

構造同一部の縦断方向の設計用の相対変位 δ_{uy} :

$$\delta_{uy} = \max\{\delta_{uy}(T_1), \delta_{uy}'(T_2), \delta_{uy}''(T_3)\}$$

$\delta_{uy}(T_1)$: 基本ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{uy}'(T_2)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{uy}''(T_3)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

構造境界部の縦断方向の設計用の相対変位 δ_{gy} :

$$\delta_{gy} = \max\{\delta_{gy}(T_1), \delta_{gy}'(T_2), \delta_{gy}''(T_3)\}$$

$\delta_{gy}(T_1)$: 基本ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{gy}'(T_2)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

$\delta_{gy}''(T_3)$: 地盤の物性値 (せん断剛性) のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケースの時刻歴相対変位

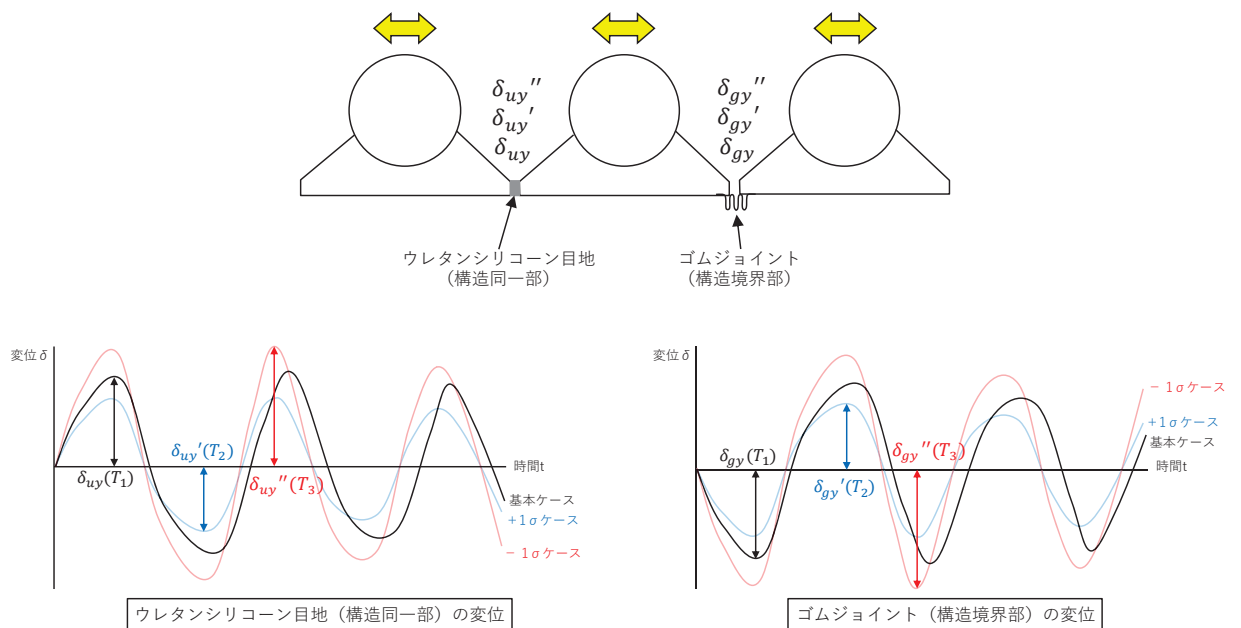


図 6. 1. 6-20 地震時の縦断方向の相対変位の概念図

3. 解析方法

3.1 横断方向

(1) 評価対象断面

図 6.1.6-7 に評価対象断面の位置図, 図 6.1.6-21 に評価対象断面の断面図を示す。なお, 各断面に記載している地下水位は地震時の設計用地下水位である。

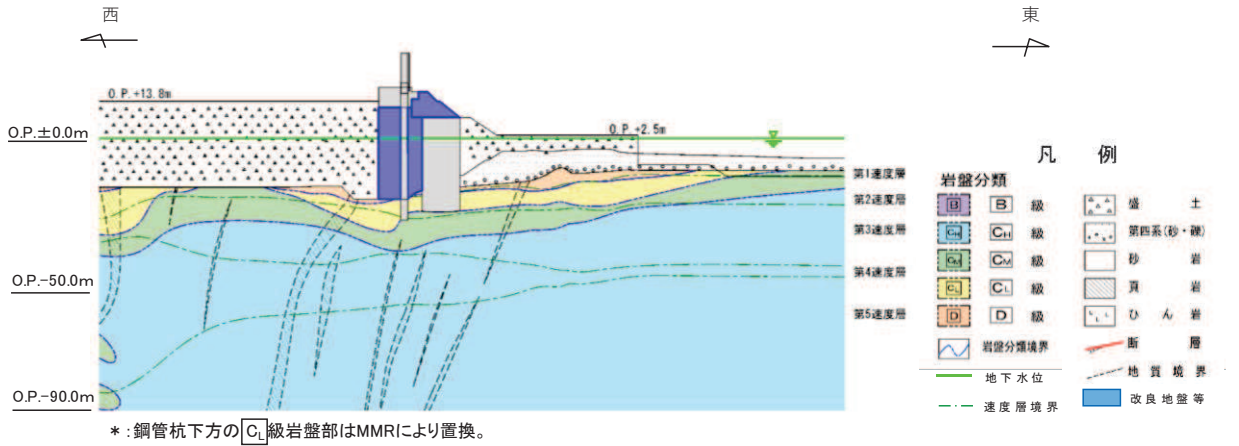


図 6.1.6-21(1) 評価対象断面 (断面①)

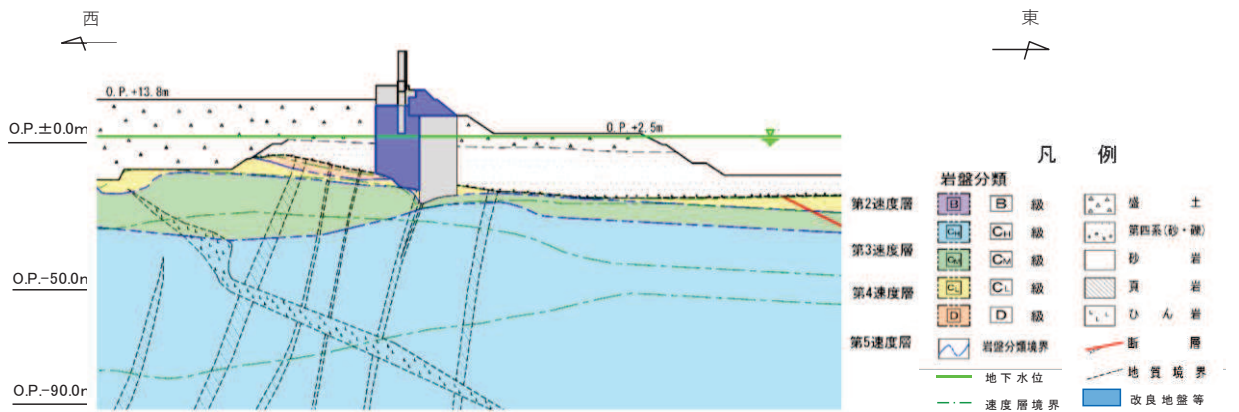


図 6.1.6-21(2) 評価対象断面 (断面②)

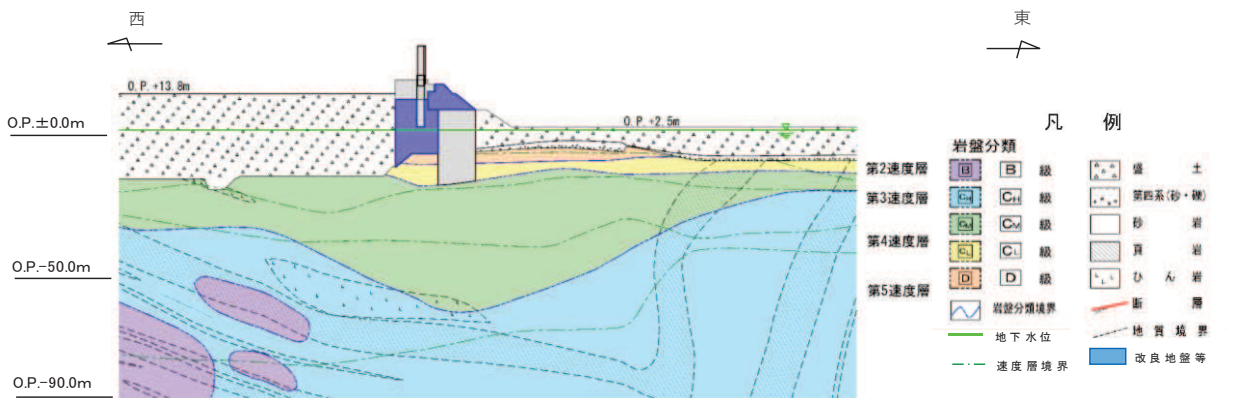


図 6.1.6-21(3) 評価対象断面 (断面③)

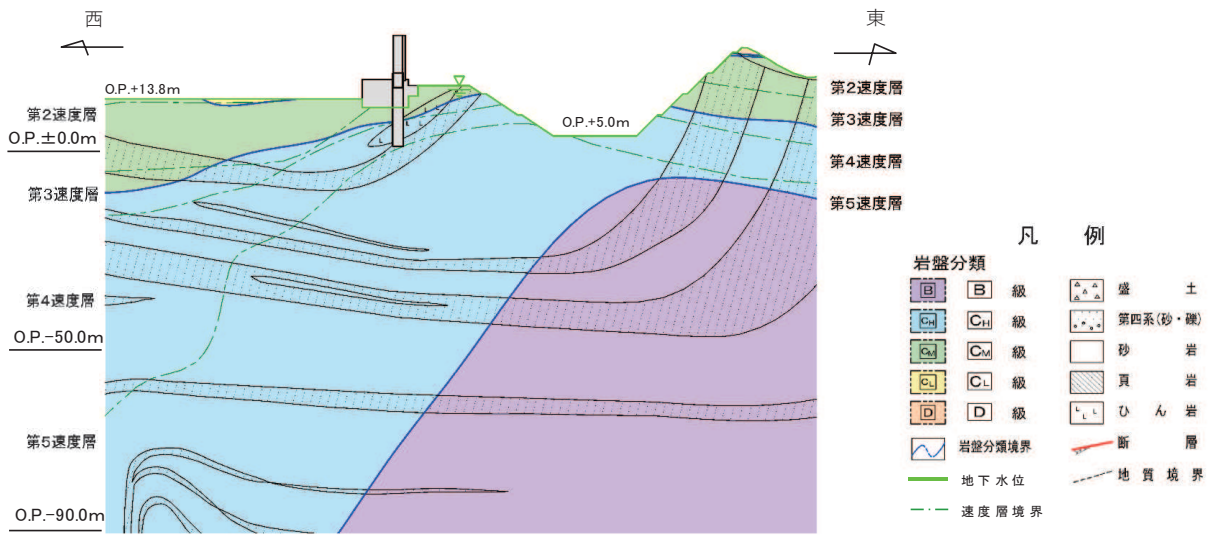


図 6.1.6-21(4) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑤)

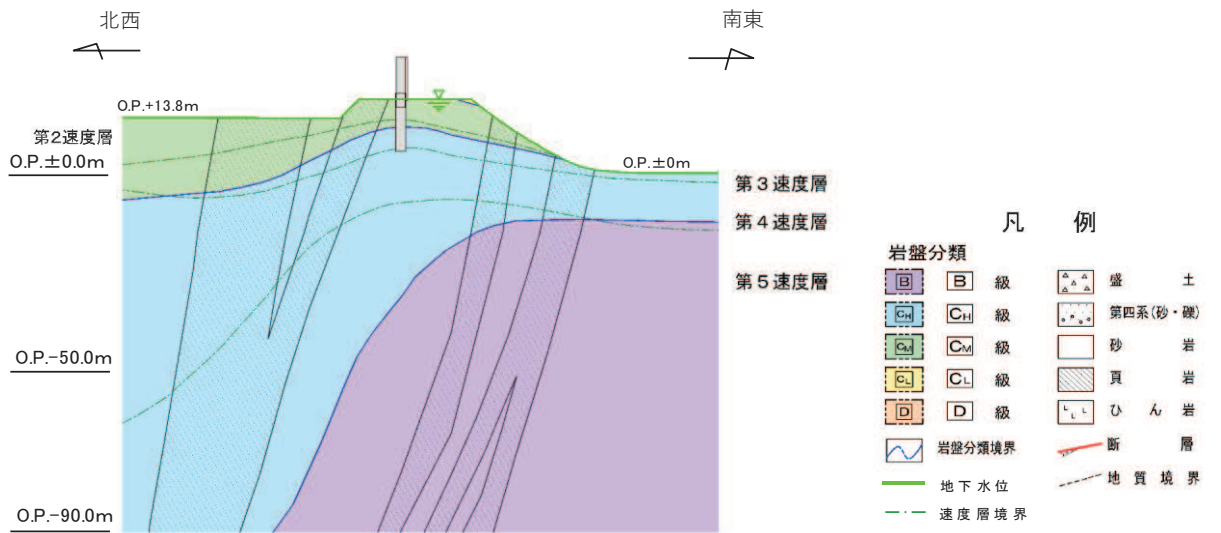


図 6.1.6-21(5) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑥)

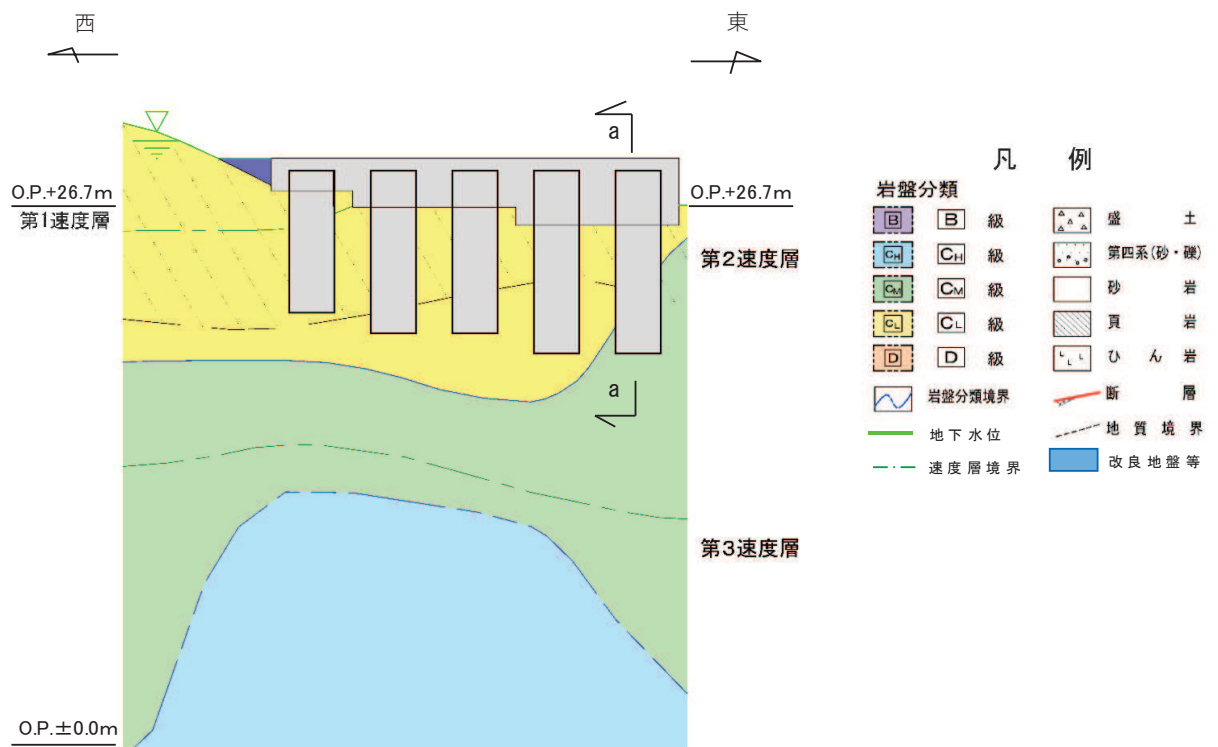


図 6.1.6-21(6) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦)

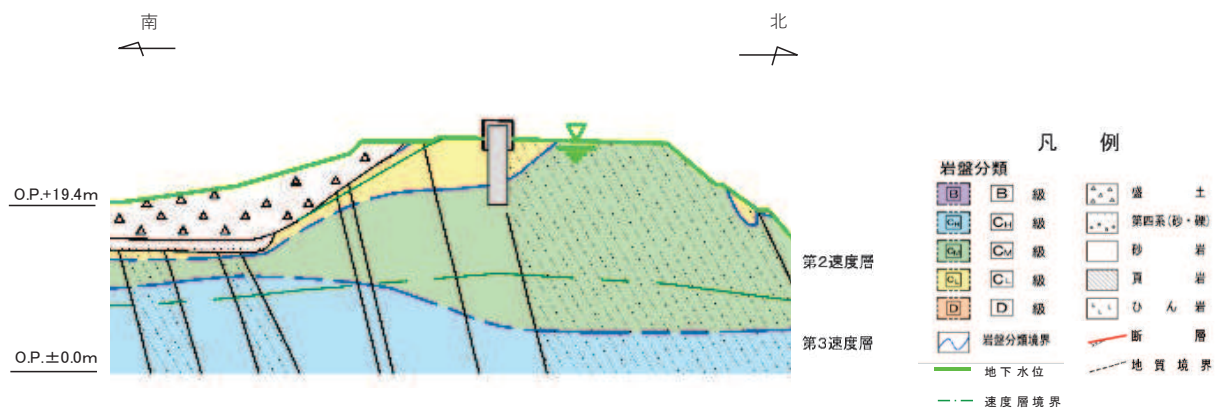


図 6.1.6-21(7) 評価対象断面 (岩盤部) (断面⑦, a-a 断面)

(2) 解析方法

地震時の解析方法は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施し、津波時及び重畳時の解析方法は、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度耐震計算書に関する補足説明」の「3.2 解析方法」と同じ解析方法で実施する。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重及び荷重の組合せは、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとし、津波時及び重畳時の荷重及び荷重の組合せは、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組み合わせ」と同じ荷重の組み合わせとする。

なお、「2.5 (1) 横断方向の相対変位の算出方法」で示したとおり、防潮堤に作用する遡上津波荷重は一方向に一樣に作用することから、津波時及び重畳時の構造物の変形量は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。この状況は海水密度の変化に寄らないため、海水に浮遊砂が混入した場合の変位への影響はない。

(4) 入力地震動

地震時の入力地震動は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とし、津波時及び重畳時の入力地震動は、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」と同じ入力地震動とする。

(5) 解析モデル及び諸元

地震時の解析モデル及び諸元は、「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とし、津波時及び重畳時の解析モデル及び諸元は、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「3.5 解析モデル及び諸元」と同様とする。

地震時、津波時及び重畳時の解析モデルを図 6.1.6-22～図 6.1.6-27 に示す。また、図 6.1.6-28～図 6.1.6-31 にジョイント要素配置図を示す。

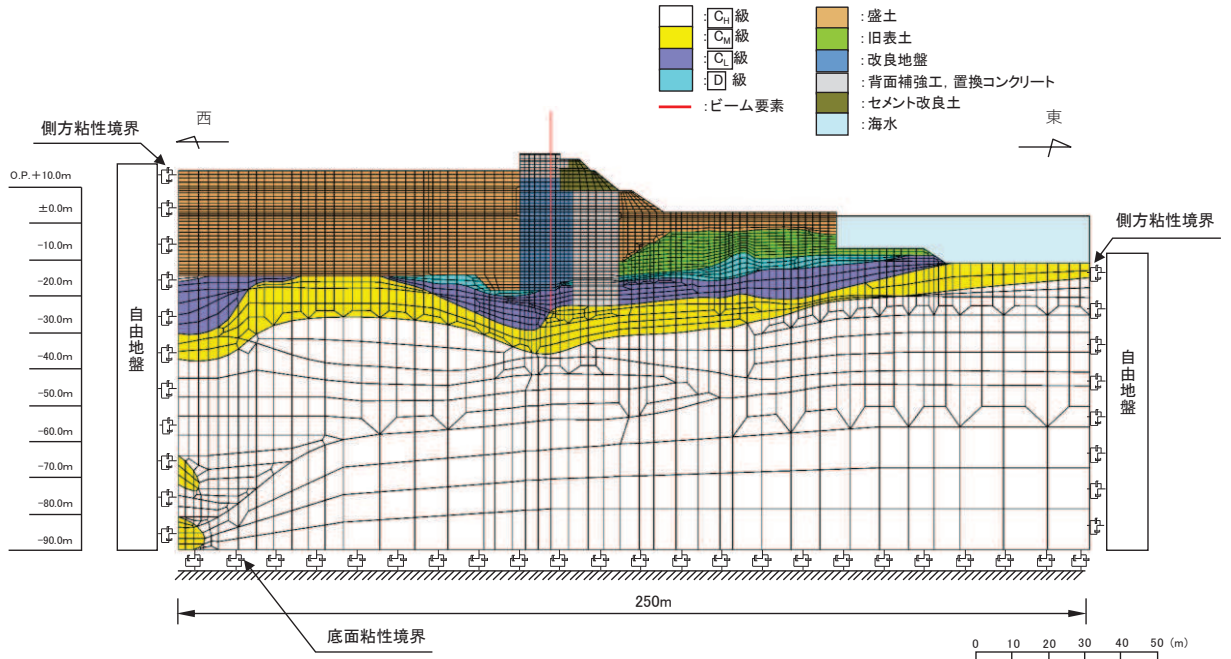


図 6.1.6-22(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，地震時）

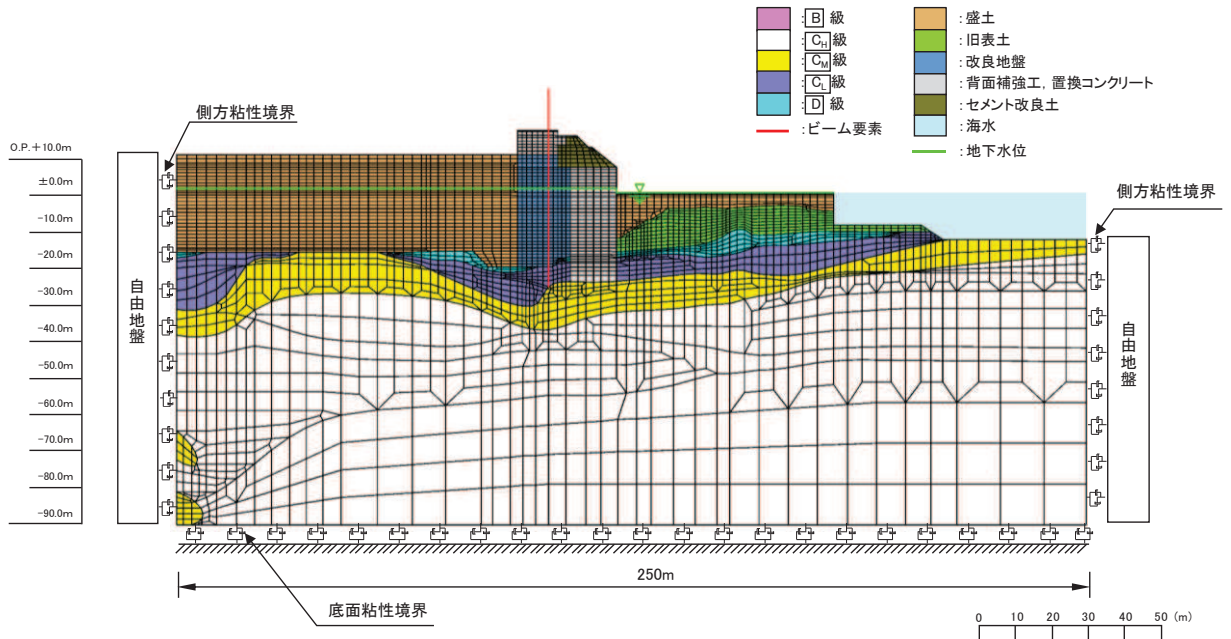


図 6.1.6-22(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，津波時）

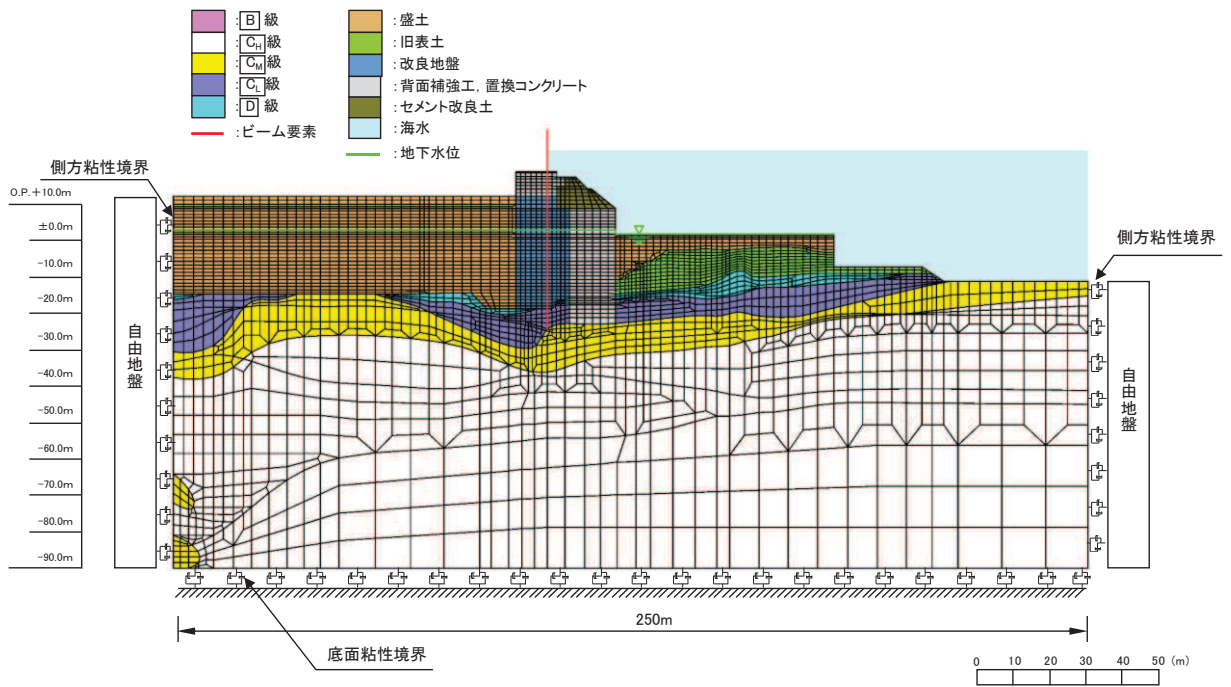


図 6.1.6-22(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面①，重畳時）

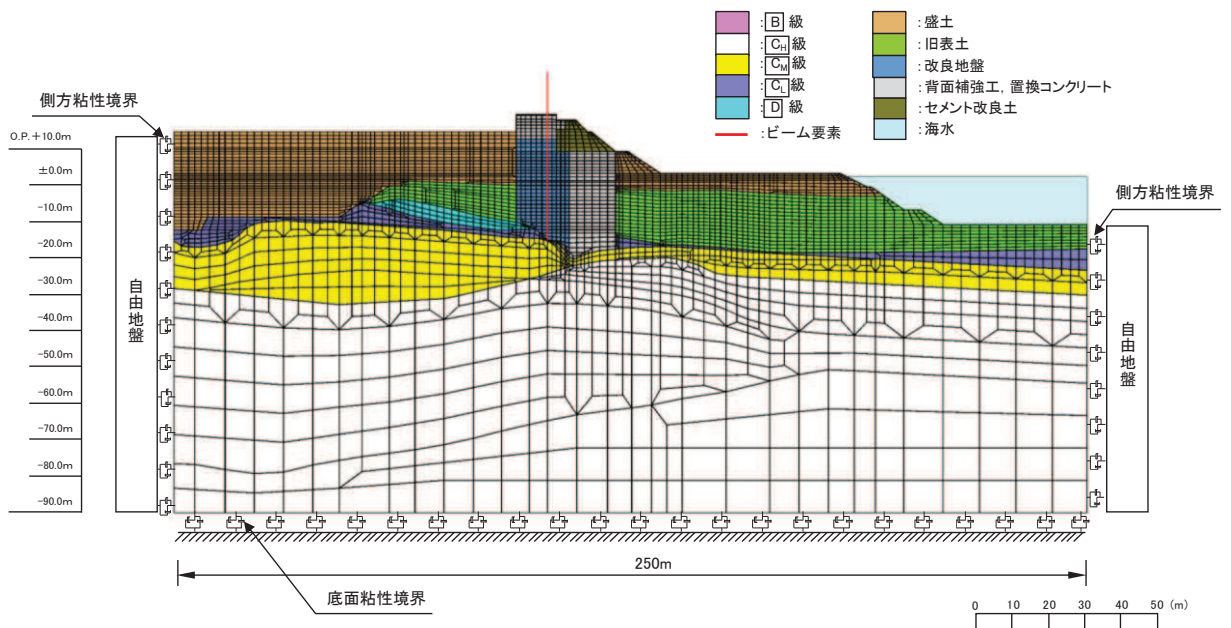


図 6.1.6-23(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，地震時）

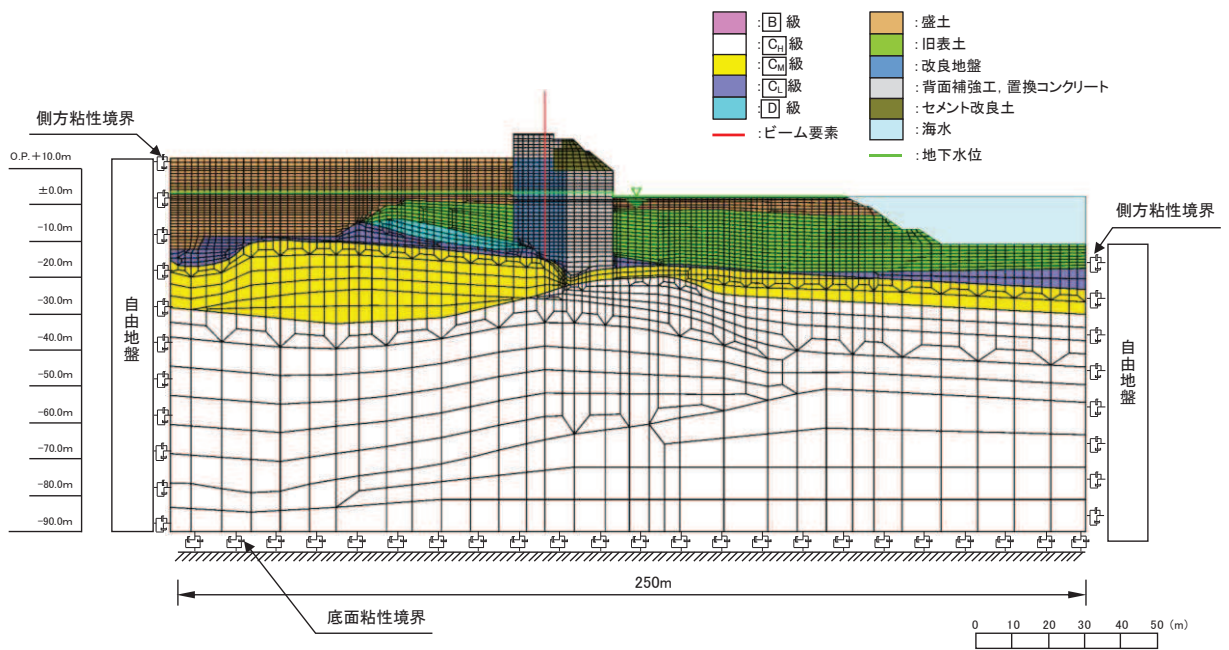


図 6.1.6-23(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，津波時）

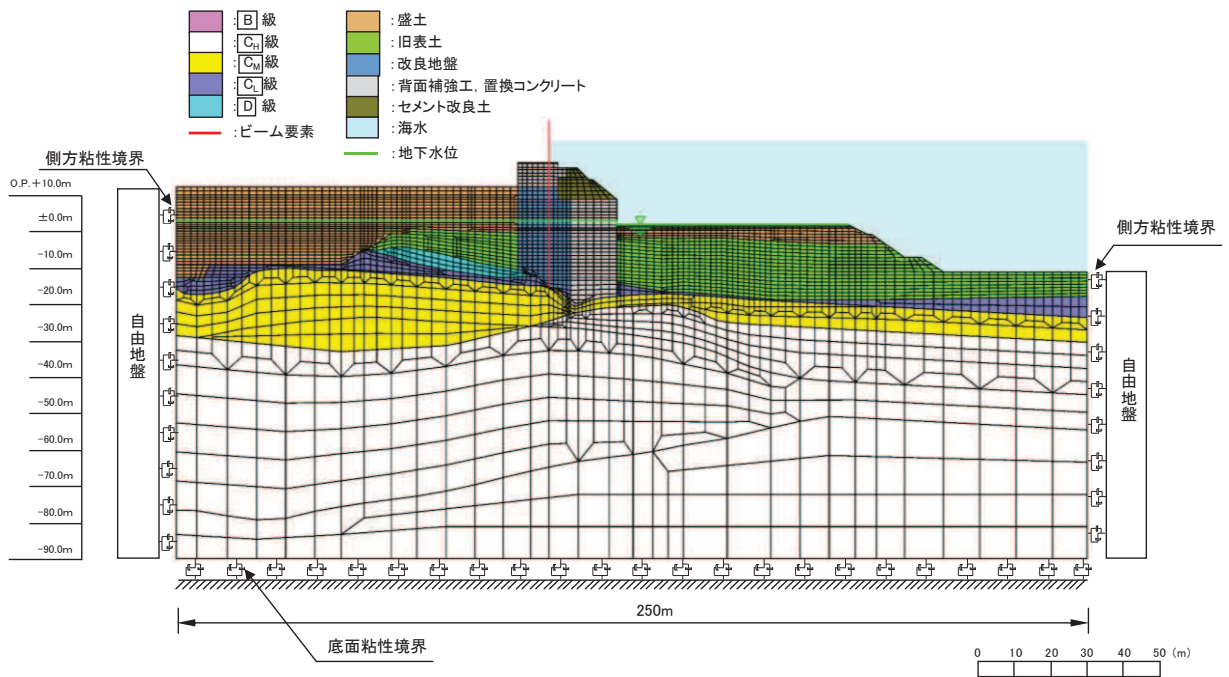


図 6.1.6-23(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面②，重畳時）

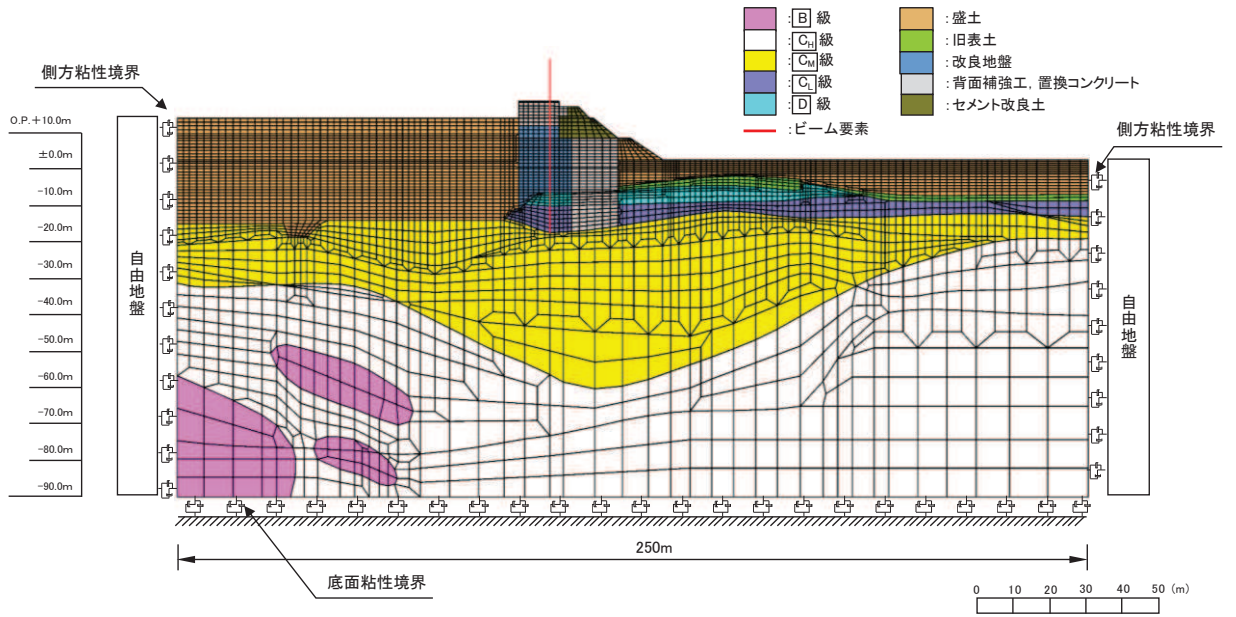


図 6.1.6-24(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，地震時）

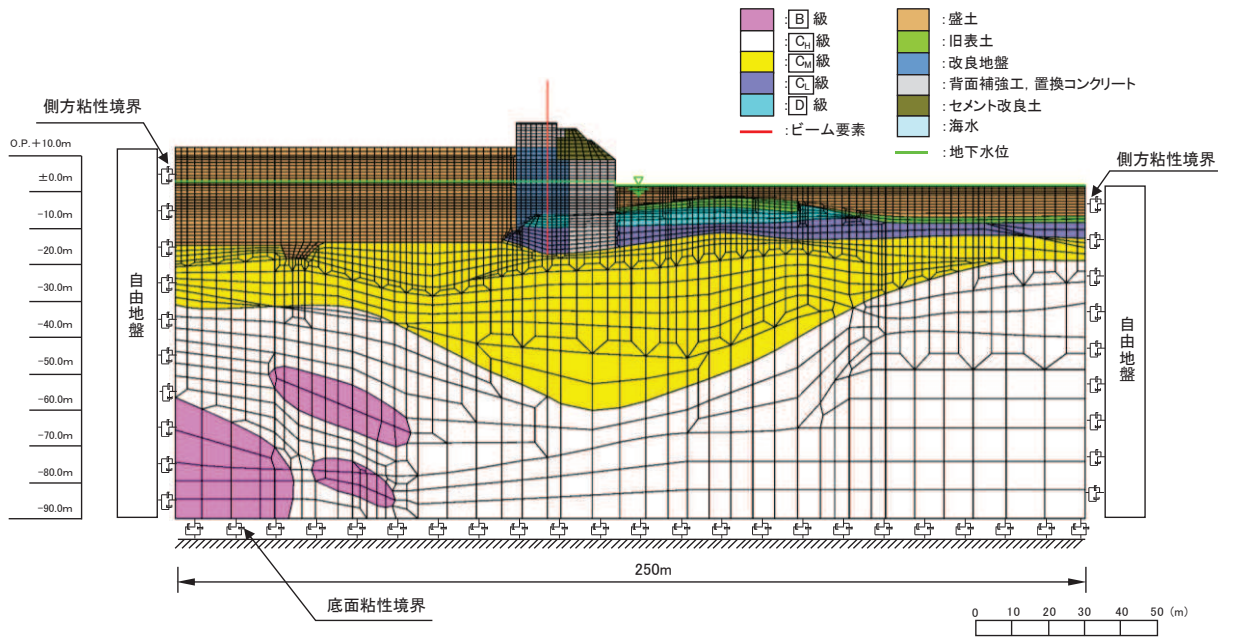


図 6.1.6-24(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，津波時）

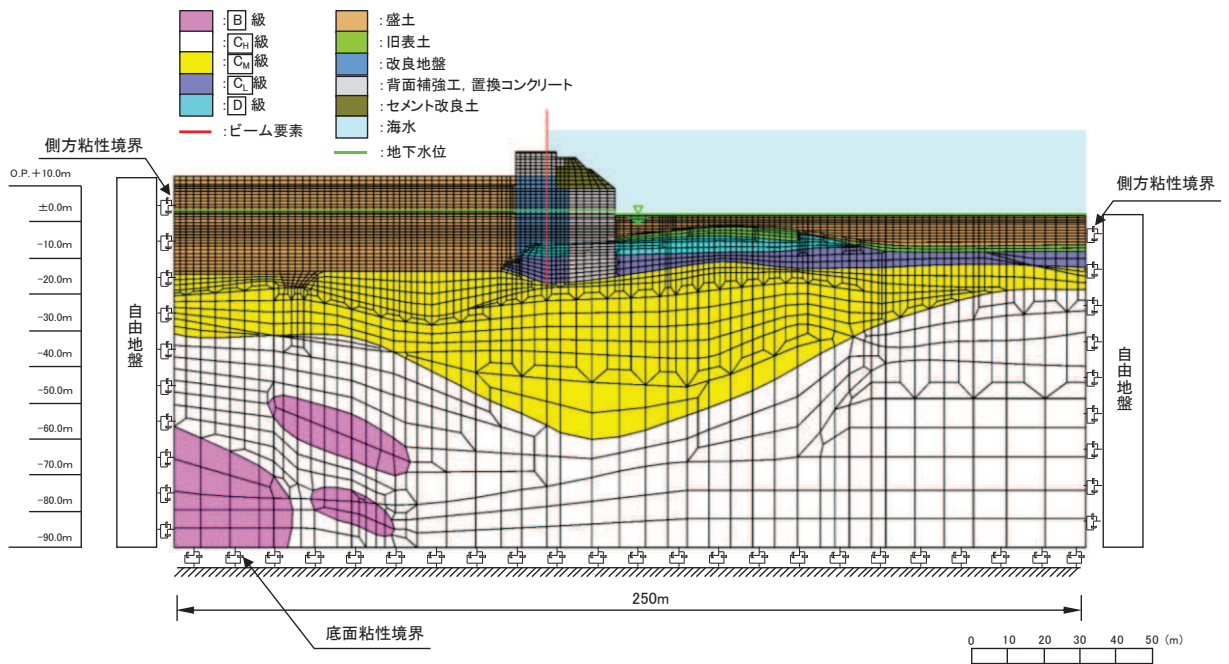


図 6.1.6-24(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部の解析モデル（断面③，重畳時）

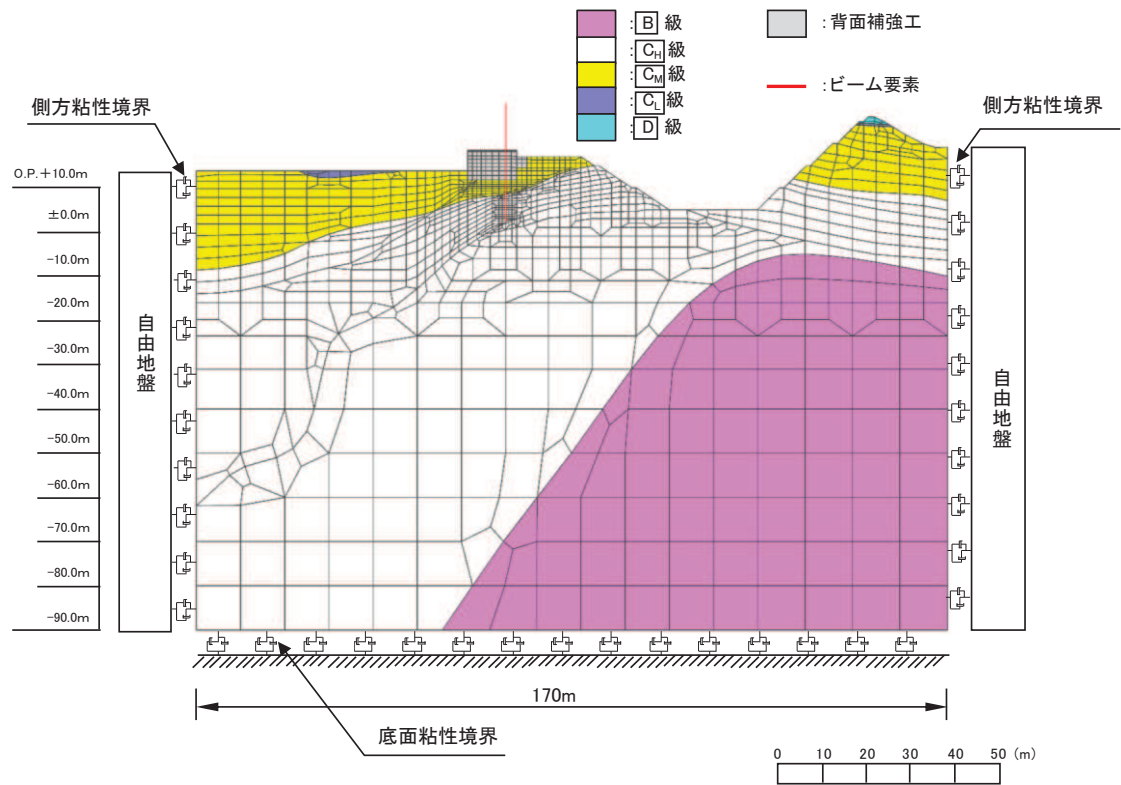


図 6.1.6-25(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，地震時）

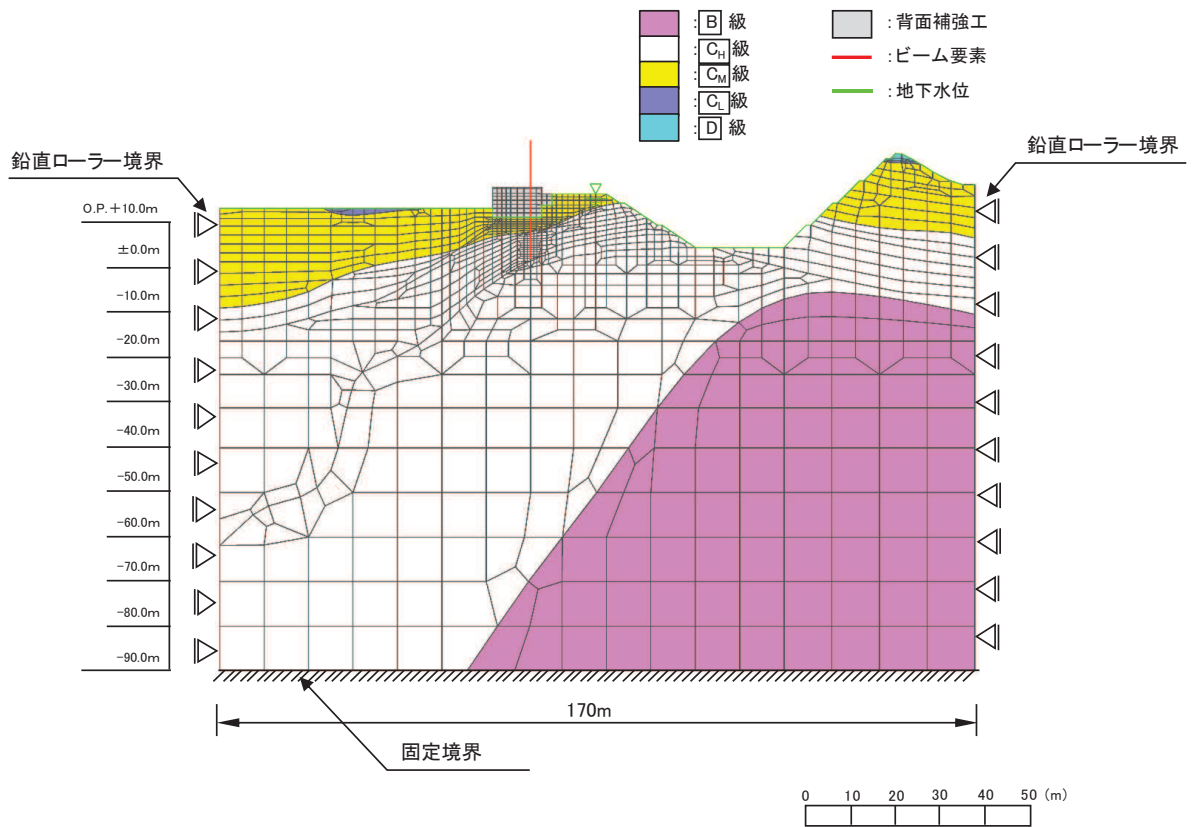


図 6.1.6-25(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，津波時）

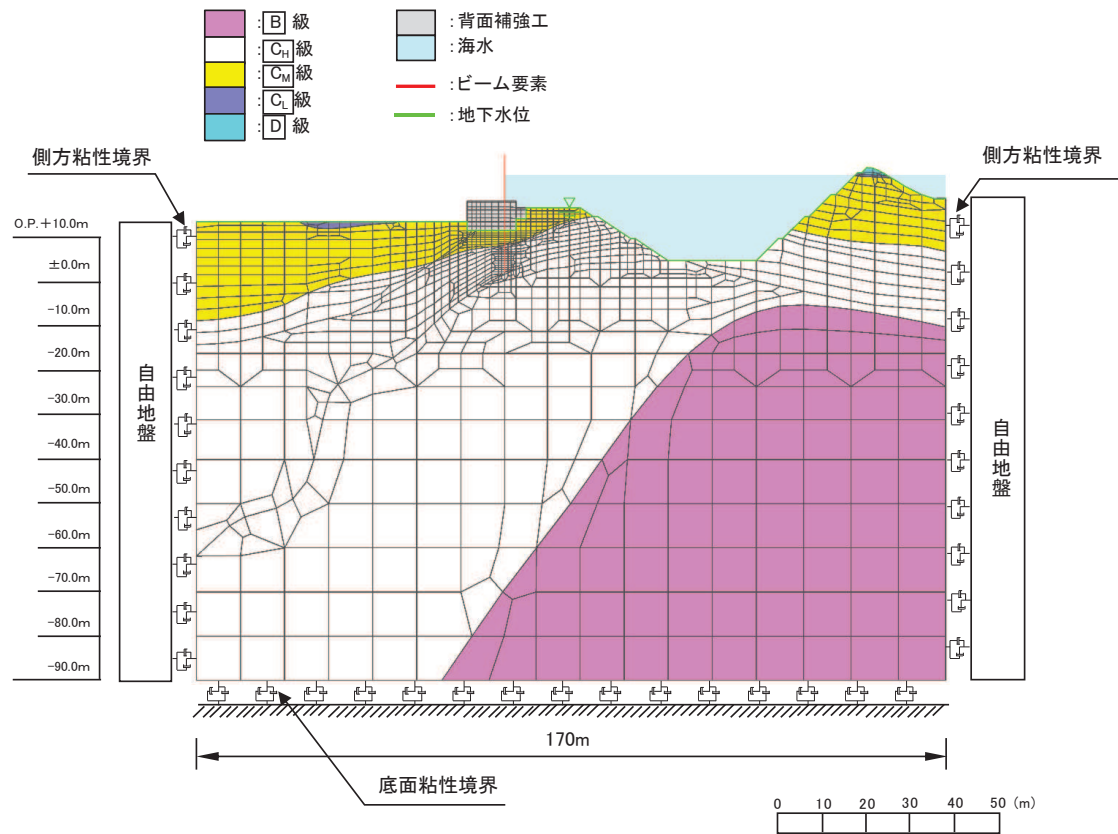


図 6.1.6-25(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑤，重畳時）

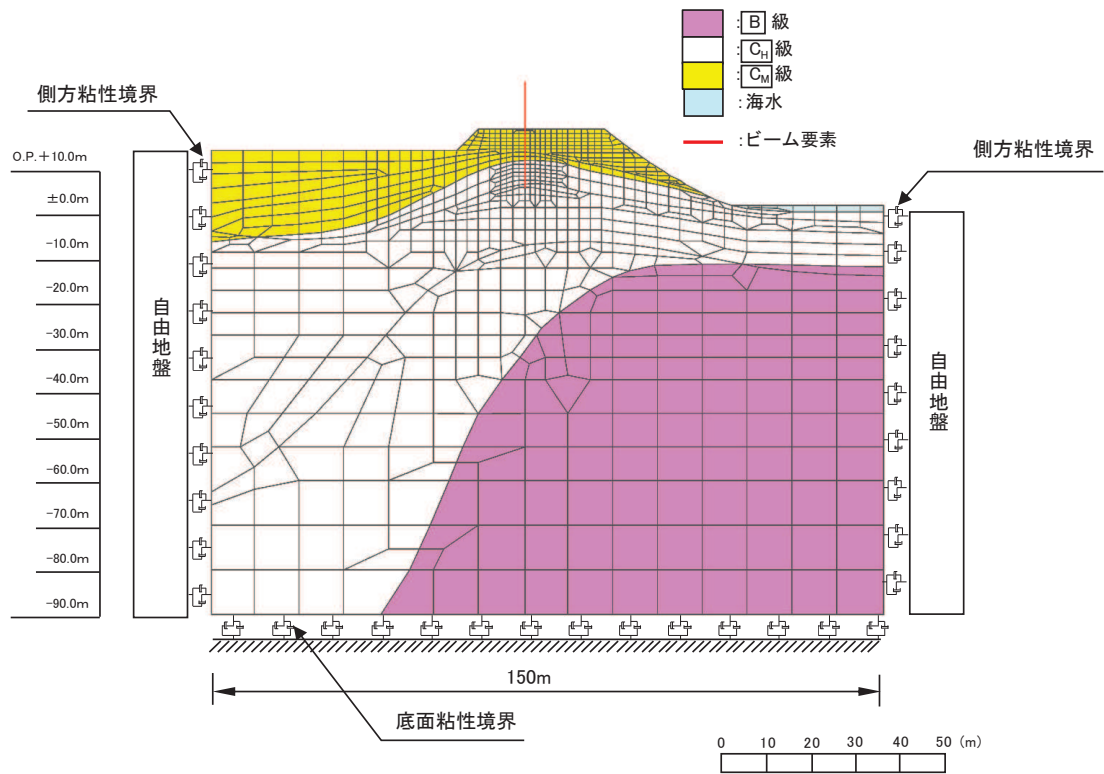


図 6.1.6-26(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，地震時）

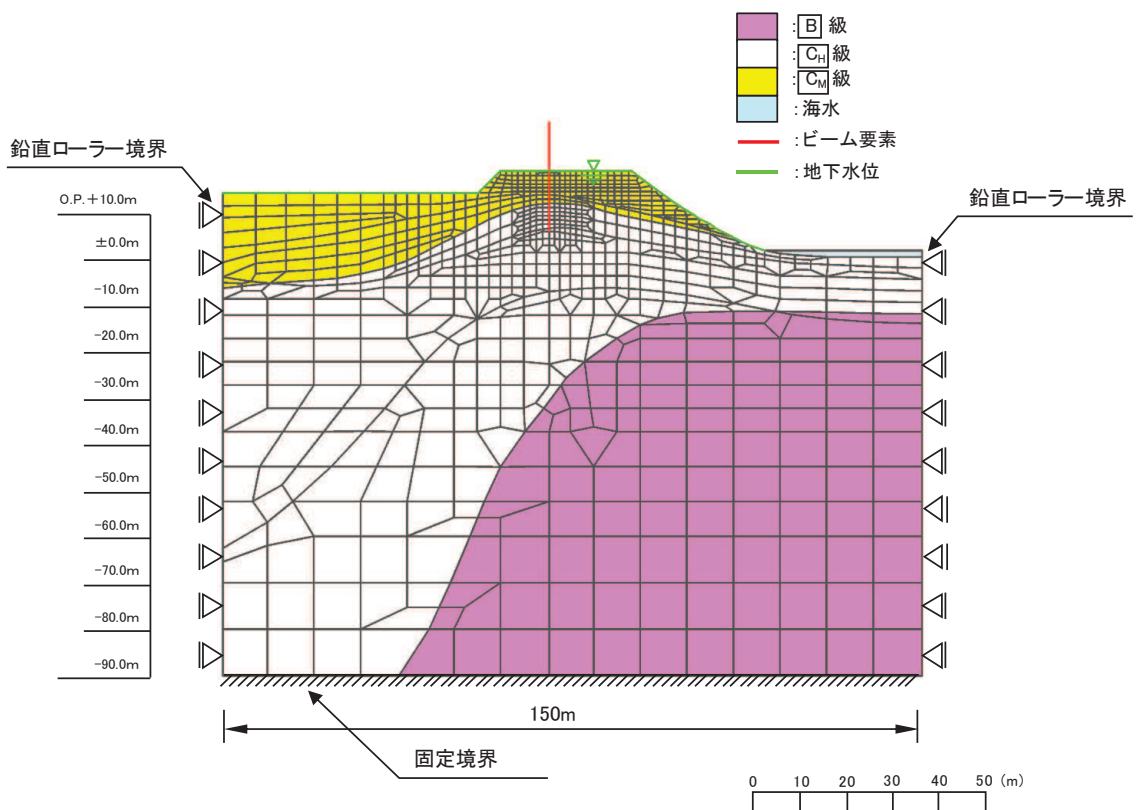


図 6.1.6-26(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，津波時）

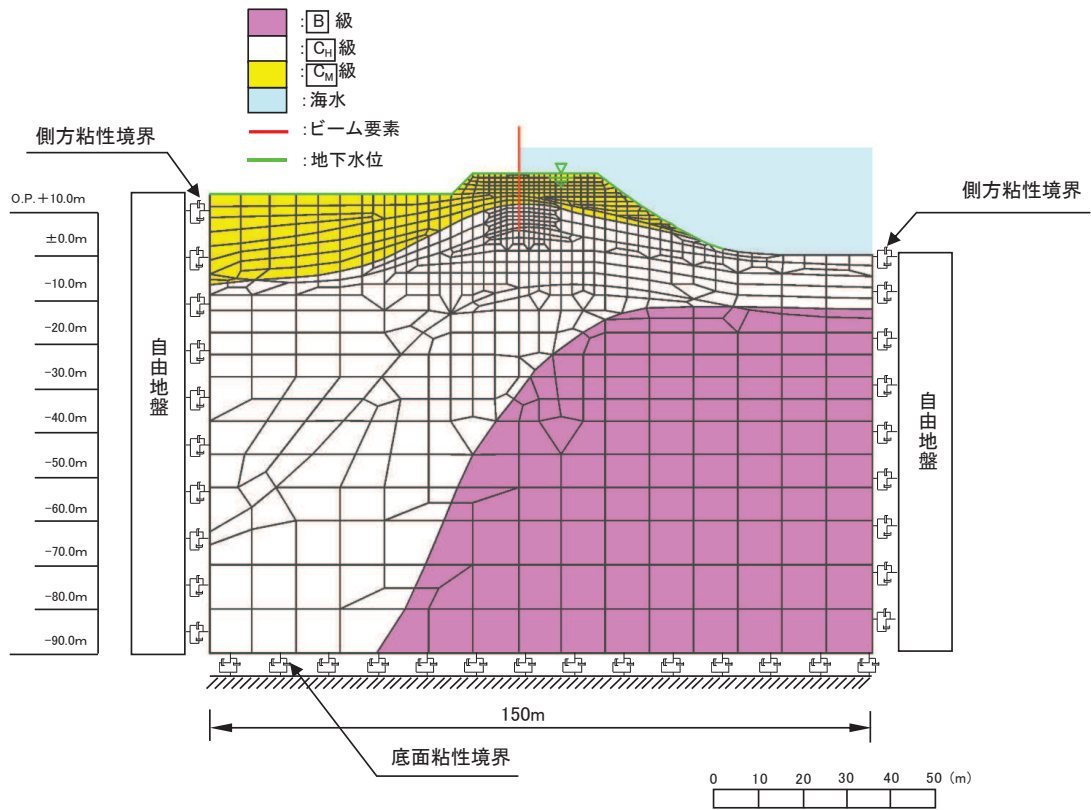


図 6.1.6-26(3) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑥，重畳時）

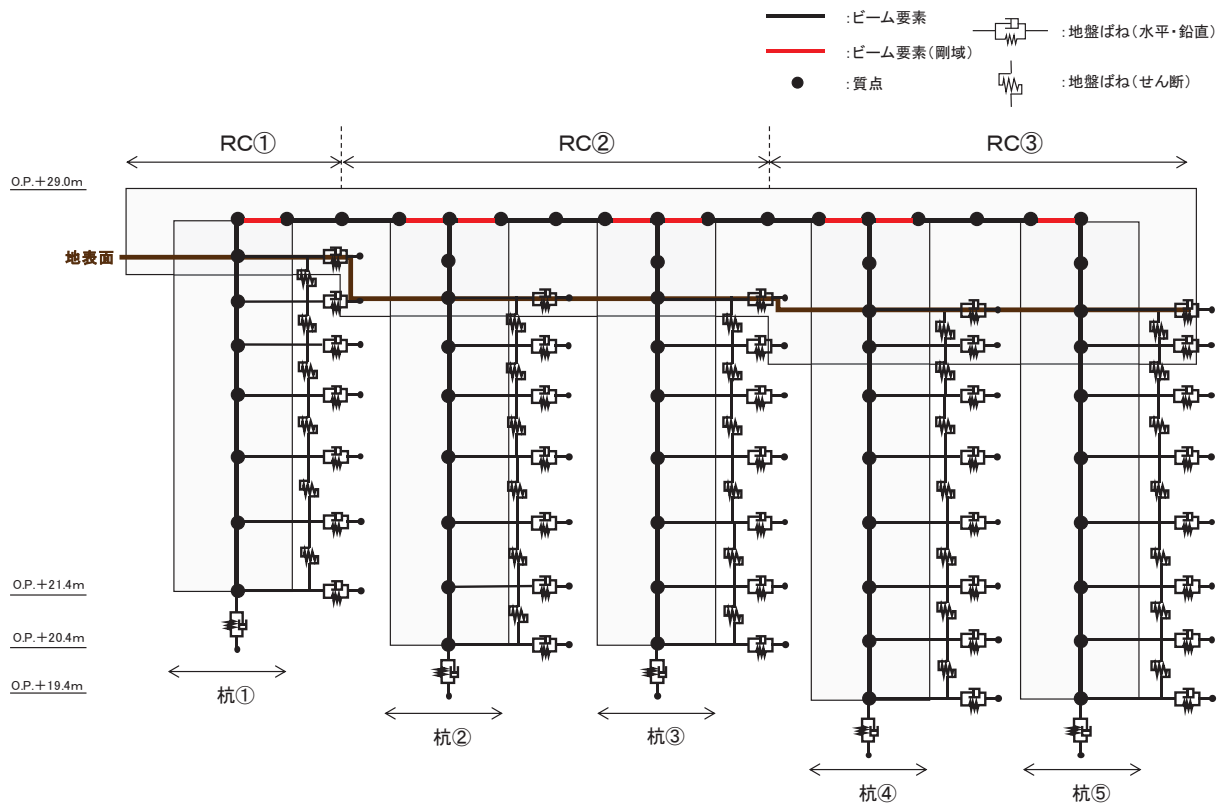


図 6.1.6-27(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち岩盤部の解析モデル（断面⑦，地震時）

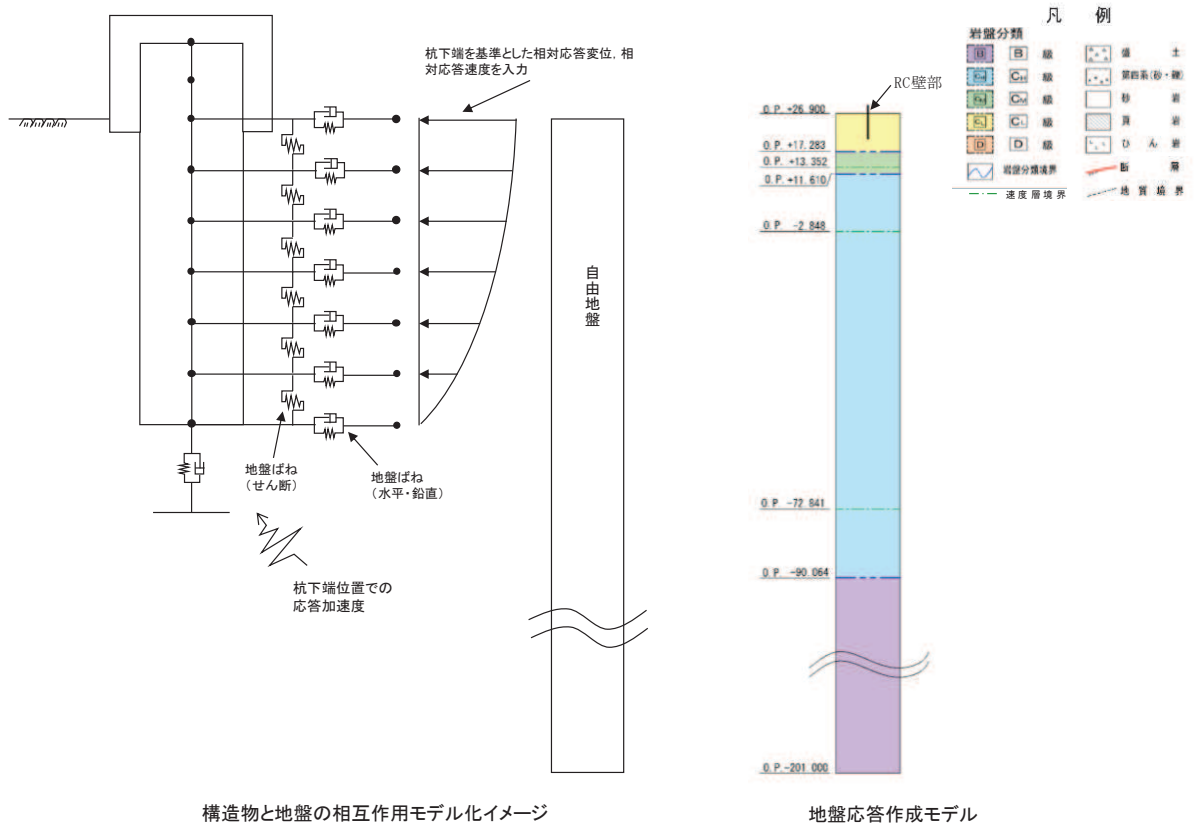


図 6.1.6-27(2) 岩盤部のうち RC 壁部の地盤ばねのモデル化イメージ及び地盤応答作成モデル (断面⑦, 地震時)

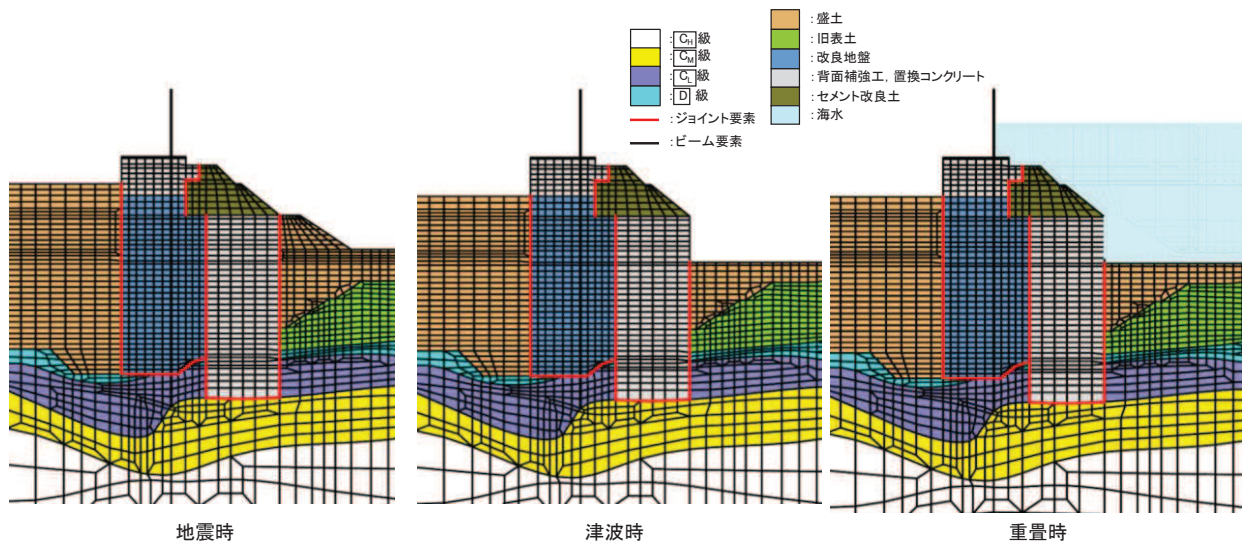


図 6.1.6-28 断面①におけるジョイント要素の配置図

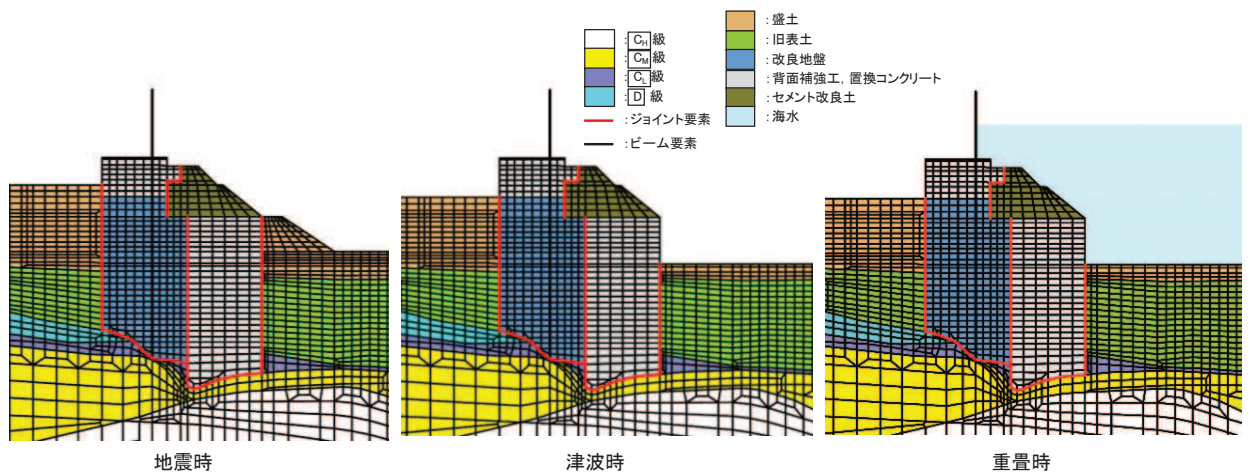


図 6.1.6-29 断面②におけるジョイント要素の配置図

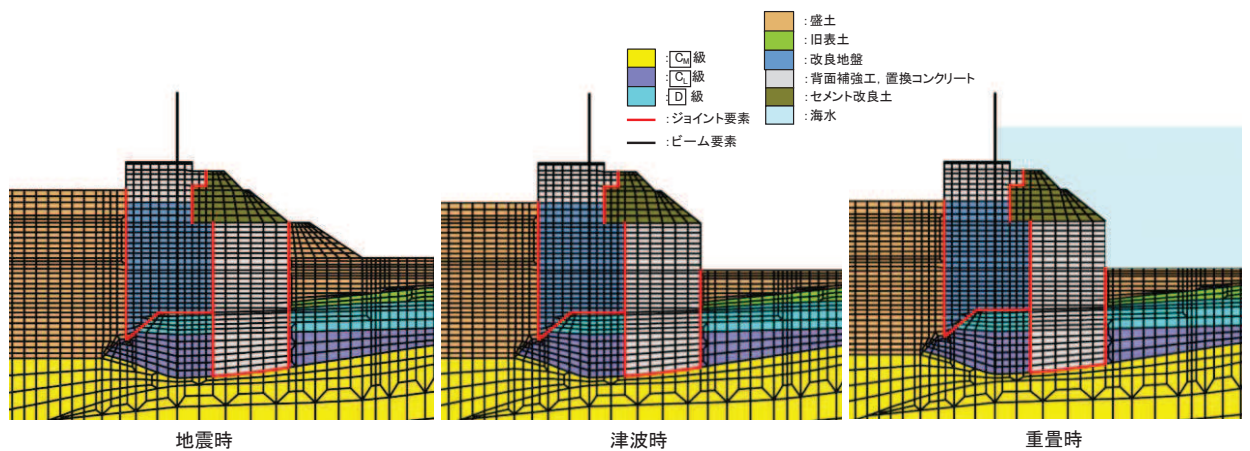


図 6.1.6-30 断面③におけるジョイント要素の配置図

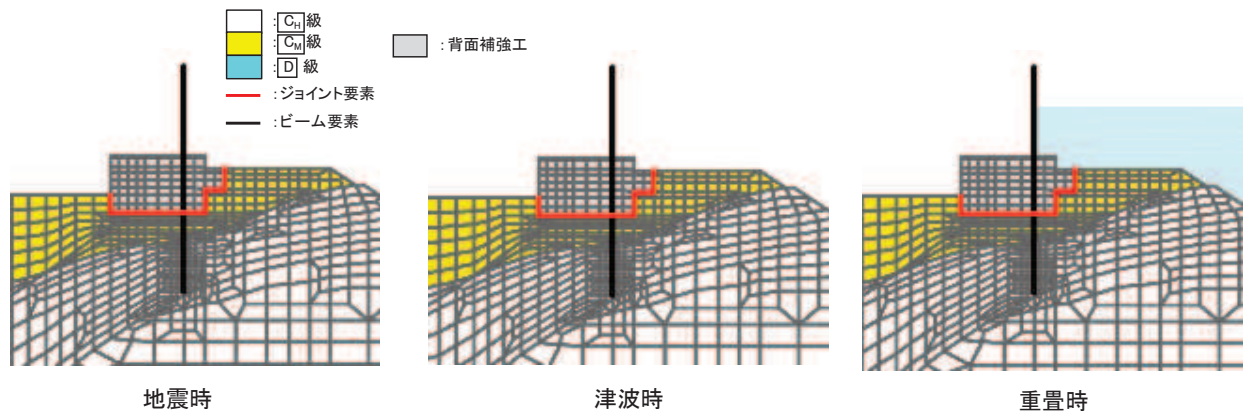


図 6.1.6-31 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

(6) 解析ケース

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の横断方向の相対変位算出における解析ケースを表 6.1.6-4 に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の横断方向の相対変位算出においては、全ての基準地震動 S_s 又は弾性設計用地震動 S_d-D2 に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位、縦断方向では隣り合う鋼製遮水壁間に生じる時刻歴相対変位が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 6.1.6-4(1) 地震時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	S_s-D1	++*	○	基準地震動 S_s (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、各相対変位が最も大きくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S_s-D2	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S_s-D3	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	S_s-F1	++*	○		
		-+*	○		
	S_s-F2	++*	○		
		-+*	○		
	S_s-F3	++*	○		
		-+*	○		
	S_s-N1	++*	○		
		-+*	○		

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

表 6.1.6-4(2) 重畳時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+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
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3波) を加えた全4波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、各相対変位が最も大きくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		

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

3.2 縦断方向

(1) 評価対象断面

図 6.1.6-9 に評価対象断面の位置図，図 6.1.6-32 に評価対象断面の断面図を示す。

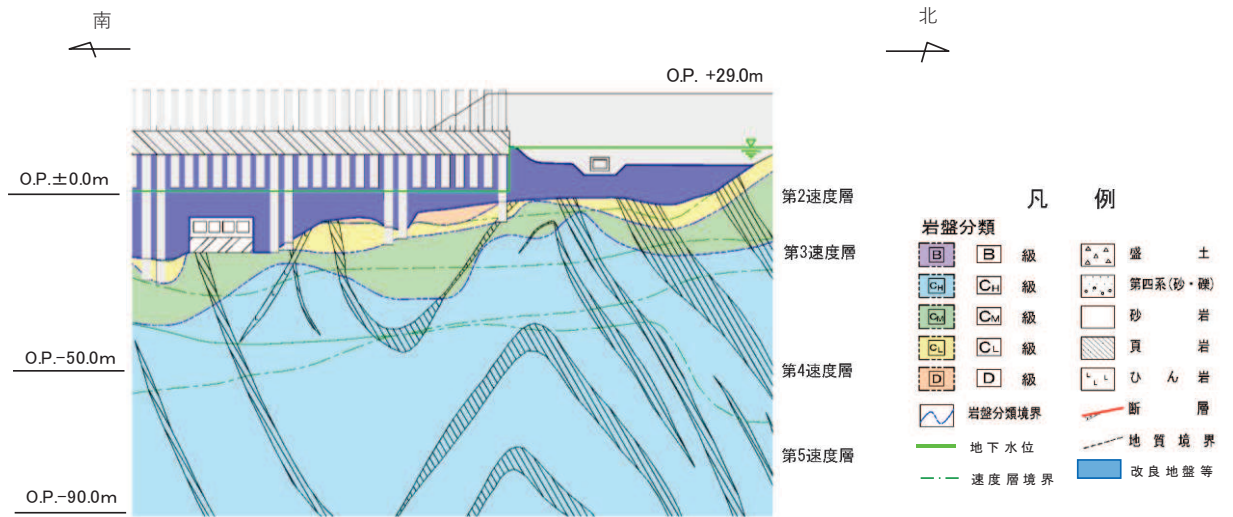


図 6.1.6-32(1) 評価対象断面 (断面⑧)

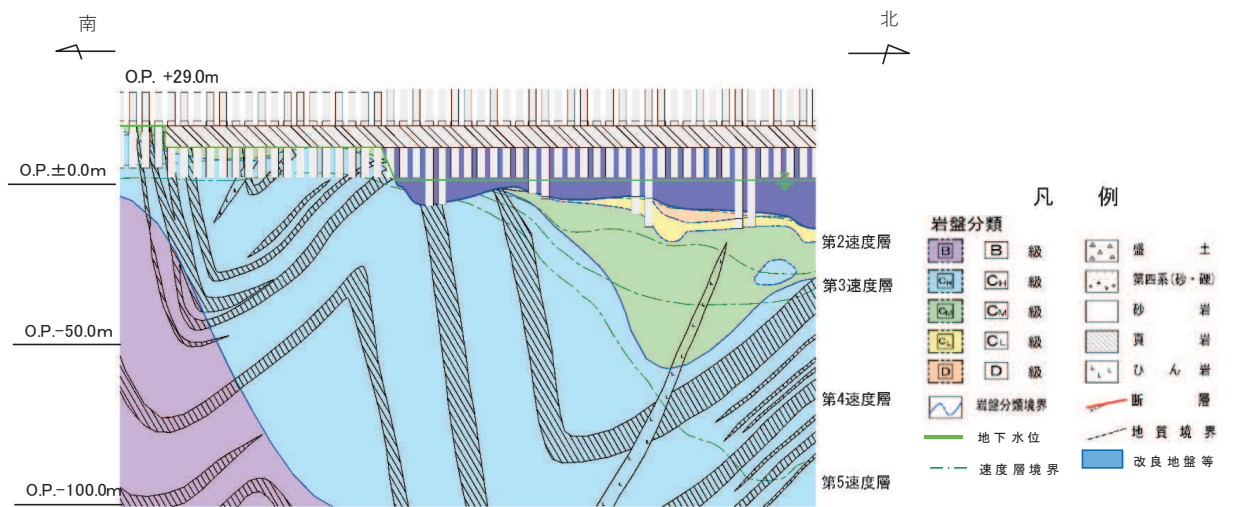


図 6.1.6-32(2) 評価対象断面 (断面⑨)

(2) 解析方法

地震応答解析は、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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

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

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

a. 地震応答解析手法

縦断方向の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、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て行う。

地震応答解析手法の選定フローを図 6.1.6-33 に示す。

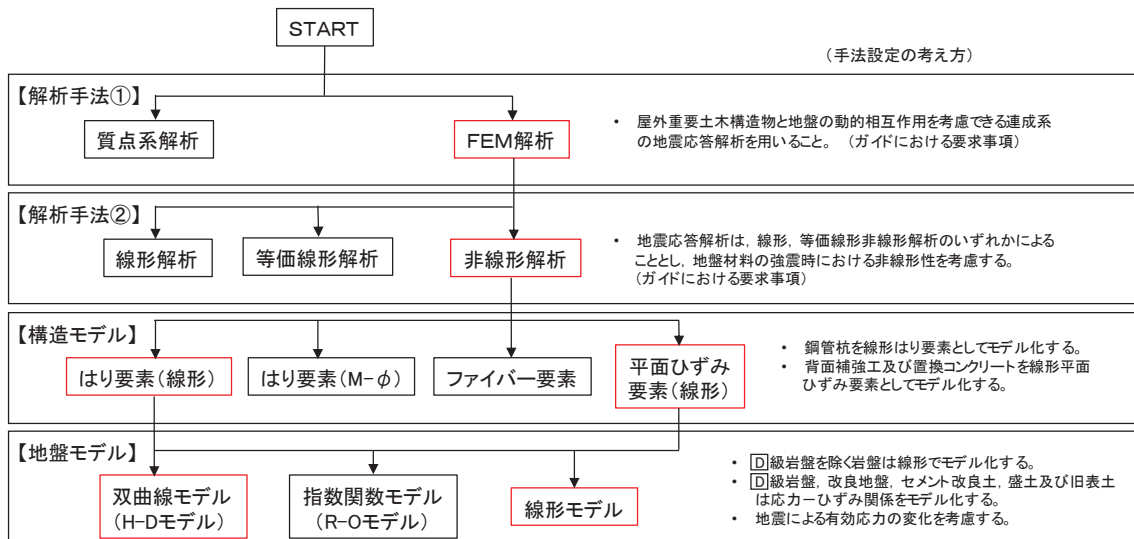


図 6.1.6-33 地震応答解析手法の選定フロー

b. 構造部材

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

縦断方向の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を評価する。地盤物性のばらつきについては、表 6.1.6-5 に示す解析ケースにて行う。

表 6.1.6-5 解析ケース（縦断方向）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

d. 減衰定数

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。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

a. 荷重

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(b) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(c) 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 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(d) 風荷重(P_k)

風荷重については、考慮しない。

(e) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

b. 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 6.1.6-6 及び表 6.1.6-7 に示す。

表 6.1.6-6 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

S_s : 地震荷重

表 6.1.6-7 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 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・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m ² を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重を考慮する。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

(4) 入力地震動

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1次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面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「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 6.1.6-34 に示す。図 6.1.6-35～図 6.1.6-36 に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「SHAKE Ver 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

①引戻し解析

引戻し地盤モデル（解放基盤モデル）を用いて、水平方向地震動及び鉛直方向地震動をそれぞれ引戻し地盤モデル底面位置まで引戻す。

②水平方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（水平方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで水平方向地震動を引き上げる。

③鉛直方向地震動の引上げ解析

引上げ地盤モデル（鉛直方向地震動用）を用いて、構造物—地盤連成系解析モデル底面位置まで鉛直方向地震動を引き上げる。

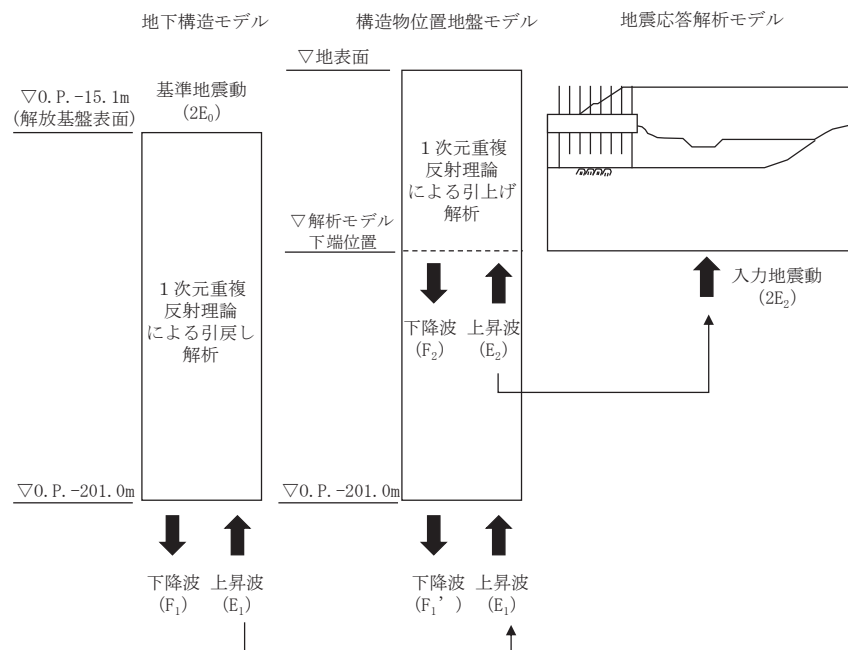
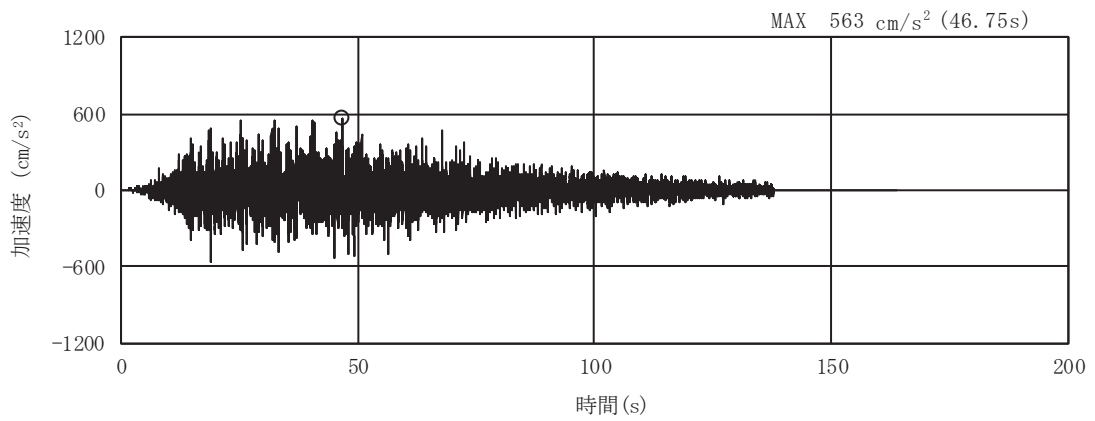
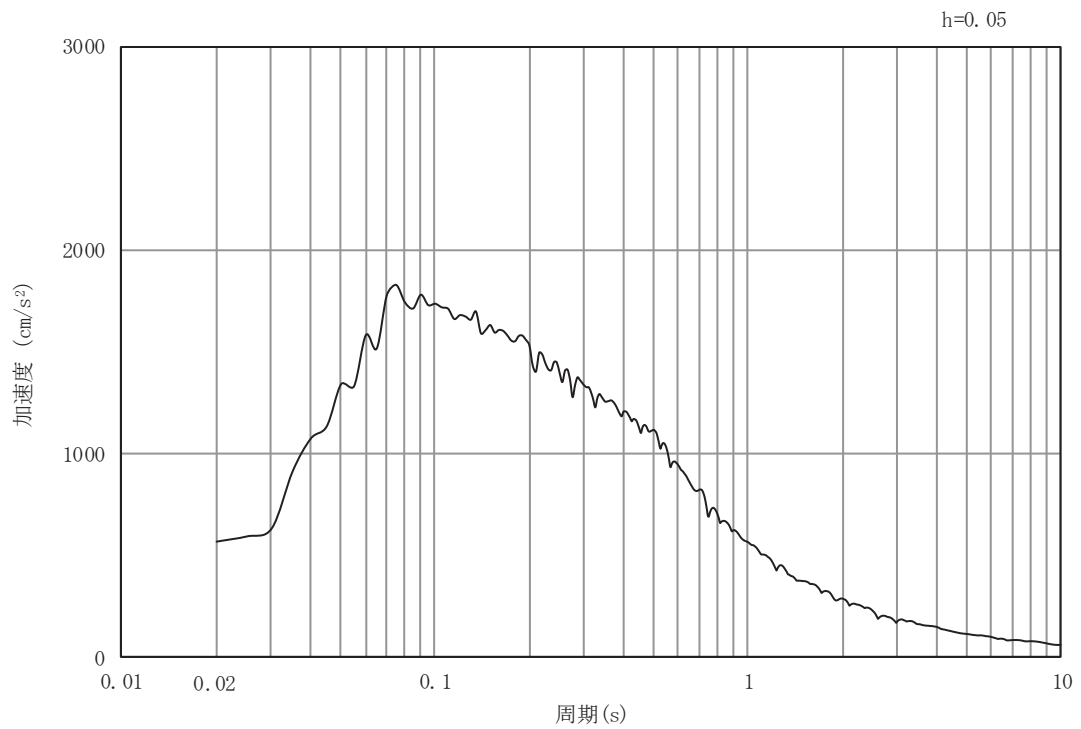


図 6.1.6-34 入力地震動算定の概念図

a. 断面⑧

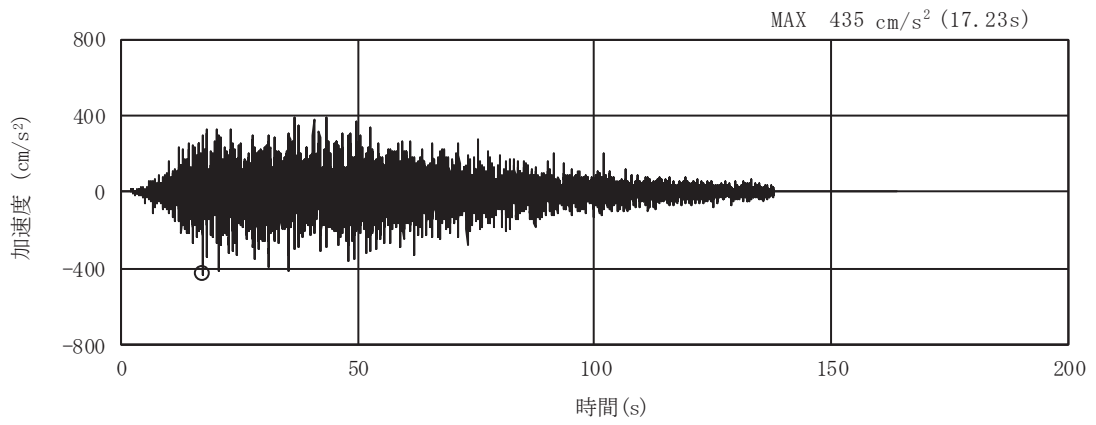


(a) 加速度時刻歴波形

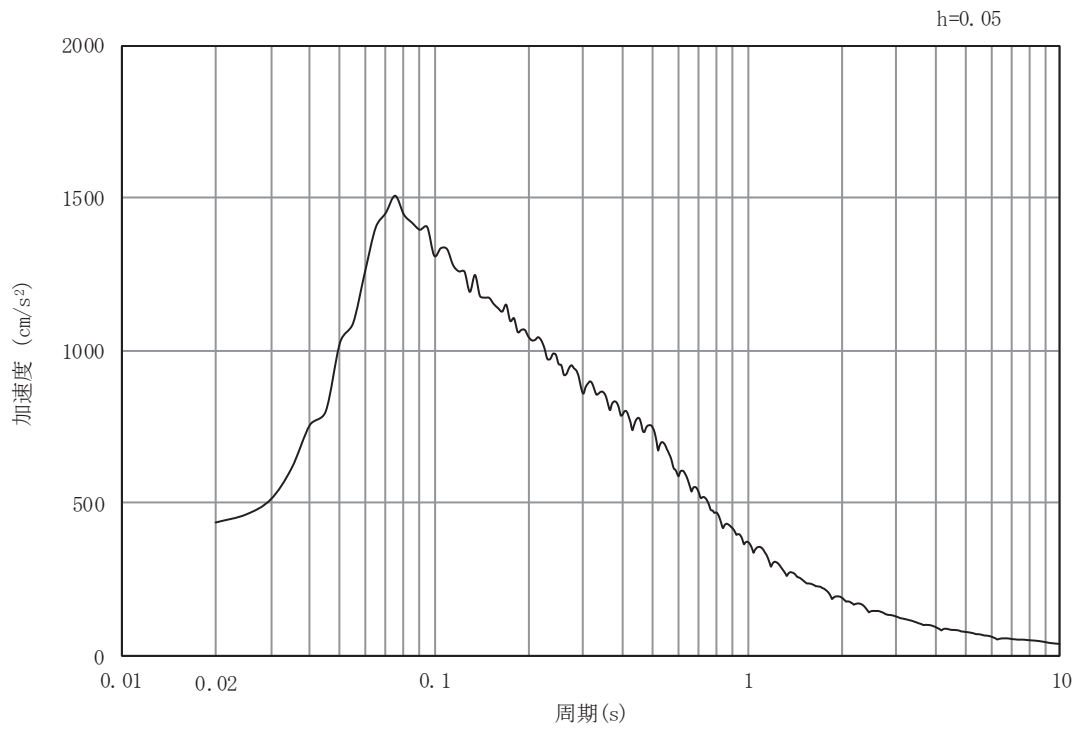


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(1) 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
(水平方向：S s - D 1)

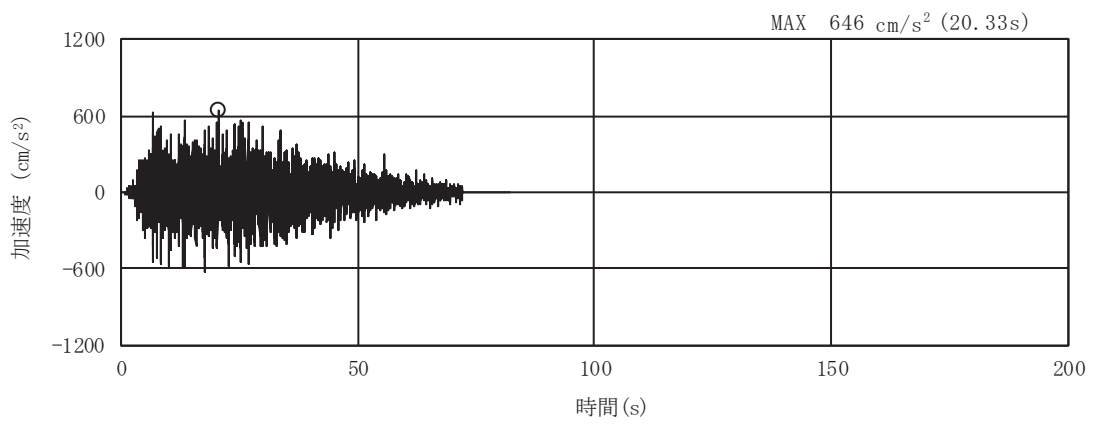


(a) 加速度時刻歴波形

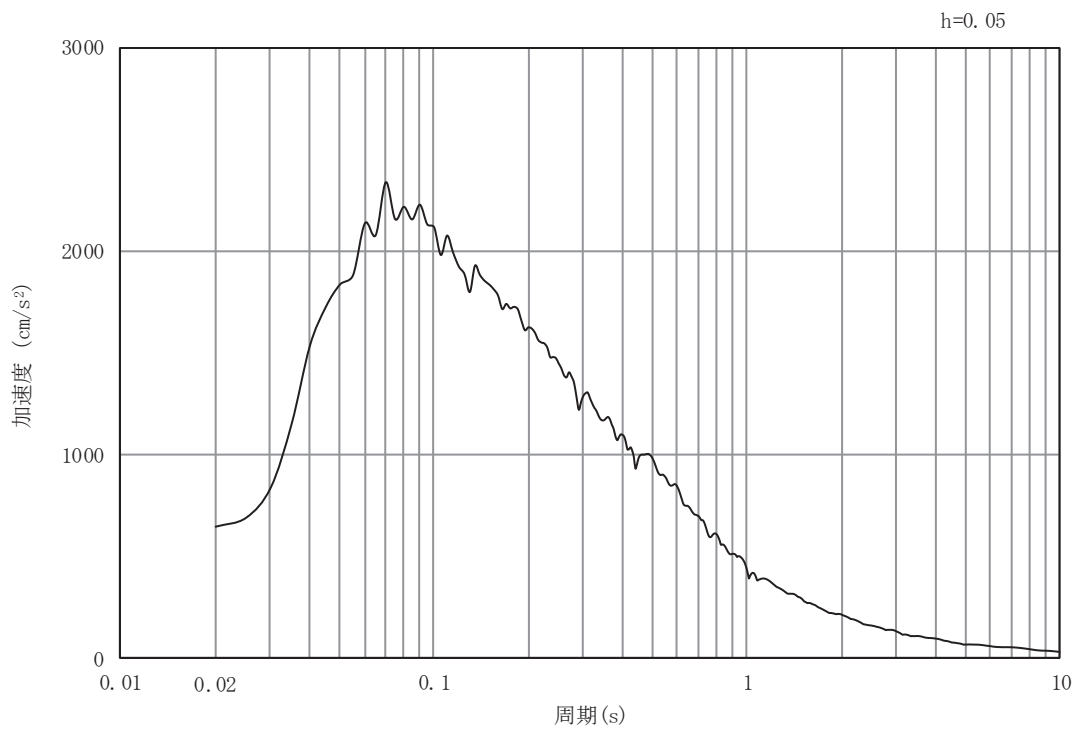


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(鉛直方向：S s - D 1)

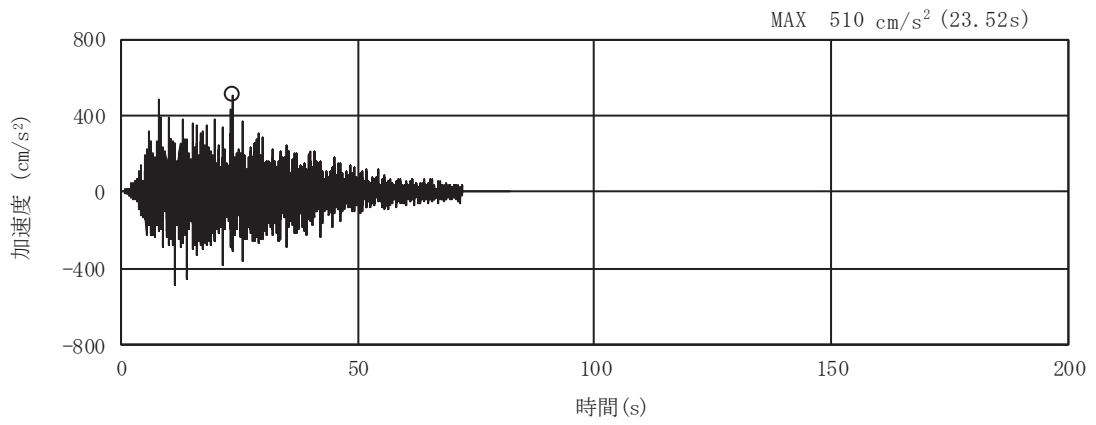


(a) 加速度時刻歴波形

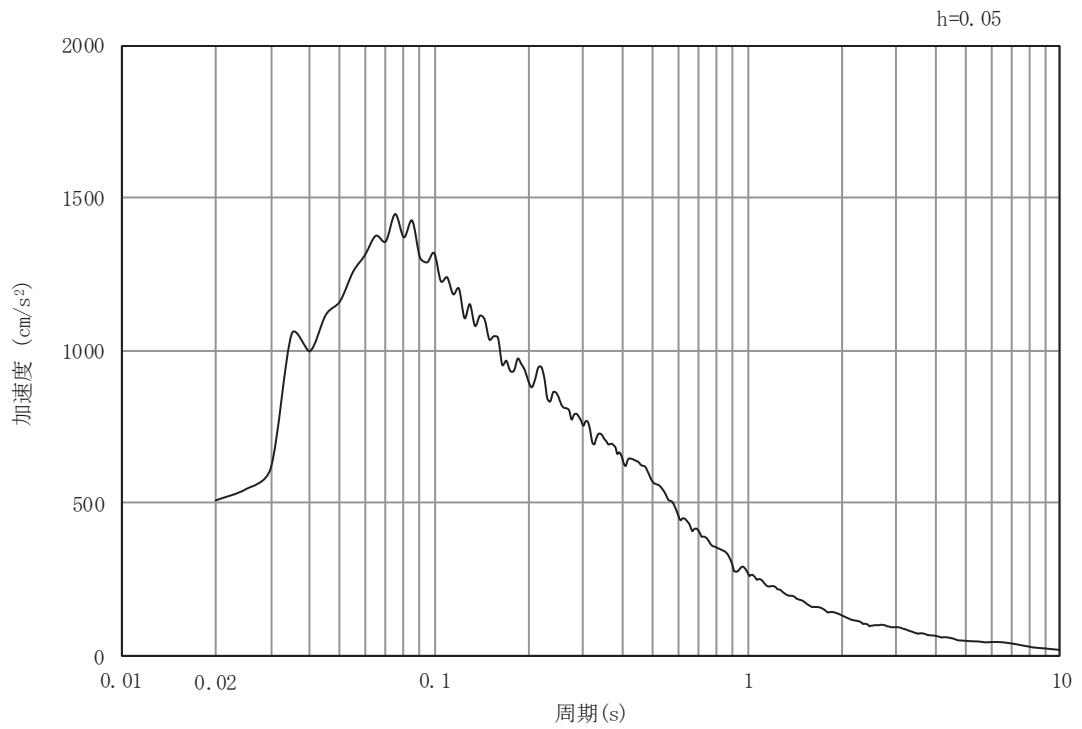


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(水平方向 : S s - D 2)

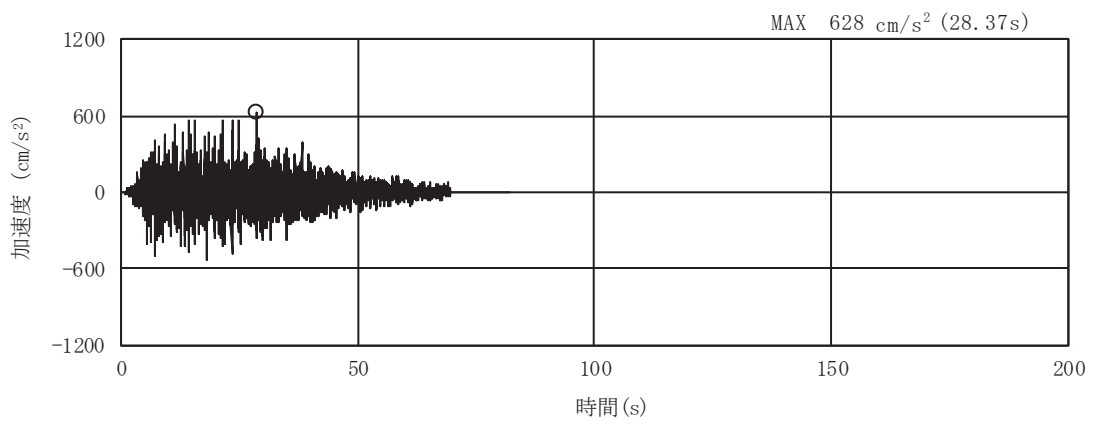


(a) 加速度時刻歴波形

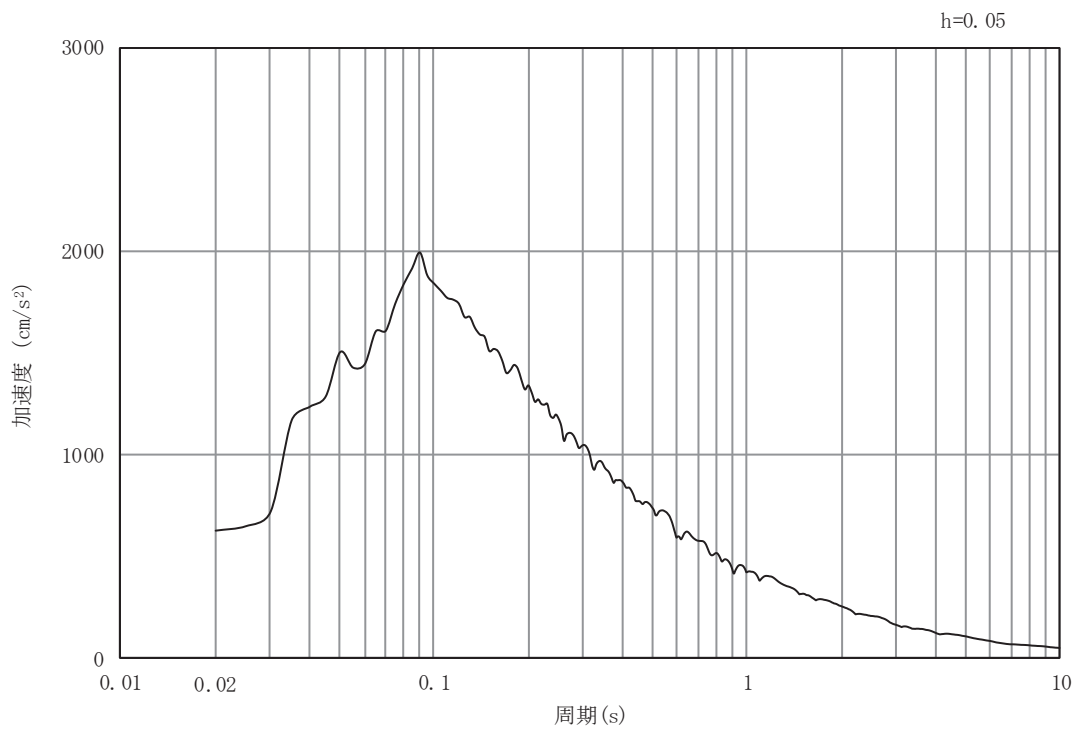


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(鉛直方向：S s - D 2)

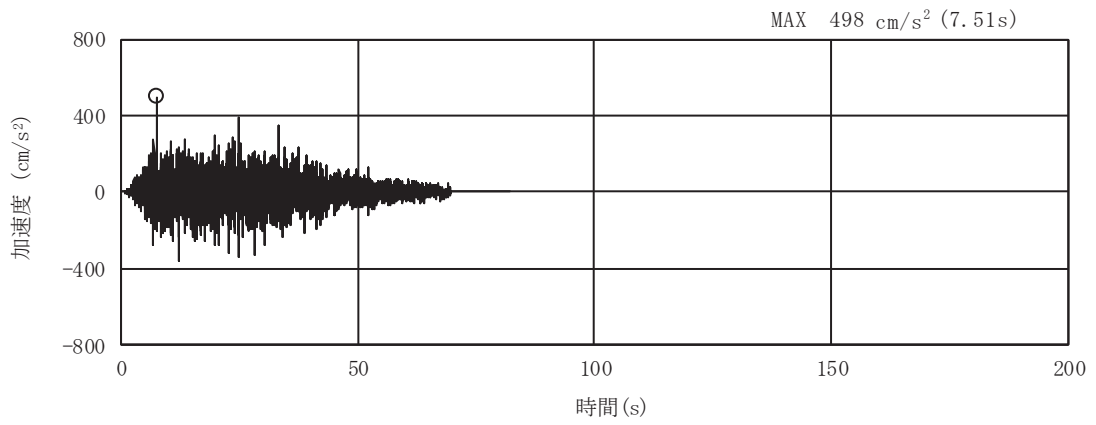


(a) 加速度時刻歴波形

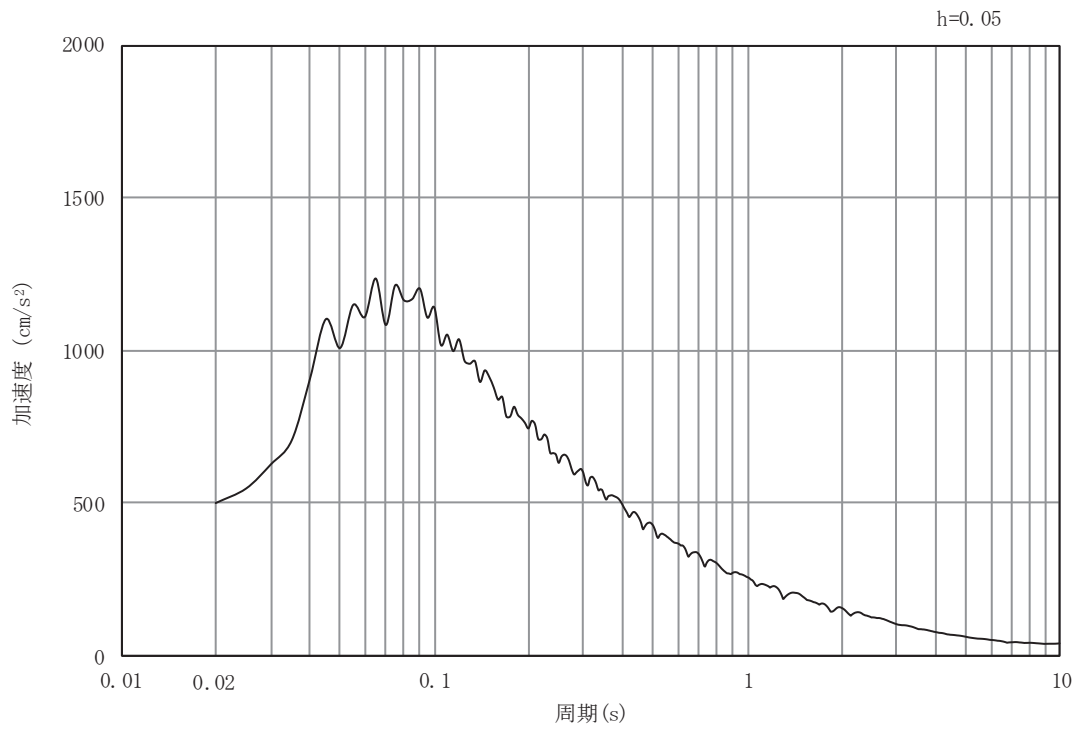


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(水平方向 : S s - D 3)



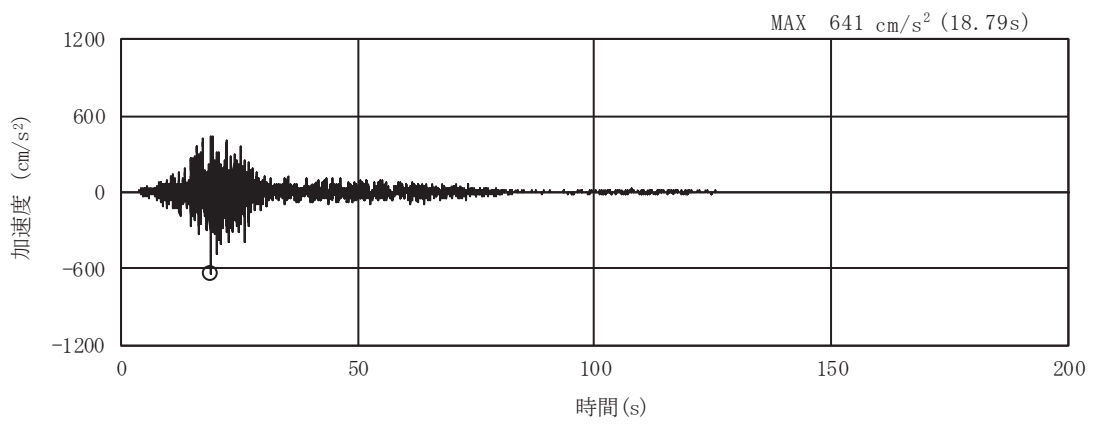
(a) 加速度時刻歴波形



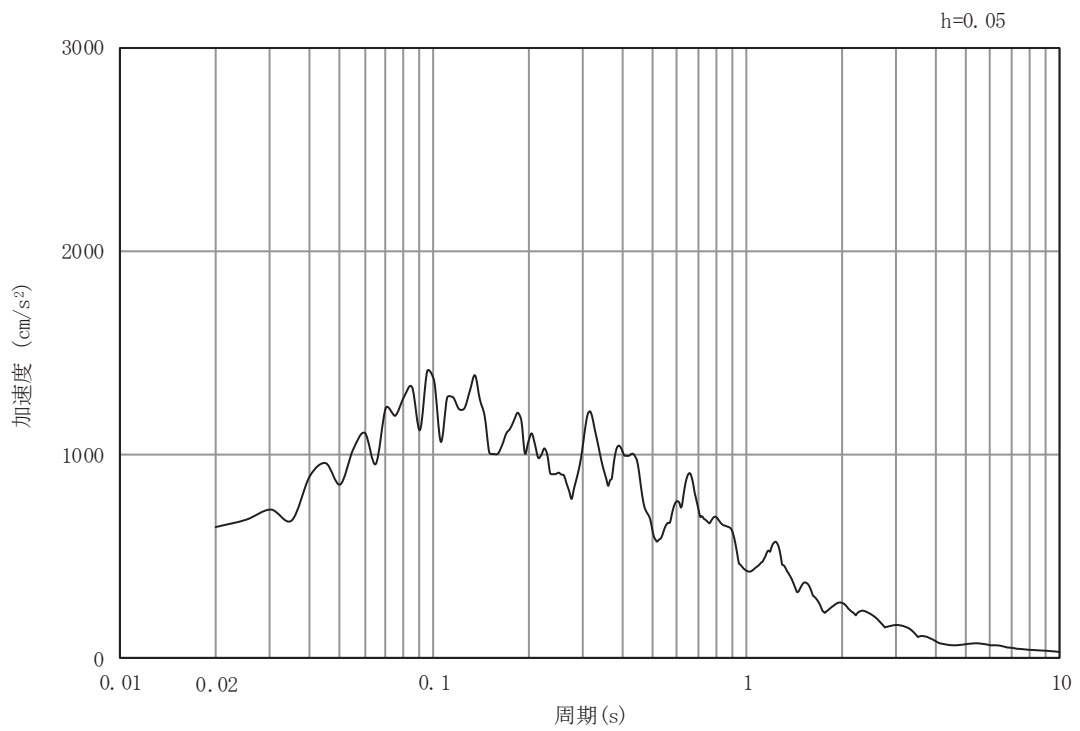
(b)

加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(鉛直方向：S s - D 3)

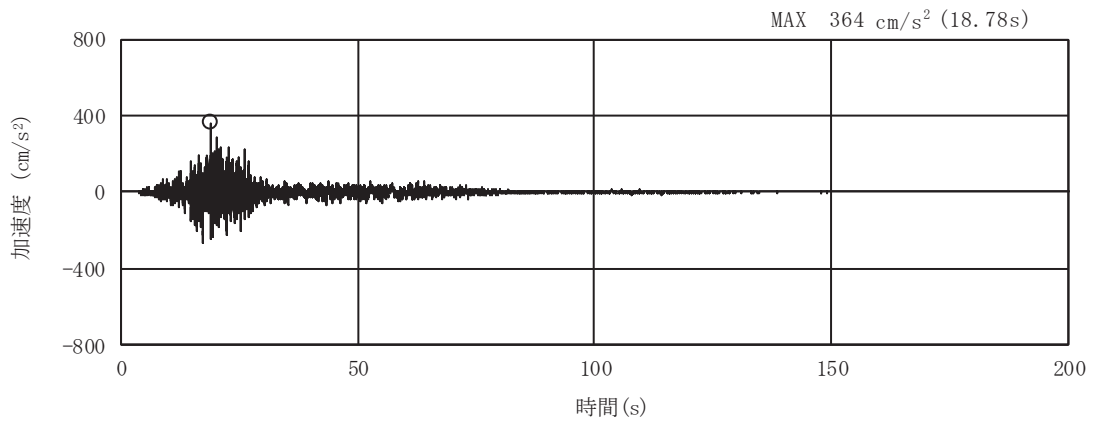


(a) 加速度時刻歴波形

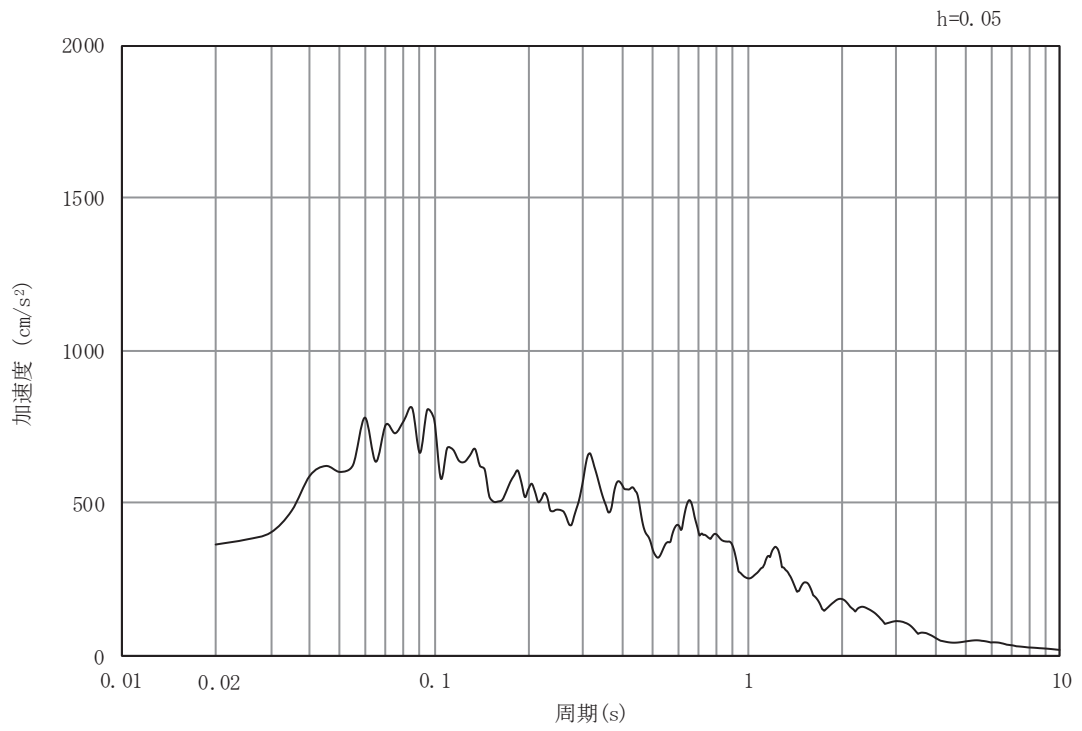


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(水平方向: S s - F 1)

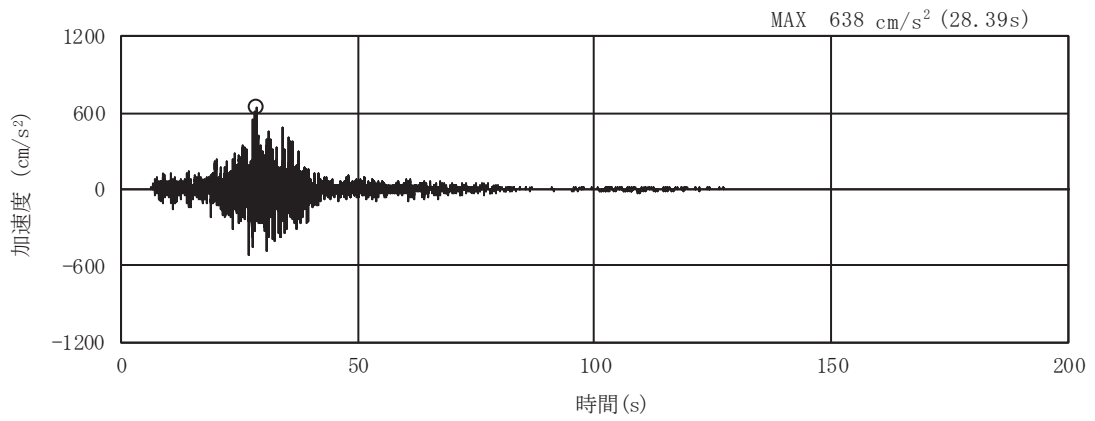


(a) 加速度時刻歴波形

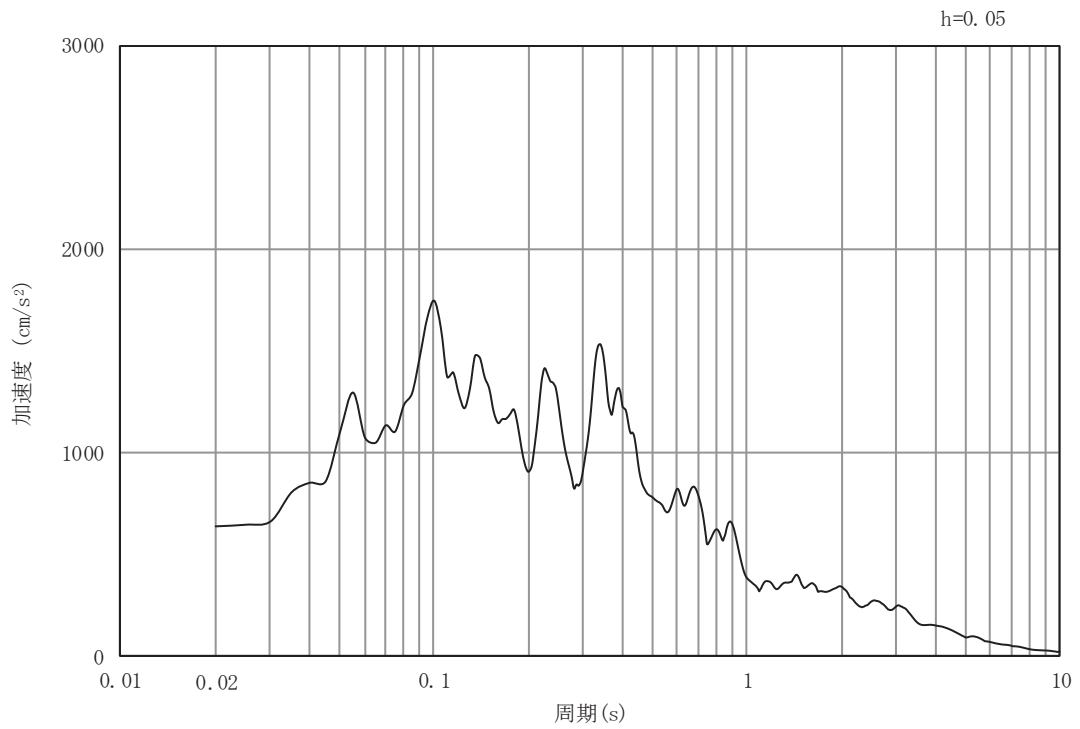


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(鉛直方向：S s - F 1)

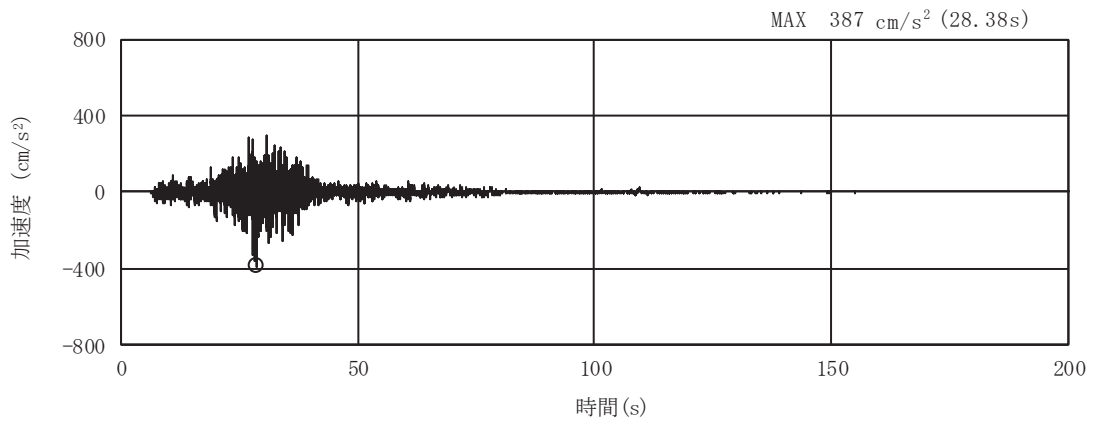


(a) 加速度時刻歴波形

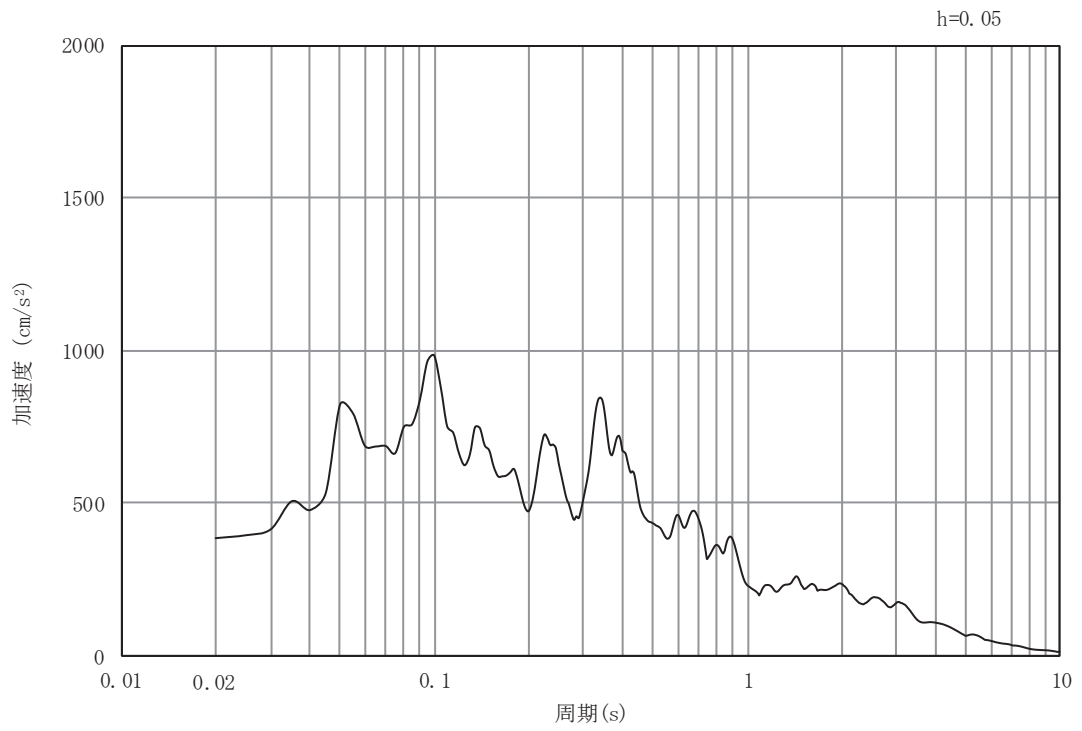


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(水平方向 : S s - F 2)

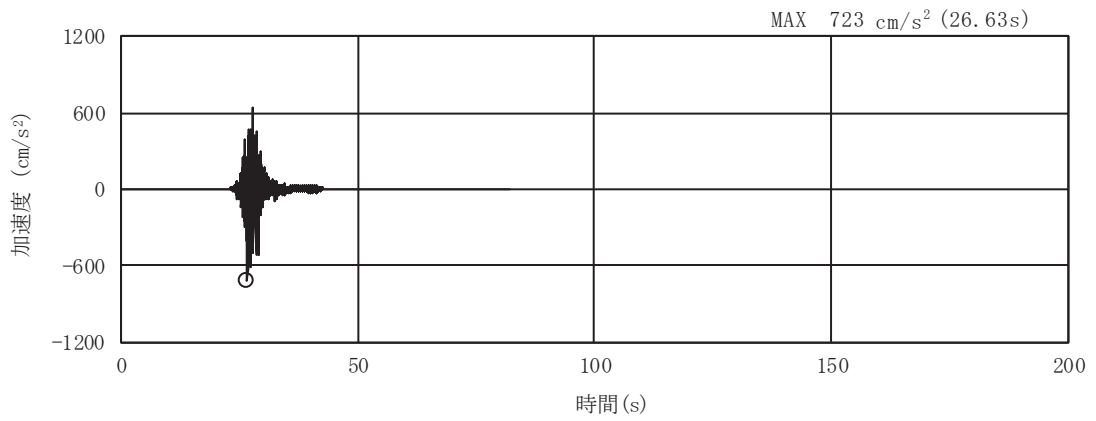


(a) 加速度時刻歴波形

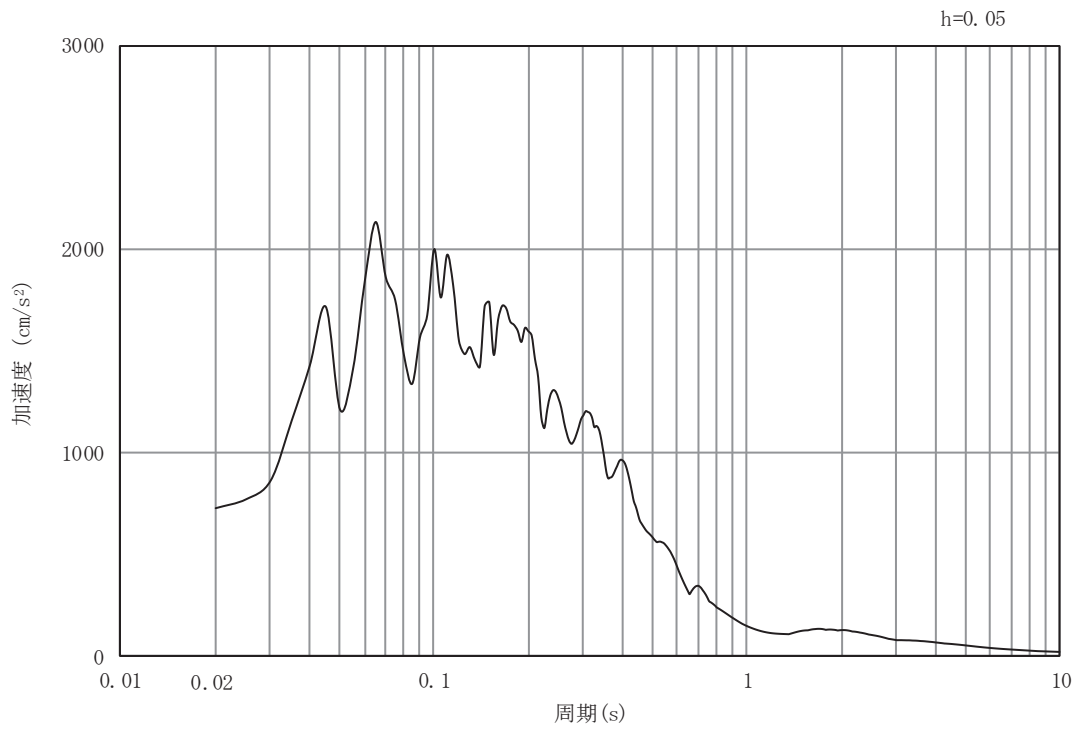


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(鉛直方向：S s - F 2)

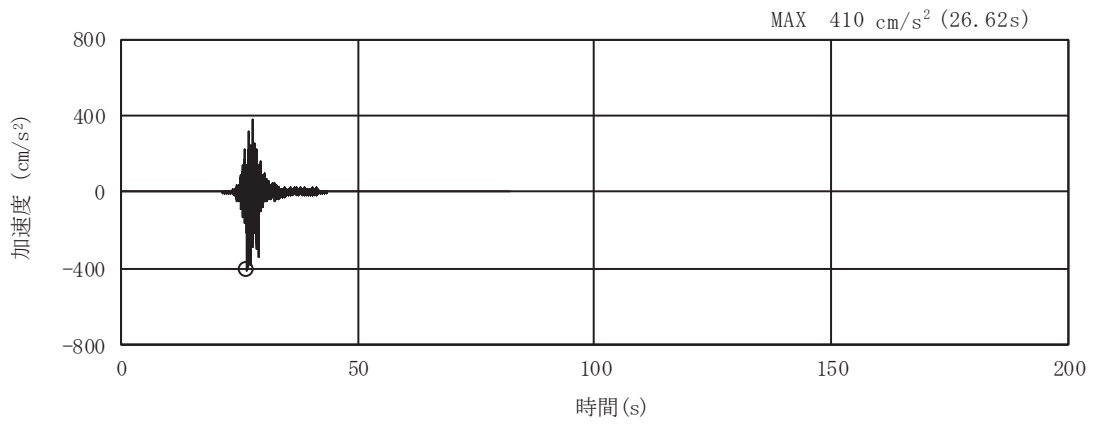


(a) 加速度時刻歴波形

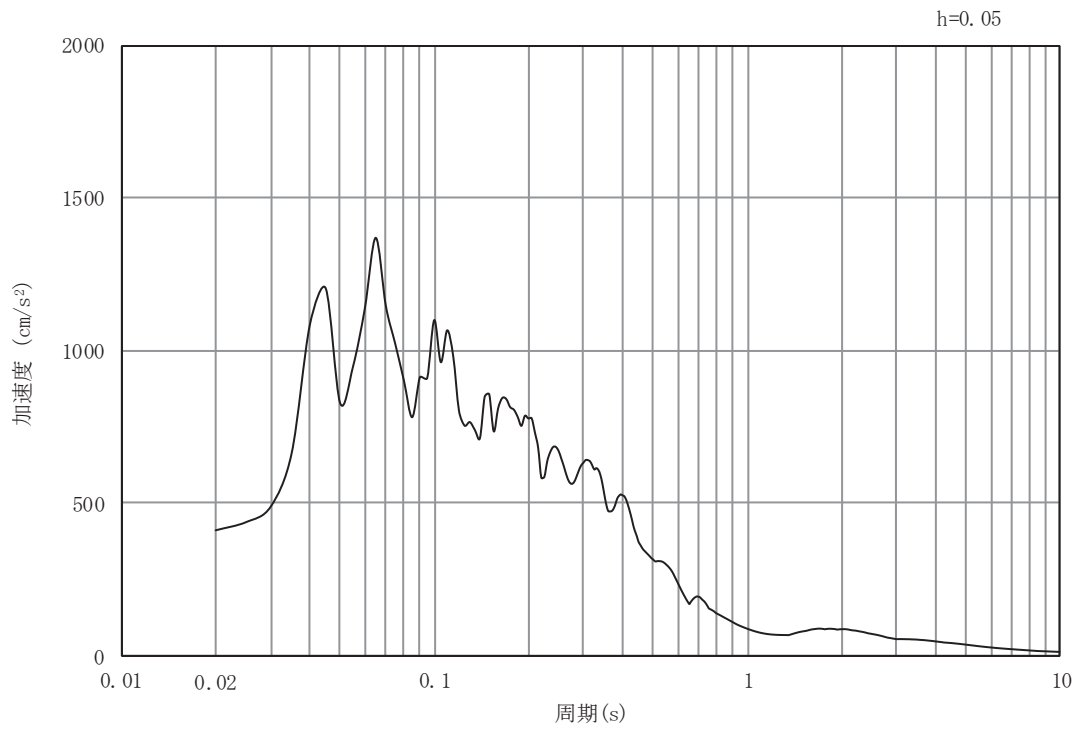


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(水平方向 : S s - F 3)

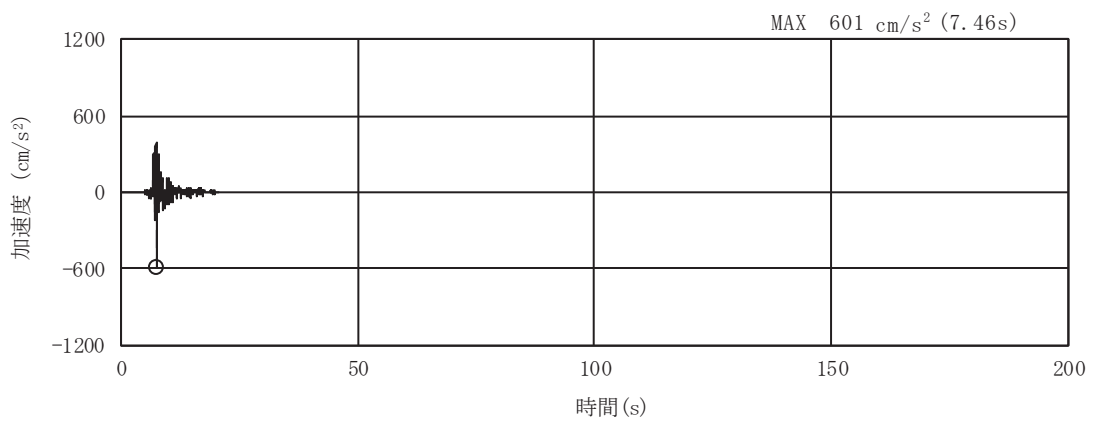


(a) 加速度時刻歴波形

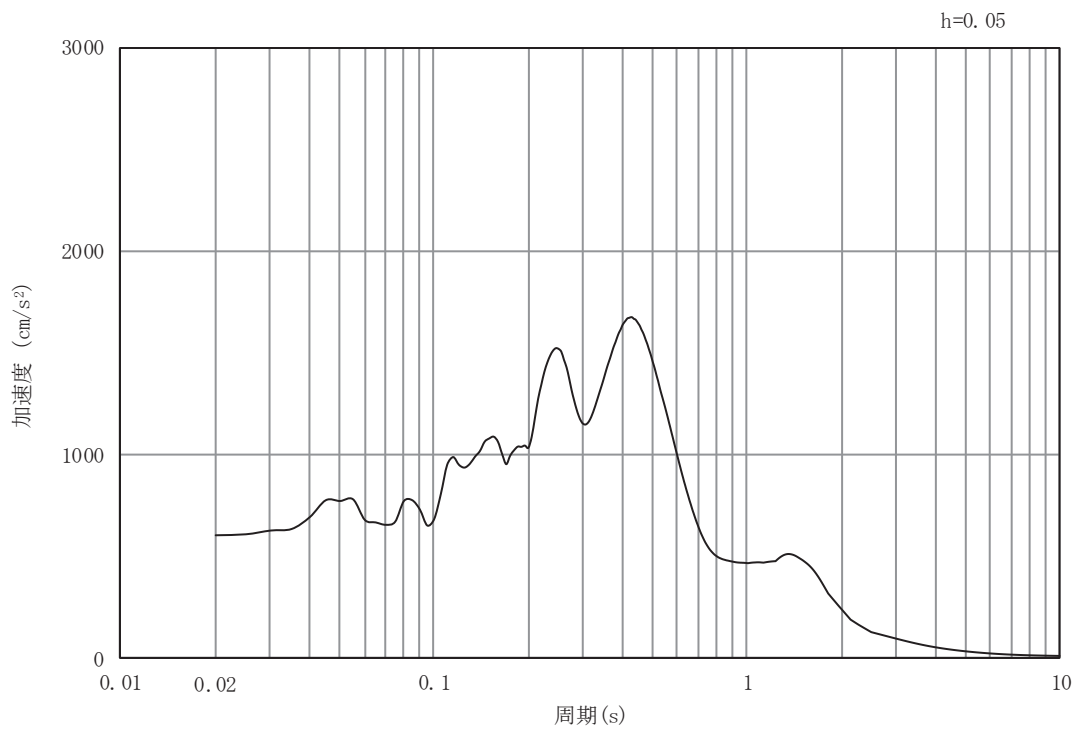


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(鉛直方向：S s - F 3)

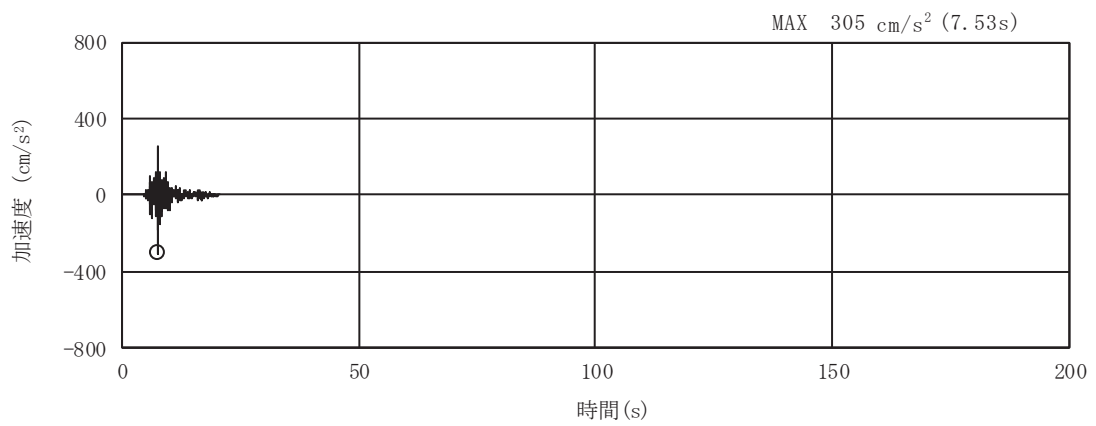


(a) 加速度時刻歴波形

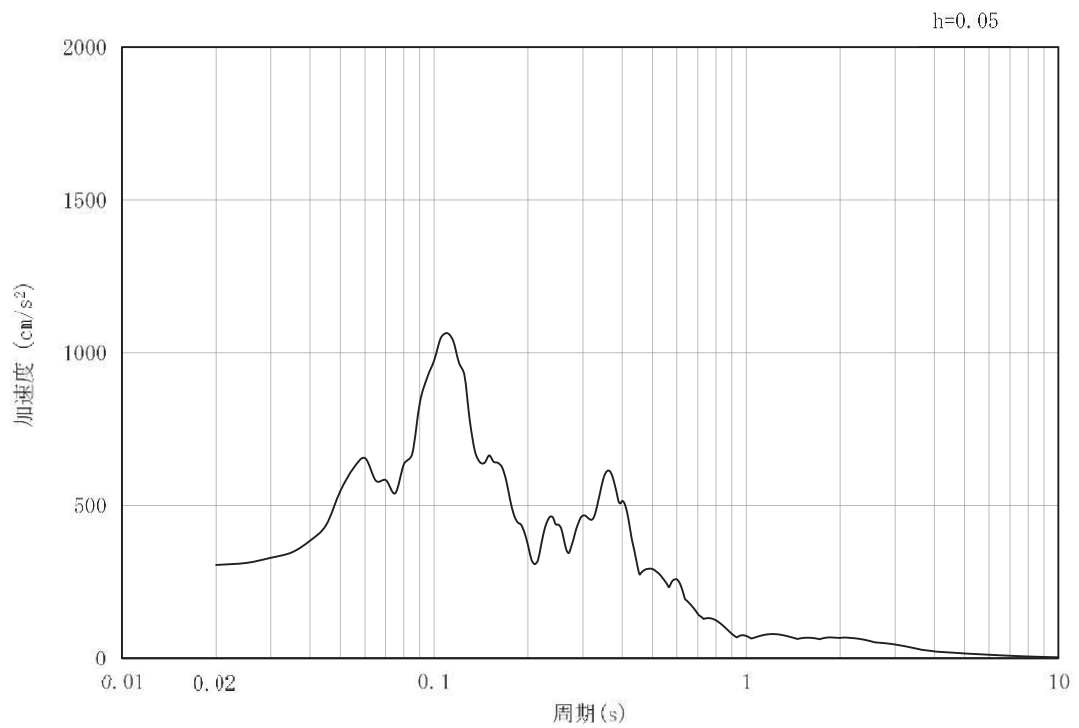


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(水平方向：S s - N 1)



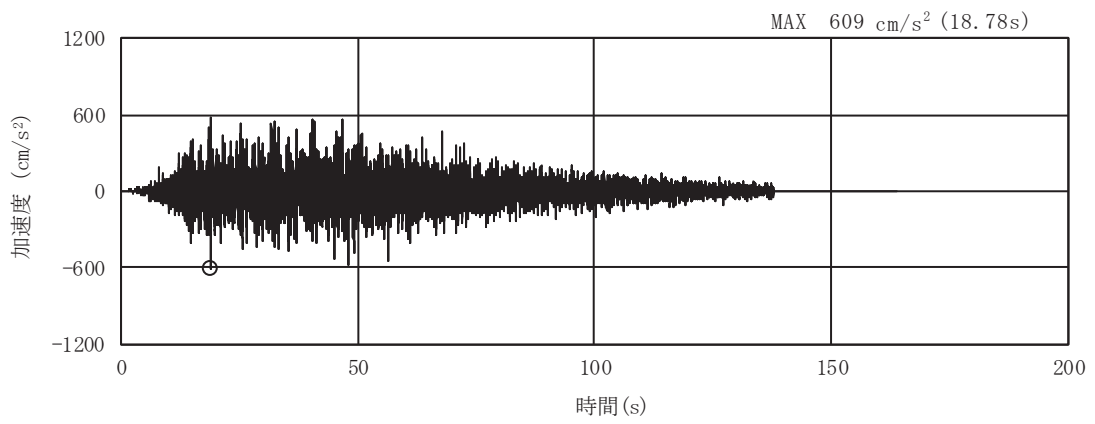
(a) 加速度時刻歴波形



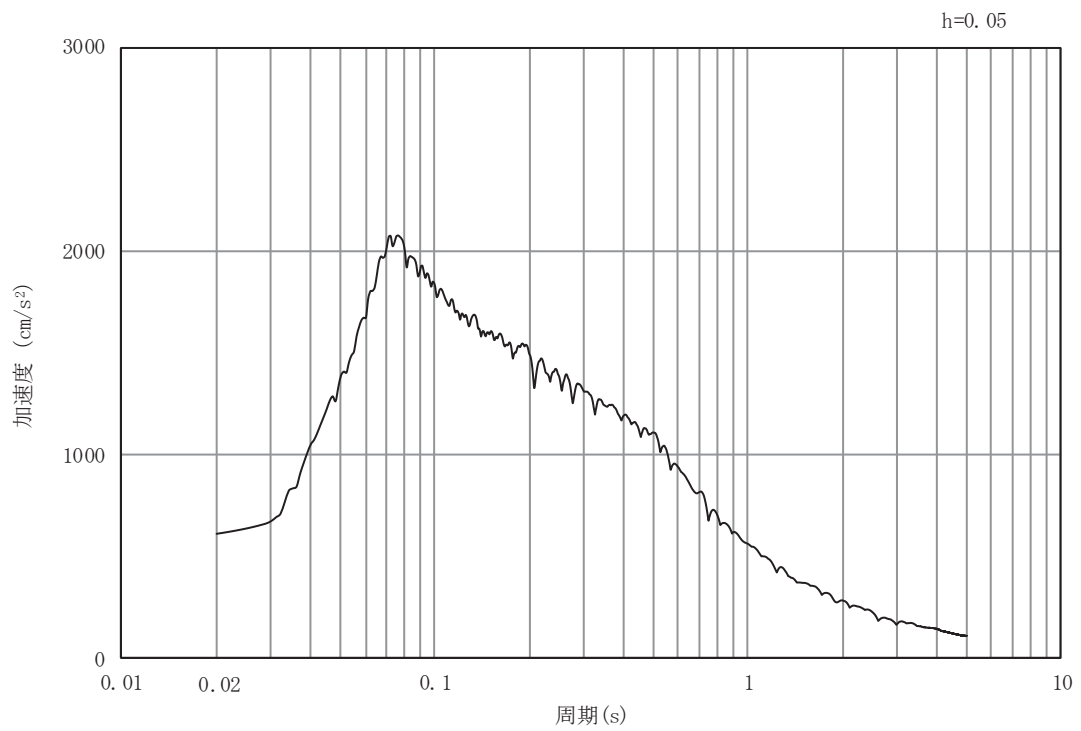
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-35(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
(鉛直方向：S s - N 1)

b. 断面⑨

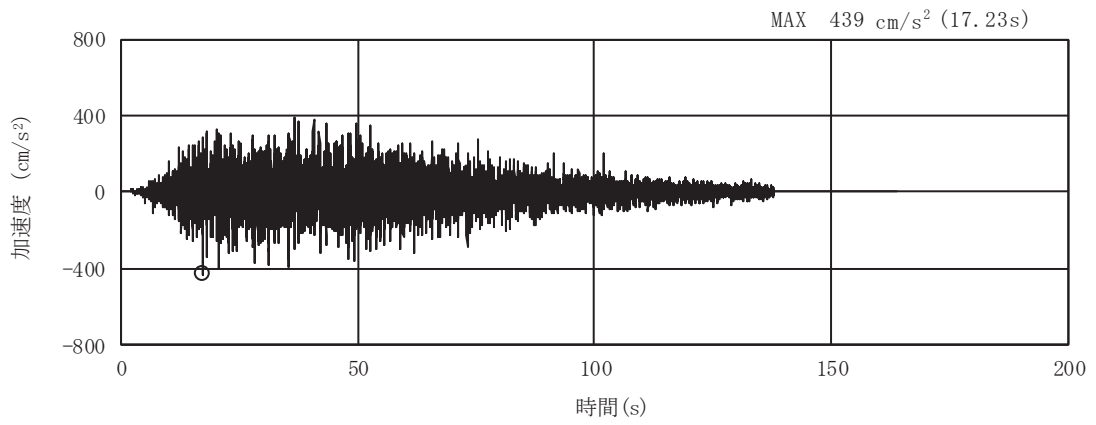


(a) 加速度時刻歴波形

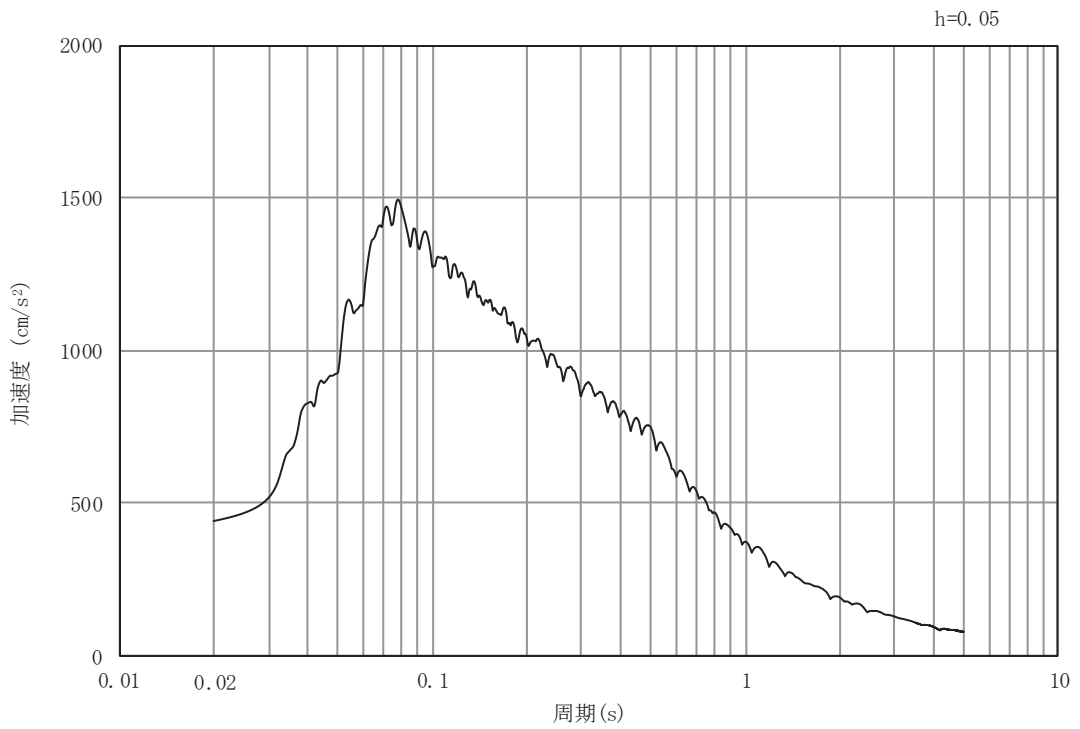


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(1) 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
(水平方向 : S s - D 1)

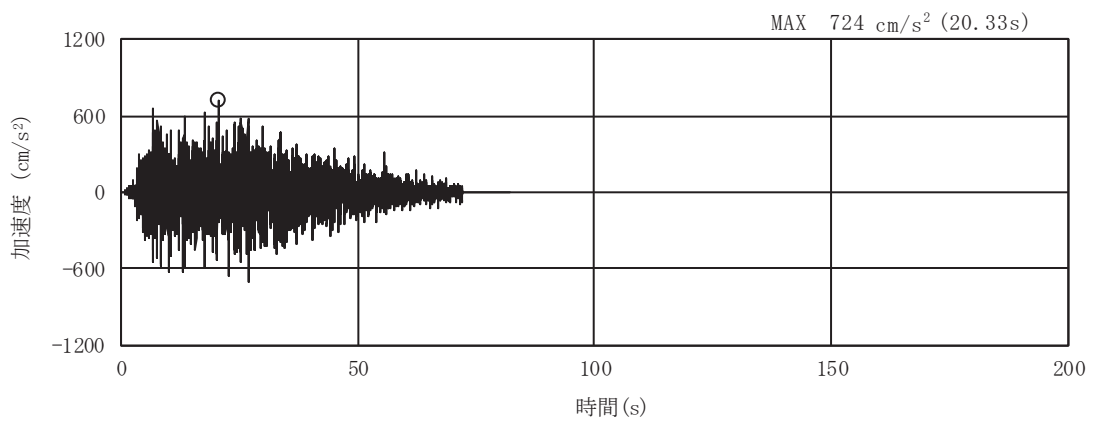


(a) 加速度時刻歴波形

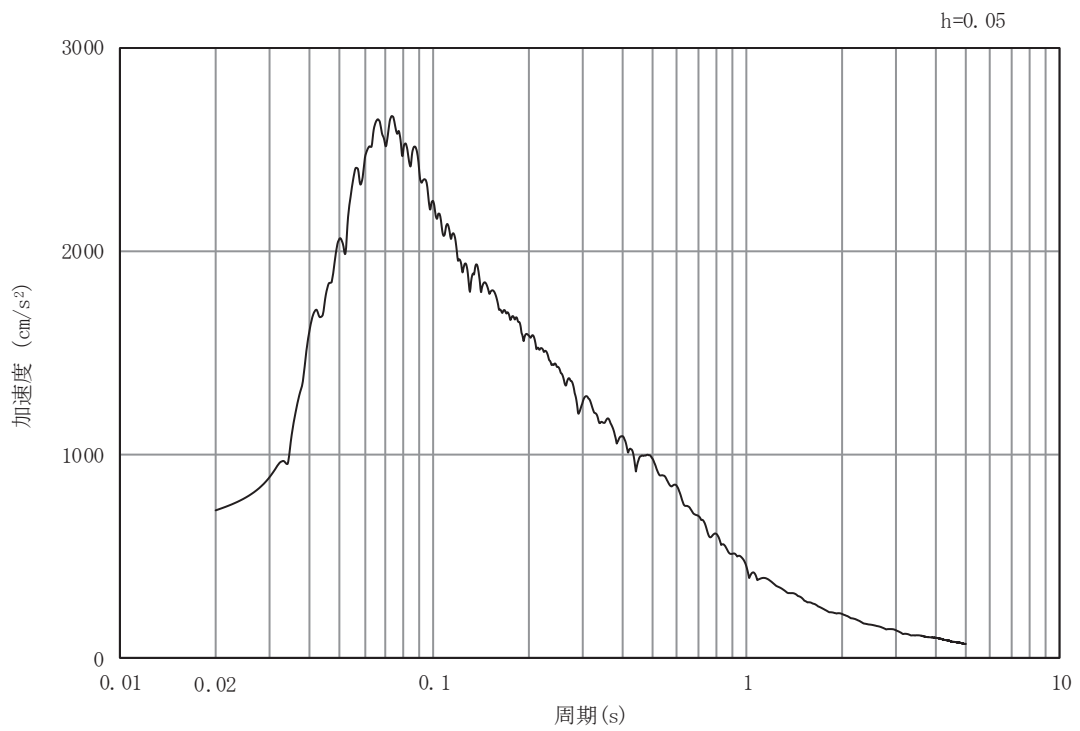


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(鉛直方向：S s - D 1)

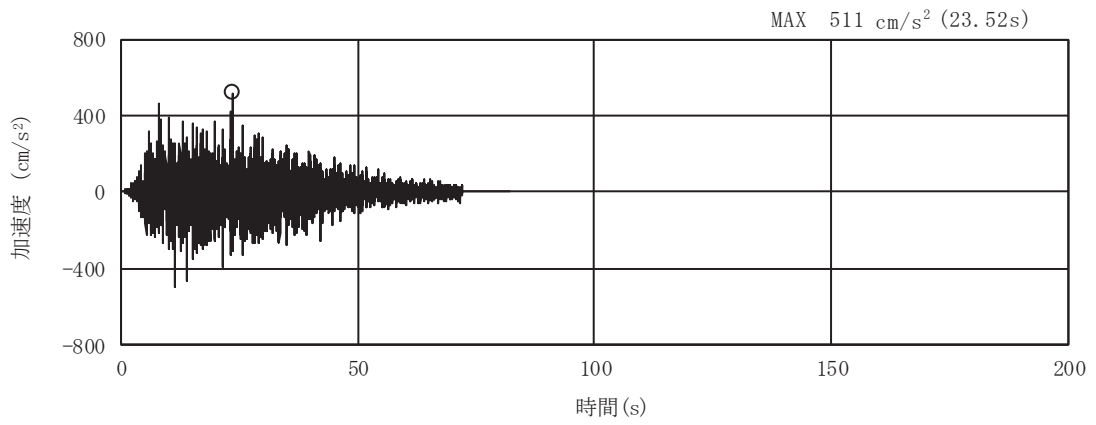


(a) 加速度時刻歴波形

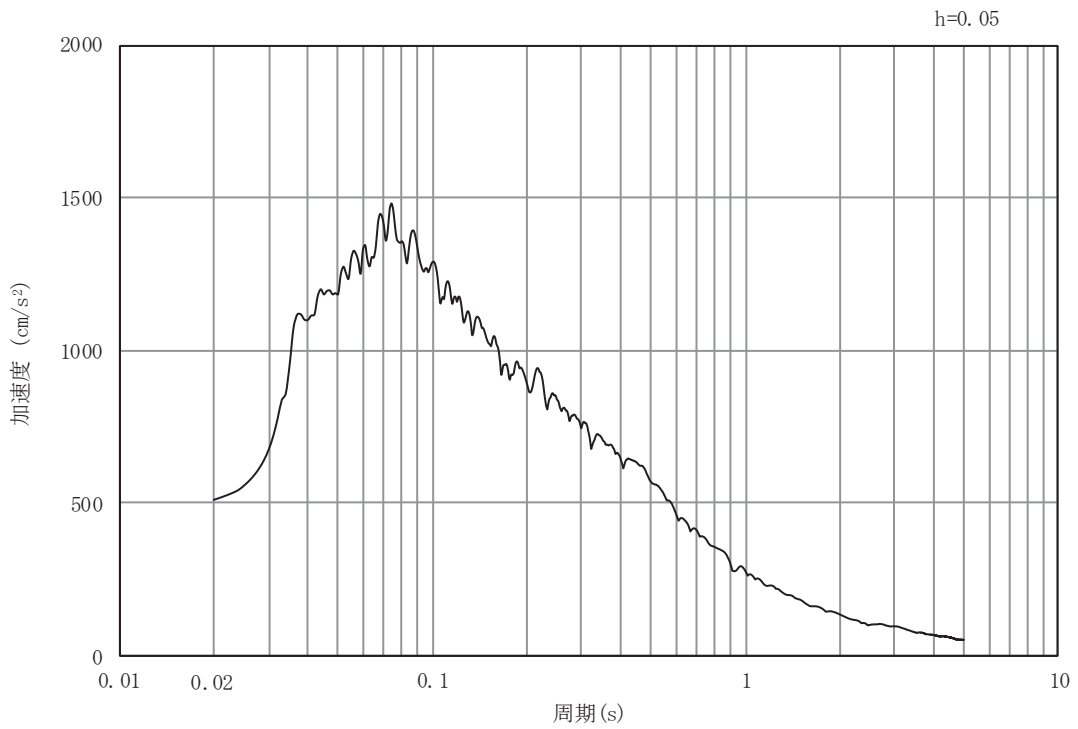


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(水平方向 : S s - D 2)



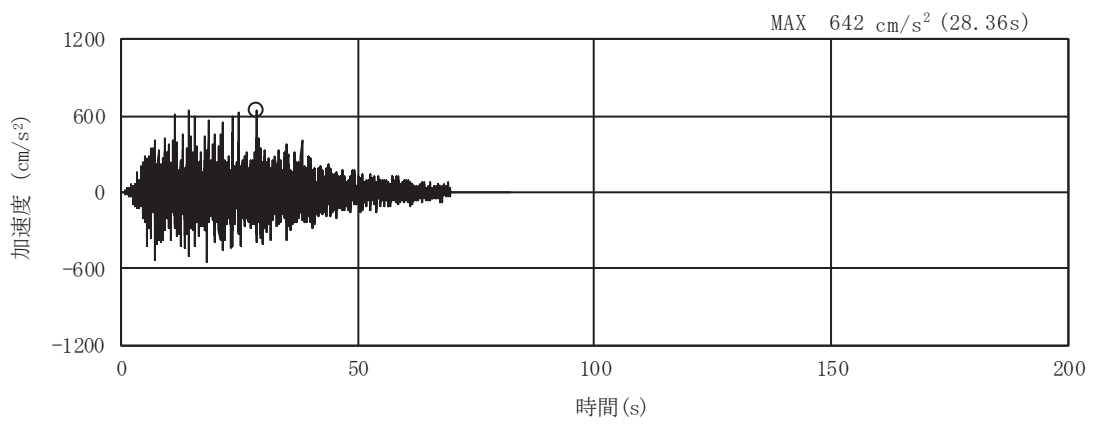
(a) 加速度時刻歴波形



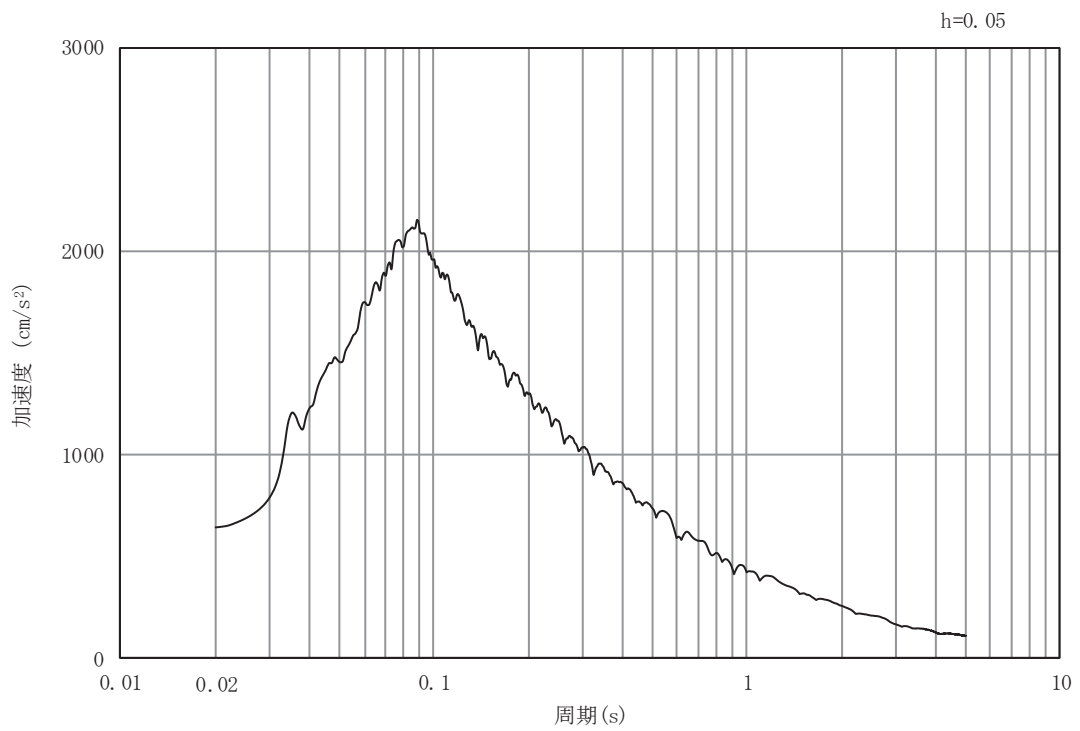
(b)

加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(鉛直方向：S s - D 2)

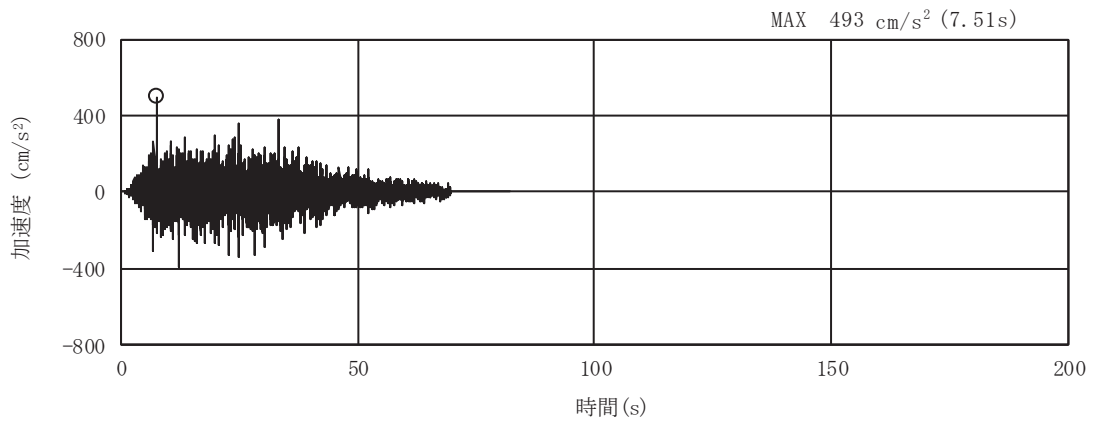


(a) 加速度時刻歴波形

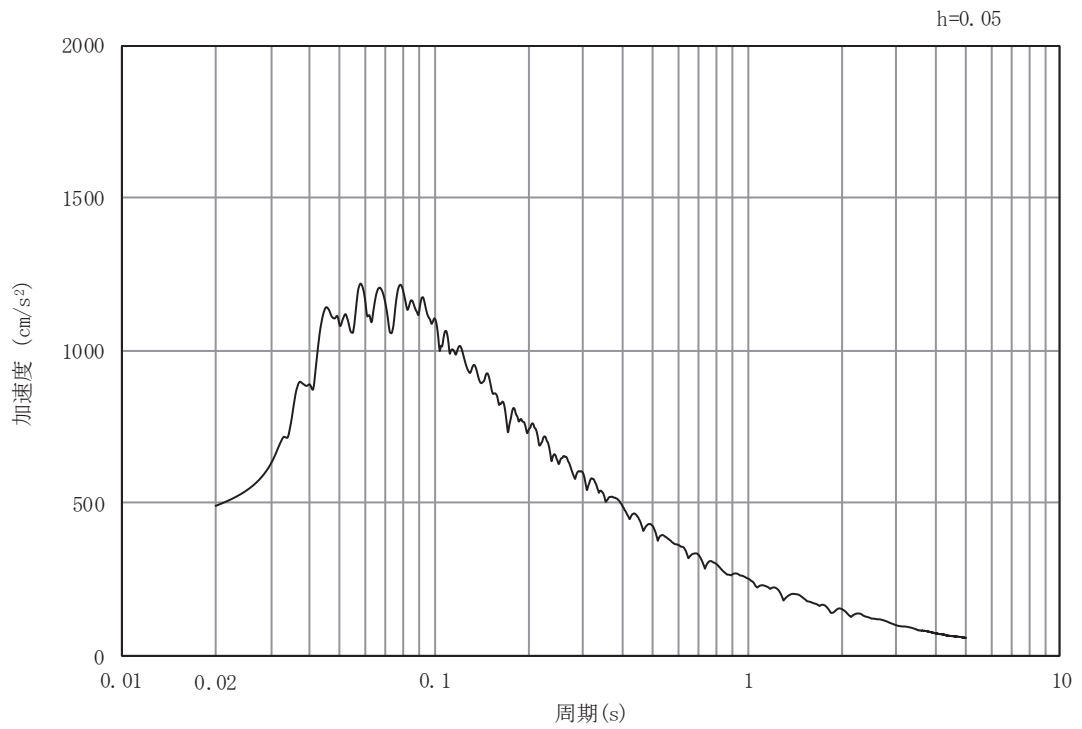


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(水平方向 : S s - D 3)

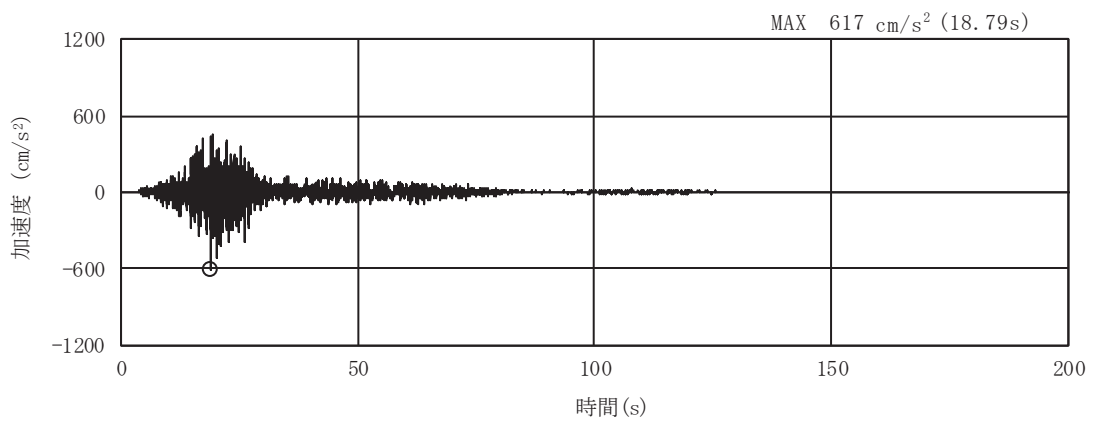


(a) 加速度時刻歴波形

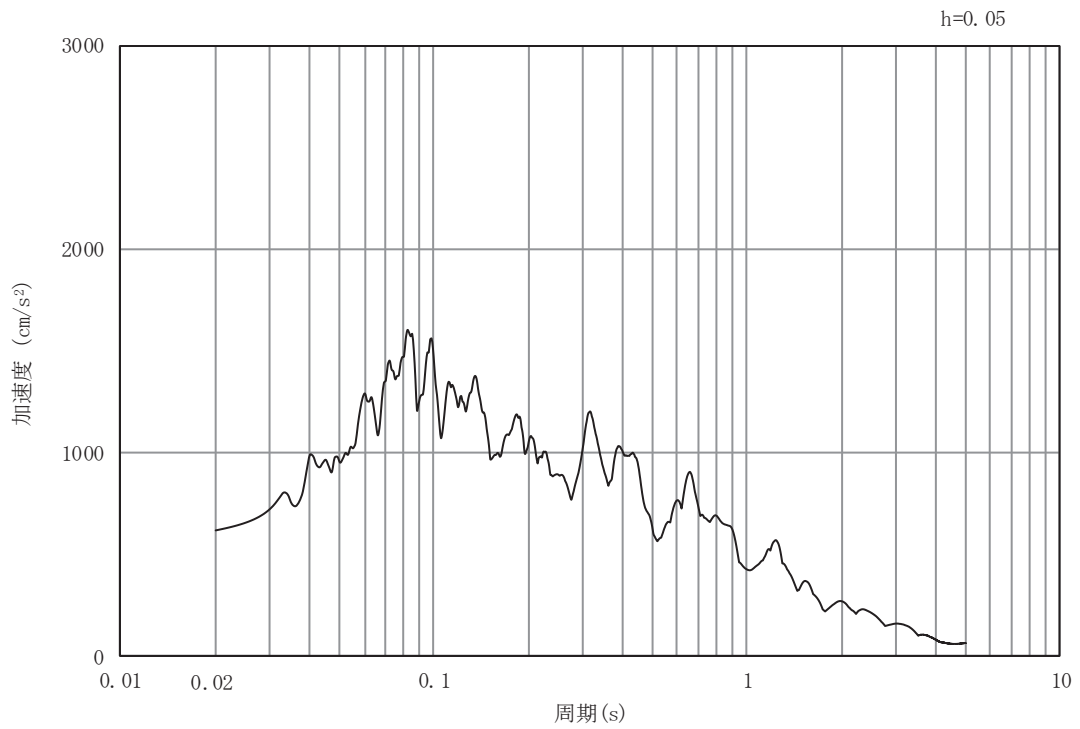


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(鉛直方向：S s - D 3)

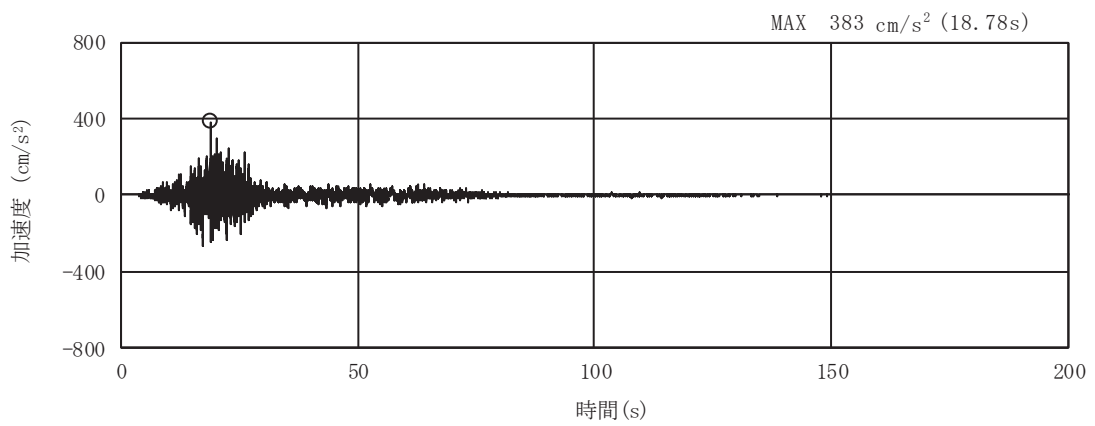


(a) 加速度時刻歴波形

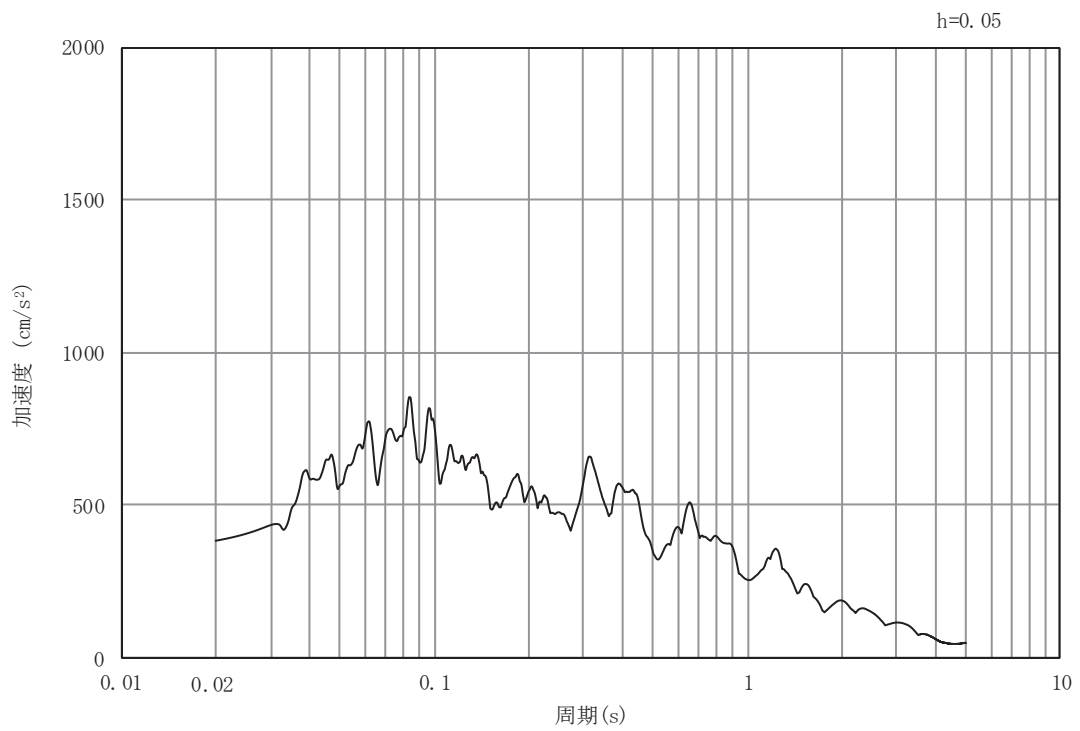


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(水平方向: S s - F 1)

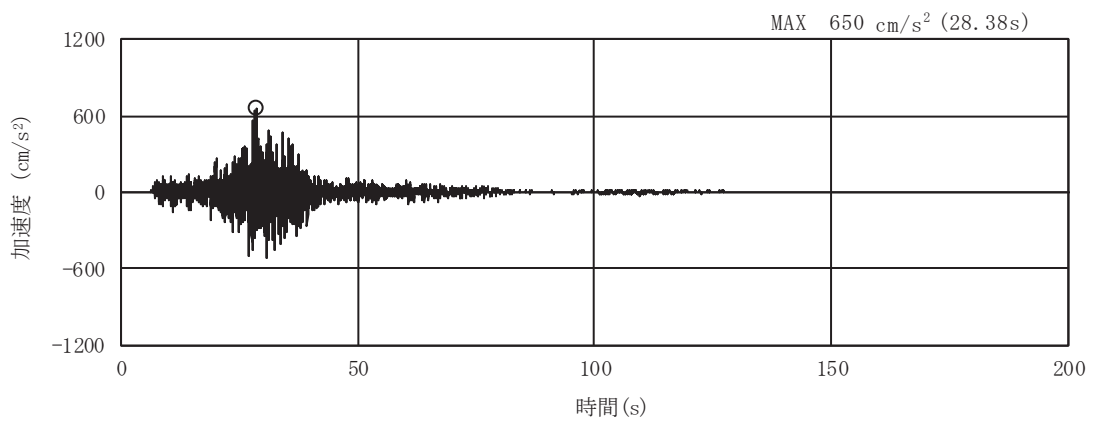


(a) 加速度時刻歴波形

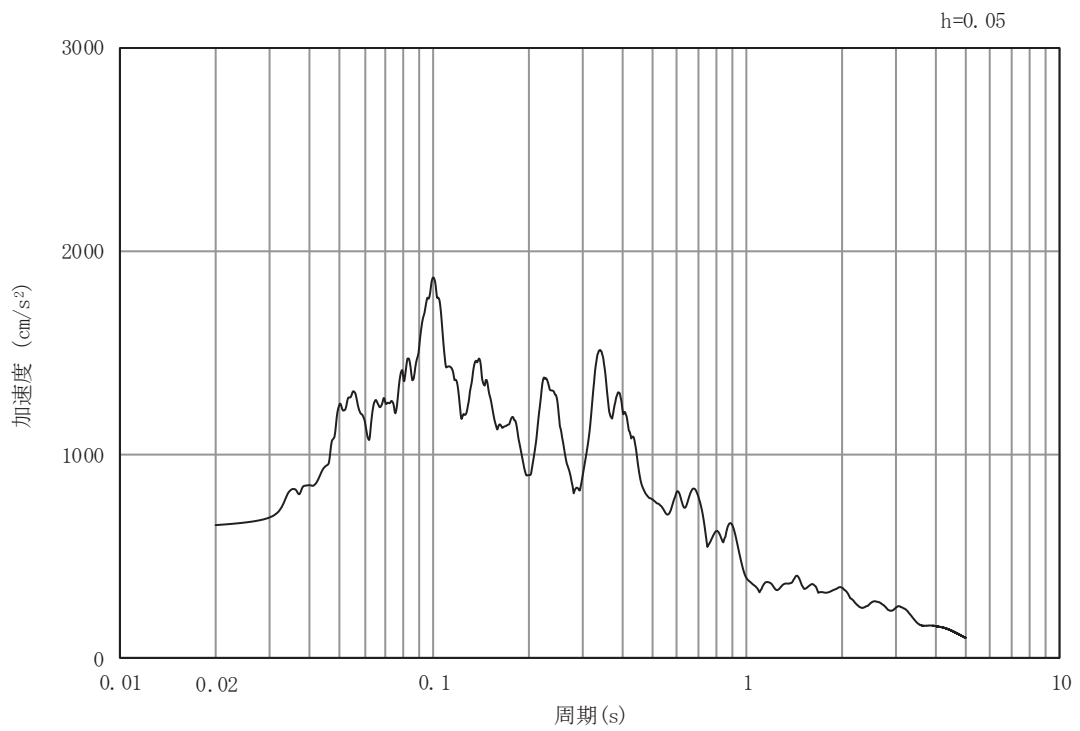


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(鉛直方向：S s - F 1)

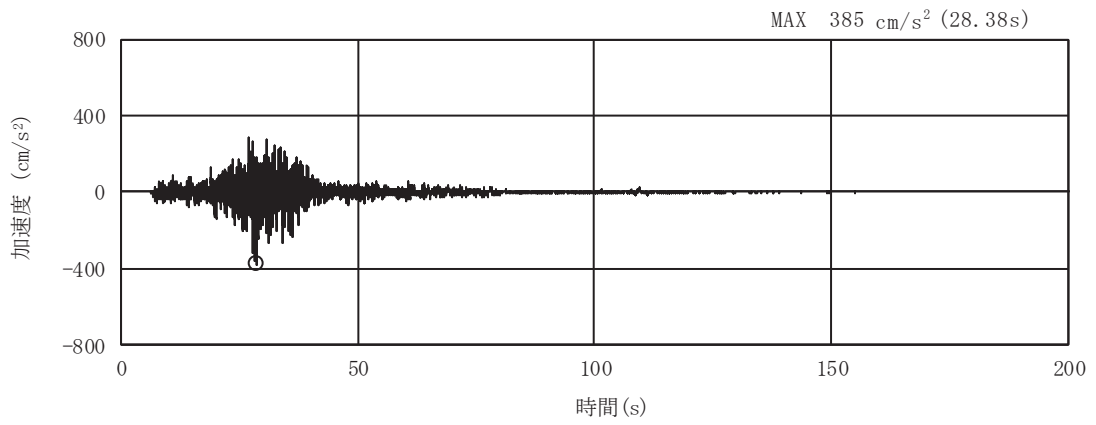


(a) 加速度時刻歴波形

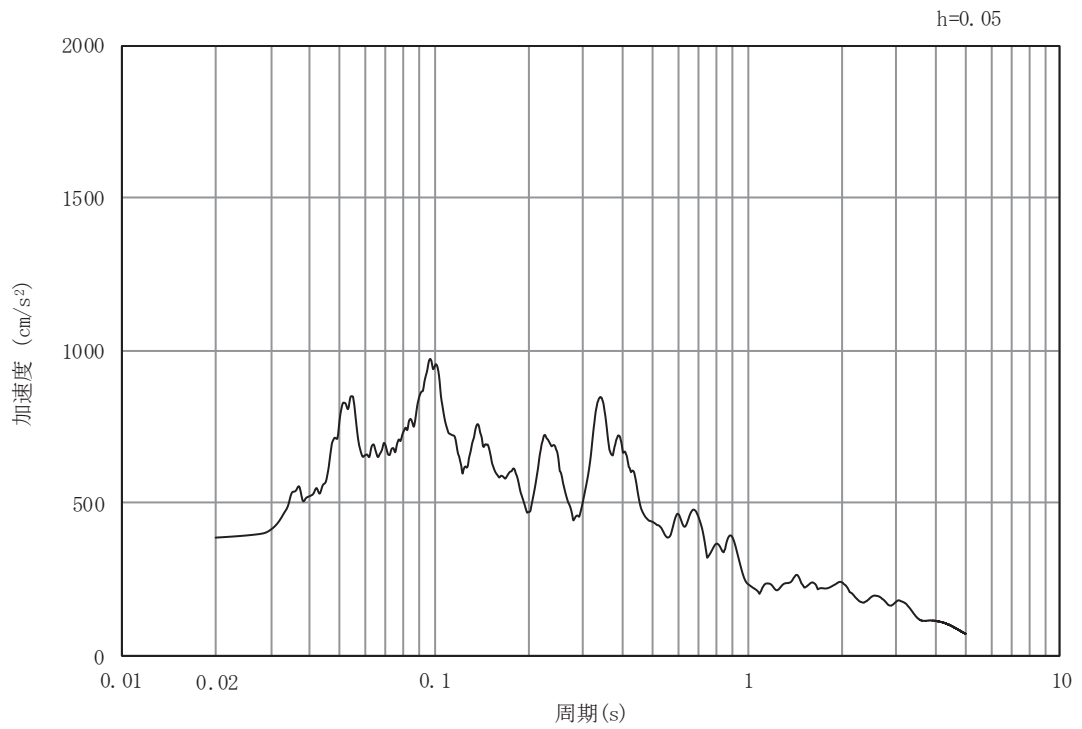


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(水平方向 : S s - F 2)

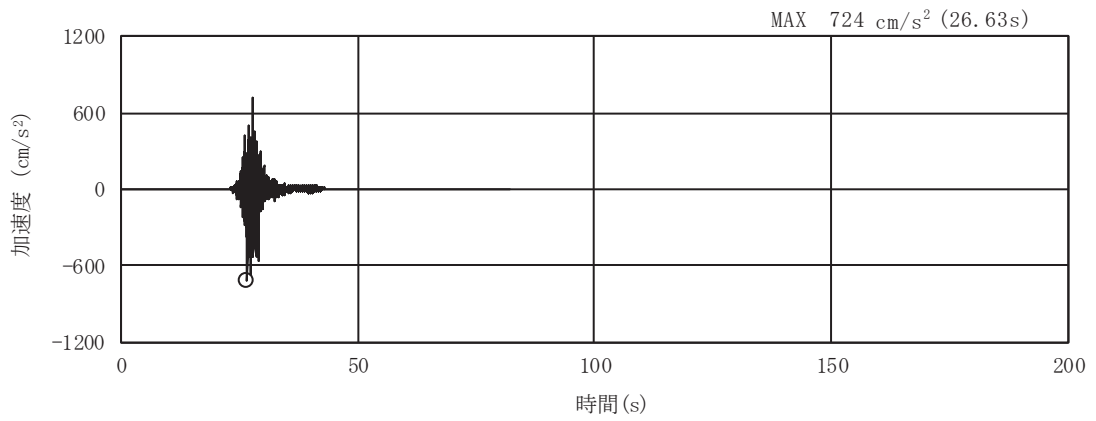


(a) 加速度時刻歴波形

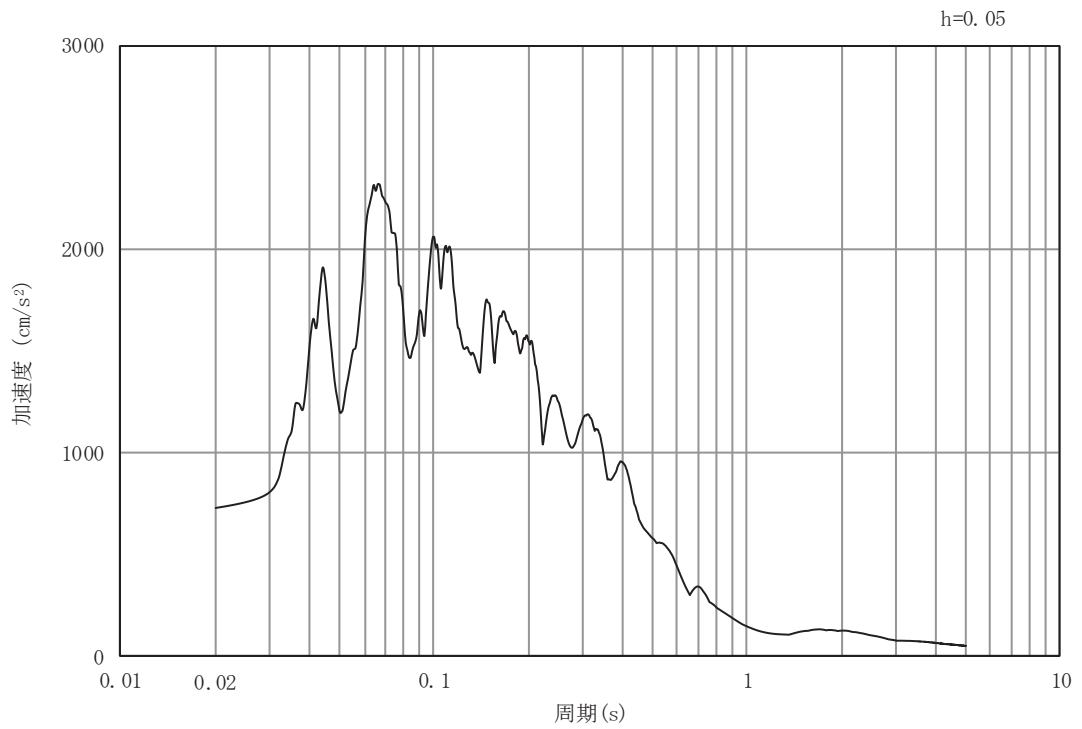


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(鉛直方向：S s - F 2)

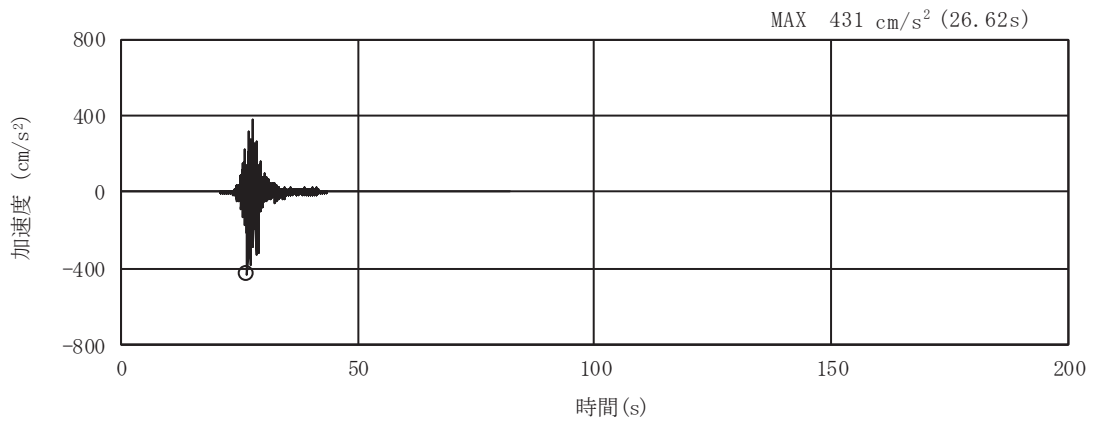


(a) 加速度時刻歴波形

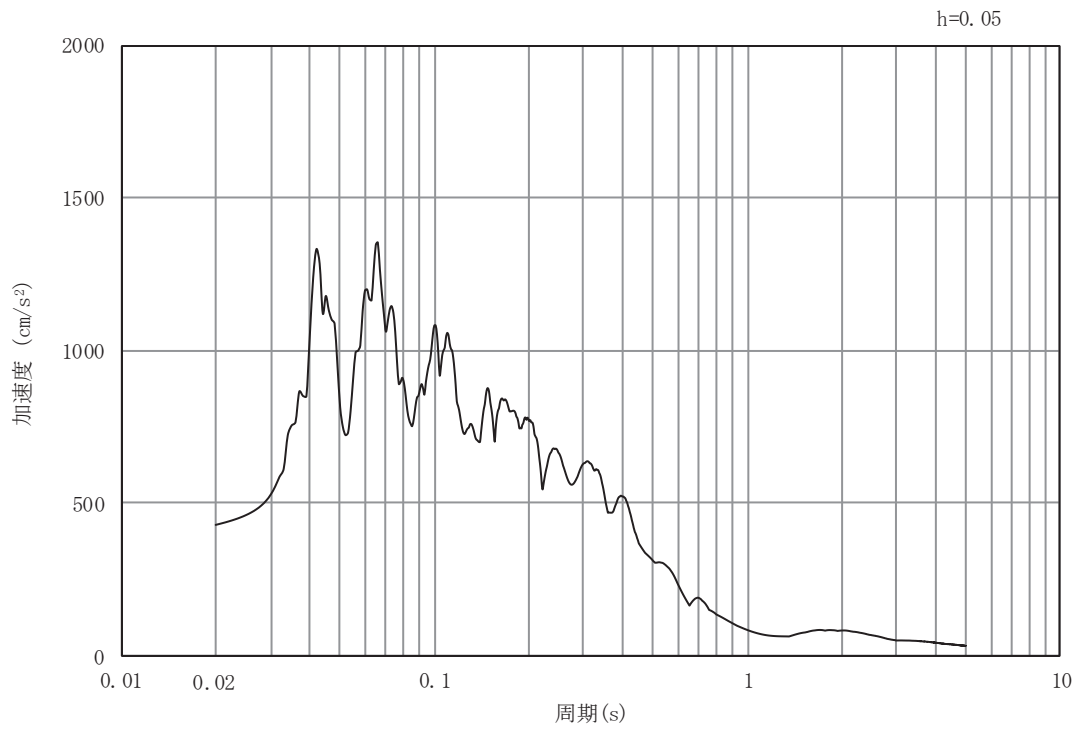


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(水平方向 : S s - F 3)

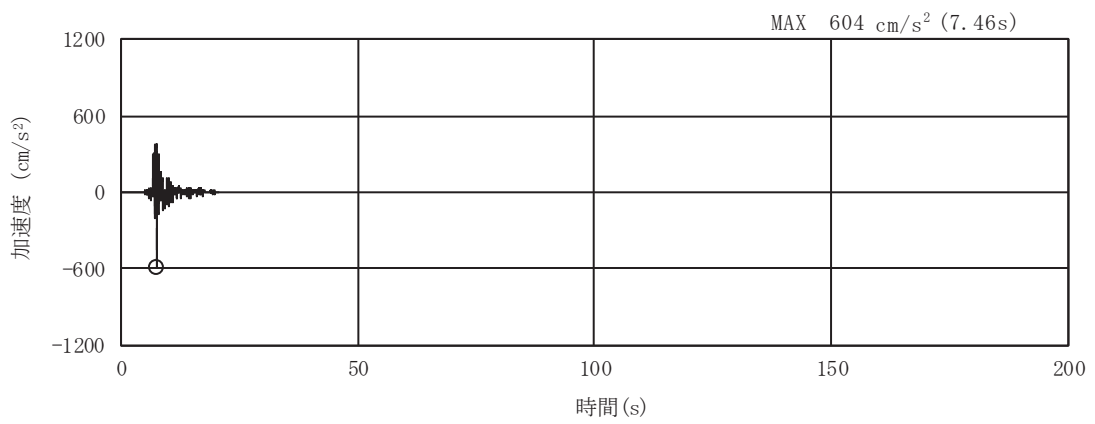


(a) 加速度時刻歴波形

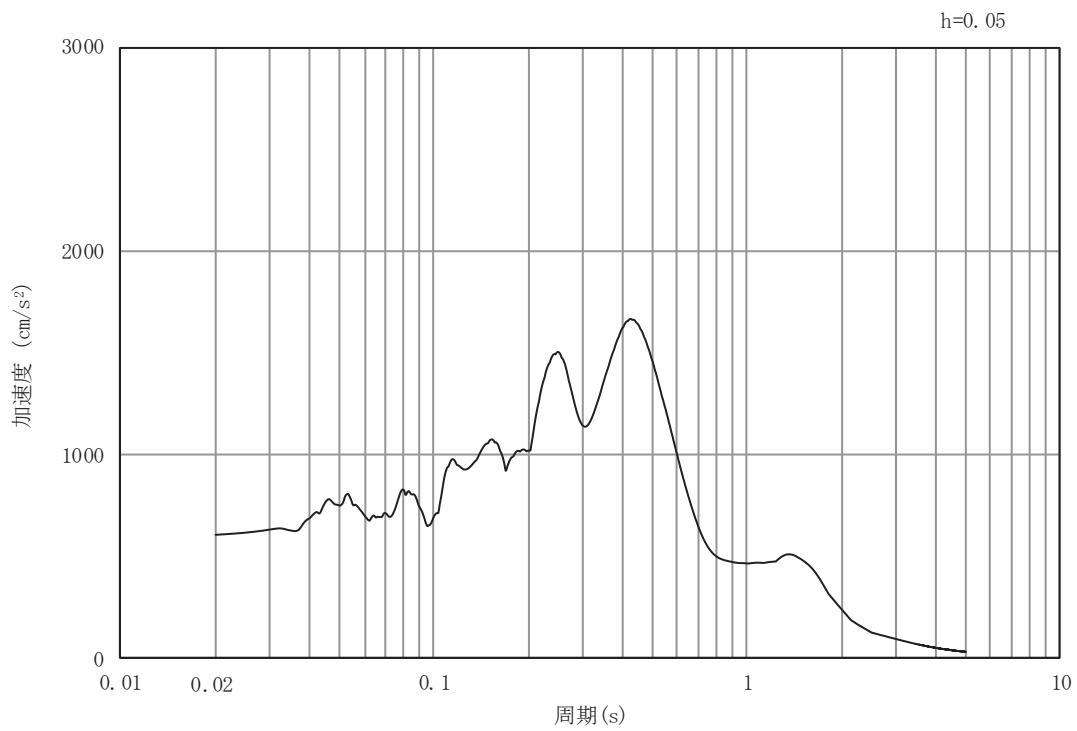


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(鉛直方向：S s - F 3)



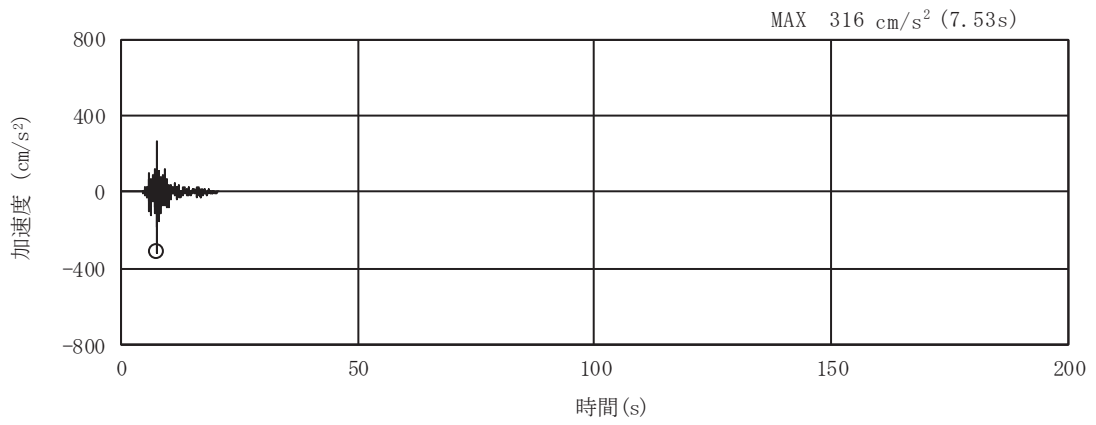
(a) 加速度時刻歴波形



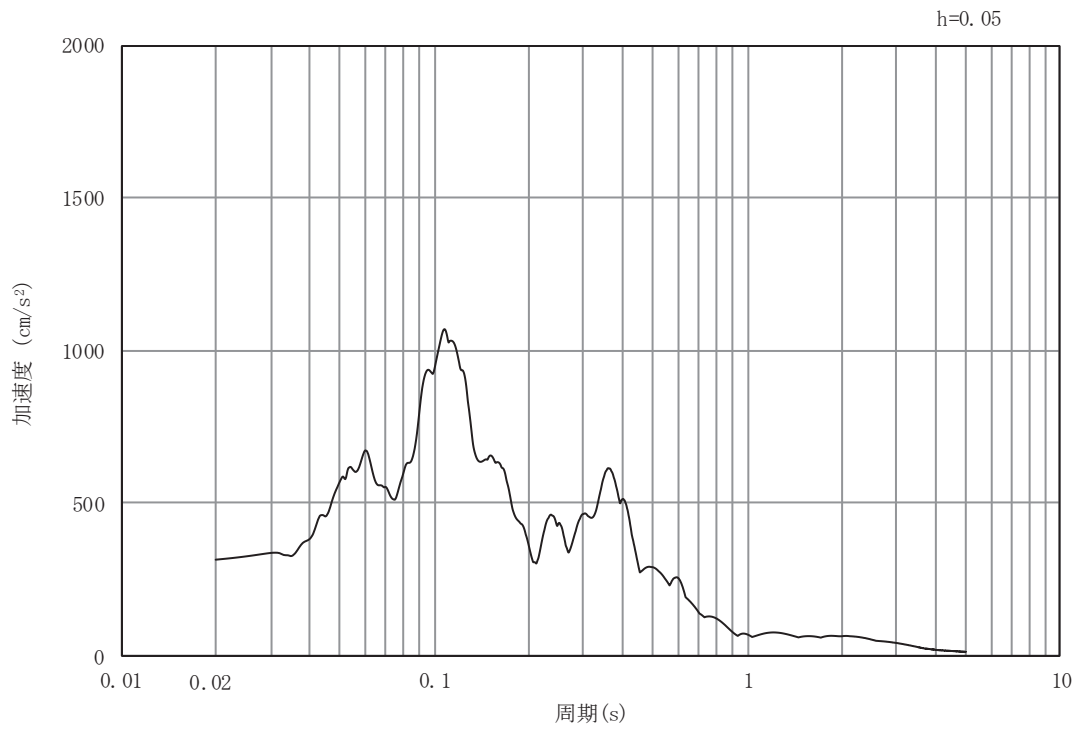
(b)

加速度応答スペクトル

図 6.1.6-36(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
(水平方向：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 6.1.6-36(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
(鉛直方向：S s - N 1)

(5) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

縦断方向の地震応答解析モデルを図 6.1.6-40 に示す。

(a) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 6.1.6-37 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅 (背面補強工の最大幅 36m) の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化幅を調整する。

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。

以上を踏まえ、解析モデルの幅について、断面⑧は 180m、断面⑨は 216m とする。また、解析モデルの下端については、断面⑧は O.P. -90.0m までモデル化し、断面⑨は O.P. -100.0m までモデル化する。

2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 1次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の初期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 6.1.6-38 に示す。

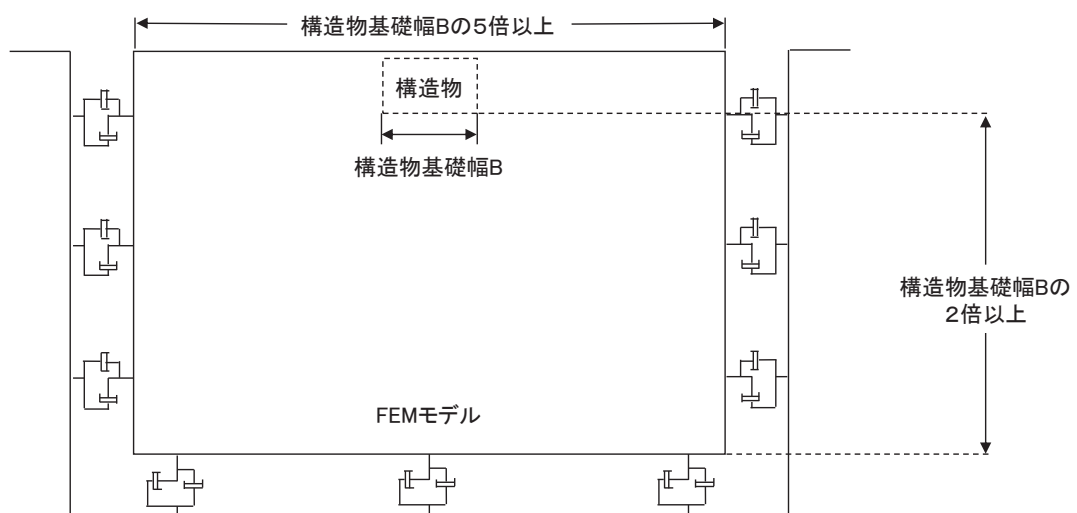


図 6.1.6-37 モデル化範囲の考え方

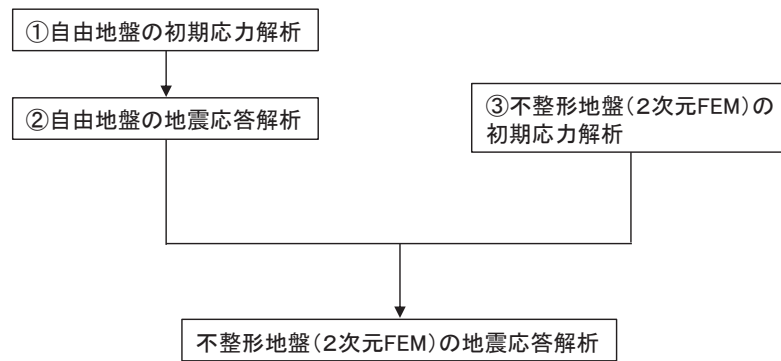


図 6. 1. 6-38 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

【初期応力解析時】

初期応力解析は、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の初期応力を算定するために行う。そこで、初期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 6. 1. 6-39 に示す。

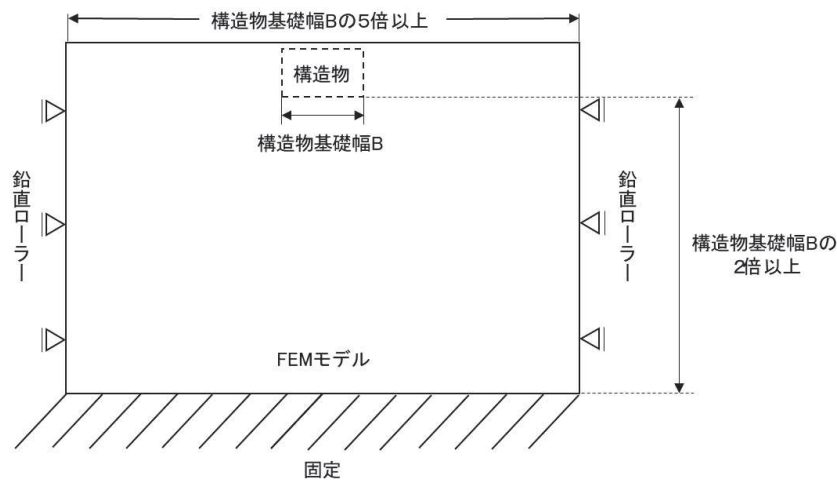


図 6. 1. 6-39 初期応力解析における境界条件の概念図

【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。

(c) 構造物のモデル化

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(d) 地盤のモデル化

2次元有限要素法解析においてはD級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。また、D級岩盤、改良地盤及びセメント改良土は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化する。

なお、岩盤は砂岩でモデル化する。

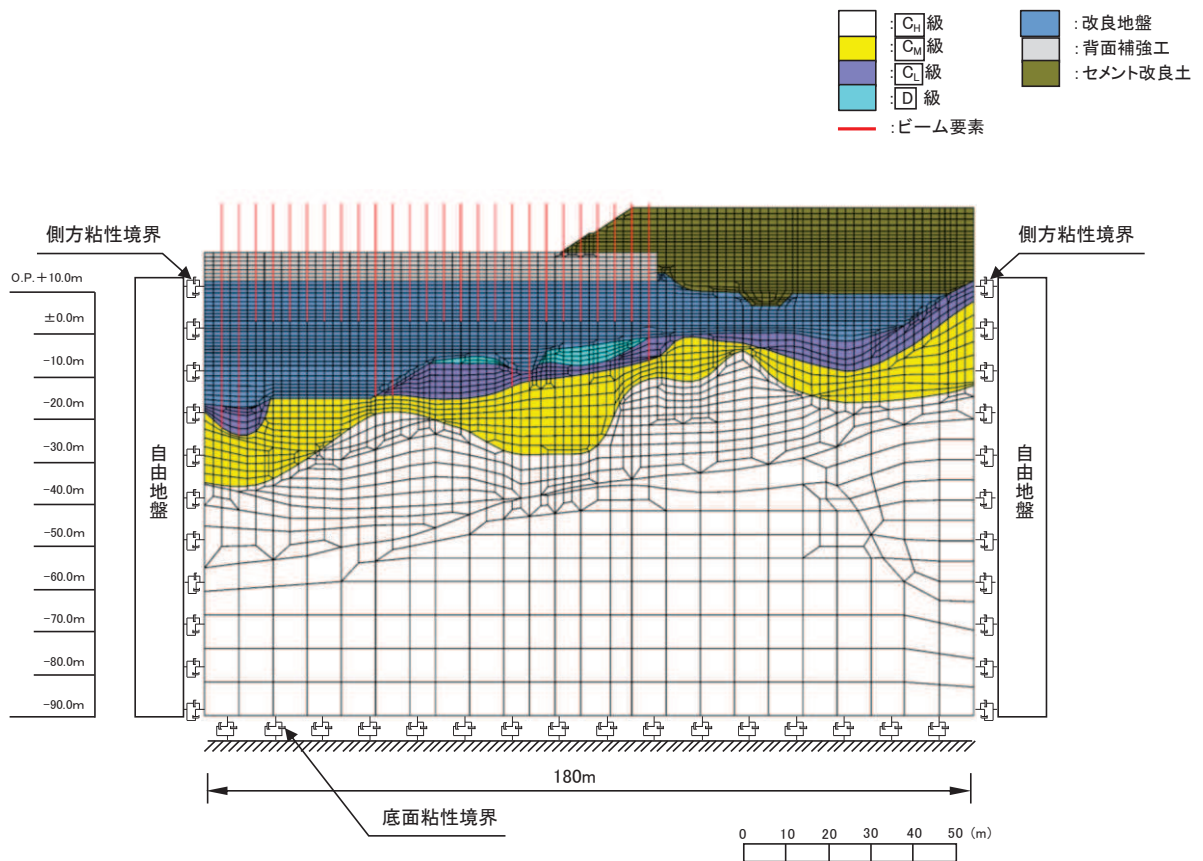


図 6.1.6-40(1) 縦断方向の解析モデル（断面⑧，地震時）

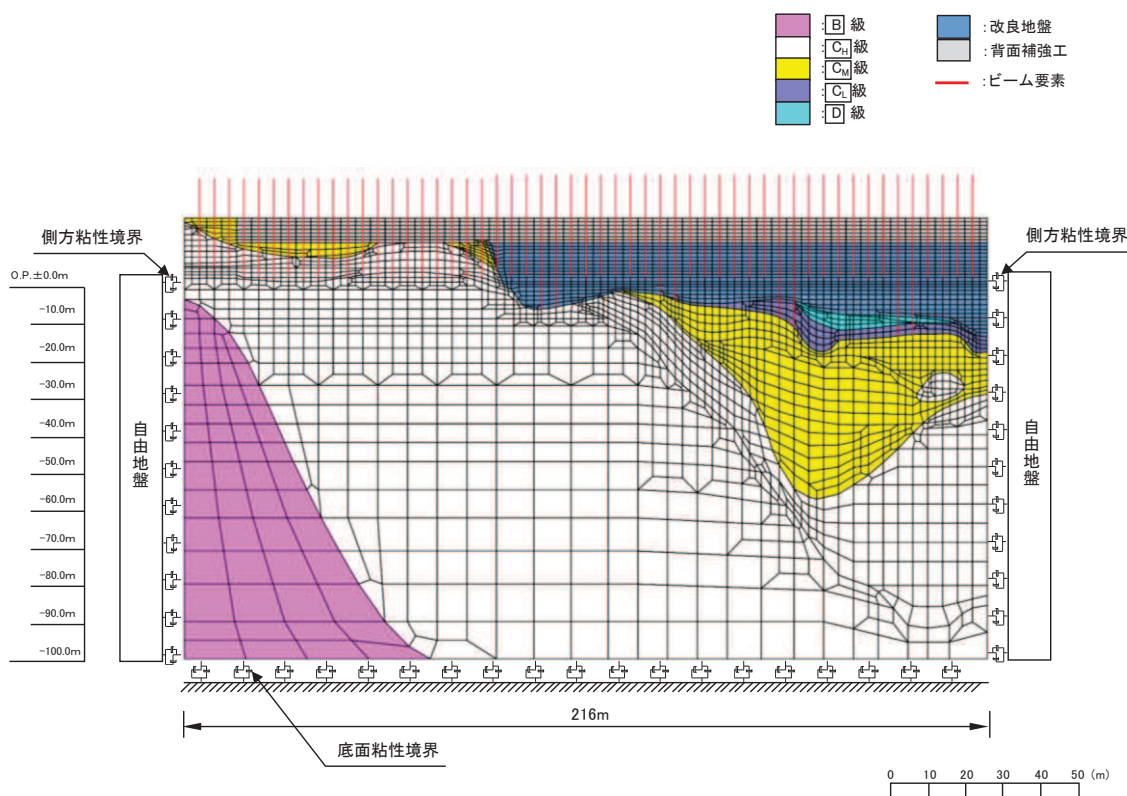


図 6. 1. 6-40 (2) 縦断方向の解析モデル (断面⑨, 地震時)

(e) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

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

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 6. 1. 6-41 にジョイント要素の力学特性、図 6. 1. 6-42～図 6. 1. 6-43 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τf は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 6. 1. 6-8 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、表 6. 1. 6-9 のとおり設定する。

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

ここで,

- τ_f : せん断強度
 c : 粘着力
 ϕ : 内部摩擦角

表 6.1.6-8 (1) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (狐崎部層)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級	0.49	47.0
C _H 級	1.72	43.0

表 6.1.6-8 (2) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (牧の浜部層)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級	0.78	50.0
C _H 級	1.29	54.0

表 6.1.6-8 (3) 周辺地盤との境界に用いる強度特性 (敷地共通)

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0

注記 * 1 : 地下水位以浅

* 2 : 地下水位以深

表 6.1.6-9 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
背面補強工-背面補強工	0	0
背面補強工-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _M 級以下)	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _H 级以上)	改良地盤の c	改良地盤の ϕ
セメント改良土-改良地盤	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
セメント改良土-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 6.1.6-10 のとおり設定する。

表 6.1.6-10 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

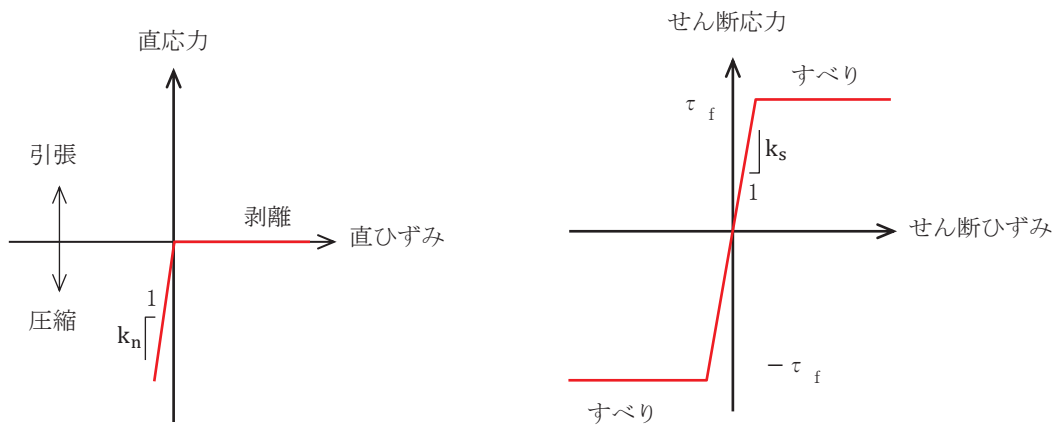


図 6.1.6-41 ジョイント要素の力学特性

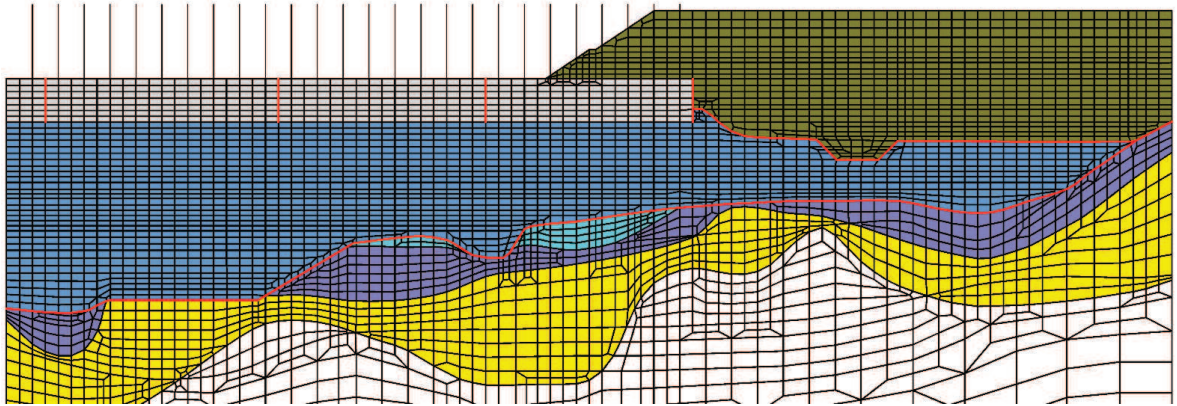
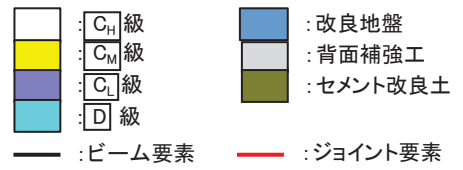


図 6.1.6-42 断面⑧におけるジョイント要素の配置図

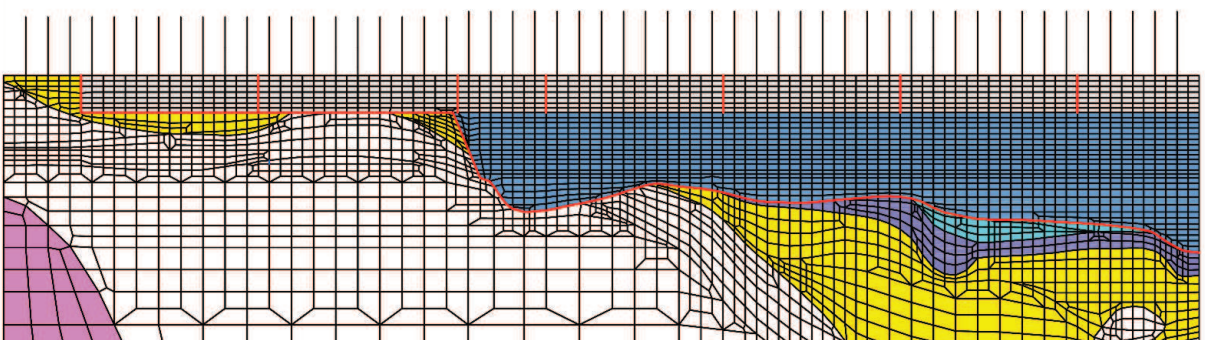
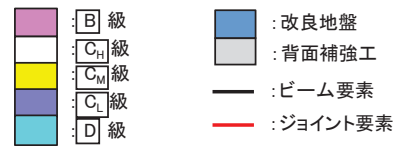


図 6.1.6-43 断面⑨におけるジョイント要素の配置図

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 6.1.6-11 に、材料の物性値を表 6.1.6-12 に示す。

表 6.1.6-11 使用材料

材料		諸元
コンクリート	背面補強工	設計基準強度 : 30 N/mm ²
鋼材	鋼管杭	φ 2200mm t=25mm (SKK490), t=40mm (SM570)
		φ 2500mm t=25mm (SKK490), t=35mm (SM570)
	鉄筋	SD345

表 6.1.6-12 (1) 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
コンクリート	背面補強工	24.0* ¹	2.8×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹	-
鋼管杭	SM570, SKK490	77.0* ²	2.0×10 ⁵ * ²	0.3* ²	-

注記 *1 : 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)

*2 : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)

表 6.1.6-12 (2) 材料の物性値 (コンクリートの強度特性)

材料		せん断 強度 (N/mm ²)	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm ²)	残留 強度 (N/mm ²)
コンクリート	背面補強工	6.00* ¹	-* ²	2.22* ³	-* ²

注記 *1 : コンクリート標準示方書 [ダムコンクリート編] (土木学会, 2013 年制定)

*2 : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

*3 : 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)

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は, 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。

d. 地下水位

地下水位については, 図 6.1.4-30 のとおり設定した。
設計用地下水位の一覧を表 6.1.6-13 に示す。

表 6.1.6-13 縦断方向の設計用地下水位の一覧

評価対象断面	設計用地下水位
断面⑧	防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の範囲は O.P. +1.43m (朔望平均満潮位) に設定する。また, 防潮堤 (盛土堤防) の範囲は O.P. +13.8m に設定する。
断面⑨	防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち一般部の範囲は O.P. +1.43m (朔望平均満潮位) に設定する。また, 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) のうち岩盤部の範囲は岩盤表面に設定する。

(6) 解析ケース

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断方向の相対変位算出における解析ケースを表 6.1.6-14 に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の縦断方向の相対変位算出においては、全ての基準地震動 S_s に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、杭下端又は背面補強工天端を基準とした鋼製遮水壁天端の相対変位、縦断方向では隣り合う鋼製遮水壁間に生じる時刻歴相対変位が最も大きい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 6.1.6-14 地震時における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	基準地震動 S_s (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13 波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、各相対変位が最も大きくなる地震動を用いてケース②~③を実施する。	
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 2$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - D 3$	++*	○		
		-+*	○		
		+ -*	○		
		--*	○		
	$S_s - F 1$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 2$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - F 3$	++*	○		
		-+*	○		
	$S_s - N 1$	++*	○		
		-+*	○		

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

4. 許容限界

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「6.1.5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材について」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 6.1.6-15 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 6.1.6-15 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界(mm)		
変形量	ゴムジョイント	防潮堤軸直交方向	350
		防潮堤軸方向	150
	ウレタンシリコーン目地	防潮堤軸直交方向	30
		防潮堤軸方向	6

5. 評価方法

5.1 地震時相対変位

「2. 基本方針」のうち「2.5 相対変位の算出方法」により算出した地震時の設計用相対変位が「4. 許容限界」で定める許容限界以下であることを確認する。

5.2 津波時相対変位

「2. 基本方針」のうち「2.5 相対変位の算出方法」により算出した津波時の設計用相対変位が「4. 許容限界」で定める許容限界以下であることを確認する。

5.3 重畳時相対変位

「2. 基本方針」のうち「2.5 相対変位の算出方法」により算出した重畳時の設計用相対変位が「4. 許容限界」で定める許容限界以下であることを確認する。

6. 評価結果

6.1 地震時相対変位

(1) A 区間（一般部のうち突出長変化部：構造境界部）

地震時の A 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。断面①、断面②及び断面③の相対変位量を表 6.1.6-16 に示す。

地震時の A 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑧から最大となるものを選定する。断面⑧の相対変位量を表 6.1.6-17 に示す。

その結果、A 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 119.4mm、軸方向が 12.3mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-16(1) 地震時の A 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面①, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	72.5	350
		(-+)	①	64.9	350
		(+-)	①	61.8	350
		(--)	①	85.2	350
	S s - D 2	(++)	①	82.9	350
		(-+)	①	84.9	350
		(+-)	①	76.9	350
		(--)	①	80.1	350
	S s - D 3	(++)	①	57.7	350
		(-+)	①	57.1	350
		(+-)	①	56.4	350
		(--)	①	54.7	350
	S s - F 1	(++)	①	77.2	350
		(-+)	①	36.5	350
	S s - F 2	(++)	①	72.5	350
		(-+)	①	50.9	350
	S s - F 3	(++)	①	49.9	350
		(-+)	①	81.4	350
	S s - N 1	(++)	①	47.9	350
		(-+)	①	70.7	350
S s - D 1	(--)	②	82.4	350	
	(--)	③	82.0	350	

表 6.1.6-16(2) 地震時の A 区間における軸直交方向の相対変位量

(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	74.4	350
		(-+)	①	64.4	350
		(+-)	①	63.4	350
		(--)	①	81.2	350
	S s - D 2	(++)	①	93.1	350
		(-+)	①	69.4	350
		(+-)	①	69.0	350
		(--)	①	93.1	350
	S s - D 3	(++)	①	57.8	350
		(-+)	①	60.8	350
		(+-)	①	61.8	350
		(--)	①	59.0	350
	S s - F 1	(++)	①	65.1	350
		(-+)	①	37.4	350
	S s - F 2	(++)	①	58.3	350
		(-+)	①	51.4	350
	S s - F 3	(++)	①	68.6	350
		(-+)	①	74.6	350
	S s - N 1	(++)	①	46.8	350
		(-+)	①	74.7	350
S s - D 2	(--)	②	95.5 (119.4*)	350	
	(--)	③	90.2	350	

注記 * : 軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (23.9mm) を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-16(3) 地震時の A 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	79.5	350
		(-+)	①	62.2	350
		(+-)	①	62.7	350
		(--)	①	83.0	350
	S s - D 2	(++)	①	84.1	350
		(-+)	①	66.5	350
		(+-)	①	69.0	350
		(--)	①	83.8	350
	S s - D 3	(++)	①	57.3	350
		(-+)	①	59.9	350
		(+-)	①	58.6	350
		(--)	①	56.9	350
	S s - F 1	(++)	①	53.7	350
		(-+)	①	36.0	350
	S s - F 2	(++)	①	56.8	350
		(-+)	①	47.8	350
	S s - F 3	(++)	①	55.5	350
		(-+)	①	76.3	350
	S s - N 1	(++)	①	56.5	350
		(-+)	①	55.1	350
S s - D 2	(++)	②	86.1	350	
	(++)	③	80.3	350	

表 6.1.6-17 地震時の A 区間における軸方向の相対変位量
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	9.0	150
		(-+)	①	9.5	150
		(+-)	①	8.4	150
		(--)	①	10.6	150
	S s - D 2	(++)	①	11.3	150
		(-+)	①	8.5	150
		(+-)	①	10.6	150
		(--)	①	9.2	150
	S s - D 3	(++)	①	8.9	150
		(-+)	①	9.4	150
		(+-)	①	8.3	150
		(--)	①	9.0	150
	S s - F 1	(++)	①	6.9	150
		(-+)	①	9.3	150
	S s - F 2	(++)	①	6.6	150
		(-+)	①	11.6	150
	S s - F 3	(++)	①	12.0	150
		(-+)	①	8.1	150
	S s - N 1	(++)	①	4.5	150
		(-+)	①	5.6	150
	S s - F 3	(++)	②	12.3	150
		(++)	③	11.4	150

(2) B 区間（一般部のうち背面補強工間：構造境界部）

地震時の B 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。断面①、断面②及び断面③の相対変位量を表 6.1.6-18 に示す。

地震時の B 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑧及び断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑧及び断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-19 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 233.4mm，軸方向が 22.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-18(1) 地震時の B 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面①，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	146.6	350
		(-+)	①	117.4	350
		(+-)	①	158.1	350
		(--)	①	133.9	350
	S s - D 2	(++)	①	152.3	350
		(-+)	①	127.6	350
		(+-)	①	140.1	350
		(--)	①	128.7	350
	S s - D 3	(++)	①	106.3	350
		(-+)	①	95.4	350
		(+-)	①	105.8	350
		(--)	①	90.7	350
	S s - F 1	(++)	①	155.3	350
		(-+)	①	83.7	350
	S s - F 2	(++)	①	197.0	350
		(-+)	①	105.0	350
	S s - F 3	(++)	①	104.7	350
		(-+)	①	127.0	350
	S s - N 1	(++)	①	126.3	350
		(-+)	①	195.2	350
S s - F 2	(++)	②	179.5	350	
	(++)	③	209.5 (233.4*)	350	

注記 *：軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (23.9mm) を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-18(2) 地震時の B 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	117.8	350
		(-+)	①	103.4	350
		(+-)	①	112.0	350
		(--)	①	107.1	350
	S s - D 2	(++)	①	105.1	350
		(-+)	①	86.0	350
		(+-)	①	96.6	350
		(--)	①	104.5	350
	S s - D 3	(++)	①	91.8	350
		(-+)	①	80.5	350
		(+-)	①	81.5	350
		(--)	①	84.7	350
	S s - F 1	(++)	①	85.4	350
		(-+)	①	67.2	350
	S s - F 2	(++)	①	111.6	350
		(-+)	①	86.1	350
	S s - F 3	(++)	①	86.9	350
		(-+)	①	111.3	350
	S s - N 1	(++)	①	105.0	350
		(-+)	①	148.7	350
	S s - N 1	(-+)	②	135.6	350
		(-+)	③	164.6	350

表 6.1.6-18(3) 地震時の B 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	116.1	350
		(-+)	①	86.6	350
		(+-)	①	104.5	350
		(--)	①	101.3	350
	S s - D 2	(++)	①	98.6	350
		(-+)	①	84.0	350
		(+-)	①	100.5	350
		(--)	①	96.2	350
	S s - D 3	(++)	①	92.9	350
		(-+)	①	79.9	350
		(+-)	①	82.8	350
		(--)	①	81.3	350
	S s - F 1	(++)	①	81.0	350
		(-+)	①	61.4	350
	S s - F 2	(++)	①	106.4	350
		(-+)	①	65.6	350
	S s - F 3	(++)	①	81.8	350
		(-+)	①	110.6	350
	S s - N 1	(++)	①	92.7	350
		(-+)	①	134.8	350
S s - N 1	(-+)	②	123.9	350	
	(-+)	③	153.9	350	

表 6.1.6-19(1) 地震時の B 区間における軸方向の相対変位量
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	9.8	150
		(-+)	①	12.7	150
		(+-)	①	9.9	150
		(--)	①	12.6	150
	S s - D 2	(++)	①	11.2	150
		(-+)	①	10.4	150
		(+-)	①	12.8	150
		(--)	①	8.9	150
	S s - D 3	(++)	①	7.9	150
		(-+)	①	10.9	150
		(+-)	①	7.4	150
		(--)	①	8.6	150
	S s - F 1	(++)	①	7.4	150
		(-+)	①	8.3	150
	S s - F 2	(++)	①	10.7	150
		(-+)	①	10.7	150
	S s - F 3	(++)	①	10.6	150
		(-+)	①	10.7	150
	S s - N 1	(++)	①	14.3	150
		(-+)	①	9.2	150
	S s - N 1	(++)	②	13.4	150
		(++)	③	14.4	150

表 6.1.6-19(2) 地震時の B 区間における軸方向の相対変位量
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	13.7	150
		(-+)	①	14.2	150
		(+-)	①	14.1	150
		(--)	①	13.6	150
	S s - D 2	(++)	①	12.7	150
		(-+)	①	13.0	150
		(+-)	①	13.2	150
		(--)	①	13.8	150
	S s - D 3	(++)	①	9.9	150
		(-+)	①	9.9	150
		(+-)	①	10.0	150
		(--)	①	10.5	150
	S s - F 1	(++)	①	10.5	150
		(-+)	①	10.1	150
	S s - F 2	(++)	①	11.6	150
		(-+)	①	12.0	150
	S s - F 3	(++)	①	11.5	150
		(-+)	①	12.3	150
	S s - N 1	(++)	①	11.6	150
		(-+)	①	17.4	150
S s - N 1	(-+)	②	14.4	150	
	(-+)	③	22.2	150	

(3) C 区間（一般部と岩盤部の境界：構造境界部）

地震時の C 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②、断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。断面①、断面②、断面③及び断面⑤の相対変位量を表 6.1.6-20 に示す。

地震時の C 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-21 に示す。

その結果、C 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 233.4mm、軸方向が 14.1mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-20(1) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面①，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	146.6	350
		(-+)	①	117.4	350
		(+-)	①	158.1	350
		(--)	①	133.9	350
	S s - D 2	(++)	①	152.3	350
		(-+)	①	127.6	350
		(+-)	①	140.1	350
		(--)	①	128.7	350
	S s - D 3	(++)	①	106.3	350
		(-+)	①	95.4	350
		(+-)	①	105.8	350
		(--)	①	90.7	350
	S s - F 1	(++)	①	155.3	350
		(-+)	①	83.7	350
	S s - F 2	(++)	①	197.0	350
		(-+)	①	105.0	350
	S s - F 3	(++)	①	104.7	350
		(-+)	①	127.0	350
	S s - N 1	(++)	①	126.3	350
		(-+)	①	195.2	350
S s - F 2	(++)	②	179.5	350	
	(++)	③	209.5 (233.4*)	350	

注記 *：軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (23.9mm) を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-20(2) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	117.8	350
		(-+)	①	103.4	350
		(+-)	①	112.0	350
		(--)	①	107.1	350
	S s - D 2	(++)	①	105.1	350
		(-+)	①	86.0	350
		(+-)	①	96.6	350
		(--)	①	104.5	350
	S s - D 3	(++)	①	91.8	350
		(-+)	①	80.5	350
		(+-)	①	81.5	350
		(--)	①	84.7	350
	S s - F 1	(++)	①	85.4	350
		(-+)	①	67.2	350
	S s - F 2	(++)	①	111.6	350
		(-+)	①	86.1	350
	S s - F 3	(++)	①	86.9	350
		(-+)	①	111.3	350
	S s - N 1	(++)	①	105.0	350
		(-+)	①	148.7	350
S s - N 1	(-+)	②	135.6	350	
	(-+)	③	164.6	350	

表 6.1.6-20(3) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	116.1	350
		(-+)	①	86.6	350
		(+-)	①	104.5	350
		(--)	①	101.3	350
	S s - D 2	(++)	①	98.6	350
		(-+)	①	84.0	350
		(+-)	①	100.5	350
		(--)	①	96.2	350
	S s - D 3	(++)	①	92.9	350
		(-+)	①	79.9	350
		(+-)	①	82.8	350
		(--)	①	81.3	350
	S s - F 1	(++)	①	81.0	350
		(-+)	①	61.4	350
	S s - F 2	(++)	①	106.4	350
		(-+)	①	65.6	350
	S s - F 3	(++)	①	81.8	350
		(-+)	①	110.6	350
	S s - N 1	(++)	①	92.7	350
		(-+)	①	134.8	350
S s - N 1	(-+)	②	123.9	350	
	(-+)	③	153.9	350	

表 6.1.6-20(4) 地震時の C 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面⑤, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	33.2	350
		(-+)	①	33.3	350
		(+-)	①	33.7	350
		(--)	①	32.7	350
	S s - D 2	(++)	①	35.3	350
		(-+)	①	34.8	350
		(+-)	①	34.8	350
		(--)	①	35.1	350
	S s - D 3	(++)	①	33.9	350
		(-+)	①	33.6	350
		(+-)	①	34.1	350
		(--)	①	33.6	350
	S s - F 1	(++)	①	25.2	350
		(-+)	①	25.8	350
	S s - F 2	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	31.7	350
	S s - F 3	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	30.7	350
	S s - N 1	(++)	①	17.9	350
		(-+)	①	18.2	350
S s - D 2	(++)	②	34.6	350	
	(++)	③	35.5	350	

表 6.1.6-21 地震時の C 区間における軸方向の相対変位量
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	7.9	150
		(-+)	①	9.1	150
		(+-)	①	8.8	150
		(--)	①	9.5	150
	S s - D 2	(++)	①	9.8	150
		(-+)	①	10.0	150
		(+-)	①	9.8	150
		(--)	①	9.7	150
	S s - D 3	(++)	①	7.8	150
		(-+)	①	10.2	150
		(+-)	①	8.4	150
		(--)	①	11.2	150
	S s - F 1	(++)	①	7.8	150
		(-+)	①	8.8	150
	S s - F 2	(++)	①	9.9	150
		(-+)	①	12.5	150
	S s - F 3	(++)	①	10.2	150
		(-+)	①	10.3	150
	S s - N 1	(++)	①	10.6	150
		(-+)	①	4.4	150
S s - F 2	(-+)	②	11.4	150	
	(-+)	③	14.1	150	

(4) D 区間（岩盤部のうち背面補強工間：構造境界部）

地震時の D 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の相対変位量を表 6.1.6-22 に示す。

地震時の D 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-23 に示す。

その結果、D 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 59.4mm，軸方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-22 地震時の D 区間における軸直交方向の相対変位量

(断面⑤，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	33.2	350
		(-+)	①	33.3	350
		(+-)	①	33.7	350
		(--)	①	32.7	350
	S s - D 2	(++)	①	35.3	350
		(-+)	①	34.8	350
		(+-)	①	34.8	350
		(--)	①	35.1	350
	S s - D 3	(++)	①	33.9	350
		(-+)	①	33.6	350
		(+-)	①	34.1	350
		(--)	①	33.6	350
	S s - F 1	(++)	①	25.2	350
		(-+)	①	25.8	350
	S s - F 2	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	31.7	350
	S s - F 3	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	30.7	350
	S s - N 1	(++)	①	17.9	350
		(-+)	①	18.2	350
S s - D 2	(++)	②	34.6	350	
	(++)	③	35.5 (59.4*)	350	

注記 *：軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (23.9mm) を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-23 地震時の D 区間における軸方向の相対変位量
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	1.4	150
		(-+)	①	1.6	150
		(+-)	①	1.5	150
		(--)	①	1.7	150
	S s - D 2	(++)	①	1.4	150
		(-+)	①	1.5	150
		(+-)	①	1.7	150
		(--)	①	1.4	150
	S s - D 3	(++)	①	1.4	150
		(-+)	①	1.5	150
		(+-)	①	1.3	150
		(--)	①	1.6	150
	S s - F 1	(++)	①	1.3	150
		(-+)	①	1.4	150
	S s - F 2	(++)	①	1.7	150
		(-+)	①	1.3	150
	S s - F 3	(++)	①	1.6	150
		(-+)	①	1.9	150
	S s - N 1	(++)	①	2.0	150
		(-+)	①	1.2	150
S s - N 1	(++)	②	2.0	150	
	(++)	③	1.9	150	

(5) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部：構造境界部）

地震時の E 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑤及び断面⑥の相対変位量を表 6.1.6-24 に示す。

地震時の E 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-25 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は軸直交方向が **76.5mm**，軸方向が 6.7mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-24(1) 地震時の E 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面⑤，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	33.2	350
		(-+)	①	33.3	350
		(+-)	①	33.7	350
		(--)	①	32.7	350
	S s - D 2	(++)	①	35.3	350
		(-+)	①	34.8	350
		(+-)	①	34.8	350
		(--)	①	35.1	350
	S s - D 3	(++)	①	33.9	350
		(-+)	①	33.6	350
		(+-)	①	34.1	350
		(--)	①	33.6	350
	S s - F 1	(++)	①	25.2	350
		(-+)	①	25.8	350
	S s - F 2	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	31.7	350
	S s - F 3	(++)	①	30.7	350
		(-+)	①	30.7	350
	S s - N 1	(++)	①	17.9	350
		(-+)	①	18.2	350
S s - D 2	(++)	②	34.6	350	
	(++)	③	35.5	350	

表 6.1.6-24(2) 地震時の E 区間における軸直交方向の相対変位量

(断面⑥, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	40.6	350
		(-+)	①	40.9	350
		(+-)	①	40.9	350
		(--)	①	40.6	350
	S s - D 2	(++)	①	45.7	350
		(-+)	①	45.9	350
		(+-)	①	45.9	350
		(--)	①	45.8	350
	S s - D 3	(++)	①	39.9	350
		(-+)	①	39.7	350
		(+-)	①	39.7	350
		(--)	①	39.9	350
	S s - F 1	(++)	①	29.0	350
		(-+)	①	29.3	350
	S s - F 2	(++)	①	37.1	350
		(-+)	①	37.6	350
	S s - F 3	(++)	①	50.7	350
		(-+)	①	50.5	350
	S s - N 1	(++)	①	23.8	350
		(-+)	①	23.8	350
	S s - F 3	(++)	②	49.7	350
		(++)	③	52.6 (76.5*)	350

注記 * : 軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (23.9mm) を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-25 地震時の E 区間における軸方向の相対変位量
 (断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	5.5	150
		(-+)	①	5.2	150
		(+-)	①	4.7	150
		(--)	①	4.6	150
	S s - D 2	(++)	①	4.4	150
		(-+)	①	4.4	150
		(+-)	①	4.5	150
		(--)	①	4.1	150
	S s - D 3	(++)	①	3.6	150
		(-+)	①	4.7	150
		(+-)	①	3.6	150
		(--)	①	4.6	150
	S s - F 1	(++)	①	3.5	150
		(-+)	①	4.0	150
	S s - F 2	(++)	①	5.9	150
		(-+)	①	6.0	150
	S s - F 3	(++)	①	5.2	150
		(-+)	①	6.2	150
	S s - N 1	(++)	①	6.2	150
		(-+)	①	3.3	150
S s - F 3	(-+)	②	6.7	150	
	(-+)	③	5.6	150	

(6) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部：構造境界部）

地震時の F 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の相対変位量を表 6.1.6-26 に示す。

地震時の F 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、評価対象断面がないため保守的に軸直交方向と同様の変位とする。

その結果、F 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 76.5mm，軸方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-26 地震時の F 区間における軸直交方向の相対変位量

(断面⑥，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	40.6	350
		(-+)	①	40.9	350
		(+-)	①	40.9	350
		(--)	①	40.6	350
	S s - D 2	(++)	①	45.7	350
		(-+)	①	45.9	350
		(+-)	①	45.9	350
		(--)	①	45.8	350
	S s - D 3	(++)	①	39.9	350
		(-+)	①	39.7	350
		(+-)	①	39.7	350
		(--)	①	39.9	350
	S s - F 1	(++)	①	29.0	350
		(-+)	①	29.3	350
	S s - F 2	(++)	①	37.1	350
		(-+)	①	37.6	350
	S s - F 3	(++)	①	50.7	350
		(-+)	①	50.5	350
	S s - N 1	(++)	①	23.8	350
		(-+)	①	23.8	350
S s - F 3	(++)	②	49.7	350	
	(++)	③	52.6 (76.5*)	350	

注記 *：軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (23.9mm) を考慮した変位を示す。また、軸方向の許容限界である 150mm に対しても十分余裕がある。

(7) G 区間（岩盤部のうち RC 壁との境界：構造境界部）

地震時の G 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥及び断面⑦から最大となるものを選定する。断面⑥及び断面⑦の相対変位量を表 6.1.6-27 に示す。

地震時の G 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、評価対象断面がないため保守的に軸直交方向と同様の変位とする。

その結果、G 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 64.5mm、軸方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-27(1) 地震時の G 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面⑥, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	40.6	350
		(-+)	①	40.9	350
		(+-)	①	40.9	350
		(--)	①	40.6	350
	S s - D 2	(++)	①	45.7	350
		(-+)	①	45.9	350
		(+-)	①	45.9	350
		(--)	①	45.8	350
	S s - D 3	(++)	①	39.9	350
		(-+)	①	39.7	350
		(+-)	①	39.7	350
		(--)	①	39.9	350
	S s - F 1	(++)	①	29.0	350
		(-+)	①	29.3	350
	S s - F 2	(++)	①	37.1	350
		(-+)	①	37.6	350
	S s - F 3	(++)	①	50.7	350
		(-+)	①	50.5	350
	S s - N 1	(++)	①	23.8	350
		(-+)	①	23.8	350
S s - F 3	(++)	②	49.7	350	
	(++)	③	52.6 (64.5*)	350	

注記 * : 軸方向の加振で生じるねじり変位分 (11.9mm) を考慮した変位を示す。また、軸方向の許容限界である 150mm に対しても十分余裕がある。

表 6.1.6-27(2) 地震時の G 区間における軸直交方向の相対変位量
(断面⑦, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	1.7	350
		(-+)	①	1.7	350
		(+-)	①	1.7	350
		(--)	①	1.7	350
	S s - D 2	(++)	①	2.1	350
		(-+)	①	2.0	350
		(+-)	①	2.1	350
		(--)	①	2.0	350
	S s - D 3	(++)	①	1.7	350
		(-+)	①	1.7	350
		(+-)	①	1.7	350
		(--)	①	1.7	350
	S s - F 1	(++)	①	1.3	350
		(-+)	①	1.3	350
	S s - F 2	(++)	①	1.5	350
		(-+)	①	1.5	350
	S s - F 3	(++)	①	1.7	350
		(-+)	①	1.7	350
	S s - N 1	(++)	①	1.0	350
		(-+)	①	1.0	350
	S s - D 2	(++)	②	1.4	350
		(++)	③	1.8	350

(8) H 区間（一般部のうち背面補強工内：構造同一部）

地震時の H 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。表 6.1.6-28 に全基準地震動 S_s による断面①、断面②及び断面③の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-29 に示す。

地震時の H 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑧及び断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑧及び断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-30 に示す。

その結果、H 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 24.4mm、軸方向が 1.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-28(1) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量
(断面①，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	$S_s - D 1$	(++)	①	36.3
		(-+)	①	32.5
		(+-)	①	30.9
		(--)	①	42.6
	$S_s - D 2$	(++)	①	41.5
		(-+)	①	42.5
		(+-)	①	38.5
		(--)	①	40.1
	$S_s - D 3$	(++)	①	28.9
		(-+)	①	28.6
		(+-)	①	28.2
		(--)	①	27.4
	$S_s - F 1$	(++)	①	38.6
		(-+)	①	18.3
	$S_s - F 2$	(++)	①	36.3
		(-+)	①	25.5
	$S_s - F 3$	(++)	①	25.0
		(-+)	①	40.7
	$S_s - N 1$	(++)	①	24.0
		(-+)	①	35.4

表 6.1.6-28(2) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量
(断面②, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	37.2
		(-+)	①	32.2
		(+-)	①	31.7
		(--)	①	40.6
	S s - D 2	(++)	①	46.524
		(-+)	①	34.7
		(+-)	①	34.5
		(--)	①	46.528
	S s - D 3	(++)	①	28.9
		(-+)	①	30.4
		(+-)	①	30.9
		(--)	①	29.5
	S s - F 1	(++)	①	32.6
		(-+)	①	18.7
	S s - F 2	(++)	①	29.2
		(-+)	①	25.7
	S s - F 3	(++)	①	34.3
		(-+)	①	37.3
	S s - N 1	(++)	①	23.4
		(-+)	①	37.4

表 6.1.6-28(3) 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量
(断面③, 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	S s - D 1	(++)	①	39.8
		(-+)	①	31.1
		(+-)	①	31.4
		(--)	①	41.5
	S s - D 2	(++)	①	42.1
		(-+)	①	33.3
		(+-)	①	34.5
		(--)	①	41.9
	S s - D 3	(++)	①	28.7
		(-+)	①	30.0
		(+-)	①	29.3
		(--)	①	28.5
	S s - F 1	(++)	①	26.9
		(-+)	①	18.0
	S s - F 2	(++)	①	28.4
		(-+)	①	23.9
	S s - F 3	(++)	①	27.8
		(-+)	①	38.2
	S s - N 1	(++)	①	28.3
		(-+)	①	27.6

表 6.1.6-29 地震時の H 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変 位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - D 1	(--)	①×②*1	14.9	30
			(--)	①×③*1	18.8 (24.4) *2	30
	断面②	S s - D 2	(--)	①×②*1	11.4	30
			(--)	①×③*1	14.9	30
	断面③	S s - D 2	(++)	①×②*1	9.1	30
			(++)	①×③*1	12.1	30

注記 *1 : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

*2 : 軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (5.6mm) を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-30(1) 地震時の H 区間における軸方向の相対変位量
(断面⑧, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	1.1	6
		(+-)	①	1.1	6
		(--)	①	1.1	6
	S s - D 2	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	1.0	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - D 3	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	0.9	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - F 1	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.8	6
	S s - F 2	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	1.2	6
	S s - F 3	(++)	①	1.1	6
		(-+)	①	1.3	6
	S s - N 1	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.8	6
	S s - F 3	(-+)	②	1.3	6
		(-+)	③	1.4	6

表 6.1.6-30(2) 地震時の H 区間における軸方向の相対変位量
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : O.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	1.1	6
		(-+)	①	1.1	6
		(+-)	①	1.1	6
		(--)	①	1.1	6
	S s - D 2	(++)	①	1.2	6
		(-+)	①	1.2	6
		(+-)	①	1.1	6
		(--)	①	1.1	6
	S s - D 3	(++)	①	1.2	6
		(-+)	①	1.1	6
		(+-)	①	1.2	6
		(--)	①	1.2	6
	S s - F 1	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	0.8	6
	S s - F 2	(++)	①	1.2	6
		(-+)	①	1.5	6
	S s - F 3	(++)	①	1.4	6
		(-+)	①	1.1	6
	S s - N 1	(++)	①	0.9	6
		(-+)	①	0.8	6
S s - F 2	(-+)	②	1.4	6	
	(-+)	③	1.6	6	

(9) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部：構造同一部）

地震時の I 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑥から最大となるものを選定する。表 6.1.6-31 に全基準地震動 S_s による断面⑥の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-32 に示す。

地震時の I 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-33 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は軸直交方向が **11.4mm**、軸方向が 1.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-31 地震時の I 区間における軸直交方向の単独変位量
(断面⑥，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	$S_s - D 1$	(++)	①	20.3
		(-+)	①	20.5
		(+-)	①	20.5
		(--)	①	20.3
	$S_s - D 2$	(++)	①	22.9
		(-+)	①	23.0
		(+-)	①	23.0
		(--)	①	22.9
	$S_s - D 3$	(++)	①	20.0
		(-+)	①	19.9
		(+-)	①	19.9
		(--)	①	20.0
	$S_s - F 1$	(++)	①	14.5
		(-+)	①	14.7
	$S_s - F 2$	(++)	①	18.6
		(-+)	①	18.8
	$S_s - F 3$	(++)	①	25.4
		(-+)	①	25.3
	$S_s - N 1$	(++)	①	11.9
		(-+)	①	11.9

表 6.1.6-32 地震時の I 区間における軸直交方向の相対変位量

(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S s - F 3	(++)	①×②*1	6.4	30
			(++)	①×③*1	7.7 (11.4) *2	30

注記 *1：解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

*2：軸方向の加振で生じるねじり変位分の2倍（3.7mm）を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-33 地震時の I 区間における軸方向の相対変位量
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	0.7	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - D 2	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.9	6
		(+-)	①	1.0	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - D 3	(++)	①	0.7	6
		(-+)	①	1.0	6
		(+-)	①	0.7	6
		(--)	①	0.9	6
	S s - F 1	(++)	①	0.7	6
		(-+)	①	0.7	6
	S s - F 2	(++)	①	1.0	6
		(-+)	①	0.7	6
	S s - F 3	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	1.2	6
	S s - N 1	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.6	6
	S s - F 3	(-+)	②	1.1	6
		(-+)	③	1.2	6

(10) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内：構造同一部）

地震時の J 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の相対変位量は、断面⑤から最大となるものを選定する。表 6.1.6-34 に全基準地震動 S_s による断面⑤の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を算出した。各断面の時刻歴相対変位量を表 6.1.6-35 に示す。

地震時の J 区間における止水ジョイント部材の軸方向の相対変位量は、断面⑨から最大となるものを選定する。断面⑨の相対変位量を表 6.1.6-36 に示す。

その結果、J 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 5.2mm、軸方向が 1.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-34 地震時の J 区間における軸直交方向の単独変位量
(断面⑤，鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交方向	$S_s - D 1$	(++)	①	16.4
		(-+)	①	16.6
		(+-)	①	16.7
		(--)	①	16.2
	$S_s - D 2$	(++)	①	17.31
		(-+)	①	17.3
		(+-)	①	17.1
		(--)	①	17.35
	$S_s - D 3$	(++)	①	16.5
		(-+)	①	16.5
		(+-)	①	16.6
		(--)	①	16.5
	$S_s - F 1$	(++)	①	12.4
		(-+)	①	12.6
	$S_s - F 2$	(++)	①	15.1
		(-+)	①	15.4
	$S_s - F 3$	(++)	①	15.1
		(-+)	①	15.0
	$S_s - N 1$	(++)	①	8.6
		(-+)	①	8.6

表 6.1.6-35 地震時の J 区間における軸直交方向の相対変位量

(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S s - D 2	(--)	①×②* ¹	2.4	30
			(--)	①×③* ¹	2.7 (5.2) * ²	30

注記 *1：解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

*2：軸方向の加振で生じるねじり変位分の 2 倍 (2.5mm) を考慮した変位を示す。

表 6.1.6-36 地震時の J 区間における軸方向の相対変位量
(断面⑨, 鋼製遮水壁天端部 : 0.P. +29.0m)

方向	地震動	位相	解析 ケース	地震時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	S s - D 1	(++)	①	0.7	6
		(-+)	①	0.6	6
		(+-)	①	0.8	6
		(--)	①	0.6	6
	S s - D 2	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.8	6
		(+-)	①	0.6	6
		(--)	①	0.8	6
	S s - D 3	(++)	①	0.6	6
		(-+)	①	0.6	6
		(+-)	①	0.6	6
		(--)	①	0.5	6
	S s - F 1	(++)	①	0.5	6
		(-+)	①	0.6	6
	S s - F 2	(++)	①	0.5	6
		(-+)	①	0.9	6
	S s - F 3	(++)	①	0.8	6
		(-+)	①	0.6	6
	S s - N 1	(++)	①	0.3	6
		(-+)	①	0.3	6
S s - F 2	(-+)	②	0.9	6	
	(-+)	③	1.0	6	

6.2 津波時相対変位

(1) A 区間（一般部のうち突出長変化部：構造境界部）

津波時の A 区間における軸直交方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-37 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-38 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-39 に示す。

津波時の A 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に A 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-17）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-40 に示す。

その結果、A 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 77.1mm、軸方向が 12.3mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-37 A 区間における軸直交方向の残留変位
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - D 1 (--)	①	1.5
			②	1.5
			③	0.3
	断面②	S s - D 2 (--)	①	1.2
			②	0.8
			③	3.5
	断面③	S s - D 2 (++)	①	4.3
			②	2.4
			③	5.7

表 6.1.6-38 津波時の A 区間における軸直交方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	68.9
		②	67.3
		③	71.7
	断面②	①	68.0
		②	66.6
		③	70.8
	断面③	①	68.4
		②	66.9
		③	71.4

表 6.1.6-39 津波時の A 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	1.5	68.9	70.4	350
		②	1.5	67.3	68.8	350
		③	0.3	71.7	72.0	350
	断面②	①	1.2	68.0	69.2	350
		②	0.8	66.6	67.4	350
		③	3.5	70.8	74.3	350
	断面③	①	4.3	68.4	72.7	350
		②	2.4	66.9	69.3	350
		③	5.7	71.4	77.1	350

表 6.1.6-40 津波時の A 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	12.3*	0	12.3	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(2) B 区間（一般部のうち背面補強工間：構造境界部）

津波時の B 区間における軸直交方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-41 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-42 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-43 に示す。

津波時の B 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に B 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-19）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-44 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 125.0mm、軸方向が 22.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-41 B 区間における軸直交方向の残留変位
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - F 2 (++)	①	24.4
			②	20.9
			③	31.5
	断面②	S s - N 1 (-+)	①	16.2
			②	14.5
			③	18.2
	断面③	S s - N 1 (-+)	①	25.3
			②	22.9
			③	27.7

表 6.1.6-42 津波時の B 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	85.8
		②	81.3
		③	93.5
	断面②	①	80.7
		②	76.7
		③	87.7
	断面③	①	83.1
		②	79.0
		③	90.9

表 6.1.6-43 津波時の B 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	24.4	85.8	110.2	350
		②	20.9	81.3	102.2	350
		③	31.5	93.5	125.0	350
	断面②	①	16.2	80.7	96.9	350
		②	14.5	76.7	91.2	350
		③	18.2	87.7	105.9	350
	断面③	①	25.3	83.1	108.4	350
		②	22.9	79.0	101.9	350
		③	27.7	90.9	118.6	350

表 6.1.6-44 津波時の B 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	22.2*	0	22.2	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(3) C 区間（一般部と岩盤部の境界：構造境界部）

津波時の C 区間における軸直交方向の相対変位は断面①，断面②，断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-45 に，津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-46 に示す。また，これらを合計した変位量を表 6.1.6-47 に示す。

津波時の C 区間における軸方向の相対変位は生じないため，残留変位のみで評価を行うこととし，残留変位は保守的に C 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-21）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-48 に示す。

その結果，C 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 125.0mm，軸方向が 14.1mm であり，それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-45 C 区間における軸直交方向の残留変位
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S _s -F 2 (++)	①	24.4
			②	20.9
			③	31.5
	断面②	S _s -N 1 (-+)	①	16.2
			②	14.5
			③	18.2
	断面③	S _s -N 1 (-+)	①	25.3
			②	22.9
			③	27.7
	断面⑤	S _s -D 2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3

表 6.1.6-46 津波時の C 区間における軸直交方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	85.8
		②	81.3
		③	93.5
	断面②	①	80.7
		②	76.7
		③	87.7
	断面③	①	83.1
		②	79.0
		③	90.9
	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5

表 6.1.6-47 津波時の C 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	24.4	85.8	110.2	350
		②	20.9	81.3	102.2	350
		③	31.5	93.5	125.0	350
	断面②	①	16.2	80.7	96.9	350
		②	14.5	76.7	91.2	350
		③	18.2	87.7	105.9	350
	断面③	①	25.3	83.1	108.4	350
		②	22.9	79.0	101.9	350
		③	27.7	90.9	118.6	350
	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350

表 6.1.6-48 津波時の C 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	14.1*	0	14.1	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(4) D 区間（岩盤部のうち背面補強工間：構造境界部）

津波時の D 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-49 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-50 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-51 に示す。

津波時の D 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に D 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-23）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-52 に示す。

その結果、D 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 59.8mm、軸方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-49 D 区間における軸直交方向の残留変位
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S _s -D2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3

表 6.1.6-50 津波時の D 区間における軸直交方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5

表 6.1.6-51 津波時の D 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350

表 6.1.6-52 津波時の D 区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	2.0*	0	2.0	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(5) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部：構造境界部）

津波時の E 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-53 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-54 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-55 に示す。

津波時の E 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に E 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-25）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-56 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.7mm、軸方向が 6.7mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-53 E 区間における軸直交方向の残留変位
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S _s -D2 (++)	①	0.3
			②	0.3
			③	0.3
	断面⑥	S _s -F3 (++)	①	0.1
			②	0.1
			③	0.1

表 6.1.6-54 津波時の E 区間における軸直交方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	59.4
		②	59.3
		③	59.5
	断面⑥	①	65.6
		②	64.8
		③	66.6

表 6.1.6-55 津波時の E 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面⑤	①	0.3	59.4	59.7	350
		②	0.3	59.3	59.6	350
		③	0.3	59.5	59.8	350
	断面⑥	①	0.1	65.6	65.7	350
		②	0.1	64.8	64.9	350
		③	0.1	66.6	66.7	350

表 6.1.6-56 津波時の E 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : 0. P. +29. 0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	6.7*	0	6.7	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(6) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部：構造境界部）

津波時の F 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-57 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-58 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-59 に示す。

津波時の F 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に F 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-26）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-60 に示す。

その結果、F 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.7mm、軸方向が 52.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-57 F 区間における軸直交方向の残留変位
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S _s -F3 (++)	①	0.1
			②	0.1
			③	0.1

表 6.1.6-58 津波時の F 区間における軸直交方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	65.6
		②	64.8
		③	66.6

表 6.1.6-59 津波時の F 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	0.1	65.6	65.7	350
		②	0.1	64.8	64.9	350
		③	0.1	66.6	66.7	350

表 6.1.6-60 津波時の F 区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	52.6*	0	52.6	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(7) H 区間（一般部のうち背面補強工内：構造同一部）

津波時の H 区間における軸直交方向の相対変位は断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。各断面の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-61 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-62 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-63 に示す。

津波時の H 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に H 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-30）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-64 に示す。

その結果、H 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 22.6mm、軸方向が 1.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-61 H 区間における軸直交方向の残留変位
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面①	S s - D 1 (--)	①×②	0.1
			①×③	0.7
	断面②	S s - D 2 (--)	①×②	0.3
			①×③	1.2
	断面③	S s - D 2 (++)	①×②	1.0
			①×③	0.8

表 6.1.6-62 津波時の H 区間における軸直交方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面①	①	20.8
		②	20.4
		③	21.5
	断面②	①	20.7
		②	20.4
		③	21.4
	断面③	①	20.7
		②	20.3
		③	21.4

表 6.1.6-63 津波時の H 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	解析 ケース	地震時 最終変位量 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交 方向	断面①	①	0.7*	20.8	21.5	30
		②	0.1	20.4	20.5	30
		③	0.7	21.5	22.2	30
	断面②	①	1.2*	20.7	21.9	30
		②	0.3	20.4	20.7	30
		③	1.2	21.4	22.6	30
	断面③	①	1.0*	20.7	21.7	30
		②	1.0	20.3	21.3	30
		③	0.8	21.4	22.2	30

注記 * : 解析ケース①の残留変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

表 6.1.6-64 津波時の H 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.6*	0	1.6	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(8) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部：構造同一部）

津波時の I 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑥から最大となるものを選定する。断面⑥の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-65 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-66 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-67 に示す。

津波時の I 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に I 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-33）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-68 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 21.8mm、軸方向が 1.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-65 I 区間における軸直交方向の残留変位
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S s - F 3 (++)	①×②	0.1
			①×③	0.1

表 6.1.6-66 津波時の I 区間における軸直交方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	21.4
		②	21.1
		③	21.7

表 6.1.6-67 津波時の I 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	①	0.1*	21.4	21.5	30
		②	0.1	21.1	21.2	30
		③	0.1	21.7	21.8	30

注記 *：解析ケース①の残留変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

表 6.1.6-68 津波時の I 区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.2*	0	1.2	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(9) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内：構造同一部）

津波時の J 区間における軸直交方向の相対変位は断面⑤から最大となるものを選定する。断面⑤の軸直交方向の残留変位を表 6.1.6-69 に、津波時の軸直交方向の変位増分を表 6.1.6-70 に示す。また、これらを合計した変位量を表 6.1.6-71 に示す。

津波時の J 区間における軸方向の相対変位は生じないため、残留変位のみで評価を行うこととし、残留変位は保守的に J 区間の地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-36）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-72 に示す。

その結果、J 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 19.5mm、軸方向が 1.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-69 J 区間における軸直交方向の残留変位
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	解析ケース	残留変位 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S s - D 2 (--)	①×②	0.1
			①×③	0.1

表 6.1.6-70 津波時の J 区間における軸直交方向の変位増分
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	津波時変位増分 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	19.35
		②	19.34
		③	19.36

表 6.1.6-71 津波時の J 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	地震時最終変位量 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	①	0.1*	19.35	19.45	30
		②	0.1	19.34	19.44	30
		③	0.1	19.36	19.46	30

注記 *：解析ケース①の残留変位は、解析ケース②と解析ケース③の大きい方を考慮する。

表 6.1.6-72 津波時の J 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.0*	0	1.0	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

6.3 重畳時相対変位

(1) A 区間（一般部のうち突出長変化部：構造境界部）

重畳時の A 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-73 のとおりである。重畳時の A 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③のから最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-73 に示す。

重畳時の A 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位（表 6.1.6-17）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-74 に示す。

その結果、A 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 88.7mm、軸方向が 24.6mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-73 重畳時の A 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	1.5	71.9	73.4	350
			(-+)	①	1.5	79.6	81.1	350
			(+-)	①	1.5	76.4	77.9	350
			(--)	①	1.5	72.7	74.2	350
			(-+)	②	1.5	78.5	80.0	350
			(-+)	③	0.3	76.2	76.5	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	1.2	77.0	78.2	350
			(-+)	①	1.2	78.7	79.9	350
			(+-)	①	1.2	77.5	78.7	350
			(--)	①	1.2	77.9	79.1	350
			(-+)	②	0.8	77.3	78.1	350
			(-+)	③	3.5	78.8	82.3	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	4.3	77.2	81.5	350
			(-+)	①	4.3	82.3	86.6	350
			(+-)	①	4.3	79.5	83.8	350
			(--)	①	4.3	81.7	86.0	350
			(-+)	②	2.4	80.7	83.1	350
			(-+)	③	5.7	83.0	88.7	350

表 6.1.6-74 重畳時の A 区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	12.3*	12.3	24.6	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(2) B 区間（一般部のうち背面補強工間：構造境界部）

重畳時の B 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-75 のとおりである。重畳時の B 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-75 に示す。

重畳時の B 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-19）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-76 に示す。

その結果、B 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 168.5mm、軸方向が 44.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-75 重畳時の B 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	24.4	126.0	150.4	350
			(-+)	①	24.4	112.3	136.7	350
			(+-)	①	24.4	126.8	151.2	350
			(--)	①	24.4	115.0	139.4	350
			(+-)	②	20.9	116.0	136.9	350
			(+-)	③	31.5	137.0	168.5	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	16.2	104.9	121.1	350
			(-+)	①	16.2	107.2	123.4	350
			(+-)	①	16.2	106.4	122.6	350
			(--)	①	16.2	107.3	123.5	350
			(--)	②	14.5	103.1	117.6	350
			(--)	③	18.2	116.8	135.0	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	25.3	111.9	137.2	350
			(-+)	①	25.3	117.5	142.8	350
			(+-)	①	25.3	115.5	140.8	350
			(--)	①	25.3	115.9	141.2	350
			(-+)	②	22.9	115.7	138.6	350
			(-+)	③	27.7	118.9	146.6	350

表 6.1.6-76 重畳時の B 区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	22.2*	22.2	44.4	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(3) C 区間（一般部と岩盤部の境界：構造境界部）

重畳時の C 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-77 のとおりである。重畳時の C 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②、断面③及び断面⑤から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-77 に示す。

重畳時の C 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-21）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-78 に示す。

その結果、C 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 168.5mm、軸方向が 28.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-77 重畳時の C 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	24.4	126.0	150.4	350
			(-+)	①	24.4	112.3	136.7	350
			(+-)	①	24.4	126.8	151.2	350
			(--)	①	24.4	115.0	139.4	350
			(+-)	②	20.9	116.0	136.9	350
			(+-)	③	31.5	137.0	168.5	350
	断面②	S d - D 2	(++)	①	16.2	104.9	121.1	350
			(-+)	①	16.2	107.2	123.4	350
			(+-)	①	16.2	106.4	122.6	350
			(--)	①	16.2	107.3	123.5	350
			(--)	②	14.5	103.1	117.6	350
			(--)	③	18.2	116.8	135.0	350
	断面③	S d - D 2	(++)	①	25.3	111.9	137.2	350
			(-+)	①	25.3	117.5	142.8	350
			(+-)	①	25.3	115.5	140.8	350
			(--)	①	25.3	115.9	141.2	350
			(-+)	②	22.9	115.7	138.6	350
			(-+)	③	27.7	118.9	146.6	350
	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	0.3	55.4	55.7	350
			(-+)	①	0.3	52.3	52.6	350
			(+-)	①	0.3	53.9	54.2	350
			(--)	①	0.3	51.8	52.1	350
			(++)	②	0.3	55.2	55.5	350
			(++)	③	0.3	55.3	55.6	350

表 6.1.6-78 重畳時の C 区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	14.1*	14.1	28.2	150

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(4) D 区間（岩盤部のうち背面補強工間：構造境界部）

重畳時の D 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-79 のとおりである。重畳時の D 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑤から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-79 に示す。

重畳時の D 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-23）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-80 に示す。

その結果、D 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 55.6mm、軸方向が 4.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-79 重畳時の D 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	0.3	55.4	55.7	350
			(-+)	①	0.3	52.3	52.6	350
			(+-)	①	0.3	53.9	54.2	350
			(--)	①	0.3	51.8	52.1	350
			(++)	②	0.3	55.2	55.5	350
			(++)	③	0.3	55.3	55.6	350

表 6.1.6-80 重畳時の D 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	2.0*	2.0	4.0	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(5) E 区間（岩盤部のうち背面補強工端部：構造境界部）

重畳時の E 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-81 のとおりである。重畳時の E 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑤及び断面⑥から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-81 に示す。

重畳時の E 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-25）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-82 に示す。

その結果、E 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.1mm、軸方向が 13.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-81 重畳時の E 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	0.3	55.4	55.7	350
			(-+)	①	0.3	52.3	52.6	350
			(+-)	①	0.3	53.9	54.2	350
			(--)	①	0.3	51.8	52.1	350
			(++)	②	0.3	55.2	55.5	350
			(++)	③	0.3	55.3	55.6	350
	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	0.1	64.1	64.2	350
			(-+)	①	0.1	60.1	60.2	350
			(+-)	①	0.1	62.0	62.1	350
			(--)	①	0.1	60.4	60.5	350
			(++)	②	0.1	63.1	63.2	350
			(++)	③	0.1	66.0	66.1	350

表 6.1.6-82 重畳時の E 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	6.7*	6.7	13.4	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(6) F 区間（岩盤部のうち突出長変化部：構造境界部）

重畳時の F 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-83 のとおりである。重畳時の F 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑥から最大となるものを選定する。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-83 に示す。

重畳時の F 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-26）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-84 に示す。

その結果、F 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 66.1mm、軸方向が 105.2m であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-83 重畳時の F 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	地震動	位相	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	0.1	64.1	64.2	350
			(-+)	①	0.1	60.1	60.2	350
			(+-)	①	0.1	62.0	62.1	350
			(--)	①	0.1	60.4	60.5	350
			(++)	②	0.1	63.1	63.2	350
			(++)	③	0.1	66.0	66.1	350

表 6.1.6-84 重畳時の F 区間における軸方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	52.6*	52.6	105.2	150

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(7) H 区間（一般部のうち背面補強工内：構造同一部）

重畳時の H 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-61 のとおりである。重畳時の H 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面①、断面②及び断面③から最大となるものを選定する。表 6.1.6-85 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面①、断面②及び断面③の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、各断面において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-86 に示す。

重畳時の H 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-30）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-87 に示す。

その結果、H 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 18.9mm、軸方向が 3.2mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-85 地震時の H 区間における軸直交方向の単独変位量
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交 方向	断面①	S d - D 2	(++)	①	71.9
			(-+)	①	79.6
			(+-)	①	76.4
			(--)	①	72.7
	断面②	S d - D 2	(++)	①	77.0
			(-+)	①	78.7
			(+-)	①	77.5
			(--)	①	77.9
	断面③	S d - D 2	(++)	①	77.2
			(-+)	①	82.3
			(+-)	①	79.5
			(--)	①	81.7

表 6.1.6-86 重畳時の H 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価 対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容 限界 (mm)
軸 直交 方向	断面①	S d - D 2	(-+)	①×②*	0.1	10.4	10.5	30
			(-+)	①×③*	0.7	14.5	15.2	30
	断面②	S d - D 2	(-+)	①×②*	0.3	9.1	9.4	30
			(-+)	①×③*	1.2	17.7	18.9	30
	断面③	S d - D 2	(--)	①×②*	1.0	13.6	14.6	30
			(--)	①×③*	0.8	14.4	15.2	30

注記 * : 解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-87 重畳時のH区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.6*	1.6	3.2	6

注記 *：軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(8) I 区間（岩盤部のうち突出長同一部：構造同一部）

重畳時の I 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-65 のとおりである。重畳時の I 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑥から最大となるものを選定する。表 6.1.6-88 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面⑥の杭下端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、断面⑥において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-89 に示す。

重畳時の I 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-33）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-90 に示す。

その結果、I 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 5.3mm、軸方向が 2.4mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-88 重畳時の I 区間における軸直交方向の単独変位量
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交 方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①	64.1
			(-+)	①	60.1
			(+-)	①	62.0
			(--)	①	60.4

表 6.1.6-89 重畳時の I 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価 対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容 限界 (mm)
軸 直交 方向	断面⑥	S d - D 2	(++)	①×②*	0.1	4.1	4.2	30
			(++)	①×③*	0.1	5.2	5.3	30

注記 *：解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-90 重畳時の I 区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.2*	1.2	2.4	6

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(9) J 区間（岩盤部のうち背面補強工内：構造同一部）

重畳時の J 区間における軸直交方向の残留変位は、津波時と同様で表 6.1.6-69 のとおりである。重畳時の J 区間における止水ジョイント部材の軸直交方向の変位増分は、断面⑤から最大となるものを選定する。表 6.1.6-91 に弾性設計用地震動 S d - D 2 による断面⑤の背面補強工天端から鋼製遮水壁天端の相対変位量を示す。この結果から、断面⑤において、変位量が最大となる地震動を用いて地盤のばらつきを考慮した解析ケース②及び③を実施し、それぞれ解析ケース①との時刻歴相対変位を変位増分とした。残留変位と合計した変位量を表 6.1.6-92 に示す。

重畳時の J 区間における軸方向の相対変位は、保守的に地震時で評価した相対変位を用い、残留変位についても保守的に地震時の最大相対変位量（表 6.1.6-36）を考慮する。軸方向の相対変位量を表 6.1.6-93 に示す。

その結果、J 区間での最大相対変位量は軸直交方向が 2.4mm、軸方向が 2.0mm であり、それぞれが許容限界以下であることを確認した。

表 6.1.6-91 重畳時の J 区間における軸直交方向の単独変位量
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	単独変位 (mm)
軸直交 方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①	54.6
			(-+)	①	51.6
			(+-)	①	53.2
			(--)	①	51.0

表 6.1.6-92 重畳時の J 区間における軸直交方向の相対変位量
(鋼製遮水壁天端部：O. P. +29.0m)

方向	評価 対象 断面	地震動	位相	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位 増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容 限界 (mm)
軸 直交 方向	断面⑤	S d - D 2	(++)	①×②*	0.1	2.0	2.1	30
			(++)	①×③*	0.1	2.3	2.4	30

注記 *：解析ケース①と解析ケース②又は解析ケース③の時刻歴相対変位を示す。

表 6.1.6-93 重畳時の J 区間における軸方向の相対変位量
 (鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	残留変位 (a) (mm)	重畳時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸方向	1.0*	1.0	2.0	6

注記 * : 軸方向の残留変位は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

(参考資料 1) 漂流物が防護工端部に衝突した場合の影響について

1. 概要

止水ジョイントの相対変位を算出する際の漂流物衝突荷重については、せん断方向の変位が最大となるよう、鋼管杭の中心位置に防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して直角方向に衝突させることを基本としている（図 1）。

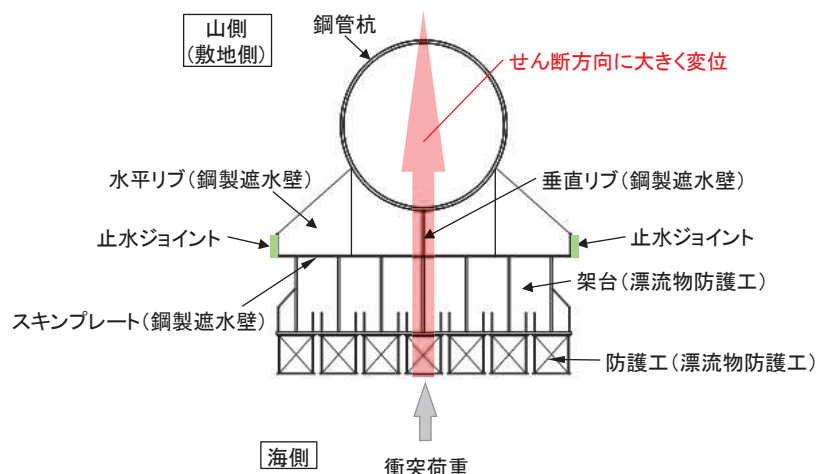
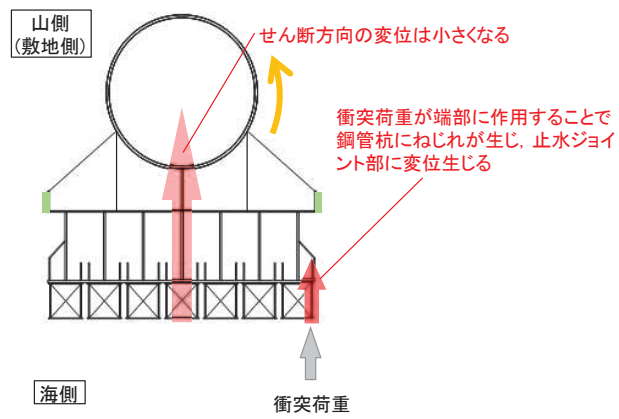


図 1 止水ジョイントの相対変位を算出する際の漂流物衝突荷重（基本ケース）

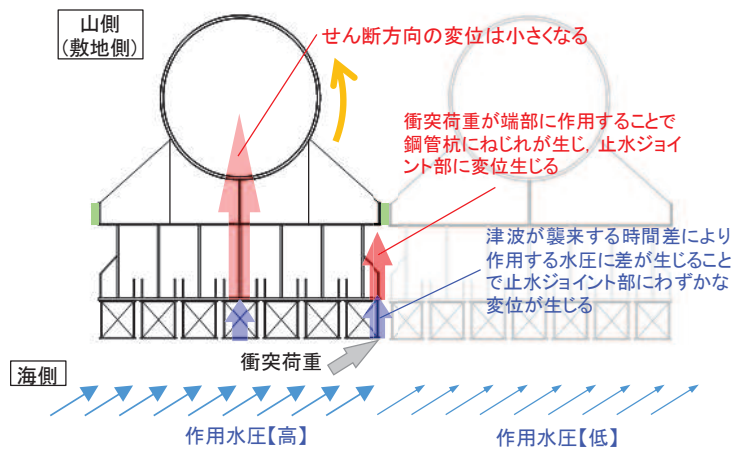
ただし、漂流物が防護工の端部に衝突する場合には、鋼管杭のせん断方向の変位は小さくなるものの、鋼管杭がねじれることにより止水ジョイント部には局所的な変位が生じると考えられる。また、「4.3 漂流物による衝突荷重について」で示すとおり、漂流物の衝突形態は様々であり、漂流物が防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して直角方向に衝突するパターンに加え、衝突荷重のエネルギー密度は低くなるものの、斜め方向から衝突することも考えられる。更に、漂流物が斜めから衝突するような状況においては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して津波も斜め方向から襲来しているため、作用している水圧が隣の鋼管杭と異なっていることも想定される。

そのため、漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合と漂流物が防護工の端部に斜めに衝突し、水位差がある場合の検討を行い、止水ジョイントの相対変位に与える影響を確認する（図 2）。漂流物が防護工の端部に斜めに衝突する場合、衝突荷重のエネルギー密度は低くなるが保守的に 2000kN を用いることとする。

なお、漂流物が防護工の端部に衝突した場合に、鋼管杭に生じるねじれの影響については「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」に示す。



【影響検討 1】 漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合



【影響検討 2】 防護工の端部に斜めに衝突し、水位差がある場合

図 2 止水ジョイントの相対変位を算出する際の漂流物衝突荷重（影響検討ケース）

2. 漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合の影響

(1) 検討方法

衝突荷重が防護工端部に直角方向に作用した場合に生じる止水ジョイント変位 δ について、鋼管杭がねじれることで生じるが、本検討においては、図3のようなモデル化を行い、以下の計算式により算出する。計算に必要な諸元を表1に示す。

$$\delta = \frac{P_c L^3}{3EI}$$

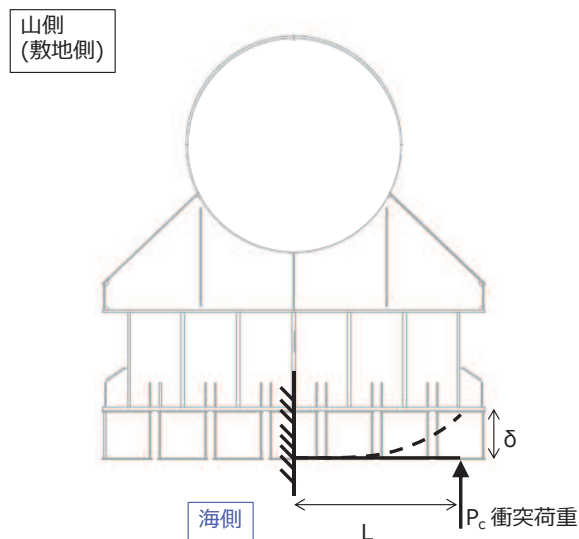


図3 漂流物が防護工端部に衝突した場合の変位算出のモデル化

表1 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
P_c	漂流物衝突荷重	2000	kN
L	アーム長	1750	mm
E	ヤング率	200000	N/mm ²
I	断面二次モーメント	16199329418	mm ⁴

なお、「機械工学便覧」にねじり変位の算出方法が示されているが、この方法では鋼管杭の海側に設置している鋼製遮水壁及び防護工の剛性は考慮することができない。ただし、念のため、鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」によるねじり変位も算出する。「機械工学便覧」のねじり変位の算出方法を図4に、計算に必要な諸元を表2に示す。

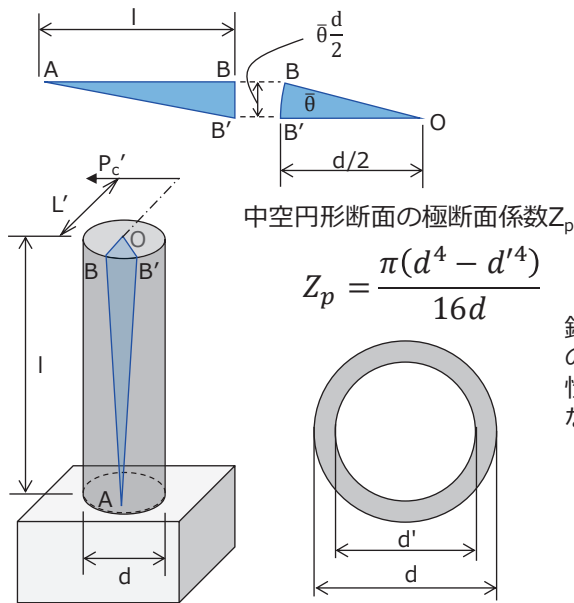
鋼管杭のねじり変位（鋼管杭の外径位置での変位）は、右に示す機械工学便覧の赤枠の式を用いて、以下の式により算出される。

$$\text{鋼管杭の外径位置でのねじり変位} \quad \bar{\theta} \frac{d}{2} = \frac{Wl}{GZ_p}$$

本検討で求めたい変位は鋼管杭外径よりも外側の止水ジョイント部（鋼管杭中心位置から2587mmの位置）であり、せん断41度方向（海→山方向）の変位は上式を変形し、以下の式で求める。

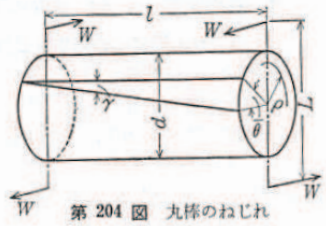
$$\text{止水ジョイント位置でのねじり変位} \times 2587 \times \bar{\theta} \times \cos 41 = 2587 \times \frac{Wl}{GZ_p} \times \frac{2}{d} \times \cos 41$$

上述の式を、下に示す防潮堤に適用する。なお、鋼管杭は高さ方向に3種類あることから、それぞれの変位を算出して合算する。



7・1 丸軸のねじり

7・1・1 弾性変形 d : 丸軸の直径, l : 丸軸の長さ, I_p : 軸心に対する断面二次極モーメント $= \pi d^4/32$ (中実丸軸のとき), G : 横弾性係数, W : 偶力, L : 偶力の腕の長さ, $\bar{\theta}$: 全長のねじれ角, θ : 比ねじれ角, ρ : 軸心から任意点までの半径, r : 半径 ρ におけるせん断ひずみ, τ : 半径 ρ におけるせん断応力, τ_{max} : 外周部における最大せん断応力 とすれば、ねじりモーメント



$$T = WL, \quad \gamma_{max} = \tau_{max}/G, \quad \tau = 2\rho\tau_{max}/d,$$

$$\tau_{max} = \frac{T}{I_p} \frac{d}{2} = \frac{T}{Z_p} = \frac{16T}{\pi d^3} = G\theta \frac{d}{2}$$

$$\bar{\theta} = \frac{Tl}{GI_p} = \frac{32Tl}{\pi d^4 G}, \quad \theta = \frac{\bar{\theta}}{l} = \frac{T}{GI_p}$$

Z_p を極断面係数という。

機械工学便覧抜粋（一部加筆）

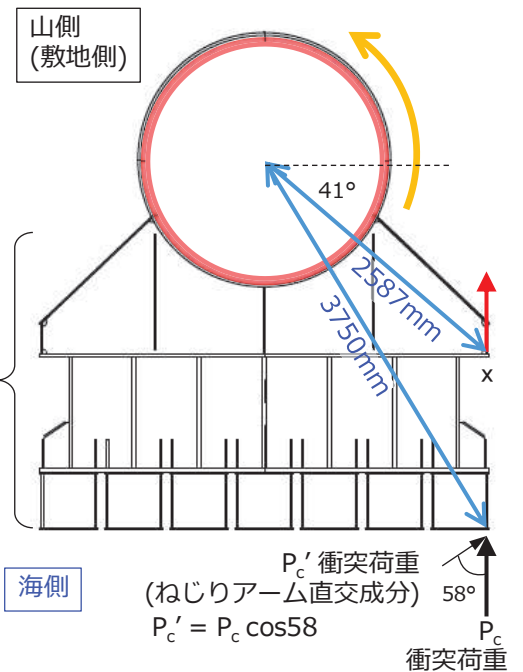


図4 「機械工学便覧」に基づくねじり変位の算出方法

表 2 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
E	ヤング率	200000	N/mm ²
ν	ポアソン比	0.3	-
G	せん断弾性係数	76923.1	N/mm ²
P_c	漂流物衝突荷重	2000	kN
P_c'	漂流物衝突荷重（ねじり方向）	1060*	kN
L'	ねじりアーム長	3750	mm
d_c	鋼管杭外径（O.P.+18.5～20.0m）	2498	mm
d_c'	鋼管杭内径（O.P.+18.5～20.0m）	2430	mm
Z_{pc}	極断面係数（O.P.+18.5～20.0m）	3.199×10^8	mm ³
l_c	鋼管杭の長さ（O.P.+18.5～20.0m）	1500	mm
d_b	鋼管杭外径（O.P.+20.0～23.5m）	2198	mm
d_b'	鋼管杭内径（O.P.+20.0～23.5m）	2120	mm
Z_{pb}	極断面係数（O.P.+20.0～23.5m）	2.806×10^8	mm ³
l_b	鋼管杭の長さ（O.P.+20.0～23.5m）	3500	mm
d_a	鋼管杭外径（O.P.+23.5～25.0m）	2198	mm
d_a'	鋼管杭内径（O.P.+23.5～25.0m）	2150	mm
Z_{pa}	極断面係数（O.P.+23.5～25.0m）	1.763×10^8	mm ³
l_a	鋼管杭の長さ（O.P.+23.5～25.0m）	1500	mm

注記 * : $P_c' = P_c \times \cos 41$

(2) 検討結果

図3のモデル化で検討した結果、衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる止水ジョイント部の変位は1.1mmとなった。

また、鋼管杭中心に衝突させた場合のウレタンシリコン目地設置箇所の津波時変位増分は21.4mm、ゴムジョイント設置箇所の津波時変位増分は93.5mmである。衝突荷重が防護工の端部に作用した場合は、これらの変位増分よりも小さくなるが、本検討では保守的に、衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる止水ジョイント部の変位1.1mmも考慮することとした。

表3及び表4に示すように、衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる止水ジョイント部の変位1.1mmを考慮したとしても、止水ジョイントの成立性に影響がないことを確認した。

なお、念のため、鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」の算出方法から求めた場合では変位は2.4mmであり、仮にこの変位を津波時変位増分に考慮したとしても止水ジョイントの成立性に影響がないことを確認した。

表3 ウレタンシリコン目地設置箇所の津波時相対変位量
(H区間：鋼製遮水壁天端部：0.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	残留変位(a) (mm)	津波時変位増分(b) (mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界(mm)
軸直交方向*1	断面②	③	1.2	21.4	22.6	30
軸直交方向 (端部直角衝突考慮)	断面②	③	1.2	22.5 (=21.4+1.1)	23.7*2	30

注記*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

*2：鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」のねじり変位2.4mmを考慮した場合でも25.0mmであり、許容限界以下である。

表4 ゴムジョイント設置箇所の津波時相対変位量
(B区間(C区間)：鋼製遮水壁天端部：0.P.+29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	残留変位(a) (mm)	津波時変位増分(b) (mm)	合計(a+b) (mm)	許容限界(mm)
軸直交方向*1	断面①	③	31.5	93.5	125.0	350
軸直交方向 (端部直角衝突考慮)	断面①	③	31.5	94.6 (=93.5+1.1)	126.1*2	350

注記*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

*2：鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」のねじり変位2.4mmを考慮した場合でも127.4mmであり、許容限界以下である。

3. 漂流物が防護工の端部に斜めに衝突し、水位差がある場合の影響

(1) 検討方法

衝突荷重が防護工端部に斜め方向から作用した場合に生じる止水ジョイント変位 δ について、図 5 のようなモデル化を行い、以下の計算式により算出する。計算に必要な諸元を表 5 に示す。

$$\delta = \frac{P_c' L^3}{3EI}$$

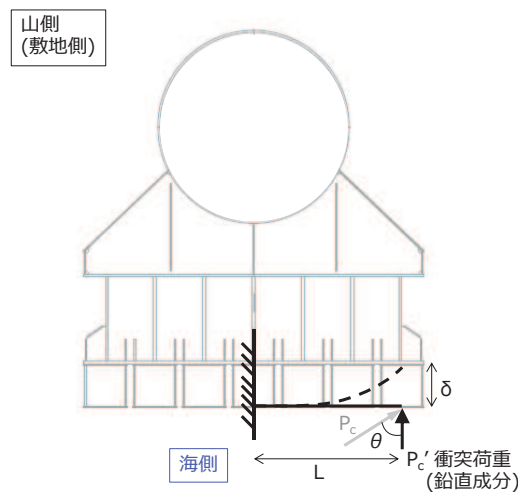


図 5 漂流物が防護工端部に衝突した場合の変位算出のモデル化

表 5 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
P_c	衝突荷重	2000	kN
P_c'	衝突荷重（鉛直成分）	1060*	kN
θ	衝突荷重の作用角度	58	°
L	アーム長	1750	mm
E	ヤング率	200000	N/mm ²
I	断面二次モーメント	16199329418	mm ⁴

注記 * : $P_c' = P_c \times \cos \theta$

衝突荷重が防護工端部に斜め方向から作用した場合についても、「2. (2) 漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合の影響」と同様、保守的に、鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」に基づきねじり変位を算出する。機械工学便覧」のねじり変位の算出方法及び計算に必要な諸元を、図 6 及び表 6 に示す。

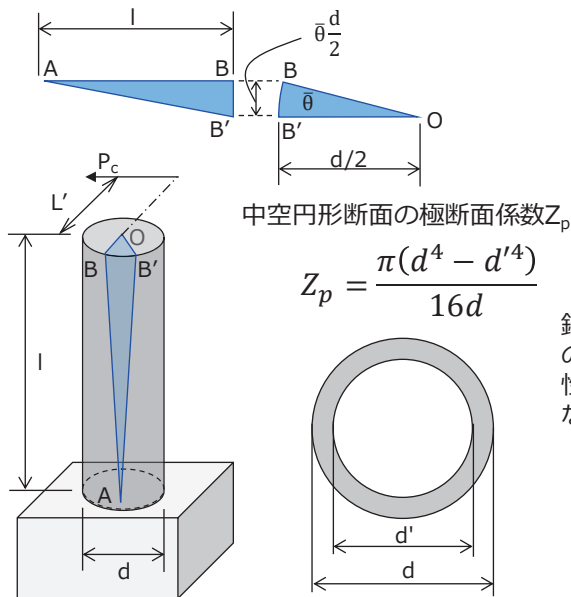
鋼管杭のねじり変位（鋼管杭の外径位置での変位）は、右に示す機械工学便覧の赤枠の式を用いて、以下の式により算出される。

$$\text{鋼管杭の外径位置でのねじり変位} \quad \theta \frac{d}{2} = \frac{W L l}{G Z_p}$$

本検討で求めたい変位は鋼管杭外径よりも外側の止水ジョイント部（鋼管杭中心位置から2587mmの位置）であり、せん断41度方向（海→山方向）の変位は上式を変形し、以下の式で求める。

$$\text{止水ジョイント位置でのねじり変位} \times 2587 \times \cos 41 = 2587 \times \frac{W L l}{G Z_p} \times \frac{2}{d} \times \cos 41$$

上述の式を、下に示す防潮堤に適用する。なお、鋼管杭は高さ方向に3種類あることから、それぞれの変位を算出して合算する。



7・1 丸軸のねじり

7・1・1 弾性変形 d : 丸軸の直径, l : 丸軸の長さ, I_p : 軸心に対する断面二次極モーメント $= \pi d^4/32$ (中実丸軸のとき), G : 横弾性係数, W : 偶力, L : 偶力の腕の長さ, $\bar{\theta}$: 全長のねじれ角, θ : 比ねじれ角, ρ : 軸心から任意点までの半径, r : 半径 ρ におけるせん断ひずみ, τ : 半径 ρ におけるせん断応力, τ_{max} : 外周部における最大せん断応力 とすれば、ねじりモーメント

$$T = W L, \quad \gamma_{max} = \tau_{max} / G, \quad \tau = 2 \rho \tau_{max} / d,$$

$$\tau_{max} = \frac{T}{I_p} \frac{d}{2} = \frac{T}{Z_p} = \frac{16T}{\pi d^3} = G \theta \frac{d}{2}$$

$$\bar{\theta} = \frac{T L}{G I_p} = \frac{32 T L}{\pi d^4 G}, \quad \theta = \frac{\bar{\theta}}{l} = \frac{T}{G I_p}$$

Z_p を極断面係数という。

機械工学便覧抜粋（一部加筆）

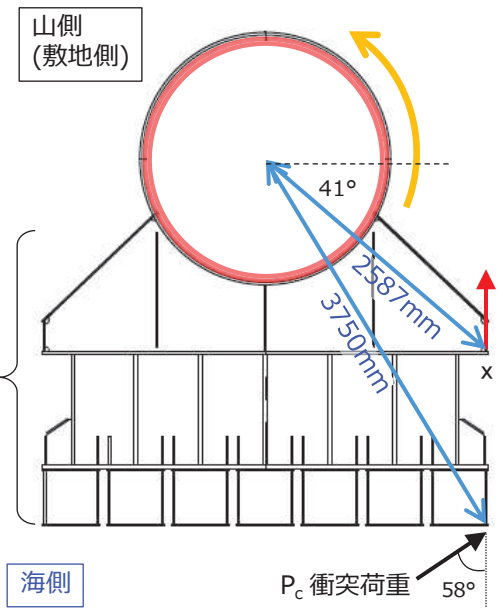


図6 「機械工学便覧」に基づくねじり変位の算出方法
(漂流物が斜めに衝突した場合)

表 6 計算に必要な諸元（漂流物が斜めに衝突した場合）

記号	定義	数値	単位
E	ヤング率	200000	N/mm ²
ν	ポアソン比	0.3	-
G	せん断弾性係数	76923.1	N/mm ²
P_c	漂流物衝突荷重（ねじり方向）	2000	kN
L'	ねじりアーム長	3750	mm
d_c	鋼管杭外径（O.P.+18.5～20.0m）	2498	mm
d_c'	鋼管杭内径（O.P.+18.5～20.0m）	2430	mm
Z_{pc}	極断面係数（O.P.+18.5～20.0m）	3.199×10^8	mm ³
l_c	鋼管杭の長さ（O.P.+18.5～20.0m）	1500	mm
d_b	鋼管杭外径（O.P.+20.0～23.5m）	2198	mm
d_b'	鋼管杭内径（O.P.+20.0～23.5m）	2120	mm
Z_{pb}	極断面係数（O.P.+20.0～23.5m）	2.806×10^8	mm ³
l_b	鋼管杭の長さ（O.P.+20.0～23.5m）	3500	mm
d_a	鋼管杭外径（O.P.+23.5～25.0m）	2198	mm
d_a'	鋼管杭内径（O.P.+23.5～25.0m）	2150	mm
Z_{pa}	極断面係数（O.P.+23.5～25.0m）	1.763×10^8	mm ³
l_a	鋼管杭の長さ（O.P.+23.5～25.0m）	1500	mm

また、漂流物が斜めから衝突するような状況においては、防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して津波も斜め方向から襲来していると考えられるため、作用する水圧も隣の鋼管杭と異なっていると想定される。そのため、以下に示す①～③の流れで検討を行った。

その結果、**図 7**に示すように、隣接している計算格子の水位時刻歴はほぼ同じであり、最大水位となる付近でわずかに水位差が生じているのみで、水位差が継続している状況ではないため、この水位差による設計への影響はないと考えられるが、念のため、最大水位付近で瞬間的に発生している水位差 0.2m の影響を確認する。

- ① 津波の遡上解析結果から評価対象とする計算格子を抽出する（止水ジョイント部は防潮堤（鋼管式鉛直壁）の区間にのみ設定されるものの、盛土堤防部の方が水位の上昇量が高いことを踏まえ、**図 6**の(B)を評価対象の格子とする）。
- ② 評価対象とする格子及び隣の格子（防潮堤の設置方向）の合計3つの格子の水位時刻歴波形を確認し、評価対象とする格子との水位差時刻歴を確認する。
- ③ 水位差時刻歴を包絡する水位差を設定し、影響検討に用いる水位差とする。

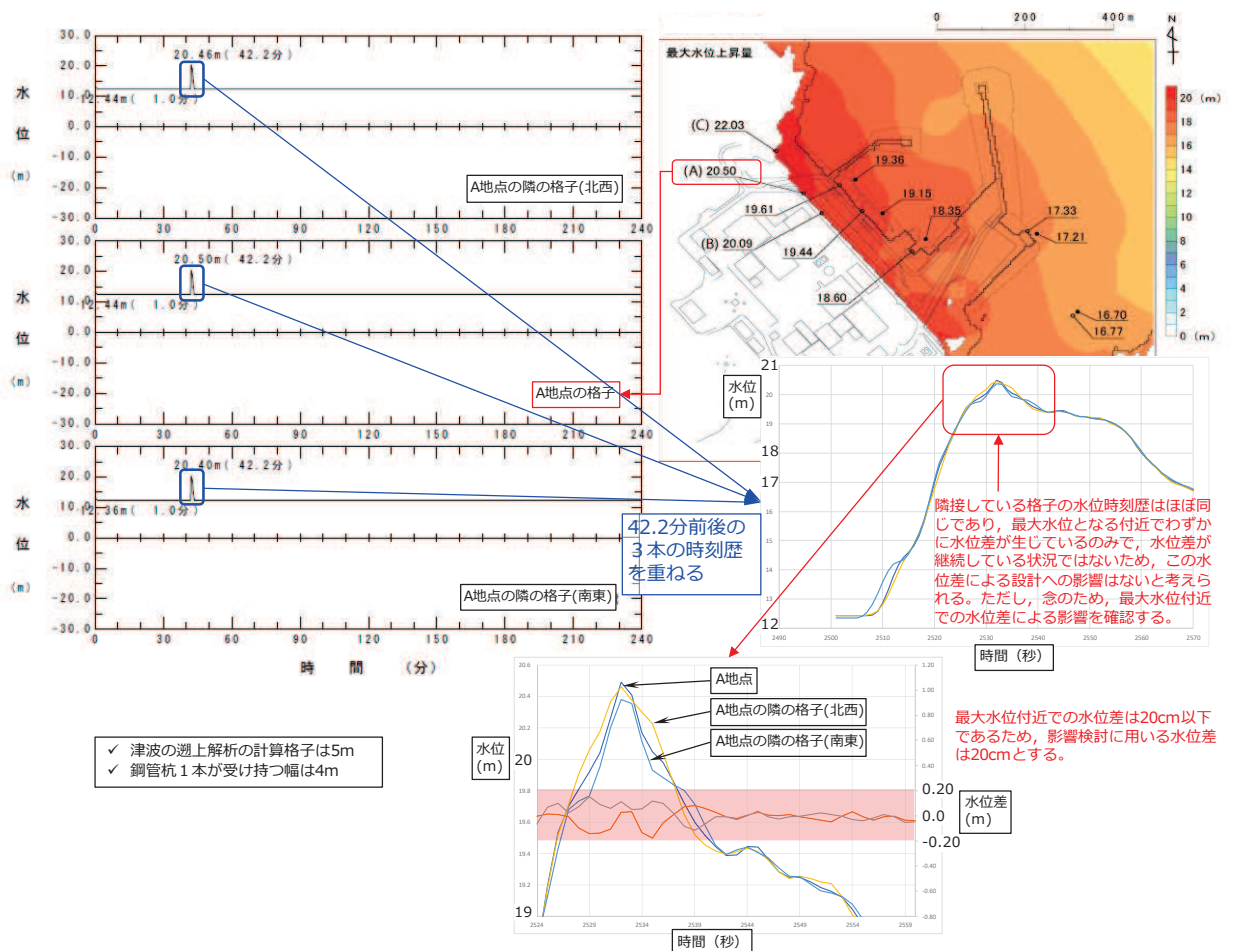
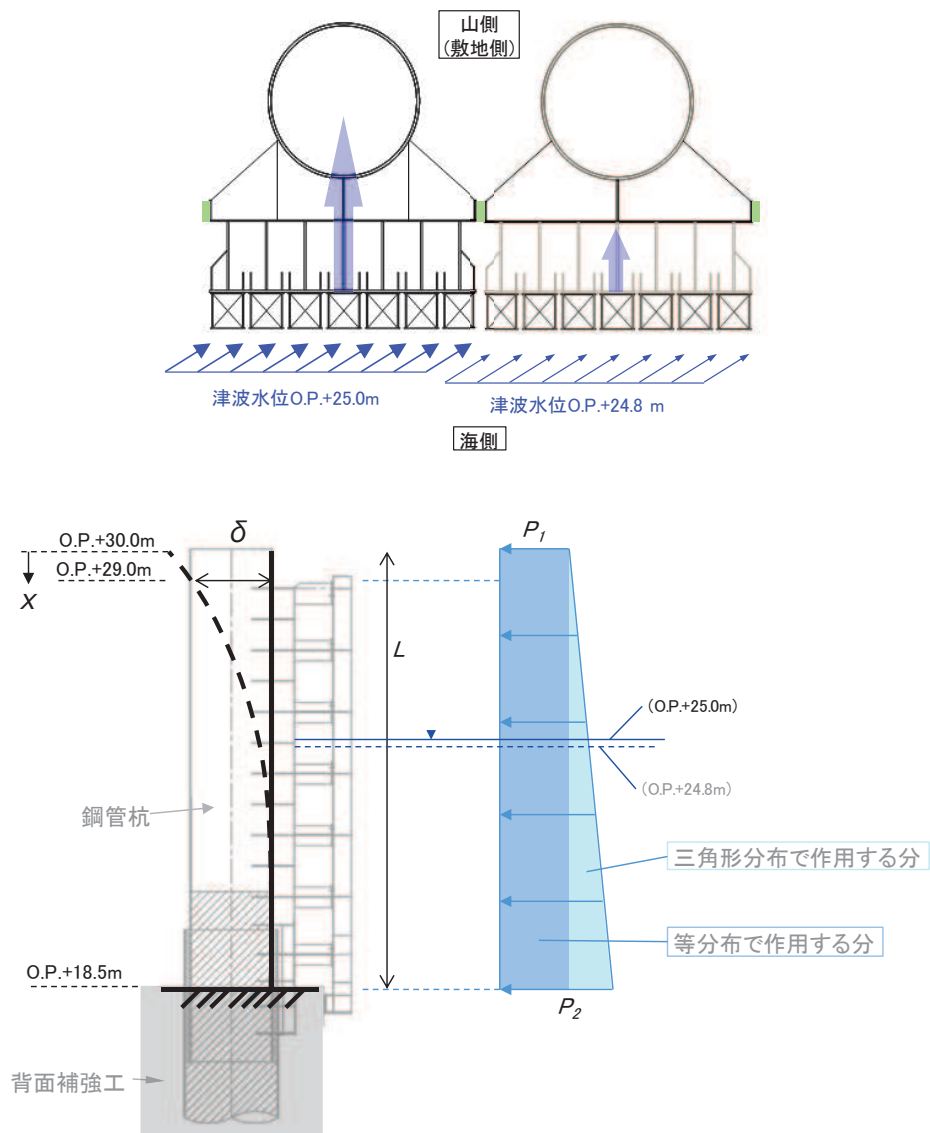


図 7 影響検討に用いる水位差の検討

次に、水位差 0.2m で生じる隣同士の鋼管杭の相対変位について算出する。設計用の津波水位は O.P.+25.0m であることから、隣の鋼管杭に作用する津波水位は 24.8m とし、各鋼管杭に生じる変位は、**図 8** のようにモデル化することで算出し、得られた変位の差分が鋼管杭間に生じる相対変位となる。

表 6 に水位差が生じた場合の変位算出に必要な諸元及び結果を示す。



【等分布荷重で生じる変位】

$$\delta_{\text{①}} = \frac{P_1 BL^4}{24EI} \left(3 - 4 \frac{x}{L} + \left(\frac{x}{L} \right)^4 \right)$$

【三角形分布荷重で生じる変位】

$$\delta_{\text{②}} = \frac{(P_2 - P_1) BL^4}{120EI} \left(4 - 5 \frac{x}{L} + \left(\frac{x}{L} \right)^5 \right)$$

図 8 水位差が生じた場合の変位の算出方法

表 7 水位差が生じた場合の変位の算出に必要な諸元及び結果

記号	定義	数値		単位
		津波水位 O. P. +24.8m	津波水位 O. P. +25.0m	
-	鋼管杭の天端高さ (O. P.)	30.0		m
P ₁	鋼管杭の天端波圧	70.195	73.225	kN/m ²
-	背面補強工天端高さ (O. P.)	18.5		m
P ₂	背面補強工天端波圧	186.345	189.375	kN/m ²
D	鋼管杭の外径*	2.2		m
d	鋼管杭の内径*	2.15		m
E	鋼管杭のヤング率	200000000		kN/m ²
I	鋼管杭の断面二次モーメント*	0.101026441		m ⁴
L	背面補強工天端から鋼管杭天端までの長さ	11.5		m
B	鋼製遮水壁の幅	4.0		m
x	変位算出位置 (鋼管杭の天端高さからの距離)	1.0		m
δ _①	等分布荷重による変位①	26.86	28.02	mm
δ _②	三角形分布荷重による変位②	11.95	11.95	mm
δ	津波荷重による変位 (①+②)	38.81	39.97	mm
δ _{相対変位}	0.2m の津波水位差による変位	1.2		mm

注記* : 鋼管杭の断面二次モーメントが小さくなるよう、保守的に全長にわたり鋼管杭の径を設定。

(2) 検討結果

図 5 のモデル化で検討した結果、衝突荷重を防護工の端部に斜め方向に作用させた場合に生じる止水ジョイント部の変位は 0.6mm となった。また、この際に生じる津波水位差による変位は 1.2mm となった。

「2. (2) 漂流物が防護工の端部に直角に衝突した場合の影響」と同様、衝突荷重が防護工の端部に作用した場合は、鋼管杭中心に衝突させた場合の津波時変位増分よりも小さくなり、漂流物が斜めから衝突することも考慮すると、更に小さくなるが、本検討では保守的に、鋼管杭中心に衝突させた場合の津波時変位増分に、上記の 0.6mm 及び 1.2mm の変位も考慮することとした。

表 7 及び表 8 に示すように、衝突荷重を防護工の端部に作用させた場合に生じる変位及び津波水位差による変位の合計 1.8mm を考慮したとしても、止水ジョイントの成立性に影響がないことを確認した。

なお、念のため、鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」の算出方法から求めた場合でも変位は 4.4mm であり、仮にこの変位を鋼管杭中心に衝突させた場合の津波時変位増分に考慮したとしても止水ジョイントの成立性に影響がないことを確認した。このときの保守性の考え方について図 9 に示す。

表 8 ウレタンシリコン目地設置箇所での津波時相対変位量

(H 区間：構造同一部（一般部のうち背面補強工内），断面②，鋼製遮水壁天端部：O.P. +29.0m)

方向	評価対象断面	解析ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向*1	断面②	③	1.2	21.4	22.6	30
軸直交方向 (端部斜め衝突考慮)	断面②	③	1.2	23.2 (=21.4+1.8)	24.4*2	30

注記*1：「4. 評価結果」の値を再掲。

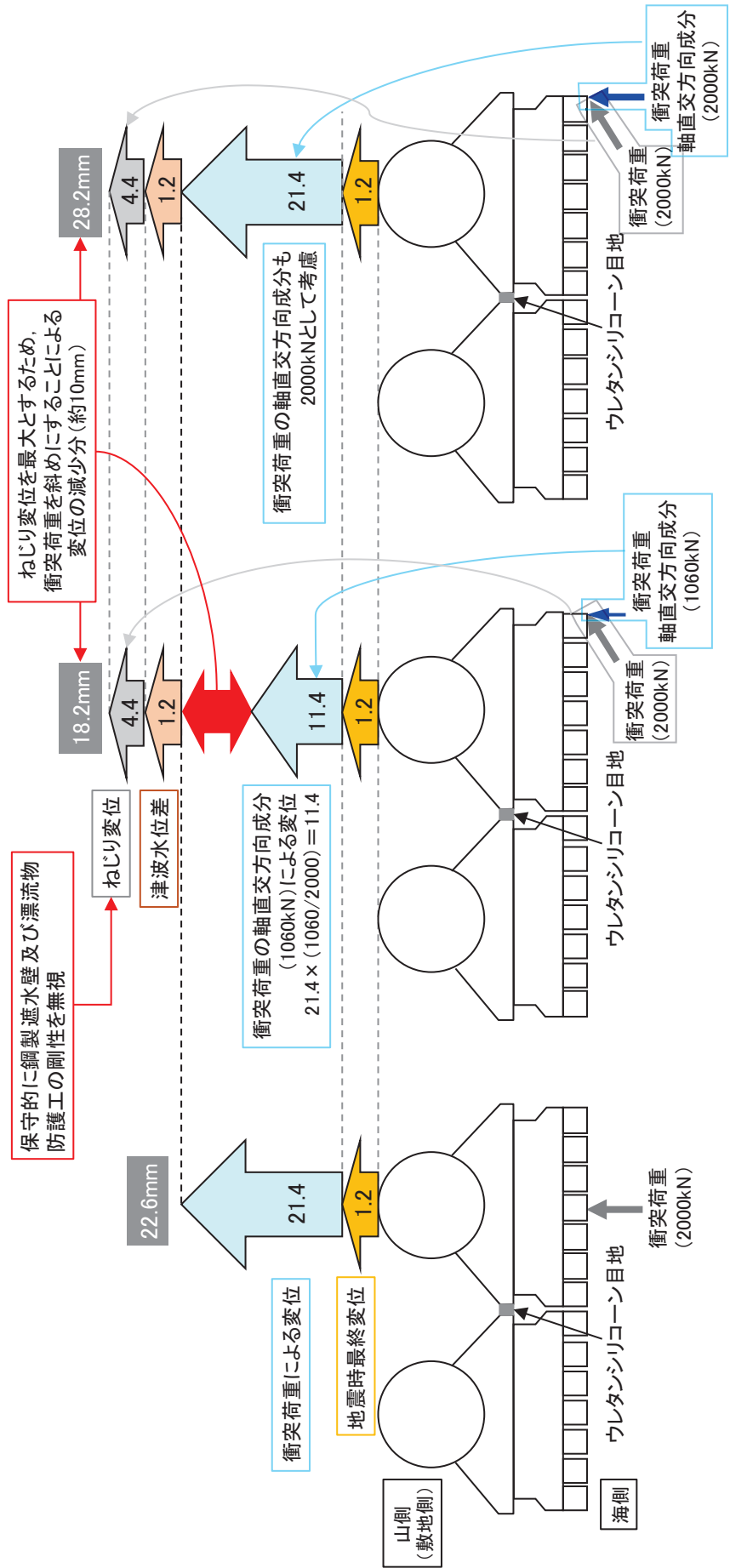
*2：鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」のねじり変位 4.4mm を考慮した場合でも 28.2mm であり、許容限界以下である（保守性の考え方を図 9 に示す）。

表 9 ゴムジョイント設置箇所の津波時相対変位量
 (B 区間 (C 区間) : 鋼製遮水壁天端部 : O. P. +29.0m)

方向	評価 対象 断面	解析 ケース	残留変位 (a) (mm)	津波時 変位増分 (b) (mm)	合計 (a+b) (mm)	許容限界 (mm)
軸直交方向* ¹	断面①	③	31.5	93.5	125.0	350
軸直交方向 (端部斜め衝突考慮)	断面①	③	31.5	95.3 (=93.5+1.8)	126.8* ²	350

注記*1 : 「4. 評価結果」の値を再掲。

*2 : 鋼製遮水壁及び防護工の剛性を無視し、「機械工学便覧」のねじり変位 4.4mm を考慮した場合でも 130.6mm であり、許容限界以下である。



漂流物が防護工端部に斜めに衝突した場合の変位
(津波水位差の影響を含む)

漂流物を鋼管杭中心に衝突させた場合の変位

図9 漂流物を防護工端部に斜めから衝突させた場合の変位に関する保守性の考え方

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 防潮堤に関する補足説明
- 6.1.9 防潮堤の設計・施工に関する補足説明

目 次

- 4. 止水性に係る検討結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1

4. 止水性に係る検討結果

防潮堤の止水性については、鋼製遮水壁，止水目地，背面補強工で遮水性を担保し，改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土で地盤中からの回り込みによる浸水を防止（難透水性の保持）する。そのうち，地盤中からの回り込みによる浸水防止（難透水性の保持）について，構造境界部の剥離状況，各部位（改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土）の内的安定及び二次元浸透流解析により確認する。

4.1 構造境界部の剥離状況の確認結果

防潮堤は複数の部材で構成されており，防潮堤の二次元 FEM 解析モデルでは，背面補強工，置換コンクリート，改良地盤セメント改良土及び地盤の異種材料間については，ジョイント要素を設定している。

このジョイント要素について，地震後の残留変形状態，津波荷重載荷時及び重畳時（津波＋余震時）において，防潮堤を貫通した剥離が生じていないことを確認し，津波が浸水するような水みちが形成されないことを確認する。

4.1.1 検討条件

(1) 検討方法

ジョイント要素の剥離判定方法を図 4.1-1 に示す。

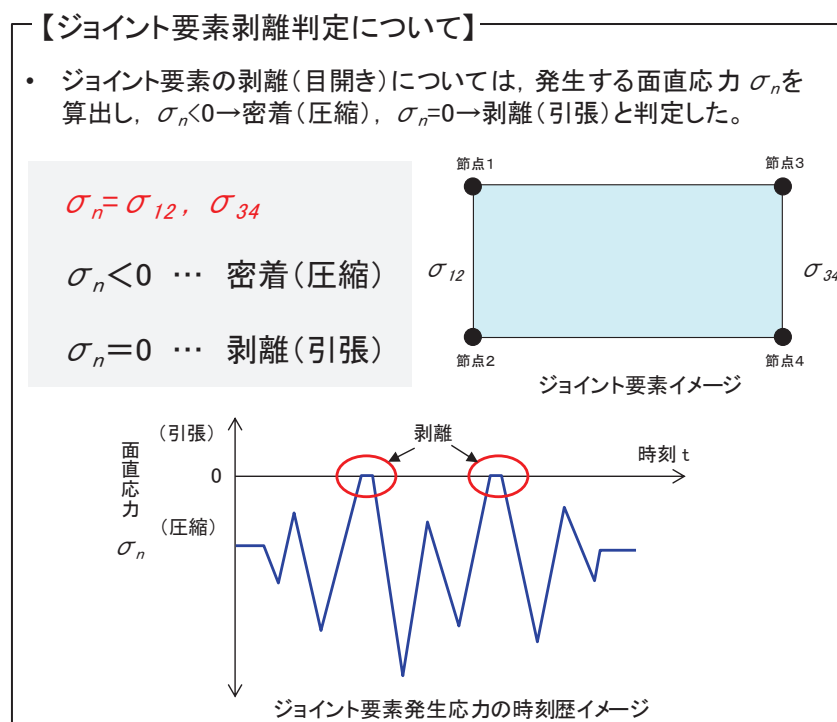


図 4.1-1 ジョイント要素剥離判定方法

(2) 検討断面

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち断面①，断面②，断面③，断面⑤とする。また，検討対象範囲は，ジョイント要素の剥離により，水みちとなり得る防潮堤側面及び底面の範囲とした。

なお，断面④及び防潮堤（盛土堤防）断面①については，水みちとなり得る底面のジョイント要素（構造境界部）の幅が大きいことから，防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①～断面③に代表させる。各断面のジョイント要素の配置図（地震時）を図 4.1-2～図 4.1-7 に示す。

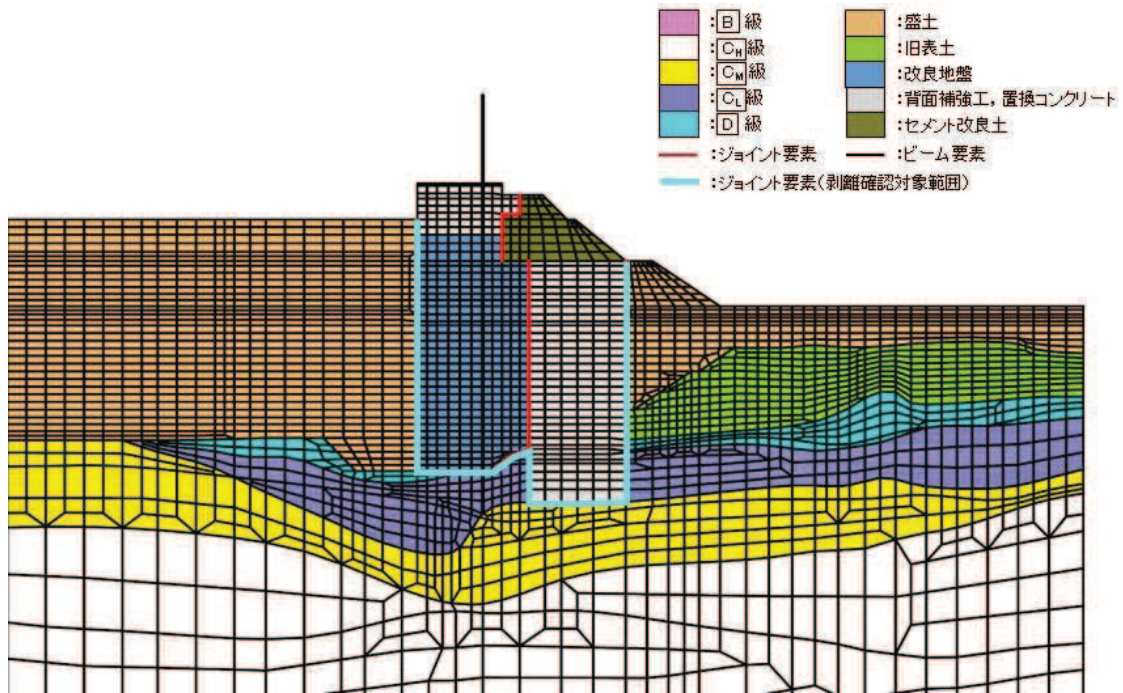


図 4.1-2 断面①におけるジョイント要素の配置図

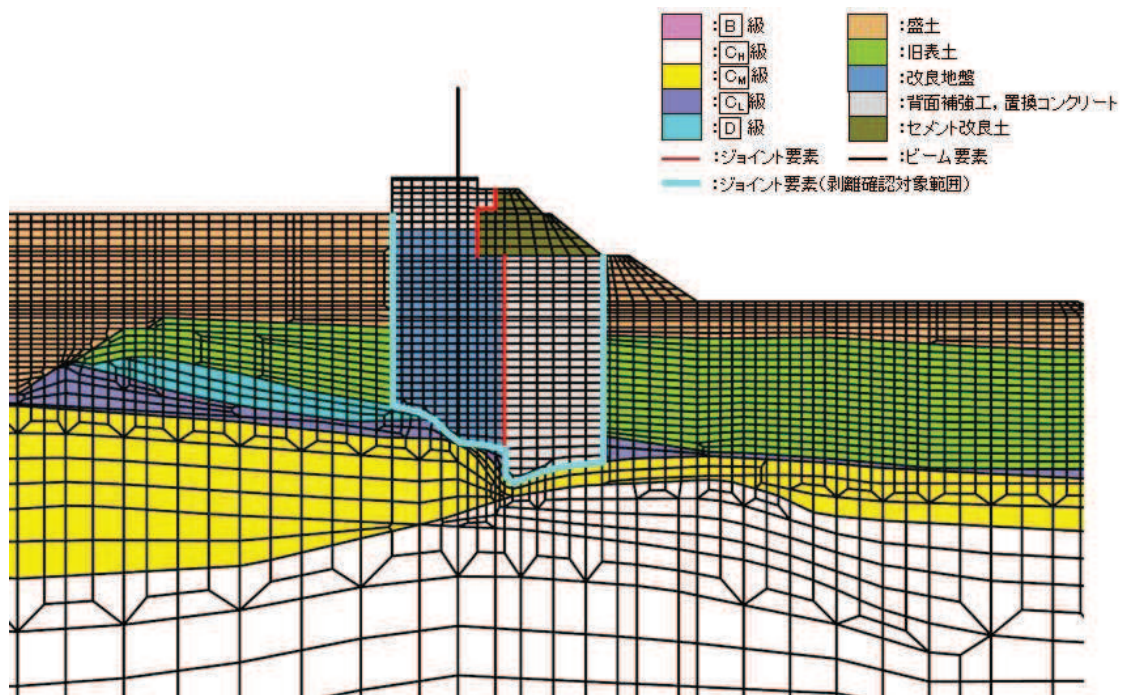


図 4.1-3 断面②におけるジョイント要素の配置図

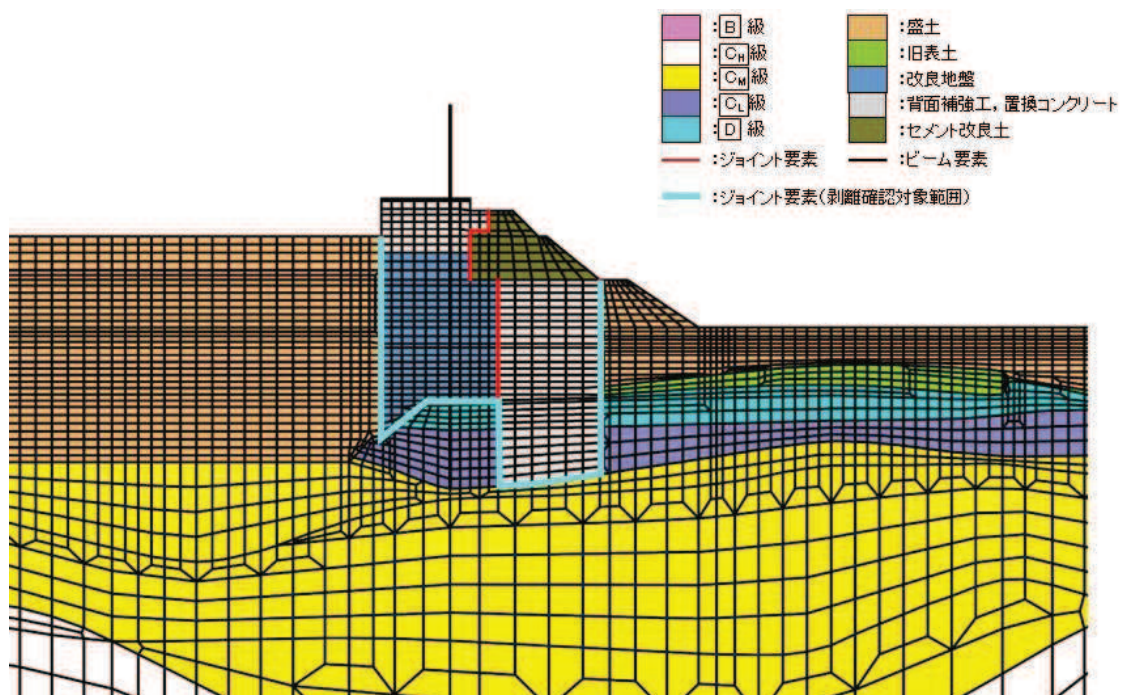


図 4.1-4 断面③におけるジョイント要素の配置図

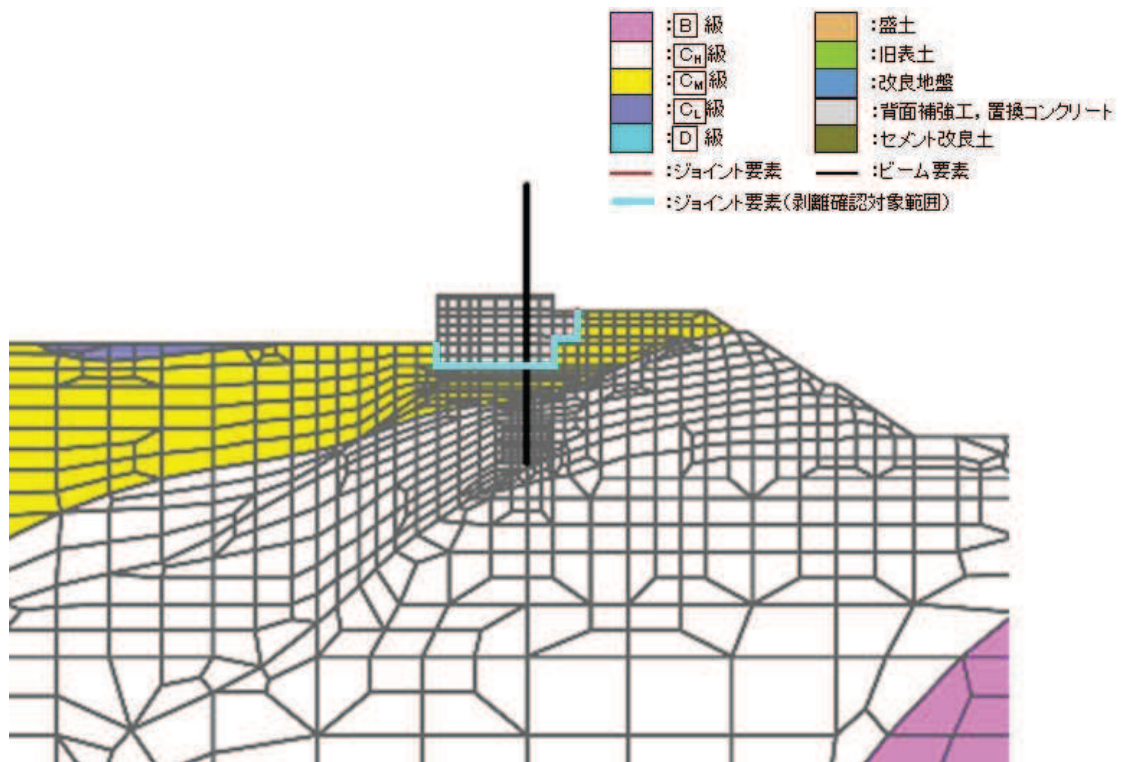


図 4.1-5 断面⑤におけるジョイント要素の配置図

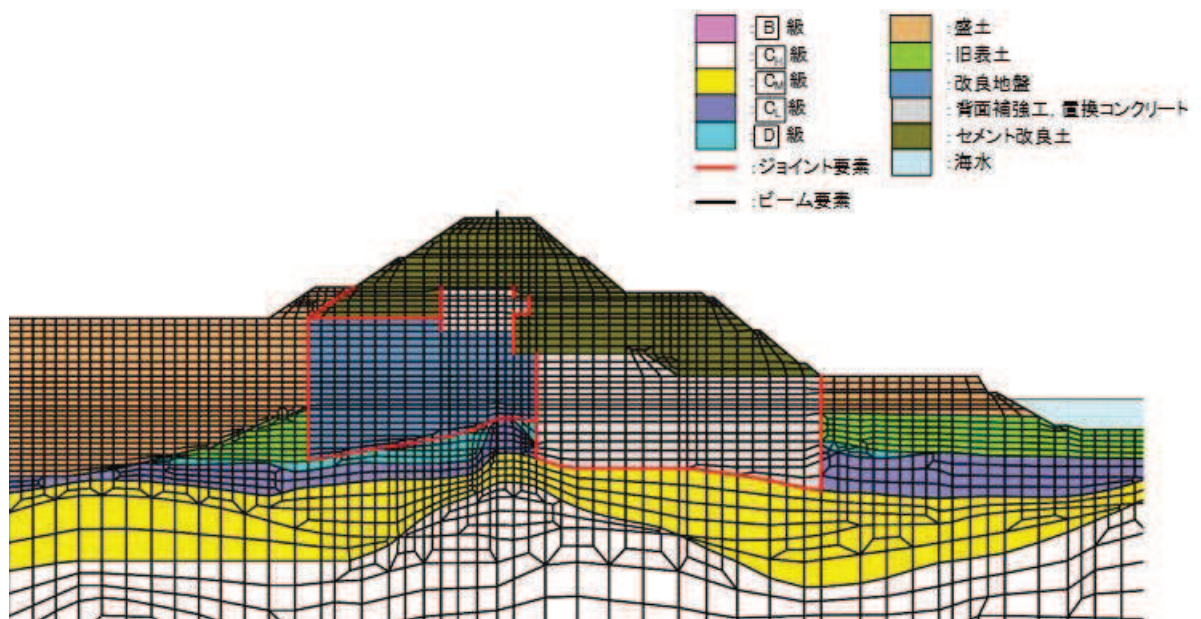


図 4.1-6 【参考】断面④におけるジョイント要素の配置図

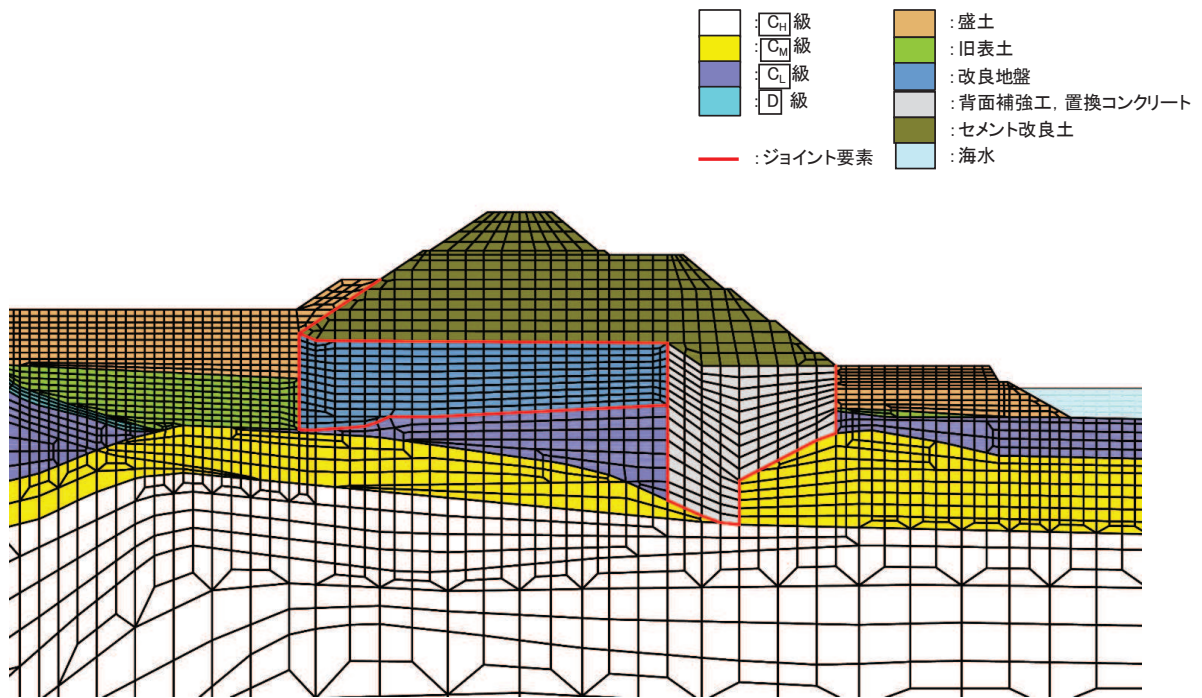


図 4.1-7 【参考】盛土堤防断面①におけるジョイント要素の配置図

(3) 検討事象

a. 地震時

基準地震動 S_s 後の津波来襲前における剥離状況を確認するため、地震時の最終時刻（残留変形状態）とし、防潮堤の残留変形が大きくなる状態を想定するため、断面①～③、断面⑤の各断面において鋼管杭の残留変位が最も大きくなるケースを選定した。検討ケースを表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 検討ケース

断面	地震動（位相）	時刻
断面①	$S_s - N1 (-+)$	地震時最終時刻 (残留変形状態)
断面②	$S_s - N1 (-+)$	
断面③	$S_s - N1 (-+)$	
断面⑤	$S_s - D1 (++)$	

b. 津波時

断面①～③、断面⑤における津波荷重載荷時の剥離状況を確認する。

c. 重畳時

重畳時（津波＋余震時）における剥離状況を確認するため、断面①～③，断面⑤の各断面において，弾性設計用地震動 S d - D 2（位相反転含む）の全時刻に対して検討する。

4.1.2 検討結果

ジョイント要素の剥離状況を表 4.1-2 に，各断面の変形図を図 4.1-8 に示す。重畳時の変形図においては，各断面において，ジョイント要素の剥離長*が最大となる地震動及び時刻での変形図を示している。

表 4.1-2 に示すとおり，ジョイント要素の剥離長*は，最大で 1.647cm（断面①，S d - D 2（++））であり，ジョイント要素の剥離箇所数は，最大で 67/138 箇所（断面②，S d - D 2（+-））であるものの，ジョイント要素の剥離が貫通する時刻は無いことを確認している。

地震時（残留変形状態）は S s 後の津波来襲前の状態，津波時は津波来襲時の状態における剥離状況を示していることから，地震時及び津波時においては，表 4.1-2 に示した結果によりジョイント要素の剥離が貫通しないことを確認することで，津波が浸水するような水みちは形成されないことを確認できる。

重畳時は，津波来襲中に余震による交番载荷が生じる状態である。重畳時においては，表 4.1-2 に示すとおり，最大約半数程度のジョイント要素の剥離が生じているものの，余震による交番载荷が生じることで，一度剥離した箇所においても再度密着することから，弾性設計用地震動 S d - D 2 全時刻においてジョイント要素の剥離が貫通しないことを確認することで，津波が浸水するような水みちは形成されないことを確認できる。

以上のことから，断面①～③，断面⑤のうち対象のジョイント要素が防潮堤を貫通するように剥離する時刻は無く，津波が浸水するような水みちは形成されないことを確認した。

注記*：剥離長はジョイント要素の鉛直方向の剥離長（変位）を示したもの。

表 4.1-2 ジョイント要素の剥離状況

断面	検討ケース		最大剥離長		剥離貫通 *3の有無	最大剥離要素数	
	事象	地震動 (位相)	時刻 (s)	剥離長 *1, 2 (cm)		時刻 (s)	要素数*4, 5
断面①	地震時	S s - N 1 (-+)	20.48	0.955	無	20.48	55/188
	津波時	-	-	0.011	無	-	30/166
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.59	1.647	無	6.6	55/166
		S d - D 2 (-+)	25.38	1.376	無	11.44	54/166
		S d - D 2 (+-)	25.59	1.511	無	7.85	63/166
		S d - D 2 (--)	25.37	1.244	無	25.5	58/166
断面②	地震時	S s - N 1 (-+)	20.48	0.482	無	20.48	59/176
	津波時	-	-	0.016	無	-	27/138
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.55	1.240	無	25.54	59/138
		S d - D 2 (-+)	25.35	1.168	無	17.80	60/138
		S d - D 2 (+-)	25.54	1.285	無	7.87	67/138
		S d - D 2 (--)	25.35	1.216	無	8.48	60/138
断面③	地震時	S s - N 1 (-+)	20.48	0.615	無	20.48	39/176
	津波時	-	-	0.137	無	-	55/154
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.54	1.038	無	35.02	55/154
		S d - D 2 (-+)	25.35	1.042	無	11.44	55/154
		S d - D 2 (+-)	25.53	1.085	無	7.86	58/154
		S d - D 2 (--)	25.35	1.076	無	24.74	55/154
断面⑤	地震時	S s - D 1 (++)	137.90	0.000	無	137.9	12/38
	津波時	-	-	0.058	無	-	21/38
	重畳時	S d - D 2 (++)	25.07	0.056	無	25.06	23/38
		S d - D 2 (-+)	19.48	0.047	無	1.44	21/38
		S d - D 2 (+-)	25.07	0.051	無	1.37	21/38
		S d - D 2 (--)	19.48	0.049	無	0.88	21/38

注記*1：剥離長はジョイント要素の鉛直方向の剥離長（変位）を示したもの。

*2：赤字が各断面での剥離距離最大， が全断面での剥離距離最大を示す。

*3：全ジョイント要素が剥離した場合，剥離貫通と判断する。

*4：赤字が各断面での剥離箇所最大， が全断面での剥離箇所最大を示す。

*5：津波時及び重畳時においては，地盤の沈下を考慮し，当該部分をモデル化していないため，要素数の分母が変化している。

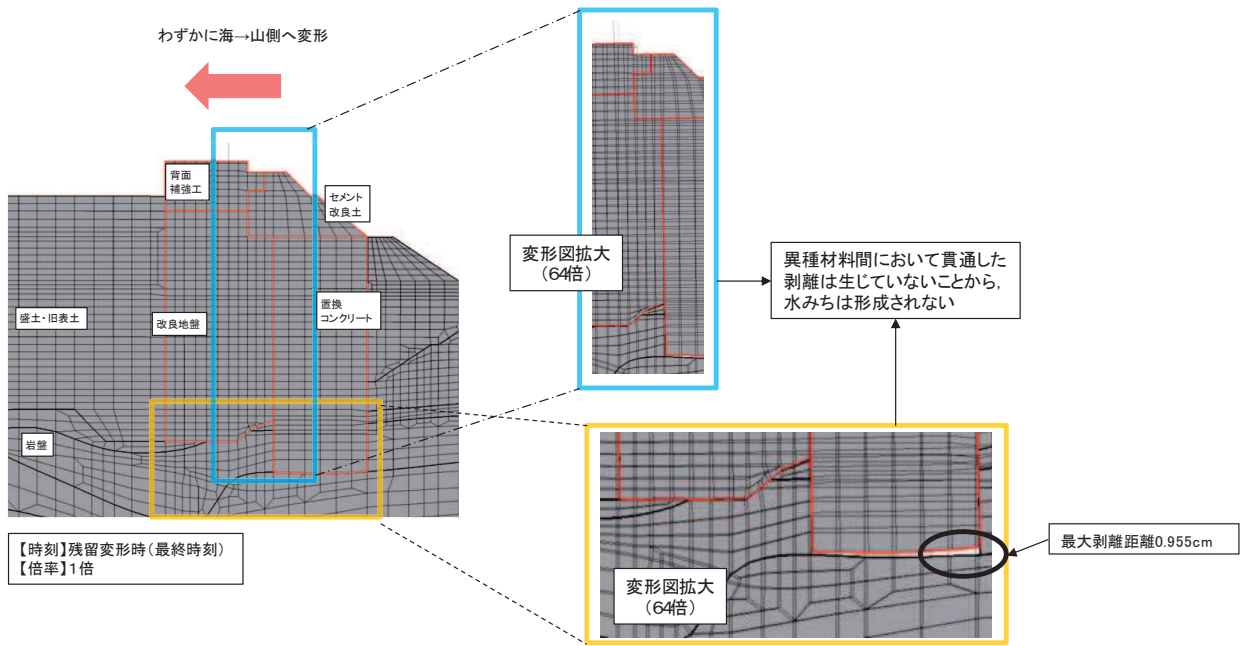


図 4.1-8(1) 変形図 (断面①, 地震時, $S_s - N1 (-+)$)

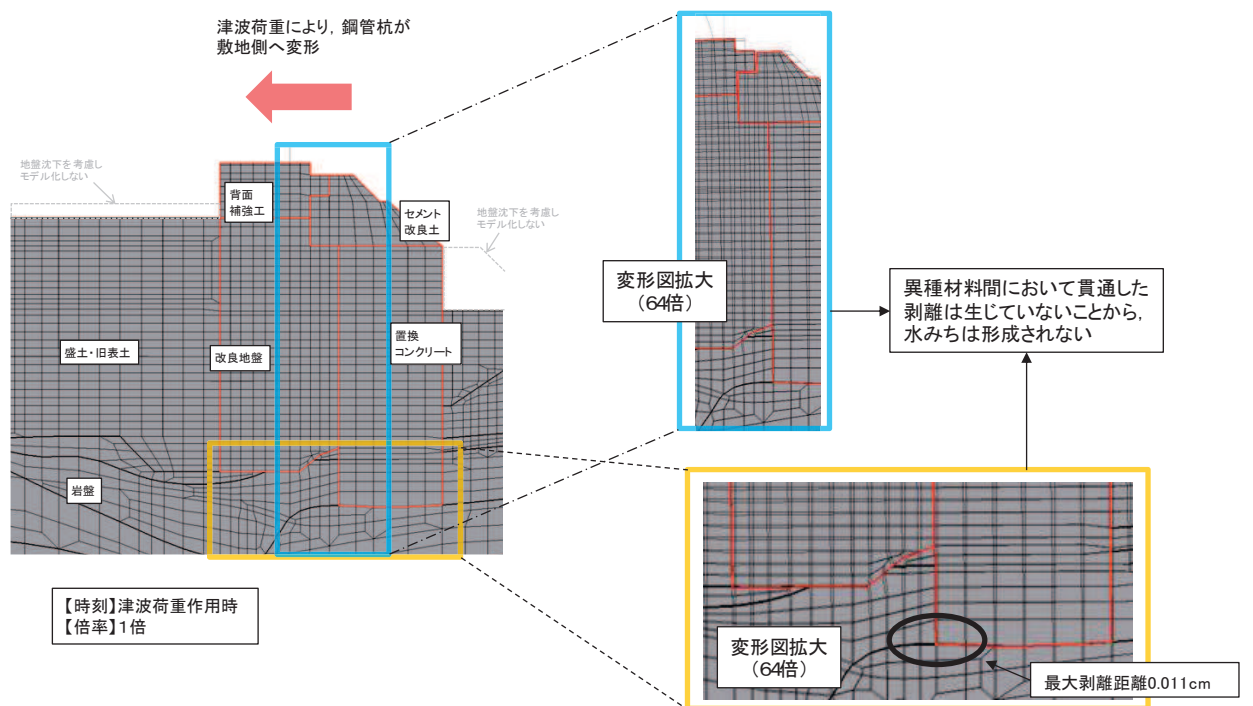


図 4.1-8(2) 変形図 (断面①, 津波時)

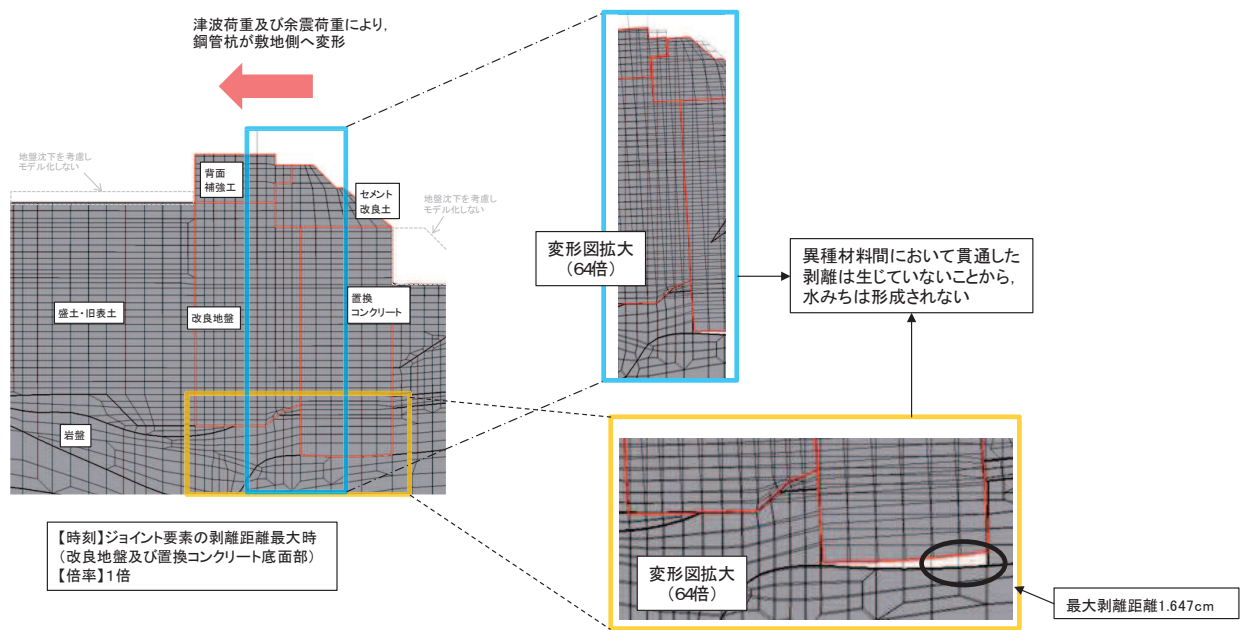


図 4.1-8(3) 変形図 (断面①, 重畳時, $S_d - D2 (+ +)$, $t=25.59$)

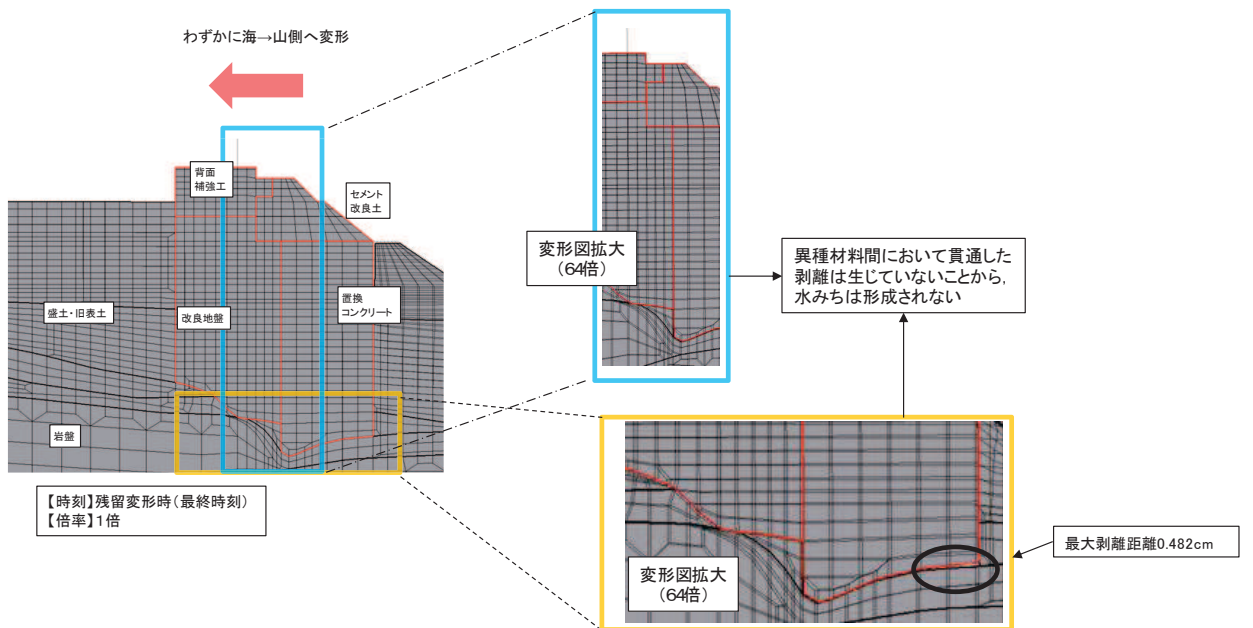


図 4.1-8(4) 変形図 (断面②, 地震時, $S_s - N1 (- +)$)

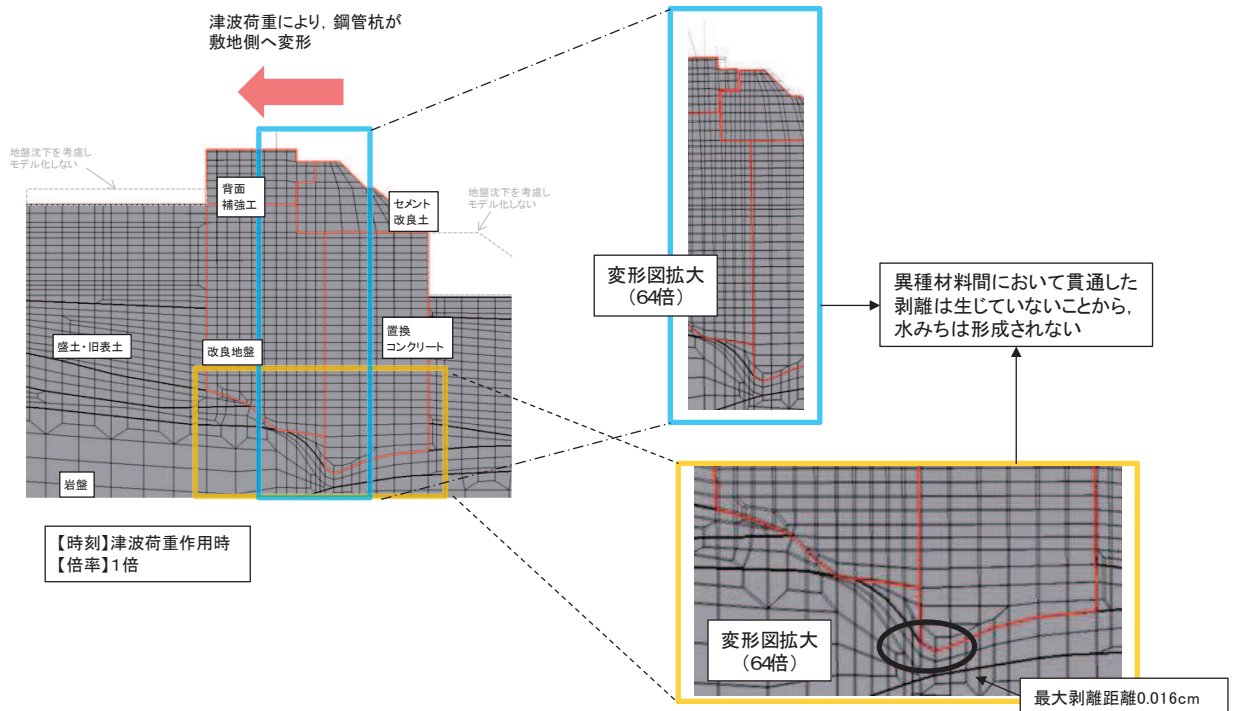


図 4.1-8(5) 変形図 (断面②, 津波時)

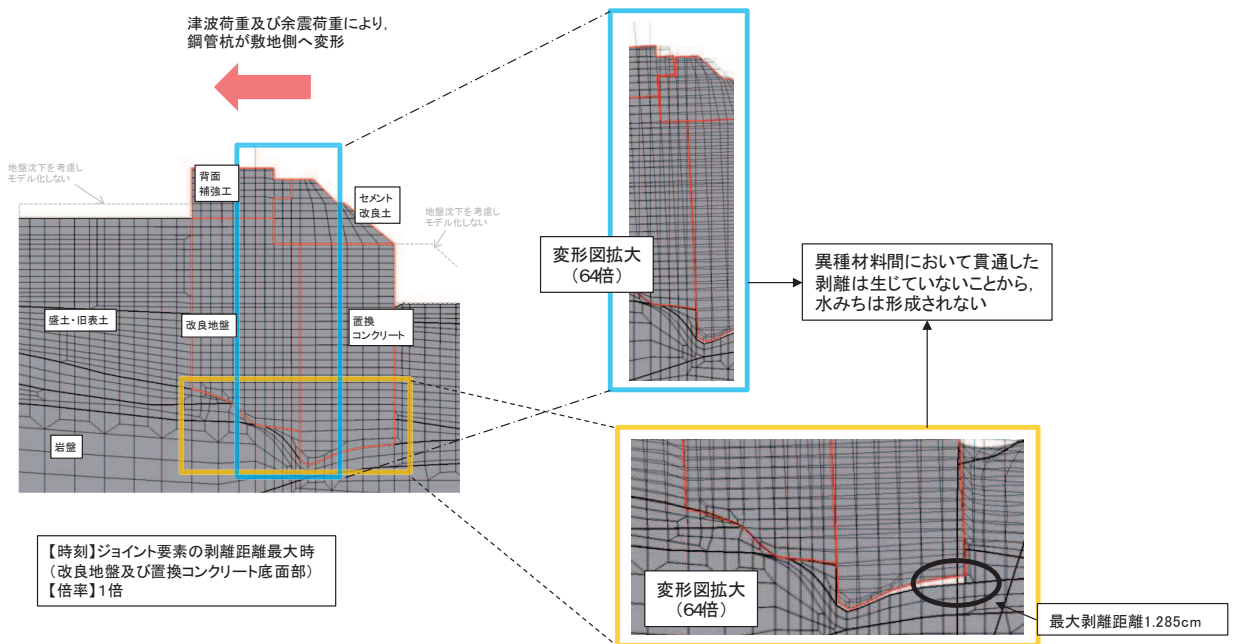


図 4.1-8(6) 変形図 (断面②, 重畳時, S d - D 2 (+ -), t=25.54)

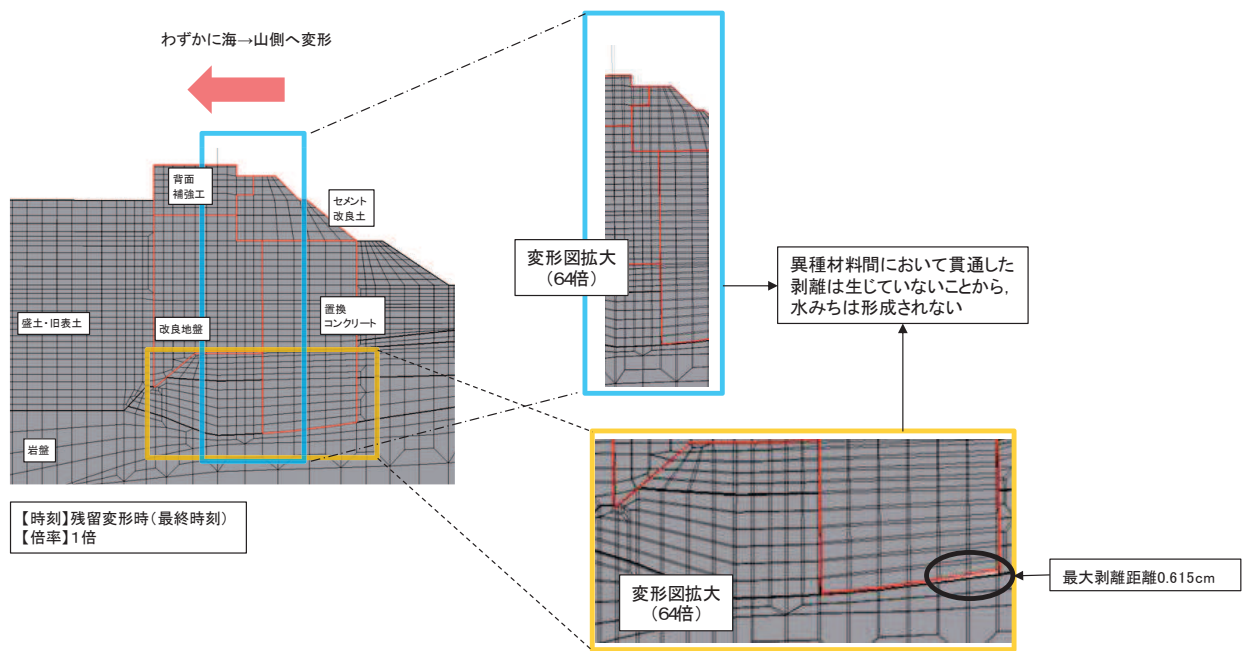


図 4.1-8(7) 変形図 (断面③, 地震時, $S_s - N1 (-+)$)

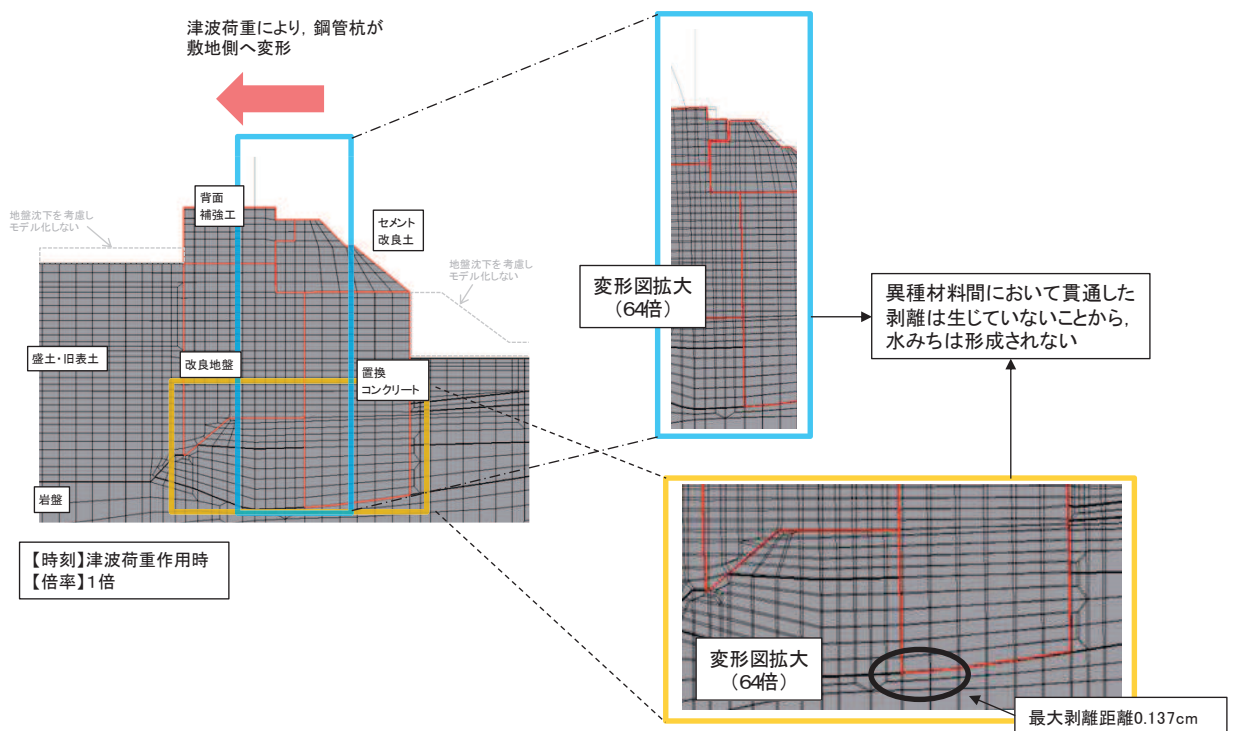


図 4.1-8(8) 変形図 (断面③, 津波時)

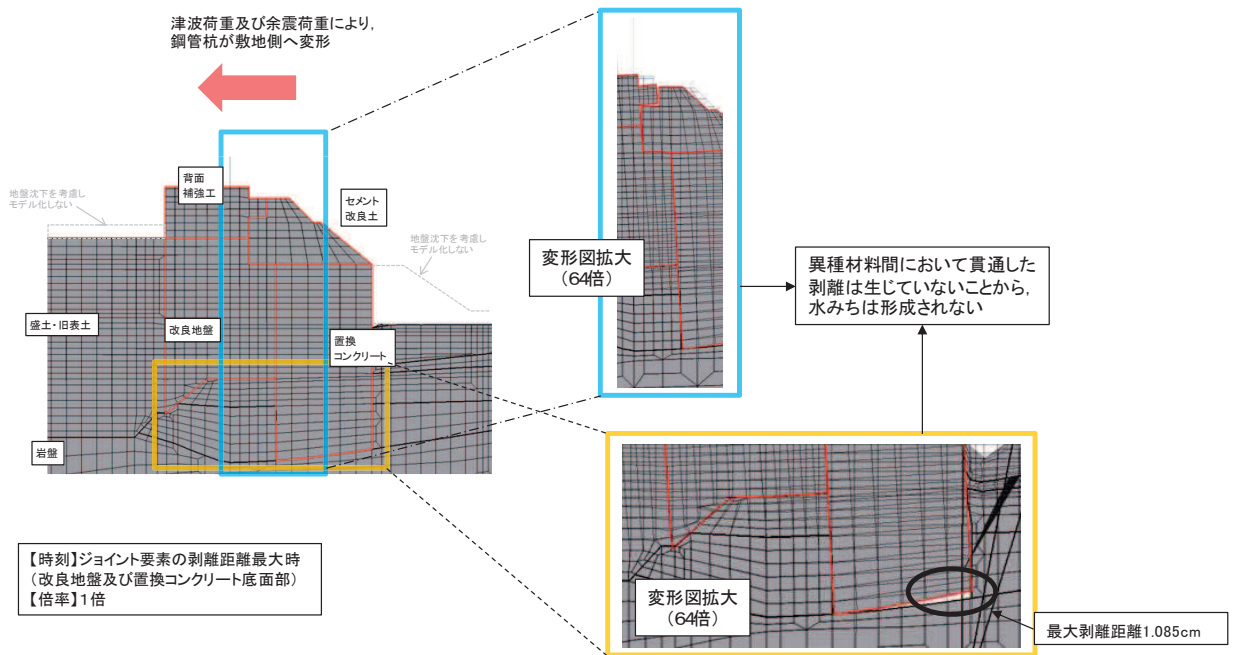


図 4.1-8(9) 変形図 (断面③, 重畳時, $S_d - D2 (+, t=25.53)$)

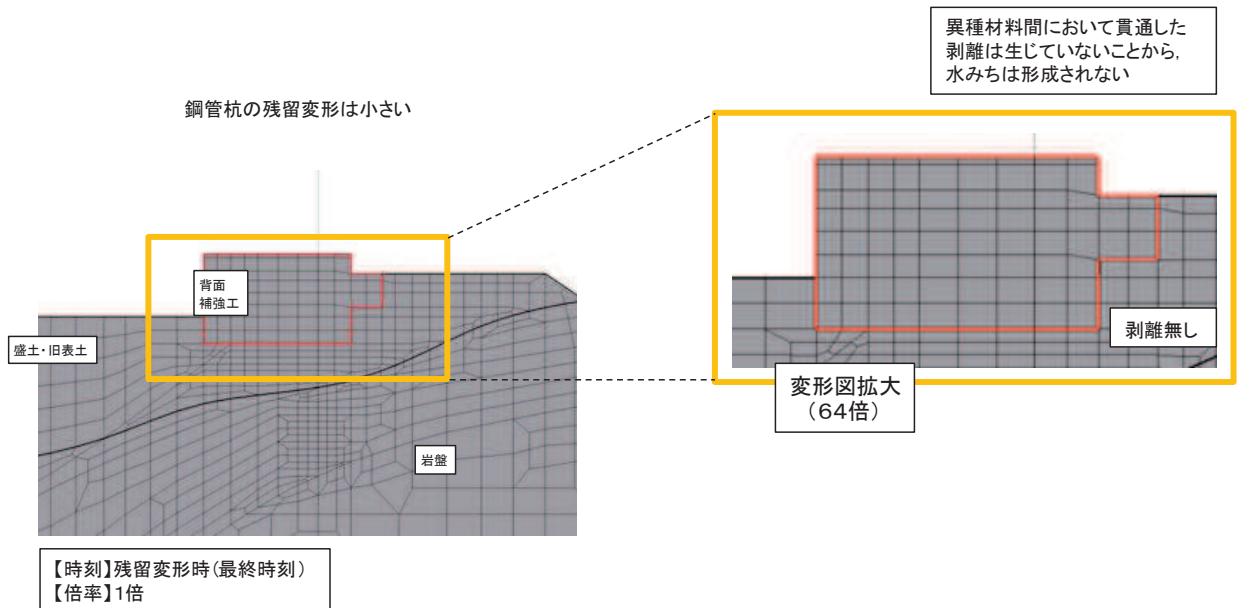


図 4.1-8(10) 変形図 (断面⑤, 地震時, $S_s - N1 (-+)$)

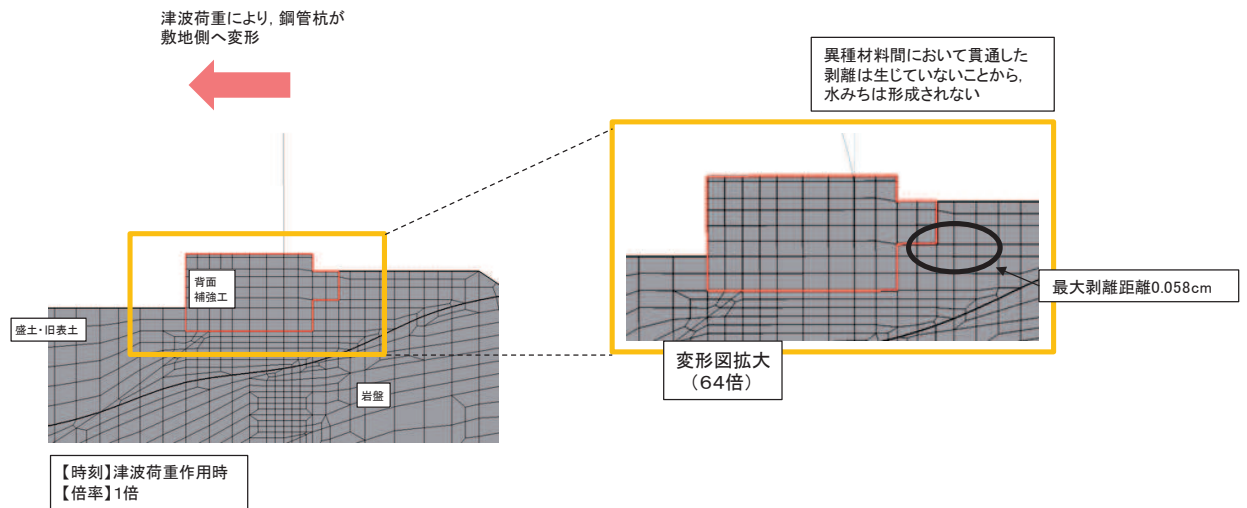


図 4.1-8(11) 変形図 (断面⑤, 津波時)

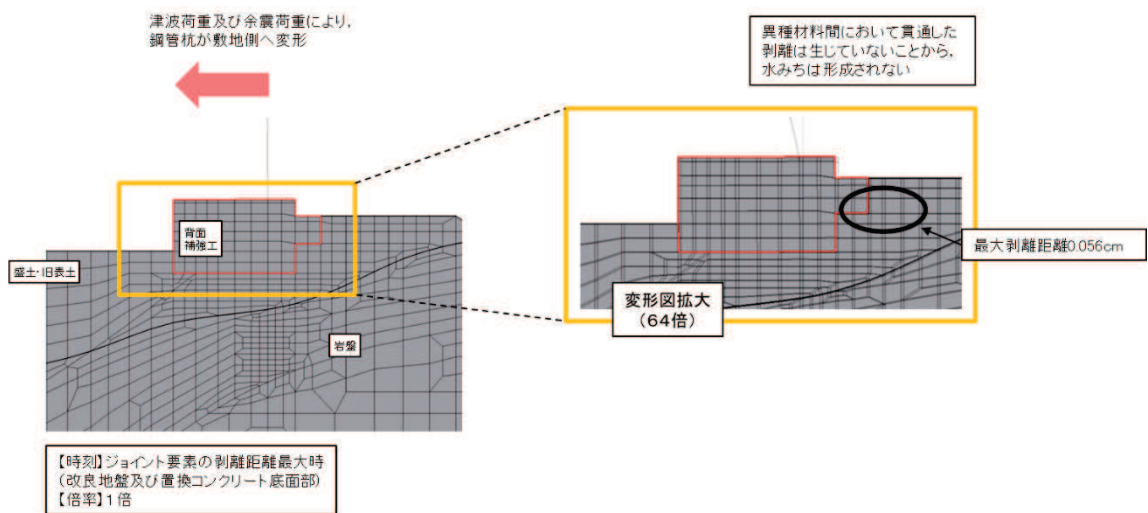


図 4.1-8(12) 変形図 (断面⑤, 重畳時, S d - D 2 (+ + , t=25.07))

4.2 各部位（改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土）の内的安定確認結果

改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土の内的安定については，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」，「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」，「6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明」において各部位がすべり破壊しないことにより内的安定を確保していること及び局所的な破壊が津波防護機能へ影響が無いことを確認している。

なお，岩盤の局所安全係数分布の状況について，「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」にて整理し，津波防護機能へ影響が無いことを示している。

4.3 二次元浸透流解析による確認結果

解析条件，検討ケース及び透水係数を表 4.3-1，図 4.3-1 及び表 4.3-2 に示す。

検討ケースは，対策工を忠実にモデル化した場合（ケース1），保守的に改良地盤，置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を全て盛土・旧表土相当と仮定した場合（ケース2），より保守的な検討として，背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間の水みち形成を想定し，セメント改良土及び置換コンクリートの透水係数を非常に大きくし，背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律 O.P.+29.0m の海水が滞水すると仮定した場合（ケース3）とした。

表 4.3-1 止水性確認のための二次元浸透流解析における解析条件概要（断面②）

検討ケース		津波水位	初期水位	遮水壁	継続時間
ケース1	対策工を忠実にモデル化	防潮堤高さ (O.P.+29.0m)	HWL一定 (O.P.+1.43m)	考慮 しない	30分*
ケース2	改良地盤・置換コンクリート，セメント改良土の透水係数＝盛土・旧表土相当と仮定				
ケース3	背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間の水みち形成を想定し，背面補強工と改良地盤のすぐ海側に一律 O.P.+29.0m の海水が滞水と仮定				

注記*：基準津波の半周期が約 10 分であることを踏まえ，10 分以上を基本とし，保守的に 30 分とした。

ケース1	ケース2	ケース3
現実的評価		保守的評価
<p>(解析上の前提条件)</p> <ul style="list-style-type: none"> 背面補強工－改良地盤間は、改良地盤上面を清掃の上で背面補強工を施工しており、浸水経路化しない。 改良地盤(既設)－改良地盤(新設)間は、空隙が残らないよう施工することから、浸水経路化しない。 前章までの二次元有効応力解析で改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済 	<p>(保守的となる条件)</p> <ul style="list-style-type: none"> 改良地盤、置換コンクリート及びセメント改良土の透水係数を盛土・旧表土相当と仮定。(前章までの二次元有効応力解析で当該地盤に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済) 	<p>(保守的となる条件)</p> <ul style="list-style-type: none"> 改良地盤の透水係数を盛土・旧表土相当と仮定。(前章までの二次元有効応力解析で当該地盤に破壊領域が広範囲に連続しないことを確認済) 背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間に水みちが出来ることを想定し、背面補強工と改良地盤のすぐ海側に海水が滞水すると仮定。(地震時の残留変形図にて、背面補強工及び改良地盤とセメント改良土及び置換コンクリート間に水みちとなるような空隙が発生していないことを確認しているが、念のための検証)

図 4.3-1 止水性確認のための二次元浸透流解析における検討ケース

表 4.3-2 各ケースにおける透水係数（単位：m/s）

		盛土 ・旧表土	岩盤		背面補強工	置換 コンクリート	改良 地盤	セメント 改良土
			I 層	II 層				
透水係数	ケース 1	3.0×10^{-5}	2.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-11}	1.0×10^{-11}	2.0×10^{-7}	2.0×10^{-7}
	ケース 2					3.0×10^{-5}	3.0×10^{-5}	3.0×10^{-5}
	ケース 3					非常に大きな値 (数値的無限大)	3.0×10^{-5}	非常に大きな値 (数値的無限大)

各検討ケースにおける二次元浸透流解析結果（初期状態及び津波 30 分継続後）を図 4.3-2 に示す。津波来襲より 30 分後の浸透（飽和）範囲は限定的であり，防潮堤敷地側については，初期状態からの水位上昇は見られない。以上のことから，施設及び地盤を含む範囲の二次元浸透流解析により，地盤中からの回り込みによる浸水が防止される（難透水性の保持）ことを確認した。

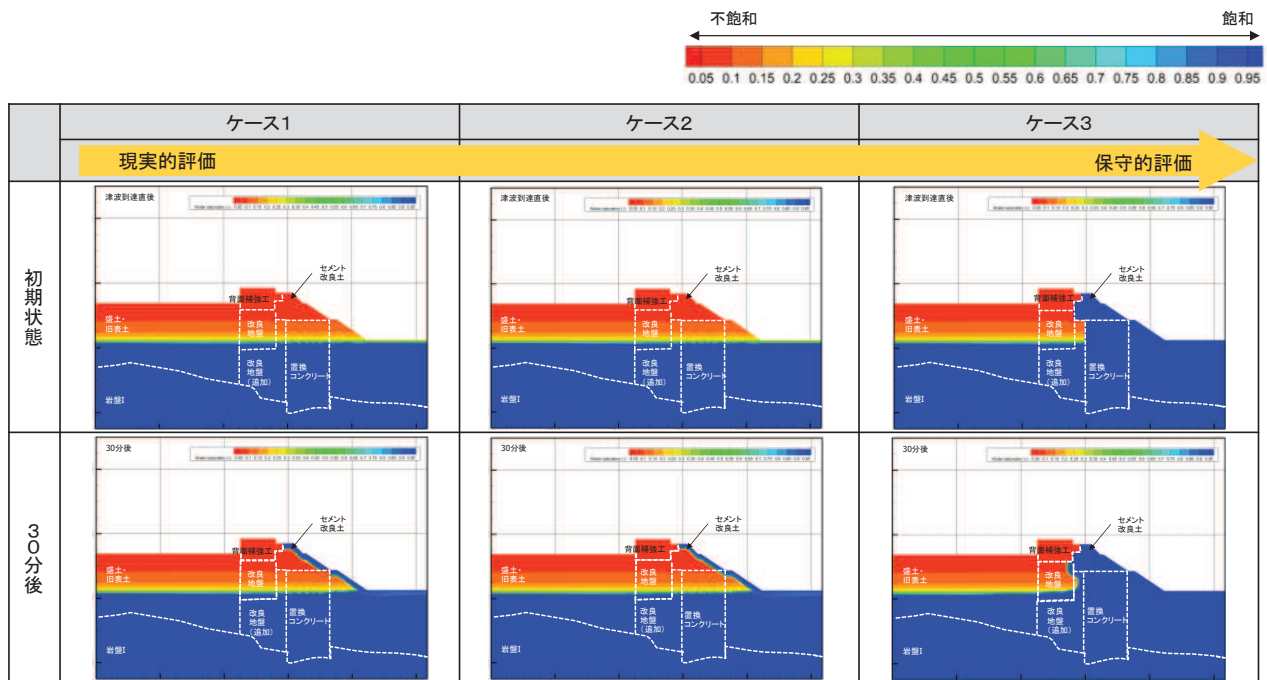


図 4.3-2 二次元浸透流解析結果（飽和度）

6.1.10 漂流物防護工の評価について

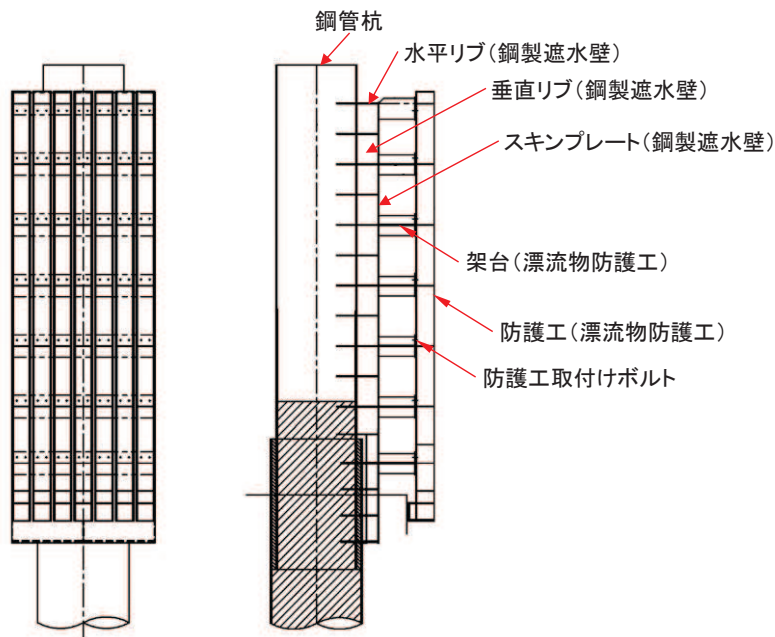
目 次

1. 漂流物防護工の構造概要	1
2. 漂流物防護工の役割及び荷重伝達経路	3
2.1 漂流物防護工の役割	3
2.2 荷重伝達経路	3
3. 漂流物防護工の評価方法	5
3.1 評価部位	5
3.2 評価方法	6
4. 許容限界	36
5. 評価結果	39
5.1 地震時	39
5.2 津波時	42
5.3 重畳時	43
5.4 漂流物防護工の偏心影響検討	46

1. 漂流物防護工の構造概要

防潮堤（鋼管式鉛直壁）のスキンプレート（鋼製遮水壁）及び止水ジョイントに，直接漂流物が衝突しない構造とするため，鋼製遮水壁前面に漂流物防護工を設置することとしている。

漂流物防護工の構造図を図 1-1 に示す。漂流物防護工は架台及び防護工で構成されている。防護工は架台に取り付けられており，架台はスキンプレートを挟んで水平リブと同じ高さに取り付けられている。



(正面図)

(断面図)

図 1-1(1) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

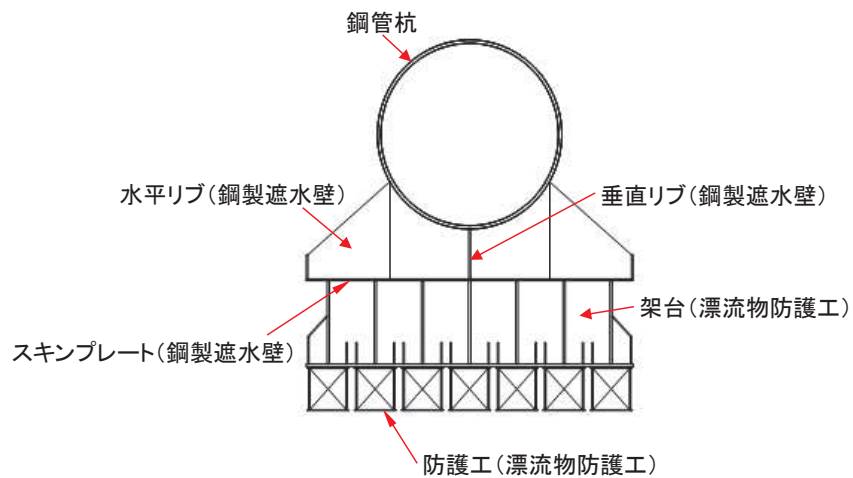


図 1-1(2) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（平面図）

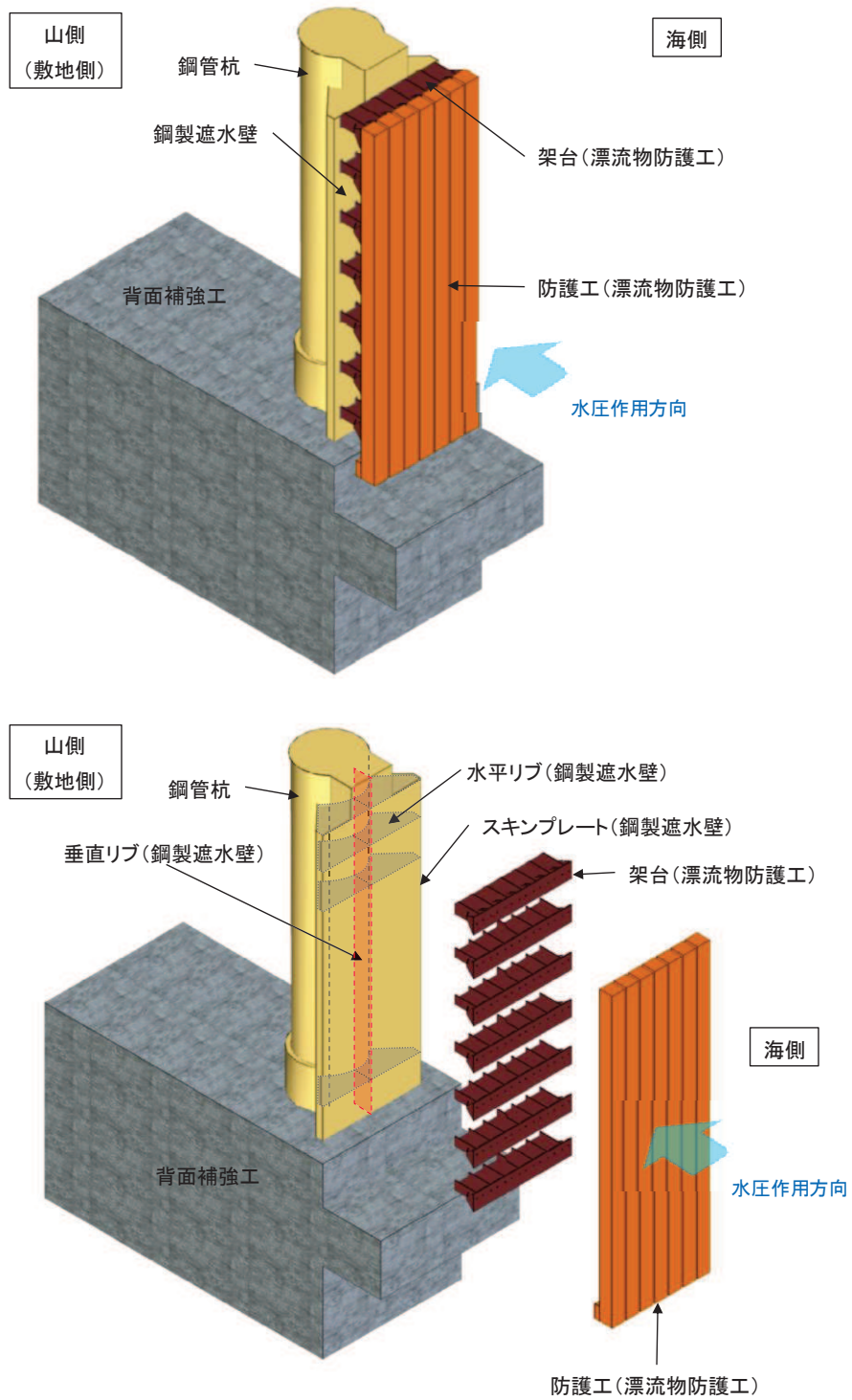


図 1-1 (3) 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造概要図

2. 漂流物防護工の役割及び荷重伝達経路

2.1 漂流物防護工の役割

漂流物防護工は、漂流物荷重を直接受け、水平リブ（鋼製遮水壁）及び鋼管杭に荷重を伝達することで、スキンプレート（鋼製遮水壁）及び止水ジョイントに漂流物荷重を作用させないことを目的として設置することとし、津波防護施設である防潮堤の施設の一部として位置付ける。

漂流物防護工の役割を表 2-1 に示す。

表 2-1 漂流物防護工の役割

	部位の名称	地震時の役割* ¹	津波時の役割* ¹
漂流物防護工	架台	<ul style="list-style-type: none"> 防護工を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物荷重を水平リブ（鋼製遮水壁）及び鋼管杭に伝達する。
	防護工	—	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物荷重を直接受け、スキンプレート（鋼製遮水壁）及び止水ジョイントに漂流物荷重を作用させない。 漂流物荷重を直接受け、架台に荷重を伝達する。
	防護工取付けボルト	<ul style="list-style-type: none"> 防護工を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> 防護工を支持する。

注記 *¹：津波＋余震時は地震時及び津波時の両方の役割を参照する。

2.2 荷重伝達経路

漂流物防護工の荷重伝達経路を図 2-1 に示す。防護工は架台に取付け、架台はスキンプレートを挟んで水平リブ（鋼製遮水壁）と同じ高さに設置することで、漂流物荷重は防護工⇒架台⇒水平リブ⇒鋼管杭と伝達し、スキンプレートに漂流物による荷重が作用しない構造としている。

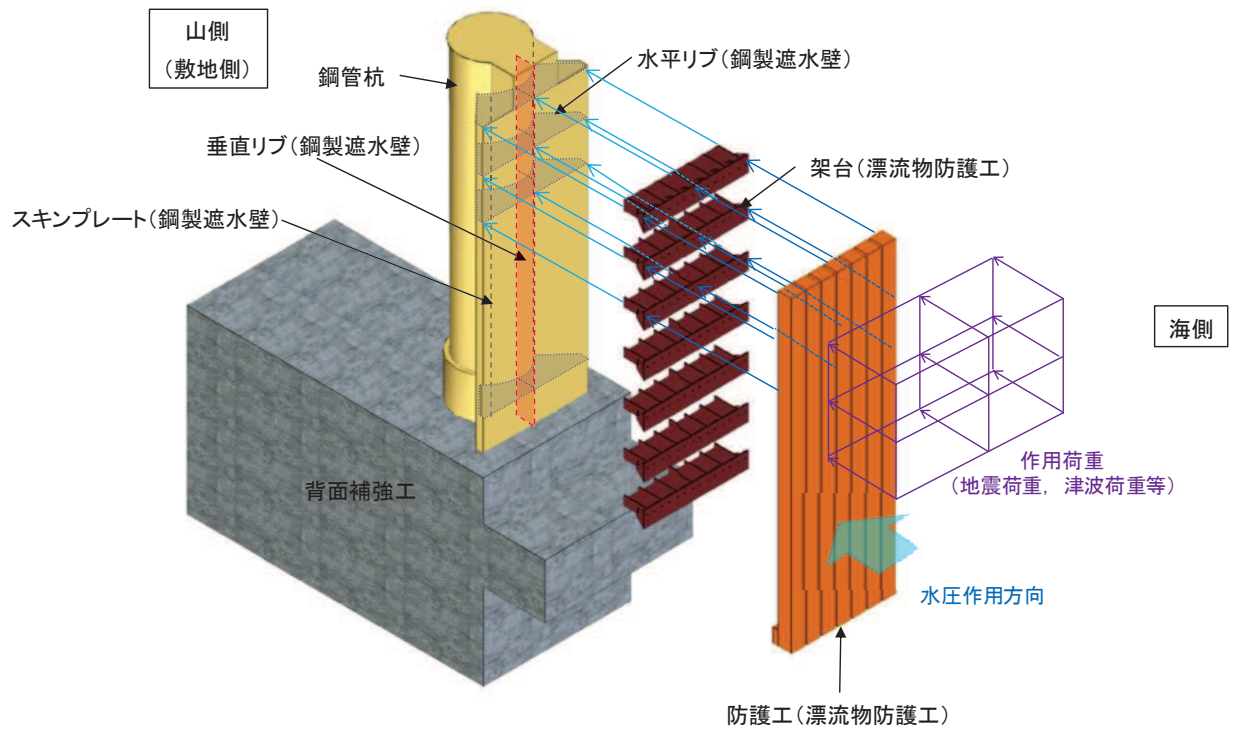


図 2-1 漂流物防護工の荷重伝達経路 (防護工上部のみ表示)

3. 漂流物防護工の評価方法

3.1 評価部位

漂流物防護工の評価部位及び評価項目を表 3-1 に示す。

なお、地震時における漂流物防護工の水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合わせについて、漂流物防護工を含めた防潮堤（鋼管式鉛直壁）の上部工は、軸方向に対して同一の構造断面が連続する線状構造物であり、構造上の特徴として、妻壁（評価対象断面に対して平行に配置される壁部材）等を有さず、明確な弱軸・強軸を示し、強軸方向の慣性力により発生する応力の影響は小さいことから、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響は小さいと判断し、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価対象外としている。

そのため、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は斜面形状であり傾斜方向の変形が支配的なる汀線直交方向（横断方向）を対象として水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる評価を行っている。

一方、図 1-1 に示すとおり、漂流物防護工は鋼管杭から汀線直交方向（横断方向）に張り出した構造となっていることから、地震時における鉛直加振又は張り出した方向に直交する成分の加振（縦断方向加振）により鋼管杭に偏心荷重が作用する。

その影響に関する詳細な検討方法は 3.2.4 に示す。

表 3-1 評価部位及び評価項目

評価部位	評価項目	評価事象
架台*1	曲げ・せん断	地震時・津波時・重畳時
防護工	曲げ・せん断	地震時・津波時・重畳時
防護工取付けボルト	引張・せん断	地震時で代表*2

注記*1：架台，水平リブ（鋼製遮水壁）及びスキンプレートを一つの充腹形断面とみなして評価する

*2：津波時の作用荷重は圧縮方向のみであるため，引張・せん断力は生じない。重畳時は，鉛直方向の慣性力によりせん断力が生じるが，慣性力が大きい地震時の評価で代表させる。

3.2 評価方法

3.2.1 地震時

(1) 架台

水平リブ，スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして，鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し，曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお，照査箇所については，評価条件が同一であるため，図 3-1 に示す中央付近の箇所とした。

水平リブ及び架台の照査方法を図 3-1 に示す。

曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (2)$$

せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \dots \dots \dots (3)$$

$$S_4 = (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (4)$$

合成応力照査（水平リブ）

$$\left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (5)$$

曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \dots \dots \dots (6)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b^2 \dots \dots \dots (7)$$

せん断力照査（架台）

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (8)$$

$$S_5 = (P_4 + P_k) \cdot \ell \cdot b \dots \dots \dots (9)$$

合成応力照査（架台）

$$\left(\frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (10)$$

ここで、

σ_4 : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm²)

M_4 : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_4 : 水平リブの断面係数 (mm³) *1

P_4 : 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力 (kN/m²)

P_k : 水平リブ及び架台に作用する風荷重 (kN/m²)

τ_4 : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm²)

S_4 : 水平リブに発生するせん断力 (kN)

σ_5 : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm²)

M_5 : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_5 : 架台の断面係数 (mm³) *1*2

τ_5 : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm²)

S_5 : 架台に発生するせん断力 (kN)

ℓ : 架台間隔 (mm)

b : モーメントアーム長 (m)

A_w : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm²) *2

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

注記 *1 : 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 3-2 に示す。

*2 : 架台は腐食代 2mm を考慮する。

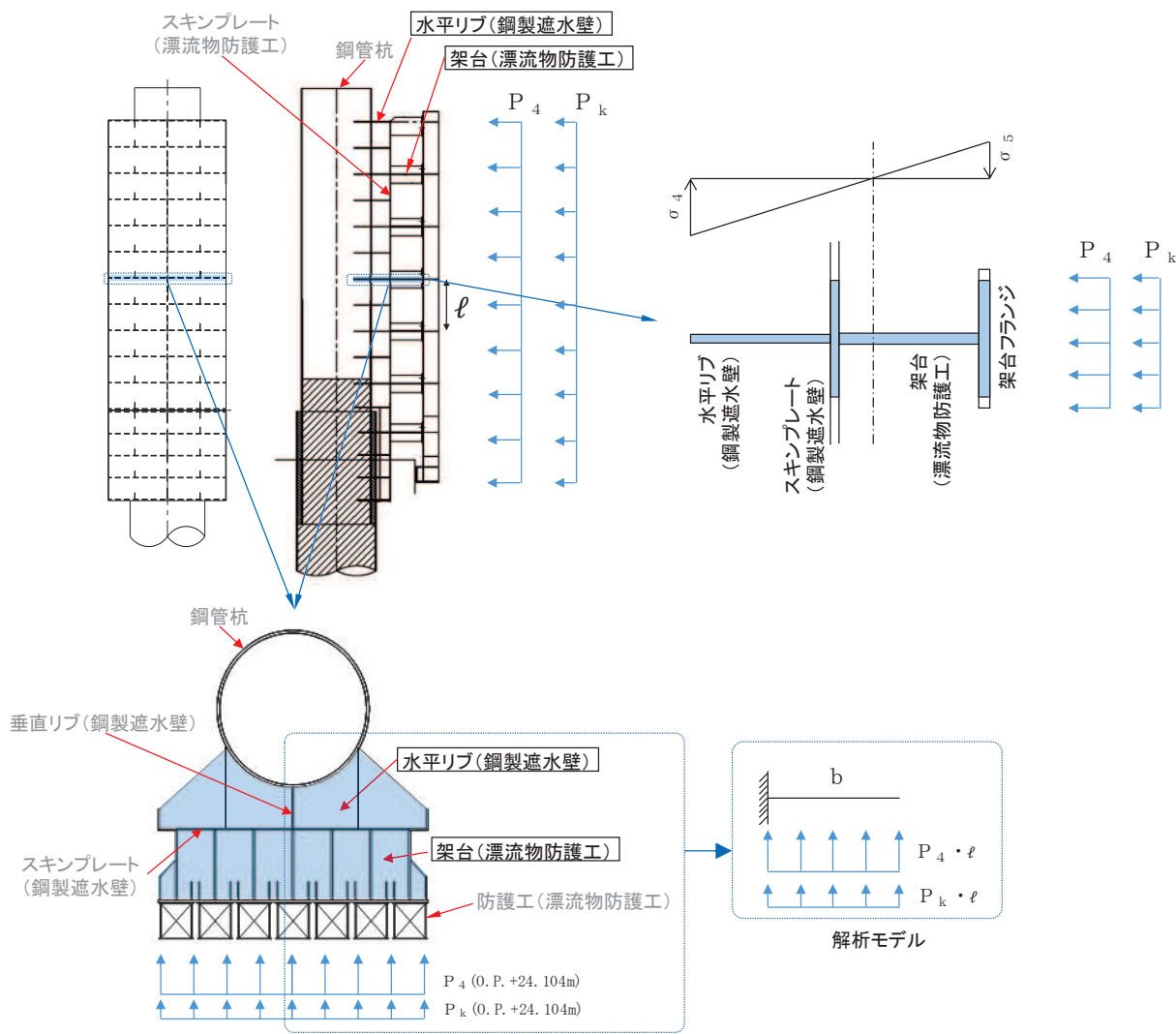
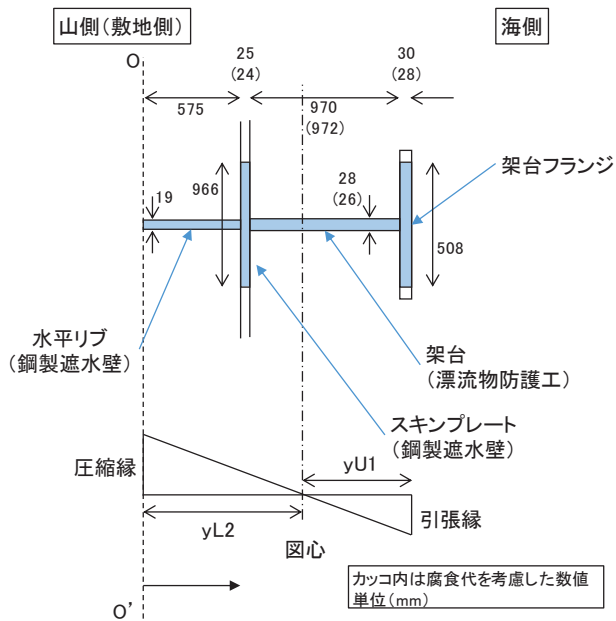


図 3-1 水平リブ及び架台の照査概念図



架台フランジの幅(有効幅)の算出

$bg/La = 300/4000 = 0.075$ bg : 架台フランジ片側張出長(幅600÷2)
 $= 0.075$ La : 等価支間長(2×b(=2000))

0.02 < bg/La < 0.30 であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 λ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda g = (1.06 - 3.2 \times (bg/La) + 4.5 \times (bg/La)^2) \times bg$
 $= 254$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は508mmとする。

スキンプレートの幅(有効幅)の算出

$bs/La = 811/4000 = 0.203$ bs : スキンプレート片側張出長(811)
 $= 0.203$ La : 等価支間長(2×b(=2000))

0.02 < bs/La < 0.30 であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 λ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda s = (1.06 - 3.2 \times (bs/La) + 4.5 \times (bs/La)^2) \times bs$
 $= 483$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は966mmとする。

	幅 (有効幅) a(mm)	高さ b (mm)	断面積 A (mm ²)	O-O' 軸から 要素図心までの 距離y(mm)	断面一次 モーメント Ay(mm ²)	Ay ² (mm ³)	要素図心回りの要素単体の 断面二次モーメント I' (mm ⁴) (ab ³ /12)	O-O' 軸回りの要素単体の 断面二次モーメント Ay ² +I' (mm ⁴)
架台フランジ	508	28	14224	1585	2.255 × 10 ⁷	3.573 × 10 ¹⁰	9.293 × 10 ⁵	3.573 × 10 ¹⁰
架台	26	972	25272	1085	2.742 × 10 ⁷	2.975 × 10 ¹⁰	1.990 × 10 ⁹	3.174 × 10 ¹⁰
スキンプレート	966	24	23184	587	1.361 × 10 ⁷	7.988 × 10 ⁹	1.113 × 10 ⁶	7.990 × 10 ⁹
水平リブ	19	575	10925	287.5	0.314 × 10 ⁷	9.030 × 10 ⁸	3.010 × 10 ⁸	1.204 × 10 ⁹
合計	-	-	① 73605	-	② 6.672 × 10 ⁷	-	-	③ 7.667 × 10 ¹⁰

O-O' 軸から図心までの長さ

$e = ((2) \text{断面一次モーメントの合計}) / ((1) \text{面積の合計})$
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

図心回りの断面二次モーメント

$I = ((3) \text{O-O' 軸回りの要素単体の断面二次モーメントの合計}) - (e^2 \times ((1) \text{面積の合計}))$
 $= 1.620 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$

水平リブ(下縁)の断面係数

$yL2$ (圧縮縁から図心までの長さ) = e
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

Z_4 (断面係数) = $I / yL2$
 $= 1.787 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

架台(上縁)の断面係数

$yU1$ (引張縁から図心までの長さ) = $1599 - 906.4$
 $= 692.6 \text{ (mm)}$

Z_5 (断面係数) = $I / yU1$
 $= 2.339 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

図 3-2 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法

(2) 防護工

防護工の照査方法を図 3-2 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 3-3 に示す中央付近の箇所とした。

曲げ応力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \dots \dots \dots (11)$$

$$M_6 = (P_6 + P_k) \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} \dots \dots \dots (12)$$

せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \dots \dots \dots (13)$$

$$S_6 = (P_6 + P_k) \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} \dots \dots \dots (14)$$

合成応力照査

$$\left(\frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (15)$$

ここで、

- σ_6 : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm²)
- M_6 : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_6 : 防護工の断面係数 (mm³) *
- P_6 : 防護工に作用する地震慣性力 (kN/m²)
- P_k : 防護工に作用する風荷重 (kN/m²)
- τ_6 : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm²)
- S_6 : 防護工に発生するせん断力 (kN)
- b'' : 防護工の幅 (m)

- A_{wc} : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm^2) *
 ℓ : 架台間隔 (mm)
 σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm^2)
 τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm^2)
 注記 * : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

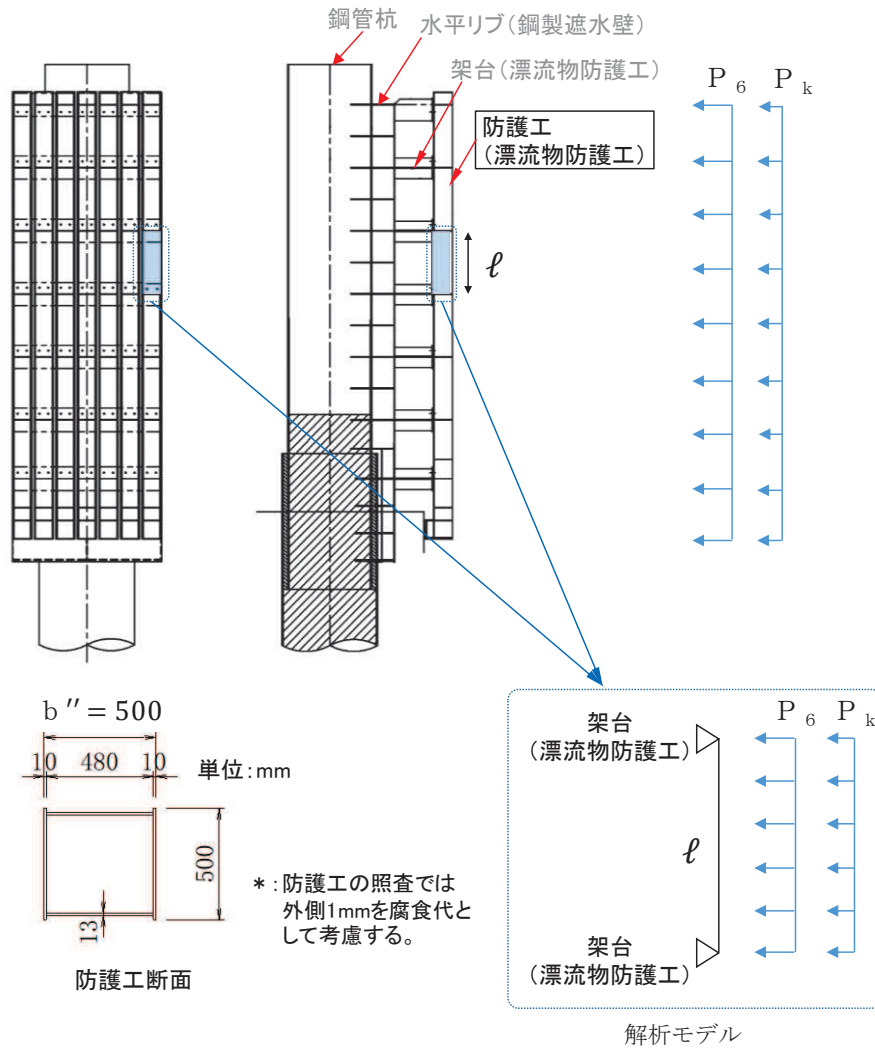


図 3-3 防護工の照査概念図

(3) 防護工取付けボルト

防護工取付けボルトの照査方法を図 3-3 に示す。防護工取付けボルトは、引張力及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、照査箇所については、評価条件が同一であるため、図 3-4 に示す中央付近の箇所とした。

引張力照査

$$\sigma_7 = \frac{N_7}{A_e} \dots \dots \dots (16)$$

$$N_7 = P_{h7} \cdot b'' \cdot \ell \cdot \frac{1}{n} \dots \dots \dots (17)$$

せん断力照査

$$\tau_7 = \frac{S_7}{A_e} \dots \dots \dots (18)$$

$$S_7 = P_{v7} \cdot b'' \cdot \ell \cdot \frac{1}{n} \dots \dots \dots (19)$$

ここで、

σ_7 : 引張力による防護工取付けボルト 1 本あたりの発生応力度 (N/mm²)

N_7 : 防護工取付けボルト 1 本あたりに発生する引張力 (kN)

A_e : 防護工取付けボルトの断面積 (mm²) *

P_{h7} : 防護工取付けボルトに作用する水平地震慣性力 (kN/m²)

b'' : 防護工の幅 (m)

ℓ : 架台間隔 (mm)

n : 防護工取付けボルト 1 箇所あたりの本数 (本)

τ_7 : せん断力による防護工取付けボルト 1 本あたりの発生応力度 (N/mm²)

S_7 : 防護工取付けボルト 1 本あたりに発生するせん断力 (kN)

P_{v7} : 防護工取付けボルトに作用する鉛直地震慣性力 (kN/m²)

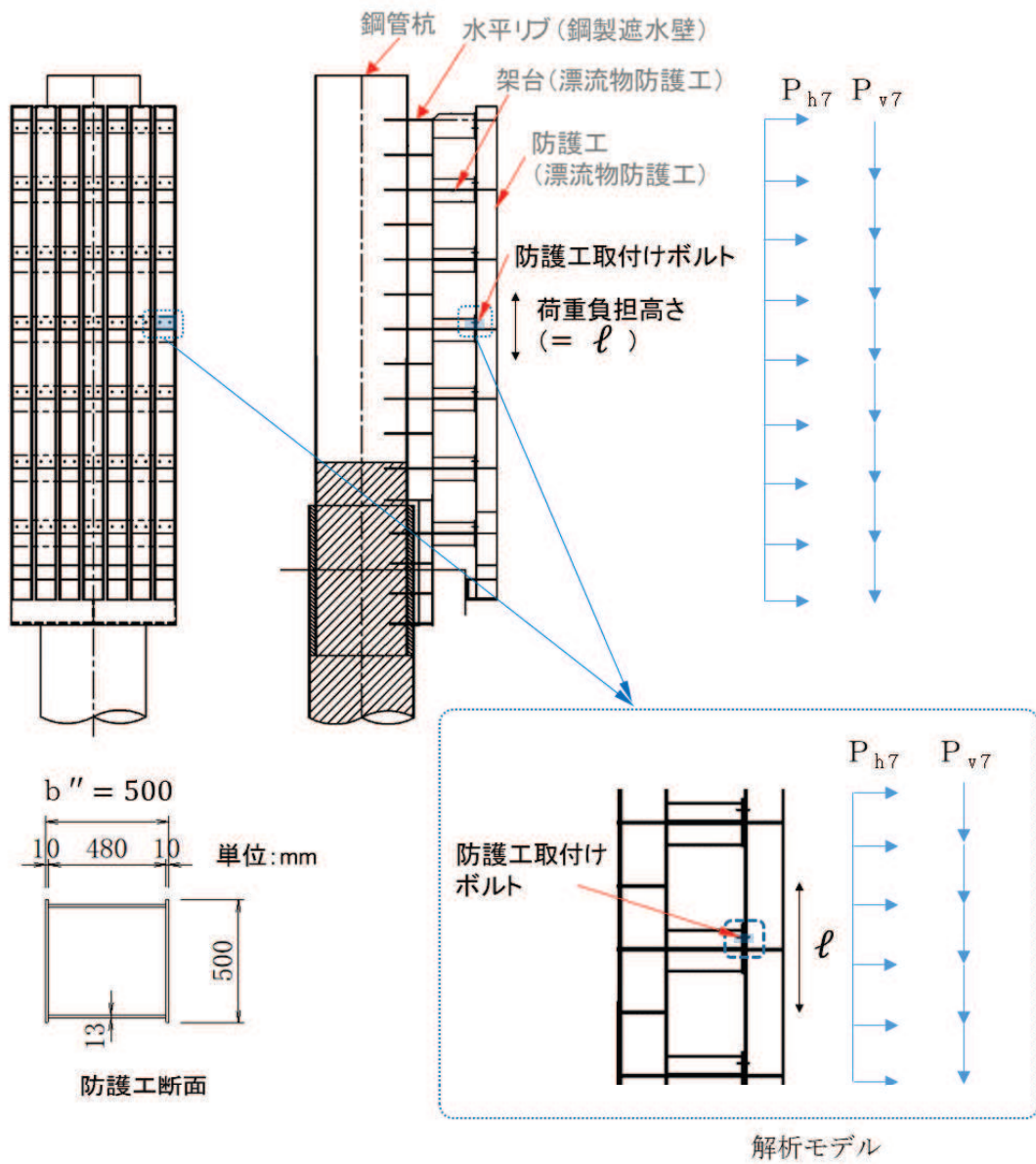


図 3-4 防護工取付けボルトの照査概念図

3.2.2 津波時

(1) 架台

水平リブ、スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして、鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

なお、衝突荷重の作用位置については、O.P.+25.0mを基本とするが、水平リブ及び架台で負担する割合が最大となるよう水平リブ及び架台の高さであるO.P.+24.104mに作用させる。

水平リブ及び架台の照査方法を図3-5に示す。

曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \quad \dots \dots \dots (20)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} P_4 \cdot \ell \cdot b^2 + P_c \cdot b' \quad \dots \dots \dots (21)$$

せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \quad \dots \dots \dots (22)$$

$$S_4 = P_4 \cdot \ell \cdot b + P_c \quad \dots \dots \dots (23)$$

合成応力照査（水平リブ）

$$\left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (24)$$

曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \quad \dots \dots \dots (25)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} P_4 \cdot \ell \cdot b^2 + P_c \cdot b' \quad \dots \dots \dots (26)$$

せん断力照査（架台）

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \dots \dots \dots (27)$$

$$S_5 = P_4 \cdot \ell \cdot b + P_c \dots \dots \dots (28)$$

合成応力照査（架台）

$$\left(\frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (29)$$

ここで、

σ_4 : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm²)

M_4 : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_4 : 水平リブの断面係数 (mm³) *1

P_4 : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (kN/m²)

τ_4 : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm²)

S_4 : 水平リブに発生するせん断力 (kN)

σ_5 : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm²)

M_5 : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_5 : 架台の断面係数 (mm³) *1*2

τ_5 : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm²)

S_5 : 架台に発生するせん断力 (kN)

ℓ : 架台間隔 (mm)

P_c : 衝突荷重 (kN)

b : モーメントアーム長 (m)

b' : 衝突荷重のモーメントアーム長 (m)

A_w : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm²) *2

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

注記 *1 : 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 3-6 に示す。

*2 : 架台は腐食代 2mm を考慮する。

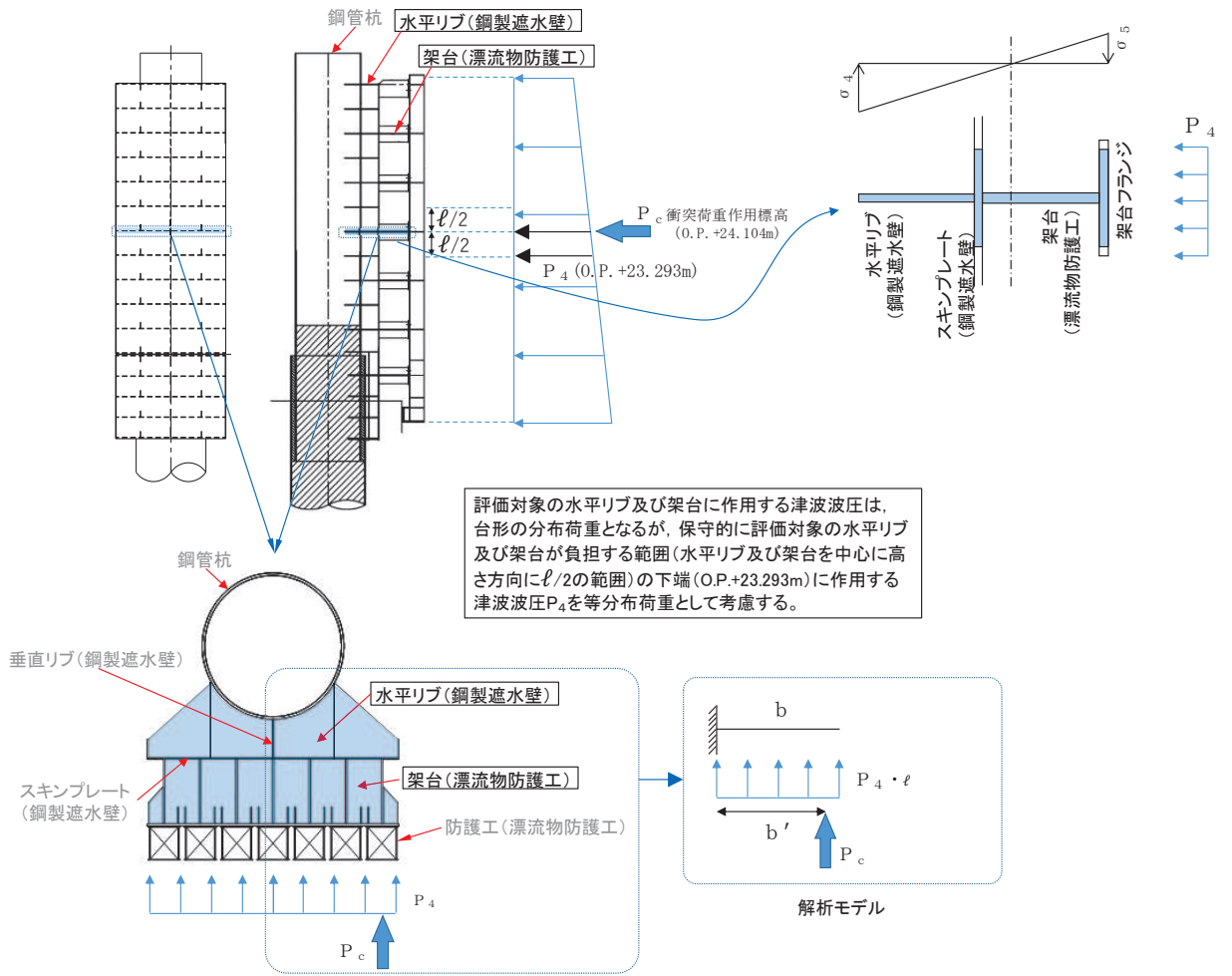
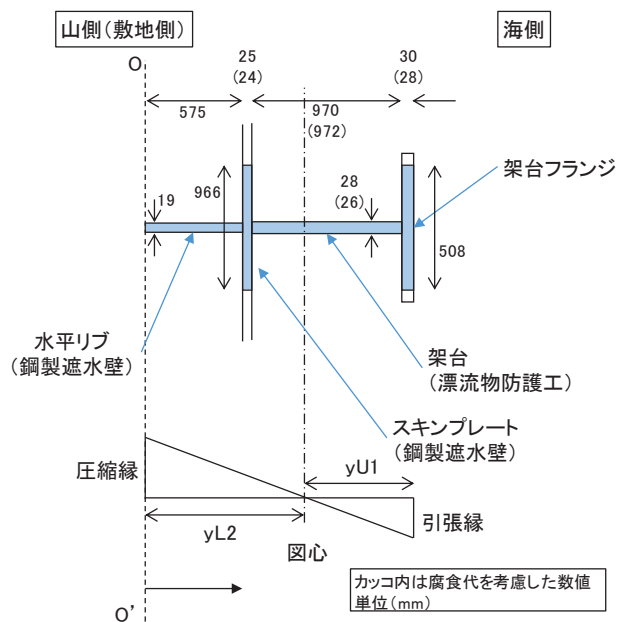


図 3-5 水平リブ及び架台の照査概念図 (津波時)



架台フランジの幅(有効幅)の算出

$bg/La = 300/4000 = 0.075$ bg : 架台フランジ片側張出長(幅600÷2)
 La : 等価支間長(2×b(=2000))

$0.02 < bg/La < 0.30$ であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 λ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda g = (1.06 - 3.2 \times (bg/La) + 4.5 \times (bg/La)^2) \times bg$
 $= 254$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は508mmとする。

スキムプレートの幅(有効幅)の算出

$bs/La = 811/4000 = 0.203$ bs : スキムプレート片側張出長(811)
 La : 等価支間長(2×b(=2000))

$0.02 < bs/La < 0.30$ であることから、道路橋示方書(H24)の式を用いて、 λ (片側有効幅)を算出する。

$\lambda s = (1.06 - 3.2 \times (bs/La) + 4.5 \times (bs/La)^2) \times bs$
 $= 483$

以上から、架台フランジの幅(有効幅)は966mmとする。

	幅 (有効幅) a(mm)	高さ b (mm)	断面積 A (mm ²)	O-O' 軸から 要素図心までの 距離y(mm)	断面一次 モーメント Ay(mm ²)	Ay ² (mm ³)	要素図心回りの要素単体の 断面二次モーメント I' (mm ⁴) (ab ³ /12)	O-O' 軸回りの要素単体の 断面二次モーメント Ay ² +I' (mm ⁴)
架台フランジ	508	28	14224	1585	2.255 × 10 ⁷	3.573 × 10 ¹⁰	9.293 × 10 ⁵	3.573 × 10 ¹⁰
架台	26	972	25272	1085	2.742 × 10 ⁷	2.975 × 10 ¹⁰	1.990 × 10 ⁹	3.174 × 10 ¹⁰
スキムプレート	966	24	23184	587	1.361 × 10 ⁷	7.988 × 10 ⁹	1.113 × 10 ⁶	7.990 × 10 ⁹
水平リブ	19	575	10925	287.5	0.314 × 10 ⁷	9.030 × 10 ⁸	3.010 × 10 ⁸	1.204 × 10 ⁹
合計	-	-	① 73605	-	② 6.672 × 10 ⁷	-	-	③ 7.667 × 10 ¹⁰

O-O' 軸から図心までの長さ

$e = ((2) \text{断面一次モーメントの合計}) / ((1) \text{面積の合計})$
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

図心回りの断面二次モーメント

$I = ((3) \text{O-O' 軸回りの要素単体の断面二次モーメントの合計}) - (e^2 \times ((1) \text{面積の合計}))$
 $= 1.620 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$

水平リブ(下縁)の断面係数

$yL2$ (圧縮縁から図心までの長さ) = e
 $= 906.4 \text{ (mm)}$

Z_4 (断面係数) = $I / yL2$
 $= 1.787 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

架台(上縁)の断面係数

$yU1$ (引張縁から図心までの長さ) = $1599 - 906.4$
 $= 692.6 \text{ (mm)}$

Z_5 (断面係数) = $I / yU1$
 $= 2.339 \times 10^7 \text{ (mm}^3\text{)}$

図 3-6 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法

(2) 防護工

防護工の照査方法を図 3-7 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

曲げ応力照査（衝突荷重が防護工中心に作用する場合）

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \quad \dots \dots \dots (30)$$

$$M_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} + P_c \cdot \frac{\ell}{4} \quad \dots \dots \dots (31)$$

せん断力照査（衝突荷重が防護工端部に作用する場合）

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \quad \dots \dots \dots (32)$$

$$S_6 = P_6 \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} + P_c \quad \dots \dots \dots (33)$$

合成応力照査

$$\left(\frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (34)$$

ここで、

- σ_6 : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm²)
- M_6 : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_6 : 防護工の断面係数 (mm³) *
- P_6 : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m²)
- τ_6 : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm²)
- S_6 : 防護工に発生するせん断力 (kN)
- b'' : 防護工の幅 (m)
- P_c : 衝突荷重 (kN)
- A_{wc} : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm²) *
- σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

注記 * : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

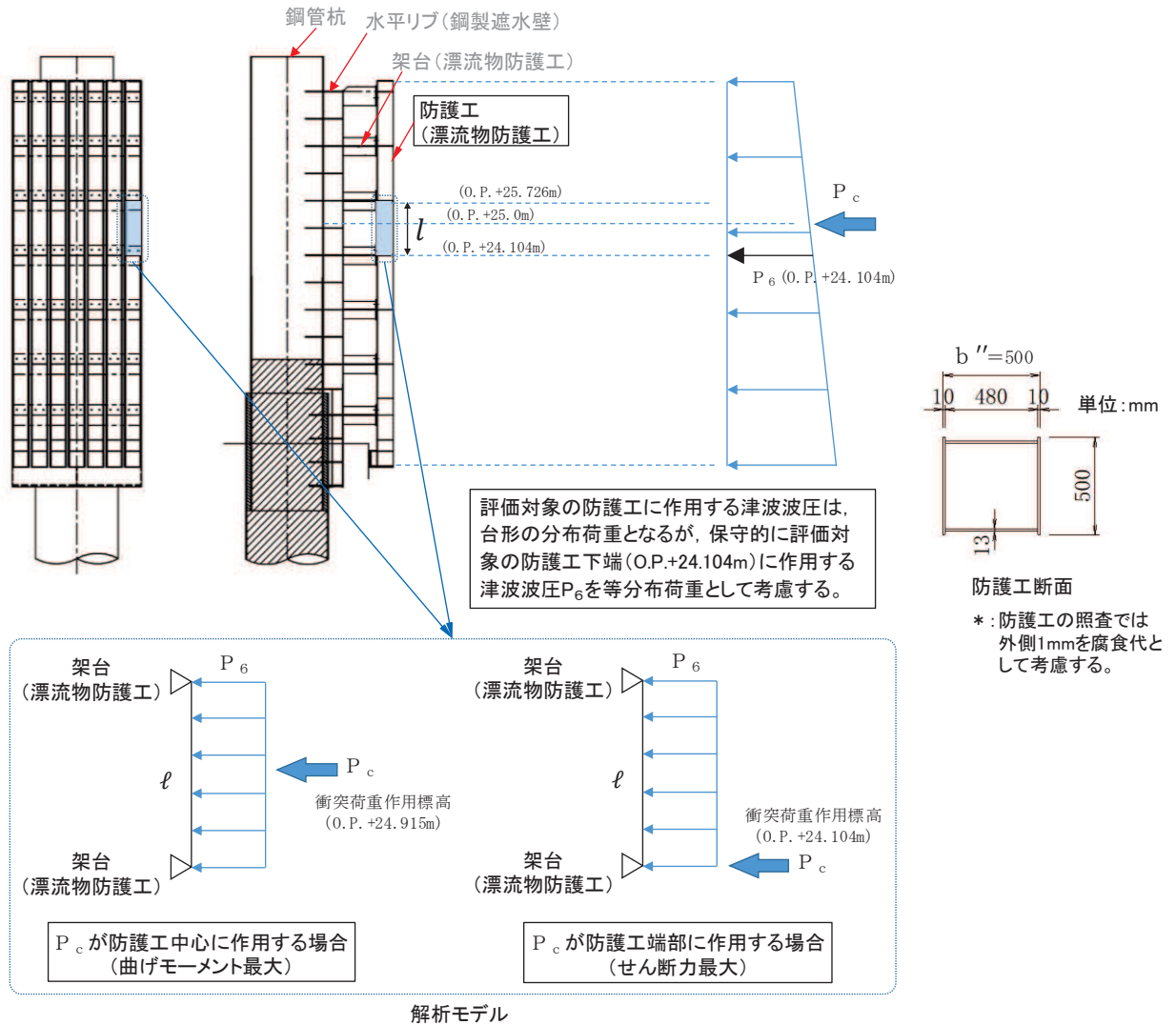


図 3-7 防護工の照査概念図 (津波時)

3.2.3 重畳時

(1) 架台

水平リブ、スキンプレート及び架台を一つの充腹形断面とみなして、鋼管杭中心線上を固定支点とする片持ちばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

水平リブ及び架台の照査方法を図 3-8 に示す。

曲げ応力照査（水平リブ）

$$\sigma_4 = \frac{M_4}{Z_4} \quad \dots \dots \dots (35)$$

$$M_4 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \quad \dots \dots \dots (36)$$

せん断力照査（水平リブ）

$$\tau_4 = \frac{S_4}{A_w} \quad \dots \dots \dots (37)$$

$$S_4 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \quad \dots \dots \dots (38)$$

合成応力照査（水平リブ）

$$\left(\frac{\sigma_4}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_4}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (39)$$

曲げ応力照査（架台）

$$\sigma_5 = \frac{M_5}{Z_5} \quad \dots \dots \dots (40)$$

$$M_5 = \frac{1}{2} (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b^2 \quad \dots \dots \dots (41)$$

せん断力照査（架台）

$$\tau_5 = \frac{S_5}{A_w} \quad \dots \dots \dots (42)$$

$$S_5 = (P_4 + P_4' + P_4'') \cdot \ell \cdot b \quad \dots \dots \dots (43)$$

合成応力照査（架台）

$$\left(\frac{\sigma_5}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_5}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (44)$$

ここで、

σ_4 : 曲げモーメントによる水平リブの発生応力度 (N/mm²)

M_4 : 水平リブに発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_4 : 水平リブの断面係数 (mm³) *¹

P_4 : 水平リブ及び架台に作用する津波波圧 (kN/m²)

P_4' : 水平リブ及び架台に作用する地震慣性力 (kN/m²)

P_4'' : 水平リブ及び架台に作用する動水圧 (kN/m²)

τ_4 : せん断力による水平リブの発生応力度 (N/mm²)

S_4 : 水平リブに発生するせん断力 (kN)

σ_5 : 曲げモーメントによる架台の発生応力度 (N/mm²)

M_5 : 架台に発生する曲げモーメント (kN・m)

Z_5 : 架台の断面係数 (mm³) *^{1*2}

τ_5 : せん断力による架台の発生応力度 (N/mm²)

S_5 : 架台に発生するせん断力 (kN)

ℓ : 架台間隔 (mm)

b : モーメントアーム長 (m)

A_w : 水平リブ及び架台のせん断抵抗断面積 (mm²) *²

σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

注記 *1 : 水平リブ及び架台の断面係数の算出方法は図 3-4(2)に示す。

*2 : 架台は腐食代 2mm を考慮する。

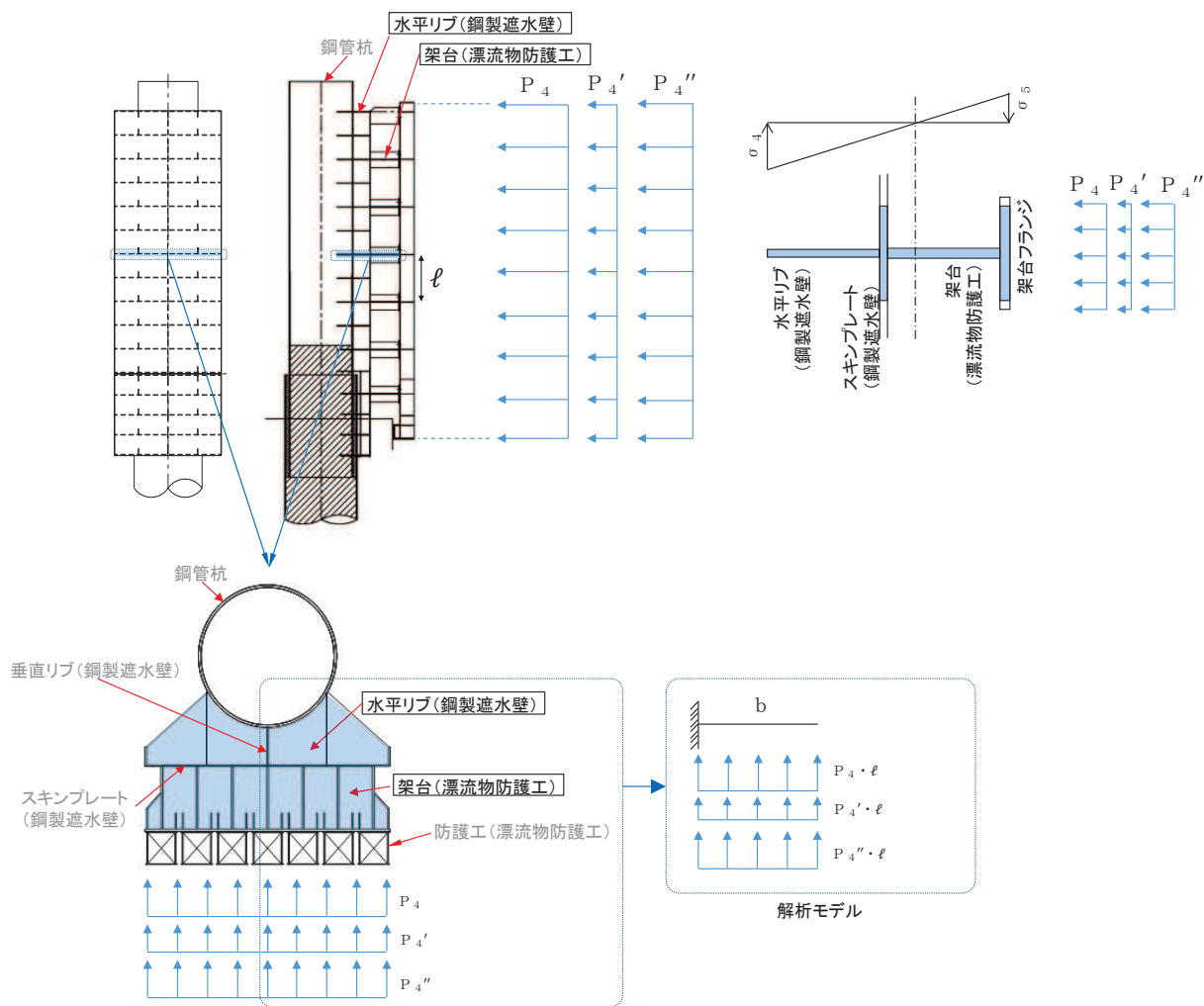


図 3-8 水平リブの照査概念図 (重畳時)

(2) 防護工

防護工の照査方法を図 3-9 に示す。防護工は架台を支点とする単純ばりでモデル化し、曲げモーメント及びせん断力よりそれぞれ算定される応力が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

曲げ応力照査

$$\sigma_6 = \frac{M_6}{Z_6} \quad \dots \dots \dots (45)$$

$$M_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell^2}{8} \quad \dots \dots \dots (46)$$

せん断力照査

$$\tau_6 = \frac{S_6}{A_{wc}} \quad \dots \dots \dots (47)$$

$$S_6 = (P_6 + P_6' + P_6'') \cdot b'' \cdot \frac{\ell}{2} \quad \dots \dots \dots (48)$$

合成応力照査

$$\left(\frac{\sigma_6}{\sigma_{sa}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_6}{\tau_{sa}} \right)^2 \leq 1.2 \quad \dots \dots \dots (49)$$

ここで、

- σ_6 : 曲げモーメントによる防護工の発生応力度 (N/mm²)
- M_6 : 防護工に発生する曲げモーメント (kN・m)
- Z_6 : 防護工の断面係数 (mm³) *
- P_6 : 防護工に作用する津波波圧 (kN/m²)
- P_6' : 防護工に作用する地震慣性力 (kN/m²)
- P_6'' : 防護工に作用する動水圧 (kN/m²)
- τ_6 : せん断力による防護工の発生応力度 (N/mm²)
- S_6 : 防護工に発生するせん断力 (kN)
- b'' : 防護工の幅 (m)
- A_{wc} : 防護工のせん断抵抗断面積 (mm²) *

注記 * : 防護工は外側 1mm を腐食代として考慮する。

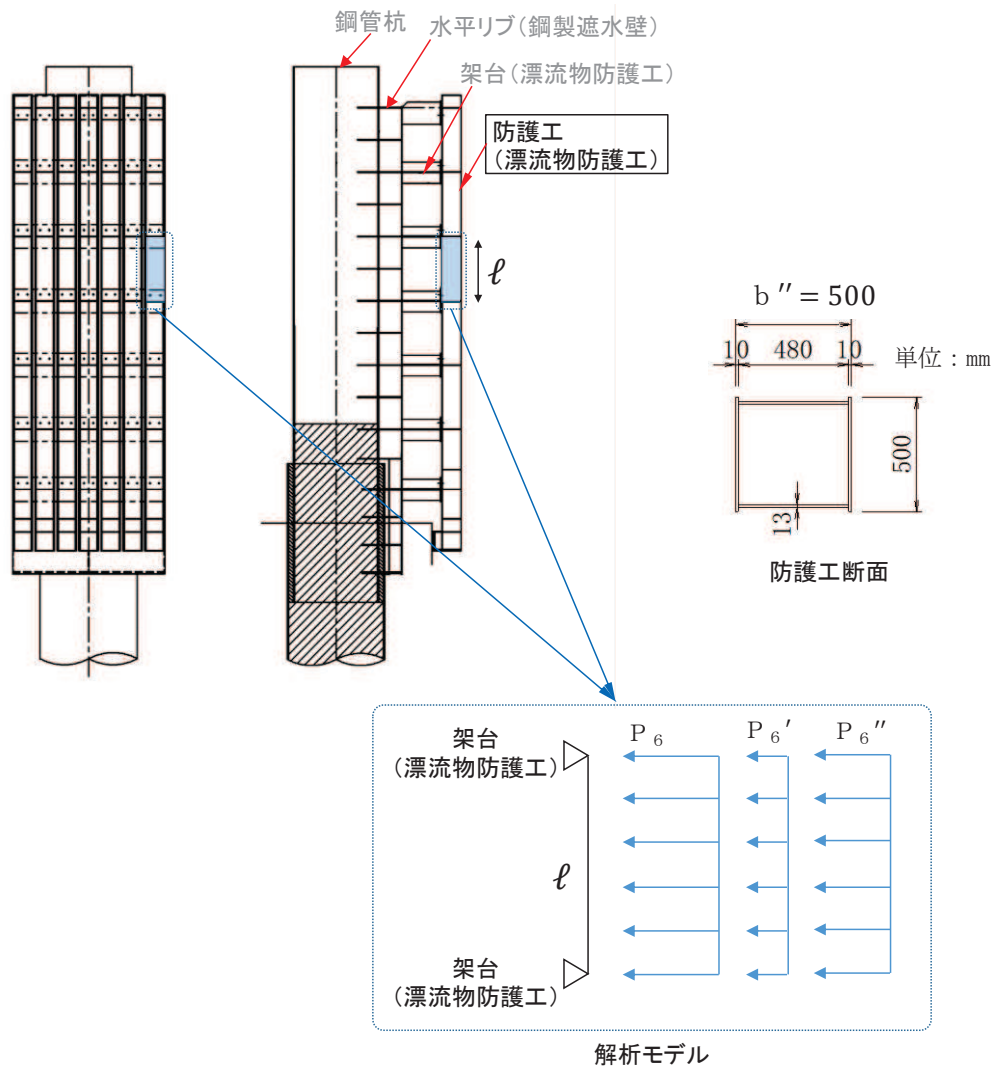


図 3-9 防護工の照査概念図 (重畳時)

3.2.4 漂流物防護工の偏心影響検討

漂流物防護工は、図 3-10 に示すとおり、鋼管杭（鋼製遮水壁）前面に張り出した構造となるため、設置による偏心の影響が考えられる。漂流物防護工及び鋼製遮水壁が取り付けられる鋼管杭が、直接偏心によるモーメントやねじり応力を受けることから、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重及びその評価方法について整理する。

なお、鋼管杭に生じる応力（偏心モーメント及びねじれ）及び鋼管杭に生じる変位（汀線直交方向及び汀線方向）の観点に着目し、地震時、津波時及び重畳時それぞれにて整理する。

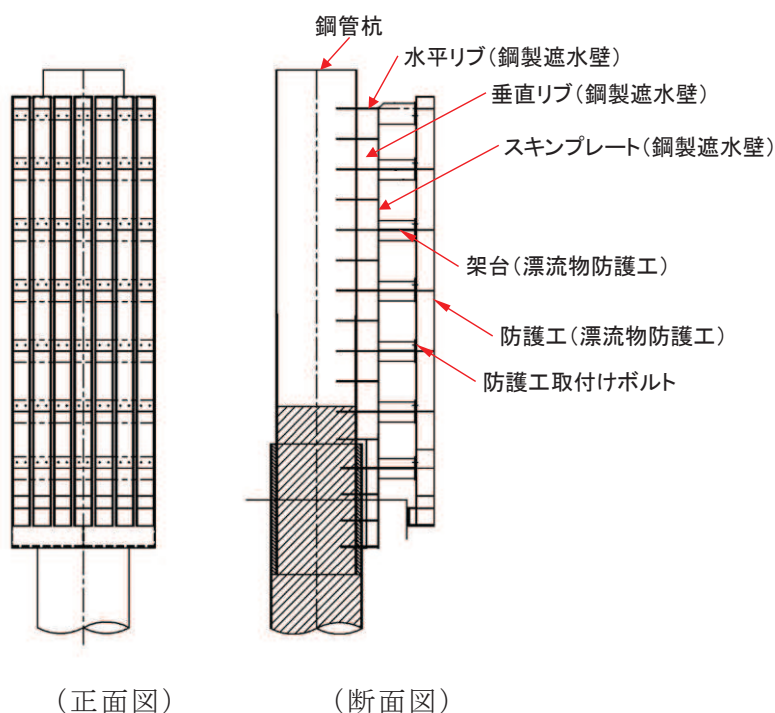


図 3-10 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の構造図（正面図，断面図）

(1) 地震時

地震時に、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重影響について表 3-2 に示す。

地震時においては、鋼管杭へ作用する偏心モーメント及び鋼管杭へ作用するねじれについて評価を実施する。以降に、評価方法を示す。

なお、評価を実施する断面及びケースは、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査又はせん断破壊に対する照査が最も厳しくなる断面及びケースとする。

表 3-2(1) 漂流物防護工による偏心荷重（地震時）

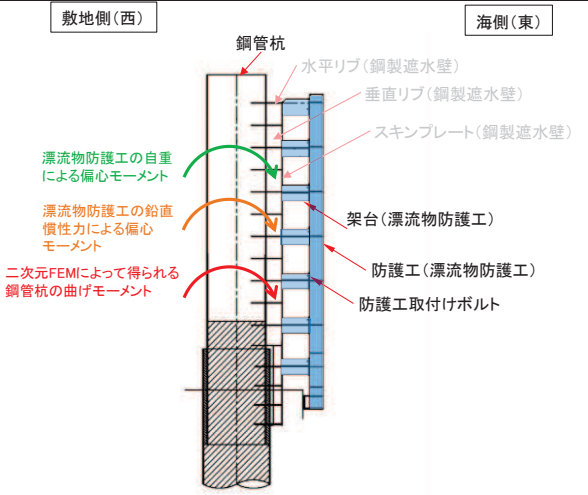
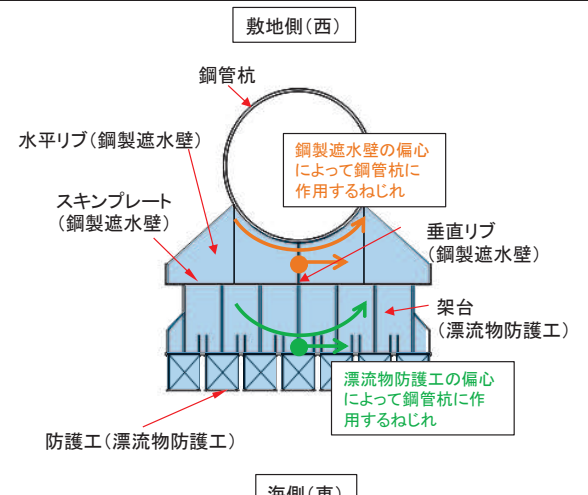
鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじれ
<div style="text-align: center;">  </div> <ul style="list-style-type: none"> ・ 常時+鉛直加振により，鋼管杭に偏心モーメントが発生する（緑+橙矢印）。 ・ 偏心モーメントを考慮した評価として，二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭の曲げモーメント（赤矢印）に，偏心モーメントを加算して評価する。 	<div style="text-align: center;">  </div> <ul style="list-style-type: none"> ・ 漂流物防護工が張り出す方向と直交する方向の成分の加振（縦断方向加振）により，鋼管杭にねじれ応力が発生する（緑+橙矢印）。 ・ ねじれ応力を考慮した評価として，保守的に二次元 FEM 解析（弱軸である横断方向加振）により得られた鋼管杭のせん断応力に，二次元 FEM 解析（弱軸である横断方向加振）で得られた震度から算定されるねじれ応力を加算して評価する。 ・ なお，ねじれ応力を鋼管杭に伝達する架台及び水平リブについて，縦断方向の桁高は横断方向（海山方向）よりも高く，剛性が大きいことから，架台及び水平リブの縦断方向の評価は省略する。

表 3-2(2) 漂流物防護工による偏心荷重（地震時）

鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
・ 隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線直交方向の相対変位への影響は小さい。	・ 隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線方向の相対変位への影響は小さい。

a. 偏心モーメント

漂流物防護工について鋼管杭中心を固定端とした片持ち梁としてモデル化し，次式により偏心モーメントを算出する。モデル図を図 3-11 に示す。

ここで，鉛直震度は，漂流物防護工が設置される断面①～断面③，断面⑤，断面⑥の二次元 FEM 解析から得られる最大鉛直震度により設定する。

$$M_e = (1 + k_v) \cdot w_1 \cdot e_1 \quad \dots \dots \dots (50)$$

ここで，

- M_e : 偏心モーメント
- k_v : 鉛直震度
- w_1 : 漂流物防護工重量
- e_1 : 偏心距離

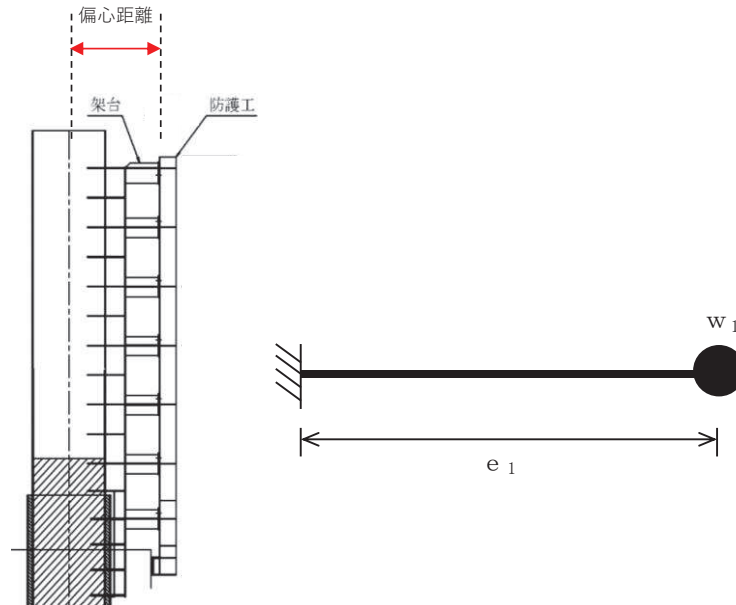


図 3-11 モデル図

b. ねじれ応力

次式によりねじれ応力を算出する。算出概念図を図 3-12 に示す。

ねじれ応力算出に用いる水平震度は、保守的に漂流物防護工が設置される断面①～断面③，断面⑤，断面⑥の二次元 FEM 解析から得られる最大水平震度により設定する。

$$M_T = (L_2 \cdot w_2 + L_3 \cdot w_3) \cdot k_h \cdot \dots \dots \dots (51)$$

ここで、

M_T : ねじり応力

L_2 : 漂流物防護工のねじりアーム長

w_2 : 漂流物防護工重量

L_3 : 鋼製遮水壁のねじりアーム長

w_3 : 鋼製遮水壁重量

k_h : 水平震度

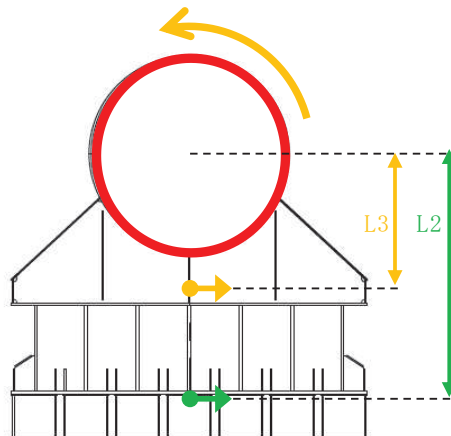


図 3-12 ねじれ応力算定概念図

c. 合成応力

漂流物防護工の設置により、偏心モーメントによる曲げ応力及びねじり応力が作用することから、合成応力照査についても実施する。合成応力照査は「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき、以下の式により行う。

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.0 \quad \dots \dots \dots (52)$$

ここで、

- σ : 曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_a : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_a : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

(2) 津波時

津波時に、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重影響について表 3-3 に示す。

津波時においては、鋼管杭へ作用するねじれについて評価を実施する。

評価を実施する断面及びケースは、せん断破壊に対する照査が最も厳しくなる断面及びケースとする。

表 3-3(1) 漂流物防護工による偏心荷重（津波時）

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじれ
<p>漂流物防護工の自重による偏心モーメント（津波荷重により鋼管杭に生じる曲げモーメントを打ち消す）</p> <p>津波荷重により生じる鋼管杭の曲げモーメント</p> <ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に生じる常時の偏心モーメント（緑矢印）は、津波作用荷重により鋼管杭に生じる曲げモーメント（赤矢印）を打ち消す方向となる。 そのため、津波時に生じる常時の偏心モーメントは保守的に考慮しない。 	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物が漂流物防護工端部に衝突することにより、鋼管杭にねじれ応力が発生する（橙矢印）。 二次元 FEM 解析により得られた鋼管杭のせん断応力に、漂流物衝突によるねじれ応力を加算して評価する。 なお、漂流物が斜めに衝突する場合の影響検討については、6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明 5.3 に示す。

表 3-3(2) 漂流物防護工による偏心荷重（津波時）

鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
<div style="text-align: center;"> </div> <ul style="list-style-type: none"> 漂流物が漂流物防護工中心に衝突する場合の方が、鋼管杭（止水ジョイント部材）に生じるせん断方向の変位は大きいことから、漂流物防護工中心に衝突する場合を考慮する。 なお、漂流物防護工端部及び斜めに衝突する場合の影響検討については、6.1.6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明に示す。 	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物が漂流物防護工に衝突した場合において、鋼管杭（止水ジョイント部材）にねじれ応力が生じ、汀線直交方向に変位が生じるものの、汀線方向の相対変位は生じにくいことから、汀線方向の相対変位の評価は省略する。

a. ねじれ応力

漂流物衝突荷重が図 3-13 のように、漂流物防護工端部に作用した場合の鋼管杭のねじりモーメントを以下式により算出する。また、計算の概念図を図 3-11 に、計算に必要な諸元を表 3-4 に示す。

なお、漂流物の衝突形態は「補足 140-1【津波への配慮に関する説明書の補足説明資料】4.3 漂流物による衝突荷重について」で示すとおり、漂流物が防潮堤（鋼管式鉛直壁）に対して直角方向に衝突する場合の他に、斜め方向から衝突することも考えられることから、斜め方向から衝突した場合のねじれについて影響検討についても行うこととし、「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明」に示す。

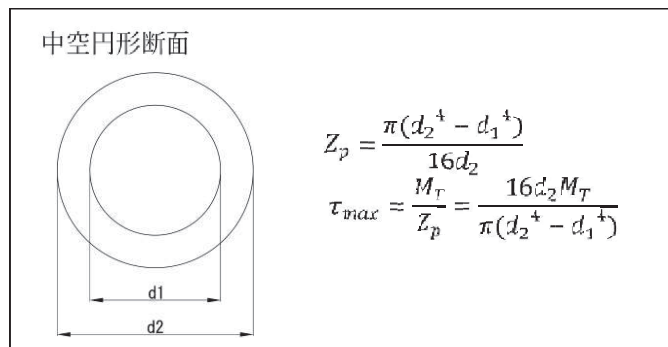
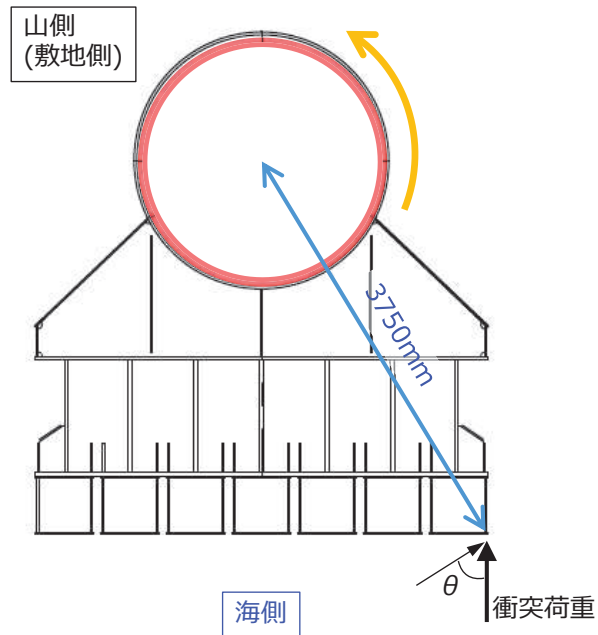


図 3-13 ねじれ応力算定概念図

表 3-4 計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
L	ねじりアーム長	3,750	mm
P _c	漂流物衝突荷重	2,000	kN
θ	傾き	58	°
d ₁	内径	2,430	mm
d ₂	外径 ^{1*}	2,498	mm
t	板厚 ^{1*}	34	mm
M _T	ねじりモーメント	3,974,394,482	N・mm
Z _p	ねじりの断面係数 ^{*2}	3.199×10 ⁸	mm ³

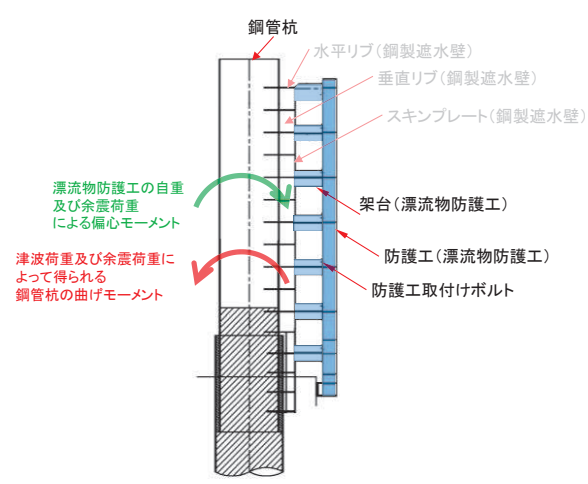
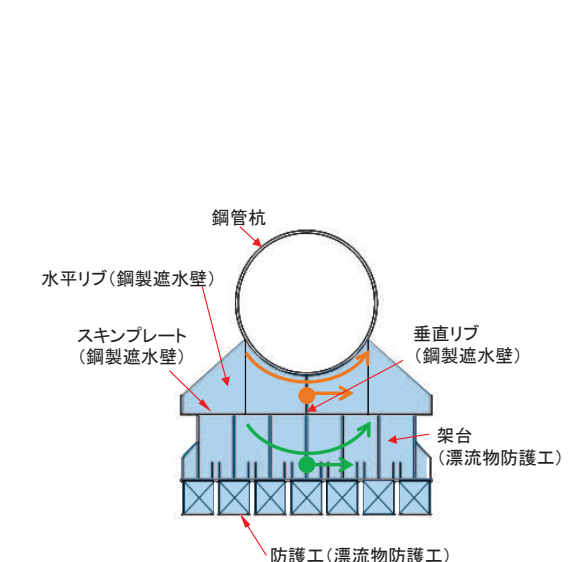
注記*1：腐食代 1mm を考慮する。

*2：保守的に鋼管杭の剛性のみを考慮する。

(3) 重畳時

重畳時に、漂流物防護工が鋼管杭に与える偏心荷重影響について表 3-5 に示す。
重畳時における漂流物防護工の偏心荷重影響は小さいことから、考慮しない。

表 3-5 漂流物防護工による偏心荷重（重畳時）

鋼管杭に生じる応力	
偏心モーメント	ねじれ
 <ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭に生じる重畳時の最大鉛直震度は $k_v=0.7$ であり，余震時に鋼管杭に作用する偏心モーメントは，常時に鋼管杭に生じる偏心モーメントよりも小さい。 そのため，鋼管杭に作用する偏心モーメントは海側方向（緑矢印）となる。 一方，重畳時に鋼管杭に生じる曲げモーメントは敷地側方向（赤矢印）であるため，偏心モーメントは曲げモーメントを打ち消す方向となる。 よって，重畳時に生じる偏心モーメントは保守的に考慮しない。 	 <ul style="list-style-type: none"> 漂流物防護工が張り出す方向と直交する方向の成分の加振（縦断方向加振）により，鋼管杭にねじれ応力が発生する（緑＋橙矢印）。 水平加振により鋼管杭に生じるねじれの影響は，水平震度が大きい地震時で検討する。
鋼管杭に生じる相対変位	
汀線直交方向	汀線方向
<ul style="list-style-type: none"> 隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線直交方向の相対変位への影響は小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> 隣り合う構造（鋼管杭＋鋼製遮水壁＋漂流物防護工）が同じであり，海側へ張り出す構造の汀線方向の相対変位への影響は小さい。

4. 許容限界

鋼製遮水壁，漂流物防護工及び鋼管杭の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，表4-1～表4-3に示す短期許容応力度とする。

なお，鋼管杭の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，局部座屈を考慮した許容限界とする。

表 4-1 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の許容限界

部材		材質	座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
鋼製 遮水壁	水平リブ	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180
漂流物 防護工	架台	SM490Y	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	210	315
			非考慮	許容せん断応力度 τ_{sa}	120	180
	防護工	SM570	非考慮	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	255	382
			非考慮	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記 *：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 4-2 漂流物防護工（防護工取付けボルト）の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
強度区分 8.8	許容引張応力度 σ_{sa}	360	540
	許容応力度 τ_{sa}	200	300

注記 *：短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 4-3(1) 鋼管杭の許容限界（一般部，断面①～断面③）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力 度	許容せん 断 応力度	許容曲げ 圧縮応力度	許容せん断 応力度
鋼管杭 (上 杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	O. P. +30. 0m～ O. P. +23. 5m		座屈 考 慮	161* ¹	96* ¹	241* ¹	145* ¹
	SM570 (t=40mm)	O. P. +23. 5m～ O. P. +21. 0m			224* ¹	137* ¹	336* ¹	206* ¹
		O. P. +21. 0m～ O. P. +20. 0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下 杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	長 杭	O. P. +20. 0m～ O. P. ±0. 0m	座屈 非 考 慮	255	145	382	217
		短 杭	O. P. +20. 0m～ O. P. +5. 0m					
	SKK490 (t=25mm)	長 杭	O. P. ±0. 0m～ 杭下端		185	105	277	157
		短 杭	O. P. +5. 0m～ O. P. +2. 5m					

注記 * 1 : 座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容
 応力度が最小となるように算定した値を示す。

* 2 : 短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 4-3(2) 鋼管杭の許容限界（岩盤部，断面⑤～⑥）

杭種		設置標高		座屈	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²) * 2	
					許容曲げ 圧縮応力度	許容せん 断応力度	許容曲げ 圧縮応力 度	許容せん 断応力度
鋼管杭 (上杭) φ 2200	SKK490 (t=25mm)	0. P. +29. 0m～ 0. P. +23. 5m		座屈 考 慮	164* 1	96* 1	246* 1	145* 1
	SM570 (t=40mm)	0. P. +23. 5m～ 0. P. +21. 0m			229* 1	137* 1	344* 1	206* 1
		0. P. +21. 0m～ 0. P. +20. 0m		255	145	382	217	
鋼管杭 (下杭) φ 2500	SM570 (t=35mm)	⑤断 面	0. P. +20. 0m ～ 0. P. +5. 0m	座屈 非 考 慮	255	145	382	217
		⑥断 面	0. P. +20. 0m ～ 0. P. +8. 0m					
	SKK490 (t=25mm)	⑤断 面	0. P. +5. 0m ～ 0. P. +2. 5m		185	105	277	157
		⑥断 面	0. P. +8. 0m ～ 0. P. +5. 5m					

注記 * 1 : 座屈を考慮する場合，鋼管杭の応力状態に応じた許容応力度を用いるが，ここでは許容
 応力度が最小となるように算定した値を示す。

* 2 : 短期許容応力度は，道路橋示方書により許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

5. 評価結果

5.1 地震時

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度 k_h は表 5-1 のとおりである。また、最大水平震度を示す地震動における各断面の深度分布を図 5-1 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる設計水平震度は 9 とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に一様に作用するものとし、風荷重については 1kN/m^2 を考慮して評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 5-2 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 各評価断面における最大震度及び設計震度

断面	最大加速度 となる標高	最大水平震度 k_h	設計水平震度	最大鉛直震度 k_v	設計鉛直震度
断面①	0. P. +29.0m	7.0	9	1.6	2
断面②	0. P. +29.0m	8.6		1.6	
断面③	0. P. +29.0m	7.8		1.0	
断面⑤	0. P. +29.0m	3.8		0.7	
断面⑥	0. P. +29.0m	5.6		0.8	

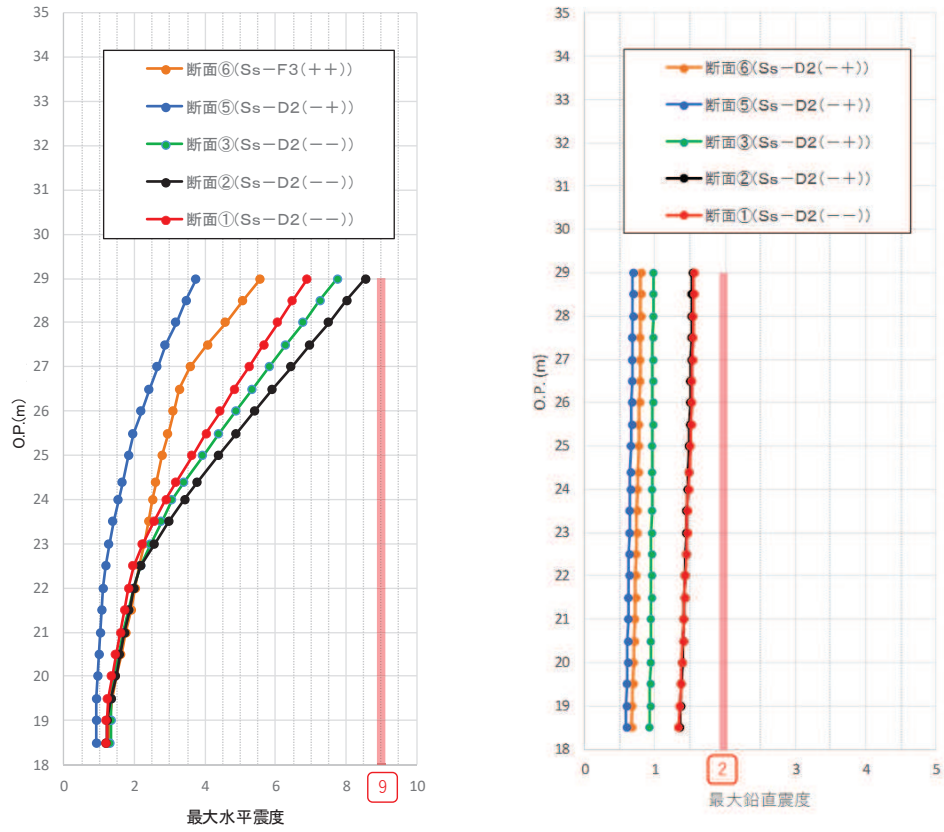


図 5-1 最大震度分布

表 5-2 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製遮水壁	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	27	315	0.09
			せん断応力 度 (N/mm ²)	13	180	0.08
			合成応力度*	0.02	1.20	0.02
漂流物 防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	21	315	0.08
			せん断応力 度 (N/mm ²)	13	180	0.08
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	3	382	0.01
			せん断応力 度 (N/mm ²)	2	217	0.01
			合成応力度*	0.01	1.20	0.01
	防護工取付け ボルト	強度区 分 8.8	引張応力度 (N/mm ²)	52	540	0.10
			せん断応力 度 (N/mm ²)	18	300	0.06

注記 * : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断応力度から算出する。

5.2 津波時

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果を表 5-3 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-3 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		材質	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製 遮水壁	水平リブ	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	221	315	0.71
			せん断応力 度 (N/mm ²)	68	180	0.38
			合成応力度	0.63	1.20	0.53
漂流物 防護工	架台	SM490Y	曲げ応力度 (N/mm ²)	169	315	0.54
			せん断応力 度 (N/mm ²)	68	180	0.38
			合成応力度	0.43	1.20	0.36
	防護工	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	275	382	0.72
			せん断応力 度 (N/mm ²)	179	217	0.83
			合成応力度	0.68	1.20	0.57

5.3 重畳時

鋼管杭に発生する最大水平加速度から算出される最大水平震度 k_h は表 5-4 のとおりである。

また、各断面における最大水平震度の深度分布及び最大動水圧の深度分布を図 5-2 に示す。

上記より、保守的に評価に用いる水平震度は $k_h = 7$ とし、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の高さ方向に作用するものとして評価を行った。

鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の照査結果を表 5-5 に示す。この結果から、鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-4 各評価断面における最大水平震度及び設計水平震度

断面	最大加速度 となる標高	最大水平震度 k_h	設計用水平震 度
断面①	0. P. +29. 0m	5. 5	7
断面②	0. P. +29. 0m	6. 1	
断面③	0. P. +29. 0m	5. 2	
断面⑤	0. P. +29. 0m	3. 0	
断面⑥	0. P. +29. 0m	4. 6	

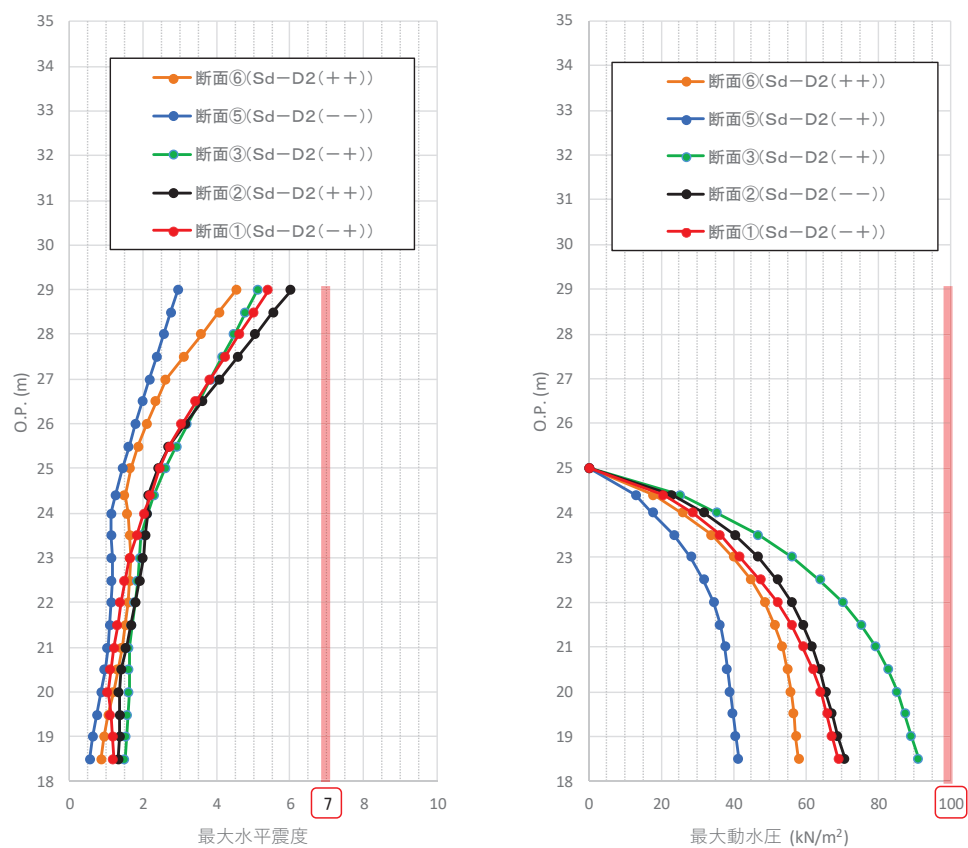


図 5-2 各断面における最大水平震度及び最大動水圧の深度分布

表 5-5 鋼製遮水壁及び漂流物防護工の主要部材の照査結果

部材		応力成分	材質	応力度	許容限界	照査値
鋼製遮水壁	水平リブ	曲げ応力度 (N/mm ²)	SM490Y	77	315	0.25
		せん断応力 度 (N/mm ²)		38	180	0.22
		合成応力度		0.12	1.20	0.10
漂流物 防護工	架台	曲げ応力度 (N/mm ²)	SM490Y	59	315	0.19
		せん断応力 度 (N/mm ²)		38	180	0.22
		合成応力度		0.09	1.20	0.08
	防護工	引張応力度 (N/mm ²)	SM570	19	382	0.05
		せん断応力 度 (N/mm ²)		13	217	0.06
		合成応力度		0.01	1.20	0.01

5.4 漂流物防護工の偏心影響検討

5.4.1 地震時

(1) 偏心モーメント

漂流物防護工の鉛直加振時に、漂流物防護工の偏心により鋼管杭に発生する偏心モーメントを考慮した評価結果を表 5-6 に示す。

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②，S_s-D2（-）」，解析ケース②」とする。また、漂流物防護工の鉛直加振によって鋼管杭に生じる偏心モーメントを算定するための設計震度は、表 5-1 に示す防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大鉛直震度である $k_v=1.6$ とする。

漂流物防護工の偏心モーメントを考慮することで、曲げ圧縮応力度が 2 割程度上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 5-6 鋼管杭の偏心モーメントを考慮した照査値（断面②，S_s-D2（-））

解析 ケース	杭種	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
②* ¹	A	10728	537	126	247	0.52
②（偏心考慮）	A	12933	537* ²	151	247	0.62

注記*1：防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大照査値ケースを耐震計算書から再掲。

*2：解析ケース②の値を流用した。

(2) ねじれ応力

漂流物防護工の偏心により鋼管杭に発生するねじれ応力を考慮した評価結果を表 5-7 に示す。

評価対象断面及び入力地震動については、鋼管杭のせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面②，S_s-D2（++）」，解析ケース①」とする。漂流物防護工の水平加振によって鋼管杭に生じるねじれ応力を算定するための設計震度は、保守的に防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大水平震度である $k_h=8.6$ とする。

漂流物防護工のねじれ応力を考慮することで、せん断応力度が上昇するものの、許容限界以下であることを確認した。

表 5-7 鋼管杭のねじれ応力を考慮した照査値（断面②， $S_s - D 2 (+ +)$ ）

解析 ケース	杭種	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
①*	C	67	217	0.31
①（ねじれ考慮）	C	101	217	0.47

注記*：防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大照査値ケースを耐震計算書から再掲。

(3) 合成応力

合成応力による評価結果を表 5-8 に示す。漂流物防護工の設置による偏心モーメント及びねじり応力を考慮した合成応力についても許容限界以下であることを確認した。

なお、合成応力評価に用いる発生応力度は、曲げ及びせん断ともに(1)偏心モーメント及び(2)ねじり応力にて示す発生応力度であり、同一断面（断面②）であるものの、曲げ軸力及びせん断それぞれの照査値最大ケース及び照査値最大位置から求めていることから、保守的な検討を実施している。

表 5-8 合成応力評価

合成応力 a*	許容限界 b	照査値 a/b
0.83	1.0	0.83

注記*：曲げ圧縮応力度は表 5-6 に示す値（断面②， $S_s - D 2 (- -)$ ），解析ケース②（偏心考慮），杭種A）を参照。せん断応力度は表 5-7 に示す値（断面②， $S_s - D 2 (+ +)$ ），解析ケース①（ねじり考慮），杭種C）を参照。

5.4.2 津波時

(1) ねじれ応力

漂流物衝突荷重を漂流物防護工の端部に作用させた場合の鋼管杭に発生するねじれを考慮した評価結果を表 5-9 に示す。

検討ケースはせん断破壊に対する照査値が最も厳しい「断面⑤，解析ケース③」とした。漂流物防護工のねじれ応力を考慮することで，せん断応力度が 1 割程度上昇するものの，許容限界以下であることを確認した。

表 5-9 鋼管杭のせん断応力照査における最大照査値（断面⑤）

解析 ケース	杭種	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
③*	C	105	217	0.49
③（ねじれ考慮）	C	117	217	0.54

注記*：防潮堤（鋼管式鉛直壁）における最大照査値ケースを強度計算書から再掲。

6.1.11 盛土・旧表土の液状化影響を考慮した安定性評価への影響について

1. 概要

設置変更許可時においては、防潮堤（鋼管式鉛直壁及び盛土堤防）の基礎地盤安定性評価について、等価線形解析（全応力解析）により評価を実施している。図 1-1 に示すとおり、通常のすべり評価（岩盤＋盛土・旧表土を考慮したすべり）に加えて、盛土・旧表土の液状化影響を考慮するための検討として、岩盤部のみのすべりに対する評価を実施した。また、等価線形解析は、地盤を構成する土骨格と間隙水を一体としてモデル化する全応力解析である。

一方、防潮堤は斜面形状であり、液状化による側方流動の影響を受ける可能性があり、地震応答解析で液状化の影響を評価するためには、土骨格と間隙水を個別にモデル化する有効応力解析を選定する必要がある。

上記を踏まえ、本検討においては、工認時において用いている有効応力解析により、盛土・旧表土の液状化による剛性低下及び強度低下が防潮堤の基礎地盤安定性評価に及ぼす影響を確認する。

設置変更許可時と工認時の盛土・旧表土の液状化影響を考慮した基礎地盤安定性評価内容の比較を表 1-1 に示す。

なお、津波荷重に対する安定性評価の影響についても確認する。

すべり面形状	基準地震動※1 (位相)	発生時刻 (秒)	すべり安全率	
 岩盤を通るすべり	Ss-D2 (+,-)	13.53	3.3 (3.3)	
 岩盤を通るすべり	Ss-D1 (+,-)	25.47	2.9 (3.0)	

図 1-1 防潮堤における基礎地盤安定性評価

（第 778 回審査会合（令和元年 9 月 27 日）資料 1-7-1 p. 146 一部加筆）

表 1-1 盛土・旧表土の液状化影響を考慮した基礎地盤安定性評価手法の比較

	解析手法	評価方法
設置変更許可	全応力解析	岩盤のみのすべりに対する評価
工事計画認可 (今回検討)	有効応力解析	盛土・旧表土の剛性低下及び強度低下を考慮したすべりに対する評価

2. 盛土・旧表土の液状化の影響を考慮した安定性評価

2.1 評価条件

盛土・旧表土の液状化の影響を考慮した安定性評価の評価条件を以下に示す。

なお、その他二次元有効応力解析における解析条件は「6.1.1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明 3.耐震評価」及び「6.1.3 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書に関する補足説明 3.耐震評価」に示すとおりである。

2.1.1 対象断面

評価対象断面について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図 2-1 に示す。

防潮堤（盛土堤防）は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同様に設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図 2-2 に示す。

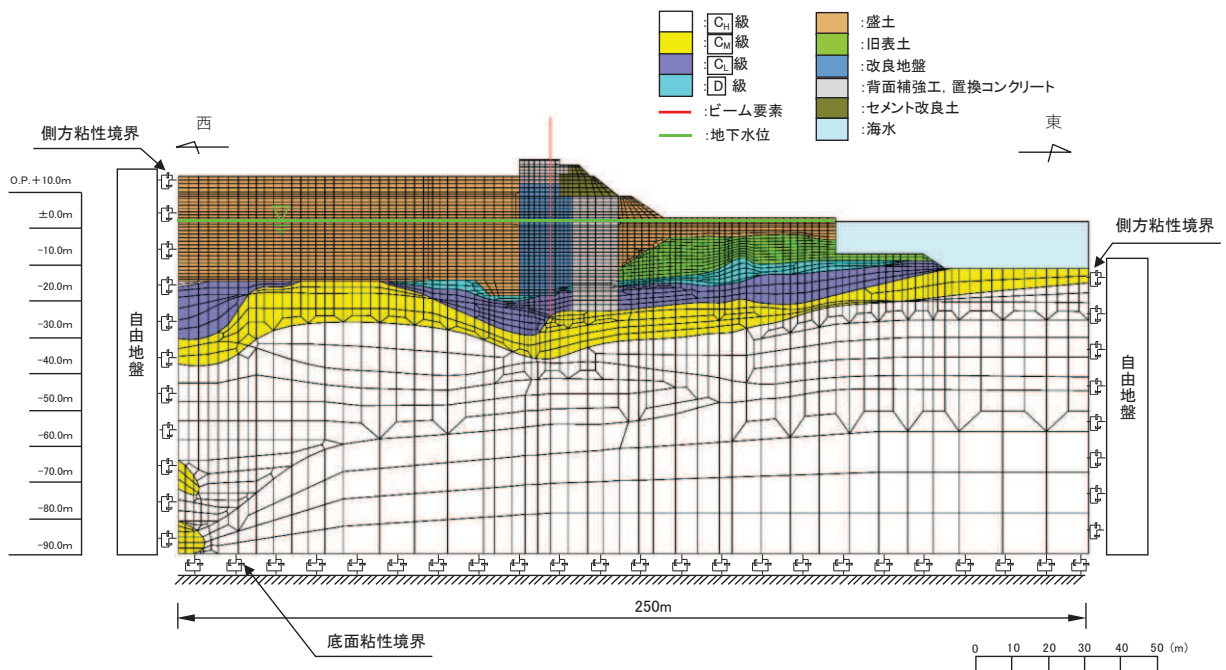


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①の解析モデル図

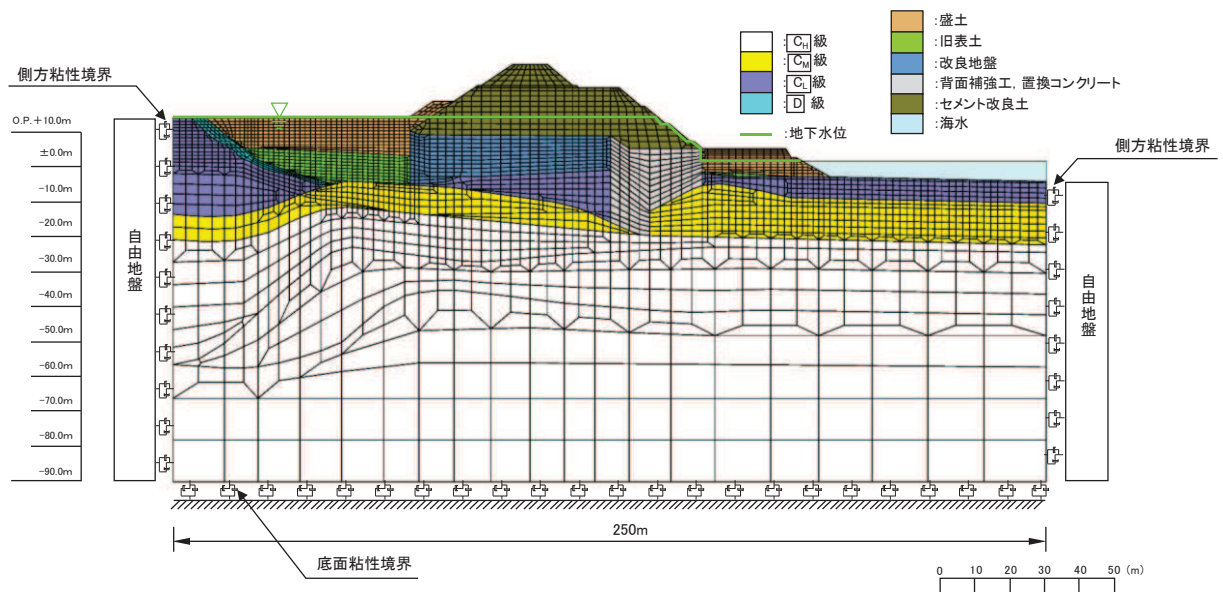


図 2-2 防潮堤（盛土堤防）断面①の解析モデル図

2.1.2 対象地震動

評価対象地震動について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となった地震動である $S_s - D1$ （+-）とする。

防潮堤（盛土堤防）は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同様に設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となった地震動である $S_s - D2$ （+-）とする。

2.1.3 対象すべり線

評価対象とするすべり線は、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となったすべり線とする。評価対象すべり線を図 2-3 及び図 2-4 に示す。

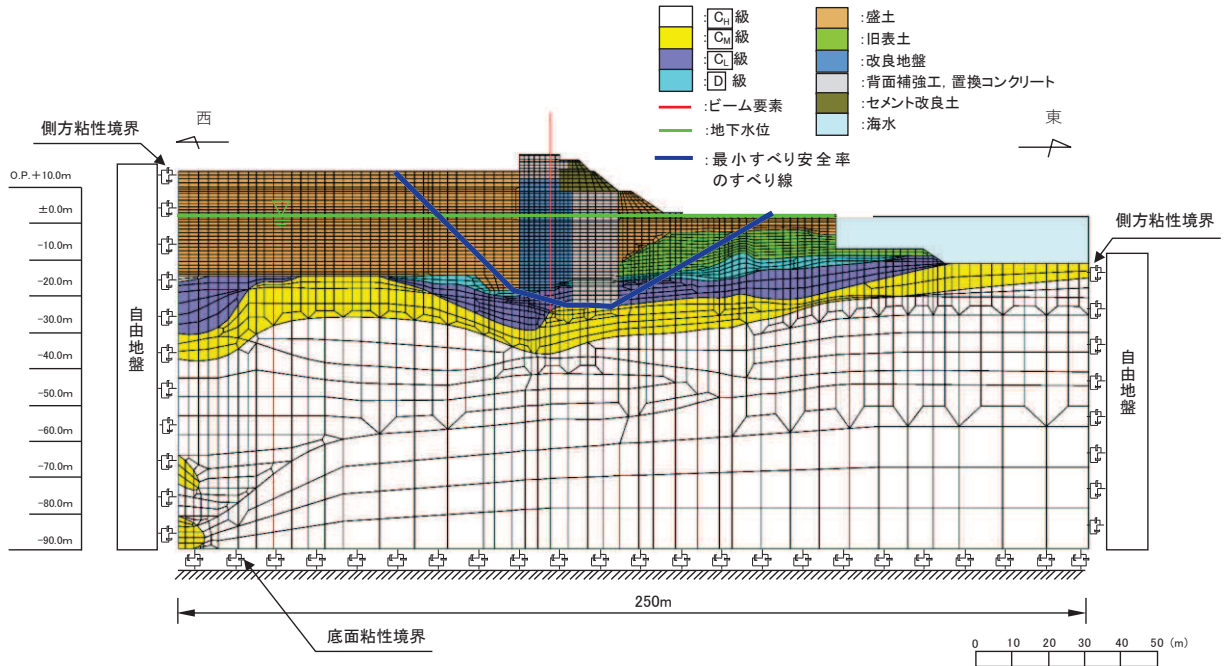


図 2-3 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象すべり線

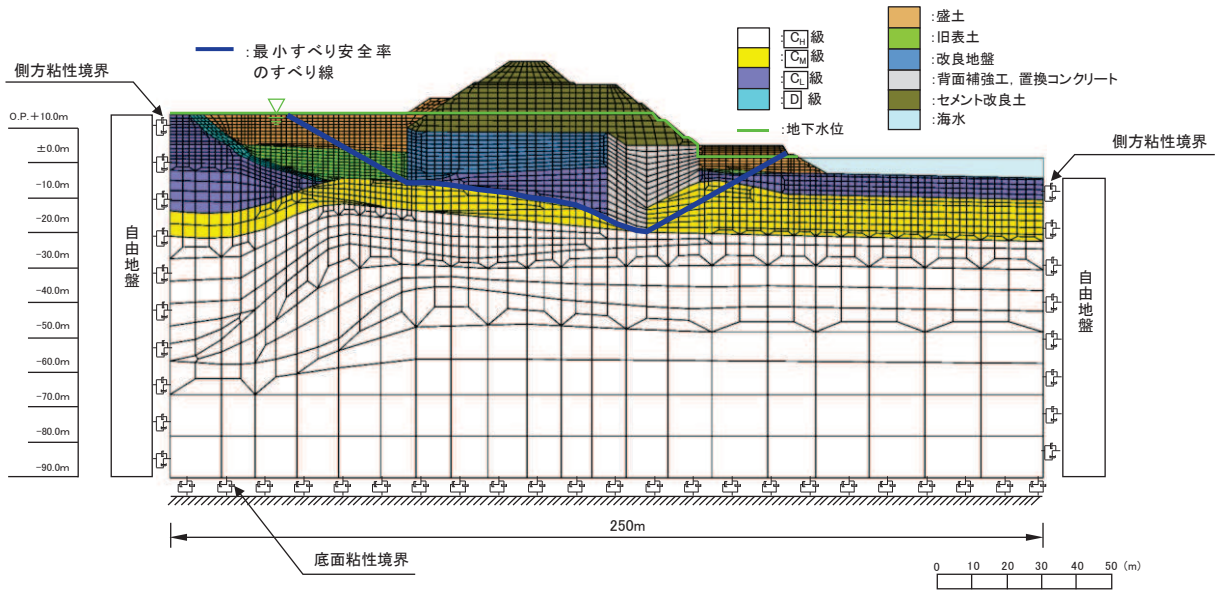


図 2-4 防潮堤（盛土堤防）の評価対象すべり線

2.1.4 すべり安全率算定方法

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法を表 2-1 に示す。

盛土・旧表土の液状化影響に着目した評価とするために、岩盤の応力状態については、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価で実施した二次元全応力解析（FLUSH）における最小すべり安全率時刻の起動力及び抵抗力を参照する。

盛土・旧表土の応力状態は、盛土・旧表土の液状化の影響を確認することが目的であることから、二次元有効応力解析（FLIP）から参照する。盛土・旧表土のすべり安全率は、時々刻々変化する起動力及び抵抗力から算出することとし、保守的な配慮として、液状化範囲の抵抗力は考慮しない。

盛土・旧表土の液状化範囲の設定方法は、二次元有効応力解析により地下水位以深の盛土・旧表土における過剰間隙水圧比を確認することにより設定する。

具体的な方法としては、評価対象地震動（防潮堤（鋼管式鉛直壁）：S s - D 1（+-），防潮堤（盛土堤防）：S s - D 2（+-））の全時刻における最大過剰間隙水圧比が 0.95 以上となる範囲を保守的に液状化の影響を考慮する範囲とする。

表 2-1 有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法

項目		有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法	【参考】設置変更許可時のすべり安全率の算定方法 (全応力解析)
岩盤	応力状態を求める解析コード	全応力解析 (FLUSH)	全応力解析 (FLUSH)
盛土・旧表土	応力状態を求める解析コード	有効応力解析 (FLIP)	全応力解析 (FLUSH)
	地下水位	朔望平均満潮位 (O. P. +1.43m)	地表面
	液状化範囲以外の起動力	考慮する (時刻性を考慮)	考慮する (時刻性を考慮)
	液状化範囲以外の抵抗力	考慮する (時刻性を考慮)	考慮する (時刻性を考慮)
	液状化範囲の設定	最大過剰間隙水圧比が 0.95 以上となる範囲とする (鋼管式鉛直壁: S _s -D1 (+-), 盛土堤防: S _s -D2 (+-) の全時刻)	地下水位以深を全て「液状化の影響を考慮する範囲」に設定する
	液状化範囲の起動力	考慮する (時刻性を考慮)	考慮しない (ゼロとする)
	液状化範囲の抵抗力	考慮しない (ゼロとする)	考慮しない (ゼロとする)

2.2 評価結果

2.2.1 液状化の影響を考慮する範囲の設定の確認

防潮堤（鋼管式鉛直壁）及び防潮堤（盛土堤防）の二次元有効応力解析における最大過剰間隙水圧比の分布を図 2-5 及び図 2-6 に示す。また，図 2-5 及び図 2-6 を踏まえて設定した液状化の影響を考慮する範囲を図 2-7 及び図 2-8 に示す。

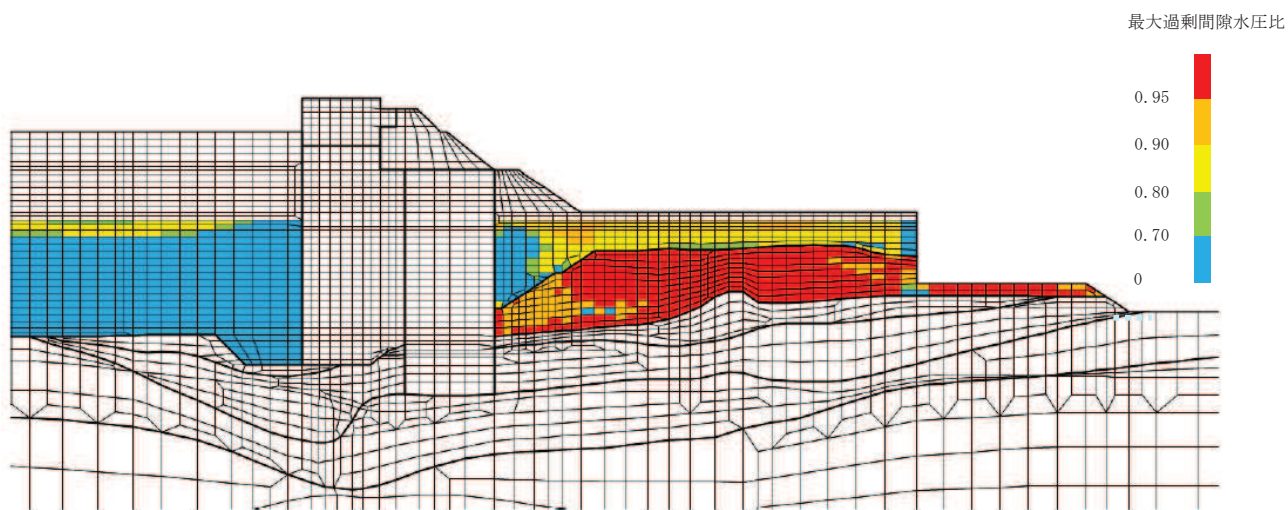


図 2-5 最大過剰間隙水圧比分布（防潮堤（鋼管式鉛直壁））
（断面①， $S_s - D1 (+)$ ）

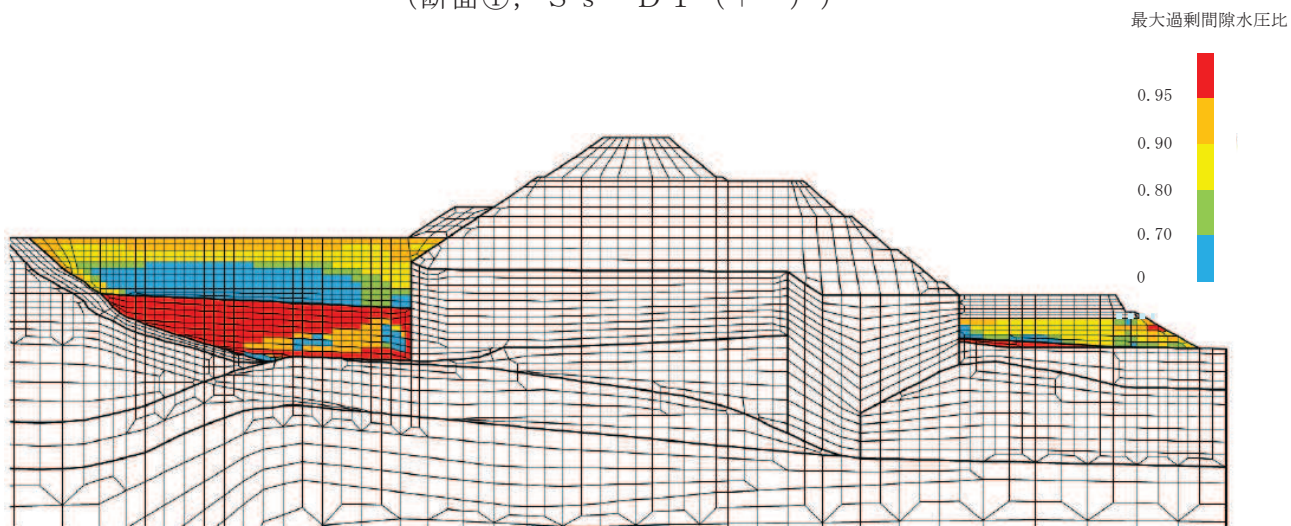


図 2-6 最大過剰間隙水圧比分布（防潮堤（盛土堤防））
（断面①， $S_s - D2 (+)$ ）

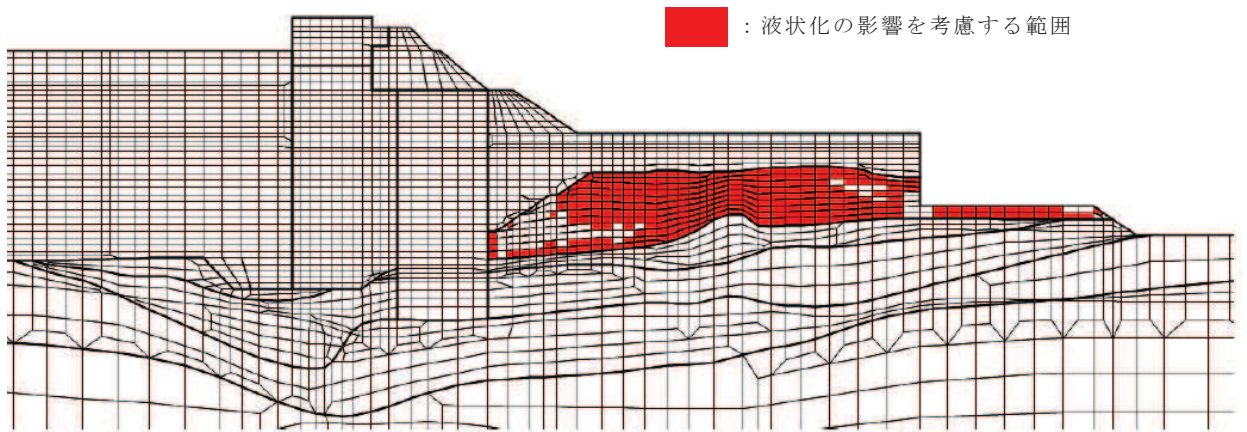


図 2-7 液状化の影響を考慮する範囲の設定（防潮堤（鋼管式鉛直壁））

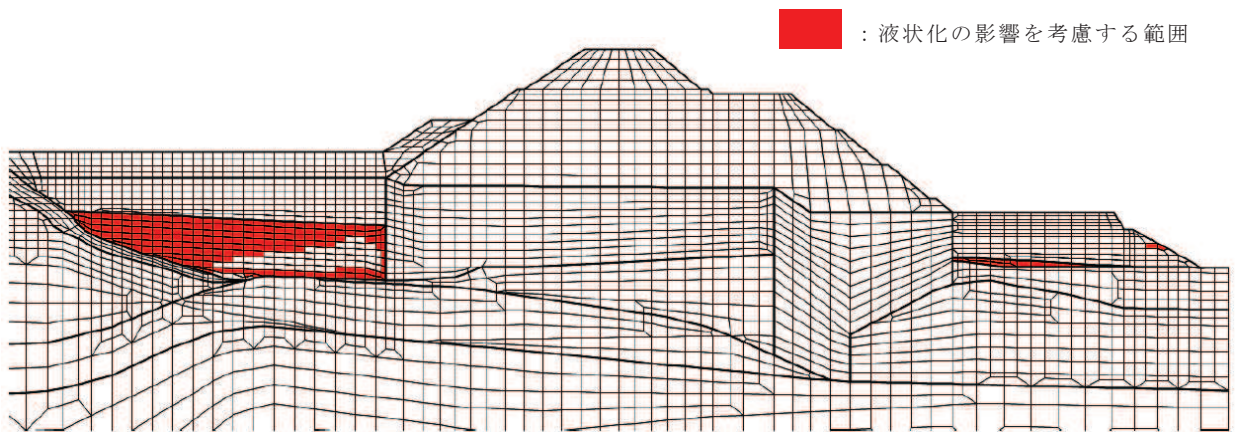


図 2-8 液状化の影響を考慮する範囲の設定（防潮堤（盛土堤防））

2.2.2 すべり安全率の評価結果

液状化の影響を考慮する範囲の設定を踏まえたすべり安全率の算定結果を表 2-2 に、液状化影響を考慮する範囲とすべり線の重ね合わせを図 2-9 及び図 2-10 に示す。液状化の影響を考慮したすべり安全率について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は 3.0、防潮堤（盛土堤防）は 3.3 であり、基礎地盤安定性評価における評価基準値であるすべり安全率 1.5 を上回ることを確認した。

なお、盛土・旧表土の液状化の影響を考慮したすべり安全率は、岩盤部のみのすべり安全率と変わらなかった。その理由としては、表 2-3 に示すとおり、すべり線上の起動力及び抵抗力ともに岩盤が支配的であり、盛土・旧表土の液状化影響がすべり安全率に及ぼす影響が小さいことが考えられる。

表 2-2 すべり安全率の算定結果

	基準地震動 S_s	算定ケース	すべり安全率
防潮堤 (鋼管式鉛直壁)	$S_s - D 1$ (+-)	有効応力解析 (今回検討の算定方法)	3.0
		全応力解析 (設置変更許可時の算定方法, 岩盤のみのすべり)	3.0
防潮堤 (盛土堤防)	$S_s - D 2$ (+-)	有効応力解析 (今回検討の算定方法)	3.3
		全応力解析 (設置変更許可時の算定方法, 岩盤のみのすべり)	3.3

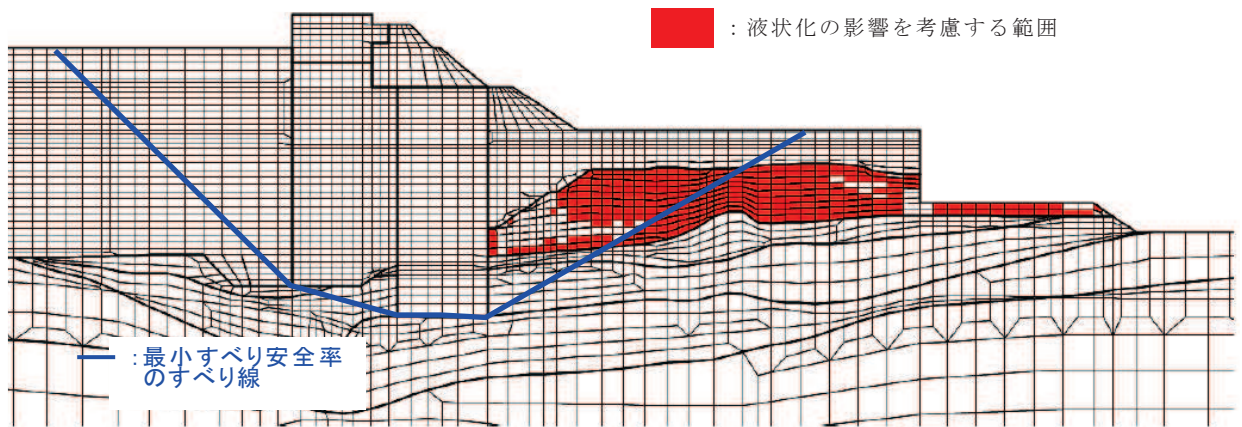


図 2-9 液状化影響を考慮する範囲とすべり線の重ね合わせ
(防潮堤 (鋼管式鉛直壁))

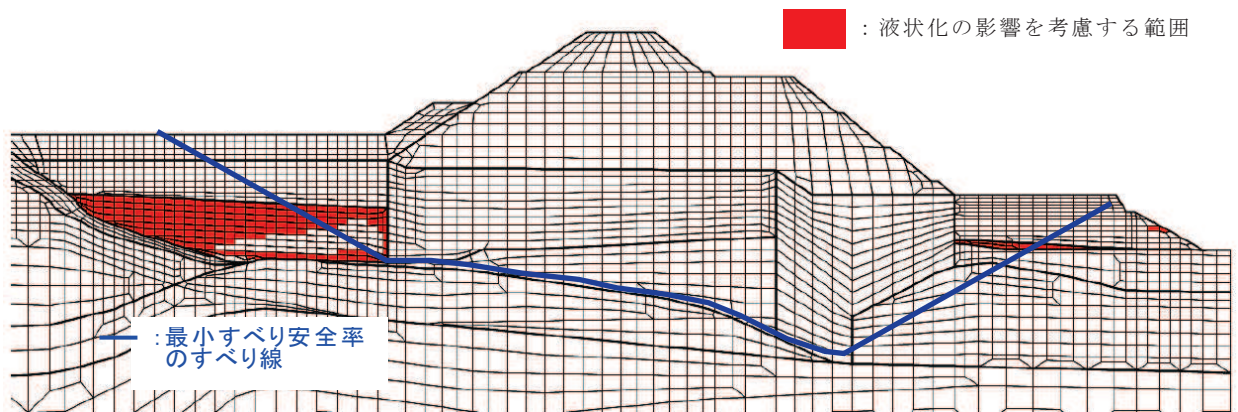


図 2-10 液状化影響を考慮する範囲とすべり線の重ね合わせ
(防潮堤 (盛土堤防))

表 2-3(1) すべり線上の起動力及び抵抗力の比較（防潮堤（鋼管式鉛直壁））

	抵抗力 R (MN/m ²)	起動力 S (MN/m ²)	すべり安全率 (R/S)
盛土・旧表土（有効応力解析）	7.6	2.6	2.9
岩盤（全応力解析）	53.1	17.4	3.0
合計	60.7	20.0	3.0

表 2-3(2) すべり線上の起動力及び抵抗力の比較（防潮堤（盛土堤防））

	抵抗力 R (MN/m ²)	起動力 S (MN/m ²)	すべり安全率 (R/S)
盛土・旧表土（有効応力解析）	2.1	0.5	4.2
岩盤（全応力解析）	108.6	32.9	3.3
合計	110.7	33.4	3.3

3. 津波時の基礎地盤安定性評価

防潮堤における津波時の基礎地盤の安定性評価について、2.で示した地震時に防潮堤基礎地盤に発生する起動力と、津波時に防潮堤基礎地盤に発生する起動力を比較することで評価を行う。

3.1 評価条件

津波時の安定性評価の評価条件を以下に示す。

なお、その他二次元有効応力解析における解析条件は「6.1.2 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の強度計算書に関する補足説明 3.強度評価方法」及び「6.1.4 防潮堤（盛土堤防）の強度計算書に関する補足説明 3.強度評価方法」に示すとおりである。

3.1.1 対象断面

評価対象断面について、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図2-1に示すものと同様である。

防潮堤（盛土堤防）は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同様に設置変更許可時の基礎地盤安定性評価の代表断面である、断面①とする。解析モデルを図2-2に示すものと同様である。

3.1.2 対象すべり線

評価対象とするすべり線は、設置変更許可時の基礎地盤安定性評価において、最小すべり安全率となったすべり線とする。評価対象すべり線を図2-3及び図2-4に示すものと同様である。

3.1.3 すべり線における起動力の算出方法

津波時のすべり線における起動力は、すべり線を通る盛土・旧表土及び岩盤の要素における起動力を合計して算出する。

3.2 評価結果

津波時及び地震時の起動力の比較結果を表 3-1 に示す。津波時に防潮堤基礎地盤に生じる起動力は、地震時の起動力を大きく下回っており、津波時の安定性評価は、2. で示した地震時の基礎地盤安定性評価に包絡される。

表 3-1 津波時と地震時における基礎地盤の起動力の比較結果

ケース	起動力 (MN/m ²)	
	防潮堤（鋼管式鉛直壁）	防潮堤（盛土堤防）
津波時	3.8	1.5
地震時	20.0*	33.4*

注記*：表 2-3 の起動力を再掲

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明

目 次

- 6.5.1.1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書
に関する補足説明
- 6.5.1.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.1.3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書
に関する補足説明
- 6.5.1.4 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.1.5 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の耐震性についての計算書
に関する補足説明
- 6.5.1.6 補機冷却海水系放水路逆流防止設備の強度計算書に関する補足説明

: 本日の説明範囲

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	6
2.4 適用基準	8
2.5 記号の説明	9
3. 評価部位	11
3.1 荷重伝達経路	11
3.2 評価部位	11
3.3 評価方向の整理	13
4. 固有周期	14
4.1 固有周期の計算方法	14
4.1.1 閉門時	14
4.1.2 開門時	15
4.2 固有周期の計算結果	16
5. 構造強度評価	17
5.1 構造強度評価方法	17
5.2 荷重及び荷重の組合せ	17
5.2.1 荷重の設定	17
5.2.2 荷重の組合せ	17
5.3 許容限界	19
5.4 設計用地震力	22
5.5 計算方法	25
5.6 計算条件	42
5.7 応力計算	44
6. 評価結果	81
7. 出口側集水ピットの強度評価	83
7.1 出口側集水ピットの構造概要	83
7.2 評価方針	86
8. 地震応答解析	88
8.1 地震時荷重算出断面	88

8.2	解析方法	89
8.2.1	地震応答解析手法	89
8.2.2	構造部材	89
8.2.3	材料物性及び地盤物性のばらつき	89
8.2.4	減衰定数	90
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	96
8.3	荷重及び荷重の組合せ	98
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	98
8.3.2	荷重	98
8.3.3	荷重の組合せ	100
8.4	入力地震動	101
8.5	解析モデル及び諸元	117
8.5.1	解析モデル	117
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	122
8.5.3	地盤の物性値	123
8.5.4	地下水位	126
8.6	地震応答解析結果	127
8.6.1	解析ケースと照査値	127
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	132
8.6.3	作用荷重分布図	134
8.6.4	最大加速度分布図	137
9.	三次元構造解析	154
9.1	評価対象部位	154
9.2	解析方法	154
9.3	解析モデル及び諸元	155
9.3.1	解析モデル	155
9.3.2	使用材料及び材料の物性値	162
9.4	照査時刻	163
9.5	入力荷重	164
9.5.1	慣性力	165
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	167
10.	耐震評価	168
10.1	許容限界	168
10.1.1	構造部材の健全性に対する許容限界	168
10.1.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	169
10.2	評価方法	169
10.3	三次元構造解析結果	169
11.	評価結果	171

11.1	構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	171
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	177
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	180
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	180
11.3.2	せん断破壊に対する評価結果	185
11.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	187

（参考資料1）屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造詳細について

（参考資料2）戸当りアンカーボルトの耐震評価

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）（No. 1）、（No. 2）、（No. 3）（以下「屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）」という。）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、地震応答解析に基づく構造部材健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

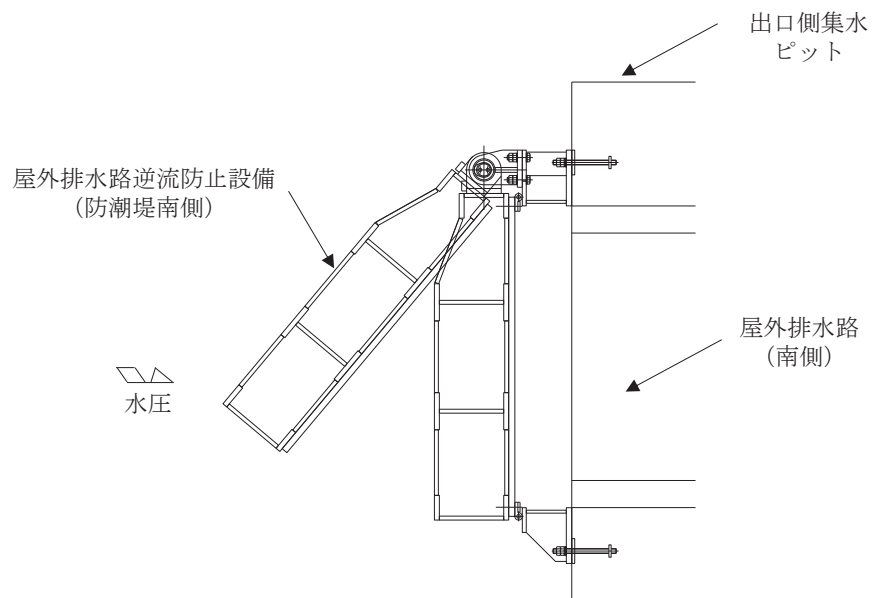
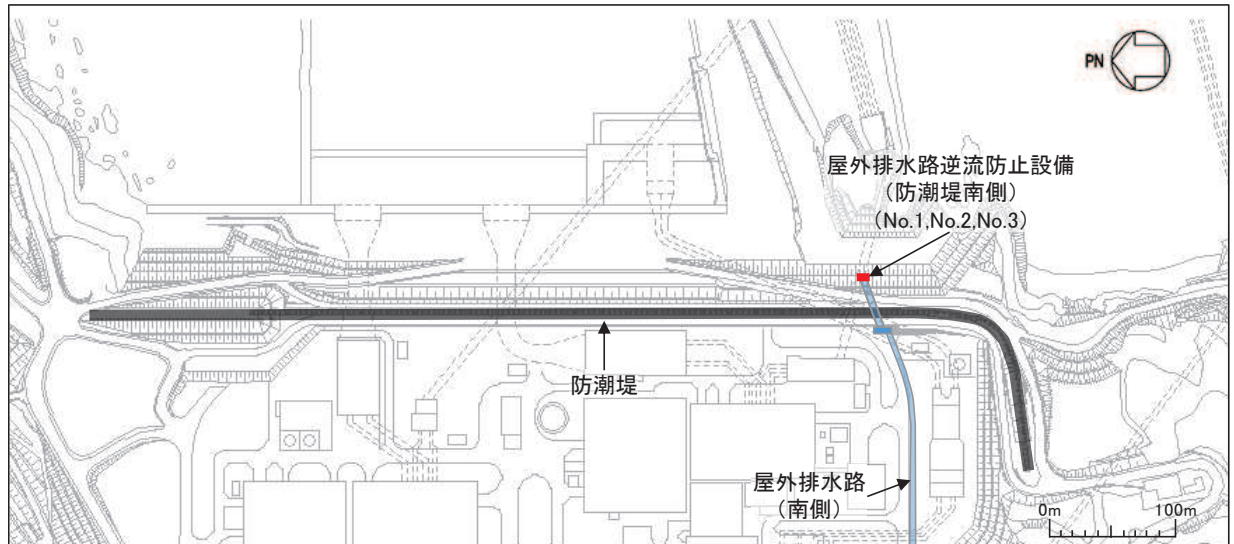


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

2.2 構造計画

防潮堤の南側に位置する3本の屋外排水路に対して、それぞれ屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。各屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

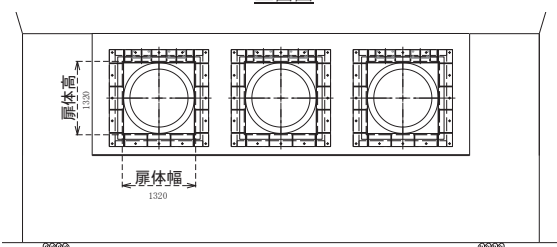
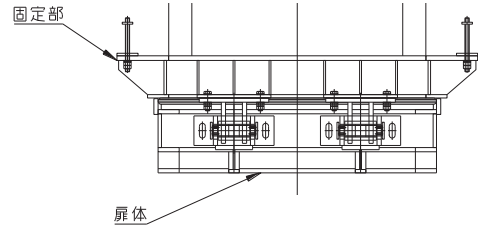
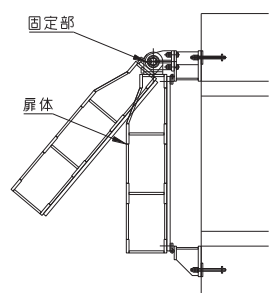
扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

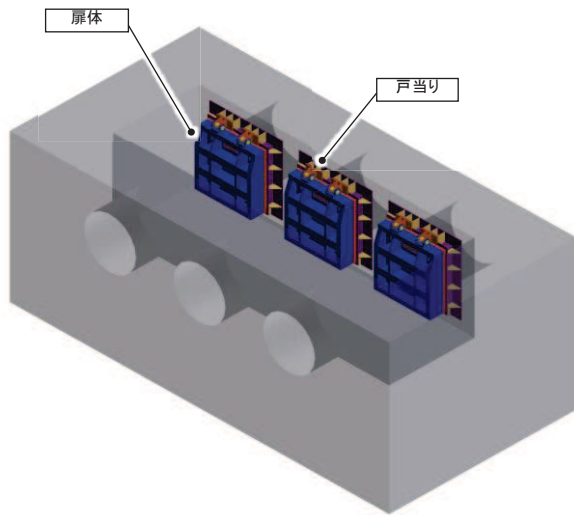
また、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

なお、扉体と戸当り間は扉体側に止水ゴム（P型ゴム）を設置し、戸当りと出口側集水ピット間は戸当りプレートにより一体化を講じることで、構造境界部における止水性を確保する。

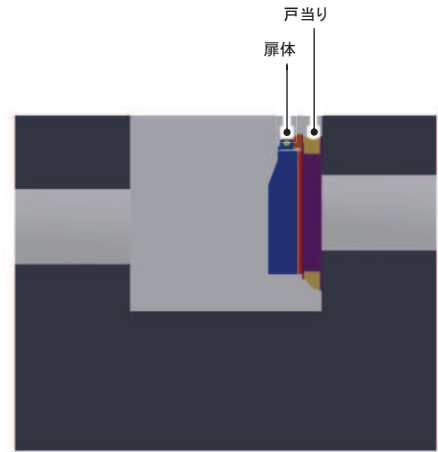
屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表2.2-1及び図2.2-1に示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造詳細を参考資料1に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）により構成する。</p>	<p>正面図</p>  <p>平面図</p>  <p>断面図</p> 



(鳥瞰図)



(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

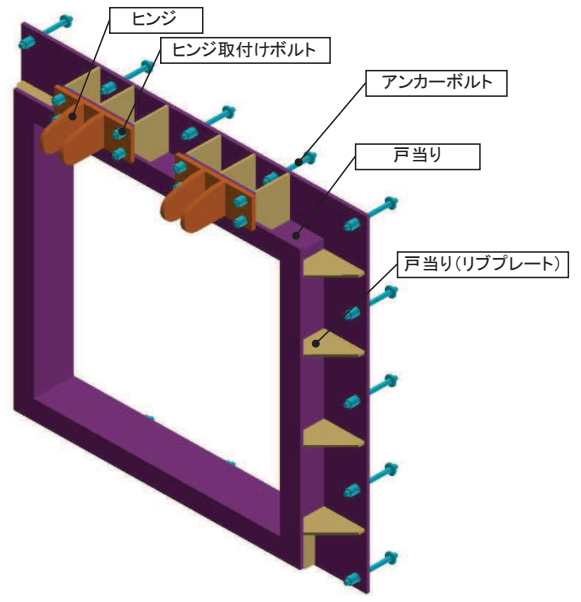
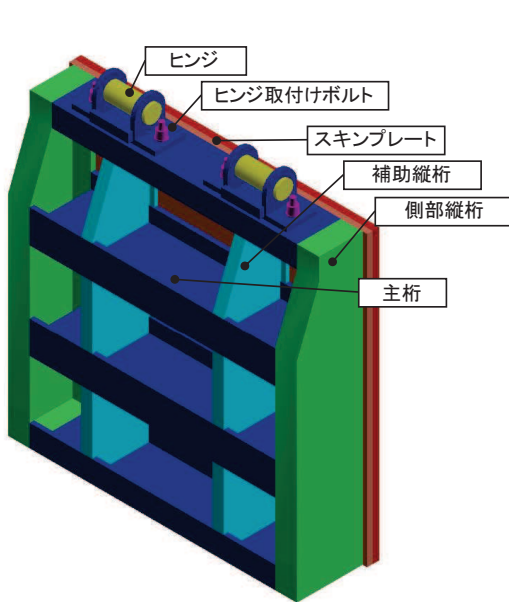


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力による応力等が許容限界以下であることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目を表 2.3-1 に、耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

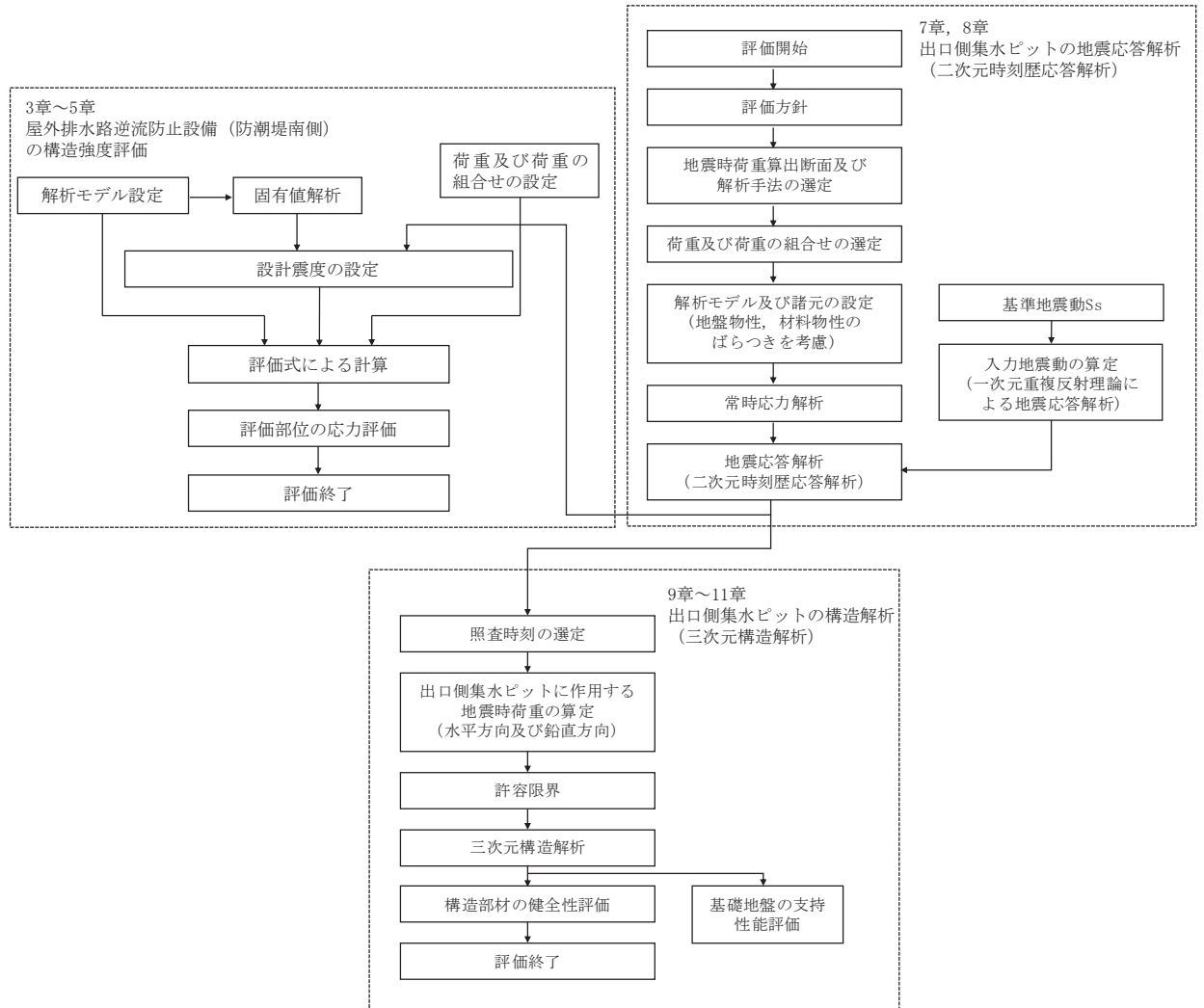


図 2.3-1 耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)
- (2) 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)
- (3) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (5) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (6) 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)
- (7) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
耐震重要度分類		原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)	—
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] (2002 年) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
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] (2002 年)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，短期許容応力度又は短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)	
	出口側集水ピット	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	
地震応答解析		構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)	扉体及び固定部の固有値解析
		原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
K _H	基準地震動 S _s による水平方向の設計震度	—
K _V	基準地震動 S _s による鉛直方向の設計震度	—
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P ₁	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
P ₂	主桁に作用する単位面積当たりの荷重	N/mm ²
L ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm ²
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z ₃	補助縦桁の断面係数	mm ³
A _{w3}	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
L_4	ヒンジ（吊りピン）支間長	mm
B_4	ヒンジ（吊りピン）受圧幅	mm
P_4	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	N
P_{W4}	ヒンジ（吊りピン）に作用する自重荷重	N
P_{V4}	ヒンジ（吊りピン）に作用する鉛直地震力	N
P_{H4}	ヒンジ（吊りピン）に作用する水平地震力	N
Z_4	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	mm^3
A_4	ヒンジ（吊りピン）の断面積	mm^2
P_5	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
P_{W5}	ヒンジ（プレート）に作用する自重荷重	N
P_{V5}	ヒンジ（プレート）に作用する鉛直地震力	N
P_{H5}	ヒンジ（プレート）に作用する水平地震力	N
A_{h5}	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	mm^2
M_5	ヒンジ（プレート）下端部に作用する曲げモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
Z_5	ヒンジ（プレート）の断面係数	mm^3
A_P	支圧抵抗面積	mm^2
A_{b6}	取付けボルトの断面積	mm^2
P_{W6}	ヒンジ1箇所あたりが負担する自重荷重	N
P_{V6}	ヒンジ1箇所あたりが負担する鉛直地震力	N
P_{H6}	ヒンジ1箇所あたりが負担する水平地震力	N
P_7	戸当りへ作用する荷重	N/mm^2
L_s	扉体幅	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	下部作用圧力	N/mm^2
L_x	戸当り横幅	mm
L_y	戸当り縦幅	mm
ℓ_x	支圧板中心横幅	mm
ℓ_y	支圧板中心縦幅	mm
b_w	支圧幅	mm
b_{wx}	支圧横幅	mm
b_{wy}	支圧縦幅	mm
S	戸当り幅	mm

3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

3.1 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路を図 3.1-1 に示す。

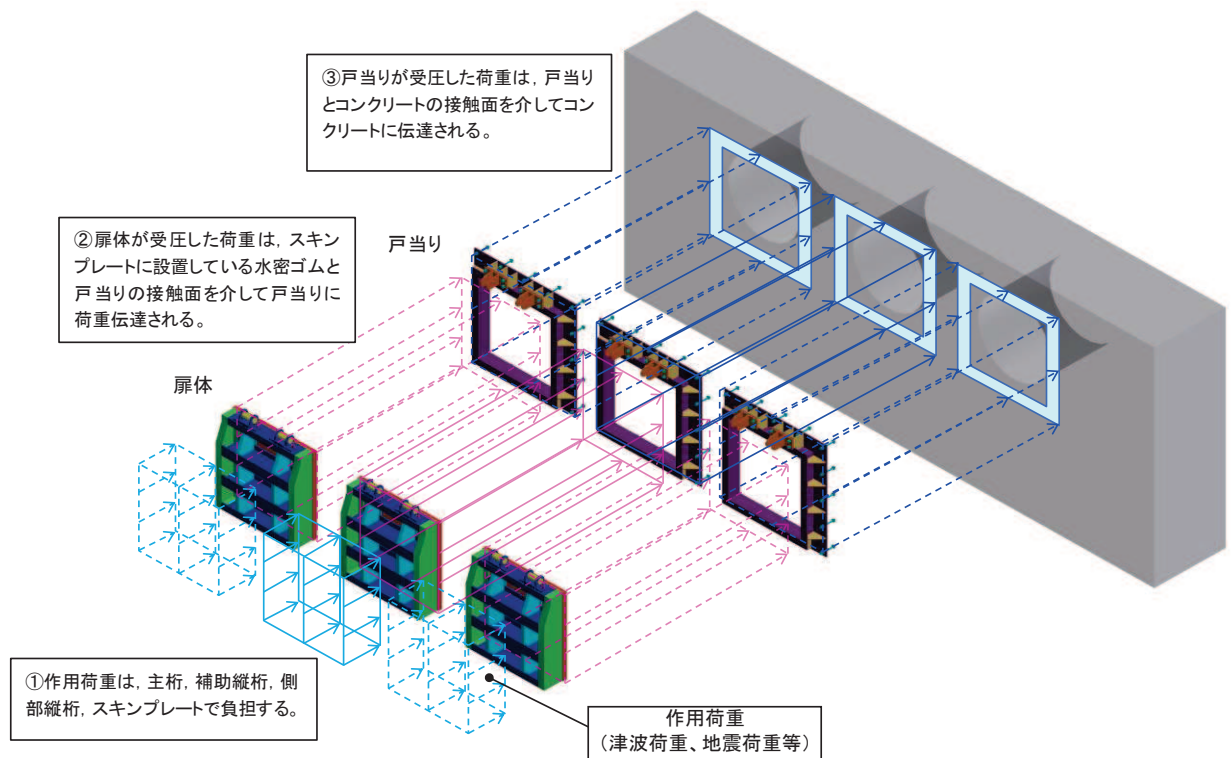


図 3.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路

3.2 評価部位

耐震評価においては、「3.1 荷重伝達経路」を踏まえ、スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）、ヒンジ取付けボルト及び戸当りを評価部位として選定する。

なお、側部縦桁、戸当り（リブプレート）は表 3.2-1 に示す理由から検討対象外とする。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位を図 3-1 に示す。なお、アンカーボルトの評価は参考資料 2 に示す。

表 3.2-1 評価対象外とする部位

部位	評価対象外とする理由
側部縦桁	<ul style="list-style-type: none"> 地震時の荷重が扉体に作用する状態において、扉体が戸当りと密着した状態であることから、側部縦桁には有意な変形等が生じない。 補助縦桁より部材剛性が大きい。
戸当り (リブプレート)	<ul style="list-style-type: none"> 設計上の配慮として設置するものであり、戸当りのみで照査項目を満たしているため。

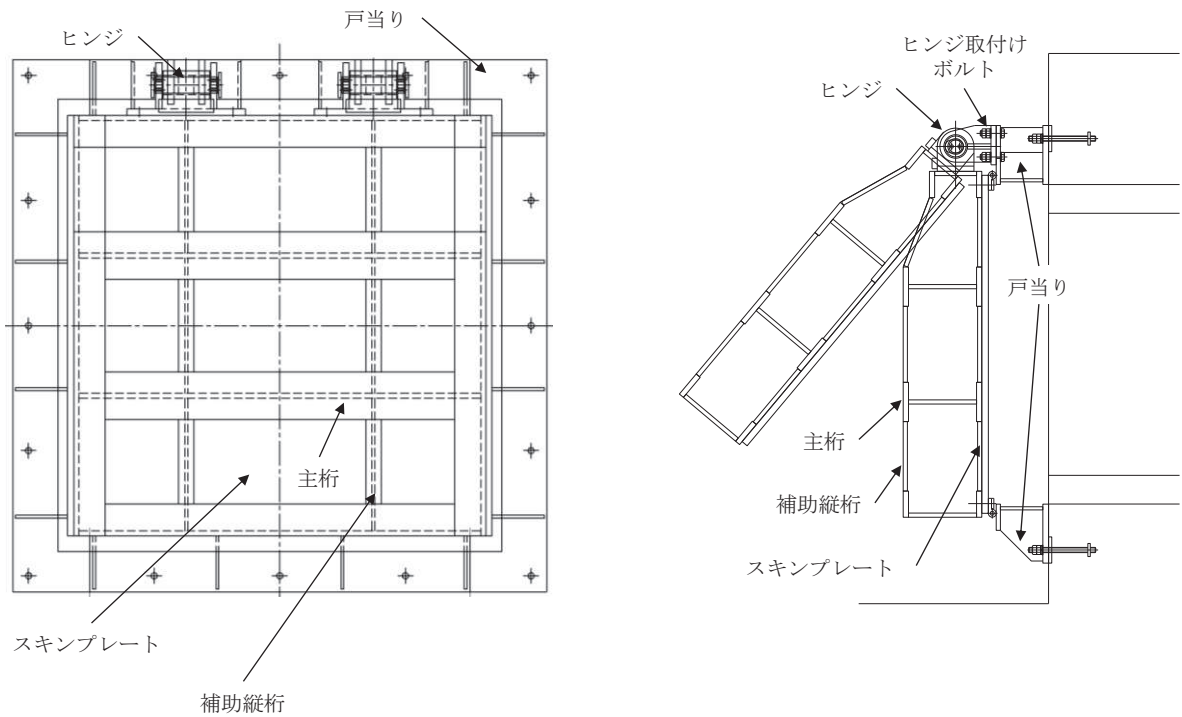


図 3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位

3.3 評価方向の整理

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は出口側集水ピットに支持される構造で、土圧等の影響を受けない構造であるため、耐震評価における主たる荷重は地震力である。したがって、各評価部位については、構造的特徴を踏まえ、評価を行う地震力の方向を設定する。

具体的には部位毎に弱軸方向や評価項目方向に作用する地震力を考慮する。

表 3.3-1 に評価を行う地震力の方向を示す。なお、「8.1 地震時荷重算出断面」に示すとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の前背面に斜面を有する水路縦断方向が弱軸方向となるが、水路横断方向の評価に対しても水路縦断方向の地震力を適用する。

評価方法の詳細は「5.5 計算方法」に示す。

表 3.3-1 各評価対象部位に対して考慮する地震力の方向

評価対象部位		評価項目	地震力		
			水路縦断方向 (津波作用方向)	水路横断方向 (扉体軸方向)	鉛直方向
扉体	スキンプレート	曲げ	○	—	—
	主桁	曲げ・ せん断	○	—	—
	補助縦桁				
固定部	ヒンジ（吊りピン）	曲げ・ せん断	○	—	○
	ヒンジ（プレート）	曲げ・ せん断	○	○	○
	ヒンジ取付けボルト	引張・ せん断	○	○	○
	戸当り	支圧	○	—	—
	戸当りコンクリート	支圧・ せん断	○	—	—

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態（閉状態）であることから、戸当り部を支点とする単純梁でモデル化する。

また、固定部においては、扉体が戸当りから離れる状態（開状態）についても想定する。その際の固有周期の計算は、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化する。

なお、横断方向（扉体軸方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、閉門時を想定して出口側集水ピットと一体の剛体として評価する。

4.1.1 閉門時

(1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の主桁を単純梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より、単純梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

(3) 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	4.3883×10^8	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	1.13636	kg/mm
L	主桁の長さ	1320	mm

4.1.2 開門時

(1) 解析モデル

扉体の開門時の固有周期Tは、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化して算出する。解析モデル図を図4.1-1に示す。

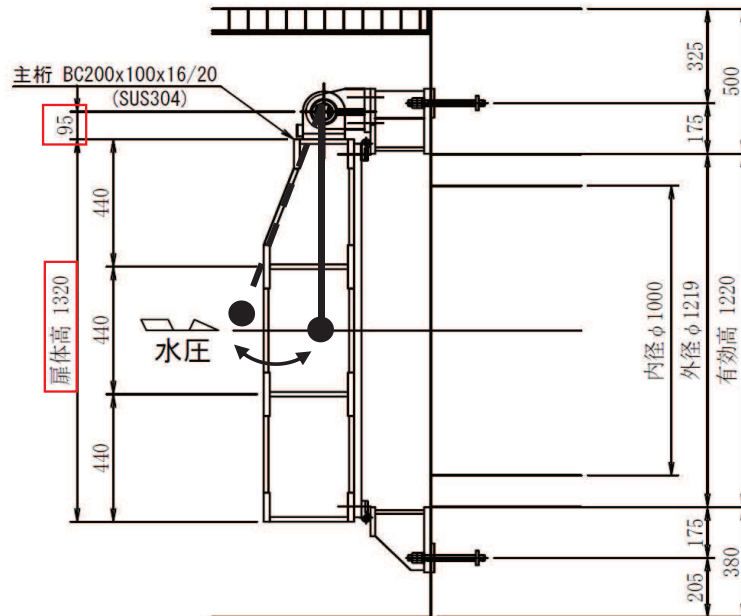


図4.1-1 解析モデル図

(2) 固有周期の計算

開門時の固有周期は下式により計算する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

$$T = 1/f$$

ここで、 L_2 :振り子の長さ (=95+1320/2 =755 mm)

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表4.2-1に示す。

表4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
L_2	振り子の長さ	755	mm

4.2 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果を表 4.2-1 に示す。閉門時の固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。開門時の固有周期は0.05s 以上であることから、設計用床応答曲線をもとに固有周期を考慮する。

表 4.2-1 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
閉門時	245	0.0041
開門時	0.574	1.743

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。
その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

また、屋外排水路から流下する排水による水圧作用方向は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 地震荷重（S_s）

地震荷重として、基準地震動S_sによる地震力を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計に考慮する荷重の組合せを表 5.2-1 及び表 5.2-2 に示す。

表 5.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時	G + S _s

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重

表 5.2-2 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 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・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	—	積載荷重は考慮しない。
	静止土圧		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水の影響は小さいため考慮しない*。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

注記* : 出口側集水ピット底面から排水管下端まで 300mm 内水が溜まる可能性があり、逆流防止設備（固定部）に一部内水圧が作用するものの、荷重としてはごくわずかであることから、考慮しない。

5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界を表 5.3-1 に示す。

なお、地震後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2				
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧	
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—	
主桁	SUS304	1桁	103	103	59	—	151 *3	154	88	—
		2,3桁					154			
		4桁					151 *3			
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	144 *3	154	88	—	
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231	
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5	
ヒンジ(吊りピン)	SUS304	103	103	59	—	154	154	88	—	
ヒンジ(プレート)	SUS304	103	—	59	154	154	—	88	231	
ヒンジ取付けボルト	SUS304	—	103	59	—	—	154	88	—	

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : 主桁、補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

(主桁 (1 桁) の許容応力)

主桁 (1 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	2560	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

よって、

$$A_w/A_c = 2560/2000 = 1.28 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 600/100 = 6$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 6 - 10)) \times 1.5 \\ &= 101.2 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 151.8 \text{ N/mm}^2 = 151 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(主桁 (4 桁) の許容応力)

主桁 (4 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	4160	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

よって、

$$A_w/A_c = 4160/2000 = 2.08 \quad \therefore A_w/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_w / (2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2.08 \div 2} = 2.01$$

$$10/K = 10/2.01 = 4.9752$$

$$L/b = 600/100 = 6.0$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$(\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 = (103 - 0.9 \times (2.01 \times 6 - 10)) \times 1.5$$

$$=101.146 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 =151.719 \text{ N/mm}^2=151 \text{ N/mm}^2$$

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	440	mm
b	圧縮フランジ幅	50	mm
K	座屈を求めるにあたる係数	—	—
A _w	腹板の総断面積	1512	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	800	mm ²

よって、

$$A_w/A_c =1512/800=1.89 \quad \therefore A_w/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_w/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K=10/2.00=5$$

$$L/b=440/50=8.8$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 8.8 - 10)) \times 1.5 \\ &= 96.16 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 144.24 \text{ N/mm}^2 = 144 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

5.4 設計用地震力

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計震度は、「8. 地震応答解析」に示す出口側集水ピットの地震応答解析結果に基づき設定する。加速度応答を抽出した節点位置を図 5.4-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期は、閉門時は固有周期が 0.05s 以下である一方、開門時には固有周期が $T=1.743\text{ s}$ と 0.05 s 以上であることから、閉門時としての最大応答加速度と、開門時として添付書類「V 2 1 7 設計用床応答曲線の算定方針」に基づき作成した設計用床応答曲線より固有周期を考慮した最大応答加速度をそれぞれ算定する。設計用床応答曲線の作成に用いる解析コードは「波形処理プログラム k WAVE for Windows ver. 6. 2. 0」を使用する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の地震応答解析結果を図 5.4-2 に、開門時に参照する基準地震動 S_s を包絡するよう作成した設計用床応答曲線を図 5.4-3 に示す。

上記より設定した逆流防止設備の設計震度を表 5.4-1 に示す。なお、設計震度は図 5.4-1 に示す節点位置のうち、最大加速度となる節点の値を基に算定している。

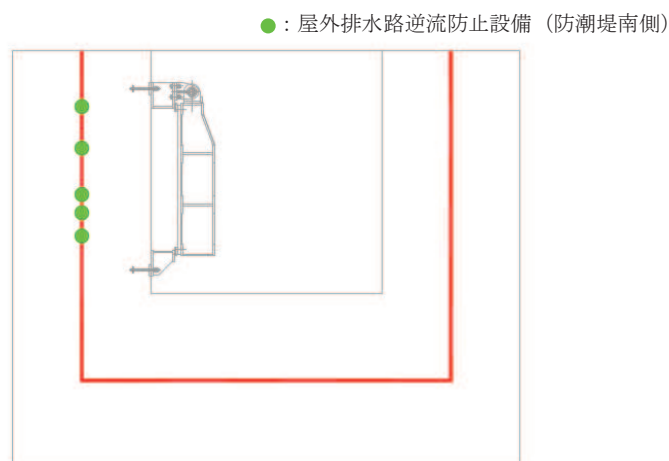
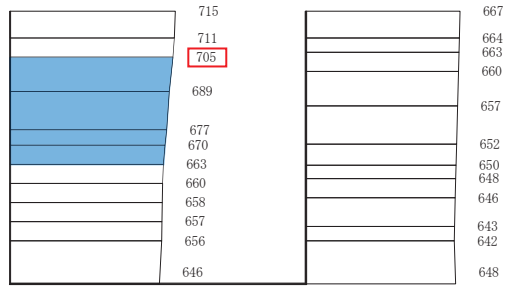
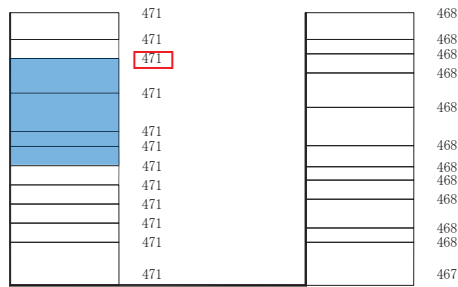


図 5.4-1 加速度応答を抽出した位置



(水平方向, Sd-D2(++), 解析ケース①)



(鉛直方向, Sd-D2(-+), 解析ケース①)

■ : 逆流防止設備(扉体及び固定部)設置範囲



図 5.4-2 逆流防止設備 (扉体及び固定部) の地震応答解析結果 (最大加速度分布)

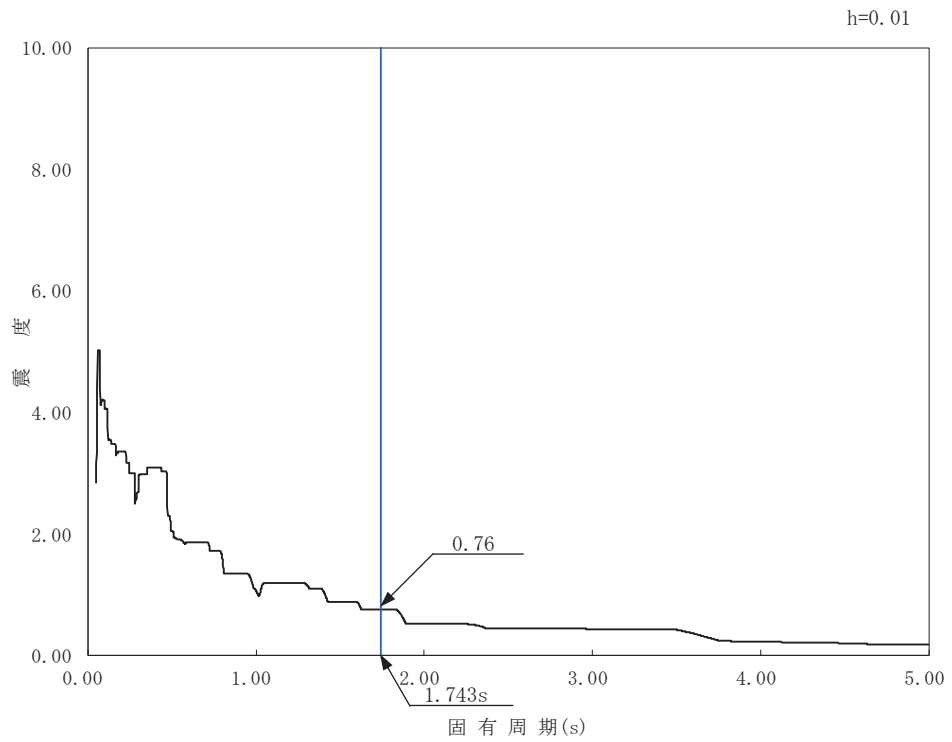


図5.4-3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）における設計用床応答曲線

表 5.4-1 設計用地震力（水路縦断方向及び水路横断方向）

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	地震による 設計震度	
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	S _s -F3 (-+)	解析ケース①	出口側集水ピット O.P. +8.38m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K _H	0.8
	S _s -D2 (++)	解析ケース①		鉛直方向 K _V	0.5

5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

(1) スキンプレート

スキンプレートは、主桁および補助縦桁、側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（(社)水門鉄管協会、平成31年）」に基づき、等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図5.5-1に示す。

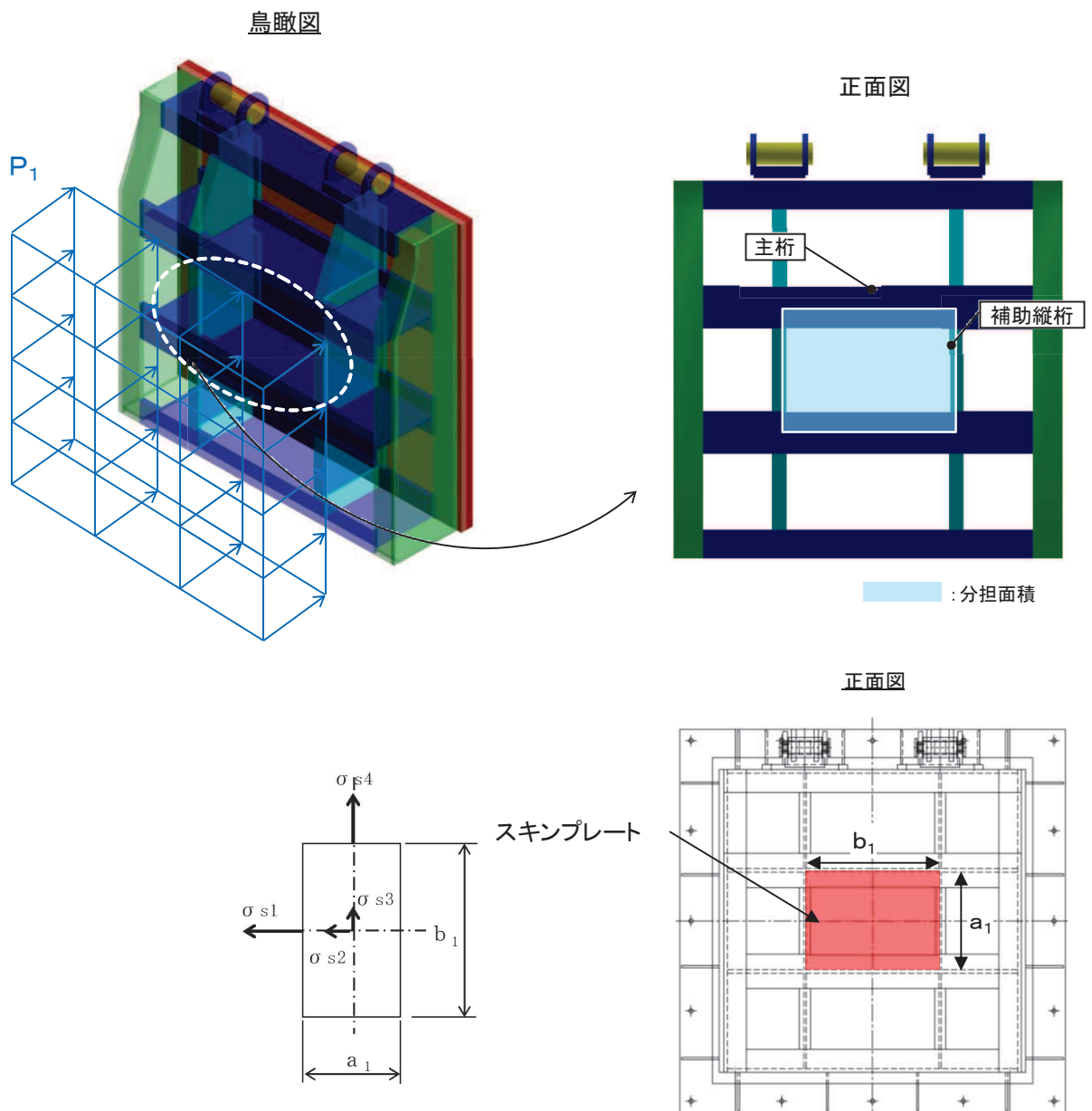


図 5.5-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレートの応力算定式は下式のとおりである。

$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで,

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

(2) 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造図及びモデル図を図 5.5-2 に示す。

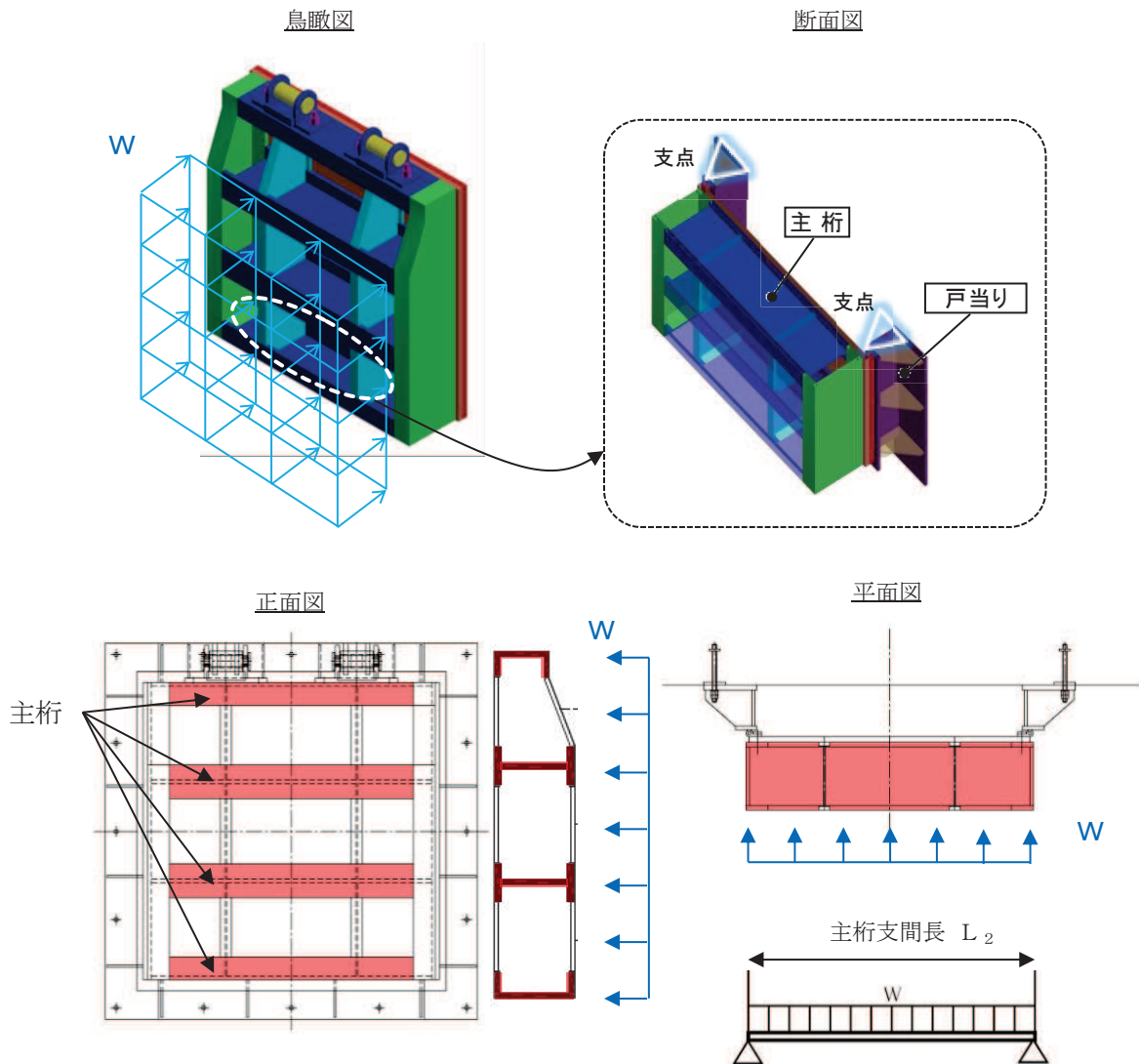


図5.5-2 主桁の構造図及びモデル図

また、主桁の応力算定式は下式のとおりである。

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで,

- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L₂ : 主桁支間長 (mm)
- Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)
- A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって溶接支持された両端固定梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造図及びモデル図を図 5.5-3 に示す。

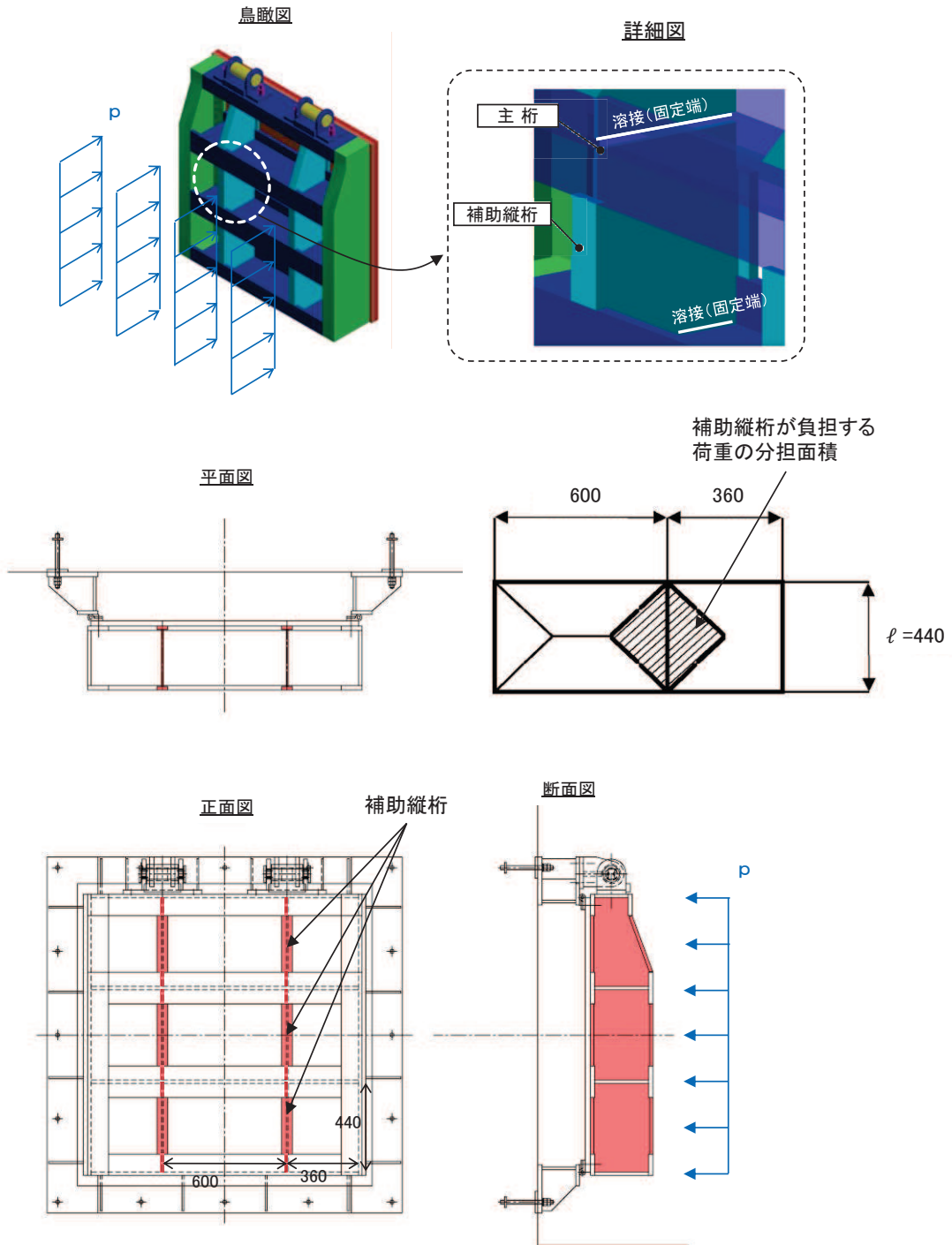


図5.5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(4) ヒンジ（吊りピン）

ヒンジ（吊りピン）は、ヒンジ（プレート）と接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重（扉体の自重および慣性力）が作用する単純梁としてモデル化し、ヒンジ（吊りピン）に発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（吊りピン）の構造図及びモデル図を図 5.5-5 に示す。

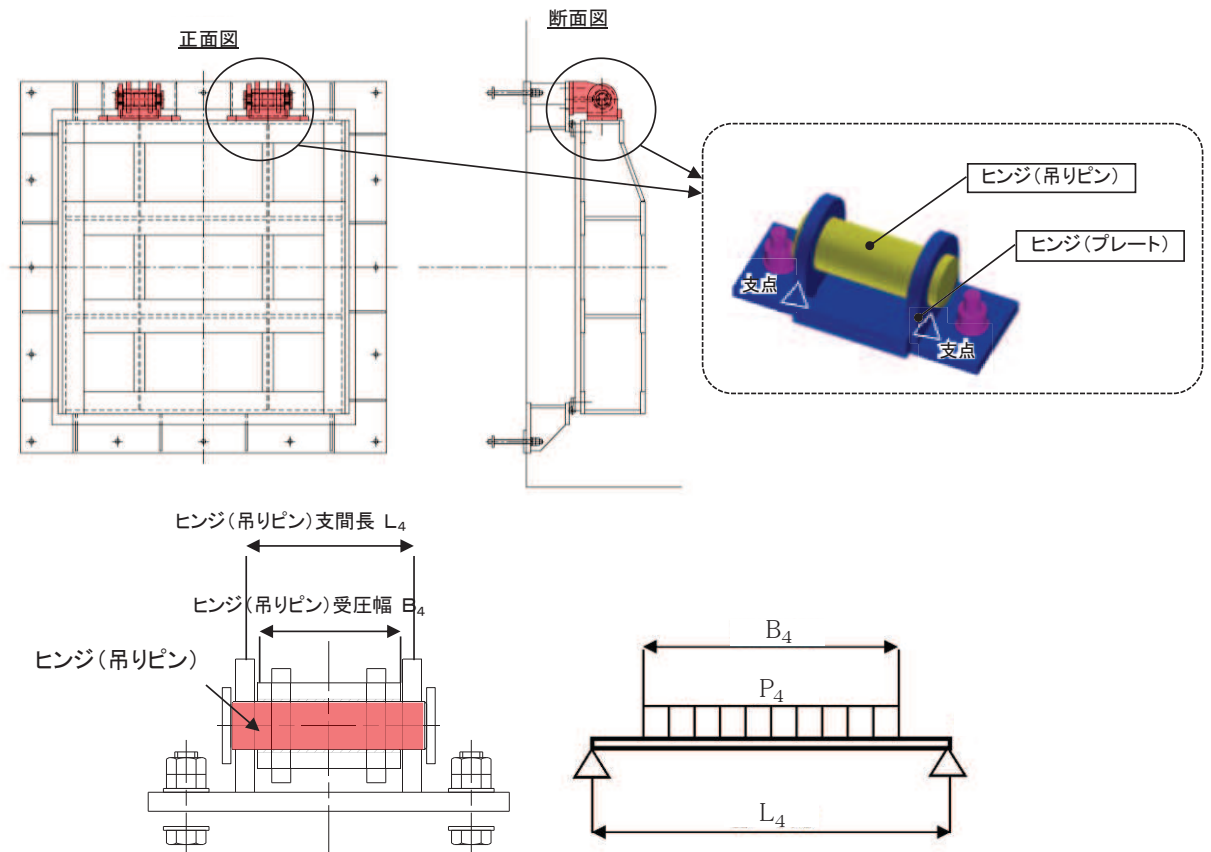


図 5.5-5 ヒンジ（吊りピン）の構造図

また、ヒンジ（吊りピン）の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\max} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで,

L_4 : ヒンジ (吊りピン) 支間長 (mm)

B_4 : ヒンジ (吊りピン) 受圧幅 (mm)

P_4 : ヒンジ (吊りピン) に作用する荷重 (N)

Z_4 : ヒンジ (吊りピン) の断面係数 (mm³)

A_4 : ヒンジ (吊りピン) の断面積 (mm²)

M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{\max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(5) ヒンジ (プレート)

ヒンジ (プレート) は、ヒンジ (吊ピン) に作用する荷重を支持する構造である。計算方法は、「(4) ヒンジ (吊ピン)」の単純梁検討における支点反力に対し、ヒンジ (プレート) が必要せん断耐力を有していることを確認する。ここで、ヒンジ (プレート) の照査断面はヒンジ (プレート) の最薄部とし、支点反力により発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

また、吊ピンのエンドプレートを介して伝達される水平地震荷重により生じる支圧応力度、ならびにヒンジ (プレート) 下端の曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ (プレート) の構造図を図 5.5-6 に示す。

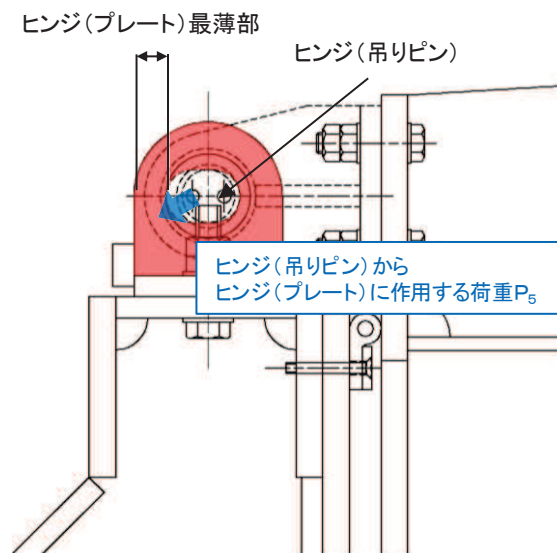


図 5.5-6(1) ヒンジ (プレート) の構造図 (水路縦断方向)

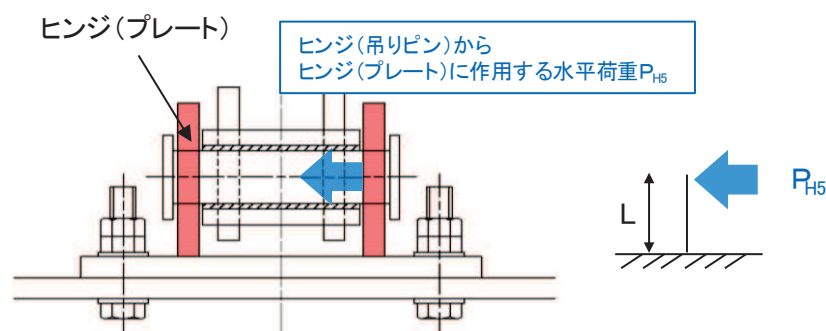


図5.5-6(2) ヒンジ (プレート) の構造図 (水路横断方向)

また、ヒンジ（プレート）の応力算定式は以下のとおりである。

【水路縦断方向】

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

ここで、

P_5 : ヒンジ（プレート）に作用する荷重 (N)

$A h_5$: ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積 (mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

【水路横断方向】

$$M_5 = P_{H5} \cdot L$$

$$\sigma = \frac{M_5}{Z_5}$$

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p}$$

ここで、

M_5 : ヒンジ（プレート）下端部に作用する曲げモーメント (N・mm)

P_{H5} : 水平地震荷重 (N)

L : 吊ピン中心からヒンジ（プレート）下端までの距離 (mm)

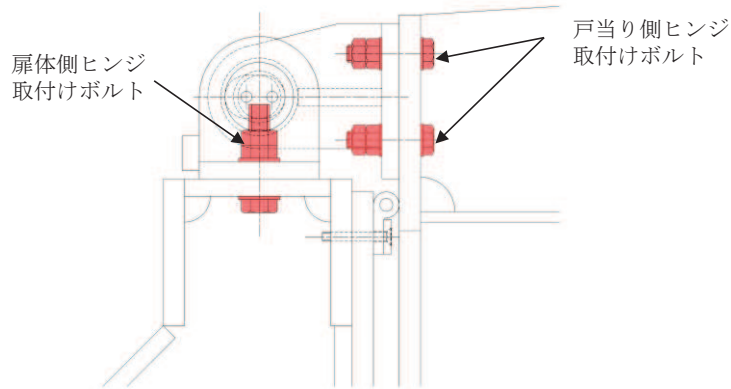
Z_5 : ヒンジ（プレート）の断面係数 (mm³)

A_p : 支圧抵抗面積 (mm²)

(6) ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ部に作用する扉体の自重および慣性力を負担する構造である。計算方法は、扉体の自重および慣性力より算出されるヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力度に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式を図5.5-7に示す。

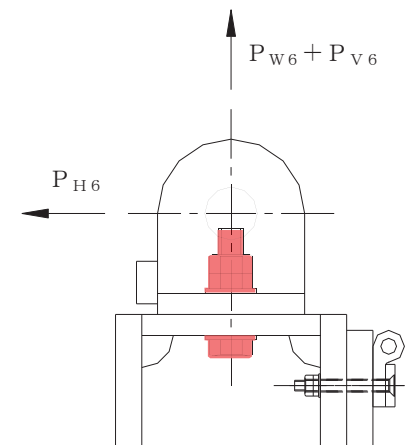
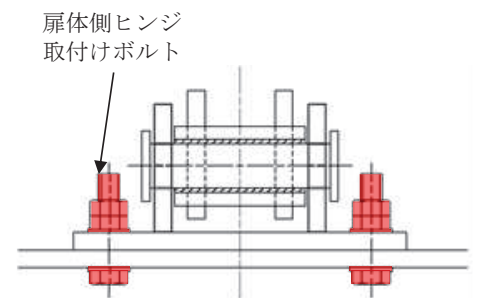


【扉体側】

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 2}$$

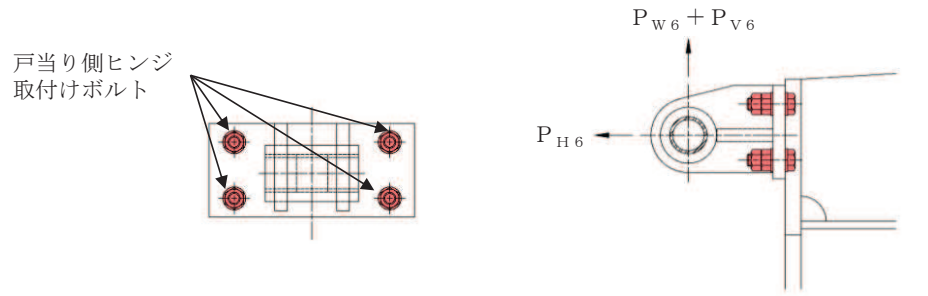
$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



- $A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)
- P_{W6} : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)
- P_{V6} : 鉛直地震力 (N)
- P_{H6} : 水平地震力 (N)
- σ : 引張応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-7(1) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{W6} : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

P_{V6} : 鉛直地震力 (N)

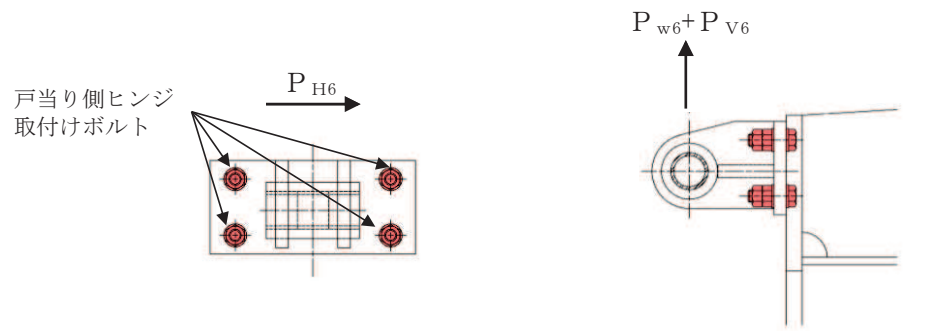
P_{H6} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.5-7(2) ヒンジ取付けボルト (戸当り側) の構造図及び応力算定式 (水路縦断方向)



$$\tau = \frac{\sqrt{(P_{W6} + P_{V6})^2 + P_{H6}^2}}{A b_6 \cdot 4}$$

- A b : 取付けボルトの断面積 (mm²)
- P_{W6} : 扉体の自重 (N)
- P_{V6} : 鉛直地震力 (N)
- P_{H6} : 水平地震力 (N)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

図5.5-7(3) ヒンジ取付けボルト (戸当り側) の応力算定式 (水路横断方向)

(7) 戸当り

戸当りは、コンクリートに接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.5-8 に示す。

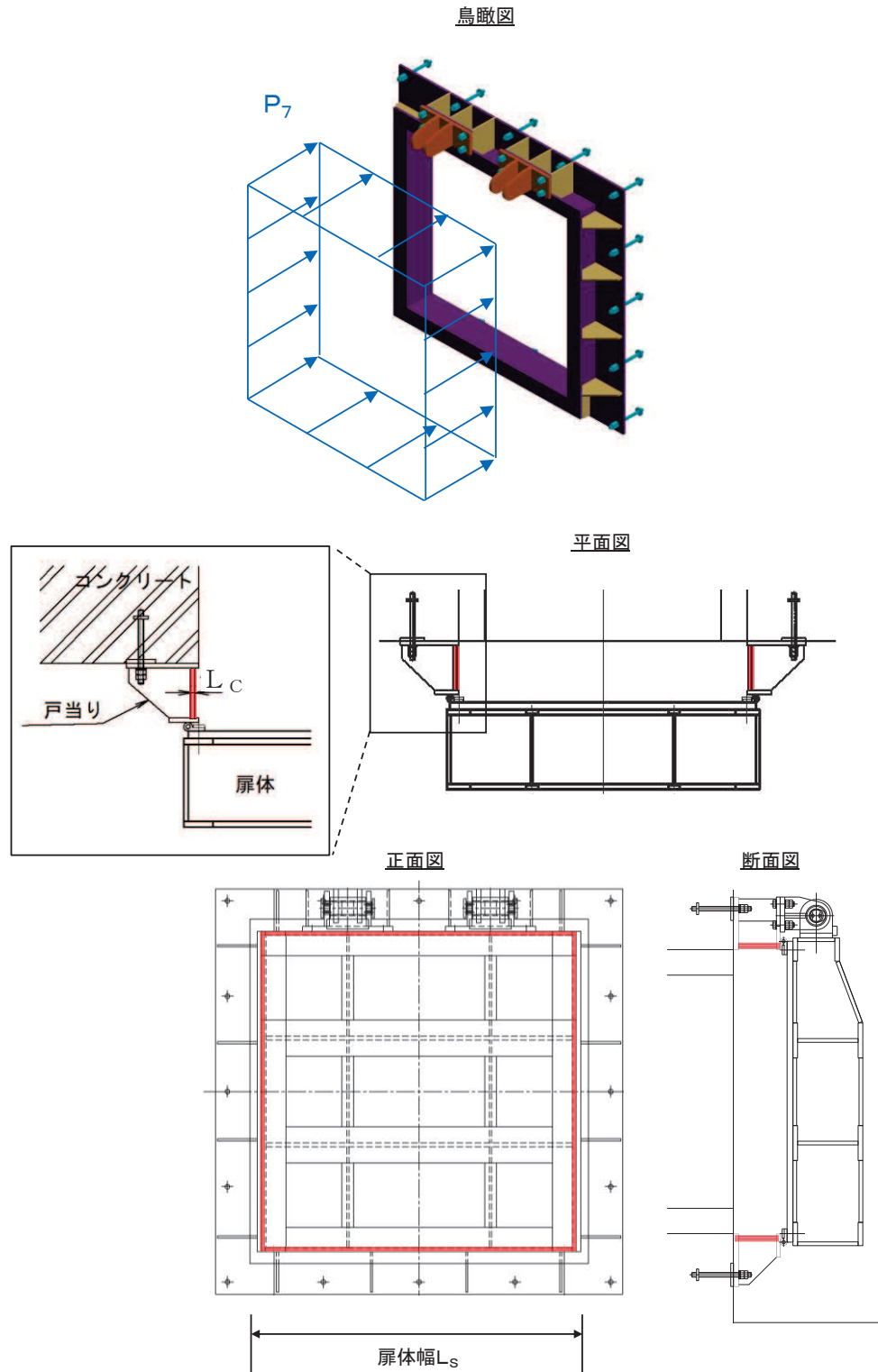


図 5.5-8 戸当りの構造図及びモデル図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_7 \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

ここで、

P_7 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_S : 扉体幅 (mm)

L_C : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

(8) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図を図 5.5-9 に示す。

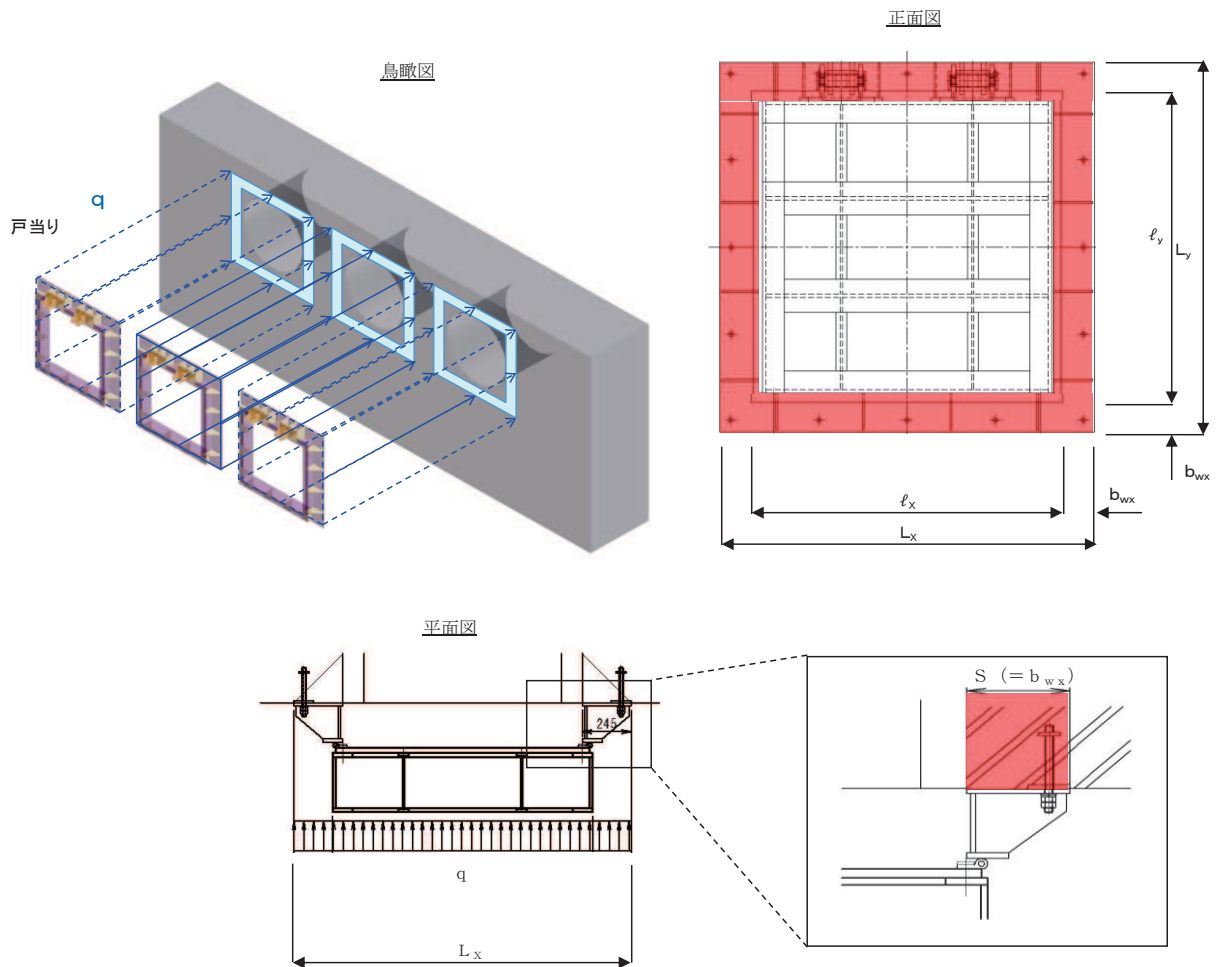


図 5.5-9 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで,

- q : 地震荷重 (N/mm²)
- L_x : 戸当り横幅 (mm)
- L_y : 戸当り縦幅 (mm)
- l_x : 支圧板中心横幅 (mm)
- l_y : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1(1) 応力評価に用いる計算条件

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A ₁ (mm ²)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)
1.4709975×10 ⁴	1.7424×10 ⁶	1.01×10 ⁻⁵

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数k	短辺 a ₁ (mm)	長辺 b ₁ (mm)	板厚 t ₁ (mm)	単位面積当たりの 荷重 P ₁ (N/mm ²)
1~2桁	41.96	440	600	25	0.006754
2~3桁	41.96	440	600	25	0.006754
3~4桁	41.96	440	600	25	0.006754

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L ₂ (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A _{w2} (mm ²)
1桁	1.4859	1320	3.799467×10 ⁵	2.56×10 ³
2, 3桁	2.9717	1320	9.415644×10 ⁵	4.16×10 ³
4桁	1.4859	1320	6.797867×10 ⁵	4.16×10 ³

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z ₃ (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A _{w3} (mm ²)
0.006754	440	1.713276×10 ⁵	1.512×10 ³

ヒンジ (吊りピン)					ヒンジ (プレート)	
支間長 L ₄ (mm)	受圧幅 B ₄ (mm)	作用する荷重 P ₄ (N)	断面係数 Z ₄ (mm ³)	断面積 A ₄ (mm ²)	最薄部の断面積 A _{h5} (mm ²)	作用する荷重 P ₅ (N)
176	150	12503	1.2272×10 ⁴	1.963×10 ³	1200	12503

取付けボルトの 断面積 A _{b6} (mm ²)	ヒンジ1箇所あたりが 負担する自重荷重 P _{w6} (N)	鉛直地震力 P _{v6} (N)	水平地震力 P _{H6} (N)
234.89880	7355.0	3677.5	5884.0

表 5.6-1(2) 応力評価に用いる計算条件

戸当りへ作用する 水平地震力 P_7 (N/mm ²)	扉体幅 L_s (mm)	戸当り支圧部の 板厚 L_c (mm)	戸当り幅 S (mm)	支圧幅 b_{wx} (mm)	支圧幅 b_{wy} (mm)
0.0101	1320	12	245	245	225

地震荷重 q (N/mm ²)	戸当り横幅 L_x (mm)	戸当り縦幅 L_y (mm)	支圧板中心横幅 l_x (mm)	支圧板中心縦幅 l_y (mm)
0.0101	1710	1670	1465	1445

5.7 応力計算

5.7.1 スキンプレート

スキンプレートは、主桁および補助縦桁、側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（(社) 水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図 5.7-1 に示す。

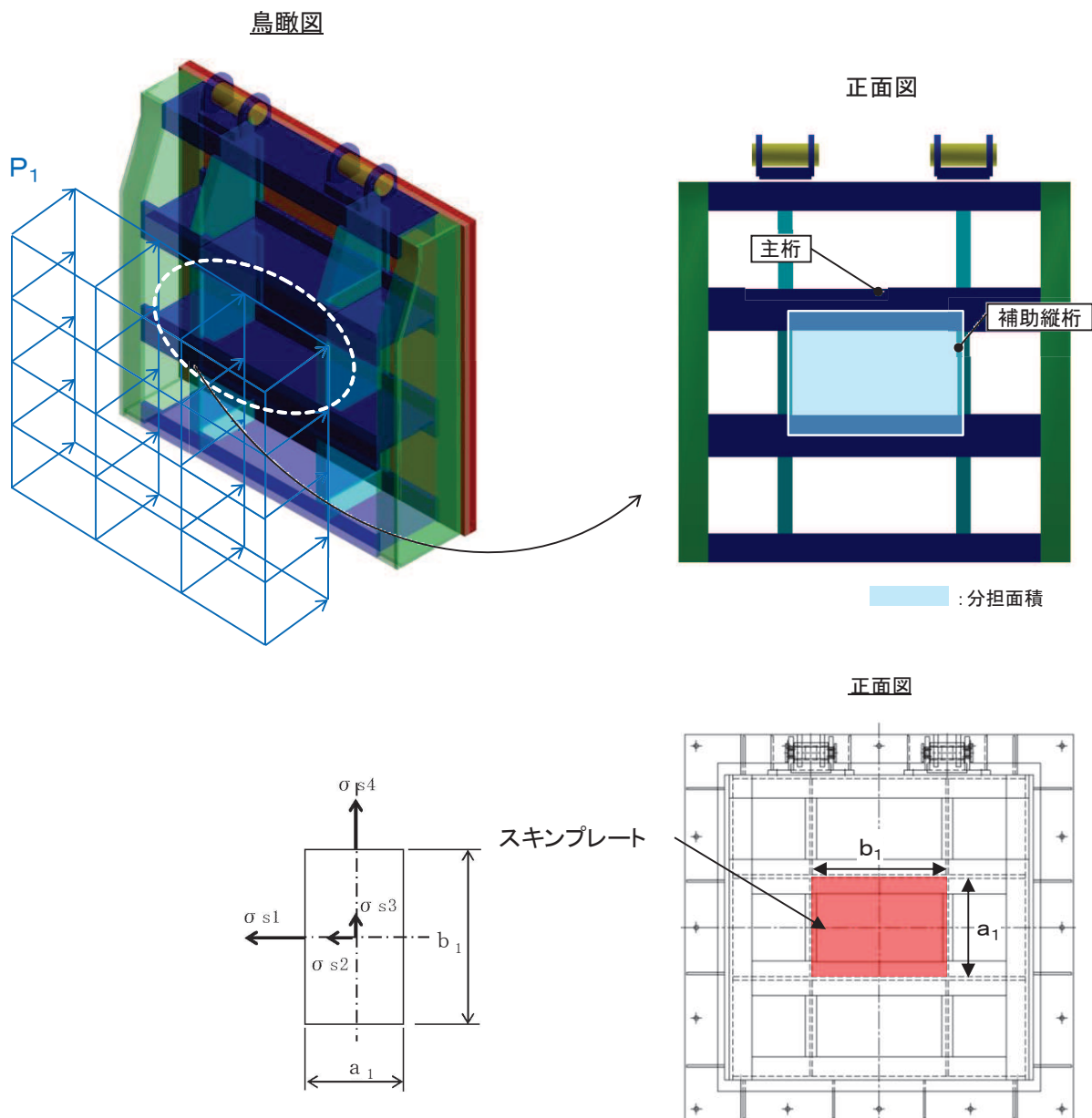


図 5.7-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレートの応力算定式は下式のとおりである。

$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで、

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

(1) 発生荷重

スキンプレートに作用する荷重として、板の自重による水平方向地震荷重を考慮し、以下の式により計算する。

$$P_1 = K_H \times G \times A_1$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_1	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
K_H	基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	0.8	—
G	扉体の自重	1.4709975×10^4	N
A_1	扉体面積	1.7424×10^6	mm ²

よって、

$$P_1 = 0.8 \times 1.4709975 \times 10^4 \div (1.7424 \times 10^6) = 0.006754 \text{ N/mm}^2$$

(2) 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	板に生じる最大応力度	—	N/mm ²
P_1	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
k	辺長比 (b_1/a_1) による係数	—	—
a_1	スキンプレートの短辺	—	mm
b_1	スキンプレートの長辺	—	mm
t_1	スキンプレートの板厚	25	mm

辺長比による係数 k は「水門鉄管技術基準水門扉編 ((社) 水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区間における辺長比を元に数値を求める。各区間の計算に用いた短辺 a_1 、長辺 b_1 及び発生圧力 P に加え、辺長比による係数 k 及び曲げ応力度 σ の導出結果を表 5.7-3 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-3 (1) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

b/a	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
∞	50.0	25.0	7.5	34.3

表 5.7-3 (2) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

区画	a_1 (mm)	b_1 (mm)	b_1/a_1	k	P (N/mm ²)	t (mm)
1~2桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25
2~3桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25
3~4桁	440	600	1.36	41.96	0.006754	25

正面図

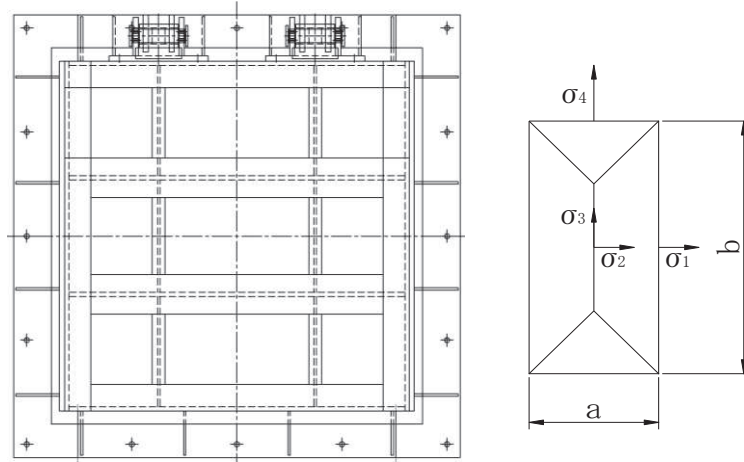


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

$$\begin{aligned}\sigma &= \left(\frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1} \\ &= \frac{1}{100} \times 41.96 \times 440^2 \times 0.006754 \div 25^2 = 0.88 \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

5.7.2 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造図及びモデル図を図 5.7-2 に示す。

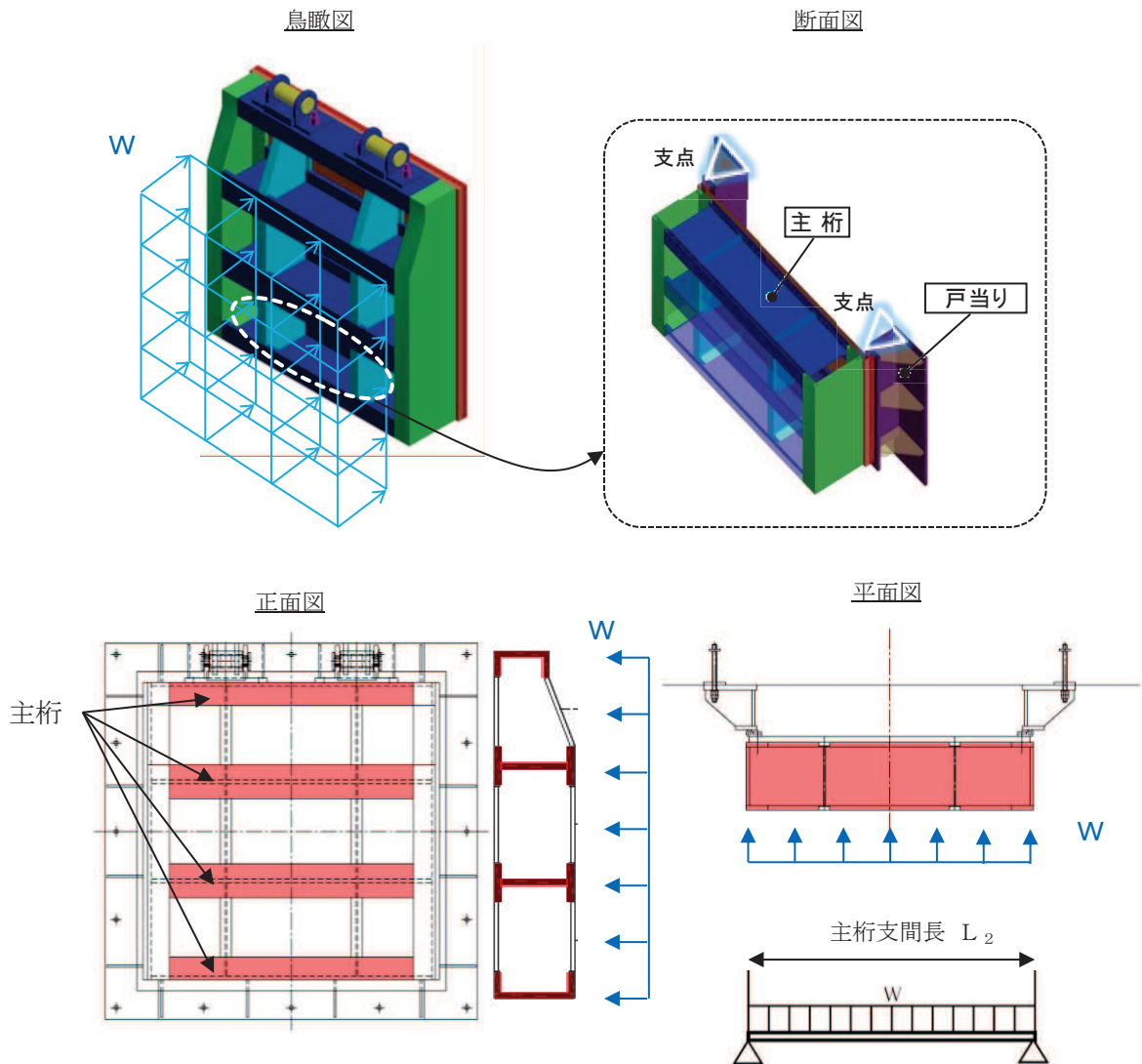


図5.7-2 主桁の構造図及びモデル図

また、主桁の応力算定式は下式のとおりである。

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L₂ : 主桁支間長 (mm)
- Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)
- A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(1) 発生荷重

等分布荷重

扉体主桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = P_2 \cdot \frac{H}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-4 に示す。

表 5.7-4 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる地震による等分布荷重	—	N
P ₂	主桁に作用する水平地震荷重	0.006754	N/mm ²
H	主桁の最大間隔	440	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} = 0.006754 \times \frac{440}{2} = 1.4859 \text{ N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} \times 2 = 0.006754 \times \frac{440}{2} \times 2 = 2.9717 \text{ N/mm}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S_{max}	最大せん断力	—	N
L_2	主桁支間長	1320	mm

よって、

曲げモーメント

1桁, 4桁

$$M_{\text{max max}} = \frac{W \times L_2^2}{8} = \frac{1.4859 \times 1320^2}{8} = 323629.02 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{\text{max}} = \frac{W \times L_2^2}{8} = \frac{2.9717 \times 1320^2}{8} = 647236.26 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{\text{max}} = \frac{W \times L_2}{2} = \frac{1.4859 \times 1320}{2} = 980.6940 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{\text{max}} = \frac{W \times L_2}{2} = \frac{2.9717 \times 1320}{2} = 1961.322 \text{ N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

発生応力を計算するに当たり、主桁の断面係数を求める。図 5.7-4～図 5.7-6 に主桁の断面形状を示す。

扉体主桁（1桁）断面性能

使用部材 PLC-200×100×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \frac{(200^3 \times 100 - 160^3 \times 84)}{200} = 3.799467 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_w = 160 \times 16 = 2.56 \times 10^3 \text{mm}^2$$

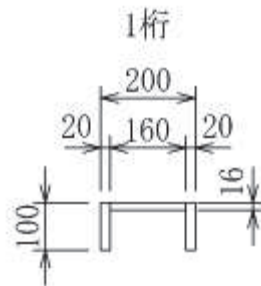


図 5.7-4 主桁（1桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（2, 3桁）断面性能

使用部材 PLH-300×100×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{300^3 \times 150 - 260^3 \times 134}{300} \right) = 9.415644 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_w = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

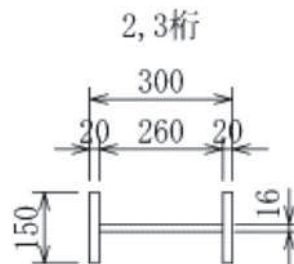


図 5.7-5 主桁（2, 3桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（4桁）断面性能

使用部材 PLH-300×100×16/20 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{300^3 \times 100 - 260^3 \times 84}{300} \right) = 6.797867 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A w_2 = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

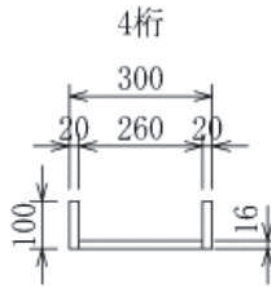


図 5.7-6 主桁 (4 桁) の断面形状 (単位 : mm)

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2$$

$$\tau = S_{\max} \div A w_2$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{\max}	最大曲げモーメント (1 桁)	323629.02	N・mm
	最大曲げモーメント (2 桁, 3 桁)	647236.26	N・mm
	最大曲げモーメント (4 桁)	323629.02	N・mm
S_{\max}	最大せん断力 (1 桁)	980.694	N
	最大せん断力 (2 桁, 3 桁)	1961.322	N

	最大せん断力 (4桁)	980.694	N
Z_2	主桁の断面係数 (1桁)	3.799467×10^5	mm^3
	主桁の断面係数 (2桁, 3桁)	9.415644×10^5	mm^3
	主桁の断面係数 (4桁)	6.797867×10^5	mm^3
A_{w2}	せん断抵抗断面積 (1桁)	2.56×10^3	mm^2
	せん断抵抗断面積 (2桁, 3桁)	4.16×10^3	mm^2
	せん断抵抗断面積 (4桁)	4.16×10^3	mm^2

以上により,

曲げ応力度

1桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 323629.02 \div 3.799467 \times 10^5 = 0.86 \text{ N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 647236.26 \div 9.415644 \times 10^5 = 0.69 \text{ N/mm}^2$$

4桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 323629.02 \div 6.797867 \times 10^5 = 0.48 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

1桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 980.694 \div 2.56 \times 10^3 = 0.39 \text{ N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 1961.322 \div 4.16 \times 10^3 = 0.48 \text{ N/mm}^2$$

4桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 980.694 \div 4.16 \times 10^3 = 0.24 \text{ N/mm}^2$$

5.7.3 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって溶接支持された両端固定梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造図及びモデル図を図 5.7-3 に示す。

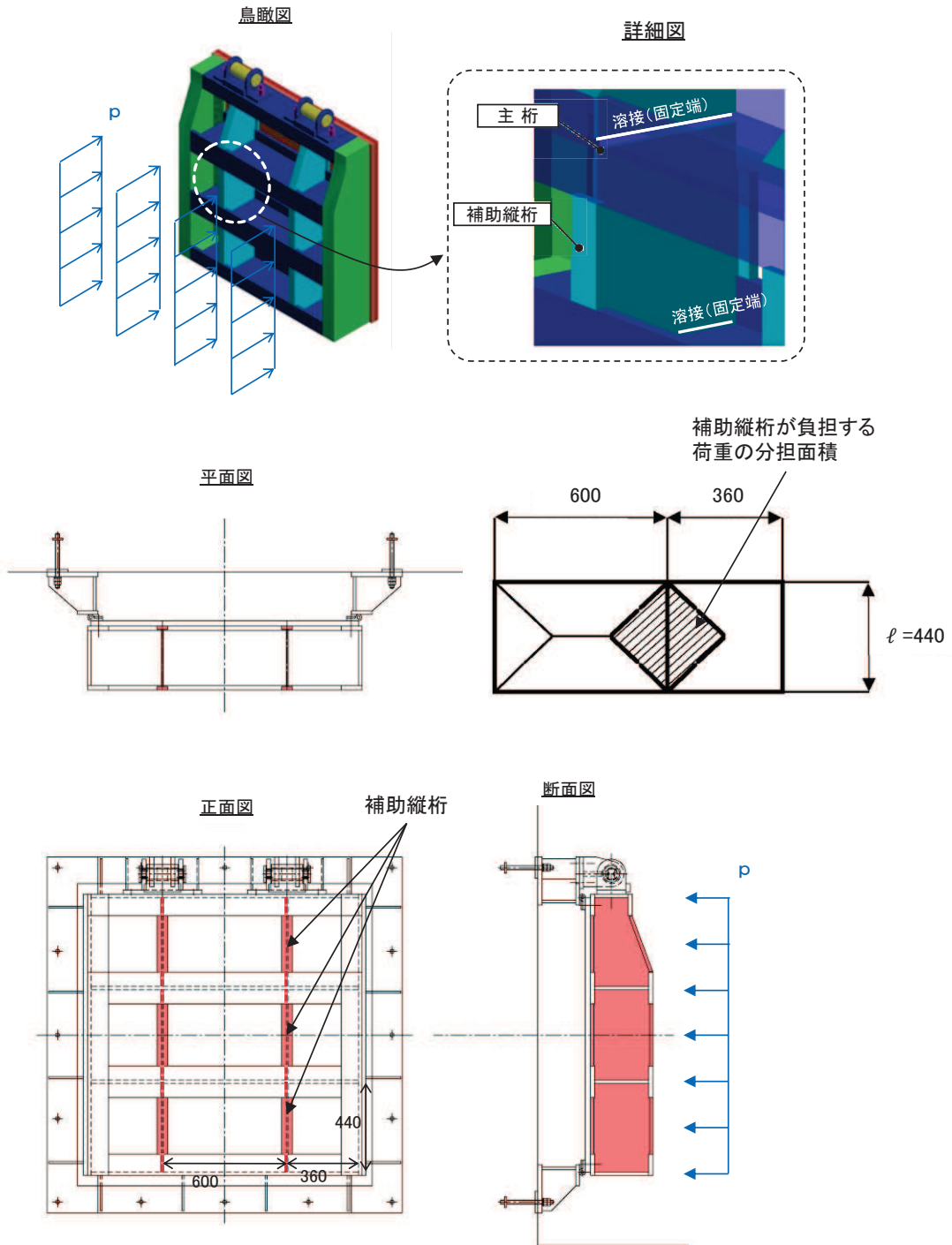


図5.7-3 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(1) 発生荷重

補助縦桁に作用する各区画の平均荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$p = K_H \times G \times A_1$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 スキンプレートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
p	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
K_H	基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	0.8	—
G	扉体の自重	1.4709975×10^4	N

A ₁	扉体面積	1.7424×10 ⁶	mm ²
----------------	------	------------------------	-----------------

よって、

$$p = 0.8 \times 1.4709975 \times 10^4 \div (1.7424 \times 10^6) = 0.006754 \text{N/mm}^2$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12} = \frac{0.006754 \times 440^3}{12} = 4.80 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4} = \frac{0.006754 \times 440^2}{4} = 3.27 \times 10^2 \text{N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

中間縦桁断面性能

使用部材 PLH-200×50×9/16(SUS304)

断面係数

$$Z_3 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{200^3 \times 50 - 168^3 \times 41}{200} \right) = 1.713276 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w3} = 168 \times 9 = 1.512 \times 10^3 \text{mm}^2$$

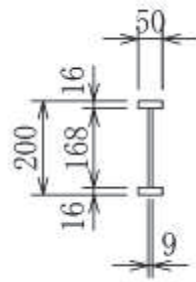


図 5.7-8 補助縦桁の断面形状 (単位 : mm)

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_3}$$

$$\sigma = \frac{4.80 \times 10^4}{1.713276 \times 10^5} = 0.29 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{3.27 \times 10^2}{1.512 \times 10^3} = 0.22 \text{ N/mm}^2$$

5.7.4 ヒンジ（吊りピン）

ヒンジ（吊りピン）は、ヒンジ（プレート）と接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重（扉体の自重および慣性力）が作用する単純梁としてモデル化し、ヒンジ（吊りピン）に発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（吊りピン）の構造図及びモデル図を図 5.7-5 に示す。

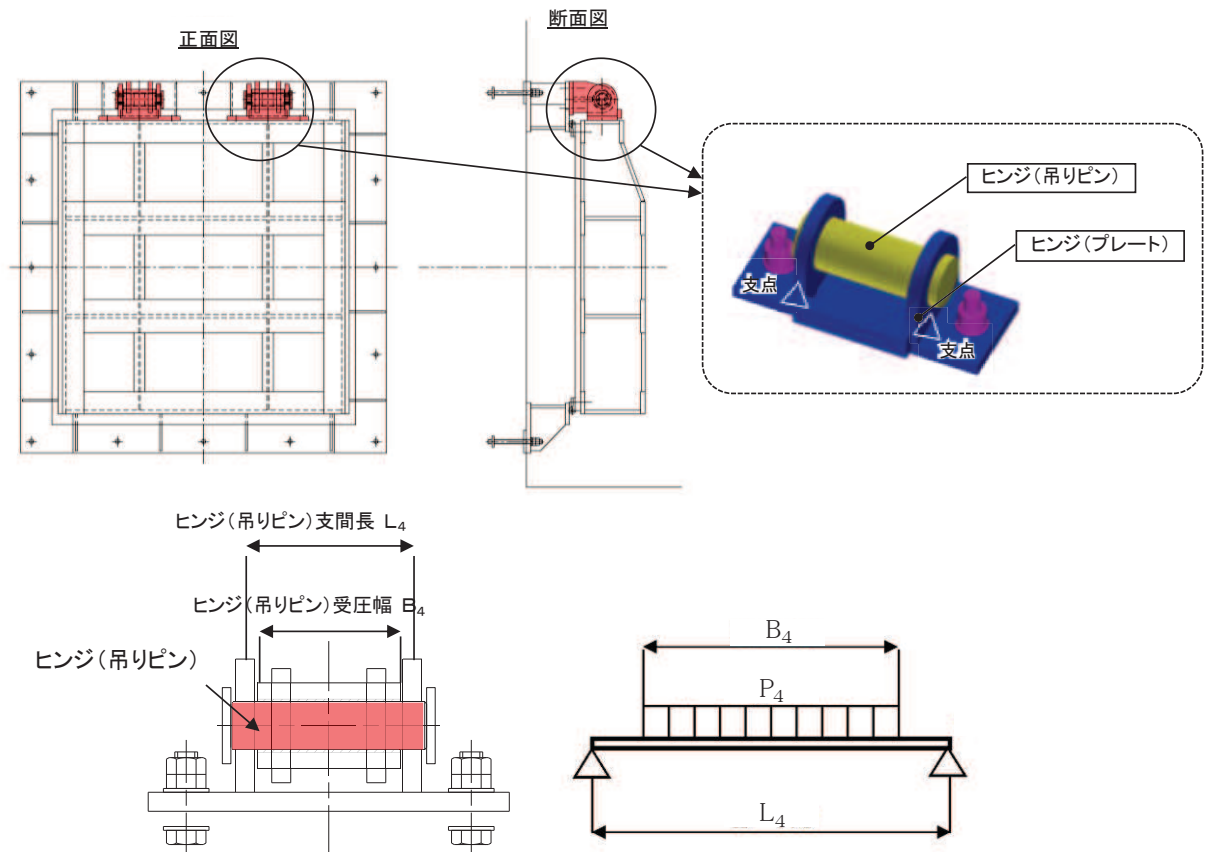


図 5.7-5 ヒンジ（吊りピン）の構造図

また、ヒンジ（吊りピン）の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\max} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{P_4}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\max}}{3 \cdot A_4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

- L_4 : ヒンジ (吊りピン) 支間長 (mm)
- B_4 : ヒンジ (吊りピン) 受圧幅 (mm)
- P_4 : ヒンジ (吊りピン) に作用する荷重 (N)
- Z_4 : ヒンジ (吊りピン) の断面係数 (mm³)
- A_4 : ヒンジ (吊りピン) の断面積 (mm²)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{\max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(1) 発生荷重

ヒンジ (吊りピン) に作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_4 = \sqrt{(P_{W4} + P_{V4})^2 + P_{H4}^2}$$

$$P_{W4} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{H4} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{V4} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 ヒンジ (吊りピン) の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_4	ヒンジ (吊りピン) に作用する荷重	—	N
P_{W4}	ヒンジ (吊りピン) に作用する自重荷重	7354.9875	N
P_{V4}	ヒンジ (吊りピン) に作用する鉛直荷重	3677.4938	N
P_{H4}	ヒンジ (吊りピン) に作用する水平荷重	5883.99	N
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
K_H	水平震度	0.8	—
K_V	鉛直震度	0.5	—
K_p	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_4 = \sqrt{(P_{W4} + P_{V4})^2 + P_{H4}^2} = \sqrt{(7354.9875 + 3677.4938)^2 + 5883.99^2} = 12503\text{N}$$

$$P_{W4} = K_p \times g \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \div 2 = 7354.9875\text{N}$$

$$P_{H4} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.4938\text{N}$$

$$P_{V4} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

(2) 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり、最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\text{max}} = \frac{P_4 \cdot (2 \cdot L_4 - B_4)}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{P_4}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 ヒンジ（吊りピン）の曲げモーメントの評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{max}	最大曲げモーメント	—	N/mm
P_4	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	12503	N
L_4	ヒンジピン支間長	176	mm
B_4	ヒンジピン受圧幅	150	mm

$$M_{\text{max}} = \frac{12503 \times (2 \cdot 176 - 150)}{8} = 315700.75 \text{ N/mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{12503}{2} = 6251.5\text{N}$$

(3) 断面係数及びせん断抵抗断面積

ヒンジピン断面性能

使用部材 $\phi 50$ (SUS304)

断面係数

$$Z_4 = \pi \times 50^3 \div 32 = 1.2272 \times 10^4 \text{mm}^3$$

総断面積

$$A_4 = \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 = 1.963 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(4) 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4}$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_4}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 ヒンジ（吊り）ピンの発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{max}	最大曲げモーメント	315700.75	N・mm
S_{max}	最大せん断力	6251.5	N
Z_2	断面係数	1.2272×10^4	mm ³
A_{w2}	断面積	1.963×10^3	mm ²

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_4} = \frac{315700.8}{1.2272 \times 10^4} = 25.73 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{4 \cdot S_{\text{max}}}{3 \cdot A_4} = \frac{4}{3} \times \frac{6251.5}{1.963 \times 10^3} = 4.25 \text{ N/mm}^2$$

5.7.5 ヒンジ（プレート）

ヒンジ（プレート）は、ヒンジ（吊ピン）に作用する荷重を支持する構造である。計算方法は、「(4) ヒンジ（吊ピン）」の単純梁検討における支点反力に対し、ヒンジ（プレート）が必要せん断耐力を有していることを確認する。ここで、ヒンジ（プレート）の照査断面はヒンジ（プレート）の最薄部とし、支点反力により発生するせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ（プレート）の構造図を図 5.7-5 に示す。

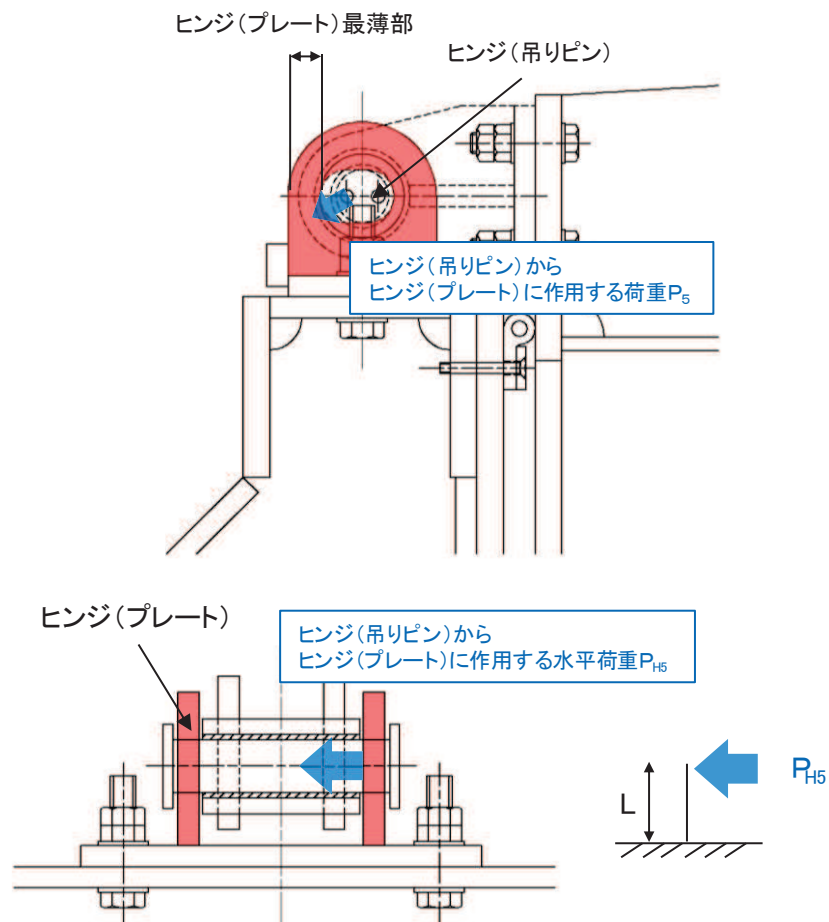


図 5.7-5 ヒンジ（プレート）の構造図

【水路縦断方向】

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

ここで,

P_5 : ヒンジ (プレート) に作用する荷重 (N)

$A h_5$: ヒンジ (プレート) の最薄部の断面積 (mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

【水路横断方向】

$$M_5 = P_{H5} \cdot L$$

$$\sigma = \frac{M_5}{Z_5}$$

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p}$$

ここで,

M_5 : ヒンジ (プレート) 下端部に作用する曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

P_{H5} : 水平地震荷重 (N)

L : 吊ピン中心からヒンジ (プレート) 下端までの距離 (mm)

Z_5 : ヒンジ (プレート) の断面係数 (mm^3)

A_p : 支圧抵抗面積 (mm^2)

(1) 水路縦断方向

a. 発生荷重

ヒンジ（プレート）に作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_5 = \sqrt{(P_{W5} + P_{V5})^2 + P_{H5}^2}$$

$$P_{W5} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{V5} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-11 に示す。

表 5.7-11 ヒンジ（プレート）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_5	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	—	N
P_{W5}	ヒンジ（吊りピン）に作用する自重荷重	7354.9875	N
P_{V5}	ヒンジ（吊りピン）に作用する鉛直荷重	3677.4938	N
P_{H5}	ヒンジ（吊りピン）に作用する水平荷重	5883.99	N
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
K_H	水平震度	0.8	—
K_V	鉛直震度	0.5	—
K_p	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_5 = \sqrt{(P_{W5} + P_{V5})^2 + P_{H5}^2} = \sqrt{(7354.9875 + 3677.4938)^2 + 5883.99^2} = 12503\text{N}$$

$$P_{W5} = K_p \times g \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \div 2 = 7354.9875\text{N}$$

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

$$P_{V5} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.4938\text{N}$$

b. ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積

$$A h_5 : 1200\text{mm}^2 = \text{PL}20 \times 30\text{mm} \times 2 \text{ 枚}$$

c. 発生応力

せん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-12 に示す。

表 5.7-12 ヒンジ（プレート）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
τ	せん断応力	—	N/mm ²
P_5	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	12503	N
$A h_5$	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	1200	mm ²

$$\tau = \frac{P_5}{A h_5} = \frac{12503}{1200.0} = 10.42 \text{ N/mm}^2$$

(2) 水路横断方向

a. 発生荷重

ヒンジ（プレート）に作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-13 に示す。

表 5.7-13 ヒンジ（プレート）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{H5}	ヒンジ（吊りピン）に作用する水平荷重	5883.99	N
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
K_H	水平震度	0.8	—
K_V	鉛直震度	0.5	—
K_p	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{H5} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500\text{kg} \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5883.99\text{N}$$

b. 発生応力

発生応力について、以下の式にて計算を行う。

$$M_5 = P_{H5} \cdot L$$

$$\sigma = \frac{M_5}{Z_5}$$

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-14 に示す。

表 5.7-14 ヒンジ（プレート）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_5	ヒンジ（プレート）下端部に作用する 曲げモーメント	441299.25	N・mm
P_{H5}	ヒンジ（プレート）に作用する水平荷重	5883.99	N
L	吊ピン中心からヒンジ（プレート）下端 までの距離	75	mm
Z_5	ヒンジ（プレート）の断面係数	9.3333×10^3	mm ³
A_p	支圧抵抗面積	3.063×10^3	mm ²

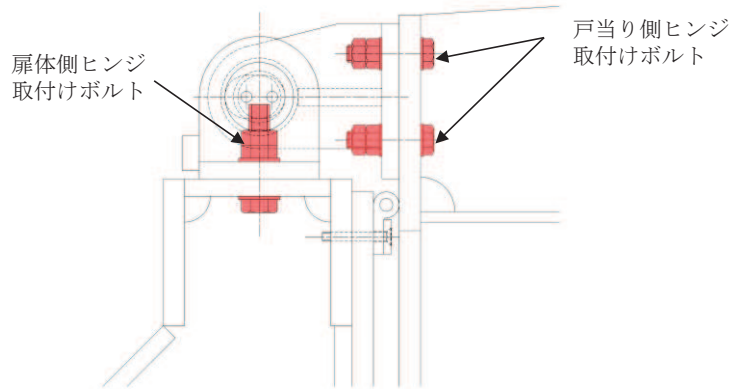
$$\sigma = \frac{M_5}{Z_5} = \frac{441299.25}{9.3333 \times 10^3} = 47.29 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bk} = \frac{P_{H5}}{A_p} = \frac{5883.99}{3.063 \times 10^3} = 1.93 \text{ N/mm}^2$$

5.7.6 ヒンジ取付けボルト

ヒンジ取付けボルトは、ヒンジ部に作用する扉体の自重および慣性力を負担する構造である。計算方法は、扉体の自重および慣性力より算出されるヒンジ取付けボルトに発生する引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力度に対しても許容限界以下であることを確認する。

ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式を図5.7-6に示す。

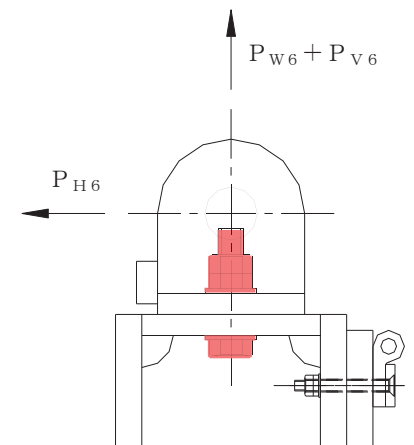
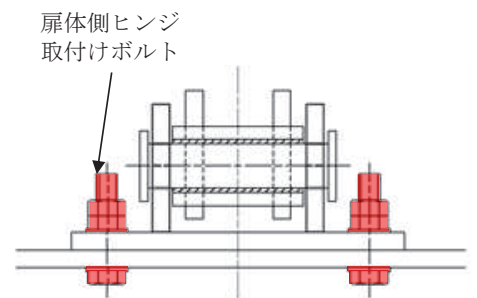


【扉体側】

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 2}$$

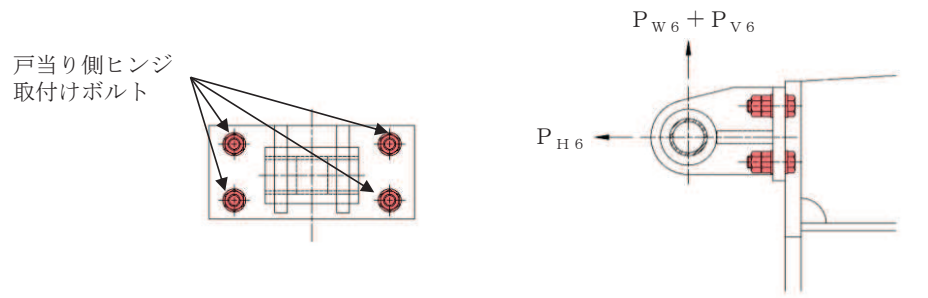
$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$



- $A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)
- P_{W6} : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)
- P_{V6} : 鉛直地震力 (N)
- P_{H6} : 水平地震力 (N)
- σ : 引張応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-6(1) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

【戸当り側】



$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A b_6 \cdot 4}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$A b_6$: 取付けボルトの断面積 (mm²)

P_{W6} : ヒンジ1箇所あたりが負担する扉体の自重 (N)

P_{V6} : 鉛直地震力 (N)

P_{H6} : 水平地震力 (N)

σ : 引張応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

図 5.7-6(2) ヒンジ取付けボルトの構造図及び応力算定式

(1) 水路横断方向

a. 発生荷重（扉体側）

ヒンジ取付ボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-15 に示す。

表 5.7-15 ヒンジ取付ボルト（扉体側）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	—	N
P_{V6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する鉛直荷重	—	N
P_{H6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する水平荷重	—	N
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
K_H	水平震度	0.8	—
K_V	鉛直震度	0.5	—
K_p	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2 = 1500 \times 9.80665 \div 2 = 7355.0N$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.5N$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5884.0N$$

b. 取付ボルトの断面積（扉体側）

六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径 ϕ 17.294mm)

$$A_{b6} = \frac{\pi}{4} \times 17.294^2 = 234.89880$$

c. 発生応力（扉体側）

引張応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A_{b6} \cdot 2}$$

$$\tau = \frac{P_{H6}}{A_{b6} \cdot 2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-16 に示す。

表 5.7-16 ヒンジ取付ボルト（扉体側）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	7355.0	N
P_{V6}	本震鉛直荷重	3677.5	N
P_{H6}	本震水平荷重	5884.0	N
A_{b6}	取付ボルトの断面積	234.89880	mm ²

引張応力度

$$\sigma = \frac{7355 + 3677.5}{234.89880 \times 2} = 23.49 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{5883.99}{234.89880 \times 2} = 12.53 \text{N/mm}^2$$

d. 発生荷重（戸当り側）

ヒンジ取付ボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-17 に示す。

表 5.7-17 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W6}	ヒンジ1箇所あたりが負担する自重荷重	—	N
P_{V6}	本震鉛直荷重	—	N
P_{H6}	本震水平荷重	—	N
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
K_H	本震水平震度	0.8	—
K_V	本震鉛直震度	0.5	—
K_p	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2 = 1500 \times 9.80665 \div 2 = 7355.0\text{N}$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.5\text{N}$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5884.0\text{N}$$

e. 取付ボルトの断面積（戸当り側）

六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径 ϕ 17.294mm)

$$A_{b6} = \frac{\pi}{4} \times 17.294^2 = 234.89880$$

f. 発生応力（戸当り側）

引張応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_{H6}}{A_{b6} \cdot 4}$$

$$\tau = \frac{P_{W6} + P_{V6}}{A_{b6} \cdot 4}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-18 に示す。

表 5.7-18 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	7355.0	N
P_{V6}	本震鉛直荷重	3677.5	N
P_{H6}	本震水平荷重	5884.0	N
A_{b6}	取付ボルトの断面積	234.89880	mm ²

引張応力度

$$\sigma = \frac{5884.0}{234.89880 \times 4} = 6.27 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{7355+3677.5}{234.89880 \times 4} = 11.75 \text{N/mm}^2$$

(2) 水路縦断方向

a. 発生荷重（戸当り側）

ヒンジ取付ボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-19 に示す。

表 5.7-19 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	—	N
P_{V6}	本震鉛直荷重	—	N
P_{H6}	本震水平荷重	—	N
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
K_H	本震水平震度	0.8	—
K_V	本震鉛直震度	0.5	—
K_p	吊りピンの重量	1500	kg

$$P_{W6} = K_p \times g \div 2 = 1500 \times 9.80665 \div 2 = 7355.0\text{N}$$

$$P_{V6} = K_p \times g \times K_H \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.5 \div 2 = 3677.5\text{N}$$

$$P_{H6} = K_p \times g \times K_V \div 2 = 1500 \times 9.80665 \times 0.8 \div 2 = 5884.0\text{N}$$

b. 取付ボルトの断面積（戸当り側）

六角ボルト・ナット 2 本 M20 (SUS304)

(谷の径 ϕ 17.294mm)

$$A b_6 = \frac{\pi}{4} \times 17.294^2 = 234.89880$$

c. 発生応力（戸当り側）

せん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\tau = \frac{\sqrt{(P_{W6} + P_{V6})^2 + P_{H6}^2}}{A b_6 \cdot 4}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-20 に示す。

表 5.7-20 ヒンジ取付ボルト（戸当り側）の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_{W6}	ヒンジ 1 箇所あたりが負担する自重荷重	7355.0	N
P_{V6}	本震鉛直荷重	3677.5	N
P_{H6}	本震水平荷重	5884.0	N
A_{b6}	取付ボルトの断面積	234.89880	mm ²

せん断応力度

$$\tau = \frac{\sqrt{(7354.9875+3677.4938)^2+5883.99^2}}{234.89880 \times 4} = 13.31\text{N/mm}^2$$

5.7.7 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図、モデル図及び応力算定式を図 5.7-7 に示す。

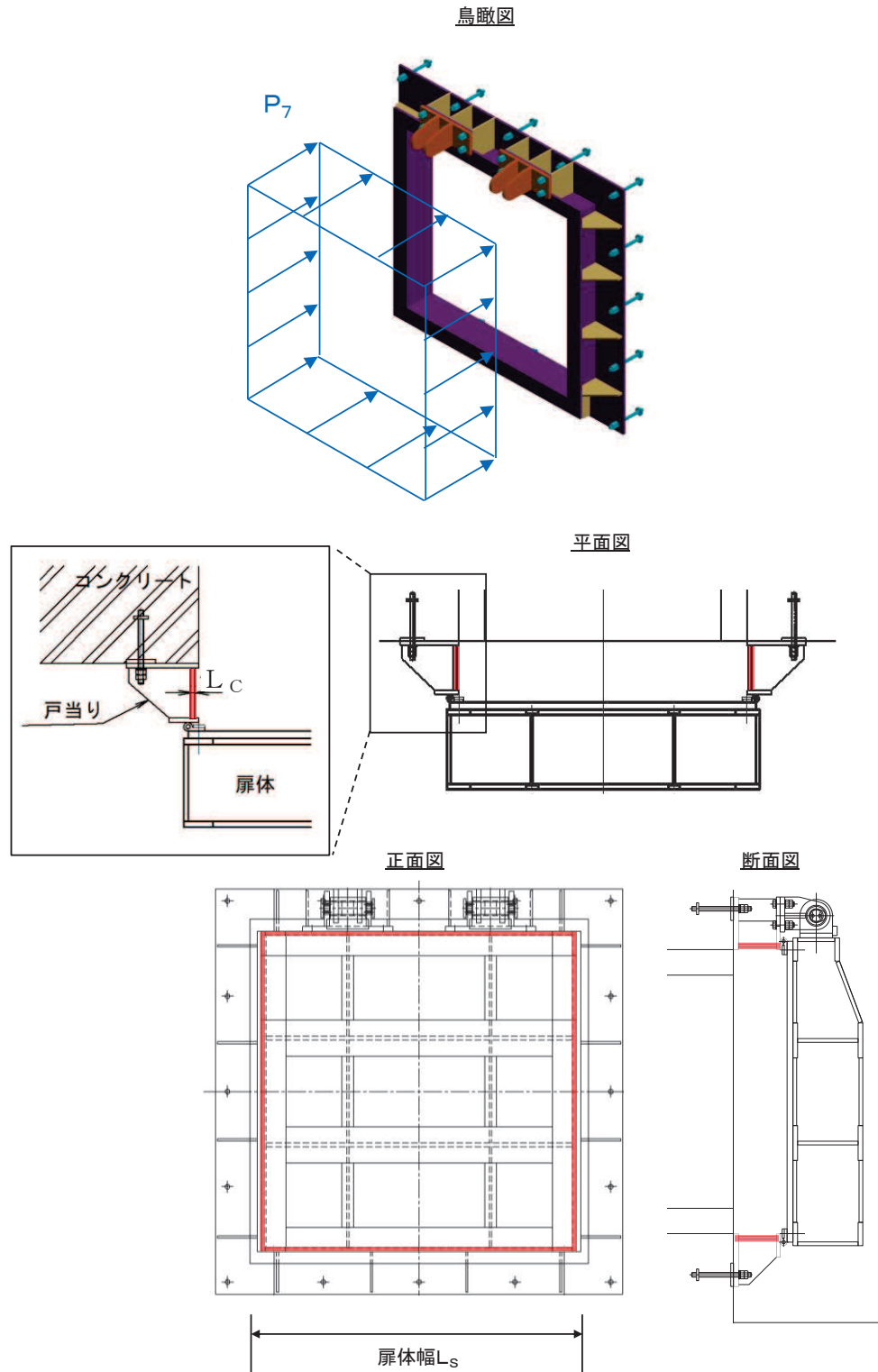


図 5.7-7 戸当りの構造図及びモデル図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで、

P_7 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_s : 扉体幅 (mm)

L_c : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

(1) 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = \frac{P_7 \cdot L_s}{2 \cdot L_c}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-21 に示す。

表 5.7-21 戸当りの発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	支圧応力度	—	N/mm ²
P_7	戸当りへ作用する荷重	0.0101	N/mm ²
L_s	扉体幅	1320	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma = \frac{0.0101 \times 1320}{2 \times 12} = 0.56 \text{N/mm}^2$$

5.7.8 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図を図 5.7-8 に示す。

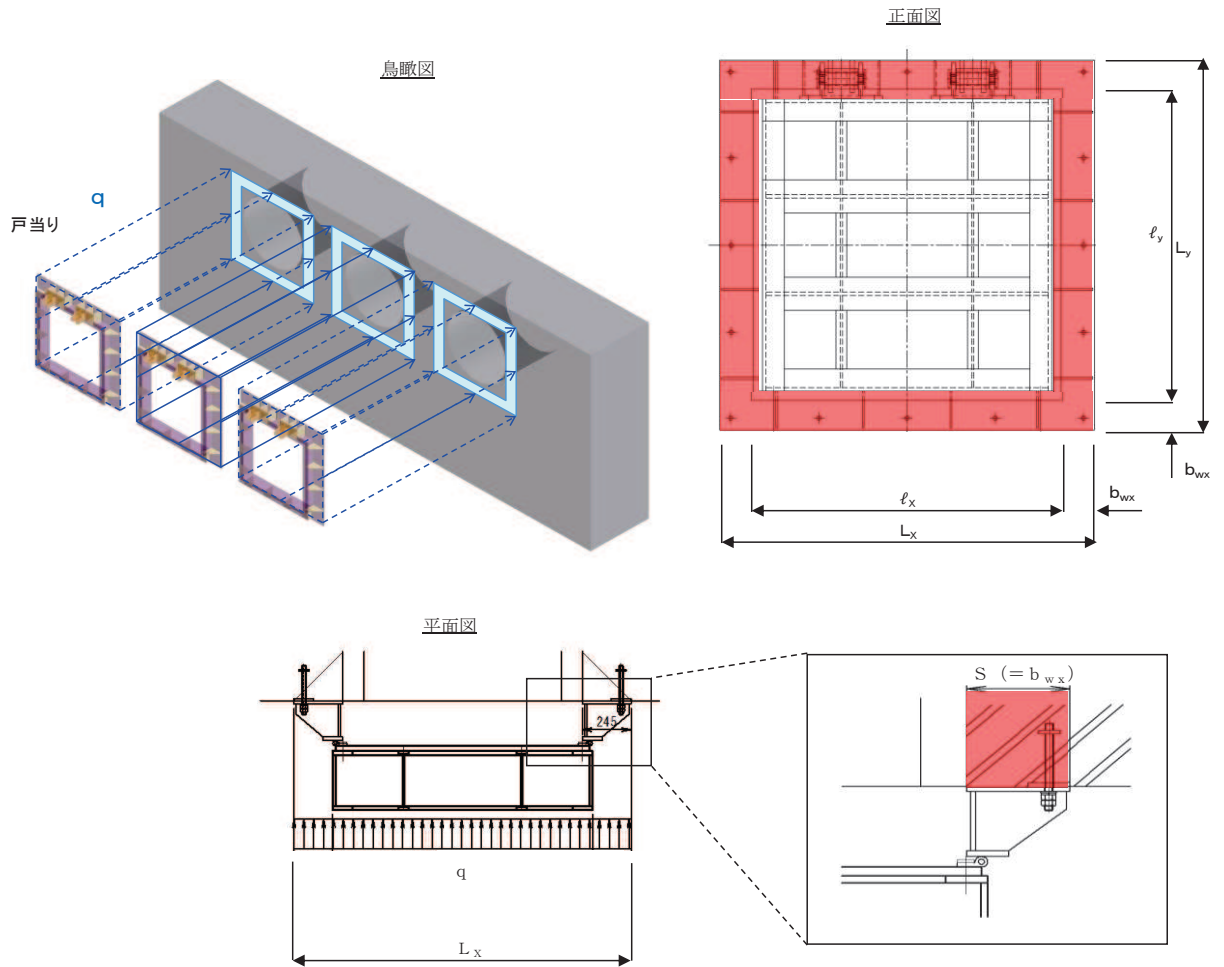


図 5.7-8 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで、

- q : 地震荷重 (N/mm²)
- L_x : 戸当り横幅 (mm)
- L_y : 戸当り縦幅 (mm)
- ℓ_x : 支圧板中心横幅 (mm)
- ℓ_y : 支圧板中心縦幅 (mm)
- S : 戸当り幅 (mm)
- b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)
- b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)
- σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)

(1) 発生応力

支圧応力及びせん断力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2(\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-22 に示す。

表 5.7-22 コンクリート支圧応力度算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ _{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
q	地震荷重	0.0101	N/mm ²
L _x	戸当り横幅	1710	mm
L _y	戸当り縦幅	1670	mm
ℓ _x	支圧板中心横幅	1465	mm
ℓ _y	支圧板中心縦幅	1445	mm
b _{wx}	支圧横幅	245	mm
b _{wy}	支圧縦幅	225	mm
S	戸当り幅	245	mm

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{0.010131 \cdot 1710 \cdot 1670}{2(1465 \cdot 225 + 1445 \cdot 245)} = 0.03 \text{N/mm}^2$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{0.03 \cdot 245}{2 \cdot 245} = 0.02 \text{N/mm}^2$$

6. 評価結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位の応力評価結果を表6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1(1) 耐震評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

評価部位		地震力方向	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)		
扉体	スキン プレート	水路縦断方向	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.88	154	0.01		
	主桁	水路縦断方向	曲げ応力度 (N/mm ²)	1桁	0.86	151	0.01	
				2,3桁	0.69	154	0.01	
				4桁	0.48	151	0.01	
			1桁	せん断応力度 (N/mm ²)	0.39	88	0.01	
			2,3桁		0.48	88	0.01	
			4桁		0.24	88	0.01	
			1桁	—	合成応力度 (N/mm ²) *	1.10	154	0.01
			2,3桁			1.09	154	0.01
			4桁			0.64	154	0.01
	補助縦桁	水路縦断方向	曲げ応力度 (N/mm ²)	0.29	144	0.01		
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.22	88	0.01		
		—	合成応力度 (N/mm ²) *	0.48	154	0.01		
	ヒンジ (プレート)	水路縦断方向	せん断応力度 (N/mm ²)	10.42	88	0.12		
		水路横断方向	曲げ応力度 (N/mm ²)	47.29	154	0.31		
			支圧応力度 (N/mm ²)	1.93	231	0.01		
	ヒンジ(ピン)	水路縦断方向	せん断応力度 (N/mm ²)	9.20	88	0.11		
			鉛直方向	曲げ応力度 (N/mm ²)	25.73	154	0.17	
		—	せん断応力度 (N/mm ²)	4.25	88	0.05		
			合成応力度 (N/mm ²) *	26.77	154	0.18		
	ヒンジ取付け ボルト	水路縦断方向	引張応力度 (N/mm ²)	23.49	154	0.16		
鉛直方向			せん断応力度 (N/mm ²)	12.53	88	0.15		
—		合成応力度 (N/mm ²) *	31.99	154	0.21			

注記 * : 同じ荷重条件の曲げ応力度（又は引張応力度）及びせん断応力度から算出する。

表 6-1(2) 耐震評価結果 (屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側))

評価部位		地震力方向	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
固定部	ヒンジ取付け ボルト	水路縦断方向	引張応力度 (N/mm ²)	6.27	154	0.05
		鉛直方向	せん断応力度 (N/mm ²)	11.75	88	0.14
		—	合成応力度 (N/mm ²) *	21.30	154	0.14
	戸当り	水路横断方向	せん断応力度 (N/mm ²)	13.31	88	0.16
		鉛直方向				
	戸当り部	コンクリート	水路縦断方向	支圧応力度 (N/mm ²)	0.56	231
コンクリート	支圧応力度 (N/mm ²)			0.03	13.5	0.01
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.02	1.5	0.02

注記 * : 同じ荷重条件の曲げ応力度 (又は引張応力度) 及びせん断応力度から算出する。

7. 出口側集水ピットの強度評価

7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤南側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7.1-1に、構造図を図7.1-2に、概略配筋図を図7.1-3に示す。

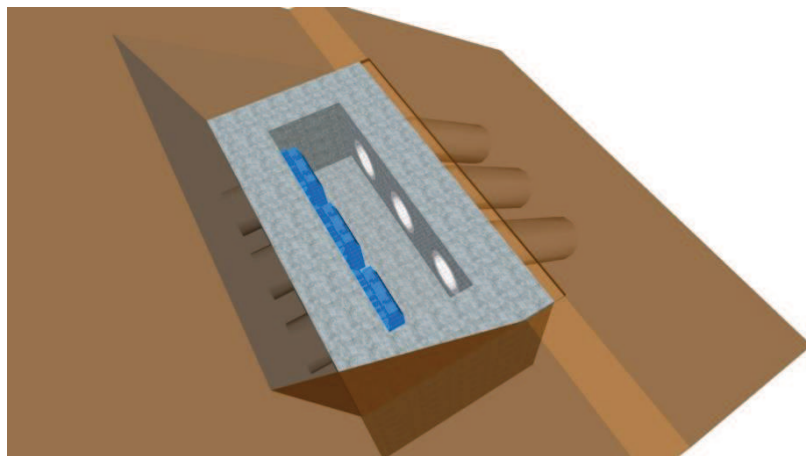
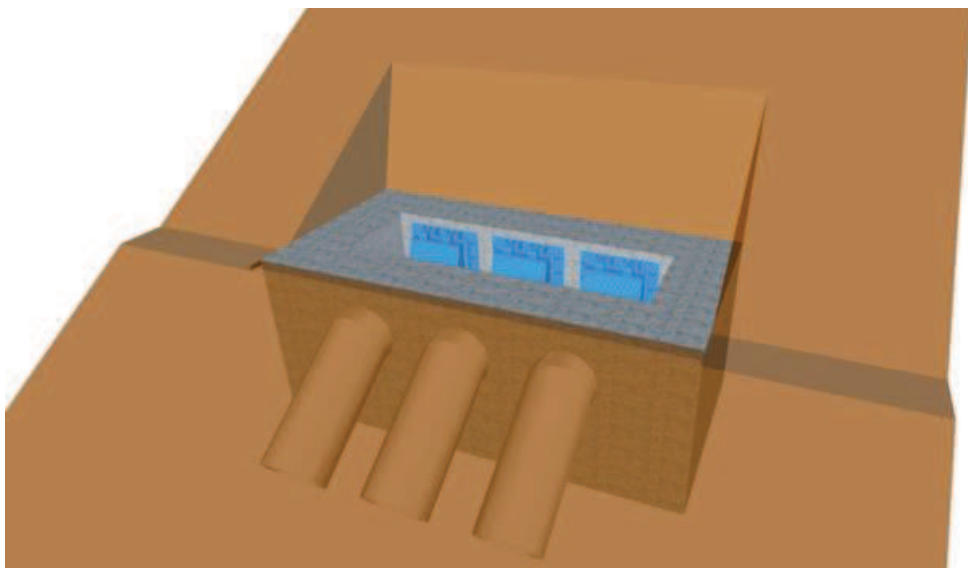


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図

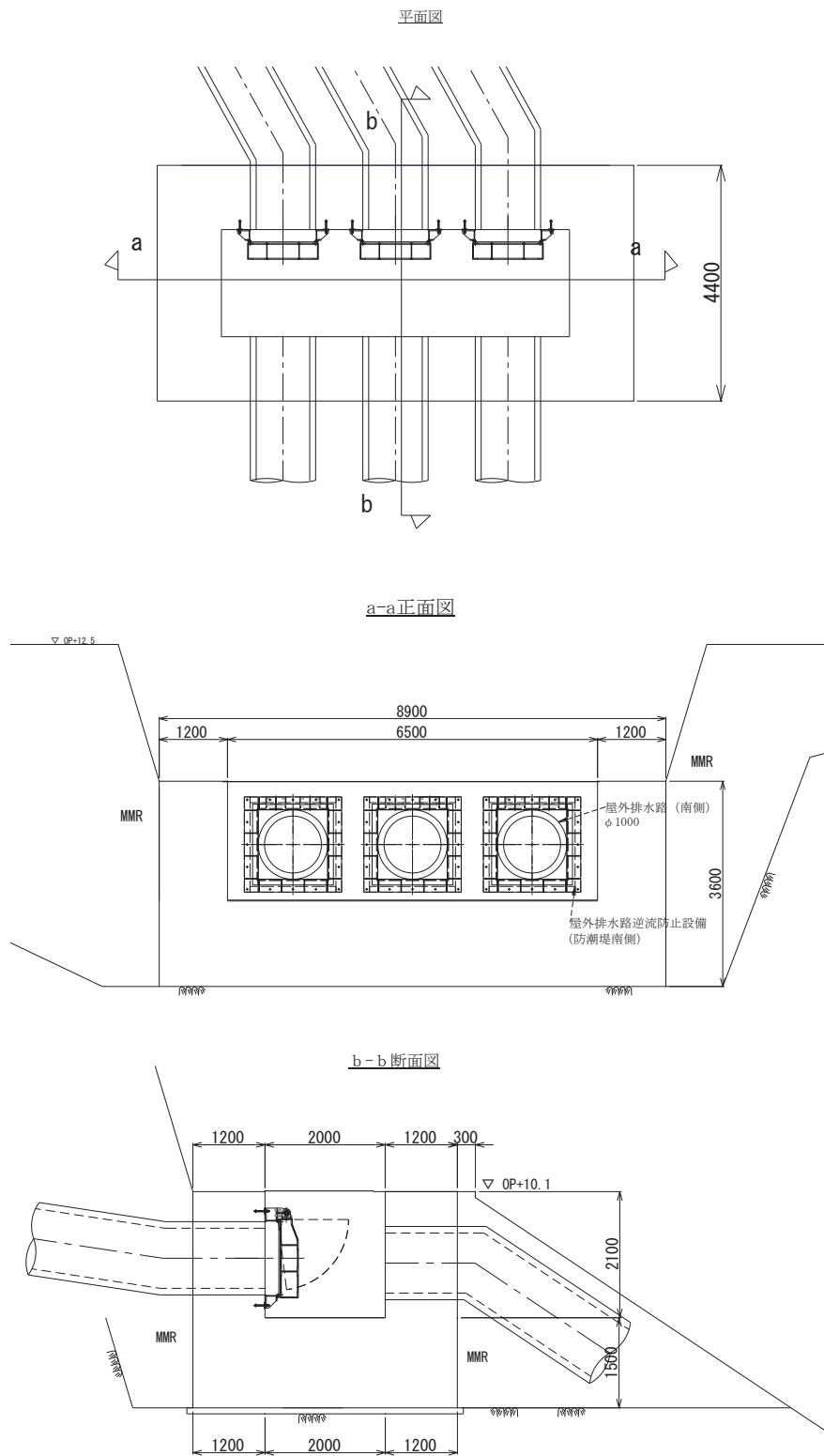
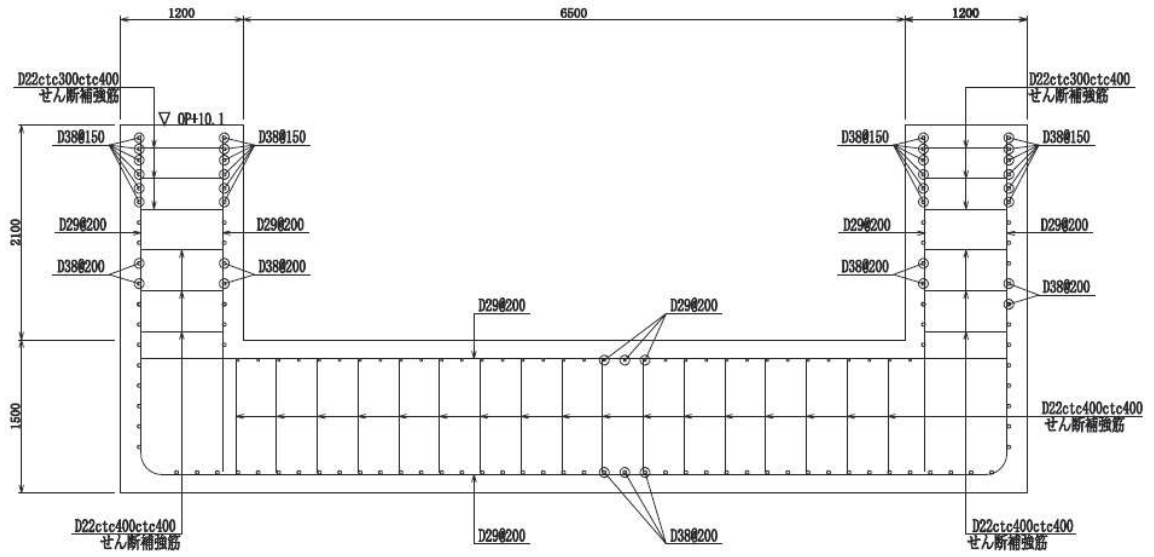


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図

a-a 断面



b-b 断面

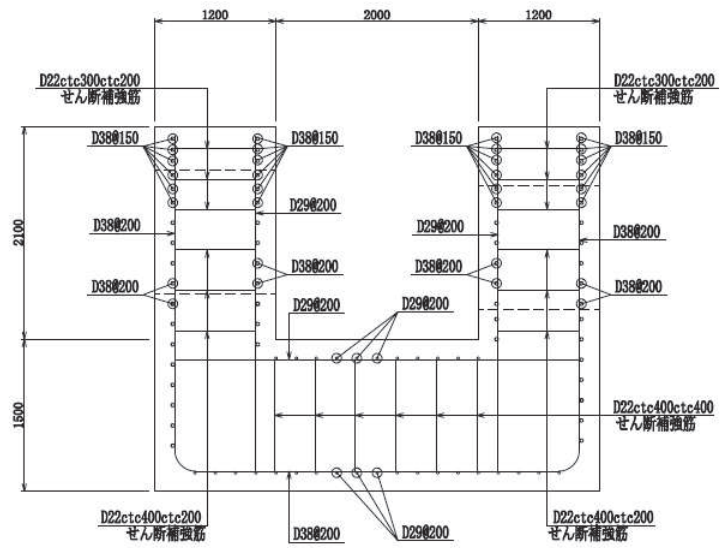


図 7.1-3 出口側集水ピットの配筋概要図

7.2 評価方針

出口側集水ピットの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、基準地震動 S_s に対して実施する地震応答解析の結果を用いて、表 7.2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に生じる鉛直力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

図7.2-1に出口側集水ピットの耐震評価フローを示す。

表 7.2-1 出口側集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
				曲げ・軸力	せん断力
構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力
	構造部材の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	極限支持力*	

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

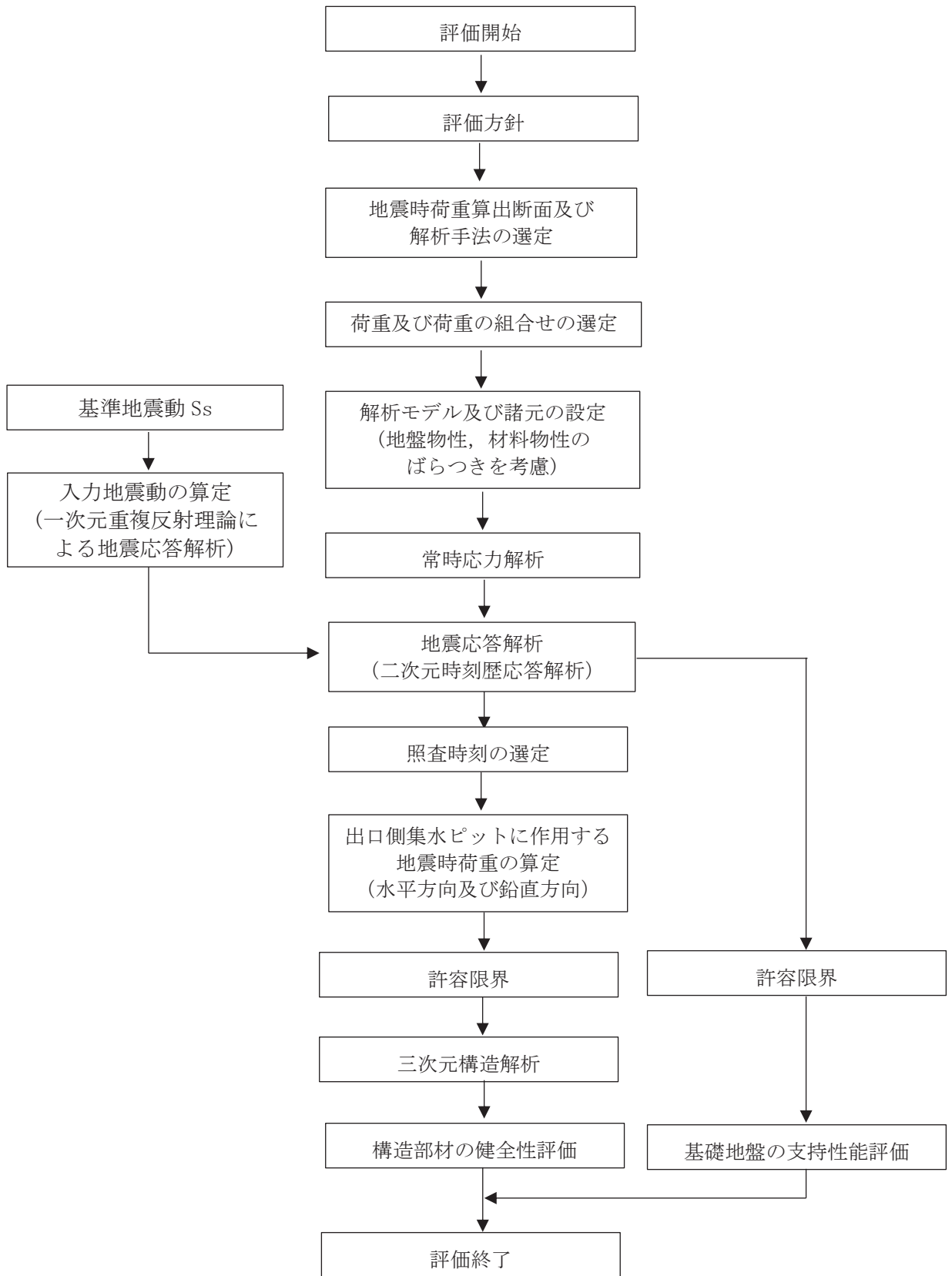


図 7.2-1 出口側集水ピットの耐震評価フロー

8. 地震応答解析

8.1 地震時荷重算出断面

出口側集水ピットの地震時荷重算出断面位置を図 8.1-1 に示す。地震時荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの評価対象断面図を図 8.1-2 に示す。

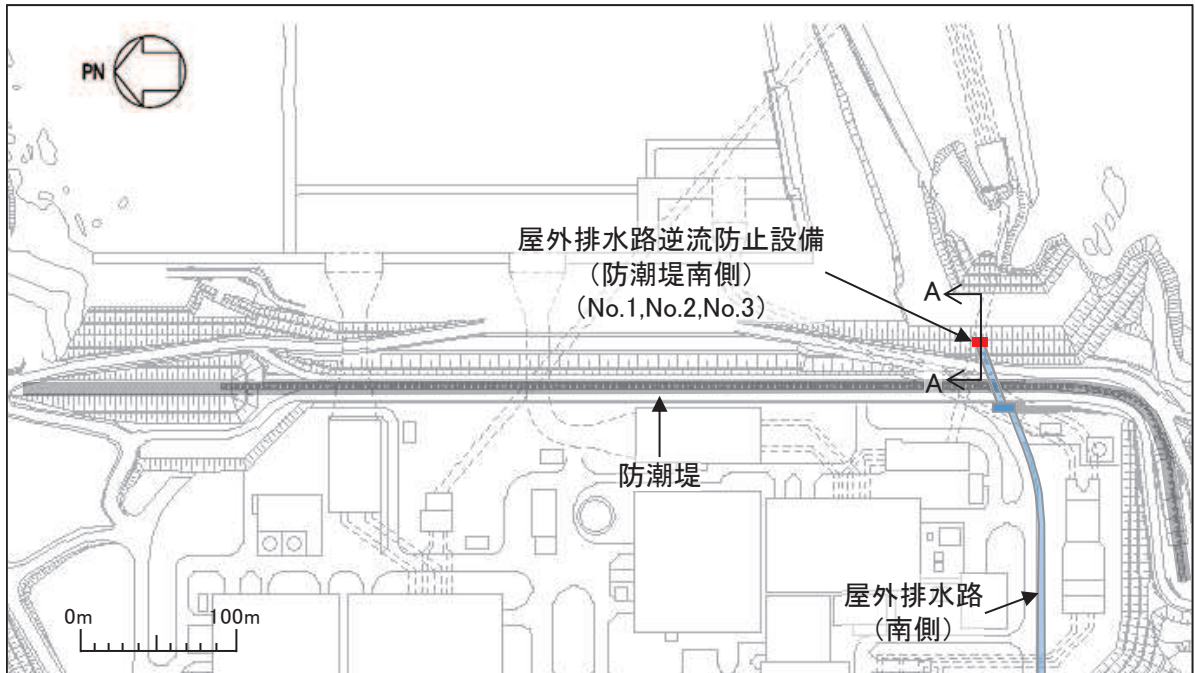


図 8.1-1 出口側集水ピットの評価対象断面位置図

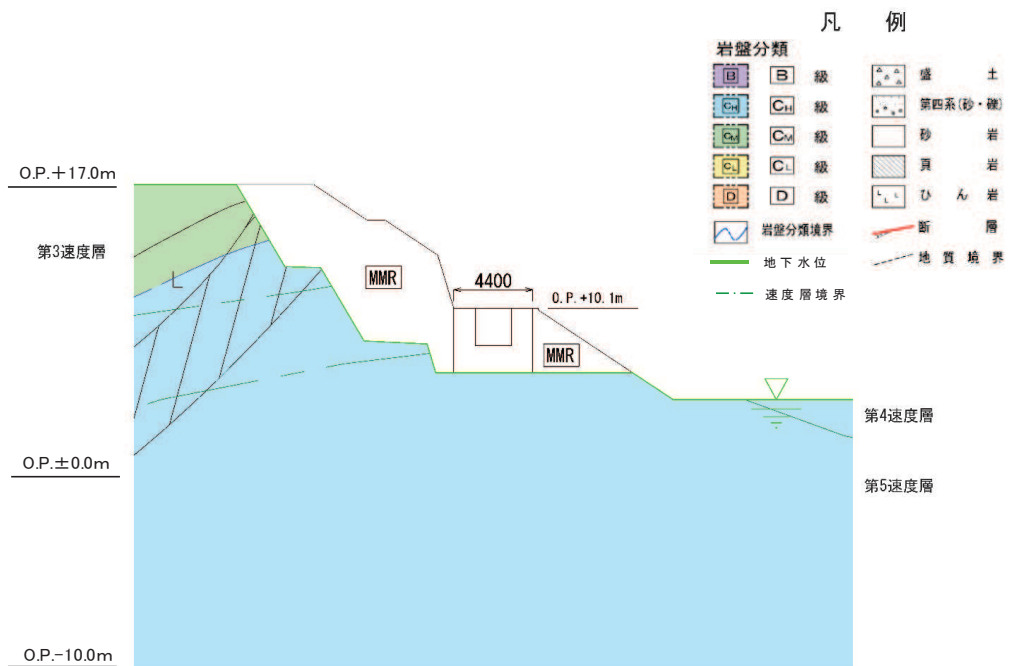


図 8.1-2 出口側集水ピットの評価対象断面図 (A-A 断面)

8.2 解析方法

地震応答解析は、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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

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動的有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析を行うこととし、出口側集水ピットが岩盤内に設置され、液化化検討対象外の施設であることから、全応力解析手法を用いる。

全応力解析には、解析コード「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。なお、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。

8.2.1 地震応答解析手法

出口側集水ピットの地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動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て行う。

地震応答解析の選定フローを図 8.2-1 に示す。

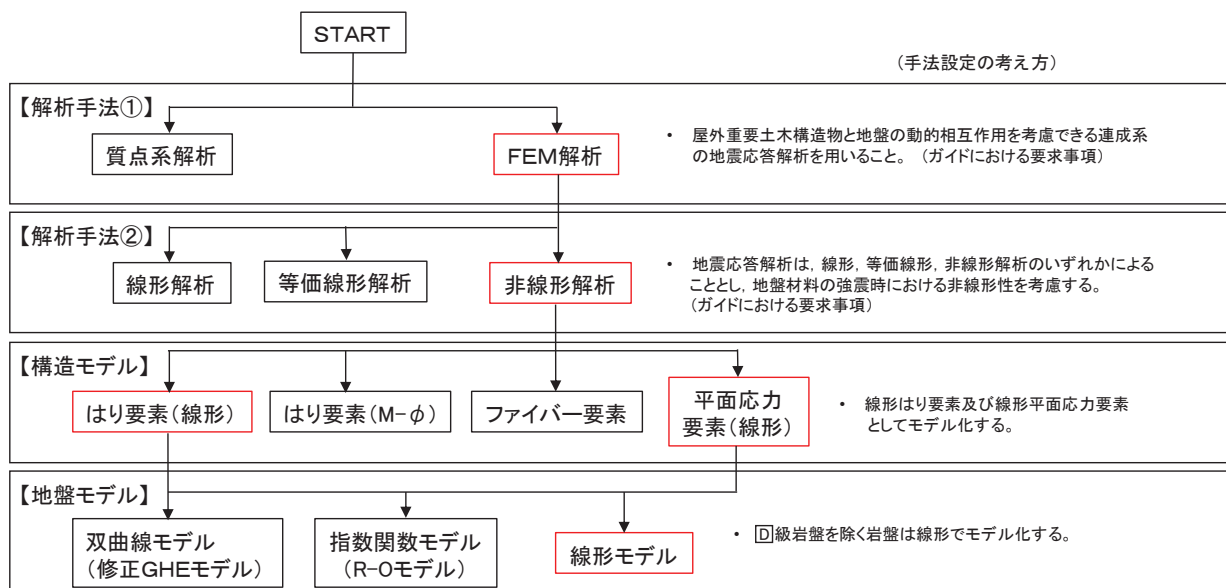


図 8.2-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

8.2.2 構造部材

出口側集水ピットは、東西壁及び底版を線形はり要素（ビーム要素）、南北壁を平面応力要素でモデル化する。

8.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.1-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として \square 級岩盤及び \square 級岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与

えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.2-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.2-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

8.2.4 減衰定数

減衰定数は、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に従い、構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

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

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の出口側集水ピットは、全応力解析であることから、質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フローを図 8.2-2 に示す。

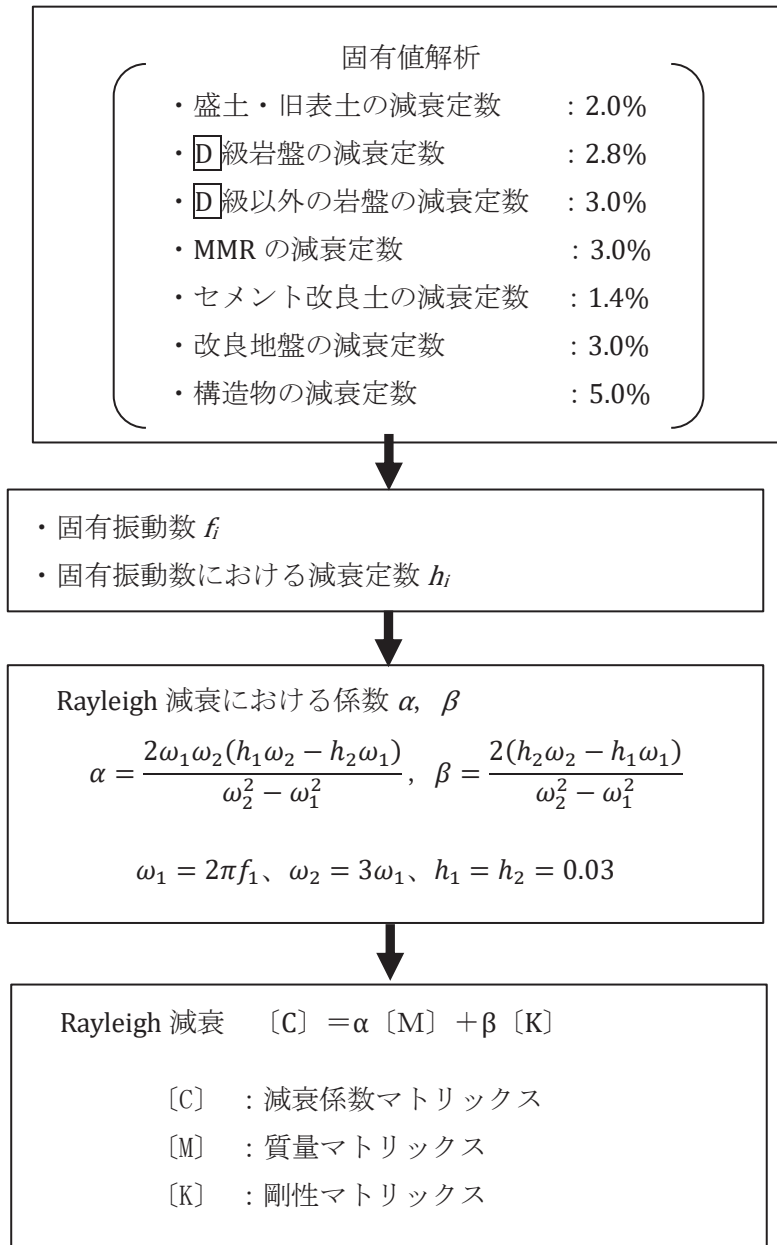


図 8.2-2 出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定に当たっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1 次及び 2 次モードの固有振動数に基づき定めることとする。2 次モードの固有円振動数 (ω_2) は、水平成層地盤の 2 次固有振動数が 1 次固有振動数の 3 倍であることから、1 次モードの固有円振動数 (ω_1) の 3 倍とする。

固有値解析におけるモード図を図 8.2-3 に、固有値解析結果の一覧を表 8.2-2 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 8.2-4 に係数 α 、 β を表 8.2-3 に示す。

表 8.2-2 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	6.164	84	0	93.27	-0.25	1 次として採用
2	18.332	93	0	-30.52	-4.59	—
3	20.996	93	0	0.37	-0.92	—
4	21.268	93	0	0.27	-0.69	—
5	26.429	93	33	-8.17	54.35	—
6	27.547	93	33	0.26	-5.54	—
7	28.612	93	36	2.38	-17.32	—
8	31.018	96	49	16.32	33.92	—
9	36.662	96	73	2.91	-46.51	—
10	41.236	97	74	11.09	-10.31	—

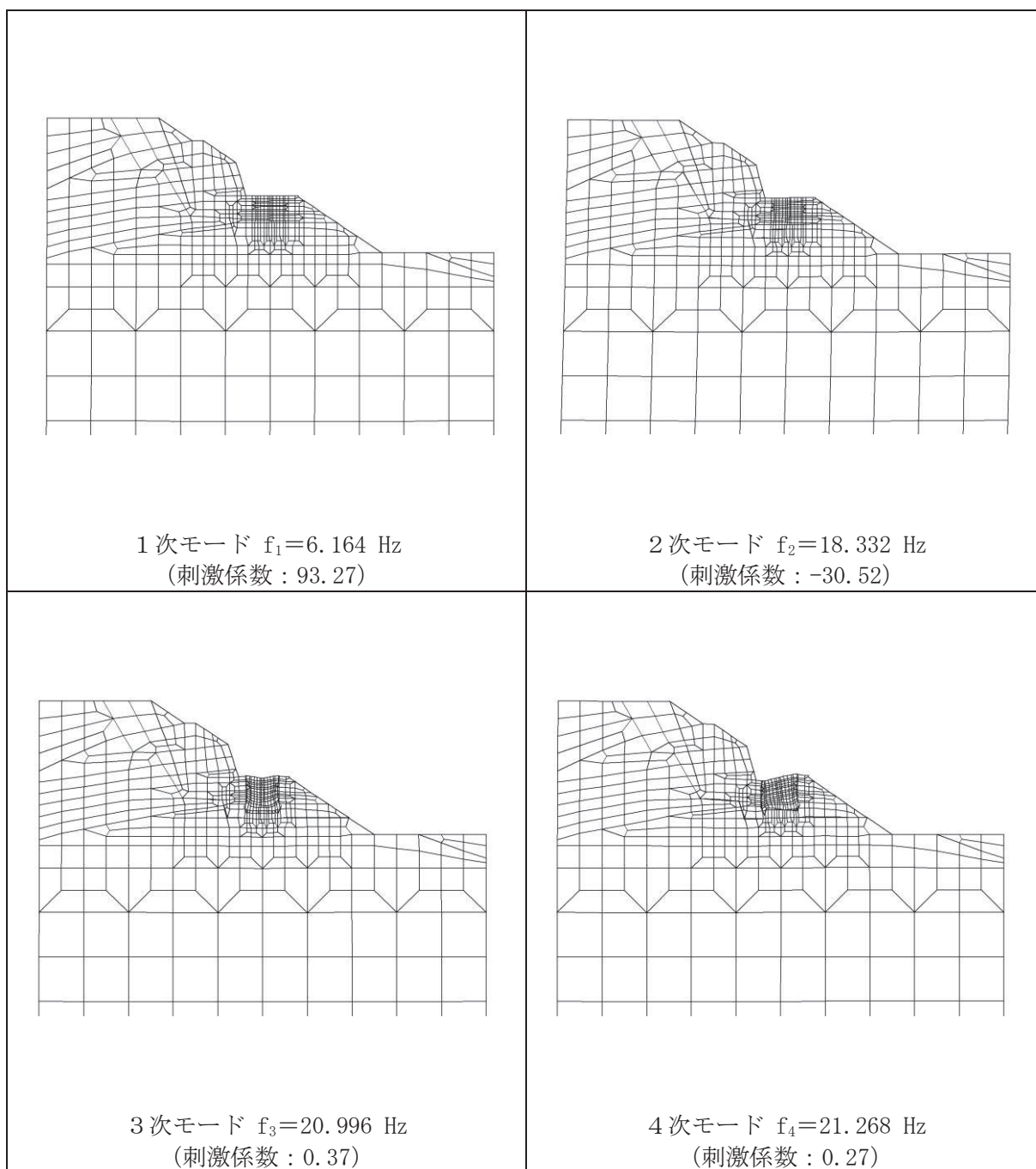


図 8.2-3(1) 固有値解析結果 (モード図)

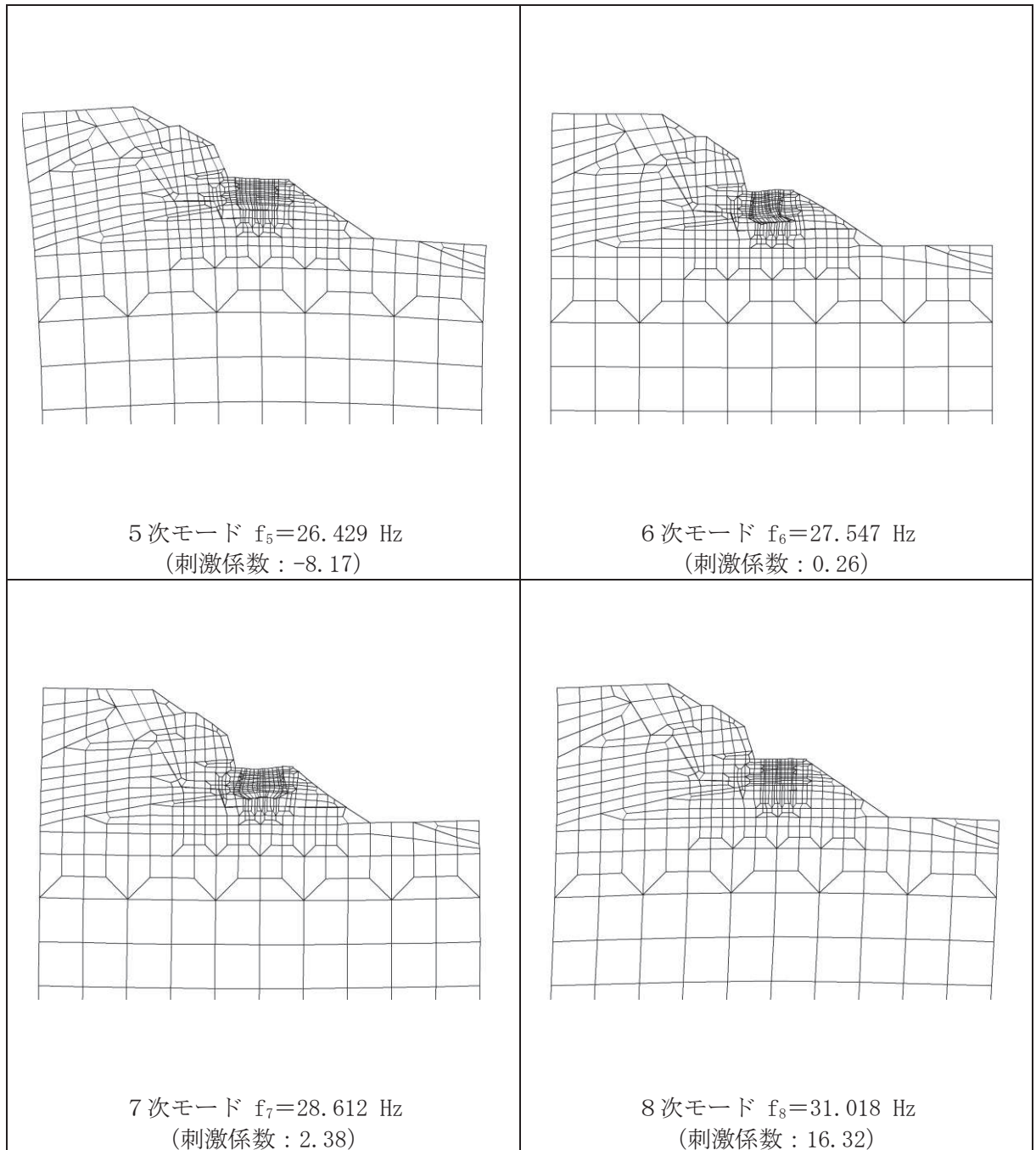


図 8.2-3(2) 固有値解析結果 (モード図)

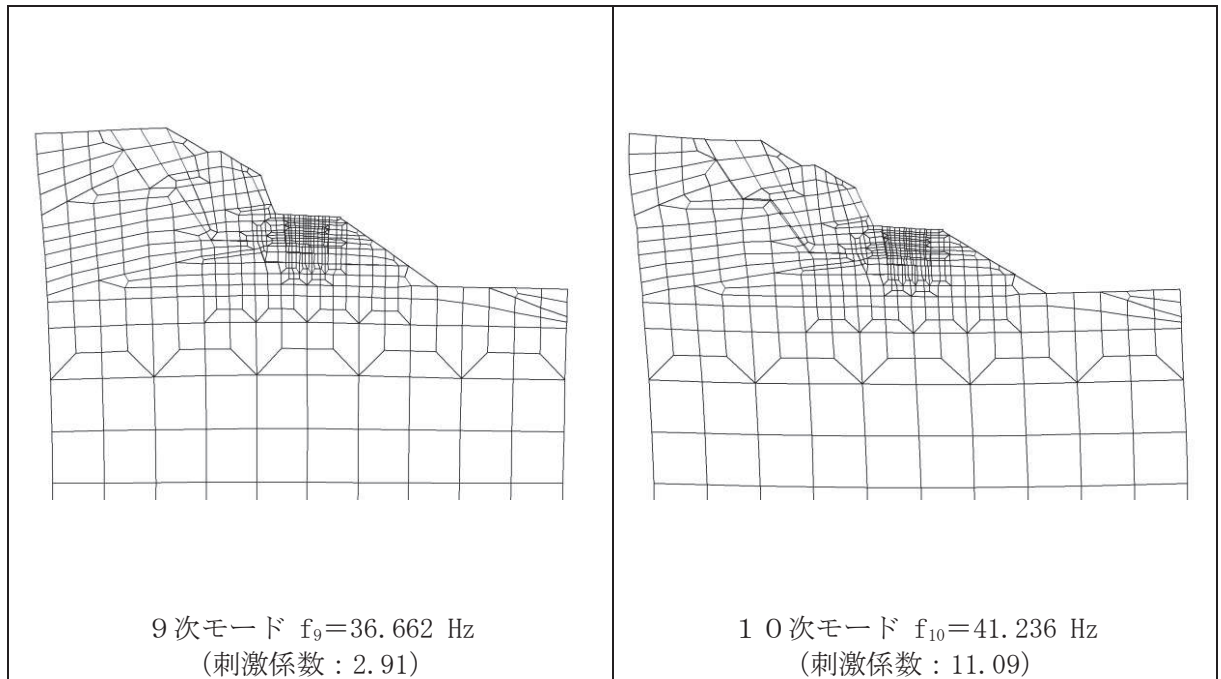


図 8.2-3(3) 固有値解析結果 (モード図)

表 8.2-3 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面	1.743	3.873×10^{-4}

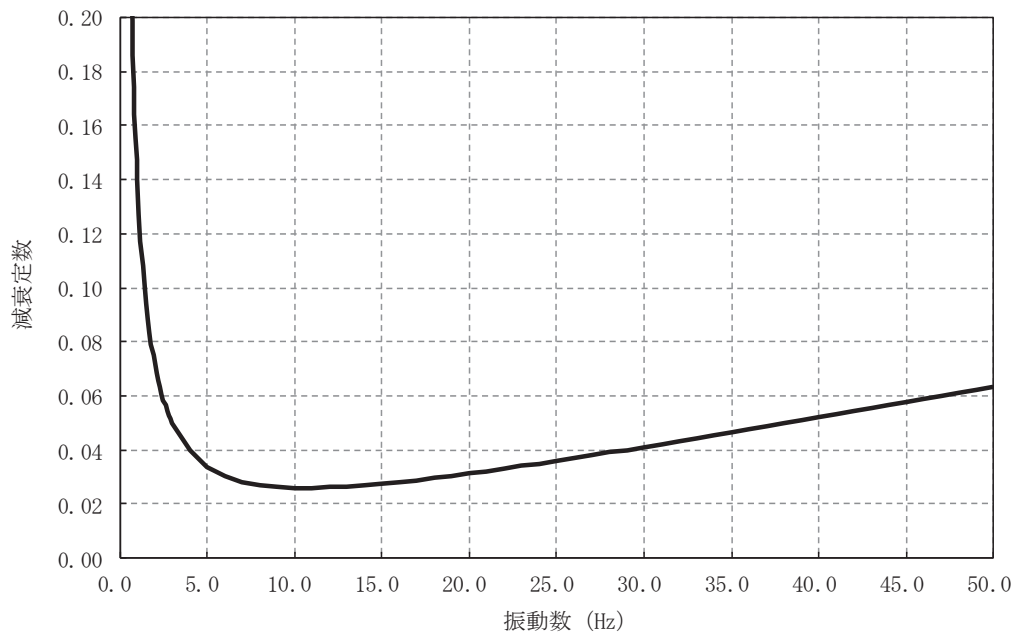


図 8.2-4 設定した Rayleigh 減衰

8.2.5 地震応答解析の検討ケースの選定

(1) 耐震評価における解析ケース

耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 8.2-1 に示す解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 8.2-4 に示す。

表 8.2-4 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②		ケース③		ケース④	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース		材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	
材料物性		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	
地盤物性		平均値		平均値 + 1 σ		平均値 - 1 σ		平均値	
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*1	○	基準地震動 S_s (7 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、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 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。					
		-+*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: 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: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

- (2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出のための解析ケース
 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として解析ケース①に加え、表 8.2-5 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8.2-5 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の
 応答加速度及び応答変位抽出のための解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値	
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*3	
地震動（位相）	S s - D 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - D 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - D 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - F 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - F 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - F 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-
	S s - N 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1, 2	○	-	-	-

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

*2：位相反転ケース（-+）でのケース②～④について、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、津波波圧が支配的な荷重であり、地震荷重が構造成立性に及ぼす影響が小さいことから検討を省略する。

*3：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

8.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

8.3.1 耐震評価上考慮する状態

出口側集水ピットの地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪の影響を考慮する。埋設構造物であるため風の影響は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

8.3.2 荷重

出口側集水ピットの地震応答解析において、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、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。また、積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体及び戸当りの荷重は、解析モデルの各質点に考慮することとし、戸当りについては、各支持点の荷重を分担距離に応じて設定する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重図及び考慮する荷重を図 8.3-1 及び表 8.3-1 に、積載荷重の荷重図を図 8.3-2 に示す。

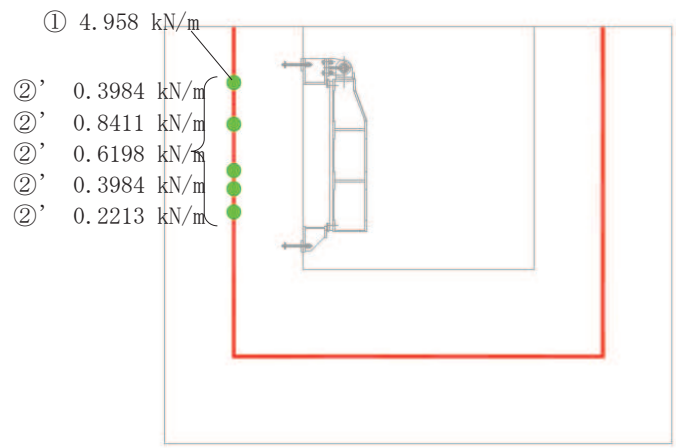


図 8.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重図

表 8.3-1 荷重を考慮する屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）

考慮する荷重	重量 (kN/m)
①扉体（3基あたり，単位奥行きあたり）	4.958
②戸当り（3基あたり，単位奥行きあたり）	2.479

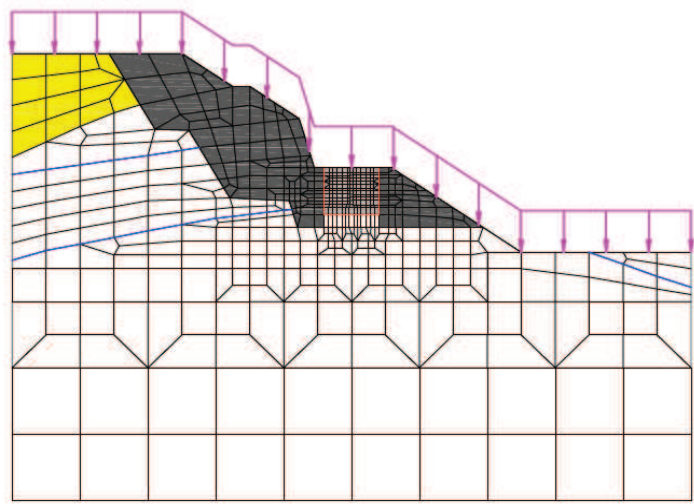


図 8.3-2 積載荷重の荷重図

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

8.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8.3-2 に示す。

表 8.3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

S_s : 地震荷重

表 8.3-3 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	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・配管自重	○	屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水は考慮しない*。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m^2) を考慮する。
風荷重		—	風荷重は考慮しない。	
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動 S_s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	
	動水圧		—	動水圧は考慮しない。

注記* : 出口側集水ピット底面から排水管下端まで 300mm 内水が溜まる可能性があるものの、内水を考慮する場合、出口側集水ピット壁の変形を抑制し、断面力を小さく評価することから、考慮しない。

8.4 入力地震動

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底面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」に示す地下構造モデルを用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.4-1 に、一次元解析モデル図を図 8.4-2 に示す。図 8.4-3 に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「microSHAKE ver. 2.3.3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

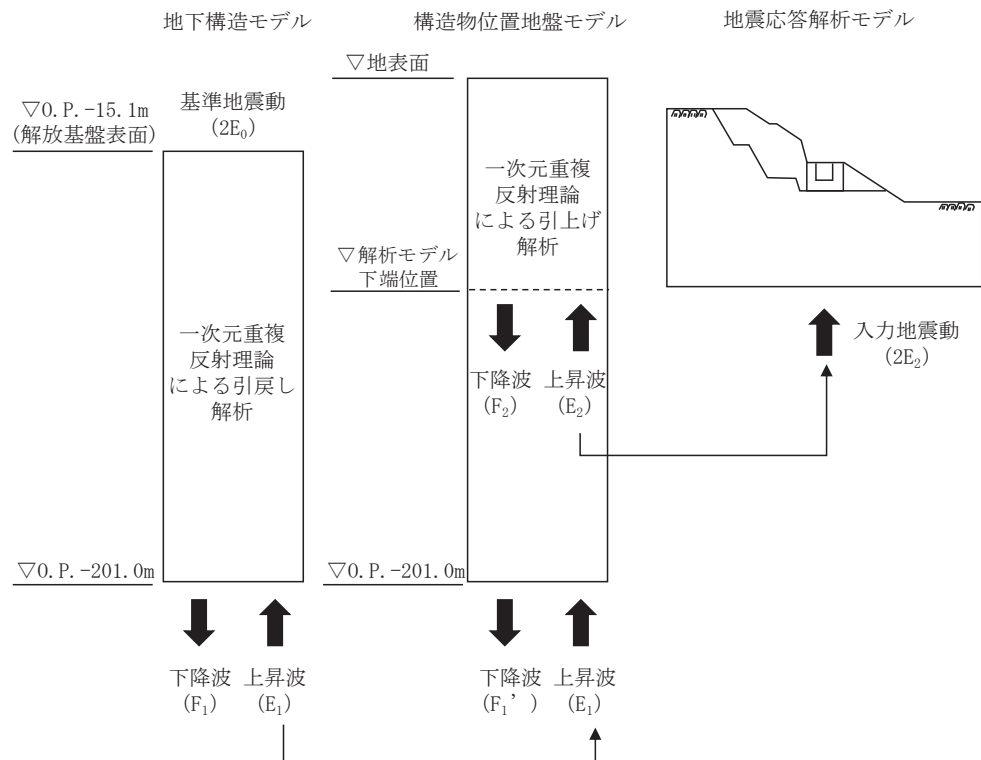


図 8.4-1 入力地震動算定の概念図

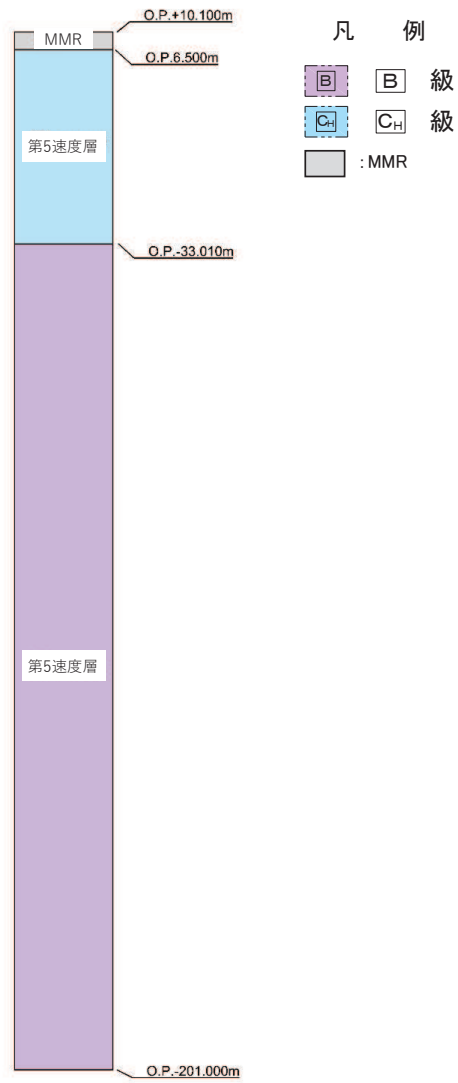
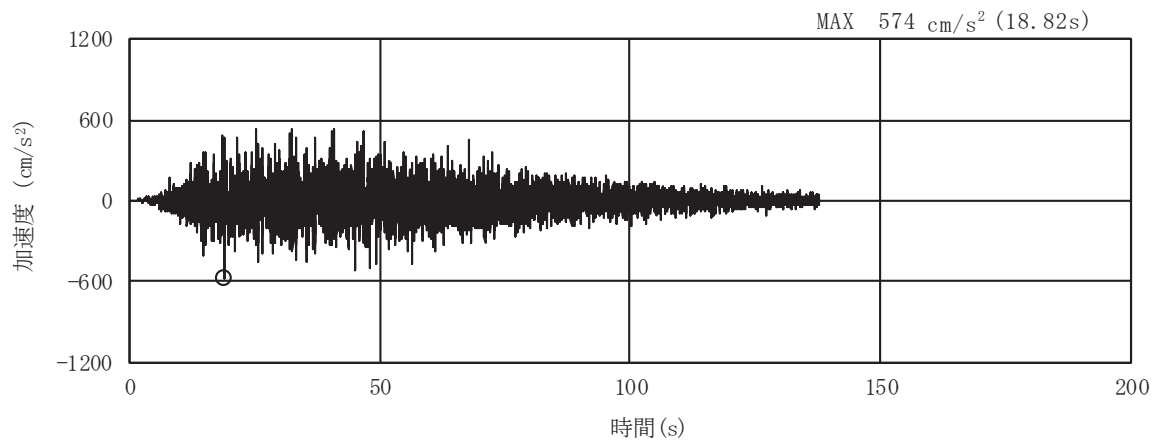
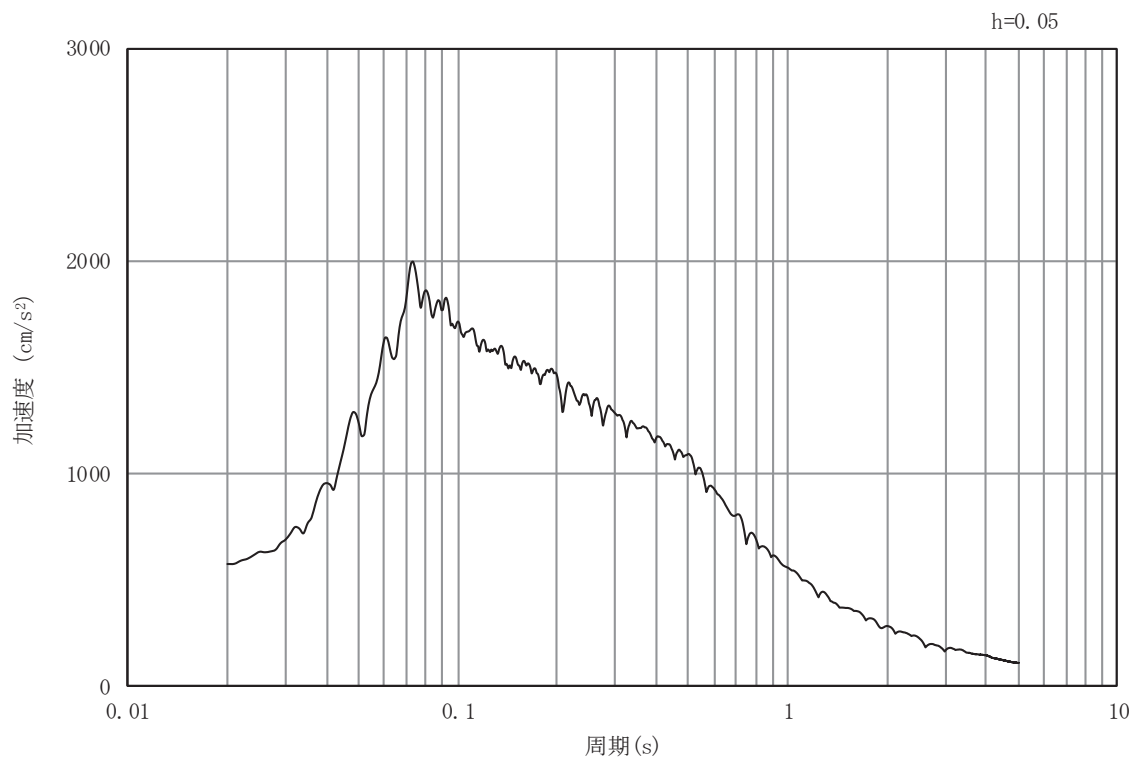


図 8.4-2 一次元解析モデル図

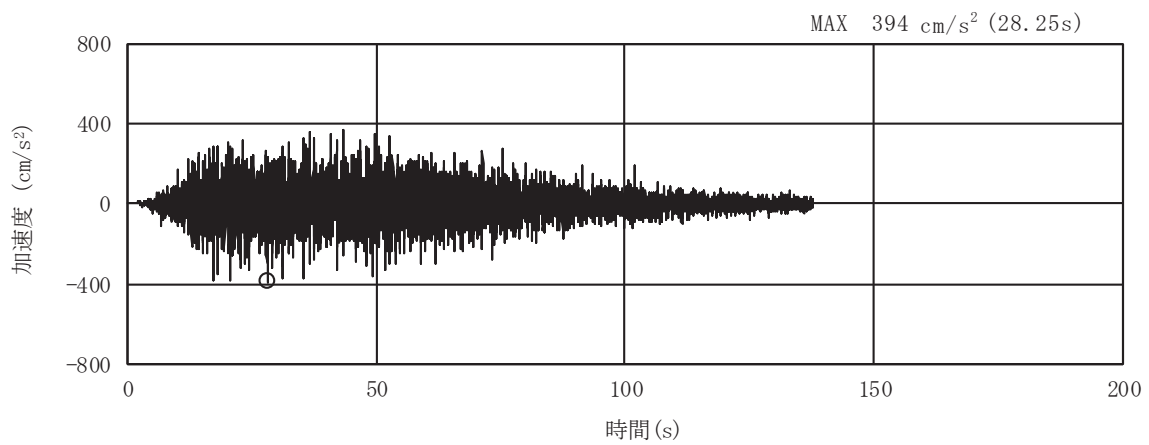


(a) 加速度時刻歴波形

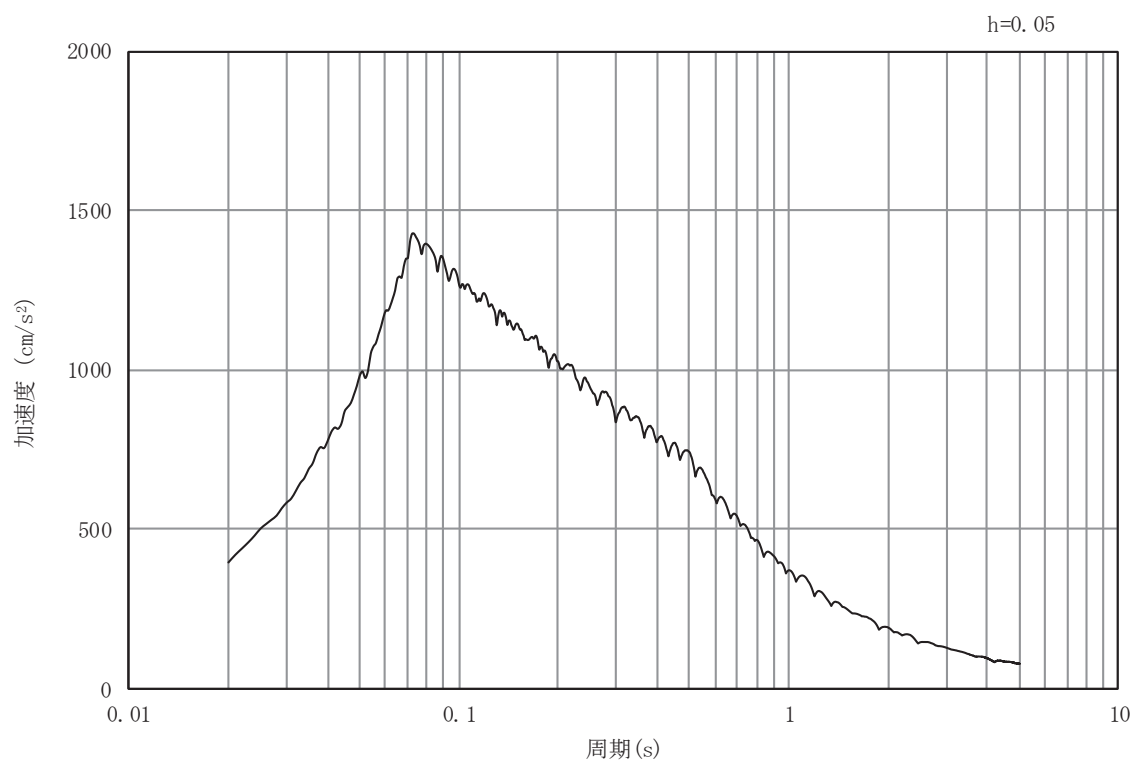


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(1) 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
(水平方向：S s - D 1)

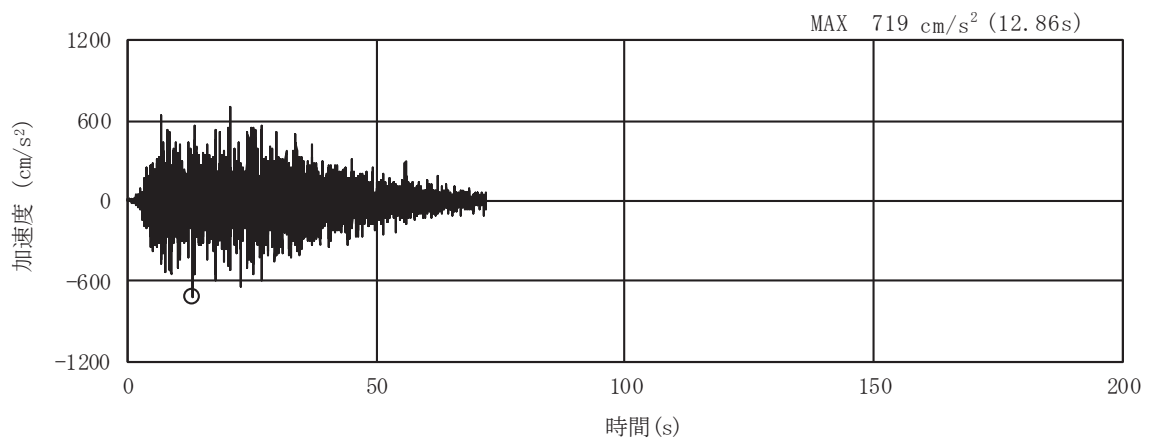


(a) 加速度時刻歴波形

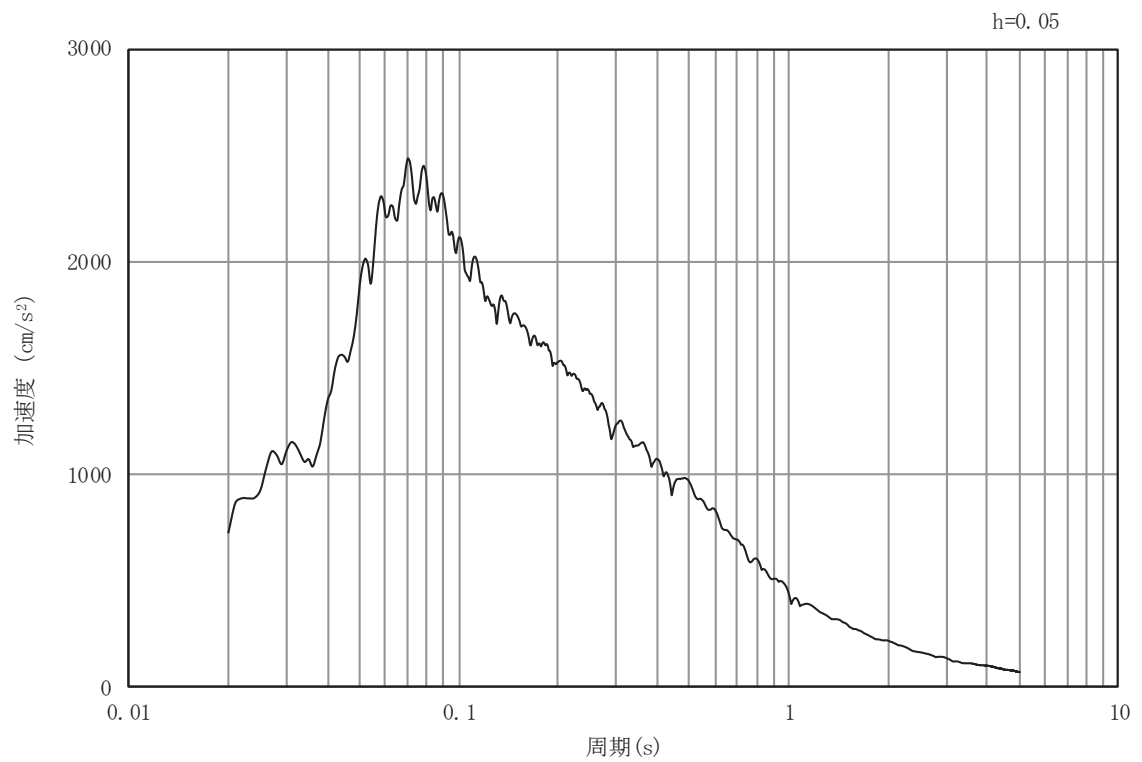


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3 (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
(鉛直方向：S s -D 1)

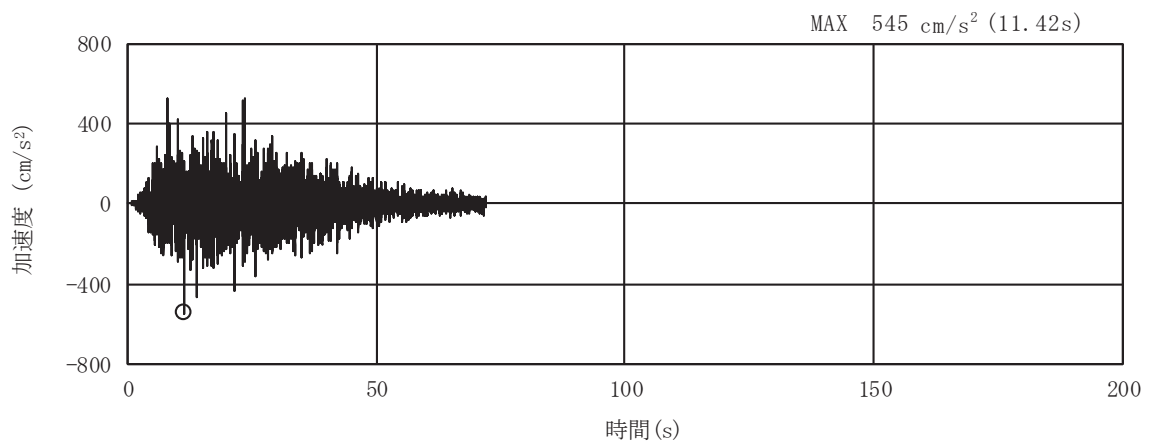


(a) 加速度時刻歴波形

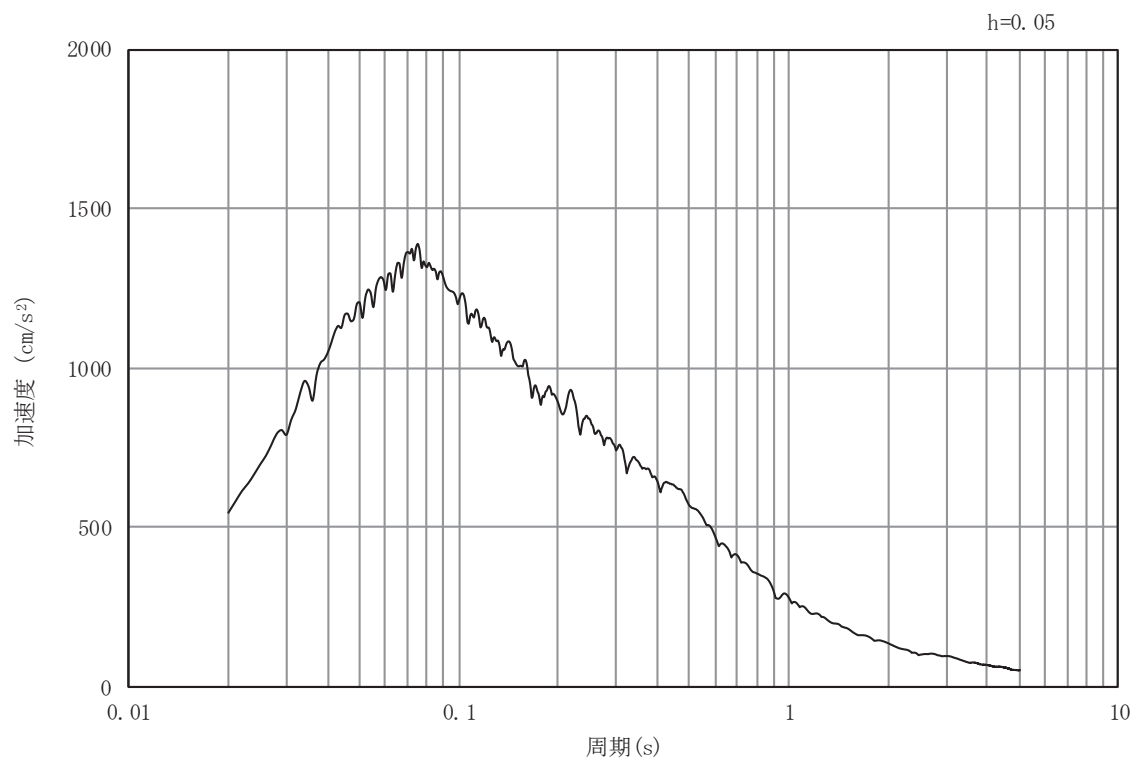


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向：S s - D 2)

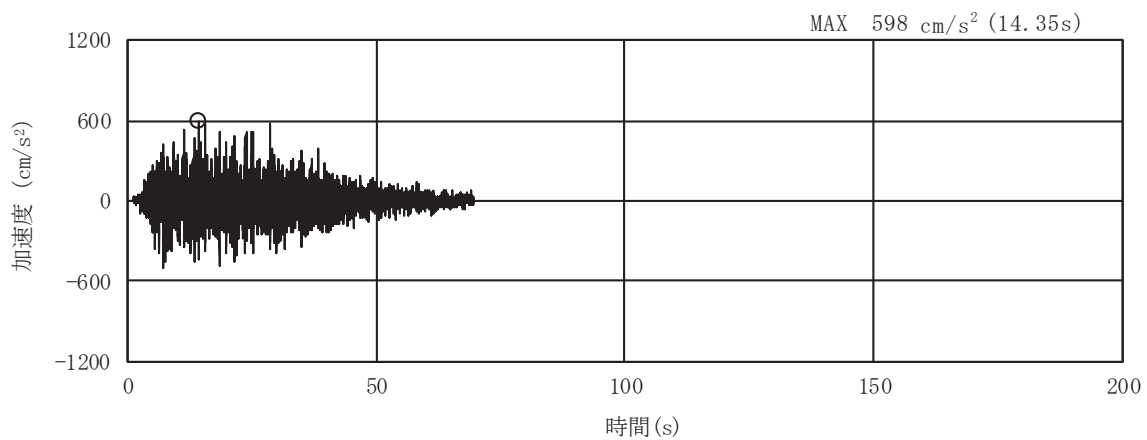


(a) 加速度時刻歴波形

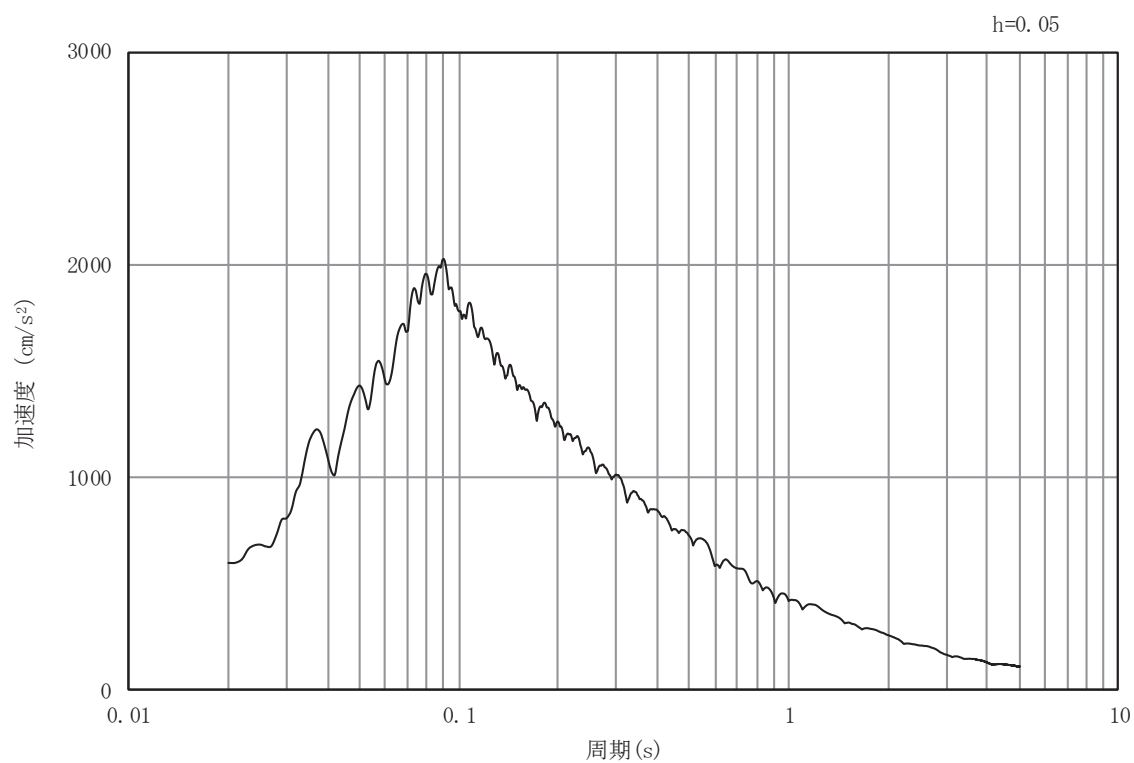


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - D 2)

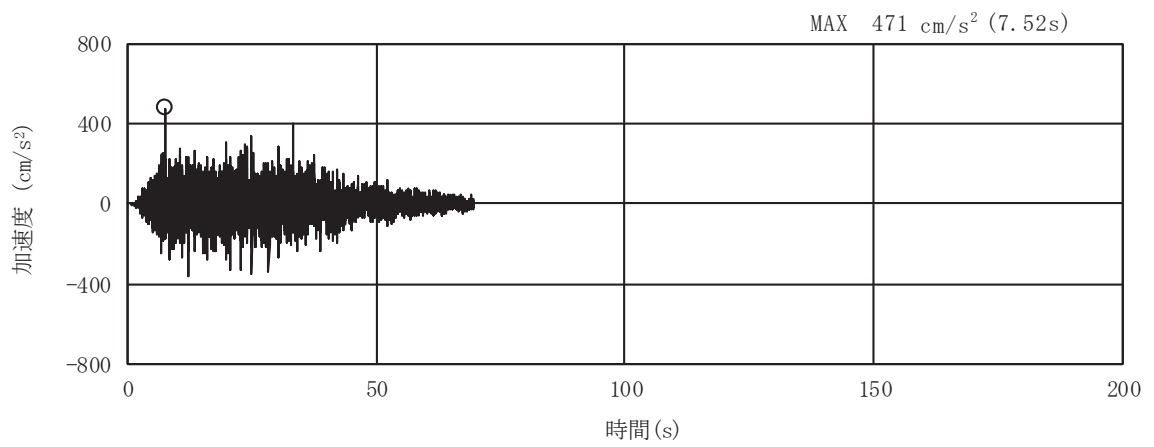


(a) 加速度時刻歴波形

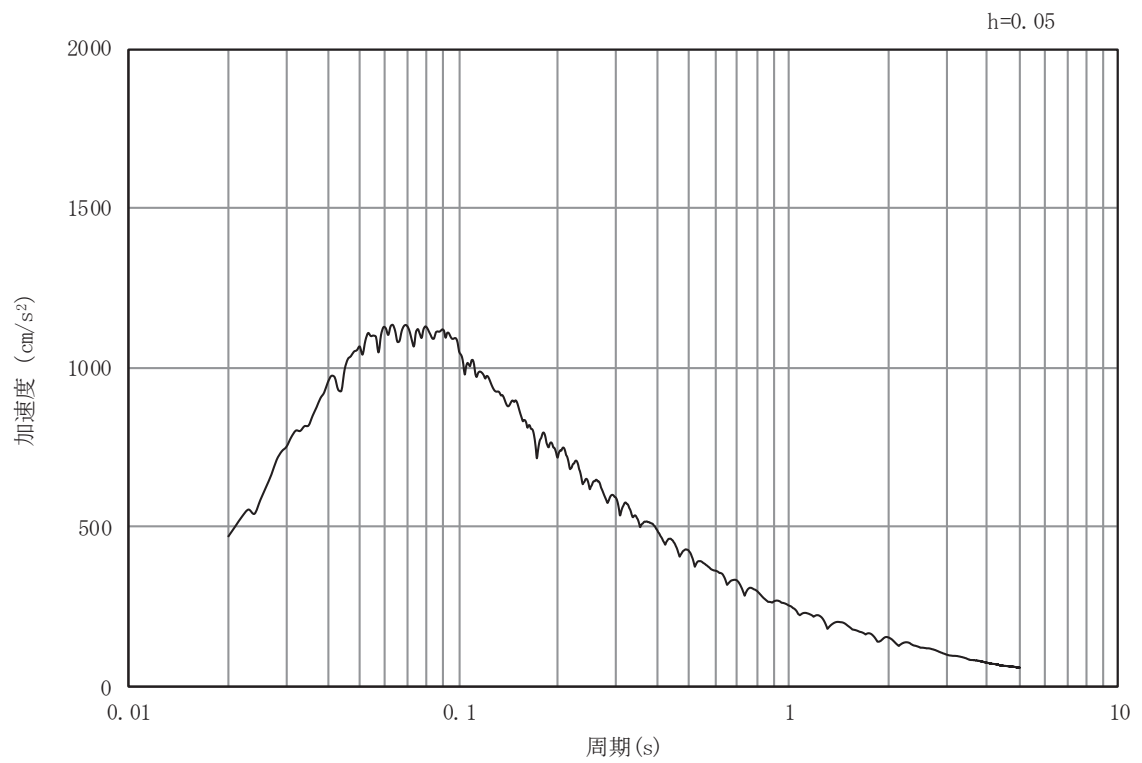


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向：S s - D 3)

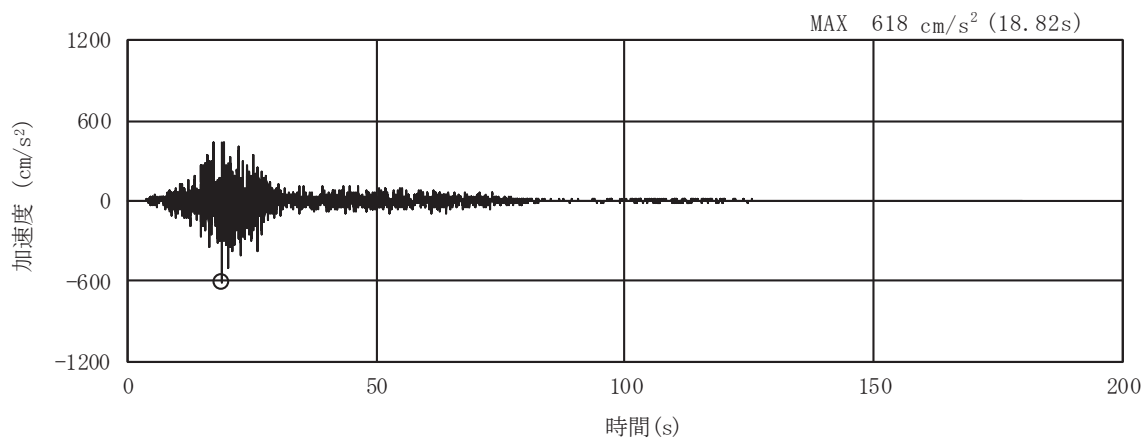


(a) 加速度時刻歴波形

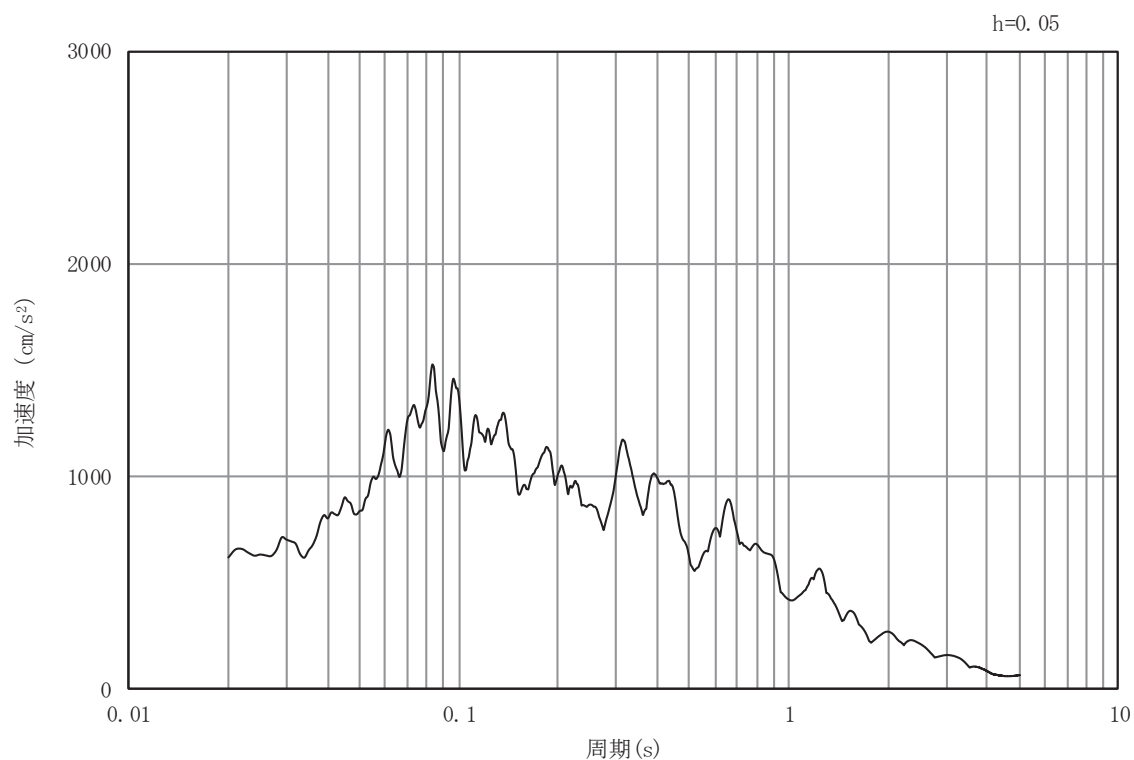


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - D 3)

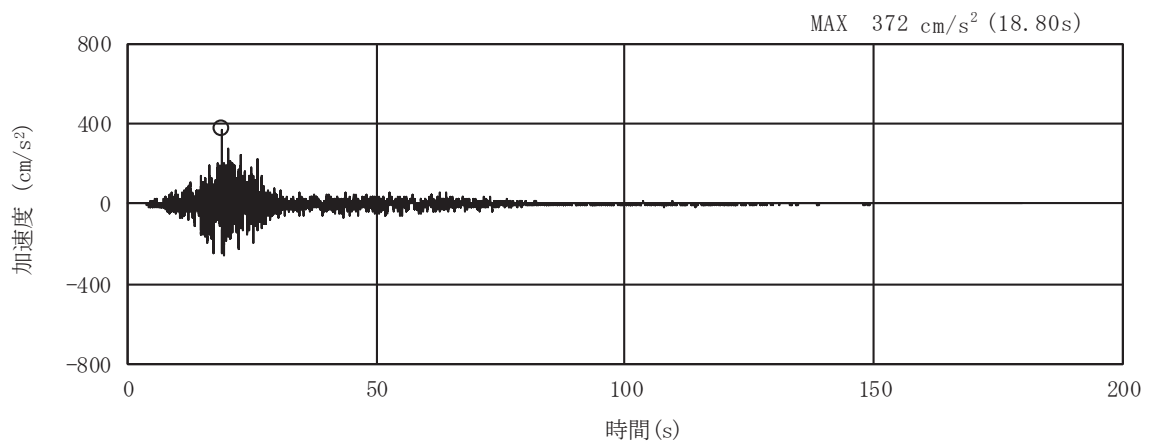


(a) 加速度時刻歴波形

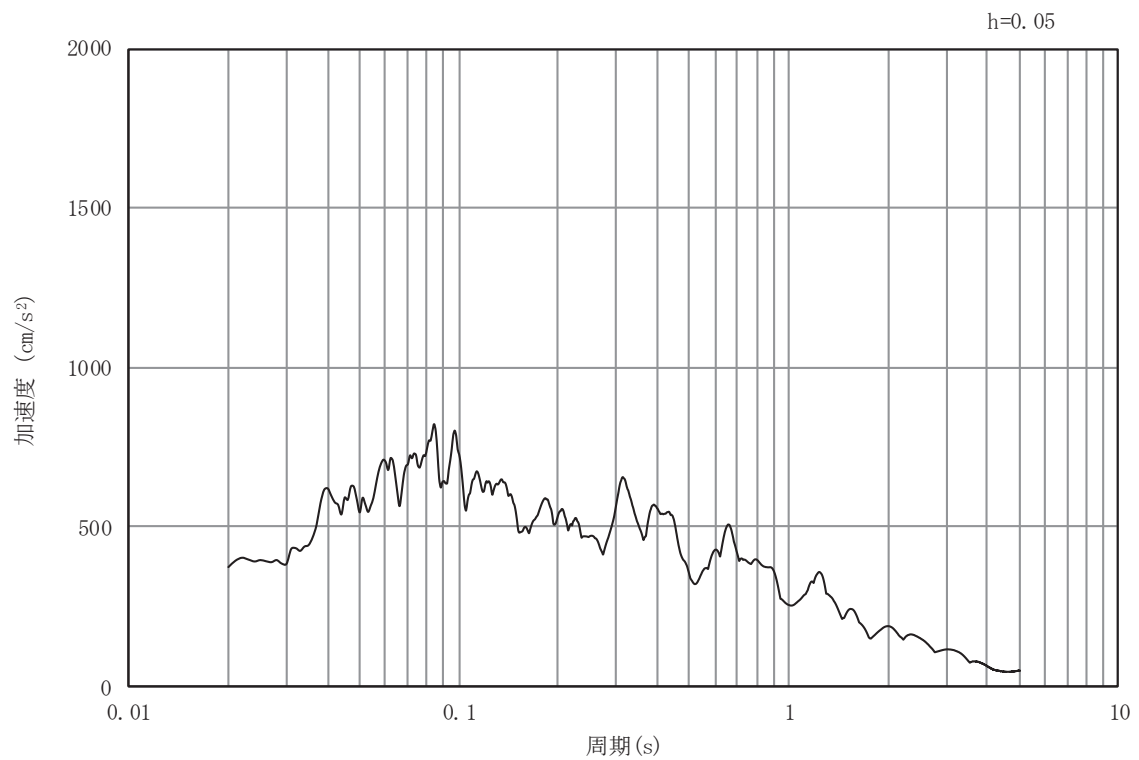


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向：S s - F 1)

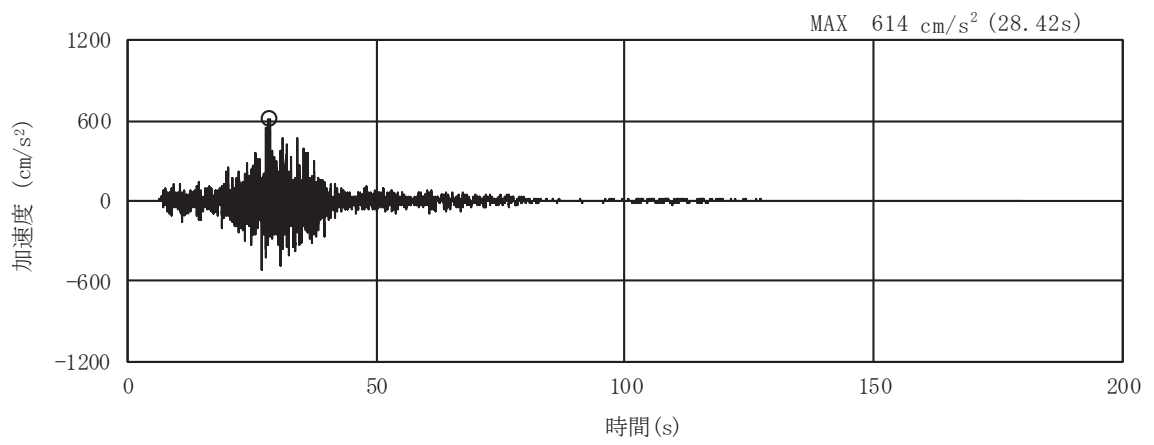


(a) 加速度時刻歴波形

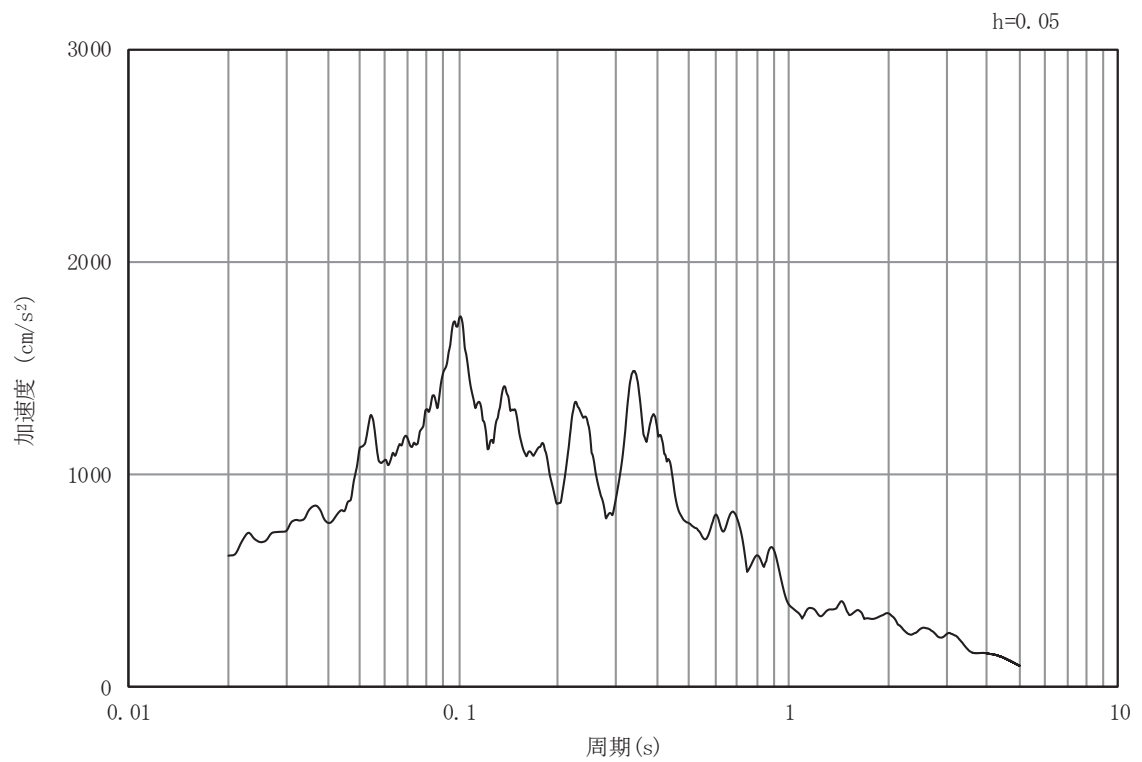


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - F 1)

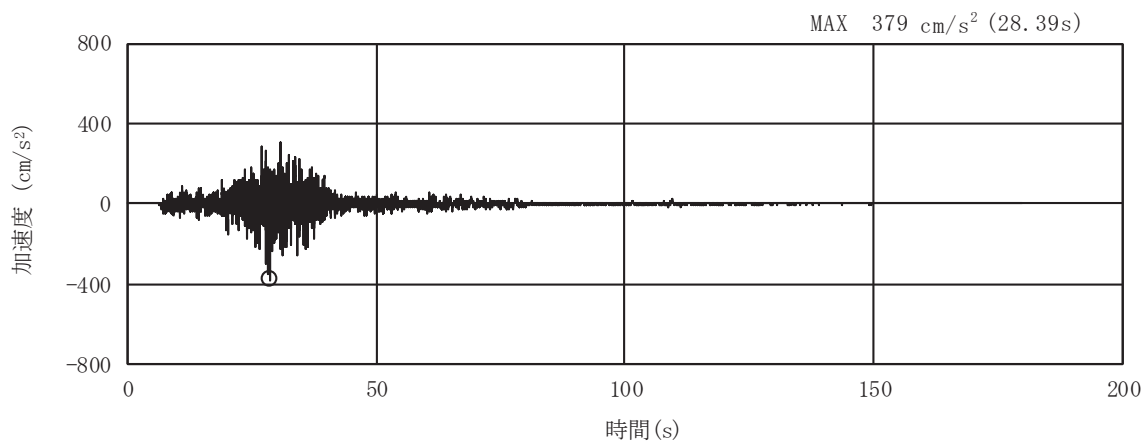


(a) 加速度時刻歴波形

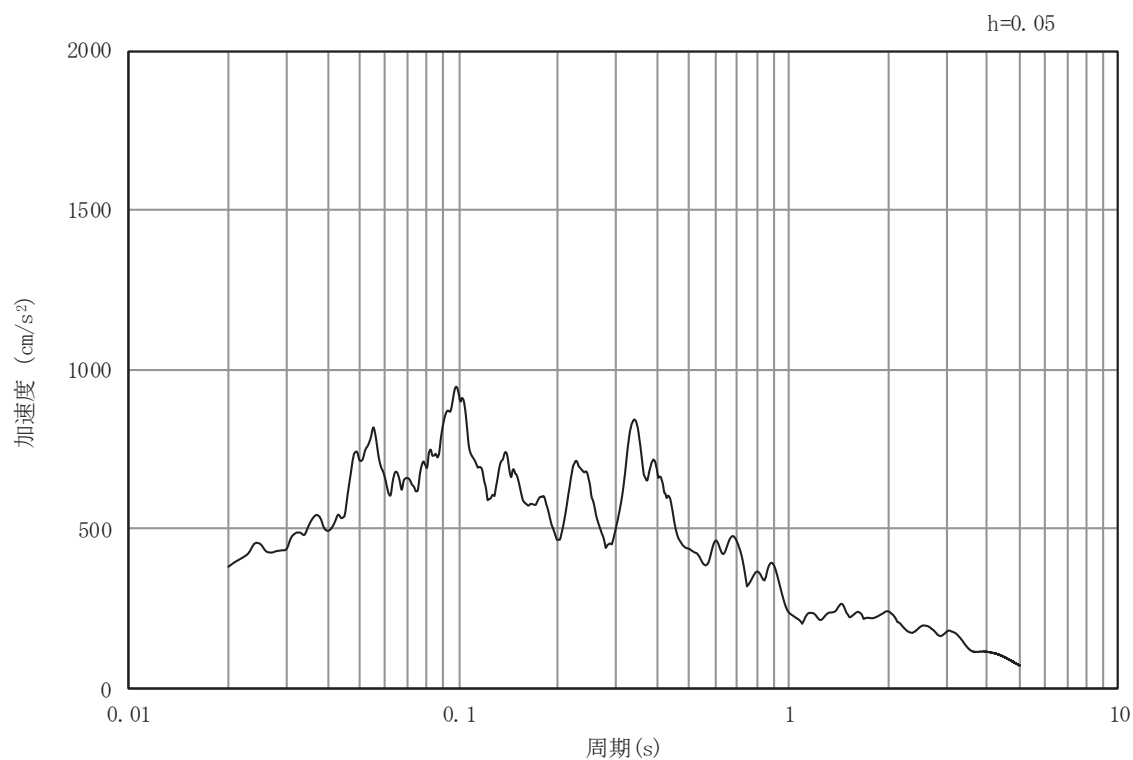


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向：S s - F 2)

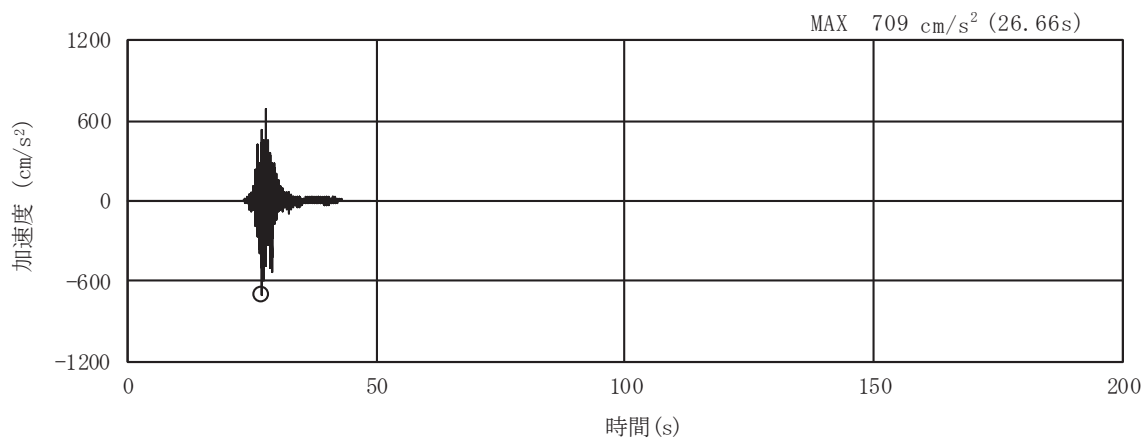


(a) 加速度時刻歴波形

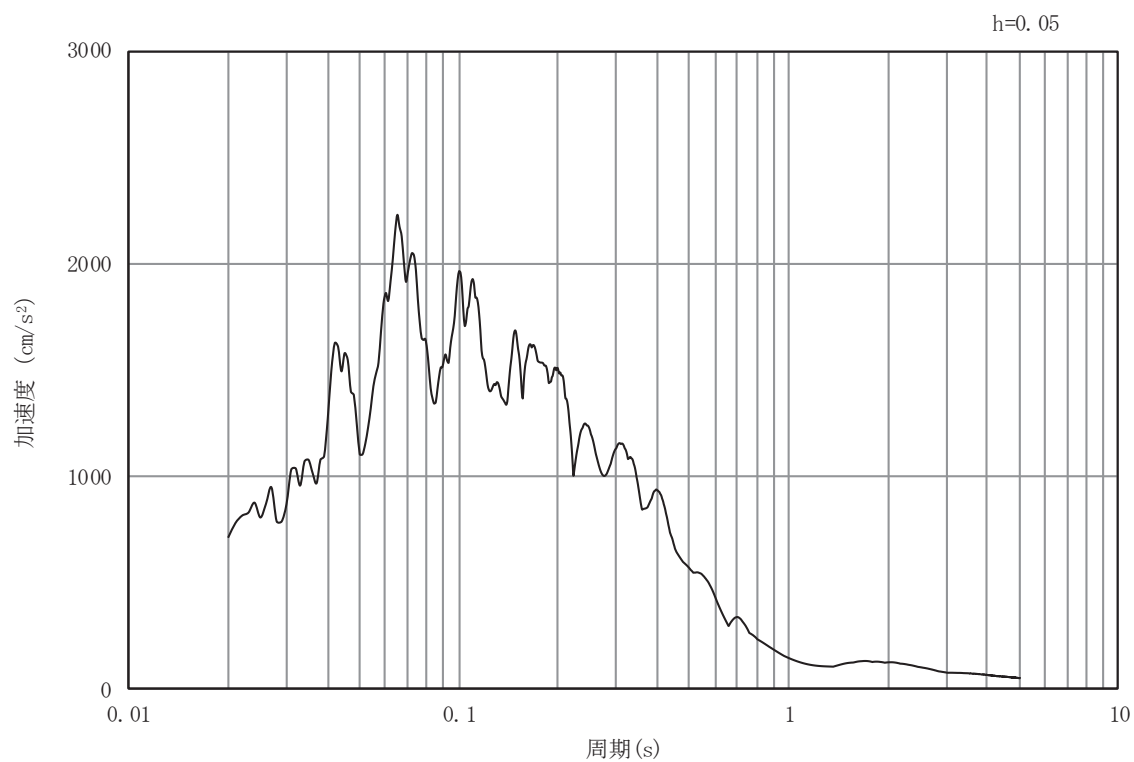


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - F 2)

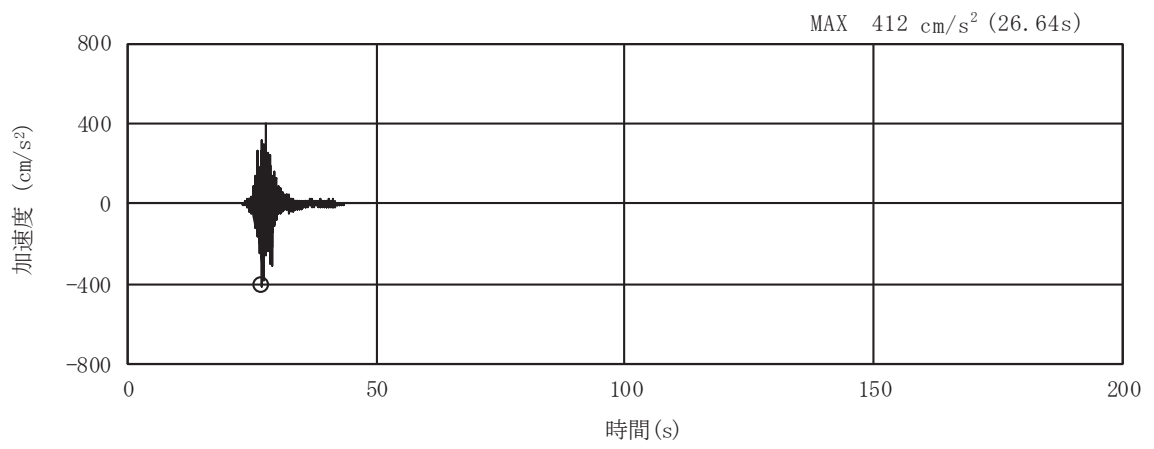


(a) 加速度時刻歴波形

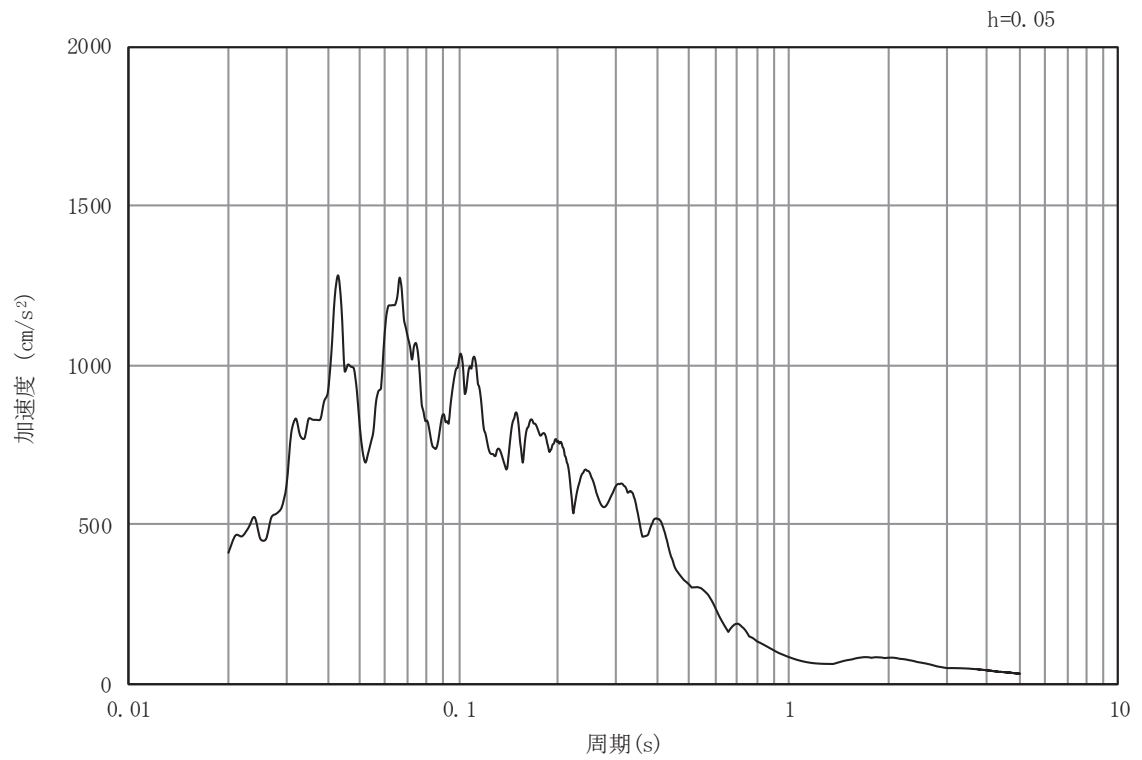


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向 : S s - F 3)

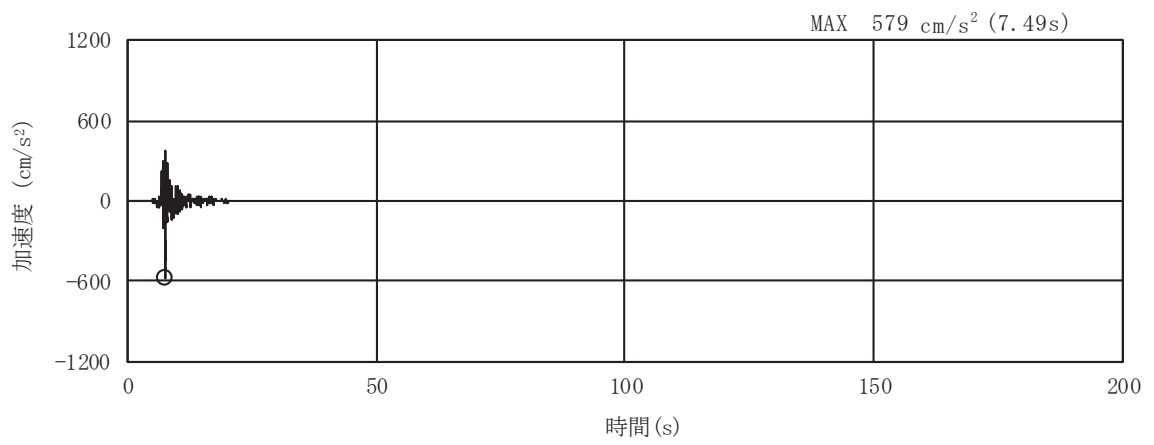


(a) 加速度時刻歴波形

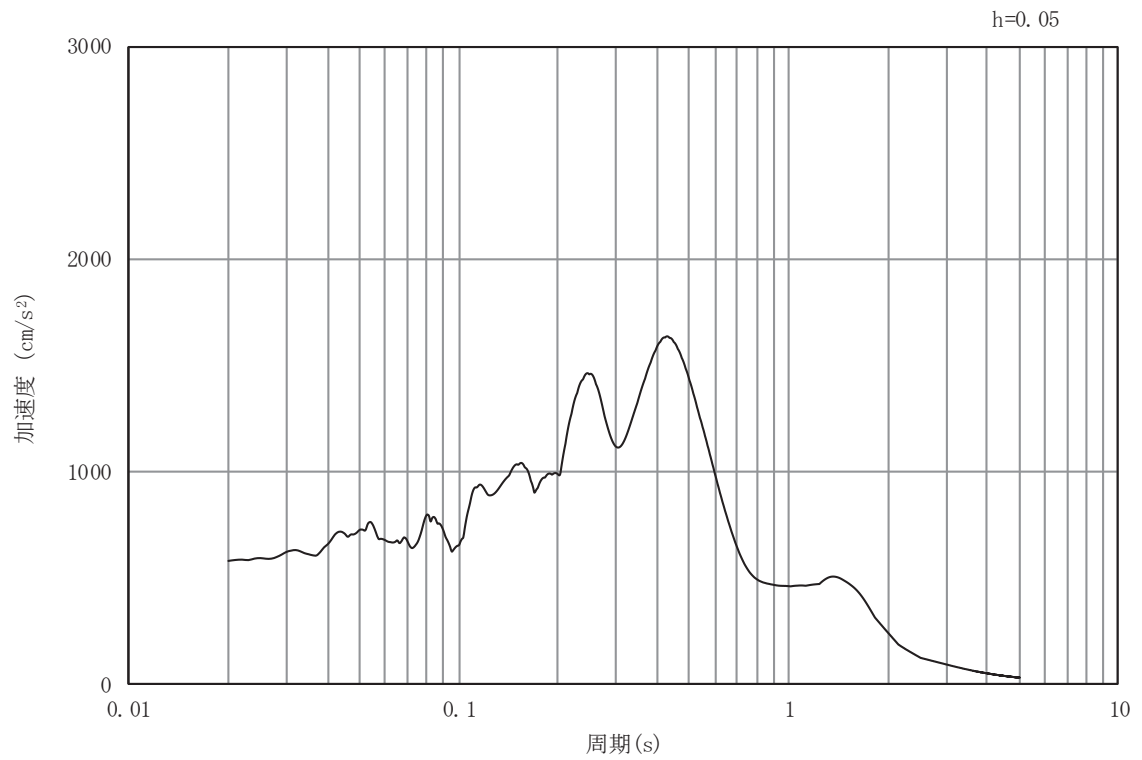


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - F 3)

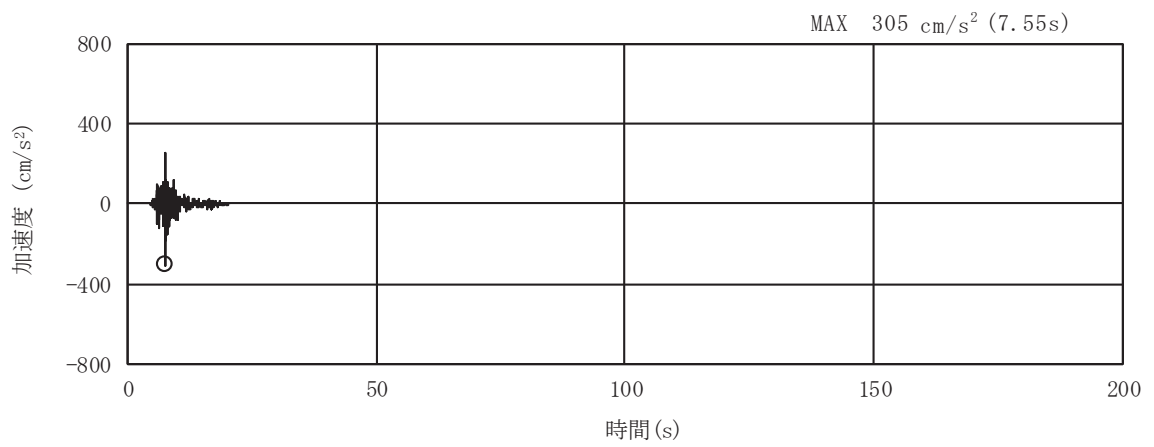


(a) 加速度時刻歴波形

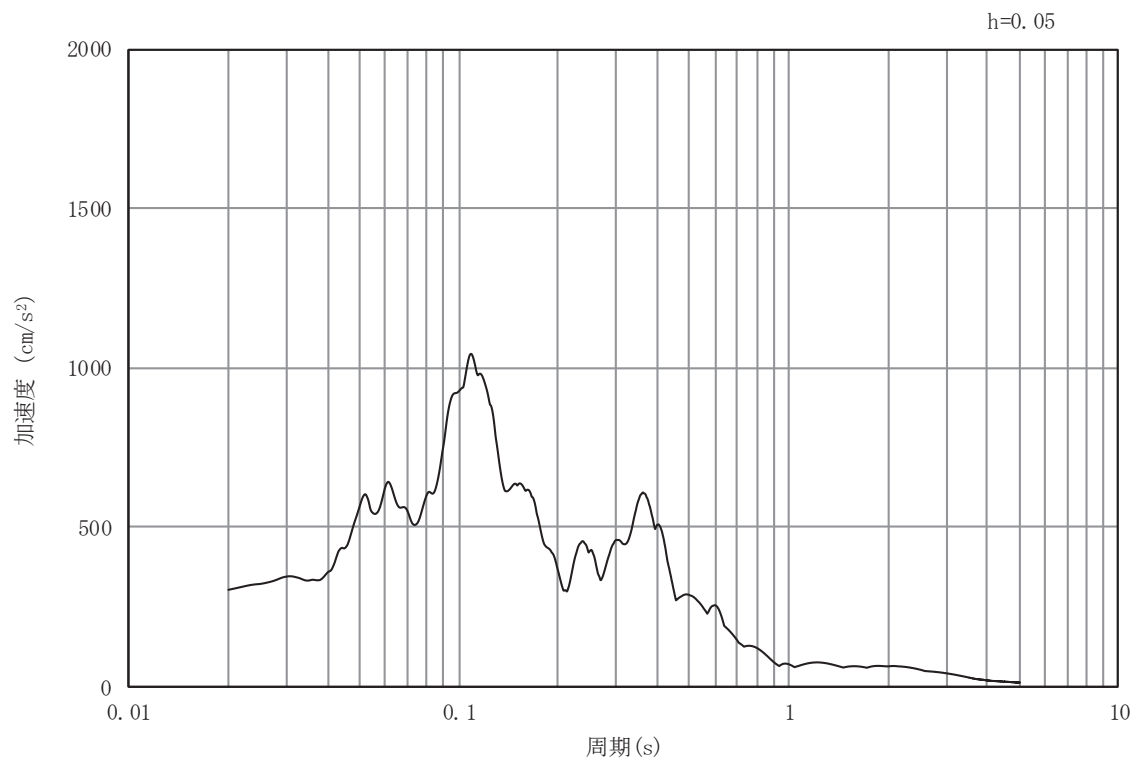


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.4-3(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
(水平方向：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 8.4-3(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
(鉛直方向：S s - N 1)

8.5 解析モデル及び諸元

8.5.1 解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 8.5-1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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 程度以下まで細分割して設定する。

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初期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 8.5-2 に示す。

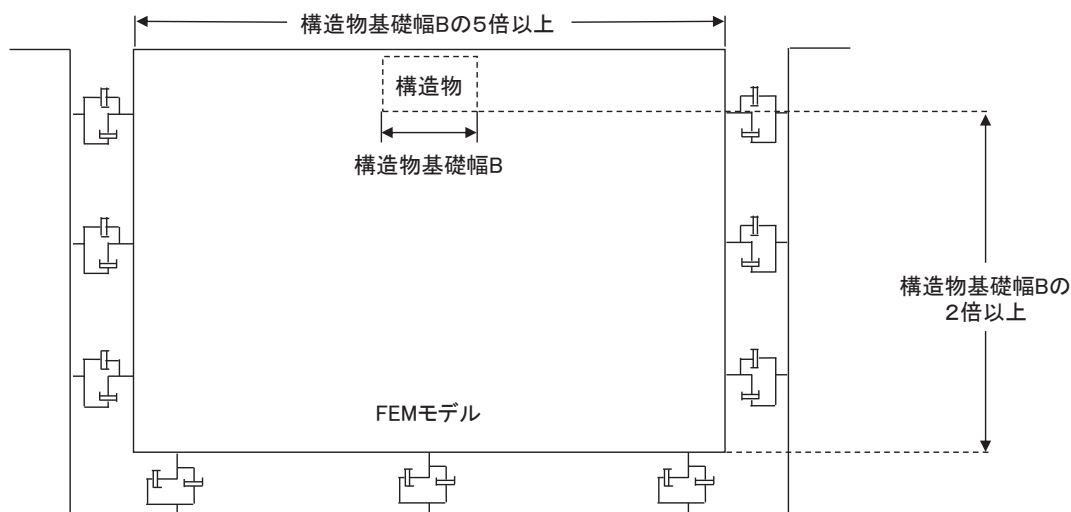


図 8.5-1 モデル化範囲の考え方

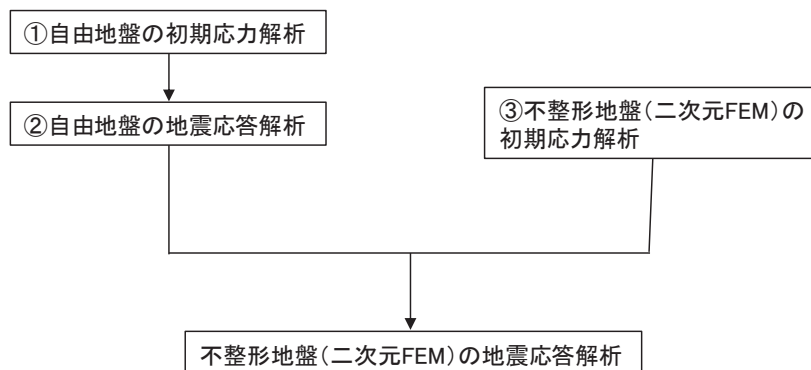


図 8.5-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側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 8.5-3 に示す。

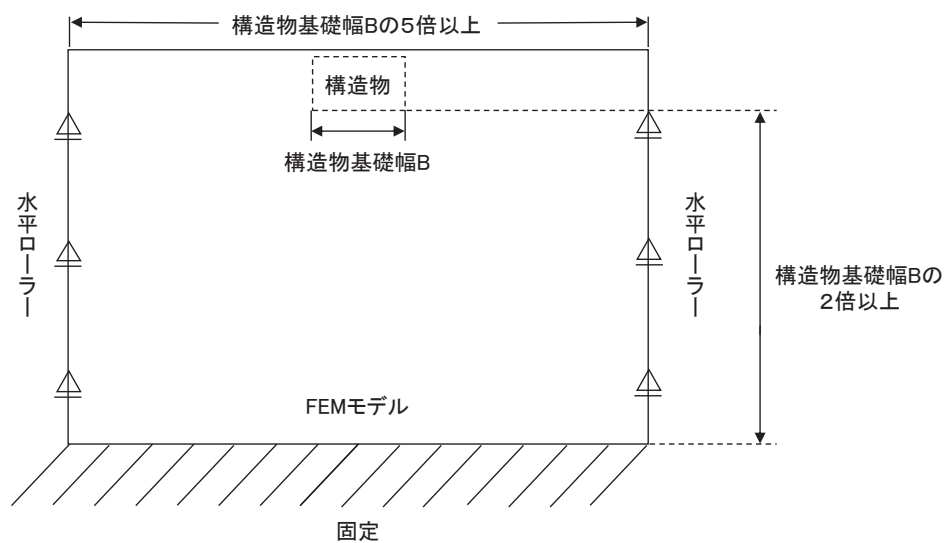


図 8.5-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期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 8.5-4 に示す。

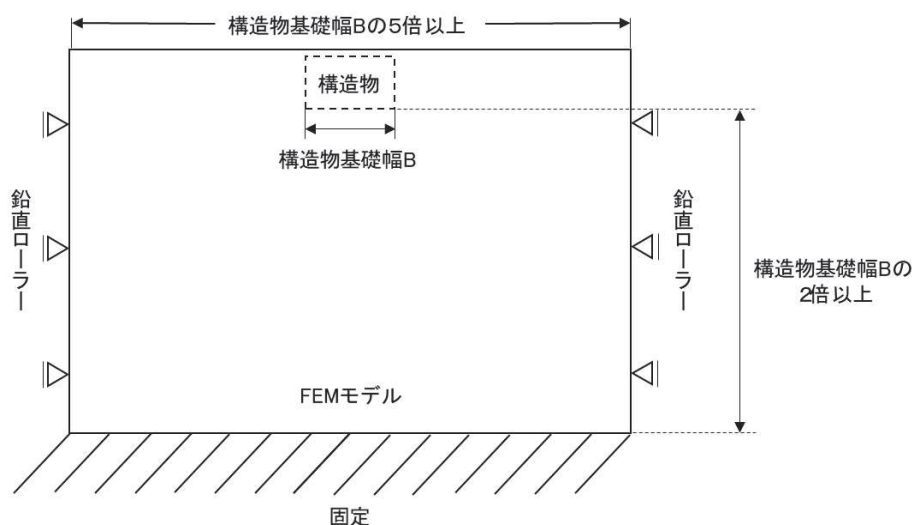


図 8.5-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 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。

(3) 構造物のモデル化

出口側集水ピットは、線形はり要素（ビーム要素）及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-5 に示す。

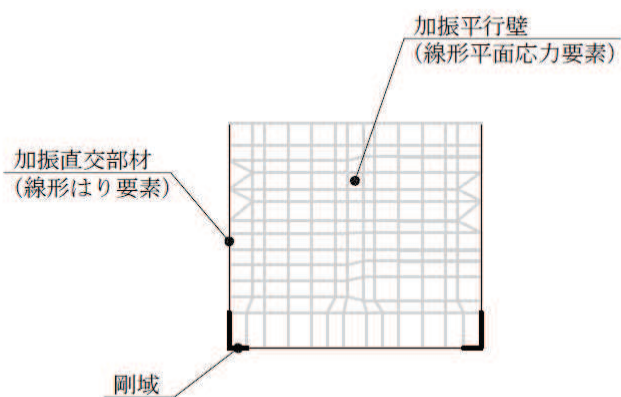


図 8.5-5 構造部材のモデル化

(4) 地盤のモデル化

C_H 級岩盤及び C_M 級岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-6 に示す。

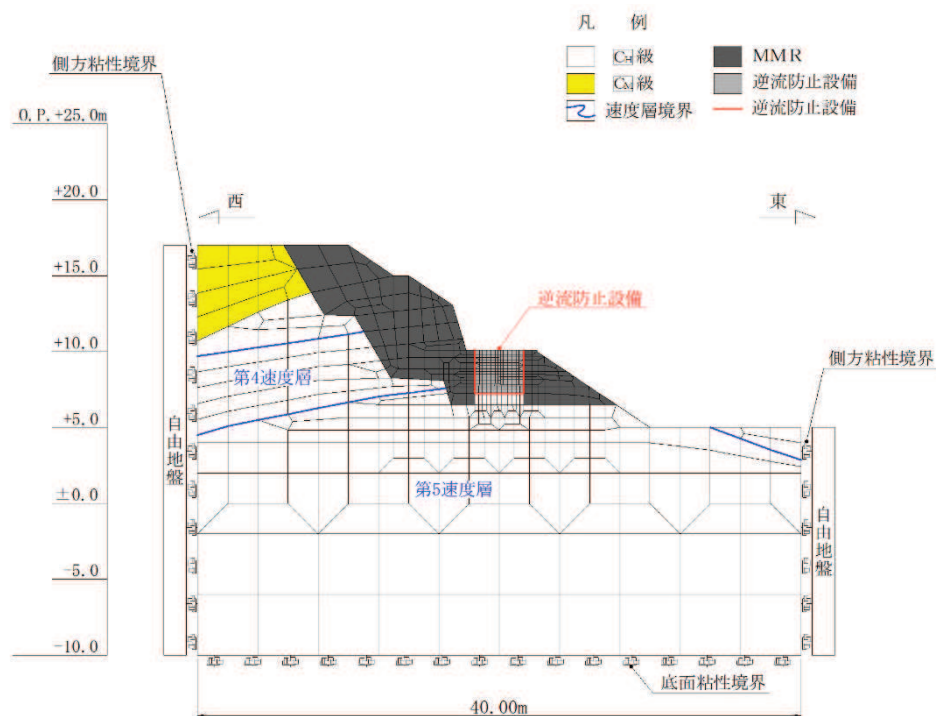


図 8.5-6 出口側集水ピットの解析モデル (A-A 断面)

(5) ジョイント要素のモデル化

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が增加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における地形の影響も含めた実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 8.5-7 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-8 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-1～表 8.5-2 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-3 のとおり設定する。

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 8.5-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記* : 砂岩

表 8.5-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性（共通）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
MMR	4.18	40

表 8.5-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
構造物-MMR	MMR の c	MMR の ϕ
構造物-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
MMR-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 8.5-4 のとおり設定する。

表 8.5-4 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

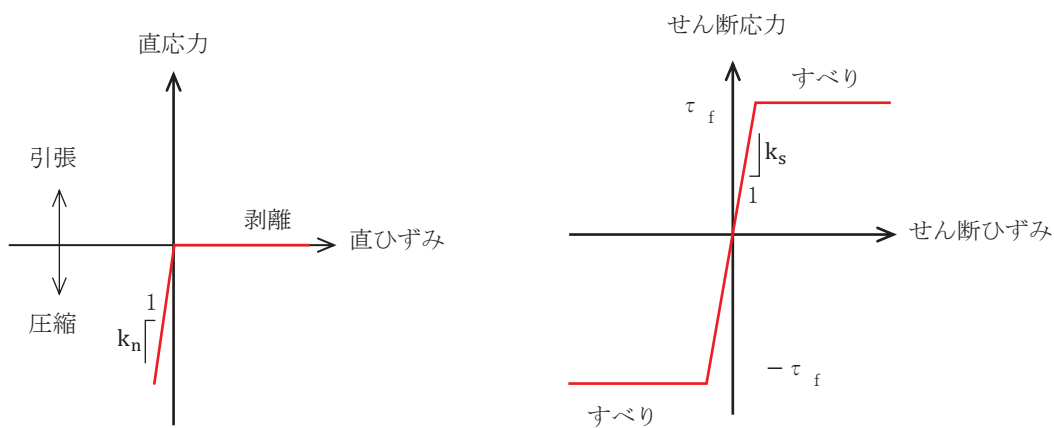


図 8.5-7 ジョイント要素の力学特性

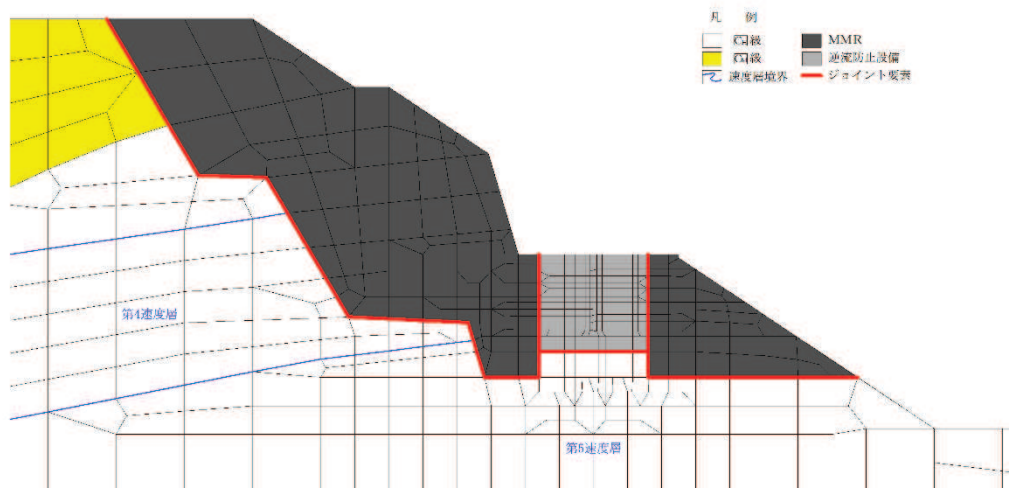


図 8.5-8 ジョイント要素の配置

8.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8.5-5 に、材料の物性値を表 8.5-6 に示す。

表 8.5-5 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²

表 8.5-6 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80×10 ⁴	0.2

8.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、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 8.5-7～表 8.5-8 に示す。

表 8.5-7 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	静的・動的特性		静的特性		動的特性		減衰定数 h	
			内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 8.5-8 参照	0.03		
C _H 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C _M 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C _L 級	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$ h = $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ + 0.028		

表 8.5-8 地盤の解析用物性値（狐崎部層）

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
		第5速度層	15.8×10^3	0.35
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第2速度層	1.4×10^3	0.44
		第3速度層	5.5×10^3	0.40
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 8.5-7 参照	0.48
		第2速度層		0.44

8.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8.1-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8.5-9 に示す。

表 8.5-9 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

8.6 地震応答解析結果

8.6.1 解析ケースと照査値

耐震評価においては、「8. 地震応答解析」に基づき、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、ケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.6-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
$S_s - D 1$	++	0.06		
	-+	0.07		
$S_s - D 2$	++	0.07		
	-+	0.08		
$S_s - D 3$	++	0.07		
	-+	0.07		
$S_s - F 1$	++	0.07		
	-+	0.06		
$S_s - F 2$	++	0.06		
	-+	0.08	0.07	0.08
$S_s - F 3$	++	0.07		
	-+	0.08		
$S_s - N 1$	++	0.07		
	-+	0.05		

表 8.6-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（西壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.10		
	-+	0.10		
S _s -D 2	++	0.10		
	-+	0.11		
S _s -D 3	++	0.10		
	-+	0.11		
S _s -F 1	++	0.11		
	-+	0.10		
S _s -F 2	++	0.10		
	-+	0.11	0.11	0.12
S _s -F 3	++	0.11		
	-+	0.11		
S _s -N 1	++	0.11		
	-+	0.10		

表 8.6-1(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（東壁）

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S _s -D 2	++	0.09		
	-+	0.10		
S _s -D 3	++	0.09		
	-+	0.10		
S _s -F 1	++	0.10		
	-+	0.09		
S _s -F 2	++	0.09		
	-+	0.10	0.10	0.11
S _s -F 3	++	0.10		
	-+	0.10		
S _s -N 1	++	0.10		
	-+	0.09		

表 8.6-1(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（南北壁）

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

(2) せん断破壊に対する照査

表 8.6-2 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-2(1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++		0.14		
	-+		0.15		
S s - D 2	++		0.15		
	-+		0.17		
S s - D 3	++		0.15		
	-+		0.15		
S s - F 1	++		0.15		
	-+		0.13		
S s - F 2	++		0.14		
	-+		0.17	0.17	0.18
S s - F 3	++		0.16		
	-+		0.18		
S s - N 1	++		0.16		
	-+		0.13		

表 8.6-2(2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（西壁）

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++		0.18		
	-+		0.19		
S s - D 2	++		0.20		
	-+		0.23		
S s - D 3	++		0.19		
	-+		0.20		
S s - F 1	++		0.20		
	-+		0.16		
S s - F 2	++		0.18		
	-+		0.23	0.23	0.24
S s - F 3	++		0.22		
	-+		0.23		
S s - N 1	++		0.21		
	-+		0.16		

表 8.6-2(3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（東壁）

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査		
			①	②	③
S s - D 1	++		0.06		
	-+		0.06		
S s - D 2	++		0.06		
	-+		0.07		
S s - D 3	++		0.07		
	-+		0.07		
S s - F 1	++		0.07		
	-+		0.06		
S s - F 2	++		0.06		
	-+		0.08	0.08	0.08
S s - F 3	++		0.07		
	-+		0.07		
S s - N 1	++		0.07		
	-+		0.07		

表 8.6-2(4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値（南北壁）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.05		
	-+	0.06		
S s - D 2	++	0.06		
	-+	0.07		
S s - D 3	++	0.06		
	-+	0.06		
S s - F 1	++	0.06		
	-+	0.05		
S s - F 2	++	0.05		
	-+	0.07	0.07	0.07
S s - F 3	++	0.07		
	-+	0.07		
S s - N 1	++	0.06		
	-+	0.05		

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.6-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.6-3 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値
（基礎地盤（狐崎部層）の接地圧）

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - D 2	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - D 3	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 1	++	0.02		
	-+	0.02		
S s - F 2	++	0.02		
	-+	0.02	0.02	0.03
S s - F 3	++	0.02		
	-+	0.03		
S s - N 1	++	0.02		
	-+	0.02		

8.6.2 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）

頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）を表8.6-4に示す。

表8.6-4 頂底版間の層間変位が最大となる時刻（時刻1）

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)		
			(時刻 (s))		
①	S _s -D1	++	+0.050	(44.97)	
		-+	+0.051	(40.36)	
	S _s -D2	++	+0.056	(12.87)	
		-+	+0.068	(20.38)	
	S _s -D3	++	-0.050	(28.41)	
		-+	+0.056	(28.41)	
	S _s -F1	++	+0.055	(18.84)	
		-+	-0.049	(18.83)	
	S _s -F2	++	-0.053	(28.32)	
		-+	+0.068	(28.44)	
	S _s -F3	++	+0.064	(26.68)	
		-+	+0.067	(27.64)	
	S _s -N1	++	+0.056	(7.51)	
		-+	-0.048	(7.50)	
	②	S _s -F2	-+	+0.065	(28.44)
	③	S _s -F2	-+	+0.072	(28.44)

(2) 総水平荷重が最大となる時刻（時刻2）

総水平荷重が最大となる時刻（時刻2）を表8.6-5に示す。

表 8.6-5 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

解析ケース	地震動		総水平荷重 (kN/m)		
			(時刻 (s))		
①	S _s -D 1	++	+277	(44.96)	
		-+	+291	(25.16)	
	S _s -D 2	++	+325	(12.87)	
		-+	+339	(20.38)	
	S _s -D 3	++	+279	(7.16)	
		-+	+303	(14.36)	
	S _s -F 1	++	+300	(18.83)	
		-+	+242	(19.44)	
	S _s -F 2	++	+286	(30.63)	
		-+	+349	(28.44)	
	S _s -F 3	++	+319	(26.67)	
		-+	+381	(27.64)	
	S _s -N 1	++	+309	(7.50)	
		-+	+228	(7.29)	
	②	S _s -F 2	-+	+342	(28.44)
	③	S _s -F 2	-+	+360	(28.44)

(3) 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3) を表 8.6-6 に示す。

表 8.6-6 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm)		
			(時刻 (s))		
①	S _s -D 1	++	+0.050	(44.97)	
		-+	+0.051	(40.36)	
	S _s -D 2	++	+0.056	(12.87)	
		-+	+0.068	(20.38)	
	S _s -D 3	++	-0.050	(28.41)	
		-+	+0.056	(28.41)	
	S _s -F 1	++	+0.055	(18.84)	
		-+	-0.049	(18.83)	
	S _s -F 2	++	-0.053	(28.32)	
		-+	+0.068	(28.44)	
	S _s -F 3	++	+0.064	(26.68)	
		-+	+0.067	(27.64)	
	S _s -N 1	++	+0.056	(7.51)	
		-+	-0.048	(7.50)	
	②	S _s -F 2	-+	+0.065	(28.44)
	③	S _s -F 2	-+	+0.072	(28.44)

8.6.3 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.6-1 及び図 8.6-2 に示す。

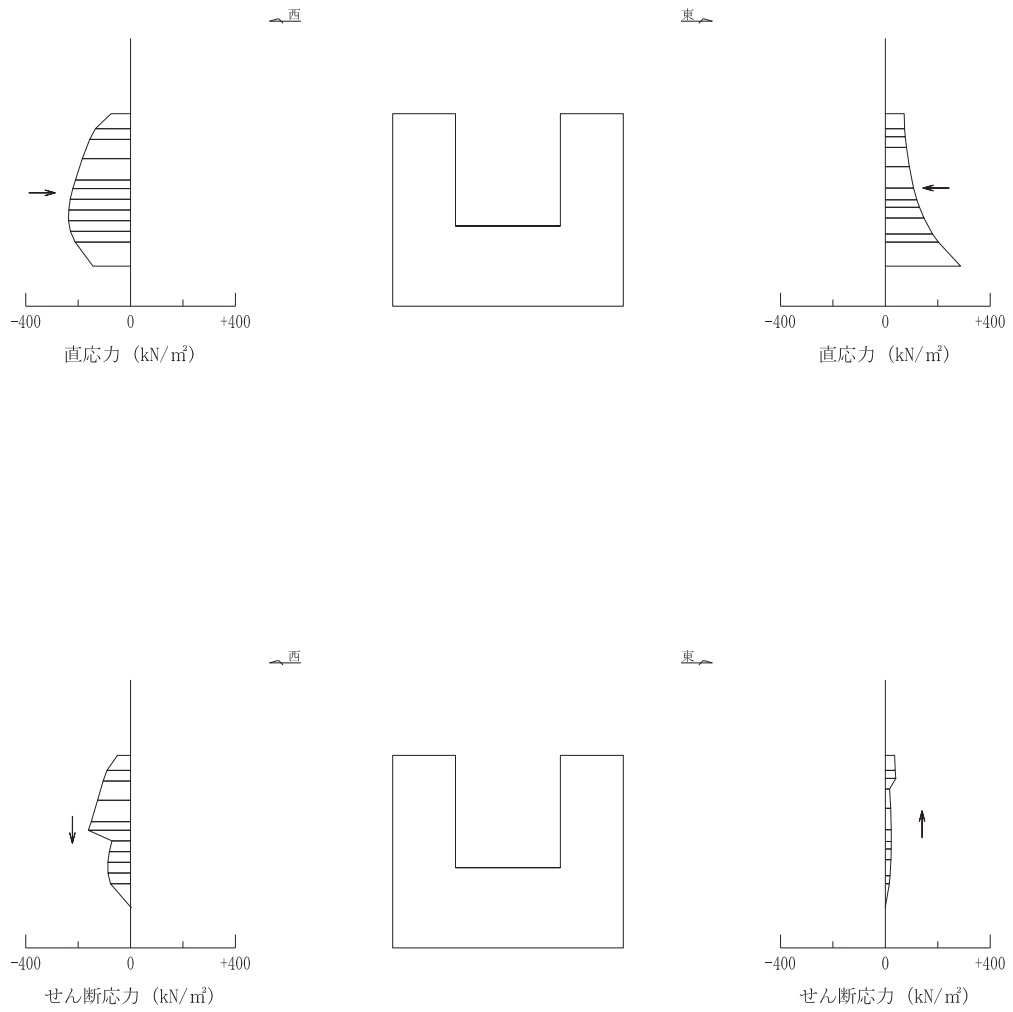


図 8.6-1 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)
 (解析ケース①, S s - F 2 (++))

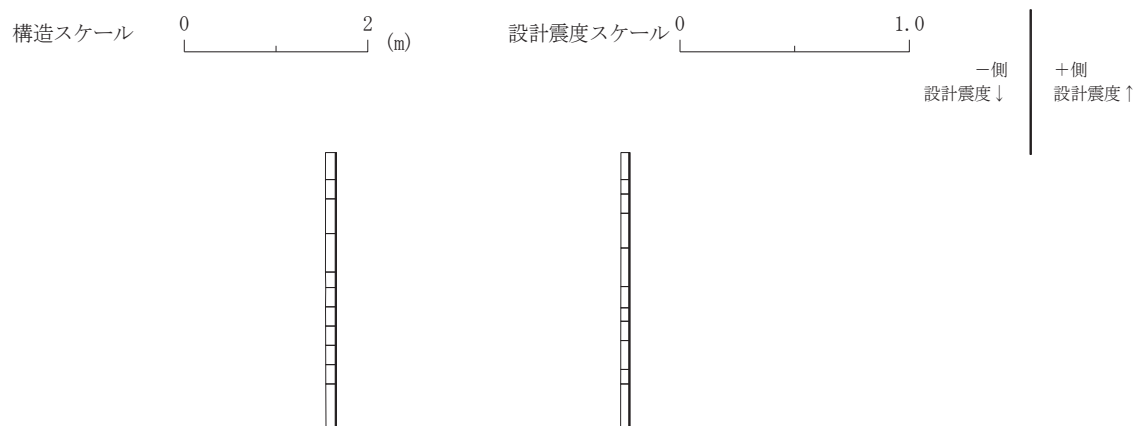
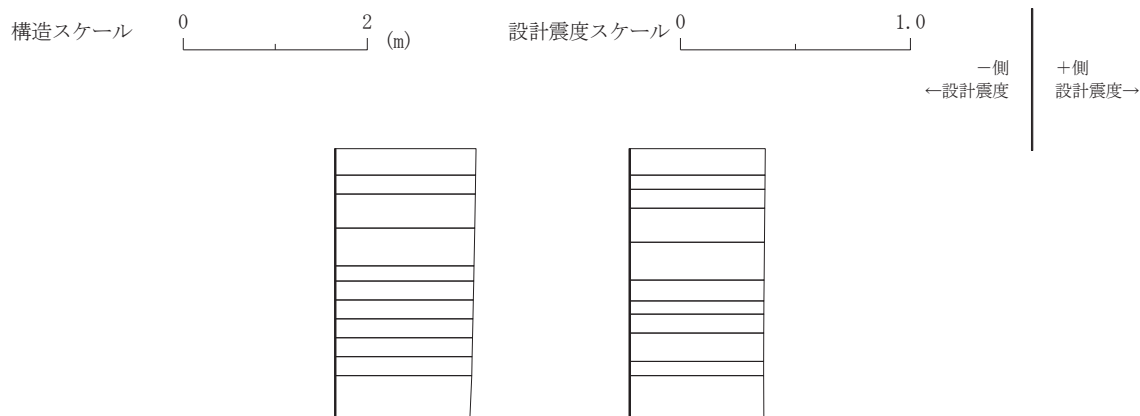
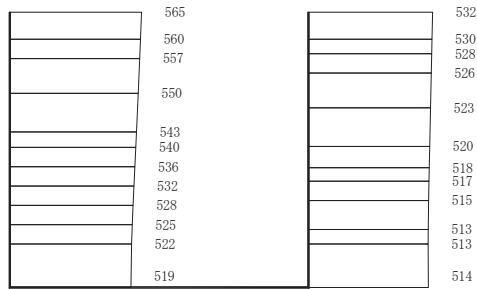


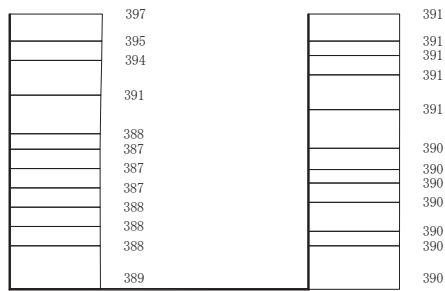
図 8.6-2 作用荷重分布図 (設計震度分布)
 (解析ケース①, $S_s - F_2$ (++))

8.6.4 最大加速度分布図

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8.6-3 に示す。



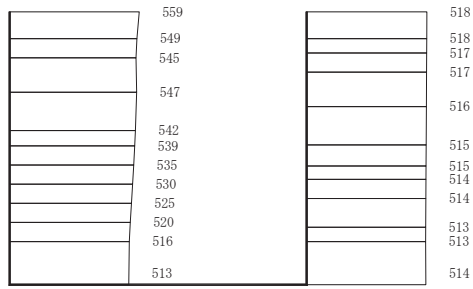
(a) S s - D 1 (++) 水平



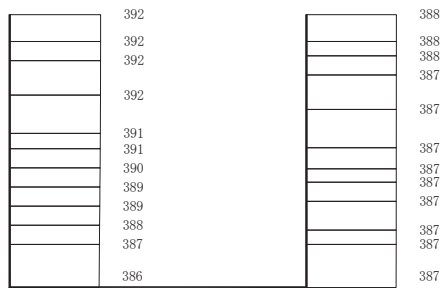
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(1) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



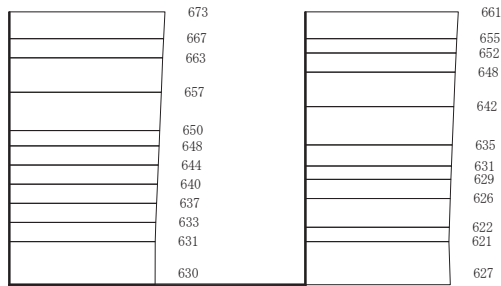
(a) S s - D 1 (- +) 水平



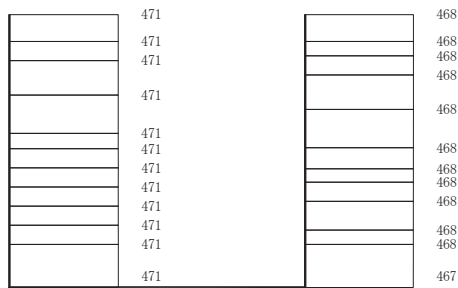
(b) S s - D 1 (- +) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(2) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) S s - D 2 (++) 水平

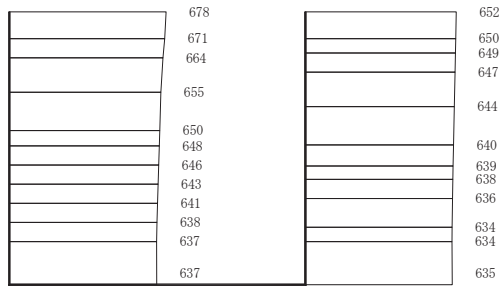


(b) S s - D 2 (++) 鉛直

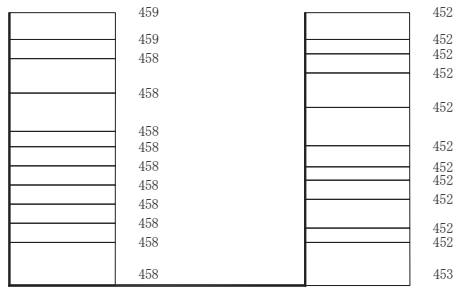


図 8.6-3(3) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



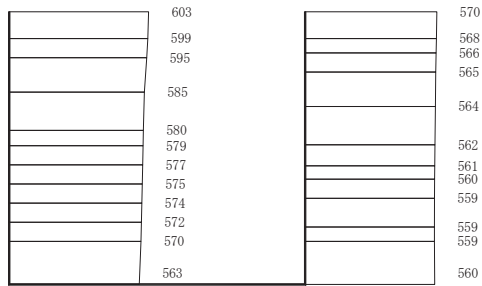
(a) S s - D 2 (- +) 水平



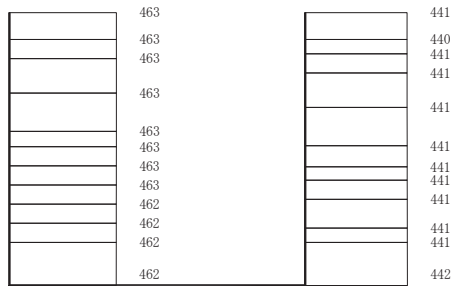
(b) S s - D 2 (- +) 鉛直



図 8.6-3(4) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



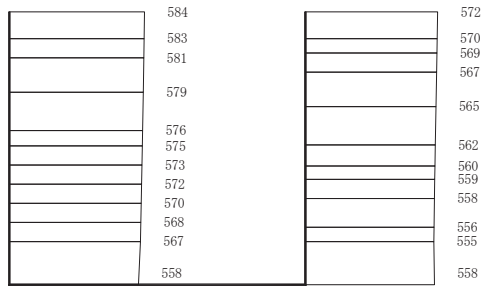
(a) S s - D 3 (++) 水平



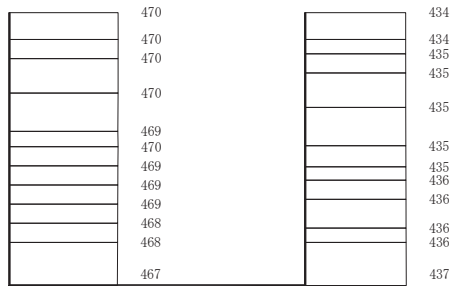
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(5) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



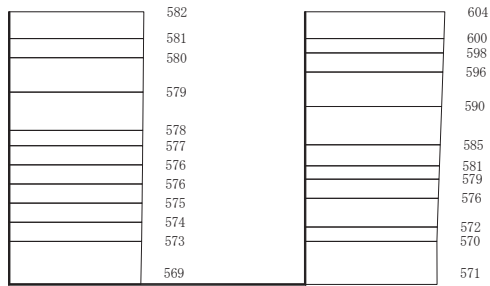
(a) S s - D 3 (- +) 水平



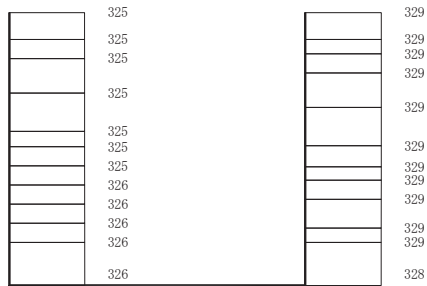
(b) S s - D 3 (- +) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(6) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



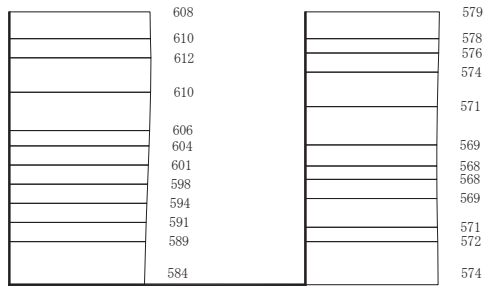
(a) $S_s - F1$ (++) 水平



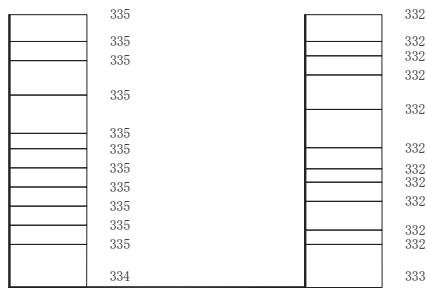
(b) $S_s - F1$ (++) 鉛直



図 8.6-3(7) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



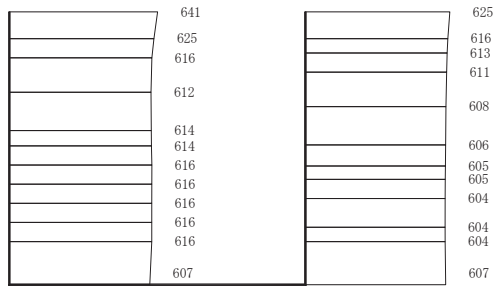
(a) $S_s - F1$ (一十) 水平



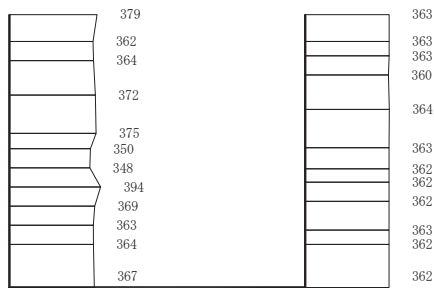
(b) $S_s - F1$ (一十) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(8) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



(a) $S_s - F_2$ (++) 水平

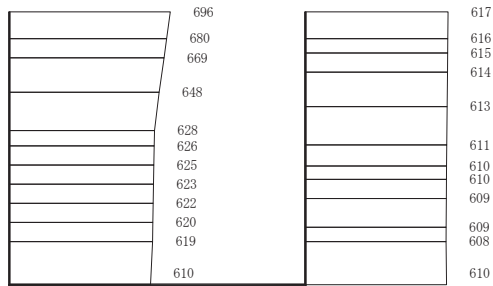


(b) $S_s - F_2$ (++) 鉛直

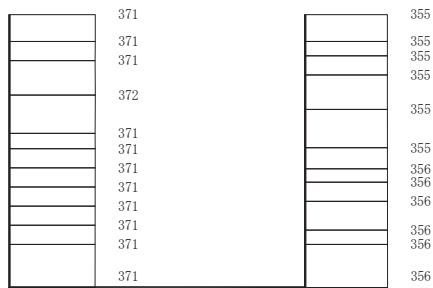


図 8.6-3(9) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



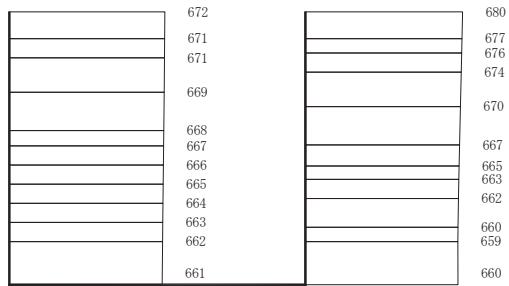
(a) $S_s - F_2 (-+)$ 水平



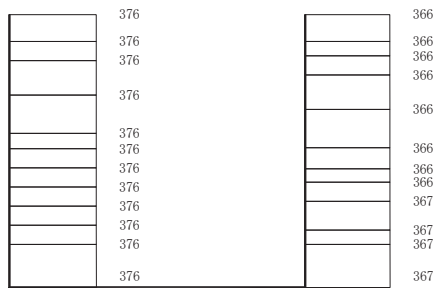
(b) $S_s - F_2 (-+)$ 鉛直



図 8.6-3(10) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



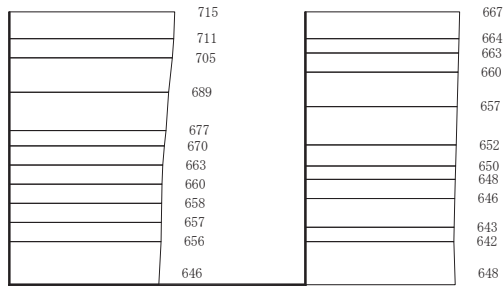
(a) $S_s - F_3$ (++) 水平



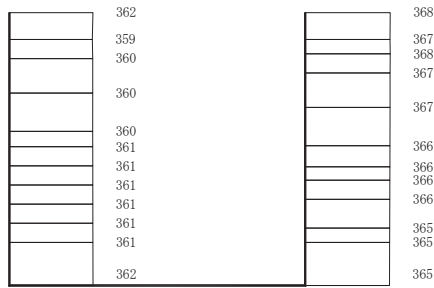
(b) $S_s - F_3$ (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(11) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



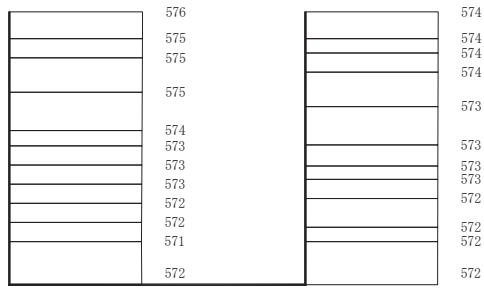
(a) $S_s - F_3 (-+)$ 水平



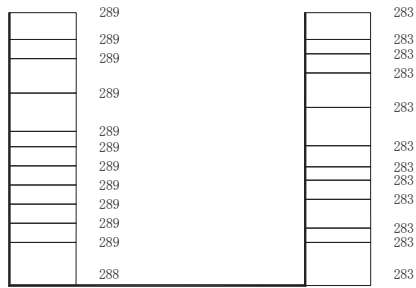
(b) $S_s - F_3 (-+)$ 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(12) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



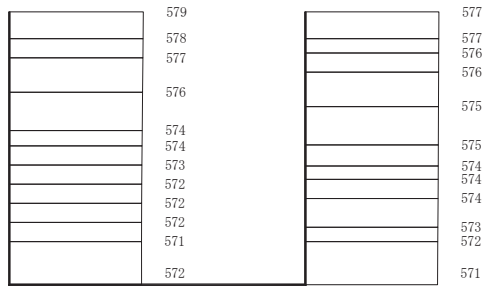
(a) S s - N 1 (++) 水平



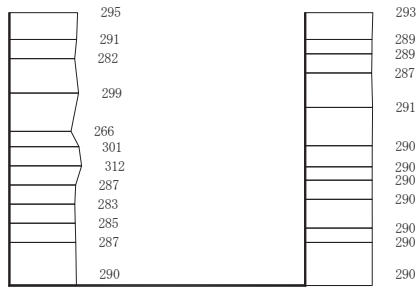
(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(13) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



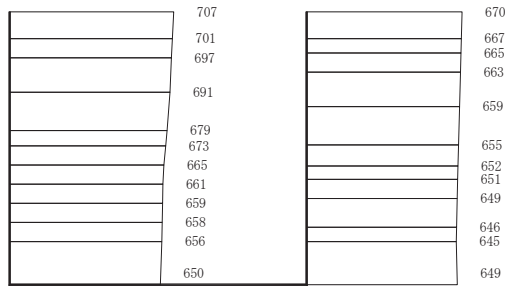
(a) $S_s - N1$ (ー+) 水平



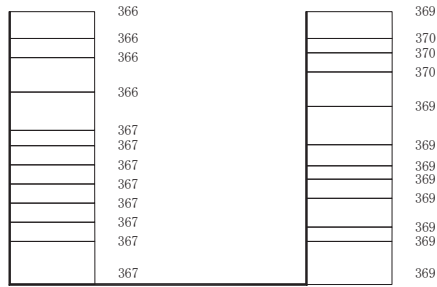
(b) $S_s - N1$ (ー+) 鉛直



図 8.6-3(14) 最大加速度分布図
(解析ケース①)



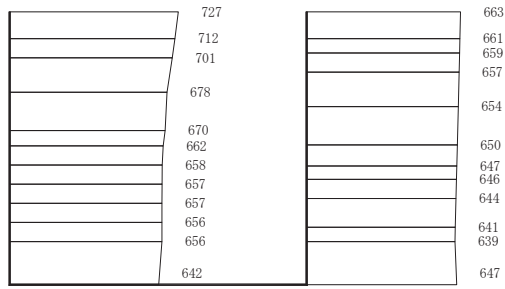
(a) S s - F 3 (- +) 水平



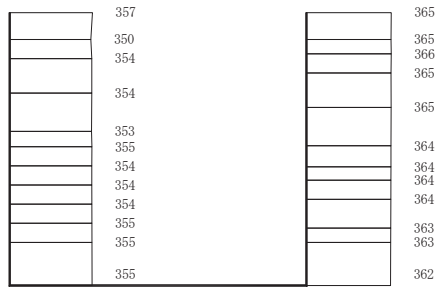
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

(b) S s - F 3 (- +) 鉛直

図 8.6-3(15) 最大加速度分布図
 (解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S s - F 3 (-+) 水平

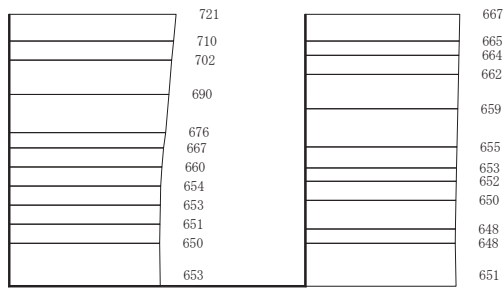


(b) S s - F 3 (-+) 鉛直

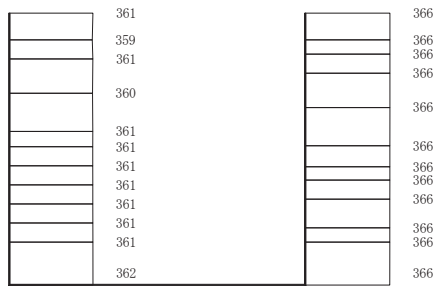
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.6-3(16) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)



(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/s²)

図 8.6-3(17) 最大加速度分布図

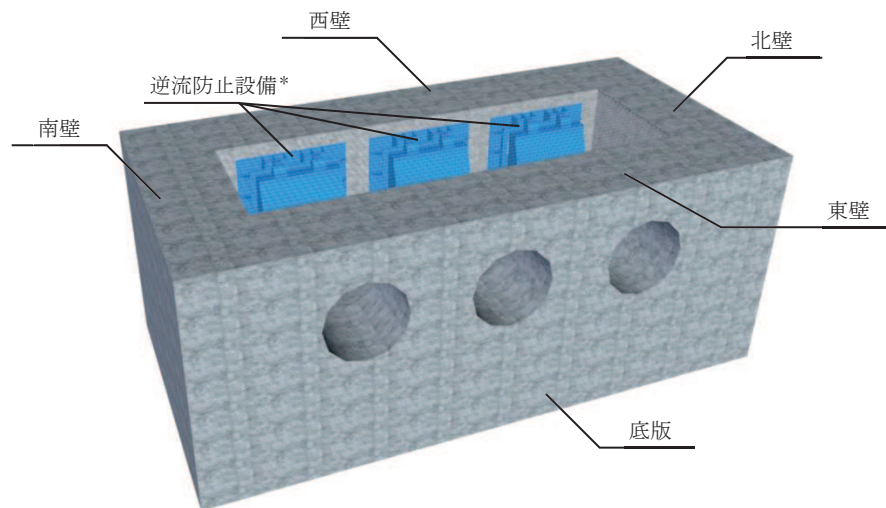
(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

9. 三次元構造解析

9.1 評価対象部位

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁、東壁、南壁及び西壁）及び底版とする。

図 9.1-1 に評価対象部材を示す。



注記*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

図 9.1-1 三次元構造解析の評価対象部材

9.2 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8. 地震応答解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

出口側集水ピットの耐震評価は、構造的特徴や周辺状況から主たる荷重方向（弱軸方向であるピット縦断方向）を評価対象として実施する。

一方、主たる荷重（ピット縦断方向）に対し、加振方向に平行に配置される北壁及び南壁は面内荷重に抵抗しているが、従方向（ピット横断方向）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、出口側集水ピットはピット縦断方向の耐震評価に加えて加振方向に平行に配置された壁部材への影響を確認するため、従方向の荷重を作用させる。

この水平2方向载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こととし、「VI-2-12-1 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」に示す。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。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。

9.3 解析モデル及び諸元

9.3.1 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 9.3-1 に，要素分割図を図 9.3-2 に示す。

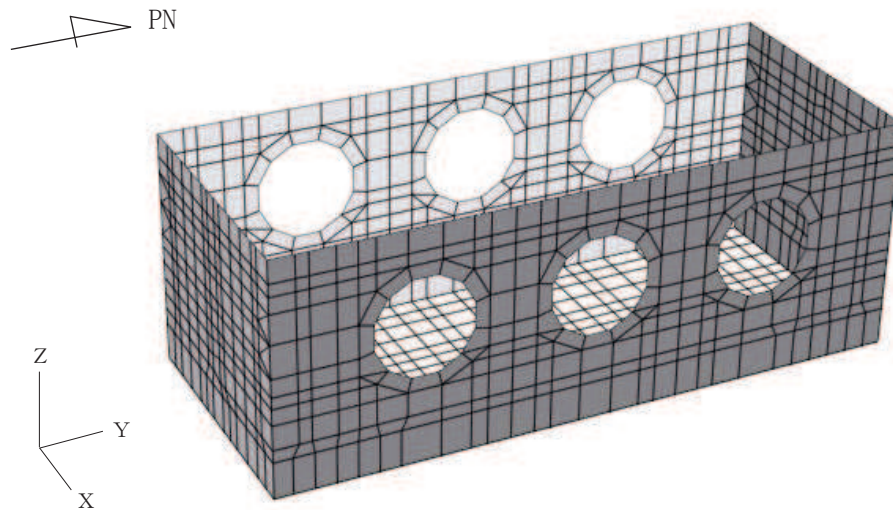


図 9.3-1 出口側集水ピットの解析モデル

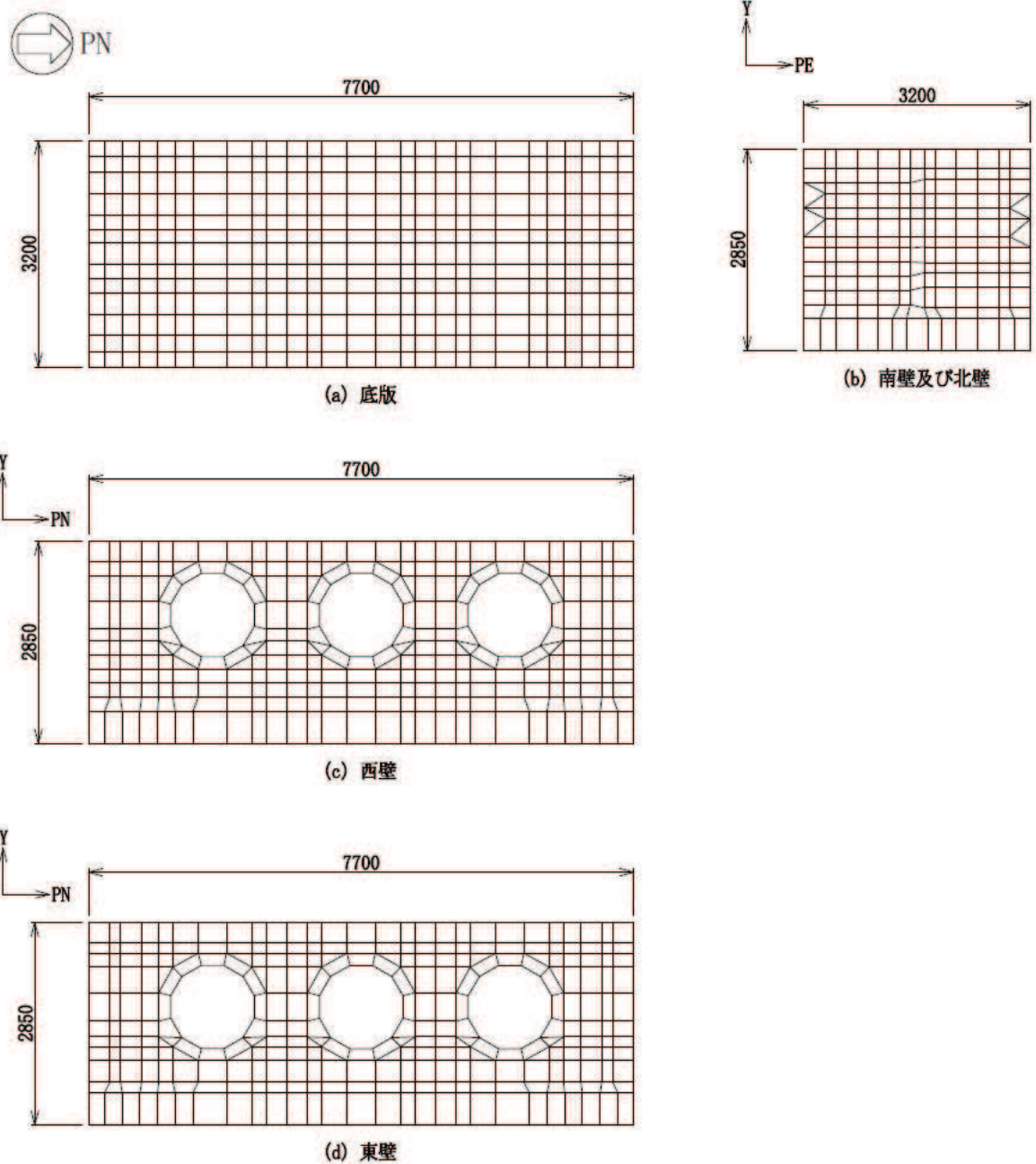


図 9.3-2 要素分割図

(1) 構造物のモデル化

構造物は、線形シェル要素でモデル化する。

(2) 境界条件

構造物と周辺地盤には、境界条件としての地盤ばねを配置する。地盤ばねは節点ばねとする。

地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」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、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

a. 常時解析

常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき、設定する。

①鉛直方向地盤反力係数

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに、

k_V : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{V0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_V : 基礎の換算載荷幅 (m) $B_V = \sqrt{A_V}$

A_V : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数。女川3号物性は、平板載荷試験から求めた変形数であることから $\alpha = 1$ (常時) とする。

E_0 : 地盤の変形係数で、道路橋示方書IV 10.4 に従い、地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m²) とする。

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

B : 基礎幅 (m)

D : 基礎の奥行 (m)

h_n : 影響を調べる深さ (m)

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_{0i} : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m²)

θ : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ とする

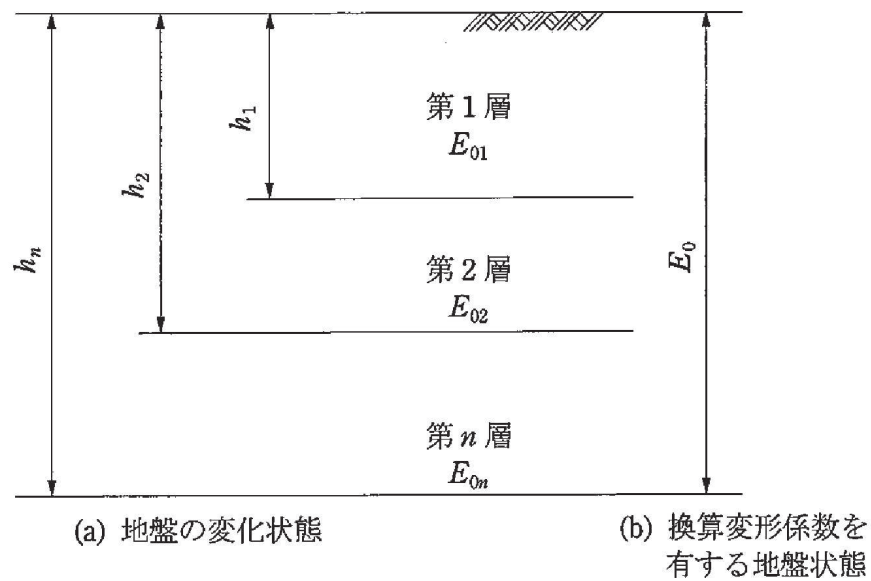


図 9.3-3 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

②水平方向せん断地盤反力係数

$$k_S = \lambda k_V$$

ここに、

k_S : 水平方向せん断地盤反力係数(kN/m³)

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

b. 地震時解析 (支持地盤)

地震時解析における支持地盤は、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、「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。

①岩盤の等価せん断弾性係数

$$G_R = \frac{G_{R1}}{\sum \left[\left(\frac{G_{R1}}{G_{Ri}} \right) \cdot \{F_H(\zeta_{i-1}) - F_H(\zeta_i)\} \right]}$$

$$F_H(\zeta) = \frac{1}{(2-\nu)} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{3+4\zeta^2}{\sqrt{1+\zeta^2}} - 2\xi + \frac{1-2\nu}{2} \cdot (\sqrt{1+\zeta^2} - \zeta) \right]$$

$$\zeta = \frac{Z}{a}$$

ここで、

G_R : 等価せん断弾性係数(kN/m²)

G_{Ri} : 第 i 層のせん断弾性係数(kN/m²) 動せん断弾性係数 (初期剛性)

Z_i : 第 i 層の下端の深さ(m)

a : 基礎の等価半径 (m)

$$a = 2 \sqrt{\frac{\ell_x \cdot \ell_y}{\pi}}$$

$2\ell_x$: 加力方向の基礎の辺長 (m)

$2\ell_y$: 加力直角方向の基礎の辺長 (m)

ν : 岩盤のポアソン比 (動ポアソン比)

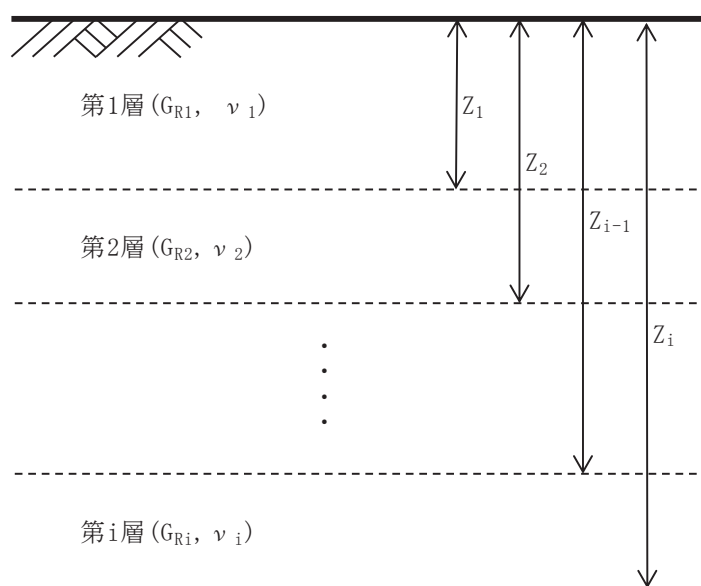


図 9.3-4 等価せん断弾性係数の算出概念図

②岩盤の鉛直方向地盤反力係数(地震時増分)

$$k_{VR} = 0.5 \cdot (k_{VRX} + k_{VRY})$$

$$k_{VRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_x} \cdot \frac{1}{\lambda_x \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)}$$

$$k_{VRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_y} \cdot \frac{1}{\lambda_y \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)}$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{VR} : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

③岩盤のせん断方向地盤反力係数

$$k_{SR} = 0.5 \cdot (k_{SRX} + k_{SRY})$$

$$k_{SRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_x \cdot F(\lambda_x)}$$

$$F(\lambda_x) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_x^2} + \lambda_x\right) + \lambda_x \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$k_{SRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_y \cdot F(\lambda_y)}$$

$$F(\lambda_y) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_y^2} + \lambda_y\right) + \lambda_y \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{SR} : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

c. 地震時解析（側方地盤）

地震時解析における側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

①水平方向地盤反力係数

側壁部の水平方向地盤反力係数は、道示IV下部構造編 9.5.2 より算出する。

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

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \quad (E_D = \text{Max}(E_{D1}, E_{D2}))$$

$$E_{D1} = 2(1 + \nu_D) G_D$$

$$E_{D2} = \frac{9K G_D}{3K + G_D}$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)

k_{H0} : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)

E_{D1} : 一次元地震応答解析による収束剛性から ν 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

ν_D : 地盤の動的ポアソン比 (セメント改良土 : 0.36)

G_D : 地盤の動的せん断変形係数 (kN/m²) で一次元地震応答解析による収束剛性を用いる。また、セメント改良土の区間内の平均値を代表値として用いる。

E_{D2} : 一次元地震応答解析による収束剛性から K 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

K : 体積弾性係数 (kN/m³) で、地下水位以深の場合は、地盤の初期堆積弾性係数と水の体積弾性係数 ($K_w = 2222 \times 10^3$ kN/m³) の大きい方の値とする。

②せん断方向地盤反力係数

$$k_S = 0.3k_H$$

ここで、

k_S : 側壁部のせん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_h : 側壁部の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

9.3.2 使用材料及び材料の物性値


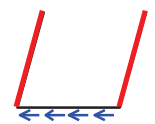
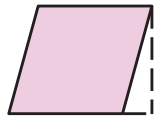
出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.2 使用材料及び材料の物性値」と同様である。

9.4 照査時刻

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、損傷モード毎及び部材毎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 9.4-1 に照査時刻の選定の考え方を示す。

表9.4-1 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 (面外)	壁 (面外)		構造物上端と下端の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	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 3 (時刻 1)	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

9.5 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づく「9.4 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表9.5-1に、各入力荷重の算定フローを図9.5-1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9.5-2に示す。常時荷重は表8.3-3に示す荷重を考慮する。

表9.5-1 三次元構造解析における入力荷重

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

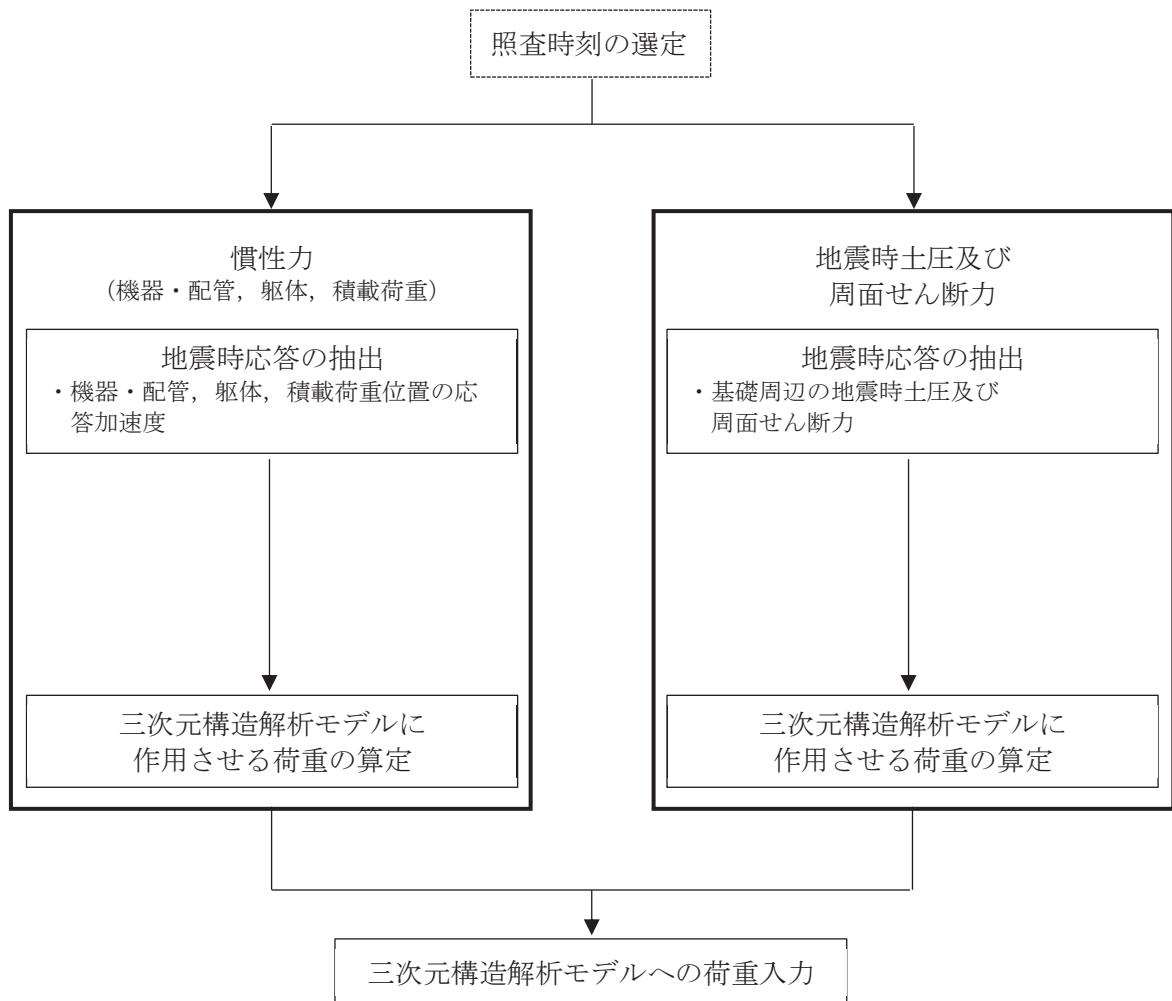


図9.5-1 各入力荷重の算定フロー

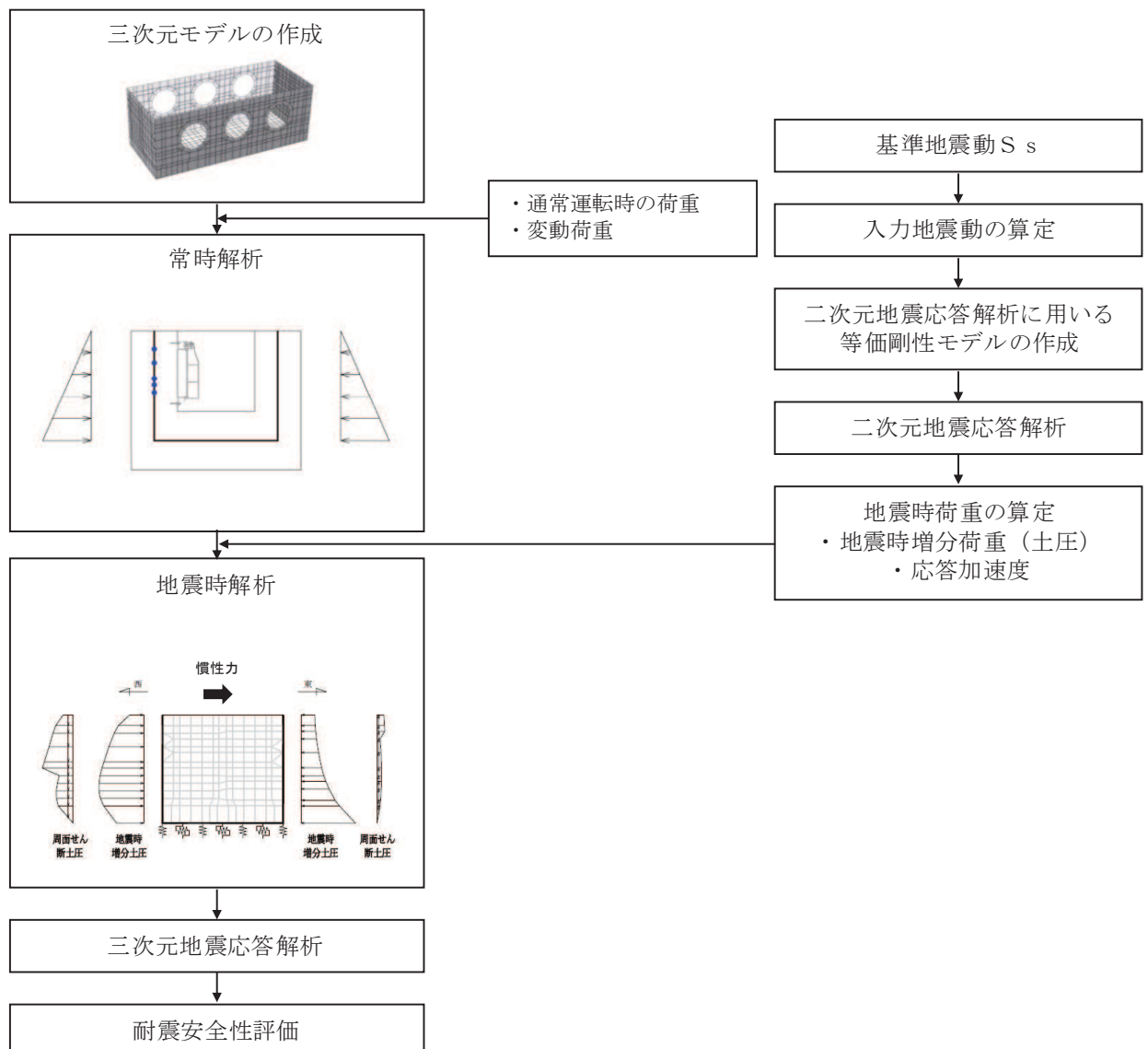


図 9.5-2 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

9.5.1 慣性力

機器・配管及び躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 9.5-3 に示す。

算定した慣性力は図 9.5-4 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。なお、算定した慣性力は三次元構造解析モデルの各節点において、水平方向及び鉛直方向同時に入力する。

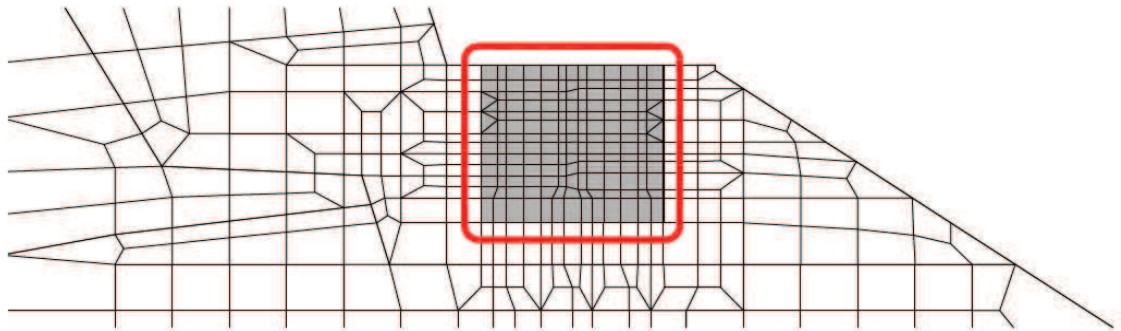
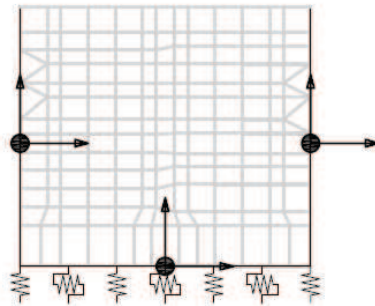


図 9.5-3 応答加速度抽出位置



注記* : 図中の黒丸は水平方向及び鉛直方向同時入力することを表している

図 9.5-4 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

9.5.2 地震時増分土圧及び周面せん断土圧

躯体側面に作用する地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、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（直応力及びせん断応力）から算定する。地震時増分土圧及び周面せん断土圧の抽出位置を図9.5-5に示す。また、算定した地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、図9.5-6に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

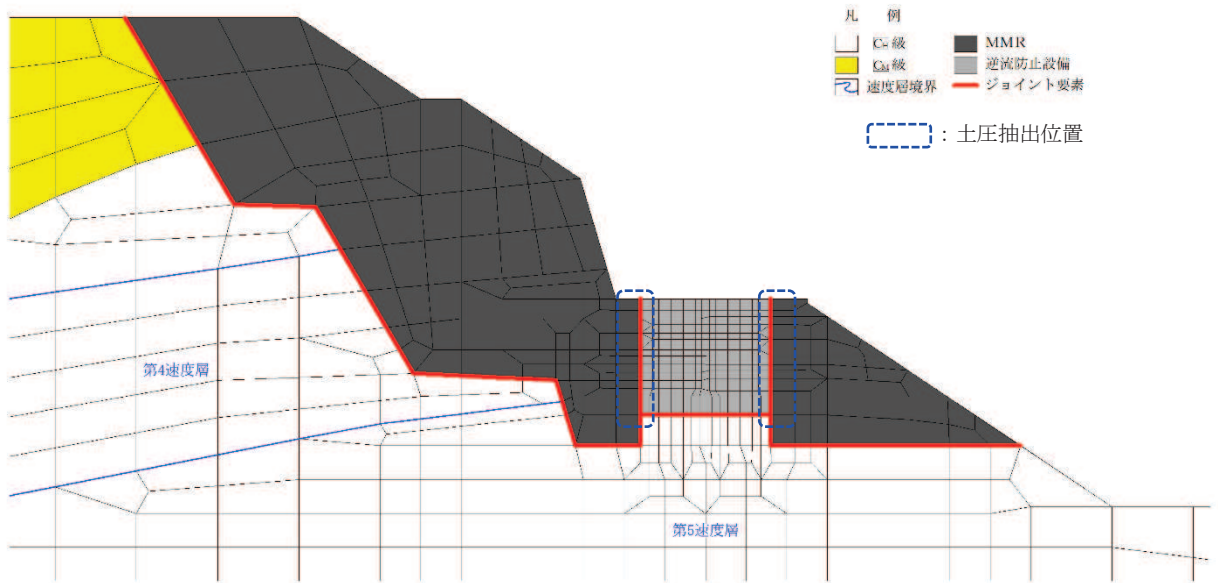


図 9.5-5 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

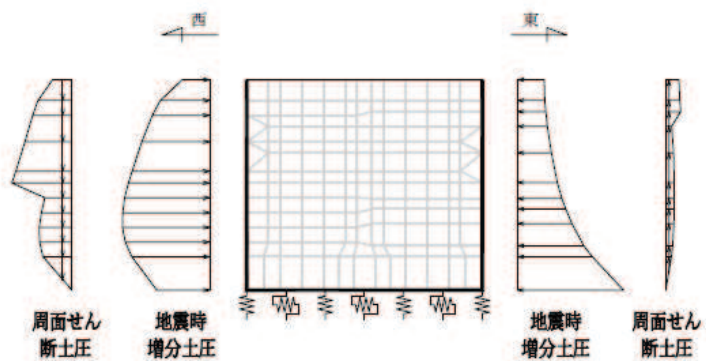


図 9.5-6 三次元構造解析モデルに入力する土圧の概念図

10. 耐震評価

10.1 許容限界

10.1.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(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及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、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 10.1-1 及び表 10.1-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 10.1-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}		
$f'_{ck}=30.0$ (N/mm ²)		11.0	16.5
	許容せん断応力度 τ_{al}	0.5	0.75

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。

表 10.2-2 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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容引張応力度 σ_{sa}		
SD345		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。

(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及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 10.1-1 及び表 10.1-2 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。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

10.1.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤（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。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 10.1-3 に示す。

表 10.1-3 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 ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

10.2 評価方法

出口側集水ピットの耐震評価は、地震応答解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能については、地震応答解析から算定した最大接地圧が、「10.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

10.3 三次元構造解析結果

シェル要素における各要素の断面力の方向を図 10.3-1 に、断面力の組合せを表 10.3-1 に示す。面内せん断力 $N_{x,y}$ については、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、軸力として考慮する。

また、各部材の要素座標系を図 10.3-2 に示す。

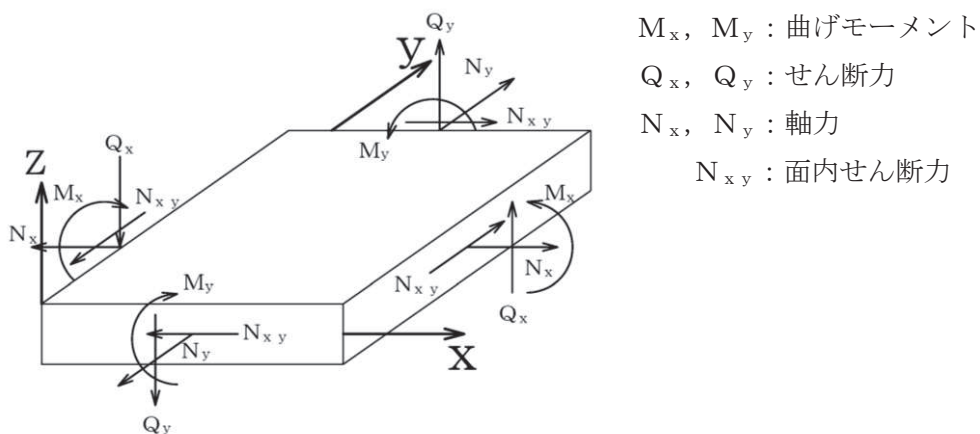


図 10.3-1 シェル要素における応答断面力

表 10.3-1 断面力の組合せ

	X 方向断面力		Y 方向断面力	
	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント	軸力
組合せ①	M_x	N_x	M_y	N_y
組合せ②	M_x	$N_x + N_{xy} $	M_y	$N_y + N_{xy} $
組合せ③	M_x	$N_x - N_{xy} $	M_y	$N_y - N_{xy} $

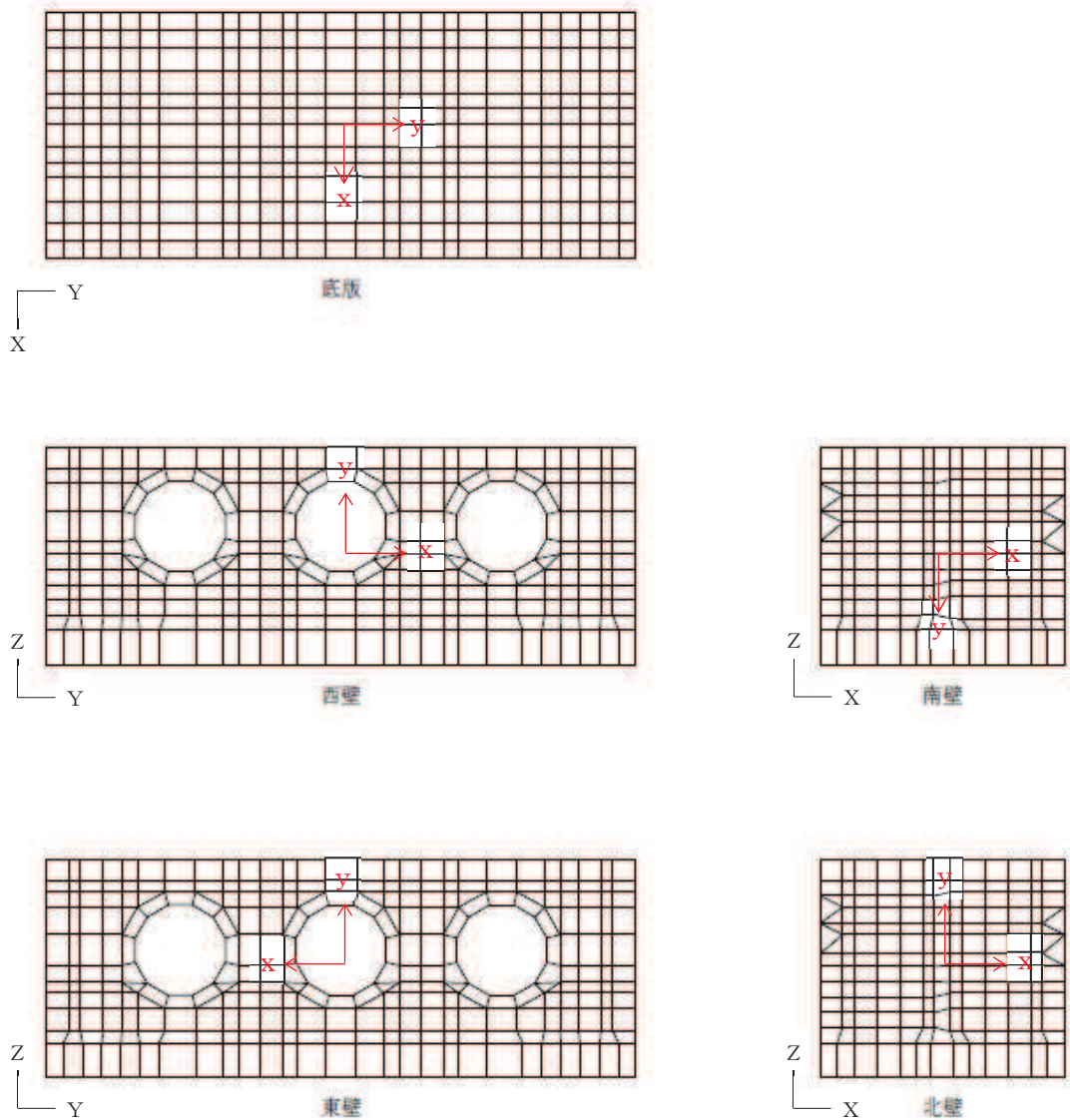


図 10.3-2 各部材の要素座標系

11. 評価結果

11.1 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.1-1 及び表 11.1-2 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力）を図 11.1-2～図 11.1-5 に示す。

表 11.1-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 σ'_c / σ'_{ca}	
					応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)		
底版	1	③	S s - F 2 (-+)	284	-436	1.2	16.5	0.08
西壁	2	③	S s - F 2 (-+)	217	-287	1.5	16.5	0.10
東壁	3	③	S s - F 2 (-+)	-121	163	0.6	16.5	0.04
南北壁	4	③	S s - F 2 (-+)	157	-470	1.0	16.5	0.07

注記*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

表 11.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生	短期許容	照査値 σ_s / σ_{sa}	
					応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)		
底版	1	③	S s - F 2 (-+)	284	-443	13.2	294	0.05
西壁	2	③	S s - F 2 (-+)	-205	32	33.3	294	0.12
東壁	3	③	S s - F 2 (-+)	-121	168	29.8	294	0.11
南北壁	4	①	S s - F 3 (-+)	15	81	18.5	294	0.07

注記*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

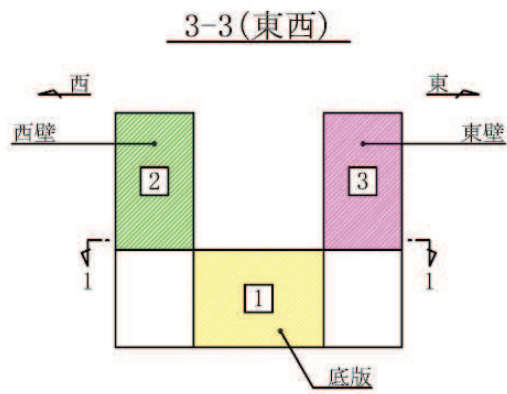
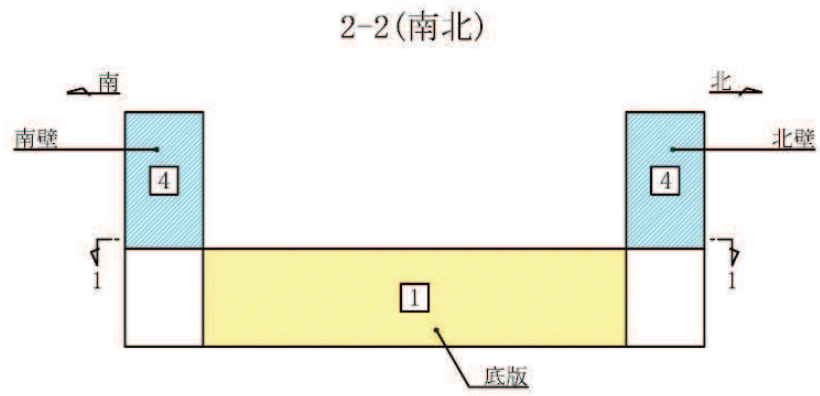
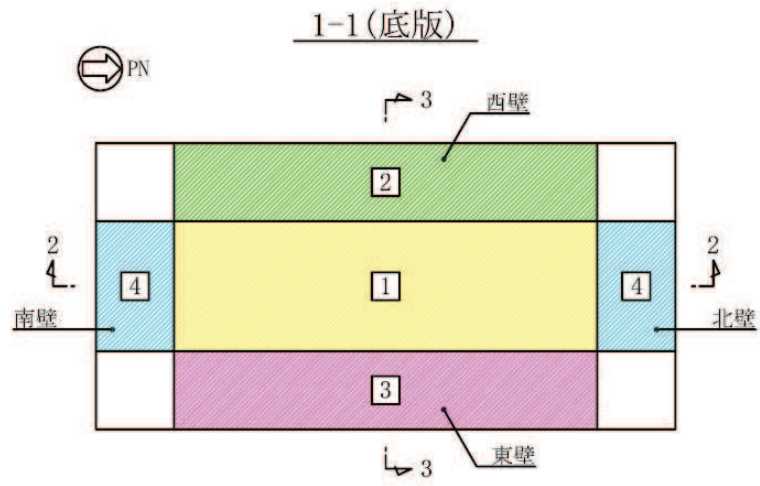


图 11. 1-1 評価位置図

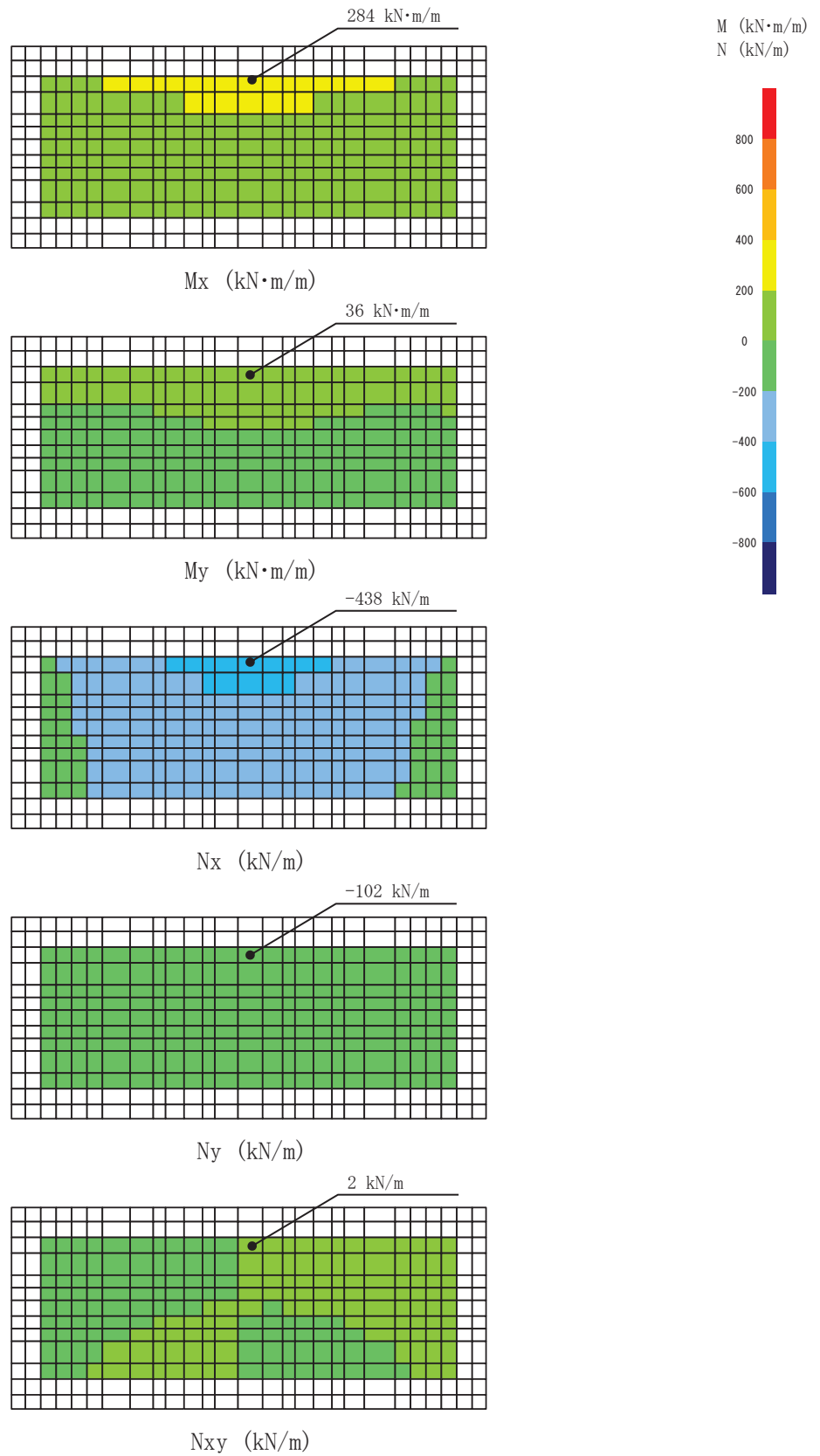


図 11.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(底版, 解析ケース③, S s - F 2 (-+), t=28.44s)

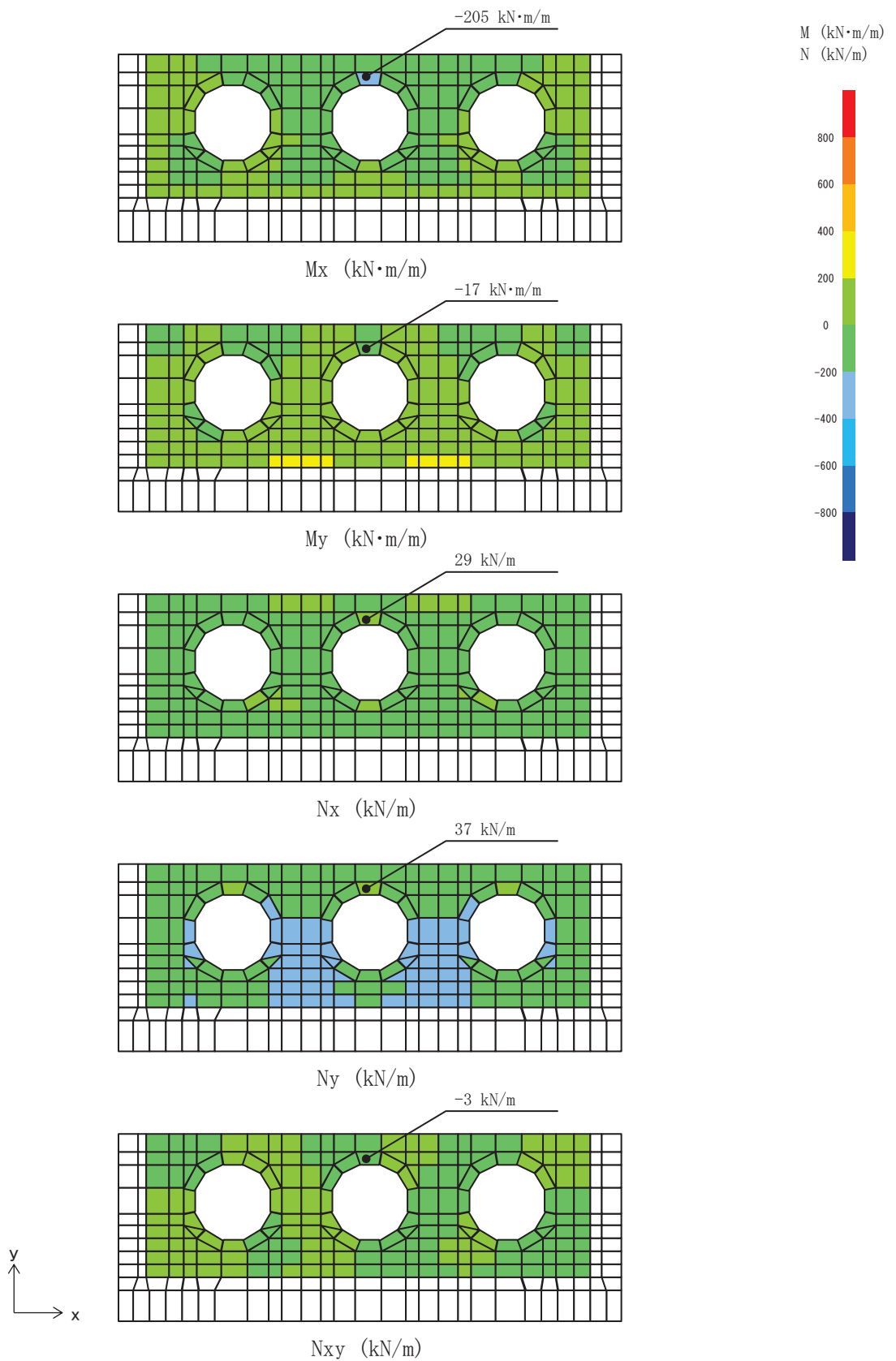


図 11.1-3 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(西壁, 解析ケース③, S s - F 2 (-+), t=28.44s)

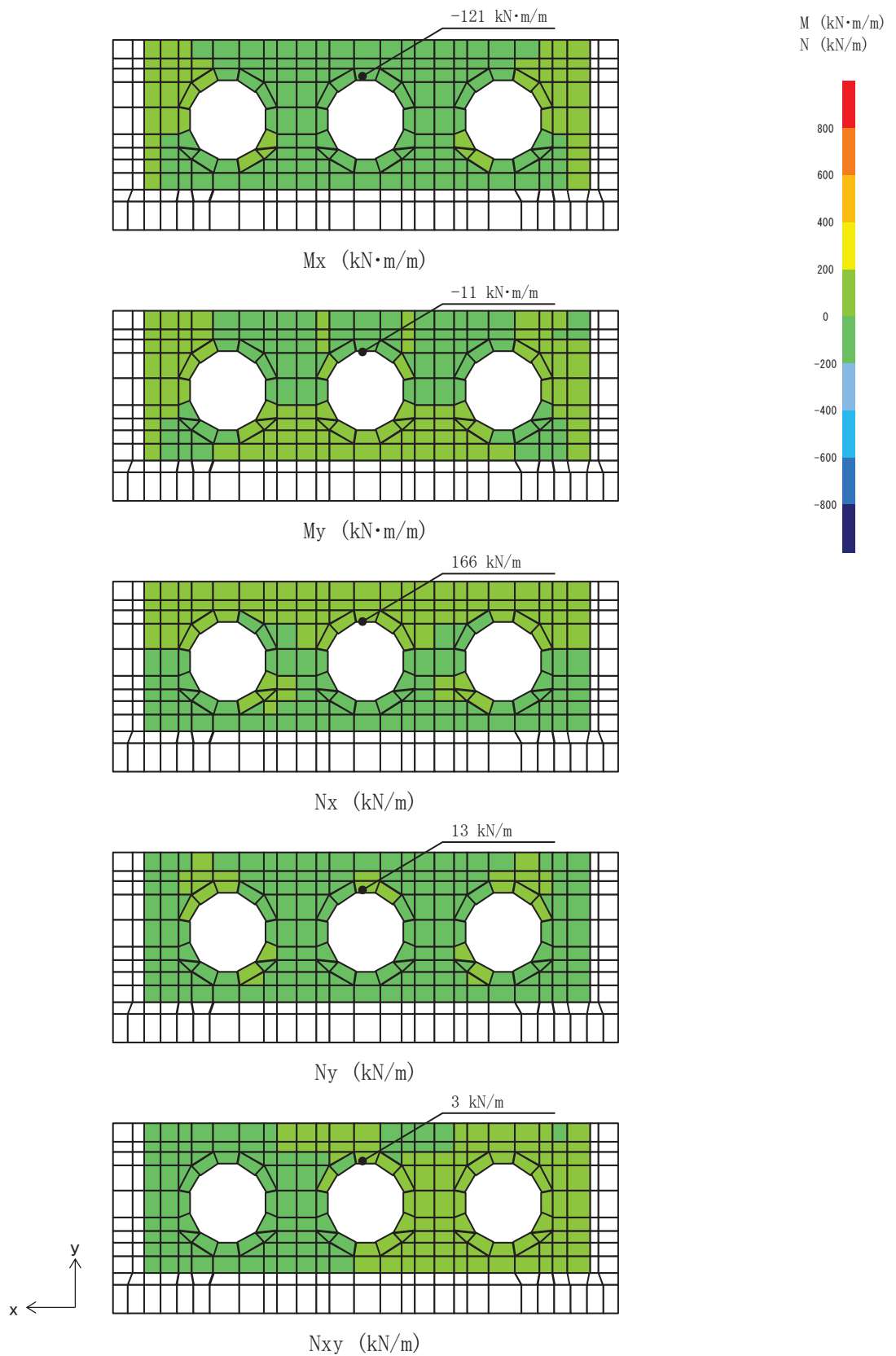


図 11.1-4 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 (東壁, 解析ケース③, $S_s - F_2 (-+)$, $t=28.44s$)

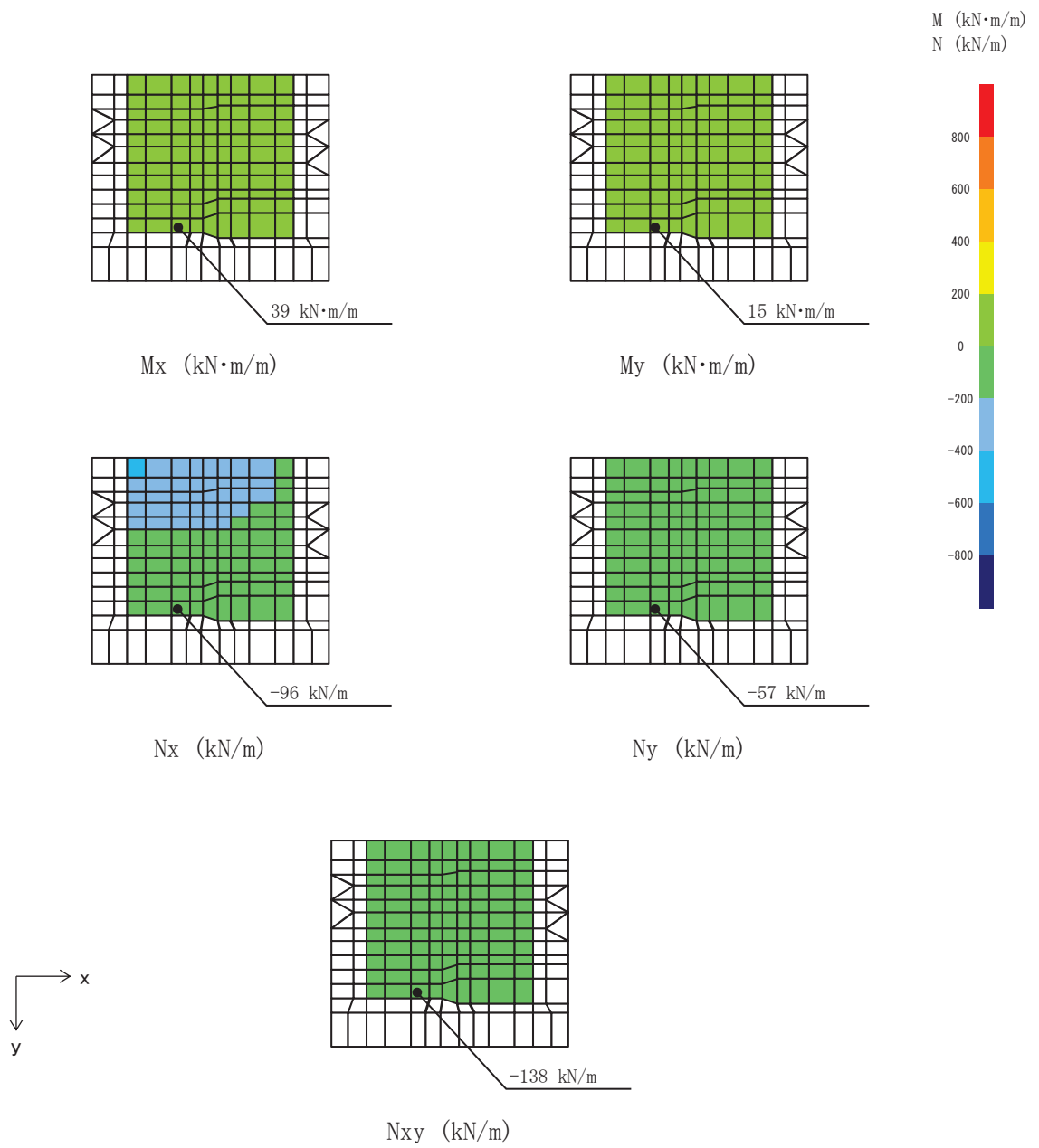


図 11.1-5 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 (南壁, 解析ケース①, S s - F 3 (-+), t=27.64s)

11.2 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 11.2-1 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（せん断力）を図 11.2-1～図 11.2-4 に示す。

表 11.2-1 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	1	①	S _s -F3 (-+)	215	1227	0.18
西壁	2	③	S _s -F2 (-+)	370	1563	0.24
東壁	3	③	S _s -F2 (-+)	120	1563	0.08
南北壁	4	③	S _s -F2 (-+)	65	944	0.07

注記*：評価位置は図 11.1-1 に示す。

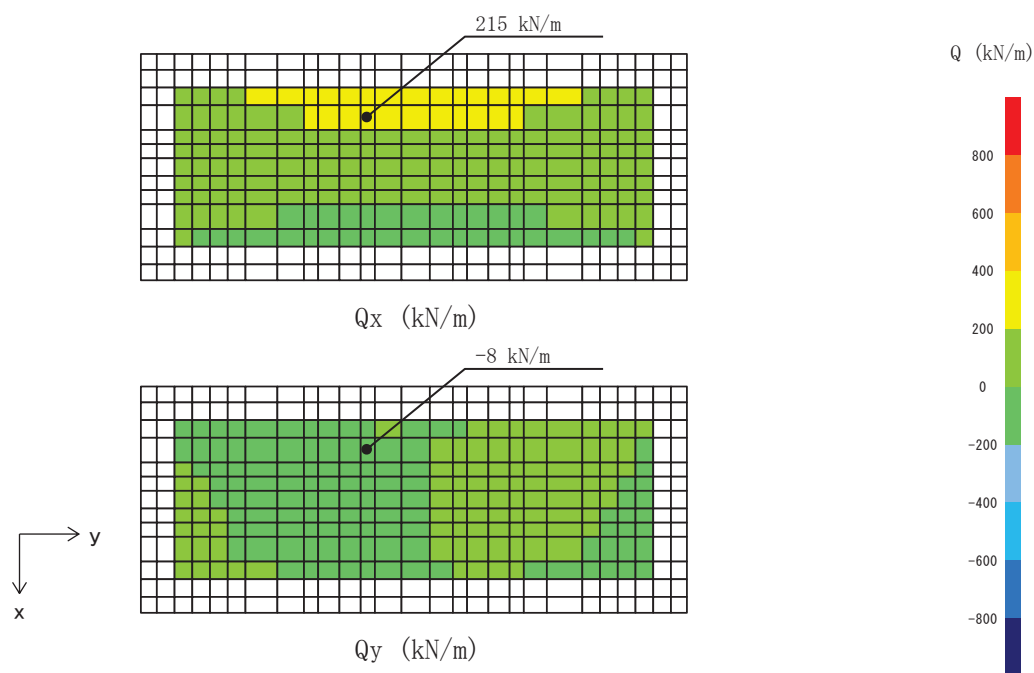


図 11.2-1 セン断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(底版, 解析ケース①, $S_s - F_3$ (-+), $t=27.64s$)

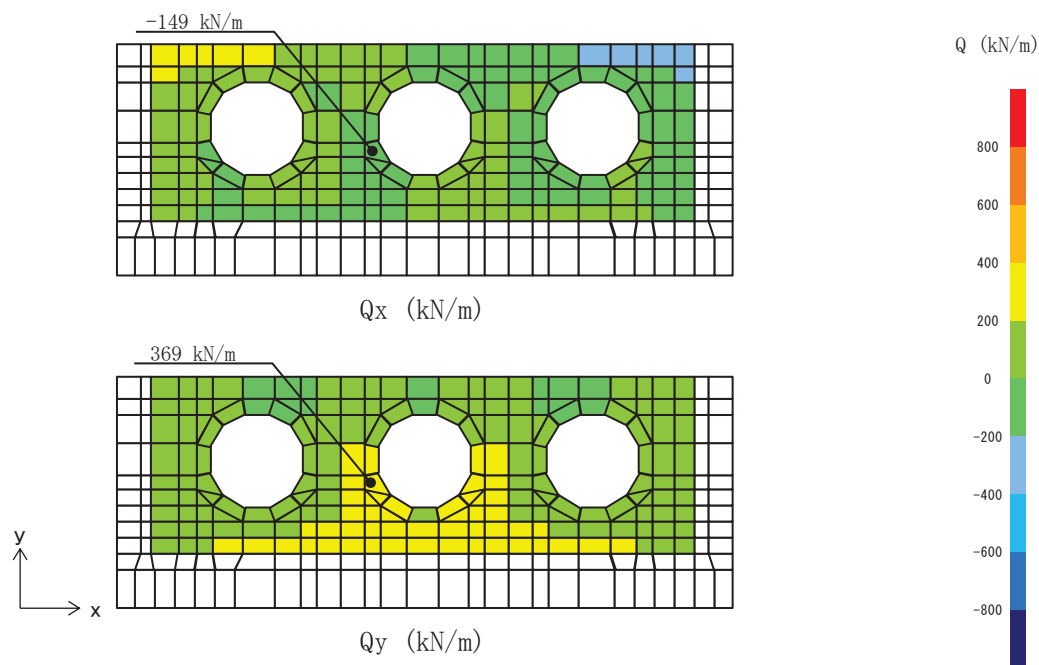


図 11.2-2 セン断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(西壁, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (-+), $t=28.44s$)

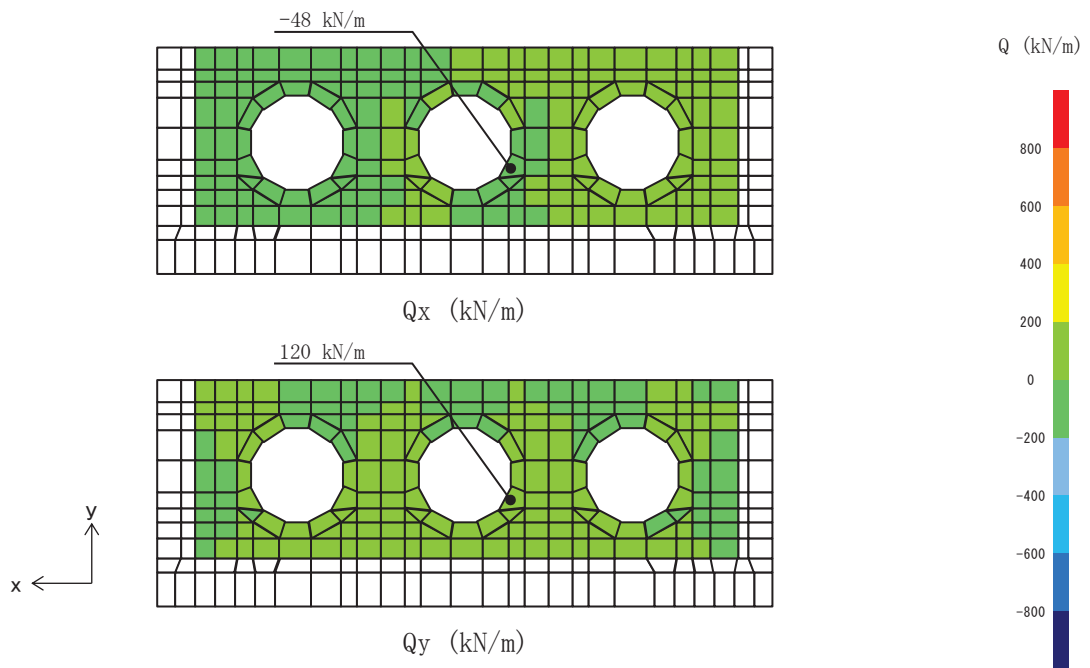


図 11.2-3 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(東壁, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (-+), $t=28.44s$)

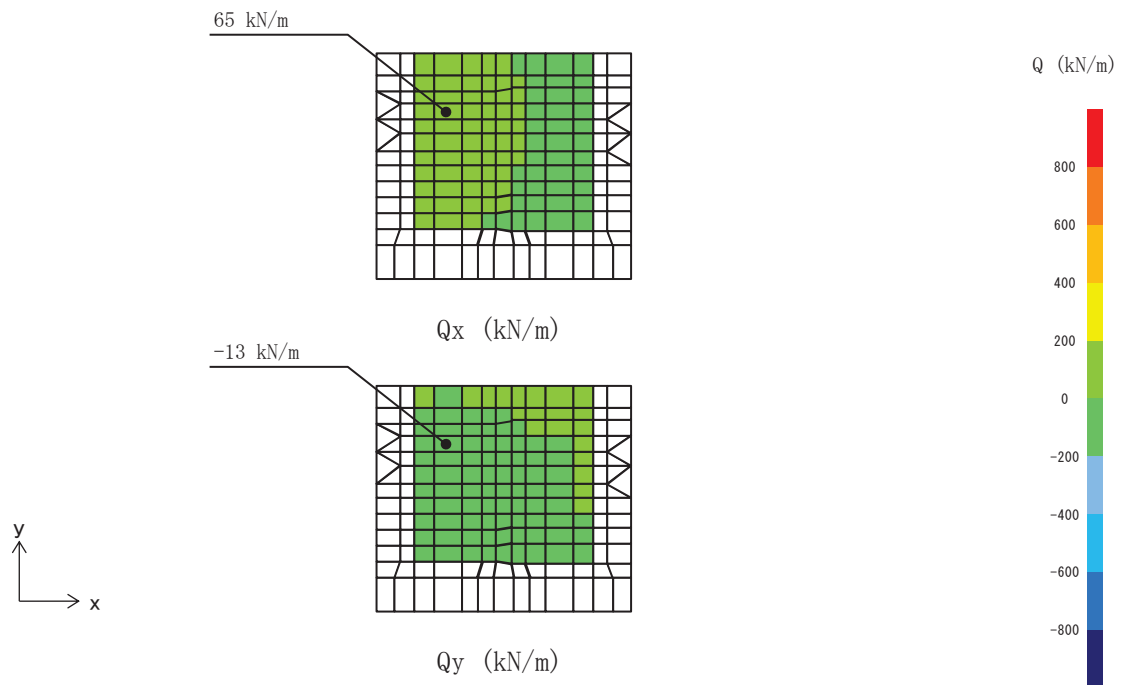


図 11.2-4 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(北壁, 解析ケース③, $S_s - F_2$ (-+), $t=28.44s$)

11.3 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 11.3-1 に示す。

表 11.3-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW方向・水平方向)		Y方向 (NS方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	1500	D29@200(上側) D38@200(下側)	200	D29@200(上側) D29@200(下側)	200
南北壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D29@200	200
東西壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D38@200(外側) D29@200(内側)	200

注記 *1：特記のない場合，上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

*2：実配筋は，格子鉄筋となるため，2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが，保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する

11.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各部材での最大照査値について，表 11.3-2 及び表 11.3-3 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて，出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表11.3-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'c$ (N/mm ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S _s -D1 (++)	底版	1	44.97	217	-347	0.9	16.5	0.06
		西壁	2	44.97	165	-253	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	44.97	-59	-38	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	44.97	119	-351	0.8	16.5	0.05
	S _s -D1 (-+)	底版	1	25.16	226	-357	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	25.16	170	-247	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	40.36	-61	-40	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	25.16	122	-363	0.8	16.5	0.05
	S _s -D2 (++)	底版	1	12.87	234	-364	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	12.87	179	-269	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	12.87	-61	-39	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	12.87	126	-378	0.8	16.5	0.05
	S _s -D2 (-+)	底版	1	20.38	268	-411	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	20.38	207	-303	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	20.38	-109	164	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	20.38	148	-445	0.9	16.5	0.06
	S _s -D3 (++)	底版	1	7.16	226	-361	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	7.16	170	-234	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	7.16	-62	-49	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	7.16	123	-367	0.8	16.5	0.05
	S _s -D3 (-+)	底版	1	14.36	240	-368	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	14.36	183	-252	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	14.36	-101	162	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	14.36	132	-393	0.8	16.5	0.05
	S _s -F1 (++)	底版	1	18.84	233	-373	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	18.84	182	-266	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	18.84	-100	165	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	18.84	130	-388	0.8	16.5	0.05
S _s -F1 (++)	底版	1	19.44	198	-320	0.9	16.5	0.06	
	西壁	2	19.44	144	-211	1.0	16.5	0.07	
	東壁	3	19.44	-55	-28	0.4	16.5	0.03	
	南北壁	4	19.44	107	-312	0.7	16.5	0.05	

軸力：引張正

表11.3-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'c$ (N/mm ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S _s -F2 (++)	底版	1	30.63	212	-349	0.9	16.5	0.06
		西壁	2	30.63	162	-287	1.1	16.5	0.07
		東壁	3	30.63	-58	-37	0.4	16.5	0.03
		南北壁	4	30.63	117	-342	0.7	16.5	0.05
	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	269	-416	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	28.44	209	-275	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	28.44	-117	159	0.6	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	149	-448	0.9	16.5	0.06
	S _s -F3 (++)	底版	1	26.68	250	-388	1.1	16.5	0.07
		西壁	2	26.68	201	-275	1.3	16.5	0.08
		東壁	3	26.68	-107	163	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	26.68	141	-428	0.9	16.5	0.06
	S _s -F3 (-+)	底版	1	27.64	277	-422	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	27.64	210	-318	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	27.64	-105	170	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	27.64	148	-445	0.9	16.5	0.06
S _s -N1 (++)	底版	1	7.5	241	-377	1.0	16.5	0.07	
	西壁	2	7.51	186	-253	1.3	16.5	0.08	
	東壁	3	7.51	-103	162	0.5	16.5	0.04	
	南北壁	4	7.51	133	-399	0.8	16.5	0.05	
S _s -N1 (-+)	底版	1	7.29	195	-326	0.8	16.5	0.05	
	西壁	2	7.29	144	-204	1.0	16.5	0.07	
	東壁	3	7.29	-58	-41	0.4	16.5	0.03	
	南北壁	4	7.29	108	-314	0.7	16.5	0.05	
②	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	260	-393	1.1	16.5	0.07
		西壁	2	28.44	203	-268	1.4	16.5	0.09
		東壁	3	28.44	-113	156	0.5	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	144	-434	0.9	16.5	0.06
③	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	284	-436	1.2	16.5	0.08
		西壁	2	28.44	217	-287	1.5	16.5	0.10
		東壁	3	28.44	-121	163	0.6	16.5	0.04
		南北壁	4	28.44	157	-470	1.0	16.5	0.07

軸力：引張正

表11.3-3(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻	曲げモー メント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
				(s)	($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)	(kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	
①	S _s -D1 (++)	底版	1	44.97	217	-352	-10.2	294	0.04
		西壁	2	44.97	-154	79	28.7	294	0.10
		東壁	3	44.97	-90	175	25.7	294	0.09
		南北壁	4	44.96	15	48	13.3	294	0.05
	S _s -D1 (-+)	底版	1	25.16	226	-361	-10.6	294	0.04
		西壁	2	40.36	-157	71	28.6	294	0.10
		東壁	3	40.36	-93	172	25.9	294	0.09
		南北壁	4	25.16	15	52	13.9	294	0.05
	S _s -D2 (++)	底版	1	12.87	234	-369	-10.9	294	0.04
		西壁	2	12.87	-164	61	29.0	294	0.10
		東壁	3	12.87	-94	175	26.3	294	0.09
		南北壁	4	12.87	15	62	15.5	294	0.06
	S _s -D2 (-+)	底版	1	20.38	268	-415	-12.4	294	0.05
		西壁	2	20.38	-194	36	31.9	294	0.11
		東壁	3	20.38	-109	170	28.2	294	0.10
		南北壁	4	20.38	16	66	16.5	294	0.06
	S _s -D3 (++)	底版	1	7.16	226	-365	-10.6	294	0.04
		西壁	2	7.16	-159	68	28.7	294	0.10
		東壁	3	7.16	-95	172	26.2	294	0.09
		南北壁	4	7.16	16	46	13.3	294	0.05
	S _s -D3 (-+)	底版	1	14.36	240	-383	-11.2	294	0.04
		西壁	2	14.36	-171	53	29.5	294	0.11
		東壁	3	14.36	-101	168	26.8	294	0.10
		南北壁	4	14.36	16	58	15.3	294	0.06
	S _s -F1 (++)	底版	1	18.84	233	-379	-10.9	294	0.04
		西壁	2	18.84	-169	62	29.8	294	0.11
		東壁	3	18.84	-100	171	26.9	294	0.10
		南北壁	4	18.83	16	53	14.5	294	0.05
S _s -F1 (++)	底版	1	19.44	197	-327	-9.3	294	0.04	
	西壁	2	19.44	-137	89	26.8	294	0.10	
	東壁	3	19.44	-83	170	24.3	294	0.09	
	南北壁	4	19.44	14	44	12.3	294	0.05	

軸力：引張正

表11.3-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻	曲げモー メント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
				(s)	($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)	(kN/m)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	
①	S _s -F2 (++)	底版	1	30.63	212	-351	-10.0	294	0.04
		西壁	2	30.63	-151	81	28.4	294	0.10
		東壁	3	30.63	-88	174	25.3	294	0.09
		南北壁	4	30.63	15	42	12.3	294	0.05
	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	269	-423	-12.5	294	0.05
		西壁	2	28.44	-194	34	31.7	294	0.11
		東壁	3	28.44	-117	165	29.0	294	0.10
		南北壁	4	28.44	17	67	17.1	294	0.06
	S _s -F3 (++)	底版	1	26.68	250	-394	-11.6	294	0.04
		西壁	2	26.68	-184	42	30.7	294	0.11
		東壁	3	26.68	-107	169	27.8	294	0.10
		南北壁	4	26.67	16	62	15.9	294	0.06
	S _s -F3 (-+)	底版	1	27.64	277	-426	-12.8	294	0.05
		西壁	2	27.64	-194	29	31.4	294	0.11
		東壁	3	27.64	-105	176	28.0	294	0.10
		南北壁	4	27.64	15	81	18.5	294	0.07
	S _s -N1 (++)	底版	1	7.5	241	-384	-11.2	294	0.04
		西壁	2	7.5	-171	54	29.6	294	0.11
		東壁	3	7.5	-102	170	27.1	294	0.10
		南北壁	4	7.51	16	58	15.3	294	0.06
S _s -N1 (-+)	底版	1	7.29	195	-331	-9.2	294	0.04	
	西壁	2	7.29	-137	94	27.1	294	0.10	
	東壁	3	7.29	-87	169	24.8	294	0.09	
	南北壁	4	7.29	15	33	10.7	294	0.04	
②	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	260	-409	-12.1	294	0.05
		西壁	2	28.44	-188	36	30.9	294	0.11
		東壁	3	28.44	-113	163	28.3	294	0.10
		南北壁	4	28.44	17	63	16.5	294	0.06
③	S _s -F2 (-+)	底版	1	28.44	284	-443	-13.2	294	0.05
		西壁	2	28.44	-205	32	33.3	294	0.12
		東壁	3	28.44	-121	168	29.8	294	0.11
		南北壁	4	28.44	17	73	18.0	294	0.07

軸力：引張正

11.3.2 せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 11.3-4 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表11.3-4(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用	短期許容	照査値 V/V_a
					せん断力 V (kN/m)	せん断力 V_a (N/mm ²)	
①	S s - D 1 (++)	底版	1	44.97	170	1227	0.14
		西壁	2	44.97	279	1563	0.18
		東壁	3	44.97	90	1563	0.06
		南北壁	4	44.97	47	944	0.05
	S s - D 1 (-+)	底版	1	25.16	175	1227	0.15
		西壁	2	25.16	288	1563	0.19
		東壁	3	40.36	91	1563	0.06
		南北壁	4	25.16	48	944	0.06
	S s - D 2 (++)	底版	1	12.87	182	1227	0.15
		西壁	2	12.87	301	1563	0.20
		東壁	3	12.87	110	1975	0.06
		南北壁	4	12.87	49	944	0.06
	S s - D 2 (-+)	底版	1	20.38	206	1227	0.17
		西壁	2	20.38	351	1563	0.23
		東壁	3	20.38	108	1563	0.07
		南北壁	4	20.38	62	944	0.07
	S s - D 3 (++)	底版	1	7.16	175	1227	0.15
		西壁	2	7.16	288	1563	0.19
		東壁	3	7.16	95	1563	0.07
		南北壁	4	7.16	48	944	0.06
	S s - D 3 (-+)	底版	1	14.36	183	1227	0.15
		西壁	2	14.36	310	1563	0.20
		東壁	3	14.36	99	1563	0.07
		南北壁	4	14.36	52	944	0.06
	S s - F 1 (++)	底版	1	18.84	181	1227	0.15
		西壁	2	18.84	308	1563	0.20
		東壁	3	18.84	102	1563	0.07
		南北壁	4	18.84	52	944	0.06
S s - F 1 (-+)	底版	1	19.44	150	1227	0.13	
	西壁	2	19.44	244	1563	0.16	
	東壁	3	19.44	84	1563	0.06	
	南北壁	4	19.44	40	944	0.05	

表11.3-4(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置	照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (N/mm ²)	照査値 V/V _a	
①	S _s -F 2 (++)	底版	1	30.63	169	1227	0.14
		西壁	2	30.63	273	1563	0.18
		東壁	3	30.63	89	1563	0.06
		南北壁	4	30.63	45	944	0.05
	S _s -F 2 (-+)	底版	1	28.44	205	1227	0.17
		西壁	2	28.44	354	1563	0.23
		東壁	3	28.44	118	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	62	944	0.07
	S _s -F 3 (++)	底版	1	26.68	195	1227	0.16
		西壁	2	26.68	341	1563	0.22
		東壁	3	26.68	107	1563	0.07
		南北壁	4	26.68	57	944	0.07
	S _s -F 3 (-+)	底版	1	27.64	215	1227	0.18
		西壁	2	27.64	354	1563	0.23
		東壁	3	27.64	122	1975	0.07
		南北壁	4	27.64	61	944	0.07
	S _s -N 1 (++)	底版	1	7.5	186	1227	0.16
		西壁	2	7.51	315	1563	0.21
		東壁	3	7.51	101	1563	0.07
		南北壁	4	7.51	52	944	0.06
S _s -N 1 (-+)	底版	1	7.29	150	1227	0.13	
	西壁	2	7.29	244	1563	0.16	
	東壁	3	7.29	95	1563	0.07	
	南北壁	4	7.29	40	944	0.05	
②	S _s -F 2 (-+)	底版	1	28.44	200	1227	0.17
		西壁	2	28.44	344	1563	0.23
		東壁	3	28.44	116	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	59	944	0.07
③	S _s -F 2 (-+)	底版	1	28.44	212	1227	0.18
		西壁	2	28.44	370	1563	0.24
		東壁	3	28.44	120	1563	0.08
		南北壁	4	28.44	65	944	0.07

11.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 11.4-1 に示す。最大接地圧分布図を図 11.4-1 に示す。

上記により，出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 11.4-1 基礎地盤の支持性能照査結果

解析 ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u	
①	S _s -D 1	(++)	0.2	13.7	0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -D 2	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -D 3	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -F 1	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -F 2	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	S _s -F 3	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.3		0.03	
	S _s -N 1	(++)	0.2		0.02	
		(-+)	0.2		0.02	
	②	S _s -F 2	(-+)		0.2	0.02
	③		(-+)		0.3	0.03

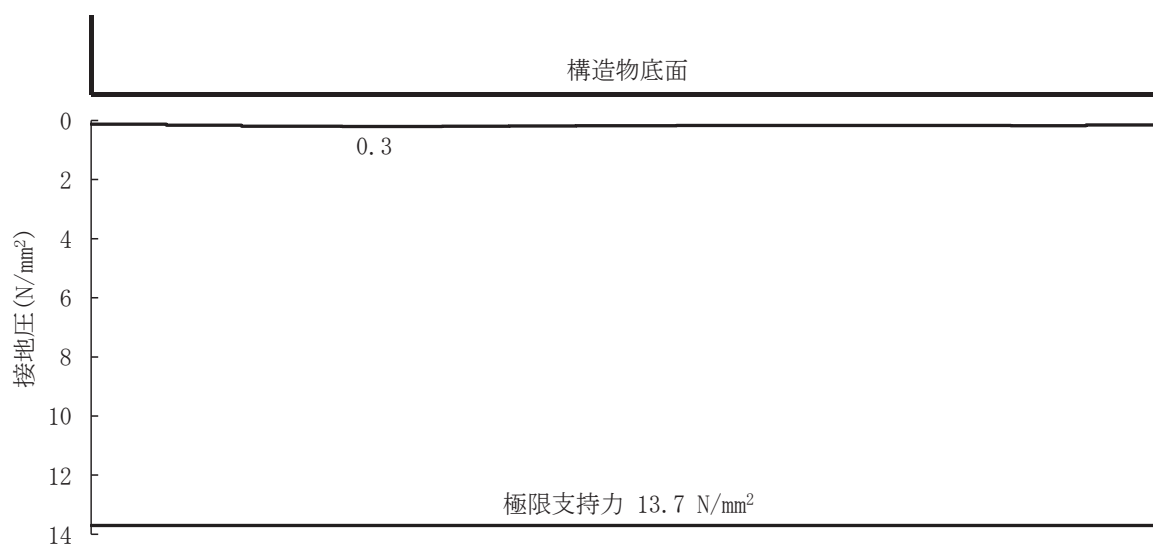


図 11.4-1 出口側集水ピットの基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - F 3 (-+))

(参考資料 1) 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の構造詳細について

1. 構造概要

防潮堤の南側に位置する 3 本の屋外排水路に対して、それぞれ屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) を設置する。各屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ (吊りピン含む) 及びヒンジ取付けボルト)、固定部 (ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト) で構成される。

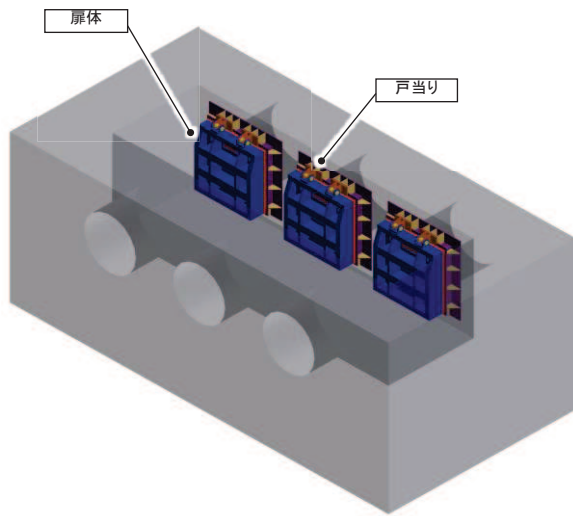
扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) は、出口側集水ピット (鉄筋コンクリート製) にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

なお、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) 及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

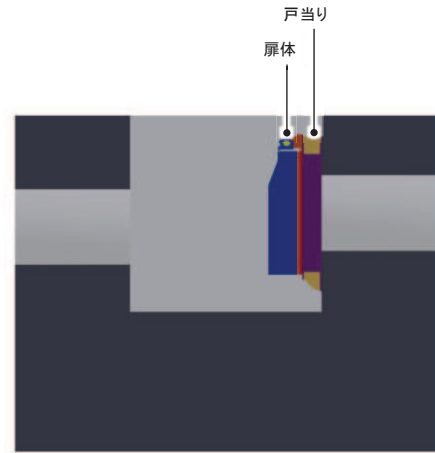
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の使用材料を表 1-1 に、構造概要を図 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

部位	材質	仕様
扉体	スキンプレート	SUS304 板厚 25mm
	主桁	SUS304 BC-200x100x16/20(1 段目) BH-300x150x16/20(2, 3 段目) BC-300x150x16/20(4 段目)
	補助縦桁	SUS304 BH-200x50x9/16(主桁 1-2 段目間) BH-300x50x9/16(その他)
	側部縦桁	SUS304 BC-300x100x16/20
	ヒンジ (吊りピン)	SUS304 φ 50mm
扉体及び固定部	ヒンジ (プレート)	SUS304 板厚 20mm
	ヒンジ取付けボルト	SUS304 M20
固定部	戸当り	SUS304 板厚 12mm
	戸当り部コンクリート	コンクリート 設計基準強度 30N/mm ²
	アンカーボルト	SUS304 M20



(鳥瞰図)



(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

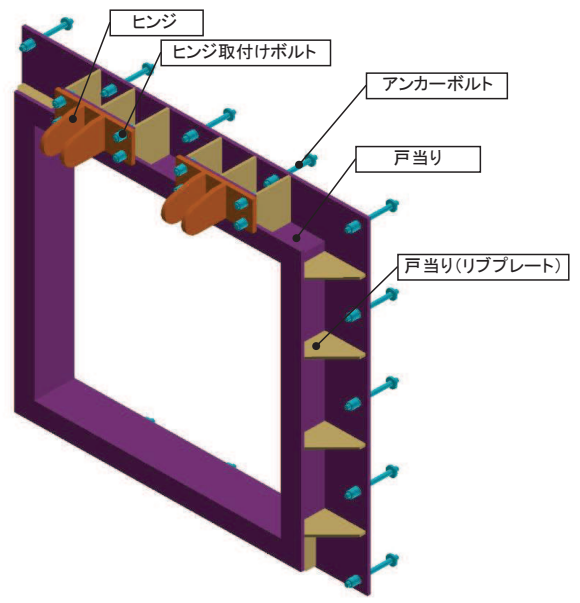
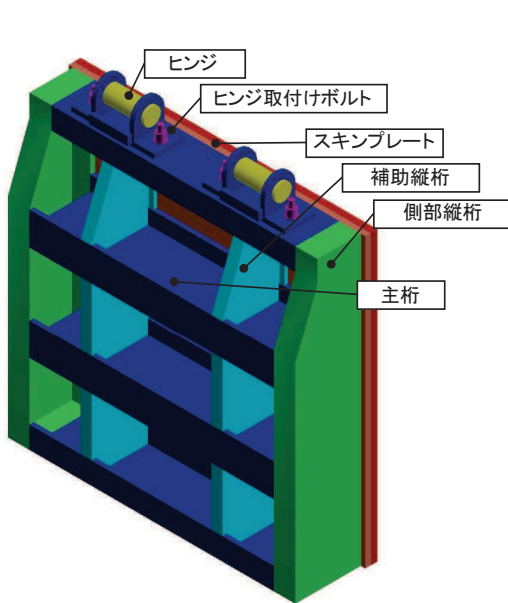


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

2. 扉体

扉体部の詳細を図 2-1 に示す。

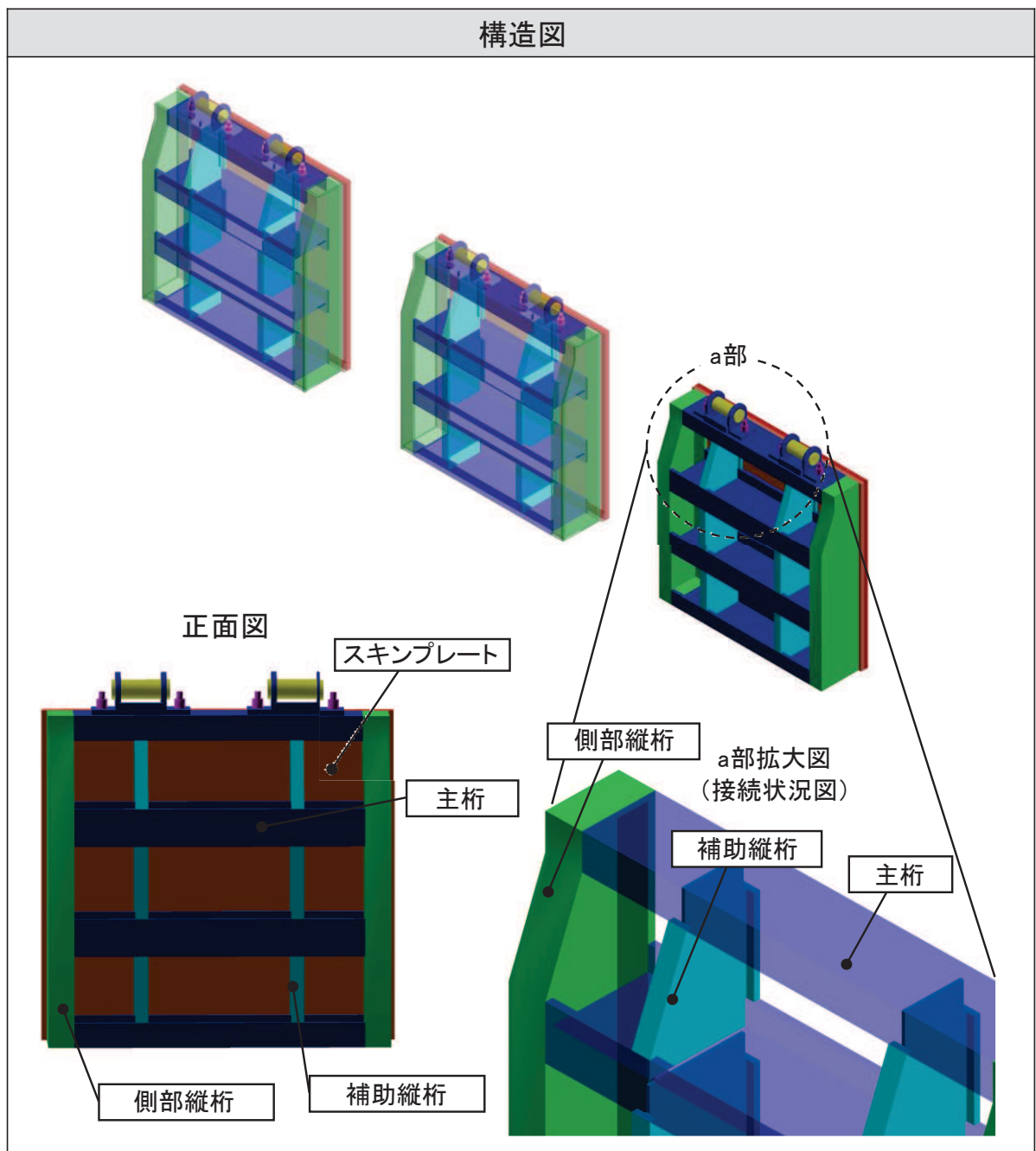


図 2-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち扉体部の構造図

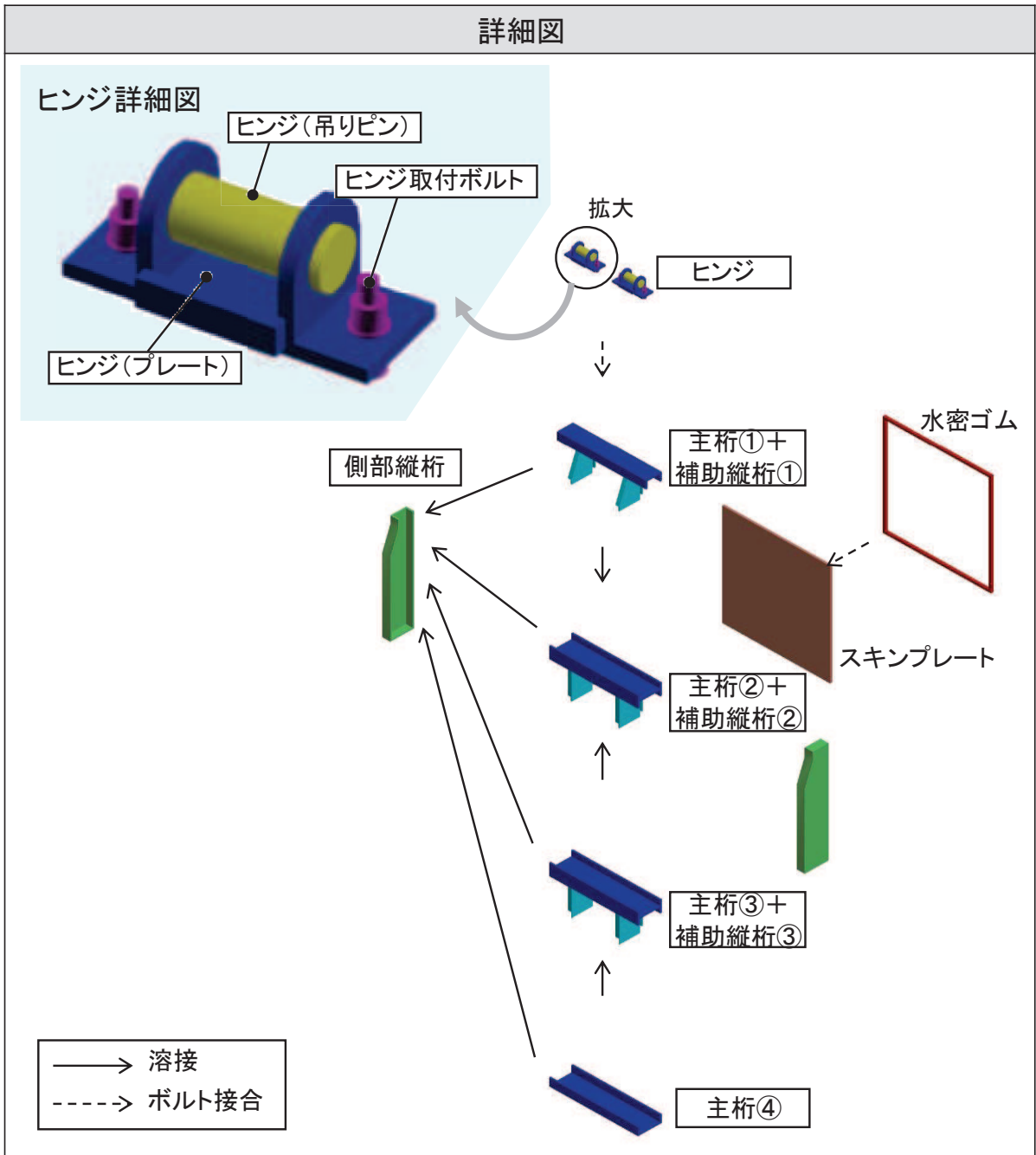


図 2-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち扉体部の詳細図

3. 固定部

固定部の詳細を図 3-1 に、止水性確保の考え方を図 3-2 に示す。

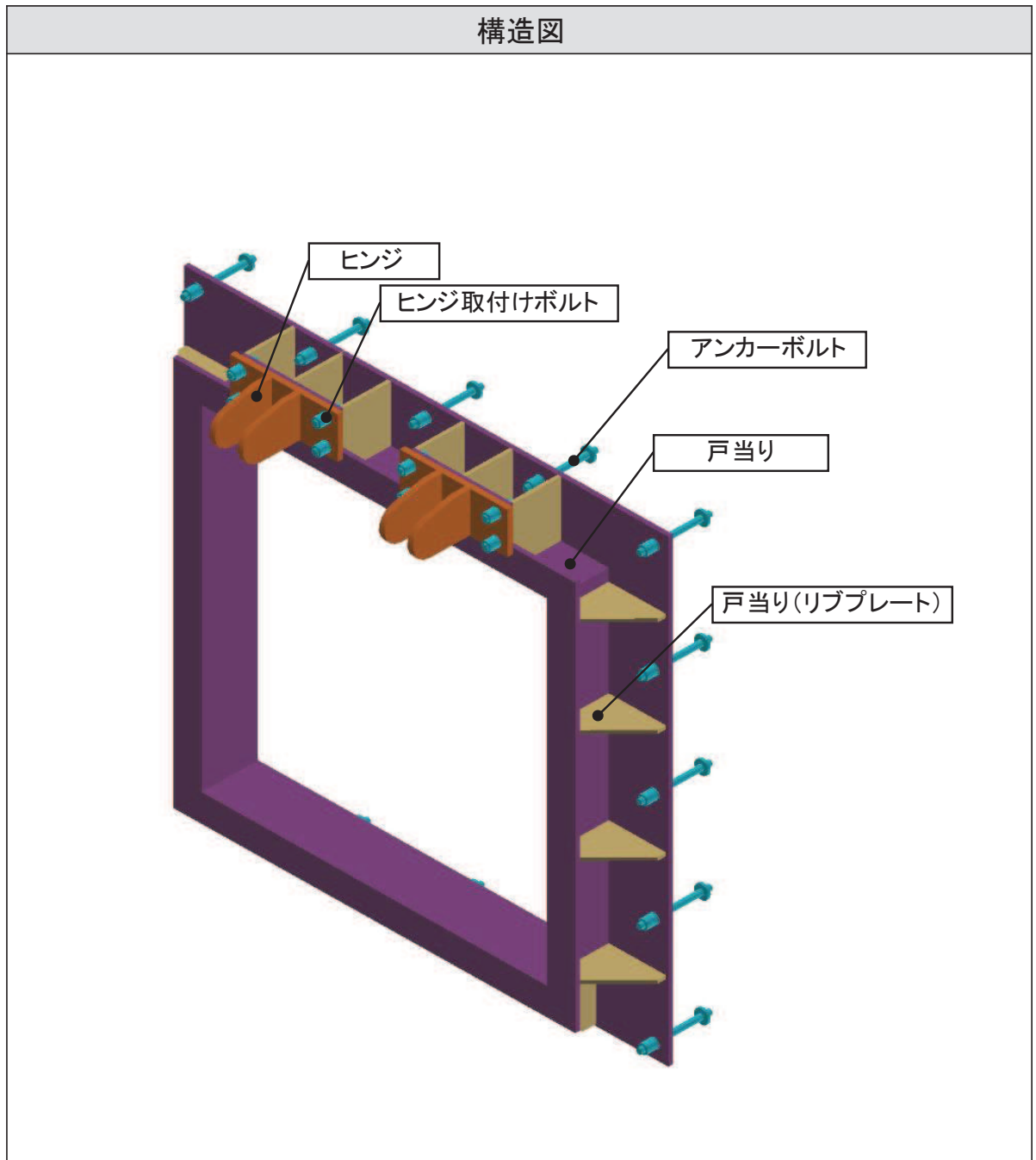


図 3-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち固定部の構造図

詳細図

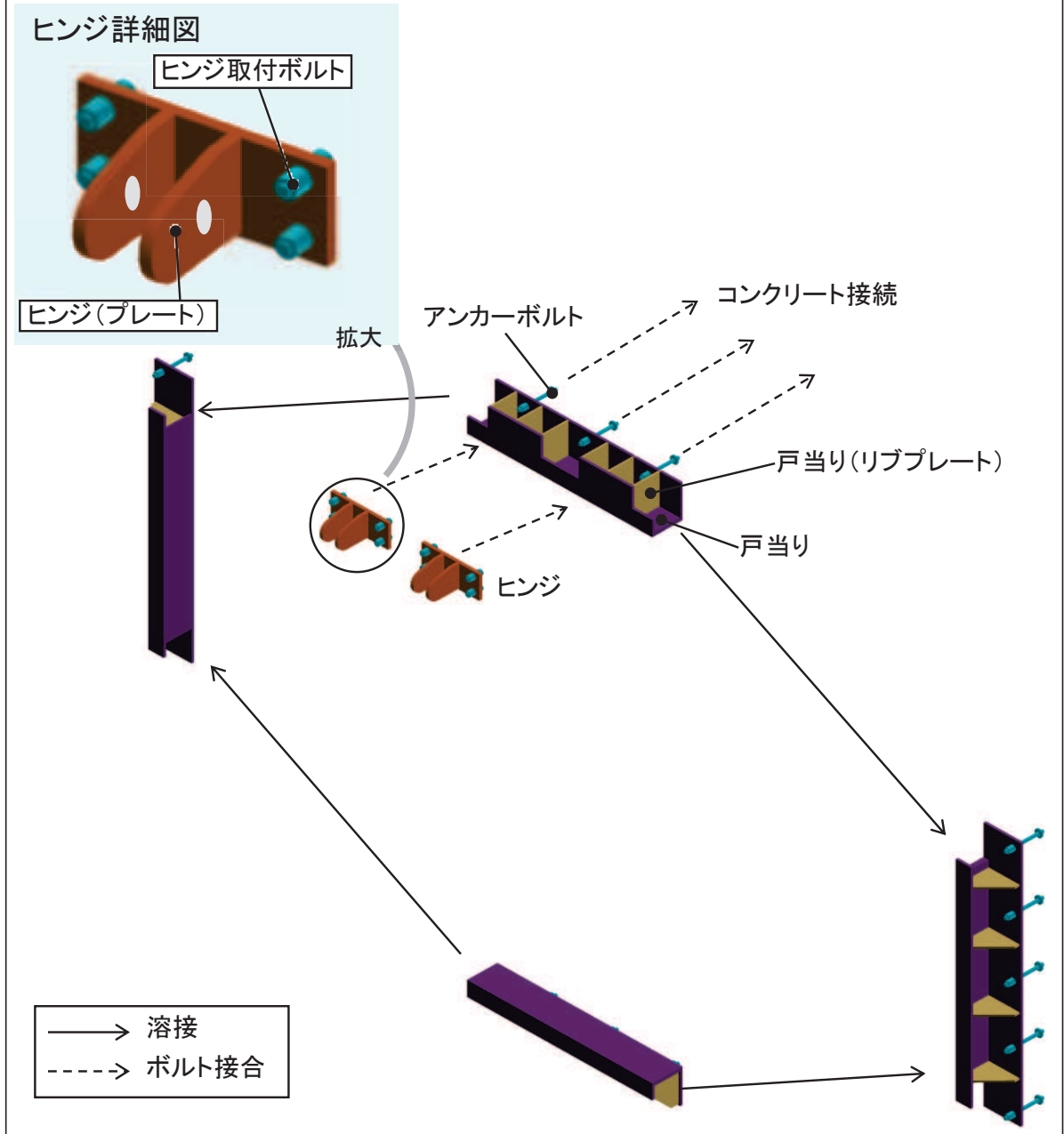


図 3-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち固定部の詳細図

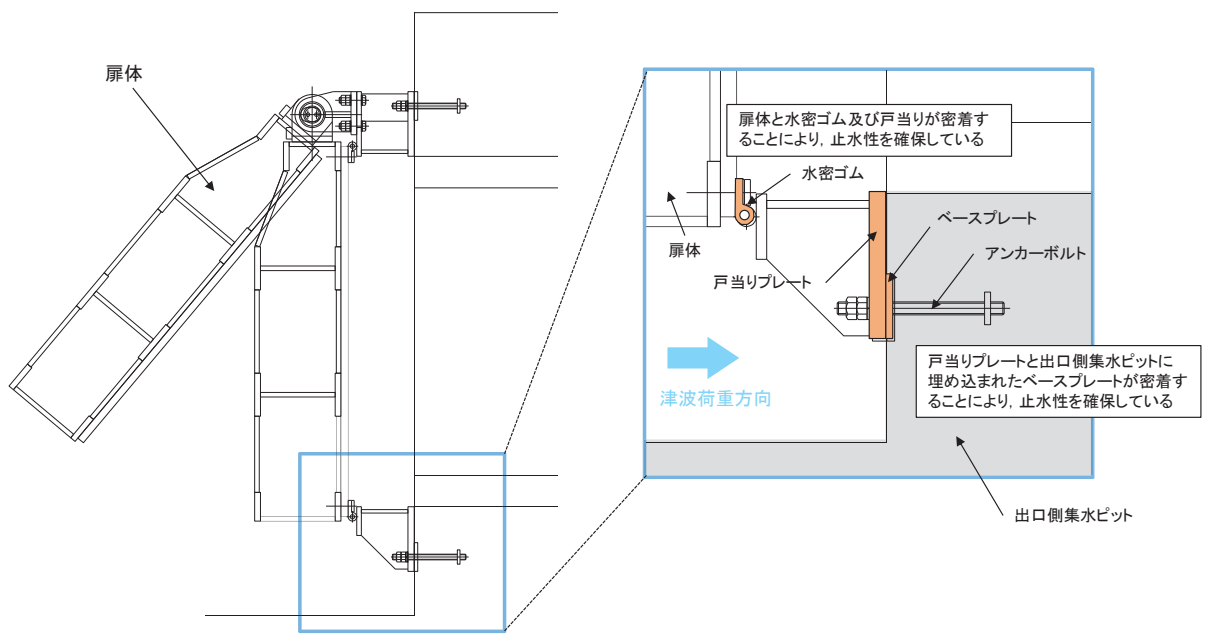


図 3-2 止水性確保の考え方

4. 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路を図 4-1 に示す。

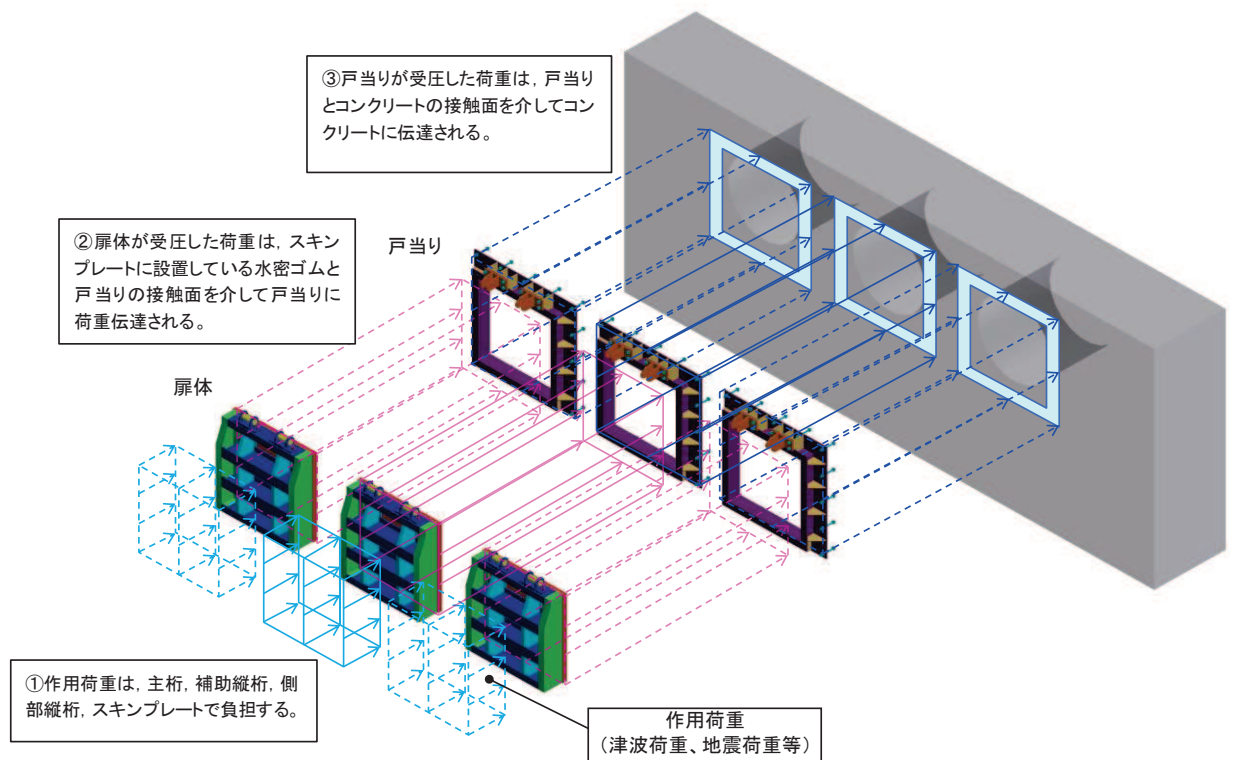


図 4-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち逆流防止設備の荷重伝達経路

(参考資料 2) 戸当りアンカーボルトの耐震評価

1. 許容限界

1.1 使用材料

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のアンカーボルトの使用材料を表 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
アンカーボルト	SUS304	頭付きアンカーボルト (M20)

1.2 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のアンカーボルトの許容限界を表 1-2 に示す。

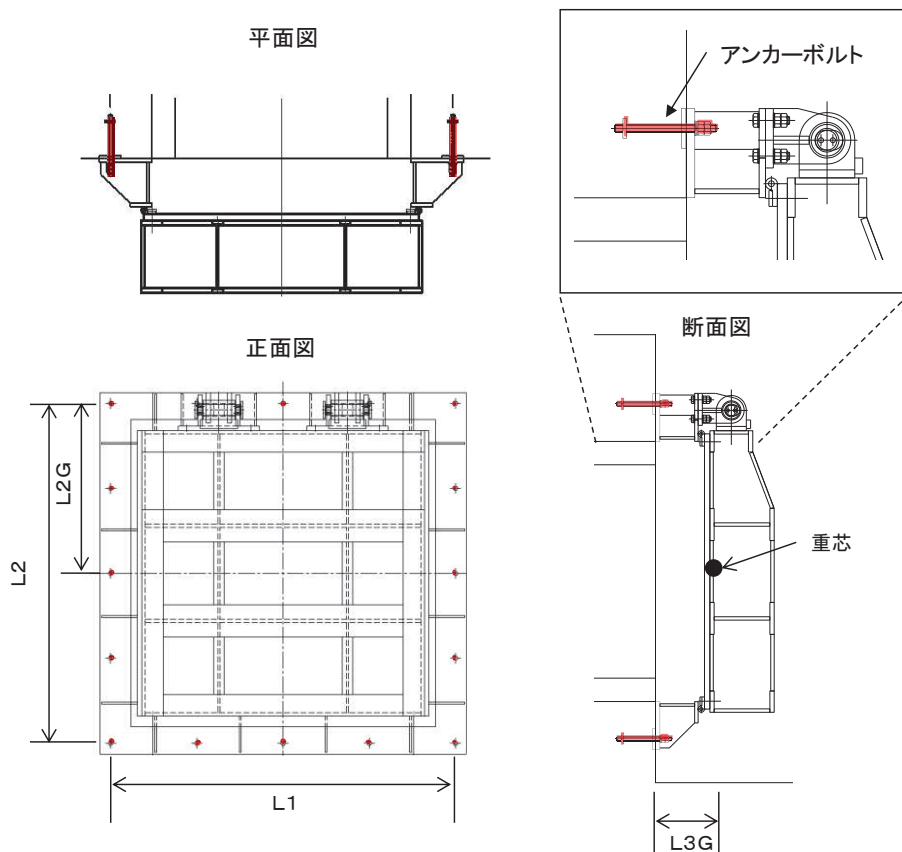
表 1-2 アンカーボルトの許容限界

評価部位	材質	許容限界 (N)	
		引張*	せん断*
アンカーボルト	SUS304	48154	33707

注記 * : アンカーボルトに対する許容引張力及び許容せん断力の許容値は、「各種合成構造設計指針同解説（（社）日本建築学会 平成 22 年）」に基づき算出する。

2. 計算方法

アンカーボルトは「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、アンカーボルトに発生する引張力及びせん断力が、許容限界以下となることを確認する。アンカーボルトのモデル図及び応力算定式を図 2-1 に示す。



$$P = \frac{FH \cdot L3G}{L1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

または,

$$P = \frac{FH \cdot (L2 - L2G) + (w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{FH^2 + (w + FV)^2}}{n}$$

ここに,

P : アンカーボルト 1 本に作用する引張力 (N) *

Q : アンカーボルト 1 本に作用するせん断力 (N)

w : 扉体+戸当りの質量 (kN)

FH : アンカーボルトに作用する水平方向荷重 (kN)

FV : アンカーボルトに作用する鉛直方向荷重 (kN)

L1 : 水平方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

L2 : 鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン (mm)

L2G : 上部側アンカーボルト中心～扉体重芯距離 (mm)

L3G : 壁面～扉体重芯距離 (mm)

n : アンカーボルト総本数(本)

n₁ : 上下面のアンカーボルト片側本数(本)

n₂ : 側面のアンカーボルト片側本数(本)

注記* : 2つの式のうち、大きくなる荷重を評価に用いる。

図 2-1 アンカーボルトの構造図及び応力算定式

3. 応力計算

アンカーボルトに作用する荷重について、以下の式にて計算を行う。

また、アンカーボルト 1 本に作用する引張力 P は P₁ と P₂ の大きい方を使用する。

$$P_1 = \frac{FH \cdot L3G}{L1 \cdot n_2} + \frac{(w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$P_2 = \frac{FH \cdot (L2 - L2G) + (w + FV) \cdot L3G}{L2 \cdot n_1}$$

$$Q = \frac{\sqrt{FH^2 + (w + FV)^2}}{n}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 3-1 に示す。

表 3-1 アンカーボルトの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P	アンカーボルト 1 本に作用する引張力	—	N
Q	アンカーボルト 1 本に作用するせん断力	—	N
w	扉体+戸当りの質量	22064.9625	N
FH	水平地震力	17651.97	N
FV	鉛直地震力	11032.48125	N
L1	水平方向最端部のアンカーボルトスパン	1610	mm
L2	鉛直方向最端部のアンカーボルトスパン	1570	mm
L2G	上部側アンカーボルト中心～ 扉体重芯距離	785	mm
L3G	壁面～扉体重芯距離	255	mm
n	アンカーボルト総本数	16	本
n ₁	上下面のアンカーボルト片側本数	5	本
n ₂	側面のアンカーボルト片側本数	5	本

以上により,

$$P_1 = \frac{17651.97 \cdot 255}{1610 \cdot 5} + \frac{(22064.9625 + 11032.48125) \cdot 255}{1570 \cdot 5} = 1635\text{N}$$

$$P_2 = \frac{17651.97 \cdot (1570 - 785) + (22064.9625 + 11032.48125) \cdot 255}{1570 \cdot 5} = 2841\text{N}$$

$$Q = \frac{\sqrt{17651.97^2 + (22064.9625 + 11032.48125)^2}}{16} = 2345\text{N}$$

よって, $P = P_2$ とする。

3. 評価結果

アンカーボルトの評価結果を表3-1 に示す。

発生値が許容値以下であることから十分な構造健全性を有することを確認した。

表 3-1 評価結果 (アンカーボルト)

評価部位	評価項目	発生値 a (N)	許容値 b (N)	照査値 a/b
アンカーボルト	引張	2841	48154	0.06
	せん断	2345	33707	0.07

- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
- 6.5.1.2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	6
2.4 適用基準	8
2.5 記号の説明	9
3. 評価部位	11
3.1 荷重伝達経路	11
3.2 評価部位	12
4. 固有周期	14
4.1 固有周期の計算方法	14
4.2 固有周期の計算条件	14
4.3 固有周期の計算結果	15
5. 構造強度評価	16
5.1 構造強度評価方法	16
5.2 荷重及び荷重の組合せ	16
5.2.1 荷重の設定	16
5.2.2 荷重の組合せ	17
5.3 許容限界	19
5.4 設計用地震力	22
5.5 計算方法	24
5.6 計算条件	34
5.7 応力計算	35
6. 評価結果	55
7. 出口側集水ピットの強度評価	56
7.1 出口側集水ピットの構造概要	56
7.2 評価方針	59
8. 強度評価方法	61
8.1 記号の定義	61
8.2 荷重算出断面	62

8.3	荷重及び荷重の組合せ	63
8.3.1	荷重	63
8.3.2	荷重の組合せ	63
8.4	許容限界	65
8.4.1	構造部材の健全性に対する許容限界	65
8.4.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	66
8.5	評価方法	67
8.5.1	二次元動的解析	67
8.5.2	三次元構造解析	100
8.5.3	評価方法	124
9.	評価条件	125
10.	評価結果	126
10.1	構造部材の健全性に対する評価結果	126
10.1.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	126
10.1.2	せん断破壊に対する評価結果	128
10.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	129

(参考資料1) 屋外排水路逆流防止設備(防潮堤南側)の構造詳細について

(参考資料2) 寸法の小さい漂流物が衝突する場合の影響検討

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）（No. 1）、（No. 2）、（No. 3）（以下「屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、津波荷重、余震、風及び積雪を考慮した荷重に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

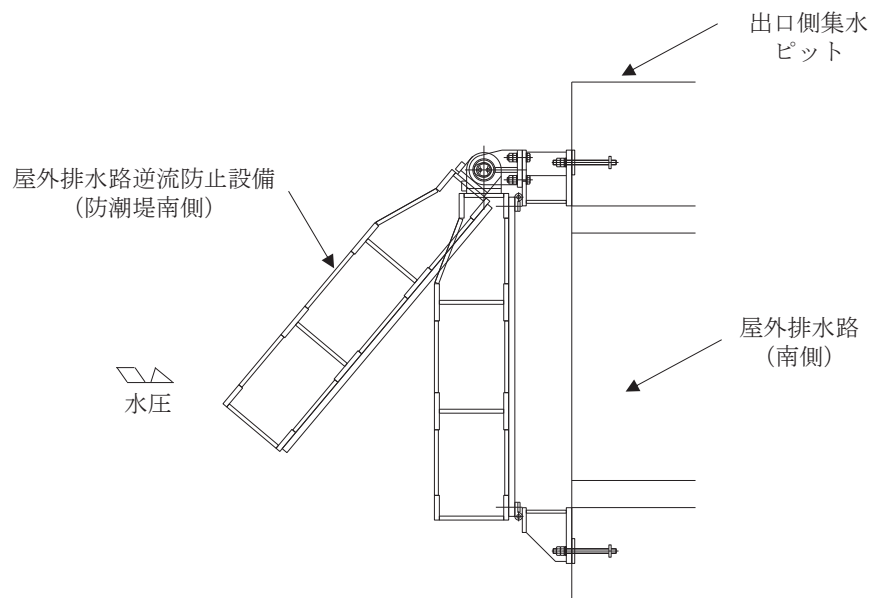
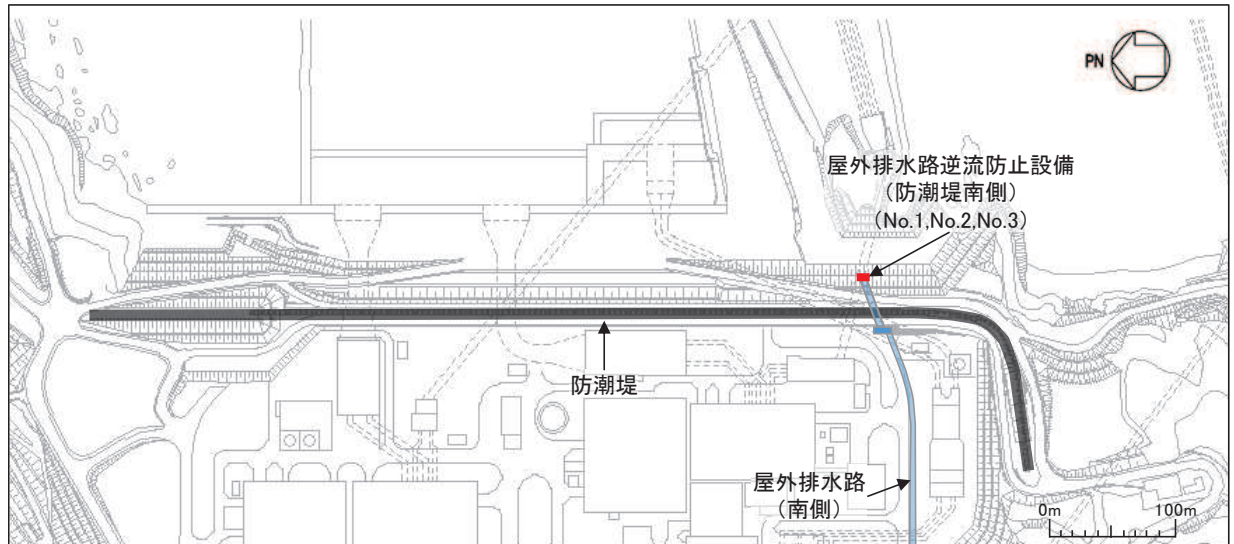


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設置位置

2.2 構造計画

防潮堤の南側に位置する3本の屋外排水路に対してそれぞれ屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。各屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

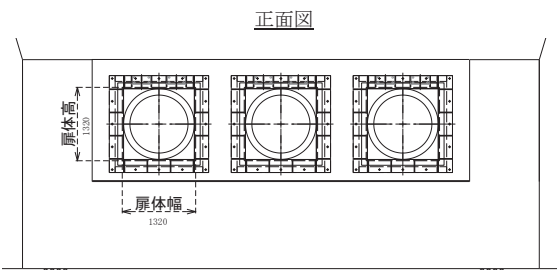
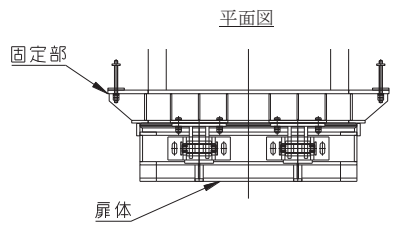
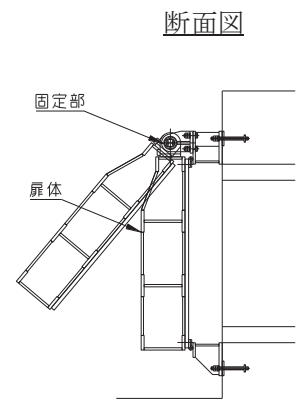
扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

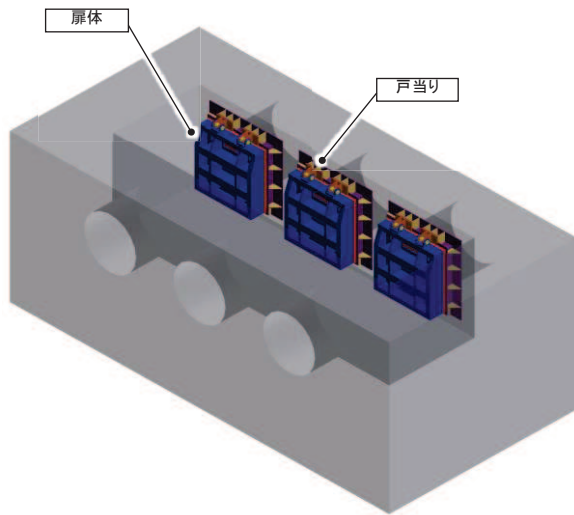
また、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

なお、扉体と戸当り間は扉体側に止水ゴム（P型ゴム）を設置し、戸当りと出口側集水ピット間は戸当りプレートにより一体化を講じることで、構造境界部における止水性を確保する。

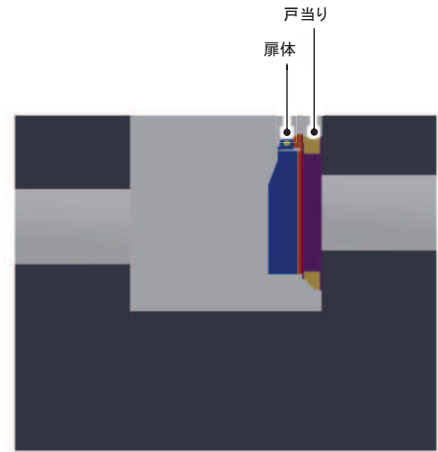
屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造概要を表 2.2-1 及び図 2.2-1 に示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の構造詳細を参考資料 1 に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）により構成する。</p>	<p>正面図</p>  <p>平面図</p>  <p>断面図</p> 



(鳥瞰図)



(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

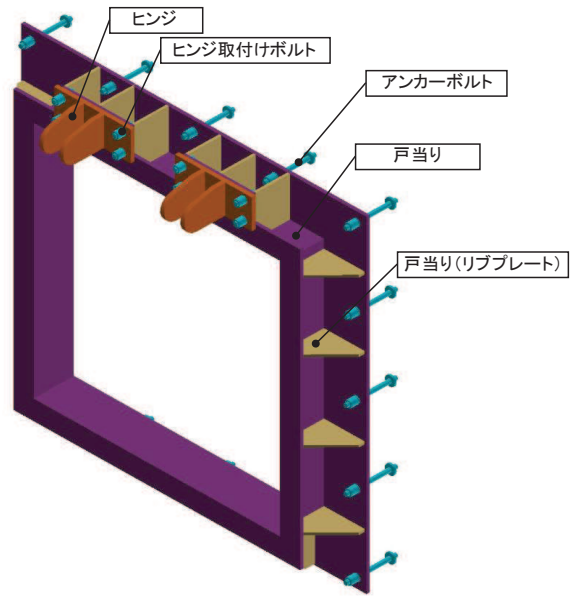
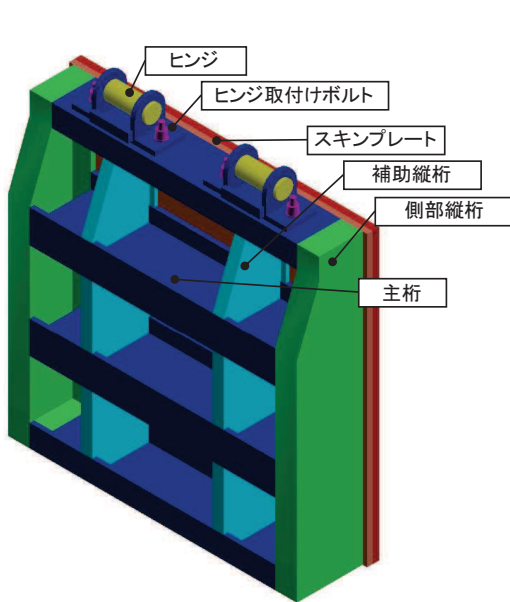


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5. 構造強度評価」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、「6. 評価結果」にて確認する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目を表 2.3-1 に、強度評価フローを図 2.3-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。ただし、「重畳時」の遡上津波荷重は「津波時」の遡上津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

重畳時における余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S d - D 2 による地震力とする。余震荷重の設定に当たっては、弾性設計用地震動 S d - D 2 を入力して得られた設置床の最大応答加速度の最大値を考慮して設定した設計震度を用いる。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

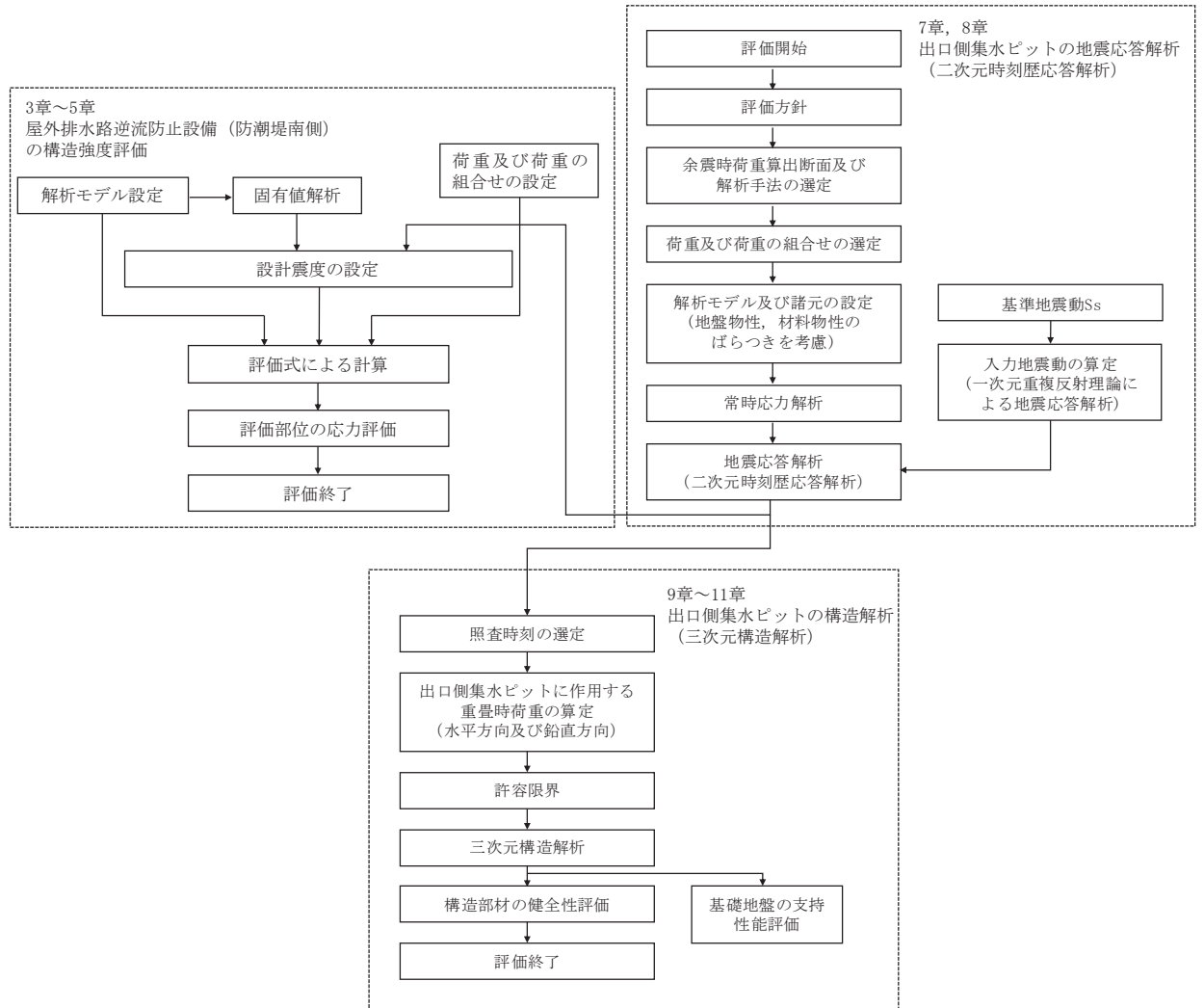


図 2.3-1 耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)
- (2) 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)
- (3) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (4) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (5) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (6) 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)
- (7) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
耐震重要度分類		原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 (日本電気協会)	
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] (2002 年) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
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] (2002 年)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	扉体	水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力又は発生せん断力が，短期許容応力度又は短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部	道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)	
	出口側集水ピット	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	
地震応答解析		構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)	扉体及び固定部の固有値解析
		原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
P _t	遡上津波荷重	N/mm ²
K _{HSd}	余震による水平方向の設計震度	—
K _{VSd}	余震による鉛直方向の設計震度	—
P _d	余震による動水圧	N/mm ²
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P ₁	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
P ₂	主桁に作用する単位面積当たりの荷重（津波荷重+余震荷重）	N/mm ²
L ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重（津波荷重+余震荷重）	N/mm ²
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z ₃	補助縦桁の断面係数	mm ³
A _{w3}	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
P_5	戸当りへ作用する単位面積当たりの荷重（津波荷重+余震荷重）	N/mm^2
L_s	扉体幅	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	コンクリートに作用する単位面積当たりの荷重（津波荷重+余震荷重）	N/mm^2
L_x	戸当り横幅	mm
L_y	戸当り縦幅	mm
l_x	支圧板中心横幅	mm
l_y	支圧板中心縦幅	mm
b_w	支圧幅	mm
b_{wx}	支圧横幅	mm
b_{wy}	支圧縦幅	mm
S	戸当り幅	mm
H	主桁の最大間隔	mm
ρ	海水密度	g/cm^3
g	重力加速度	m/s^2
K_{sd}	余震荷重	N/mm^2
L	圧縮フランジの固定間隔	mm
b	圧縮フランジ幅	mm
K	座屈を求めるための係数	—
A_{w1}	腹板の総断面積	mm^2
A_c	圧縮フランジの総断面積	mm^2
σ	曲げ応力度	N/mm^2
σ_{bk}	支圧応力度	N/mm^2
w_1	扉体質量	kN
w_2	戸当り質量	kN
B	水路幅	mm
M_{max}	最大曲げモーメント	$N \cdot mm$
S_{max}	最大せん断力	N
τ	せん断応力度	N/mm^2
σ_g	合成応力度	N/mm^2

3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む））及びヒンジ取付けボルト）及び固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト）で構成される。

3.1 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路を図 3.1-1 に示す。

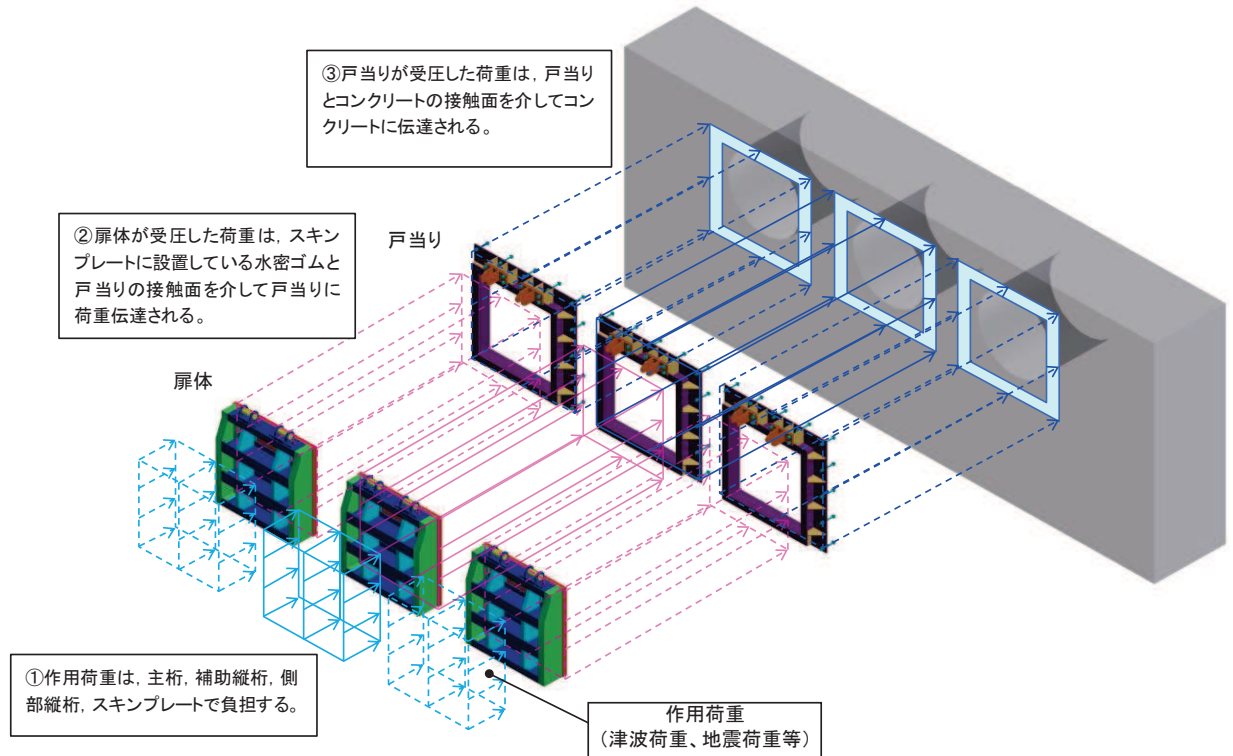


図 3.1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路

3.2 評価部位

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は外水圧により閉じる構造となっており、津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから、重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は閉じた状態を想定する。このため、扉体側と固定部側のヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルトには津波荷重による引張荷重は作用しない。また、重畳時においては屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の横断方向及び鉛直方向にも余震荷重が作用するが、添付書類「VI-2-10-2-6-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の横断方向及び鉛直方向の評価については添付書類「VI-2-10-2-6-1-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

上記を踏まえ、強度評価においては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、戸当りを選定する。

なお、側部縦桁、水密ゴム、戸当り（リブプレート）は表 3.2-1 に示す理由から検討対象外とする。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位を図 3.1-2 に示す。

表 3.2-1 評価対象外とする部位（重畳時）

部位	評価対象外とする理由
側部縦桁	<ul style="list-style-type: none"> 荷重が扉体に作用する状態において、扉体が戸当りと密着した状態であることから、側部縦桁には有意な変形等が生じない。 補助縦桁より部材剛性が大きい。
戸当り（リブプレート）	<ul style="list-style-type: none"> 設計上の配慮として設置するものであり、戸当たりのみで照査項目を満たしているため。
ヒンジ（吊りピン）	<ul style="list-style-type: none"> 水路縦断方向は、津波荷重により、圧縮される方向であるため。 水路横断及び鉛直方向は、地震時荷重に包絡されるため。
ヒンジ（プレート）	
ヒンジ取付けボルト	

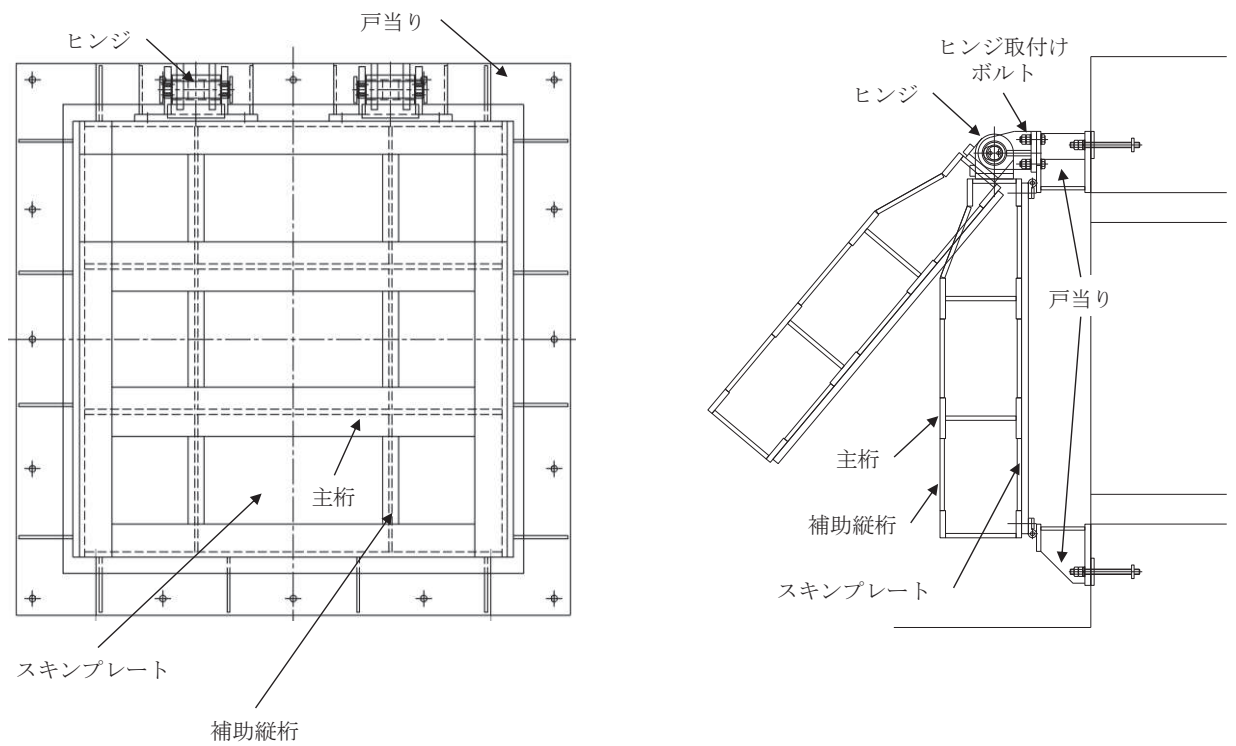


図 3.1-2 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の評価部位

3.3 評価方向の整理

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は出口側集水ピットに取り付く構造で、土圧等の影響を受けない構造であるため、強度評価における主たる荷重は津波荷重である。したがって、強度評価においては、評価対象部位である扉体部の弱軸方向でもある水路縦断方向を評価方向とする。

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は外水圧により閉じる構造となっており，津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから，重畳時において屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体は閉じた状態となる。このことから，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の強度評価に用いる固有周期の計算に当たっては，閉じた状態のみを考慮する。

固有周期の計算を以下で実施する。

(1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の主桁を単純梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

「構造力学公式集（土木学会，1988年）」より，単純梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot 10^3}{m}}$$

4.2 固有周期の計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4.2-1 に示す。

表 4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の断面二次モーメント	4.3883×10^8	mm ⁴
m	扉体部の単位長さ当たり質量	1.13636	kg/mm
L	主桁の長さ	1320	mm

4.3 固有周期の計算結果

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の扉体の固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4.3-1 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
245	0.0041

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

5.2.1 荷重の設定

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の強度評価において考慮する荷重を以下に示す。
その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

また、屋外排水路から流下する排水による水圧は扉体への作用荷重を打ち消す方向に作用するため考慮しないこととする。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 遡上津波荷重（ P_t ）

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位 0. P. +24. 4m に余裕を考慮した津波水位 0. P. +25. 0m を用いることとし、防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深として、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 5. 2-1、遡上津波波圧の概念図を図 5. 2-1 に示す。

表 5. 2-1 遡上津波荷重

	津波水位 (O. P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O. P. (m))	設計用 浸水深 (m) h	扉体下端 での標高 (O. P. (m))	扉体下端 での波圧 (kN/m ²) P_t
屋外排水路逆流防止 設備（防潮堤南側）	25. 0	0. 5	12. 25	8. 125	294. 2

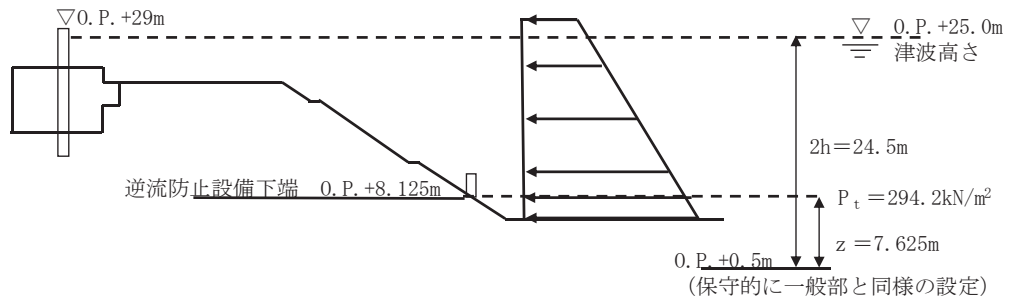


図 5.2-1 遡上津波波圧の概念図

ここで、

津波波圧の計算は以下の式を適用する。

$$P_t = \rho \times g \times (3.0 \times h - z) = 10.1 \times (3.0 \times 12.25 - 7.625) = 294.2 \text{ kN/m}^2$$

ρ : 海水密度 1.03 g/cm³

g : 重力加速度 9.80665m/s²

(3) 余震荷重 (K_{Sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

5.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の設計に考慮する荷重の組合せを表 5.2-2 に示す。

表 5.2-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

K_{Sd} : 余震荷重

表 5.2-3 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久 荷重	常時 考慮 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・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	—	積載荷重は考慮しない。
	静止土圧		—	静止土圧は考慮しない。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		—	積雪荷重は考慮しない。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		津波波圧	○	津波による波圧を考慮する。
		衝突荷重	—	漂流物の衝突は考慮しない。
		余震荷重	○	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		動水圧	○	動水圧を考慮する。

5.3 許容限界

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に規定される許容応力度を用いる。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界を表 5.3-1 に示す。

なお、地震後、津波後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の許容限界

評価部位	材質	許容応力度 (N/mm ²)				短期許容応力度 (N/mm ²) *2				
		曲げ σ_{ab} *1	引張 σ_{at} *1	せん断 τ_a *1	支圧 σ_{as} *1	曲げ	引張	せん断	支圧	
スキンプレート	SUS304	103	—	—	—	154	—	—	—	
主桁	SUS304	1桁	103	103	59	—	151*3	154	88	—
		2,3桁					154			
		4桁					151*3			
補助縦桁	SUS304	103	103	59	—	144*3	154	88	—	
戸当り	SUS304	—	—	—	154	—	—	—	231	
戸当り部コンクリート	コンクリート	—	—	1.0	9.0	—	—	1.5	13.5	

注記 *1 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{at} : 許容引張応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2 : 許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : 主桁、補助縦桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成 31 年）」に基づき、許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮する。

(主桁 (1 桁) の許容応力)

主桁 (1 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-2 に示す。

表 5.3-2 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A_{w1}	腹板の総断面積	2560	mm ²
A_c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

よって、

$$A_{w1}/A_c = 2560/2000 = 1.28 \quad \therefore A_{w1}/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_{w1}/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K = 10/2 = 5$$

$$L/b = 600/100 = 6$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 6 - 10)) \times 1.5 \\ &= 101.2 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 151.8 \text{ N/mm}^2 = 151 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(主桁 (4 桁) の許容応力)

主桁 (4 桁) の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-3 に示す。

表 5.3-3 主桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	600	mm
b	圧縮フランジ幅	100	mm
K	座屈を求めるための係数	—	—
A_{w1}	腹板の総断面積	4160	mm ²
A_c	圧縮フランジの総断面積	2000	mm ²

よって、

$$A_{w1}/A_c = 4160/2000 = 2.08 \quad \therefore A_{w1}/A_c \geq 2$$

ここで、係数Kについては $A_{w1}/A_c \geq 2$ の場合は以下の式を適用し

$$K = \sqrt{3 + A_{w1}/(2 \cdot A_c)} = \sqrt{3 + 2.08 \div 2} = 2.01$$

$$10/K = 10/2.01 = 4.9752$$

$$L/b=600/100=6.0$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2.01 \times 6 - 10)) \times 1.5 \\ &= 101.146 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 151.719 \text{ N/mm}^2 = 151 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(補助縦桁の許容応力)

補助縦桁の許容応力について算定する。ここで、各記号の定義及び数値を表 5.3-4 に示す。

表 5.3-4 補助縦桁の許容曲げ圧縮応力度の計算諸元

記号	定義	数値	単位
L	圧縮フランジの固定間隔	440	mm
b	圧縮フランジ幅	50	mm
K	座屈を求めるにあたる係数	—	—
A _{w1}	腹板の総断面積	1512	mm ²
A _c	圧縮フランジの総断面積	800	mm ²

よって、

$$A_{w1}/A_c = 1512/800 = 1.89 \quad \therefore A_{w1}/A_c < 2$$

ここで、係数Kについては $A_{w1}/A_c < 2$ の場合 $K=2$ であることから、

$$K=2$$

$$10/K = 10/2.00 = 5$$

$$L/b = 440/50 = 8.8$$

$$\therefore L/b > 10/K$$

以上より、許容曲げ圧縮応力度の計算は以下の式を適用し、

$$\begin{aligned} (\sigma_{ab} - 0.9 \times (K \times L/b - 10)) \times 1.5 &= (103 - 0.9 \times (2 \times 8.8 - 10)) \times 1.5 \\ &= 96.16 \text{ N/mm}^2 \times 1.5 = 144.24 \text{ N/mm}^2 = 144 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

5.4 設計用地震力

重畳時における屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は剛構造として考慮し，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の設計震度は，「8.5.1 二次元動的解析」に示す出口側集水ピットの地震応答解析結果に基づき設定する。加速度応答を抽出した節点を図 5.4-1 に，地震応答解析結果を図 5.4-2 に，設計震度を表 5.4-3 に示す。

なお，設計震度は図 5.4-1 に示す節点位置のうち，最大加速度となる節点の値を基に算定している。

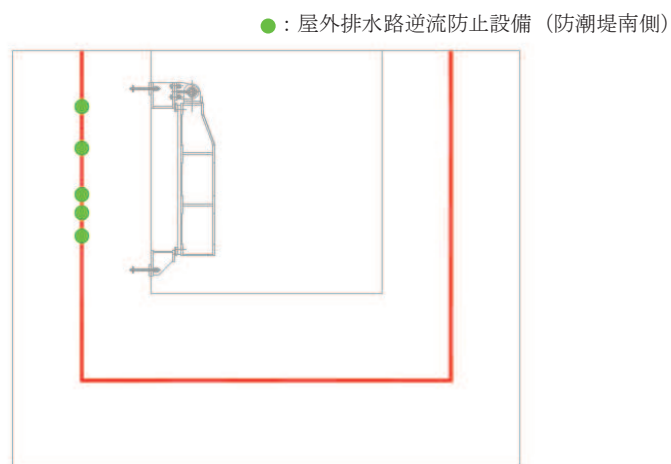
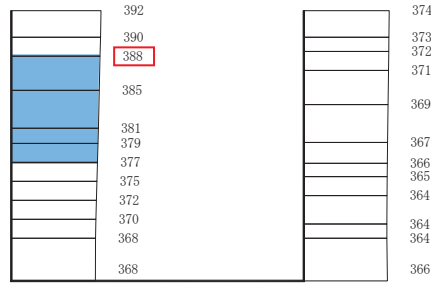
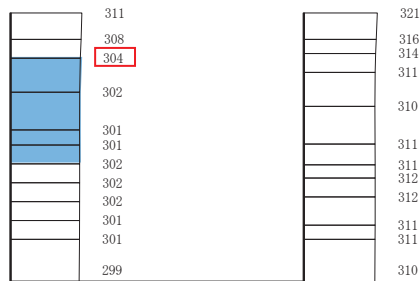


図 5.4-1 加速度抽出位置



(水平方向, Sd-D2(-+), 解析ケース①)



(鉛直方向, Sd-D2(++), 解析ケース②)

■ : 逆流防止設備(扉体及び固定部)設置範囲



図 5.4-2 逆流防止設備(扉体及び固定部)の地震応答解析結果(最大加速度分布)

表 5.4-1 設計用地震力

設備名称	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ(m)	余震による 設計震度	
				水平方向 K_{Hsd}	鉛直方向 K_{Vsd}
屋外排水路 逆流防止設備 (防潮堤南側)	Sd-D2 (-+)	①	出口側集水ピット O.P. +8.38 m (屋外排水路底面高さ)	水平方向 K_{Hsd}	0.4
	Sd-D2 (++)	②		鉛直方向 K_{Vsd}	0.4

5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

(1) スキンプレート

スキンプレートは、主桁および補助縦桁、側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（(社)水門鉄管協会、平成31年）」に基づき、等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図5.5-1に示す。

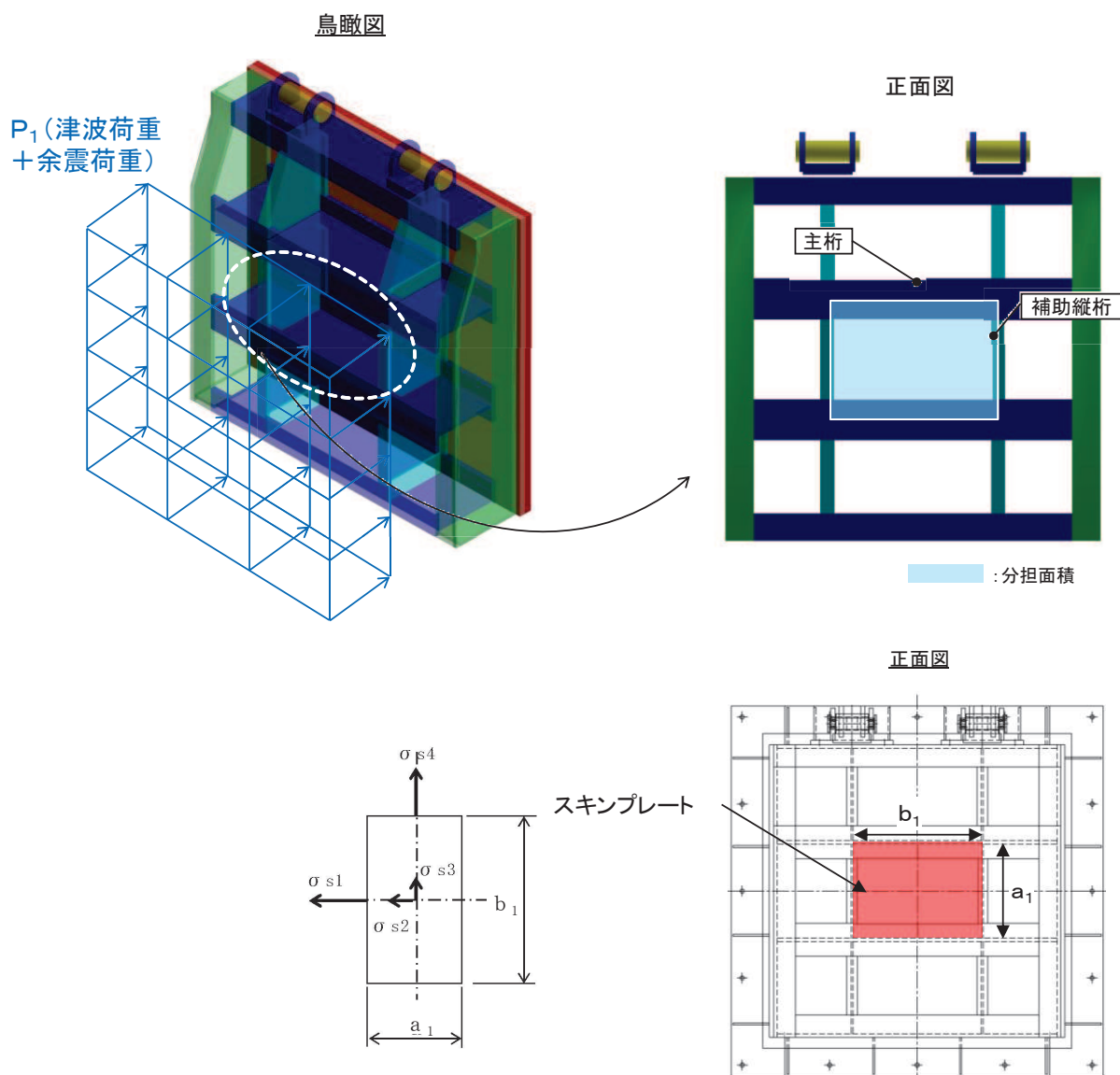


図 5.5-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレーートの応力算定式は下式のとおりである。

$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレーートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレーートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレーートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレーートの板厚 (mm)

図 5.5-1 スキンプレーートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造図及びモデル図を図 5.5-2 に示す。

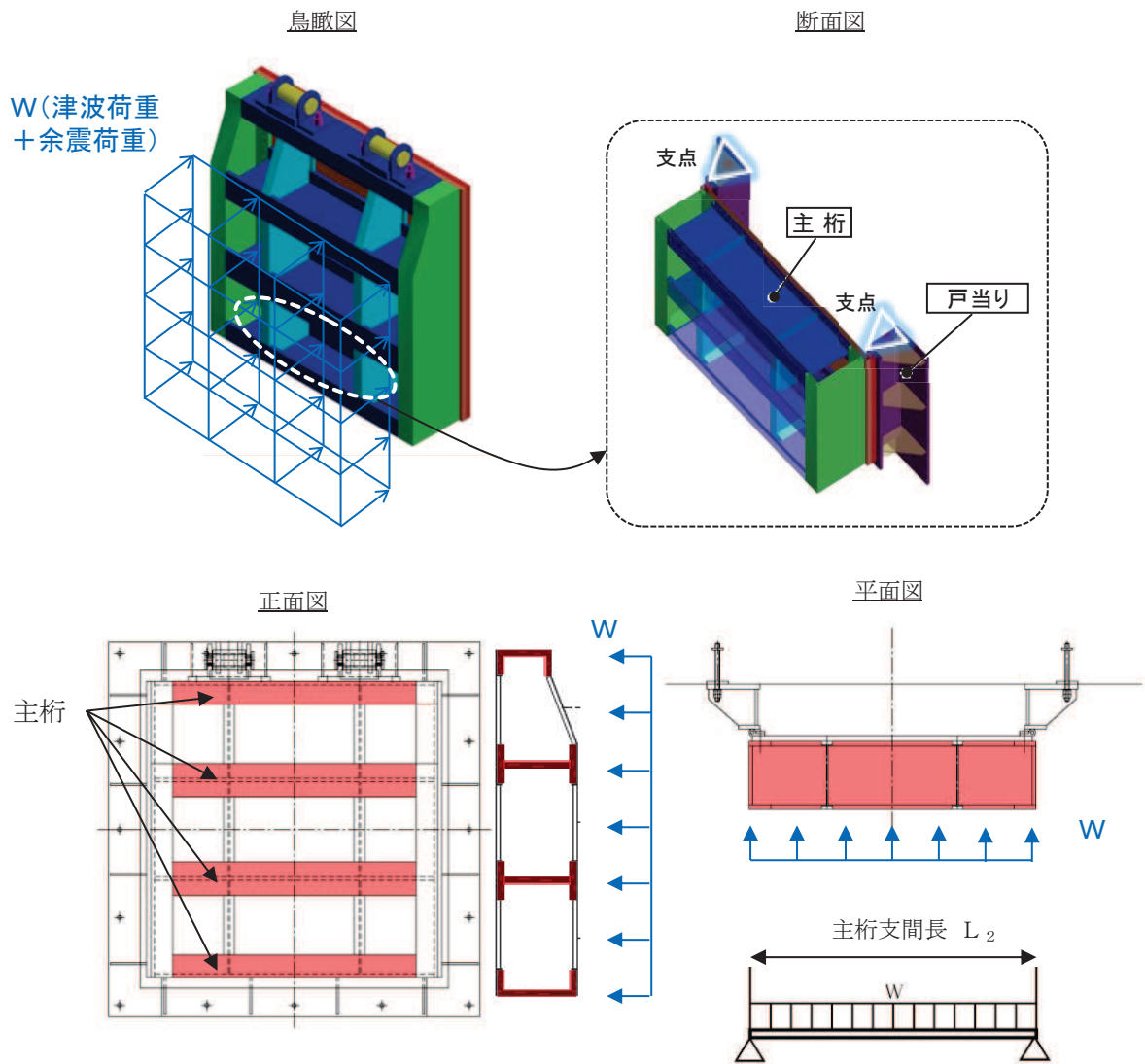


図5.5-2 主桁の構造図及びモデル図

また、主桁の応力算定式は下式のとおりである。

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで,

- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L₂ : 主桁支間長 (mm)
- Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)
- A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成31年)」に基づき、等分布荷重が作用する、主桁によって溶接支持された両端固定梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.5-3 に示す。

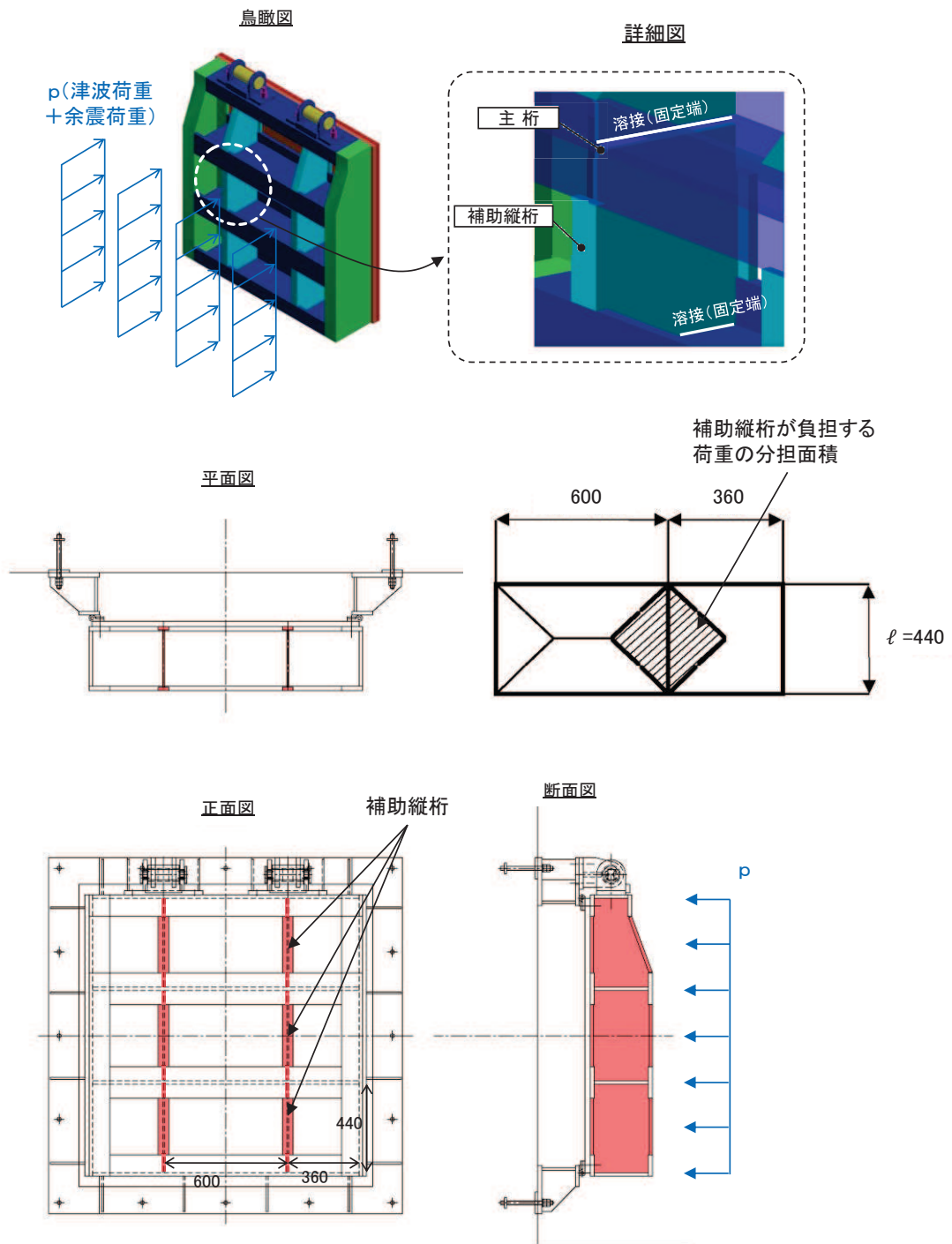


図5.5-3 補助縦桁の構造図及びモデル図 (単位: mm)

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

(4) 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及びモデル図を図 5.5-4 に示す。

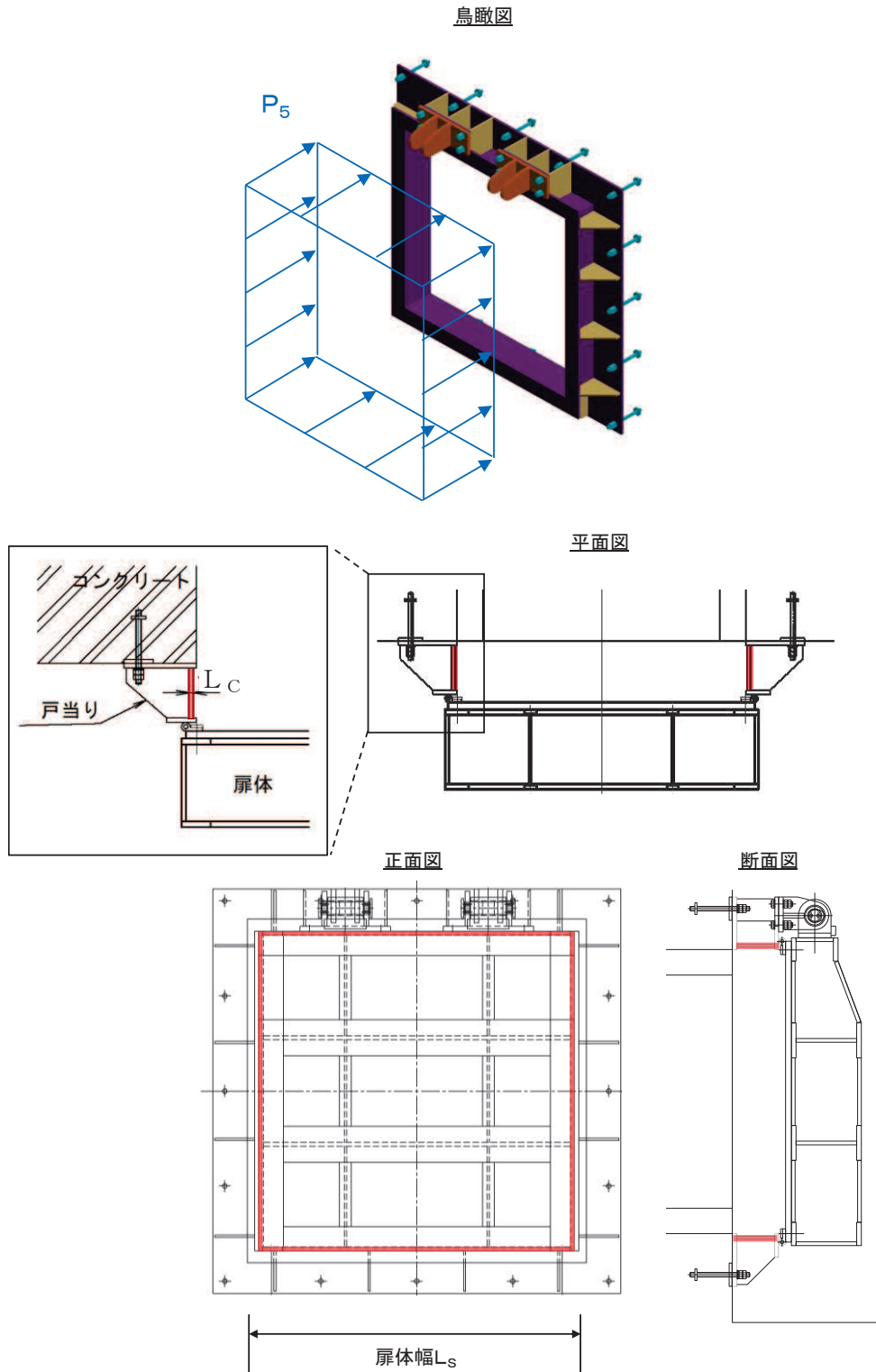


図 5.5-4 戸当りの構造図及びモデル図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_5 \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

ここで、

P_5 : 戸当りへ作用する荷重 (N/mm²)

L_S : 扉体幅 (mm)

L_C : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

(5) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図を図 5.5-5 に示す。

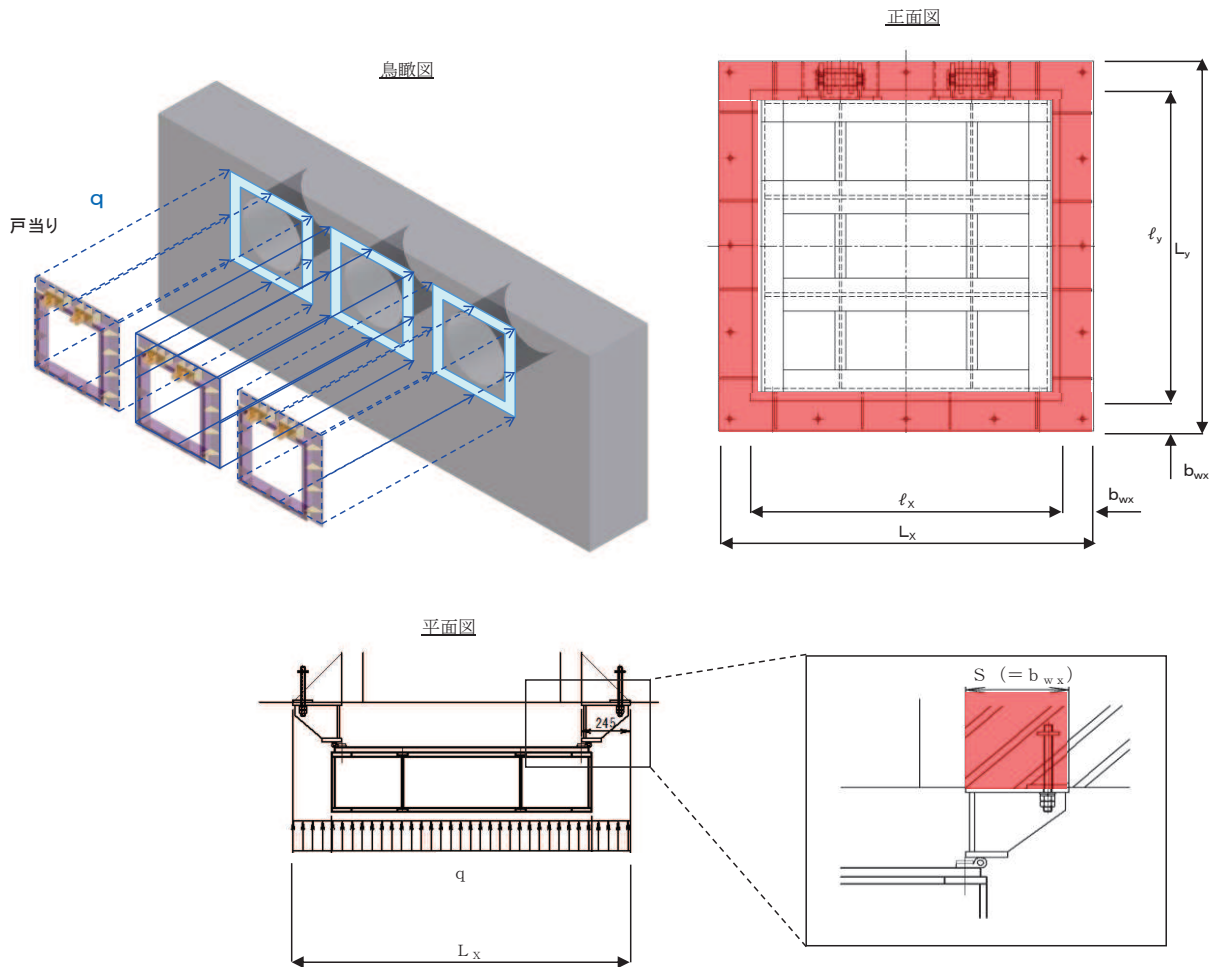


図 5.5-5 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで,

q : 単位面積当たりの荷重 (N/mm^2)

L_x : 戸当り横幅 (mm)

L_y : 戸当り縦幅 (mm)

l_x : 支圧板中心横幅 (mm)

l_y : 支圧板中心縦幅 (mm)

S : 戸当り幅 (mm)

b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)

b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

5.6 計算条件

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応力評価に用いる計算条件を表5.6-1に示す。

表 5.6-1 応力評価に用いる計算条件

固定荷重 (1門あたりの扉体の自重) G (N)	1門あたりの 扉体面積 A ₁ (mm ²)	水の単位体積重量 W ₀ (N/mm ³)	設計用 浸水深 h (m)
1.4709975×10 ⁴	1.7424×10 ⁶	1.01×10 ⁻⁵	12.25

区画	スキンプレート				
	辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数k	短辺 a ₁ (mm)	長辺 b ₁ (mm)	板厚 t ₁ (mm)	単位面積当たりの 荷重 P ₁ (N/mm ²)
1~2桁	41.96	440	600	25	0.31
2~3桁	41.96	440	600	25	0.31
3~4桁	41.96	440	600	25	0.31

区画	主桁へ作用する 等分布荷重 W (N/mm)	主桁支間長 L ₂ (mm)	主桁の 断面係数 Z ₂ (mm ³)	主桁の せん断抵抗断面積 A _{w2} (mm ²)
1桁	68.2	1320	3.799467×10 ⁵	2.56×10 ³
2, 3桁	136.4	1320	9.415644×10 ⁵	4.16×10 ³
4桁	68.2	1320	6.797867×10 ⁵	4.16×10 ³

補助縦桁に作用する 各区画の平均荷重 p (N/mm ²)	補助縦桁の 主桁間隔 ℓ (mm)	補助縦桁の断面係数 Z ₃ (mm ³)	補助縦桁の せん断抵抗断面積 A _{w3} (mm ²)
0.31	440	1.713276×10 ⁵	1.512×10 ³

戸当りへ作用する 荷重 P ₅ (N/mm ²)	扉体幅 L _s (mm)	戸当り支圧部の 板厚 L _c (mm)	戸当り幅 S (mm)	支圧幅 b _{wx} (mm)	支圧幅 b _{wy} (mm)
0.31	1320	12	245	245	225

水平荷重 q (N/mm ²)	戸当り横幅 L _x (mm)	戸当り縦幅 L _y (mm)	支圧板中心横幅 ℓ _x (mm)	支圧板中心縦幅 ℓ _y (mm)
0.31	1710	1670	1465	1445

5.7 応力計算

(1) スキンプレート

スキンプレートは、主桁および補助縦桁、側部縦桁に溶接することで支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（(社) 水門鉄管協会、平成 31 年）」に基づき、等分布荷重が作用する四辺固定版としてモデル化し、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及びモデル図を図 5.7-1 に示す。

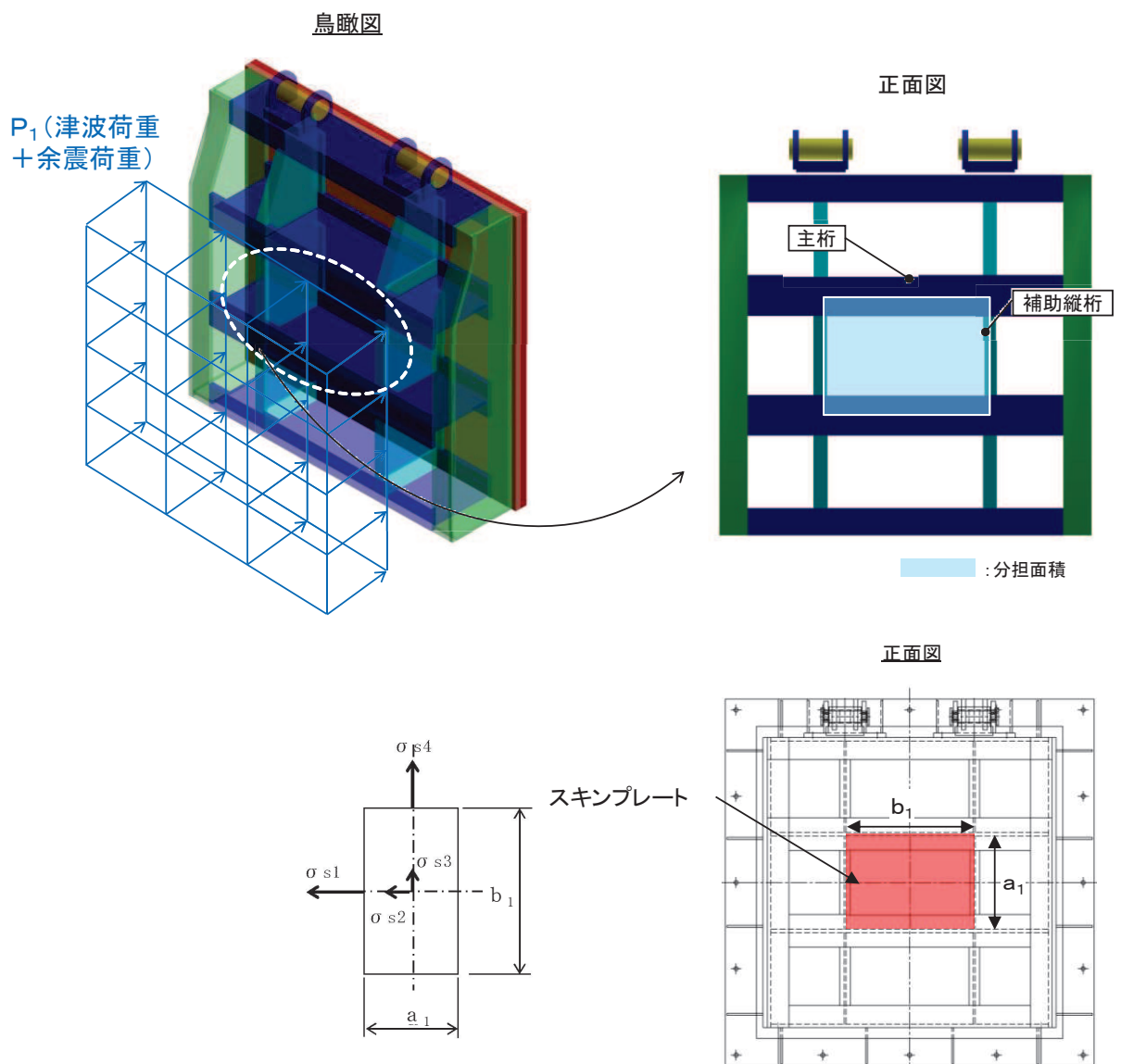


図 5.7-1 スキンプレートの構造図及びモデル図

また、スキンプレーートの応力算定式は下式のとおりである。

$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1^2}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレーートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレーートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレーートに加わる単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレーートの板厚 (mm)

a. 発生荷重

スキンプレーートに作用する荷重として、津波荷重と地震（余震）荷重を考慮して、以下の式により計算する。

$$P_1 = P_t + K_{sd}$$

$$K_{sd} = K_h \times (w_1 + w_2) \div A_1 + p_d$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 スキンプレーートの発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
P_1	スキンプレーートに加わる単位面積当たりの荷重	—	kN/m ²
K_{sd}	余震荷重	—	kN/m ²
ρ	海水密度	1.03	g/cm ³
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
P_t	津波波圧	294.2	kN/m ²
p_d	内部水圧	8.1	kN/m ²
B	水路幅	2000	mm
w_1	扉体質量	14.71	kN
w_2	戸当り質量	7.36	kN
K_{Hsd}	水平震度	0.4	—
A_1	扉体面積	1.7424×10^6	mm ²

津波荷重

$$P_t = \rho \cdot g \cdot (3.0 \cdot h - z) = 1.03 \times 9.80665 \times (3.0 \times 12.25 - (8.125 - 0.50)) \\ = 294.2 \text{ kN/m}^2$$

余震荷重

$$\begin{aligned}
 K_{s d} &= K_{H s d} \times (w_1 + w_2) \div A_1 + P_d \\
 &= 0.4 \times (14.71 + 7.36) \div (1.724 \times 10^6) + 8.1 \\
 &= 13.167 \text{ kN/m}^2 = 13.2 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重

$$P_1 = P_t + K_{s d} = 294.2 + 13.2 = 307.4 = 310 \text{ kN/m}^2$$

b. 発生応力

スキンプレートに発生する曲げ応力は以下の式により求める。

$$\sigma = \left(\frac{1}{1 \ 0 \ 0} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P_1}{t_1}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-2 に示す。

表 5.7-2 スキンプレートに生じる曲げ応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	板に生じる曲げ応力度	—	N/mm ²
P_1	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	—	N/mm ²
k	辺長比 (b_1/a_1) による係数		
a_1	スキンプレートの短辺	—	mm
b_1	スキンプレートの長辺	—	mm
t_1	スキンプレートの板厚	25	mm

辺長比による係数 k は「水門鉄管技術基準水門扉編((社)水門鉄管協会 平成 31 年)」に基づき、各区分における辺長比を元に数値を求める。各区分の計算に用いた短辺 a_1 、長辺 b_1 及び発生圧力 P に加え、辺長比による係数 k 及び曲げ応力度 σ の導出結果を表 5.7-3 に示す。また、スキンプレートの固定間隔概要を図 5.7-2 に示す。

表 5.7-3 (1) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

b/a	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
∞	50.0	25.0	7.5	34.3

表 5.7-3 (2) スキンプレートに生じる曲げ応力度及び計算諸元

区画	a_1 (mm)	b_1 (mm)	b_1/a_1	k	P (N/mm ²)	t (mm)
1~2桁	440	600	1.36	41.96	0.31	25
2~3桁	440	600	1.36	41.96	0.31	25
3~4桁	440	600	1.36	41.96	0.31	25

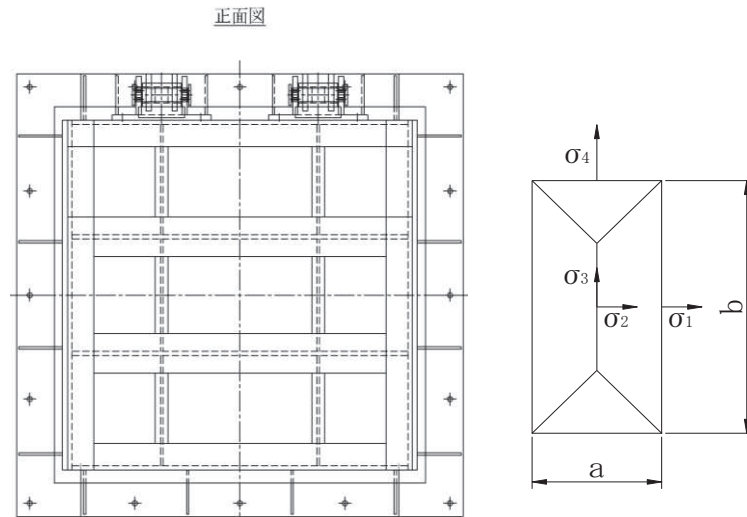


図 5.7-2 スキンプレートの固定間隔概要図

$$\begin{aligned} \sigma &= \left(\frac{1}{100} \right) \cdot k \cdot a_1^2 \cdot \frac{P}{t} \\ &= \frac{1}{100} \times 41.96 \times 440^2 \times 0.31 \div 25^2 \\ &= 40.30 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(2) 主桁

主桁は、戸当りと接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重が作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また、合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

主桁の構造図及びモデル図を図 5.7-2 に示す。

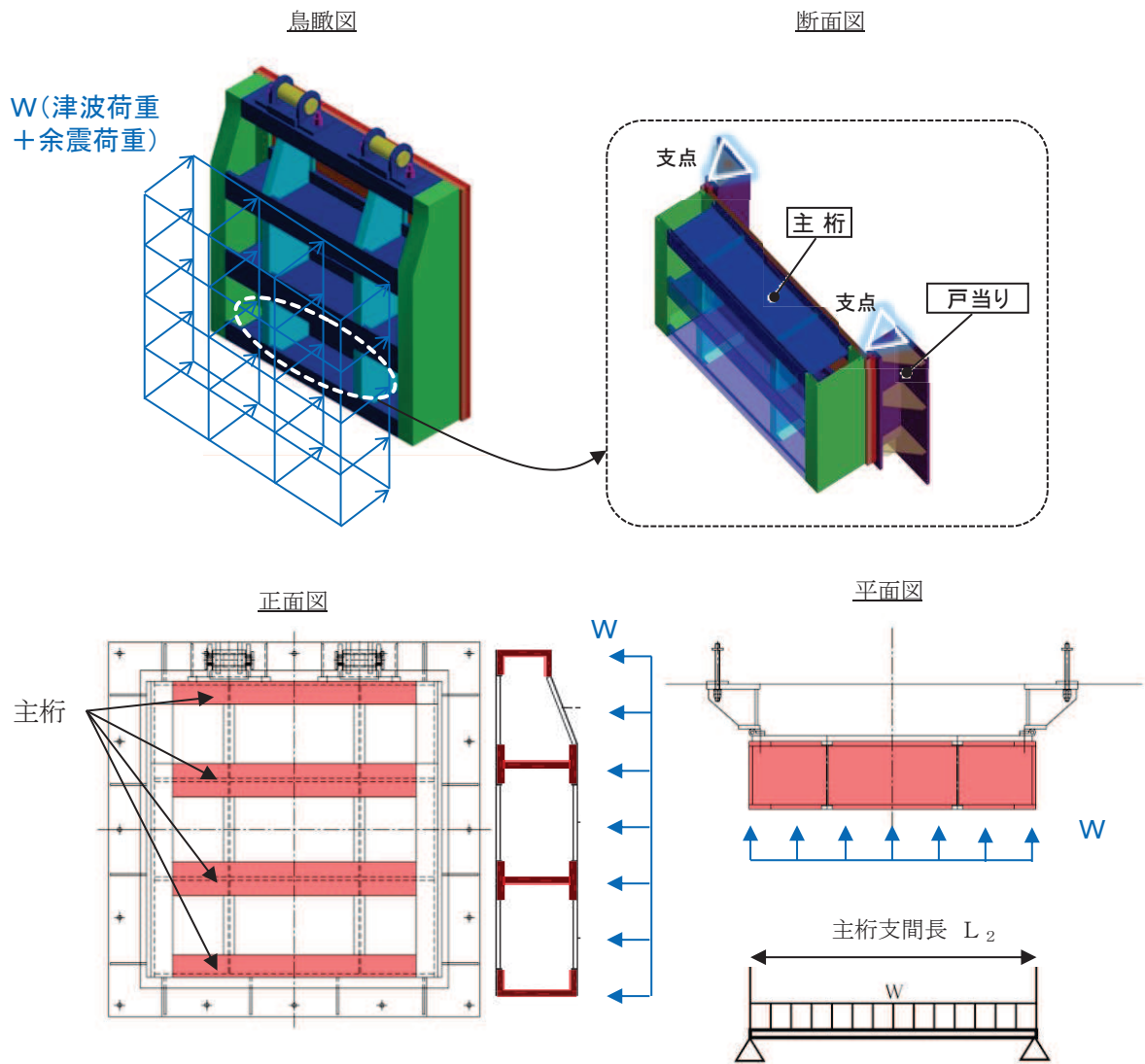


図5.7-2 主桁の構造図及びモデル図

また、主桁の応力算定式は下式のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_2}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A w_2}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

- W : 各主桁に作用する荷重 (N/mm)
- L₂ : 主桁支間長 (mm)
- Z₂ : 各主桁の断面係数 (mm³)
- A w₂ : 各主桁のせん断抵抗断面積 (mm²)
- M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
- S_{max} : 最大せん断力 (N)
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : せん断応力度 (N/mm²)
- σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

a. 発生荷重

等分布荷重

扉体主桁へ作用する等分布荷重は以下の式にて計算を行う。

$$W = P_2 \cdot \frac{H}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-4 に示す。

表 5.7-4 主桁に作用する荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
W	主桁に加わる等分布荷重	—	N/mm
P ₂	主桁に作用する荷重 (津波荷重+余震荷重)	0.31	N/mm ²
H	主桁の最大間隔	440	mm

1 桁, 4 桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} = 0.31 \times \frac{440}{2} = 68.2 \text{ N/mm}$$

2 桁, 3 桁

$$W = P_2 \times \frac{H}{2} \times 2 = 0.31 \times \frac{440}{2} \times 2 = 136.4 \text{ N/mm}$$

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下の式により計算する。

$$M_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2^2}{8}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{W \cdot L_2}{2}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-5 に示す。

表 5.7-5 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M _{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S _{max}	最大せん断力	—	N
L ₂	主桁支間長	1320	mm

曲げモーメント

1桁, 4桁

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{68.2 \times 1320^2}{8} = 14853960 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

2桁, 3桁

$$M_{\max} = \frac{W \cdot L_2^2}{8} = \frac{136.4 \times 1320^2}{8} = 29707920 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

1桁, 4桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{68.2 \times 1320}{2} = 45012 \text{ N}$$

2桁, 3桁

$$S_{\max} = \frac{W \cdot L_2}{2} = \frac{136.4 \times 1320}{2} = 90024 \text{ N}$$

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

扉体主桁 (1桁) 断面性能

使用部材 PLC-200×100×16/20 (SUS304)

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \frac{(200^3 \times 100 - 160^3 \times 84)}{200} = 3.799467 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w2} = 160 \times 16 = 2.56 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

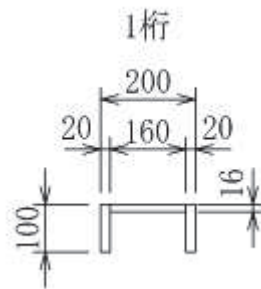


図 5.7-4 主桁 (1桁) の断面形状 (単位 : mm)

扉体主桁（2，3桁）断面性能

使用部材 PLH-300×150×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{300^3 \times 150 - 260^3 \times 134}{300} \right) = 9.415644 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$Aw_2 = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

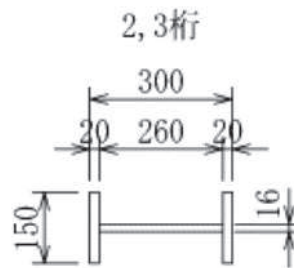


図 5.7-5 主桁（2，3桁）の断面形状（単位：mm）

扉体主桁（4桁）断面性能

使用部材 PLH-300×100×16/20（SUS304）

断面係数

$$Z_2 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{300^3 \times 100 - 260^3 \times 84}{300} \right) = 6.797867 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$Aw_2 = 260 \times 16 = 4.16 \times 10^3 \text{mm}^2$$

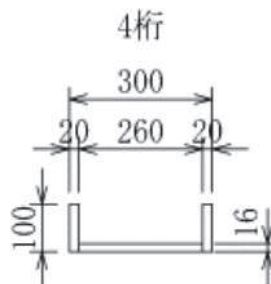


図 5.7-6 主桁（4桁）の断面形状（単位：mm）

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2$$

$$\tau = S_{\max} \div A_{W2}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-6 に示す。

表 5.7-6 主桁の発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ	曲げ応力	—	N/mm ²
τ	せん断応力	—	N/mm ²
M_{\max}	最大曲げモーメント (1 桁)	14853960	N・mm
	最大曲げモーメント (2 桁, 3 桁)	29707920	N・mm
	最大曲げモーメント (4 桁)	14853960	N・mm
S_{\max}	最大せん断力 (1 桁)	45012	N
	最大せん断力 (2 桁, 3 桁)	90024	N
	最大せん断力 (4 桁)	45012	N
Z_2	主桁の断面係数 (1 桁)	3.799467×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (2 桁, 3 桁)	9.415644×10^5	mm ³
	主桁の断面係数 (4 桁)	6.797867×10^5	mm ³
A_{W2}	せん断抵抗断面積 (1 桁)	2.56×10^3	mm ²
	せん断抵抗断面積 (2 桁, 3 桁)	4.16×10^3	mm ³
	せん断抵抗断面積 (4 桁)	4.16×10^3	mm ³

以上により，

曲げ応力度

1 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 14853960 \div 379946.7 = 39.10 \text{ N/mm}^2$$

2 桁, 3 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 29707920 \div 941564.4 = 31.56 \text{ N/mm}^2$$

4 桁

$$\sigma = M_{\max} \div Z_2 = 14853960 \div 679786.7 = 21.86 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

1桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 45012 \div 2560.0 = 17.59 \text{N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 90024 \div 4160.0 = 21.65 \text{N/mm}^2$$

4桁

$$\tau = S_{\max} \div A_{w2} = 45012 \div 4160.0 = 10.83 \text{N/mm}^2$$

合成応力度

1桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{39.10^2 + 3 \cdot 17.95^2} = 49.57 \text{N/mm}^2$$

2桁, 3桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{31.56^2 + 3 \cdot 21.65^2} = 49.02 \text{N/mm}^2$$

4桁

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{21.86^2 + 3 \cdot 10.83^2} = 28.81 \text{N/mm}^2$$

(3) 補助縦桁

補助縦桁は、主桁に溶接されることによって支持される構造である。計算方法は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（（社）水門鉄管協会，平成31年）」に基づき，等分布荷重が作用する，主桁によって溶接支持された両端固定梁としてモデル化し，発生する曲げ応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。また，合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 5.7-3 に示す。

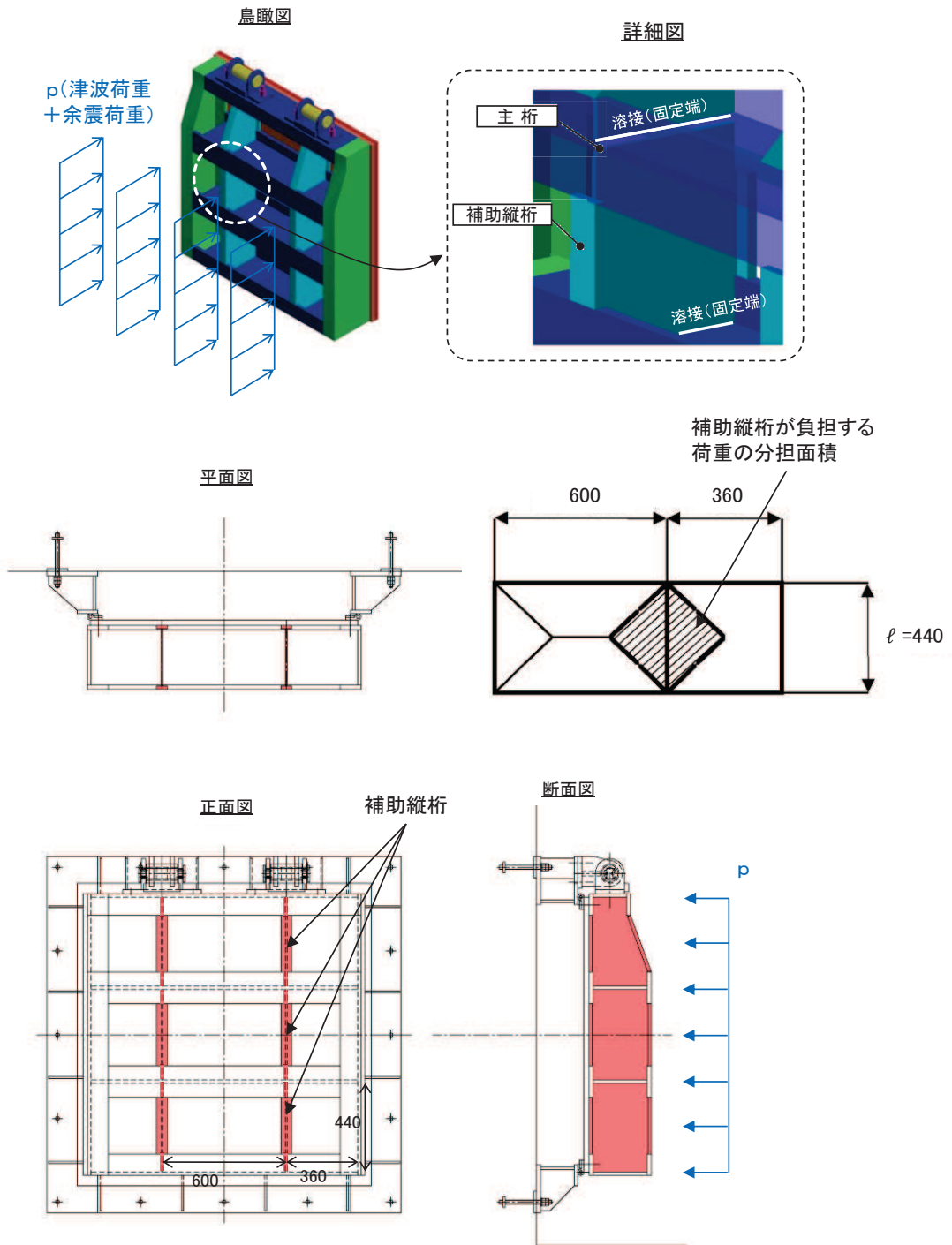


図5.7-3 補助縦桁の構造図及びモデル図（単位：mm）

また、補助縦桁の応力算定式は以下のとおりである。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z_3}$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A_{w3}}$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、

p : 補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (N/mm²)

ℓ : 補助縦桁の主桁間隔 (mm)

Z_3 : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_{w3} : 補助縦桁のせん断抵抗断面積 (mm²)

M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

σ_g : 合成応力度 (N/mm²)

a. 発生荷重

補助縦桁に作用する荷重を表 5.7-7 に示す。

表 5.7-7 補助縦桁の発生荷重の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重 (津波荷重+余震荷重)	0.31	N/mm ²

b. 最大曲げモーメント・最大せん断力

発生応力を計算するに当たり，最大曲げモーメント及び最大せん断力を以下の式にて計算を行う。

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-8 に示す。

表 5.7-8 最大曲げモーメント及び最大せん断力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
M_{max}	最大曲げモーメント	—	N・mm
S_{max}	最大せん断力	—	N
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	0.31	N/mm ²
ℓ	主桁間隔（補助縦桁の支持間隔）	440	mm

$$M_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^3}{12} = \frac{0.31 \times 440^3}{12} = 2200586.667 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{p \cdot \ell^2}{4} = \frac{0.31 \times 440^2}{4} = 15004 \text{ N}$$

c. 断面係数及びせん断抵抗断面積

中間縦桁断面性能

使用部材 PLH-200×50×9/16 (SUS304)

断面係数

$$Z_3 = \frac{1}{6} \times \left(\frac{200^3 \times 50 - 168^3 \times 41}{200} \right) = 1.713276 \times 10^5 \text{mm}^3$$

せん断抵抗断面積

$$A_{w3} = 168 \times 9 = 1.512 \times 10^3 \text{mm}^2$$

d. 発生応力

曲げ応力及びせん断応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma = M_{\text{max}} / Z_3$$

$$\tau = S_{\text{max}} / A_{w3}$$

$$\sigma = \frac{2200586.667}{171327.6} = 12.85 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{15004}{1512.0} = 9.93 \text{N/mm}^2$$

(4) 戸当り

戸当りは、アンカーボルトを打ち込んだコンクリートに接触することによって支持される構造である。計算方法は、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及びモデル図を図 5.7-4 に示す。

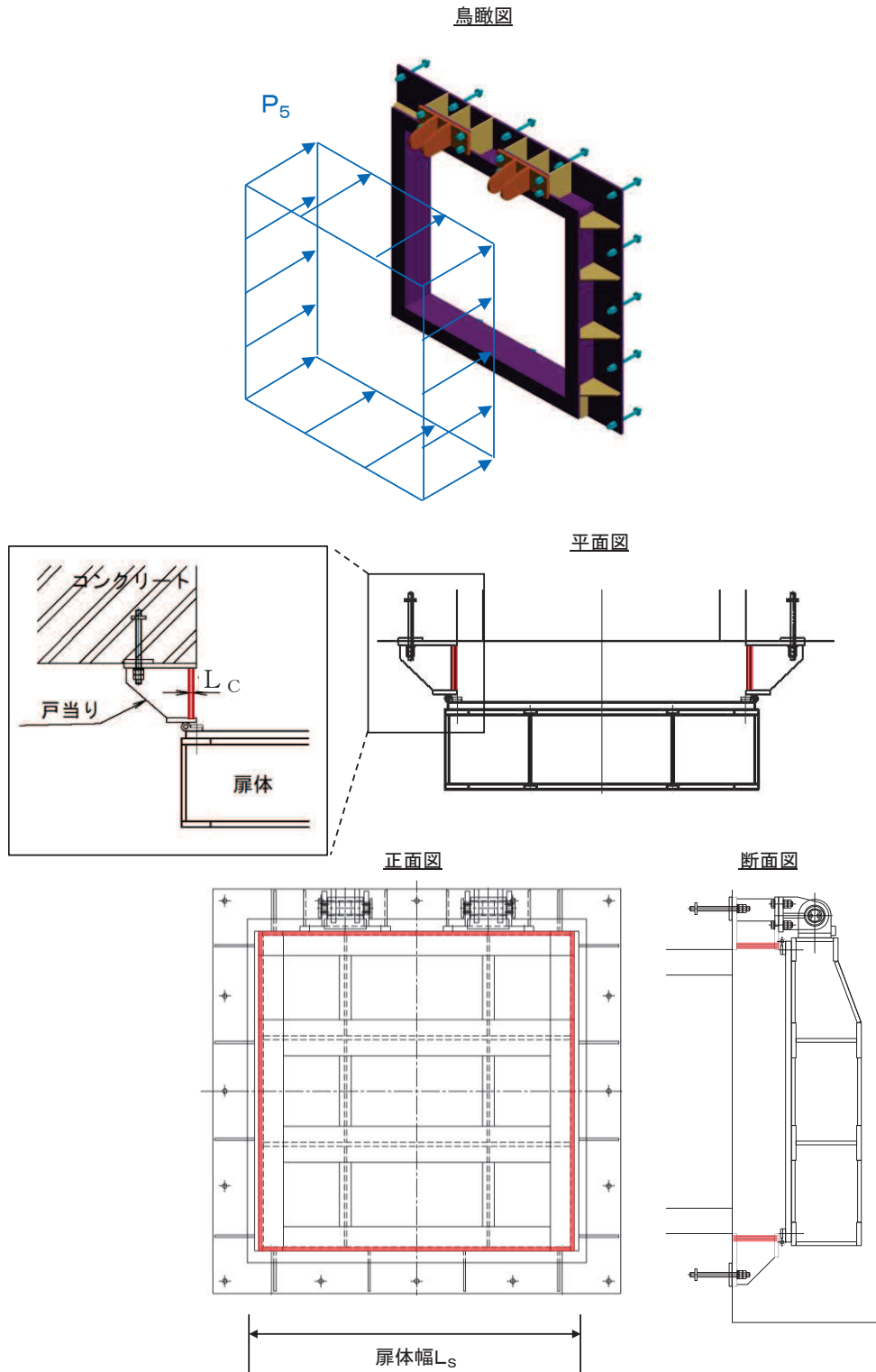


図 5.7-4 戸当りの構造図及びモデル図

また、戸当りの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_5 \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

ここで、

P_5 : 戸当りへ作用する単位面積当たりの荷重 (N/mm²)

L_S : 扉体幅 (mm)

L_C : 戸当り支圧部の板厚 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm²)

a. 発生応力

支圧応力について、以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{P_5 \cdot L_S}{2 \cdot L_C}$$

ここで、各記号の定義及び数値を表 5.7-9 に示す。

表 5.7-9 戸当りの発生応力の評価に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ_{bk}	支圧応力度	—	N/mm ²
P_5	戸当りへ作用する単位面積当たりの荷重 (津波荷重+余震荷重)	0.31	N/mm ²
L_S	扉体幅	1320	mm
L_C	戸当り支圧部の板厚	12	mm

$$\sigma_{bk} = \frac{0.31 \times 1320}{2 \times 12} = 17.05 \text{ N/mm}^2$$

(5) 戸当り部コンクリート

戸当り部コンクリートは、戸当りから伝達されてきた荷重を支持する構造である。計算方法は、戸当りから伝達されてきた荷重を戸当りとコンクリートの接触面で受圧した際に、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当り部コンクリートの構造図を図 5.7-5 に示す。

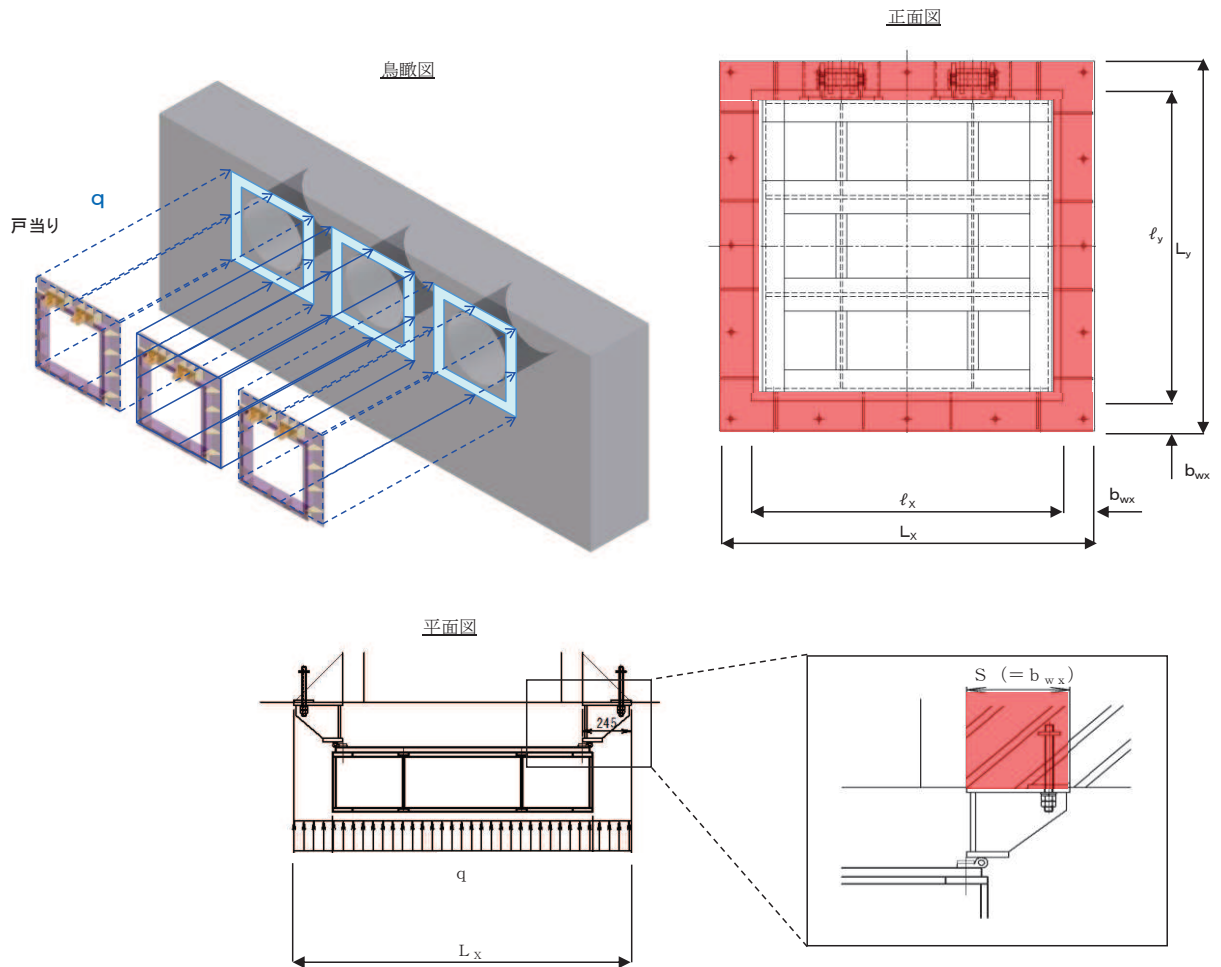


図 5.7-5 戸当り部コンクリートの構造図

また、戸当り部コンクリートの応力算定式は以下のとおりである。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2 (\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで,

q : 単位面積当たりの荷重 (N/mm^2)

L_x : 戸当り横幅 (mm)

L_y : 戸当り縦幅 (mm)

l_x : 支圧板中心横幅 (mm)

l_y : 支圧板中心縦幅 (mm)

S : 戸当り幅 (mm)

b_{wx} : 支圧横幅 (mm) (= S)

b_{wy} : 支圧縦幅 (mm)

σ_{bk} : 支圧応力度 (N/mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

a. 発生応力

支圧応力及びせん断力について，以下の式にて計算を行う。

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot (L_x \cdot L_y)}{2(\ell_x \cdot b_{wx} + \ell_y \cdot b_{wy})}$$

$$\tau = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_{wx}}{2 \cdot S}$$

ここで，各記号の定義及び数値を表 5.7-10 に示す。

表 5.7-10 コンクリート支圧応力度算定に用いる計算諸元

記号	定義	数値	単位
σ_{bk}	コンクリート支圧応力度	—	N/mm ²
q	コンクリートに作用する単位面積当たりの荷重（津波荷重+余震荷重）	0.31	N/mm ²
L_x	戸当り横幅	1710	mm
L_y	戸当り縦幅	1670	mm
ℓ_x	支圧板中心横幅	1465	mm
ℓ_y	支圧板中心縦幅	1445	mm
b_{wx}	支圧横幅	245	mm
b_{wy}	支圧縦幅	225	mm
S	戸当り幅	245	mm

コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{0.31 \cdot 1710 \cdot 1670}{2(1465 \cdot 225 + 1445 \cdot 245)} = 0.65 \text{N/mm}^2$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{0.65 \cdot 245}{2 \cdot 245} = 0.33 \text{N/mm}^2$$

6. 評価結果

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側））

評価部位		評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)		
扉体	スキンプレート		曲げ応力度 (N/mm ²)	40.30	154	0.27	
	主桁	1桁	曲げ応力度 (N/mm ²)	39.10	151	0.26	
		2,3桁		31.56	154	0.21	
		4桁		21.86	151	0.15	
		1桁	せん断応力度 (N/mm ²)	17.59	88	0.20	
		2,3桁		21.65	88	0.25	
		4桁		10.83	88	0.13	
		1桁	合成応力度 (N/mm ²) *	49.57	154	0.33	
		2,3桁		49.02	154	0.32	
		4桁		28.81	154	0.19	
	補助縦桁			曲げ応力度 (N/mm ²)	12.85	144	0.09
				せん断応力度 (N/mm ²)	9.93	88	0.12
				合成応力度 (N/mm ²) *	21.47	154	0.14
固定部	戸当り		支圧応力度 (N/mm ²)	17.05	231	0.08	
	戸当り部コンクリート	支圧応力度 (N/mm ²)		0.65	13.5	0.05	
		せん断応力度 (N/mm ²)		0.33	1.5	0.22	

注記 * : 同じ荷重条件の曲げ応力度及びせん断力度から算出する。

7. 出口側集水ピットの強度評価

7.1 出口側集水ピットの構造概要

出口側集水ピットは、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。出口側集水ピットが屋外排水路（防潮堤南側）と接続する箇所に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を設置する。

出口側集水ピットに要求される機能維持の確認として、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水ピットの概念図を図7.1-1に、構造図を図7.1-2に、概略配筋図を図7.1-3に示す。

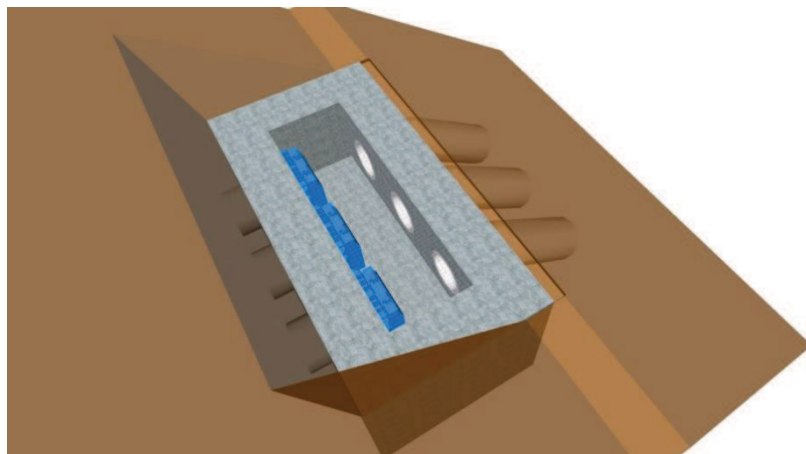
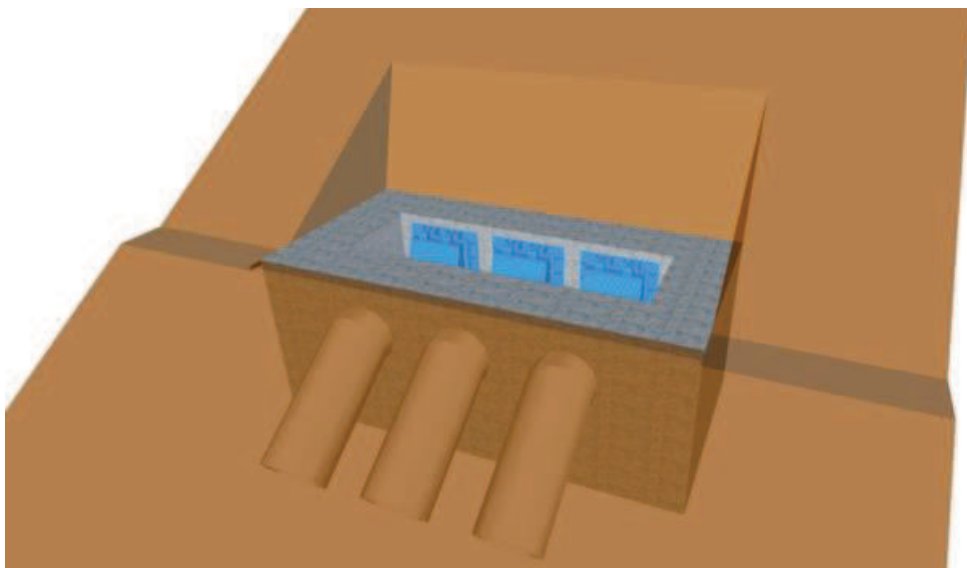


図7.1-1 出口側集水ピットの概念図

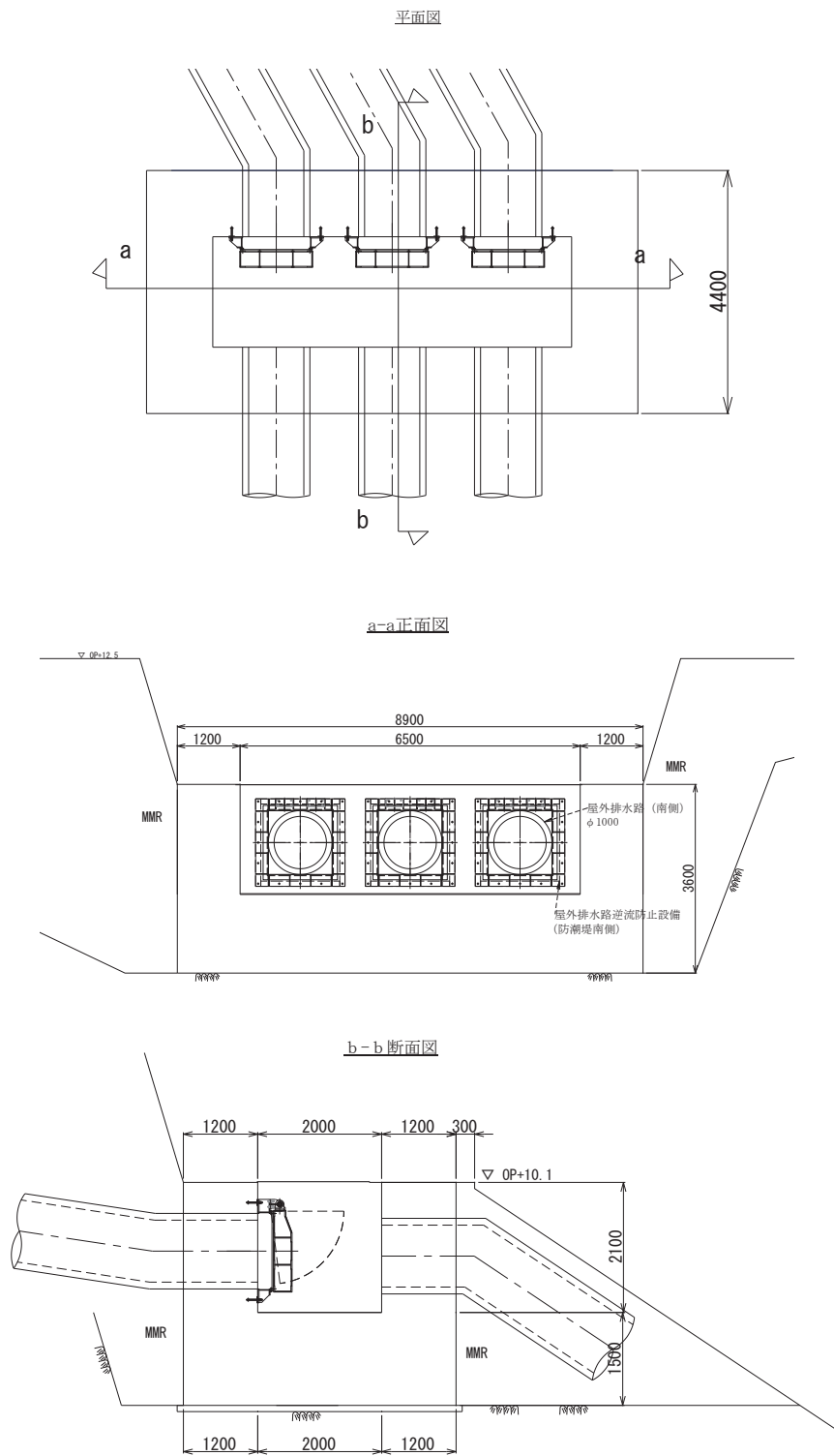


図 7.1-2 出口側集水ピット構造図

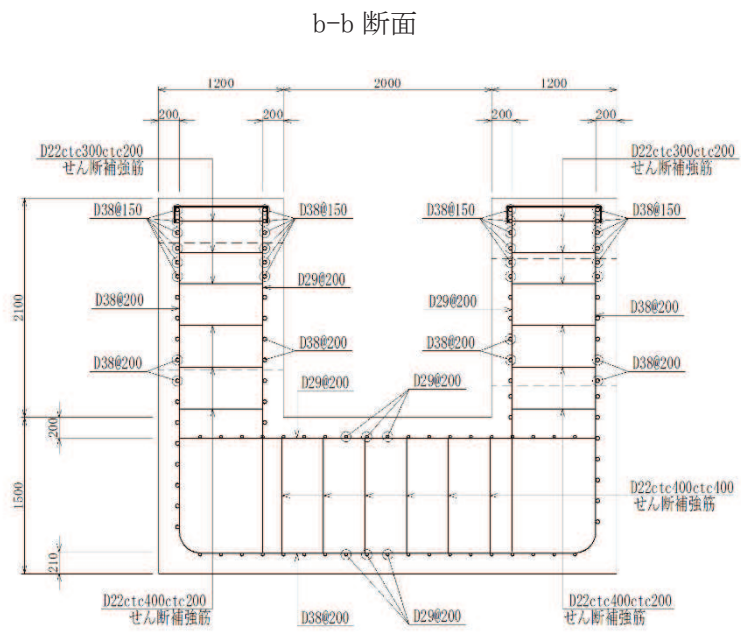
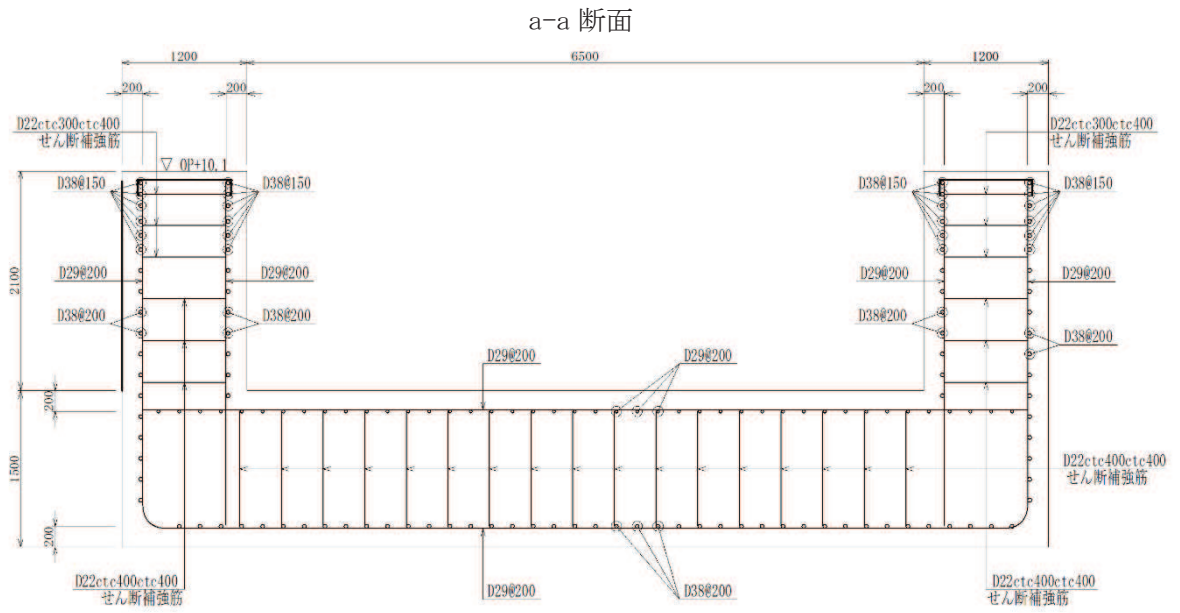


図 7.1-3 出口側集水ピットの配筋概要図

7.2 評価方針

出口側集水ピットの強度評価は、「8. 強度評価方法」に示す方法により、「9. 評価条件」に示す評価条件を用いて、表 7.2-1 の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことを確認する。

出口側集水ピットの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、「津波時」及び「重畳時」を考慮し、評価される最大荷重を設定する。ただし、「重畳時」の遡上津波荷重は「津波時」の遡上津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

構造部材の健全性評価については、「8.5.1 二次元動的解析」から得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）を実施し、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水ピットの支持性能評価については、基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を一次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

出口側集水ピットの強度評価フローを図 7.2-1 に示す。

表 7.2-1 出口側集水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力
	構造部材の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	極限支持力*	

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

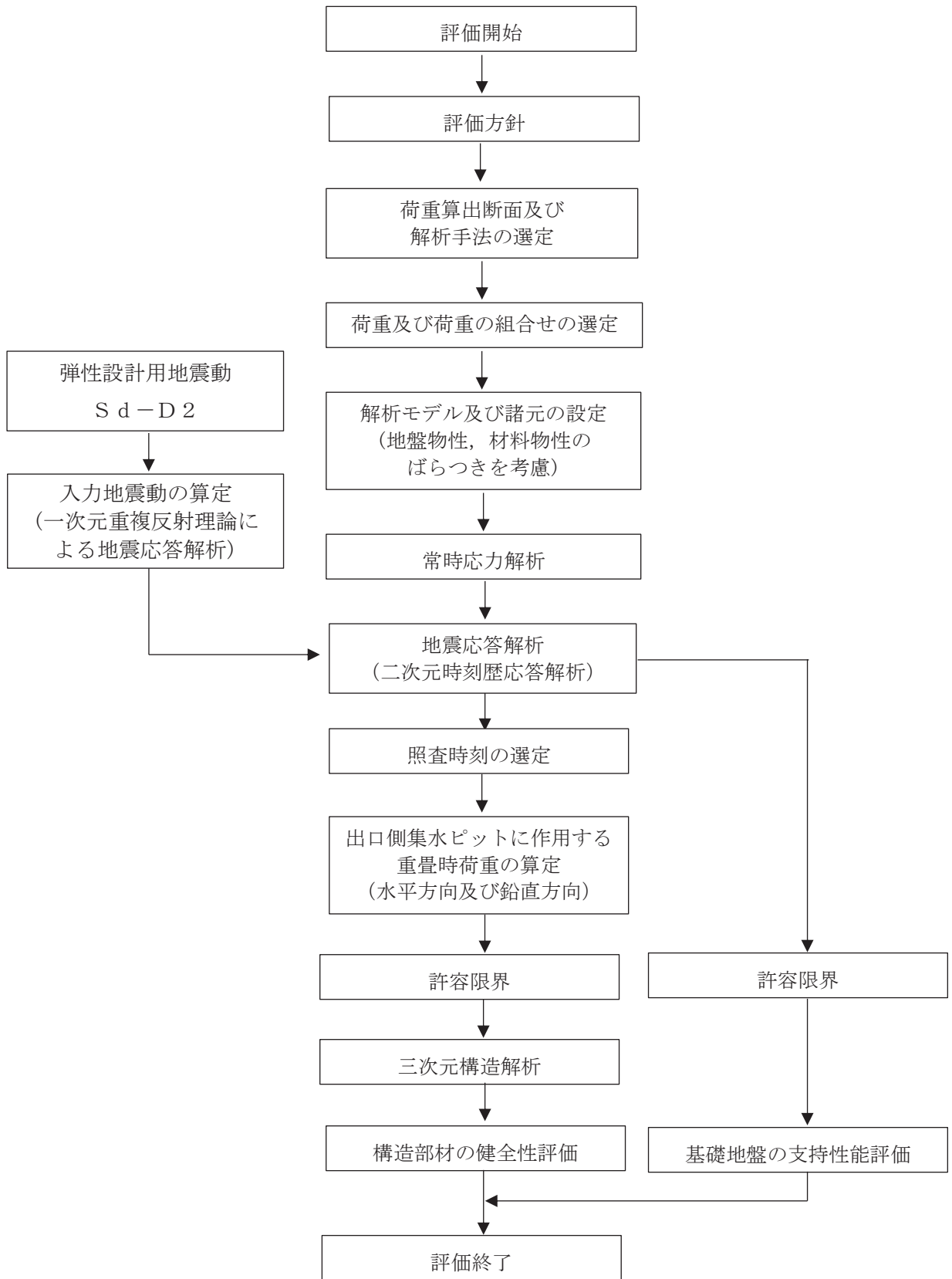


図 7.2-1 出口側集水ピットの強度評価フロー

8. 強度評価方法

8.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 8.1-1 に示す。

表 8.1-1 強度計算書に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_t	kN/m^2	遡上津波荷重
K_{Sd}	kN/m^2	余震荷重
σ_{ca}	N/mm^2	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm^2	コンクリートの短期許容せん断応力度
V_a	kN	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力
D	m	有効高さ
A_w	cm^2	斜め引張鉄筋断面積
σ_{sa}	N/mm^2	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
s	m	斜め引張鉄筋間隔
M_x, M_y	$\text{kN} \cdot \text{m/m}$	曲げモーメント
Q_x, Q_y	kN/m	面外せん断力
N_x, N_y	kN/m	軸方向力
N_{xy}	kN/m	面内せん断力
R_d	N/mm^2	最大接地圧
R_u	N/mm^2	極限支持力

8.2 荷重算出断面

出口側集水ピットの荷重算出断面位置を図 8.2-1 に示す。荷重算出断面は、構造的特徴や周辺状況から、ピットの縦断方向である A-A 断面とする。また、出口側集水ピットの荷重算出断面図を図 8.2-2 に示す。

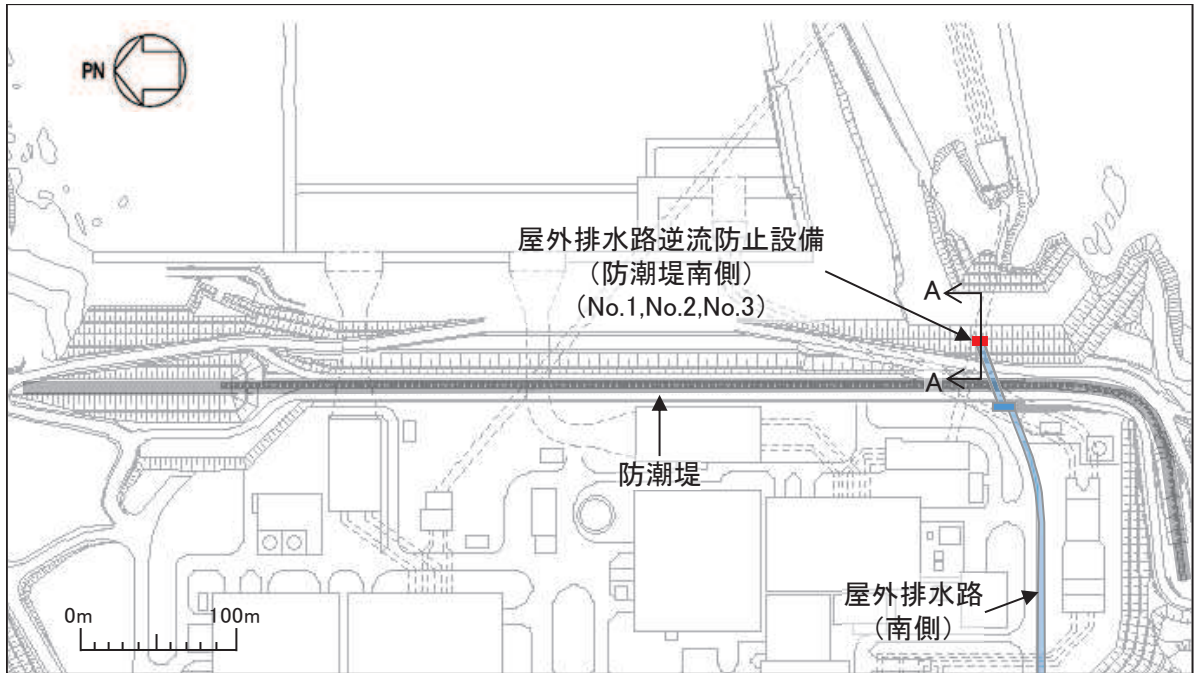


図 8.2-1 出口側集水ピットの荷重算出断面位置図

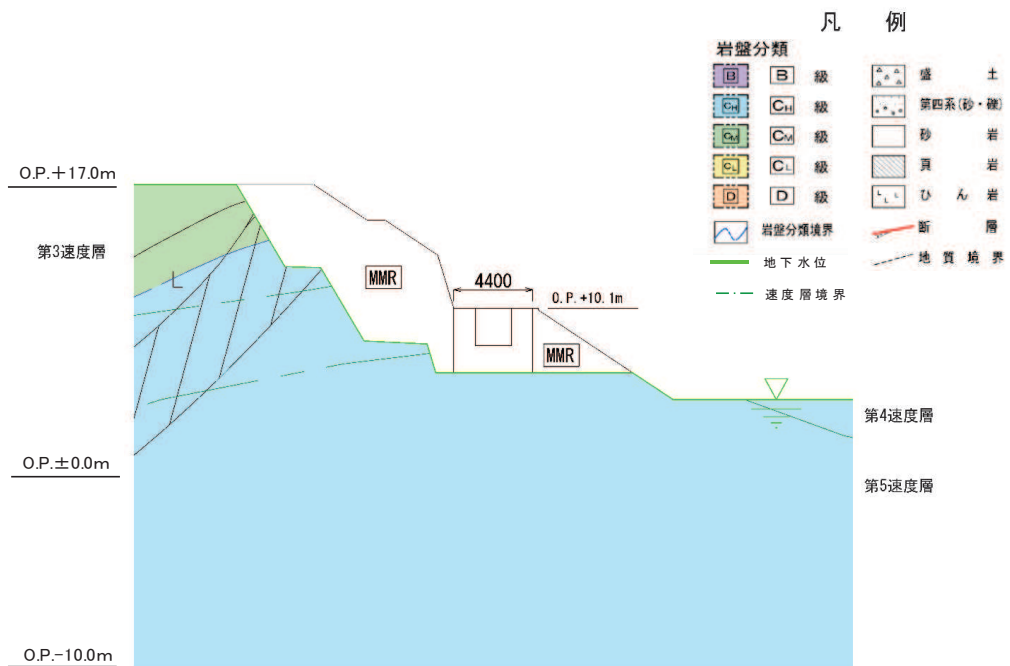


図 8.2-2 出口側集水ピットの荷重算出断面図 (A-A 断面)

8.3 荷重及び荷重の組合せ

8.3.1 荷重

出口側集水ピットの強度評価には、以下の荷重を用いる。

(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、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。

(3) 遡上津波荷重 (P_t)

出口側集水ピットに作用する遡上津波荷重を考慮する。

遡上津波荷重については、防潮堤前面における入力津波水位標高 0. P. +24. 4m に余裕を考慮した津波水位 0. P. +25. 0m を用いることとし、防潮堤前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深として、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

遡上津波波圧を表 8. 3-1 に示す。

表 8. 3-1 遡上津波荷重

	津波水位 (O. P. (m))	防潮堤前面 の地盤高 (O. P. (m))	設計用 浸水深 (m)	出口側集 水ピット 天端の標 高 (O. P. (m))	出口側集 水ピット 下端の標 高 (O. P. (m))	出口側集 水 ピット 天端での 波圧 (kN/m ²)	出口側集水 ピット 下端での波 圧 (kN/m ²)
出口側集 水ピット	25. 0	0. 5	12. 25	10. 10	6. 50	274. 3	310. 6

(4) 余震荷重 (K_{Sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S d - D 2 による地震力及び動水圧を考慮する。

8.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8. 3-2 に示す。

表 8. 3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

P_t : 遡上津波荷重

K_{S_d} : 余震荷重

表 8.3-3 荷重の組合せ（重畳時）

種別		荷重		算出方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体重量	○	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	○	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて 4.9kN/m^2 を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		—	外水圧は考慮しない。
	内水圧		—	内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○	積雪荷重 (0.301kN/m^2) を考慮する。
	風荷重		—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重	津波波圧		○	津波による波圧を考慮する。
	衝突荷重		—	漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重		○	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧		○	動水圧を考慮する。

8.4 許容限界

8.4.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(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及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、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 8.4-1 及び表 8.4-2 に示す。

なお、西壁に屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することの確認することで、支持する機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表 8.4-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f'ck=30.0(N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	11.0
許容せん断応力度 τ_{al}		0.5	0.75

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。

表 8.4-2 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 ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

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。

(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及び屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）を支持する機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 8.4-1 及び表 8.4-2 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。なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

8.4.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤（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。

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 8.4-3 に示す。

表 8.4-3 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 ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

8.5 評価方法

8.5.1 二次元動的解析

(1) 評価対象断面

評価対象断面については、「8.2 荷重算出断面」に示す断面とする。

(2) 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「8.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて二次元動的有限要素法解析により算定する。

解析コードは、二次元動的有限要素法解析に「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

a. 地震応答解析手法

出口側集水ピットの地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動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て行う。

地震応答解析の選定フローを図 8.5-1 に示す。

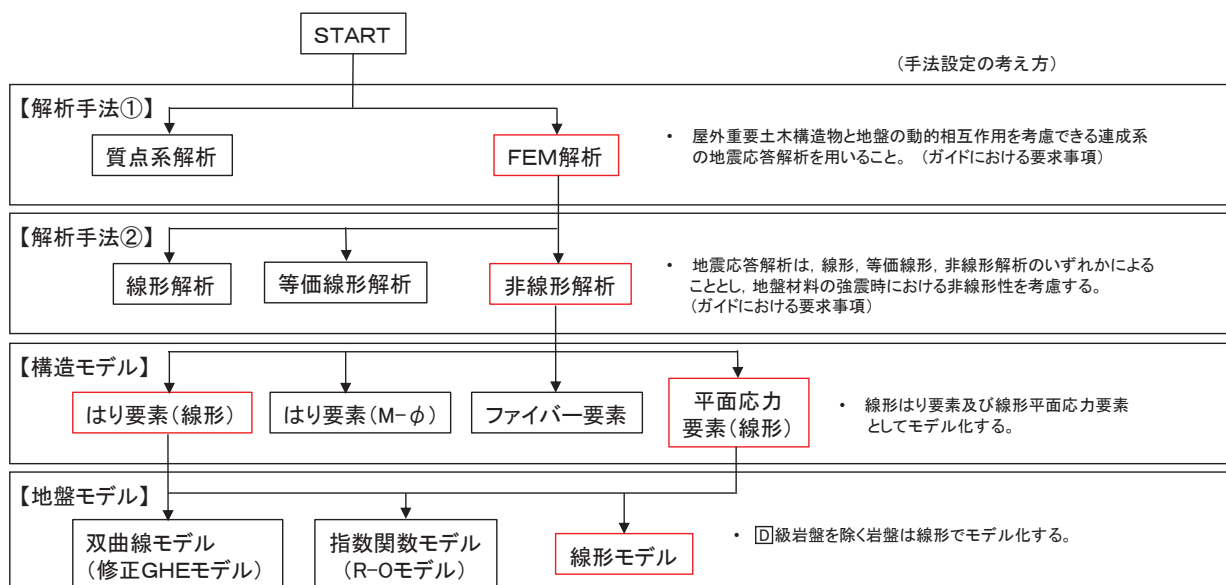


図 8.5-1 地震応答解析手法のフロー（出口側集水ピット）

b. 構造部材

出口側集水ピットは、東西壁、底版が線形はり要素（ビーム要素）、南北壁を平面応力要素でモデル化する。

c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 8.2-2 に示すとおり、出口側集水ピットの周辺には、主として C_H 級岩盤及び C_M 級

岩盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に出口側集水ピットの応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 8.5-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

なお、出口側集水ピットは、新設構造物であり許容応力度法により設計を行っており、十分に裕度を確保した設計としていることから、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④による耐震評価は実施せず、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出において、材料物性のばらつきを考慮した解析ケース④を実施する。

表 8.5-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1 σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1 σ
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

d. 減衰定数

減衰定数は、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に従い、構造部材の減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

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

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリクス

[m] : 質量マトリクス

[k] : 剛性マトリクス

α, β : 係数

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の出口側集水ピットは、全応力解析であることから、質量比例型減衰と剛性比例型減衰の組み合わせによる減衰を設定する。出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フローを図 8.5-2 に示す。

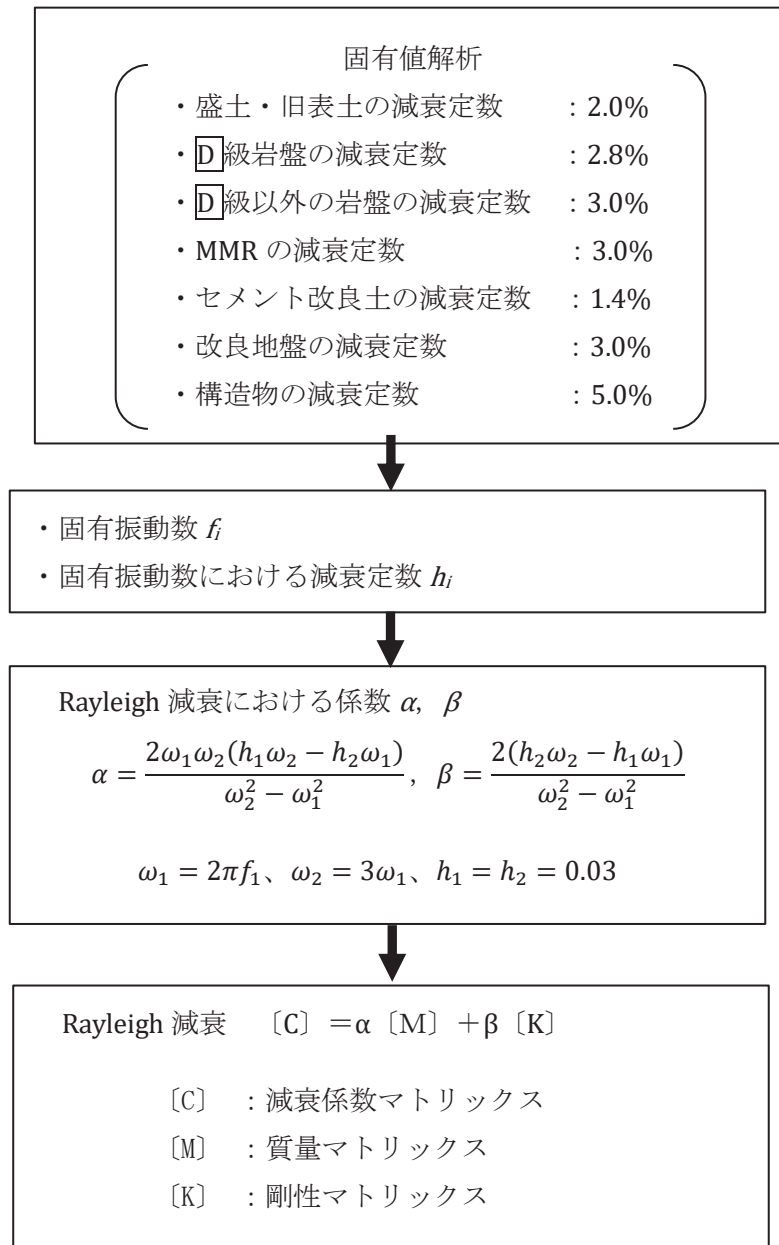


図 8.5-2 出口側集水ピットにおける Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定に当たっては、解析モデルの低次のモードが特に支配的となる地盤および構造物連成系に対して、その特定のモードの影響が大きいことを考慮し、かつ振動モードの全体系に占める割合の観点から刺激係数に着目し、1次及び2次モードの固有振動数に基づき定めることとする。2次モードの固有円振動数 (ω_2) は、水平成層地盤の2次固有振動数が1次固有振動数の3倍であることから、1次モードの固有円振動数 (ω_1) の3倍とする。

固有値解析におけるモード図を図 8.5-3 に、固有値解析結果の一覧を表 8.5-2 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 8.5-4 に係数 α 、 β を表 8.5-3 に示す。

表 8.5-2 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	6.164	84	0	93.27	-0.25	1次として採用
2	18.332	93	0	-30.52	-4.59	—
3	20.996	93	0	0.37	-0.92	—
4	21.268	93	0	0.27	-0.69	—
5	26.429	93	33	-8.17	54.35	—
6	27.547	93	33	0.26	-5.54	—
7	28.612	93	36	2.38	-17.32	—
8	31.018	96	49	16.32	33.92	—
9	36.662	96	73	2.91	-46.51	—
10	41.236	97	74	11.09	-10.31	—

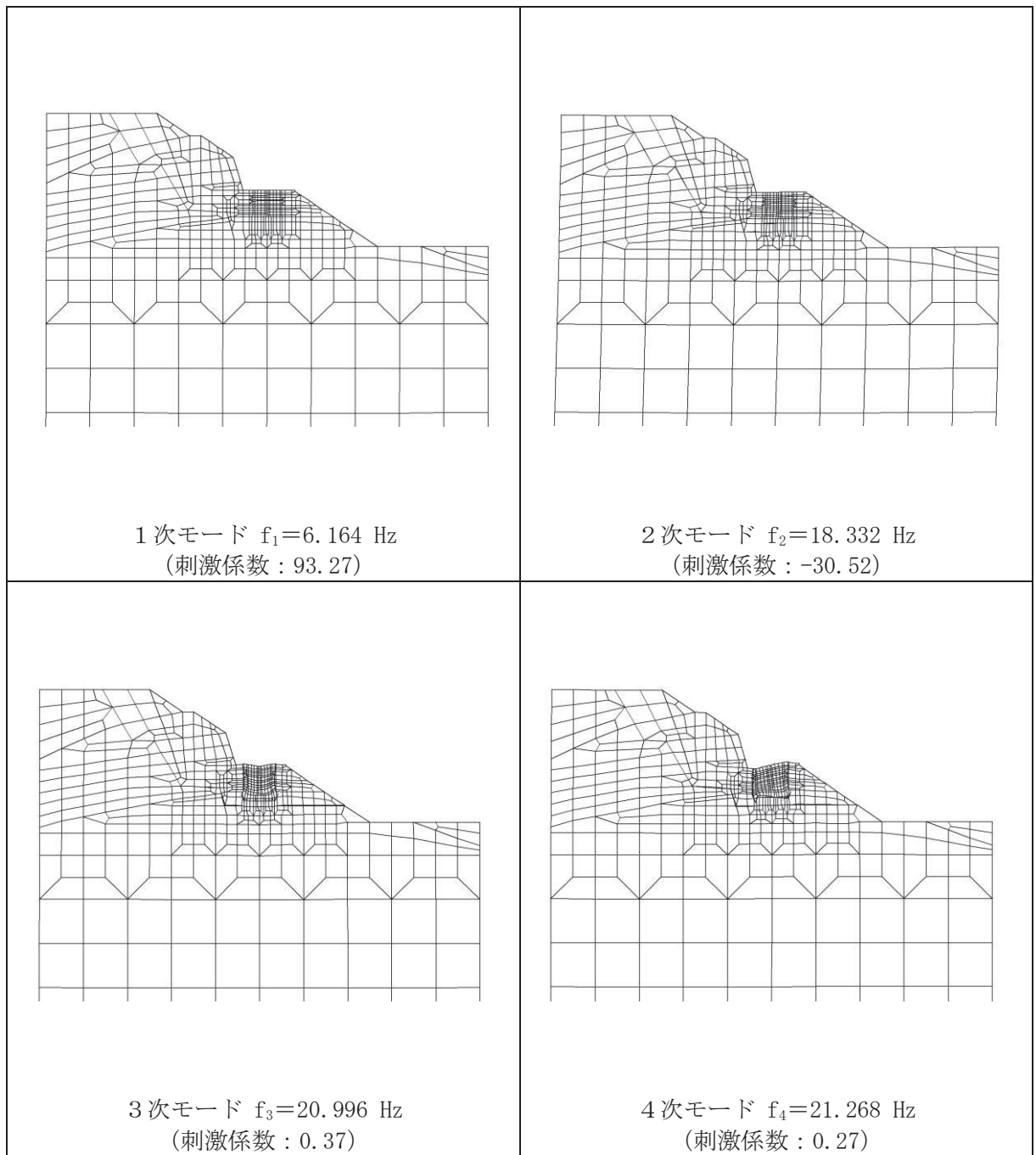


図 8.5-3(1) 固有値解析結果 (モード図)

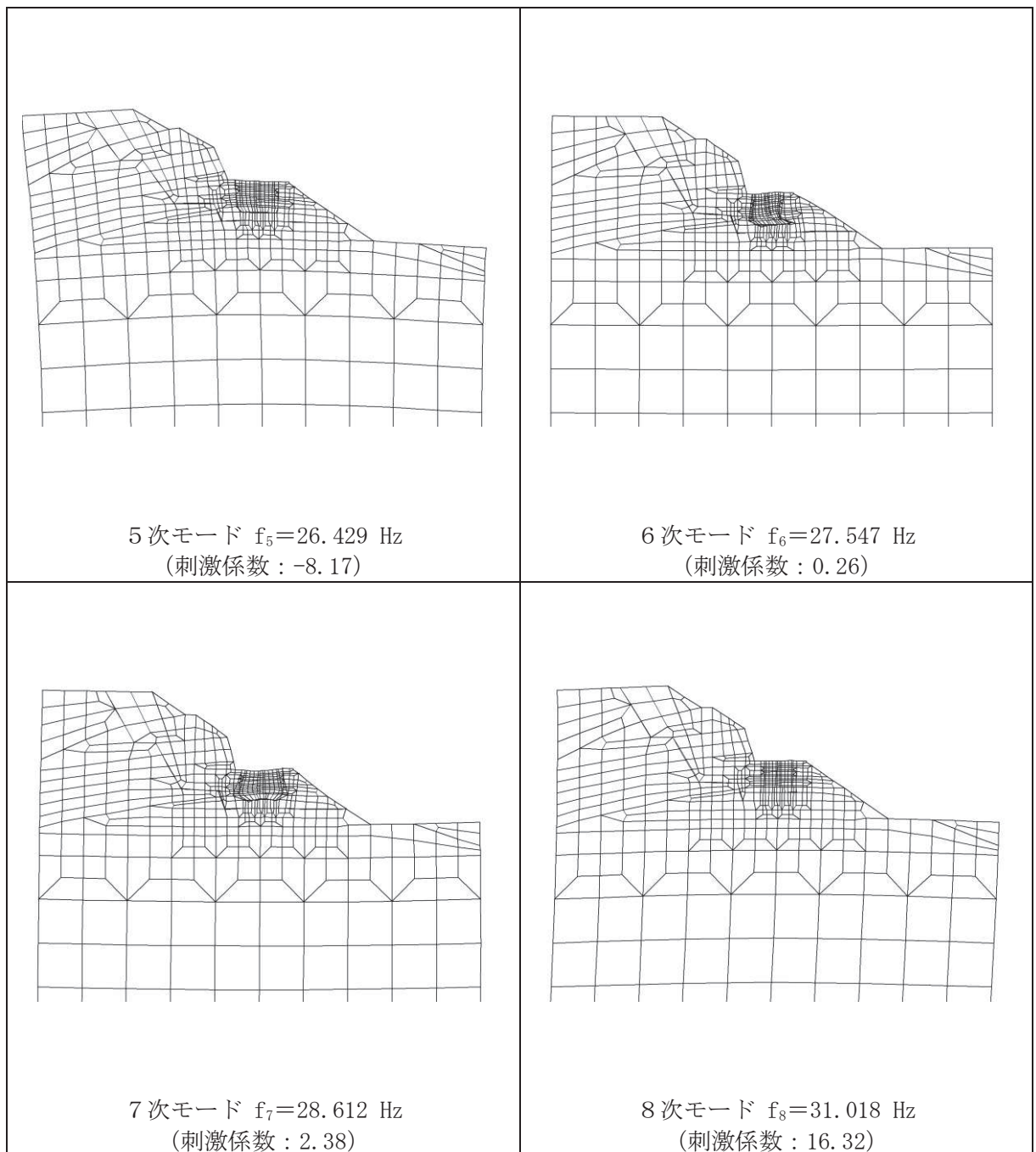


図 8.5-3(2) 固有値解析結果 (モード図)

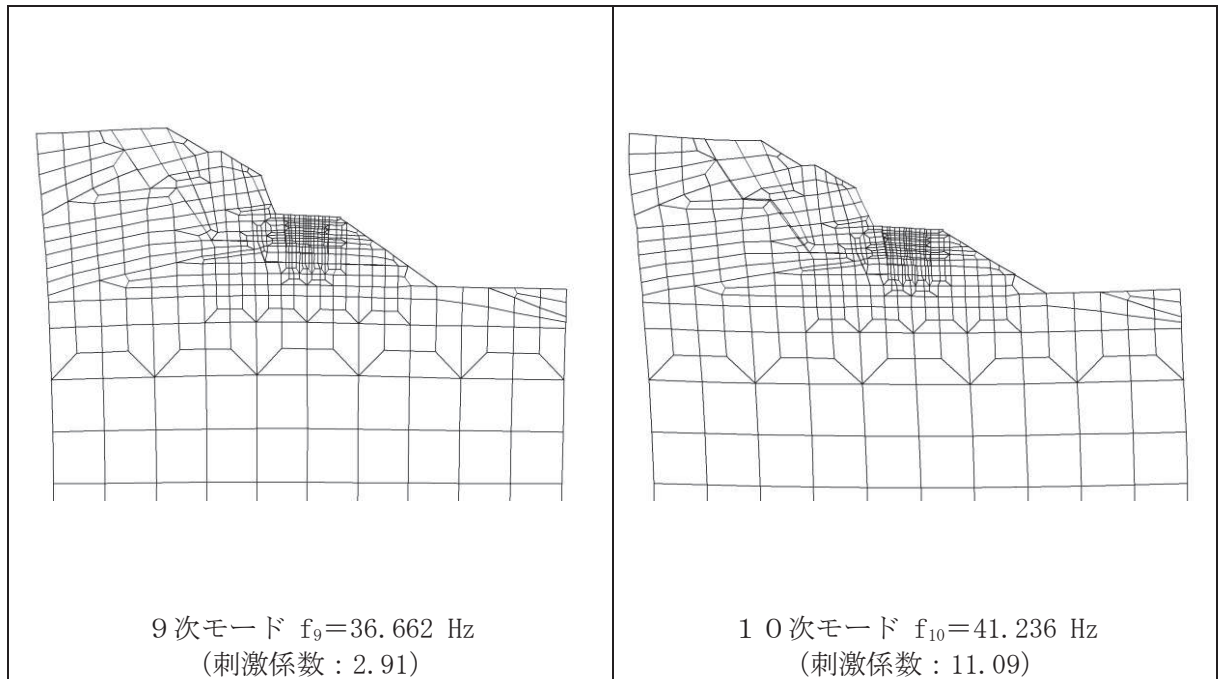


図 8.5-3(3) 固有値解析結果 (モード図)

表 8.5-3 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
A-A 断面	1.743	3.873×10^{-4}

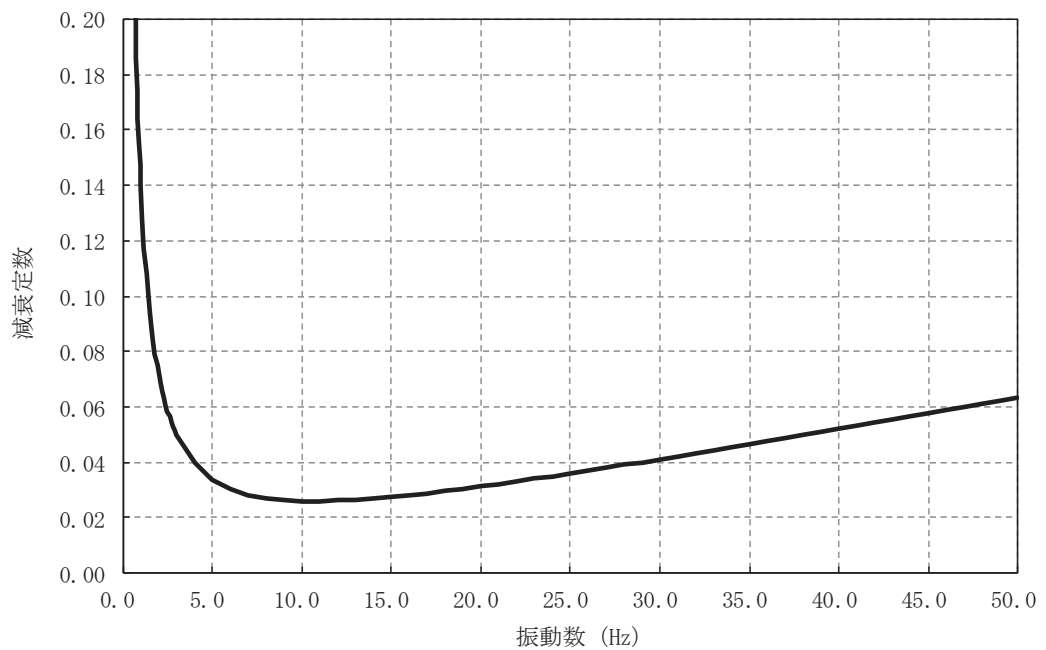


図 8.5-4 設定した Rayleigh 減衰

e. 解析ケースの選定

(a) 強度評価における解析ケース

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 8.5-2 に示す解析ケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 8.5-4 に示す。

表 8.5-4 重畳時における解析ケース

			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地盤物性			平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値
地震動 (位相)	S d - D 2	++*1	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (1 波) を加えた全 2 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査において照査値が 0.5 以上となる全ての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～③を実施する。		
		-+*1	○			

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

*2: 新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

- (b) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出のための解析ケース

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に対する応答加速度抽出においては、床応答への保守的な配慮として、解析ケース①に加え、表 8.5-5 に示す解析ケース②～④を実施する。

表 8.5-5 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*
地震動 (位相)	S d - D 2	++* ¹	○	○	○
	S d - D 2	--* ^{1, 2}	○	—	—

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

*2：位相反転ケース（--）でのケース②～④について、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）は、津波波圧が支配的な荷重であり、地震荷重が構造成立性に及ぼす影響が小さいことから検討を省略する。

*3：新設構造物のため推定した圧縮強度とする。

(3) 入力地震動

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弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面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「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 8.5-5 に、一次元解析モデル図を図 8.5-6 に示す。図 8.5-7 に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「microSHAKE ver. 2.3.3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

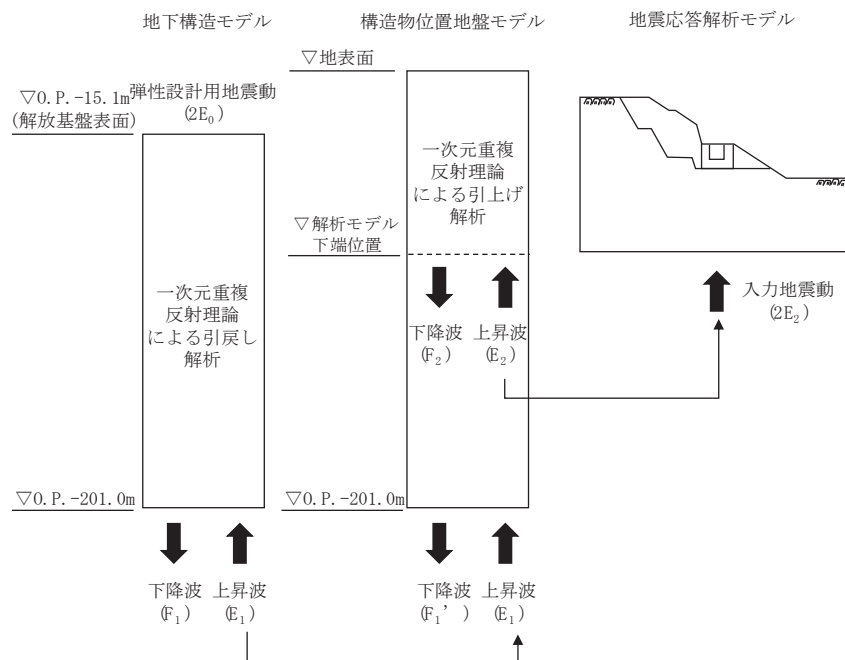


図 8.5-5 入力地震動算定の概念図

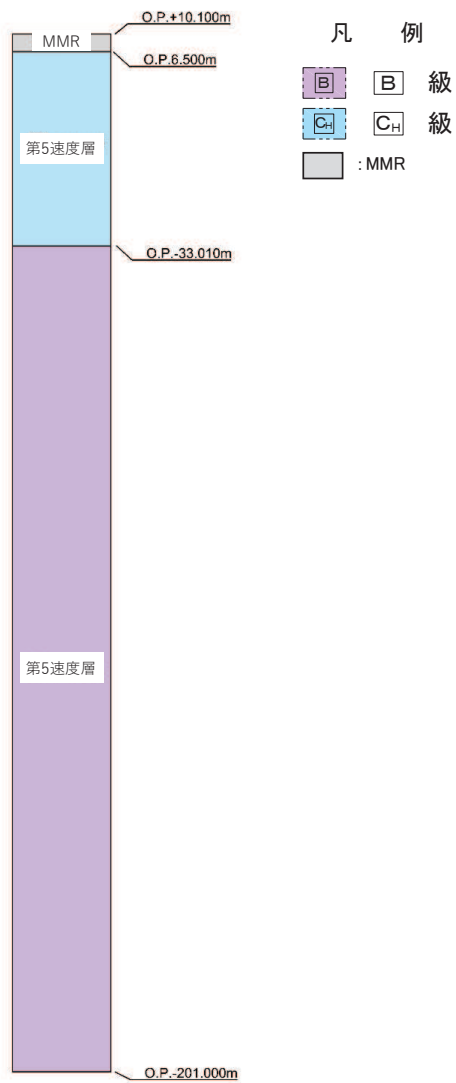
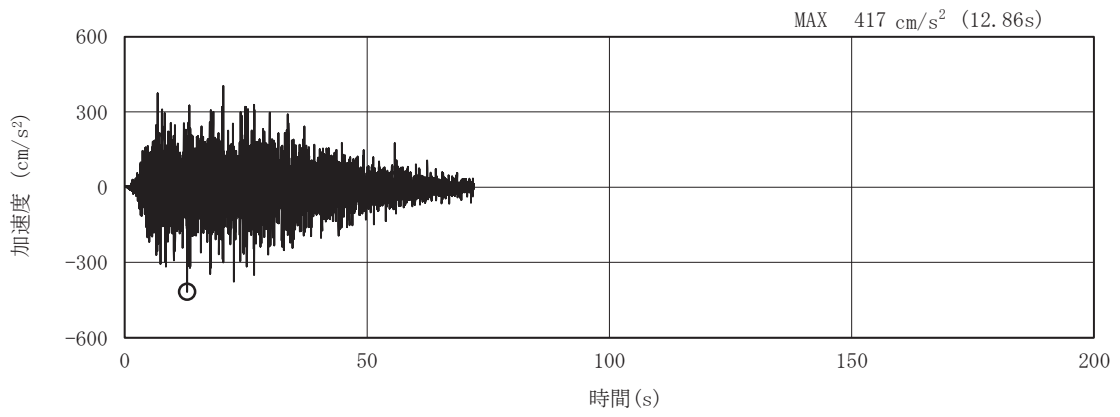
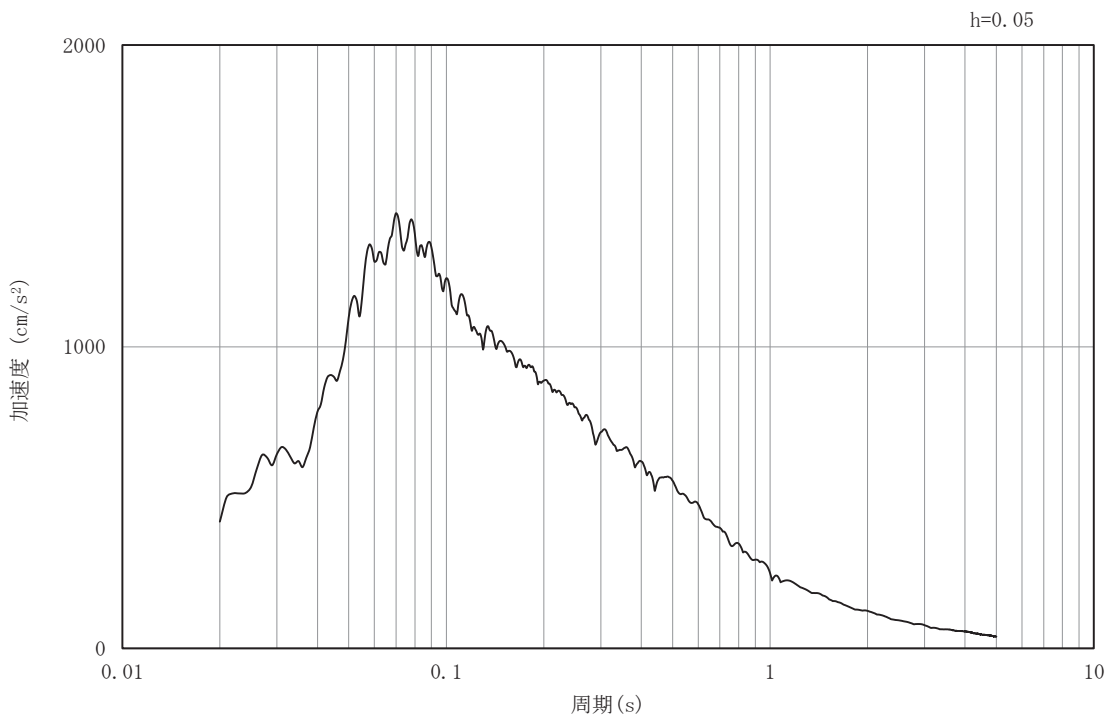


図 8.5-6 一次元解析モデル図

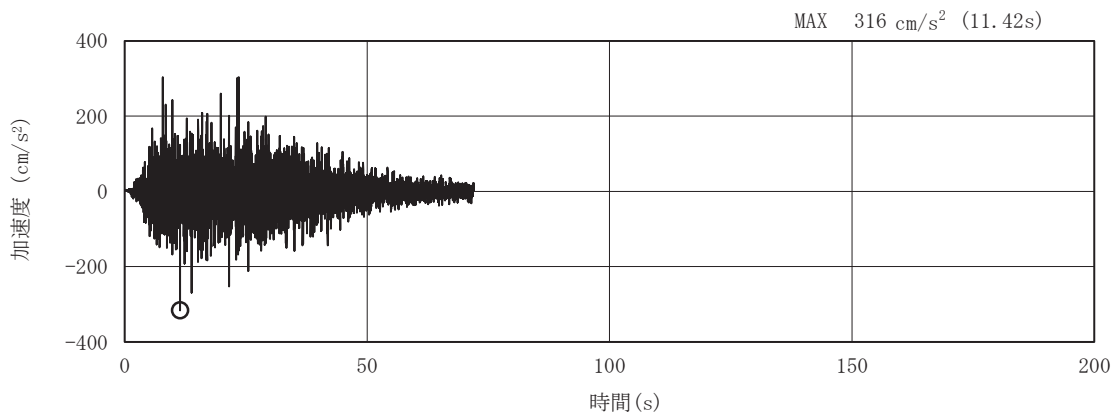


(a) 加速度時刻歴波形

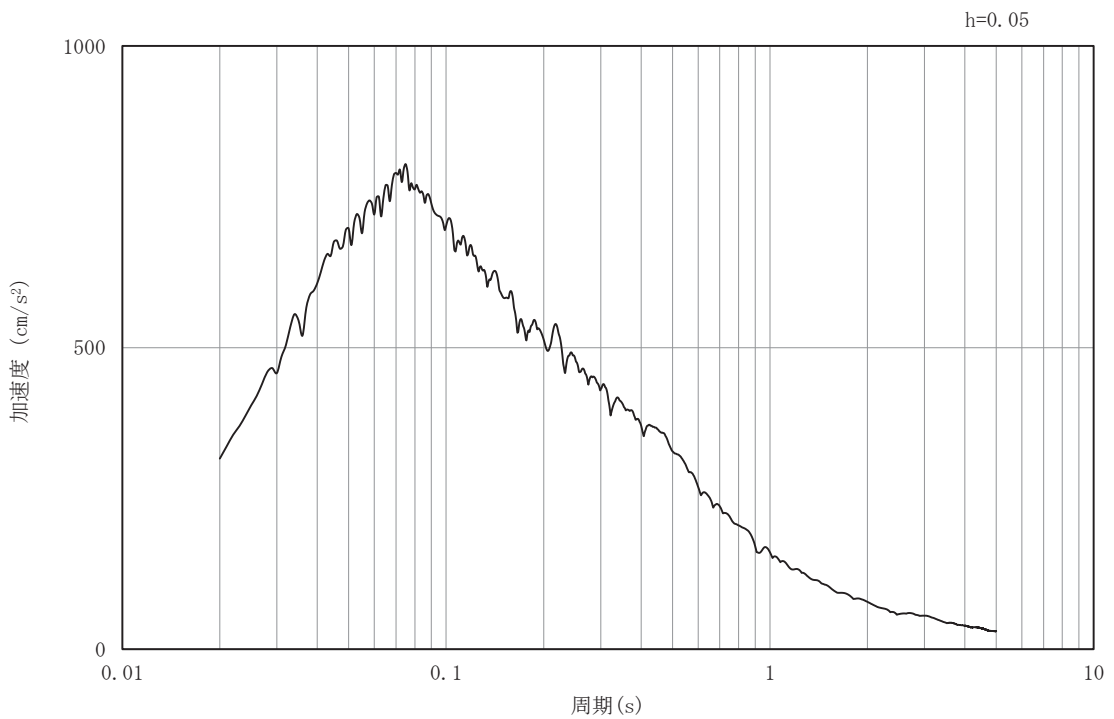


(b) 加速度応答スペクトル

図 8.5-7(1) 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
(水平方向：S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8.5-7 (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
(鉛直方向：S d - D 2)

(4) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-13 に示す。

(a) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) を参考に、図 8.5-8 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

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 程度以下まで細分割して設定する。

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初期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 8.5-9 に示す。

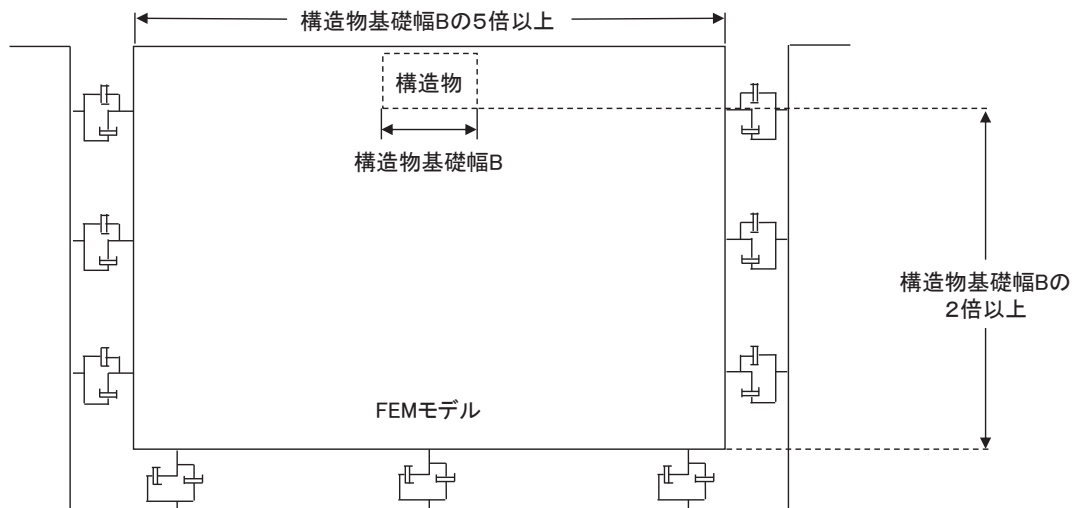


図 8.5-8 モデル化範囲の考え方

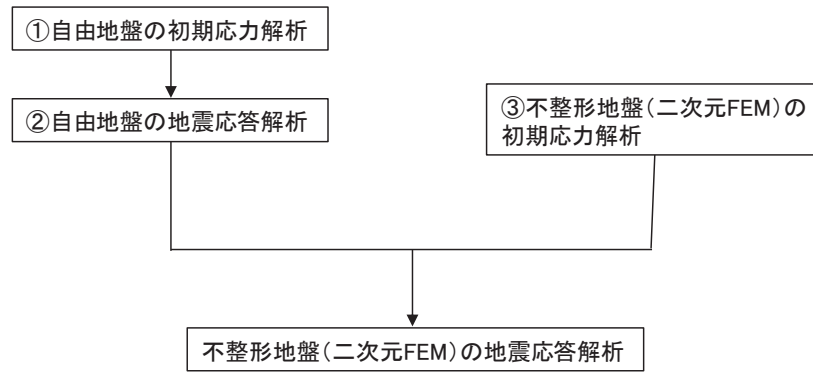


図 8.5-9 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(b) 境界条件

境界条件は、解析領域の側方及び底面において半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

イ. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側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 8.5-10 に示す。

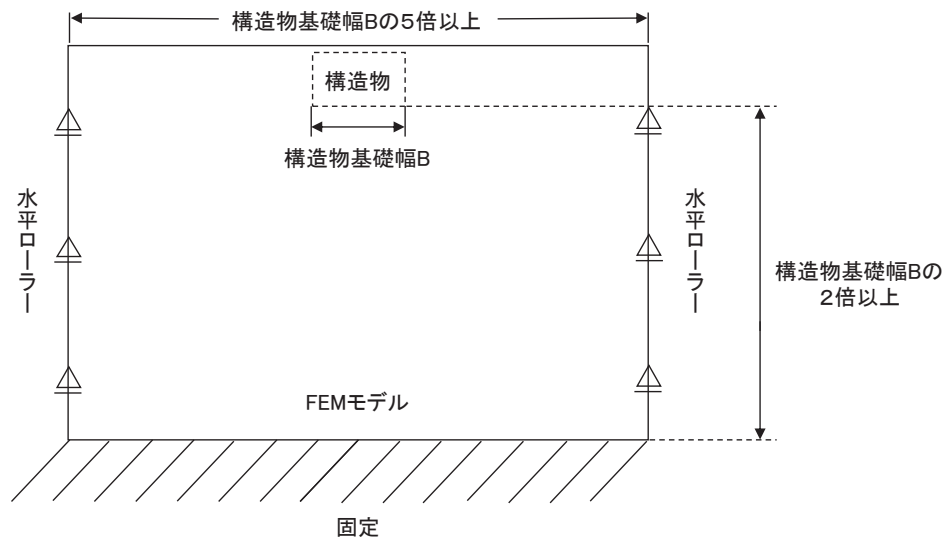


図 8.5-10 固有値解析における境界条件の概念図

ロ. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期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口

ーラーとする。境界条件の概念図を図 8.5-11 に示す。

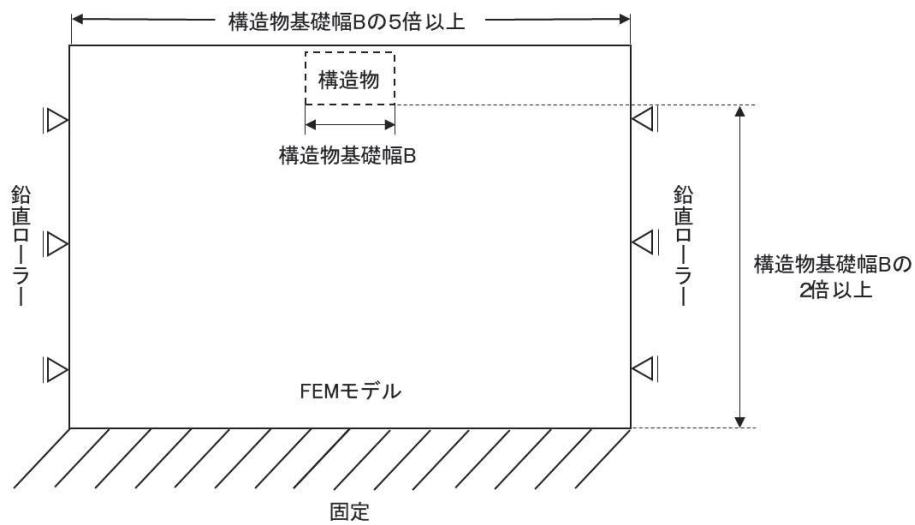


図 8.5-11 初期応力解析における境界条件の概念図

ハ. 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成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。

(c) 構造物のモデル化

出口側集水ピットは線形はり要素(ビーム要素)及び平面応力要素でモデル化する。構造部材のモデル化を図 8.5-12 に示す。

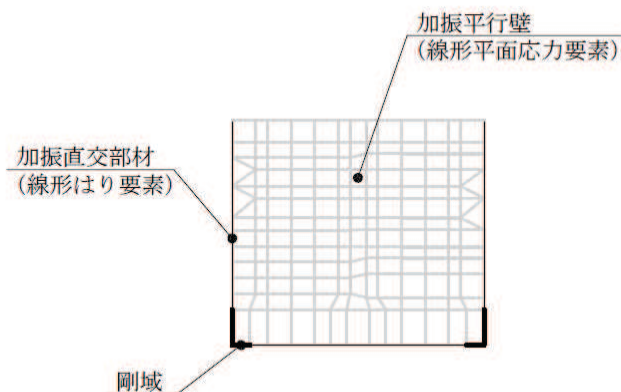


図 8.5-12 構造部材のモデル化

(d) 地盤のモデル化

C_H 級岩盤及び C_M 級岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

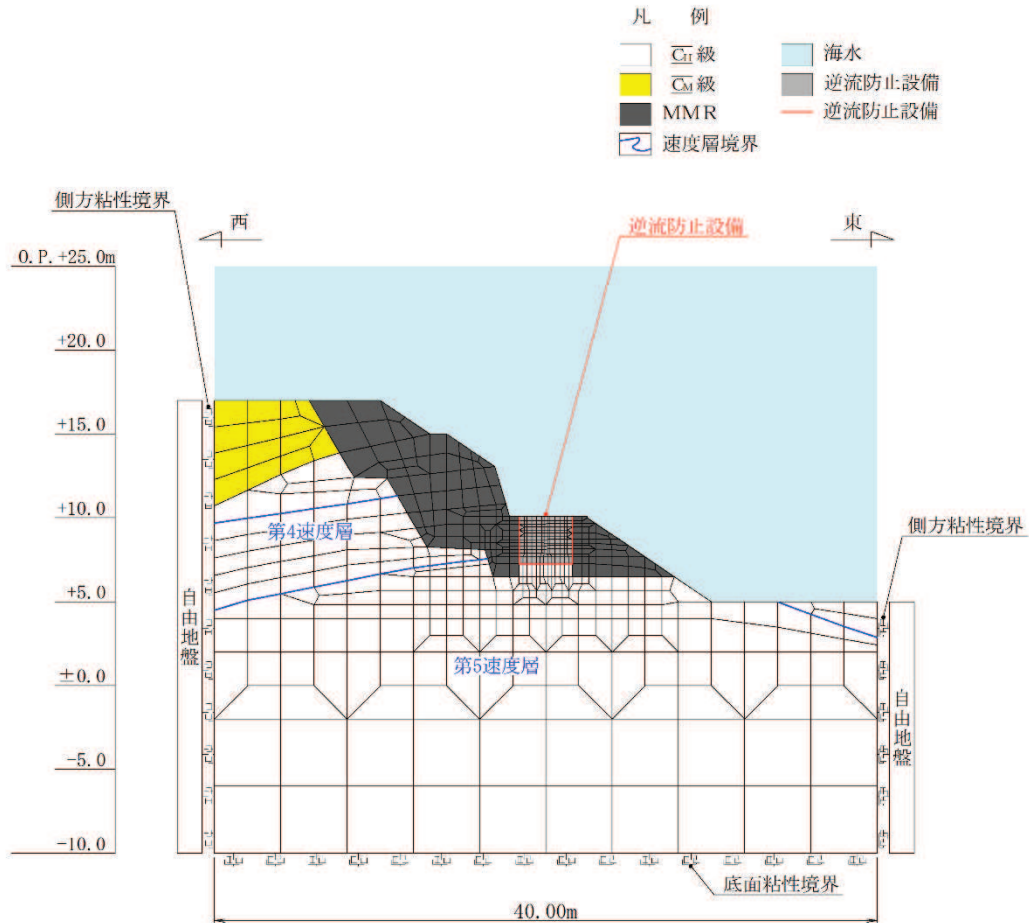


図 8.5-13 出口側集水ピットの解析モデル (A-A 断面)

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(f) ジョイント要素のモデル化

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における地形の影響も含めた実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 8.5-14 にジョイント要素の力学特性、図 8.5-15 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 8.5-6～表 8.5-7 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 8.5-8 のとおり設定する。

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 8.5-6 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記* : 砂岩

表 8.5-7 周辺地盤との境界に用いる強度特性（共通）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
MMR	4.18	40

表 8.5-8 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (度)
構造物-MMR	MMR の c	MMR の ϕ
構造物-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
MMR-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的

な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009) に従い，表 8.5-9 のとおり設定する。

表 8.5-9 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

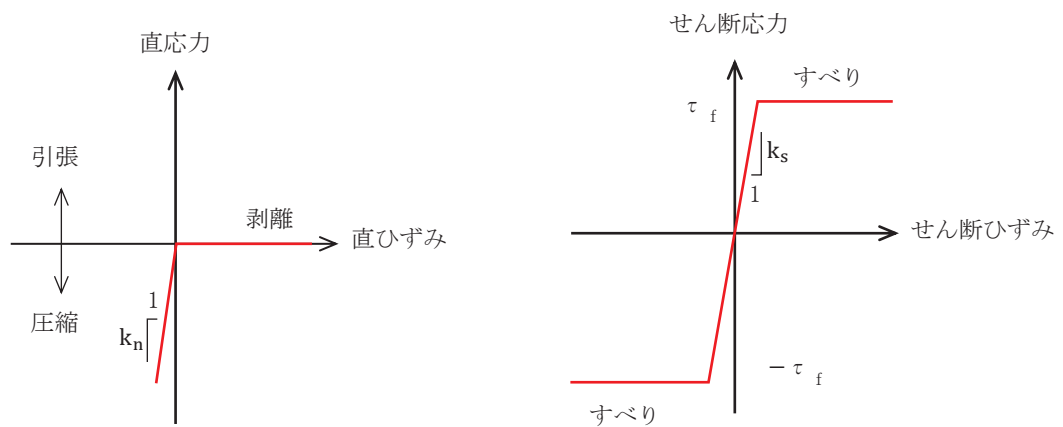


図 8.5-14 ジョイント要素の力学特性

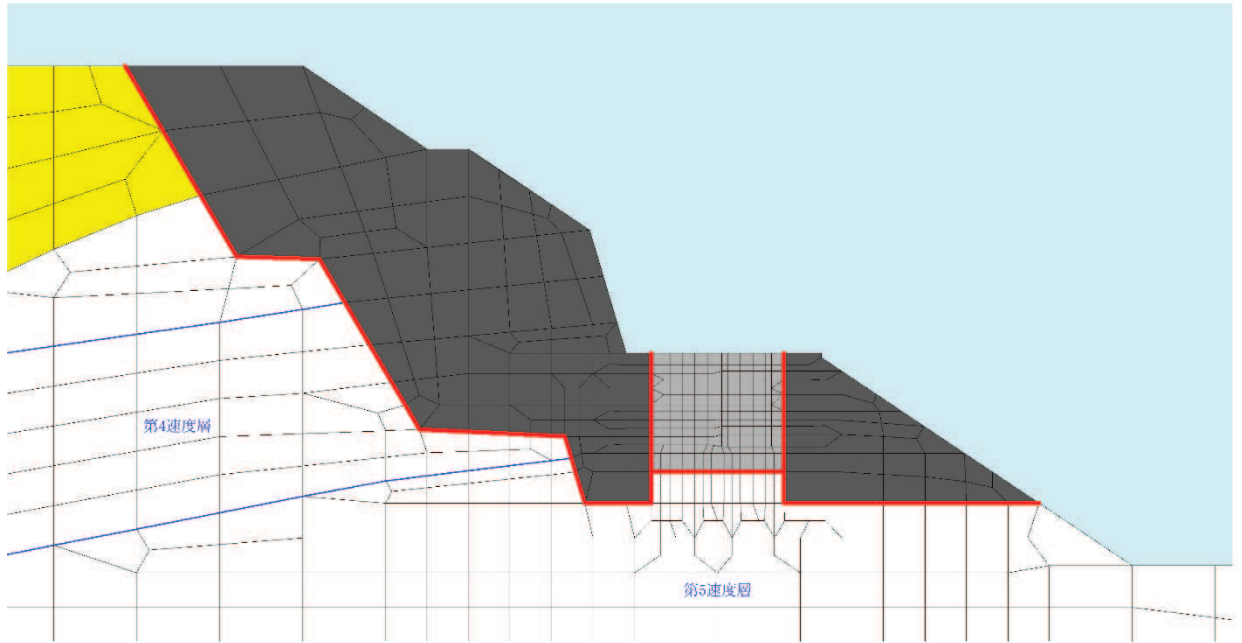
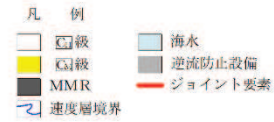


図 8.5-15 ジョイント要素の配置

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8.5-10 に，材料の物性値を表 8.5-11 に示す。

表 8.5-10 使用材料

諸元		
出口側集水ピット	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 30 N/mm ²

表 8.5-11 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0	2.80×10 ⁴	0.2

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は，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 8.5-12～表 8.5-13 に示す。

表 8.5-12 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 8.5-13 参照	0.03		
C _H 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C _M 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C _L 級	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 = 1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h = 0.085\gamma / (0.00026 + \gamma) + 0.028$	

表 8.5-13 地盤の解析用物性値（狐崎部層）

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.9×10^3	0.40
		第4速度層	13.2×10^3	0.36
		第5速度層	16.5×10^3	0.35
C _M 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.5×10^3	0.44
		第3速度層	5.7×10^3	0.40
		第4速度層	12.7×10^3	0.36
		第5速度層	15.8×10^3	0.35
C _L 級	砂岩	第1速度層	0.2×10^3	0.48
		第2速度層	1.4×10^3	0.44
		第3速度層	5.5×10^3	0.40
D級	砂岩	第1速度層	表 8.5-13 参照	0.48
		第2速度層		0.44

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 8.2-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 8.5-14 に示す。

表 8.5-14 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
出口側集水ピット	A-A断面	地表面に設定する。

(5) 地震応答解析結果

a. 解析ケースと照査値

強度評価においては、「8.5. 評価方法」に基づき、位相反転を考慮した弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して実施するケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、照査値が 0.5 以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）位相を用いて、ケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、さら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。

(a) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 8.5-16 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-15(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（底版）

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.04	0.04	0.05
	-+		0.07		

表 8.5-15(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（西壁）

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.14	0.14	0.14
	-+		0.12		

表 8.5-15(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（東壁）

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.13	0.13	0.13
	-+		0.13		

表 8.5-15(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する解析ケースと照査値（南北壁）

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
			①	②	③
S d - D 2	++		0.05	0.04	0.05
	-+		0.05		

(b) せん断破壊に対する照査

表 8.5-16 にせん断破壊に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-16(1) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (底版)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.15	0.14	0.15
	-+	0.14		

表 8.5-16(2) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (西壁)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.13	0.12	0.13
	-+	0.12		

表 8.5-16(3) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (東壁)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.16	0.16	0.17
	-+	0.15		

表 8.5-16(4) せん断破壊に対する解析ケースと照査値 (南北壁)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.06	0.06	0.06
	-+	0.06		

(c) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 8.5-17 に基礎地盤の支持性能に対する照査の解析ケースと照査値を示す。

表 8.5-17 基礎地盤の支持性能に対する解析ケースと照査値
(基礎地盤(狐崎部層)の接地圧)

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査		
		①	②	③
S d - D 2	++	0.04	0.04	0.04
	-+	0.04		

b. 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(a) 頂底版間の層間変位が最大となる時刻(時刻1)

頂底版間の層間変位が最大となる時刻(時刻1)を表 8.5-18 に示す。

表 8.5-18 頂底版間の層間変位が最大となる時刻(時刻1)

解析ケース	地震動		最大層間変位(mm) (時刻(s))	
	①	S d - D 2	++	-0.076
	-+		-0.075	(12.87)
②	S d - D 2	++	-0.075	(20.37)
③	S d - D 2	++	-0.077	(20.37)

(b) 総水平荷重が最大となる時刻(時刻2)

総水平荷重が最大となる時刻(時刻2)を表 8.5-19 に示す。

表 8.5-19 総水平荷重が最大となる時刻(時刻2)

解析ケース	地震動		総水平荷重(kN/m) (時刻(s))	
	①	S d - D 2	++	+215
	-+		+202	(12.87)
②	S d - D 2	++	+211	(20.37)
③	S d - D 2	++	+218	(20.37)

(c) 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3) を表 8.5-20 に示す。

表 8.5-20 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

解析ケース	地震動		最大層間変位 (mm) (時刻 (s))
①	S d - D 2	++	-0.076 (20.37)
		-+	-0.075 (12.87)
②	S d - D 2	++	-0.075 (20.37)
③	S d - D 2	++	-0.077 (20.37)

c. 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 8.5-16 及び図 8.5-17 に示す。

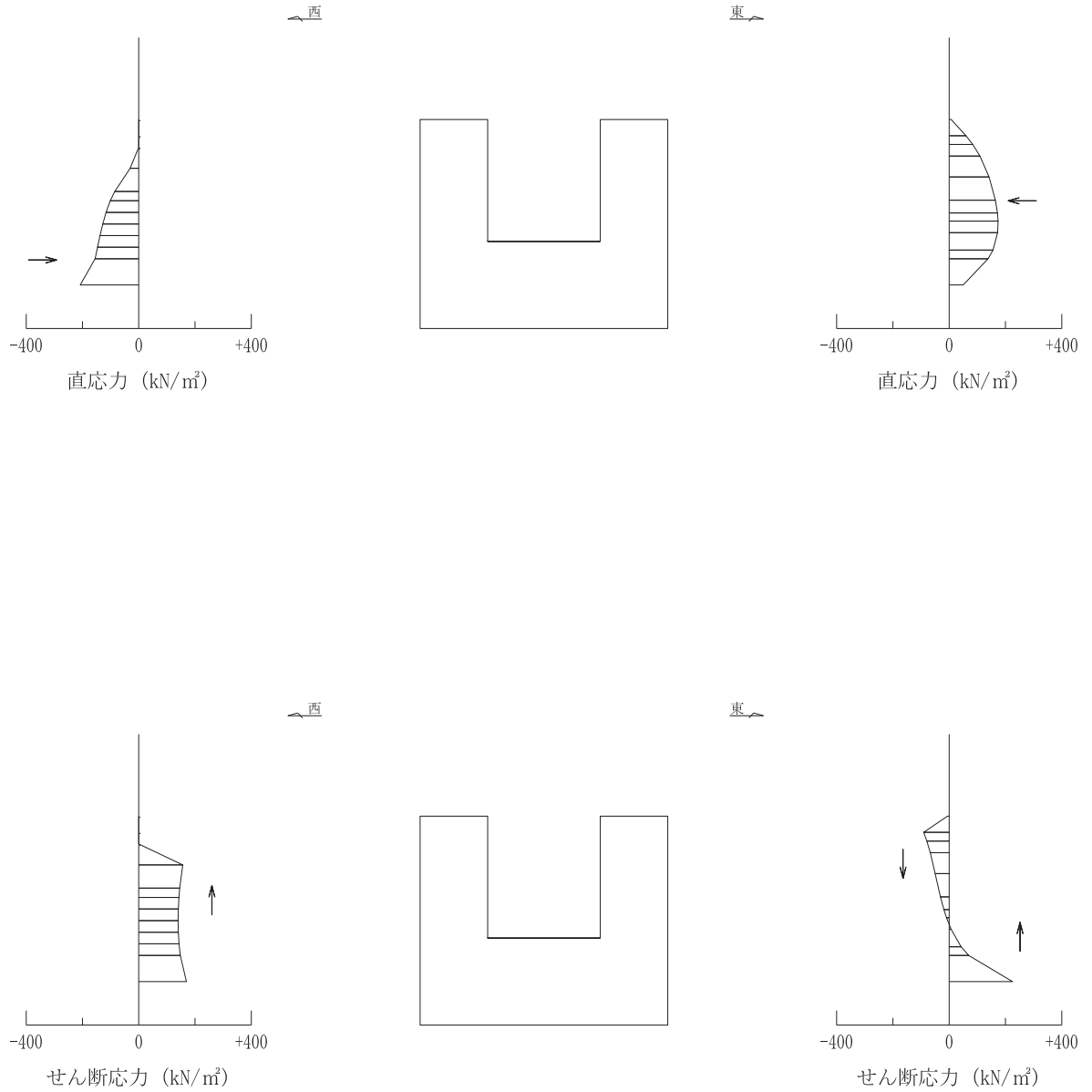
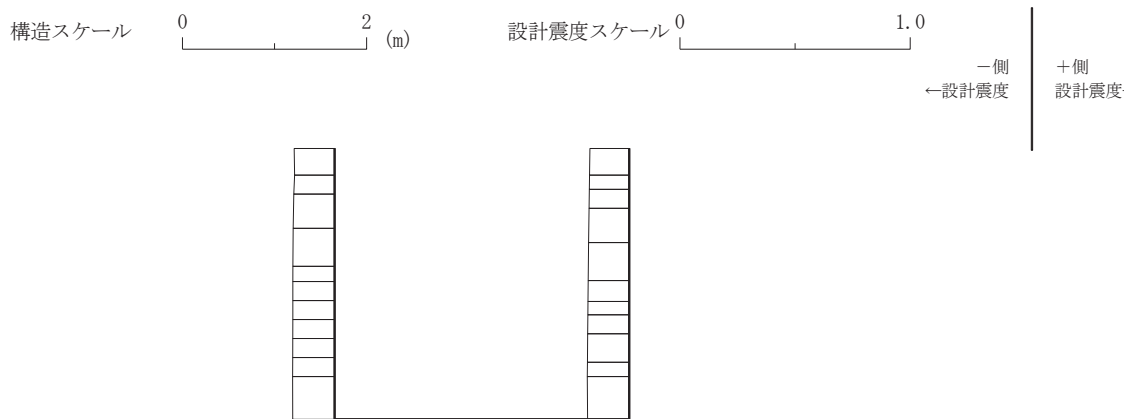
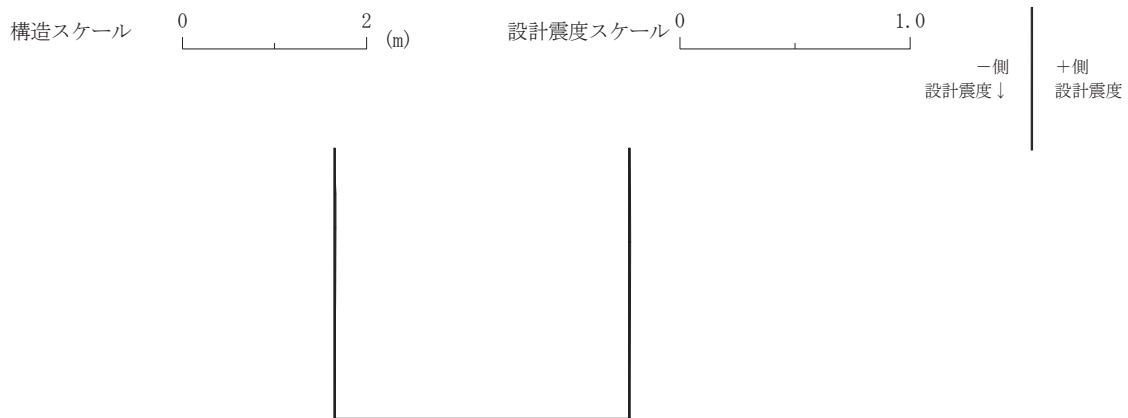


図 8.5-16 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)

(解析ケース③, S d - D 2 (++))



設計水平震度

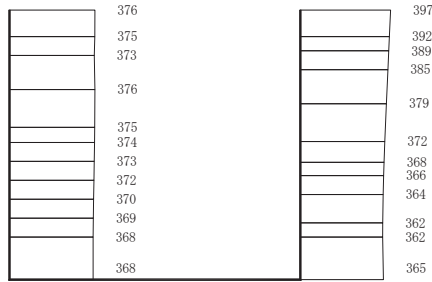


設計鉛直震度

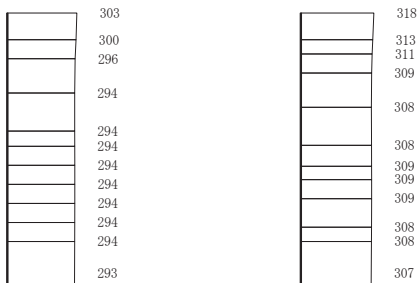
図 8.5-17 作用荷重分布図 (設計震度分布)
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

d. 最大加速度分布図

地震応答解析で得られた各ケースの最大加速度分布を図 8.5-18 に示す。



(a) S d - D 2 (++) 水平

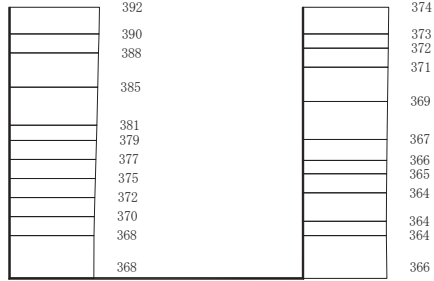


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

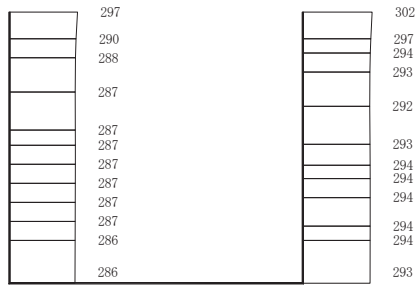


図 8.5-18(1) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



(a) S d - D 2 (- +) 水平

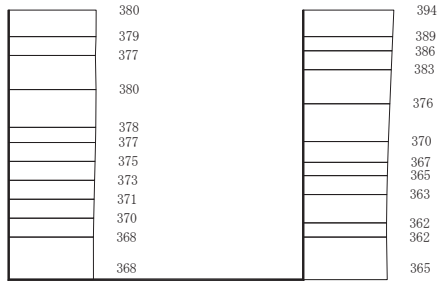


構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

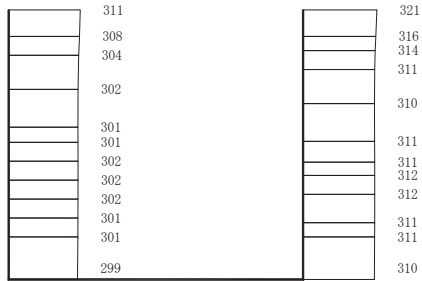
(b) S d - D 2 (- +) 鉛直

図 8.5-18(2) 最大加速度分布図

(解析ケース①)



(a) S d - D 2 (++) 水平

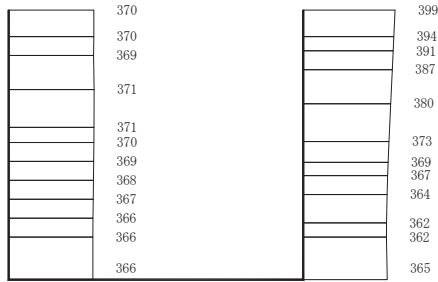


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

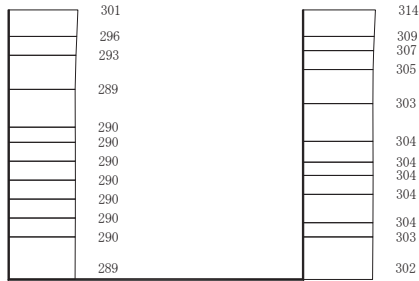
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.5-18 (3) 最大加速度分布図

(解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 (++) 水平

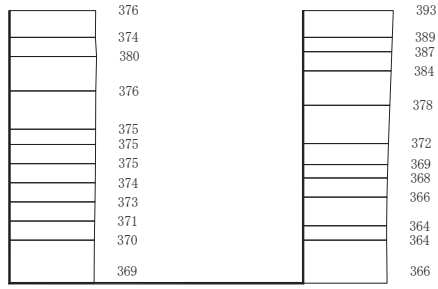


(b) S d - D 2 (++) 鉛直

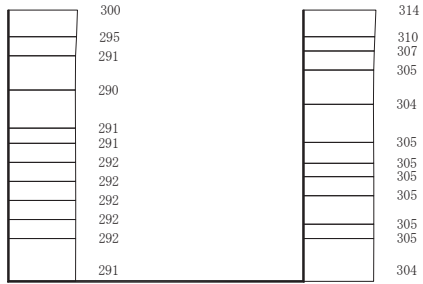
構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.5-18 (4) 最大加速度分布図

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)



(a) S d - D 2 (++) 水平



(b) S d - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 8.5-18 (5) 最大加速度分布図

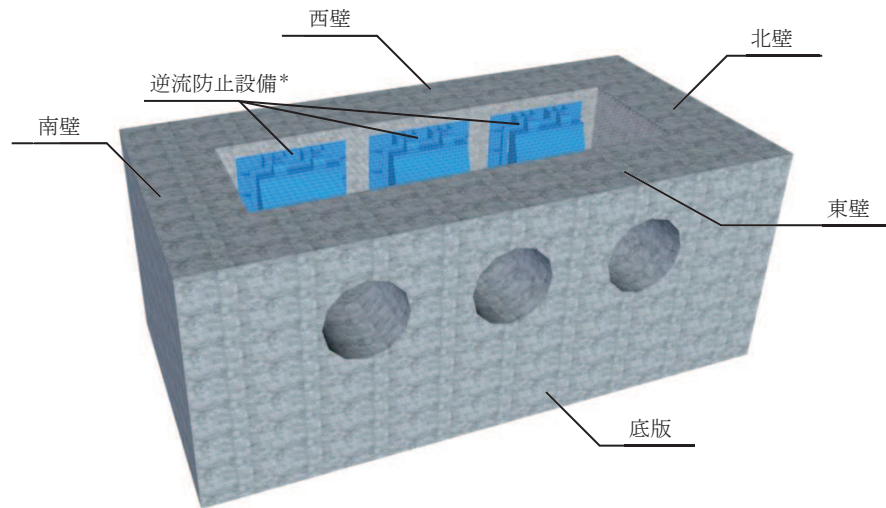
(解析ケース④ 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

8.5.2 三次元構造解析

(1) 評価対象部材

三次元構造解析の評価対象部材は、出口側集水ピットを構成する構造部材である側壁（北壁，東壁，南壁及び西壁）及び底版とする。

図 8.5-19 に評価対象部材を示す。



注記*：三次元構造解析においては、荷重としてモデル化

図 8.5-19 三次元構造解析の評価対象部材

(2) 解析方法

出口側集水ピットの三次元構造解析は、「8.5.1 二次元静的解析」により得られた応答値に基づき、水平方向及び鉛直方向の荷重を入力し、各構造部材について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を実施する。

三次元構造解析には、解析コード「SLAP ver6.64」を用いる。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。

(3) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

出口側集水ピットの解析モデルを図 8.5-20 に、要素分割図を図 8.5-21 に示す。

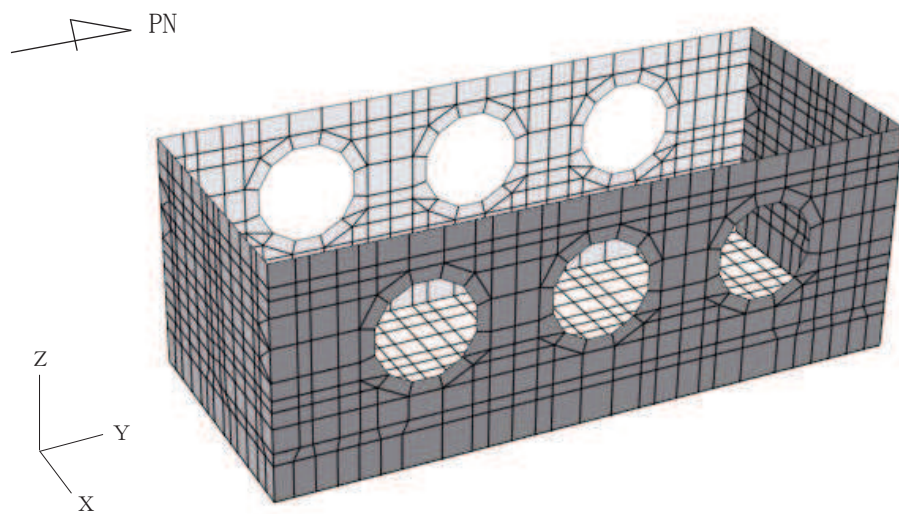


図 8.5-20 出口側集水ピットのモデル概念図

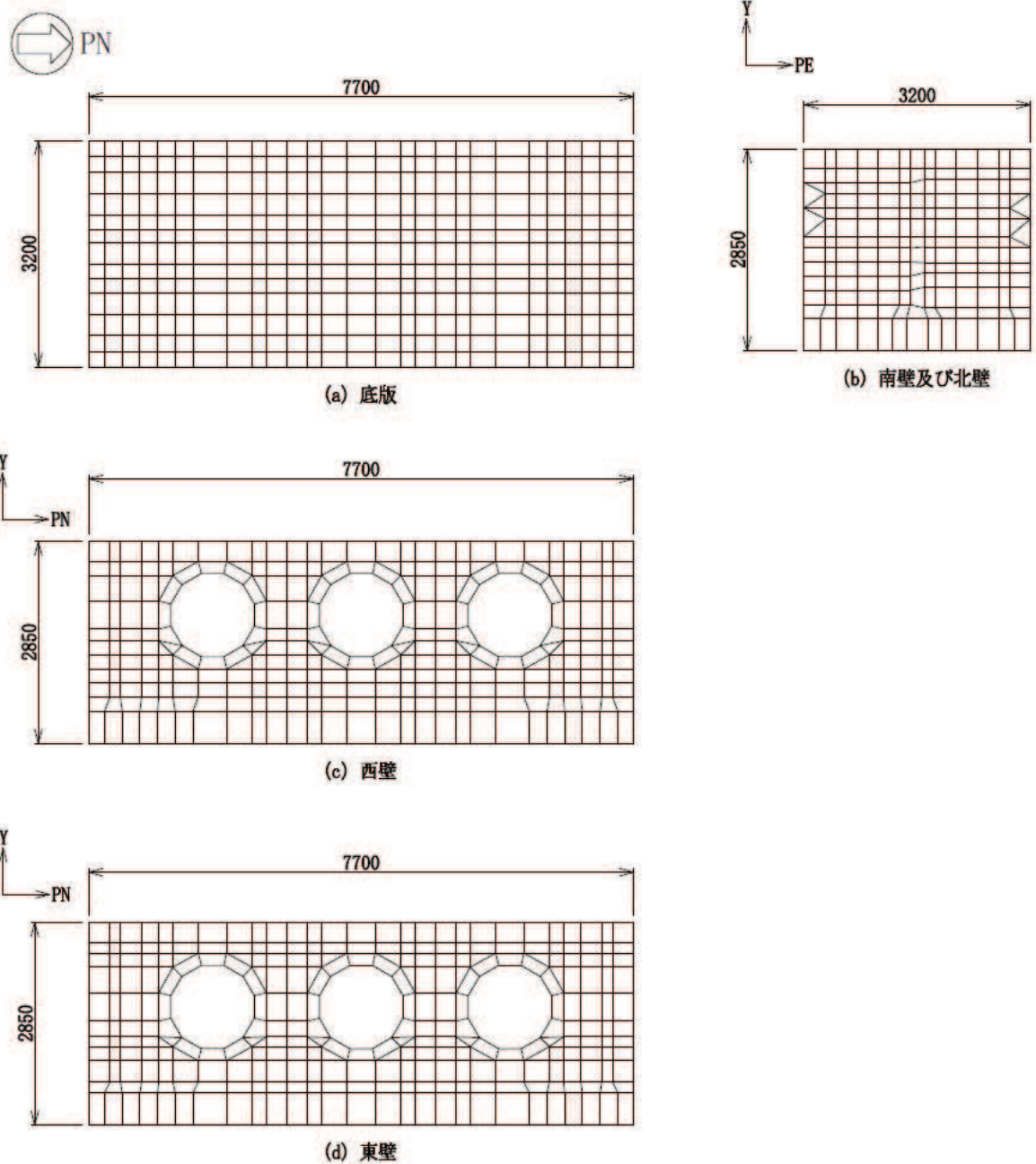


図 8.5-21 要素分割図

- (a) 構造物のモデル化
 構造物は、線形シェル要素でモデル化する。
- (b) 境界条件
 三次元構造解析モデルの底面には、地盤ばね要素を配置する。
 地盤ばねは、常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき設定する。

重畳時の解析においては、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、「田治見の振動アドミッタンス理論」に基づき設定する。側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

イ. 常時解析

常時解析においては「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」に基づき、設定する。

(鉛直方向地盤反力係数)

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに、

k_V : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{V0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_V : 基礎の換算載荷幅 (m) $B_V = \sqrt{A_V}$

A_V : 鉛直方向の載荷面積 (m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数。女川3号物性は、平板載荷試験から求めた変形数であることから $\alpha = 1$ (常時) とする。

E_0 : 地盤の変形係数で、道路橋示方書IV 10.4 に従い、地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m²) とする。

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

B : 基礎幅 (m)

D : 基礎の奥行 (m)

h_n : 影響を調べる深さ (m)

h_i : 細分する各層底面までの深さ (m)

E_{0i} : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m²)

θ : 荷重の分散角度で、 $\theta = 30^\circ$ とする

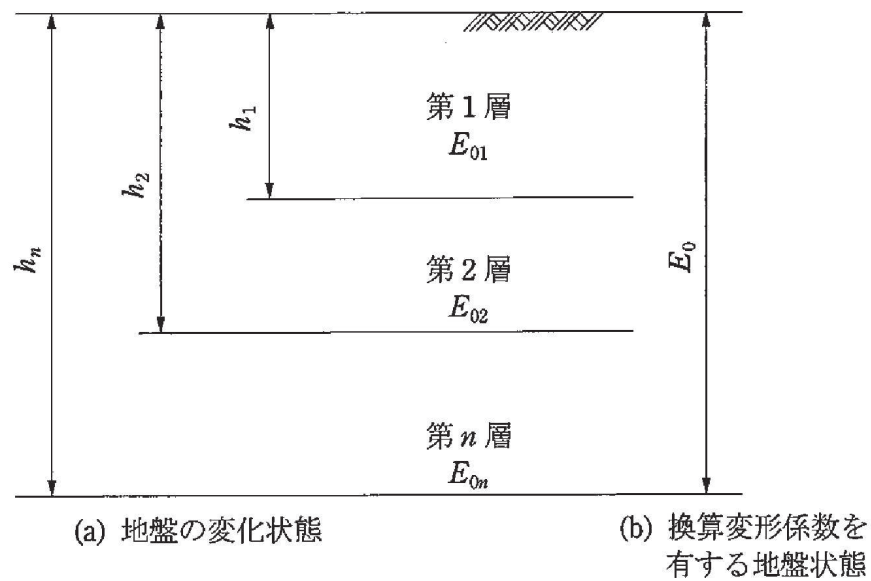


図 8.5-22 地盤が深さ方向に変化する場合の換算変形係数

(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^3)

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

ロ. 地震時解析 (支持地盤)

地震時解析における支持地盤は, 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, 「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。

(岩盤の等価せん断弾性係数)

$$G_R = \frac{G_{R1}}{\sum \left[\left(\frac{G_{R1}}{G_{Ri}} \right) \cdot \{F_H(\zeta_{i-1}) - F_H(\zeta_i)\} \right]}$$

$$F_H(\zeta) = \frac{1}{(2-\nu)} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{3+4\zeta^2}{\sqrt{1+\zeta^2}} - 2\xi + \frac{1-2\nu}{2} \cdot (\sqrt{1+\zeta^2} - \zeta) \right]$$

$$\zeta = \frac{Z}{a}$$

ここで,

G_R : 等価せん断弾性係数 (kN/m^2)

G_{Ri} : 第 i 層のせん断弾性係数 (kN/m^2) 動せん断弾性係数 (初期剛性)

Z_i : 第 i 層の下端の深さ (m)

a : 基礎の等価半径 (m)

$$a = 2 \sqrt{\frac{l_x \cdot l_y}{\pi}}$$

$2l_x$: 加力方向の基礎の辺長 (m)

$2l_y$: 加力直角方向の基礎の辺長 (m)

ν : 岩盤のポアソン比 (動ポアソン比)

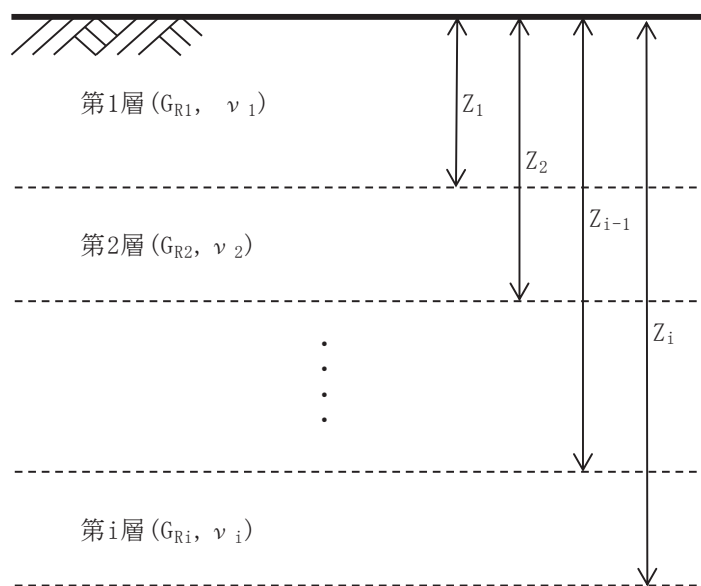


図 8.5-23 等価せん断弾性係数の算出概念図

(岩盤の鉛直方向地盤反力係数(地震時増分))

$$k_{VR} = 0.5 \cdot (k_{VRX} + k_{VRY})$$

$$k_{VRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_x} \cdot \frac{1}{\lambda_x \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)}$$

$$k_{VRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{1 - \nu} \cdot \frac{1}{2\ell_y} \cdot \frac{1}{\lambda_y \times \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)}$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{VR} : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

(岩盤のせん断方向地盤反力係数)

$$k_{SR} = 0.5 \cdot (k_{SRX} + k_{SRY})$$

$$k_{SRX} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_x \cdot F(\lambda_x)}$$

$$F(\lambda_x) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_x^2} + \lambda_x\right) + \lambda_x \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_x^2 + 1}}{\lambda_x}\right)$$

$$\lambda_x = \ell_y / \ell_x$$

$$k_{SRY} = \frac{\pi \cdot G_R}{2 \cdot \ell_y \cdot F(\lambda_y)}$$

$$F(\lambda_y) = (1 - \nu) \cdot \ln\left(\sqrt{1 + \lambda_y^2} + \lambda_y\right) + \lambda_y \cdot \ln\left(\frac{\sqrt{1 + \lambda_y^2 + 1}}{\lambda_y}\right)$$

$$\lambda_y = \ell_x / \ell_y$$

ここで,

k_{SR} : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

ハ. 地震時解析（側方地盤）

地震時解析における側方地盤は、弾性ばねでモデル化し、北壁及び南壁の法線方向に取り付け、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」に基づき設定する。

（水平方向地盤反力係数）

側壁部の水平方向地盤反力係数は、道示IV下部構造編 9.5.2 より算出する。

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

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \quad (E_D = \text{Max}(E_{D1}, E_{D2}))$$

$$E_{D1} = 2(1 + \nu_D) G_D$$

$$E_{D2} = \frac{9K G_D}{3K + G_D}$$

ここで、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)

k_{H0} : 水平方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)

E_{D1} : 一次元地震応答解析による収束剛性から ν 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

ν_D : 地盤の動的ポアソン比 (セメント改良土 : 0.36)

G_D : 地盤の動的せん断変形係数 (kN/m²) で一次元地震応答解析による収束剛性を用いる。また、セメント改良土の区間内の平均値を代表値として用いる。

E_{D2} : 一次元地震応答解析による収束剛性から K 一定として算定する地盤の動的変形係数 (kN/m²)

K : 体積弾性係数 (kN/m³) で、地下水位以深の場合は、地盤の初期堆積弾性係数と水の体積弾性係数 ($K_w = 2222 \times 10^3$ kN/m³) の大きい方の値とする。

(せん断方向地盤反力係数)

$$k_S = 0.3k_H$$

ここで、

k_S : 側壁部のせん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_h : 側壁部の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

b. 使用材料及び材料の物性値

出口側集水ピットの使用材料及び材料の物性値は、「8.5.1 二次元動的解析」と同様である。



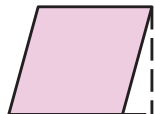
(4) 照査時刻及び入力荷重

a. 照査時刻

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、損傷モード毎及び部材毎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 8.5-21 に照査時刻の選定の考え方を示す。

表8.5-21 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)		構造物上端と下端の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	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 3 (時刻 1)	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

b. 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、二次元動的解析に基づき「8.5.2 (4) a. 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。入力荷重の一覧を表 8.5-22 に、各入力荷重の算定フローを図 8.5-24 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 8.5-25 に示す。

表8.5-22 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	機器・配管荷重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体側面に作用する常時水圧
津波時荷重	動水圧	躯体側面，上面に作用する動水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体側面に作用する地震時水圧

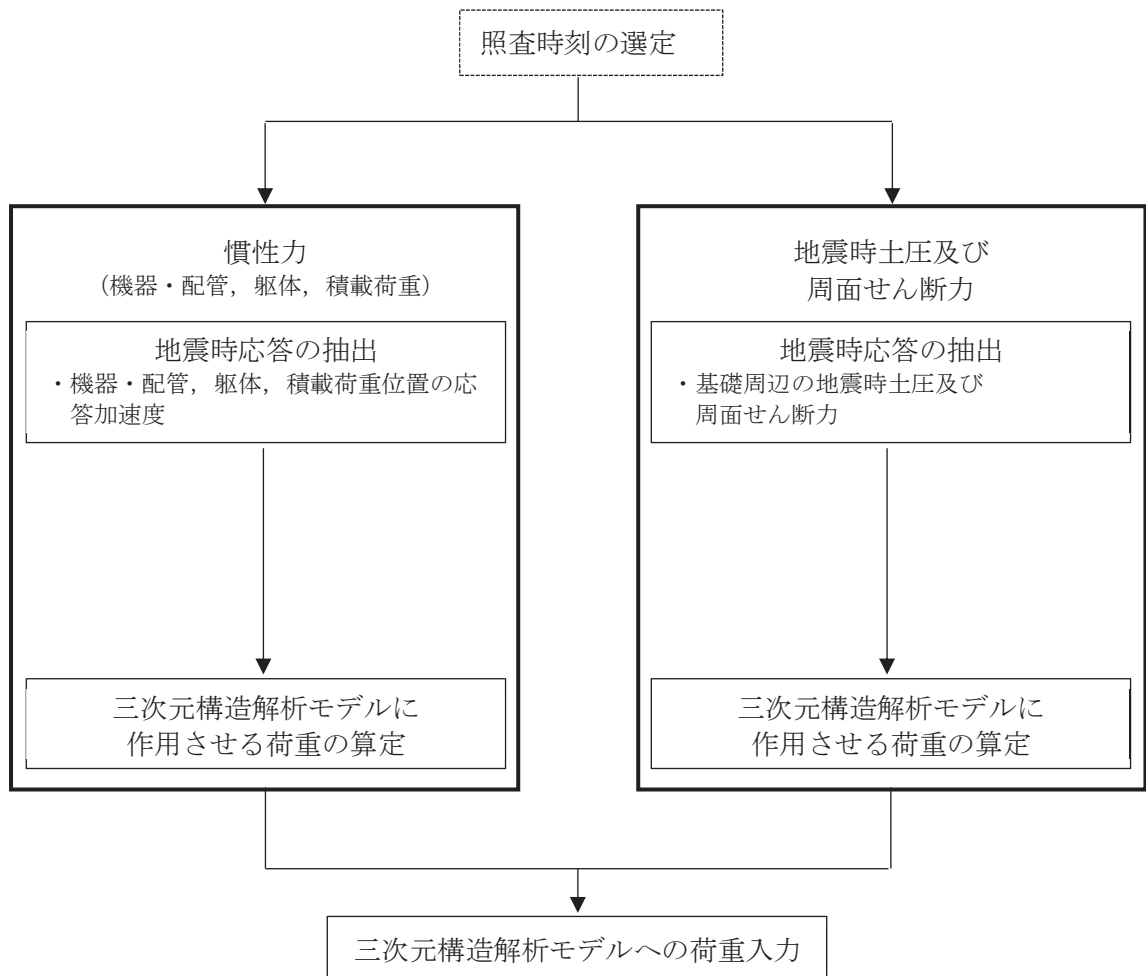


図 8.5-24 各入力荷重の算定フロー

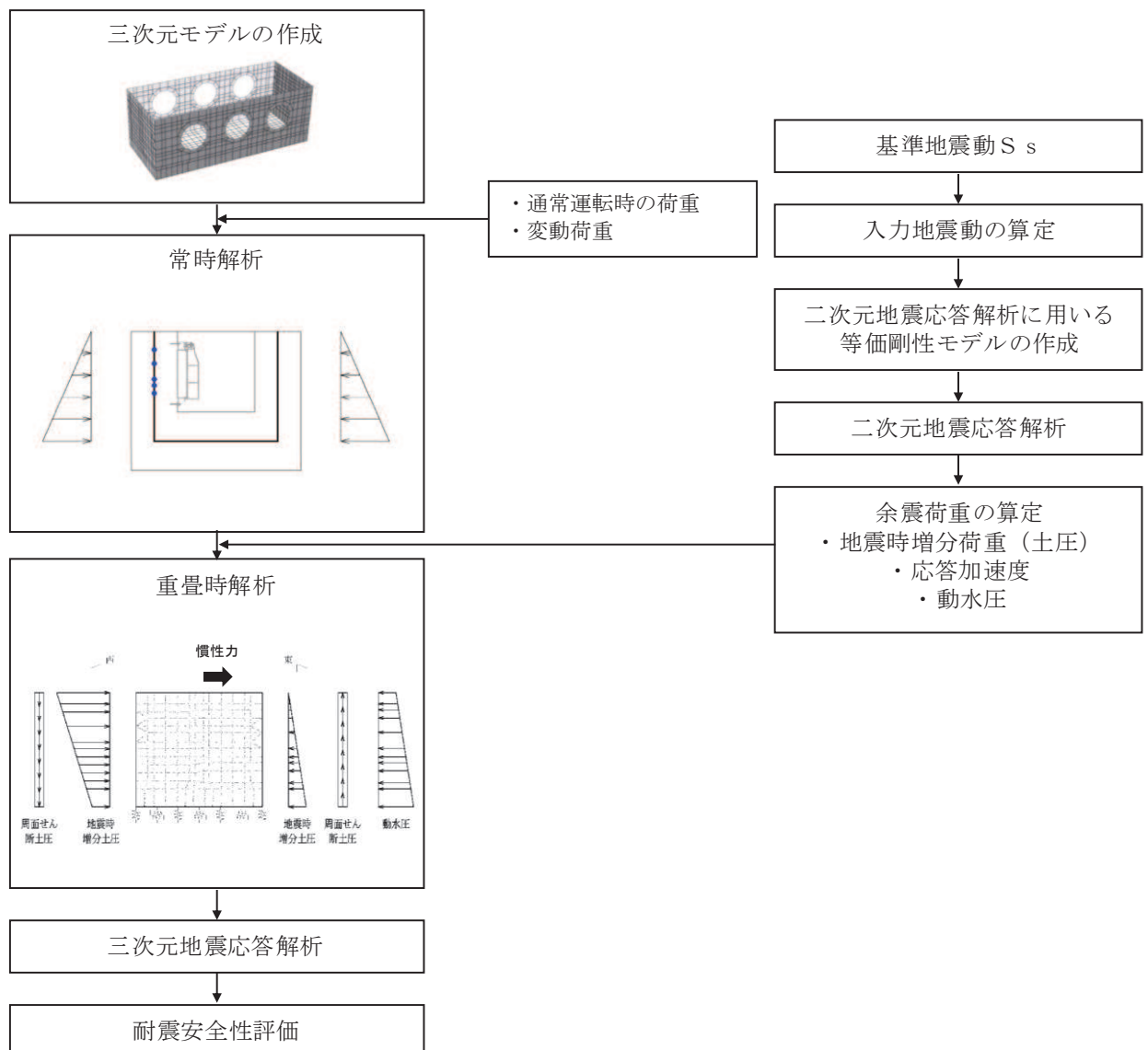


図 8.5-25 地震時荷重を三次元モデルへ載荷するまでのフロー図

(a) 慣性力

機器・配管及び躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鉄筋コンクリート部材の各節点の、照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 8.5-26 に示す。

算定した慣性力は図 8.5-27 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。なお、算定した慣性力は三次元構造解析モデルの各節点において、水平方向及び鉛直方向同時に入力する。

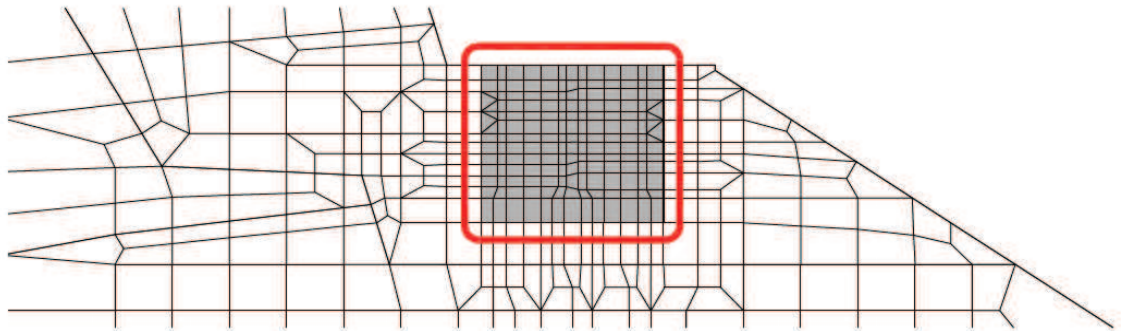
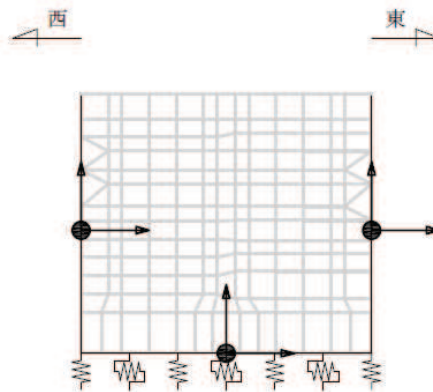


図 8.5-26 応答加速度抽出位置



注記*：図中の黒丸は水平方向及び鉛直方向同時入力することを表している

図 8.5-27 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

(b) 地震時増分土圧及び周面せん断土圧

躯体側面に作用する地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、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（直応力及びせん断応力）から算定する。地震時増分土圧及び周面せん断土圧の抽出位置を図 8.5-28 に示す。また、算定した地震時増分土圧及び周面せん断土圧は、図 8.5-29 に示すとおり、出口側集水ピットの三次元構造解析モデルに入力する。

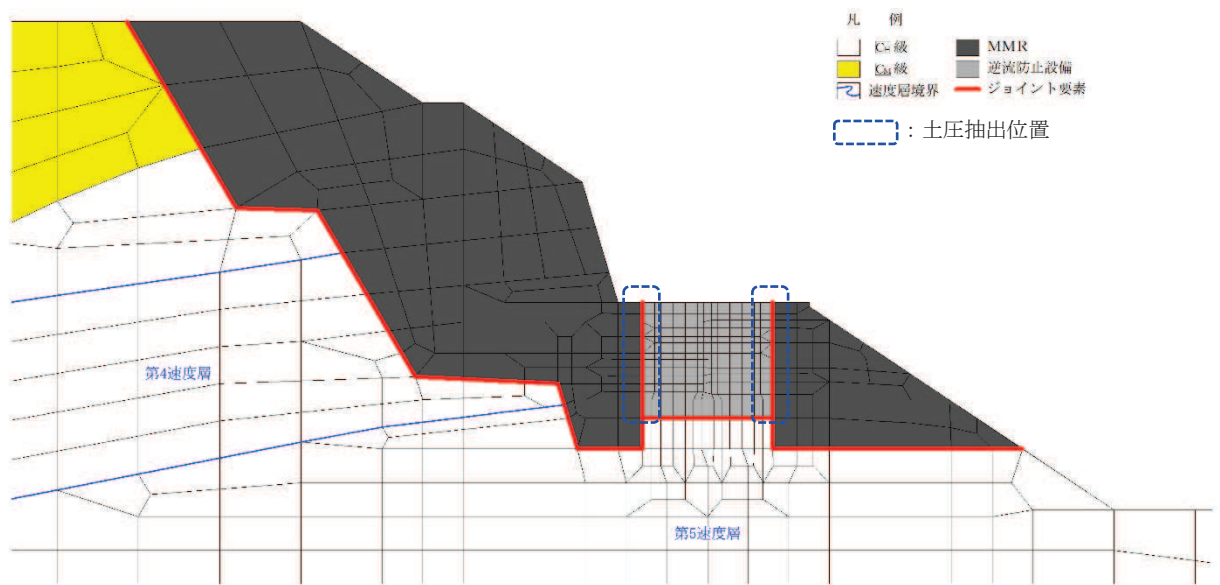


図 8.5-28 地震時増分土圧及び周面せん断土圧抽出位置

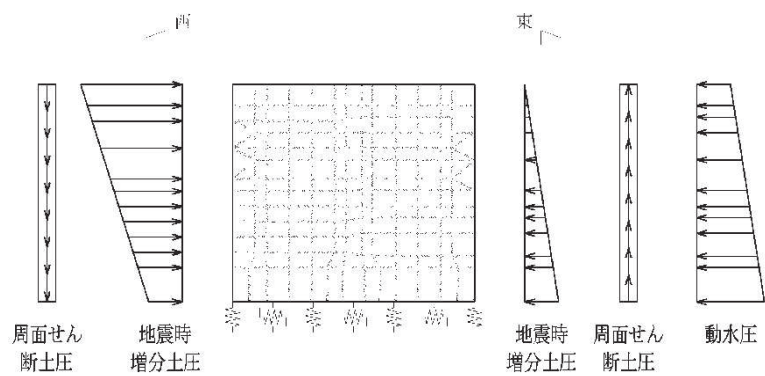
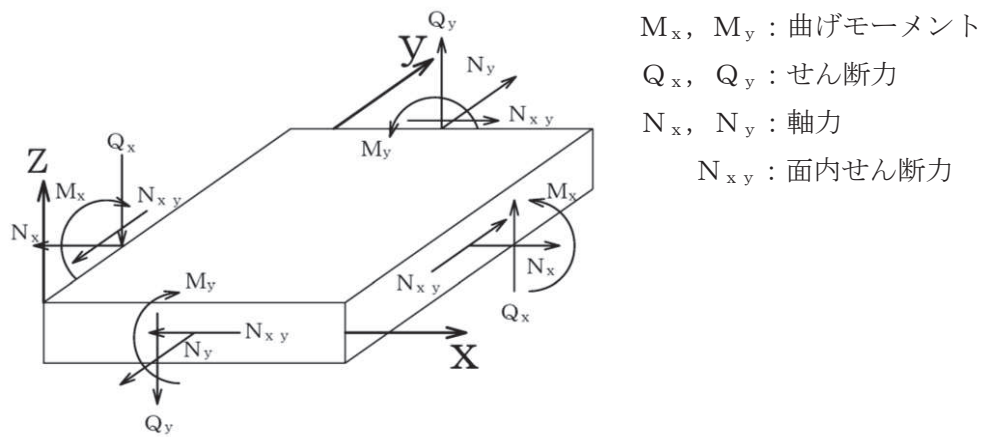


図 8.5-29 三次元構造解析モデルに入力する土圧等の概念図

(5) 三次元構造解析結果

シェル要素における各要素の断面力の方向を図 8.5-30 に、断面力の組合せを表 8.5-23 に示す。面内せん断力 N_{xy} については、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、軸力として考慮する。

また、各部材の要素座標系を図 8.5-31 に示す。



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
 N_{xy} : 面内せん断力

図 8.5-30 シェル要素における応答断面力

表 8.5-23 断面力の組合せ

	X 方向断面力		Y 方向断面力	
	曲げモーメント	軸力	曲げモーメント	軸力
組合せ①	M_x	N_x	M_y	N_y
組合せ②	M_x	$N_x + N_{xy} $	M_y	$N_y + N_{xy} $
組合せ③	M_x	$N_x - N_{xy} $	M_y	$N_y - N_{xy} $

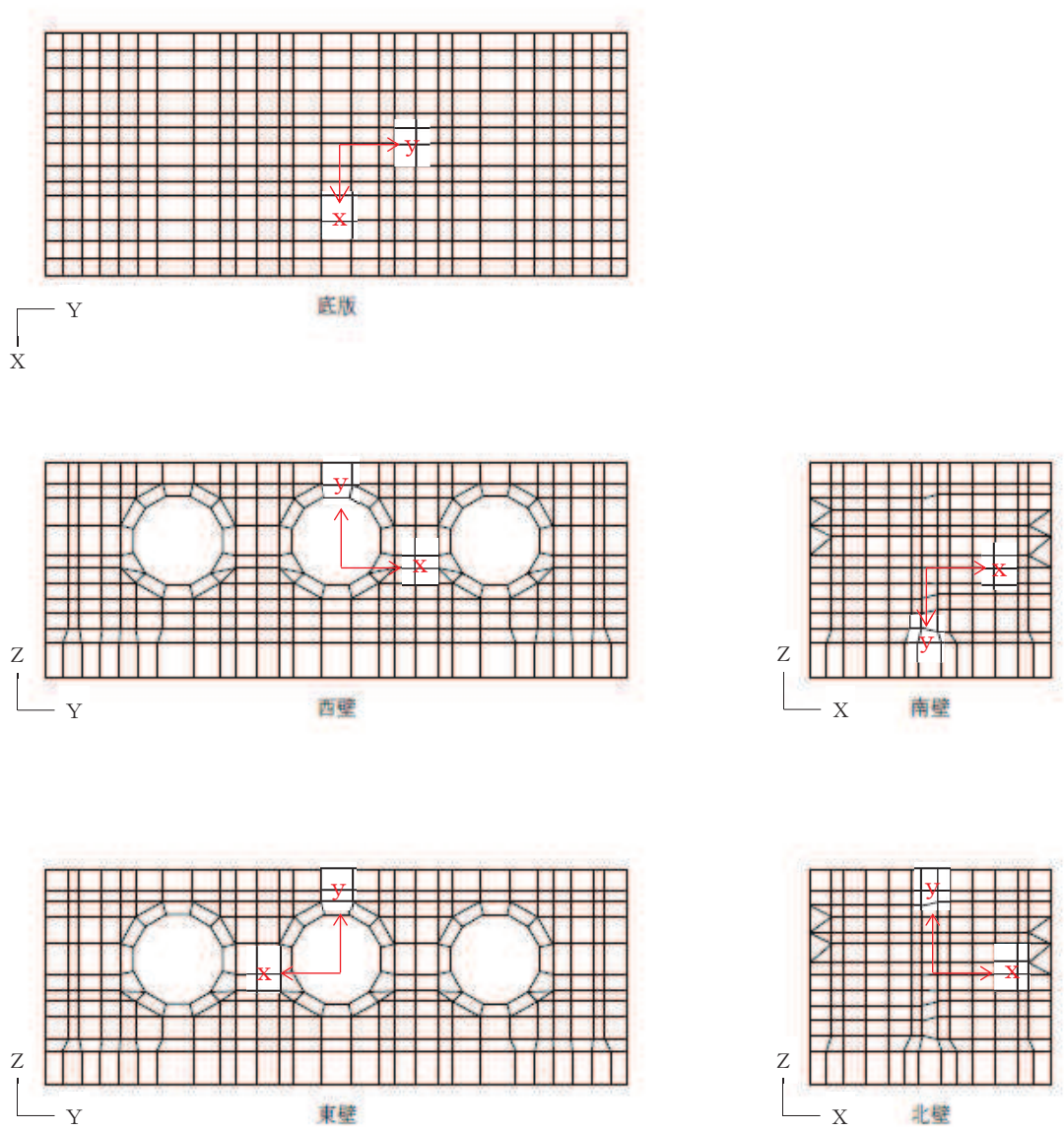


図 8.5-31 各部材の要素座標系

a. 構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-24 及び表 8.5-25 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント、軸力）を図 8.5-33～図 8.5-36 に示す。

表 8.5-24 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c/σ'_{ca}	
底版	1	①	Sd-D 2 (-+)	242	-401	1.0	16.5	0.07
西壁	2	②	Sd-D 2 (++)	-7	-1508	1.2	16.5	0.08
東壁	3	③	Sd-D 2 (++)	86	-1552	1.6	16.5	0.10
南北壁	4	①	Sd-D 2 (-+)	124	-299	0.8	16.5	0.05

注記*：評価位置は図 8.5-32 に示す。

表 8.5-25 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
底版	1	①	Sd-D 2 (-+)	242	-403	294	0.04
西壁	2	③	Sd-D 2 (++)	-81	252	294	0.14
東壁	3	③	Sd-D 2 (++)	-67	257	294	0.13
南北壁	4	①	Sd-D 2 (-+)	19	29	294	0.04

注記*：評価位置は図 8.5-32 に示す。

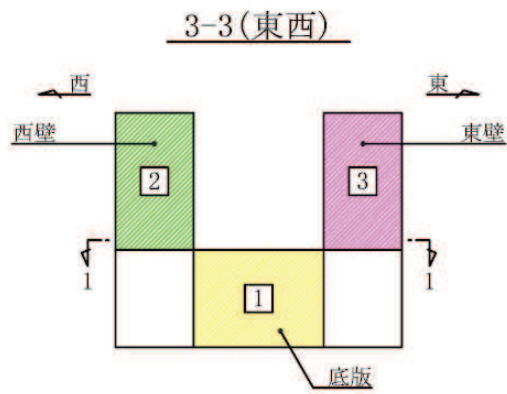
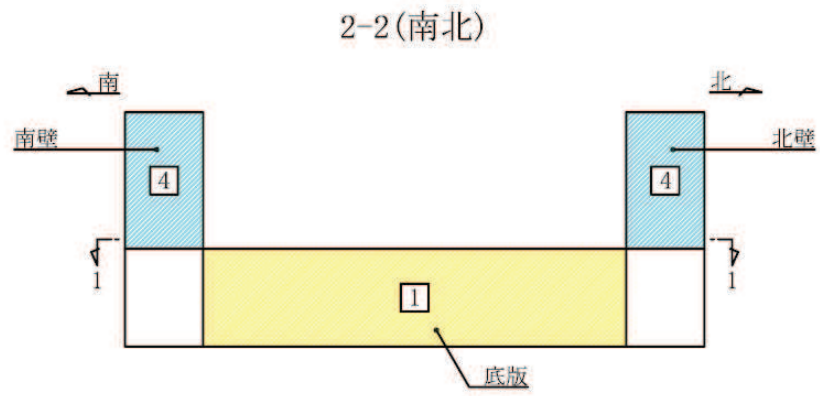
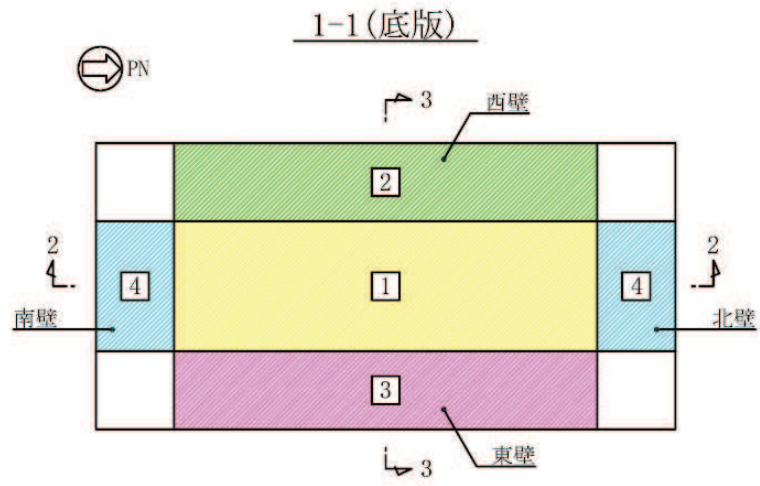


图 8.5-32 評価位置図

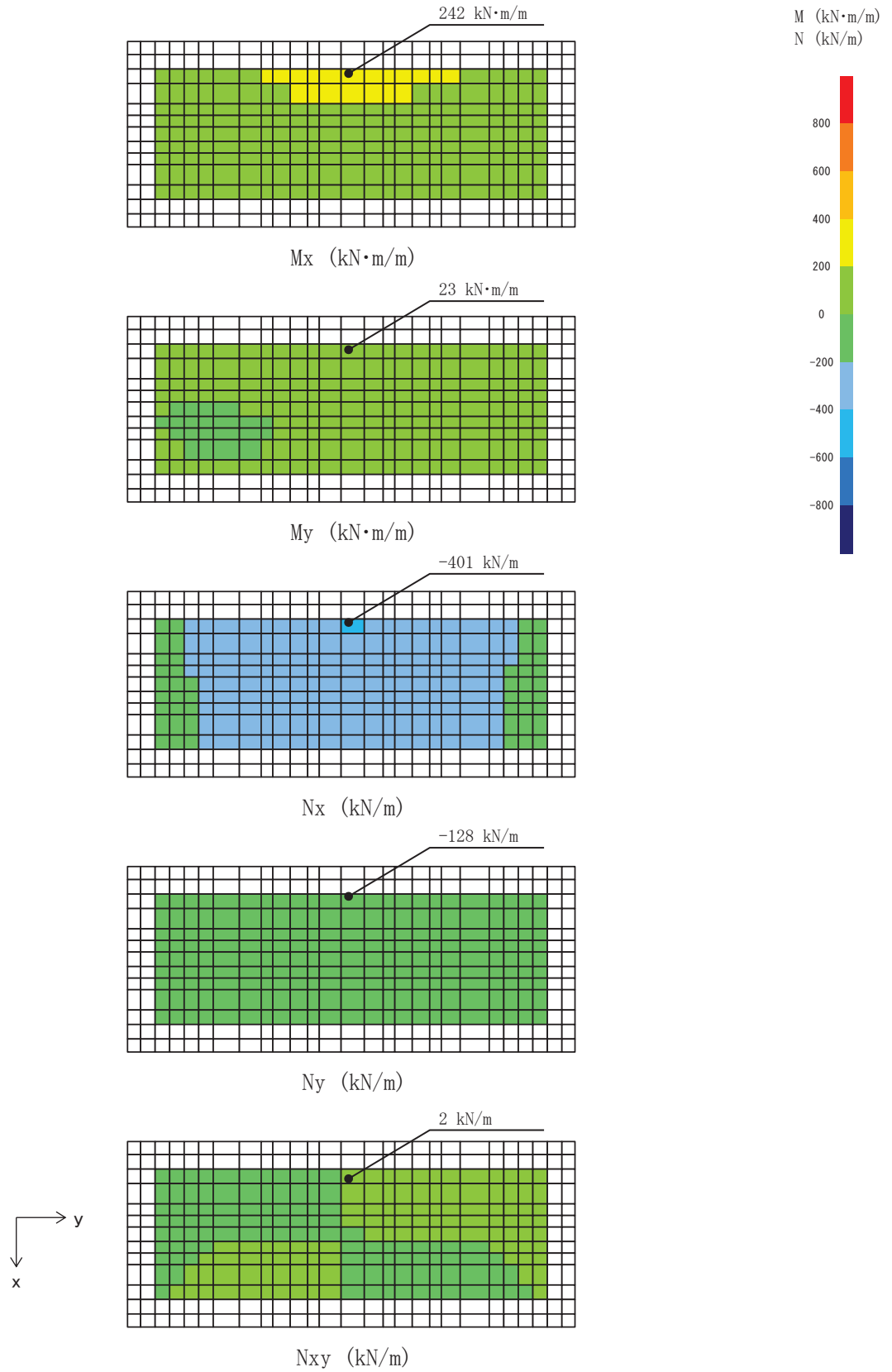


図 8.5-33 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図

(底版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+), t=6.81s)

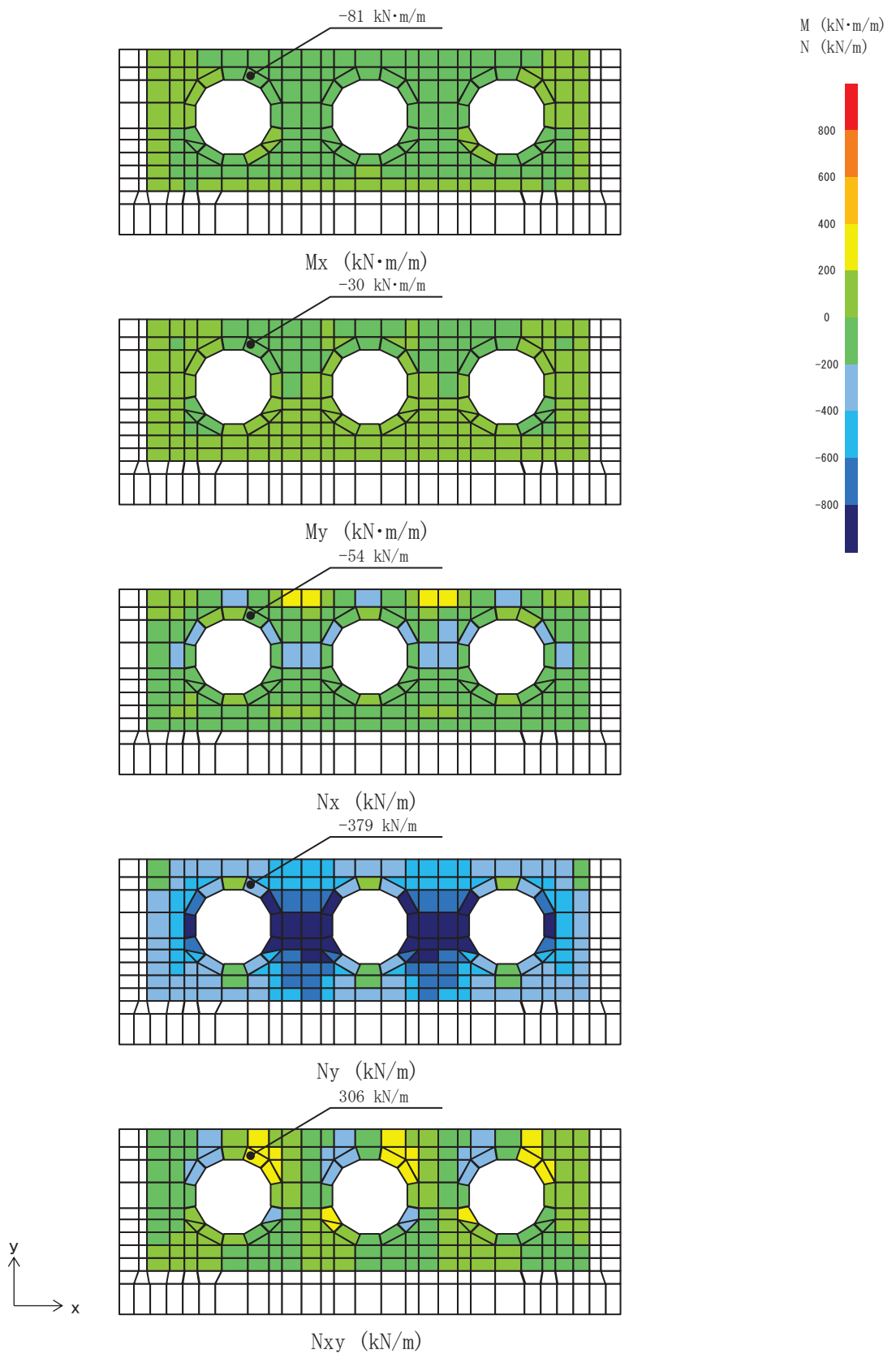


図 8.5-34 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
 (西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=12.87s)

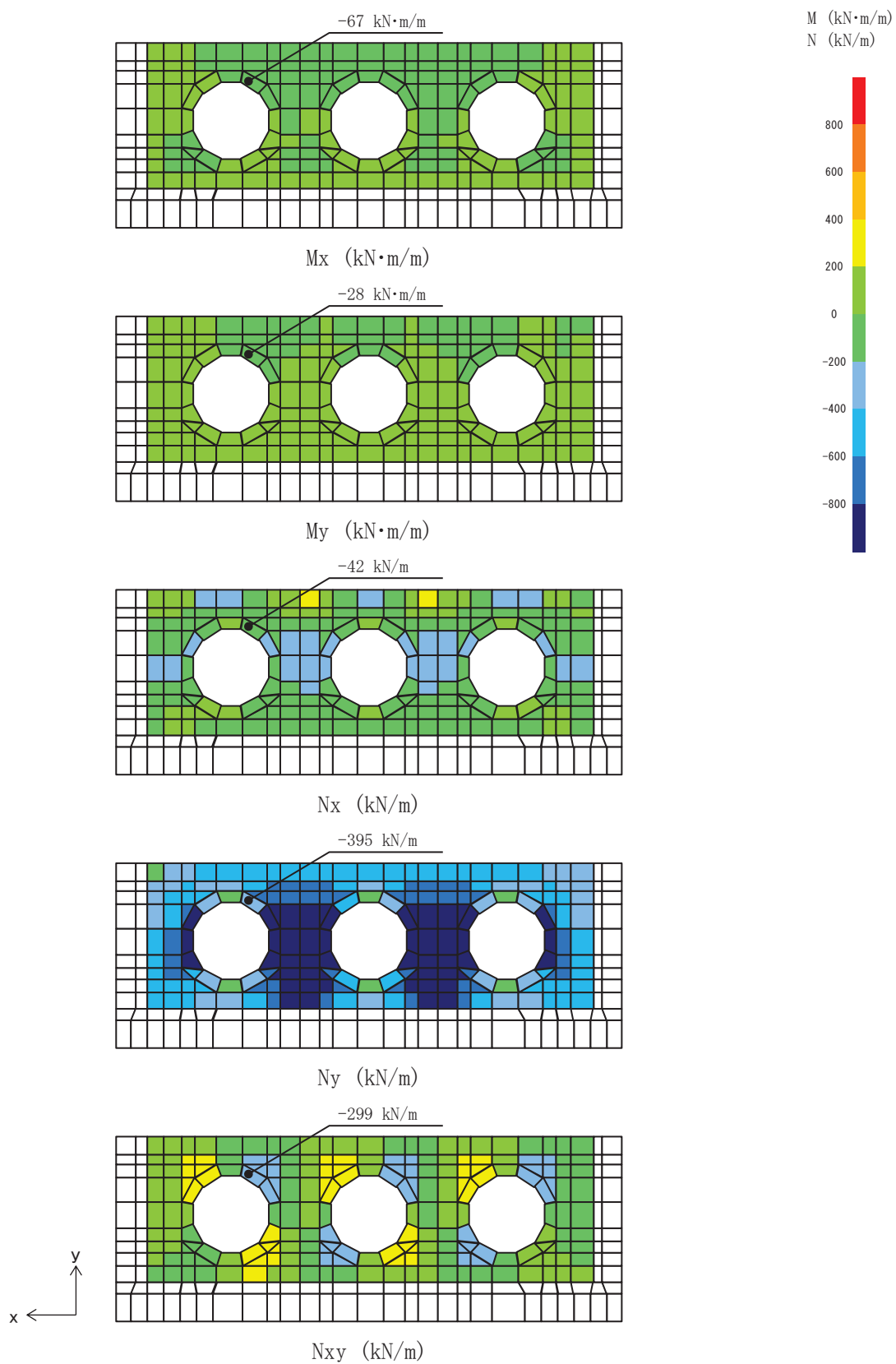


図 8.5-35 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図

(東壁, 解析ケース③, S d-D 2 (++) , t=20.37s)

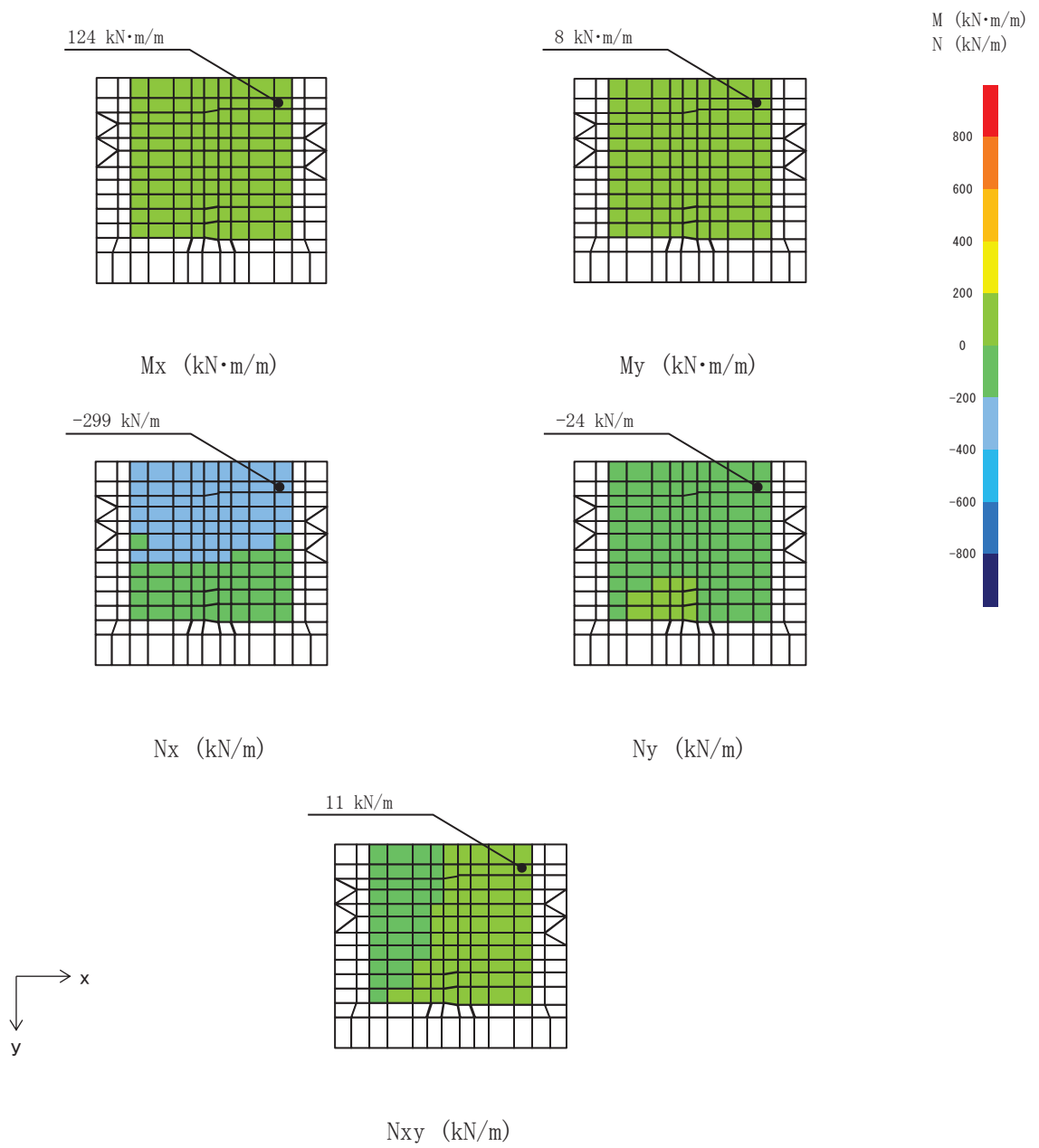


図 8.5-36 曲げ・軸力系の破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(北壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+), t=6.81s)

b. 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

構造部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 8.5-26 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（せん断力）を図 8.5-37～図 8.5-40 に示す。

表 8.5-26 せん断破壊に対する照査

評価位置	解析ケース	地震動	発生せん断力 V (kN/m)	短期許容せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版	1	③	Sd-D2(++)	1227	0.15
西壁	2	③	Sd-D2(++)	1563	0.13
東壁	3	③	Sd-D2(++)	1563	0.17
南北壁	4	①	Sd-D2(-+)	944	0.06

注記*：評価位置は図 8.5-32 に示す。

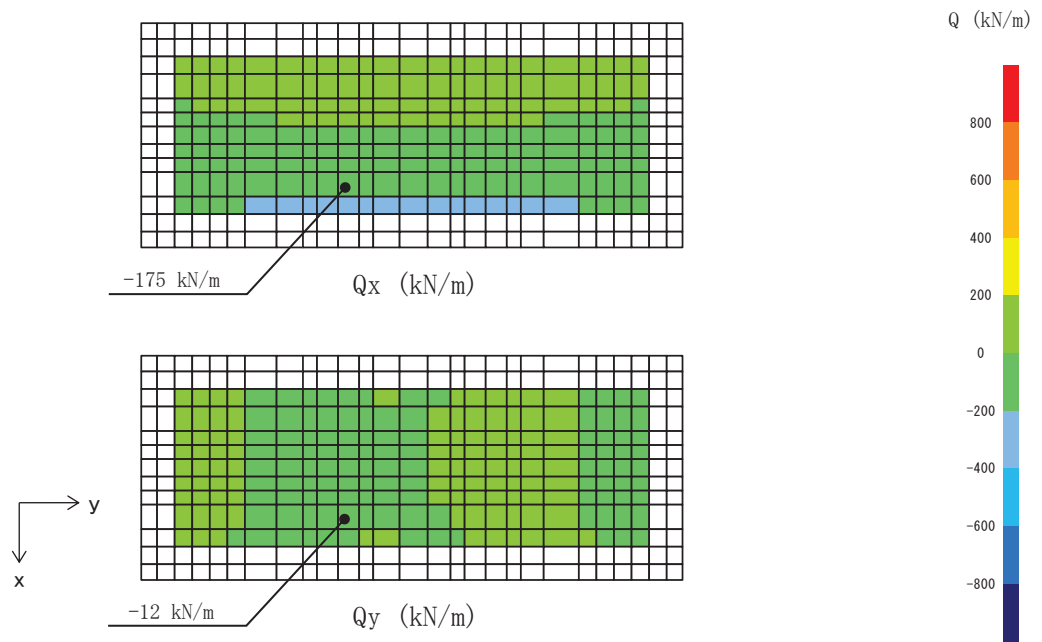


図 8.5-37 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(底版, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=20.37s)

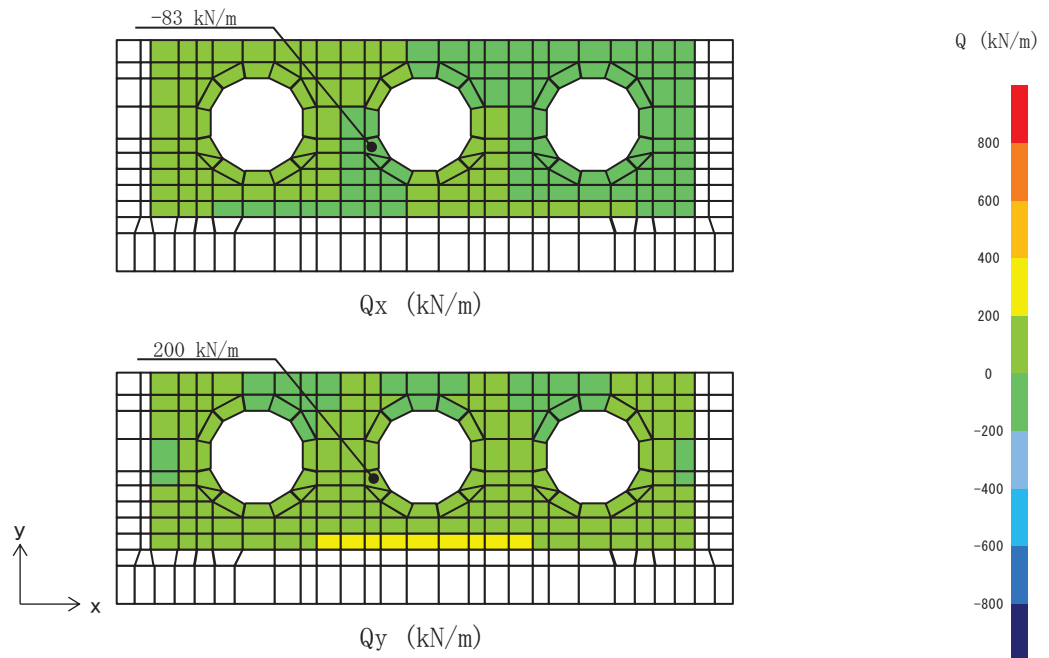


図 8.5-38 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(西壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=12.87s)

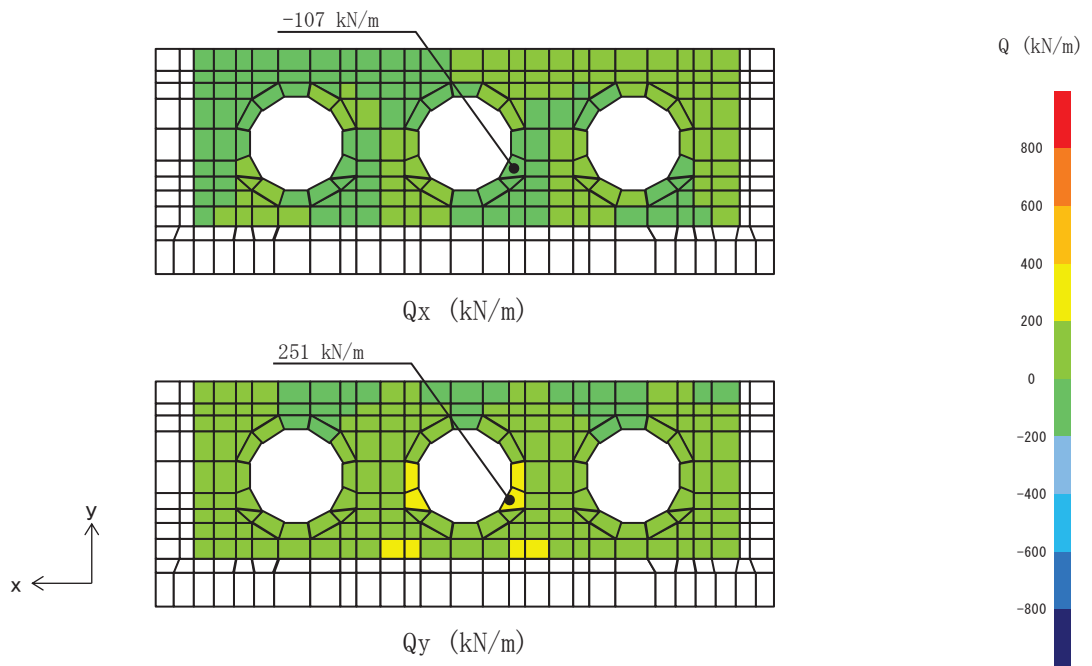


図 8.5-39 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(東壁, 解析ケース③, S d - D 2 (++) , t=20.37s)

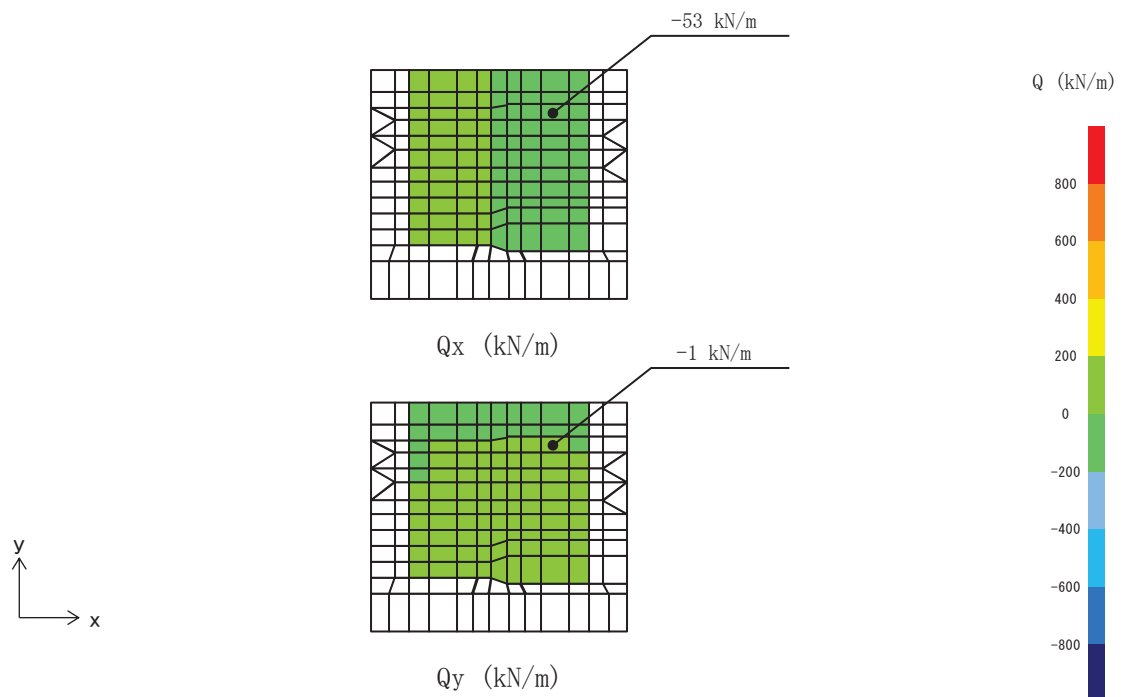


図 8.5-40 せん断破壊に対して最も厳しい照査値となる解析ケースの断面力分布図
(北壁, 解析ケース①, S d - D 2 (-+) , t=6.81s)

8.5.3 評価方法

出口側集水ピットの強度評価は、二次元動的解析により得られた応答値から、三次元構造解析モデルへ入力する荷重を算定する。

構造部材の健全性評価については、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能については、地震応答解析から算定した最大接地圧が、「8.4 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

9. 評価条件

「8. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 9-1 に示す。

表 9.1-1 強度評価に用いる条件（出口側集水ピット）

記号	定義	数値	単位	
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	2526.223	kN	
G	固定荷重（（扉体+戸当り）×3 基）	66.195	kN	
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	16.5	N/mm ²	
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.75	N/mm ²	
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の 短期許容せん断力	底版	1227	kN
		南北壁下方	944	kN
		南北壁上方	1150	kN
		東西壁上方	1975	kN
		東西壁下方	1563	kN
D	有効高さ（底版）	1.3	m	
D	有効高さ（壁）	1.0	m	
A_w	斜め引張鉄筋断面積（底版，東西南北壁下方）	9.6775	cm ²	
	斜め引張鉄筋断面積（東西南北壁上方）	12.9033	cm ²	
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度	294	N/mm ²	
s	斜め引張鉄筋間隔（底版，南北壁）	0.4	m	
	斜め引張鉄筋間隔（東西壁）	0.2	m	

10. 評価結果

10.1 構造部材の健全性に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 10.1-1 に示す。

表 10.1-1 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (EW方向・水平方向)		Y方向 (NS方向・鉛直方向)	
		配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)	配置鉄筋*1	芯かぶり*2 (mm)
底版	1500	D29@200(上側) D38@200(下側)	200	D29@200(上側) D29@200(下側)	200
南北壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D29@200	200
東西壁	1200	D38@150(上側) D38@200(下側)	200	D38@200(外側) D29@200(内側)	200

注記 *1：特記のない場合，上縁・下縁の配筋は同配筋とする。

*2：実配筋は，格子鉄筋となるため，2方向の芯かぶりは鉄筋径分異なるが，保守的に有効高さが小さくなる側の芯かぶりを2方向に適用する

10.1.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造部材の曲げ軸力に対する照査結果を表 10.1-2～表 10.1-3 に示す。また，出口側集水ピットの評価位置を図 8.5-28 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果，コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表10.1-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'c$ (N/mm ²)	短期許容 応力度 $\sigma'ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma'c/\sigma'ca$
①	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	139	-369	0.6	16.5	0.04
		西壁	2	20.37	-7	-1503	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	84	-1556	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	102	-221	0.7	16.5	0.05
	S d-D 2 (-+)	底版	1	6.81	242	-401	1.0	16.5	0.07
		西壁	2	12.87	-6	-1477	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	12.87	80	-1541	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	6.81	124	-299	0.8	16.5	0.05
②	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	132	-356	0.6	16.5	0.04
		西壁	2	20.37	-7	-1508	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	82	-1560	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	98	-211	0.6	16.5	0.04
③	S d-D 2 (++)	底版	1	12.87	147	-383	0.7	16.5	0.05
		西壁	2	20.37	-7	-1497	1.2	16.5	0.08
		東壁	3	20.37	86	-1552	1.6	16.5	0.10
		南北壁	4	12.87	106	-232	0.7	16.5	0.05

軸力：引張正

表10.1-3 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	曲げモー メント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σs (N/mm ²)	短期許容 応力度 σsa (N/mm ²)	照査値 $\sigma s/\sigma sa$
①	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-76	-60	11.0	294	0.04
		西壁	2	12.87	-77	252	38.9	294	0.14
		東壁	3	20.37	-64	259	36.8	294	0.13
		南北壁	4	20.37	20	48	8.5	294	0.03
	S d-D 2 (-+)	底版	1	6.81	242	-403	-11.4	294	0.04
		西壁	2	12.87	-4	372	33.6	294	0.12
		東壁	3	12.87	-58	260	35.6	294	0.13
		南北壁	4	6.81	19	29	11.4	294	0.04
②	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-76	-59	11.2	294	0.04
		西壁	2	12.87	-74	252	38.3	294	0.14
		東壁	3	20.37	-62	260	36.4	294	0.13
		南北壁	4	20.37	20	49	8.5	294	0.03
③	S d-D 2 (++)	底版	1	20.37	-76	-60	11.0	294	0.04
		西壁	2	12.87	-81	252	39.7	294	0.14
		東壁	3	20.37	-67	257	37.4	294	0.13
		南北壁	4	20.37	25	40	8.7	294	0.03

軸力：引張正

10.1.2 せん断破壊に対する評価結果

構造部材のせん断破壊に対する各部材での最大照査値について、表 10.1-4 に解析ケース・地震動ごとに示す。全ケースにおいて、出口側集水ピットの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表10.1-4 せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動 (位相)	評価位置		照査 時刻 (s)	照査用 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (N/mm ²)	照査値 V/V _a
①	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	173	1227	0.15
		西壁	2	12.87	193	1563	0.13
		東壁	3	20.37	244	1563	0.16
		南北壁	4	12.87	51	944	0.06
	S d - D 2 (-+)	底版	1	12.87	162	1227	0.14
		西壁	2	6.81	187	1563	0.12
		東壁	3	12.87	228	1563	0.15
		南北壁	4	6.81	54	944	0.06
②	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	170	1227	0.14
		西壁	2	12.87	186	1563	0.12
		東壁	3	20.37	239	1563	0.16
		南北壁	4	12.87	50	944	0.06
③	S d - D 2 (++)	底版	1	20.37	176	1227	0.15
		西壁	2	12.87	200	1563	0.13
		東壁	3	20.37	251	1563	0.17
		南北壁	4	12.87	52	944	0.06

10.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 10.2-1 に示す。最大接地圧分布図を図 10.2-1 に示す。

出口側集水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 10.2-1 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	基準地震動	位相	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S d - D 2	(++)	0.5	13.7	0.04
		(-+)	0.5		0.04
②		(++)	0.5		0.04
③		(++)	0.5		0.04

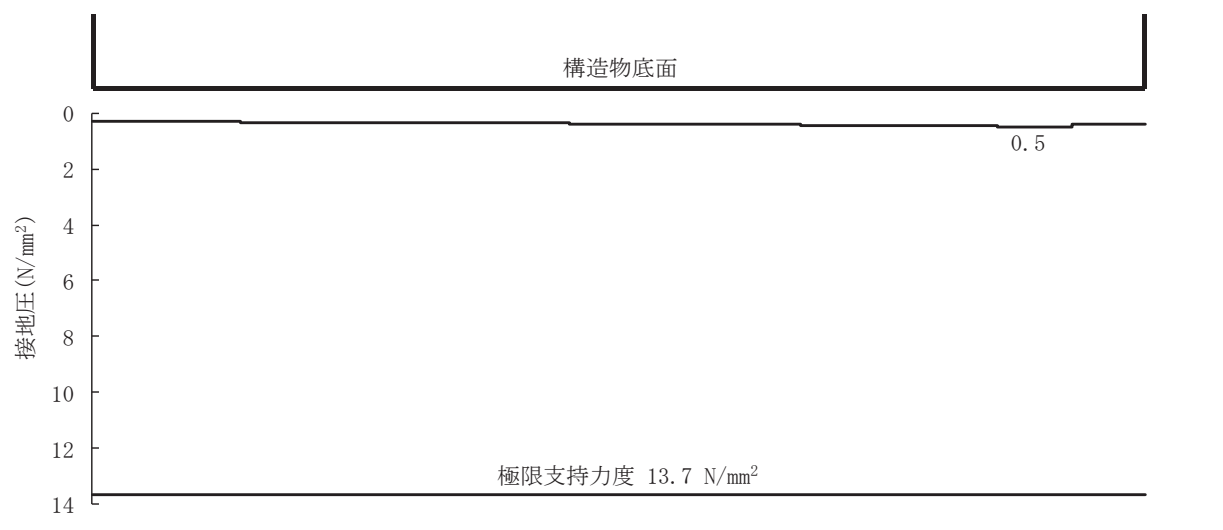


図 10.2-1 東西方向断面の最大接地分布図
(解析ケース③, S d - D 2 (++))

(参考資料 1) 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の構造詳細について

1. 構造概要

防潮堤の南側に位置する 3 本の屋外排水路に対して、それぞれ屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) を設置する。各屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) は、鋼製の扉体 (スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ (吊りピン含む) 及びヒンジ取付けボルト)、固定部 (ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、戸当り及びアンカーボルト) で構成される。

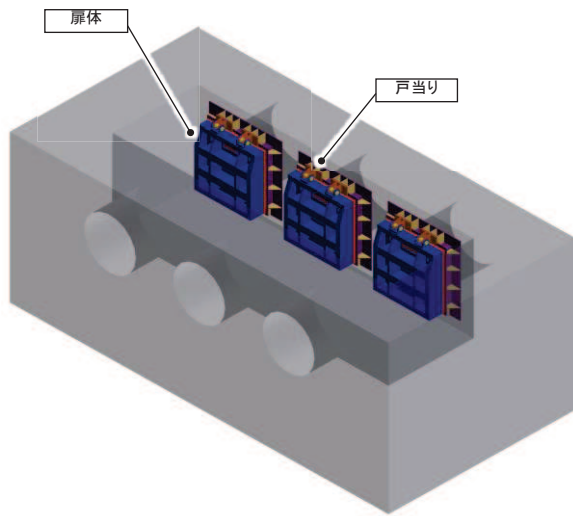
扉体及び固定部で構成される屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) は、出口側集水ピット (鉄筋コンクリート製) にアンカーで固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

なお、出口側集水ピットは地中に設置することから、屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) 及び出口側集水ピットには漂流物は衝突しない。

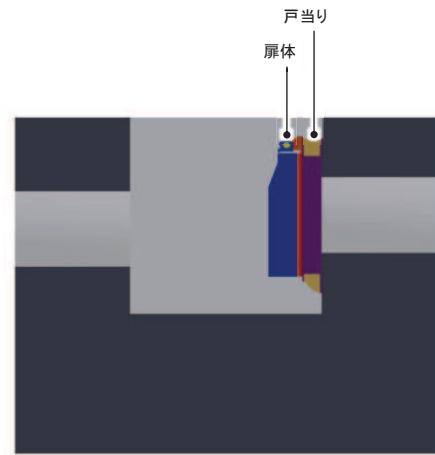
屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤南側) の使用材料を表 1-1 に、構造概要を図 1-1 に示す。

表 1-1 使用材料

部位	材質	仕様
扉体	スキンプレート	SUS304 板厚 25mm
	主桁	SUS304 BC-200x100x16/20(1 段目) BH-300x150x16/20(2, 3 段目) BC-300x150x16/20(4 段目)
	補助縦桁	SUS304 BH-200x50x9/16(主桁 1-2 段目間) BH-300x50x9/16(その他)
	側部縦桁	SUS304 BC-300x100x16/20
	ヒンジ (吊りピン)	SUS304 φ 50mm
扉体及び固定部	ヒンジ (プレート)	SUS304 板厚 20mm
	ヒンジ取付けボルト	SUS304 M20
固定部	戸当り	SUS304 板厚 12mm
	戸当り部コンクリート	コンクリート 設計基準強度 30N/mm ²
	アンカーボルト	SUS304 M20



(鳥瞰図)



(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

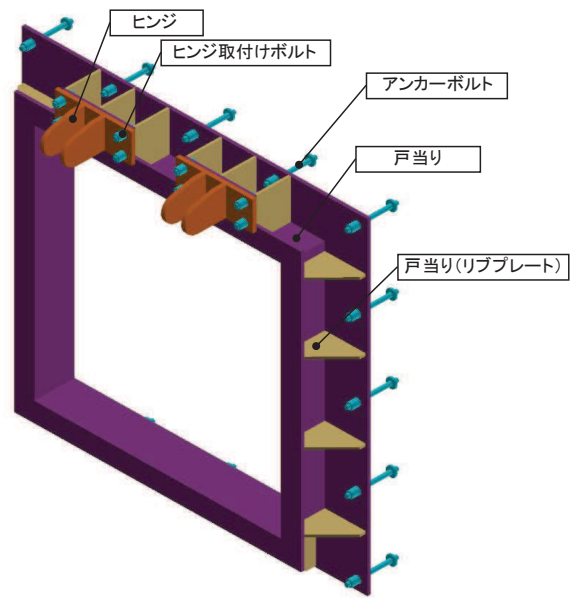
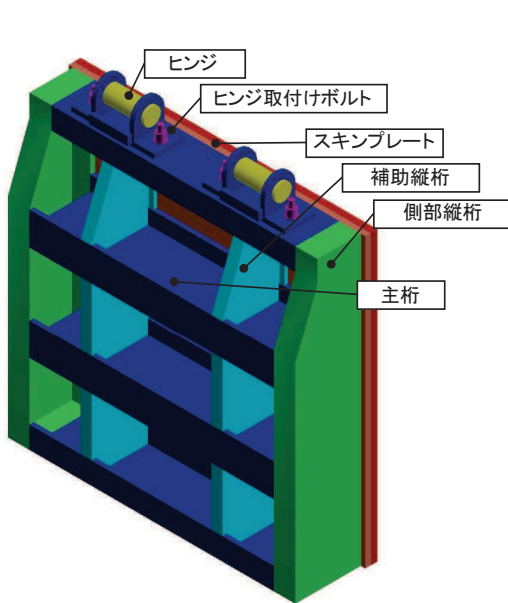


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

2. 扉体

扉体部の詳細を図 2-1 に示す。

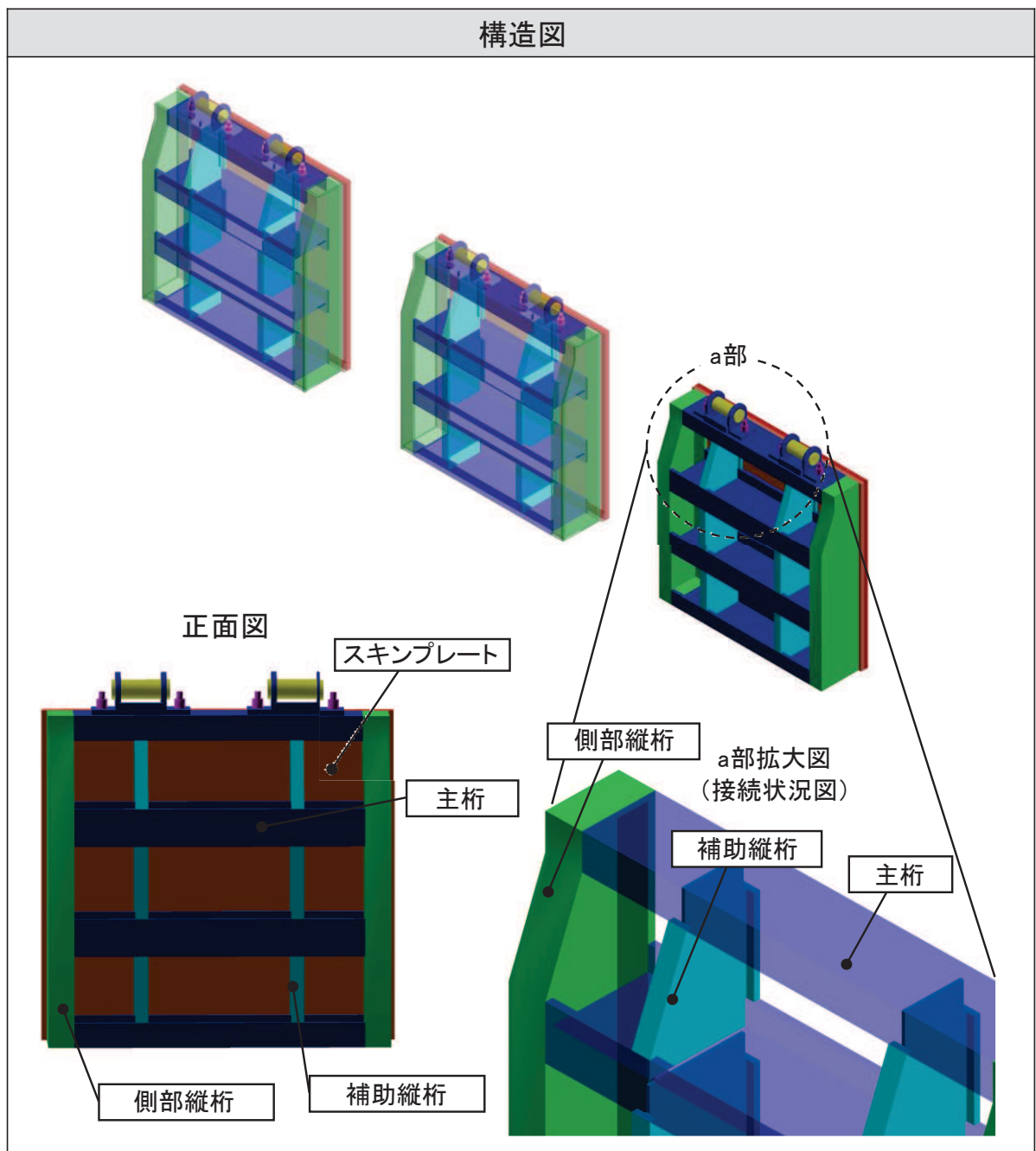


図 2-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち扉体部の構造図

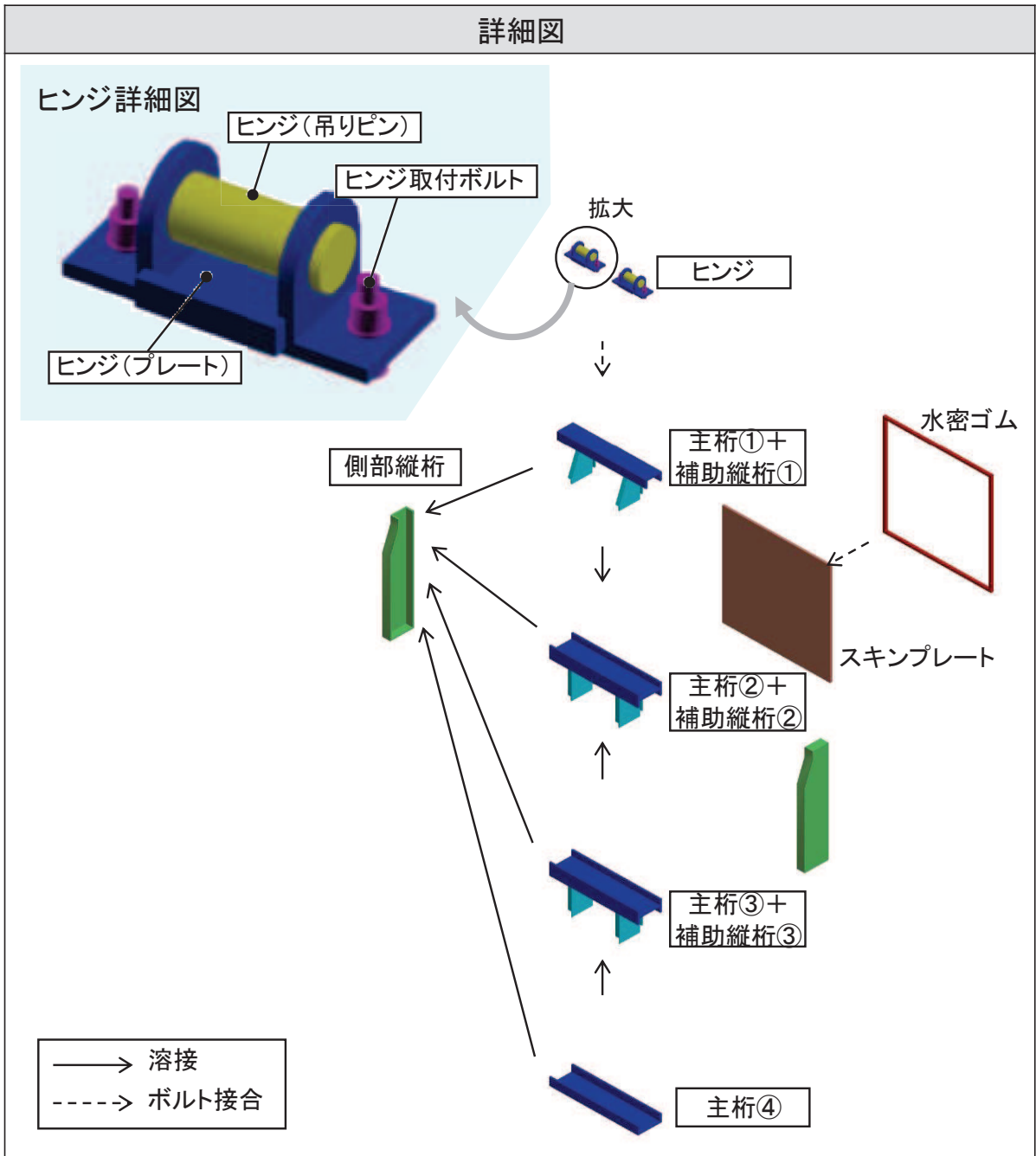


図 2-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち扉体部の詳細図

3. 固定部

固定部の詳細を図 3-1 に、止水性確保の考え方を図 3-2 に示す。

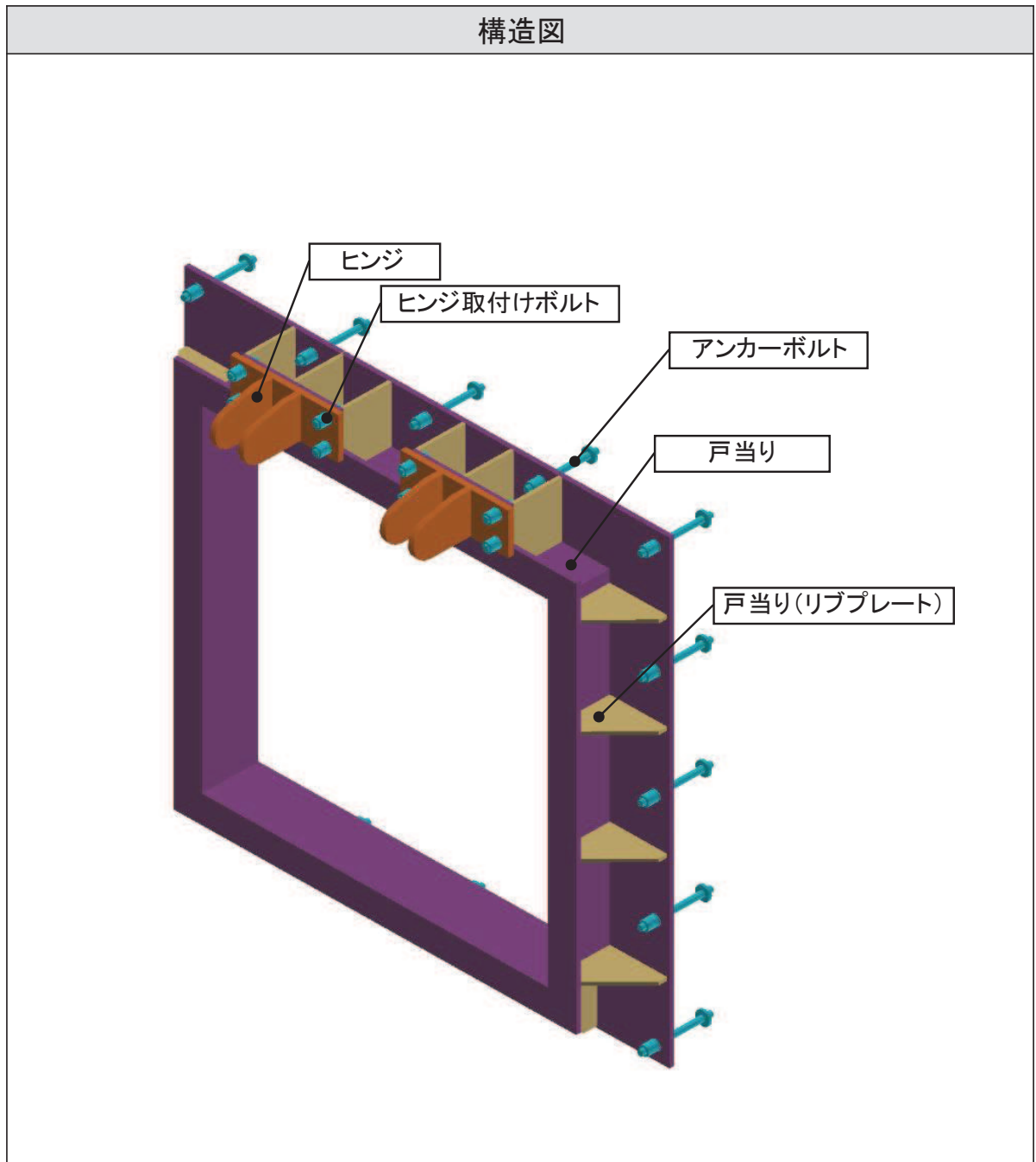


図 3-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち固定部の構造図

詳細図

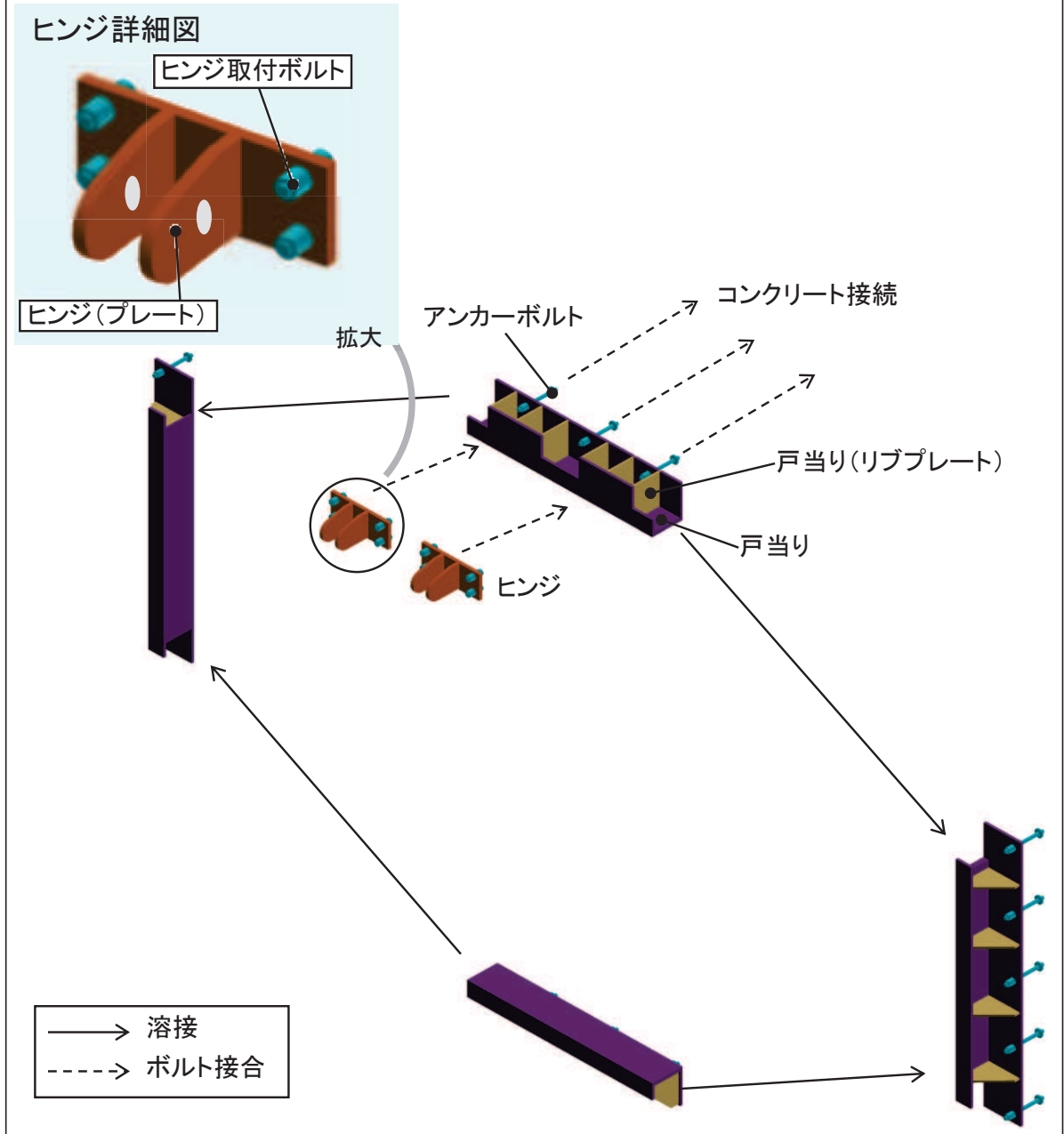


図 3-1(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち固定部の詳細図

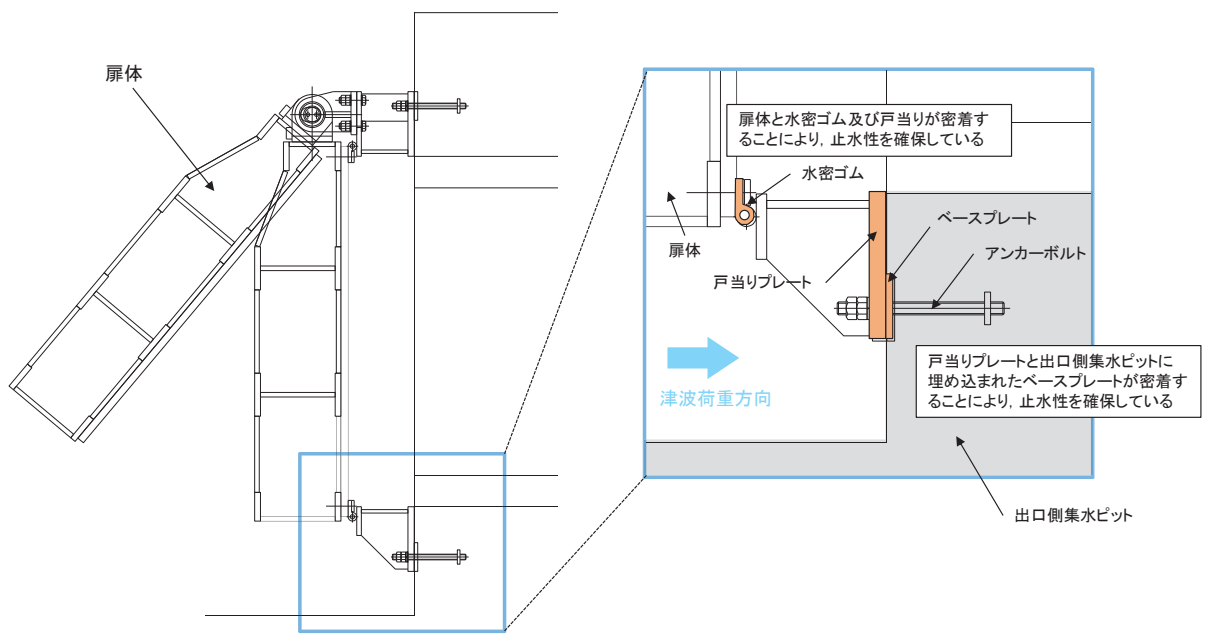


図 3-2 止水性確保の考え方

4. 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）の荷重伝達経路を図 4-1 に示す。

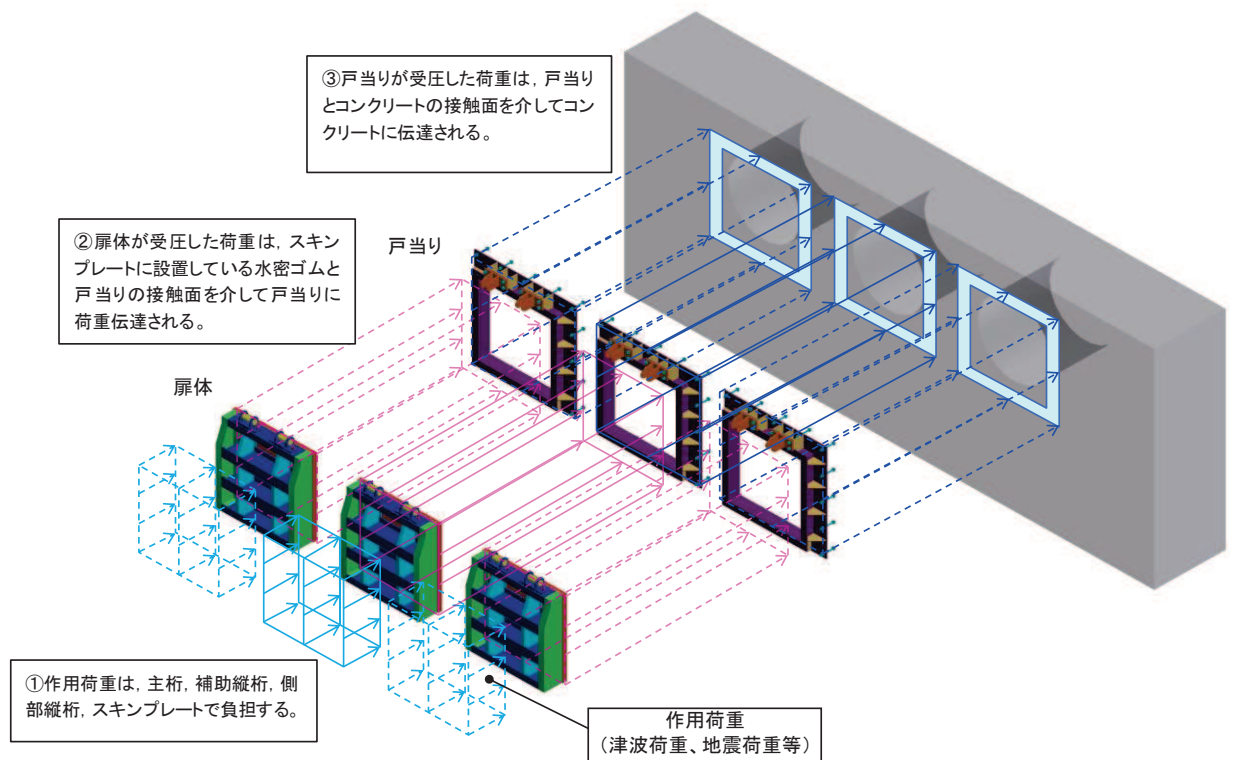


図 4-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）のうち逆流防止設備の荷重伝達経路

(参考資料 2) 寸法の小さい漂流物が衝突する場合の影響検討

1. 概要

「4.3 漂流物による衝突荷重について（参考 1）屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）について」に示すとおり，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）については，防潮堤よりも海側に位置しているが，地中（岩盤内）の集水ピット内に設置される。そのため，漂流物が衝突しにくい構造となっており，漂流物は入力津波水位（O.P.+24.4m）と同時に衝突することはないことから，漂流物による衝突荷重を考慮しないこととしている。

一方，屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）に漂流物は衝突しないと考えられるものの，寸法の小さな漂流物が集水ピットに流入する可能性があることから，念のため寸法の小さな漂流物が衝突する場合の影響検討を行う。

2. 検討内容

2.1 検討部位

検討部位は，寸法の小さな漂流物の衝突による影響が大きいスキンプレートとする。スキンプレートの構造図を図 2-1 に示す。

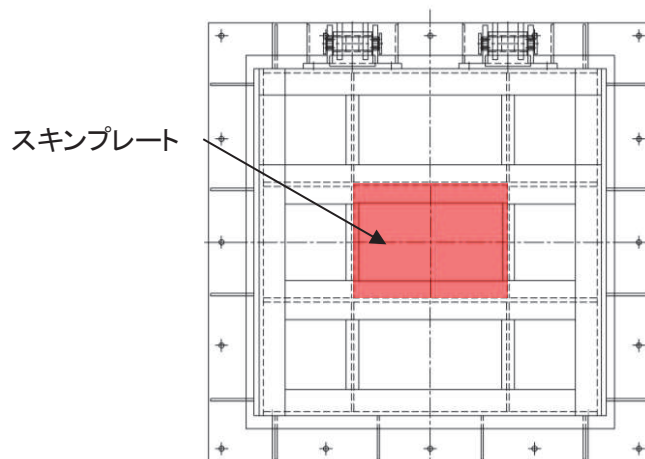


図 2-1 スキンプレートの構造図

2.2 検討条件

寸法の小さな漂流物の衝突荷重については、「4.3 漂流物による衝突荷重について（参考1）屋外排水路逆流防止設備（防潮堤南側）について」に示す衝突荷重のうち、最大となる 25kN（木片，松富（1999））とする。算定した寸法の小さな漂流物による衝突荷重の一覧を表 2-1 に，衝突速度の検討概要を図 2-2 に示す。

表 2-1 寸法の小さな漂流物による衝突荷重の算定

種類	質量 (kg)	適用式	衝突速度 (m/s)	衝突荷重 (kN)
木片	3* ¹ (4.5)* ²	FEMA (2012)	4.8 (2.5)* ²	24 (16)* ²
		松富 (1999)	<u>4.8</u> (2.5)* ²	<u>25</u> (15)* ²
		有川 (2010)	4.8 (2.5)* ²	17 (10)* ²

注記*1：直径5cm，長さ145cmの木片に，浮遊する限界の単位体積重量1g/cm³を用いた場合，約2.85kgであり，図2-2のケース①（木片長さ152cm）とした場合でも約2.99kgであるため，3kgと設定した。

*2：図2-2のケース②（木片長さ229cm）とした場合では約4.50kgで，衝突速度は2.5m/s。

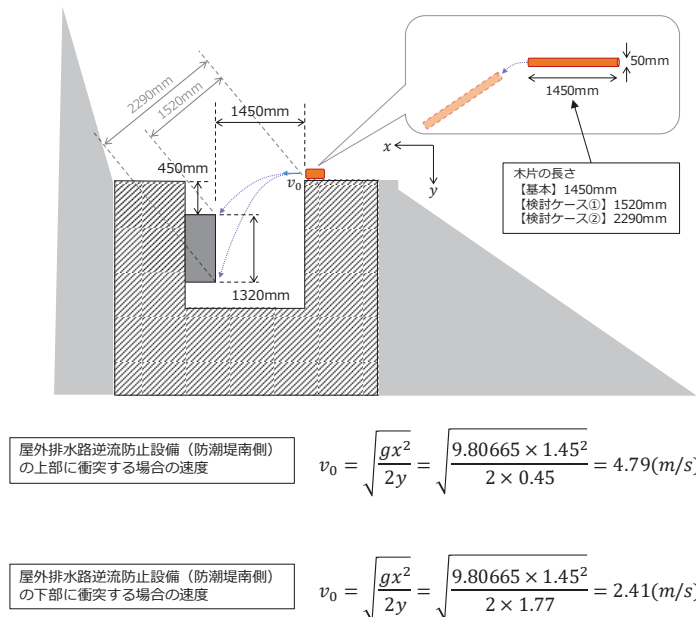


図 2-2 衝突速度の検討

2.3 検討方法

スキンプレートについて、寸法の小さな漂流物による衝突荷重が集中荷重として作用する単純梁としてモデル化し、発生する曲げ応力度が許容限界以下であることを確認する。スキンプレートのモデル図を図 2-3 に示す。

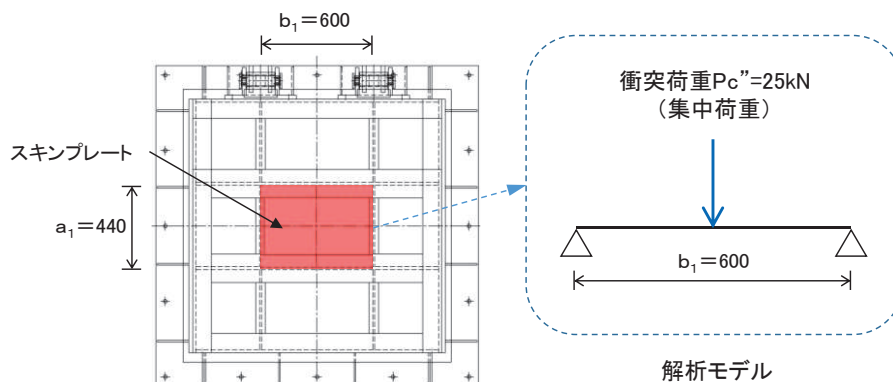


図 2-3 スキンプレートのモデル図

3. 検討結果

検討結果を表 3-1 に示す。寸法の小さな漂流物が衝突する場合においても、スキンプレートの健全性が確保されることを確認した。

表 3-1 検討結果

評価部位	評価応力	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	82	154	0.54

6.5 浸水防止設備に関する補足説明

6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明

6.5.1.3 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	7
2.4	適用基準	9
2.5	記号の説明	10
3.	評価部位	15
3.1	荷重伝達経路	15
3.2	評価部位	17
3.3	評価方向の整理	19
4.	固有周期	20
4.1	固有周期の計算方法	20
4.1.1	閉門時	20
4.1.2	開門時	21
4.2	固有周期の計算結果	22
5.	構造強度評価	23
5.1	構造強度評価方法	23
5.2	荷重及び荷重の組合せ	23
5.2.1	荷重の設定	23
5.2.2	荷重の組合せ	23
5.3	許容限界	25
5.4	設計用地震力	30
5.5	計算方法	34
5.6	計算条件	71
5.7	応力計算	74
6.	評価結果	145
7.	出口側集水ピットの強度評価	148
7.1	出口側集水ピットの構造概要	148
7.2	評価方針	151
8.	地震応答解析	153
8.1	地震時荷重算出断面	153

8.2	解析方法	154
8.2.1	地震応答解析手法	154
8.2.2	構造部材	154
8.2.3	材料物性及び地盤物性のばらつき	155
8.2.4	減衰定数	155
8.2.5	地震応答解析の検討ケースの選定	156
8.3	荷重及び荷重の組合せ	158
8.3.1	耐震評価上考慮する状態	158
8.3.2	荷重	158
8.3.3	荷重の組合せ	160
8.4	入力地震動	161
8.5	解析モデル及び諸元	177
8.5.1	解析モデル	177
8.5.2	使用材料及び材料の物性値	183
8.5.3	地盤の物性値	183
8.6	地震応答解析結果	189
8.6.1	解析ケースと照査値	189
8.6.2	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	194
8.6.3	作用荷重分布図	196
8.6.4	最大加速度分布図	199
9.	三次元構造解析	216
9.1	評価対象部材	216
9.2	解析方法	216
9.3	解析モデル及び諸元	217
9.4	照査時刻	224
9.5	入力荷重	225
9.5.1	慣性力	226
9.5.2	地震時増分土圧及び周面せん断土圧	228
10.	耐震評価	229
10.1	許容限界	229
10.1.1	構造部材の健全に対する許容限界	229
10.2	評価方法	230
10.3	三次元構造解析結果	230
11.	評価結果	232
11.1	構造部材の断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	232
11.2	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	239
11.3	構造部材の健全性に対する評価結果	243
11.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	243

11.3.2 せん断破壊に対する評価結果	248
11.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	250

(参考資料1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造詳細について

(参考資料2) 戸当りアンカーボルトの耐震評価

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）が設置される出口側集水ピットは耐震重要度分類Sクラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、地震応答解析に基づく構造部材健全性評価を行う。

なお、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の設置位置を図 2.1-1 に示す。

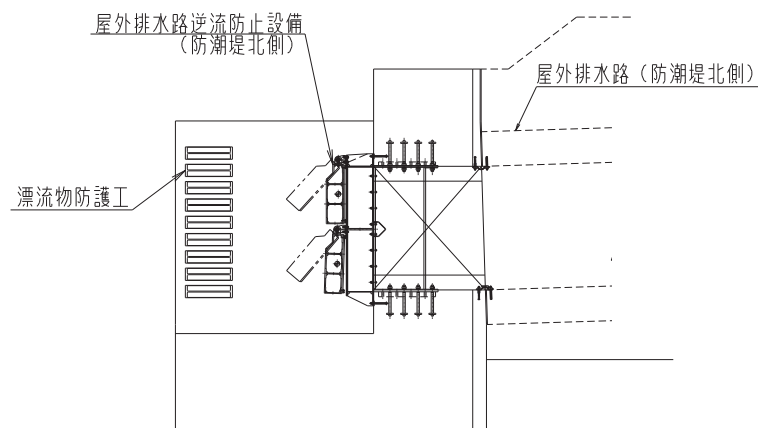
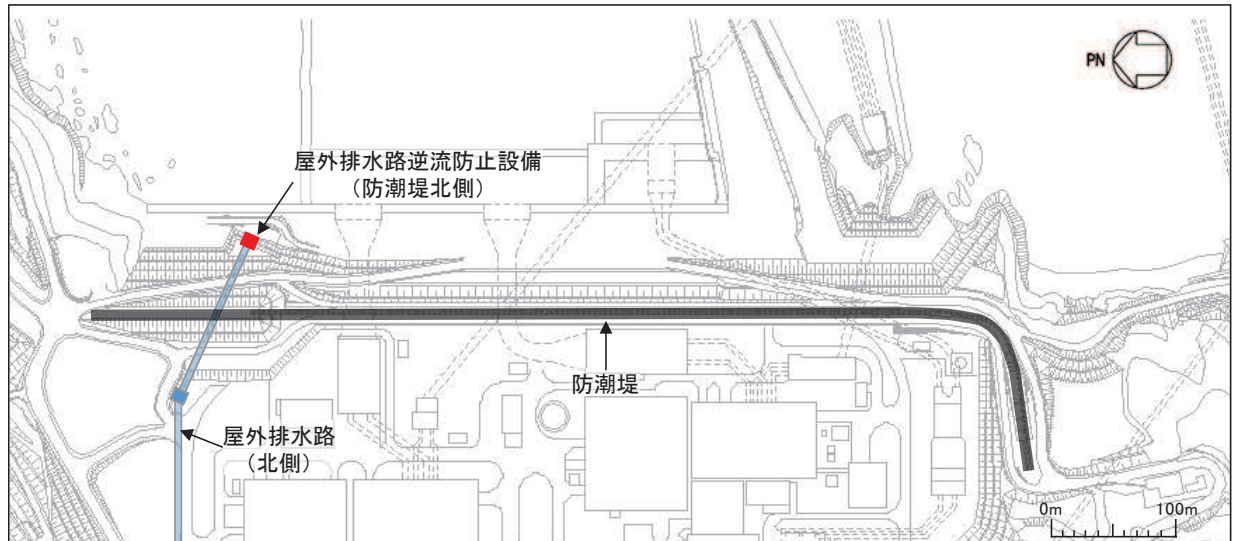


図 2.1-1 屋外排水路逆流防止設備の設置位置

2.2 構造計画

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、4門の鋼製の扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

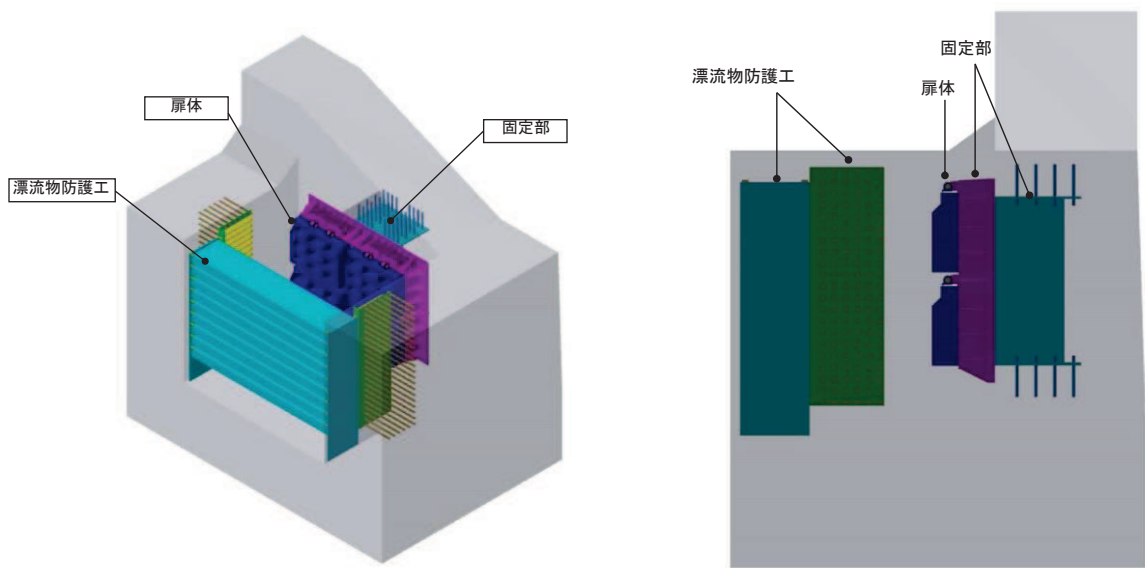
扉体、固定部及び漂流物防護工で構成される屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、防潮堤（盛土堤防）に設置された出口側集水ピット（鉄筋コンクリート製）にアンカーで固定し、屋外排水路を経由した津波の流入を防止する。また、扉体に作用する荷重は、アンカーを介して鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

なお、扉体と戸当り間は扉体側に止水ゴム（P型ゴム）を設置し、戸当りと出口側集水ピット間は戸当りプレートにより一体化を講じることで、構造境界部における止水性を確保する。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造概要を表 2.2-1 及び図 2.2-1 に示す。また、屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造詳細を参考資料 1 に示す。

表 2.2-1 構造計画（屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>本体はアンカーを介して出口側集水ピットに固定する。</p>	<p>4門の鋼製の扉体（スキムプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む）及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工により構成する。</p>	



(鳥瞰図)

(側面図)

図 2.2-1(1) 構造概要図 (鳥瞰図, 側面図)

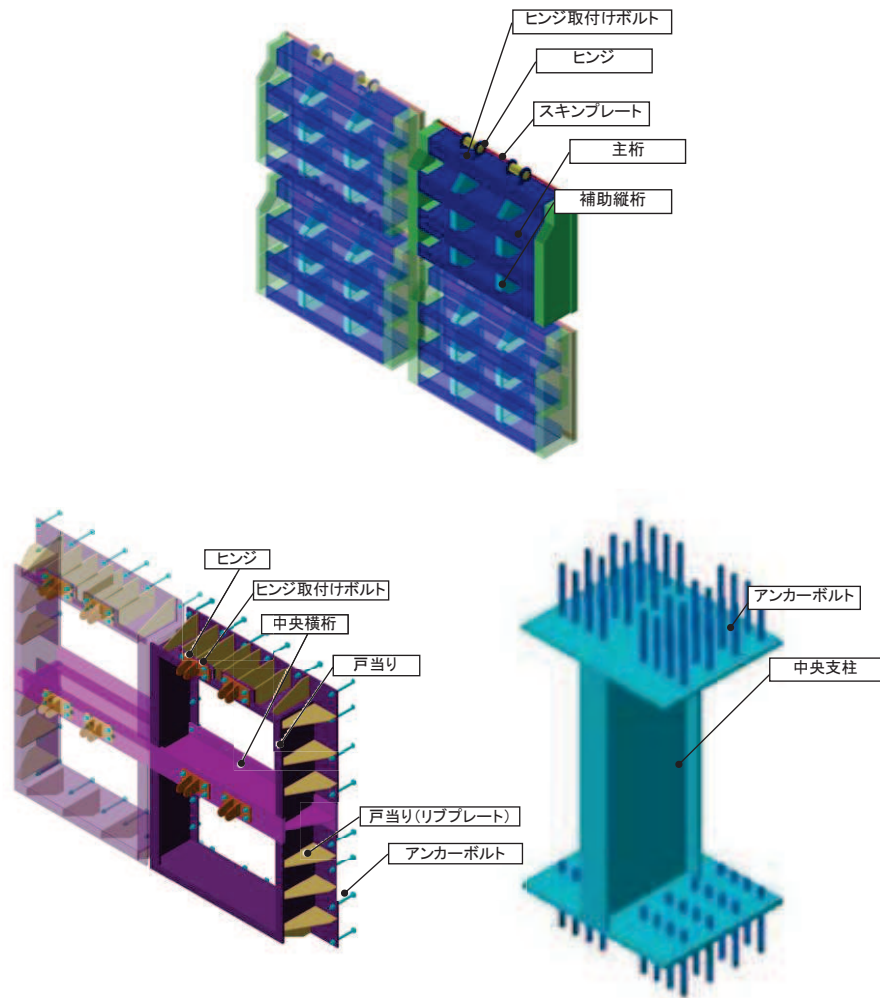


図 2.2-1(2) 構造概要図 (扉体及び固定部)

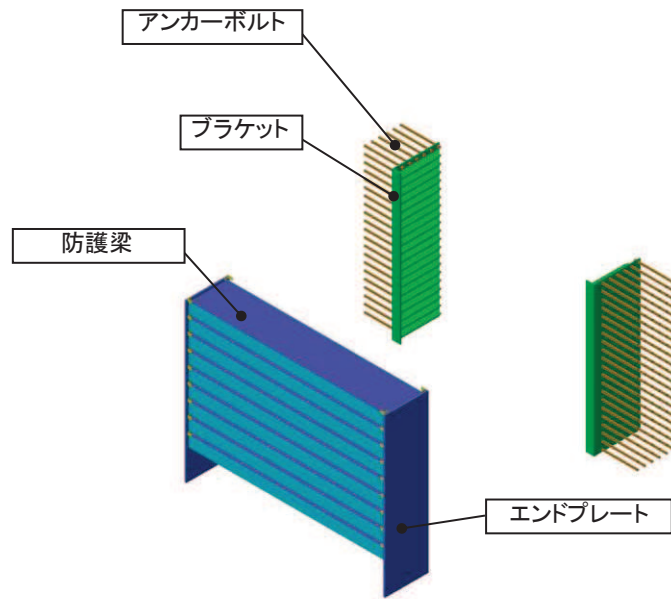


図 2.2-1(3) 構造概要図 (漂流物防護工)

2.3 評価方針

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の構造を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する評価部位において、設計用地震力による応力等が許容限界以下であることを、「5. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価項目を表 2.3-1 に、耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	扉体	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		固定部	曲げ軸力、せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

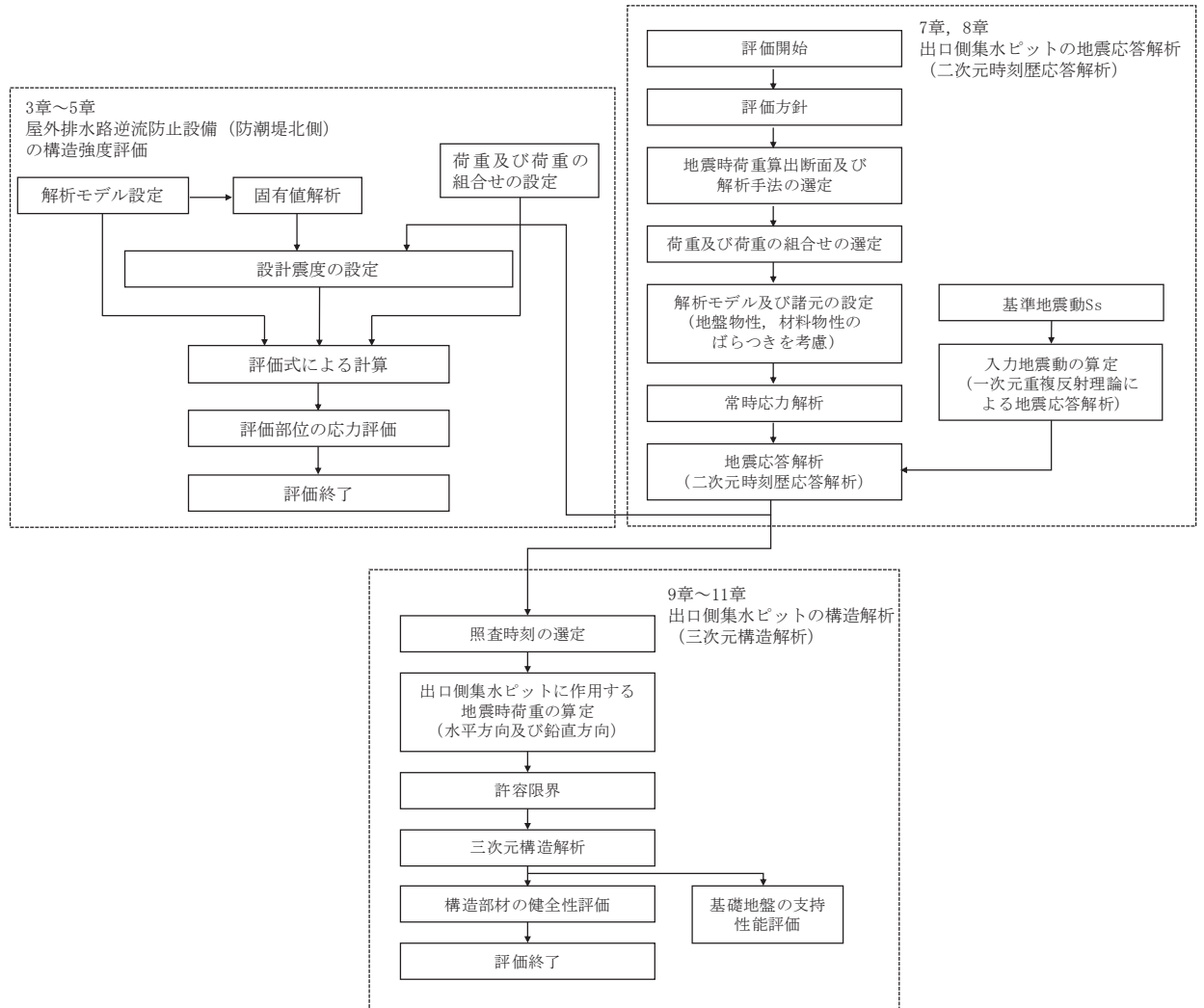


図 2.3-1 耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補一
1984 (日本電気協会)
- (2) 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)
- (3) 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 (日本電気協会)
- (4) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (5) 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)
- (6) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)
- (7) 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)
- (8) 構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
耐震重要度分類	原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補一-1984 (日本電気協会)	
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] (2002 年) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 -2008 機械構造用合金鋼鋼材	—
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] (2002 年)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	扉体 水門鉄管技術基準 水門扉編 ((社) 水門鉄管協会, 平成 31 年)	曲げ軸力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認。 せん断力に対する照査は，発生応力または発生せん断力が，短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認。
	固定部 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (平成 14 年 3 月) 各種合成構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会, 平成 22 年)	
	出口側集水ピット コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (2002 年)	
地震応答解析	構造力学公式集 (土木学会, 1988 年)	扉体及び固定部の固有値解析
	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)	有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

2.5 記号の説明

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号を表 2.5-1 に、応力評価に用いる記号を表 2.5-2 にそれぞれ示す。

表 2.5-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の断面二次モーメント	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2.5-2(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
G	固定荷重（扉体の自重）	N
K _H	基準地震動 S _s による水平方向の設計震度	—
K _V	基準地震動 S _s による鉛直方向の設計震度	—
A ₁	扉体面積	mm ²
W ₀	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレートの辺長比 (b ₁ /a ₁) による係数	—
a ₁	スキンプレートの短辺	mm
b ₁	スキンプレートの長辺	mm
P ₁	スキンプレートに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレートの板厚	mm
W	各主桁に作用する等分布荷重	N/mm
P ₂	主桁に作用する単位面積当たりの荷重	N/mm ²
L ₂	主桁支間長	mm
Z ₂	各主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	各主桁のせん断抵抗断面積	mm ²
p	補助縦桁に作用する各区画の平均荷重	N/mm ²
ℓ	補助縦桁の主桁間隔	mm
Z ₃	補助縦桁の断面係数	mm ³
A _{w3}	補助縦桁のせん断抵抗断面積	mm ²

表 2.5-2(2) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
W_4	中央支柱に作用する荷重	N
P_4	中央支柱に作用する単位面積当たりの荷重	N/mm^2
L_4	中央支柱固定高	mm
B	扉体幅	mm
H	扉体高	mm
FH	水平地震力	kN
FV	鉛直地震力	kN
Z_4	中央支柱の断面係数	mm^3
A_{w4}	中央支柱のせん断抵抗断面積	mm^2
M_4	中央支柱両端に生じる曲げモーメント	$N \cdot mm$
S_4	中央支柱両端に生じるせん断力	N
F_1	アンカーボルト①が負担する引張荷重	N
F_2	アンカーボルト②が負担する引張荷重	N
F_3	アンカーボルト③が負担する引張荷重	N
P_4	アンカーボルト 1 本に作用する最大引張力	N
Q_4	アンカーボルト 1 本に作用するせん断力	N
n_4	アンカーボルトの本数	本
W_5	中央横桁に加わる地震による荷重	N
L_o	支圧板中心間	mm
B_5	水密幅	mm
L_5	中央横桁の支間長	mm
Z_5	中央横桁の断面係数	mm^3
A_{w5}	中央横桁のせん断抵抗断面積	mm^2

表 2.5-2(3) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

L_6	ヒンジ（吊りピン）支間長	mm
B_6	ヒンジ（吊りピン）受圧幅	mm
P_6	ヒンジ（吊りピン）に作用する荷重	N
Z_6	ヒンジ（吊りピン）の断面係数	mm^3
A_6	ヒンジ（吊りピン）の断面積	mm^2
P_7	ヒンジ（プレート）に作用する荷重	N
A_{h7}	ヒンジ（プレート）の最薄部の断面積	mm^2
M_7	ヒンジ（プレート）下端部に作用する曲げモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
P_{H7}	ヒンジ（プレート）の水平地震荷重	N
L_7	ヒンジ（プレート）の断面係数	mm^3
A_P	支圧抵抗断面積	mm^2
A_{b8}	取付けボルトの断面積	mm^2
P_{W8}	自重荷重	N
P_{V8}	鉛直地震力	N
P_{H8}	水平地震力	N
P_9	戸当りへ作用する荷重	N
L_s	扉体幅	mm
L_c	戸当り支圧部の板厚	mm
q	戸当りへ作用する水平地震力	N
L_x	戸当り横幅	mm
L_y	戸当り縦幅	mm
b_{w1}	上部戸当り支圧幅	mm
b_{w2}	側部戸当り支圧幅	mm
b_{w3}	下部戸当り支圧幅	mm
b_{w4}	中央支柱の戸当り支圧幅	mm
ℓ_x	支圧板中心横幅	mm
ℓ_y	支圧板中心縦幅	mm
b_w	支圧幅	mm
S	戸当り幅	mm

表 2.5-2(4) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

記号	定義	単位
P_{bh1}	防護梁に作用する水平荷重	N
L_{b1}	防護梁のスパン長	Mm
Z_{bh1}	防護梁の水平（強軸）方向の断面係数	mm^3
A_{wbh1}	防護梁の水平（強軸）方向のせん断抵抗断面積	mm^2
P_{bv1}	防護梁に作用する鉛直荷重	N/mm
Z_{bv1}	防護梁の鉛直（弱軸）方向の断面係数	mm^3
A_{wbv1}	防護梁の鉛直（弱軸）方向のせん断抵抗断面積	mm^2
P_{10}	エンドプレート下端の鉛直荷重	N
A_{10}	エンドプレート下端の断面積	mm^2
P_{b2}	ブラケットに作用する水平力	N
ℓ_{b2}	側壁からエンドプレート中心までの長さ	mm
Z_{b2}	ブラケットの断面係数	mm^3
A_{wb2}	ブラケットのせん断抵抗断面積	mm^2
T	受け台に作用する引張力	N
a	側壁からつなぎ材ボルト中心までの長さ	mm
Z_c	受け台プレートの断面係数	mm^3
P_{b3}	つなぎ材プレートに作用する水平力	N
ℓ_{b3}	エンドプレートからボルト中心までの長さ	mm
Z_{b3}	つなぎ材プレートの断面係数	mm^3
A_{b3}	つなぎ材プレートの断面積	mm^2
B_p	つなぎ材プレートの有効プレート幅	mm
t_p	つなぎ材プレートのプレート厚さ	mm
P_d	つなぎ材ボルトに作用する引張力	N
A_d	つなぎ材ボルトの有効断面積	mm^2

表 2.5-2(5) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の応力評価に用いる記号

P_{b4}	アンカーボルト 1 本の引張力	N
P_{b4a}	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力 (N)	N
P_{b4b}	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本の引張力	N
M_{b4a}	衝突荷重以外の荷重により生じる曲げモーメント	N・mm
M_{b4b}	衝突荷重により生じる曲げモーメント	N・mm
q_{b4}	アンカーボルト 1 本のせん断力	N
q_{b4a}	衝突荷重以外の荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	N
q_{b4b}	衝突荷重によるアンカーボルト 1 本のせん断力	N
Q_{b4a}	衝突荷重以外の荷重により生じるせん断力	N
Q_{b4b}	衝突荷重により生じるせん断力	N
Z_{b4}	アンカーボルト群 1 列の断面係数	mm
n	アンカーボルト群 1 列の本数	本

3. 評価部位

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ（吊りピン含む））及びヒンジ取付けボルト）、固定部（ヒンジ、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及びアンカーボルト）及び漂流物防護工で構成され、漂流物防護工により扉体及び固定部には漂流物が衝突しない構造とする。

3.1 荷重伝達経路

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の荷重伝達経路を図 3.1-1 に示す。

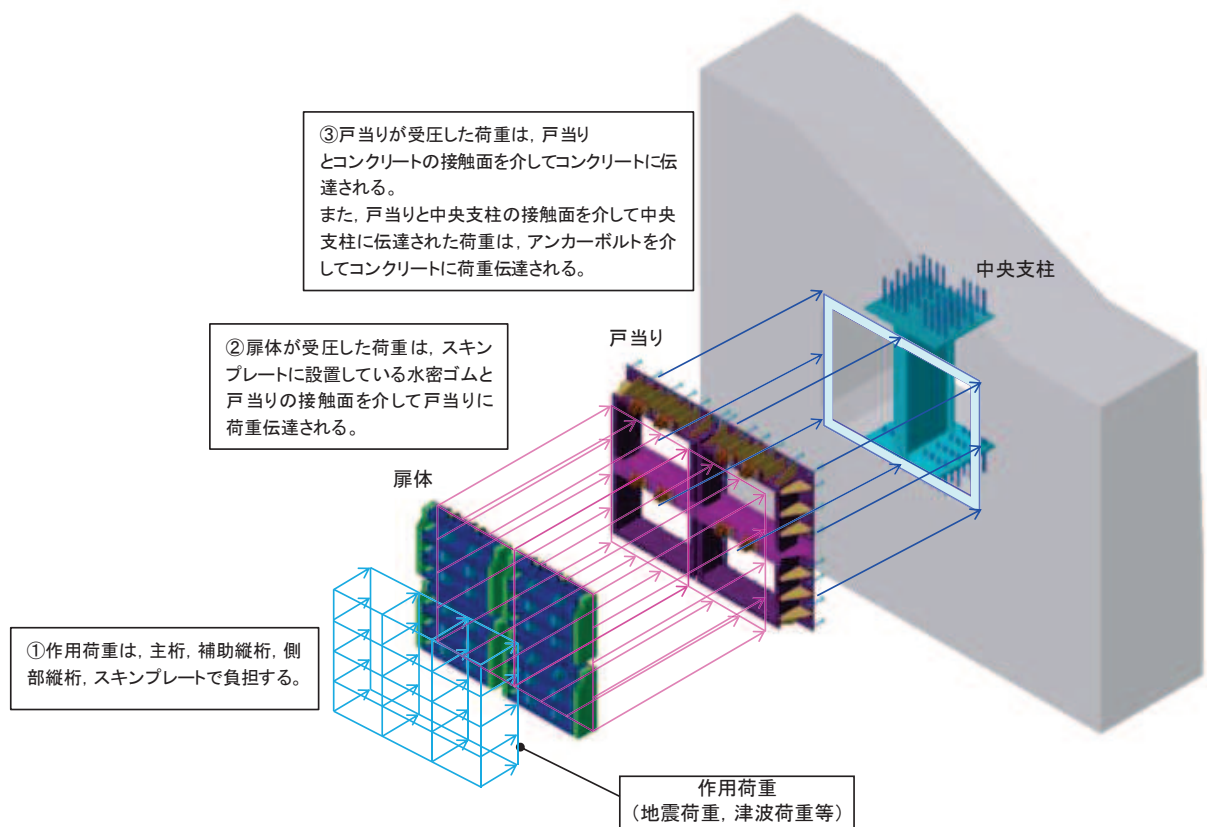


図 3.1-1(1) 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）のうち逆流防止設備の荷重伝達経路

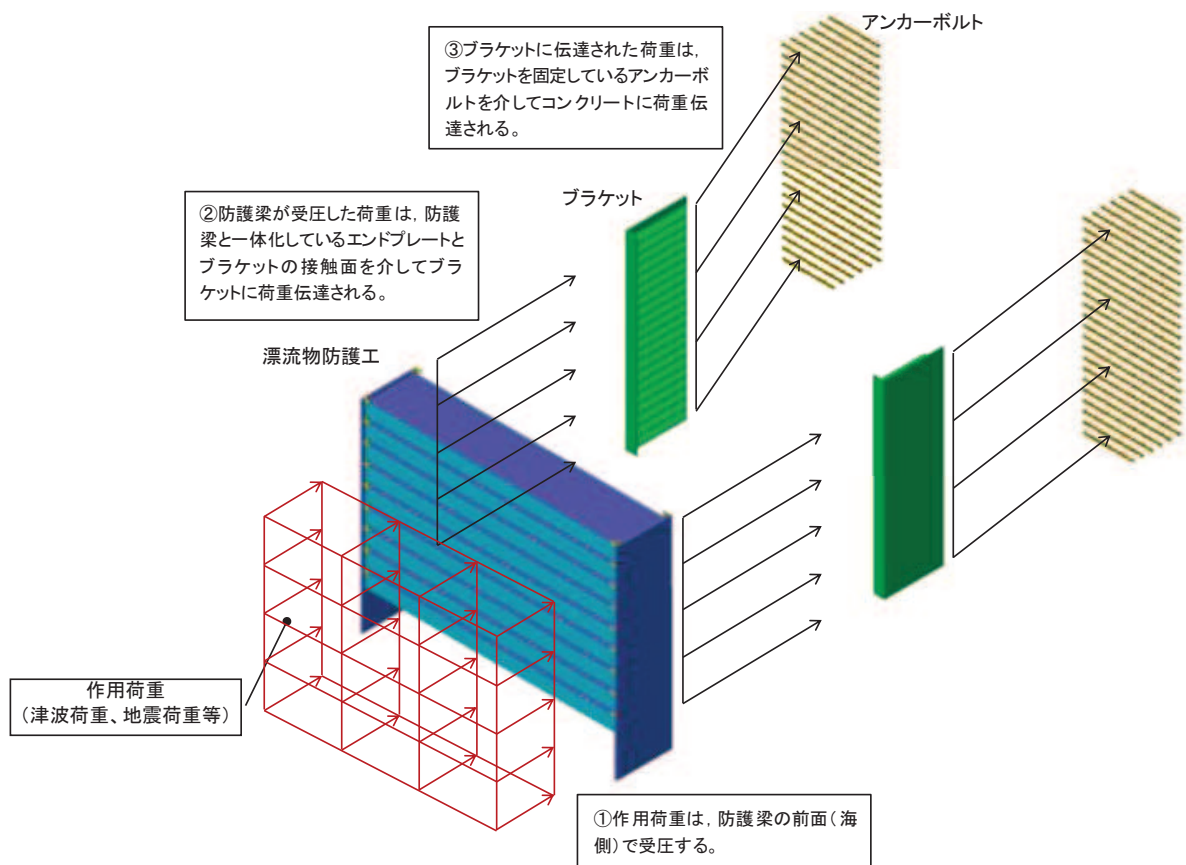


図 3. 1-1 (2) 屋外排水路逆流防止設備 (防潮堤北側) のうち漂流物防護工の荷重伝達経路

3.2 評価部位

耐震評価においては、「3.1 荷重伝達経路」を踏まえ、スキンプレート、主桁、補助縦桁、ヒンジ(吊りピン含む)、ヒンジ取付けボルト、中央支柱、中央横桁、戸当り及び漂流物防護工を、評価部位として選定する。評価対象外とする部位の考え方を表 3.2-1 に示す。

屋外排水路逆流防止設備(防潮堤北側)の評価部位を図 3.2-1 に示す。なお、アンカーボルト(戸当り)の評価は参考資料 2 に示す。

表 3.2-1 評価対象外とする部位

部位	評価対象外とする理由
側部縦桁	<ul style="list-style-type: none">・地震時の荷重が扉体に作用する状態において、扉体が戸当りと密着した状態であることから、側部縦桁には有意な変形等が生じないため。・補助縦桁より部材剛性が大きいため。
戸当り(リブプレート)	<ul style="list-style-type: none">・設計上の配慮として設置するものであり、戸当たりのみで照査項目を満たしているため。

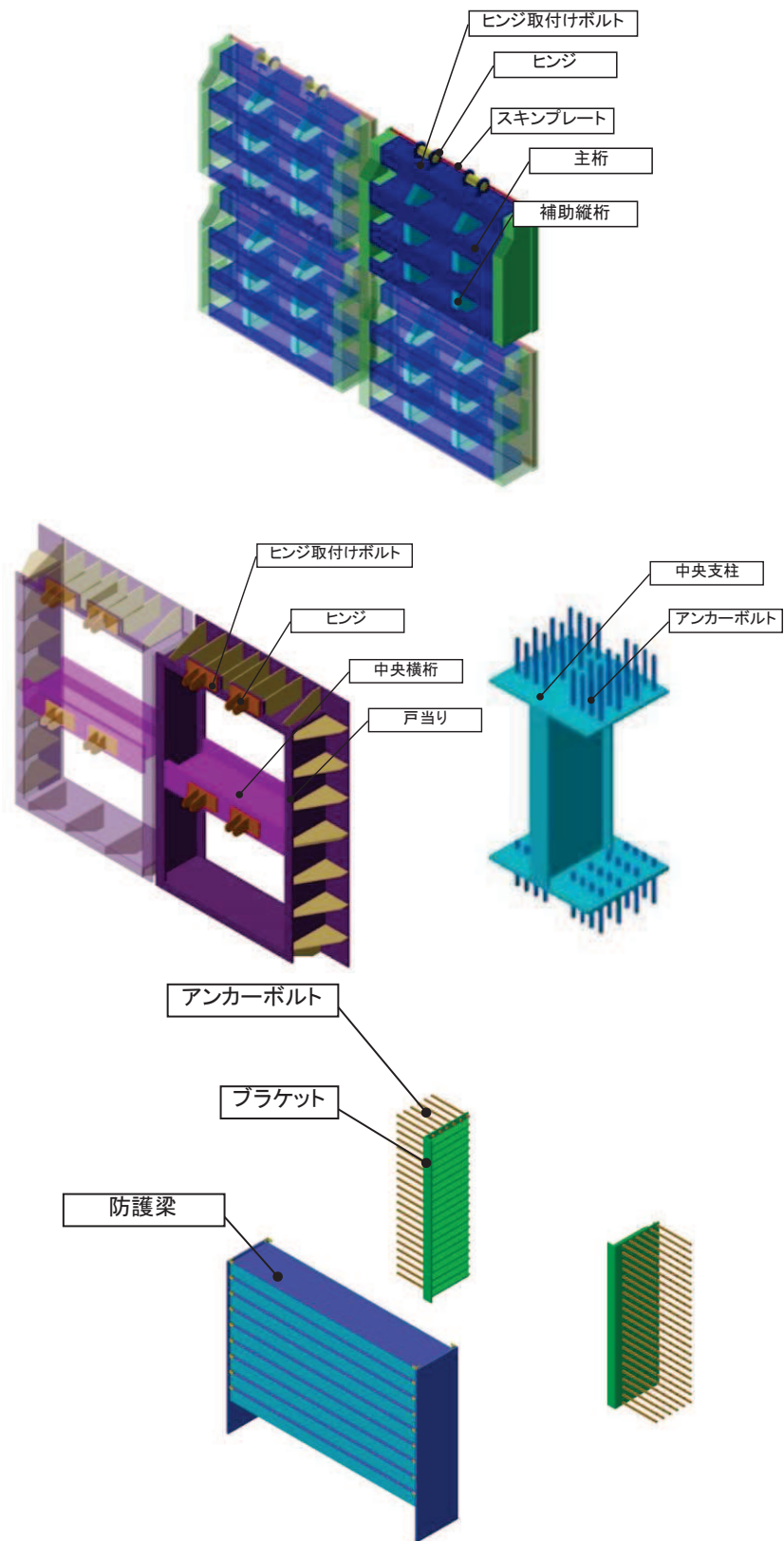


図 3.2-1 屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の評価部位

3.3 評価方向の整理

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は出口側集水ピットに支持される構造で、土圧等の影響を受けない構造であるため、耐震評価における主たる荷重は地震力である。したがって、各評価部位については、構造的特徴を踏まえ、評価を行う地震力の方向を設定する。

具体的には部位毎に弱軸方向や評価項目方向に作用する地震力を考慮する。

表 3.3-1 に評価を行う地震力の方向を示す。なお、評価方法の詳細は「5.5 計算方法」に示す。

表 3.3-1 各評価対象部位に対して考慮する地震力の方向

評価対象部位		評価項目	地震力		
			水路縦断方向 (津波作用方向)	水路横断方向 (扉体軸方向)	鉛直方向
扉体	スキンプレート	曲げ	○	—	—
	主桁	曲げ・	○	—	—
	補助縦桁	せん断			
固定部	中央支柱	曲げ・	○	—	—
	中央横桁	せん断			
	ヒンジ（吊りピン）	曲げ・	○	—	○
	ヒンジ（プレート）	曲げ・	○	○	○
	ヒンジ取付けボルト	引張・	○	○	○
	戸当り	支圧	○	—	—
	戸当りコンクリート	支圧・	○	—	—
漂流物 防護工	防護梁	曲げ・	○	—	○
	エンドプレート下端 コンクリート	支圧	—	—	○
	ブラケット	曲げ・	○	—	—
	つなぎ材 (プレート)	曲げ・	○	—	—
	つなぎ材 (ボルト)	引張	○	—	—
	アンカーボルト	引張・	○	—	—

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）は扉体及び固定部で構成されており、扉体に地震力が作用する状態は、扉体と戸当りが密着した状態（閉状態）であることから、戸当り部を支点とする単純梁でモデル化する。

また、扉体及び固定部は横断方向（扉体方向）に振動が生じる構造ではないと考えられるものの、念のため振動が生じた場合（開門時）についても想定する。その際の固有周期の計算は、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化する。

なお、横断方向（扉体軸方向）及び鉛直方向については振動が生じる構造ではないことから、閉門時を想定して出口側集水ピットと一体の剛体として評価する。

4.1.1 閉門時

(1) 解析モデル

屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体を単純梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集(1988年) 土木学会」より、単純梁の一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\pi^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{m}}$$

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	屋外排水路逆流防止設備（防潮堤北側）の扉体の断面二次モーメント	9.47×10^8	mm ⁴
m	扉体の単位長さ当たり質量	0.88235	kg/mm
L	主桁の長さ	1700	mm

4.1.2 開門時

(1) 解析モデル

扉体の開門時の固有周期Tは、扉体のヒンジ部を回転中心とした振り子と考えてモデル化して算出する。解析モデル図を図4.1-1に示す。

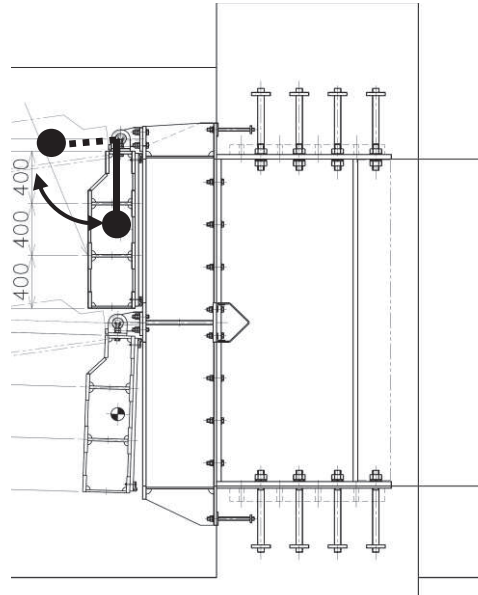


図4.1-1 解析モデル図

(2) 固有周期の計算

開門時の固有周期は下式により計算する。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{L_2}}$$

$$T = 1/f$$

ここで、 L_2 :振り子の長さ (=95+1200/2 =695 mm)

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表4.2-1に示す。

表4.2-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
L_2	振り子の長さ	695	mm

4.2 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果を表 4.2-1 に示す。閉門時の固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。開門時の固有周期は0.05s 以上であることから、設計用床応答曲線をもとに固有周期を考慮する。

表 4.2-1 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
閉門時	247	0.0040
開門時	0.598	1.673