

## 6.9 浸水防護設備に関する補足説明

下線は、今回提出資料を示す。

## 目 次

### 6.9.1 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明

#### (1) 概要

#### (2) 浸水防止蓋及び水密ハッチの補足説明

- a. 取水路点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- b. 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- c. SA用海水ピット開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- d. 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- e. 緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- f. 緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明
- g. 格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明
- h. 常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明
- i. 常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチの設計に関する補足説明
- j. 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の設計に関する補足説明

#### (3) 逆止弁の補足説明

- a. 海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明
- b. 取水ピット空気抜き配管逆止弁の設計に関する補足説明
- c. 緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明
- d. 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明

#### (4) 貫通部浸水処置の補足説明

- a. 貫通部止水処置の設計に関する補足説明

#### (5) 水密扉の補足説明

- a. 水密扉の設計に関する補足説明

## 6.9.1 浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の設計に関する補足説明

### (1) 概要

本資料は，浸水防護施設のうち浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の耐震計算及び強度計算の詳細について説明するものであり，耐震計算に当たっては，添付資料V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，強度計算に当たっては，添付資料V-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」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき，浸水防護施設のうち浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の耐震計算書及び強度計算書に示した評価について補足するものである。対象となる浸水防止蓋，水密ハッチ，水密扉，逆止弁及び貫通部止水処置の配置を図6.9.1-1に示す。対象となる浸水防止蓋及び水密ハッチの構造図を図6.9.2～図6.9.6，逆止弁の構造図を図6.9.7～図6.9.8にそれぞれ示す。

: 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置

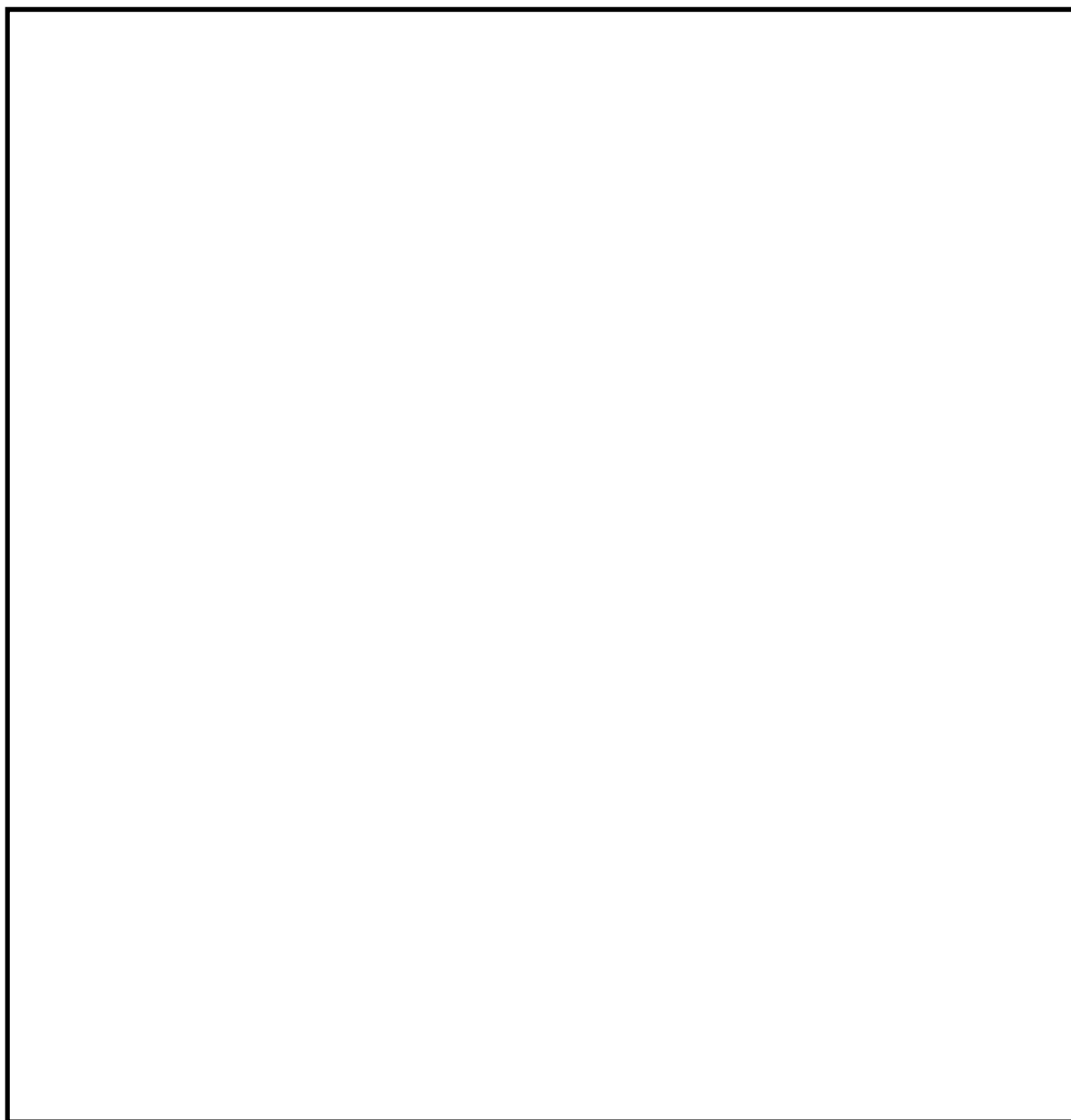
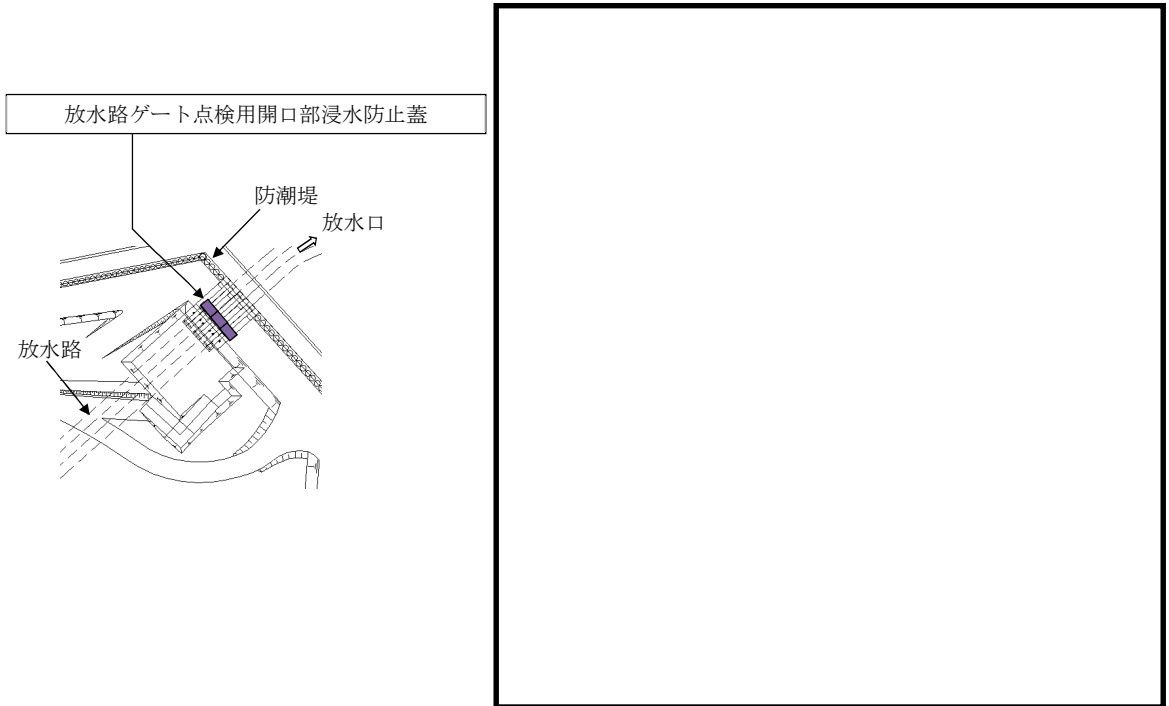


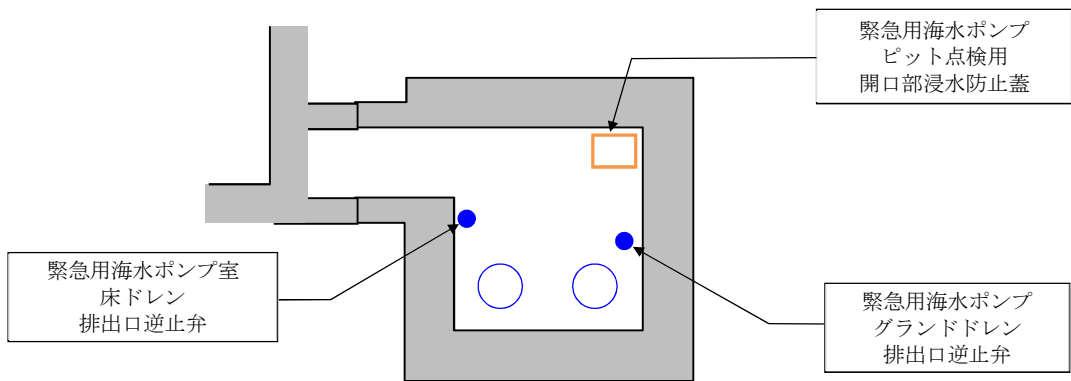
図 6.9.1-1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の配置図 (1/5)

□: 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置




図① (放水口周辺拡大図)

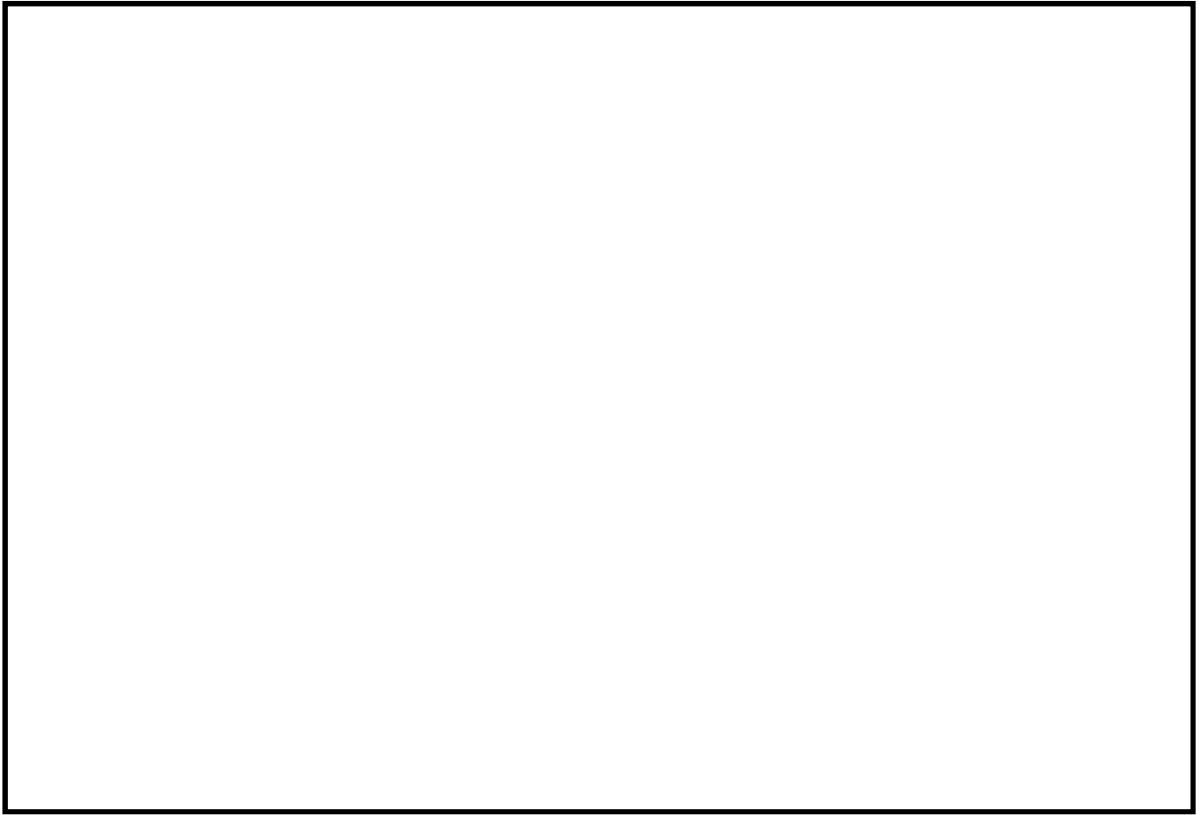
図② (海水ポンプエリア周辺拡大図)



図③ (緊急用海水ポンプピット上版拡大図)


図 6.9.1-1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の配置図 (2/5)

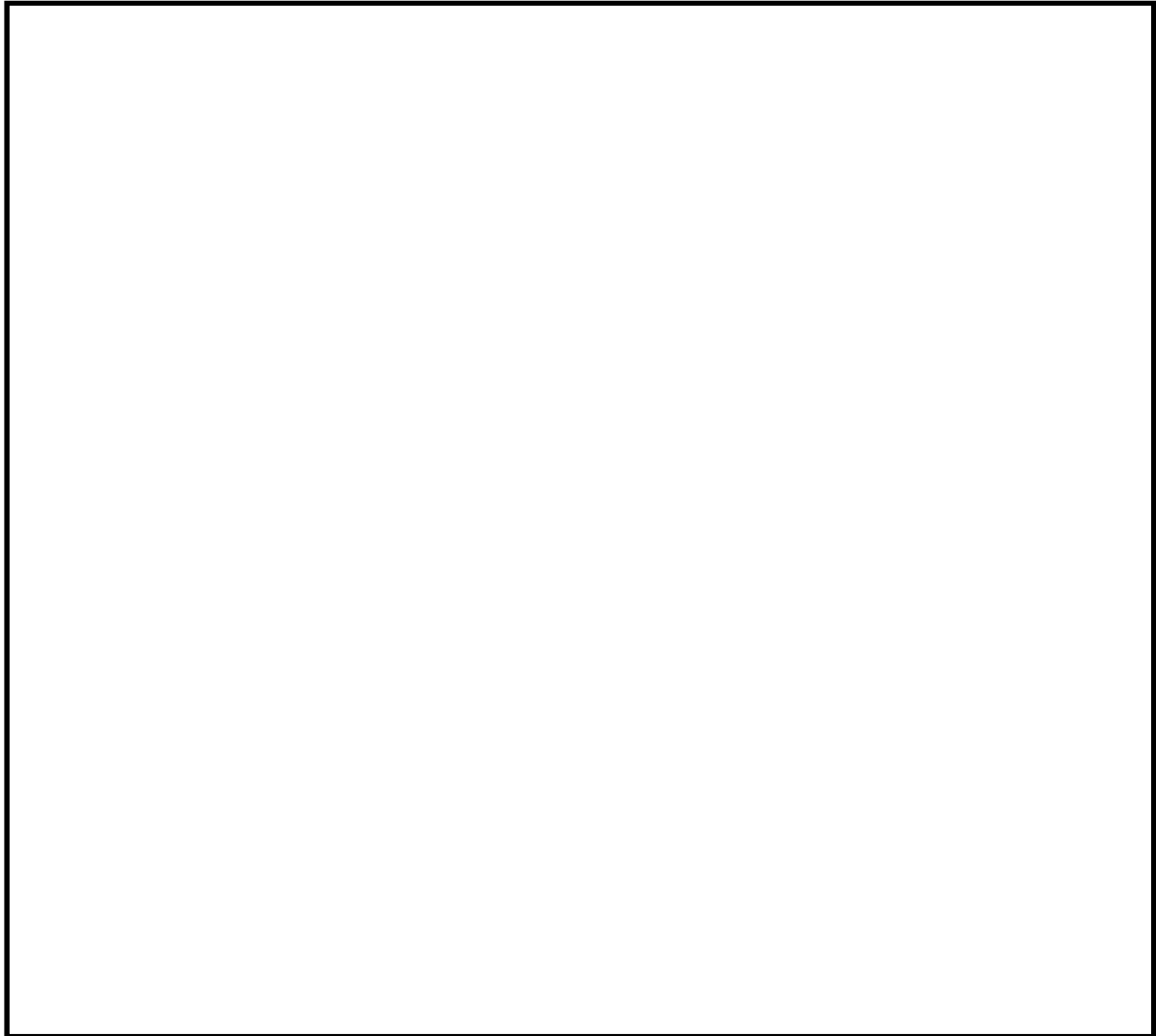
 : 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置



図④ (常設代替高圧電源装置用カルバート (立坑部) 拡大図)


図 6.9.1-1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の配置図 (3/5)

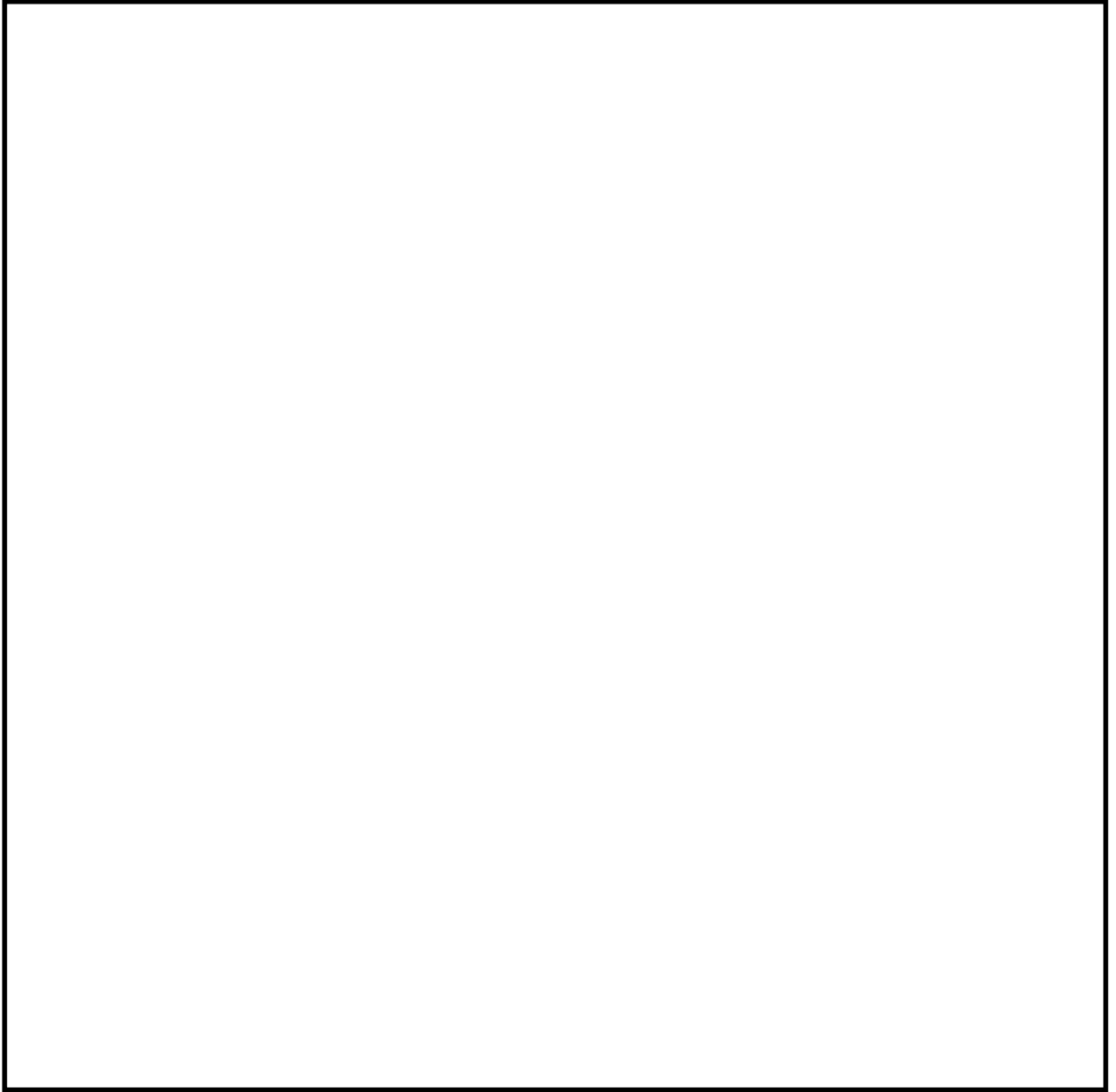
 : 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置



図⑤ (原子炉建屋廻り拡大図)

図 6.9.1-1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の配置図 (4/5)

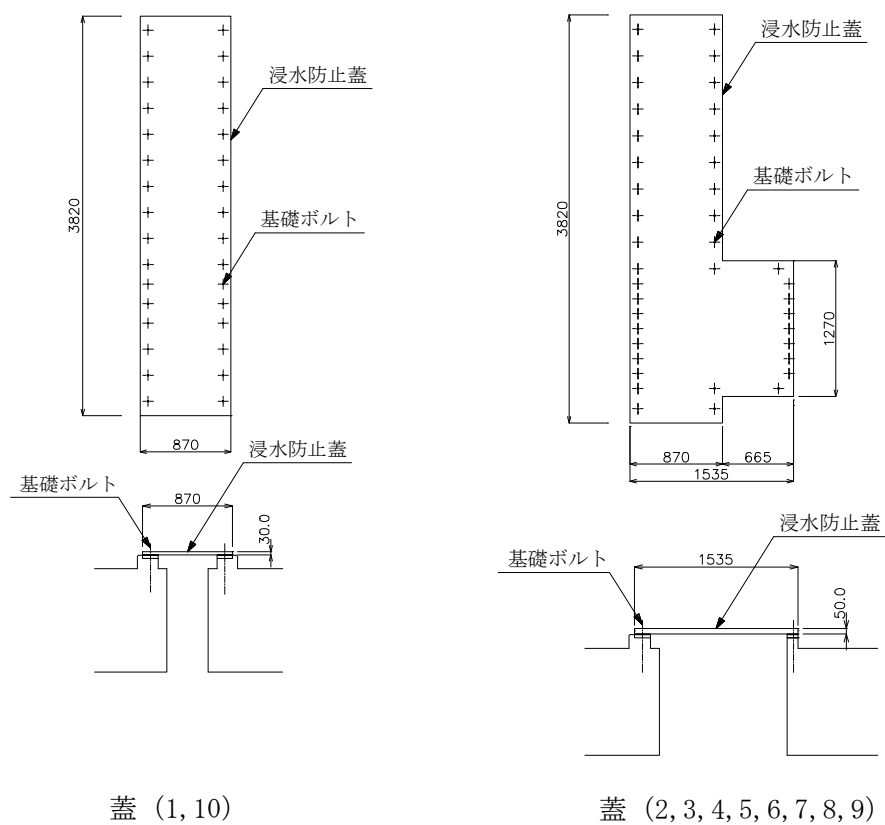
 : 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置



図⑥ (原子炉建屋拡大図)

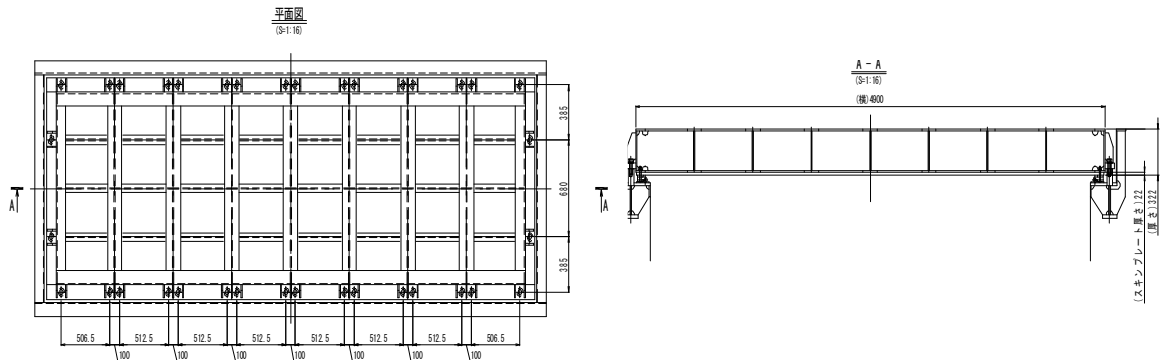
図 6.9.1-1 浸水防止蓋, 水密ハッチ, 水密扉, 逆止弁及び貫通部止水処置の配置図 (5/5)



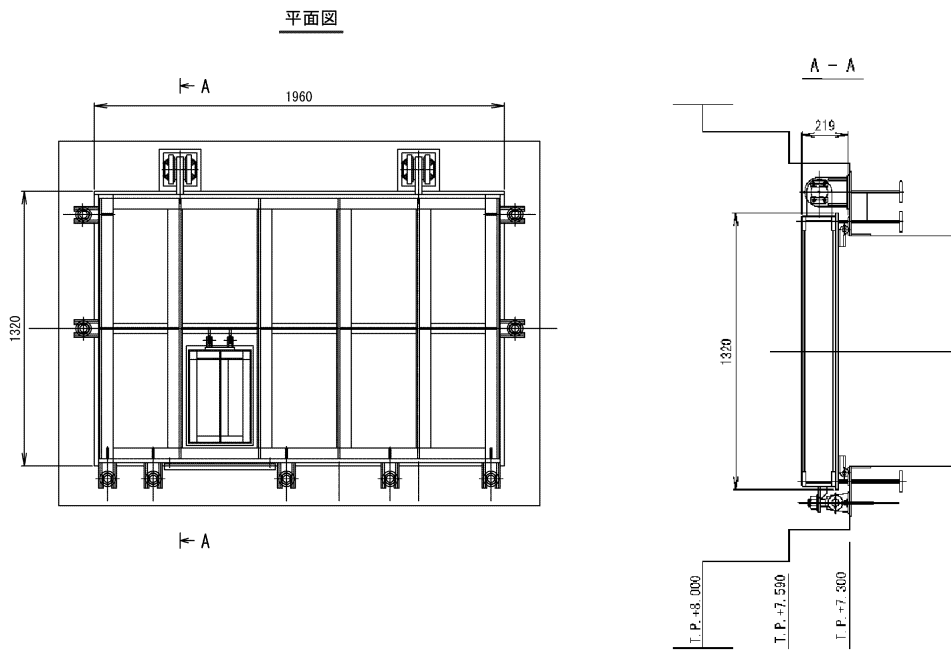


(取水路点検用開口部浸水防止蓋の構造図)

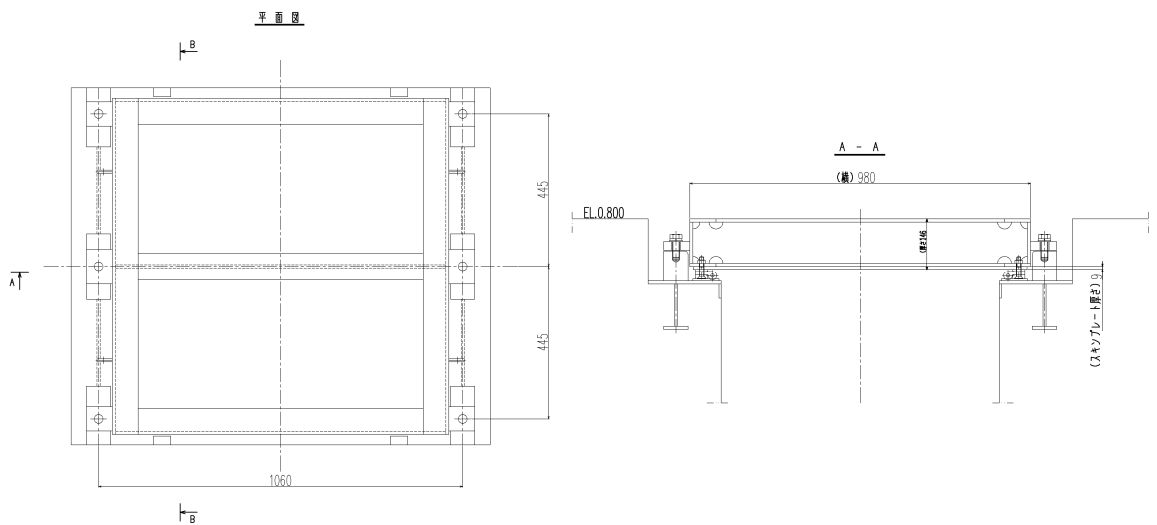
図 6.9.1-2 下側から水圧が作用する浸水防止蓋の構造図 (桁なし)



(放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の構造図)

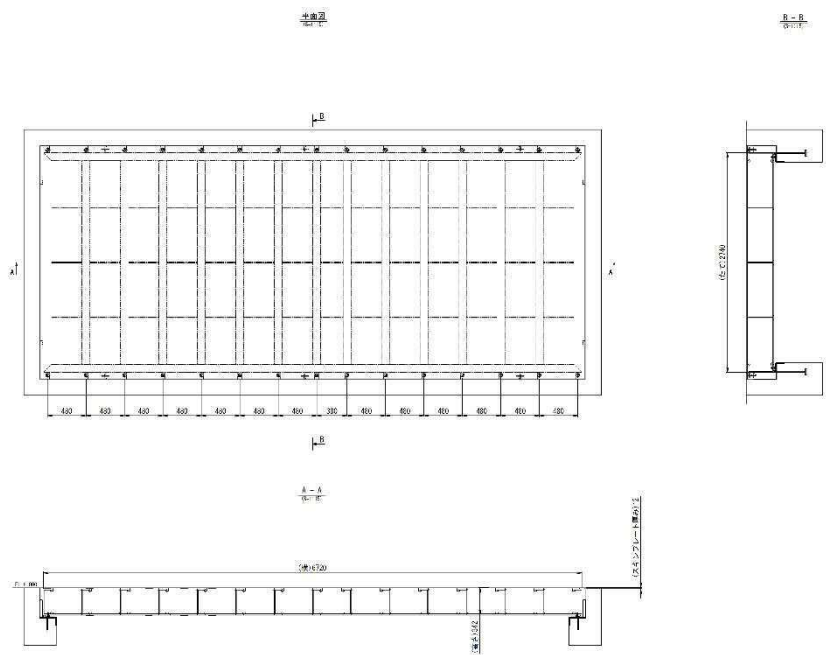


(SA用海水ピット開口部浸水防止蓋の構造図)

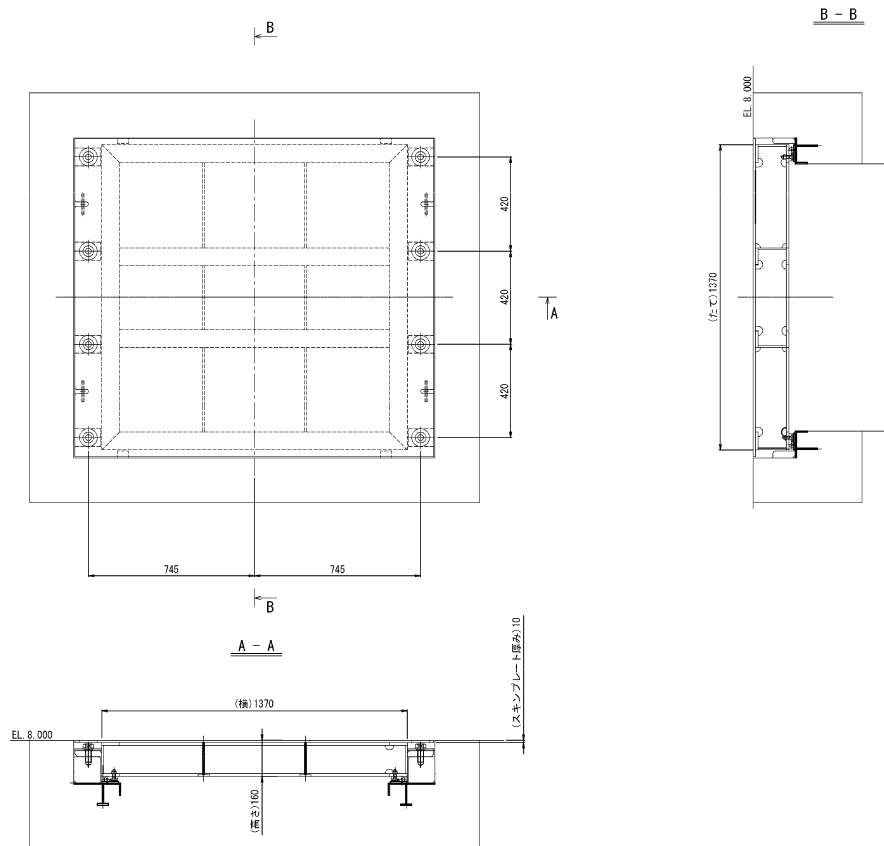


(緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の構造図)

図 6.9.1-3 下側から水圧が作用する浸水防止蓋の構造図 (桁あり)

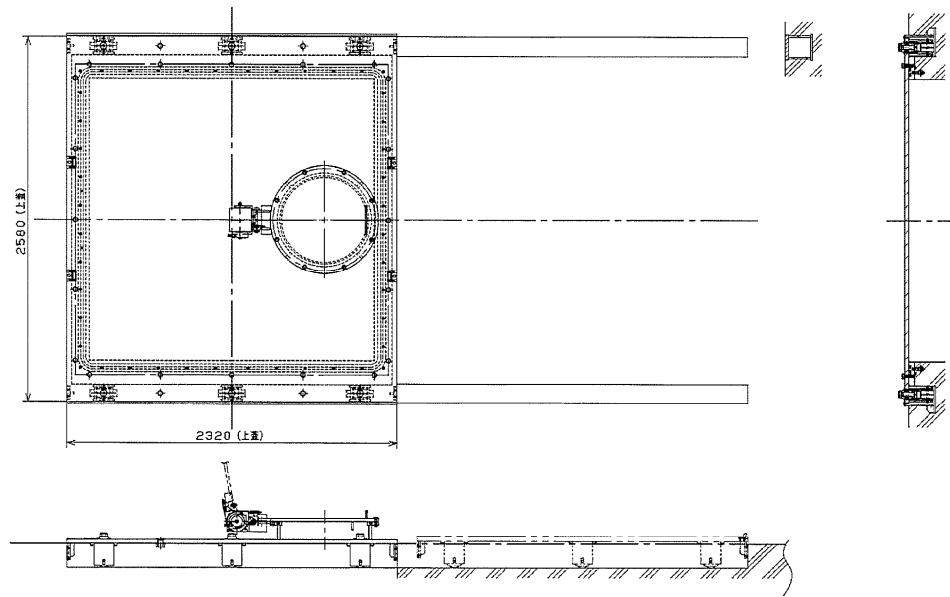


(緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の構造図)

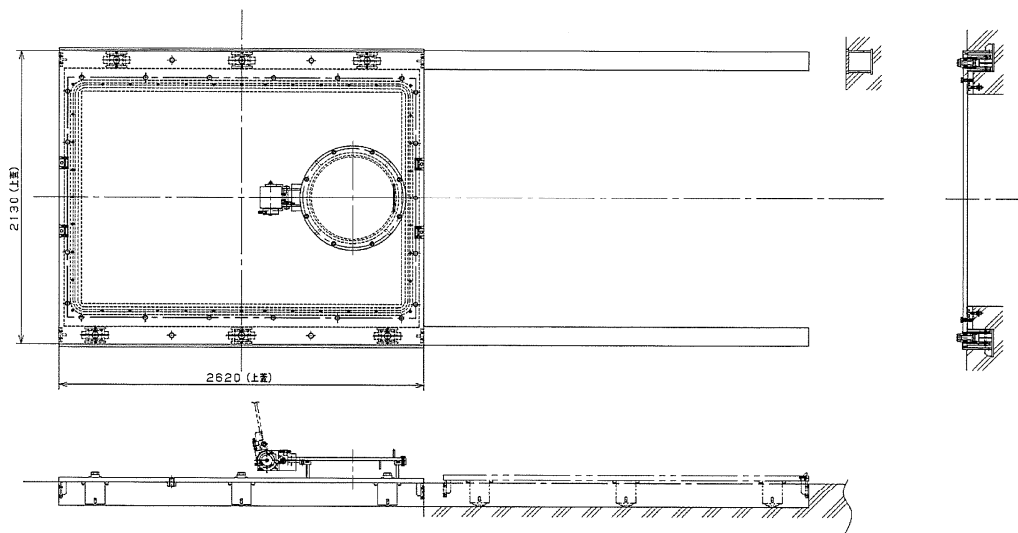


(緊急用海水ポンプ人員用開口部浸水防止蓋の構造図)

図 6.9.1-4 上側から水圧が作用する浸水防止蓋の構造図 (桁あり)

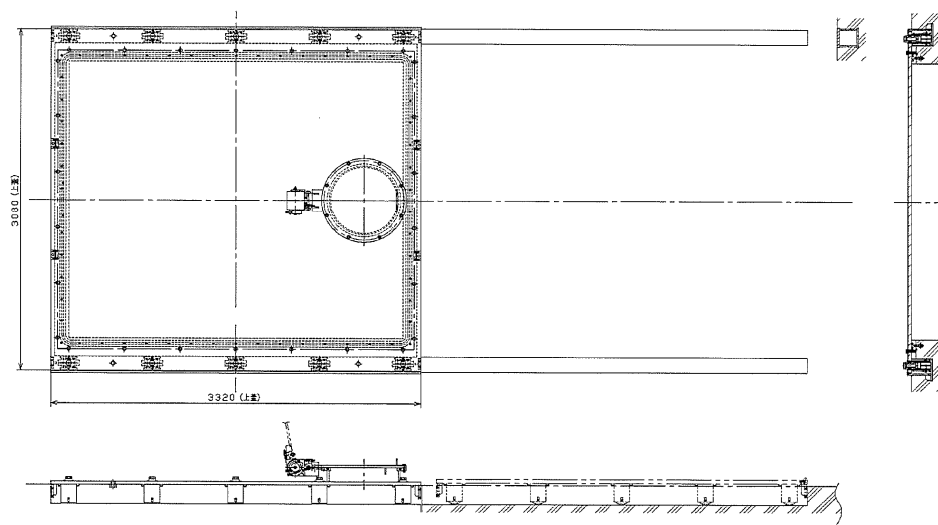


(格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ (A) の構造図)

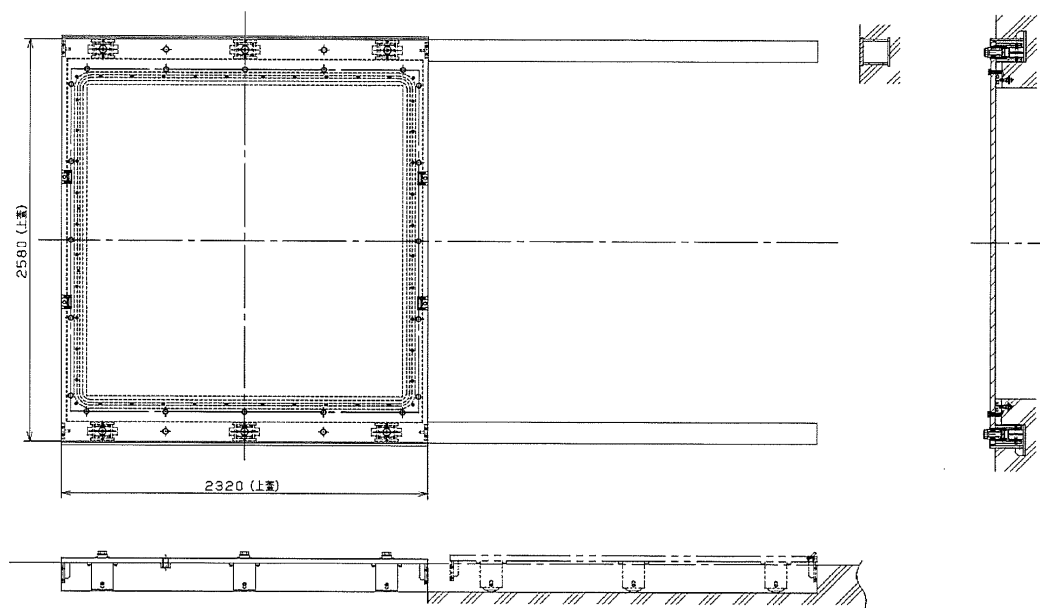


(格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ (B) の構造図)

図 6.9.1-5 上側から水圧が作用する浸水防止蓋の構造図 (桁なし) (1/2)

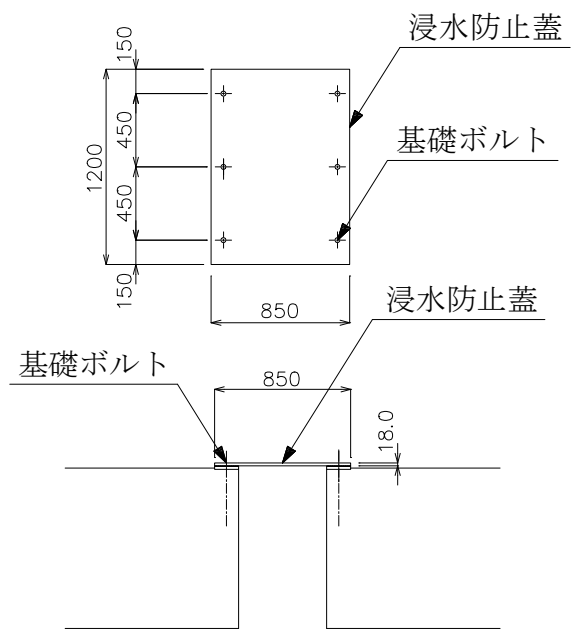


(常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチの構造図)



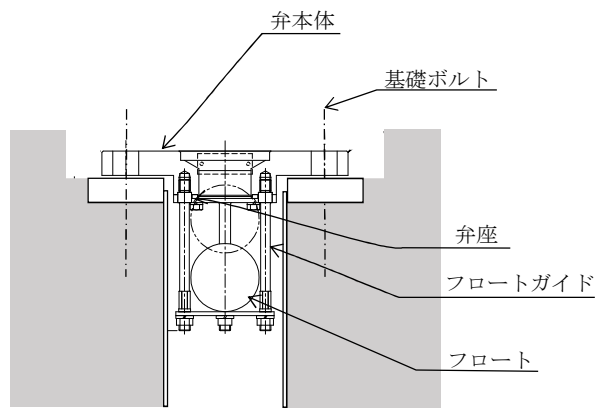
(常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ (A) , (B) の構造図)

図 6.9.1-5 上側から水圧が作用する浸水防止蓋の構造図 (桁なし) (2/2)

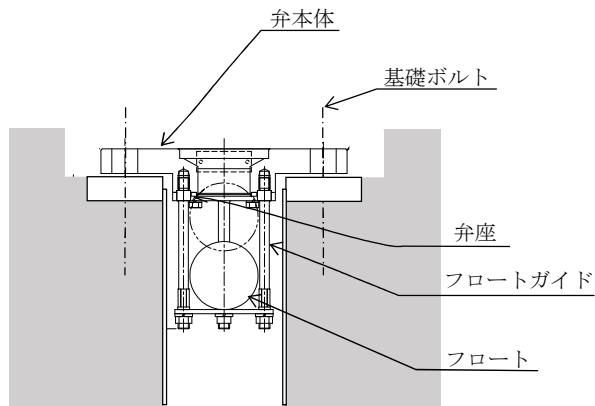


(海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の構造図)

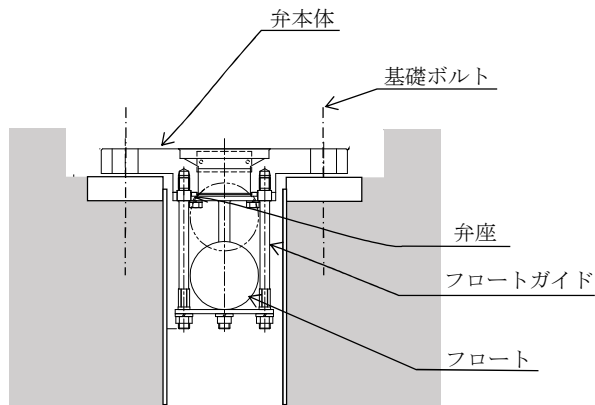
図 6.9.1-6 専ら内郭防護用の浸水防止蓋の構造図



(海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の構造図)

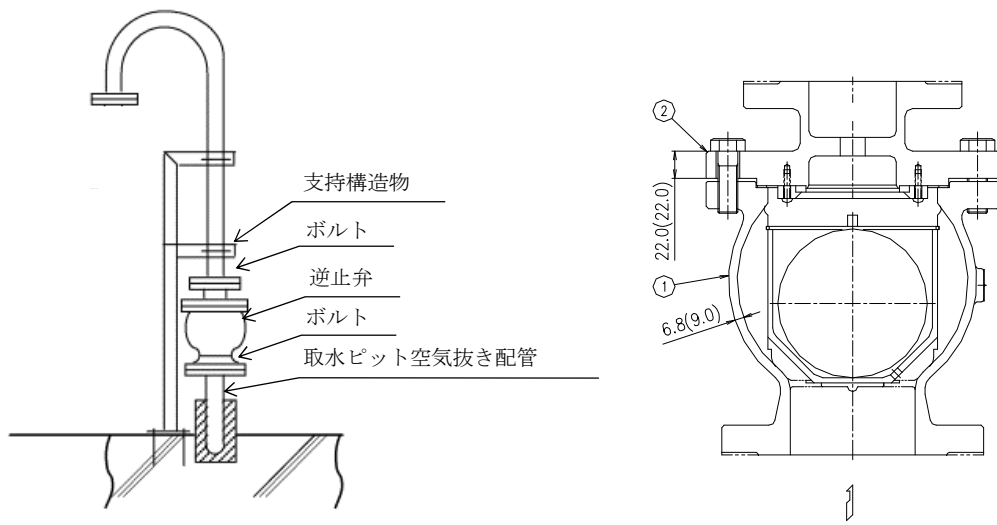


(緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の構造図)



(緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の構造図)

図 6.9.1-7 弁箱がない逆止弁の構造図



(取水ピット空気抜き配管逆止弁の構造図)

図 6.9.1-8 弁箱がある逆止弁の構造図



耐震計算及び強度計算の詳細の説明に当たっては、浸水防護施設毎の構造、外郭防護又は内郭防護の種類を踏まえ設備を分類し、各分類における設備毎の津波荷重水位又は設備の大きさを考慮し代表の設備を選定する。選定した代表の設備に対する耐震計算及び強度計算の評価結果を説明する。

浸水防止蓋及び水密ハッチのうち、桁がないタイプの構造であり、設備に対し下側から水圧が作用する浸水防止蓋の分類を「浸水防止蓋 1」とする。浸水防止蓋 1 は取水路点検用開口部浸水防止蓋のみが該当することから、取水路点検用開口部浸水防止蓋の評価結果を説明する。

桁があるタイプの構造であり、設備に対し下側から水圧が作用する浸水防止蓋の分類を「浸水防止蓋 2」とする。浸水防止蓋 2 に分類される設備の設置位置における津波荷重水位を表 6.9.1-1 に示す。表 6.9.1-1 に示すとおり、浸水防止蓋 2 のうち最も津波荷重水位の大きい放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋を浸水防止蓋 2 の代表とする。

表 6.9.1-1 浸水防止蓋 2 の設備の設置位置における津波荷重水位一覧

分類	設備名称	基準津波による 津波荷重水位 (T.P. +m)	代表
浸水防止蓋 2	放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋	30.0	○
	S A用海水ピット開口部浸水防止蓋	12.0	—
	緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	12.0	—

桁があるタイプの構造であり、設備に対し上側から水圧が作用する浸水防止蓋の分類を「浸水防止蓋 3」とする。浸水防止蓋 3 に分類される設備の寸法を表 6.9.1-2 に示す。表 6.9.1-2 に示すとおり、浸水防止蓋 3 のうち最も面積の大きい緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋を浸水防止蓋 3 の代表とする。

表 6.9.1-2 浸水防止蓋 3 の設備の面積一覧

分類	設備名称	面積 (mm <sup>2</sup> )	代表
浸水防止蓋 3	緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋	1.841×10 <sup>7</sup>	○
	緊急用海水ポンプ人員用開口部浸水防止蓋	1.877×10 <sup>6</sup>	—

桁がないタイプの構造であり、設備に対し上側から水圧が作用する浸水防止蓋の分類を「浸水防止蓋 4」とする。浸水防止蓋 4 に分類される設備の寸法を表 6.9.1-3 に示す。表 6.9.1-3 に示すとおり、浸水防止蓋 4 のうち最も面積の大きい常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチを浸水防止蓋 4 の代表とする。

表 6.9.1-3 浸水防止蓋 4 の設備の面積一覧

分類	設備名称	面積 (mm <sup>2</sup> )	代表
浸水防止蓋 4	格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ (A)	5.986×10 <sup>6</sup>	—
	格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ (B)	5.581×10 <sup>6</sup>	—
	常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ	1.023×10 <sup>7</sup>	○
	常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ (A), (B)	5.986×10 <sup>6</sup>	—

専ら内郭防護用の浸水防止蓋の分類を「浸水防止蓋 5」とする。浸水防止蓋 5 は海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋のみが該当することから、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の評価結果を説明する。

浸水防護設備のうち、浸水防止蓋の代表選定結果を表 6.9.1-4 に示す。

表 6.9.1-4 設備の構造及び防護区分を踏まえた浸水防止蓋の代表選定結果

分類	構造形式		防護区分				設備名称	代表	代表選定の 考え方
	桁あり	桁なし	基準津波		敷地に遡上する津波				
			外郭	内郭	外郭	内郭			
浸水防止蓋 1	—	○	○	—	○	—	取水路点検用開口部浸水防止蓋	○	—
浸水防止蓋 2	○	—	○	—	○	—	放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋	○	津波荷重水位の 最も大きな設備 を選定
							S A用海水ピット開口部浸水防止蓋	—	
							緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	—	
浸水防止蓋 3	○	—	—	○	○	○	緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋	○	面積の最も大き な設備を選定
							緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋	—	
浸水防止蓋 4	—	○	—	○	○	○	格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ	—	面積の最も大き な設備を選定
							常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ	○	
							常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ	—	
浸水防止蓋 5	—	○	—	○	—	—	海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋	○	—

逆止弁のうち、フランジ（弁箱がない）タイプの逆止弁の分類を「逆止弁 1」とする。逆止弁 1 に分類される設備の設置位置における津波荷重水位を表 6.9.1-5 に示す。表 6.9.1-5 に示すとおり、逆止弁 1 のうち最も津波荷重水位の大きい海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁を逆止弁 1 の代表とする。

表 6.9.1-5 逆止弁 1 の設備の設置位置における津波荷重水位一覧

分類	設備名称	基準津波による 津波荷重水位 (T.P. +m)	代表
逆止弁 1	海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁	22.0	○
	緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁	12.0	—
	緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁	12.0	—

弁箱があるタイプの逆止弁の分類を「逆止弁 2」とする。逆止弁 2 は取水ピット空気抜き配管逆止弁のみが該当することから、取水ピット空気抜き配管逆止弁の評価結果を説明する。

浸水防護設備の内、逆止弁の代表選定結果を表 6.9.1-6 に示す。

表 6.9.1-6 設備の構造及び防護区分を踏まえた逆止弁の代表選定結果

分類	構造形式		防護区分				設備名称	代表	代表選定の 考え方
	弁箱 あり	弁箱 なし	基準津波		敷地に遡上する津波				
			外郭	内郭	外郭	内郭			
逆止弁 1	-	○	○	-	○	-	海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	○	津波荷重水位の 最も大きな設備 を選定
							緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁	-	
							緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁	-	
逆止弁 2	○	-	○	-	○	-	取水ピット空気抜き配管逆止弁	○	-

(2) 浸水防止蓋及び水密ハッチの補足説明

a. 取水路点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a) 固有値解析

イ. 固有周期の計算

固有値解析に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

蓋は、たて方向に基礎ボルトにより支持されていることから、たて方向で支持された蓋端間の両端単純支持ばりとしてモデル化する。両端単純支持ばりの一次固有振動数は、「機械工学便覧(1986年), 日本機械学会」より、次のとおり与えられる。

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

$$f = \lambda^2 / (2\pi \cdot L^2) \cdot \sqrt{E \cdot I / (\rho \cdot A)}$$

ここで、

T : 固有周期 (s)

f : 一次固有振動数 (Hz)

$\lambda$  : 振動数係数 =  $\pi$

取水路点検用開口部浸水防止蓋の構造図を図 6.9.1-(2)-a-1 に示す。

図 6.9.1-(2)-a-1 に示す構造図から、はりの長さをそれぞれ以下のとおりとする。

L : はりの長さ (mm) 蓋 (1, 10)	=870
蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)	=1535

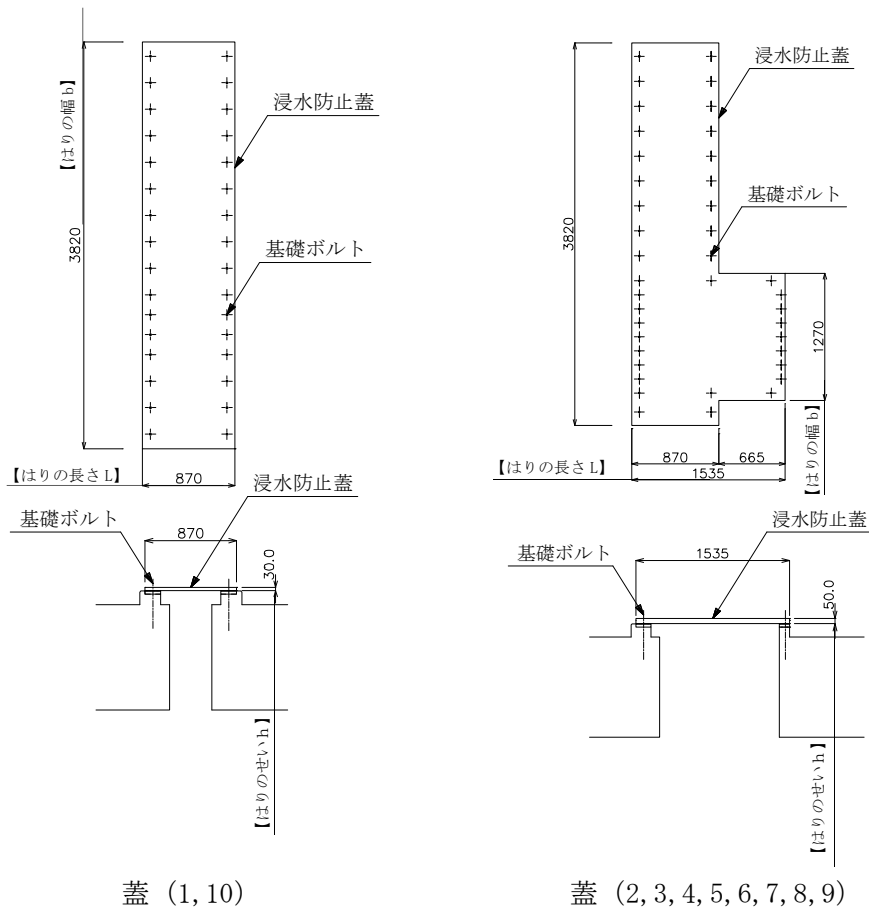


図 6.9.1-(2)-a-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の構造図 単位 (mm)

E : 縦弾性係数 (MPa) = 1.94 × 10<sup>5</sup>

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表1を用いて計算する。  
 温度 40 °Cにおけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度  
 20 °Cの縦弾性係数 195000 MPa と、温度 50 °Cの縦弾性係数 193000 MPa より、  
 比例法を用いて計算する。

$$195000 + (193000 - 195000) \times (40 - 20) / (50 - 20) = 193666 \text{ MPa}$$

$$= 1.94 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$= 1.94 \times 10^{11} \text{ Pa}$$

I : 断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) 蓋 (1, 10) = 8.595 × 10<sup>6</sup>  
蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9) = 1.323 × 10<sup>7</sup>

$$I = b \cdot h^3 / 12$$

図 6.9.1-(2)-a-1 に示す構造図から、はりの幅 b 及びはりのせい h をそれぞれ以下のとおりとする。

b : はりの幅 (mm)	蓋 (1, 10)	= 3820
	蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)	= 1270
h : はりのせい (蓋の厚さ) (mm)	蓋 (1, 10)	= 30.0
	蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)	= 50.0

以上より,

蓋 (1, 10)

$$\begin{aligned} I &= b \cdot h^3 / 12 \\ &= 3820 \times 30.0^3 / 12 \\ &= 8.59500 \times 10^6 \end{aligned}$$

蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} I &= b \cdot h^3 / 12 \\ &= 1270 \times 50.0^3 / 12 \\ &= 1.32291 \times 10^7 \end{aligned}$$

$$\rho : \text{はりの単位体積質量 (kg/mm}^3\text{)} = 7.93 \times 10^{-6}$$

(「JIS G4310 (1999) ステンレス鋼板及び耐熱鋼板質量算出方法 表1 ステンレス鋼板の基本質量」より)

$$\begin{aligned} A : \text{はりの断面積 (mm}^2\text{)} & \quad \text{蓋 (1, 10)} & = 1.146 \times 10^5 \\ & \quad \text{蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)} & = 6.350 \times 10^4 \end{aligned}$$

蓋 (1, 10)

$$\begin{aligned} A &= b \cdot h \\ &= 3820 \times 30.0 \\ &= 1.146 \times 10^5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} A &= b \cdot h \\ &= 1270 \times 50.0 \\ &= 6.350 \times 10^4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

以上より,

蓋 (1, 10)

$$\begin{aligned} f &= \pi^2 / (2\pi \cdot 870^2) \cdot \sqrt{(1.94 \times 10^{11} \times 8.595 \times 10^6 / (7.93 \times 10^{-6} \times 10^3 \times 1.146 \times 10^5))} \\ &= 88.8947 = 88 \text{ Hz} \end{aligned}$$

$$T = 1/88 = 0.0113636 \text{ s} = 0.012 \text{ s}$$

蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} f &= \pi^2 / (2\pi \cdot 1535^2) \cdot \sqrt{(1.94 \times 10^{11} \times 1.323 \times 10^7 / (7.93 \times 10^{-6} \times 10^3 \times 6.350 \times 10^4))} \\ &= 47.5949 = 47 \text{ Hz} \end{aligned}$$

$$T = 1/47 = 0.0212765 = 0.022 \text{ s}$$

ロ. 固有値解析結果

蓋 (1, 10)

固有周期は 0.012 s であり, 20 Hz 以上であることから, 剛構造である。

蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

固有周期は 0.022 s であり, 20 Hz 以上であることから, 剛構造である。



(b) 評価条件の整理

イ. 固定荷重

固定荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固定荷重は以下のとおりとする。

$$w_D = (m_D/A) \cdot g$$

ここで、

$w_D$  : 固定荷重による鉛直等分布荷重 (MPa)

$m_D$  : 蓋の自重による質量 (kg)

A : 蓋の面積 (mm<sup>2</sup>)

g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$$m_D = A \cdot t \cdot \rho$$

ここで、

A : 蓋の面積 (mm<sup>2</sup>)

t : 蓋の厚さ (mm) 蓋 (1, 10) = 30.0

蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9) = 50.0

$\rho$  : 蓋の単位体積質量 (kg/mm<sup>3</sup>) = 7.93 × 10<sup>-6</sup>

以上より、

蓋 (1, 10)

$$A_1 = 870 \times 3820$$

$$= 3323400 \text{ mm}^2 = 3.323 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$m_D = 3.323 \times 10^6 \times 30.0 \times 7.93 \times 10^{-6}$$

$$= 790.636 \text{ kg}$$

保守的に 1000 kg とする。

$$w_D = (1000/3.323 \times 10^6) \times 9.80665$$

$$= 2.95114 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$$A_2 = 870 \times 3820 + 665 \times 1270$$

$$= 4167950 \text{ mm}^2 = 4.168 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$m_D = 4.168 \times 10^6 \times 50.0 \times 7.93 \times 10^{-6}$$

$$= 1652.61 \text{ kg}$$

保守的に 2000 kg とする。

$$w_D = (2000/4.168 \times 10^6) \times 9.80665$$

$$= 4.70568 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

ロ. 積雪荷重

積雪荷重は以下のとおりとする。

$$w_s = (m_s/A) \cdot g$$

ここで、

$w_s$  : 積雪荷重による鉛直等分布荷重 (MPa)

$m_s$  : 積雪荷重による質量 (kg)

A : 蓋の面積 ( $\text{mm}^2$ )

g : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ ) = 9.80665

$$m_s = (0.35 \cdot S/10^6) \cdot A$$

ここで、

S : 積雪質量 ( $\text{kg/m}^2$ )

垂直積雪量 30 cm, 単位荷重 20 Pa/cm より, 600 Pa

600 Pa/g = 61.1829  $\text{kg/m}^2$  → 保守的に 62  $\text{kg/m}^2$  とする。

A : 蓋の面積 ( $\text{mm}^2$ )

以上より、

蓋 (1, 10)

$$A_1 = 3.323 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$m_s = (0.35 \times 62/10^6) \times 3.323 \times 10^6$$

$$= 72.1091 \text{ kg}$$

$$w_s = (72.1091/3.323 \times 10^6) \times 9.80665$$

$$= 2.12804 \times 10^{-4} \text{ MPa}$$

蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$$A_2 = 4.168 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$m_s = (0.35 \times 62/10^6) \times 4.168 \times 10^6$$

$$= 90.4456 \text{ kg}$$

$$w_s = (90.4456/4.168 \times 10^6) \times 9.80665$$

$$= 2.12804 \times 10^{-4} \text{ MPa}$$

(c)応力計算

イ. 基準津波時

(イ) 荷重条件

基準津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(a-1) 固定荷重

固定荷重は突き上げ津波荷重を緩和する方向に作用することから、考慮しない。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は突き上げ津波荷重を緩和する方向に作用することから、考慮しない。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は以下のとおりとする。

$$P_t = (\rho \cdot g \cdot h + 1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot U^2) / 10^6$$

ここで、

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa)

$\rho$  : 海水の密度 (kg/m<sup>3</sup>) = 1030

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$h$  : 津波荷重水位 (m) = 22.0

(基準津波の水位に対し、参照する裕度である+0.65mを含めても十分に保守的である水位として設定した津波荷重水位)

$C_D$  : 抗力係数 = 2.01

$U$  : 流速 (m/s) = 2.0

以上より、

$$P_t = (1030 \times 9.80665 \times 22.0 + 1/2 \times 2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 10^6 \\ = 0.226359 \text{ MPa}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波波圧（鉛直上向き）は、蓋を介して基礎ボルトに伝達し、基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋 (1, 10)

(a-1-1-1) 発生荷重<基準津波時>

津波波圧	$w = P_t$
	$= 0.226359 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 870 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$
	$= 0.226359 \times 870^2 / 8$
	$= 21416.3 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L / 2$
	$= 0.226359 \times 870 / 2$
	$= 98.4661 \text{ N} / \text{mm}$

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 30.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2 / 6$
	$= 30.0^2 / 6$
	$= 150 \text{ mm}^3 / \text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$
	$= 30 \text{ mm}^2 / \text{mm}$

(a-1-1-3) 発生応力<基準津波時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 21416.3 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 98.4661 \text{ N} / \text{mm}$
最大曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$
	$= 21416.3 / 150$
	$= 142.775 \text{ MPa} = 143 \text{ MPa}$
最大せん断応力	$\tau = Q / A_s$
	$= 98.4661 / 30$
	$= 3.28220 \text{ MPa} = 4 \text{ MPa}$
組合せ応力（曲げ+せん断）	$\sigma = \sqrt{(\sigma_b)^2 + 3 \cdot \tau^2}$
	$= \sqrt{143^2 + 3 \times 4^2}$
	$= 143.167 \text{ MPa} = 144 \text{ MPa}$

(a-1-2) 蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

(a-1-2-1) 発生荷重<基準津波時>

津波波圧	$w = P_t$
	$= 0.226359 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 1535 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$
	$= 0.226359 \times 1535^2 / 8$
	$= 66669.0 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L / 2$
	$= 0.226359 \times 1535 / 2$
	$= 173.730 \text{ N} / \text{mm}$

(a-1-2-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 50.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2 / 6$
	$= 50.0^2 / 6$
	$= 416.666 \text{ mm}^3 / \text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$
	$= 50 \text{ mm}^2 / \text{mm}$

(a-1-2-3) 発生応力<基準津波時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 66669.0 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 173.730 \text{ N} / \text{mm}$
最大曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$
	$= 66669.0 / 416.666$
	$= 160.005 \text{ MPa} = 161 \text{ MPa}$
最大せん断応力	$\tau = Q / A_s$
	$= 173.730 / 50$
	$= 3.47460 \text{ MPa} = 4 \text{ MPa}$
組合せ応力 (曲げ+せん断)	$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$
	$= \sqrt{(161^2 + 3 \times 4^2)}$
	$= 161.148 \text{ MPa} = 162 \text{ MPa}$

(a-2) 基礎ボルト

蓋に作用する津波波圧は、蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (1, 10)

(a-2-1-1) 発生荷重<基準津波時>

(a-2-1-1-1) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅 249 mm)

$$\begin{aligned} \text{津波波圧} \quad w &= P_t \\ &= 0.226359 \text{ MPa} \\ \text{支点間距離} \quad L &= 870 \text{ mm} \\ \text{蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力} \\ Q_s &= w \cdot L/2 \\ &= 0.226359 \times 870/2 \\ &= 98.4661 \text{ N/mm} \\ \text{基礎ボルトの負担幅 (mm)} \quad b &= 249 \text{ mm} \\ \text{基礎ボルトの引張荷重} \quad P_{tb} &= Q_s \cdot b \\ &= 98.4661 \times 249 \\ &= 24518.0 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-2-1-1-2) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅 218 mm)

$$\begin{aligned} \text{津波波圧} \quad w &= P_t \\ &= 0.226359 \text{ MPa} \\ \text{支点間距離} \quad L &= 870 \text{ mm} \\ \text{蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力} \\ Q_s &= w \cdot L/2 \\ &= 0.226359 \times 870/2 \\ &= 98.4661 \text{ N/mm} \\ \text{基礎ボルトの負担幅 (mm)} \quad b &= 218 \text{ mm} \\ \text{基礎ボルトの引張荷重} \quad P_{tb} &= Q_s \cdot b \\ &= 98.4661 \times 218 \\ &= 21465.6 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-2-1-1-3) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅 187 mm)

$$\begin{aligned} \text{津波波圧} \quad w &= P_t \\ &= 0.226359 \text{ MPa} \\ \text{支点間距離} \quad L &= 870 \text{ mm} \\ \text{蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力} \\ Q_s &= w \cdot L/2 \\ &= 0.226359 \times 870/2 \\ &= 98.4661 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)	$b = 187 \text{ mm}$
基礎ボルトの引張荷重	$P_{tb} = Q_s \cdot b$ $= 98.4661 \times 187$ $= 18413.1 \text{ N}$

(a-2-1-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)	$\phi = 16 \text{ mm}$
基礎ボルトの呼び径断面積	$A_m = \pi / 4 \cdot \phi^2$ $= 201.061 \text{ mm}^2$ $= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力<基準津波時>

(a-2-1-3-1) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $249 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力	$\sigma_t = P_{tb} / A_m$ $= 24518.0 / 2.011 \times 10^2$ $= 121.9194 \text{ MPa} = 122 \text{ MPa}$
------------	--

(a-2-1-3-2) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $218 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力	$\sigma_t = P_{tb} / A_m$ $= 21465.6 / 2.011 \times 10^2$ $= 106.7409 \text{ MPa} = 107 \text{ MPa}$
------------	--

(a-2-1-3-3) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $187 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力	$\sigma_t = P_{tb} / A_m$ $= 18413.1 / 2.011 \times 10^2$ $= 91.5619 \text{ MPa} = 92 \text{ MPa}$
------------	--

(a-2-2) 蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

(a-2-2-1) 発生荷重<基準津波時>

(a-2-2-1-1) 支点間距離  $L = 1535 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $140 \text{ mm}$ )

津波波圧	$w = P_t$ $= 0.226359 \text{ MPa}$
------	------------------------------------

支点間距離	$L = 1535 \text{ mm}$
-------	-----------------------

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

	$Q_s = w \cdot L / 2$ $= 0.226359 \times 1535 / 2$ $= 173.730 \text{ N/mm}$
--	---

基礎ボルトの負担幅 (mm)	$b = 140 \text{ mm}$
----------------	----------------------

基礎ボルトの引張荷重	$P_{tb} = Q_s \cdot b$
------------	------------------------

$$=173.730 \times 140$$

$$=24322.2 \text{ N}$$

(a-2-2-1-2) 支点間距離  $L=870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $249 \text{ mm}$ )

津波波圧  $w=P_t$

$$=0.226359 \text{ MPa}$$

支点間距離  $L=870 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$

$$=0.226359 \times 870/2$$

$$=98.4661 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)  $b=249 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb}=Q_s \cdot b$

$$=98.4661 \times 249$$

$$=24518.0 \text{ N}$$

(a-2-2-1-3) 支点間距離  $L=870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $194.5 \text{ mm}$ )

津波波圧  $w=P_t$

$$=0.226359 \text{ MPa}$$

支点間距離  $L=870 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$

$$=0.226359 \times 870/2$$

$$=98.4661 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)  $b=194.5 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb}=Q_s \cdot b$

$$=98.4661 \times 194.5$$

$$=19151.6 \text{ N}$$

(a-2-2-1-4) 支点間距離  $L=870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $165 \text{ mm}$ )

津波波圧  $w=P_t$

$$=0.226359 \text{ MPa}$$

支点間距離  $L=870 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$

$$=0.226359 \times 870/2$$

$$=98.4661 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)  $b=165 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb}=Q_s \cdot b$



$$=98.4661 \times 165$$

$$=16246.9 \text{ N}$$

(a-2-2-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

基礎ボルトの呼び径断面積

$$A_m = \pi / 4 \cdot \phi^2$$

$$= 201.061 \text{ mm}^2$$

$$= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

(a-2-2-3) 発生応力<基準津波時>

(a-2-2-3-1) 支点間距離 L=1535 mm (基礎ボルトの負担幅 140 mm)

基礎ボルトの引張応力

$$\sigma_t = P_{tb} / A_m$$

$$= 24322.2 / 2.011 \times 10^2$$

$$= 120.945 \text{ MPa} = 121 \text{ MPa}$$

(a-2-2-3-2) 支点間距離 L=870 mm (基礎ボルトの負担幅 249 mm)

基礎ボルトの引張応力

$$\sigma_t = P_{tb} / A_m$$

$$= 24518.0 / 2.011 \times 10^2$$

$$= 121.919 \text{ MPa} = 122 \text{ MPa}$$

(a-2-2-3-3) 支点間距離 L=870 mm (基礎ボルトの負担幅 194.5 mm)

基礎ボルトの引張応力

$$\sigma_t = P_{tb} / A_m$$

$$= 19151.6 / 2.011 \times 10^2$$

$$= 95.2342 \text{ MPa} = 96 \text{ MPa}$$

(a-2-2-3-4) 支点間距離 L=870 mm (基礎ボルトの負担幅 165 mm)

基礎ボルトの引張応力

$$\sigma_t = P_{tb} / A_m$$

$$= 16246.9 / 2.011 \times 10^2$$

$$= 80.7901 \text{ MPa} = 81 \text{ MPa}$$

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は、「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は、「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)  $S_s$ 地震荷重

固有値解析の結果より、取水路点検用開口部浸水防止蓋の固有周期は、0.05s以上であるため、剛構造であることから、 $S_s$ 地震荷重を求めるための設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における最大応答加速度の1.2倍を考慮して設定する。設計震度を表6.9.1-(2)-a-1に示す。

表 6.9.1-(2)-a-1 応力評価に用いる  $S_s$ 地震荷重の設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		基準地震動 $S_s$	取水構造物 EL. 3.310 (EL. 2.810*2)
		鉛直方向 $C_V$	0.95

注記 \*1：取水路点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が0.05s以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

基準地震動  $S_s$  による地震荷重は以下のとおりとする。

$$W_{hk} = C_H \cdot (m_D + m_s) \cdot g$$

$$W_{vk} = C_V \cdot (m_D + m_s) \cdot g$$

$$w_{vk} = C_V \cdot (m_D + m_s) \cdot g/A$$

ここで、

$W_{hk}$ ：基準地震動  $S_s$  による水平地震荷重 (N)

$W_{vk}$ ：基準地震動  $S_s$  による鉛直地震荷重 (N)

$$\begin{aligned}
w_{vk} &: \text{基準地震動 } S_s \text{ による鉛直地震等分布荷重 (MPa)} \\
C_H &: \text{基準地震動 } S_s \text{ による水平方向の設計震度} = 1.04 \\
C_V &: \text{基準地震動 } S_s \text{ による鉛直方向の設計震度} = 0.95 \\
m_D &: \text{蓋の自重による質量 (設計値) (kg)} = 1000 \text{ (蓋 1, 10)} \\
&= 2000 \text{ (蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)} \\
m_s &: \text{積雪荷重による質量 (kg)} = 72.1091 \text{ (蓋 1, 10)} \\
&= 90.4456 \text{ (蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)} \\
g &: \text{重力加速度 (m/s}^2\text{)} = 9.80665 \\
A &: \text{蓋の面積 (mm}^2\text{)} = 3323400 = 3.323 \times 10^6 \text{ (蓋 1, 10)} \\
&= 4167950 = 4.168 \times 10^6 \text{ (蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)}
\end{aligned}$$

以上より,

蓋 (1, 10)

$$\begin{aligned}
W_{hk} &= 1.04 \times (1000 + 72.1091) \times 9.80665 \\
&= 10934.3 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
W_{vk} &= 0.95 \times (1000 + 72.1091) \times 9.80665 \\
&= 9988.10 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
w_{vk} &= 0.95 \times (1000 + 72.1091) \times 9.80665 / 3.323 \times 10^6 \\
&= 3.00575 \times 10^{-3} \text{ MPa}
\end{aligned}$$

蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$$\begin{aligned}
W_{hk} &= 1.04 \times (2000 + 90.4456) \times 9.80665 \\
&= 21320.2 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
W_{vk} &= 0.95 \times (2000 + 90.4456) \times 9.80665 \\
&= 19475.2 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
w_{vk} &= 0.95 \times (2000 + 90.4456) \times 9.80665 / 4.168 \times 10^6 \\
&= 4.67256 \times 10^{-3} \text{ MPa}
\end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する鉛直荷重（鉛直下向き）は、コンクリート躯体に支持される。  
また、蓋に作用する水平地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達し、基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。  
蓋の水平地震荷重による面内応力は、発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1) 蓋 (1, 10)

(a-1-1-1) 発生荷重<S<sub>s</sub>地震時>

蓋の固定荷重による鉛直等分布荷重  $w_D = 2.95114 \times 10^{-3}$  MPa

蓋の積雪荷重による鉛直等分布荷重  $w_S = 2.12804 \times 10^{-4}$  MPa

蓋に作用する鉛直地震等分布荷重  $w_{vk} = 3.00575 \times 10^{-3}$  MPa

蓋に作用する鉛直等分布荷重

$$\begin{aligned} w &= w_D + w_S + w_{vk} \\ &= 2.95114 \times 10^{-3} + 2.12804 \times 10^{-4} + 3.00575 \times 10^{-3} \\ &= 6.16969 \times 10^{-3} \text{ MPa} \end{aligned}$$

支点間距離  $L = 870$  mm

単位幅当たり曲げモーメント  $M = w \cdot L^2 / 8$   
 $= 6.16969 \times 10^{-3} \times 870^2 / 8$   
 $= 583.729$  N・mm/mm

単位幅当たりせん断力  $Q = w \cdot L / 2$   
 $= 6.16969 \times 10^{-3} \times 870 / 2$   
 $= 2.68381$  N/mm

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の厚さ  $t = 30.0$  mm

蓋の単位幅当たりの断面係数  $Z = t^2 / 6$   
 $= 30.0^2 / 6$   
 $= 150$  mm<sup>3</sup>/mm

蓋の単位幅当たりのせん断断面積  $A_s = t$   
 $= 30$  mm<sup>2</sup>/mm

(a-1-1-3) 発生応力<S<sub>s</sub>地震時>

単位幅当たり曲げモーメント  $M = 583.729$  N・mm/mm

単位幅当たりせん断力  $Q = 2.68381$  N/mm

最大曲げ応力  $\sigma_b = M / Z$

$$\begin{aligned}
&=583.729/150 \\
&=3.89152 \text{ MPa}=4 \text{ MPa} \\
\text{最大せん断応力} \quad \tau &=Q/A_s \\
&=2.68381/30 \\
&=0.0894603 \text{ MPa}=1 \text{ MPa} \\
\text{組合せ応力 (曲げ+せん断)} \quad \sigma &=\sqrt{(\sigma_b^2+3 \cdot \tau^2)} \\
&=\sqrt{(4^2+3 \times 1^2)} \\
&=4.35889 \text{ MPa}=5 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

(a-1-2) 蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

(a-1-2-1) 発生荷重<S<sub>s</sub>地震時>

$$\begin{aligned}
\text{蓋の固定荷重による鉛直等分布荷重} \quad w_D &=4.70568 \times 10^{-3} \text{ MPa} \\
\text{蓋の積雪荷重による鉛直等分布荷重} \quad w_S &=2.12804 \times 10^{-4} \text{ MPa} \\
\text{蓋に作用する鉛直地震等分布荷重} \quad w_{vk} &=4.67256 \times 10^{-3} \text{ MPa} \\
\text{蓋に作用する鉛直等分布荷重}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
w &=w_D+w_S+w_{vk} \\
&=4.70568 \times 10^{-3}+2.12804 \times 10^{-4}+4.67256 \times 10^{-3} \\
&=9.59104 \times 10^{-3} \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{支点間距離} \quad L &=1535 \text{ mm} \\
\text{単位幅当たり曲げモーメント} \quad M &=w \cdot L^2/8 \\
&=9.59104 \times 10^{-3} \times 1535^2/8 \\
&=2824.83 \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{mm} \\
\text{単位幅当たりせん断力} \quad Q &=w \cdot L/2 \\
&=9.59104 \times 10^{-3} \times 1535/2 \\
&=7.36112 \text{ N}/\text{mm}
\end{aligned}$$

(a-1-2-2) 断面性能

$$\begin{aligned}
\text{蓋の厚さ} \quad t &=50.0 \\
\text{蓋の単位幅当たりの断面係数} \quad Z &=t^2/6 \\
&=50.0^2/6 \\
&=416.666 \text{ mm}^3/\text{mm} \\
\text{蓋の単位幅当たりのせん断断面積} \quad A_s &=t \\
&=50 \text{ mm}^2/\text{mm}
\end{aligned}$$

(a-1-2-3) 発生応力<S<sub>s</sub>地震時>

$$\begin{aligned}
\text{単位幅当たり曲げモーメント} \quad M &=2824.83 \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{mm} \\
\text{単位幅当たりせん断力} \quad Q &=7.36112 \text{ N}/\text{mm} \\
\text{最大曲げ応力} \quad \sigma_b &=M/Z
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&=2824.83/416.666 \\
&=6.77960 \text{ MPa}=7 \text{ MPa} \\
\text{最大せん断応力} \quad \tau &=Q/A_s \\
&=7.36112/50 \\
&=0.147222 \text{ MPa}=1 \text{ MPa} \\
\text{組合せ応力 (曲げ+せん断)} \quad \sigma &=\sqrt{(\sigma_b^2+3 \cdot \tau^2)} \\
&=\sqrt{(7^2+3 \times 1^2)} \\
&=7.21110 \text{ MPa}=8 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

(a-2) 基礎ボルト

蓋に作用する水平地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (1, 10)

(a-2-1-1) 発生荷重<S<sub>s</sub>地震時>

$$\begin{aligned}
\text{蓋に作用する水平地震荷重} \quad W_{hk} &=10934.3 \text{ N} \\
\text{基礎ボルトの本数} \quad n &=32 \text{ 本} \\
\text{基礎ボルト 1 本に作用するせん断荷重} \quad Q &=W_{hk}/n \\
&=10934.3/32 \\
&=341.696 \text{ N}
\end{aligned}$$

(a-2-1-2) 断面性能

$$\begin{aligned}
\text{基礎ボルトの呼び径 (M16)} \quad \phi &=16 \text{ mm} \\
\text{基礎ボルトの呼び径断面積} \quad A_m &=\pi/4 \cdot \phi^2 \\
&=201.061 \text{ mm}^2 \\
&=2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

(a-2-1-3) 発生応力<S<sub>s</sub>地震時>

$$\begin{aligned}
\text{最大せん断応力} \quad \tau &=Q/A_m \\
&=341.696/2.011 \times 10^2 \\
&=1.69913 \text{ MPa} \\
&=2 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

(a-2-2) 蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

(a-2-2-1) 発生荷重<S<sub>s</sub>地震時>

$$\begin{aligned}
\text{蓋に作用する水平地震荷重} \quad W_{hk} &=21320.2 \text{ N} \\
\text{基礎ボルトの本数} \quad n &=40 \text{ 本} \\
\text{基礎ボルト 1 本に作用するせん断荷重} \quad Q &=W_{hk}/n \\
&=21320.2/40
\end{aligned}$$

$$=533.005 \text{ N}$$

(a-2-2-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

基礎ボルトの呼び径断面積

$$A_m = \pi / 4 \cdot \phi^2$$

$$= 201.061 \text{ mm}^2$$

$$= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

(a-2-2-3) 発生応力<S<sub>s</sub>地震時>

最大せん断応力

$$\tau = Q/A_m$$

$$= 533.005 / 2.011 \times 10^2$$

$$= 2.65044 \text{ MPa}$$

$$= 3 \text{ MPa}$$

ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

溢水+S<sub>d</sub>地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は、突き上げ津波荷重を緩和する方向に作用することから、考慮しない。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は、突き上げ津波荷重を緩和する方向に作用することから、考慮しない。ただし、水平地震力を求めるにあたっては、積雪荷重による質量を考慮する。積雪荷重はS<sub>s</sub>地震時と同じ値とする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は、「基準津波時」と同じ値とする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

S<sub>d</sub>地震荷重は、添付書類「V-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、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D1 に伴う地震力とする。固有値解析の結果より、取水路点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であるため、剛構造であることから、S<sub>d</sub>地震荷重を求めるための設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。設計震度を表 6.9.1-(2)-a-2 に示す。

表 6.9.1-(2)-a-2 応力評価に用いる S<sub>d</sub>地震荷重の設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度*1	
		弾性設計用 地震動 S <sub>d</sub> -D1	取水構造物 EL. 3.310 (EL. 2.810*2)
		鉛直方向 C <sub>VSd</sub>	0.39

注記 \*1：海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。



余震による地震荷重は以下のとおりとする。

$$W_{\text{hksd}} = C_{\text{Hsd}} \cdot (m_D + m_s) \cdot g$$

ここで、

$W_{\text{hksd}}$  : 余震による水平地震荷重 (N)

$C_{\text{Hsd}}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.61

$m_D$  : 蓋の自重による質量 (設計値) (kg)

= 1000 (蓋 1, 10)

= 2000 (蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$m_s$  : 積雪荷重による質量 (kg)

= 72.1091 (蓋 1, 10)

= 90.4456 (蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

= 9.80665

以上より、

蓋 (1, 10)

$$W_{\text{hksd}} = 0.61 \times (1000 + 72.1091) \times 9.80665$$

$$= 6413.41 \text{ N}$$

蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$$W_{\text{hksd}} = 0.61 \times (2000 + 90.4456) \times 9.80665$$

$$= 12505.1 \text{ N}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波波圧（鉛直上向き）及び  $S_d$  水平地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達し、基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。  
蓋の水平地震荷重による面内応力は、発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1) 蓋 (1, 10)

(a-1-1-1) 発生荷重<基準津波+ $S_d$ 地震時>

津波波圧	$w = P_t$
	$= 0.226359 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 870 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$
	$= 0.226359 \times 870^2 / 8$
	$= 21416.3 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L / 2$
	$= 0.226359 \times 870 / 2$
	$= 98.4661 \text{ N}/\text{mm}$

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 30.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2 / 6$
	$= 30.0^2 / 6$
	$= 150 \text{ mm}^3/\text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$
	$= 30 \text{ mm}^2/\text{mm}$

(a-1-1-3) 発生応力<基準津波+ $S_d$ 地震時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 21416.3 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 98.4661 \text{ N}/\text{mm}$
最大曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$
	$= 21416.3 / 150$
	$= 142.775 \text{ MPa} = 143 \text{ MPa}$
最大せん断応力	$\tau = Q / A_s$
	$= 98.4661 / 30$
	$= 3.28220 \text{ MPa} = 4 \text{ MPa}$
組合せ応力（曲げ+せん断）	$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$
	$= \sqrt{(143^2 + 3 \times 4^2)}$

$$= 143.167 \text{ MPa} = 144 \text{ MPa}$$

(a-1-2) 蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

(a-1-2-1) 発生荷重<基準津波+S<sub>d</sub>地震時>

津波波圧	$w = P_t$
	$= 0.226359 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 1535 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$
	$= 0.226359 \times 1535^2 / 8$
	$= 66669.0 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L / 2$
	$= 0.226359 \times 1535 / 2$
	$= 173.730 \text{ N} / \text{mm}$

(a-1-2-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 50.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2 / 6$
	$= 50.0^2 / 6$
	$= 416.666 \text{ mm}^3 / \text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$
	$= 50 \text{ mm}^2 / \text{mm}$

(a-1-2-3) 発生応力<基準津波+S<sub>d</sub>地震時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 66669.0 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 173.730 \text{ N} / \text{mm}$
最大曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$
	$= 66669.0 / 416.666$
	$= 160.005 \text{ MPa} = 161 \text{ MPa}$
最大せん断応力	$\tau = Q / A_s$
	$= 173.730 / 50$
	$= 3.47460 \text{ MPa} = 4 \text{ MPa}$
組合せ応力 (曲げ+せん断)	$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$
	$= \sqrt{(161^2 + 3 \times 4^2)}$
	$= 161.148 \text{ MPa} = 162 \text{ MPa}$

(a-2) 基礎ボルト

蓋に作用する津波波圧及び  $S_d$  水平地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (1, 10)

(a-2-1-1) 発生荷重<基準津波+S<sub>d</sub>地震時>

(a-2-1-1-1) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅 249 mm)

(a-2-1-1-1-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

津波波圧	$w=P_t$
	$=0.226359$ MPa
支点間距離	$L=870$ mm
蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力	$Q_s = w \cdot L/2$
	$=0.226359 \times 870/2$
	$=98.4661$ N/mm
基礎ボルトの負担幅	$b=249$ mm
基礎ボルトの引張荷重	$P_{tb} = Q_s \cdot b$
	$=98.4661 \times 249$
	$=24518.0$ N

(a-2-1-1-1-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重	$W_{hk\text{sd}} = 6413.41$ N
基礎ボルトの本数	$n=32$ 本
基礎ボルトに作用するせん断荷重	$Q_{sb} = W_{hk\text{sd}}/n$
	$=6413.41/32$
	$=200.419$ N

(a-2-1-1-2) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅 218 mm)

(a-2-1-1-2-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

津波波圧	$w=P_t$
	$=0.226359$ MPa
支点間距離	$L=870$ mm
蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力	$Q_s = w \cdot L/2$
	$=0.226359 \times 870/2$
	$=98.4661$ N/mm
基礎ボルトの負担幅	$b=218$ mm
基礎ボルトの引張荷重	$P_{tb} = Q_s \cdot b$
	$=98.4661 \times 218$

$$=21465.6 \text{ N}$$

(a-2-1-1-2-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重  $W_{hksd} = 6413.41 \text{ N}$

基礎ボルトの本数  $n = 32 \text{ 本}$

基礎ボルトに作用するせん断荷重  $Q_{sb} = W_{hk}/n$   
 $= 6413.41/32$   
 $= 200.419 \text{ N}$

(a-2-1-1-3) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $187 \text{ mm}$ )

(a-2-1-1-3-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

津波波圧  $w = P_t$   
 $= 0.226359 \text{ MPa}$

支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$
$$= 0.226359 \times 870/2$$
$$= 98.4661 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)  $b = 187 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb} = Q_s \cdot b$   
 $= 98.4661 \times 187$   
 $= 18413.1 \text{ N}$

(a-2-1-1-3-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重  $W_{hksd} = 6431.41 \text{ N}$

基礎ボルトの本数  $n = 32 \text{ 本}$

基礎ボルトに作用するせん断荷重  $Q_{sb} = W_{hksd}/n$   
 $= 6431.41/32$   
 $= 200.419 \text{ N}$

(a-2-1-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)  $\phi = 16 \text{ mm}$

基礎ボルトの呼び径断面積  $A_m = \pi/4 \cdot \phi^2$   
 $= 201.061 \text{ mm}^2$   
 $= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力<基準津波+S<sub>d</sub>地震時>

(a-2-1-3-1) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $249 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$$=24518.0/2.011 \times 10^2$$

$$=121.919 \text{ MPa} = 122 \text{ MPa}$$

基礎ボルトのせん断応力  $\tau_k = Q_{sb} / A_m$

$$=200.419/2.011 \times 10^2$$

$$=0.996613 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

(a-2-1-3-2) 支点間距離 L=870 mm (基礎ボルトの負担幅 218 mm)

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_t = P_{tb} / A_m$

$$=21465.6/2.011 \times 10^2$$

$$=106.740 \text{ MPa} = 107 \text{ MPa}$$

基礎ボルトのせん断応力  $\tau_k = Q_{sb} / A_m$

$$=200.419/2.011 \times 10^2$$

$$=0.996613 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

(a-2-1-3-3) 支点間距離 L=870 mm (基礎ボルトの負担幅 187 mm)

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_t = P_{tb} / A_m$

$$=18413.1/2.011 \times 10^2$$

$$=91.5619 \text{ MPa} = 92 \text{ MPa}$$

基礎ボルトのせん断応力  $\tau_k = Q_{sb} / A_m$

$$=200.419/2.011 \times 10^2$$

$$=0.996613 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

(a-2-2) 蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

(a-2-2-1) 発生荷重<基準津波+S<sub>d</sub>地震時>

(a-2-2-1-1) 支点間距離 L=1535 mm (基礎ボルトの負担幅 140 mm)

(a-2-2-1-1-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

津波波圧  $w = P_t$

$$=0.226359 \text{ MPa}$$

支点間距離  $L = 1535 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$

$$=0.226359 \times 1535/2$$

$$=173.730 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)  $b = 140 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb} = Q_s \cdot b$

$$=173.730 \times 140$$

$$=24322.2 \text{ N}$$

(a-2-2-1-1-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重	$W_{hksd} = 12505.1 \text{ N}$
基礎ボルトの本数	$n = 40 \text{ 本}$
基礎ボルトに作用するせん断荷重	$Q_{sb} = W_{hksd}/n$
	$= 12505.1/40$
	$= 312.627 \text{ N}$

(a-2-2-1-2) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $249 \text{ mm}$ )

(a-2-2-1-2-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

津波波圧	$w = P_t$
	$= 0.226359 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 870 \text{ mm}$
蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力	$Q_s = w \cdot L/2$
	$= 0.226359 \times 870/2$
	$= 98.4661 \text{ N/mm}$
基礎ボルトの負担幅	$b = 249 \text{ mm}$
基礎ボルトの引張荷重	$P_{tb} = Q_s \cdot b$
	$= 98.4661 \times 249$
	$= 24518.0 \text{ N}$

(a-2-2-1-2-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重	$W_{hksd} = 12505.1 \text{ N}$
基礎ボルトの本数	$n = 40 \text{ 本}$
基礎ボルトに作用するせん断荷重	$Q_{sb} = W_{hksd}/n$
	$= 12505.1/40$
	$= 312.627 \text{ N}$

(a-2-2-1-3) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $194.5 \text{ mm}$ )

(a-2-2-1-3-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

津波波圧	$w = P_t$
	$= 0.226359 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 870 \text{ mm}$
蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力	$Q_s = w \cdot L/2$
	$= 0.226359 \times 870/2$
	$= 98.4661 \text{ N/mm}$
基礎ボルトの負担幅	$b = 194.5 \text{ mm}$
基礎ボルトの引張荷重	$P_{tb} = Q_s \cdot b$
	$= 98.4661 \times 194.5$

$$=19151.6 \text{ N}$$

(a-2-2-1-3-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重  $W_{hksd} = 12505.1 \text{ N}$

基礎ボルトの本数  $n = 40 \text{ 本}$

基礎ボルトに作用するせん断荷重  $Q_{sb} = W_{hksd}/n$   
 $= 12505.1/40$   
 $= 312.627 \text{ N}$

(a-2-2-1-4) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $165 \text{ mm}$ )

(a-2-2-1-4-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

津波波圧  $w = P_t$   
 $= 0.226359 \text{ MPa}$

支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$
$$= 0.226359 \times 870/2$$
$$= 98.4661 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅  $b = 165 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb} = Q_s \cdot b$   
 $= 98.4661 \times 165$   
 $= 16246.9 \text{ N}$

(a-2-2-1-4-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重  $W_{hksd} = 12505.1 \text{ N}$

基礎ボルトの本数  $n = 40 \text{ 本}$

基礎ボルトに作用するせん断荷重  $Q_{sb} = W_{hksd}/n$   
 $= 12505.1/40$   
 $= 312.627 \text{ N}$

(a-2-2-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)  $\phi = 16 \text{ mm}$

基礎ボルトの呼び径断面積  $A_m = \pi/4 \cdot \phi^2$   
 $= 201.061 \text{ mm}^2$   
 $= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(a-2-2-3) 発生応力<基準津波+S<sub>d</sub>地震時>

(a-2-2-3-1) 支点間距離  $L = 1535 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $140 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_t = P_{tb}/A_m$   
 $= 24322.2/2.011 \times 10^2$



$$\begin{aligned}
 &= 120.945 \text{ MPa} = 121 \text{ MPa} \\
 \text{基礎ボルトのせん断応力} \quad \tau_k &= Q_{sb} / A_m \\
 &= 312.627 / 2.011 \times 10^2 \\
 &= 1.55458 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(a-2-2-3-2) 支点間距離 L=870 mm 箇所 (基礎ボルトの負担幅 249 mm 箇所)

$$\begin{aligned}
 \text{基礎ボルトの引張応力} \quad \sigma_t &= P_{tb} / A_m \\
 &= 24518.0 / 2.011 \times 10^2 \\
 &= 121.919 \text{ MPa} = 122 \text{ MPa} \\
 \text{基礎ボルトのせん断応力} \quad \tau_k &= Q_{sb} / A_m \\
 &= 312.627 / 2.011 \times 10^2 \\
 &= 1.55458 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(a-2-2-3-3) 支点間距離 L=870 mm 箇所 (基礎ボルトの負担幅 194.5 mm 箇所)

$$\begin{aligned}
 \text{基礎ボルトの引張応力} \quad \sigma_t &= P_{tb} / A_m \\
 &= 19151.6 / 2.011 \times 10^2 \\
 &= 95.2340 \text{ MPa} = 96 \text{ MPa} \\
 \text{基礎ボルトのせん断応力} \quad \tau_k &= Q_{sb} / A_m \\
 &= 312.627 / 2.011 \times 10^2 \\
 &= 1.55458 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(a-2-2-3-4) 支点間距離 L=870 mm 箇所 (基礎ボルトの負担幅 165 mm 箇所)

$$\begin{aligned}
 \text{基礎ボルトの引張応力} \quad \sigma_t &= P_{tb} / A_m \\
 &= 16246.9 / 2.011 \times 10^2 \\
 &= 80.7901 \text{ MPa} = 81 \text{ MPa} \\
 \text{基礎ボルトのせん断応力} \quad \tau_k &= Q_{sb} / A_m \\
 &= 312.627 / 2.011 \times 10^2 \\
 &= 1.55458 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

## ニ. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添  
3-2-4-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

### (イ) 荷重条件

#### (a-1) 固定荷重

固定荷重は突き上げ津波荷重を緩和する方向に作用することから、考慮しない。

#### (a-2) 積雪荷重

積雪荷重は突き上げ津波荷重を緩和する方向に作用することから、考慮しない。

#### (a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は以下のとおりとする。

$$P_t = (\rho \cdot g \cdot h + 1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot U^2) / 10^6$$

ここで、

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa)

$\rho$  : 海水の密度 (kg/m<sup>3</sup>) = 1030

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$h$  : 津波荷重水位 (m) = 26.0

$C_D$  : 抗力係数 = 2.01

$U$  : 流速 (m/s) = 2.0

以上より、

$$P_t = (1030 \times 9.80665 \times 26.0 + 1/2 \times 2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 10^6 \\ = 0.266762 \text{ MPa}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波波圧（鉛直上向き）は、蓋を介して基礎ボルトに伝達し、基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋 (1, 10)

(a-1-1-1) 発生荷重<敷地に遡上する津波時>

津波波圧	$w = P_t$ $= 0.266762 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 870 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$ $= 0.266762 \times 870^2 / 8$ $= 25239.0 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L / 2$ $= 0.266762 \times 870 / 2$ $= 116.041 \text{ N} / \text{mm}$

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 30.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2 / 6$ $= 30.0^2 / 6$ $= 150 \text{ mm}^3 / \text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$ $= 30 \text{ mm}^2 / \text{mm}$

(a-1-1-3) 発生応力<敷地に遡上する津波時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 25239.0 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 116.041 \text{ N} / \text{mm}$
最大曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$ $= 25239.0 / 150$ $= 168.260 \text{ MPa} = 169 \text{ MPa}$
最大せん断応力	$\tau = Q / A_s$ $= 116.041 / 30$ $= 3.86803 \text{ MPa} = 4 \text{ MPa}$
組合せ応力（曲げ+せん断）	$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$ $= \sqrt{(169^2 + 3 \times 4^2)}$ $= 169.141 \text{ MPa} = 170 \text{ MPa}$

(a-1-2) 蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

(a-1-2-1) 発生荷重<敷地に遡上する津波時>

津波波圧	$w = P_t$ $= 0.266762 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 1535 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$ $= 0.266762 \times 1535^2 / 8$ $= 78568.9 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L / 2$ $= 0.266762 \times 1535 / 2$ $= 204.739 \text{ N}/\text{mm}$

(a-1-2-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 50.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2 / 6$ $= 50.0^2 / 6$ $= 416.666 \text{ mm}^3/\text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$ $= 50 \text{ mm}^2/\text{mm}$

(a-1-2-3) 発生応力<敷地に遡上する津波時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 78568.9 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 204.739 \text{ N}/\text{mm}$
最大曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$ $= 78568.9 / 416.666$ $= 188.565 \text{ MPa} = 189 \text{ MPa}$
最大せん断応力	$\tau = Q / A_s$ $= 204.739 / 50$ $= 4.09478 \text{ MPa} = 5 \text{ MPa}$
組合せ応力 (曲げ+せん断)	$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$ $= \sqrt{(189^2 + 3 \times 5^2)}$ $= 189.198 \text{ MPa} = 190 \text{ MPa}$

(a-2) 基礎ボルト

蓋に作用する津波波圧は、蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (1, 10)

(a-2-1-1) 発生荷重<敷地に遡上する津波時>

(a-2-1-1-1) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅 249 mm)

$$\begin{aligned} \text{津波波圧} & w = P_t \\ & = 0.266762 \text{ MPa} \\ \text{支点間距離} & L = 870 \text{ mm} \\ \text{蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力} & Q_s = w \cdot L/2 \\ & = 0.266762 \times 870/2 \\ & = 116.041 \text{ N/mm} \\ \text{基礎ボルトの負担幅 (mm)} & b = 249 \text{ mm} \\ \text{基礎ボルトの引張荷重} & P_{tb} = Q_s \cdot b \\ & = 116.041 \times 249 \\ & = 28894.2 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-2-1-1-2) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅 218 mm)

$$\begin{aligned} \text{津波波圧} & w = P_t \\ & = 0.266762 \text{ MPa} \\ \text{支点間距離} & L = 870 \text{ mm} \\ \text{蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力} & Q_s = w \cdot L/2 \\ & = 0.266762 \times 870/2 \\ & = 116.041 \text{ N/mm} \\ \text{基礎ボルトの負担幅 (mm)} & b = 218 \text{ mm} \\ \text{基礎ボルトの引張荷重} & P_{tb} = Q_s \cdot b \\ & = 116.041 \times 218 \\ & = 25296.9 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-2-1-1-3) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅 187 mm)

$$\begin{aligned} \text{津波波圧} & w = P_t \\ & = 0.266762 \text{ MPa} \\ \text{支点間距離} & L = 870 \text{ mm} \\ \text{蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力} & Q_s = w \cdot L/2 \\ & = 0.266762 \times 870/2 \\ & = 116.041 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)	$b = 187 \text{ mm}$
基礎ボルトの引張荷重	$P_{tb} = Q \cdot b$ $= 116.041 \times 187$ $= 21699.6 \text{ N}$

(a-2-1-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)	$\phi = 16 \text{ mm}$
基礎ボルトの呼び径断面積	$A_m = \pi / 4 \cdot \phi^2$ $= 201.061 \text{ mm}^2$ $= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力<敷地に遡上する津波時>

(a-2-1-3-1) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $249 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力	$\sigma_t = P_{tb} / A_m$ $= 28894.2 / 2.011 \times 10^2$ $= 143.680 \text{ MPa} = 144 \text{ MPa}$
------------	---

(a-2-1-3-2) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $218 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力	$\sigma_t = P_{tb} / A_m$ $= 25296.9 / 2.011 \times 10^2$ $= 125.792 \text{ MPa} = 126 \text{ MPa}$
------------	---

(a-2-1-3-3) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $187 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力	$\sigma_t = P_{tb} / A_m$ $= 21699.6 / 2.011 \times 10^2$ $= 107.904 \text{ MPa} = 108 \text{ MPa}$
------------	---

(a-2-2) 蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

(a-2-2-1) 発生荷重<敷地に遡上する津波時>

(a-2-2-1-1) 支点間距離  $L = 1535 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $140 \text{ mm}$ )

津波波圧	$w = P_t$ $= 0.266762 \text{ MPa}$
------	---------------------------------------

支点間距離	$L = 1535 \text{ mm}$
-------	-----------------------

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$Q = w \cdot L / 2$ $= 0.266762 \times 1535 / 2$ $= 204.739 \text{ N/mm}$
---

基礎ボルトの負担幅 (mm)	$b = 140 \text{ mm}$
----------------	----------------------

基礎ボルトの引張荷重	$P_{tb} = Q_s \cdot b$
------------	------------------------

$$=204.739 \times 140$$

$$=28663.4 \text{ N}$$

(a-2-2-1-2) 支点間距離  $L=870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $249 \text{ mm}$ )

津波波圧  $w=P_t$

$$=0.266762 \text{ MPa}$$

支点間距離  $L=870 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$

$$=0.266762 \times 870/2$$

$$=116.041 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)  $b=249 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb}=Q_s \cdot b$

$$=116.041 \times 249$$

$$=28894.2 \text{ N}$$

(a-2-2-1-3) 支点間距離  $L=870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $194.5 \text{ mm}$ )

津波波圧  $w=P_t$

$$=0.266762 \text{ MPa}$$

支点間距離  $L=870 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$

$$=0.266762 \times 870/2$$

$$=116.041 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)  $b=194.5 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb}=Q_s \cdot b$

$$=116.041 \times 194.5$$

$$=22569.9 \text{ N}$$

(a-2-2-1-4) 支点間距離  $L=870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $165 \text{ mm}$ )

津波波圧  $w=P_t$

$$=0.266762 \text{ MPa}$$

支点間距離  $L=870 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$

$$=0.266762 \times 870/2$$

$$=116.041 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)  $b=165 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb}=Q_s \cdot b$

$$= 116.041 \times 165$$

$$= 19146.7 \text{ N}$$

(a-2-2-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)	$\phi = 16 \text{ mm}$
基礎ボルトの呼び径断面積	$A_m = \pi / 4 \cdot \phi^2$
	$= 201.061 \text{ mm}^2$
	$= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(a-2-2-3) 発生応力<敷地に遡上する津波時>

(a-2-2-3-1) 支点間距離  $L = 1535 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $140 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力	$\sigma_t = P_{tb} / A_m$
	$= 28663.4 / 2.011 \times 10^2$
	$= 142.533 \text{ MPa} = 143 \text{ MPa}$

(a-2-2-3-2) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $249 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力	$\sigma_t = P_{tb} / A_m$
	$= 28894.2 / 2.011 \times 10^2$
	$= 143.680 \text{ MPa} = 144 \text{ MPa}$

(a-2-2-3-3) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $194.5 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力	$\sigma_t = P_{tb} / A_m$
	$= 22569.9 / 2.011 \times 10^2$
	$= 112.232 \text{ MPa} = 113 \text{ MPa}$

(a-2-2-3-4) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $165 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力	$\sigma_t = P_{tb} / A_m$
	$= 19146.7 / 2.011 \times 10^2$
	$= 95.2098 \text{ MPa} = 96 \text{ MPa}$



ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は、突き上げ津波荷重を緩和する方向に作用することから、考慮しない。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は、突き上げ津波荷重を緩和する方向に作用することから、考慮しない。ただし、水平地震力を求めるにあたっては、積雪荷重による質量を考慮する。積雪荷重はS<sub>s</sub>地震時と同じ値とする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は、「敷地に遡上する津波時」と同じ値とする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

S<sub>d</sub>地震荷重は、添付書類「V-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、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D1 に伴う地震力とする。固有値解析の結果より、取水路点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であるため、剛構造であることから、S<sub>d</sub>地震荷重を求めるための設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。設計震度を表 6.9.1-(2)-a-3 に示す。

表 6.9.1-(2)-a-3 応力評価に用いる S<sub>d</sub>地震荷重の設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度	
		弾性設計用 地震動 S <sub>d</sub> -D1	取水構造物 EL. 3.310 (EL. 2.810)
		鉛直方向 C <sub>VS<sub>d</sub></sub>	0.39

余震による地震荷重は以下のとおりとする。

$$W_{\text{hksd}} = C_{\text{Hsd}} \cdot (m_D + m_s) \cdot g$$

ここで、

$W_{\text{hksd}}$  : 余震による水平地震荷重 (N)

$C_{\text{Hsd}}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.61

$m_D$  : 蓋の自重による質量 (設計値) (kg)

= 1000 (蓋 1, 10)

= 2000 (蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$m_s$  : 積雪荷重による質量 (kg)

= 72.1091 (蓋 1, 10)

= 90.4456 (蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

= 9.80665

以上より、

蓋 (1, 10)

$$W_{\text{hksd}} = 0.61 \times (1000 + 72.1091) \times 9.80665$$

$$= 6413.41 \text{ N}$$

蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

$$W_{\text{hksd}} = 0.61 \times (2000 + 90.4456) \times 9.80665$$

$$= 12505.1 \text{ N}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波波圧（鉛直上向き）及び  $S_d$  水平地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達し、基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。  
蓋の水平地震荷重による面内応力は、発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1) 蓋 (1, 10)

(a-1-1-1) 発生荷重<敷地に遡上する津波時+ $S_d$ 地震時>

津波波圧	$w = P_t$ $= 0.266762 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 870 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$ $= 0.266762 \times 870^2 / 8$ $= 25239.0 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L / 2$ $= 0.266762 \times 870 / 2$ $= 116.041 \text{ N} / \text{mm}$

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 30.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2 / 6$ $= 30.0^2 / 6$ $= 150 \text{ mm}^3 / \text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$ $= 30 \text{ mm}^2 / \text{mm}$

(a-1-1-3) 発生応力<敷地に遡上する津波時+ $S_d$ 地震時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 25239.0 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 116.041 \text{ N} / \text{mm}$
最大曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$ $= 25239.0 / 150$ $= 168.26 \text{ MPa} = 169 \text{ MPa}$
最大せん断応力	$\tau = Q / A_s$ $= 116.041 / 30$ $= 3.86803 \text{ MPa} = 4 \text{ MPa}$
組合せ応力（曲げ+せん断）	$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$ $= \sqrt{(169^2 + 3 \times 4^2)}$

$$= 169.141 \text{ MPa} = 170 \text{ MPa}$$

(a-1-2) 蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

(a-1-2-1) 発生荷重<敷地に遡上する津波時+S<sub>d</sub>地震時>

津波波圧	$w = P_t$
	$= 0.266762 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 1535 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$
	$= 0.266762 \times 1535^2 / 8$
	$= 78568.9 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L / 2$
	$= 0.266762 \times 1535 / 2$
	$= 204.739 \text{ N} / \text{mm}$

(a-1-2-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 50.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2 / 6$
	$= 50.0^2 / 6$
	$= 416.666 \text{ mm}^3 / \text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$
	$= 50 \text{ mm}^2 / \text{mm}$

(a-1-2-3) 発生応力<敷地に遡上する津波時+S<sub>d</sub>地震時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 78568.9 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 204.739 \text{ N} / \text{mm}$
最大曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$
	$= 78568.9 / 416.666$
	$= 188.565 \text{ MPa} = 189 \text{ MPa}$
最大せん断応力	$\tau = Q / A_s$
	$= 204.739 / 50$
	$= 4.09478 \text{ MPa} = 5 \text{ MPa}$
組合せ応力 (曲げ+せん断)	$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$
	$= \sqrt{(189^2 + 3 \times 5^2)}$
	$= 189.198 \text{ MPa} = 190 \text{ MPa}$

(a-2) 基礎ボルト

蓋に作用する津波波圧及び  $S_d$  水平地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (1, 10)

(a-2-1-1) 発生荷重<敷地に遡上する津波時+ $S_d$ 地震時>

(a-2-1-1-1) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅 249 mm)

(a-2-1-1-1-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

$$\begin{aligned} \text{津波波圧} & w = P_t \\ & = 0.266762 \text{ MPa} \\ \text{支点間距離} & L = 870 \text{ mm} \\ \text{蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力} & Q_s = w \cdot L/2 \\ & = 0.266762 \times 870/2 \\ & = 116.041 \text{ N/mm} \\ \text{基礎ボルトの負担幅} & b = 249 \text{ mm} \\ \text{基礎ボルトの引張荷重} & P_{tb} = Q_s \cdot b \\ & = 116.041 \times 249 \\ & = 28894.2 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-2-1-1-1-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

$$\begin{aligned} \text{蓋に作用する水平地震荷重} & W_{hksd} = 6413.41 \text{ N} \\ \text{基礎ボルトの本数} & n = 32 \text{ 本} \\ \text{基礎ボルトに作用するせん断荷重} & Q_{sb} = W_{hksd}/n \\ & = 6413.41/32 \\ & = 200.419 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-2-1-1-2) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅 218 mm)

(a-2-1-1-2-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

$$\begin{aligned} \text{津波波圧} & w = P_t \\ & = 0.266762 \text{ MPa} \\ \text{支点間距離} & L = 870 \text{ mm} \\ \text{蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力} & Q_s = w \cdot L/2 \\ & = 0.266762 \times 870/2 \\ & = 116.041 \text{ N/mm} \\ \text{基礎ボルトの負担幅} & b = 218 \text{ mm} \\ \text{基礎ボルトの引張荷重} & P_{tb} = Q_s \cdot b \\ & = 116.041 \times 218 \end{aligned}$$

$$=25296.9 \text{ N}$$

(a-2-1-1-2-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重  $W_{hksd} = 6413.41 \text{ N}$

基礎ボルトの本数  $n = 32 \text{ 本}$

基礎ボルトに作用するせん断荷重  $Q_{sb} = W_{hk}/n$   
 $= 6413.41/32$   
 $= 200.419 \text{ N}$

(a-2-1-1-3) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $187 \text{ mm}$ )

(a-2-1-1-3-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

津波波圧  $w = P_t$   
 $= 0.266762 \text{ MPa}$

支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$
$$= 0.266762 \times 870/2$$
$$= 116.041 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)  $b = 187 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb} = Q_s \cdot b$   
 $= 116.041 \times 187$   
 $= 21699.6 \text{ N}$

(a-2-1-1-3-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重  $W_{hksd} = 6431.41 \text{ N}$

基礎ボルトの本数  $n = 32 \text{ 本}$

基礎ボルトに作用するせん断荷重  $Q_{sb} = W_{hksd}/n$   
 $= 6431.41/32$   
 $= 200.419 \text{ N}$

(a-2-1-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)  $\phi = 16 \text{ mm}$

基礎ボルトの呼び径断面積  $A_m = \pi/4 \cdot \phi^2$   
 $= 201.061 \text{ mm}^2$   
 $= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力<敷地に遡上する津波時+S<sub>d</sub>地震時>

(a-2-1-3-1) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $249 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_t = P_{tb}/A_m$   
 $= 28894.2/2.011 \times 10^2$   
 $= 143.680 \text{ MPa} = 144 \text{ MPa}$

基礎ボルトのせん断応力  $\tau_k = Q_{sb}/A_m$   
 $= 200.419/2.011 \times 10^2$   
 $= 0.996613 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$

(a-2-1-3-2) 支点間距離  $L=870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $218 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_t = P_{tb}/A_m$   
 $= 25296.9/2.011 \times 10^2$   
 $= 125.792 \text{ MPa} = 126 \text{ MPa}$

基礎ボルトのせん断応力  $\tau_k = Q_{sb}/A_m$   
 $= 200.419/2.011 \times 10^2$   
 $= 0.996613 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$

(a-2-1-3-3) 支点間距離  $L=870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $187 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_t = P_{tb}/A_m$   
 $= 21699.6/2.011 \times 10^2$   
 $= 107.904 \text{ MPa} = 108 \text{ MPa}$

基礎ボルトのせん断応力  $\tau_k = Q_{sb}/A_m$   
 $= 200.419/2.011 \times 10^2$   
 $= 0.996613 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$

(a-2-2) 蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

(a-2-2-1) 発生荷重<敷地に遡上する津波時+S<sub>d</sub>地震時>

(a-2-2-1-1) 支点間距離  $L=1535 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $140 \text{ mm}$ )

(a-2-2-1-1-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

津波波圧  $w = P_t$   
 $= 0.266762 \text{ MPa}$

支点間距離  $L = 1535 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$

$$= 0.266762 \times 1535/2$$

$$= 204.739 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅 (mm)  $b = 140 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb} = Q_s \cdot b$   
 $= 204.739 \times 140$   
 $= 28663.4 \text{ N}$

(a-2-2-1-1-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重  
 蓋に作用する水平地震荷重  $W_{hksd} = 12505.1 \text{ N}$   
 基礎ボルトの本数  $n = 40 \text{ 本}$   
 基礎ボルトに作用するせん断荷重  $Q_{sb} = W_{hksd}/n$   
 $= 12505.1/40$   
 $= 312.627 \text{ N}$

(a-2-2-1-2) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $249 \text{ mm}$ )

(a-2-2-1-2-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重  
 津波波圧  $w = P_t$   
 $= 0.266762 \text{ MPa}$   
 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$   
 蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力  
 $Q_s = w \cdot L/2$   
 $= 0.266762 \times 870/2$   
 $= 116.041 \text{ N/mm}$   
 基礎ボルトの負担幅  $b = 249 \text{ mm}$   
 基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb} = Q_s \cdot b$   
 $= 116.041 \times 249$   
 $= 28894.2 \text{ N}$

(a-2-2-1-2-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重  
 蓋に作用する水平地震荷重  $W_{hksd} = 12505.1 \text{ N}$   
 基礎ボルトの本数  $n = 40 \text{ 本}$   
 基礎ボルトに作用するせん断荷重  $Q_{sb} = W_{hksd}/n$   
 $= 12505.1/40$   
 $= 312.627 \text{ N}$

(a-2-2-1-3) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $194.5 \text{ mm}$ )

(a-2-2-1-3-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重  
 津波波圧  $w = P_t$   
 $= 0.266762 \text{ MPa}$   
 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$   
 蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力  
 $Q_s = w \cdot L/2$   
 $= 0.266762 \times 870/2$   
 $= 116.041 \text{ N/mm}$   
 基礎ボルトの負担幅  $b = 194.5 \text{ mm}$   
 基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb} = Q_s \cdot b$



$$=116.041 \times 194.5$$

$$=22569.9 \text{ N}$$

(a-2-2-1-3-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重  $W_{hksd} = 12505.1 \text{ N}$

基礎ボルトの本数  $n = 40 \text{ 本}$

基礎ボルトに作用するせん断荷重  $Q_{sb} = W_{hksd}/n$   
 $= 12505.1/40$   
 $= 312.627 \text{ N}$

(a-2-2-1-4) 支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $165 \text{ mm}$ )

(a-2-2-1-4-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

津波波圧  $w = P_t$   
 $= 0.266762 \text{ MPa}$

支点間距離  $L = 870 \text{ mm}$

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力

$$Q_s = w \cdot L/2$$

$$= 0.226359 \times 870/2$$

$$= 116.041 \text{ N/mm}$$

基礎ボルトの負担幅  $b = 165 \text{ mm}$

基礎ボルトの引張荷重  $P_{tb} = Q_s \cdot b$   
 $= 116.041 \times 165$   
 $= 19146.7 \text{ N}$

(a-2-2-1-4-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋に作用する水平地震荷重  $W_{hksd} = 12505.1 \text{ N}$

基礎ボルトの本数  $n = 40 \text{ 本}$

基礎ボルトに作用するせん断荷重  $Q_{sb} = W_{hksd}/n$   
 $= 12505.1/40$   
 $= 312.627 \text{ N}$

(a-2-2-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)  $\phi = 16 \text{ mm}$

基礎ボルトの呼び径断面積  $A_m = \pi/4 \cdot \phi^2$   
 $= 201.061 \text{ mm}^2$   
 $= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(a-2-2-3) 発生応力<基準津波+S<sub>d</sub>地震時>

(a-2-2-3-1) 支点間距離  $L = 1535 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $140 \text{ mm}$ )

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_t = P_{tb}/A_m$

$$=28663.4/2.011 \times 10^2$$

$$=142.533 \text{ MPa} = 143 \text{ MPa}$$

基礎ボルトのせん断応力  $\tau_k = Q_{sb} / A_m$

$$=312.627/2.011 \times 10^2$$

$$=1.55458 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}$$

(a-2-2-3-2) 支点間距離 L=870 mm 箇所 (基礎ボルトの負担幅 249 mm 箇所)

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_t = P_{tb} / A_m$

$$=28894.2/2.011 \times 10^2$$

$$=143.680 \text{ MPa} = 144 \text{ MPa}$$

基礎ボルトのせん断応力  $\tau_k = Q_{sb} / A_m$

$$=312.627/2.011 \times 10^2$$

$$=1.55458 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}$$

(a-2-2-3-3) 支点間距離 L=870 mm 箇所 (基礎ボルトの負担幅 194.5 mm 箇所)

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_t = P_{tb} / A_m$

$$=22569.9/2.011 \times 10^2$$

$$=112.232 \text{ MPa} = 113 \text{ MPa}$$

基礎ボルトのせん断応力  $\tau_k = Q_{sb} / A_m$

$$=312.627/2.011 \times 10^2$$

$$=1.55458 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}$$

(a-2-2-3-4) 支点間距離 L=870 mm 箇所 (基礎ボルトの負担幅 165 mm 箇所)

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_t = P_{tb} / A_m$

$$=19146.7/2.011 \times 10^2$$

$$=95.2098 \text{ MPa} = 96 \text{ MPa}$$

基礎ボルトのせん断応力  $\tau_k = Q_{sb} / A_m$

$$=312.627/2.011 \times 10^2$$

$$=1.55458 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}$$

(d) 許容応力

許容応力は、供用状態 C (許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>S) として設定する。

許容応力の設定に用いる設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 8 及び表 9 を用いて計算する。

イ. 蓋の許容応力

許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(イ) 基準津波時,  $S_s$  地震時, 基準津波 +  $S_d$  地震時, 敷地に遡上する津波 +  $S_d$  地震時

(a-1) 許容曲げ応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_b &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ロ. 基礎ボルトの許容応力  
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(イ) 基準津波時，敷地に遡上する津波時

$$\begin{aligned} \text{許容引張応力} \quad 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 102 \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ)  $S_s$ 地震時

$$\begin{aligned} \text{許容せん断応力} \quad 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ハ) 基準津波 +  $S_d$ 地震時，敷地に遡上する津波 +  $S_d$ 地震時

(a-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 102 \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 組合せ応力

組合せ応力の許容応力として，せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

(a-3-1) 蓋 (1, 10)

(a-3-1-1) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅 249 mm)

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 1$  MPa

$$1.5 \cdot f_{ts1} = 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau$$

$$\begin{aligned}
&=1.4 \times 153 - 1.6 \times 1 \\
&=214 - 1.6 \times 1 \\
&=212 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

ここで,

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\
&= (205/2) \times 1.5 \\
&=102 \times 1.5 \\
&=153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\
&=153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\
&= \text{Min} (212, 153) \\
&=153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

(a-3-1-2) 支点間距離 L=870 mm (基礎ボルトの負担幅 218 mm)

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 1 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\
&= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 1 \\
&= 214 - 1.6 \times 1 \\
&= 212 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

ここで,

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\
&= (205/2) \times 1.5 \\
&=102 \times 1.5 \\
&=153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\
&=153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\
&= \text{Min} (212, 153) \\
&=153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

(a-3-1-3) 支点間距離 L=870 mm (基礎ボルトの負担幅 187 mm)

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 1 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\
&= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 1 \\
&= 214 - 1.6 \times 1 \\
&= 212 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

ここで,

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 102 \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (212, 153) \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-3-2) 蓋 (2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

(a-3-2-1) 支点間距離  $L=1535 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $140 \text{ mm}$ )

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 2 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 2 \\ &= 214 - 1.6 \times 2 \\ &= 210 \text{ MPa}\end{aligned}$$

ここで,

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 102 \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (210, 153) \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-3-2-2) 支点間距離  $L=870 \text{ mm}$  (基礎ボルトの負担幅  $249 \text{ mm}$ )

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 2 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 2 \\ &= 214 - 1.6 \times 2 \\ &= 210 \text{ MPa}\end{aligned}$$

ここで,

$$1.5 \cdot f_{t0} = (F/2) \cdot 1.5$$

$$\begin{aligned}
&= (205/2) \times 1.5 \\
&= 102 \times 1.5 \\
&= 153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\
&= 153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\
&= \text{Min} (210, 153) \\
&= 153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

(a-3-2-3) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅  $194.5$  mm)

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 2$  MPa

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\
&= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 2 \\
&= 214 - 1.6 \times 2 \\
&= 210 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

ここで,

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\
&= (205/2) \times 1.5 \\
&= 102 \times 1.5 \\
&= 153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\
&= 153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\
&= \text{Min} (210, 153) \\
&= 153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

(a-3-2-4) 支点間距離  $L=870$  mm (基礎ボルトの負担幅  $165$  mm)

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 2$  MPa

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\
&= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 2 \\
&= 214 - 1.6 \times 2 \\
&= 210 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

ここで,

$$\begin{aligned}
1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\
&= (205/2) \times 1.5 \\
&= 102 \times 1.5 \\
&= 153 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (210, 153) \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$



(e) 応力評価結果

イ. 基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-(2)-a-4 に示す。

表 6.9.1-(2)-a-4 基準津波時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力	
蓋	1, 10	曲げ <sup>♯</sup>	143	204	OK	
		せん断	4	117	OK	
		組合せ*	144	204	OK	
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	曲げ <sup>♯</sup>	161	204	OK	
		せん断	4	117	OK	
		組合せ*	162	204	OK	
基礎 ボルト	1, 10	支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	122	153	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 218 mm	引張	107	153	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 187 mm	引張	92	153	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	支点間距離 L = 1535 mm, 基礎ボルトの負担幅 140 mm	引張	121	153	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	122	153	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	引張	96	153	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 165 mm	引張	81	153	OK

注記 \* : 曲げ ( $\sigma_b$ ) とせん断 ( $\tau$ ) の組合せ発生応力  $\leq f_t$  で評価

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-a-5 に示す。

表 6.9.1-(2)-a-5  $S_s$ 地震時の応力評価結果 (蓋, 基礎ボルト)

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 $\leq$ 許容応力
蓋	1, 10	曲げ	4	204	OK
		せん断	1	117	OK
		組合せ*	5	204	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	曲げ	7	204	OK
		せん断	1	117	OK
		組合せ*	8	204	OK
基礎 ボルト	1, 10	せん断	2	117	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	せん断	3	117	OK

注記 \* : 曲げ ( $\sigma_b$ ) とせん断 ( $\tau$ ) の組合せ発生応力 $\leq f_t$ で評価

ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-a-6 に示す。

表 6.9.1-(2)-a-6 基準津波+S<sub>d</sub>地震時の応力評価結果 (蓋, 基礎ボルト)

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力	
蓋	1, 10	曲げ	143	204	OK	
		せん断	4	117	OK	
		組合せ*1	144	204	OK	
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	曲げ	161	204	OK	
		せん断	4	117	OK	
		組合せ*1	162	204	OK	
基礎ボルト	1, 10	支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	122	153*2	OK
			せん断	1	117	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 218 mm	引張	107	153*2	OK
			せん断	1	117	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 187 mm	引張	92	153*2	OK
			せん断	1	117	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	支点間距離 L = 1535 mm, 基礎ボルトの負担幅 140 mm	引張	121	153*2	OK
			せん断	2	117	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	122	153*2	OK
			せん断	2	117	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	引張	96	153*2	OK
			せん断	2	117	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 165 mm	引張	81	153*2	OK
			せん断	2	117	OK

注記 \*1: 曲げ ( $\sigma_b$ ) とせん断 ( $\tau$ ) の組合せ発生応力  $\leq f_t$  で評価

\*2:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

ニ. 敷地に遡上する津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-(2)-a-7 に示す。

表 6.9.1-(2)-a-7 敷地に遡上する津波時の応力評価結果 (蓋, 基礎ボルト)

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力	
蓋	1, 10	曲げ	169	204	OK	
		せん断	4	117	OK	
		組合せ*	170	204	OK	
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	曲げ	189	204	OK	
		せん断	5	117	OK	
		組合せ*	190	204	OK	
基礎ボルト	1, 10	支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	144	153	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 218 mm	引張	126	153	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 187 mm	引張	108	153	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	支点間距離 L = 1535 mm, 基礎ボルトの負担幅 140 mm	引張	143	153	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	144	153	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	引張	113	153	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 165 mm	引張	96	153	OK

注記 \* : 曲げ ( $\sigma_b$ ) とせん断 ( $\tau$ ) の組合せ発生応力  $\leq f_t$  で評価

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-a-8 に示す。

表 6.9.1-(2)-a-8 基準津波+S<sub>d</sub>地震時の応力評価結果 (蓋, 基礎ボルト)

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力	
蓋	1, 10	曲げ	169	204	OK	
		せん断	4	117	OK	
		組合せ*1	170	204	OK	
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	曲げ	189	204	OK	
		せん断	5	117	OK	
		組合せ*1	190	204	OK	
基礎ボルト	1, 10	支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	144	153*2	OK
			せん断	1	117	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 218 mm	引張	126	153*2	OK
			せん断	1	117	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 187 mm	引張	108	153*2	OK
			せん断	1	117	OK
	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	支点間距離 L = 1535 mm, 基礎ボルトの負担幅 140 mm	引張	143	153*2	OK
			せん断	2	117	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 249 mm	引張	144	153*2	OK
			せん断	2	117	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 194.5 mm	引張	113	153*2	OK
			せん断	2	117	OK
		支点間距離 L=870 mm, 基礎ボルトの負担幅 165 mm	引張	96	153*2	OK
			せん断	2	117	OK

注記 \*1: 曲げ ( $\sigma_b$ ) とせん断 ( $\tau$ ) の組合せ発生応力  $\leq f_t$  で評価

\*2:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

b. 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a) 固有値解析

イ. 固有周期の計算

固有値解析に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-2 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋は、浸水防止蓋を単純支持梁としてモデル化し、評価を行う。「構造力学公式集(1988年)、土木学会」より、両端支持梁の一次固有振動数  $f$  は次のとおり与えられる。一次固有振動数  $f$  をもとに固有周期  $T$  を以下のとおり算出する。

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

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

ここで、

- $f$  : 一次固有振動数 (Hz)
- $L$  : 解析モデルの長さ (mm) = 1350
- $E$  : 縦弾性係数 (MPa) =  $2.06 \times 10^5$
- $I$  : 解析モデルの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $1.75 \times 10^9$

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋は主桁（端部桁及び中間桁）、補助桁、スキンプレート等で構成されるが、扉体形状が一樣ではないため、固有値解析においては安全側の考慮となるよう主桁（端部桁及び中間桁）及びスキンプレートをモデル化する。

主桁のうち端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-1 に示すとおりである。

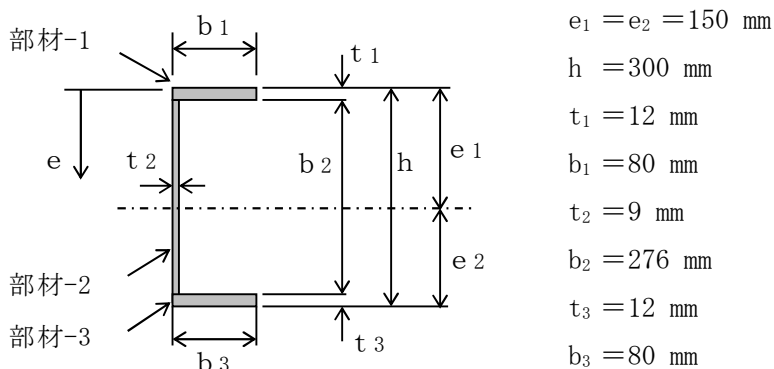


図 6.9.1-(2)-b-1 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント  $I_1$  は以下の式により算出する。

$$I = \frac{b_3 h^3 - b_2^3 (b_3 - t_2)}{12}$$

$$I_1 = (80 \times 300^3 - 276^3 \times (80 - 9)) / 12 = 5.56045 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

端部桁の断面積  $A_1$  は以下のとおりである。

$$A_1 = b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2 + b_3 \cdot t_3$$

$$= 80 \times 12 + 276 \times 9 + 80 \times 12 = 4.404 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

主桁のうち中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-2 に示すとおりである。

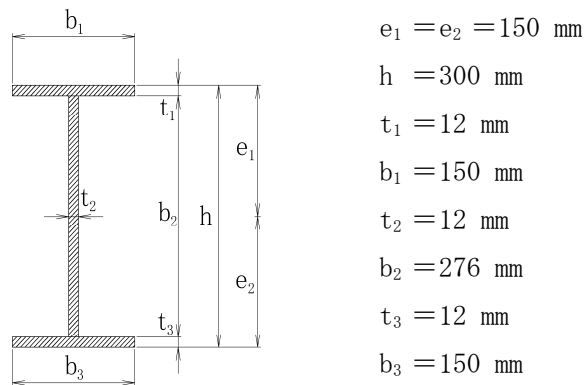


図 6.9.1-(2)-b-2 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント  $I_2$  は以下の式により算出する。

$$I = \frac{b_3 h^3 - b_2^3 (b_3 - t_2)}{12}$$

$$I_2 = (150 \times 300^3 - 276^3 \times (150 - 12)) / 12$$

$$= 95717300 \text{ mm}^4 = 9.57173 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

中間桁の断面積  $A_2$  は以下のとおりである。

$$A_2 = b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2 + b_3 \cdot t_3$$

$$= 150 \times 12 + 276 \times 12 + 150 \times 12 = 6.912 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$L_s$  : スキンプレート長さ (mm) = 4900

$t_s$  : スキンプレート厚さ (mm) = 22

スキンプレートの断面二次モーメント  $I_3$  は以下の式により算出する。

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_3 = (4900 \times 22^3) / 12 = 4.34793 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

スキンプレートの断面積  $A_3$  は以下のとおりである。

$$A_3 = L_s \cdot t_s = 4900 \times 22 = 1.078 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$m : \text{解析モデルの単位長さ当りの重量 (kg/mm)} = 2.01333$$

端部桁，中間桁及びスキンプレーートの断面積，重心位置及び断面二次モーメントを表 6.9.1-(2)-b-1 に示す。

表 6.9.1-(2)-b-1 端部桁，中間桁及びスキンプレーートの断面積，重心位置及び断面二次モーメント

部材	断面積 (mm <sup>2</sup> )	重心位置 (mm)	A <sub>y</sub> (断面積・重心位置) (mm <sup>3</sup> )	A <sub>y</sub> <sup>2</sup> (断面積・重心位置) <sup>2</sup> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>n</sub> 部材ごとの断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> )	A <sub>y</sub> <sup>2</sup> +I <sub>n</sub> (mm <sup>4</sup> )
端部桁	4.404×10 <sup>3</sup>	150	6.606×10 <sup>5</sup>	9.909×10 <sup>7</sup>	5.56045×10 <sup>7</sup>	1.54695×10 <sup>8</sup>
中間桁	6.912×10 <sup>3</sup>	150	1.0368×10 <sup>6</sup>	1.5552×10 <sup>8</sup>	9.57173×10 <sup>7</sup>	2.51237×10 <sup>8</sup>
スキンプレーート	1.078×10 <sup>5</sup>	311	3.35258×10 <sup>7</sup>	1.04265×10 <sup>10</sup>	4.34793×10 <sup>6</sup>	1.04308×10 <sup>10</sup>

モデル断面は端部桁 2 桁，中間桁 7 桁及びスキンプレーートから構成されるため，固有値解析に用いる解析モデルの断面二次モーメント I は以下のとおりとなる。

$$\text{モデル全体の重心位置 } e = (\sum A_y) / (\sum A)$$

$$= (6.606 \times 10^5 \times 2 + 1.0368 \times 10^6 \times 7 + 3.35258 \times 10^7) /$$

$$(4.404 \times 10^3 \times 2 + 6.912 \times 10^3 \times 7 + 1.078 \times 10^5) = 255.2 \text{ mm}$$

$$e^2 \cdot \sum A = 255.2^2 \times (4.404 \times 10^3 \times 2 + 6.912 \times 10^3 \times 7 + 1.078 \times 10^5) = 1.07454 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

解析モデルの断面二次モーメント

$$I = \sum (A_y^2 + I_n) - e^2 \cdot \sum A$$

$$= (1.54695 \times 10^8 \times 2 + 2.51237 \times 10^8 \times 7 + 1.04308 \times 10^{10}) - 1.07454 \times 10^{10}$$

$$= 1.24988 \times 10^{10} - 1.07454 \times 10^{10} = 1.75340 \times 10^9 \text{ mm}^4 = 1.75 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

以上より，

$$f = \pi^2 / (2\pi \cdot 1350^2) \cdot \sqrt{(2.06 \times 10^5 \times 1.75 \times 10^9 \times 10^3 / 2.01333)}$$

$$= 364.709 = 364 \text{ Hz}$$

$$T = 1/f = 1/364 = 0.00274725 = 0.0028 \text{ s}$$

ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.0028 s であり，0.05 s 以下であることから，剛構造である。



(b) 評価条件の整理

イ. 固定荷重及び積雪荷重

固定荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-2 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固定荷重は以下のとおりとする。

$$W = m_D \cdot g + m_S \cdot g$$

ここで、

$$m_D \cdot g : \text{蓋の自重 (N)} = 2.70000 \times 10^4$$

$$m_S \cdot g : \text{積雪質量による重力 (N)} = 1.41215 \times 10^3$$

$$m_S = (0.35 \cdot S / 10^6) \cdot A$$

ここで、

$$S : \text{単位面積当たりの積雪質量 (kg/m}^2\text{)} = 62$$

垂直積雪量 30 cm, 単位荷重 20 Pa/cm より, 600 Pa

600 Pa/g = 61.1829 kg/m<sup>2</sup> → 保守的に 62 kg/m<sup>2</sup> とする。

$$A : \text{蓋の面積 (mm}^2\text{)} = 6.61500 \times 10^6$$

$$A = 1350 \times 4900 = 6.61500 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

以上より

$$m_S = (0.35 \times 62 / 10^6) \times 6.61500 \times 10^6$$

$$= 143.5455 = 144 \text{ kg}$$

$$m_S \cdot g = 144 \times 9.80665 = 1.41215 \times 10^3 \text{ N}$$

以上より

$$W = 2.70000 \times 10^4 + 1.41215 \times 10^3$$

$$= 2.84121 \times 10^4 \text{ N}$$

ロ. 風荷重

添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」及び添付書類「V-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」にて設定した荷重の組合せに基づき、考慮しない。

(c) 応力計算

イ. 基準津波時

基準津波時荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-2 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は津波荷重を打ち消す向きに作用することから考慮しない。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は津波荷重を打ち消す向きに作用することから考慮しない。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = h_1 \cdot W_0 + (C_D \cdot \rho \cdot U^2) / 2$$

ここで、

$$P_t : \text{突き上げ津波荷重 (N/mm}^2\text{)} = 535.909$$

$$W_0 : \text{海水の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} = 10.100$$

$$h_1 : \text{スキンプレート面作用水深 (m)} = 30.0$$

$$C_D : \text{抗力係数} = 2.01$$

$$\rho : \text{海水密度 (kg/m}^3\text{)} = 1030$$

$$U : \text{津波による水位上昇速度 (m/s)} = 15.0$$

以上より、

$$P_t = (30.0 \times 10.100 \times 10^3 + (2.01 \times 1030 \times 15.0^2) / 2) / 10^6 = 0.535908 \text{ N/m}^2 \\ = 0.54 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波荷重（鉛直上向き）は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（端部桁）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\text{端部桁に作用する単位面積あたりの荷重 } q_1 = P_t \\ = 0.54 \text{ N/mm}^2$$

受圧幅  $b_1$ 、荷重の作用幅  $B$  及び支間  $L$  は図 6.9.1-(2)-b-3 に示す寸法であり、それぞれ以下のとおりである。

$$\text{受圧幅 } b_1 = 226 \text{ mm}$$

荷重の作用幅  $B=1150 \text{ mm}$   
 支 間  $L=1450 \text{ mm}$

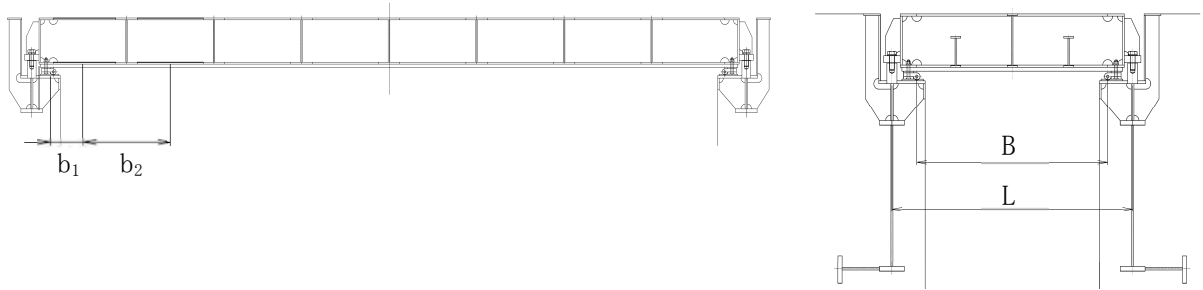


図 6.9.1-(2)-b-3 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の構造図

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-b-4 に示す単純支持梁として評価する。

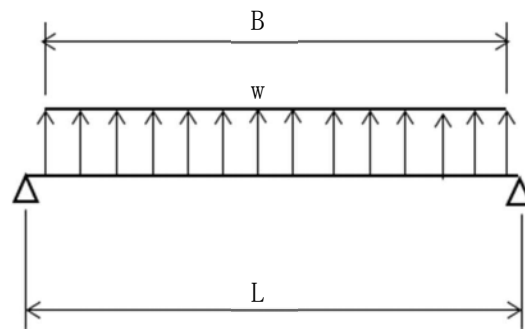


図 6.9.1-(2)-b-4 応力評価に用いるモデル図

端部桁負担荷重  $w_1 = q_1 \cdot b_1$   
 $= 0.54 \times 226$   
 $= 122.04 \text{ N/mm}$

曲げモーメント  $M_1 = w_1 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$   
 $= 122.04 \times 1150 / 8 \times (2 \times 1450 - 1150)$   
 $= 3.07006 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S_1 = w \cdot B / 2$   
 $= 122.04 \times 1150 / 2$   
 $= 7.01730 \times 10^4 \text{ N}$

(a-1-1-2) 断面性能

端部桁の材質 SM490

$I_1$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 5.56045 \times 10^7$

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-5 に示すとおりである。

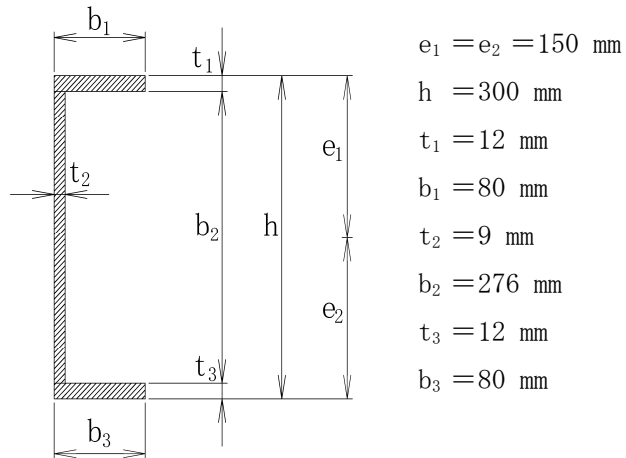


図 6.9.1-(2)-b-5 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント

$$I_1 = (80 \times 300^3 - 276^3 \times (80 - 9)) / 12 = 5.56045 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_1 : \text{端部桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 3.707 \times 10^5$$

$$Z_1 = I_1 / e_1 = 5.56045 \times 10^7 / 150 = 3.707 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S1} : \text{端部桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 1.944 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-b-6 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

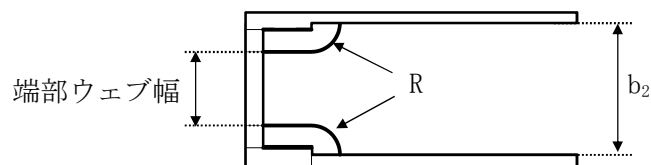


図 6.9.1-(2)-b-6 蓋端部の寸法図

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 276 - 2 \times 30 = 216 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S1} = 216 \times 9 = 1.944 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(a-1-1-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_1 = 3.07006 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_1 = 7.01730 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\text{曲げ応力} \quad \sigma_{b1} = M_1 / Z_1$$

$$\begin{aligned}
&= 3.07006 \times 10^7 / (3.70696 \times 10^5) \\
&= 82.8188 \text{ N/mm}^2 = 83 \text{ N/mm}^2 \\
\text{せん断応力} \quad \tau_1 &= S_1 / A_{S1} \\
&= 7.01730 \times 10^4 / 1.944 \times 10^3 \\
&= 36.0972 \text{ N/mm}^2 = 37 \text{ N/mm}^2 \\
\text{組合せ応力} \quad \sigma_{m1} &= \sqrt{(\sigma_{b1})^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{83^2 + 3 \times 37^2} \\
&= 104.861 = 105 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

(a-1-2) 蓋 (中間桁)

(a-1-2-1) 発生荷重

中間桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_2 = P_t$   
 $= 0.54 \text{ N/mm}^2$

受圧幅  $b_2 = 613 \text{ mm}$

中間桁負担荷重  $w_2 = q_2 \cdot b_2$   
 $= 0.54 \times 613$   
 $= 331.02 \text{ N/mm}$

水密幅  $B = 1150 \text{ mm}$

支間  $L = 1450 \text{ mm}$

曲げモーメント  $M_2 = w_2 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$   
 $= 331.02 \times 1150 / 8 \times (2 \times 1450 - 1150)$   
 $= 8.32722 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S_2 = w_2 \cdot B / 2$   
 $= 331.02 \times 1150 / 2$   
 $= 1.90336 \times 10^5 \text{ N}$

(a-1-2-2) 断面性能

端部桁の材質 SM490

$I_2$ : 中間桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 9.57173 \times 10^7 \text{ mm}^4$

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-7 に示すとおりである。

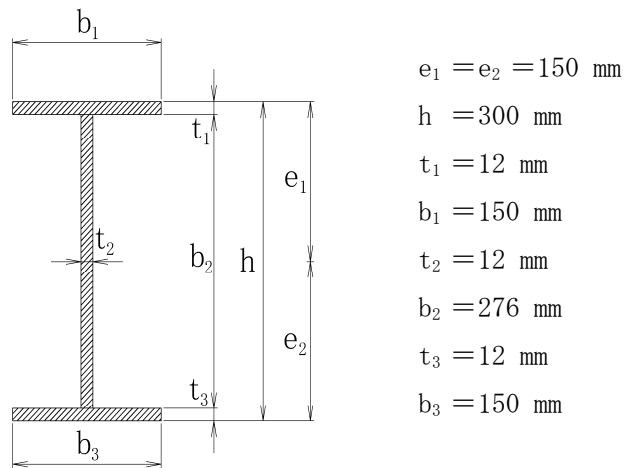


図 6.9.1-(2)-b-7 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = (150 \times 300^3 - 276^3 \times (150 - 12)) / 12 = 9.57173 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 6.381 \times 10^5$$

$$Z_2 = I_2 / e_1 = 9.57173 \times 10^7 / 150 = 6.381 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S2} : \text{中間桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 276 - 2 \times 30 = 216 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S2} = 216 \times 12 = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\text{中間桁の断面係数} \quad Z_2 = 6.381 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\text{中間桁の端部ウェブ断面積} \quad A_{S2} = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(a-1-2-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_2 = 8.32722 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_2 = 1.90336 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b2} &= M_2 / Z_2 \\ &= 8.32722 \times 10^7 / (6.381 \times 10^5) \\ &= 130.500 \text{ N/mm}^2 = 131 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力} \quad \tau_2 &= S_2 / A_{S2} \\ &= 1.90336 \times 10^5 / (2.592 \times 10^3) \\ &= 73.4320 \text{ N/mm}^2 = 74 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{組合せ応力} \quad \sigma_{m2} &= \sqrt{(\sigma_{b2}^2 + 3 \cdot \tau_2^2)} \\ &= \sqrt{(131^2 + 3 \times 74^2)} \\ &= 183.273 = 184 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-1-3) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-4-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{スキンプレートに作用する単位面積当たりの荷重} \quad q_3 &= P_t \\ &= 0.54 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺} \quad b_3 = 613 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺} \quad a_1 = 340 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚} \quad t_3 = 22 \text{ mm}$$

辺長比 (b/a) による係数  $k = 48.72$

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)  
(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3 / a_1 \\ &= 613 / 340 = 1.803 \end{aligned}$$

以上により、

辺長比 (b/a) による係数  $k = 48.72$

(a-1-4-2) 発生応力

$$\text{曲げ応力} \quad \sigma_{b3} = 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8 / t_3^2$$

$$= 1/100 \times 48.72 \times 340^2 \times 0.54 \times 0.8/22^2$$

$$= 50.2694 = 51 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-4) 蓋 (補助桁)

(a-1-3-1) 発生荷重

補助桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_4 = P_t$

$$= 0.54 \text{ N/mm}^2$$

主桁間隔  $b_1 = 613 \text{ mm}$

補助桁間隔  $a_1 = 340 \text{ mm}$

曲げモーメント  $M_4 = q_4 \cdot a_1/24 \cdot (3b_3^2 - a_1^2)$

$$= 0.54 \times 340/24 \times (3 \times 613^2 - 340^2)$$

$$= 7.73955 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

せん断力  $S_4 = q_4 \cdot a_1/2 \cdot (b_3 - a_1/2)$

$$= 0.54 \times 340/2 \times (613 - 340/2)$$

$$= 4.06674 \times 10^4 \text{ N}$$

(a-1-3-2) 断面性能

蓋の材質 SM490

$I_4$  : 補助桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.03498 \times 10^7$

補助桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-8 に示すとおりである。

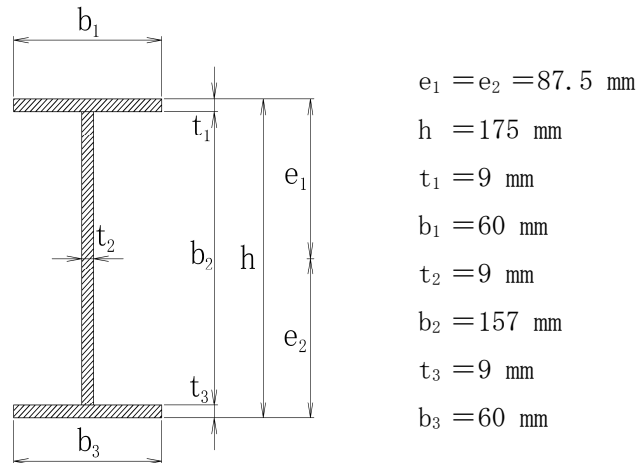


図 6.9.1-(2)-b-8 補助桁の断面寸法図

補助桁の断面二次モーメント

$$I_4 = (60 \times 175^3 - 157^3 \times (60 - 9)) / 12 = 1.03498 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$Z_4$  : 補助桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 1.182 \times 10^5$

$$Z_4 = I_4 / e_1 = 1.03498 \times 10^7 / 87.5 = 1.18283 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$= 1.182 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$A_{S4}$  : 補助桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 873 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$



$$b_2 = 157 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 157 - 2 \times 30 = 97 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S4} = 97 \times 9 = 873 \text{ mm}^2$$

(a-1-3-3) 発生応力

曲げモーメント  $M_4 = 7.73955 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$

せん断力  $S_4 = 4.06674 \times 10^4 \text{ N}$

曲げ応力  $\sigma_{b4} = M_4 / Z_4$   
 $= 7.73955 \times 10^6 / (1.182 \times 10^5)$   
 $= 65.4784 = 66 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau_4 = S_4 / A_{S4}$   
 $= 4.06674 \times 10^4 / 873$   
 $= 46.5835 \text{ N/mm}^2 = 47 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力  $\sigma_{m4} = \sqrt{(\sigma_{b4}^2 + 3 \cdot \tau_4^2)}$   
 $= \sqrt{(66^2 + 3 \times 47^2)}$   
 $= 104.799 \text{ N/mm}^2 = 105 \text{ N/mm}^2$

(a-2) 固定ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

引張力  $T_{51} = S_1 / 2 = 70173 / 2 = 3.50865 \times 10^4 \text{ N}$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質  $\text{SCM435}$

固定ボルトの呼び径  $\text{M30}$

固定ボルトの断面積  $A_{b1} = \pi / 4 \cdot \phi^2$   
 $= \pi / 4 \times 30^2$   
 $= 706.858 \text{ mm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力  $\sigma_{t51} = T_{51} / A_b$   
 $= 3.50865 \times 10^4 / 706.858$   
 $= 49.6372 \text{ N/mm}^2$   
 $= 50 \text{ N/mm}^2$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

引張力

$$T_{52} = S_2 / 2 = 1.90336 \times 10^5 / 2 = 9.51680 \times 10^4 \text{ N}$$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SCM435

固定ボルトの呼び径

M30

固定ボルトの谷径断面積

$$\begin{aligned} A_{b2} &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \\ &= \pi / 4 \times 30^2 \\ &= 706.858 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力

$$\begin{aligned} \sigma_{t52} &= T_2 / A_{b2} \\ &= 9.51680 \times 10^4 / 706.858 \\ &= 134.635 \text{ N/mm}^2 \\ &= 135 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-2 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)  $S_s$ 地震荷重

基準地震動  $S_s$  による地震荷重に考慮する固定荷重は以下の式により算出する。

$$\begin{aligned} W &= (m_D + m_S) \cdot g \\ &= m_D \cdot g + m_S \cdot g \end{aligned}$$

蓋の自重及び積雪質量による重力は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおり以下の値とする。

$$m_D \cdot g : \text{蓋の自重 (N)} = 2.70000 \times 10^4$$

$$m_S \cdot g : \text{積雪質量による重力 (N)} = 1.41215 \times 10^3$$

$$\begin{aligned} W &= 2.70000 \times 10^4 + 1.41215 \times 10^3 \\ &= 2.84121 \times 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度を表 6.9.1-(2)-b-2 に示す。

鉛直方向の設計震度が 1G を超えないため、鉛直方向地震荷重については固定荷重及び積雪荷重と同じ方向の鉛直下向きのみを考慮する。

水平方向地震荷重は、蓋の質量及び積雪質量を考慮する。

固有値解析結果より、放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下あることを確認したため、放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。

表 6.9.1-(2)-b-2 応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度

地震動	設置場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		基準地震動 $S_s$	防潮堤（鉄筋コンクリート防 潮壁（放水路エリア） EL. 3.500*2
	鉛直方向 $K_V$	0.90	

注記 \*1：放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

基準地震動  $S_s$  による水平方向地震荷重  $I_H$  及び鉛直方向地震荷重  $I_V$  は以下の式により算出する。

$$I_H = W \cdot K_H$$

$$I_V = W \cdot K_V$$

$$I_H = 2.54121 \times 10^4 \times 0.79 = 2.24455 \times 10^4 \text{ N}$$

$$I_V = 2.54121 \times 10^4 \times (1 + 0.90) = 5.39829 \times 10^4 \text{ N}$$

蓋の幅  $B_o$ 、蓋の長さ  $L_o$  は図 6.9.1-(2)-b-9 に示す寸法であり、それぞれ以下のとおりである。

$$B_o : \text{蓋の幅} = 1350 \text{ mm}$$

$$L_o : \text{蓋の長さ} = 4900 \text{ mm}$$

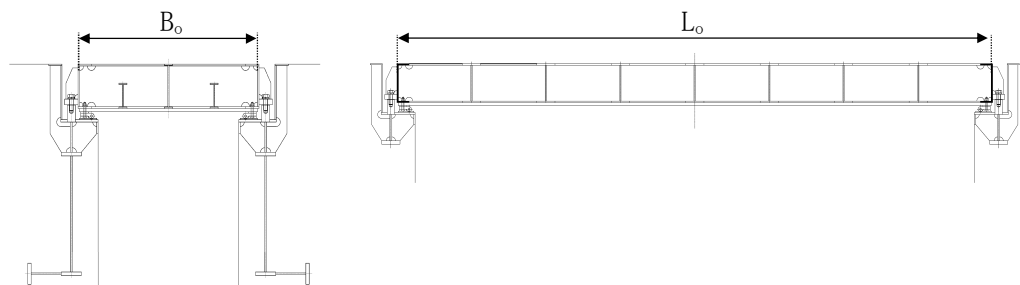


図 6.9.1-(2)-b-9 蓋の幅及び長さ寸法図

単位長さ当たりの水平方向地震荷重

$$i_h = I_H / L_o$$

$$i_h = 2.24455 \times 10^4 / 4900$$

$$= 4.58071 \text{ N/mm}$$

$$= 4.58 \text{ N/mm}$$

単位面積当たりの鉛直方向地震荷重

$$i_v = I_V / (B_o \times L_o)$$

$$= 5.39829 \times 10^4 / (1350 \times 4900)$$

$$= 0.00816068 \text{ N/mm}^2$$

$$= 0.82 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する地震荷重（水平方向及び鉛直方向）は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（端部桁）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{端部桁に作用する単位面積あたりの荷重 } q_1 &= i_v \\ &= 0.82 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

受圧幅  $b_1$ 、荷重の負担幅  $B$  及び支間  $L$  は図 6.9.1-(2)-b-10 に示す寸法であり、それぞれ以下のとおりである。

受圧幅	$b_1 = 226 \text{ mm}$
荷重の負担幅	$B = 1350 \text{ mm}$
支間	$L = 1450 \text{ mm}$

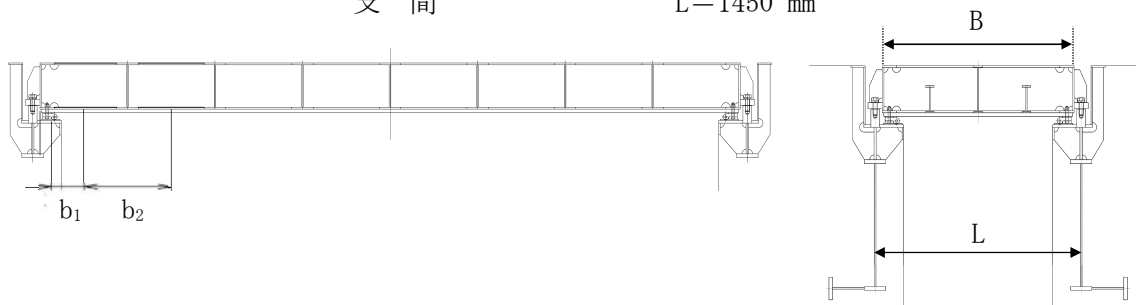


図 6.9.1-(2)-b-10 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の構造図

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-b-11 に示す単純支持梁として評価する。

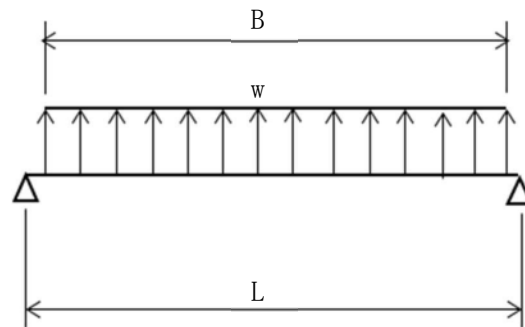


図 6.9.1-(2)-b-11 応力評価に用いるモデル図

受圧幅	$b_1 = 226 \text{ mm}$
主桁負担荷重	$w_1 = q_1 \cdot b_1$ $= 0.82 \times 10^{-3} \times 226$ $= 1.85320 \text{ N/mm} = 1.85 \text{ N/mm}$
荷重の作用幅	$B = 1350 \text{ mm}$
支間	$L = 1450 \text{ mm}$
曲げモーメント	$M_1 = w_1 \cdot B/8 \cdot (2L - B)$ $= 1.85 \times 1350/8 \times ((2 \times 1450) - 1350)$ $= 4.83890 \times 10^5 \text{ N/mm}$
せん断力	$S_1 = w_1 \cdot B/2$ $= 1.85 \times 1350/2$ $= 1.24875 \times 10^3 \text{ N}$

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の材質 SM490

$I_1$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 5.56045 \times 10^7$

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-12 に示すとおりである。

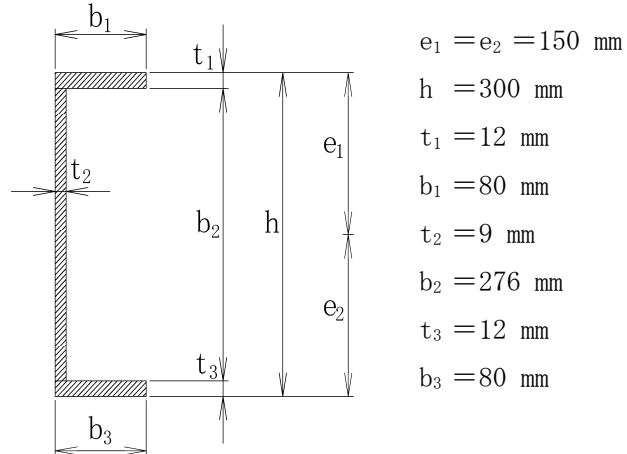


図 6.9.1-(2)-b-12 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント

$$I_1 = (80 \times 300^3 - 276^3 \times (80 - 9)) / 12 = 5.56045 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_1 : \text{端部桁の断面係数} (\text{mm}^3) = 3.707 \times 10^5$$

$$Z_1 = I_1 / e_1 = 5.56045 \times 10^7 / 150 = 3.70696 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$= 3.707 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S1} : \text{端部桁の端部ウェブ断面積} (\text{mm}^2) = 1.944 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-b-13 に示す寸法図から

$$R=30 \text{ mm}$$

$$b_2=276\text{mm}$$

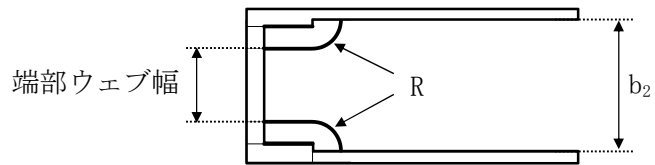


図 6.9.1-(2)-b-13 蓋端部の寸法図

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 276 - 2 \times 30 = 216 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S1} = 216 \times 9 = 1.944 \times 10^3 \text{ mm}^2$$



(a-1-1-3) 発生応力

曲げモーメント	$M_1 = 4.83890 \times 10^5 \text{ N/mm}$
せん断力	$S_1 = 1.24875 \times 10^3 \text{ N}$
曲げ応力	$\sigma_{b1} = M_1 / Z_1$ $= 4.83890 \times 10^5 / (3.707 \times 10^5)$ $= 1.30534 \text{ N/mm}^2$ $= 2 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau_1 = S_1 / A_{S1}$ $= 1.24875 \times 10^3 / (1.944 \times 10^3)$ $= 0.642361 \text{ N/mm}^2$ $= 1 \text{ N/mm}^2$
組合せ応力	$\sigma_{m1} = \sqrt{(\sigma_{b1}^2 + 3 \cdot \tau_1^2)} = \sqrt{(2^2 + 3 \times 1^2)}$ $= 2.64575 = 3 \text{ N/mm}^2$

(a-1-2) 蓋 (中間桁)

(a-1-2-1) 発生荷重

中間桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_2 = i_v$   
 $= 0.82 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$

受圧幅  $b_2 = 613 \text{ mm}$

中間桁負担荷重  $w_2 = q_2 \cdot b_2$   
 $= 0.82 \times 10^{-3} \times 613$   
 $= 5.02660 \text{ N/mm}$   
 $= 5.03 \text{ N/mm}$

水密幅  $B = 1350 \text{ mm}$

支間  $L = 1450 \text{ mm}$

曲げモーメント  $M_2 = w_2 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$   
 $= 5.03 \times 1350 / 8 \times (2 \times 1450 - 1350)$   
 $= 1.31565 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S_2 = w_2 \cdot B / 2$   
 $= 5.03 \times 1350 / 2$   
 $= 3.39525 \times 10^3 \text{ N}$

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の材質 SM490

$I_2$ : 蓋の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 9.57173 \times 10^7$

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-14 に示すとおりである。

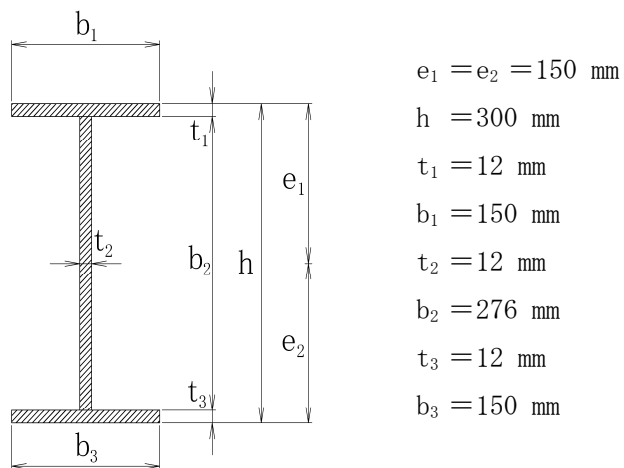


図 6. 9. 1-(2)-b-14 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = (150 \times 300^3 - 276^3 \times (150 - 12)) / 12 = 9.57173 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 6.38100 \times 10^5$$

$$Z_2 = I_2 / e_1 = 9.57173 \times 10^7 / 150 = 6.381 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S2} : \text{中間桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6. 9. 1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 276 - 2 \times 30 = 216 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S2} = 216 \times 12 = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\text{中間桁の断面係数} \quad Z_2 = 6.381 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\text{中間桁の端部ウェブ断面積} \quad A_{S2} = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(a-1-1-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_2 = 1.31565 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_2 = 3.39525 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b2} &= M_2 / Z_2 \\ &= 1.31565 \times 10^6 / (6.381 \times 10^5) \\ &= 2.06182 = 3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力} \quad \tau_2 &= S_2 / A_{S2} \\ &= 3.39525 \times 10^3 / (2.592 \times 10^3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 1.30989 \text{ N/mm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2 \\
\text{組合せ応力} \quad \sigma_{m2} &= \sqrt{(\sigma_{b2}^2 + 3 \cdot \tau_2^2)} = \sqrt{(3^2 + 3 \times 2^2)} \\
&= 4.58257 = 5 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

(a-1-3) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-4-1) 発生荷重

スキンプレートに作用する

単位面積当たりの荷重  $q_3 = i_v$

$$= 0.82 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

スキンプレート長辺  $b_3 = 613 \text{ mm}$

スキンプレート短辺  $a_1 = 340 \text{ mm}$

スキンプレートの板厚  $t_3 = 22 \text{ mm}$

辺長比 (b/a) による係数  $k = 48.72$

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)  
(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned}
\text{辺長比 } b/a &= b_3/a_1 \\
&= 613/340 = 1.803
\end{aligned}$$

以上により、

辺長比 (b/a) による係数  $k = 48.72$

(a-1-4-2) 発生応力

曲げ応力

$$\begin{aligned}
\sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8/t_3^2 \\
&= 1/100 \times 48.72 \times 340^2 \times 0.82 \times 10^{-3} \times 0.8/22^2 \\
&= 0.763349 = 1 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

(a-1-4) 蓋 (補助桁)

(a-1-3-1) 発生荷重

補助桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_4 = i_v$

$$= 0.82 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

主桁間隔  $b_1 = 613 \text{ mm}$

補助桁間隔  $a_1 = 340 \text{ mm}$

曲げモーメント

$$\begin{aligned}
M_4 &= q_4 \cdot a_1/24 \cdot (3b_1^2 - a_1^2) \\
&= 0.82 \times 10^{-3} \times 340/24 \times (3 \times 613^2 - 340^2) \\
&= 1.17526 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm}
\end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned}
S_4 &= q_4 \cdot a_1/2 \cdot (b_1 - a_1/2) \\
&= 0.82 \times 10^{-3} \times 340/2 \times (613 - 340/2) \\
&= 6.17542 \times 10^2 \text{ N}
\end{aligned}$$

(a-1-3-2) 断面性能

蓋の材質

SM490

$I_4$  : 補助桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $1.03498 \times 10^7$

補助桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-15 に示すとおりである。

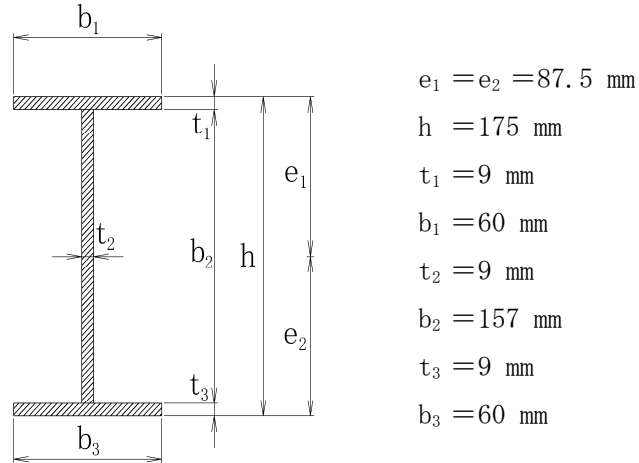


図 6.9.1-(2)-b-15 補助桁の断面寸法図

補助桁の断面二次モーメント

$$I_4 = (60 \times 175^3 - 157^3 \times (60 - 9)) / 12 = 1.03498 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_4 : \text{補助桁の断面係数} (\text{mm}^3) = 1.182 \times 10^5$$

$$Z_4 = I_4 / e_1 = 1.03498 \times 10^7 / 87.5 = 1.18283 \times 10^5 \text{ mm}^3$$
$$= 1.182 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S4} : \text{補助桁の端部ウェブ断面積} (\text{mm}^2) = 873 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 157 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 157 - 2 \times 30 = 97 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S4} = 97 \times 9 = 873 \text{ mm}^2$$

(a-1-3-3) 発生応力

曲げモーメント

$$M_4 = 1.17526 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

$$S_4 = 6.17542 \times 10^2 \text{ N}$$

曲げ応力

$$\sigma_{b4} = M_4 / Z_4$$
$$= 1.17526 \times 10^5 / (1.182 \times 10^5)$$
$$= 0.994297 = 1 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力

$$\tau_4 = S_4 / A_{S4}$$
$$= 6.17542 \times 10^2 / 873$$
$$= 0.707379 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{組合せ応力} \quad \sigma_{m4} &= \sqrt{(\sigma_{b4}^2 + 3 \cdot \tau_4^2)} \\
 &= \sqrt{(1^2 + 3 \times 1^2)} \\
 &= 2 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

(a-2) 固定ボルト

蓋に作用する地震荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

$$I_H = 2.24455 \times 10^4 \text{ N}$$

固定ボルトの本数  $n = 36$  本

固定ボルト 1 本あたりに加わる

$$\begin{aligned}
 \text{せん断荷重} \quad S_{51} &= I_H / n = 2.24455 \times 10^4 / 36 \\
 &= 6.23486 \times 10^2 \text{ N}
 \end{aligned}$$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SCM435

固定ボルトの呼び径

M30

固定ボルトの断面積

$$\begin{aligned}
 A_{b5} &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \\
 &= \pi / 4 \times 30^2 \\
 &= 706.858 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトのせん断応力

$$\begin{aligned}
 \tau_{51} &= S_{51} / A_{b5} \\
 &= 6.23486 \times 10^2 / 706.858 \\
 &= 0.882052 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 1 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

$$I_H = 2.24455 \times 10^4 \text{ N}$$

固定ボルトの本数  $n = 36$  本

固定ボルト 1 本あたりに加わる

$$\begin{aligned}
 \text{せん断荷重} \quad S_{52} &= I_H / n = 2.24455 \times 10^4 / 36 \\
 &= 6.23486 \times 10^2 \text{ N}
 \end{aligned}$$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SCM435

固定ボルトの呼び径

M30

固定ボルトの断面積

$$\begin{aligned} A_{b5} &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \\ &= \pi / 4 \times 30^2 \\ &= 706.858 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトのせん断応力

$$\begin{aligned} \tau_{52} &= S_{52} / A_{b2} \\ &= 6.23486 \times 10^2 / 706.858 \\ &= 0.882052 \text{ N/mm}^2 \\ &= 1 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

#### ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-2 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

##### (イ) 荷重条件

###### (a-1) 固定荷重

固定荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。ただし、水平方向の余震による地震力を計算するに当たっては蓋の自重を考慮する。

###### (a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。ただし、水平方向の余震による地震力を計算するに当たっては積雪荷重を考慮する。

###### (a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。

###### (a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

余震による地震荷重に考慮する固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

応力評価に用いる弾性設計用地震動S<sub>d</sub>による設計震度を表 6.9.1-(2)-b-3 に示す。

鉛直震度が1Gを超えないため、鉛直上向きの地震力は考慮しない。また、鉛直下向きに固定荷重及び積雪荷重が作用するが、基準津波荷重を緩和する方向に作用することから、考慮しない。

固有値解析結果より、放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が0.05 s 以下であることを確認したため、放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））における設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮して設定する。

表 6.9.1-(2)-b-3 応力評価に用いる弾性設計用地震動  $S_d$  による設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度*1	
		弾性設計用地震動 $S_d-D1$	防潮堤（鉄筋コンクリ ート防潮壁（放水路エ リア）） EL. 3.500*2
		鉛直方向 $K_{VSd}$	0.32

注記 \*1：放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

余震による水平方向地震荷重  $I_{HSd}$  及び単位長さ当たりの水平方向地震荷重  $i_H$  は以下の式により算出する。

$$I_{HSd} = W \cdot K_{HSd}$$

$$W = 2.84121 \times 10^4 \text{ N}$$

$$I_{HSd} = 2.84121 \times 10^4 \times 0.44 = 1.25013 \times 10^4 \text{ N}$$

$$i_{HSd} = I_{HSd} / L_o = 1.25013 \times 10^4 / 4900 = 2.551 \text{ N/mm}$$



(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波荷重（鉛直上向き）は，蓋を介して固定ボルトに伝達し，固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（端部桁）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{端部桁に作用する単位面積あたりの荷重} \quad q_1 &= P_t \\ &= 0.54 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

受圧幅  $b_1$ ，荷重の作用幅  $B$  及び支間  $L$  は図 6.9.1-(2)-b-16 に示す寸法であり，それぞれ以下のとおりである。

受圧幅	$b_1 = 226 \text{ mm}$
荷重の作用幅	$B = 1150 \text{ mm}$
支間	$L = 1450 \text{ mm}$

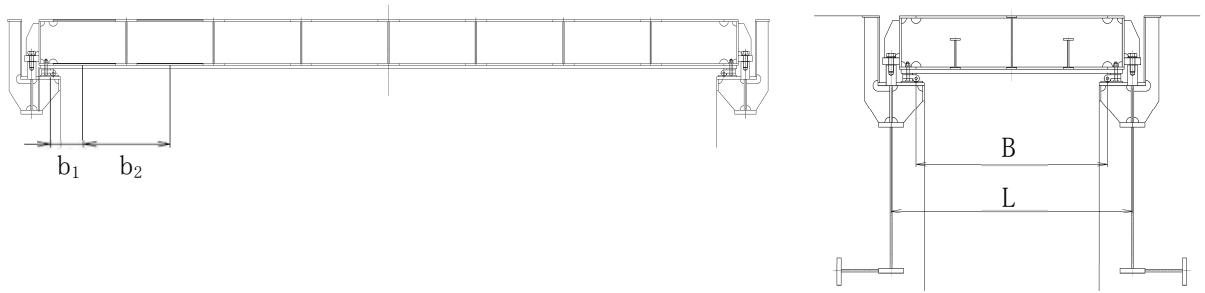


図 6.9.1-(2)-b-16 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の構造図

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-b-17 に示す単純支持梁として評価する。

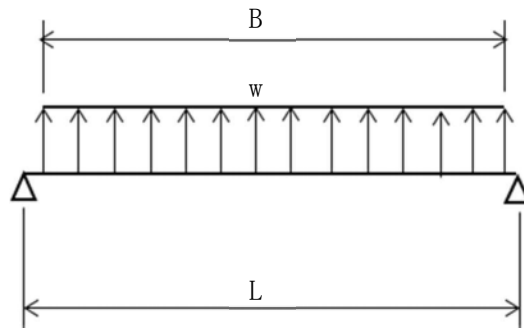


図 6.9.1-(2)-b-17 応力評価に用いるモデル図

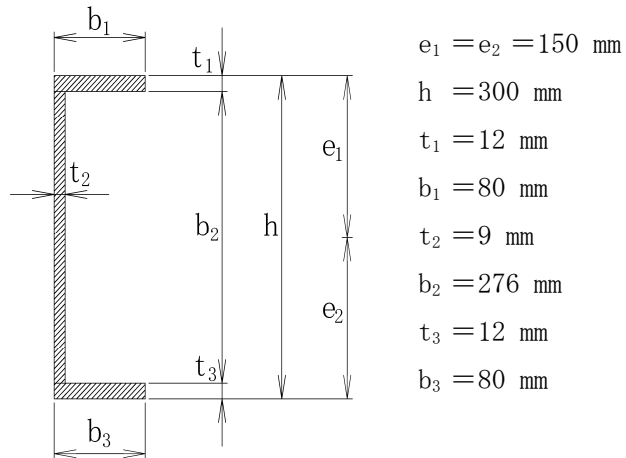
端部桁負担荷重	$w_1 = q_1 \cdot b_1$ $= 0.54 \times 226$ $= 122.04 \text{ N/mm}$
曲げモーメント	$M_1 = w_1 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$ $= 122.04 \times 1150 / 8 \times (2 \times 1450 - 1150)$ $= 3.07006 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$
せん断力	$S_1 = w \cdot B / 2$ $= 122.04 \times 1150 / 2$ $= 7.01730 \times 10^4 \text{ N}$

(a-1-1-2) 断面性能

端部桁の材質 SM490

$I_1$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 5.56045 \times 10^7$

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-18 に示すとおりである。



$e_1 = e_2 = 150 \text{ mm}$   
 $h = 300 \text{ mm}$   
 $t_1 = 12 \text{ mm}$   
 $b_1 = 80 \text{ mm}$   
 $t_2 = 9 \text{ mm}$   
 $b_2 = 276 \text{ mm}$   
 $t_3 = 12 \text{ mm}$   
 $b_3 = 80 \text{ mm}$

図 6.9.1-(2)-b-18 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント

$$I_1 = (80 \times 300^3 - 276^3 \times (80 - 9)) / 12 = 5.56045 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_1 : \text{端部桁の断面係数 (mm}^3) = 3.707 \times 10^5$$

$$Z_1 = I_1 / e_1 = 5.56045 \times 10^7 / 150 = 3.707 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S1} : \text{端部桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2) = 1.944 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-b-19 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

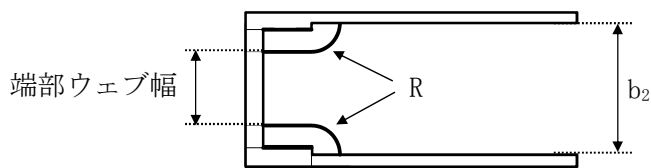


図 6.9.1-(2)-b-19 蓋端部の寸法図

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 276 - 2 \times 30 = 216 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S1} = 216 \times 9 = 1.944 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(a-1-1-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_1 = 3.07006 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_1 = 7.01730 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\text{曲げ応力} \quad \sigma_{b1} = M_1 / Z_1$$

$$\begin{aligned}
&= 3.07006 \times 10^7 / (3.70696 \times 10^5) \\
&= 82.8188 \text{ N/mm}^2 = 83 \text{ N/mm}^2 \\
\text{せん断応力} \quad \tau_1 &= S_1 / A_{S1} \\
&= 7.01730 \times 10^4 / 1.944 \times 10^3 \\
&= 36.0972 \text{ N/mm}^2 = 37 \text{ N/mm}^2 \\
\text{組合せ応力} \quad \sigma_{m1} &= \sqrt{(\sigma_{b1})^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{83^2 + 3 \times 37^2} \\
&= 104.861 = 105 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

(a-1-2) 蓋 (中間桁)

(a-1-2-1) 発生荷重

中間桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_2 = P_t$   
 $= 0.54 \text{ N/mm}^2$

受圧幅  $b_2 = 613 \text{ mm}$

中間桁負担荷重  $w_2 = q_2 \cdot b_2$   
 $= 0.54 \times 613$   
 $= 331.02 \text{ N/mm}$

水密幅  $B = 1150 \text{ mm}$

支間  $L = 1450 \text{ mm}$

曲げモーメント  $M_2 = w_2 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$   
 $= 331.02 \times 1150 / 8 \times (2 \times 1450 - 1150)$   
 $= 8.32722 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S_2 = w_2 \cdot B / 2$   
 $= 331.02 \times 1150 / 2$   
 $= 1.90336 \times 10^5 \text{ N}$

(a-1-2-2) 断面性能

端部桁の材質 SM490

$I_2$ : 中間桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 9.57173 \times 10^7 \text{ mm}^4$

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-20 に示すとおりである。

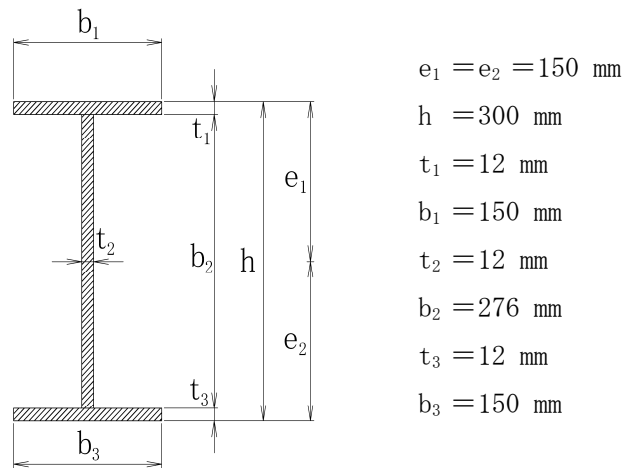


図 6. 9. 1-(2)-b-20 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = (150 \times 300^3 - 276^3 \times (150 - 12)) / 12 = 9.57173 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 6.381 \times 10^5$$

$$Z_2 = I_2 / e_1 = 9.57173 \times 10^7 / 150 = 6.381 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S2} : \text{中間桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6. 9. 1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 276 - 2 \times 30 = 216 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S2} = 216 \times 12 = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\text{中間桁の断面係数} \quad Z_2 = 6.381 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\text{中間桁の端部ウェブ断面積} \quad A_{S2} = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(a-1-2-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_2 = 8.32722 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_2 = 1.90336 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b2} &= M_2 / Z_2 \\ &= 8.32722 \times 10^7 / (6.381 \times 10^5) \\ &= 130.500 \text{ N/mm}^2 = 131 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力} \quad \tau_2 &= S_2 / A_{S2} \\ &= 1.90336 \times 10^5 / (2.592 \times 10^3) \\ &= 73.4320 \text{ N/mm}^2 = 74 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{組合せ応力} \quad \sigma_{m2} &= \sqrt{(\sigma_{b2}^2 + 3 \cdot \tau_2^2)} \\ &= \sqrt{(131^2 + 3 \times 74^2)} \\ &= 183.273 = 184 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-1-3) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-4-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{スキンプレートに作用する単位面積当たりの荷重} \quad q_3 &= P_t \\ &= 0.54 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺} \quad b_3 = 613 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺} \quad a_1 = 340 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚} \quad t_3 = 22 \text{ mm}$$

辺長比 (b/a) による係数  $k = 48.72$

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)  
(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3 / a_1 \\ &= 613 / 340 = 1.803 \end{aligned}$$

以上により、

辺長比 (b/a) による係数  $k = 48.72$

(a-1-4-2) 発生応力

$$\text{曲げ応力} \quad \sigma_{b3} = 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8 / t_3^2$$

$$= 1/100 \times 48.72 \times 340^2 \times 0.54 \times 0.8/22^2$$

$$= 50.2694 = 51 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-4) 蓋 (補助桁)

(a-1-3-1) 発生荷重

補助桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_4 = P_t$

$$= 0.54 \text{ N/mm}^2$$

主桁間隔  $b_1 = 613 \text{ mm}$

補助桁間隔  $a_1 = 340 \text{ mm}$

曲げモーメント  $M_4 = q_4 \cdot a_1/24 \cdot (3b_3^2 - a_1^2)$

$$= 0.54 \times 340/24 \times (3 \times 613^2 - 340^2)$$

$$= 7.73955 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

せん断力  $S_4 = q_4 \cdot a_1/2 \cdot (b_3 - a_1/2)$

$$= 0.54 \times 340/2 \times (613 - 340/2)$$

$$= 4.06674 \times 10^4 \text{ N}$$

(a-1-3-2) 断面性能

蓋の材質 SM490

$I_4$  : 補助桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.03498 \times 10^7$

補助桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-21 に示すとおりである。

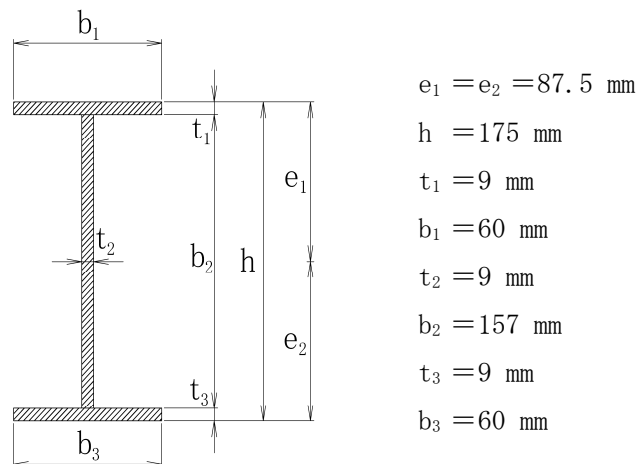


図 6.9.1-(2)-b-21 補助桁の断面寸法図

補助桁の断面二次モーメント

$$I_4 = (60 \times 175^3 - 157^3 \times (60 - 9)) / 12 = 1.03498 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$Z_4$  : 補助桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 1.182 \times 10^5$

$$Z_4 = I_4 / e_1 = 1.03498 \times 10^7 / 87.5 = 1.18283 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$= 1.182 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$A_{S4}$  : 中間桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 873 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 157 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 157 - 2 \times 30 = 97 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S4} = 97 \times 9 = 873 \text{ mm}^2$$

(a-1-3-3) 発生応力

曲げモーメント  $M_4 = 7.73955 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$

せん断力  $S_4 = 4.06674 \times 10^4 \text{ N}$

曲げ応力  $\sigma_{b4} = M_4 / Z_4$   
 $= 7.73955 \times 10^6 / (1.182 \times 10^5)$   
 $= 65.4784 = 66 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau_4 = S_4 / A_{S4}$   
 $= 4.06674 \times 10^4 / 873$   
 $= 46.5835 \text{ N/mm}^2 = 47 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力  $\sigma_{m4} = \sqrt{(\sigma_{b4}^2 + 3 \cdot \tau_4^2)}$   
 $= \sqrt{(66^2 + 3 \times 47^2)}$   
 $= 104.799 \text{ N/mm}^2 = 105 \text{ N/mm}^2$

(a-2) 固定ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

引張力  $T_{51} = S_1 / 2 = 70173 / 2 = 3.50865 \times 10^4 \text{ N}$

固定ボルト 1 本あたりに

加わるせん断荷重  $S_{51} = I_{HSd} / n = 1.25013 \times 10^4 / 36 = 347.258 \text{ N}$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質  $\text{SCM435}$

固定ボルトの呼び径  $\text{M30}$

固定ボルトの断面積  $A_{b1} = \pi / 4 \cdot \phi^2$   
 $= \pi / 4 \times 30^2$   
 $= 706.858 \text{ mm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力  $\sigma_{t51} = T_{51} / A_b$   
 $= 3.50865 \times 10^4 / 706.858$



$$=49.6372 \text{ N/mm}^2$$

$$=50 \text{ N/mm}^2$$

固定ボルトのせん断応力

$$\tau_{51} = S_{51}/A_b$$

$$=347.258/706.858$$

$$=0.491269 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力

$$\sigma_{m4} = \sqrt{(\sigma_{t51}^2 + 3 \cdot \tau_{51}^2)}$$

$$= \sqrt{(50^2 + 3 \times 1^2)}$$

$$=50.0299 \text{ N/mm}^2 = 51 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

引張力

$$T_{52} = S_2/2 = 1.90336 \times 10^5 / 2 = 9.51680 \times 10^4 \text{ N}$$

固定ボルト 1 本当たりに

加わるせん断荷重

$$S_{52} = I_{HSd}/n = 1.25013 \times 10^4 / 36 = 347.258 \text{ N}$$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SCM435

固定ボルトの呼び径

M30

固定ボルトの谷径断面積

$$A_{b2} = \pi/4 \cdot \phi^2$$

$$= \pi/4 \times 30^2$$

$$=706.858 \text{ mm}^2$$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力

$$\sigma_{t52} = T_2/A_{b2}$$

$$=9.51680 \times 10^4 / 706.858$$

$$=134.635 \text{ N/mm}^2$$

$$=135 \text{ N/mm}^2$$

固定ボルトのせん断応力

$$\tau_{52} = S_{52}/A_b$$

$$=347.258/706.858$$

$$=0.491269 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力

$$\sigma_{m4} = \sqrt{(\sigma_{t51}^2 + 3 \cdot \tau_{51}^2)}$$

$$= \sqrt{(135^2 + 3 \times 1^2)}$$

$$=135.011 \text{ N/mm}^2 = 136 \text{ N/mm}^2$$

## 二. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-2 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

### (イ) 荷重条件

#### (a-1) 固定荷重

固定荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。

#### (a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。

#### (a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = h_1 \cdot W_0 + (C_D \cdot \rho \cdot U^2) / 2$$

ここで、

$$P_t : \text{突き上げ津波荷重 (N/mm}^2\text{)} = 0.57$$

$$W_0 : \text{海水の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} = 10.100$$

$$h_1 : \text{スキンプレート面作用水深 (m)} = 39.0$$

$$C_D : \text{抗力係数} = 2.01$$

$$\rho : \text{海水密度 (kg/m}^3\text{)} = 1030$$

$$U : \text{津波による水位上昇速度 (m/s)} = 13.0$$

以上より、

$$P_t = (39.0 \times 10.100 \times 10^3 + (2.01 \times 1030 \times 13.0^2) / 2) / 10^6 = 0.568840 \text{ N/m}^2 \\ = 0.57 \text{ N/mm}^2$$

### (ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波荷重（鉛直上向き）は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

#### (a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

##### (a-1-1) 蓋（端部桁）

##### (a-1-1-1) 発生荷重

$$\text{端部桁に作用する単位面積あたりの荷重} \quad q_1 = P_t \\ = 0.57 \text{ N/mm}^2$$

受圧幅  $b_1$ 、荷重の作用幅  $B$  及び支間  $L$  は図 6.9.1-(2)-b-22 に示す寸法であり、それぞれ以下のとおりである。

$$\text{受圧幅} \quad b_1 = 226 \text{ mm}$$

$$\text{荷重の作用幅} \quad B = 1150 \text{ mm}$$

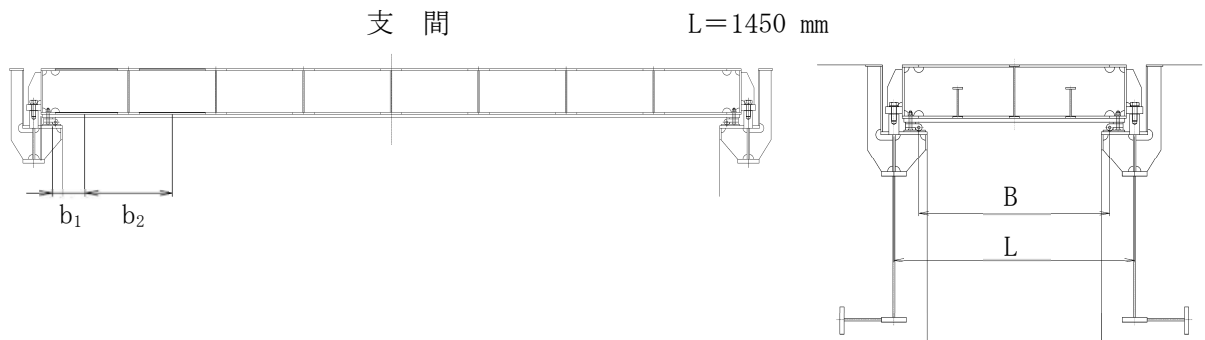


図 6.9.1-(2)-b-22 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の構造図

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-b-23 に示す単純支持梁として評価する。

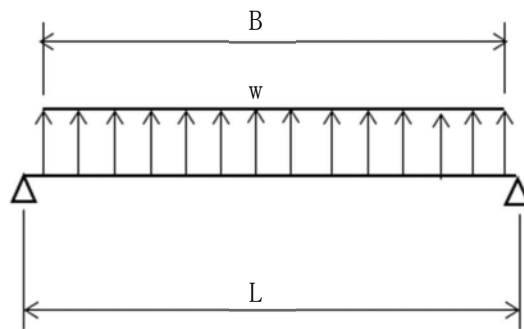


図 6.9.1-(2)-b-23 応力評価に用いるモデル図

端部桁負担荷重	$w_1 = q_1 \cdot b_1$ $= 0.57 \times 226$ $= 128.82 \text{ N/mm}$
曲げモーメント	$M_1 = w_1 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$ $= 128.82 \times 1150 / 8 \times (2 \times 1450 - 1150)$ $= 3.24062 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$
せん断力	$S_1 = w \cdot B / 2$ $= 128.82 \times 1150 / 2$ $= 7.40715 \times 10^4 \text{ N}$

(a-1-1-2) 断面性能

端部桁の材質 SM490

$I_1$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 5.56045 \times 10^7$

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-24 に示すとおりである。

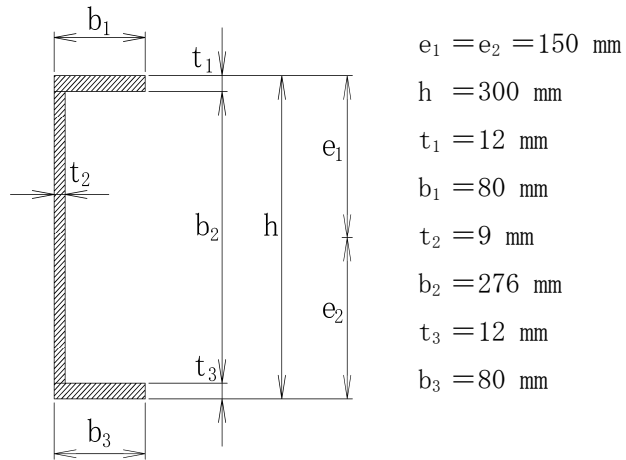


図 6.9.1-(2)-b-24 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント

$$I_1 = (80 \times 300^3 - 276^3 \times (80 - 9)) / 12 = 5.56045 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_1 : \text{端部桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 3.707 \times 10^5$$

$$Z_1 = I_1 / e_1 = 5.56045 \times 10^7 / 150 = 3.707 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S1} : \text{端部桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 1.944 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-b-25 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

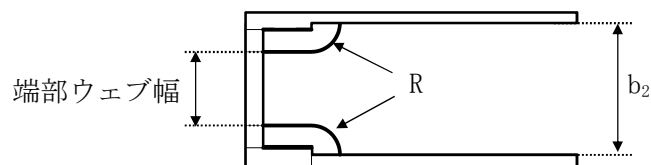


図 6.9.1-(2)-b-25 蓋端部の寸法図

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 276 - 2 \times 30 = 216 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S1} = 216 \times 9 = 1.944 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(a-1-1-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_1 = 3.24062 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_1 = 7.40715 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\text{曲げ応力} \quad \sigma_{b1} = M_1 / Z_1$$

$$\begin{aligned}
&= 3.24062 \times 10^7 / (3.707 \times 10^5) \\
&= 87.4198 \text{ N/mm}^2 = 88 \text{ N/mm}^2 \\
\text{せん断応力} \quad \tau_1 &= S_1 / A_{S1} \\
&= 7.40715 \times 10^4 / 1.944 \times 10^3 \\
&= 38.1026 \text{ N/mm}^2 = 39 \text{ N/mm}^2 \\
\text{組合せ応力} \quad \sigma_{m1} &= \sqrt{(\sigma_{b1})^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{88^2 + 3 \times 39^2} \\
&= 110.936 = 111 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

(a-1-2) 蓋 (中間桁)

(a-1-2-1) 発生荷重

中間桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_2 = P_t$   
 $= 0.57 \text{ N/mm}^2$

受圧幅  $b_2 = 613 \text{ mm}$

中間桁負担荷重  $w_2 = q_2 \cdot b_2$   
 $= 0.57 \times 613$   
 $= 349.41 \text{ N/mm}$

水密幅  $B = 1150 \text{ mm}$

支間  $L = 1450 \text{ mm}$

曲げモーメント  $M_2 = w_2 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$   
 $= 349.41 \times 1150 / 8 \times (2 \times 1450 - 1150)$   
 $= 8.78984 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S_2 = w_2 \cdot B / 2$   
 $= 349.41 \times 1150 / 2$   
 $= 2.00910 \times 10^5 \text{ N}$

(a-1-2-2) 断面性能

端部桁の材質 SM490

$I_2$ : 中間桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 9.57173 \times 10^7 \text{ mm}^4$

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-26 に示すとおりである。

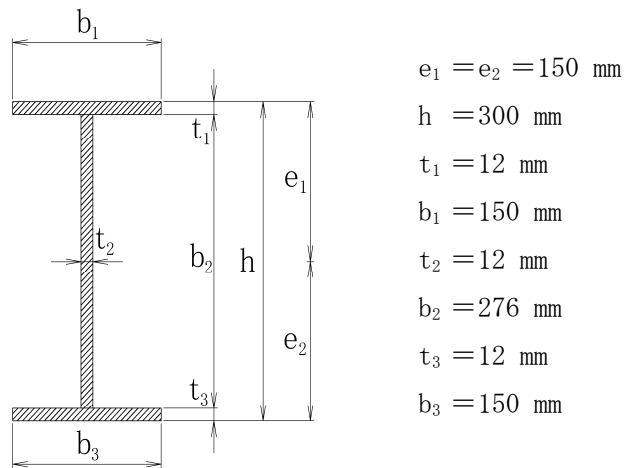


図 6. 9. 1-(2)-b-26 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = (150 \times 300^3 - 276^3 \times (150 - 12)) / 12 = 9.57173 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 6.381 \times 10^5$$

$$Z_2 = I_2 / e_1 = 9.57173 \times 10^7 / 150 = 6.381 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S2} : \text{中間桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6. 9. 1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 276 - 2 \times 30 = 216 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S2} = 216 \times 12 = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\text{中間桁の断面係数} \quad Z_2 = 6.381 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\text{中間桁の端部ウェブ断面積} \quad A_{S2} = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(a-1-2-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_2 = 8.78984 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_2 = 2.00910 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b2} &= M_2 / Z_2 \\ &= 8.78984 \times 10^7 / (6.381 \times 10^5) \\ &= 137.750 \text{ N/mm}^2 = 138 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力} \quad \tau_2 &= S_2 / A_{S2} \\ &= 2.00910 \times 10^5 / (2.592 \times 10^3) \\ &= 77.5115 \text{ N/mm}^2 = 78 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{組合せ応力} \quad \sigma_{m2} &= \sqrt{(\sigma_{b2}^2 + 3 \cdot \tau_2^2)} \\ &= \sqrt{(138^2 + 3 \times 78^2)} \\ &= 193.121 = 194 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-1-3) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-4-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{スキンプレートに作用する単位面積当たりの荷重} \quad q_3 &= P_t \\ &= 0.57 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺} \quad b_3 = 613 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺} \quad a_1 = 340 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚} \quad t_3 = 22 \text{ mm}$$

辺長比 (b/a) による係数  $k = 48.72$

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)  
(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3 / a_1 \\ &= 613 / 340 = 1.803 \end{aligned}$$

以上により、

辺長比 (b/a) による係数  $k = 48.72$

(a-1-4-2) 発生応力

$$\text{曲げ応力} \quad \sigma_{b3} = 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8 / t_3^2$$

$$= 1/100 \times 48.72 \times 340^2 \times 0.57 \times 0.8/22^2$$

$$= 53.0621 = 54 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-4) 蓋 (補助桁)

(a-1-3-1) 発生荷重

補助桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_4 = P_t$

$$= 0.57 \text{ N/mm}^2$$

主桁間隔  $b_1 = 613 \text{ mm}$

補助桁間隔  $a_1 = 340 \text{ mm}$

曲げモーメント  $M_4 = q_4 \cdot a_1/24 \cdot (3b_3^2 - a_1^2)$

$$= 0.57 \times 340/24 \times (3 \times 613^2 - 340^2)$$

$$= 8.16953 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

せん断力  $S_4 = q_4 \cdot a_1/2 \cdot (b_3 - a_1/2)$

$$= 0.57 \times 340/2 \times (613 - 340/2)$$

$$= 4.29267 \times 10^4 \text{ N}$$

(a-1-3-2) 断面性能

蓋の材質 SM490

$I_4$  : 補助桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.03498 \times 10^7$

補助桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-27 に示すとおりである。

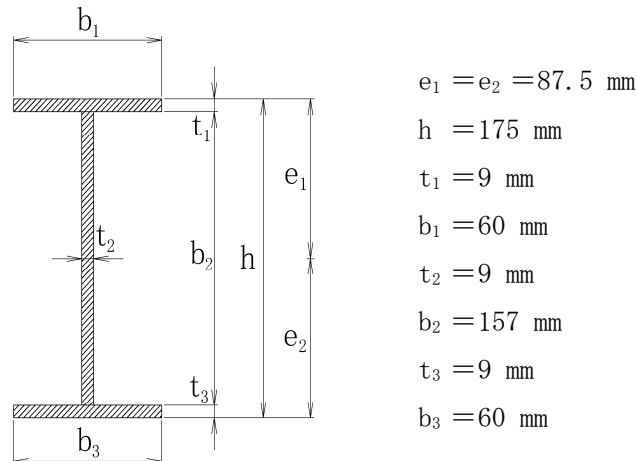


図 6.9.1-(2)-b-27 中間桁の断面寸法図

補助桁の断面二次モーメント

$$I_4 = (60 \times 175^3 - 157^3 \times (60 - 9)) / 12 = 1.03498 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$Z_4$  : 補助桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 1.182 \times 10^5$

$$Z_4 = I_4 / e_1 = 1.03498 \times 10^7 / 87.5 = 1.18283 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$= 1.182 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$A_{S4}$  : 中間桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 873 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$



$$b_2 = 157 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 157 - 2 \times 30 = 97 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S4} = 97 \times 9 = 873 \text{ mm}^2$$

(a-1-3-3) 発生応力

曲げモーメント  $M_4 = 8.16953 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$

せん断力  $S_4 = 4.29267 \times 10^4 \text{ N}$

曲げ応力  $\sigma_{b4} = M_4 / Z_4$   
 $= 8.16953 \times 10^6 / (1.182 \times 10^5)$   
 $= 69.1161 = 70 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau_4 = S_4 / A_{S4}$   
 $= 4.29267 \times 10^4 / 873$   
 $= 49.1714 \text{ N/mm}^2 = 50 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力  $\sigma_{m4} = \sqrt{(\sigma_{b4}^2 + 3 \cdot \tau_4^2)}$   
 $= \sqrt{(70^2 + 3 \times 50^2)}$   
 $= 111.355 \text{ N/mm}^2 = 112 \text{ N/mm}^2$

(a-2) 固定ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋（端部桁）

(a-2-1-1) 発生荷重

引張力  $T_{51} = S_1 / 2 = 74071.5 / 2 = 3.70357 \times 10^4 \text{ N}$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質  $\text{SCM435}$

固定ボルトの呼び径  $\text{M30}$

固定ボルトの断面積  $A_{b1} = \pi / 4 \cdot \phi^2$   
 $= \pi / 4 \times 30^2$   
 $= 706.858 \text{ mm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力  $\sigma_{t51} = T_{51} / A_b$   
 $= 3.70357 \times 10^4 / 706.858$   
 $= 52.3948 \text{ N/mm}^2$   
 $= 53 \text{ N/mm}^2$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

引張力

$$T_{52} = S_2 / 2 = 200910 / 2 = 1.00455 \times 10^5 \text{ N}$$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SCM435

固定ボルトの呼び径

M30

固定ボルトの谷径断面積

$$\begin{aligned} A_{b2} &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \\ &= \pi / 4 \times 30^2 \\ &= 706.858 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力

$$\begin{aligned} \sigma_{t52} &= T_2 / A_{b2} \\ &= 1.00455 \times 10^5 / 706.858 \\ &= 142.114 \text{ N/mm}^2 \\ &= 143 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-2 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「ニ. 敷地に遡上する津波時」にて示したとおりとする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

余震による地震荷重は「ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時」にて示したとおりとする。

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波荷重(鉛直上向き)は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋(端部桁)

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{端部桁に作用する単位面積あたりの荷重 } q_1 &= P_t \\ &= 0.57 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

受圧幅  $b_1$ 、荷重の作用幅  $B$  及び支間  $L$  は図 6.9.1-(2)-b-28 に示す寸法であり、それぞれ以下のとおりである。

$$\text{受圧幅} \quad b_1 = 226 \text{ mm}$$

$$\text{荷重の作用幅} \quad B = 1150 \text{ mm}$$

$$\text{支間} \quad L = 1450 \text{ mm}$$

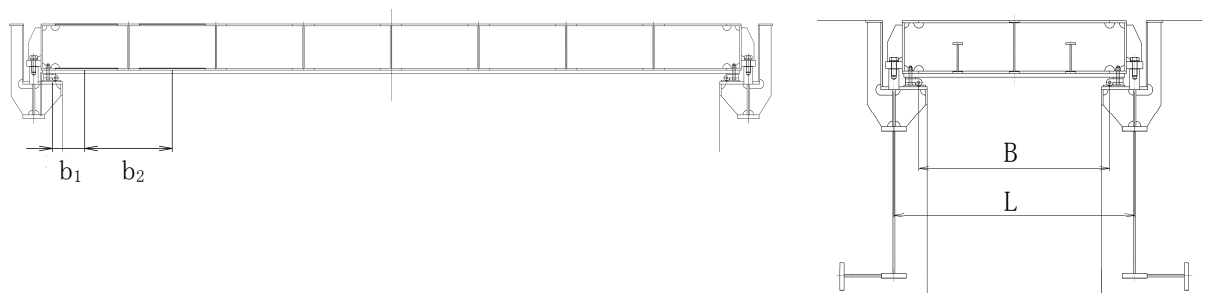


図 6.9.1-(2)-b-28 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の構造図

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-b-29 に示す単純支持梁として評価する。

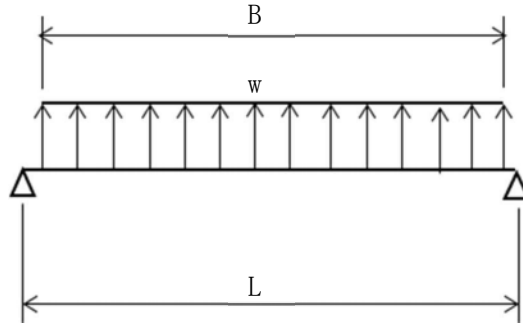


図 6.9.1-(2)-b-29 応力評価に用いるモデル図

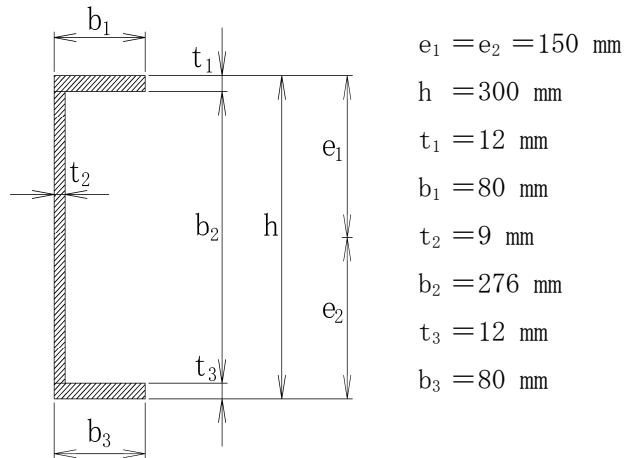
端部桁負担荷重	$w_1 = q_1 \cdot b_1$ $= 0.57 \times 226$ $= 128.82 \text{ N/mm}$
曲げモーメント	$M_1 = w_1 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$ $= 128.82 \times 1150 / 8 \times (2 \times 1450 - 1150)$ $= 3.24062 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$
せん断力	$S_1 = w \cdot B / 2$ $= 128.82 \times 1150 / 2$ $= 7.40715 \times 10^4 \text{ N}$

(a-1-1-2) 断面性能

端部桁の材質 SM490

$I_1$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 5.56045 \times 10^7$

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-30 に示すとおりである。



- $e_1 = e_2 = 150 \text{ mm}$
- $h = 300 \text{ mm}$
- $t_1 = 12 \text{ mm}$
- $b_1 = 80 \text{ mm}$
- $t_2 = 9 \text{ mm}$
- $b_2 = 276 \text{ mm}$
- $t_3 = 12 \text{ mm}$
- $b_3 = 80 \text{ mm}$

図 6.9.1-(2)-b-30 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント

$$I_1 = (80 \times 300^3 - 276^3 \times (80 - 9)) / 12 = 5.56045 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_1 : \text{端部桁の断面係数 (mm}^3) = 3.707 \times 10^5$$

$$Z_1 = I_1 / e_1 = 5.56045 \times 10^7 / 150 = 3.707 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S1} : \text{端部桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2) = 1.944 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-b-31 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

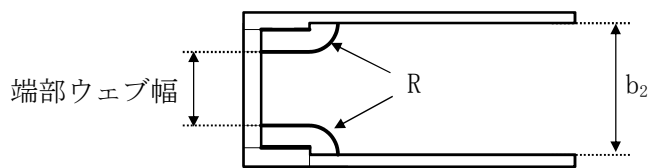


図 6.9.1-(2)-b-31 蓋端部の寸法図

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 276 - 2 \times 30 = 216 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S1} = 216 \times 9 = 1.944 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(a-1-1-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_1 = 3.24062 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_1 = 7.40715 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\text{曲げ応力} \quad \sigma_{b1} = M_1 / Z_1$$

$$\begin{aligned}
&= 3.24062 \times 10^7 / (3.707 \times 10^5) \\
&= 87.4198 \text{ N/mm}^2 = 88 \text{ N/mm}^2 \\
\text{せん断応力} \quad \tau_1 &= S_1 / A_{S1} \\
&= 7.40715 \times 10^4 / 1.944 \times 10^3 \\
&= 38.1026 \text{ N/mm}^2 = 39 \text{ N/mm}^2 \\
\text{組合せ応力} \quad \sigma_{m1} &= \sqrt{(\sigma_{b1})^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{88^2 + 3 \times 39^2} \\
&= 110.936 = 111 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

(a-1-2) 蓋 (中間桁)

(a-1-2-1) 発生荷重

中間桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_2 = P_t$   
 $= 0.57 \text{ N/mm}^2$

受圧幅  $b_2 = 613 \text{ mm}$

中間桁負担荷重  $w_2 = q_2 \cdot b_2$   
 $= 0.57 \times 613$   
 $= 349.41 \text{ N/mm}$

水密幅  $B = 1150 \text{ mm}$

支間  $L = 1450 \text{ mm}$

曲げモーメント  $M_2 = w_2 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$   
 $= 349.41 \times 1150 / 8 \times (2 \times 1450 - 1150)$   
 $= 8.78984 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S_2 = w_2 \cdot B / 2$   
 $= 349.41 \times 1150 / 2$   
 $= 2.00910 \times 10^5 \text{ N}$

(a-1-2-2) 断面性能

端部桁の材質 SM490

$I_2$ : 中間桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 9.57173 \times 10^7 \text{ mm}^4$

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-32 に示すとおりである。

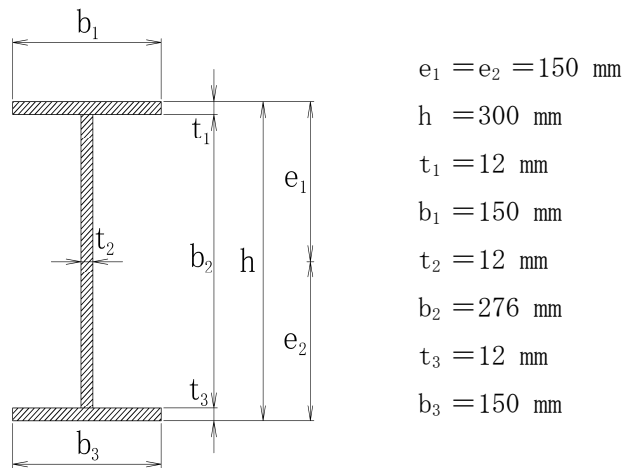


図 6. 9. 1-(2)-b-32 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = (150 \times 300^3 - 276^3 \times (150 - 12)) / 12 = 9.57173 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 6.381 \times 10^5$$

$$Z_2 = I_2 / e_1 = 9.57173 \times 10^7 / 150 = 6.381 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S2} : \text{中間桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6. 9. 1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 276 - 2 \times 30 = 216 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S2} = 216 \times 12 = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\text{中間桁の断面係数} \quad Z_2 = 6.381 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\text{中間桁の端部ウェブ断面積} \quad A_{S2} = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

(a-1-2-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_2 = 8.78984 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_2 = 2.00910 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b2} &= M_2 / Z_2 \\ &= 8.78984 \times 10^7 / (6.381 \times 10^5) \\ &= 137.750 \text{ N/mm}^2 = 138 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力} \quad \tau_2 &= S_2 / A_{S2} \\ &= 2.00910 \times 10^5 / (2.592 \times 10^3) \\ &= 77.5115 \text{ N/mm}^2 = 78 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{組合せ応力} \quad \sigma_{m2} &= \sqrt{(\sigma_{b2}^2 + 3 \cdot \tau_2^2)} \\ &= \sqrt{(138^2 + 3 \times 78^2)} \\ &= 193.121 = 194 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-1-3) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-4-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{スキンプレートに作用する単位面積当たりの荷重} \quad q_3 &= P_t \\ &= 0.57 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺} \quad b_3 = 613 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺} \quad a_1 = 340 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚} \quad t_3 = 22 \text{ mm}$$

辺長比 (b/a) による係数  $k = 48.72$

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)  
(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3 / a_1 \\ &= 613 / 340 = 1.803 \end{aligned}$$

以上により、

辺長比 (b/a) による係数  $k = 48.72$

(a-1-4-2) 発生応力

$$\text{曲げ応力} \quad \sigma_{b3} = 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8 / t_3^2$$



$$= 1/100 \times 48.72 \times 340^2 \times 0.57 \times 0.8/22^2$$

$$= 53.0621 = 54 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-4) 蓋 (補助桁)

(a-1-3-1) 発生荷重

補助桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_4 = P_t$

$$= 0.57 \text{ N/mm}^2$$

主桁間隔  $b_1 = 613 \text{ mm}$

補助桁間隔  $a_1 = 340 \text{ mm}$

曲げモーメント

$$M_4 = q_4 \cdot a_1/24 \cdot (3b_3^2 - a_1^2)$$

$$= 0.57 \times 340/24 \times (3 \times 613^2 - 340^2)$$

$$= 8.16953 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

せん断力

$$S_4 = q_4 \cdot a_1/2 \cdot (b_3 - a_1/2)$$

$$= 0.57 \times 340/2 \times (613 - 340/2)$$

$$= 4.29267 \times 10^4 \text{ N}$$

(a-1-3-2) 断面性能

蓋の材質 SM490

$I_4$  : 補助桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.03498 \times 10^7$

補助桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-b-33 に示すとおりである。

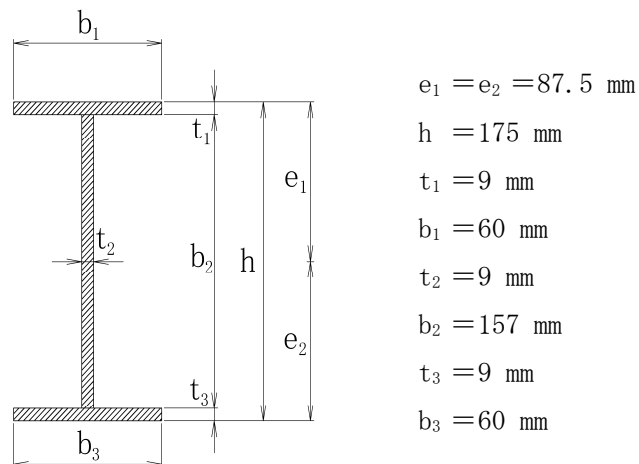


図 6.9.1-(2)-b-33 補助桁の断面寸法図

補助桁の断面二次モーメント

$$I_4 = (60 \times 175^3 - 157^3 \times (60 - 9)) / 12 = 1.03498 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$Z_4$  : 補助桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 1.182 \times 10^5$

$$Z_4 = I_4 / e_1 = 1.03498 \times 10^7 / 87.5 = 1.18283 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$= 1.182 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$A_{S4}$  : 補助桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 873 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 157 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 157 - 2 \times 30 = 97 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S4} = 97 \times 9 = 873 \text{ mm}^2$$

(a-1-3-3) 発生応力

曲げモーメント  $M_4 = 8.16953 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$

せん断力  $S_4 = 4.29267 \times 10^4 \text{ N}$

曲げ応力  $\sigma_{b4} = M_4 / Z_4$   
 $= 8.16953 \times 10^6 / (1.182 \times 10^5)$   
 $= 69.1161 = 70 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau_4 = \tau_4 = S_4 / A_{S4}$   
 $= 4.29267 \times 10^4 / 873$   
 $= 49.1714 \text{ N/mm}^2 = 50 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力  $\sigma_{m4} = \sqrt{(\sigma_{b4}^2 + 3 \cdot \tau_4^2)}$   
 $= \sqrt{(70^2 + 3 \times 50^2)}$   
 $= 111.355 \text{ N/mm}^2 = 112 \text{ N/mm}^2$

(a-2) 固定ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

引張力  $T_{51} = S_1 / 2 = 74071.5 / 2 = 3.70357 \times 10^4 \text{ N}$

固定ボルト 1 本あたりに

加わるせん断荷重  $S_{52} = I_{HSd} / n = 1.25013 \times 10^4 / 36 = 347.258 \text{ N}$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質  $\text{SCM435}$

固定ボルトの呼び径  $\text{M30}$

固定ボルトの断面積  $A_{b1} = \pi / 4 \cdot \phi^2$   
 $= \pi / 4 \times 30^2$   
 $= 706.858 \text{ mm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力  $\sigma_{t51} = T_{51} / A_b$   
 $= 3.70357 \times 10^4 / 706.858$

$$=52.3948 \text{ N/mm}^2$$

$$=53 \text{ N/mm}^2$$

固定ボルトのせん断応力

$$\tau_{51} = S_{51}/A_b$$

$$=347.258/706.858$$

$$=0.491269 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力

$$\sigma_{m4} = \sqrt{(\sigma_{t51}^2 + 3 \cdot \tau_{51}^2)}$$

$$= \sqrt{(53^2 + 3 \times 1^2)}$$

$$=53.0282 \text{ N/mm}^2 = 54 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

引張力

$$T_{52} = S_2/2 = 200910/2 = 1.00455 \times 10^5 \text{ N}$$

固定ボルト 1 本当たりに

加わるせん断荷重

$$S_{52} = I_{HSd}/n = 1.25013 \times 10^4/36 = 347.258 \text{ N}$$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SCM435

固定ボルトの呼び径

M30

固定ボルトの谷径断面積

$$A_{b2} = \pi/4 \cdot \phi^2$$

$$= \pi/4 \times 30^2$$

$$=706.858 \text{ mm}^2$$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力

$$\sigma_{t52} = T_2/A_{b2}$$

$$=1.00455 \times 10^5/706.858$$

$$=142.114 \text{ N/mm}^2$$

$$=143 \text{ N/mm}^2$$

固定ボルトのせん断応力

$$\tau_{52} = S_{52}/A_b$$

$$=347.258/706.858$$

$$=0.491269 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力

$$\sigma_{m4} = \sqrt{(\sigma_{t52}^2 + 3 \cdot \tau_{52}^2)}$$

$$= \sqrt{(143^2 + 3 \times 1^2)}$$

$$=143.010 \text{ N/mm}^2 = 144 \text{ N/mm}^2$$

(d) 許容応力

許容応力は、ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会）にもとづき設定する。

SM490 の軸方向引張応力度及び曲げ引張応力度  $\sigma_{a1}$  並びにせん断応力度  $\tau_{a1}$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$$\sigma_{a1} = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{a1} = 90 \text{ N/mm}^2$$

SCM435 の軸方向引張応力度及び曲げ引張応力度  $\sigma_{a2}$  並びにせん断応力度  $\tau_{a2}$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$$\sigma_{a2} = 392 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{a2} = 226 \text{ N/mm}^2$$

イ. 端部桁，中間桁，補助桁及びスキンプレートの許容応力

(イ) 基準津波時

$$\text{許容限界（曲げ）} \quad 1.5 \cdot \sigma_a = 1.5 \times 160 = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容限界（せん断）} \quad 1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 90 = 135 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容限界（組合せ）} \quad 1.1 \cdot (1.5 \cdot \sigma_a) = 1.1 \times 1.5 \times 160 = 264 \text{ N/mm}^2$$

(ロ)  $S_s$  地震時

(a-1) 主桁及び補助桁

主桁，縦補助桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ応力度は，「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）」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し，以下の計算式により算出する。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{8}{K} \quad : \quad 160 \times 1.5 = 240 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{8}{K} < \frac{L}{b} \leq 30 \quad : \quad \sigma_{ca} = \left( 160 - 1.6 \left( K \frac{L}{b} - 8 \right) \right) \times 1.5 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2 \cdot A_c}} \quad \text{ただし, } \frac{A_w}{A_c} \leq 2 \quad \text{の場合} \quad K = 2$$

ここに，L : 圧縮フランジの固定間隔 (mm)

b : 圧縮フランジ幅 (mm)

$A_w$  : 腹板の総断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 ( $\text{mm}^2$ )

(a-1-1) 端部桁

(a-1-1-1) 許容限界 (曲げ)

$$A_w : \text{腹板面積}(\text{mm}^2) = 2484$$

$$t_2 \cdot b_2 = 9 \times 276 = 2484 \text{ mm}^2$$

$$A_c : \text{圧縮フランジの総面積}(\text{mm}^2) = 960$$

$$t_3 \cdot b_3 = 12 \times 80 = 960 \text{ mm}^2$$

圧縮フランジ固定間隔  $L = 1350 \text{ mm}$ , 圧縮フランジ幅  $b = 80 \text{ mm}$  であるため,

$$L/b = 16.88$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2 \cdot A_c}} \text{ より,}$$

$$K = \sqrt{3 + (2484) / (2 \times 960)} = 2.08$$

低減を考慮した許容曲げ応力は以下のとおりとする。

$$(160 - 1.6 \times (2.08 \times 16.88 - 8)) \times 1.5 = 175 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-1-2) 許容限界 (せん断)

$$\text{許容限界 (せん断)} \quad 1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 90 = 135 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-1-3) 許容限界 (組合せ)

低減を考慮した許容組合せ応力は以下のとおりとする。

$$(160 - 1.6 \times (2.08 \times 16.88 - 8)) \times 1.65 = 192 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-2) 中間桁

(a-1-2-1) 許容限界 (曲げ)

$$A_w : \text{腹板面積}(\text{mm}^2) = 3312$$

$$t_2 \cdot b_2 = 12 \times 276 = 3312 \text{ mm}^2$$

$$A_c : \text{圧縮フランジの総面積}(\text{mm}^2) = 1800$$

$$t_3 \cdot b_3 = 12 \times 150 = 1800 \text{ mm}^2$$

$$A_w/A_c = 3312/1800 = 1.84$$

$$\frac{A_w}{A_c} \leq 2 \text{ であるため, } K = 2$$

圧縮フランジ固定間隔  $L = 1350 \text{ mm}$ , 圧縮フランジ幅  $b = 150 \text{ mm}$  であるため,

$$L/b = 9.0$$

低減を考慮した許容曲げ応力は以下のとおりとする。

$$(160 - 1.6 \times (2.0 \times 9.0 - 8)) \times 1.5 = 216 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-2-2) 許容限界 (せん断)

$$\text{許容限界 (せん断)} \quad 1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 90 = 135 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-2-3) 許容限界 (組合せ)

低減を考慮した許容組合せ応力は以下のとおりとする。

$$(160 - 1.6 \times (2.0 \times 9.0 - 8)) \times 1.65 = 237 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-3) 補助桁

(a-1-3-1) 許容限界 (曲げ)

$$A_w : \text{腹板面積 (mm}^2) = 1413$$

$$t_2 \cdot b_2 = 9 \times 157 = 1413 \text{ mm}^2$$

$$A_c : \text{圧縮フランジの総面積 (mm}^2) = 540$$

$$t_3 \cdot b_3 = 9 \times 60 = 540 \text{ mm}^2$$

圧縮フランジ固定間隔  $L = 613 \text{ mm}$ , 圧縮フランジ幅  $b = 60 \text{ mm}$  であるため,

$$L/b = 10.22$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2 \cdot A_c}} \text{ より,}$$

$$K = \sqrt{3 + (1413)/(2 \times 540)} = 2.08$$

低減を考慮した許容曲げ応力は以下のとおりとする。

$$(160 - 1.6 \times (2.08 \times 10.22 - 8)) \times 1.5 = 208 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-3-2) 許容限界 (せん断)

$$\text{許容限界 (せん断)} \quad 1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 90 = 135 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-3-3) 許容限界 (組合せ)

低減を考慮した許容組合せ応力は以下のとおりとする。

$$(160 - 1.6 \times (2.08 \times 10.22 - 8)) \times 1.65 = 228 \text{ N/mm}^2$$

(a-2) スキンプレート

$$\text{許容限界 (曲げ)} \quad 1.5 \cdot \sigma_a = 1.5 \times 160 = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容限界 (せん断)} \quad 1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 90 = 135 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容限界 (組合せ)} \quad 1.1 \cdot (1.5 \cdot \sigma_a) = 1.1 \times 1.5 \times 160 = 264 \text{ N/mm}^2$$

(ハ) 基準津波 +  $S_d$  地震時

$$\text{許容限界 (曲げ)} \quad 1.5 \cdot \sigma_a = 1.5 \times 160 = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容限界 (せん断)} \quad 1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 90 = 135 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容限界 (組合せ)} \quad 1.1 \cdot (1.5 \cdot \sigma_a) = 1.1 \times 1.5 \times 160 = 264 \text{ N/mm}^2$$

(二) 敷地に遡上する津波時，敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

許容限界（曲げ）  $1.9 \cdot \sigma_a = 1.9 \times 160 = 304 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.9 \cdot \tau_a = 1.9 \times 90 = 171 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.9 \cdot \sigma_a = 1.9 \times 160 = 304 \text{ N/mm}^2$

ロ. ボルトの許容応力

(イ) 基準津波時

許容限界 (引張)  $1.5 \cdot \sigma_a = 1.5 \times 392 = 588 \text{ N/mm}^2$

(ロ)  $S_s$  地震時

許容限界 (せん断)  $1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 226 = 339 \text{ N/mm}^2$

(ハ) 基準津波 +  $S_d$  地震時

許容限界 (引張)  $1.5 \cdot \sigma_a = 1.5 \times 392 = 588 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 226 = 339 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.1 \cdot (1.5 \cdot \sigma_a) = 1.1 \times 1.5 \times 392 = 646 \text{ N/mm}^2$

(ニ) 敷地に遡上する津波時, 敷地に遡上する津波 +  $S_d$  地震時

許容限界 (曲げ)  $1.9 \cdot \sigma_a = 1.9 \times 392 = 744 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.9 \cdot \tau_a = 1.9 \times 226 = 429 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.9 \cdot \sigma_a = 1.9 \times 392 = 744 \text{ N/mm}^2$



(e) 応力評価結果

イ. 基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-(2)-b-4 に示す。

表 6.9.1-(2)-b-4 基準津波時の応力評価結果 (蓋, 固定ボルト)

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	判定 発生応力 ≤ 許容応力	
蓋	主桁	端部桁	曲げ	83	240	OK
			せん断	37	135	OK
			組合せ*1	105	264	OK
		中間桁	曲げ	131	240	OK
			せん断	74	135	OK
			組合せ*1	184	264	OK
	スキンプレート	曲げ	51	240	OK	
	補助桁	曲げ	66	240	OK	
		せん断	47	135	OK	
		組合せ*1	105	264	OK	
固定ボルト	端部桁	引張	50	588	OK	
	中間桁	引張	135	588	OK	

注記 \*1: 曲げとせん断の組合せ応力

ロ. Ss 地震時

Ss 地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-b-5 に示す。

表 6.9.1-(2)-b-5 Ss 地震時の応力評価結果 (蓋, 固定ボルト)

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	判定 発生応力 ≤ 許容応力	
蓋	主桁	端部桁	曲げ	2	175	OK
			せん断	1	135	OK
			組合せ*1	3	192	OK
		中間桁	曲げ	3	216	OK
			せん断	2	135	OK
			組合せ*1	5	237	OK
	スキンプレート	曲げ	1	240	OK	
	補助桁	曲げ	1	208	OK	
		せん断	1	135	OK	
		組合せ*1	2	228	OK	
固定ボルト	端部桁	せん断	1	339	OK	
	中間桁	せん断	3	339	OK	

注記 \*1: 曲げとせん断の組合せ応力

ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-b-6 に示す。

表 6.9.1-(2)-b-6 基準津波+S<sub>d</sub>地震時の応力評価結果（蓋，固定ボルト）

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	判定 発生応力 ≤ 許容応力	
蓋	主桁	端部桁	曲げ	83	240	OK
			せん断	37	135	OK
			組合せ* <sup>1</sup>	105	264	OK
		中間桁	曲げ	131	240	OK
			せん断	74	135	OK
			組合せ* <sup>1</sup>	184	264	OK
	スキンプレート		曲げ	51	240	OK
	補助桁		曲げ	66	240	OK
			せん断	47	135	OK
			組合せ* <sup>1</sup>	105	264	OK
固定ボルト	端部桁	引張	50	588	OK	
		せん断	1	339	OK	
		組合せ* <sup>2</sup>	51	646	OK	
	中間桁	引張	135	588	OK	
		せん断	1	339	OK	
		組合せ* <sup>2</sup>	136	646	OK	

注記 \*1：曲げとせん断の組合せ応力

\*2：引張とせん断の組合せ応力

二. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の評価結果を表 6.9.1-(2)-b-7 に示す。

表 6.9.1-(2)-b-7 敷地に遡上する津波時の応力評価結果 (蓋, 固定ボルト)

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	判定 発生応力 ≤ 許容応力	
蓋	主桁	端部桁	曲げ	88	304	OK
			せん断	39	171	OK
			組合せ*1	111	304	OK
		中間桁	曲げ	138	304	OK
			せん断	78	171	OK
			組合せ*1	194	304	OK
	スキンプレート		曲げ	54	304	OK
	補助桁		曲げ	70	304	OK
			せん断	50	171	OK
			組合せ*1	112	304	OK
固定ボルト	端部桁	引張	53	744	OK	
	中間桁	引張	143	744	OK	

注記 \*1: 曲げとせん断の組合せ応力

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-b-8 に示す。

表 6.9.1-(2)-b-8 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の応力評価結果 (蓋, 固定ボルト)

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	判定 発生応力 ≤ 許容応力	
蓋	主桁	端部桁	曲げ	88	304	OK
			せん断	39	171	OK
			組合せ* <sup>1</sup>	111	304	OK
		中間桁	曲げ	138	304	OK
			せん断	78	171	OK
			組合せ* <sup>1</sup>	194	304	OK
	スキンプレート	曲げ	54	304	OK	
	補助桁	曲げ	70	304	OK	
		せん断	50	171	OK	
		組合せ* <sup>1</sup>	112	304	OK	
固定ボルト	端部桁	引張	53	744	OK	
		せん断	1	429	OK	
		組合せ* <sup>2</sup>	54	744	OK	
	中間桁	引張	143	744	OK	
		せん断	1	429	OK	
		組合せ* <sup>2</sup>	144	744	OK	

注記 \*1: 曲げとせん断の組合せ応力

\*2: 引張とせん断の組合せ応力

c. SA用海水ピット開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a) 固有周期

イ. 固有周期の計算

SA用海水ピット開口部浸水防止蓋は、主桁を単純支持梁としてモデル化し、評価を行う。「構造力学公式集(1988年)、土木学会」より、両端支持梁の周期は次のとおり与えられる。

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

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

ここで、

T	: 固有周期 (s)	
f	: 一次固有振動数 (Hz)	
L	: 主桁の長さ (mm)	= 1370
E	: 縦弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	= 2.60 × 10 <sup>5</sup>
I	: 断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> )	= 1.229 × 10 <sup>8</sup>
m	: 主桁の単位長さ当りの重量 (kg/mm)	= 673.48 × 10 <sup>-3</sup>

主桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-c-1 に示すとおりである。

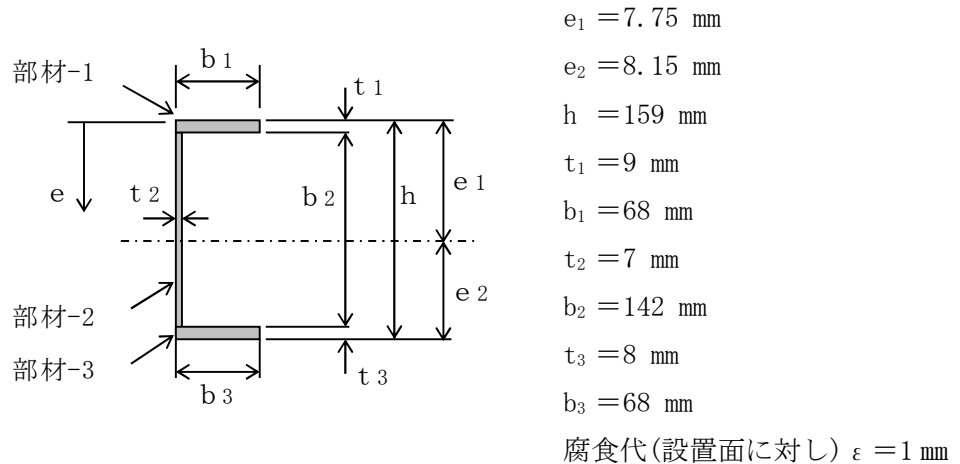


図 6.9.1-(2)-c-1 主桁の断面寸法図

以上より、

$$f = \frac{\pi^2}{(2\pi \cdot 1320)^2} \cdot \sqrt{(2.06 \times 10^5 \times 1.229 \times 10^8 / 673.48 \times 10^{-3})}$$

$$= 175 \text{ Hz}$$

$$T = 1/f = 0.006 \text{ s}$$

ロ. 固有周期の計算結果

固有周期は、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

(b) 評価条件の整理

イ. 固定荷重

固定荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-3 SA用海水ピット開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固定荷重は以下のとおりとする。

固定荷重 D

蓋 : 8.72kN (889kg)

蓋の幅 : 1.96 (m)

蓋の長さ : 1.32 (m)

蓋の面積 : 2.587 (m<sup>2</sup>)

よって、固定荷重 D は、3.776 kN/m<sup>2</sup> を考慮する。

ロ. 風荷重

添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」及び添付書類「V-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」にて設定した荷重の組合せに基づき、考慮しない。

(c) 応力計算

イ.  $S_s$  地震時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)  $S_s$  地震荷重

応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による  $S_s$  地震荷重の最大震度を表 6.9.1-(2)-c-1 に示す。

震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は、固定荷重及び積雪荷重と同じ方向の鉛直下向きのみを考慮する。

水平地震荷重は、固定質量及び積雪質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-(2)-c-1 応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による  $S_s$  地震荷重の最大震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
基準地震動 $S_s$	S A用海水 ピット EL. 7.3 (EL. 8.0*2)	水平方向 $K_H$	1.95
		鉛直方向 $K_V$	1.12

注記 \*1：固有周期の計算結果より、S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

地震荷重  $S_s$  は、以下のとおりとする。

なお、鉛直震度は、自重と同じ鉛直下向きに考慮する。

$$I_H = W \cdot K_H$$

$$I_V = W \cdot (1 + K_V)$$

$$W = (m_D + m_S) \cdot g$$



ここで、

$I_H$	: 水平方向地震荷重	N
$I_V$	: 鉛直方向地震荷重	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	—
$W$	: 自重	

$$\begin{aligned} I_H &= W \cdot K_H = (m_D + m_S) \cdot g \cdot K_H \\ &= (8.72+0) \times 1.95 = 17.004 \text{ kN} \quad (6.573 \text{ kN/m}^2) \\ I_V &= W \cdot (1 + K_V) = (m_D + m_S) \cdot g \cdot (1 + K_V) \\ &= (8.72+0) \times (1 + 1.12) = 18.486 \text{ kN} \quad (7.146 \text{ kN/m}^2) \\ A &= B \cdot L = 1.96 \cdot 1.32 = 2.587 \text{ m} \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する地震荷重（鉛直上向き）は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（スキンプレート）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{地震時作用荷重} \quad q &= I_V \\ &= 3.76 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺} \quad b = 620 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺} \quad a = 380 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚} \quad t = 12 \text{ mm}$$

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比  $b/a$  を求め、係数  $k$  の値が最も高いものとする。

$$\text{辺長比 } b/a \quad = 620/380 = 1.6316$$

以上により、

$$\text{辺長比 } (b/a) \text{ による係数 } k = 47.01$$

(a-1-1-3) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_b &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q \cdot 0.8/t^2 \\ &= 1/100 \times 47.01 \times 380^2 \times 0.003776 \times 0.8/11^2 \\ &= 1.695 = 1.70 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

地震時作用荷重	$q = I_v$ $= 3.776 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b = 0.190 \text{ m}$
負担荷重	$w = q \cdot b$ $= 3.776 \times 0.190$ $= 0.717 \text{ kN/m}$
支間	$L = 1.240 \text{ m}$
水密幅	$B = 1.160 \text{ m}$

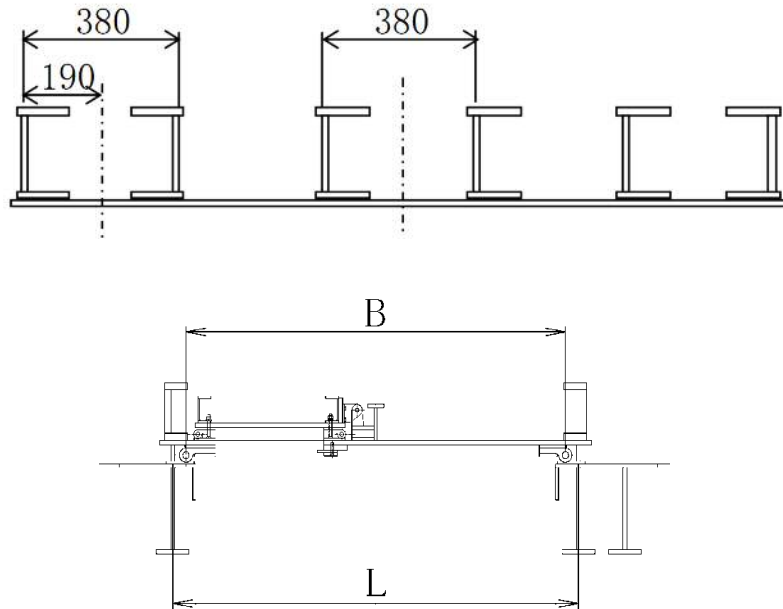


図 6.9.1-(2)-c-2 SA 用海水ピット開口部浸水防止蓋の構造図

SA 用海水ピット開口部浸水防止蓋の主桁の応力評価に当たっては、  
図 6.9.1-(2)-c-3 に示すとおり単純支持梁として評価する。

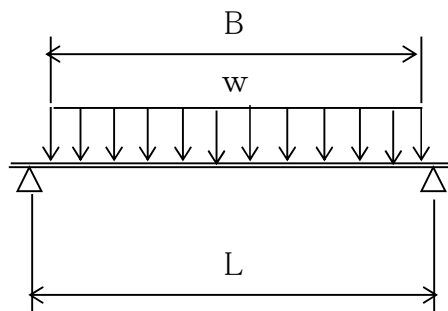


図 6.9.1-(2)-c-3 応力評価に用いるモデル図

曲げモーメント  $M = \frac{w \cdot B \cdot (2L - B)}{8}$

$$= 0.717 \times 1.160 \times (2 \times 1.240 - 1.160) / 8$$

$$= 0.137 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

せん断力  $S = \frac{w \cdot B}{2}$

$$= 0.717 \times 1.160 / 2$$

$$= 0.416 \text{ kN}$$

(a-2-1-2) 断面性能

端部桁の材質

SM400

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-c-4 に示すとおりである。

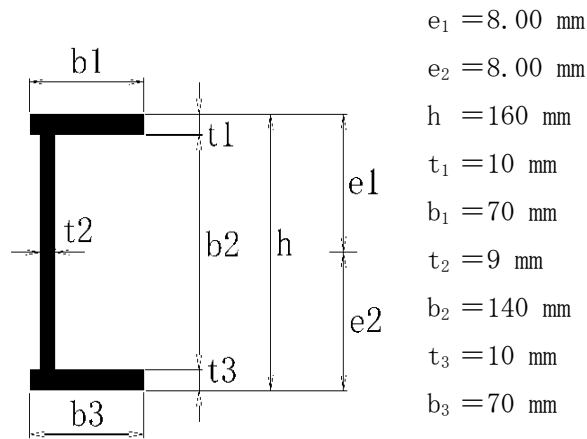


図 6.9.1-(2)-c-4 端部桁の断面寸法図

$I$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 9.956 \times 10^6 \text{ mm}^4$   
 $Z_1$  : 端部桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 1,245 \times 10^5 \text{ mm}^3$   
 $Z_2$  : 端部桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 1.245 \times 10^5 \text{ mm}^3$   
 $A_w$  : 端部桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 9.000 \times 10^2 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-c-5 に示す寸法図から

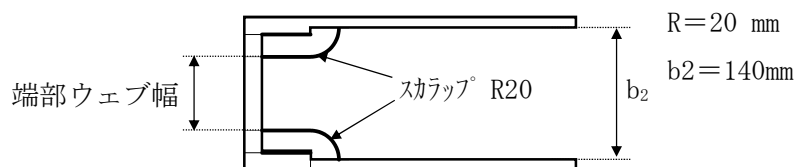


図 6.9.1-(2)-c-5 蓋端部の寸法図

(a-2-1-3) 発生応力

曲げモーメント	$M=0.137 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=0.416 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma = M/Z$ $= 0.137 \times 10^6 / (1,245 \times 10^5)$ $= 1.1$ $= 2 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau = S/A_w$ $= 0.416 \times 10^3 / (9,000 \times 10^2)$ $= 0.5 \text{ N/mm}^2$ $= 1 \text{ N/mm}^2$
組合せ応力 (垂直+せん断)	$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$ $= \sqrt{(2^2 + 3 \cdot 1^2)}$ $= 2.6 \text{ N/mm}^2$ $= 3 \text{ N/mm}^2$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

地震時作用荷重	$q = I_v$ $= 3.776 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b = 0.380 \text{ m}$
負担荷重	$w = q \cdot b$ $= 3.776 \times 0.380$ $= 1.435 \text{ kN/m}$
支間	$L = 1.240 \text{ m}$
水密幅	$B = 1.160 \text{ m}$
曲げモーメント	$M = \frac{w \cdot B \cdot (2L - B)}{8}$ $= 1.435 \times 1.160 \times (2 \times 1.240 - 1.160) / 8$ $= 0.275 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S = \frac{w \cdot B}{2}$ $= 1.435 \times 1.160 / 2$ $= 0.832 \text{ kN}$

(a-2-2-2) 断面性能

中間桁の材質

SM400

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-c-6 に示すとおりである。

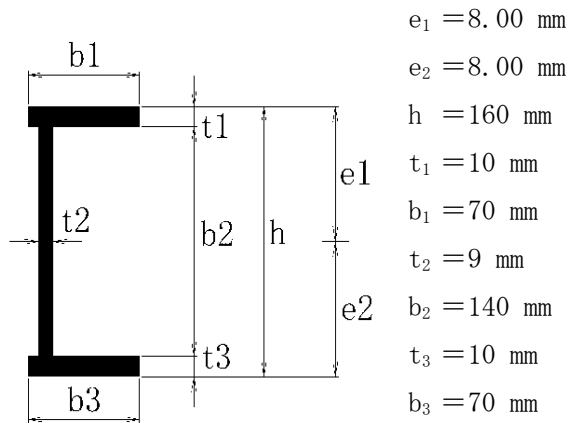


図 6.9.1-(2)-c-6 中間桁の断面寸法図

I : 中間桁の断面二次モーメント(mm<sup>4</sup>) =  $9.956 \times 10^6$  mm<sup>4</sup>  
Z<sub>1</sub> : 端部桁の断面係数(mm<sup>3</sup>) =  $1,245 \times 10^5$  mm<sup>3</sup>  
Z<sub>2</sub> : 端部桁の断面係数(mm<sup>3</sup>) =  $1.245 \times 10^5$  mm<sup>3</sup>  
A<sub>w</sub> : 端部桁の端部ウェブ断面積(mm<sup>2</sup>) =  $9.000 \times 10^2$  mm<sup>2</sup>

図 6.9.1-(2)-c-5 に示す寸法図から

R=20 mm

b<sub>2</sub>=138mm

(a-2-2-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント M=0.275 kN・m

せん断力 S=0.832 kN

曲げ応力  $\sigma_b = M/Z$   
=  $0.275 \times 10^6 / (1,245 \times 10^5)$   
= 2.0  
= 2 N/mm<sup>2</sup>

せん断応力  $\tau = S/A_w$   
=  $0.832 \times 10^3 / (9.000 \times 10^2)$   
= 1.0  
= 1 N/mm<sup>2</sup>

組合せ応力（垂直+せん断）

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(2^2 + 3 \cdot 1^2)} \\ &= 2.6 \text{ N/mm}^2 \\ &= 3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-3) 蓋（補助桁）

(a-2-3-1) 発生荷重

地震時作用荷重  $q = I_v$   
 $= 3.776 \text{ kN/m}^2$

負担荷重  $w = q$   
 $= 3.776 \text{ kN/m}$

補助桁間隔  $a = 0.380 \text{ m}$

主桁間隔  $b = 0.645 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = \frac{w \cdot a^3}{12}$   
 $= 3.776 \times 0.380^3 / 12$   
 $= 0.017 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = \frac{w \cdot a^2}{4}$   
 $= 3.776 \times 0.380^2 / 2$   
 $= 0.136 \text{ kN}$

(a-2-3-2) 断面性能

補助桁の材質 SUS304

補助桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-c-7 に示すとおりである。

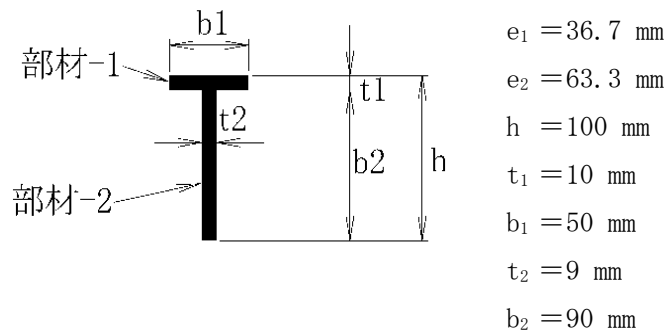


図 6.9.1-(2)-c-7 補助桁の断面寸法図

$I$  : 補助桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.301 \times 10^6 \text{ mm}^4$   
 $Z_1$  : 補助桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 3.544 \times 10^4 \text{ mm}^3$   
 $Z_2$  : 補助桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 2.055 \times 10^4 \text{ mm}^3$

$A_w$  : 補助桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.790 \times 10^2 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-c-5 に示す寸法図から

$R=20 \text{ mm}$

$b_2=92\text{mm}$

(a-2-3-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント  $M=0.017 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S=0.136 \text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b=M/Z$   
 $=0.017 \times 10^3 / (2.055 \times 10^4)$   
 $=0.8 \text{ N/mm}^2$   
 $=1 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau=S/A_w$   
 $=0.136 \times 10^3 / (2.790 \times 10^2)$   
 $=0.5 \text{ N/mm}^2$   
 $=1 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$   
 $= \sqrt{(1^2 + 3 \times 1^2)}$   
 $= 2 \text{ N/mm}^2$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する地震荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-3-1) 蓋

(a-3-1-1) 発生荷重(上向き)

q : 作用水圧(上向き)  $0.405 \text{ kN/m}^2$

せん断力  $S = I_H = 1.890 \text{ kN}$

ボルト本数  $n=9 \text{ 本}$

1本あたり  $0.0525 \text{ kN}$

(a-3-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質  $\text{SUS316L}$

固定ボルトの呼び径  $\text{M36 (谷径 } \phi = 33.402 \text{ mm)}$

固定ボルトの呼び径断面積  $A_b = \pi/4 \cdot \phi^2$   
 $= 876.264 \text{ mm}^2$

(a-3-1-3) 発生応力

固定ボルトの応力

$$\begin{aligned}\sigma &= q/A_b \\ &= 0.148/876.264 \\ &= 1.7 \\ &= 2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

固定ボルトのせん断応力

$$\begin{aligned}\tau &= S/A_b \\ &= 1.890/876.264 \\ &= 2.16 \\ &= 3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

組合せ応力（垂直+せん断）

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(2^2 + 3 \times 3^2)} \\ &= 5.6 \\ &= 6 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-4) 蓋（端桁）

(a-2-4-1) 発生荷重

地震時作用荷重

$$\begin{aligned}q &= F \\ &= 3.776 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

受圧幅

$$b = 0.645 \text{ m}$$

負担荷重

$$\begin{aligned}w &= q \cdot b \\ &= 3.776 \times 0.645 \\ &= 2.436 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

端桁長

$$L = 1.933 \text{ m}$$

支間長

$$a_1 = 0.410 \text{ m}$$

$$a_2 = 1.140 \text{ m}$$

補助桁間隔

$$b_1 = 0.645 \text{ m}$$



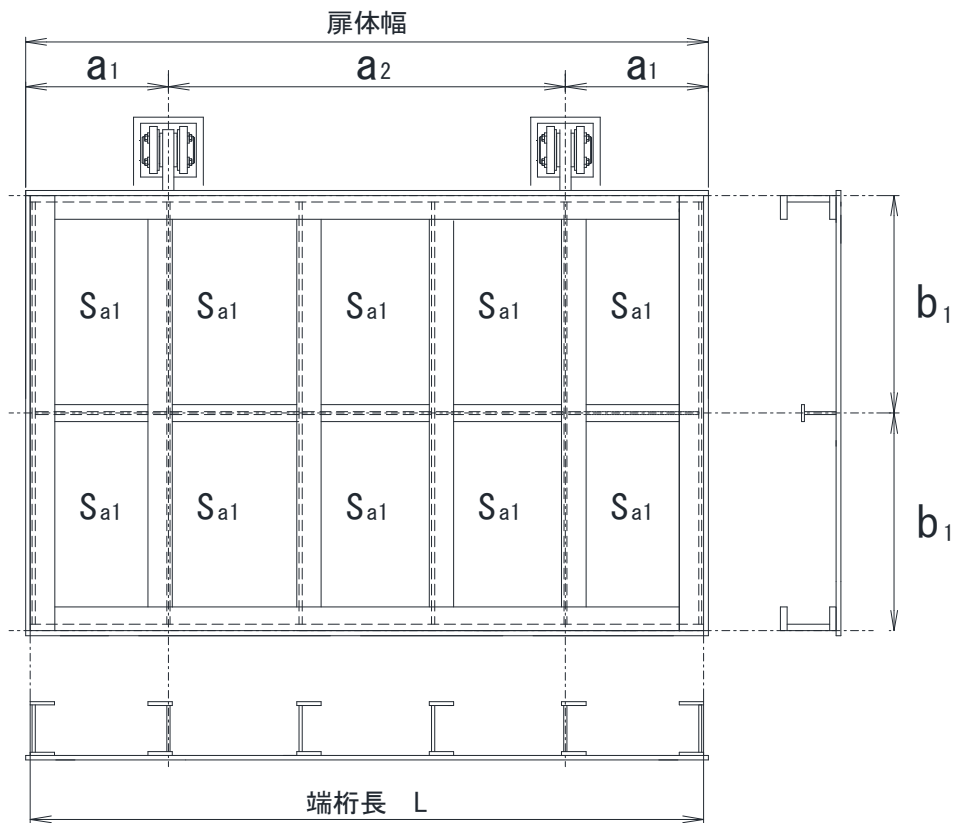


図 6.9.1-(2)-c-8 緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の構造図

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-c-7 に示すとおり、支承部 2 箇所支持された、張り出し梁と評価する。

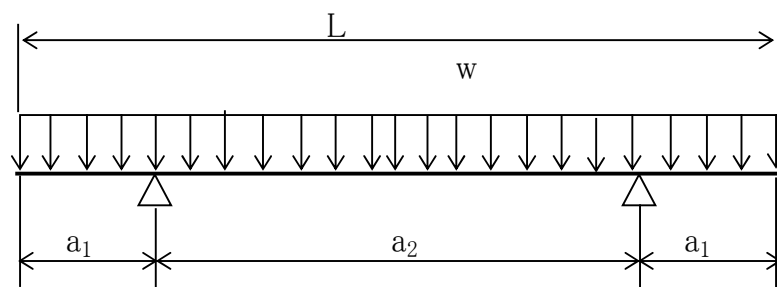


図 6.9.1-(2)-c-9 応力評価に用いるモデル図

曲げモーメント	$M = w/8 \cdot (a_2^2 - a_1^2)$ $= 2.436/8 \times (1.140^2 - 0.410^2)$ $= 0.191 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S = w \cdot L/2$ $= 2.436 \times 1.933/2$ $= 2.354 \text{ kN}$

(a-2-4-2) 断面性能

端桁の材質

SM400

端桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-c-10 に示すとおりである。

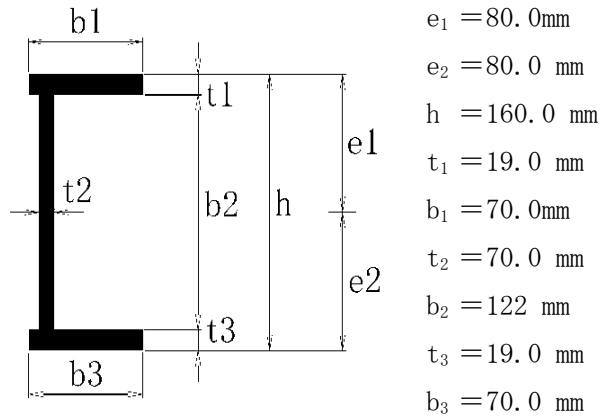


図 6.9.1-(2)-c-10 端部桁の断面寸法図

I : 端桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $1.619 \times 10^7\text{ mm}^4$

Z : 端桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ ) =  $2.024 \times 10^5\text{ mm}^3$

$A_w$  : 端部桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.482 \times 10^3\text{ mm}^2$

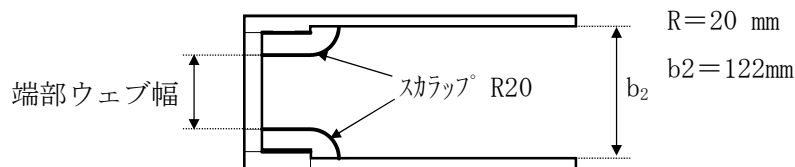


図 6.9.1-(2)-c-11 蓋端部の寸法図

(a-2-4-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント  $M = 0.191\text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 2.354\text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b = M/Z$   
 $= 0.058 \times 10^3 / 2.024 \times 10^5$   
 $= 2\text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau = S/A_{wu}$   
 $= 0.604 \times 10 / (1.482 \times 10^3)$   
 $= 1.6\text{ N/mm}^2$   
 $= 2\text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(2^2 + 3 \cdot 2^2)} \\ &= 4\text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-5) 支承ピン

(a-5-1) 発生荷重

地震時作用荷重(1本あたり)  $F = q_p = 2354$  kN

軸受幅  $b = 50$  mm

支持間隔  $L = 86$  mm

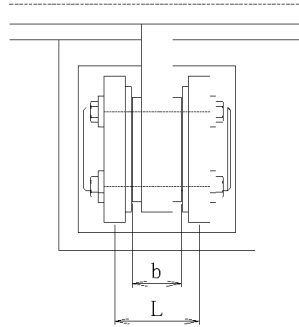


図 6.9.1-(2)-c-12 支承ピンの構造図

ピンの応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-c-13 に示す単純支持梁として評価する。

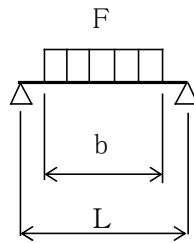


図 6.9.1-(2)-c-13 応力評価に用いるモデル図

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= \frac{q_p \cdot (2L - b)}{8} \\ &= 2354 \times (2 \times 86 - 50) / 8 \\ &= 35.90 \text{ N}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= q_p / 2 \\ &= 2.354 / 2 \\ &= 1.177 \text{ kN} \end{aligned}$$

(a-5-2) 断面性能

ピンの材質  $\text{SUS316L}$

ピンの断面係数  $Z = 2121 \text{ mm}^3$

ピンの断面積  $A = 2827 \text{ mm}^2$

(a-5-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント  $M = 35.90 \text{ N}\cdot\text{m}$

曲げ応力  $\sigma = M/Z$

$$= 35.90 / 21206$$

$$= 1.7$$

$$= 2 \text{ N/mm}^2$$

せん断力

$$S = 1.177 \text{ kN}$$

せん断応力

$$\tau = S/A$$

$$= 1.177 \times 10^3 / 2827$$

$$= 0.416$$

$$= 1 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力 (垂直+せん断)  $\sigma_m = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$$= \sqrt{(2^2 + 3 \cdot 1^2)}$$

$$= 2.6$$

$$= 1 \text{ N/mm}^2$$

(a-6) ブラケット

(a-6-1) 発生荷重

地震時作用荷重	$F = q = q_p = 2.354 \text{ kN/m}^2$
ブラケット幅	$B = 140 \text{ mm}$
ブラケット長	$L = 145 \text{ mm}$
リンク母材幅	$t = 22 \text{ mm}$

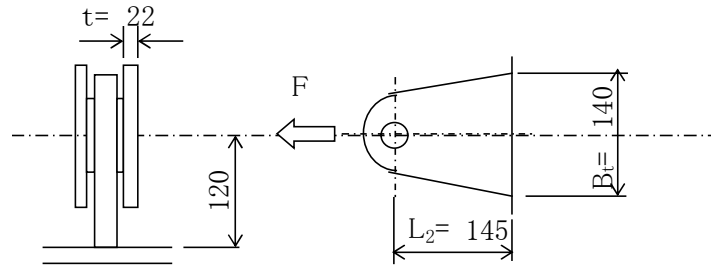


図 6.9.1-(2)-c-14 ブラケットの構造図

(a-4-2) 断面性能

ブラケットの材質	SUS316L
ピン穴部断面積	$A_b = 660 \text{ cm}^2$

(a-4-3) 発生応力<地震時>

支持部張長応力  $\sigma = q_p / 2 \cdot t \cdot B$

$$= 2.354 \times 10^3 / (2 \times 22 \times 140)$$
$$= 0.382$$
$$= 1 \text{ N/mm}^2$$

ピン穴部せん断応力  $\tau = q_p / 4A_b$

$$= 2354 \times 10^3 / 4 \times 960$$
$$= 0.613 \text{ N/mm}^2$$
$$= 1 \text{ N/mm}$$

組合せ応力 (垂直+せん断)  $\sigma_m = \sqrt{(\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$$= \sqrt{(1^2 + 3 \cdot 1^2)}$$
$$= 2 \text{ N/mm}^2$$

(a-5) 子扉

子扉は、子扉端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-5-1) 子扉（スキンプレート）

(a-5-1-1) 発生荷重

地震時作用荷重  $q=3.776 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$

スキンプレート長辺  $b=460 \text{ mm}$

スキンプレート短辺  $a=150 \text{ mm}$

スキンプレートの板厚  $t=13 \text{ mm}$

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比  $b/a$  を求め、係数  $k$  の値が最も高いものとする。

辺長比  $b/a = 460/150 = 3.067$

以上により、

辺長比 ( $b/a$ ) による係数  $k=50.00$

(a-5-1-2) 発生応力

曲げ応力  $\sigma_b = 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q \cdot 1.0/t^2$   
 $= 1/100 \times 50.00 \times 150^2 \times 3.76 \times 10^{-3} \times 1.0/13^2$   
 $= 0.25$   
 $= 1 \text{ N/mm}^2$

(a-5-2) 子扉（主桁）

(a-5-2-1) 発生荷重

地震時作用荷重  $q = I_v$   
 $= 3.776 \text{ kN/m}^2$

受圧幅  $b_1 = 0.150 \text{ m}$

$b_2 = 0.075 \text{ m}$

$b_3 = b_1$

負担荷重  $w = q \cdot b$

$W_1 = 3.776 \times 0.075$

$= 0.283 \text{ N/mm}$

$W_2 = 3.776 \times 0.15$

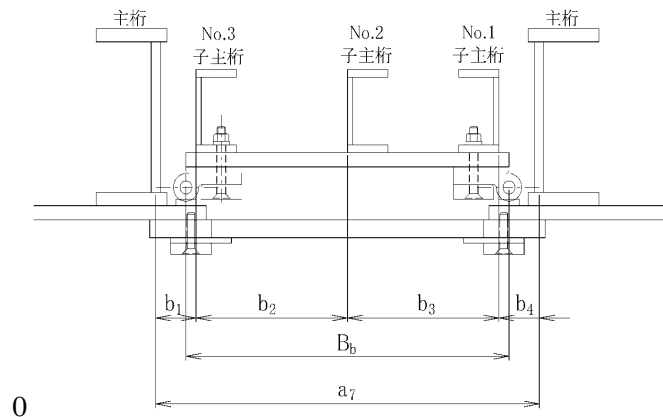
$= 0.566 \text{ N/mm}$

$w_3 = w_2$

支間  $L = 0.432 \text{ m}$

水密高  $H_b = 0.460 \text{ m}$

水密幅  $B_b = 0.320 \text{ m}$



0

図 6.9.1-(2)-c-15 SA 用海水ピット開口部浸水防止蓋の構造図

SA 用海水ピット開口部浸水防止蓋の子扉の主桁の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-c-16 に示すとおり単純支持梁として評価する。

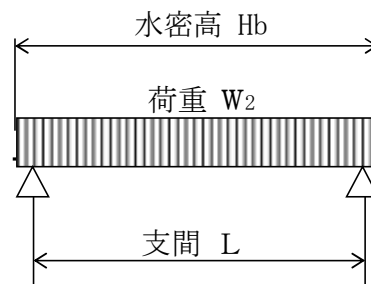


図 6.9.1-(2)-c-16 応力評価に用いるモデル図

曲げモーメント

$$M = \frac{w \cdot Hb \cdot (2L - Hb)}{8}$$

$$M_1 = 0.283 \times 0.460 \times (2 \times 0.432 - 0.460) / 8 = 6.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 0.566 \times 0.460 \times (2 \times 0.432 - 0.460) / 8 = 13.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = M_1$$

せん断力

$$S = \frac{w \cdot B}{2}$$

$$S_1 = 0.283 \times 0.460 / 2 = 0.0651 \text{ kN}$$

$$S_2 = 0.566 \times 0.460 / 2 = 0.130 \text{ kN}$$

$$S_3 = S_1$$

(a-5-2-2) 断面性能

主桁の材質

SM400

主桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-c-17 に示すとおりである。

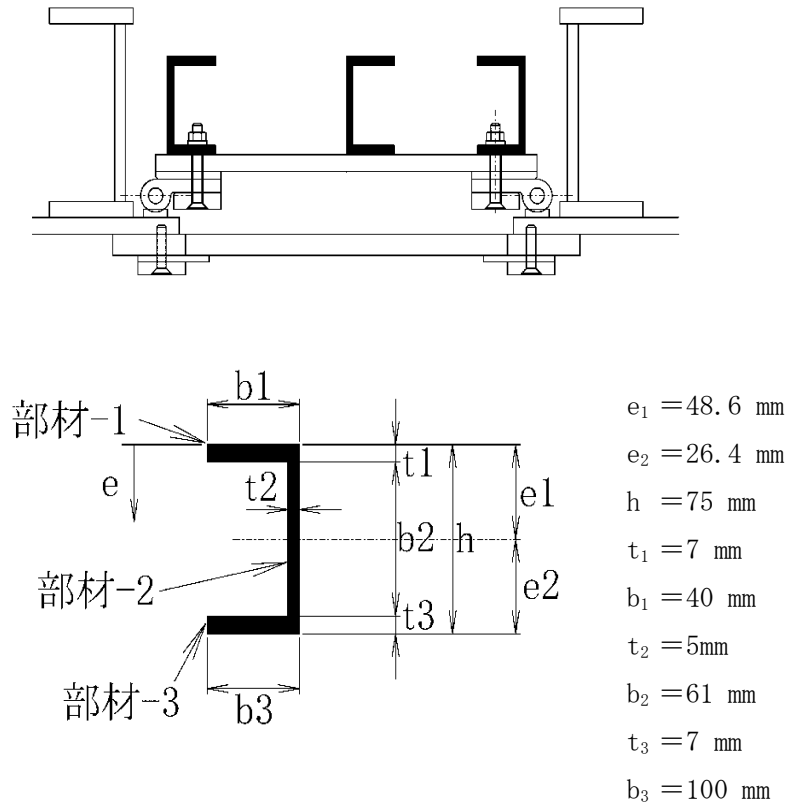


図 6.9.1-(2)-c-17 主桁桁の断面寸法図

$I$  : 主桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.065 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$Z_1$  : 主桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 2.19 \times 10^5 \text{ mm}^3$

$Z_2$  : 主桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 4.05 \times 10^5 \text{ mm}^3$

$A_{wu}$  : 主桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 3.05 \times 10^2 \text{ mm}^2$



(a-2-2-3) 発生応力

曲げモーメント

$$M_1 = 6.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = 13.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = M_1$$

せん断力

$$S_1 = 0.0651 \text{ kN}$$

$$S_2 = 0.130 \text{ kN}$$

$$S_3 = S_1$$

曲げ応力

$$\sigma_b = M/Z_1$$

$$= 0.137 \times 10^6 / (2.190 \times 10^5)$$

$$= 1.3$$

$$= 2 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力

$$\tau = S/A_{wu}$$

$$= 0.416 \times 10^3 / (3.050 \times 10^2)$$

$$= 0.6 \text{ N/mm}^2$$

$$= 1 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$

$$= \sqrt{(2^2 + 3 \cdot 1^2)}$$

$$= 2.6$$

$$= 3 \text{ N/mm}^2$$

ロ. 基準津波時

(イ) 荷重条件

(a-1) 基準津波荷重

基準津波荷重は以下のとおりとする。

$$P_t = h_1 \cdot W_0$$

ここで,

$$P_t : \text{突き上げ津波荷重 (kN/m}^2\text{)} \quad = 121.2$$

$$W_0 : \text{海水の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} \quad = 10.1$$

$$h_1 : \text{スキンプレート面作用水深 (m)} \quad = 12$$

以上より,

$$P_t = 12.0 \times 10.1 = 121.2 \text{ kN/m}^2$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波荷重は、蓋を介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-1-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重	$q = P_t$ $= 121.2 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b = 0.380 \text{ m}$ (主桁フランジ間)
負担荷重	$w = q \cdot b$ $= 121.2 \times 0.380$ $= 46.056 \text{ kN/m}$
支間	$L = 0.620 \text{ m}$ (補助桁間)
曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$ $= 46.056 \times 0.620^2 / 8$ $= 2.213 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S = w \cdot L / 2$ $= 46.056 \times 0.620 / 2$ $= 14.278 \text{ kN}$

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の材質	SM490
蓋の断面二次モーメント	$I = 6.957 \text{ cm}^4$
蓋の断面係数	$Z = 10.71 \text{ cm}^3$
蓋の断面積	$A_s = 49.4 \text{ cm}^2$

(a-1-1-3) 発生応力

曲げモーメント	$M = 2.213 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S = 14.278 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$ $= 2.213 \times 10^3 / 10.71$ $= 206.630$ $= 207 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau = S / A_s$ $= 14.278 \times 10 / 49.4$ $= 2.891$ $= 3 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力（垂直+せん断）

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(207^2 + 3 \cdot 3^2)} \\ &= 207 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-1) 蓋（端部桁）

(a-2-1-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重

$$\begin{aligned}q &= P_t \\ &= 121.2 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

受圧幅

$$b = 0.190 \text{ m}$$

負担荷重

$$\begin{aligned}w &= q \cdot b \\ &= 121.2 \times 0.190 \\ &= 23.028 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

水密幅

$$B = 1.160 \text{ m}$$

支間

$$L = 1.240 \text{ m}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned}M &= w \cdot B/8 \cdot (2L - B) \\ &= 23.028 \times 1.160/8 \times (2 \times 1.240 - 1.160) \\ &= 4.408 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned}S &= w \cdot B/2 \\ &= 23.028 \times 1.160/2 \\ &= 13.357 \text{ kN}\end{aligned}$$

(a-2-1-2) 断面性能

蓋の材質

SM400

蓋の断面二次モーメント

$I = 820 \text{ cm}^4$

蓋の断面係数

$Z = 106 \text{ cm}^3$

蓋の端部ウェブ断面積

$A_s = 6.86 \text{ cm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力

曲げモーメント

$$M = 4.408 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力

$$S = 13.357 \text{ kN}$$

曲げ応力

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M/Z \\ &= 4.408 \times 10^3 / 106 \\ &= 41.585 \\ &= 42 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

せん断応力

$$\tau = S/A_s$$

$$\begin{aligned}
&= 13.357 \times 10 / 6.86 \\
&= 19.471 \\
&= 20 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

組合せ応力（垂直+せん断）

$$\begin{aligned}
\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\
&= \sqrt{(42^2 + 3 \cdot 20^2)} \\
&= 35 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

(a-2-2) 蓋（中間桁）

(a-2-2-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重

$$\begin{aligned}
q &= P_t \\
&= 121.2 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

受圧幅

$$b = 0.380 \text{ m}$$

負担荷重

$$\begin{aligned}
w &= q \cdot b \\
&= 121.2 \times 0.380 \\
&= 46.056 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

水密幅

$$B = 1.160 \text{ m}$$

支間

$$L = 1.240 \text{ m}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned}
M &= w \cdot B / 8 \cdot (2L - B) \\
&= 46.056 \times 1.160 / 8 \times (2 \times 1.240 - 1.160) \\
&= 8.816 \text{ kN}\cdot\text{m}
\end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned}
S &= w \cdot B / 2 \\
&= 46.056 \times 1.160 / 2 \\
&= 26.713 \text{ kN}
\end{aligned}$$

(a-2-2-2) 断面性能

蓋の材質

SM400

蓋の断面二次モーメント

$I = 943 \text{ cm}^4$

蓋の断面係数

$Z = 121 \text{ cm}^3$

蓋の端部ウェブ断面積

$A_s = 6.58 \text{ cm}^2$

(a-2-2-3) 発生応力

曲げモーメント

$$M = 8.816 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力

$$S = 26.713 \text{ kN}$$

曲げ応力

$$\begin{aligned}
\sigma_b &= M / Z \\
&= 8.816 \times 10^3 / 121 \\
&= 72.860
\end{aligned}$$

$$= 73 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力  $\tau = S/A_s$

$$= 26.713 \times 10 / 6.58$$
$$= 40.593$$
$$= 41 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力（垂直+せん断）

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$
$$= \sqrt{(73^2 + 3 \cdot 41^2)}$$
$$= 72 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-3) 蓋（端桁）

(a-2-3-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重  $q = P_t$

$$= 121.2 \text{ kN/m}^2$$

受圧幅  $b = 0.645 \text{ m}$

負担荷重  $w = q \cdot b$

$$= 121.2 \times 0.645$$
$$= 78.174 \text{ kN/m}$$

支間  $L = 1.933 \text{ m}$

支間長  $a_1 = 0.410 \text{ m}$

$$a_2 = 1.140 \text{ m}$$

曲げモーメント  $M = w \cdot (a_2^2 - 4a_1^2) / 8$

$$= 78.174 \times (1.140^2 - 4 \times 0.410^2) / 8$$
$$= 6.129 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力  $S = w \cdot L / 2$

$$= 78.174 \times 1.933 / 2$$
$$= 75.556 \text{ kN}$$

(a-2-3-2) 断面性能

蓋の材質 SM400

蓋の断面二次モーメント  $I = 1466 \text{ cm}^4$

蓋の断面係数  $Z = 186 \text{ cm}^3$

蓋の端部ウェブ断面積  $A_s = 13.6 \text{ cm}^2$

(a-2-3-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント  $M = 6.129 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 75.556 \text{ kN}$

曲げ応力	$\sigma_b = M/Z$ $= 6.129 \times 10^3 / 186$ $= 32.952$ $= 33 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau = S/A_s$ $= 75.556 \times 10 / 13.6$ $= 55.556$ $= 56 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力（垂直+せん断）

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$

$$= \sqrt{(33^2 + 3 \cdot 56^2)}$$

$$= 97 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-4) 蓋（補助桁）

(a-2-4-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重	$q = P_t$ $= 121.2 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b = 0.645 \text{ m}$
負担荷重	$w = q \cdot b$ $= 121.2 \times 0.645$ $= 78.174 \text{ kN/m}$
支間	$L = 0.380 \text{ m}$
曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$ $= 78.174 \times 0.380^2 / 8$ $= 1.411 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S = w \cdot L / 2$ $= 78.174 \times 0.380 / 2$ $= 14.853 \text{ kN}$

(a-2-4-2) 断面性能

蓋の材質	SM400
蓋の断面二次モーメント	$I = 99 \text{ cm}^4$
蓋の断面係数	$Z = 28 \text{ cm}^3$
蓋の端部ウェブ断面積	$A_s = 2.1 \text{ cm}^2$

(a-2-4-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント	$M = 1.411 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S = 14.853 \text{ kN}$

曲げ応力	$\sigma_b = M/Z$ $= 1.411 \times 10^3 / 28$ $= 50.393$ $= 51 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau = S/A_s$ $= 14.853 \times 10 / 2.1$ $= 70.729 \text{ N/mm}^2$ $= 71 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力（垂直+せん断）

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$

$$= \sqrt{(51^2 + 3 \cdot 71^2)}$$

$$= 123 \text{ N/mm}^2$$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-3-1) 固定ボルト

(a-3-1-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重	$q = P_t$ $= 121.2 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b = 1.960 \text{ m}$
支間長	$L = 1.320 \text{ m}$
ボルト本数	$n = 9 \text{ 本}$
引張力	$T_1 = q \times b \times L / n$ $= 121.2 \times 1.960 \times 1.320 / 9$ $= 34.841 \text{ kN}$

(a-3-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質	SUS316L
固定ボルトの呼び径	M36
固定ボルトの谷径断面積	$A_{b1} = \pi / 4 \cdot \phi^2$ $= \pi / 4 \times 24^2$ $= 452.389 \text{ mm}^2$



(a-3-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力

$$\begin{aligned}\sigma_{t1} &= T_1/A_b \\ &= 34.841 \times 10^3 / 452.389 \\ &= 77.016 \text{ N/mm}^2 \\ &= 71 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-4) ブラケット

(a-4-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重	$q = P_t$ $= 121.2 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b = 0.645 \text{ m}$
負担荷重	$w = q \cdot b$ $= 121.2 \times 0.645$ $= 78.174 \text{ kN/m}$
支間	$L_1 = 1.933 \text{ m}$
ブラケット長	$L_2 = 0.210 \text{ m}$
曲げモーメント	$M = w \cdot L_2$ $= 78.174 \times 0.210$ $= 16.417 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S = w \cdot L_1/2$ $= 78.174 \times 1.933/2$ $= 75.556 \text{ kN}$

(a-4-2) 断面性能

ブラケットの材質	SM490
ブラケットの断面係数	$Z = 77 \text{ cm}^3$
ブラケットの断面積	$A_s = 13.2 \text{ cm}^2$

(a-4-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント	$M = 16.417 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S = 75.556 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b = M/Z$ $= 16.417 \times 10^3 / 77$ $= 213.208$ $= 214 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau = S/A_s$ $= 75.556 \times 10 / 13.2$ $= 57.239$ $= 58 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(214^2 + 3 \cdot 58^2)} \\ &= 102 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-5) ピン

(a-5-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重	$q = P_t$ $= 121.2 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b = 0.645 \text{ m}$
負担荷重	$w = q \cdot b$ $= 121.2 \times 0.645$ $= 78.174 \text{ kN/m}$
支間	$L = 1.933 \text{ m}$
支間長	$a_1 = 0.410 \text{ m}$ $a_2 = 1.140 \text{ m}$
せん断力	$S = w \cdot L/2$ $= 78.174 \times 1.933/2$ $= 75.556 \text{ kN}$

(a-5-2) 断面性能

ピンの材質	SUS316L
ピンの断面係数	$Z = 22 \text{ cm}^3$
ピンの端部ウェブ断面積	$A_s = 28.3 \text{ cm}^2$

(a-5-3) 発生応力<地震時>

せん断力	$S = 75.556 \text{ kN}$
せん断応力	$\tau = S/A_s$ $= 75.556 \times 10/28.3$ $= 26.699$ $= 27 \text{ N/mm}^2$

ハ. 基準津波+余震時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 基準津波荷重

基準津波荷重は「基準津波時」と同じ値とする。

(a-4)  $S_d$ 地震荷重

応力評価に用いる弾性設計用地震動  $S_d$  による  $S_d$  地震荷重の最大震度を表 6.9.1-2 に示す。震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直震度が 1G を超えないため、鉛直上向きの地震力は考慮しない。また、鉛直下向きに固定荷重が作用するが、基準津波荷重を緩和する方向に作用することから、考慮しない。

水平地震荷重は、固定質量及び積雪質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-2 応力評価に用いる弾性設計用地震動  $S_d$  による  $S_d$  地震荷重の最大震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		水平方向 $K_{HSd}$	0.98
弾性設計用地震動 $S_d-D1$	S A用海水 ピット EL. 7.3 (EL. 8.0*2)	鉛直方向 $K_{VSd}$	0.56

注記 \*1:固有値解析結果により、S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、最大床応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2: 基準床レベルを示す。

余震荷重  $S_d$  は、以下のとおりとする。

なお、鉛直震度は、自重と同じ鉛直下向きに考慮する。

$$W_{hg} = K_h \cdot (D \cdot g + P_s)$$

$$W_{vg} = K_v \cdot (D \cdot g + P_s + P_h)$$

$$w_{vg} = W_{vg} / A$$

ここで,

$K_h$  : 余震時水平震度 (G)

$K_v$  : 余震時鉛直震度 (G)

$W_{hg}$  : 全体の水平地震荷重 (N)

$W_{vg}$  : 全体の鉛直地震荷重 (N)

$w_{vg}$  : 鉛直地震分布荷重 (N/m<sup>2</sup>)

$D$  : 固定荷重による全体質量 (kg)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$P_s$  : 積雪荷重 (N)

$P_h$  : 基準津波荷重 (N)

$A$  : 浸水防止蓋の投影面積 (m<sup>2</sup>)

$$W_{hg} = K_h \cdot (D \cdot g + P_s) = 0.40 \cdot (8 \text{ kN} + 0.55 \text{ kN}) = 3.420 \text{ kN}$$

$$W_{vg} = K_v \cdot (D \cdot g + P_s + P_h) = 0.38 \cdot (8 \text{ kN} + 0.55 \text{ kN} + 37.20 \text{ kN}) = 49.593 \text{ kN}$$

$$A = B \cdot L = 1.96 \cdot 1.32 = 2.587 \text{ m}^2$$

$$w_{vg} = W_{vg} / A = 49.593 / 2.587 = 2.694 \text{ kN/m}^2$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波+余震荷重は、蓋を介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-1-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重	$q=P_t$
	$=121.2 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b=0.38 \text{ m}$ (主桁フランジ間)
負担荷重	$w=q \cdot b$
	$=121.2 \times 0.38$
	$=46.056 \text{ kN/m}$
支間	$L=0.620 \text{ m}$ (補助桁間)
曲げモーメント	$M=w \cdot L^2/8$
	$=46.056 \times 0.620^2/8$
	$=2.213 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=w \cdot L/2$
	$=46.056 \times 0.620/2$
	$=14.278 \text{ kN}$

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の材質	SM490
蓋の断面二次モーメント	$I=6.957 \text{ cm}^4$
蓋の断面係数	$Z=10.71 \text{ cm}^3$
蓋の断面積	$A_s=49.4 \text{ cm}^2$

(a-1-1-3) 発生応力

曲げモーメント	$M=2.213 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=14.278 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b=M/Z$
	$=2.213 \times 10^3/10.71$
	$=206.630$
	$=207 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau=S/A_s$
	$=14.278 \times 10/49.4$
	$=2.891 \text{ N/mm}^2$
	$=3 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力（垂直+せん断）

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(207^2 + 3 \cdot 3^2)} \\ &= 16 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-1) 蓋（端部桁）

(a-2-1-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重  $q = P_t$

$$= 121.2 \text{ kN/m}^2$$

受圧幅  $b = 0.190 \text{ m}$

負担荷重  $w = q \cdot b$

$$= 121.2 \times 0.190$$

$$= 23.028 \text{ kN/m}$$

水密幅  $B = 1.160 \text{ m}$

支間  $L = 1.240 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = w \cdot B/8 \cdot (2L - B)$

$$= 23.028 \times 1.160/8 \times (2 \times 1.240 - 1.160)$$

$$= 4.408 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力  $S = w \cdot B/2$

$$= 23.028 \times 1.160/2$$

$$= 13.357 \text{ kN}$$

(a-2-1-2) 断面性能

蓋の材質 SM400

蓋の断面二次モーメント  $I = 820 \text{ cm}^4$

蓋の断面係数  $Z = 106 \text{ cm}^3$

蓋の端部ウェブ断面積  $A_s = 6.86 \text{ cm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力

曲げモーメント  $M = 4.408 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 13.357 \text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b = M/Z$

$$= 4.408 \times 10^3 / 106$$

$$= 41.585$$

$$= 42 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力	$\tau = S/A_s$
	$= 13.357 \times 10 / 6.86$
	$= 19.471 \text{ N/mm}^2$
	$= 20 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力（垂直+せん断）

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(42^2 + 3 \cdot 20^2)} \\ &= 55 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-2) 蓋（中間桁）

(a-2-2-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重  $q = P_t$

$$= 121.2 \text{ kN/m}^2$$

受圧幅  $b = 0.380 \text{ m}$

負担荷重  $w = q \cdot b$

$$= 121.2 \times 0.380$$

$$= 46.056 \text{ kN/m}$$

水密幅  $B = 1.160 \text{ m}$

支間  $L = 1.240 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = w \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$

$$= 46.056 \times 1.160 / 8 \times (2 \times 1.240 - 1.160)$$

$$= 8.816 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力  $S = w \cdot B / 2$

$$= 46.056 \times 1.160 / 2$$

$$= 26.713 \text{ kN}$$

(a-2-2-2) 断面性能

蓋の材質 SM400

蓋の断面二次モーメント  $I = 943 \text{ cm}^4$

蓋の断面係数  $Z = 121 \text{ cm}^3$

蓋の端部ウェブ断面積  $A_s = 6.58 \text{ cm}^2$



(a-2-2-3) 発生応力

曲げモーメント  $M=8.816 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
せん断力  $S=26.713 \text{ kN}$   
曲げ応力  $\sigma_b=M/Z$   
 $=8.816 \times 10^3/121$   
 $=72.860$   
 $=73 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau=S/A_s$   
 $=26.713 \times 10/6.58$   
 $=40.593$   
 $=41 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力（垂直+せん断）

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$
$$= \sqrt{(73^2 + 3 \cdot 41^2)}$$
$$= 102 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-3) 蓋（端桁）

(a-2-3-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重  $q=P_t$   
 $=121.2 \text{ kN/m}^2$

受圧幅  $b=0.645 \text{ m}$

負担荷重  $w=q \cdot b$   
 $=121.2 \times 0.645$   
 $=78.174 \text{ kN/m}$

支間  $L=1.933 \text{ m}$

支間長  $a_1=0.410 \text{ m}$

$$a_2=1.140 \text{ m}$$

曲げモーメント  $M=w \cdot (a_2^2 - 4a_1^2) / 8$   
 $=78.174 \times (1.140^2 - 4 \times 0.410^2) / 8$   
 $=6.129 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S=w \cdot L/2$   
 $=78.174 \times 1.933/2$   
 $=75.556 \text{ kN}$

(a-2-3-2) 断面性能

蓋の材質 SM400

蓋の断面二次モーメント  $I=1466 \text{ cm}^4$

蓋の断面係数	$Z=186 \text{ cm}^3$
蓋の端部ウェブ断面積	$A_s=13.6 \text{ cm}^2$

(a-2-3-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント	$M=6.129 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=75.556 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b=M/Z$ $=6.129 \times 10^3/186$ $=32.952$ $=33 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau=S/A_s$ $=75.556 \times 10/13.6$ $=55.556$ $=56 \text{ N/mm}^2$
組合せ応力 (垂直+せん断)	$\sigma=\sqrt{(\sigma_b^2+3 \cdot \tau^2)}$ $=\sqrt{(33^2+3 \cdot 56^2)}$ $=103 \text{ N/mm}^2$

(a-2-4) 蓋 (補助桁)

(a-2-4-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重	$q=P_t$ $=121.2 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b=0.645 \text{ m}$
負担荷重	$w=q \cdot b$ $=121.2 \times 0.645$ $=78.174 \text{ kN/m}$
支間	$L=0.380 \text{ m}$
曲げモーメント	$M=w \cdot L^2/8$ $=78.174 \times 0.380^2/8$ $=1.411 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=w \cdot L/2$ $=78.174 \times 0.380/2$ $=14.853 \text{ kN}$

(a-2-4-2) 断面性能

蓋の材質	SM400
蓋の断面二次モーメント	$I=99 \text{ cm}^4$
蓋の断面係数	$Z=28 \text{ cm}^3$

蓋の端部ウェブ断面積  $A_s = 2.1 \text{ cm}^2$

(a-2-4-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント  $M = 1.411 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 14.853 \text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b = M/Z$   
 $= 1.411 \times 10^3 / 28$   
 $= 50.393$   
 $= 51 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau = S/A_s$   
 $= 14.853 \times 10 / 2.1$   
 $= 70.729$   
 $= 71 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{51^2 + 3 \cdot 71^2} \\ &= 134 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-3-1) 固定ボルト

(a-3-1-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重  $q = P_t$

$$= 121.2 \text{ kN/m}^2$$

受圧幅  $b = 1.960 \text{ m}$

支間長  $L = 1.320 \text{ m}$

ボルト本数  $n = 9 \text{ 本}$

引張力  $T_i = q \times b \times L / n$   
 $= 121.2 \times 1.960 \times 1.320 / 9$   
 $= 34.841 \text{ kN}$

(a-3-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質 SUS316L

固定ボルトの呼び径 M36

固定ボルトの谷径断面積  $A_{b1} = \pi / 4 \cdot \phi^2$   
 $= \pi / 4 \times 24^2$   
 $= 452.389 \text{ mm}^2$

(a-3-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力

$$\begin{aligned}\sigma_{t1} &= T_1/A_b \\ &= 34.841 \times 10^3 / 452.389 \\ &= 77.016 \\ &= 78 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-4) ブラケット

(a-4-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{基準津波+余震時作用荷重 } q &= P_t \\ &= 121.2 \text{ kN/m}^2 \\ \text{受圧幅} &b = 0.645 \text{ m} \\ \text{負担荷重} &w = q \cdot b \\ &= 121.2 \times 0.645 \\ &= 78.174 \text{ kN/m} \\ \text{支間} &L_1 = 1.933 \text{ m} \\ \text{ブラケット長} &L_2 = 0.210 \text{ m} \\ \text{曲げモーメント} &M = w \cdot L_2 \\ &= 78.174 \times 0.210 \\ &= 16.417 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{せん断力} &S = w \cdot L_1/2 \\ &= 78.174 \times 1.933/2 \\ &= 75.556 \text{ kN} \end{aligned}$$

(a-4-2) 断面性能

$$\begin{aligned} \text{ブラケットの材質} &SM490 \\ \text{ブラケットの断面係数} &Z = 77 \text{ cm}^3 \\ \text{ブラケットの断面積} &A_s = 13.2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

(a-4-3) 発生応力<地震時>

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} &M = 16.417 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{せん断力} &S = 75.556 \text{ kN} \\ \text{曲げ応力} &\sigma_b = M/Z \\ &= 16.417 \times 10^3 / 77 \\ &= 213.208 \\ &= 214 \text{ N/mm}^2 \\ \text{せん断応力} &\tau = S/A_s \\ &= 75.556 \times 10 / 13.2 \\ &= 57.239 \\ &= 58 \text{ N/mm}^2 \\ \text{組合せ応力 (垂直+せん断)} &\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(214^2 + 3 \cdot 58^2)} \\ &= 237 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-5) ピン

(a-5-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{基準津波+余震時作用荷重 } q &= P_t \\ &= 121.2 \text{ kN/m}^2 \\ \text{受圧幅} & b = 0.645 \text{ m} \\ \text{負担荷重} & w = q \cdot b \\ &= 121.2 \times 0.645 \\ &= 78.174 \text{ kN/m} \\ \text{支間} & L = 1.933 \text{ m} \\ \text{支間長} & a_1 = 0.410 \text{ m} \\ & a_2 = 1.140 \text{ m} \\ \text{せん断力} & S = w \cdot L/2 \\ &= 78.174 \times 1.933/2 \\ &= 75.556 \text{ kN} \end{aligned}$$

(a-5-2) 断面性能

$$\begin{aligned} \text{ピンの材質} & \text{SUS316L} \\ \text{ピンの断面係数} & Z = 22 \text{ cm}^3 \\ \text{ピンの端部ウェブ断面積} & A_s = 28.3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

(a-5-3) 発生応力<地震時>

$$\begin{aligned} \text{せん断力} & S = 75.556 \text{ kN} \\ \text{せん断応力} & \tau = S/A_s \\ &= 75.556 \times 10/28.3 \\ &= 26.699 \\ &= 27 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

二. T. P. +24m 津波時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) T. P. +24m 津波荷重

T. P. +24m 津波荷重は以下のとおりとする。

$$P_h = h \cdot W_0$$

ここで、

$P_h$  : T. P. +24m 津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$h$  : スキンプレート面作用水深 (m) = 追而

$W_0$  : 海水の密度 (kN/m<sup>3</sup>) = 10.100

以上より、

$$P_h = \text{追而} \times 10.100 = \text{追而} \text{ kN/m}^2$$

(a-4)  $S_d$ 地震荷重

$S_d$ 地震荷重は「基準津波+余震時」と同じ値とする。

ホ. T. P. +24m 津波+余震時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) T. P. +24m 津波荷重

T. P. +24m 津波荷重は「T. P. +24m 津波時」と同じ値とする。

(a-4)  $S_d$ 地震荷重

$S_d$ 地震荷重は「基準津波+余震時」と同じ値とする。



(d)許容応力

許容応力は、ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・施設技術協会，平成 25 年 6 月）に基づき設定する。

イ. Ss 地震時，基準津波時，基準津波＋余震時

(イ) 蓋

蓋（スキンプレート）の材質 SM400

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 120 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$

蓋（端部桁）の材質 SM400

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 120 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 70 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 105 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \sigma_a = 198 \text{ N/mm}^2$

蓋（中間桁）の材質 SM400

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 120 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 70 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 105 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \sigma_a = 198 \text{ N/mm}^2$

蓋（端桁）の材質 SM400

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 120 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 70 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 105 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \sigma_a = 198 \text{ N/mm}^2$

蓋（補助桁）の材質 SM400

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 120 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 70 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 105 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \sigma_a = 198 \text{ N/mm}^2$

(ロ) 固定ボルト

固定ボルト (蓋) の材質

SUS316L

許容引張応力度  $\sigma_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 50 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (引張)  $1.5 \sigma_a = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.5 \tau_a = 75 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.65 \sigma_a = 99 \text{ N/mm}^2$

(ハ) ヒンジ

ブラケットの材質

SUS316L

許容引張応力度  $\sigma_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 50 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (引張)  $1.5 \sigma_a = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.5 \tau_a = 75 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.65 \sigma_a = 99 \text{ N/mm}^2$

ピンの材質

SUS316L

許容引張応力度  $\sigma_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 50 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (引張)  $1.5 \sigma_a = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.5 \tau_a = 75 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.65 \sigma_a = 99 \text{ N/mm}^2$

ロ. T.P.+24m 津波時, T.P.+24m 津波+余震時

(イ) 蓋

蓋 (スキンプレート) の材質 SM400

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 120 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (曲げ)  $1.9 \sigma_a = 228 \text{ N/mm}^2$

蓋 (端部桁) の材質 SM400

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 120 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 70 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (曲げ)  $1.9 \sigma_a = 228 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.9 \tau_a = 133 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.9 \sigma_a = 228 \text{ N/mm}^2$

蓋 (中間桁) の材質 SM400

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 120 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 70 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (曲げ)  $1.9 \sigma_a = 228 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.9 \tau_a = 133 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.9 \sigma_a = 228 \text{ N/mm}^2$

蓋 (端桁) の材質 SM400

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 120 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 70 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (曲げ)  $1.9 \sigma_a = 228 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.9 \tau_a = 133 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.9 \sigma_a = 228 \text{ N/mm}^2$

蓋 (補助桁) の材質 SM400

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 120 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 70 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (曲げ)  $1.9 \sigma_a = 228 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.9 \tau_a = 133 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.9 \sigma_a = 228 \text{ N/mm}^2$

(ロ) 固定ボルト

固定ボルト (蓋) の材質 SUS316L

許容引張応力度  $\sigma_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 50 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (引張)  $1.9 \sigma_a = 171 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.9 \tau_a = 95 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.9 \sigma_a = 171 \text{ N/mm}^2$

(ハ) ヒンジ

ブラケットの材質 SUS316L

許容引張応力度  $\sigma_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 50 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (引張)  $1.9 \sigma_a = 171 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.9 \tau_a = 95 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.9 \sigma_a = 171 \text{ N/mm}^2$

ピンの材質 SUS316L

許容引張応力度  $\sigma_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 50 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (引張)  $1.9 \sigma_a = 171 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (せん断)  $1.9 \tau_a = 95 \text{ N/mm}^2$

許容限界 (組合せ)  $1.9 \sigma_a = 171 \text{ N/mm}^2$

(e) 応力評価結果

イ. S<sub>s</sub> 地震時

S<sub>s</sub> 地震時の評価結果を表 6.9.1-5 に示す。

表 6.9.1-5 S<sub>s</sub> 地震時の応力評価結果（蓋，固定ボルト）

評価対象部位		発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	
蓋	主桁	端部桁	曲げ	2	180
			せん断	1	105
			組合せ	4	198
		中間桁	曲げ	2	180
			せん断	1	105
			組合せ	3	198
		端部桁	曲げ	1	180
			せん断	2	105
			組合せ	3	198
	補助桁	曲げ	1	180	
		せん断	1	105	
		組合せ	1	198	
	スキンプレート	曲げ	2	180	
固定ボルト		曲げ	1	135	
		せん断	3	75	
		組合せ	4	149	
ヒンジ	ブラケット	曲げ	1	135	
		せん断	1	75	
		組合せ	2	149	
	ピン	曲げ	2	135	
		せん断	1	75	
		組合せ	1	149	
子扉	スキンプレート	曲げ	1	180	
	主桁	曲げ	1	180	
		せん断	1	105	
		組合せ	1	198	

ロ. 基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-6 に示す。

表 6.9.1-6 基準津波時の応力評価結果 (蓋)

評価対象部位			発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
蓋	主桁	端部桁	曲げ	38	180
			せん断	16	105
			組合せ	47	198
		中間桁	曲げ	68	180
			せん断	33	105
			組合せ	89	198
		端部桁	曲げ	33	180
			せん断	55	105
			組合せ	100	198
	補助桁	曲げ	23	180	
		せん断	17	105	
		組合せ	30	198	
	スキンプレート	曲げ	42	180	
固定ボルト			曲げ	54	135
ヒンジ	ブラケット	曲げ	14	135	
		せん断	31	75	
		組合せ	55	149	
	ピン	曲げ	58	135	
		せん断	15	75	
		組合せ	63	149	
子扉	スキンプレート	曲げ	9	180	
	主桁	曲げ	11	180	
		せん断	15	105	
		組合せ	28	198	

ハ. 基準津波＋余震時

基準津波＋余震時の評価結果を表 6.9.1-7 に示す。

表 6.9.1-7 基準津波＋余震時の応力評価結果（蓋）

評価対象部位			発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
蓋	主桁	端部桁	曲げ	38	180
			せん断	16	105
			組合せ	47	198
		中間桁	曲げ	68	180
			せん断	33	105
			組合せ	89	198
		端部桁	曲げ	33	180
			せん断	55	105
			組合せ	100	198
	補助桁	曲げ	23	180	
		せん断	17	105	
		組合せ	30	198	
	スキンプレート	曲げ	42	180	
固定ボルト			曲げ	54	135
			せん断	2	75
			組合せ	54	149
ヒンジ	ブラケット	曲げ	14	135	
		せん断	31	75	
		組合せ	55	149	
	ピン	曲げ	58	135	
		せん断	15	75	
		組合せ	63	149	
子扉	スキンプレート	曲げ	9	180	
	主桁	曲げ	11	180	
		せん断	15	105	
		組合せ	28	198	

ニ. T.P. +24m 津波時

T.P. +24m 津波時の評価結果を表 6.9.1-8 に示す。

表 6.9.1-8 T.P. +24m 津波時の応力評価結果 (蓋)

評価対象部位			発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
蓋	主桁	端部桁	曲げ	38	180
			せん断	16	105
			組合せ	47	198
		中間桁	曲げ	68	180
			せん断	33	105
			組合せ	89	198
		端部桁	曲げ	33	180
			せん断	55	105
			組合せ	100	198
	補助桁	曲げ	23	180	
		せん断	17	105	
		組合せ	30	198	
	スキンプレート	曲げ	42	180	
固定ボルト			曲げ	54	135
ヒンジ	ブラケット	曲げ	14	135	
		せん断	31	75	
		組合せ	55	149	
	ピン	曲げ	58	135	
		せん断	15	75	
		組合せ	63	149	
子扉	スキンプレート	曲げ	9	180	
	主桁	曲げ	11	180	
		せん断	15	105	
		組合せ	28	198	



ホ. T.P. +24m 津波+余震時

T.P. +24m 津波+余震時の評価結果を表 6.9.1-9 に示す。

表 6.9.1-9 T.P. +24m 津波+余震時の応力評価結果 (蓋)

評価対象部位			発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
蓋	主桁	端部桁	曲げ	38	180
			せん断	16	105
			組合せ	47	198
		中間桁	曲げ	68	180
			せん断	33	105
			組合せ	89	198
		端部桁	曲げ	33	180
			せん断	55	105
			組合せ	100	198
	補助桁	曲げ	23	180	
		せん断	17	105	
		組合せ	30	198	
	スキンプレート	曲げ	42	180	
固定ボルト			曲げ	54	171
			せん断	2	95
			組合せ	54	171
ヒンジ	ブラケット	曲げ	14	135	
		せん断	31	75	
		組合せ	55	149	
	ピン	曲げ	58	135	
		せん断	15	75	
		組合せ	63	149	
子扉	スキンプレート	曲げ	9	180	
	主桁	曲げ	11	180	
		せん断	15	105	
		組合せ	28	198	

d. 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a) 固有値解析

イ. 固有周期の計算

固有値解析に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-4 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋は、浸水防止蓋を単純支持梁としてモデル化し、評価を行う。「構造力学公式集(1988年), 土木学会」より、両端支持梁の一次固有振動数  $f$  は次のとおり与えられる。一次固有振動数  $f$  を基に固有周期  $T$  を以下のとおり算出する。

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

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

ここで、

$f$	: 一次固有振動数 (Hz)	
$L$	: 解析モデルの長さ (mm)	=1060
$E$	: 縦弾性係数 (MPa)	= $1.93 \times 10^5$
$m$	: 解析モデルの単位長さ当りの重量 (kg/mm)	= $191.9 \times 10^{-3}$
$I$	: 解析モデルの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )	= $4.17 \times 10^7$

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋は主桁（端部桁及び中間桁）、及びスキンプレート等で構成されるが、扉体形状が一様ではないため、固有値解析においては安全側の考慮となるよう主桁（端部桁及び中間桁）及びスキンプレートをモデル化する。

主桁のうち端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-1 に示すとおりである。

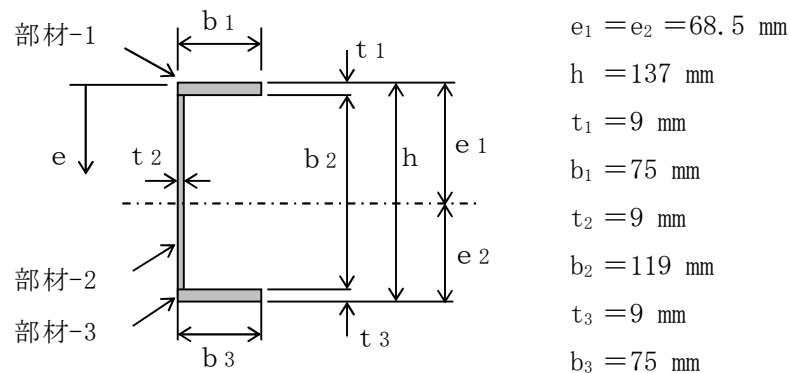


図 6.9.1-(2)-d-1 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント  $I_1$  は以下の式により算出する。

$$I = \frac{b_3 h^3 - b_2^3 (b_3 - t_2)}{12}$$

$$I_1 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12 = 6802500 \text{ mm}^4 = 6.80 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

端部桁の断面積  $A_1$  は以下のとおりである。

$$A_1 = b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2 + b_3 \cdot t_3$$

$$= 75 \times 9 + 119 \times 9 + 75 \times 9 = 2.421 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

主桁のうち中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-2 に示すとおりである。

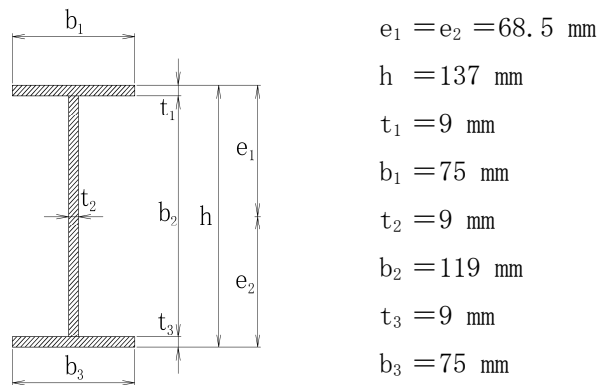


図 6.9.1-(2)-d-2 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント  $I_2$  は以下の式により算出する。

$$I = \frac{b_3 h^3 - b_2^3 (b_3 - t_2)}{12}$$

$$I_2 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12$$

$$= 6.8025 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

中間桁の断面積  $A_2$  は以下のとおりである。

$$A_2 = b_1 \cdot t_1 + b_2 \cdot t_2 + b_3 \cdot t_3$$

$$= 75 \times 9 + 119 \times 9 + 75 \times 9 = 2.421 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$L_s$  : スキンプレート長さ (mm) = 980

$t_s$  : スキンプレート厚さ (mm) = 9

スキンプレートの断面二次モーメント  $I_3$  は以下の式により算出する。

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_3 = (980 \times 9^3) / 12 = 5.9535 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

スキンプレートの断面積  $A_3$  は以下のとおりである。

$$A_3 = L_s \cdot t_s = 980 \times 9 = 8.82 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

端部桁，中間桁及びスキンプレーートの断面積，重心位置及び断面二次モーメントを表 6.9.1-(2)-d-1 に示す。

表 6.9.1-(2)-d-1 端部桁，中間桁及びスキンプレーートの断面積，重心位置及び断面二次モーメント

部材	断面積 (mm <sup>2</sup> )	重心位置 (mm)	A <sub>y</sub> (断面積・重心位置) (mm <sup>3</sup> )	A <sub>y</sub> <sup>2</sup> (断面積・(重心位置) <sup>2</sup> ) (mm <sup>4</sup> )	I <sub>n</sub> 部材ごとの断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> )	A <sub>y</sub> <sup>2</sup> +I <sub>n</sub> (mm <sup>4</sup> )
端部桁	2.421×10 <sup>3</sup>	68.5	1.65838×10 <sup>5</sup>	1.13599×10 <sup>7</sup>	6.80×10 <sup>6</sup>	1.81599×10 <sup>7</sup>
中間桁	2.421×10 <sup>3</sup>	68.5	1.65838×10 <sup>5</sup>	1.13599×10 <sup>7</sup>	6.80×10 <sup>6</sup>	1.81599×10 <sup>7</sup>
スキンプレーート	8.82×10 <sup>3</sup>	141.5	1.24803×10 <sup>6</sup>	1.76596×10 <sup>8</sup>	5.9535×10 <sup>4</sup>	1.76655×10 <sup>8</sup>

モデル断面は端部桁 2 桁，中間桁 1 桁及びスキンプレーートから構成されるため，固有値解析に用いる解析モデルの断面二次モーメント I は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 \text{モデル全体の重心位置 } e &= (\sum A_y) / (\sum A) \\
 &= (1.65838 \times 10^5 \times 2 + 1.65838 \times 10^5 + 1.24803 \times 10^6) / \\
 &\quad (2.421 \times 10^3 \times 2 + 2.421 \times 10^3 + 8.82 \times 10^3) = 108.533 \text{ mm} \\
 e^2 \cdot \sum A &= 108.533^2 \times (2.421 \times 10^3 \times 2 + 2.421 \times 10^3 + 8.82 \times 10^3) = 1.89448 \times 10^8 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

解析モデルの断面二次モーメント

$$\begin{aligned}
 I &= \sum (A_y^2 + I_n) - e^2 \cdot \sum A \\
 &= (1.81599 \times 10^7 \times 2 + 1.81599 \times 10^7 + 1.76655 \times 10^8) - 1.89448 \times 10^8 \\
 &= 2.31134 \times 10^8 - 1.89448 \times 10^8 = 4.16867 \times 10^7 \text{ mm}^4 = 4.17 \times 10^7 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

以上より，

$$\begin{aligned}
 f &= \pi^2 / (2\pi \cdot 1060^2) \cdot \sqrt{(1.93 \times 10^5 \times 4.17 \times 10^7 \times 10^3) / 191.9 \times 10^{-3}} \\
 &= 286.297 = 286 \text{ Hz}
 \end{aligned}$$

$$T = 1/f = 1/286 = 0.00349 = 0.0035 \text{ s}$$

ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.0035 s であり，0.05 s 以下であることから，剛構造である。

(b) 評価条件の整理

イ. 固定荷重及び積雪荷重

固定荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-4 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固定荷重は以下のとおりとする。

$$W = m_D \cdot g$$

ここで、

$$m_D : \text{蓋の質量 (kg)} = 188$$

$$g : \text{重力加速度 (m/s}^2\text{)} = 9.80665$$

以上により、

$$W = 188 \times 9.80665$$

$$= 1.84365 \times 10^3 \text{ N}$$

ロ. 風荷重

添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」及び「V-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」にて設定した荷重の組合せに基づき、考慮しない。

(c) 応力計算

イ. 基準津波時

基準津波時荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-4 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は津波荷重を打ち消す向きに作用することから考慮しない。

(a-2) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = h \cdot W_0 + (C_D \cdot \rho \cdot U^2) / 2$$

ここで、

$$P_t : \text{突き上げ津波荷重 (N/mm}^2\text{)} = 0.13$$

$$W_0 : \text{海水の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} = 10.100$$

$$h : \text{津波荷重水位 (m)} = 12.0$$

$$C_D : \text{抗力係数} = 2.01$$

$$\rho : \text{海水密度 (kg/m}^3\text{)} = 1030$$

$$U : \text{津波による水位上昇速度 (m/s)} = 2.0$$

以上より、

$$P_t = (12.0 \times 10.100 \times 10^3 + (2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 2) / 10^6 = 0.125340 \text{ N/mm}^2 \\ = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する突き上げ津波荷重（鉛直上向き）は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（端部桁）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\text{端部桁に作用する単位面積当たりの荷重 } q_1 = P_t \\ = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

受圧幅  $b_1$ 、荷重の作用幅  $B$  及び支間  $L$  は図 6.9.1-(2)-d-3 に示す寸法であり、それぞれ以下のとおりである。

$$\text{受圧幅 } b_1 = 193.5 \text{ mm}$$

$$\text{荷重の作用幅 } B = 850 \text{ mm}$$

$$\text{支間 } L = 1060 \text{ mm}$$

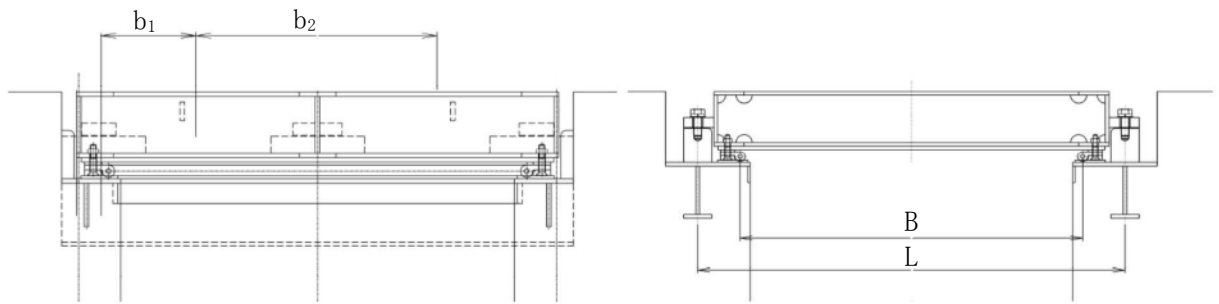


図 6.9.1-(2)-d-3 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の構造図

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-d-4 に示す単純支持梁として評価する。

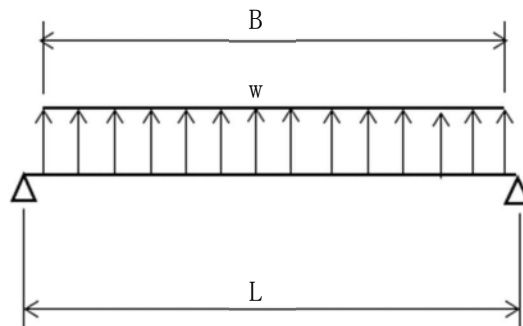


図 6.9.1-(2)-d-4 応力評価に用いるモデル図

端部桁負担荷重	$w_1 = q_1 \cdot b_1$ $= 0.13 \times 193.5$ $= 25.155 \text{ N/mm} = 25.16 \text{ N/mm}$
曲げモーメント	$M_1 = w_1 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$ $= 25.16 \times 850 / 8 \times (2 \times 1060 - 850)$ $= 3.39502 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
せん断力	$S_1 = w_1 \cdot B / 2$ $= 25.16 \times 850 / 2$ $= 1.0693 \times 10^4 \text{ N}$

(a-1-1-2) 断面性能

端部桁の材質

SUS304

$I_1$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $6.80258 \times 10^6$

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-5 に示すとおりである。

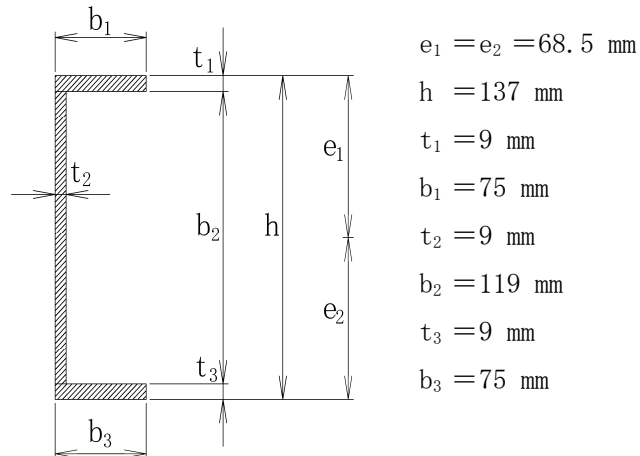


図 6.9.1-(2)-d-5 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント

$$I_1 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_1 : \text{端部桁の断面係数} (\text{mm}^3) = 9.931 \times 10^4$$

$$Z_1 = I_1 / e_1 = 6.80258 \times 10^6 / 68.5 = 9.93077 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{S1} : \text{端部桁の端部ウェブ断面積} (\text{mm}^2) = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-d-6 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 119 \text{ mm}$$

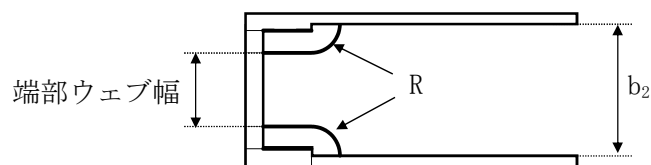


図 6.9.1-(2)-d-6 蓋端部の寸法図

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 119 - 2 \times 20 = 79 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S1} = 79 \times 9 = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$



(a-1-1-3) 発生応力

曲げモーメント	$M_1 = 3.39502 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
せん断力	$S_1 = 1.0693 \times 10^4 \text{ N}$
曲げ応力	$\sigma_{b1} = M_1 / Z_1$ $= 3.39502 \times 10^6 / (9.931 \times 10^4)$ $= 34.1860 \text{ N/mm}^2 = 35 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau_1 = S_1 / A_{S1}$ $= 1.0693 \times 10^4 / 7.11 \times 10^2$ $= 15.0393 \text{ N/mm}^2 = 16 \text{ N/mm}^2$
組合せ応力	$\sigma_{m1} = \sqrt{(\sigma_{b1}^2 + 3 \cdot \tau_1^2)}$ $= \sqrt{(35^2 + 3 \times 16^2)}$ $= 44.6430 = 45 \text{ N/mm}^2$

(a-1-2) 蓋 (中間桁)

(a-1-2-1) 発生荷重

中間桁に作用する単位面積あたりの荷重	$q_2 = P_t$ $= 0.13 \text{ N/mm}^2$
--------------------	--

受圧幅	$b_2 = 490 \text{ mm}$
中間桁負担荷重	$w_2 = q_2 \cdot b_2$ $= 0.13 \times 490$ $= 63.7 \text{ N/mm}$
水密幅	$B = 850 \text{ mm}$
支間	$L = 1060 \text{ mm}$
曲げモーメント	$M_2 = w_2 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$ $= 63.7 \times 850 / 8 \times (2 \times 1060 - 850)$ $= 8.59551 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
せん断力	$S_2 = w_2 \cdot B / 2$ $= 63.7 \times 850 / 2$ $= 2.70725 \times 10^4 \text{ N}$

(a-1-2-2) 断面性能

端部桁の材質

SUS304

中間桁の断面二次モーメント

$I_2 = 6.80258 \text{ mm}^4$

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-7 に示すとおりである。

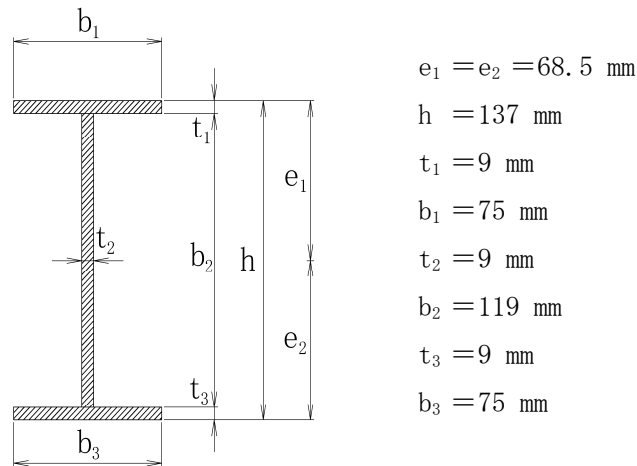


図 6.9.1-(2)-d-7 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数 (mm}^3) = 9.931 \times 10^4$$

$$Z_2 = I_2 / e_1 = 6.80258 \times 10^6 / 68.5 = 9.93077 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{S2} : \text{中間桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2) = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-d-6 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 119 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 119 - 2 \times 20 = 79 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S2} = 79 \times 9 = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\text{中間桁の断面係数} \quad Z_2 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$\text{中間桁の端部ウェブ断面積} \quad A_{S2} = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

(a-1-2-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_2 = 8.59551 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_2 = 2.70725 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\text{曲げ応力} \quad \sigma_{b2} = M_2 / Z_2$$

$$\begin{aligned}
&=8.59551 \times 10^6 / (9.931 \times 10^4) \\
&=86.5523 \text{ N/mm}^2 = 87 \text{ N/mm}^2 \\
\text{せん断応力} \quad \tau_2 &= S_2 / A_{S2} \\
&= 2.70725 \times 10^4 / (7.11 \times 10^2) \\
&= 38.0766 \text{ N/mm}^2 = 39 \text{ N/mm}^2 \\
\text{組合せ応力} \quad \sigma_{m2} &= \sqrt{(\sigma_{b2}^2 + 3 \cdot \tau_2^2)} \\
&= \sqrt{(87^2 + 3 \times 39^2)} \\
&= 110.145 \text{ N/mm}^2 = 111 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

(a-1-3) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-3-1) 発生荷重

スキンプレートに作用する単位面積当たりの荷重  $q_3 = P_t$   
 $= 0.13 \text{ N/mm}^2$

スキンプレート長辺  $b_3 = 980 \text{ mm}$

スキンプレート短辺  $a_1 = 490 \text{ mm}$

スキンプレートの板厚  $t_3 = 15.4 \text{ mm}$

辺長比 (b/a) による係数  $k = 49.90$

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)  
(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求  
め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned}
\text{辺長比 } b/a &= b_3 / a_1 \\
&= 980 / 490 = 2.00
\end{aligned}$$

以上により、

辺長比 (b/a) による係数  $k = 49.90$

(a-1-3-2) 発生応力

曲げ応力  $\sigma_{b3} = 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 1.0 / t_3^2$   
 $= 1/100 \times 49.90 \times 490^2 \times 0.13 \times 1.0 / 15.4^2$   
 $= 65.6742 = 66 \text{ N/mm}^2$

(a-2) 固定ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

引張力  $T_1 = S_1 = 1.0693 \times 10^4 \text{ N}$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質  $\text{SUS304}$

固定ボルトの呼び径  
固定ボルトの断面積

$$\begin{aligned} & \text{M24} \\ A_{b1} &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \\ &= \pi / 4 \times 24^2 \\ &= 452.389 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力

$$\begin{aligned} \sigma_{t1} &= T_1 / A_b \\ &= 1.0693 \times 10^4 / 452.389 \\ &= 23.6367 \text{ N/mm}^2 \\ &= 24 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

引張力

$$T_2 = S_2 = 2.70725 \times 10^4 \text{ N}$$

(a-2-2-2) 断面性能

固定ボルトの材質  
固定ボルトの呼び径  
固定ボルトの断面積

$$\begin{aligned} & \text{SUS304} \\ & \text{M24} \\ A_{b2} &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \\ &= \pi / 4 \times 24^2 \\ &= 452.389 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-2-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力

$$\begin{aligned} \sigma_{t2} &= T_2 / A_{b2} \\ &= 2.70725 \times 10^4 / 452.389 \\ &= 59.8434 \text{ N/mm}^2 \\ &= 60 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-4 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2)  $S_s$ 地震荷重

基準地震動  $S_s$  による地震荷重に考慮する固定荷重は以下の式により算出する。

$$W = m_D \cdot g$$

蓋の質量は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおり以下の値とする。

$$m_D : \text{蓋の質量 (kg)} = 188$$

$$g : \text{重力加速度 (m/s}^2\text{)} = 9.80665$$

$$\begin{aligned} W &= 188 \times 9.80665 \\ &= 1.84365 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度を表 6.9.1-(2)-d-2 に示す。鉛直方向の設計震度が 1G を超えないため、鉛直方向地震荷重については固定荷重と同じ方向の鉛直下向きのみを考慮する。

水平方向地震荷重は、蓋の質量のみを考慮する。

固有値解析結果より、緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す緊急用海水ポンプピットにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。

表 6.9.1-(2)-d-2 応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度

地震動	据付場所及び 床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		基準地震動 $S_s$	緊急用海水 ポンプピット EL. 0.800*2
		鉛直方向 $K_V$	0.65

注記 \*1：緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定し

た。

\*2：基準床レベルを示す。

基準地震動  $S_s$  による水平方向地震荷重  $I_H$  及び鉛直方向地震荷重  $I_V$  は以下の式により算出する。

$$I_H = W \cdot K_H$$

$$I_V = W \cdot (1 + K_V)$$

$$I_H = 1.84365 \times 10^3 \times 1.50 = 2.76547 \times 10^3 \text{ N}$$

$$I_V = 1.84365 \times 10^3 \times (1 + 0.65) = 3.04202 \times 10^3 \text{ N}$$

蓋の幅  $B_o$ 、蓋の長さ  $L_o$  は図 6.9.1-(2)-d-8 に示す寸法であり、それぞれ以下のとおりである。

$$B_o : \text{蓋の幅} = 980 \text{ mm}$$

$$L_o : \text{蓋の長さ} = 980 \text{ mm}$$

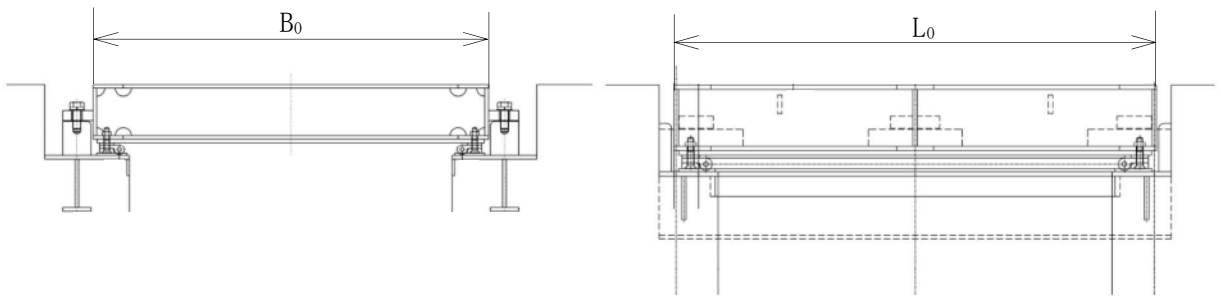


図 6.9.1-(2)-d-8 蓋の幅及び長さ寸法図

単位長さ当たりの水平方向地震荷重

$$i_h = I_H / L_o$$

$$i_h = 2.76547 \times 10^3 / 980$$

$$= 2.8219 \text{ N/mm}$$

単位面積当たりの鉛直方向地震荷重

$$i_v = I_V / (B_o \times L_o)$$

$$= 3.04202 \times 10^3 / (980 \times 980)$$

$$= 3.16745 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する地震荷重（水平方向及び鉛直方向）は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（端部桁）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{端部桁に作用する単位面積あたりの荷重 } q_1 &= i_v \\ &= 3.16745 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 \\ &= 3.2 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

受圧幅  $b_1$ 、荷重の負担幅  $B$  及び支間  $L$  は図 6.9.1-(2)-d-9 に示す寸法であり、それぞれ以下のとおりである。

受圧幅	$b_1 = 193.5 \text{ mm}$
荷重の負担幅	$B = 850 \text{ mm}$
支間	$L = 1060 \text{ mm}$

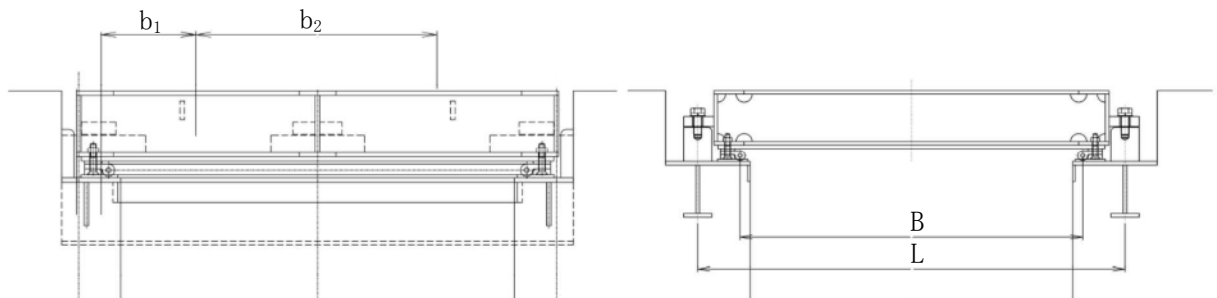


図 6.9.1-(2)-d-9 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の構造図

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-d-10 に示す単純支持梁として評価する。

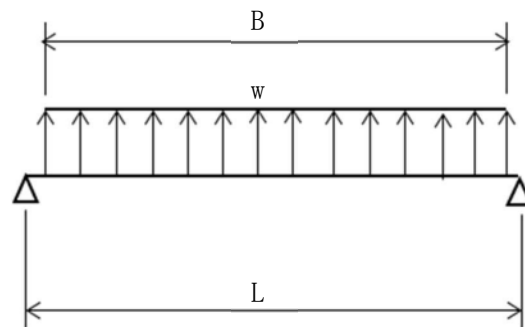


図 6.9.1-(2)-d-10 応力評価に用いるモデル図

受圧幅	$b_1 = 193.5 \text{ mm}$
主桁負担荷重	$w_1 = q_1 \cdot b_1$ $= 3.2 \times 10^{-3} \times 193.5$ $= 0.61920 \text{ N/mm} = 0.62 \text{ N/mm}$
荷重の作用幅	$B = 850 \text{ mm}$
支間	$L = 1060 \text{ mm}$
曲げモーメント	$M_1 = w_1 \cdot B/8 \cdot (2L - B)$ $= 0.62 \times 850/8 \times ((2 \times 1060) - 850)$ $= 8.36613 \times 10^4 \text{ N/mm}$
せん断力	$S_1 = w_1 \cdot B/2$ $= 0.62 \times 850/2$ $= 2.63500 \times 10^2 \text{ N}$

(a-1-1-2) 断面性能

蓋の材質

SUS304

$I_1$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 6.80258 \times 10^6$

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-11 に示すとおりである。

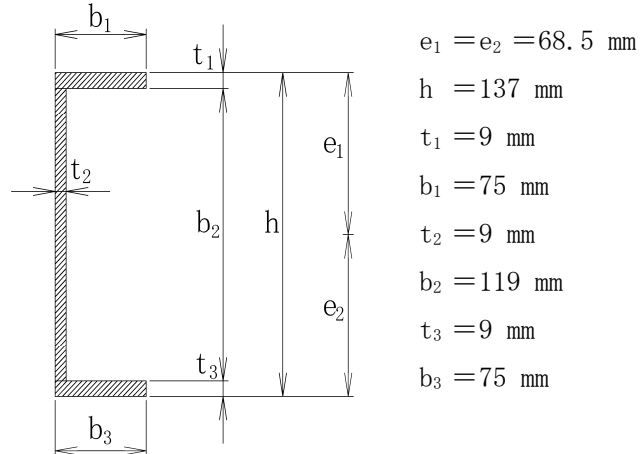


図 6.9.1-(2)-d-11 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント

$$I_1 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_1 : \text{端部桁の断面係数} (\text{mm}^3) = 9.931 \times 10^4$$

$$Z_1 = I_1 / e_1 = 6.80258 \times 10^6 / 68.5$$

$$= 9.93077 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{S1} : \text{端部桁の端部ウェブ断面積} (\text{mm}^2) = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$



図 6.9.1-(2)-d-12 に示す寸法図から

$$R=20 \text{ mm}$$

$$b_2=119 \text{ mm}$$

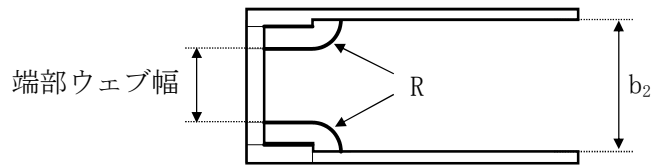


図 6.9.1-(2)-d-12 蓋端部の寸法図

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 119 - 2 \times 20 = 79 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S1} = 79 \times 9 = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

(a-1-1-3) 発生応力

曲げモーメント  $M_1 = 8.36613 \times 10^4 \text{ N/mm}$

せん断力  $S_1 = 2.63500 \times 10^2 \text{ N}$

曲げ応力  $\sigma_{b1} = M_1 / Z_1$   
 $= 8.36613 \times 10^4 / (9.931 \times 10^4)$   
 $= 0.842425 \text{ N/mm}^2$   
 $= 1 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau_1 = S_1 / A_{S1}$   
 $= 2.63500 \times 10^2 / (7.11 \times 10^2)$   
 $= 0.370604 \text{ N/mm}^2$   
 $= 1 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力  $\sigma_{m1} = \sqrt{(\sigma_{b1}^2 + 3 \cdot \tau_1^2)}$   
 $= \sqrt{(1^2 + 3 \times 1^2)}$   
 $= 2 \text{ N/mm}^2$

(a-1-2) 蓋 (中間桁)

(a-1-2-1) 発生荷重

中間桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_2 = i_v$   
 $= 3.16745 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$   
 $= 3.2 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$

受圧幅  $b_2 = 490 \text{ mm}$

主桁負担荷重  $w_2 = q_2 \cdot b_2$   
 $= 3.2 \times 10^{-3} \times 490$   
 $= 1.568 \text{ N/mm} = 1.57 \text{ N/mm}$

水密幅	$B=850 \text{ mm}$
支間	$L=1060 \text{ mm}$
曲げモーメント	$M_2=w_2 \cdot B/8 \cdot (2L-B)$ $=1.57 \times 850/8 \times (2 \times 1060-850)$ $=2.11851 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm}$
せん断力	$S_2=w_2 \cdot B/2$ $=1.57 \times 850/2$ $=6.67250 \times 10^2 \text{ N}$

(a-1-2-2) 断面性能

蓋の材質 SUS304

$I_2$  : 蓋の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $=6.80258 \times 10^6$

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-13 に示すとおりである。

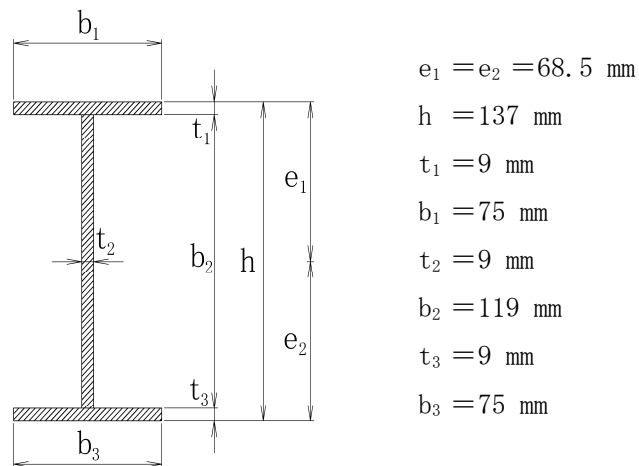


図 6.9.1-(2)-d-13 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$Z_2$  : 中間桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $=9.931 \times 10^4$

$$Z_2 = I_2 / e_1 = 6.80258 \times 10^6 / 68.5 = 9.93077 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$A_{S2}$  : 中間桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $=7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-d-12 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 119 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 119 - 2 \times 20 = 79 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S2} = 79 \times 9 = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\text{中間桁の断面係数} \quad Z_2 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$\text{中間桁の端部ウェブ断面積} \quad A_{S2} = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

(a-1-2-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_2 = 2.11851 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_2 = 6.67250 \times 10^2 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b2} &= M_2 / Z_2 \\ &= 2.11851 \times 10^5 / (9.931 \times 10^4) \\ &= 2.13327 = 3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力} \quad \tau_2 &= S_2 / A_{S2} \\ &= 6.67250 \times 10^2 / (7.11 \times 10^2) \\ &= 0.938466 = 1 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{組合せ応力} \quad \sqrt{(\sigma_{b2}^2 + 3 \cdot \tau_2^2)} &= \sqrt{(3^2 + 3 \times 1^2)} \\ &= 3.46410 = 4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-1-3) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-3-1) 発生荷重

スキンプレートに作用する

$$\begin{aligned} \text{単位面積当たりの荷重} \quad q_3 &= i_v \\ &= 3.16751 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 = 3.2 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺} \quad b_3 = 980 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺} \quad a_1 = 490 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚} \quad t_3 = 15.4 \text{ mm}$$

辺長比 (b/a) による係数  $k = 49.9$

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)  
(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3 / a_1 \\ &= 980 / 490 = 2.00 \end{aligned}$$

以上により、

辺長比 (b/a) による係数  $k = 49.90$

(a-1-3-2) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 1.0 / t_3^2 \\ &= 1/100 \times 49.90 \times 490^2 \times 3.16751 \times 10^{-3} \times 1.0 / 15.4^2 \\ &= 1.60018 = 2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2) 固定ボルト

蓋に作用する地震荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

$$I_H = 2.76547 \times 10^3$$

固定ボルトの本数  $n = 6$  本

固定ボルト 1 本あたりに加わる

$$\begin{aligned} \text{せん断荷重} \quad S_{b1} &= I_H / n = 2.76547 \times 10^3 / 6 \\ &= 460.912 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質 SUS304

固定ボルトの呼び径 M24

$$\begin{aligned} \text{固定ボルトの断面積} \quad A_{b1} &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \\ &= \pi / 4 \times 24^2 \\ &= 452.389 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1-3) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{固定ボルトのせん断力} \quad \tau_{b1} &= S_{b1} / A_{b1} \\ &= 460.912 / 452.389 \\ &= 1.01883 \text{ N/mm}^2 \\ &= 2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

$$I_H = 2.76547 \times 10^3$$

固定ボルトの本数  $n = 6$  本

固定ボルト 1 本あたりに加わる

$$\begin{aligned} \text{せん断荷重} \quad S_{b1} &= I_H / n = 2.76547 \times 10^3 / 6 \\ &= 460.912 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質 SUS304

固定ボルトの呼び径 M24

$$\begin{aligned} \text{固定ボルトの断面積} \quad A_{b2} &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \\ &= \pi / 4 \times 24^2 \\ &= 452.389 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトのせん断応力

$$\begin{aligned}\tau_{b2} &= S_{b2} / A_{b2} \\ &= 460.912 / 452.389 \\ &= 1.01883 \text{ N/mm}^2 \\ &= 2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

#### ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-4 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

##### (イ) 荷重条件

###### (a-1) 固定荷重

固定荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。ただし、水平方向の余震による地震力を計算するに当たっては蓋の自重を考慮する。

###### (a-2) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。

###### (a-3) S<sub>d</sub>地震荷重

余震による地震荷重に考慮する固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

応力評価に用いる弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>による設計震度を表 6.9.1-(2)-d-3 に示す。

鉛直震度が 1G を超えないため、鉛直上向きの地震力は考慮しない。また、鉛直下向きに固定荷重が作用するが、基準津波荷重を緩和する方向に作用することから、考慮しない。

固有値解析結果より、緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す緊急用海水ポンプピットにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。

表 6.9.1-(2)-d-3 応力評価に用いる弾性設計用地震動  $S_d$  による設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (EL. m)	余震による設計震度*1	
		弾性設計用地震動 $S_d - D1$	緊急用海水 ポンプピット EL. 0.800*2
鉛直方向 $K_{VSd}$	0.28		

注記 \*1：緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、設置床の最大床応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

余震による水平方向地震荷重  $I_{HSd}$  及び単位長さ当たりの水平方向地震荷重  $i_{HSd}$  は以下の式により算出する。

$$I_{HSd} = W \cdot K_{HSd}$$

$$I_{HSd} = 1.84365 \times 10^3 \times 0.64 = 1.17993 \times 10^3 \text{ N}$$

$$i_{HSd} = I_{HSd} / L_0 = 1.17993 \times 10^3 / 980 = 1.20401 \text{ N/mm}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する突き上げ津波荷重及び  $S_d$  地震荷重（鉛直上向き）は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（端部桁）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{端部桁に作用する単位面積あたりの荷重 } q_1 &= P_t \\ &= 0.13 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

受圧幅  $b_1$ 、荷重の作用幅  $B$  及び支間  $L$  は図 6.9.1-(2)-d-14 に示す寸法であり、それぞれ以下のとおりである。

受圧幅	$b_1 = 193.5 \text{ mm}$
荷重の作用幅	$B = 850 \text{ mm}$
支間	$L = 1060 \text{ mm}$

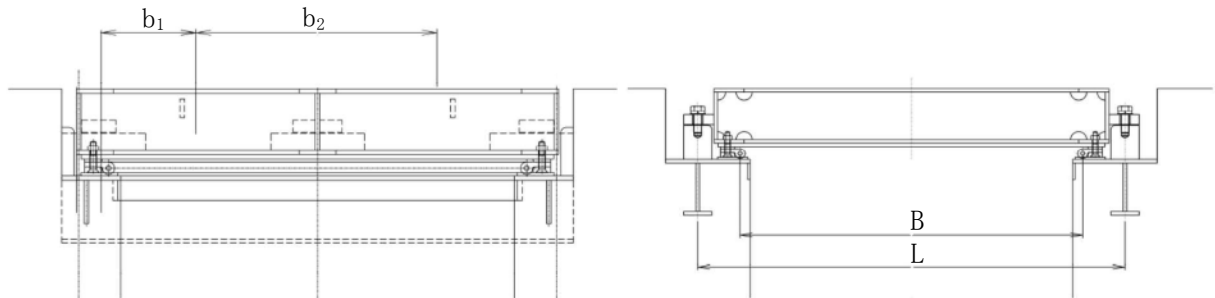


図 6.9.1-(2)-d-14 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の構造図

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-d-15 に示す単純支持梁として評価する。

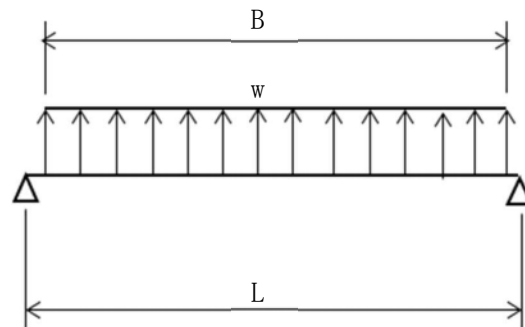


図 6.9.1-(2)-d-15 応力評価に用いるモデル図

$$\begin{aligned} \text{端部桁負担荷重} \quad w_1 &= q_1 \cdot b_1 \\ &= 0.13 \times 193.5 \\ &= 25.155 \text{ N/mm} = 25.16 \text{ N/mm} \end{aligned}$$



曲げモーメント  $M_1 = w_1 \cdot B/8 \cdot (2L-B)$   
 $= 25.16 \times 850/8 \times (2 \times 1060 - 850)$   
 $= 3.39502 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S_1 = w_1 \cdot B/2$   
 $= 25.16 \times 850/2$   
 $= 1.06930 \times 10^4 \text{ N}$

(a-1-1-2) 断面性能

端部桁の材質

SUS304

$I_1$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 6.80258 \times 10^6$

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-16 に示すとおりである。

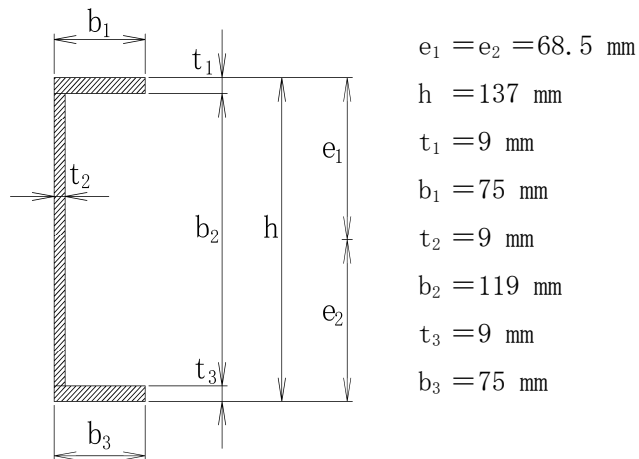


図 6.9.1-(2)-d-16 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント

$$I_1 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$Z_1$  : 端部桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 9.931 \times 10^4$

$$Z_1 = I_1 / e_1 = 6.80258 \times 10^6 / 68.5 = 9.93077 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$A_{S1}$  : 端部桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-d-17 に示す寸法図から

$R = 20 \text{ mm}$

$b_2 = 119 \text{ mm}$

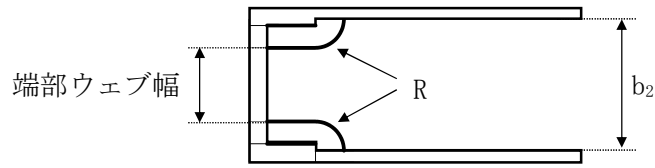


図 6.9.1-(2)-d-17 蓋端部の寸法図

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 119 - 2 \times 20 = 79 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S1} = 79 \times 9 = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

(a-1-1-3) 発生応力

曲げモーメント  $M_1 = 3.39502 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$

せん断力  $S_1 = 1.06930 \times 10^4 \text{ N}$

曲げ応力  $\sigma_{b1} = M_1 / Z_1$   
 $= 3.39502 \times 10^6 / (9.931 \times 10^4)$   
 $= 34.1871 \text{ N/mm}^2 = 35 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau_1 = S_1 / A_{S1}$   
 $= 1.06930 \times 10^4 / 7.11 \times 10^2$   
 $= 15.0394 \text{ N/mm}^2 = 16 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力  $\sigma_{m1} = \sqrt{(\sigma_{b1}^2 + 3 \cdot \tau_1^2)}$   
 $= \sqrt{(35^2 + 3 \times 16^2)}$   
 $= 44.6430 = 45 \text{ N/mm}^2$

(a-1-2) 蓋 (中間桁)

(a-1-2-1) 発生荷重

中間桁に作用する単位面積あたりの荷重  $q_2 = P_t$   
 $= 0.13 \text{ N/mm}^2$

受圧幅  $b_2 = 490 \text{ mm}$

中間桁負担荷重  $w_2 = q_2 \cdot b_2$   
 $= 0.13 \times 490$   
 $= 63.7 \text{ N/mm}$

水密幅  $B = 850 \text{ mm}$

支間  $L = 1060 \text{ mm}$

曲げモーメント  $M_2 = w_2 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$   
 $= 63.7 \times 850 / 8 \times (2 \times 1060 - 850)$   
 $= 8.59551 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$

せん断力  $S_2 = w_2 \cdot B / 2$   
 $= 63.7 \times 850 / 2$

$$=2.70725 \times 10^4 \text{ N}$$

(a-1-2-2) 断面性能

端部桁の材質

SUS304

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = 6.850258 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-18 に示すとおりである。

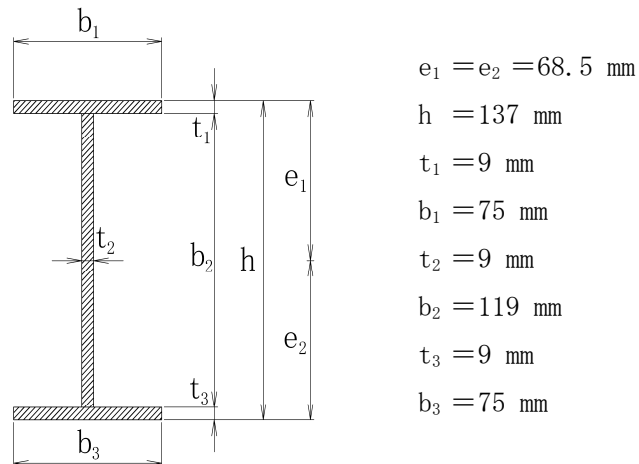


図 6.9.1-(2)-d-18 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 9.931 \times 10^4$$

$$Z_2 = I_2 / e_1 = 6.80258 \times 10^6 / 68.5 = 9.93077 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{S2} : \text{中間桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-d-17 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 119 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 119 - 2 \times 20 = 79 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S2} = 79 \times 9 = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\text{中間桁の断面係数} \quad Z_2 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$\text{中間桁の端部ウェブ断面積} \quad A_{S2} = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

(a-1-2-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_2 = 8.59551 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_2 = 2.70725 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b2} &= M_2 / Z_2 \\ &= 8.59551 \times 10^6 / (9.931 \times 10^4) \\ &= 86.5523 \text{ N/mm}^2 = 87 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力} \quad \tau_2 &= S_2 / A_{S2} \\ &= 2.70725 \times 10^4 / (7.11 \times 10^2) \\ &= 38.0766 \text{ N/mm}^2 = 39 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{組合せ応力} \quad \sigma_{m2} &= \sqrt{(\sigma_{b2}^2 + 3 \cdot \tau_2^2)} \\ &= \sqrt{(87^2 + 3 \times 39^2)} \\ &= 110.145 = 111 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-1-3) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-3-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{スキンプレートに作用する単位面積当たりの荷重} \quad q_3 &= P_t \\ &= 0.13 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺} \quad b_3 = 980 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺} \quad a_1 = 490 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚} \quad t_3 = 15.4 \text{ mm}$$

辺長比 (b/a) による係数  $k = 49.90$

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)  
(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3 / a_1 \\ &= 980 / 490 = 2.00 \end{aligned}$$

以上により、

辺長比 (b/a) による係数  $k = 49.90$

(a-1-3-2) 発生応力

$$\text{曲げ応力} \quad \sigma_{b3} = 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 1.0 / t_3^2$$

$$=1/100 \times 49.90 \times 490^2 \times 0.13 \times 1.0/15.4^2$$

$$=65.6742=66 \text{ N/mm}^2$$

(a-2) 固定ボルト

蓋に作用する突き上げ津波荷重及び  $S_d$  地震荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

引張力  $T_1 = S_1 = 1.06930 \times 10^4 \text{ N}$

固定ボルトの本数  $n = 6 \text{ 本}$

固定ボルト 1 本あたりに

加わるせん断荷重  $S_{b1} = I_{Hsd} / n = 1.17993 \times 10^3 / 6$   
 $= 1.96655 \times 10^2 \text{ N}$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質 SUS304

固定ボルトの呼び径 M24

固定ボルトの断面積  $A_{b1} = \pi / 4 \cdot \phi^2$   
 $= \pi / 4 \times 24^2$   
 $= 452.389 \text{ mm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力  $\sigma_{t1} = T_1 / A_b$   
 $= 1.06930 \times 10^4 / 452.389$   
 $= 23.6367 \text{ N/mm}^2$   
 $= 24 \text{ N/mm}^2$

固定ボルトのせん断応力  $\tau_{t1} = S_{b1} / A_b$   
 $= 1.96655 \times 10^2 / 452.389$   
 $= 0.434703 \text{ N/mm}^2$   
 $= 1 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力  $\sigma_{m1} = \sqrt{(\sigma_{t1}^2 + 3 \cdot \tau_{t1}^2)}$   
 $= \sqrt{(24^2 + 3 \times 1^2)}$   
 $= 24.0624 = 25 \text{ N/mm}^2$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

引張力  $T_2 = S_2 = 2.70725 \times 10^4 \text{ N}$

固定ボルトの本数	$n = 6$ 本
固定ボルト 1 本あたりに 加わるせん断荷重	$S_{b2} = I_{Hsd} / n = 1.17993 \times 10^3 / 6$ $= 1.96655 \times 10^2$ N

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質	SUS304
固定ボルトの呼び径	M24
固定ボルトの断面積	$A_{b2} = \pi / 4 \cdot \phi^2$ $= \pi / 4 \times 24^2$ $= 452.389$ mm <sup>2</sup>

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力	$\sigma_{t2} = T_2 / A_{b2}$ $= 2.70725 \times 10^4 / 452.389$ $= 59.8434$ N/mm <sup>2</sup> $= 60$ N/mm <sup>2</sup>
------------	--

固定ボルトのせん断応力	$\tau_{t2} = S_{b2} / A_{b2}$ $= 1.96655 \times 10^2 / 452.389$ $= 0.434703$ N/mm <sup>2</sup> $= 1$ N/mm <sup>2</sup>
-------------	---

組合せ応力	$\sigma_{m2} = \sqrt{(\sigma_{t2}^2 + 3 \cdot \tau_{t2}^2)}$ $= \sqrt{60^2 + 3 \times 1^2}$ $= 60.0249 = 61$ N/mm <sup>2</sup>
-------	--

## 二. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-4 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

### (イ) 荷重条件

#### (a-1) 固定荷重

固定荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。

#### (a-2) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = h \cdot W_0 + (C_D \cdot \rho \cdot U^2) / 2$$

ここで、

$$P_t : \text{突き上げ津波荷重 (N/mm}^2\text{)} = 0.13$$

$$W_0 : \text{海水の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)} = 10.100$$

$$h : \text{津波荷重水位 (m)} = 12.0$$

$$C_D : \text{抗力係数} = 2.01$$

$$\rho : \text{海水密度 (kg/m}^3\text{)} = 1030$$

$$U : \text{津波による水位上昇速度 (m/s)} = 2.0$$

以上より、

$$P_t = (12.0 \times 10.100 \times 10^3 + (2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 2) / 10^6 = 0.12534 \text{ N/mm}^2 \\ = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

### (ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する突き上げ津波荷重（鉛直上向き）は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

#### (a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

##### (a-1-1) 蓋（端部桁）

##### (a-1-1-1) 発生荷重

$$\text{端部桁に作用する単位面積あたりの荷重 } q_1 = P_t \\ = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

受圧幅  $b_1$ 、荷重の作用幅  $B$  及び支間  $L$  は図 6.9.1-(2)-d-19 に示す寸法であり、それぞれ以下のとおりである。

$$\text{受圧幅 } b_1 = 193.5 \text{ mm}$$

$$\text{荷重の作用幅 } B = 850 \text{ mm}$$

$$\text{支間 } L = 1060 \text{ mm}$$

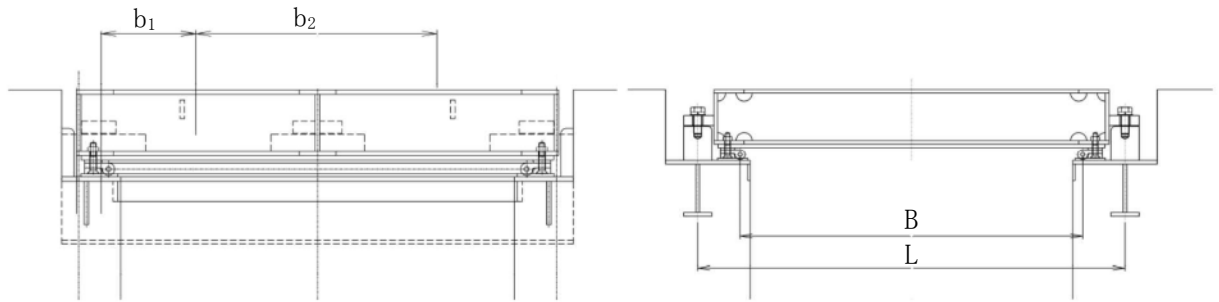


図 6.9.1-(2)-d-19 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の構造図

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-d-20 に示す単純支持梁として評価する。

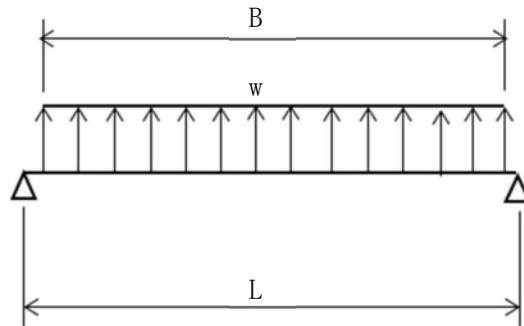


図 6.9.1-(2)-d-20 応力評価に用いるモデル図

端部桁負担荷重	$w_1 = q_1 \cdot b_1$ $= 0.13 \times 193.5$ $= 25.155 \text{ N/mm} = 25.16 \text{ N/mm}$
曲げモーメント	$M_1 = w_1 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$ $= 25.16 \times 850 / 8 \times (2 \times 1060 - 850)$ $= 3.39502 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
せん断力	$S_1 = w_1 \cdot B / 2$ $= 25.16 \times 850 / 2$ $= 1.0693 \times 10^4 \text{ N}$



(a-1-1-2) 断面性能

端部桁の材質

SUS304

$I_1$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $6.80258 \times 10^6$

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-21 に示すとおりである。

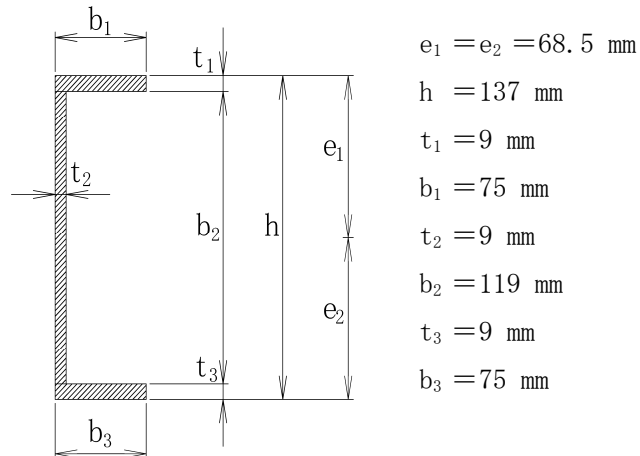


図 6.9.1-(2)-d-21 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント

$$I_1 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$Z_1$  : 端部桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ ) =  $9.931 \times 10^4$

$$Z_1 = I_1 / e_1 = 6.802500 \times 10^6 / 68.5 = 9.93065 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 9.931 \text{ mm}^3$$

$A_{S1}$  : 端部桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-d-22 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 119 \text{ mm}$$

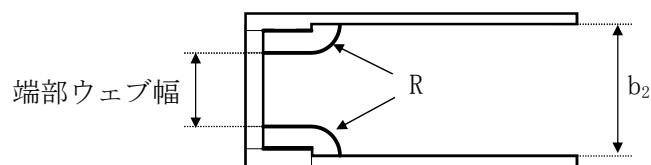


図 6.9.1-(2)-d-22 蓋端部の寸法図

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 119 - 2 \times 20 = 79 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S1} = 79 \times 9 = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

(a-1-1-3) 発生応力

曲げモーメント	$M_1 = 3.39502 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
せん断力	$S_1 = 1.0693 \times 10^4 \text{ N}$
曲げ応力	$\sigma_{b1} = M_1 / Z_1$ $= 3.39502 \times 10^6 / (9.931 \times 10^4)$ $= 34.1860 \text{ N/mm}^2 = 35 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau_1 = S_1 / A_{S1}$ $= 1.0693 \times 10^4 / 7.11 \times 10^2$ $= 15.0393 \text{ N/mm}^2 = 16 \text{ N/mm}^2$
組合せ応力	$\sigma_{m1} = \sqrt{(\sigma_{b1}^2 + 3 \cdot \tau_1^2)}$ $= \sqrt{(35^2 + 3 \times 16^2)}$ $= 44.6430 = 45 \text{ N/mm}^2$

(a-1-2) 蓋 (中間桁)

(a-1-2-1) 発生荷重

中間桁に作用する単位面積あたりの荷重	$q_2 = P_t$ $= 0.13 \text{ N/mm}^2$
受圧幅	$b_2 = 490 \text{ mm}$
中間桁負担荷重	$w_2 = q_2 \cdot b_2$ $= 0.13 \times 490$ $= 63.7 \text{ N/mm}$
水密幅	$B = 850 \text{ mm}$
支間	$L = 1060 \text{ mm}$
曲げモーメント	$M_2 = w_2 \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$ $= 63.7 \times 850 / 8 \times (2 \times 1060 - 850)$ $= 8.59551 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
せん断力	$S_2 = w_2 \cdot B / 2$ $= 63.7 \times 850 / 2$ $= 2.70725 \times 10^4 \text{ N}$

(a-1-2-2) 断面性能

端部桁の材質

SUS304

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-23 に示すとおりである。

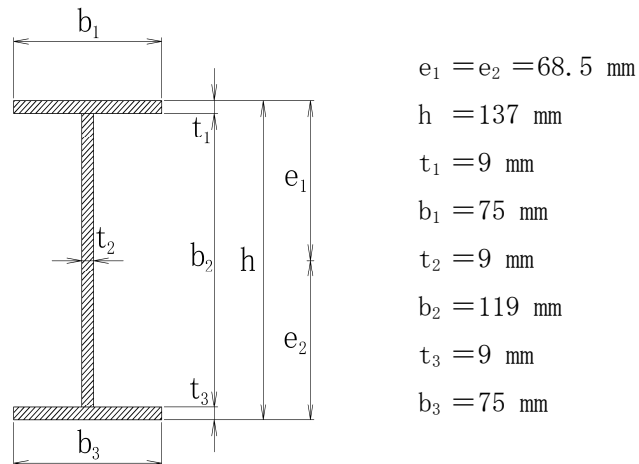


図 6.9.1-(2)-d-23 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 9.931 \times 10^4$$

$$Z_2 = I_2 / e_1 = 6.80258 \times 10^6 / 68.5 = 9.93077 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{S2} : \text{中間桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-d-22 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 119 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 119 - 2 \times 20 = 79 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S2} = 79 \times 9 = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

中間桁の断面係数

$$Z_2 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

中間桁の端部ウェブ断面積

$$A_{S2} = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

(a-1-2-3) 発生応力

曲げモーメント

$$M_2 = 8.59551 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

$$S_2 = 2.70725 \times 10^4 \text{ N}$$

曲げ応力

$$\sigma_{b2} = M_2 / Z_2$$

$$\begin{aligned}
&= 8.59551 \times 10^6 / (9.931 \times 10^4) \\
&= 86.5523 \text{ N/mm}^2 = 87 \text{ N/mm}^2 \\
\text{せん断応力} \quad \tau_2 &= S_2 / A_{S2} \\
&= 2.70725 \times 10^4 / (7.11 \times 10^2) \\
&= 38.0766 \text{ N/mm}^2 = 39 \text{ N/mm}^2 \\
\text{組合せ応力} \quad \sigma_{m2} &= \sqrt{(\sigma_{b2}^2 + 3 \cdot \tau_2^2)} \\
&= \sqrt{(87^2 + 3 \times 39^2)} \\
&= 110.145 = 111 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

(a-1-3) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-3-1) 発生荷重

スキンプレートに作用する単位面積当たりの荷重  $q_3 = P_t$   
 $= 0.13 \text{ N/mm}^2$

スキンプレート長辺  $b_3 = 980 \text{ mm}$

スキンプレート短辺  $a_1 = 490 \text{ mm}$

スキンプレートの板厚  $t_3 = 15.4 \text{ mm}$

辺長比 (b/a) による係数  $k = 49.90$

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)  
(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求  
め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned}
\text{辺長比 } b/a &= b_3 / a_1 \\
&= 980 / 490 = 2.00
\end{aligned}$$

以上により、

辺長比 (b/a) による係数  $k = 49.90$

(a-1-3-2) 発生応力

$$\begin{aligned}
\text{曲げ応力} \quad \sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 1.0 / t_3^2 \\
&= 1/100 \times 49.90 \times 490^2 \times 0.13 \times 1.0 / 15.4^2 \\
&= 65.6742 = 66 \text{ N/mm}^2
\end{aligned}$$

(a-2) 固定ボルト

蓋に作用する突き上げ津波荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

引張力  $T_1 = S_1 = 1.0693 \times 10^4 \text{ N}$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質	SUS304
固定ボルトの呼び径	M24
固定ボルトの断面積	$A_{b1} = \pi / 4 \cdot \phi^2$ $= \pi / 4 \times 24^2$ $= 452.389 \text{ mm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力	
固定ボルトの引張応力	$\sigma_{t1} = T_1 / A_b$ $= 1.0693 \times 10^4 / 452.389$ $= 23.6367 \text{ N/mm}^2$ $= 24 \text{ N/mm}^2$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)	
(a-2-2-1) 発生荷重	
引張力	$T_2 = S_2 = 2.70725 \times 10^4 \text{ N}$

(a-2-2-2) 断面性能	
固定ボルトの材質	SUS304
固定ボルトの呼び径	M24
固定ボルトの断面積	$A_{b2} = \pi / 4 \cdot \phi^2$ $= \pi / 4 \times 24^2$ $= 452.389 \text{ mm}^2$

(a-2-2-3) 発生応力	
固定ボルトの引張応力	$\sigma_{t2} = T_2 / A_{b2}$ $= 2.70725 \times 10^4 / 452.389$ $= 59.8434 \text{ N/mm}^2$ $= 60 \text{ N/mm}^2$

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-4 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時」にて示したとおりとする。

(a-2) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「ニ. 敷地に遡上する津波時」にて示したとおりとする。

(a-3) S<sub>d</sub>地震荷重

余震による地震荷重は「ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時」にて示したとおりとする。

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する突き上げ津波荷重及びS<sub>d</sub>地震荷重（鉛直上向き）は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（端部桁）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{端部桁に作用する単位面積あたりの荷重 } q_1 &= P_t \\ &= 0.13 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

受圧幅  $b_1$ 、荷重の作用幅  $B$  及び支間  $L$  は図 6.9.1-(2)-d-24 に示す寸法であり、それぞれ以下のとおりである。

受圧幅	$b_1 = 193.5 \text{ mm}$
荷重の作用幅	$B = 850 \text{ mm}$
支間	$L = 1060 \text{ mm}$

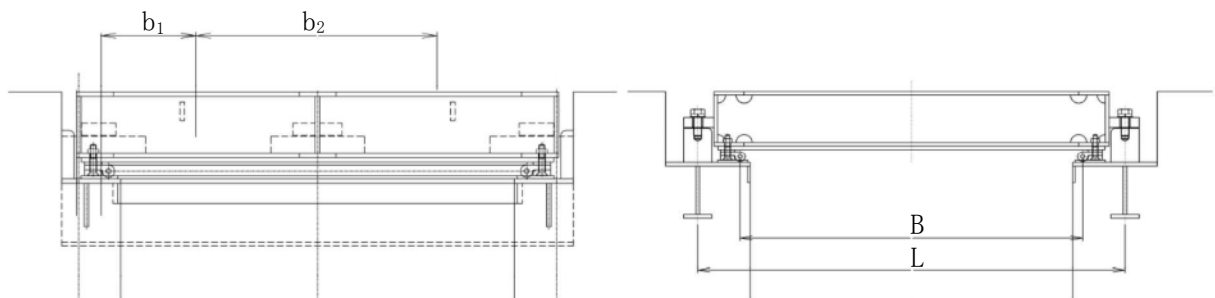


図 6.9.1-(2)-d-24 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の構造図

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-d-25 に示す単純支持梁として評価する。

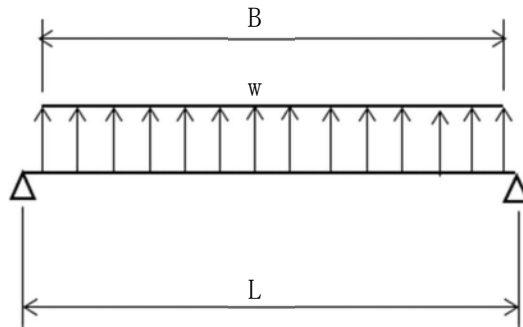


図 6.9.1-(2)-d-25 応力評価に用いるモデル図

端部桁負担荷重  $w_1 = q_1 \cdot b_1$   
 $= 0.13 \times 193.5$   
 $= 25.155 \text{ N/mm} = 25.16 \text{ N/mm}$

曲げモーメント  $M_1 = w_1 \cdot B/8 \cdot (2L - B)$   
 $= 25.16 \times 850/8 \times (2 \times 1060 - 850)$   
 $= 3.39502 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S_1 = w_1 \cdot B/2$   
 $= 25.16 \times 850/2$   
 $= 1.0693 \times 10^4 \text{ N}$

(a-1-1-2) 断面性能

端部桁の材質 SUS304  
 $I_1$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 6.80258 \times 10^6$

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-26 に示すとおりである。

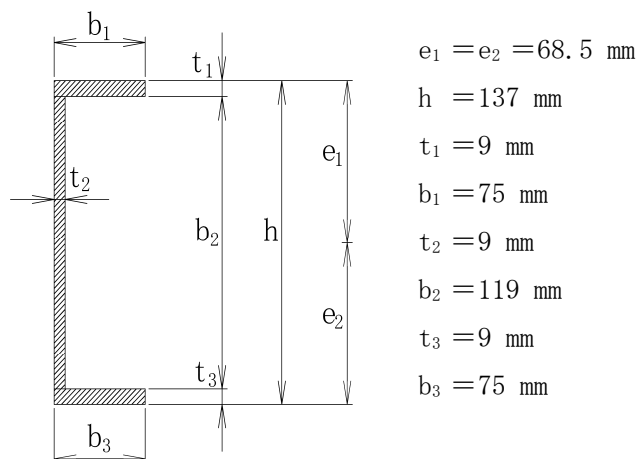


図 6.9.1-(2)-d-26 端部桁の断面寸法図

端部桁の断面二次モーメント

$$I_1 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_1 : \text{端部桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 9.931 \times 10^4$$

$$Z_1 = I_1 / e_1 = 6.80258 \times 10^6 / 68.5 = 9.9307 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{S1} : \text{端部桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-d-27 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 119 \text{ mm}$$

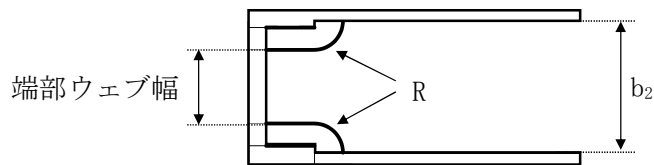


図 6.9.1-(2)-d-27 蓋端部の寸法図

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 119 - 2 \times 20 = 79 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S1} = 79 \times 9 = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

(a-1-1-3) 発生応力

$$\text{曲げモーメント} \quad M_1 = 3.39502 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\text{せん断力} \quad S_1 = 1.0693 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b1} &= M_1 / Z_1 \\ &= 3.39502 \times 10^6 / (9.931 \times 10^4) \\ &= 34.1860 \text{ N/mm}^2 = 35 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力} \quad \tau_1 &= S_1 / A_{S1} \\ &= 1.0693 \times 10^4 / 7.11 \times 10^2 \\ &= 15.0394 \text{ N/mm}^2 = 16 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{組合せ応力} \quad \sigma_{m1} &= \sqrt{(\sigma_{b1}^2 + 3 \cdot \tau_1^2)} \\ &= \sqrt{(35^2 + 3 \times 16^2)} \\ &= 44.6430 = 45 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-1-2) 蓋 (中間桁)

(a-1-2-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{中間桁に作用する単位面積あたりの荷重} \quad q_2 &= P_t \\ &= 0.13 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$



受圧幅	$b_2 = 490 \text{ mm}$
中間桁負担荷重	$w_2 = q_2 \cdot b_2$ $= 0.13 \times 490$ $= 63.7 \text{ N/mm}$
水密幅	$B = 850 \text{ mm}$
支間	$L = 1060 \text{ mm}$
曲げモーメント	$M_2 = w_2 \cdot B/8 \cdot (2L - B)$ $= 63.7 \times 850/8 \times (2 \times 1060 - 850)$ $= 8.59551 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
せん断力	$S_2 = w_2 \cdot B/2$ $= 63.7 \times 850/2$ $= 2.70725 \times 10^4 \text{ N}$

(a-1-2-2) 断面性能

端部桁の材質	SUS304
中間桁の断面二次モーメント	$I_2 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-d-28 に示すとおりである。

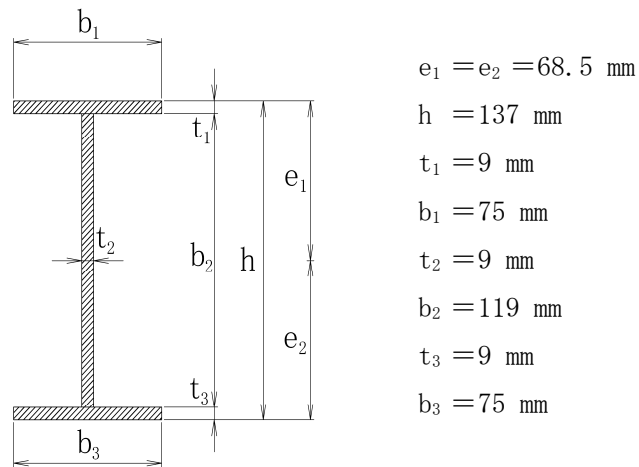


図 6.9.1-(2)-d-28 中間桁の断面寸法図

中間桁の断面二次モーメント

$$I_2 = (75 \times 137^3 - 119^3 \times (75 - 9)) / 12 = 6.80258 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 9.931 \times 10^4$$

$$Z_2 = I_2 / e_1 = 6.80258 \times 10^6 / 68.5 = 9.93077 \times 10^4 \text{ mm}^3 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_{S2} : \text{中間桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-d-27 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 119 \text{ mm}$$

端部ウェブ幅は

$$b_2 - 2 \cdot R = 119 - 2 \times 20 = 79 \text{ mm}$$

以上より

$$A_{S2} = 79 \times 9 = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

中間桁の断面係数

$$Z_2 = 9.931 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

中間桁の端部ウェブ断面積

$$A_{S2} = 7.11 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

(a-1-2-3) 発生応力

曲げモーメント

$$M_2 = 8.59551 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

せん断力

$$S_2 = 2.70725 \times 10^4 \text{ N}$$

曲げ応力

$$\begin{aligned} \sigma_{b2} &= M_2 / Z_2 \\ &= 8.59551 \times 10^6 / (9.931 \times 10^4) \\ &= 86.5523 \text{ N/mm}^2 = 87 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

せん断応力

$$\begin{aligned} \tau_2 &= S_2 / A_{S2} \\ &= 2.70725 \times 10^4 / (7.11 \times 10^2) \\ &= 38.0766 \text{ N/mm}^2 = 39 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

組合せ応力

$$\begin{aligned} \sigma_{m2} &= \sqrt{(\sigma_{b2}^2 + 3 \cdot \tau_2^2)} \\ &= \sqrt{(87^2 + 3 \times 39^2)} \\ &= 110.145 = 111 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-1-3) 蓋 (スキンプレート)

(a-1-3-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{スキンプレートに作用する単位面積当たりの荷重 } q_3 &= P_t \\ &= 0.13 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺 } b_3 = 980 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺 } a_1 = 490 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚 } t_3 = 15.4 \text{ mm}$$

辺長比 (b/a) による係数  $k = 49.90$

ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編)  
(ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月) に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3 / a_1 \\ &= 980 / 490 = 2.00 \end{aligned}$$

以上により、

辺長比 (b/a) による係数  $k = 49.90$

(a-1-3-2) 発生応力

曲げ応力

$$\begin{aligned}\sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 1.0/t_3^2 \\ &= 1/100 \times 49.90 \times 490^2 \times 0.13 \times 1.0/15.4^2 \\ &= 65.6742 = 66 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2) 固定ボルト

蓋に作用する突き上げ津波荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

引張力

$$T_1 = S_1 = 1.0693 \times 10^4 \text{ N}$$

固定ボルトの本数

$$n = 6 \text{ 本}$$

固定ボルト 1 本あたりに

加わるせん断力

$$\begin{aligned}S_{b1} &= I_{HSd} / n = 1.17993 \times 10^3 / 6 \\ &= 1.96655 \times 10^2 \text{ N}\end{aligned}$$

(a-2-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SUS304

固定ボルトの呼び径

M24

固定ボルトの断面積

$$\begin{aligned}A_{b1} &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \\ &= \pi / 4 \times 24^2 \\ &= 452.389 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-1-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力

$$\begin{aligned}\sigma_{t1} &= T_1 / A_b \\ &= 1.0693 \times 10^4 / 452.389 \\ &= 23.6367 \text{ N/mm}^2 \\ &= 24 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

固定ボルトのせん断応力

$$\begin{aligned}\tau_{t1} &= S_{b1} / A_b \\ &= 1.96655 \times 10^2 / 452.389 \\ &= 0.434703 \text{ N/mm}^2 \\ &= 1 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

組合せ応力

$$\begin{aligned}\sigma_{m1} &= \sqrt{(\sigma_{t1}^2 + 3 \cdot \tau_{t1}^2)} \\ &= \sqrt{24^2 + 3 \times 1^2} \\ &= 24.0624 = 25 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

引張力

$$T_2 = S_2 = 2.70725 \times 10^4 \text{ N}$$

固定ボルトの本数

$$n = 6 \text{ 本}$$

せん断力

$$S_{b2} = I_{HSd} / n = 1.17993 \times 10^3 / 6 \\ = 1.96655 \times 10^2 \text{ N}$$

(a-2-2-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SUS304

固定ボルトの呼び径

M24

固定ボルトの断面積

$$A_{b2} = \pi / 4 \cdot \phi^2 \\ = \pi / 4 \times 24^2 \\ = 452.389 \text{ mm}^2$$

(a-2-2-3) 発生応力

固定ボルトの引張応力

$$\sigma_{t2} = T_2 / A_{b2} \\ = 2.70725 \times 10^4 / 452.389 \\ = 59.8434 \text{ N/mm}^2 \\ = 60 \text{ N/mm}^2$$

固定ボルトのせん断応力

$$\tau_{t2} = S_{b2} / A_{b2} \\ = 1.96655 \times 10^2 / 452.389 \\ = 0.434703 \text{ N/mm}^2 \\ = 1 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力

$$\sigma_{m1} = \sqrt{(\sigma_{t2}^2 + 3 \cdot \tau_{t2}^2)} \\ = \sqrt{(60^2 + 3 \times 1^2)} \\ = 60.0249 = 61 \text{ N/mm}^2$$

(d) 許容応力

許容応力は、ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・設備計画マニュアル編)(ダム・堰施設技術協会)に基づき設定する。

SUS304の軸方向引張応力度及び曲げ引張応力度 $\sigma_a$ 並びにせん断応力度 $\tau_a$ をそれぞれ以下のとおりとする。

$$\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$$

イ. 端部桁, 中間桁及びスキンプレートの許容応力

(イ) 基準津波時

$$\text{許容限界(曲げ)} \quad 1.5 \cdot \sigma_a = 1.5 \times 100 = 150 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容限界(せん断)} \quad 1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 60 = 90 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容限界(組合せ)} \quad 1.65 \cdot \sigma_a = 1.65 \times 100 = 165 \text{ N/mm}^2$$

(ロ)  $S_s$ 地震時

(a-1) 主桁

主桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ応力度は、「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・設備計画マニュアル編)(ダム・堰施設技術基準協会 平成28年3月)」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し、以下の計算式により算出する。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : 100 \times 1.5 = 150 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{L}{b} > \frac{10}{K} : \left( 100 - 0.9 \left( K \frac{L}{b} - 10 \right) \right) \times 1.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} \quad \text{ただし, } \frac{A_w}{A_c} \leq 2 \quad \text{の場合} \quad K = 2$$

ここに,  $L$  : 圧縮フランジの固定間隔 (mm)

$b$  : 圧縮フランジ幅 (mm)

$A_w$  : 腹板の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 (mm<sup>2</sup>)

(a-1-1) 端部桁

(a-1-1-1) 許容限界(曲げ)

$$A_w : \text{腹板面積 (mm}^2\text{)} = 1071$$

$$t_2 \cdot b_2 = 9 \times 119 = 1071$$

$$A_c : \text{フランジの総断面積 (mm}^2\text{)} = 675$$

$$t_1 \cdot b_1 = 9 \times 75 = 675$$

$$A_w/A_c = 1071/675 = 1.58666$$

$$\frac{A_w}{A_c} \leq 2 \text{ であるため, } K=2$$

圧縮フランジ固定間隔  $L=1060$  mm, 圧縮フランジ幅  $b=75$  mm であるため,

$$L/b = 14.1333$$

低減を考慮した許容曲げ応力は以下のとおりとする。

$$(100 - 0.9(2 \times 14.1333 - 10)) \times 1.5 = 125.340 \text{ N/mm}^2 = 125 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-1-2) 許容限界 (せん断)

$$\text{許容限界 (せん断)} \quad 1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 60 = 90 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-1-3) 許容限界 (組合せ)

低減を考慮した許容組合せ応力は以下のとおりとする。

$$(100 - 0.9(2 \times 14.1333 - 10)) \times 1.65 = 137.874 \text{ N/mm}^2 = 137 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-2) 中間桁

(a-1-2-1) 許容限界 (曲げ)

$$A_w : \text{腹板面積 (mm}^2) = 1071$$

$$t_2 \cdot b_2 = 9 \times 119 = 1071$$

$$A_c : \text{フランジの総断面積 (mm}^2) = 675$$

$$t_1 \cdot b_1 = 9 \times 75 = 675$$

$$A_w/A_c = 1071/675 = 1.58666$$

$$\frac{A_w}{A_c} \leq 2 \text{ であるため, } K=2$$

圧縮フランジ固定間隔  $L=1060$  mm, 圧縮フランジ幅  $b=75$  mm であるため,

$$L/b = 14.1333$$

低減を考慮した許容曲げ応力は以下のとおりとする。

$$(100 - 0.9(2 \times 14.1333 - 10)) \times 1.5 = 125.340 \text{ N/mm}^2 = 125 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-2-2) 許容限界 (せん断)

$$\text{許容限界 (せん断)} \quad 1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 60 = 90 \text{ N/mm}^2$$

(a-1-2-3) 許容限界 (組合せ)

低減を考慮した許容組合せ応力は以下のとおりとする。

$$(100 - 0.9(2 \times 14.1333 - 10)) \times 1.65 = 137.874 \text{ N/mm}^2 = 137 \text{ N/mm}^2$$

(a-2) スキンプレート

$$\text{許容限界 (曲げ)} \quad 1.5 \cdot \sigma_a = 1.5 \times 100 = 150 \text{ N/mm}^2$$

許容限界（せん断）  $1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 60 = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \cdot \sigma_a = 1.65 \times 100 = 165 \text{ N/mm}^2$

(ハ) 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

許容限界（曲げ）  $1.5 \cdot \sigma_a = 1.5 \times 100 = 150 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 60 = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \cdot \sigma_a = 1.65 \times 100 = 165 \text{ N/mm}^2$

(ニ) 敷地に遡上する津波時

許容限界（曲げ）  $1.9 \cdot \sigma_a = 1.9 \times 100 = 190 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.9 \cdot \tau_a = 1.9 \times 60 = 114 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.9 \cdot \sigma_a = 1.9 \times 100 = 190 \text{ N/mm}^2$

(ホ) 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

許容限界（曲げ）  $1.9 \cdot \sigma_a = 1.9 \times 100 = 190 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.9 \cdot \tau_a = 1.9 \times 60 = 114 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.9 \cdot \sigma_a = 1.9 \times 100 = 190 \text{ N/mm}^2$

ロ. ボルトの許容応力

(イ) 基準津波時

許容限界（引張）  $1.5 \cdot \sigma_a = 1.5 \times 100 = 150 \text{ N/mm}^2$

(ロ) S<sub>s</sub>地震時

許容限界（せん断）  $1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 60 = 90 \text{ N/mm}^2$

(ハ) 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

許容限界（引張）  $1.5 \cdot \sigma_a = 1.5 \times 100 = 150 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \cdot \tau_a = 1.5 \times 60 = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \cdot \sigma_a = 1.65 \times 100 = 165 \text{ N/mm}^2$

(ニ) 敷地に遡上する津波時

許容限界（引張）  $1.9 \cdot \sigma_a = 1.9 \times 100 = 190 \text{ N/mm}^2$

(ホ) 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

許容限界（引張）  $1.9 \cdot \sigma_a = 1.9 \times 100 = 190 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.9 \cdot \tau_a = 1.9 \times 60 = 114 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.9 \cdot \sigma_a = 1.9 \times 100 = 190 \text{ N/mm}^2$

(e) 応力評価結果

イ. 基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-(2)-d-4 に示す。

表 6.9.1-(2)-d-4 基準津波時の応力評価結果 (蓋, 固定ボルト)

部位		評価応力	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	判定 発生応力 ≤ 許容応力
蓋	端部桁	曲げ	35	150	OK
		せん断	16	90	OK
		組合せ	45	165	OK
	中間桁	曲げ	87	150	OK
		せん断	39	90	OK
		組合せ	111	165	OK
スキンプレート	曲げ	66	150	OK	
固定ボルト	端部桁	引張	24	150	OK
	中間桁	引張	60	150	OK

ロ. S<sub>s</sub> 地震時

S<sub>s</sub> 地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-d-5 に示す。

表 6.9.1-(2)-d-5 S<sub>s</sub> 地震時の応力評価結果 (蓋, 固定ボルト)

部位		評価応力	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	判定 発生応力 ≤ 許容応力
蓋	端部桁	曲げ	1	125	OK
		せん断	1	90	OK
		組合せ	2	137	OK
	中間桁	曲げ	3	125	OK
		せん断	1	90	OK
		組合せ	4	137	OK
スキンプレート	曲げ	2	150	OK	
固定ボルト	端部桁	せん断	2	90	OK
	中間桁	せん断	2	90	OK



ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-d-6 に示す。

表 6.9.1-(2)-d-6 基準津波+S<sub>d</sub>地震時の応力評価結果（蓋, 固定ボルト）

部位		評価応力	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	判定 発生応力 ≤ 許容応力
蓋	端部桁	曲げ	35	150	OK
		せん断	16	90	OK
		組合せ	45	165	OK
	中間桁	曲げ	87	150	OK
		せん断	39	90	OK
		組合せ	111	165	OK
スキンプレート	曲げ	66	150	OK	
固定ボルト	端部桁	引張	24	150	OK
		せん断	1	90	OK
		組合せ	25	165	OK
	中間桁	引張	60	150	OK
		せん断	1	90	OK
		組合せ	61	165	OK

ニ. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の評価結果を表 6.9.1-(2)-d-7 に示す。

表 6.9.1-(2)-d-7 敷地に遡上する津波時の応力評価結果（蓋, 固定ボルト）

部位		評価応力	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	判定 発生応力 ≤ 許容応力
蓋	端部桁	曲げ	35	190	OK
		せん断	16	114	OK
		組合せ	45	190	OK
	中間桁	曲げ	87	190	OK
		せん断	39	114	OK
		組合せ	111	190	OK
スキンプレート	曲げ	66	190	OK	
固定ボルト	端部桁	引張	24	190	OK
	中間桁	引張	60	190	OK

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-d-8 に示す。

表 6.9.1-(2)-d-8 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の応力評価結果 (蓋, 固定ボルト)

部位		評価応力	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	判定 発生応力 ≤ 許容応力
蓋	端部桁	曲げ	35	190	OK
		せん断	16	114	OK
		組合せ	45	190	OK
	中間桁	曲げ	87	190	OK
		せん断	39	114	OK
		組合せ	111	190	OK
スキンプレート	曲げ	66	190	OK	
固定ボルト	端部桁	引張	24	190	OK
		せん断	1	114	OK
		組合せ	25	190	OK
	中間桁	引張	60	190	OK
		せん断	1	114	OK
		組合せ	61	190	OK

e. 緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a) 固有周期

イ. 固有周期の計算

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋は、主桁を単純支持梁としてモデル化し、評価を行う。「構造力学公式集(1988年)、土木学会」より、両端支持梁の固有周期は次のとおり与えられる。

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

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

ここで、

T : 固有周期 (s)

f : 一次固有振動数 (Hz)

L : 主桁の長さ (mm)

= 1370

E : 縦弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

= 1.93 × 10<sup>5</sup>

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 40 °Cにおけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 20 °Cの縦弾性係数 195000 MPa と、温度 50 °Cの縦弾性係数 193000 MPa より、比例法を用いて計算する。

$$195000 + (193000 - 195000) \times (40 - 20) / (50 - 20) = 193667 \text{ MPa}$$

I : 断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

= 8.403 × 10<sup>7</sup>

m : 主桁の単位長さ当たりの重量 (kg/mm)

= 313.870 × 10<sup>-3</sup>

主桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-e-1 に示すとおりである。

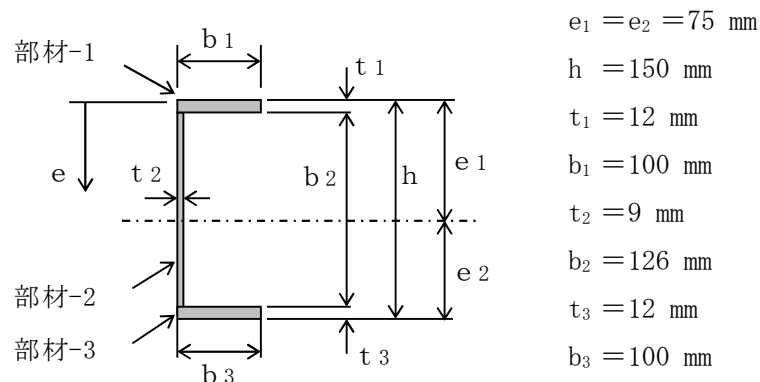


図 6.9.1-(2)-e-1 主桁の断面寸法図

以上より、

$$f = \frac{\pi^2}{(2\pi \cdot 1370)^2} \cdot \sqrt{(1.93 \times 10^5 \times 8.403 \times 10^7 \times 10^3 / 313.870 \times 10^{-3})}$$

$$= 189 \text{ Hz}$$

$$T = 1/f = 0.005 \text{ s}$$

ロ. 固有周期の計算結果

固有周期は、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

(b) 評価条件の整理

イ. 固定荷重

固定荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-6\_緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固定荷重は以下のとおりとする。

固定荷重 D

蓋 : 4.217 kN(430kg)

蓋の幅 : 1.37 (m)

蓋の長さ : 1.37 (m)

蓋の面積 : 1.877 (m<sup>2</sup>)

よって、固定荷重 D は、2.247 kN/m<sup>2</sup> を考慮する。

ロ. 積雪荷重

積雪荷重は以下のとおりとする。

積雪荷重 P<sub>s</sub> については、添付書類「V-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」に示すとおり、茨城県建築基準法等施行細則に定められた東海村（前号に掲げる区域以外の区域）の垂直積雪量 30 cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。

また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1 cm ごとに 20 N/m<sup>2</sup> の積雪荷重が作用することを考慮し、積雪面積を乗じて積雪荷重を算定する。

$$P_s = m_s \cdot g$$

$$m_s = \frac{0.35 \cdot w_s \cdot d_s \cdot A_s}{g}$$

$$A_s = B_1 \cdot L_1$$

ここで、

P<sub>s</sub> : 積雪荷重 (N)

m<sub>s</sub> : 積雪質量 (kg)

w<sub>s</sub> : 1 cm 当たりの積雪荷重 (N/m<sup>2</sup>・cm)

d<sub>s</sub> : 積雪高さ (cm) (30cm)

A<sub>s</sub> : 積雪面積 (m<sup>2</sup>)

$$A_s = B_1 \cdot L_1 = 1.37 \cdot 1.37 = 1.877 \text{ m}^2$$

よって、積雪荷重 P<sub>s</sub> は、394.15N (210 N/m<sup>2</sup>) を考慮しする。

ハ. 風荷重

添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」及び添付書類「V-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」にて設定した荷重の組合せに基づき、考慮しない。

(c) 応力計算

イ. S<sub>s</sub> 地震時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) S<sub>s</sub> 地震荷重

応力評価に用いる基準地震動 S<sub>s</sub> による S<sub>s</sub> 地震荷重の最大震度を表 6.9.1-(2)-e-1 に示す。

震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は、固定荷重及び積雪荷重と同じ方向の鉛直下向きのみを考慮する。

水平地震荷重は、固定質量及び積雪質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-(2)-e-1 応力評価に用いる基準地震動 S<sub>s</sub> による S<sub>s</sub> 地震荷重の最大震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		水平方向 K <sub>H</sub>	鉛直方向 K <sub>V</sub>
基準地震動 S <sub>s</sub>	緊急用海水 ポンプピット 8.0 (EL. 8.0*2)	水平方向 K <sub>H</sub>	1.93
		鉛直方向 K <sub>V</sub>	0.65

注記 \*1: 固有周期の計算結果より、緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2: 基準床レベルを示す。

地震荷重 S<sub>s</sub> は、以下のとおりとする。

なお、鉛直震度は、自重と同じ鉛直下向きに考慮する。

$$I_H = W \cdot K_H$$

$$I_V = W \cdot (1 + K_V)$$

$$W = (m_D + m_S) \cdot g$$

ここで、

$I_H$	: 水平方向地震荷重	N
$I_V$	: 鉛直方向地震荷重	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	—
$W$	: 自重	

$$\begin{aligned}I_H &= W \cdot K_H = (m_D + m_S) \cdot g \cdot K_H \\ &= (4.217 + 0.395) \times 1.93 = 8.901 \text{ kN} \quad (4.742 \text{ kN/m}^2) \\ I_V &= W \cdot (1 + K_V) = (m_D + m_S) \cdot g \cdot (1 + K_V) \\ &= (4.217 + 0.395) \times (1 + 0.65) = 7.610 \text{ kN} \quad (4055 \text{ kN/m}^2) \\ A &= B \cdot L = 1.37 \cdot 1.37 = 1.877 \text{ m}^2\end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する地震荷重（鉛直上向き）は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（スキンプレート）

(a-1-1-1) 発生荷重

平均荷重	$q = I_V$
	$= 0.004055 \text{ N/mm}^2$

スキンプレート長辺	$b = 450 \text{ mm}$
-----------	----------------------

スキンプレート短辺	$a = 441 \text{ mm}$
-----------	----------------------

スキンプレートの板厚	$t = 10 \text{ mm}$
------------	---------------------

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比  $b/a$  を求め、係数  $k$  の値が最も高いものとする。

辺長比 $b/a$	$= 450/441 = 1.020$
-----------	---------------------

以上により、

辺長比 ( $b/a$ ) による係数 $k$	$= 31.65$
-------------------------	-----------

(a-1-1-2) 発生応力

曲げ応力	$\sigma_b = 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q \cdot 0.8/t^2$
	$= 1/100 \times 31.65 \times 441^2 \times 0.004055 \times 0.8/10^2$
	$= 1.996 = 2.0 \text{ N/mm}^2$

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

地震時作用荷重  $q = I_v$   
 $= 4.055 \text{ kN/m}^2$

受圧幅  $b = 0.225 \text{ m}$

負担荷重  $w = q \cdot b$   
 $= 4.055 \times 0.225$   
 $= 0.912 \text{ kN/m}$

支間  $L = 1.36 \text{ m}$

水密幅  $B = 1.32 \text{ m}$

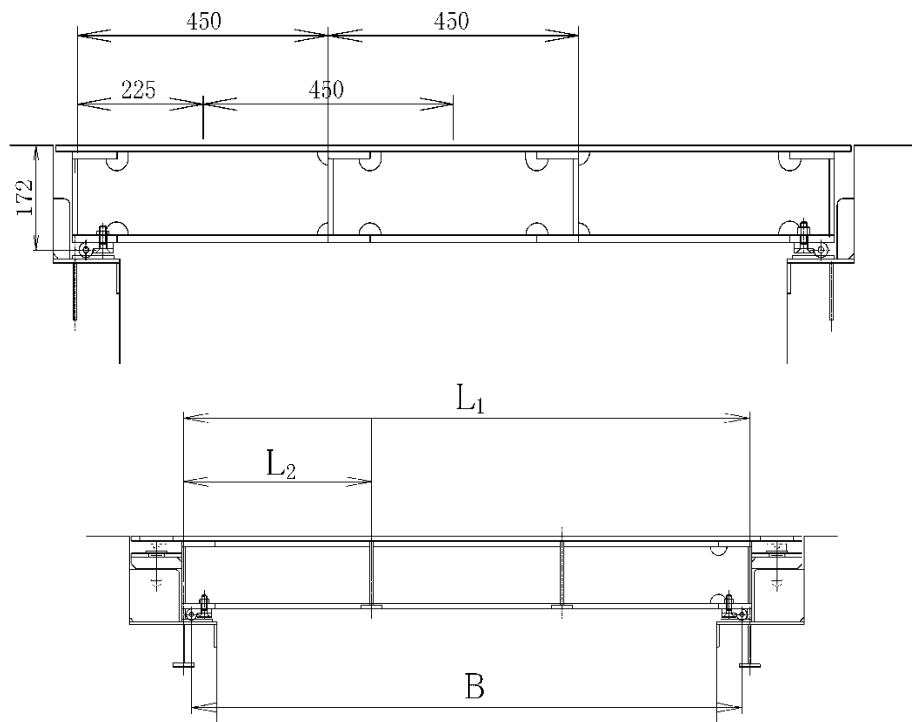


図 6.9.1-(2)-e-2 緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の構造図

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の応力評価に当たっては、図 6.9.1-(2)-e-3 に示す単純支持梁として評価する。

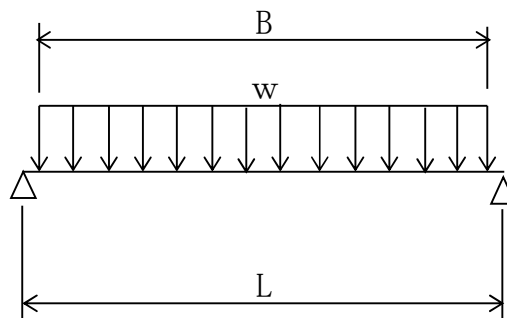


図 6.9.1-(2)-e-3 応力評価に用いるモデル図



曲げモーメント  $M = \frac{w \cdot B \cdot (2L - B)}{8}$

$$= 0.912 \times 1.32 \times (2 \times 1.36 - 1.32) / 8$$

$$= 0.211 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力  $S = \frac{w \cdot B}{2}$

$$= 0.912 \times 1.32 / 2$$

$$= 0.603 \text{ kN}$$

(a-2-1-2) 断面性能

端部桁の材質

SUS304

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-e-4 に示すとおりである。

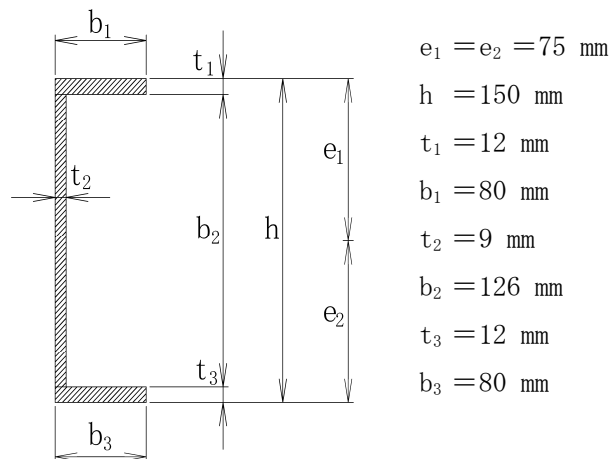


図 6.9.1-(2)-e-4 端部桁の断面寸法図

I : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$

Z : 端部桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 1.42 \times 10^5 \text{ mm}^3$

$A_{wu}$  : 端部桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 7.74 \times 10^2 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-e-5 に示す寸法図から

$R = 30 \text{ mm}$

$b_2 = 126 \text{ mm}$

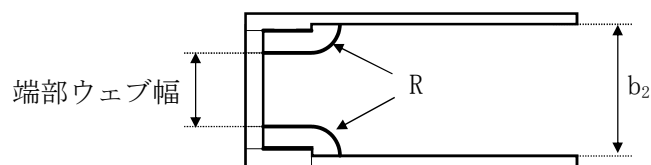


図 6.9.1-(2)-e-5 蓋端部の寸法図

(a-2-1-3) 発生応力

曲げモーメント  $M=0.211 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
せん断力  $S=0.603 \text{ kN}$   
曲げ応力  $\sigma_b=M/Z$   
 $=0.211 \times 10^6 / (1.42 \times 10^5)$   
 $=1.486 \text{ N/mm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau = S/A_{wu}$   
 $=0.60 \times 10^3 / (7.74 \times 10^2)$   
 $=0.078 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$
$$= \sqrt{(2^2 + 3 \cdot 1^2)}$$
$$= 2.646 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

地震時作用荷重  $q = I_v$   
 $= 4.055 \text{ kN/m}^2$

受圧幅  $b = 0.45 \text{ m}$

負担荷重  $w = q \cdot b$   
 $= 4.055 \times 0.45$   
 $= 1.825 \text{ kN/m}$

支間  $L = 1.360 \text{ m}$

水密幅  $B = 1.322 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = \frac{w \cdot B \cdot (2L - B)}{8}$   
 $= 1.825 \times 1.322 \times (2 \times 1.360 - 1.322) / 8$   
 $= 0.422 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = \frac{w \cdot B}{2}$   
 $= 1.825 \times 1.322 / 2$   
 $= 1.206 \text{ kN}$

(a-2-2-2) 断面性能

中間桁の材質

SUS304

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-e-6 に示すとおりである。

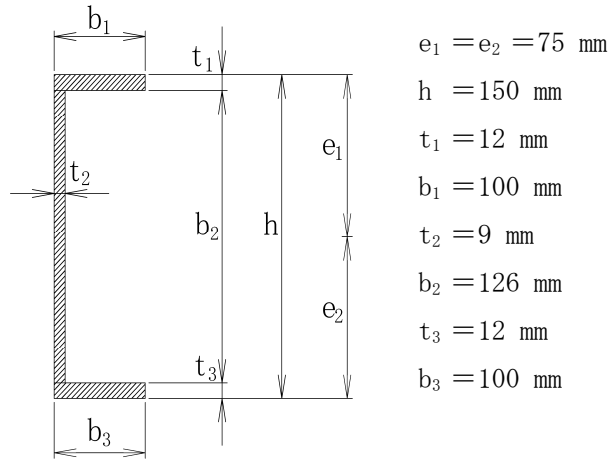


図 6.9.1-(2)-e-6

I : 中間桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $1.294 \times 10^7 \text{ mm}^4$

Z : 中間桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ ) =  $1.7255 \times 10^5 \text{ mm}^3$

$A_{wu}$  : 中間桁のウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $7.74 \times 10^2 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-e-5 蓋端部の寸法図から

$R = 30 \text{ mm}$

$b_2 = 276 \text{ mm}$

(a-2-2-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント  $M = 0.422 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 1.206 \text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b = M/Z$   
 $= 0.422 \times 10^6 / (1.7255 \times 10^5)$   
 $= 2.446 \text{ N/mm}^2 = 3 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau = S/A_s$   
 $= 1.206 \times 10^3 / (7.74 \times 10^2)$   
 $= 1.559 \text{ N/mm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$   
 $= \sqrt{(2.446^2 + 3 \cdot 1.559^2)}$   
 $= 3.683 \text{ N/mm}^2 = 4 \text{ N/mm}^2$

(a-2-3) 蓋 (補助桁)

(a-2-3-1) 発生荷重

地震時作用荷重

$$q = I_v \\ = 4.055 \text{ kN/m}^2$$

負担荷重

$$w = q \\ = 4.055 \text{ kN/m}$$

補助桁間隔

$$a = 0.441 \text{ m}$$

主桁間隔

$$b = 0.450 \text{ m}$$

曲げモーメント

$$M = \frac{w \cdot a \cdot (3 \cdot b^2 - a^2)}{24} \\ = 4.055 \times 0.441 \times (3 \times 0.450^2 - 0.441^2) / 24 \\ = 0.031 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力

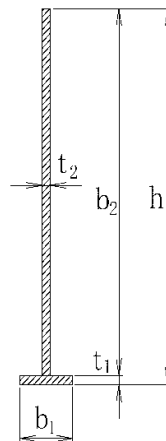
$$S = \frac{w \cdot a}{2} \cdot \left( b - \frac{a}{2} \right) \\ = 4.055 \times 0.441 / 2 \times (0.45 - 0.441 / 2) \\ = 0.205 \text{ kN}$$

(a-2-3-2) 断面性能

補助桁の材質

SUS304

補助桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-e-7 に示すとおりである。



$$e_1 = 59.4 \text{ mm}$$

$$e_2 = 90.6 \text{ mm}$$

$$h = 150 \text{ mm}$$

$$t_1 = 8 \text{ mm}$$

$$b_1 = 50 \text{ mm}$$

$$t_2 = 8 \text{ mm}$$

$$b_2 = 142 \text{ mm}$$

図 6.9.1-(2)-e-7

$$I : \text{補助桁の断面二次モーメント (mm}^4\text{)} = 3.590 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Z_1 : \text{補助桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 6.04377 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Z_2 : \text{補助桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 3.96247 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$A_w : \text{補助桁のウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 1.136 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{wu} : \text{補助桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 8.16 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-f-5 に示す寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 142 \text{ mm}$$

(a-2-3-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント	$M=0.031 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=0.205 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b=M/Z$ $=0.031 \times 10^6 / (6.04377 \times 10^4)$ $=0.513 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau = S/A_{wu}$ $=0.205 \times 10^3 / (8.16 \times 10^2)$ $=0.251 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(0.513^2 + 3 \cdot 0.251^2)} \\ &= 0.672 \text{ N/mm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する地震荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-3-1) 蓋

(a-3-1-1) 発生荷重

せん断力	$S = I_H = 8.902 \text{ kN}$
1本あたり	1.113 kN

(a-3-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質	SUS304
固定ボルトの呼び径	M30 (谷径 $\phi = 26.211 \text{ mm}$ )
固定ボルトの呼び径断面積	$A_b = \pi/4 \cdot \phi^2$ $= 539.6 \text{ mm}^2$

(a-3-1-3) 発生応力

固定ボルトのせん断応力	$\tau = S/A_b$ $= 1.113 \times 10^3 / 539.6$ $= 2.063 \text{ N/mm}^2$
-------------	---

ロ. 基準津波時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 基準津波荷重

基準津波荷重は以下のとおりとする。

$$P_h = h \cdot W_0$$

ここで,

$P_h$  : 基準津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$h$  : スキンプレート面作用水深 (m) = 0.2

$W_0$  : 海水の密度 (kN/m<sup>3</sup>) = 10.100

以上より,

$$P_h = 0.2 \times 10.100 = 2.020 \text{ kN/m}^2$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波荷重（鉛直下向き）は、蓋を介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（スキンプレート）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{基準津波時作用荷重} \quad q &= D + P_s + P_h \\ &= 2.247 + 0.210 + 2.020 \\ &= 4.477 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{平均荷重} \quad q_3 &= q \\ &= 0.004477 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺} \quad b_3 = 450 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺} \quad a_1 = 441 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚} \quad t_3 = 10 \text{ mm}$$

辺長比 (b/a) による係数  $k = 31.65$

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3/a_1 \\ &= 450/441 = 1.020 \end{aligned}$$

以上により、

辺長比 (b/a) による係数  $k = 31.65$

(a-1-1-2) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8/t_3^2 \\ &= 1/100 \times 31.65 \times 441^2 \times 0.004477 \times 0.8/10^2 \\ &= 2.2 = 3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重  $q = D + P_s + P_h$   
 $= 2.247 + 0.210 + 2.020$   
 $= 4.477 \text{ kN/m}^2$

受圧幅  $b = 0.225 \text{ m}$

負担荷重  $w = q \cdot b$   
 $= 4.477 \times 0.225$   
 $= 1.007 \text{ kN/m}$

水密幅  $B = 1.322 \text{ m}$

支間  $L = 1.370 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = w \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$   
 $= 1.007 \times 1.322 / 8 \times (2 \times 1.370 - 1.322)$   
 $= 0.233 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = w \cdot B / 2$   
 $= 1.007 \times 1.322 / 2$   
 $= 0.667 \text{ kN}$

(a-2-1-2) 断面性能

蓋の材質 SUS304

蓋の断面二次モーメント  $I = 1066 \text{ cm}^4$

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-e-4 に示すとおりである。

$I$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$

$Z_1$  : 端部桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 14000 \text{ mm}^3$

$A_w$  : 端部桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 1134 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-e-5 に示す寸法図から

$R = 30 \text{ mm}$

$b_2 = 126 \text{ mm}$

(a-2-1-3) 発生応力

曲げモーメント  $M = 0.233 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 0.667 \text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b = M / Z$   
 $= 0.233 \times 10^3 / 142$   
 $= 1.6 \text{ N/mm}^2 = 2 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau = S / A_s$   
 $= 0.667 \times 10 / 11.34$   
 $= 0.9 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ N/mm}^2$



組合せ応力（垂直+せん断）

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(2^2 + 3 \cdot 1^2)} \\ &= 3 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-2) 蓋（中間桁）

(a-2-2-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重

$$\begin{aligned}q &= D + P_s + P_h \\ &= 2.247 + 0.210 + 2.020 \\ &= 4.477 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

受圧幅

$$b = 0.450 \text{ m}$$

負担荷重

$$\begin{aligned}w &= q \cdot b \\ &= 4.477 \times 0.450 \\ &= 2.015 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

水密幅

$$B = 1.322 \text{ m}$$

支間

$$L = 1.370 \text{ m}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned}M &= w \cdot B / 8 \cdot (2L - B) \\ &= 2.015 \times 1.322 / 8 \times (2 \times 1.370 - 1.322) \\ &= 0.466 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned}S &= w \cdot B / 2 \\ &= 2.015 \times 1.322 / 2 \\ &= 1.332 \text{ kN}\end{aligned}$$

(a-2-2-2) 断面性能

中間桁の材質

SUS304

$I_2$  : 中間桁の断面二次モーメント  $= 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$

$Z_2$  : 中間桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$

$A_{s2}$  : 中間桁のウェブ断面積  $= 3.096 \times 10^3 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-e-5 に示す寸法図から

$R = 30 \text{ mm}$

$b_2 = 126 \text{ mm}$

(a-2-2-3) 発生応力

曲げモーメント	$M=0.466 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=1.332 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b=M/Z$ $=0.466 \times 10^3/173$ $=2.7 \text{ N/mm}^2=3 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau=S/A_s$ $=1.332 \times 10/11.34$ $=1.7 \text{ N/mm}^2=2 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2+3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{3^2+3 \cdot 2^2} \\ &= 4.583 \text{ N/mm}^2=5 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-3) 蓋 (補助桁)

(a-2-3-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重	$q=D+P_s+P_h$ $=2.247+0.210+2.020$ $=4.477 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b=0.457 \text{ m}$
負担荷重	$w=q \cdot b$ $=5.711 \times 0.457$ $=2.610 \text{ kN/m}$
支間	$L=0.420 \text{ m}$
曲げモーメント	$M=w \cdot L^2/8$ $=2.610 \times 0.420^2/8$ $=0.058 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=w \cdot L/2$ $=2.610 \times 0.420/2$ $=0.549 \text{ kN}$

(a-2-3-2) 断面性能

補助桁の材質

SUS304

補助桁の断面二次モーメント

$I=359 \text{ cm}^4$

補助桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-e-に示すとおりである。

補助桁の断面係数

$Z=60 \text{ cm}^3$

補助桁の端部ウェブ断面積

$A_s=11.36 \text{ cm}^2$

(a-2-3-3) 発生応力<基準津波時>

曲げモーメント

$M=0.058 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力

$S=0.549 \text{ kN}$

曲げ応力

$\sigma_b=M/Z$

$=0.058 \times 10^3/60$

$=0.977 \text{ N/mm}^2$

せん断応力

$\tau=S/A_s$

$=0.549 \times 10/11.36$

$=0.484 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$\sigma=\sqrt{(\sigma_b^2+3 \cdot \tau^2)}$

$=\sqrt{(0.977^2+3 \cdot 0.484^2)}$

$=1.288 \text{ N/mm}^2$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は、鉛直下向きに作用することから評価は行わない。

ハ. 基準津波+余震時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 基準津波荷重

基準津波荷重は「基準津波時」と同じ値とする。

(a-4)  $S_d$ 地震荷重

応力評価に用いる弾性設計用地震動  $S_d$  による  $S_d$  地震荷重の最大震度を表 6.9.1-2 に示す。震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は、固定荷重及び積雪荷重と同じ方向の鉛直下向きのみを考慮する。

水平地震荷重は、固定質量及び積雪質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-2 応力評価に用いる弾性設計用地震動  $S_d$  による  $S_d$  地震荷重の最大震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		弾性設計用地震動 $S_d - D1$	緊急用海水 ポンプピット 8.0 (EL. 8.0*2)
		鉛直方向 $K_{VSd}$	0.28

注記 \*1: 固有周期の計算結果より、緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2: 基準床レベルを示す。

$$I_{VSd} = W \cdot K_{VSd}$$

$$I_{HSd} = W \cdot (1 + K_{VSd})$$

$$W = (m_D + m_S) \cdot g$$

ここで,

$I_{HSd}$	: 余震による水平方向地震荷重	N
$I_{VSd}$	: 余震による鉛直方向地震荷重	N
$K_{HSd}$	: 弾性設計用地震動 $S_d$ による水平方向の設計震度	—
$K_{VSd}$	: 弾性設計用地震動 $S_d$ による鉛直方向の設計震度	—
$W$	: 自重	

$$I_{HSd} = W \cdot K_{HSd} = (m_D + m_S) \cdot g \cdot K_{HSd}$$
$$= (4.217 + 0.395) \times 0.78 = 3.560 \text{ kN (1.897 kN/m}^2\text{)}$$

$$I_{VSd} = W \cdot (1 + K_{VSd}) = (m_D + m_S) \cdot g \cdot (1 + K_{VSd})$$
$$= (4.217 + 0.395) \times 1.28 = 5.911 \text{ kN (3.149 kN/m}^2\text{)}$$

$$A = B \cdot L = 1.37 \cdot 1.37 = 1.8769 \text{ m}^2$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波+余震荷重（鉛直下向き）は、蓋を介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（スキンプレート）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{基準津波+余震時作用荷重 } q &= I_{v s d} + P_h \\ &= 3.149 + 2.02 \\ &= 5.379 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{平均荷重 } q_3 &= I_v \\ &= 0.005937 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺 } b_3 = 685 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺 } a_1 = 480 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚 } t_3 = 12 \text{ mm}$$

$$\text{辺長比 (b/a) による係数 } k = 48.98$$

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3/a_1 \\ &= 685/480 = 1.427 \end{aligned}$$

以上により、

$$\text{辺長比 (b/a) による係数 } k = 43.98$$

(a-1-1-2) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8/t_3^2 \\ &= 1/100 \times 48.72 \times 340^2 \times 0.54 \times 0.8/22^2 \\ &= 50.2694 = 51 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{基準津波+余震時作用荷重 } q &= D+P_s+P_h+w_{vg} \\ &= 3.091+0.21+2.020+3.028 \\ &= 8.349 \text{ kN/m}^2 \\ \text{受圧幅} & b=0.21 \text{ m} \\ \text{主桁負担荷重} & w=q \cdot b \\ &= 8.349 \times 0.21 \\ &= 1.754 \text{ kN/m} \\ \text{水密幅} & B=1.322 \text{ m} \\ \text{支間} & L=1.370 \text{ m} \\ \text{曲げモーメント} & M=w \cdot B/8 \cdot (2L-B) \\ &= 1.754 \times 1.322/8 \times (2 \times 1.370-1.322) \\ &= 0.412 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{せん断力} & S=w \cdot B/2 \\ &= 1.754 \times 1.322/2 \\ &= 1.160 \text{ kN} \end{aligned}$$

(a-2-1-2) 断面性能

$$\begin{aligned} \text{端部桁の材質} & \text{SUS304} \\ I : \text{端部桁の断面二次モーメント} (\text{mm}^4) & = 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4 \\ Z_1 : \text{端部桁の断面係数} (\text{mm}^3) & = 14000 \text{ mm}^3 \\ A_w : \text{端部桁の端部ウェブ断面積} (\text{mm}^2) & = 1134 \text{ mm}^2 \\ & \text{図 6.9.1-(2)-e-5 に示す寸法図から} \\ & R=30 \text{ mm} \\ & b_2=126\text{mm} \end{aligned}$$

(a-2-1-3) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} & M=0.412 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{せん断力} & S=1.160 \text{ kN} \\ \text{曲げ応力} & \sigma_b=M/Z \\ & = 0.412 \times 10^3/142 \\ & = 2.902 \text{ N/mm}^2 \\ \text{せん断応力} & \tau = S/A_s \\ & = 1.160 \times 10/11.34 \\ & = 1.023 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$

$$= \sqrt{(2.902^2 + 3 \cdot 1.023^2)}$$

$$= 3.401 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重  $q = D + P_s + P_h + w_{vg}$

$$= 3.091 + 0.21 + 2.020 + 3.028$$

$$= 8.349 \text{ kN/m}^2$$

受圧幅  $b = 0.420 \text{ m}$

負担荷重  $w = q \cdot b$

$$= 8.349 \times 0.420$$

$$= 3.507 \text{ kN/m}$$

水密幅  $B = 1.322 \text{ m}$

支間  $L = 1.370 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = w \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$

$$= 3.507 \times 1.322 / 8 \times (2 \times 1.370 - 1.322)$$

$$= 0.822 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力  $S = w \cdot B / 2$

$$= 3.507 \times 1.322 / 2$$

$$= 2.319 \text{ kN}$$

(a-2-2-2) 断面性能

中間桁の材質 SUS304

$I_2$  : 中間桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$

$Z_2$  : 中間桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$

$A_{w2}$  : 中間桁のウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 3.096 \times 10^3 \text{ mm}^2$

(a-2-2-3) 発生応力

曲げモーメント  $M = 0.822 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 2.319 \text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b = M / Z$

$$= 0.822 \times 10^3 / 173$$

$$= 4.752 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力  $\tau = S / A_s$

$$= 2.319 \times 10 / 11.34$$

$$= 2.045 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$



$$= \sqrt{4.752^2 + 3 \cdot 2.045^2}$$

$$= 5.927 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-3) 蓋 (補助桁)

(a-2-3-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重  $q = D + P_s + P_h + w_{vg}$

$$= 3.091 + 0.21 + 2.020 + 3.028$$

$$= 8.349 \text{ kN/m}^2$$

負担荷重  $w = q \cdot b$

$$= 8.349 \times 0.457$$

$$= 3.816 \text{ kN/m}$$

補助桁間隔  $a = 0.685 \text{ m}$

主桁間隔  $b = 0.480 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = w \cdot L^2 / 8$

$$= 3.816 \times 0.420^2 / 8$$

$$= 0.085 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力  $S = w \cdot L / 2$

$$= 3.816 \times 0.420 / 2$$

$$= 0.802 \text{ kN}$$

(a-2-3-2) 断面性能

補助桁の材質 SUS304

$I_3$  : 中間桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$

$Z_3$  : 中間桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$

$A_{w3}$  : 中間桁のウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 3.096 \times 10^3 \text{ mm}^2$

$A_{wu3}$  : 補助桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 21.28 \text{ cm}^2$

図 6.9.1-(2)-e-5 蓋端部の寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

(a-2-3-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント  $M = 0.085 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 0.802 \text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b = M / Z$

$$= 0.085 \times 10^3 / 60$$

$$= 1.417 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力  $\tau = S / A_s$

$$= 0.802 \times 10 / 11.36$$

$$= 0.706 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力（垂直+せん断）

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(1.417^2 + 3 \cdot 0.706^2)} \\ &= 1.872 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する地震荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-3-1) 蓋

(a-3-1-1) 発生荷重

せん断力

$$S = I_{HSd} = 6.376 \text{ kN}$$

1本あたり

$$0.797 \text{ kN}$$

(a-3-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SUS304

固定ボルトの呼び径

M30（谷径  $\phi = 26.211 \text{ mm}$ ）

固定ボルトの呼び径断面積

$$\begin{aligned}A_b &= \pi/4 \cdot \phi^2 \\ &= 539 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

(a-3-1-3) 発生応力

固定ボルトのせん断応力

$$\tau = S/A_b$$

$$= 0.797 \times 10^3 / 539$$

$$= 1.479 \text{ N/mm}^2$$

## 二. 敷地に遡上する津波時

### (イ) 荷重条件

#### (a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-3) 敷地に遡上する津波津波荷重

敷地に遡上する津波荷重は以下のとおりとする。

$$P_h = h \cdot W_0$$

ここで,

$P_h$  : 敷地に遡上する津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$h$  : スキンプレート面作用水深 (m) = 0.2

$W_0$  : 海水の密度 (kN/m<sup>3</sup>) = 10.100

以上より,

$$P_h = 0.2 \times 10.100 = 2.020 \text{ kN/m}^2$$

#### (a-4) $S_d$ 地震荷重

$S_d$ 地震荷重は「基準津波+余震時」と同じ値とする。

ホ. 敷地に遡上する津波+余震時

(イ) 荷重条件

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 敷地に遡上する津波荷重

敷地に遡上する津波荷重は「敷地に遡上する津波時」と同じ値とする。

(a-4)  $S_d$ 地震荷重

$S_d$ 地震荷重は「基準津波+余震時」と同じ値とする。

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波+余震荷重（鉛直下向き）は、蓋を介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（スキンプレート）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{基準津波+余震時作用荷重 } q &= I_{v s d} + P_h \\ &= 3.917 + 2.02 \\ &= 5.937 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{平均荷重 } q_3 &= I_v \\ &= 0.005937 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺 } b_3 = 685 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺 } a_1 = 480 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚 } t_3 = 12 \text{ mm}$$

$$\text{辺長比 (b/a) による係数 } k = 48.98$$

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3/a_1 \\ &= 685/480 = 1.427 \end{aligned}$$

以上により、

$$\text{辺長比 (b/a) による係数 } k = 43.98$$

(a-1-1-2) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8/t_3^2 \\ &= 1/100 \times 48.72 \times 340^2 \times 0.54 \times 0.8/22^2 \\ &= 50.2694 = 51 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重  $q = D + P_s + P_h + w_{vg}$

$$= 3.091 + 0.21 + 2.020 + 3.028$$
$$= 8.349 \text{ kN/m}^2$$

受圧幅  $b = 0.21 \text{ m}$

主桁負担荷重  $w = q \cdot b$

$$= 8.349 \times 0.21$$
$$= 1.754 \text{ kN/m}$$

水密幅  $B = 1.322 \text{ m}$

支間  $L = 1.370 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = w \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$

$$= 1.754 \times 1.322 / 8 \times (2 \times 1.370 - 1.322)$$
$$= 0.412 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力  $S = w \cdot B / 2$

$$= 1.754 \times 1.322 / 2$$
$$= 1.160 \text{ kN}$$

(a-2-1-2) 断面性能

端部桁の材質 SUS304

$I$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$

$Z_1$  : 端部桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 14000 \text{ mm}^3$

$A_w$  : 端部桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 1134 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-e-5 に示す寸法図から

$R = 30 \text{ mm}$

$b_2 = 126 \text{ mm}$

(a-2-1-3) 発生応力

曲げモーメント  $M = 0.412 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 1.160 \text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b = M / Z$

$$= 0.412 \times 10^3 / 142$$
$$= 2.902 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力  $\tau = S / A_s$

$$= 1.160 \times 10 / 11.34$$
$$= 1.023 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$

$$= \sqrt{(2.902^2 + 3 \cdot 1.023^2)}$$

$$= 3.401 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重  $q = D + P_s + P_h + w_{vg}$

$$= 3.091 + 0.21 + 2.020 + 3.028$$

$$= 8.349 \text{ kN/m}^2$$

受圧幅  $b = 0.420 \text{ m}$

負担荷重  $w = q \cdot b$

$$= 8.349 \times 0.420$$

$$= 3.507 \text{ kN/m}$$

水密幅  $B = 1.322 \text{ m}$

支間  $L = 1.370 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = w \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$

$$= 3.507 \times 1.322 / 8 \times (2 \times 1.370 - 1.322)$$

$$= 0.822 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力  $S = w \cdot B / 2$

$$= 3.507 \times 1.322 / 2$$

$$= 2.319 \text{ kN}$$

(a-2-2-2) 断面性能

中間桁の材質 SUS304

$I_2$  : 中間桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$

$Z_2$  : 中間桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$

$A_{w2}$  : 中間桁のウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 3.096 \times 10^3 \text{ mm}^2$

(a-2-2-3) 発生応力

曲げモーメント  $M = 0.822 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 2.319 \text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b = M / Z$

$$= 0.822 \times 10^3 / 173$$

$$= 4.752 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力  $\tau = S / A_s$

$$= 2.319 \times 10 / 11.34$$

$$= 2.045 \text{ N/mm}^2$$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$

$$= \sqrt{4.752^2 + 3 \cdot 2.045^2}$$

$$= 5.927 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-3) 蓋 (補助桁)

(a-2-3-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重  $q = D + P_s + P_h + w_{vg}$

$$= 3.091 + 0.21 + 2.020 + 3.028$$

$$= 8.349 \text{ kN/m}^2$$

負担荷重  $w = q \cdot b$

$$= 8.349 \times 0.457$$

$$= 3.816 \text{ kN/m}$$

補助桁間隔  $a = 0.685 \text{ m}$

主桁間隔  $b = 0.480 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = w \cdot L^2 / 8$

$$= 3.816 \times 0.420^2 / 8$$

$$= 0.085 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力  $S = w \cdot L / 2$

$$= 3.816 \times 0.420 / 2$$

$$= 0.802 \text{ kN}$$

(a-2-3-2) 断面性能

補助桁の材質 SUS304

$I_3$  : 中間桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$

$Z_3$  : 中間桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$

$A_{w3}$  : 中間桁のウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 3.096 \times 10^3 \text{ mm}^2$

$A_{wu3}$  : 補助桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 21.28 \text{ cm}^2$

図 6.9.1-(2)-e-5 蓋端部の寸法図から

$$R = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

(a-2-3-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント  $M = 0.085 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 0.802 \text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b = M / Z$

$$= 0.085 \times 10^3 / 60$$

$$= 1.417 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力  $\tau = S / A_s$

$$= 0.802 \times 10 / 11.36$$

$$= 0.706 \text{ N/mm}^2$$



組合せ応力（垂直+せん断）

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(1.417^2 + 3 \cdot 0.706^2)} \\ &= 1.872 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する地震荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-3-1) 蓋

(a-3-1-1) 発生荷重

せん断力

$$S = I_{HSd} = 6.376 \text{ kN}$$

1本あたり

$$0.797 \text{ kN}$$

(a-3-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SUS304

固定ボルトの呼び径

M30（谷径  $\phi = 26.211 \text{ mm}$ ）

固定ボルトの呼び径断面積

$$\begin{aligned}A_b &= \pi/4 \cdot \phi^2 \\ &= 539 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

(a-3-1-3) 発生応力

固定ボルトのせん断応力

$$\tau = S/A_b$$

$$= 0.797 \times 10^3 / 539$$

$$= 1.479 \text{ N/mm}^2$$

(d)許容応力

許容応力は、ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・施設技術協会，平成 25 年 6 月）に基づき設定する。

イ. Ss 地震時，基準津波時，基準津波＋余震時

(イ) 蓋

蓋（スキンプレート）の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 150 \text{ N/mm}^2$

蓋（端部桁）の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 150 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \sigma_a = 165 \text{ N/mm}^2$

蓋（中間桁）の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 150 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \sigma_a = 165 \text{ N/mm}^2$

蓋（補助桁）の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 150 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \sigma_a = 165 \text{ N/mm}^2$

(ロ) 固定ボルト

固定ボルト（蓋）の材質 SUS304

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 90 \text{ N/mm}^2$

ロ. 敷地に遡上する津波時, 敷地に遡上する津波時+余震時

(イ) 蓋

蓋(スキンプレート)の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容限界(曲げ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

蓋(端部桁)の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界(曲げ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

許容限界(せん断)  $1.9 \tau_a = 114 \text{ N/mm}^2$

許容限界(組合せ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

蓋(中間桁)の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界(曲げ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

許容限界(せん断)  $1.9 \tau_a = 114 \text{ N/mm}^2$

許容限界(組合せ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

蓋(補助桁)の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界(曲げ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

許容限界(せん断)  $1.9 \tau_a = 114 \text{ N/mm}^2$

許容限界(組合せ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

(ロ) 固定ボルト

固定ボルト(蓋)の材質 SUS304

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界(せん断)  $1.9 \tau_a = 114 \text{ N/mm}^2$

(e) 応力評価結果

イ. S<sub>s</sub> 地震時

S<sub>s</sub> 地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-e-3 に示す。

表 6.9.1-(2)-e-3 S<sub>s</sub> 地震時の応力評価結果 (蓋, 固定ボルト)

評価対象部位		発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	
浸水防止 蓋	主桁	端部桁	曲げ	2	150
			せん断	1	90
			組合せ*	3	165
		中間桁	曲げ	3	150
			せん断	2	90
			組合せ*	4	165
	補助桁	曲げ	1	150	
		せん断	1	90	
		組合せ*	2	165	
	スキンプレート	曲げ	2	150	
固定ボルト		せん断	3	90	

注記 \* : 曲げとせん断の組合せ応力

ロ. 基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-(2)-e-4 に示す。

表 6.9.1-(2)-e-4 基準津波時の応力評価結果 (蓋)

評価対象部位			発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
浸水防 止蓋	主桁	端部桁	曲げ	2	150
			せん断	1	90
			組合せ*	3	165
	主桁	中間桁	曲げ	3	150
			せん断	2	90
			組合せ*	5	165
	補助桁		曲げ	1	150
			せん断	1	90
			組合せ*	2	165
	スキンプレート		曲げ	3	150

注記 \* : 曲げとせん断の組合せ応力

ハ. 基準津波＋余震時

基準津波＋余震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-e-5 に示す。

表 6.9.1-(2)-e-5 基準津波＋余震時の応力評価結果（蓋）

評価対象部位			発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
浸水防 止蓋	主桁	端部桁	曲げ	2	150
			せん断	1	90
			組合せ*	3	165
		中間桁	曲げ	4	150
			せん断	2	90
			組合せ*	6	165
	補助桁	曲げ	1	150	
		せん断	1	90	
		組合せ*	2	165	
	スキンプレート	曲げ	3	150	
固定ボルト			せん断	1	150

注記 \*：曲げとせん断の組合せ応力

二. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の評価結果を表 6.9.1-(2)-e-6 に示す。

表 6.9.1-(2)-e-6 敷地に遡上する津波時の応力評価結果 (蓋)

評価対象部位			発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
浸水防 止蓋	主桁	端部桁	曲げ	6	190
			せん断	3	114
			組合せ*	8	190
		中間桁	曲げ	9	190
			せん断	6	114
			組合せ*	14	190
	補助桁	曲げ	3	190	
		せん断	1	114	
		組合せ*	4	190	
	スキンプレート	曲げ	8	190	

注記 \* : 曲げとせん断の組合せ応力

ホ. 敷地に遡上する津波時+余震時  
敷地に遡上する津波時+余震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-e-7 に示す。

表 6.9.1-(2)-e-7 敷地に遡上する津波時+余震時の応力評価結果 (蓋)

評価対象部位			発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
浸水防 止蓋	主桁	端部桁	曲げ	6	190
			せん断	3	114
			組合せ*	8	190
		中間桁	曲げ	10	190
			せん断	6	114
			組合せ*	15	190
	補助桁	曲げ	3	190	
		せん断	2	114	
		組合せ*	5	190	
	スキンプレート	曲げ	8	190	
固定ボルト	せん断	1	190		

注記 \* : 曲げとせん断の組合せ応力



f. 緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a) 固有周期

イ. 固有周期の計算

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋は、主桁を単純支持梁としてモデル化し、評価を行う。「構造力学公式集(1988年), 土木学会」より、両端支持梁の固有周期は次のとおり与えられる。

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

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

ここで、

- T : 固有周期 (s)
- f : 一次固有振動数 (Hz)
- L : 主桁の長さ (mm) =2740
- E : 縦弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>) =1.93×10<sup>5</sup>

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 40 °Cにおけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 20 °Cの縦弾性係数 195000 MPa と、温度 50 °Cの縦弾性係数 193000 MPa より、比例法を用いて計算する。

$$195000 + (193000 - 195000) \times (40 - 20) / (50 - 20) = 193667 \text{ MPa}$$

- I : 主桁の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) =2.901×10<sup>9</sup>
- m : 主桁の単位長さ当りの重量 (kg/mm) =1952.55

主桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-f-1 に示すとおりである。

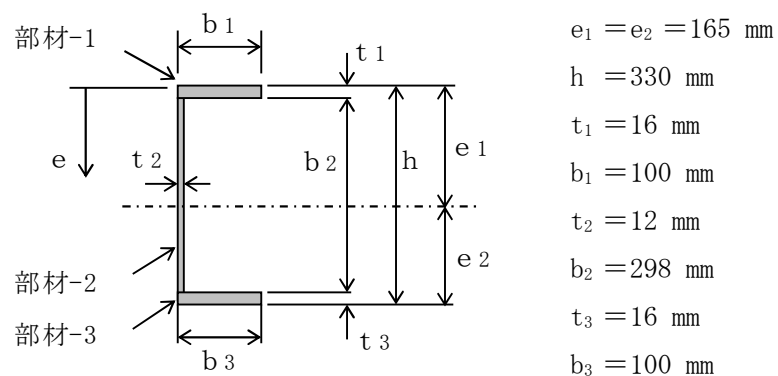


図 6.9.1-(2)-f-1 主桁の断面寸法図

以上より,

$$f = \pi^2 / (2\pi \cdot 2740^2) \cdot \sqrt{(1.93 \times 10^5 \times 2.901 \times 10^9 \times 10^3 / 1952.55 \times 10^{-3})}$$
$$= 112 \text{ Hz}$$

$$T = 1/f = 0.009 \text{ s}$$

ロ. 固有周期の計算結果

固有周期は, 0.05 s 以下であることから, 剛構造である。

(b) 評価条件の整理

イ. 固定荷重

固定荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-5 緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固定荷重は以下のとおりとする。

固定荷重 D

蓋 : 52.5kN (5350kg)

蓋の幅 : 2.74m

蓋の長さ : 6.72m

蓋の面積 : 18.413 (m<sup>2</sup>)

よって、固定荷重 D は、2.851 kN/m<sup>2</sup> を考慮する。

ロ. 積雪荷重

積雪荷重は以下のとおりとする。

積雪荷重 P<sub>s</sub> については、添付書類「V-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」に示すとおり、茨城県建築基準法等施行細則に定められた東海村（前号に掲げる区域以外の区域）の垂直積雪量 30 cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。

また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1 cm ごとに 20 N/m<sup>2</sup> の積雪荷重が作用することを考慮し、積雪面積を乗じて積雪荷重を算定する。

$$P_s = m_s \cdot g$$

$$m_s = \frac{0.35 \cdot w_s \cdot d_s \cdot A_s}{g}$$

$$A_s = B_1 \cdot L_1$$

ここで、

P<sub>s</sub> : 積雪荷重 (N)

m<sub>s</sub> : 積雪質量 (kg)

w<sub>s</sub> : 1 cm 当たりの積雪荷重 (N/m<sup>2</sup>・cm)

d<sub>s</sub> : 積雪高さ (cm) (30cm)

A<sub>s</sub> : 積雪面積 (m<sup>2</sup>)

$$A_s = B_1 \cdot L_1 = 2.740 \cdot 6.720 = 18.413 \text{ m}^2$$

よって、積雪荷重 P<sub>s</sub> は、3866.73 N (210 N/m<sup>2</sup>) を考慮する。

ハ. 風荷重

添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」及び添付書類「V-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」にて設定した荷重の組合せに戻付，考慮しない。

(c) 応力計算

イ. S<sub>s</sub> 地震時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) S<sub>s</sub>地震荷重

応力評価に用いる基準地震動 S<sub>s</sub> による S<sub>s</sub> 地震荷重の最大震度を表 6.9.1-(2)-f-1 に示す。

震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は、固定荷重及び積雪荷重と同じ方向の鉛直下向きのみを考慮する。

水平地震荷重は、固定質量及び積雪質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-(2)-f-1 応力評価に用いる基準地震動 S<sub>s</sub> による S<sub>s</sub> 地震荷重の最大震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		水平方向 K <sub>H</sub>	鉛直方向 K <sub>V</sub>
基準地震動 S <sub>s</sub>	緊急用海水 ポンプピット 8.0 (EL. 8.0*2)	水平方向 K <sub>H</sub>	1.93
		鉛直方向 K <sub>V</sub>	0.65

注記 \*1：固有周期の計算結果より、緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

地震荷重 S<sub>s</sub> は、以下のとおりとする。

なお、鉛直震度は、自重と同じ鉛直下向きに考慮する。

$$I_H = W \cdot K_H$$

$$I_V = W \cdot (1 + K_V)$$

$$W = (m_D + m_S) \cdot g$$

ここで、

$I_H$	: 水平方向地震荷重	N
$I_V$	: 鉛直方向地震荷重	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	—
$W$	: 自重	

$$\begin{aligned} I_H &= W \cdot K_H \\ &= (m_D + m_S) \cdot g \cdot K_H \\ &= (m_D \cdot g + m_S \cdot g) \cdot K_H \\ &= (52.5 + 3.9) \cdot 1.93 = 108.852 \text{ kN} \quad (5.911 \text{ kN/m}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_V &= W \cdot (1 + K_V) = (m_D + m_S) \cdot g \cdot (1 + K_V) \\ &= (52.5 + 3.9) \cdot 1.65 = 93.06 \text{ kN} \quad (5.05 \text{ kN/m}^2) \end{aligned}$$

$$A = B \cdot L = 2.740 \cdot 6.720 = 18.413 \text{ m}^2$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する地震荷重（鉛直上向き）は、蓋を介して固定ボルトに伝達し、固定ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（スキンプレート）

$$\begin{aligned} \text{平均荷重} \quad q &= I_V \\ &= 0.00505 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺} \quad b = 685 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺} \quad a = 480 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚} \quad t = 12 \text{ mm}$$

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比  $b/a$  を求め、係数  $k$  の値が最も高いものとする。

$$\text{辺長比 } b/a = 685/480 = 1.427$$

以上により、

$$\text{辺長比 } (b/a) \text{ による係数 } k = 43.98$$

(a-1-1-2) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q \cdot 0.8/t^2 \\ &= 1/100 \times 43.98 \times 480^2 \times 0.00505 \times 0.8/12^2 \\ &= 3.166 = 3.2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

地震時作用荷重	$q = I_v$ $= 5.05 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b = 0.24 \text{ m}$
負担荷重	$w = q \cdot b$ $= 5.05 \times 0.24$ $= 1.212 \text{ kN/m}$
支間	$L_1 = 2.73 \text{ m}$
水密幅	$B = 2.70 \text{ m}$

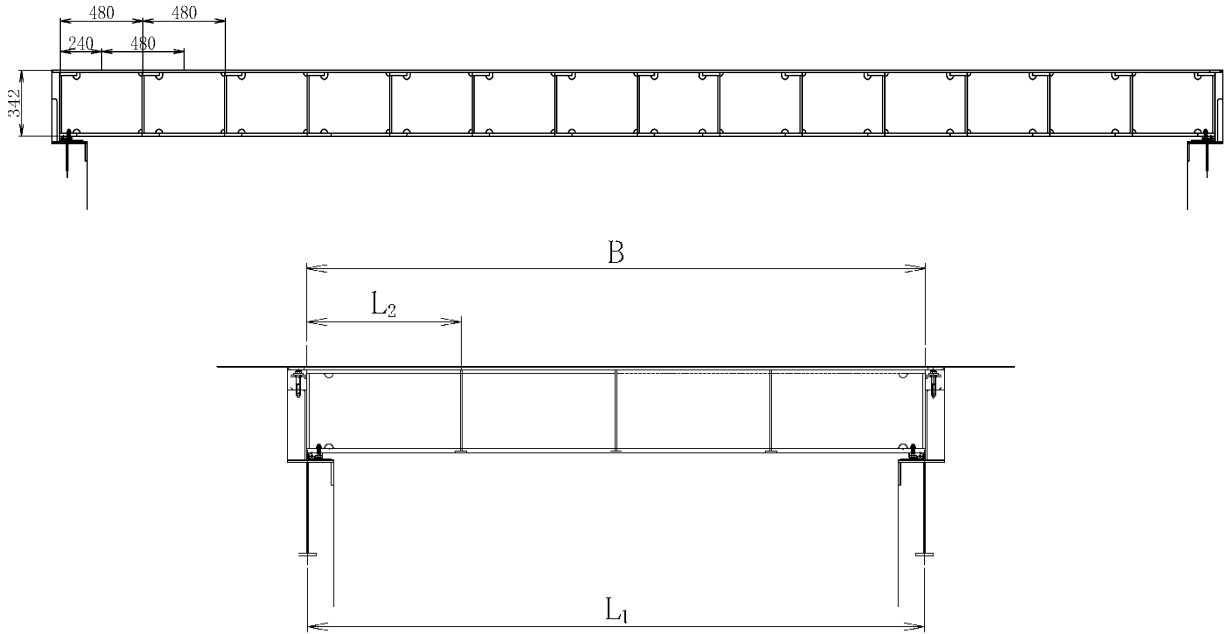


図 6.9.1-(2)-f-2 緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の構造図

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の応力評価にあたっては、図 6.9.1-(2)-f-3 に示す単純支持梁として評価する。

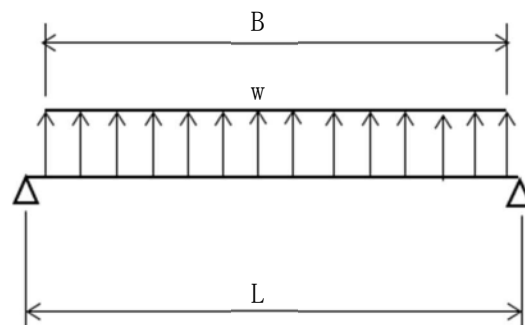


図 6.9.1-(2)-f-3 応力評価に用いるモデル図

曲げモーメント  $M = \frac{w \cdot B \cdot (2L - B)}{8}$

$$= 1.212 \times 2.70 \times (2 \times 2.73 - 2.70) / 8$$

$$= 1.129 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

せん断力  $S = \frac{w \cdot B}{2}$

$$= 1.212 \times 2.70 / 2$$

$$= 1.636 \text{ kN}$$

(a-2-1-2) 断面性能

端部桁の材質

SUS304

端部桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-f-4 に示すとおりである。

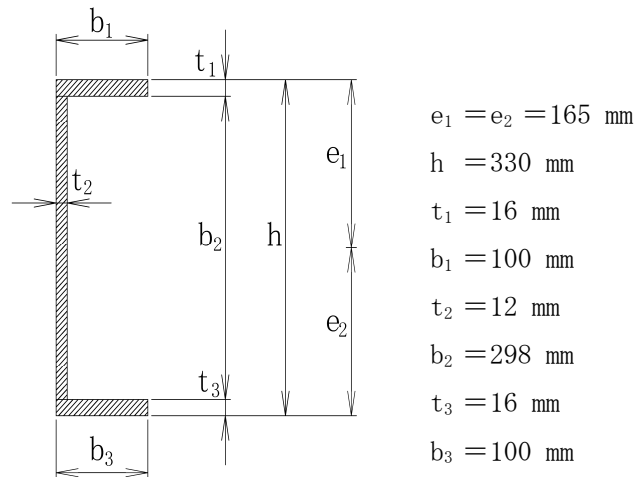


図 6.9.1-(2)-f-4 端部桁の断面寸法図

$I_1$  : 端部桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$

$Z_1$  : 端部桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 6.387 \times 10^5 \text{ mm}^3$

$A_{wul}$  : 端部桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 3.576 \times 10^3 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-f-5 に示す寸法図から

$R = 30 \text{ mm}$

$b_2 = 126 \text{ mm}$

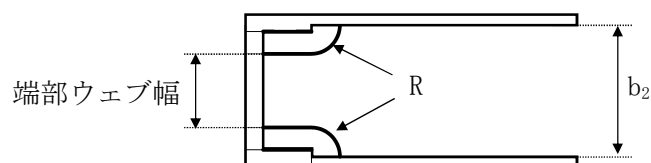


図 6.9.1-(2)-f-5 蓋端部の寸法図



(a-2-1-3) 発生応力

曲げモーメント  $M=1.129 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
せん断力  $S=1.636 \text{ kN}$   
曲げ応力  $\sigma_b=M/Z$   
 $=1.129 \times 10^6 / (6.38727 \times 10^5)$   
 $=1.77$   
 $=2 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau = S/A_{wu}$   
 $=1.636 \times 10^3 / (3.576 \times 10^3)$   
 $=0.458^2$   
 $=1 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$
$$= \sqrt{(2^2 + 3 \times 1^2)}$$
$$= 2.65 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

地震時作用荷重  $q = I_v$   
 $= 5.05 \text{ kN/m}^2$

受圧幅  $b = 0.480 \text{ m}$

負担荷重  $w = q \cdot b$   
 $= 5.05 \times 0.480$   
 $= 2.424 \text{ kN/m}$

支間  $L = 2.73 \text{ m}$

水密幅  $B = 2.70 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = \frac{w \cdot B \cdot (2L - B)}{8}$   
 $= 5.05 \times 2.70 \times (2 \times 2.73 - 2.70) / 8$   
 $= 2.258 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = \frac{w \cdot B}{2}$   
 $= 5.05 \times 2.70 / 2$   
 $= 3.272 \text{ kN}$

(a-2-2-2) 断面性能

中間桁の材質

SUS304

中間桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-f-6 に示すとおりである。

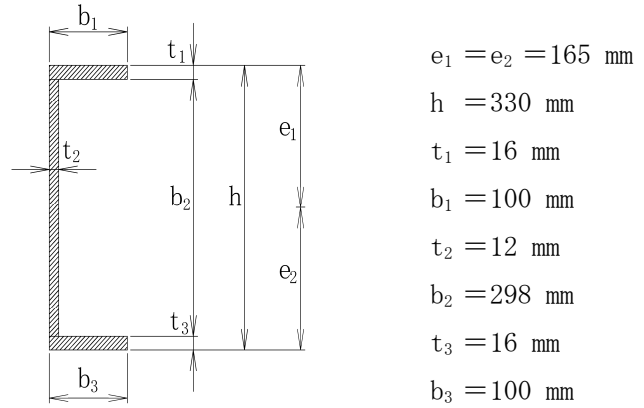


図 6.9.1-(2)-f-6 中間桁の断面寸法図

$I_2$  : 中間桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$

$Z_2$  : 中間桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ ) =  $6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$

$A_{w2}$  : 中間桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-f-5 に示す寸法図から

$R = 30$  mm

$b_2 = 276$  mm

(a-2-2-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント  $M = 2.258$  kN・m

せん断力  $S = 3.272$  kN

曲げ応力  $\sigma_b = M/Z$   
 $= 2.258 \times 10^6 / (6.38727 \times 10^5)$   
 $= 3.536$  N/mm<sup>2</sup>

せん断応力  $\tau = S/A_w$   
 $= 3.272 \times 10^3 / (3.096 \times 10^3)$   
 $= 1.057$  N/mm<sup>2</sup>

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{3.536^2 + 3 \times 1.057^2} \\ &= 3.982 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-3) 蓋 (補助桁)

(a-2-3-1) 発生荷重

地震時作用荷重	$q = I_v$ $= 5.05 \text{ kN/m}^2$
負担荷重	$w = q$ $= 5.05 \text{ kN/m}^2$
補助桁間隔	$a = 0.685 \text{ m}$
主桁間隔	$b = 0.480 \text{ m}$
曲げモーメント	$M = \frac{w \cdot b^3}{12}$ $= 5.05 \times 0.480^3 / 12$ $= 0.047 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S = w \cdot b^2 / 4$ $= 5.05 \times 0.480^2 / 4$ $= 0.291 \text{ kN}$

(a-2-3-2) 断面性能

補助桁の断面における寸法は図 6.9.1-(2)-f-7 に示す通りである。

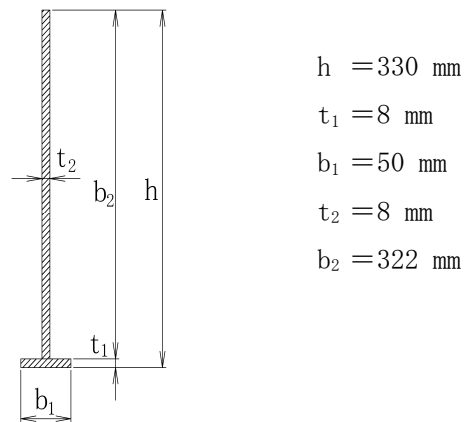


図 6.9.1-(2)-f-7 補助桁の断面寸法図

- $I_3$  : 補助桁の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )  $= 3.171 \times 10^7 \text{ mm}^4$   
 $Z_3$  : 補助桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )  $= 2.16008 \times 10^5 \text{ mm}^3$   
 $A_{w3}$  : 補助桁のウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 173 \text{ cm}^2$   
 $A_{wu3}$  : 補助桁の端部ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $= 21.28 \text{ cm}^2$

図 6.9.1-(2)-f-5 に示す寸法図から

$R = 20 \text{ mm}$   
 $b = 276 \text{ mm}$

(a-2-3-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント	$M=0.047 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=0.291 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b=M/Z$ $=0.047 \times 10^5 / 173 \times 10^3$ $=0.272 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau=S/A_w$ $=0.291 \times 10^3 / (21.28 \times 10^{20})$ $=0.137 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(0.272^2 + 3 \times 0.137^2)} \\ &= 0.361 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する地震荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-3-1) 蓋

(a-3-1-1) 発生荷重

せん断力	$S=I_H=108.8 \text{ kN}$
1本あたり	$3.627 \text{ kN}$

(a-3-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質	SUS304
固定ボルトの呼び径	M30 (谷径 $\phi=26.211 \text{ mm}$ )
固定ボルトの呼び径断面積	$A_b = \pi/4 \cdot \phi^2$ $=539.6 \text{ mm}^2$

(a-3-1-3) 発生応力

固定ボルトのせん断応力	$\tau=S/A_b$ $=3.627 \times 10^3 / 539.6$ $=6.722 \text{ N/mm}^2$
-------------	---

ロ. 基準津波時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 基準津波荷重

基準津波荷重は以下のとおりとする。

$$P_h = h \cdot W_0$$

ここで,

$P_h$  : 基準津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$h$  : スキンプレート面作用水深 (m) = 0.2

$W_0$  : 海水の密度 (kg/m<sup>3</sup>) = 10.100

以上より,

$$P_h = 0.2 \times 10.100 = 2.020 \text{ kN/m}^2$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波荷重（鉛直下向き）は、蓋を介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（スキンプレート）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{基準津波時作用荷重} \quad q &= D + P_s + P_h \\ &= 2.851 + 0.210 + 2.020 \\ &= 5.081 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{平均荷重} \quad q_3 &= q \\ &= 0.005081 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺} \quad b_3 = 685 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺} \quad a_1 = 480 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚} \quad t_3 = 12 \text{ mm}$$

$$\text{辺長比 (b/a) による係数 } k = 48.98$$

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3/a_1 \\ &= 685/480 = 1.427 \end{aligned}$$

以上により、

$$\text{辺長比 (b/a) による係数 } k = 43.98$$

(a-1-1-2) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8/t_3^2 \\ &= 1/100 \times 48.98 \times 480^2 \times 0.005081 \times 0.8/12^2 \\ &= 2.9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重	$q = D + P_s + P_h$ $= 2.851 + 0.210 + 2.020$ $= 5.081 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b = 0.240 \text{ m}$
負担荷重	$w = q \cdot b$ $= 5.081 \times 0.240$ $= 1.219 \text{ kN/m}$
水密幅	$B = 2.700 \text{ m}$
支間	$L = 2.730 \text{ m}$
曲げモーメント	$M = w \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$ $= 1.219 \times 2.700 / 8 \times (2 \times 2.730 - 2.700)$ $= 1.135 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S = w \cdot B / 2$ $= 1.219 \times 2.700 / 2$ $= 3.293 \text{ kN}$

(a-2-1-2) 断面性能

端部桁の材質	SUS304
I : 端部桁の断面二次モーメント (mm <sup>4</sup> )	$= 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$
Z <sub>1</sub> : 端部桁の断面係数 (mm <sup>3</sup> )	$= 6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$
A <sub>wu</sub> : 端部桁の端部ウェブ断面積 (mm <sup>2</sup> )	$= 3.576 \times 10^3 \text{ mm}^2$

図 6.9.1-(2)-f-5 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 126 \text{ mm}$$

(a-2-1-3) 発生応力

曲げモーメント

$$M=1.135 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力

$$S=1.646 \text{ kN}$$

曲げ応力

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M/Z \\ &= 1.135 \times 10^3 / (6.38727 \times 10^5) \\ &= 1.777 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

せん断応力

$$\begin{aligned}\tau &= S/A_s \\ &= 1.646 \times 10^3 / (3.576 \times 10^3) \\ &= 0.460 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(1.777^2 + 3 \cdot 0.460^2)} \\ &= 1.948 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重

$$\begin{aligned}q &= D + P_s + P_h \\ &= 5.081 + 0.210 + 2.020 \\ &= 5.081 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

受圧幅

$$b=0.480 \text{ m}$$

負担荷重

$$\begin{aligned}w &= q \cdot b \\ &= 5.081 \times 0.480 \\ &= 2.439 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

水密幅

$$B=2.700 \text{ m}$$

支間

$$L=2.730 \text{ m}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned}M &= w \cdot B/8 \cdot (2L-B) \\ &= 2.439 \times 2.700/8 \times (2 \times 2.730 - 2.700) \\ &= 2.272 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned}S &= w \cdot B/2 \\ &= 2.439 \times 2.700/2 \\ &= 3.293 \text{ kN}\end{aligned}$$



(a-2-2-2) 断面性能

中間桁の材質

SUS304

$$I_2 : \text{中間桁の断面二次モーメント (mm}^4) = 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数 (mm}^3) = 6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{S2} : \text{中間桁のウェブ断面積 (mm}^2) = 3.096 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

(a-2-2-3) 発生応力

曲げモーメント

$$M = 2.272 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

せん断力

$$S = 3.293 \text{ kN}$$

曲げ応力

$$\begin{aligned} \sigma_b &= M/Z \\ &= 2.272 \times 10^6 / (6.38727 \times 10^5) \\ &= 3.558 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

せん断応力

$$\begin{aligned} \tau &= S/A_s \\ &= 3.293 \times 10^3 / 3.096 \times 10^3 \\ &= 1.064 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned} \sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(3.558^2 + 3 \cdot 1.064^2)} \\ &= 4.007 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-3) 蓋 (補助桁)

(a-2-3-1) 発生荷重

基準津波時作用荷重

$$\begin{aligned} q &= D + P_s + P_h \\ &= 2.851 + 0.210 + 2.020 \\ &= 5.081 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

負担荷重

$$\begin{aligned} w &= q \\ &= 5.081 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

補助桁間隔

$$a = 0.685 \text{ m}$$

主桁間隔

$$b = 0.480 \text{ m}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= w \cdot b^3 / 12 \\ &= 5.081 \times 0.480^2 / 12 \\ &= 0.047 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S &= w \cdot b^2 / 4 \\ &= 5.081 \times 0.480 / 4 \\ &= 0.293 \text{ kN} \end{aligned}$$

(a-2-3-2) 断面性能

補助桁の材質 SUS304

$$I_3 : \text{補助桁の断面二次モーメント (mm}^4\text{)} = 3.171 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_3 : \text{補助桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 2.16008 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{w3} : \text{補助桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 2.128 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-f-5 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_4 = 276 \text{ mm}$$

(a-2-3-3) 発生応力<地震時>

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 0.047 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{せん断力} \quad S = 0.293 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力} \quad \sigma_b &= M/Z \\ &= 0.047 \times 10^6 / 173 \times 10^3 \\ &= 0.272 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力} \quad \tau &= S/A_{w3} \\ &= 0.293 \times 10^3 / 2.128 \times 10^3 \\ &= 0.138 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned} \sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(0.272^2 + 3 \cdot 0.138^2)} \\ &= 0.362 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する基準津波荷重は、鉛直下向きに作用することから評価は行わない。

ハ. 基準津波+余震時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 基準津波荷重

基準津波荷重は「基準津波時」と同じ値とする。

(a-4)  $S_d$ 地震荷重

応力評価に用いる弾性設計用地震動  $S_d$  による  $S_d$  地震荷重の最大震度を表 6.9.1-(2)-f-2 に示す。震度は水平方向及び鉛直方向の最大床応答加速度を採用する。

鉛直地震荷重は、固定荷重及び積雪荷重と同じ方向の鉛直下向きのみを考慮する。

水平地震荷重は、固定質量及び積雪質量による水平地震慣性力を考慮する。

表 6.9.1-(2)-f-2 応力評価に用いる弾性設計用地震動  $S_d$  による  $S_d$  地震荷重の最大震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*	
		弾性設計用地震動 $S_d-D1$	緊急用海水 ポンプピット 8.0 (EL. 8.0*2)
		鉛直方向 $K_{VSd}$	0.28

注記 \*1: 固有周期の計算結果より、緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2: 基準床レベルを示す。

余震荷重  $S_d$  は、以下のとおりとする。

なお、鉛直震度は、自重と同じ鉛直下向きに考慮する。

$$W_{vH} = W \cdot K_{HSd}$$

$$I_v = W \cdot (1 + K_{VSd})$$

$$W = (m_D + m_S) \cdot g$$

ここで,

$I_{HSd}$	: 余震による水平方向地震荷重	N
$I_{VSd}$	: 余震による鉛直方向地震荷重	N
$K_{HSd}$	: 弾性設計用地震動 $S_d$ による水平方向の設計震度	—
$K_{VSd}$	: 弾性設計用地震動 $S_d$ による鉛直方向の設計震度	—
$W$	: 自重	kg

$$\begin{aligned} I_{HSd} &= W \cdot K_{HSd} \\ &= (m_D + m_S) \cdot g \cdot K_{HSd} \\ &= (m_D \cdot g + m_S \cdot g) \cdot K_{HSd} \\ &= (52.5 + 3.9) \cdot 0.78 = 44.00 \text{ kN} \quad (2.390 \text{ kN/m}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{VSd} &= W \cdot (1 + K_{VSd}) \\ &= (m_D + m_S) \cdot g \cdot (1 + K_{VSd}) \\ &= (m_D \cdot g + m_S \cdot g) \cdot (1 + K_{VSd}) \\ &= (52.5 + 3.9) \cdot 1.28 = 72.19 \text{ kN} \quad (3.917 \text{ kN/m}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= B \cdot L \\ &= 2.740 \cdot 6.720 \\ &= 18.413 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波+余震荷重（鉛直下向き）は、蓋を介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（スキンプレート）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{基準津波+余震時作用荷重 } q &= I_{v s d} + P_h \\ &= 3.917 + 2.02 \\ &= 5.937 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{平均荷重 } q_3 &= I_v \\ &= 0.005937 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺 } b_3 = 685 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺 } a_1 = 480 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚 } t_3 = 12 \text{ mm}$$

$$\text{辺長比 (b/a) による係数 } k = 48.98$$

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3/a_1 \\ &= 685/480 = 1.427 \end{aligned}$$

以上により、

$$\text{辺長比 (b/a) による係数 } k = 43.98$$

(a-1-1-2) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8/t_3^2 \\ &= 1/100 \times 43.98 \times 480^2 \times 0.005937 \times 0.8/12^2 \\ &= 3.4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

$$\text{基準津波+余震時作用荷重 } q = I_{vsd} + P_h$$

$$= 3.917 + 2.02$$

$$= 5.937 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{受圧幅 } b = 0.2400 \text{ m}$$

$$\text{主桁負担荷重 } w = q \cdot b$$

$$= 5.937 \times 0.2400$$

$$= 1.425 \text{ kN/m}$$

$$\text{水密幅 } B = 2.700 \text{ m}$$

$$\text{支間 } L = 2.730 \text{ m}$$

$$\text{曲げモーメント } M = w \cdot B / 8 \cdot (2L - B)$$

$$= 1.425 \times 2.700 / 8 \times (2 \times 2.730 - 2.700)$$

$$= 1.327 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = w \cdot B / 2$$

$$= 1.425 \times 2.700 / 2$$

$$= 1.924 \text{ kN}$$

(a-2-1-2) 断面性能

$$\text{端部桁の材質 } \text{SUS304}$$

$$I : \text{端部桁の断面二次モーメント (mm}^4) = 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_1 : \text{端部桁の断面係数 (mm}^3) = 6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_w : \text{端部桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2) = 3.576 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-f-5 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 126 \text{ mm}$$

(a-2-1-3) 発生応力

曲げモーメント	$M=1.327 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=1.924 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b=M/Z$ $=1.327 \times 10^6 / (6.38727 \times 10^5)$ $=2.078 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau=S/A_w$ $=1.924 \times 10^3 / (3.576 \times 10^3)$ $=0.538 \text{ N/mm}^2$
組合せ応力 (垂直+せん断)	$\sigma=\sqrt{(\sigma_b^2+3 \cdot \tau^2)}$ $=\sqrt{(2.078^2+3 \cdot 0.538^2)}$ $=2.278 \text{ N/mm}^2$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重	$q=I_{vsd}+P_h$ $=3.917+2.02$ $=5.937 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b=0.480 \text{ m}$
負担荷重	$w=q \cdot b$ $=5.937 \times 0.480$ $=2.850 \text{ kN/m}$
水密幅	$B=2.700 \text{ m}$
支間	$L=2.730 \text{ m}$
曲げモーメント	$M=w \cdot B/8 \cdot (2L-B)$ $=2.850 \times 2.700/8 \times (2 \times 2.730-2.700)$ $=2.655 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=w \cdot B/2$ $=2.850 \times 2.700/2$ $=3.848 \text{ kN}$

(a-2-2-2) 断面性能

中間桁の材質

SUS304

$$I_2 : \text{中間桁の断面二次モーメント (mm}^4\text{)} = 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数 (mm}^3\text{)} = 6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{w2} : \text{中間桁のウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 3.096 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{wu2} : \text{中間桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} = 2.592 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

(a-2-2-3) 発生応力

曲げモーメント

$$M = 2.655 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力

$$S = 3.848 \text{ kN}$$

曲げ応力

$$\begin{aligned} \sigma_b &= M/Z \\ &= 2.655 \times 10^6 / (6.38727 \times 10^5) \\ &= 4.157 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

せん断応力

$$\begin{aligned} \tau &= S/A_s \\ &= 3.848 \times 10^3 / 3.096 \times 10^3 \\ &= 1.243 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned} \sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(4.157^2 + 3 \cdot 1.243^2)} \\ &= 4.682 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$



(a-2-3) 蓋 (補助桁)

(a-2-3-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{基準津波+余震時作用荷重 } q &= I_{vsd} + P_h \\ &= 3.917 + 2.02 \\ &= 5.937 \text{ kN/m}^2 \\ \text{負担荷重 } w &= q \\ &= 5.937 \text{ kN/m} \\ \text{補助桁間隔 } a &= 0.685 \text{ m} \\ \text{主桁間隔 } b &= 0.480 \text{ m} \\ \text{曲げモーメント } M &= w \cdot b^3 / 12 \\ &= 5.937 \times 0.480^3 / 8 \\ &= 0.055 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{せん断力 } S &= w \cdot b^2 / 4 \\ &= 5.937 \times 0.480^2 / 4 \\ &= 0.342 \text{ kN} \end{aligned}$$

(a-2-3-2) 断面性能

補助桁の材質	SUS304
補助桁の断面二次モーメント	$I_4 = 3.171 \times 10^7 \text{ mm}^4$
補助桁の断面係数 (mm <sup>3</sup> )	$Z_4 = 2.16008 \times 10^5 \text{ mm}^3$
補助桁の断面係数	$Z = 173 \text{ cm}^3$
補助桁の端部ウェブ断面積	$A_s = 21.28 \text{ cm}^2$

(a-2-3-3) 発生応力<地震時>

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント } M &= 0.055 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \text{せん断力 } S &= 0.342 \text{ kN} \\ \text{曲げ応力 } \sigma_b &= M/Z \\ &= 0.055 \times 10^6 / (173 \times 10^3) \\ &= 0.318 \text{ N/mm}^2 \\ \text{せん断応力 } \tau &= S/A_s \\ &= 0.342 \times 10^3 / (21.28 \times 10^2) \\ &= 0.161 \text{ N/mm}^2 \\ \text{組合せ応力 (垂直+せん断)} \\ \sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(0.318^2 + 3 \cdot 0.161^2)} \\ &= 0.423 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する地震荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-3-1) 蓋

(a-3-1-1) 発生荷重

せん断力

$$S = I_{HSd} = 40.937 \text{ kN}$$

1本あたり

$$1.365 \text{ kN}$$

(a-3-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SUS304

固定ボルトの呼び径

M30 (谷径  $\phi = 26.211 \text{ mm}$ )

固定ボルトの呼び径断面積

$$A_b = \pi/4 \cdot \phi^2$$

$$= 539 \text{ mm}^2$$

(a-3-1-3) 発生応力

固定ボルトのせん断応力

$$\tau = S/A_b$$

$$= 1.365 \times 10^3 / 539$$

$$= 2.533 \text{ N/mm}^2$$

## 二. 敷地に遡上する津波時

### (イ) 荷重条件

#### (a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-3) 敷地に遡上する津波荷重

敷地に遡上する津波荷重は以下のとおりとする。

$$P_h = h \cdot W_0$$

ここで、

$P_h$  : 敷地に遡上する津波荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$h$  : スキンプレート面作用水深 (m) = 1.2

$W_0$  : 海水の密度 (kN/m<sup>3</sup>) = 10.100

以上より、

$$P_h = 1.2 \times 10.100 = 12.120 \text{ kN/m}^2$$

#### (a-4) $S_d$ 地震荷重

$S_d$ 地震荷重は「基準津波+余震時」と同じ値とする。

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する敷地に遡上する津波時作用荷重（鉛直下向き）は、蓋を介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（スキンプレート）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{敷地に遡上する津波時作用荷重 } q &= D + P_s + P_h \\ &= 2.851 + 0.21 + 12.120 \\ &= 15.181 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{平均荷重 } q_3 &= q \\ &= 0.015181 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺 } b_3 = 685 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺 } a_1 = 480 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚 } t_3 = 12 \text{ mm}$$

$$\text{辺長比 (b/a) による係数 } k = 48.98$$

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比 b/a を求め、係数 k の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3/a_1 \\ &= 685/480 = 1.427 \end{aligned}$$

以上により、

$$\text{辺長比 (b/a) による係数 } k = 43.98$$

(a-1-1-2) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8/t_3^2 \\ &= 1/100 \times 43.98 \times 480^2 \times 0.015181 \times 0.8/12^2 \\ &= 8.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1) 蓋 (端部桁)

(a-2-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{敷地に遡上する津波時作用荷重 } q &= D + P_s + P_h \\ &= 2.851 + 0.21 + 12.120 \\ &= 15.181 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{受圧幅} \quad b = 0.2400 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{主桁負担荷重} \quad w &= q \cdot b \\ &= 15.181 \times 0.2400 \\ &= 3.643 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{水密幅} \quad B = 2.700 \text{ m}$$

$$\text{支間} \quad L = 2.730 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M &= w \cdot B / 8 \cdot (2L - B) \\ &= 3.643 \times 2.700 / 8 \times (2 \times 2.730 - 2.700) \\ &= 3.393 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= w \cdot B / 2 \\ &= 3.643 \times 2.700 / 2 \\ &= 4.918 \text{ kN} \end{aligned}$$

(a-2-1-2) 断面性能

端部桁の材質 SUS304

$$I : \text{端部桁の断面二次モーメント (mm}^4) = 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_1 : \text{端部桁の断面係数 (mm}^3) = 6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{wu} : \text{端部桁の端部ウェブ断面積 (mm}^2) = 3.576 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-f-5 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 126 \text{ mm}$$

(a-2-1-3) 発生応力

曲げモーメント

$$M=3.393 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

せん断力

$$S=4.918 \text{ kN}$$

曲げ応力

$$\begin{aligned}\sigma_b &= M/Z \\ &= 3.393 \times 10^6 / (6.38727 \times 10^6) \\ &= 5.313 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

せん断応力

$$\begin{aligned}\tau &= S/A_s \\ &= 4.918 \times 10 / (3.576 \times 10^3) \\ &= 1.376 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(5.313^2 + 3 \cdot 1.376^2)} \\ &= 5.823 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

敷地に遡上する津波時作用荷重  $q=D+P_s+P_h$

$$\begin{aligned}&= 2.851 + 0.21 + 12.120 \\ &= 15.181 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

受圧幅

$$b=0.480 \text{ m}$$

負担荷重

$$\begin{aligned}w &= q \cdot b \\ &= 15.181 \times 0.480 \\ &= 7.287 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

水密幅

$$B=2.700 \text{ m}$$

支間

$$L=2.730 \text{ m}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned}M &= w \cdot B/8 \cdot (2L-B) \\ &= 7.287 \times 2.700/8 \times (2 \times 2.730 - 2.700) \\ &= 6.788 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned}S &= w \cdot B/2 \\ &= 7.287 \times 2.700/2 \\ &= 9.837 \text{ kN}\end{aligned}$$

(a-2-2-2) 断面性能

中間桁の材質 SUS304

$$I_2 : \text{中間桁の断面二次モーメント} = 1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Z_2 : \text{中間桁の断面係数} (\text{mm}^3) = 6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_{s2} : \text{中間桁のウェブ断面積} = 3.096 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(2)-b-5 に示す寸法図から

$$R = 20 \text{ mm}$$

$$b_2 = 276 \text{ mm}$$

(a-2-2-3) 発生応力

曲げモーメント  $M = 6.788 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = 9.837 \text{ kN}$

曲げ応力  $\sigma_b = M/Z$   
 $= 6.788 \times 10^6 / (6.38727 \times 10^6)$   
 $= 10.628 \text{ N/mm}^2$

せん断応力  $\tau = S/A_s$   
 $= 9.837 \times 10^3 / (3.576 \times 10^3)$   
 $= 2.751 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$
$$= \sqrt{(10.628^2 + 3 \cdot 2.751^2)}$$
$$= 11.648 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-3) 蓋 (補助桁)

(a-2-3-1) 発生荷重

敷地に遡上する津波時作用荷重  $q = D + P_s + P_h$   
 $= 2.851 + 0.21 + 12.120$   
 $= 15.181 \text{ kN/m}^2$

負担荷重  $w = q$   
 $= 15.181 \text{ kN/m}$

補助桁間隔  $a = 0.685 \text{ m}$

主桁間隔  $b = 0.480 \text{ m}$

曲げモーメント  $M = w \cdot b^3 / 12$   
 $= 15.181 \times 0.480^3 / 12$   
 $= 0.140 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = w \cdot b^2 / 4$   
 $= 15.181 \times 0.480^2 / 4$

$$=0.874 \text{ kN}$$

(a-2-3-2) 断面性能

補助桁の材質	SUS304
補助桁の断面二次モーメント	$I_4=3.171 \times 10^7 \text{ mm}^4$
補助桁の断面係数(mm <sup>3</sup> )	$Z_4=2.16008 \times 10^5 \text{ mm}^3$
補助桁の端部ウェブ断面積	$A_w=21.28 \text{ cm}^2$

(a-2-3-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント	$M=0.140 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=0.874 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b=M/Z$ $=0.140 \times 10^5 / (173 \times 10^3)$ $=0.081 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau=S/A_s$ $=0.874 \times 10^3 / (21.28 \times 10^2)$ $=0.411 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(0.081^2 + 3 \cdot 0.411^2)} \\ &= 0.716 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する敷地に遡上する津波荷重は、鉛直下向きに作用することから評価は行わない。



ホ. 敷地に遡上する津波+余震時

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 積雪荷重

積雪荷重は「(b)評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 敷地に遡上する津波荷重

敷地に遡上する津波荷重は「敷地に遡上する津波時」と同じ値とする。

(a-4)  $S_d$ 地震荷重

$S_d$ 地震荷重は「基準津波+余震時」と同じ値とする。

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する津波+余震荷重（鉛直下向き）は、蓋を介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 蓋（スキンプレート）

(a-1-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{基準津波+余震時作用荷重 } q &= I_{Vsd} + P_h \\ &= 3.917 + 12.120 \\ &= 16.037 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{平均荷重 } q_3 &= I_v \\ &= 0.00505 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{スキンプレート長辺 } b_3 = 685 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレート短辺 } a_1 = 480 \text{ mm}$$

$$\text{スキンプレートの板厚 } t_3 = 12 \text{ mm}$$

$$\text{辺長比 } (b/a) \text{ による係数 } k = 43.98$$

ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）に基づき、辺長比  $b/a$  を求め、係数  $k$  の値が最も高いものとする。

$$\begin{aligned} \text{辺長比 } b/a &= b_3/a_1 \\ &= 685/480 = 1.427 \end{aligned}$$

以上により、

$$\text{辺長比 } (b/a) \text{ による係数 } k = 43.98$$

(a-1-1-2) 発生応力

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{b3} &= 1/100 \cdot k \cdot a^2 \cdot q_3 \cdot 0.8/t_3^2 \\ &= 1/100 \times 43.98 \times 480^2 \times 0.016037 \times 0.8/12^2 \\ &= 9.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-1) 蓋（端部桁）

(a-2-1-1) 発生荷重

$$\begin{aligned} \text{基準津波+余震時作用荷重 } q &= I_{Vsd} + P_h \\ &= 3.917 + 12.120 \\ &= 16.037 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{受圧幅 } b = 0.2400 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{主桁負担荷重 } w &= q \cdot b \\ &= 16.037 \times 0.2400 \\ &= 3.849 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

水密幅	$B=2.700 \text{ m}$
支間	$L=2.730 \text{ m}$
曲げモーメント	$M=w \cdot B/8 \cdot (2L-B)$ $=3.849 \times 2.700/8 \times (2 \times 2.730 - 2.700)$ $=3.585 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=w \cdot B/2$ $=3.849 \times 2.700/2$ $=5.196 \text{ kN}$

(a-2-1-2) 断面性能

端部桁の材質	SUS304
端部桁の断面二次モーメント	$I=1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$
$Z_1$ : 端部桁の断面係数 ( $\text{mm}^3$ )	$=6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$
$A_w$ : 端部桁の端部ウェブ断面積	$=3.576 \times 10^3 \text{ mm}^2$

(a-2-1-3) 発生応力

曲げモーメント	$M=3.585 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=5.196 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b = M/Z$ $=3.585 \times 10^6 / (6.38727 \times 10^5)$ $=5.613 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau = S/A_s$ $=5.196 \times 10^3 / (3.576 \times 10^3)$ $=1.453 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$

$$= \sqrt{(5.613^2 + 3 \cdot 1.453^2)}$$

$$= 6.152 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-2) 蓋 (中間桁)

(a-2-2-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重	$q = I_{vsd} + P_{hg}$ $= 3.917 + 12.120$ $= 16.037 \text{ kN/m}^2$
受圧幅	$b = 0.480 \text{ m}$
負担荷重	$w = q \cdot b$ $= 16.037 \times 0.480$ $= 7.698 \text{ kN/m}$

水密幅	$B=2.700 \text{ m}$
支間	$L=2.730 \text{ m}$
曲げモーメント	$M=w \cdot B/8 \cdot (2L-B)$ $=7.698 \times 2.700/8 \times (2 \times 2.730 - 2.700)$ $=7.171 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=w \cdot B/2$ $=7.698 \times 2.700/2$ $=10.392 \text{ kN}$

(a-2-2-2) 断面性能

中間桁の材質	SUS304
中間桁の断面二次モーメント	$I_2=1.05 \times 10^7 \text{ mm}^4$
$Z_2$ : 中間桁の断面係数( $\text{mm}^3$ )	$=6.38727 \times 10^5 \text{ mm}^3$
$A_{S2}$ : 中間桁のウェブ断面積	$=3.096 \times 10^3 \text{ mm}^2$

(a-2-2-3) 発生応力

曲げモーメント	$M=7.171 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=10.392 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b=M/Z$ $=7.171 \times 10^6 / (6.38727 \times 10^5)$ $=11.227 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau=S/A_s$ $=10.392 \times 10^3 / (3.096 \times 10^3)$ $=3.357 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$

$$= \sqrt{(11.227^2 + 3 \cdot 3.357^2)}$$

$$= 12.644 \text{ N/mm}^2$$

(a-2-3) 蓋 (補助桁)

(a-2-3-1) 発生荷重

基準津波+余震時作用荷重	$q=I_{vsd}+P_h$ $=3.917+12.120$ $=16.037 \text{ kN/m}^2$
負担荷重	$w=q \cdot b$ $=7.775 \times 0.685$ $=5.326 \text{ kN/m}$
補助桁間隔	$a=0.685 \text{ m}$

主桁間隔	$b=0.480 \text{ m}$
曲げモーメント	$M=w \cdot L^2/8$ $=5.326 \times 0.480^2/8$ $=0.154 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=w \cdot L/2$ $=5.326 \times 0.480/2$ $=1.279 \text{ kN}$

(a-2-3-2) 断面性能

補助桁の材質	SUS304
補助桁の断面二次モーメント	$I_4=3.171 \times 10^7 \text{ mm}^4$
補助桁の断面係数(mm <sup>3</sup> )	$Z_4=2.16008 \times 10^5 \text{ mm}^3$
補助桁の断面係数	$Z=173 \text{ cm}^3$
補助桁の端部ウェブ断面積	$A_s=21.28 \text{ cm}^2$

(a-2-3-3) 発生応力<地震時>

曲げモーメント	$M=0.154 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	$S=1.279 \text{ kN}$
曲げ応力	$\sigma_b=M/Z$ $=0.154 \times 10^3/173$ $=0.891 \text{ N/mm}^2$
せん断応力	$\tau=S/A_s$ $=1.279 \times 10/22.56$ $=0.567 \text{ N/mm}^2$

組合せ応力 (垂直+せん断)

$$\begin{aligned} \sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\ &= \sqrt{(0.891^2 + 3 \cdot 0.567^2)} \\ &= 1.327 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

(a-3) 固定ボルト

蓋に作用する地震荷重は、蓋を介して固定ボルトに伝達するものとする。

(a-3-1) 蓋

(a-3-1-1) 発生荷重

せん断力	$I_{HSd}=40.937 \text{ kN}$
1本あたり	$1.365 \text{ kN}$

(a-3-1-2) 断面性能

固定ボルトの材質

SUS304

固定ボルトの呼び径

M30 (谷径  $\phi = 26.211$  mm)

固定ボルトの呼び径断面積

$$A_b = \pi / 4 \cdot \phi^2 \\ = 539 \text{ mm}^2$$

(a-3-1-3) 発生応力

固定ボルトのせん断応力

$$\tau = S / A_b \\ = 1.365 \times 10^3 / 539 \\ = 2.533 \text{ N/mm}^2$$

(d)許容応力

許容応力は、ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・施設技術協会，平成 25 年 6 月）に基づき設定する。

イ. Ss 地震時，基準津波時，基準津波＋余震時

(イ) 蓋

蓋（スキンプレート）の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 150 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \sigma_a = 165 \text{ N/mm}^2$

蓋（端部桁）の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 150 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \sigma_a = 165 \text{ N/mm}^2$

蓋（中間桁）の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 150 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \sigma_a = 165 \text{ N/mm}^2$

蓋（補助桁）の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界（曲げ）  $1.5 \sigma_a = 150 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 90 \text{ N/mm}^2$

許容限界（組合せ）  $1.65 \sigma_a = 165 \text{ N/mm}^2$

(ロ) 固定ボルト

固定ボルト（蓋）の材質 SUS304

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界（せん断）  $1.5 \tau_a = 90 \text{ N/mm}^2$

ロ. 敷地に遡上する津波時, 敷地に遡上する津波+余震時

(イ) 蓋

蓋(スキンプレート)の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容限界(曲げ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

蓋(端部桁)の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界(曲げ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

許容限界(せん断)  $1.9 \tau_a = 114 \text{ N/mm}^2$

許容限界(組合せ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

蓋(中間桁)の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界(曲げ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

許容限界(せん断)  $1.9 \tau_a = 114 \text{ N/mm}^2$

許容限界(組合せ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

蓋(補助桁)の材質 SUS304

許容曲げ応力度  $\sigma_a = 100 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界(曲げ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

許容限界(せん断)  $1.9 \tau_a = 114 \text{ N/mm}^2$

許容限界(組合せ)  $1.9 \sigma_a = 190 \text{ N/mm}^2$

(ロ) 固定ボルト

固定ボルト(蓋)の材質 SUS304

許容せん断応力度  $\tau_a = 60 \text{ N/mm}^2$

許容限界(せん断)  $1.9 \tau_a = 114 \text{ N/mm}^2$



(e) 応力評価結果

イ. S<sub>s</sub> 地震時

S<sub>s</sub> 地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-f-3 に示す。

表 6.9.1-(2)-f-3 S<sub>s</sub> 地震時の応力評価結果 (蓋, 固定ボルト)

評価対象部位		発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	
浸水防止 蓋	主桁	端部桁	曲げ	2	190
			せん断	1	114
			組合せ*	2	114
		中間桁	曲げ	4	190
			せん断	2	190
			組合せ*	4	190
	補助桁	曲げ	1	114	
		せん断	1	190	
		組合せ*	1	190	
	スキンプレート	曲げ	3	114	
固定ボルト		せん断	7	90	

注記 \* : 曲げとせん断の組合せ応力

ロ. 基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-(2)-f-4 に示す。

表 6.9.1-(2)-f-4 基準津波時の応力評価結果 (蓋)

評価対象部位			発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
浸水防 止蓋	主桁	端部桁	曲げ	2	150
			せん断	1	90
			組合せ*	2	165
		中間桁	曲げ	4	150
			せん断	2	90
			組合せ*	4	165
	補助桁	曲げ	1	150	
		せん断	1	90	
		組合せ*	1	165	
	スキンプレート	曲げ	3	150	

注記 \* : 曲げとせん断の組合せ応力

ハ. 基準津波＋余震時

基準津波＋余震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-f-5 に示す。

表 6.9.1-(2)-f-6 基準津波＋余震時の応力評価結果（蓋, 固定ボルト）

評価対象部位			発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
浸水防 止蓋	主桁	端部桁	曲げ	3	150
			せん断	1	90
			組合せ*	2	165
		中間桁	曲げ	4	150
			せん断	2	90
			組合せ*	5	165
	補助桁	曲げ	1	150	
		せん断	1	90	
		組合せ*	1	165	
	スキンプレート	曲げ	2	150	
固定ボルト			せん断	3	150

注記 \* : 曲げとせん断の組合せ応力

二. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の評価結果を表 6.9.1-(2)-f-6 に示す。

表 6.9.1-(2)-f-7 敷地に遡上する津波時の応力評価結果 (蓋)

評価対象部位		発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	
浸水防 止蓋	主桁	端部桁	曲げ	5	150
			せん断	2	90
			組合せ*	6	165
		中間桁	曲げ	11	150
			せん断	4	90
			組合せ*	12	165
	補助桁	曲げ	1	150	
		せん断	1	90	
		組合せ*	2	165	
	スキンプレート	曲げ	9	150	

注記 \* : 曲げとせん断の組合せ応力

ホ. 敷地に遡上する津波時+余震時  
敷地に遡上する津波時+余震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-f-8 に示す。

表 6.9.1-(2)-f-8 敷地に遡上する津波+余震時の応力評価結果 (蓋, 固定ボルト)

評価対象部位			発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )		許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )
浸水防 止蓋	主桁	端部桁	曲げ	6	190
			せん断	2	190
			組合せ*	6	114
		中間桁	曲げ	11	190
			せん断	4	190
			組合せ*	13	114
	補助桁	曲げ	1	190	
		せん断	1	114	
		組合せ*	1	190	
	スキンプレート	曲げ	7	190	
固定ボルト	せん断	3	114		

注記 \* : 曲げとせん断の組合せ応力

g. 格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明

(a) 固有周期

イ. 固有周期（固有振動数）の計算

上蓋は、全周囲を固定ボルトにより支持されていることから、周辺固定の長方形板モデルとする。固有周期T及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数fは、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より、次式を用いて算出する。

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

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

ここで、

T : 固有周期 (s)

a : モデル化に用いる蓋材の幅 (長辺) (m)

b : モデル化に用いる蓋材の長さ (短辺) (m)

f : 一次固有振動数 (Hz)

λ : 振動数係数 (a/b及び振動系によって決まる係数)「機械工学便覧 (1986年)、日本機械学会」の周辺固定の長方形板モデルより、a/b=1のときλ=3.65、a/b=1.5のときλ=2.74、a/b=2のときλ=2.49

図 6.9.1-(2)-g-1 に機械工学便覧 P3-52 抜粋を示す。

π : 円周率 = 3.14159

t : 上蓋の厚さ (m) (公称厚) = 0.030

E : 縦弾性係数 (MPa) = 1.94 × 10<sup>5</sup>

J S M E S N C 1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 40 °Cにおけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 20 °Cの縦弾性係数 195000 MPa と、温度 50 °Cの縦弾性係数 193000 MPa より、直線補間を用いて計算する。

$$E = E_{20} + \frac{(t_{40} - t_{20}) \cdot (E_{50} - E_{20})}{(t_{50} - t_{20})}$$

$$= 195000 + \frac{(40 - 20) \times (193000 - 195000)}{(50 - 20)}$$

$$= 1.93666 \times 10^5 \approx 1.94 \times 10^5 \quad (\text{MPa})$$

ここで、

t<sub>20</sub>, t<sub>40</sub>, t<sub>50</sub> : 温度 (各 20 °C, 40 °C, 50 °C)

E<sub>20</sub>, E<sub>50</sub> : 各温度時のオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数 (E<sub>20</sub>: 20 °Cの時 195000 MPa, E<sub>50</sub>: 50 °Cの時 193000 MPa)

g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$\nu$  : ポアソン比 = 0.3  
 $\rho$  : 材料の密度 (kg/m<sup>3</sup>) オーステナイト系ステンレス鋼 = 7930  
 上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期を表 6.9.1-(2)-g-1 に示す。

**b. 長方形板** 2 隣辺の長さ  $a, b$  cm の両辺固定長方形板の振動数  $f$  s<sup>-1</sup> は

$$f = \lambda \frac{\pi^2}{2b^2} \sqrt{\frac{Eg}{3(1-\nu^2)T}}$$

$\lambda$  は  $a/b$  および振動系によって定まる無次元の係数であって、基本振動数に対して注記(3B)によって計算された値にはかなりの差異があるが、おおよそ第 28 表のとおりである。

第 28 表 両辺固定の長方形板の  $\lambda$  (基本振動)

$a/b$	1	1.5	2.0
$\lambda$	3.65	2.74	2.49

図 6.9.1-(2)-g-1 機械工学便覧 P3-52 抜粋

表 6.9.1-(2)-g-1 上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期

	上蓋の幅 $a$ (m)	上蓋の長さ $b$ (m)	振動数係数 $\lambda$ *1*2	一次固有振動数 $f$ *3*4 (Hz)	固有周期 $T$ *5*6 (s)
水密ハッチ A	2.580	2.320	2.74	35.9	0.028
水密ハッチ B	2.620	2.130	2.74	42.5	0.024

注記 \*1: 水密ハッチ A の振動数係数  $\lambda$  は、 $a/b \doteq 1.1$  の場合の定数  $\lambda$  が無いため、より小さな値として算出される  $a/b = 1.5$  の場合の定数  $\lambda = 2.74$  を用いた。

\*2: 水密ハッチ B の振動数係数  $\lambda$  は、 $a/b \doteq 1.2$  の場合の定数  $\lambda$  が無いため、より小さな値として算出される  $a/b = 1.5$  の場合の定数  $\lambda = 2.74$  を用いた。

\*3: 水密ハッチ A の一次固有振動数  $f$  は以上より、

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{2.74 \times 3.14159 \times \frac{0.030}{2}}{2 \times 2.320^2} \sqrt{\frac{1.94 \times 10^{11} \times 9.80665}{3 \times (1 - 0.3^2) \times 7930 \times 9.80665}} \\
 &= 35.9061 \doteq 35.9
 \end{aligned}$$

\*4: 水密ハッチ B の一次固有振動数  $f$  は以上より、

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{2.74 \times 3.14159 \times \frac{0.030}{2}}{2 \times 2.130^2} \sqrt{\frac{1.94 \times 10^{11} \times 9.80665}{3 \times (1 - 0.3^2) \times 7930 \times 9.80665}} \\
 &= 42.5976 \doteq 42.5
 \end{aligned}$$

\*5: 水密ハッチ A の固有周期  $T$  は以下より算出する

$$T = 1/f = 1/35.9 = 0.0278552 \doteq 0.028 \text{ (s)}$$

\*6: 水密ハッチ B の固有周期  $T$  は以下より算出する。

$$T = 1/f = 1/42.5 = 0.0235294 \doteq 0.024 \text{ (s)}$$

ロ. 固有値解析結果

水密ハッチA

固有周期は 0.028 s であり, 0.05 s 以下であることから, 剛構造である。

水密ハッチB

固有周期は 0.024 s であり, 0.05 s 以下であることから, 剛構造である。

(b) 応力計算

(イ) 荷重条件

(a-1) 常時作用する固定荷重 (D) <重畳時及び地震時>

固定荷重は以下のとおりとする。水密ハッチの質量及び固定荷重を表 6.9.1-(2)-g-2 に示す。

$$D = m \cdot g$$

ここで,

D : 固定荷重 (N)

m : 上蓋の質量 (kg)

表 6.9.1-(2)-g-2 水密ハッチの質量及び固定荷重

	上蓋の質量m (kg)	固定荷重D <sup>*1*2</sup> (N)
水密ハッチA	1700	16671.3
水密ハッチB	1600	15690.6

注記 \*1 : 水密ハッチAの固定荷重Dは以上より

$$\begin{aligned} D &= 1700 \times 9.80665 \\ &= 16671.3 \end{aligned}$$

\*2 : 水密ハッチBの固定荷重Dは以上より

$$\begin{aligned} D &= 1600 \times 9.80665 \\ &= 15690.6 \end{aligned}$$

(a-2) 積雪荷重 (P<sub>s</sub>) <重畳時及び地震時>

積雪荷重 P<sub>s</sub> については, 30 cm の積雪量を想定し, 平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は次式を用いて算出する。

$$P_s = k \cdot \omega \cdot H$$

ここで,

P<sub>s</sub> : 積雪荷重 (Pa)

k : 定数 (積雪荷重算出) = 0.35

ω : 積雪の単位荷重 (Pa/cm) = 20



$$H : \text{垂直積雪高さ (cm)} = 30$$

以上より,

$$P_s = 0.35 \times 20 \times 30 = 210$$

(a-3) 基準津波による津波荷重( $P_{ht}$ ) <重畳時>

基準津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_{ht} = \rho_0 \cdot g \cdot ht$$

ここで,

$P_{ht}$  : 基準津波による津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

$$\rho_0 : \text{海水の密度 (kg/m}^3\text{)} = 1030$$

港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会 平成 19 年) より

$$h_t : \text{水位差 (m)} = 0.200$$

以上より,

$$P_{ht} = 1030 \times 9.80665 \times 0.200 = 2020.17$$

(a-4) 敷地に遡上する津波による津波荷重( $P_h$ ) <重畳時>

敷地に遡上する津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_h = \rho_0 \cdot g \cdot h$$

ここで,

$P_h$  : 敷地に遡上する津波による津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

$$\rho_0 : \text{海水の密度 (kg/m}^3\text{)} = 1030$$

港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会 平成 19 年) より

$$h : \text{水位差 (m)} = 1.200$$

以上より,

$$P_h = 1030 \times 9.80665 \times 1.200 = 12121.02$$

(a-5) 余震荷重( $S_d$ ) <重畳時>

余震荷重は、添付書類「V-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動  $S_d$  を入力して得られた

地震応答解析に伴う上版（コンクリート）における最大応答加速度の最大値を設計震度として、水密ハッチに作用する余震による慣性力を考慮する。

なお、設計震度は最大応答加速度を重力加速度で除して算出する。

水密ハッチの応力評価に用いる余震荷重の設計震度を表 6.9.1-(2)-g-3 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-3 応力評価に用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平震度 $C_H$	鉛直震度 $C_V$
弾性設計用地震動 $S_d$	格納容器圧力逃がし装置格納用 配管カルバート*2 EL. 8.00 (EL. 7.89*1)	1.05*3	0.72*3

注記 \*1：基準床レベルを示す。

\*2：格納容器圧力逃がし装置格納槽と格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートのうち最大応答加速度が大きい格納容器圧力逃がし装置用配管カルバートの値を使用する。

\*3：設計震度は保守的に基準地震動  $S_s$  の値を使用する。

地震荷重による水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（ $P_s$ ）を考慮し次式を用いて算出する。

余震による地震荷重は表 6.9.1-(2)-g-4 に示す。

$$K_{Hsd} = C_H \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

$K_{Hsd}$ ：水平方向の地震荷重（N）

A：上蓋に積雪が載荷する面積（上蓋端面積）（ $m^2$ ）

地震荷重による鉛直方向の地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（ $P_s$ ）を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{Vsd} = C_V \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

$K_{Vsd}$ ：鉛直方向の地震荷重（N）

表 6.9.1-(2)-g-4 余震による地震荷重

	上蓋端 幅(m)	上蓋端 長さ(m)	上蓋面積 A ( $m^2$ )	水平地震荷重*1*2 $K_{Hsd}$ (N)	鉛直地震荷重*3*4 $K_{Vsd}$ (N)
水密ハッチA	2.320	2.580	5.9856	18824.7	12908.4
水密ハッチB	2.620	2.130	5.5806	17705.7	12141.0

注記 \*1：水密ハッチAの水平地震荷重 $K_{Hsd}$ は以上より

$$K_{Hsd} = 1.05 \times (16671.3 + 210 \times 5.9856) \\ = 18824.7$$

\*2：水密ハッチBの水平地震荷重 $K_{Hsd}$ は以上より

$$K_{Hsd} = 1.05 \times (15690.6 + 210 \times 5.5806) \\ = 17705.7$$

\*3：水密ハッチAの鉛直地震荷重 $K_{Vsd}$ は以上より

$$K_{Vsd} = 0.72 \times (16671.3 + 210 \times 5.9856) \\ = 12908.4$$

\*4：水密ハッチBの鉛直地震荷重 $K_{Vsd}$ は以上より

$$K_{Vsd} = 0.72 \times (15690.6 + 210 \times 5.5806) \\ = 12141.0$$

(a-6) 地震荷重( $S_s$ ) <地震時>

基準地震動 $S_s$ による荷重を考慮する。

ここで、応力評価に用いる設計震度は上版（コンクリート）における最大加速度を重力加速度で除して算出し、各方向での最大値を用いる。

表 6.9.1-(2)-g-5 に応力評価に用いる設計震度を示す。

表 6.9.1-(2)-g-5 設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平方向設計震度 $C_{Hss}$	鉛直方向設計震度 $C_{Vss}$
基準地震動 $S_s$	格納容器圧力逃がし装置格納槽 EL. 8.00 (EL. 7.89*)	1.05	0.72

注記 \*：基準床レベルを示す。

基準地震動 $S_s$ による水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（ $P_s$ ）を考慮し次式を用いて算出する。

基準地震動 $S_s$ による地震荷重は表 6.9.1-(2)-g-6 に示す。

$$K_{Hss} = C_{Hss} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

$K_{Hss}$ ：水平方向の地震荷重（N）

A：上蓋に積雪が載荷する面積（上蓋端面積）（ $m^2$ ）

地震荷重による鉛直方向の地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（ $P_s$ ）を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{V_{ss}} = C_{V_{ss}} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで,

$K_{V_{ss}}$  : 鉛直方向の地震荷重 (N)

表 6.9.1-(2)-g-6 基準地震動  $S_s$  による地震荷重

	上蓋端 幅 (m)	上蓋端 長さ(m)	上蓋面積 A (m <sup>2</sup> )	水平地震荷重*1*2 $K_{H_s s}$ (N)	鉛直地震荷重*3*4 $K_{V_s s}$ (N)
水密ハッチA	2.320	2.580	5.9856	18824.7	12908.4
水密ハッチB	2.130	2.620	5.5806	17705.7	12141.0

注記 \*1: 水密ハッチAの水平地震荷重 $K_{H_s s}$ は以上より

$$K_{H_s s} = 1.05 \times (16671.3 + 210 \times 5.9856) \\ = 18824.7$$

\*2: 水密ハッチBの水平地震荷重 $K_{H_s s}$ は以上より

$$K_{H_s s} = 1.05 \times (15690.6 + 210 \times 5.5806) \\ = 17705.7$$

\*3: 水密ハッチAの鉛直地震荷重 $K_{V_s s}$ は以上より

$$K_{V_s s} = 0.72 \times (16671.3 + 210 \times 5.9856) \\ = 12908.4$$

\*4: 水密ハッチBの鉛直地震荷重 $K_{V_s s}$ は以上より

$$K_{V_s s} = 0.72 \times (15690.6 + 210 \times 5.5806) \\ = 12141.0$$

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 上蓋

上蓋に作用する鉛直荷重（鉛直下向き方向）は、コンクリート躯体に支持されることから、上蓋には曲げ及びせん断力が作用する。

上蓋は固定ボルト間を支点とした等分布荷重を受ける周辺固定の長方形板モデルとして検討を行う。

なお、水平荷重（水平2方向）は固定ボルトに対するせん断力として評価を行う。

(a-1-1) 重畳時

(a-1-1-1) 基準津波による曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_{bt} = \frac{\beta_2 \cdot \left( \frac{D + K_{V_s d}}{A} + P_{ht} + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

$\sigma_{bt}$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

$\beta_2$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数  
「機械工学便覧 (1986 年), 日本機械学会 第 4 編材料力学 第 37 表 及び 第 160 図」より求める。

図 6.9.1-(2)-g-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

t : 上蓋の厚さ (公称値) (m) = 0.030

b : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

a : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-g-7 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-7 上蓋の応力計算条件

	上蓋の短辺長さ b (m)	上蓋の長辺長さ a (m)	応力係数*1*2 $\beta_2$	上蓋の厚さ t (m)	上蓋の曲げ 応力*3*4 $\sigma_{bt}$ (MPa)
水密ハッチ A	2.320	2.580	0.33	0.030	15
水密ハッチ B	2.130	2.620	0.45	0.030	17

注記 \*1 : 水密ハッチ A の応力係数  $\beta_2$  は a / b から

$$a / b = 2.580 / 2.320$$

$$= 1.11207$$

第 160 図から

$$\beta_2 = 0.33$$

\*2 : 水密ハッチ B の応力係数  $\beta_2$  は a / b から

$$a / b = 2.620 / 2.130$$

$$= 1.23004$$

第 160 図から

$$\beta_2 = 0.45$$

\*3 : 水密ハッチ A の曲げ応力  $\sigma_{bt}$  は以上より

$$\sigma_{bt} = \frac{0.33 \times \left( \frac{16671.3 + 12908.4}{5.9856} + 2020.17 + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 14.1542$$

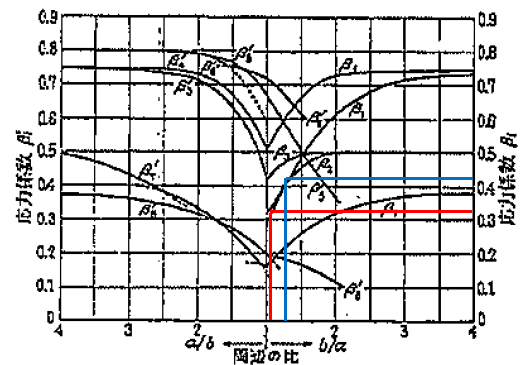
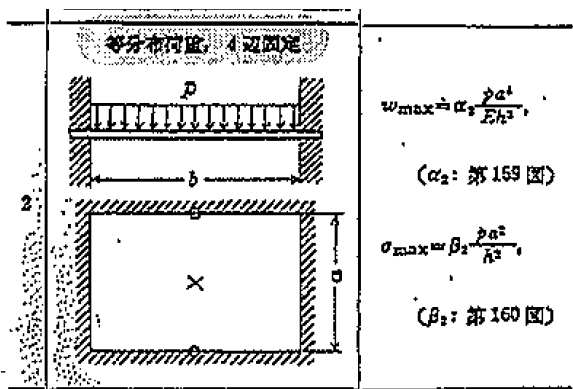
小数点第一位以下切り上げより 15 MPa

\*4 : 水密ハッチ B の曲げ応力  $\sigma_{bt}$  は以上より

$$\sigma_{bt} = \frac{0.45 \times \left( \frac{15690.6 + 12141.0}{5.5806} + 2020.17 + 210 \right) \times 2.130^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 16.3723$$

小数点第一位以下切り上げより 17 MPa



第 160 図 長方形板の最大応力の係数  $\beta_1, \beta_2$

図 6.9.1-(2)-g-2 機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋

(a-1-1-2) 敷地に遡上する津波による曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986 年），日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_b = \frac{\beta_2 \cdot \left( \frac{D + K_{Vs d}}{A} + P_h + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

$\sigma_b$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

$\beta_2$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数

「機械工学便覧（1986 年），日本機械学会 第 4 編材料力学 第 37 表及び 第 160 図」より求める。

図 6.9.1-(2)-g-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

t : 上蓋の厚さ（公称値）(m) = 0.030

b : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

a : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-g-8 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-8 上蓋の応力計算条件

	上蓋の短辺長さ b (m)	上蓋の長辺長さ a (m)	応力係数*1*2 $\beta_2$	上蓋の厚さ t (m)	上蓋の曲げ 応力*3*4 $\sigma_b$ (MPa)
水密ハッチ A	2.320	2.580	0.33	0.030	35
水密ハッチ B	2.130	2.620	0.45	0.030	40

注記 \*1 : 水密ハッチ A の応力係数  $\beta_2$  は a / b から

$$a / b = 2.580 / 2.320$$

$$= 1.11207$$

第 160 図から

$$\beta_2 = 0.33$$

\*2 : 水密ハッチ B の応力係数  $\beta_2$  は  $a / b$  から

$$a / b = 2.620 / 2.130$$

$$= 1.23004$$

第 160 図から

$$\beta_2 = 0.45$$

\*3 : 水密ハッチ A の曲げ応力  $\sigma_b$  は以上より

$$\sigma_b = \frac{0.33 \times \left( \frac{16671.3 + 12908.4}{5.9856} + 12121.02 + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 34.0887$$

小数点第一位以下切り上げより 35 MPa

\*4 : 水密ハッチ B の曲げ応力  $\sigma_b$  は以上より

$$\sigma_b = \frac{0.45 \times \left( \frac{15690.6 + 12141.0}{5.5806} + 12121.02 + 210 \right) \times 2.130^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 39.2855$$

小数点第一位以下切り上げより 40 MPa

(a-1-1-3) 基準津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_t = \frac{D + K_{vsd} + (P_{ht} + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

$\tau_t$  : せん断応力 (MPa)

水密ハッチ A のせん断応力  $\tau_t$  は以上より

$$\tau_t = \frac{16671.3 + 12908.4 + (2020.17 + 210) \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.146016$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

水密ハッチ B のせん断応力  $\tau_t$  は以上より

$$\tau_t = \frac{15690.6 + 12141.0 + (2020.17 + 210) \times 5.5806}{0.030 \times (2.130 + 2.620) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.141324$$



小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-4) 敷地に遡上する津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau = \frac{D + K_{vsd} + (Ph + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

$\tau$  : せん断応力 (MPa)

水密ハッチAのせん断応力  $\tau$  は以上より

$$\tau = \frac{16671.3 + 12908.4 + (12121.02 + 210) \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.351661$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

水密ハッチBのせん断応力  $\tau$  は以上より

$$\tau = \frac{15690.6 + 12141.0 + (12121.02 + 210) \times 5.5806}{0.030 \times (2.130 + 2.620) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.339109$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-5) 基準津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-g-9 に示す。

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma_{bt}^2 + 3 \cdot \tau_t^2}$$

ここで、

$\sigma_t$  : 組合せ応力 (MPa)

$\sigma_{bt}$  : 垂直応力 (MPa)

$\tau_t$  :  $\sigma_{bt}$  が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-g-9 組合せ応力

	垂直応力 $\sigma_{bt}$ (MPa)	せん断応力 $\tau_t$ (MPa)	組合せ応力*1*2 $\sigma_t$ (MPa)
水密ハッチA	15	1	16

水密ハッチB	17	1	18
--------	----	---	----

注記 \*1: 水密ハッチAの組合せ応力  $\sigma_t$  は以上より

$$\sigma_t = \sqrt{15^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 15.0997$$

小数点第一位以下切り上げより 16 MPa

\*2: 水密ハッチBの組合せ応力  $\sigma_t$  は以上より

$$\sigma_t = \sqrt{17^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 17.0880$$

小数点第一位以下切り上げより 18 MPa

(a-1-1-6) 敷地に遡上する津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-g-10 に示す。

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

ここで、

$\sigma$  : 組合せ応力 (MPa)

$\sigma_b$  : 垂直応力 (MPa)

$\tau$  :  $\sigma_b$  が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-g-10 組合せ応力

	垂直応力 $\sigma_b$ (MPa)	せん断応力 $\tau$ (MPa)	組合せ応力*1*2 $\sigma$ (MPa)
水密ハッチA	35	1	36
水密ハッチB	40	1	41

注記 \*1: 水密ハッチAの組合せ応力  $\sigma$  は以上より

$$\sigma = \sqrt{35^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 35.0428$$

小数点第一位以下切り上げより 36 MPa

\*2: 水密ハッチBの組合せ応力  $\sigma$  は以上より

$$\sigma = \sqrt{40^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 40.0375$$

小数点第一位以下切り上げより 41 MPa

(a-1-2) 地震時

(a-1-2-1) 曲げ応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

図 6.9.1-(2)-g-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

$$\sigma_{b s s} = \frac{\beta_2 \cdot \left( \frac{D + K_{vss} + P_s}{A} \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

$\sigma_{b s s}$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

t : 上蓋の厚さの公称値 (m) = 0.030

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-g-7 に示す。

水密ハッチAの曲げ応力  $\sigma_{b s s}$  は以上より

$$\sigma_{b s s} = \frac{0.33 \times \left( \frac{16671.3 + 12908.4}{5.9856} + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$
$$= 10.1673$$

小数点第一位以下切り上げより 11 MPa

水密ハッチBの曲げ応力  $\sigma_{b s s}$  は以上より

$$\sigma_{b s s} = \frac{0.45 \times \left( \frac{15690.6 + 12141.0}{5.5806} + 210 \right) \times 2.130^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$
$$= 11.7896$$

小数点第一位以下切り上げより 12 MPa

(a-1-2-2) せん断応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_{s s} = \frac{D + K_{vss} + P_s \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

$\tau_{s s}$  : せん断応力 (MPa)

水密ハッチAのせん断応力  $\tau$  は以上より

$$\tau_{ss} = \frac{16671.3 + 12908.4 + 210 \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.104887$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

水密ハッチBのせん断応力  $\tau$  は以上より

$$\tau_{ss} = \frac{15690.6 + 12141.0 + 210 \times 5.5806}{0.030 \times (2.130 + 2.620) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.101767$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-2-3) 組合せ応力<地震時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。結果を表 6.9.1-(2)-g-11 に示す。

$$\sigma_{ss} = \sqrt{\sigma_{bss}^2 + 3 \cdot \tau_{ss}^2}$$

表 6.9.1-(2)-g-11 組合せ応力

	垂直応力 $\sigma_{bss}$ (MPa)	せん断応力 $\tau_{ss}$ (MPa)	組合せ応力*1*2 $\sigma_{ss}$ (MPa)
水密ハッチA	11	1	12
水密ハッチB	12	1	13

注記 \*1: 水密ハッチAの組合せ応力  $\sigma_{ss}$  は以上より

$$\sigma_{ss} = \sqrt{11^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 11.1355$$

小数点第一位以下切り上げより 12 MPa

\*2: 水密ハッチBの組合せ応力  $\sigma$  は以上より

$$\sigma_{ss} = \sqrt{12^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 12.1244$$

小数点第一位以下切り上げより 13 MPa

(a-2) 固定ボルト

固定ボルトに作用する水平荷重（水平震度）は、上蓋を介して固定ボルトにせん断力が作用する。

なお、鉛直下向き方向の荷重は固定ボルトに作用しないこと及び余震による鉛直震度が 1G を超えないため上蓋の浮き上がりによる固定ボルトの引張が起これない。

(a-2-1) 重畳時

(a-2-1-1) せん断応力<重畳時>

余震による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は、以下の式より算出する。

$$\tau_{k s d} = \frac{K_{H s d}}{n \cdot A_b}$$

ここで、

$\tau_{k s d}$  : 固定ボルトに作用するせん断応力 (MPa)

$n$  : 固定ボルトの本数 (本)

$A_b$  : 固定ボルトの呼び径の断面積 (mm<sup>2</sup>) 呼び径 M20 mm より

$$\begin{aligned} A_b &= \pi \cdot 20^2 / 4 \\ &= 3.14159 \times 20^2 / 4 \\ &= 314.159 \end{aligned}$$

表 6.9.1-(2)-g-12 固定ボルトのせん断応力

	固定ボルト本数 $n$ (本)	固定ボルトの断面積 $A_b$ (mm <sup>2</sup> )	せん断応力*1*2 $\tau_{k s d}$ (MPa)
水密ハッチ A	20	314.159	3
水密ハッチ B	22	314.159	3

注記 \*1 : 水密ハッチ A の固定ボルトせん断応力は以上より

$$\begin{aligned} \tau_{k s d} &= \frac{18824.7}{20 \times 314.159} \\ &= 2.99605 \end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 3 MPa

\*2 : 水密ハッチ B の固定ボルトせん断応力は以上より

$$\begin{aligned} \tau_{k s d} &= \frac{17705.7}{22 \times 314.159} \\ &= 2.56177 \end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 3 MPa

(a-2-2) 地震時

(a-2-2-1) せん断応力<地震時>

地震 ( $S_s$ ) による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は、以下の式より算出する。

$$\tau_{kSS} = \frac{K_{HSS}}{n \cdot A_b}$$

ここで、

$\tau_{kSS}$  : 水平方向の地震荷重 ( $S_s$ ) による固定ボルトに作用するせん断応力 (MPa)

水密ハッチAの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\begin{aligned}\tau_{kSS} &= \frac{18824.7}{20 \times 314.159} \\ &= 2.99605\end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 3 MPa

水密ハッチBの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\begin{aligned}\tau_{kSS} &= \frac{17705.7}{22 \times 314.159} \\ &= 2.56177\end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 3 MPa

(ハ) 許容応力

許容応力は、 $S_s$ 地震時、浸水津波+ $S_d$ 地震時は、供用状態C (許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>S) として設定する。

(a-1) 上蓋の許容応力  
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-1) 許容曲げ応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_b &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-3) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 固定ボルトの許容応力  
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-3) 組合せを考慮した許容引張応力

$$\begin{aligned} f_{ts} &= 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{kss} \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 3 \\ &= 209.4 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$> 1.5 \cdot f_t = 153 \text{ MPa}$  より  
許容引張応力は  $1.5 \cdot f_t$  を使用する。



(c) 応力評価結果

イ. Ss 地震時

Ss 地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-g-13 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-13 耐震評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≦許容応力
水密ハッチ A	上蓋	曲げ	11	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	12	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○
水密ハッチ B	上蓋	曲げ	12	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	13	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○

注記 \* : 曲げとせん断の組合せである。

ロ. 基準津波と余震による重畳時

基準津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-g-14 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-14 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≦許容応力
水密ハッチ A	上蓋	曲げ	15	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	16	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○
水密ハッチ B	上蓋	曲げ	17	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	18	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○

注記 \* : 曲げとせん断の組合せである。

ハ. 敷地の遡上する津波と余震による重畳時

敷地の遡上する津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-g-15 に示す。

表 6.9.1-(2)-g-15 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチ A	上蓋	曲げ	35	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	36	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○
水密ハッチ B	上蓋	曲げ	40	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	41	204	○
	固定ボルト	せん断	3	117	○

注記 \* : 曲げとせん断の組合せである。

以上より発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が構造健全性を有することを確認した。

h. 常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチの設計に関する補足説明

(a) 固有周期

イ. 固有周期（固有振動数）の計算

上蓋は、全周囲を固定ボルトにより支持されていることから、周辺固定の長方形板モデルとする。固有周期T及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数fは、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より、次式を用いて算出する。

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

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

ここで、

T : 固有周期 (s)

a : モデル化に用いる蓋材の幅 (長辺) (m)

b : モデル化に用いる蓋材の長さ (短辺) (m)

f : 一次固有振動数 (Hz)

λ : 振動数係数 (a/b及び振動系によって決まる係数)「機械工学便覧 (1986年)、日本機械学会」の周辺固定の長方形板モデルより、a/b=1のときλ=3.65、a/b=1.5のときλ=2.74、a/b=2のときλ=2.49

図 6.9.1-(2)-h-1 に機械工学便覧 P3-52 抜粋を示す。

π : 円周率 = 3.14159

t : 上蓋の厚さ (m) (公称厚) = 0.030

E : 縦弾性係数 (MPa) = 1.94 × 10<sup>5</sup>

J S M E S N C 1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 40 °Cにおけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 20 °Cの縦弾性係数 195000 MPa と、温度 50 °Cの縦弾性係数 193000 MPa より、直線補間を用いて計算する。

$$E = E_{20} + \frac{(t_{40} - t_{20}) \cdot (E_{50} - E_{20})}{(t_{50} - t_{20})}$$

$$= 195000 + \frac{(40 - 20) \times (193000 - 195000)}{(50 - 20)}$$

$$= 1.93666 \times 10^5 \approx 1.94 \times 10^5 \quad (\text{MPa})$$

ここで、

t<sub>20</sub>, t<sub>40</sub>, t<sub>50</sub> : 温度 (各 20 °C, 40 °C, 50 °C)

E<sub>20</sub>, E<sub>50</sub> : 各温度時のオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数 (E<sub>20</sub>: 20 °Cの時 195000 MPa, E<sub>50</sub>: 50 °Cの時 193000 MPa)

g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$\nu$  : ポアソン比 = 0.3  
 $\rho$  : 材料の密度 (kg/m<sup>3</sup>) オーステナイト系ステンレス鋼 = 7930  
 上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期を表 6.9.1-(2)-h-1 に示す。

b. 長方形板 2 隣辺の長さ  $a, b$  cm の両辺固定長方形板の振動数  $f$  s<sup>-1</sup> は

$$f = \lambda \frac{\pi^2}{2b^2} \sqrt{\frac{Eg}{3(1-\nu^2)}}$$

$\lambda$  は  $a/b$  および振動系によって定まる無次元の係数であって、基本振動数に対して請求(3B)によって計算された値にはかなりの差異があるが、おおよそ第 28 表のとおりである。

第 28 表 両辺固定の長方形板の  $\lambda$  (基本振動)

$a/b$	1	1.5	2.0
$\lambda$	3.65	2.74	2.49

図 6.9.1-(2)-h-1 機械工学便覧 P3-52 抜粋

表 6.9.1-(2)-h-1 上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期

上蓋の幅 $a$ (m)	上蓋の長さ $b$ (m)	振動数係数 $\lambda$ *1	一次固有振動数 $f$ *2 (Hz)	固有周期 $T$ *3 (s)
3.320	3.080	2.74	20.3	0.049

注記 \*1: 水密ハッチの振動数係数  $\lambda$  は、 $a/b \approx 1.1$  の場合の定数  $\lambda$  が無いため、より小さな値として算出される  $a/b = 1.5$  の場合の定数  $\lambda = 2.74$  を用いた。

\*2: 水密ハッチの一次固有振動数  $f$  は以上より、

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{2.74 \times 3.14159 \times \frac{0.030}{2}}{2 \times 3.080^2} \sqrt{\frac{1.94 \times 10^{11} \times 9.80665}{3 \times (1 - 0.3^2) \times 7930 \times 9.80665}} \\
 &= 20.3724 \approx 20.3
 \end{aligned}$$

\*3: 水密ハッチの固有周期  $T$  は以下より算出する。

$$T = 1 / f = 1 / 20.3 = 0.0492611 \approx 0.049 \text{ (s)}$$

ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.049 s であり、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

(b) 評価条件の整理

(イ) 荷重条件

(a-1) 常時作用する固定荷重 (D) <重畳時及び地震時>

固定荷重は以下のとおりとする。水密ハッチの質量及び固定荷重を表 6.9.1-(2)-h-2 に示す。

$$D = m \cdot g$$

ここで、

D : 固定荷重 (N)

m : 上蓋の質量 (kg)

表 6.9.1-(2)-h-2 水密ハッチの質量及び固定荷重

上蓋の質量m (kg)	固定荷重D* (N)
2800	27458.6

注記 \* : 水密ハッチの固定荷重Dは以上より

$$\begin{aligned} D &= 2800 \times 9.80665 \\ &= 27458.6 \end{aligned}$$

(a-2) 積雪荷重( $P_s$ ) <重畳時及び地震時>

積雪荷重 $P_s$ については、30 cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮する。

積雪荷重による質量は次式を用いて算出する。

$$P_s = k \cdot \omega \cdot H$$

ここで、

$P_s$  : 積雪荷重 (Pa)

$k$  : 定数 (積雪荷重算出) =0.35

$\omega$  : 積雪の単位荷重 (Pa/cm) =20

$H$  : 垂直積雪高さ (cm) =30

以上より、

$$\begin{aligned} P_s &= 0.35 \times 20 \times 30 \\ &= 210 \end{aligned}$$

(a-3) 基準津波による津波荷重( $P_{ht}$ ) <重畳時>

基準津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_{ht} = \rho_0 \cdot g \cdot ht$$

ここで、

$P_{ht}$  : 基準津波による津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

$\rho_0$  : 海水の密度 ( $\text{kg/m}^3$ ) =1030

港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会 平成 19 年)  
より

$ht$  : 水位差 (m) =0.200

以上より、

$$\begin{aligned} P_{ht} &= 1030 \times 9.80665 \times 0.200 \\ &= 2020.17 \end{aligned}$$

(a-4) 敷地に遡上する津波による津波荷重( $P_h$ ) <重畳時>

敷地に遡上する津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_h = \rho_0 \cdot g \cdot h$$

ここで、

$P_h$  : 敷地に遡上する津波による津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

$\rho_0$  : 海水の密度 ( $\text{kg/m}^3$ ) = 1030

港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会 平成 19 年) より

$h$  : 水位差 (m) = 1.200

以上より、

$$P_h = 1030 \times 9.80665 \times 1.200 \\ = 12121.02$$

(a-5) 余震荷重( $S_d$ ) <重畳時>

余震荷重は、添付書類「V-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動  $S_d$  を入力して得られた地震応答解析に伴う上版 (コンクリート) における最大応答加速度の最大値を設計震度として、水密ハッチに作用する余震による慣性力を考慮する。

なお、設計震度は最大応答加速度を重力加速度で除して算出する。

水密ハッチの応力評価に用いる  $S_d$  地震荷重の設計震度を表 6.9.1-(2)-h-3 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-3 応力評価に用いる設計震度

弾性設計用地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平震度 $C_H$	鉛直震度 $C_V$
$S_d - D1L$	常設低圧代替注水系格納槽 EL. 8.00*	0.45	0.28

注記 \* : 基準床レベルを示す。

地震荷重による水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重 (D) 及び積雪荷重 ( $P_s$ ) を考慮し次式を用いて算出する。

余震による地震荷重は表 6.9.1-(2)-h-4 に示す。

$$K_{Hsd} = C_H \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

$K_{Hsd}$  : 水平方向の地震荷重 (N)

A : 上蓋に積雪が載荷する面積（上蓋端面積）（m<sup>2</sup>）

地震荷重による鉛直方向の地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P<sub>s</sub>）を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{Vsd} = C_v \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

K<sub>Vsd</sub> : 鉛直方向の地震荷重（N）

表 6.9.1-(2)-h-4 余震による地震荷重

上蓋の幅 (m)	上蓋の長さ (m)	上蓋面積 A (m <sup>2</sup> )	水平地震荷重* <sup>1</sup> K <sub>Hsd</sub> (N)	鉛直地震荷重* <sup>2</sup> K <sub>Vsd</sub> (N)
3.080	3.320	10.2256	13322.7	8289.68

注記 \*1 : 水密ハッチの水平地震荷重K<sub>Hsd</sub>は以上より

$$K_{Hsd} = 0.45 \times (27458.6 + 210 \times 10.2256) \\ = 13322.7$$

\*2 : 水密ハッチの鉛直地震荷重K<sub>Vsd</sub>は以上より

$$K_{Vsd} = 0.28 \times (27458.6 + 210 \times 10.2256) \\ = 8289.68$$

(a-6) 地震荷重(S<sub>s</sub>) <地震時>

水平基準地震動S<sub>s</sub>による荷重を考慮する。

ここで、応力評価に用いる設計震度は上版（コンクリート）における最大加速度を重力加速度で除して算出し、各方向での最大値を用いる。

表 6.9.1-(2)-h-5 に応力評価に用いる設計震度を示す。

表 6.9.1-(2)-h-5 設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平方向設計震度 C <sub>Hss</sub>	鉛直方向設計震度 C <sub>Vss</sub>
基準地震動 S <sub>s</sub>	常設低圧代替注水系格納槽 EL. 8.00*	1.36	0.68

注記 \* : 基準床レベルを示す。

基準地震動S<sub>s</sub>による水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P<sub>s</sub>）を考慮し次式を用いて算出する。

基準地震動S<sub>s</sub>による地震荷重は表 6.9.1-(2)-h-6 に示す。

$$K_{Hss} = C_{Hss} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

$K_{H_{s s}}$  : 水平方向の地震荷重 (N)

A : 上蓋に積雪が載荷する面積 (上蓋端面積) ( $m^2$ )

地震荷重による鉛直方向の地震荷重は常時作用する固定荷重 (D) 及び積雪荷重 ( $P_s$ ) を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{V_{s s}} = C_{V_{s s}} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで,

$K_{V_{s s}}$  : 鉛直方向の地震荷重 (N)

表 6.9.1-(2)-h-6 基準地震動  $S_s$  による地震荷重

上蓋の幅 (m)	上蓋の長さ (m)	上蓋面積 A ( $m^2$ )	水平地震荷重* <sup>1</sup> $K_{H_{s s}}$ (N)	鉛直地震荷重* <sup>2</sup> $K_{V_{s s}}$ (N)
3.080	3.320	10.2256	40264.1	20132.1

注記 \*1 : 水密ハッチの水平地震荷重  $K_{H_{s s}}$  は以上より

$$\begin{aligned} K_{H_{s s}} &= 1.36 \times (27458.6 + 210 \times 10.2256) \\ &= 40264.1 \end{aligned}$$

\*2 : 水密ハッチの鉛直地震荷重  $K_{V_{s s}}$  は以上より

$$\begin{aligned} K_{V_{s s}} &= 0.68 \times (27458.6 + 210 \times 10.2256) \\ &= 20132.1 \end{aligned}$$

#### (ロ) 各部の応力計算

##### (a-1) 上蓋

上蓋に作用する鉛直荷重 (鉛直下向き方向) は, コンクリート躯体に支持されることから, 上蓋には曲げ及びせん断力が作用する。

上蓋は固定ボルト間を支点とした等分布荷重を受ける周辺固定の長方形板モデルとして検討を行う。

なお, 水平荷重 (水平 2 方向) は固定ボルトに対するせん断力として評価を行う。

##### (a-1-1) 重畳時

###### (a-1-1-1) 基準津波による曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に, 上蓋に発生する曲げ応力は, 「機械工学便覧 (1986 年), 日本機械学会」より次式を用いて算出する。



$$\sigma_{bt} = \frac{\beta_2 \cdot \left( \frac{D + K_{Vs_d}}{A} + P_{ht} + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

$\sigma_{bt}$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

$\beta_2$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数  
「機械工学便覧 (1986 年), 日本機械学会 第 4 編材料力学 第 37 表 及び 第 160 図」より求める。

図 6.9.1-(2)-h-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

$t$  : 上蓋の厚さ (公称値) (m) = 0.030

$b$  : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

$a$  : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-h-7 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-7 上蓋の応力計算条件

上蓋の短辺長さ b (m)	上蓋の長辺長さ a (m)	応力係数*1 $\beta_2$	上蓋の厚さ t (m)	上蓋の曲げ 応力*2 $\sigma_{bt}$ (MPa)
3.080	3.320	0.32	0.030	20

注記 \*1 : 水密ハッチの応力係数  $\beta_2$  は  $a/b$  から

$$a/b = 3.320/3.080$$

$$= 1.07792$$

第 160 図から

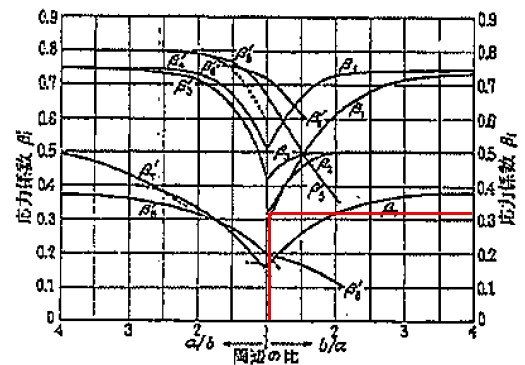
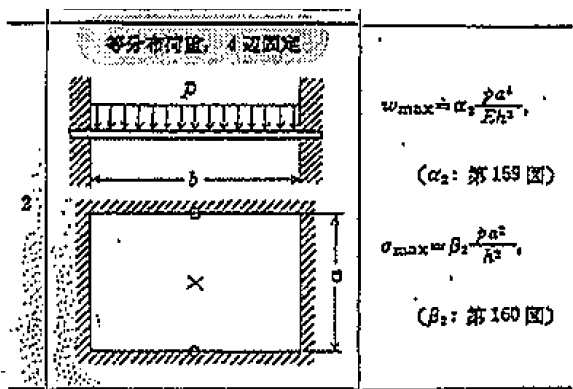
$$\beta_2 = 0.32$$

\*2 : 水密ハッチの曲げ応力  $\sigma_{bt}$  は以上より

$$\sigma_{bt} = \frac{0.32 \times \left( \frac{27458.6 + 8289.68}{10.2256} + 2020.17 + 210 \right) \times 3.080^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 19.3139$$

小数点第一位以下切り上げより 20 MPa



第160図 長方形板の最大応力の係数  $\beta_2$ 、 $\beta_1$

図 6.9.1-(2)-h-2 機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋

(a-1-1-2) 敷地に遡上する津波による曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧 (1986年), 日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_b = \frac{\beta_2 \cdot \left( \frac{D + K_{Vs d}}{A} + P_h + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

$\sigma_b$ : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

$\beta_2$ : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数

「機械工学便覧 (1986年), 日本機械学会 第4編材料力学 第37表及び 第160図」より求める。

図 6.9.1-(2)-h-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

t : 上蓋の厚さ (公称値) (m) = 0.030

b : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

a : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-h-8 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-8 上蓋の応力計算条件

上蓋の短辺長さ b (m)	上蓋の長辺長さ a (m)	応力係数*1 $\beta_2$	上蓋の厚さ t (m)	上蓋の曲げ 応力*2 $\sigma_b$ (MPa)
3.080	3.320	0.32	0.030	54

注記 \*1: 水密ハッチの応力係数  $\beta_2$  は a / b から  
a / b = 3.320 / 3.080

$$= 1.07792$$

第 160 図から

$$\beta_2 = 0.32$$

\*2 : 水密ハッチの曲げ応力  $\sigma_b$  は以上より

$$\sigma_b = \frac{0.32 \times \left( \frac{27458.6 + 8289.68}{10.2256} + 12121.02 + 210 \right) \times 3.080^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 53.3835$$

小数点第一位以下切り上げより 54 MPa

(a-1-1-3) 基準津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_t = \frac{D + K_{Vsd} + (P_{ht} + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

$\tau_t$  : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力  $\tau_t$  は以上より

$$\tau_t = \frac{27458.6 + 8289.68 + (2020.17 + 210) \times 10.2256}{0.030 \times (3.080 + 3.320) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.152482$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-4) 敷地に遡上する津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau = \frac{D + K_{Vsd} + (Ph + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

$\tau$  : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力  $\tau$  は以上より

$$\tau = \frac{27458.6 + 8289.68 + (12121.02 + 210) \times 10.2256}{0.030 \times (3.080 + 3.320) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.421459$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-5) 基準津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-h-9 に示す。

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma_{bt}^2 + 3 \cdot \tau_t^2}$$

ここで、

$\sigma_t$  : 組合せ応力 (MPa)

$\sigma_{bt}$  : 垂直応力 (MPa)

$\tau_t$  :  $\sigma_{bt}$  が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-h-9 組合せ応力

垂直応力 $\sigma_{bt}$ (MPa)	せん断応力 $\tau_t$ (MPa)	組合せ応力* $\sigma_t$ (MPa)
20	1	21

注記 \* : 水密ハッチの組合せ応力  $\sigma_t$  は以上より

$$\sigma_t = \sqrt{20^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 20.0749$$

小数点第一位以下切り上げより 21 MPa

(a-1-1-6) 敷地に遡上する津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-h-10 に示す。

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

ここで、

$\sigma$  : 組合せ応力 (MPa)

$\sigma_b$  : 垂直応力 (MPa)

$\tau$  :  $\sigma_b$  が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-h-10 組合せ応力

垂直応力 $\sigma_b$ (MPa)	せん断応力 $\tau$ (MPa)	組合せ応力* $\sigma$ (MPa)
54	1	55

注記 \* : 水密ハッチの組合せ応力  $\sigma$  は以上より

$$\sigma = \sqrt{54^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 54.0278$$

小数点第一位以下切り上げより 55 MPa

(a-1-2) 地震時

(a-1-2-1) 曲げ応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

図 6.9.1-(2)-h-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

$$\sigma_{bss} = \frac{\beta_2 \cdot \left( \frac{D + K_{Vss}}{A} + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

$\sigma_{bss}$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

t : 上蓋の厚さの公称値 (m) = 0.030

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-h-7 に示す。

水密ハッチの曲げ応力  $\sigma_{bss}$  は以上より

$$\sigma_{bss} = \frac{0.32 \times \left( \frac{27458.6 + 20132.1}{10.2256} + 210 \right) \times 3.080^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 16.4062$$

小数点第一位以下切り上げより 17 MPa

(a-1-2-2) せん断応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_{ss} = \frac{D + K_{Vss} + P_s \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

$\tau_{ss}$  : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力  $\tau$  は以上より

$$\tau_{ss} = \frac{27458.6 + 20132.1 + 210 \times 10.2256}{0.030 \times (3.080 + 3.320) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.129526$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-2-3) 組合せ応力<地震時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 -

2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。結果を表 6.9.1-(2)-h-11 に示す。

$$\sigma_{SS} = \sqrt{\sigma_{bSS}^2 + 3 \cdot \tau_{SS}^2}$$

表 6.9.1-(2)-h-11 組合せ応力

垂直応力 $\sigma_{bSS}$ (MPa)	せん断応力 $\tau_{SS}$ (MPa)	組合せ応力* $\sigma_{SS}$ (MPa)
17	1	18

注記 \* : 水密ハッチの組合せ応力  $\sigma_{SS}$  は以上より

$$\begin{aligned} \sigma_{SS} &= \sqrt{17^2 + 3 \times 1^2} \\ &= 17.0880 \end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 18 MPa

(a-2) 固定ボルト

固定ボルトに作用する水平荷重（水平震度）は、上蓋を介して固定ボルトにせん断力が作用する。

なお、鉛直下向き方向の荷重は固定ボルトに作用しないこと及び余震による鉛直震度が 1G を超えないため上蓋の浮き上がりによる固定ボルトの引張が起こらない。

(a-2-1) 重畳時

(a-2-1-1) せん断応力<重畳時>

余震による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は、以下の式より算出する。

$$\tau_{k s d} = \frac{K_{H s d}}{n \cdot A_b}$$

ここで、

$\tau_{k s d}$  : 固定ボルトに作用するせん断応力 (MPa)

$n$  : 固定ボルトの本数 (本)

$A_b$  : 固定ボルトの呼び径の断面積 (mm<sup>2</sup>) 呼び径 M20 mm より

$$\begin{aligned} A_b &= \pi \cdot 20^2 / 4 \\ &= 3.14159 \times 20^2 / 4 \\ &= 314.159 \end{aligned}$$

表 6.9.1-(2)-h-12 固定ボルトのせん断応力

固定ボルト本数 $n$ (本)	固定ボルトの断面積 $A_b$ (mm <sup>2</sup> )	せん断応力* $\tau_k$ (MPa)
26	314.159	2

注記 \* : 水密ハッチの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_{k s d} = \frac{13322.7}{26 \times 314.159}$$

$$= 1.63106$$

小数点第一位以下切り上げより 2 MPa

(a-2-2) 地震時

(a-2-2-1) せん断応力<地震時>

地震 ( $S_s$ ) による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は、以下の式より算出する。

$$\tau_{kSS} = \frac{K_{HSS}}{n \cdot A_b}$$

ここで、

$\tau_{kSS}$  : 水平方向の地震荷重 ( $S_s$ ) による固定ボルトに作用するせん断応力 (MPa)

水密ハッチの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_{kSS} = \frac{40264.1}{26 \times 314.159}$$

$$= 4.92941$$

小数点第一位以下切り上げより 5 MPa

(ハ) 許容応力

許容応力は、 $S_s$ 地震時、浸水津波 +  $S_d$ 地震時は、供用状態C (許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>S) として設定する。



(a-1) 上蓋の許容応力  
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-1) 許容曲げ応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_b &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-3) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 固定ボルトの許容応力  
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-3) 組合せを考慮した許容引張応力

$$\begin{aligned} f_{ts} &= 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{kss} \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 5 \\ &= 206.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

> 1.5 · f<sub>t</sub> = 153 MPa より  
許容引張応力は 1.5 · f<sub>t</sub> を使用する。

応力評価結果

イ. Ss 地震時

Ss 地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-h-13 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-13 耐震評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチ	上蓋	曲げ	17	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	18	204	○
	固定ボルト	せん断	5	117	○

注記 \* : 曲げとせん断の組合せである。

ロ. 基準津波と余震による重畳時

基準津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-h-14 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-14 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチ	上蓋	曲げ	20	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	21	204	○
	固定ボルト	せん断	2	117	○

注記 \* : 曲げとせん断の組合せである。

ハ. 敷地の遡上する津波と余震による重畳時

敷地の遡上する津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-h-15 に示す。

表 6.9.1-(2)-h-15 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチ	上蓋	曲げ	54	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	55	204	○
	固定ボルト	せん断	2	117	○

注記 \* : 曲げとせん断の組合せである。

以上より発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が構造健全性を有することを確認した。

i. 常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチの設計に関する補足説明

(a) 固有周期

イ. 固有周期（固有振動数）の計算

上蓋は、全周囲を固定ボルトにより支持されていることから、周辺固定の長方形板モデルとする。固有周期T及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数fは、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より、次式を用いて算出する。

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

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

ここで、

T : 固有周期 (s)

a : モデル化に用いる蓋材の幅 (長辺) (m)

b : モデル化に用いる蓋材の長さ (短辺) (m)

f : 一次固有振動数 (Hz)

λ : 振動数係数 (a/b及び振動系によって決まる係数)「機械工学便覧 (1986年)、日本機械学会」の周辺固定の長方形板モデルより、a/b=1のときλ=3.65、a/b=1.5のときλ=2.74、a/b=2のときλ=2.49

図 6.9.1-(2)-i-1 に機械工学便覧 P3-52 抜粋を示す。

π : 円周率 = 3.14159

t : 上蓋の厚さ (m) (公称厚) = 0.030

E : 縦弾性係数 (MPa) = 1.94 × 10<sup>5</sup>

J S M E S N C 1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 40 °Cにおけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 20 °Cの縦弾性係数 195000 MPa と、温度 50 °Cの縦弾性係数 193000 MPa より、直線補間を用いて計算する。

$$E = E_{20} + \frac{(t_{40} - t_{20}) \cdot (E_{50} - E_{20})}{(t_{50} - t_{20})}$$

$$= 195000 + \frac{(40 - 20) \times (193000 - 195000)}{(50 - 20)}$$

$$= 1.93666 \times 10^5 \approx 1.94 \times 10^5 \quad (\text{MPa})$$

ここで、

t<sub>20</sub>, t<sub>40</sub>, t<sub>50</sub> : 温度 (各 20 °C, 40 °C, 50 °C)

E<sub>20</sub>, E<sub>50</sub> : 各温度時のオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数 (E<sub>20</sub>: 20 °Cの時 195000 MPa, E<sub>50</sub>: 50 °Cの時 193000 MPa)

g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$\nu$  : ポアソン比 =0.3  
 $\rho$  : 材料の密度 (kg/m<sup>3</sup>) オーステナイト系ステンレス鋼 =7930  
 上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期を表 6.9.1-(2)-i-1 に示す。

**b. 長方形板** 2 隣辺の長さ  $a, b$  cm の両辺固定長方形板の振動数  $f$  s<sup>-1</sup> は

$$f = \lambda \frac{\pi^2}{2b^2} \sqrt{\frac{Eg}{3(1-\nu^2)}}$$

$\lambda$  は  $a/b$  および振動系によって定まる無次元の係数であって、基本振動数に対して請求(3B)によって計算された値にはかなりの差異があるが、おおよそ第 28 表のとおりである。

第 28 表 両辺固定の長方形板の  $\lambda$  (基本振動)

$a/b$	1	1.5	2.0
$\lambda$	3.65	2.74	2.49

図 6.9.1-(2)-i-1 機械工学便覧 P3-52 抜粋

表 6.9.1-(2)-i-1 上蓋の固有振動数の計算条件及び固有周期

上蓋の幅 $a$ (m)	上蓋の長さ $b$ (m)	振動数係数 $\lambda$ *1	一次固有振動数 $f$ *2 (Hz)	固有周期 $T$ *3 (s)
2.580	2.320	2.74	35.9	0.028

注記 \*1 : 水密ハッチの振動数係数  $\lambda$  は、 $a/b \approx 1.1$  の場合の定数  $\lambda$  が無いため、より小さな値として算出される  $a/b = 1.5$  の場合の定数  $\lambda = 2.74$  を用いた。

\*2 : 水密ハッチの一次固有振動数  $f$  は以上より、

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{2.74 \times 3.14159 \times \frac{0.030}{2}}{2 \times 2.320^2} \sqrt{\frac{1.94 \times 10^{11} \times 9.80665}{3 \times (1 - 0.3^2) \times 7930 \times 9.80665}} \\
 &= 35.9061 \approx 35.9
 \end{aligned}$$

\*3 : 水密ハッチの固有周期  $T$  は以下より算出する。

$$T = 1 / f = 1 / 35.9 = 0.0278552 \approx 0.028 \text{ (s)}$$

ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.028 s であり、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

(b) 評価条件の整理

(イ) 荷重条件

(a-1) 常時作用する固定荷重 (D) <重畳時及び地震時>

固定荷重は以下のとおりとする。水密ハッチの質量及び固定荷重を表 6.9.1-(2)-i-2 に示す。

$$D = m \cdot g$$

ここで、

D : 固定荷重 (N)

m : 上蓋の質量 (kg)

表 6.9.1-(2)-i-2 水密ハッチの質量及び固定荷重

上蓋の質量m (kg)	固定荷重D* (N)
1600	15690.6

注記 \* : 水密ハッチの固定荷重Dは以上より

$$\begin{aligned} D &= 1600 \times 9.80665 \\ &= 15690.64 \end{aligned}$$

(a-2) 積雪荷重( $P_s$ ) <重畳時及び地震時>

積雪荷重 $P_s$ については、30 cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は次式を用いて算出する。

$$P_s = k \cdot \omega \cdot H$$

ここで、

$P_s$  : 積雪荷重 (Pa)

$k$  : 定数 (積雪荷重算出) =0.35

$\omega$  : 積雪の単位荷重 (Pa/cm) =20

$H$  : 垂直積雪高さ (cm) =30

以上より、

$$\begin{aligned} P_s &= 0.35 \times 20 \times 30 \\ &= 210 \end{aligned}$$

(a-3) 基準津波による津波荷重( $P_{ht}$ ) <重畳時>

基準津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_{ht} = \rho_0 \cdot g \cdot h_t$$

ここで、

$P_{ht}$  : 浸水津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

$\rho_0$  : 海水の密度 ( $\text{kg/m}^3$ ) =1030

港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会 平成 19 年)  
より

$h_t$  : 水位差 (m) =0.200

以上より、

$$\begin{aligned} P_{ht} &= 1030 \times 9.80665 \times 0.200 \\ &= 2020.17 \end{aligned}$$

(a-4) 敷地に遡上する津波による津波荷重( $P_h$ ) <重畳時>

敷地に遡上する津波による津波荷重として、経路からの津波又は溢水に伴う水位を用いた静水圧を考慮し、次式を用いて算出する。

$$P_h = \rho_0 \cdot g \cdot h$$

ここで、

$P_h$  : 敷地に遡上する津波による津波荷重による静水圧荷重 (Pa)

$\rho_0$  : 海水の密度 ( $\text{kg/m}^3$ ) = 1030

港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会 平成 19 年) より

$h$  : 水位差 (m) = 1.200

以上より、

$$P_h = 1030 \times 9.80665 \times 1.200 \\ = 12121.02$$

(a-5) 余震荷重( $S_d$ ) <重畳時>

余震荷重は、添付書類「V-1-1-2-2-5 津波防護に関する施設の設計方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動  $S_d$  を入力して得られた地震応答解析に伴う上版 (コンクリート) における最大応答加速度の最大値を設計震度として、水密ハッチに作用する余震による慣性力を考慮する。

なお、設計震度は最大応答加速度を重力加速度で除して算出する。

水密ハッチの応力評価に用いる  $S_d$  地震荷重の設計震度を表 6.9.1-(2)-i-3 に示す。

表 6.9.1-(2)-i-3 応力評価に用いる設計震度

弾性設計用地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平震度 $C_H$	鉛直震度 $C_V$
$S_d$ -D1L	代替淡水貯槽 EL. 8.00*	0.46	0.27

注記 \* : 基準床レベルを示す。

地震荷重による水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重 (D) 及び積雪荷重 ( $P_s$ ) を考慮し次式を用いて算出する。

余震による地震荷重は表 6.9.1-(2)-i-4 に示す。

$$K_{Hsd} = C_H \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

$K_{Hsd}$  : 水平方向の地震荷重 (N)

A : 上蓋に積雪が載荷する面積（上蓋端面積）（m<sup>2</sup>）

地震荷重による鉛直方向の静的地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P<sub>s</sub>）を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{Vsd} = C_V \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、

K<sub>Vsd</sub> : 鉛直方向の地震荷重（N）

表 6.9.1-(2)-i-4 余震による地震荷重

上蓋端幅 (m)	上蓋端長さ (m)	上蓋面積 A (m <sup>2</sup> )	水平地震荷重* <sup>1</sup> K <sub>Hsd</sub> (N)	鉛直地震荷重* <sup>2</sup> K <sub>Vsd</sub> (N)
2.580	2.320	5.9856	7795.88	4575.85

注記 \*1 : 水密ハッチの水平地震荷重K<sub>Hsd</sub>は以上より

$$K_{Hsd} = 0.46 \times (15690.6 + 210 \times 5.9856) \\ = 7795.88$$

\*2 : 水密ハッチの鉛直地震荷重K<sub>Vsd</sub>は以上より

$$K_{Vsd} = 0.27 \times (15690.6 + 210 \times 5.9856) \\ = 4575.85$$

(a-6) 地震荷重(S<sub>s</sub>) <地震時>

基準地震動S<sub>s</sub>による荷重を考慮する。

ここで、応力評価に用いる設計震度は上版（コンクリート）における最大加速度を重力加速度で除して算出し、各方向での最大値を用いる。

表 6.9.1-(2)-i-5 に応力評価に用いる設計震度を示す。

表 6.9.1-(2)-i-5 設計用震度

地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平方向設計震度 C <sub>Hss</sub>	鉛直方向設計震度 C <sub>Vss</sub>
基準地震動 S <sub>s</sub>	代替淡水貯槽 EL. 8.00*	14.2	0.72

注記 \* : 基準床レベルを示す。

基準地震動S<sub>s</sub>による水平方向の地震荷重は常時作用する固定荷重（D）及び積雪荷重（P<sub>s</sub>）を考慮し次式を用いて算出する。

基準地震動S<sub>s</sub>による地震荷重は表 6.9.1-(2)-i-6 に示す。

$$K_{Hss} = C_{Hss} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、



$K_{H_{s s}}$  : 水平方向の地震荷重 (N)

A : 上蓋に積雪が載荷する面積 (上蓋端面積) ( $m^2$ )

地震荷重による鉛直方向の地震荷重は常時作用する固定荷重 (D) 及び積雪荷重 ( $P_s$ ) を考慮し次式を用いて算出する。

$$K_{V_{s s}} = C_{V_{s s}} \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで,

$K_{V_{s s}}$  : 鉛直方向の地震荷重 (N)

表 6.9.1-(2)-i-6 基準地震動  $S_s$  による地震荷重

上蓋端幅 (m)	上蓋端長さ (m)	上蓋面積 A ( $m^2$ )	水平地震荷重* <sup>1</sup> $K_{H_{s s}}$ (N)	鉛直地震荷重* <sup>2</sup> $K_{V_{s s}}$ (N)
2.58	2.32	5.9856	24065.6	12202.3

注記 \*1 : 水密ハッチの水平地震荷重  $K_{H_{s s}}$  は以上より

$$\begin{aligned} K_{H_{s s}} &= 1.42 \times (15690.6 + 210 \times 5.9856) \\ &= 24065.6 \end{aligned}$$

\*2 : 水密ハッチの鉛直地震荷重  $K_{V_{s s}}$  は以上より

$$\begin{aligned} K_{V_{s s}} &= 0.72 \times (15690.6 + 210 \times 5.9856) \\ &= 12202.3 \end{aligned}$$

#### (ロ) 各部の応力計算

##### (a-1) 上蓋

上蓋に作用する鉛直荷重 (鉛直下向き方向) は, コンクリート躯体に支持されることから, 上蓋には曲げ及びせん断力が作用する。

上蓋は固定ボルト間を支点とした等分布荷重を受ける周辺固定の長方形板モデルとして検討を行う。

なお, 水平荷重 (水平 2 方向) は固定ボルトに対するせん断力として評価を行う。

##### (a-1-1) 重畳時

###### (a-1-1-1) 基準津波による曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に, 上蓋に発生する曲げ応力は, 「機械工学便覧 (1986 年), 日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_{bt} = \frac{\beta_2 \cdot \left( \frac{D + K_{Vsd}}{A} + P_{ht} + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

$\sigma_{bt}$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

$\beta_2$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数

「機械工学便覧 (1986 年), 日本機械学会 第 4 編材料力学 第 37 表 及び 第 160 図」より求める。

図 6.9.1-(2)-i-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

$t$  : 上蓋の厚さ (公称値) (m) = 0.030

$b$  : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

$a$  : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-i-7 に示す。

表 6.9.1-(2)-i-7 上蓋の応力計算条件

上蓋の短辺長さ $b$ (m)	上蓋の長辺長さ $a$ (m)	応力係数*1 $\beta_2$	上蓋の厚さ $t$ (m)	上蓋の曲げ 応力*2 $\sigma_{bt}$ (MPa)
2.320	2.580	0.33	0.030	12

注記 \*1 : 水密ハッチの応力係数  $\beta_2$  は  $a/b$  から

$$a/b = 2.580/2.320$$

$$= 1.11207$$

第 160 図から

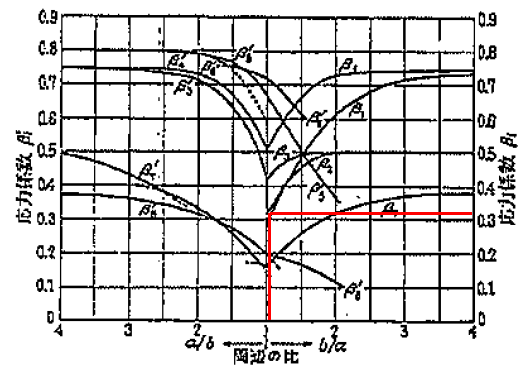
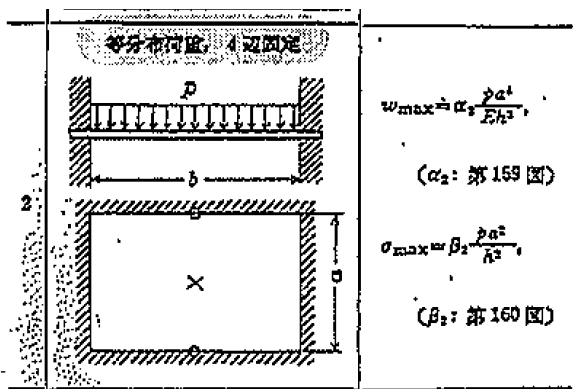
$$\beta_2 = 0.33$$

\*2 : 水密ハッチの曲げ応力  $\sigma_{bt}$  は以上より

$$\sigma_{bt} = \frac{0.33 \times \left( \frac{15690.6 + 4575.85}{5.9856} + 2020.17 + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 11.0835$$

小数点第一位以下切り上げより 12 MPa



第 160 図 長方形板の最大応力の係数  $\beta_1, \beta_2$

図 6. 9. 1-(2)-i-2 機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋

(a-1-1-2) 敷地に遡上する津波による曲げ応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986 年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

$$\sigma_b = \frac{\beta_2 \cdot \left( \frac{D + K_{Vs d}}{A} + P_h + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

$\sigma_b$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

$\beta_2$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の応力係数

「機械工学便覧（1986 年）、日本機械学会 第 4 編材料力学 第 37 表及び 第 160 図」より求める。

図 6. 9. 1-(2)-i-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

t : 上蓋の厚さ (公称値) (m) = 0.030

b : モデル化に用いる上蓋の短辺長さ (m)

a : モデル化に用いる上蓋の長辺長さ (m)

上蓋の応力計算条件を表 6. 9. 1-(2)-i-8 に示す。

表 6. 9. 1-(2)-i-8 上蓋の応力計算条件

上蓋の短辺長さ b (m)	上蓋の長辺長さ a (m)	応力係数*1 $\beta_2$	上蓋の厚さ t (m)	上蓋の曲げ 応力*2 $\sigma_b$ (MPa)
2.320	2.580	0.33	0.030	32

注記 \*1 : 水密ハッチの応力係数  $\beta_2$  は a / b から

$$a / b = 2.580 / 2.320$$

$$=1.11207$$

第 160 図から

$$\beta_2 = 0.33$$

\*2 : 水密ハッチの曲げ応力  $\sigma_b$  は以上より

$$\sigma_b = \frac{0.33 \times \left( \frac{15690.6 + 4575.85}{5.9856} + 12121.02 + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 31.0180$$

小数点第一位以下切り上げより 32 MPa

(a-1-1-3) 基準津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_t = \frac{D + K_{V_{s,d}} + (P_h + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

$\tau_t$  : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力  $\tau_t$  は以上より

$$\tau_t = \frac{15690.6 + 4575.85 + (2020.17 + 210) \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.114338$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-4) 敷地に遡上する津波によるせん断応力<重畳時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau = \frac{D + K_{V_{s,d}} + (P_h + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

$\tau$  : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力  $\tau$  は以上より

$$\tau = \frac{15690.6 + 4575.85 + (12121.02 + 210) \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.319983$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-1-5) 基準津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-i-9 に示す。

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma_{b_t}^2 + 3 \cdot \tau_t^2}$$

ここで、

$\sigma_t$  : 組合せ応力 (MPa)

$\sigma_{b_t}$  : 垂直応力 (MPa)

$\tau_t$  :  $\sigma_{b_t}$  が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-i-9 組合せ応力

垂直応力 $\sigma_{b_t}$ (MPa)	せん断応力 $\tau_t$ (MPa)	組合せ応力* $\sigma_t$ (MPa)
12	1	13

注記 \* : 水密ハッチの組合せ応力  $\sigma_t$  は以上より

$$\sigma = \sqrt{12^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 12.1244$$

小数点第一位以下切り上げより 13 MPa

(a-1-1-6) 敷地に遡上する津波による応力の組合せ<重畳時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。

組合せ応力を表 6.9.1-(2)-i-10 に示す。

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

ここで、

$\sigma$  : 組合せ応力 (MPa)

$\sigma_b$  : 垂直応力 (MPa)

$\tau$  :  $\sigma_b$  が作用する面内のせん断応力 (MPa)

表 6.9.1-(2)-i-10 組合せ応力

垂直応力 $\sigma_b$ (MPa)	せん断応力 $\tau$ (MPa)	組合せ応力* $\sigma$ (MPa)
32	1	33

注記 \* : 水密ハッチの組合せ応力  $\sigma$  は以上より

$$\sigma = \sqrt{32^2 + 3 \times 1^2}$$

$$= 32.0468$$

小数点第一位以下切り上げより 33 MPa

(a-1-2) 地震時

(a-1-2-1) 曲げ応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生する曲げ応力は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より次式を用いて算出する。

図 6.9.1-(2)-i-2 に機械工学便覧 P4-67, 68 抜粋を示す。

$$\sigma_{bss} = \frac{\beta_2 \cdot \left( \frac{D + K_{VSS}}{A} + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで、

$\sigma_{bss}$  : 周辺固定の長方形板モデルに等分布荷重が作用する際の曲げ応力 (MPa)

t : 上蓋の厚さの公称値 (m) = 0.030

上蓋の応力計算条件を表 6.9.1-(2)-i-7 に示す。

水密ハッチの曲げ応力  $\sigma_{bss}$  は以上より

$$\sigma_{bss} = \frac{0.33 \times \left( \frac{15690.6 + 12202.3}{5.9856} + 210 \right) \times 2.320^2}{0.030^2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 9.61117$$

小数点第一位以下切り上げより 10 MPa

(a-1-2-2) せん断応力<地震時>

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に、上蓋に発生するせん断応力は、すべての荷重が支持縁に作用するとして次式を用いて算出する。

$$\tau_{ss} = \frac{D + K_{VSS} + P_s \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで、

$\tau_{ss}$  : せん断応力 (MPa)

水密ハッチのせん断応力  $\tau$  は以上より

$$\tau_{ss} = \frac{15690.6 + 12202.3 + 210 \times 5.9856}{0.030 \times (2.320 + 2.580) \times 2} \cdot 10^{-6}$$

$$= 0.0991492$$

小数点第一位以下切り上げより 1 MPa

(a-1-2-3) 組合せ応力<地震時>

前項にて算出した垂直応力やせん断応力について、「J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1」より次式を用いて算出する。結果を表 6.9.1-(2)-i-11 に示す。

$$\sigma_{s s} = \sqrt{\sigma_{b s s}^2 + 3 \cdot \tau_{s s}^2}$$

表 6.9.1-(2)-i-11 組合せ応力

垂直応力 $\sigma_{b s s}$ (MPa)	せん断応力 $\tau_{s s}$ (MPa)	組合せ応力* $\sigma_{s s}$ (MPa)
10	1	11

注記 \* : 水密ハッチの組合せ応力  $\sigma$  は以上より

$$\begin{aligned} \sigma_{s s} &= \sqrt{10^2 + 3 \times 1^2} \\ &= 10.1489 \end{aligned}$$

小数点第一位以下切り上げより 11 MPa

(a-2) 固定ボルト

固定ボルトに作用する水平荷重（水平震度）は，上蓋を介して固定ボルトにせん断力が作用する。

なお，鉛直下向き方向の荷重は固定ボルトに作用しないこと及び余震による鉛直震度が 1G を超えないため上蓋の浮き上がりによる固定ボルトの引張が起これない。

(a-2-1) 重畳時

(a-2-1-1) せん断応力<重畳時>

余震による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は，以下の式より算出する。

$$\tau_{k s d} = \frac{K_{H s d}}{n \cdot A_b}$$

ここで，

$\tau_{k s d}$  : 固定ボルトに作用するせん断応力 (MPa)

$n$  : 固定ボルトの本数 (本)

$A_b$  : 固定ボルトの呼び径の断面積 (mm<sup>2</sup>) 呼び径 M20 mm より

$$\begin{aligned} A_b &= \pi \cdot 20^2 / 4 \\ &= 3.14159 \times 20^2 / 4 \\ &= 314.159 \end{aligned}$$

表 6.9.1-(2)-i-12 固定ボルトのせん断応力

固定ボルト本数 $n$ (本)	固定ボルトの断面積 $A_b$ (mm <sup>2</sup> )	せん断応力* $\tau_k$ (MPa)
20	314.159	2

注記 \* : 水密ハッチの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_{k s d} = \frac{7795.88}{20 \times 314.159}$$

$$= 1.24075$$

小数点第一位以下切り上げより 2 MPa

(a-2-2) 地震時

(a-2-2-1) せん断応力<地震時>

地震 ( $S_s$ ) による水平荷重が作用した際の固定ボルトのせん断応力は，以下の式より算出する。



$$\tau_{k s s} = \frac{K_{H s s}}{n \cdot A_b}$$

ここで、

$\tau_{k s s}$  : 水平方向の地震荷重 ( $S_s$ ) による固定ボルトに作用するせん断応力 (MPa)

水密ハッチの固定ボルトせん断応力は以上より

$$\tau_{k s s} = \frac{24065.6}{20 \times 314.159}$$

$$= 3.83016$$

小数点第一位以下切り上げより 4 MPa

(ハ) 許容応力

許容応力は、 $S_s$ 地震時、浸水津波 +  $S_d$ 地震時は、供用状態C (許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>S) として設定する。

(a-1) 上蓋の許容応力  
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-1) 許容曲げ応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_b &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-1-3) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 固定ボルトの許容応力  
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [205, 0.7 \times 520] \\ &= \min [205, 364] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2-3) 組合せを考慮した許容引張応力

$$\begin{aligned} f_{ts} &= 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{kss} \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 4 \\ &= 207.8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$> 1.5 \cdot f_t = 153 \text{ MPa}$  より  
許容引張応力は  $1.5 \cdot f_t$  を使用する。

(c) 応力評価結果

イ. Ss 地震時

Ss 地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-i-13 に示す。

表 6.9.1-(2)-i-13 耐震評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチ	上蓋	曲げ	10	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	11	204	○
	固定ボルト	せん断	4	117	○

注記 \* : 曲げとせん断の組合せである。

ロ. 基準津波と余震による重畳時

基準津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-i-14 に示す。

表 6.9.1-(2)-i-14 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチ	上蓋	曲げ	12	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	13	204	○
	固定ボルト	せん断	2	117	○

注記 \* : 曲げとせん断の組合せである。

ハ. 敷地の遡上する津波と余震による重畳時

敷地の遡上する津波と余震による重畳時の評価結果を表 6.9.1-(2)-i-15 に示す。

表 6.9.1-(2)-i-15 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	発生応力 ≤許容応力
水密ハッチ	上蓋	曲げ	32	204	○
		せん断	1	117	○
		組合せ*	33	204	○
	固定ボルト	せん断	2	117	○

注記 \* : 曲げとせん断の組合せである。

以上より発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が構造健全性を有することを確認した。

j. 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の設計に関する補足説明

(a) 固有値解析

イ. 固有周期の計算

固有値解析に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-10 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

蓋は、たて方向に基礎ボルトにより支持されていることから、たて方向で支持された蓋端間の両端単純支持ばりとしてモデル化する。両端単純支持ばりの一次固有振動数は、「機械工学便覧(1986年), 日本機械学会」より、次のとおり与えられる。

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

$$f = \lambda^2 / (2\pi \cdot L^2) \cdot \sqrt{E \cdot I / (\rho \cdot A)}$$

ここで、

T : 固有周期 (s)

f : 一次固有振動数 (Hz)

$\lambda$  : 振動数係数

$= \pi$

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の構造図を図 6.9.1-(2)-j-1 に示す。

図 6.9.1-(2)-j-1 に示す構造図から、はりの長さをそれぞれ以下のとおりとする。

L : はりの長さ (mm)

$= 850$

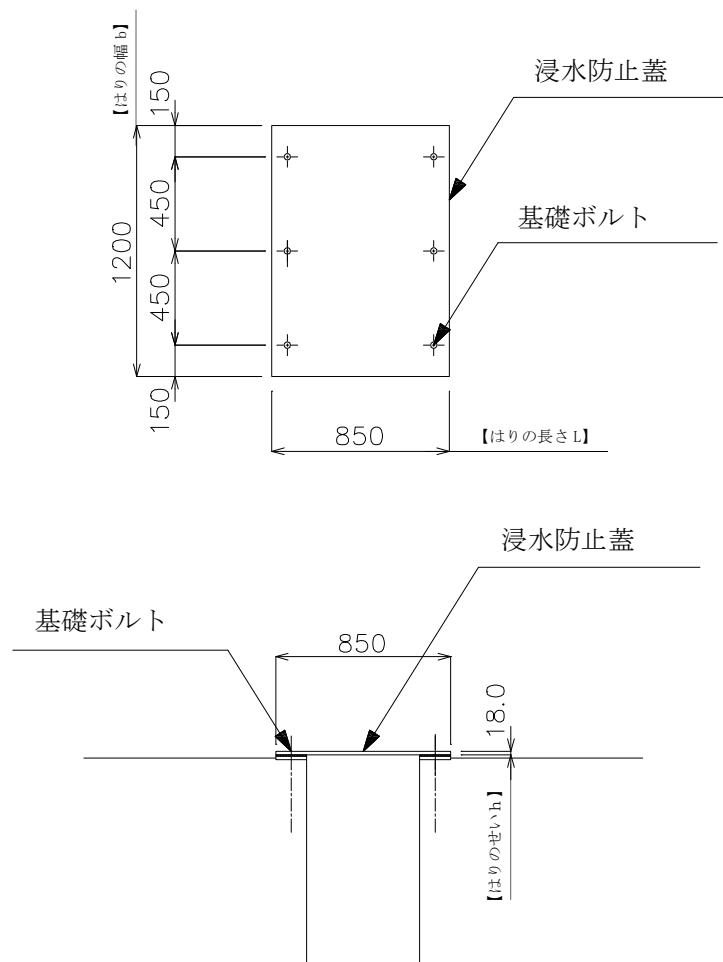


図 6.9.1-(2)-j-1 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の構造図

E : 縦弾性係数 (MPa)  $= 1.93 \times 10^5$

温度 50 °Cにおけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 より

$$1.93 \times 10^5 \text{ (MPa)} = 1.93 \times 10^{11} \text{ (Pa)}$$

I : 断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)  $= 5.832 \times 10^5$

$$5.832 \times 10^5 \text{ (mm}^4\text{)} = 5.832 \times 10^{-7} \text{ (m}^4\text{)}$$

$$I = b \cdot h^3 / 12$$

図 6.9.1-(2)-j-1 に示す構造図から、はりの幅 b 及びはりのせい h をそれぞれ以下のとおりとする。

b : はりの幅 (mm)  $= 1200$

h : はりのせい (蓋の厚さ) (mm)  $= 18.0$

以上より、

$$I = b \cdot h^3 / 12$$

$$= 1200 \times 18.0^3 / 12$$

$$= 5.832 \times 10^5$$

$$\rho : \text{はりの単位体積質量 (kg/mm}^3\text{)} = 7.93 \times 10^{-6}$$

(「JIS G4310 (1999) ステンレス鋼板及び耐熱鋼板質量算出方法 表1 ステンレス鋼板の基本質量」より)

$$A : \text{はりの断面積 (mm}^2\text{)} = 2.160 \times 10^4$$

$$\begin{aligned} A &= b \cdot h \\ &= 1200 \times 18.0 \\ &= 2.160 \times 10^4 \end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned} f &= \pi^2 / (2\pi \cdot 850^2) \cdot \sqrt{(1.93 \times 10^{11} \times 5.832 \times 10^5 / (7.93 \times 10^{-6} \times 10^3 \times 2.160 \times 10^4))} \\ &= 55.7321 \\ &= 55 \text{ Hz} \end{aligned}$$

$$T = 1/55 = 0.0181818 \text{ s} = 0.019 \text{ s}$$

ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.019 s であり, 0.05 s 以下であることから, 剛構造である。

(b) 評価条件の整理

イ. 固定荷重

固定荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-10 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固定荷重は以下のとおりとする。

$$D = m_D \cdot g$$

ここで、

D : 固定荷重 (N)

$m_D$  : 蓋の自重による質量 (kg)

g : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

$$m_D = A \cdot t \cdot \rho$$

ここで、

A : 蓋の面積 ( $mm^2$ )

t : 蓋の厚さ (mm) = 18.0

$\rho$  : 蓋の単位体積質量 ( $kg/mm^3$ ) =  $7.93 \times 10^{-6}$

以上より、

$$A = 850 \times 1200$$

$$= 1020000 \text{ mm}^2 = 1.020 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$m_D = 1.020 \times 10^6 \times 18.0 \times 7.93 \times 10^{-6}$$

$$= 145.594 \text{ kg}$$

保守的に 200 kg とする。

$$D = 200 \times 9.80665$$

$$= 1961.33 \text{ N}$$

ロ. 風荷重及び積雪荷重

添付書類「V-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」にて設定した荷重の組合せに基づき、考慮しない。



(c) 応力計算

イ. 溢水時

(イ) 荷重条件

溢水時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-10 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(a-1) 固定荷重

蓋の自重が基礎ボルトに、せん断力として作用する。

蓋の質量は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-1-1) 発生荷重<溢水時>基礎ボルト 1 本当たりのせん断力

$$Q = m_D \cdot g / n$$

ここで、

Q : 基礎ボルト 1 本当たりのせん断力 (N/本)

$m_D$  : 蓋の自重による質量 (kg) = 200

g : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

n : 基礎ボルト本数 = 6

以上より、

$$\begin{aligned} Q &= 200 \times 9.80665 / 6 \\ &= 326.888 \text{ N/本} \end{aligned}$$

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 浸水津波荷重

浸水津波荷重は以下のとおりとする。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、

$P_h$  : 浸水津波荷重 (MPa)

$\rho$  : 溢水の密度 ( $kg/m^3$ ) = 1030

g : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

h : 溢水水位 (m) = 8.2

なお、添付書類「V-1-1-8-4 溢水影響に関する評価」に示すとおり、屋外タンク等の破損により生じる溢水は EL. 8.0 m の敷地において 0.1m の浸水深であったが、ここでは保守的に原子炉建屋及びタービン建屋の設置高さである EL. 8.2 m まで浸水した場合を想定し、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋が設置される敷地高さである EL. 0.8m の標高を差し引かずに 8.2m の溢水水位を設定した。

以上より,

$$P_h = 1030 \times 9.80665 \times 8.2 / 10^6 \\ = 0.0828269 \text{ MPa}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する溢水荷重（水平方向）は，蓋を介して基礎ボルトに伝達し，基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は，蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。

(a-1-1) 発生荷重<溢水時>

溢水荷重	$w = P_h$ $= 0.0828269 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 850 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$ $= 0.0828269 \times 850^2 / 8$ $= 7480.30 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L / 2$ $= 0.0828269 \times 850 / 2$ $= 35.2014 \text{ N}/\text{mm}$

(a-1-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 18.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2 / 6$ $= 18.0^2 / 6$ $= 54 \text{ mm}^3/\text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$ $= 18 \text{ mm}^2/\text{mm}$

(a-1-3) 発生応力<溢水時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 7480.30 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 35.2014 \text{ N}/\text{mm}$
曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$ $= 7480.30 / 54$ $= 138.524$ $= 139 \text{ MPa}$
せん断応力	$\tau = Q / A_s$ $= 35.2014 / 18$ $= 1.95563$ $= 2 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}
\text{組合せ応力 (曲げ+せん断)} \quad \sigma &= \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)} \\
&= \sqrt{(139^2 + 3 \times 2^2)} \\
&= 139.043 \\
&= 140 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

(a-2) 基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重は、蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 発生荷重<溢水時>

(a-2-1-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

$$\begin{aligned}
\text{溢水荷重} \quad w &= P_h \\
P_h &= 0.0828269 \text{ MPa} \\
\text{支点間距離} \quad L &= 850 \text{ mm} \\
\text{蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力} \\
Q_s &= w \cdot L/2 \\
&= 0.0828269 \times 850/2 \\
&= 35.2014 \text{ N/mm} \\
\text{基礎ボルトの負担幅(mm)} \quad b &= 450 \text{ mm} \\
\text{基礎ボルトの引張荷重} \quad P_{tb} &= Q_s \cdot b \\
&= 35.2014 \times 450 \\
&= 15840.6 \text{ N}
\end{aligned}$$

(a-2-1-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

$$\begin{aligned}
\text{蓋の自重による質量} \quad m_D &= 200 \text{ kg} \\
\text{基礎ボルト本数} \quad n &= 6 \text{ 本} \\
\text{基礎ボルトに作用するせん断荷重} \quad Q_{s,b} &= m_D \cdot g/n \\
&= 200 \times 9.80665/6 \\
&= 326.888 \text{ N/本}
\end{aligned}$$

(a-2-2) 断面性能

$$\begin{aligned}
\text{基礎ボルトの呼び径 (M16)} \quad \phi &= 16 \text{ mm} \\
\text{基礎ボルトの呼び径断面積} \quad A_m &= \pi/4 \cdot \phi^2 \\
&= 201.061 \text{ mm}^2 \\
&= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

(a-2-3) 発生応力<溢水時>

$$\begin{aligned}
\text{基礎ボルトの引張応力} \quad \sigma_t &= P_{tb}/A_m \\
&= 15840.6/2.011 \times 10^2
\end{aligned}$$

基礎ボルトのせん断応力

$$=78.7697$$

$$=79 \text{ MPa}$$

$$\tau_k = Q/A_m$$

$$=326.888/2.011 \times 10^2$$

$$=1.62549$$

$$=2 \text{ MPa}$$

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-5-10 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は、「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)  $S_s$ 地震荷重

固有値解析の結果より、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期は、0.05s 以下であるため、剛構造であることから、 $S_s$ 地震荷重を求めるための設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮して設定する。設計震度を表6.9.1-(2)-j-1に示す。

表 6.9.1-(2)-j-1 応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		基準地震動 $S_s$	取水構造物 EL. 0.800 (EL. 0.300*2)
		鉛直方向 $C_V$	1.03

注記 \*1：海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

基準地震動  $S_s$  による地震荷重は以下のとおりとする。

$$W_{hk} = C_H \cdot m_D \cdot g$$

$$W_{vk} = C_V \cdot m_D \cdot g$$

$$w_{hk} = C_H \cdot m_D \cdot g/A$$

ここで、

$W_{hk}$ ：基準地震動  $S_s$  による水平地震荷重 (N)

$W_{vk}$ : 基準地震動 $S_s$ による鉛直地震荷重 (N)	
$w_{hk}$ : 基準地震動 $S_s$ による水平地震等分布荷重 (MPa)	
$C_H$ : 基準地震動 $S_s$ による水平方向の設計震度	= 1.10
$C_V$ : 基準地震動 $S_s$ による鉛直方向の設計震度	= 1.03
$m_D$ : 蓋の自重による質量 (設計値) (kg)	= 200
$g$ : 重力加速度 ( $m/s^2$ )	= 9.80665
$A$ : 蓋の面積 ( $mm^2$ )	= $1.020 \times 10^6$

以上より,

$$W_{hk} = 1.10 \times 200 \times 9.80665 \\ = 2.15746 \times 10^3 \text{ N}$$

$$W_{vk} = 1.03 \times 200 \times 9.80665 \\ = 2.02016 \times 10^3 \text{ N}$$

$$w_{hk} = 1.10 \times 200 \times 9.80665 / (1.020 \times 10^6) \\ = 2.11515 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する地震力（水平方向及び鉛直方向）は、蓋を介して基礎ボルトに伝達し、基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。  
蓋の鉛直地震荷重による面内応力は、発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1) 発生荷重<S<sub>s</sub>地震時>

蓋に作用する水平地震等分布荷重	$w = w_{hk}$ $= 2.11515 \times 10^{-3} \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 850 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$ $= 2.11515 \times 10^{-3} \times 850^2 / 8$ $= 191.024 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L / 2$ $= 2.11515 \times 10^{-3} \times 850 / 2$ $= 0.898938 \text{ N}/\text{mm}$

(a-1-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 18.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2 / 6$ $= 18.0^2 / 6$ $= 54 \text{ mm}^3/\text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$ $= 18 \text{ mm}^2/\text{mm}$

(a-1-3) 発生応力<S<sub>s</sub>地震時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 191.024 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 0.898938 \text{ N}/\text{mm}$
曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$ $= 191.024 / 54$ $= 3.53748$ $= 4 \text{ MPa}$
せん断応力	$\tau = Q / A_s$ $= 0.898938 / 18$ $= 0.0499410$ $= 1 \text{ MPa}$
組合せ応力（曲げ+せん断）	$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$

$$\begin{aligned}
&= \sqrt{4^2 + 3 \times 1^2} \\
&= 4.35889 \\
&= 5 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

(a-2) 基礎ボルト

蓋に作用する水平地震力及び鉛直地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 発生荷重<S<sub>s</sub>地震時>

(a-2-1-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力	$Q_s = 0.898938 \text{ N/mm}$
基礎ボルトの負担幅(mm)	$b = 450 \text{ mm}$
基礎ボルトの引張荷重	$P_{tb} = Q_s \cdot b$ $= 0.898938 \times 450$ $= 404.522 \text{ N}$

(a-2-1-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

蓋の自重による質量	$m_D = 200 \text{ kg}$
基礎ボルト本数	$n = 6 \text{ 本}$
鉛直地震荷重	$W_{vk} = 2.02016 \times 10^3 \text{ N}$
基礎ボルトに作用するせん断荷重	$Q_{sb} = (m_D \cdot g + W_{vk}) / n$ $= (200 \times 9.80665 + 2.02016 \times 10^3) / 6$ $= 663.581 \text{ N/本}$

(a-2-2) 断面性能

基礎ボルトの呼び径 (M16)	$\phi = 16 \text{ mm}$
基礎ボルトの呼び径断面積	$A_m = \pi / 4 \cdot \phi^2$ $= 201.061 \text{ mm}^2$ $= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$

(a-2-3) 発生応力<S<sub>s</sub>地震時>

基礎ボルトの引張応力	$\sigma_t = P_{tb} / A_m$ $= 404.522 / 2.011 \times 10^2$ $= 2.01154$ $= 3 \text{ MPa}$
基礎ボルトのせん断応力	$\tau_k = Q_{sb} / A_m$ $= 663.581 / 2.011 \times 10^2$ $= 3.29975$ $= 4 \text{ MPa}$



ハ. 溢水+S<sub>d</sub>地震時

溢水+S<sub>d</sub>地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-4-10 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は、「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 溢水荷重

溢水荷重は、「溢水時」と同じ値とする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

S<sub>d</sub>地震荷重は、添付書類「V-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、弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>-D1 に伴う地震力とする。固有値解析の結果より、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期は、0.05s 以下であるため、剛構造であることから、S<sub>d</sub>地震荷重を求めるための設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。設計震度を表 6.9.1-(2)-j-2 に示す。

表 6.9.1-(2)-j-2 応力評価に用いる S<sub>d</sub>地震荷重の設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度*1	
		弾性設計用 地震動 S <sub>d</sub> -D1	取水構造物 EL. 0.800 (EL. 0.300*2)
		鉛直方向 C <sub>V S d</sub>	0.43

注記 \*1：海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

余震による地震荷重は以下のとおりとする。

$$W_{hksd} = C_{Hsd} \cdot m_D \cdot g$$

$$W_{vksd} = C_{Vsd} \cdot m_D \cdot g$$

$$w_{hksd} = C_{Hsd} \cdot m_D \cdot g / A$$

ここで、

$W_{hksd}$  : 余震による水平地震荷重 (N)

$W_{vksd}$  : 余震による鉛直地震荷重 (N)

$w_{hksd}$  : 余震による水平地震等分布荷重 (MPa)

$C_{Hsd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.61

$C_{Vsd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.43

$m_D$  : 蓋の自重による質量 (設計値) (kg) = 200

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$A$  : 蓋の面積 (mm<sup>2</sup>) = 1.020 × 10<sup>6</sup>

以上より、

$$\begin{aligned} W_{hksd} &= 0.61 \times 200 \times 9.80665 \\ &= 1.19641 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{vksd} &= 0.43 \times 200 \times 9.80665 \\ &= 8.43371 \times 10^2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_{hksd} &= 0.61 \times 200 \times 9.80665 / (1.020 \times 10^6) \\ &= 1.17295 \times 10^{-3} \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

蓋に作用する溢水荷重及び $S_d$ 地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達し、基礎ボルトを介してコンクリート躯体に伝達するものとする。

(a-1) 蓋

蓋は、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして検討を行う。  
蓋の鉛直地震荷重による面内応力は、発生応力が微小なため無視する。

(a-1-1) 発生荷重<溢水+S<sub>d</sub>地震時>

溢水荷重による水平等分布荷重	$w_h = P_h$ $= 0.0828269 \text{ MPa}$
蓋に作用する水平地震等分布荷重	$w_{hksd} = 1.17295 \times 10^{-3} \text{ MPa}$
蓋に作用する水平等分布荷重	$w = w_h + w_{hksd}$ $= 0.0828269 + 1.17295 \times 10^{-3}$ $= 0.0839998 \text{ MPa}$
支点間距離	$L = 850 \text{ mm}$
単位幅当たり曲げモーメント	$M = w \cdot L^2 / 8$ $= 0.0839998 \times 850^2 / 8$ $= 7586.23 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = w \cdot L / 2$ $= 0.0839998 \times 850 / 2$ $= 35.6999 \text{ N}/\text{mm}$

(a-1-2) 断面性能

蓋の厚さ	$t = 18.0 \text{ mm}$
蓋の単位幅当たりの断面係数	$Z = t^2 / 6$ $= 18.0^2 / 6$ $= 54 \text{ mm}^3 / \text{mm}$
蓋の単位幅当たりのせん断断面積	$A_s = t$ $= 18 \text{ mm}^2 / \text{mm}$

(a-1-3) 発生応力<溢水+S<sub>d</sub>地震時>

単位幅当たり曲げモーメント	$M = 7586.23 \text{ N}\cdot\text{mm}/\text{mm}$
単位幅当たりせん断力	$Q = 35.6999 \text{ N}/\text{mm}$
曲げ応力	$\sigma_b = M / Z$ $= 7586.23 / 54$ $= 140.485$ $= 141 \text{ MPa}$
せん断応力	$\tau = Q / A_s$

組合せ応力（曲げ+せん断）

$$= 35.6999/18$$

$$= 1.98332$$

$$= 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2)}$$

$$= \sqrt{(141^2 + 3 \times 2^2)}$$

$$= 141.042$$

$$= 142 \text{ MPa}$$

(a-2) 基礎ボルト

蓋に作用する溢水荷重及び  $S_d$  地震力は、蓋を介して基礎ボルトに伝達するものとする。

(a-2-1) 発生荷重<溢水+S<sub>d</sub>地震時>

(a-2-1-1) 基礎ボルトに作用する引張荷重

$$\begin{aligned} \text{蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力} \quad Q_s &= 35.6999 \text{ N/mm} \\ \text{基礎ボルトの負担幅(mm)} \quad b &= 450 \text{ mm} \\ \text{基礎ボルトの引張荷重} \quad P_{tb} &= Q_s \cdot b \\ &= 35.6999 \times 450 \\ &= 16064.9 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-2-1-2) 基礎ボルトに作用するせん断荷重

$$\begin{aligned} \text{蓋の自重による質量} \quad m_D &= 200 \text{ kg} \\ \text{基礎ボルト本数} \quad n &= 6 \text{ 本} \\ \text{鉛直地震荷重} \quad W_{vksd} &= 8.43371 \times 10^2 \text{ N} \\ \text{基礎ボルトに作用するせん断荷重} \quad Q_{s \ b} &= (m_D \cdot g + W_{vksd}) / n \\ &= (200 \times 9.80665 + 8.43371 \times 10^2) / 6 \\ &= 467.450 \text{ N/本} \end{aligned}$$

(a-2-2) 断面性能

$$\begin{aligned} \text{基礎ボルトの呼び径 (M16)} \quad \phi &= 16 \text{ mm} \\ \text{基礎ボルトの呼び径断面積} \quad A_m &= \pi / 4 \cdot \phi^2 \\ &= 201.061 \text{ mm}^2 \\ &= 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(a-2-3) 発生応力<溢水+S<sub>d</sub>地震時>

$$\begin{aligned} \text{基礎ボルトの引張応力} \quad \sigma_t &= P_{tb} / A_m \\ &= 16064.9 / 2.011 \times 10^2 \\ &= 79.8851 \\ &= 80 \text{ MPa} \\ \text{基礎ボルトのせん断応力} \quad \tau_k &= Q_{s \ b} / A_m \\ &= 467.450 / 2.011 \times 10^2 \\ &= 2.32446 \\ &= 3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(d) 許容応力

許容応力は、供用状態 C (許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>S) として設定する。

許容応力の設定に用いる設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 8 及び表 9 を用いて計算する。

温度 50 °C における SUS304 の設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  は、温度 40 °C における設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  と、温度 75 °C における設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  より、比例法を用いて計算する。

温度 50 °C における SUS304 の設計降伏点  $S_y$

温度 40 °C における設計降伏点  $S_y=205$  MPa, 温度 75 °C における設計降伏点  $S_y=183$  MPa であるため,  $205 + (183 - 205) \times (50 - 40) / (75 - 40) = 198.714 = 198$  MPa

温度 50 °C における SUS304 の設計引張強さ  $S_u$

温度 40 °C における設計引張強さ  $S_u=520$  MPa, 温度 75 °C における設計引張強さ  $S_u=466$  MPa であるため,  $520 + (466 - 520) \times (50 - 40) / (75 - 40) = 504.571 = 504$  MPa

温度 40°C における SUS304 の設計降伏点  $S_y$ (RT)

温度 40 °C における設計降伏点  $S_y=205$ MPa

イ. 蓋の許容応力

許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [1.35 \cdot S_y, 0.7 \cdot S_u, S_y (RT)] \\ &= \min [1.35 \times 198, 0.7 \times 504, 205] \\ &= \min [267, 352, 205] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(イ) 溢水時,  $S_s$  地震時, 溢水 +  $S_d$  地震時

(a-1) 許容曲げ応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_b &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/1.5) \cdot 1.5 \\ &= (205/1.5) \times 1.5 \\ &= 136 \times 1.5 \\ &= 204 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ロ. 基礎ボルトの許容応力  
許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [1.35 \cdot S_y, 0.7 \cdot S_u, S_y (RT)] \\ &= \min [1.35 \times 198, 0.7 \times 504, 205] \\ &= \min [267, 352, 205] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(イ) 溢水時

(a-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 102 \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 組合せ応力

組合せ応力の許容応力として、せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 2 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 2 \\ &= 211 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 102 \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

以上より、

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (211, 153) \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ)  $S_s$ 地震時

(a-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 102 \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-3) 組合せ応力

組合せ応力の許容応力として、せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 4 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 4 \\ &= 207 \text{ MPa}\end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 102 \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

以上より、

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (207, 153) \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$



(ハ) 溢水+S<sub>d</sub>地震時

(a-1) 許容引張応力

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 102 \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-2) 許容せん断応力

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-3) 組合せ応力

組合せ応力の許容応力として、せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 3 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 3 \\ &= 209\end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 102 \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

以上より、

$$\begin{aligned}1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (209, 153) \\ &= 153 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(e) 応力評価結果

イ. 溢水時

溢水時の評価結果を表 6.9.1-(2)-j-3 に示す。

表 6.9.1-(2)-j-3 溢水時の応力評価結果 (蓋, 基礎ボルト)

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
蓋	曲げ	139	204	OK
	せん断	2	117	OK
	組合せ*1	140	204	OK
基礎ボルト	引張	79	153*2	OK
	せん断	2	117	OK

注記 \*1: 曲げ ( $\sigma_b$ ) とせん断 ( $\tau$ ) の組合せ発生応力  $\leq f_t$  で評価

\*2:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \cdot \tau, f_{t0}]$  より算出

ロ. S<sub>s</sub>地震時

S<sub>s</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-j-4 に示す。

表 6.9.1-(2)-j-4 S<sub>s</sub>地震時の応力評価結果（蓋，基礎ボルト）

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
蓋	曲げ	4	204	OK
	せん断	1	117	OK
	組合せ*1	5	204	OK
基礎ボルト	引張	3	153*2	OK
	せん断	4	117	OK

注記 \*1：曲げ（ $\sigma_b$ ）とせん断（ $\tau$ ）の組合せ発生応力  $\leq f_t$  で評価

\*2： $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \cdot \tau, f_{t0}]$  より算出

ハ. 溢水+S<sub>d</sub>地震時

溢水+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(2)-j-5 に示す。

表 6.9.1-(2)-j-5 溢水+S<sub>d</sub>地震時の応力評価結果 (蓋, 基礎ボルト)

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
蓋	曲げ	141	204	OK
	せん断	2	117	OK
	組合せ*1	142	204	OK
基礎ボルト	引張	80	153*2	OK
	せん断	3	117	OK

注記 \*1: 曲げ ( $\sigma_b$ ) とせん断 ( $\tau$ ) の組合せ発生応力  $\leq f_t$  で評価

\*2:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \cdot \tau, f_{t0}]$  より算出

(3) 逆止弁の補足説明

a. 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明

(a) 固有値解析

イ. 固有周期の計算

固有値解析に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-6-1 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固有周期計算モデルは1質点系モデルとして、重量の不均一性を考慮し、自由端に弁の集中質量を付加する。

モデル化は、円筒状の弁本体及び円柱状の4本のフロートガイドの異なる2つの断面をもつ梁の組合せとして設定する。モデル化の概略を図6.9.1-(3)-a-1に示す。

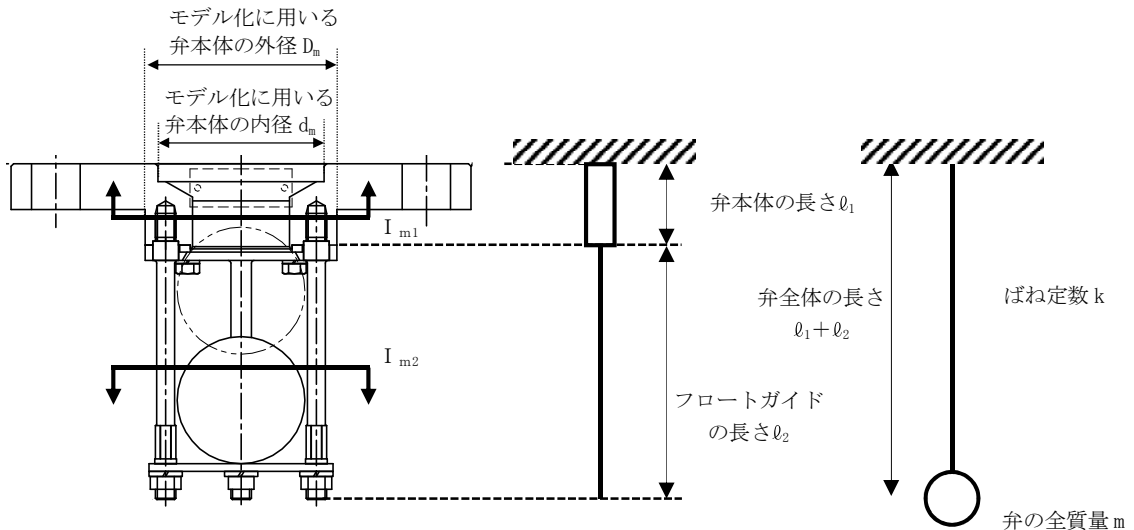


図 6.9.1-(3)-a-1 モデル化の概略

固有周期Tは以下の式より算出する。

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

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

モデルのばね定数kは、モデルの等価断面二次モーメント $I_m$ を用いて、以下の式より算出する。

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{(l_1 + l_2)^3}$$

f : 一次固有振動数 (Hz)

m : モデル化に用いる弁の全質量 (kg) = 3.95

モデル化に用いる弁本体の長さ $l_1$ 、モデル化に用いるフロートガイドの長さ

$l_2$ , モデル化に用いる弁本体の外径  $D_m$  及びモデル化に用いる弁本体の内径  $d_m$  は図 6.9.1-(3)-a-1 からそれぞれ以下のとおりとする。

$l_1$ : モデル化に用いる弁本体の長さ (mm) = 30

$l_2$ : モデル化に用いるフロートガイドの長さ (mm) = 102

$D_m$ : モデル化に用いる弁本体の外径 (mm) = 75

$d_m$ : モデル化に用いる弁本体の内径 (mm) = 65

$I_{m1}$ : モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $6.76915 \times 10^5$

$$I_{m1} = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \pi / 64$$

$$I_{m1} = (75^4 - 65^4) \times \pi / 64 = 6.76915 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

フロートガイドの図心 G と X 軸の距離  $y_g$  及びモデル化に用いるフロートガイドの直径  $D_{fm}$  は図 6.9.1-(3)-a-2 からそれぞれ以下のとおりとする。

$y_g$ : フロートガイドの図心 G と X 軸の距離 (mm) = 30

$D_{fm}$ : モデル化に用いるフロートガイドの直径 (mm) = 7

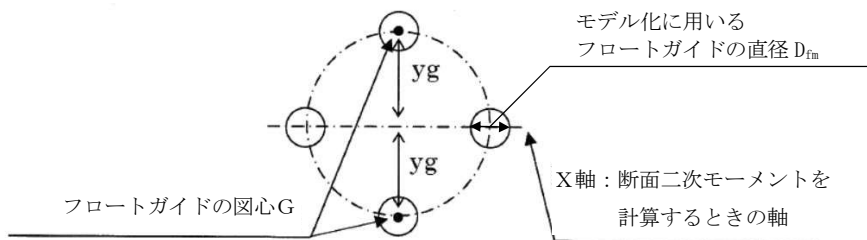


図 6.9.1-(3)-a-2 フロートガイド 4 本の断面

A: モデル化に用いるフロートガイド 1 本の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38.48

$$A = D_{fm}^2 \cdot \pi / 4$$

$$A = 7^2 \times \pi / 4 = 38.4845 \text{ mm}^2 = 38.48 \text{ mm}^2$$

$I_a$ : モデル化に用いるフロートガイド 1 本の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$$= 1.17858 \times 10^2$$

$$I_a = D_{fm}^4 \cdot \pi / 64$$

$$I_a = 7^4 \times \pi / 64 = 1.17858 \times 10^2 \text{ mm}^4$$

$I_{m2}$ : モデル化に用いるフロートガイド 4 本の等価断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$$= 6.97354 \times 10^4$$

$$I_{m2} = 2 \cdot I_a + 2 \cdot (I_a + (y_g)^2 \cdot A)$$

$$I_{m2} = 2 \times 1.17858 \times 10^2 + 2 \times (1.17858 \times 10^2 + (30)^2 \times 38.48)$$

$$= 6.97354 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$I_m$ : モデル等価断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $1.34914 \times 10^5$

モデルの等価断面二次モーメントは以下の式より算出する。

$$I_m = \frac{(\ell_1 + \ell_2)^3 \cdot I_{m1} \cdot I_{m2}}{I_{m1} \cdot \ell_2^3 + I_{m2} \cdot (\ell_1^3 + 3 \cdot \ell_1 \cdot \ell_2^2 + 3 \cdot \ell_1^2 \cdot \ell_2)}$$

$$I_m = ((30 + 102)^3 \times 6.76915 \times 10^5 \times 6.97354 \times 10^4) / (6.76915 \times 10^5 \times 102^3 + 6.97354 \times 10^4 \times (30^3 + 3 \times 30 \times 102^2 + 3 \times 30^2 \times 102))$$

$$= 1.34914 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$E: \text{縦弾性係数 (MPa)} = 1.93 \times 10^5$$

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表1より、温度 50 °C におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は 193000 MPa

k : モデルのばね定数 (kg/s<sup>2</sup>)

$$k = (3 \cdot E \cdot I_m) / (\ell_1 + \ell_2)^3$$

$$k = (3 \times 1.93 \times 10^5 \times 1.34914 \times 10^5) / (30 + 102)^3 = 3.39636 \times 10^7 \text{ kg/s}^2$$

以上より、

$$f = 1/2 \pi \cdot \sqrt{(3.39636 \times 10^7 / (3.95))}$$

$$= 466.689 \text{ Hz} = 466 \text{ Hz}$$

$$T = 1/466 = 0.00214 \text{ s} = 0.003 \text{ s}$$

#### ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.003 s であり、0.05s 以下であることから、剛構造である。

#### (b) 評価条件の整理

##### イ. 固定荷重

固定荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-6-1 海水ポンプ グランドドレン排出口逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固定荷重は以下のとおりとする。

$$W_{d1} = m \cdot g$$

ここで、

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N)

$m$  : 弁の全質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

以上より、

$$W_{d1} = m \cdot g$$

$$= 3.95 \times 9.80665$$

$$= 38.7362 \text{ N}$$

$$W_{d2} = m_f \cdot g$$

ここで、

$W_{d2}$  : フロートガイド 1 本あたりに作用する常時荷重 (N)

$M_f$  : フロートガイド 1 本あたりの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

以上より、

$$\begin{aligned} W_{d2} &= m_f \cdot g \\ &= 0.05 \times 9.80665 \\ &= 0.490332 \text{ N} \end{aligned}$$

ロ. 風荷重及び積雪荷重

添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」及び添付書類「V-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」にて設定した荷重の組合せに基づき、考慮しない。



(c) 応力計算

イ. 基準津波時

基準津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-5-1 海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = (\rho_o \cdot g \cdot h + 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_o \cdot U^2) / 10^6$$

ここで、

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa)

$\rho_o$  : 海水の密度 (kg/m<sup>3</sup>) = 1030

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$h$  : 津波荷重水位 (m) = 22.0

(基準津波の水位に対し、参照する裕度である+0.65mを含めても十分に保守的である水位として設定した津波荷重水位)

$C_D$  : 抗力係数 = 2.01

$U$  : 流速 (m/s) = 2.0

以上より、

$$\begin{aligned} P_t &= (1030 \times 9.80665 \times 22.0 + 1/2 \times 2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 10^6 \\ &= 0.226359 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{t1} = \frac{P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{t1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

図 6.9.1-(3)-a-3 に示す構造図から、突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_2$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる

受圧面の直径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

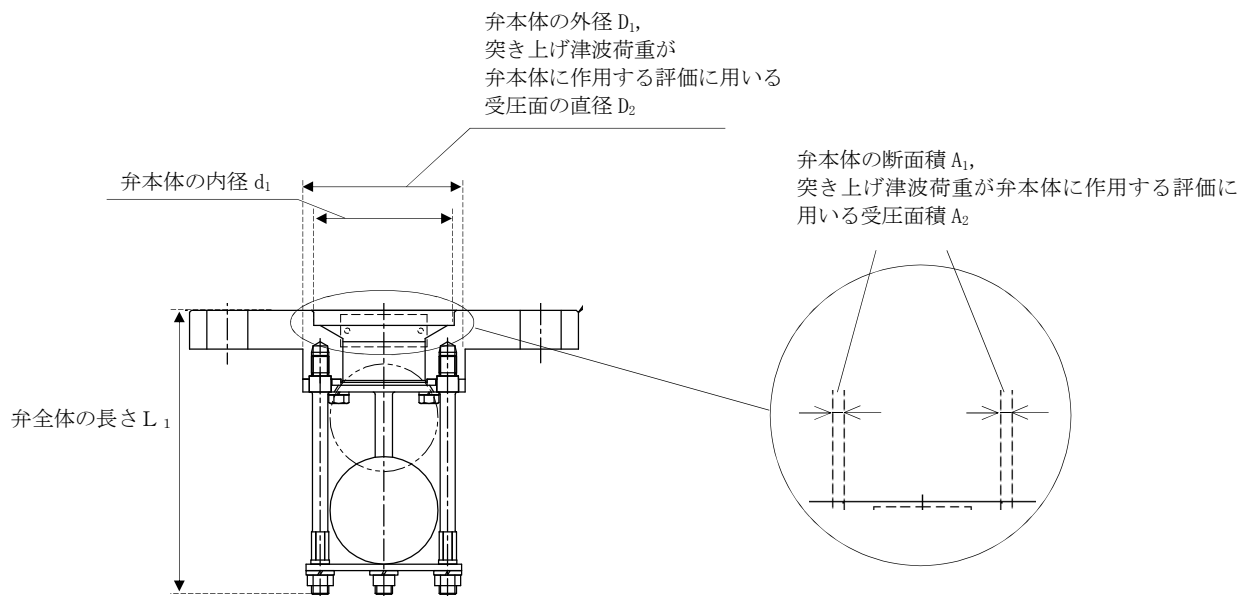


図 6.9.1-(3)-a-3 海水ポンプグランドレン排出口逆止弁の弁本体の受圧面の寸法図

$A_1$  : 弁本体の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$A_1 = (75^2 - 65^2) \times \pi / 4$$
$$= 1.09955 \times 10^3 \text{ mm}^2 = 1.100 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる

受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$A_2 = A_1$$

$$\begin{aligned}\text{圧縮応力 } \sigma_{t1} &= (0.226359 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.226359 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{t2} = \frac{P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{t2}$  : フロートガイドに加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

図 6.9.1-(3)-a-4 に示す寸法図から、フロートガイドの最小直径  $D_3$ 、突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_4$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_3$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$D_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 7

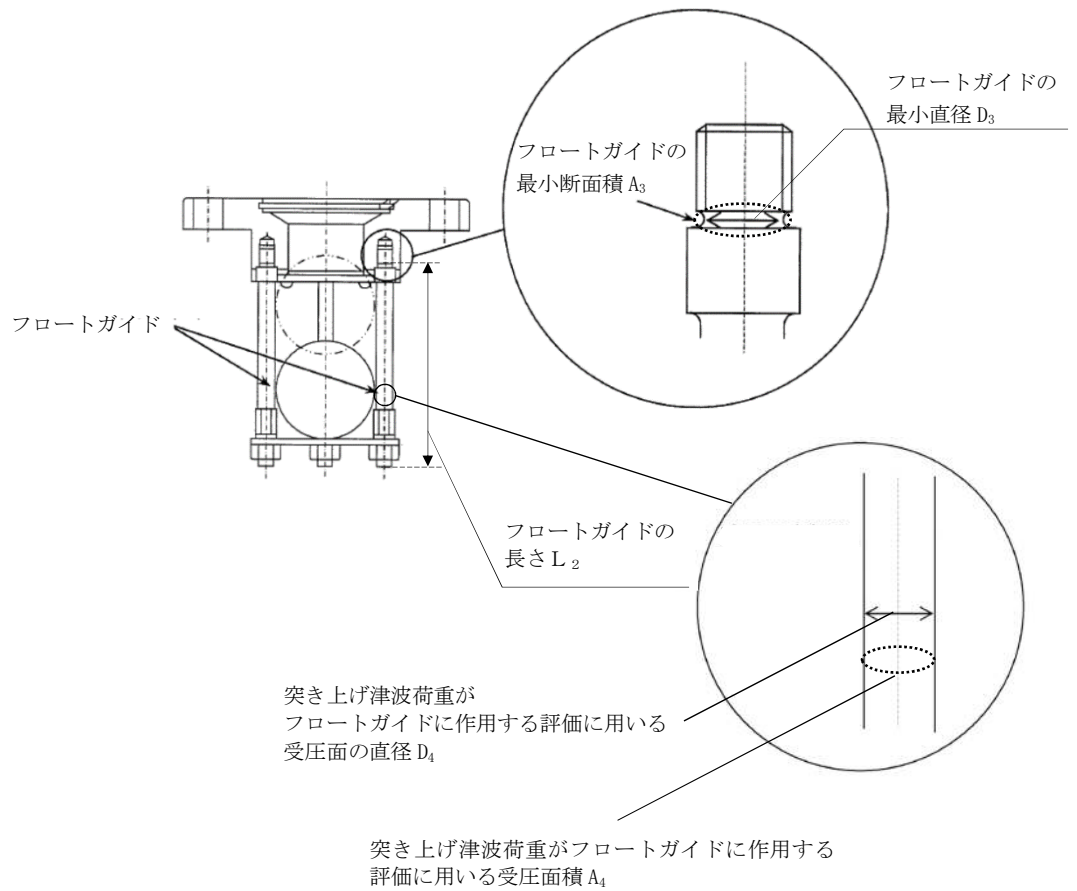


図 6.9.1-(3)-a-4 海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁のフロートガイド寸法図

$A_3$  : フロートガイドの最小断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 34.21

$$A_3 = 6.6^2 \times \pi / 4$$

$$= 34.2119 \text{ mm}^2 = 34.21 \text{ mm}^2$$

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる  
受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38.48

$$A_4 = (7^2) \times \pi / 4$$

$$= 38.4845 \text{ mm}^2 = 38.48 \text{ mm}^2$$

$$\text{圧縮応力 } \sigma_{t2} = (0.226359 \times 38.48) / (34.21)$$

$$= 0.254612 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{t3} = \frac{P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{t3}$  : 基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_5 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(3)-a-5 に示す寸法図から、突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_6$  を以下のとおりとする。

$D_6$  : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 80

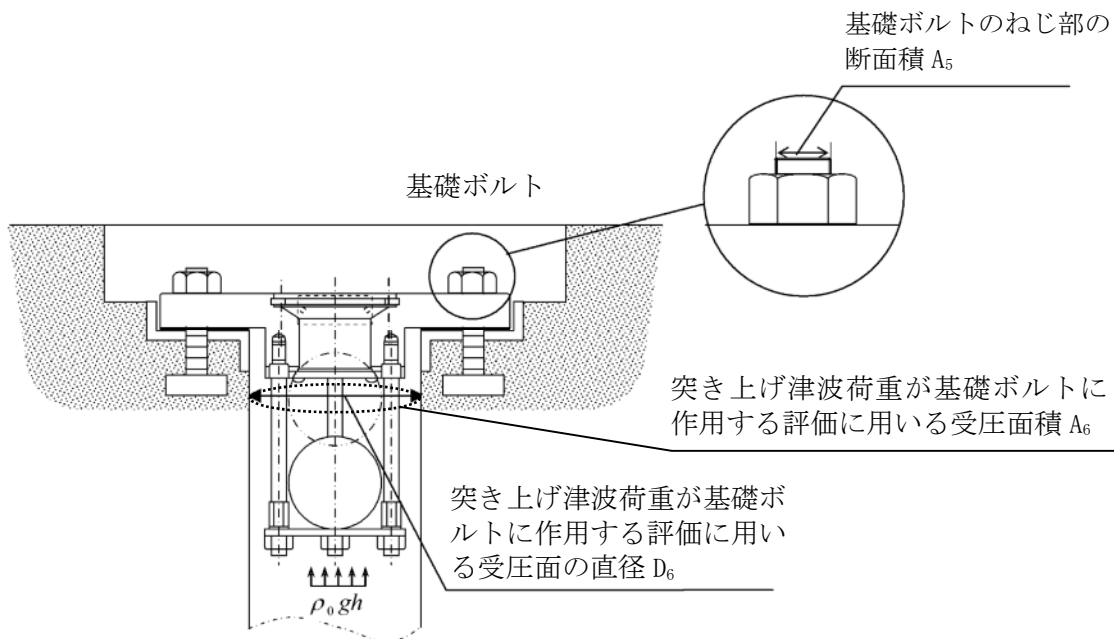


図 6.9.1-(3)-a-5 海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の基礎ボルトの受圧面直径及びねじ部の面積

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.708 \times 10^3$

$$A_6 = (80^2 - 65^2) \times \pi / 4 = 1708.24 \text{ mm}^2 = 1.708 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に

$$\begin{aligned} \text{加わる引張応力 } \sigma_{t3} &= (0.226359 \times 1.708 \times 10^3) / (2.011 \times 10^2 \times 4) \\ &= 0.480632 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-4) フロートに発生する圧力

波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  は突き上げ津波荷重  $P_t$  の算出結果をもとに設定する。突き上げ津波荷重  $P_t$  は以下のとおりである。

$$P_t = 0.226359 \text{ (MPa)}$$

上記の算出結果を踏まえ、波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  を 0.3 (MPa) とする。

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-6-1 海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)  $S_s$ 地震荷重

固有値解析の結果より、海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度を表 6.9.1-(3)-a-1 に示す。

表 6.9.1-(3)-a-1 応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		基準地震動 $S_s$	取水構造物 EL. 0.800 (EL. 0.300*2)
		鉛直方向 $C_V$	1.03

注記 \*1：海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

(a-3-1) 弁本体

(a-3-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$W_{d1} = m \cdot g$$

$$F_{V1} = m \cdot C_V \cdot g$$

ここで、

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N)

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_V$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の設計震度 = 1.03

$m$  : 弁の質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$W_{d1} = 3.95 \times 9.80665$$

$$= 38.7362 \text{ N}$$

$$F_{V1} = 3.95 \times 1.03 \times 9.80665$$

$$= 39.8983 \text{ N}$$

(a-3-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m \cdot C_H \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$C_H$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向の設計震度 = 1.10

$m$  : 弁の質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$F_{H1} = 3.95 \times 1.10 \times 9.80665$$

$$= 42.6098 \text{ N}$$

$$M_1 = 42.6098 \times 132$$

$$= 5624.49 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



(a-3-2) フロートガイド

(a-3-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$W_{d2} = m_f \cdot g$$

$$F_{V2} = m_f \cdot C_V \cdot g$$

ここで、

$W_{d2}$  : フロートガイドに作用する常時荷重 (N)

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_V$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の設計震度 = 1.03

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$W_{d2} = 0.05 \times 9.80665$$

$$= 0.490332 \text{ N}$$

$$F_{V2} = 0.05 \times 1.03 \times 9.80665$$

$$= 0.505042 \text{ N}$$

(a-3-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_f \cdot C_H \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) = 102

$C_H$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向の設計震度 = 1.10

$m_f$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$F_{H2} = 0.05 \times 1.10 \times 9.80665$$

$$= 0.539365 \text{ N}$$

$$M_2 = 0.539365 \times 102$$

$$= 55.0152 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(a-3-3) 基礎ボルト

(a-3-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_{d1}$  及び弁本体に加わる鉛直方向荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-3-3-2) 水平加速度負荷時

弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{V1} = \frac{W_{d1} + F_{V1}}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{V1}$  : 弁蓋に加わる引張応力 (MPa)

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N) = 38.7362

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 39.8983

$A_1$  : 弁本体の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 1.100 × 10<sup>3</sup>

弁本体の外径  $D_1$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

$$\begin{aligned} A_1 &= (75^2 - 65^2) \times \pi / 4 \\ &= 1.09955 \times 10^3 \text{ mm}^2 = 1.100 \times 10^3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{引張応力 } \sigma_{V1} &= (38.7362 + 39.8983) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.0714859 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_1 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁本体に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm) = 5624.49

$I_1$  : 弁本体の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 6.76915 × 10<sup>5</sup>

弁本体の外径  $D_1$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

$$\begin{aligned} I_1 &= (D_1^4 - d_1^4) \cdot \frac{\pi}{64} \\ I_1 &= (75^4 - 65^4) \times \pi / 64 \\ &= 6.76915 \times 10^5 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (5624.49 \times (75/2)) / (6.76915 \times 10^5) \\ &= 0.311587 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{V1} + \sigma_{H1} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{v2} = \frac{W_{d2} + F_{v2}}{A_2}$$

ここで、

$\sigma_{v2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる引張応力 (MPa)

$W_{d2}$  : フロートガイド 1 本あたりに作用する常時荷重 (N) = 0.490332

$F_{v2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0.505042

$A_2$  : フロートガイドの最小断面積 (mm<sup>2</sup>) = 34.21

フロートガイドの最小直径  $D_2$  を以下のとおりとする。

$D_2$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$$\begin{aligned} A_2 &= 6.6^2 \times \pi / 4 \\ &= 34.2119 \text{ mm}^2 = 34.21 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{引張応力 } \sigma_{v2} &= (0.490332 + 0.505042) / 34.21 \\ &= 0.0290959 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_2 / 2}{I_2}$$

ここで、

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm) = 55.0152

$D_2$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$A_2$  : フロートガイドの最小断面積 (mm<sup>2</sup>) = 34.21

$I_2$  : フロートガイドの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 93.1420

フロートガイドの断面二次モーメント  $I_2$  は以下の式より算出する。

$$I_2 = D_2^4 \cdot \pi / 64$$

$$I_2 = 6.6^4 \times \pi / 64 = 93.1420 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (55.0152 \times (6.6/2)) / (93.1420) \\ &= 1.94917 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 2 = 3 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{bv} = \frac{F_{v1} - W_{d1}}{A_3 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{bv}$  : 鉛直方向地震荷重により基礎ボルト 1 本あたりに加わる引張応力 (MPa)

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N) = 38.7362

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 39.8983  
 $A_3$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 2.011 × 10<sup>2</sup>  
 $n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

鉛直方向地震荷重による引張応力

$$\begin{aligned}\sigma_{bV} &= (39.8983 - 38.7362) / (2.011 \times 10^2 \times 4) \\ &= 0.00144467 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_3 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_3$  : 基礎ボルトに加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 42.6098

$A_3$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 2.011 × 10<sup>2</sup>

呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_3 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

$$\begin{aligned}\text{せん断応力 } \tau_3 &= 42.6098 / (2.011 \times 10^2 \times 4) \\ &= 0.0529709 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\sigma_{bH} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_3}$$

ここで、

$\sigma_{bH}$  : 水平方向地震荷重によるモーメントにより基礎ボルト 1 本あたりに加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 42.6098

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$D_p$  : 基礎ボルトのピッチサークル = 145

$A_3$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 2.011 × 10<sup>2</sup>

$$\begin{aligned}\text{モーメントによる引張応力 } \sigma_{bH} &= (42.6098 \times 132) / (145 \times 2.011 \times 10^2) \\ &= 0.192887 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力 } \sigma_{bH} + \sigma_{bV} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-5-1 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度を表 6.9.1-(3)-a-2 に示す。

表 6.9.1-(3)-a-2 応力評価に用いる弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>による設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度*1	
		水平方向 C <sub>HS<sub>d</sub></sub>	0.61
弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D 1	取水構造物 EL. 0.800 (EL. 0.300*2)	鉛直方向 C <sub>VS<sub>d</sub></sub>	0.43

注記 \*1：海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

(a-4-1) 弁本体

(a-4-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.43

$m_1$  : 弁の全質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V1} &= 3.95 \times 0.43 \times 9.80665 \\ &= 16.6565 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント ( $N \cdot mm$ )

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.61

$m_1$  : 弁の質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{H1} &= 3.95 \times 0.61 \times 9.80665 \\ &= 23.6291 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 23.6291 \times 132 \\ &= 3119.04 \text{ N} \cdot mm \end{aligned}$$

(a-4-2) フロートガイド

(a-4-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.43

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V2} &= 0.05 \times 0.43 \times 9.80665 \\ &= 0.210842 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) = 102

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.61

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$$F_{H2} = 0.05 \times 0.61 \times 9.80665$$

$$= 0.299102 \text{ N}$$

$$M_2 = 0.299102 \times 102$$

$$= 30.5084 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



(a-4-3) 基礎ボルト

(a-4-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_1$  及び弁本体に加わる鉛直方向地震荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-4-3-2) 水平加速度負荷時

弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{v1} = \frac{F_{v1} + P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{v1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{v1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

$A_1$  : 弁本体の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる  
受圧面積 (mm<sup>2</sup>) =  $A_1$  = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{v1} &= (0.226359 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.226359 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_1 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁本体に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm) = 3119.04

$I_1$  : 弁本体の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 6.76915 × 10<sup>5</sup>

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (3119.04 \times (75/2)) / (6.76915 \times 10^5) \\ &= 0.172789 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v1} + \sigma_{H1} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{v2} = \frac{F_{v2} + P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{v2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{v2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

$A_3$  : フロートガイドの最小断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 34.21

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38.48

$$\begin{aligned}\text{圧縮応力 } \sigma_{v2} &= (0.226359 \times 38.48) / 34.21 \\ &= 0.254612 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_3 / 2}{I_2}$$

ここで,

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドに加わる曲げ応力 (MPa)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント ( $\text{N}\cdot\text{m}$ ) = 30.5084

$I_2$  : フロートガイドの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) = 93.1420

$D_3$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$$\begin{aligned}\text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (30.5084 \times (6.6/2)) / 93.1420 \\ &= 1.08090 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 2 = 3 \text{ MPa}$$

#### (a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{v3} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで,

$\sigma_{v3}$  : 基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 201.1

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.708 \times 10^3$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\begin{aligned}\sigma_{v3} &= (0.226359 \times 1.708 \times 10^3) / (201.1 \times 4) \\ &= 0.480632 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_3$  : 基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 23.6291

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

$$\begin{aligned} \text{せん断応力 } \tau_3 &= (23.6291) / (201.1 \times 4) \\ &= 0.0293748 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{v4} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_5}$$

ここで、

$\sigma_{v4}$  : モーメントにより基礎ボルト 1 本当たりの  
ねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 23.6291

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$D_p$  : 基礎ボルトのピッチサークル = 145

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

モーメントにより弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\sigma_{v4} = (23.6291 \times 132) / (145 \times 201.1) = 0.106964 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力 } \sigma_{v3} + \sigma_{v4} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

## ニ. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添3-2-5-1 海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

### (イ) 荷重条件

#### (a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = (\rho_o \cdot g \cdot h + 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_o \cdot U^2) / 10^6$$

ここで、

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa)

$\rho_o$  : 海水の密度 (kg/m<sup>3</sup>) = 1030

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$h$  : 津波荷重水位 (m) = 26.0

$C_D$  : 抗力係数 = 2.01

$U$  : 流速 (m/s) = 2.0

以上より、

$$\begin{aligned} P_t &= (1030 \times 9.80665 \times 26.0 + 1/2 \times 2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 10^6 \\ &= 0.266762 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{t1} = \frac{P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{t1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.266762

図 6.9.1-(3)-a-6 に示す構造図から、突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_2$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる  
受圧面の直径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

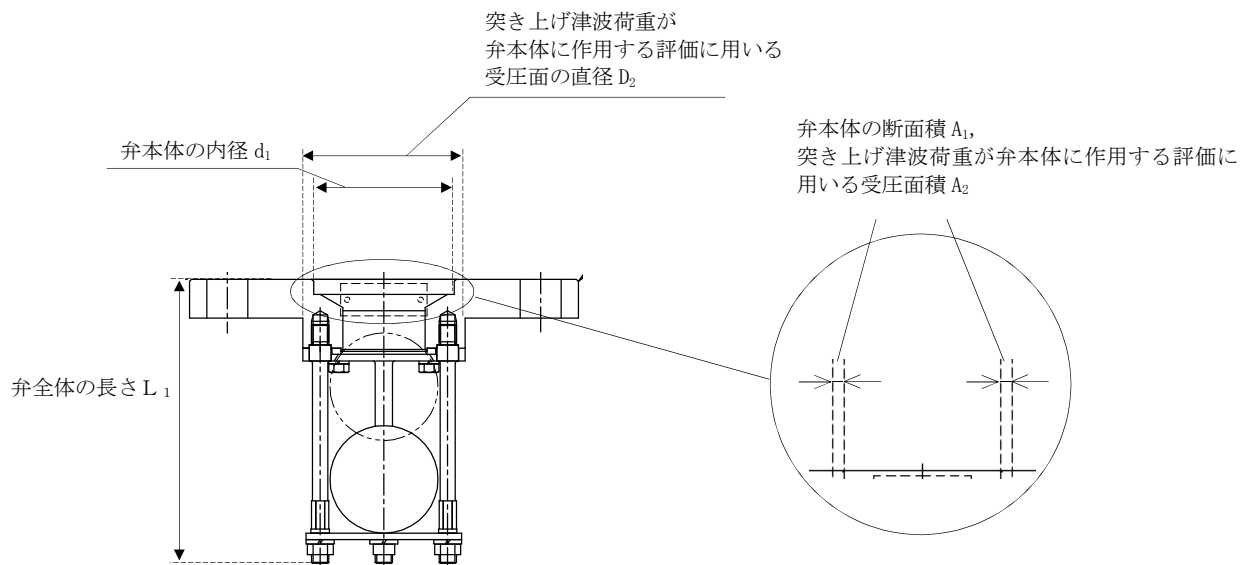


図 6.9.1-(3)-a-6 海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の弁本体の受圧面の寸法図

$A_1$  : 弁本体の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$A_1 = (75^2 - 65^2) \times \pi / 4$$
$$= 1.09955 \times 10^3 \text{ mm}^2 = 1.100 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる  
受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$A_2 = A_1$$

$$\begin{aligned}\text{圧縮応力 } \sigma_{t1} &= (0.266762 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.266762 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{t2} = \frac{P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{t2}$  : フロートガイドに加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.266762

図 6.9.1-(3)-a-7 に示す寸法図から、フロートガイドの最小直径  $D_3$ 、突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_4$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_3$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$D_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 7

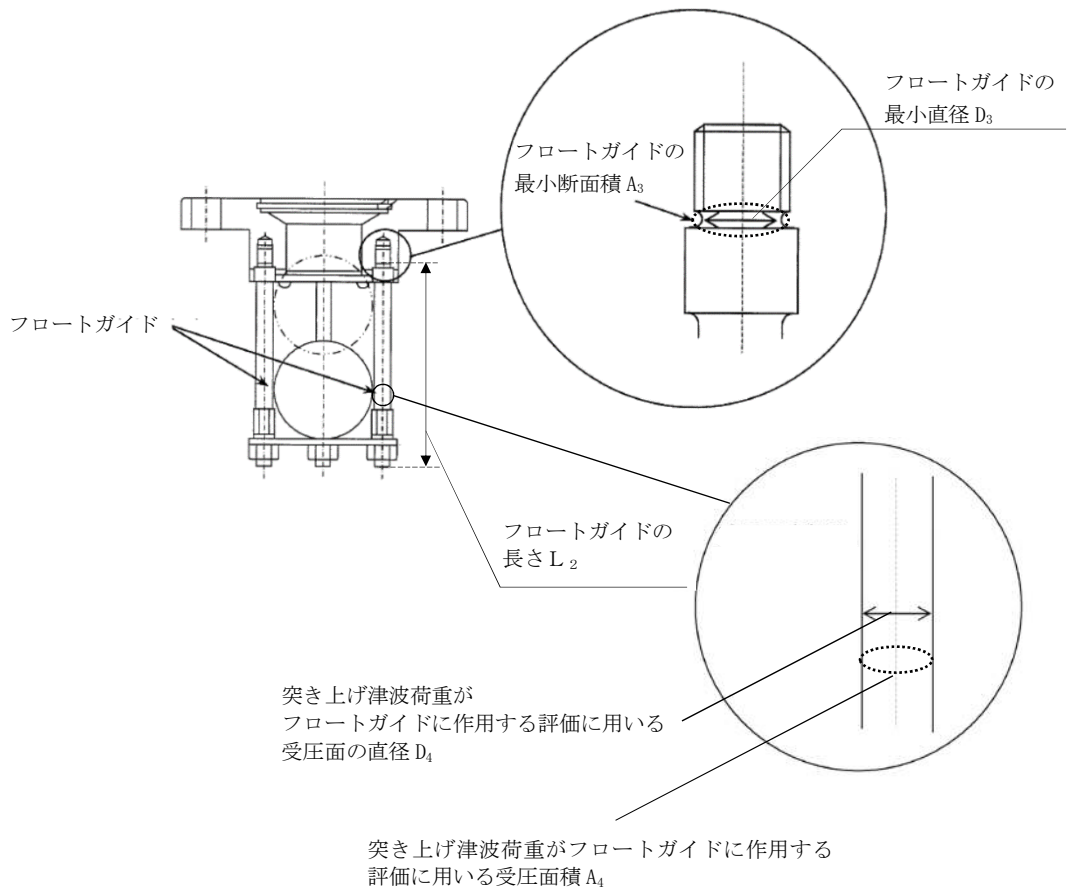


図 6.9.1-(3)-a-7 海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁のフロートガイド寸法図

$A_3$  : フロートガイドの最小断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 34.21

$$A_3 = 6.6^2 \times \pi / 4$$

$$= 34.2119 \text{ mm}^2 = 34.21 \text{ mm}^2$$

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38.48

$$A_4 = (7^2) \times \pi / 4$$

$$= 38.4845 \text{ mm}^2 = 38.48 \text{ mm}^2$$

$$\text{圧縮応力 } \sigma_{t2} = (0.266762 \times 38.48) / (34.21)$$

$$= 0.300058 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$



(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{t3} = \frac{P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{t3}$  : 基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.266762

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_5 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(3)-a-8 に示す寸法図から、突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_6$  を以下のとおりとする。

$D_6$  : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 80

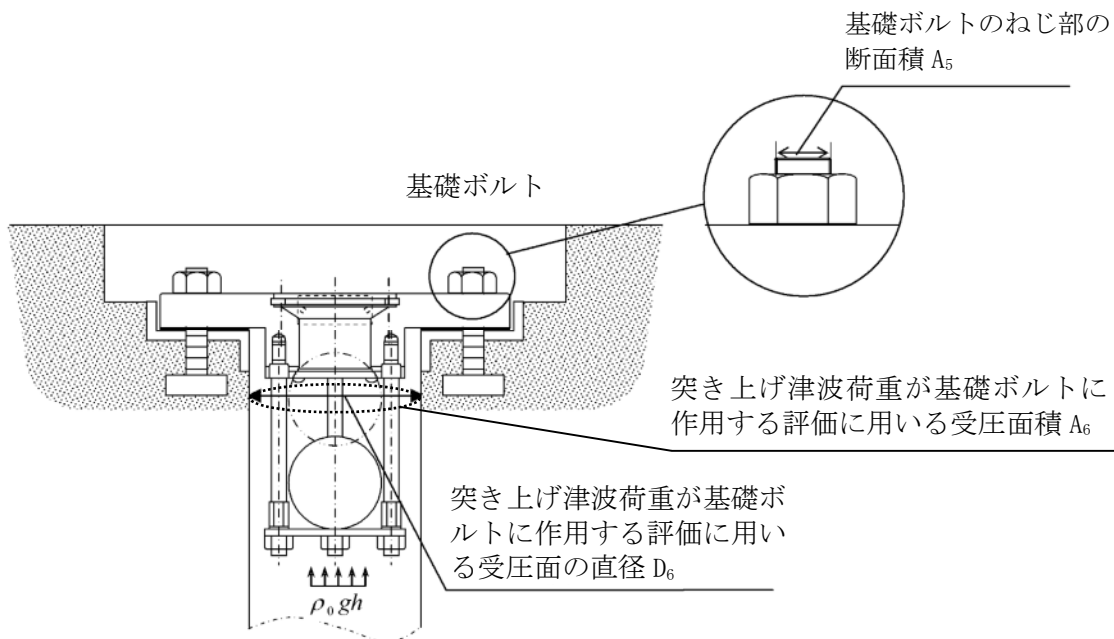


図 6.9.1-(3)-a-8 海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の基礎ボルトの受圧面直径及びねじ部の面積

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.708 \times 10^3$

$$A_6 = (80^2 - 65^2) \times \pi / 4 = 1708.24 \text{ mm}^2 = 1.708 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に

$$\begin{aligned} \text{加わる引張応力 } \sigma_{t3} &= (0.266762 \times 1.708 \times 10^3) / (2.011 \times 10^2 \times 4) \\ &= 0.566421 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-4) フロートに発生する圧力

波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  は突き上げ津波荷重  $P_t$  の算出結果をもとに設定する。突き上げ津波荷重  $P_t$  は以下のとおりである。

$$P_t = 0.266762 \text{ (MPa)}$$

上記の算出結果を踏まえ、波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  を 0.3 (MPa) とする。

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の応力算出に用いる記号については,添付書類「V-3-別添 3-2-5-1 海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「ニ. 敷地に遡上する津波時」にて示したとおりとする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

応力評価に用いる弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>による設計震度は「ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時」にて示した通りとする。

(a-4-1) 弁本体

(a-4-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{Vsd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{Vsd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.43

$m_1$  : 弁の全質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V1} &= 3.95 \times 0.43 \times 9.80665 \\ &= 16.6565 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_{Hsd} \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント ( $N \cdot mm$ )

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$C_{Hsd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.61

$m_1$  : 弁の質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{H1} &= 3.95 \times 0.61 \times 9.80665 \\ &= 23.6291 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 23.6291 \times 132 \\ &= 3119.04 \text{ N} \cdot mm \end{aligned}$$

(a-4-2) フロートガイド

(a-4-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{Vsd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{Vsd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.43

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V2} &= 0.05 \times 0.43 \times 9.80665 \\ &= 0.210842 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) = 102

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.61

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$$F_{H2} = 0.05 \times 0.61 \times 9.80665$$

$$= 0.299102 \text{ N}$$

$$M_2 = 0.299102 \times 102$$

$$= 30.5084 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(a-4-3) 基礎ボルト

(a-4-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_1$  及び弁本体に加わる鉛直方向地震荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-4-3-2) 水平加速度負荷時

弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{V1} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{V1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.266762

$A_1$  : 弁本体の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる  
受圧面積 (mm<sup>2</sup>) =  $A_1$  = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{V1} &= (0.266762 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.266762 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_1 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁本体に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm) = 3119.04

$I_1$  : 弁本体の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 6.76915 × 10<sup>5</sup>

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (3119.04 \times (75/2)) / (6.76915 \times 10^5) \\ &= 0.172789 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{V1} + \sigma_{H1} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{V2} = \frac{F_{V2} + P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{V2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.266762

A<sub>3</sub> : フロートガイドの最小断面積 (mm<sup>2</sup>) = 34. 21

A<sub>4</sub> : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積  
(mm<sup>2</sup>) = 38. 48

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{v2} &= (0. 266762 \times 38. 48) / 34. 21 \\ &= 0. 300058 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_3 / 2}{I_2}$$

ここで,

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドに加わる曲げ応力 (MPa)

M<sub>2</sub> : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・m) = 30. 5084

I<sub>2</sub> : フロートガイドの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 93. 1420

D<sub>3</sub> : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6. 6

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (30. 5084 \times (6. 6 / 2)) / 93. 1420 \\ &= 1. 08090 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 2 = 3 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{v3} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで,

$\sigma_{v3}$  : 基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

F<sub>V1</sub> : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合には弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

P<sub>t</sub> : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0. 266762

A<sub>5</sub> : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201. 1

A<sub>6</sub> : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる  
受圧面積 (mm<sup>2</sup>) = 1. 708 × 10<sup>3</sup>

n : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\begin{aligned} \sigma_{v3} &= (0. 266762 \times 1. 708 \times 10^3) / (201. 1 \times 4) \\ &= 0. 56642 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$



$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_3$  : 基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 23.6291

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

$$\begin{aligned} \text{せん断応力 } \tau_3 &= (23.6291) / (201.1 \times 4) \\ &= 0.0293748 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{v4} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_5}$$

ここで、

$\sigma_{v4}$  : モーメントにより基礎ボルト 1 本当たりの  
ねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 23.6291

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$D_p$  : 基礎ボルトのピッチサークル = 145

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

モーメントにより弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\sigma_{v4} = (23.6291 \times 132) / (145 \times 201.1) = 0.106964 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力 } \sigma_{v3} + \sigma_{v4} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(d) 許容応力

許容応力は、供用状態 C(許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>S)として設定する。

イ. ボルト以外の許容応力

許容応力の設定に用いる温度 50℃における SUS316L の許容引張応力 S は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 5 を用いて、温度 40℃における許容引張応力 S<sub>40</sub> と、温度 75℃における許容引張応力 S<sub>75</sub> より、比例法を用いて算出する。

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 5 より温度 40℃における許容引張応力 S<sub>40</sub>=111MPa、温度 75℃における許容引張応力 S<sub>75</sub>=108MPa であるため、 $111 + (108 - 111) \times (50 - 40) / (75 - 40) = 110.142 = 110\text{MPa}$

(イ) 基準津波時，S<sub>s</sub>地震時，基準津波+S<sub>d</sub>地震時，敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

(a-1) 弁本体の許容圧縮応力，許容曲げ応力及び組合せ応力

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot S &= 1.2 \times 110 \\ &= 132 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) フロートガイドの許容圧縮応力，許容曲げ応力及び組合せ応力

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot S &= 1.2 \times 110 \\ &= 132 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ロ. ボルトの許容応力

許容応力の設定に用いる設計降伏点  $S_y$ 、設計引張強さ  $S_u$  及び 40℃における設計降伏点  $S_y$ (RT)は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 8 及び表 9 を用いて設定する。

温度 50℃における SUS304 の設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  は、温度 40℃における設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  と、温度 75℃における設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  より、比例法を用いて計算する。

温度 50℃における SUS304 の設計降伏点  $S_y$

温度 40℃における設計降伏点  $S_y=205\text{MPa}$ 、温度 75℃における設計降伏点  $S_y=183\text{MPa}$  であるため、 $205 + (183 - 205) \times (50 - 40) / (75 - 40) = 198.714 = 198\text{MPa}$

温度 50℃における SUS304 の設計引張強さ  $S_u$

温度 40℃における設計引張強さ  $S_u=520\text{MPa}$ 、温度 75℃における設計引張強さ  $S_u=466\text{MPa}$  であるため、 $520 + (466 - 520) \times (50 - 40) / (75 - 40) = 504.571 = 504\text{MPa}$

温度 40℃における SUS304 の設計降伏点  $S_y$ (RT)

温度 40℃における設計降伏点  $S_y=205\text{MPa}$

許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [1.35 \cdot S_y, 0.7 \cdot S_u, S_y \text{ (RT)}] \\ &= \min [1.35 \times 198, 0.7 \times 504, 205] \\ &= \min [267, 352, 205] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(イ) 基準津波時、敷地に遡上する津波時

$$\begin{aligned} \text{許容引張応力} \quad 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ)  $S_s$  地震時、基準津波 +  $S_d$  地震時、敷地に遡上する津波 +  $S_d$  地震時

$$\begin{aligned} \text{(a-1) 許容引張応力} \quad 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(a-2) 許容せん断応力} \quad 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 組合せ応力

組合せ応力の許容応力として、せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 1 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 1 \\ &= 212 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ここで,

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (212, 153) \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(e) 応力評価結果

イ. 基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-(3)-a-3 に示す。

表 6.9.1-(3)- a-3 基準津波時の応力評価結果 (弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	132	OK
フロートガイド	圧縮	1	132	OK
基礎ボルト	引張	1	153	OK

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-a-4 に示す。

表 6.9.1-(3)-a-4  $S_s$ 地震時の評価結果 (弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	引張	1	132	OK
	曲げ	1	132	OK
	組合せ*1	2	132	OK
フロートガイド	引張	1	132	OK
	曲げ	2	132	OK
	組合せ*1	3	132	OK
基礎ボルト	引張*2	2	153*3	OK
	せん断	1	117	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_t$ ) + 曲げ ( $\sigma_b$ ) は,  $\sigma_t + \sigma_b \leq 1.2S$  で評価

\*2: 基礎ボルトの引張応力は,  $\sigma_{bh} + \sigma_{bv}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-a-5 に示す。

表 6.9.1-(3)-a-5 基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果 (弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	132	OK
	曲げ <sup>°</sup>	1	132	OK
	組合せ <sup>*1</sup>	2	132	OK
フロートガイド	圧縮	1	132	OK
	曲げ <sup>°</sup>	2	132	OK
	組合せ <sup>*1</sup>	3	132	OK
基礎ボルト	引張 <sup>*2</sup>	2	153 <sup>*3</sup>	OK
	せん断	1	117	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_V$ ) + 曲げ ( $\sigma_H$ ) は,  $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$  で評価

\*2: 基礎ボルトの引張応力は,  $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

ニ. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の評価結果を表 6.9.1-(3)-a-6 に示す。

表 6.9.1-(3)-a-6 敷地に遡上する津波時の応力評価結果  
(弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	132	OK
フロートガイド	圧縮	1	132	OK
基礎ボルト	引張	1	153	OK

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-a-7 に示す。

表 6.9.1-(3)-a-7 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果  
(弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	132	OK
	曲げ	1	132	OK
	組合せ*1	2	132	OK
フロートガイド	圧縮	1	132	OK
	曲げ	2	132	OK
	組合せ*1	3	132	OK
基礎ボルト	引張*2	2	153*3	OK
	せん断	1	117	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_V$ ) + 曲げ ( $\sigma_H$ ) は,  $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$  で評価

\*2: 基礎ボルトの引張応力は,  $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

b. 取水ピット空気抜き配管逆止弁の設計に関する補足説明

(a) 固有値解析

イ. 固有周期の計算

固有値解析に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-6-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固有周期計算モデルは1質点系モデルとして、重量の不均一性を考慮し、自由端に弁の集中質量を付加する。

モデル化は、各部位の寸法や形状を踏まえ、弁蓋の最小断面が最も大きな固有周期を有するものとし、これを弁全体に一樣断面をもつ片持ちはりに単純化したモデルとする。モデル化の概略を図6.9.1-(3)-b-1に示す。

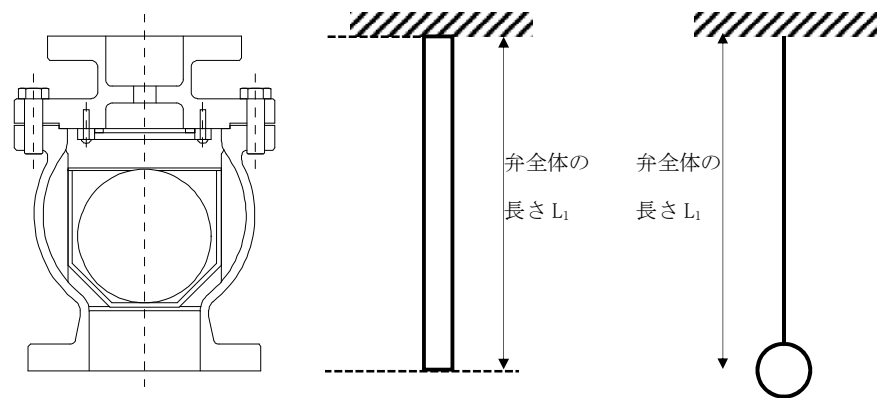


図 6.9.1-(3)-b-1 モデル化の概略

固有周期Tは以下の式より算出する。

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

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

T : 固有周期 (s)

f : 一次固有振動数 (Hz)

モデルのばね定数kは、モデルの等価断面二次モーメント  $I_m$  を用いて、以下の式より算出する。

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{(L_1)^3}$$

m : モデルの弁全体質量 (kg) = 31

$I_m$  : モデルの断面二次モーメント ( $m^4$ ) =  $I_1$

$I_1$  : 弁蓋の断面二次モーメント ( $m^4$ ) =  $1.765 \times 10^{-6}$

モデルの断面二次モーメントは以下の式より算出する。



$$I_1 = (D_1^4 - d_1^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$I_m = I_1$$

図 6.9.1-(3)-b-2 に示す構造図から、弁蓋の外径  $D_1$ 、弁蓋の内径  $d_1$  及びモデルの弁全体長さ  $L_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_1$  : 弁蓋の外径 (mm) = 88

$d_1$  : 弁蓋の内径 (mm) = 70

$L_1$  : モデルの弁全体長さ (mm) = 292

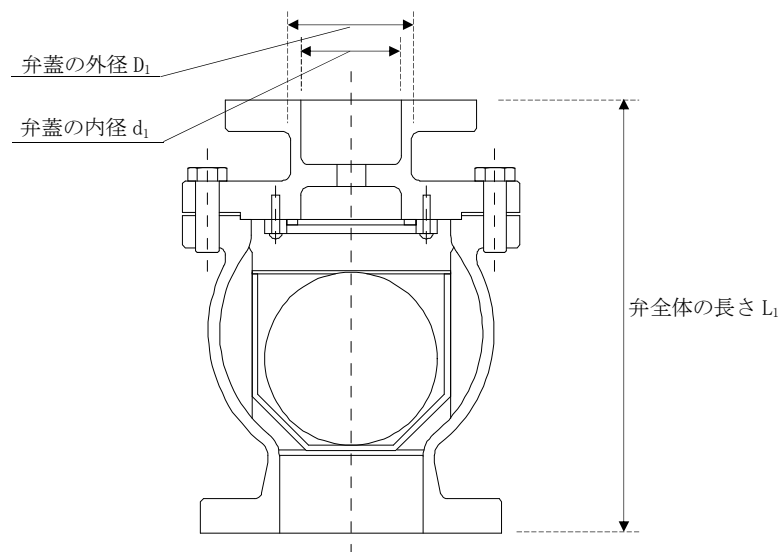


図 6.9.1-(3)-b-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の弁本体構造図

$$I_1 = (88^4 - 70^4) \times \pi / 64$$

$$= 1.76515 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

E: 縦弾性係数 (MPa) =  $1.94 \times 10^5$

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表1 を用いて計算する。  
温度 40 °C におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 20 °C の縦弾性係数 195000 MPa と、温度 50 °C の縦弾性係数 193000 MPa より、比例法を用いて計算する。

$$195000 + (193000 - 195000) \times (40 - 20) / (50 - 20) = 193667 \text{ MPa}$$

$$= 1.94 \times 10^{11} \text{ (Pa)}$$

k : モデルのばね定数 (kg/s<sup>2</sup>)

$$k = (3 \cdot E \cdot I_m) / (L_1)^3$$

$$k = (3 \times 1.94 \times 10^5 \times 10^3 \times 1.76515 \times 10^6) / 292^3 = 4.12625 \times 10^7 \text{ kg/s}^2$$

以上より,

$$\begin{aligned} f &= 1/2 \pi \cdot \sqrt{(4.12625 \times 10^7 / 31)} \\ &= 183.618 \text{ Hz} = 183 \text{ Hz} \end{aligned}$$

$$T = 1/183 = 0.00546 \text{ s} = 0.006 \text{ s}$$

ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.006 s であり, 0.05s 以下であることから, 剛構造である。

(参考) 配管を含む支持点間の固有振動数について

取水ピット空気抜き配管逆止弁を含む配管系について、剛構造となる支持間隔で設置することを以下に示す。

逆止弁は、図 1 に示すように床面から配管が立ち上がり、2 箇所の指示構造物により支えられている。この構造を踏まえて以下のように、安全側に評価モデルを設定して固有振動数を求める。

配管は、床面から約 130mm の高さまでグラウトに埋設されており、逆止弁の下側の支持点は床面から約 130mm 上側の箇所となる。また、逆止弁の直上に支持構造部があり、逆止弁の上側の支持点となる。安全側の評価とするため、実際の支持間隔より長い間隔となるように床面から上側の支持構造物間の 1m を支持間隔として評価する。

質量については、逆止弁が 31kg、支持間隔内の配管・フランジが約 11kg であり、合計約 42kg となる。安全側の評価とするため、45kg の質点として評価する。

以上より、評価モデルとしては、図 1 に示されるように、自由端の両持はりとし、支持点の中央に質点があるモデルとする。また、はりの断面は、構成する部材の中で最も肉厚が薄い配管を考慮し、安全側の評価となるように、逆止弁及びフランジの箇所を含めて配管の外径 60.5mm、肉厚 3.4mm の円筒形の断面性能で評価する。

逆止弁、配管及びフランジの仕様について表 1 に示す。

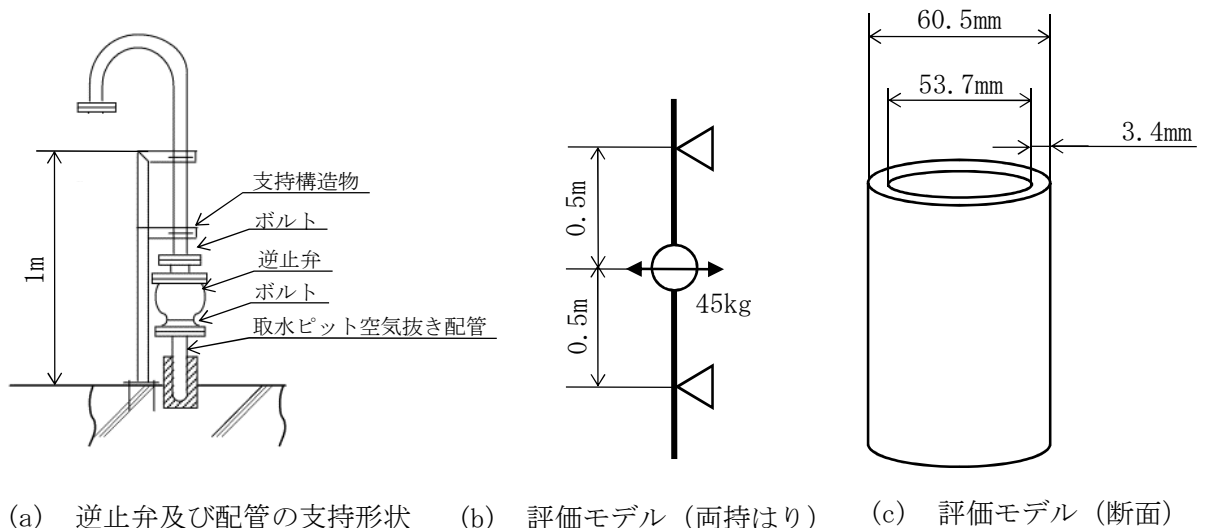


図 1 逆止弁及び配管の支持形状と評価モデル

表 1 逆止弁、配管及びフランジの主な仕様

部材	項目	仕様
逆止弁	口径	65A×100A
	材質	SCS16A (弁箱, 弁蓋)
配管	口径	50A
	材質	SUS316TP
	外径×肉厚	60.5mm×3.4mm
フランジ	圧力温度基準	JIS 10K
	口径	65A×50A, 100A×50A
	材質	SUS316

図 1 に示すはりモデルとして、固有振動数を以下に示す通り求める。また、数式に使用している記号については、表 2 に示す。

なお、縦弾性係数については、逆止弁、配管及びフランジの材質がいずれもオーステナイト系ステンレス鋼となることから、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 40 °C におけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 20 °C の縦弾性係数 195000 MPa と、温度 50 °C の縦弾性係数 193000 MPa より、比例法を用いて計算する。

$$195000 + \frac{193000 - 195000}{50 - 20} \times (40 - 20)$$

$$= 1.94 \times 10^{11} \text{ [Pa]}$$

表 2 評価モデルの固有振動数算出に用いる記号の説明

記号	記号の説明	単位
D <sub>o</sub>	評価モデルの断面の外径	m
D <sub>i</sub>	評価モデルの断面の内径	m
I	評価モデルの断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>
E	評価モデルの縦弾性係数	Pa
L	評価モデルのはりの支持過間の長さ	m
k	評価モデルのはりのばね係数	N/m
m	評価モデルの質量	kg
f	評価モデルの固有振動数	Hz

評価モデルの断面二次モーメントを以下に示す。

$$\begin{aligned} I &= \frac{\pi}{64} \cdot (D_o^4 - D_i^4) \\ &= \frac{\pi \times (0.0605^4 - 0.0537^4)}{64} \\ &= 2.49450 \times 10^{-7} [\text{m}^4] \end{aligned}$$

評価モデルのはりのばね係数を以下に示す。

$$\begin{aligned} k &= \frac{48E \cdot I}{L^3} \\ &= \frac{48 \times 1.94 \times 10^{11} \times 2.49450 \times 10^{-7}}{1^3} \\ &= 2.32287 \times 10^6 [\text{N} / \text{m}] \end{aligned}$$

以上より、固有振動数は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} f &= \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \\ &= \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{2322880}{45}} \\ &= 36 [\text{Hz}] \end{aligned}$$

評価モデルの固有振動数は 20Hz 以上であることから、支持点間の配管系は剛構造となっていることが評価できた。

このため、逆止弁の他に配管及びフランジを含めた配管系は剛構造となる支持間隔で設置することから、取水ピット空気抜き配管逆止弁の評価に当たっては、逆止弁単体での評価とすることができる。

(b) 評価条件の整理

イ. 固定荷重

固定荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-6-2 取水ピット  
空気抜き配管逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固定荷重は以下のとおりとする。

$$W_{d1} = m_1 \cdot g$$

ここで、

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N)

$m_1$  : 弁の全質量 (kg) = 31

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

以上より、

$$\begin{aligned} W_{d1} &= m_1 \cdot g \\ &= 31 \times 9.80665 \\ &= 304.006 \text{ N} \end{aligned}$$

$$W_{d2} = m_2 \cdot g$$

ここで、

$W_{d2}$  : フロートガイドに作用する常時荷重 (N)

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 1.8

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

以上より、

$$\begin{aligned} W_{d2} &= m_2 \cdot g \\ &= 1.8 \times 9.80665 \\ &= 17.6519 \text{ N} \end{aligned}$$

ロ. 風荷重及び積雪荷重

添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」及び添付書類「V-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」にて設定した荷重の組合せに基づき、考  
慮しない。

(c) 応力計算

イ. 基準津波時

基準津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-5-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = (\rho_o \cdot g \cdot h + 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_o \cdot U^2) / 10^6$$

ここで、

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa)

$\rho_o$  : 海水の密度 (kg/m<sup>3</sup>) = 1030

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$h$  : 津波荷重水位 (m) = 22.0

(基準津波の水位に対し、参照する裕度である+0.65mを含めても十分に保守的である水位として設定した津波荷重水位)

$C_D$  : 抗力係数 = 2.01

$U$  : 流速 (m/s) = 2.0

以上より、

$$P_t = (1030 \times 9.80665 \times 22.0 + 1/2 \times 2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 10^6 \\ = 0.226359 \text{ MPa}$$

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁蓋の発生応力

$$\sigma_{t1} = \frac{P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{t1}$  : 弁蓋に加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

図 6.9.1-(3)-b-3 に示す構造図から、突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_1$ 、弁蓋の外径  $D_3$  及び弁蓋の内径  $d_3$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_1$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

受圧面の直径 (mm) = 154

$D_3$  : 弁蓋の外径 (mm) = 88

$d_3$  : 弁蓋の内径 (mm) = 70

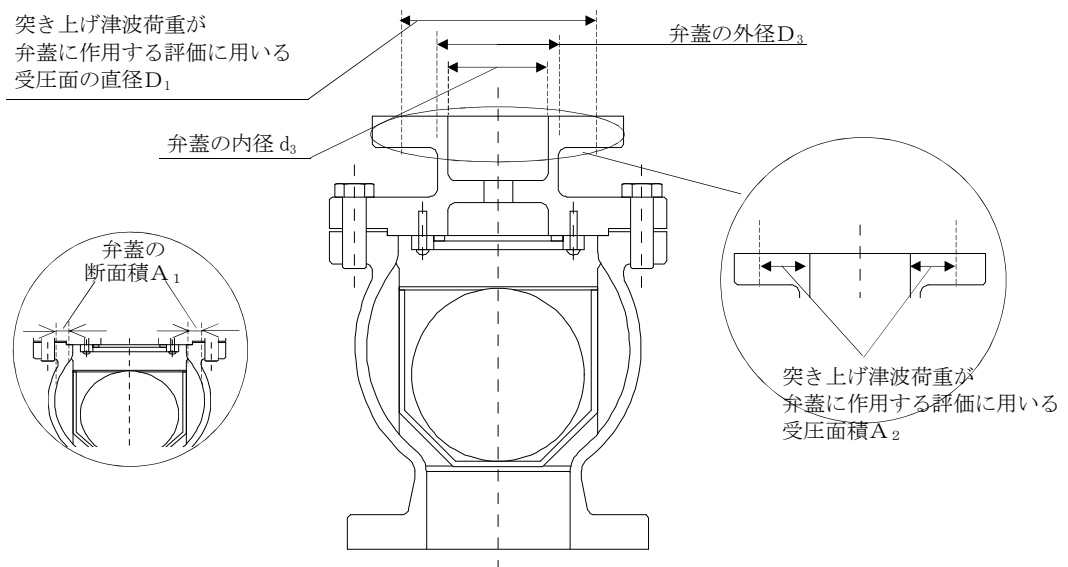


図 6.9.1-(3)-b-3 取水ピット空気抜き配管逆止弁の弁蓋の受圧面の寸法図

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

受圧面積 (mm<sup>2</sup>) =  $1.478 \times 10^4$

$$A_2 = (154^2 - 70^2) \times \pi / 4$$
$$= 14778.0 \text{ mm}^2 = 1.478 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$A_1$  : 弁蓋の断面積 (mm<sup>2</sup>) =  $2.234 \times 10^3$

$$A_1 = (88^2 - 70^2) \times \pi / 4$$
$$= 2233.67 \text{ mm}^2 = 2.234 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\text{圧縮応力 } \sigma_{t1} = (0.226359 \times 1.478 \times 10^4) / (2.234 \times 10^3)$$

$$= 1.49757 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}$$



(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{t2} = \frac{P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{t2}$  : フロートガイドに加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

図 6.9.1-(3)-b-4 に示す寸法図から、フロートガイドの外径  $D_2$ 、フロートガイドの内径  $d_2$ 、突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径及び突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の内径をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_4$  : フロートガイドの外径 (mm) = 62

$d_4$  : フロートガイドの内径 (mm) = 56

$D_2$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 135.7

$d_2$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の内径 (mm) = 128

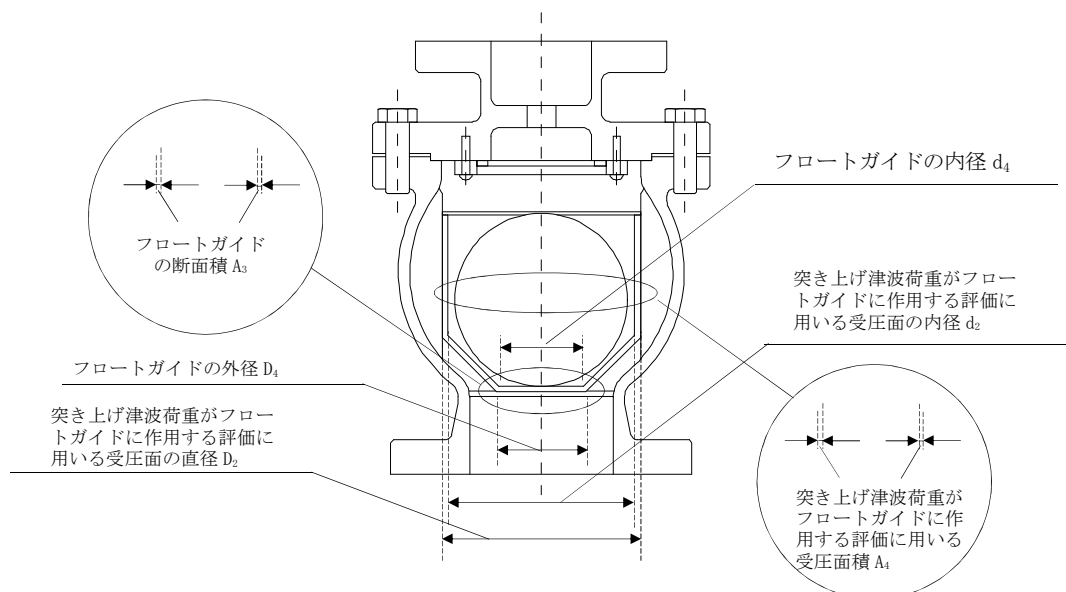


図 6.9.1-(3)-b-4 取水ピット空気抜き配管逆止弁のフロートガイド構造図

$A_3$  : フロートガイドの断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $5.561 \times 10^2$

$$\begin{aligned} A_3 &= (62^2 - 56^2) \times \pi / 4 \\ &= 556.061 \text{ mm}^2 = 5.561 \times 10^2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.595 \times 10^3$

$$\begin{aligned} A_4 &= (135.7^2 - 128^2) \times \pi / 4 \\ &= 1594.74 \text{ mm}^2 = 1.595 \times 10^3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{t2} &= (0.226359 \times 1.595 \times 10^3) / (5.561 \times 10^2) \\ &= 0.649240 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 弁蓋ボルトの発生応力

$$\sigma_{t3} = \frac{P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{t3}$  : 弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

$A_5$  : 弁蓋ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_5 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

$$\text{受圧面積 } (\text{mm}^2) = A_2 = 1.478 \times 10^4$$

$n$  : 弁蓋ボルトの本数 (本) = 8

弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に

$$\begin{aligned} \text{加わる引張応力 } \sigma_{t3} &= (0.226359 \times 1.478 \times 10^4) / (2.011 \times 10^2 \times 8) \\ &= 2.07955 \text{ MPa} = 3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-4) フロートに発生する圧力

波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  は突き上げ津波荷重  $P_t$  の算出結果をもとに設定する。基準津波による突き上げ津波荷重  $P_t$  は以下のとおりである。

$$P_t = 0.226359 \text{ (MPa)}$$

上記の算出結果を踏まえ、波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  を 0.3 (MPa) とする。

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-6-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)  $S_s$ 地震荷重

固有値解析の結果より、取水ピット空気抜き配管逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、取水ピット空気抜き配管逆止弁の耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度を表 6.9.1-(3)-b-1 に示す。

表 6.9.1-(3)-b-1 応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		水平方向 $C_H$	1.10
基準地震動 $S_s$	取水構造物 EL. 0.800 (EL. 0.300*2)	鉛直方向 $C_V$	1.03

注記 \*1：取水ピット空気抜き配管逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

(a-3-1) 弁蓋

(a-3-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$W_{d1} = m_1 \cdot g$$

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_V \cdot g$$

ここで、

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N)

$F_{V1}$  : 弁蓋に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_V$  : 鉛直方向の設計震度 = 1.03

$m_1$  : 弁の質量 (kg) = 31

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$W_{d1} = 31 \times 9.80665$$

$$= 304.006 \text{ N}$$

$$F_{V1} = 31 \times 1.03 \times 9.80665$$

$$= 313.126 \text{ N}$$

(a-3-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_H \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁蓋に発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_1$  : 弁全体長さ (mm) = 292

$C_H$  : 水平方向の設計震度 = 1.10

$m_1$  : 弁の質量 (kg) = 31

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$F_{H1} = 31 \times 1.10 \times 9.80665$$

$$= 334.406 \text{ N}$$

$$M_1 = 334.406 \times 292$$

$$= 97646.5 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(a-3-2) フロートガイド

(a-3-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$W_{d2} = m_2 \cdot g$$

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_V \cdot g$$

ここで、

$W_{d2}$  : フロートガイドに作用する常時荷重 (N)

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_V$  : 鉛直方向の設計震度 = 1.03

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 1.8

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$W_{d2} = 1.8 \times 9.80665$$

$$= 17.6519 \text{ N}$$

$$F_{V2} = 1.8 \times 1.03 \times 9.80665$$

$$= 18.1815 \text{ N}$$

(a-3-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_H \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) = 123

$C_H$  : 水平方向の設計震度 = 1.10

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 1.8

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$F_{H2} = 1.8 \times 1.10 \times 9.80665$$

$$= 19.4171 \text{ N}$$

$$M_2 = 19.4171 \times 123$$

$$= 2388.30 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(a-3-3) 弁蓋ボルト

(a-3-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_{d1}$  及び弁蓋に加わる鉛直方向荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-3-3-2) 水平加速度負荷時

弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁蓋の発生応力

$$\sigma_{v1} = \frac{W_{d1} + F_{v1}}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{v1}$  : 弁蓋に加わる引張応力 (MPa)

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N) = 304.006

$F_{v1}$  : 弁蓋に加わる鉛直方向荷重 (N) = 313.126

$A_1$  : 弁蓋の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.234 \times 10^3$

弁蓋の外径  $D_1$  及び弁蓋の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_1$  : 弁蓋の外径 (mm) = 88

$d_1$  : 弁蓋の内径 (mm) = 70

$$\begin{aligned} A_1 &= (88^2 - 70^2) \times \pi / 4 \\ &= 2233.67 \text{ mm}^2 = 2.234 \times 10^3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{引張応力 } \sigma_{v1} &= (304.006 + 313.126) / (2.234 \times 10^3) \\ &= 0.276245 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_1 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁蓋に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁蓋に発生する曲げモーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ) = 97646.5

$I_1$  : 弁蓋の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $1.76515 \times 10^6$

弁蓋の外径  $D_1$  及び弁蓋の内径の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_1$  : 弁蓋の外径 (mm) = 88

$d_1$  : 弁蓋の内径 (mm) = 70

$$\begin{aligned} I_1 &= (D_1^4 - d_1^4) \cdot \frac{\pi}{64} \\ I_1 &= (88^4 - 70^4) \times \pi / 64 \\ &= 1.76515 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (97646.5 \times (88/2)) / (1.76515 \times 10^6) \\ &= 2.43404 \text{ MPa} = 3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v1} + \sigma_{H1} = 1 + 3 = 4 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{v2} = \frac{W_{d2} + F_{v2}}{A_2}$$

ここで、

$\sigma_{v2}$  : フロートガイドに加わる引張応力 (MPa)

$W_{d2}$  : フロートガイドの常時荷重 (N) = 17.6519

$F_{v2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向荷重 (N) = 18.1815

$A_2$  : フロートガイドの断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $5.561 \times 10^2$

フロートガイドの外径  $D_2$  及びフロートガイドの内径  $d_2$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_2$  : フロートガイドの外径 (mm) = 62

$d_2$  : フロートガイドの内径 (mm) = 56

$$\begin{aligned} A_2 &= (62^2 - 56^2) \times \pi / 4 \\ &= 556.061 \text{ mm}^2 = 5.561 \times 10^2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{引張応力 } \sigma_{v2} &= (17.6519 + 18.1815) / (5.561 \times 10^2) \\ &= 0.0644369 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_2 / 2}{I_2}$$

ここで、

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドに加わる曲げ応力 (MPa)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm) = 2388.30

$D_2$  : フロートガイドの外径 (mm) = 62

$I_2$  : フロートガイドの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $2.42582 \times 10^5$

フロートガイドの外径  $D_2$  及びフロートガイドの内径  $d_2$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_2$  : フロートガイドの外径 (mm) = 62

$d_2$  : フロートガイドの内径 (mm) = 56

$$\begin{aligned} I_2 &= (D_2^4 - d_2^4) \cdot \frac{\pi}{64} \\ I_2 &= (62^4 - 56^4) \times \pi / 64 \\ &= 2.42582 \times 10^5 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (2388.30 \times (62/2)) / (2.42582 \times 10^5) \\ &= 0.305205 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$



(a-3) 弁蓋ボルトの発生応力

$$\sigma_{bv} = \frac{F_{V1} - W_{d1}}{A_3 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{bv}$  : 鉛直方向地震加速度により弁蓋ボルト 1 本あたりに加わる引張応力 (MPa)

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N) = 304.006

$F_{V1}$  : 弁蓋に加わる鉛直方向荷重 (N) = 313.126

$A_3$  : 弁蓋ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$   
呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_3 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$n$  : 弁蓋ボルトの本数 (本) = 8

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向地震荷重による引張応力 } \sigma_{bv} &= (313.126 - 304.006) \\ &\quad / (2.011 \times 10^2 \times 8) \\ &= 0.00566882 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_1 = \frac{F_{H1}}{A_3 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_1$  : 弁蓋ボルトに加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 334.406

$A_3$  : 弁蓋ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

$n$  : 弁蓋ボルトの本数 (本) = 8

$$\begin{aligned} \text{せん断応力 } \tau_1 &= (334.406) / (2.011 \times 10^2 \times 8) \\ &= 0.207860 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{bh} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_3}$$

ここで、

$\sigma_{bh}$  : 水平方向地震加速度によるモーメント力により弁蓋ボルト 1 本あたりに加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 334.406

$L_1$  : 弁全体長さ (mm) = 292

$D_p$  : 弁蓋ボルトのピッチサークル = 200

$A_3$  : 弁蓋ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

$$\text{モーメントによる引張応力 } \sigma_{bh} = (334.406 \times 292) / (200 \times 2.011 \times 10^2)$$

$$=2.42781 \text{ MPa} = 3 \text{ MPa}$$

弁蓋ボルトの引張応力  $\sigma_{bH} + \sigma_{bV} = 1 + 3 = 4 \text{ MPa}$

ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添3-2-5-2「取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 基準津波荷重

突き上げ津波荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

取水ピット空気抜き配管逆止弁の固有周期が0.05s以下であることを確認したため、取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮して設定する。取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度計算に用いる設計震度を表6.9.1-(3)-b-2に示す。

表 6.9.1-(3)-b-2 応力評価に用いる弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>による設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度*1	
		弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D1	取水構造物 EL. 0.800 (EL. 0.300*2)
		鉛直方向 C <sub>V S<sub>d</sub></sub>	0.43

注記 \*1：取水ピット空気抜き配管逆止弁の固有周期が0.05s以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の1.2倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

(a-4-1) 弁蓋

(a-4-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V1}$  : 弁蓋に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.43

$m_1$  : 弁の質量 (kg) = 31

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V1} &= 31 \times 0.43 \times 9.80665 \\ &= 130.722 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁蓋に発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_1$  : 弁全体長さ (mm) = 292

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.61

$m_1$  : 弁の質量 (kg) = 31

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{H1} &= 31 \times 0.61 \times 9.80665 \\ &= 185.443 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 185.443 \times 292 \\ &= 54149.3 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

(a-4-2) フロートガイド

(a-4-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.43

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 1.8

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$F_{V2} = 1.8 \times 0.43 \times 9.80665$$

$$=7.59034 \text{ N}$$

(a-4-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) =123

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度=0.61

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) =1.8

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ ) =9.80665

$$F_{H2} = 1.8 \times 0.61 \times 9.80665$$

$$= 10.7677 \text{ N}$$

$$M_2 = 10.7677 \times 123$$

$$= 1324.42 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

(a-4-3) 弁蓋ボルト

(a-4-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_1$  及び弁蓋に加わる鉛直方向荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-4-3-2) 水平加速度負荷時

弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁蓋の発生応力

$$\sigma_{V1} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{V1}$  : 弁蓋に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁蓋に加わる鉛直方向荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

$A_1$  : 弁蓋の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 2.234 × 10<sup>3</sup>

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる  
受圧面積 (mm<sup>2</sup>) = 1.478 × 10<sup>4</sup>

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{V1} &= (0.226359 \times 1.478 \times 10^4) / (2.234 \times 10^3) \\ &= 1.49757 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_3 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁蓋に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁蓋に発生する曲げモーメント (N・mm) = 54149.3

$I_1$  : 弁蓋の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 1.76515 × 10<sup>6</sup>

$D_3$  : 弁蓋の外径 (mm) = 88

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (54149.3 \times (88/2)) / (1.76515 \times 10^6) \\ &= 1.34978 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{V1} + \sigma_{H1} = 2 + 2 = 4 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{V2} = \frac{F_{V2} + P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{V2}$  : フロートガイドに加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

$A_3$  : フロートガイドの断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $5.561 \times 10^2$

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる  
受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.595 \times 10^3$

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{v2} &= (0.226359 \times 1.595 \times 10^3) / (5.561 \times 10^2) \\ &= 0.649240 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_4 / 2}{I_2}$$

ここで、

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドに加わる曲げ応力 (MPa)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ) = 1324.42

$I_2$  : フロートガイドの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $2.42582 \times 10^5$

$D_4$  : フロートガイドの外径 (mm) = 62

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (1324.42 \times (62/2)) / (2.42582 \times 10^5) \\ &= 0.169250 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(a-3) 弁蓋ボルトの発生応力

$$\sigma_{v3} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{v3}$  : 弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁蓋に加わる鉛直方向荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合には弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.226359

$A_5$  : 弁蓋ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋ボルトに作用する評価に用いる  
受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $A_2 = 1.478 \times 10^4$

$n$  : 弁蓋ボルトの本数 (本) = 8

$$\begin{aligned} \text{弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力} \\ \sigma_{v3} &= (0.226359 \times 1.478 \times 10^4) / (2.011 \times 10^2 \times 8) \\ &= 2.07955 \text{ MPa} = 3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_1 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_1$  : 弁蓋ボルトのねじ部に加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 185.443

$A_5$  : 弁蓋ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) =  $2.011 \times 10^2$

$n$  : 弁蓋ボルトの本数 (本) = 8

$$\begin{aligned} \text{せん断応力 } \tau_1 &= (185.443) / (2.011 \times 10^2 \times 8) \\ &= 0.115267 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{v4} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_5}$$

ここで、

$\sigma_{v4}$  : モーメントにより弁蓋ボルト 1 本当たりの  
ねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 185.443

$L_1$  : 弁全体長さ (mm) = 292

$D_p$  : 弁蓋ボルトのピッチサークル = 200

$A_5$  : 弁蓋ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) =  $2.011 \times 10^2$

モーメントにより弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\sigma_{v4} = (185.443 \times 292) / (200 \times 2.011 \times 10^2) = 1.34632 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}$$

$$\text{弁蓋ボルトの引張応力 } \sigma_{v3} + \sigma_{v4} = 3 + 2 = 5 \text{ MPa}$$



## 二. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添  
3-2-5-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

### (イ) 荷重条件

#### (a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = (\rho_o \cdot g \cdot h + 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_o \cdot U^2) / 10^6$$

ここで、

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa)

$$\rho_o : \text{海水の密度 (kg/m}^3\text{)} = 1030$$

$$g : \text{重力加速度 (m/s}^2\text{)} = 9.80665$$

$$h : \text{津波荷重水位 (m)} = 26.0$$

$$C_D : \text{抗力係数} = 2.01$$

$$U : \text{流速 (m/s)} = 2.0$$

以上より、

$$\begin{aligned} P_t &= (1030 \times 9.80665 \times 26.0 + 1/2 \times 2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 10^6 \\ &= 0.266762 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁蓋の発生応力

$$\sigma_{t1} = \frac{P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{t1}$  : 弁蓋に加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.266762

図 6.9.1-(3)-b-6 に示す構造図から、突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_1$ 、弁蓋の外径  $D_3$  及び弁蓋の内径  $d_3$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_1$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

受圧面の直径 (mm) = 154

$D_3$  : 弁蓋の外径 (mm) = 88

$d_3$  : 弁蓋の内径 (mm) = 70

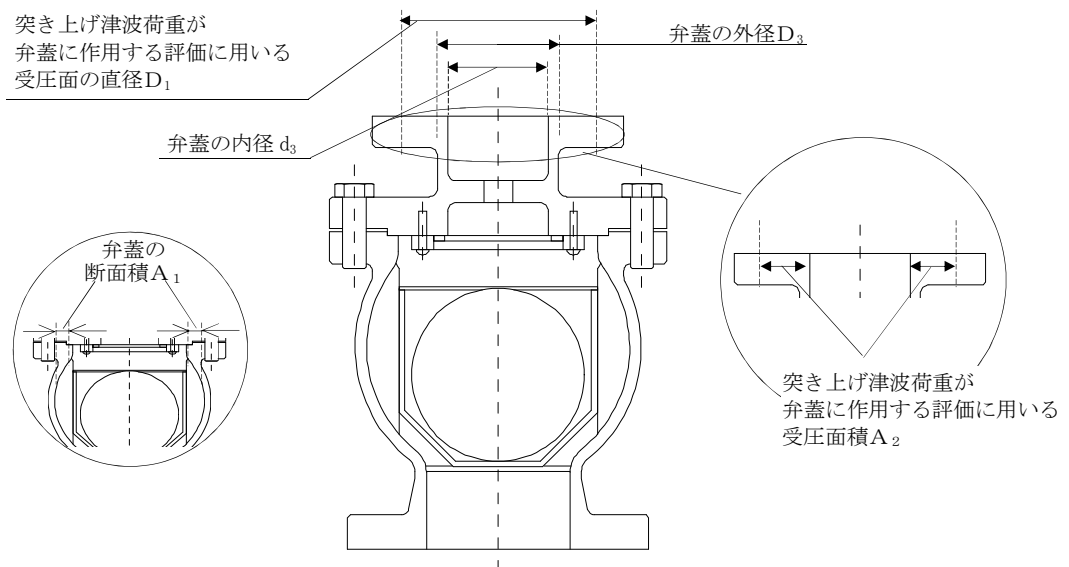


図 6.9.1-(3)-b-5 取水ピット空気抜き配管逆止弁の弁蓋の受圧面の寸法図

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

受圧面積 (mm<sup>2</sup>) =  $1.478 \times 10^4$

$$A_2 = (154^2 - 70^2) \times \pi / 4 \\ = 14778.0 \text{ mm}^2 = 1.478 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$A_1$  : 弁蓋の断面積 (mm<sup>2</sup>) =  $2.234 \times 10^3$

$$A_1 = (88^2 - 70^2) \times \pi / 4 \\ = 2233.67 \text{ mm}^2 = 2.234 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$\text{圧縮応力 } \sigma_{t1} = (0.266762 \times 1.478 \times 10^4) / (2.234 \times 10^3)$$

$$= 1.76488 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{t2} = \frac{P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{t2}$  : フロートガイドに加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.266762

図 6.9.1-(3)-b-5 に示す寸法図から、フロートガイドの外径  $D_2$ 、フロートガイドの内径  $d_2$ 、突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径及び突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の内径をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_4$  : フロートガイドの外径 (mm) = 62

$d_4$  : フロートガイドの内径 (mm) = 56

$D_2$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 135.7

$d_2$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の内径 (mm) = 128

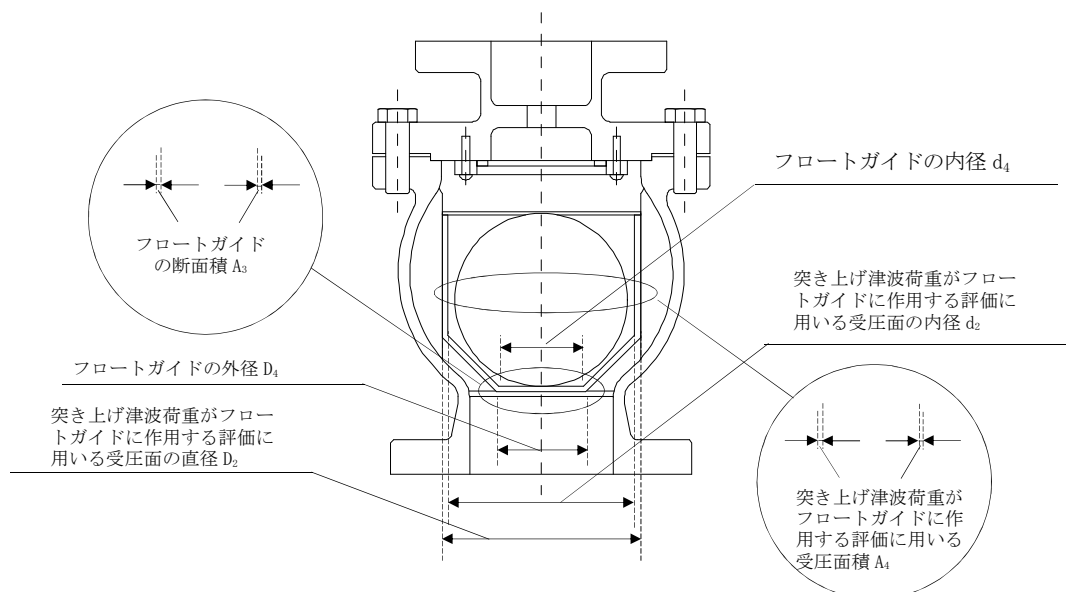


図 6.9.1-(3)-b-6 取水ピット空気抜き配管逆止弁のフロートガイド構造図

$A_3$  : フロートガイドの断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $5.561 \times 10^2$

$$\begin{aligned} A_3 &= (62^2 - 56^2) \times \pi / 4 \\ &= 556.061 \text{ mm}^2 = 5.561 \times 10^2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.595 \times 10^3$

$$\begin{aligned} A_4 &= (135.7^2 - 128^2) \times \pi / 4 \\ &= 1594.74 \text{ mm}^2 = 1.595 \times 10^3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{t2} &= (0.266762 \times 1.595 \times 10^3) / (5.561 \times 10^2) \\ &= 0.765123 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 弁蓋ボルトの発生応力

$$\sigma_{t3} = \frac{P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{t3}$  : 弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.266762

$A_5$  : 弁蓋ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_5 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

$$\text{受圧面積 } (\text{mm}^2) = A_2 = 1.478 \times 10^4$$

$n$  : 弁蓋ボルトの本数 (本) = 8

弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に

$$\begin{aligned} \text{加わる引張応力 } \sigma_{t3} &= (0.266762 \times 1.478 \times 10^4) / (2.011 \times 10^2 \times 8) \\ &= 2.45073 \text{ MPa} = 3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-4) フロートに発生する圧力

波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  は突き上げ津波荷重  $P_t$  の算出結果をもとに設定する。突き上げ津波荷重  $P_t$  は以下のとおりである。

$$P_t = 0.266762 \text{ (MPa)}$$

上記の算出結果を踏まえ、波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  を 0.3 (MPa) とする。

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-5-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「ニ. 敷地に遡上する津波時」にて示したとおりとする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

応力評価に用いる弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> による設計震度は「ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時」にて示した通りとする。

(a-4-1) 弁蓋

(a-4-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V1}$  : 弁蓋に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.43

$m_1$  : 弁の質量 (kg) = 31

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V1} &= 31 \times 0.43 \times 9.80665 \\ &= 130.722 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁蓋に発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_1$  : 弁全体長さ (mm) = 292

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.61

$m_1$  : 弁の質量 (kg) = 31

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{H1} &= 31 \times 0.61 \times 9.80665 \\ &= 185.443 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 185.443 \times 292 \\ &= 54149.3 \text{ N}\cdot\text{mm} \end{aligned}$$

(a-4-2) フロートガイド

(a-4-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.43

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 1.8

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V2} &= 1.8 \times 0.43 \times 9.80665 \\ &= 7.59034 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) = 123

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.61

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 1.8

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$F_{H2} = 1.8 \times 0.61 \times 9.80665$$

$$= 10.7677 \text{ N}$$

$$M_2 = 10.7677 \times 123$$

$$= 1324.42 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

(a-4-3) 弁蓋ボルト

(a-4-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_1$  及び弁蓋に加わる鉛直方向荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-4-3-2) 水平加速度負荷時

弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁蓋の発生応力

$$\sigma_{V1} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{V1}$  : 弁蓋に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁蓋に加わる鉛直方向荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上りが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.266762

$A_1$  : 弁蓋の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.234 \times 10^3$

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる  
受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.478 \times 10^4$

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{V1} &= (0.266762 \times 1.478 \times 10^4) / (2.234 \times 10^3) \\ &= 1.76488 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_3 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁蓋に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁蓋に発生する曲げモーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ) = 54149.3

$I_1$  : 弁蓋の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $1.76515 \times 10^6$

$D_3$  : 弁蓋の外径 (mm) = 88

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (54149.3 \times (88/2)) / (1.76515 \times 10^6) \\ &= 1.34978 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{V1} + \sigma_{H1} = 2 + 2 = 4 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{V2} = \frac{F_{V2} + P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{V2}$  : フロートガイドに加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上りが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.266762



$A_3$  : フロートガイドの断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $5.561 \times 10^2$

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる  
受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.595 \times 10^3$

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{v2} &= (0.266762 \times 1.595 \times 10^3) / (5.561 \times 10^2) \\ &= 0.765123 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_4 / 2}{I_2}$$

ここで、

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドに加わる曲げ応力 (MPa)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント ( $\text{N} \cdot \text{mm}$ ) = 1324.42

$I_2$  : フロートガイドの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $2.42582 \times 10^5$

$D_4$  : フロートガイドの外径 (mm) = 62

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (1324.42 \times (62/2)) / (2.42582 \times 10^5) \\ &= 0.169250 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(a-3) 弁蓋ボルトの発生応力

$$\sigma_{v3} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{v3}$  : 弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁蓋に加わる鉛直方向荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合には弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.266762

$A_5$  : 弁蓋ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋ボルトに作用する評価に用いる  
受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $A_2 = 1.478 \times 10^4$

$n$  : 弁蓋ボルトの本数 (本) = 8

弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\begin{aligned} \sigma_{v3} &= ((0.266762 \times 1.478 \times 10^4) / (2.011 \times 10^2 \times 8)) \\ &= 2.45073 \text{ MPa} = 3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_1 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_1$  : 弁蓋ボルトのねじ部に加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 185.443

$A_5$  : 弁蓋ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

$n$  : 弁蓋ボルトの本数 (本) = 8

$$\begin{aligned} \text{せん断応力 } \tau_1 &= (185.443) / (2.011 \times 10^2 \times 8) \\ &= 0.115267 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{v4} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_5}$$

ここで、

$\sigma_{v4}$  : モーメントにより弁蓋ボルト 1 本当たりの  
ねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 185.443

$L_1$  : 弁全体長さ (mm) = 292

$D_p$  : 弁蓋ボルトのピッチサークル = 200

$A_5$  : 弁蓋ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

モーメントにより弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\sigma_{v4} = (185.443 \times 292) / (200 \times 2.011 \times 10^2) = 1.34632 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa}$$

$$\text{弁蓋ボルトの引張応力 } \sigma_{v3} + \sigma_{v4} = 3 + 2 = 5 \text{ MPa}$$

(d) 許容応力

許容応力は、供用状態 C(許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>S)として設定する。

イ. ボルト以外の許容応力

温度 40℃における SCS16A の許容引張応力を  $S_1$ 、SUS316L の許容引張応力を  $S_2$  とすると JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 5 より、 $S_1$  及び  $S_2$  は以下のとおりである。

$$S_1 = 120 \text{ MPa (SCS16A)}$$

$$S_2 = 111 \text{ MPa (SUS316L)}$$

弁蓋の材質：SCS16A

フロートガイドの材質：SUS316L

(イ) 基準津波時， $S_s$ 地震時，基準津波＋ $S_d$ 地震時，敷地に遡上する津波時

(a-1) 弁蓋の許容圧縮応力，許容曲げ応力及び組合せ応力

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot S_1 &= 1.2 \times 120 \\ &= 144 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) フロートガイドの許容圧縮応力，許容曲げ応力及び組合せ応力

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot S_2 &= 1.2 \times 111 \\ &= 133 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ロ. ボルトの許容応力

温度 40°Cにおける SUS316L の設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 8 及び表 9 より以下のとおりである。

$S_y = 175 \text{ MPa}$  (JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 8 による。)

$S_u = 480 \text{ MPa}$  (JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 9 による。)

許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [S_y, 0.7 \cdot S_u] \\ &= \min [175, 0.7 \times 480] \\ &= \min [175, 336] \\ &= 175 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(イ) 基準津波時、敷地に遡上する津波時

$$\begin{aligned} \text{許容引張応力} \quad 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (175/2) \times 1.5 \\ &= 130 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ)  $S_s$  地震時、基準津波 +  $S_d$  地震時、敷地に遡上する津波 +  $S_d$  地震時

$$\begin{aligned} \text{(a-1) 許容引張応力} \quad 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (175/2) \times 1.5 \\ &= 130 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(a-2) 許容せん断応力} \quad 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{175 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 67 \times 1.5 \\ &= 100 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 組合せ応力

組合せ応力の許容応力として、せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 1 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 130 - 1.6 \times 1 \\ &= 180 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ここで、

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (175/2) \times 1.5 \\ &= 130 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$1.5 \cdot f_{ts2} = 1.5 \cdot f_{t0}$$

$$=130 \text{ MPa}$$

以上より,

$$1.5 \cdot f_{ts} = \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2})$$

$$= \text{Min} (180, 130)$$

$$=130 \text{ MPa}$$

(e) 応力評価結果

イ. 基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-(3)-b-3 に示す。

表 6.9.1-(3)-b-3 基準津波時の応力評価結果 (弁蓋, フロートガイド及び弁蓋ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁蓋	圧縮	2	144	OK
フロートガイド	圧縮	1	133	OK
弁蓋ボルト	引張	3	130	OK

ロ. S<sub>s</sub>地震時

S<sub>s</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-b-4 に示す。

表 6.9.1-(3)-b-4 S<sub>s</sub>地震時の評価結果 (弁蓋, フロートガイド及び弁蓋ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁蓋	引張	1	144	OK
	曲げ	3	144	OK
	組合せ*1	4	144	OK
フロートガイド	引張	1	133	OK
	曲げ	1	133	OK
	組合せ*1	2	133	OK
弁蓋ボルト	引張*2	4	130*3	OK
	せん断	1	100	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_t$ ) + 曲げ ( $\sigma_b$ ) は,  $\sigma_t + \sigma_b \leq 1.2S$  で評価

\*2: 弁蓋ボルトの引張応力は,  $\sigma_{bH} + \sigma_{bV}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-b-5 に示す。

表 6.9.1-(3)-b-5 基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果 (弁蓋, フロートガイド及び弁蓋ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁蓋	圧縮	2	144	OK
	曲げ <sup>*</sup>	2	144	OK
	組合せ <sup>*1</sup>	4	144	OK
フロートガイド	圧縮	1	133	OK
	曲げ <sup>*</sup>	1	133	OK
	組合せ <sup>*1</sup>	2	133	OK
弁蓋ボルト	引張 <sup>*2</sup>	5	130 <sup>*3</sup>	OK
	せん断	1	100	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_V$ ) + 曲げ ( $\sigma_H$ ) は,  $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$  で評価

\*2: 弁蓋ボルトの引張応力は,  $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

ニ. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の評価結果を表 6.9.1-(3)-b-6 に示す。

表 6.9.1-(3)-b-6 敷地に遡上する津波時の応力評価結果  
(弁蓋, フロートガイド及び弁蓋ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁蓋	圧縮	2	144	OK
フロートガイド	圧縮	1	133	OK
弁蓋ボルト	引張	3	130	OK

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-b-7 に示す。

表 6.9.1-(3)-b-7 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果  
(弁蓋, フロートガイド及び弁蓋ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁蓋	圧縮	2	144	OK
	曲げ	2	144	OK
	組合せ*1	4	144	OK
フロートガイド	圧縮	1	133	OK
	曲げ	1	133	OK
	組合せ*1	2	133	OK
弁蓋ボルト	引張*2	5	130*3	OK
	せん断	1	100	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_V$ ) + 曲げ ( $\sigma_H$ ) は,  $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$  で評価

\*2: 弁蓋ボルトの引張応力は,  $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出



c. 緊急用海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の設計に関する補足説明

(a) 固有値解析

イ. 固有周期の計算

固有値解析に用いる記号については添付書類「V-2-10-2-6-3 緊急用海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固有周期計算モデルは 1 質点系モデルとして、重量の不均一性を考慮し、自由端に弁の集中質量を付加する。

モデル化は、円筒状の弁本体及び円柱状の 4 本のフロートガイドの異なる 2 つの断面をもつ梁の組合せとして設定する。モデル化の概略を図 6.9.1-(3)-c-1 に示す。

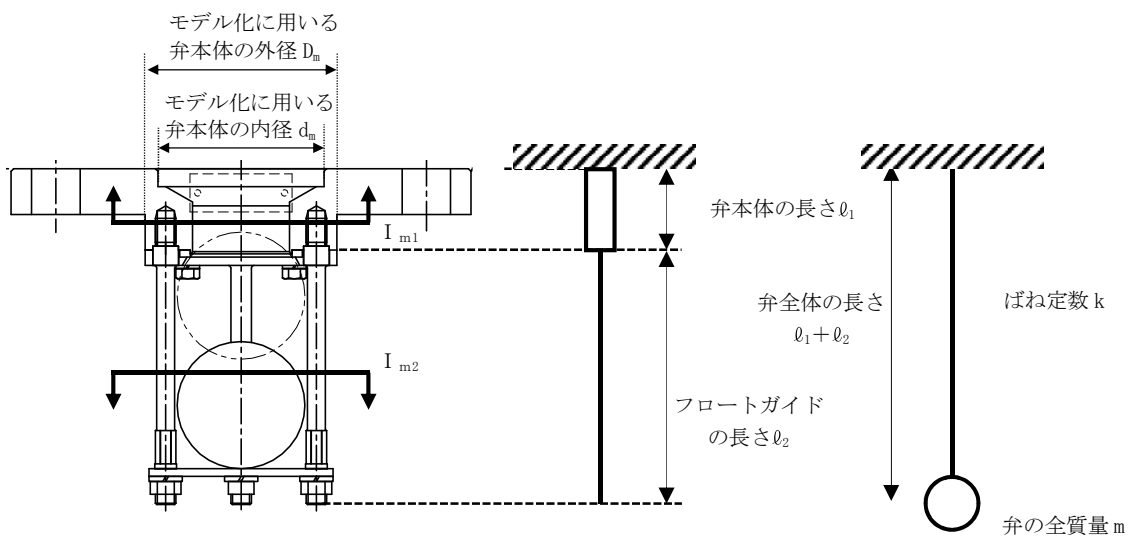


図 6.9.1-(3)-c-1 モデル化の概略

固有周期 T は以下の式より算出する。

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

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

モデルのばね定数 k は、モデルの等価断面二次モーメント  $I_m$  を用いて、以下の式より算出する。

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{(l_1 + l_2)^3}$$

f : 一次固有振動数 (Hz)

m : モデル化に用いる弁の全質量 (kg) = 3.95

モデル化に用いる弁本体の長さ  $l_1$ 、モデル化に用いるフロートガイドの長さ  $l_2$ 、モデル化に用いる弁本体の外径  $D_m$  及びモデル化に用いる弁本体の内径  $d_m$

は図 6.9.1-(3)-c-1 からそれぞれ以下のとおりとする。

$\ell_1$  : モデル化に用いる弁本体の長さ (mm) = 30

$\ell_2$  : モデル化に用いるフロートガイドの長さ (mm) = 102

$D_m$  : モデル化に用いる弁本体の外径 (mm) = 75

$d_m$  : モデル化に用いる弁本体の内径 (mm) = 65

$I_{m1}$  : モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $6.76915 \times 10^5$

$$I_{m1} = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \pi / 64$$

$$I_{m1} = (75^4 - 65^4) \times \pi / 64 = 6.76915 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

フロートガイドの図心 G と X 軸の距離  $y_g$  及びモデル化に用いるフロートガイドの直径  $D_{fm}$  は図 6.9.1-(3)-c-2 からそれぞれ以下のとおりとする。

$y_g$  : フロートガイドの図心 G と X 軸の距離 (mm) = 30

$D_{fm}$  : モデル化に用いるフロートガイドの直径 (mm) = 7

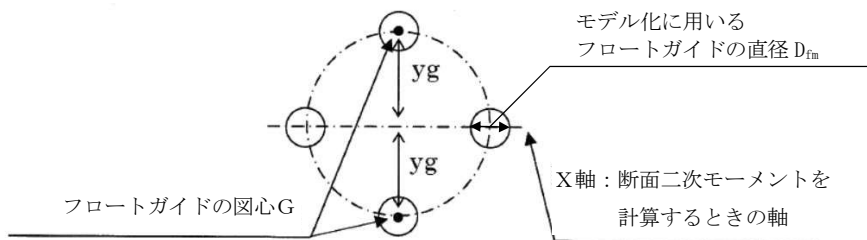


図 6.9.1-(3)-c-2 フロートガイド 4 本の断面

$A$  : モデル化に用いるフロートガイド 1 本の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38.48

$$A = D_{fm}^2 \cdot \pi / 4$$

$$A = 7^2 \times \pi / 4 = 38.4845 \text{ mm}^2 = 38.48 \text{ mm}^2$$

$I_a$  : モデル化に用いるフロートガイド 1 本の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$$= 1.17858 \times 10^2$$

$$I_a = D_{fm}^4 \cdot \pi / 64$$

$$I_a = 7^4 \times \pi / 64 = 1.17858 \times 10^2 \text{ mm}^4$$

$I_{m2}$  : モデル化に用いるフロートガイド 4 本の等価断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$$= 6.97354 \times 10^4$$

$$I_{m2} = 2 \cdot I_a + 2 \cdot (I_a + (y_g)^2 \cdot A)$$

$$I_{m2} = 2 \times 1.17858 \times 10^2 + 2 \times (1.17858 \times 10^2 + (30)^2 \times 38.48)$$

$$= 6.97354 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$I_m$  : モデル等価断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $1.34914 \times 10^5$

モデルの等価断面二次モーメントは以下の式より算出する。

$$I_m = \frac{(\ell_1 + \ell_2)^3 \cdot I_{m1} \cdot I_{m2}}{I_{m1} \cdot \ell_2^3 + I_{m2} \cdot (\ell_1^3 + 3 \cdot \ell_1 \cdot \ell_2^2 + 3 \cdot \ell_1^2 \cdot \ell_2)}$$

$$I_m = ((30 + 102)^3 \cdot 6.76915 \times 10^5 \cdot 6.97354 \times 10^4) / (6.76915 \times 10^5 \times 102^3 + 6.97354 \times 10^4 \times (30^3 + 3 \times 30 \times 102^2 + 3 \times 30^2 \times 102))$$

$$= 1.34914 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$E: \text{縦弾性係数 (MPa)} = 1.92 \times 10^5$$

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 66 °Cにおけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 50 °Cの縦弾性係数 193000 MPa と、温度 75 °Cの縦弾性係数 191000 MPa より、比例法を用いて計算する。

$$193000 + (191000 - 193000) \times (66 - 50) / (75 - 50) = 191720 \text{ MPa}$$

$$= 1.92 \times 10^5 \text{ MPa}$$

k : モデルのばね定数 (kg/s<sup>2</sup>)

$$k = (3 \cdot E \cdot I_m) / (\ell_1 + \ell_2)^3$$

$$k = (3 \times 1.92 \times 10^5 \times 10^3 \times 1.34914 \times 10^5) / (30 + 102)^3 = 3.37876 \times 10^7 \text{ kg/s}^2$$

以上より、

$$f = 1/2 \pi \cdot \sqrt{(3.37876 \times 10^7 / (3.95))}$$

$$= 465.479 \text{ Hz} = 465 \text{ Hz}$$

$$T = 1/465 = 0.00215 \text{ s} = 0.003 \text{ s}$$

#### ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.003 s であり、0.05s 以下であることから、剛構造である。

#### (b) 評価条件の整理

##### イ. 固定荷重

固定荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-6-3 緊急用海水ポンプグラウンドレン排出口逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固定荷重は以下のとおりとする。

$$W_{d1} = m \cdot g$$

ここで、

$$W_{d1} : \text{弁全体の常時荷重 (N)}$$

$$m : \text{弁の全質量 (kg)} = 3.95$$

$$g : \text{重力加速度 (m/s}^2) = 9.80665$$

以上より,

$$\begin{aligned}W_{d1} &= m \cdot g \\ &= 3.95 \times 9.80665 \\ &= 38.7362 \text{ N}\end{aligned}$$

$$W_{d2} = m_f \cdot g$$

ここで,

$W_{d2}$ : フロートガイド1本あたりに作用する常時荷重 (N)

$M_f$ : フロートガイド1本あたりの質量 (kg) = 0.05

$g$ : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

以上より,

$$\begin{aligned}W_{d2} &= m_f \cdot g \\ &= 0.05 \times 9.80665 \\ &= 0.490332 \text{ N}\end{aligned}$$

ロ. 風荷重及び積雪荷重

添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」及び添付書類「V-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」にて設定した荷重の組合せに基づき、考慮しない。

(c) 応力計算

イ. 基準津波時

基準津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-5-3 緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = (\rho_o \cdot g \cdot h + 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_o \cdot U^2) / 10^6$$

ここで、

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa)

$\rho_o$  : 海水の密度 (kg/m<sup>3</sup>) = 1030

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$h$  : 津波荷重水位 (m) = 12.0

(基準津波の水位に対し、参照する裕度である+0.65mを含めても十分に保守的である水位として設定した津波荷重水位)

$C_D$  : 抗力係数 = 2.01

$U$  : 流速 (m/s) = 2.0

以上より、

$$\begin{aligned} P_t &= (1030 \times 9.80665 \times 12.0 + 1/2 \times 2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 10^6 \\ &= 0.125350 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{t1} = \frac{P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{t1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

図 6.9.1-(3)-c-3 に示す構造図から、突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_2$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる

受圧面の直径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

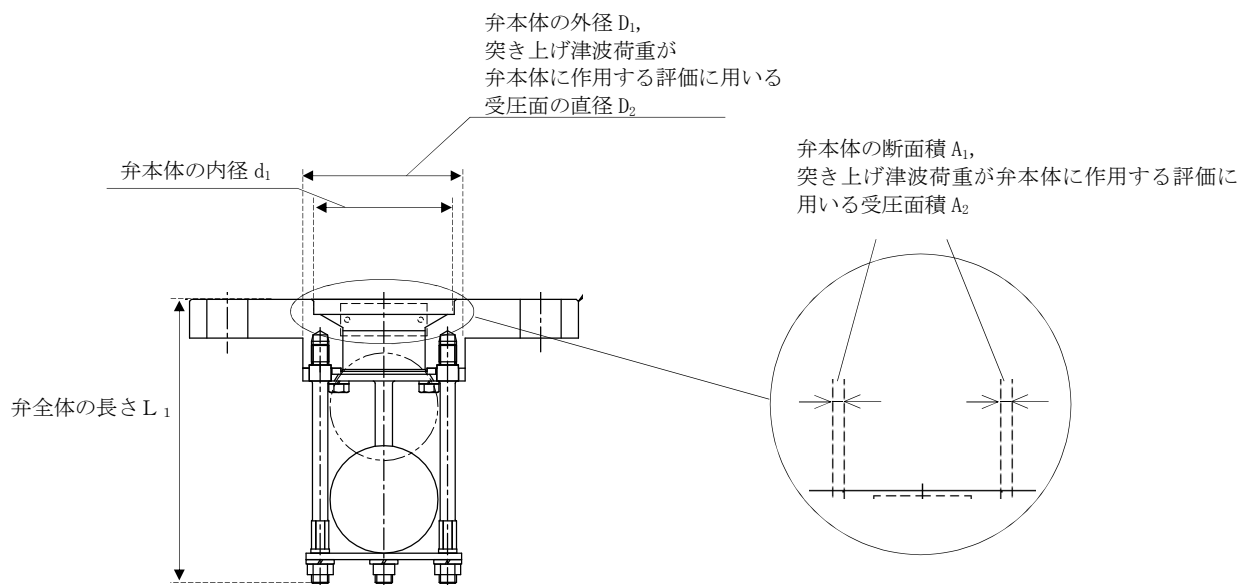


図 6.9.1-(3)-c-3 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の弁本体の受圧面の寸法図

$A_1$  : 弁本体の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$A_1 = (75^2 - 65^2) \times \pi / 4$$

$$= 1.09955 \times 10^3 \text{ mm}^2 = 1.100 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる

受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$A_2 = A_1$$

$$\begin{aligned}\text{圧縮応力 } \sigma_{t1} &= (0.125350 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.125350 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{t2} = \frac{P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{t2}$  : フロートガイドに加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

図 6.9.1-(3)-c-4 に示す寸法図から、フロートガイドの最小直径  $D_3$ 、突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_4$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_3$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$D_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 7

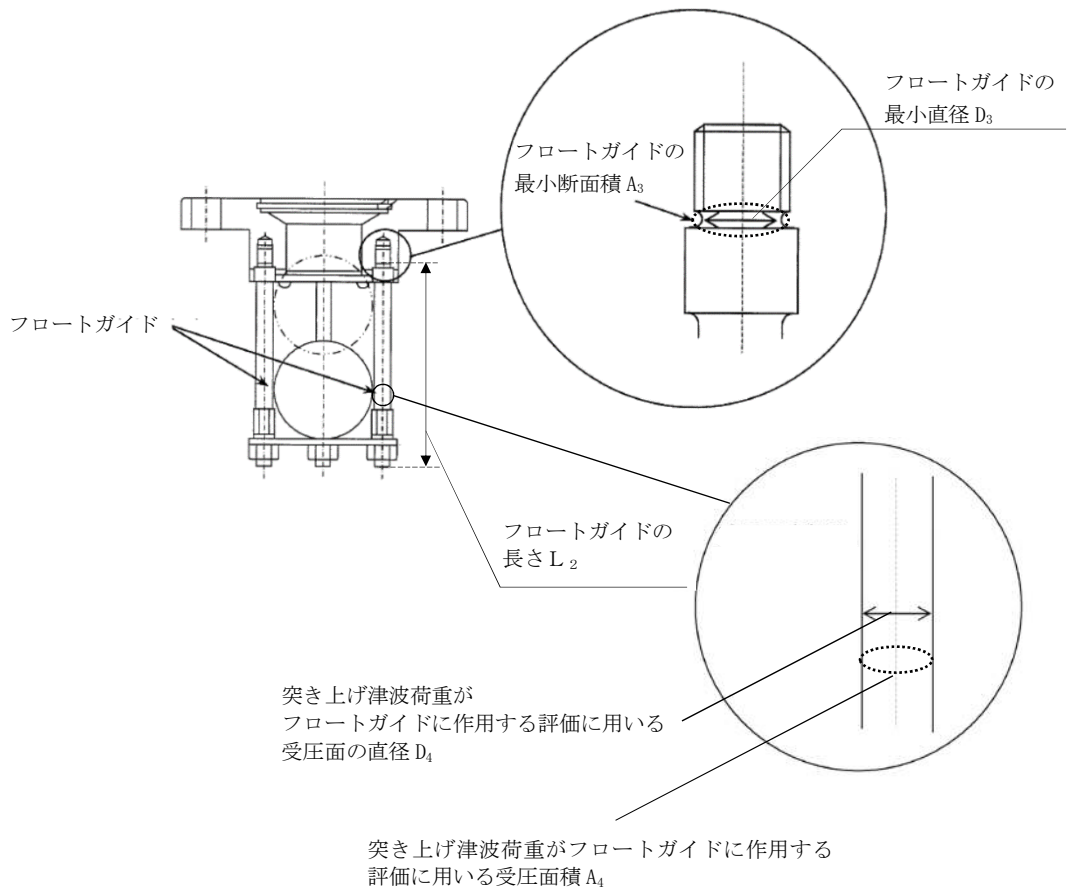


図 6.9.1-(3)-c-4 緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁のフロートガイド寸法図

$A_3$  : フロートガイドの最小断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 34.21

$$A_3 = 6.6^2 \times \pi / 4$$

$$= 34.2119 \text{ mm}^2 = 34.21 \text{ mm}^2$$

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる  
受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38.48

$$A_4 = (7^2) \times \pi / 4$$

$$= 38.4845 \text{ mm}^2 = 38.48 \text{ mm}^2$$

$$\text{圧縮応力 } \sigma_{t2} = (0.125350 \times 38.48) / (34.21)$$

$$= 0.140995 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$



(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{t3} = \frac{P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{t3}$  : 基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_5 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(3)-c-5 に示す寸法図から、突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_6$  を以下のとおりとする。

$D_6$  : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 80

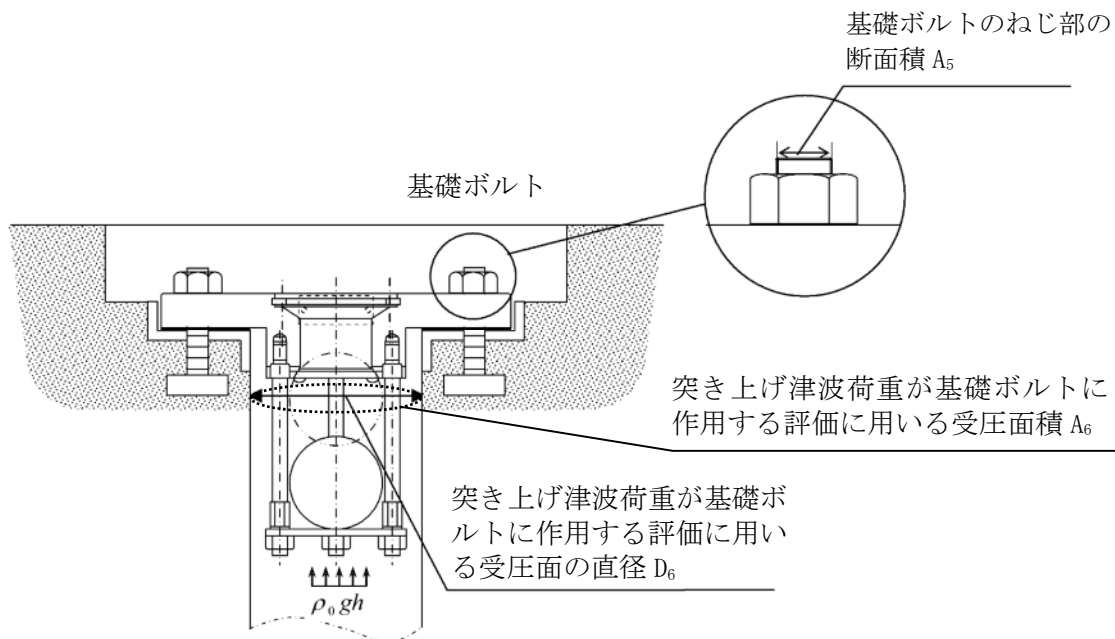


図 6.9.1-(3)-c-5 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の基礎ボルトの受圧面直径及びねじ部の面積

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.708 \times 10^3$

$$A_6 = (80^2 - 65^2) \times \pi / 4 = 1708.24 \text{ mm}^2 = 1.708 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に

$$\begin{aligned} \text{加わる引張応力 } \sigma_{t3} &= (0.125350 \times 1.708 \times 10^3) / (2.011 \times 10^2 \times 4) \\ &= 0.266158 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-4) フロートに発生する圧力

波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  は突き上げ津波荷重  $P_t$  の算出結果をもとに設定する。突き上げ津波荷重  $P_t$  は以下のとおりである。

$$P_t = 0.125350 \text{ (MPa)}$$

上記の算出結果を踏まえ、波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  を 0.2 (MPa) とする。

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-6-3 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)  $S_s$ 地震荷重

固有値解析の結果より、緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す緊急用海水ポンプピットおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度を表 6.9.1-(3)-c-1 に示す。

表 6.9.1-(3)-c-1 応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		水平方向 $C_H$	1.50
基準地震動 $S_s$	緊急用海水ポン プピット EL. 0.800*2	鉛直方向 $C_V$	0.65

注記 \*1: 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2: 基準床レベルを示す。

(a-3-1) 弁本体

(a-3-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$W_{d1} = m \cdot g$$

$$F_{V1} = m \cdot C_V \cdot g$$

ここで、

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N)

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_V$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の設計震度 = 0.65

$m$  : 弁の質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$W_{d1} = 3.95 \times 9.80665$$

$$= 38.7362 \text{ N}$$

$$F_{V1} = 3.95 \times 0.65 \times 9.80665$$

$$= 25.1785 \text{ N}$$

(a-3-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m \cdot C_H \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$C_H$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向の設計震度 = 1.50

$m$  : 弁の質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$F_{H1} = 3.95 \times 1.50 \times 9.80665$$

$$= 58.1044 \text{ N}$$

$$M_1 = 58.1044 \times 132$$

$$= 7669.78 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(a-3-2) フロートガイド

(a-3-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$W_{d2} = m_f \cdot g$$

$$F_{V2} = m_f \cdot C_V \cdot g$$

ここで、

$W_{d2}$  : フロートガイドに作用する常時荷重 (N)

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_V$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の設計震度 = 0.65

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$W_{d2} = 0.05 \times 9.80665$$

$$= 0.490332 \text{ N}$$

$$F_{V2} = 0.05 \times 0.65 \times 9.80665$$

$$= 0.318716 \text{ N}$$

(a-3-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_f \cdot C_H \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) = 102

$C_H$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向の設計震度 = 1.50

$m_f$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$F_{H2} = 0.05 \times 1.50 \times 9.80665$$

$$= 0.735498 \text{ N}$$

$$M_2 = 0.735498 \times 102$$

$$= 75.0207 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(a-3-3) 基礎ボルト

(a-3-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_{d1}$  及び弁本体に加わる鉛直方向荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-3-3-2) 水平加速度負荷時

弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{v1} = \frac{W_{d1} + F_{v1}}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{v1}$  : 弁蓋に加わる引張応力 (MPa)

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N) = 38.7362

$F_{v1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 25.1785

$A_1$  : 弁本体の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 1.100 × 10<sup>3</sup>

弁本体の外径  $D_1$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

$$\begin{aligned} A_1 &= (75^2 - 65^2) \times \pi / 4 \\ &= 1.09955 \times 10^3 \text{ mm}^2 = 1.100 \times 10^3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{引張応力 } \sigma_{v1} &= (38.7362 + 25.1785) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.0581042 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_1 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁本体に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm) = 7669.78

$I_1$  : 弁本体の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 6.76915 × 10<sup>5</sup>

弁本体の外径  $D_1$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

$$\begin{aligned} I_1 &= (D_1^4 - d_1^4) \cdot \frac{\pi}{64} \\ I_1 &= (75^4 - 65^4) \times \pi / 64 \\ &= 6.76915 \times 10^5 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (7669.78 \times (75/2)) / (6.76915 \times 10^5) \\ &= 0.424893 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v1} + \sigma_{H1} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{v2} = \frac{W_{d2} + F_{v2}}{A_2}$$

ここで、

$\sigma_{v2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる引張応力 (MPa)

$W_{d2}$  : フロートガイド 1 本あたりに作用する常時荷重 (N) = 0.490332

$F_{v2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0.318716

$A_2$  : フロートガイドの最小断面積 (mm<sup>2</sup>) = 34.21

フロートガイドの最小直径  $D_2$  を以下のとおりとする。

$D_2$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$$\begin{aligned} A_2 &= 6.6^2 \times \pi / 4 \\ &= 34.2119 \text{ mm}^2 = 34.21 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{引張応力 } \sigma_{v2} &= (0.490332 + 0.318716) / 34.21 \\ &= 0.0236494 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_2 / 2}{I_2}$$

ここで、

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm) = 75.0207

$D_2$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$A_2$  : フロートガイドの最小断面積 (mm<sup>2</sup>) = 34.21

$I_2$  : フロートガイドの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 93.1420

フロートガイドの断面二次モーメント  $I_2$  は以下の式より算出する。

$$I_2 = D_2^4 \cdot \pi / 64$$

$$I_2 = 6.6^4 \times \pi / 64 = 93.1420 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (75.0207 \times (6.6/2)) / (93.1420) \\ &= 2.65796 \text{ MPa} = 3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 3 = 4 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

鉛直方向地震荷重による引張応力は、鉛直方向の設計震度が 1 以下のため、弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。



$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_3 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_3$  : 基礎ボルトに加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 58.1044

$A_3$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) =  $2.011 \times 10^2$

呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_3 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

$$\begin{aligned} \text{せん断応力 } \tau_3 &= 58.1044 / (2.011 \times 10^2 \times 4) \\ &= 0.0722332 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{bH} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_3}$$

ここで、

$\sigma_{bH}$  : 水平方向地震荷重によるモーメントにより基礎ボルト 1 本あたりに加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 58.1044

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$D_p$  : 基礎ボルトのピッチサークル = 145

$A_3$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) =  $2.011 \times 10^2$

$$\begin{aligned} \text{モーメントによる引張応力 } \sigma_{bH} &= (58.1044 \times 132) / (145 \times 2.011 \times 10^2) \\ &= 0.263028 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_{bH} = 1 \text{ MPa}$

ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-5-3 緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す緊急用海水ポンプピットにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度を表 6.9.1-(3)-c-2 に示す。

表 6.9.1-(3)-c-2 応力評価に用いる弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>による設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (EL. m)	余震による設計震度*1	
		弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D1	緊急用海水ポンプ ピット EL. 0.800*2
		鉛直方向 C <sub>VSd</sub>	0.28

注記 \*1：緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

(a-4-1) 弁本体

(a-4-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度=0.28

$m_1$  : 弁の全質量 (kg) =3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) =9.80665

$$\begin{aligned} F_{V1} &= 3.95 \times 0.28 \times 9.80665 \\ &= 10.8461 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) =132

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度=0.64

$m_1$  : 弁の質量 (kg) =3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) =9.80665

$$\begin{aligned} F_{H1} &= 3.95 \times 0.64 \times 9.80665 \\ &= 24.7912 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 24.7912 \times 132 \\ &= 3272.43 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

(a-4-2) フロートガイド

(a-4-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度=0.28

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) =0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) =9.80665

$$\begin{aligned} F_{V2} &= 0.05 \times 0.28 \times 9.80665 \\ &= 0.137293 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) = 102

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.64

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$$F_{H2} = 0.05 \times 0.64 \times 9.80665$$

$$= 0.313812 \text{ N}$$

$$M_2 = 0.313812 \times 102$$

$$= 32.0088 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(a-4-3) 基礎ボルト

(a-4-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_1$  及び弁本体に加わる鉛直方向地震荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-4-3-2) 水平加速度負荷時

弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{V1} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{V1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_1$  : 弁本体の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる  
受圧面積 (mm<sup>2</sup>) =  $A_1$  = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{V1} &= (0.125350 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.125350 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_1 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁本体に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm) = 3272.43

$I_1$  : 弁本体の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 6.76915 × 10<sup>5</sup>

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (3272.43 \times (75/2)) / (6.76915 \times 10^5) \\ &= 0.181287 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{V1} + \sigma_{H1} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{V2} = \frac{F_{V2} + P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{V2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

A<sub>3</sub> : フロートガイドの最小断面積 (mm<sup>2</sup>) = 34. 21

A<sub>4</sub> : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 (mm<sup>2</sup>) = 38. 48

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{v2} &= (0. 125350 \times 38. 48) / 34. 21 \\ &= 0. 140995 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_3 / 2}{I_2}$$

ここで,

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドに加わる曲げ応力 (MPa)

M<sub>2</sub> : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・m) = 32. 0088

I<sub>2</sub> : フロートガイドの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 93. 1420

D<sub>3</sub> : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6. 6

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (32. 0088 \times (6. 6 / 2)) / 93. 1420 \\ &= 1. 13406 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 2 = 3 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{v3} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで,

$\sigma_{v3}$  : 基礎ボルト 1 本当当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

F<sub>V1</sub> : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

P<sub>t</sub> : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0. 125350

A<sub>5</sub> : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201. 1

A<sub>6</sub> : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面積 (mm<sup>2</sup>) = 1. 708 × 10<sup>3</sup>

n : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

基礎ボルト 1 本当当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\begin{aligned} \sigma_{v3} &= (0. 125350 \times 1. 708 \times 10^3) / (201. 1 \times 4) \\ &= 0. 266158 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_3$  : 基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 24.7912

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

$$\begin{aligned} \text{せん断応力 } \tau_3 &= (24.7912) / (201.1 \times 4) \\ &= 0.0308194 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{v4} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_5}$$

ここで、

$\sigma_{v4}$  : モーメントにより基礎ボルト 1 本当たりの  
ねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 24.7912

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$D_p$  : 基礎ボルトのピッチサークル = 145

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

モーメントにより弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\sigma_{v4} = (24.7912 \times 132) / (145 \times 201.1) = 0.1122254 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力 } \sigma_{v3} + \sigma_{v4} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$



## 二. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添3-2-5-3 緊急用海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

### (イ) 荷重条件

#### (a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = (\rho_o \cdot g \cdot h + 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_o \cdot U^2) / 10^6$$

ここで、

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa)

$\rho_o$  : 海水の密度 (kg/m<sup>3</sup>) = 1030

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$h$  : 津波荷重水位 (m) = 12.0

$C_D$  : 抗力係数 = 2.01

$U$  : 流速 (m/s) = 2.0

以上より、

$$\begin{aligned} P_t &= (1030 \times 9.80665 \times 12.0 + 1/2 \times 2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 10^6 \\ &= 0.125350 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{t1} = \frac{P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{t1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

図 6.9.1-(3)-c-6 に示す構造図から、突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_2$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる  
受圧面の直径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

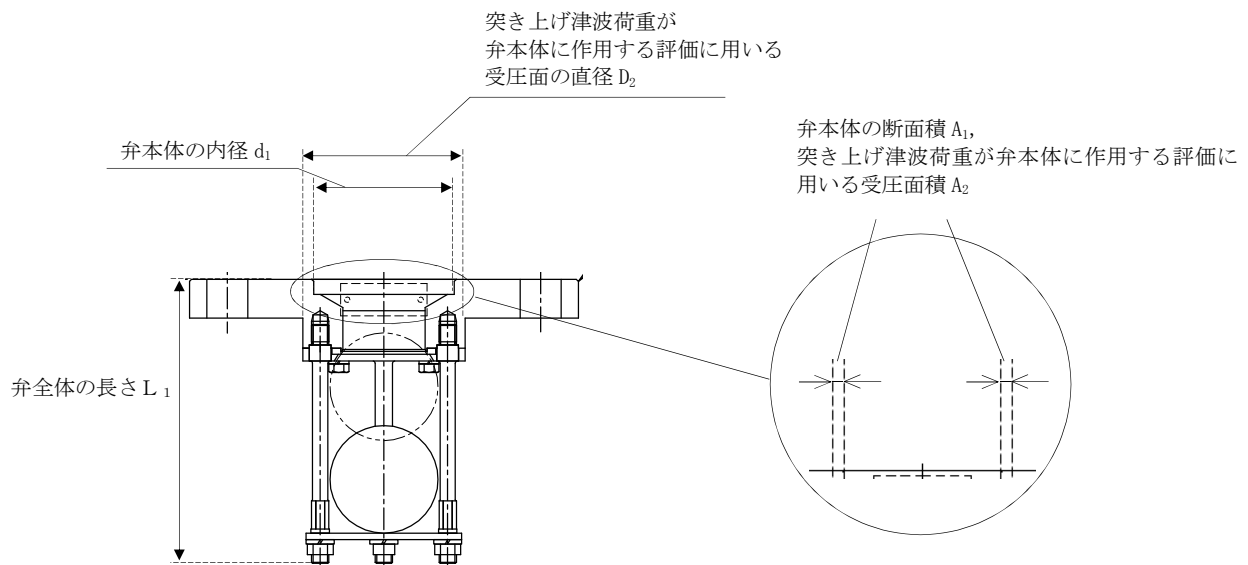


図 6.9.1-(3)-c-6 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の弁本体の受圧面の寸法図

$A_1$  : 弁本体の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$\begin{aligned} A_1 &= (75^2 - 65^2) \times \pi / 4 \\ &= 1.09955 \times 10^3 \text{ mm}^2 = 1.100 \times 10^3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる  
受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$A_2 = A_1$$

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{t1} &= (0.125350 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.125350 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{t2} = \frac{P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{t2}$  : フロートガイドに加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

図 6.9.1-(3)-c-7 に示す寸法図から、フロートガイドの最小直径  $D_3$ 、突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_4$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_3$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$D_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 7

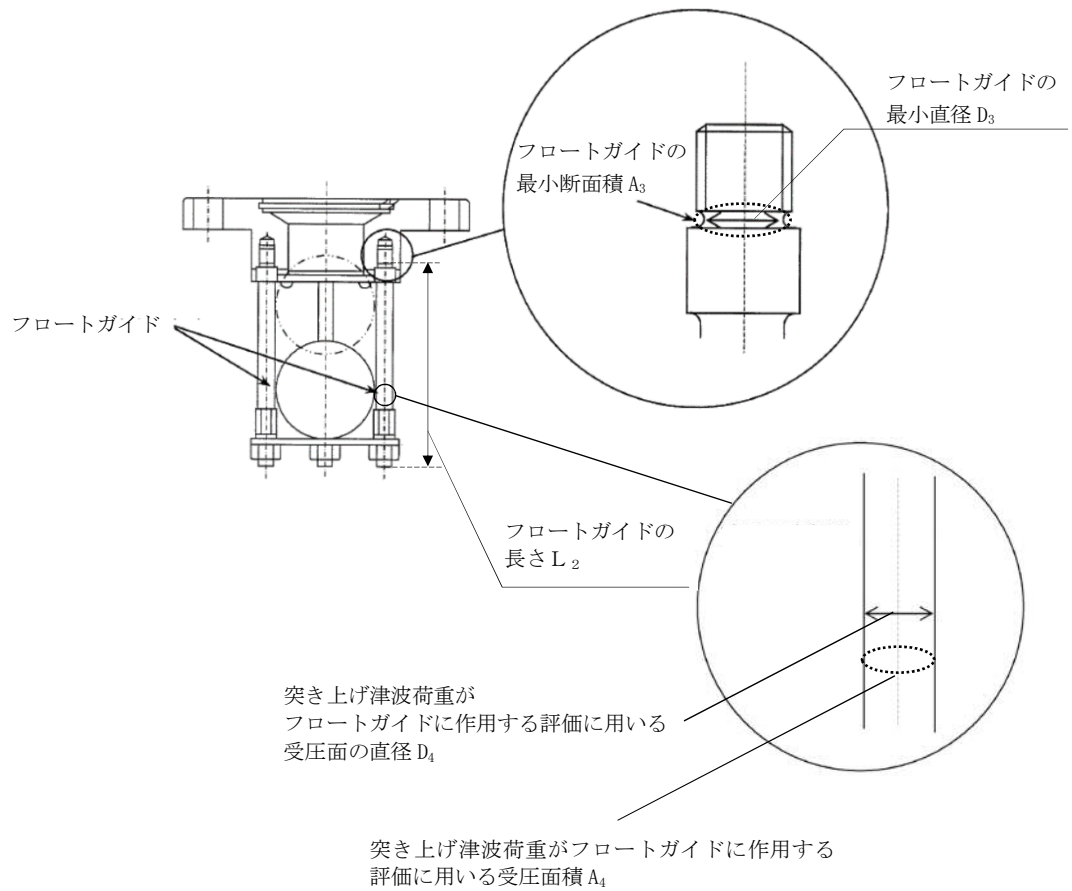


図 6.9.1-(3)-c-7 緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁のフロートガイド寸法図

$A_3$  : フロートガイドの最小断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 34.21

$$A_3 = 6.6^2 \times \pi / 4$$

$$= 34.2119 \text{ mm}^2 = 34.21 \text{ mm}^2$$

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38.48

$$A_4 = (7^2) \times \pi / 4$$

$$= 38.4845 \text{ mm}^2 = 38.48 \text{ mm}^2$$

$$\text{圧縮応力 } \sigma_{t2} = (0.125350 \times 38.48) / (34.21)$$

$$= 0.140995 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{t3} = \frac{P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{t3}$  : 基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_5 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(3)-c-8 に示す寸法図から、突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_6$  を以下のとおりとする。

$D_6$  : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 80

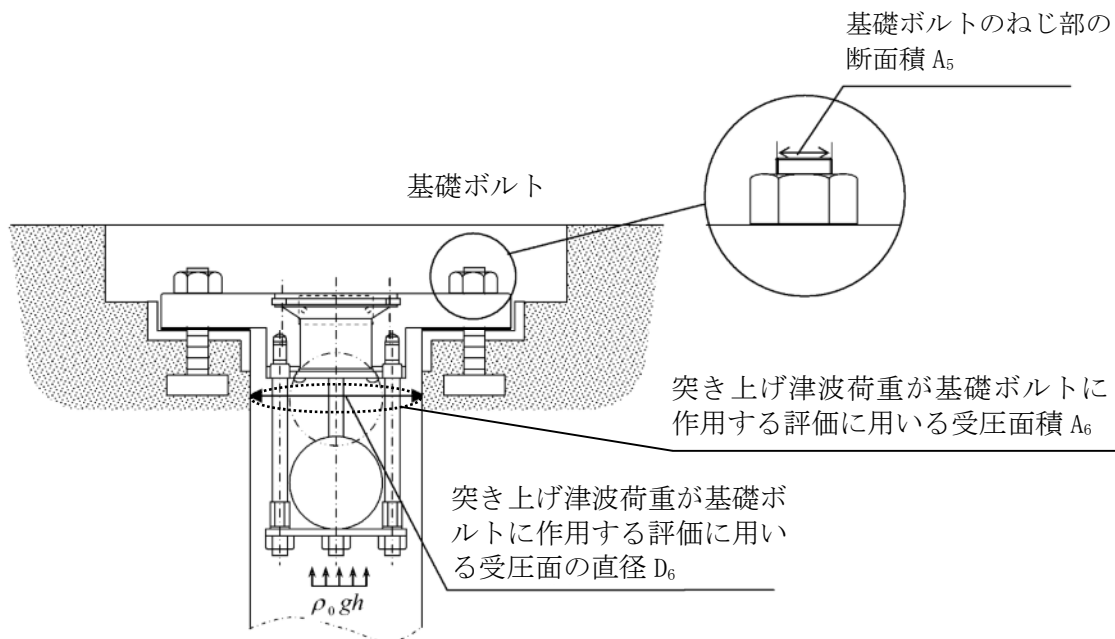


図 6.9.1-(3)-c-8 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の基礎ボルトの受圧面直径及びねじ部の面積

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.708 \times 10^3$

$$A_6 = (80^2 - 65^2) \times \pi / 4 = 1708.24 \text{ mm}^2 = 1.708 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に

$$\begin{aligned} \text{加わる引張応力 } \sigma_{t3} &= (0.125350 \times 1.708 \times 10^3) / (2.011 \times 10^2 \times 4) \\ &= 0.266158 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-4) フロートに発生する圧力

波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  は突き上げ津波荷重  $P_t$  の算出結果をもとに設定する。突き上げ津波荷重  $P_t$  は以下のとおりである。

$$P_t = 0.125350 \text{ (MPa)}$$

上記の算出結果を踏まえ、波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  を 0.2 (MPa) とする。

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の応力算出に用いる記号については,添付書類「V-3-別添 3-2-5-3 緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「ニ. 敷地に遡上する津波時」にて示したとおりとする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

応力評価に用いる弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> による設計震度は「ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時」にて示した通りとする。

(a-4-1) 弁本体

(a-4-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.28

$m_1$  : 弁の全質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V1} &= 3.95 \times 0.28 \times 9.80665 \\ &= 10.8461 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント ( $N \cdot mm$ )

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.64

$m_1$  : 弁の質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{H1} &= 3.95 \times 0.64 \times 9.80665 \\ &= 24.7912 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 24.7912 \times 132 \\ &= 3272.43 \text{ N} \cdot mm \end{aligned}$$

(a-4-2) フロートガイド

(a-4-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.28

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V2} &= 0.05 \times 0.28 \times 9.80665 \\ &= 0.137293 \text{ N} \end{aligned}$$



(a-4-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) = 102

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.64

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$$F_{H2} = 0.05 \times 0.64 \times 9.80665$$

$$= 0.313812 \text{ N}$$

$$M_2 = 0.313812 \times 102$$

$$= 32.0088 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(a-4-3) 基礎ボルト

(a-4-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_1$  及び弁本体に加わる鉛直方向地震荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-4-3-2) 水平加速度負荷時

弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{V1} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{V1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_1$  : 弁本体の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる  
受圧面積 (mm<sup>2</sup>) =  $A_1$  = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{V1} &= ((0.125350 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3)) \\ &= 0.125350 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_1 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁本体に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm) = 3272.43

$I_1$  : 弁本体の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 6.76915 × 10<sup>5</sup>

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (3272.43 \times (75/2)) / (6.76915 \times 10^5) \\ &= 0.181287 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{V1} + \sigma_{H1} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{V2} = \frac{F_{V2} + P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{V2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_3$  : フロートガイドの最小断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 34. 21

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38. 48

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{v2} &= (0. 125350 \times 38. 48) / 34. 21 \\ &= 0. 140995 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_3 / 2}{I_2}$$

ここで,

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドに加わる曲げ応力 (MPa)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント ( $\text{N} \cdot \text{m}$ ) = 32. 0088

$I_2$  : フロートガイドの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) = 93. 1420

$D_3$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6. 6

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (32. 0088 \times (6. 6 / 2)) / 93. 1420 \\ &= 1. 13406 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 2 = 3 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{v3} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで,

$\sigma_{v3}$  : 基礎ボルト 1 本当当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合には弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0. 125350

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 201. 1

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1. 708 \times 10^3$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

基礎ボルト 1 本当当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\begin{aligned} \sigma_{v3} &= (0. 125350 \times 1. 708 \times 10^3) / (201. 1 \times 4) \\ &= 0. 266158 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_3$  : 基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 24.7912

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

$$\begin{aligned} \text{せん断応力 } \tau_3 &= (24.7912) / (201.1 \times 4) \\ &= 0.0308194 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{v4} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_5}$$

ここで、

$\sigma_{v4}$  : モーメントにより基礎ボルト 1 本当たりの  
ねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 24.7912

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$D_p$  : 基礎ボルトのピッチサークル = 145

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

モーメントにより弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\sigma_{v4} = (24.7912 \times 132) / (145 \times 201.1) = 0.1122254 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力 } \sigma_{v3} + \sigma_{v4} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(d) 許容応力

許容応力は、供用状態 C(許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>S)として設定する。

イ. ボルト以外の許容応力

許容応力の設定に用いる温度 66°Cにおける SUS316L の許容引張応力 S は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 5 を用いて、温度 40 °Cにおける許容引張応力 S<sub>40</sub> と、温度 75°Cにおける許容引張応力 S<sub>75</sub> より、比例法を用いて算出する。

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 5 より温度 40 °Cにおける許容引張応力 S<sub>40</sub>=111MPa、温度 75°Cにおける許容引張応力 S<sub>75</sub>=108MPa であるため、 $111 + (108 - 111) \times (66 - 40) / (75 - 40) = 108.771 = 108\text{MPa}$

(イ) 基準津波時，S<sub>s</sub>地震時，基準津波+S<sub>d</sub>地震時，敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

(a-1) 弁本体の許容圧縮応力，許容曲げ応力及び組合せ応力

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot S &= 1.2 \times 108 \\ &= 129 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) フロートガイドの許容圧縮応力，許容曲げ応力及び組合せ応力

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot S &= 1.2 \times 108 \\ &= 129 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ロ. ボルトの許容応力

許容応力の設定に用いる設計降伏点  $S_y$ 、設計引張強さ  $S_u$  及び 40℃における設計降伏点  $S_y$ (RT)は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 8 及び表 9 を用いて設定する。

温度 66℃における SUS304 の設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  は、温度 40℃における設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  と、温度 75℃における設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$  より、比例法を用いて計算する。

温度 66℃における SUS304 の設計降伏点  $S_y$

温度 40℃における設計降伏点  $S_y=205\text{MPa}$ 、温度 75℃における設計降伏点  $S_y=183\text{MPa}$  であるため、 $205 + (183 - 205) \times (66 - 40) / (75 - 40) = 188.657 = 188\text{MPa}$

温度 66℃における SUS304 の設計引張強さ  $S_u$

温度 40℃における設計引張強さ  $S_u=520\text{MPa}$ 、温度 75℃における設計引張強さ  $S_u=466\text{MPa}$  であるため、 $520 + (466 - 520) \times (66 - 40) / (75 - 40) = 479.885 = 479\text{MPa}$

温度 40℃における SUS304 の設計降伏点  $S_y$ (RT)

温度 40℃における設計降伏点  $S_y=205\text{MPa}$

許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [1.35 \cdot S_y, 0.7 \cdot S_u, S_y \text{ (RT)}] \\ &= \min [1.35 \times 188, 0.7 \times 479, 205] \\ &= \min [253, 335, 205] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(イ) 基準津波時、敷地に遡上する津波時

$$\begin{aligned} \text{許容引張応力} \quad 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ)  $S_s$ 地震時、基準津波 +  $S_d$ 地震時、敷地に遡上する津波 +  $S_d$ 地震時

$$\begin{aligned} \text{(a-1) 許容引張応力} \quad 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(a-2) 許容せん断応力} \quad 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 組合せ応力

組合せ応力の許容応力として、せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 1 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 1 \\ &= 212 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ここで,

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (212, 153) \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$



(e) 応力評価結果

イ. 基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-(3)-c-3 に示す。

表 6.9.1-(3)-c-3 基準津波時の応力評価結果 (弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	129	OK
フロートガイド	圧縮	1	129	OK
基礎ボルト	引張	1	153	OK

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-c-4 に示す。

表 6.9.1-(3)-c-4  $S_s$ 地震時の評価結果 (弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	引張	1	129	OK
	曲げ	1	129	OK
	組合せ*1	2	129	OK
フロートガイド	引張	1	129	OK
	曲げ	3	129	OK
	組合せ*1	4	129	OK
基礎ボルト	引張*2	1	153*3	OK
	せん断	1	117	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_t$ ) + 曲げ ( $\sigma_b$ ) は,  $\sigma_t + \sigma_b \leq 1.2S$  で評価

\*2: 基礎ボルトの引張応力は,  $\sigma_{bh} + \sigma_{bv}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-c-5 に示す。

表 6.9.1-(3)-c-5 基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果 (弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	129	OK
	曲げ <sup>°</sup>	1	129	OK
	組合せ <sup>*1</sup>	2	129	OK
フロートガイド	圧縮	1	129	OK
	曲げ <sup>°</sup>	2	129	OK
	組合せ <sup>*1</sup>	3	129	OK
基礎ボルト	引張 <sup>*2</sup>	2	153 <sup>*3</sup>	OK
	せん断	1	117	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_V$ ) + 曲げ ( $\sigma_H$ ) は,  $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$  で評価

\*2: 基礎ボルトの引張応力は,  $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

ニ. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の評価結果を表 6.9.1-(3)-c-6 に示す。

表 6.9.1-(3)-c-6 敷地に遡上する津波時の応力評価結果

(弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	129	OK
フロートガイド	圧縮	1	129	OK
基礎ボルト	引張	1	153	OK

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-c-7 に示す。

表 6.9.1-(3)-c-7 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果

(弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	129	OK
	曲げ	1	129	OK
	組合せ*1	2	129	OK
フロートガイド	圧縮	1	129	OK
	曲げ	2	129	OK
	組合せ*1	3	129	OK
基礎ボルト	引張*2	2	153*3	OK
	せん断	1	117	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_V$ ) + 曲げ ( $\sigma_H$ ) は,  $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$  で評価

\*2: 基礎ボルトの引張応力は,  $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

d. 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の設計に関する補足説明

(a) 固有値解析

イ. 固有周期の計算

固有値解析に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-6-4 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固有周期計算モデルは1質点系モデルとして、重量の不均一性を考慮し、自由端に弁の集中質量を付加する。

モデル化は、円筒状の弁本体及び円柱状の4本のフロートガイドの異なる2つの断面をもつ梁の組合せとして設定する。モデル化の概略を図6.9.1-(3)-d-1に示す。

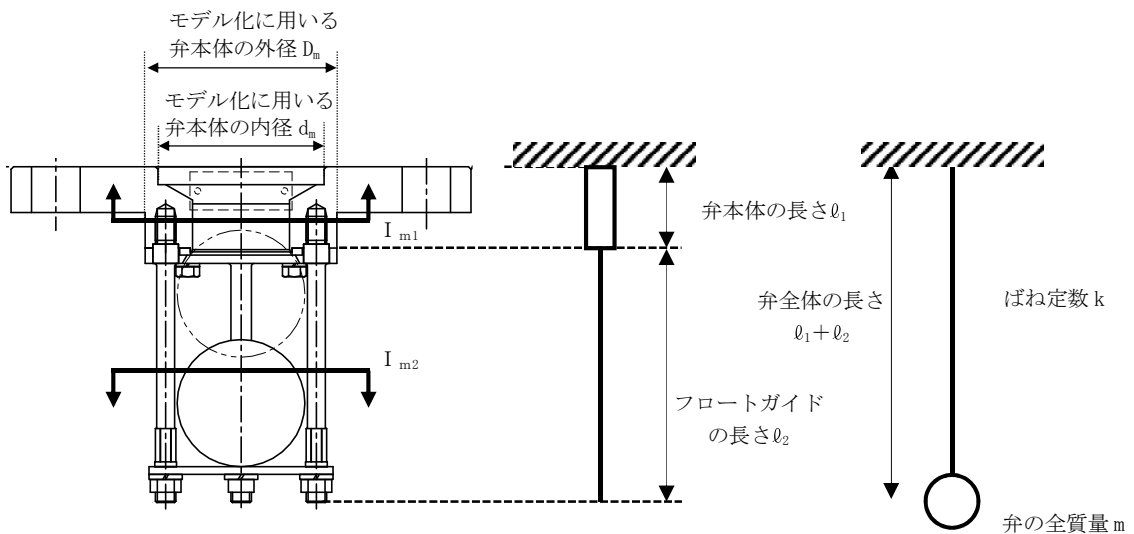


図 6.9.1-(3)-d-1 モデル化の概略

固有周期 T は以下の式より算出する。

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

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

モデルのばね定数 k は、モデルの等価断面二次モーメント  $I_m$  を用いて、以下の式より算出する。

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{(l_1 + l_2)^3}$$

f : 一次固有振動数 (Hz)

m : モデル化に用いる弁の全質量 (kg) = 3.95

モデル化に用いる弁本体の長さ  $l_1$ 、モデル化に用いるフロートガイドの長さ  $l_2$ 、モデル化に用いる弁本体の外径  $D_m$  及びモデル化に用いる弁本体の内径  $d_m$

は図 6.9.1-(3)-d-1 からそれぞれ以下のとおりとする。

$\ell_1$  : モデル化に用いる弁本体の長さ (mm) = 30

$\ell_2$  : モデル化に用いるフロートガイドの長さ (mm) = 102

$D_m$  : モデル化に用いる弁本体の外径 (mm) = 75

$d_m$  : モデル化に用いる弁本体の内径 (mm) = 65

$I_{m1}$  : モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $6.76915 \times 10^5$

$$I_{m1} = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \pi / 64$$

$$I_{m1} = (75^4 - 65^4) \times \pi / 64 = 6.76915 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

フロートガイドの図心 G と X 軸の距離  $y_g$  及びモデル化に用いるフロートガイドの直径  $D_{fm}$  は図 6.9.1-(3)-d-2 からそれぞれ以下のとおりとする。

$y_g$  : フロートガイドの図心 G と X 軸の距離 (mm) = 30

$D_{fm}$  : モデル化に用いるフロートガイドの直径 (mm) = 7

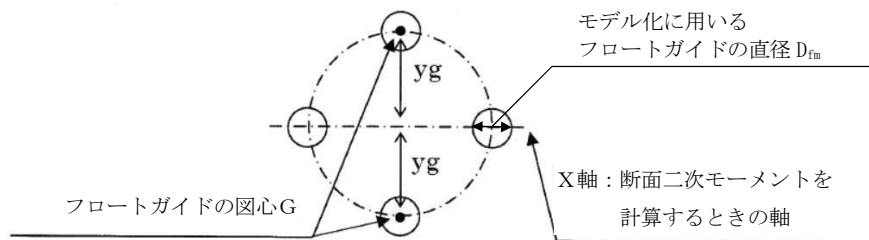


図 6.9.1-(3)-d-2 フロートガイド 4 本の断面

A : モデル化に用いるフロートガイド 1 本の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38.48

$$A = D_{fm}^2 \cdot \pi / 4$$

$$A = 7^2 \times \pi / 4 = 38.4845 \text{ mm}^2 = 38.48 \text{ mm}^2$$

$I_a$  : モデル化に用いるフロートガイド 1 本の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$$= 1.17858 \times 10^2$$

$$I_a = D_{fm}^4 \cdot \pi / 64$$

$$I_a = 7^4 \times \pi / 64 = 1.17858 \times 10^2 \text{ mm}^4$$

$I_{m2}$  : モデル化に用いるフロートガイド 4 本の等価断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$$= 6.97354 \times 10^4$$

$$I_{m2} = 2 \cdot I_a + 2 \cdot (I_a + (y_g)^2 \cdot A)$$

$$I_{m2} = 2 \times 1.17858 \times 10^2 + 2 \times (1.17858 \times 10^2 + (30)^2 \times 38.48)$$

$$= 6.97354 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$I_m$  : モデル等価断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $1.34914 \times 10^5$

モデルの等価断面二次モーメントは以下の式より算出する。

$$I_m = \frac{(\ell_1 + \ell_2)^3 \cdot I_{m1} \cdot I_{m2}}{I_{m1} \cdot \ell_2^3 + I_{m2} \cdot (\ell_1^3 + 3 \cdot \ell_1 \cdot \ell_2^2 + 3 \cdot \ell_1^2 \cdot \ell_2)}$$

$$I_m = ((30 + 102)^3 \times 6.76915 \times 10^5 \times 6.97354 \times 10^4) / (6.76915 \times 10^5 \times 102^3 + 6.97354 \times 10^4 \times (30^3 + 3 \times 30 \times 102^2 + 3 \times 30^2 \times 102))$$

$$= 1.34914 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$E: \text{縦弾性係数 (MPa)} = 1.92 \times 10^5$$

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part6 表 1 を用いて計算する。温度 66 °Cにおけるオーステナイト系ステンレス鋼の縦弾性係数は、温度 50 °Cの縦弾性係数 193000 MPa と、温度 75 °Cの縦弾性係数 191000 MPa より、比例法を用いて計算する。

$$193000 + (191000 - 193000) \times (66 - 50) / (75 - 50) = 191720 \text{ MPa}$$

$$= 1.92 \times 10^5 \text{ MPa}$$

k : モデルのばね定数 (kg/s<sup>2</sup>)

$$k = (3 \cdot E \cdot I_m) / (\ell_1 + \ell_2)^3$$

$$k = (3 \times 1.92 \times 10^5 \times 10^3 \times 1.34914 \times 10^5) / (30 + 102)^3 = 3.37876 \times 10^7 \text{ kg/s}^2$$

以上より、

$$f = 1/2 \pi \cdot \sqrt{(3.37876 \times 10^7 / (3.95))}$$

$$= 465.479 \text{ Hz} = 465 \text{ Hz}$$

$$T = 1/465 = 0.00215 \text{ s} = 0.003 \text{ s}$$

#### ロ. 固有値解析結果

固有周期は 0.003 s であり、0.05s 以下であることから、剛構造である。

#### (b) 評価条件の整理

##### イ. 固定荷重

固定荷重の算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-6-4 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

固定荷重は以下のとおりとする。

$$W_{d1} = m \cdot g$$

ここで、

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N)

$m$  : 弁の全質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

以上より,

$$\begin{aligned}W_{d1} &= m \cdot g \\ &= 3.95 \times 9.80665 \\ &= 38.7362 \text{ N}\end{aligned}$$

$$W_{d2} = m_f \cdot g$$

ここで,

$W_{d2}$ : フロートガイド1本あたりに作用する常時荷重 (N)

$M_f$ : フロートガイド1本あたりの質量 (kg) = 0.05

$g$ : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

以上より,

$$\begin{aligned}W_{d2} &= m_f \cdot g \\ &= 0.05 \times 9.80665 \\ &= 0.490332 \text{ N}\end{aligned}$$

ロ. 風荷重及び積雪荷重

添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」及び添付書類「V-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」にて設定した荷重の組合せに基づき、考慮しない。

(c) 応力計算

イ. 基準津波時

基準津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-5-4 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = (\rho_o \cdot g \cdot h + 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_o \cdot U^2) / 10^6$$

ここで、

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa)

$$\rho_o : \text{海水の密度 (kg/m}^3\text{)} = 1030$$

$$g : \text{重力加速度 (m/s}^2\text{)} = 9.80665$$

$$h : \text{津波荷重水位 (m)} = 12.0$$

(基準津波の水位に対し、参照する裕度である+0.65mを含めても十分に保守的である水位として設定した津波荷重水位)

$$C_D : \text{抗力係数} = 2.01$$

$$U : \text{流速 (m/s)} = 2.0$$

以上より、

$$\begin{aligned} P_t &= (1030 \times 9.80665 \times 12.0 + 1/2 \times 2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 10^6 \\ &= 0.125350 \text{ MPa} \end{aligned}$$



(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{t1} = \frac{P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{t1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

図 6.9.1-(3)-d-3 に示す構造図から、突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_2$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる

受圧面の直径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

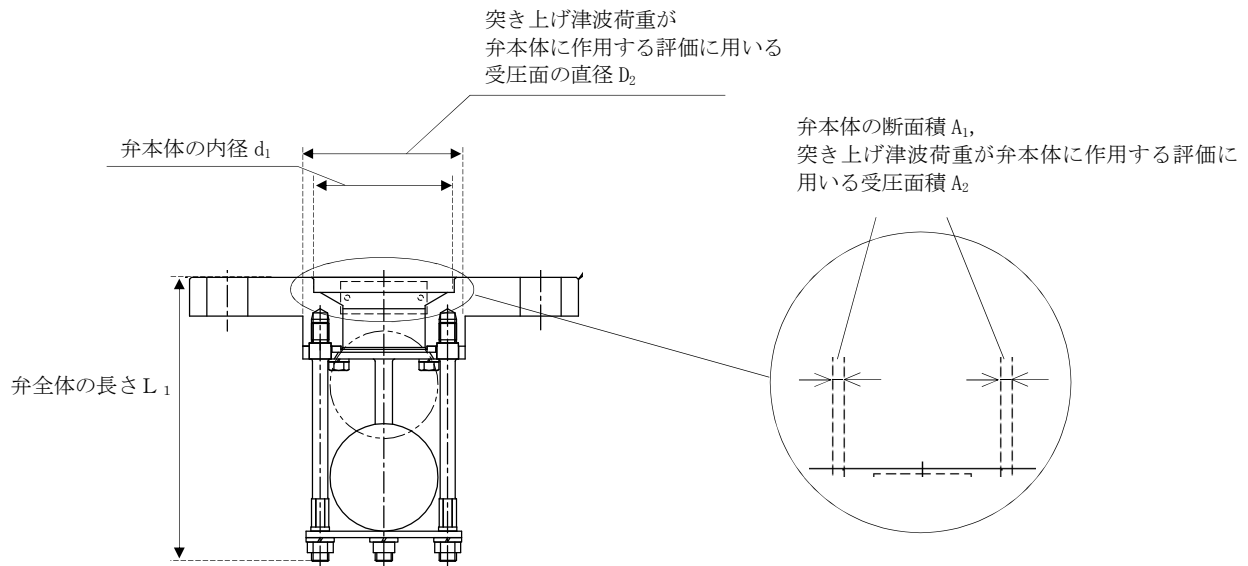


図 6.9.1-(3)-d-3 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の弁本体の受圧面の寸法図

$A_1$  : 弁本体の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$\begin{aligned} A_1 &= (75^2 - 65^2) \times \pi / 4 \\ &= 1.09955 \times 10^3 \text{ mm}^2 = 1.100 \times 10^3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる

受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$A_2 = A_1$$

$$\begin{aligned}\text{圧縮応力 } \sigma_{t1} &= (0.125350 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.125350 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{t2} = \frac{P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{t2}$  : フロートガイドに加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

図 6.9.1-(3)-d-4 に示す寸法図から、フロートガイドの最小直径  $D_3$ 、突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_4$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_3$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$D_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 7

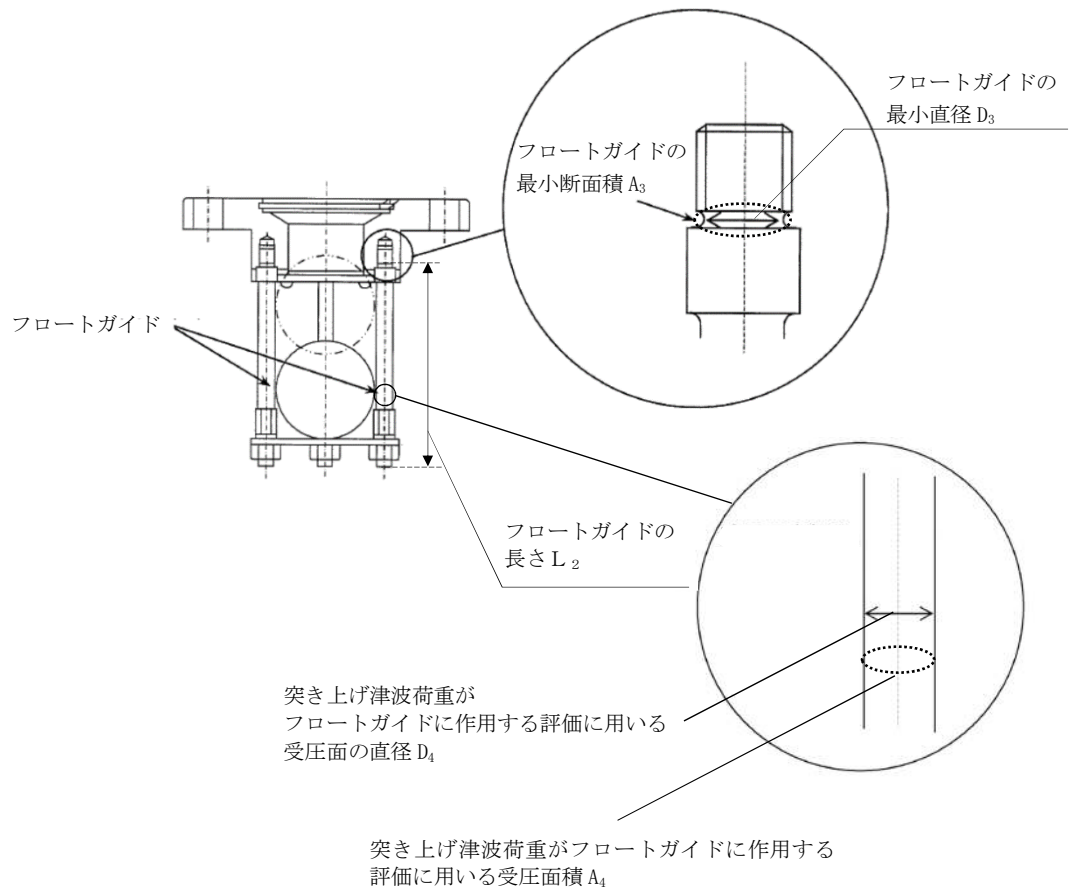


図 6.9.1-(3)-d-4 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁のフロートガイド寸法図

$A_3$  : フロートガイドの最小断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 34.21

$$A_3 = 6.6^2 \times \pi / 4$$

$$= 34.2119 \text{ mm}^2 = 34.21 \text{ mm}^2$$

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる  
受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38.48

$$A_4 = (7^2) \times \pi / 4$$

$$= 38.4845 \text{ mm}^2 = 38.48 \text{ mm}^2$$

$$\text{圧縮応力 } \sigma_{t2} = (0.125350 \times 38.48) / (34.21)$$

$$= 0.140995 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{t3} = \frac{P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{t3}$  : 基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_5 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(3)-d-5 に示す寸法図から、突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_6$  を以下のとおりとする。

$D_6$  : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 80

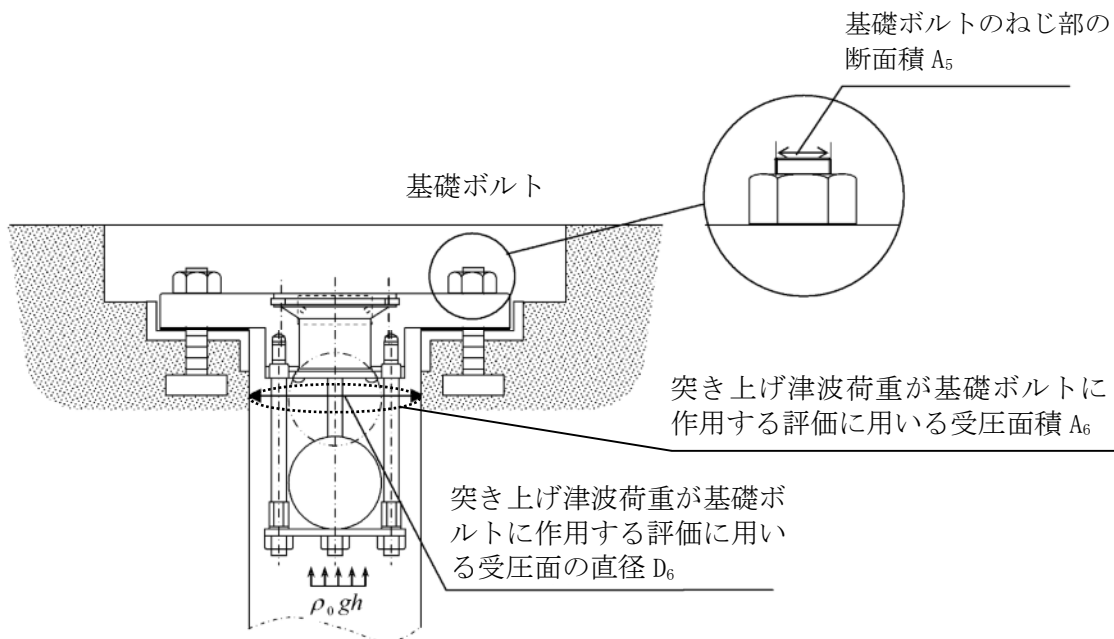


図 6.9.1-(3)-d-5 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の基礎ボルトの受圧面直径及びねじ部の面積

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.708 \times 10^3$

$$A_6 = (80^2 - 65^2) \times \pi / 4 = 1708.24 \text{ mm}^2 = 1.708 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に

$$\begin{aligned} \text{加わる引張応力 } \sigma_{t3} &= (0.125350 \times 1.708 \times 10^3) / (2.011 \times 10^2 \times 4) \\ &= 0.266158 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-4) フロートに発生する圧力

波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  は突き上げ津波荷重  $P_t$  の算出結果をもとに設定する。突き上げ津波荷重  $P_t$  は以下のとおりである。

$$P_t = 0.125350 \text{ (MPa)}$$

上記の算出結果を踏まえ、波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  を 0.2 (MPa) とする。

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-2-10-2-6-4 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の耐震性についての計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3)  $S_s$ 地震荷重

固有値解析の結果より、緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す緊急用海水ポンプピットにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度を表 6.9.1-(3)-d-1 に示す。

表 6.9.1-(3)-d-1 応力評価に用いる基準地震動  $S_s$  による設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		水平方向 $C_H$	1.50
基準地震動 $S_s$	緊急用海水ポン プピット EL. 0.800*2	鉛直方向 $C_V$	0.65

注記 \*1：緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

(a-3-1) 弁本体

(a-3-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$W_{d1} = m \cdot g$$

$$F_{V1} = m \cdot C_V \cdot g$$

ここで、

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N)

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_V$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の設計震度 = 0.65

$m$  : 弁の質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$W_{d1} = 3.95 \times 9.80665$$

$$= 38.7362 \text{ N}$$

$$F_{V1} = 3.95 \times 0.65 \times 9.80665$$

$$= 25.1785 \text{ N}$$

(a-3-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m \cdot C_H \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$C_H$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向の設計震度 = 1.50

$m$  : 弁の質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$F_{H1} = 3.95 \times 1.50 \times 9.80665$$

$$= 58.1044 \text{ N}$$

$$M_1 = 58.1044 \times 132$$

$$= 7669.78 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(a-3-2) フロートガイド

(a-3-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$W_{d2} = m_f \cdot g$$

$$F_{V2} = m_f \cdot C_V \cdot g$$

ここで、

$W_{d2}$  : フロートガイドに作用する常時荷重 (N)

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_V$  : 基準地震動  $S_s$  による鉛直方向の設計震度 = 0.65

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$W_{d2} = 0.05 \times 9.80665$$

$$= 0.490332 \text{ N}$$

$$F_{V2} = 0.05 \times 0.65 \times 9.80665$$

$$= 0.318716 \text{ N}$$

(a-3-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_f \cdot C_H \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) = 102

$C_H$  : 基準地震動  $S_s$  による水平方向の設計震度 = 1.50

$m_f$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$F_{H2} = 0.05 \times 1.50 \times 9.80665$$

$$= 0.735498 \text{ N}$$

$$M_2 = 0.735498 \times 102$$

$$= 75.0207 \text{ N} \cdot \text{mm}$$



(a-3-3) 基礎ボルト

(a-3-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_{d1}$  及び弁本体に加わる鉛直方向荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-3-3-2) 水平加速度負荷時

弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{v1} = \frac{W_{d1} + F_{v1}}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{v1}$  : 弁蓋に加わる引張応力 (MPa)

$W_{d1}$  : 弁全体の常時荷重 (N) = 38.7362

$F_{v1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 25.1785

$A_1$  : 弁本体の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

弁本体の外径  $D_1$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

$$\begin{aligned} A_1 &= (75^2 - 65^2) \times \pi / 4 \\ &= 1.09955 \times 10^3 \text{ mm}^2 = 1.100 \times 10^3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{引張応力 } \sigma_{v1} &= (38.7362 + 25.1785) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.0581042 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_1 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁本体に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント ( $\text{N}\cdot\text{mm}$ ) = 7669.78

$I_1$  : 弁本体の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) =  $6.76915 \times 10^5$

弁本体の外径  $D_1$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

$$\begin{aligned} I_1 &= (D_1^4 - d_1^4) \cdot \frac{\pi}{64} \\ I_1 &= (75^4 - 65^4) \times \pi / 64 \\ &= 6.76915 \times 10^5 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (7669.78 \times (75/2)) / (6.76915 \times 10^5) \\ &= 0.424893 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v1} + \sigma_{H1} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{v2} = \frac{W_{d2} + F_{v2}}{A_2}$$

ここで、

$\sigma_{v2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる引張応力 (MPa)

$W_{d2}$  : フロートガイド 1 本あたりに作用する常時荷重 (N) = 0.490332

$F_{v2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0.318716

$A_2$  : フロートガイドの最小断面積 (mm<sup>2</sup>) = 34.21

フロートガイドの最小直径  $D_2$  を以下のとおりとする。

$D_2$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$$\begin{aligned} A_2 &= 6.6^2 \times \pi / 4 \\ &= 34.2119 \text{ mm}^2 = 34.21 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{引張応力 } \sigma_{v2} &= (0.490332 + 0.318716) / 34.21 \\ &= 0.0236494 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_2 / 2}{I_2}$$

ここで、

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm) = 75.0207

$D_2$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$A_2$  : フロートガイドの最小断面積 (mm<sup>2</sup>) = 34.21

$I_2$  : フロートガイドの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 93.1420

フロートガイドの断面二次モーメント  $I_2$  は以下の式より算出する。

$$I_2 = D_2^4 \cdot \pi / 64$$

$$I_2 = 6.6^4 \times \pi / 64 = 93.1420 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (75.0207 \times (6.6/2)) / (93.1420) \\ &= 2.65796 \text{ MPa} = 3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 3 = 4 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

鉛直方向地震荷重による引張応力は、鉛直方向の設計震度が 1 以下のため、弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。

$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_3 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_3$  : 基礎ボルトに加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 58.1044

$A_3$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_3 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

$$\begin{aligned} \text{せん断応力 } \tau_3 &= 58.1044 / (2.011 \times 10^2 \times 4) \\ &= 0.0722332 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{bH} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_3}$$

ここで、

$\sigma_{bH}$  : 水平方向地震荷重によるモーメントにより基礎ボルト 1 本あたりに加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 58.1044

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$D_p$  : 基礎ボルトのピッチサークル = 145

$A_3$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

$$\begin{aligned} \text{モーメントによる引張応力 } \sigma_{bH} &= (58.1044 \times 132) / (145 \times 2.011 \times 10^2) \\ &= 0.263028 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

基礎ボルトの引張応力  $\sigma_{bH} = 1 \text{ MPa}$

ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-5-4 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「イ. 基準津波時」にて示したとおりとする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す緊急用海水ポンプピットにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度を表 6.9.1-(3)-d-2 に示す。

表 6.9.1-(3)-d-2 応力評価に用いる弾性設計用地震動 S<sub>d</sub>による設計震度

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度*1	
		弾性設計用地震動 S <sub>d</sub> -D1	緊急用海水ポンプ ピット EL. 0.800*2
		鉛直方向 C <sub>VSd</sub>	0.28

注記 \*1：緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

\*2：基準床レベルを示す。

(a-4-1) 弁本体

(a-4-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.28

$m_1$  : 弁の全質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V1} &= 3.95 \times 0.28 \times 9.80665 \\ &= 10.8461 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント ( $N \cdot mm$ )

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.64

$m_1$  : 弁の質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{H1} &= 3.95 \times 0.64 \times 9.80665 \\ &= 24.7912 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 24.7912 \times 132 \\ &= 3272.43 \text{ N} \cdot mm \end{aligned}$$

(a-4-2) フロートガイド

(a-4-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.28

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V2} &= 0.05 \times 0.28 \times 9.80665 \\ &= 0.137293 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) = 102

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.64

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$$F_{H2} = 0.05 \times 0.64 \times 9.80665$$

$$= 0.313812 \text{ N}$$

$$M_2 = 0.313812 \times 102$$

$$= 32.0088 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(a-4-3) 基礎ボルト

(a-4-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_1$  及び弁本体に加わる鉛直方向地震荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-4-3-2) 水平加速度負荷時

弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。



(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{v1} = \frac{F_{v1} + P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{v1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{v1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_1$  : 弁本体の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる  
受圧面積 (mm<sup>2</sup>) =  $A_1$  = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{v1} &= (0.125350 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.125350 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_1 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁本体に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm) = 3272.43

$I_1$  : 弁本体の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 6.76915 × 10<sup>5</sup>

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (3272.43 \times (75/2)) / (6.76915 \times 10^5) \\ &= 0.181287 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v1} + \sigma_{H1} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{v2} = \frac{F_{v2} + P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{v2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{v2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_3$  : フロートガイドの最小断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 34. 21

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38. 48

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{v2} &= (0. 125350 \times 38. 48) / 34. 21 \\ &= 0. 140995 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_3 / 2}{I_2}$$

ここで,

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドに加わる曲げ応力 (MPa)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント ( $\text{N}\cdot\text{m}$ ) = 32. 0088

$I_2$  : フロートガイドの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) = 93. 1420

$D_3$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6. 6

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (32. 0088 \times (6. 6 / 2)) / 93. 1420 \\ &= 1. 13406 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 2 = 3 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{v3} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで,

$\sigma_{v3}$  : 基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合には弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0. 125350

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 201. 1

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1. 708 \times 10^3$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\begin{aligned} \sigma_{v3} &= (0. 125350 \times 1. 708 \times 10^3) / (201. 1 \times 4) \\ &= 0. 266158 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_3$  : 基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 24.7912

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

$$\begin{aligned} \text{せん断応力 } \tau_3 &= (24.7912) / (201.1 \times 4) \\ &= 0.0308194 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{v4} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_5}$$

ここで、

$\sigma_{v4}$  : モーメントにより基礎ボルト 1 本当たりの  
ねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 24.7912

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$D_p$  : 基礎ボルトのピッチサークル = 145

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

モーメントにより弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\sigma_{v4} = (24.7912 \times 132) / (145 \times 201.1) = 0.1122254 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力 } \sigma_{v3} + \sigma_{v4} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

## 二. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添3-2-5-4 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

### (イ) 荷重条件

#### (a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

#### (a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」における流れに伴う流体力の算出式より、以下のとおり算出する。

$$P_t = (\rho_o \cdot g \cdot h + 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_o \cdot U^2) / 10^6$$

ここで、

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa)

$\rho_o$  : 海水の密度 (kg/m<sup>3</sup>) = 1030

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$h$  : 津波荷重水位 (m) = 12.0

$C_D$  : 抗力係数 = 2.01

$U$  : 流速 (m/s) = 2.0

以上より、

$$\begin{aligned} P_t &= (1030 \times 9.80665 \times 12.0 + 1/2 \times 2.01 \times 1030 \times 2.0^2) / 10^6 \\ &= 0.125350 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{t1} = \frac{P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{t1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

図 6.9.1-(3)-d-6 に示す構造図から、突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_2$  及び弁本体の内径  $d_1$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる

受圧面の直径 (mm) = 75

$d_1$  : 弁本体の内径 (mm) = 65

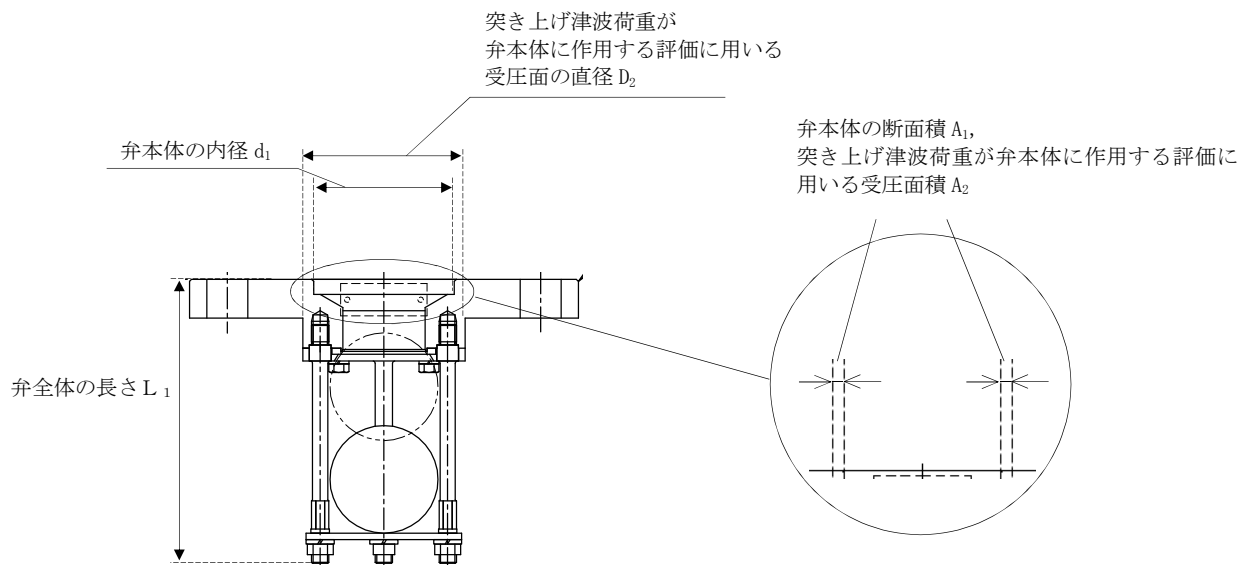


図 6.9.1-(3)-d-6 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の弁本体の受圧面の寸法図

$A_1$  : 弁本体の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$A_1 = (75^2 - 65^2) \times \pi / 4$$

$$= 1.09955 \times 10^3 \text{ mm}^2 = 1.100 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる

受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.100 \times 10^3$

$$A_2 = A_1$$

$$\begin{aligned}\text{圧縮応力 } \sigma_{t1} &= (0.125350 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3) \\ &= 0.125350 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{t2} = \frac{P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{t2}$  : フロートガイドに加わる圧縮応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

図 6.9.1-(3)-d-7 に示す寸法図から、フロートガイドの最小直径  $D_3$ 、突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_4$  をそれぞれ以下のとおりとする。

$D_3$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6.6

$D_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 7

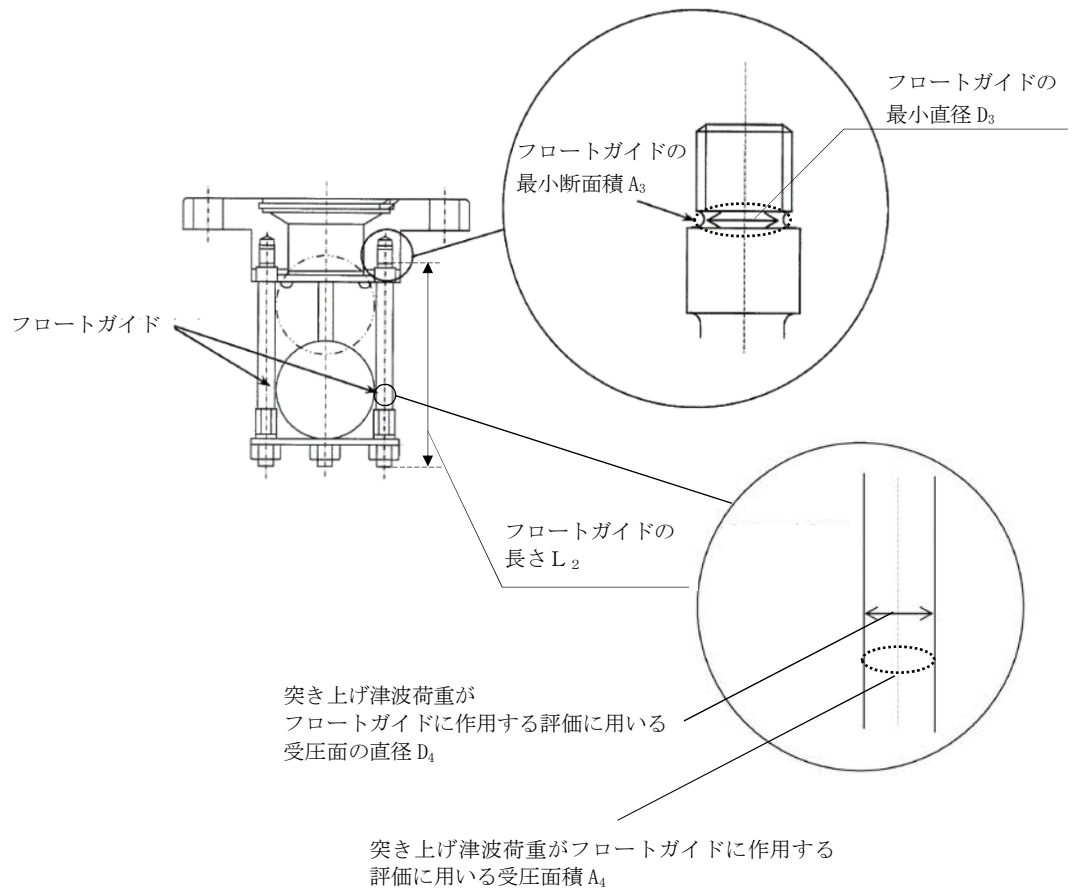


図 6.9.1-(3)-d-7 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁のフロートガイド寸法図

$A_3$  : フロートガイドの最小断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 34.21

$$A_3 = 6.6^2 \times \pi / 4$$

$$= 34.2119 \text{ mm}^2 = 34.21 \text{ mm}^2$$

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる  
受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38.48

$$A_4 = (7^2) \times \pi / 4$$

$$= 38.4845 \text{ mm}^2 = 38.48 \text{ mm}^2$$

$$\text{圧縮応力 } \sigma_{t2} = (0.125350 \times 38.48) / (34.21)$$

$$= 0.140995 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{t3} = \frac{P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\sigma_{t3}$  : 基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $2.011 \times 10^2$

呼び径 16mm のボルトの断面積であるため

$$A_5 = 16^2 \times \pi / 4 = 201.061 \text{ mm}^2 = 2.011 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

図 6.9.1-(3)-d-8 に示す寸法図から、突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径  $D_6$  を以下のとおりとする。

$D_6$  : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径 (mm) = 80

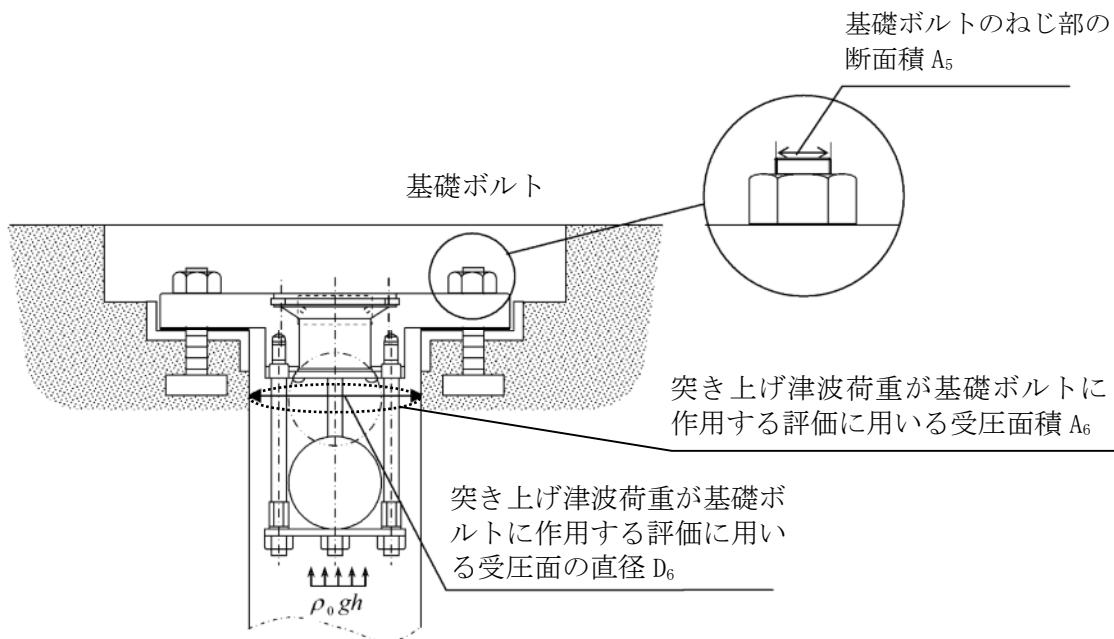


図 6.9.1-(3)-d-8 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の基礎ボルトの受圧面直径及びねじ部の面積

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる

受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.708 \times 10^3$

$$A_6 = (80^2 - 65^2) \times \pi / 4 = 1708.24 \text{ mm}^2 = 1.708 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4



基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に

$$\begin{aligned} \text{加わる引張応力 } \sigma_{t3} &= (0.125350 \times 1.708 \times 10^3) / (2.011 \times 10^2 \times 4) \\ &= 0.266158 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-4) フロートに発生する圧力

波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  は突き上げ津波荷重  $P_t$  の算出結果をもとに設定する。突き上げ津波荷重  $P_t$  は以下のとおりである。

$$P_t = 0.125350 \text{ (MPa)}$$

上記の算出結果を踏まえ、波圧によりフロートに発生する圧力  $P_w$  を 0.2 (MPa) とする。

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の応力算出に用いる記号については、添付書類「V-3-別添 3-2-5-4 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度計算書」にて示す記号を使用する。

(イ) 荷重条件

(a-1) 固定荷重

固定荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-2) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は「(b) 評価条件の整理」にて示したとおりとする。

(a-3) 突き上げ津波荷重

突き上げ津波荷重は「ニ. 敷地に遡上する津波時」にて示したとおりとする。

(a-4) S<sub>d</sub>地震荷重

応力評価に用いる弾性設計用地震動 S<sub>d</sub> による設計震度は「ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時」にて示した通りとする。

(a-4-1) 弁本体

(a-4-1-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.28

$m_1$  : 弁の全質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V1} &= 3.95 \times 0.28 \times 9.80665 \\ &= 10.8461 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-1-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

ここで、

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント ( $N \cdot mm$ )

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.64

$m_1$  : 弁の質量 (kg) = 3.95

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{H1} &= 3.95 \times 0.64 \times 9.80665 \\ &= 24.7912 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 24.7912 \times 132 \\ &= 3272.43 \text{ N} \cdot mm \end{aligned}$$

(a-4-2) フロートガイド

(a-4-2-1) 鉛直加速度負荷時

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

ここで、

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重 (N)

$C_{VSd}$  : 余震による鉛直方向の設計震度 = 0.28

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ ) = 9.80665

$$\begin{aligned} F_{V2} &= 0.05 \times 0.28 \times 9.80665 \\ &= 0.137293 \text{ N} \end{aligned}$$

(a-4-2-2) 水平加速度負荷時

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

ここで、

$F_{H2}$  : フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重 (N)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント (N・mm)

$L_2$  : フロートガイドの長さ (mm) = 102

$C_{HSd}$  : 余震による水平方向の設計震度 = 0.64

$m_2$  : フロートガイドの質量 (kg) = 0.05

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) = 9.80665

$$F_{H2} = 0.05 \times 0.64 \times 9.80665$$

$$= 0.313812 \text{ N}$$

$$M_2 = 0.313812 \times 102$$

$$= 32.0088 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

(a-4-3) 基礎ボルト

(a-4-3-1) 鉛直加速度負荷時

弁全体の常時荷重  $W_1$  及び弁本体に加わる鉛直方向地震荷重  $F_{V1}$  が作用する。

(a-4-3-2) 水平加速度負荷時

弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重  $F_{H1}$  が作用する。

(ロ) 各部の応力計算

(a-1) 弁本体の発生応力

$$\sigma_{V1} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_2}{A_1}$$

ここで、

$\sigma_{V1}$  : 弁本体に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_1$  : 弁本体の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$A_2$  : 突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる  
受圧面積 (mm<sup>2</sup>) =  $A_1$  = 1.100 × 10<sup>3</sup>

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{V1} &= ((0.125350 \times 1.100 \times 10^3) / (1.100 \times 10^3)) \\ &= 0.125350 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot D_1 / 2}{I_1}$$

ここで、

$\sigma_{H1}$  : 弁本体に加わる曲げ応力 (MPa)

$M_1$  : 弁本体に発生する曲げモーメント (N・mm) = 3272.43

$I_1$  : 弁本体の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>) = 6.76915 × 10<sup>5</sup>

$D_1$  : 弁本体の外径 (mm) = 75

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H1} &= (3272.43 \times (75/2)) / (6.76915 \times 10^5) \\ &= 0.181287 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{V1} + \sigma_{H1} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$

(a-2) フロートガイドの発生応力

$$\sigma_{V2} = \frac{F_{V2} + P_t \cdot A_4}{A_3}$$

ここで、

$\sigma_{V2}$  : フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力 (MPa)

$F_{V2}$  : フロートガイドに加わる鉛直方向荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合は弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_3$  : フロートガイドの最小断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 34. 21

$A_4$  : 突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 38. 48

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力 } \sigma_{v2} &= (0.125350 \times 38.48) / 34.21 \\ &= 0.140995 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot D_3 / 2}{I_2}$$

ここで,

$\sigma_{H2}$  : フロートガイドに加わる曲げ応力 (MPa)

$M_2$  : フロートガイドに発生する曲げモーメント ( $\text{N}\cdot\text{m}$ ) = 32. 0088

$I_2$  : フロートガイドの断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ ) = 93. 1420

$D_3$  : フロートガイドの最小直径 (mm) = 6. 6

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力 } \sigma_{H2} &= (32.0088 \times (6.6/2)) / 93.1420 \\ &= 1.13406 \text{ MPa} = 2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{組合せ応力 } \sigma_{v2} + \sigma_{H2} = 1 + 2 = 3 \text{ MPa}$$

(a-3) 基礎ボルトの発生応力

$$\sigma_{v3} = \frac{F_{V1} + P_t \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

ここで,

$\sigma_{v3}$  : 基礎ボルト 1 本当当たりのねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{V1}$  : 弁本体に加わる鉛直方向地震荷重 (N) = 0

(鉛直方向の設計震度が 1 以下の場合には弁の浮上がりが起こらないことから考慮しない。)

$P_t$  : 突き上げ津波荷重 (MPa) = 0.125350

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 ( $\text{mm}^2$ ) = 201. 1

$A_6$  : 突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面積 ( $\text{mm}^2$ ) =  $1.708 \times 10^3$

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

基礎ボルト 1 本当当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\begin{aligned} \sigma_{v3} &= (0.125350 \times 1.708 \times 10^3) / (201.1 \times 4) \\ &= 0.266158 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

ここで、

$\tau_3$  : 基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 24.7912

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

$n$  : 基礎ボルトの本数 (本) = 4

$$\begin{aligned} \text{せん断応力 } \tau_3 &= (24.7912) / (201.1 \times 4) \\ &= 0.0308194 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{v4} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_p \cdot A_5}$$

ここで、

$\sigma_{v4}$  : モーメントにより基礎ボルト 1 本当たりの  
ねじ部に加わる引張応力 (MPa)

$F_{H1}$  : 弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重 (N) = 24.7912

$L_1$  : 弁全体の長さ (mm) = 132

$D_p$  : 基礎ボルトのピッチサークル = 145

$A_5$  : 基礎ボルトのねじ部の断面積 (mm<sup>2</sup>) = 201.1

モーメントにより弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力

$$\sigma_{v4} = (24.7912 \times 132) / (145 \times 201.1) = 0.1122254 \text{ MPa} = 1 \text{ MPa}$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力 } \sigma_{v3} + \sigma_{v4} = 1 + 1 = 2 \text{ MPa}$$



(d) 許容応力

許容応力は、供用状態 C(許容応力状態Ⅲ<sub>A</sub>S)として設定する。

イ. ボルト以外の許容応力

許容応力の設定に用いる温度 66°Cにおける SUS316L の許容引張応力 S は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 5 を用いて、温度 40 °Cにおける許容引張応力 S<sub>40</sub> と、温度 75°Cにおける許容引張応力 S<sub>75</sub> より、比例法を用いて算出する。

JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 5 より温度 40 °Cにおける許容引張応力 S<sub>40</sub>=111MPa、温度 75°Cにおける許容引張応力 S<sub>75</sub>=108MPa であるため、 $111 + (108 - 111) \times (66 - 40) / (75 - 40) = 108.771 = 108\text{MPa}$

(イ) 基準津波時，S<sub>s</sub>地震時，基準津波+S<sub>d</sub>地震時，敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

(a-1) 弁本体の許容圧縮応力，許容曲げ応力及び組合せ応力

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot S &= 1.2 \times 108 \\ &= 129 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-2) フロートガイドの許容圧縮応力，許容曲げ応力及び組合せ応力

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot S &= 1.2 \times 108 \\ &= 129 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ロ. ボルトの許容応力

許容応力の設定に用いる設計降伏点  $S_y$ 、設計引張強さ  $S_u$  及び  $40^\circ\text{C}$ における設計降伏点  $S_y(\text{RT})$ は、JSME S NC1-2005/2007 付録材料図表 Part5 表 8 及び表 9 を用いて設定する。

温度  $66^\circ\text{C}$ における SUS304 の設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$ は、温度  $40^\circ\text{C}$ における設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$ と、温度  $75^\circ\text{C}$ における設計降伏点  $S_y$  及び設計引張強さ  $S_u$ より、比例法を用いて計算する。

温度  $66^\circ\text{C}$ における SUS304 の設計降伏点  $S_y$

温度  $40^\circ\text{C}$ における設計降伏点  $S_y=205\text{MPa}$ 、温度  $75^\circ\text{C}$ における設計降伏点  $S_y=183\text{MPa}$  であるため、 $205 + (183 - 205) \times (66 - 40) / (75 - 40) = 188.657 = 188\text{MPa}$

温度  $66^\circ\text{C}$ における SUS304 の設計引張強さ  $S_u$

温度  $40^\circ\text{C}$ における設計引張強さ  $S_u=520\text{MPa}$ 、温度  $75^\circ\text{C}$ における設計引張強さ  $S_u=466\text{MPa}$  であるため、 $520 + (466 - 520) \times (66 - 40) / (75 - 40) = 479.885 = 479\text{MPa}$

温度  $40^\circ\text{C}$ における SUS304 の設計降伏点  $S_y(\text{RT})$

温度  $40^\circ\text{C}$ における設計降伏点  $S_y=205\text{MPa}$

許容応力算定用基準値

$$\begin{aligned} F &= \min [1.35 \cdot S_y, 0.7 \cdot S_u, S_y(\text{RT})] \\ &= \min [1.35 \times 188, 0.7 \times 479, 205] \\ &= \min [253, 335, 205] \\ &= 205 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(イ) 基準津波時、敷地に遡上する津波時

$$\begin{aligned} \text{許容引張応力} \quad 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(ロ)  $S_s$ 地震時、基準津波 +  $S_d$ 地震時、敷地に遡上する津波 +  $S_d$ 地震時

$$\begin{aligned} \text{(a-1) 許容引張応力} \quad 1.5 \cdot f_t &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(a-2) 許容せん断応力} \quad 1.5 \cdot f_s &= \{F / (1.5 \cdot \sqrt{3})\} \cdot 1.5 \\ &= \{205 / (1.5 \times \sqrt{3})\} \times 1.5 \\ &= 78 \times 1.5 \\ &= 117 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(a-3) 組合せ応力

組合せ応力の許容応力として、せん断応力と引張応力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力を求める。

ボルトに作用するせん断応力  $\tau = 1 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts1} &= 1.4 \cdot (1.5 \cdot f_{t0}) - 1.6 \cdot \tau \\ &= 1.4 \times 153 - 1.6 \times 1 \\ &= 212 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ここで,

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{t0} &= (F/2) \cdot 1.5 \\ &= (205/2) \times 1.5 \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts2} &= 1.5 \cdot f_{t0} \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

以上より,

$$\begin{aligned} 1.5 \cdot f_{ts} &= \text{Min} (1.5 \cdot f_{ts1}, 1.5 \cdot f_{ts2}) \\ &= \text{Min} (212, 153) \\ &= 153 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(e) 応力評価結果

イ. 基準津波時

基準津波時の評価結果を表 6.9.1-(3)-d-3 に示す。

表 6.9.1-(3)-d-3 基準津波時の応力評価結果 (弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	129	OK
フロートガイド	圧縮	1	129	OK
基礎ボルト	引張	1	153	OK

ロ.  $S_s$ 地震時

$S_s$ 地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-d-4 に示す。

表 6.9.1-(3)-d-4  $S_s$ 地震時の評価結果 (弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	引張	1	129	OK
	曲げ	1	129	OK
	組合せ*1	2	129	OK
フロートガイド	引張	1	129	OK
	曲げ	3	129	OK
	組合せ*1	4	129	OK
基礎ボルト	引張*2	1	153*3	OK
	せん断	1	117	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_t$ ) + 曲げ ( $\sigma_b$ ) は,  $\sigma_t + \sigma_b \leq 1.2S$  で評価

\*2: 基礎ボルトの引張応力は,  $\sigma_{bh} + \sigma_{bv}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

ハ. 基準津波+S<sub>d</sub>地震時

基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-d-5 に示す。

表 6.9.1-(3)-d-5 基準津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果 (弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	129	OK
	曲げ <sup>°</sup>	1	129	OK
	組合せ <sup>*1</sup>	2	129	OK
フロートガイド	圧縮	1	129	OK
	曲げ <sup>°</sup>	2	129	OK
	組合せ <sup>*1</sup>	3	129	OK
基礎ボルト	引張 <sup>*2</sup>	2	153 <sup>*3</sup>	OK
	せん断	1	117	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_V$ ) + 曲げ ( $\sigma_H$ ) は,  $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$  で評価

\*2: 基礎ボルトの引張応力は,  $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

ニ. 敷地に遡上する津波時

敷地に遡上する津波時の評価結果を表 6.9.1-(3)-d-6 に示す。

表 6.9.1-(3)-d-6 敷地に遡上する津波時の応力評価結果

(弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	129	OK
フロートガイド	圧縮	1	129	OK
基礎ボルト	引張	1	153	OK

ホ. 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時

敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果を表 6.9.1-(3)-d-7 に示す。

表 6.9.1-(3)-d-7 敷地に遡上する津波+S<sub>d</sub>地震時の評価結果

(弁本体, フロートガイド及び基礎ボルト)

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
弁本体	圧縮	1	129	OK
	曲げ	1	129	OK
	組合せ*1	2	129	OK
フロートガイド	圧縮	1	129	OK
	曲げ	2	129	OK
	組合せ*1	3	129	OK
基礎ボルト	引張*2	2	153*3	OK
	せん断	1	117	OK

注記 \*1: 圧縮 ( $\sigma_V$ ) + 曲げ ( $\sigma_H$ ) は,  $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$  で評価

\*2: 基礎ボルトの引張応力は,  $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

\*3:  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau, f_{to}]$  より算出

(4) 貫通部止水処置の補足説明

a. 貫通部止水処置の設計に関する補足説明

(a) 耐震性についての計算（防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置）

イ. 評価に用いる数値

貫通物として、最もモルタルに与える荷重が大きくなるものとして、以下の配管を考慮する。

呼び径	:	250A
外径	:	267.4mm
厚さ	:	9.3mm
材料	:	SUS316LTP
内容物	:	海水

(イ) 貫通物の周長S

250Aの配管の周長は、配管の外径Dから次のとおり求める。

$$\begin{aligned} S &= D \cdot \pi \\ &= 267.4 \times \pi \\ &= 840.062 [\text{mm}] \end{aligned}$$

(ロ) 貫通物の投影面積 $A_p$

$$\begin{aligned} A_p &= D \cdot L \\ &= 267.4 \times 1000 \\ &= 267400 [\text{mm}^2] \end{aligned}$$

(ハ) 貫通物の質量W

- ・配管の質量：約750 [kg]
- ・内容物（海水）の質量：550834 [kg]

$$\frac{\pi \times (267.4 - 9.3 \times 2)^2}{4 \times 1000^3} \times 1030 \times 11000 = 550.834 [\text{kg}]$$

よって、貫通物の質量Wは、次のとおり。（算出結果を安全側に丸める。）

$$\begin{aligned} W &= 750 + 550.834 \\ &= 1300.83 \\ &= 1500 [\text{kg}] \end{aligned}$$

ロ. 許容荷重

許容荷重は、コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 2002年（(社) 土木学会）により算出する。

(イ) モルタルの付着強度 $f'_{bok}$

$$\begin{aligned} f'_{bok} &= 0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \cdot 0.4 \\ &= 0.28 \times 30^{2/3} \times 0.4 \\ &= 1.08135 [\text{MPa}] \end{aligned}$$

(ロ) モルタルの許容付着荷重  $f_s$

$$\begin{aligned} f_s &= f'_{\text{bok}} \cdot S \cdot L / \gamma_c \\ &= \frac{1.08135 \times 840.062 \times 1000}{1.3} \\ &= 698770 \text{ [N]} \\ &= 698 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

(ハ) モルタルの許容付着荷重  $f_c$

$$\begin{aligned} f_c &= f'_{\text{ck}} \cdot A_p / \gamma_c \\ &= \frac{30 \times 267400}{1.3} \\ &= 6170770 \text{ [N]} \\ &= 6170 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

ハ. 荷重評価

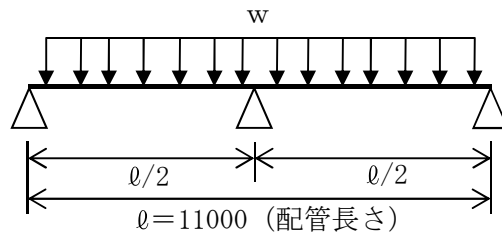
(イ) 貫通物の軸方向荷重として作用する水平反力  $F_{H1}$

$$\begin{aligned} F_{H1} &= W \cdot g \cdot C_H \\ &= 1500 \times 9.80665 \times 0.82 \\ &= 12062.2 \text{ [N]} \end{aligned}$$

(ロ) 貫通物の軸直方向荷重として水平方向の震度により作用する水平反力  $F_{H2}$

$$\begin{aligned} F_{H2} &= W \cdot g \cdot C_H \\ &= 1500 \times 9.80665 \times 0.82 \\ &= 12062.2 \text{ [N]} \end{aligned}$$

(ハ) 貫通物の軸直方向荷重として鉛直方向の震度により作用する鉛直反力  $F_V$



$$\begin{aligned} w &= \frac{W \cdot g \cdot (1 + C_v)}{l} \\ &= \frac{1500 \times 9.80665 \times (1 + 0.56)}{11000} \\ &= 2.08614 \text{ [N / mm]} \\ F_V &= \frac{5}{4} \cdot w \cdot \frac{l}{2} \\ &= \frac{5}{4} \times 2.08614 \times \frac{11000}{2} \\ &= 14342.2 \text{ [N]} \end{aligned}$$



(ニ) 貫通物の反力によりモルタルに生じるせん断荷重  $F_s$

$$\begin{aligned} F_s &= F_{H1} \\ &= 12062.2 \text{ [N]} \end{aligned}$$

(ホ) 貫通物の反力によりモルタルに生じるせん断荷重  $F_c$

$$\begin{aligned} F_c &= \sqrt{F_{H2}^2 + F_v^2} \\ &= \sqrt{12062.2^2 + 14342.2^2} \\ &= 18740.2 \text{ [N]} \end{aligned}$$

(ヘ) モルタルに生じる合計せん断荷重  $F_{Stotal}$

$$\begin{aligned} F_{Stotal} &= F_s \\ &= 12062.2 \text{ [N]} \\ &= 13 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

(ト) モルタル部に生じる合計圧縮荷重  $F_{Ctotal}$

$$\begin{aligned} F_{Ctotal} &= F_c \\ &= 18740.2 \text{ [N]} \\ &= 19 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

## 二. 結果

貫通部止水処置の評価箇所に発生する荷重は全て許容限界を満足することを確認した。

発生荷重 (kN)		許容限界 (kN)	判定
せん断	13	698	OK
圧縮	19	6170	OK

(b) 強度計算 (防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置)

イ. 評価に用いる数値

貫通物として、最もモルタルに与える荷重が大きくなるものとして、以下の配管を考慮する。

呼び径 : 250A  
外径 : 267.4mm  
厚さ : 9.3mm  
材料 : SUS316LTP  
内容物 : 海水

また、貫通部のスリーブについては、250Aの貫通物(配管)を貫通させるスリーブとして500A(外径:508.0mm)を考慮する。

(イ) 貫通物の周長 S

250A の配管の周長は、配管の外径 D から次のとおり求める。

$$\begin{aligned} S &= D \cdot \pi \\ &= 267.4 \times \pi \\ &= 840.062 [\text{mm}] \end{aligned}$$

(ロ) 貫通物の投影面積  $A_p$

$$\begin{aligned} A_p &= D \cdot L \\ &= 267.4 \times 1000 \\ &= 267400 [\text{mm}^2] \end{aligned}$$

(ハ) 貫通物の質量 W

- ・配管の質量：約 750 [kg]
- ・内容物（海水）の質量：550.834 [kg]

$$\frac{\pi \times (267.4 - 9.3 \times 2)}{4 \times 1000^3} \times 1030 = 550.834 [\text{kg}]$$

よって、貫通物の質量 W は、次のとおり。（算出結果を安全側に丸める。）

$$\begin{aligned} W &= 750 + 550.834 \\ &= 1300.83 \\ &= 1500 [\text{kg}] \end{aligned}$$

(ニ) モルタルが水圧を受ける面積（受圧面積）  $A'$

$$\begin{aligned} A' &= \frac{\pi \times 508.02^2}{4} \\ &= 202683 [\text{mm}^2] \end{aligned}$$

(ホ) 貫通部における浸水深さ h

防潮堤及び防潮扉下部貫通部の浸水深さは、防潮堤前面において最も津波高さが大きくなる防潮堤東側前面の津波高さから波力を含めた水頭圧として求める。

① 基準津波

$$\begin{aligned} H &= 3 \cdot \frac{h}{2} \\ &= 3 \times \frac{17.9}{2} \\ &= 26.85 \\ &= 26.9 [\text{m}] \end{aligned}$$

② 敷地に遡上する津波

$$\begin{aligned} H &= 3 \cdot \frac{h}{2} \\ &= 3 \times \frac{24.0}{2} \\ &= 36.0 [\text{m}] \end{aligned}$$

ロ. 許容限界

許容限界は、コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会) により算出する。

(イ) モルタルの付着強度  $f'_{bok}$

$$\begin{aligned} f'_{bok} &= 0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \cdot 0.4 \\ &= 0.28 \times 30^{2/3} \times 0.4 \\ &= 1.08135 \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

(ロ) モルタルの許容付着荷重  $f_s$

$$\begin{aligned} f_s &= f'_{bok} \cdot S \cdot L / \gamma_c \\ &= \frac{1.08135 \times 840.062 \times 1000}{1.3} \\ &= 698770 \text{ [N]} \\ &= 698 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

ハ. 荷重評価

(イ) 遡上津波荷重  $P_t$

① 基準津波

$$\begin{aligned} P_t &= \rho \cdot g \cdot H \\ &= 1030 \times 9.80665 \times 26.9 \\ &= 271713 \text{ [Pa]} \end{aligned}$$

② 敷地に遡上する津波

$$\begin{aligned} P_t &= \rho \cdot g \cdot H \\ &= 1030 \times 9.80665 \times 36.0 \\ &= 363631 \text{ [Pa]} \end{aligned}$$

(ロ) 余震に伴う水平方向動水圧  $P_d$

① 基準津波

$$\begin{aligned} P_d &= \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot H \\ &= 1.0 \times \frac{7}{8} \times 1030 \times 0.41 \times 9.80665 \times 26.9 \\ &= 97477.0 \text{ [Pa]} \end{aligned}$$

② 敷地に遡上する津波

$$\begin{aligned} P_d &= \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot H \\ &= 1.0 \times \frac{7}{8} \times 1030 \times 0.41 \times 9.80665 \times 36.0 \\ &= 130452 \text{ [Pa]} \end{aligned}$$

(ハ) 壁貫通配管等の軸方向荷重として作用する水平反力  $F_{H1}$

$$\begin{aligned} F_H &= W \cdot g \cdot C_H \\ &= 1500 \times 9.80665 \times 0.41 \\ &= 6031.09 [\text{N}] \end{aligned}$$

(ニ) 貫通物の反力により生じるせん断荷重  $F_S$

$$\begin{aligned} F_S &= F_H \\ &= 6031.09 [\text{N}] \end{aligned}$$

(ホ) モルタル部に発生する合計せん断荷重  $F_{S_{total}}$

① 基準津波

$$\begin{aligned} F_{S_{total}} &= F_S + (P_t + P_d) \cdot A' \\ &= 6031.09 + (271713 + 97477.0) \times \frac{202683}{1000^2} \\ &= 80860.2 [\text{N}] \\ &= 81 [\text{kN}] \end{aligned}$$

② 敷地に遡上する津波

$$\begin{aligned} F_{S_{total}} &= F_S + (P_t + P_d) \cdot A' \\ &= 6031.09 + (363631 + 130452) \times \frac{202683}{1000^2} \\ &= 106173 [\text{N}] \\ &= 107 [\text{kN}] \end{aligned}$$

## 二. 結果

貫通部止水処置の評価箇所に発生する荷重は全て許容限界を満足することを確認した。

津波の種類	発生荷重 (kN)		許容荷重 (kN)	判定
基準津波	せん断荷重 (付着荷重)	81	698	OK
敷地に遡上する 津波	せん断荷重 (付着荷重)	107	698	OK

(b) 強度計算（海水ポンプ室等貫通部止水処置）

イ. 評価に用いる数値

貫通物として、最もモルタルに与える荷重が大きくなるものとして、以下の配管を考慮する。

呼び径	: 500A
外径	: 508.0mm
厚さ	: 9.5mm
材料	: 炭素鋼
内容物	: 海水

また、貫通部のスリーブについては、500Aの貫通物（配管）を貫通させるスリーブとして650A（外径：660.4mm）を考慮する。

(イ) 貫通物の周長S

500Aの配管の周長は、配管の外径Dから次のとおり求める。

$$\begin{aligned} S &= D \cdot \pi \\ &= 508.0 \times \pi \\ &= 1595.93 [\text{mm}] \end{aligned}$$

(ロ) 貫通物の質量W

- ・配管の質量：約950 [kg]
- ・内容物（海水）の質量：1547.51 [kg]

$$\frac{\pi \times (508.0 - 9.5 \times 2)^2}{4 \times 1000^3} \times 1030 \times 8000 = 1547.51 [\text{kg}]$$

よって、貫通物の質量Wは、次のとおり。（算出結果を安全側に丸める。）

$$\begin{aligned} W &= 950 + 1547.51 \\ &= 2497.51 \\ &= 2500 [\text{kg}] \end{aligned}$$

(ハ) モルタルが水圧を受ける面積（受圧面積）A'

$$\begin{aligned} A' &= \frac{\pi \times 660.4^2}{4} \\ &= 342534 [\text{mm}^2] \end{aligned}$$

(ニ) 貫通部位置における浸水深さh

① 基準津波

浸水面高さから最地下階床面高さまでの水位とする。

- ・浸水面高さ = T.P. + 8.2 [m]
- ・最地下階床面高さ = EL. - 4.0 [m]

よって、以下のとおり。

$$\begin{aligned} h &= 8.2 - (-4.0) \\ &= 12.2 [\text{m}] \end{aligned}$$

② 敷地に遡上する津波

浸水面高さから最地下階床面高さまでの水位とする。

$$\cdot \text{浸水面高さ} = \text{T.P.} + 9.2 \text{ [m]}$$

$$\cdot \text{最地下階床面高さ} = \text{EL.} - 4.0 \text{ [m]}$$

よって、以下のとおり。

$$h = 9.2 - (-4.0)$$

$$= 13.2 \text{ [m]}$$

ロ. 許容限界

許容限界は、コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会) により算出する。

(イ) モルタルの付着強度  $f'_{\text{bok}}$

$$\begin{aligned} f'_{\text{bok}} &= 0.28 \cdot f'_{\text{ck}}{}^{2/3} \cdot 0.4 \\ &= 0.28 \times 30^{2/3} \times 0.4 \\ &= 1.08135 \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

(ロ) モルタルの許容付着荷重  $f_s$

$$\begin{aligned} f_s &= f'_{\text{bok}} \cdot S \cdot L / \gamma_c \\ &= \frac{1.08135 \times 1595.93 \times 1200}{1.3} \\ &= 1593010 \text{ [N]} \\ &= 1593 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

ハ. 荷重の評価

(イ) 遡上津波荷重  $P_t$

① 基準津波

$$\begin{aligned} P_t &= \rho \cdot g \cdot h \\ &= 1030 \times 9.80665 \times 12.2 \\ &= 123230 \text{ [Pa]} \end{aligned}$$

② 敷地に遡上する津波

$$\begin{aligned} P_t &= \rho \cdot g \cdot h \\ &= 1030 \times 9.80665 \times 13.2 \\ &= 133331 \text{ [Pa]} \end{aligned}$$

(ロ) 余震に伴う水平方向動水圧  $P_d$

① 基準津波

$$\begin{aligned} P_d &= \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot h \\ &= 1.0 \times \frac{7}{8} \times 1030 \times 0.27 \times 9.80665 \times 12.2 \\ &= 29113.2 \text{ [Pa]} \end{aligned}$$

② 敷地に遡上する津波

$$\begin{aligned}P_d &= \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot h \\ &= 1.0 \times \frac{7}{8} \times 1030 \times 0.27 \times 9.80665 \times 13.2 \\ &= 31499.5 [\text{Pa}]\end{aligned}$$

(ハ) 壁貫通配管等の軸方向荷重として作用する水平反力  $F_{H1}$

$$\begin{aligned}F_H &= W \cdot g \cdot C_H \\ &= 1500 \times 9.80665 \times 0.27 \\ &= 6619.49 [\text{N}]\end{aligned}$$

(ニ) 貫通物の反力により生じるせん断荷重  $F_S$

$$\begin{aligned}F_S &= F_H \\ &= 6619.49 [\text{N}]\end{aligned}$$

(ホ) モルタル部に発生する合計せん断荷重  $F_{S\text{total}}$

① 基準津波

$$\begin{aligned}F_{S\text{total}} &= F_S + (P_t + P_d) \cdot A' \\ &= 6619.49 + (123230 + 29113.2) \times \frac{342534}{1000^2} \\ &= 58802.2 [\text{N}] \\ &= 59 [\text{kN}]\end{aligned}$$

② 敷地に遡上する津波

$$\begin{aligned}F_{S\text{total}} &= F_S + (P_t + P_d) \cdot A' \\ &= 6619.49 + (133331 + 31499.5) \times \frac{342534}{1000^2} \\ &= 63079.5 [\text{N}] \\ &= 64 [\text{kN}]\end{aligned}$$

(ヘ) シール材又はブーツに発生する合計圧力  $P_{\text{total}}$

① 基準津波

$$\begin{aligned}P_{\text{total}} &= P_h + P_d \\ &= 123230 + 29113.2 \\ &= 152343 [\text{Pa}] \\ &= 0.16 [\text{MPa}]\end{aligned}$$

② 敷地に遡上する津波

$$\begin{aligned}P_{\text{total}} &= P_h + P_d \\ &= 133331 + 31499.5 \\ &= 164831 [\text{Pa}] \\ &= 0.17 [\text{MPa}]\end{aligned}$$

二. 結果

貫通部止水処置の評価箇所に発生する荷重は全て許容限界を満足することを確認した。

津波の種類	発生荷重 (kN)		許容荷重 (kN)	判定
基準津波	せん断荷重 (付着荷重)	59	1593	OK
敷地に遡上する 津波	せん断荷重 (付着荷重)	64	1593	OK

津波の種類	評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)	判定
基準津波	シール材	0.16	0.82	OK
	ブーツ	0.16	0.20	OK
敷地に遡上する 津波	シール材	0.17	0.82	OK
	ブーツ	0.17	0.20	OK



## 6.9.2 逆止弁を構成する各部材の評価及び機能維持の確認方法について

### (1) 概要

浸水防護設備のうち、海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁、取水ピット空気抜き配管逆止弁、緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁（以下、「逆止弁」という。）については、添付資料「V-2-10-2-6 逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「V-3-別添 3-2-5 逆止弁の強度計算書」において、構成する各部材の弱部に対しての評価を示している。本資料では、逆止弁を構成する部材全てを評価し、逆止弁としての性能目標を満足することを確認する。

### (2) 評価方針

逆止弁の性能目標としては、地震後、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を想定し、部材がおおむね弾性状態にとどまることとし、止水機能を喪失しない設計としている。

以上に示した性能目標を満足していることを確認する方法として、加振試験、水圧試験及び漏えい試験を実施し、各部材の構造強度健全性及び弁座部の止水性を確認することにより止水機能が維持されていることを確認する方針とする。

具体的には、地震後、津波後の再使用性や津波の繰返しの作用を想定した止水機能維持確認として、次に示す試験にて確認する方針とする。

地震を想定して、加振試験を実施し、各部材の構造強度健全性を確認する。また、津波を想定して、加振試験後に水圧試験及び漏えい試験を実施し、各部材の構造強度健全性及び弁座部の止水性を確認する。

表 6.9.2-1 及び表 6.9.2-2 に止水機能維持確認方針として、逆止弁の種類毎に、各部材の限界状態と評価内容を示す。また、図 6.9.2-1 及び図 6.9.2-2 に逆止弁の構造を示す。なお、「逆止弁 (N-VF1-P-F)」は海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁、緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁が該当し、「逆止弁 (N-VA4)」は取水ピット空気抜き配管逆止弁が該当する。

表 6.9.2-1 逆止弁 (N-VF1-P-F) 止水機能維持確認方針

部材	限界状態	評価内容
弁本体	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・弱部の評価対象部材*</li> </ul>
フロート	変形, 損傷 漏えい	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に漏えい試験を実施し, 弁座部の止水性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>
弁座	変形, 損傷 漏えい	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に漏えい試験を実施し, 弁座部の止水性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>
弁座押え	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>
弁座押え 取付ボルト	変形, 損傷, 緩み	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>
フロートガイド	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・弱部の評価対象部材*</li> </ul>
	変形, 損傷, 緩み	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。(本体への取付けねじ部)</li> <li>・弱部の評価対象部材*</li> </ul>
フロート保持板	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>
フロート保持板 取付ナット	変形, 損傷, 緩み	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>

\* 添付資料「V-2-10-2-6 逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「V-3-別添 3-6 逆止弁の強度計算書」の弱部としての評価部材

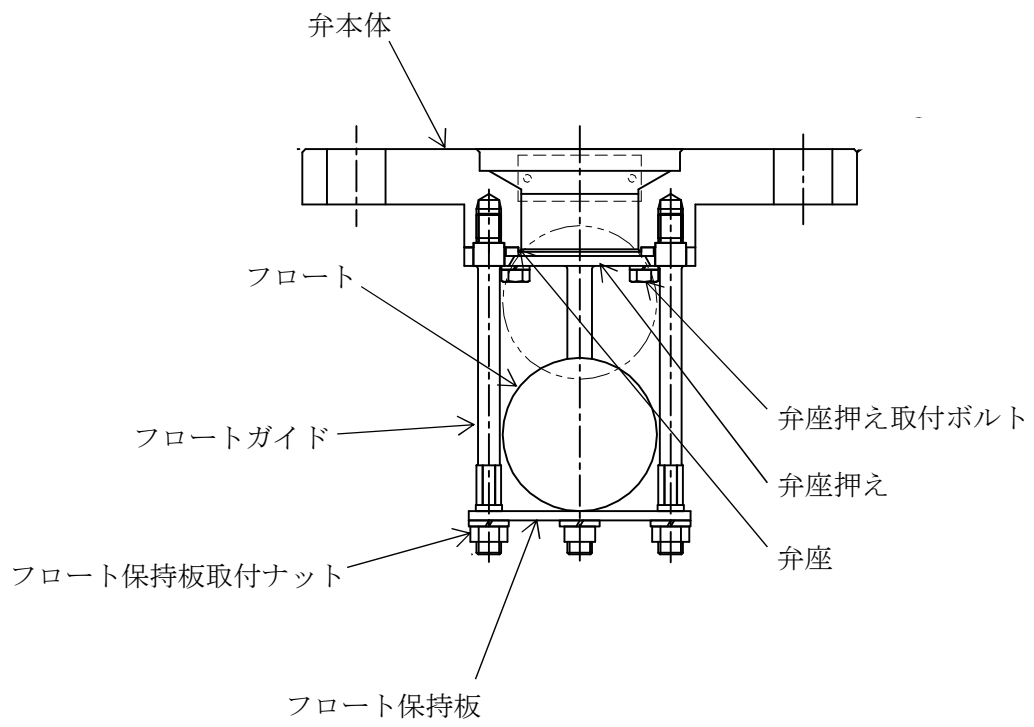


図 6.9.2-1 逆止弁 (N-VF1-P-F) 構造図

表 6.9.2-2 逆止弁 (N-VA4) 止水機能維持確認方針 (1/2)

部材	限界状態	評価内容
弁本体	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・弱部の評価対象部材*</li> </ul>
弁蓋	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・弱部の評価対象部材*</li> </ul>
弁蓋取付ボルト	変形, 損傷, 緩み	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>
フロート	変形, 損傷 漏えい	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に漏えい試験を実施し, 弁座部の止水性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>
弁座	変形, 損傷 漏えい	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に水圧試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・加振試験後に漏えい試験を実施し, 弁座部の止水性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>
弁座押え	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>
弁座押え取付ねじ	変形, 損傷, 緩み	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>

\* 添付資料「V-2-10-2-6 逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「V-3-別添 3-6 逆止弁の強度計算書」の弱部としての評価部材

表 6.9.2-2 逆止弁 (N-VA4) 止水機能維持確認方針 (2/2)

部材	限界状態	評価内容
フロートガイド	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> <li>・弱部の評価対象部材*</li> </ul>
スナップリング	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加振試験を実施し, 構造強度健全性を確認することにより, 止水機能維持を確認する。</li> </ul>

\* 添付資料「V-2-10-2-6 逆止弁の耐震性についての計算書」及び添付資料「V-3-別添 3-6 逆止弁の強度計算書」の弱部としての評価部材

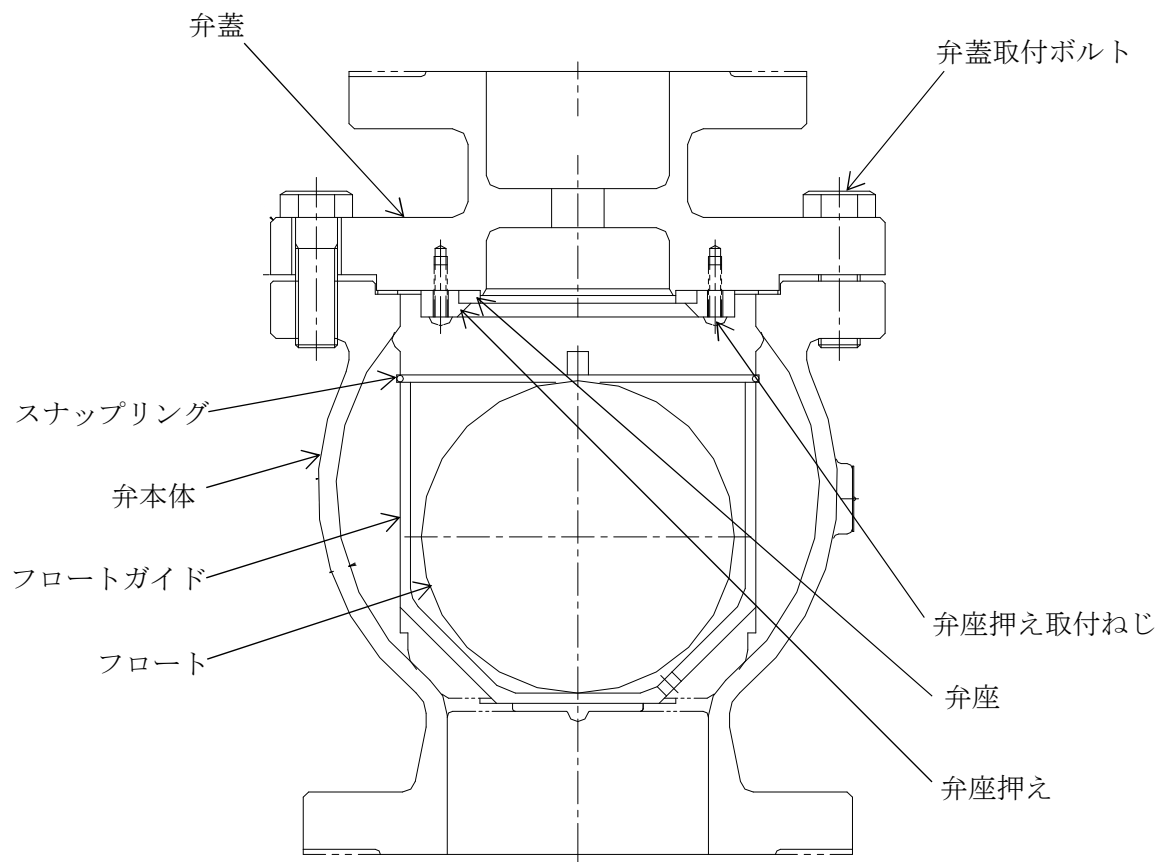


図 6.9.2-2 逆止弁 (N-VA4) 構造図

(3) 評価方法

以下に示す条件にて試験を実施し、各試験毎に示す判定基準により評価する。

a. 加振試験

基準地震動  $S_s$  による各逆止弁の設置箇所の床応答加速度を上回るものとして、「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）」に示される一般弁の機能確認済加速度と同じ  $6G$  ( $58.8m/s^2$ ) で加振する。

表 6.9.2-3 に加振試験の条件、方法及び判定基準を示す。

表 6.9.2-3 加振試験の条件、方法及び判定基準

試験条件	試験方法	判定基準
・振動波形：正弦波 ・最大加速度：水平 $6G$ ，鉛直 $6G$	加振した後に，外観目視により各部材を確認する。 水平方向と鉛直方向毎に，それぞれで加振する。	機能に影響を及ぼす変形，損傷，緩みがないこと。

b. 水圧試験

基準津波及び敷地に遡上する津波による各逆止弁の設置箇所の津波荷重水位を大きく上回る圧力として， $2.0MPa$  以上の水圧とする。

水圧の保持時間は，「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2005年版（2007年追補版含む））（J S M E S N C 1-2005/2007）」に示される耐圧試験に準じて，10 分間以上とする。

また，水圧試験は，加振試験実施後に行うことを条件とする。

表 6.9.2-4 に水圧試験の条件，方法及び判定基準を示す。

表 6.9.2-4 水圧試験の条件，方法及び判定基準

試験条件	試験方法	判定基準
・試験圧力： $2.0MPa$ 以上の水圧 ・水圧保持時間：10 分間以上 ・加振試験後に実施	試験条件に示した圧力及び保持時間で加圧する。加圧後に外観目視により各部材を確認する。	機能に影響を及ぼす変形，損傷がないこと。

c. 漏えい試験

基準津波及び敷地に遡上する津波による各逆止弁の設置箇所の津波荷重水位を上回る圧力として、0.3MPa以上の水圧とする。

漏えい量を測定する時間は、1分間以上とする。

また、漏えい試験は、加振試験実施後に行うことを条件とする。

判定基準は、外郭防護2の浸水量評価において、設定している許容漏えい量0.13L/min以下とする。

表6.9.2-5に漏えい試験の条件、方法及び判定基準を示す。

表6.9.2-5 漏えい試験の条件，方法及び判定基準

試験条件	試験方法	判定基準
<ul style="list-style-type: none"><li>試験圧力:0.3MPa以上の水圧</li><li>漏えい量測定時間:1分間以上</li><li>加振試験後に実施</li></ul>	試験条件に示した圧力及び時間で弁座部からの漏えい量を測定する。	許容漏えい量(0.13L/min)以下であること。



(4) 評価結果

以下に、加振試験、水圧試験及び漏えい試験の結果と止水機能維持の確認を示す。

a. 加振試験

表 6.9.2-7 に逆止弁 (N-VF1-P-F) の加振試験結果及び止水機能維持確認、表 6.9.2-8 に逆止弁 (N-VA4) の加振試験結果及び止水機能維持確認を示す。

表 6.9.2-7 逆止弁 (N-VF1-P-F) の加振試験結果及び止水機能維持確認

部位	加振試験結果	止水機能維持確認
弁本体	変形及び損傷なし	止水機能は維持されている。
フロート	変形及び損傷なし	
弁座	変形及び損傷なし	
弁座押え	変形及び損傷なし	
弁座押え取付ボルト	変形, 損傷及び緩みなし	
フロートガイド	変形, 損傷及び緩みなし	
フロート保持板	変形及び損傷なし	
フロート保持板取付ナット	変形, 損傷及び緩みなし	

表 6.9.2-8 逆止弁 (N-VA4) の加振試験結果及び止水機能維持確認

部位	加振試験結果	止水機能維持確認
弁本体	変形及び損傷なし	止水機能は維持されている。
弁蓋	変形及び損傷なし	
弁蓋取付ボルト	変形, 損傷及び緩みなし	
フロート	変形及び損傷なし	
弁座	変形及び損傷なし	
弁座押え	変形及び損傷なし	
弁座押え取付ねじ	変形, 損傷及び緩みなし	
フロートガイド	変形及び損傷なし	
スナップリング	変形及び損傷なし	

b. 水圧試験

表 6.9.2-9 に逆止弁 (N-VF1-P-F) の水圧試験結果及び止水機能維持確認, 表 6.9.2-10 に逆止弁 (N-VA4) の水圧試験結果及び止水機能維持確認を示す。

表 6.9.2-9 逆止弁 (N-VF1-P-F) の水圧試験結果及び止水機能維持確認

部位	水圧試験結果	止水機能維持確認
弁本体	変形及び損傷なし	止水機能は維持されている。
フロート	変形及び損傷なし	
弁座	変形及び損傷なし	

表 6.9.2-10 逆止弁 (N-VA4) の水圧試験結果及び止水機能維持確認

部位	水圧試験結果	止水機能維持確認
弁本体	変形及び損傷なし	止水機能は維持されている。
弁蓋	変形及び損傷なし	
弁蓋取付ボルト	変形及び損傷なし	
フロート	変形及び損傷なし	
弁座	変形及び損傷なし	

c. 漏えい試験

表 6.9.2-11 に逆止弁 (N-VF1-P-F) の漏えい試験結果及び止水機能維持確認, 表 6.9.2-12 に逆止弁 (N-VA4) の漏えい試験結果及び止水機能維持確認を示す。

表 6.9.2-11 逆止弁 (N-VF1-P-F) の漏えい試験結果及び止水機能維持確認

部位	漏えい試験結果	止水機能維持確認
フロート	漏えいなし (0L/min)	止水機能は維持されている。
弁座	漏えいなし (0L/min)	

表 6.9.2-12 逆止弁 (N-VA4) の漏えい試験結果及び止水機能維持確認

部位	漏えい試験結果	止水機能維持確認
フロート	漏えいなし (0L/min)	止水機能は維持されている。
弁座	漏えいなし (0L/min)	

### 6.9.3 強度評価における津波荷重等の鉛直方向荷重の考え方について

浸水防止蓋、逆止弁及び水密ハッチのうち、構築物の床面又は上版に水平に設置する設備について、津波荷重等の鉛直方向に作用する荷重の考え方について、以下に示す。

#### (1) 設備の設置高さとしき上げ津波荷重の考え方について

津波が経路を經由して設備に波圧が作用する場合の津波荷重については、管路の形状、損失等をモデル化して解析を実施し、津波高さとして求める。

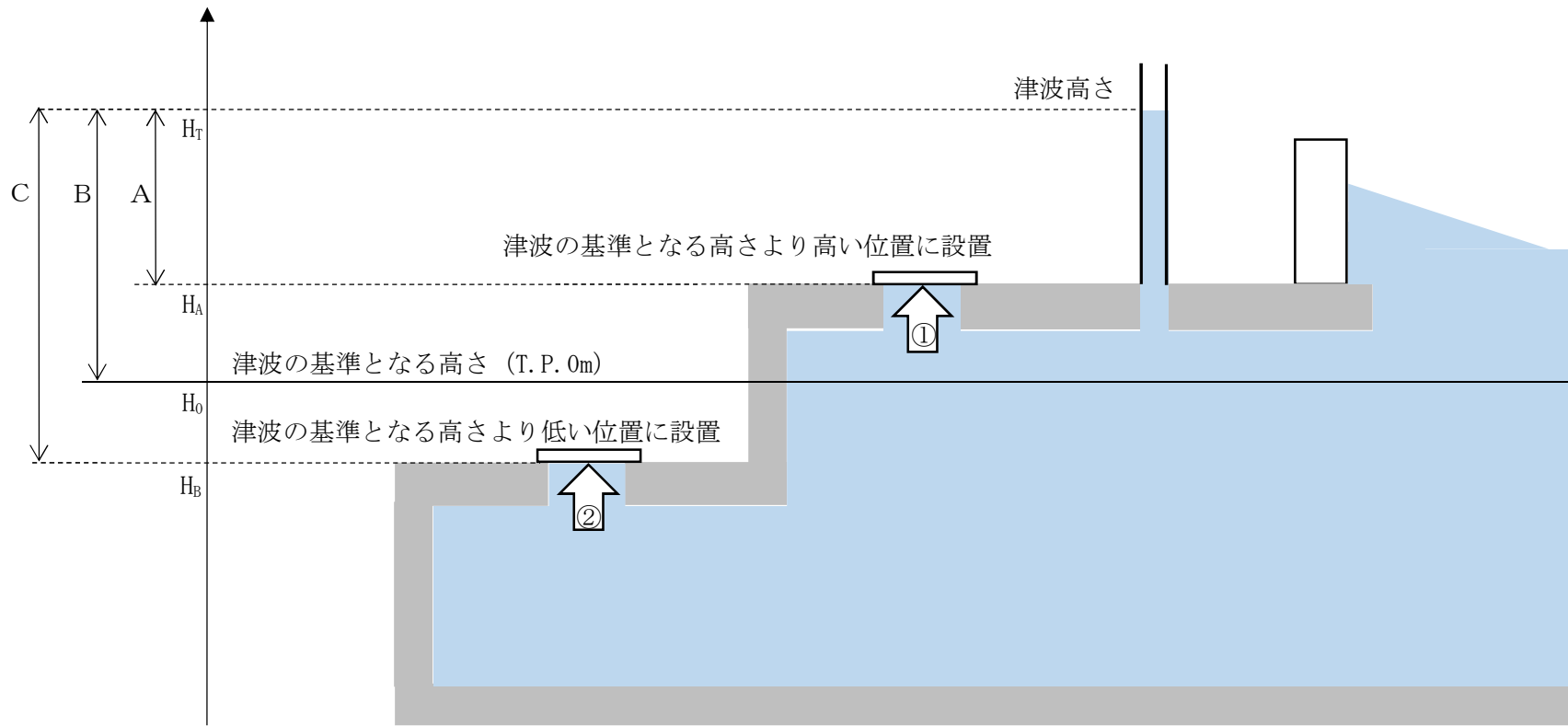
津波の荷重としては、津波高さとして基準となる高さ(T.P. 0m)からの水頭圧となるため、設備の設置高さにより作用する荷重が変化する。このため、安全側の評価となるように、以下に示すように突き上げ津波荷重を考慮する。

東海第二発電所の突き上げ津波荷重が作用する浸水防止設備は、表 6.9.3-1 に示されるように、津波の基準となる高さより高い位置に設置される。このため、設備に作用する津波荷重(水頭圧)は、図 6.9.3-1 に示されるように津波高さとし設備の設置高さの差となる。しかし、強度評価においては、安全側の評価となるように、基準高さからの津波高さを津波荷重として評価を実施する。

なお、設備を津波の基準となる高さより低い位置に設置する場合には、津波高さによる水頭圧に加えて、設備の設置高さとし津波の基準となる高さの差の水頭圧を考慮する必要がある。このため、強度評価においては、津波高さとし設備の設置高さとし津波の基準となる高さの差分を加えて評価する。

表 6.9.3-1 突き上げ津波荷重が作用する浸水防止設備の設置高さ

経路	突き上げ津波荷重が作用する浸水防止設備	設置高さ
取水路	取水路点検用開口部浸水防止蓋	T.P. +3.3m
	海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁	T.P. +0.8m
	取水ピット空気抜き配管逆止弁	T.P. +0.8m
S A用海水ピット取水塔 海水引込み管 S A用海水ピット	S A用海水ピット開口部浸水防止蓋	T.P. +7.3m
S A用海水ピット取水塔 海水引込み管 S A用海水ピット 緊急用海水取水管 緊急用海水ポンプピット	緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋	T.P. +0.8m
	緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁	T.P. +0.8m
	緊急用海水ポンプ室床 dren 排出口逆止弁	T.P. +0.8m
放水路	放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋	T.P. +3.5m



A : ①に作用する水頭圧 ( $H_T - H_A$ )

B : 津波の基準となる高さより高い位置に設置する設備の評価で使用する水頭圧 ( $H_T - H_0$ )

C : ②に作用する水頭圧 ( $H_T - H_B$ )

図 6.9.3-1 津波高さと設備の設置位置の関係

(2) 津波荷重が設備の下側から作用する場合の鉛直方向荷重の考え方について

構築物の床面又は上版に水平に設置する設備の鉛直方向に作用する荷重については、自重、積雪荷重、余震荷重及び津波荷重を組み合わせる評価を行う。荷重の組合せについては、荷重が作用する向きを考慮し、安全側の評価となるように適切に組み合わせる。それぞれの荷重が作用する向きは表 6.9.3-2 及び図 6.9.3-2 に示される向きとなることから、津波荷重及び鉛直上向きの余震荷重を考慮し、自重、積雪荷重及び鉛直下向きの余震荷重は考慮しないこととする。ただし、余震の震度が 1G 以下となる場合は、余震荷重より自重の方が大きくなることから、余震による上向きの荷重が生じないため、鉛直上向きの余震荷重についても考慮しないこととする。

表 6.9.3-2 に設備に作用する鉛直方向荷重一覧、図 6.9.3-2 に設備に作用する鉛直方向荷重の概念図を示す。

表 6.9.3-2 設備に作用する鉛直方向荷重一覧（津波荷重が設備の下側から作用する場合）

	荷重の種類	荷重の向き	評価上の扱い	備考
①	自重	鉛直下向き (↓)	考慮しない	
②	積雪荷重	鉛直下向き (↓)	考慮しない	
③	余震荷重	鉛直上向き (↑)	考慮する	余震の震度が 1G 以下の場合は、考慮しない。
④		鉛直下向き (↓)	考慮しない	
⑤	津波荷重	鉛直上向き (↑)	考慮する	

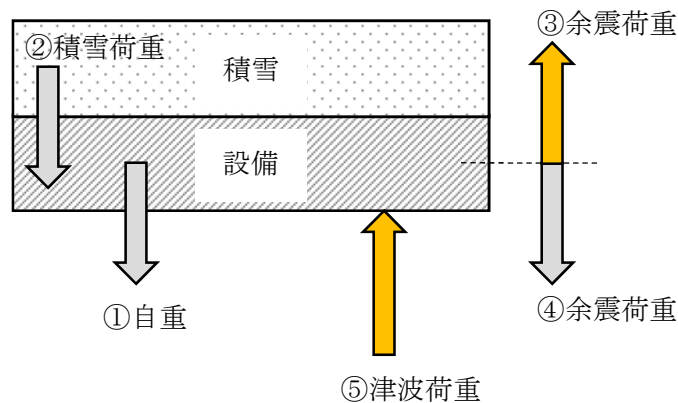


図 6.9.3-2 設備に作用する鉛直方向荷重の概念図  
(津波荷重が設備の下側から作用する場合)

(3) 津波荷重が設備の上側から作用する場合の鉛直方向荷重の考え方について

構築物の床面又は上版に水平に設置する設備の鉛直方向に作用する荷重については、自重、積雪荷重、余震荷重及び津波荷重を組み合わせる。荷重の組合せについては、荷重が作用する向きを考慮し、安全側の評価となるように適切に組み合わせる。それぞれの荷重が作用する向きは表 6.9.3-3 及び図 6.9.3-3 に示される向きとなることから、自重、積雪荷重、津波荷重及び鉛直下向きの余震荷重を考慮し、鉛直上向きの余震荷重は考慮しないこととする。

表 6.9.3-3 設備に作用する鉛直方向荷重一覧

(津波荷重が設備の上側から作用する場合 (基礎ボルト, 固定ボルト以外))

	荷重の種類	荷重の向き	評価上の扱い	備考
①	自重	鉛直下向き (↓)	考慮する	
②	積雪荷重	鉛直下向き (↓)	考慮する	
③	余震荷重	鉛直上向き (↑)	考慮しない	
④		鉛直下向き (↓)	考慮する	
⑤	津波荷重	鉛直下向き (↓)	考慮する	

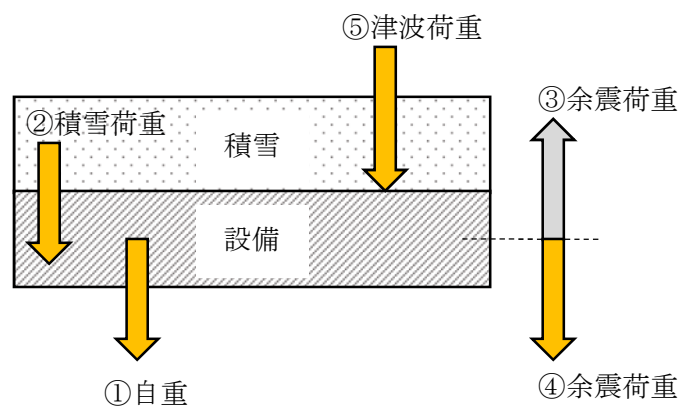


図 6.9.3-3 設備に作用する鉛直方向荷重の概念図

(津波荷重が設備の上側から作用する場合 (基礎ボルト, 固定ボルト以外))

また、基礎ボルト及び固定ボルトの鉛直方向の荷重については、圧縮荷重となる方向には作用せず、引張荷重となる方向のみに作用する。このため、浸水防止蓋等の設備本体に鉛直上向きの荷重が作用し、基礎ボルト及び固定ボルトに引張荷重が作用する場合について評価する。このときに、それぞれの荷重が作用する向きは表 6.9.3-4 及び図 6.9.3-4 に示される向きとなることを考慮して評価する。積雪荷重及び津波荷重については、基礎ボルト及び固定ボルトに引張力が作用する方向と反対となり、作用する条件により荷重が変化することから、安全側に評価するために考慮しないこととする。

したがって、自重と余震荷重を考慮して評価を実施する。余震の震度が 1G 以下となる場合には、設備に上向きの荷重が作用しないため、基礎ボルト及び固定ボルトには引張荷重が作用しないことから評価を行わない。このため、余震の震度が 1G を超える場合にのみ、自重と余震荷重を考慮して評価することとする。なお、余震として  $S_a-D1$  を考慮しているため、 $S_s$  の 1/2 となることから、耐震評価にて包絡できる条件となっている。

表 6.9.3-4 設備に作用する鉛直方向荷重一覧  
(津波荷重が設備の上側から作用する場合 (基礎ボルト, 固定ボルト))

	荷重の種類	荷重の向き	評価上の扱い	備考
①	自重	鉛直下向き (↓)	考慮する	余震の震度が 1G 以下の場合には、基礎ボルト及び固定ボルトに引張荷重が作用しないため、評価を実施しない。
②	積雪荷重	鉛直下向き (↓)	考慮しない	
③	余震荷重	鉛直上向き (↑)	考慮する	余震の震度が 1G 以下の場合には、基礎ボルト及び固定ボルトに引張荷重が作用しないため、評価を実施しない。
④		鉛直下向き (↓)	考慮しない	
⑤	津波荷重	鉛直下向き (↓)	考慮しない	

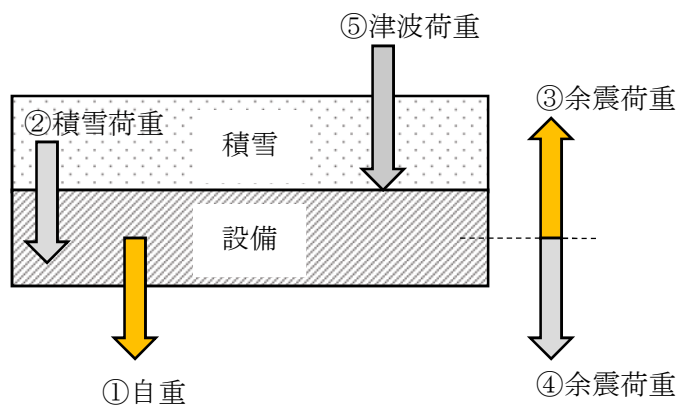


図 6.9.3-4 設備に作用する鉛直方向荷重の概念図  
(津波荷重が設備の上側から作用する場合 (基礎ボルト, 固定ボルト))

## 6.10.1 津波・構内監視カメラの設計に関する補足説明

### 6.10.1.1 概要

本資料は、津波監視設備のうち津波・構内監視カメラの耐震計算の詳細について説明するものである。津波・構内監視カメラは、地震後の繰返しの襲来を想定した津波に対し、昼夜問わず敷地への津波の襲来状況を監視するために設置する。このため、耐震性に関する設計としては、基準地震動 $S_0$ による地震力に対して津波監視機能が維持できる設計とする。また、風及び積雪による荷重を考慮するとともに波力及び漂流物の影響を受けない位置へ設置する設計とする。対象となる津波・構内監視カメラの配置を図6.10.1-1に示す。



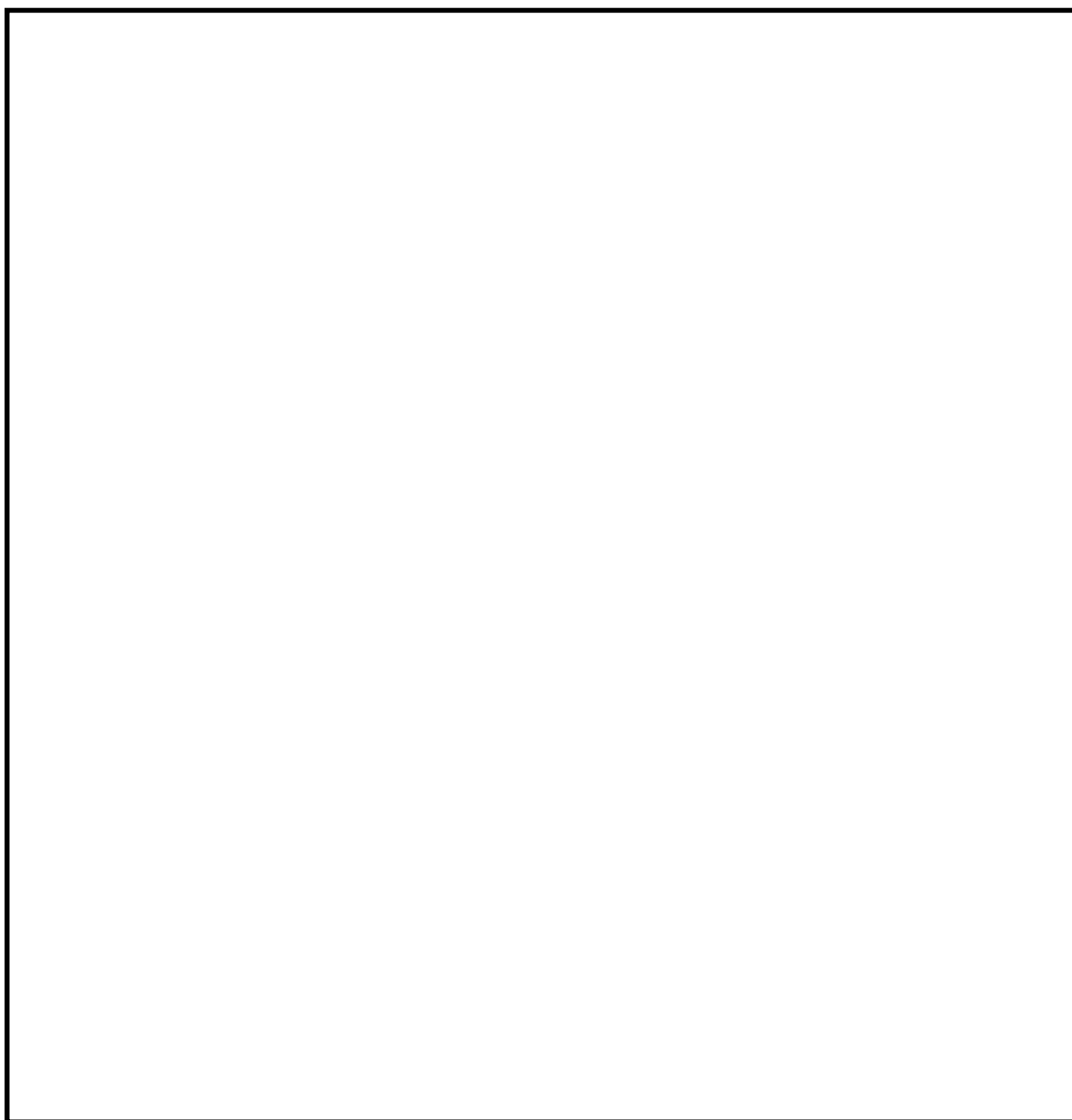


図 6.10.1-1 津波・構内監視カメラ配置図

#### 6.10.1.2 基本方針

津波・構内監視カメラの耐震計算は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、津波・構内監視カメラが設計用地震力に対して十分な構造強度及び電氣的機能を有していることを確認する。

耐震計算に当たっては津波・構内監視カメラの構成機器を踏まえ評価対象機器を以下の通り設定する。

- (1) カメラ本体
- (2) 中央制御室制御盤
- (3) 緊急時対策所制御盤
- (4) 中央制御室監視モニタ
- (5) 緊急時対策所監視モニタ

### 6.10.1.3 評価方法

#### (1) カメラ本体

##### a. 一般事項

図 6.10.1-2 にカメラ本体の概略構造図を示す。

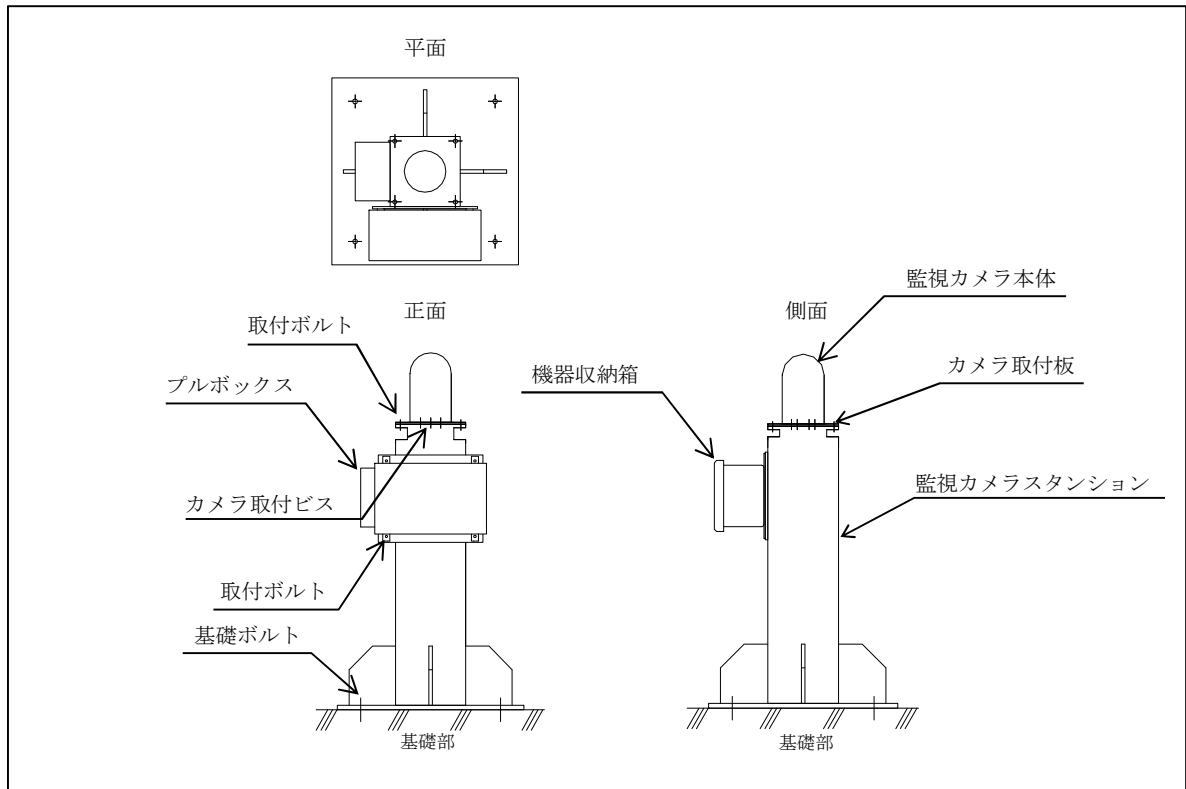


図 6.10.1-2 概略構造図(カメラ本体)

##### b. 評価条件

###### <設計用地震力>

設置場所（原子炉建屋屋上\*）の最大応答加速度を適用する。

$S_s$  水平方向震度 ( $C_H$ ) : 2.45

鉛直方向震度 ( $C_V$ ) : 1.88

注記 \* : 据付場所が異なるため、包絡する原子炉建屋屋上の設計用地震力で評価する。

###### <雰囲気温度>

40℃ (屋外)

c. 固有周期

①水平方向の固有周期は次式にて求める。

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{1000} \cdot \left( \frac{h^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{h}{A_s \cdot G} \right)}$$

②鉛直方向は十分な剛性を有していることから、固有周期の計算を省略する。

ここで

E : 縦弾性係数

I : 断面二次モーメント

$A_s$  : 最小有効せん断断面積

G : せん断弾性係数

m : 質量

h : 据付面から重心までの距離

縦弾性係数 E を J S M E N C 1 付録図表 Part6 表 1 より、比例法を用いて求める。

20°Cにおける E : 195000 MPa, 50°Cにおける E : 193000 MPa

40°Cにおける E = 195000 + (195000 - 193000) / (20 - 50) × (40 - 20)

= 193667

= 1.94 × 10<sup>5</sup> (MPa)

断面二次モーメント I = 1.83 × 10<sup>8</sup> (m<sup>4</sup>)

最小有効せん断断面積  $A_s = 2 \cdot (a - 2 \cdot 2t) \cdot t$

ここで

a : 鋼材幅

t : 鋼材厚さ

$A_s = 2 \times (300 - 2 \times 2 \times 12) \times 12$

= 6048 (mm<sup>2</sup>)

せん断弾性係数 G = E / (2 × (1 + ν))

ここで

ν : ポアソン比

G = 194000 / (2 × (1 + 0.3))

= 74615.38462

= 74600 (MPa)

= 7.46 × 10<sup>4</sup> (MPa)

上記より、水平方向の固有周期Tは

固有周期は 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。

#### d. 応力計算

<自然現象の荷重の組み合わせ>

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）は屋外に設置されるため、耐震計算に考慮する荷重の組合せは以下のとおりとする。

基準地震動（ $S_s$ ）＋風荷重（ $P_k$ ）＋0.35×積雪荷重（ $P_s$ ）

<風荷重>

津波・構内監視カメラ（カメラ本体）に作用する風荷重  $P_k$  は次式にて求める。

$$P_k = q \times B \times H \times C_f$$

ここで

$q$  : 減速圧

$B$  : 被対象物幅

$H$  : 被対象物高さ

$C_f$  : 風力係数

減速圧  $q$  は次式にて求める。

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

ここで

$E$  : 速度圧の高さ方向の分布を示す係数

$V_0$  : 基準風速 = 30 m/s

速度圧の高さ方向の分布を示す係数  $E$  は次式にて求める。

$$E = E_r^2 \times G_f$$

ここで

$E_r$  : 平均風速の高さ方向の分布を示す係数

$G_f$  : ガスト影響係数 = 2

平均風速の高さ方向の分布を示す係数  $E_r$  は次式にて求める。

$$E_r = 1.7 \times (H_a / ZG)^\alpha$$

ここで

$H_a$  : 建物高さ = GL. 58.4749 m

$ZG$  : 地表面粗度区分に応じて求められる係数 = 350 m

$\alpha$  : 地表面粗度区分に応じて求められる係数 = 0.15

以上より, 減速圧  $q$  は

$$E_r = 1.7 \times (58.4749/350)^{0.15}$$

$$= 1.299822$$

$$= 1.3$$

$$E = 1.3^2 \times 2$$

$$= 3.38$$

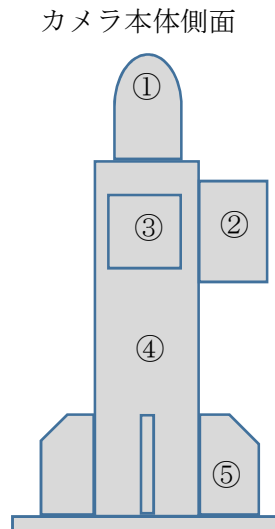
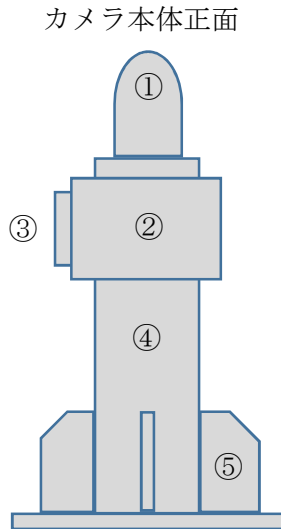
$$q = 0.6 \times 3.38 \times 30^2$$

$$= 1825.2$$

$$= \underline{1826 \text{ N/mm}^2}$$

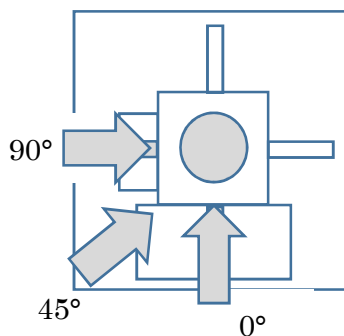
<津波・構内監視カメラ（カメラ本体）への受風角度及び各種値>

以下に津波・構内監視カメラ（カメラ本体）の受風角度及び各種値（B, H, C f）を示す。  
 なお、風力係数C fは日本建築学会 建築物荷重指針・同解説（2004）の値を使用する。

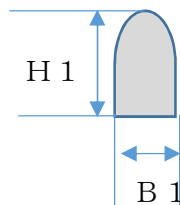


- （被対象物）
- ①監視カメラ
  - ②機器収納箱
  - ③プルボックス
  - ④架台
  - ⑤架台下部

①監視カメラ



垂直断面



①監視カメラ

被対象物幅B 1

$$B 1=0.1788 \text{ m}$$

被対象物高さH1

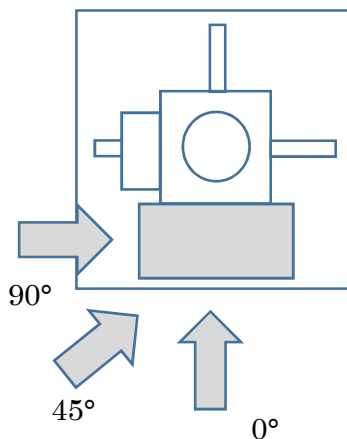
$$H 1=0.2949 \text{ m}$$

風力係数C f 1

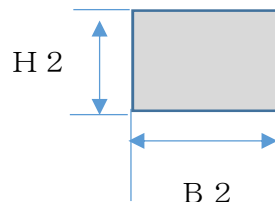
水平断面積形状：円形

$$C f 1=1.2$$

②機器収納箱



垂直断面



②機器収納箱

被対象物幅B 2

$$B 2=0.48 \text{ m}$$

被対象物高さH2

$$H 2=0.3 \text{ m}$$

風力係数C f 2

水平断面積形状：長方形

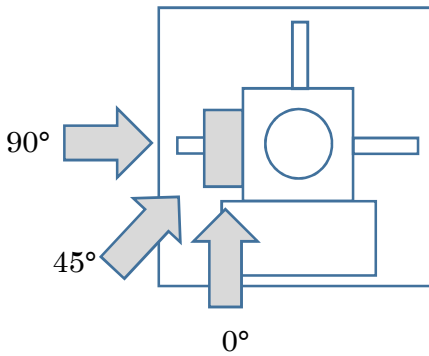
$$0C f y 2=2.4(0^\circ)$$

$$45C f x 2=0.7(45^\circ)$$

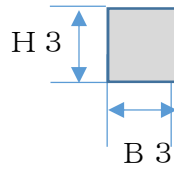
$$45C f y 2=1.6(45^\circ)$$

$$90C f x 2=0.8(90^\circ)$$

③プルボックス



垂直断面



③プルボックス

被対象物幅 B3

$$B3 = 0.25 \text{ m}$$

被対象物高さ H3

$$H3 = 0.25 \text{ m}$$

風力係数 C f 3

水平断面積形状：長方形

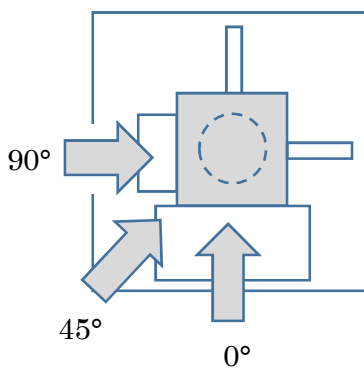
$$0Cf_{y3} = 0.8 (0^\circ)$$

$$45Cf_{x3} = 1.6 (45^\circ)$$

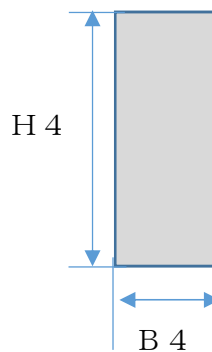
$$45Cf_{y3} = 0.7 (45^\circ)$$

$$90Cf_{x3} = 2.4 (90^\circ)$$

④架台



垂直断面



④架台

被対象物幅 B4

$$B4 = 0.3 \text{ m}$$

被対象物高さ H4

$$H4 = 0.95 \text{ m}$$

風力係数 C f 4

水平断面積形状：正方形

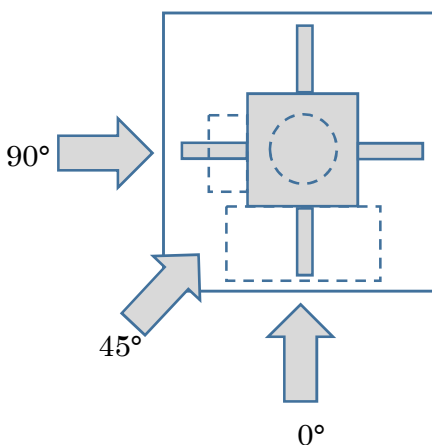
$$0Cf_{y4} = 2.1 (0^\circ)$$

$$45Cf_{x4} = 1.6 (45^\circ)$$

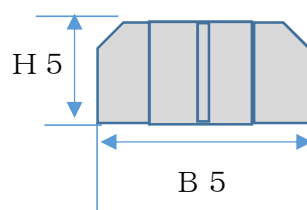
$$45Cf_{y4} = 1.6 (45^\circ)$$

$$90Cf_{x4} = 2.1 (90^\circ)$$

⑤ 架台下部



垂直断面



⑤架台下部

被対象物幅 B5

$$B5 = 0.7 \text{ m}$$

被対象物高さ H5

$$H5 = 0.25 \text{ m}$$

風力係数 C f 5

水平断面積形状：L形

$$0Cf_{y5} = 1.9 (0^\circ)$$

$$45Cf_{x5} = 2.3 (45^\circ)$$

$$45Cf_{y5} = 2.3 (45^\circ)$$

$$90Cf_{x5} = 1.9 (90^\circ)$$



各被対象物①～⑤の風荷重 $P_K$ を求める。

①監視カメラの風荷重 $P_{K1}$

$$\begin{aligned}P_{K1} &= q \times B1 \times H1 \times C f 1 \\ &= 1826 \times 0.1788 \times 0.2949 \times 1.2 \\ &= 115.5 \text{ N}\end{aligned}$$

②機器収納箱の風荷重 $P_{K2}$

$$P_{K2} = q \times B2 \times H2 \times (0Cfy2, 45Cfx2, 45Cfy2, 90Cfx2)$$

$$0Pky2 = 1826 \times 0.48 \times 0.3 \times 2.4$$

$$= 631.1 \text{ N}$$

$$45P_{Kx2} = 1826 \times 0.48 \times 0.3 \times 0.7$$

$$= 184.1 \text{ N}$$

$$45P_{Ky2} = 1826 \times 0.48 \times 0.3 \times 1.6$$

$$= 420.7 \text{ N}$$

$$90P_{Kx2} = 1826 \times 0.48 \times 0.3 \times 0.8$$

$$= 210.4 \text{ N}$$

③プルボックスの風荷重 $P_{K3}$

$$P_{K3} = q \times B3 \times H3 \times (0Cfy3, 45Cfx3, 45Cfy3, 90Cfx3)$$

$$0Pky3 = 1826 \times 0.25 \times 0.25 \times 0.8$$

$$= 91.3 \text{ N}$$

$$45P_{Kx3} = 1826 \times 0.25 \times 0.25 \times 1.6$$

$$= 182.6 \text{ N}$$

$$45P_{Ky3} = 1826 \times 0.25 \times 0.25 \times 0.7$$

$$= 79.89 \text{ N}$$

$$90P_{Kx3} = 1826 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.4$$

$$= 273.9 \text{ N}$$

④架台の風荷重 $P_{K4}$

$$P_{K4} = q \times B4 \times H4 \times (0Cfy4, 45Cfx4, 45Cfy4, 90Cfx4)$$

$$0Pky4 = 1826 \times 0.3 \times 0.95 \times 2.1$$

$$= 1093 \text{ N}$$

$$45P_{Kx4} = 1826 \times 0.3 \times 0.95 \times 1.6$$

$$= 832.7 \text{ N}$$

$$45P_{Ky4} = 1826 \times 0.3 \times 0.95 \times 1.6$$

$$= 832.7 \text{ N}$$

$$90P_{Kx4} = 1826 \times 0.3 \times 0.95 \times 2.1$$

$$= 1093 \text{ N}$$

⑤架台下部の風荷重  $P_{k5}$

$$P_{k5} = q \times B5 \times H5 \times (0Cfy5, 45Cfx5, 45Cfy5, 90Cfx5)$$

$$0Pky5 = 1826 \times 0.7 \times 0.25 \times 1.9$$

$$= 607.1 \text{ N}$$

$$45Pky5 = 1826 \times 0.7 \times 0.25 \times 2.3$$

$$= 735.0 \text{ N}$$

$$45Pky5 = 1826 \times 0.7 \times 0.25 \times 2.3$$

$$= 735.0 \text{ N}$$

$$90Pky5 = 1826 \times 0.7 \times 0.25 \times 1.9$$

$$= 607.1 \text{ N}$$

各被対象物①～⑤に作用する風荷重を風角度ごとに足し合わせる。

風角度  $0^\circ$  (Y 方向風)

$$0Pk = Pk1 + 0Pky2 + 0Pky3 + 0Pky4 + 0Pky5$$

$$= 115.5 + 631.1 + 91.3 + 1093 + 607.1$$

$$= 2538 \text{ N}$$

風角度  $45^\circ$  (X-Y 方向風)

$$45Pk = Pk1 + \sqrt{((45Pky2)^2 + (45Pky3)^2)} + \sqrt{((45Pky4)^2 + (45Pky5)^2)} + \sqrt{((45Pky2)^2 + (45Pky3)^2)} + \sqrt{((45Pky4)^2 + (45Pky5)^2)}$$

$$= 115.5 + \sqrt{(184.1^2 + 420.7^2)} + \sqrt{(182.6^2 + 79.89^2)} + \sqrt{(832.7^2 + 832.7^2)} + \sqrt{(735^2 + 735^2)}$$

$$= 2991 \text{ N}$$

風角度  $90^\circ$  (X 方向風)

$$90Pk = Pk1 + 90Pky2 + 90Pky3 + 90Pky4 + 90Pky5$$

$$= 115.5 + 210.4 + 273.9 + 1093 + 607.1$$

$$= 2300 \text{ N}$$

風荷重  $P_k$  は各角度の風荷重のうち、厳しいものとする。

$$P_k = \text{Max}(0Pk, 45Pk, 90Pk)$$

$$= \text{Max}(2538, 2991, 2300)$$

$$= \underline{2991 \text{ N}}$$

<積雪荷重>

カメラ本体（架台を含む）に作用する積雪荷重  $P_s$  は次式にて求める。

$$P_s = d_s \cdot \rho_s \cdot A$$

ここで

$$d_s : \text{垂直堆積量} = 30 \text{ cm}$$

$$\rho_s : \text{単位荷重} = 20 \text{ N/cm/m}^2$$

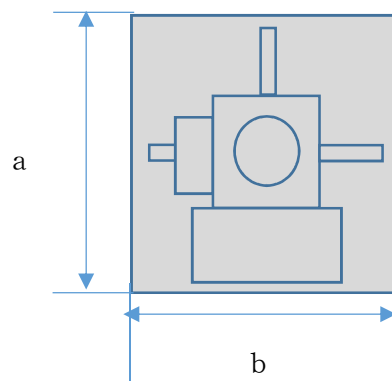
A : 水平投影面積

$$A = a \times b$$

$$= 800 \times 800$$

$$= 640000 \text{ mm}^2$$

$$= 0.64 \text{ m}^2$$



以上より,

$$P_s = 30 \times 20 \times 0.64$$

$$= \underline{384 \text{ N}}$$

<応力計算>

①引張応力

基礎ボルトに作用する引張力  $F_b$

$$F_b = \frac{(m \cdot g + 0.35 P_s) \cdot C_H \cdot h + P_k \cdot h - (m \cdot g + 0.35 P_s) \cdot (1 - C_V) \cdot \ell_2}{n_f \cdot (\ell_1 + \ell_2)}$$
$$= \frac{(355 \times 9.80665 + 0.35 \times 384) \times 2.45 \times 1494.9 + 2991 \times 1494.9 - (355 \times 9.80665 + 0.35 \times 384) \times (1 - 1.88) \times 300}{2 \times (300 + 300)}$$
$$= 15557.12$$
$$= \underline{15560 \text{ N}}$$

基礎ボルトに作用する引張応力  $\sigma_b$

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$
$$= 15560 / 201.1$$
$$= 77.37444$$
$$= \underline{78 \text{ MPa}}$$

②せん断応力

基礎ボルトに作用するせん断力  $Q_b$

$$Q_b = (m \cdot g + 0.35 P_s) \cdot C_H$$
$$= (355 \times 9.80665 + 0.35 \times 384) \times 2.45$$
$$= 8858.614$$
$$= \underline{8859 \text{ N}}$$

基礎ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力

$$\tau_b = \frac{Q_b + P_k}{n \cdot A_b}$$
$$= (8859 + 2990) / (4 \times 201.1)$$
$$= 14.73023$$
$$= \underline{15 \text{ MPa}}$$

③F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点  $S_y$  と設計引張強さ  $S_u$  は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

40°C における  $S_y = 205 \text{ MPa}$

40°C における  $S_u = 520 \text{ MPa}$

$F_1 = \text{Min}(S_y, 0.7 S_u)$

$$\begin{aligned}
&= \text{Min}(205, 0.7 \times 520) \\
&= \text{Min}(205, 64) \\
&= \underline{205 \text{ MPa}}
\end{aligned}$$

④許容引張応力

許容引張応力  $f_{ts1}$

$$f_{ts1} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_{b1}, f_{to1})$$

$$f_{to1} = F_1 / 2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 205 / 2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 123$$

$$f_{ts1} = \text{Min}(1.4 \times 123 - 1.6 \times 15, 123)$$

$$= \text{Min}(148, 123)$$

$$= \underline{123 \text{ MPa}}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑤許容せん断応力

許容せん断応力  $f_{sb1}$

$$f_{sb1} = F_1 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 94.685444$$

$$= \underline{94 \text{ MPa}}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑥応力評価結果

カメラ本体の応力評価結果を表 6.10.1-1 に示す。

表 6.10.1-1 カメラ本体の応力評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	78	123*	OK
	せん断	15	94	OK

注記 \* :  $f_{ts1} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to1} - 1.6 \cdot \tau_{b1}, f_{to1}]$ より算出

(2) 中央制御室制御盤

a. 一般事項

図 6.10.1-3 に津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤）の概略構造図を示す。

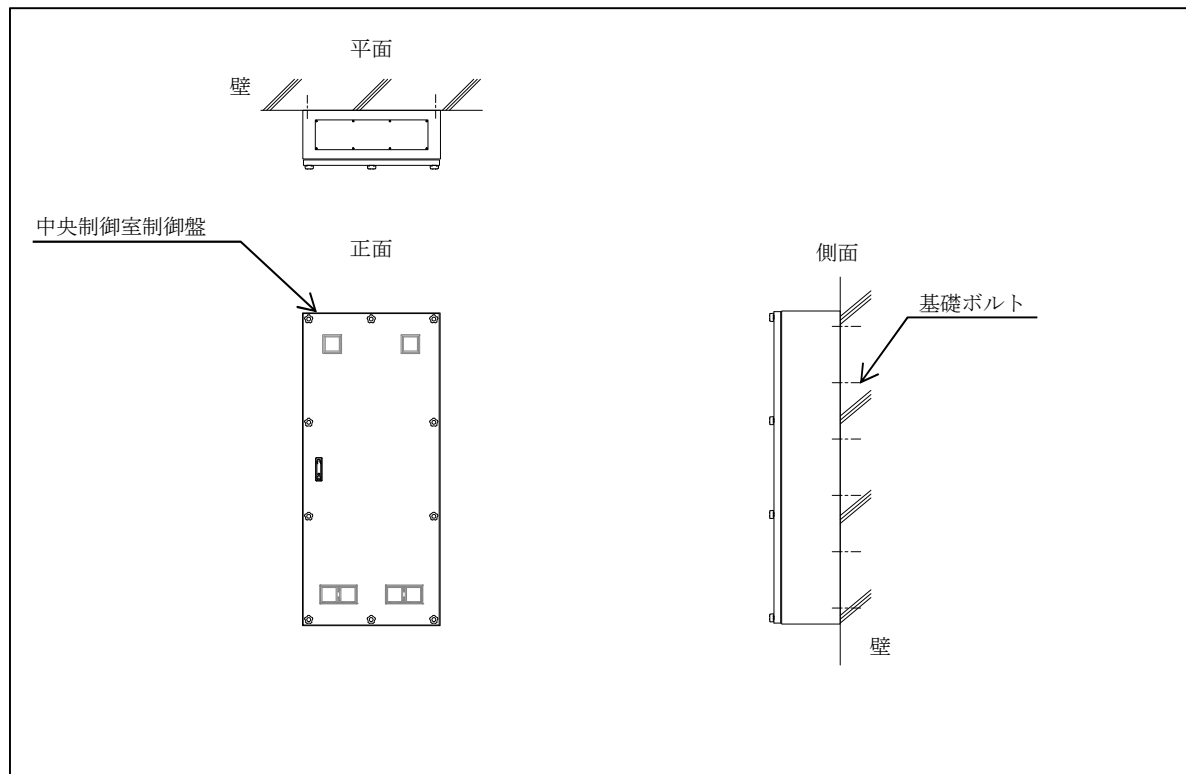


図 6.10.1-3 概略構造図(中央制御室制御盤)

b. 計算条件

<設計用地震力>

壁掛形の盤なので設置場所（中央制御室）上階の最大応答加速度を適用する。

$S_s$  水平方向震度 ( $C_H$ ) :1.55

鉛直方向震度 ( $C_V$ ) :1.17

<雰囲気温度>

40℃ （中央制御室）

c. 固有周期

津波・構内監視カメラ（中央制御室制御盤）の固有周期は、振動試験装置による共振検索試験にて求める。結果、固有周期は0.05秒以下であることを確認したため剛である。

d. 応力計算

①引張応力

水平方向の引張力  $F_{b11}$

$$\begin{aligned} F_{b11} &= \frac{m_1 \cdot (1 + C_V) \cdot h_1 \cdot g}{n_{fV1} \cdot \ell_{21}} + \frac{m_1 \cdot C_H \cdot h_1 \cdot g}{n_{fH1} \cdot \ell_{31}} \\ &= (303 \times (1+1.17) \times 165 \times 9.80665) / (2 \times 1800) + (303 \times 1.55 \times 165 \times 9.80665) / (6 \times 820) \\ &= 449.9912 \\ &= \underline{450 \text{ N}} \end{aligned}$$

鉛直方向の引張力  $F_{b21}$

$$\begin{aligned} F_{b21} &= \frac{m_1 \cdot (1 + C_V) \cdot h_1 \cdot g + m_1 \cdot C_H \cdot \ell_{11} \cdot g}{n_{fV1} \cdot \ell_{21}} \\ &= (303 \times (1+1.17) \times 165 \times 9.80665 + 303 \times 1.55 \times 879 \times 9.80665) / (2 \times 1800) \\ &= 1420.089 \\ &= \underline{1420 \text{ N}} \end{aligned}$$

ボルトに作用する引張力  $F_{b1}$

$$\begin{aligned} F_{b1} &= \text{Max}(F_{b11}, F_{b21}) \\ &= \text{Max}(450, 1420) \\ &= \underline{1420 \text{ N}} \end{aligned}$$

ボルトに作用する引張応力  $\sigma_{b1}$

$$\begin{aligned} \sigma_{b1} &= \frac{F_{b1}}{A_{b1}} \\ &= 1420 / 201.1 \\ &= 7.061163 \\ &= \underline{7 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

②せん断応力

水平方向地震によるせん断力  $Q_{b11}$

$$Q_{b11} = m_1 \cdot C_H \cdot g$$

$$\begin{aligned}
&=303 \times 1.55 \times 9.80665 \\
&=4605.693 \\
&=\underline{4606 \text{ N}}
\end{aligned}$$

鉛直方向地震によるせん断力  $Q_{b21}$

$$\begin{aligned}
Q_{b21} &= m_1 \cdot (1 + C_v) \cdot g \\
&= 303 \times (1 + 1.17) \times 9.80665 \\
&= 6447.970 \\
&= \underline{6448 \text{ N}}
\end{aligned}$$

ボルトに作用するせん断力  $Q_{b1}$

$$\begin{aligned}
Q_{b1} &= \sqrt{(Q_{b11})^2 + (Q_{b21})^2} \\
&= \sqrt{4606^2 + 6448^2} \\
&= 7924.137 \\
&= \underline{7924 \text{ N}}
\end{aligned}$$

ボルト 1 本あたりに作用するせん断応力  $\tau_b$

$$\begin{aligned}
\tau_{b1} &= \frac{Q_{b1}}{n_1 \cdot A_{b1}} \\
&= 7925 / (12 \times 201.1) \\
&= 3.284021 \\
&= \underline{4 \text{ N}}
\end{aligned}$$

### ③ F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点  $S_y$  と設計引張強さ  $S_u$  は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^\circ\text{C} \text{における } S_y = 205 \text{ MPa}$$

$$40^\circ\text{C} \text{における } S_u = 520 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
F_1 &= \text{Min}(S_y, 0.7 S_u) \\
&= \text{Min}(205, 0.7 \times 520) \\
&= \text{Min}(205, 364) \\
&= \underline{205 \text{ MPa}}
\end{aligned}$$

### ④ 許容引張応力

許容引張応力  $f_{ts1}$

$$f_{ts1} = \text{Min}(1.4 \times f_{to1} - 1.6 \times \tau_{b1}, f_{to1})$$



$$f_{t\ o1} = F_1 / 2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 205 / 2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 123$$

$$f_{t\ s1} = \text{Min}(1.4 \times 123 - 1.6 \times 4, 123)$$

$$= \text{Min}(165, 123)$$

$$= \underline{123 \text{ MPa}}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑤許容せん断応力

許容せん断応力  $f_{sb1}$

$$f_{sb1} = F_1 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 94.685444$$

$$= \underline{94 \text{ MPa}}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑥応力評価結果

中央制御室制御盤の応力評価結果を表 6.10.1-2 に示す。

表 6.10.1-2 中央制御室制御盤の応力評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	7	123*	OK
	せん断	4	94	OK

注記 \* :  $f_{t\ s1} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{t\ o1} - 1.6 \cdot \tau_{b1}, f_{t\ o1}]$ より算出

### (3) 緊急時対策所制御盤

#### a. 一般事項

図 6.10.1-4 に津波・構内監視カメラ（緊急時対策所制御盤）の概略構造図を示す。

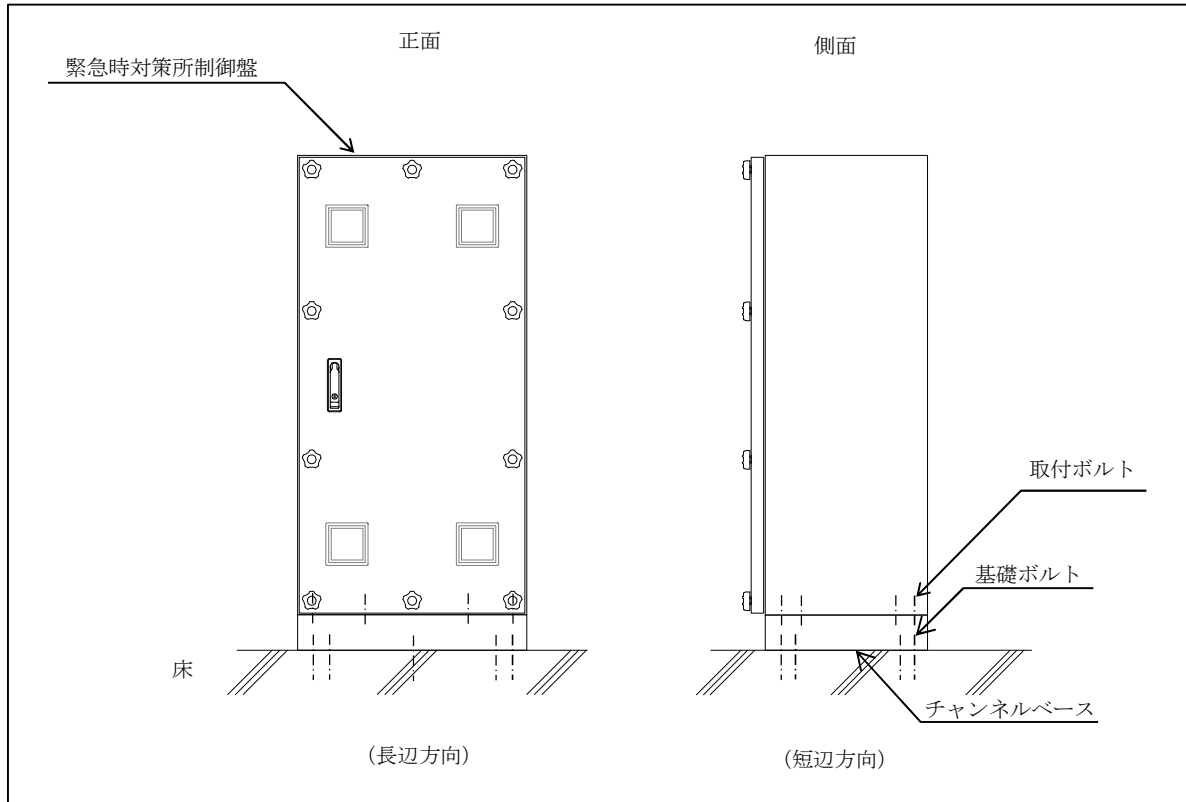


図 6.10.1-4 概略構造図(緊急時対策所制御盤)

#### b. 計算条件

<設計用地震力>

設置場所（緊急時対策所）の最大応答加速度を適用する。

$S_s$  水平方向震度 ( $C_H$ ) : 1.54

鉛直方向震度 ( $C_V$ ) : 1.36

<雰囲気温度>

40℃（緊急時対策所）

#### c. 固有値解析

津波・構内監視カメラ（緊急時対策所制御盤）の固有周期は、振動試験装置による共振検索試験にて求める。結果、固有周期は 0.05 秒以下であることを確認したため剛である。

d. 応力計算

基礎ボルト (i=1), 取付ボルト (i=2)それぞれについて計算する。

①引張応力

<基礎ボルト (i=1)>

長辺方向の引張力  $F_{b1-1}$

$$\begin{aligned} F_{b1-1} &= \frac{m_1 \cdot C_H \cdot h_1 \cdot g - m_1 \cdot (1 - C_V) \cdot \ell_{21} \cdot g}{n_{f1} \cdot (\ell_{11} + \ell_{21})} \\ &= (217 \times 1.54 \times 701 \times 9.80665 - 217 \times (1 - 1.36) \times 298 \times 9.80665) / (2 \times (292 + 298)) \\ &= 2140.342 \\ &= 2140 \text{ N} \end{aligned}$$

短辺方向の引張力  $F_{b1-2}$

$$\begin{aligned} F_{b1-2} &= \frac{m_1 \cdot C_H \cdot h_1 \cdot g - m_1 \cdot (1 - C_V) \cdot \ell_{21} \cdot g}{n_{f1} \cdot (\ell_{11} + \ell_{21})} \\ &= (217 \times 1.54 \times 701 \times 9.80665 - 217 \times (1 - 1.36) \times 212 \times 9.80665) / (3 \times (188 + 212)) \\ &= 2049.767 \\ &= 2050 \text{ N} \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張力  $F_{b1}$

$$\begin{aligned} F_{b1} &= \text{Max}(F_{b1-1}, F_{b1-2}) \\ &= \text{Max}(2140, 2050) \\ &= \underline{2140 \text{ N}} \end{aligned}$$

基礎ボルトに生じる引張応力  $\sigma_{b1}$

$$\begin{aligned} \sigma_{b1} &= \frac{F_{b1}}{A_{b1}} \\ &= 2140 / 201.1 \\ &= 10.64147 \\ &= \underline{11 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

<取付ボルト (i=2)>

長辺方向の引張力  $F_{b2-1}$

$$\begin{aligned} F_{b2-1} &= \frac{m_2 \cdot C_H \cdot h_2 \cdot g - m_2 \cdot (1 - C_V) \cdot \ell_{22} \cdot g}{n_{f2} \cdot (\ell_{12} + \ell_{22})} \\ &= (198 \times 1.54 \times 648 \times 9.80665 - 198 \times (1 - 1.36) \times 298 \times 9.80665) / (2 \times (292 + 298)) \\ &= 1818.632 \\ &= 1819 \text{ N} \end{aligned}$$

短辺方向の引張力  $F_{b2-2}$

$$\begin{aligned} F_{b2-2} &= \frac{m_2 \cdot C_H \cdot h_2 \cdot g - m_2 \cdot (1 - C_V) \cdot \ell_{22} \cdot g}{n_2 \cdot (\ell_{12} + \ell_{22})} \\ &= (198 \times 1.54 \times 648 \times 9.80665 - 198 \times (1 - 1.36) \times 212 \times 9.80665) / (2 \times (188 + 212)) \\ &= 2607.337 \\ &= 2607 \text{ N} \end{aligned}$$

取付ボルトに作用する引張力  $F_{b2}$

$$\begin{aligned} F_{b2} &= \text{Max}(F_{b2-1}, F_{b2-2}) \\ &= \text{Max}(1819, 2607) \\ &= \underline{2607 \text{ N}} \end{aligned}$$

取付ボルトに生じる引張応力  $\sigma_{b2}$

$$\begin{aligned} \sigma_{b2} &= \frac{F_{b2}}{A_{b2}} \\ &= 2607 / 113.1 \\ &= 23.0504 \\ &= \underline{23 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

②せん断応力

<基礎ボルト (i=1)>

水平方向地震によるせん断力  $Q_{b1}$

$$\begin{aligned} Q_{b1} &= m_1 \cdot C_H \cdot g \\ &= 217 \times 1.54 \times 9.80665 \\ &= 3277.186 \\ &= \underline{3277 \text{ N}} \end{aligned}$$

基礎ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力  $\tau_{b1}$

$$\begin{aligned} \tau_{b1} &= \frac{Q_{b1}}{n_1 \cdot A_{b1}} \\ &= 3277 / (10 \times 201.1) \\ &= 1.62953 \\ &= \underline{2 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

<取付ボルト (i=2)>

水平方向地震によるせん断力  $Q_{b2}$

$$Q_{b2} = m_2 \cdot C_H \cdot g$$

$$=198 \times 1.54 \times 9.80665$$

$$=2990.244$$

$$=2990 \text{ N}$$

取付ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力  $\tau_{b2}$

$$\tau_{b2} = \frac{Q_{b2}}{n_2 \cdot A_{b2}}$$

$$=2990 / (8 \times 113.1)$$

$$=3.30459$$

$$=4 \text{ MPa}$$

### ③ F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点  $S_y$  と設計引張強さ  $S_u$  は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 205 \text{ MPa}$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 520 \text{ MPa}$$

$$F_i = \text{Min}(S_y, 0.7 S_u)$$

$$= \text{Min}(205, 0.7 \times 520)$$

$$= \text{Min}(205, 364)$$

$$=205 \text{ MPa}$$

### ④ 許容引張応力

< 基礎ボルト (i=1) >

許容引張応力  $f_{ts1}$

$$f_{ts1} = \text{Min}(1.4 \times f_{to1} - 1.6 \times \tau_{b1}, f_{to1})$$

$$f_{to1} = F_1 / 2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 205 / 2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 123$$

$$f_{ts1} = \text{Min}(1.4 \times 123 - 1.6 \times 2, 123)$$

$$= \text{Min}(169, 123)$$

$$=123 \text{ MPa}$$

注：JEAG4601・補-1984 に基づき、後施工アンカの許容応力は 20%低減を考慮する。

< 取付ボルト (i=2) >

許容引張応力  $f_{ts2}$

$$f_{ts2} = \text{Min}(1.4 \times f_{to2} - 1.6 \times \tau_{b2}, f_{to2})$$

$$f_{to2} = F_2 / 2 \times 1.5$$

$$= 205 / 2 \times 1.5$$

$$\begin{aligned}
 &=153.75 \\
 &=153 \\
 f_{ts2} &= \text{Min}(1.4 \times 153 - 1.6 \times 4, 153) \\
 &= \text{Min}(208, 153) \\
 &= \underline{153 \text{ MPa}}
 \end{aligned}$$

⑤許容せん断応力

<基礎ボルト (i=1) >

許容せん断応力  $f_{sb1}$

$$\begin{aligned}
 f_{sb1} &= F_1 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8 \\
 &= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8 \\
 &= 94.68544 \\
 &= \underline{94 \text{ MPa}}
 \end{aligned}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

<取付ボルト (i=2) >

許容せん断応力  $f_{sb2}$

$$\begin{aligned}
 f_{sb2} &= F_2 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \\
 &= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \\
 &= 118.3568 \\
 &= \underline{118 \text{ MPa}}
 \end{aligned}$$

⑥応力評価結果

緊急時対策所制御盤の応力評価結果を表 6.10.1-3 に示す。

表 6.10.1-3 緊急時対策所制御盤の応力評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	11	123*	OK
	せん断	2	94	OK
取付ボルト	引張	23	153*	OK
	せん断	4	118	OK

注記 \* :  $f_{tsi} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{toi} - 1.6 \cdot \tau_{bi}, f_{toi}]$ より算出

(4) 中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ

a. 一般事項

図 6.10.1-5 に津波・構内監視カメラ（中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ）の概略構造図を示す。

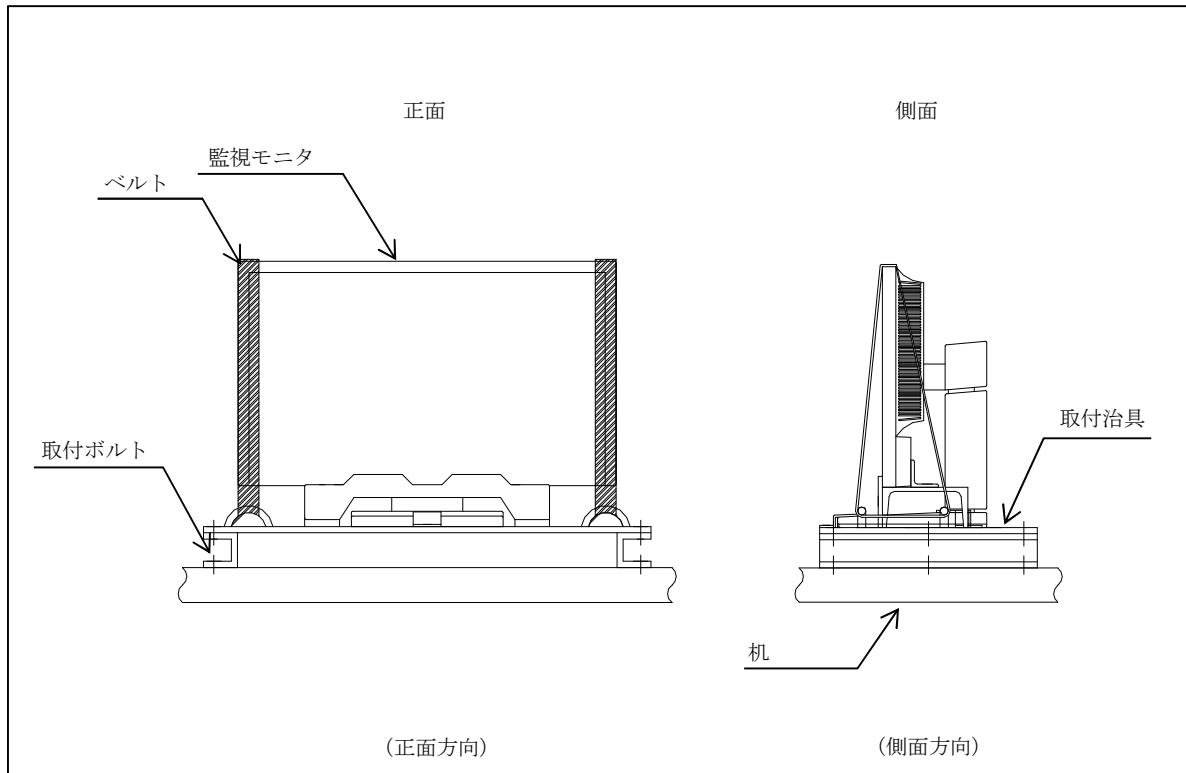


図 6.10.1-5 概略構造図(監視モニタ)

b. 固有値解析

津波・構内監視カメラ（中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタ）の固有周期は、表示モニタを取付治具に取付けた状態で振動試験装置による共振検索試験にて求める。結果、固有周期は 0.05 秒以下であることを確認したため剛である。

c. 評価方針

中央制御室監視モニタ及び緊急時対策所監視モニタは、建屋床に取り付けられた剛構造の机に固定する構造であるため、耐震計算書では、設置する建屋の地震応答解析結果を用いた津波・構内監視カメラ監視モニタの電氣的機能維持評価について示す。

## 6.10.2 取水ピット水位計及び潮位計の設計に関する補足説明

### 6.10.2.1 概要

本資料は、津波監視設備のうち取水ピット水位計及び潮位計の耐震計算の詳細について説明するものである。耐震計算に当たっては、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、強度計算に当たっては、添付書類「V-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」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、取水ピット水位計及び潮位計の耐震計算書及び強度計算書に示した評価について補足するものである。対象となる取水ピット水位計及び潮位計の配置を図 6.10.2-1 に示す



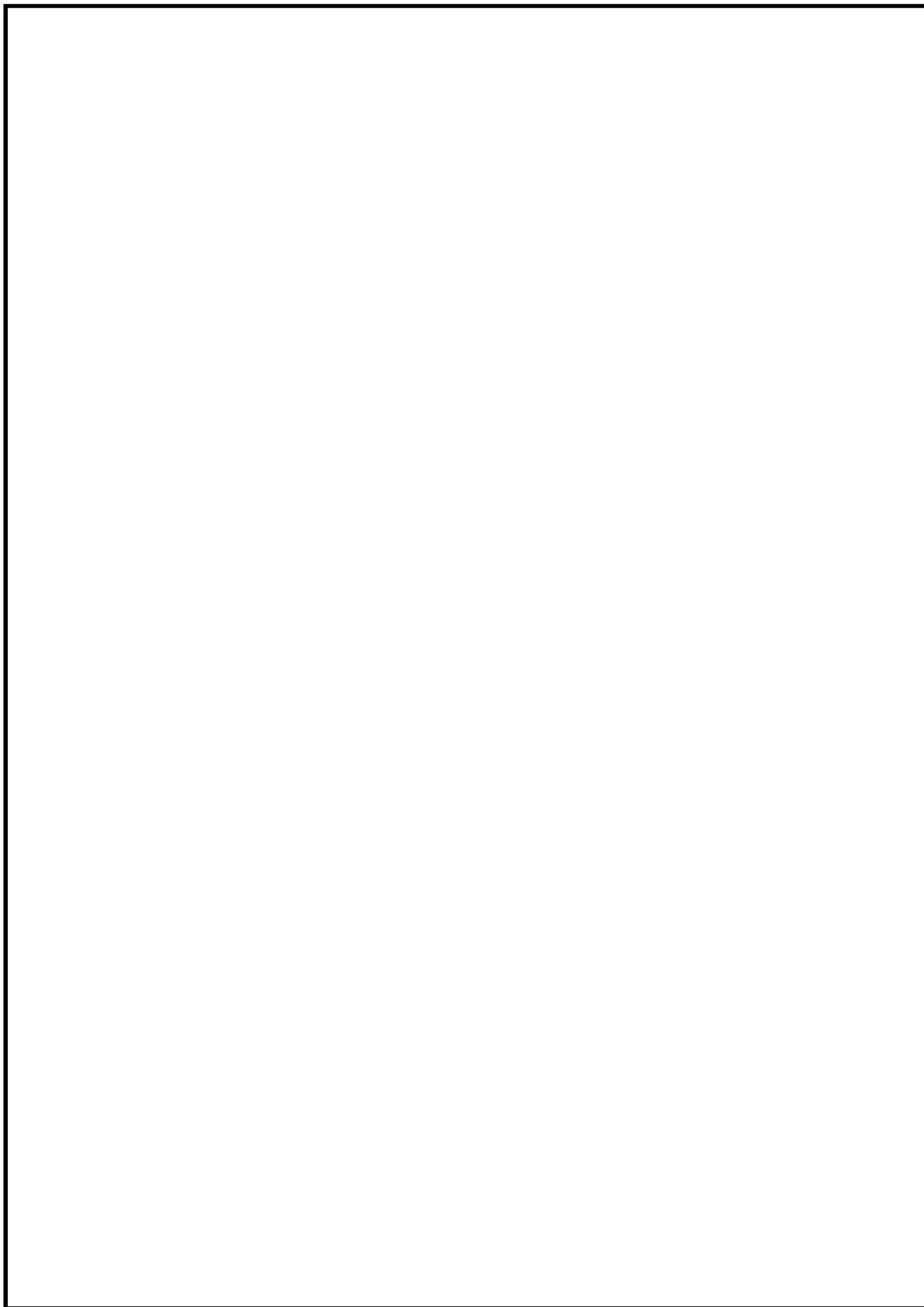


図 6.10.2-1 津波監視設備配置図

## 6.10.2.2 取水ピット水位計の設計に関する補足説明

### a. 一般事項

図6.10.2-2に取水ピット水位計の概略構造図を示す。

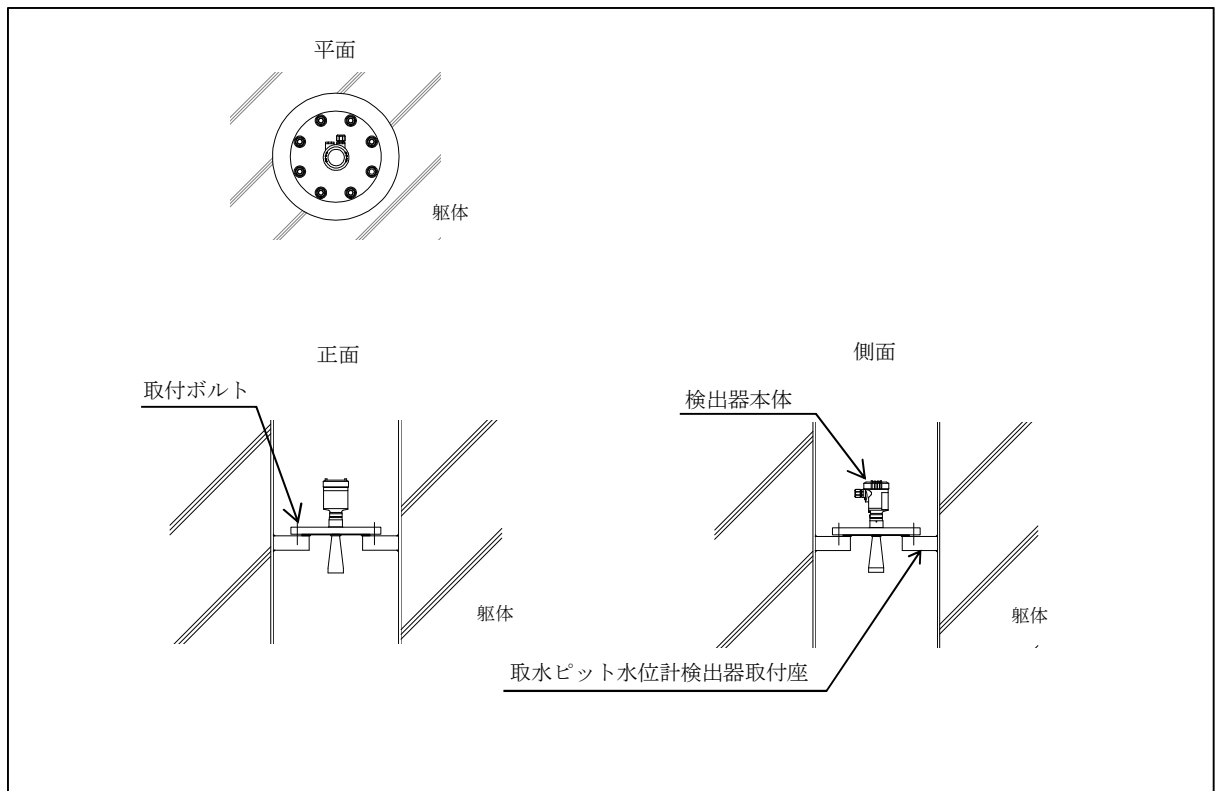


図6.10.2-2 取水ピット水位計の概略構造図

### b. 評価条件

#### <設計用地震力>

設置場所（海水ポンプ室）の最大応答加速度を適用する。

$S_d$  水平方向震度 ( $C_H$ ) : 0.61

鉛直方向震度 ( $C_V$ ) : 0.43

$S_s$  水平方向震度 ( $C_H$ ) : 1.10

鉛直方向震度 ( $C_V$ ) : 1.03

静的震度 水平方向震度 ( $3.6 \cdot C_i$ ) : 0.58

鉛直方向震度 ( $1.2 \cdot C_V$ ) : 0.29

#### <雰囲気温度>

40℃（屋外）

#### <津波荷重水位>

取水ピット水位計の津波荷重水位は添付書類「V-1-1-2-2-3 入力津波の設定」にて設定している取水ピットの入力津波高さを元に設定する。

基準津波 : T.P + 22 m

敷地に遡上する津波 : T.P + 26 m

c. 固有周期

取水ピット水位計の固有周期は、振動試験装置による共振検索試験にて求める。結果、固有周期は0.05秒以下であることを確認したため剛である。

d. 応力計算

<耐震評価>

①引張応力

取付ボルトに作用する引張力  $F_b$

$$F_b = \frac{m \cdot C_H \cdot h \cdot g - m \cdot (1 - C_V) \cdot l_2 \cdot g}{n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$
$$= (17.2 \times 9.80665 \times 1.10 \times 183 - 17.2 \times 9.80665 \times (1 - 1.03) \times 110.9) / (2 \times (110.9 + 110.9))$$
$$= 77.80733$$
$$= \underline{77.81 \text{ (N)}}$$

取付ボルトに作用する引張応力  $\sigma_b$

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$
$$= 77.81 / 201.1$$
$$= 0.3869219$$
$$= \underline{1 \text{ (MPa)}}$$

②せん断応力

取付ボルトに作用するせん断力  $Q_b$

$$Q_b = m \cdot C_H \cdot g$$
$$= 17.2 \times 1.10 \times 9.80665$$
$$= 185.5418$$
$$= \underline{185.5 \text{ (N)}}$$

取付ボルトに作用するせん断応力  $\tau_b$

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b}$$
$$= 185.5 / (8 \times 201.1)$$
$$= 0.1153033$$
$$= \underline{1 \text{ (MPa)}}$$

③ F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点  $S_y$  と設計引張強さ  $S_u$  は 2005 設計・建設規格第

I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^{\circ}\text{C} \text{ における } S_y = 235$$

$$40^{\circ}\text{C} \text{ における } S_u = 400$$

$$\begin{aligned} F &= \text{Min}(S_y, 0.7 S_u) \\ &= \text{Min}(235, 0.7 \times 400) \\ &= \text{Min}(235, 280) \\ &= \underline{235 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

④ 許容引張応力

許容引張応力  $f_{ts}$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$\begin{aligned} f_{to} &= F / 2 \times 1.5 \\ &= 235 / 2 \times 1.5 \\ &= 176.25 \\ &= 176 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ts} &= \text{Min}(1.4 \times 176 - 1.6 \times 1, 176) \\ &= \text{Min}(244, 176) \\ &= \underline{176 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

⑤ 許容せん断応力

許容せん断応力  $f_{sb}$

$$\begin{aligned} f_{sb} &= F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \\ &= 235 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \\ &= 135.677313 \\ &= \underline{135 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

⑥ 耐震評価結果

取水ピット水位計の耐震評価結果を表 6.10.2-1 に示す。

表 6.10.2-1 取水ピット水位計の耐震評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
取付ボルト	引張	1	176*	OK
	せん断	1	135	OK

注記 \* :  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$  より算出

<強度評価（基準津波と余震による重畳時）>

①突き上げ津波荷重( $P_t$ )

取水ピット水位計に作用する突き上げ津波荷重( $P_t$ )

$$P_t = \frac{\rho \cdot g \cdot T h \cdot A_1 + 0.5 \cdot C D \cdot \rho \cdot A_1 \cdot U^2}{10^6}$$

なお、抗力係数 (CD) は日本港湾協会 港湾の施設の技術上の基準・同解説の値を使用する。流れ方向の物体の投影面積 $A_1$ は次式にて求める。

$$\begin{aligned} A_1 &= \left( \frac{B_1}{2} \right)^2 \cdot \pi \\ &= (168/2)^2 \times \pi \\ &= 22167.07 \\ &= 22170 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_t &= (1030 \times 9.80665 \times 22 \times 22170 + 0.5 \times 1.2 \times 1030 \times 22170 \times 2^2) / 10^6 \\ &= 4981.393 \\ &= \underline{4981 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

②引張応力

取付ボルトに作用する引張力 $F_b$

注：鉛直方向の設計震度が1以下の場合は取水ピット水位計の浮上りが起こらないことから、鉛直方向地震荷重を考慮しない。

$$\begin{aligned} F_b &= \frac{m \cdot C_H \cdot h \cdot g - m \cdot (1 - C_V) \cdot l_1 \cdot g + P_t \cdot l_2}{n_f \cdot (l_1 + l_2)} \\ &= (17.2 \times 9.80665 \times 0.61 \times 183 + 4981 \times 110.9) / (2 \times (110.9 + 110.9)) \\ &= 1287.696 \\ &= \underline{1288 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

取付ボルトに作用する引張応力 $\sigma_b$

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{F_b}{A_b} \\ &= 1288 / 201.1 \\ &= 6.40477 \\ &= \underline{7 \text{ (MPa)}} \end{aligned}$$

③せん断応力

取付ボルトに作用するせん断力 $Q_b$

$$Q_b = m \cdot C_H \cdot g$$

$$=17.2 \times 0.61 \times 9.80665$$

$$=102.8914$$

$$=102.9 \text{ (N)}$$

取付ボルトに作用するせん断応力  $\tau_b$

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b}$$

$$=102.9 / (8 \times 201.1)$$

$$=0.06396$$

$$=1 \text{ (MPa)}$$

#### ④ F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点  $S_y$  と設計引張強さ  $S_u$  は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 235$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 400$$

$$F = \text{Min}(S_y, 0.7 S_u)$$

$$= \text{Min}(235, 0.7 \times 400)$$

$$= \text{Min}(235, 280)$$

$$=235 \text{ MPa}$$

#### ⑤ 許容引張応力

許容引張応力  $f_{ts}$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$f_{to} = F / 2 \times 1.5$$

$$= 235 / 2 \times 1.5$$

$$= 176.25$$

$$= 176 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 176 - 1.6 \times 1, 176)$$

$$= \text{Min}(244, 176)$$

$$=176 \text{ MPa}$$

#### ⑥ 許容せん断応力

許容せん断応力  $f_{sb}$

$$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 235 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 135.677313$$

$$=135 \text{ MPa}$$

⑦強度評価結果

取水ピット水位計の強度評価結果を表 6. 10. 2-2 に示す。

表 6. 10. 2-2 取水ピット水位計の強度評価結果（基準津波と余震による重畳時）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
取付ボルト	引張	7	176*	OK
	せん断	1	135	OK

注記 \* :  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

<強度評価（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）>

①突き上げ津波荷重( $P_t$ )

取水ピット水位計に作用する突き上げ津波荷重( $P_t$ )

$$P_t = \frac{m \cdot C_H \cdot h \cdot g - m \cdot (1 - C_V) \cdot \ell_1 \cdot g + P_t \cdot \ell_2}{10^6}$$

なお、抗力係数 (CD) は日本港湾協会 港湾の施設の技術上の基準・同解説の値を使用する。流れ方向の物体の投影面積 $A_1$ は次式にて求める。

$$\begin{aligned} A_1 &= \left[ \frac{B_1}{2} \right]^2 \cdot \pi \\ &= (168/2)^2 \times \pi \\ &= 22167.07 \\ &= 22170 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_t &= (1030 \times 9.80665 \times 26 \times 22170 + 0.5 \times 1.2 \times 1030 \times 22170 \times 2^2) / 10^6 \\ &= 5877.136 \\ &= \underline{5877 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

②引張応力

取付ボルトに作用する引張力 $F_b$

注：鉛直方向の設計震度が1以下の場合は取水ピット水位計の浮上りが起こらないことから、鉛直方向地震荷重を考慮しない。

$$\begin{aligned} F_b &= \frac{m \cdot C_H \cdot h \cdot g - m \cdot (1 - C_V) \cdot \ell_1 \cdot g + P_t \cdot \ell_2}{n_f \cdot (\ell_1 + \ell_2)} \\ &= (17.2 \times 9.80665 \times 0.61 \times 183 + 5877 \times 110.9) / (2 \times (110.9 + 110.9)) \\ &= 1511.696 \\ &= \underline{1512 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

取付ボルトに作用する引張応力  $\sigma_b$

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{F_b}{A_b} \\ &= 1512/201.1 \\ &= 7.518647 \\ &= \underline{8 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

### ③せん断応力

取付ボルトに作用するせん断力  $Q_b$

$$\begin{aligned}Q_b &= m \cdot C_H \cdot g \\ &= 17.2 \times 0.61 \times 9.80665 \\ &= 102.8914 \\ &= \underline{102.9 \text{ (N)}}\end{aligned}$$

取付ボルトに作用するせん断応力  $\tau_b$

$$\begin{aligned}\tau_b &= \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \\ &= 102.9 / (8 \times 201.1) \\ &= 0.06396 \\ &= \underline{1 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

### ④F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点  $S_y$  と設計引張強さ  $S_u$  は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 235$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 400$$

$$F = \text{Min}(S_y, 0.7 S_u)$$

$$= \text{Min}(235, 0.7 \times 400)$$

$$= \text{Min}(235, 280)$$

$$= \underline{235 \text{ MPa}}$$

### ⑤許容引張応力

許容引張応力  $f_{ts}$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$f_{to} = F / 2 \times 1.5$$



$$=235/2 \times 1.5$$

$$=176.25$$

$$=176 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 176 - 1.6 \times 1, 176)$$

$$= \text{Min}(244, 176)$$

$$= \underline{176 \text{ MPa}}$$

⑥許容せん断応力

許容せん断応力  $f_{sb}$

$$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 235 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 135.677313$$

$$= \underline{135 \text{ MPa}}$$

⑦強度評価結果

取水ピット水位計の強度評価結果を表 6.10.2-3 に示す。

表 6.10.2-3 取水ピット水位計の強度評価結果（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
取付ボルト	引張	8	176*	OK
	せん断	1	135	OK

注記 \* :  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

### 6.10.2.3 潮位計の設計に関する補足説明

#### (1) 潮位計（検出器）

##### a. 一般事項

図6.10.2-3に潮位計（検出器）の概略構造図を示す。

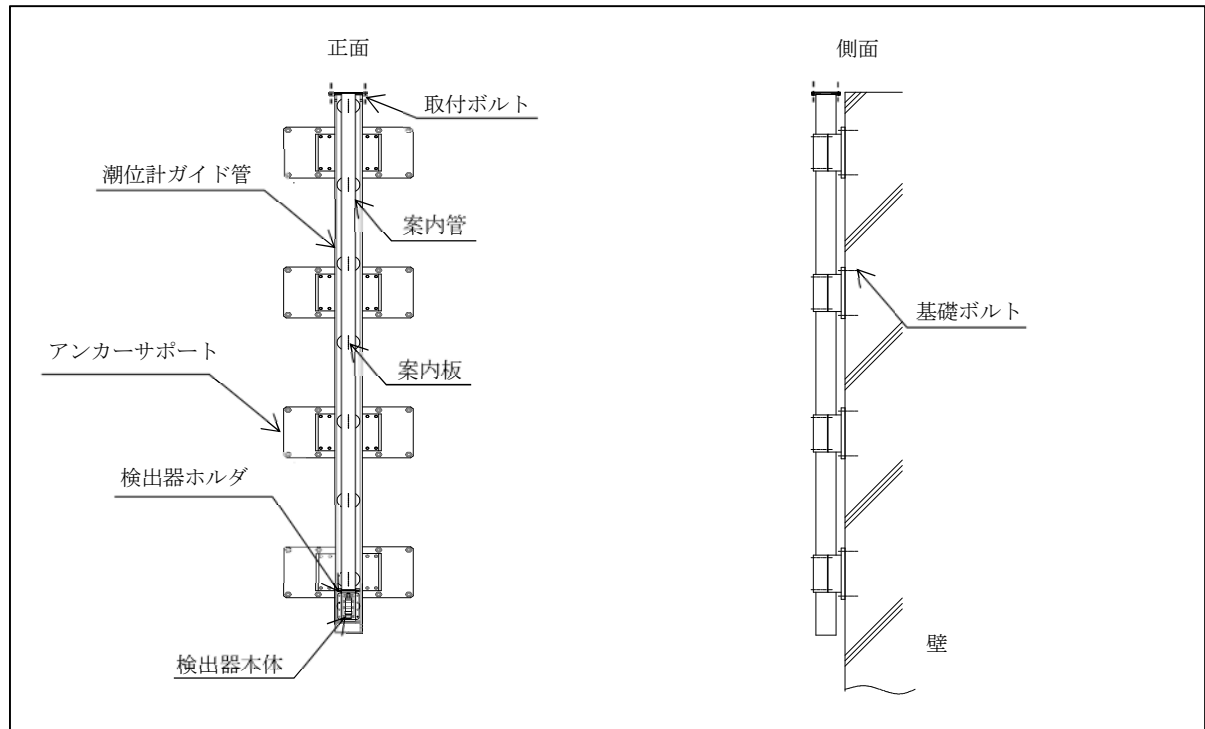


図6.10.2-3 潮位計（検出器）の概略構造図

##### b. 評価条件

###### <設計用地震力>

設置場所（取水路）の最大応答加速度を適用する。

$S_d$  水平方向震度 ( $C_H$ ) : 0.61

鉛直方向震度 ( $C_V$ ) : 0.39

$S_s$  水平方向震度 ( $C_H$ ) : 1.04

鉛直方向震度 ( $C_V$ ) : 0.95

静的震度 水平方向震度 ( $3.6 \cdot C_i$ ) : 0.58

鉛直方向震度 ( $1.2 \cdot C_V$ ) : 0.29

###### <霧囲気温度>

40°C（屋外）

###### <津波荷重水位>

潮位計（検出器）の津波荷重水位は添付書類「V-1-1-2-2-3 入力津波の設定」にて設定している防潮堤前面（敷地前面東側）の入力津波高さを元に設定する。

基準津波 : T.P + 20 m

敷地に遡上する津波 : T.P + 24 m

c. 固有周期の算出

＜潮位計ガイド管の固有周期＞

潮位計（検出器）は潮位計ガイド管の内部に設置されるため、潮位計ガイド管全体の固有周期を求める。固有周期の算出では潮位計ガイド管を固定するアンカーサポート4ヶ所のうち、両端2カ所のアンカーサポートにて固定されるものとしてモデル化する。固有周期の計算モデル及び算出式は「JEAG4601-1987 固有周期計算モデルと評価法の例」を参考に用いる。固有周期の計算モデルを図6.10.2-4に示す。

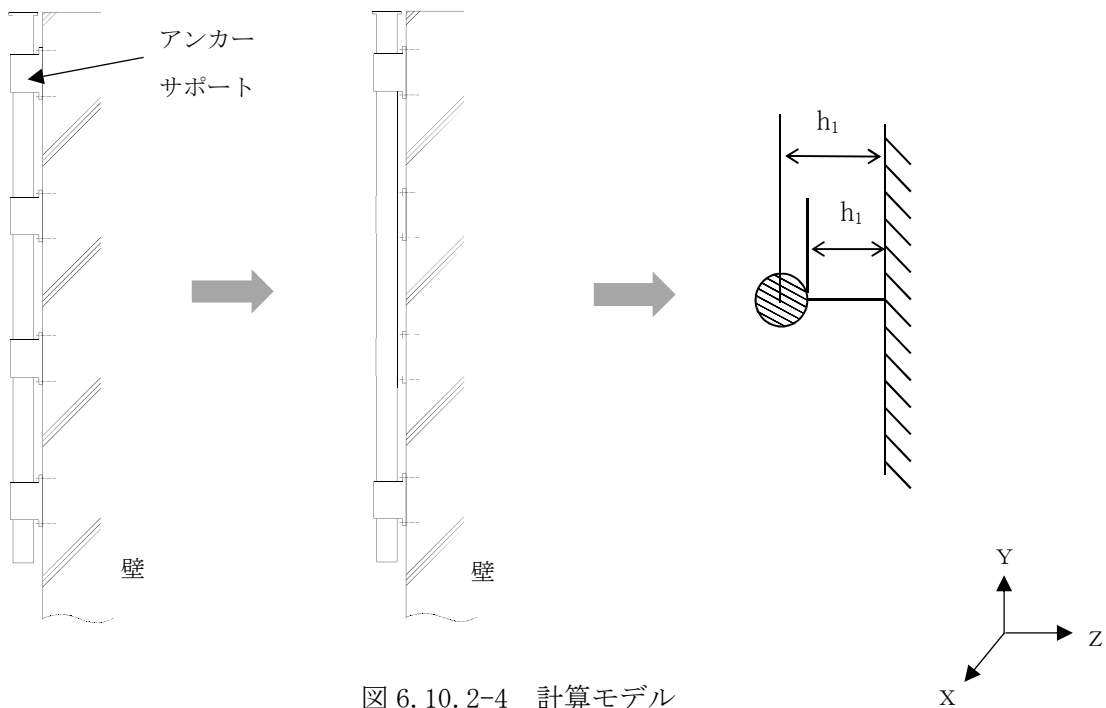


図 6.10.2-4 計算モデル

① 水平方向（X方向，Z方向）

X方向に対する固有周期 $T_1$ を次式で求める。

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{R+W}{10^3 \cdot K_1}}$$

X方向のばね定数 $K_1$ は次式で求める。

$$K_1 = \frac{1}{\frac{h_1^2 \cdot (3 \cdot h - h_1)}{6 \cdot E \cdot I_x} + \frac{(h - h_1) \cdot h_1 \cdot (h - h_1/2)}{E \cdot I_x} + \frac{h_1}{G \cdot A_s}}$$

ここで

E：縦弾性係数

$I_x$ ：アンカーサポートの縦方向軸に対する断面二次モーメント

$A_s$ ：アンカーサポートの最小有効せん断断面積

G：せん断弾性係数

$h_1$ ：取付面からガイド管間距離

h：取付面からガイド管中心間距離

R：サポート1本当たりで受ける質量

W：サポート1本当たりの質量

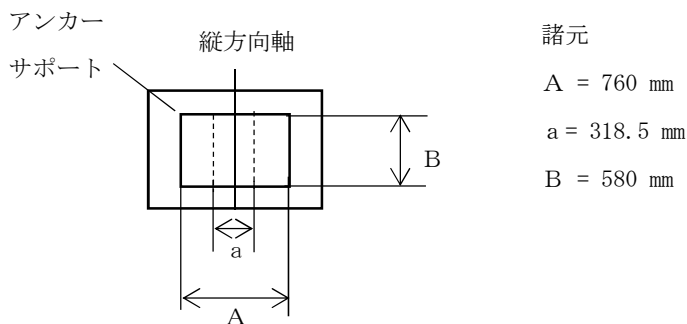
m：質量

縦弾性係数EをJ SME NC 1 付録図表Part6表1より、比例法を用いて求める。

20°CにおけるE：195000 MPa，50°CにおけるE：193000 MPa

$$40^\circ\text{CにおけるE} = 195000 + (195000 - 193000) / (20 - 50) \times (40 - 20) \\ = 194000 \text{ (MPa)}$$

$I_x$ 及び $A_s$ を算出するためのモデル図及び諸元を以下に示す。



$$I_x = (B \times (A^3 - a^3)) / 12 \\ = (580 \times (760^3 - 318.5^3)) / 12 \\ = 19655554430 \\ = 1.966 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)}$$

最小有効せん断断面積

$$\begin{aligned} A_s &= B \times (A - a) \\ &= 580 \times (760 - 318.5) \\ &= 256070 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

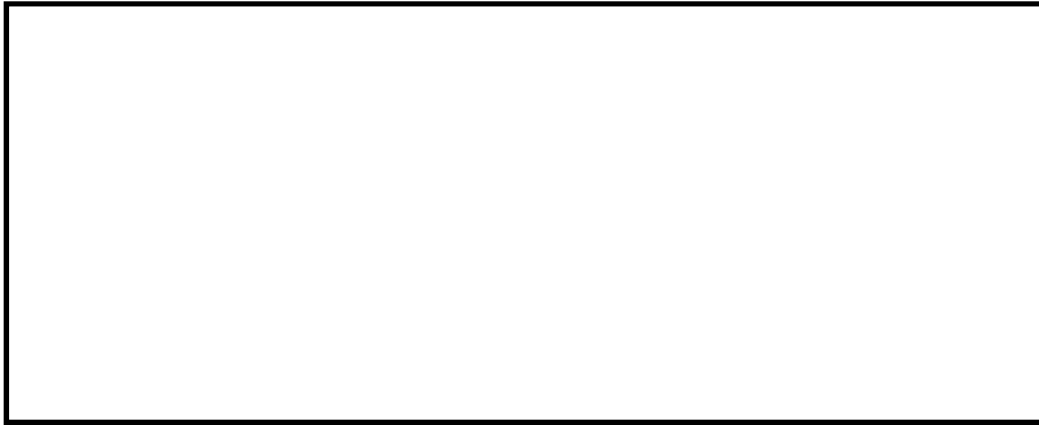
せん断弾性係数  $G = E / (2 \cdot (1 + \nu))$

ここで

$\nu$  : ポアソン比

$$\begin{aligned} G &= 194000 / (2 \times (1 + 0.3)) \\ &= 74615.38462 \\ &= 74600 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

上記より



Z方向は十分な剛性を有していることから、固有周期の計算を省略する。

②鉛直方向（Y方向）

Y方向の固有周期  $T_2$  は次式で求める。

$$T_2 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{10^3 \cdot K_2}}$$

Y方向のばね定数  $K_2$  は次式で求める。

$$K_2 = \frac{1}{\frac{h_1^3}{12 \cdot E \cdot I_y} + \frac{h_1}{G \cdot A_s}}$$

ここで

E : 縦弾性係数

$I_y$  : アンカーサポートの横方向軸に対する断面二次モーメント

$A_s$  : アンカーサポートの最小有効せん断断面積

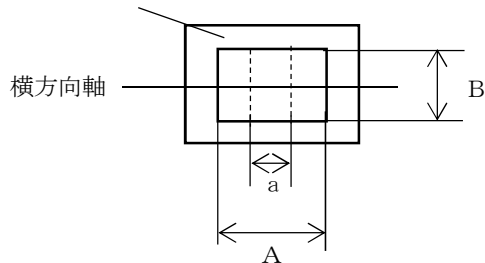
G : せん断弾性係数

$h_1$ :取付面からガイド管間距離

$m$ :質量

$I_y$ 及び $A_s$ を算出するためのモデル図及び諸元を以下に示す。

アンカーサポート



諸元

$$A = 760 \text{ mm}$$

$$a = 318.5 \text{ mm}$$

$$B = 580 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_y &= ((A - a) \times B^3) / 12 \\ &= ((760 - 318.5) \times 580^3) / 12 \\ &= 7178495667 \\ &= 7.179 \times 10^9 \text{ (mm}^4\text{)} \end{aligned}$$

最小有効せん断断面積

$$\begin{aligned} A_s &= B \times (A - a) \\ &= 580 \times (760 - 318.5) \\ &= 256070 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

せん断弾性係数  $G = E / (2 \cdot (1 + \nu))$

ここで

$\nu$  : ポアソン比

$$\begin{aligned} G &= 194000 / (2 \times (1 + 0.3)) \\ &= 74615.38462 \\ &= 74600 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

上記より



### ③固有値計算結果

検出器を含む潮位計ガイド管全体の固有周期は、水平方向及び鉛直方向において 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。

d. 応力計算

<耐震評価>

① 引張応力

水平方向転倒  $F_{b1}$

$$F_{b1} = m \cdot g \cdot \left( \frac{C_H \cdot h}{n_{fH} \cdot l_a} + \frac{(1 + C_H) \cdot h}{n_{fV} \cdot l_b} \right)$$
$$= 7500 \times 9.80665 \times \left( (1.04 \times 445) / (8 \times 1400) + ((1 + 0.95) \times 445) / (4 \times 7294) \right)$$
$$= 5226.6997$$
$$= \underline{5227 \text{ (N)}}$$

鉛直方向転倒  $F_{b2}$

$$F_{b2} = m \cdot g \cdot \left( \frac{C_H \cdot l_3 + (1 + C_H) \cdot h}{n_{fV} \cdot l_b} \right)$$
$$= 7500 \times 9.80665 \times \left( (1.04 \times 7234 + (1 + 0.95) \times 445) / (4 \times 7294) \right)$$
$$= 21153.18$$
$$= \underline{21150 \text{ (N)}}$$

基礎ボルトに作用する引張力  $F_b$

$$F_b = \text{Max}(F_{b1}, F_{b2})$$
$$= \text{Max}(5227, 21150)$$
$$= \underline{21150 \text{ (N)}}$$

基礎ボルトに作用する引張応力  $\sigma_b$

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$
$$= 21150 / 1385$$
$$= 15.270$$
$$= \underline{16 \text{ (MPa)}}$$

②せん断応力

水平方向地震力によるせん断力  $Q_{b1}$

$$Q_{b1} = m \cdot g \cdot C_H$$
$$= 7500 \times 9.80665 \times 1.04$$
$$= 76491.87$$
$$= \underline{76490 \text{ (N)}}$$

鉛直方向地震力によるせん断力  $Q_{b2}$

$$Q_{b2} = m \cdot g \cdot (1 + C_V)$$
$$= 7500 \times 9.80665 \times (1 + 0.95)$$
$$= 143422.3$$

$$=143400 \text{ (N)}$$

基礎ボルトに作用するせん断力  $Q_b$

$$\begin{aligned} Q_b &= \sqrt{(Q_{b1})^2 + (Q_{b2})^2} \\ &= \sqrt{76490^2 + 143400^2} \\ &= 162524.7 \\ &= 162500 \text{ (N)} \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用するせん断応力  $\tau_b$

$$\begin{aligned} \tau_b &= \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \\ &= 162500 / (32 \times 1385) \\ &= 3.666516 \\ &= 4 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

### ③ F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点  $S_y$  と設計引張強さ  $S_u$  は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 175$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 480$$

$$\begin{aligned} F &= \text{Min}(S_y, 0.7 S_u) \\ &= \text{Min}(175, 0.7 \times 480) \\ &= \text{Min}(175, 336) \\ &= 175 \text{ MPa} \end{aligned}$$

### ④ 許容引張応力

許容引張応力  $f_{ts}$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$\begin{aligned} f_{to} &= F / 2 \times 1.5 \times 0.8 \\ &= 175 / 2 \times 1.5 \times 0.8 \\ &= 105 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ts} &= \text{Min}(1.4 \times 105 - 1.6 \times 4, 105) \\ &= \text{Min}(140, 105) \\ &= 105 \text{ MPa} \end{aligned}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき、後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。



⑤許容せん断応力

許容せん断応力  $f_{sb}$

$$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 175 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 80.82904$$

$$= \underline{80 \text{ MPa}}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき、後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑥耐震評価結果

潮位計検出器の耐震評価結果を表 6.10.2-4 に示す。

表 6.10.2-4 潮位計検出器の耐震評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	16	105*	OK
	せん断	4	80	OK

注記 \* :  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

<強度評価（基準津波と余震による重畳時）>

①遡上津波荷重 ( $P_t$ )

潮位計検出器に作用する遡上津波荷重 ( $P_t$ ) は「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省 港湾局 平成 25 年 9 月）」に示されている津波波力算出式を参考に次式にて求める。

$$P_t = 3.0 \cdot \rho \cdot g \cdot a I \cdot 1.5$$

入射津波の静水面上高さ  $aI$  は次式にて求める。

$$a I = \frac{1}{2} \cdot T h$$

$$= 0.5 \times 20$$

$$= \underline{10 \text{ (m)}}$$

$$P_t = 3.0 \times 1030 \times 9.80665 \times 10 \times 1.5$$

$$= 454.538 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$= \underline{0.4545 \text{ (N/mm}^2\text{)}}$$

潮位計ガイド管に作用する揚圧力  $P_t^{\wedge}$  は次式にて求める。

$$P_t^{\wedge} = P_t$$

$$= \underline{0.4545 \text{ (N/mm}^2\text{)}}$$

②投影面積

潮位計ガイド管の側面投影面積(A<sub>1</sub>)及び水平投影面積(A<sub>2</sub>)は次式にて求める。

$$\begin{aligned} A_1 &= h \cdot \ell_d \\ &= 445 \times 8500 \\ &= 3782500 \\ &= \underline{3783000 \text{ (mm}^2\text{)}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_2 &= h \cdot \ell_c \\ &= 445 \times 1500 \\ &= \underline{667500 \text{ (mm}^2\text{)}} \end{aligned}$$

③引張応力

水平転倒 F<sub>b1</sub>

$$\begin{aligned} F_{b1} &= m \cdot g \cdot \left[ \frac{C_H \cdot h}{n_H \cdot \ell_a} + \frac{(1 + C_V) \cdot h}{n_V \cdot \ell_b} \right] + \sqrt{\left[ \frac{P_t \cdot A_1 \cdot h}{n_H \cdot \ell_a} \right]^2 + \left[ \frac{P_t \cdot A_2 \cdot h}{n_V \cdot \ell_b} \right]^2} \\ &= 7500 \times 9.80665 \times \left( \frac{0.61 \times 445}{8 \times 1400} + \frac{(1 + 0.39) \times 445}{4 \times 7294} \right) \\ &\quad + \sqrt{\left( \frac{0.4545 \times 3783000 \times 445}{8 \times 1400} \right)^2 + \left( \frac{0.4545 \times 667500 \times 445}{4 \times 7294} \right)^2} \\ &= 71812.83 \\ &= \underline{71810 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

鉛直方向転倒 F<sub>b2</sub>

$$\begin{aligned} F_{b2} &= m \cdot g \cdot \left[ \frac{C_H \cdot \ell_3 + (1 + C_V) \cdot h}{n_V \cdot \ell_b} \right] + \sqrt{\left[ \frac{P_t \cdot A_1 \cdot h}{n_H \cdot \ell_a} \right]^2 + \left[ \frac{P_t \cdot A_2 \cdot h}{n_V \cdot \ell_b} \right]^2} \\ &= 7500 \times 9.80665 \times \left( \frac{0.61 \times 7234 + (1 + 0.39) \times 445}{4 \times 7294} \right) \\ &\quad + \sqrt{\left( \frac{0.4545 \times 3783000 \times 445}{8 \times 1400} \right)^2 + \left( \frac{0.4545 \times 667500 \times 445}{4 \times 7294} \right)^2} \\ &= 81154.32 \\ &= \underline{81150 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張力 F<sub>b</sub>

$$\begin{aligned} F_b &= \text{Max}(F_{b1}, F_{b2}) \\ &= \text{Max}(71810, 81150) \\ &= \underline{81150 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張応力  $\sigma_b$

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{F_b}{A_b} \\ &= 81150/1385 \\ &= 58.59206 \\ &= \underline{59 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

④せん断応力

水平方向地震力及び遡上津波荷重によるせん断力  $Q_{b1}$

$$\begin{aligned}Q_{b1} &= m \cdot g \cdot C_H + P_t \cdot A_1 \\ &= 7500 \times 9.80665 \times 0.61 + 0.4545 \times 3783000 \\ &= 1764239 \\ &= \underline{1764000 \text{ (N)}}\end{aligned}$$

鉛直方向地震力及び遡上津波荷重によるせん断力  $Q_{b2}$

$$\begin{aligned}Q_{b2} &= m \cdot g \cdot (1 + C_v) + P_t \cdot A_2 \\ &= 7500 \times 9.80665 \times (1 + 0.39) + 0.4545 \times 667500 \\ &= 405613 \\ &= \underline{405600 \text{ (N)}}\end{aligned}$$

基礎ボルトに対するせん断力  $Q_b$

$$\begin{aligned}Q_b &= \sqrt{(Q_{b1})^2 + (Q_{b2})^2} \\ &= \sqrt{(1764000)^2 + (405600)^2} \\ &= 1810030 \\ &= \underline{1810000 \text{ (N)}}\end{aligned}$$

せん断応力

$$\begin{aligned}\tau_b &= \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \\ &= 1810000 / (32 \times 1385) \\ &= 40.83935 \\ &= \underline{41 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

⑤ F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点  $S_y$  と設計引張強さ  $S_u$  は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^{\circ}\text{C} \text{における } S_y = 175$$

$$40^{\circ}\text{C} \text{における } S_u = 480$$

$$\begin{aligned} F &= \text{Min}(S_y, 0.7 S_u) \\ &= \text{Min}(175, 0.7 \times 480) \\ &= \text{Min}(175, 336) \\ &= \underline{175 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

⑥ 許容引張応力

許容引張応力  $f_{ts}$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$\begin{aligned} f_{to} &= F / 2 \times 1.5 \times 0.8 \\ &= 175 / 2 \times 1.5 \times 0.8 \\ &= 105 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ts} &= \text{Min}(1.4 \times 105 - 1.6 \times 41, 105) \\ &= \text{Min}(81, 105) \\ &= \underline{81 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は 20%低減を考慮する。

⑦ 許容せん断応力

許容せん断応力  $f_{sb}$

$$\begin{aligned} f_{sb} &= F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8 \\ &= 175 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8 \\ &= 80.82904 \\ &= \underline{80 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は 20%低減を考慮する。

⑧ 強度評価結果

潮位計検出器の強度評価結果を表 6.10.2-5 に示す。

表 6.10.2-5 潮位計検出器の耐震評価結果（基準津波と余震による重畳時）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	59	81*	OK
	せん断	41	80	OK

注記 \* :  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

<強度評価（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）>

①遡上津波荷重 ( $P_t$ )

潮位計検出器に作用する遡上津波荷重 ( $P_t$ ) は「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省 港湾局 平成 25 年 9 月）」に示されている津波波力算出式を参考に次式にて求める。

$$P_t = 3.0 \cdot \rho \cdot g \cdot a I \cdot 1.5$$

入射津波の静水面上高さ  $aI$  は次式にて求める。

$$a I = \frac{1}{2} \cdot T h$$

$$= 0.5 \times 24$$

$$= \underline{12 \text{ (m)}}$$

$$P_t = 3.0 \times 1030 \times 9.80665 \times 12 \times 1.5$$

$$= 545.446 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$= \underline{0.5454 \text{ (N/mm}^2\text{)}}$$

潮位計ガイド管に作用する揚圧力  $P_t'$  は次式にて求める。

$$P_t' = P_t$$

$$= \underline{0.5454 \text{ (N/mm}^2\text{)}}$$

②投影面積

潮位計ガイド管の側面投影面積 ( $A_1$ ) 及び水平投影面積 ( $A_2$ ) は次式にて求める。

$$A_1 = h \cdot \ell_d$$

$$= 445 \times 8500$$

$$= 3782500$$

$$= \underline{3783000 \text{ (mm}^2\text{)}}$$

$$A_2 = h \cdot \ell_c$$

$$= 445 \times 1500$$

$$= \underline{667500 \text{ (mm}^2\text{)}}$$

③引張応力

水平転倒  $F_{b1}$

$$F_{b1} = m \cdot g \cdot \left[ \frac{C_H \cdot h}{n_{FH} \cdot \ell_a} + \frac{(1 + C_V) \cdot h}{n_{FV} \cdot \ell_b} \right] + \sqrt{\left[ \frac{P_t \cdot A_1 \cdot h}{n_{FH} \cdot \ell_a} \right]^2 + \left[ \frac{P_t' \cdot A_2 \cdot h}{n_{FV} \cdot \ell_b} \right]^2}$$

$$= 7500 \times 9.80665 \times \left( \frac{0.61 \times 445}{8 \times 1400} + \frac{(1 + 0.39) \times 445}{4 \times 7294} \right)$$

$$\begin{aligned}
& +\sqrt{((0.5454 \times 3783000 \times 445) / (8 \times 1400))^2 + ((0.5454 \times 667500 \times 445) / (4 \times 7294))^2} \\
& =85507.01 \\
& =\underline{85510 \text{ (N)}}
\end{aligned}$$

鉛直方向転倒  $F_{b2}$

$$\begin{aligned}
F_{b2} &= m \cdot g \cdot \left[ \frac{C_H \cdot \ell_3 + (1 + C_V) \cdot h}{n_{\mathcal{N}} \cdot \ell_b} \right] + \sqrt{\left( \frac{P_t \cdot A_1 \cdot h}{n_{\mathcal{H}} \cdot \ell_a} \right)^2 + \left( \frac{P_t \cdot A_2 \cdot h}{n_{\mathcal{V}} \cdot \ell_b} \right)^2} \\
&= 7500 \times 9.80665 \times ((0.61 \times 7234 + (1 + 0.39) \times 445) / (4 \times 7294)) \\
& \quad + \sqrt{((0.5454 \times 3783000 \times 445) / (8 \times 1400))^2 + ((0.5454 \times 667500 \times 445) / (4 \times 7294))^2} \\
&= 93754.33 \\
& =\underline{93750 \text{ (N)}}
\end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張力  $F_b$

$$\begin{aligned}
F_b &= \text{Max}(F_{b1}, F_{b2}) \\
&= \text{Max}(85510, 93750) \\
& =\underline{93750 \text{ (N)}}
\end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張応力  $\sigma_b$

$$\begin{aligned}
\sigma_b &= \frac{F_b}{A_b} \\
&= 93750 / 1385 \\
&= 67.68953 \\
& =\underline{68 \text{ (MPa)}}
\end{aligned}$$

④せん断応力

水平方向地震力及び遡上津波荷重によるせん断力  $Q_{b1}$

$$\begin{aligned}
Q_{b1} &= m \cdot g \cdot C_H + P_t \cdot A_1 \\
&= 7500 \times 9.80665 \times 0.61 + 0.5454 \times 3783000 \\
&= 2108114 \\
& =\underline{2108000 \text{ (N)}}
\end{aligned}$$

鉛直方向地震力及び遡上津波荷重によるせん断力  $Q_{b2}$

$$\begin{aligned}
Q_{b2} &= m \cdot g \cdot (1 + C_V) + P_t \cdot A_2 \\
&= 7500 \times 9.80665 \times (1 + 0.39) + 0.5454 \times 667500
\end{aligned}$$

$$=466288.8$$

$$=\underline{466300 \text{ (N)}}$$

基礎ボルトに対するせん断力  $Q_b$

$$Q_b = \sqrt{(Q_{b1})^2 + (Q_{b2})^2}$$

$$= \sqrt{(2108000^2 + 466300^2)}$$

$$=2158958.01$$

$$=\underline{2159000 \text{ (N)}}$$

せん断応力

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b}$$

$$=2159000 / (32 \times 1385)$$

$$=48.7139$$

$$=\underline{49 \text{ (MPa)}}$$

#### ⑤ F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点  $S_y$  と設計引張強さ  $S_u$  は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 175$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 480$$

$$F = \text{Min}(S_y, 0.7 S_u)$$

$$= \text{Min}(175, 0.7 \times 480)$$

$$= \text{Min}(175, 336)$$

$$=\underline{175 \text{ MPa}}$$

#### ⑥ 許容引張応力

許容引張応力  $f_{ts}$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$f_{to} = F / 2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 175 / 2 \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 105 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 105 - 1.6 \times 49, 105)$$

$$= \text{Min}(69, 105)$$

$$=\underline{69 \text{ MPa}}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は 20%低減を考慮する。

⑦許容せん断応力

許容せん断応力  $f_{sb}$

$$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 175 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 80.82904$$

$$= \underline{80 \text{ MPa}}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき、後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する

⑧強度評価結果

潮位計検出器の強度評価結果を表 6.10.2-6 に示す。

表 6.10.2-6 潮位計検出器の耐震評価結果（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	68	69*	OK
	せん断	49	80	OK

注記 \* :  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出



(2) 潮位計（潮位監視盤）

a. 一般事項

図6.10.2-5に潮位計（潮位監視盤）の概略構造図を示す。

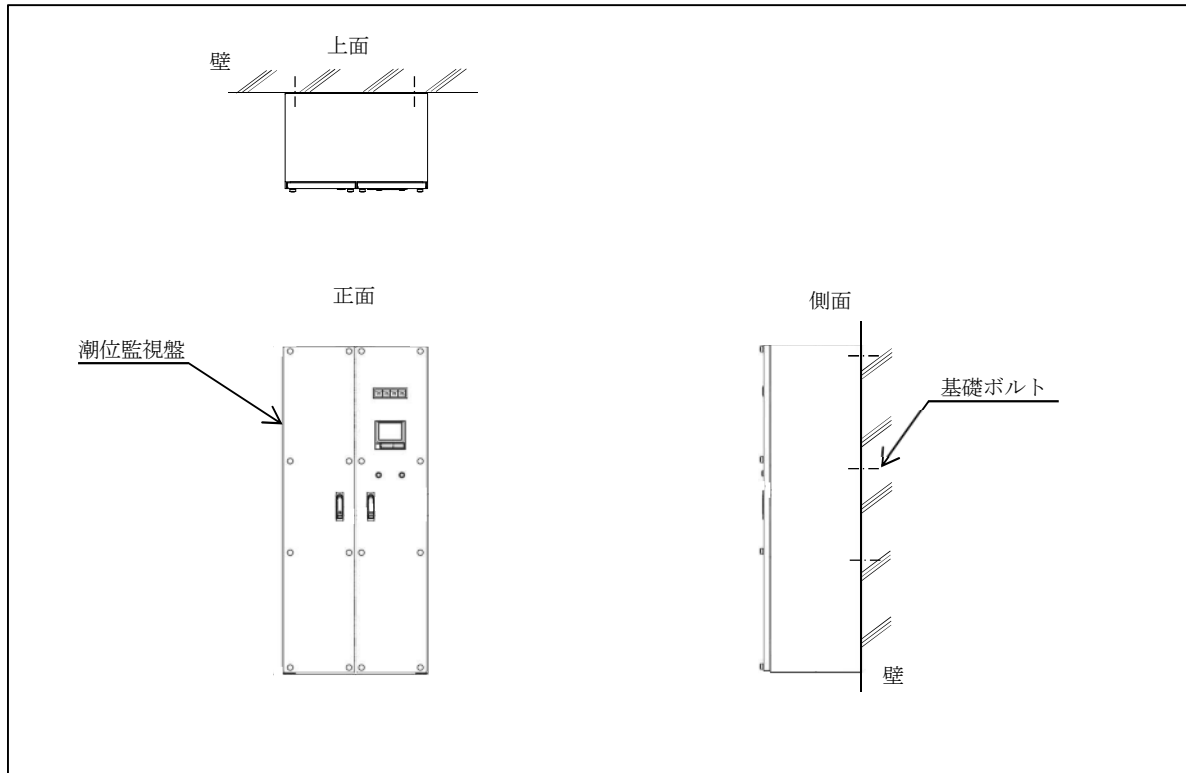


図6.10.2-5 潮位計（潮位監視盤）の概略構造図

b. 評価条件

<設計用地震力>

壁掛形の盤なので設置場所（中央制御室）上階の最大応答加速度を適用する。

$S_s$  水平方向震度 ( $C_H$ ) : 1.55

鉛直方向震度 ( $C_V$ ) : 1.17

<雰囲気温度>

40°C （中央制御室）

c. 固有周期

潮位計（潮位監視盤）の固有周期は、振動試験装置による共振検索試験にて求める。結果、固有周期は0.05秒以下であることを確認したため剛である。

d. 応力計算

<耐震評価>

①引張応力

水平方向転倒  $F_{b1}$

$$F_{b1} = \frac{m \cdot (1 + C_v) \cdot h \cdot g}{n_V \cdot \ell_2} + \frac{m \cdot C_H \cdot h \cdot g}{n_H \cdot \ell_3}$$
$$= (310 \times (1 + 1.17) \times 237 \times 9.80665) / (2 \times 1050) + (310 \times 1.55 \times 237 \times 9.80665) / (3 \times 686)$$
$$= 1287.158$$
$$= \underline{1287 \text{ (N)}}$$

鉛直方向の引張力  $F_{b2}$

$$F_{b2} = \frac{m \cdot (1 + C_v) \cdot h \cdot g + m \cdot C_H \cdot \ell_1 \cdot g}{n_V \cdot \ell_2}$$
$$= (310 \times (1 + 1.17) \times 237 \times 9.80665 + 310 \times 1.55 \times 225 \times 9.80665) / (2 \times 1050)$$
$$= 1249.378$$
$$= \underline{1249 \text{ (N)}}$$

基礎ボルトに作用する引張力  $F_b$

$$F_b = \text{Max}(F_{b1}, F_{b2})$$
$$= \text{Max}(1287, 1249)$$
$$= \underline{1287 \text{ (N)}}$$

基礎ボルトに作用する引張応力  $\sigma_b$

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$
$$= 1287 / 201.1$$
$$= 6.399801$$
$$= \underline{7 \text{ (MPa)}}$$

②せん断応力

水平方向地震力によるせん断力  $Q_{b1}$

$$Q_{b1} = m \cdot g \cdot C_H$$
$$= 310 \times 9.80665 \times 1.55$$
$$= 4712.095$$
$$= \underline{4712 \text{ (N)}}$$

鉛直方向地震力によるせん断力  $Q_{b2}$

$$\begin{aligned} Q_{b2} &= m \cdot g \cdot (1 + C_v) \\ &= 310 \times 9.80665 \times (1 + 1.17) \\ &= 6596.933 \\ &= \underline{6597 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

取付ボルトに作用するせん断力  $Q_b$

$$\begin{aligned} Q_b &= \sqrt{(Q_{b1})^2 + (Q_{b2})^2} \\ &= \sqrt{4712^2 + 6597^2} \\ &= 8106.994 \\ &= \underline{8107 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

取付ボルトに作用するせん断応力  $\tau_b$

$$\begin{aligned} \tau_b &= \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \\ &= 8107 / (6 \times 201.1) \\ &= 6.718879 \\ &= \underline{7 \text{ (MPa)}} \end{aligned}$$

### ③ F 値

設計温度における使用部材の設計降伏点  $S_y$  と設計引張強さ  $S_u$  は 2005 設計・建設規格第 I 編 付録図表 Part5 表 8, 表 9 より

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 235$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 400$$

$$\begin{aligned} F &= \text{Min}(S_y, 0.7 S_u) \\ &= \text{Min}(235, 0.7 \times 400) \\ &= \text{Min}(235, 280) \\ &= \underline{235 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

### ④ 許容引張応力

許容引張応力  $f_{ts}$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$\begin{aligned} f_{to} &= F / 2 \times 1.5 \times 0.8 \\ &= 235 / 2 \times 1.5 \times 0.8 \\ &= 141 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ts} &= \text{Min}(1.4 \times 141 - 1.6 \times 7, 141) \\ &= \text{Min}(186, 141) \end{aligned}$$

$$=141 \text{ MPa}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑤許容せん断応力

許容せん断応力  $f_{sb}$

$$f_{sb} = F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 235 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 108.5419$$

$$= 108 \text{ MPa}$$

注：JEAG4601・補-1984に基づき，後施工アンカの許容応力は20%低減を考慮する。

⑥耐震評価結果

潮位計（潮位監視盤）の耐震評価結果を表 6.10.2-7 に示す。

表 6.10.2-7 潮位計（潮位監視盤）の耐震評価結果

部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
基礎ボルト	引張	7	141*	OK
	せん断	7	108	OK

注記 \* :  $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

### 6.10.3 加振試験の条件について

#### 6.10.3.1 概要

本資料は、津波監視設備の津波・構内監視カメラについて、加振試験により電氣的機能の機能維持を確認する場合の試験条件について説明するものである。

#### 6.10.3.2 加振条件の設定

加振試験では、掃引試験により固有振動数を確認する。その後、固有振動数を基準に正弦波で加振する。

正弦波による加振においては、設備の取付位置での応答速度以上となるよう加振試験の加速度を設定する。

加振試験においては、水平方向、鉛直方向それぞれ加振する。

#### 6.10.3.3 判定基準の設定

津波・構内監視カメラのように電氣的機能維持が要求される電気計装設備の機能維持については、原則として地震時の応答速度が各々の器具等に対する振動試験により得られた加速度以下であることを確認する。

6.10.3.4 加振試験の詳細

(1) 津波・構内監視カメラ

a. 加振条件

表 6.10.3-1 津波・構内監視カメラの加振条件 (単位:  $\times 9.8 \text{ m/s}^2$ )

試験体 (試験範囲)	振動波形	方向	目標加速度
監視カメラ (監視カメラ及び カメラ取付板)	正弦波	水平	
		鉛直	
機器収納箱 (機器収納箱本体)	正弦波	水平	
		鉛直	
中央制御室制御盤 (制御盤本体)	正弦波	水平	
		鉛直	
緊急時対策所制御盤 (制御盤本体)	正弦波	水平	
		鉛直	
監視モニタ (監視モニタ及び 取付治具)	正弦波	水平	
		鉛直	

b. 加振試験の評価方法と判定基準

表 6.10.3-2 津波・構内監視カメラの加振試験の判定基準

試験体	評価・確認方法	判定基準
監視カメラ本体 機器収納箱 中央制御室制御盤 緊急時対策所制御盤 監視モニタ	加振試験後、外観及び 動作状態の確認を行う。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・外観に異常がないこと</li> <li>・正常に動作すること</li> </ul>

(2) 取水ピット水位計及び潮位計

a. 加振条件

表 6.10.3-3 取水ピット水位計及び潮位計の加振条件 (単位:  $\times 9.8 \text{ m/s}^2$ )

試験体 (試験範囲)	振動波形	方向	目標加速度
取水ピット水位計検出器 (検出器及び検出器 取付座)	正弦波	水平	
		鉛直	
潮位計検出器 (検出器及び検出器 ホルダ)	正弦波	水平	
		鉛直	
潮位監視盤 (制御盤本体)	正弦波	水平	
		鉛直	

b. 加振試験の評価方法と判定基準

表 6.10.3-4 取水ピット水位計及び潮位計の加振試験の判定基準

試験体	評価・確認方法	判定基準
取水ピット水位計検出器 潮位計検出器 潮位監視盤	加振試験後, 外観及び 動作状態の確認を行う。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・外観に異常がないこと</li> <li>・正常に動作すること</li> </ul>

6.10.3.5 加振試験評価結果

表 6.10.3-5 津波・構内監視カメラの加振試験評価結果（単位：×9.8 m/s<sup>2</sup>）

試験体	方向	評価用 加速度	目標 加速度	試験結果	判定 評価用加速度 ≦機能確認済加速度*
監視カメラ本体	水平	2.04			OK
	鉛直	1.56			OK
機器収納箱	水平	2.04			OK
	鉛直	1.56			OK
中央制御室制御盤	水平	1.29			OK
	鉛直	0.98			OK
緊急時対策所 制御盤	水平	1.28			OK
	鉛直	1.14			OK
中央制御室 監視モニタ	水平	1.11			OK
	鉛直	0.84			OK
緊急時対策所 監視モニタ	水平	1.28			OK
	鉛直	1.14			OK
取水ピット水位計 検出器	水平	0.92			OK
	鉛直	0.86			OK
潮位計検出器	水平	0.87			OK
	鉛直	0.79			OK
潮位監視盤	水平	1.29			OK
	鉛直	0.98			OK

注記 \*：機能確認済加速度は目標加速度の値とする。



#### 6.10.4 津波監視設備の設備構成及び電源構成について

本資料は、津波監視設備の設計内容及び設備構成、電源構成について説明するものである。

##### 6.10.4.1 津波監視設備の設計

「実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則」の主な要求事項と対応する設計内容を以下に記載する。

###### ○第四条（地震による損傷の防止）

耐震重要施設である津波監視設備（敷地における津波監視機能を有する施設）は、耐震重要度Sクラス設計とし、下位クラスに属するものの波及的影響により機能が損なわれないこと。また、常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重等と基準地震動による地震力の組合せに対して、設備に要求される機能を保持し、必要に応じて津波による荷重の組合せを考慮すること。

###### 【設計内容】

津波監視設備は耐震重要度Sクラス<sup>※1</sup>の設計とする。

電源については、耐震性を有する、非常用所内電気設備、所内常設直流電源設備、緊急時対策所用125V系蓄電池から受電する設計とする。

尚、原子炉建屋付属棟から緊急時対策所間の通信については無線による通信設備を耐震重要度Sクラス設計にすることで要求に適合させることとし、有線については多様性を持たせた、より安全側の対策にするため自主設備として設置する。

※1:緊急時対策所に設置する監視設備(制御盤、監視モニタ)は基準地震動S<sub>s</sub>による地震力に対し、機能維持できる設計とする。

###### ○第五条（津波による損傷防止）

入力津波に対して津波監視機能が保持できること。なお、「津波監視設備」とは、敷地の潮位計及び取水ピット水位計、並びに津波の襲来状況を把握できる屋外監視カメラ等をいう。

津波の影響（波力及び漂流物の衝突等）に対して、影響を受けにくい位置への設置及び影響の防止策・緩和策等を検討し、入力津波に対して津波監視機能が十分に保持できるよう設計すること。

###### 【設計内容】

津波・構内監視カメラは基準津波の影響を受けにくい、原子炉建屋屋上（T.P.+64m）、防潮堤上部（T.P.+18m、T.P.+20m）に設置する設計とする。

取水ピット水位計は、基準津波の圧力に十分に耐えられる設計とする。また、漂流物については取水路奥の取水ピット上版のコンクリート躯体に設けるφ400mmの貫通孔内に

設置するため、取水路内に流入した漂流物が取水ピット水位計に衝突する可能性は極めて低いと考えられる。このため、比較的寸法の小さい漂流物を想定しても、漂流物の衝突による影響はないと考えるが、より安全側の対策として、海水ポンプ室の北側及び南側にそれぞれ1個ずつ計2個の取水ピット水位計を設置し、多重化した設計とする。

潮位計は、取水口入口近傍の側壁に設置するが、検出器及びケーブル・電線管はφ400mm、厚さ10mmのステンレス製の防波管内に収納することにより、取水路内に流入した漂流物から保護できる設計とする。このため、比較的寸法の小さい漂流物を想定しても、漂流物の衝突による影響はないと考えるが、より安全側の対策として、取水口の北側及び南側にそれぞれ1個ずつ計2個の潮位計を設置し、多重化した設計とする。

○第二十六条（原子炉制御室等）

原子炉制御室から、発電用原子炉施設に影響を及ぼす可能性のある自然現象等（津波含む）を把握できること。

【設計内容】

中央制御室は、発電用原子炉施設の外の状況を把握するために、原子炉建屋屋上及び防潮堤上部に設置する津波・構内監視カメラの可視光及び赤外線映像により、自然現象等の外部事象を昼夜にわたり監視できる設計とする。

6.10.4.2 津波監視設備の設備構成

津波監視設備の映像及び、観測データは中央制御室及び緊急時対策所で監視可能な設計とする。津波監視設備の映像及び、観測データの伝送方法を表6.10.4-1、津波・構内監視カメラの概略構成図を図6.10.4-1、取水ピット水位計、潮位計の概略構成図を図6.10.4-2に示す。

表 6.10.4-1 津波監視設備の映像及び、観測データの伝送方法

津波監視設備	設置場所	数量	伝送方法	
			設置場所～中央制御室	中央制御室～緊急時対策所
津波・構内 監視カメラ	原子炉建屋屋上	3	有線	有線及び無線
	防潮堤上部	4		
取水ピット 水位計	取水ピット上版部	2	有線	有線及び無線 <sup>※1</sup>
潮位計	取水路内側壁	2		

※1：中央制御室～緊急時対策所の伝送は安全パラメータ表示システム（SPDS）で伝送する。

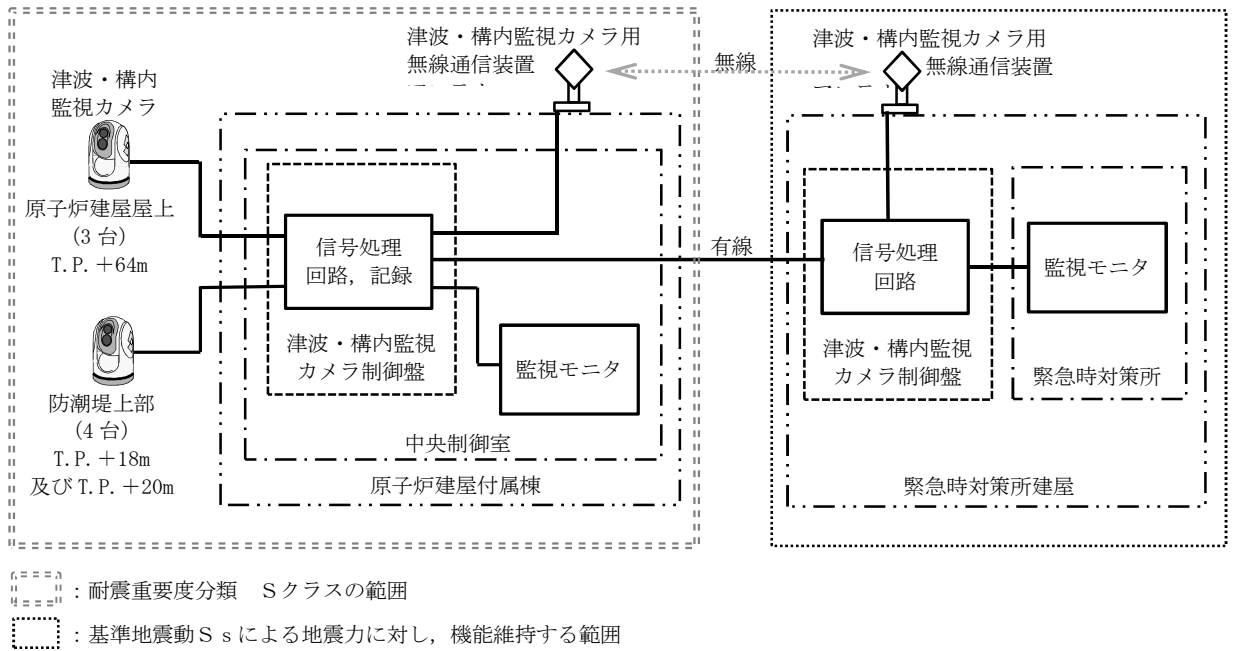


図 6.10.4-1 津波・構内監視カメラの概略構成図

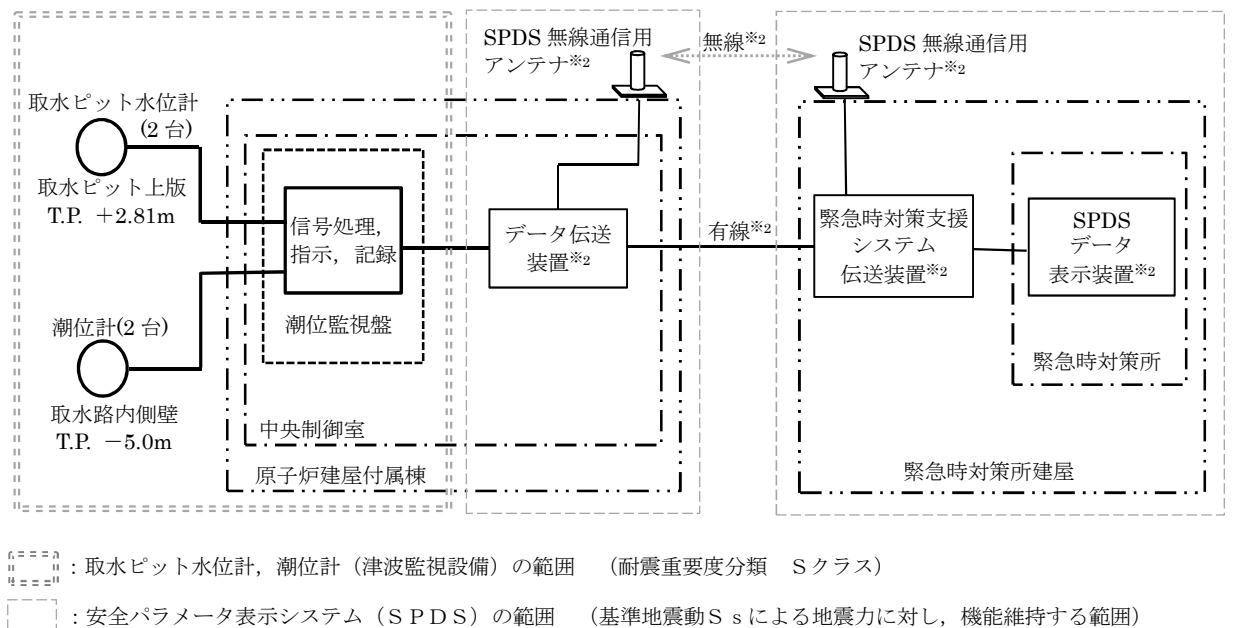


図 6.10.4-2 取水ピット水位計, 潮位計の概略構成図

#### 6.10.4.3 津波監視設備の電源

津波監視設備<sup>※3</sup>の電源は通常時、非常用所内電気設備から受電し、全交流動力電源喪失時は所内常設直流電源設備から9時間受電可能な設計とする。また、常設代替交流電源設備を起動し、約95分後から受電することで、継続して監視可能な設計とする。

津波監視設備<sup>※4</sup>の電源は通常時、非常用電源設備から受電し、全交流動力電源喪失時は緊急時対策所用125V系蓄電池から1時間受電可能な設計とする。また、全交流動力電源喪失時は緊急時対策所用発電機を起動し、受電することで、継続して監視可能な設計とする。

※3: 中央制御室に設置する津波・構内監視カメラ制御盤、監視モニタ、潮位監視盤、原子炉建屋屋上及び防潮堤上部設置する津波・構内監視カメラ、取水ピットに設置する水位計、取水口に設置する潮位計を示す。

※4: 緊急時対策所に設置する津波・構内監視カメラ制御盤、監視モニタを示す。

津波監視設備の電源供給を表6.10.4-2、概略電源系統図を図6.10.4-3、津波監視設備の電路配線ルートを図6.10.4-4に示す。

表 6.10.4-2 津波監視設備の電源供給

津波監視設備	設置場所	数量	電源	
			通常時	SBO時
津波・構内監視カメラ制御盤 <sup>※3</sup> 監視モニタ <sup>※3</sup>	中央制御室	1	非常用所内電気設備	所内常設直流電源設備
津波・構内監視カメラ制御盤 <sup>※4</sup> 監視モニタ <sup>※4</sup>	緊急時対策所	1	非常用電源設備	緊急時対策所用 125V系蓄電池
津波・構内監視カメラ <sup>※3</sup>	原子炉建屋屋上	3	非常用所内電気設備	所内常設直流電源設備
	防潮堤上部	4		
潮位監視盤 <sup>※3</sup>	中央制御室	1		
取水ピット水位計 <sup>※3</sup>	取水ピット	2		
潮位計 <sup>※3</sup>	取水口	2		

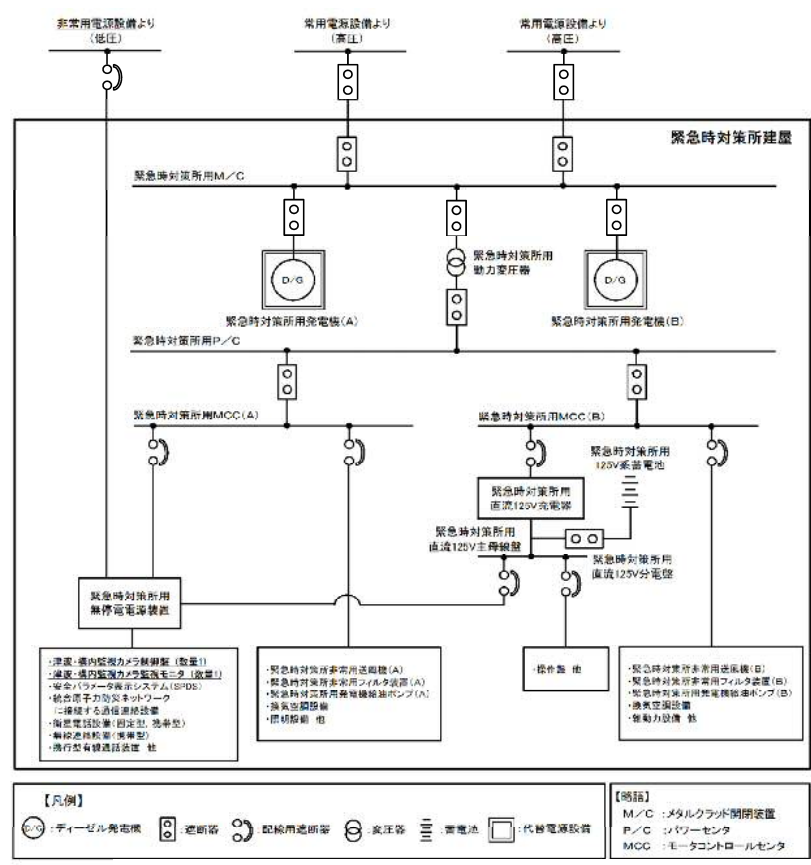
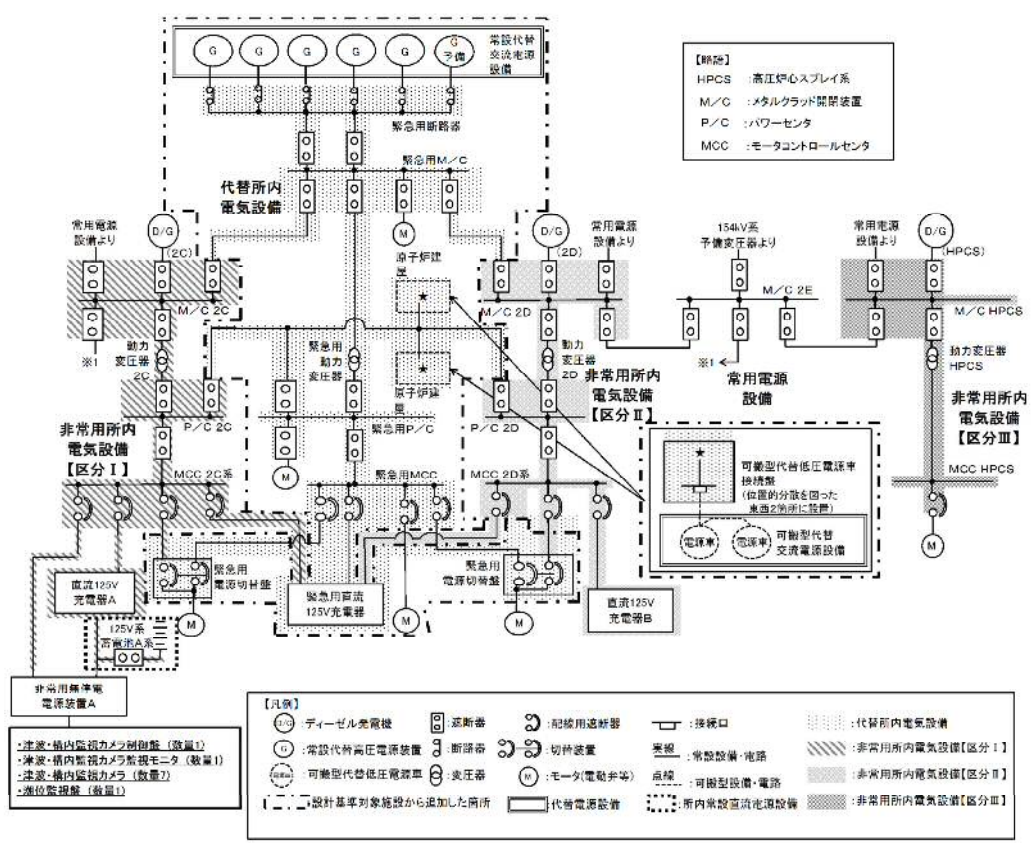


図 6.10.4-3 津波監視設備の概略電源系統図

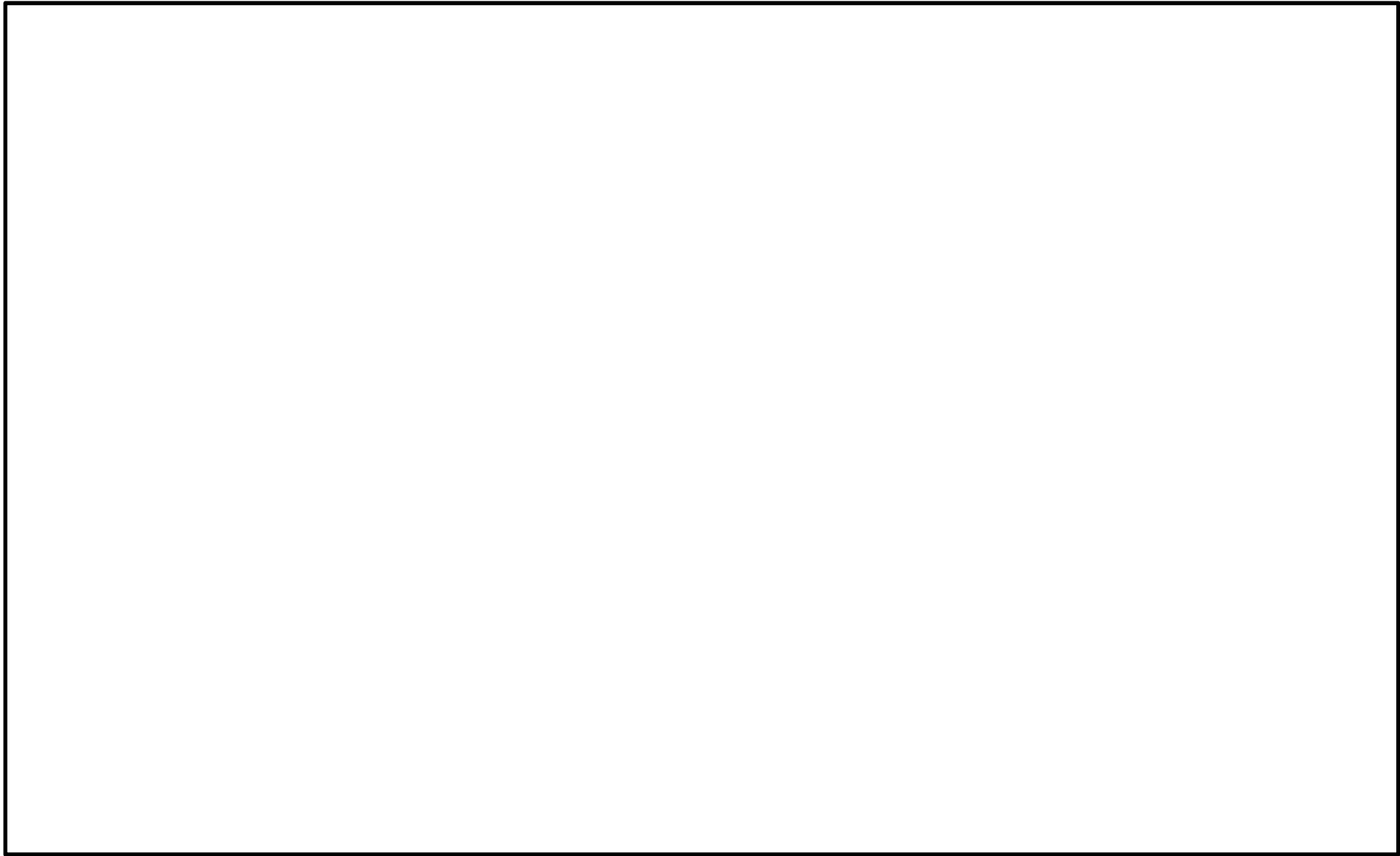


図 6.10.4-4 津波監視設備の電路配線ルート

## 6.11 地盤物性のばらつきの考慮方法について

東海第二発電所の津波防護施設（屋外重要土木構造物を含む）の耐震評価において、地震時における地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮する場合は、有効応力解析を実施する。

本章では、屋外重要土木構造物の耐震評価における地盤物性のばらつきの考慮方法について記載する。

### 6.11.1 耐震評価における検討ケース

津波防護施設の耐震評価における検討ケースを以下に示す。

#### (1) 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（①，②，③）

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮して設定することを基本とする。原地盤に基づく液状化強度特性は、試験データのばらつきを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差を用いた「平均 $-1\sigma$ 」について整理する。

原地盤に基づく液状化強度特性の詳細は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す。

また、地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースに加えて、第四紀層に対し、せん断波速度  $V_s$  のばらつき（平均 $+1\sigma$ ，平均 $-1\sigma$ ）を考慮したケースについても実施する。 $V_s$  のばらつきの設定方法の詳細は、「耐震性に関する説明書に係る補足説明資料 地盤の支持性能について」に示す。

#### (2) 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース（④）

地中部の津波防護施設への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する場合は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を設定する。

豊浦標準砂に基づく液状化強度特性の詳細は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す。

#### (3) 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース（⑤，⑥）

解析条件として液状化強度が小さく設定された場合は、地盤の変位が大きく算定されることになるため、特に津波防護施設の下部構造に対して保守的な解析条件となるが、地表面応答加速度はやや小さめに評価される場合がある。一方、液状化強度が大きく設定された場合は、地盤の変位が小さく算定されることになるが、地表面応答加速度が大きく評価されることになるため、特に津波防護施設の上部構造及び上載される機器・配管系に対して保守的な解析条件となる。

よって、上部土木構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する場合は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析

を実施する。非液状化の条件の仮定は、有効応力解析にて液状化パラメータを非適用とすることにより設定する。これは、地盤の液状化強度が最も大きい場合に相当する。

また、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケースに加えて、第四紀層に対し、せん断波速度  $V_s$  のばらつき（平均+1 $\sigma$ ）を考慮したケースについても実施する。 $V_s$  のばらつきの設定方法の詳細は、「耐震性に関する説明書に係る補足説明資料 地盤の支持性能について」に示す。

以上の各検討ケースにおける液状化強度の関係を図 6.11-1 に、各検討ケースにおけるせん断波強度  $V_s$  の関係を図 6.11-2 に示す。



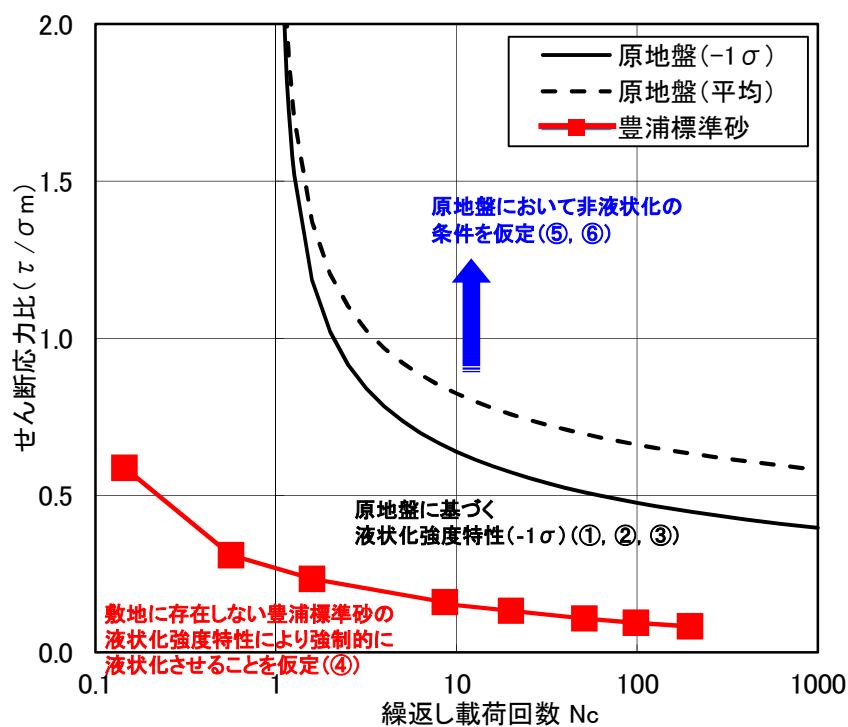


図 6.11-1 各検討ケースにおける液化化強度の関係

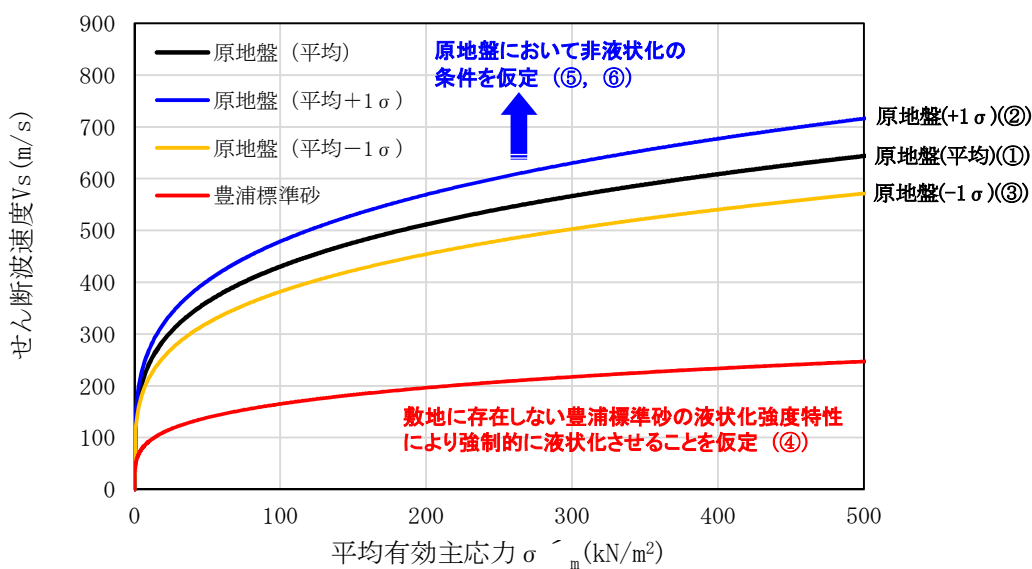


図 6.11-2 各検討ケースにおけるせん断波強度 Vs の関係

### 6.11.2 耐震評価における検討ケースの組合せについて

津波防護施設の耐震評価における検討ケースの組合せを図 6.11-3 に示す。

耐震評価においては、基準地震動  $S_e$  全波（8波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（4波）を加えた全12波を用いて解析ケース①を実施する。

上記の解析ケース①において、せん断力照査及び曲げ軸力照査がせん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての照査項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥の中から追加検討ケースを実施する。また、異なる建屋・構築物間の相対変位の算定は、上記ケースの中で、変位量が最も大きいケースにて行う。

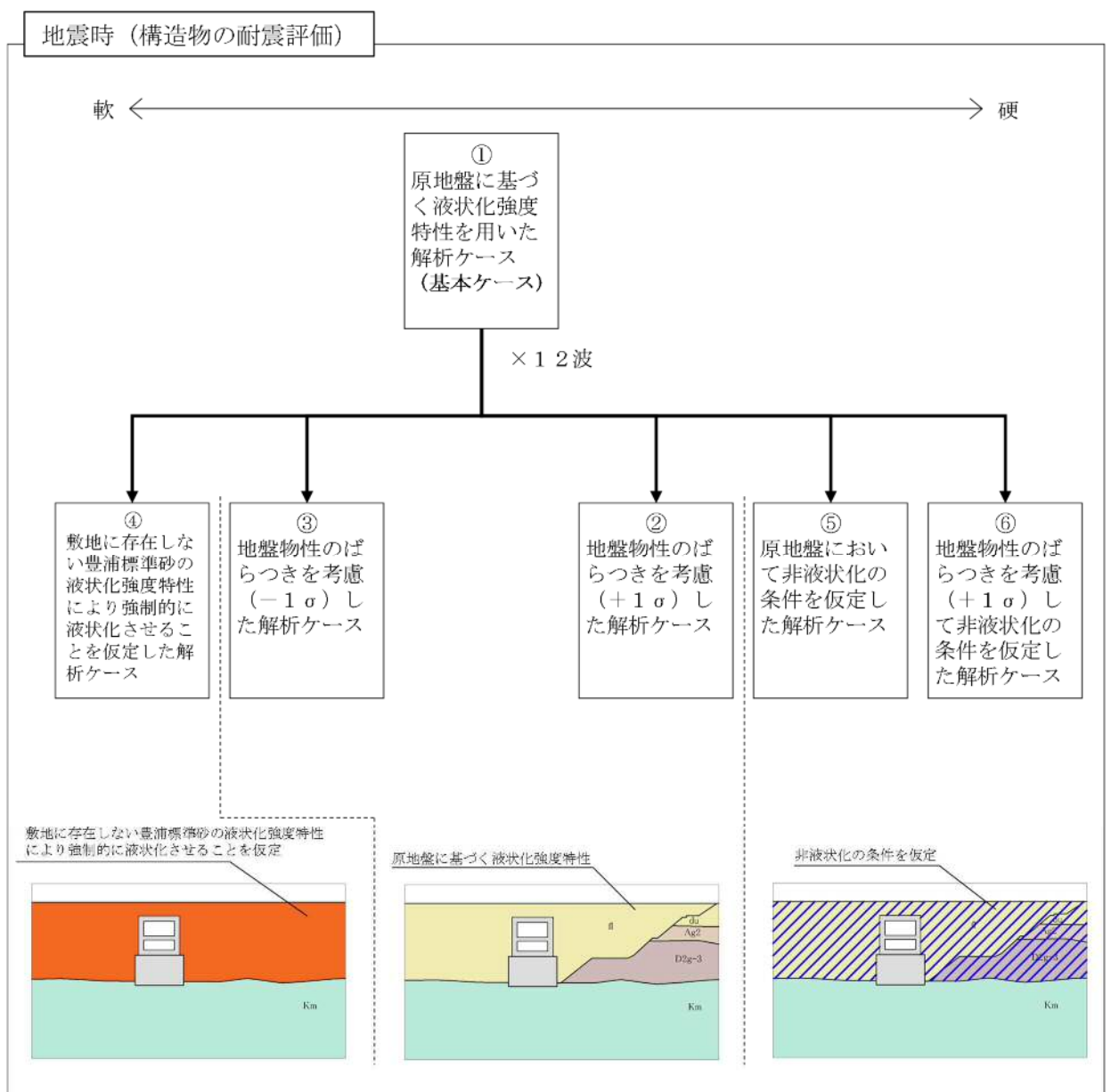


図 6.11-3 津波防護施設の耐震評価における検討ケース

上記より、津波防護施設の耐震評価にあたっては、地盤物性の観点において、想定される地盤物性のばらつき（せん断波速度  $V_s$  のばらつき）を十分包絡する保守的な検討となっている。

また、同様な理由から、耐震評価における断面選定の観点において、津波防護施設の形状、基礎地盤の支持条件が同一であれば、第四紀層の各地層構成の軽微な差異は耐震評価結果に有意な影響を及ぼさない保守的な検討となっている。

### 6.11.3 機器・配管系に対する加速度応答算定のための検討ケース

津波防護施設に上載される機器・配管系に対する加速度応答の算定では、上載される機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、基準地震動 $S_0$ 全波（8波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（4波）を加えた全12波を用いて解析ケース⑤を実施する。

上記の解析ケース⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて、解析ケース④、⑥を実施し、解析ケース⑤も含めた全ての解析ケースに基づく加速度応答を算定する。

機器・配管系に対する加速度応答算定のための検討ケースを図6.11-4及び表6.11-1に示す。

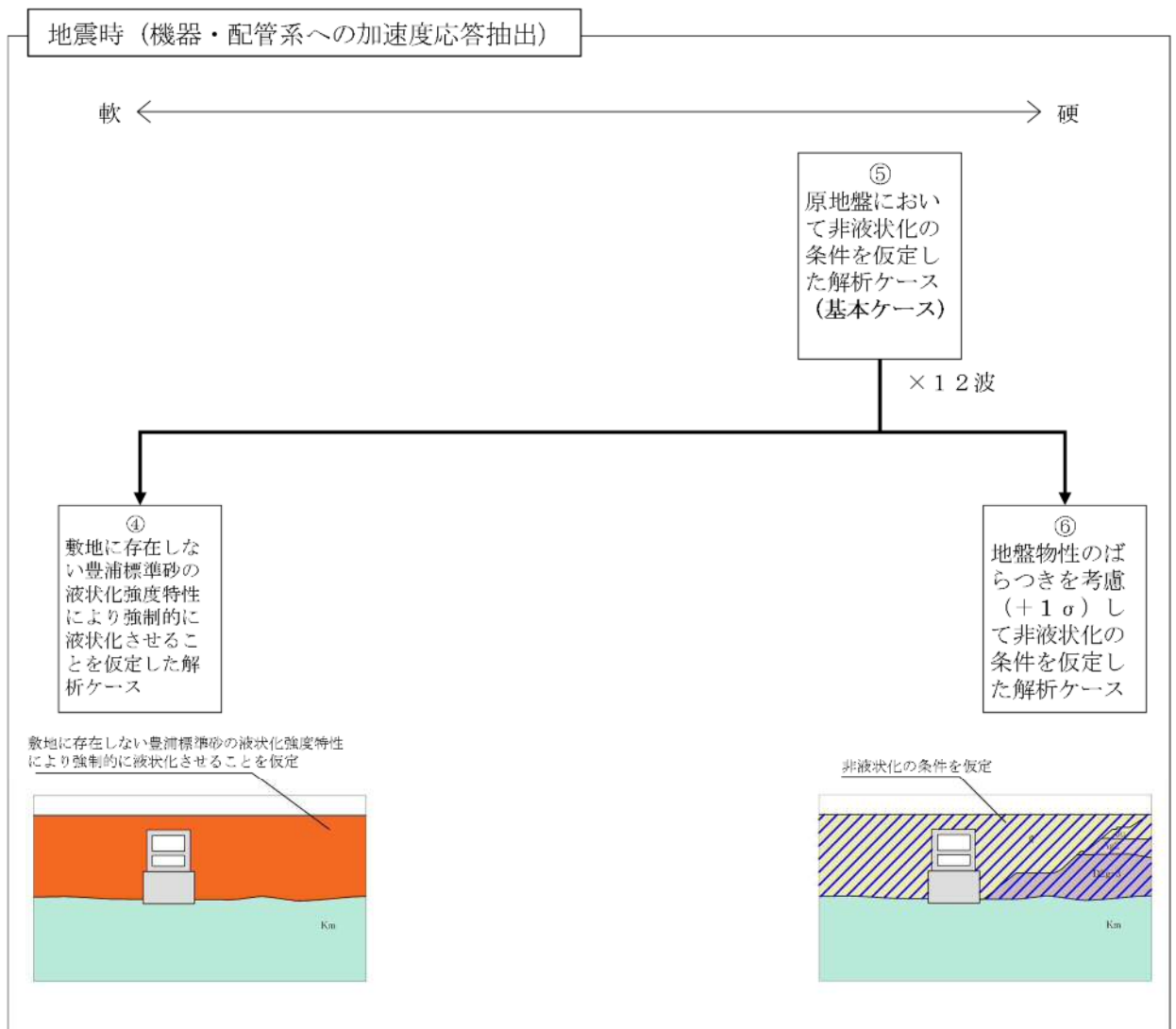


図 6.11-4 機器・配管系に対する加速度応答算定のための検討ケース

表 6.11-1 津波防護施設に上載される機器・配管系に対する加速度応答抽出のための  
検討ケース

検討ケース		④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース			
液状化強度特性の設定		敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用			
地震波(位相)	S <sub>s</sub> -D1	(++)	1	1	1		
		(+-)		1			
		(-+)		1			
		(--)		1			
	S <sub>s</sub> -11	(++)		⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。		1	⑤において、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用いて実施する。
	S <sub>s</sub> -12	(++)		1			
	S <sub>s</sub> -13	(++)		1			
	S <sub>s</sub> -14	(++)		1			
	S <sub>s</sub> -21	(++)		1			
	S <sub>s</sub> -31	(++)		1			
(-+)		1					
計		1	12	1			



## 6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明

### 6.12.1 概要

V-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」に示す通り、防潮堤においては、構造上の境界部及び構造物間には地震時及び津波時・重畳時の荷重に伴う部材間の相対変位に追従する止水ジョイント部材を設置し、機能維持を図る設計とする。また、津波時における漂流物の衝突による止水ジョイント部材の損傷が懸念される箇所に鋼製防護部材を設置する。

本資料は、止水ジョイント部材の相対変位量に関して、その算出方法と結果を示し、相対変位量がシートジョイントの許容限界以下であることを確認するものである。また、アンカー部の強度及び防潮壁間の相互の支圧力に対するコンクリートの強度を確認するものである。

## 6.12.2 基本方針

### (1) 設置位置及び構造概要

止水ジョイント部材の設置イメージ図を図 6.12.2-1 に、止水ジョイント部材の詳細図を図 6.12.2-2 に示す。

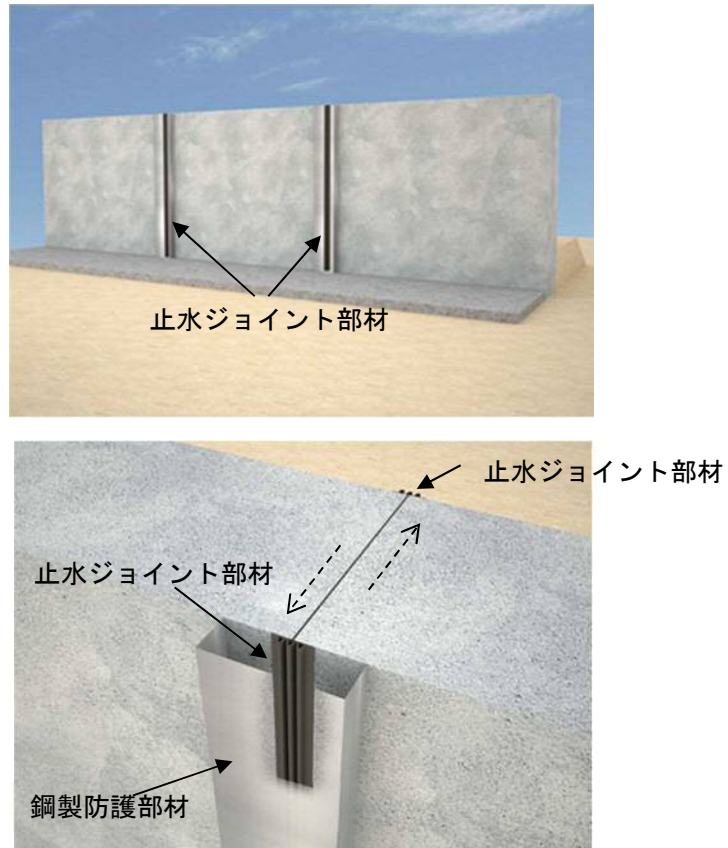
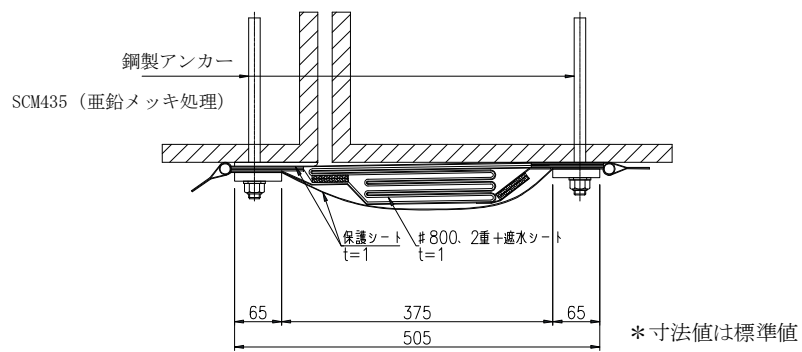


図 6.12.2-1 止水ジョイント部材 設置イメージ図





止水ジョイント部材 (シートジョイント)

図 6.12.2-2 止水ジョイント部材詳細図

(2) 評価方針

地震時に発生する構造物間の最大相対変位が、止水ジョイント部材が追従できる変位量以下であることを確認する。また、地震後に津波及び余震が襲来すること（以下「重畳時」）を想定し、地震後の最終変位量に津波及び余震による最大相対変位量を加えた値が、止水ジョイント部材が健全性を保つことができる変位量以下であることを確認する。止水ジョイント部材の設計フローを図 6.12.2-3 に示す。

止水ジョイント部材を固定する鋼製アンカーの強度評価は、表 6.12.2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。また、防潮壁間の相互の支圧力に対して、鉄筋コンクリートの健全性評価を行う。

止水ジョイント部材の仕様は、津波荷重に耐え、構造物間の相対変位に追従して有意な漏えいを生じない機能を維持できる材料を設定し、性能試験によってこれらを確認する。

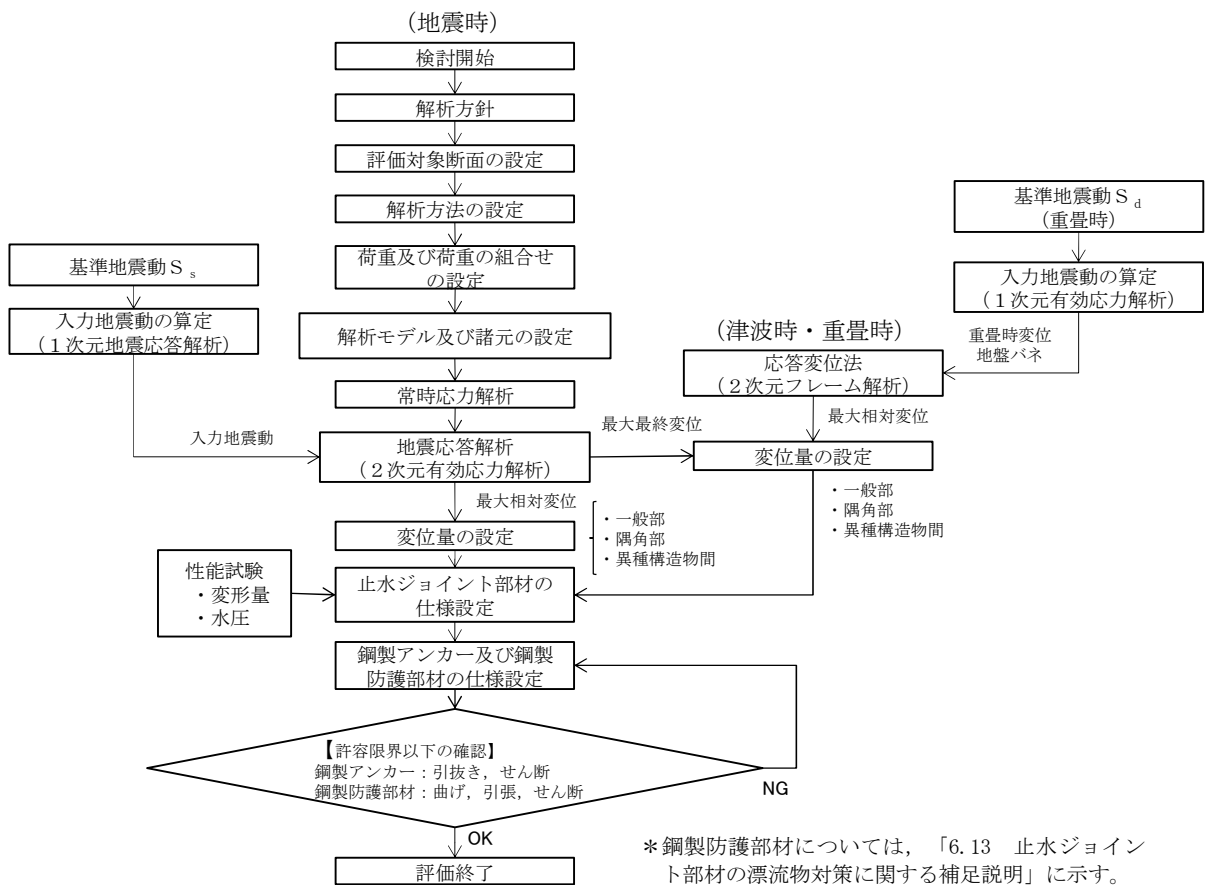


表 6.12.2-1 鋼製アンカーの評価項目

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	鋼製アンカー	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	鋼製アンカー	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

(3) 適用基準

表 6.12.2-2 に適用する規格，基準類を示す。

表 6.12.2-2 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年)</li> </ul>	—
荷重及び荷重の組み合わせ		<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>
許容限界	コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕(2002年)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・引張力に対する照査は，発生応力が，短期許容応力度以下であることを確認</li> <li>・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</li> </ul>
	鋼製アンカー	<ul style="list-style-type: none"> <li>・各種合成構造設計指針・同解説(2010年11月)</li> </ul>	
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> <li>・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2015</li> <li>・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005年)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・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</li> </ul>

(4) 相対変位算出における評価対象断面

相対変位算出における評価対象断面は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁評価対象断面である断面①～断面⑤のうち、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）12波の結果において、杭下端を基準とした杭天端の相対変位が最大になる断面③で実施する。また、断面③は津波波力が最も大きいため、重畳時の相対変位も大きいと考えられる断面である。評価対象断面の位置図を図 6.12.2-4 に、断面①～断面⑤における原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）12波の相対変位の結果を表 6.12.2-3 に示す。

断面③で検討した最大相対変位に基づいたジョイント部材設計用の相対変位を、防潮堤全体に適用し保守的な設計とする。



図 6.12.2-4 評価対象断面の位置図

表 6.12.2-3 断面①～⑤の横断方向相対変位比較(基本ケース 12 波)

検討 ケース	地震波	位相	地震時相対変位量 (m)				
			断面 ①	断面 ②	断面 ③	断面 ④	断面 ⑤
①	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	0.139	0.209	0.357	0.229	0.340
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	0.139	0.206	0.356	0.228	0.339
	S <sub>s</sub> -D 1	H-, V+	0.161	0.214	0.402	0.225	0.375
	S <sub>s</sub> -D 1	H-, V-	0.159	0.211	0.406	0.225	0.376
	S <sub>s</sub> -1 1		0.033	0.043	0.144	0.226	0.277
	S <sub>s</sub> -1 2		0.084	0.062	0.241	0.326	0.370
	S <sub>s</sub> -1 3		0.056	0.060	0.234	0.285	0.329
	S <sub>s</sub> -1 4		0.046	0.038	0.199	0.176	0.161
	S <sub>s</sub> -2 1		0.120	0.081	0.128	0.161	0.185
	S <sub>s</sub> -2 2		0.095	0.113	0.206	0.147	0.221
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	0.147	0.160	0.334	0.301	0.237
	S <sub>s</sub> -3 1	H-, V+	0.141	0.169	0.354	0.302	0.280
地震時相対変位量 最大値[m]			0.161	0.214	0.406	0.326	0.376

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

(5) 相対変位の算出方法

地震時の構造物間の相対変位は、地震応答解析により算出する。防潮堤が直線上に並んでいる一般部においては、地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、地震時の構造物の変形量及び位相は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、地盤変位に対して保守性を考慮して、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースの杭下端を基準とした杭天端の相対変位の最大値を求める。まず、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）による地震応答解析を12波で実施し、そこで杭下端を基準とした杭天端の相対変位が最大になる地震波を選定する。その地震波を用いて敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースで、地震応答解析を実施し杭下端を基準とした杭天端の相対変位を求め、基本ケースを含めた中での最大相対変位を求める。設計用の相対変位としては、保守的に位相が逆になったことを考慮して、その相対変位を2倍したものを防潮堤が直線状に並んでいる一般部の相対変位として使用する。隅角部においては、一般部で算出された相対変位を、隅角部の角度に合わせ角度補正して算出する。異種構造物間においては、それぞれの構造物での変位量を同様に地震応答解析により算出し、異種構造物間での相対変位を計算する。なお、止水ジョイント部材の製作段階においては、さらに余裕を持たせた値を考慮する。

津波時及び重畳時の構造物間の相対変位は、地震時における最終変位の最大値に、2次元フレーム解析で算出した津波時及び重畳時の杭下端を基準とした杭天端の最大相対変位をそれぞれ加えたものとする。隅角部においては、一般部で算出された相対変位を、隅角部の角度に合わせ角度補正して算出する。異種構造物間での相対変位の算出方法は、それぞれの構造物での津波時及び重畳時の変位量を基にして算出する。

図 6. 12. 2-5 に相対変位算出方法のフローを示す。

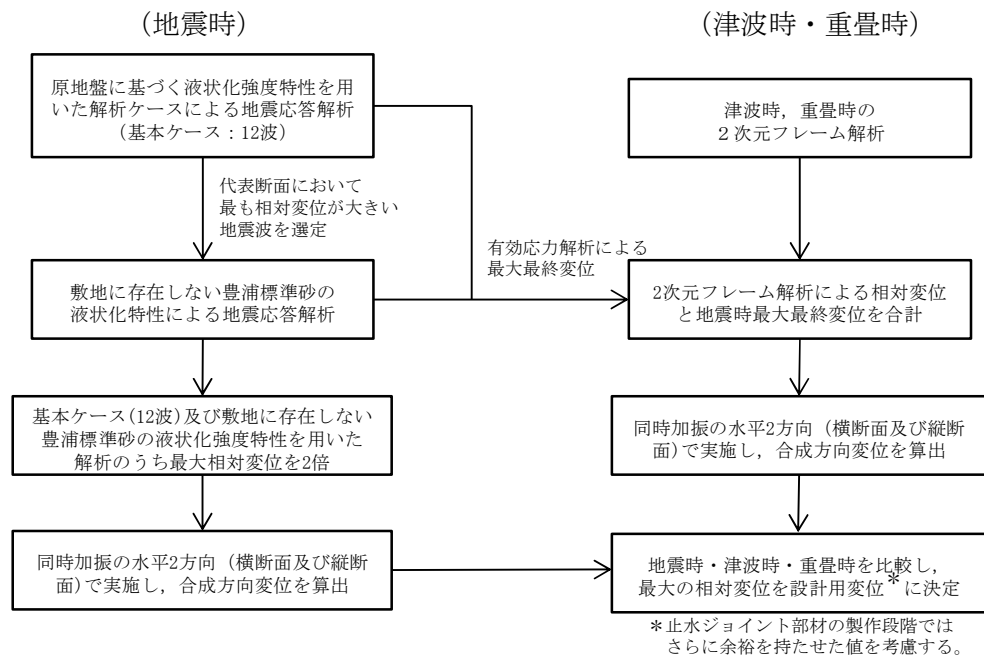


図 6. 12. 2-5 相対変位算出方法のフロー

### 6.12.3 地震応答解析

#### (1) 評価対象断面

図 6.12.3-1 に評価対象断面の位置図，図 6.12.3-2～図 6.12.3-3 に評価対象断面の断面図を示す。

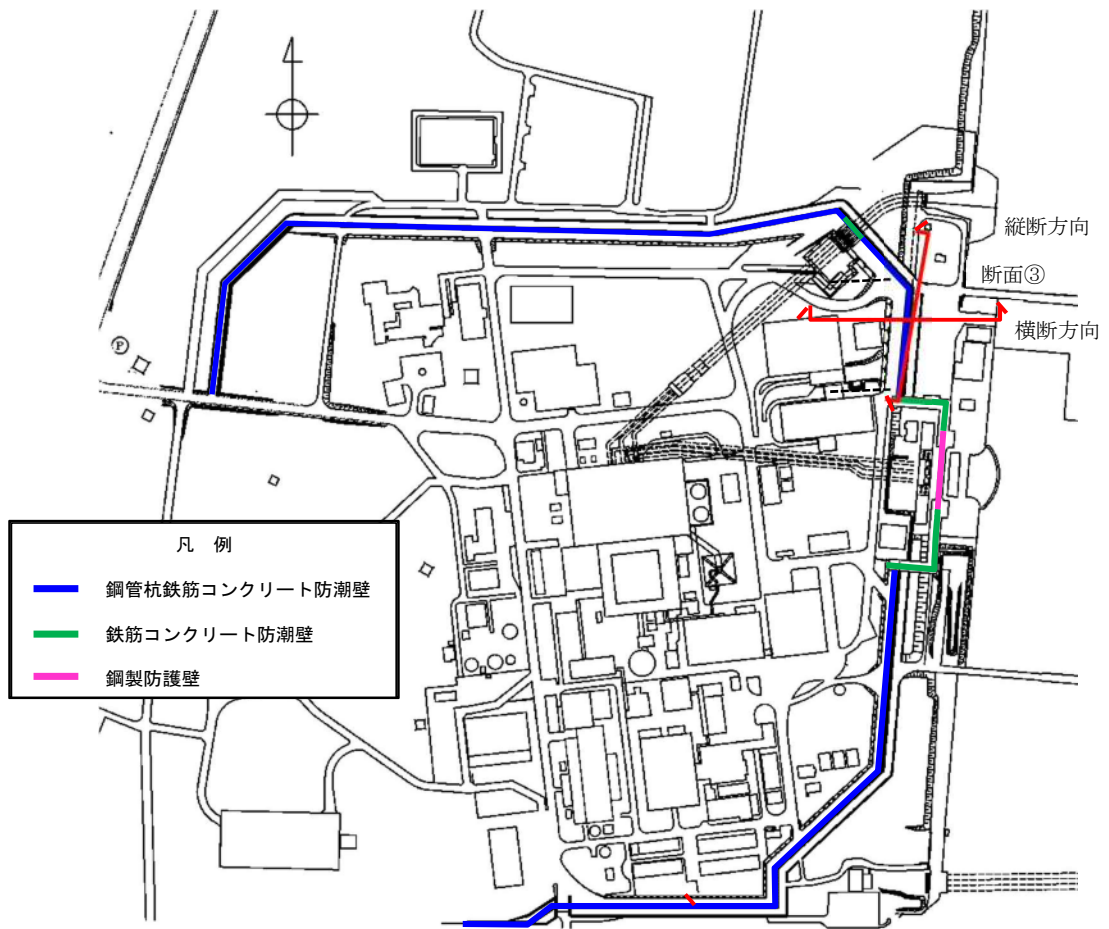


図 6.12.3-1 評価対象断面位置図



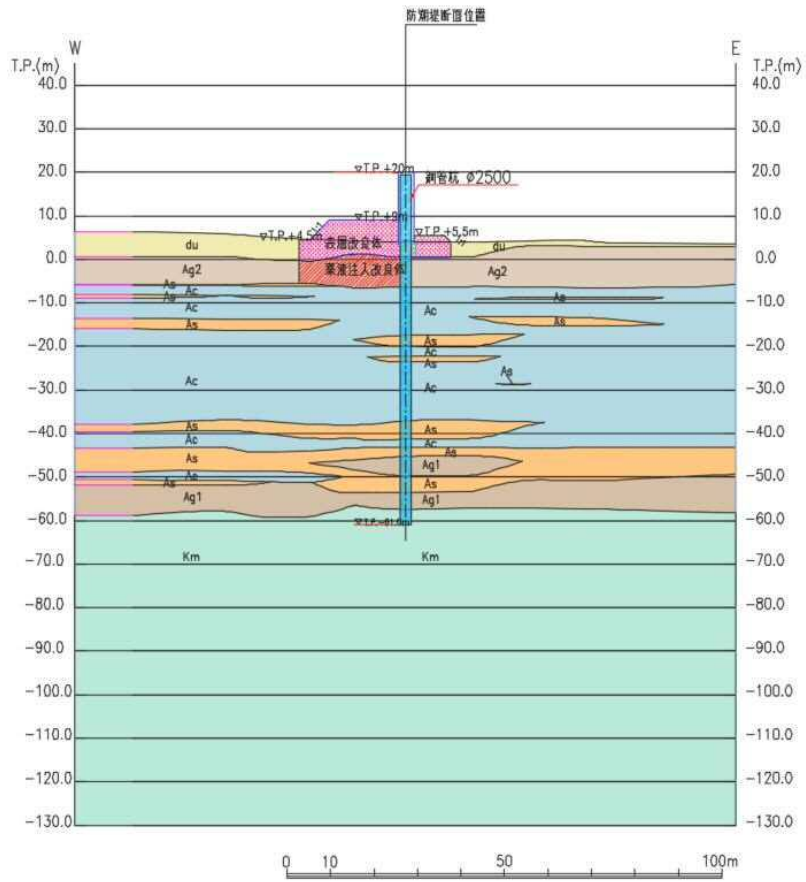


图 6.12.3-2 地震応答解析対象断面図 (断面③：横断方向)

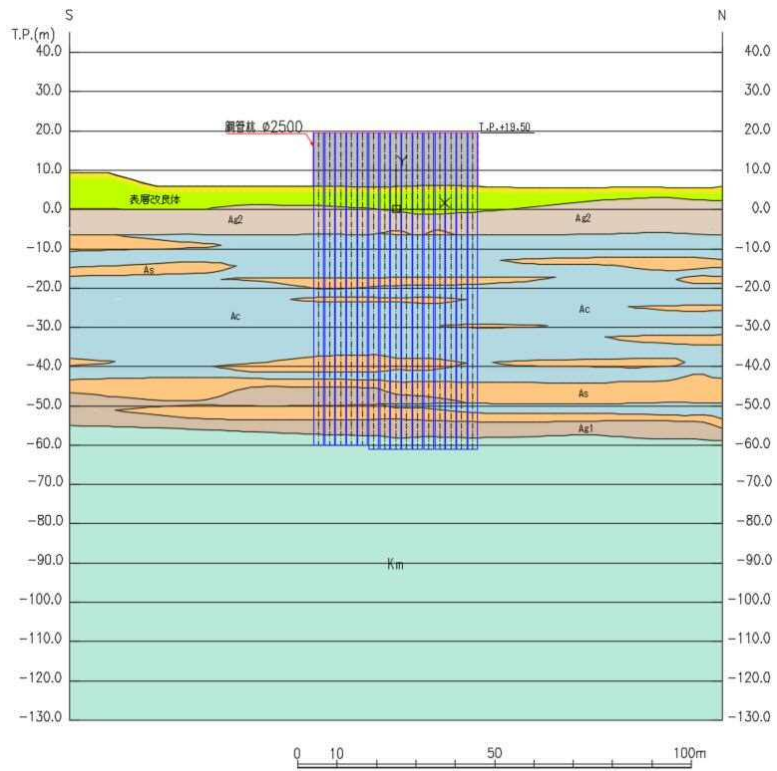


图 6.12.3-3 地震応答解析対象断面図 (断面③：縦断方向)

(2) 解析方法

解析方法は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮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する。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮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」と同じ荷重及び荷重の組み合わせとする。

(4) 入力地震動

入力地震動は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」の「3.4 入力地震動」のうち「3.4.3 断面③」と同じ入力地震動とする。

(5) 解析モデル及び諸元

解析モデル及び諸元は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮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、図 6.12.3-4 に断面③の縦断方向モデル図、図 6.12.3-5 にジョイント要素配置図、図 6.12.3-6 に杭-地盤相互作用バネ配置図を示す。

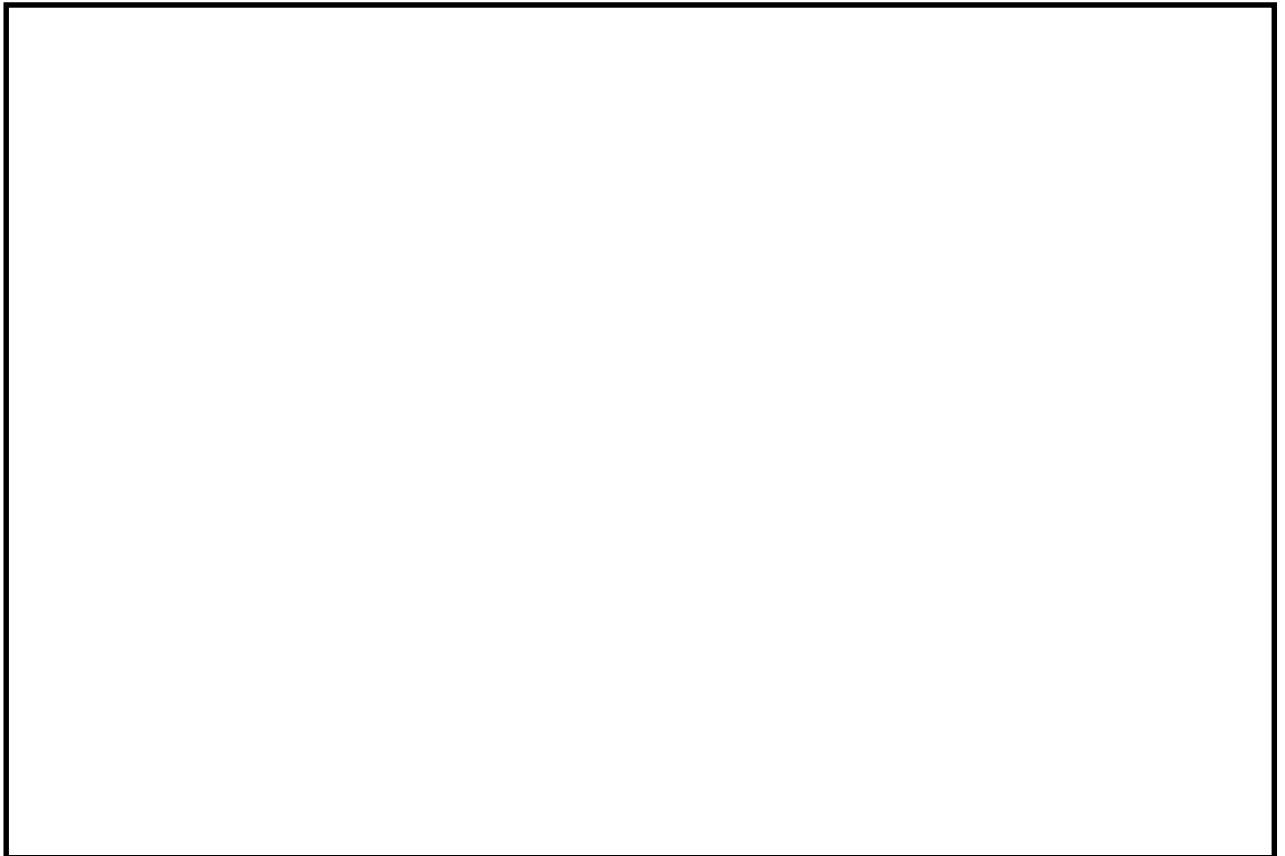


図 6.12.3-4 地震応答解析モデル（断面③：縦断方向）

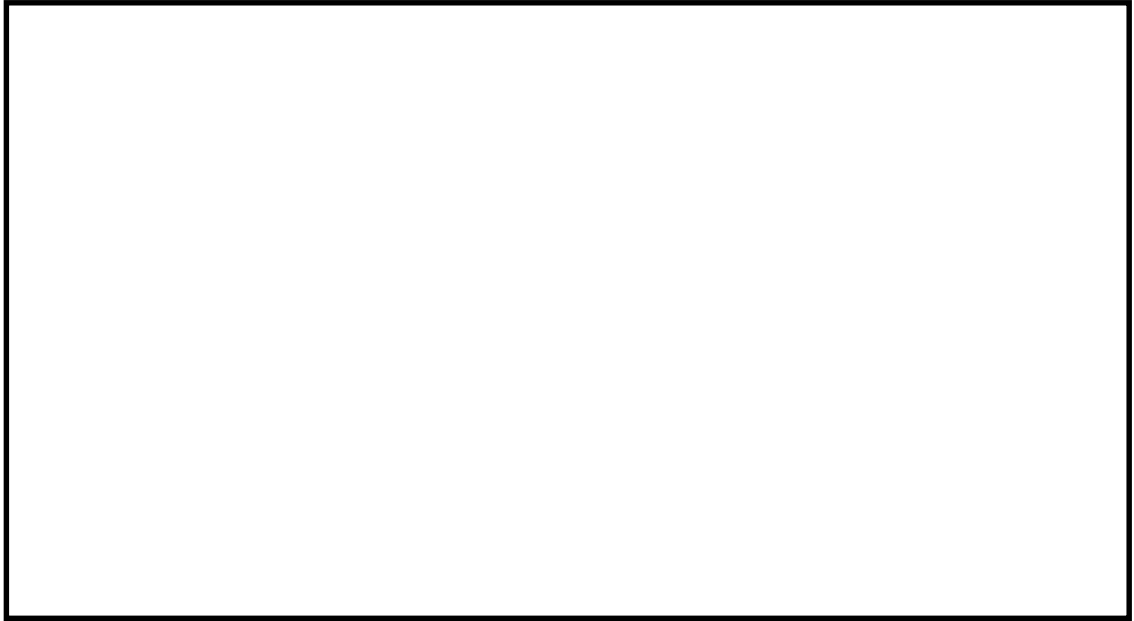


図 6.12.3-5 ジョイント要素配置図 (断面③：縦断方向)

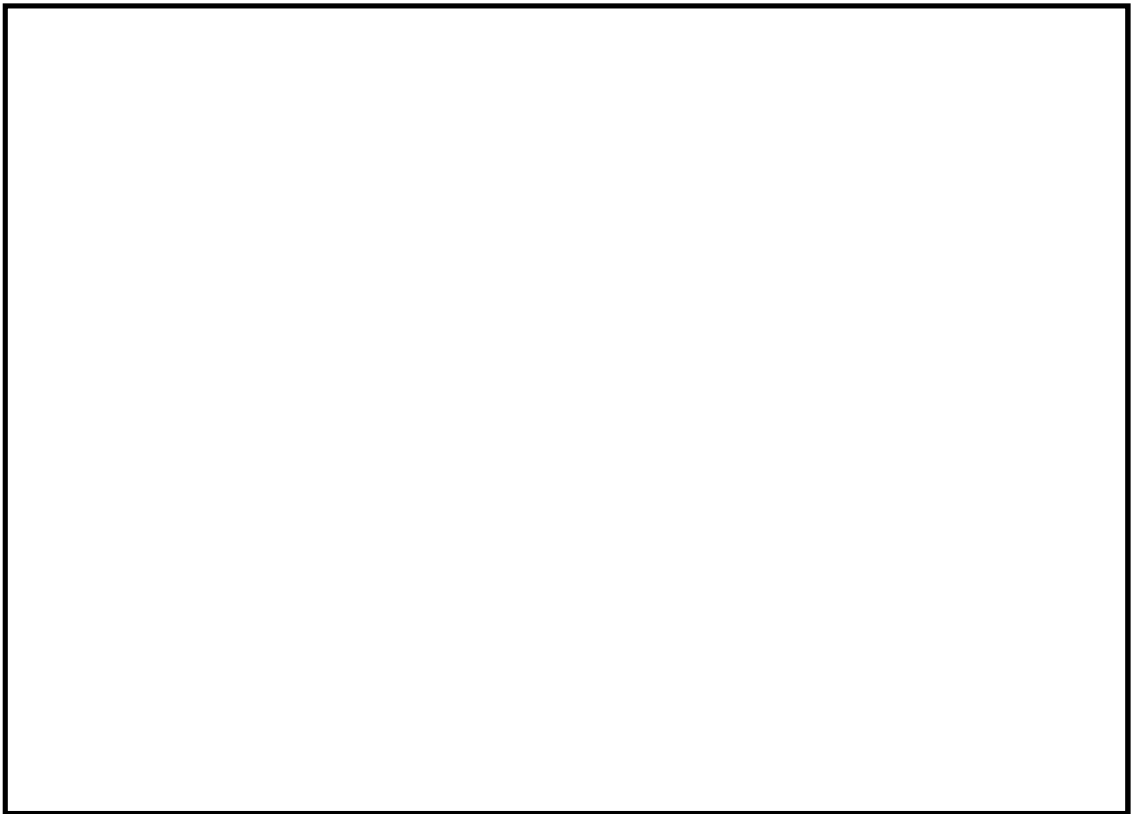


図 6.12.3-6 杭-地盤相互作用バネ配置図 (断面③：縦断方向)

(6) 解析ケース

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の相対変位算出における検討ケースを表 6.12.3-1 に示す。鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の相対変位算出においては、全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において杭下端を基準とした杭天端の相対変位が最も大きい地震動を用いて、④の検討ケースを実施する。

表 6.12.3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の相対変位算出における検討ケース

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性

## 6.12.4 2次元フレーム解析

### (1) 評価対象断面

図 6.12.4-1 に評価対象断面の位置図を示す。津波時及び重畳時は津波の方向を考慮して横断方向のみ検討する。

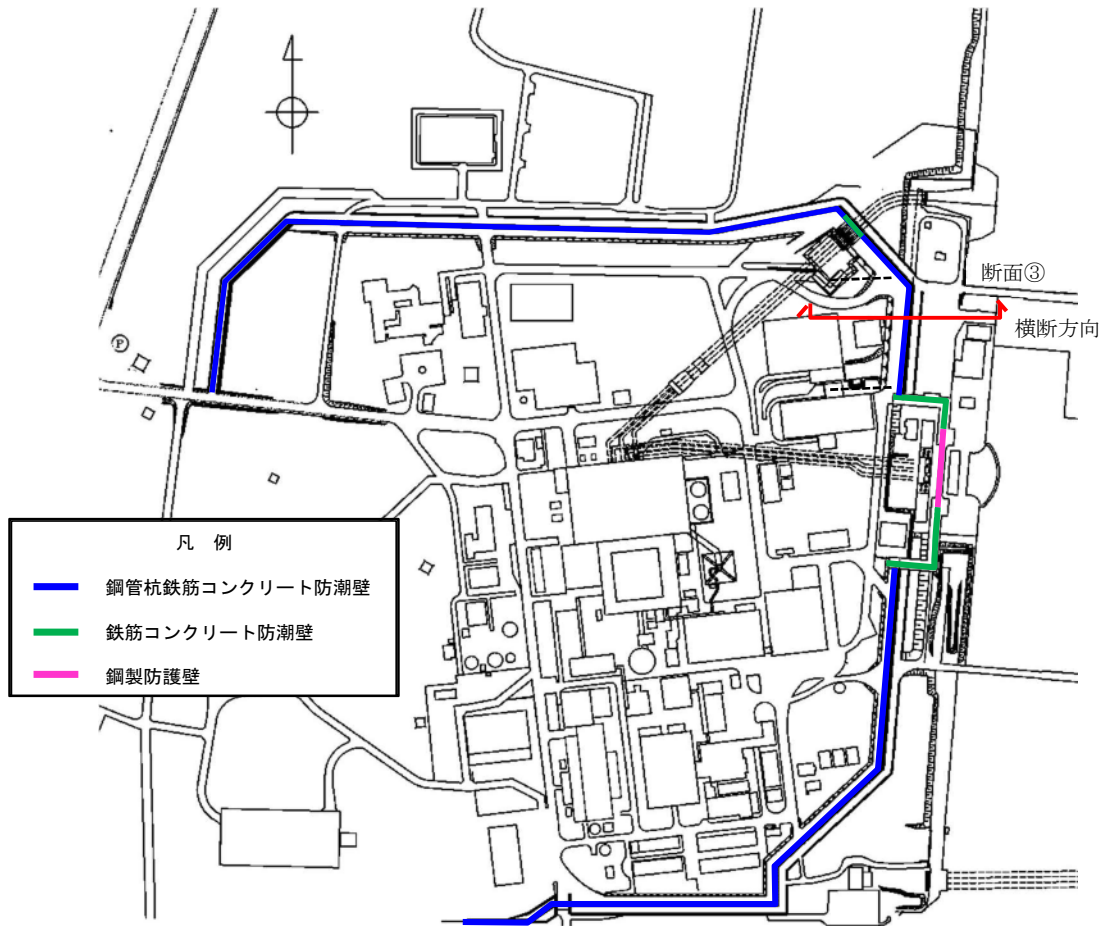


図 6.12.4-1 評価対象断面位置図

(2) 解析モデル及び諸元

解析モデル及び諸元は、「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」の「3.5.1 解析モデル及び諸元」と同様とする。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」の「3.3 荷重及び荷重の組合せ」と同様とする。

(4) 解析ケース

解析ケースは、「6.4.1.2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度計算書に関する補足説明」の「3.5.4 解析ケース」と同様とする。

## 6.12.5 許容限界

### (1) コンクリート

コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に基づき，表6.12.5-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，コンクリートの許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 6.12.5-1 コンクリートの許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート ( $f'_{ck}=40$ N/mm <sup>2</sup> )	短期許容支圧応力度 $\sigma_{ca}$	18

### (2) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定する。

#### (a) 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界  $P_a$  については，アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力  $P_{a1}$  と，定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力  $P_{a2}$  を比較し，値が小さい方を許容限界として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{pa} \cdot {}_{sc}a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_t \cdot A_c$$

ここに，

$P_a$ ：引張力に対する許容限界 (N)

$P_{a1}$ ：アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力 (N)

$P_{a2}$ ：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト1本当たりの短期許容引張力 (N)

$\phi_1, \phi_2$ ：低減係数（短期荷重用： $\phi_1=1.0$ ， $\phi_2=2/3$ ）

${}_s\sigma_{pa}$ ：アンカーボルトの引張強度で， ${}_s\sigma_{pa}={}_s\sigma_y$ とする。

${}_s\sigma_y$ ：アンカーボルトの規格降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)

${}_{sc}a$ ：アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

${}_c\sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ( ${}_c\sigma_t=0.31\sqrt{Fc}$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

$Fc$ ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$ ：コーン状破壊面の有効水平投影面積で， $A_c=\pi \cdot l_{ce}(l_{ce}+D)$ とする。

$l_{ce}$ ：アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで， $l_{ce}=l_e$ とする。

$l_e$  : アンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ  
 $d$  : アンカーボルト軸部の直径  
 $D$  : アンカーボルト頭部の直径

頭付きアンカーボルトの短期許容引張力時の頭部支圧応力度は、コンクリートの支圧強度  $f_n$  以下となるようにする。

$$p_a/A_o \leq f_n$$

$p_a$  : 頭付きアンカーボルト頭部の支圧力

$A_o$  : 頭付きアンカーボルト頭部の支圧面積で、 $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$  とする

$f_n$  : コンクリートの支圧強度で、 $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c}$  とする。

ただし、 $\sqrt{(A_c/A_o)}$  が 6 を超える場合は 6 とする。 (N/mm<sup>2</sup>)

アンカーボルト径 : 16 mm

埋め込み長  $l_e = 200$  mm

$\sigma_y = 245$  N/mm<sup>2</sup> (SS400 相当)

$a = 157$  mm<sup>2</sup> (有効断面積)

コンクリート :  $F_c = 40$  N/mm<sup>2</sup>,

$E_c = 26877$  N/mm<sup>2</sup>

上記より,

$$P_{a1} = 1.0 \times 245 \times 157 = 38465 \text{ N}$$

$$P_{a2} = 2/3 \times 0.31 \times \sqrt{40 \times 40994.85} \\ = 172849 \text{ N}$$

よって、 $P_a = 38465$  N (38.5 kN)

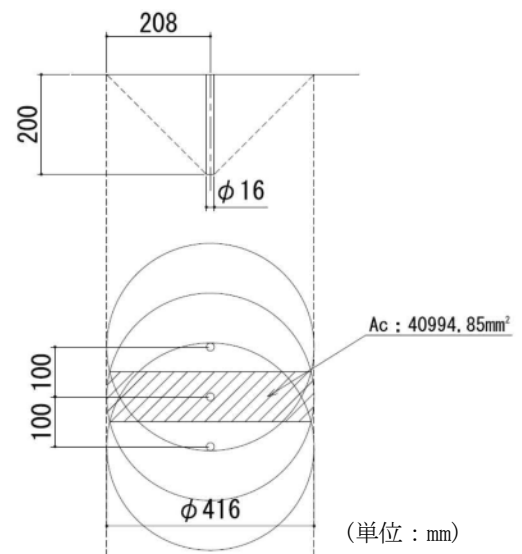


図 6.12.5-1 有効水平投影面積

頭部支圧応力度について

$$P_a/A_o = 38465 / (\pi \times 16^2 / 4) = 191.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{(A_c \cdot A_o)} = \sqrt{(40994.85 / (\pi \times 16^2 / 4))} = 14.3 \text{ より,}$$

$$f_n = 6 \times 40 = 240 \text{ N/mm}^2$$

より、 $P_a/A_o \leq f_n$  が満たされる。

(b) せん断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界  $q_a$  については、アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力  $q_{a1}$ 、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力  $q_{a2}$  及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力  $q_{a3}$  を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。



$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに,

$q_a$  : せん断力に対する許容限界 (N)

$q_{a1}$  : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

$q_{a2}$  : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

$q_{a3}$  : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

$\phi_1, \phi_2$  : 低減係数 (短期荷重用 :  $\phi_1 = 1.0, \phi_2 = 2/3$ )

$s \sigma_{qa}$  : アンカーボルトのせん断強度 ( $s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$  (N/mm<sup>2</sup>))

$s \sigma_y$  : アンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$  : アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_{qa}$  : コンクリートの支圧強度 ( $c \sigma_{qa} = 0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$ )

$c \sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ( $c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{qc}$  : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ( $A_{qc} = 0.5 \pi c^2$ )

$c$  : へりあき寸法 (mm)

短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ  $l_e$  は、次式を満たすように選定するものとする。

$$s \sigma_{qa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$$

アンカーボルト径 : 16 mm 埋め込み長  $l_e = 200$  mm

$$s \sigma_y = 245 \text{ N/mm}^2 \text{ (SS400 相当)}$$

$$s c a = 157 \text{ mm}^2 \text{ (有効断面積)}$$

コンクリート :  $F_c = 40 \text{ N/mm}^2, E_c = 26877 \text{ N/mm}^2, c = 200 \text{ mm}$

$$\text{上記より, } q_{a1} = 1.0 \times 0.7 \times 245 \times 157 = 26925.5 \text{ N}$$

$$q_{a2} = 2/3 \times 0.5 \times \sqrt{40 \times 26877} \times 157 = 54262 \text{ N}$$

$$q_{a3} = 2/3 \times 0.31 \times \sqrt{40} \times 0.5 \times \pi \times 200^2 = 82126 \text{ N}$$

$$\text{よって, } q_a = 26925.5 \text{ N (26.9 kN)}$$

埋め込み長に対しては,

$$s \sigma_{qa} \cdot s c a = 0.7 \times 245 \times 157 = 26925$$

$$c \sigma_t \cdot A_c = 0.31 \times \sqrt{40} \times \pi \times 40994.85 = 252505$$

より,  $s \sigma_{qa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$  が満たされる。

引張力およびせん断力に対する許容限界を表 6.12.5-2 及び表 6.12.5-3 に示す。

表 6.12.5-2 鋼製アンカーの許容限界（引張）

項目	鋼材の降伏で決まる 引張耐力 $P_{a1}$ (kN)	定着したコンクリート躯体の コーン破壊で決まる引張耐力 $P_{a2}$ (kN)	許容限界 (kN)
引張	38.5	172.8	38.5

表 6.12.5-3 鋼製アンカーの許容限界（せん断）

項目	鋼材の耐力で決まる せん断耐力 $q_{a1}$ (kN)	コンクリートの支 圧強度で決まる せん断耐力 $q_{a2}$ (kN)	定着したコンクリート 躯体のコーン破壊で 決まるせん断耐力 $q_{a3}$ (kN)	許容限界 (kN)
せん断	26.9	54.2	82.1	26.9

## 6.12.6 評価方法

### (1) 一般部の地震時相対変位

防潮堤が直線上に並んでいる一般部においては、地盤の物性が一様で同じ土層構成が続いている場合、地震時の構造物の変形量及び位相は同じになり、構造物間に相対変位は生じない。そこで、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース：12波）及び、地盤変位に対して保守性を考慮して、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースにより杭下端を基準とした杭天端の相対変位を求める。設計用の相対変位としては、保守的に位相が逆になったことを考慮して、基本ケースを含めた中での最大相対変位を2倍したものを防潮堤が直線状に並んでいる一般部の相対変位として使用する。

x方向の相対変位  $\delta_x$  :

$$\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(T) \times 2\}$$

y方向の相対変位  $\delta_y$  :

$$\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(T) \times 2\}$$

z方向の相対変位  $\delta_z$  :

$$\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(T) \times 2\}$$

$\delta_x(T)$  : x方向の最大相対変位

$\delta_y(T)$  : y方向の最大相対変位

$\delta_z(T)$  : z方向の最大相対変位

$$\text{合成方向変位 (3方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

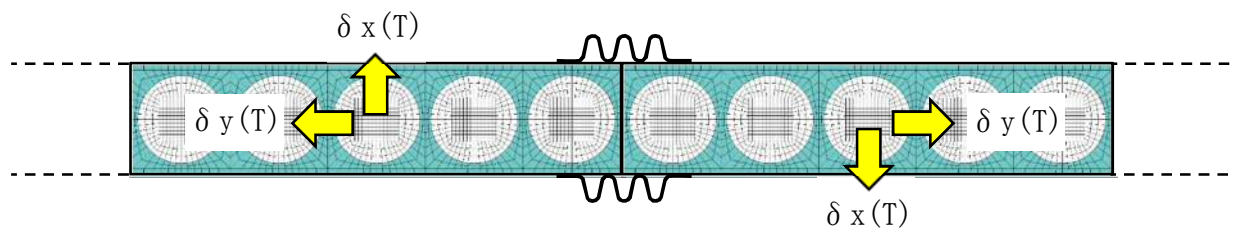


図 6.12.6-1 地震時の相対変位の概念図

(2) 隅角部の地震時相対変位量

隅角部の変位量の設定は、一般部の結果を用いて、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部の相対変位の概念図を図 6.12.6-2 に示す。

x 方向の相対変位  $\delta_x$  :

$$\delta_x' = \delta_{x1}(T) + \text{abs}\{-\delta_{x2}(T) \times \cos \theta + \delta_{y2}(T) \times \sin \theta\}$$

y 方向の相対変位  $\delta_y$  :

$$\delta_y' = \delta_{y1}(T) + \text{abs}\{\delta_{x2}(T) \times \sin \theta - \delta_{y2}(T) \times \cos \theta\}$$

z 方向の相対変位  $\delta_z$  :

$$\delta_z' = \text{abs}\{\delta_{z1}(T) \times 2\}$$

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成)} \delta' = \sqrt{\delta_x'^2 + \delta_y'^2 + \delta_z'^2}$$

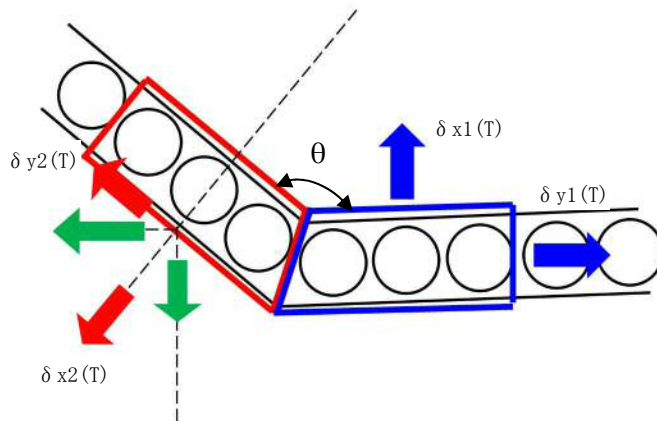


図 6.12.6-2 隅角部の相対変位 概念図

(3) 異種構造物間の地震時相対変位量

異種構造物間の変位量の設定は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の一般部の変位量と異種構造物での原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース：12 波）及び、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースによる最大相対変位を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。異種構造物間の相対変位算出の概念図を図 6. 12. 6-3 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁は、直角に接しているため以下の式により計算する。

x 方向の相対変位  $\delta_{xR}$  :

$$\delta_{xR} = \delta_y(T) + \text{abs}\{\delta'_x(T)\}$$

y 方向の相対変位  $\delta_{yR}$  :

$$\delta_{yR} = \delta_x(T) + \text{abs}\{\delta'_y(T)\}$$

z 方向の相対変位  $\delta_{zR}$  :

$$\delta_{zR} = \delta_z(T) + \text{abs}\{\delta'_z(T)\}$$

$\delta'_x(T)$  : 地震時の鉄筋コンクリート防潮壁の x 方向の相対変位

$\delta'_y(T)$  : 地震時の鉄筋コンクリート防潮壁の y 方向の相対変位

$\delta'_z(T)$  : 地震時の鉄筋コンクリート防潮壁の z 方向の相対変位

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成)} \delta_R = \sqrt{\delta_{xR}^2 + \delta_{yR}^2 + \delta_{zR}^2}$$

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の間及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の間は、防潮堤が直線状に並んでいるため、地震時の変位をそれぞれの方向で足し合わせて算出する。

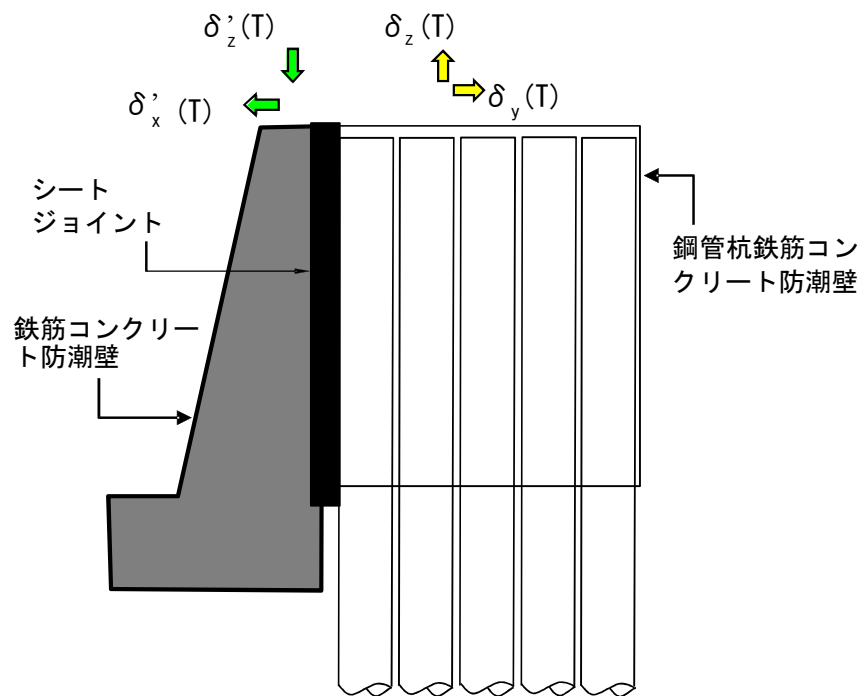


図 6. 12. 6-3 異種構造物間の相対変位 概念図

(4) 一般部の津波時相対変位量

津波時においては、地震時の最終変位に津波時の変位を加えて、防潮堤ブロック間の相対変位を設定する。地震時の最終変位は、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）12 波による結果及び敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析結果のうち最大値とする。津波は 1 方向のため横断方向(x 方向)の変位しか発生しないが、保守的に縦断方向(y 方向)にも横断方向と同じ変位を考慮する。津波時の設計用相対変位は、以下の式により水平 2 方向(x 方向, y 方向)及び鉛直方向(z 方向)それぞれについて算出し、x 方向, y 方向及び z 方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。津波時の相対変位の概念図を図 6.12.6-4 に示す。

なお、津波波圧が鋼管杭天端と地表面で異なりシートジョイントに発生する引張力が天端と地表面で異なることから、鋼製アンカーの検討のため、津波時の相対変位は、鋼管杭天端(=相対変位最大位置)および地表面(=作用波圧最大位置)の 2 点で算定する。

$$x \text{ 方向の相対変位 } \delta_x : \delta_x = \delta_x(A) + \delta_x(B)$$

$$y \text{ 方向の相対変位 } \delta_y : \delta_y = \delta_y(A) + \delta_x(B)$$

$$z \text{ 方向の相対変位 } \delta_z : \delta_z = \delta_z(A) + \delta_z(B)$$

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

ここで、

$\delta_x(A)$ ,  $\delta_y(A)$ ,  $\delta_z(A)$  : 地震時の最終変位

$\delta_x(B)$ ,  $\delta_z(B)$  : 津波時の相対変位

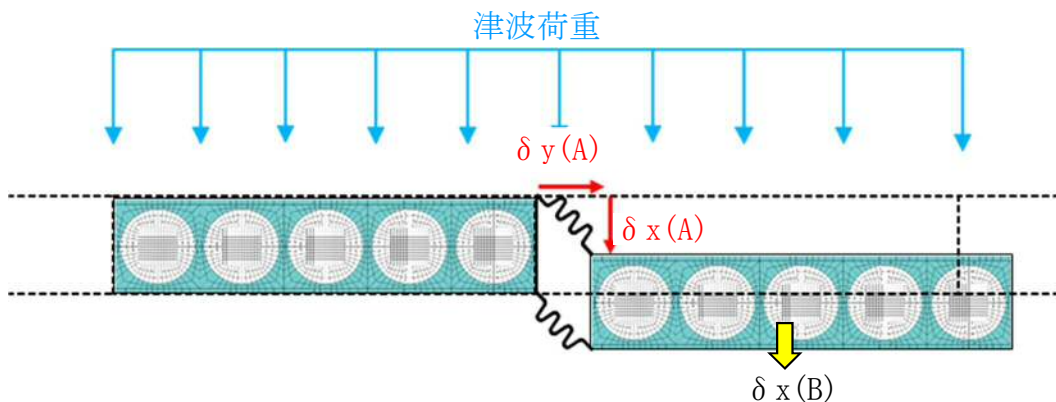


図 6.12.6-4 津波時の相対変位の概念図

(5) 隅角部の津波時相対変位量

隅角部の変位量の設定は、地震時と同様に津波時の一般部の相対変位を基準とし、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部の相対変位 概念図を図 6.12.3-5 に示す。

x 方向の相対変位  $\delta x$  :

$$\delta x' = \delta x1(I) + \text{abs}\{-\delta x2(I) \times \cos \theta + \delta y2(I) \times \sin \theta\}$$

y 方向の相対変位  $\delta y$  :

$$\delta y' = \delta y1(I) + \text{abs}\{\delta x2(I) \times \sin \theta - \delta y2(I) \times \cos \theta\}$$

z 方向の相対変位  $\delta z$  :

$$\delta z' = \text{abs}\{\delta z1(I) \times 2\}$$

$\delta x1(I)$ ,  $\delta x2(I)$  : 津波時の一般部における x 方向の相対変位

$\delta y1(I)$ ,  $\delta y2(I)$  : 津波時の一般部における y 方向の相対変位

$\delta z1(I)$  : 津波時の一般部における z 方向の相対変位

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成) } \delta' = \sqrt{\delta'_{x}{}^2 + \delta'_{y}{}^2 + \delta'_{z}{}^2}$$

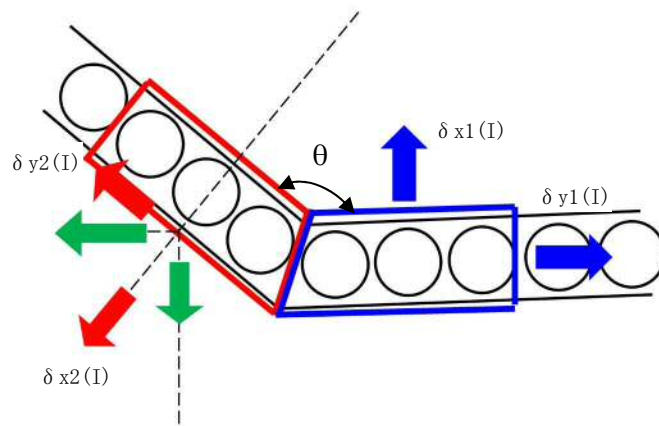


図 6.12.6-5 隅角部の津波時相対変位量の概念図

(6) 異種構造物間の津波時相対変位量

異種構造物間の変位量の設定は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の津波時一般部の変位量と異種構造物の津波時の相対変位を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。異種構造物間の相対変位算出の概念図を図 6.12.6-6 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁は、直角に接しているため以下の式により計算する。

x 方向の相対変位  $\delta_x$  :

$$\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(I) + \delta'_y(RT)\}$$

y 方向の相対変位  $\delta_y$  :

$$\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(I) + \delta'_x(RT)\}$$

z 方向の相対変位  $\delta_z$  :

$$\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(I) + \delta'_z(RT)\}$$

$\delta_x(RT)$  : 津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の x 方向の相対変位

$\delta_y(RT)$  : 津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の y 方向の相対変位

$\delta_z(RT)$  : 津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の z 方向の相対変位

合成方向変位 (3 方向合成)  $\delta$  : 
$$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の間及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の間は、防潮堤が直線状に並んでいるため、「6.12.6 評価方法 (4) 一般部の津波時相対変位量」と同様に津波時の変位を出した後、それぞれの方向で足し合わせて算出する。

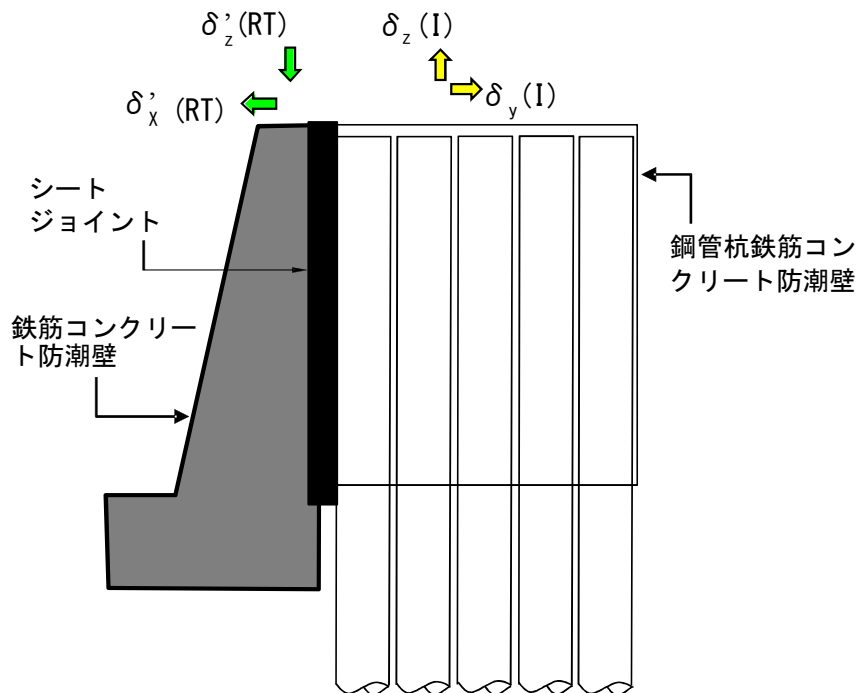


図 6.12.6-6 異種構造物間の津波時相対変位 概念図



(7) 一般部の重畳時相対変位量

重畳時（津波＋余震）においては、地震時の最終変位に重畳時の相対変位を加えて、相対変位を設定する。津波は1方向のため横断方向（x方向）の変位しか発生しないが、保守的に縦断方向（y方向）にも横断方向と同じ変位を考慮する。

重畳時（津波＋余震時）の設計用相対変位は、以下の式により水平2方向（x方向、y方向）及び鉛直方向（z方向）それぞれについて算出する。さらに、x方向、y方向及びz方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。なお、津波波圧が鋼管杭天端と地表面で異なりシートジョイントに発生する引張力が天端と地表面で異なることから、鋼製アンカーの検討のため、重畳時の相対変位は、鋼管杭天端（＝相対変位最大位置）および地表面（＝作用波圧最大位置）の2点で算定する。

重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図を図 6. 12. 6－7 に示す。

$$x \text{ 方向の相対変位 } \delta_x : \delta_x = \delta_x(A) + \delta_x(B)$$

$$y \text{ 方向の相対変位 } \delta_y : \delta_y = \delta_y(A) + \delta_x(B)$$

$$z \text{ 方向の相対変位 } \delta_z : \delta_z = \delta_z(A) + \delta_z(B)$$

$$\text{合成方向変位 (3方向合成) } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

ここで、

$\delta_x(A)$ ,  $\delta_y(A)$ ,  $\delta_z(A)$  : 地震時の最終変位

$\delta_x(B)$ ,  $\delta_z(B)$  : 重畳時の相対変位

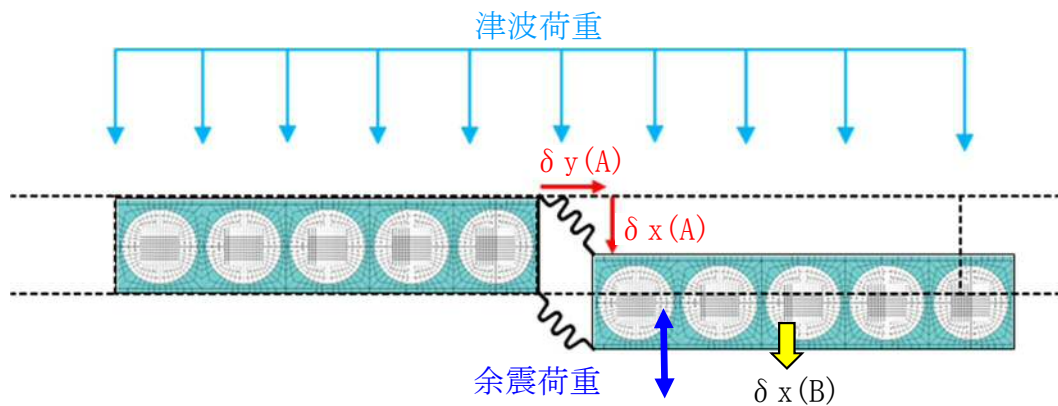


図 6. 12. 6－7 重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図

(8) 隅角部の重畳時の相対変位量

隅角部の変位量の設定は、重畳時の一般部を基準とし、隅角部の角度を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。隅角部の相対変位 概念図を図 6.12.6-8 に示す。

x 方向の相対変位  $\delta_x$  :

$$\delta x' = \delta x1(I_t) + \text{abs}\{-\delta x2(I_t) \times \cos \theta + \delta y2(I_t) \times \sin \theta\}$$

y 方向の相対変位  $\delta_y$  :

$$\delta y' = \delta y1(I_t) + \text{abs}\{\delta x2(I_t) \times \sin \theta - \delta y2(I_t) \times \cos \theta\}$$

z 方向の相対変位  $\delta_z$  :

$$\delta z' = \text{abs}\{\delta z1(I_t) \times 2\}$$

$\delta x1(I_t)$ ,  $\delta x2(I_t)$  : 重畳時の一般部における x 方向の相対変位

$\delta y1(I_t)$ ,  $\delta y2(I_t)$  : 重畳時の一般部における y 方向の相対変位

$\delta z1(I_t)$ ,  $\delta z2(I_t)$  : 重畳時の一般部における z 方向の相対変位

$$\text{合成方向変位 (3 方向合成)} \delta' = \sqrt{\delta_x'^2 + \delta_y'^2 + \delta_z'^2}$$

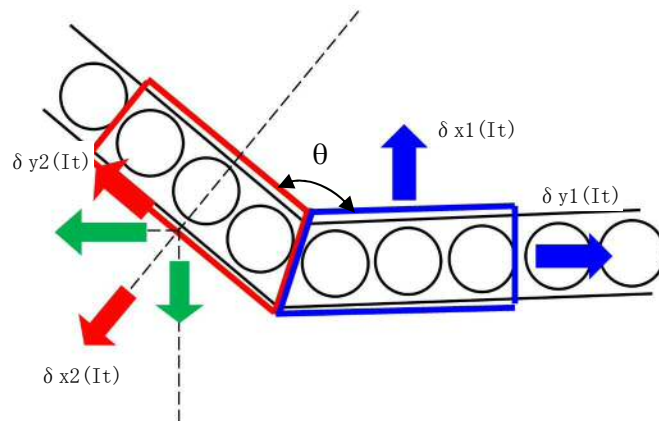


図 6.12.6-8 隅角部の重畳時（津波+余震時）の相対変位量の概念図

(9) 異種構造物間の重畳時の相対変位量

異種構造物間の変位量の設定は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤の重畳時一般部の変位量と異種構造物の重畳時の相対変位を考慮することで、ジョイント間の相対変位を算出する。異種構造物間の相対変位算出の概念図を図 6.12.6-9 に示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁は、直角に接しているため以下の式により計算する。

x 方向の相対変位  $\delta_x$  :

$$\delta_x = \text{abs}\{\delta_x(\text{It}) + \delta'_y(\text{RTt})\}$$

y 方向の相対変位  $\delta_y$  :

$$\delta_y = \text{abs}\{\delta_y(\text{It}) + \delta'_x(\text{RTt})\}$$

z 方向の相対変位  $\delta_z$  :

$$\delta_z = \text{abs}\{\delta_z(\text{It}) + \delta'_z(\text{RTt})\}$$

$\delta_x(\text{RTt})$  : 重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の x 方向の相対変位

$\delta_y(\text{RTt})$  : 重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の y 方向の相対変位

$\delta_z(\text{RTt})$  : 重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の z 方向の相対変位

合成方向変位 (3 方向合成)  $\delta$  : 
$$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁の間及び鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) の間は、防潮堤が直線状に並んでいるため、「6.12.6 評価方法 (7)一般部の重畳時相対変位量」と同様に津波時の変位を出した後、それぞれの方向で足し合わせて算出する。

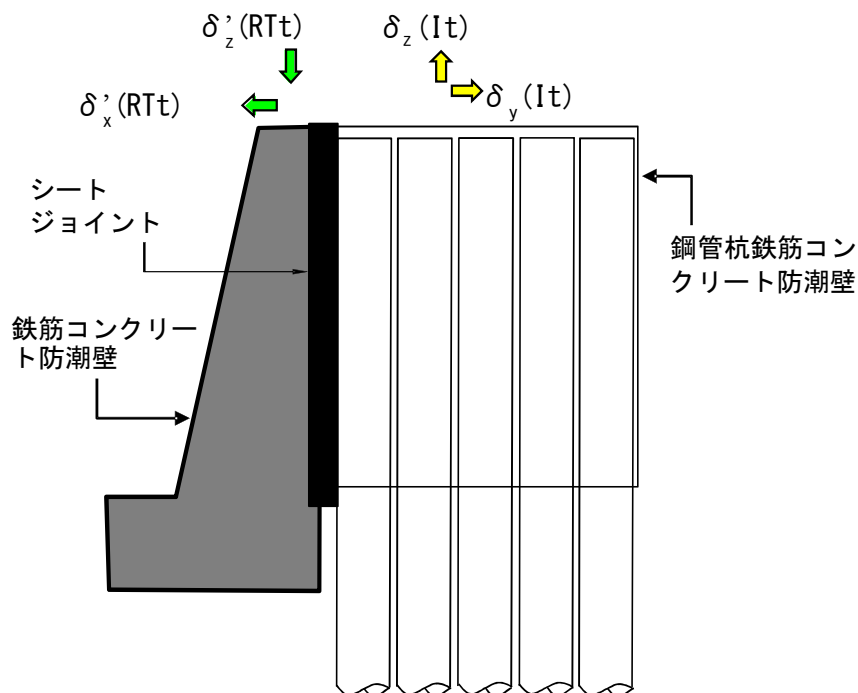


図 6.12.6-9 異種構造物間の重畳時 (津波+余震時) の相対変位 概念図

(10) 防潮壁間の相互の支圧力の評価方法

防潮壁境界部は空隙を設けない構造とすることから、隣接する躯体同士が地震時の相互の支圧力に対して、鉄筋コンクリート壁体が損傷をしないことを確認する。

具体的には、以下の式により隣接する鉄筋コンクリート防潮壁側の堅壁の慣性力を防潮壁側面に載荷して、支圧応力の照査を実施する。ここで、慣性力と防潮壁側面の概念図を図 6.12.6-10 に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁側に働く慣性力  $F$  :

$$F = ma$$

$m$  : 鉄筋コンクリート防潮壁の質量

$a$  : 地震時加速度

防潮壁側支圧応力度  $\sigma_{cv}$  :

$$\sigma_{cv} = \frac{F}{b \cdot h} \leq \sigma_{ca}$$

$b$  : 防潮壁の幅

$h$  : 防潮壁高さ

$\sigma_{ca}$  : 支圧応力度の許容応力度

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間の支圧応力については、縦断方向モデルによる解析結果によるジョイント部の圧縮応力が許容支圧応力以下であることを確認する。

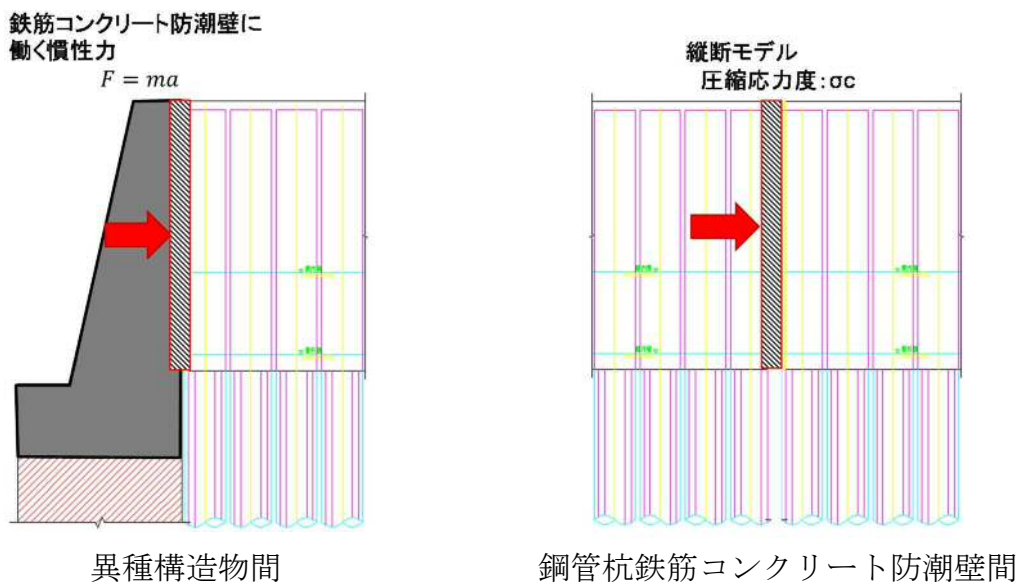


図 6.12.6-10 慣性力と防潮壁側面の概念図

(11) 止水ジョイント部材鋼製アンカーの評価方法

シートジョイントの取付けボルトの評価は、シートジョイントに作用する最大張力によるせん断力  $S$  と引張力  $T$  を考慮して、以下の式で行う。

$$\sigma_{sa} = T / (n \cdot A)$$

$$\tau_{sa} = S / (n \cdot A)$$

ここで、 $\sigma_{sa}$ ：取付けボルト鋼材の引張短期許容応力度

$\tau_{sa}$ ：取付けボルト鋼材のせん断短期許容応力度

$A$ ：取付けボルトの断面積

$n$ ：アンカーボルトの 1m あたりの本数

シートジョイントの鋼製アンカーの評価は、取付けボルトと同様に、シートジョイントに作用する荷重が、鋼製アンカーの許容限界よりも小さいことを確認する。

$$T \leq P_a$$

$$S \leq q_a$$

ここで、 $P_a$ ：引張力に対する許容限界 (N)

$q_a$ ：せん断力に対する許容限界 (N)

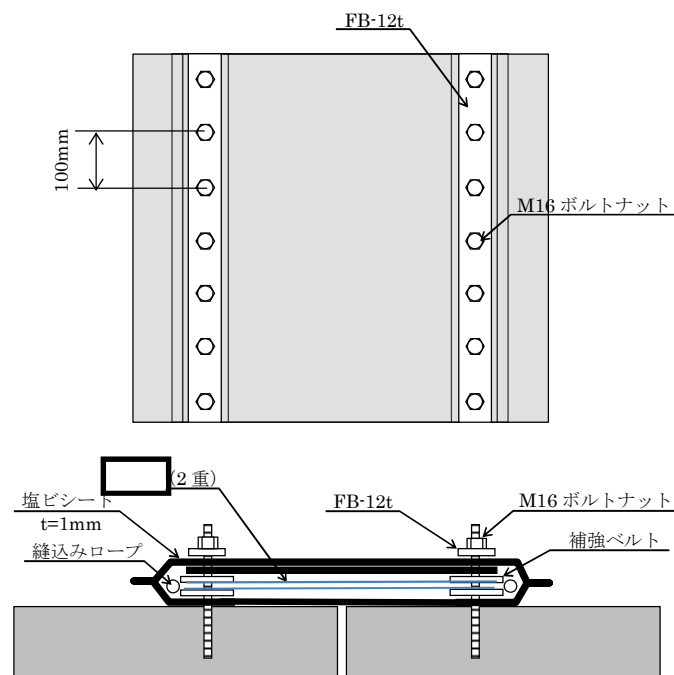


図 6. 12. 6-11 シートジョイント概要図

### 6.12.7 評価結果

#### (1) 一般部の地震時相対変位

断面③において原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースと敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースの杭下端を基準とした杭天端の相対変位の比較を表 6.12.7-1 に示す。

一般部の地震時相対変位量を表 6.12.7-2 に示す。一般部の地震時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-1 断面③の相対変位比較

検討 ケース	地震波	位相	地震時相対変位量 (m)		
			横断方向 $\delta x$ (m)	縦断方向 $\delta y$ (m)	鉛直方向 $\delta z$ (m)
①	S <sub>s</sub> -D1	H-, V-	0.406	0.354	0.038
④	S <sub>s</sub> -D1	H-, V-	0.345	0.412	0.050
地震時相対変位量 最大値[m]			0.406	0.412	0.050

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

表 6.12.7-2 一般部の地震時相対変位量

	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	3成分合成 (m)	許容限界 (m)	製作作用変位量 (m)
地震時相対変位量	0.406	0.412	0.050	—	—	—
設計用相対変位量	0.812	0.824	0.100	1.161	2.0	1.50

(2) 隅角部の地震時相対変位量

隅角部の地震時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-3 に示す。表中の位置番号は図 6.12.7-1 の位置に対応する。隅角部の地震時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-3 隅角部の地震時相対変位量

位置 番号	堤内側 角度 (°)	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)	製作作用 変位量 (m)
①	141.5	0.467	0.987	0.100	1.097	2.0	1.50
②	133.9	0.984	0.419	0.100	1.074	2.0	1.50
③	192.7	0.893	0.725	0.100	1.154	2.0	1.50
④	121.0	0.968	0.548	0.100	1.117	2.0	1.50
⑤	133.2	0.984	0.426	0.100	1.077	2.0	1.50
⑥	138.0	0.432	0.990	0.100	1.085	2.0	1.50
⑦	226.5	0.425	0.990	0.100	1.082	2.0	1.50
⑧	90.2	0.819	0.817	0.100	1.161	2.0	1.50
⑨	146.9	0.521	0.979	0.100	1.113	2.0	1.50

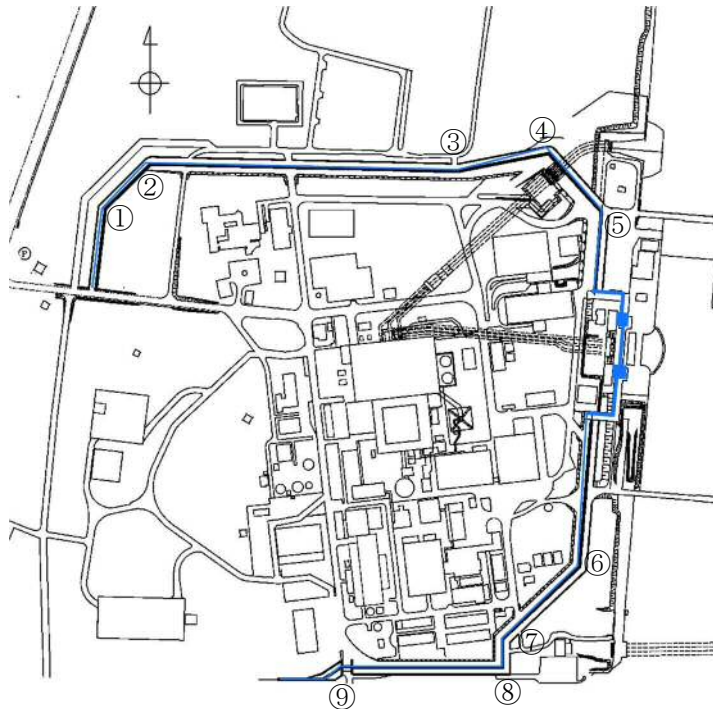


図 6.12.7-1 隅角部の地震時相対変位量の評価位置番号

(3) 異種構造物間の地震時相対変位量

防潮堤と接続する各構造物の地震時相対変位量を表 6.12.7-4 に、異種構造物間の地震時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-5 に示す。表中の位置番号は図 6.12.7-2 に示す。異種構造物間の地震時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-4 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤と接続する各構造物の地震時相対変位量

構造物	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）(①)	0.368	0.570	0.068
鉄筋コンクリート防潮壁(②)	0.479	0.843	0.058
防潮扉 2 基礎(③)	0.172	0.200	0.024

表 6.12.7-5 異種構造物間の地震時相対変位量

位置番号	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)	製作作用変位量 (m)
①	0.774	0.982	0.118	1.256	2.0	1.50
②	0.885	1.255	0.108	1.539	2.0	2.00
③	0.578	0.612	0.074	0.845	2.0	1.50

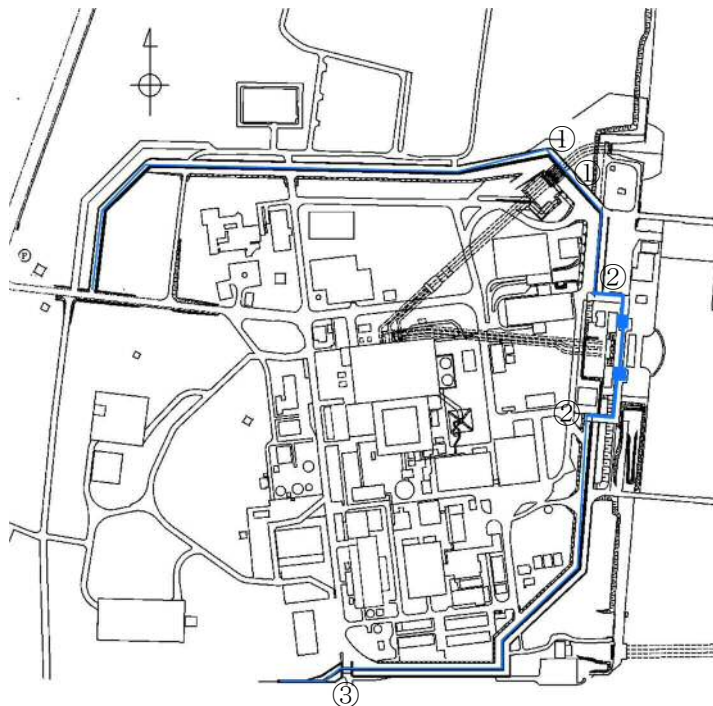


図 6.12.7-2 異種構造物間の地震時相対変位量の評価位置番号



(4) 一般部の津波時相対変位量

一般部の地震時最終変位量を表 6.12.7-6 に、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケースと敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースの杭下端を基準とした杭天端の相対変位の比較を表 6.12.7-7 に示す。表 6.12.7-7 に示す最終変位量の最大値を用いた一般部の津波時の相対変位量を表 6.12.7-8 に示す。一般部の津波時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-6 一般部の地震時最終変位量 (杭天端：横断方向)

検討 ケース	地震波	位相	地震時最終変位量[m]
①	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	0.090
	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V-	0.092
	S <sub>s</sub> -D 1	H-, V+	0.036
	S <sub>s</sub> -D 1	H-, V-	0.037
	S <sub>s</sub> -1 1		0.024
	S <sub>s</sub> -1 2		0.052
	S <sub>s</sub> -1 3		0.052
	S <sub>s</sub> -1 4		0.042
	S <sub>s</sub> -2 1		0.011
	S <sub>s</sub> -2 2		0.025
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	0.017
	S <sub>s</sub> -3 1	H-, V+	0.044

表 6.12.7-7 地震時最終変位量

検討 ケース	地震波	地震時最終変位量 (m)		
		横断方向 δ <sub>x</sub> (m)	縦断方向 δ <sub>y</sub> (m)	鉛直方向 δ <sub>z</sub> (m)
①	S <sub>s</sub> -D 1	0.092 (H+, V-) *	0.109 (H-, V-) *	0.018 (H-, V+) *
④	S <sub>s</sub> -D 1	0.113 (H+, V+) *	0.062 (H+, V+) *	0.032 (H-, V-) *
地震時最終変位量 最大値[m]		0.113	0.109	0.032

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース  
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
 \*：()内は位相を示す。

表 6.12.7-8 一般部の津波時相対変位量

		$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	3成分合成 (m)	許容限界 (m)	製作用変位量 (m)
杭天端	最終変位 ×2倍	0.226	0.218	0.064			
	津波時	0.182	0.182	0.001			
	合計	0.408	0.400	0.065	0.575	2.0	1.50
地表面	最終変位 ×2倍	0.226	0.218	0.064			
	津波時	0.000	0.000	0.001			
	合計	0.226	0.218	0.065	0.321	2.0	1.50

(5) 隅角部の津波時相対変位量

隅角部の津波時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-9 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-1 中の番号に対応する。隅角部の津波時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-9 隅角部の津波時相対変位量

	位置 番号	堤内側 角度 (°)	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容 限界 (m)	製作用 変位量 (m)
杭天端	①	141.5	0.316	0.447	0.066	0.551	2.0	1.50
	②	133.9	0.452	0.297	0.066	0.545	2.0	1.50
	③	192.7	0.429	0.372	0.066	0.572	2.0	1.50
	④	121.0	0.447	0.332	0.066	0.560	2.0	1.50
	⑤	133.2	0.452	0.299	0.066	0.546	2.0	1.50
	⑥	138.0	0.306	0.448	0.066	0.546	2.0	1.50
	⑦	226.5	0.296	0.448	0.066	0.541	2.0	1.50
	⑧	90.2	0.404	0.404	0.066	0.575	2.0	1.50
	⑨	146.9	0.330	0.444	0.066	0.557	2.0	1.50
地表面	①	141.5	0.134	0.265	0.066	0.304	2.0	1.50
	②	133.9	0.270	0.115	0.066	0.301	2.0	1.50
	③	192.7	0.247	0.190	0.066	0.319	2.0	1.50
	④	121.0	0.265	0.150	0.066	0.311	2.0	1.50
	⑤	133.2	0.270	0.117	0.066	0.301	2.0	1.50
	⑥	138.0	0.124	0.266	0.066	0.300	2.0	1.50
	⑦	226.5	0.114	0.266	0.066	0.297	2.0	1.50
	⑧	90.2	0.222	0.222	0.066	0.321	2.0	1.50
	⑨	146.9	0.148	0.262	0.066	0.308	2.0	1.50

(6) 異種構造物間の津波時相対変位量

防潮堤と接続する各構造物の津波時相対変位量を表 6.12.7-10 に示す。表 6.12.7-11 に示す鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の津波時変位量と組み合わせた異種構造物間の津波時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-12 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-2 中の番号に対応する。異種構造物間の津波時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-10 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤と接続する各構造物の津波時相対変位量

		$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	
杭天端	放水路(①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		津波時変位増分	0.083	0.083	0.008
		津波時相対変位	0.380	0.134	0.045
	RC 防潮壁(②)	地震時最終変位	0.198	0.425	0.019
		津波時変位増分	0.000	0.101	0.003
		津波時相対変位	0.198	0.526	0.022
	防潮扉(③)	地震時最終変位	0.005	0.049	0.008
		津波時変位増分	0.007	0.007	0.002
		津波時相対変位	0.012	0.056	0.010
地表面	放水路(①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		津波時変位増分	0.061	0.061	0.008
		津波時相対変位	0.358	0.112	0.045
	RC 防潮壁(②)	地震時最終変位	0.198	0.425	0.019
		津波時変位増分	0.000	0.055	0.003
		津波時相対変位	0.198	0.480	0.022
	防潮扉(③)	地震時最終変位	0.005	0.049	0.008
		津波時変位増分	0.002	0.002	0.003
		津波時相対変位	0.007	0.051	0.011

表 6.12.7-11 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の津波時変位量

		$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)
杭天端	最終変位	0.113	0.109	0.032
	津波時	0.182	0.182	0.001
地表面	津波時	0.000	0.000	0.001

表 6.12.7-12 異種構造物間の津波時相対変位量\*

	位置 番号	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容 限界 (m)	製作用 変位量 (m)
杭天端	①	0.592	0.342	0.078	0.689	2.0	1.50
	②	0.493	0.716	0.055	0.871	2.0	2.00
	③	0.300	0.340	0.042	0.456	2.0	1.50
地表面	①	0.471	0.221	0.078	0.526	2.0	1.50
	②	0.311	0.589	0.055	0.668	2.0	2.00
	③	0.120	0.160	0.044	0.205	2.0	1.50

注記 \* : 地震時最終変位は鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と異種構造物の両方の合計とし、津波時の変位増分は防潮堤と異種構造物のどちらか片方を考慮し、相対変位が大きくなる方を採用する。

(7) 一般部の重畳時相対変位量

一般部の重畳時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-13 に示す。一般部の重畳時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-13 一般部の重畳時相対変位量

		$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	3成分合成 (m)	許容限界 (m)	製作作用変位量 (m)
杭天端	最終変位 ×2倍	0.226	0.218	0.064			
	重畳時	0.471	0.471	0.001			
	合計	0.697	0.689	0.065	0.982	2.0	1.50
地表面	最終変位 ×2倍	0.226	0.218	0.064			
	重畳時	0.188	0.188	0.001			
	合計	0.414	0.406	0.065	0.583	2.0	1.50

(8) 隅角部の重畳時の相対変位量

隅角部の重畳時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-14 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-1 中の番号に対応する。隅角部の重畳時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-14 隅角部の重畳時相対変位量

	位置 番号	堤内側 角度 (°)	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容 限界 (m)	製作用 変位量 (m)
杭天端	①	141.5	0.605	0.736	0.066	0.954	2.0	1.50
	②	133.9	0.741	0.586	0.066	0.947	2.0	1.50
	③	192.7	0.718	0.661	0.066	0.979	2.0	1.50
	④	121.0	0.736	0.621	0.066	0.965	2.0	1.50
	⑤	133.2	0.741	0.588	0.066	0.948	2.0	1.50
	⑥	138.0	0.595	0.737	0.066	0.949	2.0	1.50
	⑦	226.5	0.585	0.737	0.066	0.943	2.0	1.50
	⑧	90.2	0.693	0.693	0.066	0.982	2.0	1.50
	⑨	146.9	0.619	0.733	0.066	0.962	2.0	1.50
地表面	①	141.5	0.322	0.453	0.066	0.559	2.0	1.50
	②	133.9	0.458	0.303	0.066	0.553	2.0	1.50
	③	192.7	0.435	0.378	0.066	0.581	2.0	1.50
	④	121.0	0.453	0.338	0.066	0.569	2.0	1.50
	⑤	133.2	0.458	0.305	0.066	0.554	2.0	1.50
	⑥	138.0	0.312	0.454	0.066	0.555	2.0	1.50
	⑦	226.5	0.302	0.454	0.066	0.549	2.0	1.50
	⑧	90.2	0.410	0.410	0.066	0.584	2.0	1.50
	⑨	146.9	0.336	0.450	0.066	0.566	2.0	1.50

(9) 異種構造物間の重畳時の相対変位量

防潮堤と接続する各構造物の重畳時相対変位量を表 6.12.7-15 に示す。表 6.12.7-16 に示す鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時変位量と組み合わせた異種構造物間の津波時相対変位量の評価結果を表 6.12.7-17 に示す。表中の位置番号は前出の図 6.12.7-2 中の番号に対応する。異種構造物間の重畳時相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 6.12.7-15 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤と接続する各構造物の重畳時相対変位量

		$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)	
杭天端	放水路(①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		重畳時変位増分	0.185	0.185	0.022
		重畳時相対変位	0.482	0.236	0.059
	RC 防潮壁(②)	地震時最終変位	0.198	0.425	0.019
		重畳時変位増分	0.114	0.353	0.011
		重畳時相対変位	0.312	0.778	0.030
	防潮扉(③)	地震時最終変位	0.005	0.049	0.008
		重畳時変位増分	0.063	0.063	0.002
		重畳時相対変位	0.068	0.112	0.010
地表面	放水路(①)	地震時最終変位	0.297	0.051	0.037
		重畳時変位増分	0.150	0.150	0.022
		重畳時相対変位	0.447	0.201	0.059
	RC 防潮壁(②)	地震時最終変位	0.198	0.425	0.019
		重畳時変位増分	0.110	0.238	0.011
		重畳時相対変位	0.308	0.663	0.030
	防潮扉(③)	地震時最終変位	0.005	0.049	0.008
		重畳時変位増分	0.056	0.056	0.004
		重畳時相対変位	0.061	0.105	0.012

表 6.12.7-16 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時変位量

		$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\delta z$ (m)
杭天端	最終変位	0.113	0.109	0.032
	重畳時	0.471	0.471	0.001
地表面	重畳時	0.188	0.188	0.001



表 6.12.7-17 異種構造物間の重畳時相対変位量\*

	位置 番号	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\delta_z$ (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$	許容 限界 (m)	設計 変位量 (m)
杭天端	①	0.881	0.631	0.092	1.087	2.0	1.10
	②	0.782	1.005	0.063	1.275	2.0	1.50
	③	0.589	0.629	0.043	0.863	2.0	1.10
地表面	①	0.598	0.348	0.092	0.699	2.0	1.10
	②	0.421	0.772	0.063	0.882	2.0	1.10
	③	0.306	0.346	0.043	0.465	2.0	1.10

注記 \* : 地震時最終変位は鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と異種構造物の両方の合計とし、重畳時の変位増分は防潮堤と異種構造物のどちらか片方を考慮し、相対変位が大きくなる方を採用する。

(10) 構造物間の相互の支圧力

a. 異種構造物間

①鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）間

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁質量（1ブロック）：10528 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度（断面③）：0.761

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：8010 kN

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）質量：132841 kN

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の水平震度：0.622

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）による慣性力：82631 kN

構造物間作用力：90641 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁側面の面積：57.75 m<sup>2</sup>

支圧力：1570 kN/m<sup>2</sup>

②鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び鉄筋コンクリート防潮壁間

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁質量（1ブロック）：10528 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度（断面②）：0.921

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：9695 kN

鉄筋コンクリート防潮壁質量：63630 kN

鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度：1.036

鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：65923 kN

構造物間作用力：75618 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁側面の面積：57.75 m<sup>2</sup>

支圧力：1309 kN/m<sup>2</sup>

③鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び防潮扉2基礎

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁質量（1ブロック）：10528 kN

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度（断面②）：0.749

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：7883 kN

鉄筋コンクリート防潮壁質量：61876 kN  
 鉄筋コンクリート防潮壁の水平震度：0.724  
 鉄筋コンクリート防潮壁による慣性力：44773 kN  
 構造物間作用力：52656 kN  
 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁側面の面積：31.5 m<sup>2</sup>  
 支圧力：1672 kN/m<sup>2</sup>

異種構造物間の支圧力の評価結果を表 6.12.7-18 に示す。

表 6.12.7-18 異種構造物間の支圧力

位置番号	最大圧縮応力 (kN/m <sup>2</sup> )	許容限界 (kN/m <sup>2</sup> )	照査値
①	1570	18000	0.09
②	1309	18000	0.08
③	1672	18000	0.10

b. 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間の支圧力の評価結果を表 6.12.7-19 に示す。

表 6.12.7-19 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁間の支圧力

最大圧縮応力 (kN/m <sup>2</sup> )	許容限界 (kN/m <sup>2</sup> )	照査値
433	18000	0.03

- (11) 止水ジョイント部材鋼製アンカーの評価結果  
 鋼製アンカーの仕様を表 6.12.7-20 に示す。

表 6.12.7-20 鋼製アンカーの仕様

材質	径・ ピッチ	有効断面積 (mm <sup>2</sup> )
SS400	M16@100mm	157

鋼製アンカー1本あたりに作用する力は、津波波圧によって生じるシートジョイントに作用する張力から換算する。地震時に鋼製アンカーに作用する力は、津波時及び重畳時に作用する力よりも小さいため、津波時と重畳時において照査する。シートジョイントに作用する張力は以下の式で求められる。

$$T_s = \frac{W \cdot a}{2 \cdot d} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot d^2}$$

$T_s$  : シートジョイントに発生する張力 (N)

$a$  : シートジョイントに作用する荷重の支点間距離 (S) の 1/2 (m)  
 支点間距離 S は、重畳時の地表面位置での相対変位の最大値に、堤外側では 0.02(目地幅)、堤内側では 0.02+0.085(目地幅+プレート端部までの長さ)を加えた値

$d$  : たわみ量 (m)

$$d = C \left( \cosh \frac{S}{2C} - 1 \right) \quad L = 2C \cdot \sinh \frac{S}{2C}$$

$L$  : シート長 (m)

堤内側では 2.730m、堤外側では 2.645m とする。

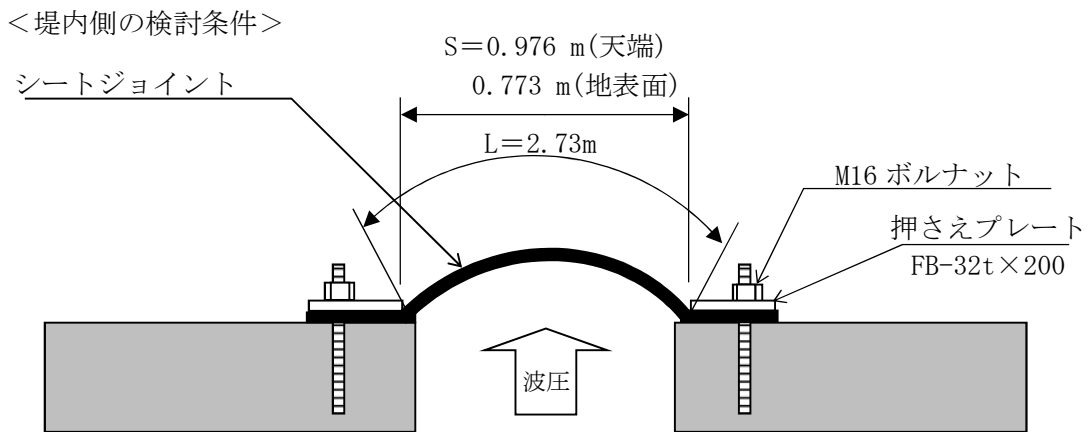
$C$  : カテナリー数で、支点間距離 S およびシート長 L から求める。

$W$  : シートジョイントに作用する荷重 (波圧) (kN/m<sup>2</sup>)

a. 津波時

津波時の最大相対変位は、表 6.12.7-12 より鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁間において天端部で 0.871 m、地表面で 0.668 m となる。

引張力に対する照査結果を表 6.12.7-21 に、せん断力に対する照査結果を、表 6.12.7-22 に示す。鋼製アンカーの照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。



引張力（堤内側）

【天端】

$$W=150 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.976 \text{ m} \quad a=0.488 \text{ m} \quad d=1.19 \text{ m} \quad L=2.730 \text{ m} \quad C=0.179$$

$$T_s=75 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 7.5 \text{ kN}$$

【地表面】

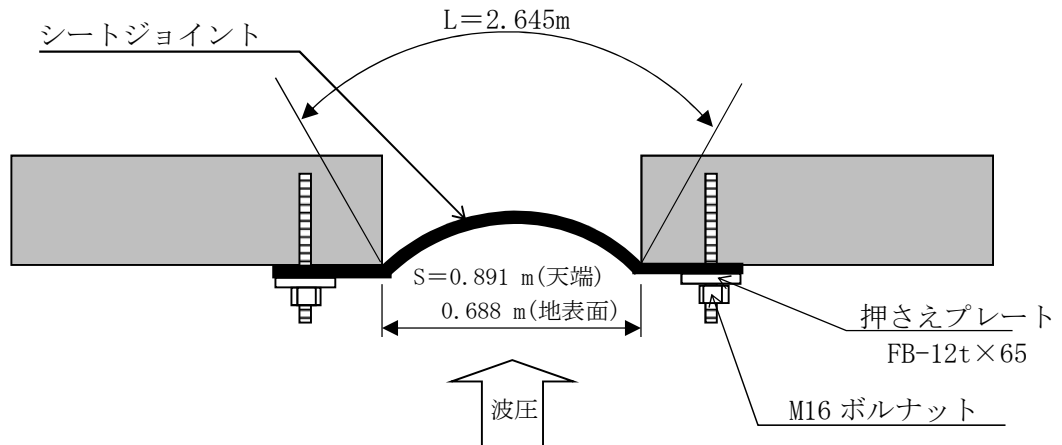
$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.773 \text{ m} \quad a=0.387 \text{ m} \quad d=1.25 \text{ m} \quad L=2.730 \text{ m} \quad C=0.125$$

$$T_s=133 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 13.3 \text{ kN}$$

表 6.12.7-21 引張力に対する照査結果

部位	引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	7.5	38.5	0.20
地表面	13.3	38.5	0.35

< 堤外側の検討条件 >



せん断力 (堤外側)

【天端】

$W=150 \text{ kN/m}^2$     $S=0.891 \text{ m}$     $a=0.446 \text{ m}$     $d=1.17 \text{ m}$     $L=2.645 \text{ m}$     $C=0.158$

$T_s=68 \text{ kN/m} \rightarrow$  引張力 6.8 kN

【地表面】

$W=340 \text{ kN/m}^2$     $S=0.688 \text{ m}$     $a=0.344 \text{ m}$     $d=1.23 \text{ m}$     $L=2.645 \text{ m}$     $C=0.107$

$T_s=118 \text{ kN/m} \rightarrow$  引張力 11.8 kN

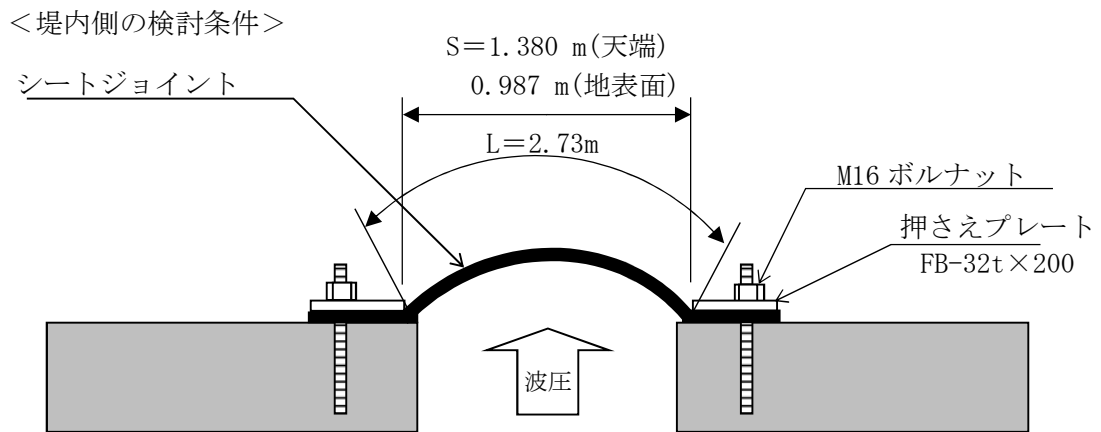
表 6. 12. 7-22 せん断力に対する照査結果

部位	せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	6.8	26.9	0.26
地表面	11.8	26.9	0.44

b. 重畳時

重畳時の最大相対変位は、表 6.12.7-17 より鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と鉄筋コンクリート防潮壁間において天端部で 1.275 m、地表面で 0.882 m となる。

重畳時の引張力に対する照査結果を表 6.12.7-23 に、せん断力に対する照査結果を表 6.12.7-24 に示す。なお、津波波圧及び相対変位は発生する引張力及びせん断力が最大になるケースを示している。鋼製アンカーの照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。



引張力（堤内側）

【天端】

$$W=150 \text{ kN/m}^2 \quad S=1.380 \text{ m} \quad a=0.690 \text{ m} \quad d=1.08 \text{ m} \quad L=2.730 \text{ m} \quad C=0.320$$

$$T_s=109 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 10.9 \text{ kN}$$

【地表面】

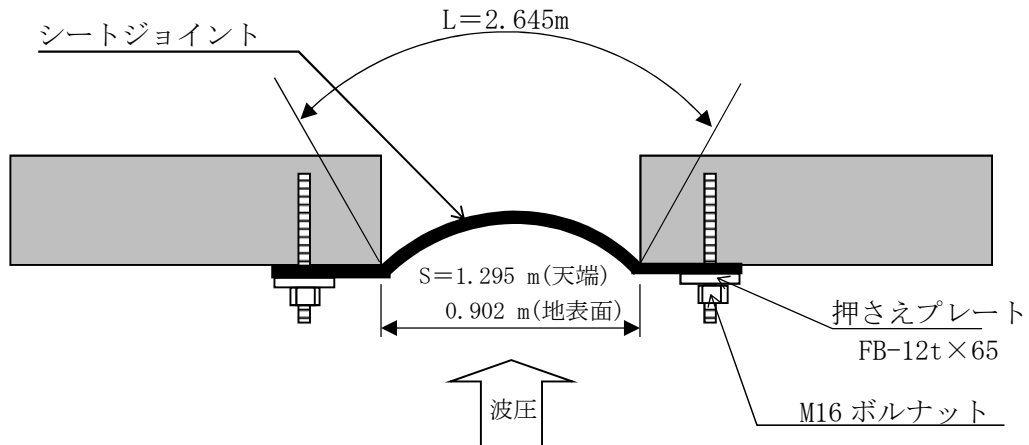
$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.987 \text{ m} \quad a=0.494 \text{ m} \quad d=1.19 \text{ m} \quad L=2.730 \text{ m} \quad C=0.182$$

$$T_s=171 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 17.1 \text{ kN}$$

表 6.12.7-23 引張力に対する照査結果

部位	引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	10.9	38.5	0.29
地表面	17.1	38.5	0.45

< 堤外側の検討条件 >



せん断力 (堤外側)

【天端】

$W = 150\text{ kN/m}^2$     $S = 1.295\text{ m}$     $a = 0.648\text{ m}$     $d = 1.06\text{ m}$     $L = 2.645\text{ m}$     $C = 0.292$

$T_s = 102\text{ kN/m} \rightarrow$  引張力  $10.2\text{ kN}$

【地表面】

$W = 340\text{ kN/m}^2$     $S = 0.902\text{ m}$     $a = 0.451\text{ m}$     $d = 1.17\text{ m}$     $L = 2.645\text{ m}$     $C = 0.161$

$T_s = 156\text{ kN/m} \rightarrow$  引張力  $15.6\text{ kN}$

表 6. 12. 7-24 せん断力に対する照査結果

部位	せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
天端	10.2	26.9	0.38
地表面	15.6	26.9	0.58



## 6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明

### 6.13.1 概要

V-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」に示す通り、防潮堤においては、構造上の境界部及び構造物間には地震時の荷重に伴う部材間の相対変位に追従する止水ジョイント部材を設置し、機能維持を図る設計とする。また、津波時における漂流物の衝突による止水ジョイント部材の損傷が懸念される箇所に鋼製防護部材を設置する。

本資料は、防潮堤のブロック間相対変位に対応可能な構造とする鋼製防護部材を設置するにあたり、鋼製防護部材が、基準地震動 $S_s$ による地震時荷重、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な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。

### 6.13.2 基本方針

V-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「2.1 機能維持の方針」を踏まえ、鋼製防護部材の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

#### (1) 位置

鋼製防護部材の位置図を図 6.13.2-1 に示す。

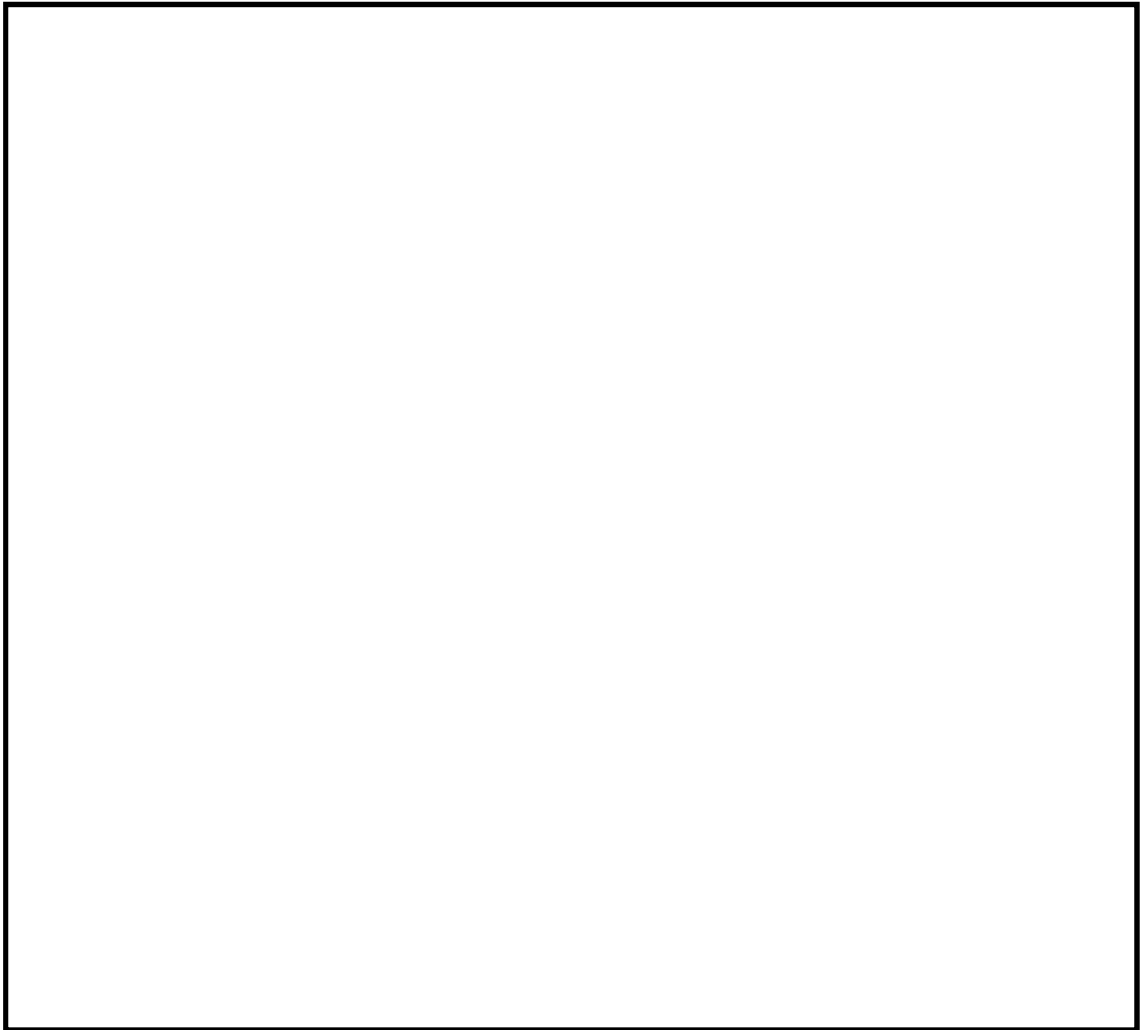


図 6.13.2-1 鋼製防護部材の設置位置図

(2) 構造概要

防潮壁と隣接する構造物との境界には、止水性を確保するための止水ジョイント部材が設置される。この止水ジョイントを漂流物から防護するために、鋼製防護部材を取り付ける。

鋼製防護部材の構造概要図を図 6.13.2-2 に、構造詳細図を図 6.13.2-3 及び図 6.13.2-4 に示す。

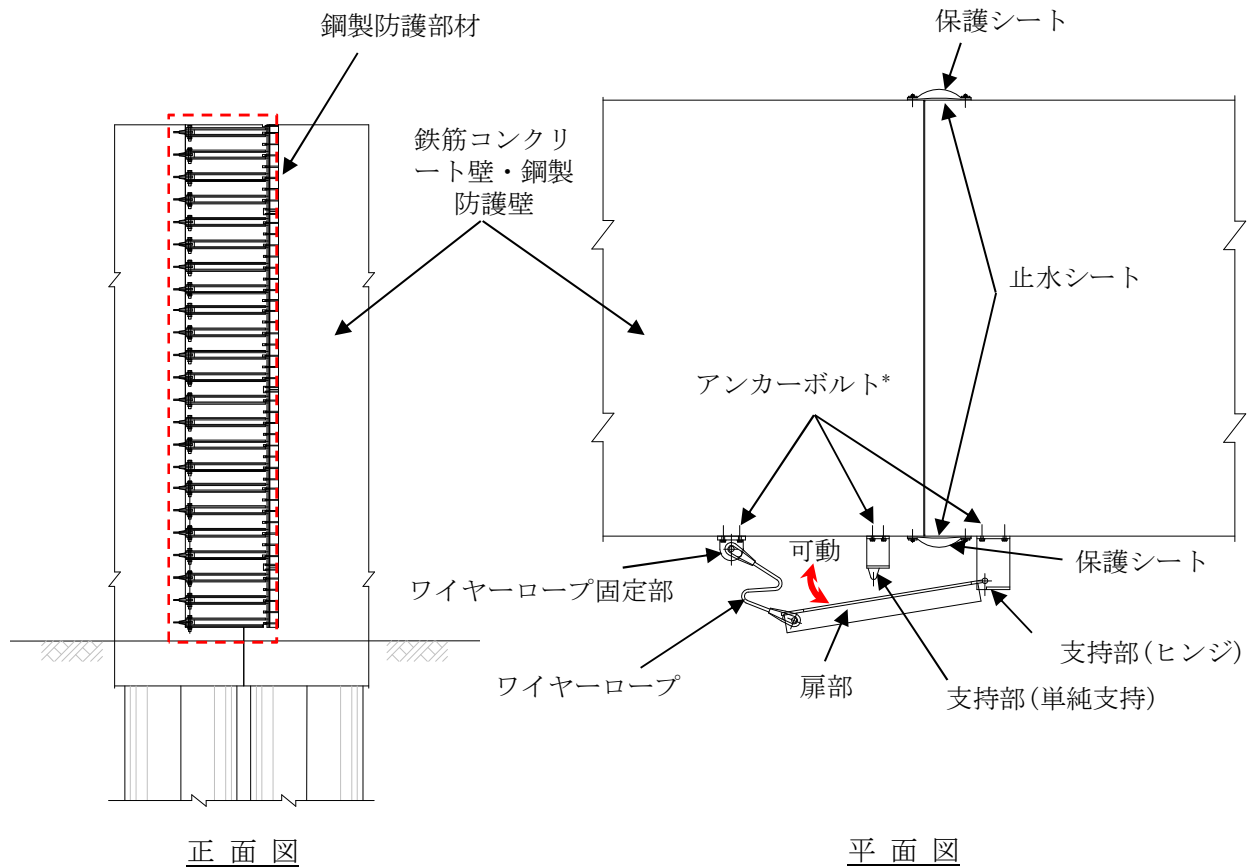


図 6.13.2-2 構造概要図

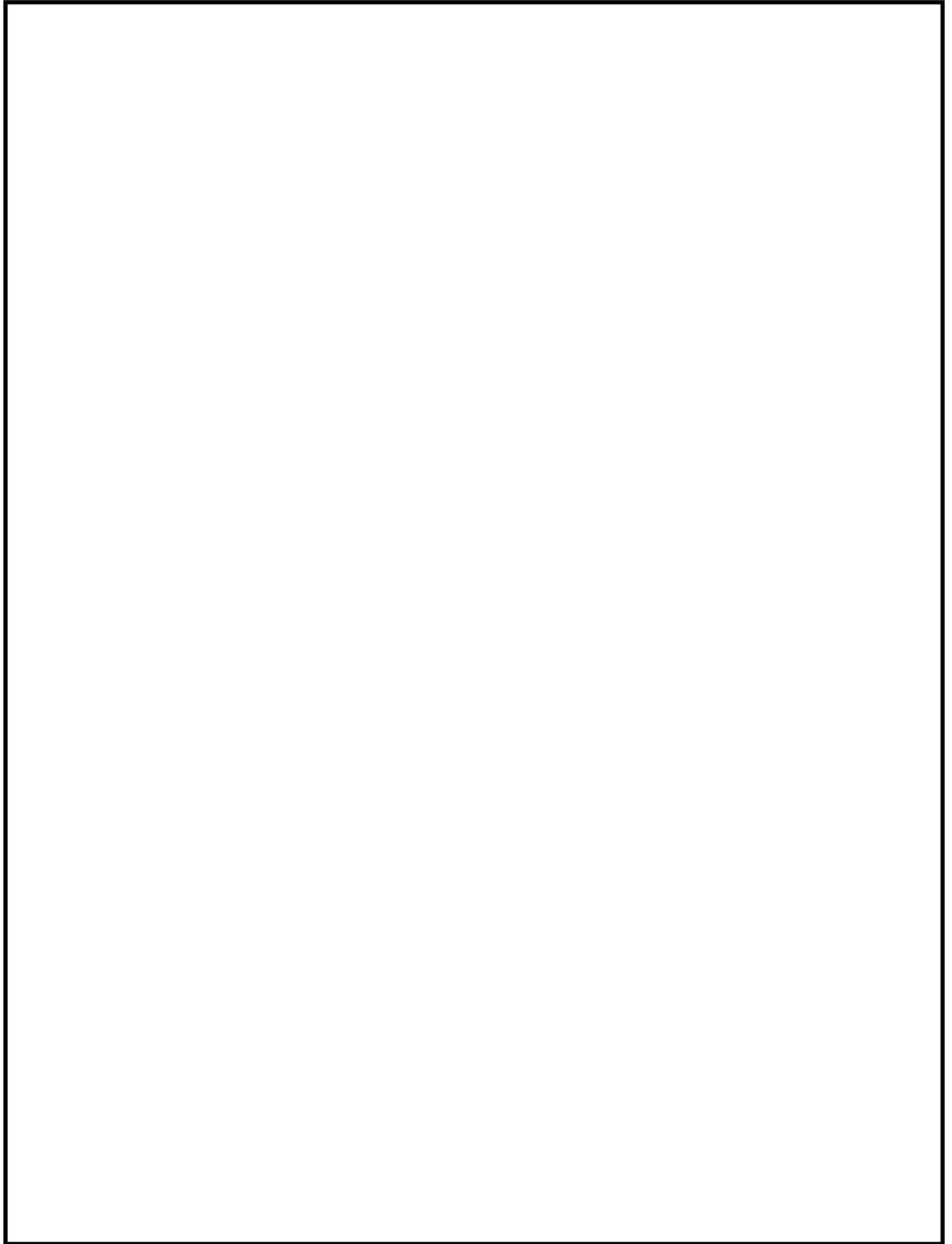


図 6.13.2-3 構造詳細図 (TYPE-A (1500))

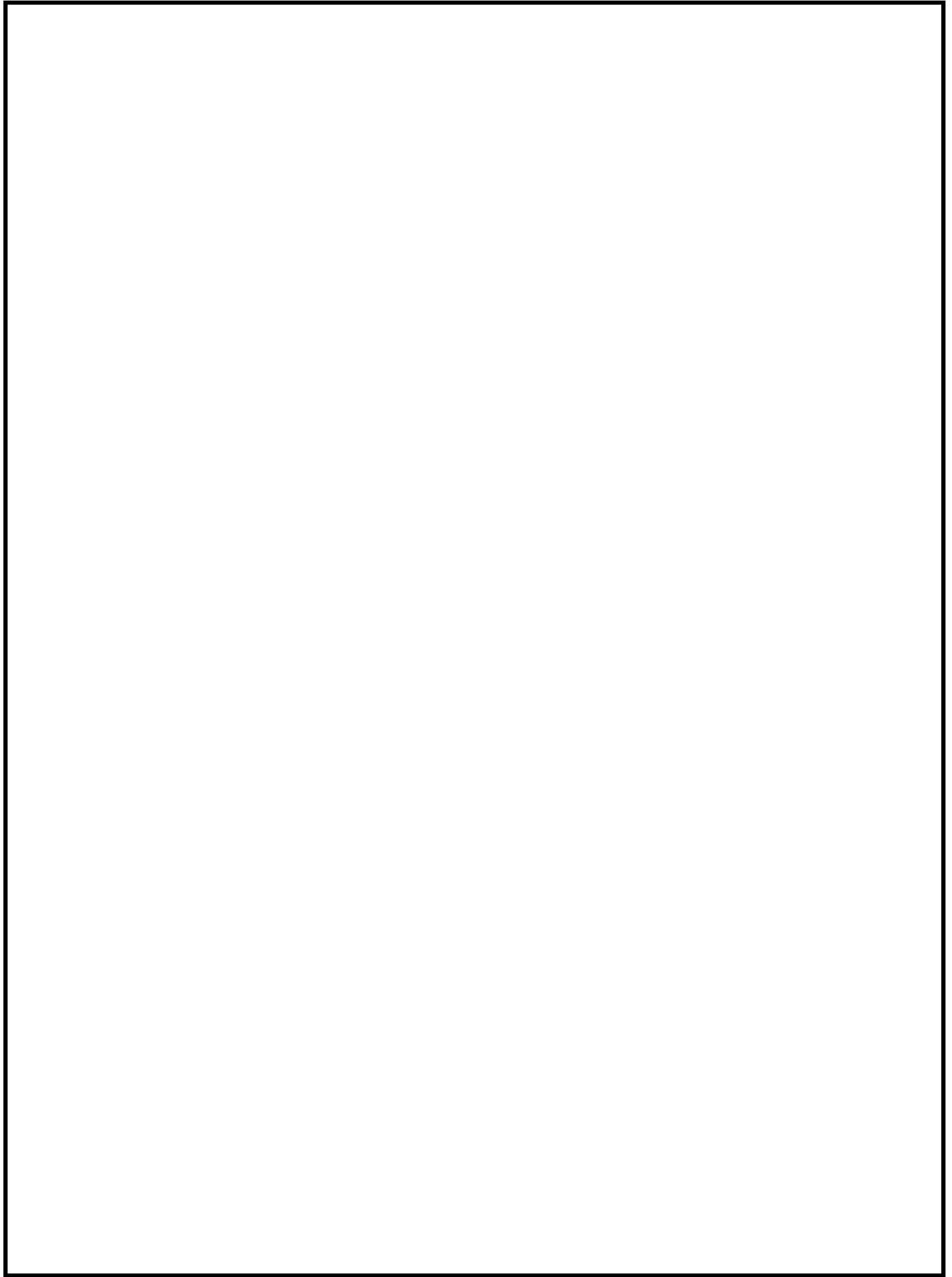


図 6.13.2-4 構造詳細図 (TYPE-B (2000))

防潮堤のブロック間相対変位に対する追随性を確保するために、鋼製防護部材の形状に必要な条件を表 6.13.2-1 に示す。

表 6.13.2-1 鋼製防護部材 形状条件

変位量追随性の検討			必要条件
対象部位		検討項目	
扉部	扉体	長さ	防潮堤のブロック間相対変位が生じても、支持部（単純支持）から外れないように十分な長さを有する。
	扉部ヒンジ	回転可能角度	防潮堤のブロック間相対変位が生じても、扉部を拘束しない十分に大きい角度の回転が可能である。
ワイヤーロープ	ワイヤーロープ本体	長さ	防潮堤のブロック間相対変位が生じても、扉部を拘束しない十分な長さを有する。

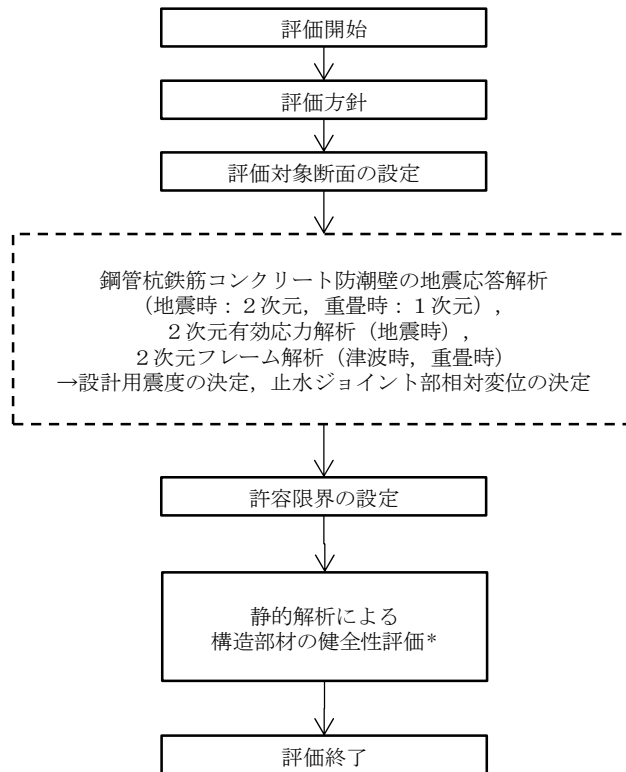
(3) 設計方針

鋼製防護部材の強度評価は、表 6.13.2-2 の鋼製防護部材の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

鋼製防護部材の強度評価の検討フローを図 6.13.2-5 に示す。

表 6.13.2-2 鋼製防護部材の評価項目

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	鋼製防護部材	扉部	扉体	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
			扉部	回転軸	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
			扉部	扉部ヒンジ	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
			扉部	アンカーボルト	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
		ワイヤーロープ部	ワイヤーロープ本体	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	
			ワイヤーロープ固定部	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	
			アンカーボルト	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	



注記 \*：構造部材の健全性評価を実施することで，表 6.13.2-2 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 6.13.2-5 鋼製防護部材の評価フロー

(4) 適用基準

表 6.13.2-3 に適用する規格，基準類を示す。

表 6.13.2-3 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
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)	—
荷重及び荷重の組み合わせ		・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 合せを検討
許容限界	コンクリート	・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕(2002年)	・曲げに対する照査は，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
	鋼材	・道路橋示方書・同解説 IV下 部構造編(平成14年3月)	
	接合ボルト	・道路橋示方書・同解説 II鋼 橋編(平成14年3月)	
	アンカーボルト	・各種合成構造設計指針・同解 説(2010年11月)	
	ワイヤーロープ	・津波漂流物対策施設設計ガイ ドライン(案)(平成21年) ・日本工業規格(JIS G 3549- 2000)	
地震応答解析		・原子力発電所耐震設計技術指 針 JEAG 4601-2015 ・原子力発電所屋外重要土木構 造物の耐震性能照査指針・マ ニュアル(2005年)	・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



(5) 地震応答解析における評価対象断面

地震時の地震応答解析では、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁解析モデルの天端での応答加速度を求める。鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁天端での応答加速度は、岩盤標高が高く第四紀層が薄く堆積しているⅠ区間及びⅡ区間で大きくなるため、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面である断面①と断面②で地震応答解析を実施する。断面①、断面②における基準地震動 $S_s$ による防潮壁天端での加速度の最大値を用いて、鋼製防護部材に与える地震時の静的震度を算出する。

重畳時における静的震度の算出は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と同様に、1次元地震応答解析を行い、弾性設計用地震動 $S_d-D1$ による地表面加速度の最大値を用いる。

評価対象断面の位置図を、図 6.13.2-6 に示す。



図 6.13.2-6 評価対象断面の位置図

### 6.13.3 地震応答解析

地震応答解析は、「6.4.1.1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震計算書に関する補足説明」に示す解析モデル及び解析方法により実施する。

鋼製防護部材の設計に使用する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の地震応答解析の検討ケースを、表 6.13.3-1 及び表 6.13.3-2 に示す。

地震時の地震応答解析においては、全ての基準地震動  $S_s$  に対して実施する⑤の検討ケース（原地盤において非液状化の条件を仮定した検討ケース）において、上載される機器・配管系の固有周期帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥より追加検討ケースを実施する。

重畳時の地震応答解析においては弾性設計用地震動  $S_d-D1$  を用いて、④～⑥の検討ケースを実施する。

表 6.13.3-1 鋼製防護部材の設計に使用する地震応答解析検討ケース（地震時）

検討ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

表 6.13.3-2 鋼製防護部材の設計に使用する地震応答解析検討ケース（重畳時）

検討ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 $\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

地震時は地震応答解析モデル（断面①及び断面②）の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁のモデル天端より算定される応答加速度の最大値から、静的設計震度を算出して適用する。

重畳時は、地表面加速度の最大値から静的設計震度を算出して適用する。

#### 6.13.4 評価方法

##### (1) 評価対象部位

###### a. 地震時における評価対象部位

鋼製防護部材の扉部，ワイヤーロープ部を評価する。

###### b. 津波時及び重畳時における評価対象部位

津波時は基準津波及び T.P. +24 m 津波による津波波圧，重畳時は T.P. +24 m 津波による津波波圧及び弾性設計用地震動  $S_d-D1$  による余震荷重を考慮して，鋼製防護部材の扉部，ワイヤーロープ部を評価する。

##### (2) 荷重及び荷重の組合せ

###### a. 荷重

鋼製防護部材の構造部材の健全性評価において，考慮する荷重を以下に示す。

###### (a) 固定荷重

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

###### (b) 地震荷重（地震時）

基準地震動  $S_s$  による荷重を考慮する。

###### (c) 積雪荷重

積雪荷重については，「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を  $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$  として，積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は  $600 \text{ N/m}^2$  であるが，地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である  $0.21 \text{ kN/m}^2$  を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

###### (d) 風荷重

風荷重として，風速  $30 \text{ m/s}$  の風圧力を考慮する。

###### (e) 遡上津波荷重

遡上津波荷重については，防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の  $1/2$  倍を設計用浸水深とし，朝倉式に基づき，その 3 倍を考慮して算定する。

鋼製防護部材は図 6.13.4-1 のように標高に応じた波圧分布を考慮して 3 分割する。3 つに分割した設計区間において考慮する津波波圧は，それぞれの区間の下端における津波波圧とする。

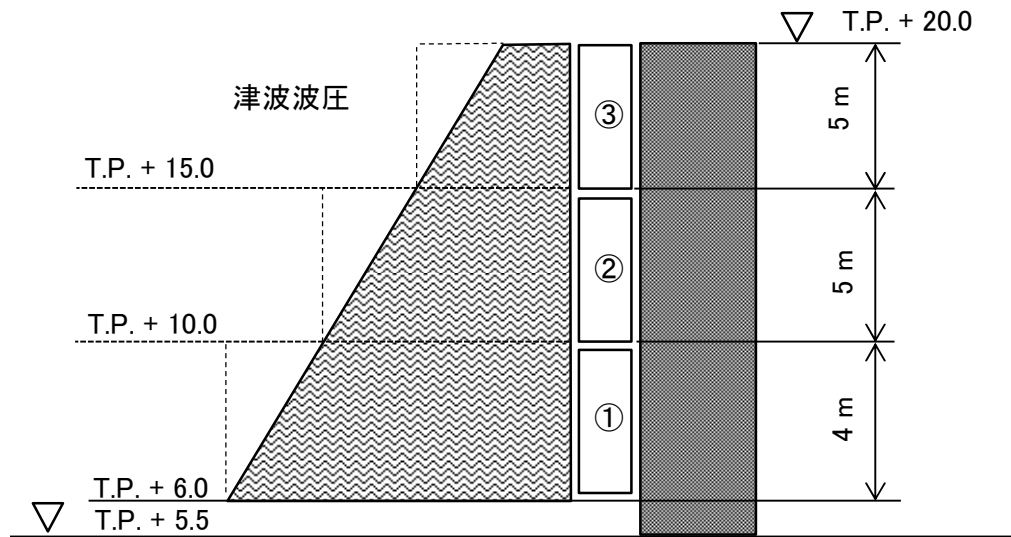


図 6.13.4-1 津波波圧

(f) 衝突荷重

衝突荷重として、表 6.13.4-1 に示す 0.69 t 車両の FEMA\*式による漂流物荷重を考慮する。

表 6.13.4-1 FEMA\*式による漂流物荷重

	漂流物荷重 (kN)
基準津波時	759
24 m 津波時	1035

\* : FEMA : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA p-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

(g) 余震荷重 (重畳時)

余震荷重として、弾性設計用地震動  $S_a - D1$  による地震力及び動水圧を考慮する。  
余震と津波の「重畳時」は余震荷重として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。  
1次元応答解析モデルにおける地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

(h) 動水圧

余震と津波の「重畳時」は、余震による上記(g)の最大加速度に応じた水平震度に基づき算定される動水圧を考慮する。

b. 荷重の組合せ

地震時，津波時，重畳時の荷重の組合せを表 6.13.4-2 に，荷重概要図を図 6.13.4-2 示す。

表 6.13.4-2 (1) 荷重の組合せ (地震時)

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	—	・機器等は設置され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。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから，考慮しない。
		静止土圧	—	・地中構造物はないので考慮しない。
		外水圧	—	・地中構造物はないので考慮しない。
		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。
変動荷重	風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると，偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。	
	風荷重	○	・地震時は風荷重を考慮する。	
偶発荷重	水平地震動	○	・基準地震動 $S_e$ による水平・鉛直同時加振する。	
	鉛直地震動	○	・躯体慣性力を考慮する。	
	動水圧	—	・動水圧は考慮しない。	

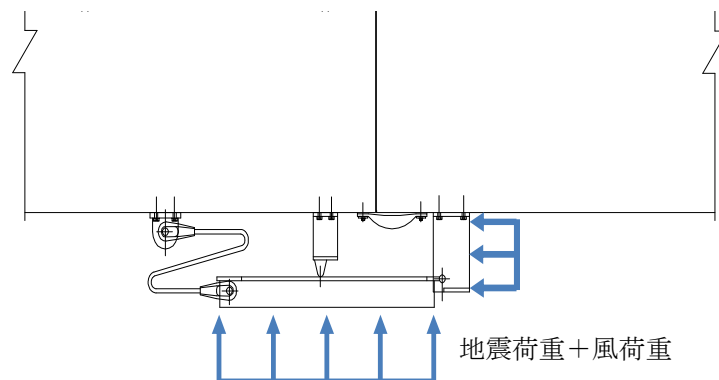


図 6.13.4-2 (1) 荷重概念図 (地震時)

表 6.13.4-1 (2) 荷重の組合せ (津波時)

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	—	・機器等は設置され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。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
		静止土圧	—	・地中構造物はないので考慮しない。
		外水圧	—	・地中構造物はないので考慮しない。
		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。
変動荷重	風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。	
	風荷重	—	・風荷重は考慮しない。	
	津波荷重	○	・基準津波及び T.P. +24 m 津波を考慮する。	
衝突荷重	漂流物荷重	○	・FEMA 式による漂流物荷重を考慮する。	

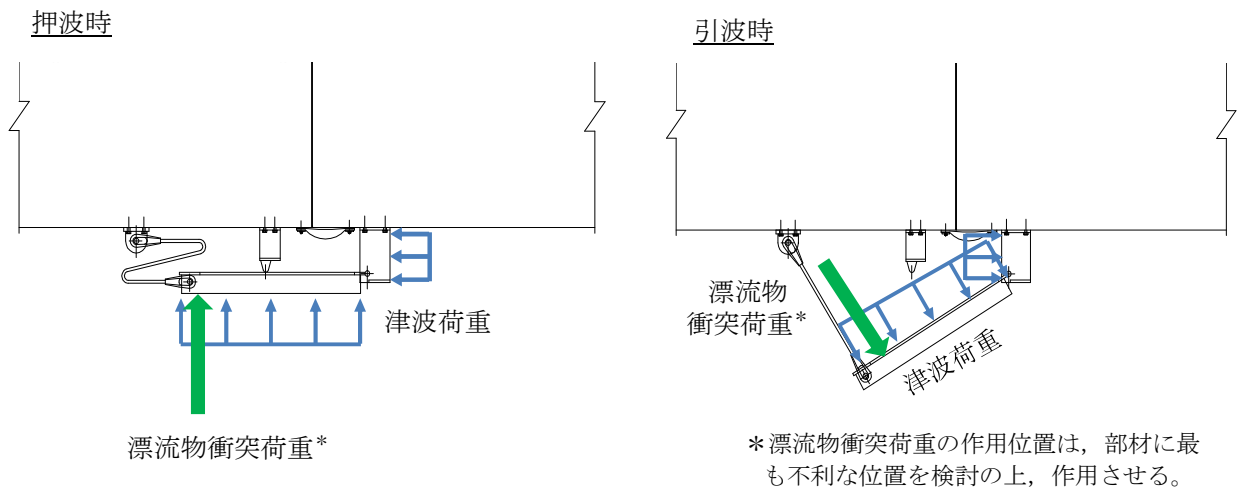


図 6.13.4-2 (2) 荷重概念図 (津波時)

表 6.13.4-1 (3) 荷重の組合せ (重畳時)

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	—	・機器等は設置され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。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。
	静止土圧	—	・地中構造物はないので考慮しない。	
	外水圧	—	・地中構造物はないので考慮しない。	
	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。	
変動荷重	風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。	
	風荷重	—	・風荷重は考慮しない。	
	津波荷重	○	・基準津波及び T.P. +24 m 津波を考慮する。	
偶発荷重	水平地震動	○	・弾性設計用地震動 $S_d$ による水平・鉛直同時加振する。	
	鉛直地震動	○	・躯体慣性力を考慮する。	
	動水圧	○	・津波による動水圧を考慮する。	

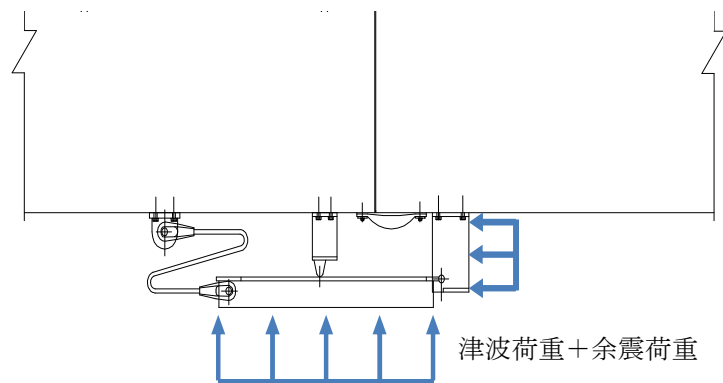


図 6.13.4-2 (3) 荷重概念図 (重畳時)

(3) 許容限界

鋼製防護部材の許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し設定する。

a. 鋼材

鋼材の許容限界は「道路橋示方書・同解説」（(社)日本道路協会，平成14年3月）に基づき，表6.13.4-2に示す短期許容応力度とする。地震時及び基準津波時は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。また，T.P.+24m津波時は1.7倍の割増を考慮する。

表 6.13.4-2 鋼材の許容限界

鋼材種別		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
		地震時，基準津波時		T.P.+24 m 津波時	
		圧縮，引張，曲げ	せん断	圧縮，引張，曲げ	せん断
SM570	t ≤ 40*	382.5	217.5	433.5	246.5
	40 < t ≤ 75*	367.5	210	416.5	238

注記 \* : t 鋼材の板厚

b. 接合ボルト

接合ボルトの許容限界は、「道路橋示方書・同解説」（(社)日本道路協会，平成14年3月）に基づき，表6.13.4-3に示す短期許容応力度とする。地震時及び基準津波時は，鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。また，T.P.+24m津波時は1.7倍の割増を考慮する。

表 6.13.4-3 接合ボルトの許容限界

使用位置	ボルト諸元	短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
		地震時，基準津波時		T.P.+24 m 津波時	
	強度区分	引張	せん断	引張	せん断
ワイヤーロープ取付部 軸ボルト	10.9	705	405	799	459



c. アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年11月）」に基づき設定する。

(a) 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界  $P_a$  については，アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力  $P_{a1}$  と定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力  $P_{a2}$  を比較し，値が小さい方を許容限界として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここに，

$P_a$ ：引張力に対する許容限界 (N)

$P_{a1}$ ：アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力 (N)

$P_{a2}$ ：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力 (N)

$\phi_1, \phi_2$ ：低減係数（短期荷重用： $\phi_1=1.0, \phi_2=2/3$ ）

$s \sigma_{pa}$ ：アンカーボルトの引張強度で， $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$  とする。

$s \sigma_y$ ：アンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$ ：アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度（ $c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ ）（N/mm<sup>2</sup>）

$F_c$ ：コンクリートの設計基準強度（N/mm<sup>2</sup>）

$A_c$ ：コーン状破壊面の有効水平投影面積で， $A_c = \pi \cdot l_{ce}(l_{ce} + D)$  とする。

$l_{ce}$ ：アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで， $l_{ce} = l_e$  とする。

$l_e$ ：アンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ

$d$ ：アンカーボルト軸部の直径

$D$ ：アンカーボルト頭部の直径

アンカーボルトの短期許容引張力時の頭部支圧応力度は，コンクリートの支圧強度  $f_n$  以下となるようにする。

$$P_a / A_o \leq f_n$$

$P_a$ ：アンカーボルト頭部の支圧力

$A_o$ ：アンカーボルト頭部の支圧面積で， $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$  とする

$f_n$ ：コンクリートの支圧強度で， $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c}$  とする。

ただし， $\sqrt{(A_c / A_o)}$  が 6 を超える場合は 6 とする。（N/mm<sup>2</sup>）

アンカーボルト径 : 52 mm (頭部直径 75 mm) 埋め込み長  $l_e = 250$  mm

$\sigma_y = 325$  N/mm<sup>2</sup> (SNR490B 相当)

$s_c a = 1820$  mm<sup>2</sup>

コンクリート :  $F_c = 40$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_c = 26877$  N/mm<sup>2</sup>

上記より,  $P_{a1} = 1.0 \times 325 \times 1820 = 591500$  N

$$P_{a2} = 2/3 \times 0.31 \times \sqrt{40} \times \pi \times 250 \times (250 + 75) = 333636$$
 N

よって,  $P_a = 333636$  N 短期許容応力は  $333636/1820 = 183.32$  N/mm<sup>2</sup>

頭部支圧応力度について

$$P_a/A_o = 333636 / (\pi \times (75^2 - 52^2) / 4) = 145.4$$
 N/mm<sup>2</sup>

$$\sqrt{A_c \cdot A_o} = \sqrt{(\pi \times 250 \times (250 + 75)) / (\pi \times (75^2 - 52^2) / 4)} = 10.5$$
 より,

$$f_n = 6 \times 40 = 240$$
 N/mm<sup>2</sup>

より,  $P_a/A_o \leq f_n$  が満たされる。

(b) せん断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界  $q_a$  については、アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力  $q_{a1}$ 、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力  $q_{a2}$ 、及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力  $q_{a3}$  を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに、

$q_a$  : せん断力に対する許容限界 (N)

$q_{a1}$  : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

$q_{a2}$  : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

$q_{a3}$  : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

$\phi_1, \phi_2$  : 低減係数 (短期荷重用 :  $\phi_1 = 1.0, \phi_2 = 2/3$ )

$s \sigma_{qa}$  : アンカーボルトのせん断強度 ( $s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$  (N/mm<sup>2</sup>))

$s \sigma_y$  : アンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$  : アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_{qa}$  : コンクリートの支圧強度 ( $c \sigma_{qa} = 0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$ )

$c \sigma_t$  : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ( $c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ ) (N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{qc}$  : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ( $A_{qc} = 0.5 \pi c^2$ )

$c$  : へりあき寸法 (mm)

短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ  $l_e$  は、次式を満たすように選定するものとする。

$$s \sigma_{qa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$$

$A_c$  : コーン上破壊面の有効水平投影面積  $A_c = \pi l_e (l_e + D)$

$D$  : アンカーボルト頭部の直径

アンカーボルト径：52 mm（頭部直径 75 mm）埋め込み長  $l_e=250$  mm

$$s \sigma_y = 325 \text{ N/mm}^2 \text{ (SNR490B 相当)}$$

$$s_c a = 1820 \text{ mm}^2$$

コンクリート： $F_c=40 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_c=26877 \text{ N/mm}^2$

上記より， $q_{a1}=1.0 \times 0.7 \times 325 \times 1820=414050 \text{ N}$

$$q_{a2}=2/3 \times 0.5 \times \sqrt{40 \times 26877} \times 1820=629028 \text{ N}$$

$q_{a3}$  は，へりあきがないため対象外

よって， $q_a=414050 \text{ N}$  短期許容応力は  $414050/1820=227.5 \text{ N/mm}^2$

埋め込み長に対しては，

$$s \sigma_{qa} \cdot s_c a = 0.7 \times 325 \times 1820 = 414050$$

$$c \sigma_t \cdot A_c = 0.31 \times \sqrt{40} \times \pi \times 250 \times (250 + 75) = 500455$$

より， $s \sigma_{qa} \cdot s_c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$  が満たされる。

表 6. 13. 4-4 アンカーボルトの許容限界（引張）

項目	鋼材の降伏で決まる 短期許容引張力 $P_{a1}$ (kN)	定着したコンクリート躯体の コーン破壊で決まる 短期許容引張力 $P_{a2}$ (kN)	許容限界	
			(kN)	(kN/mm <sup>2</sup> )
引張	592	334	334	183

表 6. 13. 4-5 アンカーボルトの許容限界（せん断）

項目	鋼材の耐力で決まる 短期許容せん断力 $q_{a1}$ (kN)	コンクリートの 支圧強度で決まる 短期許容せん断力 $q_{a2}$ (kN)	定着したコンクリート 躯体のコーン破壊で 決まる短期許容せん断力 $q_{a3}$ (kN)	許容限界	
				(kN)	(kN/mm <sup>2</sup> )
せん断	414	629	—	414	227

d. ワイヤロープ

ワイヤロープの許容限界は「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター, (社)寒地港湾技術研究センター, 平成 21 年)」に基づき, 「日本工業規格(JIS G 3549-2000)」にて規定された破断強度の 4 分の 3 を T.P. +24 m 津波時の短期許容応力度とする。地震時及び基準津波時は, T.P. +24 m 津波時の短期許容応力度を 1.7 で除して, 1.5 倍の割増を考慮する。表 6.13.4-6 に許容限界を示す。

表 6.13.4-6 ワイヤロープの許容限界

仕様		破断強度 (kN)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	破断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
					地震時, 基準津波時	T.P. +24 m 津波時
					引張	引張
構造用ストランド ロープ ST1670, 構成 7×37	φ 65	2890	2000	1445	955	1083
	φ 69	3250	2260	1438	951	1078

(4) 評価方法

a. 扉部

(a) 扉体

扉体は図に示すように単純梁としてモデル化する。津波時は衝突荷重の位置を図 6.13.4-2 のように 3 箇所を想定する。曲げモーメント及びせん断力は以下に示す式により計算する。また、目地部のずれを考慮して、支点間距離を変更したケースも検討する。

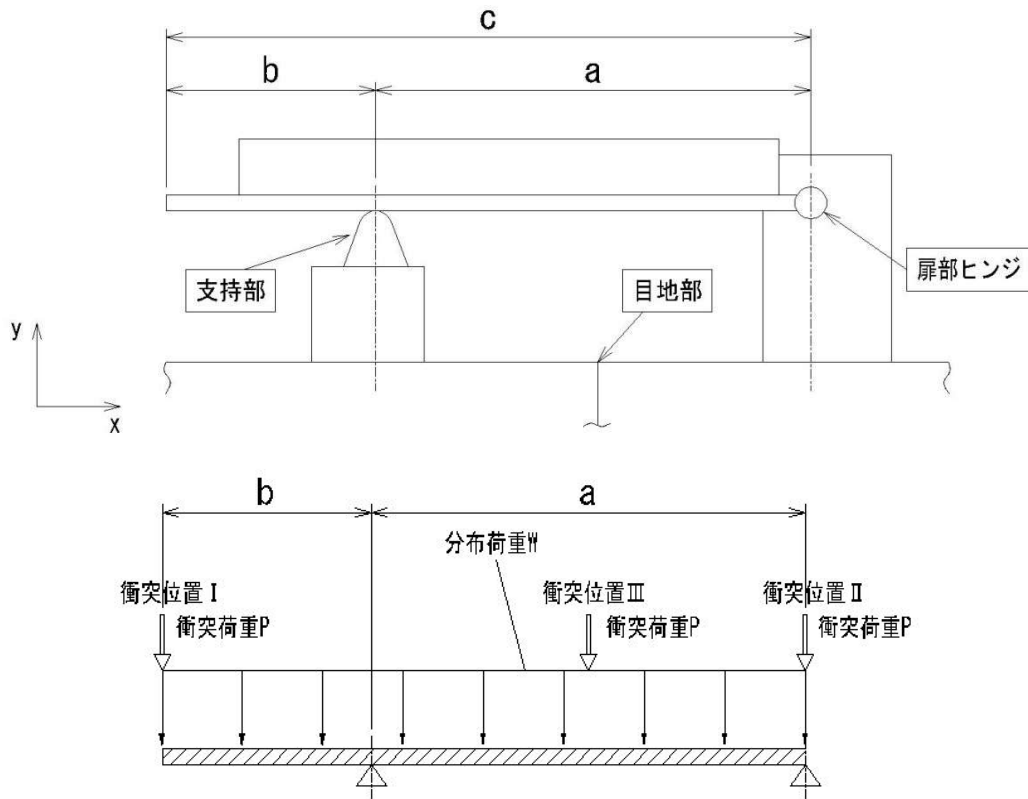


図 6.13.4-2 扉体モデル図

表 6.13.4-7 衝突荷重の作用位置の違いによる扉体の最大曲げモーメント及び最大せん断力

衝突位置	最大曲げモーメント M	最大せん断力 S
I	$W \cdot b^2 / 2 + P_c \cdot b$	$W \cdot (a^2 + b^2) / 2a + P \cdot (a + b) / a$
II	$(W \cdot (a^2 - b^2)^2) / 8a^2$	$W \cdot (a^2 - b^2) / 2a + P$
III	$(W \cdot (a^2 - b^2)^2) / 8a^2 + P \cdot a / 4$	$a \cdot W / 2 + W \cdot (a^2 - b^2) / 2a + P / 2$

曲げ応力度  $\sigma = M / Z$

ここで、Z：断面係数 (cm<sup>3</sup>)

せん断応力度  $\tau = S / A_w$

ここで、A<sub>w</sub>：ウェブ断面積 (cm<sup>2</sup>)

(b) 回転軸

扉体と同様にモデル化し、発生するせん断力を単位長さあたりに含まれるヒンジの数で割り回転軸に発生するせん断力を計算する。

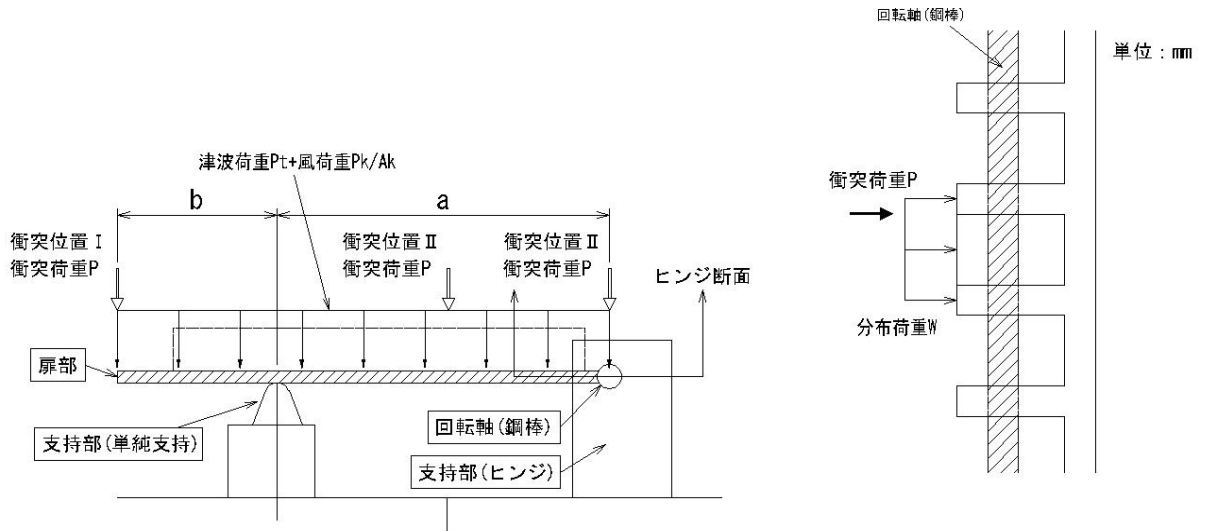


図 6.13.4-3 回転軸への荷重作用図

表 6.13.4-8 衝突荷重の作用位置の違いによる回転軸に作用する最大せん断力

衝突位置	最大せん断力 S
I	$(W \cdot (a^2 + b^2) / 2a + P \cdot (a + b) / a) / n$
II	$(W \cdot (a^2 - b^2) / 2a + P) / n$
III	$(a \cdot W / 2 + W \cdot (a^2 - b^2) / 2a + P / 2) / n$

n : 単位長さあたりのヒンジの数

せん断応力度  $\tau = S / A$

ここで, A : 回転軸断面積 (cm<sup>2</sup>)

(c) 扉部ヒンジ

扉部に鉛直下向きの荷重が作用した場合の支持鋼板の押し抜きせん断について照査する。

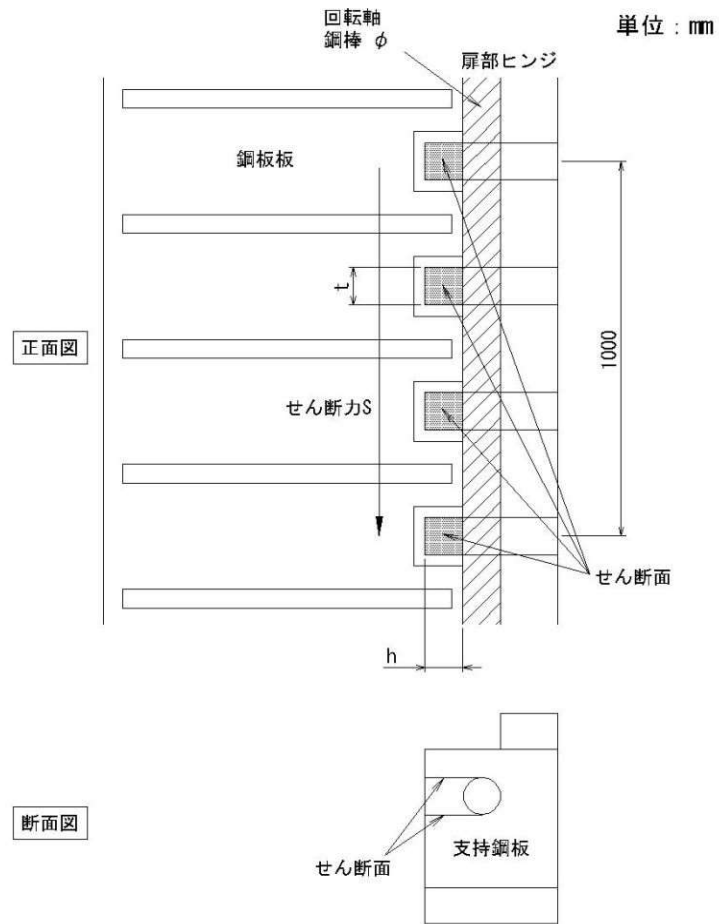


図 6.13.4-4 扉部ヒンジ荷重作用図

$$S = V_1 \times (kv + 1)$$

ここで、S：せん断力

$V_1$ ：扉体重量＋積雪重量

kv：鉛直静的設計震度

$$\tau = S / (t \cdot h)$$



(d) 扉体支持部アンカーボルト  
 イ. 鉛直方向

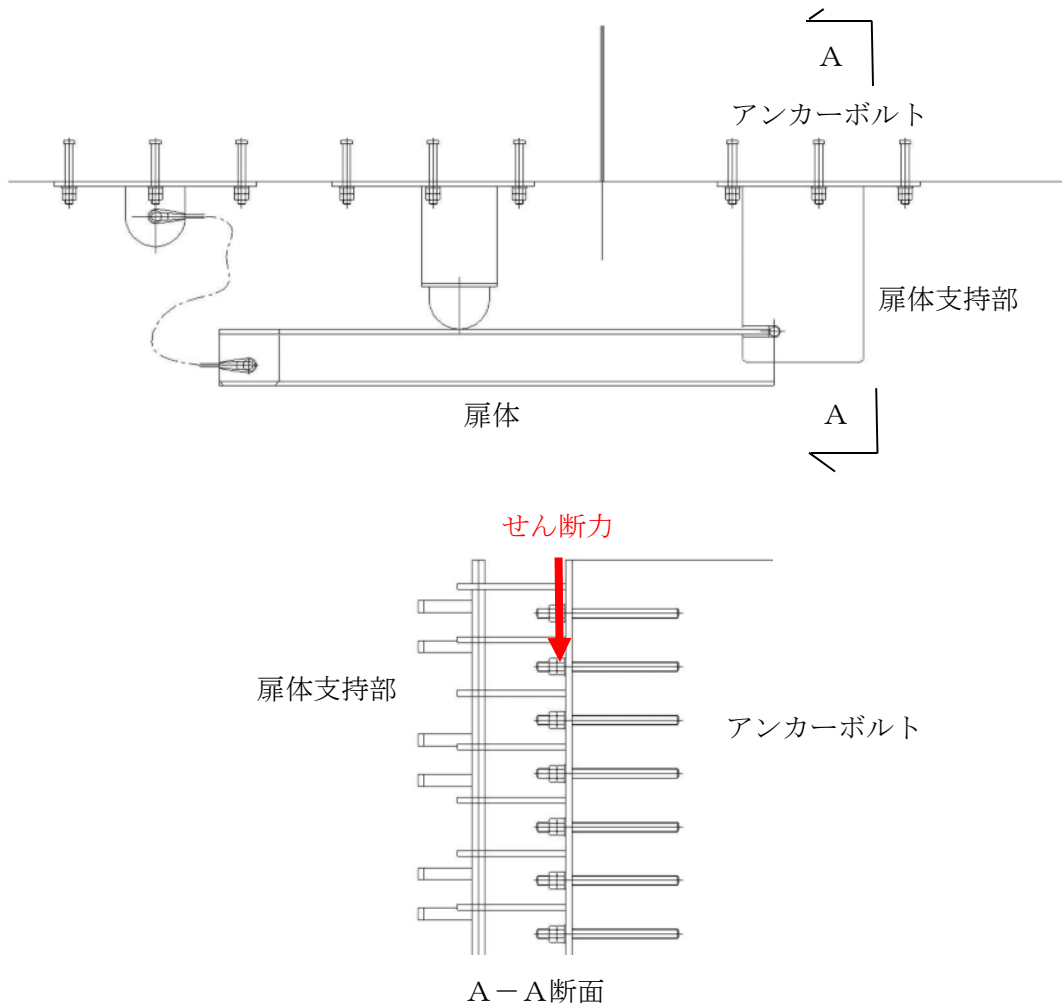


図 6. 13. 4-5 扉体支持部アンカーボルトの荷重作用図

扉体支持部アンカーボルトのせん断応力について照査する。発生するせん断力を以下の式により計算する。

$$S = (V_1 + V_2) \times (kv + 1)$$

ここで、 $V_1$  : 扉体重量 + 積雪重量

$V_2$  : 扉体支持部重量

$kv$  : 鉛直静的設計震度

せん断応力度  $\tau = S/A$

ここで、 $A$  : アンカーボルト断面積 ( $\text{cm}^2$ )

ロ. 水平方向

水平方向の扉体支持部アンカーボルトの照査は、図 6.13.4-6 のようにブロック間がずれた時も考慮して算出する。また、津波時の漂流物荷重の作用位置も図 6.13.4-6 に示す 2 ケースを考慮し、その最大値で照査する。扉体支持部アンカーボルト位置に発生する最大断面力は、以下の式により計算する。

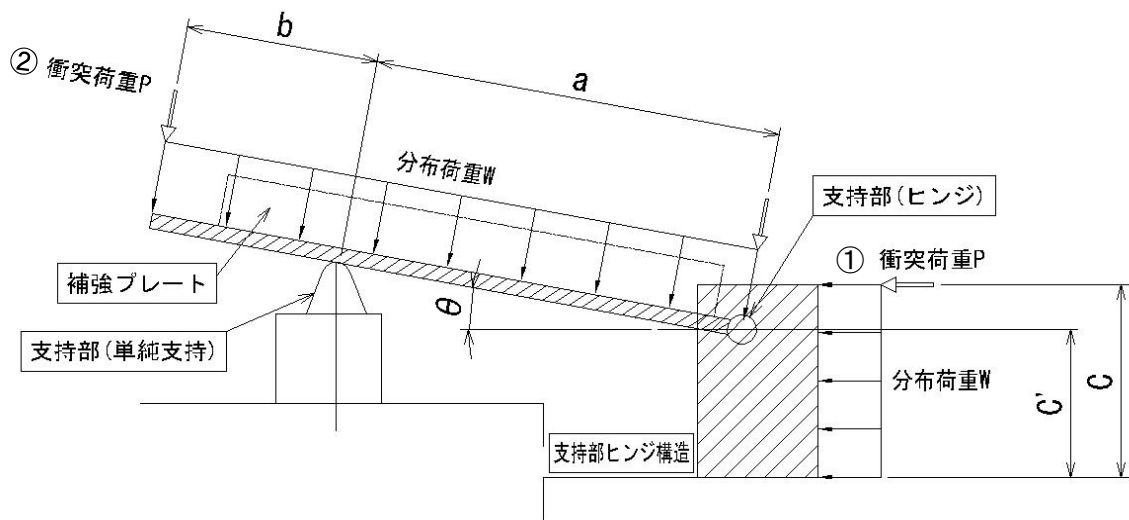


図 6.13.4-6 扉体支持部アンカーボルト水平方向照査時の荷重作用図

$$M = \text{MAX} \left( \begin{array}{l} \text{①} : W \cdot (a^2 - b^2) / 2a \cdot \sin \theta \cdot C' + P \cdot c + W \cdot C^2 / 2, \\ \text{②} : -W \cdot (a^2 - b^2) / 2a \cdot \sin \theta \cdot C' + P \cdot b / a \cdot \sin \theta \cdot C' \end{array} \right)$$

$$S = \text{MAX} \left( \begin{array}{l} \text{①} : W \cdot (a^2 - b^2) / 2a \cdot \sin \theta + P + W \cdot C, \\ \text{②} : -W \cdot (a^2 - b^2) / 2a \cdot \sin \theta + P \cdot b / a \cdot \sin \theta \end{array} \right)$$

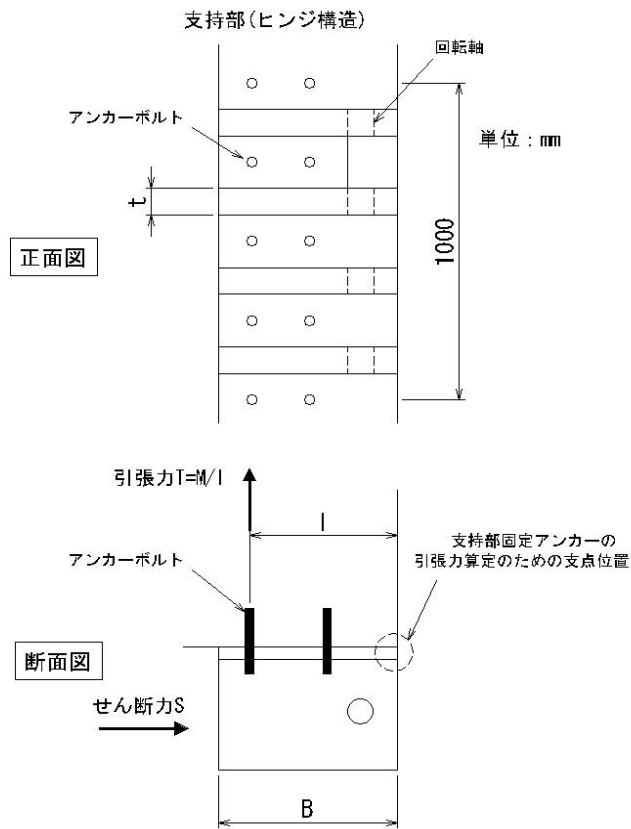


図 6.13.4-7 扉体支持部アンカーボルト荷重作用図

扉体支持部アンカーボルトに作用する荷重は以下の式により計算する。

$$T = M / I$$

ここで、T：引張力 (kN/m)

I：扉体支持部アンカーボルト引張力算定のための支点位置からアンカーボルトまでの距離 (m)

$$\tau = S / A$$

ここで、A：アンカーボルト断面積 (cm<sup>2</sup>)

b. ワイヤロープ部

(a) ワイヤロープ本体

ワイヤロープ本体の照査は図のように、ワイヤロープ部の評価において保守的になるように引波時に扉体の背面に衝突物荷重がかかるケースで照査する。

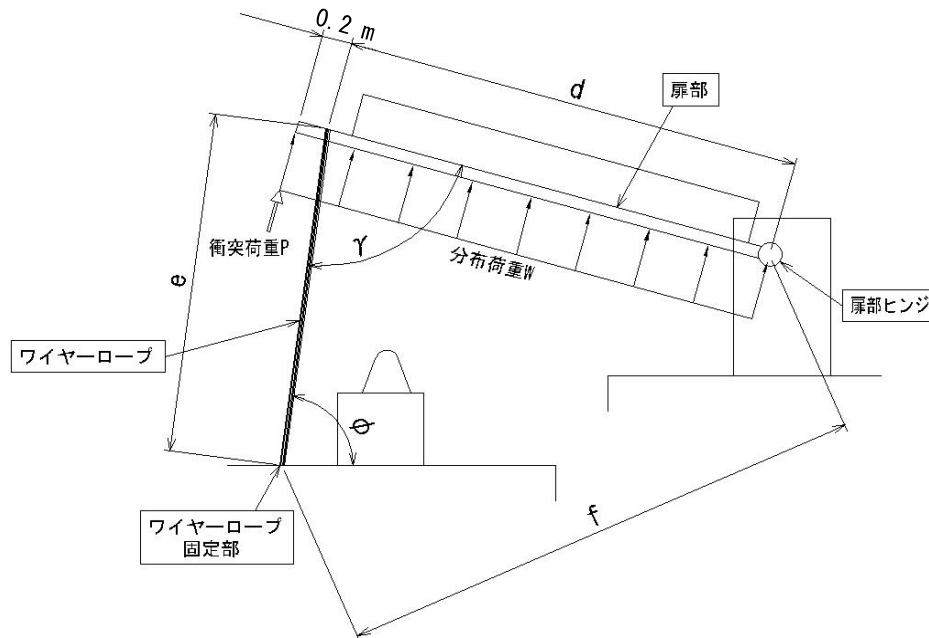


図 6.13.4-8 ワイヤロープ本体荷重作用図

ワイヤロープ部に作用する荷重は次式により計算する。

$$R_{pw} = W \cdot (d + 0.20)^2 / (2d)$$

$$R_{ps1} = P \cdot (d + 0.20) / d$$

$$T_w = (R_{pw} + R_{ps1}) / \sin \gamma$$

(0.20m は扉部ワイヤロープ取付位置から扉体端部までの張出長)

ここで、 $R_{pw}$  : 津波荷重により扉部のワイヤロープ取付位置に作用する外力 (kN/m)

$R_{ps1}$  : 衝突荷重により扉部のワイヤロープ取付位置に作用する外力 (kN/m)

$T_w$  : 津波荷重+衝突荷重によるワイヤロープ張力 (kN/m)

また、 $T_w$  を鉛直成分  $R_v$  及び水平成分  $R_H$  に分解し、以下の式より算定する。

$$R_v = T_w \cdot \sin \phi$$

$$R_H = T_w \cdot \cos \phi$$

$R_v$  及び  $R_H$  を 1m あたりのワイヤロープの本数で除したものが、ワイヤロープ一本あたりに作用する荷重となる。

(b) ワイヤロープ取付ボルト

ワイヤロープ本体に引張荷重が作用した場合のワイヤロープ取付ボルトに発生する最大発生断面力を以下の式により計算する。

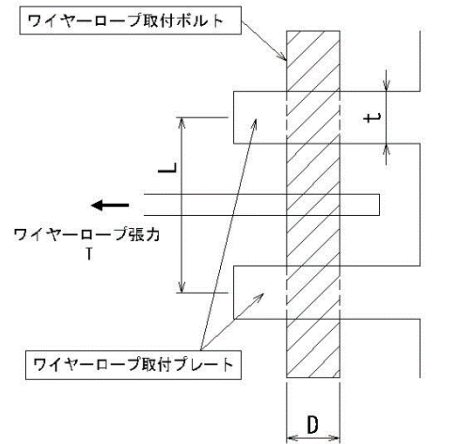


図 6.13.4-9 ワイヤロープ取付ボルト荷重作用図

$$M = T \cdot L / 8$$

$$S = T$$

ここで、M : 最大曲げモーメント (kN・m)

S : 最大せん断力 (kN)

T : ワイヤロープ張力 (kN)

(c) ワイヤロープ取付プレート

ワイヤロープ本体に引張荷重が作用した場合のワイヤロープ取付プレートに発生する最大発生断面力を以下の式により計算する。

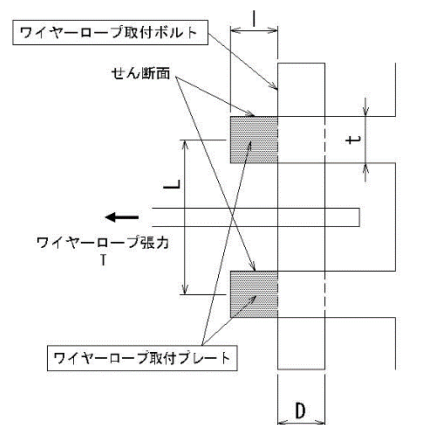


図 6.13.4-10 取付けプレート荷重作用図

$$S = T$$

ここで、S : 最大せん断力 (kN)

T : ワイヤロープ張力 (kN)

(d) ワイヤロープ固定部アンカーボルト

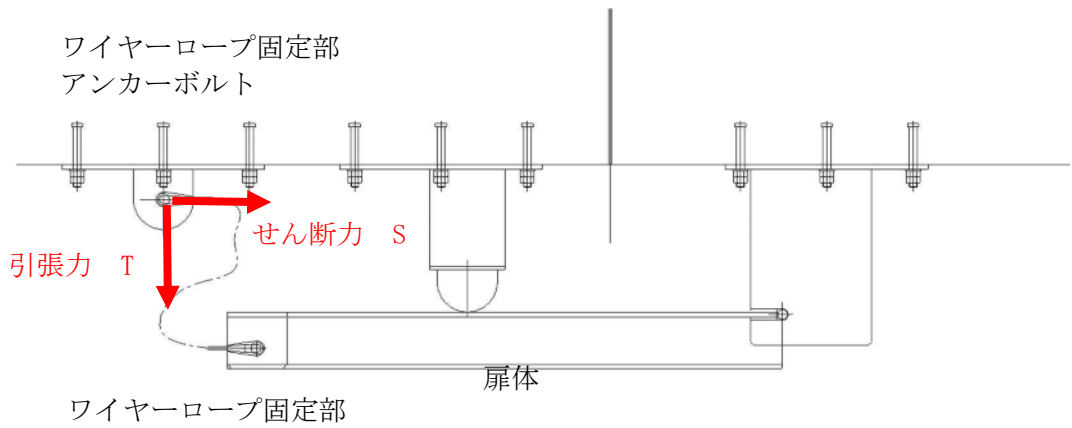


図 6.13.4-11 ワイヤロープ固定部荷重作用図

$$T = R_V / n$$

$$S = R_H / n$$

ここで、T：ワイヤロープ固定部に作用する最大引張力 (kN)

S：ワイヤロープ固定部に作用する最大せん断力 (kN)

$R_V$ ：ワイヤロープ張力  $T_w$  の鉛直成分 (kN)

$R_H$ ：ワイヤロープ張力  $T_w$  の水平成分 (kN)

### 6.13.5 評価結果

#### (1) 地震応答解析結果

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の断面①及び断面②の基準地震動における最大応答加速度を表 6.13.5-1～表 6.13.5-4 に示す。

#### a. 断面①

表 6.13.5-1 地震時の最大応答加速度 (断面①)

検討 ケース	地震動		応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )
⑤	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	H: 734.3, V: 417.5
		H+, V+	H: 727.3, V: 407.6
		H+, V+	H: 696.4, V: 406.8
		H+, V+	H: 699.4, V: 411.3
	S <sub>s</sub> -1 1		H: 686.2, V: 344.6
	S <sub>s</sub> -1 2		H: 553.4, V: 362.3
	S <sub>s</sub> -1 3		H: 516.9, V: 370.1
	S <sub>s</sub> -1 4		H: 441.7, V: 301.5
	S <sub>s</sub> -2 1		H: 687.2, V: 460.1
	S <sub>s</sub> -2 2		H: 687.1, V: 449.8
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	H: 580.9, V: 173.9
		H+, V+	H: 531.3, V: 171.4
④	S <sub>s</sub> -2 1		H: 556.5, V: 463.7
⑥	S <sub>s</sub> -2 1		H: 790.0, V: 485.8

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース  
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 6.13.5-2 重畳時の最大応答加速度 (断面①)

地盤	地震動	応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )
⑤	S <sub>d</sub> -D 1	H: 239.0, V: 207.8
④		H: 92.22, V: 207.7
⑥		H: 237.6, V: 207.1

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース  
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

b. 断面②

表 6.13.5-3 最大応答加速度 (断面②)

検討 ケース	地震動		応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )
⑤	S <sub>s</sub> -D 1	H+, V+	H: 794.9, V: 416.1
		H+, V+	H: 872.1, V: 411.8
		H+, V+	H: 858.7, V: 411.6
		H+, V+	H: 815.1, V: 415.2
	S <sub>s</sub> -1 1		H: 595.5, V: 365.5
	S <sub>s</sub> -1 2		H: 464.3, V: 372.8
	S <sub>s</sub> -1 3		H: 474.9, V: 374.7
	S <sub>s</sub> -1 4		H: 644.7, V: 297.4
	S <sub>s</sub> -2 1		H: 859.4, V: 446.4
	S <sub>s</sub> -2 2		H: 903.1, V: 457.3
	S <sub>s</sub> -3 1	H+, V+	H: 785.6, V: 186.3
		H+, V+	H: 765.9, V: 187.0
	④	S <sub>s</sub> -2 2	
⑥	S <sub>s</sub> -2 2		H: 854.4, V: 539.0

注記 ④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
 ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース  
 ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 6.13.5-4 重畳時の最大応答加速度 (断面②)

地盤	地震動	応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )
⑤	S <sub>d</sub> -D 1	H: 230.8, V: 203.8
④		H: 91.25, V: 204.3
⑥		H: 229.3, V: 203.1

注記 ④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース  
 ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース  
 ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

以上より、地震時及び重畳時の設計用震度を表 6.13.5-5 に示す。

表 6.13.5-5 最大応答加速度

	最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )		水平震度 kH	鉛直震度 kV
	水平方向	鉛直方向		
地震時	903.1	545.5	0.93	0.56
重畳時	239.0	207.8	0.25	0.22



(2) TYPE-A (1500) の照査結果

a. 扉部

(a) 扉体

扉体の長さに関して、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、支持部（単純支持）から外れないように十分な長さをとる。防潮堤が変位した状況を図 6.13.5-1 に示す。図 6.13.5-1 より扉体の長さが十分確保されていることを確認した。

また、防潮堤が変位した状況を考慮した図 6.13.5-1 に示す 5 ケースにおいて、扉体の照査を行う。

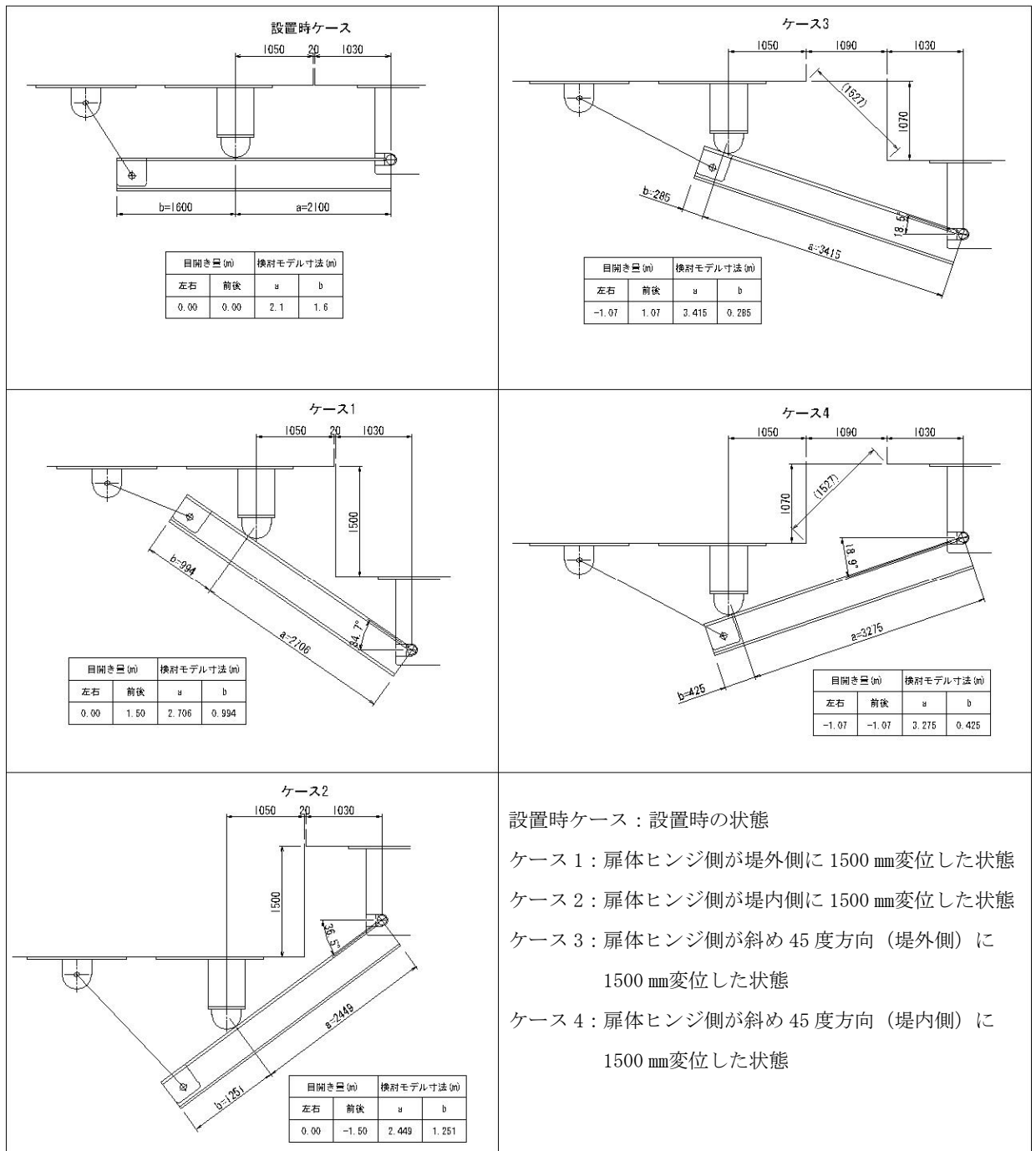


図 6.13.5-1 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉体評価

扉体に作用する断面力を図 6.13.5-1 に示す 5 ケースにおいて、地震時、津波時、重畳時における曲げモーメント及びせん断力の計算結果を表 6.13.5-6～表 6.13.5-10 に示す。

扉体重量計算（高さ 1mあたり）

イ. 鋼製防護部材①

ベースプレート PL 22×3700 1 枚

$$0.022 \times 3.7 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 6.26 \text{ kN}$$

補強プレート 1 PL 22×328×3700 1.75 枚 (@571)

$$0.022 \times 0.328 \times 3.7 \times 1.75 \times 7.85 \times 9.8 = 3.59 \text{ kN}$$

補強プレート 2 PL 25×300×3700 1.75 枚 (@571)

$$0.025 \times 0.3 \times 3.7 \times 1.75 \times 7.85 \times 9.8 = 3.74 \text{ kN}$$

プレート PL 60×340×400 3 枚 (@571 1箇所 2枚)

$$0.060 \times 0.34 \times 0.4 \times 3 \times 7.85 \times 9.8 = 1.88 \text{ kN}$$

回転軸  $\phi$  65 1 本

$$\pi \times 0.065 \times 0.065 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.26 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 6.26 + 3.59 + 3.74 + 1.88 + 0.26 = 15.73 \text{ kN}$$

ロ. 鋼製防護部材②

ベースプレート PL 22×3700 1 枚

$$0.022 \times 3.7 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 6.26 \text{ kN}$$

補強プレート 1 PL 22×328×3700 1.6 枚 (@625)

$$0.022 \times 0.328 \times 3.7 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 3.29 \text{ kN}$$

補強プレート 2 PL 25×320×3700 1.6 枚 (@625)

$$0.025 \times 0.32 \times 3.7 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 3.64 \text{ kN}$$

プレート PL 60×340×400 3.2 枚 (@625 1箇所 2枚)

$$0.060 \times 0.34 \times 0.4 \times 3.2 \times 7.85 \times 9.8 = 2.0 \text{ kN}$$

回転軸  $\phi$  65 1 本

$$\pi \times 0.065 \times 0.065 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.26 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 6.26 + 3.29 + 3.64 + 2.0 + 0.26 = 15.45 \text{ kN}$$

ハ. 鋼製防護部材③

ベースプレート PL 22×3700 1枚

$$0.022 \times 3.7 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 6.26 \text{ kN}$$

補強プレート1 PL 22×328×3700 1.6枚 (@625)

$$0.022 \times 0.328 \times 3.7 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 3.29 \text{ kN}$$

補強プレート2 PL 25×305×3700 1.6枚 (@625)

$$0.025 \times 0.305 \times 3.7 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 3.47 \text{ kN}$$

プレート PL 60×340×400 3.2枚 (@625 1箇所2枚)

$$0.060 \times 0.34 \times 0.4 \times 3.2 \times 7.85 \times 9.8 = 2.0 \text{ kN}$$

回転軸  $\phi$  65 1本

$$\pi \times 0.065 \times 0.065 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.26 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 6.26 + 3.29 + 3.47 + 2.0 + 0.26 = 15.28 \text{ kN}$$

扉体支持部重量計算 (高さ1mあたり)

イ. 鋼製防護部材①

ベースプレート PL 32×1350 1枚

$$0.032 \times 1.35 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.32 \text{ kN}$$

補強プレート PL 60×1168×800 1.5枚 (@667)

$$0.060 \times 1.168 \times 0.8 \times 1.5 \times 7.85 \times 9.8 = 6.5 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 3.32 + 6.5 = 9.82 \text{ kN}$$

ロ. 鋼製防護部材②

ベースプレート PL 32×1350 1枚

$$0.032 \times 1.35 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.32 \text{ kN}$$

補強プレート PL 60×1168×800 1.6枚 (@625)

$$0.060 \times 1.168 \times 0.8 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 6.9 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 3.32 + 6.9 = 10.22 \text{ kN}$$

ハ. 鋼製防護部材③

ベースプレート PL 32×1350 1枚

$$0.032 \times 1.35 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.32 \text{ kN}$$

補強プレート PL 60×1168×800 1.6枚 (@625)

$$0.060 \times 1.168 \times 0.8 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 6.9 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 3.32 + 6.9 = 10.22 \text{ kN}$$

作用荷重

・地震時

鋼製防護部材①：

$$\text{分布荷重 } W1 = (15.73 + 9.82) / 3.7 \times 0.93 \times 1.2 = 6.7 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材②：

$$\text{分布荷重 } W1 = (15.45 + 10.22) / 3.7 \times 0.93 \times 1.2 = 7.7 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③：

$$\text{分布荷重 } W1 = (15.28 + 10.22) / 3.7 \times 0.93 \times 1.2 = 7.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{風荷重 } W2 = \rho \cdot Ud^2 \cdot Cd \cdot G/2$$

$$= 1.23 \times 30^2 \times 1.6 \times 1.9 / 2 = 1683 \text{ N/m}^2 \rightarrow 1.7 \text{ kN/m}^2$$

合計水平荷重

$$\text{鋼製防護部材①} : W = 6.7 + 1.7 = 8.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : W = 7.7 + 1.7 = 9.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : W = 7.7 + 1.7 = 9.4 \text{ kN/m}^2$$

表 6.13.5-6 扉体に作用する断面力（地震時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	12 (設置時ケース)	17 (ケース3)
	II	14 (ケース3)	16 (ケース3)
	III	14 (ケース3)	33 (ケース3)
鋼製防護部材②	I	13 (設置時ケース)	17 (ケース3)
	II	14 (ケース3)	17 (ケース3)
鋼製防護部材③	III	14 (ケース3)	33 (ケース3)

・津波時

津波荷重（基準津波時）

基準津波高さ T.P+17.9 m

地表面高さ T.P+4.0 m（1.5mの地盤沈下を考慮）

扉部下端高さ T.P+6.0 m

設計浸水深 6.95 m

鋼製防護部材①：  $(6.95 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 190.4 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材②：  $(6.95 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 150.0 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材③：  $(6.95 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 99.5 \text{ kN/m}^2$

衝突荷重 759 kN

表 6.13.5-7 扉体に作用する断面力（基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	1458（設置時ケース）	1653（設置時ケース）
	II	274（ケース3）	1082（ケース3）
	III	922（ケース3）	1027（ケース3）
鋼製防護部材②	I	1406（設置時ケース）	1586（設置時ケース）
	II	216（ケース3）	1013（ケース3）
	III	864（ケース3）	890（ケース3）
鋼製防護部材③	I	1342（設置時ケース）	1502（設置時ケース）
	II	143（ケース3）	928（ケース3）
	III	791（ケース3）	718（ケース3）

津波荷重（T.P. +24 m 津波時）

T.P. +24 m 津波高さ T.P+24.0 m

地表面高さ T.P+4.0 m

設計浸水深 10.0 m

扉部下端高さ T.P+6.0 m

鋼製防護部材①：  $(10.0 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 282.8 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材②：  $(10.0 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 242.4 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材③：  $(10.0 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 191.9 \text{ kN/m}^2$

衝突荷重 1035 kN

表 6.13.5-8 扉体に作用する断面力 (T.P.+24 m 津波時)

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	2018 (設置時ケース)	2293 (設置時ケース)
	II	407 (ケース 3)	1515 (ケース 3)
	III	1290 (ケース 3)	1480 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	1966 (設置時ケース)	2226 (設置時ケース)
	II	348 (ケース 3)	1446 (ケース 3)
	III	1232 (ケース 3)	1342 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	1902 (設置時ケース)	2142 (設置時ケース)
	II	276 (ケース 3)	1360 (ケース 3)
	III	1160 (ケース 3)	1171 (ケース 3)

・重畳時

津波荷重 (基準津波時)

$$\text{鋼製防護部材①} : (6.95 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 190.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : (6.95 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 150.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : (6.95 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 99.5 \text{ kN/m}^2$$

余震時動水圧

$$\text{水深 } h = T.P + 17.9 - T.P. + 4.0 = 13.9 \text{ m}$$

鋼製防護部材① :

$$\text{鋼製防護部材①下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 6 = 11.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{13.9 \times 11.9} = 28.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.73 + 9.82) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 190.4 + 28.4 + 1.7 = 220.5 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材② :

$$\text{鋼製防護部材②下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 10 = 7.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{13.9 \times 7.9} = 23.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.45 + 10.22) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 150.0 + 23.2 + 1.7 = 174.9 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③ :

$$\text{鋼製防護部材③下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 15 = 2.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{13.9 \times 2.9} = 14.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.28 + 10.22) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 99.5 + 14.0 + 1.7 = 115.2 \text{ kN/m}^2$$

表 6.13.5-9 扉体に作用する断面力（基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	283 (設置時ケース)	380 (ケース 3)
	II	318 (ケース 3)	375 (ケース 3)
	III	318 (ケース 3)	752 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	224 (設置時ケース)	301 (ケース 3)
	II	252 (ケース 3)	297 (ケース 3)
	III	252 (ケース 3)	597 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	148 (設置時ケース)	199 (ケース 3)
	II	166 (ケース 3)	196 (ケース 3)
	III	166 (ケース 3)	394 (ケース 3)

津波荷重 (T.P. +24 m 津波時)

$$\text{鋼製防護部材①} : (10.0 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 282.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : (10.0 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 242.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : (10.0 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 191.9 \text{ kN/m}^2$$

余震時動水圧

$$\text{水深 } h = T.P. + 24.0 - T.P. + 4.0 = 20.0 \text{ m}$$

鋼製防護部材① :

$$\text{鋼製防護部材①下端までの深さ } z = T.P. + 24.0 - T.P. + 6 = 18.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 18.0)} = 41.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.73 + 9.82) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 282.8 + 41.9 + 1.7 = 326.4 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材② :

$$\text{鋼製防護部材②下端までの深さ } z = T.P. + 24.0 - T.P. + 10 = 14.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 14.0)} = 37.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.45 + 10.22) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 242.4 + 37.0 + 1.7 = 281.8 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③ :

$$\text{鋼製防護部材③下端までの深さ } z = T.P. + 24.0 - T.P. + 15 = 9.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 9.0)} = 29.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (15.28 + 10.22) / 3.7 \times 0.25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 191.9 + 29.6 + 1.7 = 223.2 \text{ kN/m}^2$$

表 6.13.5-10 扉体に作用する断面力 (T.P. +24 m 津波時)

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	418 (設置時ケース)	562 (ケース 3)
	II	470 (ケース 3)	554 (ケース 3)
	III	470 (ケース 3)	1112 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	360 (設置時ケース)	484 (ケース 3)
	II	405 (ケース 3)	477 (ケース 3)
	III	405 (ケース 3)	958 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	286 (設置時ケース)	385 (ケース 3)
	II	322 (ケース 3)	379 (ケース 3)
	III	322 (ケース 3)	761 (ケース 3)

表 6.13.5-6～表 6.13.5-10 の結果から曲げモーメント及びせん断力の最大値を表 6.13.5-11 に示す。また、扉体の断面性能を表 6.13.5-12 に示す。

表 6.13.5-11 扉体に作用する断面力 (最大値)

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 I (T.P. +24 m 津波時)	2018 (設置時ケース)	2293 (設置時ケース)
鋼製防護部材②	津波時 I (T.P. +24 m 津波時)	1966 (設置時ケース)	2226 (設置時ケース)
鋼製防護部材③	津波時 I (T.P. +24 m 津波時)	1902 (設置時ケース)	2142 (設置時ケース)

#### ウェブ断面積

##### 鋼製防護部材①：

$$\text{ベースプレート } 22 \times 1000 = 22000$$

$$\text{補強プレート 1 } 22 \times 328 \times 1.75 = 12628$$

$$\text{補強プレート 2 } 25 \times 300 \times 1.75 = 13125$$

$$\text{合計 } 22000 + 12628 + 13125 = 47753 \text{ mm}^2$$

\*補強プレートは 4 m 高さに 7 枚あるので、 $7/4 = 1.75$  枚/m になる。

##### 鋼製防護部材②：

$$\text{ベースプレート } 22 \times 1000 = 22000$$

$$\text{補強プレート 1 } 22 \times 328 \times 1.6 = 11545.6$$

$$\text{補強プレート 2 } 25 \times 320 \times 1.6 = 12800$$

$$\text{合計 } 22000 + 11545.6 + 12800 = 46345.6 \text{ mm}^2$$

\*補強プレートは 5 m 高さに 8 枚あるので、 $8/5 = 1.6$  枚/m になる。



鋼製防護部材③：

$$\text{ベースプレート} \quad 22 \times 1000 = 22000$$

$$\text{補強プレート 1} \quad 22 \times 328 \times 1.6 = 11545.6$$

$$\text{補強プレート 2} \quad 25 \times 305 \times 1.6 = 12200$$

$$\text{合計} \quad 22000 + 11545.6 + 12200 = 45745.6 \text{ mm}^2$$

\*補強プレートは5 m 高さに8枚あるので、 $8/5 = 1.6$ 枚/mになる。

断面係数

鋼製防護部材①：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (25 \times 300 \times (375 - 12.5) + 22 \times 328 \times (328/2 + 22) + 22 \times 571 \times 22/2) / \\ & (25 \times 300 + 22 \times 328 + 22 \times 571) = 153.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (300 \times (221.1^3 - 196.1^3) + 22 \times (196.1^3 - (-131.9)^3) + \\ & 571 \times ((-131.9)^3 - (-153.9)^3)) / 3 = 656095378 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$656095378 / 221.1 \times 1.75 = 5192697 \text{ mm}^3$$

鋼製防護部材②：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (25 \times 320 \times (375 - 12.5) + 22 \times 328 \times (328/2 + 22) + 22 \times 625 \times 22/2) / \\ & (25 \times 320 + 22 \times 328 + 22 \times 625) = 151.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (320 \times (223.3^3 - 198.3^3) + 22 \times (198.3^3 - (-129.7)^3) + \\ & 625 \times ((-129.7)^3 - (-151.7)^3)) / 3 = 701849487 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$701849487 / 223.3 \times 1.6 = 5028369 \text{ mm}^3$$

鋼製防護部材③：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (25 \times 305 \times (375 - 12.5) + 22 \times 328 \times (328/2 + 22) + 22 \times 625 \times 22/2) / \\ & (25 \times 305 + 22 \times 328 + 22 \times 625) = 148.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (305 \times (226.1^3 - 204.1^3) + 22 \times (204.1^3 - (-126.9)^3) + \\ & 625 \times ((-126.9)^3 - (-148.9)^3)) / 3 = 684943693 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$684943693 / 226.1 \times 1.6 = 4847231 \text{ mm}^3$$

表 6. 13. 5-12 扉体の断面性能

	ウェブ断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼製防護部材①	47753	5192697
鋼製防護部材②	46346	5028369
鋼製防護部材③	45746	4847231

扉体の照査結果を表 6. 13. 5-13 に示す。

表 6. 13. 5-13 扉体の照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	曲げ応力	389	433.5	0.90
	せん断応力	48	246.5	0.19
鋼製防護部材②	曲げ応力	391	433.5	0.90
	せん断応力	48	246.5	0.19
鋼製防護部材③	曲げ応力	392	433.5	0.90
	せん断応力	47	246.5	0.19

(b) 回転軸

地震時，津波時，重畳時において回転軸に作用するせん断力を表 6.13.5-14～表 6.13.5-18 に示す。

回転軸径：φ65

ヒンジピッチ

鋼製防護部材①：1.5 個/m

鋼製防護部材②及び③：1.6 個/m

表 6.13.5-14 回転軸に作用するせん断力（地震時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	11 (ケース 3)
	II	11 (ケース 3)
	III	22 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	11 (ケース 3)
	II	10 (ケース 3)
	III	21 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	11 (ケース 3)
	II	10 (ケース 3)
	III	21 (ケース 3)

表 6.13.5-15 回転軸に作用するせん断力（津波時：基準津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	1102 (設置時ケース)
	II	721 (ケース 3)
	III	685 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	991 (設置時ケース)
	II	633 (ケース 3)
	III	556 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	939 (設置時ケース)
	II	580 (ケース 3)
	III	449 (ケース 3)

表 6. 13. 5-16 回転軸に作用するせん断力（津波時：T.P. +24 m 津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	1529 (設置時ケース)
	II	1010 (ケース 3)
	III	987 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	1391 (設置時ケース)
	II	904 (ケース 3)
	III	839 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	1339 (設置時ケース)
	II	850 (ケース 3)
	III	732 (ケース 3)

表 6. 13. 5-17 回転軸に作用するせん断力（重畳時：基準津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	253 (ケース 3)
	II	250 (ケース 3)
	III	501 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	188 (ケース 3)
	II	186 (ケース 3)
	III	373 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	124 (ケース 3)
	II	123 (ケース 3)
	III	246 (ケース 3)

表 6. 13. 5-18 回転軸に作用するせん断力（重畳時：T.P. +24 m 津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	375 (ケース 3)
	II	370 (ケース 3)
	III	742 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	303 (ケース 3)
	II	298 (ケース 3)
	III	599 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	240 (ケース 3)
	II	237 (ケース 3)
	III	476 (ケース 3)

表 6.13.5-14～表 6.13.5-18 より，最大せん断力を表 6.13.5-19 に示す。

表 6.13.5-19 回転軸に作用する最大せん断力

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 I (T.P. +24 m 津波時)	1529 (設置時ケース)
鋼製防護部材②	津波時 I (T.P. +24 m 津波時)	1391 (設置時ケース)
鋼製防護部材③	津波時 I (T.P. +24 m 津波時)	1339 (設置時ケース)

$$\text{断面積 (2断面)} : \pi \times 65^2 / 4 \times 2 = 6637 \text{ mm}^2$$

回転軸の照査結果を表 6.13.5-20 に示す。

表 6.13.5-20 回転軸の照査結果

	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	230	238	0.97
鋼製防護部材②	210	238	0.89
鋼製防護部材③	202	238	0.85

(c) 扉部ヒンジ

扉部ヒンジに関して、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、扉部を拘束しない十分に大きい角度まで回転できることを、図 6.13.5-2 に示す。

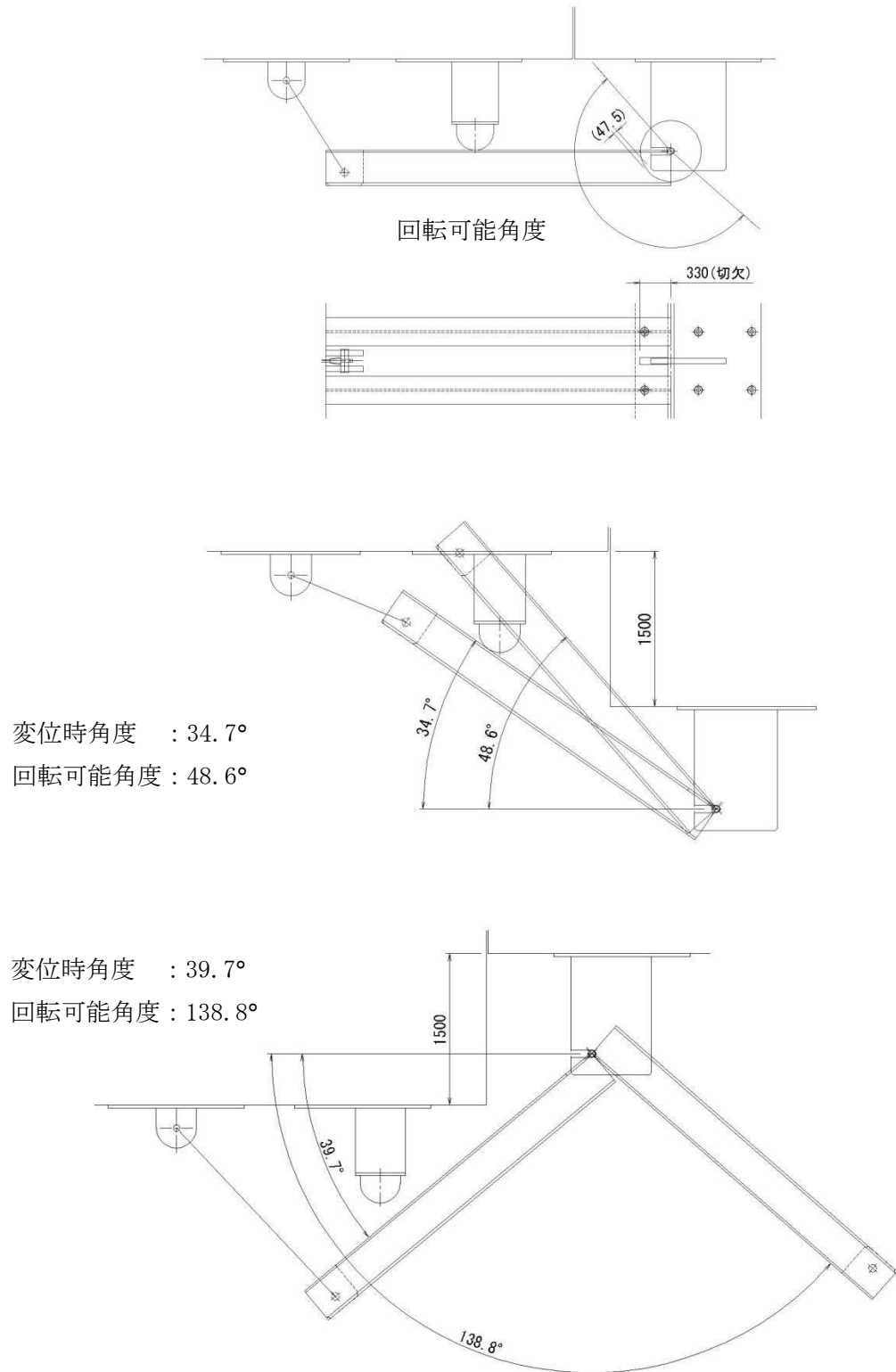


図 6.13.5-2 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉部ヒンジ評価

扉部ヒンジに作用するせん断力の計算を以下に示す。

鋼製防護部材①

扉体重量：15.73 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$  kN

合計：16.02 kN

$S = 16.02 \times (1 + 0.56) = 25.0$  kN

鋼製防護部材②

扉体重量：15.45 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$  kN

合計：15.74 kN

$S = 15.74 \times (1 + 0.56) = 24.6$  kN

鋼製防護部材③

扉体重量：15.28 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$  kN

合計：15.57 kN

$S = 15.57 \times (1 + 0.56) = 24.3$  kN

扉部ヒンジの諸元を表 6.13.5-21 に示す。

表 6.13.5-21 扉部ヒンジの諸元

板厚 (mm)	60	
回転軸から支持鋼板端までの最少長さ (mm)	170	
支持鋼板の個数 (個/m)	鋼製防護部材①	1.5
	鋼製防護部材②及び③	1.6

支持鋼板の2断面を考慮して扉部ヒンジの照査結果を表 6.13.5-22 に示す。

表 6.13.5-22 扉部ヒンジの照査結果

	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	0.8	210	0.01
鋼製防護部材②	0.8	210	0.01
鋼製防護部材③	0.8	210	0.01

(d) 扉体支持部アンカーボルト

イ. 鉛直方向

扉体支持部アンカーボルトに作用するせん断力の計算を以下に示す。

鋼製防護部材①

扉体重量：15.73 kN

扉体支持部重量：9.82 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$  kN

合計：25.8 kN

$S = 25.8 \times (1 + 0.56) = 40.2$  kN

鋼製防護部材②

扉体重量：15.45 kN

扉体支持部重量：10.22 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$  kN

合計：26.0 kN

$S = 26.0 \times (1 + 0.56) = 40.6$  kN

鋼製防護部材③

扉体重量：15.28kN

扉体支持部重量：10.22 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.375 \times 3.7 = 0.291$  kN

合計：25.8 kN

$S = 25.8 \times (1 + 0.56) = 40.2$  kN

扉体支持部アンカーボルトの諸元を表 6.13.5-23 に示す。

表 6.13.5-23 扉体支持部アンカーボルトの諸元

アンカーボルト径 (mm)	52 (M52)	
アンカーボルト有効断面積 (mm <sup>2</sup> )	1820	
アンカーボルト本数 (本/m)	鋼製防護部材①	5.25
	鋼製防護部材②及び③	4.8

扉体支持部アンカーボルトの照査結果 (鉛直方向) を表 6.13.5-24 に示す。

表 6.13.5-24 扉体支持部アンカーボルトの照査結果 (鉛直方向)

	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	4.3	227	0.02
鋼製防護部材②及び③	4.8	227	0.03



ロ. 水平方向

図 6.13.5-1 に示した防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉体評価ケースにおける、扉体支持部に作用する断面力を表 6.13.5-25～表 6.13.5-29 に示す。ここで扉体支持部の高さ  $C=1200$  mm, ヒンジ部までの高さ  $C'=991$  mm とする。

表 6.13.5-25 扉体支持部に作用する最大断面力（地震時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	12 (ケース 2)	17 (ケース 2)
	②	6 (ケース 1)	6 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	12 (ケース 2)	17 (ケース 2)
	②	6 (ケース 1)	7 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	12 (ケース 2)	17 (ケース 2)
	②	6 (ケース 1)	7 (ケース 1)

表 6.13.5-26 扉体支持部に作用する最大断面力（津波時：基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	1149 (ケース 2)	1090 (ケース 2)
	②	330 (ケース 2)	333 (ケース 2)
鋼製防護部材②	①	1099 (ケース 2)	1020 (ケース 2)
	②	309 (ケース 2)	311 (ケース 2)
鋼製防護部材③	①	1036 (ケース 2)	932 (ケース 2)
	②	282 (ケース 2)	284 (ケース 2)

表 6.13.5-27 扉体支持部に作用する最大断面力（津波時：T.P. +24 m 津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	1597 (ケース 2)	1527 (ケース 2)
	②	463 (ケース 2)	467 (ケース 2)
鋼製防護部材②	①	1546 (ケース 2)	1456 (ケース 2)
	②	441 (ケース 2)	445 (ケース 2)
鋼製防護部材③	①	1483 (ケース 2)	1369 (ケース 2)
	②	414 (ケース 2)	418 (ケース 2)

表 6.13.5-28 扉体支持部に作用する最大断面力（重畳時：基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	277 (ケース 2)	384 (ケース 2)
	②	146 (ケース 1)	147 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	220 (ケース 2)	305 (ケース 2)
	②	116 (ケース 1)	117 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	145 (ケース 2)	201 (ケース 2)
	②	76 (ケース 1)	77 (ケース 1)

表 6.13.5-29 扉体支持部に作用する最大断面力（重畳時：T.P.+24 m 津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	410 (ケース 2)	568 (ケース 2)
	②	216 (ケース 1)	218 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	353 (ケース 2)	489 (ケース 2)
	②	186 (ケース 1)	188 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	280 (ケース 2)	389 (ケース 2)
	②	148 (ケース 1)	149 (ケース 1)

表 6.13.5-25～表 6.13.5-29 より，断面力の最大値を表 6.13.5-30 に示す。

表 6.13.5-30 扉体支持部に作用する最大断面力

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 T.P.+24 m 津波時	1597 (ケース 2)	1527 (ケース 2)
鋼製防護部材②	津波時 T.P.+24 m 津波時	1546 (ケース 2)	1456 (ケース 2)
鋼製防護部材③	津波時 T.P.+24 m 津波時	1483 (ケース 2)	1369 (ケース 2)

扉体支持部の諸元を表 6.13.5-31 に示す。

表 6.13.5-31 扉体支持部の諸元

支点位置から支持部固定アンカー ボルトまでの距離 (mm)	1250
----------------------------------	------

鋼製防護部材①

$$T = 1597 \times 1000 / 1250 = 1277.6 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1277.6 / 1820 / 5.25 \times 1000 = 133.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1527 / 1820 / 5.25 \times 1000 = 159.8 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材②

$$T = 1546 \times 1000 / 1250 = 1236.8 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1236.8 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 141.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1456 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 166.7 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材③

$$T = 1483 \times 1000 / 1250 = 1186.4 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1186.4 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 135.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1369 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 156.7 \text{ N/mm}^2$$

扉体支持部アンカーボルトの照査結果（水平方向）を表 6.13.5-32 に示す。

表 6.13.5-32 扉体支持部アンカーボルトの照査結果（水平方向）

	評価項目	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	134	183	0.73
	せん断応力	160	227	0.71
鋼製防護部材②	引張応力	142	183	0.77
	せん断応力	167	227	0.74
鋼製防護部材③	引張応力	136	183	0.74
	せん断応力	157	227	0.70

b. ワイヤロープ部

(a) ワイヤロープ本体

ワイヤロープ本体の長さについて、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、扉部を拘束しない十分な長さをとる。防潮堤が変位した状況を図 6. 13. 5-3 に示す。図 6. 13. 5-3 よりワイヤロープ本体の長さが十分確保されていることを確認した。

また、防潮堤が変位した状況を考慮した図 6. 13. 5-3 に示す 5 ケースにおいて、ワイヤロープの照査を行う。

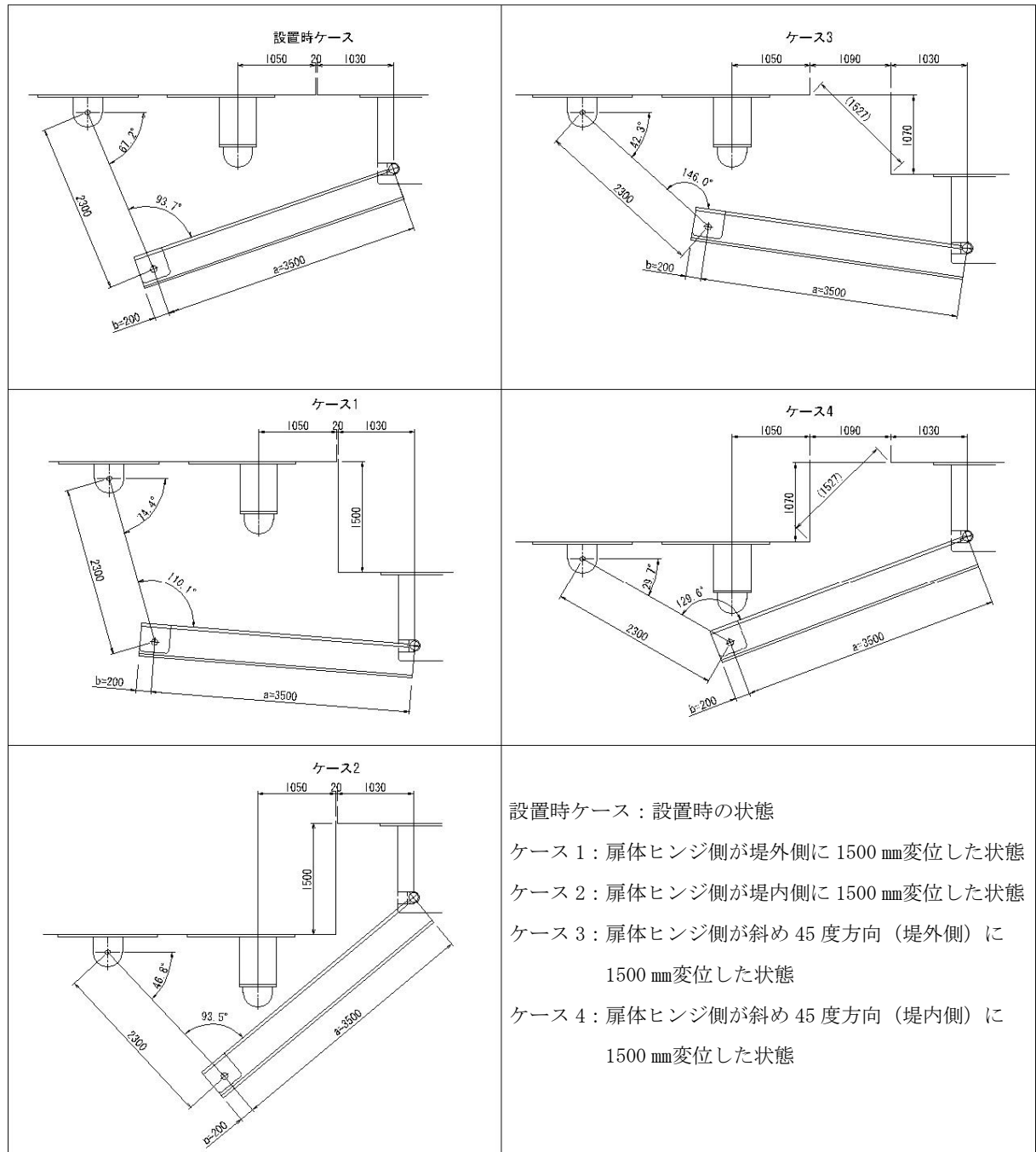


図 6. 13. 5-3 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時のワイヤロープ本体評価

ワイヤーロープ本体に作用する断面力を表 6.13.5-33～表 6.13.5-37 に示す。

表 6.13.5-33 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（地震時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	34 (ケース 3)	23 (ケース 3)	25 (ケース 3)
鋼製防護部材②	34 (ケース 3)	23 (ケース 3)	25 (ケース 3)
鋼製防護部材③	34 (ケース 3)	23 (ケース 3)	25 (ケース 3)

表 6.13.5-34 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（津波時：基準津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	2101 (ケース 3)	1414 (ケース 3)	1554 (ケース 3)
鋼製防護部材②	1959 (ケース 3)	1319 (ケース 3)	1449 (ケース 3)
鋼製防護部材③	1783 (ケース 3)	1200 (ケース 3)	1319 (ケース 3)

表 6.13.5-35 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（津波時：T.P. +24 m 津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	2946 (ケース 3)	1983 (ケース 3)	2179 (ケース 3)
鋼製防護部材②	2804 (ケース 3)	1887 (ケース 3)	2074 (ケース 3)
鋼製防護部材③	2628 (ケース 3)	1769 (ケース 3)	1944 (ケース 3)

表 6.13.5-36 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（重畳時：基準津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	773 (ケース 3)	520 (ケース 3)	572 (ケース 3)
鋼製防護部材②	613 (ケース 3)	413 (ケース 3)	454 (ケース 3)
鋼製防護部材③	405 (ケース 3)	272 (ケース 3)	299 (ケース 3)

表 6.13.5-37 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（重畳時：T.P. +24 m 津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	1143 (ケース 3)	769 (ケース 3)	846 (ケース 3)
鋼製防護部材②	985 (ケース 3)	663 (ケース 3)	728 (ケース 3)
鋼製防護部材③	783 (ケース 3)	527 (ケース 3)	579 (ケース 3)

ワイヤーロープの断面性能を表 6.13.5-38 に示す。

表 6.13.5-38 ワイヤーロープの断面性能

		断面性能
直径 (mm)		69
断面積 (mm <sup>2</sup> )		2260
ピッチ (本/m)	鋼製防護部材①	1.5
	鋼製防護部材②及び③	1.6

ワイヤーロープ本体の照査結果を表 6.13.5-39 に示す。

鋼製防護部材①

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2946 \times 1000 / 2260 / 1.5 = 869 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材②

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2804 \times 1000 / 2260 / 1.6 = 775.4 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材③

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2628 \times 1000 / 2260 / 1.6 = 726.8 \text{ N/mm}^2$$

表 6.13.5-39 ワイヤーロープ本体の照査結果

評価項目	引張応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
鋼製防護部材①	869	1078	0.81
鋼製防護部材②	776	1078	0.72
鋼製防護部材③	727	1078	0.67

(b) ワイヤロープ取付ボルト

ワイヤロープ取付ボルトの諸元を表 6. 13. 5-40 に示す。

表 6. 13. 5-40 ワイヤロープ取付ボルトの諸元

プレートスパン (mm)	170
プレート厚 (mm)	60
軸径 (mm)	φ 80
断面積 (mm <sup>2</sup> )	5027
断面係数 (mm <sup>3</sup> )	50265

ワイヤロープ取付ボルトに作用する断面力を表 6. 13. 5-41 に示す。

鋼製防護部材①

$$\text{曲げモーメント } M = 2946 / 1.5 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 27.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2946 / 1.5 = 1964 \text{ kN}$$

鋼製防護部材②

$$\text{曲げモーメント } M = 2804 / 1.6 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 24.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2804 / 1.6 = 1752.5 \text{ kN}$$

鋼製防護部材③

$$\text{曲げモーメント } M = 2628 / 1.6 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 22.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2628 / 1.6 = 1642.5 \text{ kN}$$

表 6. 13. 5-41 ワイヤロープ取付ボルトに作用する断面力

	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	27	1964
鋼製防護部材②	24	1753
鋼製防護部材③	23	1642

ワイヤーロープ取付ボルトの照査結果を表 6. 13. 5-42 に示す。

表 6. 13. 5-42 ワイヤーロープ取付ボルトの照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	537	799	0.67
	せん断応力	391	459	0.85
鋼製防護部材②	引張応力	479	799	0.60
	せん断応力	349	459	0.76
鋼製防護部材③	引張応力	449	799	0.56
	せん断応力	327	459	0.71



(c) ワイヤロープ取付プレート

ワイヤロープ取付プレートに作用する断面力を表 6.13.5-43 に、ワイヤロープ取付プレートの諸元を表 6.13.5-44 に示す。

表 6.13.5-43 ワイヤロープ取付プレートに作用する断面力

	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	1964
鋼製防護部材②	1753
鋼製防護部材③	1642

表 6.13.5-44 ワイヤロープ取付プレートの諸元

	諸元
プレート厚 (mm)	60
プレートせん断長さ (mm)	165
せん断面積 (mm <sup>2</sup> )	9900

ワイヤロープ取付プレートの照査結果を表 6.13.5-45 に示す。

表 6.13.5-45 ワイヤロープ取付プレートの照査結果

評価項目	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
鋼製防護部材①	198	238	0.84
鋼製防護部材②	177	238	0.75
鋼製防護部材③	166	238	0.70

(d) ワイヤロープ固定部アンカーボルト

ワイヤロープ固定部アンカーボルトに作用するせん断力を表 6.13.5-46 に、ワイヤロープ固定部アンカーボルトの諸元を表 6.13.5-47 に示す。

鋼製防護部材①

$$T=R_V/n=1983/1.5=1322$$

$$S=R_H/n=2179/1.5=1452.7$$

鋼製防護部材②

$$T=R_V/n=1887/1.6=1179.4$$

$$S=R_H/n=2074/1.6=1296.3$$

鋼製防護部材③

$$T=R_V/n=1769/1.6=1105.6$$

$$S=R_H/n=1944/1.6=1215$$

表 6.13.5-46 ワイヤロープ固定部アンカーボルトの最大せん断力

	引張力 T (kN)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	1322	1453
鋼製防護部材②	1180	1296
鋼製防護部材③	1105	1215

表 6.13.5-47 ワイヤロープ固定部アンカーボルトの諸元

直径 (mm)		52 (M52)
有効断面積 (mm <sup>2</sup> )		1820
本数 (本/m)	鋼製防護部材①	5.25
	鋼製防護部材②及び③	4.8

ワイヤロープ固定部アンカーボルトの照査結果を表 6.13.5-48 に示す。

表 6.13.5-48 ワイヤロープ固定部アンカーボルトの照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	138	183	0.75
	せん断応力	152	227	0.67
鋼製防護部材②	引張応力	135	183	0.74
	せん断応力	148	227	0.66
鋼製防護部材③	引張応力	127	183	0.69
	せん断応力	139	227	0.62

(3) TYPE-B (2000) の照査結果

a. 扉部

(a) 扉体

扉体の長さに関して、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、支持部（単純支持）から外れないように十分な長さをとる。防潮堤が変位した状況を図 6.13.5-4 に示す。図 6.13.5-4 より扉体の長さが十分確保されていることを確認した。

また、防潮堤が変位した状況を考慮した図 6.13.5-4 に示す 5 ケースにおいて、扉体の照査を行う。

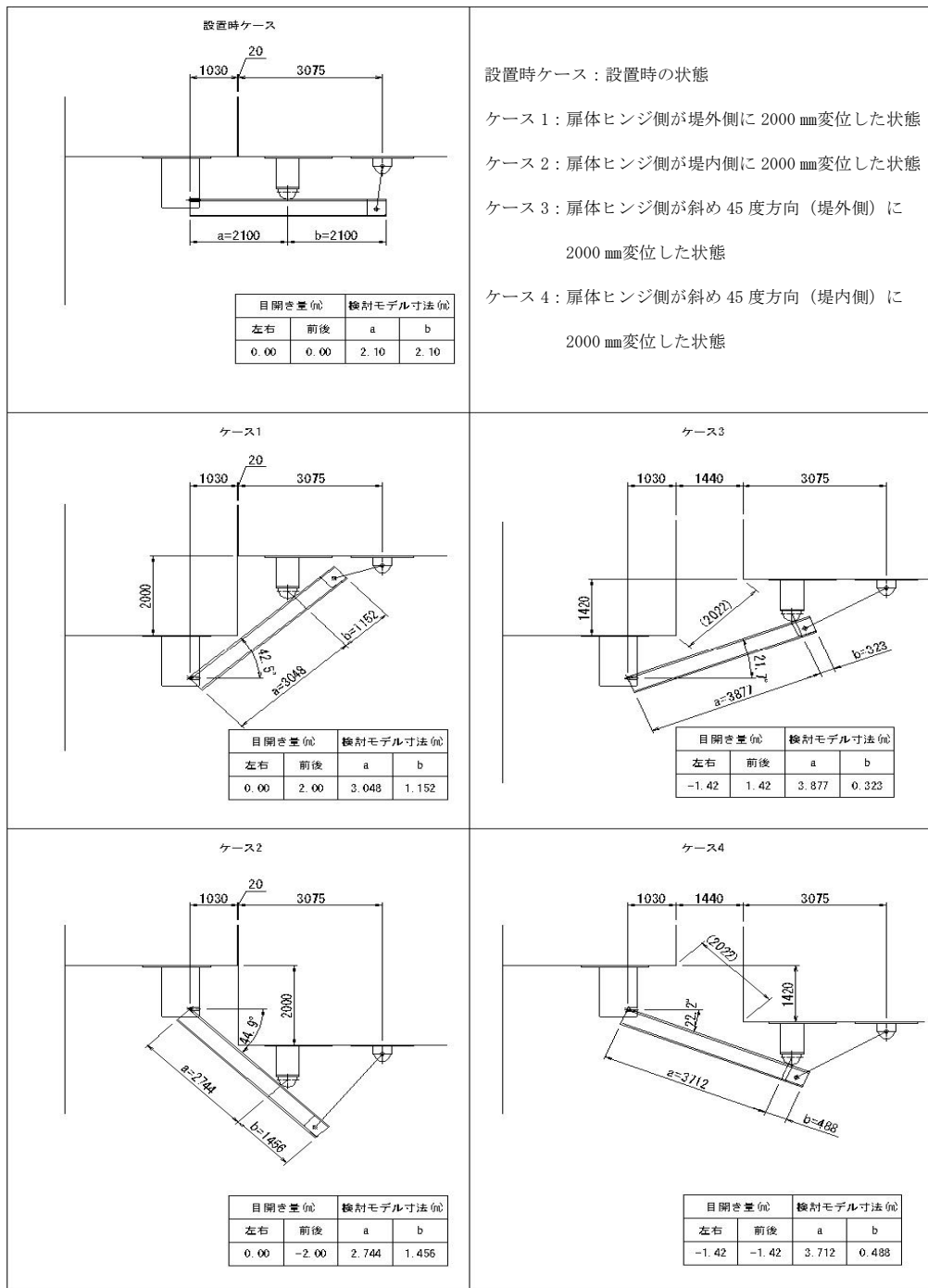


図 6.13.5-4 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉体評価

扉体に作用する断面力を図 6.13.5-1 に示す 5 ケースにおいて、地震時、津波時、重畳時における曲げモーメント及びせん断力の計算結果を表 6.13.5-49～表 6.13.5-53 に示す。

扉体重量計算（高さ 1mあたり）

イ. 鋼製防護部材①

ベースプレート PL 32×4200 1 枚

$$0.032 \times 4.2 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 10.33 \text{ kN}$$

補強プレート 1 PL 32×336×4.20 1.75 枚 (@571)

$$0.032 \times 0.336 \times 4.2 \times 1.75 \times 7.85 \times 9.8 = 6.08 \text{ kN}$$

補強プレート 2 PL 32×305×4200 1.75 枚 (@571)

$$0.032 \times 0.305 \times 4.2 \times 1.75 \times 7.85 \times 9.8 = 5.52 \text{ kN}$$

プレート PL 60×350×400 3 枚 (@571 1箇所 2枚)

$$0.060 \times 0.35 \times 0.4 \times 3 \times 7.85 \times 9.8 = 1.93 \text{ kN}$$

回転軸  $\phi$  75 1 本

$$\pi \times 0.075 \times 0.075 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.34 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 10.33 + 6.08 + 5.52 + 1.93 + 0.34 = 24.2 \text{ kN}$$

ロ. 鋼製防護部材②

ベースプレート PL 32×4200 1 枚

$$0.032 \times 4.2 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 10.33 \text{ kN}$$

補強プレート 1 PL 32×336×4200 1.6 枚 (@625)

$$0.032 \times 0.338 \times 4.2 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 6.08 \text{ kN}$$

補強プレート 2 PL 32×325×4200 1.6 枚 (@625)

$$0.032 \times 0.325 \times 4.2 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 5.38 \text{ kN}$$

プレート PL 60×350×400 3.2 枚 (@625 1箇所 2枚)

$$0.060 \times 0.35 \times 0.4 \times 3.2 \times 7.85 \times 9.8 = 2.07 \text{ kN}$$

回転軸  $\phi$  75 1 本

$$\pi \times 0.075 \times 0.075 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.34 \text{ kN}$$

$$\text{合計} : 10.33 + 6.08 + 5.38 + 2.07 + 0.34 = 24.2 \text{ kN}$$

ハ. 鋼製防護部材③

ベースプレート PL 32×4200 1枚  
 $0.032 \times 4.2 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 10.33 \text{ kN}$

補強プレート1 PL 32×336×4200 1.6枚 (@625)  
 $0.032 \times 0.338 \times 4.2 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 6.08 \text{ kN}$

補強プレート2 PL 32×305×4200 1.6枚 (@625)  
 $0.032 \times 0.305 \times 4.2 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 5.05 \text{ kN}$

プレート PL 60×350×400 3.2枚 (@625 1箇所2枚)  
 $0.060 \times 0.35 \times 0.4 \times 3.2 \times 7.85 \times 9.8 = 2.07 \text{ kN}$

回転軸  $\phi$  75 1本  
 $\pi \times 0.075 \times 0.075 / 4 \times 7.85 \times 9.8 = 0.34 \text{ kN}$

合計 :  $10.33 + 6.08 + 5.05 + 2.07 + 0.34 = 23.87 \text{ kN}$

扉体支持部重量計算 (高さ1mあたり)

イ. 鋼製防護部材①

ベースプレート PL 32×1450 1枚  
 $0.032 \times 1.45 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.56 \text{ kN}$

補強プレート PL 60×1300×800 1.5枚 (@667)  
 $0.060 \times 1.3 \times 0.8 \times 1.5 \times 7.85 \times 9.8 = 7.2 \text{ kN}$

合計 :  $3.56 + 7.2 = 10.76 \text{ kN}$

ロ. 鋼製防護部材②

ベースプレート PL 32×1450 1枚  
 $0.032 \times 1.45 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.56 \text{ kN}$

補強プレート PL 60×1300×800 1.6枚 (@625)  
 $0.060 \times 1.3 \times 0.8 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 7.68 \text{ kN}$

合計 :  $3.56 + 7.68 = 11.24 \text{ kN}$

ハ. 鋼製防護部材③

ベースプレート PL 32×1450 1枚  
 $0.032 \times 1.45 \times 1 \times 7.85 \times 9.8 = 3.56 \text{ kN}$

補強プレート PL 60×1300×800 1.6枚 (@625)  
 $0.060 \times 1.3 \times 0.8 \times 1.6 \times 7.85 \times 9.8 = 7.68 \text{ kN}$

合計 :  $3.56 + 7.68 = 11.24 \text{ kN}$

作用荷重

・地震時

鋼製防護部材①：

$$\text{分布荷重 } W1 = (24.2 + 10.76) / 4.2 \times 0.93 \times 1.2 = 9.3 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材②：

$$\text{分布荷重 } W1 = (24.2 + 11.24) / 4.2 \times 0.93 \times 1.2 = 9.4 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③：

$$\text{分布荷重 } W1 = (23.87 + 11.24) / 4.2 \times 0.93 \times 1.2 = 9.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{風荷重 } W2 = \rho \cdot Ud^2 \cdot Cd \cdot G/2$$

$$= 1.23 \times 30^2 \times 1.6 \times 1.9 / 2 = 1683 \text{ N/m}^2 \rightarrow 1.7 \text{ kN/m}^2$$

合計水平荷重

$$\text{鋼製防護部材①} : W = 9.3 + 1.7 = 11.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : W = 9.4 + 1.7 = 11.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : W = 9.3 + 1.7 = 11.0 \text{ kN/m}^2$$

表 6.13.5-49 扉体に作用する断面力（地震時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	25 (設置時ケース)	24 (設置時ケース)
	II	21 (ケース3)	22 (ケース3)
	III	21 (ケース3)	44 (ケース3)
鋼製防護部材②	I	25 (設置時ケース)	24 (設置時ケース)
	II	21 (ケース3)	22 (ケース3)
	III	21 (ケース3)	44 (ケース3)
鋼製防護部材③	I	25 (設置時ケース)	24 (設置時ケース)
	II	21 (ケース3)	22 (ケース3)
	III	21 (ケース3)	43 ケース3)

・津波時

津波荷重（基準津波時）

基準津波高さ T.P+17.9 m

地表面高さ T.P+4.0 m (1.5mの地盤沈下を考慮)

扉部下端高さ T.P+6.0 m

設計浸水深 6.95 m

鋼製防護部材①：  $(6.95 \times 3 - 1) \times 1.03 \times 9.80665 = 190.4 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材②：  $(6.95 \times 3 - 0.5 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 150.0 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材③：  $(6.95 \times 3 - 0.5 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 99.5 \text{ kN/m}^2$

衝突荷重 759 kN

表 6.13.5-50 扉体に作用する断面力（基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	2014 (設置時ケース)	1918 (設置時ケース)
	II	353 (ケース3)	1126 (ケース3)
	III	1088 (ケース3)	1115 (ケース3)
鋼製防護部材②	I	1925 (設置時ケース)	1833 (設置時ケース)
	II	278 (ケース3)	1048 (ケース3)
	III	1014 (ケース3)	959 (ケース3)
鋼製防護部材③	I	1813 (設置時ケース)	1727 (設置時ケース)
	II	184 (ケース3)	951 (ケース3)
	III	920 (ケース3)	764 (ケース3)

津波荷重 (T.P. +24 m 津波時)

T.P. +24 m 津波高さ T.P+24.0 m

地表面高さ T.P+4.0 m

設計浸水深 10.0 m

扉部下端高さ T.P+6.0 m

鋼製防護部材①：  $(10.0 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 282.8 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材②：  $(10.0 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 242.4 \text{ kN/m}^2$

鋼製防護部材③：  $(10.0 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 191.9 \text{ kN/m}^2$

衝突荷重 1035 kN

表 6.13.5-51 扉体に作用する断面力 (T.P. +24 m 津波時)

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	2797 (設置時ケース)	2664 (設置時ケース)
	II	524 (ケース 3)	1579 (ケース 3)
	III	1527 (ケース 3)	1610 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	2708 (設置時ケース)	2579 (設置時ケース)
	II	449 (ケース 3)	1502 (ケース 3)
	III	1452 (ケース 3)	1454 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	2597 (設置時ケース)	2473 (設置時ケース)
	II	356 (ケース 3)	1404 (ケース 3)
	III	1359 (ケース 3)	1259 (ケース 3)



・重畳時

津波荷重（基準津波時）

$$\text{鋼製防護部材①} : (6.95 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 190.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : (6.95 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 150.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : (6.95 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 99.5 \text{ kN/m}^2$$

余震時動水圧

$$\text{水深 } h = T.P + 17.9 - T.P. + 4.0 = 13.9 \text{ m}$$

鋼製防護部材①：

$$\text{鋼製防護部材①下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 6 = 11.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(13.9 \times 11.9)} = 28.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (24.2 + 10.76) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 190.4 + 28.4 + 2.1 = 220.9 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材②：

$$\text{鋼製防護部材②下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 10 = 7.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(13.9 \times 7.9)} = 23.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (24.2 + 11.24) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 150.0 + 23.2 + 2.1 = 175.3 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③：

$$\text{鋼製防護部材③下端までの深さ } z = T.P + 17.9 - T.P. + 15 = 2.9 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(13.9 \times 2.9)} = 14.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (23.87 + 11.24) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 99.5 + 14.0 + 2.1 = 115.6 \text{ kN/m}^2$$

表 6.13.5-52 扉体に作用する断面力（基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	488 (設置時ケース)	465 (設置時ケース)
	II	410 (ケース 3)	426 (ケース 3)
	III	410 (ケース 3)	855 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	388 (設置時ケース)	369 (設置時ケース)
	II	326 (ケース 3)	338 (ケース 3)
	III	326 (ケース 3)	679 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	256 (設置時ケース)	244 (設置時ケース)
	II	215 (ケース 3)	223 (ケース 3)
	III	215 (ケース 3)	449 (ケース 3)

津波荷重 (T.P. +24 m 津波時)

$$\text{鋼製防護部材①} : (10.0 \times 3 - 2) \times 1.03 \times 9.80665 = 282.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材②} : (10.0 \times 3 - 2 - 4) \times 1.03 \times 9.80665 = 242.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鋼製防護部材③} : (10.0 \times 3 - 2 - 4 - 5) \times 1.03 \times 9.80665 = 191.9 \text{ kN/m}^2$$

余震時動水圧

$$\text{水深 } h = T.P + 24.0 - T.P. + 4.0 = 20.0 \text{ m}$$

鋼製防護部材① :

$$\text{鋼製防護部材① 下端までの深さ } z = T.P + 24.0 - T.P. + 6 = 18.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 18.0)} = 41.9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (24.2 + 10.76) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 282.8 + 41.9 + 2.1 = 326.8 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材② :

$$\text{鋼製防護部材② 下端までの深さ } z = T.P + 24.0 - T.P. + 10 = 14.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 14.0)} = 37.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (24.2 + 11.24) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 242.4 + 37.0 + 2.1 = 282.2 \text{ kN/m}^2$$

鋼製防護部材③ :

$$\text{鋼製防護部材③ 下端までの深さ } z = T.P + 24.0 - T.P. + 15 = 9.0 \text{ m}$$

$$7/8 \times 1.03 \times 9.80665 \times 0.25 \times \sqrt{(20.0 \times 9.0)} = 29.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{余震時慣性力 } (23.87 + 11.24) / 4.2 \times 0.25 = 2.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{合計荷重 } 191.9 + 29.6 + 2.1 = 223.6 \text{ kN/m}^2$$

表 6. 13. 5-53 扉体に作用する断面力 (T. P. +24 m 津波時)

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	722 (設置時ケース)	687 (設置時ケース)
	II	607 (ケース 3)	630 (ケース 3)
	III	607 (ケース 3)	1265 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	622 (設置時ケース)	592 (設置時ケース)
	II	523 (ケース 3)	543 (ケース 3)
	III	523 (ケース 3)	1090 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	494 (設置時ケース)	471 (設置時ケース)
	II	415 (ケース 3)	431 (ケース 3)
	III	415 (ケース 3)	866 (ケース 3)

表 6. 13. 5-49～表 6. 13. 5-53 の結果から曲げモーメント及びせん断力の最大値を表 6. 13. 5-54 に示す。また、扉体の断面性能を表 6. 13. 5-55 に示す。

表 6. 13. 5-54 扉体に作用する断面力 (最大値)

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 I (T. P. +24 m 津波時)	2797 (設置時ケース)	2664 (設置時ケース)
鋼製防護部材②	津波時 I (T. P. +24 m 津波時)	2708 (設置時ケース)	2579 (設置時ケース)
鋼製防護部材③	津波時 I (T. P. +24 m 津波時)	2597 (設置時ケース)	2473 (設置時ケース)

ウェブ断面積

鋼製防護部材①：

ベースプレート  $32 \times 1000 = 32000$

補強プレート 1  $32 \times 336 \times 1.75 = 18816$

補強プレート 2  $32 \times 305 \times 1.75 = 17080$

合計  $32000 + 18816 + 17080 = 67896 \text{ mm}^2$

\*補強プレートは 4 m 高さに 7 枚あるので、 $7/4 = 1.75$  枚/m になる。

鋼製防護部材②：

ベースプレート  $32 \times 1000 = 32000$

補強プレート 1  $32 \times 336 \times 1.6 = 17203.2$

補強プレート 2  $32 \times 325 \times 1.6 = 16640$

合計  $32000 + 17203.2 + 16640 = 65843.2 \text{ mm}^2$

\*補強プレートは5 m 高さに8枚あるので、 $8/5=1.6$ 枚/mになる。

鋼製防護部材③：

$$\text{ベースプレート} \quad 32 \times 1000 = 32000$$

$$\text{補強プレート 1} \quad 32 \times 336 \times 1.6 = 17203.2$$

$$\text{補強プレート 2} \quad 32 \times 305 \times 1.6 = 15616$$

$$\text{合計} \quad 32000 + 17203.2 + 15616 = 64819.2 \text{ mm}^2$$

\*補強プレートは5 m 高さに8枚あるので、 $8/5=1.6$ 枚/mになる。

断面係数

鋼製防護部材①：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (32 \times 305 \times (400 - 16) + 32 \times 336 \times (336/2 + 32) + 32 \times 571 \times 32/2) / \\ & (32 \times 305 + 32 \times 336 + 32 \times 571) = 159.6 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (305 \times (240.4^3 - 208.4^3) + 32 \times (208.4^3 - (-127.6)^3) + \\ & 571 \times ((-127.6)^3 - (-159.6)^3)) / 3 = 989634287 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$989634287 / 240.4 \times 1.75 = 7203070 \text{ mm}^3$$

鋼製防護部材②：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (32 \times 325 \times (400 - 16) + 32 \times 336 \times (336/2 + 32) + 32 \times 625 \times 32/2) / \\ & (32 \times 320 + 32 \times 336 + 32 \times 625) = 157.1 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (325 \times (242.9^3 - 210.9^3) + 32 \times (210.9^3 - (-125.1)^3) + \\ & 625 \times ((-125.1)^3 - (-151.7)^3)) / 3 = 1057150758 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$1057150758 / 242.9 \times 1.6 = 6962847 \text{ mm}^3$$

鋼製防護部材③：

中立軸の位置

$$\begin{aligned} & (32 \times 305 \times (400 - 16) + 32 \times 336 \times (336/2 + 32) + 32 \times 625 \times 32/2) / \\ & (32 \times 305 + 32 \times 336 + 32 \times 625) = 153.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

断面2次モーメント

$$\begin{aligned} & (305 \times (246.5^3 - 214.5^3) + 32 \times (214.5^3 - (-130.5)^3) + \\ & 625 \times ((-130.5)^3 - (-153.5)^3)) / 3 = 1023619085 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

断面係数

$$1023619085 / 246.5 \times 1.6 = 6643946 \text{ mm}^3$$

表 6. 13. 5－55 扉体の断面性能

	ウェブ断面積 (mm <sup>2</sup> )	断面係数 (mm <sup>3</sup> )
鋼製防護部材①	67896	7203070
鋼製防護部材②	65843	6962847
鋼製防護部材③	64819	6643946

扉体の照査結果を表 6. 13. 5－56 に示す。

表 6. 13. 5－56 扉体の照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	曲げ応力	388	433.5	0.90
	せん断応力	39	246.5	0.16
鋼製防護部材②	曲げ応力	389	433.5	0.90
	せん断応力	39	246.5	0.16
鋼製防護部材③	曲げ応力	391	433.5	0.90
	せん断応力	38	246.5	0.15

(b) 回転軸

地震時，津波時，重畳時において回転軸に作用するせん断力を表 6.13.5-57～表 6.13.5-61 に示す。

回転軸径：φ75

ヒンジピッチ

鋼製防護部材①：1.5 個/m

鋼製防護部材②及び③：1.6 個/m

表 6.13.5-57 回転軸に作用するせん断力（地震時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	16 (設置時ケース)
	II	15 (ケース 3)
	III	29 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	15 (設置時ケース)
	II	14 (ケース 3)
	III	28 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	15 (設置時ケース)
	II	14 (ケース 3)
	III	27 (ケース 3)

表 6.13.5-58 回転軸に作用するせん断力（津波時：基準津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	1279 (設置時ケース)
	II	750 (ケース 3)
	III	743 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	1146 設置時ケース)
	II	655 (ケース 3)
	III	599 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	1079 設置時ケース)
	II	594 (ケース 3)
	III	477 (ケース 3)

表 6. 13. 5-59 回転軸に作用するせん断力（津波時：T.P. +24 m 津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	1776 (設置時ケース)
	II	1053 (ケース 3)
	III	1073 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	1612 (設置時ケース)
	II	939 (ケース 3)
	III	909 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	1546 (設置時ケース)
	II	878 (ケース 3)
	III	787 (ケース 3)

表 6. 13. 5-60 回転軸に作用するせん断力（重畳時：基準津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	310 (ケース 3)
	II	284 (ケース 3)
	III	570 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	231 (ケース 3)
	II	212 (ケース 3)
	III	424 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	152 (ケース 3)
	II	140 (ケース 3)
	III	280 (ケース 3)

表 6. 13. 5-61 回転軸に作用するせん断力（重畳時：T.P. +24 m 津波時）

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	I	458 (ケース 3)
	II	420 (ケース 3)
	III	843 (ケース 3)
鋼製防護部材②	I	370 (ケース 3)
	II	339 (ケース 3)
	III	681 (ケース 3)
鋼製防護部材③	I	294 (ケース 3)
	II	270 (ケース 3)
	III	541 (ケース 3)

表 6.13.5-57～表 6.13.5-61 より，最大せん断力を表 6.13.5-62 に示す。

表 6.13.5-62 回転軸に作用する最大せん断力

		せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 I (T.P. +24 m 津波時)	1776 (設置時ケース)
鋼製防護部材②	津波時 I (T.P. +24 m 津波時)	1612 (設置時ケース)
鋼製防護部材③	津波時 I (T.P. +24 m 津波時)	1546 (設置時ケース)

$$\text{断面積 (2断面)} : \pi \times 75^2 / 4 \times 2 = 8836 \text{ mm}^2$$

回転軸の照査結果を表 6.13.5-63 に示す。

表 6.13.5-63 回転軸の照査結果

	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	201	238	0.85
鋼製防護部材②	182	238	0.77
鋼製防護部材③	175	238	0.74



(c) 扉部ヒンジ

扉部ヒンジに関して、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、扉部を拘束しない十分に大きい角度まで回転できることを、図 6.13.5-5 に示す。

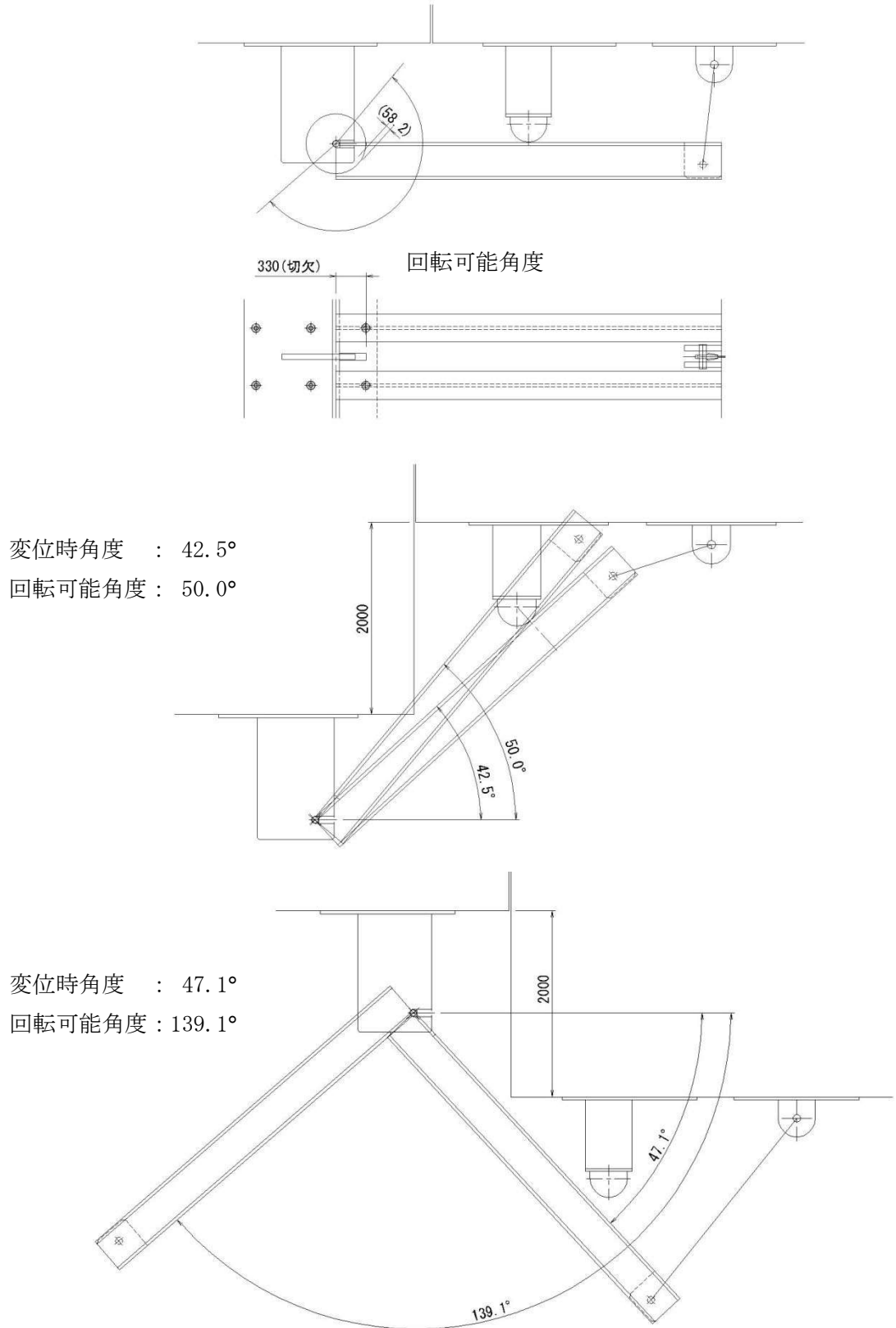


図 6.13.5-5 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉部ヒンジ評価

扉部ヒンジに作用するせん断力の計算を以下に示す。

鋼製防護部材①

扉体重量：24.2 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$  kN

合計：24.55 kN

$S = 24.55 \times (1 + 0.56) = 38.3$  kN

鋼製防護部材②

扉体重量：24.2 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$  kN

合計：24.55 kN

$S = 24.55 \times (1 + 0.56) = 38.3$  kN

鋼製防護部材③

扉体重量：23.87 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$  kN

合計：24.22 kN

$S = 24.22 \times (1 + 0.56) = 37.8$  kN

扉部ヒンジの諸元を表 6.13.5-64 に示す。

表 6.13.5-64 扉部ヒンジの諸元

板厚 (mm)		60
回転軸から支持鋼板端までの最少長さ (mm)		160
支持鋼板の個数 (個/m)	鋼製防護部材①	1.5
	鋼製防護部材②及び③	1.6

支持鋼板の2断面を考慮して扉部ヒンジの照査結果を表 6.13.5-65 に示す。

表 6.13.5-65 扉部ヒンジの照査結果

	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
鋼製防護部材①	1.4	210	0.01
鋼製防護部材②	1.3	210	0.01
鋼製防護部材③	1.2	210	0.01

(d) 扉体支持部アンカーボルト

イ. 鉛直方向

扉体支持部アンカーボルトに作用するせん断力の計算を以下に示す。

鋼製防護部材①

扉体重量：24.2 kN

扉体支持部重量：10.76 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$  kN

合計：35.3 kN

$S = 35.3 \times (1 + 0.56) = 55.1$  kN

鋼製防護部材②

扉体重量：24.2 kN

扉体支持部重量：11.24 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$  kN

合計：35.8 kN

$S = 35.8 \times (1 + 0.56) = 57.3$  kN

鋼製防護部材③

扉体重量：23.87kN

扉体支持部重量：11.24 kN

積雪荷重： $0.21 \times 0.4 \times 4.2 = 0.35$  kN

合計：35.5 kN

$S = 35.5 \times (1 + 0.56) = 55.4$  kN

扉体支持部アンカーボルトの諸元を表 6.13.5-66 に示す。

表 6.13.5-66 扉体支持部アンカーボルトの諸元

アンカーボルト径 (mm)		52 (M52)
アンカーボルト有効断面積 (mm <sup>2</sup> )		1820
アンカーボルト本数 (本/m)	鋼製防護部材①	5.25
	鋼製防護部材②及び③	4.8

扉体支持部アンカーボルトの照査結果（鉛直方向）を表 6.13.5-67 に示す。

表 6.13.5-67 扉体支持部アンカーボルトの照査結果（鉛直方向）

	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界	照査値
鋼製防護部材①	5.9	227	0.03
鋼製防護部材②	6.6	227	0.03
鋼製防護部材③	6.4	227	0.03

ロ. 水平方向

図 6.13.5-1 に示した防潮堤ブロック間最大相対変位発生時の扉体評価ケースにおける、扉体支持部に作用する断面力を表 6.13.5-68～表 6.13.5-72 に示す。ここで扉体支持部の高さ  $C=1300$  mm, ヒンジ部までの高さ  $C'=1096$  mm とする。

表 6.13.5-68 扉体支持部に作用する最大断面力（地震時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	18 (ケース 2)	23 (ケース 2)
	②	11 (ケース 1)	10 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	19 (ケース 2)	23 (ケース 2)
	②	11 (ケース 1)	10 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	18 (ケース 2)	22 (ケース 2)
	②	11 (ケース 1)	10 (ケース 1)

表 6.13.5-69 扉体支持部に作用する最大断面力（津波時：基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	1293 (ケース 2)	1139 (ケース 2)
	②	457 (ケース 2)	417 (ケース 2)
鋼製防護部材②	①	1228 (ケース 2)	1058 (ケース 2)
	②	426 (ケース 2)	389 (ケース 2)
鋼製防護部材③	①	1147 (ケース 2)	958 (ケース 2)
	②	387 (ケース 2)	354 (ケース 2)

表 6.13.5-70 扉体支持部に作用する最大断面力（津波時：T.P. +24 m 津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	1800 (ケース 2)	1599 (ケース 2)
	②	641 (ケース 2)	584 (ケース 2)
鋼製防護部材②	①	1735 (ケース 2)	1519 (ケース 2)
	②	610 (ケース 2)	556 (ケース 2)
鋼製防護部材③	①	1654 (ケース 2)	1418 (ケース 2)
	②	571 (ケース 2)	521 (ケース 2)

表 6.13.5-71 扉体支持部に作用する最大断面力（重畳時：基準津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	356 (ケース 2)	442 (ケース 2)
	②	214 (ケース 1)	195 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	283 (ケース 2)	351 (ケース 2)
	②	170 (ケース 1)	155 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	187 (ケース 2)	232 (ケース 2)
	②	112 (ケース 1)	102 (ケース 1)

表 6.13.5-72 扉体支持部に作用する最大断面力（重畳時：T.P.+24 m 津波時）

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	①	526 (ケース 2)	653 (ケース 2)
	②	317 (ケース 1)	289 (ケース 1)
鋼製防護部材②	①	453 (ケース 2)	563 (ケース 2)
	②	273 (ケース 1)	249 (ケース 1)
鋼製防護部材③	①	360 (ケース 2)	447 (ケース 2)
	②	217 (ケース 1)	198 (ケース 1)

表 6.13.5-68～表 6.13.5-72 より，断面力の最大値を表 6.13.5-73 に示す。

表 6.13.5-73 扉体支持部に作用する最大断面力

		曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	津波時 T.P.+24 m 津波時	1800 (ケース 2)	1599 (ケース 2)
鋼製防護部材②	津波時 T.P.+24 m 津波時	1735 (ケース 2)	1519 (ケース 2)
鋼製防護部材③	津波時 T.P.+24 m 津波時	1654 (ケース 2)	1418 (ケース 2)

扉体支持部の諸元を表 6.13.5-74 に示す。

表 6.13.5-74 扉体支持部の諸元

支点位置から支持部固定アンカー ボルトまでの距離 (mm)	1325
----------------------------------	------

鋼製防護部材①

$$T = 1800 \times 1000 / 1325 = 1358.5 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1358.5 / 1820 / 5.25 \times 1000 = 142.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1599 / 1820 / 5.25 \times 1000 = 167.3 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材②

$$T = 1735 \times 1000 / 1325 = 1309.4 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1309.4 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 149.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1519 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 173.9 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材③

$$T = 1654 \times 1000 / 1325 = 1248.3 \text{ kN}$$

$$\text{引張応力} = 1248.3 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 142.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{せん断応力} = 1418 / 1820 / 4.8 \times 1000 = 162.3 \text{ N/mm}^2$$

扉体支持部アンカーボルトの照査結果（水平方向）を表 6.13.5-75 に示す。

表 6.13.5-75 扉体支持部アンカーボルトの照査結果（水平方向）

	評価項目	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	142	183	0.78
	せん断応力	167	227	0.74
鋼製防護部材②	引張応力	150	183	0.82
	せん断応力	174	227	0.77
鋼製防護部材③	引張応力	143	183	0.78
	せん断応力	162	227	0.72

b. ワイヤロープ部

(a) ワイヤロープ本体

ワイヤロープ本体の長さについて、防潮堤のブロック間相対変位が生じてても、扉部を拘束しない十分な長さをとる。防潮堤が変位した状況を図 6.13.5-6 に示す。図 6.13.5-6 よりワイヤロープ本体の長さが十分確保されていることを確認した。

また、防潮堤が変位した状況を考慮した図 6.13.5-6 に示す 5 ケースにおいて、ワイヤロープの照査を行う。

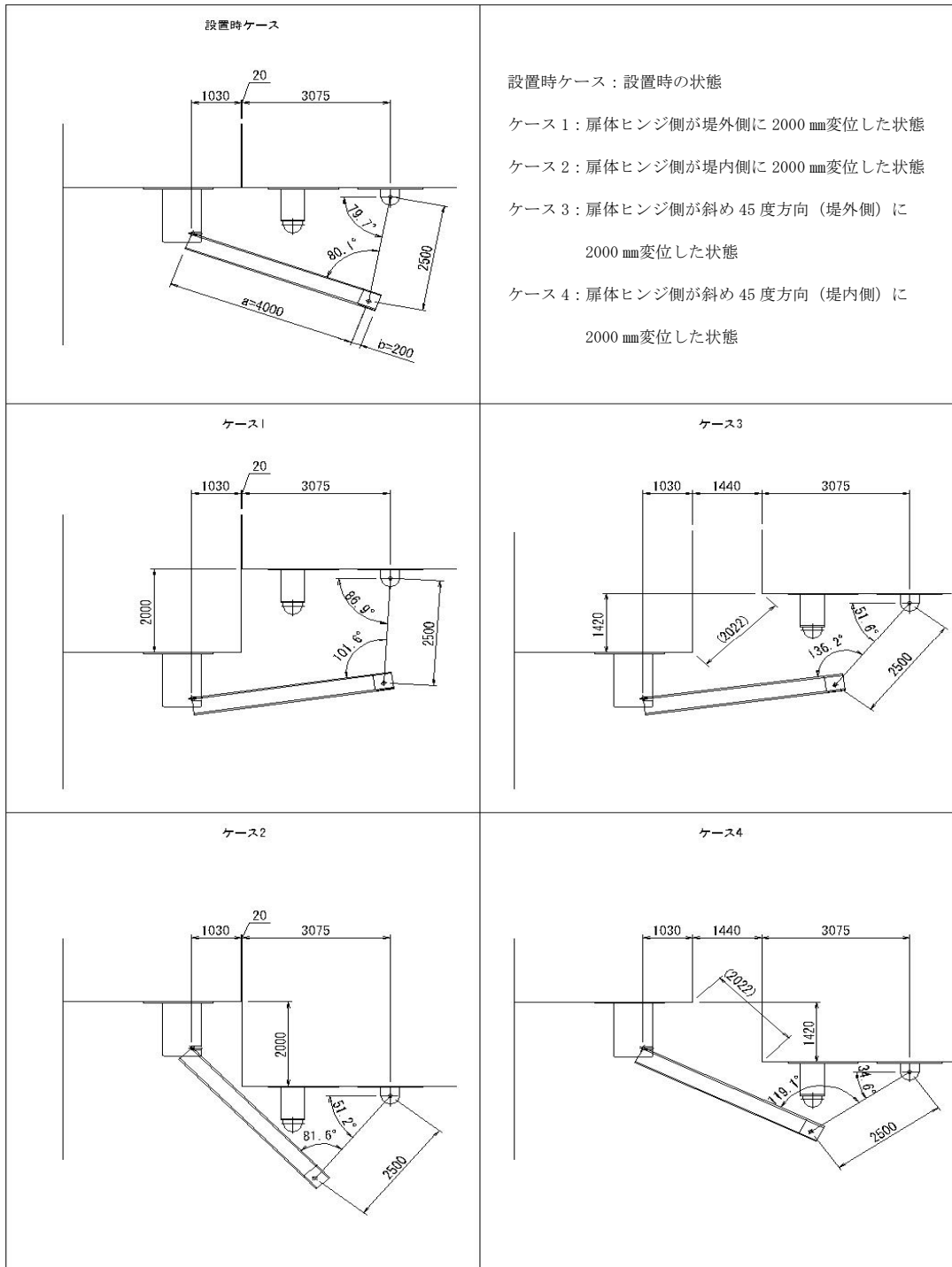


図 6.13.5-6 防潮堤ブロック間最大相対変位発生時のワイヤロープ本体評価

ワイヤーロープ本体に作用する断面力を表 6.13.5-76～表 6.13.5-80 に示す。

表 6.13.5-76 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（地震時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	36 (ケース 3)	28 (ケース 3)	24 (ケース 4)
鋼製防護部材②	37 (ケース 3)	29 (ケース 3)	24 (ケース 4)
鋼製防護部材③	36 (ケース 3)	28 (ケース 3)	23 (ケース 4)

表 6.13.5-77 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（津波時：基準津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	1758 (ケース 3)	1378 (ケース 3)	1146 (ケース 4)
鋼製防護部材②	1629 (ケース 3)	1277 (ケース 3)	1062 (ケース 4)
鋼製防護部材③	1468 (ケース 3)	1151 (ケース 3)	957 (ケース 4)

表 6.13.5-78 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（津波時：T.P. +24 m 津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	2471 (ケース 3)	1937 (ケース 3)	1611 (ケース 4)
鋼製防護部材②	2342 (ケース 3)	1836 (ケース 3)	1527 (ケース 4)
鋼製防護部材③	2182 (ケース 3)	1710 (ケース 3)	1422 (ケース 4)

表 6.13.5-79 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（重畳時：基準津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	705 (ケース 3)	553 (ケース 3)	460 (ケース 4)
鋼製防護部材②	560 (ケース 3)	439 (ケース 3)	365 (ケース 4)
鋼製防護部材③	370 (ケース 3)	290 (ケース 3)	241 (ケース 4)

表 6.13.5-80 ワイヤーロープ本体に作用する断面力（重畳時：T.P. +24 m 津波時）

	Tw (kN)	Rv (kN)	RH (kN)
鋼製防護部材①	1043 (ケース 3)	817 (ケース 3)	680 (ケース 4)
鋼製防護部材②	898 (ケース 3)	704 (ケース 3)	586 (ケース 4)
鋼製防護部材③	714 (ケース 3)	560 (ケース 3)	466 (ケース 4)



ワイヤーロープの断面性能を表 6.13.5-81 に示す。

表 6.13.5-81 ワイヤーロープの断面性能

		断面性能
直径 (mm)		65
断面積 (mm <sup>2</sup> )		2000
ピッチ (本/m)	鋼製防護部材①	1.5
	鋼製防護部材②及び③	1.6

ワイヤーロープ本体の照査結果を表 6.13.5-82 に示す。

鋼製防護部材①

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2471 \times 1000 / 2000 / 1.5 = 823.7 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材②

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2342 \times 1000 / 2000 / 1.6 = 731.9 \text{ N/mm}^2$$

鋼製防護部材③

$$\text{発生応力} = T_w / A / n = 2182 \times 1000 / 2000 / 1.6 = 681.9 \text{ N/mm}^2$$

表 6.13.5-82 ワイヤーロープ本体の照査結果

評価項目	引張応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
鋼製防護部材①	824	1083	0.76
鋼製防護部材②	732	1083	0.68
鋼製防護部材③	682	1083	0.63

(b) ワイヤロープ取付ボルト

ワイヤロープ取付ボルトの諸元を表 6. 13. 5-83 に示す。

表 6. 13. 5-83 ワイヤロープ取付ボルトの諸元

プレートスパン (mm)	170
プレート厚 (mm)	60
軸径 (mm)	φ 80
断面積 (mm <sup>2</sup> )	5027
断面係数 (mm <sup>3</sup> )	50265

ワイヤロープ取付ボルトに作用する断面力を表 6. 13. 5-84 に示す。

鋼製防護部材①

$$\text{曲げモーメント } M = 2471 / 1.5 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 22.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2471 / 1.5 = 1647.3 \text{ kN}$$

鋼製防護部材②

$$\text{曲げモーメント } M = 2342 / 1.6 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 20.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2342 / 1.6 = 1463.8 \text{ kN}$$

鋼製防護部材③

$$\text{曲げモーメント } M = 2182 / 1.6 \times (170 - 60) / 8 / 1000 = 18.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力 } S = 2182 / 1.6 = 1363.8 \text{ kN}$$

表 6. 13. 5-84 ワイヤロープ取付ボルトに作用する断面力

	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	23	1647
鋼製防護部材②	20	1464
鋼製防護部材③	19	1363

ワイヤーロープ取付ボルトの照査結果を表 6. 13. 5-85 に示す。

表 6. 13. 5-85 ワイヤーロープ取付ボルトの照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	451	799	0. 56
	せん断応力	328	459	0. 71
鋼製防護部材②	引張応力	400	799	0. 50
	せん断応力	291	459	0. 63
鋼製防護部材③	引張応力	373	799	0. 47
	せん断応力	271	459	0. 59

(c) ワイヤロープ取付プレート

ワイヤロープ取付プレートに作用する断面力を表 6.13.5-86 に、ワイヤロープ取付プレートの諸元を表 6.13.5-87 に示す。

表 6.13.5-86 ワイヤロープ取付プレートに作用する断面力

	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	1647
鋼製防護部材②	1464
鋼製防護部材③	1363

表 6.13.5-87 ワイヤロープ取付プレートの諸元

	諸元
プレート厚 (mm)	60
プレートせん断長さ (mm)	160
せん断面積 (mm <sup>2</sup> )	9600

ワイヤロープ取付プレートの照査結果を表 6.13.5-88 に示す。

表 6.13.5-88 ワイヤロープ取付プレートの照査結果

評価項目	せん断応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
鋼製防護部材①	172	238	0.73
鋼製防護部材②	153	238	0.65
鋼製防護部材③	142	238	0.60

(d) ワイヤロープ固定部アンカーボルト

ワイヤロープ固定部アンカーボルトに作用するせん断力を表 6.13.5-89 に、ワイヤロープ固定部アンカーボルトの諸元を表 6.13.5-90 に示す。

鋼製防護部材①

$$T=R_V/n=1937/1.5=1291.3$$

$$S=R_H/n=1611/1.5=1074$$

鋼製防護部材②

$$T=R_V/n=1836/1.6=1147.5$$

$$S=R_H/n=1527/1.6=954.43$$

鋼製防護部材③

$$T=R_V/n=1710/1.6=1068.8$$

$$S=R_H/n=1422/1.6=888.8$$

表 6.13.5-89 ワイヤロープ固定部アンカーボルトの最大せん断力

	引張力 T (kN)	せん断力 S (kN)
鋼製防護部材①	1291	1074
鋼製防護部材②	1147	955
鋼製防護部材③	1069	889

表 6.13.5-90 ワイヤロープ固定部アンカーボルトの諸元

	直径 (mm)	52 (M52)
	有効断面積 (mm <sup>2</sup> )	1820
本数 (本/m)	鋼製防護部材①	5.25
	鋼製防護部材②及び③	4.8

ワイヤーロープ固定部アンカーボルトの照査結果を表 6.13.5-91 に示す。

表 6.13.5-91 ワイヤーロープ固定部アンカーボルトの照査結果

	評価項目	発生応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
鋼製防護部材①	引張応力	135	183	0.74
	せん断応力	112	227	0.50
鋼製防護部材②	引張応力	131	183	0.72
	せん断応力	109	227	0.49
鋼製防護部材③	引張応力	122	183	0.67
	せん断応力	102	227	0.45

#### 6.13.6 まとめ

「6.13.5 評価結果」による全ての評価項目において、鋼製防護部材の評価対象部位に発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

## 6.14 杭-地盤相互作用バネの設定について

地盤と杭の接合面に杭-地盤相互作用ばねを設けることにより，強震時の地盤と杭の接合面における相互作用の3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭-地盤相互作用ばねの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が発生した場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度  $\tau_f$  は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。  $c$ ，  $\phi$  は周辺地盤の  $c$ ，  $\phi$  とする。

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

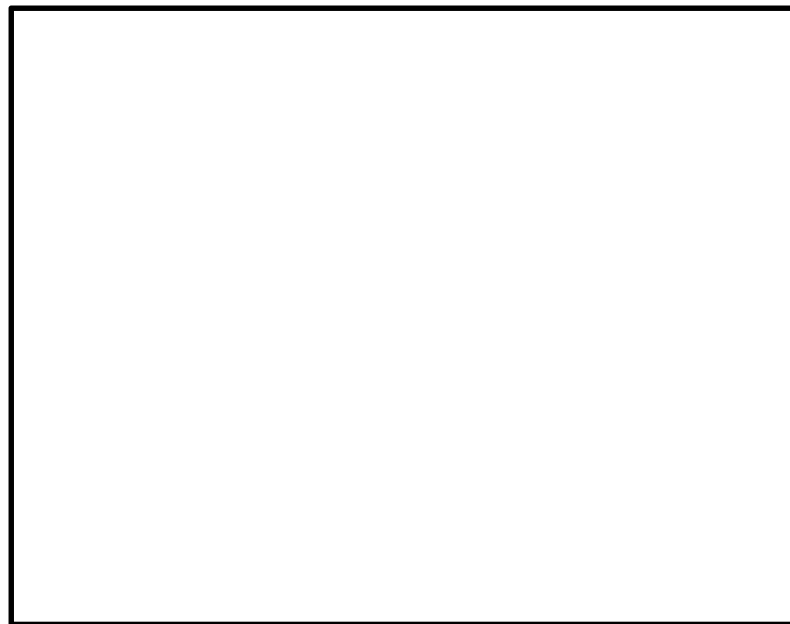
ここで，

$\tau_f$  : せん断強度

$c$  : 付着力

$\phi$  : 内部摩擦角

図 6.14-1 に杭-地盤相互作用バネの考え方を示す。



鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 断面③

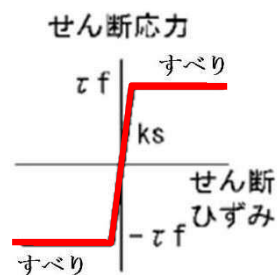


図 6.14-1 杭-地盤相互作用バネ（杭軸方向）の考え方



杭―地盤相互作用バネの杭軸方向のバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値として、表 6.14-1 のとおり設定する。

また、杭―地盤相互作用バネの杭軸直角方向のバネ定数については、杭径及び杭間隔より設定される<sup>※</sup>。 ※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

表 6.14-1 杭―地盤相互作用バネのバネ定数

	せん断剛性 $k_s$ ( $\text{kN/m}^3$ )
杭軸方向	$1.0 \times 10^6$

本資料においては、表 6.14-1 の通り設定している杭―地盤相互作用バネのバネ定数が数値計算上不安定な挙動を起こさず、かつ、地盤から杭への荷重が確実に伝達され得る適切な設定値であることを確認する。

#### 6.14.1 評価方法

表 6.14-1 の通り設定している杭―地盤相互作用バネのバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさず、かつ、地盤から杭への荷重が確実に伝達され得る適切な設定値であるか確認するため、杭―地盤相互作用バネのバネ定数についてケーススタディを実施する。具体的には、この度の工事計画認可申請にて設定している杭―地盤相互作用バネのバネ定数に対して、バネ定数の値を 1/100 倍、1/10 倍、1 倍、10 倍、100 倍とした場合の解析を実施し、構造物の照査値の比較を行う。

評価対象施設は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁とし、対象断面を断面③とする。

地盤物性値には、原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)の解析用物性値を用いる。

地震動には、幅広い周期帯で比較的応答加速度が大きい  $S_s-D1$  を用いる。

その他の解析条件は、この度の工事計画認可申請における耐震計算書と同じである。

表 6.14-2 に杭―地盤相互作用バネのバネ定数に係るケーススタディの検討ケース、図 6.14-2 に鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び評価断面(断面③)の位置、図 6.14-3 に解析モデルをそれぞれ示す。

表 6.14-2 検討ケース

検討ケース	杭―地盤相互作用バネ(杭軸方向)の バネ定数 ( $\text{kN/m}^3$ )
①	$k_s = 1.0 \times 10^4$
②	$k_s = 1.0 \times 10^5$
③	$k_s = 1.0 \times 10^6$
④	$k_s = 1.0 \times 10^7$
⑤	$k_s = 1.0 \times 10^8$

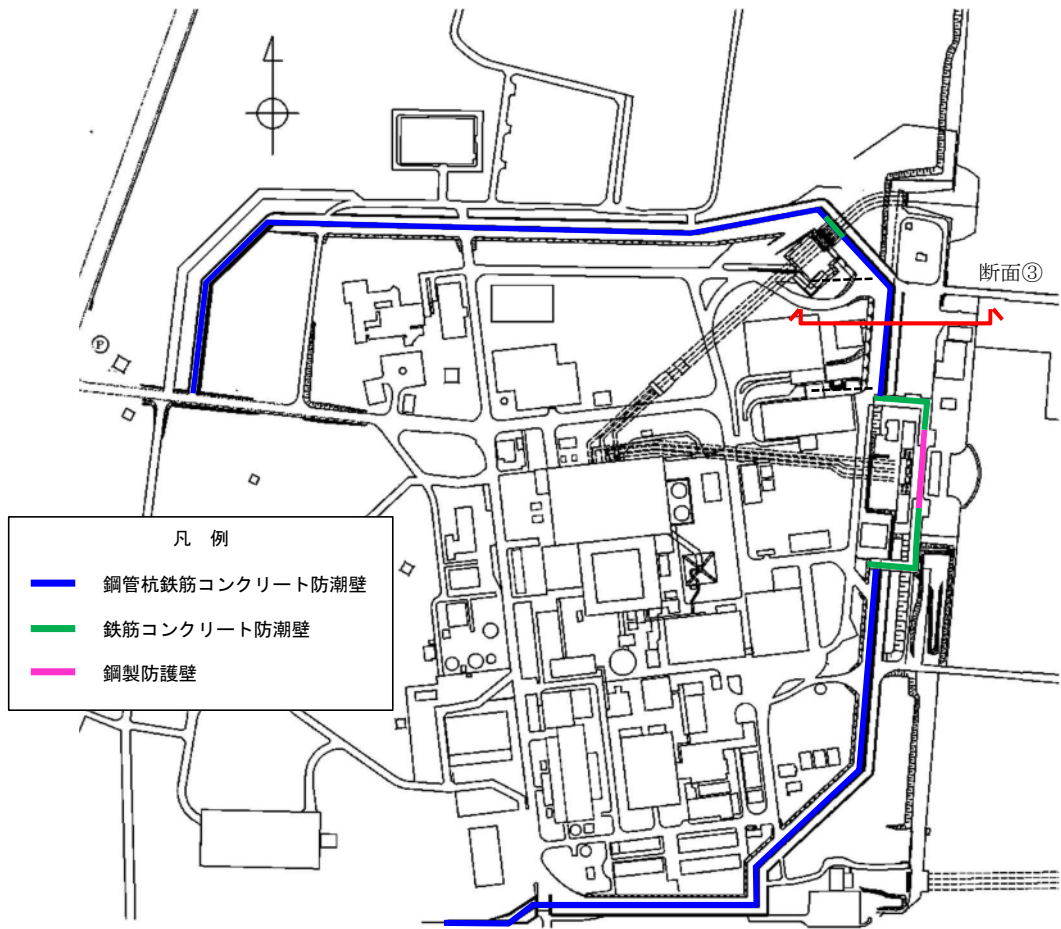


図 6.14-2 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁及び評価断面の位置

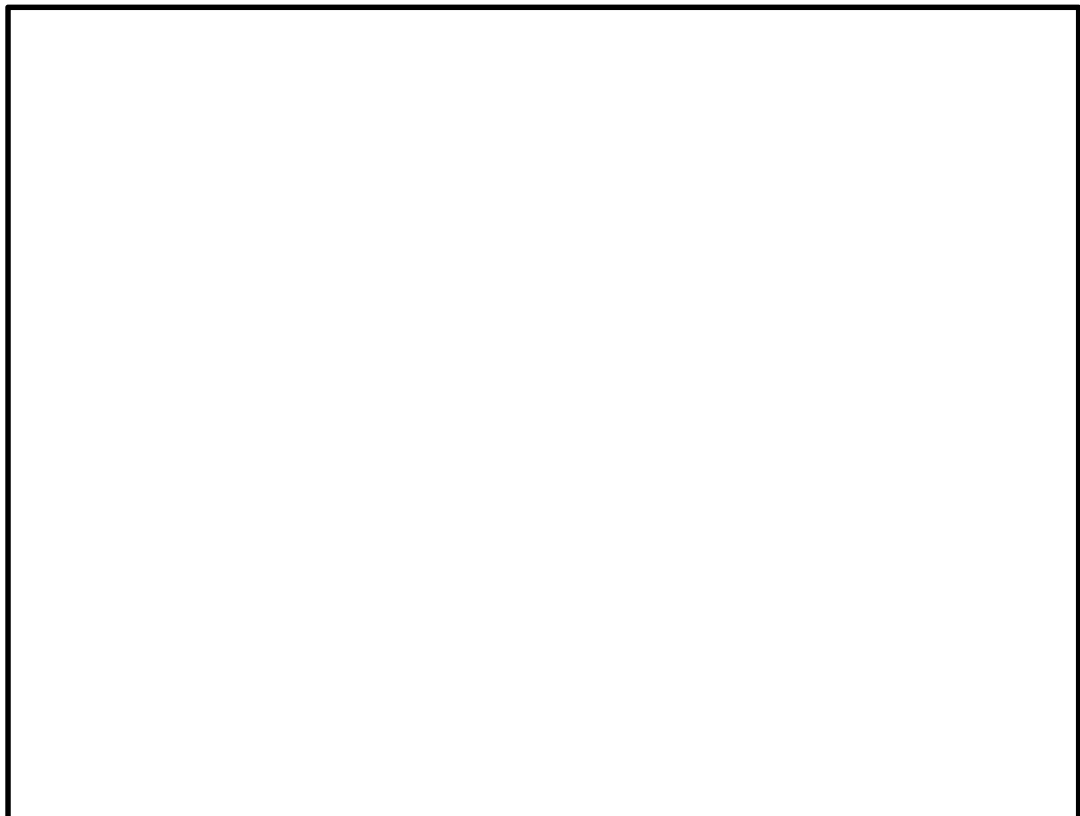


図 6.14-3 解析モデル

### 6.14.2 評価結果

杭―地盤相互作用バネのバネ定数に係るケーススタディの解析による構造物の照査値の比較結果を図 6.14-4 に示す。杭―地盤相互作用バネのバネ定数の設定値と、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の鋼管杭の曲げ軸力に対する照査値及びせん断力に対する照査値との関係に着目して整理した。

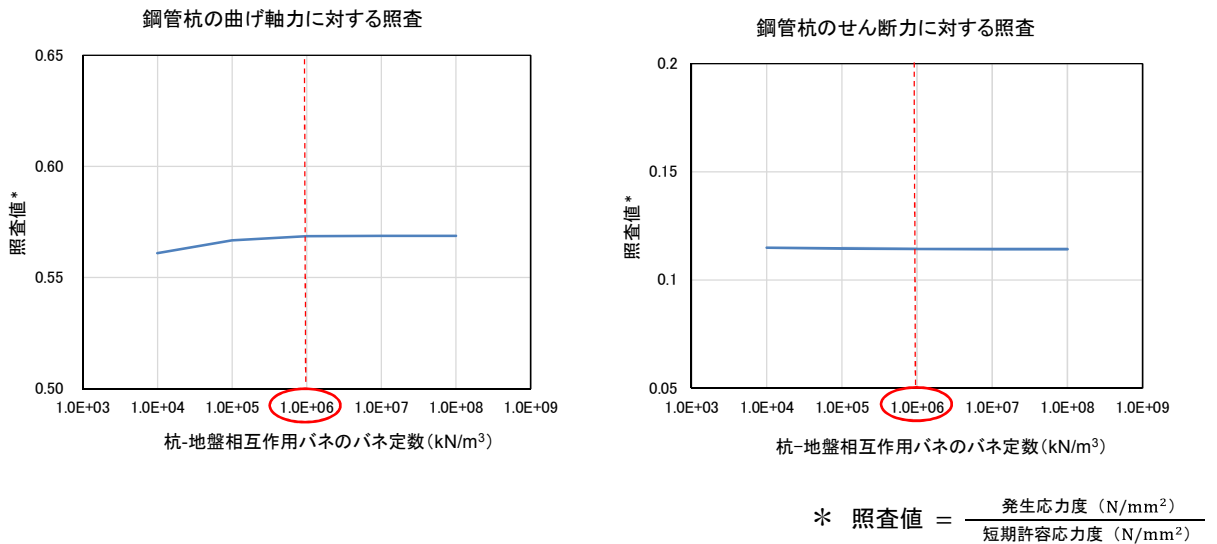


図 6.14-4 鋼管杭の曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果  
(原地盤に基づく液状化強度特性,  $S_s-D1$ )

図 6.14-4 に示す結果より、鋼管杭の曲げ軸力照査における照査値は、杭―地盤相互作用バネのバネ定数が  $1.0 \times 10^4 \sim 1.0 \times 10^5$  (kN/m<sup>3</sup>) の設定値の範囲において、わずかにばらついているものの、 $1.0 \times 10^6$  (kN/m<sup>3</sup>) 以上の設定値の範囲においては安定し、ほぼ一定の照査値に収束している。また、せん断力照査における照査値は、杭―地盤相互作用バネのバネ定数が  $1.0 \times 10^4 \sim 1.0 \times 10^5$  (kN/m<sup>3</sup>) の設定値の範囲においてもばらつきがなく、 $1.0 \times 10^6$  (kN/m<sup>3</sup>) 以上の設定値の範囲において安定し、ほぼ一定の照査値に収束している。

よって、表 6.14-1 の通り設定している杭―地盤相互作用バネのバネ定数は、数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きい値となっており、杭―地盤相互作用バネを介しての地盤から杭への荷重が確実に伝達され得る適切な設定値であることを確認した。