

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密の観点や防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-01-0140-1_改 18
提出年月日	2021年7月5日

補足-140-1 【津波への配慮に関する説明書の補足説明資料】

目次

1. 入力津波の評価
 - 1.1 潮位観測記録の考え方について
 - 1.2 遡上・浸水域の考え方について
 - 1.3 港湾内の局所的な海面の励起について
 - 1.4 管路解析モデルについて
 - 1.5 入力津波の不確かさの考慮について
 - 1.6 津波シミュレーションにおける解析モデルについて
 - 1.7 非常用取水設備内に貯留される水量の算定について
2. 津波防護対象設備
 - 2.1 津波防護対象設備の選定及び配置について
3. 取水性に関する考慮事項
 - 3.1 砂移動による影響確認について
 - 3.2 除塵装置の取水性への影響について
 - 3.3 非常用海水ポンプの波力に対する強度評価について
4. 漂流物に関する考慮事項
 - 4.1 設計に用いる遡上波の流速について
 - 4.2 取水口付近の漂流物に対する取水性
 - 4.3 漂流物による衝突荷重について
5. 設計における考慮事項
 - 5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について
 - 5.2 耐津波設計における現場確認プロセスについて
 - 5.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造設計に係る許容限界について
 - 5.4 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性について
 - 5.5 スロッシングによる貯水量に対する影響評価
 - 5.6 津波防護施設の強度計算における津波荷重，余震荷重及び衝突荷重の組合せについて
 - 5.7 浸水防護施設の評価における衝突荷重，風荷重及び積雪荷重について
 - 5.8 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況について
 - 5.9 耐震及び耐津波設計における許容限界について
 - 5.10 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について
 - 5.11 地殻変動後の津波襲来時における海水ポンプの取水性への影響について
 - 5.12 浸水防護施設のアンカーボルトの設計について

- 5.13 強度計算に用いた規格・基準類の適用性について
 - 5.14 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定について
 - 5.15 浸水量評価について
 - 5.16 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
 - 5.17 津波に対する止水性能を有する施設の評価について
 - 5.18 防潮壁内のスロッシングによる非常用海水ポンプへの没水影響について
 - 5.19 津波監視設備の設備構成及び電源構成について
6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.1 防潮堤に関する補足説明
 - 6.2 取放水路流路縮小工に関する補足説明
 - 6.3 防潮壁に関する補足説明
 - 6.4 貯留堰に関する補足説明
 - 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
 - 6.5.1 逆流防止設備に関する補足説明
 - 6.5.2 水密扉に関する補足説明
 - 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
 - 6.5.4 浸水防止壁に関する補足説明
 - 6.5.5 逆止弁付ファンネルに関する補足説明
 - 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
 - 6.6 津波監視設備に関する補足説明
 - 6.6.1 津波監視カメラに関する補足説明
 - 6.6.2 取水ピット水位計に関する補足説明

 : 本日の説明範囲

5.19 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、津波監視設備の中央制御室での監視機能及び非常用電源からの給電を説明するものである。

津波監視カメラは非常用電源のモータコントロールセンタから給電し、映像信号を中央制御室へ伝送する設計とする。また、取水ピット水位計は非常用電源設備の直流 125V 主母線盤から給電し、中央制御室で監視可能な設計とする。

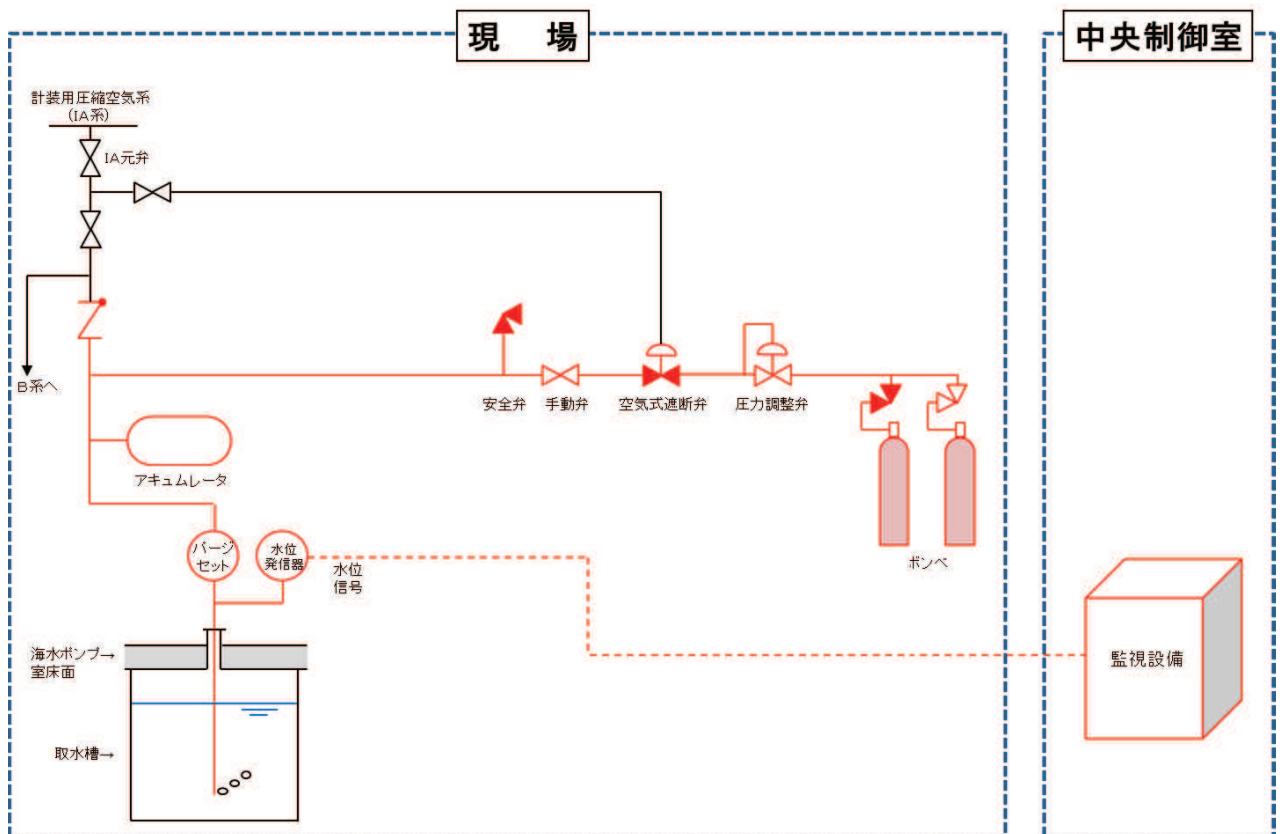
津波監視カメラ概略構成図を図 5.19-1 に、取水ピット水位計概略構成図を図 5.19-2 に示す。また、津波監視設備概略電源構成図を図 5.19-3 に、津波監視カメラ設置位置を図 5.19-4 に、津波監視カメラ映像イメージを図 5.19-5 に示す。

なお、津波監視カメラの屋外電路については、基準地震動に対して耐震性が確保された防潮堤や海水ポンプ室等の構築物に支持させる構造とし、電路ルートを図 5.19-6 に示す。



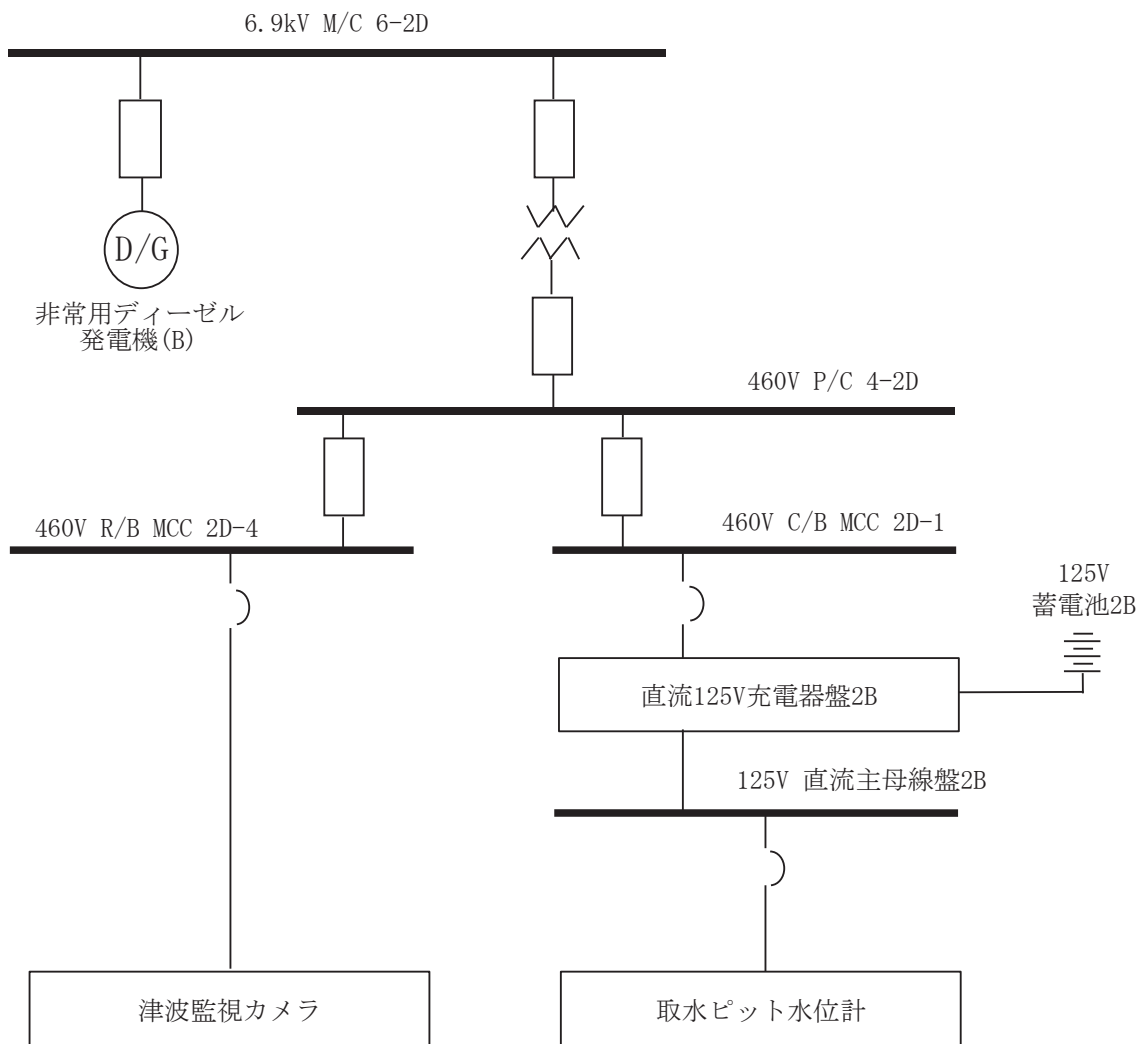
: 基準地震動 S_s による地震力に対し、機能維持する範囲

図 5.19-1 津波監視カメラ概略構成図



注: 图中赤部が耐震性を有している範囲(Sクラス設計)

図 5.19-2 取水ピット水位計概略構成図



注：M/Cはメタルクラッドスイッチギアの略称
P/Cはパワーセンタの略称
MCCはモータコントロールセンタの略称
R/Bは原子炉建屋の略称
C/Bは制御建屋の略称

図 5.19-3 津波監視設備概略電源構成図

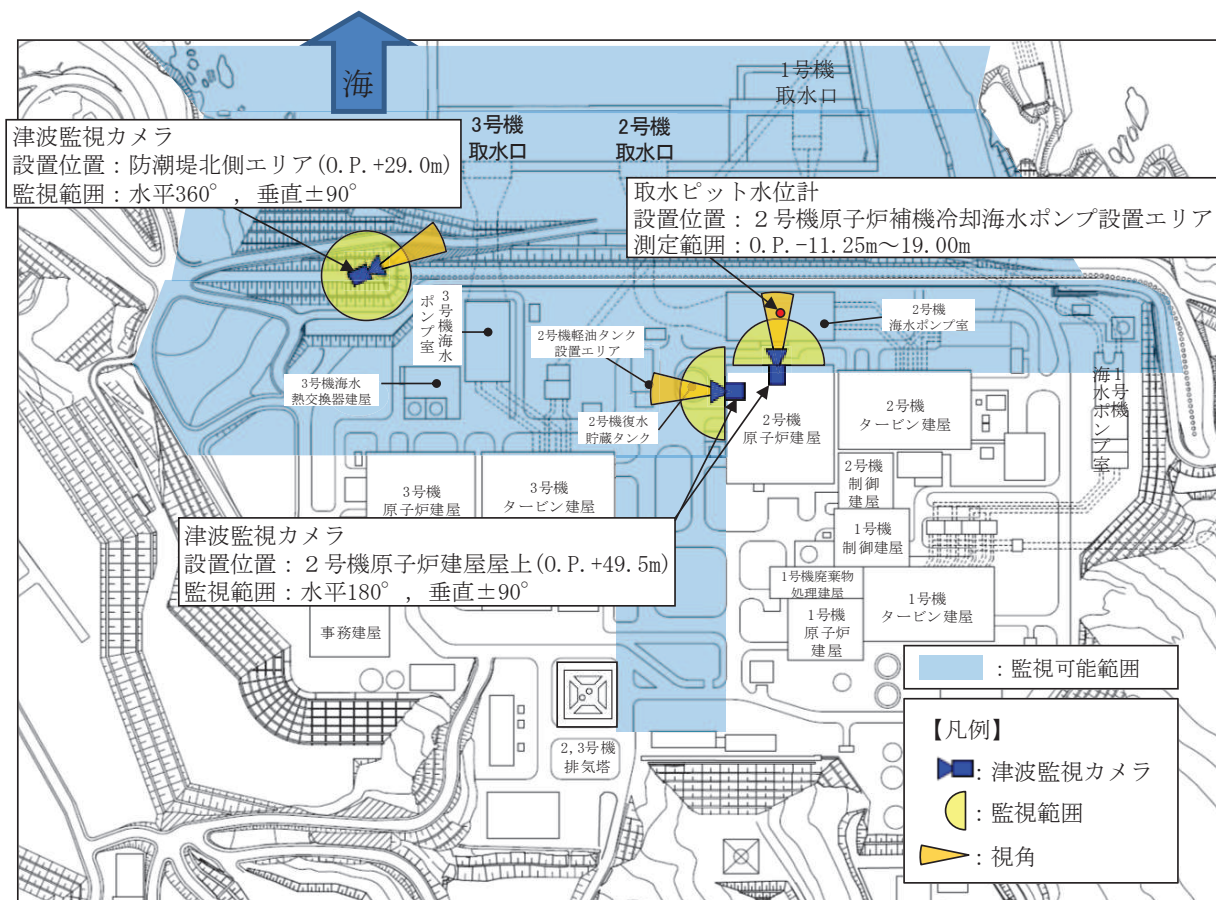


図 5. 19-4 津波監視設備の配置図

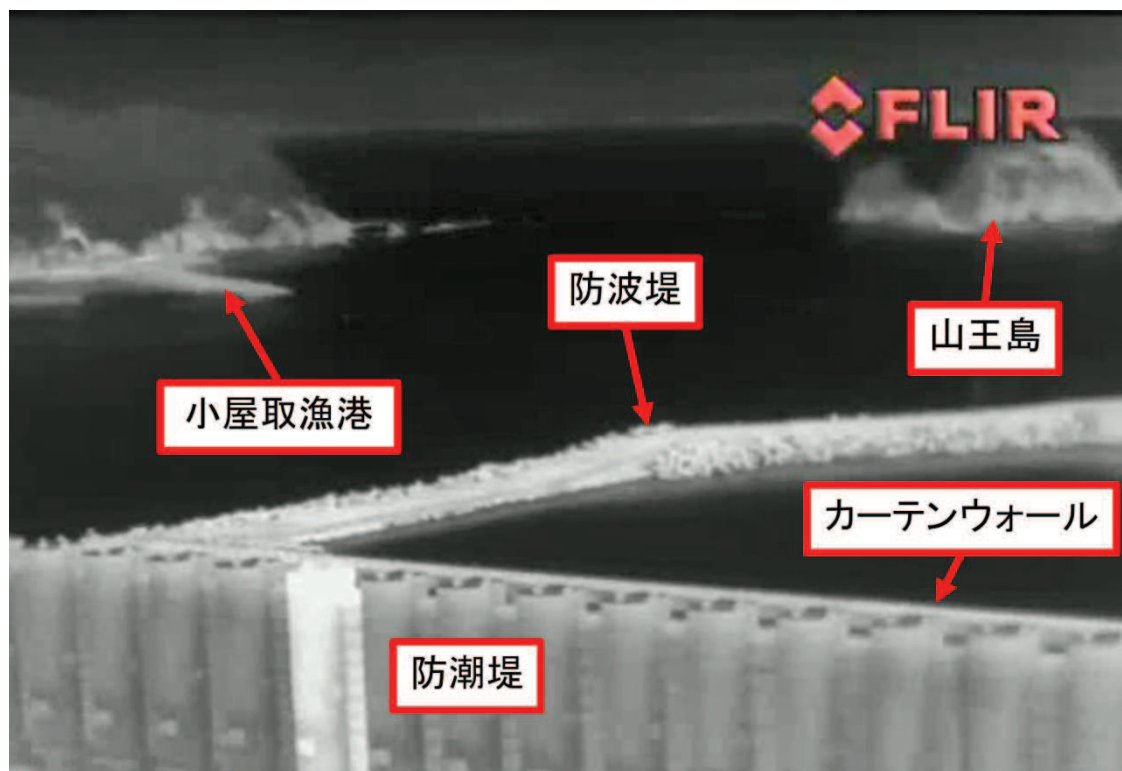


図 5. 19-5 津波監視カメラ映像イメージ

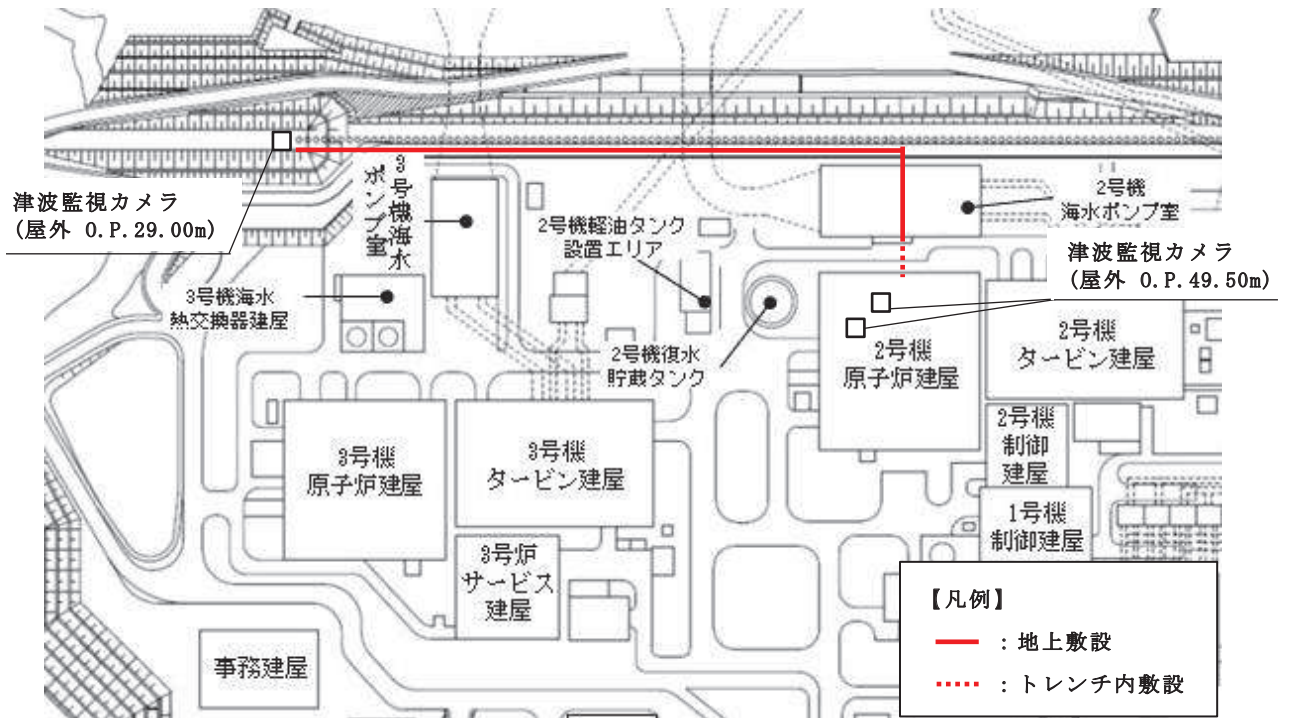


図 5.19-6 津波監視カメラ電路ルート

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.5 浸水防止設備に関する補足説明

6.5.5 逆止弁付ファンネルに関する補足説明

6.5.5.1 逆止弁付ファンネル（第2号機）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	6.5.5.1-1
2. 一般事項	6.5.5.1-2
2.1 配置概要	6.5.5.1-2
2.2 構造計画	6.5.5.1-6
2.3 評価方針	6.5.5.1-8
2.4 適用規格・基準等	6.5.5.1-9
2.5 記号の説明	6.5.5.1-10
3. 評価対象部位	6.5.5.1-11
4. 固有値解析	6.5.5.1-11
4.1 固有振動数の計算方法	6.5.5.1-11
4.1.1 解析モデル	6.5.5.1-11
4.1.2 記号の説明	6.5.5.1-12
4.1.3 固有振動数の計算	6.5.5.1-13
4.2 固有振動数の計算条件	6.5.5.1-13
4.3 固有振動数の計算結果	6.5.5.1-14
5. 構造強度評価	6.5.5.1-14
5.1 構造強度評価方法	6.5.5.1-14
5.2 荷重及び荷重の組合せ	6.5.5.1-14
5.2.1 荷重の設定	6.5.5.1-15
5.2.2 荷重の組合せ	6.5.5.1-15
5.3 許容限界	6.5.5.1-17
5.4 設計用地震力	6.5.5.1-19
5.5 計算方法	6.5.5.1-19
5.5.1 弁本体	6.5.5.1-20
5.5.2 弁体	6.5.5.1-21
5.6 計算条件	6.5.5.1-22
6. 機能維持評価	6.5.5.1-22
6.1 機能維持評価方法	6.5.5.1-23
7. 評価結果	6.5.5.1-20

7.1	基準地震動 S_s に対する評価対象部位の応力評価	6.5.5.1-23
7.2	基準地震動 S_s に対する逆止弁ファンネルの機能維持評価	6.5.5.1-23
7.3	基準地震動 S_s に対する評価対象部位の構造健全性評価	6.5.5.1-24

1. 概要

本書類は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち逆止弁付ファンネル（第2号機）（以下、逆止弁付ファンネルという。）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。耐震評価は、逆止弁付ファンネルの固有値解析、応力評価、機能維持評価及び構造健全性評価により行う。

逆止弁付ファンネルは、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。

なお、逆止弁付ファンネルの耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

逆止弁付ファンネルは、第2号機海水ポンプ室の床面に設置する。逆止弁付ファンネルの設置位置図を図2-1、図2-2および図2-3に示す。

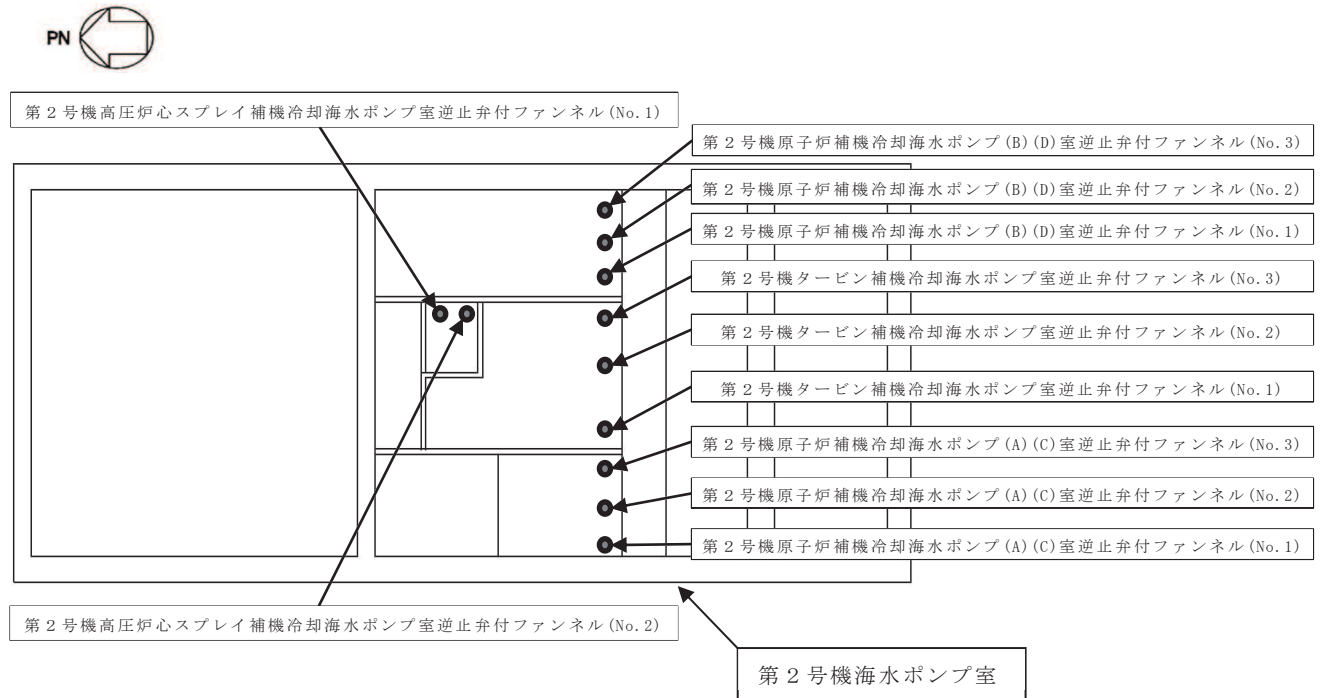


図2-1 逆止弁付ファンネルの設置位置図

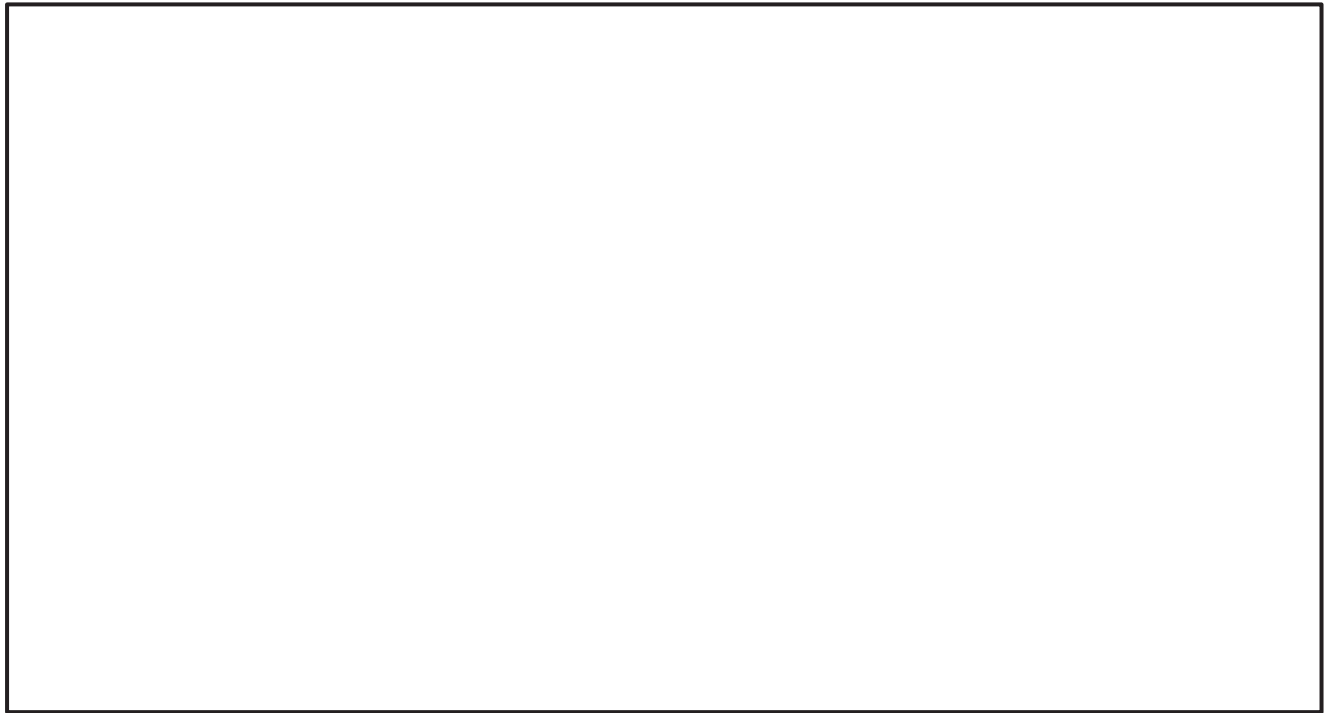


図 2-2 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (平面図)

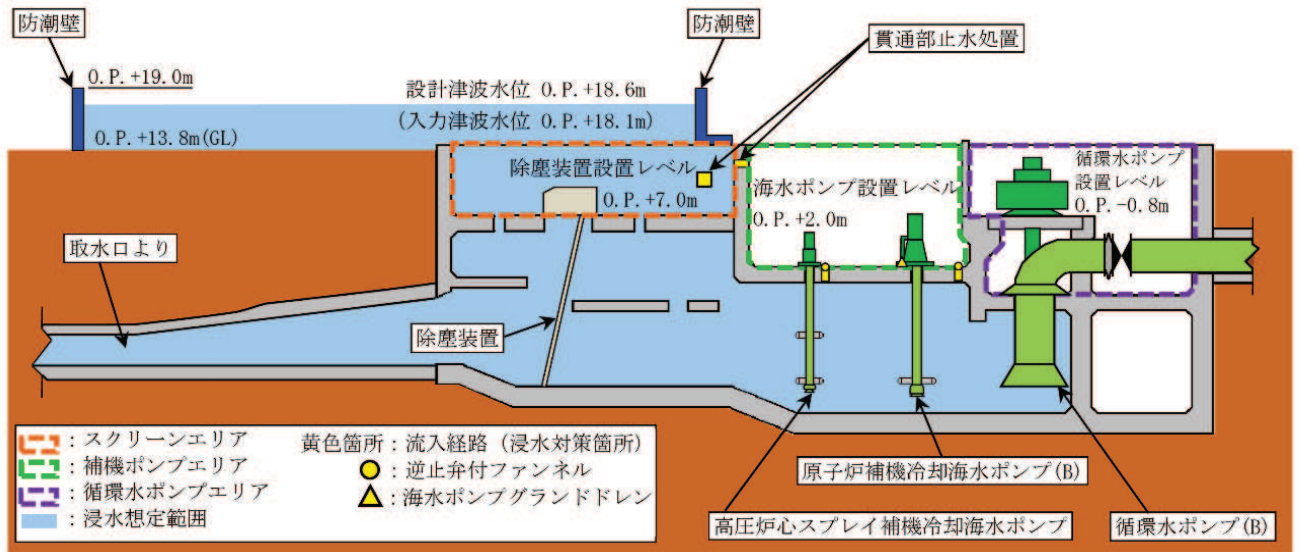


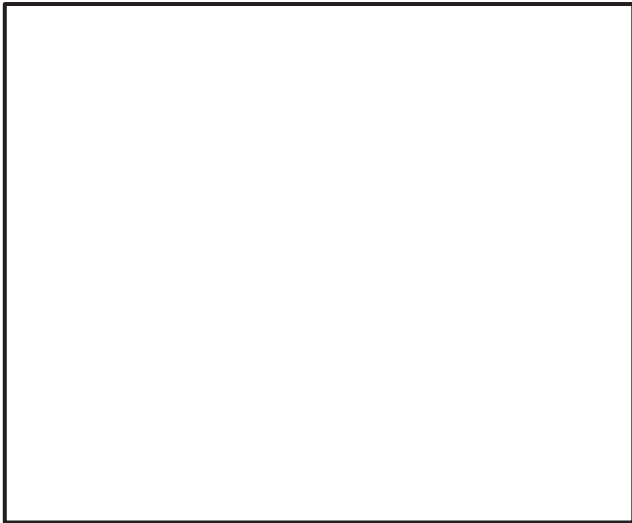
図 2-3 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (A-A 断面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 構造計画

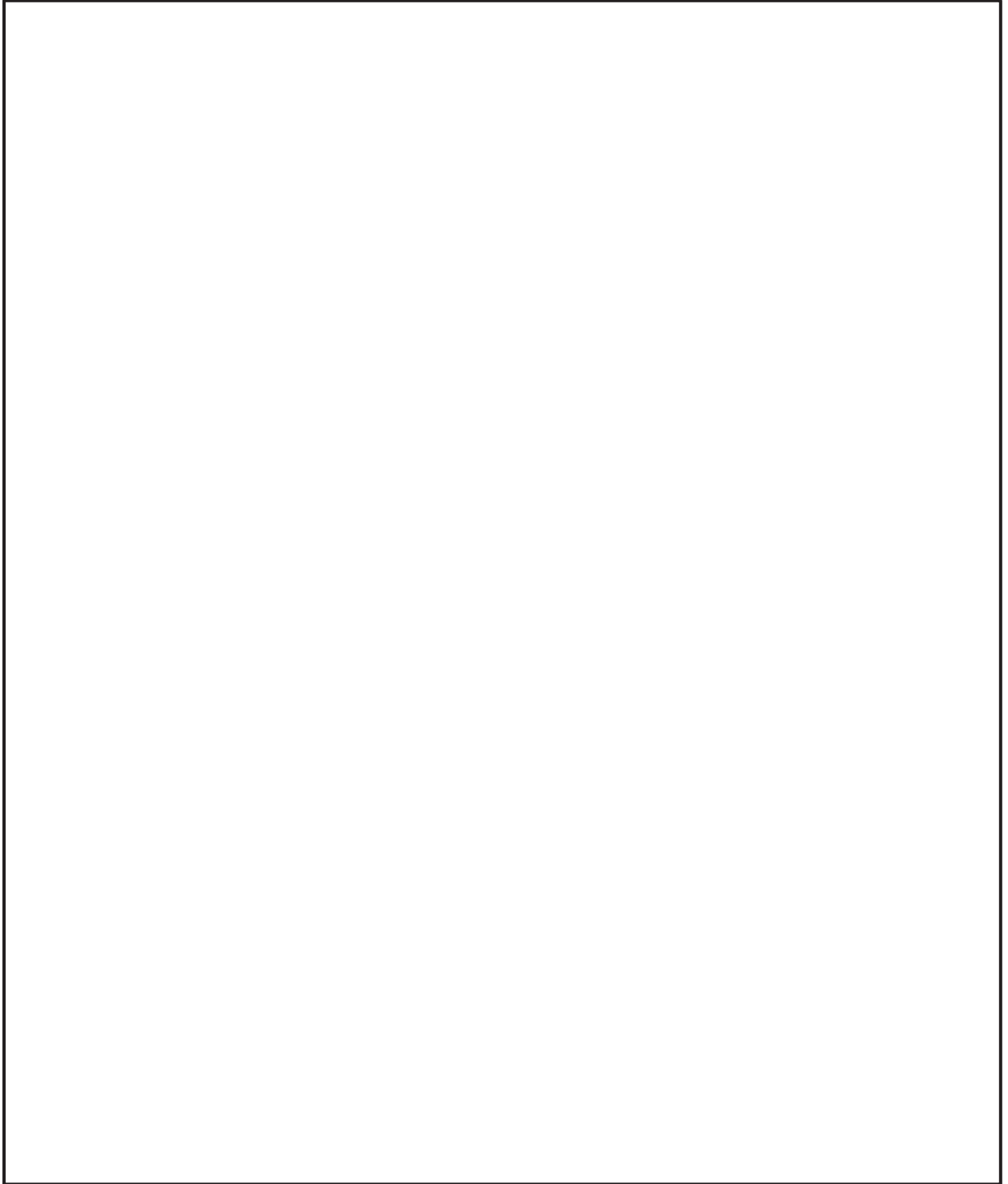
逆止弁付ファンネルは、ばね圧により常時弁体が弁座に密着している。津波の流入により弁体がさらに押上げられ、弁座により密着することで止水する。逆止弁付ファンネルの構造計画を表 2-1 に、構造図詳細を図 2-4 に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第 2 号機海水ポンプ室床面の配管にねじ込み継手で固定する。	弁座を含む弁本体及び弁体で構成する。弁体は弁本体に取付金具、取付金具ピンで取付けられる。また、弁体はサポータ、ガイド、圧縮スプリングで保持される。	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

図 2-4 構造図詳細



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

逆止弁付ファンネルの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」にて示す逆止弁付ファンネルの構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 固有値解析」にて算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを「5. 構造強度評価」にて示す方法にて確認する。また、逆止弁付ファンネルの機能維持評価は、逆止弁付ファンネルの固有振動数を考慮して評価用加速度を設定し、設定した評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを「6. 機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。さらに、構造健全性評価により耐震評価を実施する評価対象部位については、逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果に基づき構造健全性を確認することで実施する。応力評価、機能維持評価及び構造健全性評価の評価結果を「7. 評価結果」にて確認する。

なお、機能確認済加速度には、正弦波加振試験において、止水性の機能の健全性を確認した加振波の最大加速度を適用する。

耐震評価フローを図 2-5 に示す。

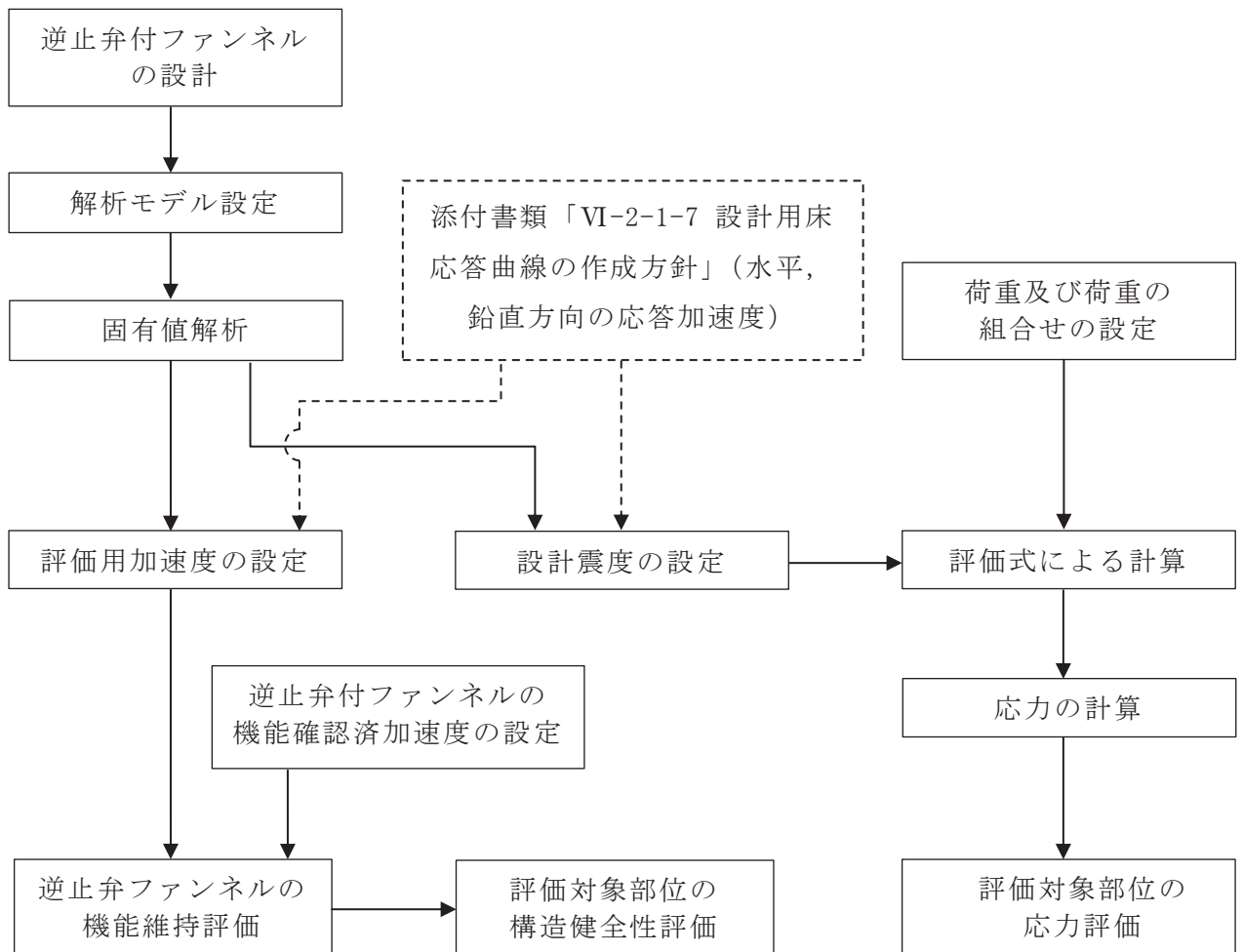


図 2-5 耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す

- (1) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下，設計・建設規格という。)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1 ・補
-1984)
- (4) 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)
(以下「 J E A G 4 6 0 1 」と記載しているものは上記 3 指針を指す。)
- (5) 機械工学便覧 (日本機械学会)

2.5 記号の説明

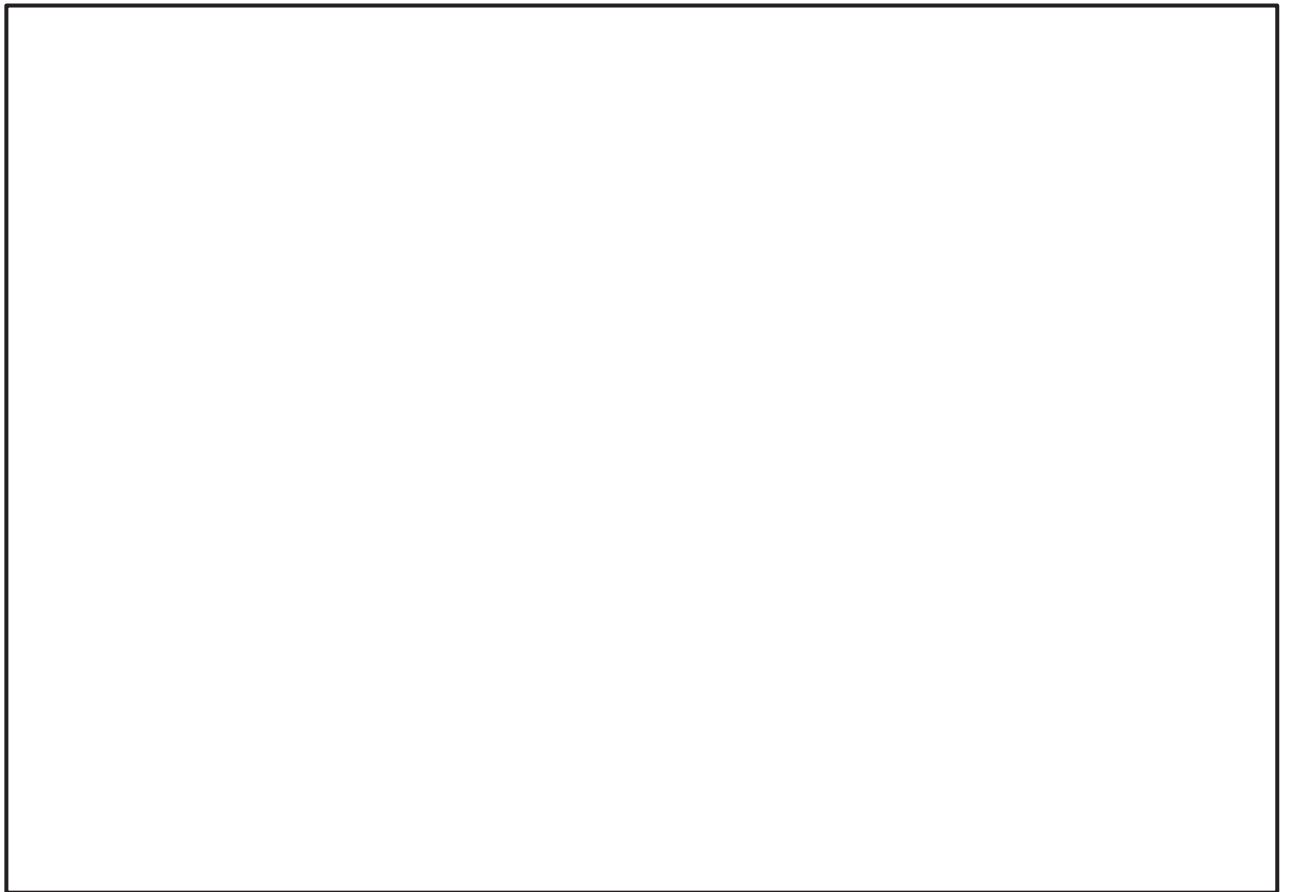
逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 応力評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
C_H	基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	—
C_V	基準地震動 S_s による鉛直方向の設計震度	—
A_1	弁本体の断面積	mm^2
A_2	弁体の断面積	mm^2
D_1	弁本体の外径	mm
D_2	弁体の外径	mm
d_1	弁本体の内径	mm
F_{H1}	弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{V1}	弁本体に加わる鉛直方向地震荷重	N
F_{V2}	弁体に加わる鉛直方向地震荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
I_1	弁本体の断面二次モーメント	mm^4
L_1	弁全体の長さ	mm
m_1	逆止弁付ファンネルの全質量	kg
m_2	弁体の質量	kg
t	弁体の厚さ	mm
M_1	弁本体に発生する曲げモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
D	固定荷重	—
S	設計・建設規格の付録材料図表 Part5 表 5 鉄鋼材料の各温度における許容引張応力	MPa
W_{d1}	逆止弁付ファンネルの自重	N
W_{d2}	弁体の自重	N
σ_{H1}	弁本体に加わる曲げ応力	MPa
σ_{V1}	弁本体に加わる引張応力	MPa
σ_{V2}	弁体に加わる曲げ応力	MPa

3. 評価対象部位

逆止弁付ファンネルは、弁本体及び弁体等で構成されている。耐震評価においては、応力評価による評価対象部位として、津波を直接受ける部位である弁本体及び弁体を選定し、構造健全性評価による評価対象部位として圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部を選定する。また、機能維持評価による評価対象部位として、逆止弁付ファンネル（一式）を選定する。逆止弁付ファンネルの評価対象部位について、図 3-1 に示す。



図中の①～②は応力評価による評価対象部位を、③～⑧は構造健全性評価による評価対象部位をそれぞれ示す。

図 3-1 逆止弁付ファンネルの評価対象部位

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

逆止弁付ファンネルの構造に応じて、保守的に固有振動数が小さく算出されるよう、より柔となるようにモデル化し、固有振動数を算出する。また、その場合においても固有振動数が 20Hz 以上であることを確認する。

4.1.1 解析モデル

質量の不均一性を考慮し、一方の端を固定端、他方の端を自由端の 1 質点系モデルとして、自由端に全質量 m が集中したモデルを組む。モデル化は、円筒状の弁本体の断面をもつ梁として設定する。モデル化の概略を図 4-1 に示す。



図 4-1 モデル化の概略

4.1.2 記号の説明

逆止弁付ファンネルの固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	記号の説明	単位
d_m	モデル化に用いる弁本体の内径	mm
D_m	モデル化に用いる弁本体の外径	mm
E	モデルの縦弾性係数	MPa
f	モデルの一次固有振動数	Hz
I_m	モデルの断面二次モーメント	mm^4
k	モデルのばね定数	N/m
ℓ_1	モデル全体の長さ	mm
m	モデルの全質量	kg

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.1.3 固有振動数の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。固有振動数 f を以下の式より算出する。

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{\ell_1^3} \times 10^3$$

モデルの断面二次モーメント I_m の算出過程を以下に示す。モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント I_m は、以下の式より算出する。

$$I_m = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

4.2 固有振動数の計算条件

表 4-2 に固有振動数の計算条件を示す。

表 4-2 固有振動数の計算条件

モデルの材質	モデルの全質量 m (kg)	モデル化に用いる 弁本体の外径 D _m (mm)	モデル化に用いる 弁本体の内径 d _m (mm)
SUS316L	1.5	73	70

モデル全体の長さ ℓ ₁ (mm)	モデル化の 縦弾性係数* E (MPa)
140	1.94 × 10 ⁵

注記* : 「5.3 許容限界」における温度条件での縦弾性係数Eを用いる。

4.3 固有振動数の計算結果

表 4-3 に固有振動数の計算結果を示す。固有振動数は、20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-3 固有振動数の計算結果

機器名称	固有振動数 (Hz)
逆止弁付ファンネル	878

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

逆止弁付ファンネルの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重 (D)

常時作用する荷重として、逆止弁付ファンネルの自重 W_{d1} 及び弁体の自重 W_{d2} を考慮し、以下の式より算出する。

$$W_{d1} = m_1 \cdot g$$

$$W_{d2} = m_2 \cdot g$$

(2) 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による地震荷重 F_{H1} 、 F_{V1} 、 F_{V2} を考慮し、以下の式より算出する。

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_H \cdot g$$

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_V \cdot g$$

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_V \cdot g$$

5.2.2 荷重の組合せ

逆止弁付ファンネルの耐震計算にて考慮する荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ及び許容応力状態

施設区分	機器名称	耐震重要度分類
浸水防護施設 (浸水防止設備)	逆止弁付ファンネル	S

荷重の組合せ ^{*1*2}	許容応力状態
D + S _s	Ⅲ _A S

注記 *1: Dは固定荷重, S_sは基準地震動 S_sによる地震荷重を示す。

*2: 固定荷重 (D) 及び基準地震動 (S_s) の組合せが荷重を緩和する方向に作用する場合, 保守的にこれを組合せない評価を実施する。

5.3 許容限界

逆止弁付ファンネルの弁本体及び弁体の許容限界を表 5-2 に, 許容応力評価条件を表 5-3 にそれぞれ示す。また, 弁本体及び弁体の許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。

表 5-2 弁本体及び弁体の許容限界

許容応力状態	許容限界 ^{*1}		
	一次応力		
Ⅲ _A S ^{*3}	引張	曲げ	組合せ ^{*2}
	1.2・S	1.2・S	1.2・S

注記 *1: 引張及び曲げは, J E A G 4 6 0 1 を準用し, 「管」の許容限界のうちクラス 2, 3 配管に対する許容限界に準じて設定する。

*2: 引張応力と曲げ応力の組合せ応力である。

*3: 地震後, 津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し, 当該構造物全体の变形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう, 設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5-3 弁本体及び弁体の許容応力評価条件

評価対象部位	材料	温度条件 (°C)	S * (MPa)
弁本体	SUS316L	40	111
弁体			

注記*：鉄鋼材料（ボルト材を除く）の許容引張応力を示す。

表 5-4 弁本体及び弁体の許容応力算出結果

許容応力状態	評価対象 部位	許容限界		
		一次応力		
		引張 1.2・S (MPa)	曲げ 1.2・S (MPa)	組合せ 1.2・S (MPa)
Ⅲ _A S	弁本体	133	133	133
	弁体	—	133	—

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり，逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，逆止弁付ファンネルの耐震計算に用いる設計震度は，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す逆止弁付ファンネル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。逆止弁付ファンネルの耐震計算に用いる設計震度を表 5-5 に示す。

なお，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき作成した，海水ポンプ室（補機ポンプエリア）の基準地震動 S_s に対する設計用震度（強度評価用：1.2ZPA）を表 5-6 に示す。

表 5-5 逆止弁付ファンネルの設計震度

地震動	床面高さ* ¹ O.P. (mm)	場所	余震による設計震度* ²	
基準地震動 S_s	1250	海水ポンプ室 (補機ポンプエリア)	水平方向 C_H	1.67
			鉛直方向 C_V	1.94

注記 *1：基準床レベルを示す。

*2：「4. 固有値解析」より，逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，海水ポンプ室（補機ポンプエリア）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。

表 5-6 海水ポンプ室（補機ポンプエリア）設置する機器等の設計用震度
 （強度評価用：1.2ZPA）（基準地震動 S s 7 波包絡，不確かさ包絡）

標高* O.P. (m)	動的震度 (1.2ZPA) (単位：G)			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
14.800	1.32	5.83	5.83	2.44
11.025	1.15	2.88	2.88	2.37
7.250	1.03	2.76	2.76	2.21
2.250	0.94	1.67	1.67	1.94
-0.550	0.89	1.71	1.71	1.48
-7.025	0.82	1.50	1.50	1.44
-9.800	0.82	1.18	1.18	1.44

注記 *：耐津波設計においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため，表記 O.P. より -1m した値を記載する。

5.5 計算方法

5.5.1 弁本体

弁本体の発生応力を算出する。弁本体の応力評価に用いる断面積 A_1 は、図 5-1 に示すとおり、弁本体のうち最も肉厚が薄い断面を適用する。

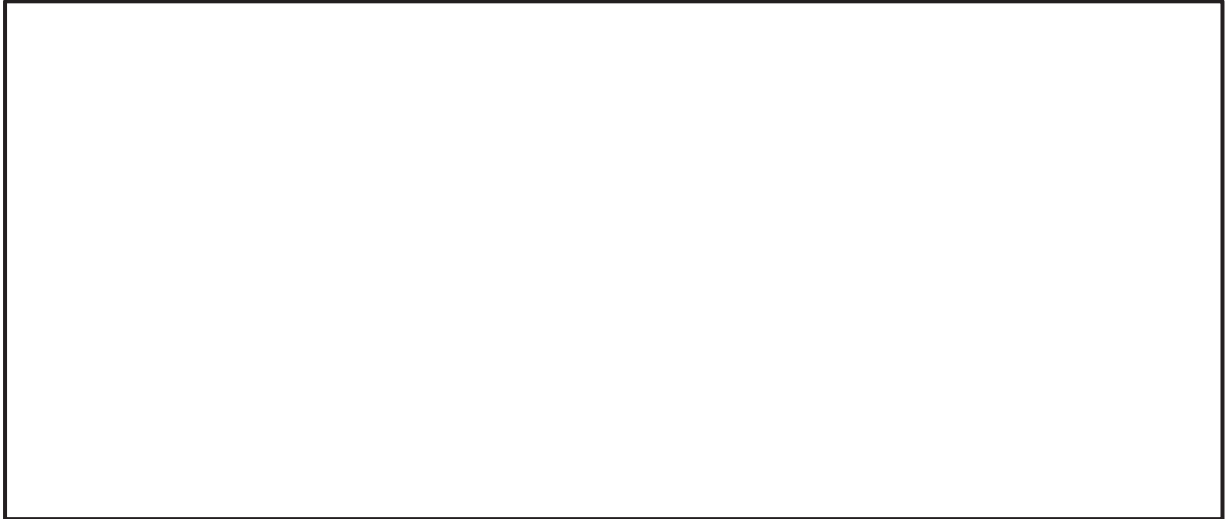


図 5-1 弁本体の構造図

(1) 鉛直応答加速度負荷時

鉛直応答加速度により、弁本体に加わる引張応力 σ_{V1} を以下の式より算出する。

$$\sigma_{V1} = \frac{W_{d1} + F_{V1}}{A_1}$$

(2) 水平応答加速度負荷時

弁全体の最下端に集中荷重が負荷された片持ち梁として、水平応答加速度により、弁本体に加わる曲げ応力 σ_{H1} を以下の式より算出する。

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

$$I_1 = (D_1^4 - d_1^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot \left(\frac{D_1}{2}\right)}{I_1}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.5.2 弁体

(1) 鉛直応答加速度負荷時

鉛直応答加速度により弁体は弁座に押し付けられ曲げ応力が発生する。曲げ応力 σ_{v2} を以下の式より算出する。ただし、弁体の自重による荷重 W_{d2} は曲げ応力 σ_{v2} を緩和する方向に作用するため考慮しない。

$$\sigma_{v2} = 1.24 \cdot \frac{\left(\frac{W_{d2} + F_{v2}}{A_2} \right)}{t} \cdot \left(\frac{D_2}{2} \right)^2$$

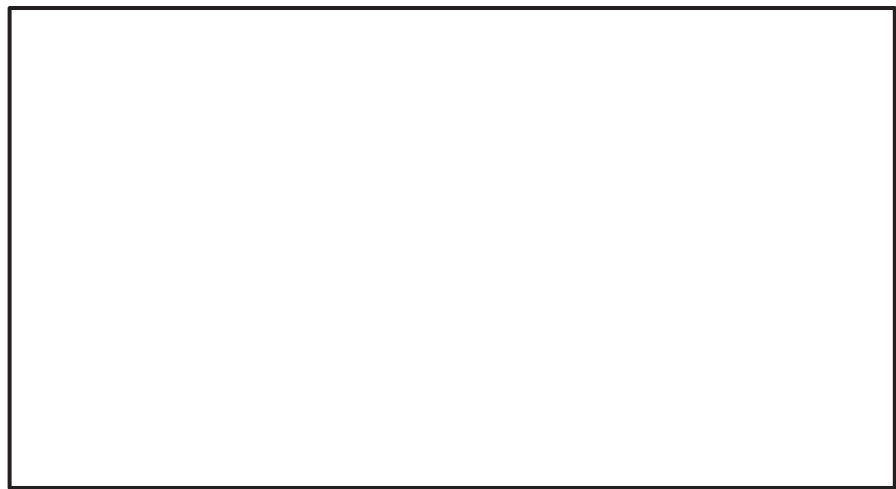


図 5-2 弁体に加わる荷重

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.6 計算条件

逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件を表 5-7 に示す。

表 5-7 逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件

弁本体の材質	逆止弁付ファンネル の全質量 m_1 (kg)	弁全体の長さ L_1 (mm)	弁本体の外径 D_1 (mm)
SUS316L	1.5	140	73

弁本体の内径 d_1 (mm)	弁本体の断面積 A_1 (mm ²)
70	336.9

弁体の材質	弁体の質量 m_2 (kg)	弁体の外径 D_2 (mm)	弁体の厚さ t (mm)
SUS316L	0.10	61	2

弁体の断面積 A_2 (mm ²)	重力加速度 g (m/s ²)
2.922×10^3	9.80665

6. 機能維持評価

「3. 評価対象部位」にて評価対象部位として設定した逆止弁付ファンネルの地震時及び地震後の機能維持を確認するため、「6.1 機能維持評価方法」に示すとおり、逆止弁付ファンネルの加振試験後に逆止弁付ファンネルの漏えい試験を実施することにより逆止弁付ファンネルの機能維持評価を実施した。

6.1 機能維持評価方法

逆止弁付ファンネルの固有振動数を考慮して、地震時における逆止弁付ファンネルの機能維持評価用加速度を設定し、設定した機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを確認する。機能確認済加速度には、正弦波加振試験において、止水性の機能の健全性を確認した加振波の最大加速度を適用する。逆止弁付ファンネルの機能確認済加速度を表 6-1 に示す。

具体的な機能維持確認として、逆止弁付ファンネルに対して、正弦波により水平方向及び鉛直方向の加振試験を実施後、VI-1-1-2-2-5「津波防護に関する施設の設計方針」に示す地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波を想定し、0.18MPa の水圧にて漏えい試験を実施し、漏えい量が許容漏えい量以下であることを確認した。また、最大漏えい量となる水圧（0.01MPa）においても、漏えい量が許容漏えい量以下であることを確認した。本漏えい試験の結果により、逆止弁付ファンネルの地震時及び地震後の機能維持を確認した。（「補足-140-1 6.5.5.5 逆止弁付ファンネル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」に記載。）

なお、固有値解析結果により、逆止弁付ファンネルの固有振動数 20Hz 以上であることを確認したため、機能維持評価用加速度には設置床の最大応答加速度を使用する。

表 6-1 逆止弁付ファンネルの機能確認済加速度

評価対象部位	機能確認済加速度(×9.8m/s ²)	
	水平方向	鉛直方向
逆止弁付ファンネル	6.0	6.0

7. 評価結果

7.1 基準地震動 S s に対する評価対象部位の応力評価

基準地震動 S s に対する評価対象部位の応力評価結果を表 7-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 7-1 基準地震動 S s に対する評価対象部位の応力評価

評価対象部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
	引張	曲げ	
弁本体	引張	1	133
	曲げ	1	133
	組合せ*	2	133
弁体	曲げ	1	133

注記 * : 引張 σ_{V1} + 曲げ σ_{H1} は, $\sigma_{V1} + \sigma_{V1} \leq 1.2S$ で評価

7.2 基準地震動 S s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価

基準地震動 S s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果を表 7-2 及び表 7-3 に示す。表 7-2 に示すとおり機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下であることから逆止弁付ファンネルの機能維持を確認した。

表 7-2 逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果

評価対象 部位	床面高さ O.P. (mm)	場所	機能確認済加速度との比較			
			水平加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)		鉛直加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)	
			機能維持 評価用 加速度*	機能確認 済加速度	機能維持 評価用 加速度*	機能確認 済加速度
逆止弁付 ファンネル	1250	海水ポン プ室 (補 機ポンプ エリア)	1.40	6.0	1.61	6.0

注記 * : 「4. 固有値解析」より, 逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため, 機能維持評価用加速度には海水ポンプ室 (補機ポンプエリア) における最大応答加速度を使用した。

表 7-3 海水ポンプ室（補機ポンプエリア）の評価用震度
 （静的・動的機能評価用：1.0ZPA）（弾性設計用地震動 S_d-D₂，不確かさ包絡）

標高 *	動的震度（1.0ZPA） （単位：G）			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
0. P. (m)				
14.800	1.10	4.86	4.86	2.03
11.025	0.96	2.40	2.40	1.98
7.250	0.86	2.30	2.30	1.84
2.250	0.78	1.40	1.40	1.61
-0.550	0.74	1.43	1.43	1.23
-7.025	0.68	1.25	1.25	1.20
-9.800	0.68	0.98	0.98	1.20

注記 *：耐津波設計においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため，表記 0. P. より -1m した値を記載する。

7.3 基準地震動 S_s に対する評価対象部位の構造健全性評価

「7.2 基準地震動 S_s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価」に示したとおり，逆止弁付ファンネルの機能維持を確認したことにより，評価対象部位である圧縮スプリング，ガイド，サポータ，取付金具（取付ねじ含む），取付金具ピン及びねじ切り部が構造健全性を有することを確認した。（「補足-140-1 6.5.5.5 逆止弁付ファンネル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」に記載。）

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.5 浸水防止設備に関する補足説明

6.5.5 逆止弁付ファンネルに関する補足説明

6.5.5.2 逆止弁付ファンネル（第3号機）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	6.5.5.2-1
2. 一般事項	6.5.5.2-2
2.1 配置概要	6.5.5.2-2
2.2 構造計画	6.5.5.2-4
2.3 評価方針	6.5.5.2-6
2.4 適用規格・基準等	6.5.5.2-8
2.5 記号の説明	6.5.5.2-9
3. 評価対象部位	6.5.5.2-10
4. 固有値解析	6.5.5.2-11
4.1 固有振動数の計算方法	6.5.5.2-11
4.1.1 解析モデル	6.5.5.2-11
4.1.2 記号の説明	6.5.5.2-11
4.1.3 固有振動数の計算	6.5.5.2-12
4.2 固有振動数の計算条件	6.5.5.2-13
4.3 固有振動数の計算結果	6.5.5.2-13
5. 構造強度評価	6.5.5.2-14
5.1 構造強度評価方法	6.5.5.2-14
5.2 荷重及び荷重の組合せ	6.5.5.2-14
5.2.1 荷重の設定	6.5.5.2-14
5.2.2 荷重の組合せ	6.5.5.2-15
5.3 許容限界	6.5.5.2-15
5.4 設計用地震力	6.5.5.2-17
5.5 計算方法	6.5.5.2-19
5.5.1 弁本体	6.5.5.2-19
5.5.2 弁体	6.5.5.2-20
5.6 計算条件	6.5.5.2-21
6. 機能維持評価	6.5.5.2-22
6.1 機能維持評価方法	6.5.5.2-22
7. 評価結果	6.5.5.2-23

7.1	基準地震動 S_s に対する評価対象部位の応力評価	6.5.5.2-23
7.2	基準地震動 S_s に対する逆止弁ファンネルの機能維持評価	6.5.5.2-23
7.3	基準地震動 S_s に対する評価対象部位の構造健全性評価	6.5.5.2-24

1. 概要

本書類は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち逆止弁付ファンネル（第3号機）（以下、逆止弁付ファンネルという。）が設計用地震力に対して、主要な構造部材が十分な構造健全性を有することを確認するものである。耐震評価は、逆止弁付ファンネルの固有値解析、応力評価、機能維持評価及び構造健全性評価により行う。

逆止弁付ファンネルは、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防護施設としての構造強度評価を示す。

なお、逆止弁付ファンネルの耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

逆止弁付ファンネルは、第3号機海水熱交換器建屋の床面に設置する。逆止弁付ファンネルの設置位置図を図2-1、図2-2および図2-3に示す。

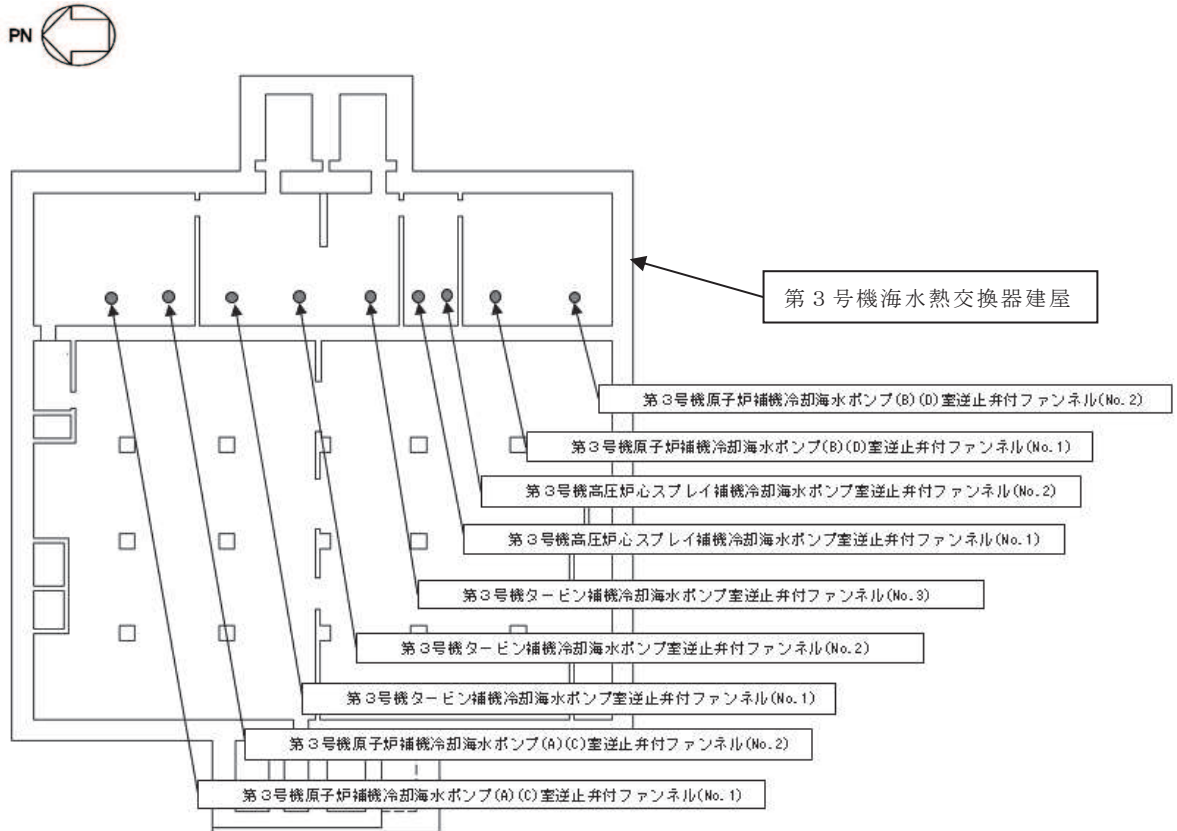


図2-1 逆止弁付ファンネルの設置位置図

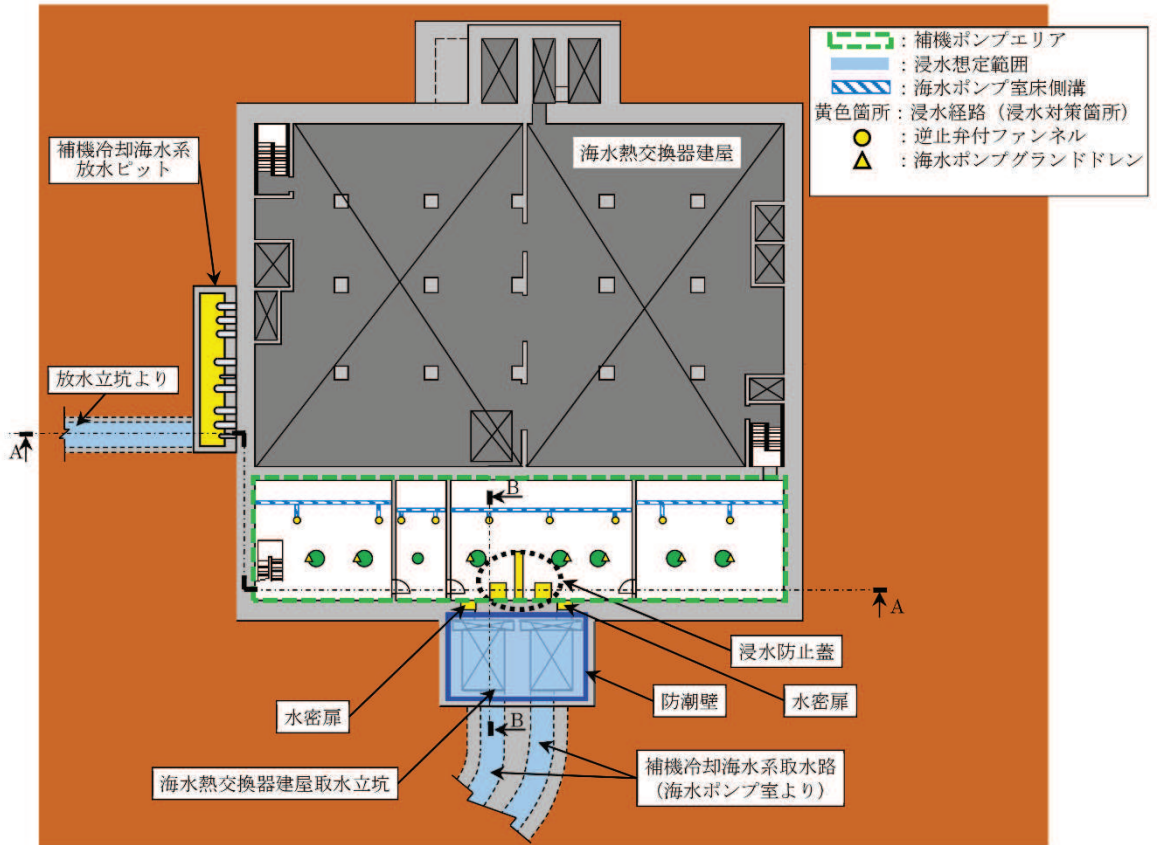


図 2-2 3号機 海水熱交換器建屋 浸水対策配置図 (平面図)

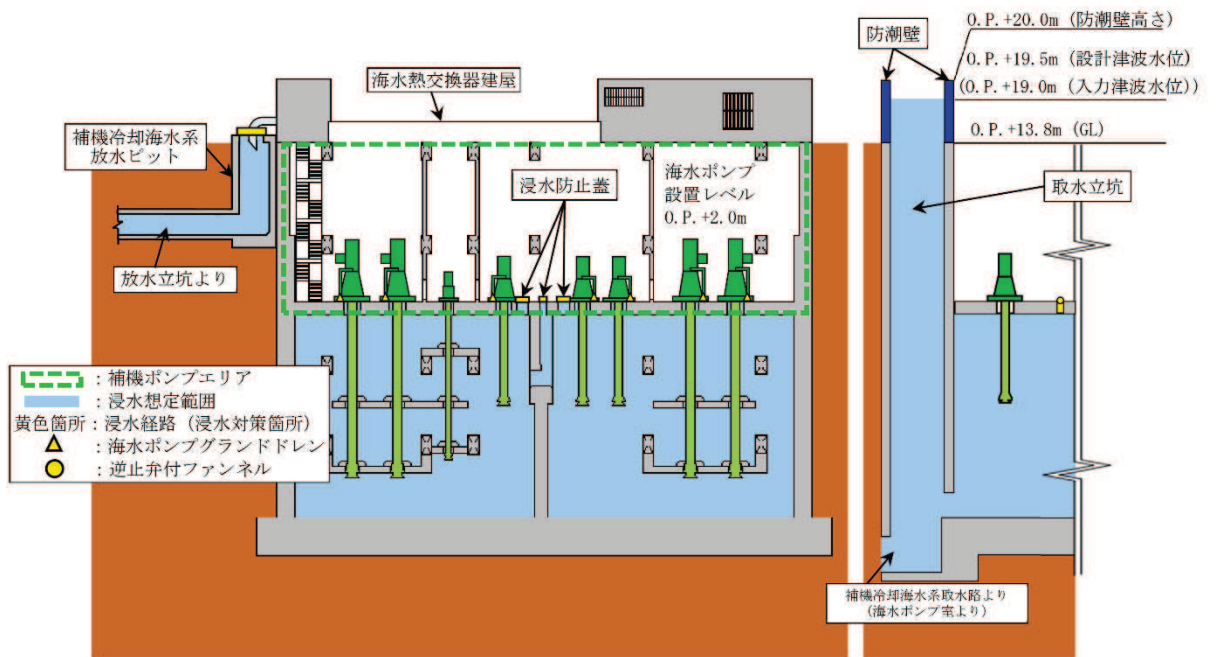
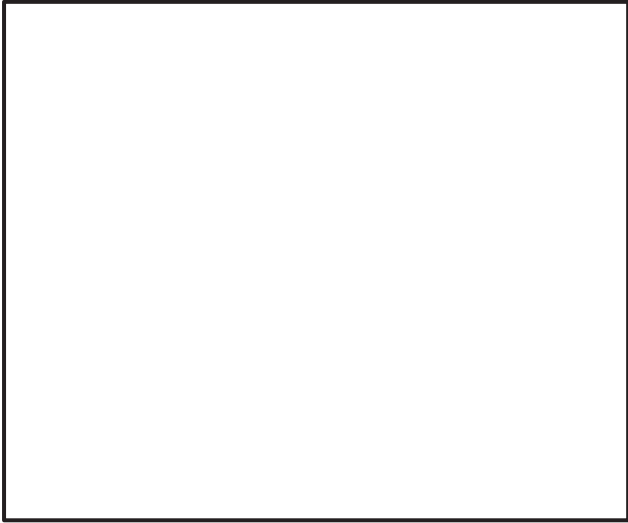


図 2-3 第 3 号機 海水熱交換器建屋 浸水対策配置図
(左:A-A 断面図 右:B-B 断面図)

2.2 構造計画

逆止弁付ファンネルは、ばね圧により常時弁体が弁座に密着している。津波の流入により弁体がさらに押上げられ、弁座により密着することで止水する。逆止弁付ファンネルの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第 3 号機海水熱交換器建屋床面の配管にねじ込み継手で固定する。	弁座を含む弁本体及び弁体で構成する。弁体は弁本体に取付金具、取付金具ピンで取付けられる。また、弁体はサポータ、ガイド、圧縮スプリングで保持される。	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

図 2-4 構造図詳細



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

逆止弁付ファンネルの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」にて示す逆止弁付ファンネルの構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 固有値解析」にて算出した固有振動数に基づく設計用地震力により算出した応力等が許容限界内に収まることを「5. 構造強度評価」にて示す方法にて確認する。また、逆止弁付ファンネルの機能維持評価は、逆止弁付ファンネルの固有振動数を考慮して評価用加速度を設定し、設定した評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを「6. 機能維持評価」にて示す方法にて確認することで実施する。さらに、構造健全性評価により耐震評価を実施する評価対象部位については、逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果に基づき構造健全性を確認することで実施する。応力評価、機能維持評価及び構造健全性評価の評価結果を「7. 評価結果」にて確認する。

なお、機能確認済加速度には、正弦波加振試験において、止水性の機能の健全性を確認した加振波の最大加速度を適用する。

耐震評価フローを図 2-5 に示す。

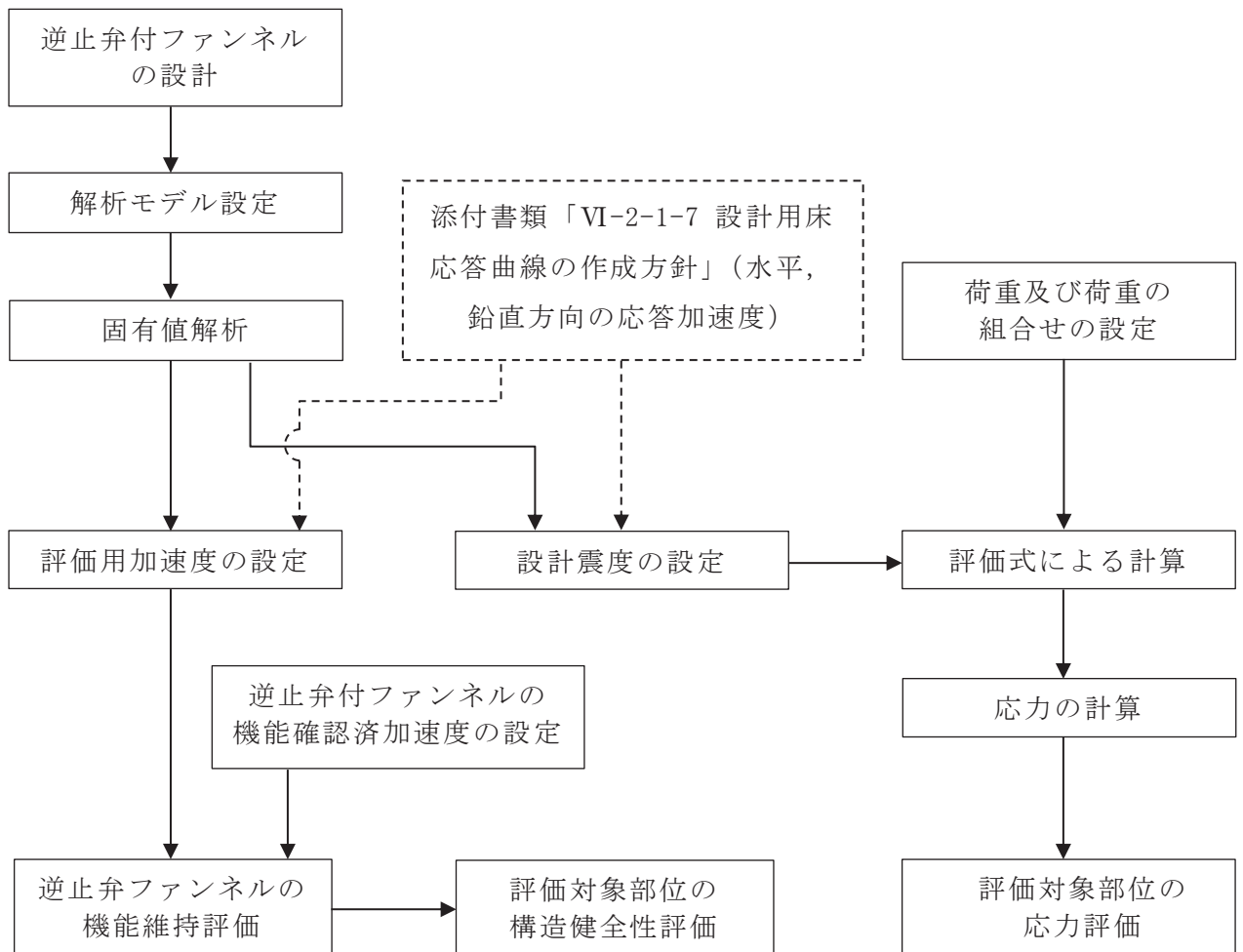


図 2-5 耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す

- (1) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下，設計・建設規格という。)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1 ・補
-1984)
- (4) 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)
(以下「 J E A G 4 6 0 1 」と記載しているものは上記 3 指針を指す。)
- (5) 機械工学便覧 (日本機械学会)

2.5 記号の説明

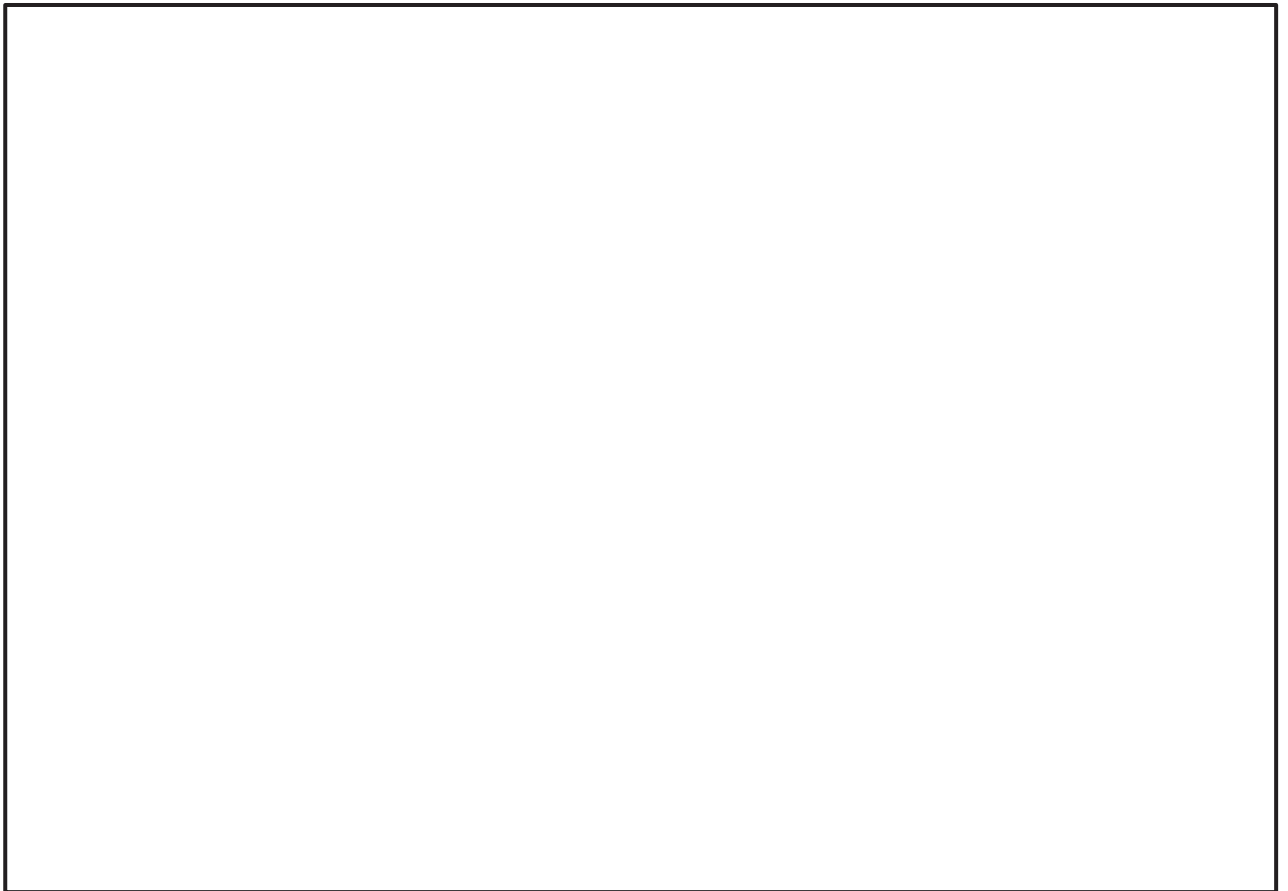
逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 応力評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
C_H	基準地震動 S_s による水平方向の設計震度	—
C_V	基準地震動 S_s による鉛直方向の設計震度	—
A_1	弁本体の断面積	mm^2
A_2	弁体の断面積	mm^2
D_1	弁本体の外径	mm
D_2	弁体の外径	mm
d_1	弁本体の内径	mm
F_{H1}	弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{V1}	弁本体に加わる鉛直方向地震荷重	N
F_{V2}	弁体に加わる鉛直方向地震荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
I_1	弁本体の断面二次モーメント	mm^4
L_1	弁全体の長さ	mm
m_1	逆止弁付ファンネルの全質量	kg
m_2	弁体の質量	kg
t	弁体の厚さ	mm
M_1	弁本体に発生する曲げモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
D	固定荷重	—
S	設計・建設規格の付録材料図表 Part5 表 5 鉄鋼材料の各温度における許容引張応力	MPa
W_{d1}	逆止弁付ファンネルの自重	N
W_{d2}	弁体の自重	N
σ_{H1}	弁本体に加わる曲げ応力	MPa
σ_{V1}	弁本体に加わる引張応力	MPa
σ_{V2}	弁体に加わる曲げ応力	MPa

3. 評価対象部位

逆止弁付ファンネルは、弁本体及び弁体等で構成されている。耐震評価においては、応力評価による評価対象部位として、津波を直接受ける部位である弁本体及び弁体を選定し、構造健全性評価による評価対象部位として圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部を選定する。また、機能維持評価による評価対象部位として、逆止弁付ファンネル（一式）を選定する。逆止弁付ファンネルの評価対象部位について、図 3-1 に示す。



図中の①～②は応力評価による評価対象部位を、③～⑧は構造健全性評価による評価対象部位をそれぞれ示す。

図 3-1 逆止弁付ファンネルの評価対象部位

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

逆止弁付ファンネルの構造に応じて、保守的に固有振動数が小さく算出されるよう、より柔となるようにモデル化し、固有振動数を算出する。また、その場合においても固有振動数が 20Hz 以上であることを確認する。

4.1.1 解析モデル

質量の不均一性を考慮し、一方の端を固定端、他方の端を自由端の 1 質点系モデルとして、自由端に全質量 m が集中したモデルを組む。モデル化は、円筒状の弁本体の断面をもつ梁として設定する。モデル化の概略を図 4-1 に示す。



図 4-1 モデル化の概略

4.1.2 記号の説明

逆止弁付ファンネルの固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	記号の説明	単位
d_m	モデル化に用いる弁本体の内径	mm
D_m	モデル化に用いる弁本体の外径	mm
E	モデルの縦弾性係数	MPa
f	モデルの一次固有振動数	Hz
I_m	モデルの断面二次モーメント	mm^4
k	モデルのばね定数	N/m
ℓ_1	モデル全体の長さ	mm
m	モデルの全質量	kg

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.1.3 固有振動数の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。固有振動数 f を以下の式より算出する。

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{\ell_1^3} \times 10^3$$

モデルの断面二次モーメント I_m の算出過程を以下に示す。モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント I_m は、以下の式より算出する。

$$I_m = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

4.2 固有振動数の計算条件

表 4-2 に固有振動数の計算条件を示す。

表 4-2 固有振動数の計算条件

モデルの材質	モデルの全質量 m (kg)	モデル化に用いる 弁本体の外径 D _m (mm)	モデル化に用いる 弁本体の内径 d _m (mm)
SUS316L	1.5	73	70

モデル全体の長さ ℓ ₁ (mm)	モデル化の 縦弾性係数* E (MPa)
140	1.94 × 10 ⁵

注記* : 「5.3 許容限界」における温度条件での縦弾性係数Eを用いる。

4.3 固有振動数の計算結果

表 4-3 に固有振動数の計算結果を示す。固有振動数は、20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-3 固有振動数の計算結果

機器名称	固有振動数 (Hz)
逆止弁付ファンネル	878

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

逆止弁付ファンネルの耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

5.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重 (D)

常時作用する荷重として、逆止弁付ファンネルの自重 W_{d1} 及び弁体の自重 W_{d2} を考慮し、以下の式より算出する。

$$W_{d1} = m_1 \cdot g$$

$$W_{d2} = m_2 \cdot g$$

(2) 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による地震荷重 F_{H1} 、 F_{V1} 、 F_{V2} を考慮し、以下の式より算出する。

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_H \cdot g$$

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_V \cdot g$$

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_V \cdot g$$

5.2.2 荷重の組合せ

逆止弁付ファンネルの耐震計算にて考慮する荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ及び許容応力状態

施設区分	機器名称	耐震重要度分類
浸水防護施設 (浸水防止設備)	逆止弁付ファンネル	S

荷重の組合せ*1*2	許容応力状態
D + S _s	Ⅲ _A S

注記 *1: Dは固定荷重, S_sは基準地震動 S_sによる地震荷重を示す。

*2: 固定荷重 (D) 及び基準地震動 (S_s) の組合せが荷重を緩和する方向に作用する場合, 保守的にこれを組合せない評価を実施する。

5.3 許容限界

逆止弁付ファンネルの弁本体及び弁体の許容限界を表 5-2 に, 許容応力評価条件を表 5-3 に示す。また, 弁本体及び弁体の許容応力算出結果を表 5-4 に示す。

表 5-2 弁本体及び弁体の許容限界

許容応力状態	許容限界*1		
	一次応力		
Ⅲ _A S *3	引張	曲げ	組合せ*2
	1.2・S	1.2・S	1.2・S

注記 *1: 引張及び曲げは, J E A G 4 6 0 1 を準用し, 「管」の許容限界のうちクラス 2, 3 配管に対する許容限界に準じて設定する。

*2: 引張応力と曲げ応力の組合せ応力である。

*3: 地震後, 津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し, 当該構造物全体の变形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう, 設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5-3 弁本体及び弁体の許容応力評価条件

評価対象部位	材料	温度条件 (°C)	S * (MPa)
弁本体	SUS316L	40	111
弁体			

注記*：鉄鋼材料（ボルト材を除く）の許容引張応力を示す。

表 5-4 弁本体及び弁体の許容応力算出結果

許容応力状態	評価対象 部位	許容限界		
		一次応力		
		引張 1.2・S (MPa)	曲げ 1.2・S (MPa)	組合せ 1.2・S (MPa)
Ⅲ _A S	弁本体	133	133	133
	弁体	—	133	—

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、逆止弁付ファンネルの耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す逆止弁付ファンネル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。逆止弁付ファンネルの耐震計算に用いる設計震度を表 5-5 に示す。

なお、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき作成した、3号機海水熱交換器建屋の基準地震動 S_s に対する設計用震度（強度評価用：1.2ZPA）を表 5-6 に示す。

表 5-5 逆止弁付ファンネルの設計震度

地震動	床面高さ* ¹ O. P. (mm)	場所	余震による設計震度* ²	
基準地震動 S_s	7000	3号機海水熱交換器 建屋	水平方向 C_H	2.24
			鉛直方向 C_V	1.59

注記 *1：基準床レベルを示す。

*2：「4. 固有値解析」より、逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、3号機海水熱交換器建屋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。

表 5-6 3号機海水熱交換器建屋内機器等の設計用震度
 (強度評価用：1.2ZPA) (基準地震動 S s 7 波包絡, 不確かさ包絡)

標高* O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
15.0	2.95	2.49	2.95	1.95
8.0	2.24	1.88	2.24	1.59
-1.1	1.74	1.67	1.74	1.24
-9.5	1.06	1.08	1.08	0.99

注記 * : 耐津波設計においては, 平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う, 牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため, 表記 O.P. より -1m した値を記載する。

5.5 計算方法

5.5.1 弁本体

弁本体の発生応力を算出する。弁本体の応力評価に用いる断面積 A_1 は、図 5-1 に示すとおり、弁本体のうち最も肉厚が薄い断面を適用する。



図 5-1 弁本体の構造図

(1) 鉛直応答加速度負荷時

鉛直応答加速度により、弁本体に加わる引張応力 σ_{v1} を以下の式より算出する。

$$\sigma_{v1} = \frac{W_{d1} + F_{v1}}{A_1}$$

(2) 水平応答加速度負荷時

弁全体の最下端に集中荷重が負荷された片持ち梁として、水平応答加速度により、弁本体に加わる曲げ応力 σ_{H1} を以下の式より算出する。

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

$$I_1 = (D_1^4 - d_1^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot \left(\frac{D_1}{2}\right)}{I_1}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.5.2 弁体

(1) 鉛直応答加速度負荷時

鉛直応答加速度により弁体は弁座に押し付けられ曲げ応力が発生する。曲げ応力 σ_{v2} を以下の式より算出する。ただし、弁体の自重による荷重 W_{d2} は曲げ応力 σ_{v2} を緩和する方向に作用するため考慮しない。

$$\sigma_{v2} = 1.24 \cdot \frac{\left(\frac{W_{d2} + F_{v2}}{A_2} \right)}{t} \cdot \left(\frac{D_2}{2} \right)^2$$



図 5-2 弁体に加わる荷重

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.6 計算条件

逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件を表 5-7 に示す。

表 5-7 逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件

弁本体の材質	逆止弁付ファンネル の全質量 m_1 (kg)	弁全体の長さ L_1 (mm)	弁本体の外径 D_1 (mm)
SUS316L	1.5	140	73

弁本体の内径 d_1 (mm)	弁本体の断面積 A_1 (mm ²)
70	336.9

弁体の材質	弁体の質量 m_2 (kg)	弁体の外径 D_2 (mm)	弁体の厚さ t (mm)
SUS316L	0.10	61	2

弁体の断面積 A_2 (mm ²)	重力加速度 g (m/s ²)
2.922×10^3	9.80665

6. 機能維持評価

「3. 評価対象部位」にて評価対象部位として設定した逆止弁付ファンネルの地震時及び地震後の機能維持を確認するため、「6.1 機能維持評価方法」に示すとおり、逆止弁付ファンネルの加振試験後に逆止弁付ファンネルの漏えい試験を実施することにより逆止弁付ファンネルの機能維持評価を実施した。

6.1 機能維持評価方法

逆止弁付ファンネルの固有振動数を考慮して、地震時における逆止弁付ファンネルの機能維持評価用加速度を設定し、設定した機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下であることを確認する。機能確認済加速度には、正弦波加振試験において、止水性の機能の健全性を確認した加振波の最大加速度を適用する。逆止弁付ファンネルの機能確認済加速度を表 6-1 に示す。

具体的な機能維持確認として、逆止弁付ファンネルに対して、正弦波により水平方向及び鉛直方向の加振試験を実施後、VI-1-1-2-2-5「津波防護に関する施設の設計方針」に示す地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波を想定し、0.18MPa の水圧にて漏えい試験を実施し、漏えい量が許容漏えい量以下であることを確認した。また、最大漏えい量となる水圧（0.01MPa）においても、漏えい量が許容漏えい量以下であることを確認した。本漏えい試験の結果により、逆止弁付ファンネルの地震時及び地震後の機能維持を確認した。（「補足-140-1 6.5.5.5 逆止弁付ファンネル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」に記載。）

なお、固有値解析結果により、逆止弁付ファンネルの固有振動数 20Hz 以上であることを確認したため、機能維持評価用加速度には設置床の最大応答加速度を使用する。

表 6-1 逆止弁付ファンネルの機能確認済加速度

評価対象部位	機能確認済加速度(×9.8m/s ²)	
	水平方向	鉛直方向
逆止弁付ファンネル	6.0	6.0

7. 評価結果

7.1 基準地震動 S_s に対する評価対象部位の応力評価

基準地震動 S_s に対する評価対象部位の応力評価結果を表 7-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 7-1 基準地震動 S_s に対する評価対象部位の応力評価

評価対象部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
	弁本体	引張	1
曲げ		1	133
組合せ*		2	133
弁体	曲げ	1	133

注記 * : 引張 σ_{V1} + 曲げ σ_{H1} は, $\sigma_{V1} + \sigma_{V1} \leq 1.2S$ で評価

7.2 基準地震動 S_s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価

基準地震動 S_s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果を表 7-2 及び表 7-3 に示す。表 7-2 に示すとおり機能維持評価用加速度が機能確認済加速度以下であることから逆止弁付ファンネルの機能維持を確認した。

表 7-2 逆止弁付ファンネルの機能維持評価結果

評価対象 部位	床面高さ O.P. (mm)	場所	機能確認済加速度との比較			
			水平加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)		鉛直加速度 ($\times 9.8 \text{ m/s}^2$)	
			機能維持 評価用 加速度*	機能確認 済加速度	機能維持 評価用 加速度*	機能確認 済加速度
逆止弁付 ファンネル	7000	3号機海 水熱交換 器建屋	1.87	6.0	1.33	6.0

注記 * : 「4. 固有値解析」より、逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、機能維持評価用加速度には 3号機海水熱交換器建屋における最大応答加速度を使用した。

表 7-3 3号機海水熱交換器建屋内機器等の評価用震度
 (静的・動的機能評価用：1.0ZPA) (基準地震動 S_s 7波包絡, 不確かさ包絡)

標高 * O.P.(m)	動的震度(1.0ZPA) (単位:G)			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
15.0	2.46	2.07	2.46	1.62
8.0	1.87	1.57	1.87	1.33
-1.1	1.45	1.39	1.45	1.03
-9.5	0.89	0.90	0.90	0.83

注記 * : 耐津波設計においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため、表記 O.P. より -1m した値を記載する。

7.3 基準地震動 S_s に対する評価対象部位の構造健全性評価

「7.2 基準地震動 S_s に対する逆止弁付ファンネルの機能維持評価」に示したとおり、逆止弁付ファンネルの機能維持を確認したことにより、評価対象部位である圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部が構造健全性を有することを確認した。（「補足-140-1 6.5.5.5 逆止弁付ファンネル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」に記載。）

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.5 逆止弁付ファンネルに関する補足説明
- 6.5.5.3 逆止弁付ファンネル（第2号機）の強度計算書に関する補足説明

目次

1.	概要	6.5.5.3-1
2.	一般事項	6.5.5.3-2
2.1	配置概要	6.5.5.3-2
2.2	構造計画	6.5.5.3-4
2.3	評価方針	6.5.5.3-6
2.4	適用規格・基準等	6.5.5.3-8
2.5	記号の説明	6.5.5.3-9
3.	評価対象部位	6.5.5.3-11
4.	固有値解析	6.5.5.3-12
4.1	固有振動数の計算方法	6.5.5.3-12
4.1.1	解析モデル	6.5.5.3-12
4.1.2	記号の説明	6.5.5.3-12
4.1.3	固有振動数の計算	6.5.5.3-13
4.2	固有振動数の計算条件	6.5.5.3-14
4.3	固有振動数の計算結果	6.5.5.3-14
5.	構造強度評価	6.5.5.3-15
5.1	構造強度評価方法	6.5.5.3-15
5.2	荷重及び荷重の組合せ	6.5.5.3-15
5.2.1	荷重の設定	16.5.5.3-15
5.2.2	荷重の組合せ	6.5.5.3-17
5.3	許容限界	6.5.5.3-17
5.4	設計用地震力	6.5.5.3-19
5.5	計算方法	6.5.5.3-21
5.5.1	荷重条件	6.5.5.3-21
5.5.2	応力計算	6.5.5.3-22
5.6	計算条件	6.5.5.3-24
6.	評価結果	6.5.5.3-25
6.1	応力評価	6.5.5.3-25
6.2	構造健全性評価	6.5.5.3-25

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち逆止弁付ファンネル（第2号機）（以下、逆止弁付ファンネルという。）が津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

なお、逆止弁付ファンネルの強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

逆止弁付ファンネルは、第2号機海水ポンプ室の床面に設置する。逆止弁付ファンネルの設置位置図を図2-1、図2-2および図2-3に示す。

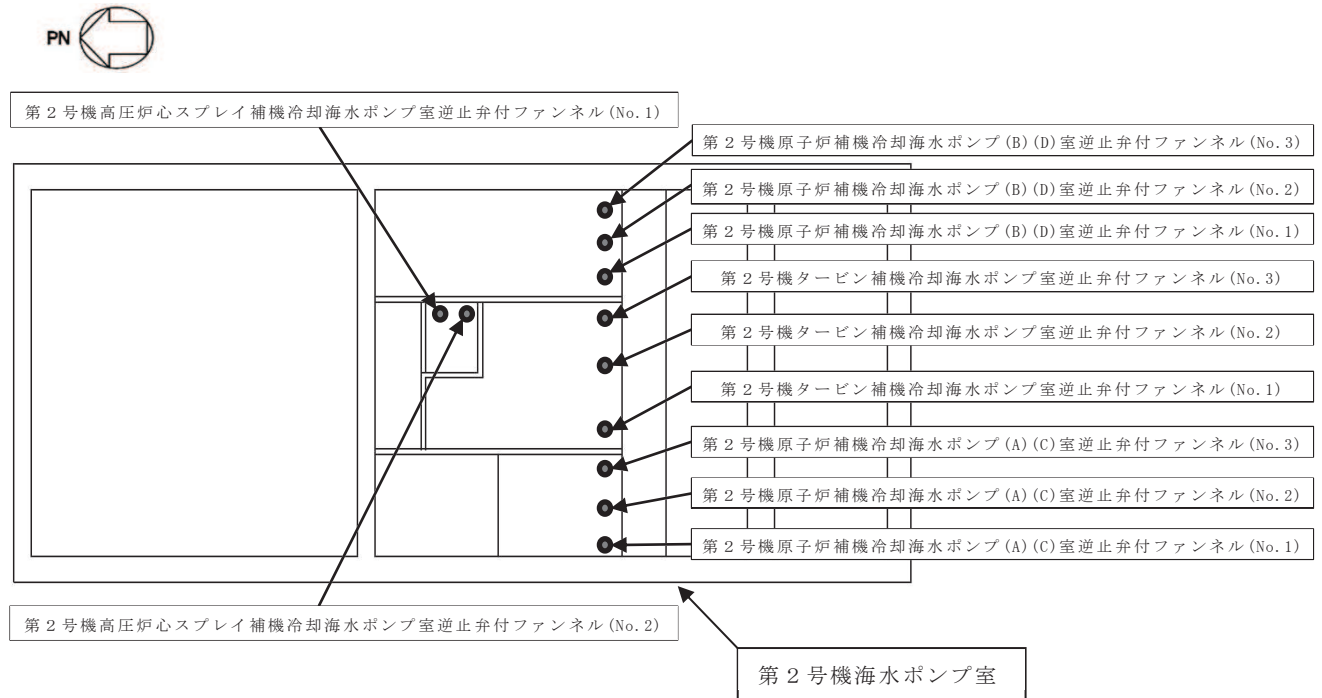


図2-1 逆止弁付ファンネルの設置位置図

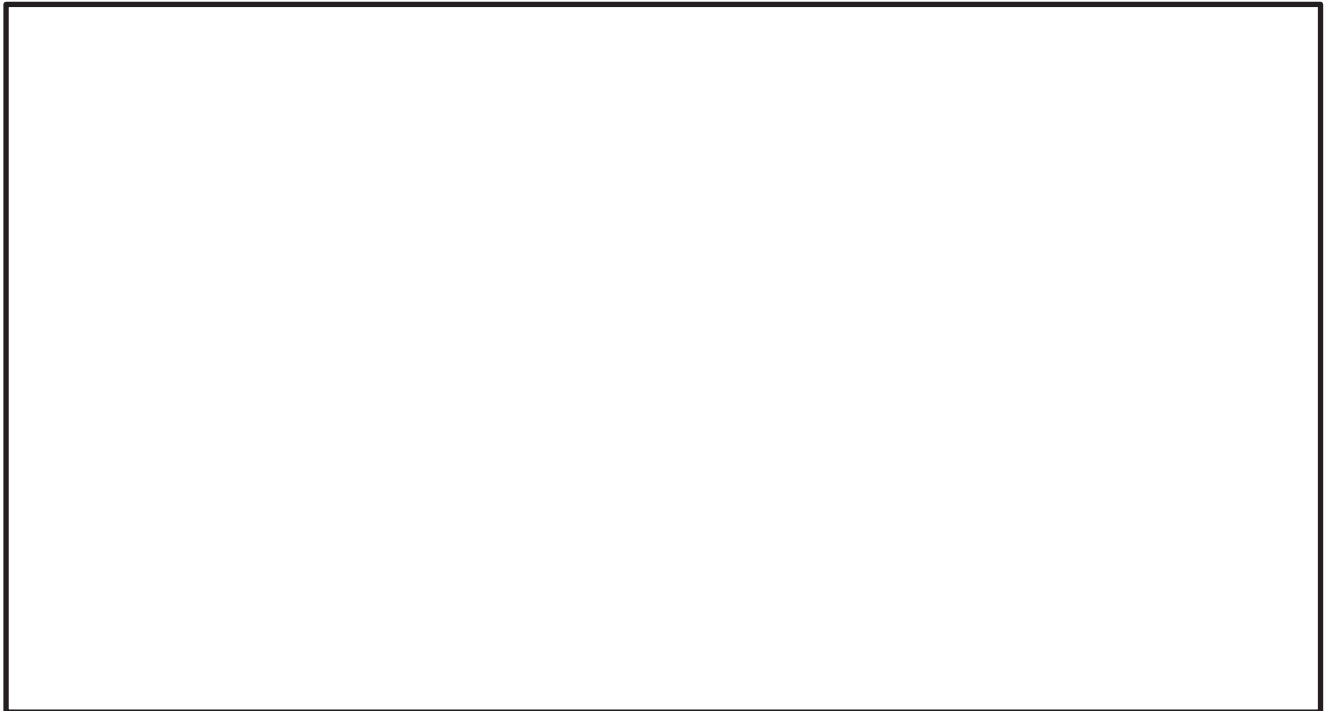


図 2-2 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (平面図)

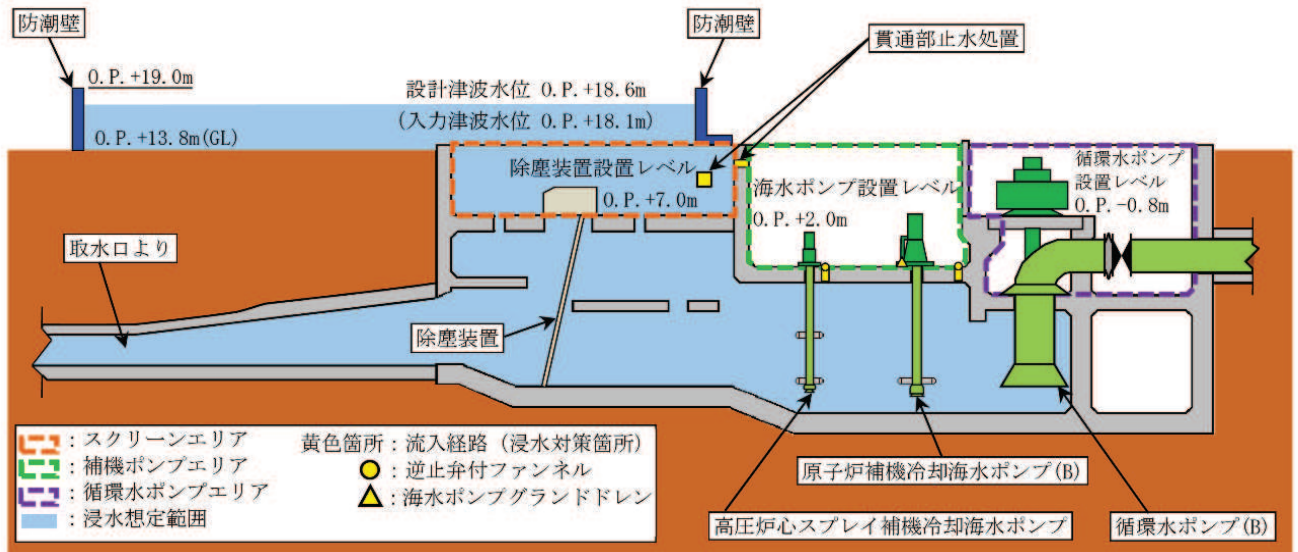


図 2-3 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (A-A 断面図)


枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 構造計画

逆止弁付ファンネルの構造計画は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3. 構造強度設計」に示す構造計画を踏まえて、詳細な構造を設定する。

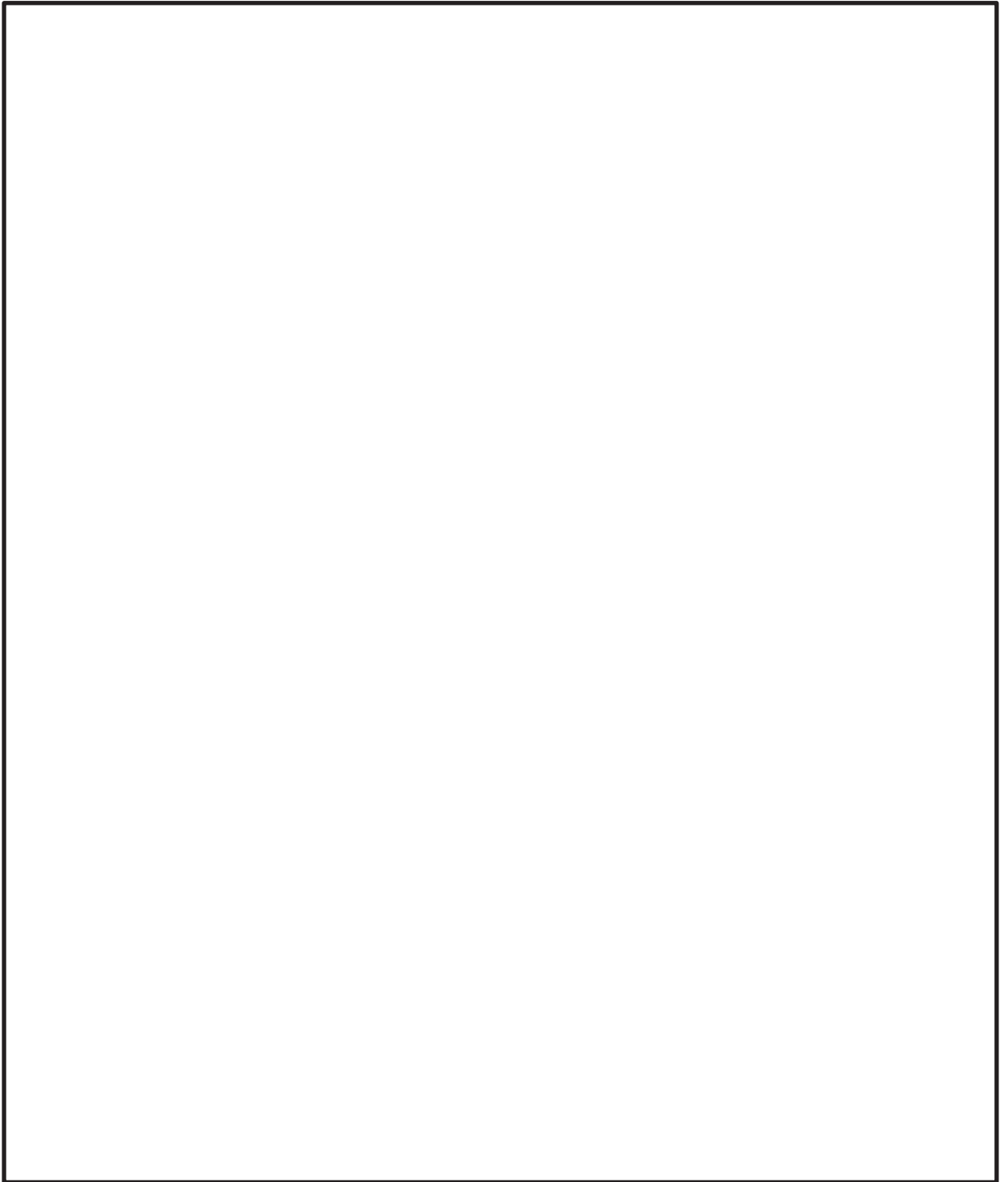
逆止弁付ファンネルは、ばね圧により常時弁体が弁座に密着している。津波の流入により弁体がさらに押上げられ、弁座により密着することで止水する。逆止弁付ファンネルの構造計画を表 2-1、構造図詳細を図 2-4 に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第 2 号機海水ポンプ室床面の配管にねじ込み継手で固定する。	弁座を含む弁本体及び弁体で構成する。弁体は弁本体に取付金具、取付金具ピンで取付けられる。また、弁体はサポータ、ガイド、圧縮スプリングで保持される。	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

図 2-4 構造図詳細



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

逆止弁付ファンネルの強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、応力評価及び構造健全性評価により実施する。応力評価では、逆止弁付ファンネルの評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 構造強度評価方法」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、構造健全性評価により強度評価を実施する評価対象部位については、評価対象部位に作用する圧力が許容限界以下であることを「5.1 構造強度評価方法」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価する。応力評価及び構造健全性評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

逆止弁付ファンネルの強度評価フローを図 2-5 に示す。逆止弁付ファンネルの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波荷重及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時における余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力とする。余震荷重の設定に当たっては、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を入力して得られた設置床の最大応答加速度の最大値を考慮して設定した設計震度を用いる。

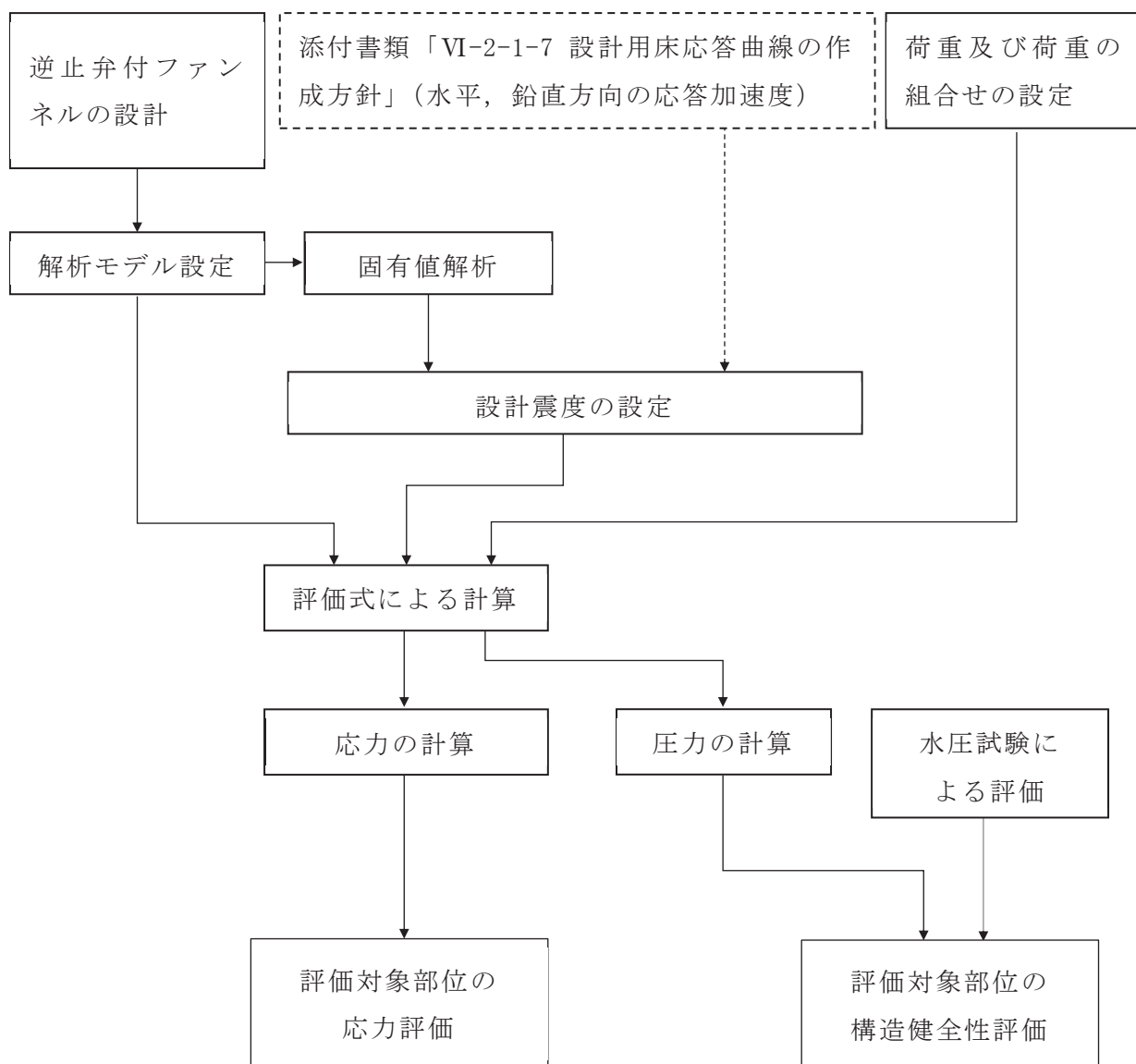


図 2-5 強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す

- (1) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下，設計・建設規格という。)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1 ・補
-1984)
- (4) 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)
(以下「J E A G 4 6 0 1」と記載しているものは上記3指針を指す。)
- (5) 日本港湾協会 2007年 港湾の施設の技術上の基準・同解説
- (6) 機械工学便覧 (日本機械学会)

2.5 記号の説明

逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号 (1/2)

記号	記号の説明	単位
S _d	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による余震荷重	N
C _{H S_d}	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による水平方向の設計震度	—
C _{V S_d}	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による鉛直方向の設計震度	—
A ₁	弁本体の断面積	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	mm ²
A ₃	突き上げ津波荷重が弁体に作用する評価に用いる受圧面積	mm ²
C _d	抗力係数	—
D ₁	弁本体の外径	mm
D ₂	弁体の外径	mm
d ₁	弁本体の内径	mm
F _{H1}	弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F _{V1}	弁本体に加わる鉛直方向地震荷重	N
F _{V2}	弁体に加わる鉛直方向地震荷重	N
g	重力加速度	m/s ²
h	津波荷重水位	m
I ₁	弁本体の断面二次モーメント	mm ⁴
L ₁	弁全体の長さ	mm
m ₁	逆止弁付ファンネルの全質量	kg
m ₂	弁体の質量	kg
t	弁体の厚さ	mm
M ₁	弁本体に発生する曲げモーメント	N・mm
D	固定荷重	—
P _t	突き上げ津波荷重	MPa
S	設計・建設規格の付録材料図表 Part5 表 5 鉄鋼材料の各温度における許容引張応力	MPa
U	海水ポンプ室における津波の最大流速 (鉛直方向)	m/s
W _{d1}	逆止弁付ファンネルの自重	N
W _{d2}	弁体の自重	N

表 2-2 逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号 (2/2)

記 号	記号の説明	単 位
ρ_o	海水の密度	kg/m ³
σ_{H1}	弁本体に加わる曲げ応力	MPa
σ_{V1}	弁本体に加わる圧縮応力 (重畳時)	MPa
σ_{V2}	弁体に加わる曲げ応力 (重畳時)	MPa
P_V	弁体に発生する圧力	MPa
P_w	逆止弁付ファンネルに発生する圧力	MPa

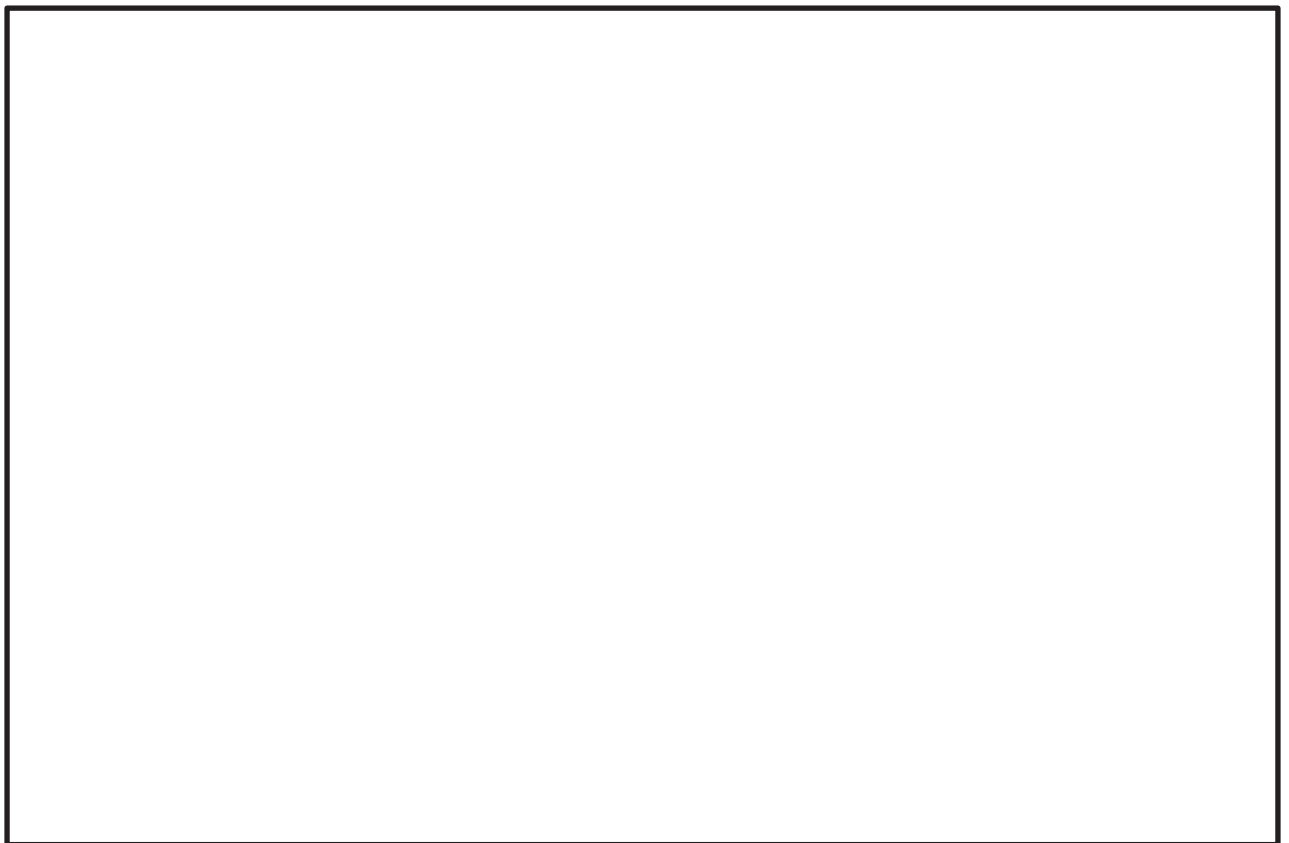
3. 評価対象部位

逆止弁付ファンネルの評価対象部位は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえて、津波荷重及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

津波時は逆止弁付ファンネル上流からの津波荷重により、弁本体に圧縮力が作用する。また、逆止弁付ファンネル上流からの津波荷重により弁体が弁座に密着し閉弁状態となる際に弁体に曲げ力が作用する。

重畳時に逆止弁付ファンネル上流からの津波荷重及び鉛直方向の余震荷重が負荷される場合は、津波時と同様の力が作用する。一方、水平方向の余震荷重が負荷される場合は、弁本体には曲げモーメントが作用する。

このことから、強度評価においては、応力評価による評価対象部位として、弁本体及び弁体を選定し、構造健全性評価による評価対象部位として圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部を選定する。逆止弁付ファンネルの評価対象部位について、図 3-1 に示す。



図中の①～②は応力評価による評価対象部位を、③～⑧は構造健全性評価による評価対象部位をそれぞれ示す。

図 3-1 逆止弁付ファンネルの評価対象部位

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

逆止弁付ファンネルの構造に応じて、保守的に固有振動数が小さく算出されるよう、より柔となるようにモデル化し、固有振動数を算出する。また、その場合においても固有振動数が 20Hz 以上であることを確認する。

4.1.1 解析モデル

質量の不均一性を考慮し、一方の端を固定端、他方の端を自由端の 1 質点系モデルとして、自由端に全質量 m が集中したモデルを組む。モデル化は、円筒状の弁本体の断面をもつ梁として設定する。モデル化の概略を図 4-1 に示す。

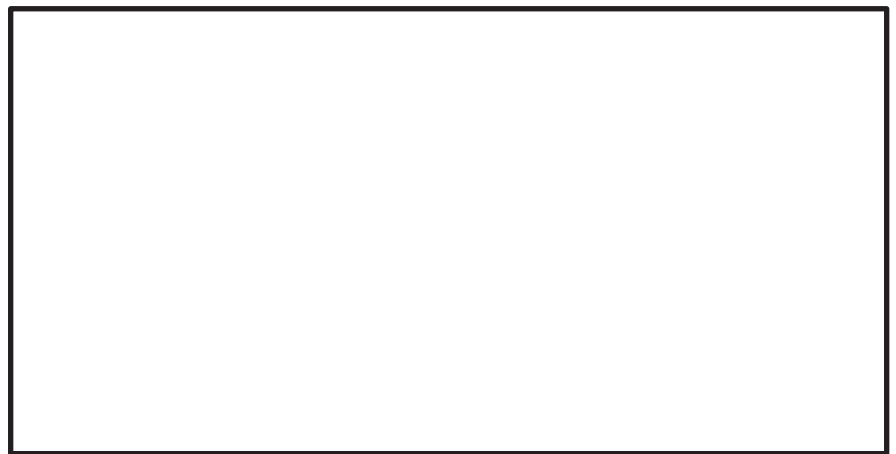


図 4-1 モデル化の概略

4.1.2 記号の説明

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

逆止弁付ファンネルの固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	記号の説明	単位
d_m	モデル化に用いる弁本体の内径	mm
D_m	モデル化に用いる弁本体の外径	mm
E	モデルの縦弾性係数	mm
f	モデルの一次固有振動数	Hz
I_m	モデルの断面二次モーメント	mm^4
k	モデルのばね定数	N/m
ℓ_1	モデル全体の長さ	mm
m	モデルの全質量	kg

4.1.3 固有振動数の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。固有振動数 f を以下の式より算出する。

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{\ell_1^3} \times 10^3$$

モデルの断面二次モーメント I_m の算出過程を以下に示す。モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント I_m は、以下の式より算出する。

$$I_m = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

4.2 固有振動数の計算条件

表 4-2 に固有振動数の計算条件を示す。

表 4-2 固有振動数の計算条件

モデルの材質	モデルの全質量 m (kg)	モデル化に用いる 弁本体の外径 D _m (mm)	モデル化に用いる 弁本体の内径 d _m (mm)
SUS316L	1.5	73	70

モデル全体の長さ ℓ ₁ (mm)	モデル化の 縦弾性係数* E (MPa)
140	1.94×10 ⁵

注記* : 「5.3 許容限界」における温度条件での縦弾性係数Eを用いる。

4.3 固有振動数の計算結果

表 4-3 に固有振動数の計算結果を示す。固有振動数は、20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-3 固有振動数の計算結果

機器名称	固有振動数 (Hz)
逆止弁付ファンネル	878

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

逆止弁付ファンネルの強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」にて設定している方法を用いて、強度評価を実施する。

逆止弁付ファンネルの強度評価は、「3. 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「5.2 荷重及び荷重の組合せ」及び「5.3 許容限界」に示す荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、「5.5 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

5.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重 (D)

常時作用する荷重として、逆止弁付ファンネルの自重を考慮し、以下の式より算出する。

$$W_{d1} = m_1 \cdot g$$

$$W_{d2} = m_2 \cdot g$$

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重は、基準津波による津波荷重水位を考慮し、以下の式より算出する。

$$P_t = (\rho_o \cdot g \cdot h + \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho_o \cdot U^2) / 10^6$$

(3) 余震荷重 (S_d)

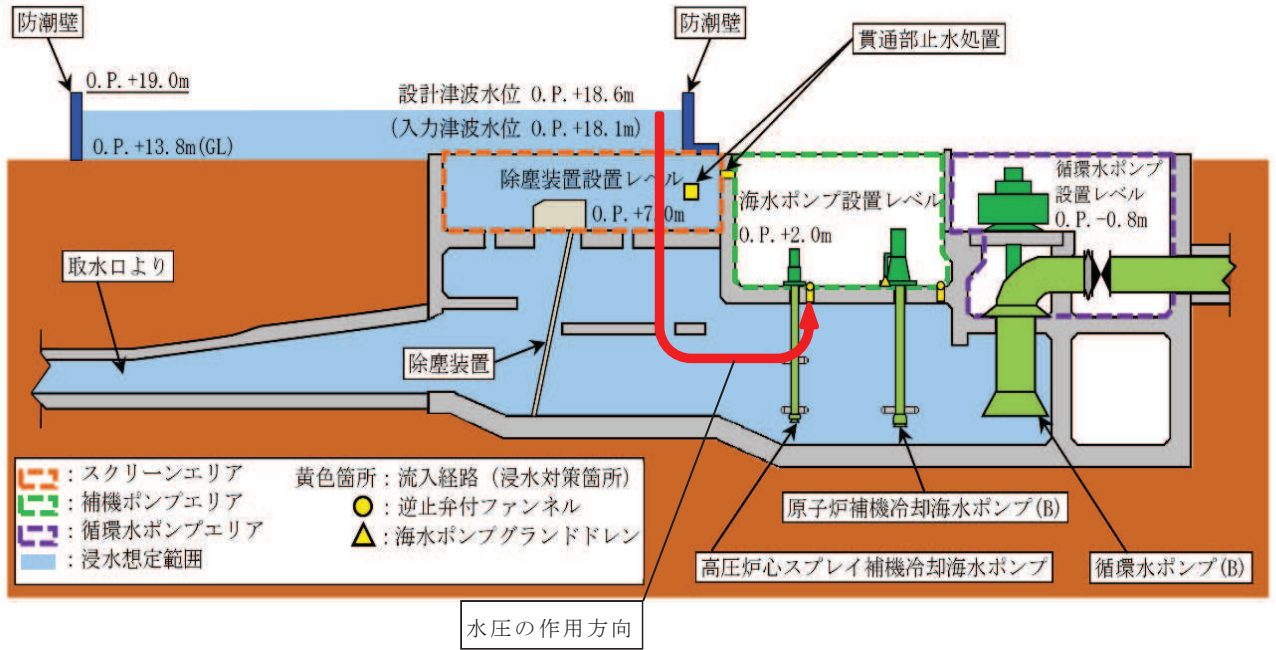
余震荷重は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う地震力及び慣性力を考慮するものとし、水平方向については、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う地震力とする。また、評価高さの考え方を図 5-1 に示す。

余震による地震荷重 F_{H1}, F_{V1}, F_{V2} を以下の式より算出する。

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSd} \cdot g + \rho_o \cdot C_{VSd} \cdot g \cdot H \cdot A_2 / 10^6$$

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g + \rho_o \cdot C_{VSd} \cdot g \cdot H \cdot A_3 / 10^6$$



評価高さH = 設計津波水位 - 逆止弁付ファンネル設置レベル

$$= 0. P. 18.6m - 0. P. 2.0m$$

$$= 16.6m$$

図 5-1 評価高さの考え方

5.2.2 荷重の組合せ

逆止弁付ファンネルの強度評価にて考慮する荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 逆止弁付ファンネルの強度評価にて考慮する荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ
浸水防護施設 (浸水防止設備)	逆止弁付ファンネル	$D + P_t + S_d^{*1*2}$

注記 *1: D は固定荷重, P_t は突き上げ津波荷重, S_d は弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重を示す。

*2: 固定荷重 (D) 及び弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重 (S_d)の組合せが, 強度評価上, 突き上げ津波荷重 (P_t)を緩和する方向に作用する場合, 保守的にこれらを組合せない評価を実施する。

5.3 許容限界

逆止弁付ファンネルの許容限界は, VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ, 「3. 評価対象部位」にて設定している評価対象部位毎に, 機能損傷モードを考慮し, 弁本体及び弁体については, 設計・建設規格に準じた供用状態 C の許容応力を用いる。

圧縮スプリング, ガイド, サポータ, 取付金具 (取付ねじ含む), 取付金具ピン及びねじ切り部については, 水圧試験により確認した圧力を許容値として用いる。水圧試験では, 逆止弁付ファンネルの閉状態に対して, 突き上げ津波荷重を模擬した静水圧 1.2MPa を圧縮スプリング, ガイド, サポータ, 取付金具 (取付ねじ含む), 取付金具ピン及びねじ切り部に負荷し, 有意な変形及び著しい漏えいがないことを確認した。(「補足-140-1 6.5.5.5 逆止弁付ファンネル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」に記載。)

逆止弁付ファンネルの弁本体及び弁体の許容限界を表 5-2 に, 許容応力評価条件を表 5-3 に, 弁本体及び弁体の許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。また, 圧縮スプリング, ガイド, サポータ, 取付金具 (取付ねじ含む), 取付金具ピン及びねじ切り部の許容限界を表 5-5 に示す。

表 5-2 弁本体及び弁体の許容限界

供用状態 (許容応力状態)	許容限界* ¹		
	一次応力		
C (Ⅲ _A S)* ³	圧縮	曲げ	組合せ* ²
	1.2・S	1.2・S	1.2・S

注記 *1：圧縮及び曲げは，J E A G 4 6 0 1 を準用し，「管」の許容限界のうちクラス 2，3 配管に対する許容限界に準じて設定する。

*2：圧縮応力と曲げ応力の組合せ応力である。

*3：地震後，津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し，当該構造物全体の变形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう，設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5-3 弁本体及び弁体の許容応力評価条件

評価対象部位	材料	温度条件 (°C)	S* (MPa)
弁本体	SUS316L	40	111
弁体			

注記*：鉄鋼材料（ボルト材を除く）の許容引張応力を示す。

表 5-4 弁本体及び弁体の許容応力算出結果

供用状態 (許容応力状態)	評価 対象部位	許容限界		
		一次応力		
		圧縮 1.2・S (MPa)	曲げ 1.2・S (MPa)	組合せ 1.2・S (MPa)
C (Ⅲ _A S)	弁本体	133	133	133
	弁体	—	133	—

表 5-5 圧縮スプリング，ガイド，サポータ，取付金具（取付ねじ含む），
取付金具ピン及びねじ切り部の許容限界

評価対象部位	水圧試験の圧力 (MPa)
圧縮スプリング，ガイド，サポータ，取付金具 (取付ねじ含む)，取付金具ピン及びねじ切り部	1.2

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり，逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，逆止弁付ファンネルの強度計算に用いる設計震度は，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す逆止弁付ファンネル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。逆止弁付ファンネルの耐震計算に用いる設計震度を表 5-6 に示す。

なお，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき作成した，海水ポンプ室（補機ポンプエリア）の弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ に対する設計用震度を表 5-7 に示す。

表 5-6 逆止弁付ファンネルの設計震度

地震動	床面高さ* ¹ O.P. (mm)	場所	余震による設計震度* ²	
弾性設計用地震動 $S_d - D_2$	1250	海水ポンプ室 (補機ポンプエリア)	水平方向 C_{HSd}	1.05
			鉛直方向 C_{VSD}	1.03

注記 *1：基準床レベルを示す。

*2：「4. 固有値解析」より，逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，海水ポンプ室（補機ポンプエリア）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。

表 5-7 海水ポンプ室（補機ポンプエリア）設置する機器等の設計用震度
 （強度評価用：1.2ZPA）（弾性設計用地震動 S d - D 2，不確かさ包絡）

標高* O.P. (m)	動的震度 (1.2ZPA) (単位：G)			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
14.800	0.66	2.77	2.77	1.17
11.025	0.63	1.62	1.62	1.15
7.250	0.57	1.37	1.37	1.10
2.250	0.51	1.05	1.05	1.03
-0.550	0.47	0.95	0.95	0.84
-7.025	0.43	0.75	0.75	0.72
-9.800	0.43	0.64	0.64	0.67

注記 *：耐津波設計においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため，表記 O.P. より -1m した値を記載する。

5.5 計算方法

逆止弁付ファンネルの強度評価は、構造部材に作用する応力が、「5.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

5.5.1 荷重条件

以下の荷重条件にて応力計算を実施する。

(1) 固定荷重 (D)

逆止弁付ファンネルの自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、余震による水平地震力を求めるに当たって、固定荷重として逆止弁付ファンネルの自重を考慮する。

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重 P_t は、逆止弁付ファンネル上流から作用するものとする。

(3) 余震荷重 (S_d)

余震荷重 S_d は、逆止弁付ファンネルの設置位置における水平方向及び鉛直方向の地震荷重を考慮する。

5.5.2 応力計算

(1) 弁本体

a. 圧縮

鉛直応答加速度による余震荷重及び突き上げ津波荷重により、弁本体に加わる圧縮応力 σ_{v1} を以下の式より算出する。また、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 A_2 は、弁本体のうち突き上げ津波荷重を受ける面積が最も広い箇所を適用する。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は弁本体の外径 D_1 の円の面積を適用する。弁本体の断面積 A_1 は、図 5-2 に示すとおり、弁本体のうち最も肉厚が薄い断面を適用する。ただし、逆止弁付ファンネルの自重 W_{d1} は圧縮応力 σ_{v1} を緩和する方向に作用するため考慮しない。

$$\sigma_{v1} = \frac{W_{d1} + F_{v1} + P_t \cdot A_2}{A_1}$$



図 5-2 弁本体の構造図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

b. 曲げ

弁全体の最下端に集中荷重が負荷された片持ち梁として、水平応答加速度により、弁本体に加わる曲げ応力 σ_{H1} を以下の式より算出する。弁全体の長さ L_1 、弁本体の外径 D_1 及び内径 d_1 について図 5-2 に示す。

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

$$I_1 = (D_1^4 - d_1^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot \left(\frac{D_1}{2}\right)}{I_1}$$

(2) 弁体

a. 曲げ

鉛直応答加速度による余震荷重及び突き上げ津波荷重により、弁体に加わる曲げ応力 σ_{V2} を以下の式より算出する。また、突き上げ津波荷重が弁体に作用する評価に用いる受圧面積 A_3 は、図 5-3 に示すとおり、突き上げ津波荷重が弁体に作用する評価に用いる弁体の外径 D_2 の円の面積を適用する。ただし、弁体の自重による荷重 W_{d2} は曲げ応力 σ_{V2} を緩和する方向に作用するため考慮しない。

$$P_V = \frac{W_{d2} + F_{V2}}{A_3} + P_t$$

$$\sigma_{V2} = 1.24 \cdot \frac{P_{V2}}{t} \cdot \left(\frac{D_2}{2}\right)^2$$



図 5-3 弁体の寸法図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(3) 弁体、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部

突き上げ津波荷重により弁体、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部に発生する圧力 P_w は以下の式より算出する。

$$P_w = P_t$$

5.6 計算条件

逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件を表 5-8 に示す。

表 5-8 逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件

弁本体の材質	逆止弁付ファンネルの全質量 m_1 (kg)	弁全体の長さ L_1 (mm)	弁本体の外径 D_1 (mm)
SUS316L	1.5	140	73
弁本体の内径 d_1 (mm)	弁本体の断面積 A_1 (mm 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 A_2 (mm ²)	
70	336.9	4.185×10^3	
弁体の材質	弁体の質量 m_2 (kg)	弁体の外径 D_2 (mm)	弁体の厚さ t (mm)
SUS316L	0.10	61	2
突き上げ津波荷重が弁体に作用する評価に用いる受圧面積 A_3 (mm ²)	重力加速度 g (m/s ²)	海水の密度 ρ_o (kg/m ³)	抗力係数 C_d
2.922×10^3	9.80665	1030	1.2
津波荷重水位 h (m)	海水ポンプ室における津波の最大流速(鉛直方向) * U (m/s)	慣性力(鉛直方向)評価高さ H (m)	
18.6	1.0	16.6	

注記 * : 海水ポンプ室における最大鉛直流速 (0.86m/s) に対し, 保守的に設定した値。

6. 評価結果

6.1 応力評価

逆止弁付ファンネルの強度評価結果を表 6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 逆止弁付ファンネルの応力評価結果

評価対象部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
	弁本体	圧縮	
曲げ		1	133
組合せ*		6	133
弁体	曲げ	105	133

注記 * : 圧縮 σ_{V1} + 曲げ σ_{H1} は, $\sigma_{V1} + \sigma_{V1} \leq 1.2S$ で評価

6.2 構造健全性評価

逆止弁付ファンネルの構造健全性評価結果を表 6-2 に示す。発生圧力が、有意な変形及び著しい漏えいがないことを確認した水圧試験圧力以下であることから、評価対象部位である圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部が構造健全性を有することを確認した。（「補足-140-1 6.5.5.5 逆止弁付ファンネル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」に記載。）

表 6-2 圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、
取付金具ピン及びねじ切り部の構造健全性評価結果

評価対象部位	発生圧力 (MPa)		水圧試験の圧力 (MPa)
	圧縮スプリング、ガイド、サポータ、 取付金具（取付ねじ含む）、 取付金具ピン及びねじ切り部	圧縮	

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.5 逆止弁付ファンネルに関する補足説明
- 6.5.5.4 逆止弁付ファンネル（第3号機）の強度計算書に関する補足説明

目次

1.	概要	6.5.5.4-1
2.	一般事項	6.5.5.4-2
2.1	配置概要	6.5.5.4-2
2.2	構造計画	6.5.5.4-4
2.3	評価方針	6.5.5.4-6
2.4	適用規格・基準等	6.5.5.4-8
2.5	記号の説明	6.5.5.4-9
3.	評価対象部位	6.5.5.4-11
4.	固有値解析	6.5.5.4-12
4.1	固有振動数の計算方法	6.5.5.4-12
4.1.1	解析モデル	6.5.5.4-12
4.1.2	記号の説明	6.5.5.4-12
4.1.3	固有振動数の計算	6.5.5.4-13
4.2	固有振動数の計算条件	6.5.5.4-14
4.3	固有振動数の計算結果	6.5.5.4-14
5.	構造強度評価	6.5.5.4-15
5.1	構造強度評価方法	6.5.5.4-15
5.2	荷重及び荷重の組合せ	6.5.5.4-15
5.2.1	荷重の設定	6.5.5.4-15
5.2.2	荷重の組合せ	6.5.5.4-17
5.3	許容限界	6.5.5.4-17
5.4	設計用地震力	6.5.5.4-19
5.5	計算方法	6.5.5.4-20
5.5.1	荷重条件	6.5.5.4-20
5.5.2	応力計算	6.5.5.4-21
5.6	計算条件	6.5.5.4-23
6.	評価結果	6.5.5.4-24
6.1	応力評価	6.5.5.4-24
6.2	構造健全性評価	6.5.5.4-24

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち逆止弁付ファンネル（第3号機）（以下、逆止弁付ファンネルという。）が津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

なお、逆止弁付ファンネルの強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

逆止弁付ファンネルは、第3号機海水熱交換器建屋の床面に設置する。逆止弁付ファンネルの設置位置図を図2-1、図2-2および図2-3に示す。

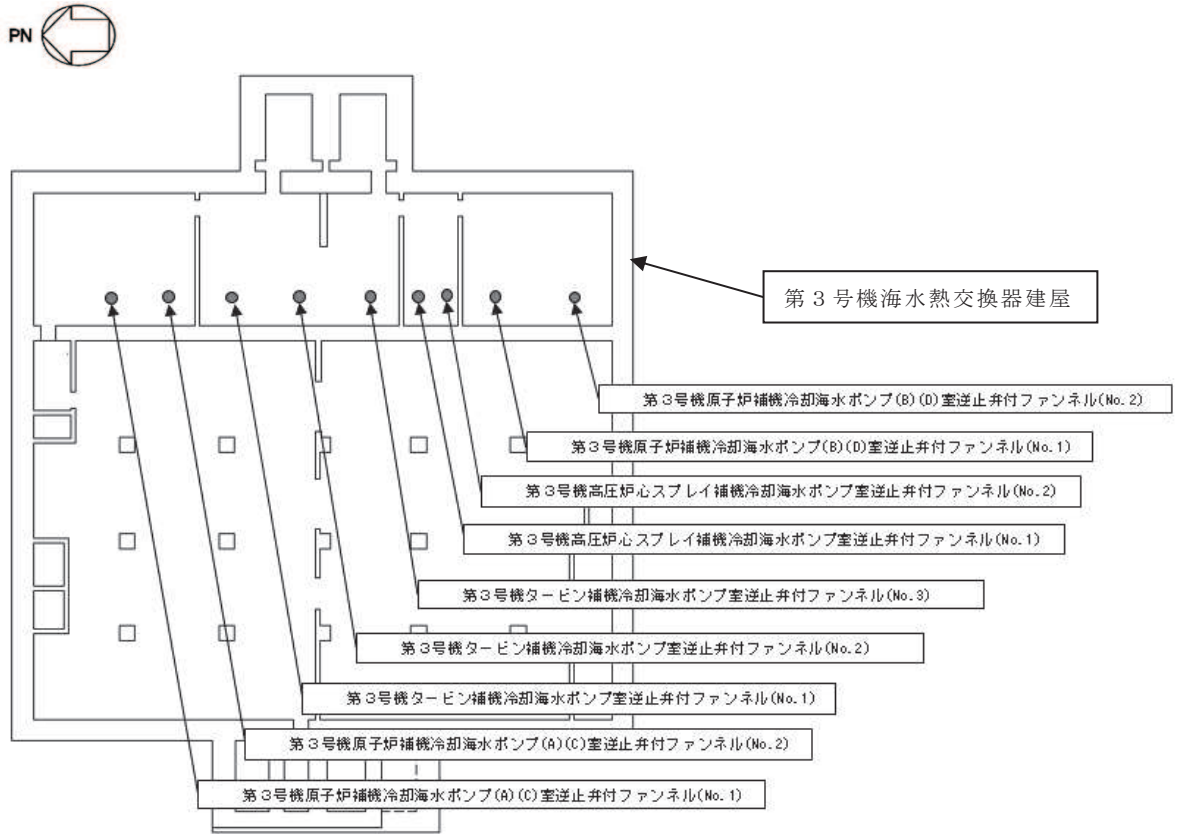


図2-1 逆止弁付ファンネルの設置位置図

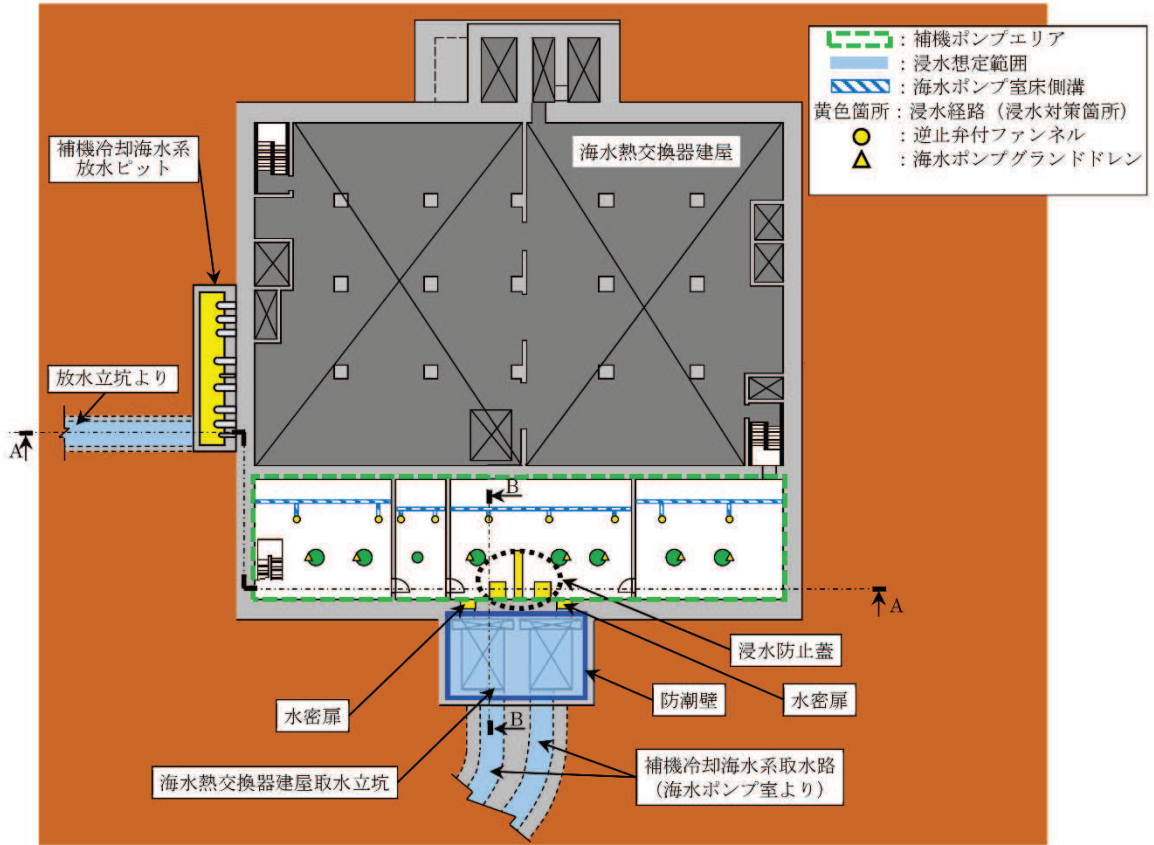


図 2-2 3号機 海水熱交換器建屋 浸水対策配置図 (平面図)

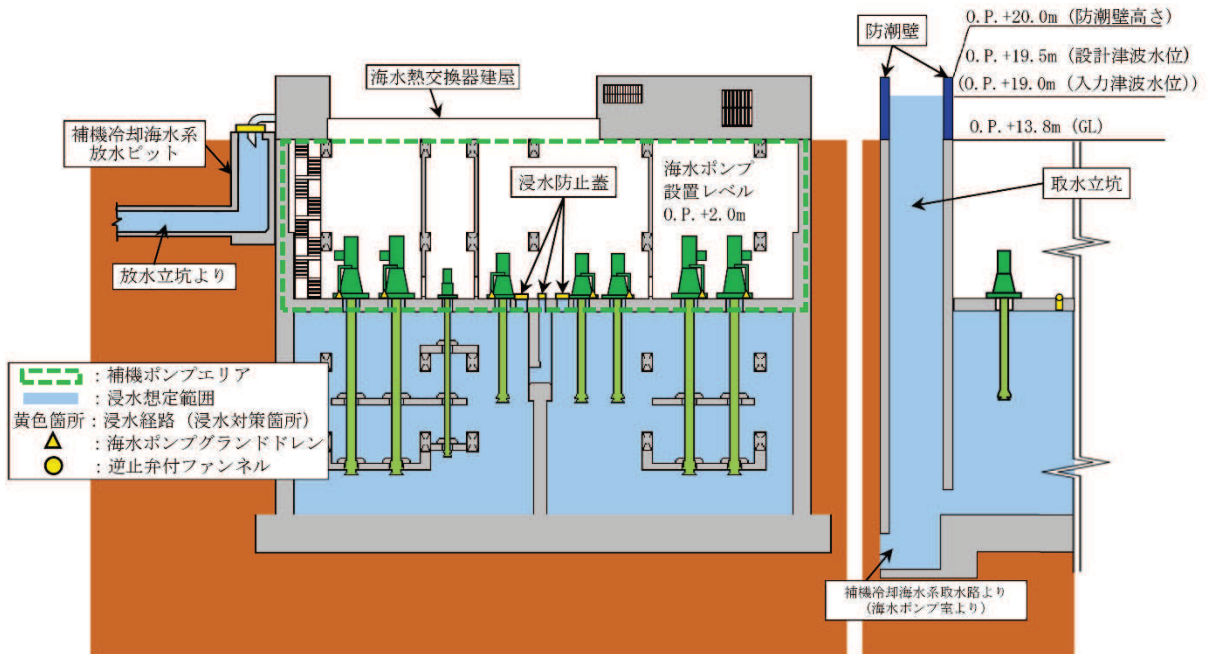



図 2-3 第 3 号機 海水熱交換器建屋 浸水対策配置図
(左:A-A 断面図 右:B-B 断面図)

2.2 構造計画

逆止弁付ファンネルの構造計画は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3. 構造強度設計」に示す構造計画を踏まえて、詳細な構造を設定する。

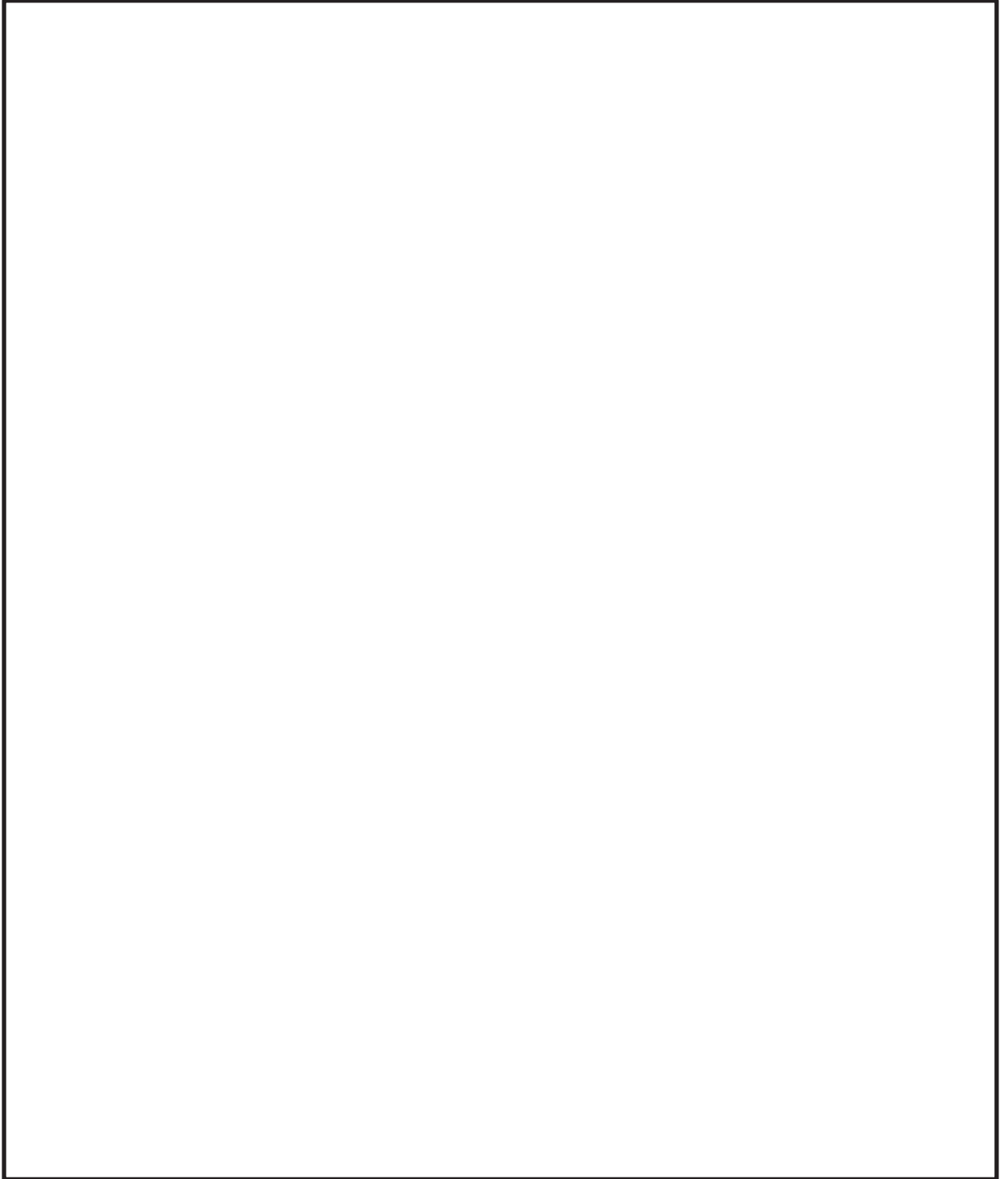
逆止弁付ファンネルは、ばね圧により常時弁体が弁座に密着している。津波の流入により弁体がさらに押上げられ、弁座により密着することで止水する。逆止弁付ファンネルの構造計画を表 2-1、構造図詳細を図 2-4 に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第 3 号機海水熱交換器建屋床面の配管にねじ込み継手で固定する。	弁座を含む弁本体及び弁体で構成する。弁体は弁本体に取付金具、取付金具ピンで取付けられる。また、弁体はサポータ、ガイド、圧縮スプリングで保持される。	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

図 2-4 構造図詳細



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

逆止弁付ファンネルの強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、応力評価及び構造健全性評価により実施する。応力評価では、逆止弁付ファンネルの評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 構造強度評価方法」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、構造健全性評価により強度評価を実施する評価対象部位については、評価対象部位に作用する圧力が許容限界以下であることを「5.1 構造強度評価方法」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価する。応力評価及び構造健全性評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

逆止弁付ファンネルの強度評価フローを図 2-5 に示す。逆止弁付ファンネルの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波荷重及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時における余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力とする。余震荷重の設定に当たっては、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を入力して得られた設置床の最大応答加速度の最大値を考慮して設定した設計震度を用いる。

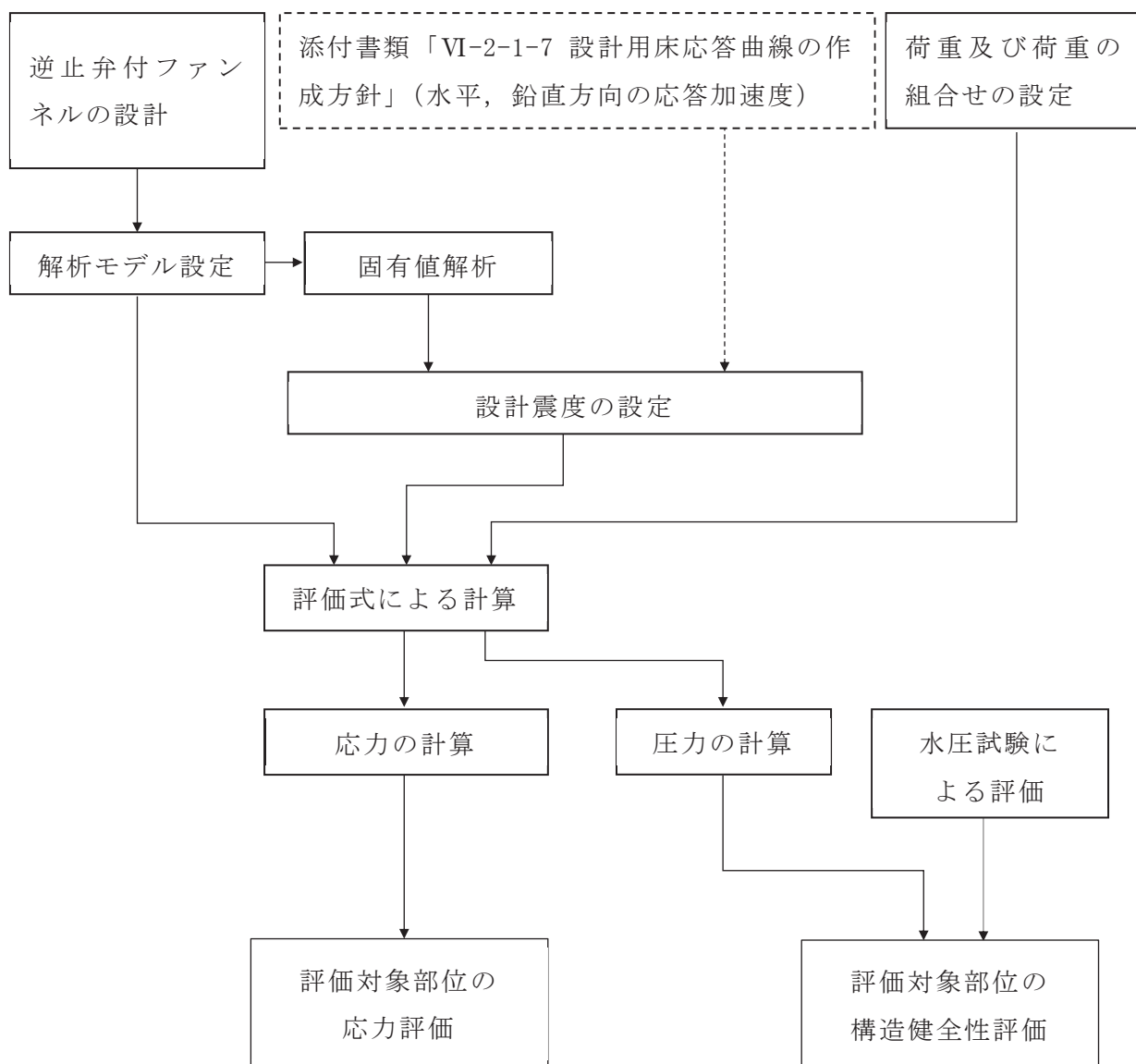


図 2-5 強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す

- (1) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下，設計・建設規格という。)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1 ・補
-1984)
- (4) 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)
(以下「 J E A G 4 6 0 1 」と記載しているものは上記 3 指針を指す。)
- (5) 日本港湾協会 2007 年 港湾の施設の技術上の基準・同解説
- (6) 機械工学便覧 (日本機械学会)

2.5 記号の説明

逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号 (1/2)

記号	記号の説明	単位
S _d	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による余震荷重	N
C _{H S_d}	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による水平方向の設計震度	—
C _{V S_d}	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ による鉛直方向の設計震度	—
A ₁	弁本体の断面積	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	mm ²
A ₃	突き上げ津波荷重が弁体に作用する評価に用いる受圧面積	mm ²
C _d	抗力係数	—
D ₁	弁本体の外径	mm
D ₂	弁体の外径	mm
d ₁	弁本体の内径	mm
F _{H1}	弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F _{V1}	弁本体に加わる鉛直方向地震荷重	N
F _{V2}	弁体に加わる鉛直方向地震荷重	N
g	重力加速度	m/s ²
h	津波荷重水位	m
I ₁	弁本体の断面二次モーメント	mm ⁴
L ₁	弁全体の長さ	mm
m ₁	逆止弁付ファンネルの全質量	kg
m ₂	弁体の質量	kg
t	弁体の厚さ	mm
M ₁	弁本体に発生する曲げモーメント	N・mm
D	固定荷重	—
P _t	突き上げ津波荷重	MPa
S	設計・建設規格の付録材料図表 Part5 表 5 鉄鋼材料の各温度における許容引張応力	MPa
U	海水ポンプ室における津波の最大流速 (鉛直方向)	m/s
W _{d1}	逆止弁付ファンネルの自重	N
W _{d2}	弁体の自重	N

表 2-2 逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号 (2/2)

記号	記号の説明	単位
ρ_o	海水の密度	kg/m ³
σ_{H1}	弁本体に加わる曲げ応力	MPa
σ_{V1}	弁本体に加わる圧縮応力 (重畳時)	MPa
σ_{V2}	弁体に加わる曲げ応力 (重畳時)	MPa
P_V	弁体に発生する圧力	MPa
P_w	逆止弁付ファンネルに発生する圧力	MPa

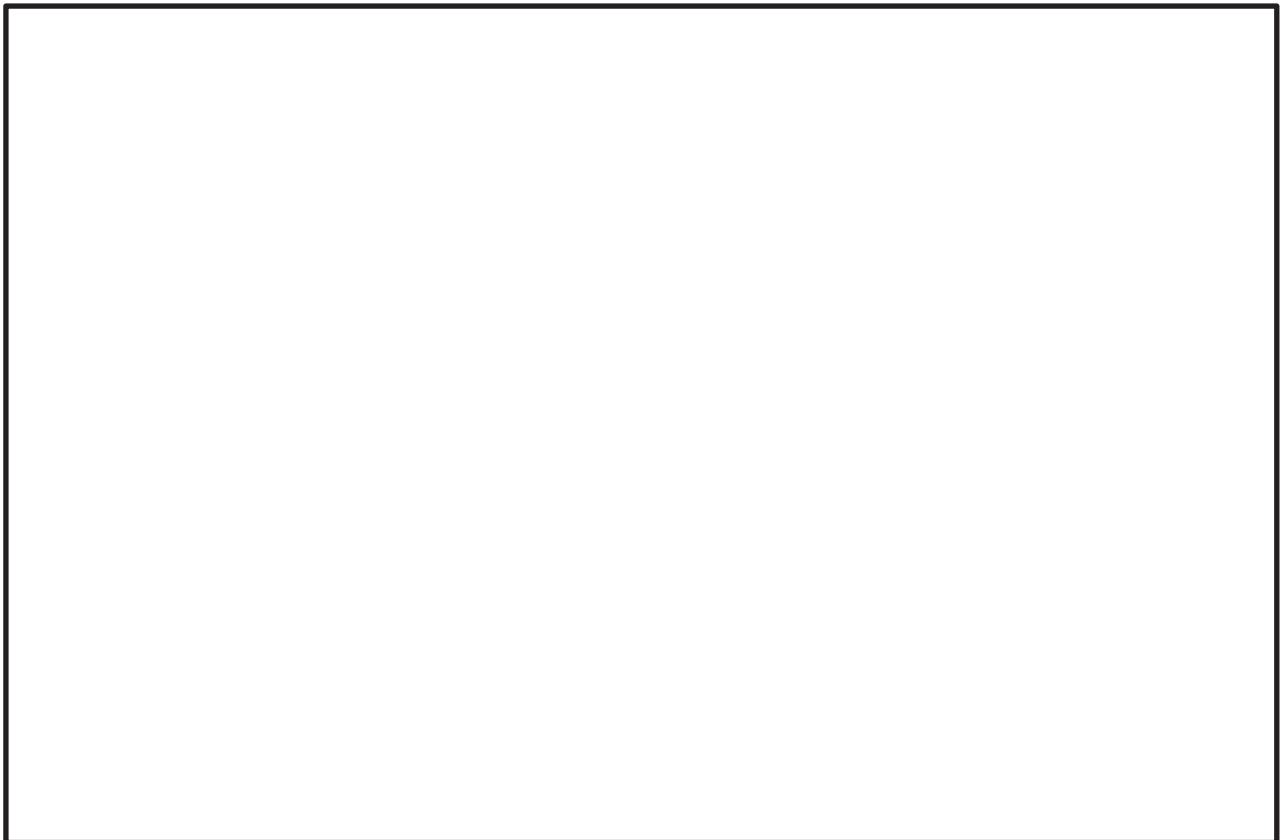
3. 評価対象部位

逆止弁付ファンネルの評価対象部位は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえて、津波荷重及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

津波時は逆止弁付ファンネル上流からの津波荷重により、弁本体に圧縮力が作用する。また、逆止弁付ファンネル上流からの津波荷重により弁体が弁座に密着し閉弁状態となる際に弁体に曲げ力が作用する。

重畳時に逆止弁付ファンネル上流からの津波荷重及び鉛直方向の余震荷重が負荷される場合は、津波時と同様の力が作用する。一方、水平方向の余震荷重が負荷される場合は、弁本体には曲げモーメントが作用する。

このことから、強度評価においては、応力評価による評価対象部位として、弁本体及び弁体を選定し、構造健全性評価による評価対象部位として圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部を選定する。逆止弁付ファンネルの評価対象部位について、図 3-1 に示す。



図中の①～②は応力評価による評価対象部位を、③～⑧は構造健全性評価による評価対象部位をそれぞれ示す。

図 3-1 逆止弁付ファンネルの評価対象部位

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

逆止弁付ファンネルの構造に応じて、保守的に固有振動数が小さく算出されるよう、より柔となるようにモデル化し、固有振動数を算出する。また、その場合においても固有振動数が 20Hz 以上であることを確認する。

4.1.1 解析モデル

質量の不均一性を考慮し、一方の端を固定端、他方の端を自由端の 1 質点系モデルとして、自由端に全質量 m が集中したモデルを組む。モデル化は、円筒状の弁本体の断面をもつ梁として設定する。モデル化の概略を図 4-1 に示す。



図 4-1 モデル化の概略

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.1.2 記号の説明

逆止弁付ファンネルの固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有振動数算出に用いる記号

記号	記号の説明	単位
d_m	モデル化に用いる弁本体の内径	mm
D_m	モデル化に用いる弁本体の外径	mm
E	モデルの縦弾性係数	mm
f	モデルの一次固有振動数	Hz
I_m	モデルの断面二次モーメント	mm ⁴
k	モデルのばね定数	N/m
ℓ_1	モデル全体の長さ	mm
m	モデルの全質量	kg

4.1.3 固有振動数の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。固有振動数 f を以下の式より算出する。

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{\ell_1^3} \times 10^3$$

モデルの断面二次モーメント I_m の算出過程を以下に示す。モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント I_m は、以下の式より算出する。

$$I_m = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

4.2 固有振動数の計算条件

表 4-2 に固有振動数の計算条件を示す。

表 4-2 固有振動数の計算条件

モデルの材質	モデルの全質量 m (kg)	モデル化に用いる 弁本体の外径 D _m (mm)	モデル化に用いる 弁本体の内径 d _m (mm)
SUS316L	1.5	73	70

モデル全体の長さ ℓ ₁ (mm)	モデル化の 縦弾性係数* E (MPa)
140	1.94×10 ⁵

注記* : 「5.3 許容限界」における温度条件での縦弾性係数Eを用いる。

4.3 固有振動数の計算結果

表 4-3 に固有振動数の計算結果を示す。固有振動数は、20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-3 固有振動数の計算結果

機器名称	固有振動数 (Hz)
逆止弁付ファンネル	878

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

逆止弁付ファンネルの強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」にて設定している方法を用いて、強度評価を実施する。

逆止弁付ファンネルの強度評価は、「3. 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「5.2 荷重及び荷重の組合せ」及び「5.3 許容限界」に示す荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、「5.5 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

5.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重 (D)

常時作用する荷重として、逆止弁付ファンネルの自重を考慮し、以下の式より算出する。

$$W_{d1} = m_1 \cdot g$$

$$W_{d2} = m_2 \cdot g$$

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重は、基準津波による津波荷重水位を考慮し、以下の式より算出する。

$$P_t = (\rho_o \cdot g \cdot h + \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho_o \cdot U^2) / 10^6$$

(3) 余震荷重 (S_d)

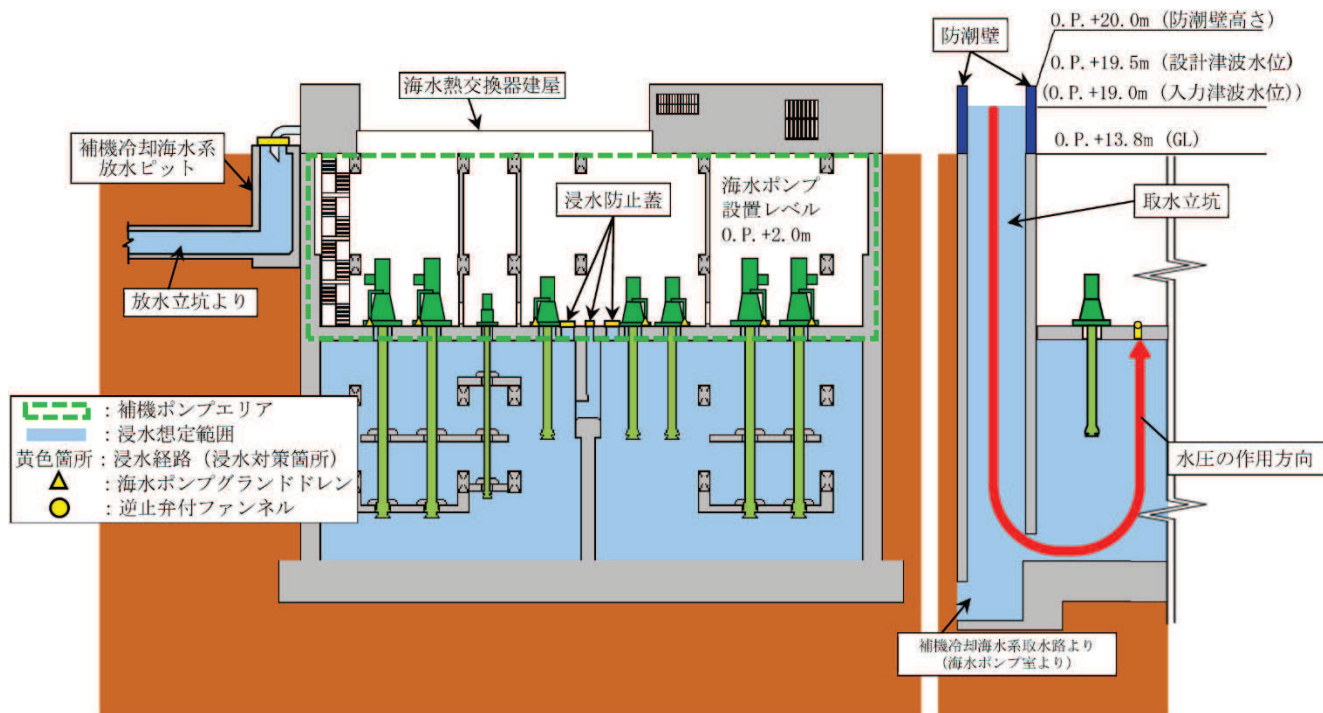
余震荷重は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う地震力及び慣性力を考慮するものとし、水平方向については、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う地震力とする。また、評価高さの考え方を図 5-1 に示す。

余震による地震荷重 F_{H1}, F_{V1}, F_{V2} を以下の式より算出する。

$$F_{H1} = m_1 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSd} \cdot g + \rho_o \cdot C_{VSd} \cdot g \cdot H \cdot A_2 / 10^6$$

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g + \rho_o \cdot C_{VSd} \cdot g \cdot H \cdot A_3 / 10^6$$



評価高さ H = 設計津波水位 - 逆止弁付ファンネル設置レベル
 = 0. P. 19.5m - 0. P. 2.0m
 = 17.5m

図 5-1 評価高さの考え方

5.2.2 荷重の組合せ

逆止弁付ファンネルの強度評価にて考慮する荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 逆止弁付ファンネルの強度評価にて考慮する荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ
浸水防護施設 (浸水防止設備)	逆止弁付ファンネル	$D + P_t + S_d^{*1*2}$

注記 *1: D は固定荷重, P_t は突き上げ津波荷重, S_d は弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重を示す。

*2: 固定荷重 (D) 及び弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重 (S_d) の組合せが, 強度評価上, 突き上げ津波荷重 (P_t) を緩和する方向に作用する場合, 保守的にこれらを組合せない評価を実施する。

5.3 許容限界

逆止弁付ファンネルの許容限界は, VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ, 「3. 評価対象部位」にて設定している評価対象部位毎に, 機能損傷モードを考慮し, 弁本体及び弁体については, 設計・建設規格に準じた供用状態 C の許容応力を用いる。

圧縮スプリング, ガイド, サポータ, 取付金具 (取付ねじ含む), 取付金具ピン及びねじ切り部については, 水圧試験により確認した圧力を許容値として用いる。水圧試験では, 逆止弁付ファンネルの閉状態に対して, 突き上げ津波荷重を模擬した静水圧 1.2MPa を圧縮スプリング, ガイド, サポータ, 取付金具 (取付ねじ含む), 取付金具ピン及びねじ切り部に負荷し, 有意な変形及び著しい漏えいがないことを確認した。(「補足-140-1 6.5.5.5 逆止弁付ファンネル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」に記載。)

逆止弁付ファンネルの弁本体及び弁体の許容限界を表 5-2 に, 許容応力評価条件を表 5-3 に, 弁本体及び弁体の許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。また, 圧縮スプリング, ガイド, サポータ, 取付金具 (取付ねじ含む), 取付金具ピン及びねじ切り部の許容限界を表 5-5 に示す。

表 5-2 弁本体及び弁体の許容限界

供用状態 (許容応力状態)	許容限界* ¹		
	一次応力		
C (Ⅲ _A S)* ³	圧縮	曲げ	組合せ* ²
	1.2・S	1.2・S	1.2・S

注記 *1：圧縮及び曲げは，JEAG4601を準用し，「管」の許容限界のうちクラス2，3配管に対する許容限界に準じて設定する。

*2：圧縮応力と曲げ応力の組合せ応力である。

*3：地震後，津波後の再使用性や津波の繰返し作用を想定し，当該構造物全体の变形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう，設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5-3 弁本体及び弁体の許容応力評価条件

評価対象部位	材料	温度条件 (°C)	S* (MPa)
弁本体	SUS316L	40	111
弁体			

注記*：鉄鋼材料（ボルト材を除く）の許容引張応力を示す。

表 5-4 弁本体及び弁体の許容応力算出結果

供用状態 (許容応力状態)	評価 対象部位	許容限界		
		一次応力		
		圧縮 1.2・S (MPa)	曲げ 1.2・S (MPa)	組合せ 1.2・S (MPa)
C (Ⅲ _A S)	弁本体	133	133	133
	弁体	—	133	—

表 5-5 圧縮スプリング，ガイド，サポータ，取付金具（取付ねじ含む），
取付金具ピン及びねじ切り部の許容限界

評価対象部位	水圧試験の圧力 (MPa)
圧縮スプリング，ガイド，サポータ，取付金具 (取付ねじ含む)，取付金具ピン及びねじ切り部	1.2

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり，逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，逆止弁付ファンネルの強度計算に用いる設計震度は，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す逆止弁付ファンネル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。逆止弁付ファンネルの耐震計算に用いる設計震度を表 5-6 に示す。

なお，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき作成した，海水ポンプ室（補機ポンプエリア）の弾性設計用地震動 S d - D 2 に対する設計用震度を表 5-7 に示す。

表 5-6 逆止弁付ファンネルの設計震度

地震動	床面高さ* ¹ O.P. (mm)	場所	余震による設計震度* ¹	
			水平方向 C _{HSd}	鉛直方向 C _{VSD}
弾性設計用地震動 S d - D 2	7000	3号機海水 熱交換器建屋	水平方向 C _{HSd}	1.40
			鉛直方向 C _{VSD}	0.77

注記 *1：基準床レベルを示す。

*2：「4. 固有値解析」より，逆止弁付ファンネルの固有振動数が 20Hz 以上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。

表 5-7 海水熱交換器建屋内機器等の設計用震度（余震評価用）

（強度評価用：1.2ZPA）（弾性設計用地震動 S d - D 2，不確かさ包絡）

標高* O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
15.0	1.89	1.66	1.89	0.89
8.0	1.40	1.32	1.40	0.77
-1.1	0.89	0.90	0.90	0.60
-9.5	0.51	0.51	0.51	0.46

注記 *：耐津波設計においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため，表記 O.P. より -1m した値を記載する。

5.5 計算方法

逆止弁付ファンネルの強度評価は、構造部材に作用する応力が、「5.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

5.5.1 荷重条件

以下の荷重条件にて応力計算を実施する。

(1) 固定荷重 (D)

逆止弁付ファンネルの自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、余震による水平地震力を求めるに当たって、固定荷重として逆止弁付ファンネルの自重を考慮する。

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重 P_t は、逆止弁付ファンネル上流から作用するものとする。

(3) 余震荷重 (S_d)

余震荷重 S_d は、逆止弁付ファンネルの設置位置における水平方向及び鉛直方向の地震荷重を考慮する。

5.5.2 応力計算

(1) 弁本体

a. 圧縮

鉛直応答加速度による余震荷重及び突き上げ津波荷重により，弁本体に加わる圧縮応力 σ_{v1} を以下の式より算出する。また，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 A_2 は，弁本体のうち突き上げ津波荷重を受ける面積が最も広い箇所を適用する。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は弁本体の外径 D_1 の円の面積を適用する。弁本体の断面積 A_1 は，図 5-2 に示すとおり，弁本体のうち最も肉厚が薄い断面を適用する。ただし，逆止弁付ファンネルの自重 W_{d1} は圧縮応力 σ_{v1} を緩和する方向に作用するため考慮しない。

$$\sigma_{v1} = \frac{W_{d1} + F_{v1} + P_t \cdot A_2}{A_1}$$



図 5-2 弁本体の構造図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

b. 曲げ

弁全体の最下端に集中荷重が負荷された片持ち梁として，水平応答加速度により，弁本体に加わる曲げ応力 σ_{H1} を以下の式より算出する。弁全体の長さ L_1 ，弁本体の外径 D_1 及び内径 d_1 について図 5-2 に示す。

$$M_1 = F_{H1} \cdot L_1$$

$$I_1 = (D_1^4 - d_1^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot \left(\frac{D_1}{2}\right)}{I_1}$$

(2) 弁体

a. 曲げ

鉛直応答加速度による余震荷重及び突き上げ津波荷重により，弁体に加わる曲げ応力 σ_{V2} を以下の式より算出する。また，突き上げ津波荷重が弁体に作用する評価に用いる受圧面積 A_3 は，図 5-3 に示すとおり，突き上げ津波荷重が弁体に作用する評価に用いる弁体の外径 D_2 の円の面積を適用する。ただし，弁体の自重による荷重 W_{d2} は曲げ応力 σ_{V2} を緩和する方向に作用するため考慮しない。

$$P_V = \frac{W_{d2} + F_{V2}}{A_3} + P_t$$

$$\sigma_{V2} = 1.24 \cdot \frac{P_{V2}}{t} \cdot \left(\frac{D_2}{2}\right)^2$$

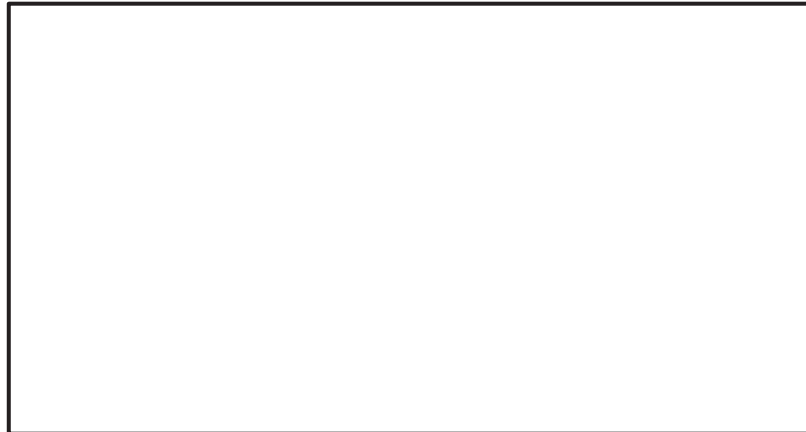


図 5-3 弁体の寸法図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(3) 弁体，取付金具（取付ねじ含む），取付金具ピン及びねじ切り部

突き上げ津波荷重により弁体，取付金具（取付ねじ含む），取付金具ピン及びねじ切り部に発生する圧力 P_w は以下の式より算出する。

$$P_w = P_t$$

5.6 計算条件

逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件を表 5-8 に示す。

表 5-8 逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる計算条件

弁本体の材質	逆止弁付ファンネルの全質量 m_1 (kg)	弁全体の長さ L_1 (mm)	弁本体の外径 D_1 (mm)
SUS316L	1.5	140	73
弁本体の内径 d_1 (mm)	弁本体の断面積 A_1 (mm 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 A_2 (mm ²)	
70	336.9	4.185×10^3	
弁体の材質	弁体の質量 m_2 (kg)	弁体の外径 D_2 (mm)	弁体の厚さ t (mm)
SUS316L	0.10	61	2
突き上げ津波荷重が弁体に作用する評価に用いる受圧面積 A_3 (mm ²)	重力加速度 g (m/s ²)	海水の密度 ρ_o (kg/m ³)	抗力係数 C_d
2.922×10^3	9.80665	1030	1.2
津波荷重水位 h (m)	海水ポンプ室における津波の最大流速(鉛直方向) * U (m/s)	慣性力(鉛直方向)評価高さ H (m)	
19.5	1.0	17.5	

注記 * : 3号海水ポンプ室における最大鉛直流速 (0.72 m/s) に対し, 保守的に設定した値。

6. 評価結果

6.1 応力評価

逆止弁付ファンネルの強度評価結果を表 6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 逆止弁付ファンネルの応力評価結果

評価対象部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
	弁本体	圧縮	
曲げ		1	133
組合せ*		6	133
弁体	曲げ	97	133

注記 * : 圧縮 σ_{V1} + 曲げ σ_{H1} は, $\sigma_{V1} + \sigma_{V1} \leq 1.2S$ で評価

6.2 構造健全性評価

逆止弁付ファンネルの構造健全性評価結果を表 6-2 に示す。発生圧力が、有意な変形及び著しい漏えいがないことを確認した水圧試験圧力以下であることから、評価対象部位である圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、取付金具ピン及びねじ切り部が構造健全性を有することを確認した。（「補足-140-1 6.5.5.5 逆止弁付ファンネル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」に記載。）

表 6-2 圧縮スプリング、ガイド、サポータ、取付金具（取付ねじ含む）、
取付金具ピン及びねじ切り部の構造健全性評価結果

評価対象部位	発生圧力 (MPa)		水圧試験の圧力 (MPa)
	圧縮スプリング、ガイド、サポータ、 取付金具（取付ねじ含む）、 取付金具ピン及びねじ切り部	圧縮	

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.5 浸水防止設備に関する補足説明

6.5.5 逆止弁付ファンネルに関する補足説明

6.5.5.5 逆止弁付ファンネル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、逆止弁付ファンネルについては、添付書類「VI-2-10-2-10 逆止弁付ファンネルの耐震性についての計算書」及び添付書類「VI-3-別添 3-2-9 逆止弁付ファンネルの強度計算書」の応力評価において、耐津波のバウンダリとなる各部材の評価を示している。本資料では、逆止弁付ファンネルを構成する部材全てを評価し、逆止弁付ファンネルとしての性能目標を満足することを確認する。

(2) 逆止弁付ファンネルを構成する各部材の評価及び機能保持の確認方法についての評価方針

逆止弁付ファンネル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保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保持確認として、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-1に止水機能保持確認方針として、逆止弁付ファンネルの各部材の限界状態と評価内容を示す。また、図-1に逆止弁付ファンネルの構造を示す。

表-1 逆止弁付ファンネル止水機能保持確認方針

部材	限界状態	評価内容
弁本体	変形, 損傷	<ul style="list-style-type: none"> ・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, 止水機能保持を確認する。 ・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, 止水機能保持を確認する。 ・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, 止水機能保持を確認する。 ・応力評価の評価対象部材
弁体	変形, 損傷, 漏えい	
弁座	変形, 損傷, 漏えい	
圧縮スプリング	変形, 損傷	
ガイド	変形, 損傷	
サポータ	変形, 損傷	
取付金具 (取付ねじ含む)	変形, 損傷, 緩み	
取付金具ピン	変形, 損傷	
ねじ切り部	変形, 損傷 緩み	



図-1 逆止弁付ファンネル構造図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(3) 評価方法

以下に示す条件にて試験を実施し、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 による逆止弁付ファンネルの設置箇所的设计震度*を上回るものとして、「原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG 4601-1991 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。

なお、加振試験を実施する前に、水平、鉛直方向それぞれについて、周波数 $5\sim 50Hz$ の範囲で掃引試験を行い、周波数 $5\sim 50Hz$ の範囲に固有振動数がなく、逆止弁付ファンネルが剛構造として加振試験を実施できることを確認する。

表-2 に加振試験の条件、方法及び判定基準を示す。

表-3 に加振試験装置の主要仕様、図-2 に加振試験装置の外観を示す。

加振試験時の固定箇所は、図-1 に示す。

表-2 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
<ul style="list-style-type: none"> ・ 振動波形：正弦波 ・ 最大加速度：水平 $6G$，鉛直 $6G$ ・ 周波数：$33Hz$ ・ 弁本体の取付部を剛構造の治具を介して、加振試験装置に固定する。 	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、損傷及び緩みがないこと。

表-3 加振試験装置主要仕様

項目		仕様	
		鉛直加振	水平加振
定格加振力	正弦波	16.0kN	16.0kN
	ランダム波	12.8kNrms	12.8kNrms
最大加速度	正弦波	105G	105G
	ランダム波	105G	105G
最大変位		56mm _{p-p}	56mm _{p-p}
振動数範囲		5~3000Hz	5~2000Hz
最大積載量		200kg	200kg
加振台寸法		500mm×500mm	500mm×500mm

* 逆止弁付ファンネル設置箇所的设计震度は以下のとおり。

- ・ 2号機海水ポンプ室補機ポンプエリア
水平方向：1.67，鉛直方向：1.94
- ・ 3号機海水熱交換器建屋
水平方向：2.24，鉛直方向：1.59

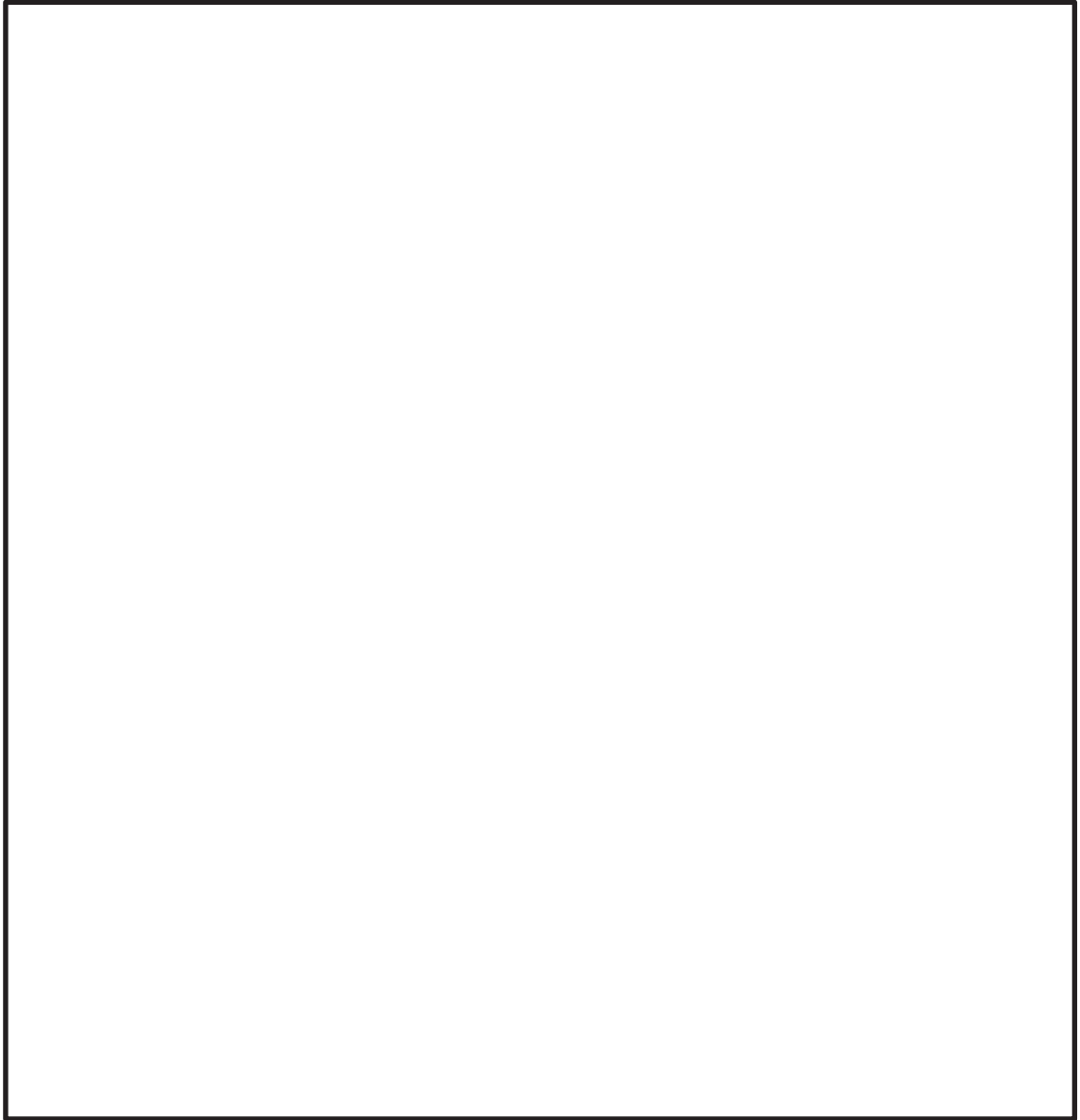


図-2 加振試験装置の外観

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

b. 水圧試験

基準津波による各逆止弁付ファンネルの設置箇所の許容津波高さに津波の突き上げ力を考慮した圧力*を大きく上回る圧力として、1.2MPa 以上の水圧とする。

水圧の保持時間は、「JSME S NC 1-2005/2007 発電用原子力設備規格設計・建設規格」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-4 に水圧試験の条件、方法及び判定基準を示す。

表-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
<ul style="list-style-type: none"> ・試験圧力：1.2MPa 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。

* 許容津波高さに津波の突き上げ力を考慮した圧力は、以下のとおり。

- ・ 2号機海水ポンプ室補機ポンプエリア：0.19MPa
- ・ 3号機海水熱交換器建屋：0.20MPa

c. 漏えい試験

各逆止弁付ファンネルの設置個所に加わる津波荷重水位を上回る圧力として、0.18MPa*を最大として段階的に漏えい試験を行う。

漏えい量を測定する時間は、メーカ実績より1分間とし、1時間に換算した値で判定を行う。

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 $3.4 \times 10^{-2} \text{ m}^3 / \text{h}$ 以下とする。

表-5 に漏えい試験の条件、方法及び判定基準を示す。

表-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"> ・試験圧力：0.18MPa (最大) ・水圧保持時間：1 分間以上 ・加振試験後に実施 	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 ($3.4 \times 10^{-2} \text{ m}^3 / \text{h}$) 以下であること。

※：設計津波水位 O.P. 19.5m および逆止弁付ファンネル設置高さ O.P. 2.0m の差である O.P. 17.5m に余裕を考慮した水圧

(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保持の確認を示す。

a. 加振試験

表-6 に逆止弁付ファンネルの加振試験結果及び止水機能保持確認を示す。

なお、掃引試験により、周波数 5～50Hz に逆止弁付ファンネルの固有振動数がないことを確認した。

表-6 逆止弁付ファンネルの加振試験結果

部位	加振試験結果
弁本体	変形及び損傷なし
弁体	変形及び損傷なし
弁座	変形及び損傷なし
圧縮スプリング	変形及び損傷なし
ガイド	変形及び損傷なし
サポータ	変形及び損傷なし
取付金具 (取付ねじ含む)	変形, 損傷及び緩みなし
取付金具ピン	変形及び損傷なし
ねじ切り部	変形, 損傷及び緩みなし

b. 水圧試験

表-7 に逆止弁付ファンネルの水圧試験結果及び止水機能保持確認を示す。

表-7 逆止弁付ファンネルの水圧試験結果及び止水機能保持確認

部位	水圧試験結果	止水機能保持確認
弁本体	変形及び損傷なし	止水性能は保持されている。
弁体	変形及び損傷なし	
弁座	変形及び損傷なし	
圧縮スプリング	変形及び損傷なし	
ガイド	変形及び損傷なし	
サポータ	変形及び損傷なし	
取付金具 (取付ねじ含む)	変形, 損傷及び緩みなし	
取付金具ピン	変形及び損傷なし	
ねじ切り部	変形, 損傷及び緩みなし	

c. 漏えい試験

表-8に逆止弁付ファンネルの漏えい試験結果及び止水機能保持確認を示す。

表-8 逆止弁付ファンネルの漏えい試験結果及び止水機能保持確認

部位	漏えい試験結果		止水機能保持確認
弁本体	有意な漏えいなし		止水性能は保持されている。
弁体			
弁座	試験圧力 (MPa)	漏えい量 (m ³ /h)	
圧縮スプリング	0.0006	0	
ガイド	0.005	2.4×10 ⁻⁴	
サポータ	0.01	3.4×10 ⁻²	
取付金具 (取付ねじ含む)	0.02	2.4×10 ⁻²	
	0.04	2.4×10 ⁻²	
取付金具ピン	0.06	4.3×10 ⁻³	
	0.12	1.3×10 ⁻³	
ねじ切り部	0.18	2.3×10 ⁻³	

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
- 6.5.6.1 貫通部止水処置の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1.	概要	6.5.6.1-1
2.	一般事項	6.5.6.1-2
2.1	配置概要	6.5.6.1-2
2.2	構造計画	6.5.6.1-2
2.3	評価方針	6.5.6.1-5
2.4	適用規格・基準等	6.5.6.1-7
2.5	記号の説明	6.5.6.1-8
3.	評価対象部位	6.5.6.1-9
4.	構造強度評価	6.5.6.1-10
4.1	構造強度評価方法	6.5.6.1-10
4.2	荷重及び荷重の組合せ	6.5.6.1-10
4.2.1	荷重の設定	6.5.6.1-10
4.2.2	荷重の組合せ	6.5.6.1-11
4.3	許容限界	6.5.6.1-11
4.4	設計用地震力	6.5.6.1-13
4.5	計算方法	6.5.6.1-16
4.5.1	荷重計算	6.5.6.1-16
4.6	計算条件	6.5.6.1-17
5.	評価結果	6.5.6.1-18

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち、貫通部止水処置が設計用地震力に対して、主要な構造部材が津波による溢水を考慮した浸水又は内部溢水の伝播を防止する機能を維持するための十分な構造健全性を有することを説明するものである。その耐震評価は貫通部止水処置の荷重又は応力評価により行う。

貫通部止水処置は、設計基準対象施設においては浸水防止設備としてSクラス及びCクラス施設に分類される。以下、設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。

なお、耐津波設計による貫通部止水処置の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

貫通部止水処置は原子炉建屋，タービン建屋，制御建屋，海水ポンプ室，軽油タンクエリア，第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部，第2号機放水立坑防潮壁横断部，第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部，第3号機放水立坑防潮壁横断部及び第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部の貫通口と貫通物とのすき間に施工する。

2.2 構造計画

貫通部止水処置は，貫通部の位置や条件に応じて，シール材，モルタル及びブーツを使用し，各貫通部止水処置の適用条件を考慮し施工する。シール材及びモルタルは壁，床面又は蓋の貫通口と貫通物のすき間に施工し，壁，床面又は蓋と貫通物を接合する構造とする。ブーツは，伸縮性ゴムを用い，壁又は床面の貫通口スリーブと配管を締付けバンドにて固定する構造とする。貫通部止水処置の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 貫通部止水処置の構造計画 (1/2)

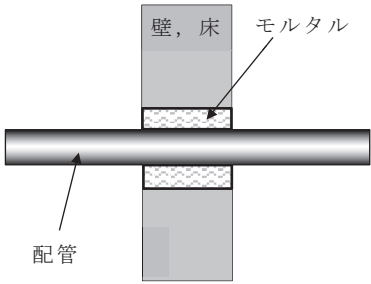
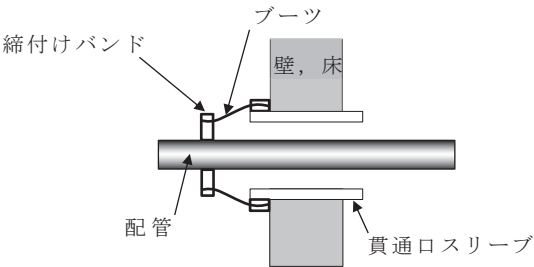
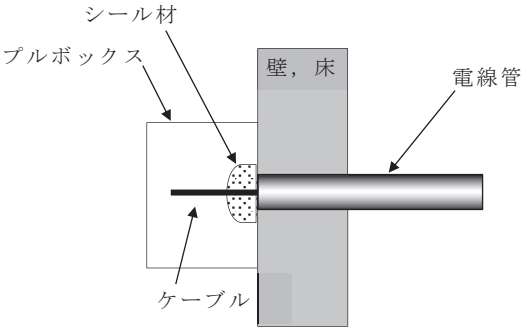
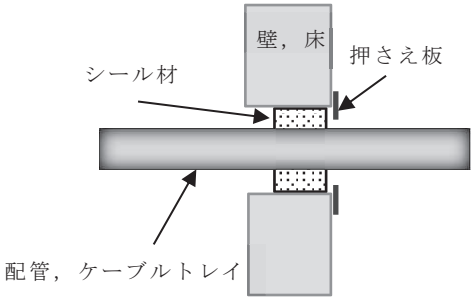
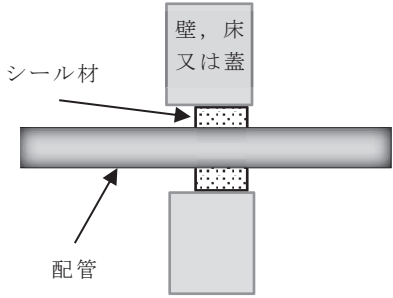
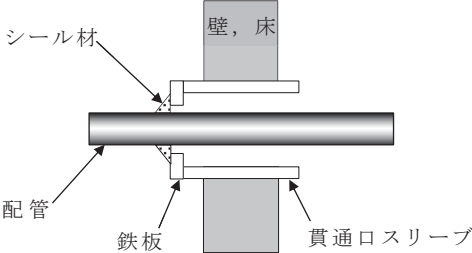
設備名称	計画の概要		概略構造図
	主体構造	支持構造	
貫通部 止水処置	モルタルにて構成する。	貫通部の開口部にモルタルを充填し、硬化後は貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	
	ブーツと締付けバンドにて構成する。	高温配管の熱膨張変位及び地震時の変位を吸収できるように伸縮性ゴムを用い、壁面又は床面の貫通ロスリーブと配管を締付けバンドにて締結する。	
	充填タイプのシール材にて構成する。	貫通部の開口部にシール材を充填する。施工時は液状であり、反応効果によって所定の強度を有する構造物が形成され貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	  <p>(押さえ板有り)</p>

表 2-1 貫通部止水処置の構造計画 (2/2)

設備名称	計画の概要		概略構造図
	主体構造	支持構造	
貫通部 止水処置	<p>充填タイプのシール材にて構成する。</p>	<p>貫通部の開口部にシール材を充填する。施工時は液状であり、反応効果によって所定の強度を有する構造物が形成され貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。</p>	 <p>(押さえ板無し)</p>
	<p>コーキングタイプのシール材にて構成する。</p>	<p>貫通部の開口部と貫通部の隙間にコーキングする。施工時は液状であり、反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され、鉄板及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。</p>	

2.3 評価方針

貫通部止水処置の耐震評価は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す貫通部止水処置の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、発生する荷重が許容限界内に収まることを「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認することで実施し、確認結果を「5. 評価結果」に示す。貫通部止水処置のうちモルタルの耐震評価フローを図 2-1 に示す。

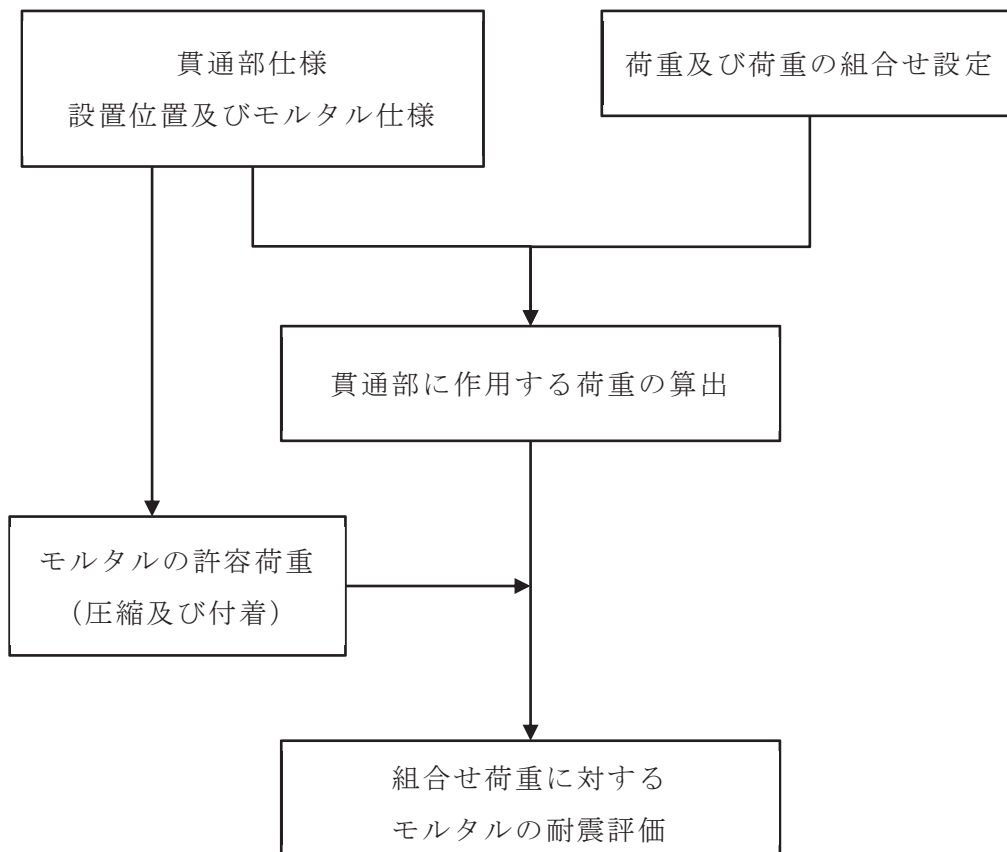


図 2-1 モルタルの耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1・補
-1984)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)
- (4) 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)
(以下「J E A G 4 6 0 1」と記載しているものは上記3指針を指す。)
- (5) 機械工学便覧 (日本機械学会)

2.5 記号の説明

モルタルの耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 モルタルの耐震評価に用いる記号

記号	定義	単位
A_P	貫通物の投影面積	mm^2
C_H	基準地震動 S_s により生じる貫通物の水平方向設計震度	-
C_V	基準地震動 S_s により生じる貫通物の鉛直方向設計震度	-
f_c	モルタルの許容圧縮荷重	kN
d	モルタル貫通物の直径	mm
f_s	モルタルの許容付着荷重	kN
f'_{bok}	モルタル付着強度	N/mm^2
f'_{ck}	モルタル圧縮強度	N/mm^2
F_c	貫通物反力によりモルタルに生じる圧縮荷重	kN
F_{H1}	壁貫通物の軸方向に作用する付着荷重	N
F_{H2}	床及び壁貫通物の軸直方向に作用する圧縮荷重	N
F_{V1}	床貫通物の軸方向に作用する付着荷重	N
F_{V2}	壁貫通物の軸直方向に作用する圧縮荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
L	貫通物の支持間隔	mm
L_w	モルタルの充填深さ	mm
S	貫通物の周長	mm
w	貫通物の支持間隔の単位長さ当たりの質量	kg/m
γ_c	材料定数	-

3. 評価対象部位

貫通部止水処置の評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造に従って、地震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し選定する。

モルタルについては、地震時に貫通物の反力が直接作用することが考えられる。

シール材については、貫通部近傍に支持構造物を設置しており、地震時は建屋壁、防潮壁、第2号機海水ポンプ室壁面、第3号機海水ポンプ室壁面及び浸水防止蓋と貫通物が一体で動くことから、相対変位が軽微な箇所に設置している。また、電線管、ケーブルトレイ内に適用するシール材は、柔軟性及び余長を有するケーブルすき間に充填することとしており、地震時にケーブルに発生する荷重は小さく軽微である。このため、地震によるシール材への影響は軽微であることから評価対象部位としない。

ブーツについては、伸縮性ゴムを使用しており、配管の地震変位に対しても十分な伸縮性を有している。このため、地震による影響は軽微であることから評価対象部位としない。

以上より、モルタルを用いた貫通部止水処置のうち、モルタルをを評価対象部位とする。また、モルタルに作用する荷重が最も大きい貫通部を代表として評価する。モルタルを用いた貫通部のうち、貫通物がないため埋め戻しを行っている貫通部は貫通物の追従により生じる荷重がないため、貫通物を通っている場合の評価に包絡される。

モルタルの評価対象部位を図 3-1 に示す。

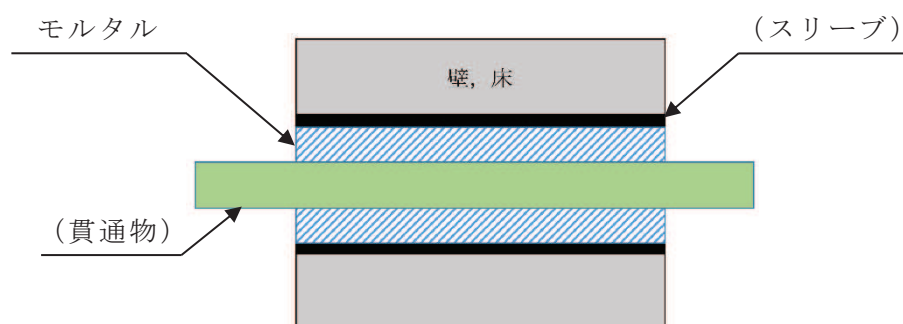


図 3-1 モルタルの評価対象部位

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

- (1) 貫通部止水処置の評価対象部位の荷重評価を実施し，発生荷重を算出する。
- (2) 評価対象部位の発生荷重と許容荷重を比較し，発生荷重が許容荷重以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価に用いる荷重及び荷重の組合せに関して以下に示す。

4.2.1 荷重の設定

(1) モルタルに作用する地震荷重

強度評価に用いる荷重は，以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重(D)

固定荷重として，貫通軸上の貫通物（配管等を示す。以下同じ。）及びその内容物の質量を考慮する。

b. 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

地震荷重は，基準地震動 S_s に伴う地震力とする。

モルタルに作用する荷重は，付着荷重及び圧縮荷重を考慮する。地震動により貫通物に地震荷重が発生し，その荷重がモルタルに作用するものとして算出する。

(a) 貫通物からモルタルに作用する地震荷重

モルタルに作用する荷重はモルタル端部とモルタルから最も近い支持構造物までの間の貫通物の固定荷重と地震荷重が作用する。評価においては，安全側の評価となる様に貫通部の両側の支持構造物間の貫通物の固定荷重及び地震力がモルタルに作用し，モルタルに反力が発生するものとして荷重を算出する。貫通物からモルタルに作用する荷重作用図を図 4-1 に示す。

また，貫通部は柔構造となる場合もあることから，貫通物の設置場所における床応答スペクトル，当該スペクトルが無い場合は上層の床応答スペクトルの最大応答加速度を用いて算出する。

(b) 評価において考慮する貫通部

評価においては、それぞれの貫通部のうち、発生する荷重が最も大きいものを算出する。

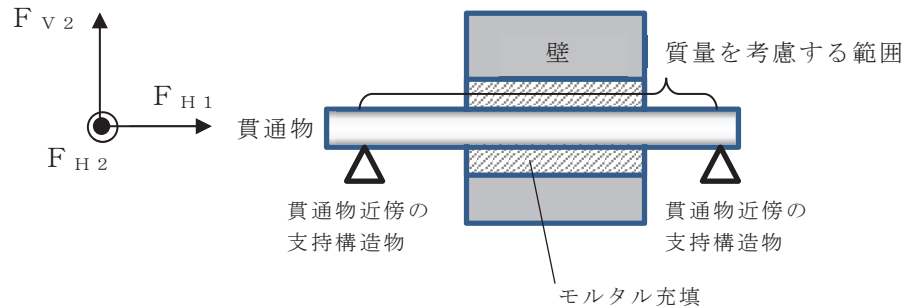


図 4-1 モルタルへの荷重作用図

4.2.2 荷重の組合せ

貫通部止水処置（モルタル）の荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*
浸水防護施設	貫通部止水処置 (モルタル)	D + S _s

注記 * : Dは固定荷重, S_sは基準地震動 S_sによる地震荷重を示す。

4.3 許容限界

貫通部止水処置の許容限界に関して以下に示す。

(1) モルタル

各評価対象部位の許容値は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]に規定される許容限界を用いる。

貫通部止水処置の許容限界を表 4-2, 貫通部止水処置の許容限界評価条件を表 4-3, 貫通部止水処置の許容限界算出結果を表 4-4 に示す。

表 4-2 貫通部止水処置の設計にて考慮する許容限界（許容荷重）

状態	許容限界*	
	付着荷重	圧縮荷重
短期	f_s	f_c

注記 *：モルタルの許容限界は、土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]により、モルタルの許容付着荷重 f_s 、モルタル付着強度 f'_{bok} 及びモルタルの許容圧縮荷重 f_c を算出する。モルタル圧縮強度 f'_{ck} は設計値を用いる。なお、同一貫通部に異なる口径の貫通物が設置されている場合、許容付着荷重の計算に使う周長 S は保守的に最も口径の小さい貫通物の周長を適用し、許容圧縮荷重の計算に使う直径 d も保守的に最も口径の小さい貫通物の直径を適用する。本計算書では、許容付着荷重の計算に適用する貫通物の口径 25A、許容圧縮荷重の計算に適用する貫通物の口径 25A、モルタルの充填深さ $L_w = 300 \text{ mm}$ とする。

$$\text{許容付着荷重 } f_s = f'_{bok} \cdot S \cdot L_w / \gamma_c$$

ここで、 S : 周長 (= 外径 $34\text{mm} \times \pi = 106.8142\text{mm}$)

$$f'_{bok} = 0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \cdot 0.4$$

$$\text{許容圧縮荷重 } f_c = f'_{ck} \cdot A_p / \gamma_c$$

$$A_p = d \cdot L_w$$

表 4-3 貫通部止水処置の許容限界評価条件

評価対象部位	$f'_{ck}{}^{*1}$ (N/mm^2)	$\gamma_c{}^{*2}$
モルタル	30	1.3

注記 *1：モルタル圧縮強度

*2：材料定数

表 4-4 貫通部止水処置の許容限界算出結果

状態	評価対象部位	許容限界	
		付着荷重 f_s (kN)	圧縮荷重 f_c (kN)
短期	モルタル	26	235

4.4 設計用地震力

モルタルの耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」における設計用地震力に基づき設計する。モルタルの耐震計算に用いる設計震度を表 4-5 に示す。また、固有周期毎の設計震度を図 4-2，図 4-3 に示す。

表 4-5 モルタルの耐震計算に用いる設計震度

地震動	設置場所及び 床面高さ (mm)	地震による設計震度* ¹	
		基準地震動 S _s	海水ポンプ室 O.P. 8400 (O.P. 11025* ²)
鉛直方向 C _V	24.33		

注記 *1：モルタルは評価対象箇所が多いことから、設計震度の算出が建屋毎に全ての対象箇所を包絡するように全周期帯の最大加速度を用いた。また、保守的な評価となるように設置場所の床応答曲線は減衰定数 0.5%を適用した。

*2：設置場所より上層の基準床レベルを示す。(O.P. 11025)

なお、モルタルを用いた貫通部の設置場所の標高は O.P. 8400 である。

【SW-SsENVH-SW02-005】

構造物名：海水ポンプ室（補機ポンプエリア） 標高：0.P. 11.025m

減衰定数：0.5% 波形名：基準地震動 S s

——水平方向

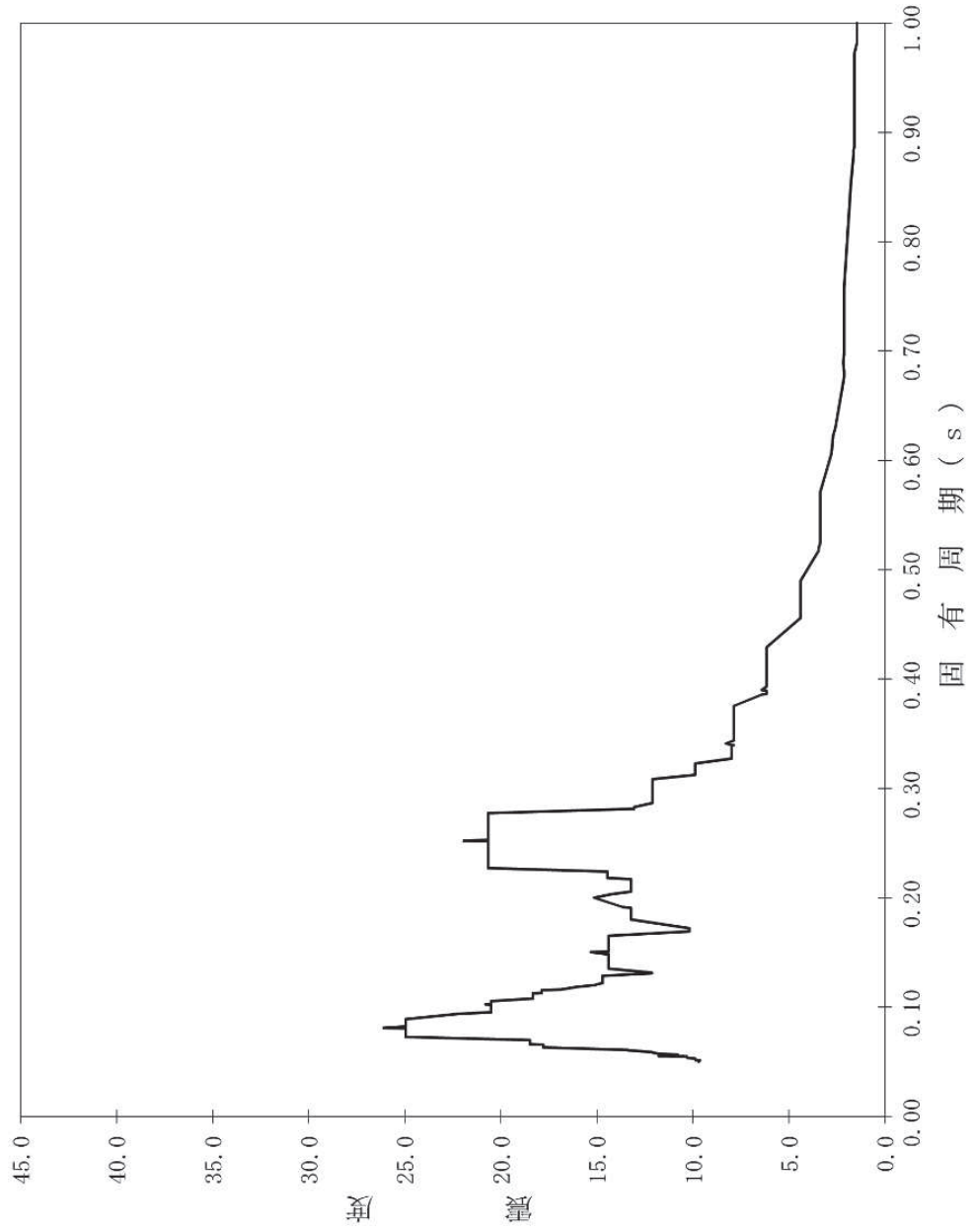


図 4-2 固有周期毎の水平方向の震度

【SW-SsENVV-SW02-005】

構造物名：海水ポンプ室（補機ポンプエリア） 標高：0.P. 11.025m
波形名：基準地震動 S s
減衰定数：0.5%

——鉛直方向

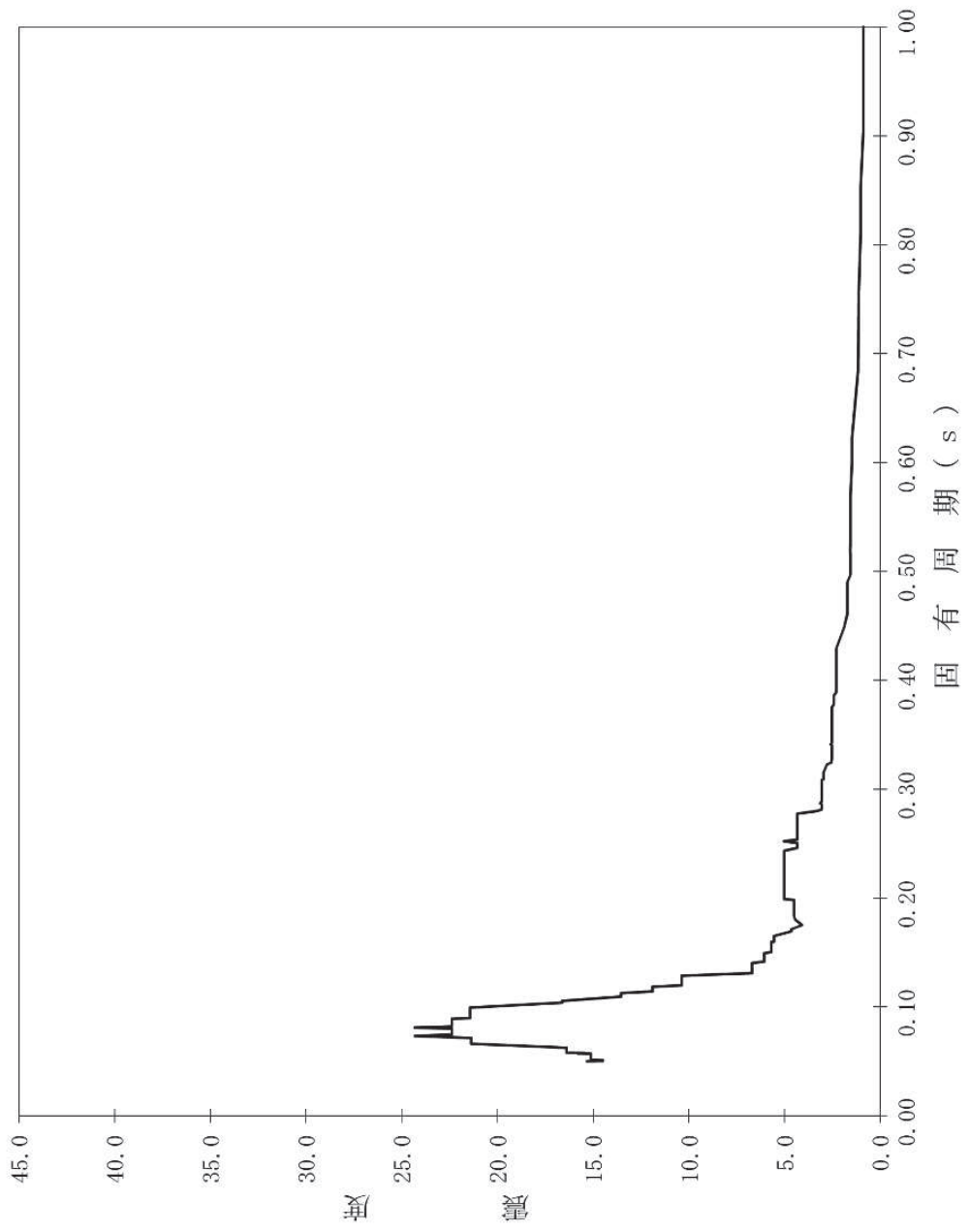


図 4-3 固有周期毎の鉛直方向の震度

4.5 計算方法

4.5.1 荷重計算

(1) モルタル

固定荷重及び基準地震動 S_s による貫通物の反力によりモルタルに生じる荷重を算出する。

a. 付着荷重

付着荷重は、貫通物の水平反力又は鉛直反力から次のとおり算出する。

(a) 床貫通部

$$F_{V1} = w (1 + C_V) \cdot L \cdot g$$

(b) 壁貫通部

$$F_{H1} = w \cdot C_H \cdot L \cdot g$$

b. 圧縮荷重

圧縮荷重は、貫通物の水平反力及び鉛直反力から次のとおり算出する。

(a) 床貫通部

床貫通部には、水平2方向から F_{H2} の荷重が作用するため、2方向の合成荷重を圧縮荷重 F_C とする。

$$F_{H2} = 5/8 \cdot w \cdot C_H \cdot L \cdot g$$

$$F_C = \sqrt{2 \cdot F_{H2}^2}$$

(b) 壁貫通部

壁貫通部には、水平方向と鉛直方向から各々 F_{H2} 、 F_{V2} のせん断力が圧縮荷重として作用するため、2方向の合成荷重を圧縮荷重 F_C とする。

$$F_{H2} = 5/8 \cdot w \cdot C_H \cdot L \cdot g$$

$$F_{V2} = 5/8 \cdot w (1 + C_V) \cdot L \cdot g$$

$$F_C = \sqrt{F_{H2}^2 + F_{V2}^2}$$

4.6 計算条件

(1) モルタル

貫通部止水処置（モルタル）の耐震評価に関する荷重評価条件を表 4-6 に示す。

表 4-6 モルタルの耐震評価に関する荷重評価条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	モルタルの充填深さ L_w (mm)	貫通部から近傍支持 点までの距離 L (mm)	貫通部から支持点ま での単位長さ当たり の質量 w (kg/m)
海水ポンプ室 壁貫通部 (モルタル)	300	2870	<input type="text"/>

注記 * : 貫通部から支持点までの単位長さ当たりの質量の算出

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5. 評価結果

貫通部止水処置（モルタル）の耐震評価結果を表5-1に示す。貫通部止水処置の評価対象部位における発生荷重は許容荷重以下であり，構造部材が設計用地震力に対して溢水の伝播を防止する機能を維持するための十分な構造健全性を有することを確認した。

表5-1 モルタルの耐震評価結果

荷重	発生荷重 (kN)	許容荷重 (kN)
付着荷重	<input type="text"/>	26
圧縮荷重	<input type="text"/>	235

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.6 貫通部止水処置に関する補足説明
- 6.5.6.2 貫通部止水処置の強度計算書に関する補足説明

目次

1.	概要	6.5.6.2-1
2.	一般事項	6.5.6.2-2
2.1	配置概要	6.5.6.2-2
2.2	構造概要	6.5.6.2-2
2.3	評価方針	6.5.6.2-5
2.4	適用規格・基準等	6.5.6.2-7
2.5	記号の説明	6.5.6.2-8
3.	評価対象部位	6.5.6.2-10
4.	構造強度評価	6.5.6.2-11
4.1	構造強度評価方法	6.5.6.2-11
4.2	荷重及び荷重の組合せ	6.5.6.2-11
4.2.1	荷重の設定	6.5.6.2-11
4.2.2	荷重の組合せ	6.5.6.2-14
4.3	許容限界	6.5.6.2-15
4.4	設計用地震力	6.5.6.2-17
4.5	計算方法	6.5.6.2-20
4.5.1	シール材の強度評価（発生圧力計算）	6.5.6.2-20
4.5.2	モルタルの強度評価（荷重計算）	6.5.6.2-20
4.6	計算条件	6.5.6.2-21
5.	評価結果	6.5.6.2-26

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち貫通部止水処置が、地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重、津波による溢水又は内部溢水の浸水によって生じる浸水深が大きい方の静水圧荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

なお、貫通部止水処置の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

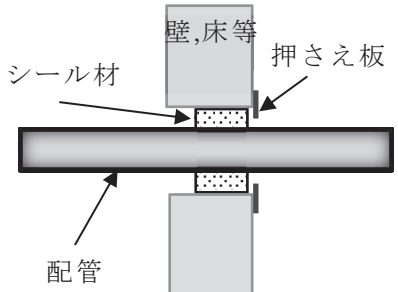
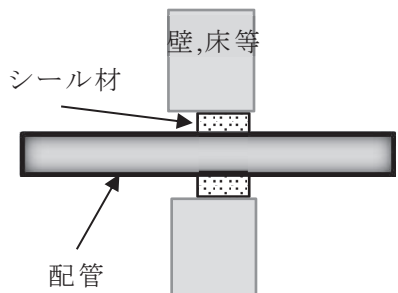
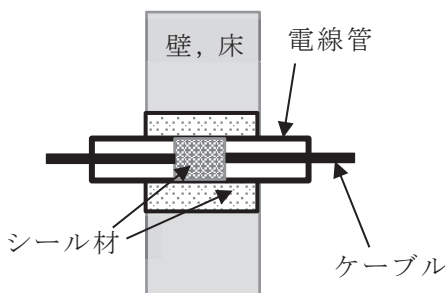
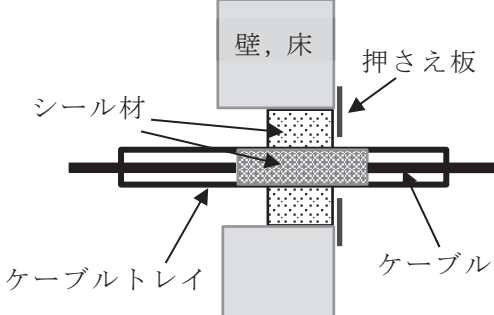
貫通部止水処置は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3. 構造強度設計」の構造計画に示すとおり、第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第2号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第3号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部、第2号機原子炉建屋、第2号機制御建屋及び第2号機軽油タンクエリアの貫通口と貫通物とのすき間又は貫通物の周囲に施工する。

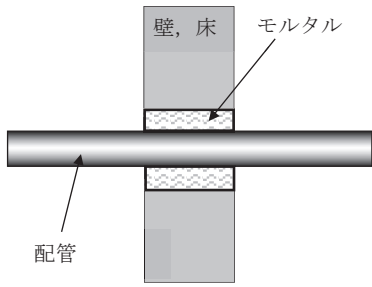
2.2 構造概要

貫通部止水処置の構造は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3. 構造強度設計」に示す構造計画を踏まえて、詳細な構造を設定する。

貫通部止水処置は、貫通部の位置条件及び貫通物の強度条件に応じて、シール材又はモルタルを使用し、各貫通部止水処置の適用条件を考慮し施工する。シール材及びモルタルは壁又は床面等の貫通口と貫通物のすき間に施工し、壁又は床面等と貫通物を接合する構造とする。貫通部止水処置の構造計画を表2-1に示す。

表 2-1 貫通部止水処置の構造計画

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>貫通部の開口部にシリコンシーリング材を充填する。施工時は液状であり、反応硬化によって所定の強度を有する構造物が形成され、貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。</p>	<p>充填タイプのシリコンシーリング材にて構成する。</p>	<div style="text-align: center;">  <p>シリコンシーリングの構造例（押しえ板有り）</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>シリコンシーリングの構造例（押しえ板無し）</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>シリコンシーリングの構造例（電線管）</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>シリコンシーリングの構造例（ケーブルトレイ）</p> </div>

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
貫通部の開口部にモルタルを充填し、硬化後は貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	モルタルにて構成する。	 <p>モルタルの構造例</p>

2.3 評価方針

貫通部止水処置の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、貫通部止水処置の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

貫通部止水処置は構造上の特徴の違いから、シーラ材並びにモルタルに分けて設計を行うこととする。シーラ材の強度評価フローを図 2-1 に、モルタルの強度評価フローを図 2-2 に示す。

シーラ材については、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定しているとおり、計算により求めた圧力が、水圧試験で確認した水圧以下であることを確認する。

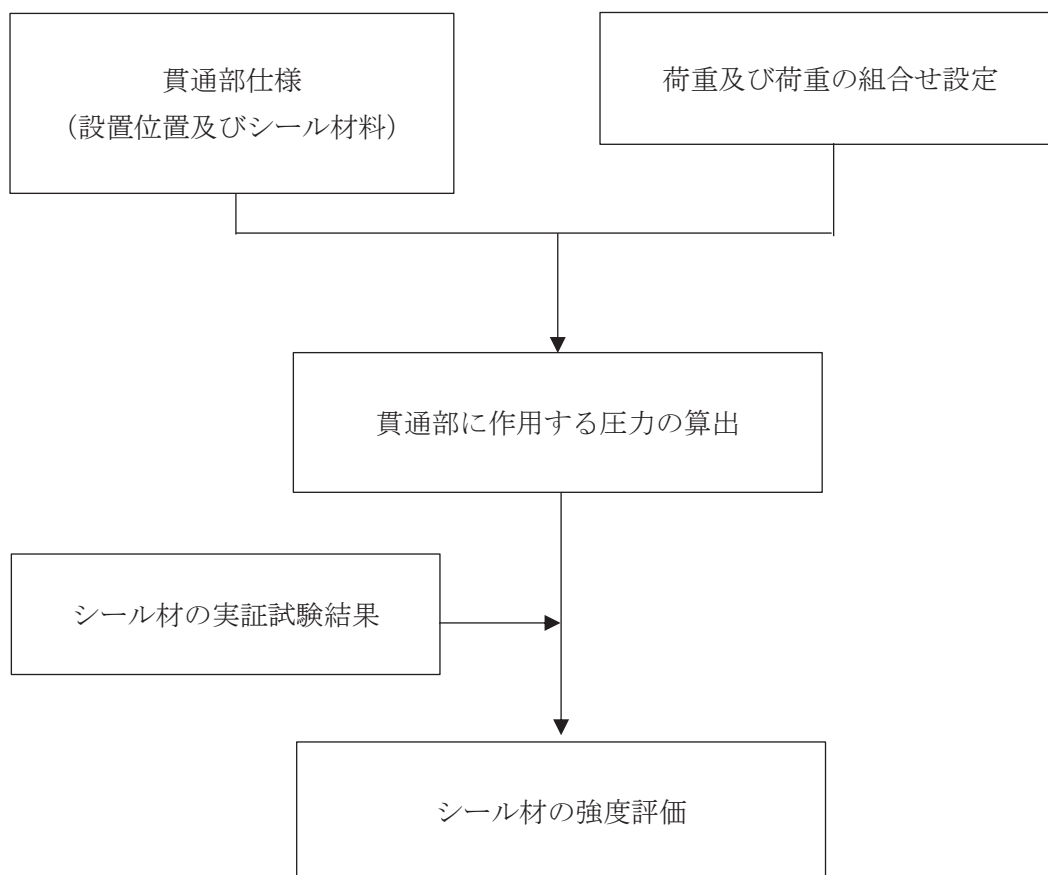


図 2-1 シーラ材の強度評価フロー

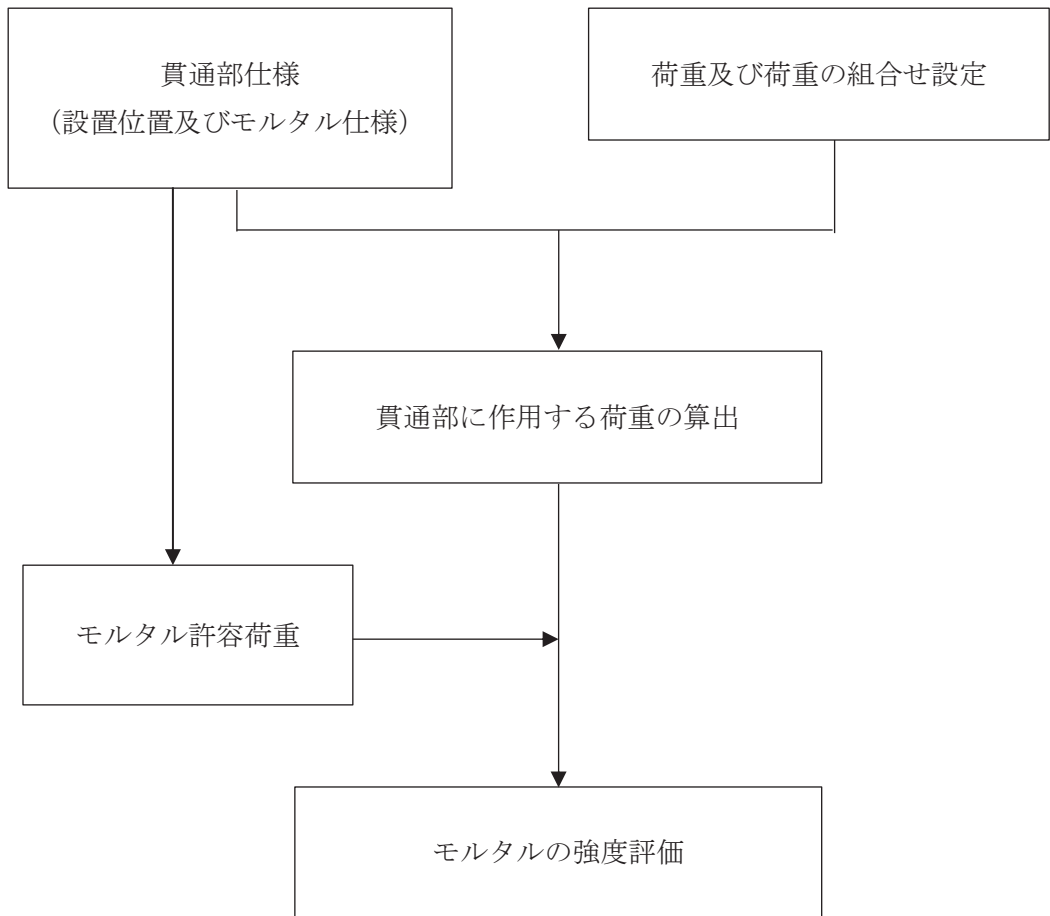


図 2-2 モルタルの強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す

- (1) J S M E S N C 1-2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下，設計・建設規格という。)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1-1987)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1・補-1984)
- (4) 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)
(以下「J E A G 4 6 0 1」と記載しているものは上記3指針を指す。)
- (5) 日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説
- (6) 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]

2.5 記号の説明

貫通部止水処置の強度評価に用いる記号を表 2-2、表 2-3 に示す。

表 2-2 シール材の強度評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
C_H	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平方向の設計震度	—
C_v	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による鉛直方向の設計震度	—
g	重力加速度	m/s^2
h	貫通部にかかる水頭	m
H	貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ	m
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
ρ	海水の密度	kg/m^3
C_D	抗力係数	—
U	貫通部に加わる流体の速度	m/s
P_d	余震による動水圧	MPa
P_h	浸水津波荷重	MPa
P_t	突き上げ津波荷重	MPa
P_{s_d}	余震による慣性力	MPa
$P_{H\ total}$	貫通物の貫通軸が水平方向であるシール材に加わる荷重	MPa
$P_{v\ total}$	貫通物の貫通軸が鉛直方向であるシール材に加わる荷重	MPa

表 2-3 モルタルの強度評価に用いる記号

記号	記号の説明	単位
A'	モルタルが水圧を受ける面積	mm^2
f_s	モルタルの許容付着強度	N
f'_{bok}	モルタルの付着強度	N/mm^2
f'_{ck}	モルタルの圧縮強度	N/mm^2
F_H	貫通物の軸方向に作用する荷重	N
F_S	貫通物の自重によりモルタルに生じるせん断荷重	N
$F_{S\ total}$	モルタル部に生じる合計せん断荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
h	貫通部にかかる水頭	m
H	貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ	m
$K S d$	弾性設計用地震動に伴う余震荷重	N
L	モルタルの充てん深さ	m
P_d	動水圧	N/m^2
P_h	静水圧荷重	N/m^2
C_H	弾性設計用地震動 S_d による水平方向の設計震度	—
C_{HW}	動水圧算出用の水平方向震度	—
C_v	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の設計震度	—
S	貫通物の周長	m
W	貫通物の支持間隔の質量	kg
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
ρ	海水の密度	kg/m^3
γ_c	材料定数	—

3. 評価対象部位

貫通部止水処置の評価部位は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示している評価対象部位を踏まえて、「2.2 構造概要」に示す構造計画にて設定している構造に基づき、荷重の方向及び伝達過程を考慮し設定する。

地震後の繰返しの襲来を想定した経路からの津波の浸水に伴う津波荷重、津波による溢水によって生じる浸水深が大きい方の静水圧荷重及び余震を考慮した荷重は、止水処置全体へ伝達される。このことから、シール材及びモルタルを用いた止水処置の全体を評価部位として設定する。

シール材については、作用する圧力による荷重が最も大きい貫通部を代表として評価を行う。モルタルについては、作用する荷重が最も大きい貫通部を代表として評価を行う。

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

貫通部止水処置の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している方法を用いて実施する。

貫通部止水処置の強度評価は、「3. 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「4.2 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.3 許容限界」に示す荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、「4.5 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の種類及び荷重の組合せに関して以下に示す。

4.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (D)

固定荷重は、貫通軸上の貫通物（配管等を示す。以下同じ。）の質量及び内容物の質量による荷重である。

(2) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重として、津波による水位を用いた静水圧を考慮する。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、 ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)
 g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)
 h : 貫通部にかかる水頭 (m)

(3) 突き上げ津波荷重 (P_t)

貫通部止水処置に加わる津波速度を考慮する。

$$P_t = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho \cdot U^2 + \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、 C_D : 抗力係数 (=2.01)
 ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)
 U : 貫通部に加わる流体の速度 (=1.0m/s)
 g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)
 h : 貫通部にかかる水頭 (m)

(4) 余震荷重

余震荷重は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_{d-D2} に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

ただし、モルタルの余震荷重の算出においては、弾性設計用地震動 S_{d-D2} よりも保守的な値である弾性設計用地震動 S_d（7波包絡）に伴う地震力を用いることとする。

a. シール材

(a) 余震による動水圧 (K S d)

余震による動水圧がシール材に作用することを考慮する。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで, β : 浸水エリアの幅と水深の比による補正係数 (=1.0) (「日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説」より)

ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)

C_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の設計震度

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ

h : 貫通部ににかかる水頭 (m)

(b) 余震による慣性力 (S d)

津波による静水頭が余震を受けた場合の慣性力を考慮する。

$$P_{s d} = h \cdot \rho \cdot g \cdot C_v$$

ここで, h : 貫通部ににかかる水頭 (m)

ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

C_v : 弾性設計用地震動 S d - D 2 による鉛直方向の設計震度

b. モルタル

(a) 余震による地震力

イ. 貫通物による余震荷重

貫通物からモルタルに作用する荷重として、支持構造物間の固定荷重及び地震力を考慮する。図 4-1 にモルタルへの付着方向の地震力 (余震荷重) の作用図を示す。

また、貫通物は柔構造となる場合があることから、貫通物の設置場所における床応答スペクトルを用いて設計震度を算出する。

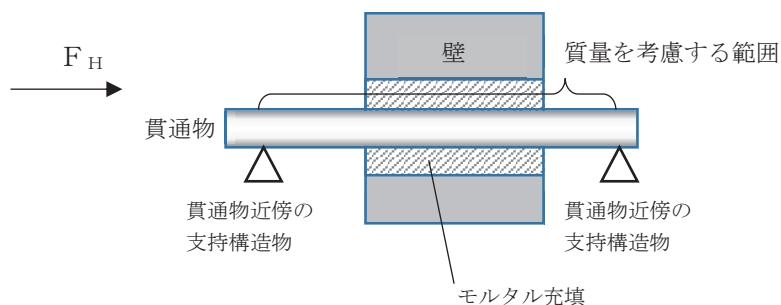


図 4-1 モルタルへの付着方向の余震荷重作用図

ロ. 評価において考慮する貫通部

評価においては、イ. に基づく余震荷重と最も荷重が大きくなる貫通物を考慮して算出する。

ハ. モルタルに作用する付着荷重

モルタルに作用する余震による付着荷重については、イ. に示す指示構造物間の貫通物に作用する余震荷重から算出する。

(b) 余震による動水圧 (K S d)

余震による動水圧がモルタルに作用することを考慮する。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_{HW} \cdot g \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、 β : 浸水エリアの幅と水深の比による補正係数 (1.0) (「日本水道協会 2009年 水道施設耐震工法指針・解説」より)

ρ : 海水の密度 (=1030kg/m³)

C_{HW} : 動水圧算出用の水平方向震度

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ (m)

h : 貫通部ににかかる水頭 (m)

4.2.2 荷重の組合せ

貫通部止水処置の強度評価にて考慮する荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ
浸水防護施設 (浸水防止設備)	貫通部止水処置 (第 2 号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第 2 号機放水立坑防潮壁横断部、第 3 号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第 3 号機放水立坑防潮壁横断部、第 2 号機原子炉建屋、第 2 号機制御建屋及び第 2 号機軽油タンクエリアの貫通口)	$D + P_h + K S_d^{*1*3}$
	貫通部止水処置 (第 3 号機補機冷却海水系放水ピット 浸水防止蓋貫通部)	$D + P_t + S_d^{*2*3}$

注記 * 1 : Dは固定荷重, P_h は浸水津波荷重, $K S_d$ は弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重(余震による動水圧 P_d)を示す。ただし, モルタルは弾性設計用地震動 S_d (7波包絡)による余震荷重(貫通物による余震荷重及び余震による動水圧 P_d)を示す。

* 2 : Dは固定荷重, P_t は突き上げ津波荷重, S_d は弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重(余震による慣性力 $P_{s,d}$)を示す。

* 3 : 固定荷重(D)について, シール材を施工する配管貫通部は, 耐震性を満足させるため, 貫通部近傍の配管に支持構造物を設置する設計としており, シール材に加わる固定荷重の影響は軽微であるため考慮しない。

4.3 許容限界

(1) シール材

シール材の許容限界値は、実機で使用している形状、寸法の試験体にて静水压を付加した水圧試験に基づく結果を用いる。シール材の水圧試験の概要を図4-1に示す。実機施工時には、試験検証済みの許容限界寸法以上となるように施工する。これにより試験で得られた許容限界値以上の耐圧性を有し、かつ、想定するシール材に加わる圧力が、許容限界値以内であることを確認し確実に耐圧性を確保する。

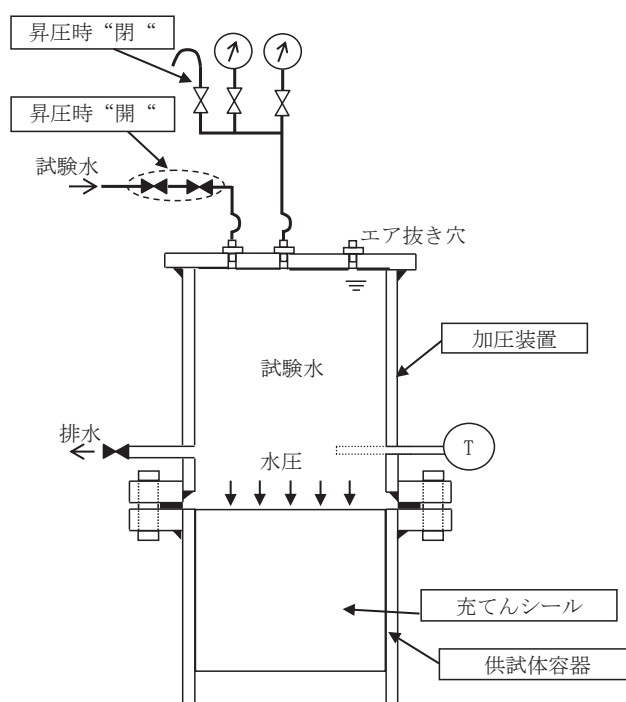


図4-1 シール材の水圧試験の概要

(2) モルタル

各評価対象部位の許容値は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]に規定される許容限界を用いる。

貫通部止水処置の許容限界を表 4-2, 許容限界評価条件を表 4-3, 貫通部止水処置の許容限界算出結果を表 4-4 に示す。また、モルタルの施工例を図 4-2 に示す。

表 4-2 貫通部止水処置の許容限界 (許容荷重)

状態	許容限界*
	付着荷重
短期	f_s

注記*: モルタルの許容限界は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]によりモルタルの許容付着荷重 f_s , モルタル付着強度 f'_{bok} を算出する。モルタル圧縮強度 f'_{ck} は設計値を用いる。また、評価において最も裕度が小さくなる貫通物の口径=50A, モルタル充填深さ $L=1000\text{mm}$ とする。

$$f_s = f'_{bok} \cdot S \cdot L / \gamma_c$$

ここで, S : 周長 (=外径 $60.5\text{mm} \times \pi = 190.0664\text{mm}$)

$$f'_{bok} = 0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \cdot 0.4$$

表 4-3 貫通部止水処置の許容限界評価条件

評価対象部位	f'_{ck} (N/mm^2)	γ_c (-)
モルタル	30	1.3

表 4-4 貫通部止水処置の許容限界算出結果

状態	評価対象部位	許容限界
		付着荷重 (kN)
短期	モルタル	158

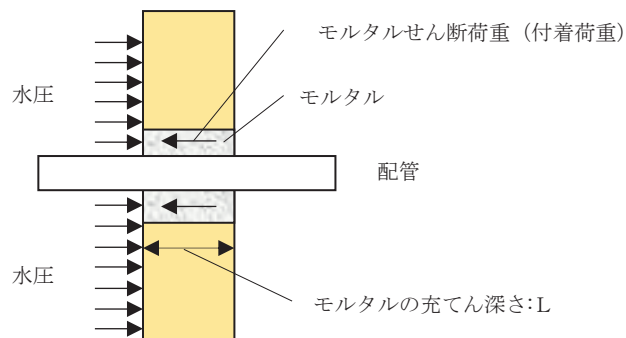


図 4-2 モルタルの施工例

4.4 設計用地震力

(1) シール材

シール材の強度評価における弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力については、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。貫通部止水処置の強度評価に用いる設計用震度を表 4-5、表 4-6、表 4-7 に示す。

表 4-5 シール材の強度計算に用いる設計用震度

地震動	床面高さ* ¹	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* ²	
	O. P. (m)			
弾性設計用地震動 S d - D 2 *	13.8	第 3 号機放水立坑防潮壁横断部 (第 3 号機放水立坑)	水平方向 C _H	0.40
	14.0	第 3 号機補機冷却海水系放水 ピット浸水防止蓋貫通部 (第 3 号機海水熱交換器建屋)	鉛直方向 C _V	0.89

注記 *1：貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

*2：最大床応答加速度の 1.2 倍を設計震度とした。

表 4-6 女川 3 号機放水立坑に設置する機器等の評価用震度（余震評価用）

（強度評価用：1.2ZPA）（弾性設計用地震動 S d - D 2，不確かさ包絡）

標高* O. P. (m)	動的震度 (1.2ZPA) (単位：G)					
	水平			鉛直		
	鋼桁 5	鋼桁 6	水平 包絡	鋼桁 5	鋼桁 6	鉛直 包絡
14.800	0.40	0.37	0.40	0.85	0.95	0.95
11.000	0.37	0.32	0.37	0.78	0.88	0.88

注記 *：耐津波設計においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため、表記 O. P. より -1m した値を記載する。

表 4-7 3号海水熱交換器建屋内機器等の評価用震度（余震評価用）
（強度評価用：1.2ZPA）（弾性設計用地震動 S d - D 2，不確かさ包絡）

標高 * O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
15.0	1.89	1.66	1.89	0.89
8.0	1.40	1.32	1.40	0.77
-1.1	0.89	0.90	0.90	0.60
-9.5	0.51	0.51	0.51	0.46

注記 *：耐津波設計においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため，表記 O.P. より -1 m した値を記載する。

(2) モルタル

モルタルの強度評価における弾性設計用地震動 S d に伴う地震力については，添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」における設計用地震力に基づき設計する。貫通部止水処置の強度評価に用いる設計用震度を表 4-8 に示す。また，固有周期毎の水平方向の震度を図 4-3 に示す。

表 4-8 モルタルの強度計算に用いる設計用震度

地震動	床面高さ* ¹ O.P. (m)	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* ²	
			水平方向 C _H	鉛直方向 C _V
弾性設計用地震動 S d (7波包絡)	13.8	軽油タンク室 (A, B) (タンク室)	水平方向 C _H	8.60
			鉛直方向 C _V	6.77

注記 *¹：貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

*²：モルタルは評価対象箇所が多いことから，設計震度の算出については，設置場所である軽油タンク室 (A, B) (タンク室) の全ての対象箇所を包絡するように全周期帯の最大加速度を用いた。また，保守的な評価となるように設置場所の床応答曲線は減衰定数 0.5% を適用した。

図番 : 02_DOT_Sd-AL_C00_0.5_FH_14.800_h_Rev01_a

構造物名 : 軽油タンクピット(A)(B)-タンク側
標高 : 0.P. 14.800m
減衰定数 : 0.5
波形名 : Sd-AL

—— 水平方向

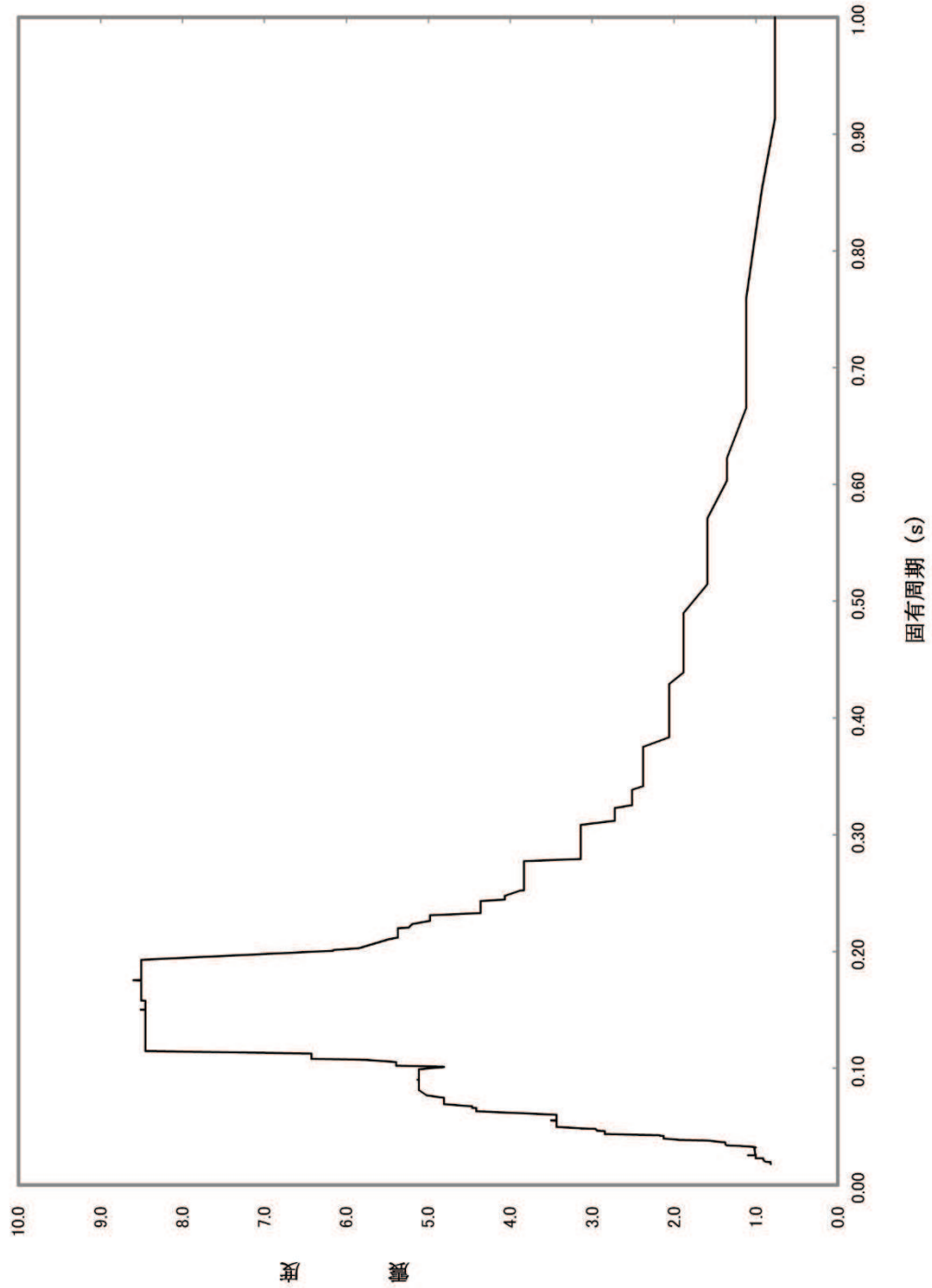


図 4-3 固有周期毎の水平方向の震度

4.5 計算方法

4.5.1 シール材の強度評価（発生圧力計算）

貫通物の貫通軸が水平方向であるシール材は，浸水津波荷重 P_h と余震による動水圧 P_d を考慮する。

$$P_{H \text{ total}} = P_h + P_d$$

貫通物の貫通軸が鉛直方向であるシール材は，津波による突き上げ津波荷重 P_t と余震による慣性力 $P_{s d}$ を考慮する。

$$P_{v \text{ total}} = P_t + P_{s d}$$

4.5.2 モルタルの強度評価（荷重計算）

(1) 貫通物の反力により生じる荷重

固定荷重及び地震時の貫通物の反力によりモルタルに生じる荷重は，次のとおり算出する。せん断荷重は，水平反力と貫通軸上の貫通物の質量から次のとおり算出する。

$$F_H = W \cdot g \cdot (1 + C_H)$$

$$F_S = F_H$$

(2) 合計荷重

モルタルに発生する合計せん断荷重 $F_{S \text{ total}}$ は次のとおり算出する。

$$F_{S \text{ total}} = F_S + (P_h + P_d) \cdot A'$$

ここで， A' : モルタルが水圧を受ける面積（=0.011 m²）

ここでは，モルタルの面積が保守的になるように，貫通物の面積を考慮しない，スリーブ口径（100A=外径 114.3mm）の面積を適用している。

4.6 計算条件

(1) シール材

シール材の強度評価に用いる計算条件を表 4-9 及び表 4-10 に示す。また、貫通部止水処置に加わる津波概要を図 4-4 及び図 4-5 に示す。

表 4-9 シール材（貫通軸：水平）の強度評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 β	海水の密度 ρ (kg/m^3)	貫通部施設エリアの床 面からの浸水深さ* ¹ H (m)
第 3 号機放水立坑防 潮壁横断部 (シール材)	□	1030	21.2

貫通部位置における浸水深さ* ² h (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 による 水平方向の設計震度 C_H	重力加速度 g (m/s^2)
9.164	0.40	9.80665

注記 * 1 : 貫通部施設エリアの床面からの浸水深さ (H) は、貫通部施設エリアの床面 (O. P. -3.2m) から入力津波水位に 0.5m の余裕を考慮した津波水位 (O. P. 18.0m) までの寸法。

* 2 : 貫通部位置における浸水深さ h は開口下端高さ (O. P. 8.836m) から入力津波水位に 0.5m の余裕を考慮した津波水位 (O. P. 18.0m) までの寸法。

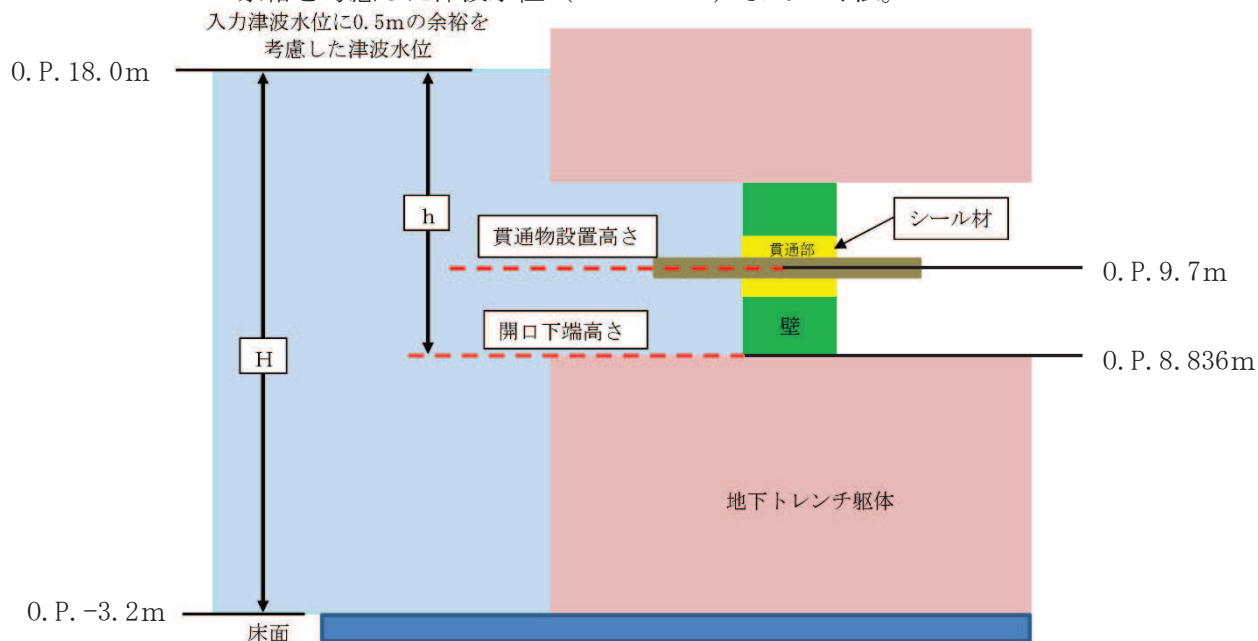


図 4-4 貫通部止水処置（貫通軸：水平）に加わる津波の概要

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-10 シール材（貫通軸：鉛直）の強度評価に用いる計算条件

貫通部箇所 (貫通部仕様)	海水の密度 ρ (kg/m ³)	抗力係数 C_D (-)	貫通部に加わる流体 の流速 U (m/s)
第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部 (シール材)	1030	2.01	1.0

貫通部位置における浸水深さ h (m)	重力加速度 g (m/s ²)
4	9.80665

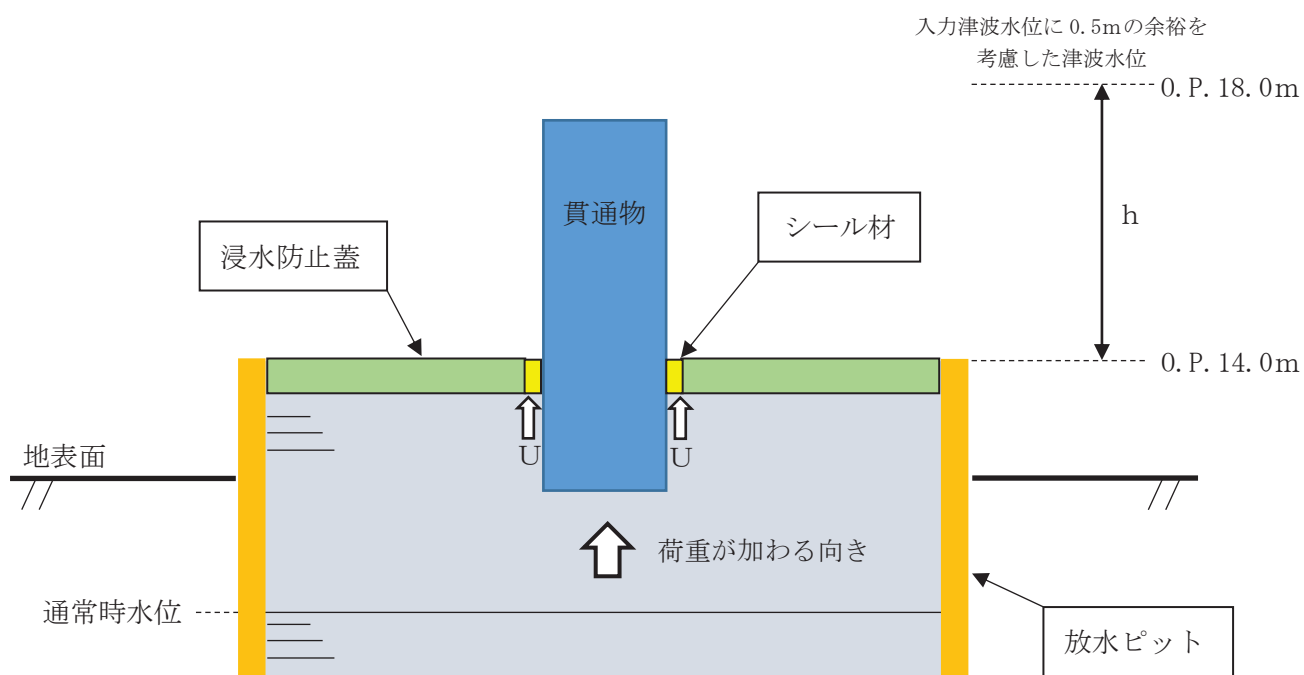


図 4-5 貫通部止水処置（貫通軸：鉛直）に加わる津波の概要

(2) モルタル

モルタルの強度評価に用いる計算条件を表 4-11 に示す。また、貫通部止水処置に加わる荷重の概要を図 4-6 に示す。

表 4-11 モルタルの強度評価に用いる計算条件

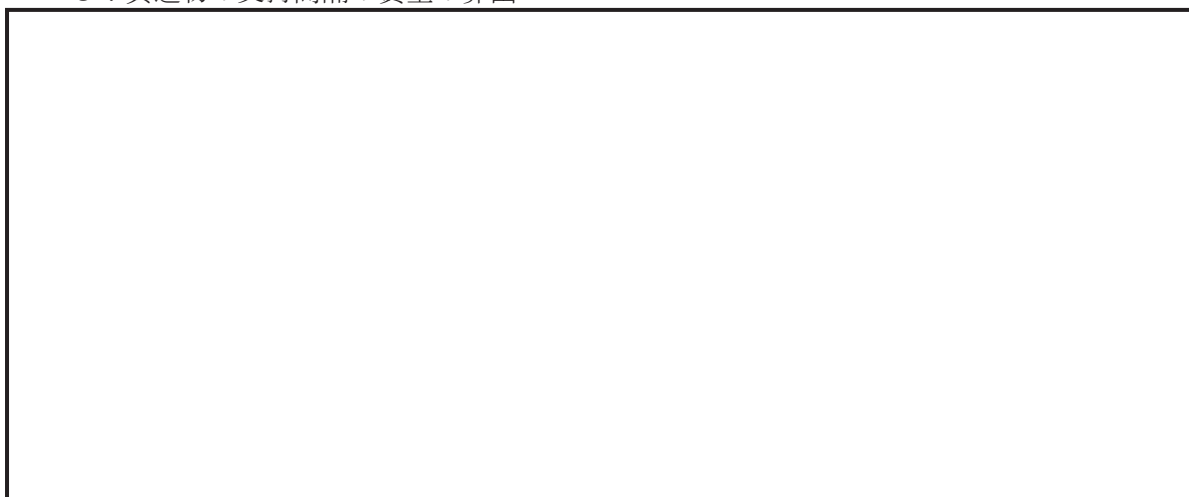
貫通部箇所 (貫通部仕様)	浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 β	海水の密度 ρ (kg/m^3)	貫通部敷設エリアの 床面からの浸水深さ H (m)
第 2 号軽油 タンクエリア (モルタル)	□	1030	5.48^{*1}

貫通部位置における 浸水深さ h (m)	貫通物の支持間隔 の質量 (kg)	モルタルが水圧を 受ける面積 A' (m^2)	動水圧算出用の 水平方向震度 C _{HW}
2.27	□	0.011	0.89^{*2}

注記 * 1 : 貫通部敷設エリアの床面からの浸水深さ H は、軽油タンク室が没水するとして、軽油タンク室の床面 (O. P. 8.5m) から屋外タンク等の破損による浸水深 (O. P. 13.8m + 0.18m) までの高さ。

* 2 : 動水圧算出用の水平方向震度は、弾性設計用地震動 S_d (7 波包絡) に伴う地震力として、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方法」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。動水圧算出用の水平方向震度を表 4-12、表 4-13 に示す

* 3 : 貫通物の支持間隔の質量の算出



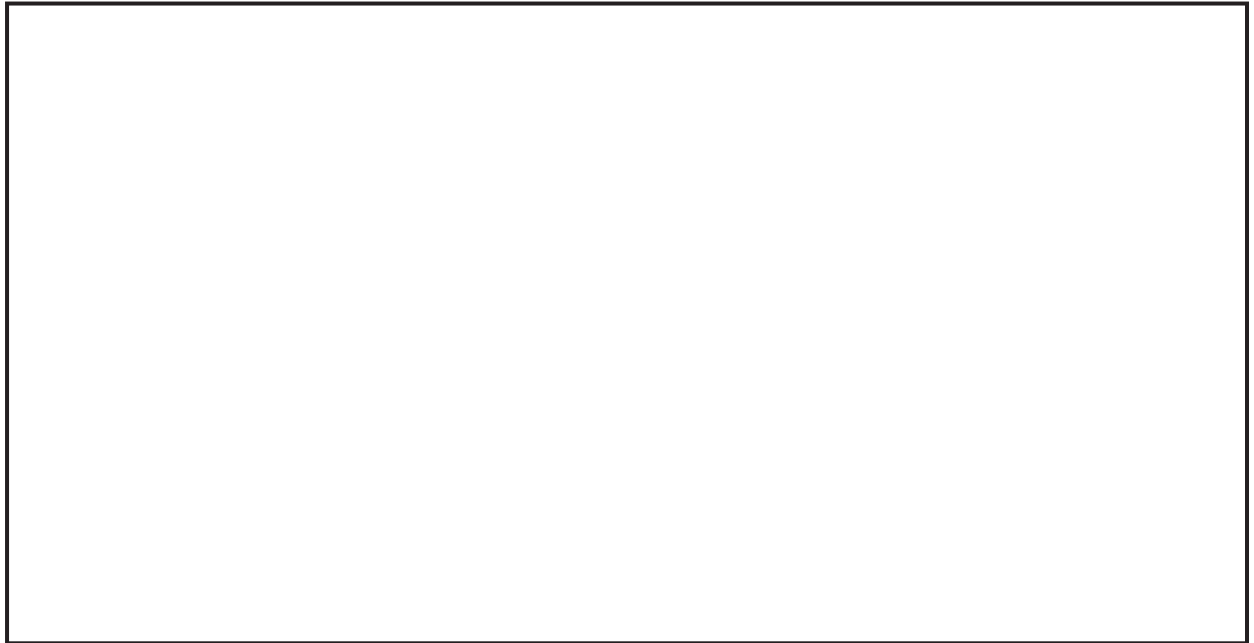


表 4-12 動水圧算出用の水平方向震度

地震動	床面高さ* ¹ O.P. (m)	貫通部止水処置の設置場所	余震による設計震度* ²	
			水平 方向震度 C _{HW}	0.89
弾性設計用地震動 S d (7波包絡)	13.8	軽油タンク室 (A, B) (タンク室)		

注記 *1: 貫通部止水処置の設置場所より高い基準床レベルを設定している。

*2: 最大床応答加速度の 1.2 倍を設計震度とした。

表 4-13 軽油タンク室 (A, B) (タンク室) 内機器等の評価用震度 (余震評価用)
(強度評価用: 1.2ZPA) (弾性設計用地震動 S d 7 波包絡, 不確かさ包絡)

標高* O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS(タンク室)	EW(タンク室)	水平包絡	鉛直
14.8	0.89	0.88	0.89	0.64
9.5	0.76	0.78	0.78	0.60

注記 *: 耐津波設計においては, 平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴う, 牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下を考慮するため, 表記 O.P. より -1 m した値を記載する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

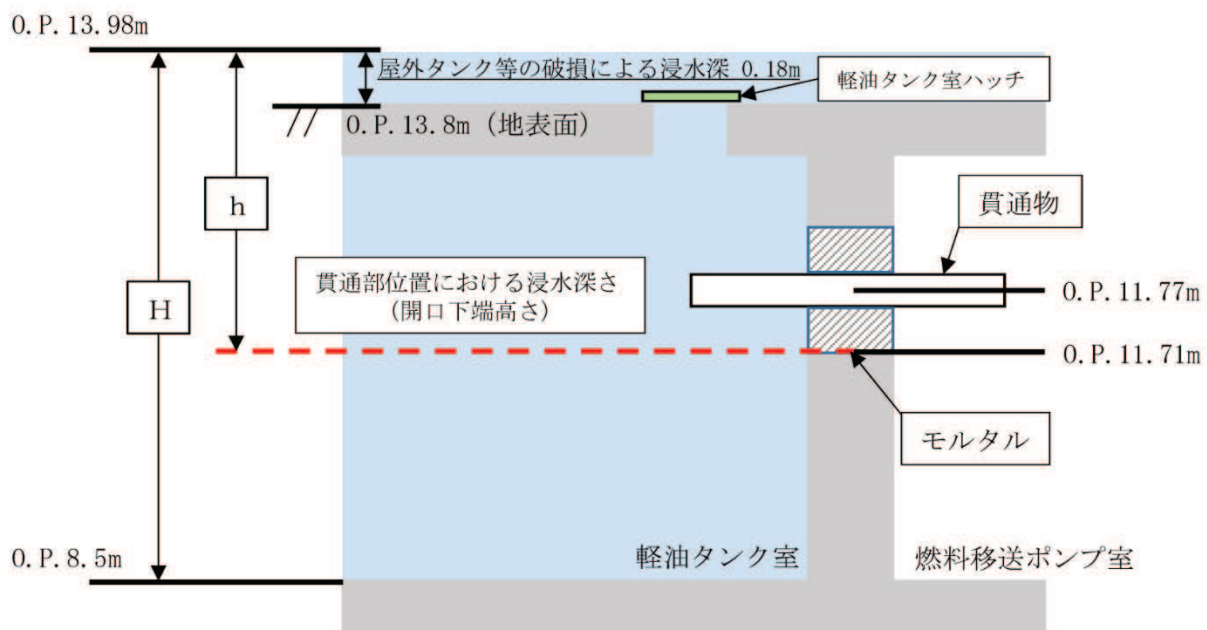


図 4-6 貫通部止水処置 (モルタル) に加わる荷重の概要

5. 評価結果

シーラ材及びモルタルの強度評価結果をそれぞれ表 5-1, 表 5-2 に示す。シーラ材, モルタルの発生圧力又は発生荷重は, 許容圧力又は許容荷重以下であることを確認した。

表 5-1 シーラ材の浸水に対する強度評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
シーラ材 (貫通軸：水平)	0.15	0.40
シーラ材 (貫通軸：鉛直)	0.08	0.40

表 5-2 モルタルの浸水に対する強度評価結果

評価部位	発生荷重 (kN)		許容荷重 (kN)
モルタル	せん断荷重 (付着荷重)	□	159

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.6 津波監視設備に関する補足説明

目 次

- 6.6.1 津波監視カメラに関する補足説明
- 6.6.2 取水ピット水位計の設計に関する補足説明

6.6.1 津波監視カメラに関する補足説明

6.6.1.1 概要

本資料は、津波監視設備のうち津波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。津波監視カメラは、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、波力及び漂流物の影響を受けない場所として、原子炉建屋屋上及び防潮堤にカメラ本体を設置し、昼夜にわたり監視可能な設計とする。また、カメラ本体からの映像信号を中央制御室に設置する津波監視設備制御盤に伝送し、中央制御室にて監視可能な設計とする。対象となる津波監視カメラの配置を図 6.6.1-1 に示す。

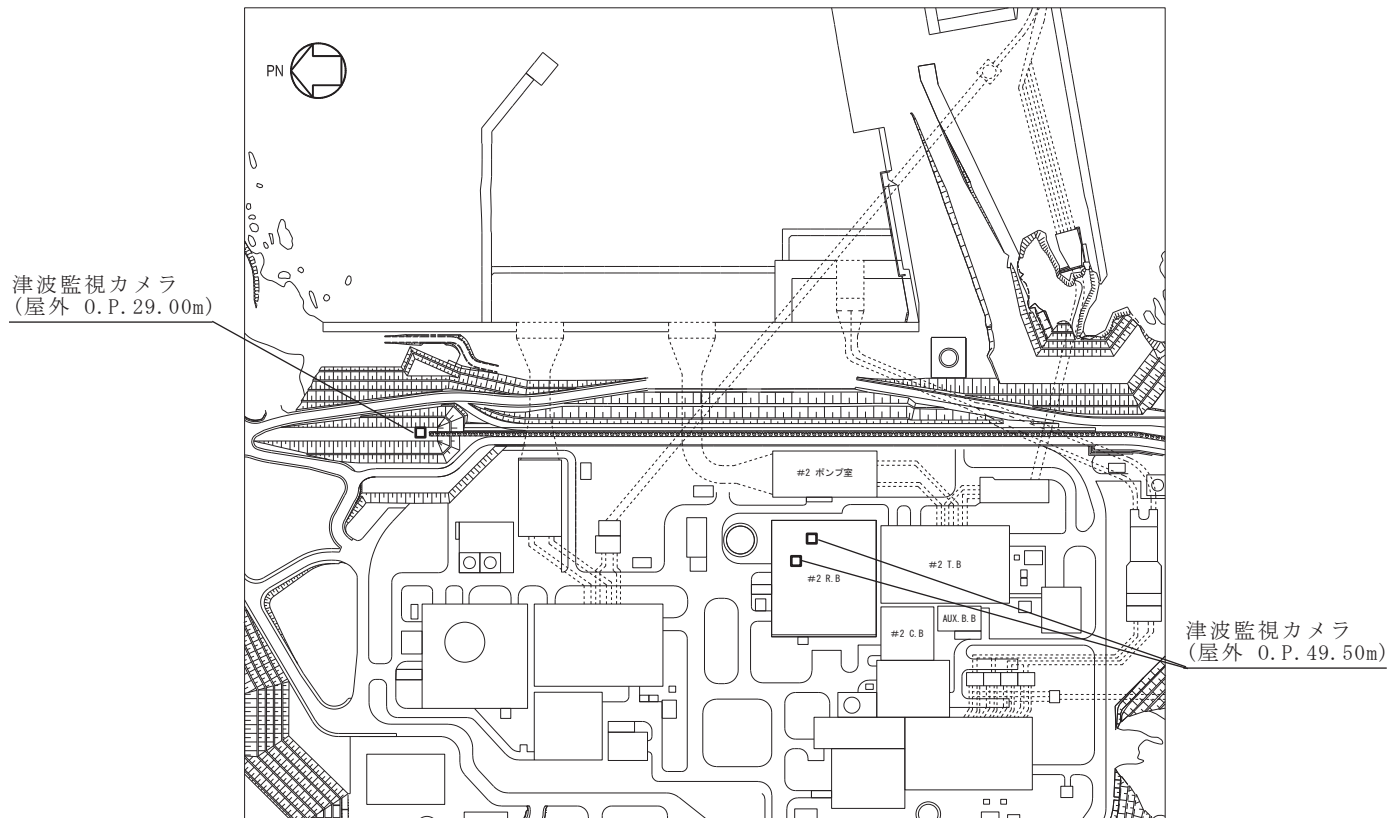


図 6.6.1-1 津波監視カメラ配置図

6.6.1.2 基本方針

津波監視カメラの耐震計算は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、津波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監視カメラの構成機器を踏まえ評価対象機器を以下のとおり設定する。

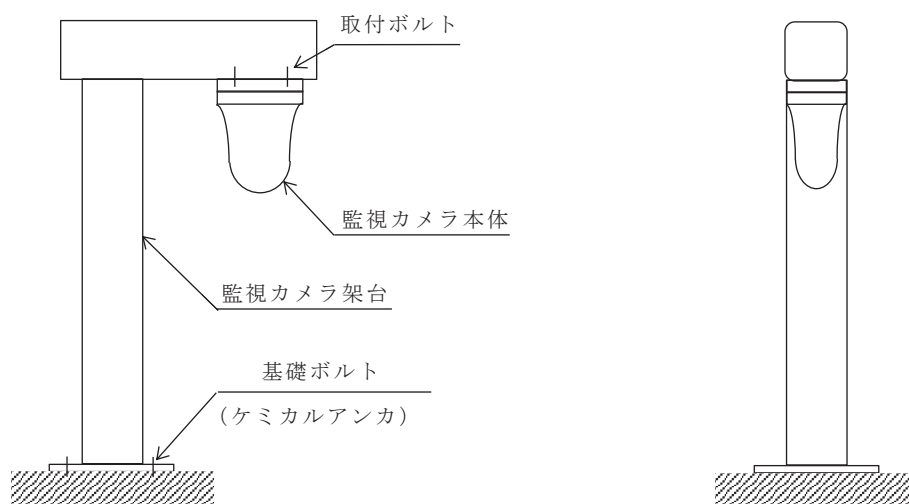
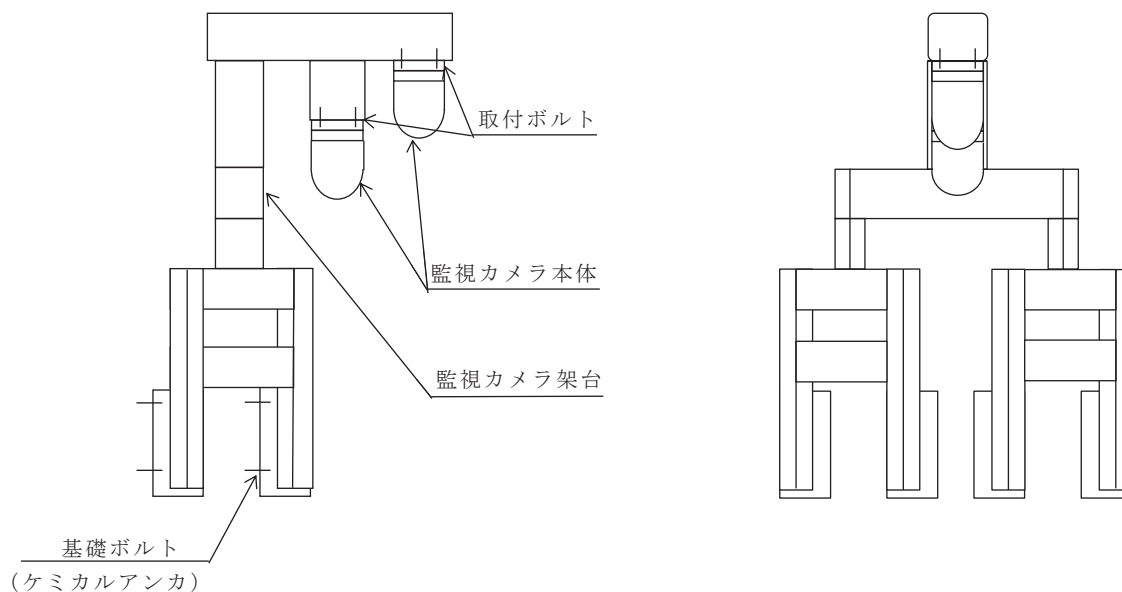
- (1) 津波監視カメラ
- (2) 津波監視設備制御盤

6.6.1.3 評価方法

(1) 津波監視カメラ

a. 一般事項

図 6.6.1-2 及び図 6.6.1-3 に津波監視カメラの概略構造図を示す。



原子炉建屋屋上に設置される監視カメラは、取付ボルトにより監視カメラ架台に固定され、監視カメラ架台は原子炉建屋屋上の外壁に基礎ボルトで設置される。

防潮堤に設置される監視カメラは、取付ボルトにより監視カメラ架台に固定され、監視カメラ架台は防潮堤基礎部に基礎ボルトで設置される。

b. 固有周期

津波監視カメラの固有周期は、三次元はりモデルによる固有値解析により求める。固有値解析の結果、固有周期が0.05秒以下であり、剛であることを確認している。

津波監視カメラの解析モデルを図6.6.1-4及び図6.6.1-5に示す。

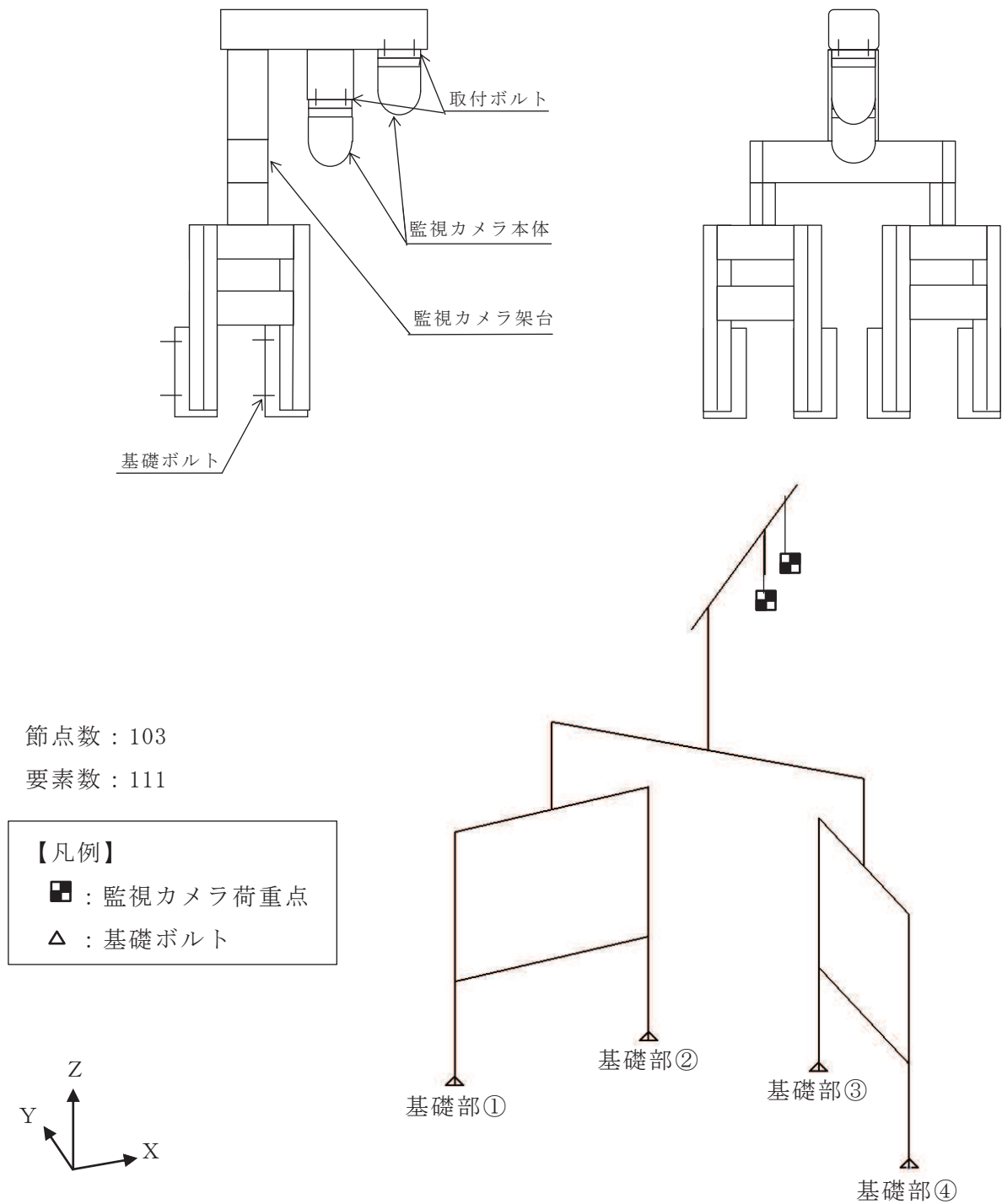


図6.6.1-4 解析モデル（原子炉建屋屋上）

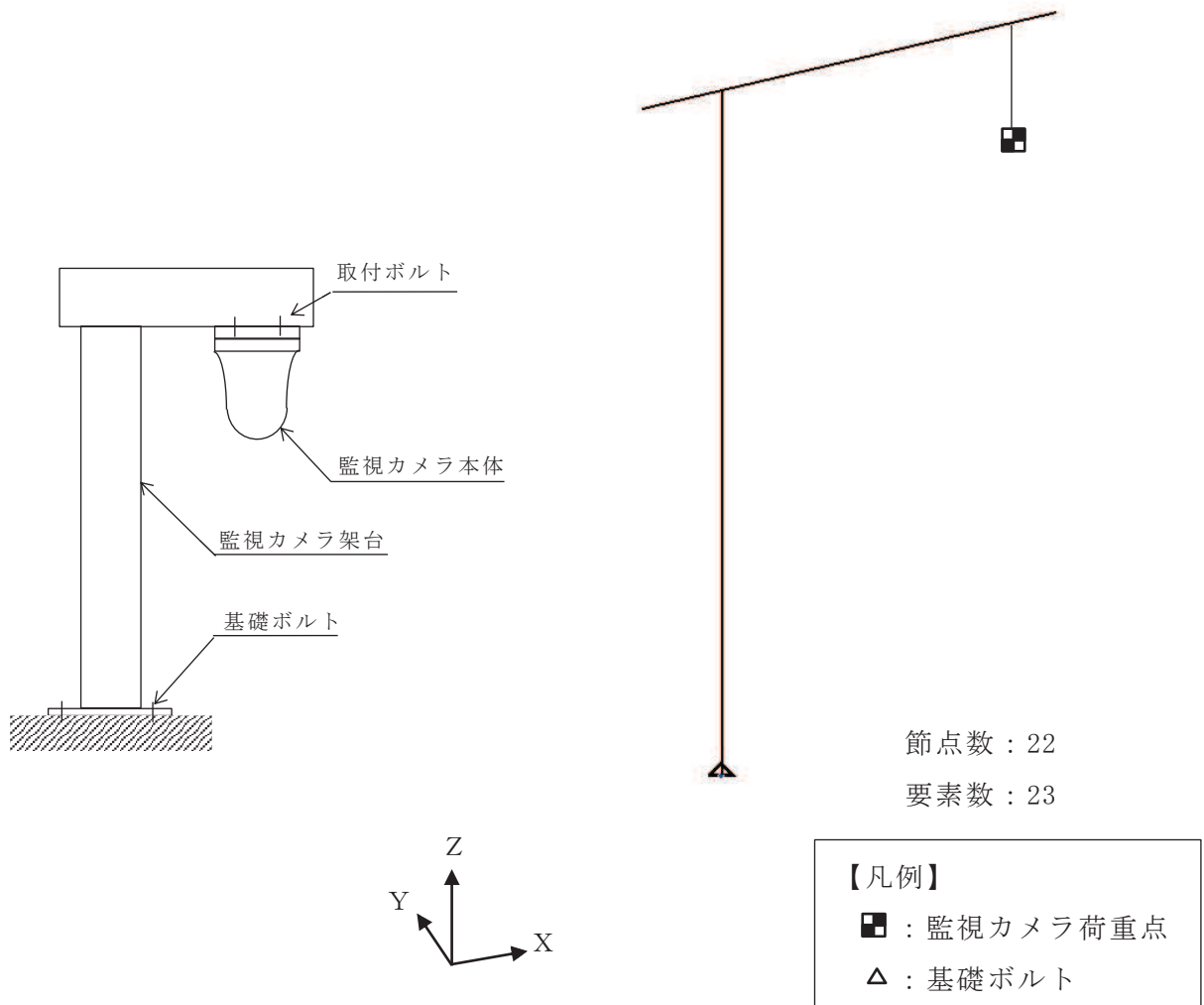


図 6.6.1-5 解析モデル（防潮堤）

c. 構造強度評価

(a) 評価条件

評価条件に用いる設計用地震力を表 6.6.1-1 に示す。

「基準地震動 S_s 」による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」及び「VI-2-10-2-2-2 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書」に基づき設定する。

表 6.6.1-1 設計用地震力（設計基準対象施設）

機器名称	据付場所 及び 床面高さ (m)	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度		基準地震動 S_s	
		水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
津波監視カメラ	原子炉建屋 O.P. 50.50	—	—	$C_H=7.28$	$C_V=2.09$
	防潮堤 O.P. 29.00	—	—	$C_H=1.69$	$C_V=1.21$

< 雰囲気温度 >

40℃（屋外）

(b) 応力計算

津波監視カメラ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。

・ 固定荷重 + 基準地震動 (S_s) + 風荷重 + 積雪荷重

イ. 固定荷重

津波監視カメラに作用する固定荷重を表 6.6.1-2 に示す。

表 6.6.1-2 固定荷重

(単位：kg)

部位	荷重
津波監視カメラ (原子炉建屋屋上)	1834
津波監視カメラ (防潮堤)	121

ロ. 風荷重

津波監視カメラに作用する風荷重 W_{WL} は次式にて求める。

$$W_{WL} = C_f \cdot q$$

ここで

W_{WL} : 風荷重 (N/m²)

C_f^* : 風力係数 = 2.4

q : 風荷重の速度圧 (N/m²)

注記*: 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。

風荷重の速度圧 q は建築基準法施行令第87条に基づき次式にて求める。

$$q = 0.6 \cdot E \cdot V_o^2$$

ここで

V_o : 設計基準風速 (m/s) = 30 m/s

E : 速度圧の高さ方向の分布を表す係数

風荷重の速度圧の高さ方向の分布を表す係数 E は次式にて求める。

$$E = E_r^2 \cdot G_r$$

G_r^* : ガスト影響係数

原子炉建屋屋上 = 2.029

防潮堤 = 2.165

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$$E_r = 1.7 \cdot \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ 以下の場合})$$

$$E_r = 1.7 \cdot \left(\frac{H}{Z_G} \right)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ より大きい場合})$$

ここで

H : カメラ設置高さ (m)

原子炉建屋屋上 = 地上 35.8 m

防潮堤 = 地上 15.2 m

α^* : 地表面粗度区分による係数 = 0.15

Z_b : 地表面粗度区分による係数 = 5

Z_G : 地表面粗度区分による係数 = 350

注記*: 当該地の地表面粗度区分Ⅱとして建設省告示第1454号の値を使用する。

(イ) 原子炉建屋屋上の風荷重 W_{WL}

$$E_r = 1.7 \times \left(\frac{35.7}{350}\right)^{0.15}$$
$$= 1.21$$

$$E = 1.21^2 \times 2.029$$
$$= 2.98$$

$$q = 0.6 \times 2.98 \times 30^2$$
$$= 1610$$

以上より,

$$W_{WL} = 2.4 \times 1610$$
$$= \underline{3864 \text{ N/m}^2}$$

(ロ) 防潮堤の風荷重 W_{WL}

$$E_r = 1.7 \times \left(\frac{15.2}{350}\right)^{0.15}$$
$$= 1.07$$

$$E = 1.07^2 \times 2.165$$
$$= 2.48$$

$$q = 0.6 \times 2.48 \times 30^2$$
$$= 1340$$

以上より,

$$W_{WL} = 2.4 \times 1340$$
$$= \underline{3216 \text{ N/m}^2}$$

ハ. 積雪荷重

津波監視カメラに作用する単位面積当たりの積雪荷重 W_{SNL} は次式にて求める。

$$W_{SNL} = d_s \cdot \rho_s \cdot 0.35$$

ここで

d_s^{*1} : 積雪の垂直推積量 (cm) = 43

ρ_s^{*2} : 積雪の単位荷重 (N/m²/cm) = 20

0.35 : 平均的な積雪荷重を与えるための係数

注記* 1 : 添付書類「VI-1-1-2-1-1 発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づく積雪量。

注記* 2 : 建築基準法施行令第 86 条第 2 項に基づく積雪の単位荷重。

以上より,

$$\begin{aligned} W_{SNL} &= 43 \times 20 \times 0.35 \\ &= \underline{301 \text{ N/m}^2} \end{aligned}$$

(c) 基礎ボルトの計算方法

基礎ボルトの応力は，三次元はりモデルによる個別解析から基礎ボルト部の内力を求めて，その結果を用いて手計算にて計算する。

ここで， N ， Q_x ， Q_y ， M_x ， M_y 及び M_z は基礎部に作用する力及びモーメントであり解析により求まる。基礎部に作用する力を図 6.6.1-6 及び図 6.6.1-7 に示す。

イ 原子炉建屋屋上基礎ボルト

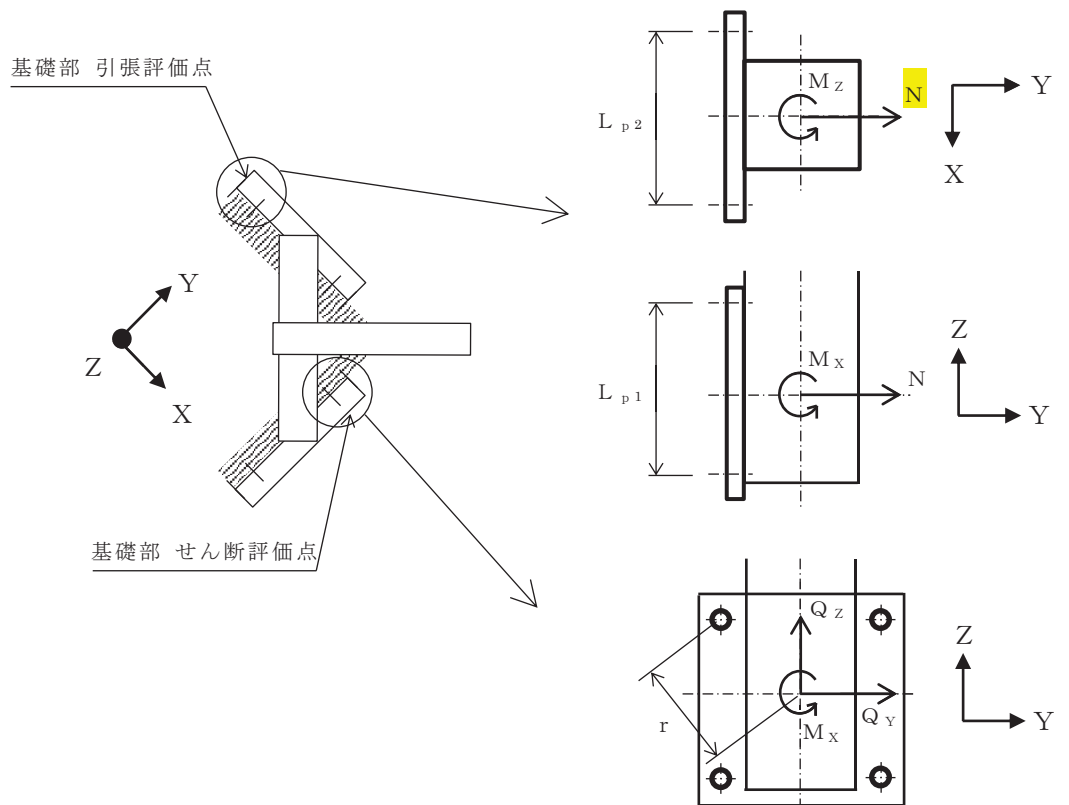


図 6.6.1-6 計算モデル（原子炉建屋屋上 基礎ボルト）

(イ) 引張応力

基礎ボルトに作用する引張力 F_b

$$\begin{aligned}
 F_b &= \frac{N}{n} + \frac{M_x}{L_{p1} \cdot (n/2)} + \frac{M_z}{L_{p2} \cdot (n/2)} \\
 &= \frac{2.529 \times 10^4}{4} + \frac{1.560 \times 10^7}{400 \times (4/2)} + \frac{2.248 \times 10^5}{400 \times (4/2)} \\
 &= \underline{2.610 \times 10^4 \text{ N}}
 \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_b

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{F_b}{A_b} \\ &= \frac{2.610 \times 10^4}{380.1} \\ &= 68.66 \\ &= \underline{69 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

(ロ) せん断応力

基礎ボルトに作用するせん断力 Q_b

$$\begin{aligned}Q_b &= \sqrt{Q_Y^2 + Q_Z^2} + \frac{M_X}{r} \\ &= \sqrt{(3.445 \times 10^4)^2 + (7.169 \times 10^4)^2} + \frac{1.277 \times 10^7}{283} \\ &= 1.247 \times 10^5 \text{ N}\end{aligned}$$

ここで

r : 基礎ボルト中心から基礎部中心までの距離 = 283 mm

基礎ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力 τ_b

$$\begin{aligned}\tau_b &= \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \\ &= \frac{1.247 \times 10^5}{4 \times 380.1} \\ &= 82.01 \\ &= \underline{83 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

ここで

n : 基礎ボルトの本数 = 4 本

A_b : 基礎ボルトの軸断面積 = 380.1 mm²

ロ 防潮堤基礎ボルト

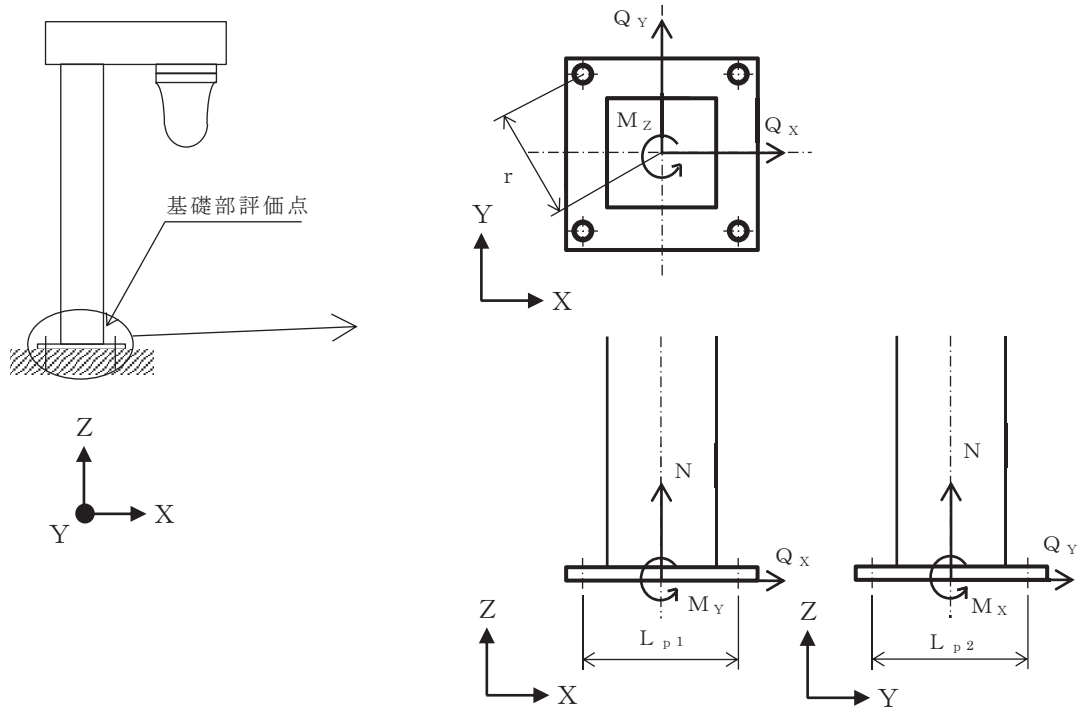


図 6.6.1-7 計算モデル（防潮堤 基礎ボルト）

(イ) 引張応力

基礎ボルトに作用する引張力 F_b

$$\begin{aligned}
 F_b &= \frac{N}{n} + \frac{M_x}{L_{p2} \cdot (n/2)} + \frac{M_y}{L_{p1} \cdot (n/2)} \\
 &= \frac{2.489 \times 10^2}{4} + \frac{0}{320 \times (4/2)} + \frac{2.474 \times 10^6}{220 \times (4/2)} \\
 &= \underline{5.685 \times 10^3 \text{ N}}
 \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_b

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{F_b}{A_b} \\
 &= \frac{5.685 \times 10^3}{201.1} \\
 &= 28.26 \\
 &= \underline{29 \text{ MPa}}
 \end{aligned}$$

(ロ) せん断応力

基礎ボルトに作用するせん断力 Q_b

$$\begin{aligned} Q_b &= \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2} + \frac{M_z}{r} \\ &= \sqrt{(8.885 \times 10^{-11})^2 + (3.707 \times 10^3)^2} + \frac{3.452 \times 10^5}{194} \\ &= 5.486 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

ここで

r : 基礎ボルト中心から基礎部中心までの距離 = 194 mm

基礎ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力 τ_b

$$\begin{aligned} \tau_b &= \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \\ &= \frac{5.486 \times 10^3}{4 \times 201.1} \\ &= 6.81 \\ &= 7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ここで

n : 基礎ボルトの本数 = 4 本

A_b : 基礎ボルトの軸断面積 = 201.1 mm²

(d) 基礎ボルトの応力評価方法

基礎ボルトの許容応力評価条件を表 6.6.1-3 に、許容応力の算出方法を表 6.6.1-4 に示す。

表 6.6.1-3 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
		周囲環境 温度				
基礎ボルト (原子炉建屋屋上)	SNB7 (d ≤ 63)	周囲環境 温度	40	725	860	—
基礎ボルト (防潮堤)	SNB7 (d ≤ 63)	周囲環境 温度	40	725	860	—

表 6.6.1-4 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容応力*1, *2 (ボルト等)	
	一次応力	
	引張り	せん断
Ⅲ _A S	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

*2：当該の応力が生じない場合、規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

イ 原子炉建屋屋上の許容応力

(イ) 許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min} (1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}) \cdot 0.8$$

$$f_{to} = \frac{F}{2} \cdot 1.5$$

$$= \frac{602}{2} \times 1.5$$

$$= \underline{451 \text{ MPa}}$$

$$f_{ts} = \text{Min} (1.4 \times 451 - 1.6 \times 64, 451) \times 0.8$$

$$= \text{Min} (529, 451) \times 0.8$$

$$= \underline{360 \text{ MPa}}$$

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。

(ロ) 許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$f_{sb} = \frac{F}{1.5\sqrt{3}} \cdot 1.5 \cdot 0.8$$

$$= \frac{602}{1.5\sqrt{3}} \times 1.5 \times 0.8$$

$$= \underline{278 \text{ MPa}}$$

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。

ロ 防潮堤の許容応力

(イ) 許容引張応力

許容引張応力 $f_{t s}$

$$f_{t s} = \text{Min} (1.4 \cdot f_{t o} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{t o}) \cdot 0.8$$

$$f_{t o} = \frac{F}{2} \cdot 1.5$$

$$= \frac{602}{2} \times 1.5$$

$$= \underline{451 \text{ MPa}}$$

$$f_{t s} = \text{Min} (1.4 \times 451 - 1.6 \times 5, 451) \times 0.8$$

$$= \text{Min} (623, 451) \times 0.8$$

$$= \underline{360 \text{ MPa}}$$

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。

(ロ) 許容せん断応力

許容せん断応力 $f_{s b}$

$$f_{s b} = \frac{F}{1.5\sqrt{3}} \cdot 1.5 \cdot 0.8$$

$$= \frac{602}{1.5\sqrt{3}} \times 1.5 \times 0.8$$

$$= \underline{278 \text{ MPa}}$$

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。

(e) 監視カメラ架台の計算方法

監視カメラ架台は、三次元はりモデルによる個別解析から監視カメラ架台の内力を求めて、その結果を用いて手計算にて計算する。

監視カメラ架台に作用する力は図 6.6.1-8 及び図 6.6.1-9 に示す。

イ 原子炉建屋屋上の監視カメラ架台

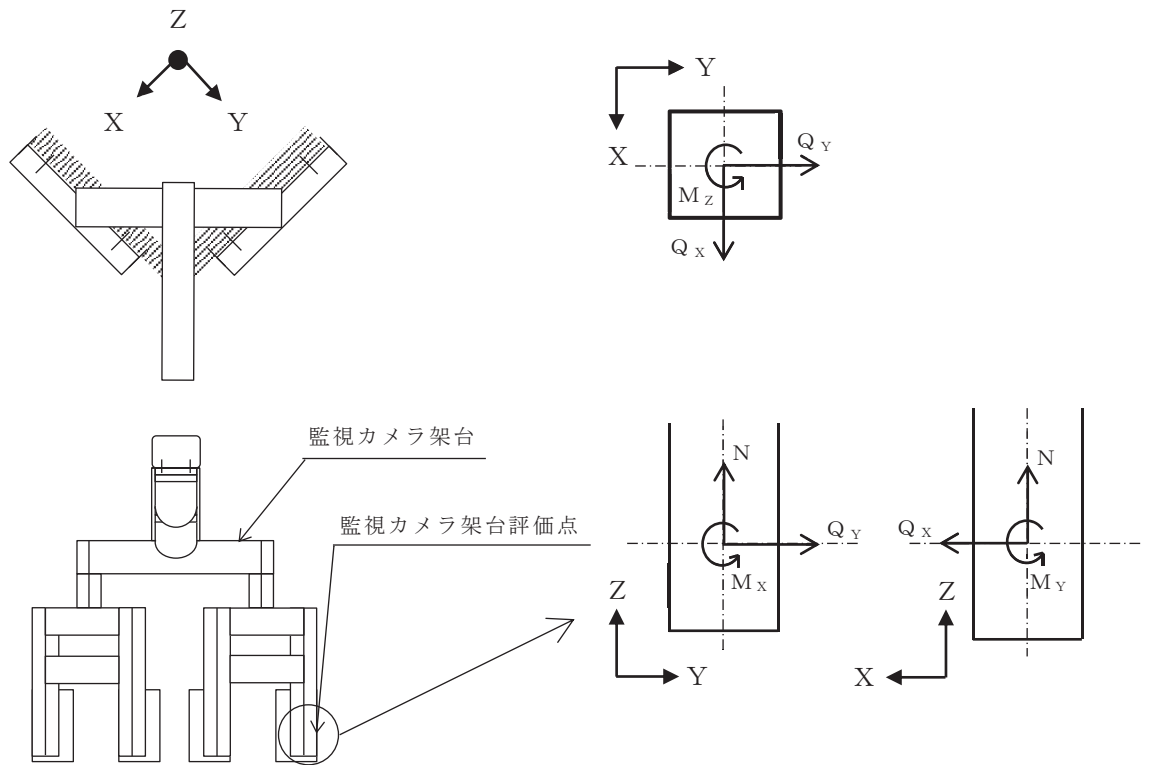


図 6.6.1-8 計算モデル（原子炉建屋屋上 監視カメラ架台）

原子炉建屋屋上の監視カメラ架台に作用する圧縮応力 σ_c ，曲げ応力 σ_{bx} ， σ_{by} ，せん断応力 τ_x ， τ_y 及び組合せ応力 σ_m は次式より求める。

$$\sigma_c = \frac{|N|}{A} = \frac{5.031 \times 10^4}{6.667 \times 10^3} = 7.54 = \underline{8 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{Z_x} = \frac{9.791 \times 10^6}{3.99 \times 10^5} = 24.53 = \underline{25 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{Z_y} = \frac{1.560 \times 10^7}{3.99 \times 10^5} = 39.09 = \underline{40 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sx} = \frac{Q_x}{A_{sx}} = \frac{1.854 \times 10^4}{2.628 \times 10^3} = 7.05 = \underline{8 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sy} = \frac{Q_y}{A_{sy}} = \frac{2.190 \times 10^4}{2.628 \times 10^3} = 8.33 = \underline{9 \text{ MPa}}$$

$$\tau_t = \frac{M_z}{\alpha} = \frac{2.248 \times 10^5}{6.567 \times 10^5} = 0.34 = \underline{1 \text{ MPa}}$$

$$\tau_x = \tau_{s_x} + \tau_t = 8 + 1 = \underline{9 \text{ MPa}}$$

$$\tau_y = \tau_{s_y} + \tau_t = 9 + 1 = \underline{10 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_m = \sqrt{(\sigma_c + \sigma_{b_x} + \sigma_{b_y})^2 + 3\tau^2}$$

$$\tau = \text{Max}(\tau_x, \tau_y)$$

$$= \text{Max}(9, 10)$$

$$= \underline{10 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_m = \sqrt{(8 + 25 + 40)^2 + 3 \times 10^2}$$

$$= 75.02$$

$$= \underline{76 \text{ MPa}}$$

ここで、 N 、 M_x 、 M_y 、 Q_x 、 Q_y は原子炉建屋屋上の監視カメラ架台に作用する力及びモーメントであり解析により求まる。

ロ 防潮堤の監視カメラ架台

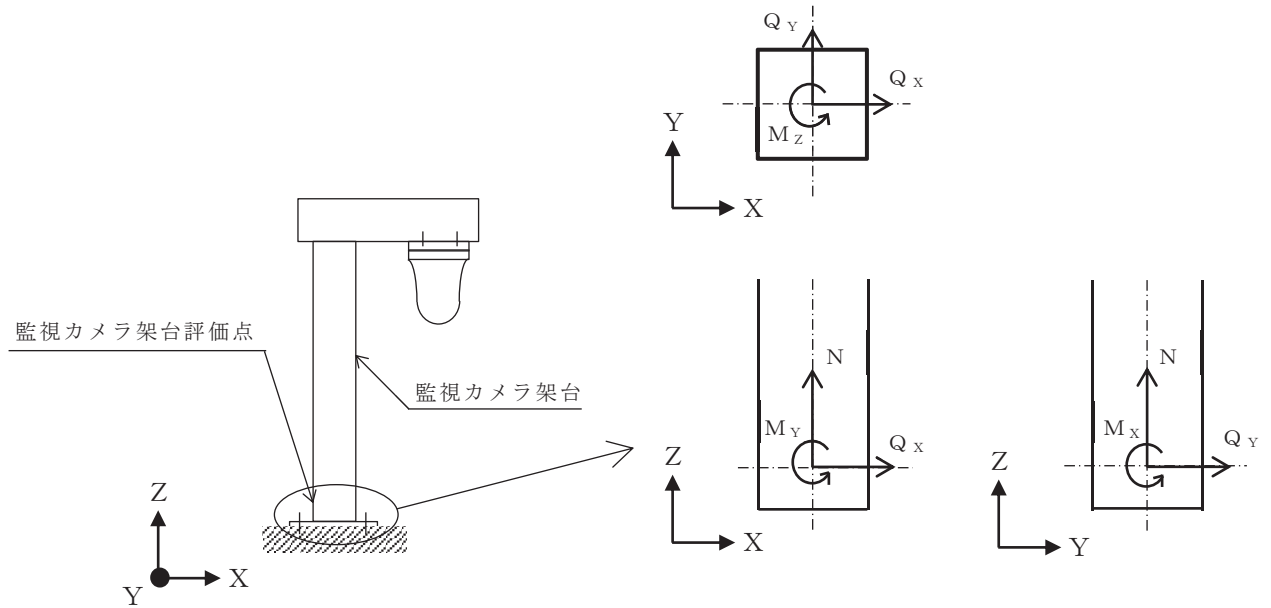


図 6.6.1-9 計算モデル（防潮堤 監視カメラ架台）

防潮堤の監視カメラ架台に作用する圧縮応力 σ_c 、曲げ応力 σ_{bx} 、 σ_{by} 、せん断応力 τ_x 、 τ_y 及び組合せ応力 σ_m は次式より求める。

$$\sigma_c = \frac{|N|}{A} = \frac{2.543 \times 10^3}{6.667 \times 10^3} = 0.38 = \underline{1 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bx} = \frac{M_x}{Z_x} = \frac{0}{4.38 \times 10^5} = \underline{0 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{by} = \frac{M_y}{Z_y} = \frac{2.664 \times 10^6}{3.30 \times 10^5} = 8.07 = \underline{9 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sx} = \frac{Q_x}{A_{sx}} = \frac{3.566 \times 10^3}{1.728 \times 10^3} = 2.06 = \underline{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{sy} = \frac{Q_y}{A_{sy}} = \frac{0}{3.528 \times 10^3} = \underline{0 \text{ MPa}}$$

$$\tau_t = \frac{M_z}{\alpha} = \frac{0}{6.117 \times 10^5} = \underline{0 \text{ MPa}}$$

$$\tau_x = \tau_{sx} + \tau_t = 3 + 0 = \underline{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_y = \tau_{sy} + \tau_t = 0 + 0 = \underline{0 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_m = \sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by})^2 + 3\tau^2}$$

$$\begin{aligned}\tau &= \text{Max} (\tau_x, \tau_y) \\ &= \text{Max} (3, 0) \\ &= \underline{3 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_m &= \sqrt{(1+0+9)^2 + 3 \times 3^2} \\ &= 11.26 \\ &= \underline{12 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

ここで、 N 、 M_x 、 M_y 、 Q_x 、 Q_y は監視カメラ架台に作用する力であり解析により求まる。

ハ 監視カメラ架台の応力計算方法

(イ) 圧縮

監視カメラ架台の圧縮応力 σ_c は下式を満足すること。

$$\frac{\sigma_c}{1.5 \cdot f_c} \leq 1$$

(ロ) 曲げ

監視カメラ架台の曲げ応力 σ_{bx} , σ_{by} は下式を満足すること。

$$\frac{\sigma_{bx}}{1.5 \cdot f_{bx}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{by}}{1.5 \cdot f_{by}} \leq 1$$

(ハ) せん断

監視カメラ架台のせん断応力 τ_x , τ_y は下式を満足すること。

$$\frac{\tau_x}{1.5 \cdot f_s} \leq 1$$

$$\frac{\tau_y}{1.5 \cdot f_s} \leq 1$$

(ニ) 組合せ

監視カメラ架台の組合せ応力は下式を満足すること。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by})^2 + 3\tau^2}}{1.5 \cdot f_t} \leq 1$$

ここで, $\tau = \text{Max}(\tau_x, \tau_y)$

(f) 応力の評価方法

監視カメラ架台の許容応力評価条件を表 6.6.1-5 に、許容応力の算出方法を表 6.6.1-6 に示す。

表 6.6.1-5 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y (RT) (MPa)
監視カメラ架台 (原子炉建屋屋上)	STKR400	周囲環境 温度	40	245	400	—
監視カメラ架台 (防潮堤)	STKR400	周囲環境 温度	40	245	400	—

表 6.6.1-6 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容応力*1, *2 (ボルト等以外)			
	一次応力			
	引張り	せん断	圧縮	曲げ
Ⅲ _A S	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_c$	$1.5 \cdot f_b$

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

*2：当該の応力が生じない場合、規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

(g) 計算条件

評価に用いる数値を表 6.6.1-7 及び表 6.6.1-8 に示す。

表 6.6.1-7 計算条件 (原子炉建屋屋上)

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m	kg	1834
水平方向設計震度	C_H	—	7.28
鉛直方向設計震度	C_V	—	2.09
風荷重の減速圧	q	N/m^2	1610
風力係数	C_f	—	2.4
積雪の垂直堆積量	d_s	cm	43
積雪の単位荷重	ρ_s	$N/m^2/cm$	20
基礎ボルトの呼び径	d	mm	22
基礎ボルトの軸断面積	A_b	mm^2	380.1
基礎ボルトの本数	n	—	4
せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力	$f_{s b}$	MPa	278
引張力のみを受ける基礎ボルトの許容引張応力	$f_{t o}$	MPa	451
引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力	$f_{t s}$	MPa	360
基礎ボルト中心間距離	$L_{p 1}$	mm	400
基礎ボルト中心間距離	$L_{p 2}$	mm	400
基礎ボルト中心から基礎部中心までの距離	r	mm	283

表 6.6.1-8 計算条件 (防潮堤)

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m	kg	121
水平方向設計震度	C_H	—	1.69
鉛直方向設計震度	C_V	—	1.21
風荷重の減速圧	q	N/m^2	1340
風力係数	C_f	—	2.4
積雪の垂直堆積量	d_s	cm	43
積雪の単位荷重	ρ_s	$N/m^2/cm$	20
基礎ボルトの呼び径	d	mm	16
基礎ボルトの軸断面積	A_b	mm^2	201.1
基礎ボルトの本数	n	—	4
せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力	$f_{s b}$	MPa	278
引張力のみを受ける基礎ボルトの許容引張応力	$f_{t o}$	MPa	451
引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力	$f_{t s}$	MPa	360
基礎ボルト中心間距離	$L_{p 1}$	mm	220
基礎ボルト中心間距離	$L_{p 2}$	mm	320
基礎ボルト中心から基礎部中心までの距離	r	mm	194

(h) 部材の機器要目

部材の機器要目を表 6.6.1-9 及び表 6.6.1-10 に示す。

表 6.6.1-9 (1) 部材の機器要目 (原子炉建屋屋上)

機器名称			津波監視カメラ (原子炉建屋屋上)			
対象要素			柱 (下段)	梁 (下段)	柱 (中段)	梁 (中段)
材料			STKR400	STKR400	STKR400	STKR400
断面形状			角形鋼管	角形鋼管	角形鋼管	角形鋼管
寸法		mm	200×200×9	200×200×9	200×200×9	250×250×9
断面積	A	mm ²	6.667×10 ³	6.667×10 ³	6.667×10 ³	8.467×10 ³
断面二次 モーメント	I _x	mm ⁴	3.99×10 ⁷	3.99×10 ⁷	3.99×10 ⁷	8.09×10 ⁷
	I _y	mm ⁴	3.99×10 ⁷	3.99×10 ⁷	3.99×10 ⁷	8.09×10 ⁷
ねじり定数	J	mm ⁴	6.271×10 ⁷	6.271×10 ⁷	6.271×10 ⁷	1.260×10 ⁸
せん断面積	A _{sx}	mm ²	2.628×10 ³	2.628×10 ³	2.628×10 ³	3.528×10 ³
	A _{sy}	mm ²	2.628×10 ³	2.628×10 ³	2.628×10 ³	3.528×10 ³
断面係数	Z _x	mm ³	3.99×10 ⁵	3.99×10 ⁵	3.99×10 ⁵	6.47×10 ⁵
	Z _y	mm ³	3.99×10 ⁵	3.99×10 ⁵	3.99×10 ⁵	6.47×10 ⁵

表 6.6.1-9 (2) 部材の機器要目 (原子炉建屋屋上)

機器名称			津波監視カメラ (原子炉建屋屋上)			
対象要素			柱 (上段)	梁 (上段)	梁 (カメラ設置部)	カメラ台
材料			STKR400	STKR400	STKR400	STKR400
断面形状			角形鋼管	角形鋼管	角形鋼管	角形鋼管
寸法		mm	250×250×9	250×150×6	250×150×4.5	250×250×6
断面積	A	mm ²	8.467×10 ³	4.563×10 ³	3.432×10 ³	5.763×10 ³
断面二次 モーメント	I _x	mm ⁴	8.09×10 ⁷	3.89×10 ⁷	2.949×10 ⁷	5.67×10 ⁷
	I _y	mm ⁴	8.09×10 ⁷	1.77×10 ⁷	1.353×10 ⁷	5.67×10 ⁷
ねじり定数	J	mm ⁴	1.260×10 ⁸	3.818×10 ⁷	2.937×10 ⁷	8.716×10 ⁷
せん断面積	A _{sx}	mm ²	3.528×10 ³	1.368×10 ³	1.107×10 ³	2.568×10 ³
	A _{sy}	mm ²	3.528×10 ³	2.568×10 ³	2.007×10 ³	2.568×10 ³
断面係数	Z _x	mm ³	6.47×10 ⁵	3.11×10 ⁵	2.359×10 ⁵	4.54×10 ⁵
	Z _y	mm ³	6.47×10 ⁵	2.36×10 ⁵	1.804×10 ⁵	4.54×10 ⁵

表 6.6.1-10 部材の機器要目 (防潮堤)

機器名称			津波監視カメラ (防潮堤)		
対象要素			梁	梁 (カメラ設置部)	柱
材料			STKR400	STKR400	STKR400
断面形状			角形鋼管	角形鋼管	角形鋼管
寸法		mm	250×150×6	250×150×4.5	250×150×9
断面積	A	mm ²	4.563×10 ³	3.432×10 ³	6.667×10 ³
断面二次 モーメント	I _x	mm ⁴	3.89×10 ⁷	2.949×10 ⁷	5.48×10 ⁷
	I _y	mm ⁴	1.77×10 ⁷	1.353×10 ⁷	2.47×10 ⁷
ねじり定数	J	mm ⁴	3.818×10 ⁷	2.937×10 ⁷	5.441×10 ⁷
せん断面積	A _{sx}	mm ²	1.368×10 ³	1.107×10 ³	1.728×10 ³
	A _{sy}	mm ²	2.568×10 ³	2.007×10 ³	3.528×10 ³
断面係数	Z _x	mm ³	3.11×10 ⁵	2.359×10 ⁵	4.38×10 ⁵
	Z _y	mm ³	2.36×10 ⁵	1.804×10 ⁵	3.30×10 ⁵

(i) 構造強度評価結果

基礎ボルトの構造強度評価の結果を表 6.6.1-11 に示す。発生応力が許容応力以下であることから、基礎ボルトが構造健全性を有することを確認した。

表 6.6.1-11 基礎ボルトの応力評価結果

評価部位	設置場所	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
基礎ボルト	原子炉建屋 屋上	引張り	$\sigma_b = 69$	$f_{ts} = 360^*$
		せん断	$\tau_b = 83$	$f_{sb} = 278$
基礎ボルト	防潮堤	引張り	$\sigma_b = 29$	$f_{ts} = 360^*$
		せん断	$\tau_b = 7$	$f_{sb} = 278$

注記* : $f_{sb} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$

監視カメラ架台の構造強度評価の結果を表 6.6.1-12 に示す。発生応力が許容応力以下であることから、監視カメラ架台が構造健全性を有することを確認した。

表 6.6.1-12 監視カメラ架台の応力評価結果

評価部位	設置場所	応力		発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
監視 カメラ 架台	原子炉 建屋 屋上	圧縮		$\sigma_c = 8$	$1.5 \cdot f_c = 224$
		曲げ	X方向	$\sigma_{bx} = 25$	$1.5 \cdot f_{bx} = 245$
			Y方向	$\sigma_{by} = 40$	$1.5 \cdot f_{by} = 245$
		せん断	X方向	$\tau_x = 9$	$1.5 \cdot f_s = 141$
			Y方向	$\tau_y = 10$	$1.5 \cdot f_s = 141$
		組合せ	垂直+せん断	$\sigma_m = 76$	$1.5 \cdot f_t = 245$
監視 カメラ 架台	防潮堤	圧縮		$\sigma_c = 1$	$1.5 \cdot f_c = 223$
		曲げ	X方向	$\sigma_{bx} = 0$	$1.5 \cdot f_{bx} = 245$
			Y方向	$\sigma_{by} = 9$	$1.5 \cdot f_{by} = 245$
		せん断	X方向	$\tau_x = 3$	$1.5 \cdot f_s = 141$
			Y方向	$\tau_y = 0$	$1.5 \cdot f_s = 141$
		組合せ	垂直+せん断	$\sigma_m = 12$	$1.5 \cdot f_t = 245$

(2) 津波監視設備制御盤

a. 一般事項

図 6.6.1-10 に津波監視設備制御盤の概略構造図を示す。

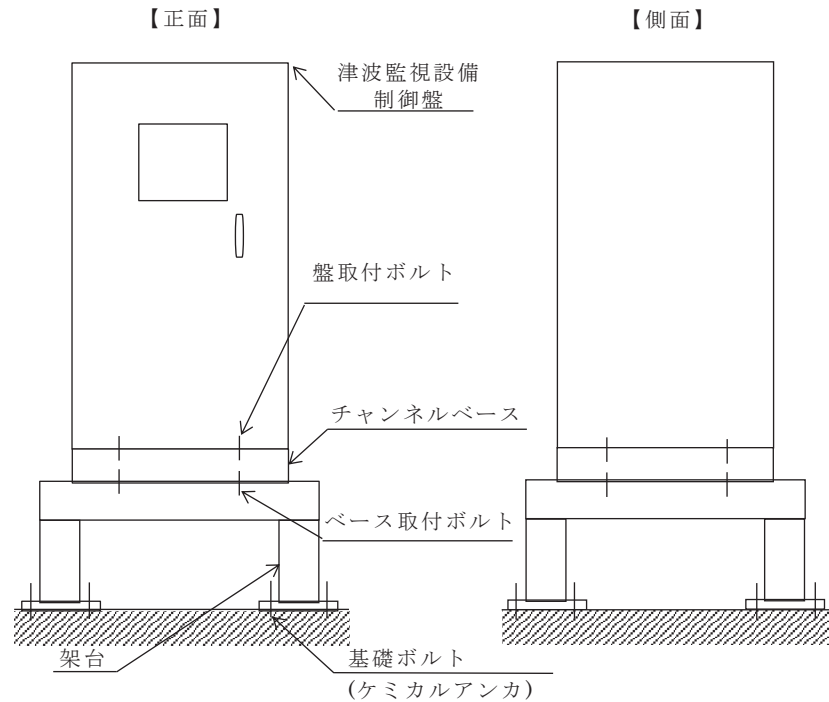


図 6.6.1-10 概略構造図（津波監視設備制御盤）

b. 固有周期

津波監視設備制御盤の固有周期は、振動試験装置により固有振動数（共振周波数）を測定する。測定の結果、固有周期は 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。

c. 構造強度評価

(a) 評価条件

評価に用いる設計用地震力を表 6.6.1-13 に示す。

津波監視設備制御盤の構造強度評価は、添付書類「VI-2-1-13-7 盤の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の耐震計算方法に基づき行う。

表 6.6.1-13 設計用地震力

機器名称	据付場所 及び 床面高さ (m)	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度		基準地震動 S_s	
		水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
津波監視設備 制御盤	制御建屋 O.P. 22.95*	—	—	$C_H=2.78$	$C_V=2.00$

注記*：基準床レベルを示す。

< 雰囲気温度 >

40°C (中央制御室)

(b) 応力計算

イ 引張応力

(イ) 盤取付ボルト

盤取付ボルトに作用する引張力 F_{b1}

$$F_{b1} = \frac{m_1 \cdot C_H \cdot h_1 \cdot g - m_1 \cdot (1 - C_V) \cdot l_{21} \cdot g}{n_{f1} \cdot (l_{11} + l_{21})}$$

$$= \frac{955 \times 2.78 \times 2300 \times 9.80665 - 955 \times (1 - 2.00) \times 920 \times 9.80665}{4 \times (0 + 920)}$$

$$= 1.861 \times 10^4 \text{ N}$$

盤取付ボルトに作用する引張応力 σ_{b1}

$$\sigma_{b1} = \frac{F_{b1}}{A_{b1}}$$

$$= \frac{1.861 \times 10^4}{201.1}$$

$$= 93 \text{ MPa}$$

(ロ) ベース取付ボルト

ベース取付ボルトに作用する引張力 F_{b2}

$$\begin{aligned} F_{b2} &= \frac{m_2 \cdot C_H \cdot h_2 \cdot g - m_2 \cdot (1 - C_V) \cdot l_{22} \cdot g}{n_{f2} \cdot (l_{12} + l_{22})} \\ &= \frac{1145 \times 2.78 \times 2450 \times 9.80665 - 1145 \times (1 - 2.00) \times 920 \times 9.80665}{2 \times (0 + 920)} \\ &= \underline{4.718 \times 10^4 \text{ N}} \end{aligned}$$

ベース取付ボルトに作用する引張応力 σ_{b2}

$$\begin{aligned} \sigma_{b2} &= \frac{F_{b2}}{A_{b2}} \\ &= \frac{4.718 \times 10^4}{314.2} \\ &= \underline{151 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

(ハ) 基礎ボルト

基礎ボルトに作用する引張力 F_{b3}

$$\begin{aligned} F_{b3} &= \frac{m_3 \cdot C_H \cdot h_3 \cdot g - m_3 \cdot (1 - C_V) \cdot l_{23} \cdot g}{n_{f3} \cdot (l_{13} + l_{23})} \\ &= \frac{1650 \times 2.78 \times 2950 \times 9.80665 - 1650 \times (1 - 2.00) \times 1082.5 \times 9.80665}{4 \times (62.5 + 1082.5)} \\ &= \underline{3.280 \times 10^4 \text{ N}} \end{aligned}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_{b3}

$$\begin{aligned} \sigma_{b3} &= \frac{F_{b3}}{A_{b3}} \\ &= \frac{3.280 \times 10^4}{201.1} \\ &= \underline{164 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

ロ せん断応力

(イ) 盤取付ボルト

盤取付ボルトに作用するせん断力 Q_{b1}

$$\begin{aligned} Q_{b1} &= m_1 \cdot C_H \cdot g \\ &= 955 \times 2.78 \times 9.80665 \\ &= \underline{2.604 \times 10^4 \text{ N}} \end{aligned}$$

盤取付ボルト 1 本あたりに作用するせん断応力 τ_{b1}

$$\begin{aligned}\tau_{b1} &= \frac{Q_{b1}}{n_1 \cdot A_{b1}} \\ &= \frac{2.604 \times 10^4}{12 \times 201.1} \\ &= \underline{11 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

(ロ) ベース取付ボルト

ベース取付ボルトに作用するせん断力 Q_{b2}

$$\begin{aligned}Q_{b2} &= m_2 \cdot C_H \cdot g \\ &= 1145 \times 2.78 \times 9.80665 \\ &= \underline{3.122 \times 10^4 \text{ N}}\end{aligned}$$

盤取付ボルト 1 本あたりに作用するせん断応力 τ_{b2}

$$\begin{aligned}\tau_{b2} &= \frac{Q_{b2}}{n_2 \cdot A_{b2}} \\ &= \frac{3.122 \times 10^4}{16 \times 314.2} \\ &= \underline{7 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

(ハ) 基礎ボルト

基礎ボルトに作用するせん断力 Q_{b3}

$$\begin{aligned}Q_{b3} &= m_3 \cdot C_H \cdot g \\ &= 1650 \times 2.78 \times 9.80665 \\ &= \underline{4.498 \times 10^4 \text{ N}}\end{aligned}$$

基礎ボルト 1 本あたりに作用するせん断応力 τ_{b3}

$$\begin{aligned}\tau_{b3} &= \frac{Q_{b3}}{n_3 \cdot A_{b3}} \\ &= \frac{4.498 \times 10^4}{16 \times 201.1} \\ &= \underline{14 \text{ MPa}}\end{aligned}$$

(c) 応力の評価方法

許容応力評価条件を表 6.6.1-14 に示す。

表 6.6.1-14 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S _{y i} (MPa)	S _{u i} (MPa)	F _i (MPa)	F _i * (MPa)
取付ボルト (i = 1)	SS400 (d ≤ 16)	周囲環境 温度	40	245	400	245	280
ベース取付ボルト (i = 2)	SS400 (16 < d ≤ 40)	周囲環境 温度	40	235	400	235	280
基礎ボルト (i = 3)	SNB7 (d ≤ 63)	周囲環境 温度	40	725	860	602	602

イ 許容引張応力

(イ) 盤取付ボルト

許容引張応力 $f_{t s 1}$

$$f_{t s 1} = \text{Min} (1.4 \cdot f_{t o 1} - 1.6 \cdot \tau_{b 1}, f_{t o 1})$$

$$f_{t o 1} = \frac{F_1}{2} \cdot 1.5$$

$$= \frac{245}{2} \times 1.5$$

$$= \underline{183 \text{ MPa}}$$

$$f_{t s 1} = \text{Min} (1.4 \times 183 - 1.6 \times 11, 183)$$

$$= \underline{183 \text{ MPa}}$$

(ロ) ベース取付ボルト

許容引張応力 $f_{t s 2}$

$$f_{t s 2} = \text{Min} (1.4 \cdot f_{t o 2} - 1.6 \cdot \tau_{b 2}, f_{t o 2})$$

$$f_{t o 2} = \frac{F_2}{2} \cdot 1.5$$

$$= \frac{235}{2} \times 1.5$$

$$= \underline{176 \text{ MPa}}$$

$$f_{t s 1} = \text{Min} (1.4 \times 176 - 1.6 \times 7, 176)$$

$$= \underline{176 \text{ MPa}}$$

(ハ) 基礎ボルト

許容引張応力 $f_{t s 3}$

$$f_{t s 3} = \text{Min} (1.4 \cdot f_{t o 3} - 1.6 \cdot \tau_{b 3}, f_{t o 3}) \cdot 0.8$$

$$f_{t o 3} = \frac{F_3}{2} \cdot 1.5$$

$$= \frac{602}{2} \times 1.5$$

$$= \underline{451 \text{ MPa}}$$

$$f_{t s 3} = \text{Min} (1.4 \times 451 - 1.6 \times 14, 451) \times 0.8$$

$$= \underline{360 \text{ MPa}}$$

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。

ロ 許容せん断応力

(イ) 盤取付ボルト

許容せん断応力 $f_{s b 1}$

$$f_{s b 1} = \frac{F_1}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$$

$$= \frac{245}{1.5 \times \sqrt{3}} \times 1.5$$

$$= \underline{141 \text{ MPa}}$$

(ロ) ベース取付ボルト

許容せん断応力 $f_{s b 2}$

$$f_{s b 2} = \frac{F_2}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$$

$$= \frac{235}{1.5 \times \sqrt{3}} \times 1.5$$

$$= \underline{135 \text{ MPa}}$$

(ハ) 基礎ボルト

許容せん断応力 $f_{s\ b3}$

$$\begin{aligned} f_{s\ b3} &= \frac{F_3}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5 \cdot 0.8 \\ &= \frac{602}{1.5 \times \sqrt{3}} \times 1.5 \times 0.8 \\ &= 278 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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。

(d) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を表 6.6.1-15 に示す。発生応力が許容応力以下であることから，ボルトが構造健全性を有することを確認した。

表 6.6.1-15 津波監視設備制御盤の構造強度評価

評価部位	評価応力	算出応力(MPa)	許容応力(MPa)
盤取付ボルト (i=1)	引張り	$\sigma_{b1} = 93$	$f_{t\ s1} = 183^*$
	せん断	$\tau_{b1} = 11$	$f_{s\ b1} = 141$
ベース取付ボルト (i=2)	引張り	$\sigma_{b2} = 151$	$f_{t\ s2} = 176^*$
	せん断	$\tau_{b2} = 7$	$f_{s\ b2} = 135$
基礎ボルト (i=3)	引張り	$\sigma_{b3} = 164$	$f_{t\ s3} = 360^*$
	せん断	$\tau_{b3} = 14$	$f_{s\ b3} = 278$

注記*： $f_{t\ s} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{t\ o} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{t\ o}]$

すべて許容応力以下である。

6.6.2 取水ピット水位計の設計に関する補足説明

(1) 概要

本資料は、津波監視設備のうち取水ピット水位計の耐震計算の詳細について説明するものである。耐震計算にあたっては、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、強度計算にあたっては、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している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の配置を図 6.6.2-1 に示す。

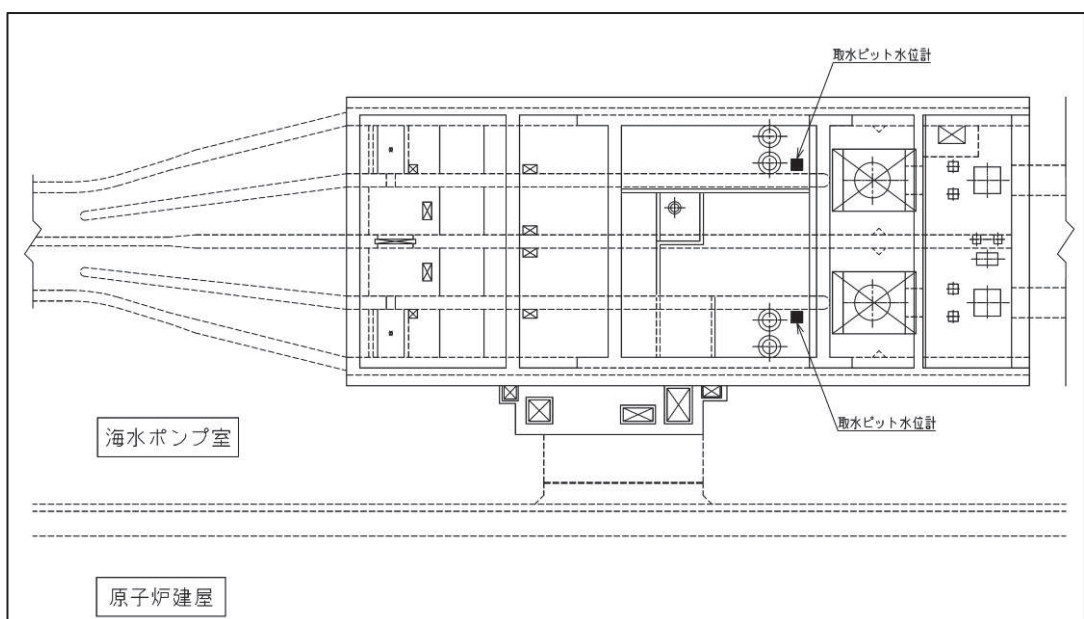


図 6.6.2-1 取水ピット水位計配置図

(2) 基本方針

取水ピット水位計の耐震計算は、表 6. 6. 2-1 に示す添付書類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。耐震計算にあたっては取水ピット水位計の構成機器を踏まえ評価対象機器を以下のとおり設定する。

表 6. 6. 2-1 評価対象機器

評価対象機器	参照する基本方針
a. 検出器	添付書類「VI-2-1-13-8 計装ラックの耐震性についての計算書作成の基本方針」
b. バブラー管	添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」
c. バブラー管（フランジ部）	添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」
d. アキュムレータ	添付書類「VI-2-1-13-1 スカート支持たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」
e. ボンベラック	添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」
f. 管	添付書類「VI-2-1-13-6 管の耐震性についての計算書作成の基本方針」

取水ピット水位計の強度計算は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、取水ピット水位計が津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認する。

(3) 耐震計算における評価方法

a. 検出器

(a) 一般事項

図6.6.2-2に検出器の概略構造図を示す。

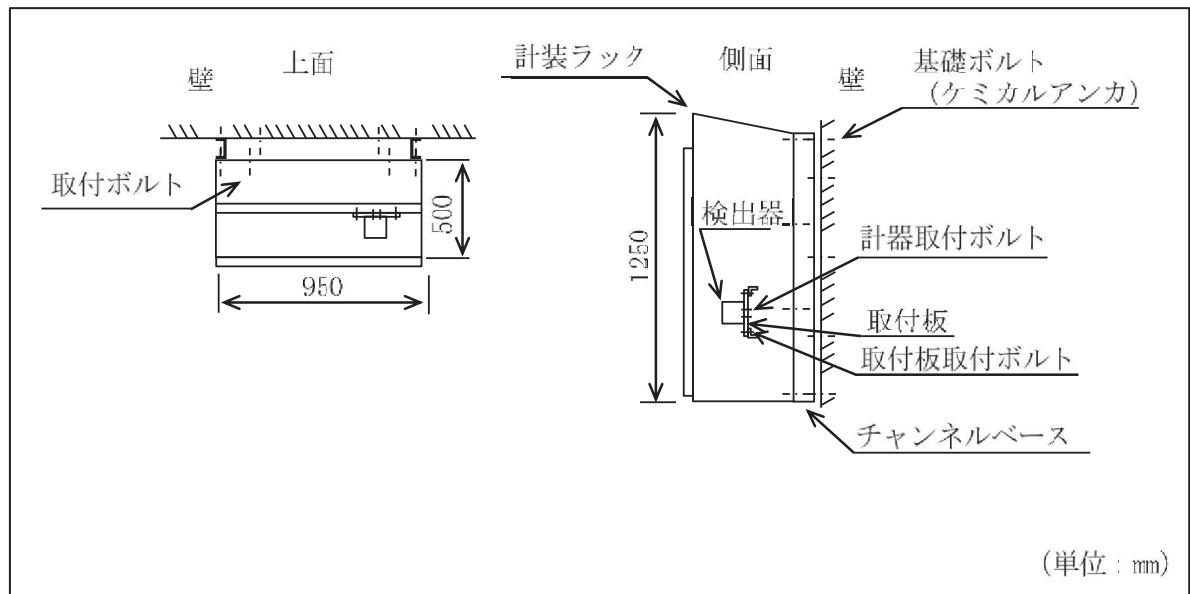


図6.6.2-2 検出器の概略構造図

(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_s 水平方向震度 (C_H) : 2.76

鉛直方向震度 (C_V) : 2.21

<雰囲気温度>

40°C (屋外)

(c) 固有周期

検出器が設置される計装ラックの固有周期は、構造が同等であり、同様な振動特性を持つ計装ラックに対する振動試験（打振試験）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（基礎ボルト）>

①引張応力

基礎ボルトに作用する引張力 F_{b1}

$$F_{b1} = \frac{m_1 \cdot (1 + C_V) \cdot h_1 \cdot g - m_1 \cdot C_H \cdot \ell_{11} \cdot g}{n_{fv1} \cdot \ell_{21}}$$

--

$$= 6981.50$$

$$= 6.982 \times 10^3 \text{ (N)}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_{b1}

$$A_{b1} = \frac{\pi}{4} \cdot d_1^2$$

$$\sigma_{b1} = \frac{F_{b1}}{A_{b1}}$$

②せん断応力

基礎ボルトに作用するせん断力 Q_{b1}

$$Q_{b11} = m_1 \cdot C_H \cdot g$$

--

$$= 8661.23 \text{ (N)}$$

$$Q_{b21} = m_1 \cdot (1 + C_V) \cdot g$$

--

$$= 10073.3 \text{ (N)}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

$$\begin{aligned}
Q_{b1} &= \sqrt{(Q_{b11})^2 + (Q_{b21})^2} \\
&= \sqrt{(8661.23)^2 + (10073.3)^2} \\
&= 13284.8 \\
&= \underline{1.328 \times 10^3 \text{ (N)}}
\end{aligned}$$

基礎ボルトに作用するせん断応力 τ_{b1}

$$\tau_{b1} = \frac{Q_{b1}}{n_1 \cdot A_{b1}}$$

$$\tau_{b1} = \frac{1.328 \times 10^3}{1 \cdot 117.7463}$$

$$= 11.7463$$

$$= \underline{12 \text{ (MPa)}}$$

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°C における $S_{y1} = 205$

40°C における $S_{u1} = 520$

$$F_1 = \text{Min}(S_{y1}, 0.7 \cdot S_{u1})$$

$$= \text{Min}(205, 0.7 \times 520)$$

$$= \text{Min}(205, 364)$$

$$= \underline{205 \text{ (MPa)}}$$

④ 許容引張応力

許容引張応力 f_{ts1}

$$f_{ts1} = \text{Min}(1.4 \cdot f_{tol} - 1.6 \cdot \tau_{b1}, f_{tol}) \cdot 0.8$$

$$f_{tol} = F_1 / 2 \cdot 1.5$$

$$= 205 / 2 \times 1.5$$

$$= 153.75$$

$$= \underline{153 \text{ (MPa)}}$$

$$f_{ts1} = \text{Min}(1.4 \times 153.75 - 1.6 \times 11.7463, 153.75) \times 0.8$$

$$= \text{Min}(196, 153.75) \times 0.8$$

$$= \underline{123 \text{ MPa}}$$

注：J E A G 4 6 0 1・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_{sbl}

$$\begin{aligned} f_{sbl} &= F_1 / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \cdot 1.5 \cdot 0.8 \\ &= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8 \\ &= 94.6854 \\ &= \underline{94 \text{ (MPa)}} \end{aligned}$$

注：J E A G 4 6 0 1・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。

<耐震評価（取付ボルト）>

①引張応力

取付ボルトに作用する引張力 F_{b2}

$$F_{b2} = \frac{m_2 \cdot (1 + C_V) \cdot h_2 \cdot g - m_2 \cdot C_H \cdot \ell_{12} \cdot g}{n_{fV2} \cdot \ell_{22}}$$

--

$$= 5722.23$$

$$= \underline{5.722 \times 10^3 \text{ (N)}}$$

取付ボルトに作用する引張応力 σ_{b2}

$$A_{b2} = \frac{\pi}{4} \cdot d_2^2$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_{b2}}{A_{b2}}$$

②せん断応力

取付ボルトに作用するせん断力 Q_{b2}

$$Q_{b12} = m_2 \cdot C_H \cdot g$$

--

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

$$=7578.57 \text{ (N)}$$

$$Q_{b22} = m_2 \cdot (1 + C_v) \cdot g$$

$$\boxed{\phantom{=8814.21 \text{ (N)}}}$$

$$=8814.21 \text{ (N)}$$

$$Q_{b2} = \sqrt{(Q_{b12})^2 + (Q_{b22})^2}$$

$$= \sqrt{(7578.57)^2 + (8814.21)^2}$$

$$=11624.3$$

$$=1.162 \times 10^3 \text{ (N)}$$

取付ボルトに作用するせん断応力 τ_{b2}

$$\tau_{b2} = \frac{Q_{b2}}{n_2 \cdot A_{b2}}$$

$$\boxed{}$$

$$=12.8477$$

$$=13 \text{ (MPa)}$$

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

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_{y2} = 205$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_{u2} = 520$$

$$F_2 = \text{Min}(S_{y2}, 0.7 \cdot S_{u2})$$

$$= \text{Min}(205, 0.7 \times 520)$$

$$= \text{Min}(205, 364)$$

$$=205 \text{ (MPa)}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

④許容引張応力

許容引張応力 f_{ts2}

$$f_{ts2} = \text{Min}(1.4 \cdot f_{to2} - 1.6 \cdot \tau_{b2}, f_{to2})$$

$$f_{to2} = F_2 / 2 \cdot 1.5$$

$$= 205 / 2 \times 1.5$$

$$= 153.75$$

$$= \underline{153 \text{ (MPa)}}$$

$$f_{ts2} = \text{Min}(1.4 \times 153.75 - 1.6 \times 12.8477, 153.75)$$

$$= \text{Min}(194, 153.75)$$

$$= \underline{153 \text{ (MPa)}}$$

⑤許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb2}

$$f_{sb2} = F_2 / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \cdot 1.5$$

$$= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 118.356$$

$$= \underline{118 \text{ (MPa)}}$$

<耐震評価結果>

検出器の耐震評価結果を表 6.6.2-2 に示す。

表 6.6.2-2 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 (i = 1)	引張	62	123*	OK
	せん断	12	94	OK
取付ボルト (i = 2)	引張	51	153*	OK
	せん断	13	118	OK

注記 * : $f_{tsi} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{toi} - 1.6 \cdot \tau_{bi}, f_{toi}]$ より算出

b. バブラー管

(a) 一般事項

図6.6.2-3にバブラー管の概略構造図を示す。

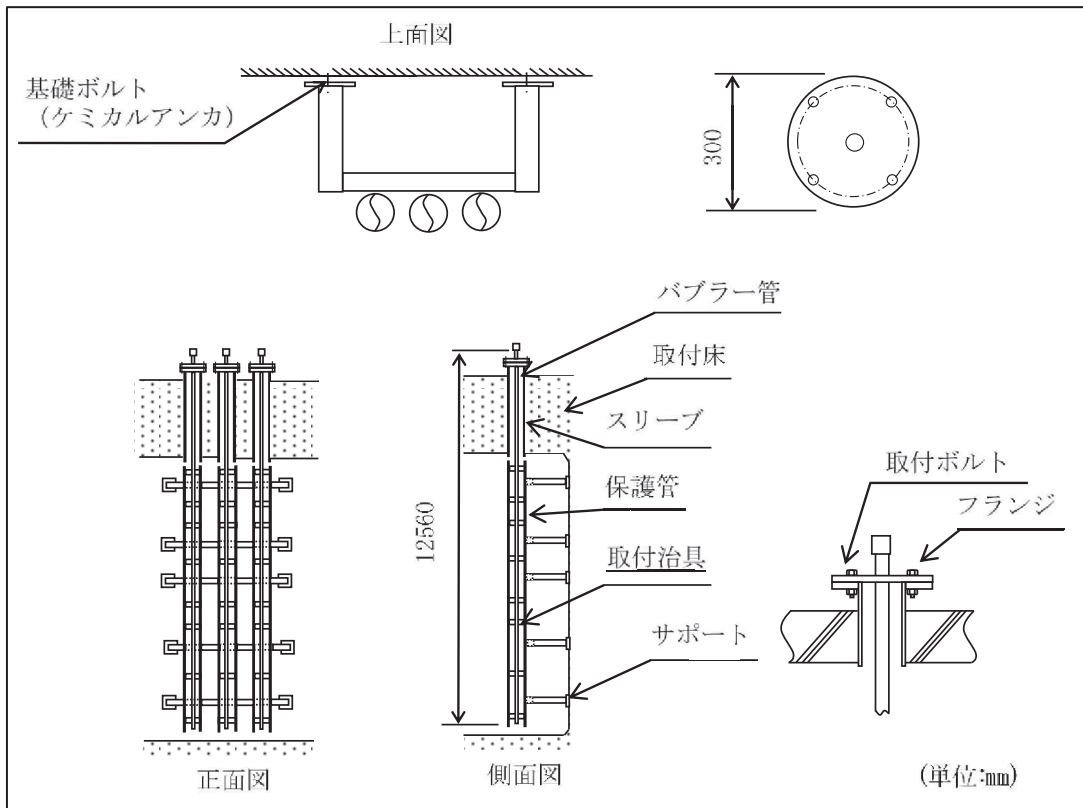


図6.6.2-3 バブラー管の概略構造図

(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_s 水平方向震度 (C_H) : 1.67

鉛直方向震度 (C_V) : 1.94

<雰囲気温度>

40°C (屋外)

(c) 固有周期

バブラー管の固有周期は、3次元はりモデルによる固有値解析により求める。固有値解析の結果、固有周期が0.05秒以下であり、剛であることを確認している。バブラー管の解析モデルを図6.6.2-4に示す。



図 6.6.2-4 解析モデル (バブラー管)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(d) 応力計算

<耐震評価（基礎ボルト）>

①引張応力

基礎ボルトに作用する引張力 F_b

$$F_b = \frac{F_Y}{n} + \frac{M_X}{\ell_1 \cdot n_X} + \frac{M_Z}{\ell_2 \cdot n_Z}$$

--

$$=762.336$$

$$=762.3 \text{ (N)}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_b

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2$$

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$

②せん断応力

基礎ボルトに作用するせん断力 Q_b

$$Q_b = \frac{\sqrt{F_Y^2 + F_Z^2}}{n} + \frac{M_X}{\ell_3 \cdot n}$$

--

$$=472.345$$

$$=472.3 \text{ (N)}$$

$$\ell_3 = \text{Min}(\ell_1, \ell_2)$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

<耐震評価結果>

バブラー管の耐震評価結果を表 6.6.2-3 に示す。

表 6.6.2-3 バブラー管の耐震評価結果

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	153*	OK
	せん断	5	118	OK

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

c. バブラー管（フランジ部）

(a) 一般事項

図6.6.2-5にバブラー管（フランジ部）の概略構造図を示す。

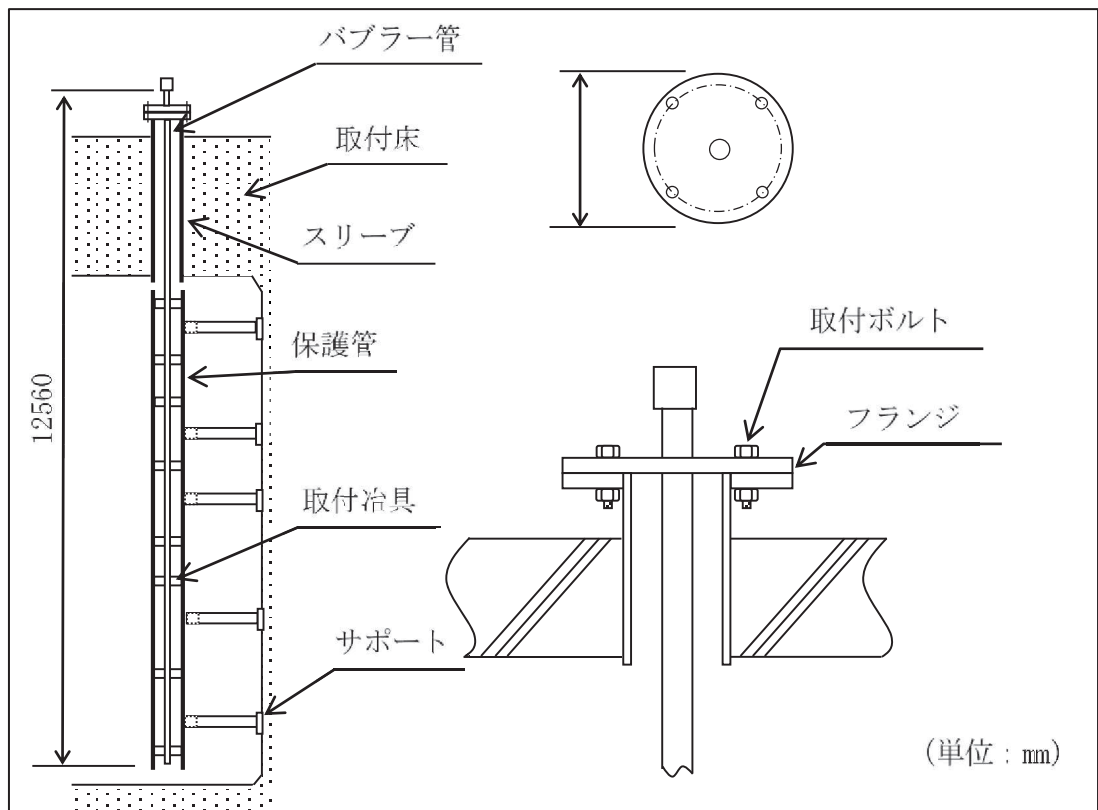


図6.6.2-5 バブラー管（フランジ部）の概略構造図

(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_s 水平方向震度 (C_H) : 1.67

鉛直方向震度 (C_V) : 1.94

<雰囲気温度>

40°C（屋外）

(c) 固有周期

バブラー管（フランジ部）の固有周期は、3次元はりモデルによる固有値解析により求める。固有値解析の結果、固有周期が0.05秒以下であり、剛であることを確認している。バブラー管（フランジ部）の解析モデルを図6.6.2-6に示す。



図 6.6.2-6 解析モデル (バブラー管 (フランジ部))

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(d) 応力計算

<耐震評価（取付ボルト）>

①引張応力

取付ボルトに作用する引張力 F_b

$$F_b = \frac{F_Y}{n} + \frac{M_X}{\ell_1 \cdot n_X} + \frac{M_Z}{\ell_2 \cdot n_Z}$$

--

$$=251.396$$

$$=251.4 \text{ (N)}$$

取付ボルトに作用する引張応力 σ_b

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2$$

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$

②せん断応力

取付ボルトに作用するせん断力 Q_b

$$Q_b = \frac{\sqrt{F_Y^2 + F_Z^2}}{n}$$

--

$$=15.75$$

$$=15.75 \text{ (N)}$$

$$\ell_3 = \text{Min}(\ell_1, \ell_2)$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

取付ボルトに作用するせん断応力 τ_b

$$\tau_b = \frac{Q_b}{A_b}$$

$$\tau_b = \frac{0.0501338}{0.0001338}$$

$$=0.0501338$$

$$=0 \text{ (MPa)}$$

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°Cにおける $S_y=205$

40°Cにおける $S_u=520$

$$F = \text{Min}(S_y, 0.7 \cdot S_u)$$

$$= \text{Min}(205, 0.7 \times 520)$$

$$= \text{Min}(205, 364)$$

$$=205 \text{ MPa}$$

④ 許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to})$$

$$f_{to} = F / 2 \cdot 1.5$$

$$= 205 / 2 \times 1.5$$

$$= 153.75$$

$$= 153 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 153.75 - 1.6 \times 0.0501338, 153.75)$$

$$= \text{Min}(215, 153.75)$$

$$=153 \text{ MPa}$$

⑤ 許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$f_{sb} = F / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \cdot 1.5$$

$$= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5$$

$$= 118.356$$

$$=118 \text{ MPa}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

<耐震評価結果>

バブラー管（フランジ部）の耐震評価結果を表 6.6.2-4 に示す。

表 6.6.2-4 バブラー管（フランジ部）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	153*	OK
	せん断	0	118	OK

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

d. アキュムレータ

(a) 一般事項

図6.6.2-7にアキュムレータの概略構造図を示す。

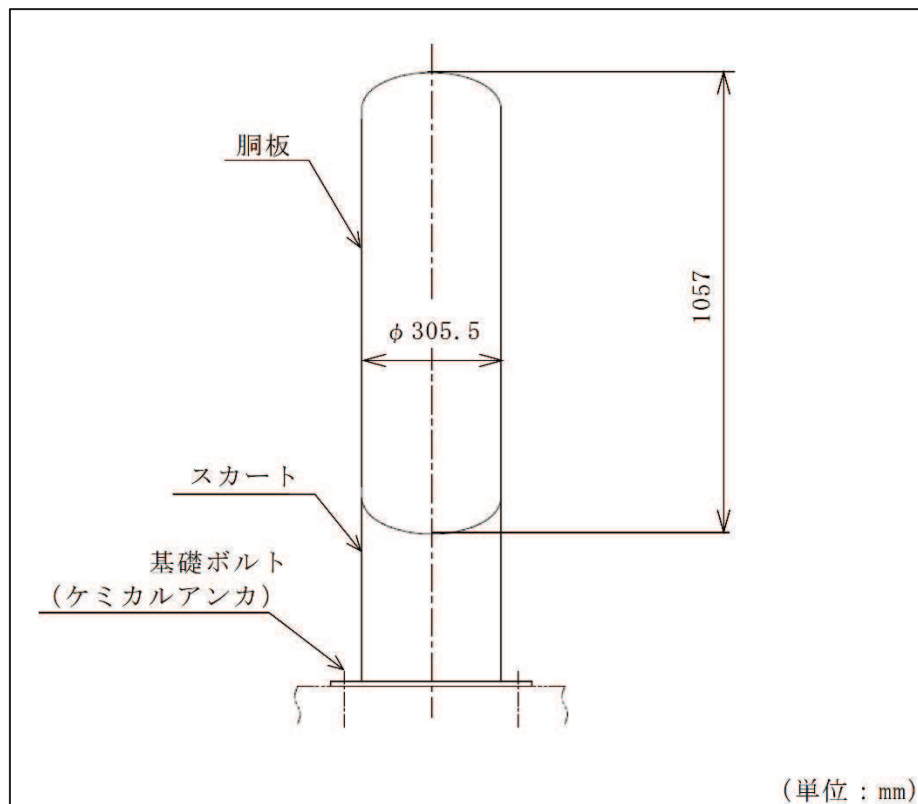


図6.6.2-7 アキュムレータの概略構造図

(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_s 水平方向震度 (C_H) : 2.67

鉛直方向震度 (C_V) : 2.21

<雰囲気温度>

50°C (屋外)

66°C (最高使用温度: 胴板に適用)

(c) 固有周期

アキュムレータの固有周期は、添付書類「VI-2-1-13-1 スカート支持たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載の固有周期の計算方法に基づき算出する。計算の結果、固有周期が0.05秒以下であり、剛であることを確認している。

(d) 応力計算

<耐震評価（胴：一次一般膜応力）>

①内圧による応力

内圧により胴に生じる周方向応力 $\sigma_{\phi 1}$

$$\begin{aligned}\sigma_{\phi 1} &= \frac{P_r \cdot (D_i + 1.2 \cdot t)}{2 \cdot t} \\ &= 0.86 \times (305.5 + 1.2 \times 6.5) / (2 \times 6.5) \\ &= 20.726 \\ &= \underline{21 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

静水頭に鉛直方向地震が加わり胴に生じる周方向応力 $\sigma_{\phi 2}$

$$\begin{aligned}\sigma_{\phi 2} &= 0 \\ &= \underline{0 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

内圧により胴に生じる軸方向応力 $\sigma_{x 1}$

$$\begin{aligned}\sigma_{x 1} &= \frac{P_r \cdot (D_i + 1.2 \cdot t)}{4 \cdot t} \\ &= 0.86 \times (305.5 + 1.2 \times 6.5) / (4 \times 6.5) \\ &= 10.363 \\ &= \underline{11 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

②運転時質量及び鉛直方向地震による応力

胴の運転時質量による軸方向引張応力 $\sigma_{x 2}$

$$\sigma_{x 2} = \frac{(m_0 - m_e) \cdot g}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t}$$

$$= 0.0615691$$

$$= \underline{0 \text{ (MPa)}}$$

胴の鉛直方向地震による軸方向引張応力 $\sigma_{x 5}$

$$\sigma_{x 5} = \frac{(m_0 - m_e) \cdot g \cdot C_V}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t}$$

$$= 0.136067$$

$$= \underline{1 \text{ (MPa)}}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

胴の運転時質量による軸方向引張応力 σ_{x3}

$$\sigma_{x3} = \frac{m_e \cdot g}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t}$$

$$= 0.138530$$

$$= 1 \text{ (MPa)}$$

胴の鉛直方向地震による軸方向引張応力 σ_{x6}

$$\sigma_{x6} = \frac{m_e \cdot g \cdot C_V}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t}$$

$$= 0.306152$$

$$= 1 \text{ (MPa)}$$

③ 水平方向地震による応力

水平方向地震により胴に生じる曲げモーメントによる軸方向応力 σ_{x4}

$$\sigma_{x4} = \frac{4 \cdot C_H \cdot m_0 \cdot g \cdot \ell}{\pi \cdot (D_i + t)^2 \cdot t}$$

$$= 2.06395$$

$$= 2 \text{ (MPa)}$$

地震により胴に生じるせん断応力 τ

$$\tau = \frac{2 \cdot C_H \cdot m_0 \cdot g}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t}$$

$$= 1.10454$$

$$= 2 \text{ (MPa)}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

④組合せ応力

組合せ引張応力 σ_{0t}

$$\sigma_{\phi} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 2}$$

$$= 20.726 + 0$$

$$= 20.726$$

$$= \underline{21 \text{ (MPa)}}$$

【絶対値和】

$$\sigma_{xt} = \sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sigma_{x4} + \sigma_{x5}$$

$$= 10.363 + 0.0615691 + 2.06395 + 0.136067$$

$$= 12.6245$$

$$= \underline{13 \text{ (MPa)}}$$

$$\sigma_{0t} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \sigma_{\phi} + \sigma_{xt} + \sqrt{(\sigma_{\phi} - \sigma_{xt})^2 + 4 \cdot \tau^2} \right\}$$

$$= 0.5 \times (20.726 + 12.6245 + \sqrt{(20.726 - 12.6245)^2 + 4 \times 1.10454^2})$$

$$= 20.8738$$

$$= \underline{21 \text{ (MPa)}}$$

【SRSS 法】

$$\sigma_{xt} = \sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sqrt{\sigma_{x4}^2 + \sigma_{x5}^2}$$

$$= 10.363 + 0.0615691 + \sqrt{2.06395^2 + 0.136067^2}$$

$$= 12.4929$$

$$= \underline{13 \text{ (MPa)}}$$

$$\sigma_{0t} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \sigma_{\phi} + \sigma_{xt} + \sqrt{(\sigma_{\phi} - \sigma_{xt})^2 + 4 \cdot \tau^2} \right\}$$

$$= 0.5 \times (20.726 + 12.4929 + \sqrt{(20.726 - 12.4929)^2 + 4 \times 1.10454^2})$$

$$= 20.8716$$

$$= \underline{21 \text{ (MPa)}}$$

組合せ圧縮応力 σ_{0c}

$$\begin{aligned}\sigma_{\phi} &= -\sigma_{\phi 1} - \sigma_{\phi 2} \\ &= -20.726 - 0 \\ &= -20.726 \\ &= \underline{-20 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

【絶対値和】

$$\begin{aligned}\sigma_{xc} &= -\sigma_{x1} + \sigma_{x3} + \sigma_{x4} + \sigma_{x6} \\ &= 10.363 + 0.138530 + 2.06395 + 0.306152 \\ &= -7.85437 \\ &= \underline{-7 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{0c} &= \frac{1}{2} \cdot \left\{ \sigma_{\phi} + \sigma_{xc} + \sqrt{(\sigma_{\phi} - \sigma_{xc})^2 + 4 \cdot \tau^2} \right\} \\ &= 0.5 \times (-20.726 + (-7.85437) + \sqrt{(-20.726 - (-7.85437))^2 + 4 \times 1.10454^2}) \\ &= -7.76020 \\ &= \underline{-7 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

【SRSS 法】

$$\begin{aligned}\sigma_{xc} &= -\sigma_{x1} + \sigma_{x3} + \sqrt{\sigma_{x4}^2 + \sigma_{x6}^2} \\ &= 10.363 + 0.138530 + \sqrt{2.06395^2 + 0.306152^2} \\ &= -8.13793 \\ &= \underline{-8 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{0c} &= \frac{1}{2} \cdot \left\{ \sigma_{\phi} + \sigma_{xc} + \sqrt{(\sigma_{\phi} - \sigma_{xc})^2 + 4 \cdot \tau^2} \right\} \\ &= 0.5 \times (-20.726 + (-8.13793) + \sqrt{(-20.726 - (-8.13793))^2 + 4 \times 1.10454^2}) \\ &= -8.04171 \\ &= \underline{-8 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

<耐震評価（胴：地震動のみによる一次応力と二次応力の和の変動値）>

①組合せ応力

組合せ引張応力 σ_{2t}

$$\begin{aligned}\sigma_{2\phi} &= \sigma_{\phi 2} \\ &= 0 \\ &= 0 \text{ (MPa)}\end{aligned}$$

【絶対値和】

$$\begin{aligned}\sigma_{2xt} &= \sigma_{x4} + \sigma_{x5} \\ &= 2.06395 + 0.136067 \\ &= 2.20001 \\ &= 3 \text{ (MPa)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{2t} &= \sigma_{2\phi} + \sigma_{2xt} + \sqrt{(\sigma_{2\phi} - \sigma_{2xt})^2 + 4 \cdot \tau^2} \\ &= 0 + 2.20001 + \sqrt{(0 - 2.20001)^2 + 4 \times 1.10454^2} \\ &= 5.31771 \\ &= 6 \text{ (MPa)}\end{aligned}$$

【SRSS 法】

$$\begin{aligned}\sigma_{2xt} &= \sqrt{\sigma_{x4}^2 + \sigma_{x5}^2} \\ &= \sqrt{2.06395^2 + 0.136067^2} \\ &= 2.06842 \\ &= 3 \text{ (MPa)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{2t} &= \sigma_{2\phi} + \sigma_{2xt} + \sqrt{(\sigma_{2\phi} - \sigma_{2xt})^2 + 4 \cdot \tau^2} \\ &= 0 + 2.06842 + \sqrt{(0 - 2.06842)^2 + 4 \times 1.10454^2} \\ &= 5.09470 \\ &= 6 \text{ (MPa)}\end{aligned}$$

組合せ圧縮応力 σ_{2c}

$$\begin{aligned}\sigma_{2\phi} &= -\sigma_{\phi 2} \\ &= 0 \\ &= \underline{0 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

【絶対値和】

$$\begin{aligned}\sigma_{2xc} &= \sigma_{x4} + \sigma_{x6} \\ &= 2.06395 + 0.306152 \\ &= 2.37010 \\ &= \underline{3 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{2c} &= \sigma_{2\phi} + \sigma_{2xc} + \sqrt{(\sigma_{2\phi} - \sigma_{2xc})^2 + 4 \cdot \tau^2} \\ &= 0 + 2.37010 + \sqrt{((0 - 2.37010)^2 + 4 \times 1.10454^2)} \\ &= 5.61007 \\ &= \underline{6 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

【SRSS 法】

$$\begin{aligned}\sigma_{2xc} &= \sqrt{\sigma_{x4}^2 + \sigma_{x6}^2} \\ &= \sqrt{2.06395^2 + 0.306152^2} \\ &= 2.08653 \\ &= \underline{2 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{2c} &= \sigma_{2\phi} + \sigma_{2xc} + \sqrt{(\sigma_{2\phi} - \sigma_{2xc})^2 + 4 \cdot \tau^2} \\ &= 0 + 2.08653 + \sqrt{((0 - 2.08653)^2 + 4 \times 1.10454^2)} \\ &= 5.12522 \\ &= \underline{6 \text{ (MPa)}}\end{aligned}$$

<耐震評価（スカート）>

①運転時質量及び鉛直方向地震による応力

運転時質量による軸方向応力 σ_{s1}

$$\sigma_{s1} = \frac{m_0 \cdot g}{\left\{ \pi \cdot (D_s + t_s) - Y \right\} \cdot t_s}$$

=0.262674

=1 (MPa)

鉛直方向地震による軸方向応力 σ_{s3}

$$\sigma_{s3} = \frac{m_0 \cdot g \cdot C_V}{\left\{ \pi \cdot (D_s + t_s) - Y \right\} \cdot t_s}$$

=0.580510

=1 (MPa)

②水平方向地震による応力

水平方向地震によりスカートに生じる曲げモーメントによる軸方向応力 σ_{s2}

$$M_s = C_H \cdot m_0 \cdot g \cdot (\ell_s + \ell)$$

=2.46303 × 10⁶

=2.463 × 10⁶ (N・mm)

$$\sigma_{s2} = \frac{M_s}{(D_s + t_s) \cdot t_s \cdot \left\{ \frac{\pi}{4} \cdot (D_s + t_s) - \frac{Y}{2} \right\}}$$

=9.46661

=10 (MPa)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

地震によりスカートに生じるせん断応力 τ_s

$$\tau_s = \frac{2 \cdot C_H \cdot m_0 \cdot g}{\left\{ \pi \cdot (D_s + t_s) - Y \right\} \cdot t_s}$$



$$=1.44996$$

$$=2 \text{ (MPa)}$$

③ 組合せ応力

組合せ引張応力 $\sigma_{\phi t}$

$$\sigma_{\phi} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 2}$$

$$=20.726+0$$

$$=20.726$$

$$=21 \text{ (MPa)}$$

【絶対値和】

$$\sigma_s = \sqrt{(\sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3})^2 + 3 \cdot \tau_s^2}$$

$$= \sqrt{((0.262674+9.46661+0.580510)^2 + 3 \times 1.44996^2)}$$

$$=10.6112$$

$$=11 \text{ (MPa)}$$

【SRSS 法】

$$\sigma_s = \sqrt{\left(\sigma_{s1} + \sqrt{\sigma_{s2}^2 + \sigma_{s3}^2} \right)^2 + 3 \cdot \tau_s^2}$$

$$= \sqrt{(0.262674 + \sqrt{9.46661^2 + 0.580510^2})^2 + 3 \times 1.44996^2}$$

$$=10.0654$$

$$=11 \text{ (MPa)}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

<耐震評価（基礎ボルト）>

①引張応力

基礎ボルトの応力計算における中立軸の荷重係数 k

$$k = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_b}{s \cdot \sigma_c}}$$

ここで、 $\sigma_b = 25.0287$, $\sigma_c = 0.279422$ と仮定する。

$$= 1 / (1 + (25.0287 / (15 \times 0.279422)))$$

$$= 0.143440$$

基礎ボルトの応力計算における中立軸を定める角度 α

$$\alpha = \cos^{-1} (1 - 2 \cdot k)$$

$$= \cos^{-1} (1 - 2 \times k \cdot 0.143440)$$

$$= 0.776857$$

定数 e, z, Ct

$$e = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \frac{(\pi - \alpha) \cdot \cos^2 \alpha + \frac{1}{2} \cdot (\pi - \alpha) + \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{(\pi - \alpha) \cdot \cos \alpha + \sin \alpha} + \frac{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha \cdot \cos^2 \alpha}{\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha} \right\}$$

$$= 0.5 \times (((\pi - 0.776857) \times \cos^2(0.776857) + 0.5 \times (\pi - 0.776857) + 1.5 \times \sin(0.776857) \times \cos(0.776857)) / (\sin(0.776857) - 0.776857 \times \cos(0.776857))) + (0.5 \times 0.776857 - 1.5 \times (\sin(0.776857) \times \cos(0.776857) + 0.776857 \times \cos^2(0.776857))) / (\sin(0.776857) - 0.776857 \times \cos(0.776857))$$

$$= 0.770791$$

$$z = \frac{1}{2} \cdot \left(\cos \alpha + \frac{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha \cdot \cos^2 \alpha}{\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha} \right)$$

$$= 0.5 \times (\cos(0.776857) + (0.5 \times 0.776857 - 1.5 \times \sin(0.776857) \times \cos(0.776857) + 0.776857 \times \cos^2(0.776857)) / (\sin(0.776857) - 0.776857 \times \cos(0.776857)))$$

$$= 0.470812$$

$$C_t = \frac{2 \cdot \{(\pi - \alpha) \cdot \cos \alpha + \sin \alpha\}}{1 + \cos \alpha}$$

$$= 2 \times ((\pi - 0.776857) \times \cos(0.776857) + \sin(0.776857)) / (1 + \cos(0.776857))$$

$$= 2.78717$$

F_t を求める

$$F_t = \frac{M_s - (1 - C_V) \cdot m_0 \cdot g \cdot z \cdot D_c}{e \cdot D_c}$$

$$\boxed{}$$

$$= 8930.78$$

$$= 8.931 \times 10^3 \text{ (N)}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_b

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot F_t}{t_1 \cdot D_c \cdot C_t}$$

$$\boxed{}$$

$$= 25.0284$$

$$= 25 \text{ (MPa)}$$

②せん断応力

A_b を求める

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2$$

$$= \pi / 4 \times 16^2$$

$$= 201.1 \text{ (mm}^2\text{)}$$

基礎ボルトに作用するせん断応力 τ_b

$$\tau_b = \frac{C_H \cdot m_0 \cdot g}{n \cdot A_b}$$

$$\boxed{}$$

$$= 4.37422$$

$$= 5 \text{ (MPa)}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

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

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 215, \quad 75^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 203$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 400, \quad 75^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 381$$

周囲環境温度 50°C における S_y の算出

$$S_y = 203 + (215 - 203) \times (75 - 50) / (75 - 40)$$

$$= 211.57$$

$$= \underline{211 \text{ (MPa)}}$$

周囲環境温度 50°C における S_u の算出

$$S_u = 203 + (400 - 381) \times (75 - 50) / (75 - 40)$$

$$= 394.57$$

$$= \underline{394 \text{ (MPa)}}$$

$$F = \text{Min}(S_y, 0.7 \cdot S_u)$$

$$= \text{Min}(211.57, 0.7 \times 394.57)$$

$$= \text{Min}(211.57, 276.20)$$

$$= \underline{211 \text{ (MPa)}}$$

④ 許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}) \cdot 0.8$$

$$f_{to} = F / 2 \cdot 1.5$$

$$= 211.57 / 2 \times 1.5$$

$$= 158.677$$

$$= \underline{158 \text{ (MPa)}}$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 158.677 - 1.6 \times 4.37422, 158.25) \times 0.8$$

$$= \text{Min}(215.149, 158.25) \times 0.8$$

$$= \underline{126 \text{ MPa}}$$

注：J E A G 4 6 0 1・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}

$$f_{sb} = F / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \cdot 1.5 \cdot 0.8$$

$$= 211.57 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 97.7199$$

$$= \underline{97 \text{ (MPa)}}$$

注：J E A G 4 6 0 1・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。

<耐震評価結果>

アキュムレータの耐震評価結果を表 6.6.2-5 に示す。

表 6.6.2-5 アキュムレータの耐震評価結果

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
胴板	一次一般膜	21	188	OK
	一次+二次	6	377	OK
スカート	組合せ	11	205	OK
基礎ボルト	引張	25	126*	OK
	せん断	5	97	OK

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

e. ボンベラック

(a) 一般事項

図6.6.2-8にボンベラックの概略構造図を示す。

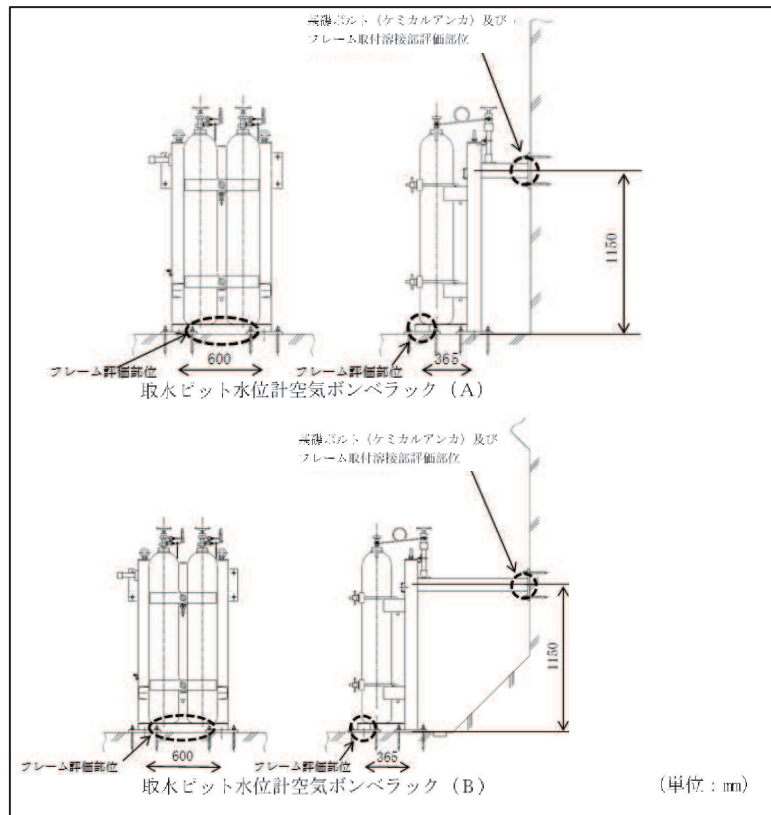


図6.6.2-8 ボンベラックの概略構造図

(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_s 水平方向震度 (C_H) : 2.76

鉛直方向震度 (C_V) : 2.21

<雰囲気温度>

40°C（屋外）

(c) 固有周期

ボンベラックの固有周期は、3次元はりモデルによる固有値解析により求める。固有値解析の結果、固有周期が0.05秒以下であり、剛であることを確認している。ボンベラックの解析モデルを図6.6.2-9～12に示す。

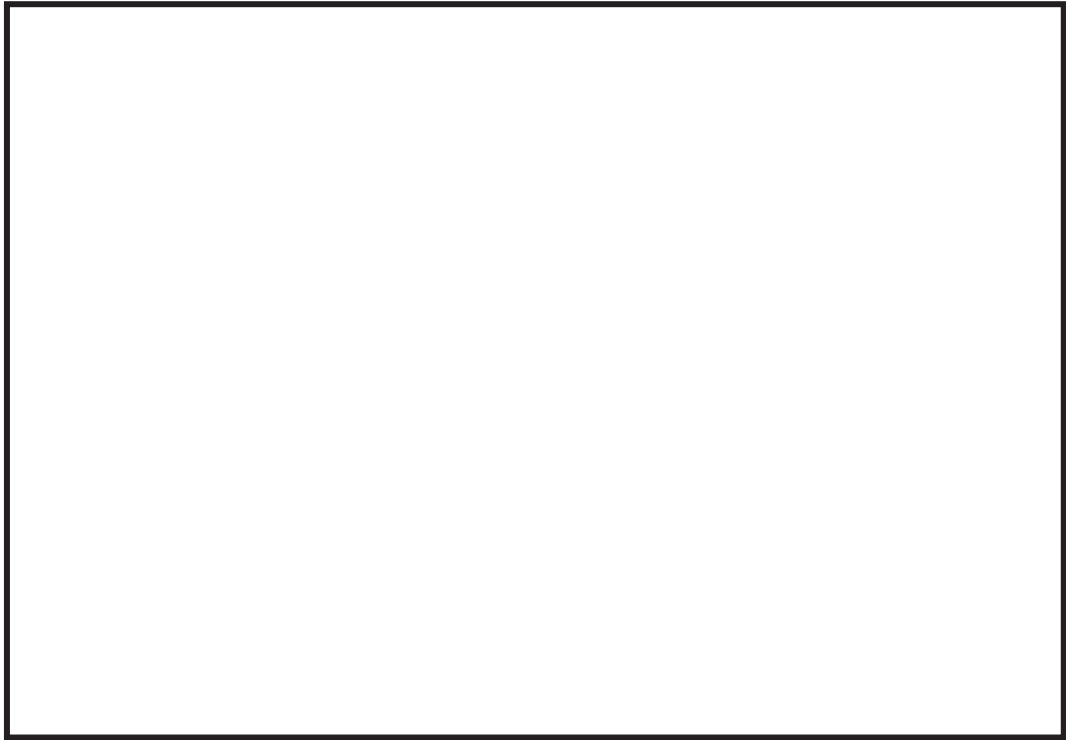


図 6.6.2-9 解析モデル(ボンベラック (A) (要素番号記載))

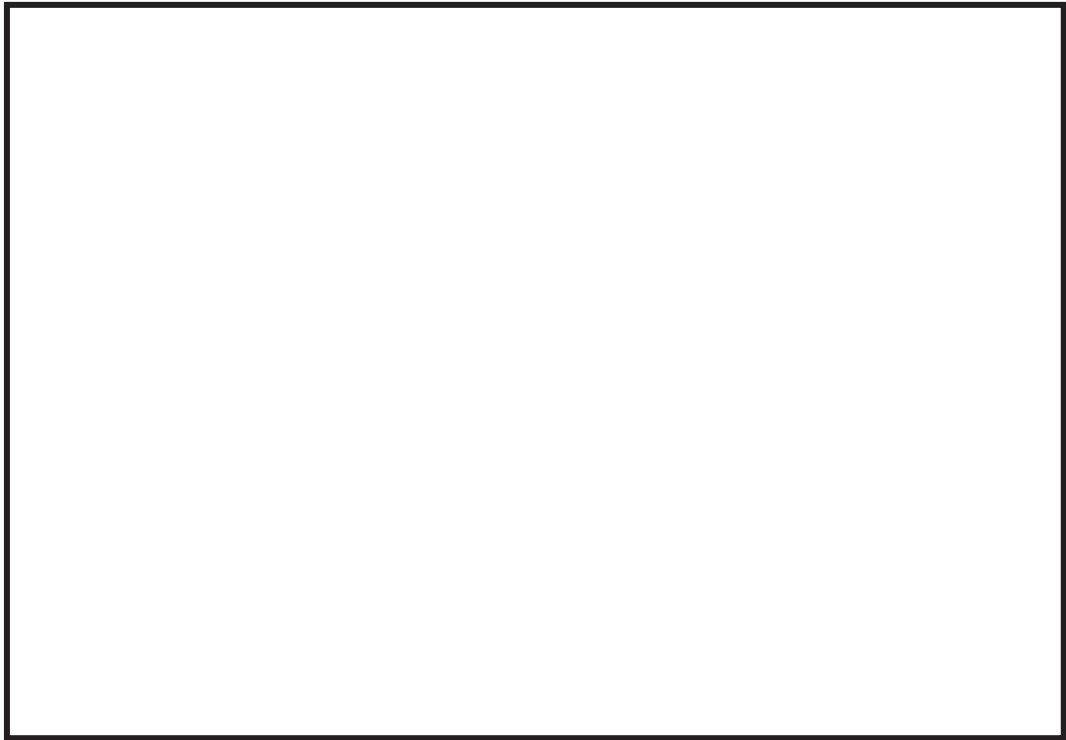


図 6.6.2-10 解析モデル(ボンベラック (A) (節点番号記載))

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

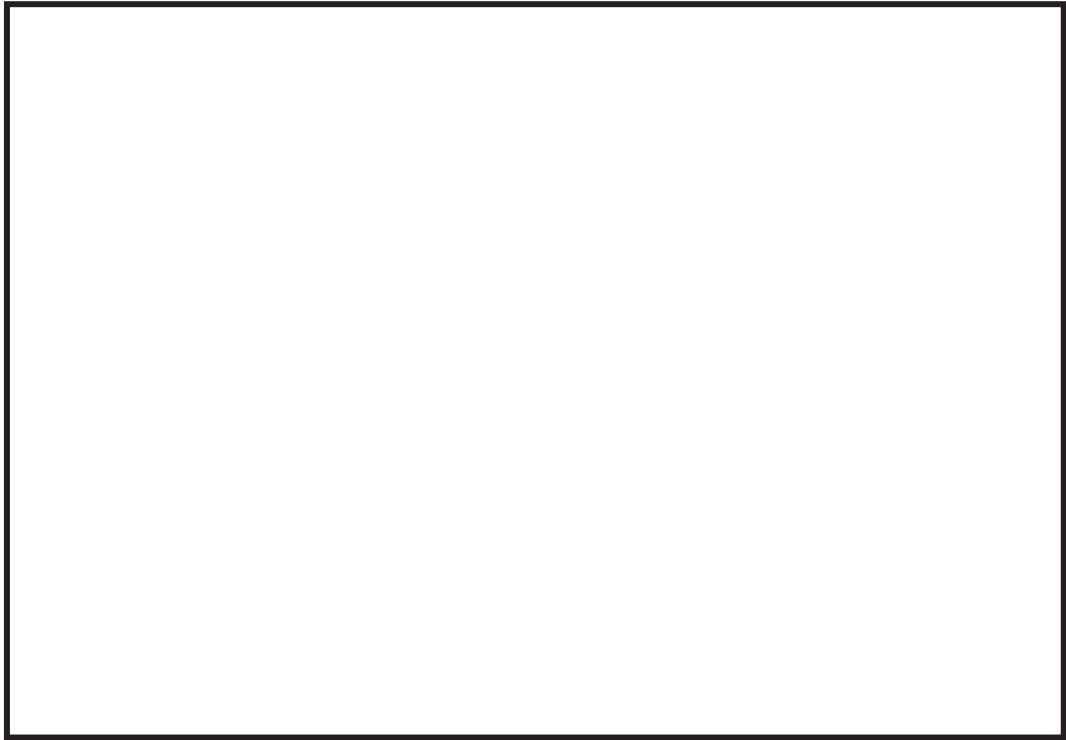


図 6.6.2-11 解析モデル(ボンベラック (B) (要素番号記載))

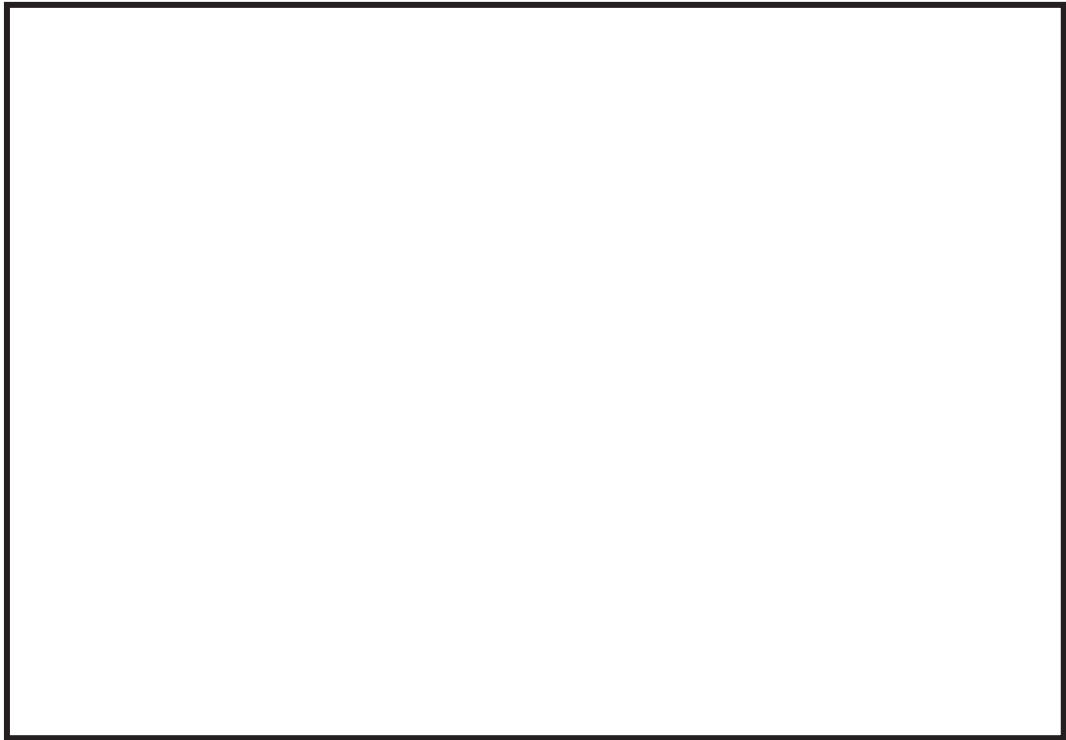


図 6.6.2-12 解析モデル(ボンベラック (B) (節点番号記載))

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(d) 応力計算

<耐震評価 (ボンベラック, フレーム) >

①フレームの組合せ応力

はり要素の軸応力 σ_t

$$\sigma_t = \frac{R_1}{A_{rea}}$$

=0 (MPa)

はり要素の曲げ応力 σ_b

$$\sigma_b = \left(\frac{M_2}{Z_2} \right) + \left(\frac{M_3}{Z_1} \right)$$

=34.9122

=35 (MPa)

はり要素のせん断応力 τ_s

$$\tau_s = \text{Max} \left\{ \left(\frac{R_2}{A_{S1}} \right) + \left(\frac{M_1}{Z_{P1}} \right), \left(\frac{R_3}{A_{S2}} \right) + \left(\frac{M_1}{Z_{P2}} \right) \right\}$$

=(0.22381, 4.63)

=4.63 (MPa)

フレームの組合せ応力 σ_a

$$\sigma_a = \sqrt{(\sigma_t + \sigma_b)^2 + 3 \cdot \tau_s^2}$$

= $\sqrt{(0+34.9122)^2 + 3 \times 4.63^2}$

=35.8213

=36 (MPa)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

② 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°Cにおける $S_y=245$

40°Cにおける $S_u=400$

$$F = \text{Min}(S_y, 0.7 \cdot S_u)$$

$$= \text{Min}(245, 0.7 \times 400)$$

$$= \text{Min}(245, 280)$$

$$= \underline{245 \text{ MPa}}$$

③ 許容引張応力

許容引張応力 f_t

$$f_t = F / 1.5 \cdot 1.5$$

$$= 245 / 1.5 \times 1.5$$

$$= \underline{245 \text{ (MPa)}}$$

<耐震評価（ボンベラック，溶接部）>

①溶接部せん断応力

溶接部に作用するせん断力 F_w

$$F_w = \sqrt{R_2^2 + R_3^2}$$

$$=4159.08$$

$$=4.159 \times 10^3 \text{ (N)}$$

せん断応力 τ_w

$$\tau_w = \frac{F_w}{A_w} + \frac{M_1}{Z_{PW}}$$

$$=2.71334$$

$$=3 \text{ (MPa)}$$

②F 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℃における $S_y=245$

40℃における $S_u=400$

$$F = \text{Min}(S_y, 0.7 \cdot S_u)$$

$$= \text{Min}(245, 0.7 \times 400)$$

$$= \text{Min}(245, 280)$$

$$=245 \text{ MPa}$$

③許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

2005 設計・建設規格第 I 編 第 8 章 SSB-3121.1 (1)b. を適用し，許容せん断応力算出時に 0.45 倍とする。

$$f_{sb} = F / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \cdot 1.5 \cdot 0.45$$

$$= 245 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.45$$

$$= 63.6528$$

$$=63 \text{ MPa}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

<耐震評価（ボンベラック，基礎ボルト）>

①基礎ボルトの応力

基礎ボルトに作用する引張力 F_b

$$F_b = \text{Max} \left\{ \left(\frac{R_1}{n} \right) + \left(\frac{M_2}{n_f \cdot L} \right), \left(\frac{R_1}{n} \right) + \left(\frac{M_3}{n_f \cdot L} \right) \right\}$$

$$= \text{Max}(4565.64, 4581.43)$$

$$= \underline{4.581 \times 10^3 \text{ (N)}}$$

基礎ボルトに作用する引張応力 σ_{bt}

$$\sigma_{bt} = \frac{F_b}{A_b}$$

$$= 22.7818$$

$$= \underline{23 \text{ (MPa)}}$$

基礎ボルトに作用するせん断力 σ_b

$$\sigma_b = \sqrt{\left(R_2 + \frac{M_1}{L} \right)^2 + \left(R_3 + \frac{M_1}{L} \right)^2}$$

$$= 4.25546$$

$$= \underline{4.255 \times 10^3 \text{ (N)}}$$

基礎ボルトに作用するせん断応力 τ_{bs}

$$\tau_{bs} = \frac{Q_b}{n \cdot A_b}$$

$$= 5.29022$$

$$= \underline{6 \text{ (MPa)}}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

② 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°Cにおける $S_y=215$

40°Cにおける $S_u=400$

$$\begin{aligned} F &= \text{Min}(S_y, 0.7 \cdot S_u) \\ &= \text{Min}(215, 0.7 \times 400) \\ &= \text{Min}(215, 280) \\ &= \underline{215 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

③ 許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}) \cdot 0.8$$

$$f_{to} = F / 2 \cdot 1.5$$

$$= 215 / 2 \times 1.5$$

$$= 161.25$$

$$= \underline{161 \text{ (MPa)}}$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 161.25 - 1.6 \times 5.29022, 161.25) \times 0.8$$

$$= \text{Min}(217, 161.25) \times 0.8$$

$$= \underline{129 \text{ MPa}}$$

注：J E A G 4 6 0 1・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。

④ 許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$f_{sb} = F / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \cdot 1.5 \cdot 0.8$$

$$= 215 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 99.3042$$

$$= \underline{99 \text{ MPa}}$$

注：J E A G 4 6 0 1・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。

<耐震評価結果>

ボンベラックの耐震評価結果を表 6. 6. 2-6 に示す。

表 6. 6. 2-6 ボンベラックの耐震評価結果

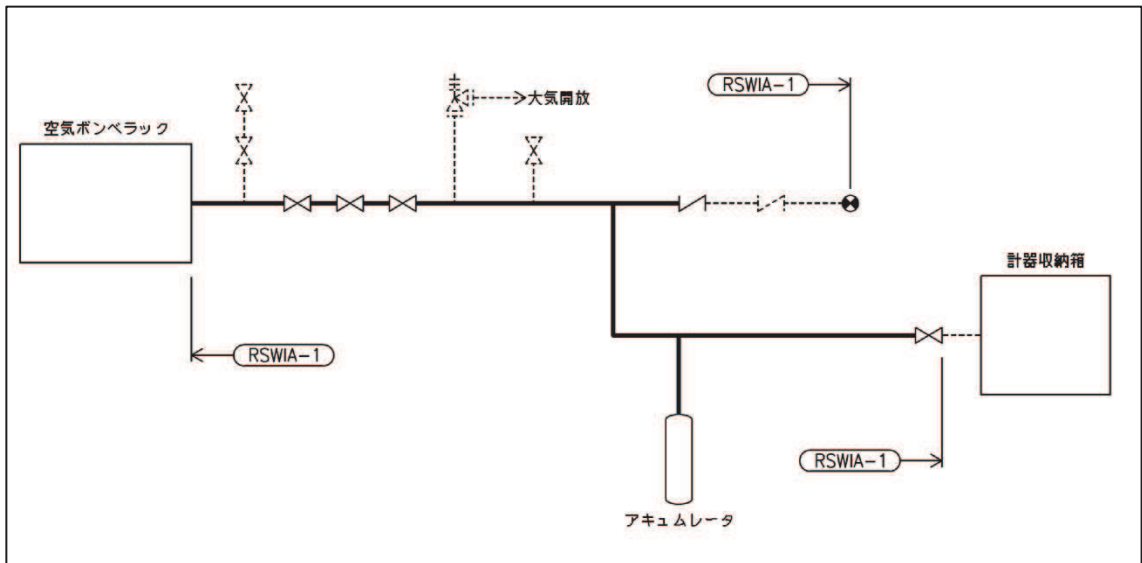
設備名称	部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
ボンベ ラック (A)	フレーム	組合せ	36	245	OK
	溶接部	せん断	3	63	OK
	基礎ボルト	引張	23	129*	OK
		せん断	6	99	OK
ボンベ ラック (B)	フレーム	組合せ	36	245	OK
	溶接部	せん断	3	63	OK
	基礎ボルト	引張	30	129*	OK
		せん断	5	99	OK

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

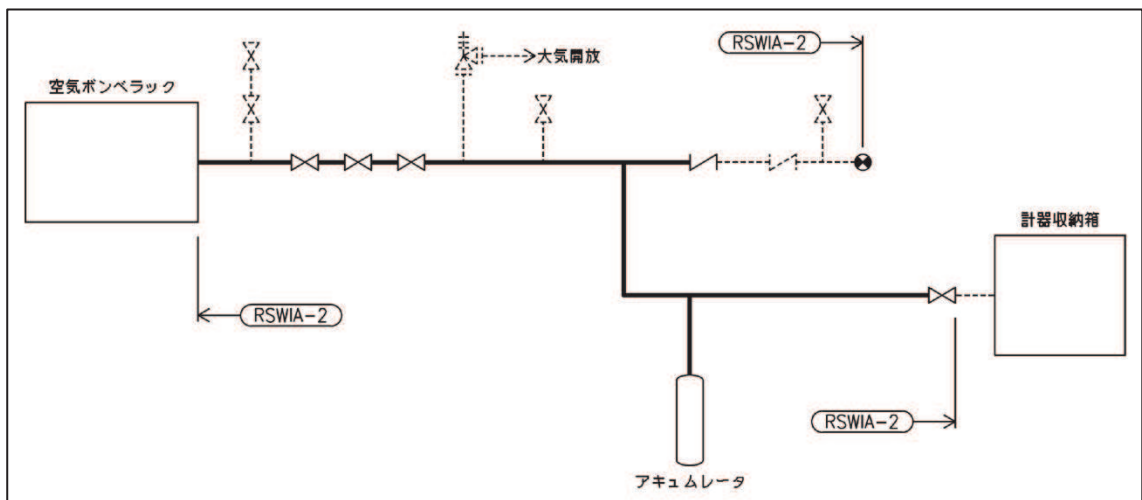
f. 管

(a) 一般事項

図6.6.2-13に管の概略系統図を示す。



(配管モデル：RSWIA-1)



(配管モデル：RSWIA-2)

図6.6.2-13 管の概略構造図

(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_s 水平方向震度 (C_H) :

鉛直方向震度 (C_V) :

<雰囲気温度>

50℃ (屋外)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(c) 固有周期

管の固有周期は、3次元はりモデルによる固有値解析により求める。固有値解析の結果、固有周期が0.05秒以下であり、剛であることを確認している。

(d) 応力計算

<耐震評価>

①一次応力

$$S_{pr m} = P \cdot D_o / 4 \cdot t + 0.75 i_1 \cdot (M_a + M_b) / Z$$
$$= 127 \text{ (N)} \quad : \quad \text{R S W I A} - 1$$
$$= 124 \text{ (N)} \quad : \quad \text{R S W I A} - 2$$

②一次+二次応力

$$S_n = (0.75 i_1 \cdot M_b + i_2 \cdot M_c) / Z$$
$$= 241 \text{ (N)} \quad : \quad \text{R S W I A} - 1$$
$$= 241 \text{ (N)} \quad : \quad \text{R S W I A} - 2$$

<耐震評価結果>

管の耐震評価結果を表 6.6.2-7 に示す。

表 6.6.2-7 管の耐震評価結果

配管モデル		計算応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 計算応力 ≤ 許容応力
R S W I A - 1	一次応力	127	188	OK
	一次+二次応力	241	376	OK
R S W I A - 2	一次応力	124	188	OK
	一次+二次応力	241	376	OK

(4) 強度計算における評価方法

a. 評価にあたって

(a) モデル化の対象範囲について

モデル化の対象範囲は、図6.6.2-14のとおり、フランジ部より下のバブラー管を対象としている。なお解析時は、バブラー管の質量に加えフランジ部の質量も加味している。

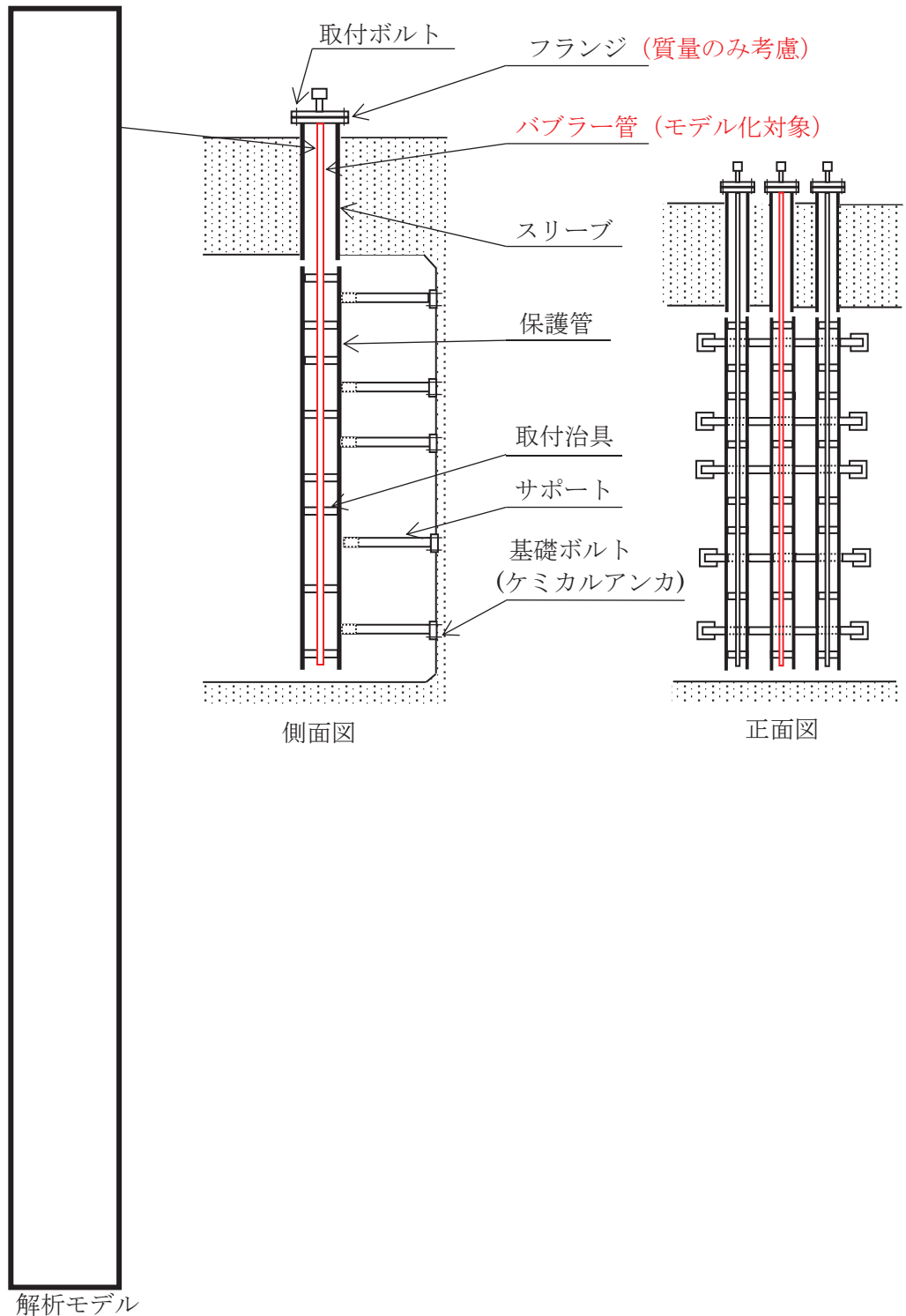


図 6.6.2-14 モデル化の対象範囲

(b) 評価部位について

取水ピット水位計の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。

取水ピット水位計はフランジ面をバブラー管が貫通しており、貫通部分は溶接されている。バブラー管下部は取付治具で保護管に固定され、保護管を固定するサポートは取水ピット内壁面に基礎ボルトで固定されている。

余震に伴う荷重はバブラー管に作用するが、バブラー管は剛構造のサポートで固定されていることから、力としてはバブラー管上部のフランジと保護管のサポートにかかる。

また、津波の突上げ荷重はフランジ面に作用するため、フランジ上面部には津波及び余震に伴う荷重の両方の力がかかることになる。

強度評価においては、引張力が一番厳しくなるフランジ部を抑える取付ボルトを評価部位とする。図6.6.2-15にバブラー管構造図を示す。

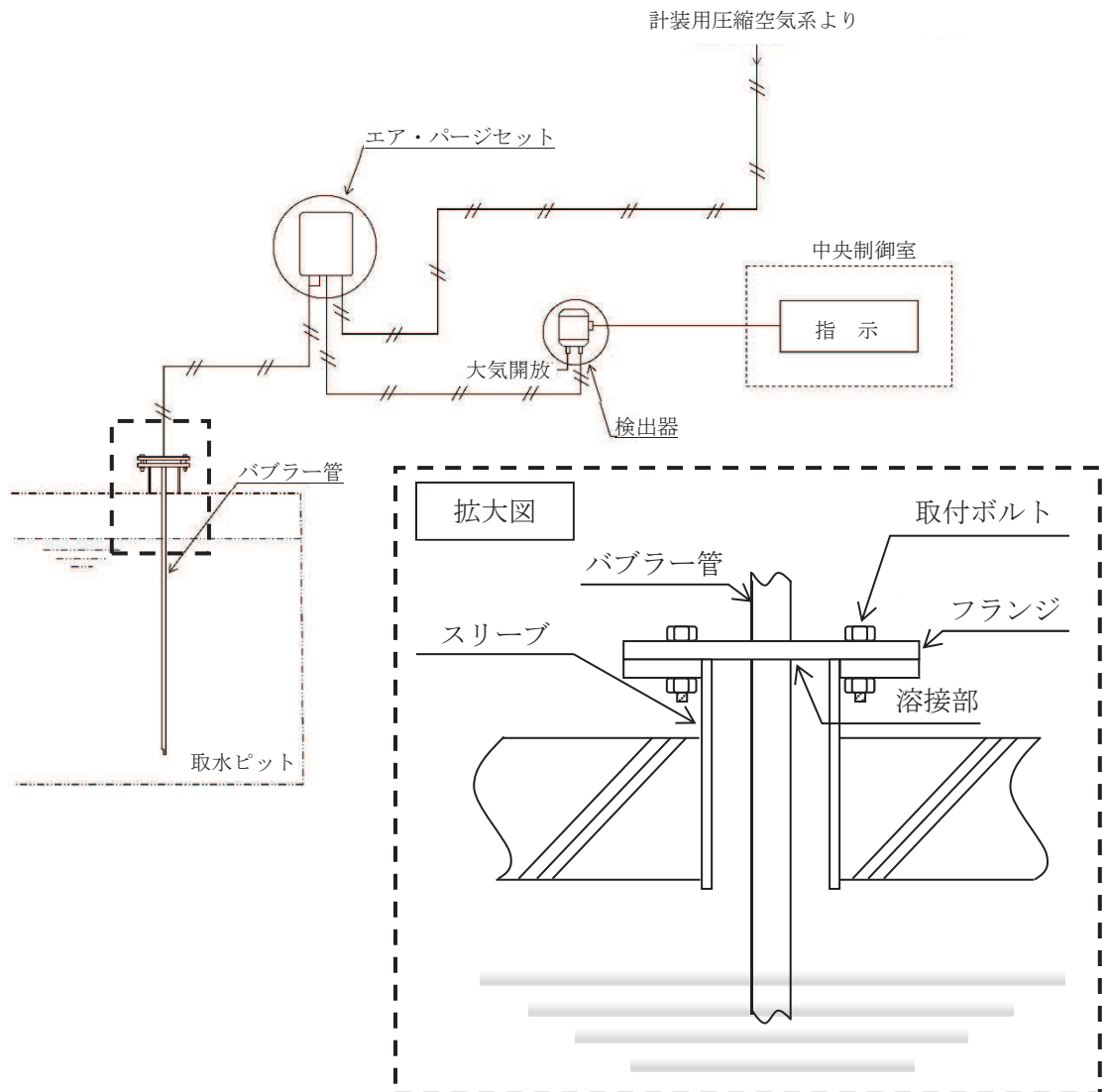


図6.6.2-15 バブラー管構造図

b. 評価方法

(a) 一般事項

図6.6.2-15に取水ピット水位計の概略構造図を示す。

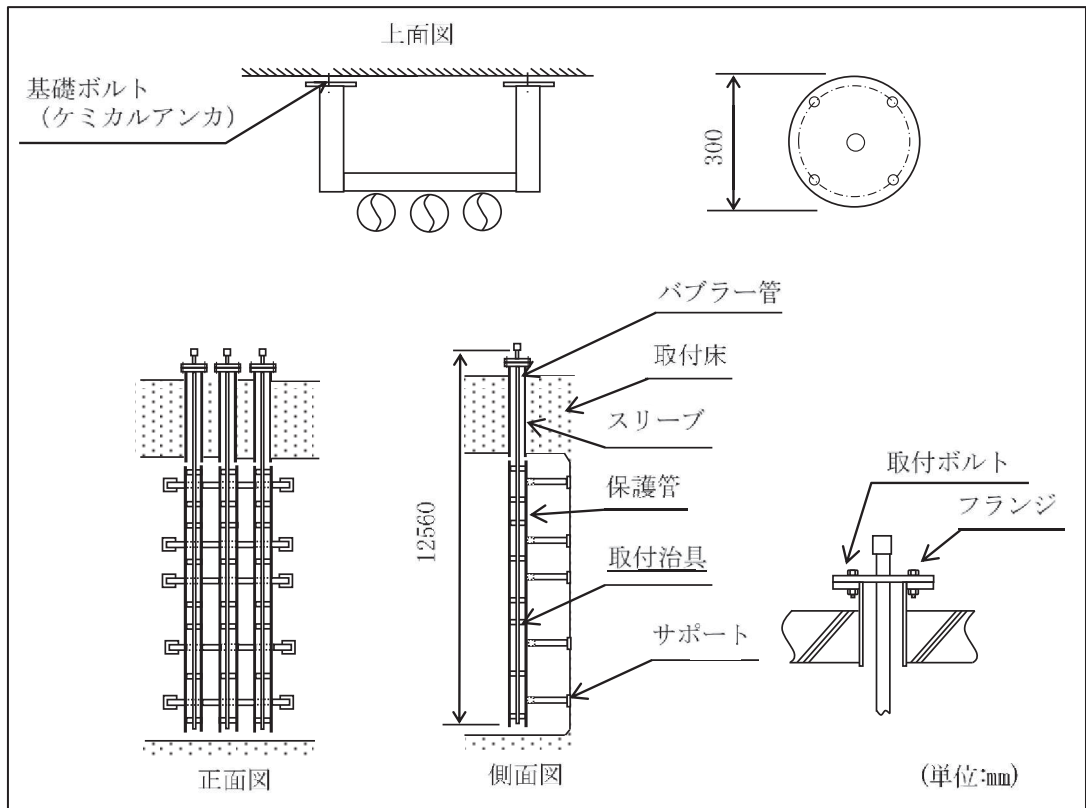


図6.6.2-15 取水ピット水位計の概略構造図

(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 - D 2 水平方向震度 (C_H) : 1.05

鉛直方向震度 (C_V) : 1.03

<雰囲気温度>

40°C (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 : 0.P + 18.6 m

(c) 固有周期

取水ピット水位計の固有周期は、3次元はりモデルによる固有値解析により求める。固有値解析の結果、固有周期が0.05秒以下であり、剛であることを確認している。バブラー管の解析モデルを図6.6.2-16に示す。

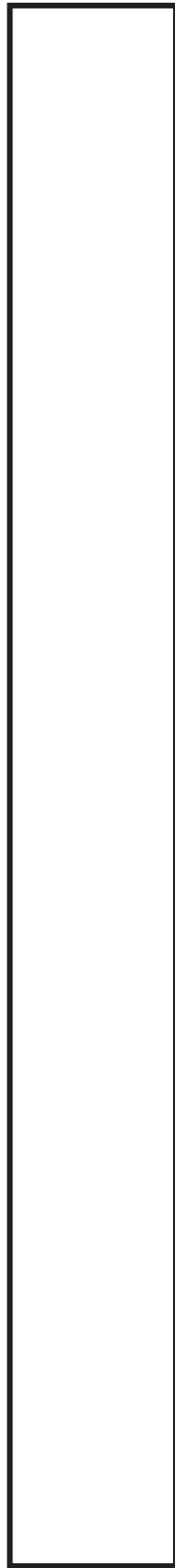
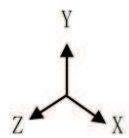


図 6.6.2-16 解析モデル（取水ピット水位）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(d) 応力計算

<強度評価>

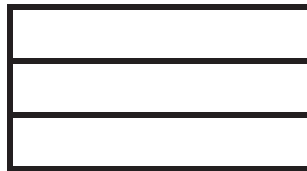
①突き上げ津波荷重(P_t)

取水ピット水位計に作用する突き上げ津波荷重(P_t)

$$P_t = \rho \cdot g \cdot T_h \cdot A_1 + \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho \cdot A_1 \cdot U^2$$

なお、抗力係数 (C_d) 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。

$$A_1 = \frac{\pi}{4} \cdot D^2$$



$$\begin{aligned} T_h &= h - z \\ &= 18.6 - 2.25 \\ &= 16.35 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_t &= 1030 \times 9.80665 \times 16.35 \times 0.0706857 + 0.5 \times 2.01 \times 1030 \times 0.0706857 \times 1.0^2 \\ &= 11746.7 \\ &= \underline{1.175 \times 10^4 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

②引張応力

取付ボルトに作用する引張力 F_b

$$F_b = \frac{F_Y}{n} + \frac{M_X}{\varrho_1 \cdot n_X} + \frac{M_Z}{\varrho_2 \cdot n_Z} + P_t$$



$$\begin{aligned} &= 11906.5 \\ &= \underline{1.191 \times 10^4 \text{ (N)}} \end{aligned}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

取付ボルトに作用する引張応力 σ_b

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2$$

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$

--

=37.8995

=38 (MPa)

③せん断応力

取付ボルトに作用するせん断力 Q_b

$$Q_b = \frac{\sqrt{F_Y^2 + F_Z^2}}{n}$$

取付ボルトに作用するせん断応力 τ_b

$$\tau_b = \frac{Q_b}{A_b}$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

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

$$40^{\circ}\text{C} \text{における } S_y = 205$$

$$40^{\circ}\text{C} \text{における } S_u = 520$$

$$\begin{aligned} F &= \text{Min}(S_y, 0.7 S_u) \\ &= \text{Min}(205, 0.7 \times 520) \\ &= \text{Min}(205, 364) \\ &= \underline{205 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

⑤ 許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b, f_{to})$$

$$\begin{aligned} f_{to} &= F / 2 \times 1.5 \\ &= 205 / 2 \times 1.5 \\ &= 153.75 \\ &= 153 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ts} &= \text{Min}(1.4 \times 153.75 - 1.6 \times 0.0501338, 153) \\ &= \text{Min}(215, 153) \\ &= \underline{153 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

⑥ 許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sb}

$$\begin{aligned} f_{sb} &= F / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \\ &= 205 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \\ &= 118.356 \\ &= \underline{118 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

< 強度評価結果 >

取水ピット水位計の強度評価結果を表 6.6.2-8 に示す。

表 6.6.2-8 取水ピット水位計の強度評価結果

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	38	153*	OK
	せん断	0	118	OK

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