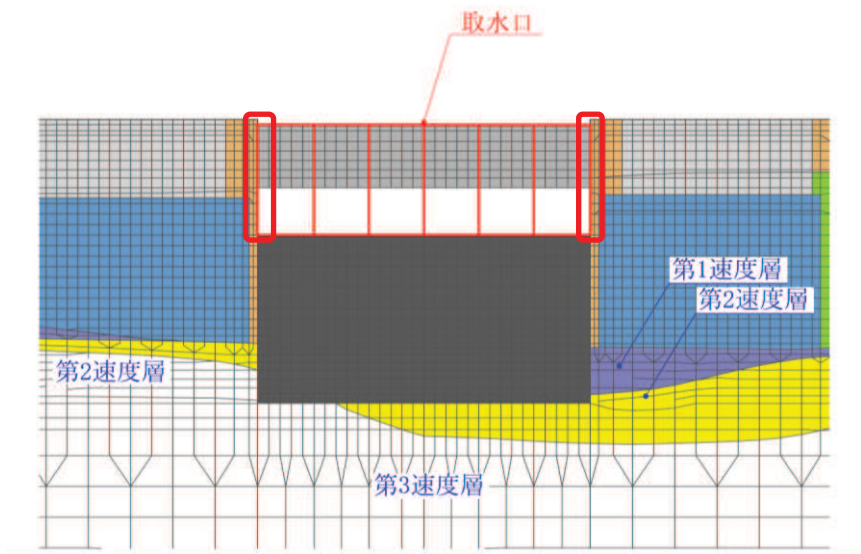


図4-20 動水圧の概念図（東西方向）

#### 4.4.4 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4-21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4-22に示すとおり、取水口、貯留堰の三次元構造解析モデルに入力する。



□ : 抽出位置

図 4-21 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の抽出位置

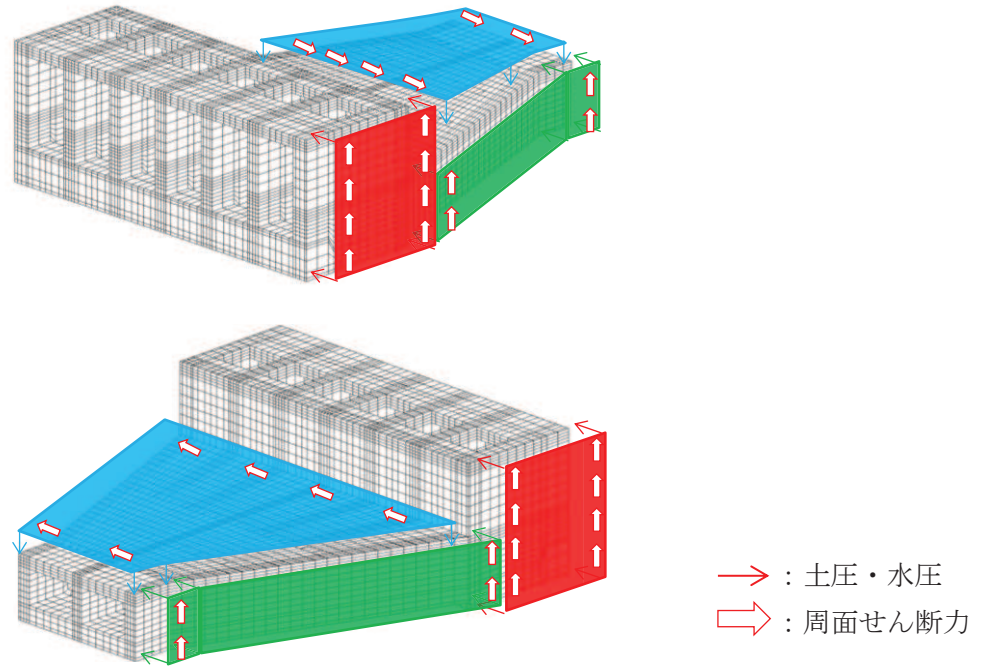


図 4-22 地震時土圧・水圧及び周面せん断力の概念図

## 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  $S_s$  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5-4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5-5～図5-15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 計算法プログラム（解析コード）の概要」に示す。

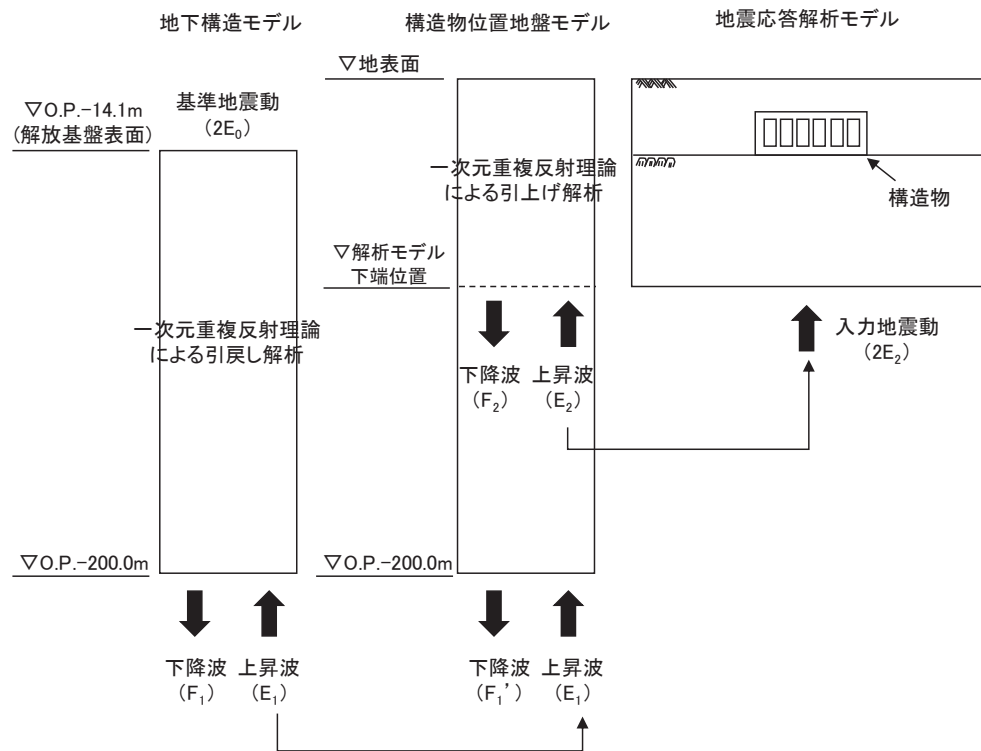
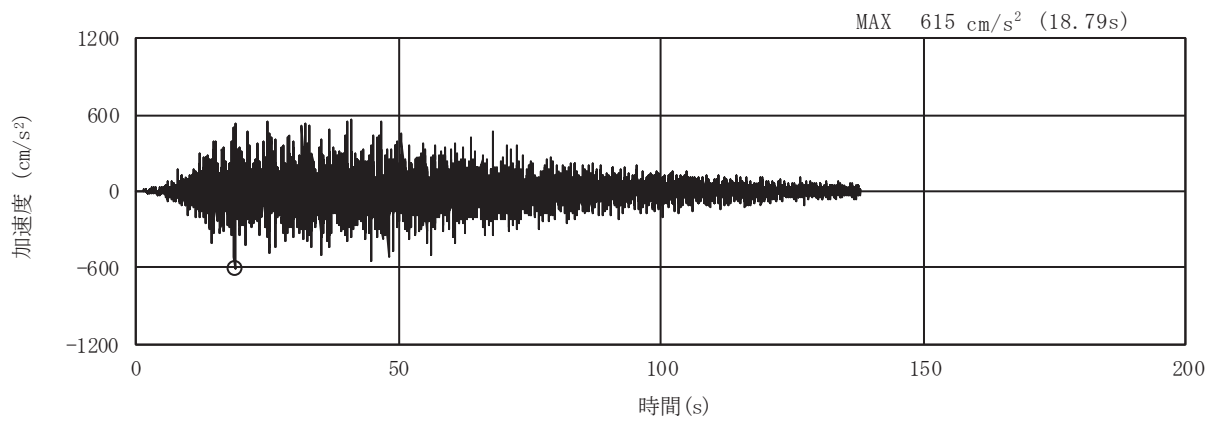
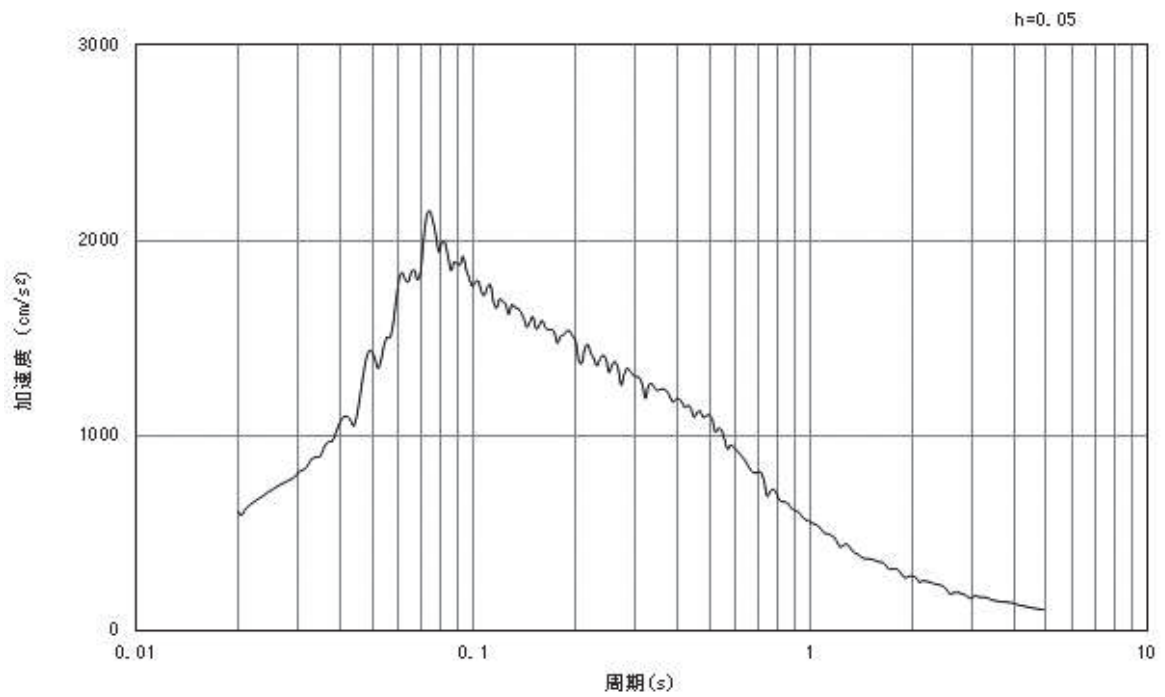


図 5-1 入力地震動算定の概念図

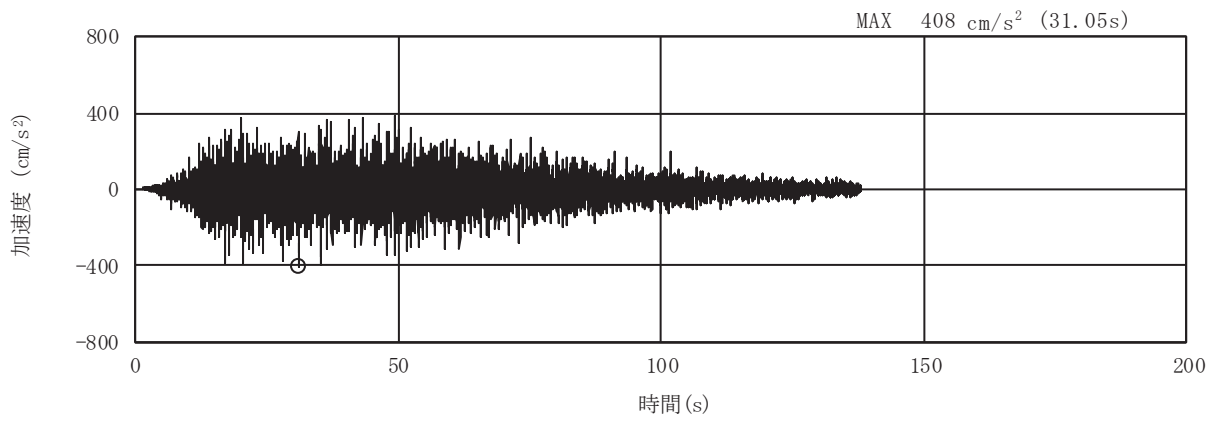


(a) 加速度時刻歴波形

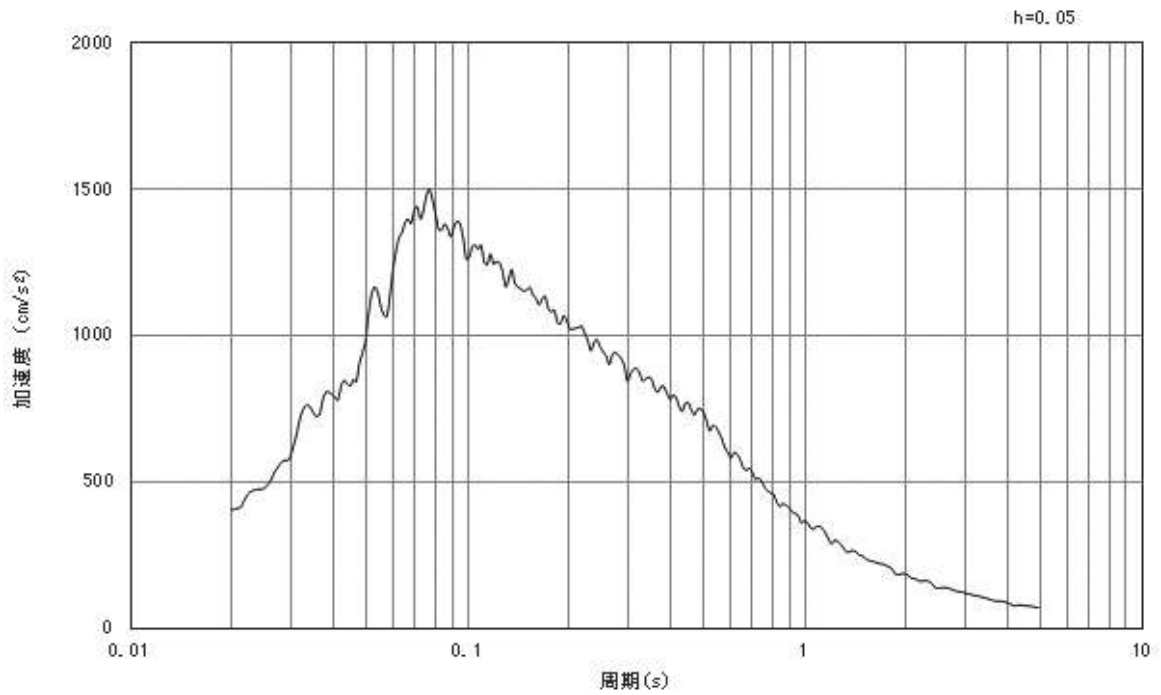


(b) 加速度応答スペクトル

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  
(水平成分：S s - D 1)



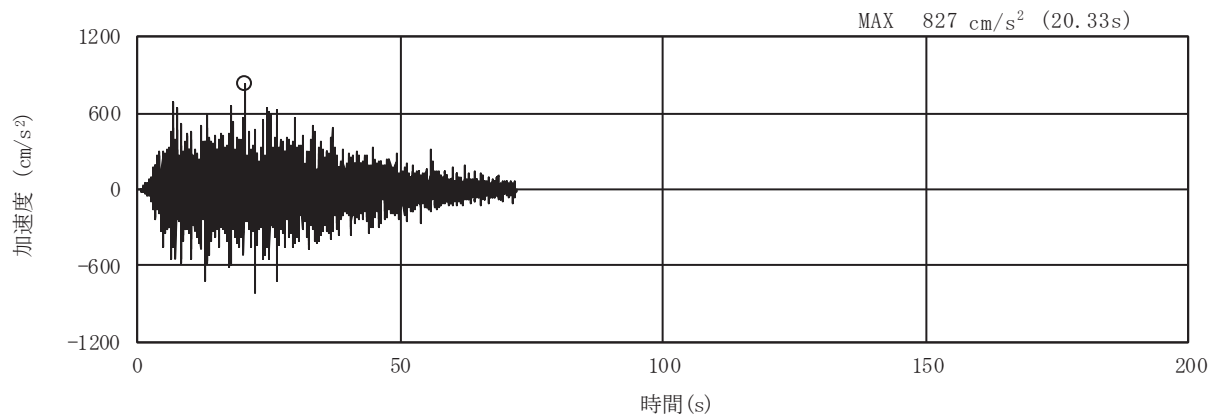
(a) 加速度時刻歴波形



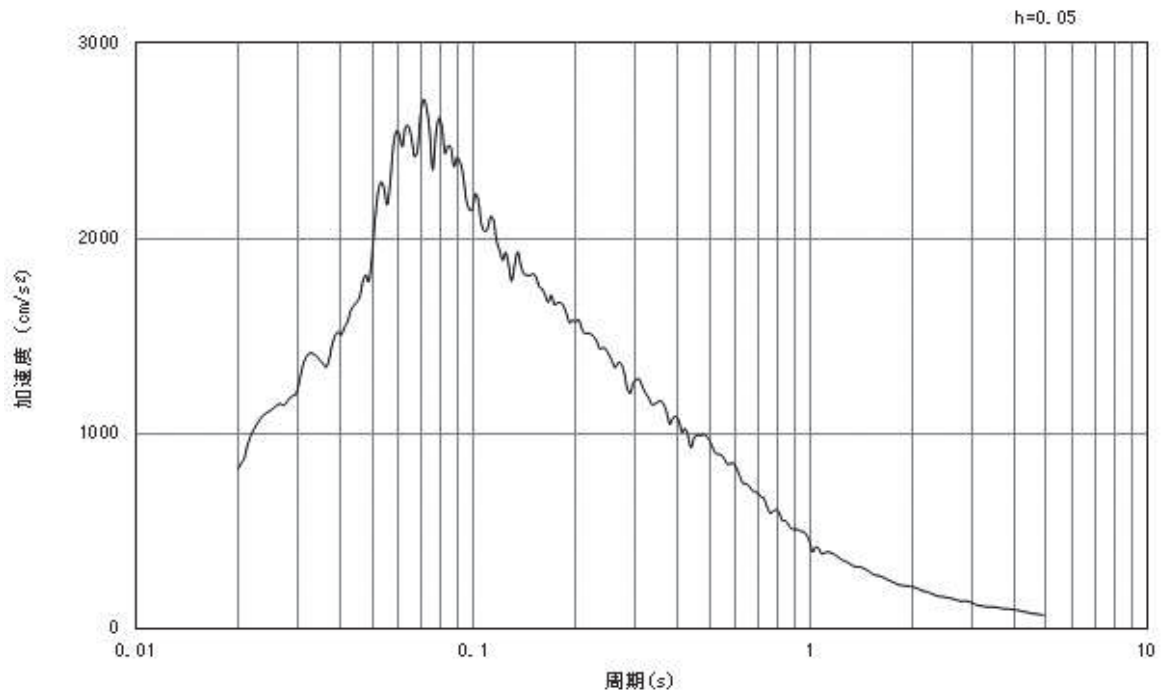
(b) 加速度応答スペクトル

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  
(鉛直成分：S s - D 1)



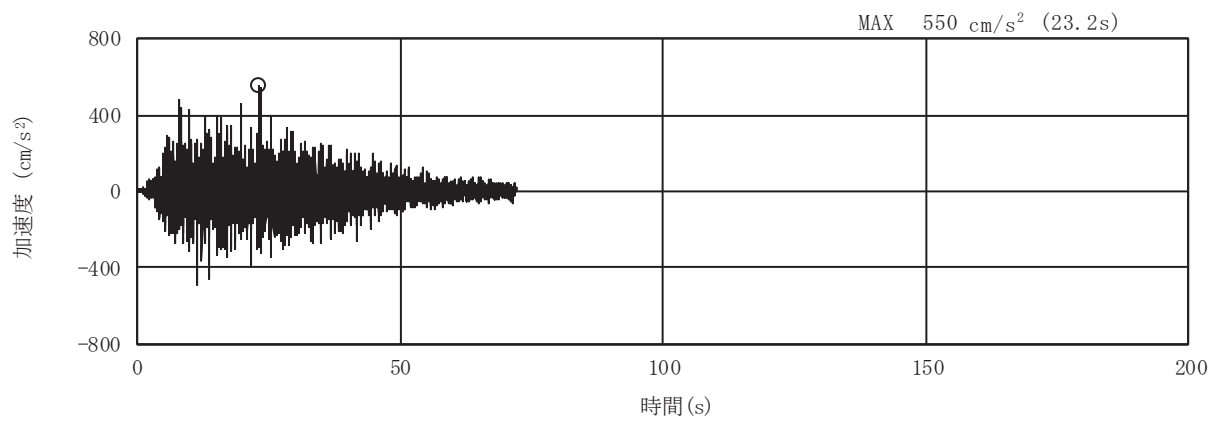


(a) 加速度時刻歴波形

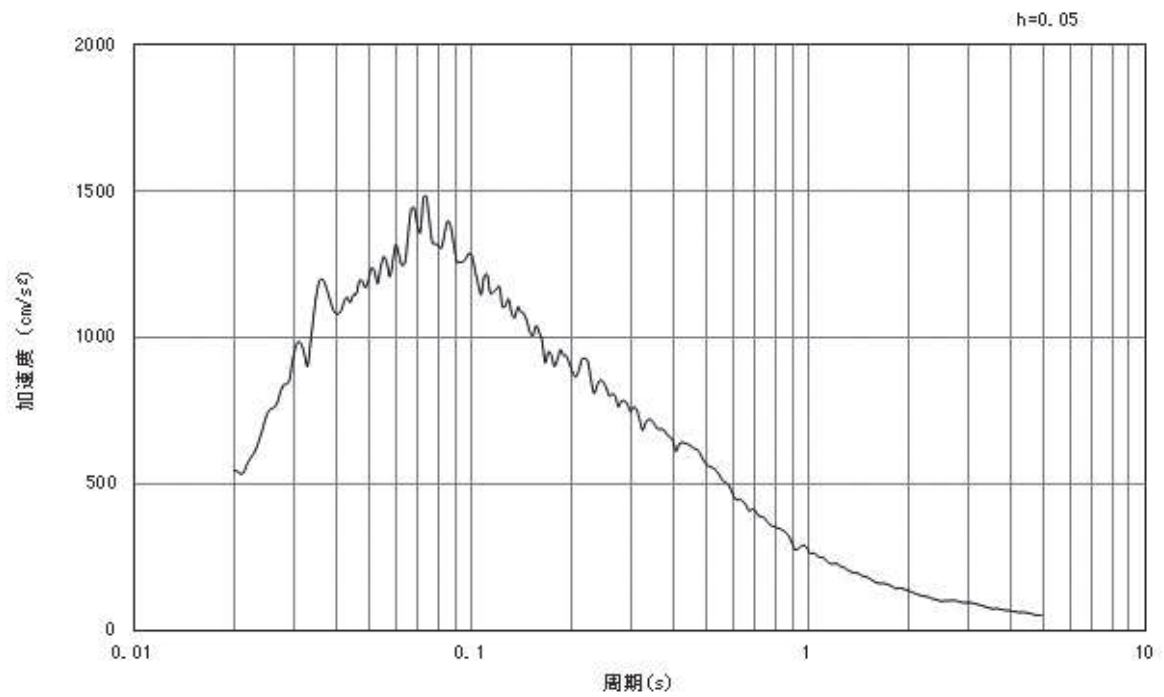


(b) 加速度応答スペクトル

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  
(水平成分：S s - D 2)

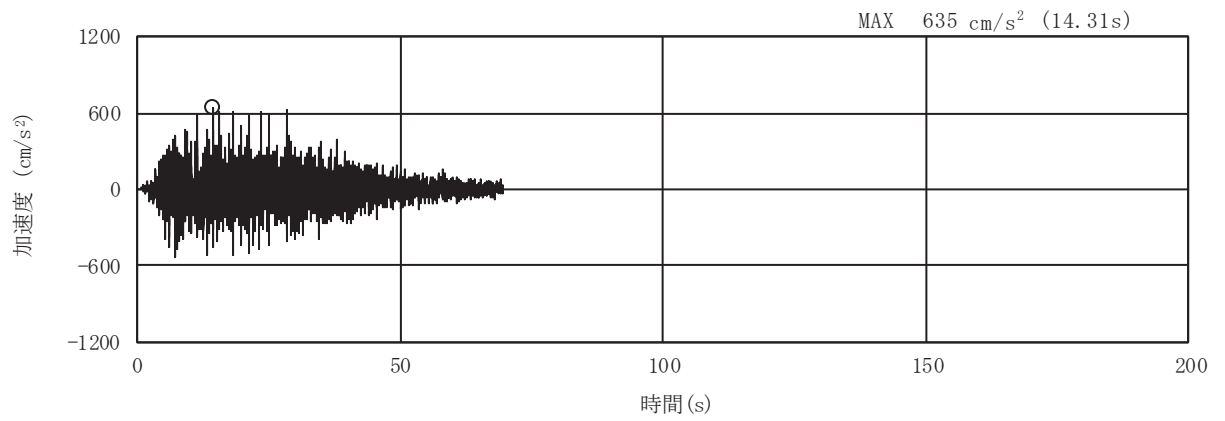


(a) 加速度時刻歴波形

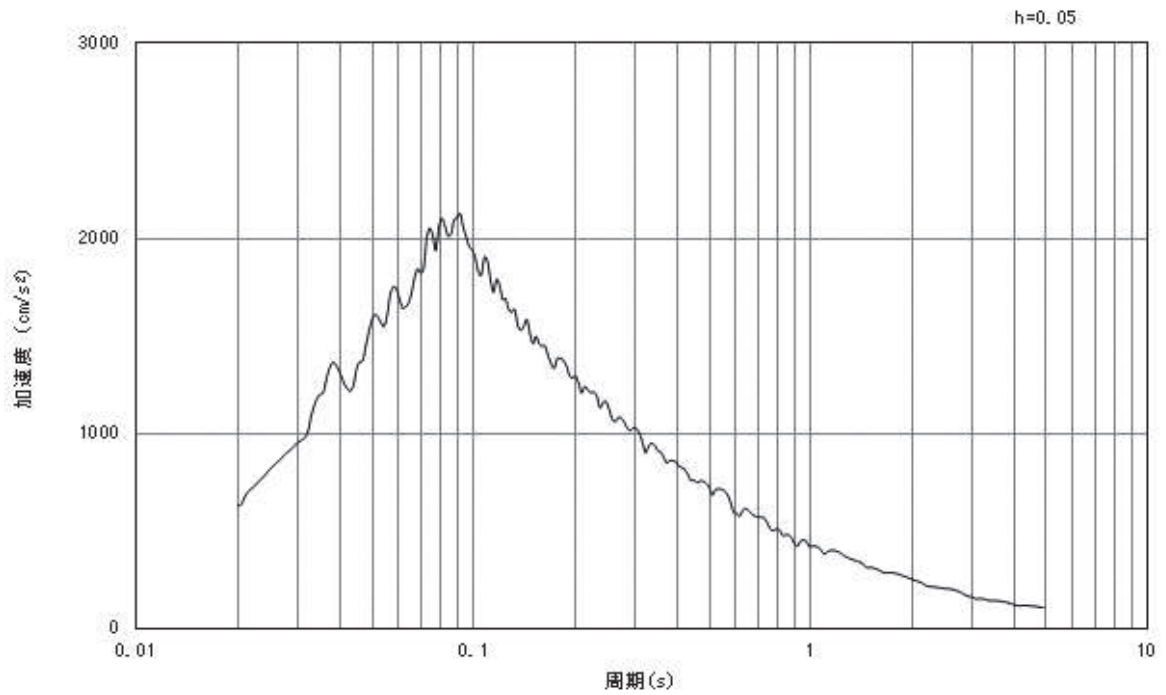


(b) 加速度応答スペクトル

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  
(鉛直成分：S s - D 2)

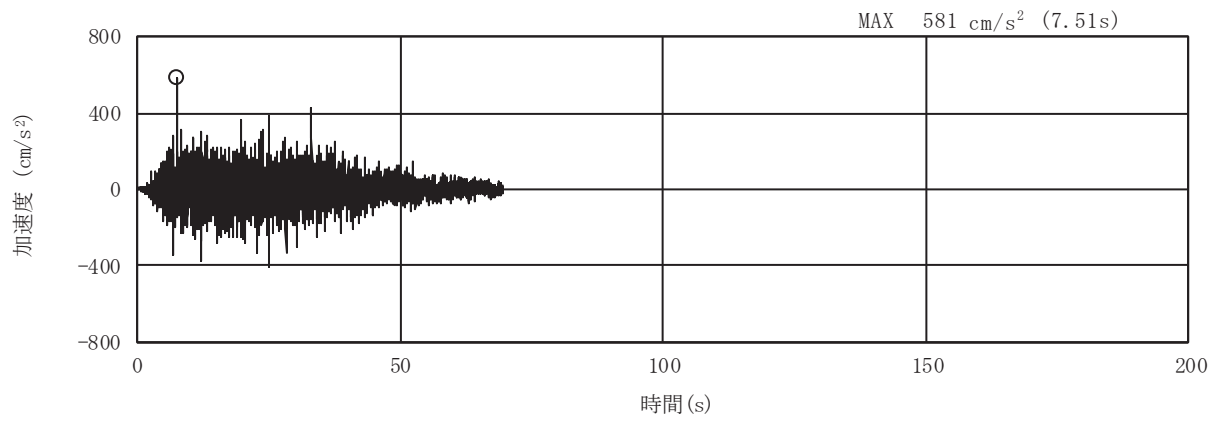


(a) 加速度時刻歴波形

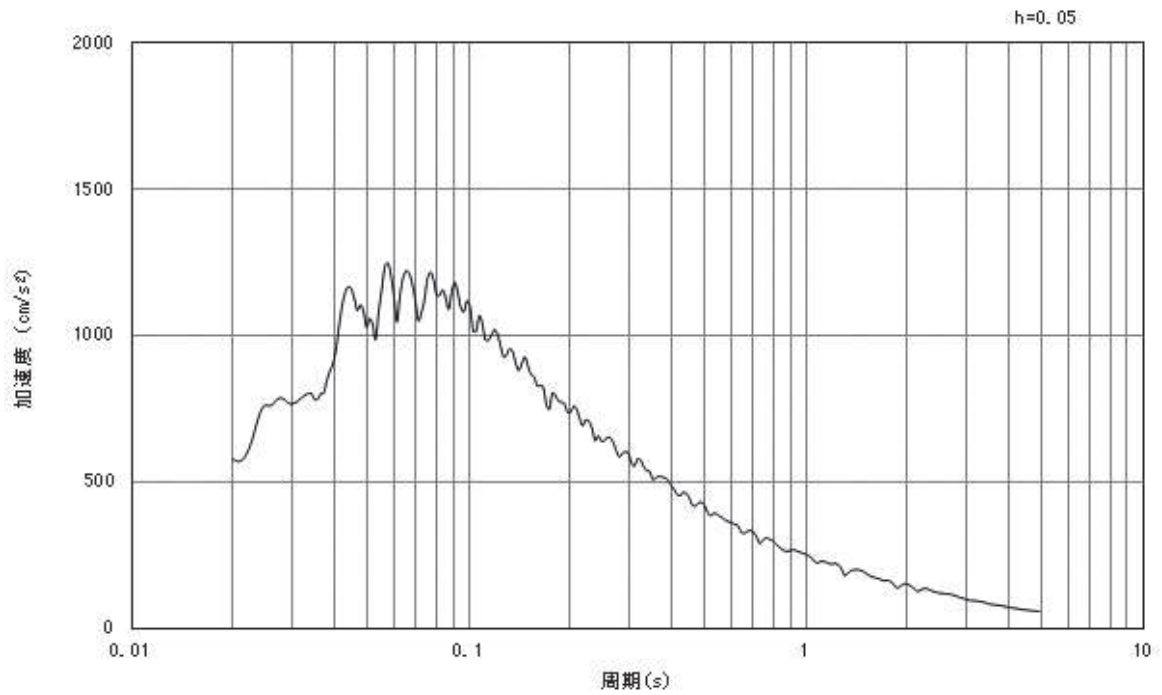


(b) 加速度応答スペクトル

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  
(水平成分：S s - D 3)

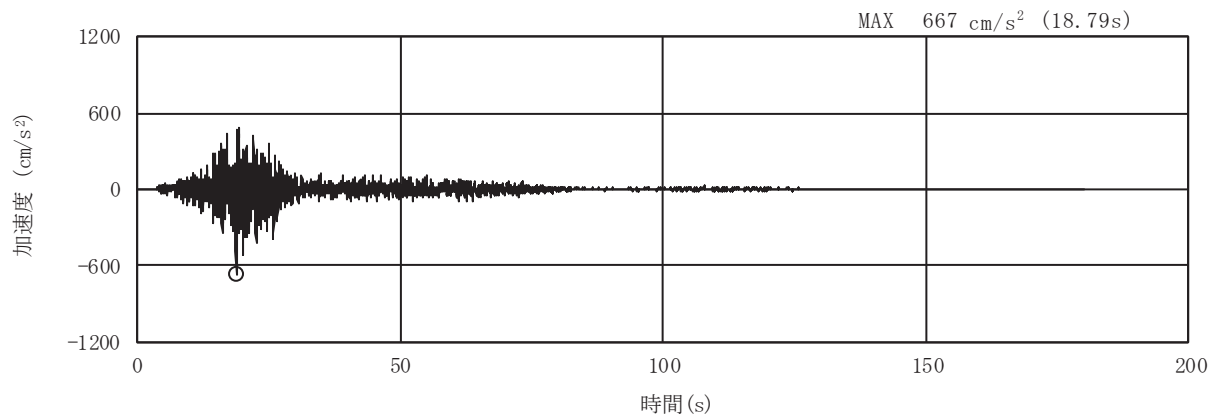


(a) 加速度時刻歴波形

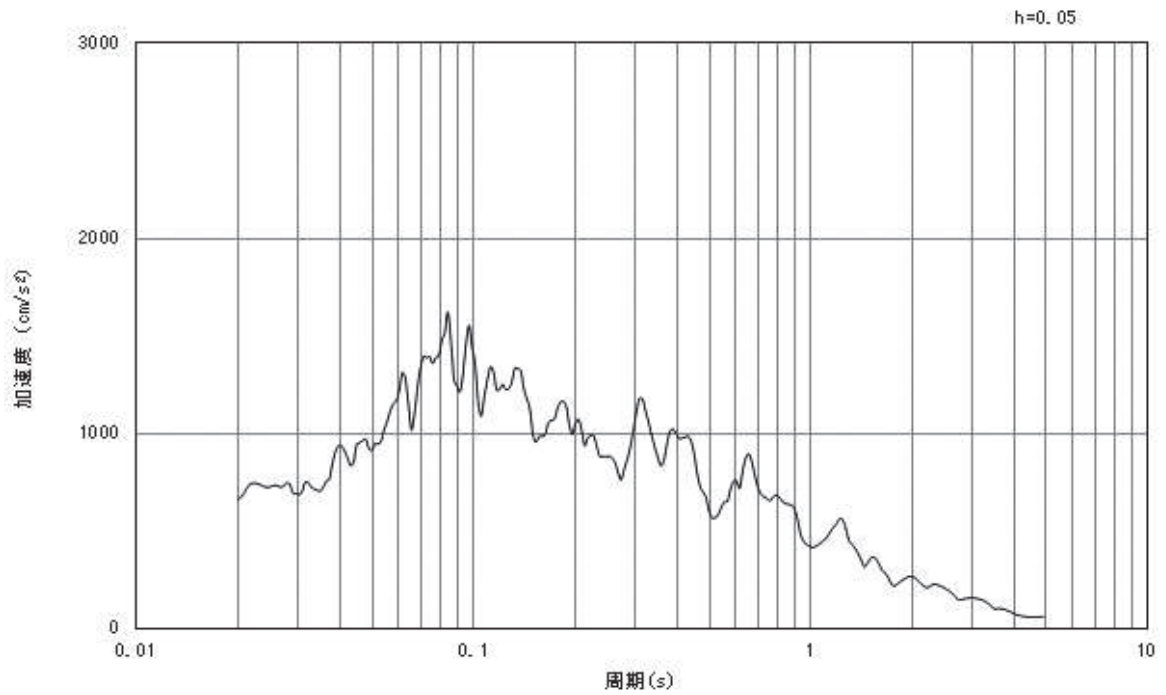


(b) 加速度応答スペクトル

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  
(鉛直成分：S s - D 3)

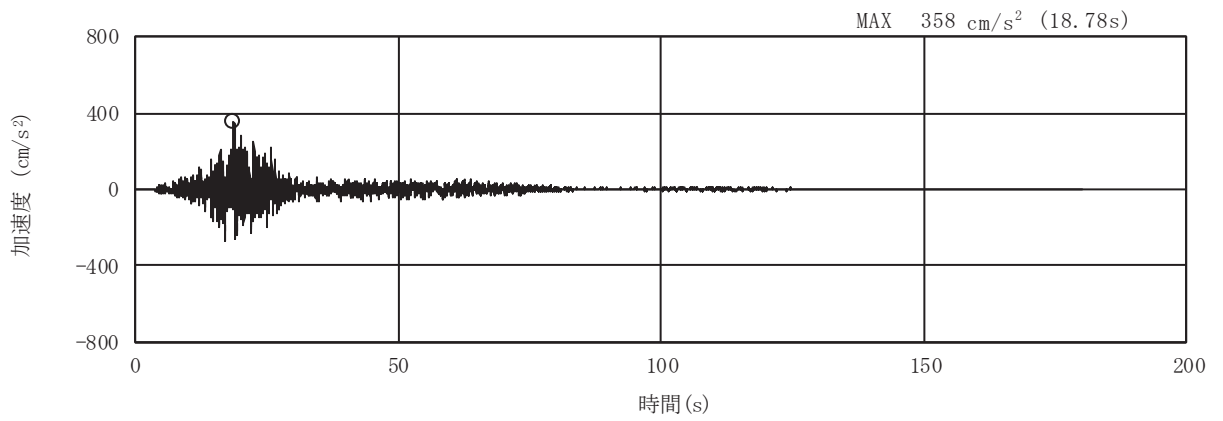


(a) 加速度時刻歴波形

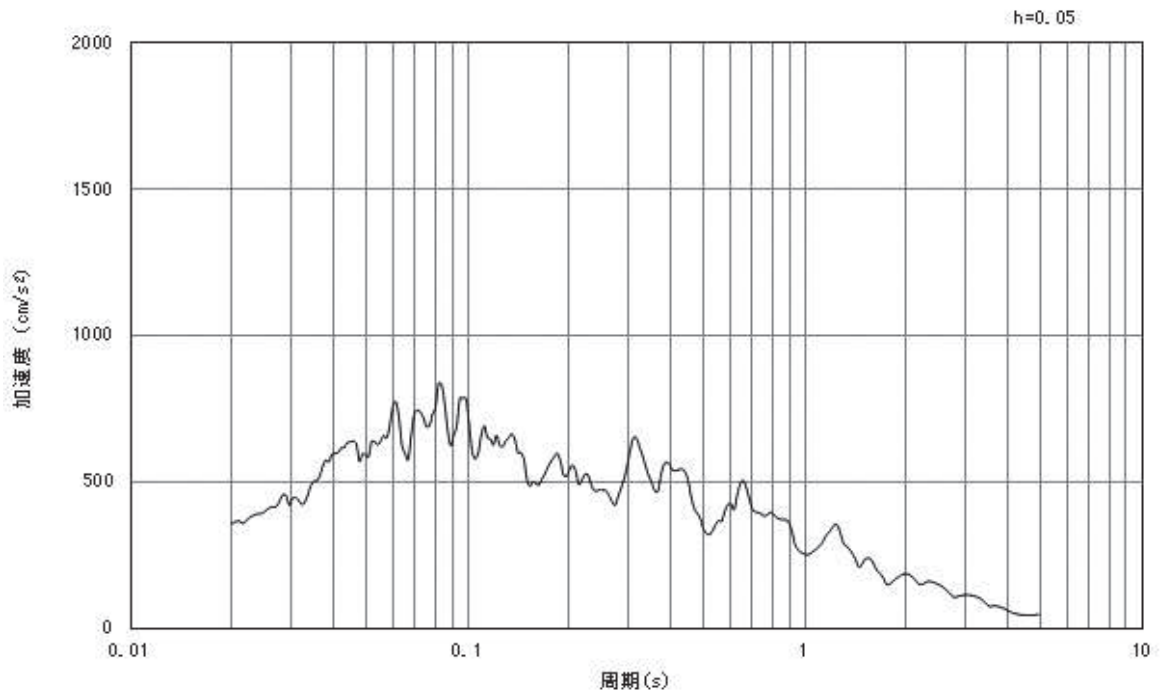


(b) 加速度応答スペクトル

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  
(水平成分：S s - F 1)

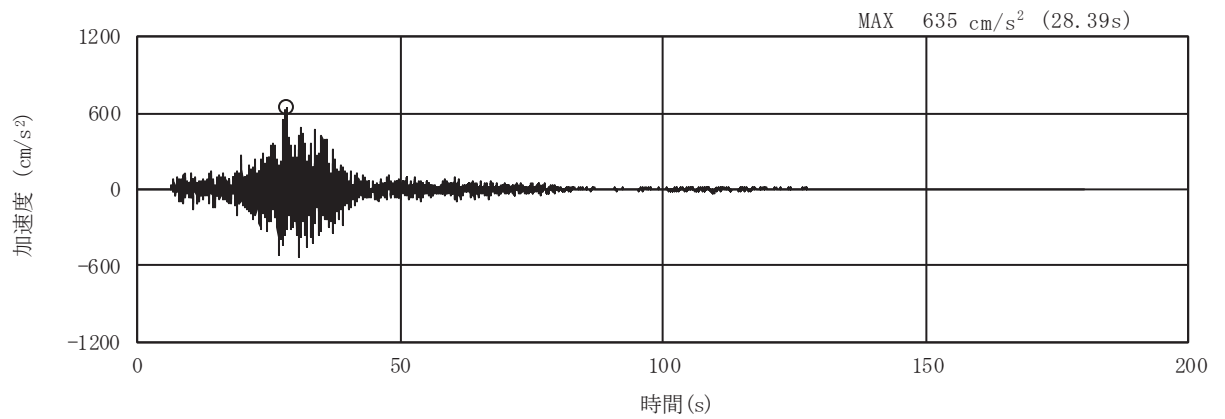


(a) 加速度時刻歴波形

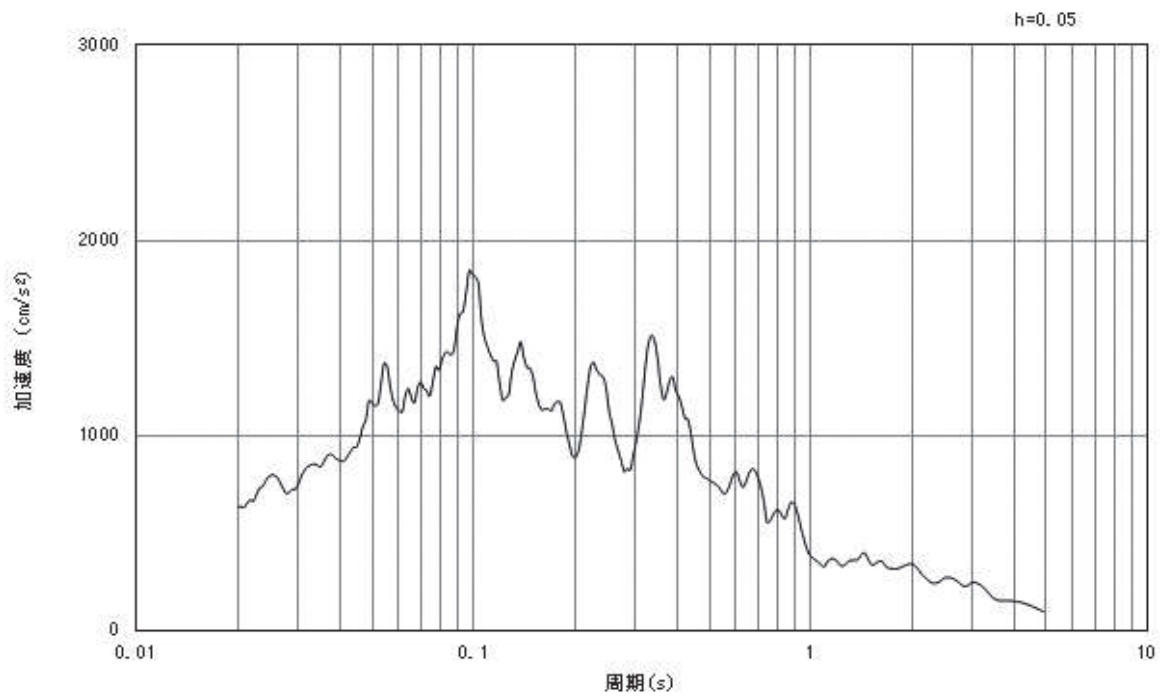


(b) 加速度応答スペクトル

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  
(鉛直成分：S s - F 1)

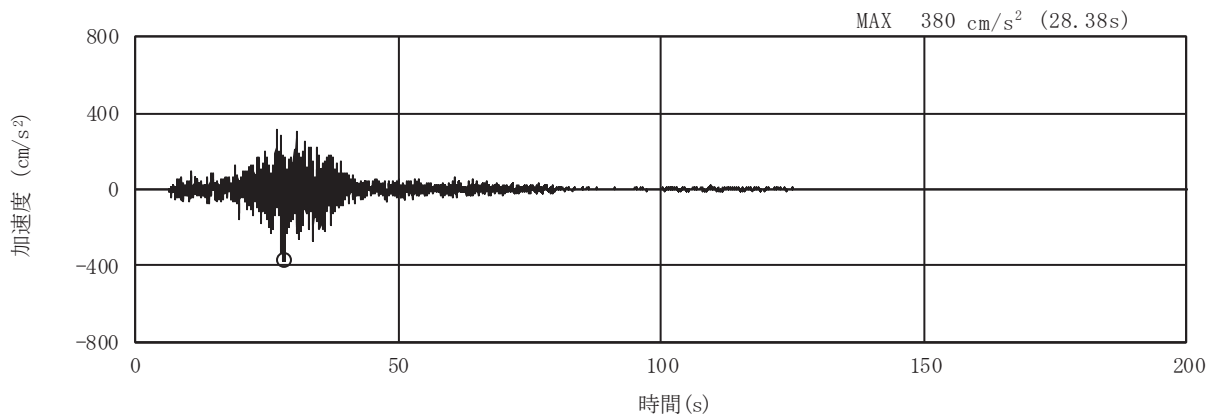


(a) 加速度時刻歴波形

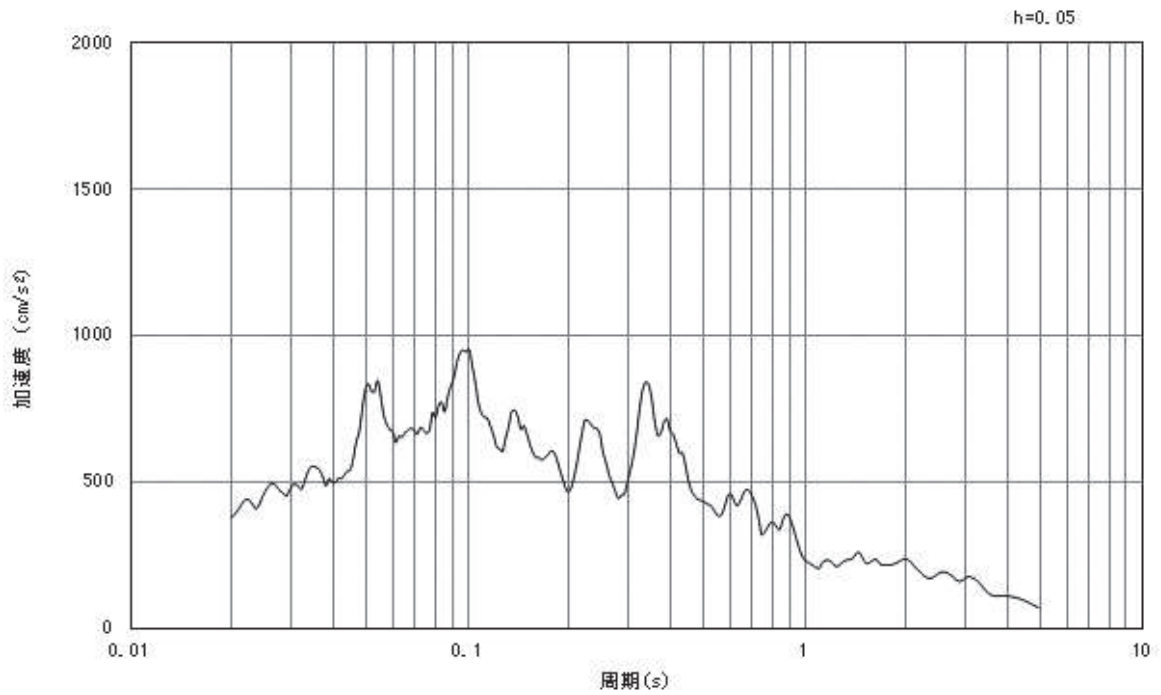


(b) 加速度応答スペクトル

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  
(水平成分：S s - F 2)



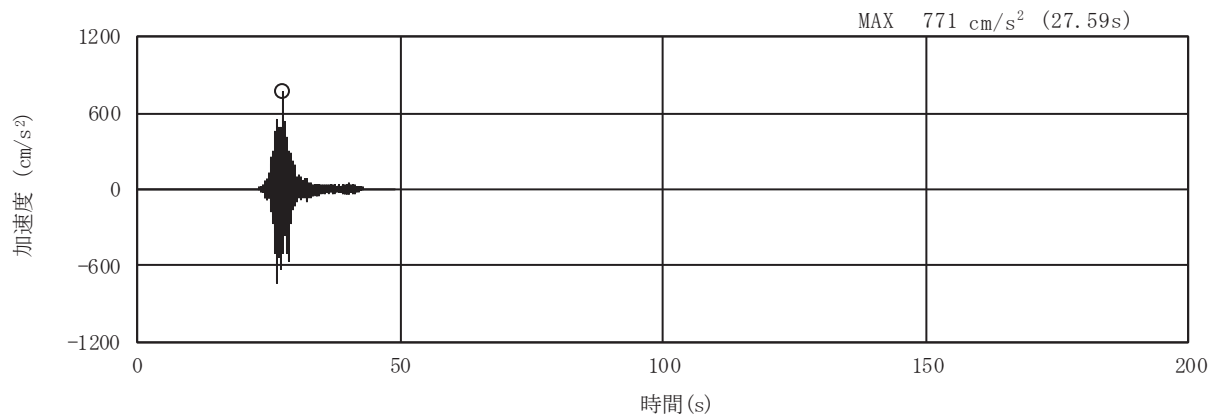
(a) 加速度時刻歴波形



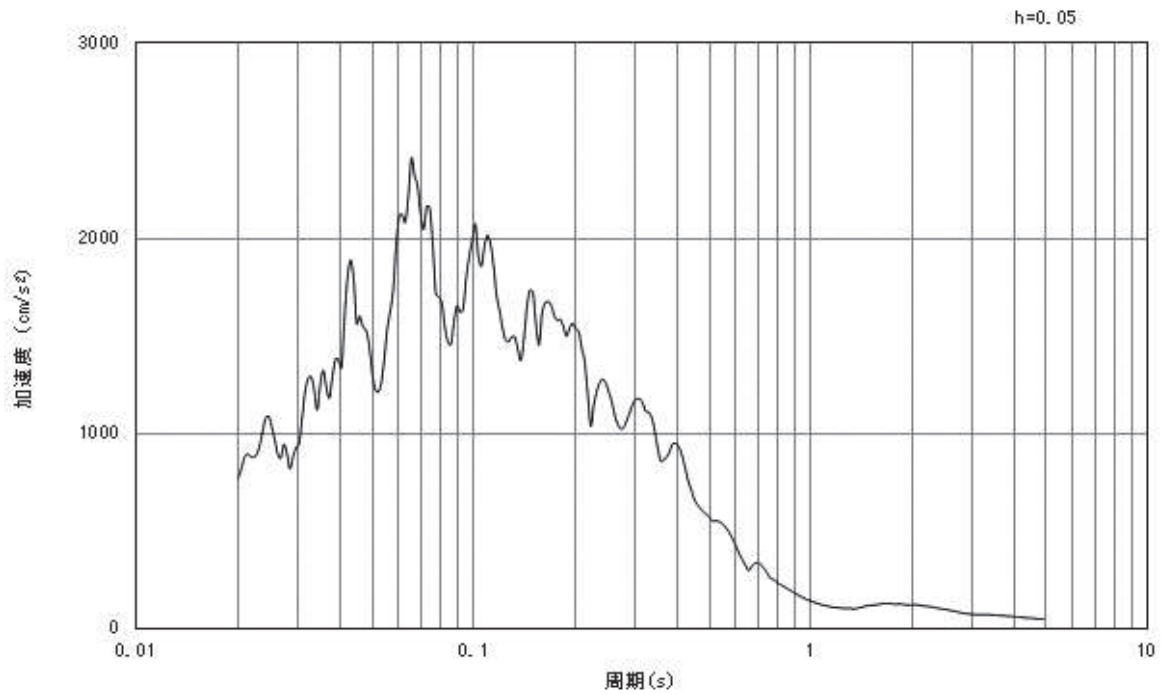
(b) 加速度応答スペクトル

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  
(鉛直成分：S s - F 2)



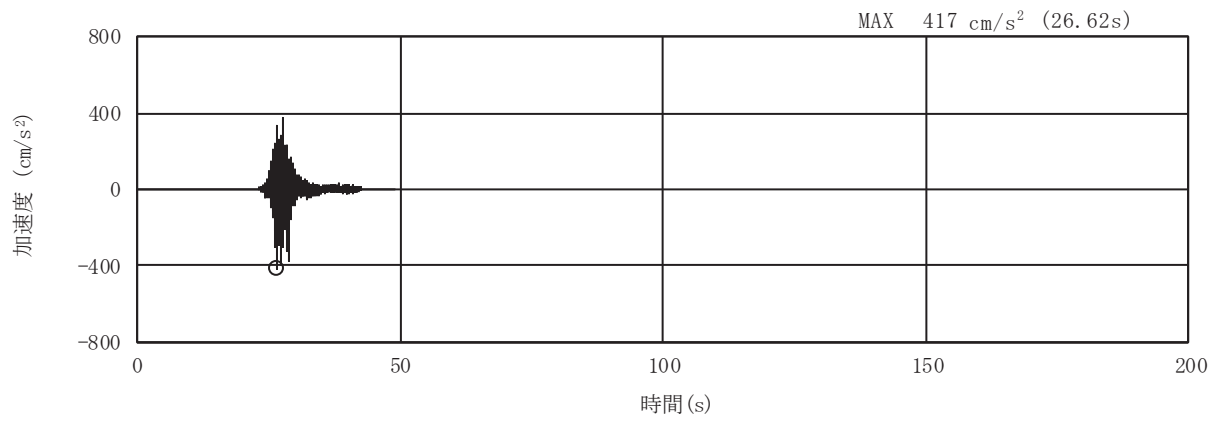


(a) 加速度時刻歴波形

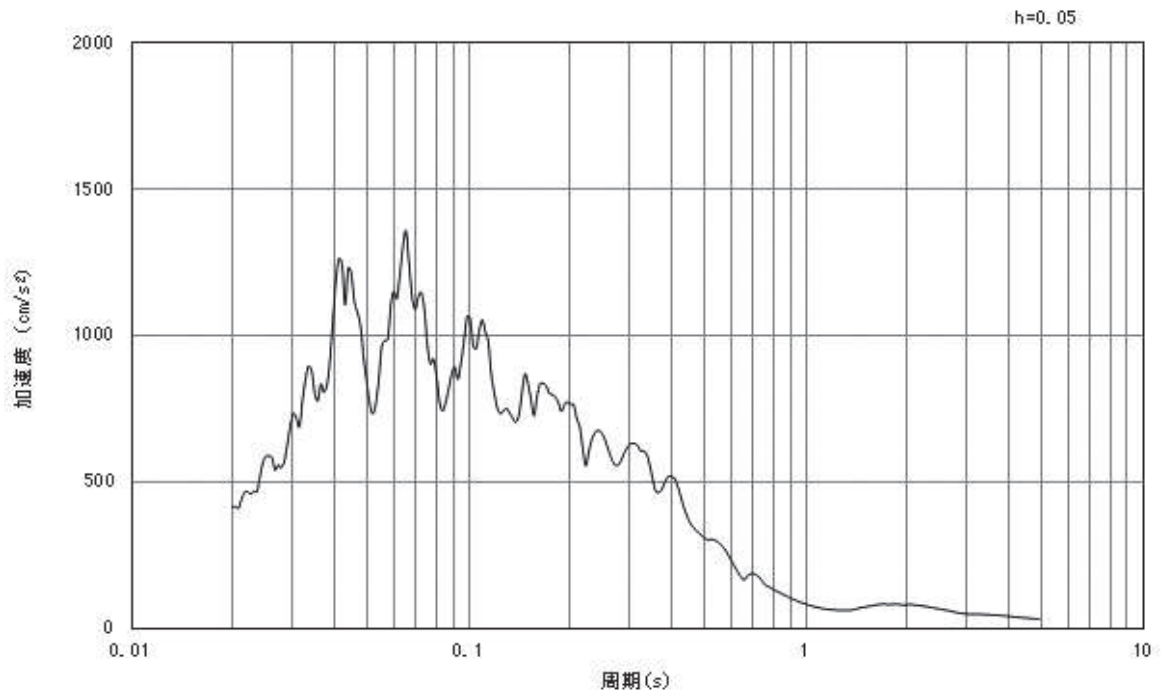


(b) 加速度応答スペクトル

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  
(水平成分：S s - F 3)

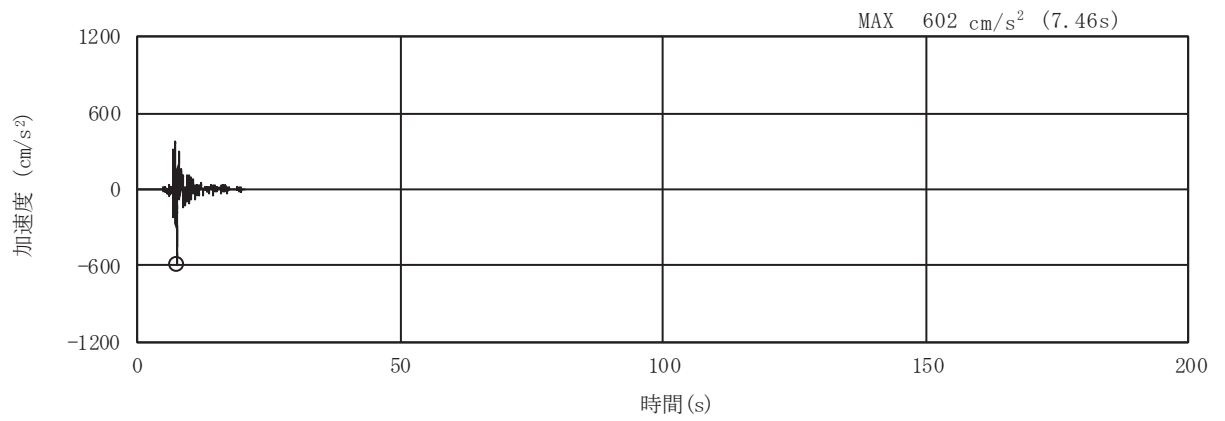


(a) 加速度時刻歴波形

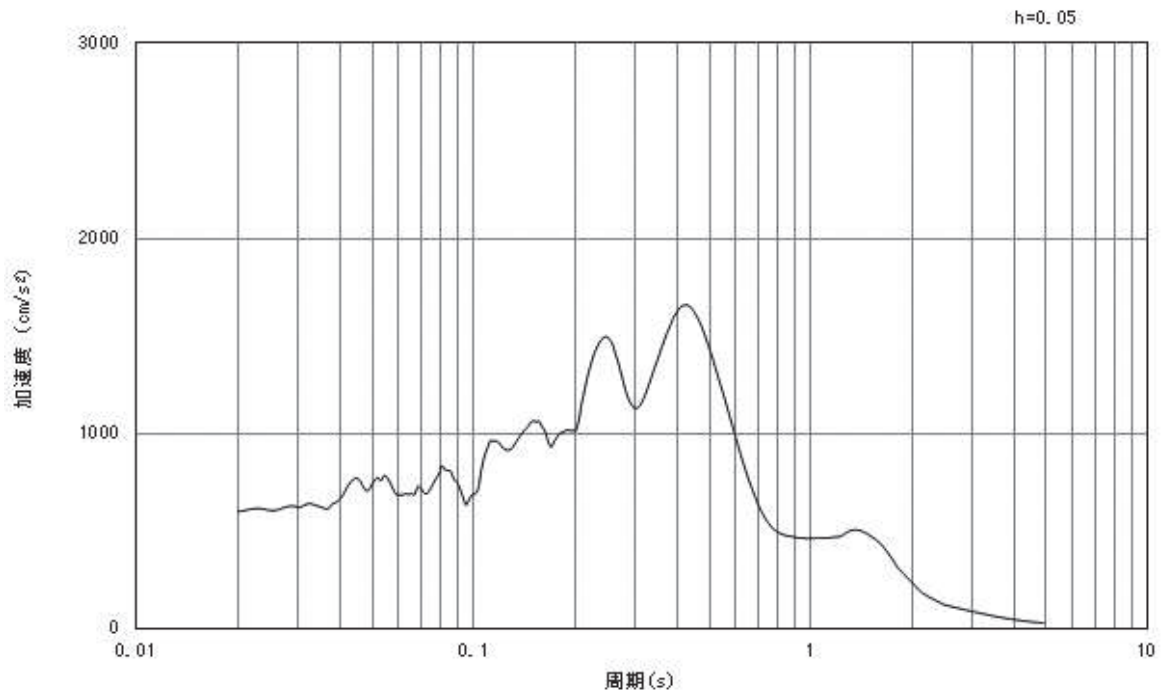


(b) 加速度応答スペクトル

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  
(鉛直成分：S s - F 3)

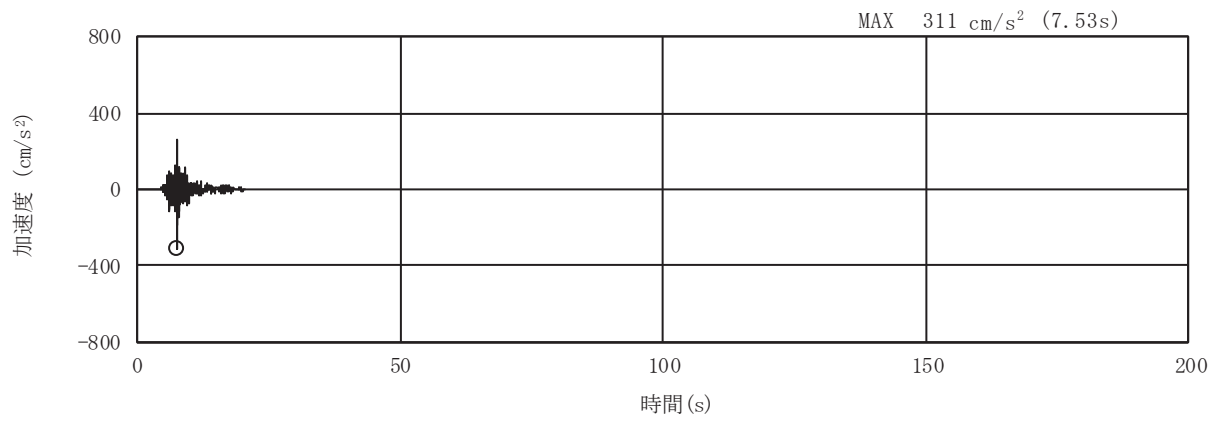


(a) 加速度時刻歴波形

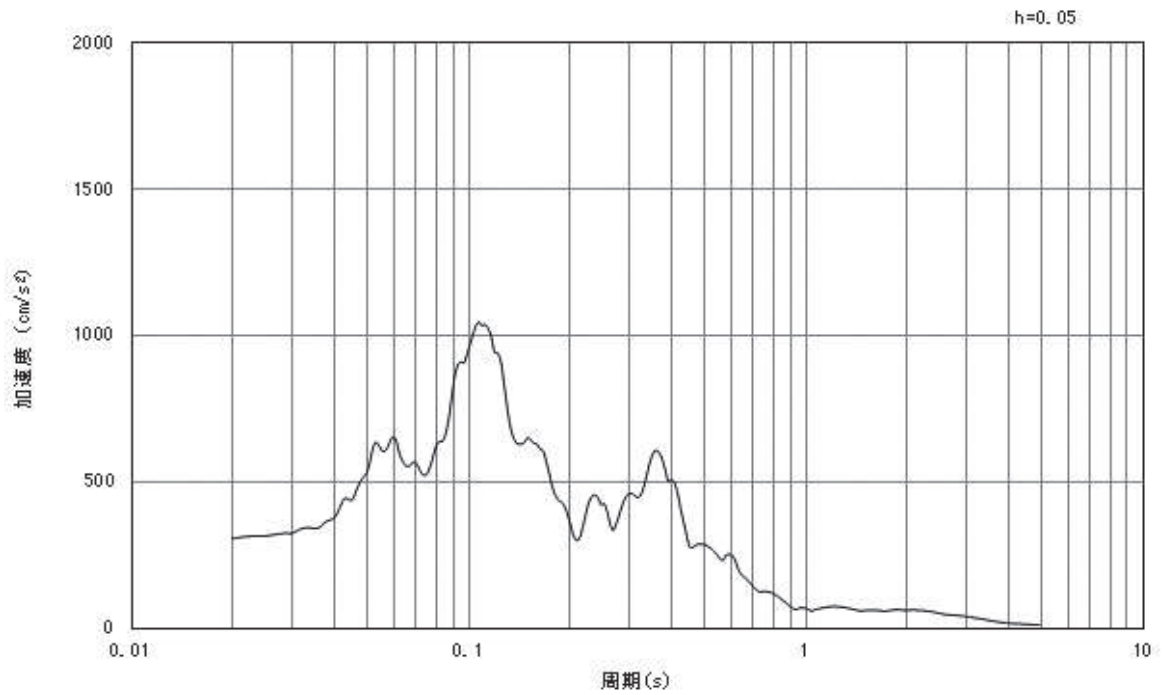


(b) 加速度応答スペクトル

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  
(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  
(鉛直成分：S s - 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 $\mu$ ))を許容限界とする。

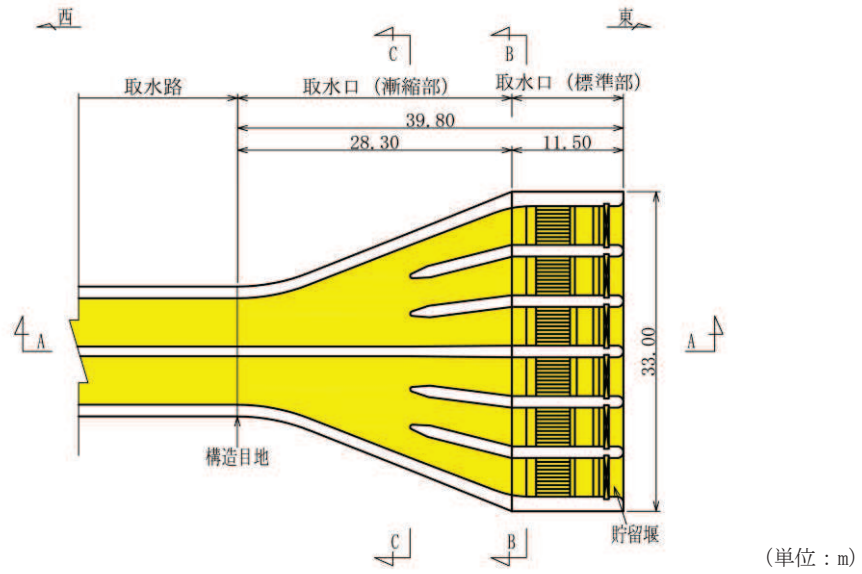
曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、圧縮縁コンクリートひずみ1.0%の状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

各要求機能について、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%(10000 $\mu$ ))を許容限界とする。貯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（コンクリート圧縮ひずみ2000 $\mu$ ，主筋ひずみ1725 $\mu$ ）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いるコンクリート及び鉄筋の照査用ひずみは、三次元構造解析により得られた発生ひずみに安全係数（構造解析係数）1.2を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対する安全裕度を見込んだ評価を実施する。

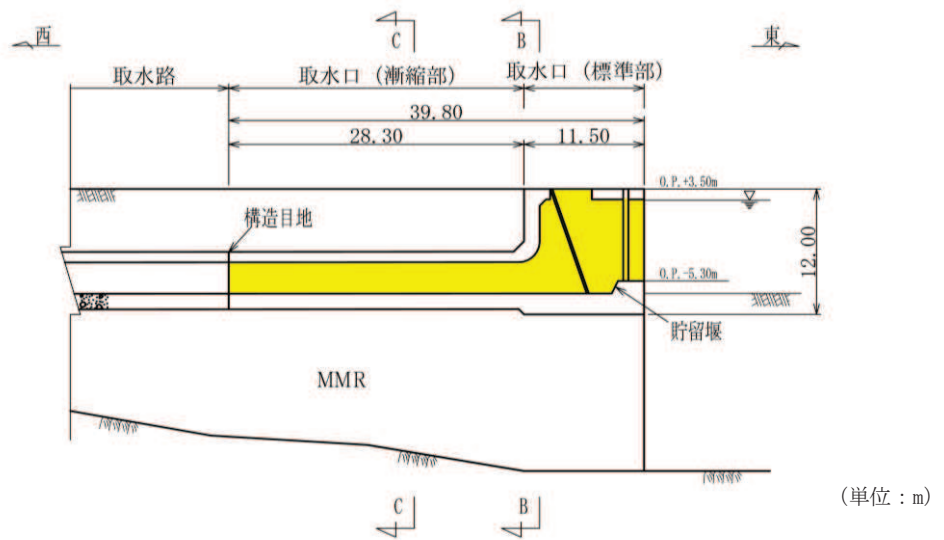
また、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下、「CCb工法」という。）を適用する部材について、CCb工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、コンクリート及び鉄筋のひずみが、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 $\mu$ ，主筋ひずみ：1725 $\mu$ ）を下回ることを併せて確認する。取水口、貯留堰においてCCb工法を適用する部材を図5-16に示す。

取水口、貯留堰の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表5-1に示す。



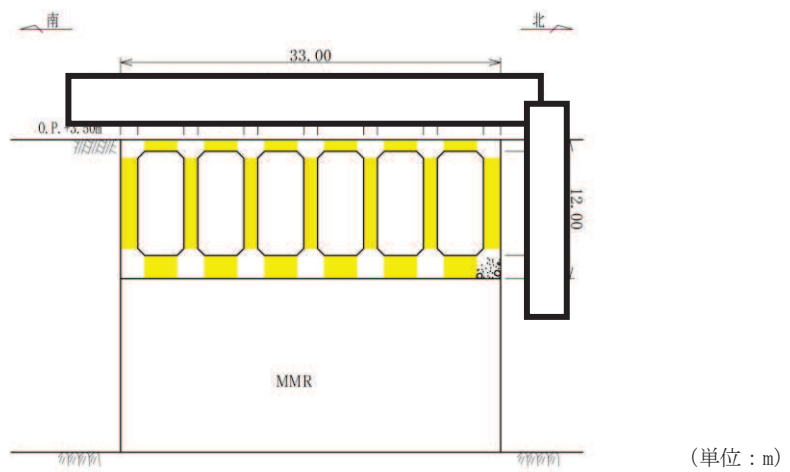
■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 5-16(1) Ccbによる耐震補強箇所 (平面図) (再掲)



■ : Ccbによる耐震補強箇所

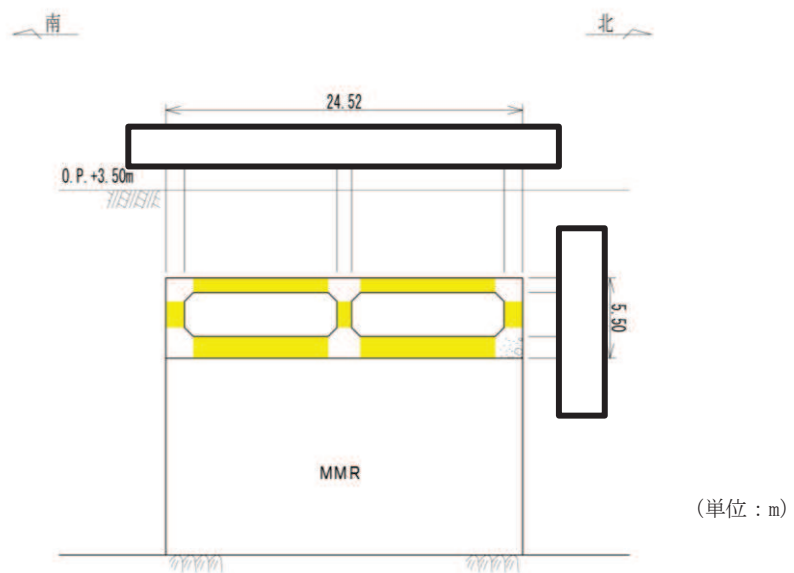
図 5-16(2) Ccbによる耐震補強箇所 (A-A断面) (再掲)



(単位：m)

■：Ccbによる耐震補強箇所

図5-16(3) Ccbによる耐震補強箇所(B-B断面) (再掲)



(単位：m)

■：Ccbによる耐震補強箇所

図5-16(4) Ccbによる耐震補強箇所(C-C断面) (再掲)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

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 $\mu$ ) *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 $\mu$ ) *1
貯水機能を損なわないこと		圧縮ひずみ：2000 $\mu$ *2 主筋ひずみ：1725 $\mu$ *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 $\mu$ *2 主筋ひずみ：1725 $\mu$ *2

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

ここで,

$\gamma_i$  : 構造物係数 ( $\gamma_i = 1.0$ )

$\epsilon_R$  : 限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 10000  $\mu$ )

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

$\gamma_a$  : 構造解析係数 ( $\gamma_a = 1.2$ )

$\epsilon$  : 圧縮縁の発生ひずみ

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

ここで,

$\gamma_i$  : 構造部材係数 ( $\gamma_i = 1.0$ )

$\epsilon_R$  : 限界ひずみ (圧縮ひずみ 2000  $\mu$ , 主筋ひずみ 1725  $\mu$ )

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

$\gamma_a$  : 構造解析係数 ( $\gamma_a = 1.2$ )

$\epsilon$  : 発生ひずみ



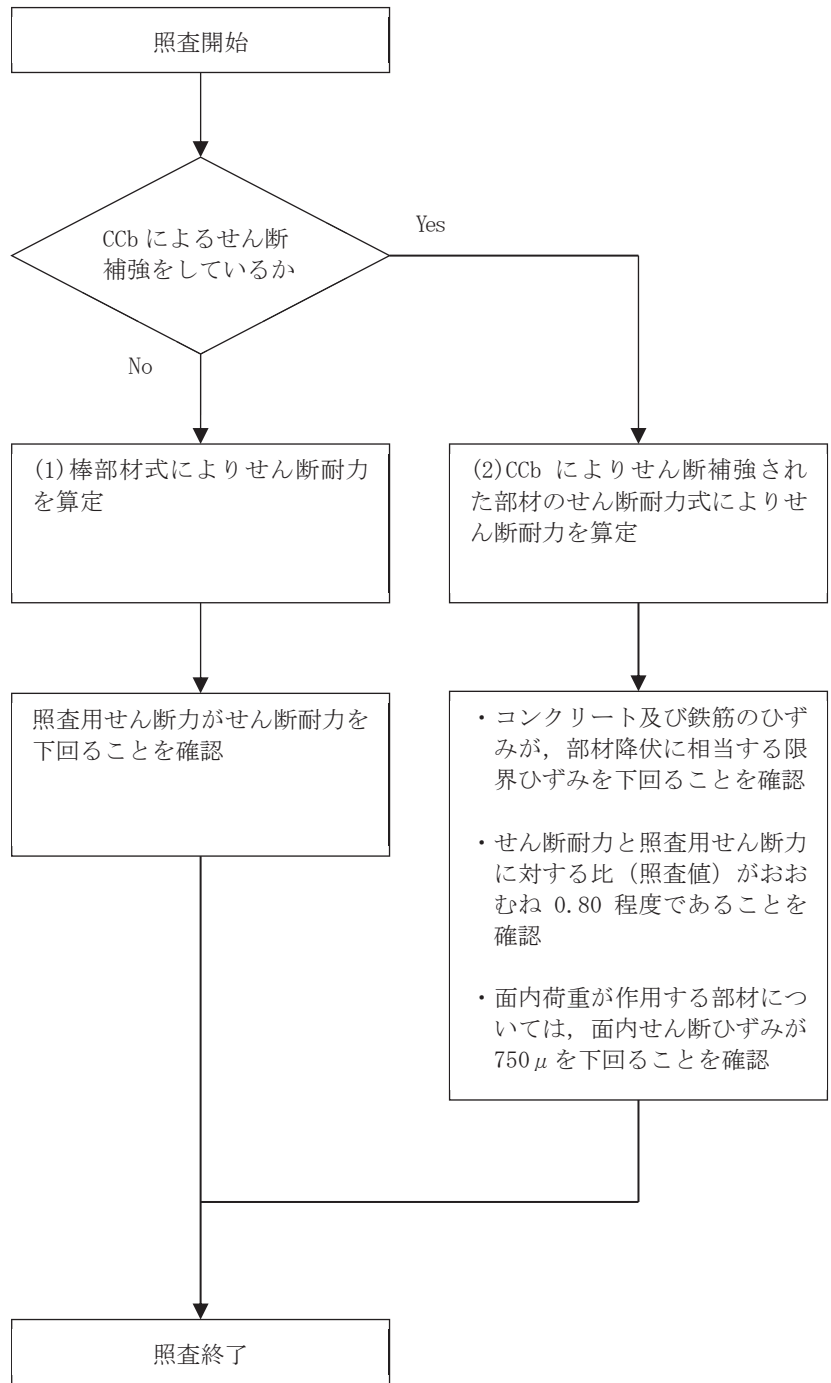
### 5.2.2 せん断破壊に対する許容限界

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2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，ディ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なる。

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」によることとする。

各せん断耐力の評価式は，後述する。また，せん断破壊に対する照査のフローを図5-17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 5-17 せん断破壊に対する照査フロー

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。

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{y d}} < 1.0$$

ここで、 $\gamma_i$ ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

$V_{y d}$ ：せん断耐力

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

$\gamma_a$ ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.05$ ）

$V$ ：発生せん断力

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	$\gamma_{mc}$	1.0	1.3	コンクリートの特性値（圧縮強度）を低減
	鉄筋	$\gamma_s$	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	$\gamma_{bc}$	—	1.3	コンクリートが負担するせん断力を低減
	鉄筋	$\gamma_{bs}$	—	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		$\gamma_a$	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：層間変形角

とされている。

$\gamma_{b2}$ 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。解析結果から取水口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

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

ここに、 $V_{y d}$ ：せん断耐力

$V_{c d}$ ：コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$ ：せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}}$$

ただし、 $f_{v c d} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$  となる場合は  $f_{v c d} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

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

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

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

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

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

$\beta_a = 1.0$  とする。

$f'_{c d}$ ：コンクリートの圧縮強度の設計用値 (N/mm<sup>2</sup>) で設計基準強度  $f'_{c k}$  を材料係数

$\gamma_{m c}$  で除したものの

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

$A_s$ ：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

$M_0 = N'_d \cdot D / 6$ ： $M_d$  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)

$D$ ：断面高さ

$a/d$ ：せん断スパン比

$\gamma_{bc}$  : 部材係数

$\gamma_{mc}$  : 材料係数

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

$A_w$  : 区間  $s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積

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

$\alpha$  : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

$s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔

$z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で  $d/1.15$  とする。

$\gamma_{bs}$  : 部材係数

$\gamma_{ms}$  : 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

取水口、貯留堰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。

$$V_{p y d} = V_{c d} + V_{s d} + V_{C C b d} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$V_{C C b d} = \beta_{a w} \cdot V_{a w d} \\ = \beta_{a w} \cdot \left\{ A_{a w} \cdot f_{a w y d} (\sin \alpha_{a w} + \cos \alpha_{a w}) / S_{a w} \right\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

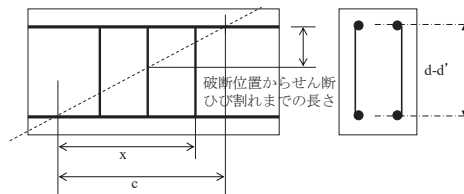
$$\beta_{a w} = \eta = 1 - \frac{1_y}{2S_{r b}} \quad \dots \text{式(3)}$$

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

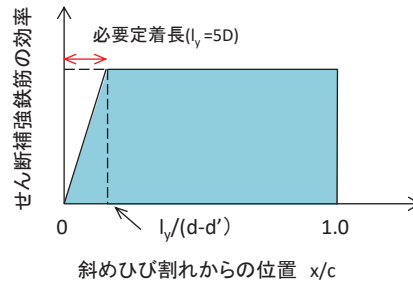
- ここに、 $V_{c d}$  : せん断補強鋼材を用いない壁部材の単位幅あたりのせん断耐力  
 $V_{s d}$  : 既存のせん断補強鋼材により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力  
 $V_{C C b d}$  : セラミックキャップバー（CCb）により受け持たれる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力  
 $V_{a w d}$  : セラミックキャップバー（CCb）を通常のスターラップと見なして求められる壁部材の単位幅あたりのせん断耐力  
 $\beta_{a w}$  : セラミックキャップバー（CCb）のせん断耐力の向上への有効性を示す係数  
 $A_{a w}$  : 単位長さ当たりの区間 $S_{a w}$ におけるセラミックキャップバー（CCb）の総断面積  
 $f_{a w y d}$  : セラミックキャップバー（CCb）の設計降伏強度で  $400\text{N/mm}^2$  以下とする。  
 $\alpha_{a w}$  : セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度  
 $S_{a w}$  : 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。  
 $\gamma_b$  : 部材係数（一般に  $1.10$  としてよい）  
 $\ell_y$  : 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  
 $S_{r b}$  : 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  $\beta_{aw}$  を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じるにより考慮されている。図 5-18 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 5-18 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  $750 \mu$  未満とする。



### 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 (日本電気協会) に基づき、限界せん断ひずみ  $2000 \mu$  ( $2/1000$ ) を許容限界とする。

J E A G 4 6 0 1 - 1987 (日本電気協会) において、限界せん断ひずみ  $2000 \mu$  ( $2/1000$ ) は、耐震壁の終局耐力に相当する面内せん断ひずみ  $4000 \mu$  ( $4/1000$ ) 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、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施する。

また、CCb 工法を適用する部材について、CCb 工法は面内せん断ひずみが  $750 \mu$  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  $750 \mu$  を下回ることを確認する。取水口において CCb 工法を適用する部材を図 5-16 に示す。

$$\gamma_i \frac{\varepsilon_d}{\gamma_R} < 1.0$$

ここで、

$\gamma_i$  : 構造部材係数 ( $\gamma_i = 1.0$ )

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

$\gamma_a$  : 構造解析係数 ( $\gamma_a = 1.2$ )

$\gamma$  : 発生する面内せん断ひずみ

$\gamma_R$  : せん断ひずみ度に関する許容限界の目安値

$$\gamma_R = \gamma_u / 2.0$$

$\gamma_u$  : 終局せん断ひずみ度で  $4.0 \times 10^{-3}$

#### 5.2.4 基礎地盤の支持機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 <sup>2</sup> )
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 <sup>2</sup> )
支圧強度	コンクリート ( $f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$ )	$f'_a = 15.6$

##### 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  $\tau_f = \tau_0 = f'_{ck} / 5$  とする。

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

MMR（既設）のせん断破壊及び引張強度を表5-5に示す。

表5-5 MMR（既設）のせん断強度及び引張強度

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

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

\*2：コンクリート標準示方書に基づき設定