

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 14
提出年月日	2021年6月7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
- 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

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.4 貯留堰に関する補足説明

目 次

- 6.4.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.4.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明

6. 浸水防護施設に関する補足資料

6.4 貯留堰に関する補足説明

6.4.1 貯留堰の耐震性についての計算書に関する補足説明

貯留堰は取水口と一体構造であり，取水口は断面が延長方向で異なり，加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する構造物（箱形構造物）であることから，貯留堰を含めて三次元モデル化し，耐震評価を行う（貯留堰の位置図及び構造図については，「6.4.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明」に示す）。

貯留堰の耐震性については，補足610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 資料10 取水口の耐震安全性評価」で説明する。

- 6. 浸水防護施設に関する補足資料
- 6.4 貯留堰に関する補足説明
- 6.4.2 貯留堰の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	2
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	7
3. 強度評価方法	8
3.1 記号の定義	8
3.2 評価対象	9
3.3 荷重及び荷重の組合せ	11
3.3.1 荷重	11
3.3.2 荷重の組合せ	12
3.4 許容限界	13
3.5 評価方法	15
3.5.1 解析方法	15
3.5.2 設計水平震度の算定	16
3.5.3 評価方法	21
3.5.4 使用材料及び材料の物性値	21
4. 評価条件	23
4.1 津波時	23
4.2 重畳時1	25
4.3 重畳時2	27
4.4 解析ケースによる荷重モデル図	29
5. 強度評価結果	30
5.1 曲げ圧縮応力度に対する照査	30
5.2 引張応力度に対する照査	31
5.3 せん断応力度に対する照査	31

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), (No. 6) が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重, 余震荷重及び漂流物の衝突荷重に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

なお、貯留堰 (No. 1), (No. 2), (No. 3), (No. 4), (No. 5), (No. 6) の強度評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

貯留堰の位置図を図 2-1 に示す。

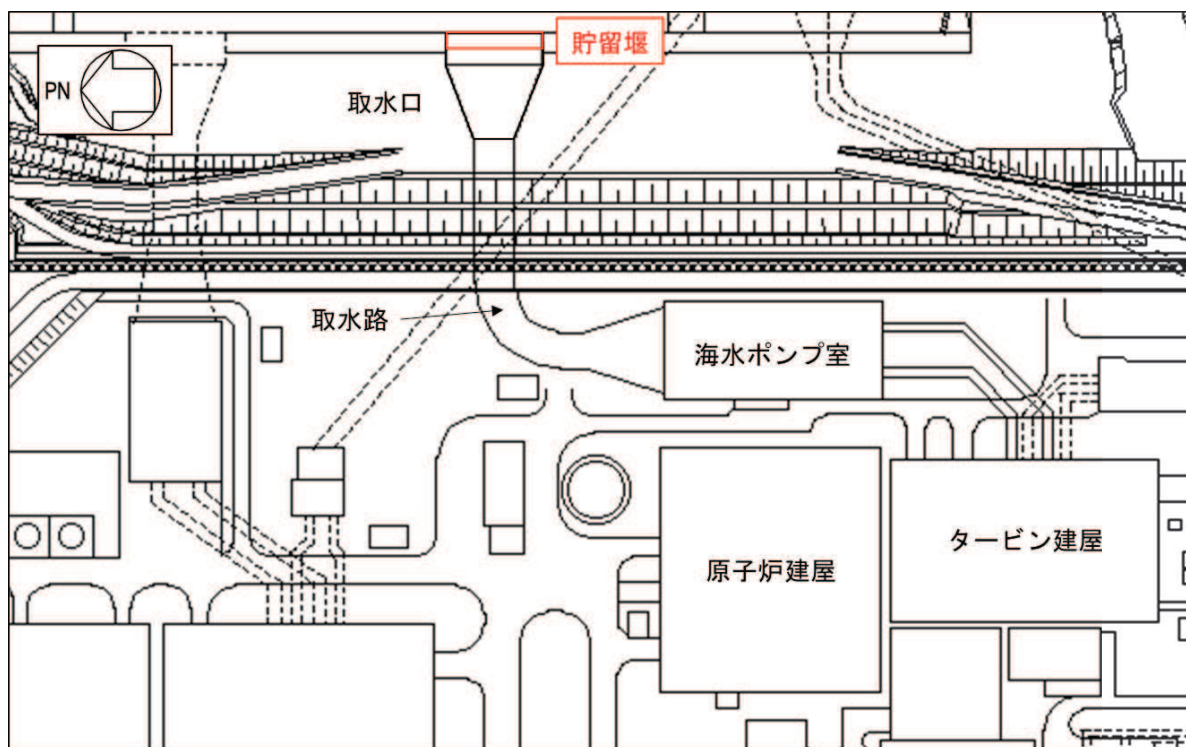


図 2-1 貯留堰位置図

2.2 構造概要

貯留堰の平面図，縦断図，正面図を図 2-2～図 2-4 に示す。

図 2-2～図 2-4 のとおり，貯留堰は岩盤上にマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して設置された取水口の底版に設置する鉄筋コンクリート製の構造物であり，取水口と一体構造の津波防護施設（非常用取水設備と兼用）である。貯留堰の寸法は，長さ（横幅）4.0m×天端幅（奥行き）2.5m×高さ 1.2m（天端高さ O.P. -6.3m）であり，取水口上に 6 基設置する。貯留堰には通水機能及び貯水機能が要求される。

貯留堰は鉄筋コンクリート構造物であり、津波による水位低下に対して非常用海水ポンプの機能が保持でき、かつ、原子炉冷却に必要な海水を確保できるよう、取水口底版より 1.2m の高さを有している。貯留堰の配筋図を図 2-5 に示す。

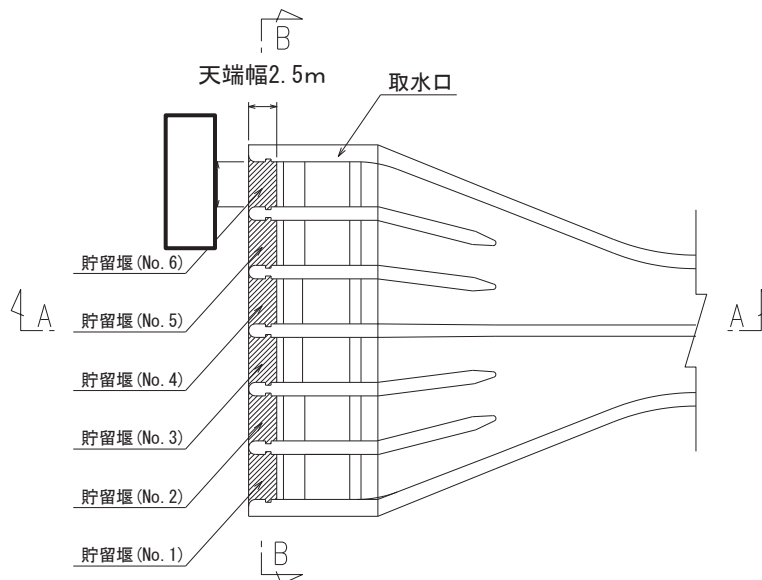


図 2-2 貯留堰平面図

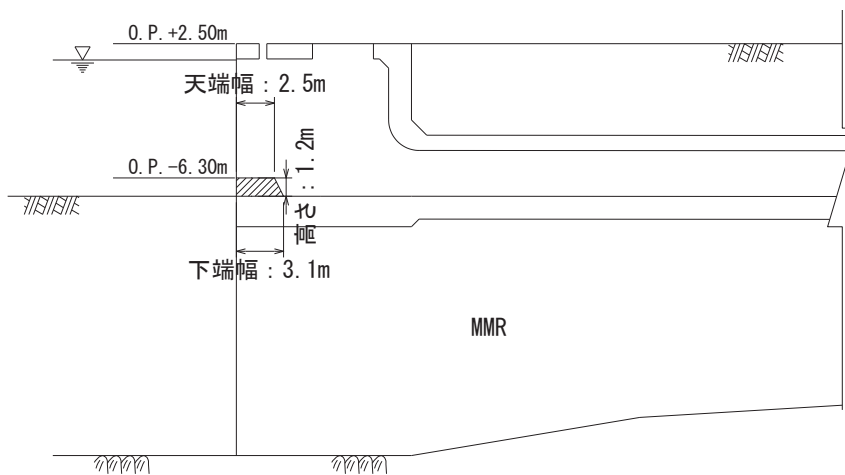


図 2-3 貯留堰縦断図 (A-A)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

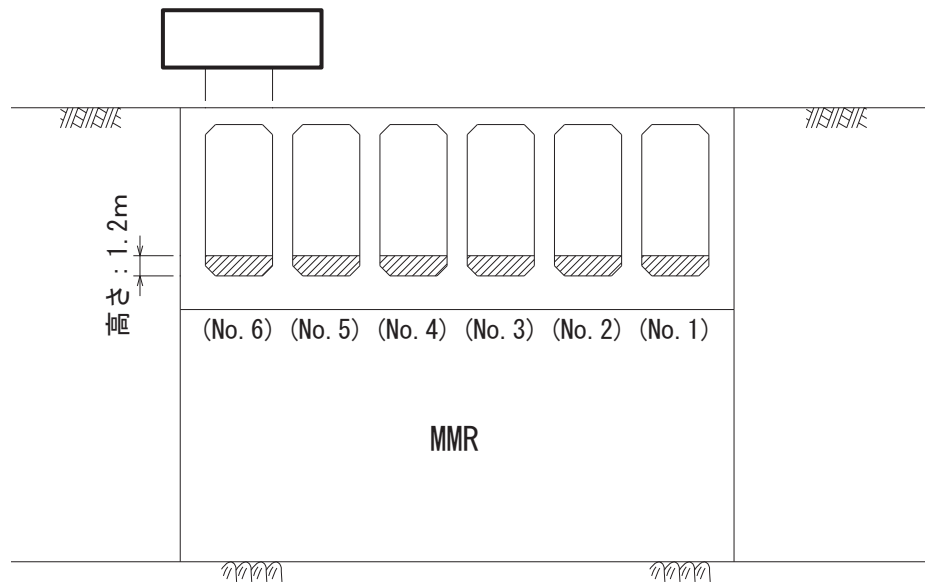


図 2-4 貯留堰正面図 (B-B)

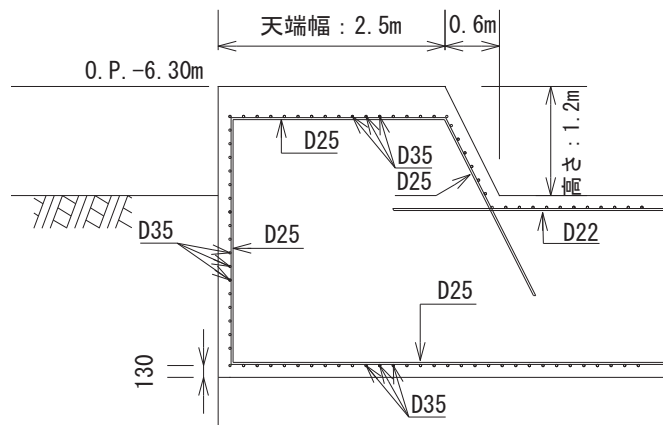


図 2-5 貯留堰配筋図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 評価方針

貯留堰の強度評価は、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「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」を踏まえて実施する。強度評価においては、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、発生応力が許容限界を満足することを確認する。

貯留堰の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。）、津波に伴う荷重及びS d - D 2による余震荷重作用時（以下「重畳時」という。）を対象とする。

貯留堰の評価項目及び評価フローを表 2-1、図 2-6 に示す。

表 2-1 貯留堰の評価項目

評価方針	評価項目	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の健全性	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力，せん断力）*
止水性を損なわないこと			

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

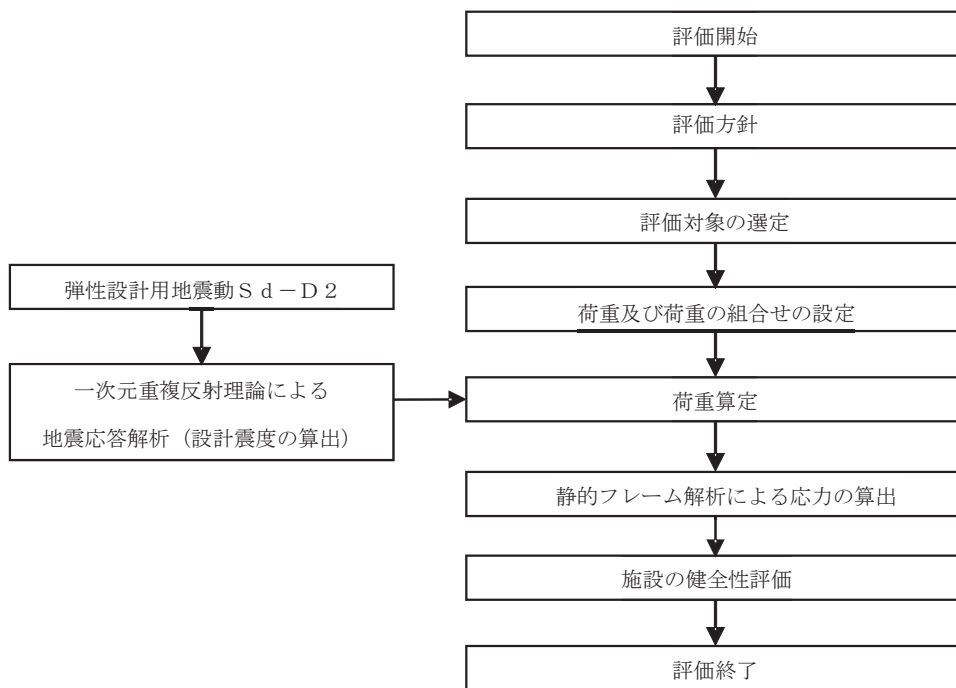


図 2-6 貯留堰の強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定)

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
g	m/s ²	重力加速度
kh	—	設計水平震度
w1	kN/m	躯体自重(貯留堰天端における軸方向荷重)
w2	kN/m	躯体自重(貯留堰下端における軸方向荷重)
h1	m	貯留堰の天端における水深
h2	m	貯留堰の下端における水深
p1	kN/m	貯留堰の天端における津波波圧
p2	kN/m	貯留堰の下端における津波波圧
Pc	kN	衝突荷重
pd1	kN/m	貯留堰の天端における動水圧
pdn	kN/m	貯留堰にかかる動水圧(分割してn番目の動水圧)
ps1	kN/m	貯留堰の天端における静水圧
ps2	kN/m	貯留堰の下端における静水圧
γ_w	kN/m ³	海水の単位体積重量
psd1	kN/m	貯留堰の天端における躯体慣性力
psd2	kN/m	貯留堰の下端における躯体慣性力
σ	N/mm	曲げモーメント及び軸力による応力
f'ck	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度
σ'_{ca}	N/mm ²	短期許容曲げ圧縮応力度
σ_{sa}	N/mm ²	短期許容引張応力度
M	kN・m	曲げモーメント
N	kN	軸力
τ	N/mm ²	せん断応力度
τ_a	N/mm ²	短期許容せん断応力度
V	kN	せん断力

3.2 評価対象

貯留堰の強度計算においては、津波荷重及び漂流物衝突荷重が東西方向（海山方向）に作用することから、津波荷重作用方向（東西方向）を評価対象断面とする。また、取水口に6基設置される各貯留堰は近接しており、各貯留堰位置で地質構造には有意な差がない。したがって、6基の貯留堰の中央位置の地質断面を用いて、評価を実施する。

図2-2に示すA-A及びB-B断面の地質図を図3-1、評価対象位置での地質構成図を図3-2に示す。図3-1に示すとおり、貯留堰はC_MもしくはC_H岩盤上にMMRを介して構築された取水口底版に設置されている。

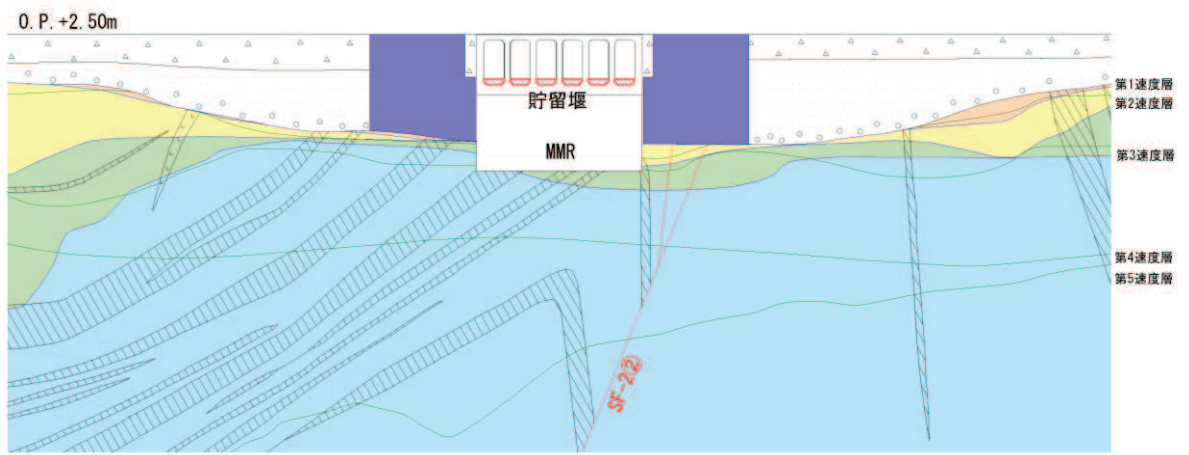


図3-1(1) 貯留堰地質断面図 (A-A)

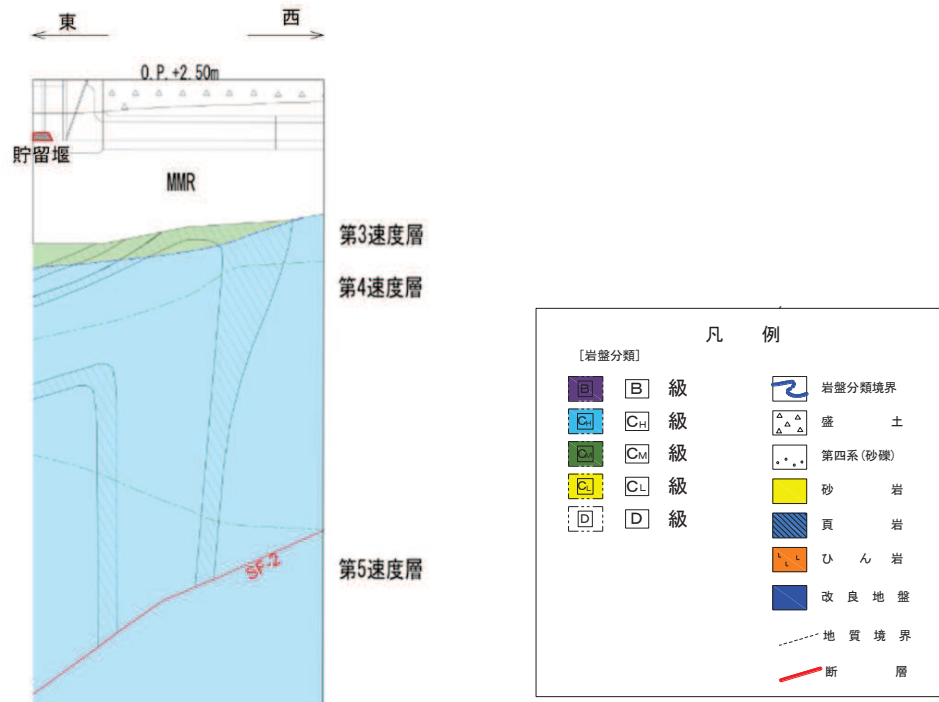


図3-1(2) 貯留堰地質断面図 (B-B)

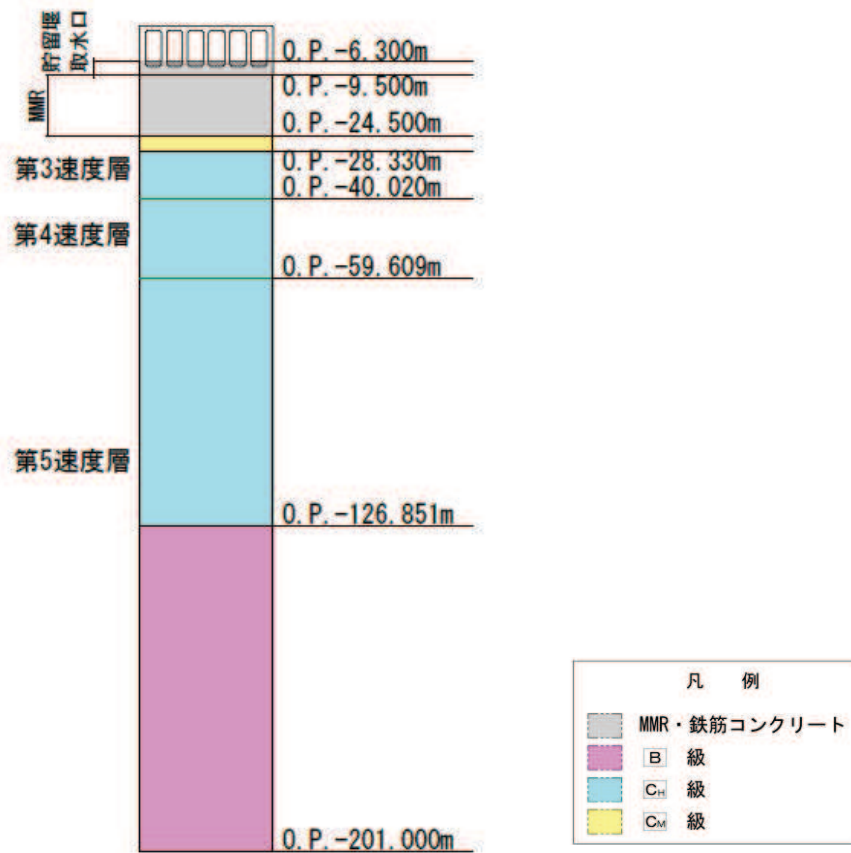


図 3-2 地質構成図

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重として、海底面高さ (O.P. -11.5m) と貯留堰の各高さにおける標高 (O.P. -6.3m) との差の 1/2 (2.6m) を設計用浸水深として、朝倉式により算定した波力を考慮する。

(3) 余震荷重 (K S d)

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d - D₂ による慣性力及び動水圧を考慮する。

(4) 津波荷重 (静水圧) (P_{h y})

基準津波による貯留堰内外の水位差が最大となる津波高さ (O.P. -5.3m) の時の静水圧を考慮する。

(5) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重については、2.15 t の車両を対象に「FEMA (2012) *1」による漂流物荷重に十分な余裕を考慮して設定する。衝突荷重を表 3-2 に示す。

注記*1 : FEMA (2012) : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3-2 衝突荷重

流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
13.0	2000

3.3.2 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、表 3-3 に示すとおり津波時及び重畳時 1、重畳時 2 の 3 ケースを考慮する。各ケースにおける荷重作用図を図 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時 1	$G + P_t + K S_d$
重畳時 2	$G + P_{hy} + K S_d + P_c$

G : 固定荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

$K S_d$: 余震荷重

P_{hy} : 津波荷重 (静水圧)

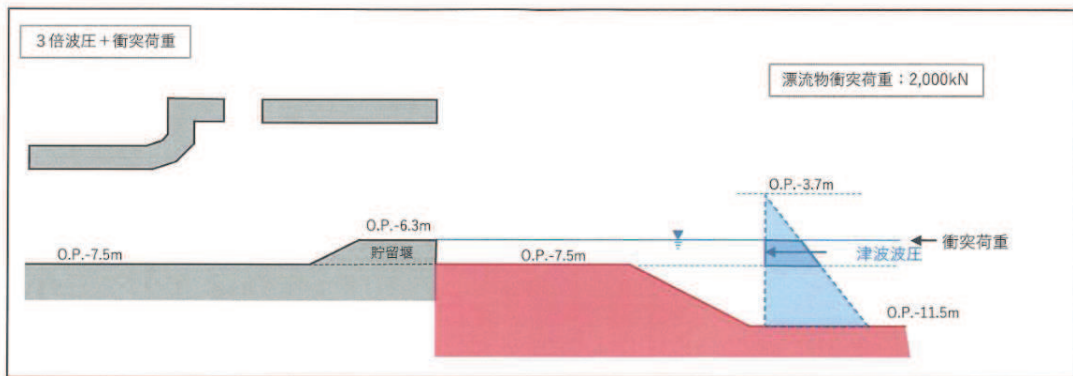


図 3-3(1) 荷重作用図 (津波時)

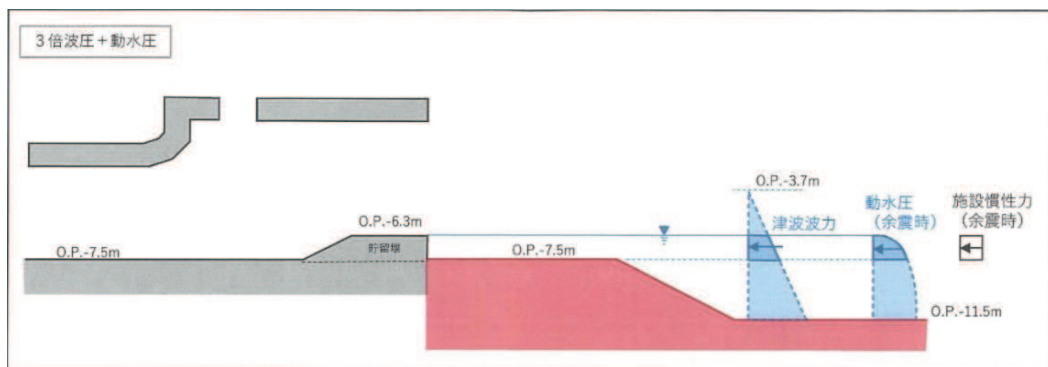


図 3-3(2) 荷重作用図 (重畳時 1)

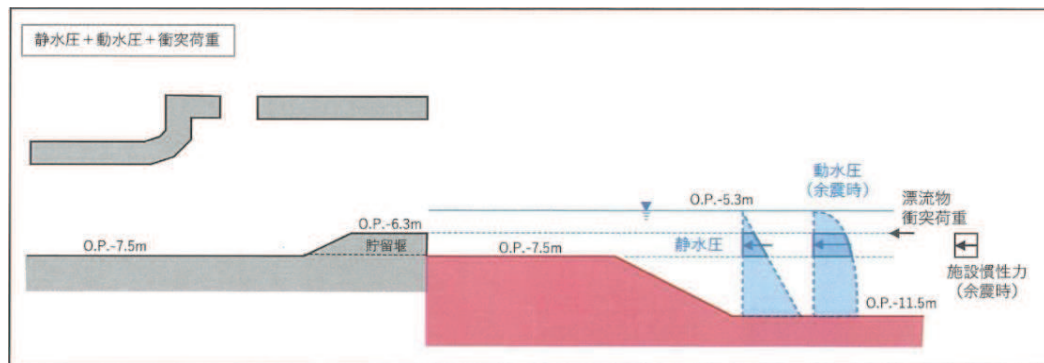


図 3-3(3) 荷重作用図 (重畳時 2)

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象」にて設定した評価対象の応力や形状を考慮し、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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

貯留堰の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)」に基づく短期許容応力度とする。貯留堰の許容限界を表 3-4 に示す。

表3-4 貯留堰の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck} = 20.5 \text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8	11.7
	許容せん断応力度 τ_a	0.42	0.63
鉄筋 (SD345)	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記* : 短期許容応力度は, 許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.5 評価方法

貯留堰の強度評価は、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」に基づき実施する。

3.5.1 解析方法

(1) 拘束条件

図 2-2～図 2-4 に示すとおり、貯留堰は取水口の底版に設置されており、側面は取水口の側壁もしくは導流壁に拘束された 3 辺固定構造となっている。また、貯留堰高さ 1.2m に対して、津波荷重作用方向（東西方向）である天端幅は 2.5m あることから、面外荷重に対して堅固な構造となっている。なお、貯留堰が設置される取水口底版は、東西方向の延長 39.8m を有する平坦な構造となっており、貯留堰下端を堅固に固定している。

ここでは、面外方向からの津波荷重及び漂流物荷重に対して、貯留堰の健全性を保守的に評価する観点から、貯留堰側面の拘束効果（取水口の側壁及び導流壁による荷重分担効果）を考慮せず、取水口底版を固定端とした片持ち梁としてモデル化し、貯留堰の強度評価を実施する。

(2) 解析手法

取水口底版を固定端とした片持ち梁としてモデル化するにあたり、貯留堰を高さ方向に線形はり要素（はり長 1.2m、奥行き幅 4.0m）で模擬して、静的フレーム解析により評価を実施する。静的フレーム解析モデルの概念図を図 3-4 に示す。

静的フレーム解析には、解析プログラム「FRAME（面内） Ver. 5.0.4」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

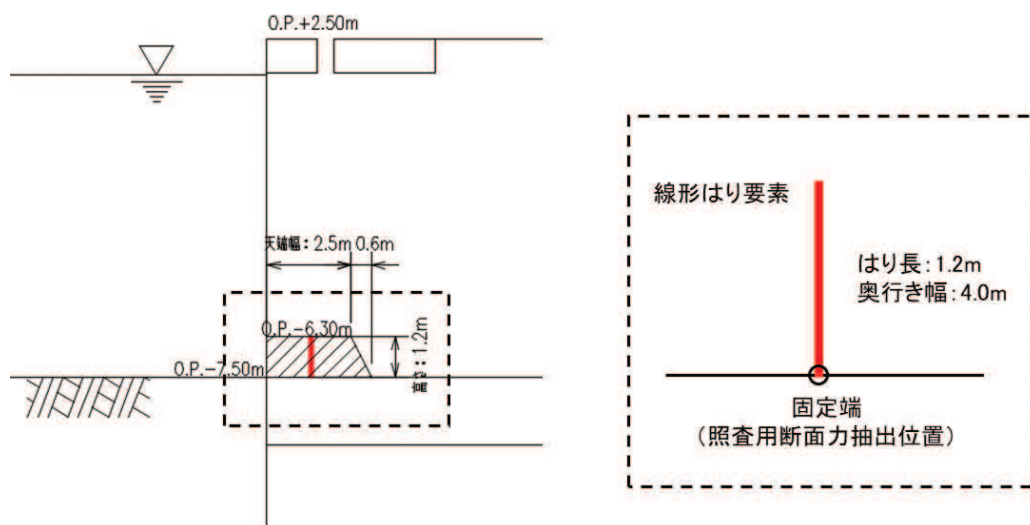


図 3-4 静的フレーム解析モデル概念図

3.5.2 設計水平震度の算定

(1) 地盤物性及び材料物性のばらつき

地震応答解析には、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を使用する。

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-5 に示す解析ケースを設定する。

表 3-5 強度評価における解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_o : ヤング係数)	地盤物性
		C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1σ
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1σ

(2) 一次元地震応答解析

設計水平震度は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ を一次元重複反射理論による引戻し・引上げ解析を行って求められる応答結果を用いて設定する。応答値の抽出位置は貯留堰の中心 (O.P. -6.9m) とし、引戻し解析に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」とする。

一次元地震応答解析の概念図を図 3-5 に、設計水平震度の設定に用いる貯留堰位置の弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ によるケース①～③の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-6 に示す。

一次元地震応答解析には、解析コード「ArkQuake Ver. 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

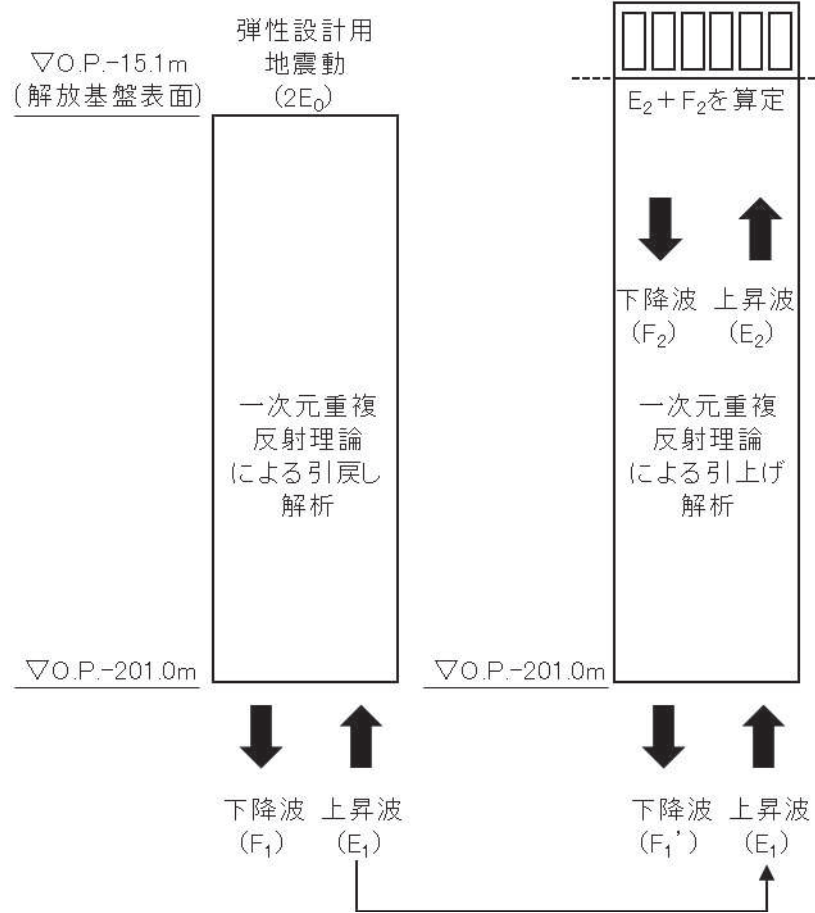
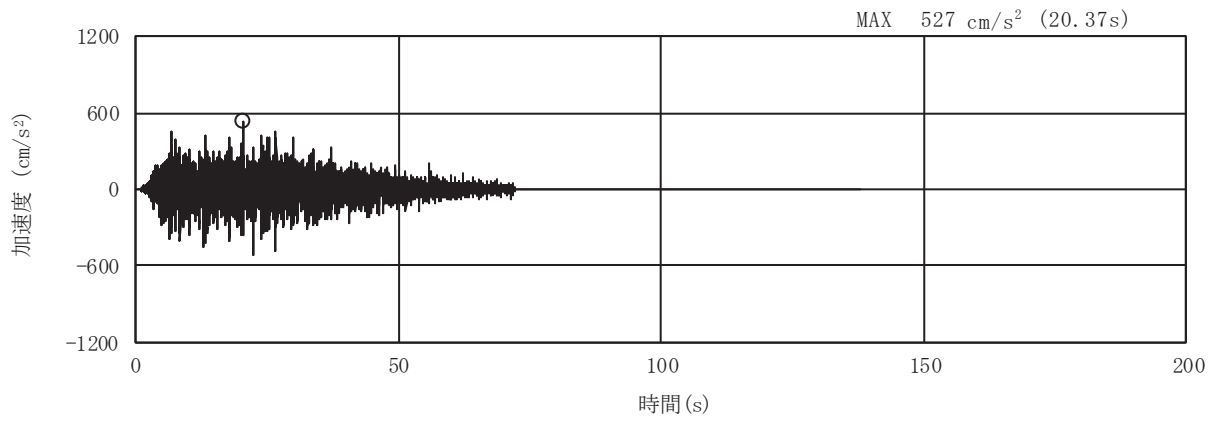
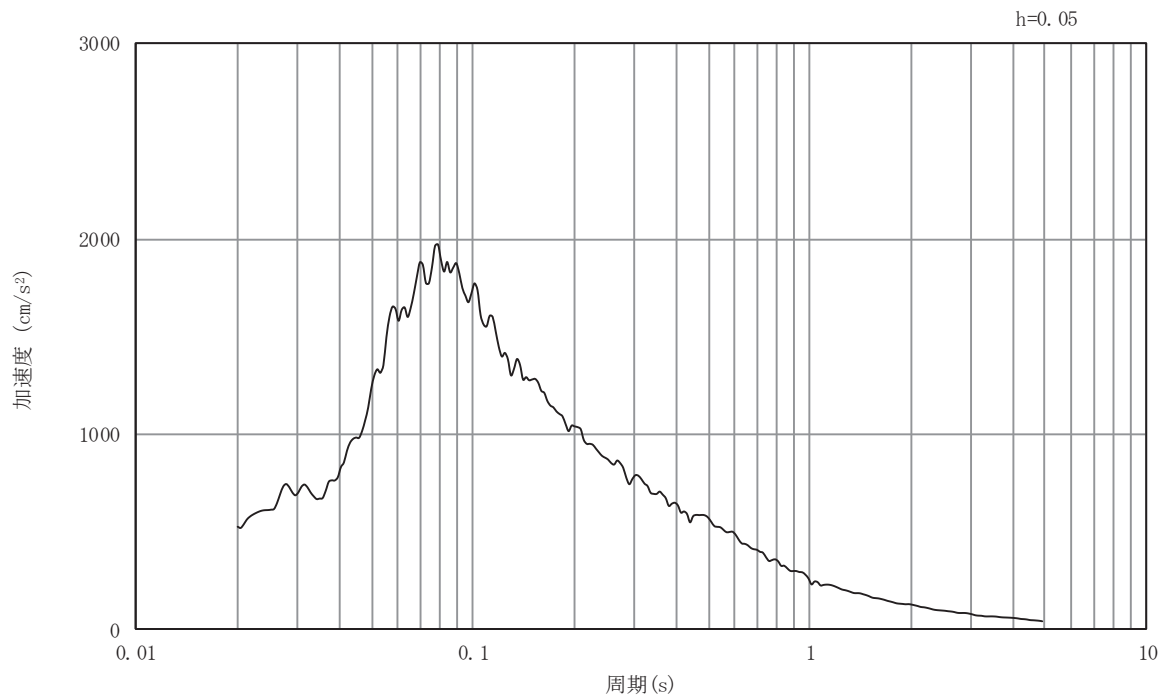


図 3-5 一次元地震応答解析の概念図

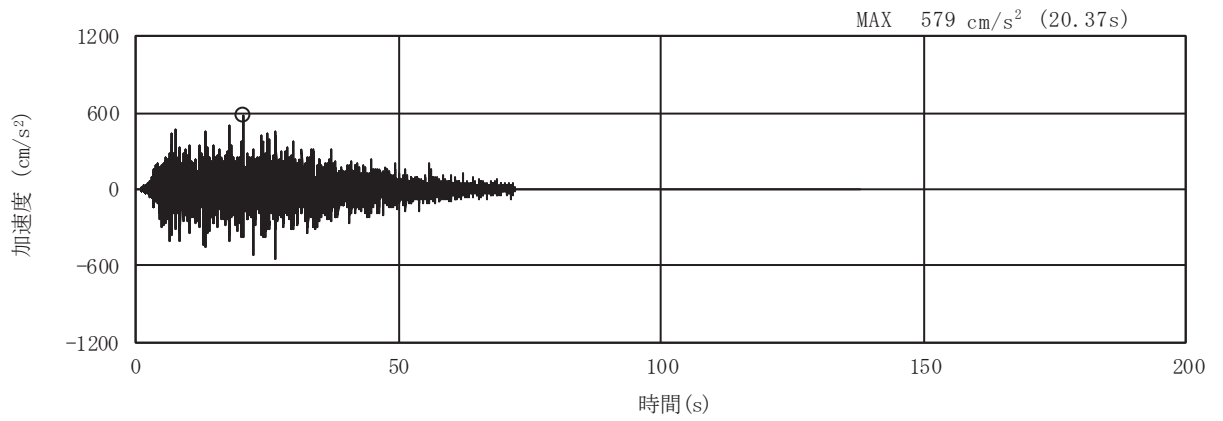


(a) 加速度時刻歴波形

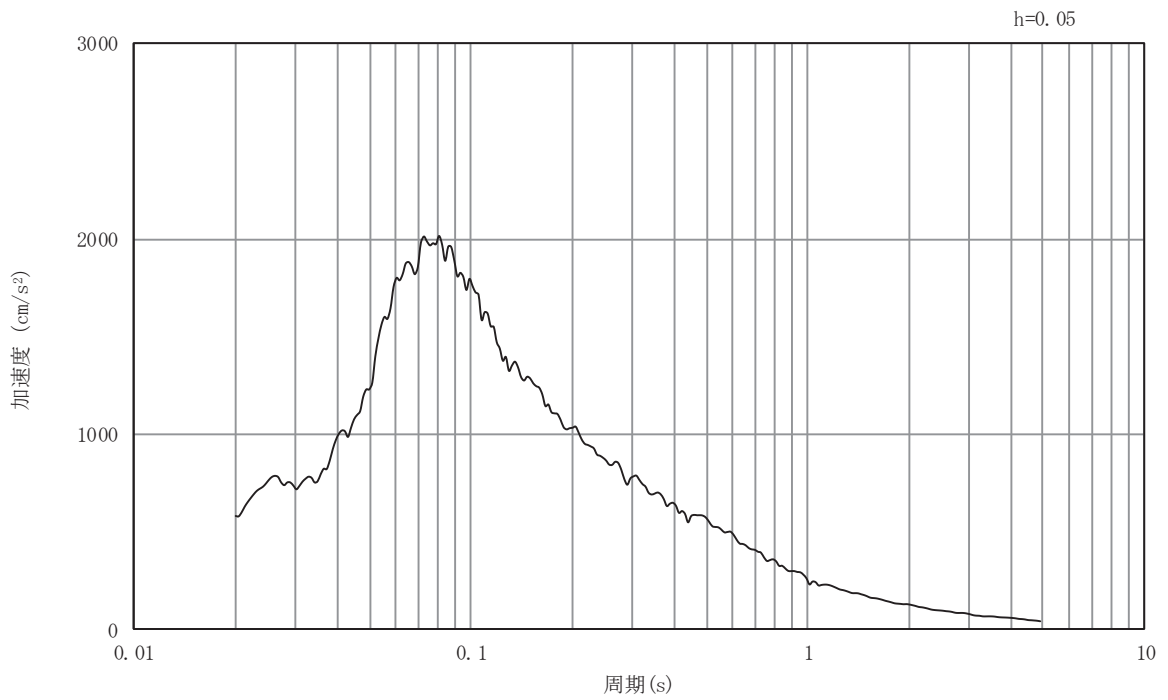


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(1) 貯留堰位置における弾性設計用地震動 S d - D 2 (ケース①, 水平方向) による
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

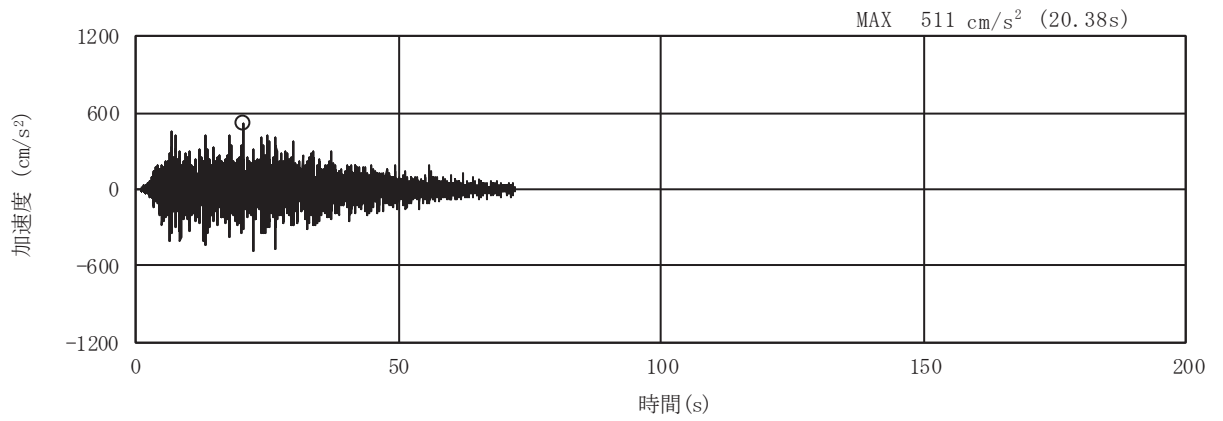


(a) 加速度時刻歴波形

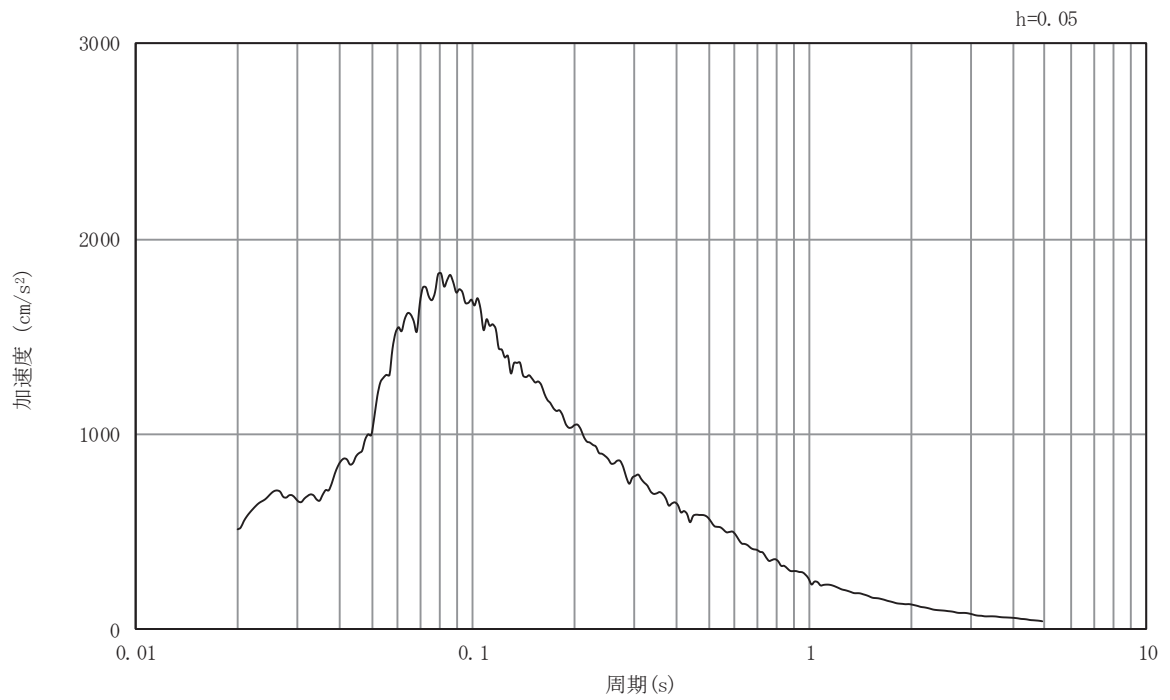


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(2) 貯留堰位置における弾性設計用地震動 S d - D 2 (ケース②, 水平方向) による
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(3) 貯留堰位置における弾性設計用地震動 S d - D 2 (ケース③, 水平方向) による
加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル

(3) 設計水平震度の算定

貯留堰位置における最大加速度を表 3-6 に示す。

ケース②の加速度が最も大きいため、この加速度を重力加速度で除して、保守的に設計水平震度を 0.60 とする。

$$\text{設計水平震度 (k h)} = 579(\text{cm/s}^2) / 980.665(\text{cm/s}^2) \approx 0.60$$

表 3-6 一次元地震応答解析結果 (下線部：設計水平震度採用ケース)

解析ケース	①	②	③
	基本ケース		地盤剛性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース
最大加速度 (cm/s ²)	527	<u>579</u>	511

3.5.3 評価方法

貯留堰の強度評価においては、静的フレーム解析により得られた曲げモーメント及び軸力より算定した曲げ圧縮応力及び引張応力、せん断力より算定したせん断応力が「3.4 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。

(1) 曲げ圧縮と引張に対する照査

曲げ圧縮及び引張の断面照査においては、発生断面力が許容限界以下であることを確認する。解析プログラムは「RC 断面計算 Ver8.0.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム (解析コード) の概要」に示す。

(2) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定したせん断力が許容限界以下であることを証明する。

$$\tau = \frac{V}{b w \cdot j \cdot d} = \frac{V}{b w \cdot z}$$

ここで、

V : せん断力

b w : 部材断面の腹部の幅

z = j d : 全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離

d : 有効高さ, j = 1/1.15

3.5.4 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値を表 3-7 に示す。

表3-7 使用材料及び物性値

評価対象	材料	仕様	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (kN/mm ²)
貯留堰 (鉄筋コンクリート造)	コンクリート	$f'_{ck} = 20.5 \text{N/mm}^2$	24.0	23.3
	鉄筋	SD345		

4. 評価条件

貯留堰は海中構造物であるため、津波波力が作用するのは、引き波により貯留堰が海面から露出し、その後、押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局）」（平成27年12月一部改訂）によると、津波が構造物を越流する場合の津波荷重は、若干越流している状態の静水圧差と、それより水位の低い越流直前の状態の波力とを比較して、高い方を採用することとしている。

両者を比較した結果、越流直前の津波波力が越流時の静水圧差を上回ることから、各荷重組合せケースにおける水位（水深）及び各種荷重は以下のとおり設定する（比較の詳細については「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」の「5.4.3 貯留堰貯留堰に対する津波波圧算定式の適用に関する検討」に示す）。

4.1 津波時

津波時において、強度評価に用いる評価条件を表4-1に示す。設定の詳細は以下のとおり。

(1) 躯体自重

$$w_1 = 2.5\text{m} \times 4\text{m} \times 24.03\text{kN/m}^3 = 240.3\text{kN/m}$$

$$w_2 = 3.1\text{m} \times 4\text{m} \times 24.03\text{kN/m}^3 = 298.0\text{kN/m}$$

(2) 貯留堰の天端・下端における水深

越流直前の貯留堰天端に水面がある状態を想定し、以下とおり設定する。

$$h_1 = 0.0\text{m}$$

$$h_2 = 1.2\text{m}$$

(3) 貯留堰の天端・下端に作用する津波波圧

津波波圧の算出には、朝倉式を適用する。海底面高さ（O.P. -11.5m）と水位（O.P. -6.3m）の1/2（2.6m）を設計用浸水深 η とすると、各水深における波圧は、

$$p = \gamma w \times (\alpha \times \eta - z) \times B$$

ここで、

p : 津波波圧 (kN/m)

γw : 海水の単位体積重量

α : 水深係数 (=3)

η : 浸水深（通過波の浸水深=入力津波水深の1/2=2.6m）

z : 海底面高さ（O.P. -11.5m）を基準とした上向の正の座標

B : 荷重作用幅 (=4.0m)

となる。よって、

$$p_1 = 10.1\text{kN/m}^3 \times (3 \times 2.6\text{m} - (-6.3\text{m} - (-11.5\text{m}))) \times 4\text{m} = 105.0\text{kN/m}$$

$$p_2 = 10.1\text{kN/m}^3 \times (3 \times 2.6\text{m} - (-7.5\text{m} - (-11.5\text{m}))) \times 4\text{m} = 153.5\text{kN/m}$$

表4-1 強度評価に用いる条件（津波時）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
w 1	躯体自重（貯留堰天端における軸方向荷重）	240.3	kN/m
w 2	躯体自重（貯留堰下端における軸方向荷重）	298.0	kN/m
h 1	貯留堰の天端における水深	0.0	m
h 2	貯留堰の下端における水深	1.2	m
p 1	貯留堰の天端における津波波圧	105.0	kN/m
p 2	貯留堰の下端における津波波圧	153.5	kN/m
P c	衝突荷重	2000	kN
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
σ'_{ca}	短期許容曲げ圧縮応力度	11.7	N/mm ²
σ_{sa}	短期許容引張応力度	294	N/mm ²
τ_a	短期許容せん断応力度	0.63	N/mm ²

4.2 重畳時1

重畳時1において、強度評価に用いる評価条件を表4-2に示す。躯体自重，貯留堰の水深，貯留堰に作用する津波波圧の算出方法は「4.1 津波時」のとおりとし，動水圧の設定の詳細は以下のとおり。

(1) 動水圧

動水圧は，以下のとおりWestergaard式により算出する。

$$p_d = 7/8 \times \gamma_w \times kh \times \sqrt{(H \times h)} \times B$$

ここで，

γ_w : 水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

kh : 水平地震力 (=0.60)

H : 貯留堰天端における水深 (= -6.3m - (-11.5m) = 5.2m)

h : 対象個所の水深(m)

よって，

$$\begin{aligned} p_d &= 7/8 \times 10.1 \times 0.6 \times \sqrt{(5.2 \times z)} \times 4.0 \\ &= 21.21 \times \sqrt{(5.2 \times z)} \end{aligned}$$

貯留堰の下端（天端から1.2m）における動水圧を例にとると，

$$p_{d13} = 21.21 \times \sqrt{(5.2 \times z)} = 53.0 \text{ kN/m}$$

表4-2 強度評価に用いる条件（重畳時1）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k h	設計水平震度	0.60	—
w 1	躯体自重（貯留堰天端における軸方向荷重）	240.3	kN/m
w 2	躯体自重（貯留堰下端における軸方向荷重）	298.0	kN/m
h 1	貯留堰の天端における水深	0.0	m
h 2	貯留堰の下端における水深	1.2	m
p 1	貯留堰の天端における津波波圧	105.0	kN/m
p 2	貯留堰の下端における津波波圧	153.5	kN/m
p d 1	貯留堰の天端における動水圧	0.0	kN/m
p d 2	貯留堰の天端から下に0.1mにおける動水圧	15.3	kN/m
p d 3	貯留堰の天端から下に0.2mにおける動水圧	21.6	kN/m
p d 4	貯留堰の天端から下に0.3mにおける動水圧	26.5	kN/m
p d 5	貯留堰の天端から下に0.4mにおける動水圧	30.6	kN/m
p d 6	貯留堰の天端から下に0.5mにおける動水圧	34.2	kN/m
p d 7	貯留堰の天端から下に0.6mにおける動水圧	37.5	kN/m
p d 8	貯留堰の天端から下に0.7mにおける動水圧	40.5	kN/m
p d 9	貯留堰の天端から下に0.8mにおける動水圧	43.3	kN/m
p d 10	貯留堰の天端から下に0.9mにおける動水圧	45.9	kN/m
p d 11	貯留堰の天端から下に1.0mにおける動水圧	48.4	kN/m
p d 12	貯留堰の天端から下に1.1mにおける動水圧	50.7	kN/m
p d 13	貯留堰の下端における動水圧	53.0	kN/m
p s d 1	貯留堰の天端における躯体慣性力	144.2	kN/m
p s d 2	貯留堰の下端における躯体慣性力	178.8	kN/m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
σ'_{ca}	許容曲げ圧縮応力度	11.7	N/mm ²
σ_{sa}	許容引張応力度	294	N/mm ²
τ_a	許容せん断応力度	0.63	N/mm ²

4.3 重畳時2

重畳時2において、強度評価に用いる評価条件を表4-3に示す。躯体自重の算出方法は「4.1 津波時」のとおりとし、水深、静水圧、動水圧の設定の詳細は以下のとおり。

(1) 貯留堰の天端・下端における水深

重畳時2の水位として、引き波後に襲来する津波が貯留堰を越流する際に最大水位差1.0mの高さの越流状態を想定する（詳細については「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」の「5.4.3 貯留堰貯留堰に対する津波波圧算定式の適用に関する検討」に示す）。よって、

$$h_1 = 1.0\text{m}$$

$$h_2 = 2.2\text{m}$$

(2) 貯留堰の天端・下端における静水圧

$$p_{s1} = 10.1\text{kN/m}^3 \times 1.0\text{m} \times 4.0\text{m} = 40.1\text{kN/m}$$

$$p_{s2} = 10.1\text{kN/m}^3 \times 2.2\text{m} \times 4.0\text{m} = 88.9\text{kN/m}$$

(3) 動水圧

重畳時2における動水圧の算出方法は「4.2 重畳時1」と同等であるが、想定している水位が0.P. -5.3mであることから、

$$H = -5.3\text{m} - (-11.5\text{m}) = 6.2\text{m}$$

となり、

$$p_d = 21.21 \times \sqrt{6.2 \times z}$$

となる。

貯留堰の下端（天端から1.2m）における動水圧を例にとると、

$$p_{d13} = 21.21 \times \sqrt{6.2 \times 2.2} = 78.3\text{kN/m}$$

表4-3 強度評価に用いる条件（重畳時2）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
k h	設計水平震度	0.60	—
w 1	躯体自重（貯留堰天端における軸方向荷重）	240.3	kN/m
w 2	躯体自重（貯留堰下端における軸方向荷重）	298.0	kN/m
h 1	貯留堰の天端における水深	1.0	m
h 2	貯留堰の下端における水深	2.2	m
p s 1	貯留堰の天端における静水圧	40.4	kN/m
p s 2	貯留堰の下端における静水圧	88.9	kN/m
P c	衝突荷重	2000	kN
p d 1	貯留堰の天端における動水圧	52.8	kN/m
p d 2	貯留堰の天端から下に0.1mにおける動水圧	55.4	kN/m
p d 3	貯留堰の天端から下に0.2mにおける動水圧	57.9	kN/m
p d 4	貯留堰の天端から下に0.3mにおける動水圧	60.2	kN/m
p d 5	貯留堰の天端から下に0.4mにおける動水圧	62.5	kN/m
p d 6	貯留堰の天端から下に0.5mにおける動水圧	64.7	kN/m
p d 7	貯留堰の天端から下に0.6mにおける動水圧	66.8	kN/m
p d 8	貯留堰の天端から下に0.7mにおける動水圧	68.9	kN/m
p d 9	貯留堰の天端から下に0.8mにおける動水圧	70.9	kN/m
p d 1 0	貯留堰の天端から下に0.9mにおける動水圧	72.8	kN/m
p d 1 1	貯留堰の天端から下に1.0mにおける動水圧	74.7	kN/m
p d 1 2	貯留堰の天端から下に1.1mにおける動水圧	76.5	kN/m
p d 1 3	貯留堰の下端における動水圧	78.3	kN/m
p s d 1	貯留堰の天端における躯体慣性力	144.2	kN/m
p s d 2	貯留堰の下端における躯体慣性力	178.8	kN/m
γ w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
σ' c a	許容曲げ圧縮応力度	11.7	N/mm ²
σ s a	許容引張応力度	294	N/mm ²
T a	許容せん断応力度	0.63	N/mm ²

4.4 解析ケースによる荷重モデル図

評価条件で使用される記号を用いた荷重モデル図を図4-1～図4-3に示す。

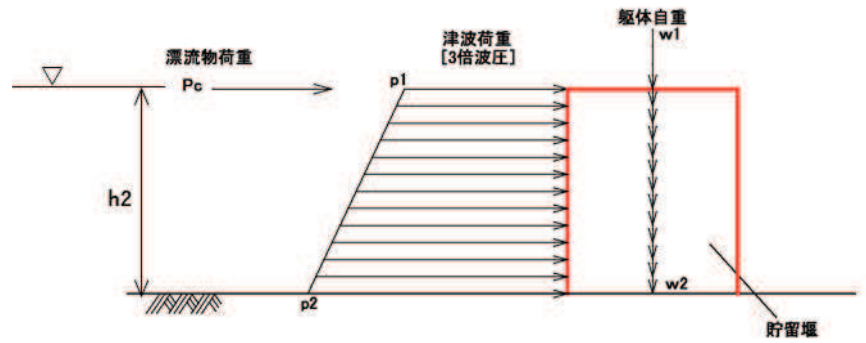


図4-1 荷重モデル図（津波時）

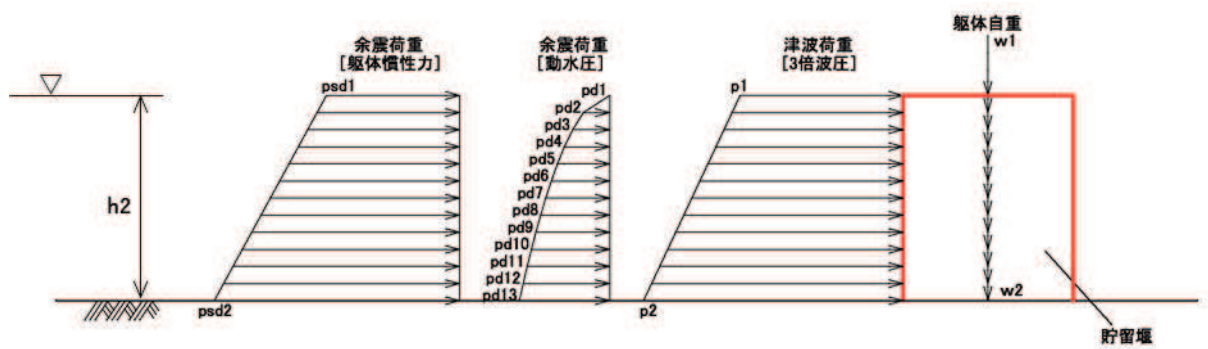


図4-2 荷重モデル図（重畳時1）

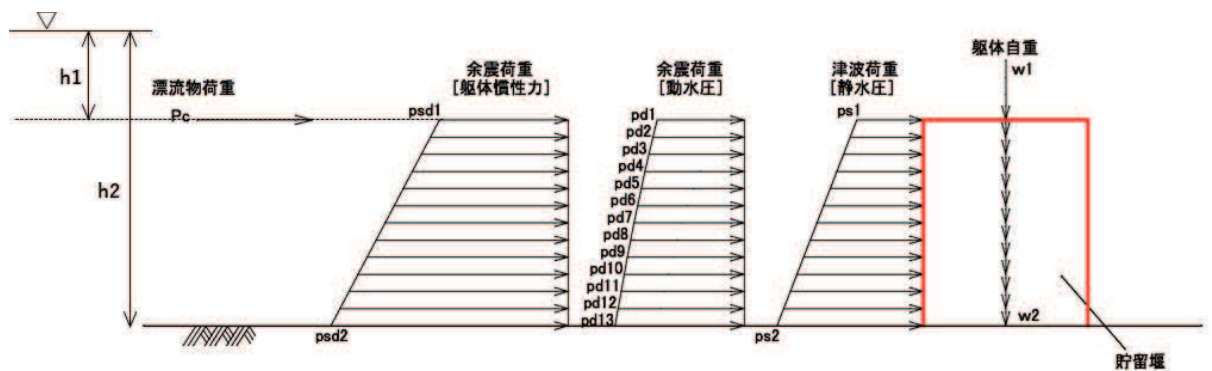


図4-3 荷重モデル図（重畳時2）

5. 強度評価結果

5.1 曲げ圧縮応力度に対する照査

曲げ圧縮応力度の評価結果を表 5-1 に示す。曲げ圧縮応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。照査値が最大となる重畳時 2 における断面力図を図 5-1 に示す。

表 5-1 曲げ圧縮応力度の評価

事象	曲げモーメント M	軸力 N	圧縮応力度 σ	短期許容 圧縮応力度 σ'_{ca}	照査値
	kN・m	kN	N/mm ²	N/mm ²	
津波時	2488	323	1.8	11.7	0.16
重畳時 1	220	323	0.1	11.7	0.01
重畳時 2	2598	323	1.8	11.7	0.16

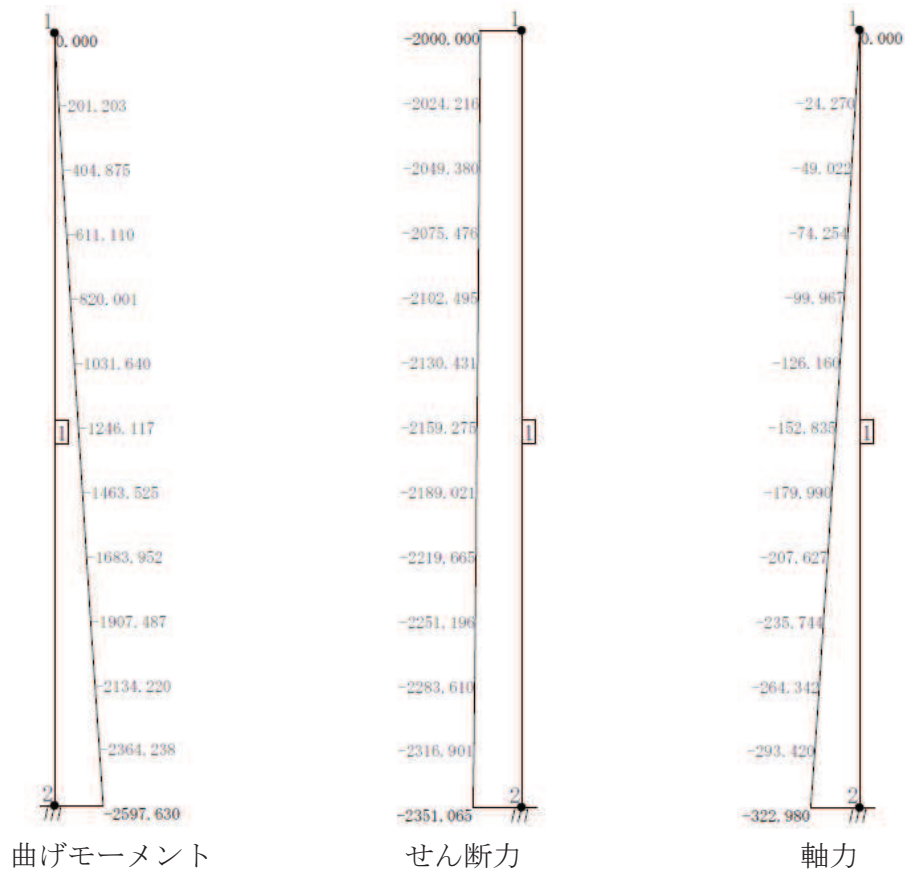


図 5-1 断面力図 (重畳時 2)

5.2 引張応力度に対する照査

引張応力度の評価結果を表 5-2 に示す。引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 5-2 引張応力度の評価

事象	曲げモーメント M	軸力 N	引張応力度 σ	短期許容 引張応力度 σ_{sa}	照査値
	kN・m	kN	N/mm ²	N/mm ²	
津波時	2488	323	140	294	0.48
重畳時 1	220	323	1	294	0.01
重畳時 2	2598	323	148	294	0.51

5.3 せん断応力度に対する照査

せん断応力度の評価結果を表 5-3 に示す。せん断応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 5-3 せん断応力度の評価

事象	せん断力 V	せん断応力度 τ	短期許容 せん断応力度 τ_a	照査値
	kN	N/mm ²	N/mm ²	
津波時	2156	0.27	0.63	0.43
重畳時 1	392	0.05	0.63	0.08
重畳時 2	2352	0.29	0.63	0.47

(参考資料) 貯留堰の解析手法の保守性について

1. はじめに

貯留堰は取水口の底版に設置されており、側面は取水口の側壁もしくは導流壁に拘束された3辺固定構造になっている。

貯留堰は、高さ1.2m、天端幅2.5m、底部幅3.1mと板(版)に近い形状を有しており、面外荷重となる津波荷重作用方向(東西方向、高さ1.2m幅4.0mの面に作用する荷重)に対しては十分堅固な構造となっている。そのため、外力による損傷・損壊が生じる可能性は極めて低いと考えられるものの、発電所の安全性を確保する上で重要な構造物であることから、耐震評価・強度評価を実施している。

強度評価に際しては、保守的評価という観点から、本来であれば取水口の側壁や導流壁へ分散される荷重についても底版部のみで負担するものとし、底版に固定された高さ1.2mの片持ち梁でモデル化を行い、評価を実施している。

本資料においては、貯留堰を底版のみに固定(支持)された片持ち梁として評価することの保守性を確認するため、貯留堰を3辺固定された版と見なした場合に生じる断面力との比較を行う。

2. 検討方針

まず、強度評価に使用している2次元静的フレーム解析に使用しているモデルに、静水圧を模擬した三角形分布荷重(最大値 w N/m)を作用させ断面力(せん断力、曲げモーメント)の最大値を算出する(図1左)。

他方、比較対象として、貯留堰海側の面(図1右。高さ1.2m、幅4.0mの面)を3辺固定1辺自由版と見なしてフレームモデルと同等な三角形分布荷重を作用させ、版に生じる最大断面力を算出し、片持ち梁ケースとの比較を行い、大小関係を確認する。

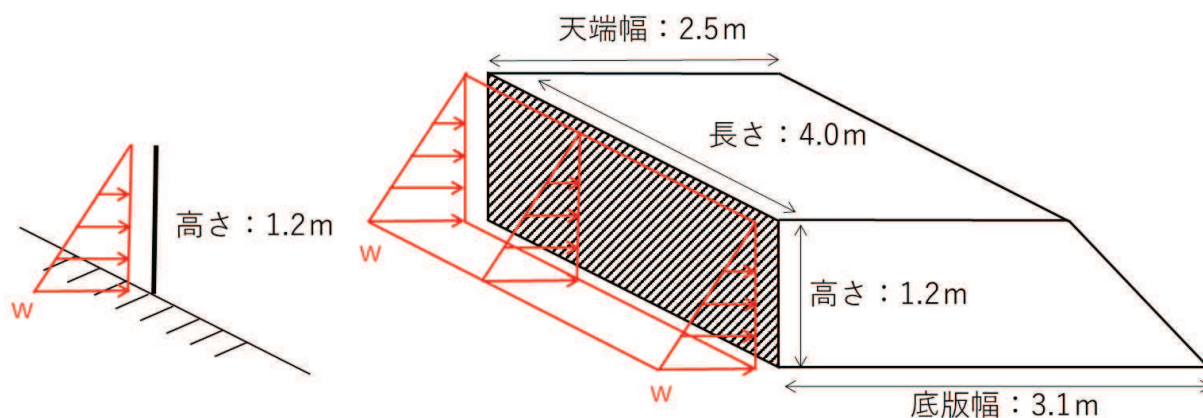


図1 検討に用いる片持ち梁モデル(左)と3辺固定1辺自由版(右)

3. 検討結果

3.1 片持ち梁

三角形分布荷重（最大値 w N/m）が作用する長さ l の片持ち梁の最大せん断力 Q ，最大曲げモーメント M はそれぞれ，

$$Q = -\frac{lw}{2}$$

$$M = -\frac{wl^2}{6}$$

と表される。そのため， $l=1.2$ (m) とすると，

$$Q = 0.6w$$

$$M = 0.24w$$

となる。

3.2 3辺固定1辺自由版

三角形分布荷重（等変分布荷重）が作用する3辺固定1辺自由版に生じる断面力は，図2に示す応力図より求められる。

$l_x=1.2$ m， $l_y=4.0$ m であることから， $l_y/l_x=3.333$ となり，せん断力と曲げモーメントの最大値 (xy 方向両方での最大値) は図2より

$$Q = 0.51 \times 1.2 \times w = 0.612w$$

$$M = 0.13 \times 1.2 \times 1.2 \times w = 0.182w$$

となる。

3.3 まとめ

三角形分布荷重を作用させた場合の片持ち梁と3辺固定1辺自由版に生じる断面力最大値は表1のとおりとなる。

表1より，同等な三角形分布荷重を片持ち梁と3辺固定1辺自由版に作用させた場合，せん断力についてはほぼ同等，曲げモーメントについては約1.3倍片持ち梁の方が大きく算出されることを確認した。

以上より，貯留堰を底版固定の片持ち梁でモデル化することは，せん断力はほぼ同等，曲げモーメントについては保守的な評価となることを確認した。

表1 片持ち梁と3辺固定1辺自由版に生じる断面力の比較

	片持ち梁	3辺固定1辺自由版
せん断力	0.6w	0.612w
曲げモーメント	0.24w	0.182w

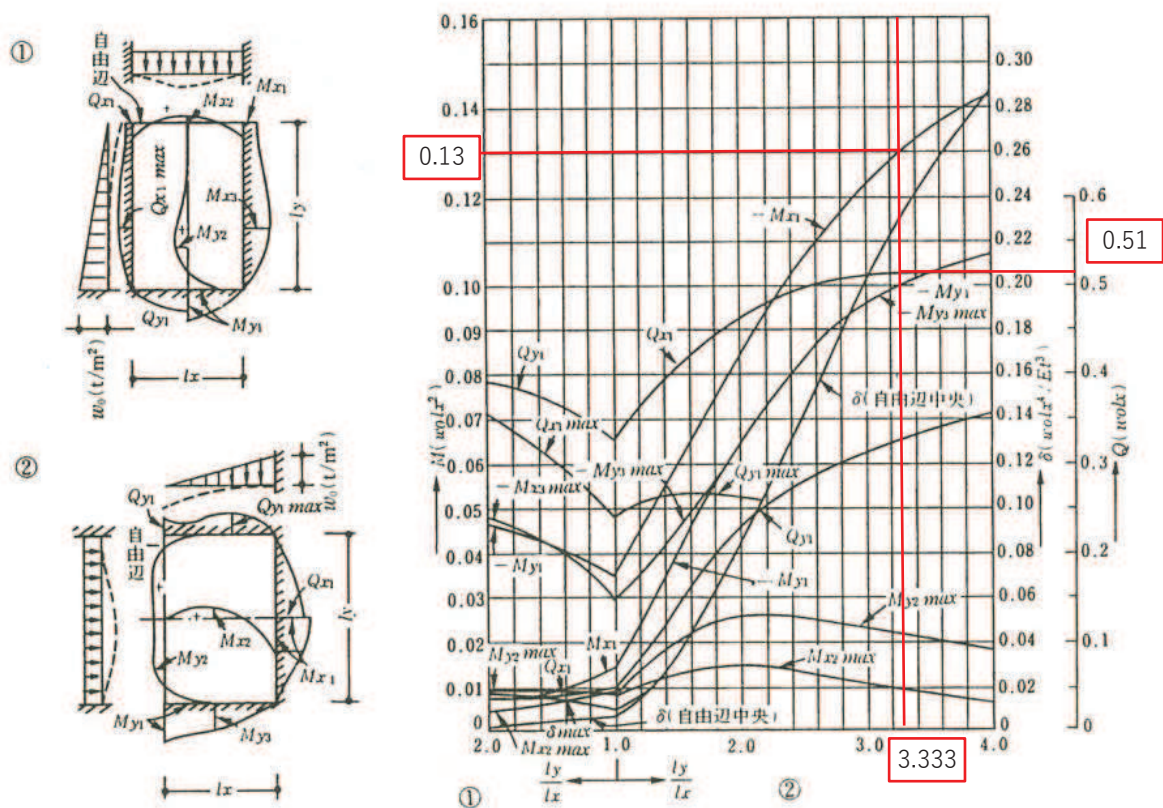


図2 等変分布荷重時3辺固定1辺自由スラブの応力図と自由辺中央のたわみ
(設計の基本知識, 鹿島建設, 2003年)

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.2 水密扉に関する補足説明
- 6.5.2.1 水密扉の設計に関する補足説明

目次

1. 概要.....	1
2. 一般事項.....	1
2.1 検討対象水密扉一覧.....	1
2.2 配置概要.....	2
2.3 構造計画.....	9
3. 耐震評価.....	10
3.1 入力値.....	10
3.2 耐震評価結果.....	38
4. 強度評価.....	52
4.1 入力値.....	52
4.2 強度評価結果.....	80

1. 概要

本資料は添付書類「VI-2-10-2-7-1 水密扉（浸水防止設備）の耐震性についての計算書」及び添付書類「VI-3-別添 3-2-6 水密扉の強度計算書」における検討対象水密扉について、評価に必要な入力値及び評価結果を説明するものである。

なお、水密扉の耐震評価及び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 検討対象水密扉一覧

検討対象の水密扉を表 2-1 に示す。

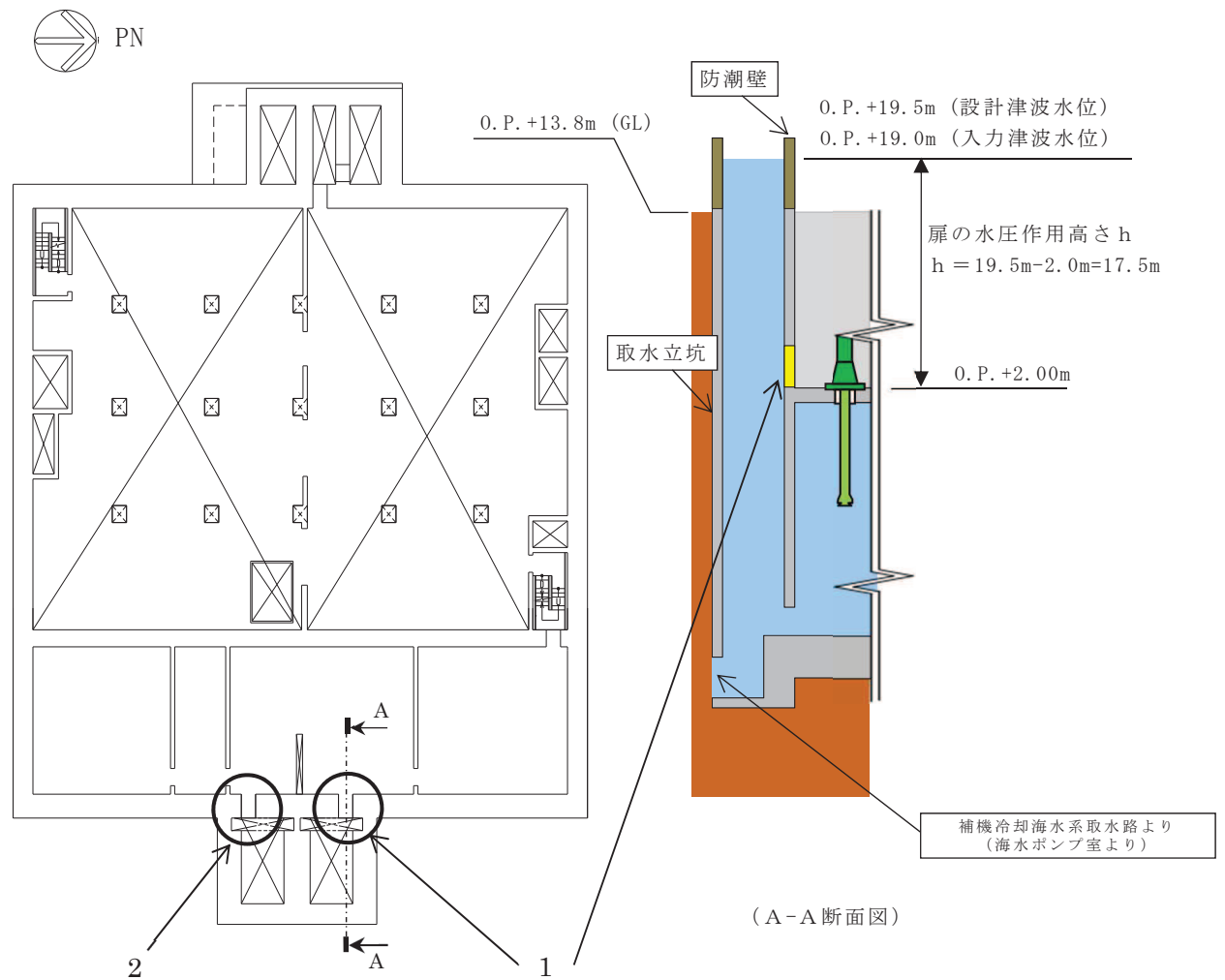
表 2-1 検討対象水密扉一覧

水密扉 No.	扉名称	設置高さ* O. P.
1	水密扉(第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア)(No. 1)	2.00m
2	水密扉(第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア)(No. 2)	2.00m
3	原子炉建屋浸水防止水密扉(No. 1)	14.00m
4	原子炉建屋浸水防止水密扉(No. 2)	14.00m
5	制御建屋空調機械(A)室浸水防止水密扉	0.50m
6	制御建屋空調機械(B)室浸水防止水密扉	0.50m
7	計測制御電源室(B)浸水防止水密扉(No. 3)	7.00m
8	制御建屋浸水防止水密扉(No. 1)	18.50m
9	制御建屋浸水防止水密扉(No. 2)	14.00m
10	制御建屋浸水防止水密扉(No. 3)	14.00m
11	制御建屋浸水防止水密扉(No. 4)	14.00m
12	制御建屋浸水防止水密扉(No. 5)	14.00m
13	第 2 号機 MCR 浸水防止水密扉	22.50m

注記*：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ていることを考慮した設計とし、地盤沈下量を考慮した高さを示す。

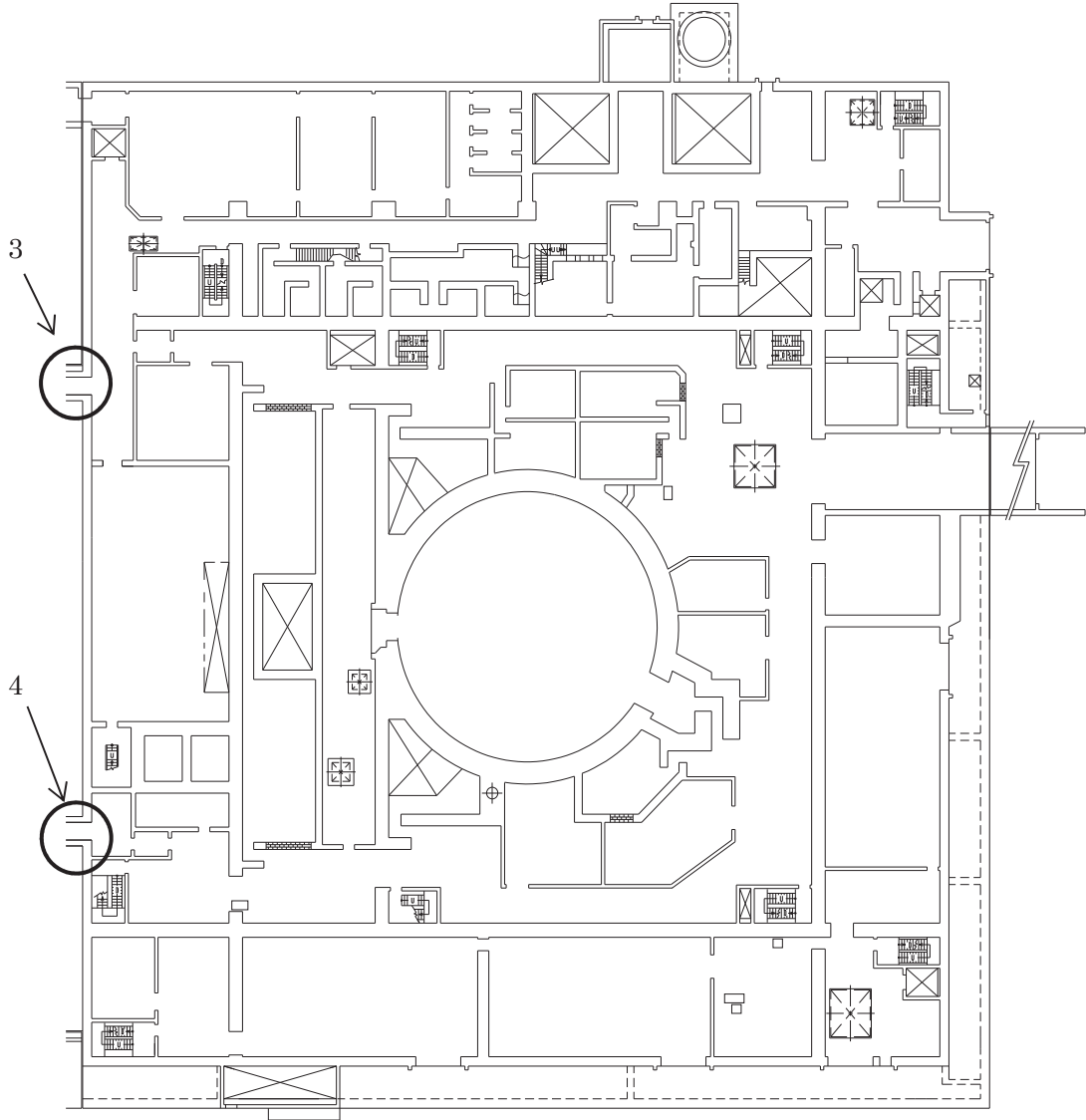
2.2 配置概要

第3号機海水熱交換器建屋の水密扉の設置位置図を図2-1に、原子炉建屋の水密扉の設置位置図を図2-2に、制御建屋の水密扉の設置位置図を図2-3に示す。



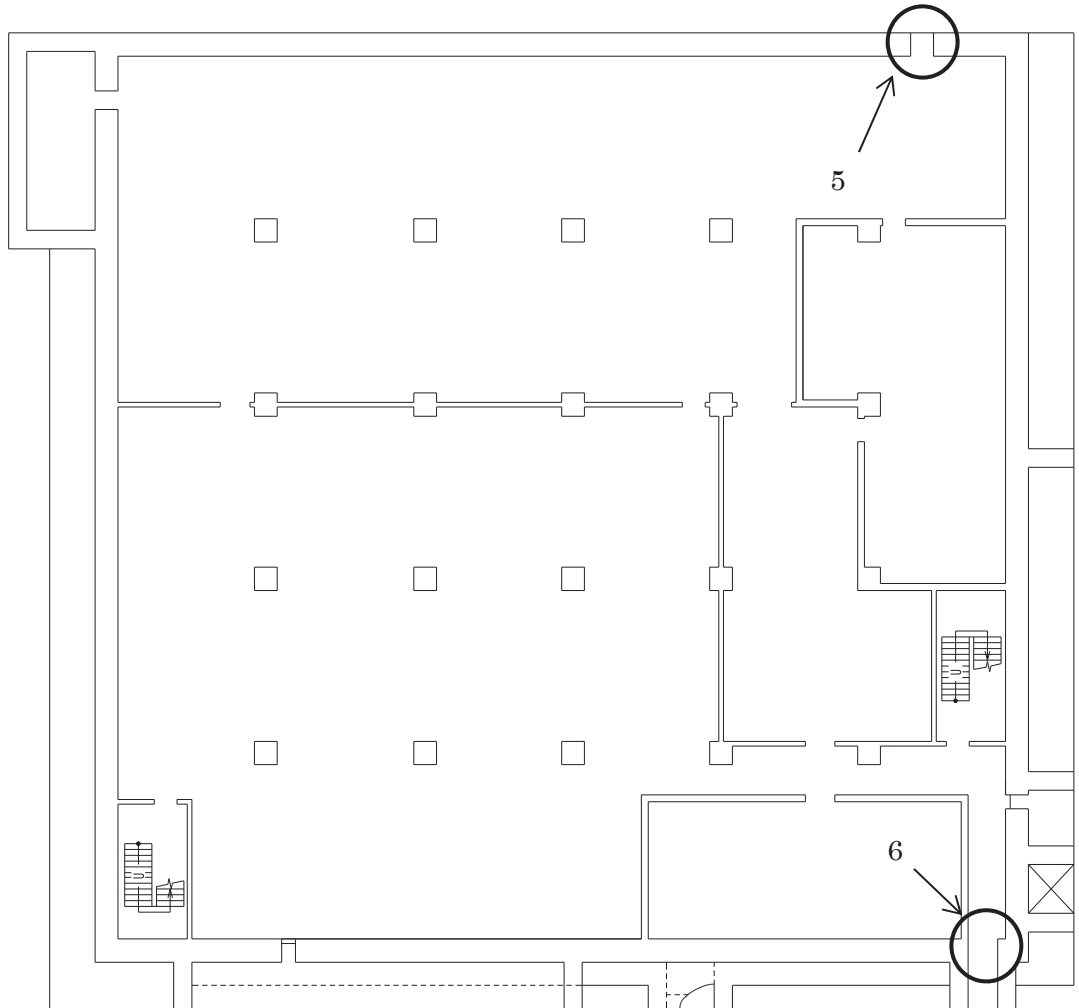
1	水密扉（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア）(No. 1)
2	水密扉（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア）(No. 2)

図2-1 第3号機海水熱交換器建屋の水密扉の設置位置図 0.P. 2.00m



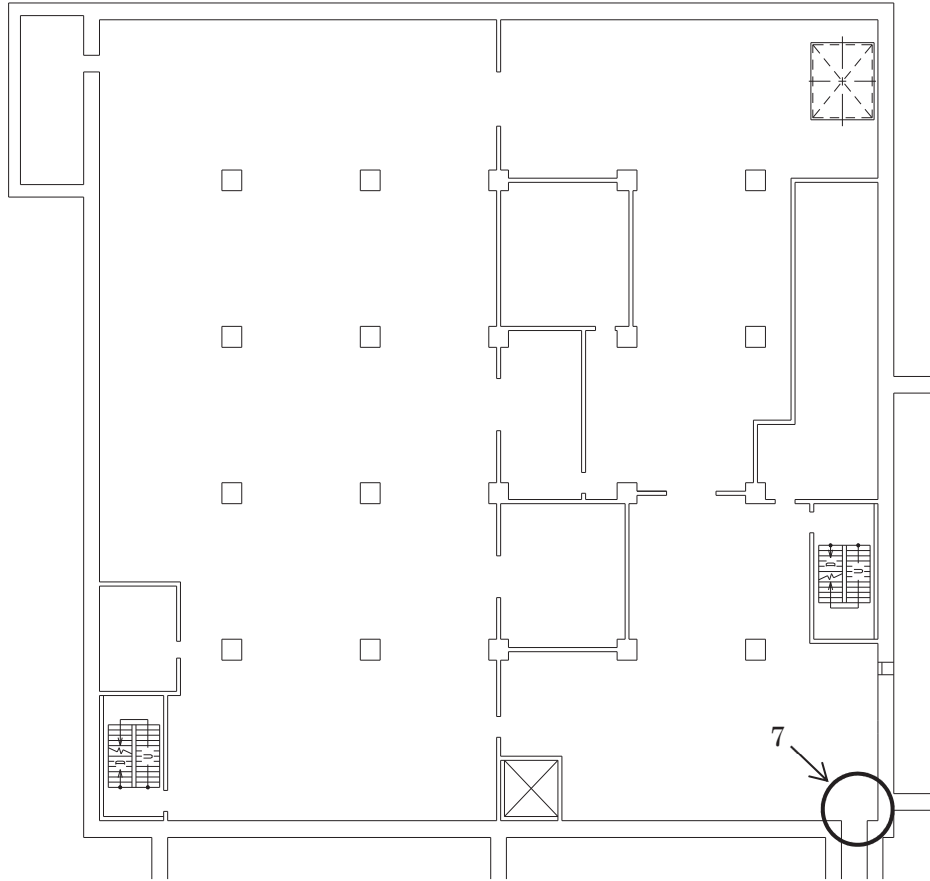
3	原子炉建屋浸水防止水密扉 (No. 1)
4	原子炉建屋浸水防止水密扉 (No. 2)

図 2-2 原子炉建屋の水密扉の設置位置図 0.P. 14.00m



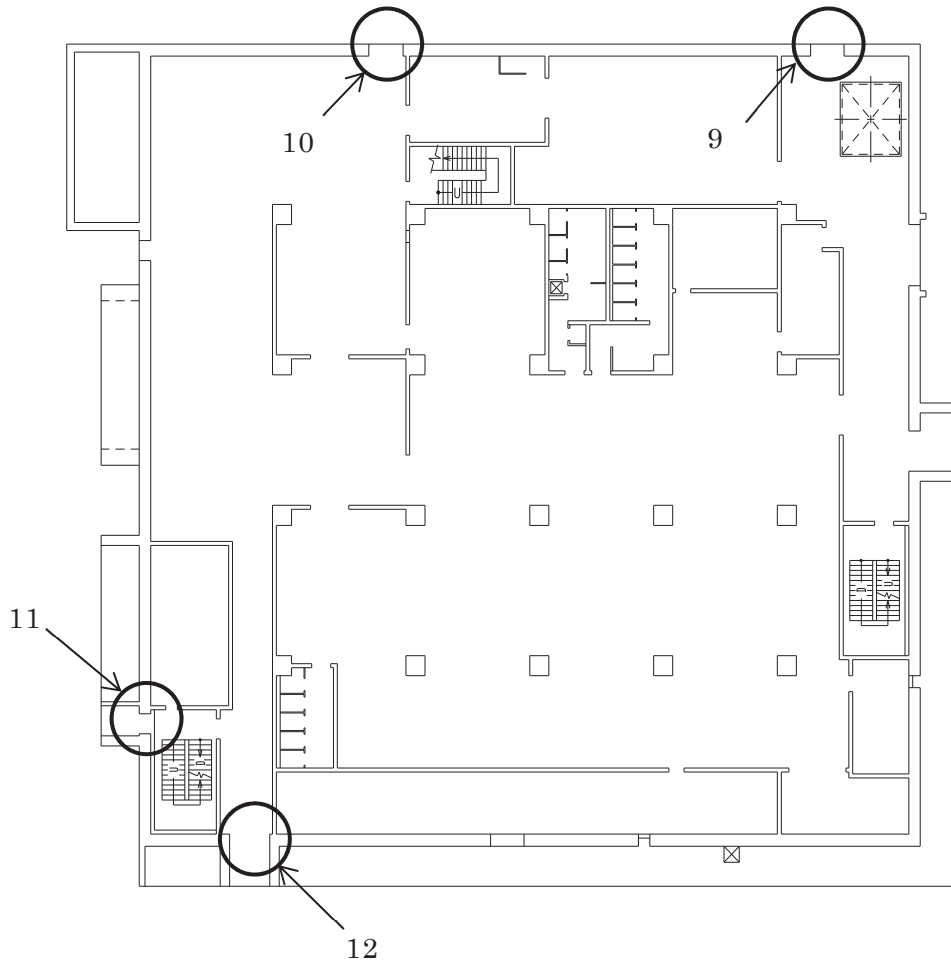
5	制御建屋空調機械(A)室浸水防止水密扉
6	制御建屋空調機械(B)室浸水防止水密扉

図 2-3 制御建屋の水密扉の設置位置図(1/5) 0.P.0.50m



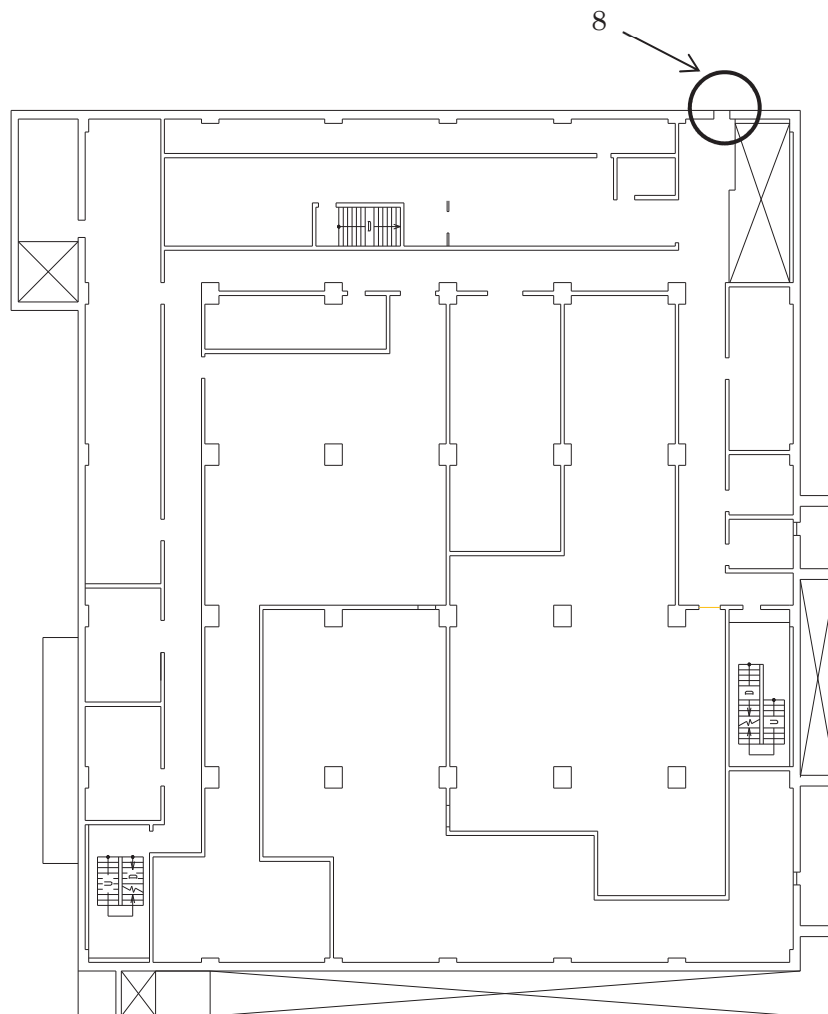
7	計測制御電源室(B) 浸水防止水密扉 (No. 3)
---	----------------------------

図 2-3 制御建屋の水密扉の設置位置図 (2/5) 0. P. 7. 00m



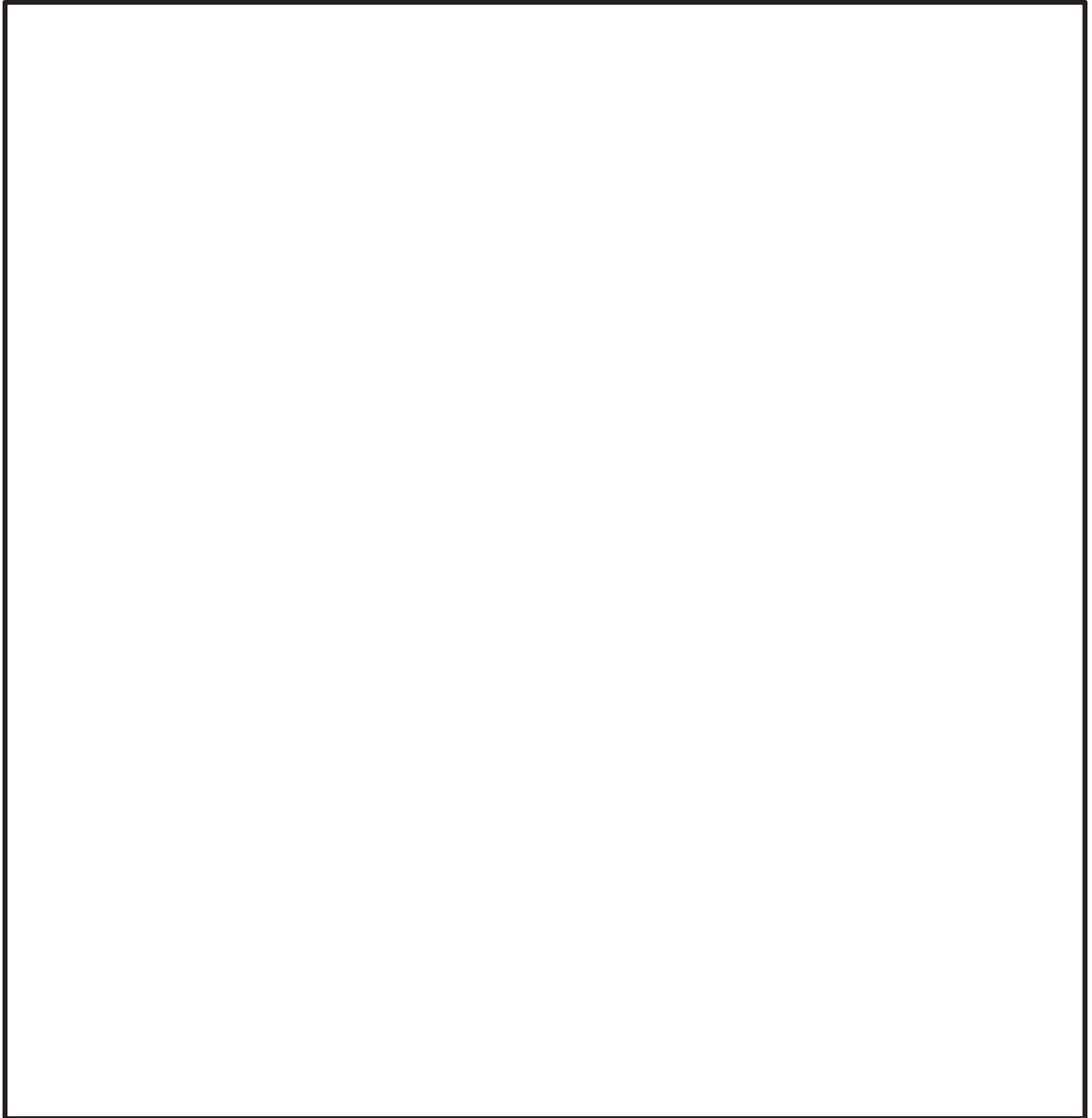
9	制御建屋浸水防止水密扉 (No. 2)
10	制御建屋浸水防止水密扉 (No. 3)
11	制御建屋浸水防止水密扉 (No. 4)
12	制御建屋浸水防止水密扉 (No. 5)

図 2-3 制御建屋の水密扉の設置位置図 (3/5) 0. P. 14. 00m



8	制御建屋浸水防止水密扉 (No. 1)
---	---------------------

図 2-3 制御建屋の水密扉の設置位置図 (4/5) 0. P. 18. 50m



13	第 2 号機 MCR 浸水防止水密扉
----	--------------------

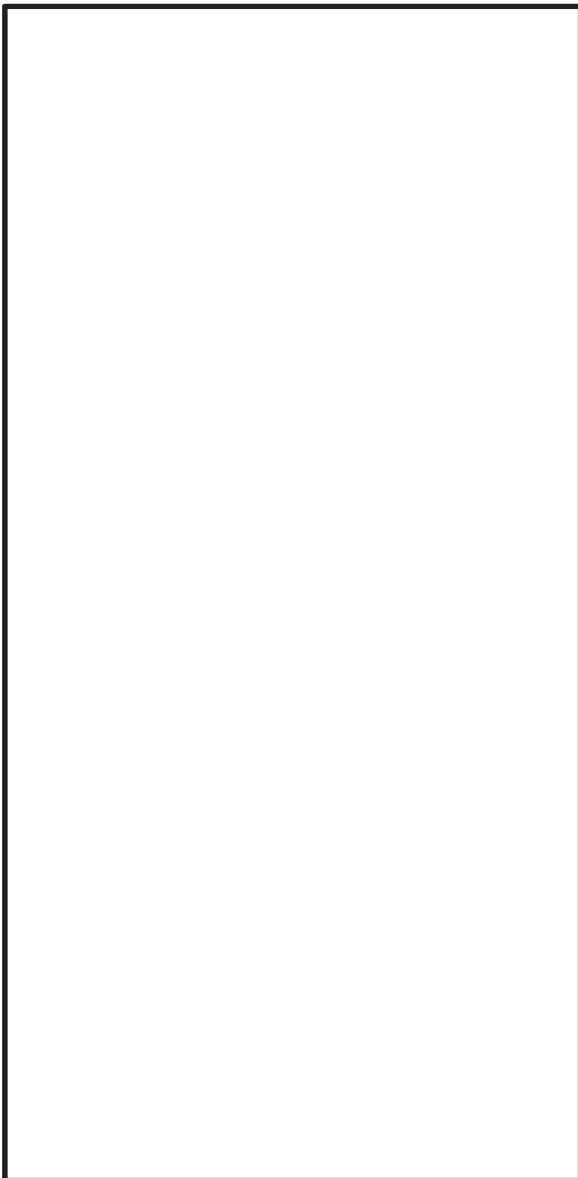
図 2-3 制御建屋の水密扉の設置位置図 (5/5) 0. P. 22. 50m

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 構造計画

水密扉は、片開型の鋼製扉とし扉板の背面に芯材を配した構造である。また、閉止状態において、カンヌキ及びカンヌキ受けにより固定され止水性を確保しており、アンカーボルトによって建屋躯体に固定された扉枠にて支持する構造とする。水密扉の構造計画を表 2-2 に示す。

表 2-2 水密扉の構造計画

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>扉開放時においては、ヒンジにより扉が扉枠に固定され、扉閉止時には、カンヌキにより、扉と扉枠を一体化する構造とする。</p> <p>扉枠はアンカーボルトにより建屋躯体へ固定する構造とする。</p>	<p>片開型の鋼製扉とし、鋼製の扉板に芯材を取付け、扉に設置されたカンヌキを鋼製の扉枠に差込み、扉体と扉枠を一体化させる構造とする。</p> <p>また、扉と建屋躯体の接続はヒンジを介する構造とする。</p>	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3. 耐震評価

3.1 入力値

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (1/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				1	
共通	G	kN	扉重量	7.85	
	k_H	—	水平震度	1.87	
	k_{UD}	—	鉛直震度	1.11	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	588.5	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1212.0	
	W_1	N	スラスト荷重	16560	
	F_1	N	転倒力	15380	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	328.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	66
		τ	N/mm ²	せん断応力度	4
		x	N/mm ²	組合せ応力度	67
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	33.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	58
		τ	N/mm ²	せん断応力度	10
		x	N/mm ²	組合せ応力度	61
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	36
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	8
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	68.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	6
		τ	N/mm ²	せん断応力度	1
		x	N/mm ²	組合せ応力度	7
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	72.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	6
		τ	N/mm ²	せん断応力度	1
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	4

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (2/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					1
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	6.37
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	11
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	3880
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	4419
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	43144
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	33592
固有振動数	芯材	L	cm	梁長さ	90.0
		E	kgf/cm ²	ヤング率	1.97×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	2310
		γ_m	kg/cm	質量分布	1.90
	扉板	t	cm	扉板厚さ	—
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	—
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	—
		E	kgf/cm ²	ヤング率	—
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
		ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (3/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					2
共通		G	kN	扉重量	7.85
		k_H	—	水平震度	1.87
		k_{UD}	—	鉛直震度	1.11
		L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	588.5
		L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1212.0
		W_1	N	スラスト荷重	16560
		F_1	N	転倒力	15380
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	328.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	66
		τ	N/mm ²	せん断応力度	4
		x	N/mm ²	組合せ応力度	67
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	33.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	58
		τ	N/mm ²	せん断応力度	10
		x	N/mm ²	組合せ応力度	61
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	36
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	8
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	68.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	6
		τ	N/mm ²	せん断応力度	1
		x	N/mm ²	組合せ応力度	7
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	72.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	6
		τ	N/mm ²	せん断応力度	1
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	4

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (4/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					2
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	6.57
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	11
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	3913
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	4458
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	36442
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	22305
固有振動数	芯材	L	cm	梁長さ	90.0
		E	kgf/cm ²	ヤング率	1.97×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	2310
		γ_m	kg/cm	質量分布	1.90
	扉板	t	cm	扉板厚さ	—
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	—
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	—
		E	kgf/cm ²	ヤング率	—
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
		ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (5/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				3	
共通	G	kN	扉重量	23.54	
	k_H	—	水平震度	1.77	
	k_{UD}	—	鉛直震度	1.30	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	765.0	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1371.0	
	W_1	N	スラスト荷重	54140	
	F_1	N	転倒力	51040	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	220.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	105
		τ	N/mm ²	せん断応力度	7
		x	N/mm ²	組合せ応力度	106
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	41.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	50
		τ	N/mm ²	せん断応力度	10
		x	N/mm ²	組合せ応力度	53
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	43
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	8
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	127.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	25
		τ	N/mm ²	せん断応力度	2
		x	N/mm ²	組合せ応力度	26
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	82.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	17
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	11

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (6/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					3
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	19.61
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	15
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	9119
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	10450
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	40463
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	40302
固有振動数	芯材	L	cm	梁長さ	135.0
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	2533
		γ_m	kg/cm	質量分布	1.98
	扉板	t	cm	扉板厚さ	—
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	—
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	—
		E	kgf/cm ²	ヤング率	—
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
		ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (7/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉No.	
				4	
共通	G	kN	扉重量	23.54	
	k_H	—	水平震度	1.77	
	k_{UD}	—	鉛直震度	1.30	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	765.0	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1371.0	
	W_1	N	スラスト荷重	54140	
	F_1	N	転倒力	51040	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	220.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	105
		τ	N/mm ²	せん断応力度	7
		x	N/mm ²	組合せ応力度	106
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	41.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	50
		τ	N/mm ²	せん断応力度	10
		x	N/mm ²	組合せ応力度	53
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	43
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	8
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	127.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	25
		τ	N/mm ²	せん断応力度	2
		x	N/mm ²	組合せ応力度	26
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	82.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	17
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	11

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (8/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					4
扉固定部	扉付固定 ボルト	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
		τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定 ボルト	A	mm ²	断面積	—
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	19.61
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	15
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	9119
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	10450
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの 短期許容引張力	40463
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの 短期許容せん断力	40302
固有 振動数	芯材	L	cm	梁長さ	135.0
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	2533
		γ_m	kg/cm	質量分布	1.98
	扉板	t	cm	扉板厚さ	—
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	—
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	—
		E	kgf/cm ²	ヤング率	—
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
		ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (9/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				5	
共通	G	kN	扉重量	13.34	
	k_H	—	水平震度	1.62	
	k_{UD}	—	鉛直震度	0.79	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	804.0	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1233.0	
	W_1	N	スラスト荷重	23880	
	F_1	N	転倒力	26380	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	570
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	103
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3
		x	N/mm ²	組合せ応力度	104
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	33.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	99
		τ	N/mm ²	せん断応力度	17
		x	N/mm ²	組合せ応力度	104
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	57
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	6
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	105.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	6
		τ	N/mm ²	せん断応力度	1
		x	N/mm ²	組合せ応力度	7
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	110.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	5
		τ	N/mm ²	せん断応力度	1
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	4
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	6

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (10/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					5
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	14.61
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	12
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	6368
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	7074
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	67315
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	58068
固有振動数	芯材	L	cm	梁長さ	101.7
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	4180
		γ_m	kg/cm	質量分布	4.06
	扉板	t	cm	扉板厚さ	—
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	—
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	—
		E	kgf/cm ²	ヤング率	—
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
		ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (11/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				6	
共通	G	kN	扉重量	14.12	
	k_H	—	水平震度	1.62	
	k_{UD}	—	鉛直震度	0.79	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	837.5	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1226.0	
	W_1	N	スラスト荷重	25270	
	F_1	N	転倒力	28700	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	570.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	109
		τ	N/mm ²	せん断応力度	4
		x	N/mm ²	組合せ応力度	110
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	33.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	108
		τ	N/mm ²	せん断応力度	19
		x	N/mm ²	組合せ応力度	113
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	61
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	6
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	105.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	6
		τ	N/mm ²	せん断応力度	1
		x	N/mm ²	組合せ応力度	7
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	110.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	5
		τ	N/mm ²	せん断応力度	1
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	4
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	7

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (12/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.	
					6	
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—	
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—	
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—	
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—	
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	14.32	
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	3	
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	26870	
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	29720	
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	67315	
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	58068	
固有振動数		芯材	L	cm	梁長さ	108.6
			E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
			I	cm ⁴	断面二次モーメント	4180
			γ_m	kg/cm	質量分布	4.07
		扉板	t	cm	扉板厚さ	—
			a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	—
			b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	—
			E	kgf/cm ²	ヤング率	—
			γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
			ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (13/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				7	
共通	G	kN	扉重量	23.05	
	k_H	—	水平震度	1.87	
	k_{UD}	—	鉛直震度	1.09	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	955.0	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1369.0	
	W_1	N	スラスト荷重	48170	
	F_1	N	転倒力	55150	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	480.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	97
		τ	N/mm ²	せん断応力度	5
		x	N/mm ²	組合せ応力度	98
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	36.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	124
		τ	N/mm ²	せん断応力度	24
		x	N/mm ²	組合せ応力度	131
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	117
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	6
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	96.1
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	10
		τ	N/mm ²	せん断応力度	2
		x	N/mm ²	組合せ応力度	11
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	110.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	10
		τ	N/mm ²	せん断応力度	2
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	4
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	12

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (14/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					7
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	16.87
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	8
		T_d	N	アンカーボルト 1 本当たりに生じる引張力	17730
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本当たりに生じるせん断力	19540
		T_a	N	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力	67315
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	58068
固有振動数	芯材	L	cm	梁長さ	145.9
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	6440
		γ_m	kg/cm	質量分布	5.16
	扉板	t	cm	扉板厚さ	—
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	—
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	—
		E	kgf/cm ²	ヤング率	—
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
		ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (15/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.		
				8		
共通	G	kN	扉重量	13.93		
	k_H	—	水平震度	2.32		
	k_{UD}	—	鉛直震度	1.54		
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	828.0		
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1637.0		
	W_1	N	スラスト荷重	35380		
	F_1	N	転倒力	34050		
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	390.0	
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	96	
		τ	N/mm ²	せん断応力度	5	
		x	N/mm ²	組合せ応力度	97	
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	33.5	
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	128	
		τ	N/mm ²	せん断応力度	22	
		x	N/mm ²	組合せ応力度	134	
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4	
		τ	N/mm ²	せん断応力度	79	
	カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	6
		カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	61.5
σ			N/mm ²	曲げ応力度	16	
τ			N/mm ²	せん断応力度	2	
x			N/mm ²	組合せ応力度	17	
カンヌキ受けピン		L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	72.0	
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	16	
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3	
カンヌキ受けボルト		n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2	
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	18	

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (16/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					8
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	11.08
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	7
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	13400
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	15150
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	67315
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	58068
固有振動数	芯材	L	cm	梁長さ	140.6
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	1380
		γ_m	kg/cm	質量分布	3.20
	扉板	t	cm	扉板厚さ	—
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	—
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	—
		E	kgf/cm ²	ヤング率	—
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
		ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (17/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				9	
共通	G	kN	扉重量	12.45	
	k_H	—	水平震度	1.90	
	k_{UD}	—	鉛直震度	1.34	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	828.0	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1738.0	
	W_1	N	スラスト荷重	29130	
	F_1	N	転倒力	25710	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	390.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	79
		τ	N/mm ²	せん断応力度	5
		x	N/mm ²	組合せ応力度	80
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	33.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	97
		τ	N/mm ²	せん断応力度	17
		x	N/mm ²	組合せ応力度	102
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	62
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	4
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	61.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	18
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3
		x	N/mm ²	組合せ応力度	19
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	72.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	17
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	19

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (18/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					9
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	10.40
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	8
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	8898
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	10920
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	67315
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	58068
固有振動数	芯材	L	cm	梁長さ	140.2
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	1380
		γ_m	kg/cm	質量分布	2.91
	扉板	t	cm	扉板厚さ	—
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	—
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	—
		E	kgf/cm ²	ヤング率	—
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
		ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (19/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				10	
共通	G	kN	扉重量	19.71	
	k_H	—	水平震度	1.90	
	k_{UD}	—	鉛直震度	1.34	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	1048.0	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1647.0	
	W_1	N	スラスト荷重	46120	
	F_1	N	転倒力	48070	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	460.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	107
		τ	N/mm ²	せん断応力度	4
		x	N/mm ²	組合せ応力度	108
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	33.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	132
		τ	N/mm ²	せん断応力度	25
		x	N/mm ²	組合せ応力度	139
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	107
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	4
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	96.1
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	13
		τ	N/mm ²	せん断応力度	2
		x	N/mm ²	組合せ応力度	14
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	110.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	13
		τ	N/mm ²	せん断応力度	2
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	4
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	15

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (20/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉No.
					10
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	13.83
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	7
		T_d	N	アンカーボルト1本当たりに生じる引張力	17490
		Q_d	N	アンカーボルト1本当たりに生じるせん断力	19620
		T_a	N	アンカーボルト1本当たりの短期許容引張力	67315
		Q_a	N	アンカーボルト1本当たりの短期許容せん断力	58068
固有振動数	芯材	L	cm	梁長さ	170.2
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	4180
		γ_m	kg/cm	質量分布	3.58
	扉板	t	cm	扉板厚さ	—
		a	cm	2隣辺の長さ(扉の幅)	—
		b	cm	2隣辺の長さ(扉の高さ)	—
		E	kgf/cm ²	ヤング率	—
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
		ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (21/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				11	
共通	G	kN	扉重量	7.65	
	k_H	—	水平震度	1.90	
	k_{UD}	—	鉛直震度	1.34	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	592.5	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1677.0	
	W_1	N	スラスト荷重	17900	
	F_1	N	転倒力	13590	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	320.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	86
		τ	N/mm ²	せん断応力度	5
		x	N/mm ²	組合せ応力度	87
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	33.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	51
		τ	N/mm ²	せん断応力度	9
		x	N/mm ²	組合せ応力度	54
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	36
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	2
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	61.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	37
		τ	N/mm ²	せん断応力度	4
		x	N/mm ²	組合せ応力度	38
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	72.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	50
		τ	N/mm ²	せん断応力度	6
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	24

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (22/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					11
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	6.18
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	8
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	4865
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	5791
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	34073
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	25826
固有振動数	芯材	L	cm	梁長さ	94.5
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	1380
		γ_m	kg/cm	質量分布	2.62
	扉板	t	cm	扉板厚さ	—
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	—
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	—
		E	kgf/cm ²	ヤング率	—
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
		ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (23/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				12	
共通	G	kN	扉重量	17.85	
	k_H	—	水平震度	1.90	
	k_{UD}	—	鉛直震度	1.34	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	1197.5	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1226.0	
	W_1	N	スラスト荷重	41770	
	F_1	N	転倒力	57760	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	480.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	84
		τ	N/mm ²	せん断応力度	4
		x	N/mm ²	組合せ応力度	85
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	36.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	236
		τ	N/mm ²	せん断応力度	37
		x	N/mm ²	組合せ応力度	245
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	114
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	6
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	96.1
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	8
		τ	N/mm ²	せん断応力度	1
		x	N/mm ²	組合せ応力度	9
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	110.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	8
		τ	N/mm ²	せん断応力度	1
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	4
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	9

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (24/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					12
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	15.69
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	7
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	20760
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	22470
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	67315
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	58068
固有振動数	芯材	L	cm	梁長さ	196.2
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	4180
		γ_m	kg/cm	質量分布	2.85
	扉板	t	cm	扉板厚さ	—
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	—
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	—
		E	kgf/cm ²	ヤング率	—
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	—
		ν	—	ポアソン比	—

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (25/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				13(大) *	
共通	G	kN	扉重量	79.43	
	k_H	—	水平震度	2.42	
	k_{UD}	—	鉛直震度	1.75	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	1273.0	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1992.0	
	W_1	N	スラスト荷重	218400	
	F_1	N	転倒力	235700	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	600.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	97
		τ	N/mm ²	せん断応力度	7
		x	N/mm ²	組合せ応力度	98
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	61.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	111
		τ	N/mm ²	せん断応力度	25
		x	N/mm ²	組合せ応力度	120
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	8
		τ	N/mm ²	せん断応力度	72
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	—
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	—
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	—
		τ	N/mm ²	せん断応力度	—
		x	N/mm ²	組合せ応力度	—
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	—
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	—
		τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	—
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	—

注記* : No. 13 扉のうち、機器搬出入用扉を示す。

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (26/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					13(大) *
扉 固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	11
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	72
	枠付固定	A	mm ²	枠付固ボルトの断面積	245
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	72
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	24.03
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	29
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	18260
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	20210
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの 短期許容引張力	57575
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの 短期許容せん断力	40302
固有 振動数	芯材	L	cm	梁長さ	203.0
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	32950
		γ_m	kg/cm	質量分布	31.15
	扉板	t	cm	扉板厚さ	11.5
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	203.0
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	260.0
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	0.013
		ν	—	ポアソン比	0.3

注記* : No. 13 扉のうち、機器搬出入用扉を示す。

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (27/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				13(小) *	
共通	G	kN	扉重量	25.01	
	k_H	—	水平震度	2.42	
	k_{UD}	—	鉛直震度	1.75	
	L_1	mm	扉重心とヒンジ芯間距離	618	
	L_2	mm	ヒンジ芯間距離	1885	
	W_1	N	スラスト荷重	68780	
	F_1	N	転倒力	52810	
ヒンジ部	ヒンジ板	L_3	mm	ヒンジ板の2軸間距離	340.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	84
		τ	N/mm ²	せん断応力度	7
		x	N/mm ²	組合せ応力度	85
	ヒンジピン	L_4	mm	ヒンジ板と受材間距離	37.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	122
		τ	N/mm ²	せん断応力度	23
		x	N/mm ²	組合せ応力度	129
	ヒンジボルト	n_1	本	ヒンジボルトの本数	4
		τ	N/mm ²	せん断応力度	89
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	4
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	68.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	49
		τ	N/mm ²	せん断応力度	6
		x	N/mm ²	組合せ応力度	51
	カンヌキ受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	72.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	44
		τ	N/mm ²	せん断応力度	7
	カンヌキ受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	31

注記* : No. 13 扉のうち、くぐり戸を示す。

表 3-1 耐震評価に必要な入力値 (28/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					13(小) *
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		w_a	kN	扉枠の重量	—
		n_3	本	ヒンジ側アンカーボルトの本数	—
		T_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力	—
		Q_d	N	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力	—
		T_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力	—
		Q_a	N	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力	—
固有振動数	芯材	L	cm	梁長さ	103.0
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		I	cm ⁴	断面二次モーメント	27880
		γ_m	kg/cm	質量分布	11.60
	扉板	t	cm	扉板厚さ	11.5
		a	cm	2 隣辺の長さ(扉の幅)	103.0
		b	cm	2 隣辺の長さ(扉の高さ)	220.0
		E	kgf/cm ²	ヤング率	2.09×10^6
		γ	kgf/cm ³	単位体積の重さ	0.010
		ν	—	ポアソン比	0.3

注記* : No. 13 扉のうち、くぐり戸を示す。

3.2 耐震評価結果

表 3-2 耐震評価結果 (1/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
1	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	67	215	0.32	組合せ
		ヒンジピン*1	61	345	0.18	組合せ
		ヒンジボルト	36	420	0.09	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	7	651	0.02	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	6	345	0.02	曲げ
		カンヌキ受けボルト	4	728	0.01	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		4419	33592	0.14	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (2/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
2	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	67	215	0.32	組合せ
		ヒンジピン*1	61	345	0.18	組合せ
		ヒンジボルト	36	420	0.09	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	7	651	0.02	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	6	345	0.02	曲げ
		カンヌキ受けボルト	4	728	0.01	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		4458	22305	0.20	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (3/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
3	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	106	215	0.50	組合せ
		ヒンジピン*1	53	686	0.08	組合せ
		ヒンジボルト	43	420	0.11	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	26	686	0.04	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	17	651	0.03	曲げ
		カンヌキ受けボルト	11	728	0.02	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		10450	40302	0.26	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (4/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
4	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	106	215	0.50	組合せ
		ヒンジピン*1	53	686	0.08	組合せ
		ヒンジボルト	43	420	0.11	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	26	686	0.04	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	17	651	0.03	曲げ
		カンヌキ受けボルト	11	728	0.02	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		10450	40302	0.26	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (5/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
5	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	104	215	0.49	組合せ
		ヒンジピン*1	104	345	0.31	組合せ
		ヒンジボルト	57	420	0.14	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	7	345	0.03	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	5	345	0.02	曲げ
		カンヌキ受けボルト	6	728	0.01	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		7074	58068	0.13	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (6/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
6	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	110	215	0.52	組合せ
		ヒンジピン*1	113	345	0.33	組合せ
		ヒンジボルト	61	420	0.15	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	7	345	0.03	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	5	345	0.02	曲げ
		カンヌキ受けボルト	7	728	0.01	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		29720	58068	0.52	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (7/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
7	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	98	215	0.46	組合せ
		ヒンジピン*1	131	345	0.38	組合せ
		ヒンジボルト	117	420	0.28	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	11	345	0.04	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	10	345	0.03	曲げ
		カンヌキ受けボルト	12	728	0.02	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		19540	58068	0.34	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (8/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
8	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	97	215	0.46	組合せ
		ヒンジピン*1	134	345	0.39	組合せ
		ヒンジボルト	79	420	0.19	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	17	205	0.09	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	16	345	0.05	曲げ
		カンヌキ受けボルト	18	728	0.03	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		15150	58068	0.27	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (9/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
9	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	80	215	0.38	組合せ
		ヒンジピン*1	102	345	0.30	組合せ
		ヒンジボルト	62	420	0.15	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	19	651	0.03	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	17	651	0.03	曲げ
		カンヌキ受けボルト	19	728	0.03	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		10290	58068	0.18	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (10/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
10	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	108	215	0.51	組合せ
		ヒンジピン*1	139	345	0.41	組合せ
		ヒンジボルト	107	420	0.26	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	14	345	0.05	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	13	345	0.04	曲げ
		カンヌキ受けボルト	15	728	0.03	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		19620	58068	0.34	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (11/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
11	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	87	235	0.38	組合せ
		ヒンジピン*1	54	345	0.16	組合せ
		ヒンジボルト	36	420	0.09	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	38	205	0.19	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	50	345	0.15	曲げ
		カンヌキ受けボルト	24	728	0.04	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		5791	25826	0.23	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (12/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
12	ヒンジ 部	ヒンジ板*1	85	215	0.40	組合せ
		ヒンジピン*1	245	345	0.72	組合せ
		ヒンジボルト	114	420	0.28	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*1	9	205	0.05	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	8	345	0.03	曲げ
		カンヌキ受けボルト	9	728	0.02	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		22470	58068	0.39	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 3-2 耐震評価結果 (13/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
13 (大) *4	ヒンジ部	ヒンジ板*1	98	215	0.46	組合せ
		ヒンジピン*1	120	345	0.35	組合せ
		ヒンジボルト	72	420	0.18	せん断
	カンヌキ部	カンヌキ*1	—	—	—	—
		カンヌキ受けピン*2	—	—	—	—
		カンヌキ受けボルト	—	—	—	—
	扉固定部	扉付固定ボルト	72	420	0.18	せん断
		枠付固定ボルト	72	728	0.10	引張
	アンカーボルト*3		20210	40302	0.51	せん断

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*4：No. 13 扉のうち, 機器搬出入用扉を示す。

表 3-2 耐震評価結果 (14/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
13 (小) *4	ヒンジ部	ヒンジ板*1	85	215	0.40	組合せ
		ヒンジピン*1	129	345	0.38	組合せ
		ヒンジボルト	89	420	0.22	せん断
	カンヌキ部	カンヌキ*1	51	345	0.15	組合せ
		カンヌキ受けピン*2	44	345	0.13	曲げ
		カンヌキ受けボルト	31	728	0.05	引張
	扉固定部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		—	—	—	—

注記*1：曲げ, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち, 評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし, 引張, せん断及び組合せのうち, 評価結果が最も厳しい値を記載する。

*4：No. 13 扉のうち, くぐり戸を示す。

4. 強度評価

4.1 入力値

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (1/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				1	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	17500	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.03	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	1.17	
	w_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.37	
	L_D	mm	扉の幅	900.0	
	H_D	mm	扉の高さ	2055.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	505.0	
	t	mm	扉板の板厚	19.0	
	β_1	—	応力係数	0.6	
	W_D	kN	扉重量	7.85	
芯材	w	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	161.88	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	437.5	
	L	mm	芯材の支持間距離	900.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	231000	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	1800	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	8
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	68.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	277
		τ	N/mm ²	せん断応力度	31
		x	N/mm ²	組合せ応力度	283
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	72.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	246
		τ	N/mm ²	せん断応力度	35
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	175

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (2/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					1
扉固定部	扉付固定 ボルト	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
		τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定 ボルト	A	mm ²	断面積	—
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	2000.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	1000.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	28
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	19
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	22529
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	18433
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	29489
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	34766
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (3/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				2	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	17500	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.03	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	1.17	
	w_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.37	
	L_D	mm	扉の幅	900.0	
	H_D	mm	扉の高さ	2055.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	505.0	
	t	mm	扉板の板厚	19.0	
	β_1	—	応力係数	0.6	
	W_D	kN	扉重量	7.85	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	161.88	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	437.5	
	L	mm	芯材の支持間距離	900.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	231000	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	1800	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	8
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	68.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	277
		τ	N/mm ²	せん断応力度	31
		x	N/mm ²	組合せ応力度	283
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	72.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	246
		τ	N/mm ²	せん断応力度	35
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	175

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (4/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					2
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	2000.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	1000.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	18
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	24
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	22529
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	13317
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	25950
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	34348
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (5/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				3	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	400	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	0.92	
	w_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.02	
	L_D	mm	扉の幅	1350.0	
	H_D	mm	扉の高さ	2080.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	300.0	
	t	mm	扉板の板厚	12.0	
	β_1	—	応力係数	0.8	
	W_D	kN	扉重量	23.54	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	5.74	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	287.0	
	L	mm	芯材の支持間距離	1350.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	253300	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	7600	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	8
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	127.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	34
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3
		x	N/mm ²	組合せ応力度	35
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	82.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	23
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	15

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (6/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					3
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	2140.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	1500.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	30
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	40302
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	40463
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	—
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (7/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				4	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	400	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	0.92	
	w_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.02	
	L_D	mm	扉の幅	1350.0	
	H_D	mm	扉の高さ	2080.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	300.0	
	t	mm	扉板の板厚	12.0	
	β_1	—	応力係数	0.8	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	5.74	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	287.0	
	L	mm	芯材の支持間距離	1350.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	253300	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	7600	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	8
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	127.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	34
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3
		x	N/mm ²	組合せ応力度	35
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	82.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	23
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	15

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (8/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					4
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	2075.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	1500.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	30
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	40302
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	40463
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	—
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (9/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉No.	
				5	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	17500	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	0.72	
	w_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.29	
	L_D	mm	扉の幅	1017.0	
	H_D	mm	扉の高さ	2086.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	687.0	
	t	mm	扉板の板厚	25.0	
	β_1	—	応力係数	0.5	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	183.57	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	633.0	
	L	mm	芯材の支持間距離	866.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	334000	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	2016	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	6
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	105.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	151
		τ	N/mm ²	せん断応力度	17
		x	N/mm ²	組合せ応力度	154
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	110.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	133
		τ	N/mm ²	せん断応力度	19
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	4
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	164

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (10/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					5
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	2010.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	1005.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	12
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	12
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	24804
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	58068
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	58629
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	67315
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (11/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				6	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	11300	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	0.72	
	w _D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.18	
	L _D	mm	扉の幅	1086.0	
	H _D	mm	扉の高さ	2101.0	
	L _{PL}	mm	扉板の短辺長さ	679.0	
	t	mm	扉板の板厚	25.0	
	β_1	—	応力係数	0.5	
	W _D	kN	扉重量	14.12	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	116.10	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	645.0	
	L	mm	芯材の支持間距離	935.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	334000	
	A _s	mm ²	芯材のせん断断面積	2016	
カンヌキ部	共通	n ₂	本	カンヌキの本数	6
	カンヌキ	L ₅	mm	カンヌキの突出長さ	105.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	101
		τ	N/mm ²	せん断応力度	11
		x	N/mm ²	組合せ応力度	103
	カンヌキ 受けピン	L _p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	110.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	89
		τ	N/mm ²	せん断応力度	13
	カンヌキ 受けボルト	n _b	本	カンヌキ受けボルトの本数	4
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	109

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (12/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					6
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	2000.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	1290.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	30
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	3
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	58068
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	58068
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	67315
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	67315
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (13/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				7	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	400	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	1.04	
	W_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.02	
	L_D	mm	扉の幅	1459.0	
	H_D	mm	扉の高さ	2139.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	550.0	
	t	mm	扉板の板厚	25.0	
	β_1	—	応力係数	0.5	
	W_D	kN	扉重量	23.05	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	13.70	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	685.0	
	L	mm	芯材の支持間距離	1350.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	429000	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	2466	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	6
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	96.1
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	14
		τ	N/mm ²	せん断応力度	2
		x	N/mm ²	組合せ応力度	15
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	110.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	14
		τ	N/mm ²	せん断応力度	2
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	4
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	17

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (14/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					7
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	2005.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	1295.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	24
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	13
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	41465
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	58068
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	66229
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	67315
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (15/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉No.	
				8	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	4000	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	1.34	
	w_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.10	
	L_D	mm	扉の幅	1406.0	
	H_D	mm	扉の高さ	2037.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	650.0	
	t	mm	扉板の板厚	19.0	
	β_1	—	応力係数	0.7	
	W_D	kN	扉重量	13.93	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	64.50	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	645.0	
	L	mm	芯材の支持間距離	1279.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	153000	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	1260	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	6
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	61.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	139
		τ	N/mm ²	せん断応力度	17
		x	N/mm ²	組合せ応力度	143
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	72.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	137
		τ	N/mm ²	せん断応力度	19
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	153

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (16/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					8
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	2100.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	1400.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下のアンカーボルト本数	5
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下のアンカーボルト本数	7
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下のアンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	41465
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	58068
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力	66229
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力	67315
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (17/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				9	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	4000	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	1.23	
	w_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.09	
	L_D	mm	扉の幅	1402.0	
	H_D	mm	扉の高さ	2137.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	685.0	
	t	mm	扉板の板厚	19.0	
	β_1	—	応力係数	0.7	
	W_D	kN	扉重量	12.45	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	61.65	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	685.0	
	L	mm	芯材の支持間距離	1275.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	153000	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	1113	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	4
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	61.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	196
		τ	N/mm ²	せん断応力度	24
		x	N/mm ²	組合せ応力度	201
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	72.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	194
		τ	N/mm ²	せん断応力度	27
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	215

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (18/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉No.
					9
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	2095.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	1395.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	6
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	9
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	47179
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	58068
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	67315
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	67315
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (19/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉No.	
				10	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	4000	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	1.23	
	W_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.09	
	L_D	mm	扉の幅	1702.0	
	H_D	mm	扉の高さ	2077.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	659.0	
	t	mm	扉板の板厚	19.0	
	β_1	—	応力係数	0.7	
	W_D	kN	扉重量	19.71	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	56.70	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	630.0	
	L	mm	芯材の支持間距離	1575.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	334000	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	2016	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	4
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	96.1
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	107
		τ	N/mm ²	せん断応力度	13
		x	N/mm ²	組合せ応力度	110
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	110.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	104
		τ	N/mm ²	せん断応力度	15
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	4
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	127

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (20/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉No.
					10
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	2000.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	1800.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下のアンカーボルト本数	10
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下のアンカーボルト本数	7
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下のアンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	33592
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	58068
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力	62429
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力	67315
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (21/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				11	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	400	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	1.23	
	w_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.02	
	L_D	mm	扉の幅	945.0	
	H_D	mm	扉の高さ	1960.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	640.0	
	t	mm	扉板の板厚	16.0	
	β_1	—	応力係数	0.6	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	12.45	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	622.5	
	L	mm	芯材の支持間距離	945.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	153000	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	1113	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	—
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	—
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	—
		τ	N/mm ²	せん断応力度	—
		x	N/mm ²	組合せ応力度	—
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	—
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	—
		τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	—
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (22/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					11
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	—
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	—
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	—
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	—
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (23/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				12	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	400	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	1.23	
	w_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.02	
	L_D	mm	扉の幅	1962.0	
	H_D	mm	扉の高さ	2012.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	665.0	
	t	mm	扉板の板厚	19.0	
	β_1	—	応力係数	0.8	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	12.35	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	617.5	
	L	mm	芯材の支持間距離	1835.0	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	334000	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	2016	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	6
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	96.1
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	18
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3
		x	N/mm ²	組合せ応力度	19
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	110.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	18
		τ	N/mm ²	せん断応力度	3
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	4
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	21

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (24/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉No.
					12
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	1950.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	2105.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	20
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	7
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	41465
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	58068
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	65144
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	67315
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (25/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				13(大) *	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	4000	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	1.58	
	w_D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.11	
	L_D	mm	扉の幅	2030.0	
	H_D	mm	扉の高さ	2600.0	
	L_{PL}	mm	扉板の短辺長さ	2030.0	
	t	mm	扉板の板厚	115.0	
	β_1	—	応力係数	0.5	
	W_D	kN	扉重量	79.43	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	—	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	—	
	L	mm	芯材の支持間距離	—	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	—	
	A_s	mm ²	芯材のせん断断面積	—	
カンヌキ部	共通	n_2	本	カンヌキの本数	—
	カンヌキ	L_5	mm	カンヌキの突出長さ	—
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	—
		τ	N/mm ²	せん断応力度	—
		x	N/mm ²	組合せ応力度	—
	カンヌキ 受けピン	L_p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	—
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	—
		τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	カンヌキ 受けボルト	n_b	本	カンヌキ受けボルトの本数	—
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	—

注記* : No. 13 扉のうち、機器搬出入用扉を示す。

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (26/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					13(大) *
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	11
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	216
	枠付固定	A	mm ²	断面積	245
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	216
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	2630.0
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	1900.0
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	25
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	40
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	6635
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	40302
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	—
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	57575
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

注記* : No. 13 扉のうち、機器搬出入用扉を示す。

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (27/28)

対象部位	記号	単位	定義	水密扉 No.	
				13(小) *	
共通	h	mm	扉の水圧作用高さ	4000	
	ρ_o	t/m ³	液体の密度	1.00	
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665	
扉板	β	—	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	1.0	
	α_H	—	水平方向の設計震度	1.58	
	w _D	N/mm ²	扉下端に作用する静水圧荷重及び余震荷重	0.11	
	L _D	mm	扉の幅	1030.0	
	H _D	mm	扉の高さ	2200.0	
	L _{PL}	mm	扉板の短辺長さ	1030.0	
	t	mm	扉板の板厚	115.0	
	β_1	—	応力係数	0.7	
	W _D	kN	扉重量	25.01	
芯材	w'	N/mm	芯材に作用する等分布荷重	—	
	b	mm	芯材に作用する荷重の負担幅	—	
	L	mm	芯材の支持間距離	—	
	Z	mm ³	芯材の断面係数	—	
	A _s	mm ²	芯材のせん断断面積	—	
カンヌキ部	共通	n ₂	本	カンヌキの本数	4
	カンヌキ	L ₅	mm	カンヌキの突出長さ	68.5
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	202
		τ	N/mm ²	せん断応力度	23
		x	N/mm ²	組合せ応力度	206
	カンヌキ 受けピン	L _p	mm	カンヌキ受けピンの軸支持間距離	72.0
		σ	N/mm ²	曲げ応力度	179
		τ	N/mm ²	せん断応力度	25
	カンヌキ 受けボルト	n _b	本	カンヌキ受けボルトの本数	2
		σ_t	N/mm ²	引張応力度	128

注記* : No. 13 扉のうち、くぐり戸を示す。

表 4-1 強度評価に用いる評価条件 (28/28)

対象部位		記号	単位	定義	水密扉 No.
					13(小) *
扉固定部	扉付固定	n_b	本	扉付固定ボルトの本数	—
	ボルト	τ	N/mm ²	せん断応力度	—
	枠付固定	A	mm ²	断面積	—
	ボルト	σ_t	N/mm ²	引張応力度	—
アンカーボルト		L_{c1}	mm	躯体開口部の高さ	—
		L_{c2}	mm	躯体開口部の幅	—
		n_{a1}	本	0° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		n_{a2}	本	90° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		n_{a3}	本	45° 方向左右もしくは上下の アンカーボルト本数	—
		Q_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—
		T_a	N/本	0° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	—
				90° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容引張力	—
				45° 方向アンカーボルト 1 本当たりの 短期許容せん断力	—

注記* : No. 13 扉のうち、くぐり戸を示す。

4.2 強度評価結果

表 4-2 強度評価結果 (1/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
1	扉板		157	205	0.77	曲げ
	芯材*1		41	118	0.35	せん断
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	283	651	0.44	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	246	345	0.72	曲げ
		カンヌキ受けボルト	175	728	0.25	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
アンカーボルト*3		—	—	0.58	組合せ	

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (2/14)

水密扉 No.	評価対象部位	発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考	
2	扉板	157	205	0.77	曲げ	
	芯材*1	41	118	0.35	せん断	
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	283	651	0.44	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	246	345	0.72	曲げ
		カンヌキ受けボルト	175	728	0.25	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
アンカーボルト*3	—	—	0.61	組合せ		

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (3/14)

水密扉 No.	評価対象部位	発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考	
3	扉板	10	235	0.05	曲げ	
	芯材*1	6	235	0.03	曲げ	
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	35	686	0.06	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	23	651	0.04	曲げ
		カンヌキ受けボルト	15	728	0.03	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3	2140	40302	0.06	せん断	

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (4/14)

水密扉 No.	評価対象部位	発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考	
4	扉板	10	235	0.05	曲げ	
	芯材*1	6	235	0.03	曲げ	
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	35	686	0.06	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	23	651	0.04	曲げ
		カンヌキ受けボルト	15	728	0.03	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
アンカーボルト*3	2075	40302	0.06	せん断		

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (5/14)

水密扉 No.	評価対象部位	発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考	
5	扉板	110	235	0.47	曲げ	
	芯材*1	52	235	0.23	曲げ	
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	154	345	0.45	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	133	345	0.39	曲げ
		カンヌキ受けボルト	164	728	0.23	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
アンカーボルト*3	—	—	0.53	組合せ		

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (6/14)

水密扉 No.	評価対象部位	発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考	
6	扉板	67	235	0.29	曲げ	
	芯材*1	38	235	0.17	曲げ	
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	103	345	0.30	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	89	345	0.26	曲げ
		カンヌキ受けボルト	109	728	0.15	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
アンカーボルト*3	—	—	0.24	組合せ		

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (7/14)

水密扉 No.	評価対象部位	発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考	
7	扉板	5	235	0.03	曲げ	
	芯材*1	8	235	0.04	曲げ	
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	15	345	0.05	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	14	345	0.05	曲げ
		カンヌキ受けボルト	17	728	0.03	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
アンカーボルト*3	—	—	0.03	組合せ		

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (8/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
8	扉板		82	235	0.35	曲げ
	芯材*1		87	235	0.38	曲げ
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	143	205	0.70	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	137	345	0.40	曲げ
		カンヌキ受けボルト	153	728	0.22	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
	アンカーボルト*3		—	—	0.44	組合せ

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (9/14)

水密扉 No.	評価対象部位	発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考	
9	扉板	82	235	0.35	曲げ	
	芯材*1	82	235	0.35	曲げ	
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	201	651	0.31	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	194	651	0.30	曲げ
		カンヌキ受けボルト	215	728	0.30	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
アンカーボルト*3	—	—	0.30	組合せ		

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (10/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
10	扉板		76	235	0.33	曲げ
	芯材*1		53	235	0.23	曲げ
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	110	345	0.32	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	104	345	0.31	曲げ
		カンヌキ受けボルト	127	728	0.18	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
アンカーボルト*3		—	—	0.52	組合せ	

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (11/14)

水密扉 No.	評価対象部位	発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考	
11	扉板	20	235	0.09	曲げ	
	芯材*1	6	135	0.05	せん断	
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	—	—	—	—
		カンヌキ受けピン*1	—	—	—	—
		カンヌキ受けボルト	—	—	—	—
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
アンカーボルト*3	—	—	—	—		

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (12/14)

水密扉 No.	評価対象部位	発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考	
12	扉板	20	235	0.09	曲げ	
	芯材*1	16	235	0.07	曲げ	
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	19	205	0.10	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	18	345	0.06	曲げ
		カンヌキ受けボルト	21	728	0.03	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
アンカーボルト*3	—	—	0.07	組合せ		

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

表 4-2 強度評価結果 (13/14)

水密扉 No.	評価対象部位		発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考
13 (大) *4	扉板		18	205	0.09	曲げ
	芯材*1		—	—	—	—
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	—	—	—	—
		カンヌキ受けピン*1	—	—	—	—
		カンヌキ受けボルト	—	—	—	—
	扉固定 部	扉付固定ボルト	216	420	0.52	せん断
		枠付固定ボルト	216	728	0.30	引張
アンカーボルト*3		—	—	0.23	組合せ	

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*4：No. 13 扉のうち，機器搬出入用扉を示す。

表 4-2 強度評価結果 (14/14)

水密扉 No.	評価対象部位	発生値 (応力度, 荷重) (N/mm ²)	許容限界値 (N/mm ²)	発生値/ 許容限界値	備考	
13 (小) *4	扉板	7	205	0.04	曲げ	
	芯材*1	—	—	—	—	
	カン ヌキ部	カンヌキ*2	206	345	0.60	組合せ
		カンヌキ受けピン*1	179	345	0.52	曲げ
		カンヌキ受けボルト	128	728	0.18	引張
	扉固定 部	扉付固定ボルト	—	—	—	—
		枠付固定ボルト	—	—	—	—
アンカーボルト*3	—	—	—	—		

注記*1：曲げ，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*2：曲げ及びせん断のうち，評価結果が厳しい方の値を記載する。

*3：単位はNとし，引張，せん断及び組合せのうち，評価結果が最も厳しい値を記載する。

*4：No. 13 扉のうち，くぐり戸を示す。

- 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
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明

目 次

- 6.5.3.1 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.2 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.3 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.5 浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.6 浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.7 浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.8 浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の強度計算書に関する補足説明
- 6.5.3.9 浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の耐震性についての計算書に関する補足説明
- 6.5.3.10 浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の強度計算書に関する補足説明

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
- 6.5.3.1 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	8
4. 固有値解析	9
4.1 固有振動数の計算方法	9
4.2 固有振動数の計算条件	10
4.3 固有振動数の計算結果	10
5. 構造強度評価	11
5.1 構造強度評価方法	11
5.2 荷重及び荷重の組合せ	11
5.3 許容限界	12
5.4 設計用地震力	15
5.5 評価方法	19
5.6 評価条件	27
6. 評価結果	28

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）（以下、「浸水防止蓋」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。その耐震評価は浸水防止蓋の固有値解析及び応力評価により行う。

浸水防止蓋は、浸水防止設備としてSクラスの施設に分類される。以下、浸水防止設備としての構造強度評価を示す。

なお、浸水防止蓋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

浸水防止蓋は，原子炉機器冷却海水配管ダクト上部からの浸水を防止するために設置する。
浸水防止蓋の設置位置図を図 2-1 に，浸水対策図を図 2-2 に示す。

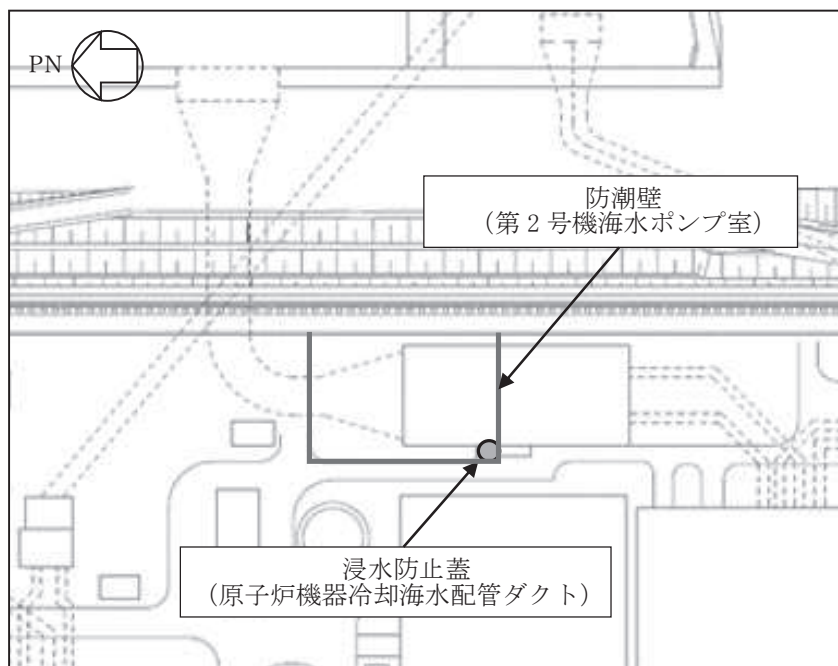


図 2-1 浸水防止蓋の設置位置図



図 2-2 (1) 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (平面図)

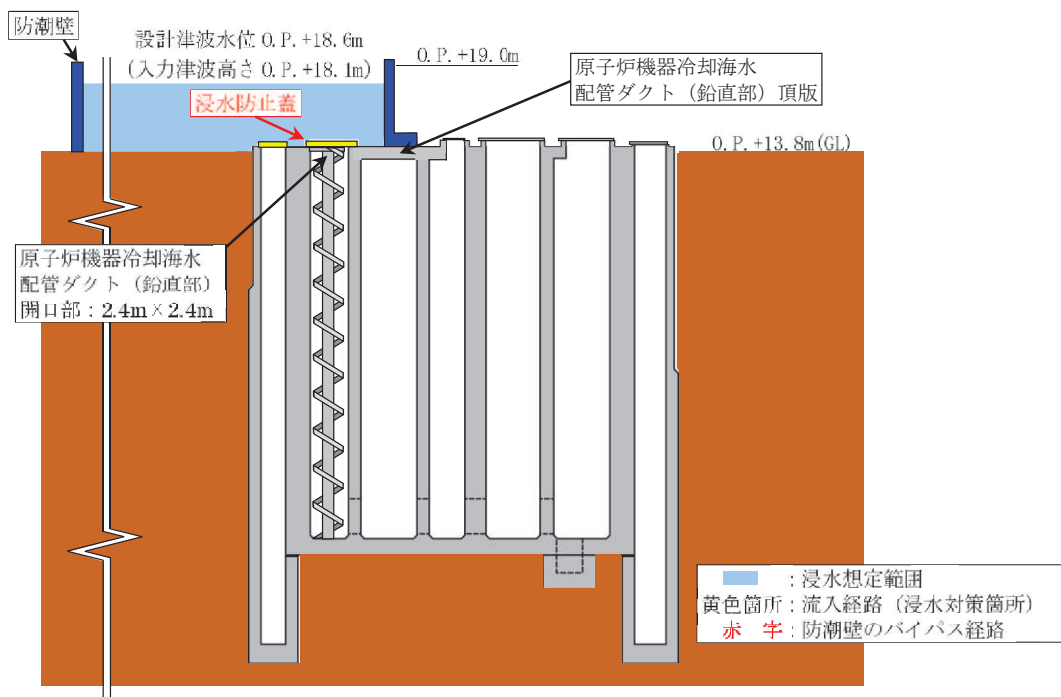


図 2-2 (2) 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (B-B 断面図)

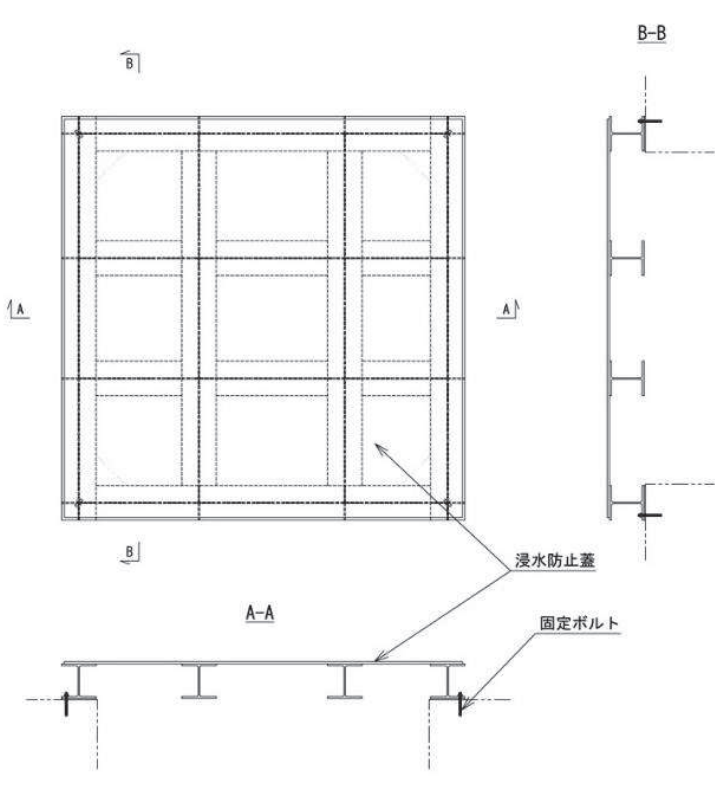
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、長方形のスキンプレートに主桁（H型鋼）を組合せた構造とする。

浸水防止蓋は、原子炉機器冷却海水配管ダクト上部に固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
原子炉機器冷却海水配管ダクト上部に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	

2.3 評価方針

浸水防止蓋の耐震評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4. 固有値解析」で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」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。耐震評価フローを図2-3に示す。

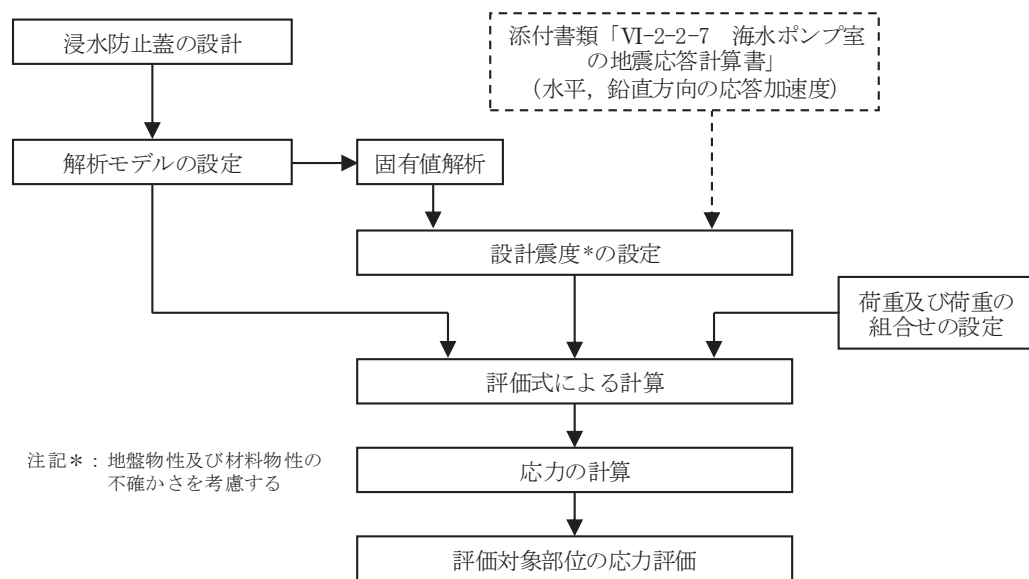


図2-3 耐震評価フロー

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) 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (3) 機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号

記号	単位	定義
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度
k_V	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度
G	kN	固定荷重
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m ²	1 cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
A	m ²	浸水防止蓋の面積
$W_{s s}$	kN/m ²	単位面積当りの等分布荷重
$W_{s s}'$	kN/m	単位長さ当りの等分布荷重
τ	N/mm ²	最大せん断応力度
σ	N/mm ²	最大曲げ応力度
Q	kN	最大せん断力
M	kN・m	最大曲げモーメント
x	N/mm ²	組合せ応力度
A_s	mm ²	せん断断面積
Z	mm ³	断面係数
L_1	mm	主桁の負担幅
L_2	mm	主桁全長
L_3	mm	スキンプレートの支持長辺長さ
L_4	mm	スキンプレートの支持短辺長さ
β_2	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数
t	mm	スキンプレートの厚さ
N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
T_d	kN	固定ボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、地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。

浸水防止蓋は、地震に伴う慣性力が浸水防止蓋のスキンプレート、主桁に伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルトを介して躯体に伝達されることから、スキンプレート、主桁及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。評価対象部位を図3-1に示す。

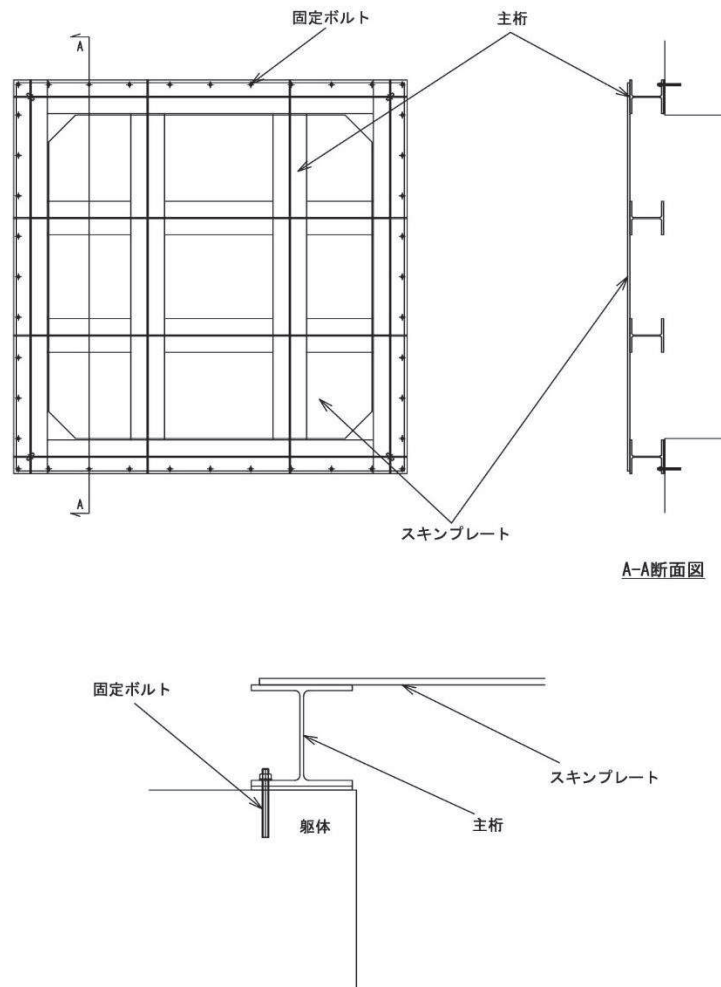


図3-1 評価対象部位

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

浸水防止蓋の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

4.1.1 解析モデルの設定

浸水防止蓋は、スキンプレート及び主桁の組合せにより剛な断面を有しているとともに、固定ボルトを介し、浸水防止蓋と躯体を固定する構造であることから、浸水防止蓋の主桁を両端ピン支持に単純化したモデルとし、モデル化に用いるはり長さは、主桁の全長とする。図4-1に解析モデル図を示す。

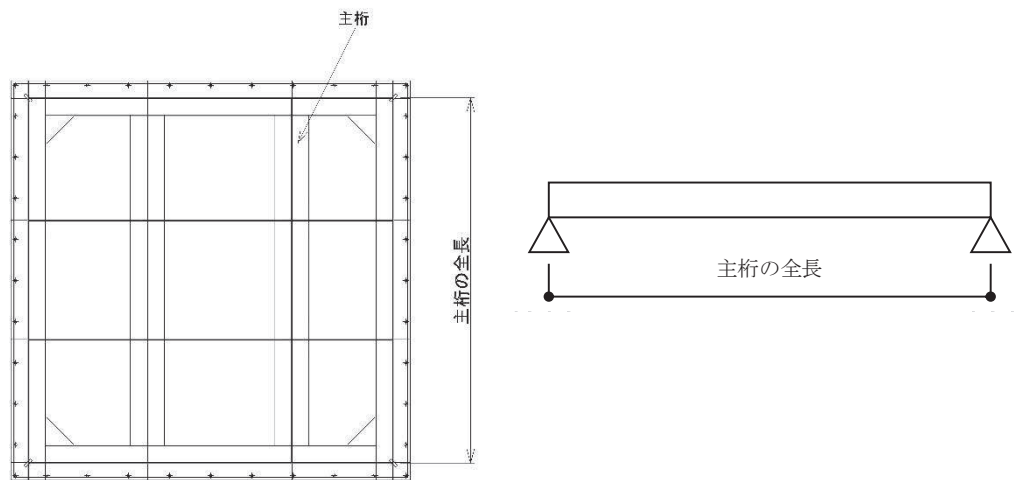


図4-1 浸水防止蓋の固有値解析モデル

4.1.2 記号の説明

浸水防止蓋の固有振動数算出に用いる記号を表4-1に示す。

表4-1 浸水防止蓋の固有振動数の計算に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	一次固有振動数
L	mm	はりの長さ
E	N/mm ²	ヤング率
I	mm ⁴	主桁の断面二次モーメント
m	kg/mm	質量分布

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「土木学会構造力学公式集」を参考に以下の式より算出する。

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

4.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表4-2に示す。

表4-2 固有振動数の計算条件

はり長さ L (mm)	ヤング率 E (N/mm ²)	断面二次 モーメント I (mm ⁴)	質量分布 m (kg/mm)
2670	2.05×10 ⁵	3.65×10 ⁷	7.18×10 ⁻²

4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表4-3に示す。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

固有振動数 (Hz)	71.13
---------------	-------

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の耐震評価は、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 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + S_s + P_s$$

ここで、
G : 固定荷重 (kN)
S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
P_s : 積雪荷重 (kN)

5.2.2 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下の式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、
P_s : 積雪荷重 (kN)
W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)
d_s : 積雪高さ 43 (cm)
A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s に伴う慣性力を考慮する。地震荷重は浸水防止蓋の固定荷重及び積雪荷重に設計震度を乗じた次式により算出する。

$$S_s = (G + P_s) \cdot k$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : 固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k : 基準地震動 S_s の設計震度

5.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

5.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁、固定ボルトの使用材料を表 5-1 に示す。

表 5-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SM490Y	t = 16 (mm)
主桁	SM490Y	H-250×250×9×14 (mm)
固定ボルト	SM490Y	M16

5.3.2 許容限界

(1) スキンプレート、主桁

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準 —許容応力度設計法— (日本建築学会, 2005 改定)」を踏まえて表 5-2 の値とする。

表 5-2 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SM490Y	325	188

(2) 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重は、「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会, 2010 改定)」に基づき算定する。

固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから、固定ボルトが引張力を受ける場合には、固定ボルトの降伏により決まる許容荷重（ P_{a1} ）、付着力により決まる許容荷重（ P_{a3} ）を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、固定ボルトがせん断力を受ける場合には、固定ボルトのせん断強度により決まる許容荷重（ q_{a1} ）、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重（ q_{a2} ）及びコーン状破壊により決まる許容荷重（ q_{a3} ）を比較して、いずれか小さい値を採用する。

地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値を表 5-3 に、許容荷重を表 5-4 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

- ここで、
- P_{a1} : 固定ボルトの降伏により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
 - P_{a3} : 固定ボルトの付着力により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
 - Φ_3 : 低減係数 (短期荷重用)
 - $s \sigma_{pa}$: 固定ボルトの引張強度 ($= s \sigma_y$) (N/mm²)
 - $s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 - $s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
 - d_a : 固定ボルトの径 (mm)
 - l_{ce} : 固定ボルトの強度算定用埋込み長さ ($= l_e - 2 d_a$) (mm)
 - τ_a : へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数

せん断力を受ける場合

$$q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで、
- q_{a1} : 固定ボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 - q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 - q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
 - Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)
 - $s \sigma_{qa}$: 固定ボルトのせん断強度 ($= 0.7 \cdot s \sigma_y$) (N/mm²)

- $s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 $s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
 $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²) ($=0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$)
 $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)
 $(=0.31\sqrt{F_c})$
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 5-3 固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
Φ_1	—	低減係数 (短期荷重用)	1.0
Φ_2	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
Φ_3	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
$s \sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの引張強度	325
$s \sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度	325
$s c a$	mm ²	固定ボルトの断面積	157
d_a	mm	固定ボルトの径	16
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	168
τ_a	—	へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数	6.71
$s \sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断強度	227.50
$c \sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	346.82
$c \sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.40
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	20.5
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	23470
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	35343

表 5-4 地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SM490Y	51.0	37.7	37.7	35.7	36.3	32.9	32.9

5.4 設計用地震力

浸水防止蓋を設置する原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、規模及び重量共に大きい海水ポンプ室に懸架されており、海水ポンプ室と一体となって挙動する。また、「4. 固有値解析」に示したとおり、浸水防止蓋の固有振動数は 20Hz 以上であることから、浸水防止蓋の耐震評価に用いる設計震度は、海水ポンプ室の地盤物性及び材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。地震応答解析ケースを表 5-5 に示す。耐震評価に用いる応答加速度は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が接する図 5-1 に示すスクリーンエリア及び補機ポンプエリアのうち最大加速度が大きい方を用いる。

耐震評価で用いる海水ポンプ室の最大加速度分布図を図 5-2 に、最大加速度を表 5-6 に、設計震度を表 5-7 に示す。

表 5-5 海水ポンプ室の地震応答解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		盛土, 旧表土, 改良地盤, D 級岩盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値-1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記* : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

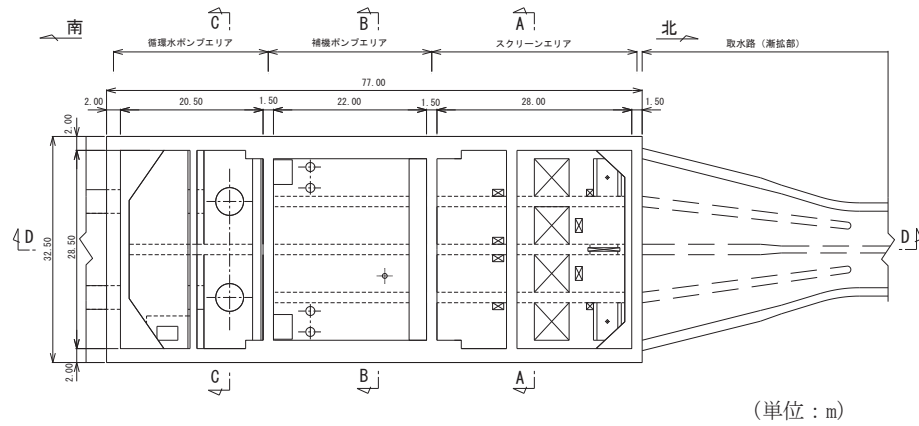


図 5-1 (1) 海水ポンプ室平面図

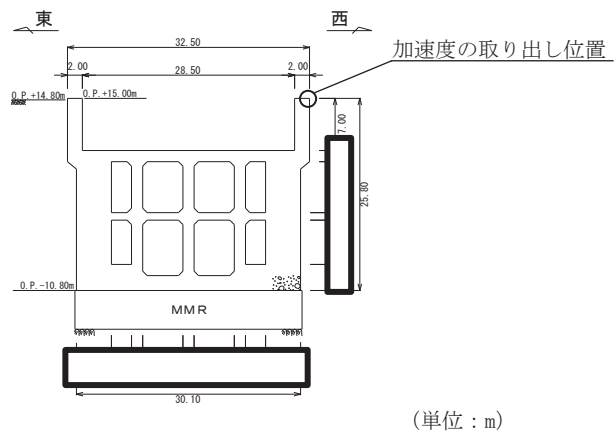


図 5-1 (2) 海水ポンプ室断面図 (スクリーンエリア) (A-A 断面)

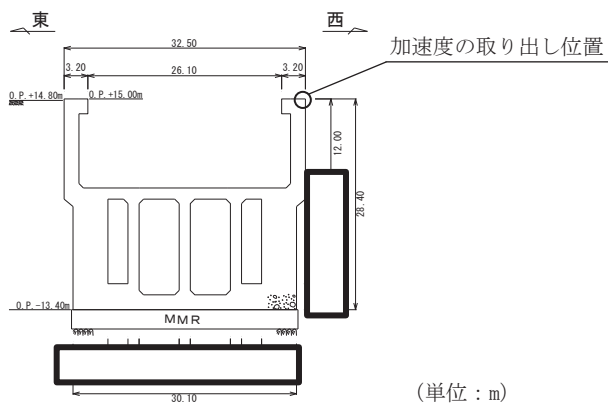
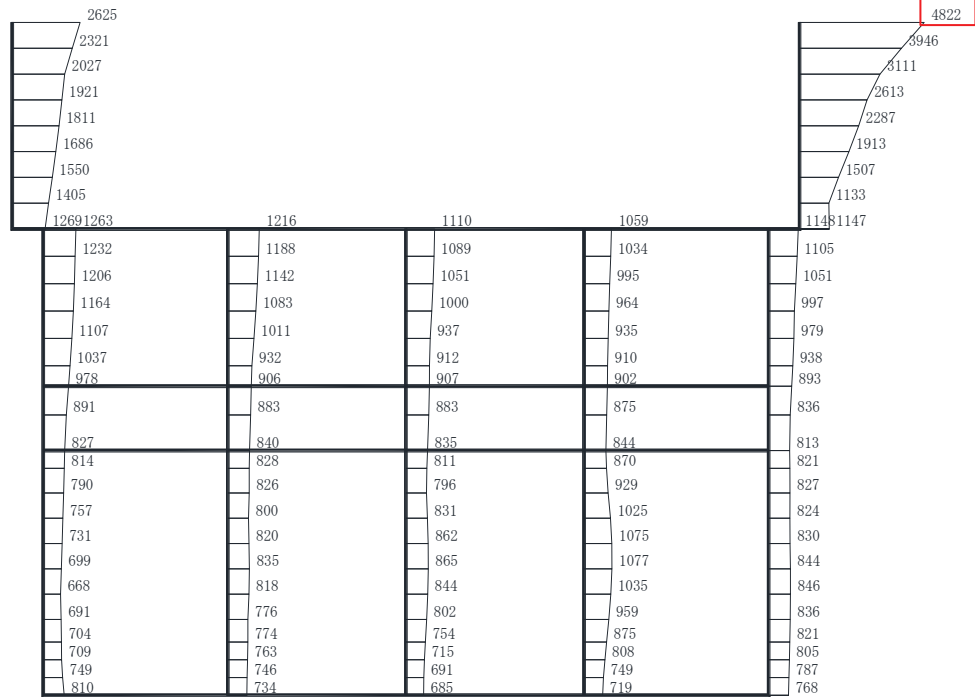


図 5-1 (3) 海水ポンプ室断面図 (補機ポンプエリア) (B-B 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

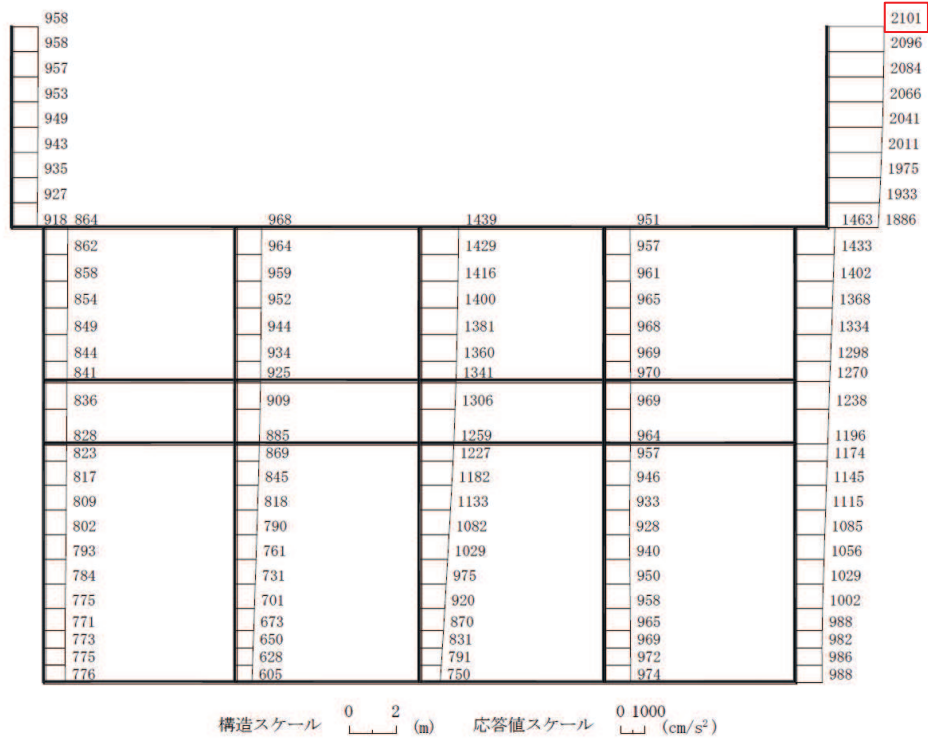
☐ : 耐震評価に用いる最大加速度



(スクリーンエリア (東西方向), S s - D 1 (++) , 解析ケース②)

図 5-2 (1) 最大加速度分布図 (水平方向)

☐ : 耐震評価に用いる最大加速度



(スクリーンエリア (東西方向), S s - N 1 (++) , 解析ケース④)

図 5-2 (2) 最大加速度分布図 (鉛直方向)

表 5-6 (1) 最大加速度 (水平方向)

地震時荷重算出断面	地震動	位相	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
スクリーンエリア (東西方向)	S s - D 1	++	ケース②	4822

表 5-6 (2) 最大加速度 (鉛直方向)

地震時荷重算出断面	地震動	位相	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
スクリーンエリア (東西方向)	S s - N 1	++	ケース④	2101

表 5-7 設計震度

設置場所	床面高さ (m)	基準地震動 S s の設計震度	
		水平方向 k _H	鉛直方向 k _v
原子炉機器冷却 海水配管ダクト	O.P. 14.0	4.92	2.15

5.5 評価方法

浸水防止蓋を構成する主桁、スキンプレート及び固定ボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。主桁とスキンプレートについては、評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。図 5-3, 図 5-4 にそれぞれ評価の対象とする主桁、スキンプレートを示す。また、図 5-5 に固定ボルトの納まりを示す。

5.5.1 主桁

主桁の支持条件は両端をピン支持とし、図 5-3 に示すとおり、主桁が荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

(1) 基準地震動 S_s による地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

(2) 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 $W_{s s'}$

$$W_{s s'} = (G + S_s + P_s) \cdot L_1 \cdot 10^{-3} / A$$

ここで、 $W_{s s'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 L_1 : 主桁の負担幅 (mm)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 主桁に作用する最大せん断応力度 τ

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_s$$

τ : 主桁に作用する最大せん断応力度 (N/mm²)

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)

A_s : 主桁のせん断断面積 (mm²)

$$\text{ここで、 } Q = 1/2 \cdot W_{s s'} \cdot L_2 \cdot 10^{-3}$$

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)

$W_{s s'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 主桁全長 (mm)

(4) 主桁に作用する最大曲げ応力度 σ

$$\sigma = (M \cdot 10^6) / Z$$

σ : 主桁に作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

ここで, $M = 1/8 \cdot W_{ss'} \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

$W_{ss'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 主桁全長 (mm)

(5) 主桁に作用する組合せ応力度

主桁に作用する曲げ応力度, せん断応力度を算定し, 主桁の短期許容応力度以下であることを確認する。また, 主桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から, 組合せ応力度を「鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 - (日本建築学会, 2005 改定)」に基づく次式により算定し, 短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで, x : 組合せ応力度 (N/mm²)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

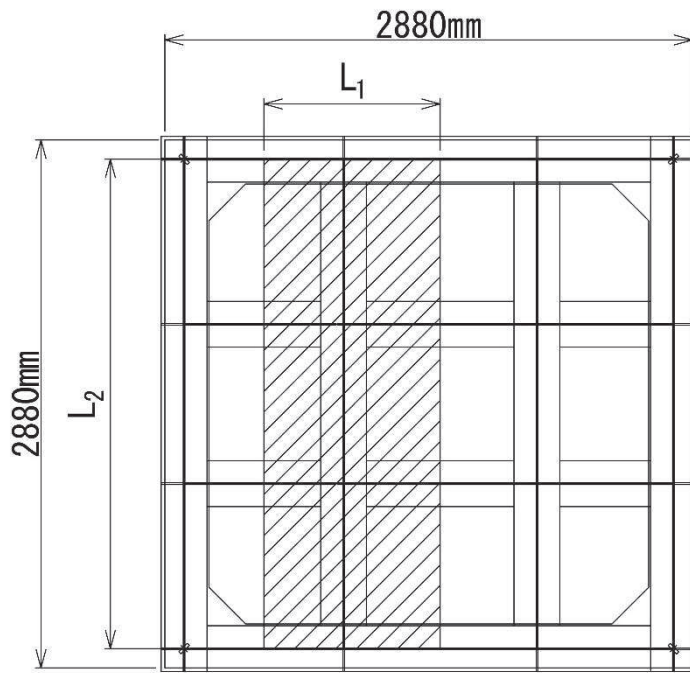


図 5-3 評価の対象とする主桁

5.5.2 スキンプレート

スキンプレートの支持条件は四辺固定とし、図 5-4 に示すとおり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。曲げ応力度及びせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」より以下の式にて算出する。

(1) 基準地震動 S_s による地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

(2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の荷重 W_{ss}

$$W_{ss} = (G + S_s + P_s) / A$$

ここで、 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 σ

スキンプレートに作用する曲げ応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\sigma = \beta_2 \cdot W_{ss} \cdot L_4^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、 σ : スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)
 β_2 : スキンプレートの辺長比に応じた係数
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(4) スキンプレートに作用する最大せん断応力度 τ

スキンプレートに作用するせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\tau = W_{ss} \cdot L_3 \cdot L_4 \cdot 10^{-3} / (t \cdot (L_3 + L_4) \cdot 2)$$

ここで、 τ : スキンプレートに作用する最大せん断応力度 (N/mm²)
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_3 : スキンプレートの支持長辺長さ (mm)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(5) スキンプレートに作用する組合せ応力度

スキンプレートに作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。また，スキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで、 x : 組合せ応力度 (N/mm²)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

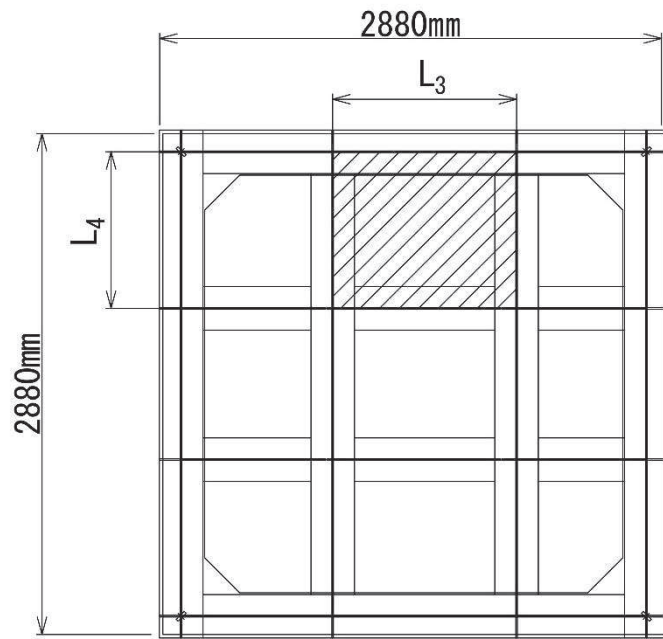


図 5-4 評価の対象とするスキンプレート

5.5.3 固定ボルト

- (1) 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_H$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

- (2) 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_V$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_V : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

- (3) 固定ボルトに作用する引張力 T_d

$$T_d = S_s / N$$

ここで、 T_d : 固定ボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

- (4) 固定ボルトに作用するせん断力 q

$$q = S_s / N$$

ここで、 q : 固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

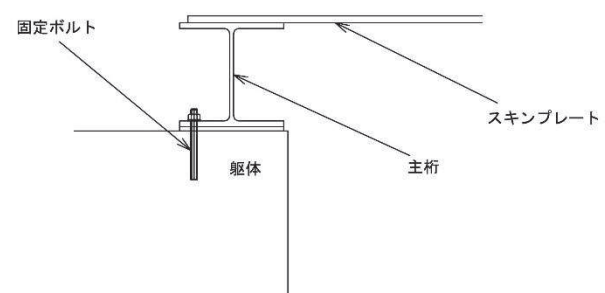
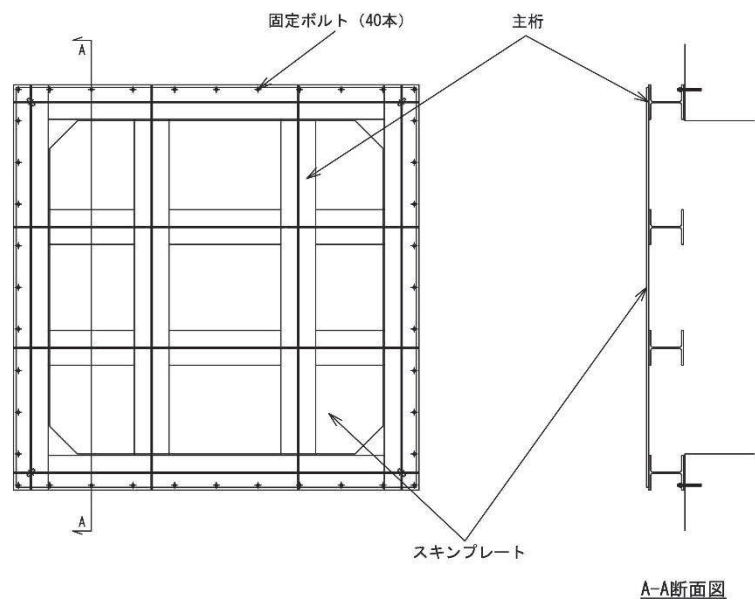


図 5-5 固定ボルトの納まり

5.6 評価条件

浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値を表 5-8 に示す。

表 5-8 浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
主桁	G	kN	主桁とスキンプレートの固定荷重	23.93
	P _s	kN	積雪荷重	2.50
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	8.29
	L ₁	mm	主桁の負担幅	963
	L ₂	mm	主桁全長	2670
	A _s	mm ²	主桁のせん断断面積	1998
	Z	mm ³	主桁の断面係数	8.46×10 ⁵
スキンプレート	G	kN	スキンプレートの固定荷重	10.20
	P _s	kN	積雪荷重	2.50
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	8.29
	L ₃	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	1055
	L ₄	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	900
	β ₂	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.4
	t	mm	スキンプレートの厚さ	16
固定ボルト	G	kN	主桁とスキンプレートの固定荷重	23.93
	P _s	kN	積雪荷重	2.50
	N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数	40

6. 評価結果

浸水防止蓋の耐震評価結果を表 6-1 に示す。各部材の断面検定を行った結果、すべての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 浸水防止蓋の耐震評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
主桁	曲げ	11	N/mm ²	325	N/mm ²	0.04 < 1.0
	せん断	7	N/mm ²	188	N/mm ²	0.04 < 1.0
	組合せ	17	N/mm ²	325	N/mm ²	0.06 < 1.0
スキンプレート	曲げ	7	N/mm ²	325	N/mm ²	0.03 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	188	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	8	N/mm ²	325	N/mm ²	0.03 < 1.0
固定ボルト	引張	1.5	kN	37.7	kN	0.04 < 1.0
	せん断	3.3	kN	32.9	kN	0.11 < 1.0
	組合せ	—		—		0.02 < 1.0

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
- 6.5.3.2 浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	8
4. 構造強度評価	9
4.1 構造強度評価方法	9
4.2 荷重及び荷重の組合せ	9
4.3 許容限界	15
4.4 評価方法	19
4.5 評価条件	27
5. 評価結果	28

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（原子炉機器冷却海水配管ダクト）（以下「浸水防止蓋」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が十分な構造強度を有していることを説明するものである。

なお、浸水防止蓋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

浸水防止蓋は、原子炉機器冷却海水配管ダクト上部からの浸水を防止するために設置する。
浸水防止蓋の設置位置図を図 2-1 に、浸水対策図を図 2-2 に示す。

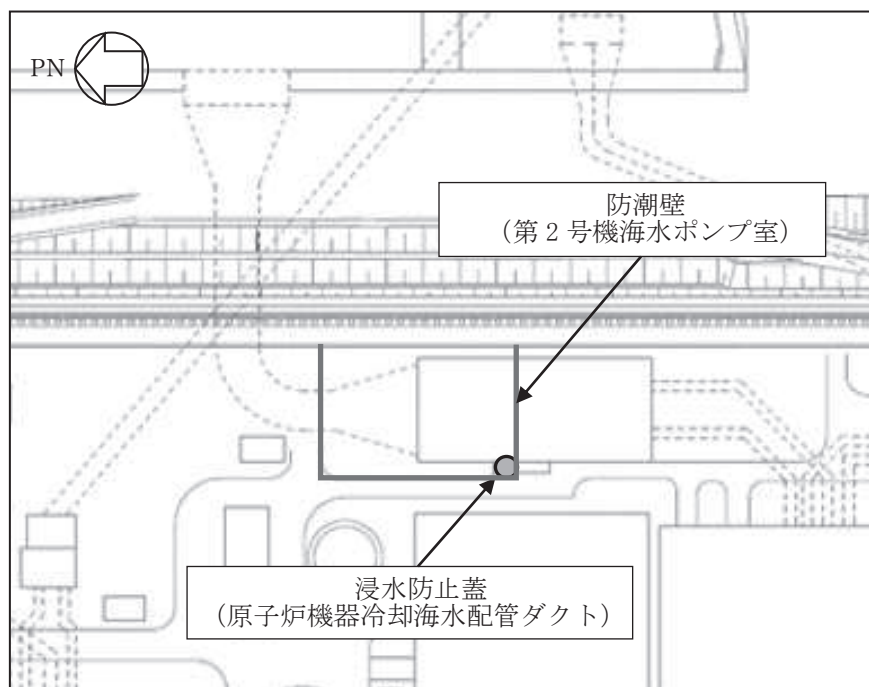


図 2-1 浸水防止蓋の設置位置図

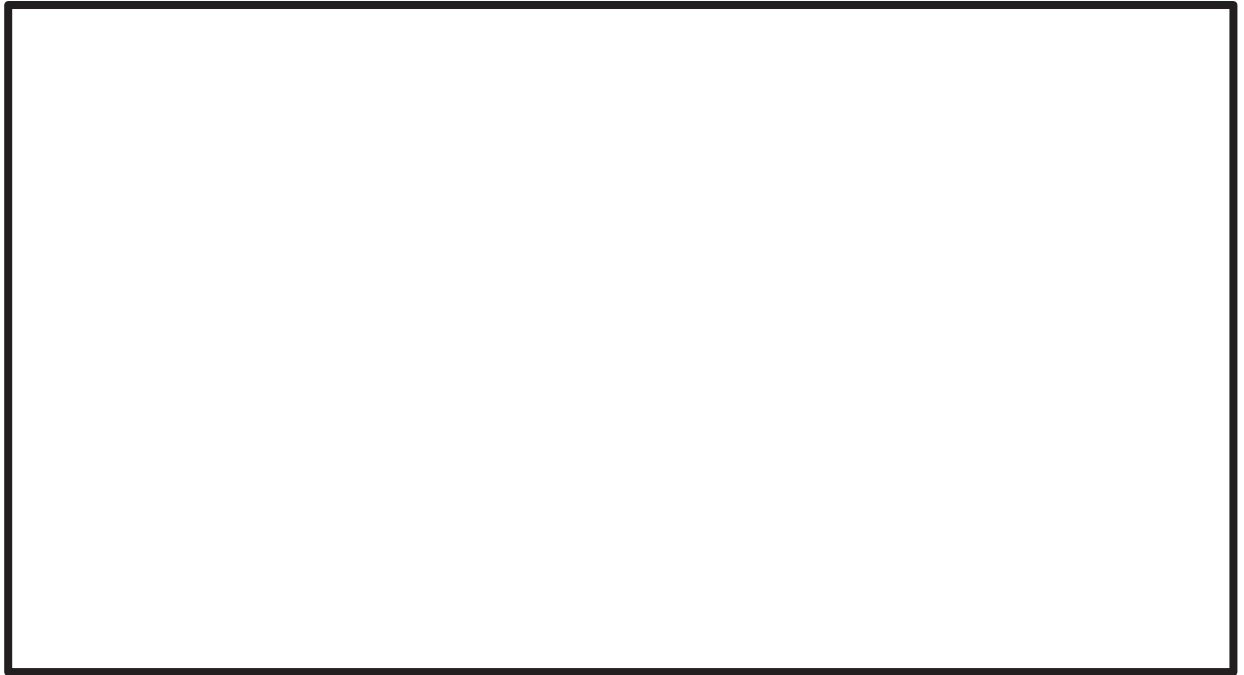


図 2-2 (1) 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (平面図)

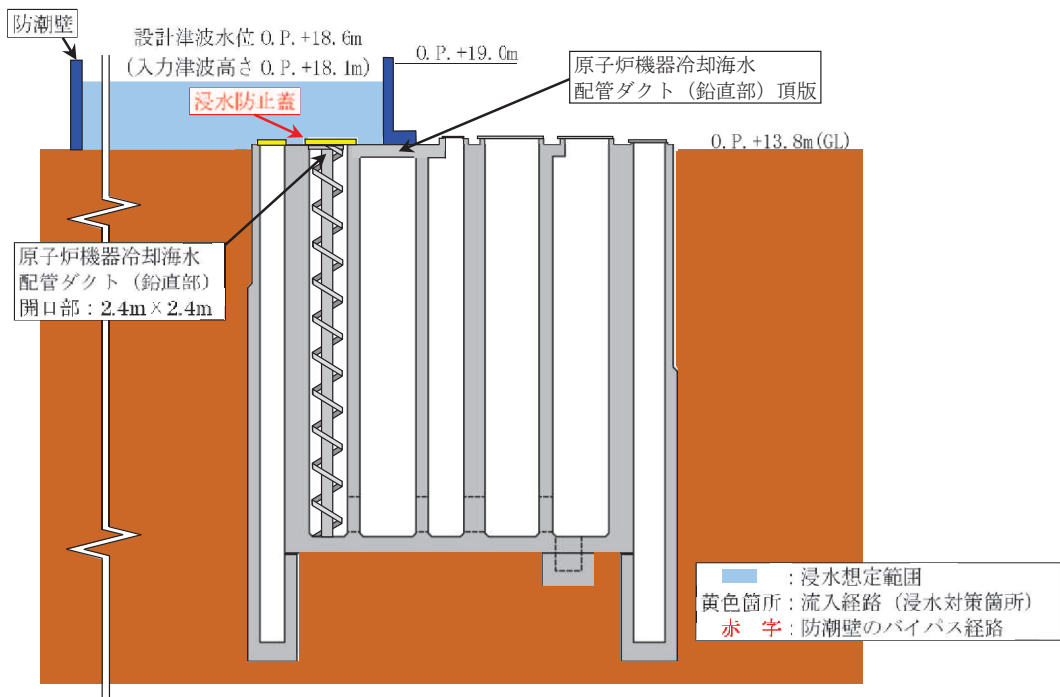


図 2-2 (2) 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (B-B 断面図)

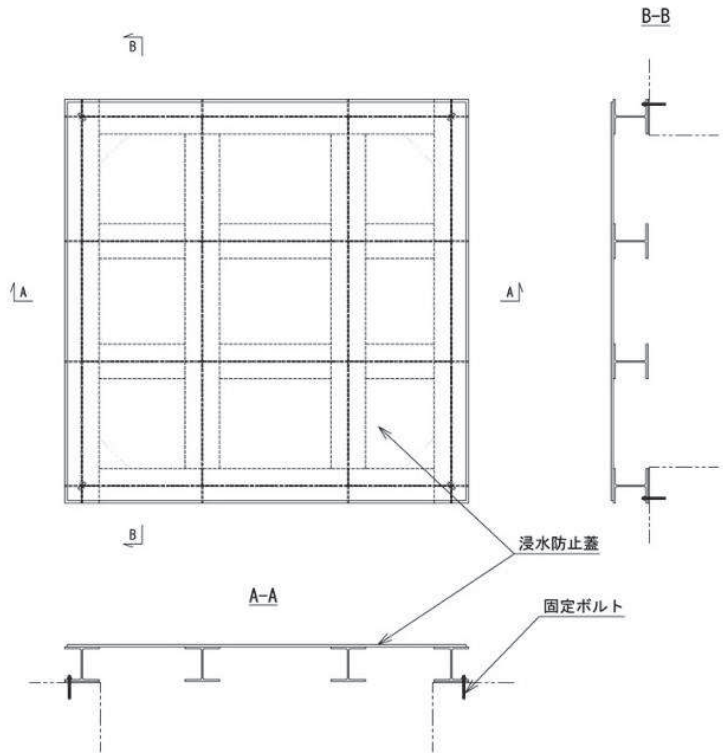
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、長方形のスキンプレートに主桁（H型鋼）を組合せた構造とする。

浸水防止蓋は、原子炉機器冷却海水配管ダクト上部に固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
原子炉機器冷却海水配管ダクト上部に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	

2.3 評価方針

浸水防止蓋の強度評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4.4 評価方法」で算出した応力等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。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-3 に示す。

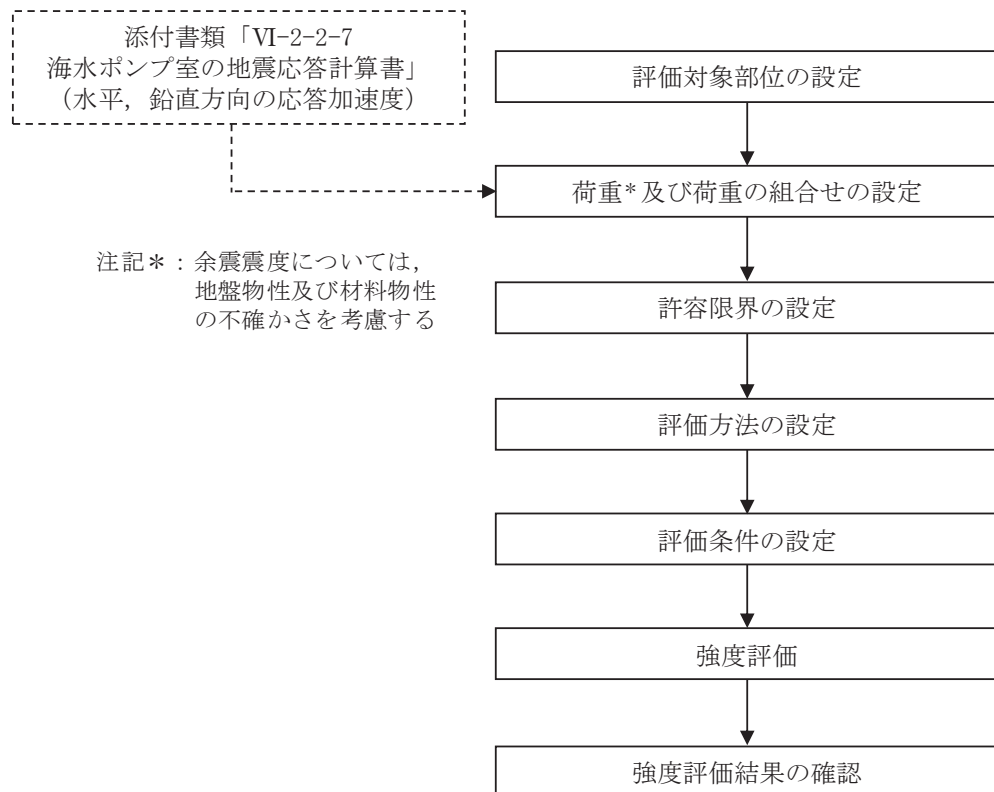


図 2-3 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (3) 機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 にそれぞれ示す。

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
S_d	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ による余震荷重
α_H	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向の余震震度
α_V	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の鉛直方向の余震震度
G	kN	固定荷重
P_h	kN	浸水津波荷重
ρ_o	t/m ³	水の密度
g	m/s ²	重力加速度
h_1	O. P. m	設計津波水位
h_2	O. P. m	浸水防止蓋の設置高さ
A	m ²	浸水防止蓋の面積
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m ²	1 cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
$W_{s s}$	kN/m ²	単位面積当りの等分布荷重
$W_{s s}'$	kN/m	単位長さ当りの等分布荷重
τ	N/mm ²	最大せん断応力度
σ	N/mm ²	最大曲げ応力度
Q	kN	最大せん断力
M	kN・m	最大曲げモーメント
x	N/mm ²	組合せ応力度
A_s	mm ²	せん断断面積
Z	mm ³	断面係数
L_1	mm	主桁の負担幅
L_2	mm	主桁全長
L_3	mm	スキンプレートの支持長辺長さ
L_4	mm	スキンプレートの支持短辺長さ
β_2	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数
t	mm	スキンプレートの厚さ
N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
T_d	kN	固定ボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、津波荷重及び余震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

浸水防止蓋に作用する津波荷重及び余震荷重は、浸水防止蓋のスキムプレート、主桁に伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルトを介して躯体に伝達されることから、スキムプレート、主桁及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。浸水防止蓋の評価対象部位を、図3-1に示す。

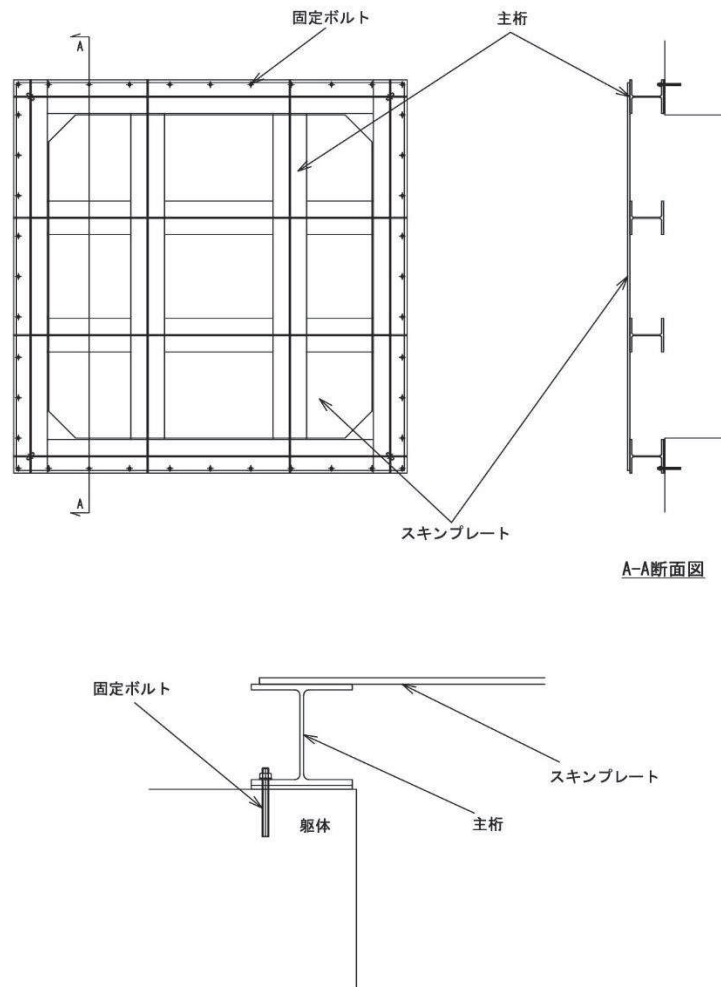


図 3-1 浸水防止蓋の評価対象部位

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + P_h + S_d + P_s$$

ここで、	G	: 固定荷重 (kN)
	P_h	: 浸水津波荷重 (kN)
	S_d	: 余震荷重 (kN)
	P_s	: 積雪荷重 (kN)

4.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。

(1) 固定荷重(D)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 浸水津波荷重(P_h)

浸水津波荷重は、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、津波高さ及び浸水防止蓋の設置高さを考慮した静水圧を次式により算出する。

$$P_h = \rho_o \cdot g \cdot (h_1 - h_2) \cdot A$$

ここで、	ρ_o	: 水の密度 1.03 (t/m ³)
	g	: 重力加速度 9.80665 (m/s ²)
	h_1	: 設計津波水位 (O.P. m)
	h_2	: 浸水防止蓋の設置高さ (O.P. m)
	A	: 浸水防止蓋の面積 (m ²)

(3) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下の式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、
P_s : 積雪荷重 (kN)
W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)
d_s : 積雪高さ 43 (cm)
A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(4) 余震荷重(S_d)

余震荷重として、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 に伴う地震力及び動水圧荷重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 に伴う地震力を考慮する。鉛直方向については、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う地震力と動水圧荷重を考慮する。

浸水防止蓋を設置する原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、規模及び重量共に大きい海水ポンプ室に懸架されており、海水ポンプ室と一体となって挙動することから、浸水防止蓋の強度評価に用いる余震震度は、海水ポンプ室の地盤物性及び材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。地震応答解析ケースを表 4-1 に示す。強度評価に用いる応答加速度は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が接する図 4-1 に示すスクリーンエリア及び補機ポンプエリアのうち最大加速度が大きい方を用いる。

強度評価で用いる海水ポンプ室の最大加速度分布図を図 4-2 に、最大加速度を表 4-2 に、余震震度を表 4-3 に示す。

なお、地震力は、浸水防止蓋の固定荷重、浸水津波荷重及び積雪荷重に余震震度を乗じた次式により算出する。

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで、
S_d : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ による余震荷重 (kN)
G : 固定荷重 (kN)
P_h : 浸水津波荷重 (kN)
P_s : 積雪荷重 (kN)
α_H : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ による水平方向の余震震度
α_V : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ による鉛直方向の余震震度

表 4-1 海水ポンプ室の地震応答解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		盛土, 旧表土, 改良地盤, D 級岩盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値-1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記* : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

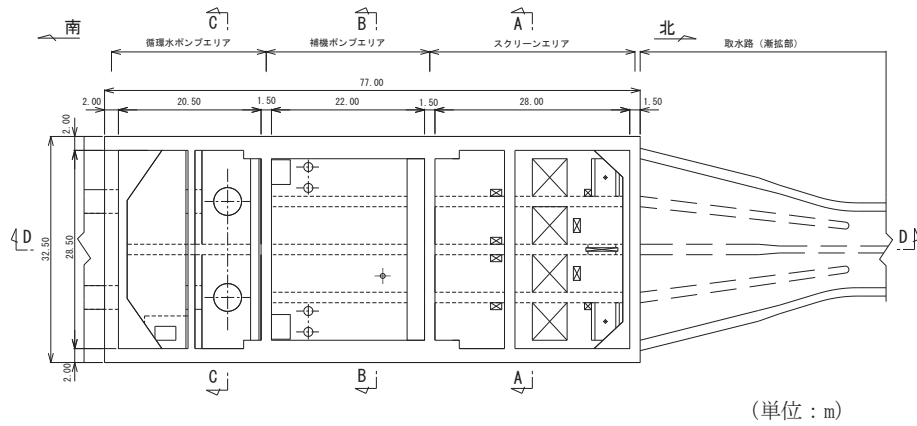


図 4-1 (1) 海水ポンプ室平面図

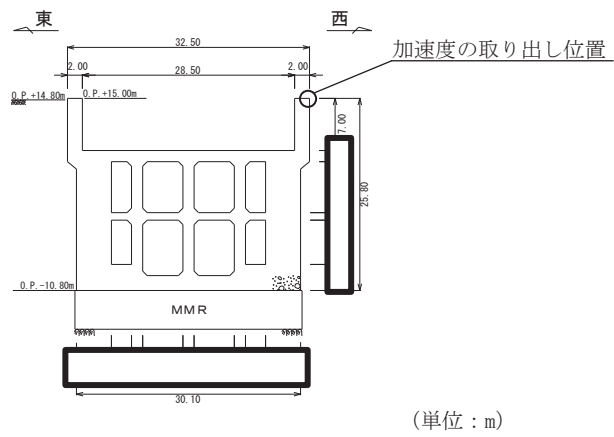


図 4-1 (2) 海水ポンプ室断面図 (スクリーンエリア) (A-A 断面)

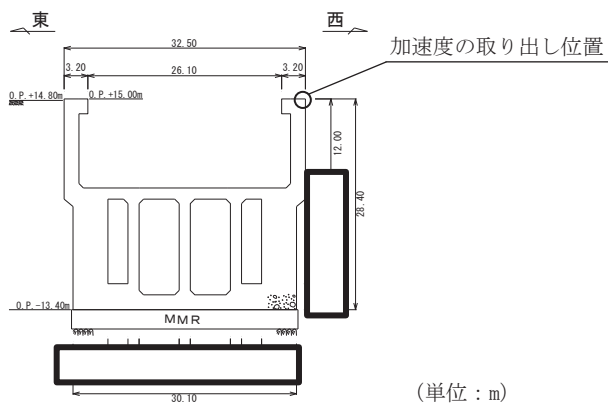
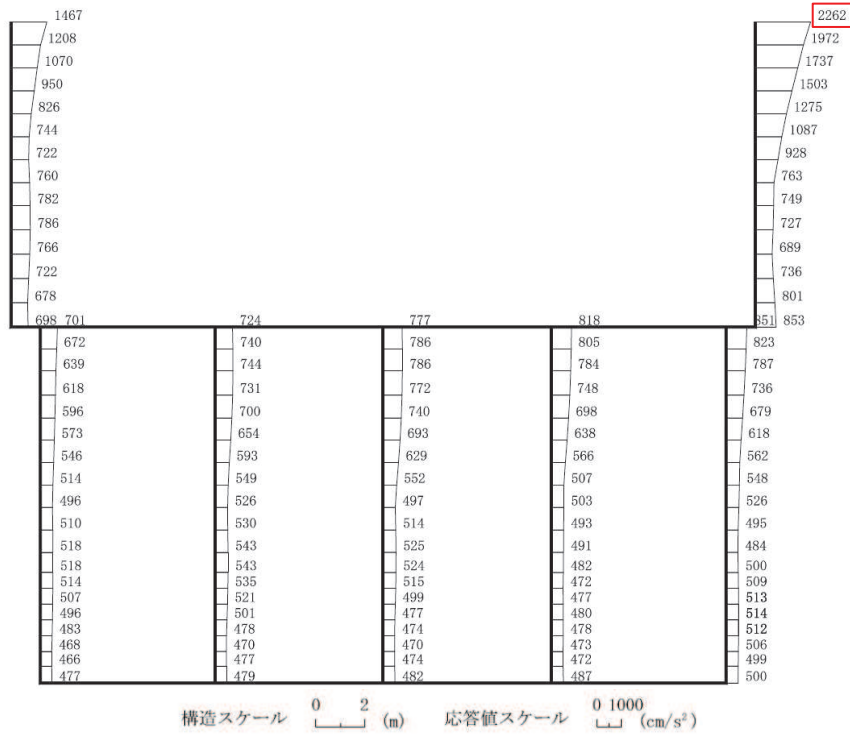


図 4-1 (3) 海水ポンプ室断面図 (補機ポンプエリア) (B-B 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

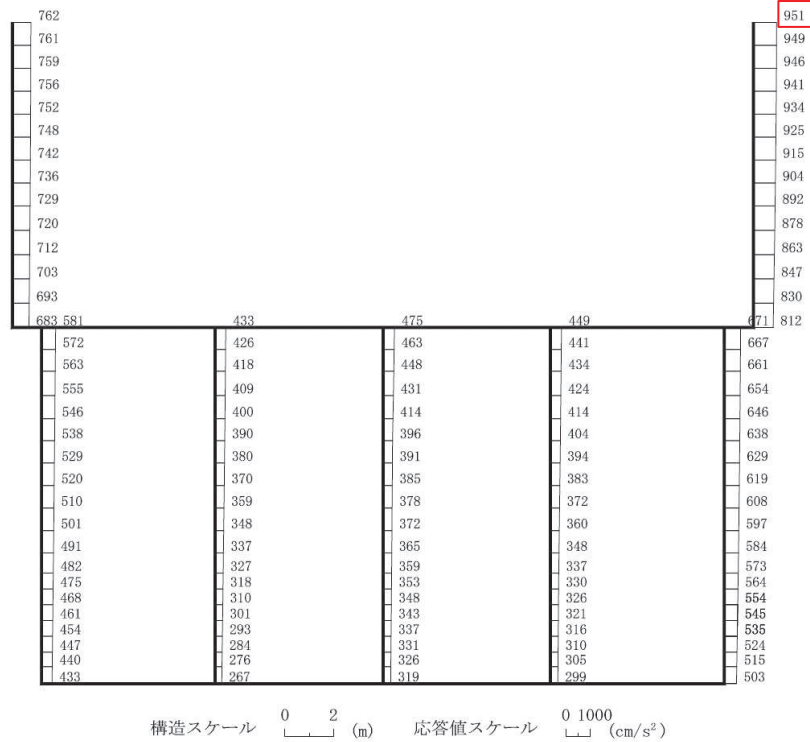
□ : 強度評価に用いる最大加速度



(補機ポンプエリア (東西方向), S d - D 2 (++), 解析ケース③)

図 4-2 (1) 最大加速度分布図 (水平方向)

□ : 強度評価に用いる最大加速度



(補機ポンプエリア (東西方向), S d - D 2 (++), 解析ケース②)

図 4-2 (2) 最大加速度分布図 (鉛直方向)

表 4-2 (1) 最大加速度 (水平方向)

地震時荷重算出断面	地震動	位相	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
補機ポンプエリア (東西方向)	S d - D 2	++	ケース③	2262

表 4-2 (2) 最大加速度 (鉛直方向)

地震時荷重算出断面	地震動	位相	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
補機ポンプエリア (東西方向)	S d - D 2	++	ケース②	951

表 4-3 余震震度

設置場所	床面高さ (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 の余震震度	
		水平方向 α_H	鉛直方向 α_v
原子炉機器冷却 海水配管ダクト	O.P. 14.0	2.31	0.97

4.3 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて 設定した部位に対し、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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

4.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁、固定ボルトの使用材料を表 4-4 に示す。

表 4-4 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SM490Y	t = 16 (mm)
主桁	SM490Y	H-250×250×9×14 (mm)
固定ボルト	SM490Y	M16

4.3.2 許容限界

(1) スキンプレート，主桁

鋼材の許容応力度は，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005改定）」に基づき表4-5の値とする。

表4-5 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SM490Y	325	188

(2) 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重は，「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて，「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010改定）」に基づき算定する。

固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから，固定ボルトが引張力を受ける場合においては，固定ボルトの降伏により決まる許容荷重（ P_{a1} ），付着力により決まる許容荷重（ P_{a3} ）を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，固定ボルトがせん断力を受ける場合においては，固定ボルトのせん断強度により決まる許容荷重（ q_{a1} ），定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重（ q_{a2} ）及びコーン状破壊により決まる許容荷重（ q_{a3} ）を比較して，いずれか小さい値を採用する。

津波荷重及び余震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値を表4-6に，許容荷重を表4-7に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

ここで， P_{a1} : 固定ボルトの降伏により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容引張力 (N)

P_{a3} : 固定ボルトの付着力により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容引張力 (N)

Φ_1 : 低減係数（短期荷重用）

Φ_3 : 低減係数（短期荷重用）

$s \sigma_{pa}$: 固定ボルトの引張強度（ $= s \sigma_y$ ） (N/mm²)

$s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)

d_a : 固定ボルトの径 (mm)

l_{ce} : 固定ボルトの強度算定用埋込み長さ（ $= l_e - 2 d_a$ ） (mm)

τ_a : へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数

せん断力を受ける場合

$$q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで、
- q_{a1} : 固定ボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
 - q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
 - q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
 - Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)
 - $s \sigma_{qa}$: 固定ボルトのせん断強度 ($=0.7 \cdot s \sigma_y$) (N/mm²)
 - $s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 - $s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
 - $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²) ($=0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)
 - $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)
($=0.31 \sqrt{F_c}$)
 - F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 - E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 - A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 4-6 固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
Φ_1	—	低減係数 (短期荷重用)	1.0
Φ_2	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
Φ_3	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの引張強度	325
$s\sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度	325
sca	mm ²	固定ボルトの断面積	157
d_a	mm	固定ボルトの径	16
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	168
τ_a	—	へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数	6.71
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断強度	227.50
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	346.82
$c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.40
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	20.5
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	23470
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	35343

表 4-7 津波荷重及び余震荷重を考慮する場合の固定ボルトの短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SM490Y	51.0	37.7	37.7	35.7	36.3	32.9	32.9

4.4 評価方法

浸水防止蓋を構成する主桁、スキンプレート及び固定ボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。主桁とスキンプレートについては、評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。図 4-3、図 4-4 にそれぞれ評価の対象とする主桁、スキンプレートを示す。また、図 4-5 に固定ボルトの納まりを示す。

4.4.1 主桁

主桁の支持条件は両端をピン支持とし、図 4-3 に示すとおり、主桁が荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

(1) 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重 S_d

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_v$$

ここで、 S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重 (kN)
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_h : 浸水津波荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 α_v : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ の鉛直方向の余震震度

(2) 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 $W_{s s'}$

$$W_{s s'} = (G + P_h + S_d + P_s) \cdot L_1 \cdot 10^{-3} / A$$

ここで、 $W_{s s'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)
 S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による余震荷重 (kN)
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_h : 浸水津波荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 L_1 : 主桁の負担幅 (mm)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 主桁に作用する最大せん断応力度 τ

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_s$$

τ : 主桁に作用する最大せん断応力度 (N/mm²)
 Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)
 A_s : 主桁のせん断断面積 (mm²)

$$\text{ここで、 } Q = 1/2 \cdot W_{s s'} \cdot L_2 \cdot 10^{-3}$$

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)
 $W_{s s'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)
 L_2 : 主桁全長 (mm)

(4) 主桁に作用する最大曲げ応力度 σ

$$\sigma = (M \cdot 10^6) / Z$$

σ : 主桁に作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

$$\text{ここで, } M = 1/8 \cdot W_{ss'} \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$$

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

$W_{ss'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 主桁全長 (mm)

(5) 主桁に作用する組合せ応力度

主桁に作用する曲げ応力度, せん断応力度を算定し, 主桁の短期許容応力度以下であることを確認する。また, 主桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から, 組合せ応力度を「鋼構造設計規準 - 許容応力度設計法 - (日本建築学会, 2005 改定)」に基づく次式により算定し, 短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで, x : 組合せ応力度 (N/mm²)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

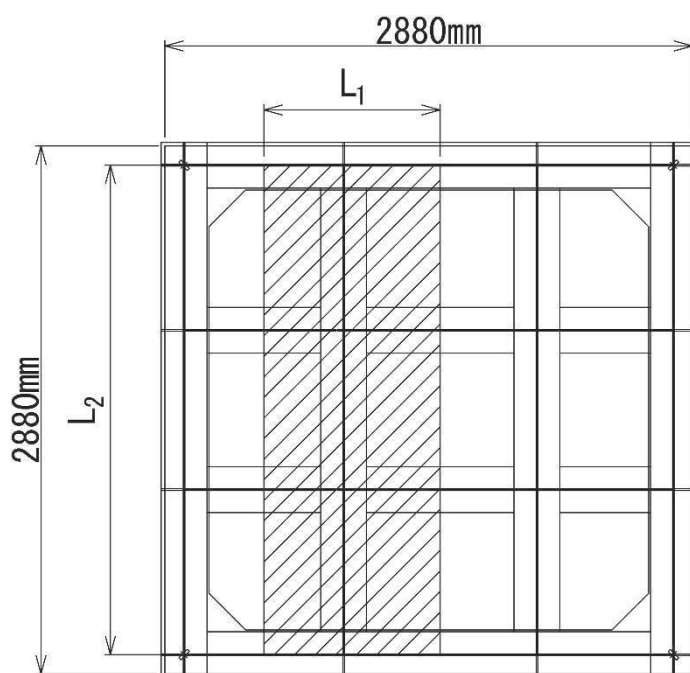


図 4-3 評価の対象とする主桁

4.4.2 スキンプレート

スキンプレートの支持条件は四辺固定とし、図 4-4 に示すとおり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。曲げ応力度及びせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」より以下の式にて算出する。

(1) 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 S_d

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_v$$

ここで、 S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 (kN)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_h : 浸水津波荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 α_v : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ の鉛直方向の余震震度

(2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の荷重 W_{ss}

$$W_{ss} = (G + P_h + S_d + P_s) / A$$

ここで、 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_h : 浸水津波荷重 (kN)
 S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 σ

スキンプレートに作用する曲げ応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\sigma = \beta_2 \cdot W_{ss} \cdot L_4^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、 σ : スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)
 β_2 : スキンプレートの辺長比に応じた係数
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(4) スキンプレートに作用する最大せん断応力度 τ

スキンプレートに作用するせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\tau = W_{ss} \cdot L_3 \cdot L_4 \cdot 10^{-3} / (t \cdot (L_3 + L_4) \cdot 2)$$

ここで、 τ : スキンプレートに作用する最大せん断応力度 (N/mm²)
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_3 : スキンプレートの支持長辺長さ (mm)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(5) スキンプレートに作用する組合せ応力度

スキンプレートに作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。また，スキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで、 x : 組合せ応力度 (N/mm²)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

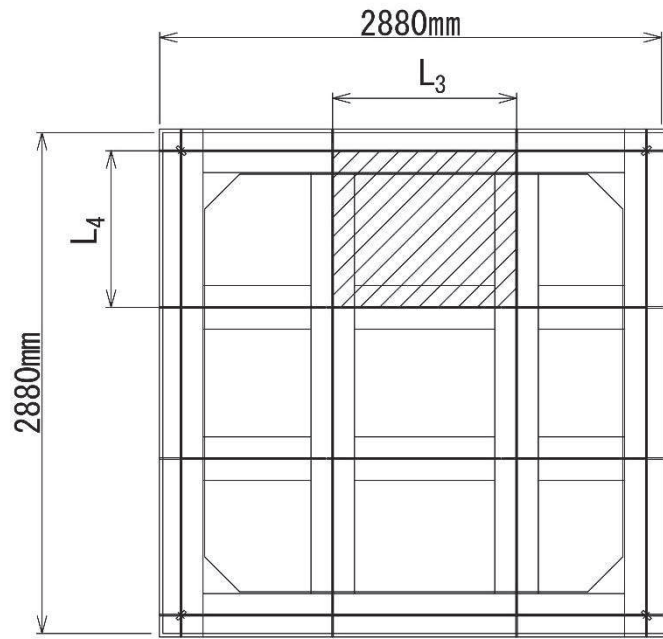


図 4-4 評価の対象とするスキンプレート

4.4.3 固定ボルト

- (1) 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平方向の余震荷重 S_d

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで, S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平方向の余震荷重 (kN)

G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

P_h : 浸水津波荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_H : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ の水平方向の余震震度

- (2) 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による鉛直方向の余震荷重 S_d

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで, S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による鉛直方向の余震荷重 (kN)

G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

P_h : 浸水津波荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_V : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ の鉛直方向の余震震度

- (3) 固定ボルトに作用する引張力 T_d

$$T_d = S_d / N$$

ここで, T_d : 固定ボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)

S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による鉛直方向の余震荷重 (kN)

N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

- (4) 固定ボルトに作用するせん断力 q

$$q = S_d / N$$

ここで, q : 固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平方向の余震荷重 (kN)

N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

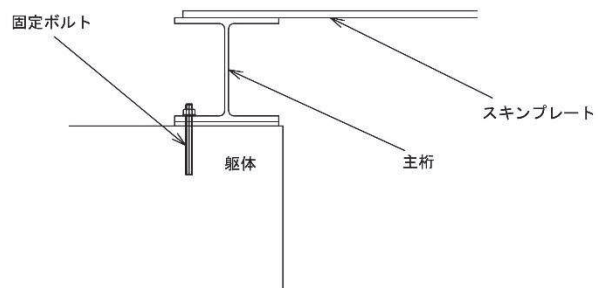
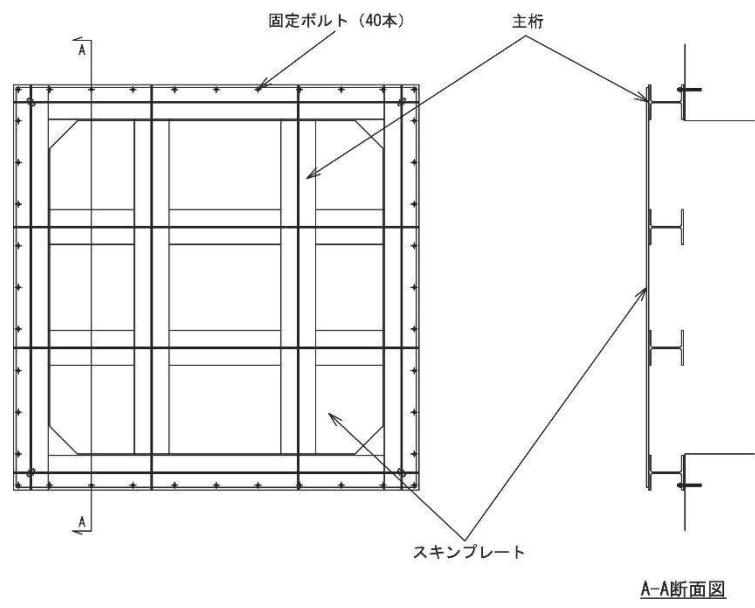


図 4-5 固定ボルトの納まり

4.5 評価条件

浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値を表4-8に示す。

表4-8 浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
主桁	G	kN	主桁とスキンプレーットの固定荷重	23.93
	P _h	kN	浸水津波荷重	385.19
	h ₁	O.P. m	設計津波水位	18.6
	h ₂	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P _s	kN	積雪荷重	2.50
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	8.29
	L ₁	mm	主桁の負担幅	963
	L ₂	mm	主桁全長	2670
	A _s	mm ²	主桁のせん断断面積	1998
	Z	mm ³	主桁の断面係数	8.46×10 ⁵
スキンプレーット	G	kN	スキンプレーットの固定荷重	10.20
	P _h	kN	浸水津波荷重	385.19
	h ₁	O.P. m	設計津波水位	18.6
	h ₂	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P _s	kN	積雪荷重	2.50
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	8.29
	L ₃	mm	スキンプレーットの支持長辺長さ	1055
	L ₄	mm	スキンプレーットの支持短辺長さ	900
	β ₂	—	スキンプレーットの辺長比に応じた係数	0.4
t	mm	スキンプレーットの厚さ	16	
固定ボルト	G	kN	主桁とスキンプレーットの固定荷重	23.93
	P _h	kN	浸水津波荷重	385.19
	h ₁	O.P. m	設計津波水位	18.6
	h ₂	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P _s	kN	積雪荷重	2.50
	N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数	40

5. 評価結果

浸水防止蓋の強度評価結果を表5-1に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 浸水防止蓋の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界 (応力度又は荷重)		検定値
主桁	曲げ	100	N/mm ²	325	N/mm ²	0.31 < 1.0
	せん断	63	N/mm ²	188	N/mm ²	0.34 < 1.0
	組合せ	149	N/mm ²	325	N/mm ²	0.46 < 1.0
スキンプレート	曲げ	120	N/mm ²	325	N/mm ²	0.37 < 1.0
	せん断	2	N/mm ²	188	N/mm ²	0.02 < 1.0
	組合せ	121	N/mm ²	325	N/mm ²	0.38 < 1.0
固定ボルト	引張	10.0	kN	37.7	kN	0.27 < 1.0
	せん断	23.8	kN	32.9	kN	0.73 < 1.0
	組合せ	—		—		0.60 < 1.0

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
- 6.5.3.3 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	9
3.1 応力評価の評価対象部位	9
3.2 変形性評価の評価対象部位	10
4. 固有値解析	11
4.1 固有値解析のモデルの設定及び解析手法	11
4.2 固有振動数の解析結果	13
5. 耐震評価	17
5.1 応力評価方法	17
5.2 変形性評価方法	37
6. 評価結果	43

[別紙1] 第3号機補機冷却海水系放水ピットの耐震性について

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（第 3 号機補機冷却海水系放水ピット）（以下「浸水防止蓋」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。その耐震評価は浸水防止蓋の固有値解析、応力評価及び変形性評価により行う。

浸水防止蓋は、浸水防止設備として S クラスの施設に分類される。以下、浸水防止設備としての構造強度評価を示す。

なお、浸水防止蓋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

浸水防止蓋は、第3号機補機冷却海水系放水ピットの上から浸水を防止するために設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図2-1、浸水対策図を図2-2に示す。

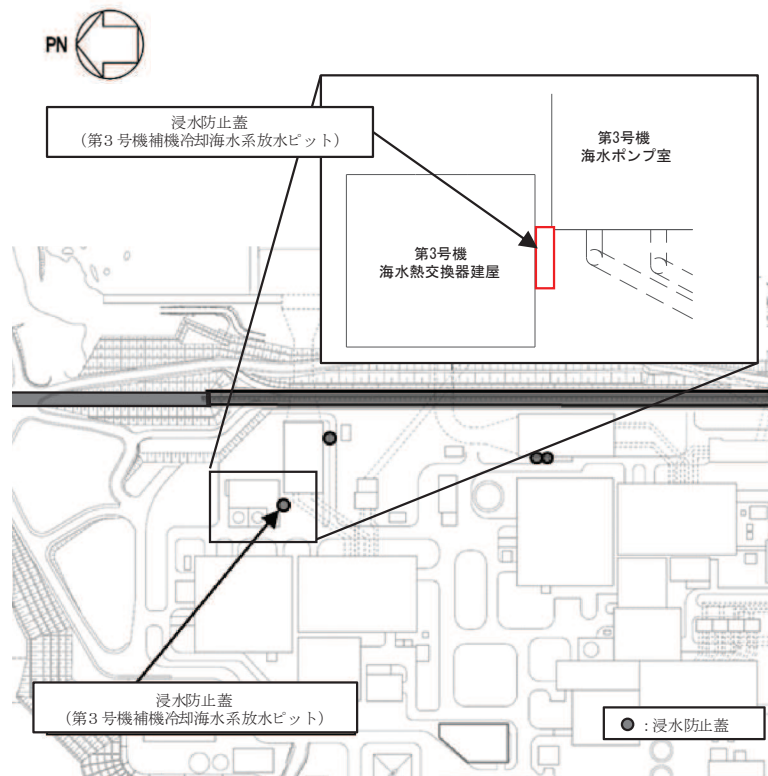


図2-1 浸水防止蓋の設置位置図

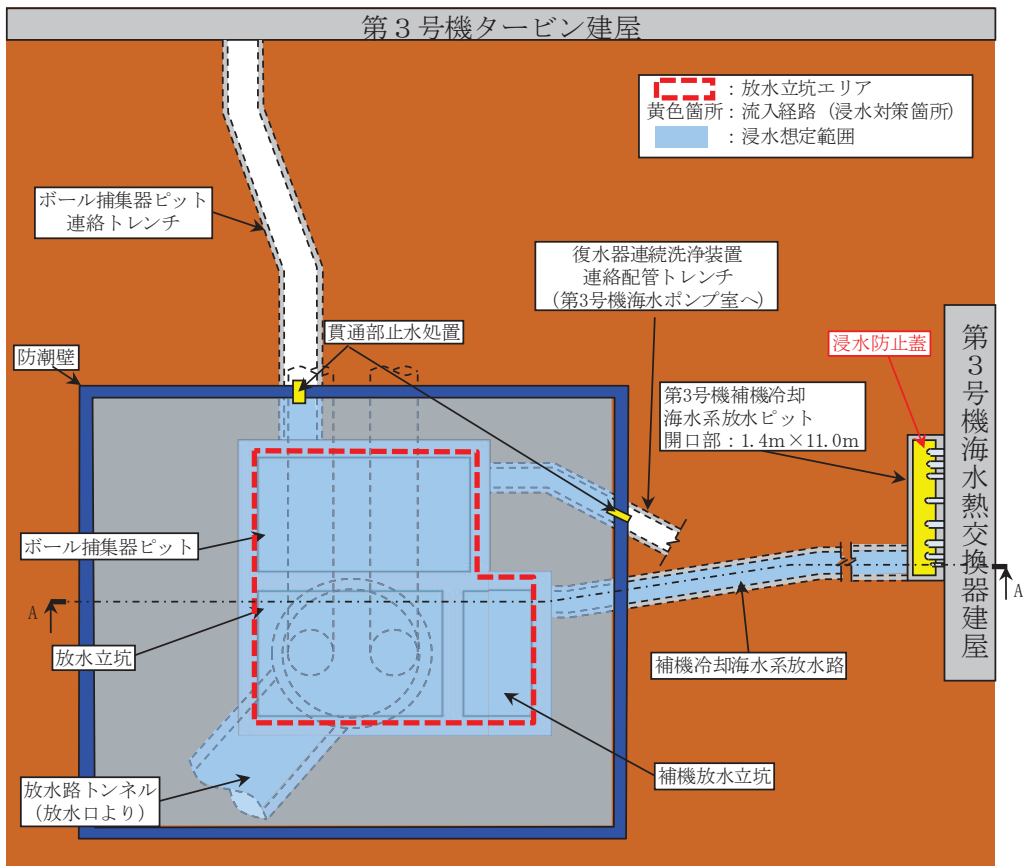


図 2-2 (1) 第 3 号機放水立坑～第 3 号機補機冷却海水系放水ピット
浸水対策配置図 (平面図)

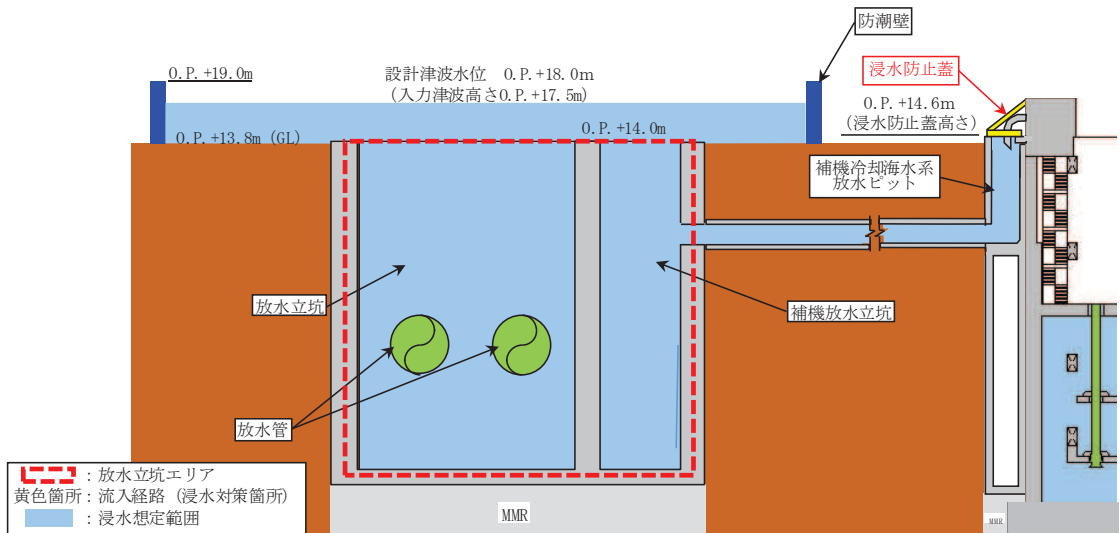


図 2-2 (2) 第 3 号機放水立坑～第 3 号機補機冷却海水系放水ピット
浸水対策配置図 (A-A 断面図)

2.2 構造計画

浸水防止蓋は、第3号機補機冷却海水系放水ピットからの浸水を防止するため、近接する第3号機海水熱交換器建屋側面に鋼製ブラケットを介して固定ボルトにて固定し、地震時に異なる挙動を示す可能性がある第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで止水性を確保する構造とする。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

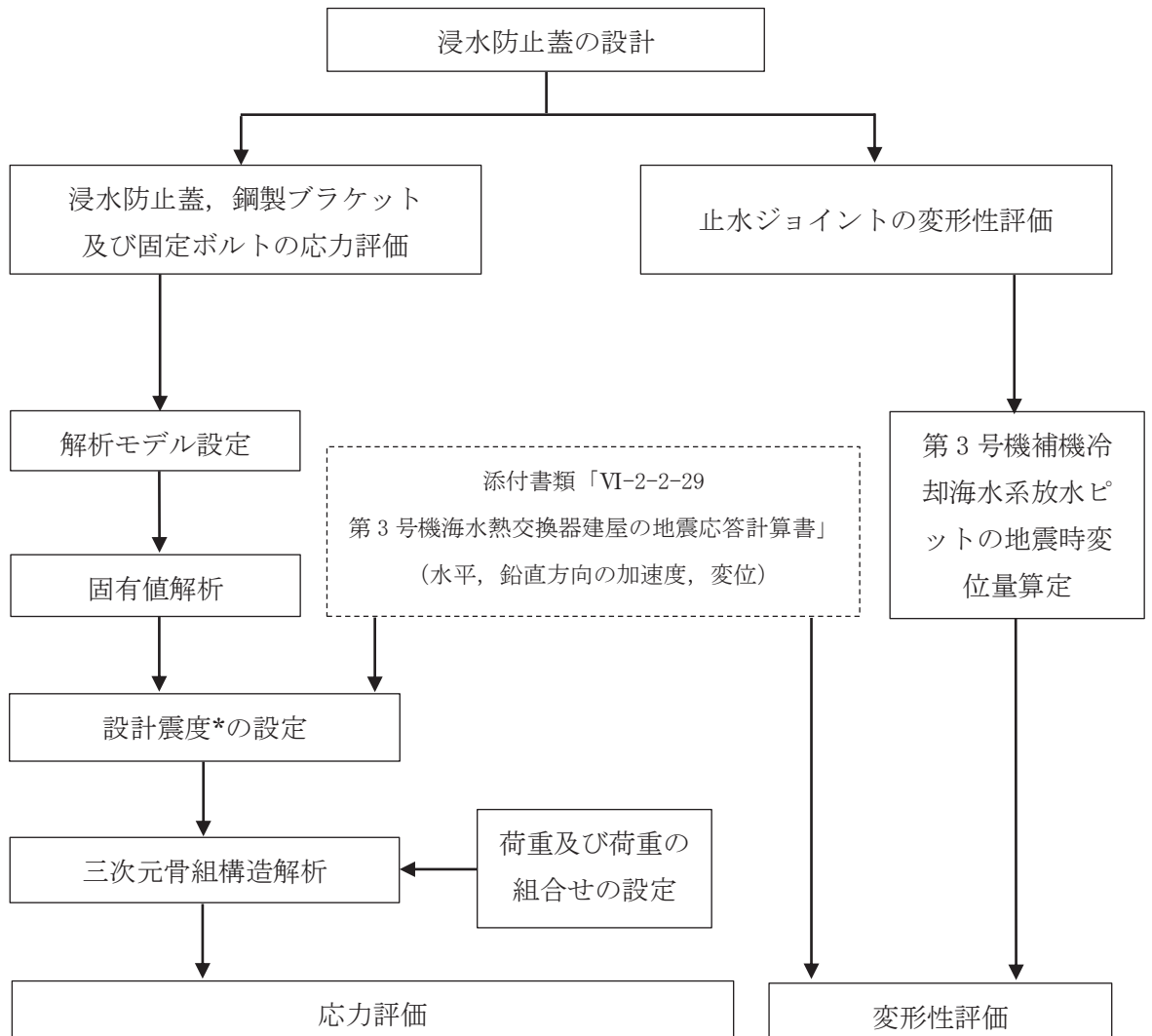
計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
十分な支持性能を有する第3号機海水熱交換器建屋側面に固定ボルトで固定する。	<p>浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトにより構成する。</p> <p>第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）を設置する。</p>	<p>構造概略図</p> <p>浸水防止蓋</p> <p>平面図</p> <p>A-A断面</p> <p>固定ボルト</p> <p>鋼製ブラケット</p> <p>固定ボルト</p> <p>浸水防止蓋</p> <p>止水ジョイント</p> <p>B-B断面</p>

2.3 評価方針

浸水防止蓋の耐震評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、応力評価と変形性評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの応力評価については、「4. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力 S_s により算出した応力が許容限界内に収まることを、「5. 耐震評価」にて示す方法にて確認する。

止水ジョイントの変形性評価については、止水ジョイントは浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部に設置することから浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大変位量の和が許容限界内に収まることを、「5. 耐震評価」にて示す方法にて確認する。応力評価及び変形性評価の確認結果を「6. 評価結果」に示す。耐震評価フローを図2-3に示す。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する

図2-3 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) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (3) 日本産業規格（J I S）
- (4) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2018 改定）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
k	—	基準地震動 S_s の設計震度
$S_{sH(NS)}$	kN	基準地震動 S_s の水平方向 (N-S) の地震荷重
$S_{sH(EW)}$	kN	基準地震動 S_s の水平方向 (E-W) の地震荷重
S_{sv}	kN	基準地震動 S_s の鉛直方向の地震荷重
$k_{H(NS)}$	—	基準地震動 S_s の水平方向 (N-S) の設計震度
$k_{H(EW)}$	—	基準地震動 S_s の水平方向 (E-W) の設計震度
k_v	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度
G	kN	固定荷重
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m ²	1cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
A	m ²	浸水防止蓋の面積
τ	N/mm ²	最大せん断応力度
σ	N/mm ²	最大曲げ応力度
Q	kN	最大せん断力
M	N・mm	最大曲げモーメント
x	N/mm ²	組合せ応力度
A_s	mm ²	浸水防止蓋の単位幅あたりのせん断断面積
Z	mm ³	浸水防止蓋の断面係数
α	—	平板のモーメントに関する係数
β	—	平板のせん断力に関する係数
w	kN/m ²	浸水防止蓋に作用する単位面積当りの等分布荷重
w'	N/mm ² ・mm	浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重
l_x	mm	浸水防止蓋の短辺長
t	mm	浸水防止蓋の厚さ

表 2-2 浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
T d	kN	固定ボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力
R n	kN	固定ボルトの支点反力 (引張)
R m	kN・mm	固定ボルトの支点モーメント
R s	kN	固定ボルトの支点反力 (せん断)
B	mm	照査箇所のボルト間隔 (mm)
N	本	照査箇所の固定ボルトの本数
d n	mm	止水ジョイント部材の評価用変形量(開き方向)
d s	mm	止水ジョイント部材の評価用変形量(せん断方向)
d b _{NS}	mm	第 3 号機海水熱交換器建屋の地震時最大応答変位 (NS 方向)
d b _{EW}	mm	第 3 号機海水熱交換器建屋の地震時最大応答変位 (EW 方向)
d p _{NS}	mm	第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの 地震時最大応答変位 (NS 方向)
d p _{EW}	mm	第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの 地震時最大応答変位 (EW 方向)

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、地震に伴う荷重の作用方向や伝達過程及び変形を考慮し設定する。

3.1 応力評価の評価対象部位

応力評価の評価対象部位は、地震に伴う慣性力が浸水防止蓋及び鋼製ブラケットに作用し、鋼製ブラケットを固定している固定ボルトを介して躯体に伝達することから、浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトを応力評価の評価対象部位として設定する。応力評価の評価対象部位について図3-1に示す。

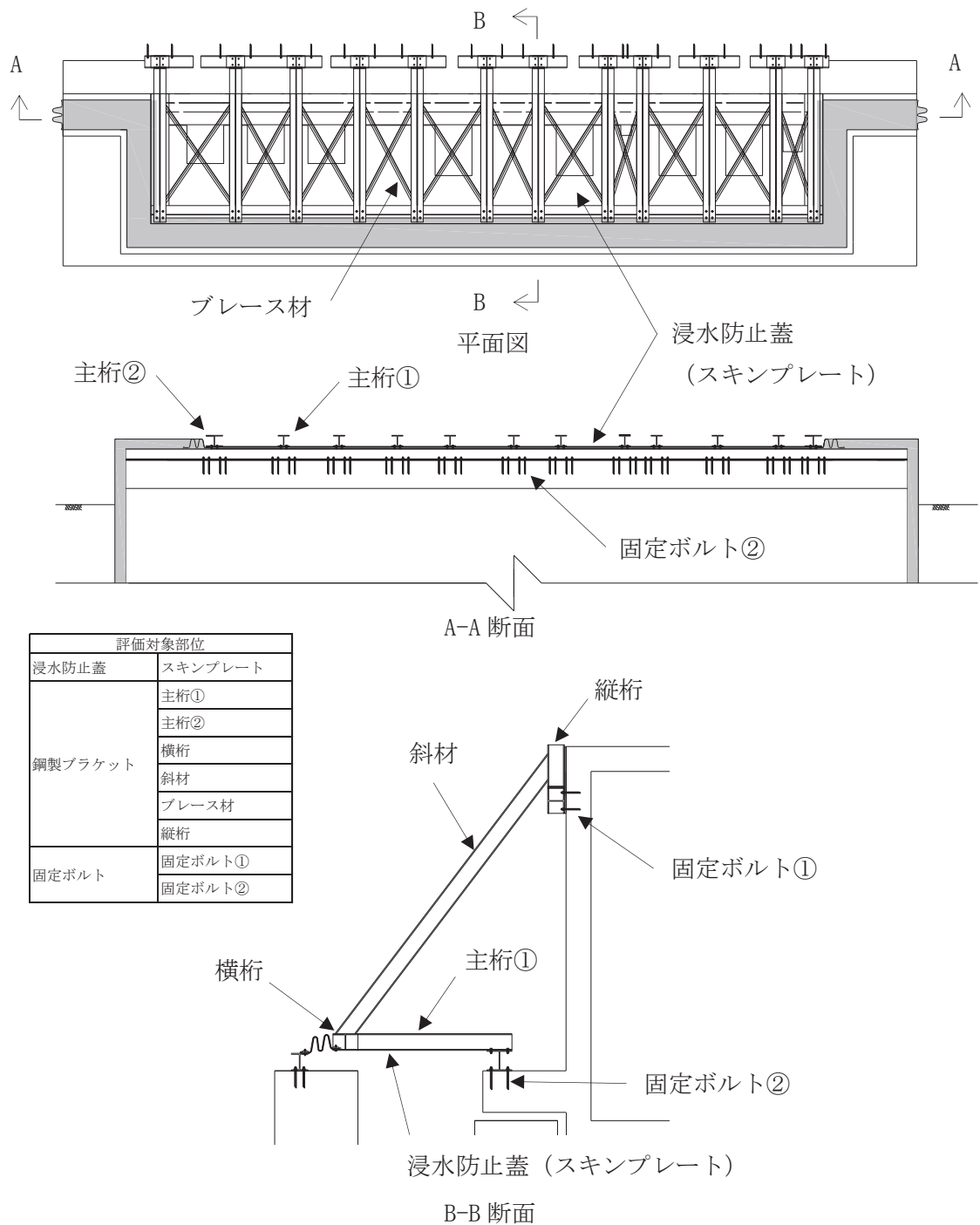
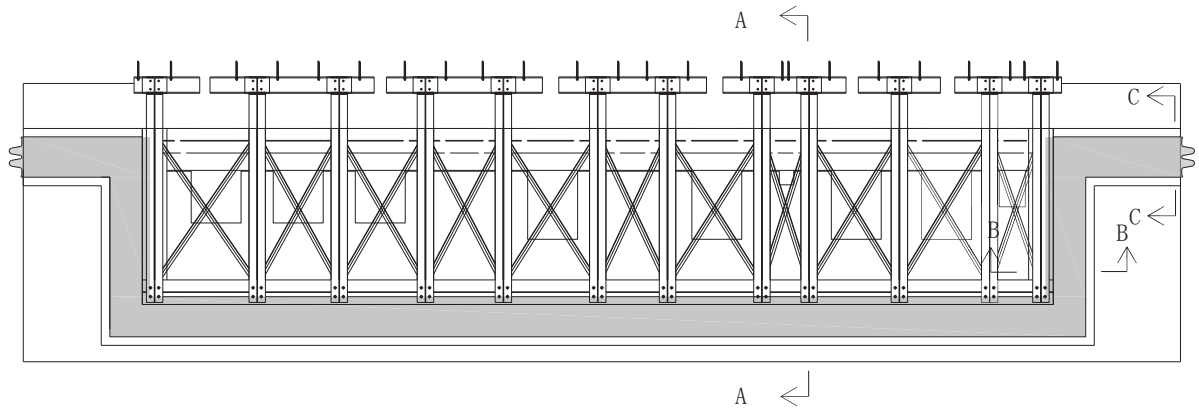


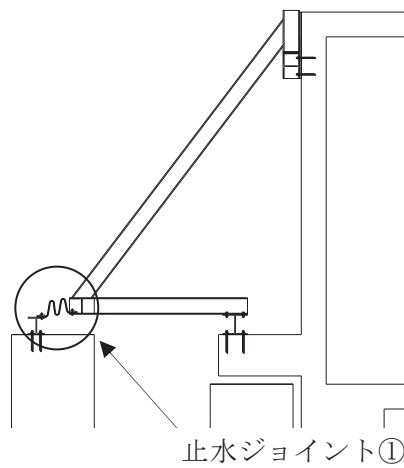
図3-1 評価対象部位（応力評価）

3.2 変形性評価の評価対象部位

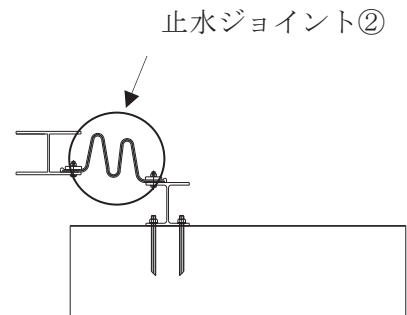
変形性評価の評価対象部位は、地震に伴う浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットの変位が止水ジョイントに作用することから、止水ジョイントを変形性評価の評価対象部位として設定する。変形性評価の評価対象部位について図3-2に示す。



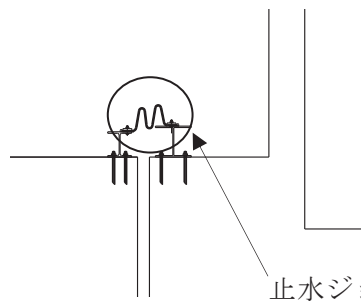
平面図



A-A 断面



B-B 断面



C-C 断面

評価対象部位	
止水ジョイント	止水ジョイント①
	止水ジョイント②
	止水ジョイント③

図3-2 評価対象部位（変形性評価）

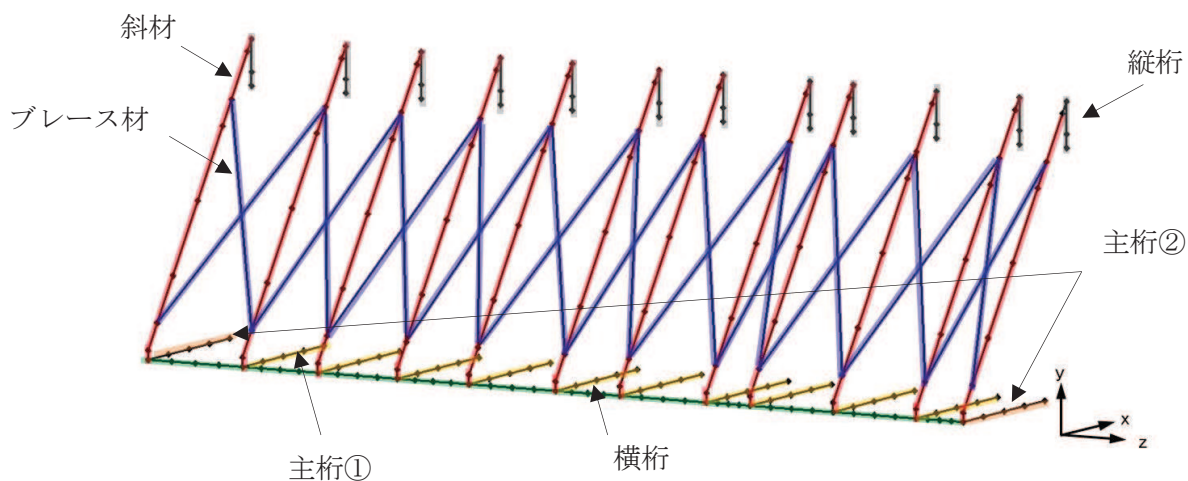
4. 固有値解析

4.1 固有値解析のモデルの設定及び解析手法

浸水防止蓋と鋼製ブラケットは一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、図4-1に示す三次元フレームモデルにより固有値解析を実施する。

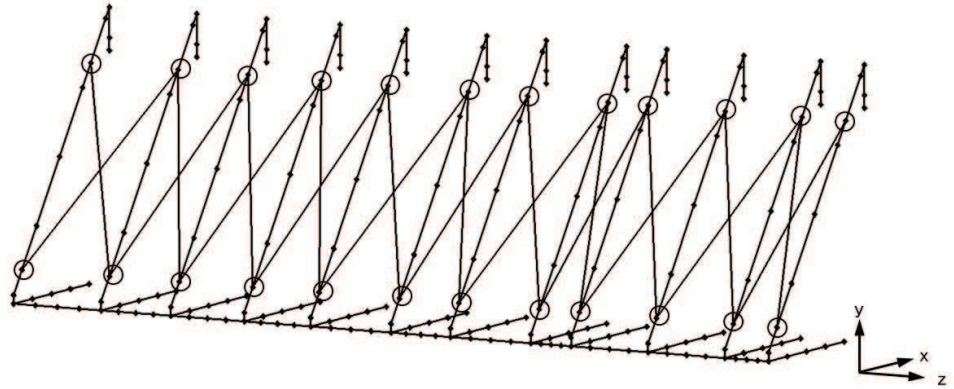
解析コードは「Engineer's StudioVer. 6.00.4」を用いる。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



対象部材	材質	断面形状
— : 主桁①	SUS304	H-200×200×20×20
— : 主桁②	SUS304	H-200×300×20×20
— : 斜材	SUS304	H-200×200×8×12
— : 横桁	SUS304	H-200×300×20×20
— : ブレース材	SUS304	L-60×60×5
— : 縦桁	SUS304	H-200×200×8×12

図4-1 固有値解析モデル (1/2)



記号	x※1	y※1	z※1
●	剛結※2	剛結※2	剛結※2
◎	ピン※2	ピン※2	ピン※2

注記 ※1：x, y, zは要素座標系で，xは部材軸方向となる。

※2：H鋼の接合箇所は剛結とし，ブレースとH鋼をボルトにて接合している箇所についてはピンとする。

図 4-1 固有値解析モデル (2/2)

4.2 固有振動数の解析結果

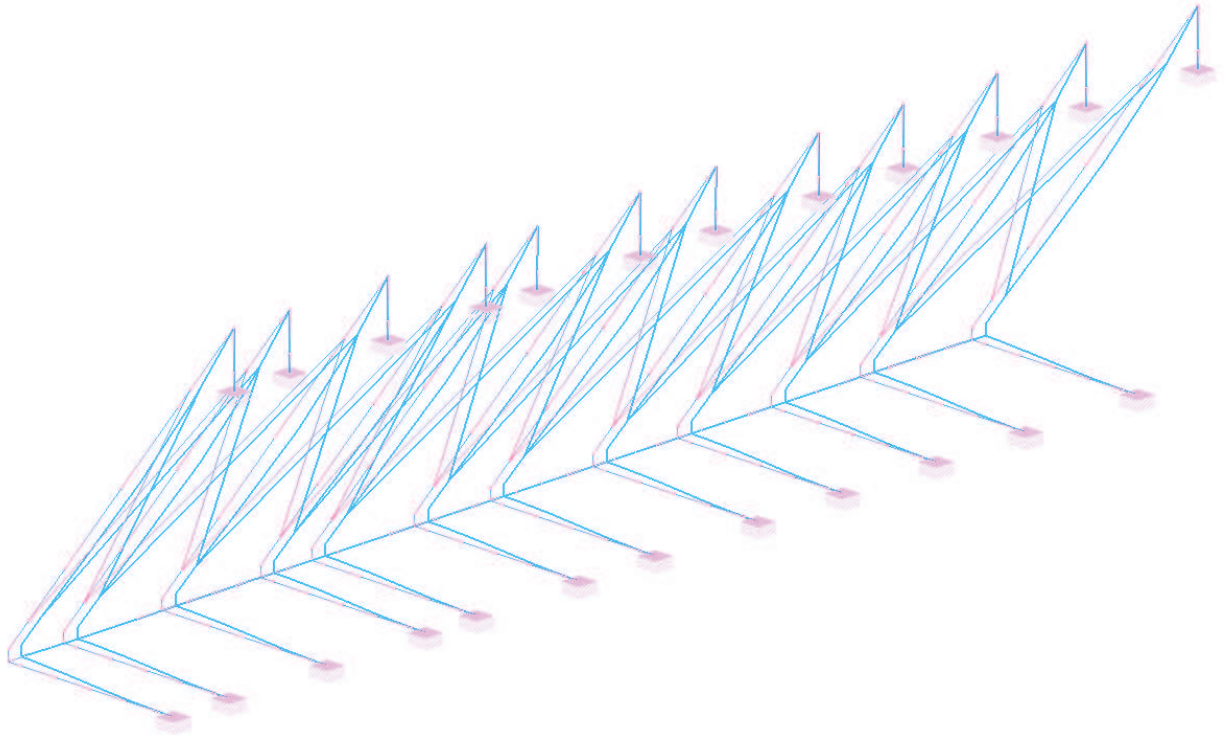
固有振動数の解析結果を表 4-1 及び図 4-2 に示す。固有振動数は 20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-1 固有値解析結果(1/2)

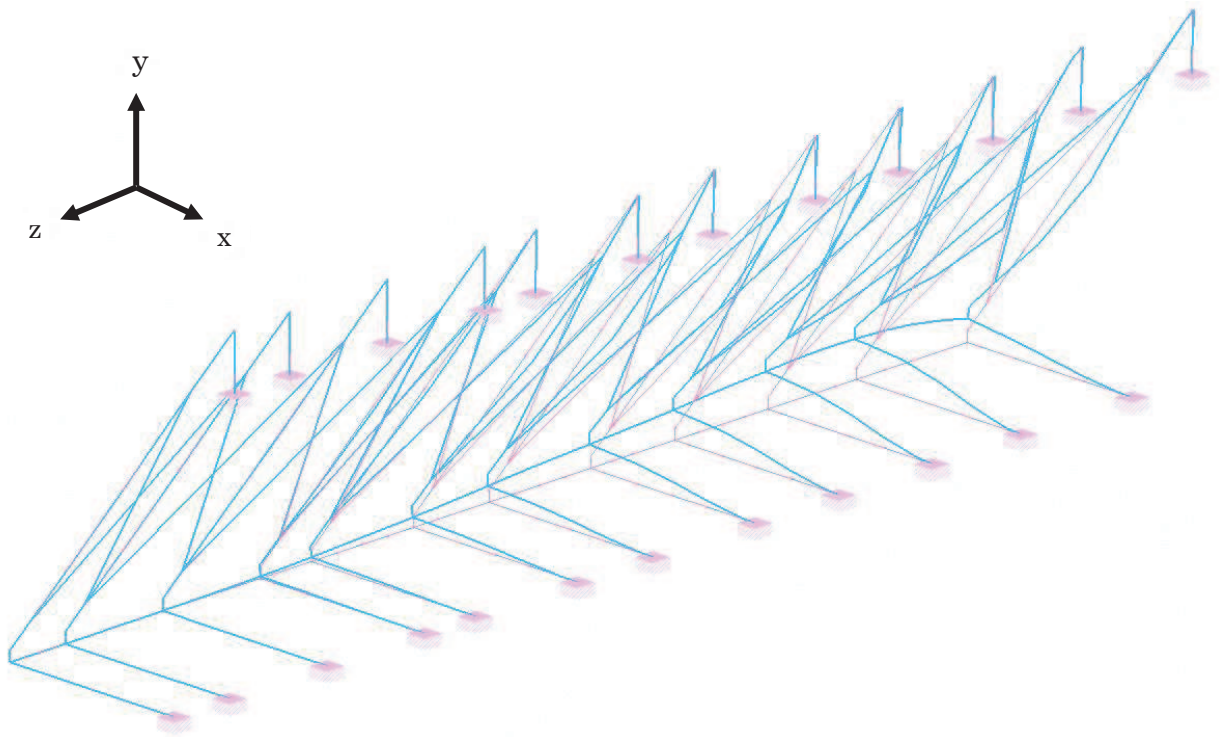
振動モード 次数	卓越方向	固有周期 T (Sec)	固有振動数 f (Hz)	x方向 刺激係数	y方向 刺激係数	z方向 刺激係数
1	z方向	0.041	24.17	-0.001	-0.002	-2.814
2		0.030	33.88	-0.001	-0.041	0.015
3		0.027	36.90	0.000	0.047	-0.005
4		0.027	37.58	-0.001	0.007	0.003
5		0.026	37.82	0.002	0.015	0.021
6		0.026	38.20	-0.001	0.023	-0.018
7		0.026	38.58	0.002	0.017	-0.015
8		0.025	40.04	-0.001	-0.006	-0.012
9		0.024	41.27	0.003	0.018	-0.009
10		0.024	42.24	0.000	0.002	0.056
11		0.024	42.51	0.001	-0.003	0.002
12		0.023	43.13	0.003	0.016	0.002
13		0.021	47.97	-0.001	0.005	-0.602
14		0.015	66.63	-0.914	1.508	0.002
15		0.015	66.93	0.344	-0.523	0.012
16		0.015	67.26	-0.334	0.535	-0.001
17		0.015	67.89	-0.001	-0.006	-0.013
18		0.015	68.52	0.147	-0.235	0.005
19		0.014	69.15	0.042	-0.039	0.012
20		0.014	69.48	-0.161	0.214	-0.003
21		0.014	69.82	0.011	0.000	0.003
22		0.014	70.04	-0.035	0.045	0.001
23		0.014	70.30	-0.014	0.016	0.004
24		0.014	71.22	0.240	-0.350	-0.011
25		0.014	71.96	-0.220	0.280	0.004
26		0.010	98.46	0.010	0.023	-0.034
27		0.010	98.71	-0.007	-0.035	0.051
28		0.010	98.94	-0.007	-0.049	0.091
29		0.010	99.05	0.007	0.032	0.059
30		0.010	99.93	-0.001	0.005	-0.006
31		0.010	101.16	-0.007	-0.027	-0.017
32		0.010	101.54	0.004	0.018	0.020
33		0.010	103.15	0.019	0.086	0.027
34		0.010	103.46	0.005	0.021	-0.032
35		0.010	104.21	-0.005	-0.026	0.002
36		0.010	105.06	-0.038	-0.197	-0.052
37		0.009	106.77	-0.003	-0.015	0.402
38	y方向	0.009	108.71	0.298	1.639	-0.022
39		0.009	110.96	0.164	0.901	0.033
40		0.009	112.38	0.195	1.075	0.009
41		0.009	116.39	-0.006	-0.027	-0.005
42		0.009	116.84	-0.023	-0.114	0.006
43		0.008	124.01	-0.052	-0.266	0.002
44		0.008	130.57	-0.037	-0.196	-0.005
45		0.007	136.73	0.004	0.070	-0.043
46		0.007	137.74	0.102	0.435	0.004
47		0.007	139.18	0.026	0.046	-0.055
48		0.007	139.88	-0.023	-0.140	-0.019
49		0.007	141.16	0.012	-0.006	-0.043
50		0.007	142.27	0.030	0.067	0.010

表 4-1 固有値解析結果(2/2)

振動モード 次数	卓越方向	固有周期 T (Sec)	固有振動数 f (Hz)	x方向 刺激係数	y方向 刺激係数	z方向 刺激係数
51		0.007	142.84	0.021	0.053	-0.064
52		0.007	146.25	-0.010	-0.045	-0.013
53		0.007	148.80	-0.008	0.020	-0.037
54		0.007	151.22	-0.038	-0.002	-0.020
55		0.006	154.27	0.039	0.129	0.025
56		0.006	157.99	0.026	-0.008	0.516
57		0.006	158.18	-0.016	-0.026	-0.190
58		0.006	161.64	-0.027	-0.122	-0.031
59		0.006	163.43	-0.004	-0.034	-0.014
60		0.006	168.10	-0.114	-0.074	0.305
61		0.006	169.82	0.292	0.131	0.021
62		0.006	170.31	0.133	0.104	0.023
63		0.006	170.52	-0.257	-0.126	-0.079
64		0.006	171.62	0.126	0.057	-0.016
65		0.006	173.74	-0.005	-0.064	-0.004
66		0.006	176.20	0.000	-0.007	0.080
67		0.006	179.44	-0.046	0.017	-0.009
68		0.005	182.04	0.007	-0.027	-0.109
69		0.005	182.70	0.011	-0.003	0.046
70		0.005	183.98	-0.029	-0.013	-0.001
71		0.005	184.52	-0.050	-0.013	0.008
72		0.005	184.97	0.093	0.072	0.017
73		0.005	185.27	0.014	-0.019	0.016
74		0.005	186.19	-0.023	-0.010	0.047
75		0.005	187.50	-0.080	-0.047	0.000
76		0.005	189.22	0.030	0.010	0.058
77		0.005	191.58	0.078	0.071	-0.073
78		0.005	191.94	0.022	0.021	0.176
79		0.005	196.63	-0.023	-0.003	0.180
80		0.005	197.46	0.012	0.019	-0.040
81		0.005	204.43	0.007	0.018	0.018
82		0.005	209.76	-0.006	0.004	0.033
83		0.005	215.25	0.020	0.042	0.123
84		0.005	218.42	0.018	0.024	0.031
85		0.004	222.59	-0.269	-0.139	0.362
86		0.004	232.50	-0.238	-0.415	-0.135
87		0.004	233.03	0.160	0.197	-0.067
88		0.004	234.20	-0.198	-0.248	0.011
89		0.004	236.83	0.106	0.212	0.063
90		0.004	240.15	0.083	0.152	-0.068
91		0.004	249.88	-0.093	0.064	-0.023
92		0.004	253.89	0.355	0.071	0.172
93		0.004	260.07	-0.240	0.105	-0.070
94		0.004	273.57	-0.023	-0.014	-0.003
95	x方向	0.004	276.20	1.433	0.149	-0.001
96		0.004	277.12	0.790	0.082	-0.005
97		0.004	278.75	1.240	0.114	-0.007
98		0.004	282.21	1.035	0.061	-0.008
99		0.004	284.68	0.308	0.179	-0.011
100		0.003	287.67	-0.113	-0.023	0.003

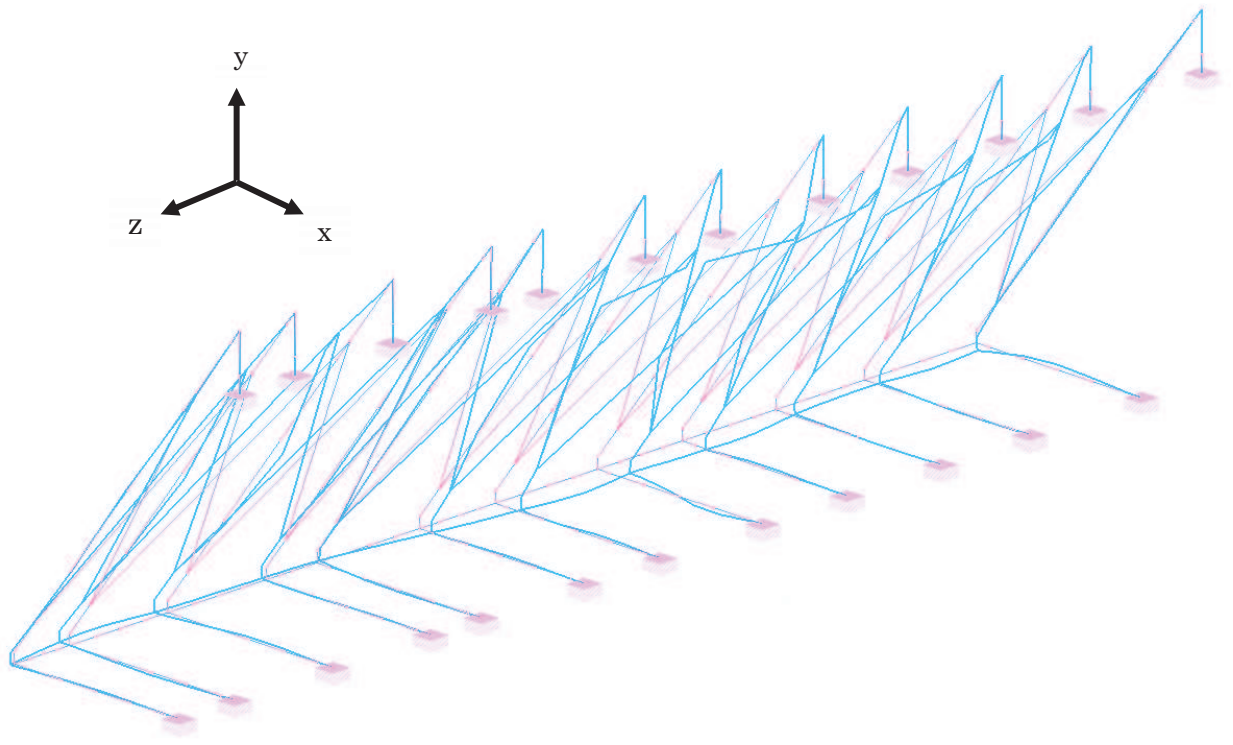


振動モード：1次，固有振動数 24.17Hz



振動モード：38次，固有振動数 108.71Hz

図 4-2 固有値解析結果 (1/2)



振動モード：95次，固有振動数 276.20Hz

図4-2 固有値解析結果(2/2)

5. 耐震評価

5.1 応力評価方法

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの応力評価は、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「5.1.2 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.1.1 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。

$$G + P_s + S_s$$

ここで、 G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

(2) 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

b. 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、 P_s : 積雪荷重 (kN)
 W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)
 d_s : 積雪高さ 43 (cm)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

c. 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s に伴う慣性力を考慮する。地震荷重は浸水防止蓋の固定荷重及び積雪荷重に設計震度を乗じた次式により算出する。

$$S_s = (G + P_s) \cdot k$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : 固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k : 基準地震動 S_s の設計震度

5.1.2 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 使用材料

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの使用材料を表 5-1 に示す。

表 5-1 使用材料

評価対象部位		材質	仕様
浸水防止蓋	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
鋼製ブラケット	主桁①	SUS304	H-200×200×20×20 (mm)
	主桁②	SUS304	H-200×300×20×20 (mm)
	横桁	SUS304	H-200×300×20×20 (mm)
	斜材	SUS304	H-200×200×8×12 (mm)
	ブレース材	SUS304	L-60×60×5 (mm)
	縦桁	SUS304	H-200×200×8×12 (mm)
固定ボルト	固定ボルト①	SUS304	M20
	固定ボルト②	SUS304	M20

(2) 許容限界

a. 浸水防止蓋，鋼製ブラケット

浸水防止蓋，鋼製ブラケットの許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）」に基づき表 5-2 の値とする。

表 5-2 浸水防止蓋，鋼製ブラケットの短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SUS304	205	118

b. 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重は、「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）」に基づき算定する。

固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから，固定ボルトが引張力を受ける場合においては，固定ボルトの降伏により決まる許容荷重 (P_{a1})，付着力により決まる許容荷重 (P_{a3}) を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，固定ボルトがせん断力を受ける場合においては，固定ボルトのせん断強度により決まる許容荷重 (q_{a1})，定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重 (q_{a2}) 及びコーン状破壊により決まる許容荷重 (q_{a3}) を比較して，いずれか小さい値を採用する。

地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値を表 5-3 に，許容荷重を表 5-4 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s\sigma_{pa} \cdot s_c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

- ここで、
- P_{a1} : 固定ボルトの降伏により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容引張力 (N)
 - P_{a3} : 固定ボルトの付着力により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容引張力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
 - Φ_3 : 低減係数 (短期荷重用)
 - $s\sigma_{pa}$: 固定ボルトの引張強度 ($= s\sigma_y$) (N/mm²)
 - $s\sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 - $s_c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
 - d_a : 固定ボルトの径 (mm)
 - l_{ce} : 固定ボルトの強度算定用埋込み長さ
($= l_e - 2d_a$) (mm)
 - l_e : 固定ボルトの有効埋込み長さ (mm)
 - τ_a : へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度
(N/mm²)

せん断力を受ける場合

$$Q_{a1} = \Phi_1 \cdot s\sigma_{qa} \cdot s_c a$$

$$Q_{a2} = \Phi_2 \cdot c\sigma_{qa} \cdot s_c a$$

$$Q_{a3} = \Phi_2 \cdot c\sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで、
- Q_{a1} : 固定ボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容せん断力 (N)
 - Q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容せん断力 (N)
 - Q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容せん断力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
 - Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)
 - $s\sigma_{qa}$: 固定ボルトのせん断強度 ($= 0.7 \cdot s\sigma_y$) (N/mm²)
 - $s\sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 - $s_c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
 - $c\sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²)
($= 0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²) ($=0.31\sqrt{F_c}$)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 5-3 固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値	
Φ_1	—	低減係数 (短期荷重用)	1.0	
Φ_2	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3	
Φ_3	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3	
$s \sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの許容引張応力度	205	
$s \sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度	205	
$s c a$	mm ²	固定ボルトの断面積	245	
d_a	mm	固定ボルトの径	20	
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	固定ボルト①	140
			固定ボルト②	220
l_e	mm	固定ボルトの有効埋込み長さ	固定ボルト①	180
			固定ボルト②	260
τ_a	N/mm ²	へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度	固定ボルト①	8.69
			固定ボルト②	4.11
$s \sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断応力度	143.50	
$c \sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	450.90	
$c \sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.76	
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	32.4	
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25100	
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	固定ボルト①	-*
			固定ボルト②	15708

注記* 固定ボルト①は第 3 号機海水熱交換器建屋の壁面に設置するため、へりあきはなしとする。

表 5-4 (1) 地震荷重を考慮する場合の固定ボルト①の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	50.2	50.9	50.2	35.1	73.6	—*	35.1

注記* 固定ボルト①は第 3 号機海水熱交換器建屋の壁面に設置するため、へりあきはなしとする。

表 5-4 (2) 地震荷重を考慮する場合の固定ボルト②の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	50.2	37.8	37.8	35.1	73.6	18.4	18.4

5.1.3 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり、固有振動数が20Hz以上であることを確認したため、応力評価に用いる設計震度は、材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「V-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。地震応答解析ケースを表5-5に、設計震度を表5-6に示す。荷重の組合せは表5-7のとおり、組合せ係数法(1.0:0.4)により評価する。

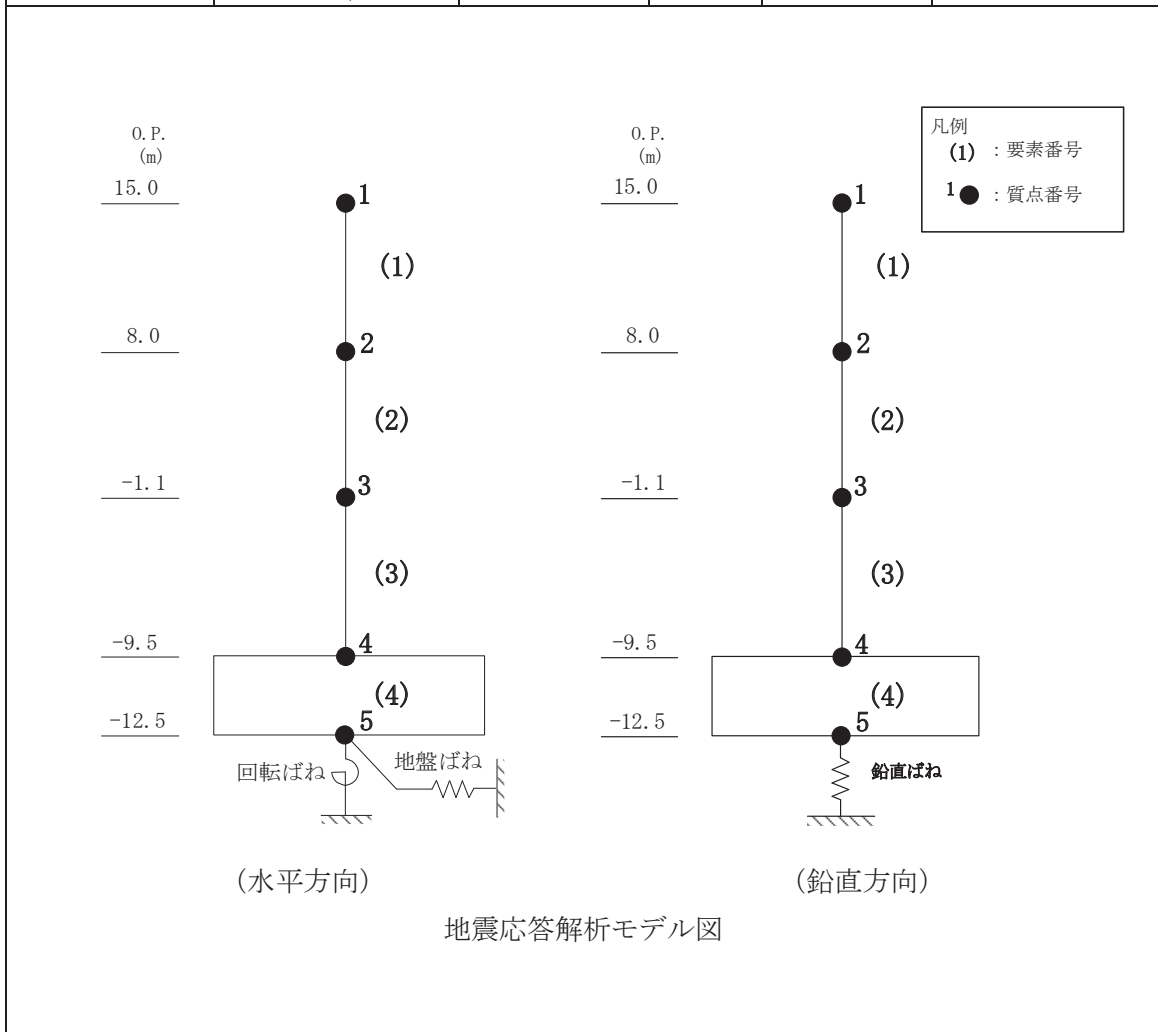
表5-5 地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地震物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地震係数
基準地震動S _s (水平)	ケース1 (基本ケース)	2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	設計基準強度を用い、JEG式で評価	5%	表層地盤の非線形性を考慮	標準地盤
	ケース2	同上	同上	同上	同上	標準地盤 + σ
	ケース3	同上	同上	同上	同上	標準地盤 - σ
	ケース4					標準地盤
	ケース5	基本ケースの0.53倍*	同上	同上	同上	標準地盤 + σ
	ケース6					標準地盤 - σ
基準地震動S _s (鉛直)	ケース1 (基本ケース)	設計剛性	—	5%	直接入力	標準地盤
	ケース2	同上	—	同上	同上	標準地盤 + σ
	ケース3	同上	—	同上	同上	標準地盤 - σ

注記*：建屋剛性（初期剛性）の不確かさについて、基準地震動S_s入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動S_sについて評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。具体的には、基準地震動S_s入力前後の1次固有振動数の比（ $f_{S_s \text{入力後}}/f_{S_s \text{入力前}}$ ）を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。

表 5-6 設計震度

地震時荷重 算出位置 (m)	地震応答解析結果				設計震度
	方向	基準地震動 S_s	ケース	最大加速度 (cm/s^2)	
O.P. 15.0	水平方向 (N-S) $k_{H(NS)}$	$S_s - D 2$	5	2410	2.46
	水平方向 (E-W) $k_{H(EW)}$	$S_s - F 3$	5	2029	2.07
	鉛直方向 k_v	$S_s - D 2$	2	1243	1.27



表中の O.P. は第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書での値を示す。

表 5-7 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + 1.0 S_{sH(NS)} + 0.4 S_{sV}$
2	$G + P_s + 1.0 S_{sH(NS)} - 0.4 S_{sV}$
3	$G + P_s - 1.0 S_{sH(NS)} + 0.4 S_{sV}$
4	$G + P_s - 1.0 S_{sH(NS)} - 0.4 S_{sV}$
5	$G + P_s + 0.4 S_{sH(NS)} + 1.0 S_{sV}$
6	$G + P_s - 0.4 S_{sH(NS)} + 1.0 S_{sV}$
7	$G + P_s + 0.4 S_{sH(NS)} - 1.0 S_{sV}$
8	$G + P_s - 0.4 S_{sH(NS)} - 1.0 S_{sV}$
9	$G + P_s + 1.0 S_{sH(EW)} + 0.4 S_{sV}$
10	$G + P_s + 1.0 S_{sH(EW)} - 0.4 S_{sV}$
11	$G + P_s - 1.0 S_{sH(EW)} + 0.4 S_{sV}$
12	$G + P_s - 1.0 S_{sH(EW)} - 0.4 S_{sV}$
13	$G + P_s + 0.4 S_{sH(EW)} + 1.0 S_{sV}$
14	$G + P_s - 0.4 S_{sH(EW)} + 1.0 S_{sV}$
15	$G + P_s + 0.4 S_{sH(EW)} - 1.0 S_{sV}$
16	$G + P_s - 0.4 S_{sH(EW)} - 1.0 S_{sV}$

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

$S_{sH(NS)}$: 基準地震動 S_s の水平方向 (N-S) の地震荷重 ($(G + P_s) \times k_{H(NS)}$) (kN)

$S_{sH(EW)}$: 基準地震動 S_s の水平方向 (E-W) の地震荷重 ($(G + P_s) \times k_{H(EW)}$) (kN)

S_{sV} : 基準地震動 S_s の鉛直方向の地震荷重 ($(G + P_s) \times k_V$) (kN)

5.1.4 計算方法

浸水防止蓋，鋼製ブラケット及び固定ボルトに発生する応力より算出する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

(1) 浸水防止蓋

浸水防止蓋は図 5-1 に示すとおり主桁間に分割して設置することから三辺固定スラブモデルとして断面力を算出する。評価箇所は図 5-1 に示すとおり，断面力が大きいと考えられる主桁間の幅最大の箇所とする。浸水防止蓋に作用する等分布荷重（鉛直震度含む）が作用している板に発生する曲げ応力及びせん断応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2018 改定）」（図 5-2）より算出する。

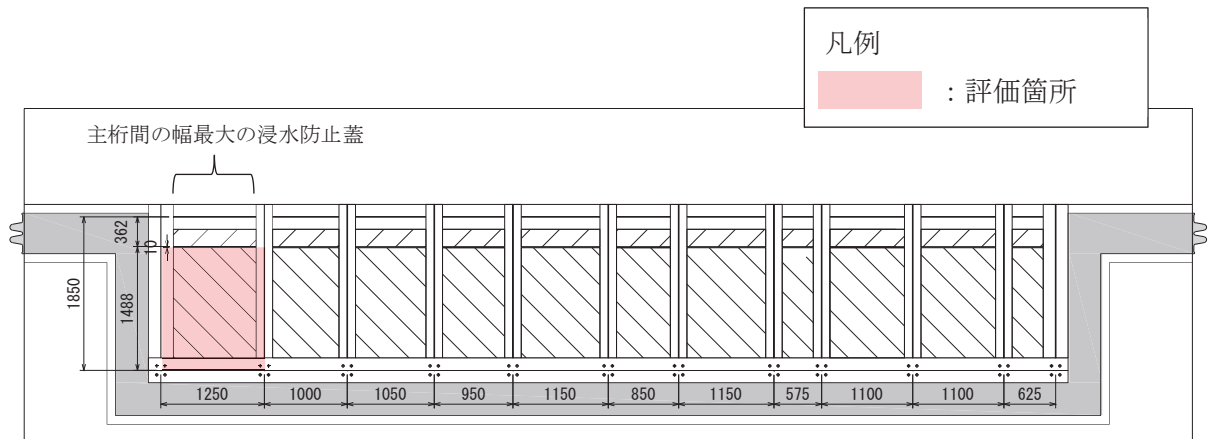


図 5-1 浸水防止蓋の評価箇所

- a. 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 S_{sv}

$$S_{sv} = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、 S_{sv} : 基準地震動 S_s の鉛直方向の地震荷重 (kN)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

- b. 浸水防止蓋に作用する単位面積当りの等分布荷重 w

$$w = (G + P_s + S_{sv}) / A$$

ここで、 w : 浸水防止蓋に作用する単位面積当りの等分布荷重
(kN/m²)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 S_{sv} : 基準地震動 S_s の鉛直方向の地震荷重 (kN)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

- c. 浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重 w'

$$w' = w / 1000$$

ここで、 w' : 浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重
(N/mm²・mm)

- d. 最大曲げ応力 σ

求めた曲げモーメントのうち最大となる曲げモーメントについて、以下の式にて最大曲げ応力を算出する。

$$M = \alpha \cdot w' \cdot l_x^2$$

ここで、 M : 曲げモーメント (N・mm)
 α : 平板のモーメントに関する係数
 w' : 浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重
(N/mm²・mm)
 l_x : 浸水防止蓋の短辺長 (mm)

$$\sigma = M / Z$$

ここで、 σ : 最大曲げ応力 (N/mm²)
 M : 最大曲げモーメント (N・mm)
 Z : 浸水防止蓋の断面係数 (mm³)

e. 最大せん断応力 τ

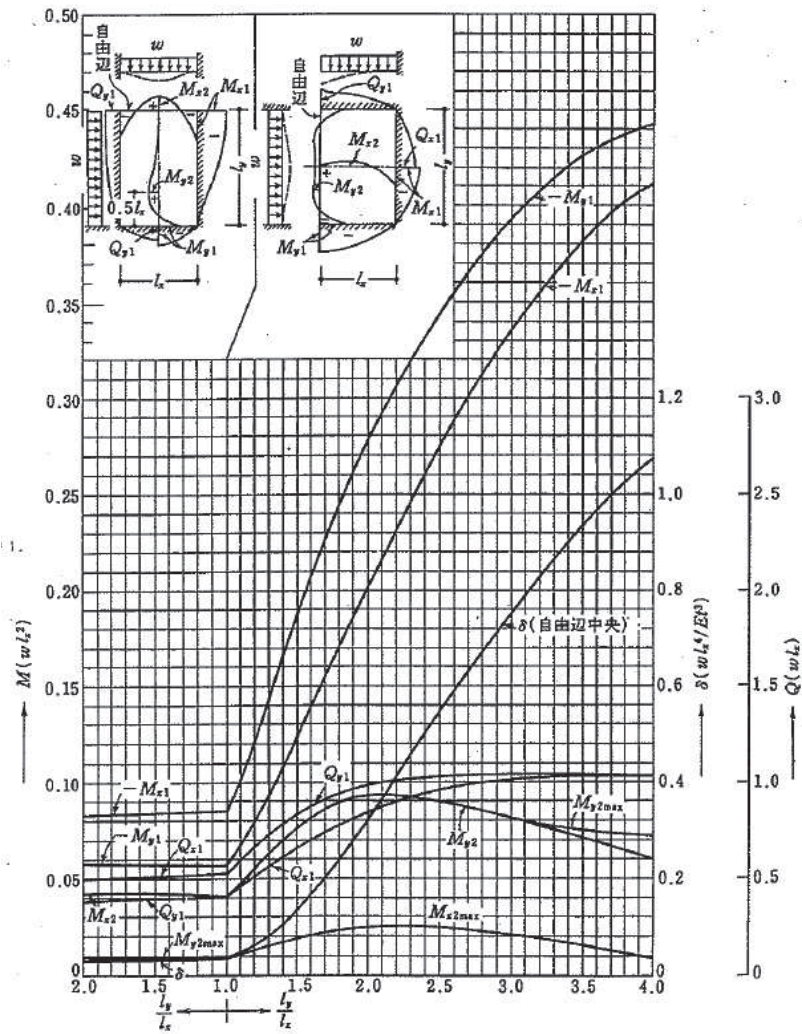
求めたせん断力のうち最大となるせん断力について、以下の式にてせん断応力度を算出する。

$$Q = \beta \cdot w' \cdot l_x$$

ここで、
 Q : せん断力 (N)
 β : 平板のせん断に関する係数
 w' : 浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重 (N/mm)
 l_x : 浸水防止蓋の短辺長 (mm)

$$\tau = Q / A_s$$

ここで、
 τ : 最大せん断応力度 (N/mm²)
 Q : 最大せん断応力 (N)
 A_s : 浸水防止蓋のせん断断面積 (mm²)



付図 15.3 等分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図と自由辺中央のたわみ δ^0 ($v=0$)

図 5-2 応力算出図

f. 曲げ応力度とせん断応力度の組合せに対する検討

浸水防止蓋に生じる曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

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

- x : 組合せ応力度 (N/mm²)
- σ : 最大曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : 最大せん断応力度 (N/mm²)

(2) 鋼製ブラケット

鋼製ブラケットの応力評価に用いるモデルは固有値解析を行ったモデルと同一とし、鋼製ブラケットの計算には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.4」を使用して評価部位に生じる断面力を求める。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。モデルに入力する荷重は、「5.1.1 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおりである。

各部材に入力する荷重図を図5-3～図5-8に示す。

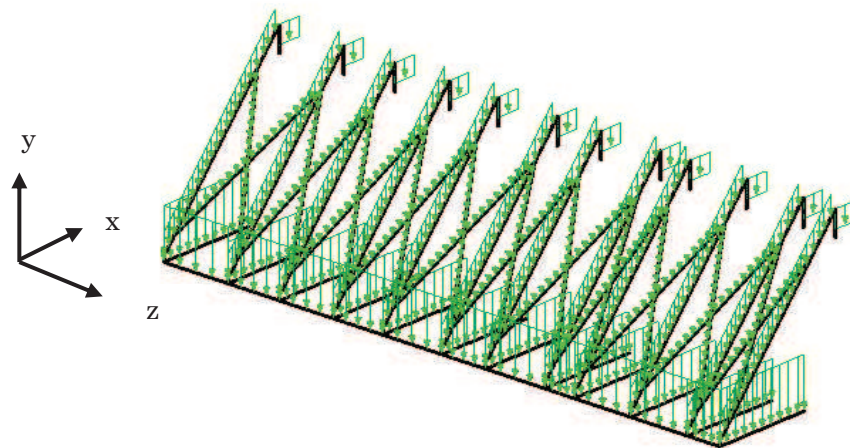


図5-3 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（固定荷重）

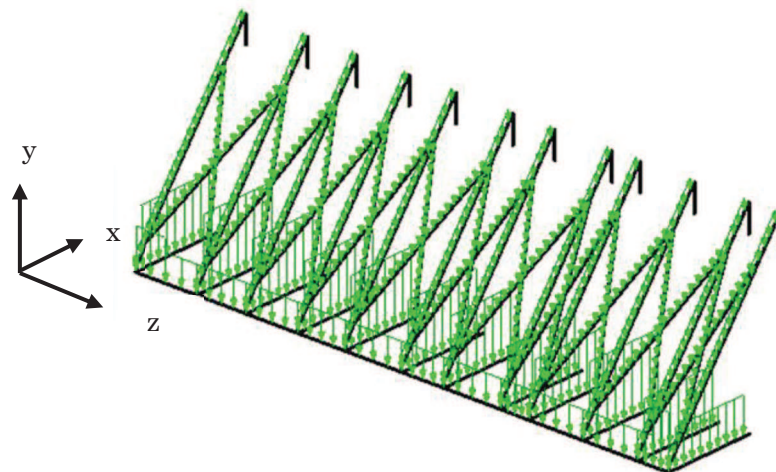


図5-4 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（積雪荷重）

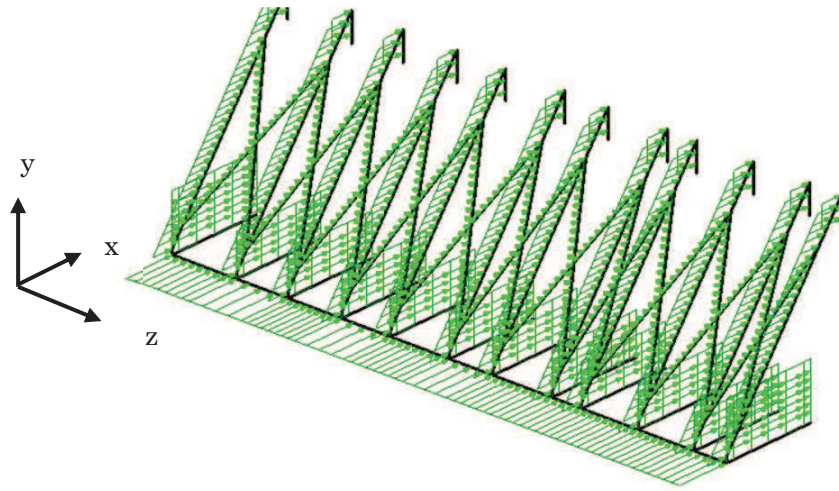


図 5-5 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（地震時荷重）（+NS 方向）

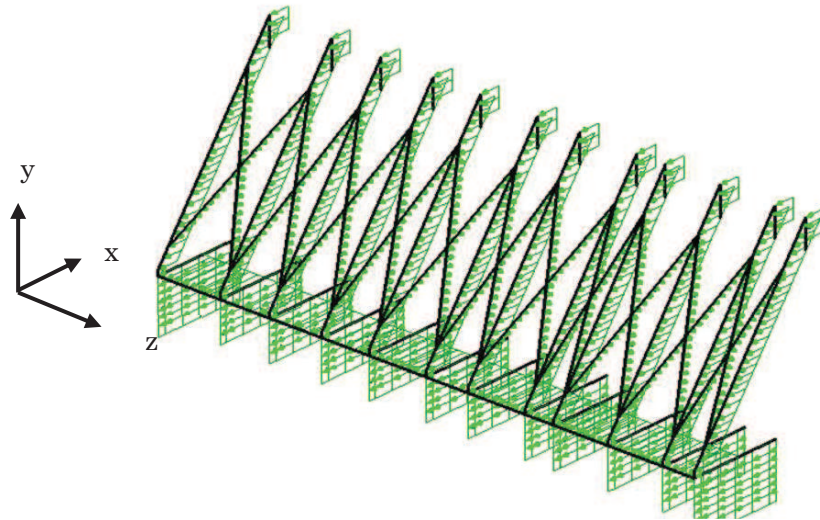


図 5-6 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（地震時荷重）（-NS 方向）

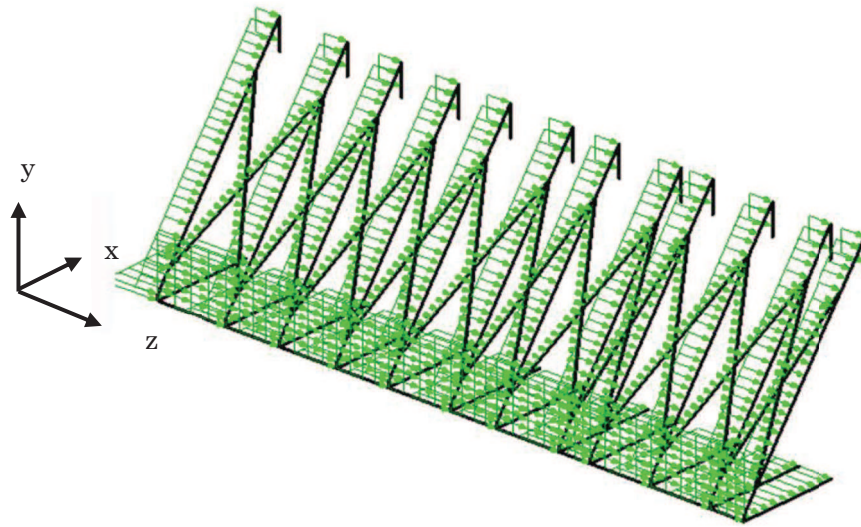


図 5-7 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（地震時荷重）（+EW 方向）

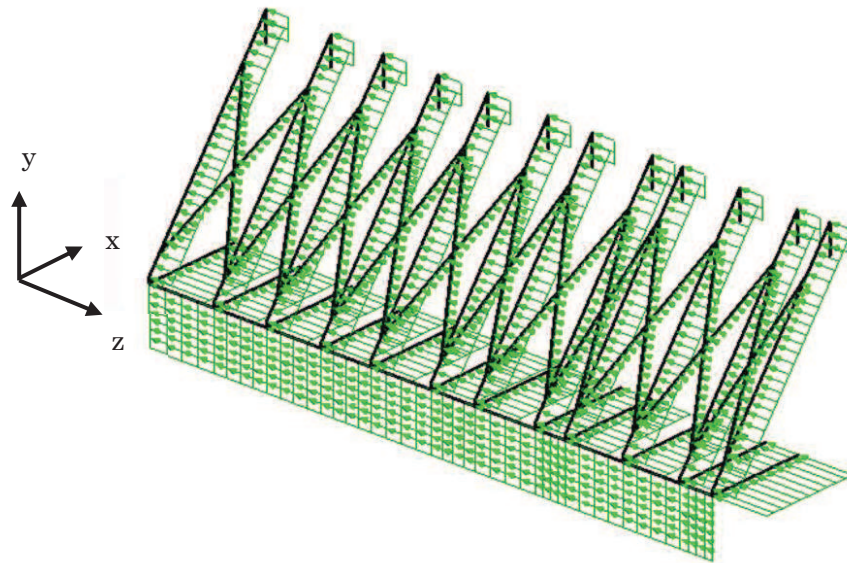


図 5-8 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（地震時荷重）（-EW 方向）

(3) 固定ボルト

鋼製ブラケットの解析により得られる固定ボルト部の応力により，固定ボルトに作用する応力度を算出する。なお，固定ボルト①の照査箇所のボルト本数は4本であり，また固定ボルト②の照査箇所のボルト本数は8本である。

a. 固定ボルトに作用する引張力 T_d

$$T_d = R_n / N + R_m / B \cdot (N / 2)$$

ここで， T_d : 固定ボルト1本当りに作用する引張力 (kN)
 R_n : 固定ボルトの支点反力 (引張) (kN)
 R_m : 固定ボルトの支点モーメント (kN・mm)
 B : 照査箇所のボルト間隔 (mm)
 N : 照査箇所の固定ボルトの本数 (本)

b. 固定ボルトに作用するせん断力 q

$$q = R_s / N$$

ここで， q : 固定ボルト1本当りに作用するせん断力 (kN)
 R_s : 固定ボルトの支点反力 (せん断) (kN)
 N : 照査箇所の固定ボルトの本数 (本)

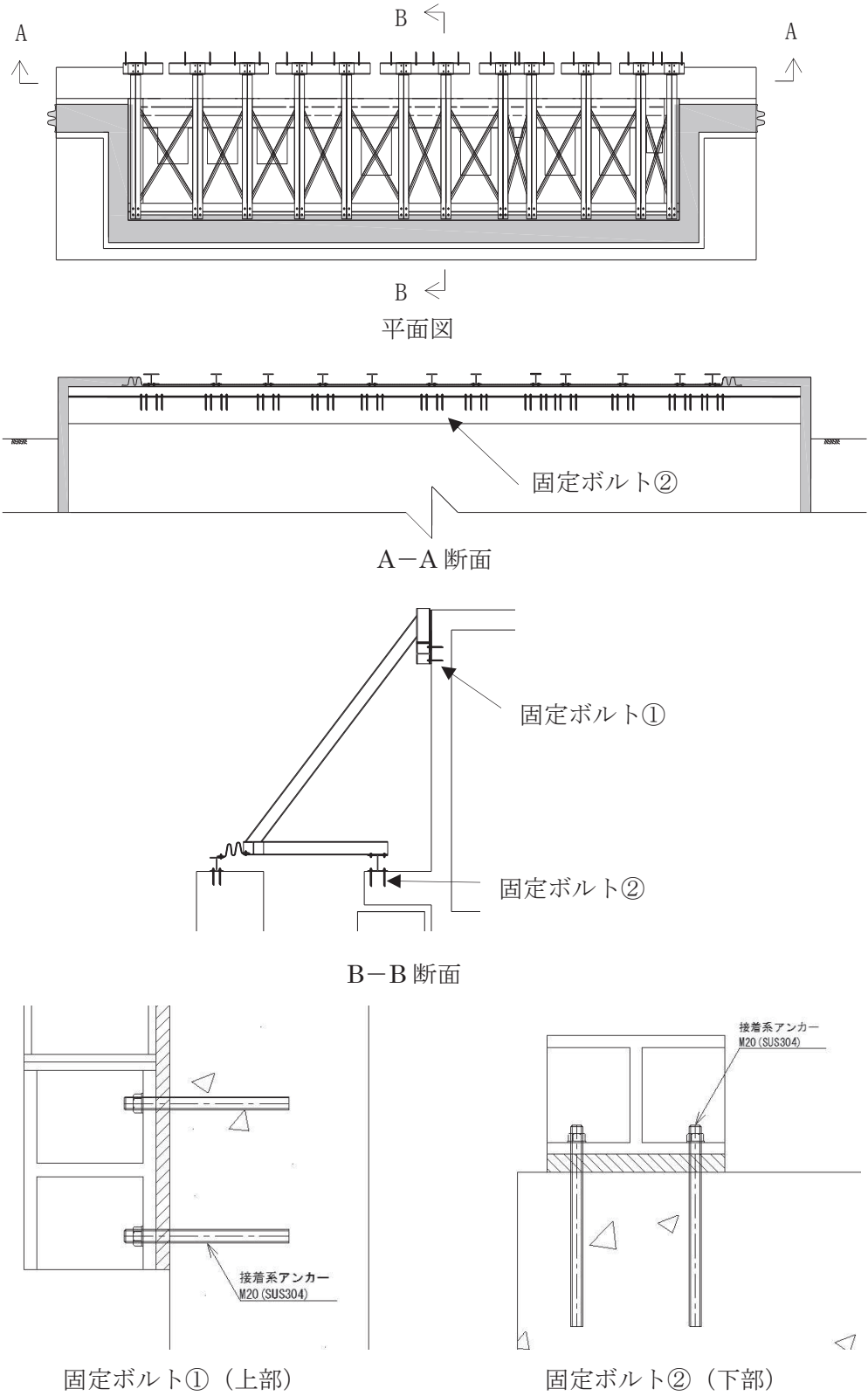


図 5-9 固定ボルト詳細図

5.1.5 計算条件

浸水防止蓋の応力評価に用いる入力値を表 5-8 に示す。

表 5-8 浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
浸水防止蓋 (スキンプレート)	A_s	mm ²	浸水防止蓋の単位幅あたりのせん断断面積	16
	α	—	平板のモーメントに関する係数	0.085
	β	—	平板のせん断に関する係数	0.55
	l_x	mm	浸水防止蓋の短辺長	1250
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	1.86
	Z	mm ³	浸水防止蓋の断面係数	42.67
固定ボルト①	R_n	kN	固定ボルトの支点反力 (引張)	13.2
	R_m	kN・mm	固定ボルトの支点モーメント	5362
	R_s	kN	固定ボルトの支点反力 (せん断)	16.7
	B	mm	固定ボルトのボルト間隔	200
	N	本	照査箇所のボルト本数	4
固定ボルト②	R_n	kN	固定ボルトの支点反力 (引張)	1.9
	R_m	kN・mm	固定ボルトの支点モーメント	4558
	R_s	kN	固定ボルトの支点反力 (せん断)	33.9
	B	mm	固定ボルトのボルト間隔	200
	N	本	照査箇所のボルト本数	8

5.2 変形性評価方法

止水ジョイントは浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部に設置することから浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大変位量の和が許容限界内に収まることを確認する。

浸水防止蓋の変位量は浸水防止蓋を支持する第3号機海水熱交換器建屋の地震時最大変位量は材料物性の不確かさを考慮したものとして添付資料「V-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の算出結果を用いる。第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大変位量は「5.2.1 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地盤応答解析方法」に示す方法により算出する。なお、詳細については「別紙1 第3号機補機冷却海水系放水ピットの耐震性について」参照。

5.2.1 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地盤応答解析方法

第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析は添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて設定する。地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元動的有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析（全応力解析）により行う。

構造部材については、線形はり要素と平面応力要素を用いる。

5.2.2 第3号機補機冷却海水系放水ピットの解析断面

第3号機補機冷却海水系放水ピットの解析断面は、図5-10に示すとおりNS断面及びEW断面の2断面とする。

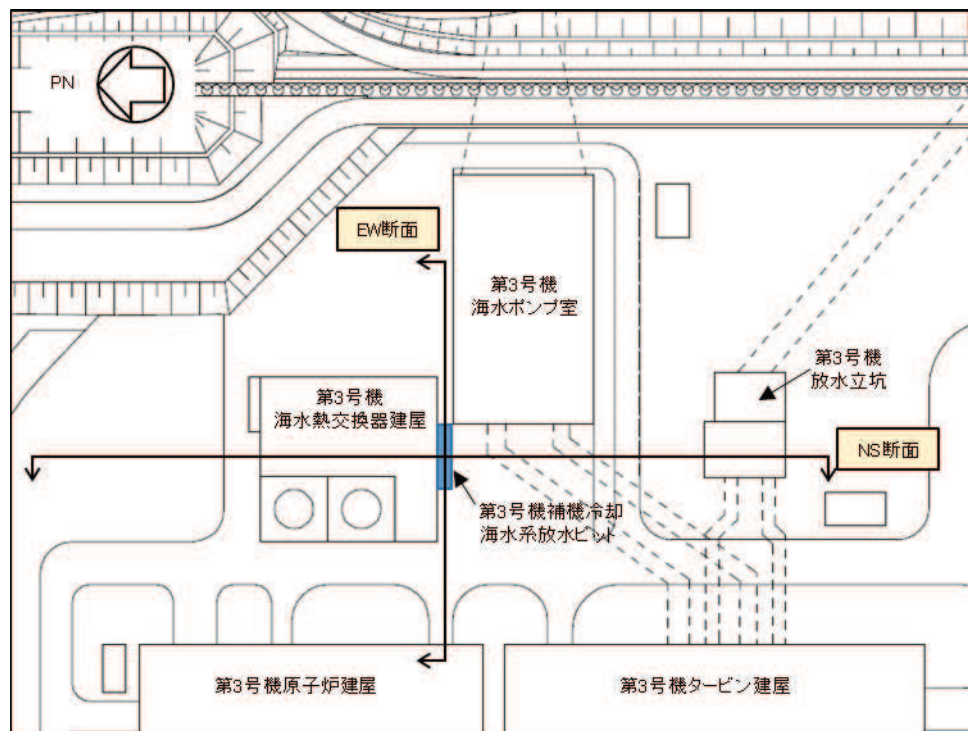


図5-10 第3号機補機冷却海水系放水ピットの解析断面（断面位置図）（1/3）

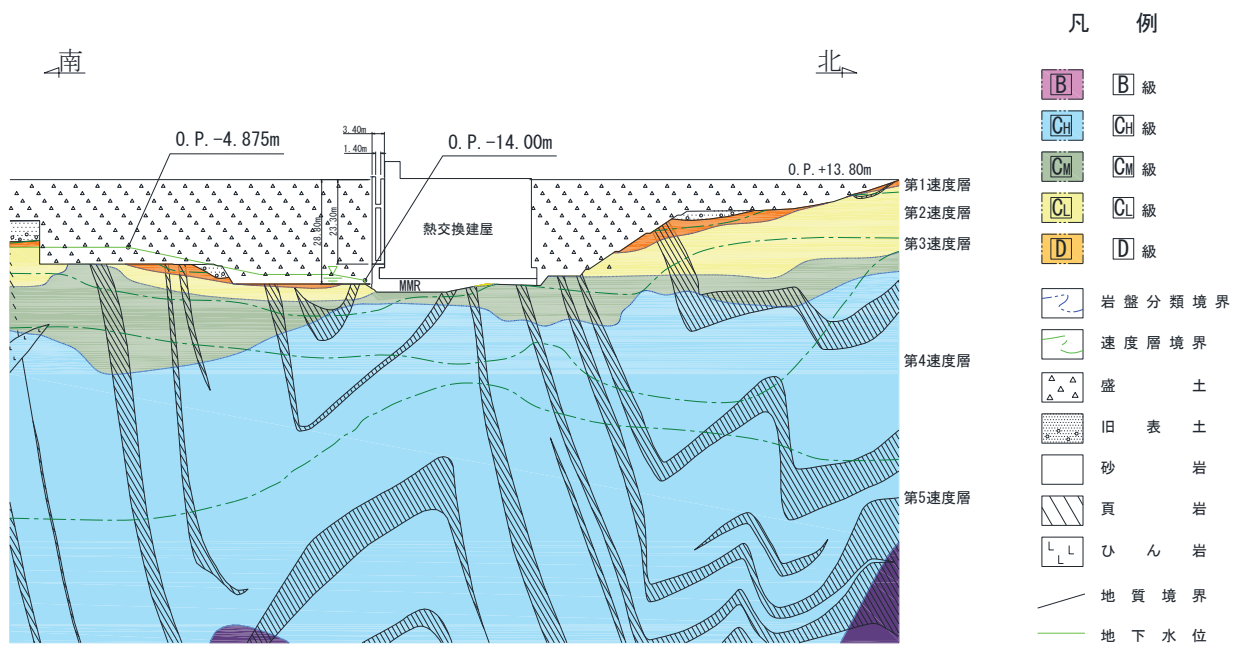


図 5-10 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの解析断面図 (NS 断面) (2/3)

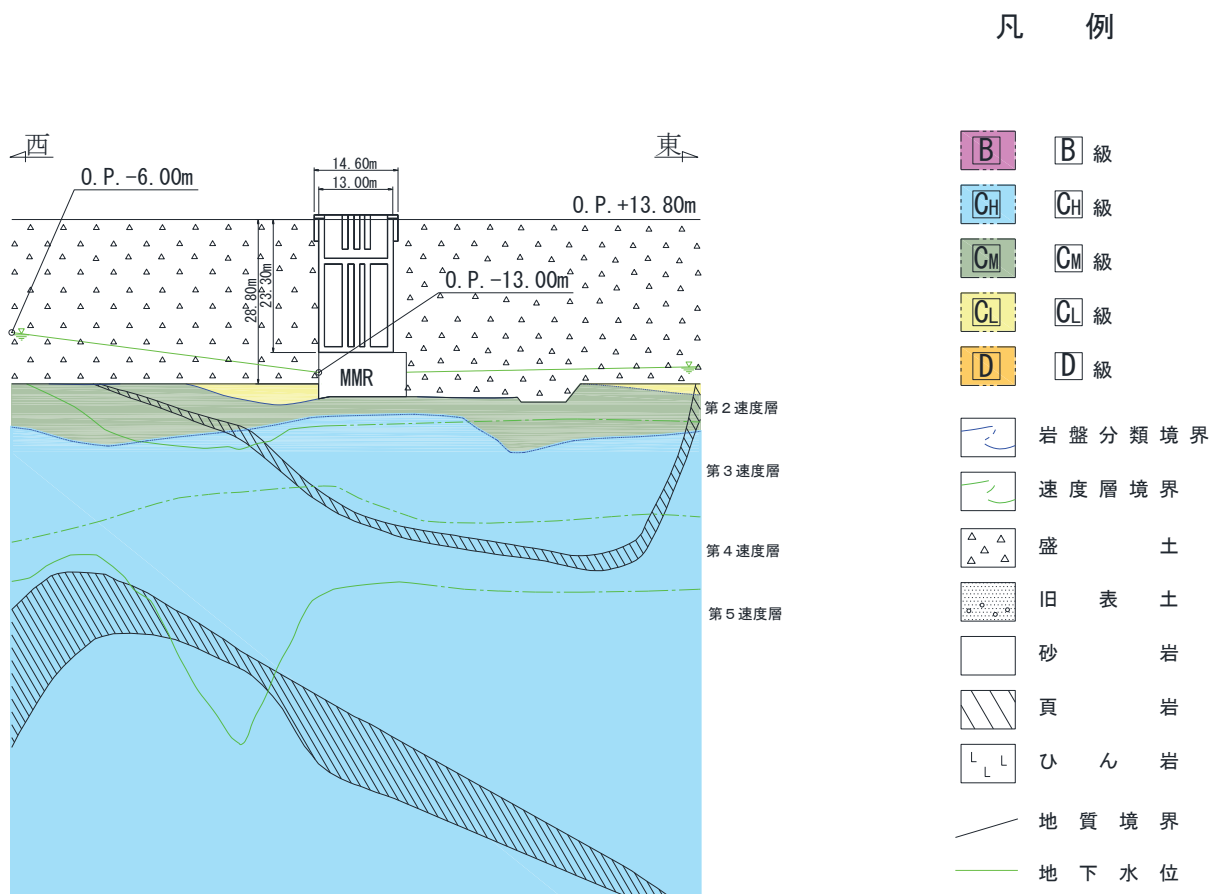


図 5-10 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの解析断面図 (EW 断面) (3/3)

5.2.3 許容限界

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 5-9 に止水ジョイント部材の仕様を表 5-10 に変形量の許容限界を示す。

なお、止水ジョイント部材が地震時及び津波時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧と余震による変位に対し止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認している。また、長期的な耐久性に関しては、耐候性試験により確認している。

表 5-9 止水ジョイント部材の仕様

種別	名称	主成分
M型ゴム	ME300	クロロプレンゴム

表 5-10 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

	許容限界 (mm)	
	開き方向	せん断方向
変形量	550	550

5.2.4 計算方法

止水ジョイント部材の地震時の評価について、NS 方向及び EW 方向ともに、地震荷重による最大相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

変形性評価の評価対象部位について図 5-11 に示す。

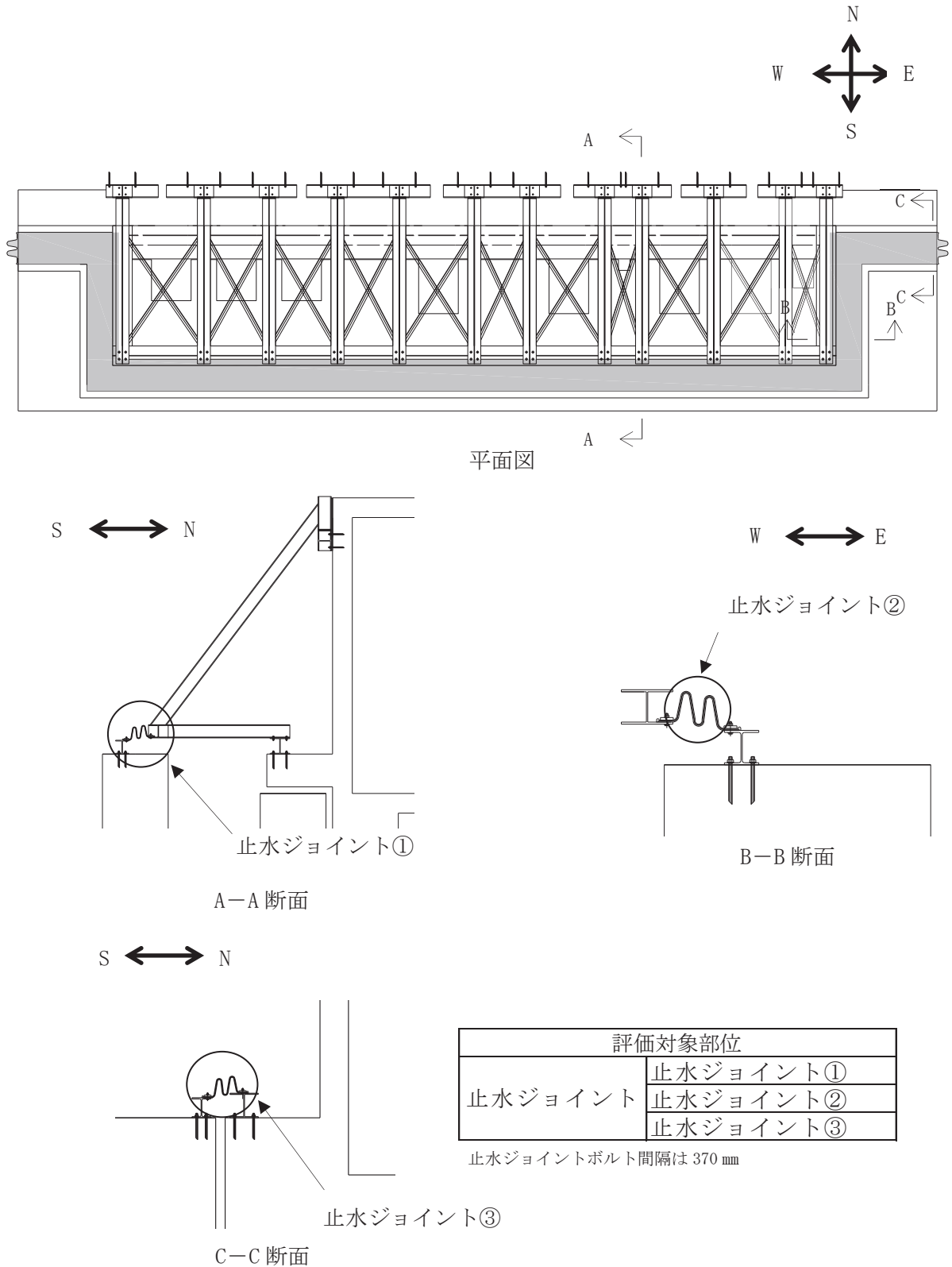


図 5-11 変形性評価の評価対象部位

(1) 止水ジョイント①

- a. 止水ジョイント部材の開き方向の評価用変形量 d_n

$$d_n = |d_{b_{NS}}| + |d_{p_{NS}}|$$

- ここで、 d_n : 止水ジョイント部材の評価用変形量(開き方向) (mm)
 $d_{b_{NS}}$: 第3号機海水熱交換器建屋の地震時最大応答変位
(NS方向) (mm)
 $d_{p_{NS}}$: 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大応答変位
(NS方向) (mm)

- b. 止水ジョイント部材のせん断方向の評価用変形量 d_s

$$d_s = |d_{b_{EW}}| + |d_{p_{EW}}|$$

- ここで、 d_s : 止水ジョイント部材の評価用変形量(せん断方向) (mm)
 $d_{b_{EW}}$: 第3号機海水熱交換器建屋の地震時最大応答変位
(EW方向) (mm)
 $d_{p_{EW}}$: 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大応答変位
(EW方向) (mm)

(2) 止水ジョイント②

- a. 止水ジョイント部材の開き方向の評価用変形量 d_n

$$d_n = |d_{b_{EW}}| + |d_{p_{EW}}|$$

- ここで、 d_n : 止水ジョイント部材の評価用変形量(開き方向) (mm)
 $d_{b_{EW}}$: 第3号機海水熱交換器建屋の地震時最大応答変位
(EW方向) (mm)
 $d_{p_{EW}}$: 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大応答変位
(EW方向) (mm)

- b. 止水ジョイント部材のせん断方向の評価用変形量 d_s

$$d_s = |d_{b_{NS}}| + |d_{p_{NS}}|$$

- ここで、 d_s : 止水ジョイント部材の評価用変形量(せん断方向) (mm)
 $d_{b_{NS}}$: 第3号機海水熱交換器建屋の地震時最大応答変位
(NS方向) (mm)
 $d_{p_{NS}}$: 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大応答変位
(NS方向) (mm)

(3) 止水ジョイント③

a. 止水ジョイント部材の開き方向の評価用変形量 d_n

$$d_n = |d_{b_{NS}}| + |d_{p_{NS}}|$$

- ここで、
- d_n : 止水ジョイント部材の評価用変形量(開き方向) (mm)
 - $d_{b_{NS}}$: 第3号機海水熱交換器建屋の地震時最大応答変位
(NS方向) (mm)
 - $d_{p_{NS}}$: 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大応答変位
(NS方向) (mm)

b. 止水ジョイント部材のせん断方向の評価用変形量 d_s

$$d_s = |d_{b_{EW}}| + |d_{p_{EW}}|$$

- ここで、
- d_s : 止水ジョイント部材の評価用変形量(せん断方向) (mm)
 - $d_{b_{EW}}$: 第3号機海水熱交換器建屋の地震時最大応答変位
(EW方向) (mm)
 - $d_{p_{EW}}$: 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大応答
(EW方向) (mm)

6. 評価結果

浸水防止蓋の応力評価結果を表 6-1～表 6-13 に変形性評価結果を表 6-14, 表 6-15 に示す。全ての部材において発生応力, 応力度及び変形量が許容限界以下であることを確認した。

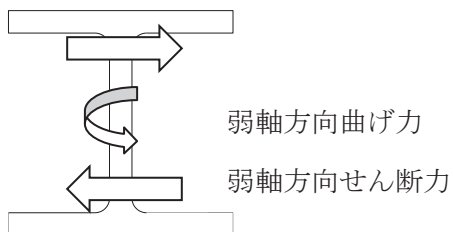
表 6-1 応力評価結果 (浸水防止蓋)

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
浸水防止蓋 (スキンプレート)	曲げ	11	N/mm ²	205	N/mm ²	0.06 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	12	N/mm ²	205	N/mm ²	0.06 < 1.0

表 6-2 応力評価結果（鋼製ブラケット 弱軸方向）

評価対象部位		発生値（*弱軸方向） （応力度又は荷重）		許容限界		検定値
主桁①	曲げ	39	N/mm ²	205	N/mm ²	0.20 < 1.0
	せん断	2	N/mm ²	118	N/mm ²	0.02 < 1.0
	組合せ	40	N/mm ²	205	N/mm ²	0.20 < 1.0
主桁②	曲げ	41	N/mm ²	205	N/mm ²	0.20 < 1.0
	せん断	3	N/mm ²	118	N/mm ²	0.03 < 1.0
	組合せ	42	N/mm ²	205	N/mm ²	0.21 < 1.0
斜材	曲げ	19	N/mm ²	205	N/mm ²	0.10 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	20	N/mm ²	205	N/mm ²	0.10 < 1.0
横桁	曲げ	27	N/mm ²	205	N/mm ²	0.14 < 1.0
	せん断	3	N/mm ²	118	N/mm ²	0.03 < 1.0
	組合せ	28	N/mm ²	205	N/mm ²	0.14 < 1.0
ブレース材	軸力	5	N/mm ²	205	N/mm ²	0.03 < 1.0
縦桁	曲げ	15	N/mm ²	205	N/mm ²	0.08 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	16	N/mm ²	205	N/mm ²	0.08 < 1.0

* H鋼の弱軸について



ブレース材には等辺山形鋼を用いているため強軸、弱軸はなく断面剛性は一樣

表 6-3 曲げおよび軸力に関する応力評価結果（鋼製ブラケット 弱軸方向）（1/2）

ケースNo.	解析ケース	評価部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 $\sigma's$ (N/mm ²)	短期 許容応力度 $\sigma'sa$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
1	地震時NS+1.0_UD+0.4	主桁①	0.075	20.024	3	205	0.02
		主桁②	0.316	17.245	2	205	0.01
		斜材	0.014	2.326	1	205	0.01
		横桁	0.462	0.293	1	205	0.01
		ブレース	-	0.142	1	205	0.01
		縦桁	0.009	2.038	1	205	0.01
2	地震時NS+1.0_UD-0.4	主桁①	0.085	23.257	3	205	0.02
		主桁②	0.326	19.903	2	205	0.01
		斜材	0.068	6.613	2	205	0.01
		横桁	0.464	0.423	1	205	0.01
		ブレース	-	0.484	1	205	0.01
		縦桁	0.044	9.245	2	205	0.01
3	地震時NS-1.0_UD+0.4	主桁①	0.065	16.887	2	205	0.01
		主桁②	0.306	14.672	2	205	0.01
		斜材	0.038	6.913	2	205	0.01
		横桁	0.461	0.188	1	205	0.01
		ブレース	-	0.451	1	205	0.01
		縦桁	0.025	4.940	1	205	0.01
4	地震時NS-1.0_UD-0.4	主桁①	0.054	13.660	2	205	0.01
		主桁②	0.296	12.014	2	205	0.01
		斜材	0.093	13.345	3	205	0.02
		横桁	0.485	0.083	1	205	0.01
		ブレース	-	0.896	2	205	0.01
		縦桁	0.061	12.155	3	205	0.02
5	地震時NS+0.4_UD+1.0	主桁①	0.025	6.522	1	205	0.01
		主桁②	0.122	5.678	1	205	0.01
		斜材	0.019	3.241	1	205	0.01
		横桁	0.184	0.067	1	205	0.01
		ブレース	-	0.213	1	205	0.01
		縦桁	0.012	2.510	1	205	0.01
6	地震時NS+0.4_UD-1.0	主桁①	0.052	14.607	2	205	0.01
		主桁②	0.153	12.321	2	205	0.01
		斜材	0.116	12.859	3	205	0.02
		横桁	0.213	0.429	1	205	0.01
		ブレース	-	0.919	2	205	0.01
		縦桁	0.076	15.525	3	205	0.02
7	地震時NS-0.4_UD+1.0	主桁①	0.031	8.240	1	205	0.01
		主桁②	0.127	7.085	1	205	0.01
		斜材	0.009	1.291	1	205	0.01
		横桁	0.185	0.129	1	205	0.01
		ブレース	-	0.085	1	205	0.01
		縦桁	0.006	1.437	1	205	0.01
8	地震時NS-0.4_UD-1.0	主桁①	0.021	4.442	1	205	0.01
		主桁②	0.102	3.263	1	205	0.01
		斜材	0.126	15.894	4	205	0.02
		横桁	0.254	0.279	1	205	0.01
		ブレース	-	1.100	2	205	0.01
		縦桁	0.082	16.689	4	205	0.02

表 6-3 曲げおよび軸力に関する応力評価結果（鋼製ブラケット 弱軸方向）（2/2）

ケースNo.	解析ケース	評価部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 $\sigma's$ (N/mm ²)	短期 許容応力度 $\sigma'sa$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
9	地震時EW+1.0_UD+0.4	主桁①	9.555	22.272	38	205	0.19
		主桁②	23.205	31.599	41	205	0.20
		斜材	2.622	4.073	18	205	0.09
		横桁	15.247	14.312	27	205	0.14
		ブレース	-	2.568	5	205	0.03
		縦桁	1.973	3.604	13	205	0.07
10	地震時EW+1.0_UD-0.4	主桁①	9.554	19.643	38	205	0.19
		主桁②	23.218	33.809	41	205	0.20
		斜材	2.653	9.698	19	205	0.10
		横桁	15.293	14.400	27	205	0.14
		ブレース	-	2.882	5	205	0.03
		縦桁	1.981	10.531	15	205	0.08
11	地震時EW-1.0_UD+0.4	主桁①	9.556	24.801	38	205	0.19
		主桁②	23.193	29.466	41	205	0.20
		斜材	2.585	4.540	17	205	0.09
		横桁	15.203	14.226	27	205	0.14
		ブレース	-	2.296	4	205	0.02
		縦桁	1.975	3.837	13	205	0.07
12	地震時EW-1.0_UD-0.4	主桁①	9.555	27.367	39	205	0.20
		主桁②	23.180	27.240	41	205	0.20
		斜材	2.544	10.110	18	205	0.09
		横桁	15.160	14.143	27	205	0.14
		ブレース	-	2.284	4	205	0.02
		縦桁	1.977	11.047	15	205	0.08
13	地震時EW+0.4_UD+1.0	主桁①	3.822	10.092	16	205	0.08
		主桁②	9.277	11.627	17	205	0.09
		斜材	1.028	2.092	7	205	0.04
		横桁	6.078	5.685	11	205	0.06
		ブレース	-	0.910	2	205	0.01
		縦桁	0.790	2.213	6	205	0.03
14	地震時EW+0.4_UD-1.0	主桁①	3.822	11.967	16	205	0.08
		主桁②	9.308	17.154	17	205	0.09
		斜材	1.122	14.264	10	205	0.05
		横桁	6.191	5.902	11	205	0.06
		ブレース	-	1.625	3	205	0.02
		縦桁	0.806	15.968	8	205	0.04
15	地震時EW-0.4_UD+1.0	主桁①	3.822	8.706	16	205	0.08
		主桁②	9.283	12.793	17	205	0.09
		斜材	1.050	1.852	7	205	0.04
		横桁	6.103	5.733	11	205	0.06
		ブレース	-	1.057	2	205	0.01
		縦桁	0.789	1.995	6	205	0.03
16	地震時EW-0.4_UD-1.0	主桁①	3.822	15.215	16	205	0.08
		主桁②	9.251	12.432	17	205	0.09
		斜材	0.990	14.553	9	205	0.05
		横桁	5.990	5.515	11	205	0.06
		ブレース	-	1.589	3	205	0.02
		縦桁	0.796	16.246	8	205	0.04
最大値		主桁①	9.555	27.367	39	205	0.20
		主桁②	23.205	31.599	41	205	0.20
		斜材	2.653	9.698	19	205	0.10
		横桁	15.247	14.312	27	205	0.14
		ブレース	-	2.568	5	205	0.03
		縦桁	1.981	10.531	15	205	0.08

表 6-4 せん断に関する応力評価結果 (鋼製ブラケット 弱軸方向) (1/2)

ケースNo.	解析ケース	評価部材	せん断力 (kN)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期 許容応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
1	地震時NS+1.0_UD+0.4	主桁①	0.061	1	118	0.01
		主桁②	0.283	1	118	0.01
		斜材	0.018	1	118	0.01
		横桁	2.504	1	118	0.01
		縦桁	0.018	1	118	0.01
2	地震時NS+1.0_UD-0.4	主桁①	0.069	1	118	0.01
		主桁②	0.290	1	118	0.01
		斜材	0.110	1	118	0.01
		横桁	2.539	1	118	0.01
		縦桁	0.089	1	118	0.01
3	地震時NS-1.0_UD+0.4	主桁①	0.053	1	118	0.01
		主桁②	0.276	1	118	0.01
		斜材	0.087	1	118	0.01
		横桁	2.559	1	118	0.01
		縦桁	0.050	1	118	0.01
4	地震時NS-1.0_UD-0.4	主桁①	0.045	1	118	0.01
		主桁②	0.269	1	118	0.01
		斜材	0.187	1	118	0.01
		横桁	2.615	1	118	0.01
		縦桁	0.122	1	118	0.01
5	地震時NS+0.4_UD+1.0	主桁①	0.021	1	118	0.01
		主桁②	0.110	1	118	0.01
		斜材	0.043	1	118	0.01
		横桁	1.028	1	118	0.01
		縦桁	0.025	1	118	0.01
6	地震時NS+0.4_UD-1.0	主桁①	0.041	1	118	0.01
		主桁②	0.127	1	118	0.01
		斜材	0.208	1	118	0.01
		横桁	1.108	1	118	0.01
		縦桁	0.152	1	118	0.01
7	地震時NS-0.4_UD+1.0	主桁①	0.025	1	118	0.01
		主桁②	0.113	1	118	0.01
		斜材	0.016	1	118	0.01
		横桁	0.998	1	118	0.01
		縦桁	0.011	1	118	0.01
8	地震時NS-0.4_UD-1.0	主桁①	0.018	1	118	0.01
		主桁②	0.096	1	118	0.01
		斜材	0.239	1	118	0.01
		横桁	1.138	1	118	0.01
		縦桁	0.165	1	118	0.01

表 6-4 せん断に関する応力評価結果 (鋼製ブラケット 弱軸方向) (2/2)

ケースNo.	解析ケース	評価部材	せん断力 (kN)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期 許容応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
9	地震時EW+1.0_UD+0.4	主桁①	13.462	2	118	0.02
		主桁②	25.122	3	118	0.03
		斜材	3.036	1	118	0.01
		横桁	28.873	3	118	0.03
		縦桁	6.006	1	118	0.01
10	地震時EW+1.0_UD-0.4	主桁①	13.460	2	118	0.02
		主桁②	25.148	3	118	0.03
		斜材	3.117	1	118	0.01
		横桁	29.018	3	118	0.03
		縦桁	6.027	1	118	0.01
11	地震時EW-1.0_UD+0.4	主桁①	13.463	2	118	0.02
		主桁②	25.099	3	118	0.03
		斜材	3.059	1	118	0.01
		横桁	28.734	3	118	0.03
		縦桁	5.993	1	118	0.01
12	地震時EW-1.0_UD-0.4	主桁①	13.464	2	118	0.02
		主桁②	25.075	3	118	0.03
		斜材	3.117	1	118	0.01
		横桁	28.609	3	118	0.03
		縦桁	5.978	1	118	0.01
13	地震時EW+0.4_UD+1.0	主桁①	5.385	1	118	0.01
		主桁②	10.039	1	118	0.01
		斜材	1.228	1	118	0.01
		横桁	11.488	1	118	0.01
		縦桁	2.398	1	118	0.01
14	地震時EW+0.4_UD-1.0	主桁①	5.382	1	118	0.01
		主桁②	10.099	1	118	0.01
		斜材	1.411	1	118	0.01
		横桁	11.833	1	118	0.01
		縦桁	2.437	1	118	0.01
15	地震時EW-0.4_UD+1.0	主桁①	5.384	1	118	0.01
		主桁②	10.051	1	118	0.01
		斜材	1.215	1	118	0.01
		横桁	11.565	1	118	0.01
		縦桁	2.404	1	118	0.01
16	地震時EW-0.4_UD-1.0	主桁①	5.388	1	118	0.01
		主桁②	9.990	1	118	0.01
		斜材	1.349	1	118	0.01
		横桁	11.218	1	118	0.01
		縦桁	2.364	1	118	0.01
最大値		主桁①	13.464	2	118	0.02
		主桁②	25.148	3	118	0.03
		斜材	3.117	1	118	0.01
		横桁	29.018	3	118	0.03
		縦桁	6.027	1	118	0.01

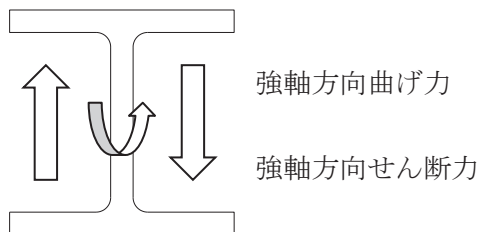
表 6-5 組合せ応力に関する応力評価結果（鋼製ブラケット 弱軸方向）

	評価部材	発生 応力度 σ', s (N/mm ²)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	組合せ 応力度 σ', s (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ', sa (N/mm ²)	照査値 $\sigma', s / \sigma', sa$
最大値	主桁①	39	2	40	205	0.20
	主桁②	41	3	42	205	0.21
	斜材	19	1	20	205	0.10
	横桁	27	3	28	205	0.14
	縦桁	15	1	16	205	0.08

表 6-6 応力評価結果 (鋼製ブラケット 強軸方向)

評価対象部位		発生値 (*強軸方向) (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
主桁①	曲げ	8	N/mm ²	205	N/mm ²	0.04 < 1.0
	せん断	3	N/mm ²	118	N/mm ²	0.03 < 1.0
	組合せ	10	N/mm ²	205	N/mm ²	0.05 < 1.0
主桁②	曲げ	7	N/mm ²	205	N/mm ²	0.04 < 1.0
	せん断	3	N/mm ²	118	N/mm ²	0.03 < 1.0
	組合せ	9	N/mm ²	205	N/mm ²	0.05 < 1.0
斜材	曲げ	7	N/mm ²	205	N/mm ²	0.04 < 1.0
	せん断	3	N/mm ²	118	N/mm ²	0.03 < 1.0
	組合せ	9	N/mm ²	205	N/mm ²	0.05 < 1.0
横桁	曲げ	4	N/mm ²	205	N/mm ²	0.02 < 1.0
	せん断	2	N/mm ²	118	N/mm ²	0.02 < 1.0
	組合せ	6	N/mm ²	205	N/mm ²	0.03 < 1.0
ブレース材	軸力	5	N/mm ²	205	N/mm ²	0.03 < 1.0
縦桁	曲げ	14	N/mm ²	205	N/mm ²	0.07 < 1.0
	せん断	10	N/mm ²	118	N/mm ²	0.09 < 1.0
	組合せ	23	N/mm ²	205	N/mm ²	0.12 < 1.0

注記* : H鋼の強軸について



ブレース材には等辺山形鋼を用いているため強軸、弱軸はなく断面剛性は一様

表 6-7 曲げおよび軸力に関する応力評価結果（鋼製ブラケット 強軸方向）（1/2）

ケースNo.	解析ケース	評価部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 $\sigma's$ (N/mm ²)	短期 許容応力度 $\sigma'sa$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
1	地震時NS+1.0_UD+0.4	主桁①	1.935	20.024	5	205	0.03
		主桁②	1.935	17.245	3	205	0.02
		斜材	2.149	2.326	5	205	0.03
		横桁	0.190	0.293	1	205	0.01
		ブレース	-	0.142	1	205	0.01
		縦桁	2.149	2.038	5	205	0.03
2	地震時NS+1.0_UD-0.4	主桁①	3.679	23.257	8	205	0.04
		主桁②	3.661	19.903	5	205	0.03
		斜材	2.598	6.613	7	205	0.04
		横桁	0.520	0.423	1	205	0.01
		ブレース	-	0.484	1	205	0.01
		縦桁	2.623	9.245	8	205	0.04
3	地震時NS-1.0_UD+0.4	主桁①	1.202	16.887	4	205	0.02
		主桁②	1.235	14.672	3	205	0.02
		斜材	1.768	6.913	5	205	0.03
		横桁	0.127	0.188	1	205	0.01
		ブレース	-	0.451	1	205	0.01
		縦桁	2.631	4.940	7	205	0.04
4	地震時NS-1.0_UD-0.4	主桁①	1.905	13.660	4	205	0.02
		主桁②	1.886	12.014	3	205	0.02
		斜材	1.291	13.345	5	205	0.03
		横桁	0.458	0.083	1	205	0.01
		ブレース	-	0.896	2	205	0.01
		縦桁	4.428	12.155	12	205	0.06
5	地震時NS+0.4_UD+1.0	主桁①	0.440	6.522	2	205	0.01
		主桁②	0.457	5.678	1	205	0.01
		斜材	0.653	3.241	2	205	0.01
		横桁	0.074	0.067	1	205	0.01
		ブレース	-	0.213	1	205	0.01
		縦桁	0.991	2.510	3	205	0.02
6	地震時NS+0.4_UD-1.0	主桁①	4.558	14.607	8	205	0.04
		主桁②	4.529	12.321	6	205	0.03
		斜材	1.777	12.859	6	205	0.03
		横桁	0.748	0.429	1	205	0.01
		ブレース	-	0.919	2	205	0.01
		縦桁	4.419	15.525	12	205	0.06
7	地震時NS-0.4_UD+1.0	主桁①	0.777	8.240	2	205	0.01
		主桁②	0.765	7.085	2	205	0.01
		斜材	1.054	1.291	3	205	0.02
		横桁	0.097	0.129	1	205	0.01
		ブレース	-	0.085	1	205	0.01
		縦桁	1.443	1.437	4	205	0.02
8	地震時NS-0.4_UD-1.0	主桁①	3.849	4.442	6	205	0.03
		主桁②	3.819	3.263	4	205	0.02
		斜材	0.519	15.894	4	205	0.02
		横桁	0.724	0.279	1	205	0.01
		ブレース	-	1.100	2	205	0.01
		縦桁	5.362	16.689	14	205	0.07

表 6-7 曲げおよび軸力に関する応力評価結果（鋼製ブラケット 強軸方向）（2/2）

ケースNo.	解析ケース	評価部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 $\sigma's$ (N/mm ²)	短期 許容応力度 $\sigma'sa$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
9	地震時EW+1.0_UD+0.4	主桁①	0.921	22.272	4	205	0.02
		主桁②	1.237	31.599	4	205	0.02
		斜材	0.384	4.073	2	205	0.01
		横桁	2.536	14.312	4	205	0.02
		ブレース	-	2.568	5	205	0.03
		縦桁	1.028	3.604	3	205	0.02
10	地震時EW+1.0_UD-0.4	主桁①	2.853	19.643	6	205	0.03
		主桁②	2.794	33.809	5	205	0.03
		斜材	0.744	9.698	4	205	0.02
		横桁	2.507	14.400	4	205	0.02
		ブレース	-	2.882	5	205	0.03
		縦桁	3.287	10.531	9	205	0.05
11	地震時EW-1.0_UD+0.4	主桁①	0.990	24.801	4	205	0.02
		主桁②	1.158	29.466	4	205	0.02
		斜材	0.384	4.540	2	205	0.01
		横桁	2.567	14.226	4	205	0.02
		ブレース	-	2.296	4	205	0.02
		縦桁	1.210	3.837	4	205	0.02
12	地震時EW-1.0_UD-0.4	主桁①	2.857	27.367	7	205	0.04
		主桁②	3.089	27.240	5	205	0.03
		斜材	0.717	10.110	4	205	0.02
		横桁	2.637	14.143	4	205	0.02
		ブレース	-	2.284	4	205	0.02
		縦桁	3.417	11.047	9	205	0.05
13	地震時EW+0.4_UD+1.0	主桁①	0.495	10.092	2	205	0.01
		主桁②	0.581	11.627	2	205	0.01
		斜材	0.207	2.092	1	205	0.01
		横桁	1.038	5.685	2	205	0.01
		ブレース	-	0.910	2	205	0.01
		縦桁	0.234	2.213	1	205	0.01
14	地震時EW+0.4_UD-1.0	主桁①	4.227	11.967	7	205	0.04
		主桁②	4.048	17.154	6	205	0.03
		斜材	1.086	14.264	5	205	0.03
		横桁	1.251	5.902	2	205	0.01
		ブレース	-	1.625	3	205	0.02
		縦桁	4.849	15.968	13	205	0.07
15	地震時EW-0.4_UD+1.0	主桁①	0.485	8.706	2	205	0.01
		主桁②	0.563	12.793	2	205	0.01
		斜材	0.208	1.852	1	205	0.01
		横桁	1.023	5.733	2	205	0.01
		ブレース	-	1.057	2	205	0.01
		縦桁	0.235	1.995	1	205	0.01
16	地震時EW-0.4_UD-1.0	主桁①	4.179	15.215	8	205	0.04
		主桁②	4.301	12.432	5	205	0.03
		斜材	1.076	14.553	5	205	0.03
		横桁	1.144	5.515	2	205	0.01
		ブレース	-	1.589	3	205	0.02
		縦桁	4.938	16.246	14	205	0.07
最大値		主桁①	3.679	23.257	8	205	0.04
		主桁②	4.529	12.321	7	205	0.04
		斜材	2.598	6.613	7	205	0.04
		横桁	1.202	16.887	4	205	0.02
		ブレース	1.935	20.024	5	205	0.03
		縦桁	5.362	16.689	14	205	0.07

表 6-8 せん断に関する応力評価結果 (鋼製ブラケット 強軸方向) (1/2)

ケースNo.	解析ケース	評価部材	せん断力 (kN)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期 許容応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
1	地震時NS+1.0_UD+0.4	主桁①	3.123	1	118	0.01
		主桁②	3.075	1	118	0.01
		斜材	2.969	3	118	0.03
		横桁	0.572	1	118	0.01
		縦桁	6.686	5	118	0.05
2	地震時NS+1.0_UD-0.4	主桁①	6.839	3	118	0.03
		主桁②	6.650	3	118	0.03
		斜材	3.794	3	118	0.03
		横桁	1.616	1	118	0.01
		縦桁	3.414	3	118	0.03
3	地震時NS-1.0_UD+0.4	主桁①	1.727	1	118	0.01
		主桁②	1.564	1	118	0.01
		斜材	2.234	2	118	0.02
		横桁	0.613	1	118	0.01
		縦桁	10.665	8	118	0.07
4	地震時NS-1.0_UD-0.4	主桁①	4.192	2	118	0.02
		主桁②	3.963	2	118	0.02
		斜材	1.447	2	118	0.02
		横桁	1.723	1	118	0.01
		縦桁	13.128	10	118	0.09
5	地震時NS+0.4_UD+1.0	主桁①	0.765	1	118	0.01
		主桁②	0.679	1	118	0.01
		斜材	0.830	1	118	0.01
		横桁	0.326	1	118	0.01
		縦桁	4.050	3	118	0.03
6	地震時NS+0.4_UD-1.0	主桁①	8.832	3	118	0.03
		主桁②	8.525	3	118	0.03
		斜材	2.893	3	118	0.03
		横桁	2.459	1	118	0.01
		縦桁	5.501	4	118	0.04
7	地震時NS-0.4_UD+1.0	主桁①	1.435	1	118	0.01
		主桁②	1.403	1	118	0.01
		斜材	1.300	1	118	0.01
		横桁	0.299	1	118	0.01
		縦桁	5.641	5	118	0.05
8	地震時NS-0.4_UD-1.0	主桁①	7.773	3	118	0.03
		主桁②	7.450	3	118	0.03
		斜材	0.855	1	118	0.01
		横桁	2.516	1	118	0.01
		縦桁	10.620	8	118	0.07

表 6-8 セン断に関する応力評価結果 (鋼製ブラケット 強軸方向) (2/2)

ケースNo.	解析ケース	評価部材	せん断力 (kN)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期 許容応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
9	地震時EW+1.0_UD+0.4	主桁①	1.778	1	118	0.01
		主桁②	1.811	1	118	0.01
		斜材	0.432	1	118	0.01
		横桁	3.739	2	118	0.02
		縦桁	1.578	2	118	0.02
10	地震時EW+1.0_UD-0.4	主桁①	5.551	2	118	0.02
		主桁②	5.042	2	118	0.02
		斜材	1.248	1	118	0.01
		横桁	4.596	2	118	0.02
		縦桁	4.953	4	118	0.04
11	地震時EW-1.0_UD+0.4	主桁①	1.864	1	118	0.01
		主桁②	1.932	1	118	0.01
		斜材	0.426	1	118	0.01
		横桁	3.798	2	118	0.02
		縦桁	1.889	2	118	0.02
12	地震時EW-1.0_UD-0.4	主桁①	5.540	2	118	0.02
		主桁②	5.570	2	118	0.02
		斜材	1.253	1	118	0.01
		横桁	4.808	2	118	0.02
		縦桁	5.201	4	118	0.04
13	地震時EW+0.4_UD+1.0	主桁①	0.972	1	118	0.01
		主桁②	1.016	1	118	0.01
		斜材	0.234	1	118	0.01
		横桁	1.620	1	118	0.01
		縦桁	0.822	1	118	0.01
14	地震時EW+0.4_UD-1.0	主桁①	8.317	3	118	0.03
		主桁②	7.882	3	118	0.03
		斜材	1.875	2	118	0.02
		横桁	3.486	2	118	0.02
		縦桁	7.250	6	118	0.06
15	地震時EW-0.4_UD+1.0	主桁①	0.960	1	118	0.01
		主桁②	0.895	1	118	0.01
		斜材	0.237	1	118	0.01
		横桁	1.583	1	118	0.01
		縦桁	0.826	1	118	0.01
16	地震時EW-0.4_UD-1.0	主桁①	8.289	3	118	0.03
		主桁②	8.093	3	118	0.03
		斜材	1.876	2	118	0.02
		横桁	3.473	2	118	0.02
		縦桁	7.421	6	118	0.06
最大値		主桁①	8.832	3	118	0.03
		主桁②	8.525	3	118	0.03
		斜材	3.794	3	118	0.03
		横桁	4.808	2	118	0.02
		縦桁	13.128	10	118	0.09

表 6-9 組合せ応力に関する応力評価結果（鋼製ブラケット 強軸方向）

	評価部材	発生 応力度 σ'_{s} (N/mm ²)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	組合せ 応力度 σ'_{s} (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ'_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ'_{s}/σ'_{sa}
最大値	主桁①	8	3	10	205	0.05
	主桁②	7	3	9	205	0.05
	斜材	7	3	9	205	0.05
	横桁	4	2	6	205	0.03
	縦桁	14	10	23	205	0.12

表 6-10 応力評価結果 固定ボルト

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
固定ボルト①	引張	16.7	kN	50.2	kN	0.34 < 1.0
	せん断	4.2	kN	35.1	kN	0.12 < 1.0
	組合せ	—		—		0.13 < 1.0
固定ボルト②	引張	6.0	kN	37.8	kN	0.16 < 1.0
	せん断	4.3	kN	18.4	kN	0.24 < 1.0
	組合せ	—		—		0.08 < 1.0

表 6-11 固定ボルトに関する評価結果（引張）（1/2）

ケースNo.	解析ケース	固定ボルト①（上部）					
		発生作用力 引張			許容限界 引張 Tda	照査値 Td/Tda	検定値
		Rn/本	Rm/本	Td			
1	地震時NS+1.0_UD+0.4	-	0.30	0.3	50.2	0.01	1.0
2	地震時NS+1.0_UD-0.4	-	5.36	5.4	50.2	0.11	1.0
3	地震時NS-1.0_UD+0.4	2.67	6.58	9.3	50.2	0.19	1.0
4	地震時NS-1.0_UD-0.4	3.29	11.07	14.4	50.2	0.29	1.0
5	地震時NS+0.4_UD+1.0	-	2.48	2.5	50.2	0.05	1.0
6	地震時NS+0.4_UD-1.0	1.03	11.05	12.1	50.2	0.25	1.0
7	地震時NS-0.4_UD+1.0	1.42	3.61	5.1	50.2	0.11	1.0
8	地震時NS-0.4_UD-1.0	2.66	13.41	16.1	50.2	0.33	1.0
9	地震時EW+1.0_UD+0.4	0.40	2.57	3.0	50.2	0.06	1.0
10	地震時EW+1.0_UD-0.4	1.24	8.22	9.5	50.2	0.19	1.0
11	地震時EW-1.0_UD+0.4	0.48	3.03	3.6	50.2	0.08	1.0
12	地震時EW-1.0_UD-0.4	1.31	8.55	9.9	50.2	0.20	1.0
13	地震時EW+0.4_UD+1.0	0.21	0.59	0.8	50.2	0.02	1.0
14	地震時EW+0.4_UD-1.0	1.82	12.13	14.0	50.2	0.28	1.0
15	地震時EW-0.4_UD+1.0	0.21	0.59	0.8	50.2	0.02	1.0
16	地震時EW-0.4_UD-1.0	1.86	12.35	14.3	50.2	0.29	1.0
	最大値	3.29	13.41	16.7	50.2	0.34	1.0

表 6-11 固定ボルトに関する評価結果（引張）（2/2）

ケースNo.	解析ケース	固定ボルト②（下部）					
		発生作用力 引張			許容限界 引張 Tda	照査値 Td/Tda	検定値
		Rn/本	Rm/本	Td			
1	地震時NS+1.0_UD+0.4	-	2.25	2.3	37.8	0.07	1.0
2	地震時NS+1.0_UD-0.4	-	4.60	4.6	37.8	0.13	1.0
3	地震時NS-1.0_UD+0.4	-	0.11	0.2	37.8	0.01	1.0
4	地震時NS-1.0_UD-0.4	-	2.39	2.4	37.8	0.07	1.0
5	地震時NS+0.4_UD+1.0	0.11	0.18	0.3	37.8	0.01	1.0
6	地震時NS+0.4_UD-1.0	-	5.70	5.7	37.8	0.16	1.0
7	地震時NS-0.4_UD+1.0	0.23	0.98	1.3	37.8	0.04	1.0
8	地震時NS-0.4_UD-1.0	-	4.82	4.9	37.8	0.13	1.0
9	地震時EW+1.0_UD+0.4	-	1.55	1.6	37.8	0.05	1.0
10	地震時EW+1.0_UD-0.4	-	3.57	3.6	37.8	0.10	1.0
11	地震時EW-1.0_UD+0.4	-	1.45	1.5	37.8	0.04	1.0
12	地震時EW-1.0_UD-0.4	-	3.87	3.9	37.8	0.11	1.0
13	地震時EW+0.4_UD+1.0	0.18	0.73	1.0	37.8	0.03	1.0
14	地震時EW+0.4_UD-1.0	-	5.29	5.3	37.8	0.15	1.0
15	地震時EW-0.4_UD+1.0	0.18	0.71	0.9	37.8	0.03	1.0
16	地震時EW-0.4_UD-1.0	-	5.38	5.4	37.8	0.15	1.0
	最大値	0.23	5.70	6.0	37.8	0.16	1.0

表 6-12 固定ボルトに関する評価結果（せん断）（1/2）

ケースNo.	解析ケース	固定ボルト①（上部）			
		発生作用力 せん断 q	許容限界 せん断 qa	照査値 q/qa	検定値
1	地震時NS+1.0_UD+0.4	0.6	35.1	0.02	1.0
2	地震時NS+1.0_UD-0.4	2.4	35.1	0.07	1.0
3	地震時NS-1.0_UD+0.4	1.3	35.1	0.04	1.0
4	地震時NS-1.0_UD-0.4	3.1	35.1	0.09	1.0
5	地震時NS+0.4_UD+1.0	0.7	35.1	0.02	1.0
6	地震時NS+0.4_UD-1.0	3.9	35.1	0.12	1.0
7	地震時NS-0.4_UD+1.0	0.4	35.1	0.02	1.0
8	地震時NS-0.4_UD-1.0	4.2	35.1	0.12	1.0
9	地震時EW+1.0_UD+0.4	1.0	35.1	0.03	1.0
10	地震時EW+1.0_UD-0.4	2.7	35.1	0.08	1.0
11	地震時EW-1.0_UD+0.4	1.0	35.1	0.03	1.0
12	地震時EW-1.0_UD-0.4	2.8	35.1	0.08	1.0
13	地震時EW+0.4_UD+1.0	0.6	35.1	0.02	1.0
14	地震時EW+0.4_UD-1.0	4.0	35.1	0.12	1.0
15	地震時EW-0.4_UD+1.0	0.5	35.1	0.02	1.0
16	地震時EW-0.4_UD-1.0	4.1	35.1	0.12	1.0
	最大値	4.2	35.1	0.12	1.0

表 6-12 固定ボルトに関する評価結果（せん断）（2/2）

ケースNo.	解析ケース	固定ボルト②（下部）			
		発生作用力 せん断 q	許容限界 せん断 qa	照査値 q/qa	検定値
1	地震時NS+1.0_UD+0.4	3.0	18.4	0.17	1.0
2	地震時NS+1.0_UD-0.4	3.4	18.4	0.19	1.0
3	地震時NS-1.0_UD+0.4	2.6	18.4	0.15	1.0
4	地震時NS-1.0_UD-0.4	2.2	18.4	0.12	1.0
5	地震時NS+0.4_UD+1.0	1.0	18.4	0.06	1.0
6	地震時NS+0.4_UD-1.0	2.1	18.4	0.12	1.0
7	地震時NS-0.4_UD+1.0	1.3	18.4	0.08	1.0
8	地震時NS-0.4_UD-1.0	0.3	18.4	0.02	1.0
9	地震時EW+1.0_UD+0.4	4.0	18.4	0.22	1.0
10	地震時EW+1.0_UD-0.4	4.3	18.4	0.24	1.0
11	地震時EW-1.0_UD+0.4	3.7	18.4	0.21	1.0
12	地震時EW-1.0_UD-0.4	3.5	18.4	0.20	1.0
13	地震時EW+0.4_UD+1.0	1.5	18.4	0.09	1.0
14	地震時EW+0.4_UD-1.0	2.2	18.4	0.12	1.0
15	地震時EW-0.4_UD+1.0	1.6	18.4	0.09	1.0
16	地震時EW-0.4_UD-1.0	2.0	18.4	0.11	1.0
	最大値	4.3	18.4	0.24	1.0

表 6-13 固定ボルトに関する評価結果（組合わせ）（1/2）

	固定ボルト①（上部）			
	発生作用力		組合せ	検定値
	引張 Td	せん断 q		
最大値	16.7	4.2	0.13	1.0

表 6-13 固定ボルトに関する評価結果（組合わせ）（2/2）

	固定ボルト②（下部）			
	発生作用力		組合せ	検定値
	引張 Td	せん断 q		
最大値	6.0	4.3	0.08	1.0

表 6-14 変形性評価結果

評価対象部位		地震時 最大応答変位 (mm)		地震時 相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
		第 3 号機海水 熱交換器建屋	第 3 号機補機冷却 海水系放水ピット	評価用 変位量	
止水ジョイント ①	開き方向	12	69	81	550
	せん断方向	14	138	152	550
止水ジョイント ②	開き方向	14	138	152	550
	せん断方向	12	69	81	550
止水ジョイント ③	開き方向	12	69	81	550
	せん断方向	14	138	152	550

表 6-15 第 3 号機海水熱交換器建屋及び第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大応答変位

d b _{NS} : 第 3 号機海水熱交換器建屋の 地震時最大応答変位 (NS 方向) *1	12 mm
d b _{EW} : 第 3 号機海水熱交換器建屋の 地震時最大応答変位 (EW 方向) *1	14 mm
d p _{NS} : 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの 地震時最大応答変位 (NS 方向) *2	69 mm
d p _{EW} : 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの 地震時最大応答変位 (EW 方向) *2	138 mm

注記*1 : 添付資料「V-2-2-29 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」より

*2 : 「別紙 1 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの耐震性について」より

[別紙 1] 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの耐震性について

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	8
2.4 適用基準	12
3. 地震応答解析	13
3.1 地震時荷重算出断面	13
3.2 解析方法	15
3.2.1 構造部材	18
3.2.2 地盤物性及び材料特性の設定	18
3.2.3 減衰定数	20
3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定	21
3.3 荷重及び荷重の組合せ	23
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	23
3.3.2 荷重	23
3.3.3 荷重の組合せ	24
3.4 入力地震動	25
3.5 解析モデル及び諸元	54
3.5.1 解析モデル	54
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	59
3.5.3 地盤の物性値	59
3.5.4 地下水位	60
3.6 地震応答解析結果	62
3.6.1 浸水防止蓋の変形性評価に用いる EW 断面の解析結果	62
3.6.2 浸水防止蓋の変形性評価に用いる NS 断面の解析結果	63
4. 三次元構造解析	64
4.1 評価方法	64
4.1.1 構造部材の健全性評価	64
4.1.2 基礎地盤の支持性能評価	67
4.1.3 許容限界	67
4.2 構造部材の地震時応答	69
4.3 耐震評価結果	72
4.3.1 構造部材の健全性及び止水機能、支持機能に対する評価結果	72
4.3.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	78

1. 概要

本資料は、浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）（以下「浸水防止蓋」という。）の止水ジョイントが設置される第3号機補機冷却海水系放水ピットが基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認するものである。

第3号機補機冷却海水系放水ピットに要求される機能の維持を確認するにあたっては、第3号機補機冷却海水系放水ピットは、面部材として加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、二次元地震応答解析により地震時荷重を算定し、その荷重を三次元構造解析モデルに作用させて耐震評価を実施するものである。また、地震応答解析により基礎地盤の支持性能評価も合わせて行う。

浸水防止蓋の止水ジョイントの変形性評価に用いる第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時最大変位量は本書の地震応答解析による解析値を用いている。

2. 基本方針

2.1 位置

第3号機補機冷却海水系放水ピットの位置を図2-1に示す。

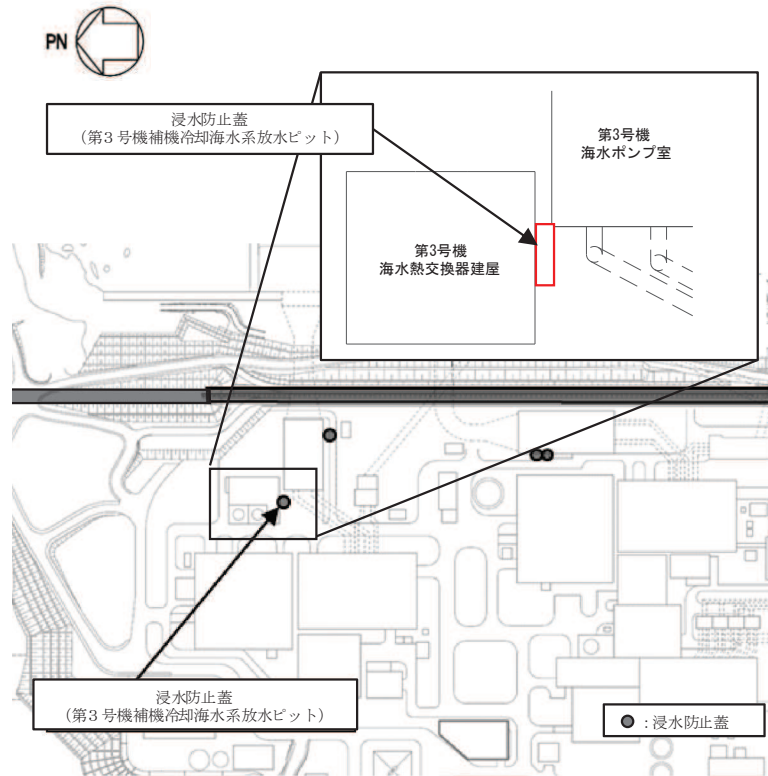


図2-1 第3号機補機冷却海水系放水ピットの位置図

2.2 構造概要

第3号機補機冷却海水系放水ピットの概要図を図2-2～図2-7に、概略配筋図を図2-8～図2-10に示す。

第3号機補機冷却海水系放水ピットは、浸水防止設備である浸水防止蓋の止水ジョイントの支持構造物としての支持機能、および津波に対する止水機能が要求される。

第3号機補機冷却海水系放水ピットは、岩盤上にマンメイドロック（以下、「MMR」という。）を介して設置される。また、中間スラブを配した二階建て構造となっており、また上部・下部ともに各エリアが隔壁により仕切られている。

第3号機補機冷却海水系放水ピットは、加振方向に平行に配置される妻壁や隔壁等の面部材を耐震部材として考慮する箱形構造物である。第3号機海水熱交換器建屋とは十分な強度を有する緩衝材を介して接している。

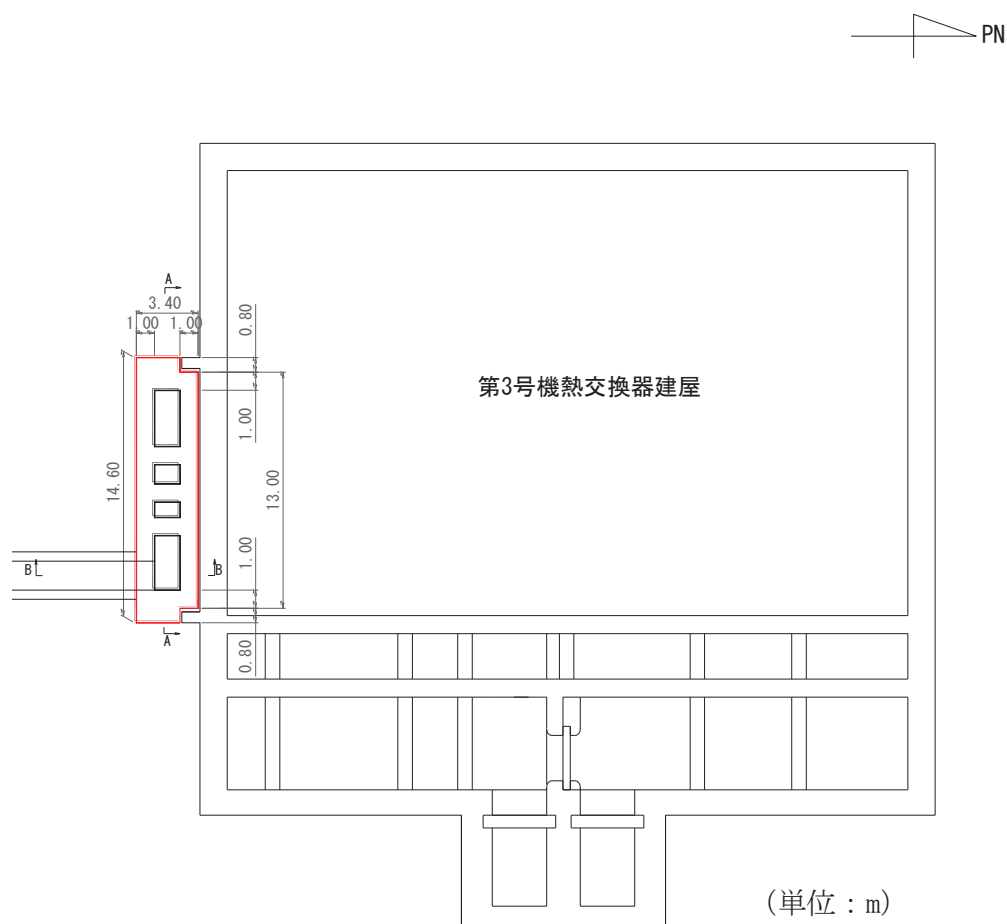


図2-2 第3号機補機冷却海水系放水ピット平面図

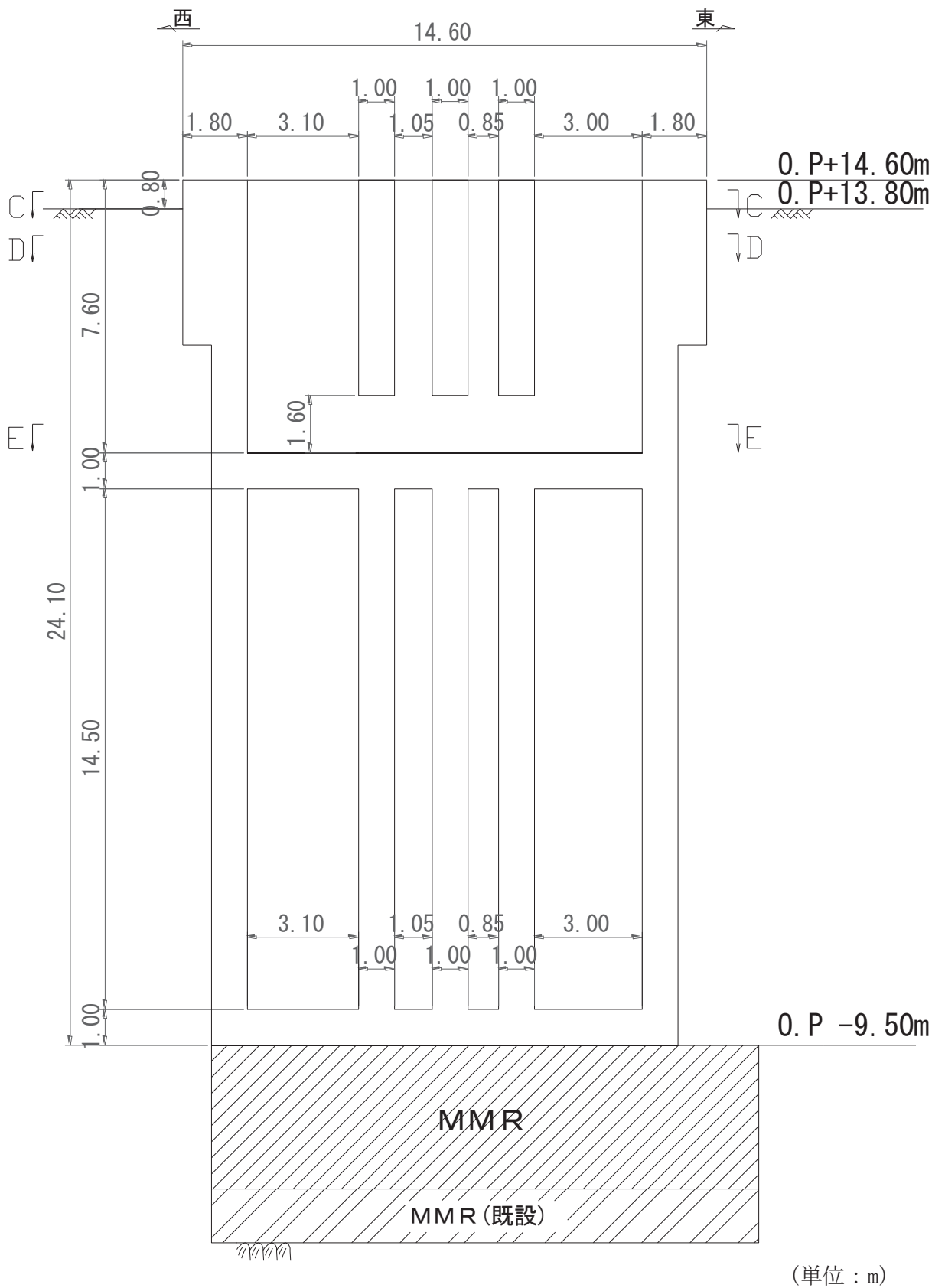


図 2-3 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット縦断面図 (A-A 断面)

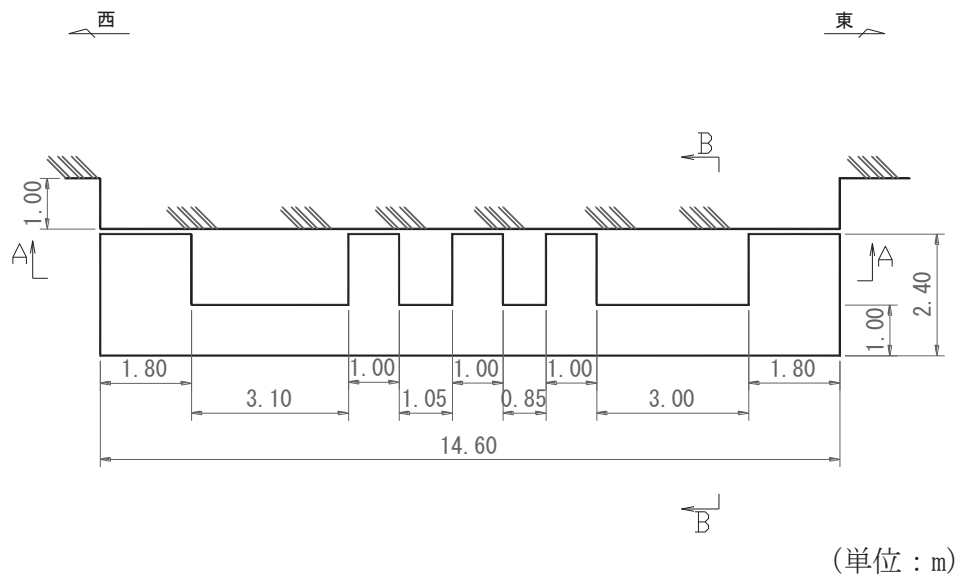


図 2-5 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット平面図 (C-C 断面)

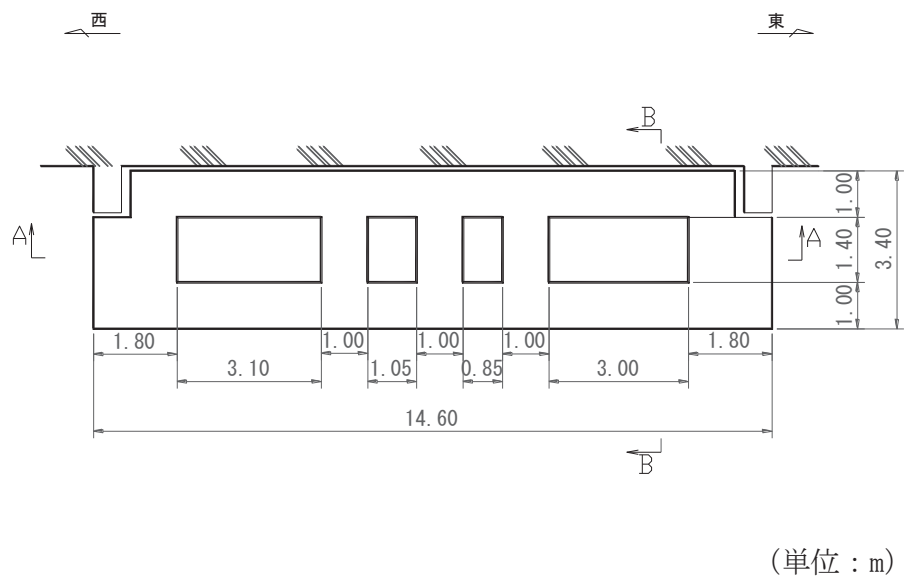


図 2-6 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット平面図 (D-D 断面)

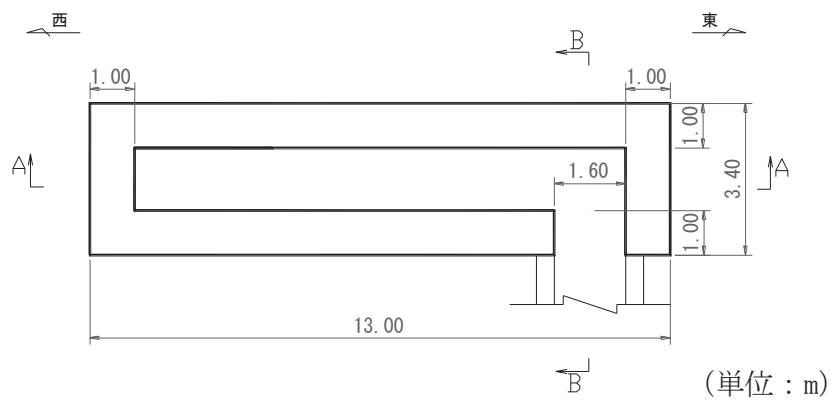


図 2-7 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット平面図 (E-E 断面)



図 2-8 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット概略配筋図（平面図）

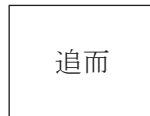


図 2-9 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット概略配筋図（縦断図）



図 2-10 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット概略配筋図（横断図）

2.3 評価方針

第3号機補機冷却海水系放水ピットは、浸水防止設備である浸水防止蓋の止水ジョイントを設置していることから基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していること及び止水機能を確認する。

第3号機補機冷却海水系放水ピットの耐震評価フローを図2-11～図2-12に示す。図2-11は地震応答解析の評価フロー図であり、図2-12は構造部材の健全性評価の評価フロー図である。

地震応答解析は、「2. 基本方針」に基づき、「3.1 地震時荷重算出断面」に示す断面において、「3.2 解析方法」に示す水平地震動と鉛直地震動の同時加振による二次元有限要素法を用いた時刻歴応答解析により行うこととし、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「3.5 解析モデル及び諸元」に示す条件を基に、「3.4 入力地震動」により設定する入力地震動を用いて実施する。

地震応答解析による地震時土圧、慣性力及び基礎地盤の接地圧は、第3号機補機冷却海水系放水ピットの耐震評価に用いる。

また、地震応答解析による第3号機補機冷却海水系放水ピット天端の地震時最大応答変位は浸水防止蓋の変形性評価に用いる。

第3号機補機冷却海水系放水ピットの耐震評価は、地震応答解析の結果に基づき、表2-1に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有すること及び支持する機能を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、地震応答解析により得られた水平方向及び鉛直方向の荷重を用いた、線形シェル要素による三次元静的線形解析（以下「三次元構造解析」という。）により断面力を算定し、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、曲げ・軸力系の破壊については構造部材の発生応力度が許容限界を下回ることを、せん断破壊に対してはせん断力が許容限界を下回ることを確認する。

なお、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、面内せん断力を軸力として考慮していることから、壁部材の面内せん断（層間変形角）に対しては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査において併せて確認している。

基礎地盤の支持性能評価は、地震応答解析により算定される接地圧が、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づく許容限界を下回ることを確認する。

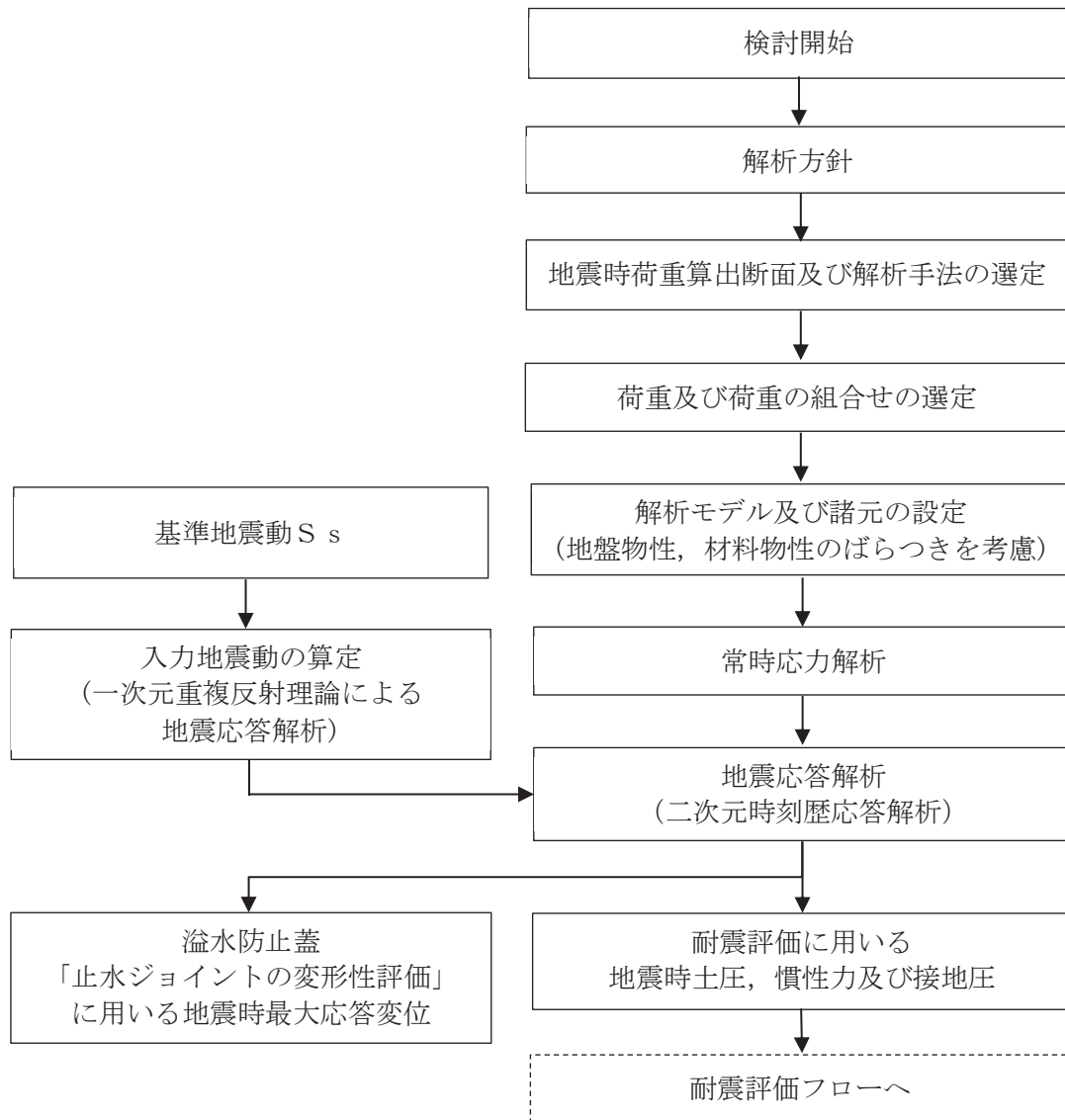


図 2-11 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析フロー

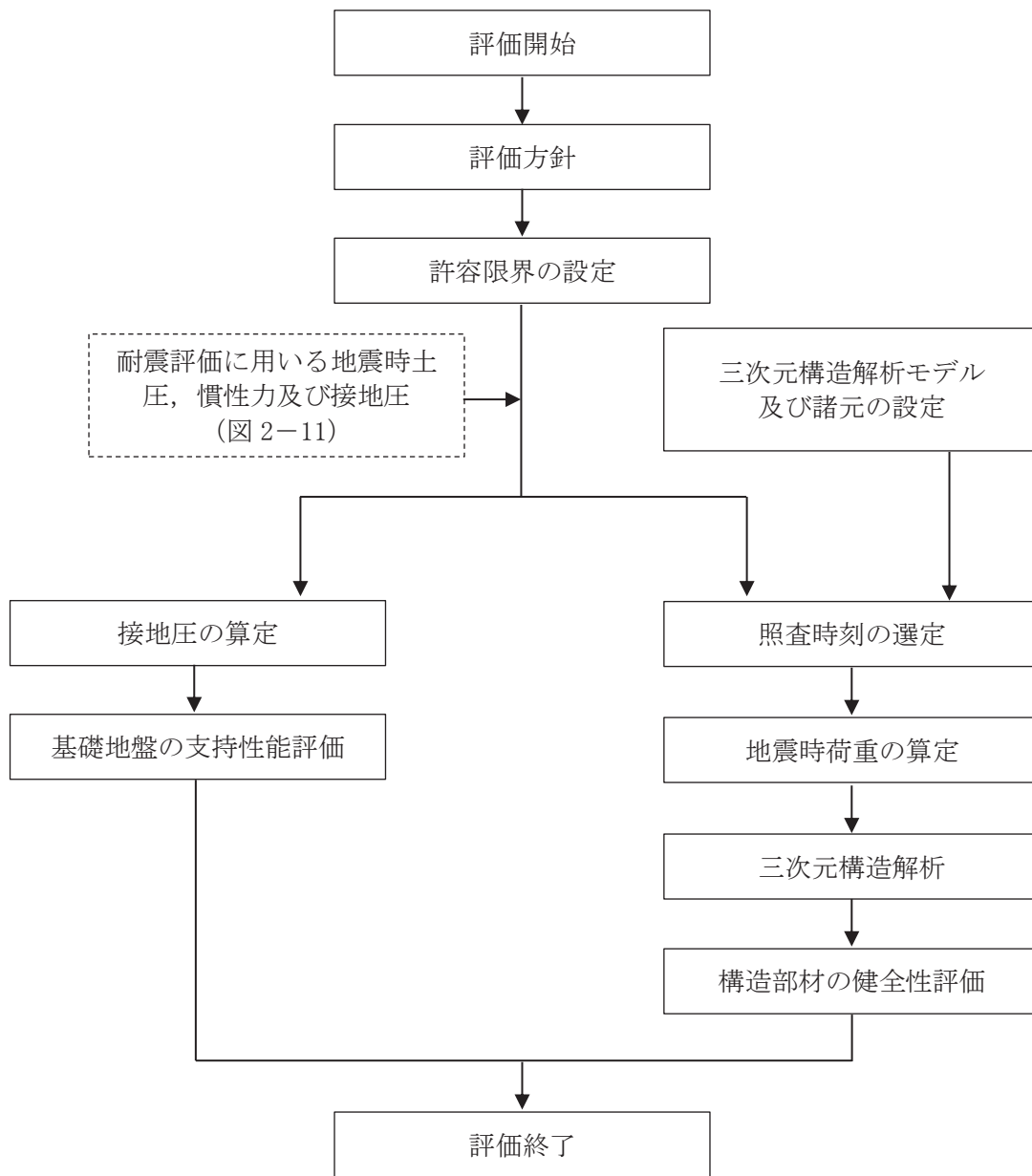


図 2-12 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの耐震評価フロー

表 2-1 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること及び支持する機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生応力度, 断面力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	岩盤の極限支持力*	
		MMR		MMR の支圧強度*	
止水機能を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生応力度, 断面力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

2.4 適用基準

第3号機補機冷却海水系放水ピットの耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。

また、三次元静的材料非線形解析（以下「三次元構造解析」という。）に用いる材料定数については、コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2017年制定）（以下「コンクリート標準示方書2017」という。）を適用する。

表2-2に適用する規格、基準類を示す。

表2-2 適用する規格、基準類

項目	適用する規格、基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）	・鉄筋の材料諸元(γ , E, ν) ・コンクリートの材料諸元(γ , E, ν)
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生応力度が短期許容応力度(コンクリート許容圧縮応力度 16.5N/mm ² , 鉄筋許容引張応力度 294N/mm ²)以下であることを確認* ・せん断破壊に対する照査において, 発生せん断力が短期許容せん断力(コンクリート許容せん断応力度 0.75N/mm ² , 鉄筋許容引張応力度 294N/mm ² から算出される許容せん断力)以下であることを確認*
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）	・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

3. 地震応答解析

3.1 地震時荷重算出断面

第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時荷重算出断面位置を図3-1に示す。地震時荷重算出断面は、南北・東西方向ともに構造物中心を通る断面（NS断面，EW断面）とする。地震時荷重算出用地質断面図を図3-2～図3-3に示す。

なお，加振方向に平行に配置され耐震上見込むことができる面部材の配置から，南北方向（NS断面）が弱軸方向となり，東西方向（EW断面）が強軸方向となる。

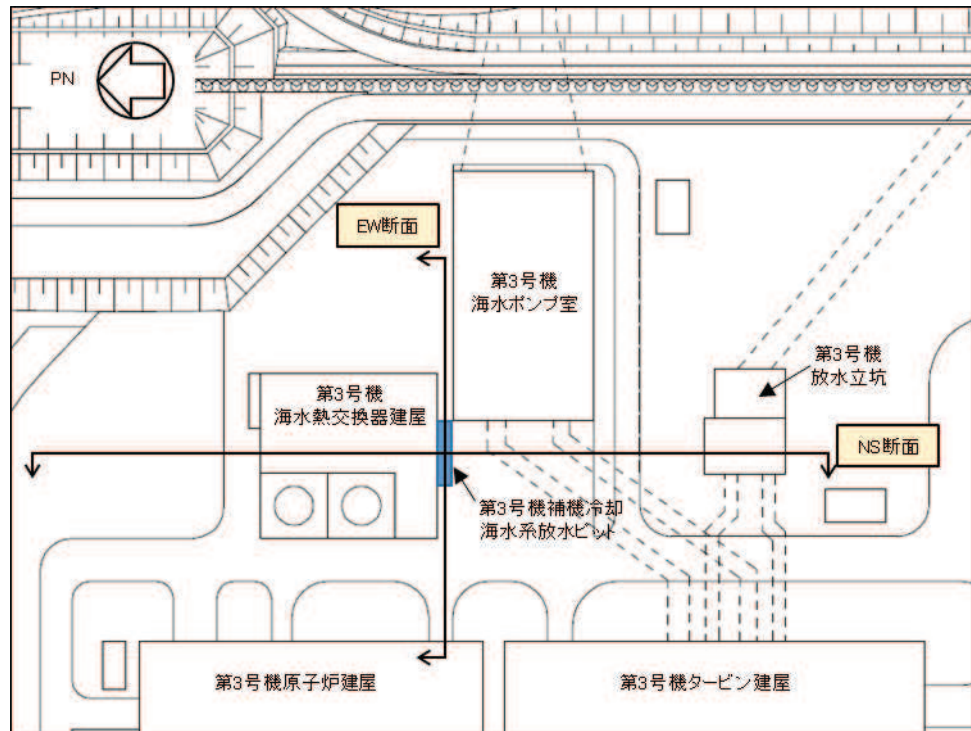


図3-1 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震時荷重算出断面位置図

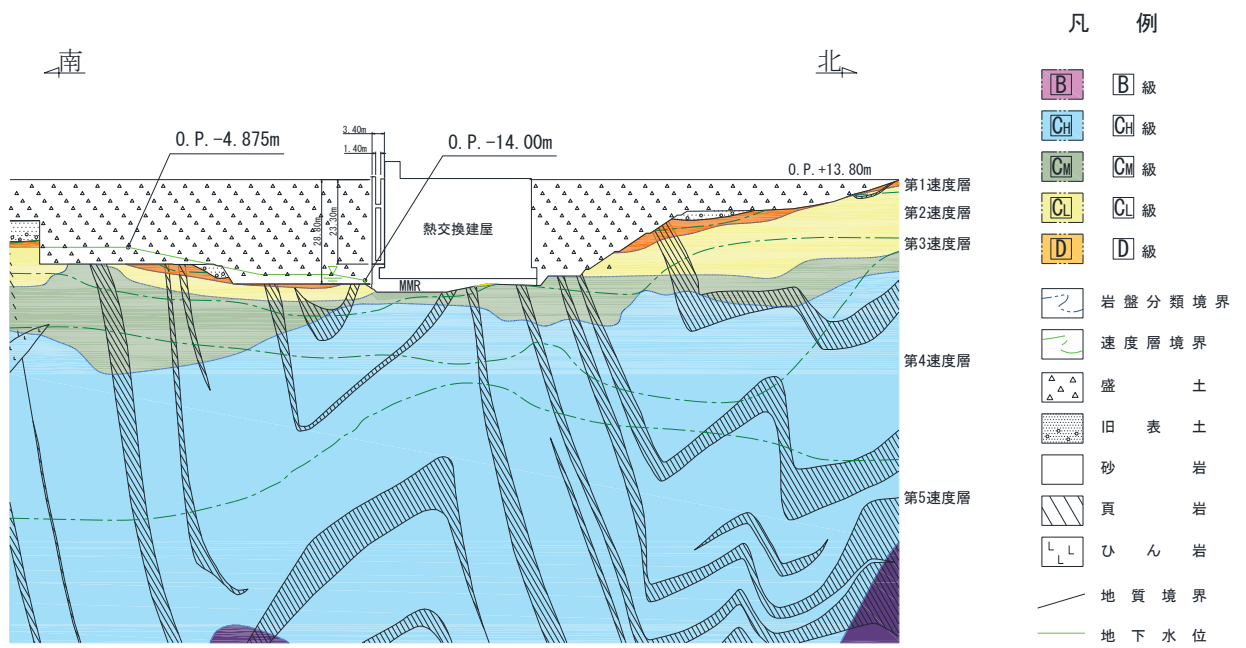


図 3-2 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット 地震時荷重算出用地質断面図 (NS 断面)

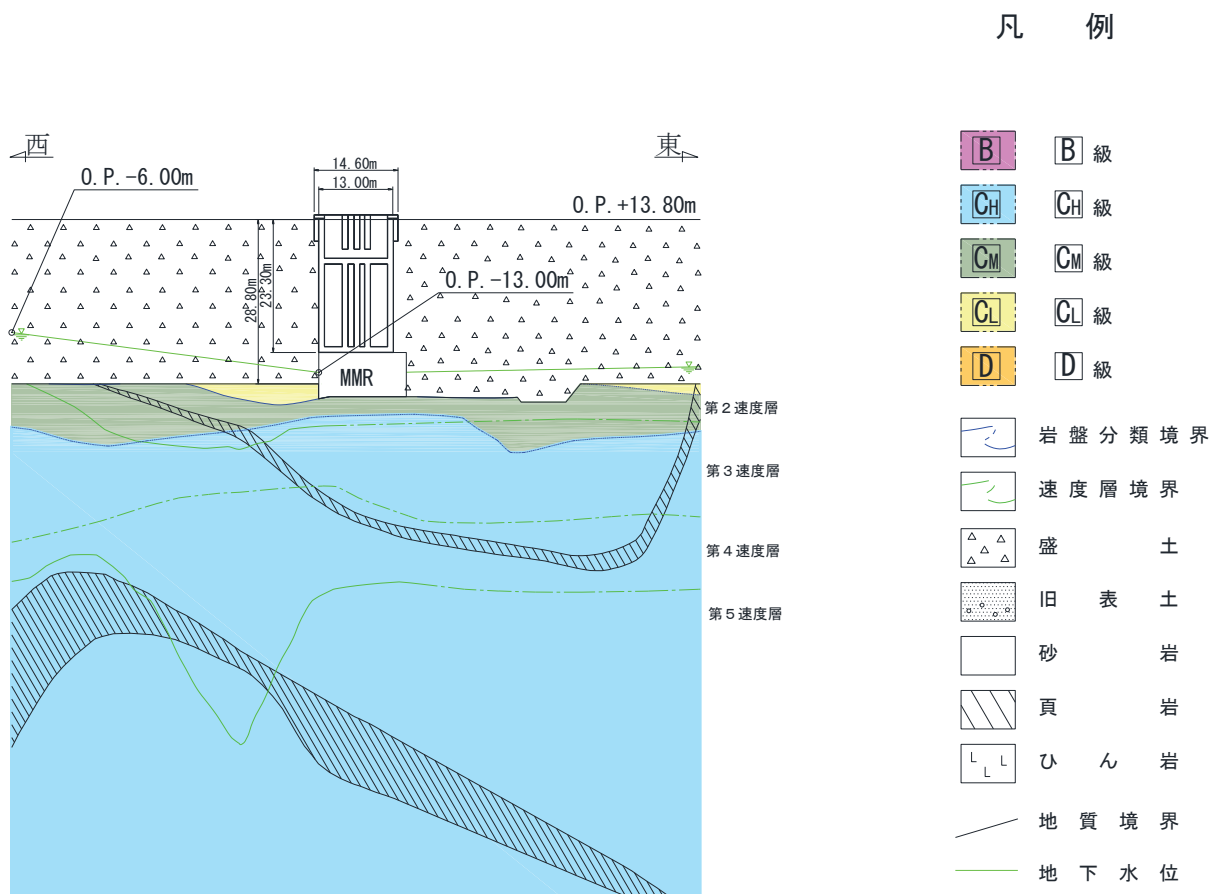


図 3-3 第 3 号機補機冷却海水系放水ピット 地震時荷重算出用地質断面図 (EW 断面)

3.2 解析方法

第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

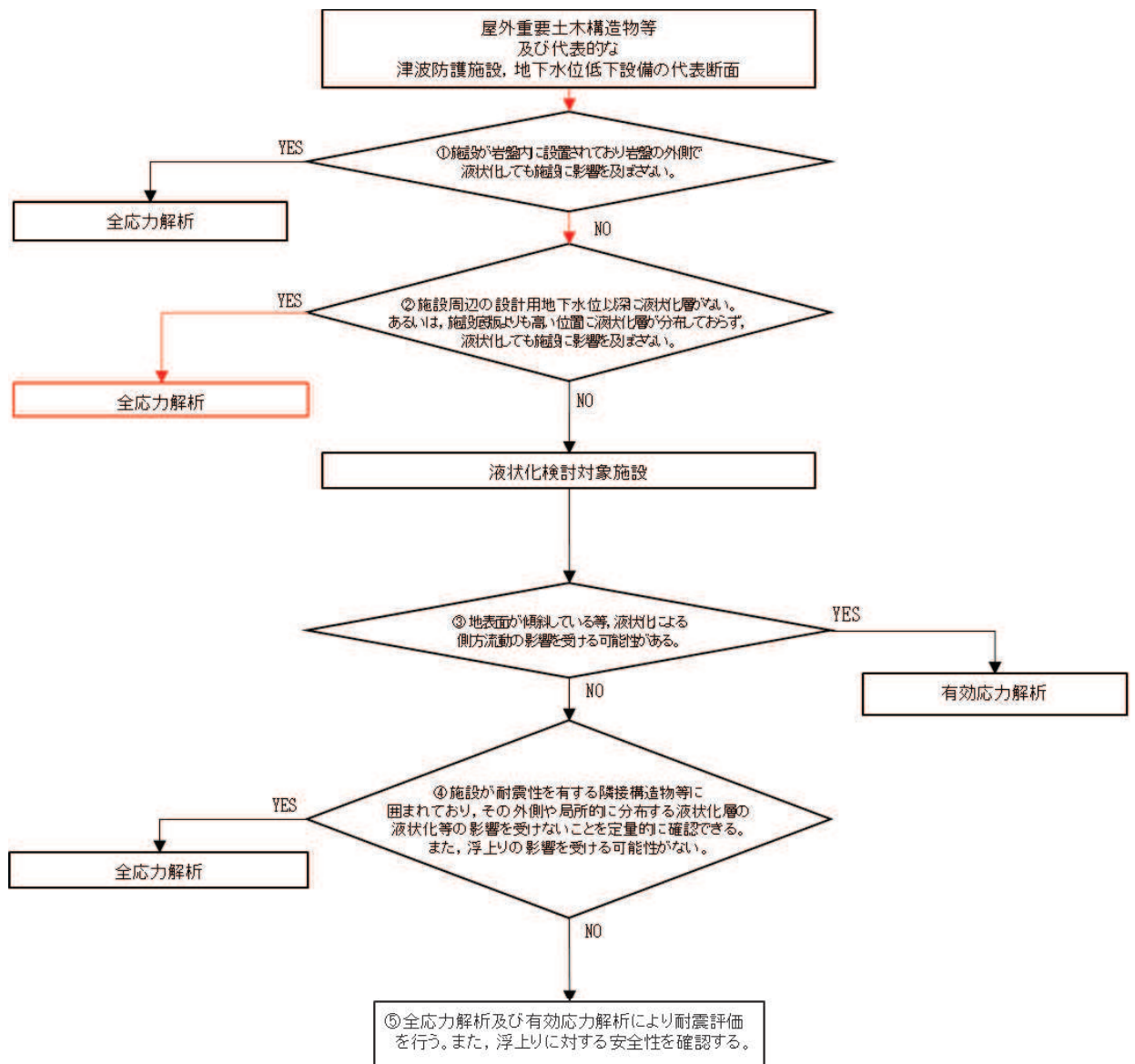
地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法について、図3-4に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。図3-2、図3-3に示すとおり、第3号機補機冷却海水系放水ピット近傍の地下水位は躯体底盤より低いこと、また躯体より離れた箇所（南側及び西側）には躯体底盤標高より上部に地下水位以深の盛土が存在するが、19～23m程度の土被りがあることから液状化の影響はないと判断した。従って、解析手法は「②全応力解析」を選定する。

南北方向において第3号機補機冷却海水系放水ピットは一部MMRを介して海水熱交換器建屋に支持され、また緩衝材を介して接しており、隣接構造物の地震応答が第3号機補機冷却海水系放水ピットに伝達することが考えられるため、隣接構造物となる海水熱交換器建屋をモデル化する。

構造部材については、中床版、底版及び地震時荷重算出断面に垂直な壁部材は線形はり要素、断面に平行な壁部材は平面応力要素とし、構造物の奥行方向の長さ各部材の奥行方向の長さの比率や三次元構造解析モデルとの変位を整合させるためのヤング係数の調整を行い、三次元構造モデルと等価な剛性となるようモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

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

地震応答解析手法の選定フローを図3-5に示す。



※：三次元構造解析に複数断面の荷重を作用させる場合、断面によって解析手法が異なる場合でも保守的に荷重の大きい組合せを採用する。

図 3-4 解析手法の選定フロー

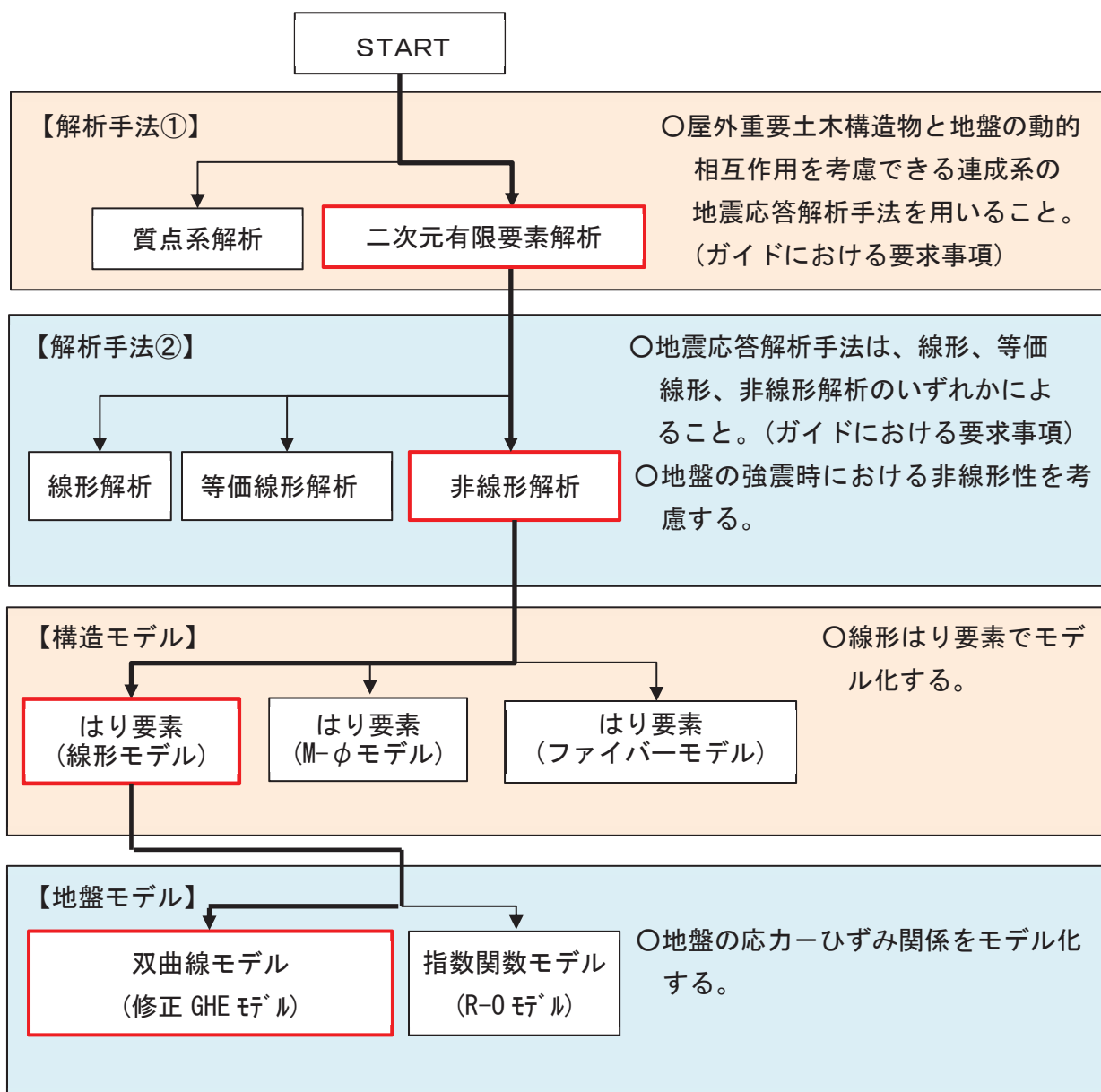


図 3-5 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.1 構造部材

構造部材は、線形はり要素および平面応力要素でモデル化する。

3.2.2 地盤物性及び材料特性の設定

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-1 に示す解析ケースを設定する。

第 3 号機補機冷却海水系放水ピットは、MMR 上に設置され、南北方向では、北側に海水熱交換器建屋が分布し、南側には盛土が分布する。一方、東西方向では、両側面に盛土が分布し、主たる荷重は盛土の土圧となることから、盛土、旧表土の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の推定強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-1 解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		盛土, 旧表土, 改良地盤, D 級岩盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+ 1σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値- 1σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記* : 新設構造物のため, 推定した圧縮強度とする

3.2.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。固有値解析結果に基づき設定した α 、 β を表 3-2 に示す。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

表 3-2 Rayleigh 減衰における係数 α 、 β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
EW 断面	4.357×10^{-1}	6.890×10^{-4}
NS 断面	4.893×10^{-1}	6.130×10^{-4}

3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

(1) 浸水防止蓋の止水ジョイントの耐震評価における解析ケース

浸水防止蓋の止水ジョイントの耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し解析ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①（基本ケース）により得られた最大応答変位と第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析により得られた最大応答変位（基本ケース）の合計値が最大の地震動を用いてケース②～④を実施する。浸水防止蓋の止水ジョイントの耐震評価における解析ケースを表3-3に示す。

表3-3 耐震評価における解析ケース

解析ケース			ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
			基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性			平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性			設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	推定に基づく圧縮強度*2
地震動 (位相)	$S_s - D1$	++*1	○	基準地震動 S_s (7波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7波) を加えた全14波により照査を行ったケース① (基本ケース) により得られた最大応答変位と第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析により得られた最大応答変位 (基本ケース) の合計値が最大の地震動を用いてケース②～④を実施する。		
		-+*1	○			
	$S_s - D2$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - D3$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - F1$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - F2$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - F3$	++*1	○			
		-+*1	○			
	$S_s - N1$	++*1	○			
		-+*1	○			

注記*1：耐震評価にあたっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）（以下「土木学会マニュアル」という。）に従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動，右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：新設構造物のため推定した圧縮強度を使用する。

(2) 躯体の耐震評価における解析ケース

躯体の耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、解析ケース②～④を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3-4 に示す。

表 3-4 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	推定に基づく圧縮強度*2
地震動（位相）	$S_s - D 1$	++*1	○		
		–+*1	○		
	$S_s - D 2$	++*1	○		
		–+*1	○		
	$S_s - D 3$	++*1	○		
		–+*1	○		
	$S_s - F 1$	++*1	○		
		–+*1	○		
	$S_s - F 2$	++*1	○		
		–+*1	○		
	$S_s - F 3$	++*1	○		
		–+*1	○		
	$S_s - N 1$	++*1	○		
		–+*1	○		

基準地震動 S_s （7 波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7 波）を加えた全 14 波により照査を行ったケース①（基本ケース）の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②～④を実施する。

すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～④を実施する。

注記*1：耐震評価にあたっては、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005 年 6 月）（以下「土木学会マニュアル」という。）に従い、水平方向の位相反転を考慮する。地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「–」は位相を反転させたケースを示す。

*2：新設構造物のため推定した圧縮強度を使用する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。埋設構造物であるため風の影響は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-5 に示す。

表 3-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

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

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図3-6に入力地震動算定の概念図を、図3-7～図3-20にEW断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図3-21～図3-34にNS断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake Ver. 3.10」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

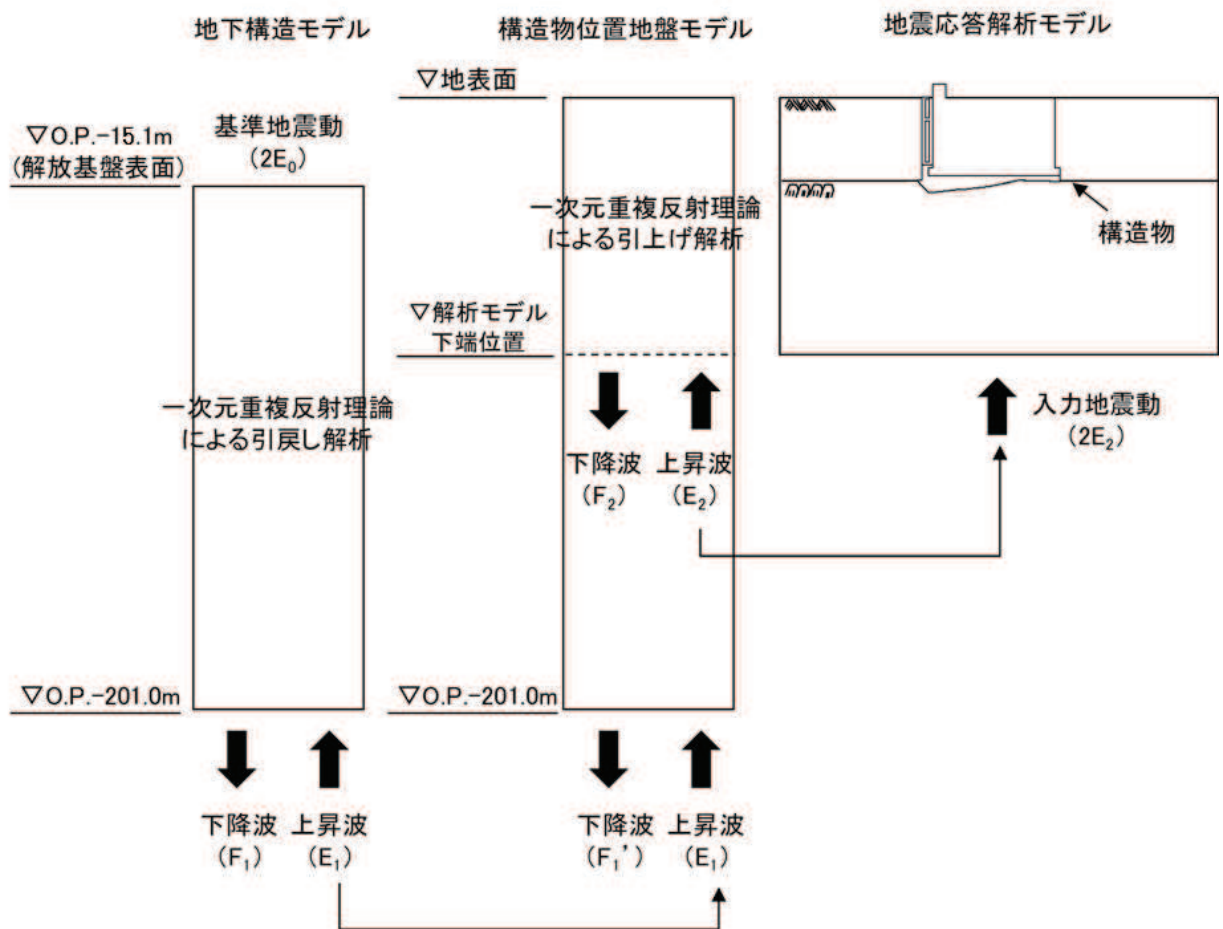
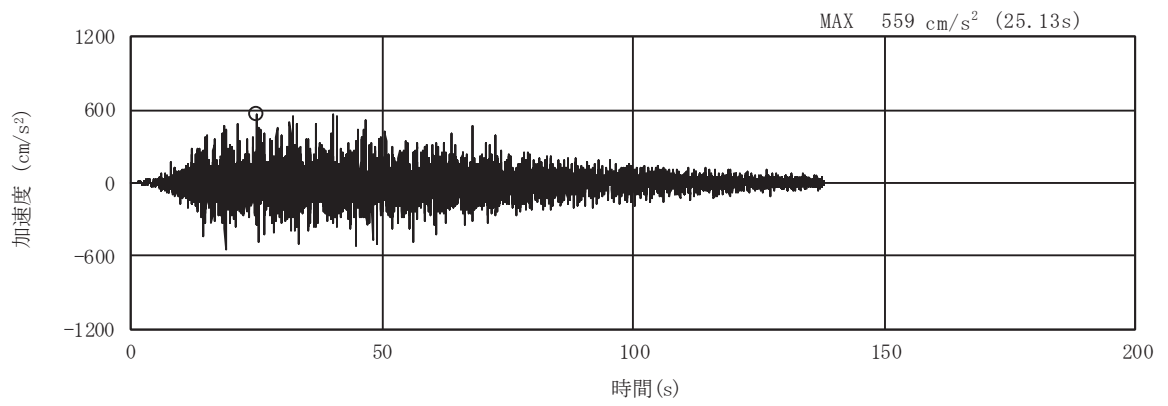
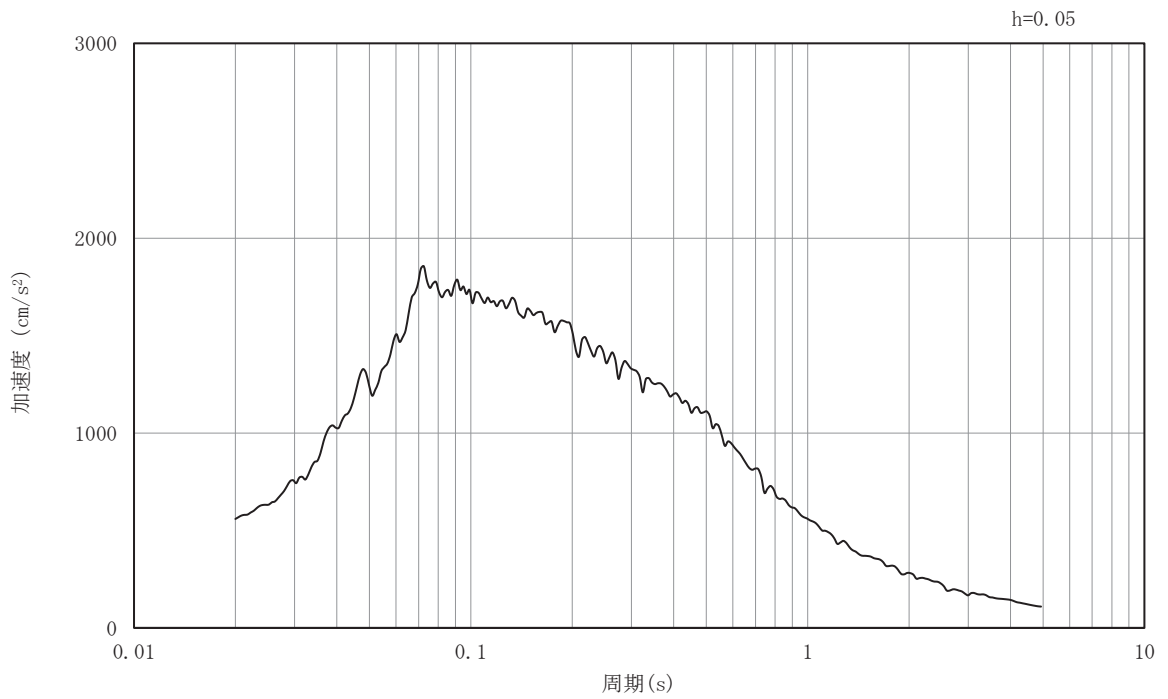


図 3-6 入力地震動算定の概念図

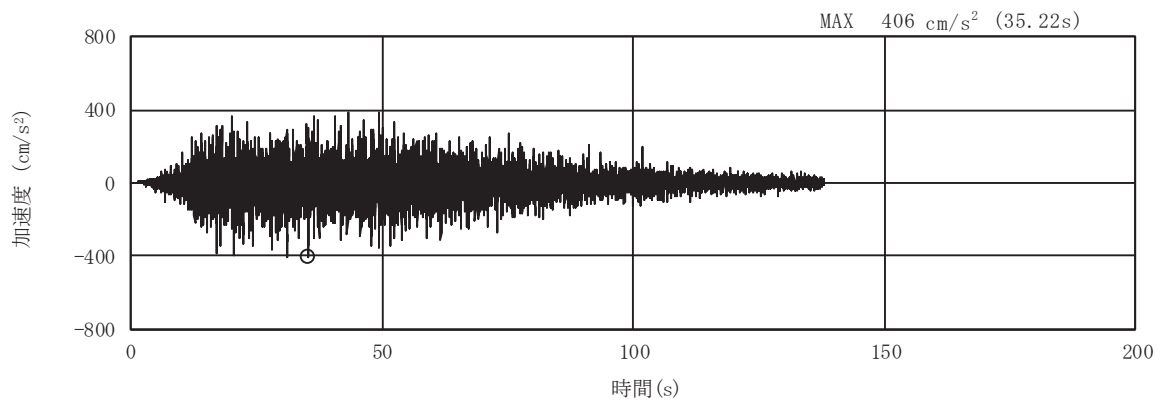


(a) 加速度時刻歴波形

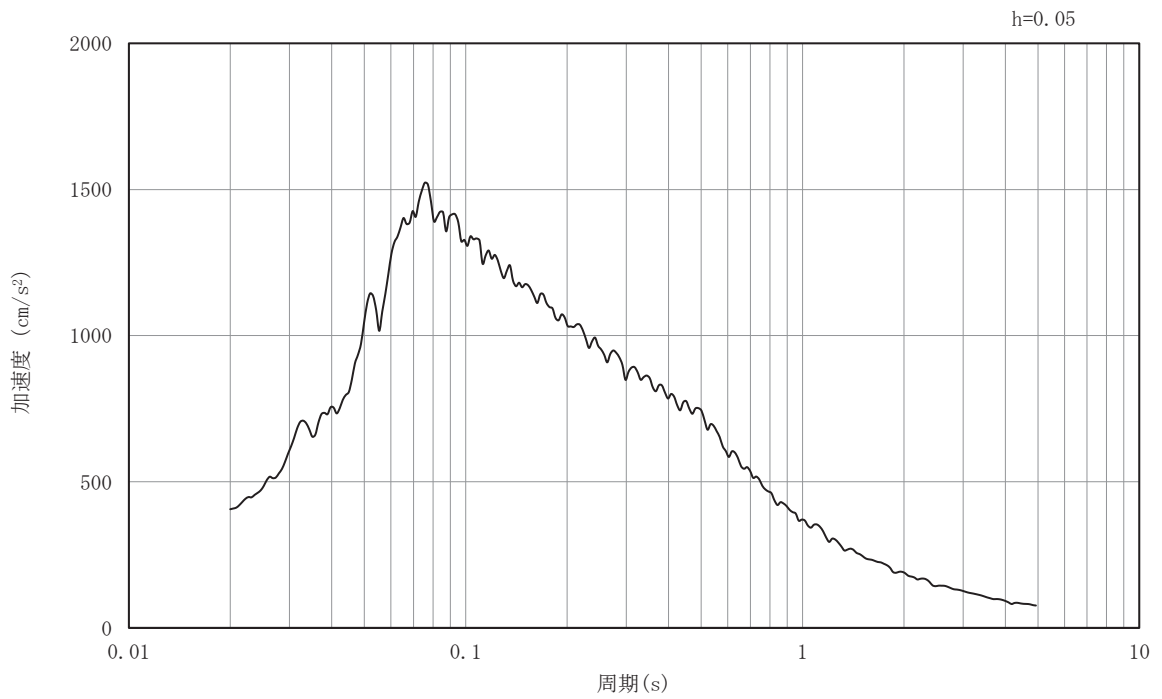


(b) 加速度応答スペクトル

図3-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 水平成分 : S s - D 1)

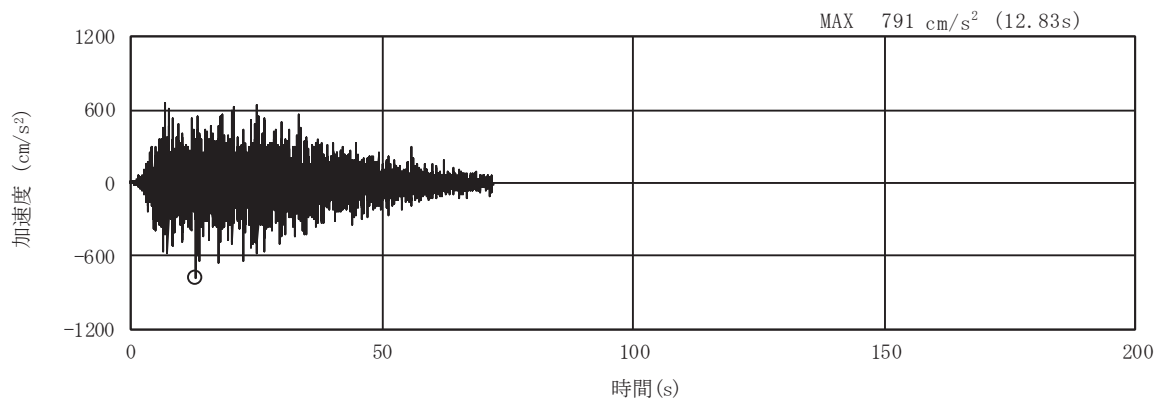


(a) 加速度時刻歴波形

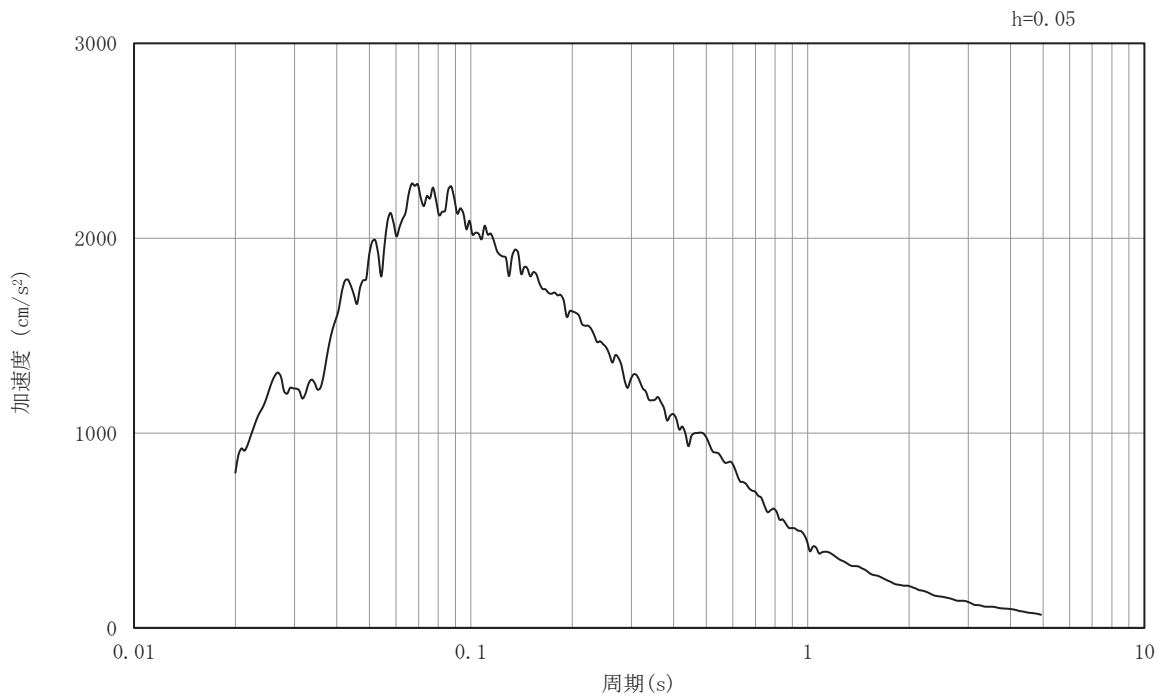


(b) 加速度応答スペクトル

図3-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 鉛直成分 : S s - D 1)

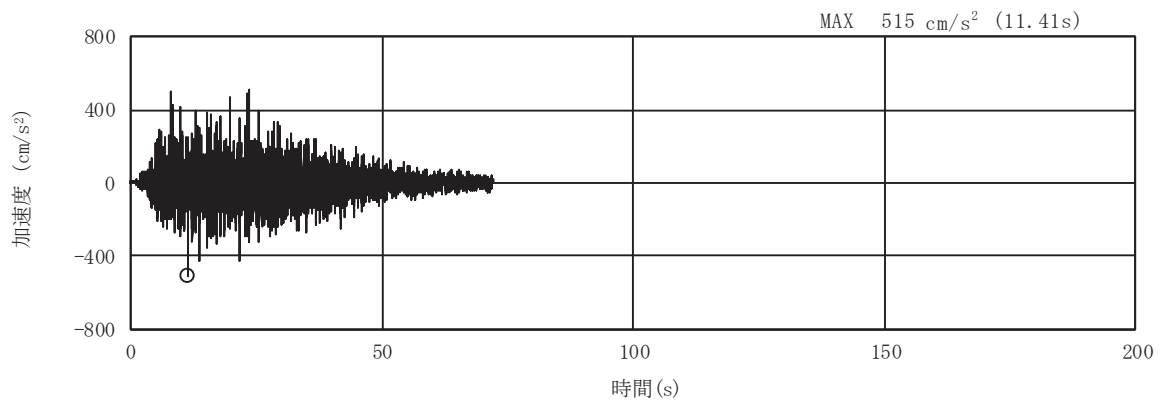


(a) 加速度時刻歴波形

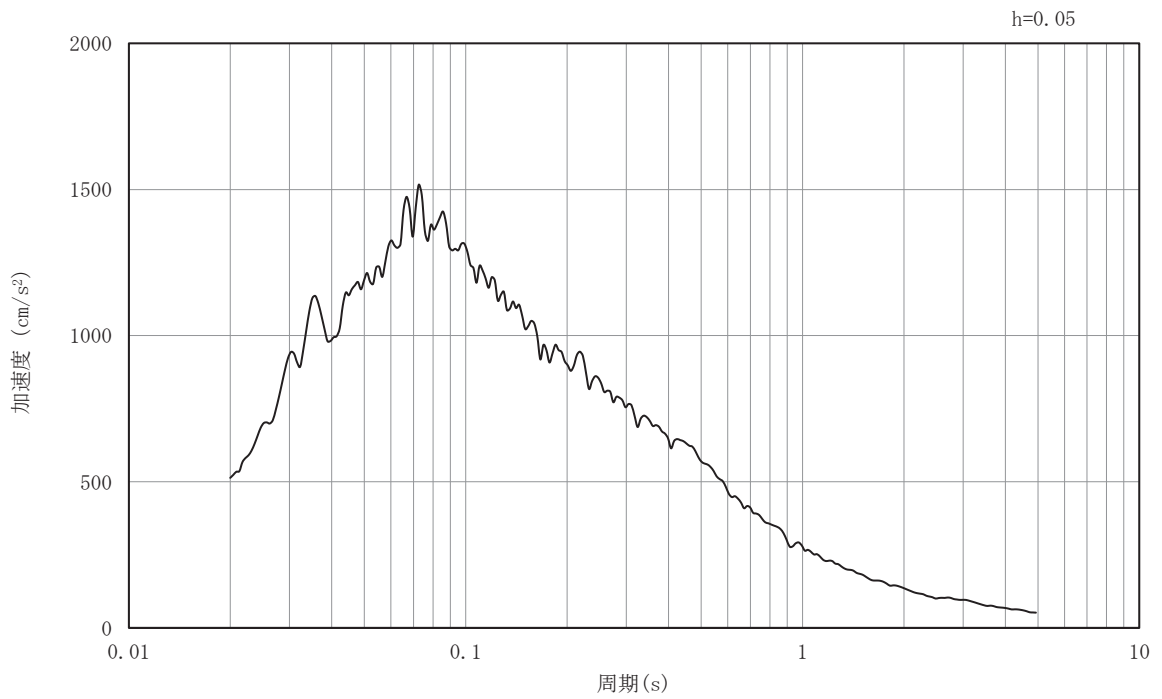


(b) 加速度応答スペクトル

図3-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 水平成分 : S s - D 2)

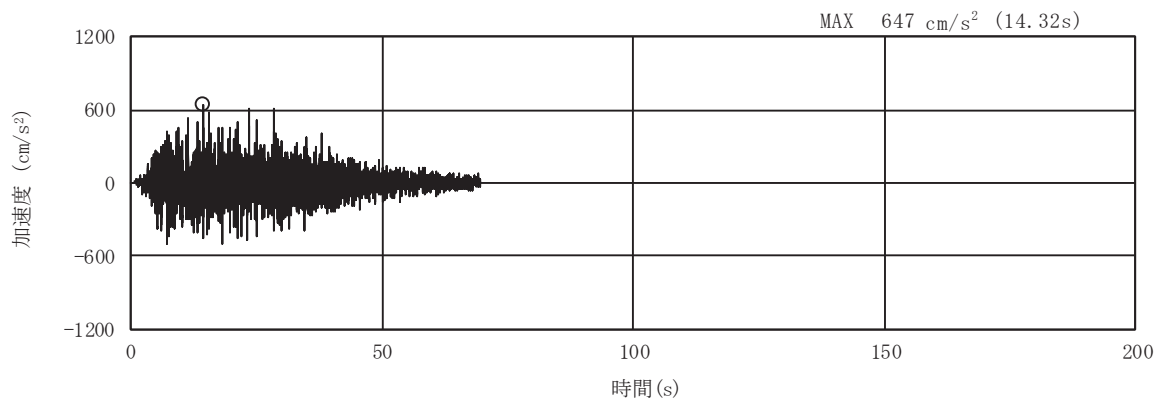


(a) 加速度時刻歴波形

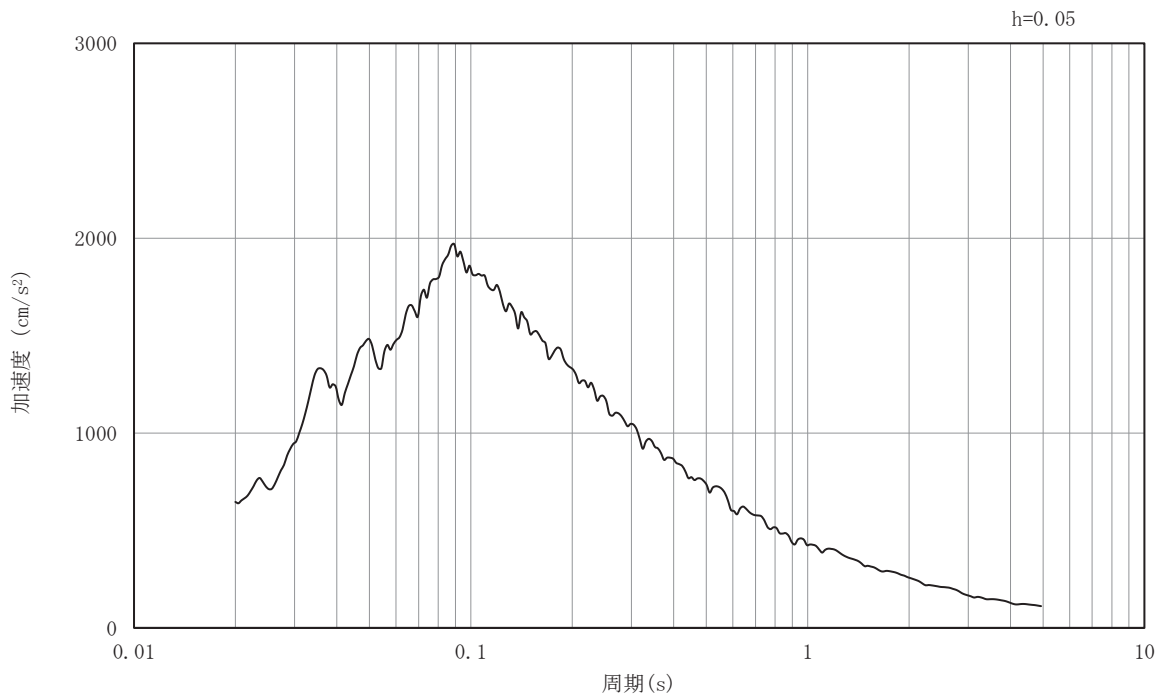


(b) 加速度応答スペクトル

図3-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 鉛直成分 : S s - D 2)

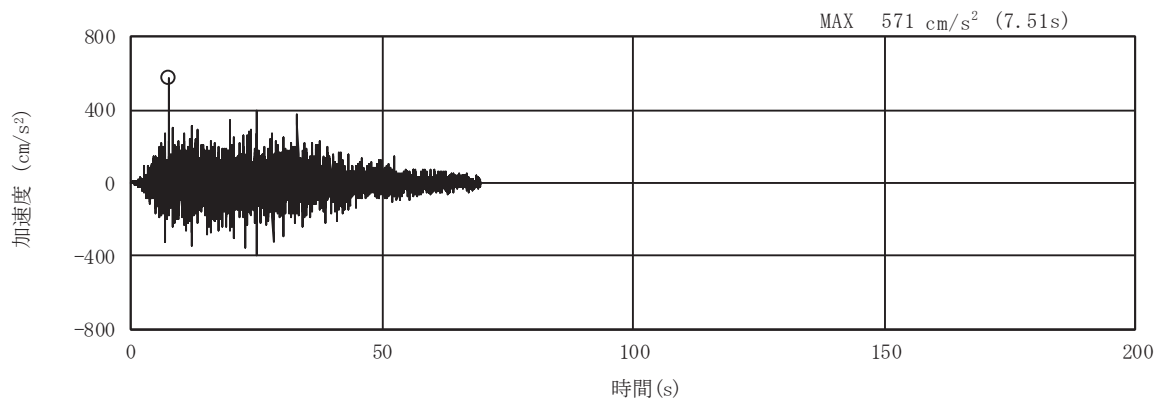


(a) 加速度時刻歴波形

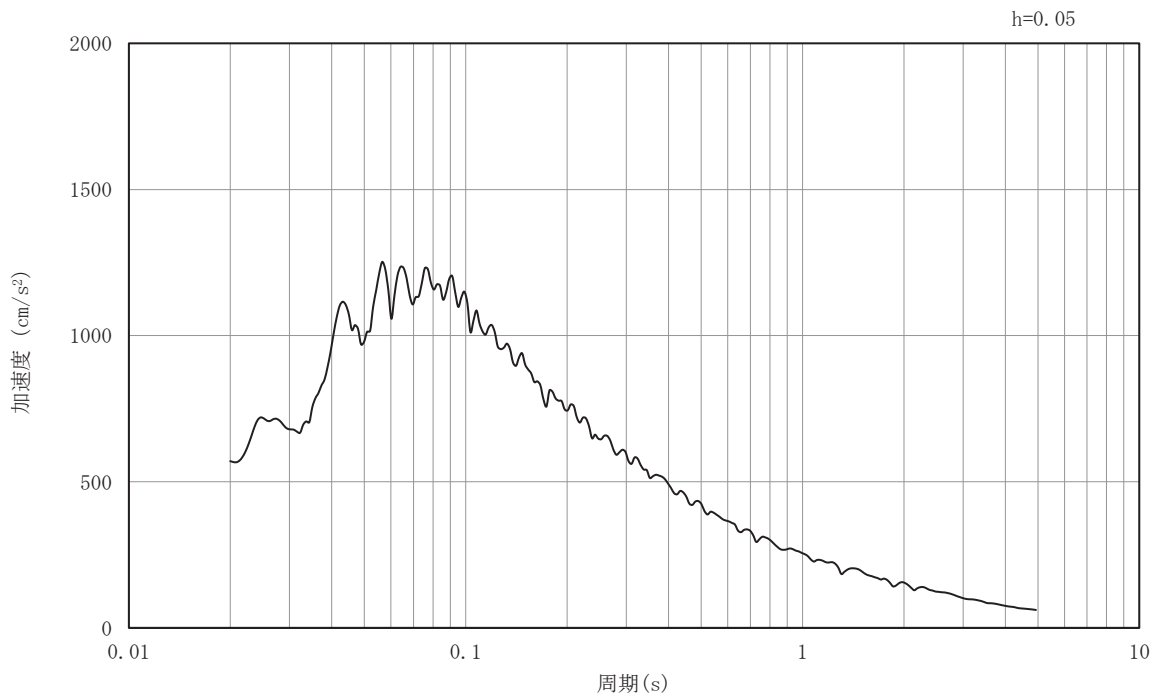


(b) 加速度応答スペクトル

図3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 水平成分 : S s - D 3)

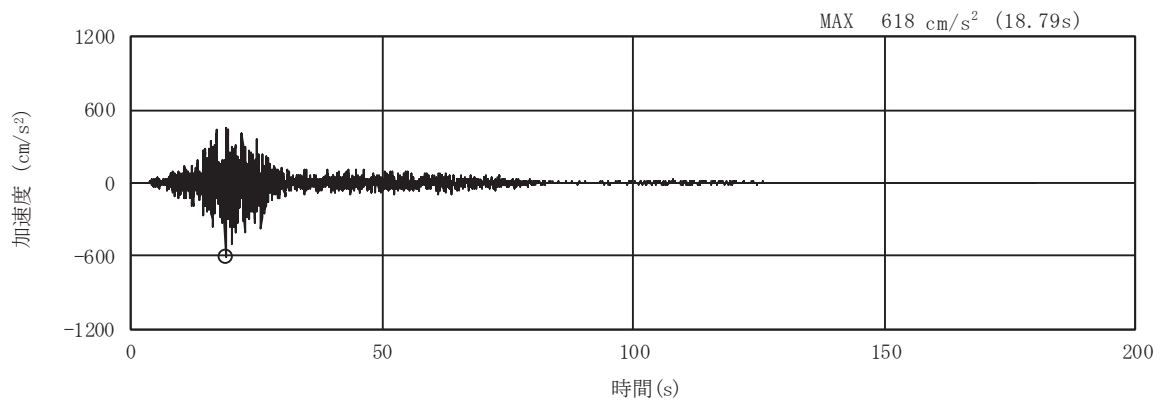


(a) 加速度時刻歴波形

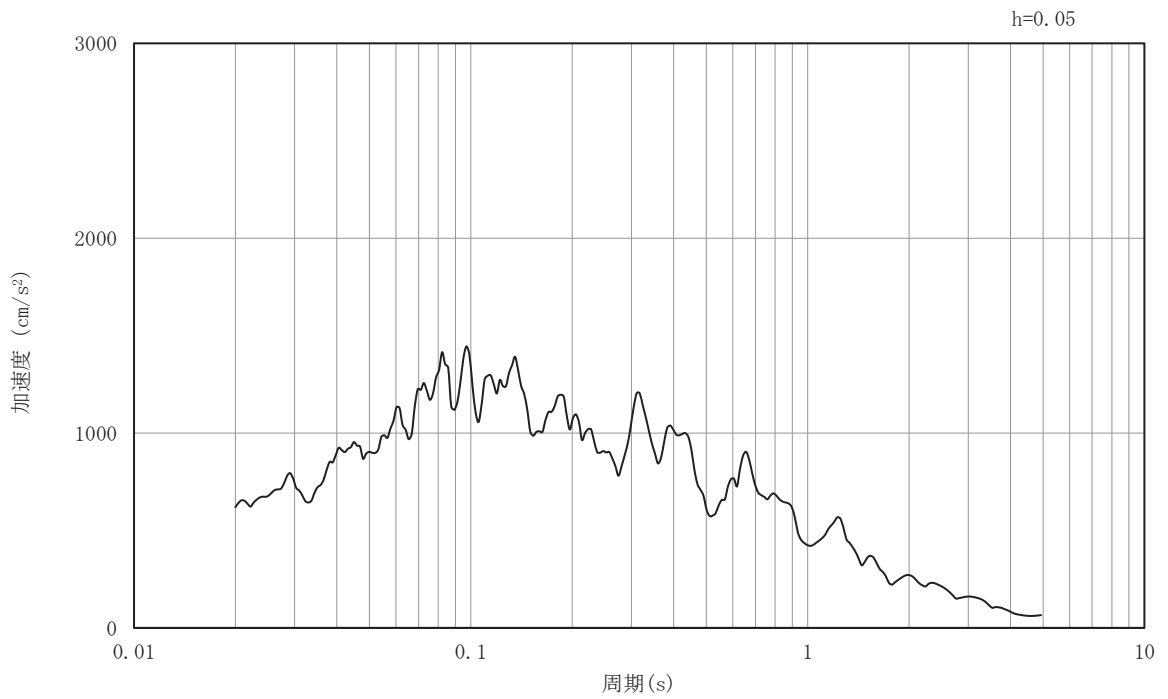


(b) 加速度応答スペクトル

図3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 鉛直成分 : S s - D 3)

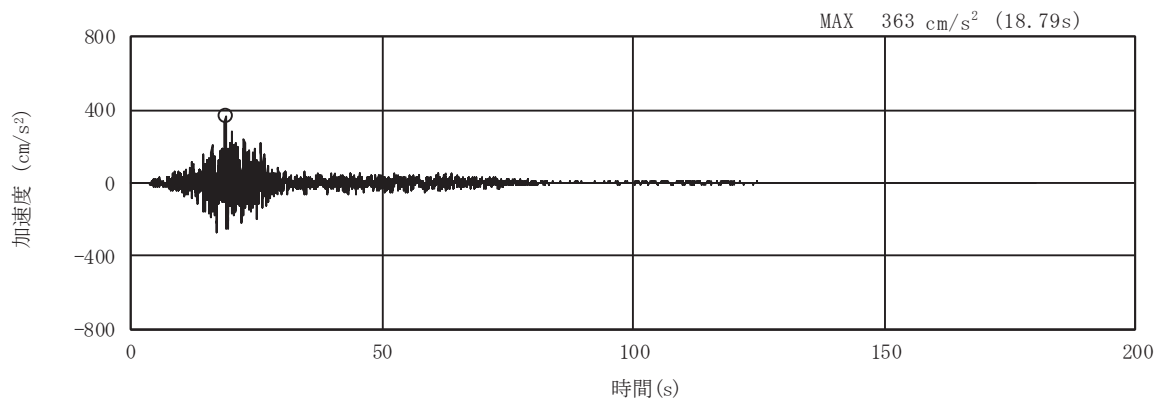


(a) 加速度時刻歴波形

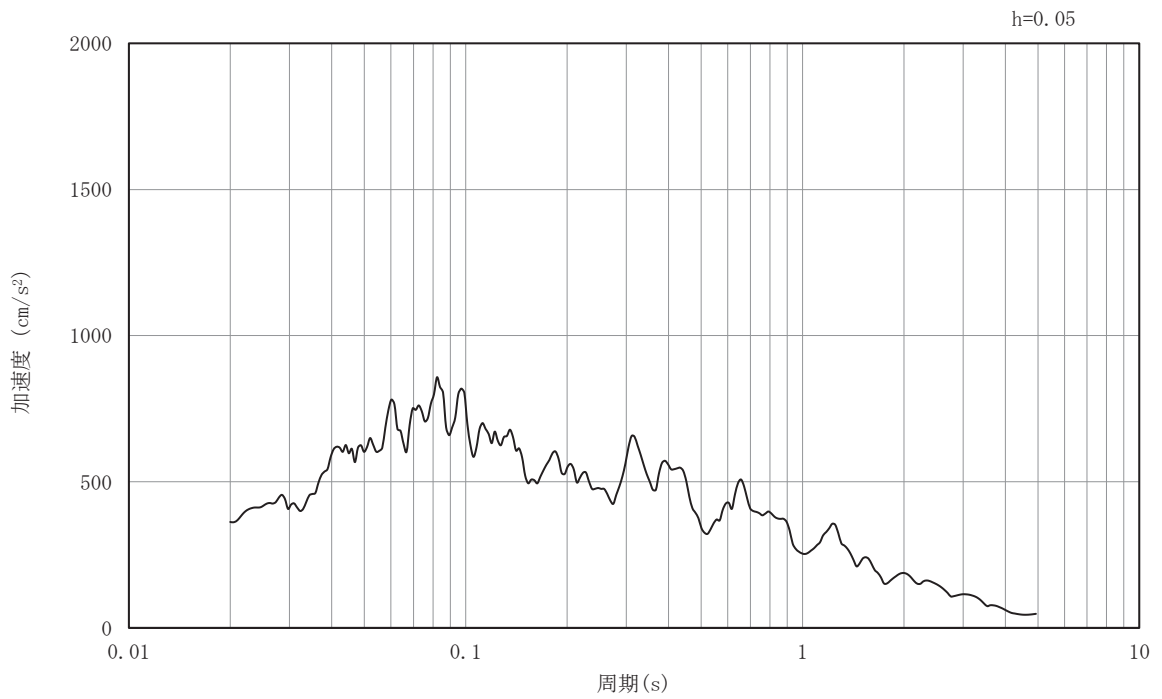


(b) 加速度応答スペクトル

図3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 水平成分 : S s - F 1)

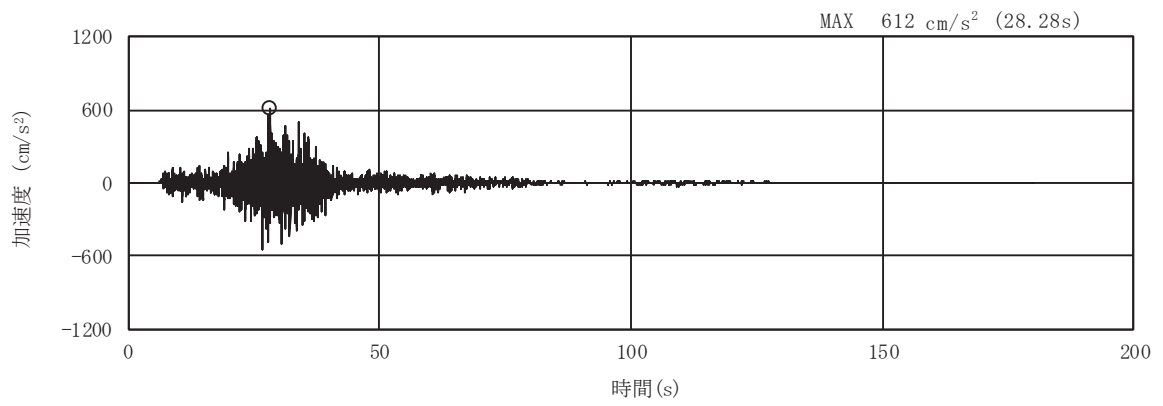


(a) 加速度時刻歴波形

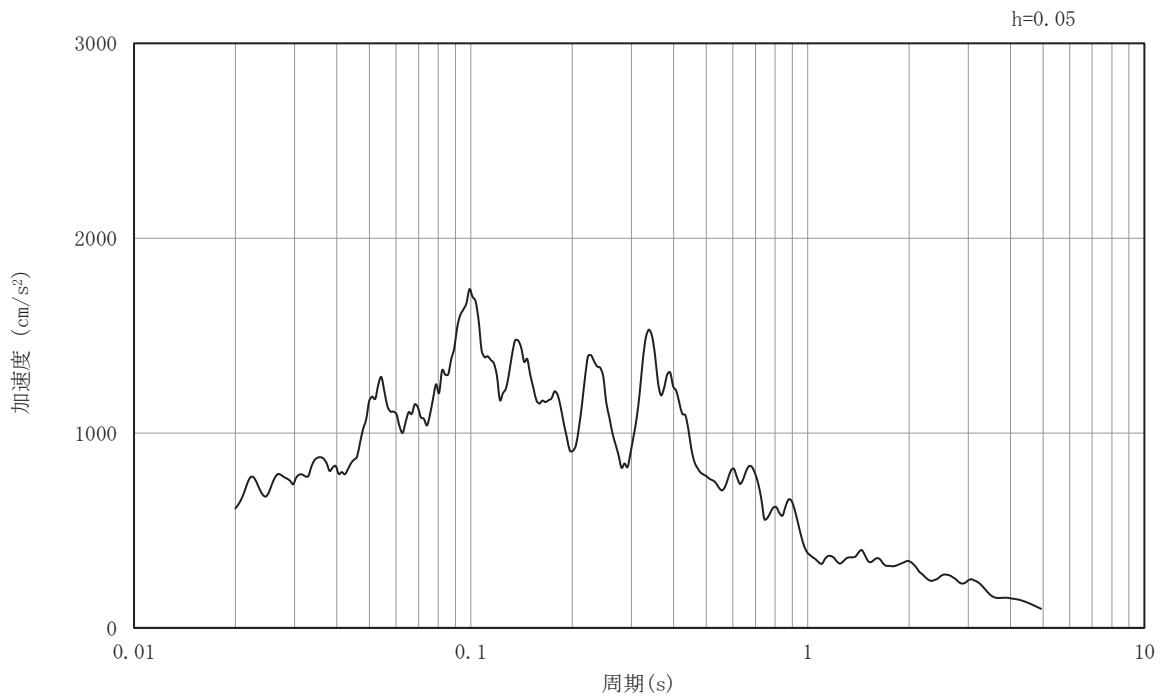


(b) 加速度応答スペクトル

図3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 鉛直成分 : S s - F 1)

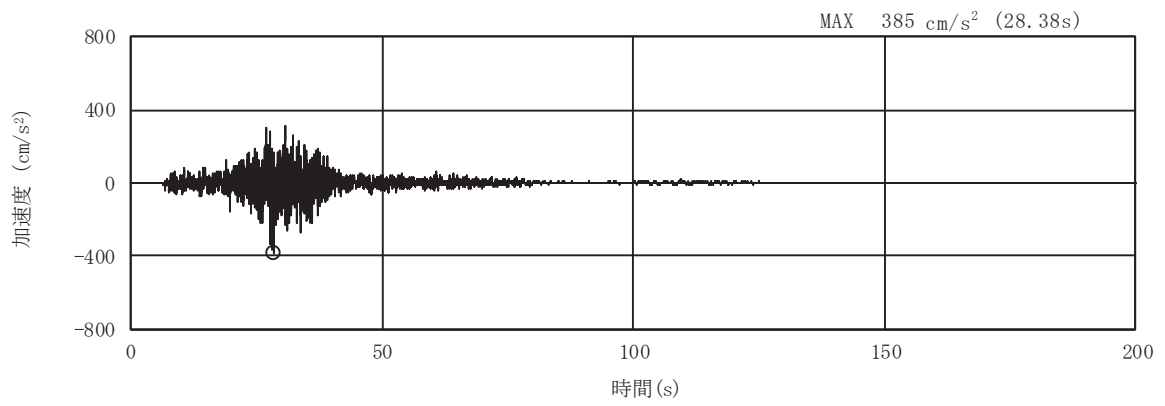


(a) 加速度時刻歴波形

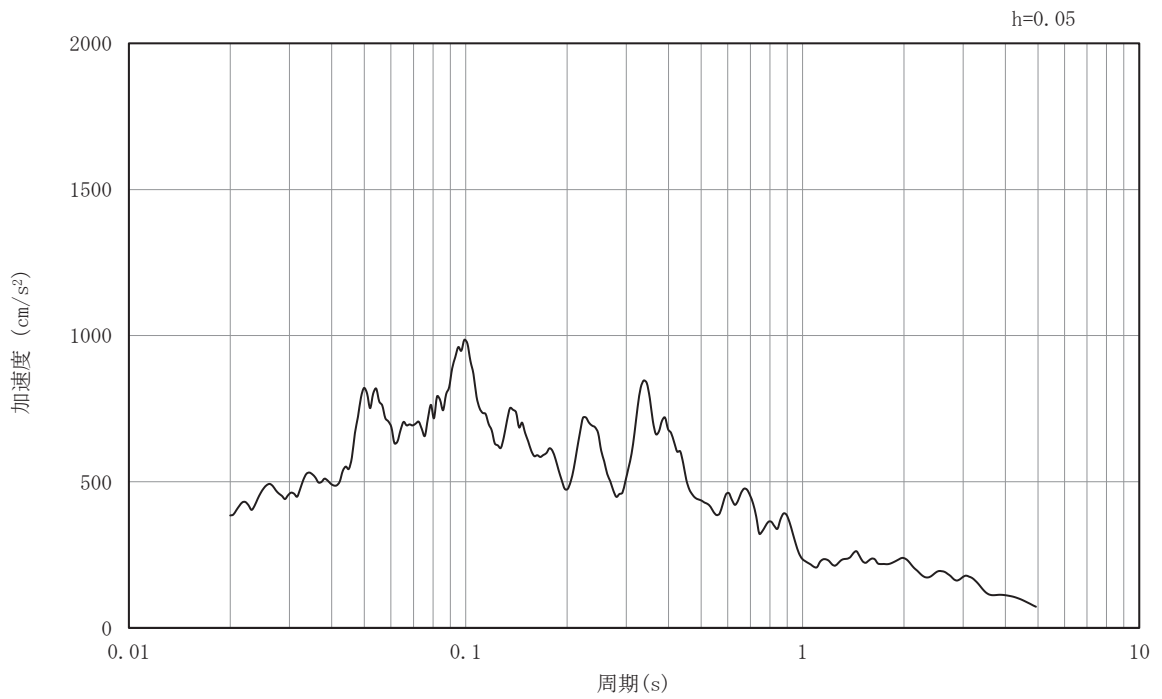


(b) 加速度応答スペクトル

図3-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 水平成分 : S s - F 2)

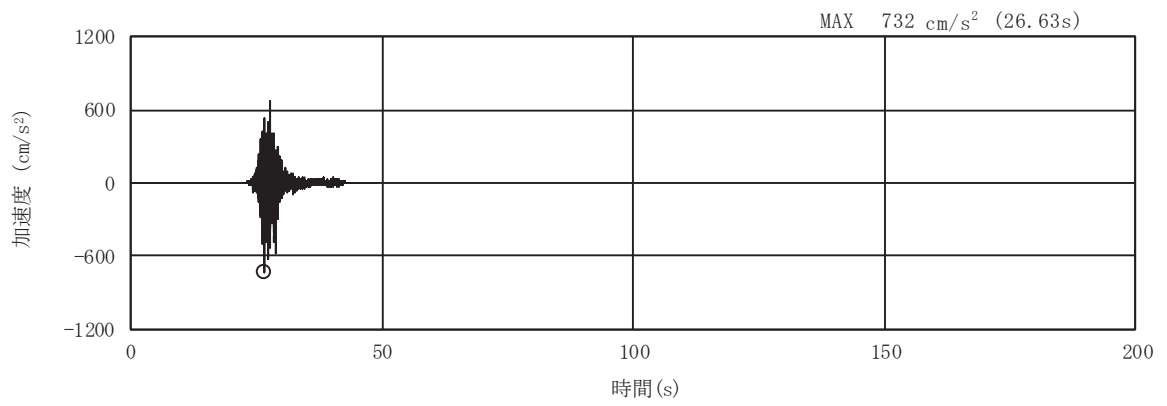


(a) 加速度時刻歴波形

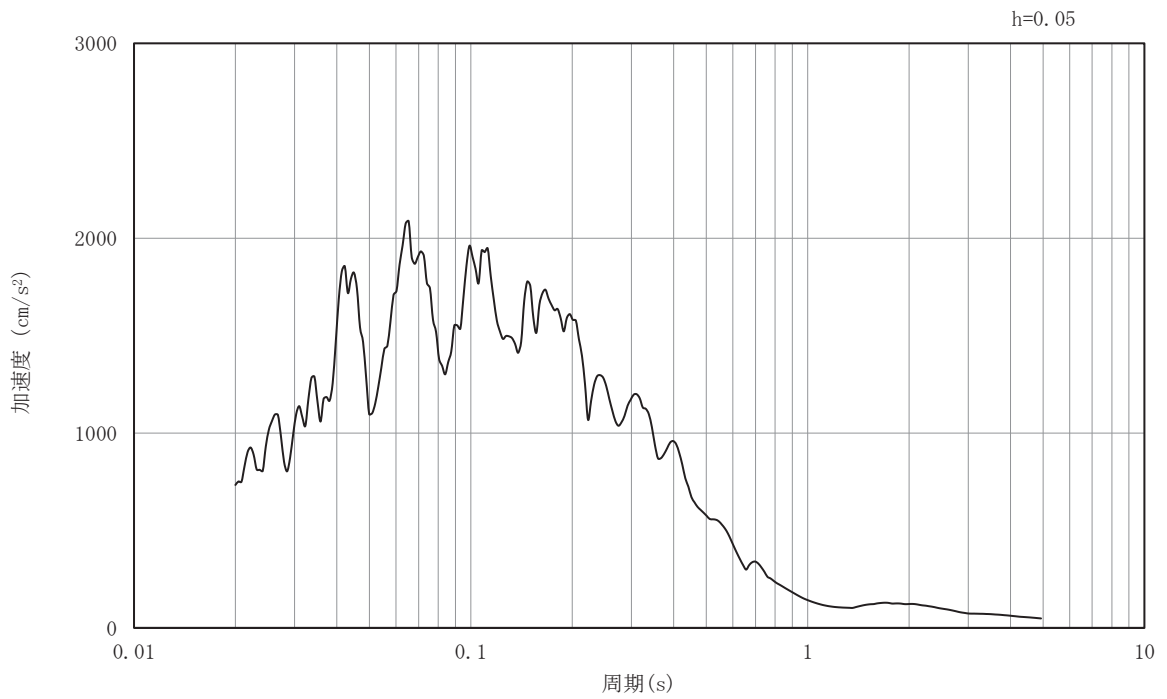


(b) 加速度応答スペクトル

図3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 鉛直成分 : S s - F 2)

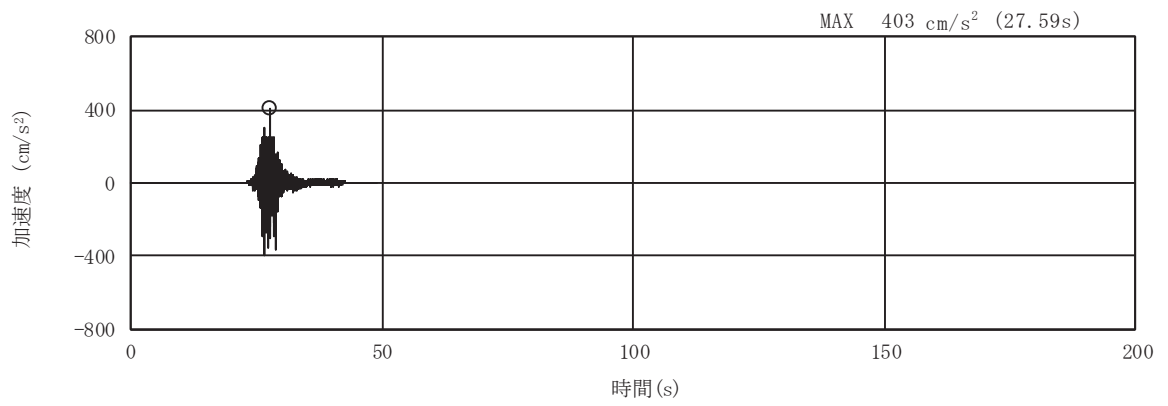


(a) 加速度時刻歴波形

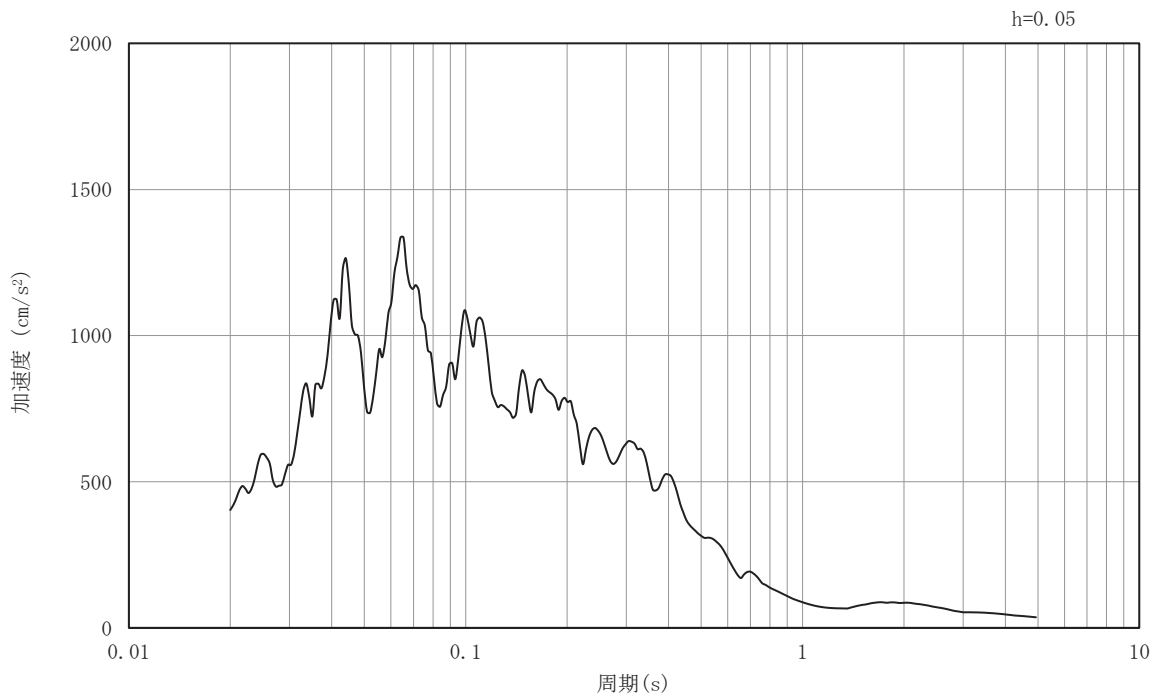


(b) 加速度応答スペクトル

図3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 水平成分 : S s - F 3)

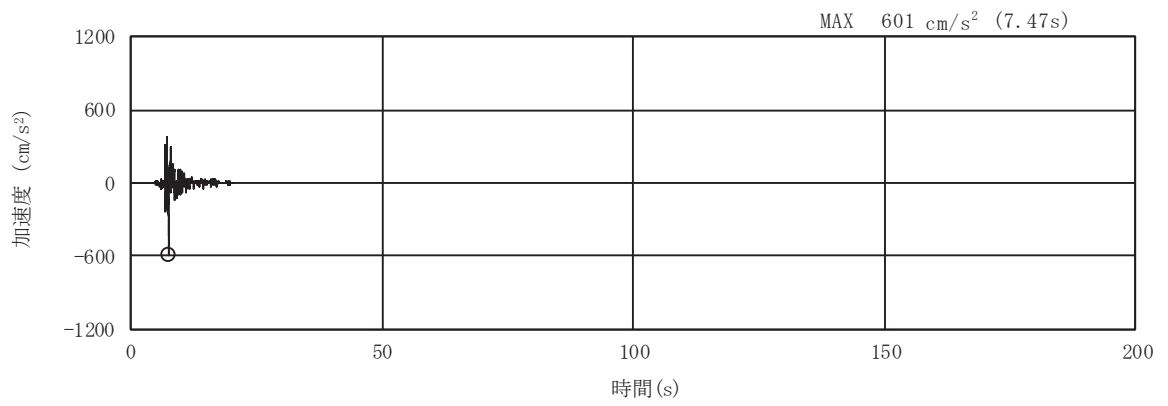


(a) 加速度時刻歴波形

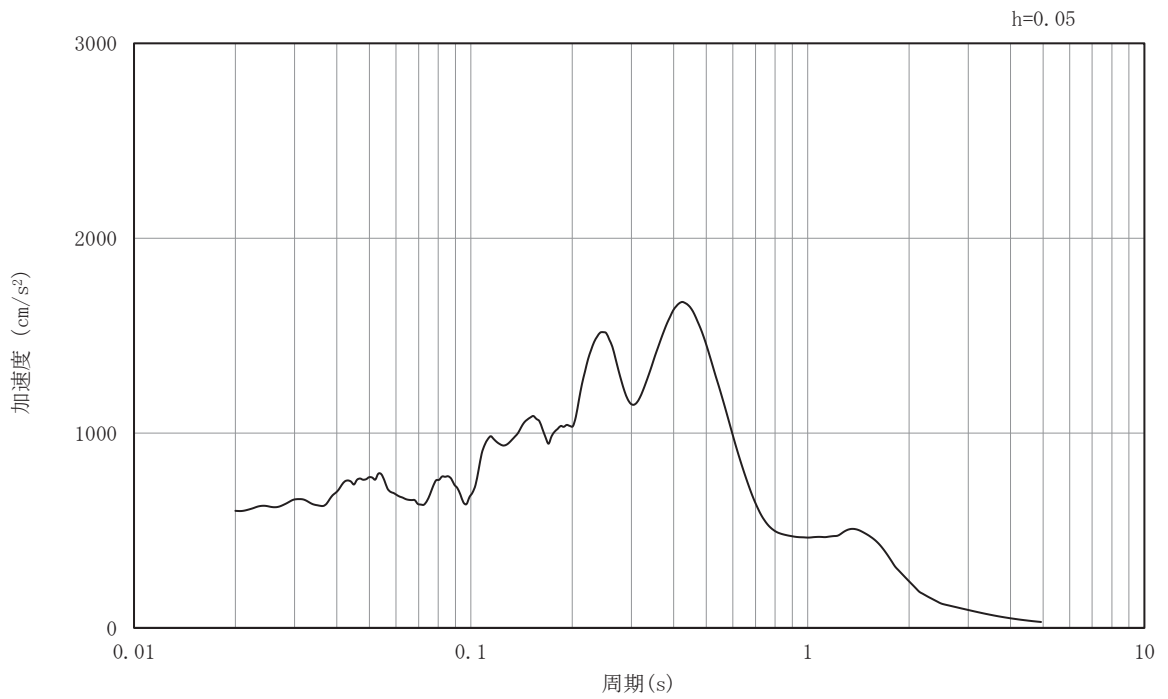


(b) 加速度応答スペクトル

図3-18 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 鉛直成分 : S s - F 3)

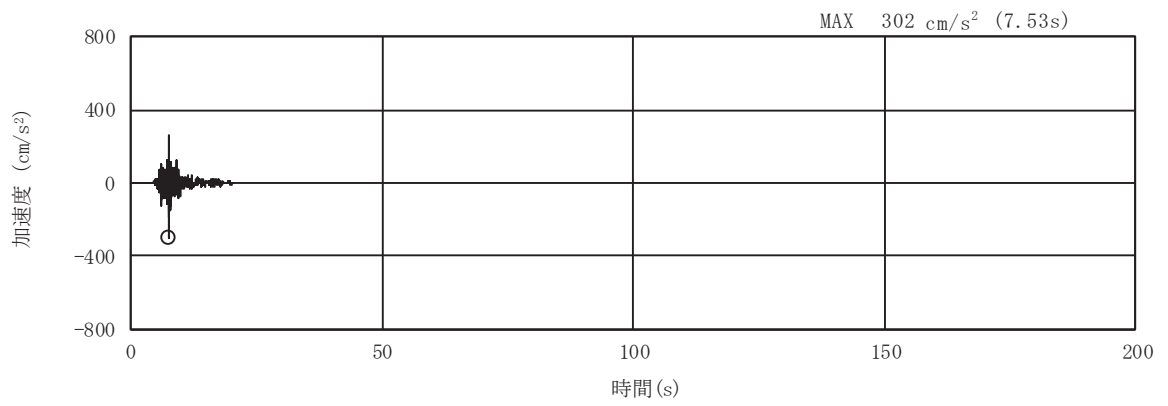


(a) 加速度時刻歴波形

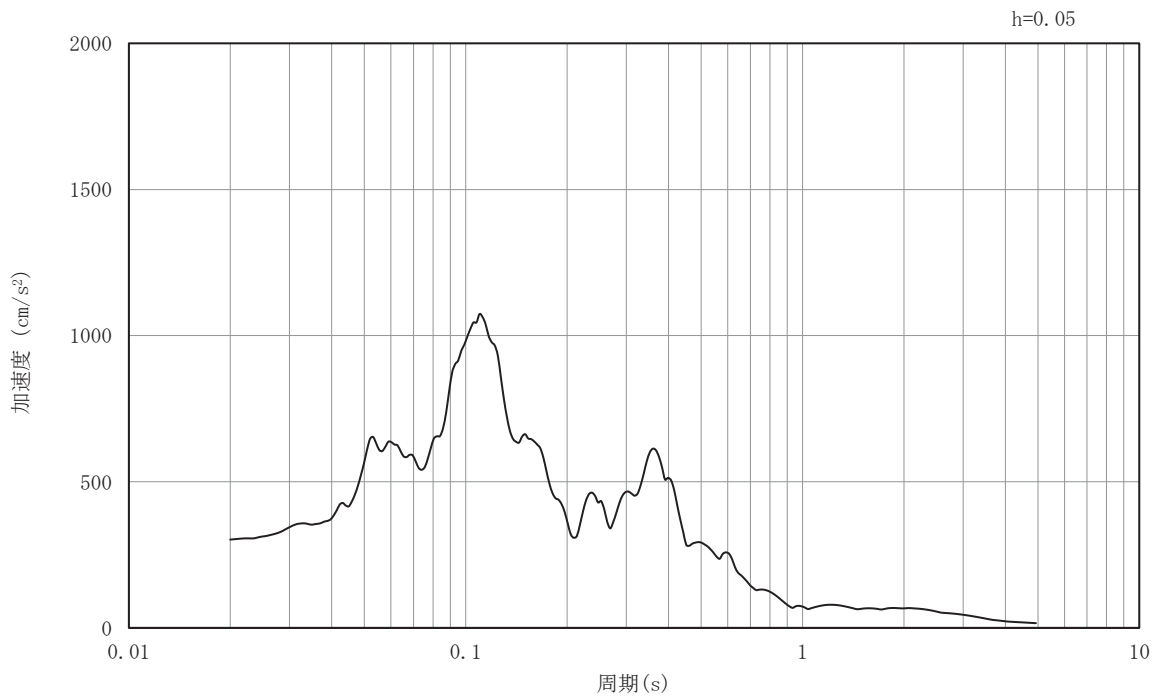


(b) 加速度応答スペクトル

図3-19 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 水平成分 : S s - N 1)

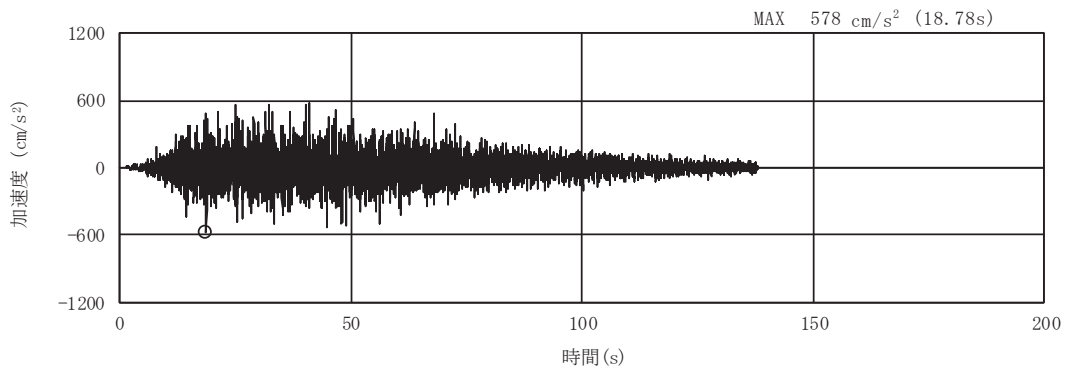


(a) 加速度時刻歴波形

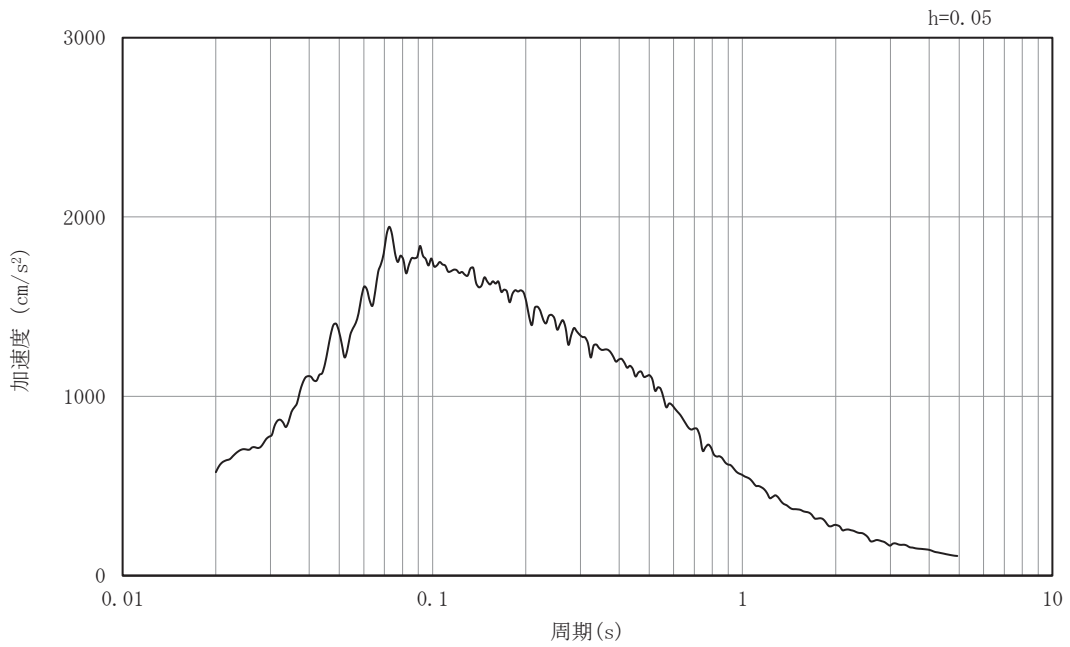


(b) 加速度応答スペクトル

図3-20 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(EW断面 鉛直成分 : S s - N 1)

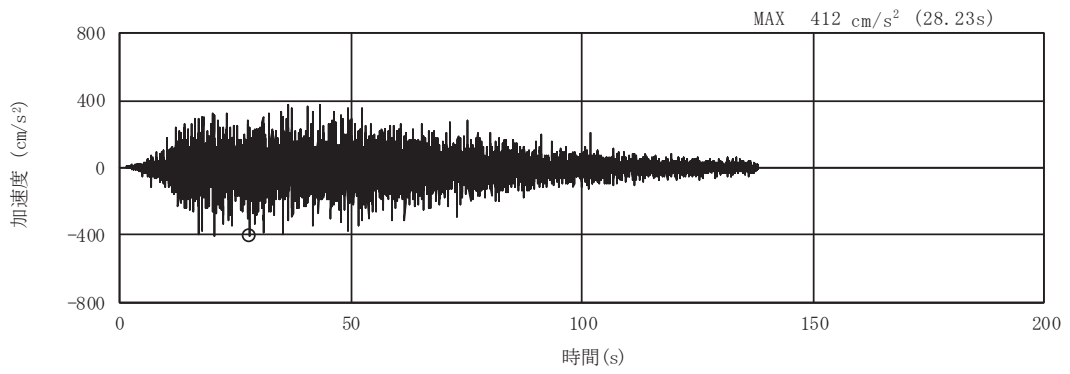


(a) 加加速度時刻歴波形

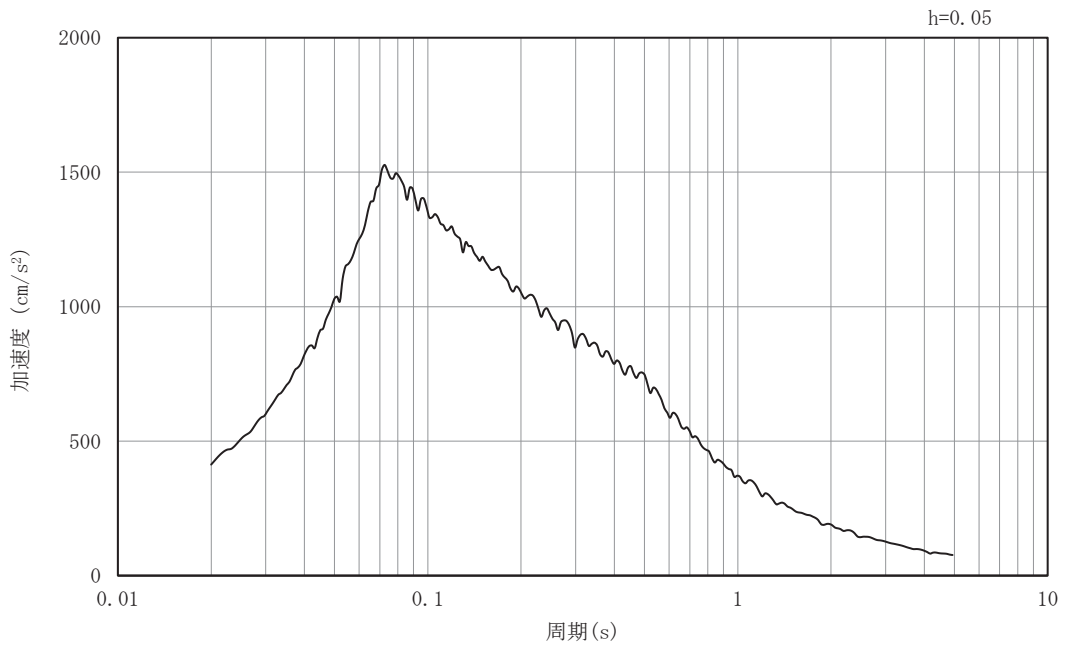


(b) 加加速度応答スペクトル

図3-21 入力地震動の加加速度時刻歴波形及び加加速度応答スペクトル
(NS断面 水平成分: S s - D 1)

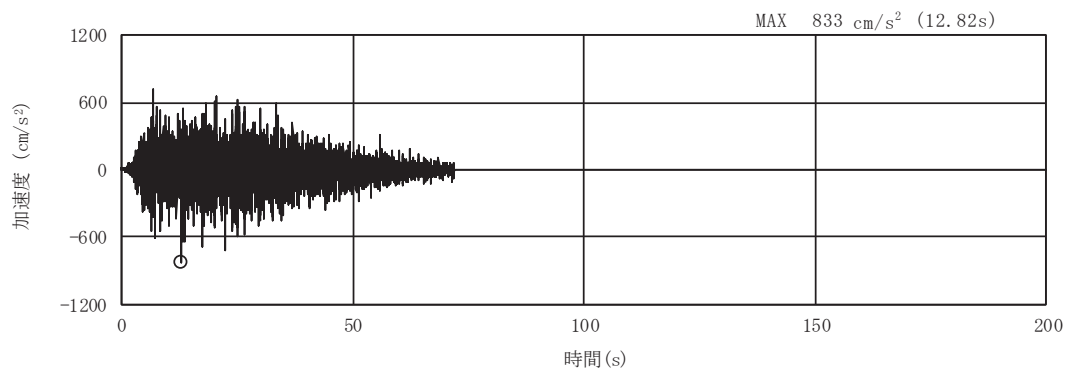


(a) 加速度時刻歴波形

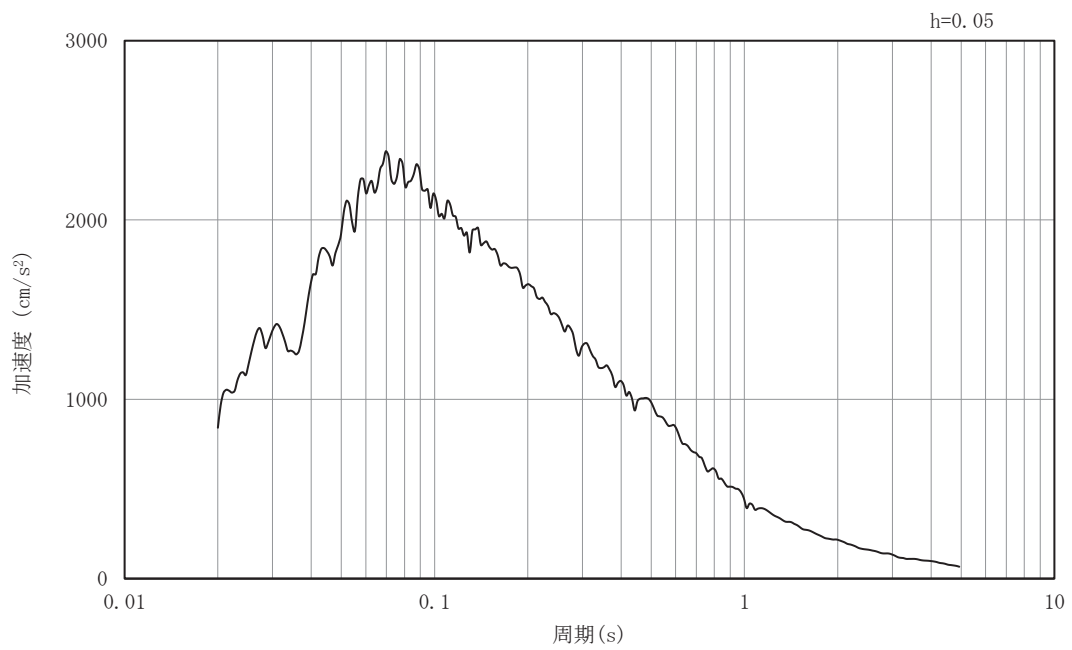


(b) 加速度応答スペクトル

図3-22 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 鉛直成分：S s - D 1)

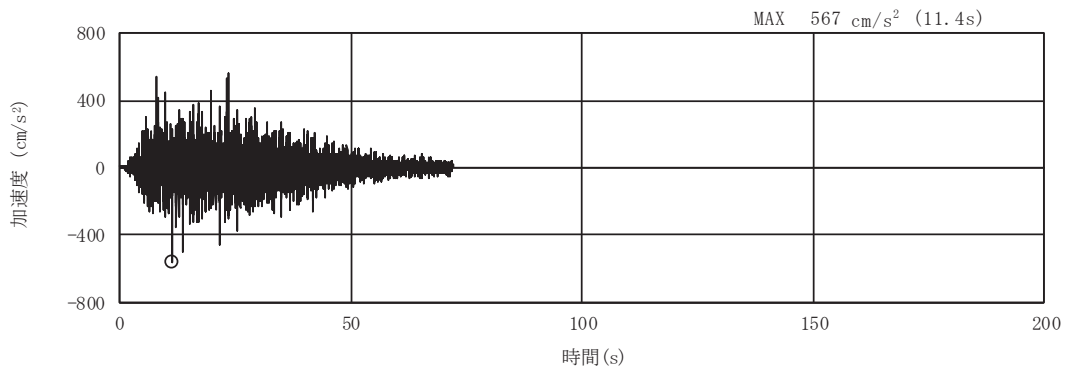


(a) 加速度時刻歴波形

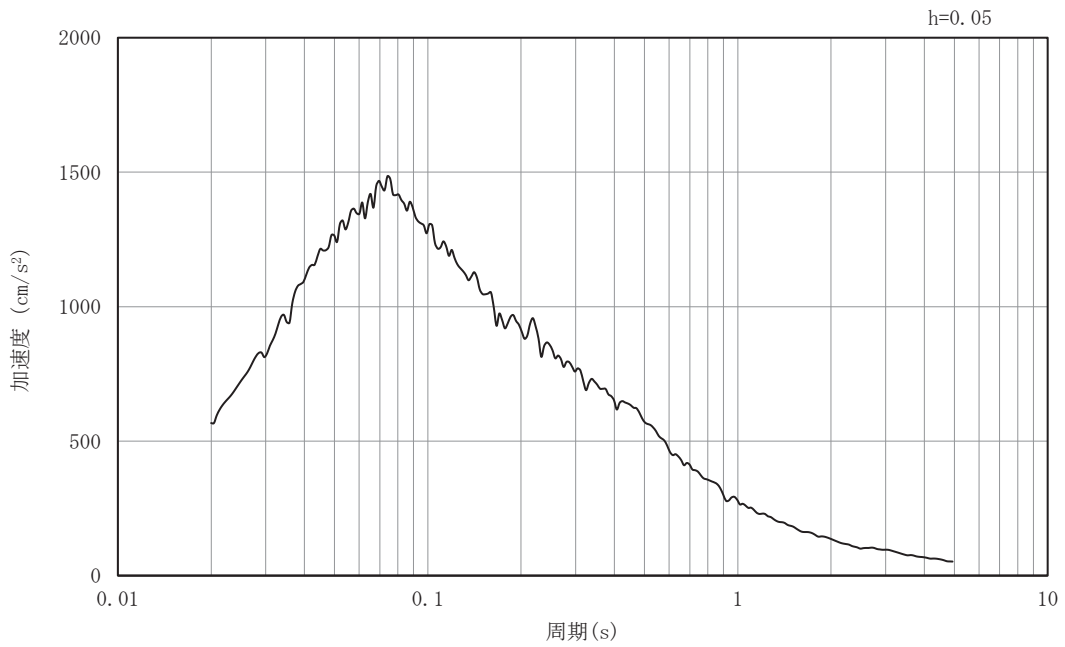


(b) 加速度応答スペクトル

図3-23 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 水平成分：S s - D 2)

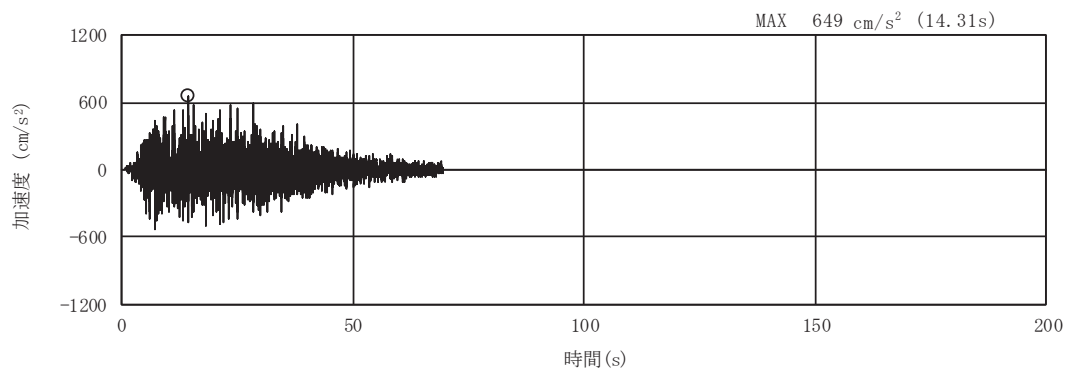


(a) 加速度時刻歴波形

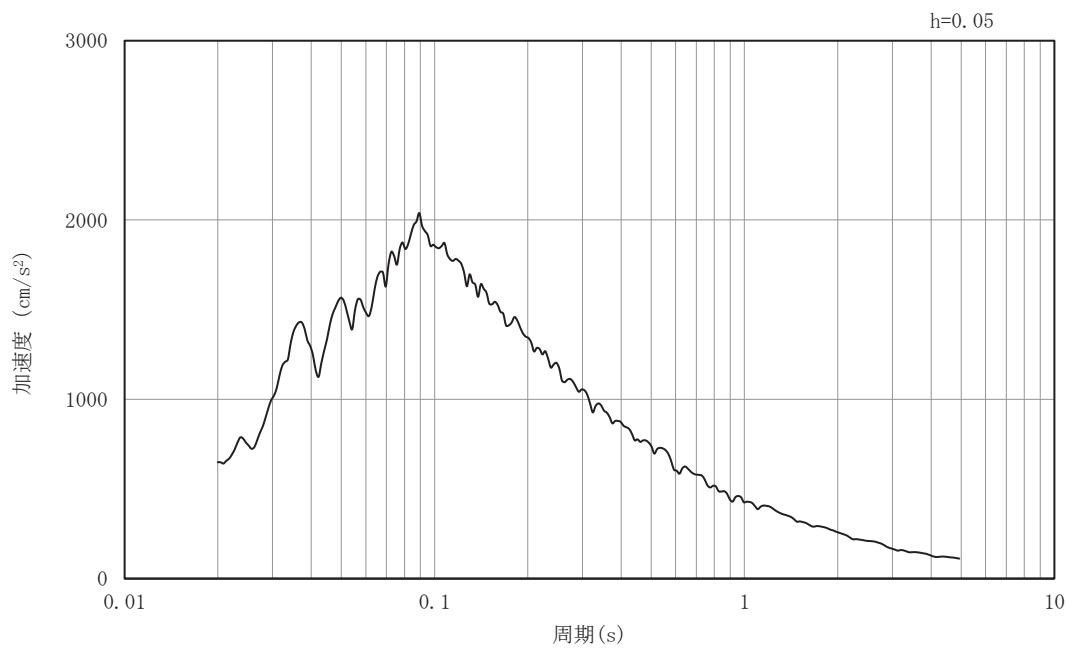


(b) 加速度応答スペクトル

図3-24 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 鉛直成分：S s - D 2)

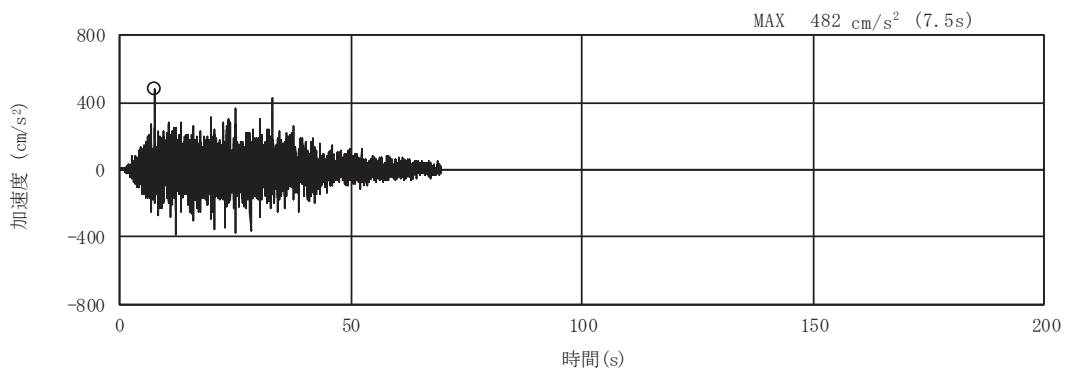


(a) 加速度時刻歴波形

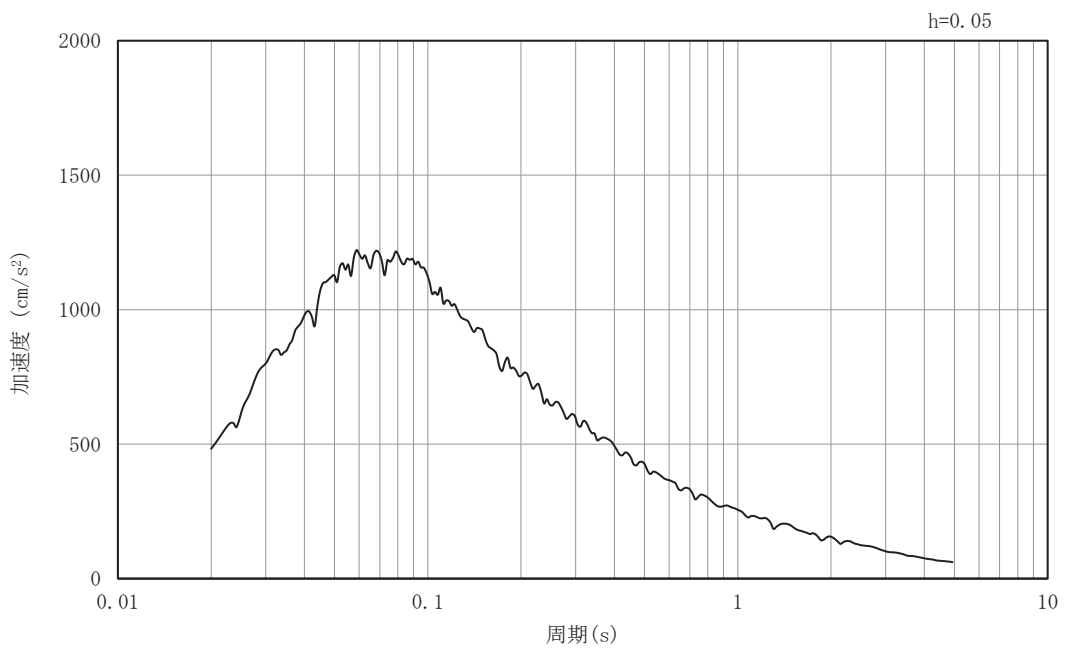


(b) 加速度応答スペクトル

図3-25 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 水平成分: S s - D 3)

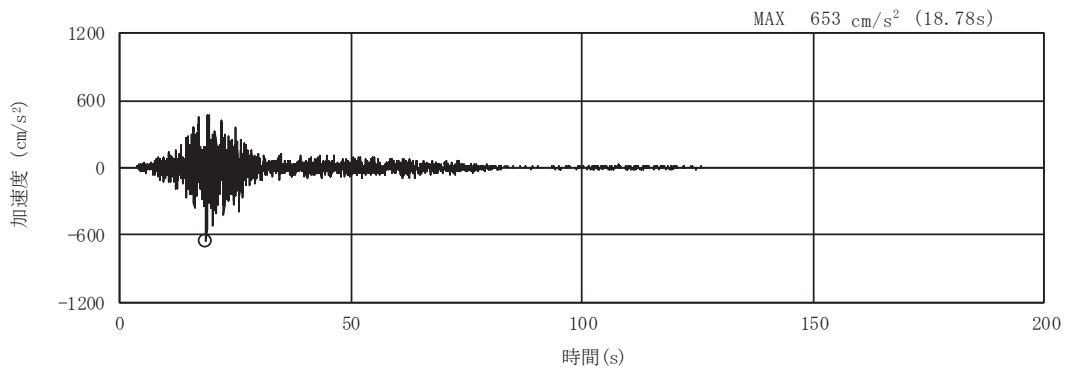


(a) 加速度時刻歴波形

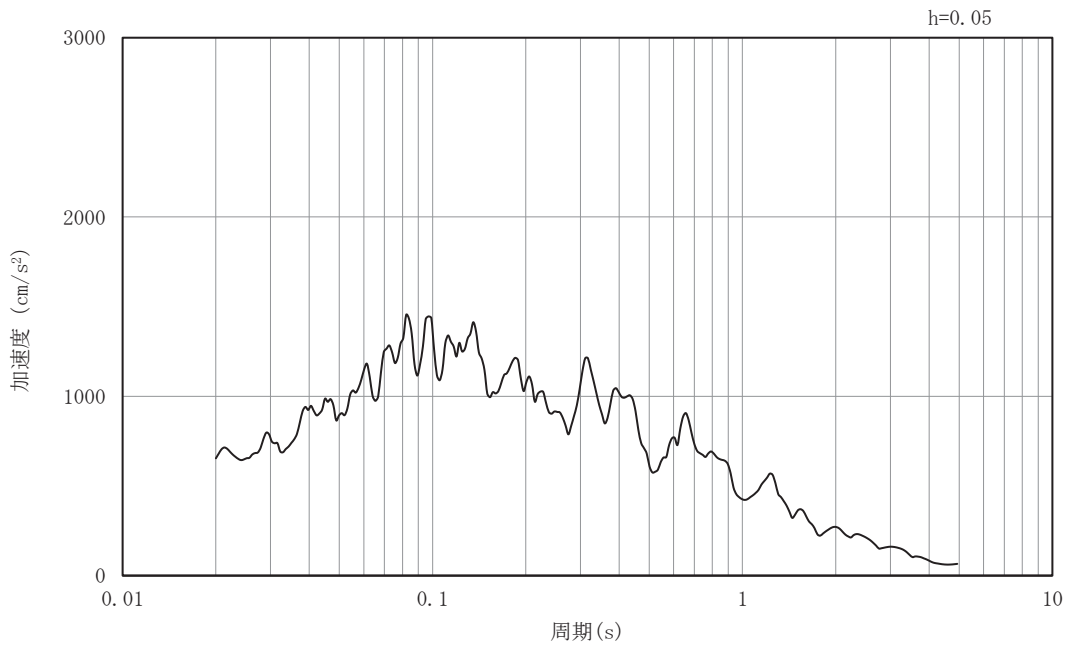


(b) 加速度応答スペクトル

図3-26 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 鉛直成分: S s - D 3)

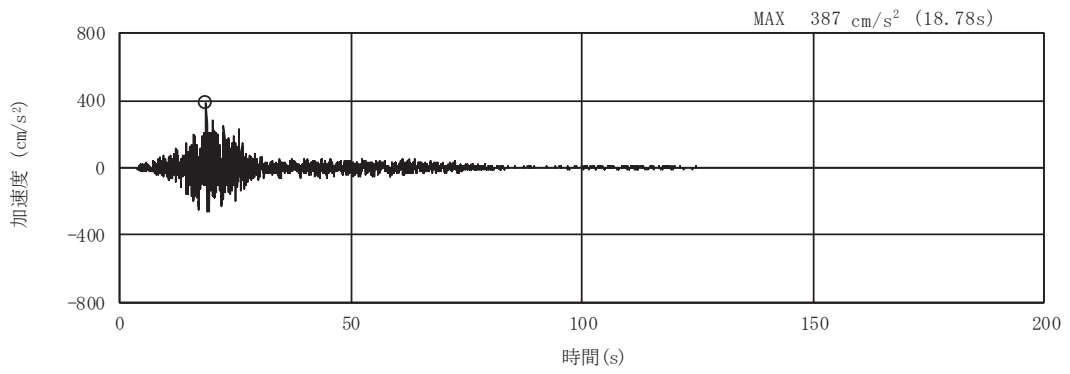


(a) 加速度時刻歴波形

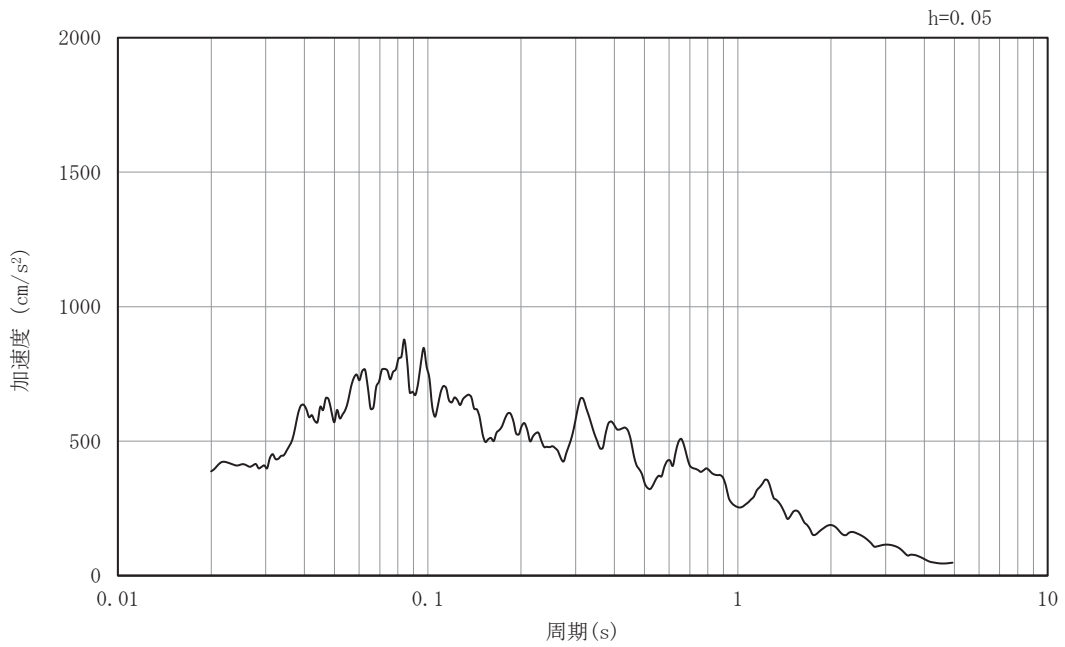


(b) 加速度応答スペクトル

図3-27 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 水平成分：S s - F 1)

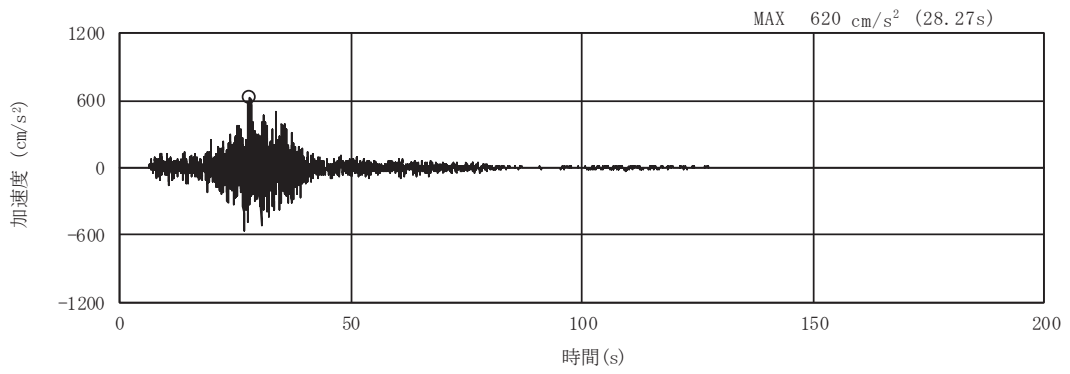


(a) 加速度時刻歴波形

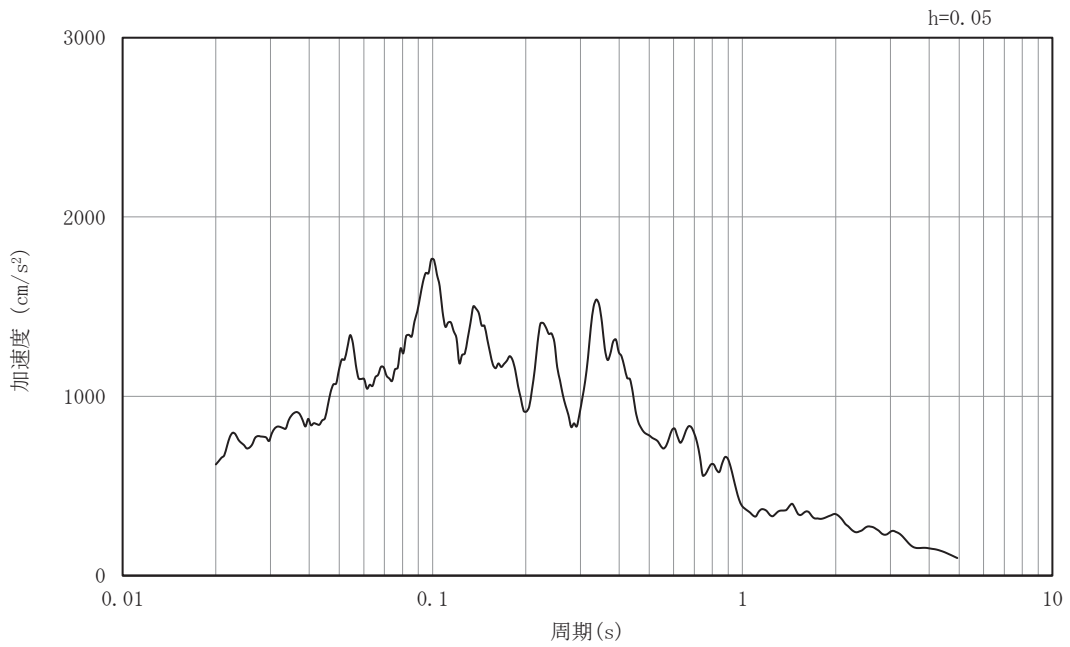


(b) 加速度応答スペクトル

図3-28 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 鉛直成分：S s - F 1)

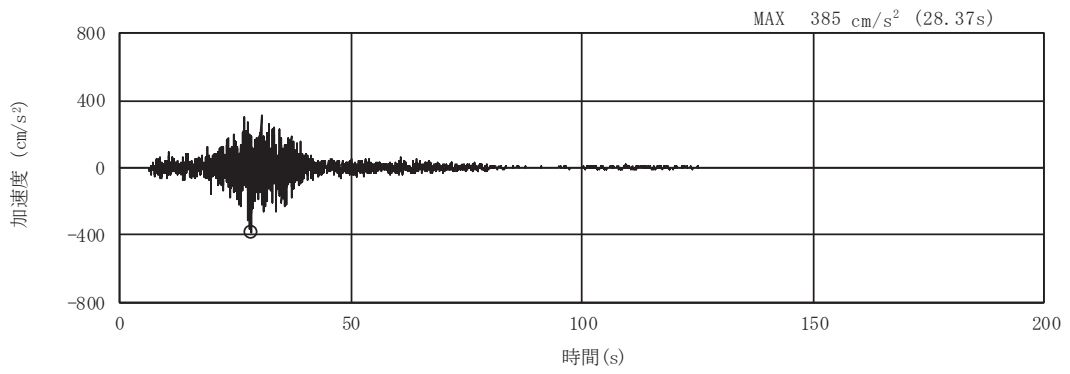


(a) 加速度時刻歴波形

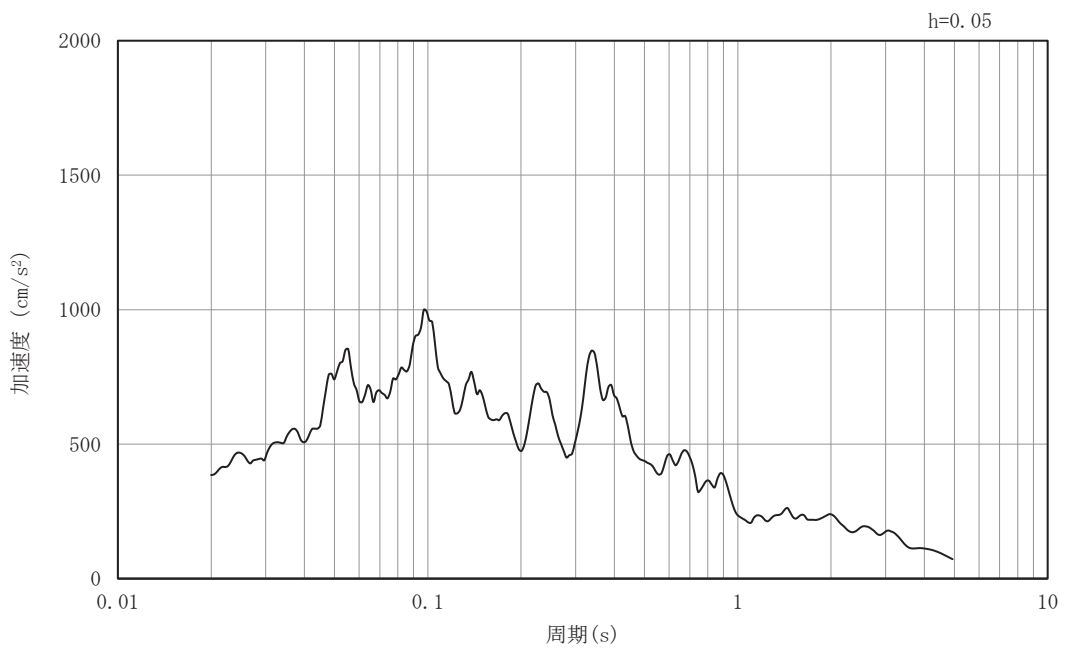


(b) 加速度応答スペクトル

図3-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 水平成分: S s - F 2)

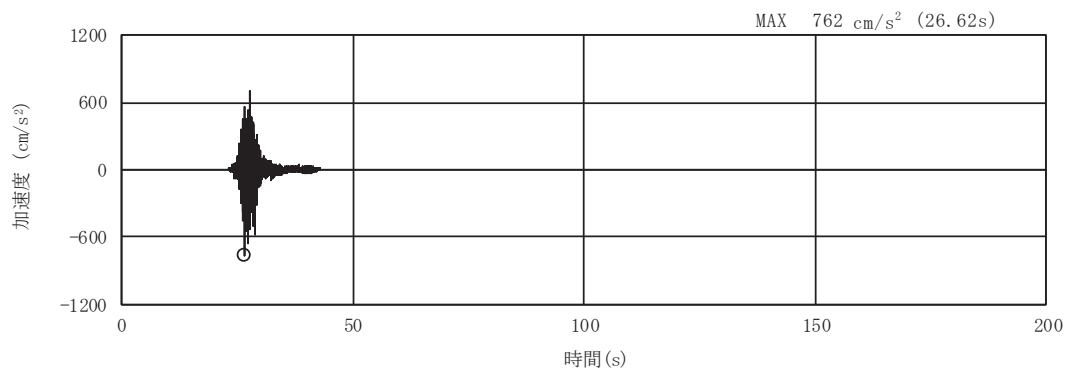


(a) 加速度時刻歴波形

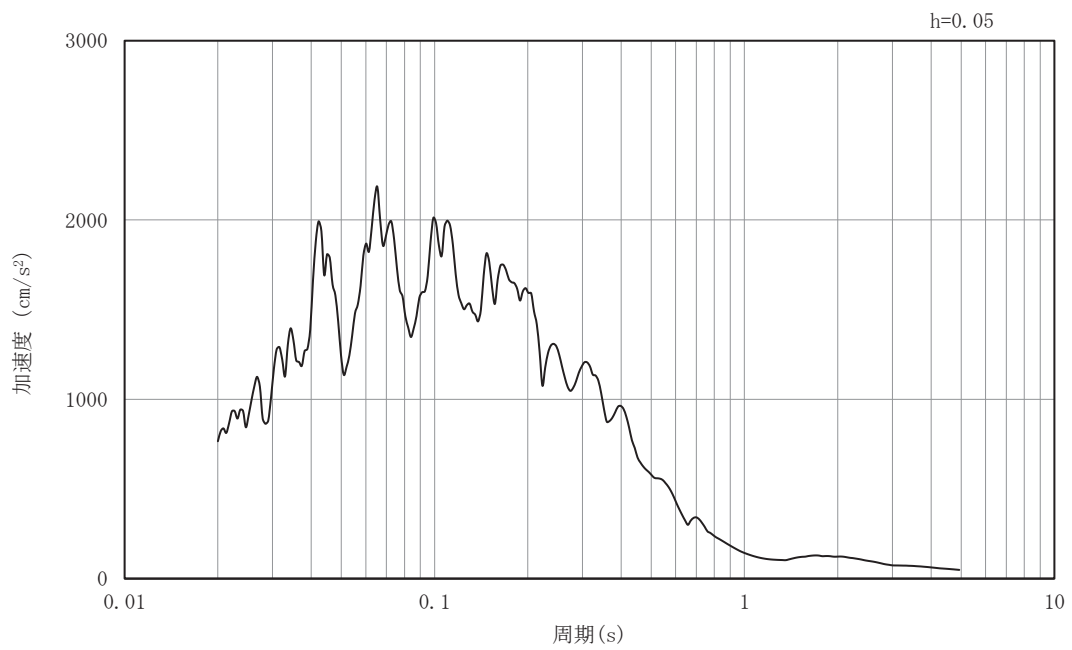


(b) 加速度応答スペクトル

図3-30 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 鉛直成分：S s - F 2)

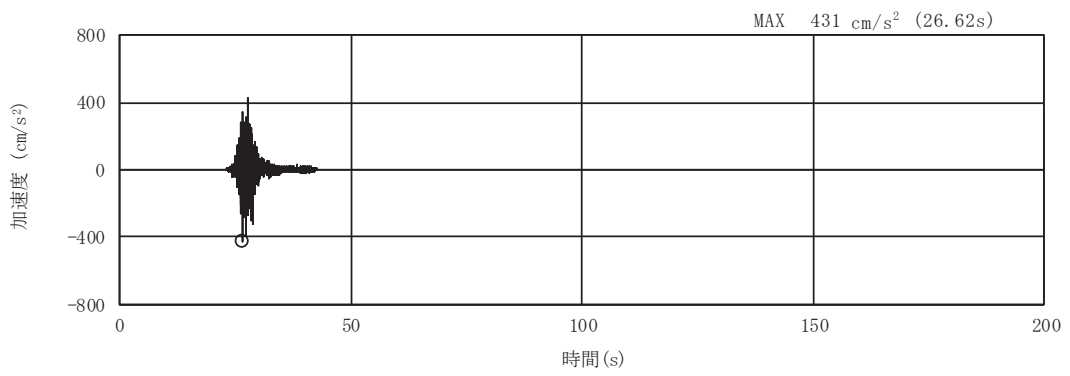


(a) 加速度時刻歴波形

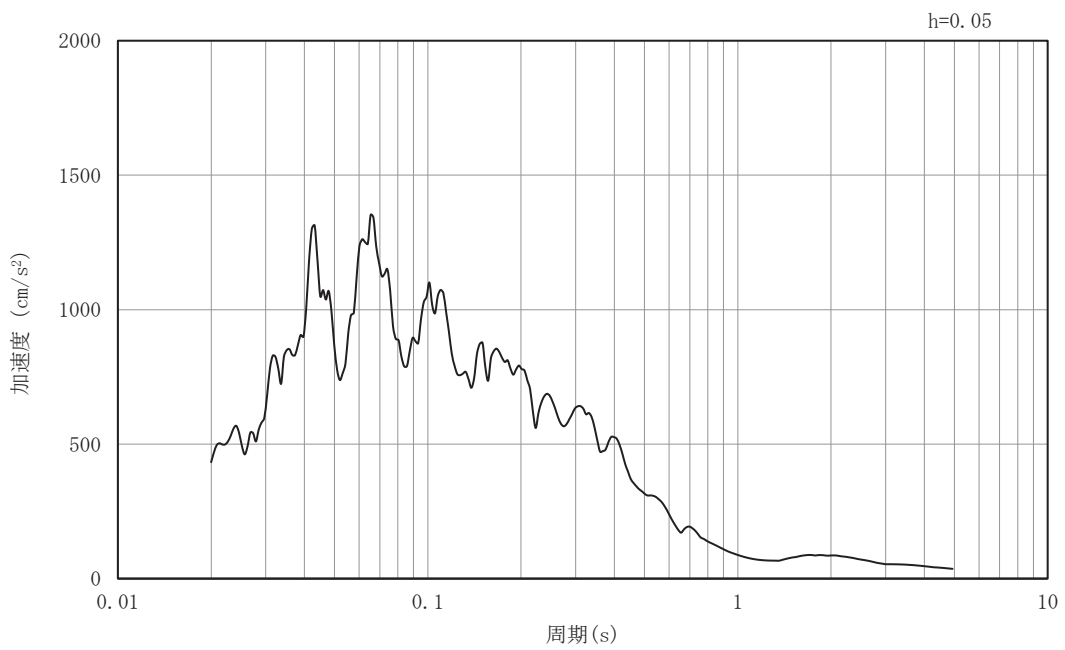


(b) 加速度応答スペクトル

図3-31 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 水平成分：S s - F 3)

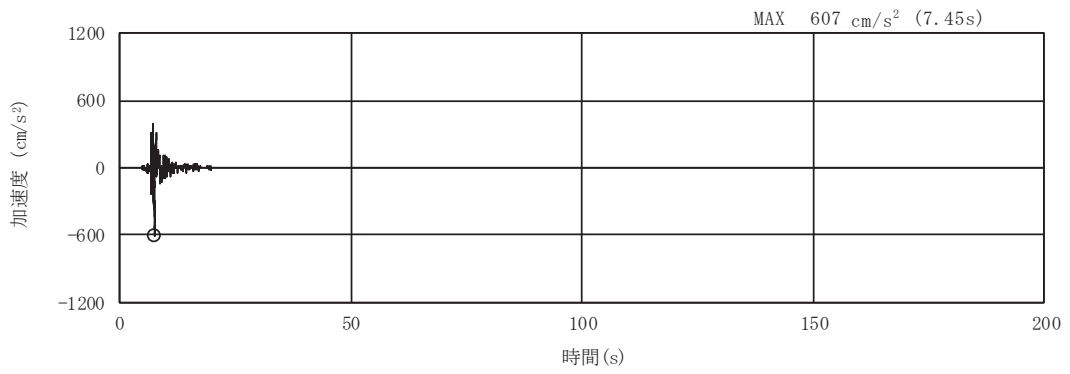


(a) 加速度時刻歴波形

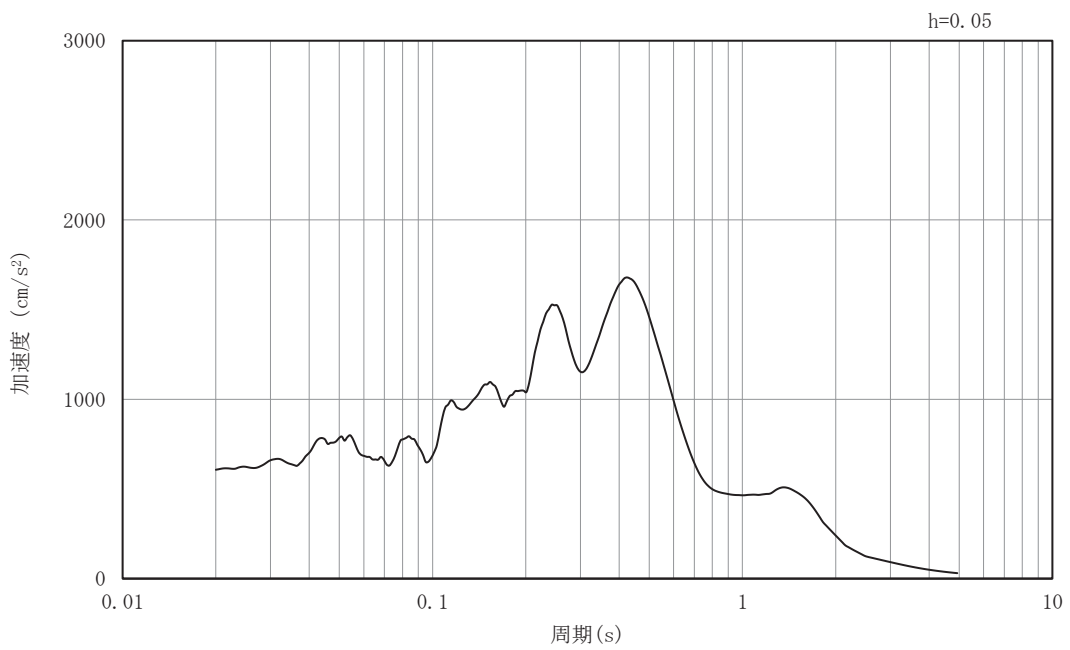


(b) 加速度応答スペクトル

図3-32 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 鉛直成分: S s - F 3)

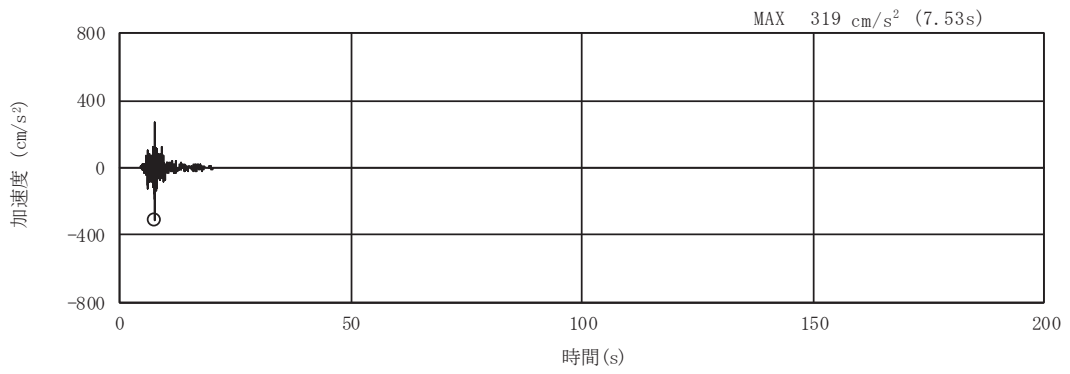


(a) 加速度時刻歴波形

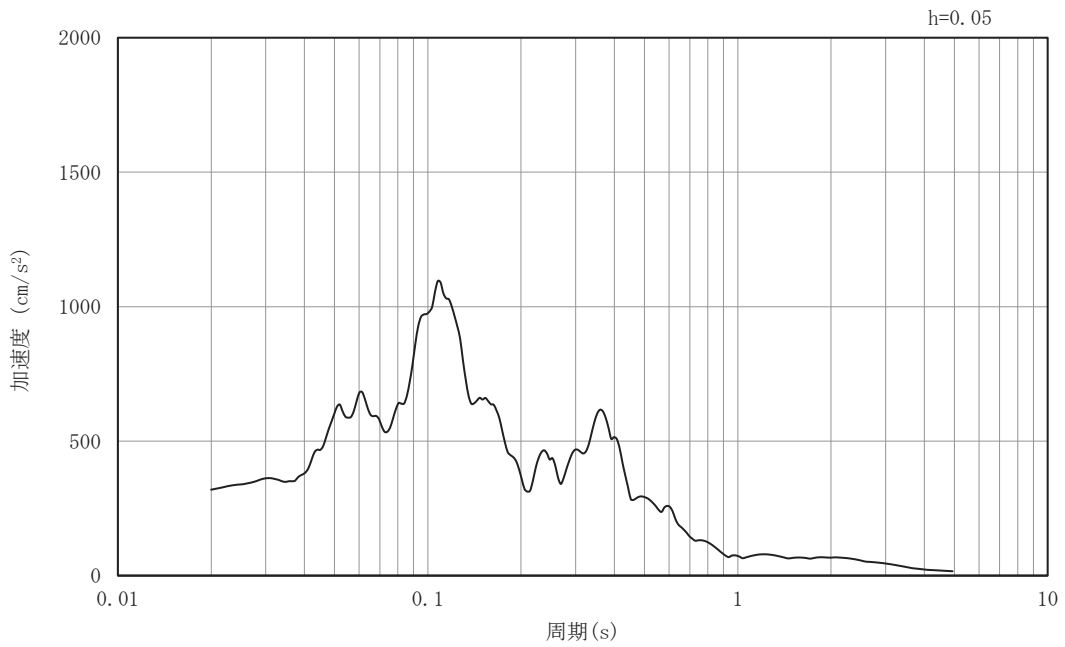


(b) 加速度応答スペクトル

図3-33 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 水平成分: S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図3-34 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(NS断面 鉛直成分：S s - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

(1) 解析領域

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。

(2) 境界条件

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

第3号機補機冷却海水系放水ピットは等価な剛性を有する二次元等価剛性モデルを作成することとし、構造部材については、線形はり要素及び平面応力要素によりモデル化する。

等価剛性モデルの設定方法は「補足-610-10【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」の方法を踏襲し、線形の三次元モデルに水平荷重として単位荷重(約 100kN/m^2)を作用させたときの水平変位と二次元モデルの水平変位が等しくなるようにコンクリートのせん断弾性係数を補正し、等価剛性モデル付与する。剛性の調整方法を図3-35に、剛性の調整結果を図3-36に示す。

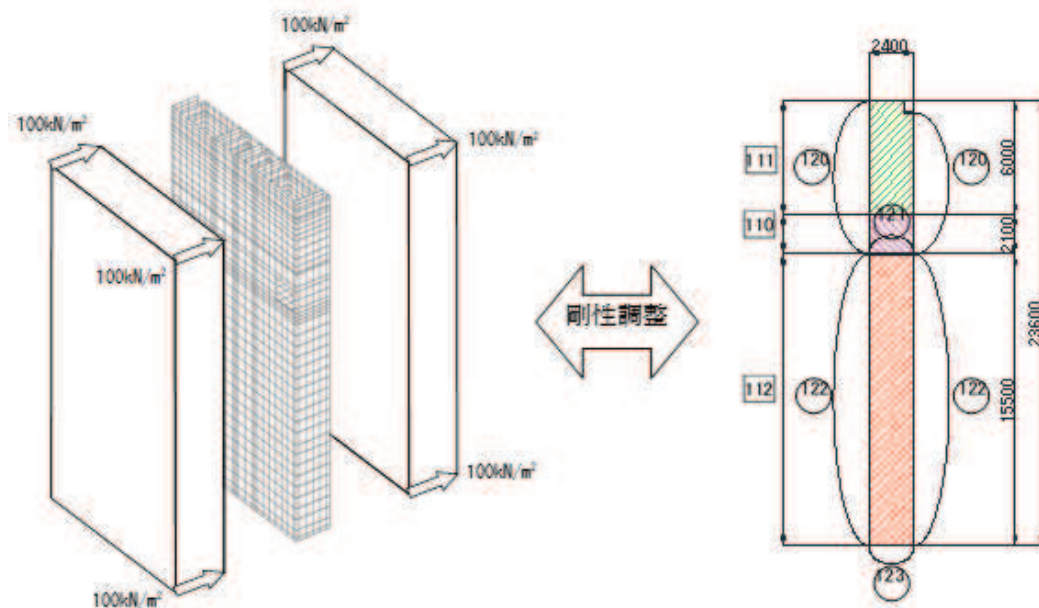


図3-35 剛性の調整方法

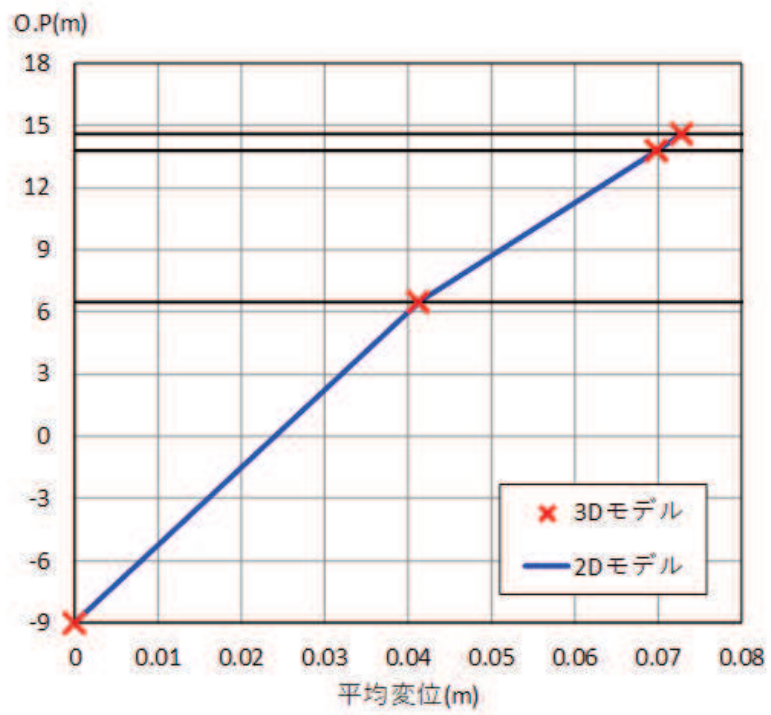


図 3-36 剛性の調整結果

(4) 隣接構造物のモデル化

NS 方向において隣接構造物となる第 3 号機海水熱交換器建屋は、第 3 号機補機冷却海水系放水ピットと緩衝材を介して接しており、荷重の伝達を考慮する必要がある。そのため、第 3 号機海水熱交換器建屋と等価な剛性を付与させたモデルとする。構造部材については、平面応力要素によりモデル化する。

等価剛性モデルの設定方法は第 3 号機海水熱交換器建屋の S R モデルは添付資料「V-2-2-29 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」を参考に節点位置における変位と新たに作成した二次元平面応力要素モデルの変位が等しくなるようにコンクリートのせん断弾性係数を補正し、等価剛性モデルに付与する。剛性の調整方法を図 3-37 に、剛性の調整結果を図 3-38 に示す。

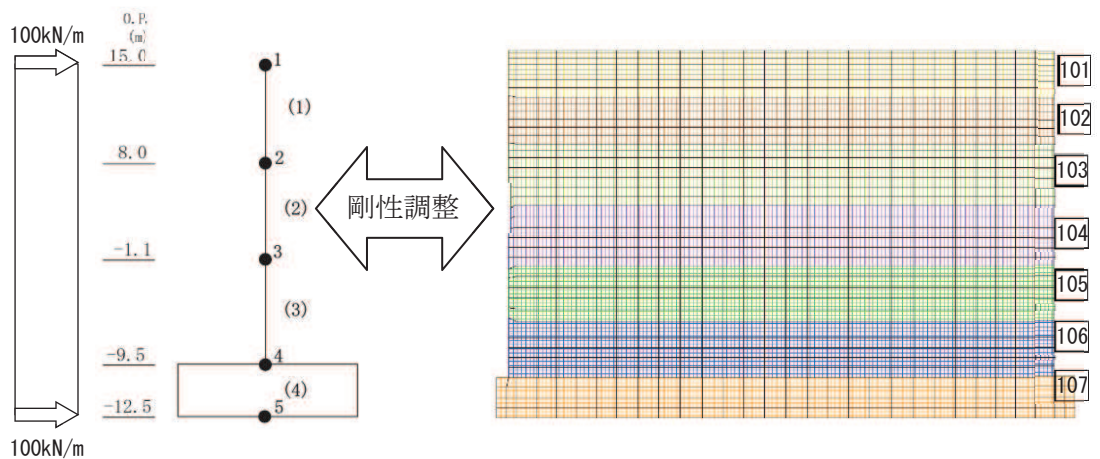


図 3-37 剛性の調整方法

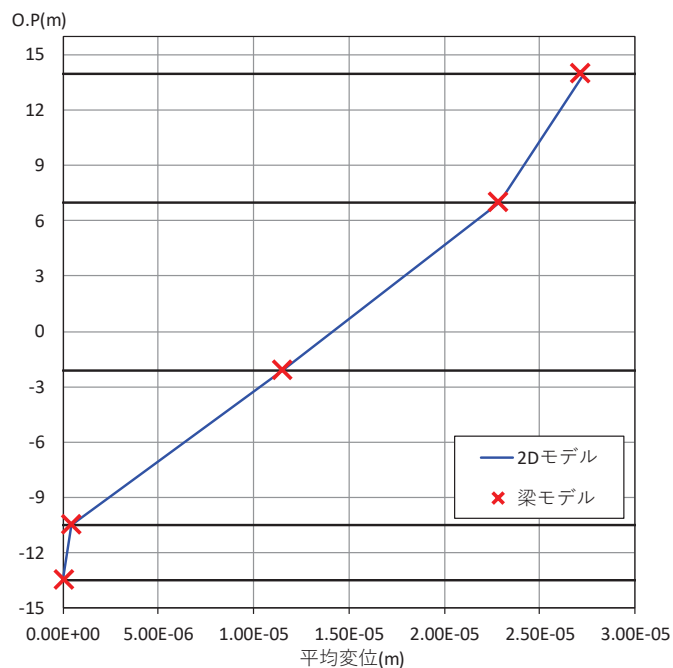


図 3-38 剛性の調整結果

(5) 地盤のモデル化

D級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土、旧表土及びD級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析モデルを図3-39～図3-40に示す。

(6) ジョイント要素の設定

地震時の「MMRと構造物」、「第3号機海水熱交換器建屋と構造物」、「盛土及び岩盤とMMR」、及び「盛土と構造物」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

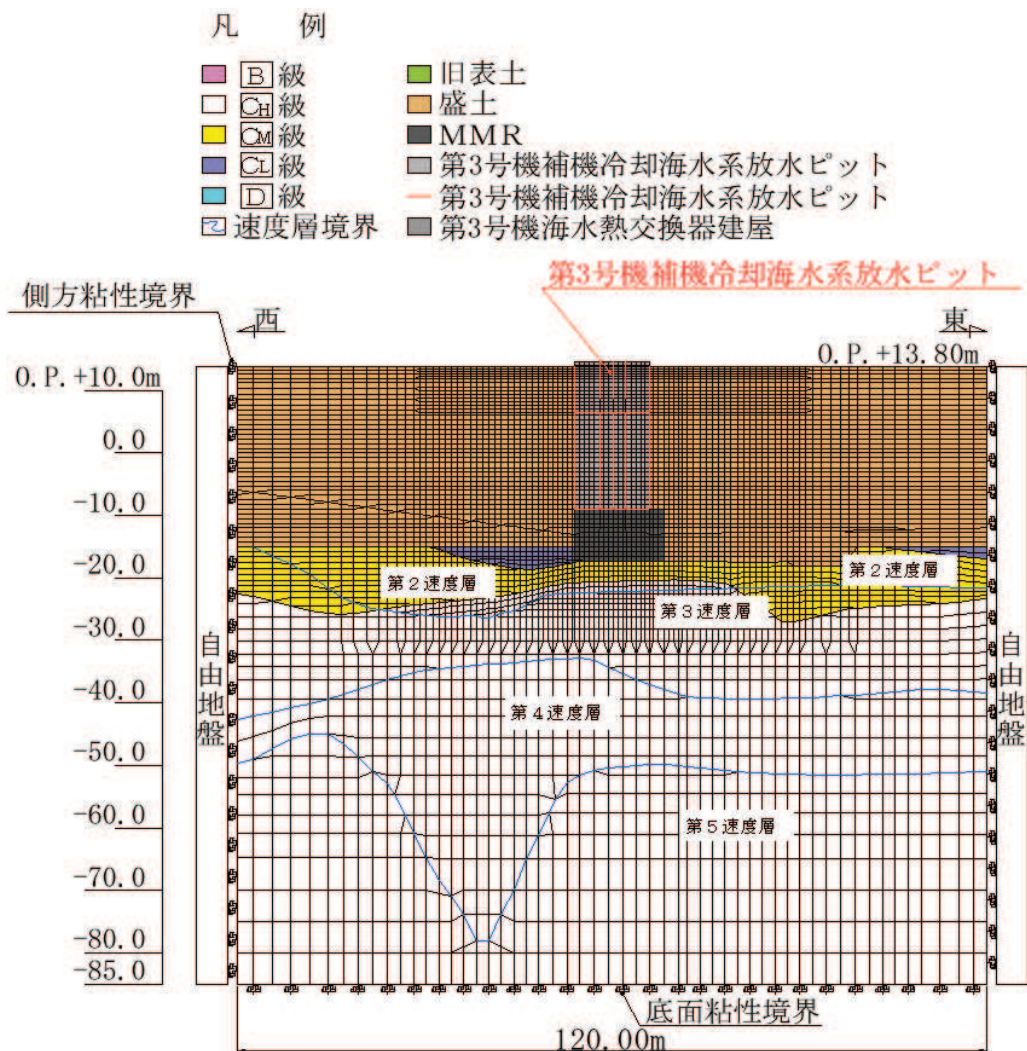


図3-39 第3号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析モデル図 (EW断面)

凡 例

- | | |
|---------|--------------------|
| ■ B級 | ■ 旧表土 |
| □ Ch級 | ■ 盛土 |
| ■ Cm級 | ■ MMR |
| ■ Cn級 | ■ 第3号機補機冷却海水系放水ピット |
| ■ D級 | — 第3号機補機冷却海水系放水ピット |
| □ 速度層境界 | ■ 第3号機海水熱交換器建屋 |

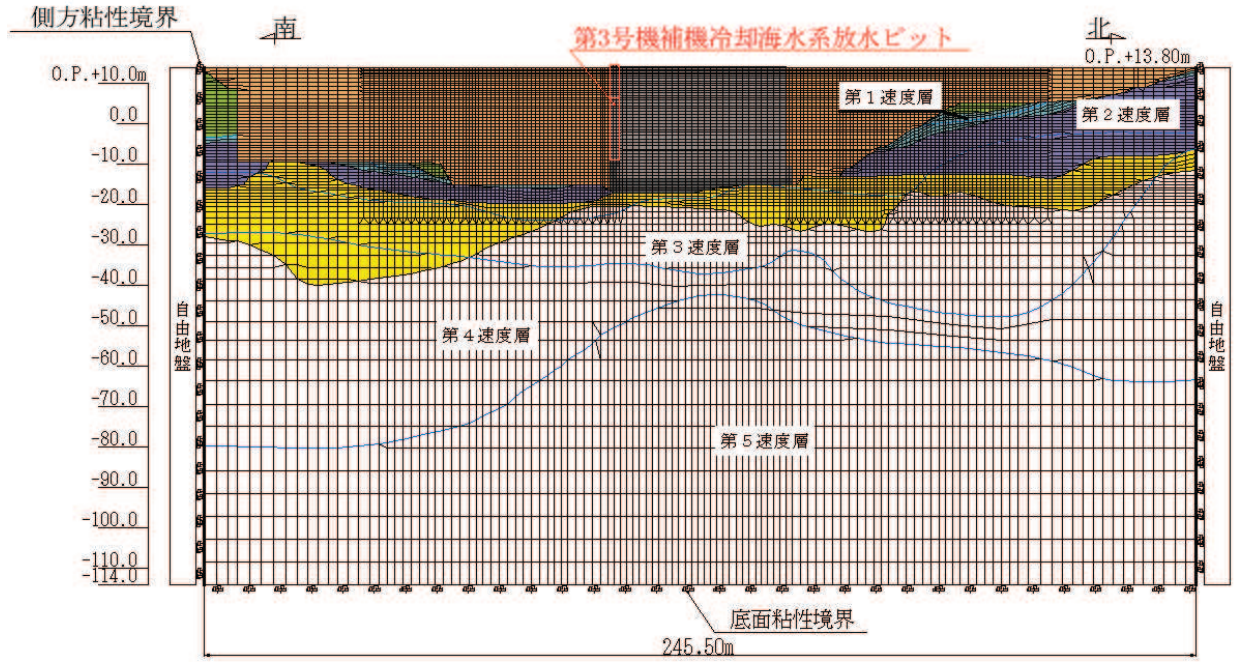


図 3-40 第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの地震応答解析モデル図 (NS 断面)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 3-6 に、材料の物性値を表 3-7 に示す。

表 3-6 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 30.0N/mm ²
鉄筋	SD345

表 3-7 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	実強度*	3.15×10 ⁴	解析ケース④
		設計基準強度	2.80×10 ⁴	解析ケース ①, ②, ③
	ポアソン比		0.2	

注記*：新設構造物のため推定した圧縮強度を使用する。

3.5.3 地盤の物性値

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

3.5.4 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位の一覧を表 3-8 に、設計用地下水位を図 3-41～図 3-42 に示す。

表 3-8 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
第 3 号機補機冷却海水系 放水ピット	EW 断面	O. P. -13.00m～O. P. -6.00m
	NS 断面	O. P. -14.00m～O. P. -4.875m

凡 例

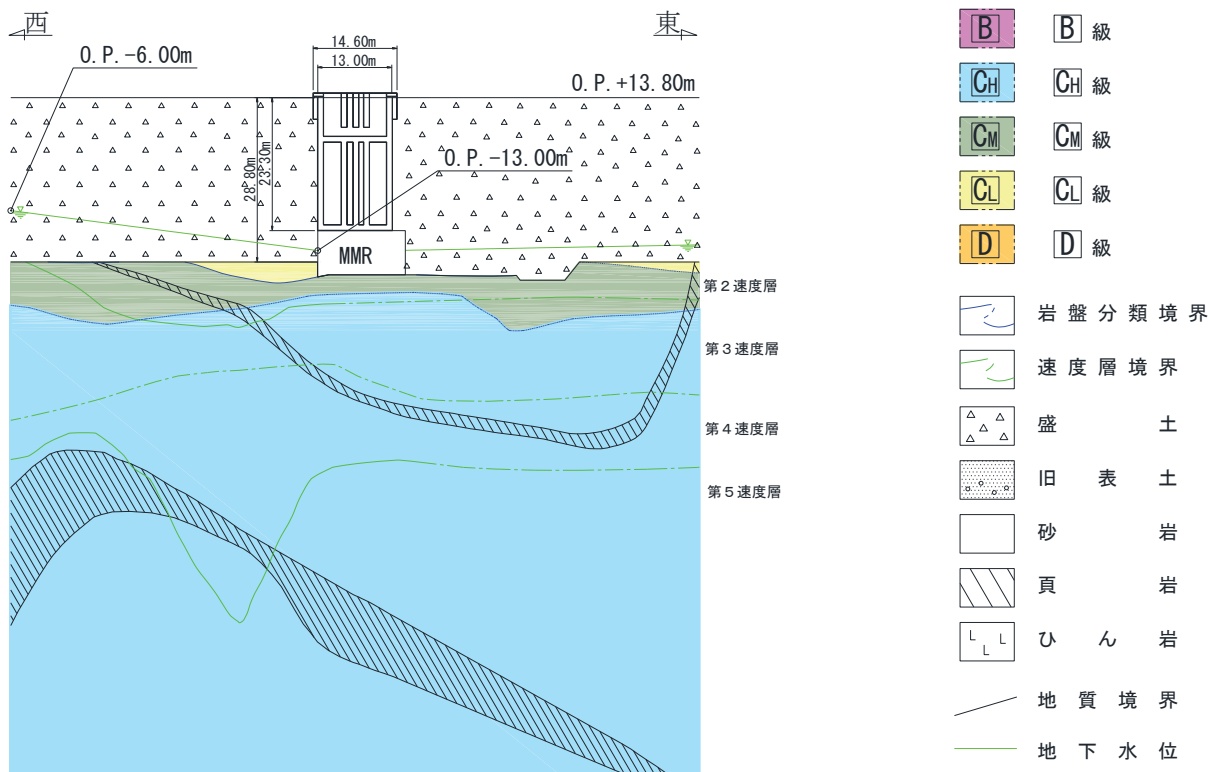


図 3-41 設計用地下水位 (EW 断面)

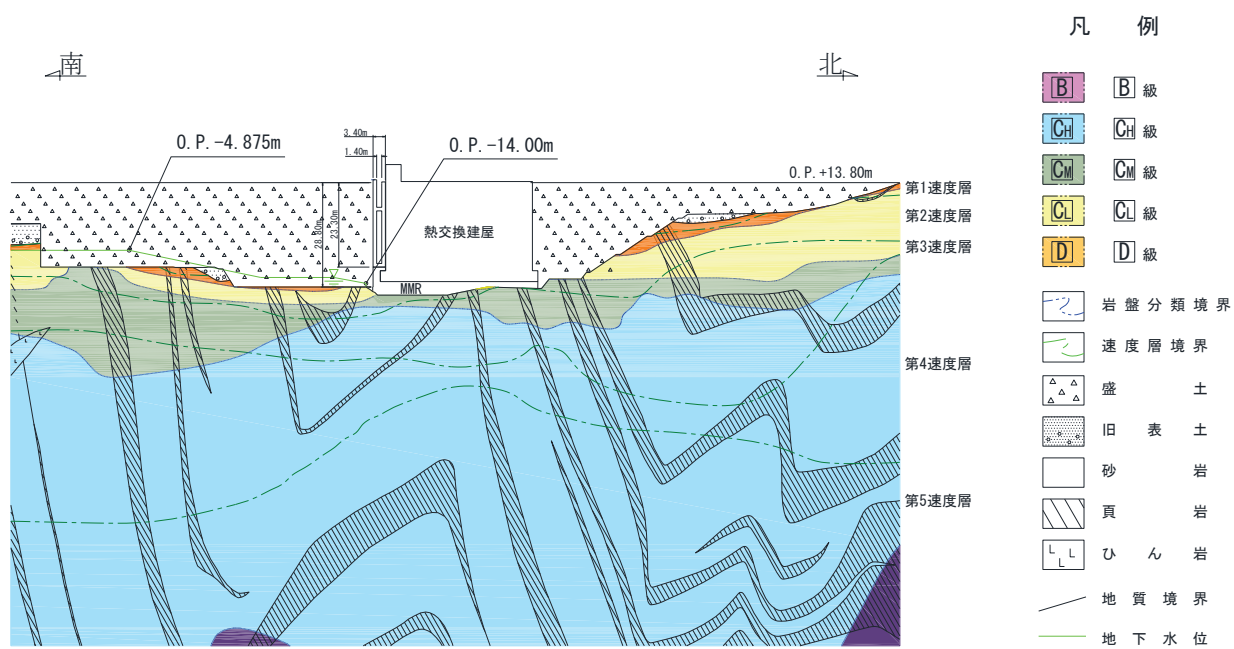


図 3-42 設計用地下水位 (NS 断面)

3.6 地震応答解析結果

3.6.1 浸水防止蓋の変形性評価に用いる EW 断面の解析結果

基準地震動 S_s に対する，第 3 号機補機冷却海水系放水ピット天端位置での地震時最大応答変位結果を表 3-9 に示す。

表 3-9 地震時最大応答変位結果 (EW 断面)

地震動名		最大応答変位 (mm)			
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
$S_s - D 1$	++	55			
	-+	54			
$S_s - D 2$	++	50			
	-+	54			
$S_s - D 3$	++	39			
	-+	37			
$S_s - F 1$	++	63			
	-+	64			
$S_s - F 2$	++	76			
	-+	75			
$S_s - F 3$	++	38			
	-+	37			
$S_s - N 1$	++	130			
	-+	138	137	137	138

今回ケース①により得られた最大応答変位と第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答解析により得られた最大応答変位の合計値が最大であった地震動 ($S_s - N 1$ (-+)) のケース②~④を実施。

3.6.2 浸水防止蓋の変形性評価に用いる NS 断面の解析結果

基準地震動 S_s に対する，第 3 号機補機冷却海水系放水ピット天端位置での地震時最大応答変位結果を表 3-10 に示す。

表 3-10 地震時最大応答変位結果 (NS 断面)

地震動名		最大応答変位 (mm)			
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
S _s -D1	++	27			
	-+	24			
S _s -D2	++	26			
	-+	25			
S _s -D3	++	31			
	-+	20			
S _s -F1	++	26			
	-+	23			
S _s -F2	++	48			
	-+	24			
S _s -F3	++	20			
	-+	19			
S _s -N1	++	25			
	-+	66	59	69	65

今回ケース①により得られた最大応答変位と第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答解析により得られた最大応答変位の合計値が最大であった地震動 (S_s-N1 (-+)) のケース②~④を実施。

4. 三次元構造解析

4.1 評価方法

4.1.1 構造部材の健全性評価

第3号機補機冷却海水系放水ピットの耐震評価は、線形シェル要素を用いた三次元構造解析により実施する。三次元構造解析には、解析コード「TDAP Ver. 3.10.01」を用いる。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

三次元構造解析への入力荷重は、地震応答解析において、第3号機補機冷却海水系放水ピットの耐震評価に支配的な荷重が最大となる時刻を選定し、当該時刻における地震時応答から設定する。

地震応答解析により算定した地震時荷重（地震時土圧及び慣性力）を用いて、三次元構造解析により算定した照査用応答値が、「4.1.3 許容限界」において設定した許容限界を下回ることを確認する。

(1) 解析モデル

線形シェル要素でモデル化する。三次元構造解析モデルを図4-1に示す。

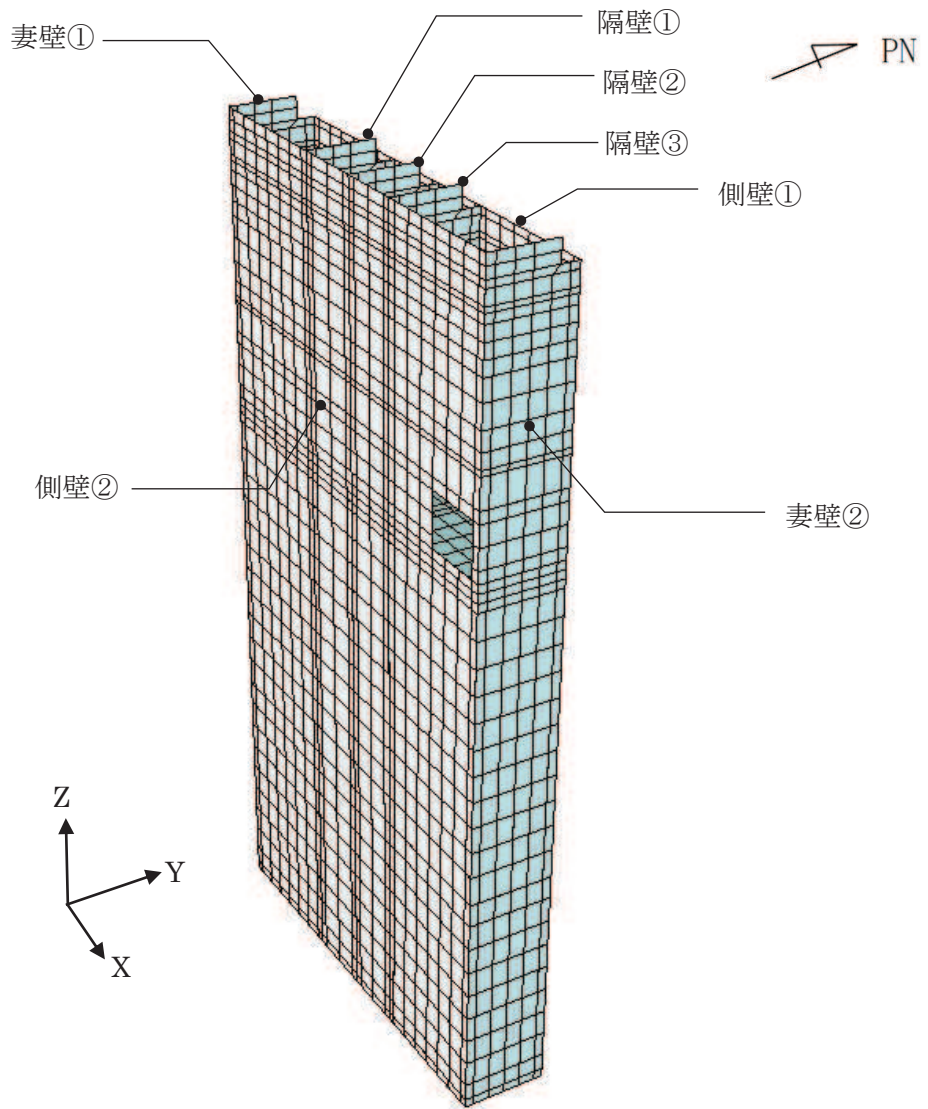


図4-1 三次元構造解析モデル図（鳥瞰図）

(2) 照査時刻

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

(3) 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は、設計値及び地震応答解析に基づく「(2) 照査時刻」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。地震時荷重は地震応答解析から抽出した荷重を奥行方向に一様に載荷する。入力荷重の一覧を表 4-1 に示す。

表 4-1 三次元構造解析における入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時荷重	固定荷重	躯体自重
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	内水圧	躯体に作用する静水圧
地震時荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	動水圧（内水）	躯体に作用する動水圧*
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧

注記*：動水圧は、地震応答解析から抽出した側壁及び隔壁の応答加速度に基づき算定する。

4.1.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、構造部材を支持する基礎地盤に発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認する。

4.1.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 構造部材の健全性に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）に基づき、短期許容応力度とする。また、せん断破壊に対する許容限界は、コンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表4-2～表4-3に示す。

溢水防止蓋の止水ジョイントを支持する機能及び止水機能を要求されるが、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と許容限界が同一となることから、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、支持する機能及び止水機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表4-2 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	f'ck=30.0(N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	11.0
許容せん断応力度 τ_{al}		0.50	0.75

注記*：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表4-3 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196

注記*：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

(2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤（牧の浜部層）に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤（牧の浜部層）の許容限界を表 4-4 に示す。

表 4-4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	牧の浜部層	11.4

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

MMR（既設）の許容限界を表 4-5 に示す。

表 4-5 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

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

4.2 構造部材の地震時応答

三次元構造解析に基づく、各構造部材の地震時応答結果を示す。各部材位置を図4-2に、各部材の要素座標系を図4-3に、シェル要素における各要素の断面力の方向を図4-4に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち、各部材のコンクリート、鉄筋の発生応力度が最大となる評価時刻での断面力分布を図4-5に、せん断破壊に対して最大照査値となる評価時刻での断面力分布を図4-6に示す。

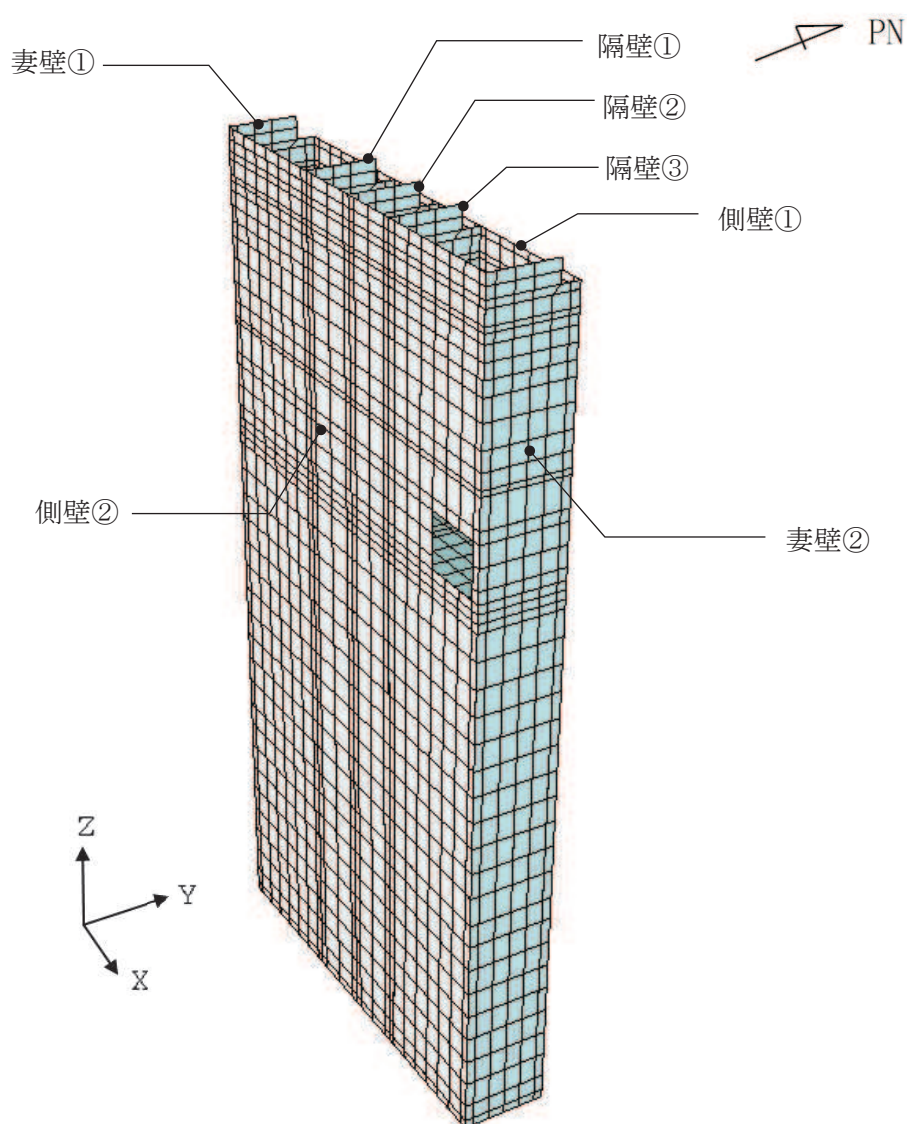
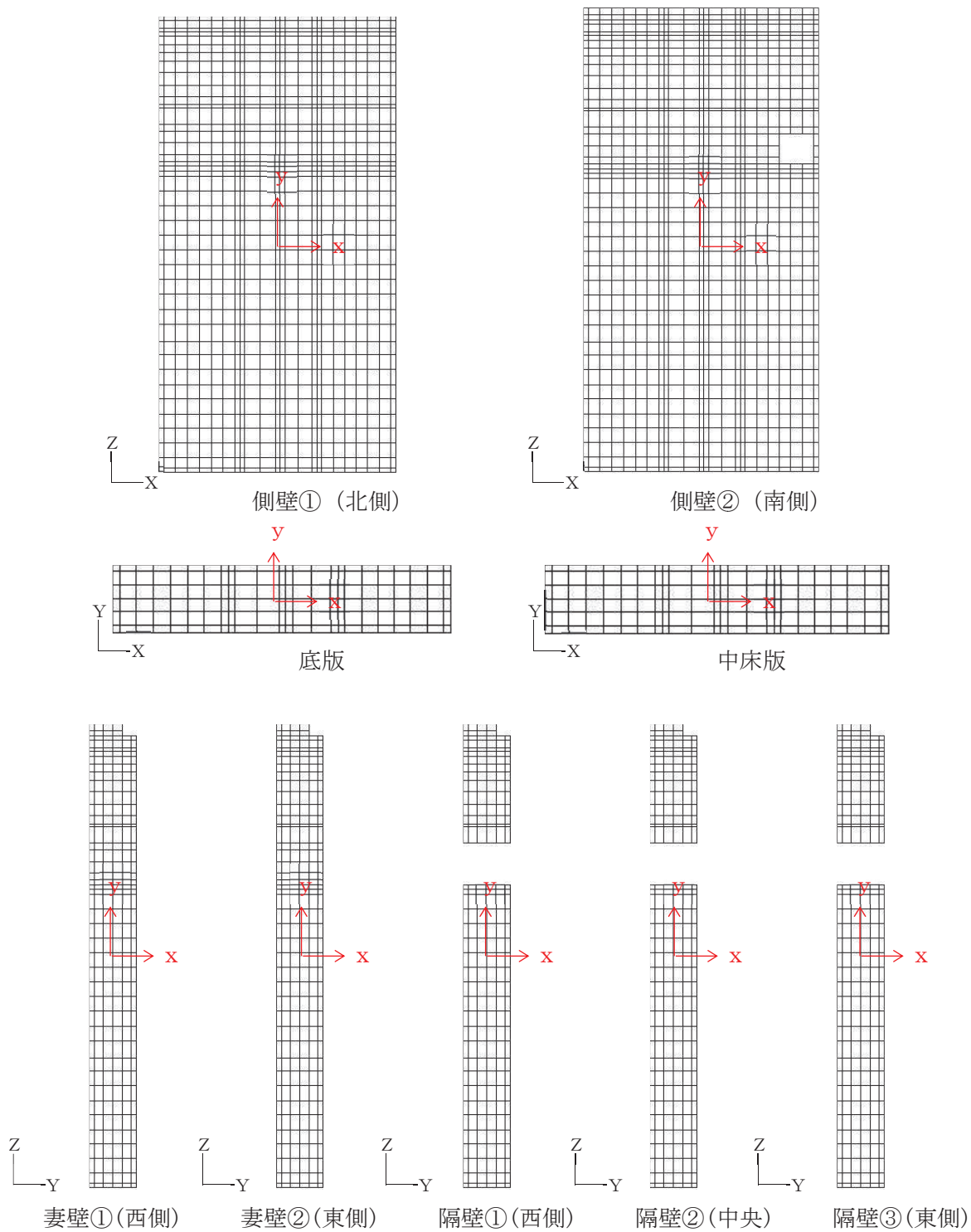


図4-2 各部材位置



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 4-3 各部材の要素座標系

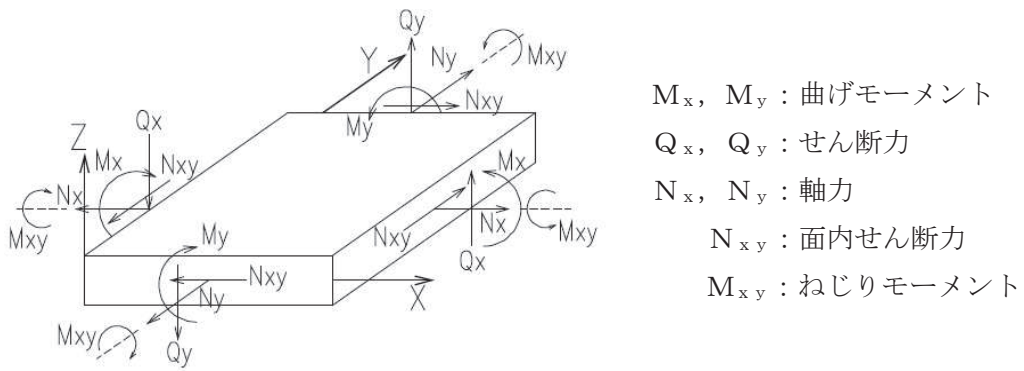


図 4-4 シェル要素における応答断面力の方向

追而

図 4-5 断面力分布（曲げ・軸力系の破壊）

追而

図 4-6 断面力分布（せん断破壊）

4.3 耐震評価結果

4.3.1 構造部材の健全性及び止水機能，支持機能に対する評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 4-6 に示す。

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 4-7～表 4-8 に，せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 4-9 に示す。

第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの発生応力度（コンクリートの圧縮応力度，鉄筋の引張応力度）及び発生せん断力が，構造部材の健全性及び止水機能，Sクラスの施設を支持する機能に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 4-6 鉄筋コンクリート断面諸元

部材	部材厚 (mm)	X方向 (水平方向)		Y方向 (鉛直方向)		せん断補強筋
		配置鉄筋	芯かぶり (mm)	配置鉄筋	芯かぶり (mm)	
底版						
中小版						
側壁①						
側壁②						
妻壁①						
妻壁②						
隔壁①						
隔壁②						
隔壁③						

追而

表 4-7 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma' c$ (N/mm ²)	短期許容 応力度 $\sigma' ca$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma' c$ / $\sigma' ca$
底版							
中床版							
側壁							
隔壁							
妻壁							

注記*：評価位置は図 4-7～図 4-9 に示す。

表 4-8 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置*	解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
底版							
中床版							
側壁							
隔壁							
妻壁							

注記*：評価位置は図 4-7～図 4-9 に示す。

表 4-9 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期 許容せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
底版		追而				
中床版						
側壁						
隔壁						
妻壁						

注記* : 評価位置は図 4-7~図 4-9 に示す。

【側壁】

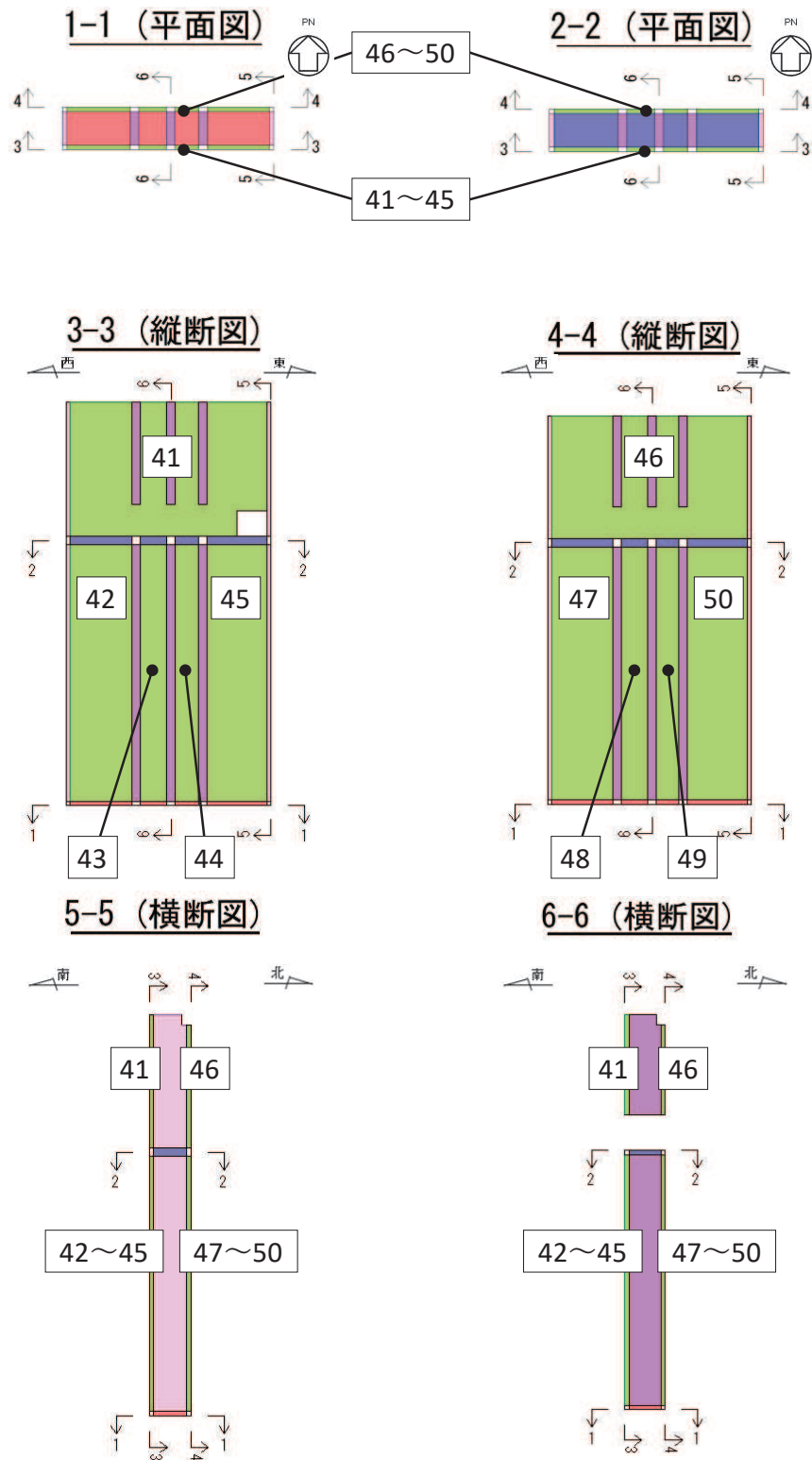


図 4-7 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

【底版・中床版】

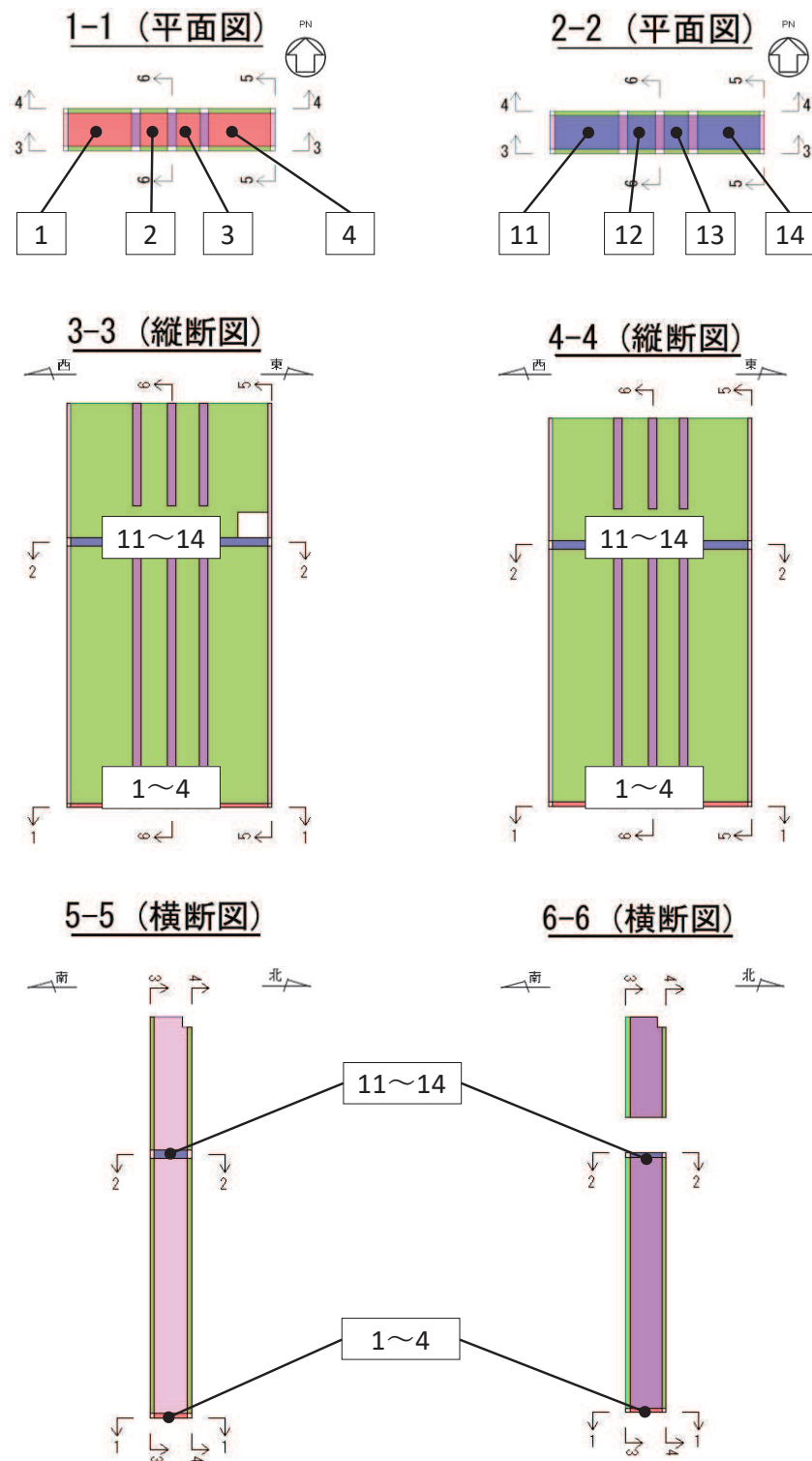


図 4-8 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

【妻壁・隔壁】

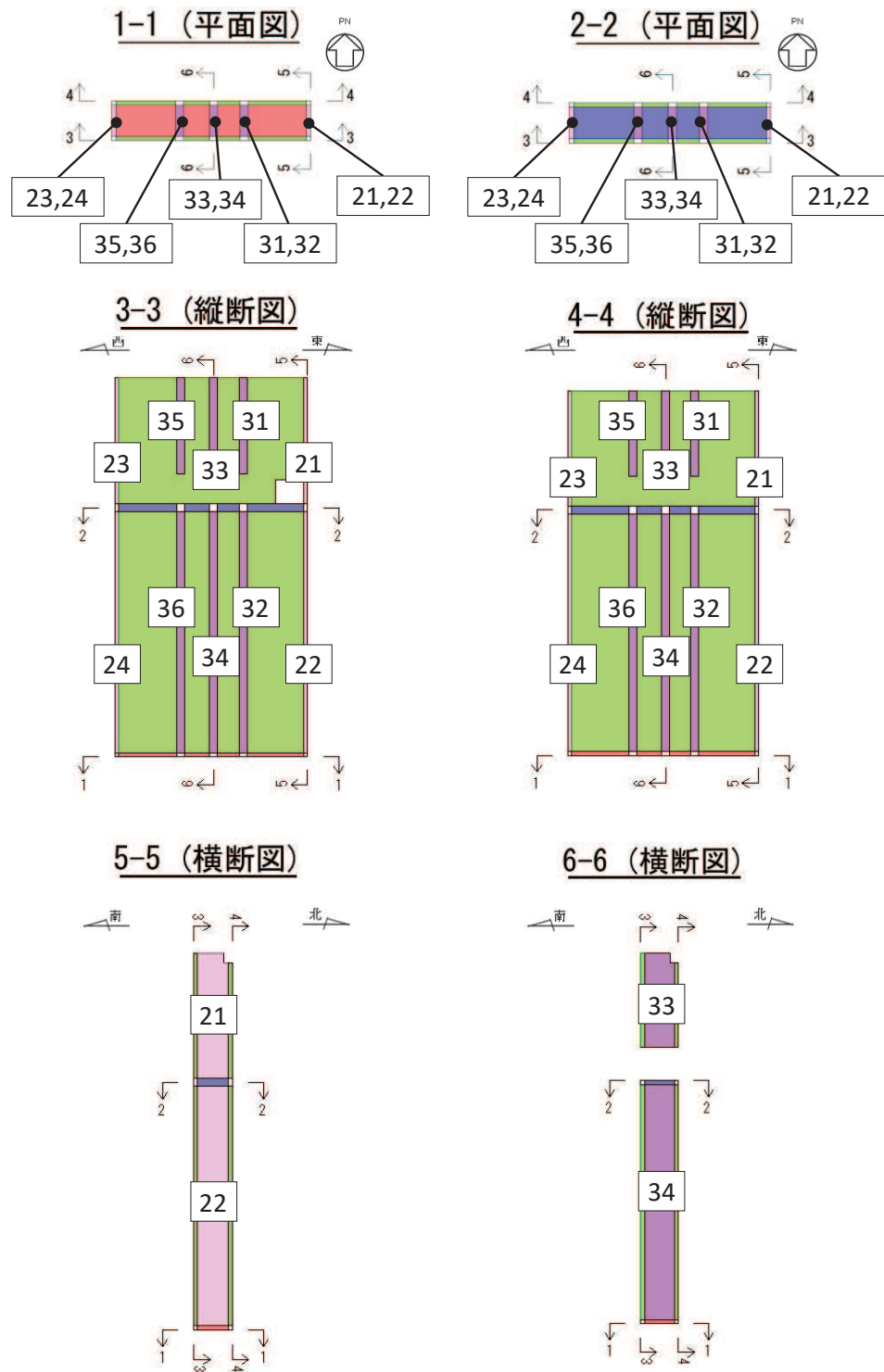


図 4-9 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

4.3.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

(1) 基礎地盤（牧の浜部層）

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 4-10 に示す。また、最大接地圧分布図を図 4-10 に示す。

第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力を下回ることを確認した。

表 4-10 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
追而				

追而

図 4-10 基礎地盤の最大接地圧分布図

(2) MMR (既設)

MMR (既設) の支持性能に対する照査結果を表 4-11 に示す。また、最大接地圧分布図を図 4-11 に示す。

第 3 号機補機冷却海水系放水ピットの MMR (既設) に発生する最大接地圧が、支圧強度を下回ることを確認した。

表 4-11 MMR (既設) の支持性能照査結果

解析ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a
追而				

追而

図 4-11 MMR (既設) の最大接地圧分布図

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
- 6.5.3.4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	4
2.3	評価方針	5
2.4	適用基準	7
2.5	記号の説明	8
3.	評価対象部位	10
3.1	応力評価の評価対象部位	10
3.2	変形性評価の評価対象部位	12
4.	固有値解析	13
4.1	固有値解析のモデルの設定及び解析手法	13
4.2	固有振動数の計算結果	15
5.	構造強度評価	19
5.1	応力評価方法	19
5.2	変形性評価方法	38
6.	評価結果	40

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）（以下「浸水防止蓋」という。）が津波の冠水に伴う突き上げ荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が十分な構造強度を有していることを説明するものである。

なお、浸水防止蓋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. 基本方針

2.1 配置概要

浸水防止蓋は、第3号機補機冷却海水系放水ピット上部から浸水を防止するために設置する。
浸水防止蓋の設置位置図を図2-1、浸水対策図を図2-2に示す。

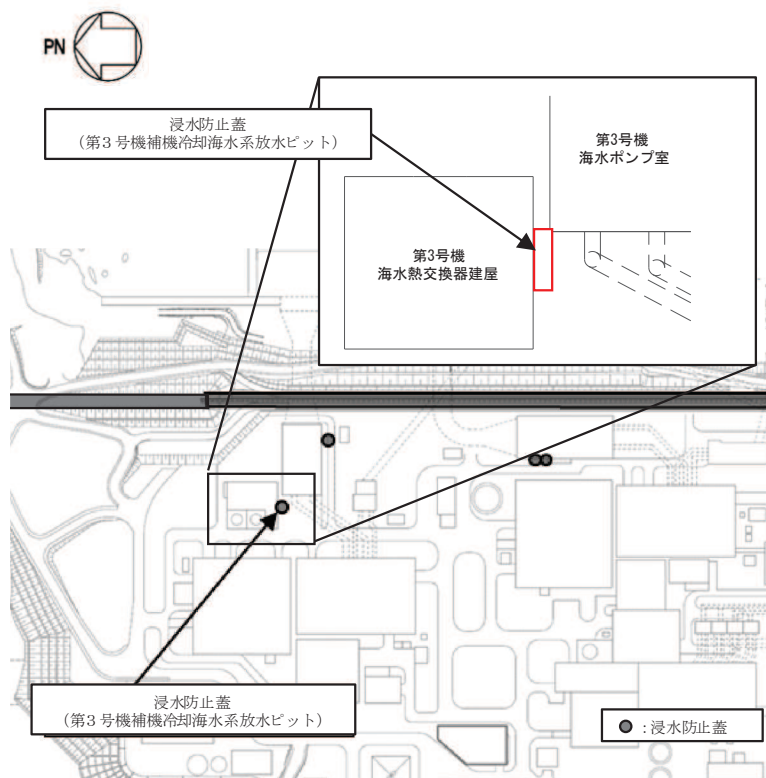


図2-1 浸水防止蓋の設置位置図

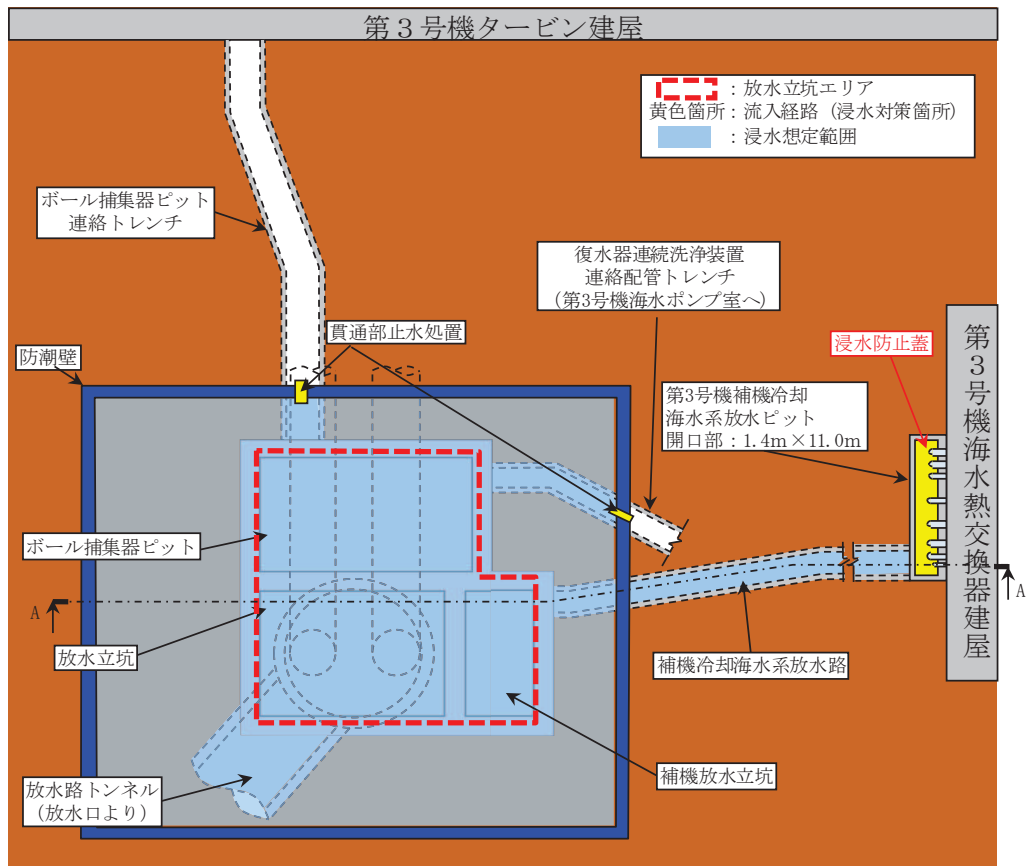


図 2-2 (1) 第 3 号機放水立坑～第 3 号機補機冷却海水系放水ピット
浸水対策配置図 (平面図)

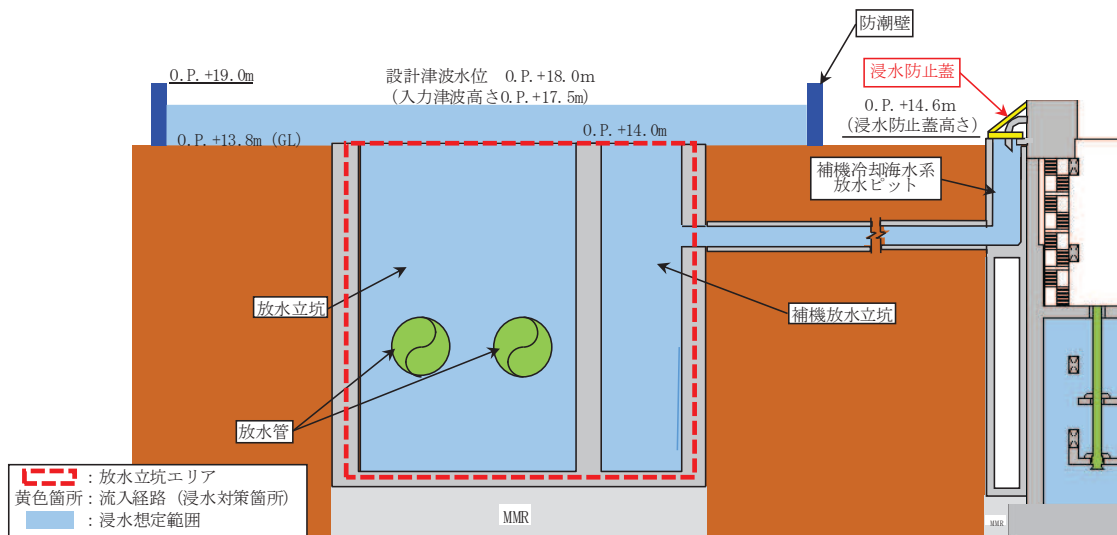


図 2-2 (2) 第 3 号機放水立坑～第 3 号機補機冷却海水系放水ピット
浸水対策配置図 (A-A 断面図)

2.2 構造計画

浸水防止蓋は、第3号機補機冷却海水系放水ピットからの浸水を防止するため、近接する第3号機海水熱交換器建屋側面に鋼製ブラケットを介して固定ボルトにて固定し、地震時に異なる挙動を示す可能性がある第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）を設置することで止水性を確保する構造とする。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
十分な支持性能を有する第3号機海水熱交換器建屋側面に固定ボルトで固定する。	<p>浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトにより構成する。</p> <p>第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部には止水ジョイント（M型ジョイント）を設置する。</p>	<p>構造概略図</p> <p>平面図</p> <p>A-A断面</p> <p>B-B断面</p> <p>鋼製ブラケット</p> <p>固定ボルト</p> <p>浸水防止蓋</p> <p>止水ジョイント</p>

2.3 評価方針

浸水防止蓋の強度評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位の応力評価と変形性評価を実施することで、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの応力評価については、「4. 固有値解析」で算出した固有振動数に基づく余震荷重により算出した応力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。

止水ジョイントは浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部に設置することから浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットに生じる変位量を用いて評価する。なお、余震荷重による変位量は設計用地震力による変位量を下回することは明白であることから、添付書類「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書」にて算定した設計用地震力における最大変位量が、重畳時（津波荷重と余震荷重作用時）の止水ジョイントの許容限界内に収まることを確認する。応力評価及び変形性評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図2-2に示す。

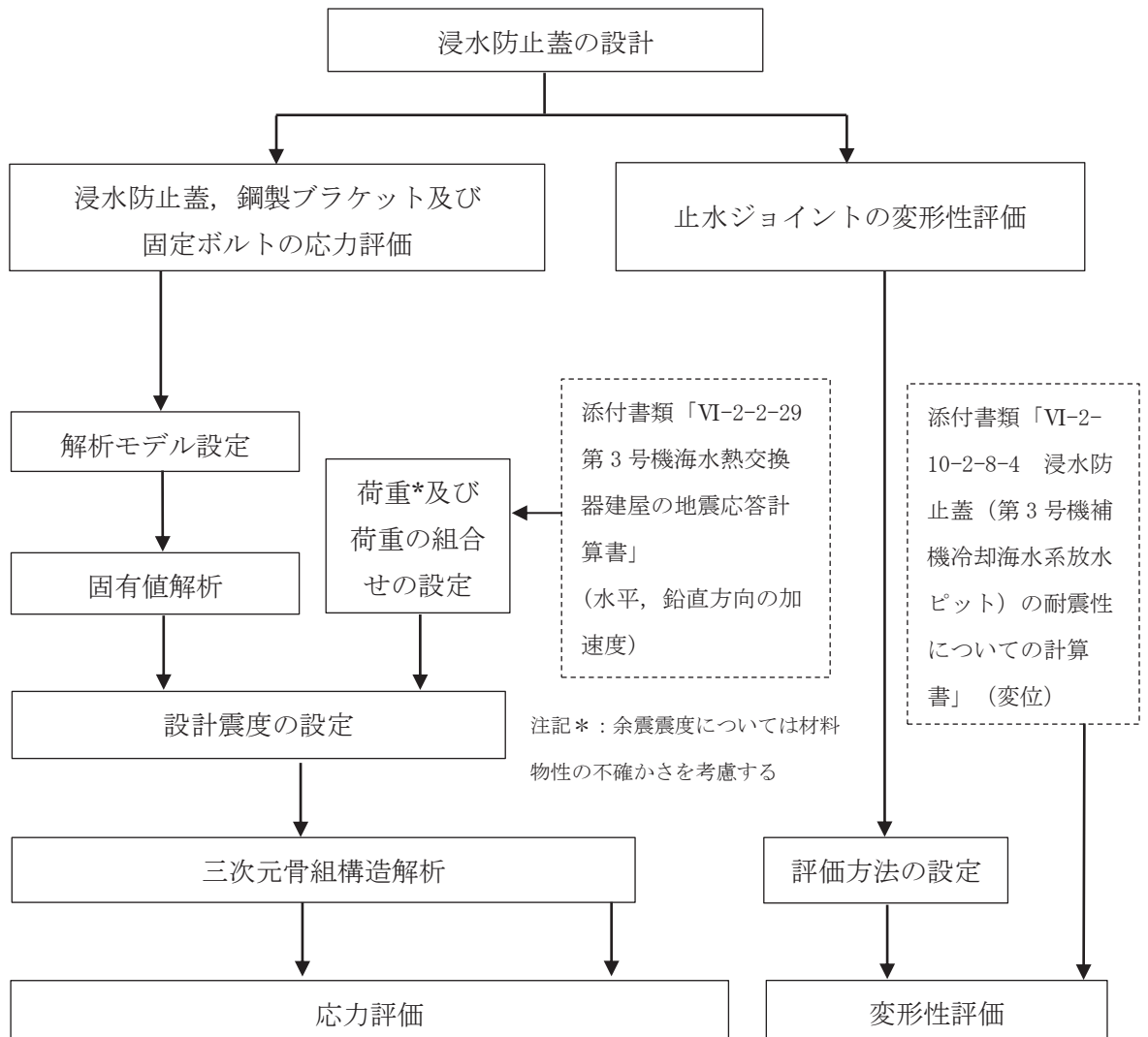


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (3) 日本産業規格（J I S）
- (4) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2018 改定）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 にそれぞれ示す。

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
S_d	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ に伴う余震荷重
S_{dH}	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向の余震荷重
$S_{dH(NS)}$	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向 (N-S) の余震荷重
$S_{dH(EW)}$	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向 (E-W) の余震荷重
S_{dV}	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の鉛直方向の余震震度
α_H	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向の余震震度
$\alpha_{H(NS)}$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向 (N-S) の余震震度
$\alpha_{H(EW)}$	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向 (E-W) の余震震度
α_V	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の鉛直方向の余震震度
G	kN	固定荷重
C_D	—	抗力係数
ρ_0	t/m ³	水の密度
U	m/s	流速
g	m/s ²	重力加速度
H	mm	評価高さ
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m ²	1cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
A	m ²	浸水防止蓋の面積
P_t	kN/m ²	突き上げ荷重
τ	N/mm ²	最大せん断応力度
σ	N/mm ²	最大曲げ応力度
Q	kN	最大せん断力
M	N・mm	最大曲げモーメント
x	N/mm ²	組合せ応力度
A_s	mm ²	浸水防止蓋の単位幅あたりのせん断断面積
Z	mm ³	浸水防止蓋の断面係数
α	—	平板のモーメントに関する係数

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号 (2/2)

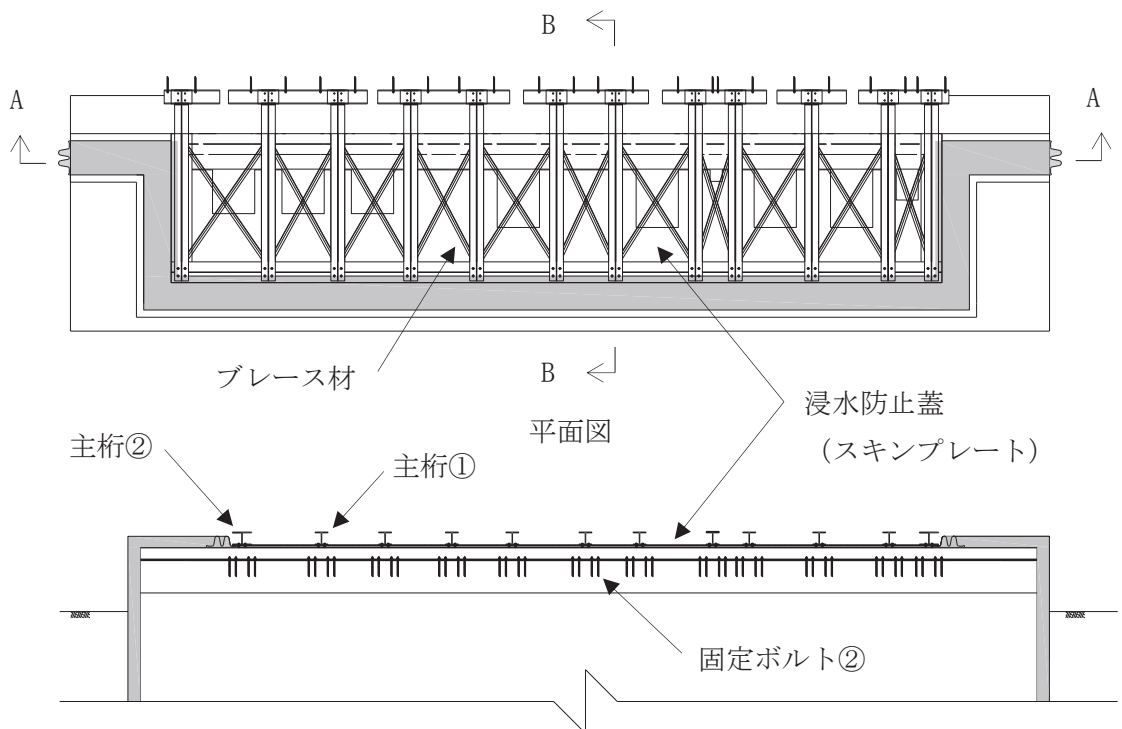
記号	単位	定義
β	—	平板のせん断力に関する係数
w	kN/m ²	浸水防止蓋に作用する単位面積当りの等分布荷重
w'	N/mm ² ・mm	浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重
l_x	mm	浸水防止蓋の短辺長
t	mm	浸水防止蓋の厚さ
T _d	kN	固定ボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力
R _n	kN	固定ボルトの支点反力 (引張)
R _m	kN・mm	固定ボルトの支点モーメント
R _s	kN	固定ボルトの支点反力 (せん断)
B	mm	照査箇所のボルト間隔 (mm)
N	本	照査箇所の固定ボルトの本数

3. 評価対象部位

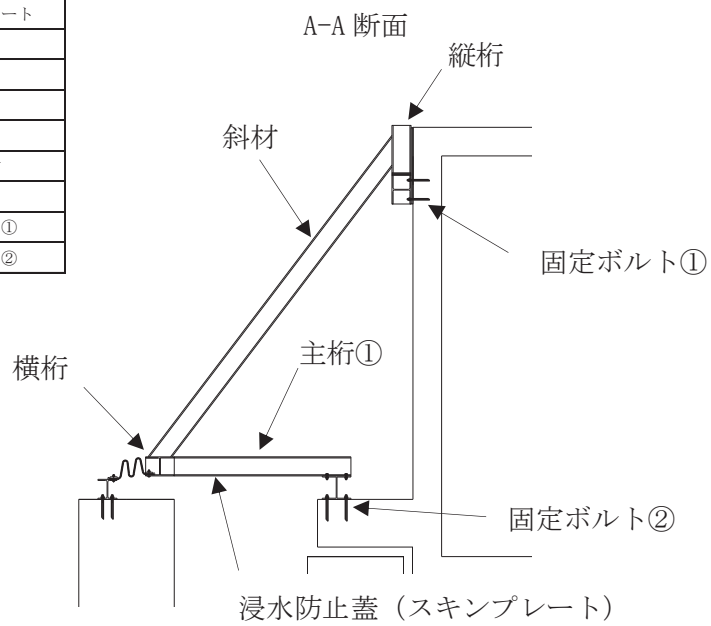
浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、突き上げ津波荷重及び余震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

3.1 応力評価の評価対象部位

応力評価の評価対象部位は、津波荷重及び余震荷重が浸水防止蓋及び鋼製ブラケットに作用し、鋼製ブラケットを固定している固定ボルトを介して躯体に伝達することから、浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトを応力評価の評価対象部位として設定する。応力評価の評価対象部位について図 3-1 に示す。



評価対象部位	
浸水防止蓋	スキンプレート
鋼製ブラケット	主桁①
	主桁②
	横桁
	斜材
	ブレース材
固定ボルト	固定ボルト①
	固定ボルト②

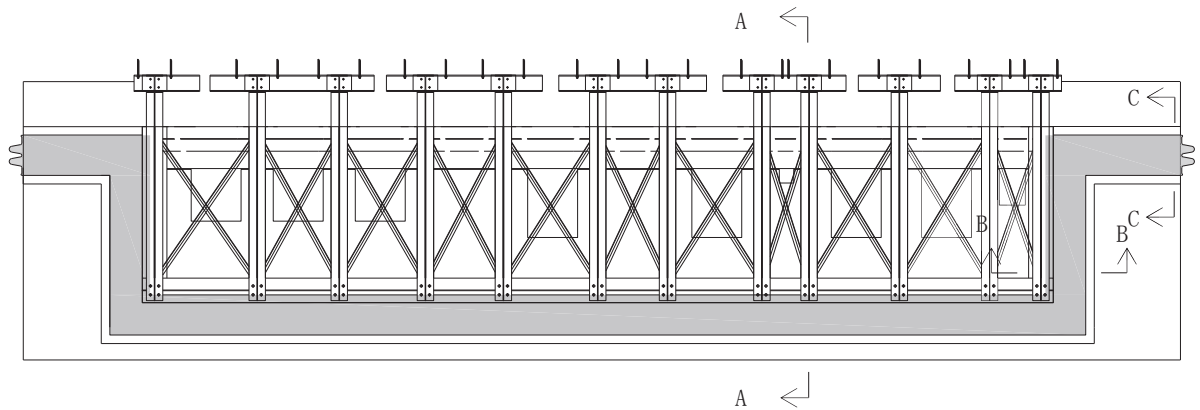


B-B 断面

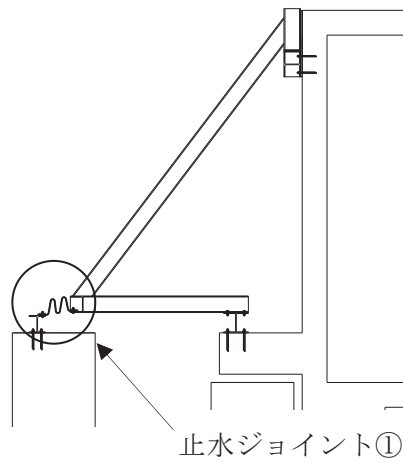
図 3-1 評価対象部位 (応力評価)

3.2 変形性評価の評価対象部位

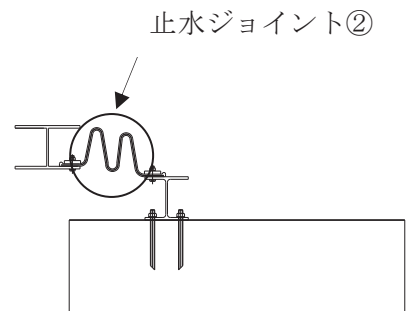
変形性評価の評価対象部位は、余震に伴う浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットの変位が止水ジョイントに作用することから、止水ジョイントを変形性評価の評価対象部位として設定する。変形性評価の評価対象部位について図3-2に示す。



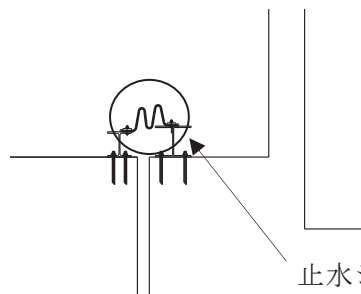
平面図



A-A 断面



B-B 断面



C-C 断面

評価対象部位	
止水ジョイント	止水ジョイント①
	止水ジョイント②
	止水ジョイント③

図3-2 評価対象部位（変形性評価）

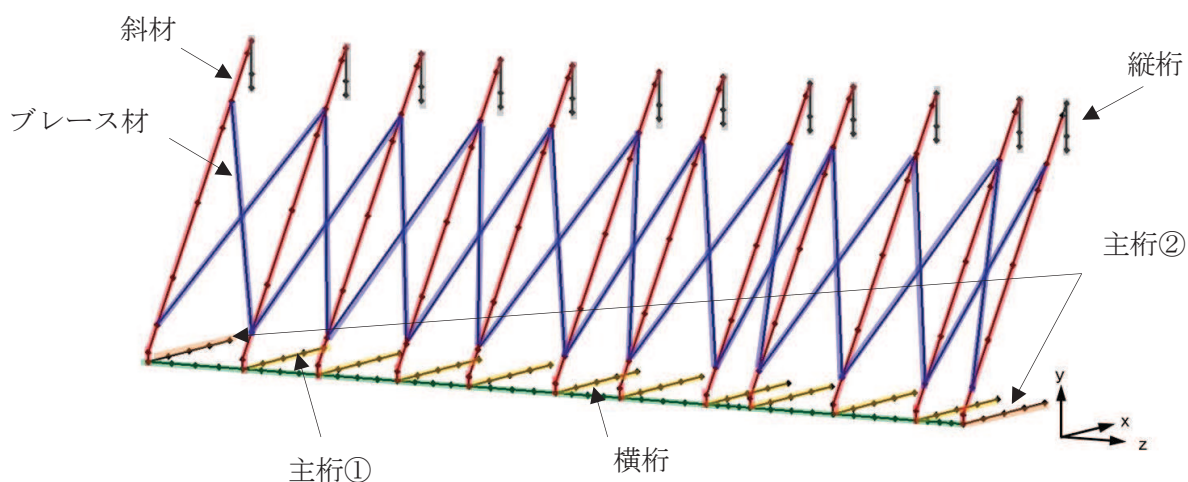
4. 固有値解析

4.1 固有値解析のモデルの設定及び解析手法

浸水防止蓋と鋼製ブラケットは一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、図4-1に示す三次元フレームモデルにより固有値解析を実施する。

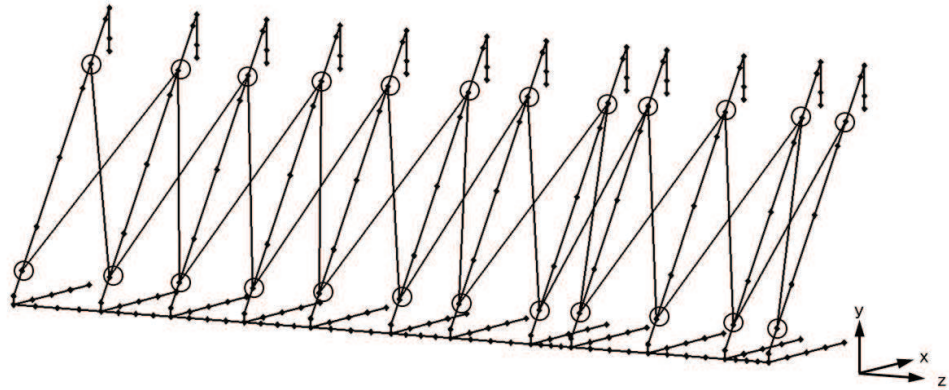
解析コードは「Engineer's StudioVer. 6.00.4」を用いる。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。



対象部材	材質	断面形状
— : 主桁①	SUS304	H-200×200×20×20
— : 主桁②	SUS304	H-200×300×20×20
— : 斜材	SUS304	H-200×200×8×12
— : 横桁	SUS304	H-200×300×20×20
— : ブレース材	SUS304	L-60×60×5
— : 縦桁	SUS304	H-200×200×8×12

図4-1 固有値解析モデル (1/2)



記号	x※1	y※1	z※1
●	剛結※2	剛結※2	剛結※2
◎	ピン※2	ピン※2	ピン※2

注記 ※1: x, y, z は要素座標系で, x は部材軸方向となる。

※2: H 鋼の接合箇所は剛結とし, ブレースと H 鋼をボルトにて接合している箇所についてはピンとする。

図 4-1 固有値解析モデル (2/2)

4.2 固有振動数の計算結果

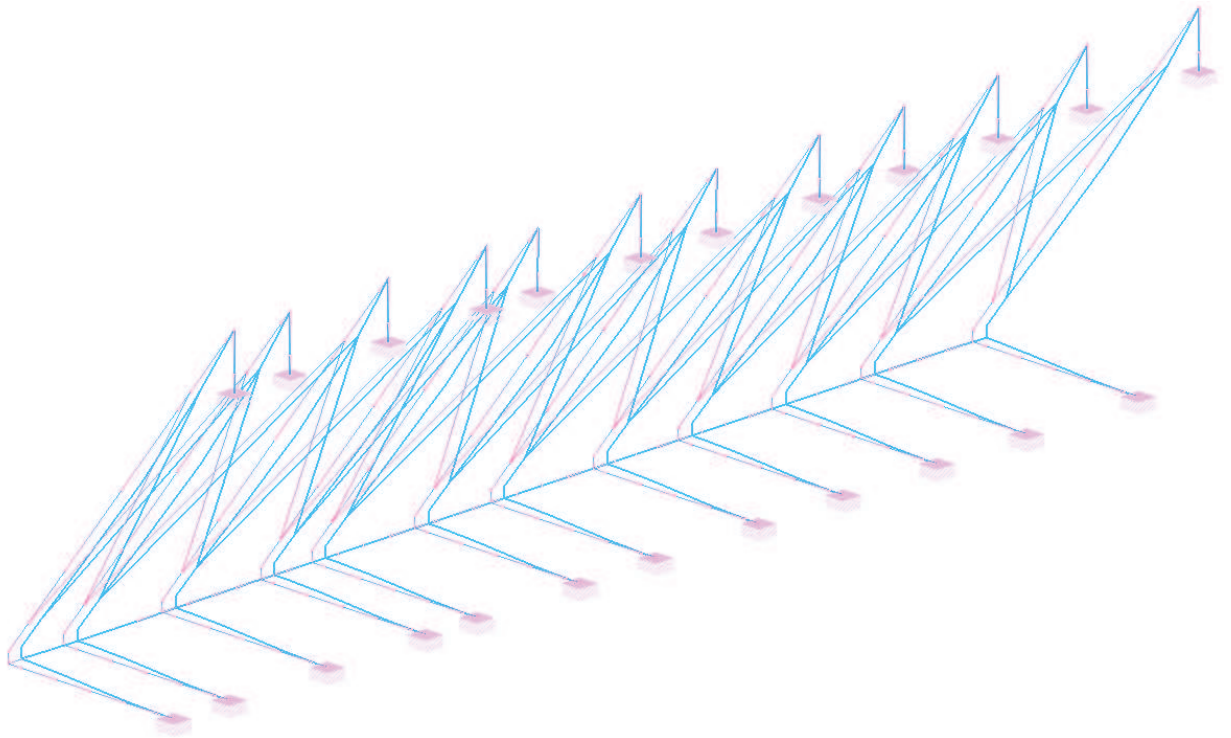
固有振動数の解析結果を表 4-1 及び図 4-2 に示す。固有振動数は 20Hz 以上であることから、剛構造である。

表 4-1 固有値解析結果(1/2)

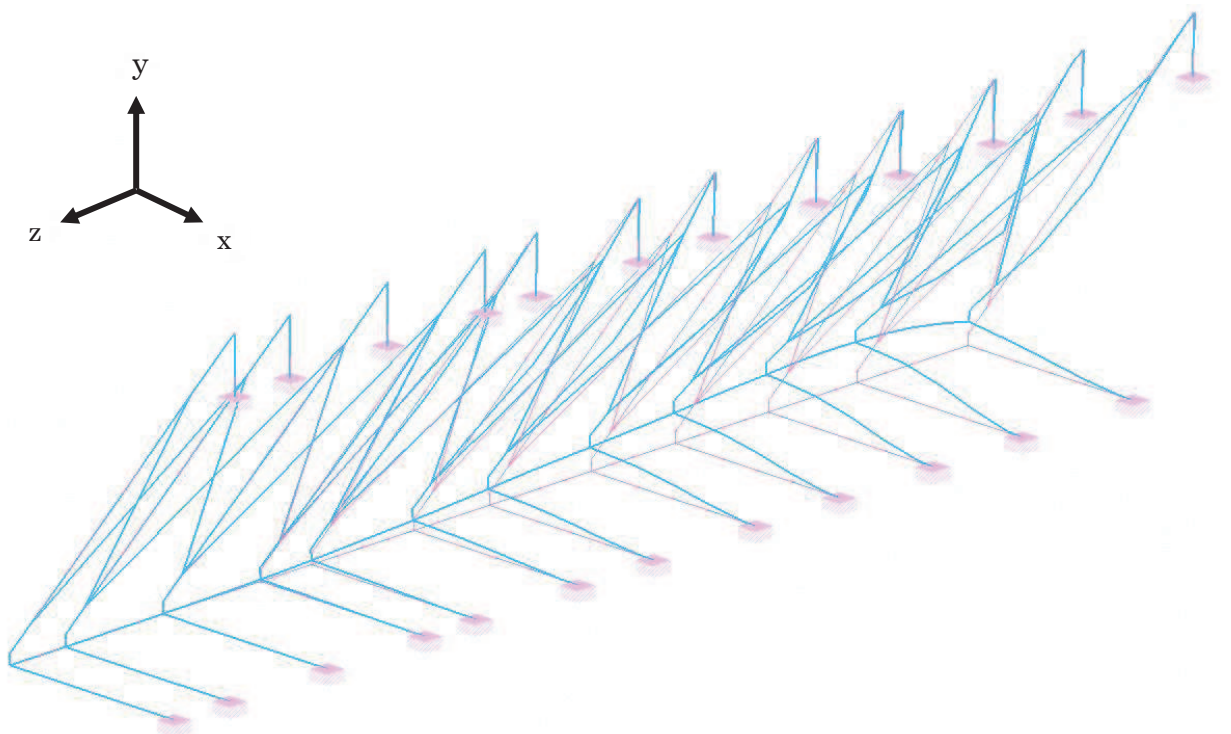
振動モード 次数	卓越方向	固有周期 T(Sec)	固有振動数 f(Hz)	x方向 刺激係数	y方向 刺激係数	z方向 刺激係数
1	z方向	0.041	24.17	-0.001	-0.002	-2.814
2		0.030	33.88	-0.001	-0.041	0.015
3		0.027	36.90	0.000	0.047	-0.005
4		0.027	37.58	-0.001	0.007	0.003
5		0.026	37.82	0.002	0.015	0.021
6		0.026	38.20	-0.001	0.023	-0.018
7		0.026	38.58	0.002	0.017	-0.015
8		0.025	40.04	-0.001	-0.006	-0.012
9		0.024	41.27	0.003	0.018	-0.009
10		0.024	42.24	0.000	0.002	0.056
11		0.024	42.51	0.001	-0.003	0.002
12		0.023	43.13	0.003	0.016	0.002
13		0.021	47.97	-0.001	0.005	-0.602
14		0.015	66.63	-0.914	1.508	0.002
15		0.015	66.93	0.344	-0.523	0.012
16		0.015	67.26	-0.334	0.535	-0.001
17		0.015	67.89	-0.001	-0.006	-0.013
18		0.015	68.52	0.147	-0.235	0.005
19		0.014	69.15	0.042	-0.039	0.012
20		0.014	69.48	-0.161	0.214	-0.003
21		0.014	69.82	0.011	0.000	0.003
22		0.014	70.04	-0.035	0.045	0.001
23		0.014	70.30	-0.014	0.016	0.004
24		0.014	71.22	0.240	-0.350	-0.011
25		0.014	71.96	-0.220	0.280	0.004
26		0.010	98.46	0.010	0.023	-0.034
27		0.010	98.71	-0.007	-0.035	0.051
28		0.010	98.94	-0.007	-0.049	0.091
29		0.010	99.05	0.007	0.032	0.059
30		0.010	99.93	-0.001	0.005	-0.006
31		0.010	101.16	-0.007	-0.027	-0.017
32		0.010	101.54	0.004	0.018	0.020
33		0.010	103.15	0.019	0.086	0.027
34		0.010	103.46	0.005	0.021	-0.032
35		0.010	104.21	-0.005	-0.026	0.002
36		0.010	105.06	-0.038	-0.197	-0.052
37		0.009	106.77	-0.003	-0.015	0.402
38	y方向	0.009	108.71	0.298	1.639	-0.022
39		0.009	110.96	0.164	0.901	0.033
40		0.009	112.38	0.195	1.075	0.009
41		0.009	116.39	-0.006	-0.027	-0.005
42		0.009	116.84	-0.023	-0.114	0.006
43		0.008	124.01	-0.052	-0.266	0.002
44		0.008	130.57	-0.037	-0.196	-0.005
45		0.007	136.73	0.004	0.070	-0.043
46		0.007	137.74	0.102	0.435	0.004
47		0.007	139.18	0.026	0.046	-0.055
48		0.007	139.88	-0.023	-0.140	-0.019
49		0.007	141.16	0.012	-0.006	-0.043
50		0.007	142.27	0.030	0.067	0.010

表 4-1 固有値解析結果(2/2)

振動モード 次数	卓越方向	固有周期 T (Sec)	固有振動数 f (Hz)	x方向 刺激係数	y方向 刺激係数	z方向 刺激係数
51		0.007	142.84	0.021	0.053	-0.064
52		0.007	146.25	-0.010	-0.045	-0.013
53		0.007	148.80	-0.008	0.020	-0.037
54		0.007	151.22	-0.038	-0.002	-0.020
55		0.006	154.27	0.039	0.129	0.025
56		0.006	157.99	0.026	-0.008	0.516
57		0.006	158.18	-0.016	-0.026	-0.190
58		0.006	161.64	-0.027	-0.122	-0.031
59		0.006	163.43	-0.004	-0.034	-0.014
60		0.006	168.10	-0.114	-0.074	0.305
61		0.006	169.82	0.292	0.131	0.021
62		0.006	170.31	0.133	0.104	0.023
63		0.006	170.52	-0.257	-0.126	-0.079
64		0.006	171.62	0.126	0.057	-0.016
65		0.006	173.74	-0.005	-0.064	-0.004
66		0.006	176.20	0.000	-0.007	0.080
67		0.006	179.44	-0.046	0.017	-0.009
68		0.005	182.04	0.007	-0.027	-0.109
69		0.005	182.70	0.011	-0.003	0.046
70		0.005	183.98	-0.029	-0.013	-0.001
71		0.005	184.52	-0.050	-0.013	0.008
72		0.005	184.97	0.093	0.072	0.017
73		0.005	185.27	0.014	-0.019	0.016
74		0.005	186.19	-0.023	-0.010	0.047
75		0.005	187.50	-0.080	-0.047	0.000
76		0.005	189.22	0.030	0.010	0.058
77		0.005	191.58	0.078	0.071	-0.073
78		0.005	191.94	0.022	0.021	0.176
79		0.005	196.63	-0.023	-0.003	0.180
80		0.005	197.46	0.012	0.019	-0.040
81		0.005	204.43	0.007	0.018	0.018
82		0.005	209.76	-0.006	0.004	0.033
83		0.005	215.25	0.020	0.042	0.123
84		0.005	218.42	0.018	0.024	0.031
85		0.004	222.59	-0.269	-0.139	0.362
86		0.004	232.50	-0.238	-0.415	-0.135
87		0.004	233.03	0.160	0.197	-0.067
88		0.004	234.20	-0.198	-0.248	0.011
89		0.004	236.83	0.106	0.212	0.063
90		0.004	240.15	0.083	0.152	-0.068
91		0.004	249.88	-0.093	0.064	-0.023
92		0.004	253.89	0.355	0.071	0.172
93		0.004	260.07	-0.240	0.105	-0.070
94		0.004	273.57	-0.023	-0.014	-0.003
95	x方向	0.004	276.20	1.433	0.149	-0.001
96		0.004	277.12	0.790	0.082	-0.005
97		0.004	278.75	1.240	0.114	-0.007
98		0.004	282.21	1.035	0.061	-0.008
99		0.004	284.68	0.308	0.179	-0.011
100		0.003	287.67	-0.113	-0.023	0.003

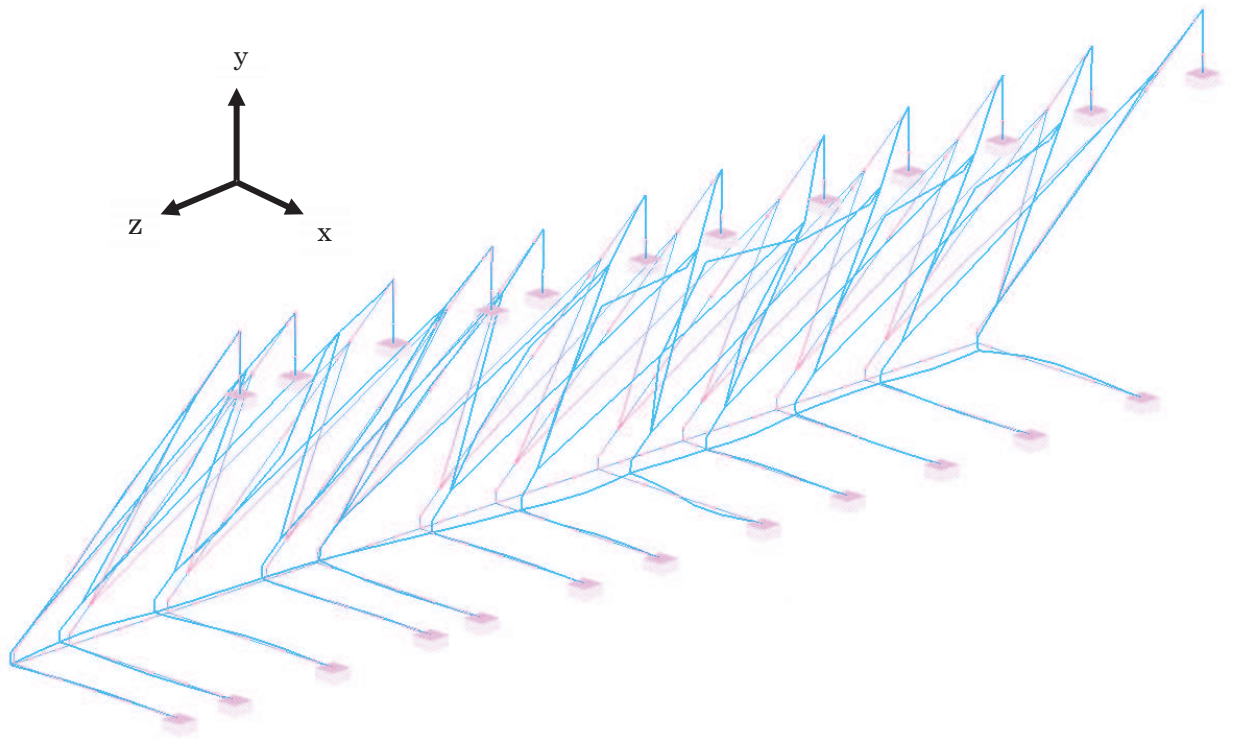


振動モード：1次，固有振動数 24.17Hz



振動モード：38次，固有振動数 108.71Hz

図4-2 固有値解析結果 (1/2)



振動モード：95次，固有振動数 276.20Hz

図4-2 固有値解析結果(2/2)

5. 構造強度評価

5.1 応力評価方法

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの応力評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「5.1.2 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

5.1.1 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。

$$G + P_t + S_d + P_s$$

ここで、 G : 固定荷重 (kN)

P_t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

なお、浸水防止蓋については、鉛直方向の荷重の組合せにおいて、自重及び積雪荷重は鉛直下向きに作用し計算上有利となる事から考慮しない。

(2) 荷重の設定

応力評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

b. 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重は、浸水防止蓋に作用するものとする。また、評価においては浸水津波荷重を含むものとし、以下の式により算出する。

$$P_t = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_0 \cdot U^2 + \rho_0 \cdot g \cdot H$$

ここで、 P_t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

C_D : 抗力係数 (=2.01)

ρ_0 : 水の密度 (=1.03t/m³)

U : 流速 (=1.0m/s)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H : 評価高さ (=3.4m (O.P.+18.0m-O.P.+14.6m))

c. 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、 P_s : 積雪荷重 (kN)

W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)

d_s : 積雪高さ 43 (cm)

A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

d. 余震荷重 (S d)

余震荷重として、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 - D 2 に伴う地震力を考慮する。

「4. 固有値解析」に示したとおり、浸水防止蓋と鋼製ブラケットを一体として解析した固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため、応力評価に用いる設計震度は、材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。地震応答解析ケースを表 5-1 に、設計震度を表 5-2 に示す。ここで、地震力は浸水防止蓋の設置位置における水平方向の最大応答加速度から設定する震度を用いて評価するものとし、下記のとおり算出する。

$$S d_H = (G + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで、S d_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向の余震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向の余震震度

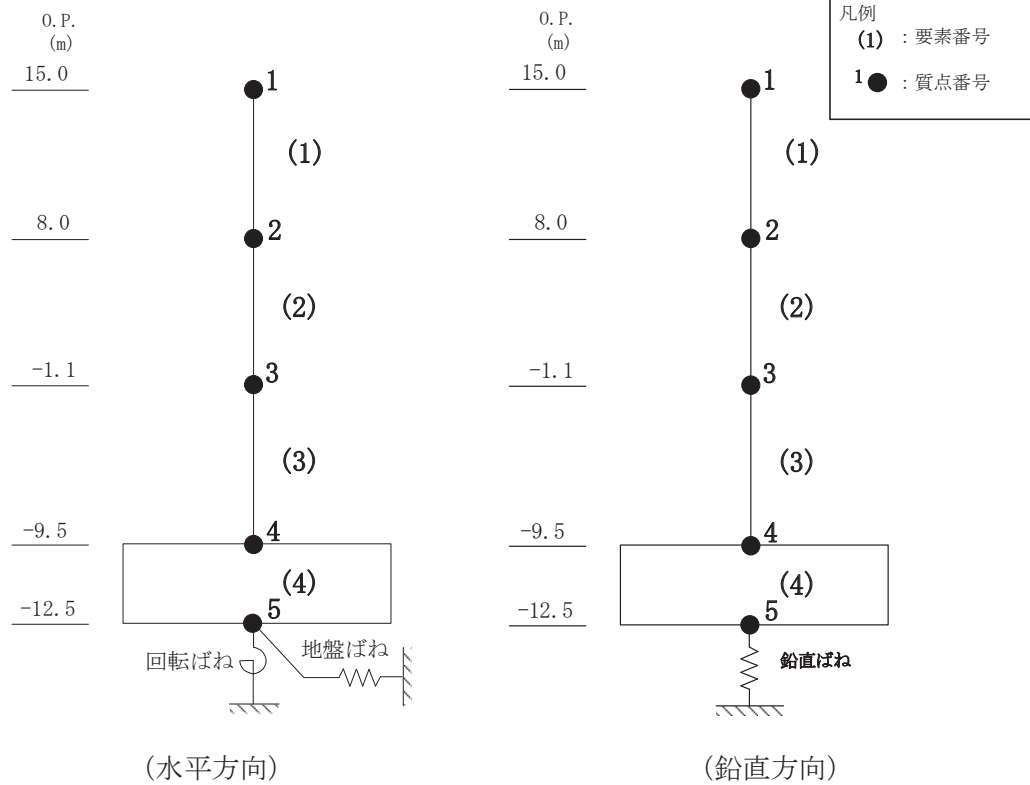
また、表 5-2 のとおり、鉛直方向の余震震度が 1 未満であることから、浸水防止蓋の自重と鉛直方向の地震力を足し合わせた荷重は、突き上げ津波荷重を相殺する向きに作用するため、浸水防止蓋の応力評価においては自重と鉛直方向の地震力を保守的に考慮しないこととする。

表 5-1 地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
弾性設計用 地震動 S d - D 2 (水平)	ケース1 (基本ケース)	2011年3月11日東北 地方太平洋沖地震の観 測記録を用いたシミュ レーション解析により 補正	設計基準強度を用い、 JEAG式で評価	5%	表層地盤の非線形性を考慮	標準地盤
	ケース2	同上	同上	同上	同上	標準地盤 + α
	ケース3	同上	同上	同上	同上	標準地盤 - α
弾性設計用 地震動 S d - D 2 (鉛直)	ケース1 (基本ケース)	設計剛性	—	5%	直接入力	標準地盤
	ケース2	同上	—	同上	同上	標準地盤 + α
	ケース3	同上	—	同上	同上	標準地盤 - α

表 5-2 余震震度

地震時荷重 算出位置 (m)	地震応答解析結果				設計震度
	方向	弾性設計用 地震動 S d - D 2	ケース	最大加速度 (cm/s ²)	
O. P. 15.0	水平方向 (N-S) $\alpha_{H(NS)}$	S d - D 2	2	1544	1.58
	水平方向 (E-W) $\alpha_{H(EW)}$	S d - D 2	2	1354	1.39
	鉛直方向 α_V	S d - D 2	2	721	0.74



地震応答解析モデル図

表中の O. P. は第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書での値を示す。

5.1.2 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 使用材料

浸水防止蓋、鋼製ブラケット及び固定ボルトの使用材料を表 5-3 に示す。

表 5-3 使用材料

評価対象部位		材質	仕様
浸水防止蓋	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
鋼製ブラケット	主桁①	SUS304	H-200×200×20×20 (mm)
	主桁②	SUS304	H-200×300×20×20 (mm)
	横桁	SUS304	H-200×300×20×20 (mm)
	斜材	SUS304	H-200×200×8×12 (mm)
	ブレース材	SUS304	L-60×60×5 (mm)
	縦桁	SUS304	H-200×200×8×12 (mm)
固定ボルト	固定ボルト①	SUS304	M20
	固定ボルト②	SUS304	M20

(2) 許容限界

a. 浸水防止蓋，鋼製ブラケット

浸水防止蓋，鋼製ブラケットの許容応力度は，「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005年改定）」に基づき表5-4の値とする。

表5-4 浸水防止蓋，鋼製ブラケットの短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SUS304	205	118

b. 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重は，「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて，「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010改定）」に基づき算定する。

地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重を表5-5に示す。

なお，固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから，固定ボルトが引張力を受ける場合においては，固定ボルトの降伏により決まる許容荷重（ P_{a1} ），付着力により決まる許容荷重（ P_{a3} ）を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，固定ボルトがせん断力を受ける場合においては，固定ボルトのせん断強度により決まる許容荷重（ q_{a1} ），定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重（ q_{a2} ）及びコーン状破壊により決まる許容荷重（ q_{a3} ）を比較して，いずれか小さい値を採用する。

地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値を表5-5に，許容荷重を表5-6に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

ここで， P_{a1} : 固定ボルトの降伏により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容引張力 (N)

P_{a3} : 固定ボルトの付着力により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容引張力 (N)

Φ_1 : 低減係数（短期荷重用）

Φ_3 : 低減係数（短期荷重用）

$s \sigma_{pa}$: 固定ボルトの引張強度（ $= s \sigma_y$ ） (N/mm²)

$s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)

d_a : 固定ボルトの径 (mm)

- l_{ce} : 固定ボルトの強度算定用埋込み長さ
 (= $l_e - 2d_a$) (mm)
- l_e : 固定ボルトの有効埋込み長さ (mm)
- τ_a : へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度
 (N/mm²)

せん断力を受ける場合

$$Q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$Q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$Q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで、
- Q_{a1} : 固定ボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
- Q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
- Q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
- Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
- Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)
- $s \sigma_{qa}$: 固定ボルトのせん断強度 (= $0.7 \cdot s \sigma_y$)
 (N/mm²)
- $s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
- $s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
- $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²)
 (= $0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)
- $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²) (= $0.31 \sqrt{F_c}$)
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 5-5 固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義		数値
Φ_1	—	低減係数（短期荷重用）		1.0
Φ_2	—	低減係数（短期荷重用）		2/3
Φ_3	—	低減係数（短期荷重用）		2/3
${}_s\sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの許容引張応力度		205
${}_s\sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度		205
${}_s c a$	mm ²	固定ボルトの断面積		245
d_a	mm	固定ボルトの径		20
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	固定ボルト①	140
			固定ボルト②	220
l_e	mm	固定ボルトの有効埋込み長さ	固定ボルト①	180
			固定ボルト②	260
τ_a	N/mm ²	へりあき及び固定ボルトのピッチによる 付着強度	固定ボルト①	8.69
			固定ボルト②	4.11
${}_s\sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断応力度		143.50
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度		450.90
${}_c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度		1.76
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度		32.4
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数		25100
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の 有効投影面積	固定ボルト①	-*
			固定ボルト②	15708

注記* 固定ボルト①は第 3 号機海水熱交換器建屋の壁面に設置するため、へりあきはなしとする。

表 5-6 (1) 地震荷重を考慮する場合の固定ボルト①の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	50.2	50.9	50.2	35.1	73.6	-*	35.1

注記* 固定ボルト①は第 3 号機海水熱交換器建屋の壁面に設置するため、へりあきはなしとする。

表 5-6 (2) 地震荷重を考慮する場合の固定ボルト②の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	50.2	37.8	37.8	35.1	73.6	18.4	18.4

5.1.3 余震荷重

荷重の組合せは、表 5-7 に示すとおり組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。

表 5-7 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + 1.0 S d_{H(NS)} + 0.4 S d_v$
2	$G + P_s + 1.0 S d_{H(NS)} - 0.4 S d_v$
3	$G + P_s - 1.0 S d_{H(NS)} + 0.4 S d_v$
4	$G + P_s - 1.0 S d_{H(NS)} - 0.4 S d_v$
5	$G + P_s + 0.4 S d_{H(NS)} + 1.0 S d_v$
6	$G + P_s - 0.4 S d_{H(NS)} + 1.0 S d_v$
7	$G + P_s + 0.4 S d_{H(NS)} - 1.0 S d_v$
8	$G + P_s - 0.4 S d_{H(NS)} - 1.0 S d_v$
9	$G + P_s + 1.0 S d_{H(EW)} + 0.4 S d_v$
10	$G + P_s + 1.0 S d_{H(EW)} - 0.4 S d_v$
11	$G + P_s - 1.0 S d_{H(EW)} + 0.4 S d_v$
12	$G + P_s - 1.0 S d_{H(EW)} - 0.4 S d_v$
13	$G + P_s + 0.4 S d_{H(EW)} + 1.0 S d_v$
14	$G + P_s - 0.4 S d_{H(EW)} + 1.0 S d_v$
15	$G + P_s + 0.4 S d_{H(EW)} - 1.0 S d_v$
16	$G + P_s - 0.4 S d_{H(EW)} - 1.0 S d_v$

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

$S d_{H(NS)}$: 弾性設計用地震動 $S d - D 2$ の水平方向 (N-S) の余震荷重
 $((G + P_s) \times \alpha_{H(NS)})$ (kN)

$S d_{H(EW)}$: 弾性設計用地震動 $S d - D 2$ の水平方向 (E-W) の余震荷重
 $((G + P_s) \times \alpha_{H(EW)})$ (kN)

$S d_v$: 弾性設計用地震動 $S d - D 2$ の鉛直方向の余震荷重
 $((G + P_s) \times \alpha_v)$ (kN)

5.1.4 計算方法

浸水防止蓋，鋼製ブラケット及び固定ボルトに発生する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

(1) 浸水防止蓋

浸水防止蓋は図 5-1 に示すとおり主桁間に分割して設置することから三辺固定スラブモデルとして断面力を算出する。評価箇所は図 5-1 に示すとおり，断面力が大きいと考えられる主桁間の幅が最大の箇所とする。浸水防止蓋に作用する等分布荷重（鉛直震度含む）が作用している板に発生する曲げ応力およびせん断応力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2018年改定）」（図 5-2）より算出する。

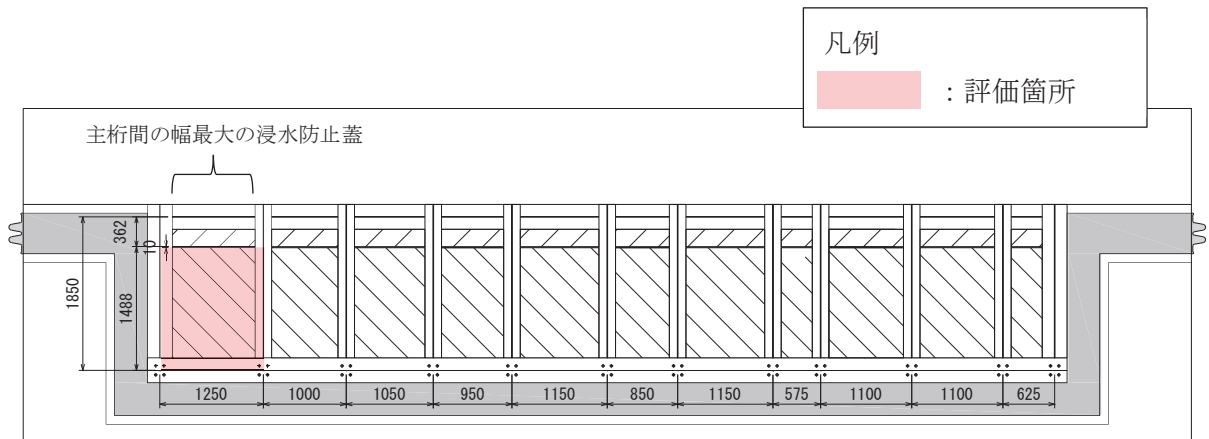


図 5-1 浸水防止蓋の評価箇所

- a. 浸水防止蓋に作用する単位面積当りの等分布荷重 w

$$w = P t$$

ここで， $P t$: 突き上げ津波荷重 (kN/m^2)

- b. 浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重 w'

$$w' = w / 1000$$

ここで， w' : 浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重 ($\text{N}/\text{mm}^2 \cdot \text{mm}$)

c. 最大曲げ応力 σ

求めた曲げモーメントのうち最大となる曲げモーメントについて、以下の式にて最大曲げ応力を算出する。

$$M = \alpha \cdot w' \cdot l_x^2$$

ここで、
 M : 最大モーメント (N・mm)
 α : 平板のモーメントに関する係数
 w' : 浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重 (N/mm²・mm)
 l_x : 浸水防止蓋の短辺長 (mm)

$$\sigma = M / Z$$

ここで、
 σ : 最大曲げ応力 (N/mm²)
 M : 最大曲げモーメント (N・mm)
 Z : スキンプレーットの断面係数 (mm³)

d. 最大せん断応力 τ

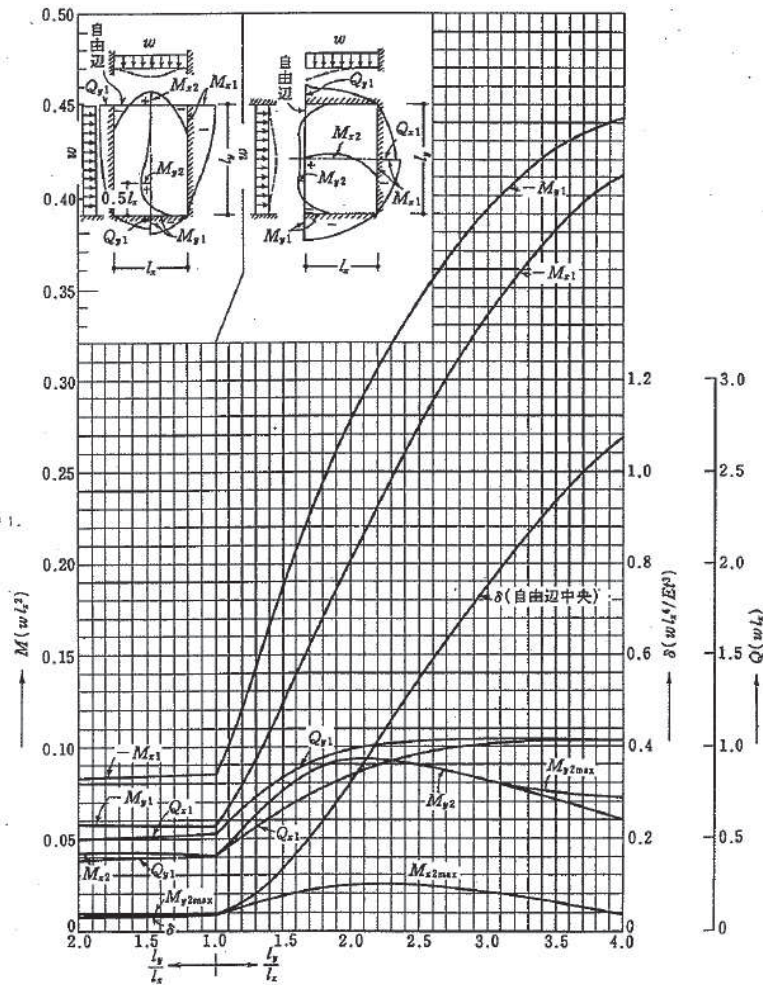
求めたせん断力のうち最大となるせん断力について、以下の式にてせん断応力度を算出する。

$$Q = \beta \cdot w' \cdot l_x$$

ここで、
 Q : せん断力 (N)
 β : 平板のせん断に関する係数
 w' : 浸水防止蓋に作用する単位幅当りの等分布荷重 (N/mm)
 l_x : 浸水防止蓋の短辺長 (mm)

$$\tau = Q / A_s$$

ここで、
 τ : 最大せん断応力度 (N/mm²)
 Q : 最大せん断応力 (N)
 A_s : 浸水防止蓋の単位幅あたりのせん断断面積 (mm²)



付図 15.3 等分布荷重時 3 辺固定 1 辺自由スラブの応力図と自由辺中央のたわみ δ^0 ($v=0$)

図 5-2 応力算出図

e. 曲げ応力度とせん断応力度の組合せに対する検討

浸水防止蓋に生じる曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

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

- x : 組合せ応力度 (N/mm²)
- σ : 最大曲げ応力度 (N/mm²)
- τ : 最大せん断応力度 (N/mm²)

(2) 鋼製ブラケット

鋼製ブラケットの応力評価に用いるモデルは固有値解析を行ったモデルと同一とし、鋼製ブラケットの計算には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.4」を使用して評価部位に生じる断面力を求める。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。モデルに入力する荷重は、「5.1.1 荷重及び荷重の組合せ」に示すとおりである。

各部材に入力する荷重図を図5-3～図5-9に示す。

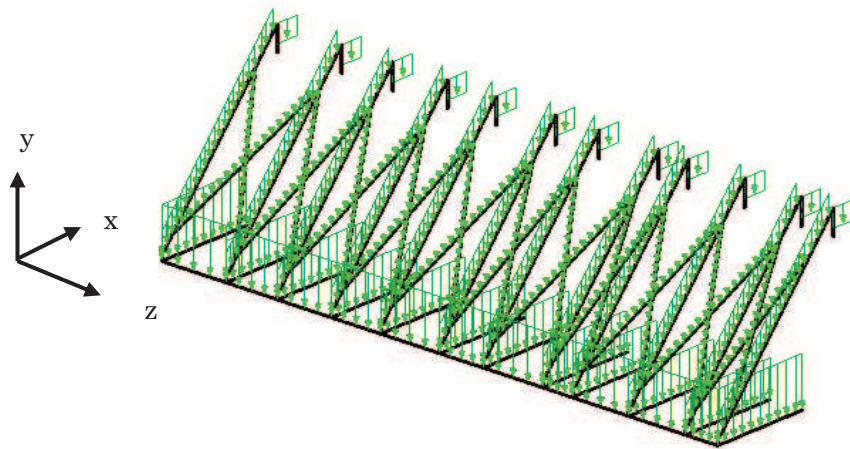


図5-3 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（死荷重）

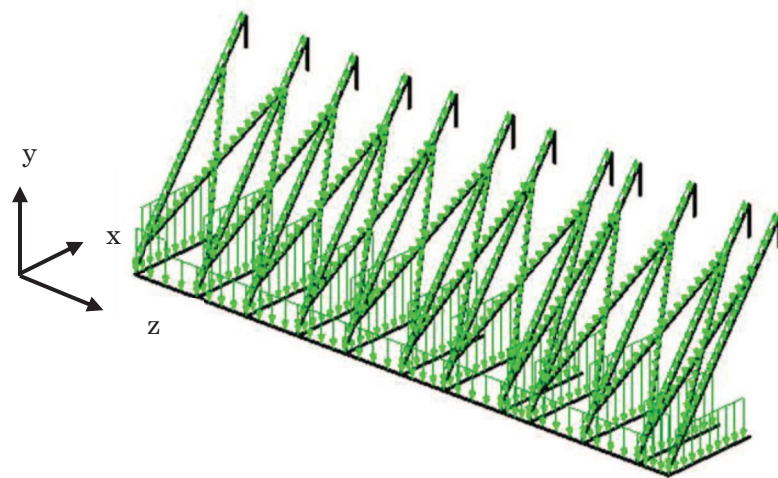


図5-4 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（積雪荷重）

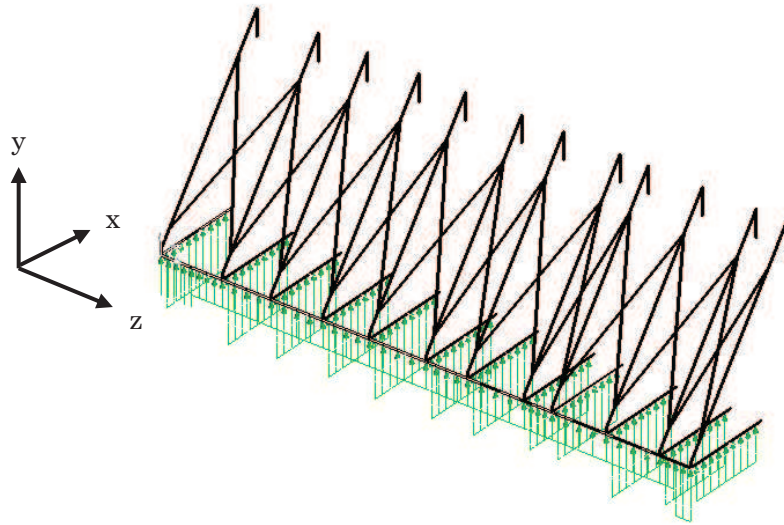


図 5-5 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（突き上げ津波荷重）

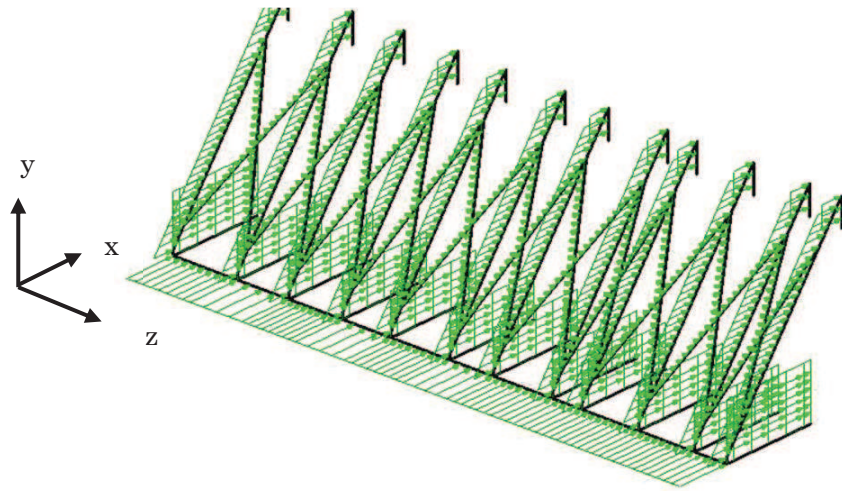


図 5-6 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（地震時荷重）（+NS 方向）

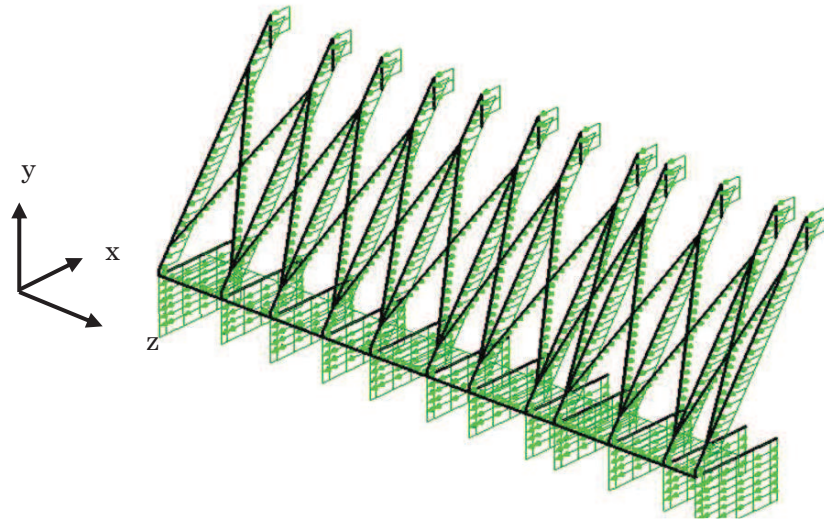


図 5-7 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（地震時荷重）（-NS 方向）

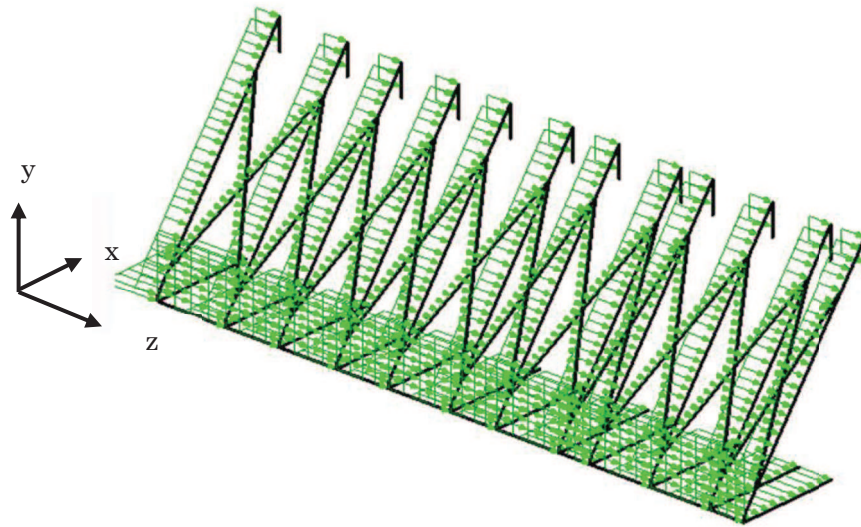


図 5-8 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（地震時荷重）（+EW 方向）

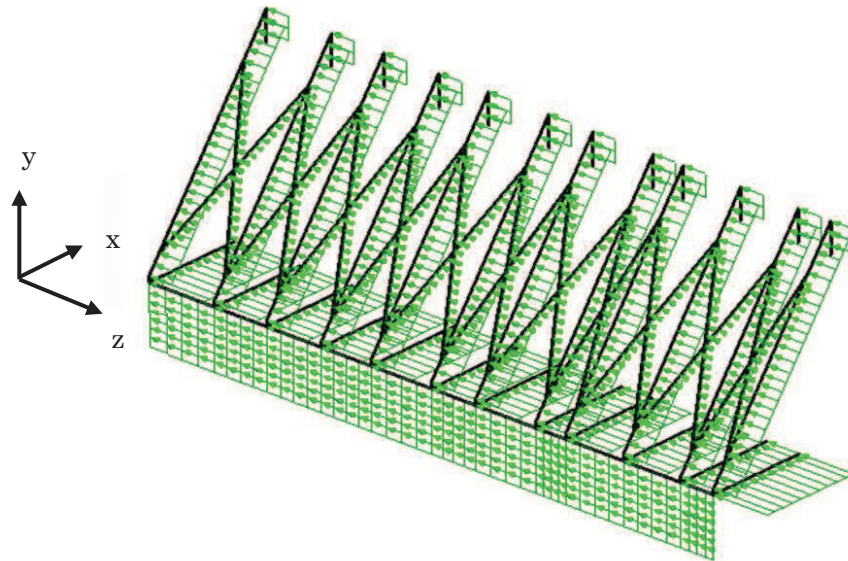


図 5-9 鋼製ブラケットの耐震評価モデルへの入力荷重（地震時荷重）（-EW 方向）

(3) 固定ボルト

鋼製ブラケットの解析により得られる固定ボルト部の応力により、固定ボルトに作用する応力度を求め、許容限界以下であることを確認する。なお、固定ボルト①の照査箇所のボルト本数は4本であり、また固定ボルト②の照査箇所のボルト本数は8本である。

a. 固定ボルトに作用する引張力 T_d

$$T_d = R_n / N + R_m / B \cdot (N / 2)$$

ここで、 T_d : 固定ボルト1本当りに作用する引張力 (kN)
 R_n : 固定ボルトの支点反力 (引張) (kN)
 R_m : 固定ボルトの支点モーメント (kN・mm)
 B : 固定ボルトのボルト間隔 (mm)
 N : 照査箇所の固定ボルトの本数 (本)

b. 固定ボルトに作用するせん断力 q

$$q = R_s / N$$

ここで、 q : 固定ボルト1本当りに作用するせん断力 (kN)
 R_s : 解析で得られる支点反力 (せん断) (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数 (本)

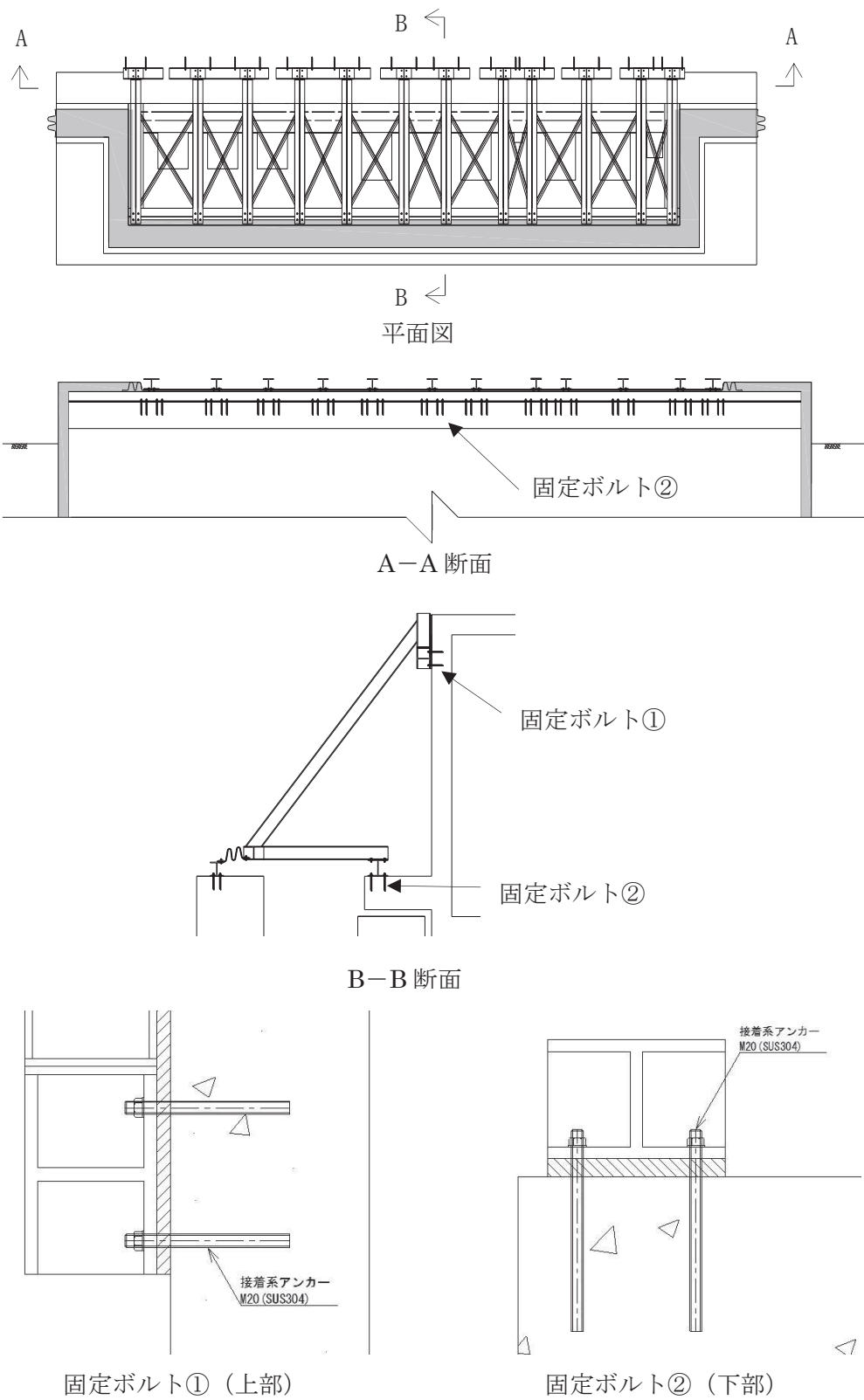


図 5-10 固定ボルト詳細図

5.1.5 計算条件

浸水防止蓋の応力評価に用いる入力値を表 5-8 に示す。

表 5-8 浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
浸水防止蓋 (スキンプレート)	A_s	mm ²	浸水防止蓋の単位幅あたりのせん断断面積	16
	α	—	平板のモーメントに関する係数	0.085
	β	—	平板のせん断に関する係数	0.55
	l_x	mm	浸水防止蓋の短辺長(mm)	1250
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	1.86
	Z	mm ³	浸水防止蓋の断面係数	42.67
固定ボルト①	R_n	kN	固定ボルトの支点反力(引張)	11.4
	R_m	kN・mm	固定ボルトの支点モーメント	2935
	R_s	kN	固定ボルトの支点反力(せん断)	36.9
	B	mm	照査箇所のボルト間隔	200
	N	本	照査箇所の固定ボルトの本数	4
固定ボルト②	R_n	kN	固定ボルトの支点反力(引張)	40.7
	R_m	kN・mm	固定ボルトの支点モーメント	19197
	R_s	kN	固定ボルトの支点反力(せん断)	39.6
	B	mm	照査箇所のボルト間隔	200
	N	本	照査箇所の固定ボルトの本数	8

5.2 変形性評価方法

止水ジョイントは浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットとの境界部に設置することから浸水防止蓋と第3号機補機冷却海水系放水ピットに生じる変位量を用いて評価する。

余震荷重による変位量は設計用地震力による変位量を下回ることは明白であることから、添付書類「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書」にて算定した設計用地震力による最大変位量が、重畳時（津波荷重と余震荷重作用時）の止水ジョイントの許容限界内に収まることを確認する。

5.2.1 許容限界

重畳時（津波荷重と余震荷重作用時）の止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表5-9に止水ジョイント部材の仕様を表5-10に変形量の許容限界を示す。

なお、止水ジョイント部材が地震時及び津波時による変位に対し有意な漏えいを生じない変形に留まること、津波による波圧と余震による変位に対し止水ジョイント部材から有意な漏えいが生じないことを性能確認試験により確認している。また、長期的な耐久性に関しては、耐候性試験により確認している。

表5-9 止水ジョイント部材の仕様

種別	名称	主成分
M型ゴム	ME300	クロロプレンゴム

表5-10 重畳時（津波荷重と余震荷重作用時）の止水ジョイント部材の変形量の許容限界

	許容限界 (mm)	
	開き方向	せん断方向
変形量	350	350

5.2.2 設計用地震力における最大変位量

添付書類「VI-2-10-2-8-4 浸水防止蓋（第3号機補機冷却海水系放水ピット）の耐震性についての計算書」にて算定した設計用地震力による最大変位量を表5-11に示す。

表5-11 設計用地震力による最大変位量

区分		地震時最大変位量 (mm)		
		第3号機海水 熱交換器建屋	第3号機補機冷却 海水系放水ピット	評価用 変位量
止水ジョイント①	開き方向	12	69	81
	せん断方向	14	138	152
止水ジョイント②	開き方向	14	138	152
	せん断方向	12	69	81
止水ジョイント③	開き方向	12	69	81
	せん断方向	14	139	152

6. 評価結果

浸水防止蓋の応力評価結果を表 6-1～表 6-13 に，変形性評価結果を表 6-14 に示す。全ての部材において発生応力，応力度又は変形量が許容限界以下であることを確認した。

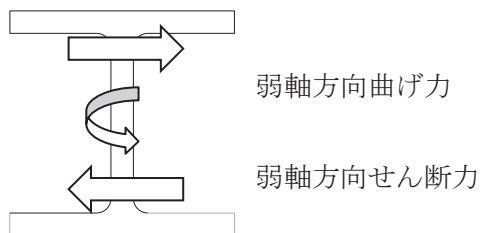
表 6-1 応力評価結果（浸水防止蓋）

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
浸水防止蓋	曲げ	111	N/mm ²	205	N/mm ²	0.55<1.0
	せん断	2	N/mm ²	118	N/mm ²	0.02<1.0
	組合せ	112	N/mm ²	205	N/mm ²	0.55<1.0

表 6-2 応力評価結果 (鋼製ブラケット 弱軸方向)

評価対象部位		発生値 (*弱軸方向) (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
主桁①	曲げ	28	N/mm ²	205	N/mm ²	0.14 < 1.0
	せん断	2	N/mm ²	118	N/mm ²	0.02 < 1.0
	組合せ	29	N/mm ²	205	N/mm ²	0.15 < 1.0
主桁②	曲げ	29	N/mm ²	205	N/mm ²	0.15 < 1.0
	せん断	2	N/mm ²	118	N/mm ²	0.02 < 1.0
	組合せ	30	N/mm ²	205	N/mm ²	0.15 < 1.0
斜材	曲げ	20	N/mm ²	205	N/mm ²	0.10 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	21	N/mm ²	205	N/mm ²	0.11 < 1.0
横桁	曲げ	19	N/mm ²	205	N/mm ²	0.10 < 1.0
	せん断	2	N/mm ²	118	N/mm ²	0.02 < 1.0
	組合せ	20	N/mm ²	205	N/mm ²	0.10 < 1.0
ブレース材	軸力	8	N/mm ²	205	N/mm ²	0.04 < 1.0
縦桁	曲げ	15	N/mm ²	205	N/mm ²	0.08 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	16	N/mm ²	205	N/mm ²	0.08 < 1.0

注記* : H鋼の弱軸について



ブレース材には等辺山形鋼を用いているため強軸、弱軸はなく断面剛性は一樣

表 6-3 曲げおよび軸力に関する応力評価結果（鋼製ブラケット 弱軸方向）（1/2）

ケースNo.	解析ケース	評価部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 $\sigma's$ (N/mm ²)	短期 許容応力度 $\sigma'sa$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
1	津波時NS+1.0_UD+0.4	主桁①	0.049	20.654	3	205	0.02
		主桁②	0.169	15.302	2	205	0.01
		斜材	0.418	45.366	10	205	0.05
		横桁	0.616	1.210	2	205	0.01
		ブレース	-	3.303	6	205	0.03
		縦桁	0.272	35.231	8	205	0.04
2	津波時NS+1.0_UD-0.4	主桁①	0.043	18.770	2	205	0.01
		主桁②	0.150	13.759	2	205	0.01
		斜材	0.388	42.278	10	205	0.05
		横桁	0.594	1.111	2	205	0.01
		ブレース	-	3.049	6	205	0.03
		縦桁	0.253	31.804	7	205	0.04
3	津波時NS-1.0_UD+0.4	主桁①	0.139	37.219	4	205	0.02
		主桁②	0.427	29.842	3	205	0.02
		斜材	0.401	45.165	10	205	0.05
		横桁	0.490	1.460	1	205	0.01
		ブレース	-	3.211	6	205	0.03
		縦桁	0.261	33.505	7	205	0.04
4	津波時NS-1.0_UD-0.4	主桁①	0.133	35.335	4	205	0.02
		主桁②	0.409	28.300	3	205	0.02
		斜材	0.371	42.525	10	205	0.05
		横桁	0.470	1.360	1	205	0.01
		ブレース	-	3.011	6	205	0.03
		縦桁	0.242	30.078	7	205	0.04
5	津波時NS+0.4_UD+1.0	主桁①	0.081	24.895	3	205	0.02
		主桁②	0.260	19.035	2	205	0.01
		斜材	0.435	47.004	11	205	0.06
		横桁	0.467	1.360	1	205	0.01
		ブレース	-	3.412	6	205	0.03
		縦桁	0.284	37.283	8	205	0.04
6	津波時NS+0.4_UD-1.0	主桁①	0.066	20.185	3	205	0.02
		主桁②	0.214	15.178	2	205	0.01
		斜材	0.360	40.372	9	205	0.05
		横桁	0.412	1.111	1	205	0.01
		ブレース	-	2.887	5	205	0.03
		縦桁	0.235	28.716	6	205	0.03
7	津波時NS-0.4_UD+1.0	主桁①	0.116	31.521	4	205	0.02
		主桁②	0.364	24.851	3	205	0.02
		斜材	0.429	47.072	11	205	0.06
		横桁	0.433	1.459	1	205	0.01
		ブレース	-	3.373	6	205	0.03
		縦桁	0.279	36.593	8	205	0.04
8	津波時NS-0.4_UD-1.0	主桁①	0.101	26.811	3	205	0.02
		主桁②	0.317	20.994	2	205	0.01
		斜材	0.353	40.471	9	205	0.05
		横桁	0.365	1.211	1	205	0.01
		ブレース	-	2.872	5	205	0.03
		縦桁	0.230	28.025	6	205	0.03

表 6-3 曲げおよび軸力に関する応力評価結果 (鋼製ブラケット 弱軸方向) (2/2)

ケースNo.	解析ケース	評価部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 $\sigma's$ (N/mm ²)	短期 許容応力度 $\sigma'sa$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
9	津波時EW+1.0_UD+0.4	主桁①	6.413	34.405	28	205	0.14
		主桁②	15.455	30.496	28	205	0.14
		斜材	1.693	44.955	18	205	0.09
		横桁	9.861	8.985	18	205	0.09
		ブレース	-	4.177	8	205	0.04
		縦桁	1.357	34.630	14	205	0.07
		10	津波時EW+1.0_UD-0.4	主桁①	6.413	32.886	27
主桁②	15.462			28.953	28	205	0.14
斜材	1.679			42.314	18	205	0.09
横桁	9.888			8.983	18	205	0.09
ブレース	-			3.977	7	205	0.04
縦桁	1.346			31.203	14	205	0.07
11	津波時EW-1.0_UD+0.4			主桁①	6.419	33.325	27
		主桁②	15.702	34.288	29	205	0.15
		斜材	1.985	45.129	20	205	0.10
		横桁	10.588	10.238	19	205	0.10
		ブレース	-	3.922	7	205	0.04
		縦桁	1.455	34.106	15	205	0.08
		12	津波時EW-1.0_UD-0.4	主桁①	6.419	31.441	27
主桁②	15.695			33.009	29	205	0.15
斜材	1.961			42.489	19	205	0.10
横桁	10.561			10.185	19	205	0.10
ブレース	-			3.728	7	205	0.04
縦桁	1.435			30.679	14	205	0.07
13	津波時EW+0.4_UD+1.0			主桁①	2.563	26.076	12
		主桁②	6.145	25.112	12	205	0.06
		斜材	0.759	46.987	13	205	0.07
		横桁	3.843	4.158	7	205	0.04
		ブレース	-	3.759	7	205	0.04
		縦桁	0.648	37.043	10	205	0.05
		14	津波時EW+0.4_UD-1.0	主桁①	2.563	22.280	12
主桁②	6.143			21.255	12	205	0.06
斜材	0.733			40.386	11	205	0.06
横桁	3.792			3.988	7	205	0.04
ブレース	-			3.259	6	205	0.03
縦桁	0.621			28.475	9	205	0.05
15	津波時EW-0.4_UD+1.0			主桁①	2.569	29.963	13
		主桁②	6.360	22.948	13	205	0.07
		斜材	0.956	47.057	14	205	0.07
		横桁	4.474	4.634	8	205	0.04
		ブレース	-	3.536	7	205	0.04
		縦桁	0.757	36.833	11	205	0.06
		16	津波時EW-0.4_UD-1.0	主桁①	2.570	25.254	12
主桁②	6.342			19.752	12	205	0.06
斜材	0.897			40.456	12	205	0.06
横桁	4.406			4.433	8	205	0.04
ブレース	-			3.049	6	205	0.03
縦桁	0.708			28.266	9	205	0.05
最大値				主桁①	6.413	34.405	28
		主桁②	15.702	34.288	29	205	0.15
		斜材	1.985	45.129	20	205	0.10
		横桁	10.588	10.238	19	205	0.10
		ブレース	0.272	35.231	8	205	0.04
		縦桁	1.455	34.106	15	205	0.08

表 6-4 せん断に関する応力評価結果 (鋼製ブラケット 弱軸方向) (1/2)

ケースNo.	解析ケース	評価部材	せん断力 (kN)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期 許容応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
1	津波時NS+1.0_UD+0.4	主桁①	0.036	1	118	0.01
		主桁②	0.122	1	118	0.01
		斜材	0.796	1	118	0.01
		横桁	2.112	1	118	0.01
		縦桁	0.550	1	118	0.01
2	津波時NS+1.0_UD-0.4	主桁①	0.033	1	118	0.01
		主桁②	0.109	1	118	0.01
		斜材	0.732	1	118	0.01
		横桁	2.078	1	118	0.01
3	津波時NS-1.0_UD+0.4	縦桁	0.510	1	118	0.01
		主桁①	0.109	1	118	0.01
		主桁②	0.333	1	118	0.01
		斜材	0.752	1	118	0.01
4	津波時NS-1.0_UD-0.4	横桁	2.064	1	118	0.01
		縦桁	0.528	1	118	0.01
		主桁①	0.104	1	118	0.01
		主桁②	0.319	1	118	0.01
5	津波時NS+0.4_UD+1.0	斜材	0.688	1	118	0.01
		横桁	2.030	1	118	0.01
		縦桁	0.488	1	118	0.01
		主桁①	0.061	1	118	0.01
6	津波時NS+0.4_UD-1.0	主桁②	0.196	1	118	0.01
		斜材	0.831	1	118	0.01
		横桁	1.498	1	118	0.01
		縦桁	0.573	1	118	0.01
7	津波時NS-0.4_UD+1.0	主桁①	0.050	1	118	0.01
		主桁②	0.161	1	118	0.01
		斜材	0.670	1	118	0.01
		横桁	1.288	1	118	0.01
8	津波時NS-0.4_UD-1.0	縦桁	0.474	1	118	0.01
		主桁①	0.090	1	118	0.01
		主桁②	0.280	1	118	0.01
		斜材	0.813	1	118	0.01
		横桁	1.551	1	118	0.01
		縦桁	0.564	1	118	0.01
		主桁①	0.079	1	118	0.01
		主桁②	0.246	1	118	0.01
		斜材	0.653	1	118	0.01
		横桁	1.342	1	118	0.01
		縦桁	0.465	1	118	0.01

表 6-4 せん断に関する応力評価結果（鋼製ブラケット 弱軸方向）（2/2）

ケースNo.	解析ケース	評価部材	せん断力 (kN)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期 許容応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
9	津波時EW+1.0_UD+0.4	主桁①	9.044	2	118	0.02
		主桁②	16.687	2	118	0.02
		斜材	2.458	1	118	0.01
		横桁	18.220	2	118	0.02
		縦桁	3.978	1	118	0.01
10	津波時EW+1.0_UD-0.4	主桁①	9.043	2	118	0.02
		主桁②	16.683	2	118	0.02
		斜材	2.419	1	118	0.01
		横桁	18.304	2	118	0.02
		縦桁	3.975	1	118	0.01
11	津波時EW-1.0_UD+0.4	主桁①	9.035	2	118	0.02
		主桁②	17.090	2	118	0.02
		斜材	2.765	1	118	0.01
		横桁	20.480	2	118	0.02
		縦桁	4.150	1	118	0.01
12	津波時EW-1.0_UD-0.4	主桁①	9.036	2	118	0.02
		主桁②	17.077	2	118	0.02
		斜材	2.701	1	118	0.01
		横桁	20.396	2	118	0.02
		縦桁	4.143	1	118	0.01
13	津波時EW+0.4_UD+1.0	主桁①	3.621	1	118	0.01
		主桁②	6.726	1	118	0.01
		斜材	1.269	1	118	0.01
		横桁	6.547	1	118	0.01
		縦桁	1.696	1	118	0.01
14	津波時EW+0.4_UD-1.0	主桁①	3.619	1	118	0.01
		主桁②	6.717	1	118	0.01
		斜材	1.170	1	118	0.01
		横桁	6.757	1	118	0.01
		縦桁	1.641	1	118	0.01
15	津波時EW-0.4_UD+1.0	主桁①	3.611	1	118	0.01
		主桁②	6.983	1	118	0.01
		斜材	1.619	1	118	0.01
		横桁	8.933	1	118	0.01
		縦桁	1.941	1	118	0.01
16	津波時EW-0.4_UD-1.0	主桁①	3.613	1	118	0.01
		主桁②	6.949	1	118	0.01
		斜材	1.458	1	118	0.01
		横桁	8.723	1	118	0.01
		縦桁	1.842	1	118	0.01
最大値		主桁①	9.044	2	118	0.02
		主桁②	17.090	2	118	0.02
		斜材	2.765	1	118	0.01
		横桁	20.480	2	118	0.02
		縦桁	4.150	1	118	0.01

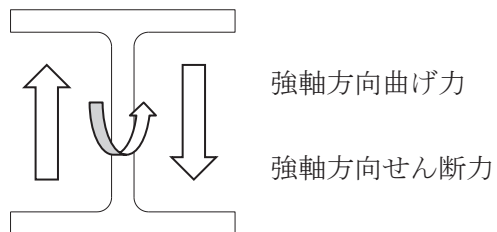
表 6-5 組合せ応力に関する応力評価結果（鋼製ブラケット 弱軸方向）

	評価部材	発生 応力度 σ', s (N/mm ²)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	組合せ 応力度 σ', s (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ', sa (N/mm ²)	照査値 $\sigma', s / \sigma', sa$
最大値	主桁①	28	2	29	205	0.15
	主桁②	29	2	30	205	0.15
	斜材	20	1	21	205	0.11
	横桁	19	2	20	205	0.10
	縦桁	15	1	16	205	0.08

表 6-6 応力評価結果 (鋼製ブラケット 強軸方向)

評価対象部位		発生値 (*強軸方向) (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
主桁①	曲げ	30	N/mm ²	205	N/mm ²	0.15 < 1.0
	せん断	13	N/mm ²	118	N/mm ²	0.12 < 1.0
	組合せ	38	N/mm ²	205	N/mm ²	0.19 < 1.0
主桁②	曲げ	18	N/mm ²	205	N/mm ²	0.09 < 1.0
	せん断	11	N/mm ²	118	N/mm ²	0.10 < 1.0
	組合せ	27	N/mm ²	205	N/mm ²	0.14 < 1.0
斜材	曲げ	15	N/mm ²	205	N/mm ²	0.08 < 1.0
	せん断	3	N/mm ²	118	N/mm ²	0.03 < 1.0
	組合せ	16	N/mm ²	205	N/mm ²	0.08 < 1.0
横桁	曲げ	5	N/mm ²	205	N/mm ²	0.03 < 1.0
	せん断	5	N/mm ²	118	N/mm ²	0.05 < 1.0
	組合せ	10	N/mm ²	205	N/mm ²	0.05 < 1.0
ブレース材	軸力	8	N/mm ²	205	N/mm ²	0.04 < 1.0
縦桁	曲げ	12	N/mm ²	205	N/mm ²	0.06 < 1.0
	せん断	9	N/mm ²	118	N/mm ²	0.08 < 1.0
	組合せ	20	N/mm ²	205	N/mm ²	0.10 < 1.0

注記* : H鋼の強軸について



ブレース材には等辺山形鋼を用いているため強軸、弱軸はなく断面剛性は一樣

表 6-7 曲げおよび軸力に関する応力評価結果 (鋼製ブラケット 強軸方向) (1/2)

ケースNo.	解析ケース	評価部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 $\sigma's$ (N/mm ²)	短期 許容応力度 $\sigma'sa$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
1	津波時NS+1.0_UD+0.4	主桁①	17.727	20.654	27	205	0.14
		主桁②	15.187	15.302	16	205	0.08
		斜材	3.272	45.366	15	205	0.08
		横桁	3.317	1.210	4	205	0.02
		ブレース	-	3.303	6	205	0.03
		縦桁	1.587	35.231	9	205	0.05
2	津波時NS+1.0_UD-0.4	主桁①	16.719	18.770	25	205	0.13
		主桁②	14.193	13.759	15	205	0.08
		斜材	3.432	42.278	14	205	0.07
		横桁	3.129	1.111	4	205	0.02
		ブレース	-	3.049	6	205	0.03
		縦桁	2.009	31.804	10	205	0.05
3	津波時NS-1.0_UD+0.4	主桁①	18.746	37.219	30	205	0.15
		主桁②	16.188	29.842	18	205	0.09
		斜材	2.294	45.165	12	205	0.06
		横桁	3.355	1.460	4	205	0.02
		ブレース	-	3.211	6	205	0.03
		縦桁	2.935	33.505	12	205	0.06
4	津波時NS-1.0_UD-0.4	主桁①	17.738	35.335	28	205	0.14
		主桁②	15.194	28.300	17	205	0.09
		斜材	1.855	42.525	11	205	0.06
		横桁	3.167	1.360	4	205	0.02
		ブレース	-	3.011	6	205	0.03
		縦桁	2.440	30.078	10	205	0.05
5	津波時NS+0.4_UD+1.0	主桁①	18.789	24.895	29	205	0.15
		主桁②	16.233	19.035	17	205	0.09
		斜材	2.666	47.004	14	205	0.07
		横桁	3.470	1.360	4	205	0.02
		ブレース	-	3.412	6	205	0.03
		縦桁	0.706	37.283	8	205	0.04
6	津波時NS+0.4_UD-1.0	主桁①	16.268	20.185	25	205	0.13
		主桁②	13.748	15.178	15	205	0.08
		斜材	3.065	40.372	13	205	0.07
		横桁	3.000	1.111	3	205	0.02
		ブレース	-	2.887	5	205	0.03
		縦桁	1.340	28.716	8	205	0.04
7	津波時NS-0.4_UD+1.0	主桁①	19.197	31.521	30	205	0.15
		主桁②	16.633	24.851	18	205	0.09
		斜材	2.017	47.072	12	205	0.06
		横桁	3.485	1.459	4	205	0.02
		ブレース	-	3.373	6	205	0.03
		縦桁	2.134	36.593	11	205	0.06
8	津波時NS-0.4_UD-1.0	主桁①	16.676	26.811	26	205	0.13
		主桁②	14.148	20.994	15	205	0.08
		斜材	2.417	40.471	12	205	0.06
		横桁	3.015	1.211	3	205	0.02
		ブレース	-	2.872	5	205	0.03
		縦桁	0.897	28.025	7	205	0.04

表 6-7 曲げおよび軸力に関する応力評価結果 (鋼製ブラケット 強軸方向) (2/2)

ケースNo.	解析ケース	評価部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 $\sigma's$ (N/mm ²)	短期 許容応力度 $\sigma'sa$ (N/mm ²)	照査値 $\sigma's/\sigma'sa$
9	津波時EW+1.0_UD+0.4	主桁①	18.195	34.405	29	205	0.15
		主桁②	15.903	30.496	18	205	0.09
		斜材	2.460	44.955	13	205	0.07
		横桁	3.174	8.985	4	205	0.02
		ブレース	-	4.177	8	205	0.04
		縦桁	0.966	34.630	8	205	0.04
		10	津波時EW+1.0_UD-0.4	主桁①	17.186	32.886	27
主桁②	14.909			28.953	17	205	0.09
斜材	2.620			42.314	13	205	0.07
横桁	3.052			8.983	4	205	0.02
ブレース	-			3.977	7	205	0.04
縦桁	0.472			31.203	6	205	0.03
11	津波時EW-1.0_UD+0.4			主桁①	18.279	33.325	29
		主桁②	15.472	34.288	18	205	0.09
		斜材	2.463	45.129	13	205	0.07
		横桁	3.953	10.238	5	205	0.03
		ブレース	-	3.922	7	205	0.04
		縦桁	0.996	34.106	8	205	0.04
		12	津波時EW-1.0_UD-0.4	主桁①	17.270	31.441	27
主桁②	14.478			33.009	17	205	0.09
斜材	2.622			42.489	13	205	0.07
横桁	3.793			10.185	5	205	0.03
ブレース	-			3.728	7	205	0.04
縦桁	0.501			30.679	6	205	0.03
13	津波時EW+0.4_UD+1.0			主桁①	18.976	26.076	29
		主桁②	16.519	25.112	18	205	0.09
		斜材	2.341	46.987	13	205	0.07
		横桁	3.259	4.158	4	205	0.02
		ブレース	-	3.759	7	205	0.04
		縦桁	1.346	37.043	9	205	0.05
		14	津波時EW+0.4_UD-1.0	主桁①	16.455	22.280	25
主桁②	14.034			21.255	15	205	0.08
斜材	2.740			40.386	13	205	0.07
横桁	2.789			3.988	3	205	0.02
ブレース	-			3.259	6	205	0.03
縦桁	0.691			28.475	6	205	0.03
15	津波時EW-0.4_UD+1.0			主桁①	19.010	29.963	30
		主桁②	16.347	22.948	18	205	0.09
		斜材	2.342	47.057	13	205	0.07
		横桁	3.695	4.634	4	205	0.02
		ブレース	-	3.536	7	205	0.04
		縦桁	1.358	36.833	9	205	0.05
		16	津波時EW-0.4_UD-1.0	主桁①	16.488	25.254	26
主桁②	13.862			19.752	15	205	0.08
斜材	2.741			40.456	13	205	0.07
横桁	3.225			4.433	4	205	0.02
ブレース	-			3.049	6	205	0.03
縦桁	0.672			28.266	6	205	0.03
最大値				主桁①	18.746	37.219	30
		主桁②	16.188	29.842	18	205	0.09
		斜材	3.272	45.366	15	205	0.08
		横桁	-	2.887	5	205	0.03
		ブレース	0.706	37.283	8	205	0.04
		縦桁	2.294	45.165	12	205	0.06

表 6-8 せん断に関する応力評価結果（鋼製ブラケット 強軸方向）（1/2）

ケースNo.	解析ケース	評価部材	せん断力 (kN)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期 許容応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
1	津波時NS+1.0_UD+0.4	主桁①	38.803	13	118	0.12
		主桁②	32.163	11	118	0.10
		斜材	2.987	3	118	0.03
		横桁	11.909	4	118	0.04
		縦桁	5.999	5	118	0.05
2	津波時NS+1.0_UD-0.4	主桁①	37.069	12	118	0.11
		主桁②	30.463	10	118	0.09
		斜材	3.411	3	118	0.03
		横桁	11.367	4	118	0.04
3	津波時NS-1.0_UD+0.4	縦桁	7.487	6	118	0.06
		主桁①	40.376	13	118	0.12
		主桁②	33.753	11	118	0.10
		斜材	1.986	2	118	0.02
4	津波時NS-1.0_UD-0.4	横桁	11.993	4	118	0.04
		縦桁	11.337	9	118	0.08
		主桁①	38.642	13	118	0.12
		主桁②	32.052	11	118	0.10
5	津波時NS+0.4_UD+1.0	斜材	1.471	2	118	0.02
		横桁	11.452	4	118	0.04
		縦桁	9.594	7	118	0.06
		主桁①	40.575	13	118	0.12
6	津波時NS+0.4_UD-1.0	主桁②	33.915	11	118	0.10
		斜材	1.712	2	118	0.02
		横桁	12.340	4	118	0.04
		縦桁	2.714	2	118	0.02
7	津波時NS-0.4_UD+1.0	主桁①	36.240	12	118	0.11
		主桁②	29.664	10	118	0.09
		斜材	2.773	2	118	0.02
		横桁	10.986	4	118	0.04
		縦桁	4.844	4	118	0.04
8	津波時NS-0.4_UD-1.0	主桁①	41.205	13	118	0.12
		主桁②	34.551	11	118	0.10
		斜材	1.346	1	118	0.01
		横桁	12.374	4	118	0.04
8	津波時NS-0.4_UD-1.0	縦桁	7.977	6	118	0.06
		主桁①	36.870	12	118	0.11
		主桁②	30.300	10	118	0.09
		斜材	1.497	2	118	0.02
8	津波時NS-0.4_UD-1.0	横桁	11.020	4	118	0.04
		縦桁	3.617	3	118	0.03

表 6-8 せん断に関する応力評価結果（鋼製ブラケット 強軸方向）（2/2）

ケースNo.	解析ケース	評価部材	せん断力 (kN)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期 許容応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
9	津波時EW+1.0_UD+0.4	主桁①	39.564	13	118	0.12
		主桁②	33.139	11	118	0.10
		斜材	1.389	1	118	0.01
		横桁	13.623	5	118	0.05
		縦桁	3.505	3	118	0.03
10	津波時EW+1.0_UD-0.4	主桁①	37.830	12	118	0.11
		主桁②	31.438	10	118	0.09
		斜材	1.813	2	118	0.02
		横桁	13.082	5	118	0.05
		縦桁	1.761	2	118	0.02
11	津波時EW-1.0_UD+0.4	主桁①	39.615	13	118	0.12
		主桁②	32.777	11	118	0.10
		斜材	1.396	1	118	0.01
		横桁	12.970	5	118	0.05
		縦桁	3.608	3	118	0.03
12	津波時EW-1.0_UD-0.4	主桁①	37.881	12	118	0.11
		主桁②	31.077	10	118	0.09
		斜材	1.820	2	118	0.02
		横桁	12.312	4	118	0.04
		縦桁	1.864	2	118	0.02
13	津波時EW+0.4_UD+1.0	主桁①	40.880	13	118	0.12
		主桁②	34.306	11	118	0.10
		斜材	1.073	1	118	0.01
		横桁	13.026	5	118	0.05
		縦桁	4.844	4	118	0.04
14	津波時EW+0.4_UD-1.0	主桁①	36.545	12	118	0.11
		主桁②	30.054	10	118	0.09
		斜材	2.134	2	118	0.02
		横桁	11.672	4	118	0.04
		縦桁	2.373	2	118	0.02
15	津波時EW-0.4_UD+1.0	主桁①	40.900	13	118	0.12
		主桁②	34.161	11	118	0.10
		斜材	1.076	1	118	0.01
		横桁	12.461	4	118	0.04
		縦桁	4.885	4	118	0.04
16	津波時EW-0.4_UD-1.0	主桁①	36.565	12	118	0.11
		主桁②	29.910	10	118	0.09
		斜材	2.136	2	118	0.02
		横桁	10.815	4	118	0.04
		縦桁	2.305	2	118	0.02
最大値		主桁①	41.205	13	118	0.12
		主桁②	34.551	11	118	0.10
		斜材	3.411	3	118	0.03
		横桁	13.623	5	118	0.05
		縦桁	11.337	9	118	0.08

表 6-9 組合せ応力に関する応力評価結果 (鋼製ブラケット 強軸方向)

	評価部材	発生 応力度 σ', s (N/mm ²)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	組合せ 応力度 σ', s (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ', sa (N/mm ²)	照査値 $\sigma', s / \sigma', sa$
最大値	主桁①	30	13	38	205	0.19
	主桁②	18	11	27	205	0.14
	斜材	15	3	16	205	0.08
	横桁	5	5	10	205	0.05
	縦桁	12	9	20	205	0.10

表 6-10 応力評価結果 (固定ボルト)

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
固定ボルト①	引張	10.2	kN	50.2	kN	0.21 < 1.0
	せん断	9.3	kN	35.1	kN	0.27 < 1.0
	組合せ	—		—		0.12 < 1.0
固定ボルト②	引張	29.1	kN	37.8	kN	0.77 < 1.0
	せん断	5.0	kN	18.4	kN	0.28 < 1.0
	組合せ	—		—		0.67 < 1.0

表 6-11 固定ボルトに関する評価結果 (引張) (1/2)

ケースNo.	解析ケース	固定ボルト① (上部)					
		発生作用力 引張			許容限界 引張 Tda	照査値 Td/Tda	検定値
		Rn/本	Rm/本	Td			
1	津波時NS+1.0_UD+0.4	-	3.97	4.0	50.2	0.08	1.0
2	津波時NS+1.0_UD-0.4	-	5.03	5.1	50.2	0.11	1.0
3	津波時NS-1.0_UD+0.4	2.84	7.34	10.2	50.2	0.21	1.0
4	津波時NS-1.0_UD-0.4	2.40	6.10	8.5	50.2	0.17	1.0
5	津波時NS+0.4_UD+1.0	0.44	1.43	1.9	50.2	0.04	1.0
6	津波時NS+0.4_UD-1.0	-	3.35	3.4	50.2	0.07	1.0
7	津波時NS-0.4_UD+1.0	2.00	5.34	7.4	50.2	0.15	1.0
8	津波時NS-0.4_UD-1.0	0.91	2.25	3.2	50.2	0.07	1.0
9	津波時EW+1.0_UD+0.4	0.88	2.42	3.3	50.2	0.07	1.0
10	津波時EW+1.0_UD-0.4	0.45	1.18	1.7	50.2	0.04	1.0
11	津波時EW-1.0_UD+0.4	0.91	2.49	3.4	50.2	0.07	1.0
12	津波時EW-1.0_UD-0.4	0.47	1.26	1.8	50.2	0.04	1.0
13	津波時EW+0.4_UD+1.0	1.22	3.37	4.6	50.2	0.10	1.0
14	津波時EW+0.4_UD-1.0	-	1.73	1.8	50.2	0.04	1.0
15	津波時EW-0.4_UD+1.0	1.23	3.40	4.7	50.2	0.10	1.0
16	津波時EW-0.4_UD-1.0	-	1.68	1.7	50.2	0.04	1.0
	最大値	2.84	7.34	10.2	50.2	0.21	1.0

表 6-11 固定ボルトに関する評価結果 (引張) (2/2)

ケースNo.	解析ケース	固定ボルト② (下部)					
		発生作用力 引張			許容限界 引張 Tda	照査値 Td/Tda	検定値
		Rn/本	Rm/本	Td			
1	津波時NS+1.0_UD+0.4	4.67	22.16	26.9	37.8	0.72	1.0
2	津波時NS+1.0_UD-0.4	4.30	20.90	25.2	37.8	0.67	1.0
3	津波時NS-1.0_UD+0.4	4.87	23.44	28.4	37.8	0.76	1.0
4	津波時NS-1.0_UD-0.4	4.50	22.18	26.7	37.8	0.71	1.0
5	津波時NS+0.4_UD+1.0	5.01	23.49	28.5	37.8	0.76	1.0
6	津波時NS+0.4_UD-1.0	4.09	20.34	24.5	37.8	0.65	1.0
7	津波時NS-0.4_UD+1.0	5.09	24.00	29.1	37.8	0.77	1.0
8	津波時NS-0.4_UD-1.0	4.17	20.85	25.1	37.8	0.67	1.0
9	津波時EW+1.0_UD+0.4	4.77	22.75	27.6	37.8	0.74	1.0
10	津波時EW+1.0_UD-0.4	4.40	21.49	25.9	37.8	0.69	1.0
11	津波時EW-1.0_UD+0.4	4.78	22.85	27.7	37.8	0.74	1.0
12	津波時EW-1.0_UD-0.4	4.41	21.59	26.0	37.8	0.69	1.0
13	津波時EW+0.4_UD+1.0	5.05	23.72	28.8	37.8	0.77	1.0
14	津波時EW+0.4_UD-1.0	4.13	20.57	24.7	37.8	0.66	1.0
15	津波時EW-0.4_UD+1.0	5.05	23.77	28.9	37.8	0.77	1.0
16	津波時EW-0.4_UD-1.0	4.13	20.61	24.8	37.8	0.66	1.0
	最大値	5.09	24.00	29.1	37.8	0.77	1.0

表 6-12 固定ボルトに関する評価結果（せん断）（1/2）

ケースNo.	解析ケース	固定ボルト①（上部）			
		発生作用力 せん断 q	許容限界 せん断 qa	照査値 q/qa	検定値
1	津波時NS+1.0_UD+0.4	8.6	35.1	0.25	1.0
2	津波時NS+1.0_UD-0.4	7.5	35.1	0.22	1.0
3	津波時NS-1.0_UD+0.4	8.2	35.1	0.24	1.0
4	津波時NS-1.0_UD-0.4	7.1	35.1	0.21	1.0
5	津波時NS+0.4_UD+1.0	9.3	35.1	0.27	1.0
6	津波時NS+0.4_UD-1.0	6.6	35.1	0.19	1.0
7	津波時NS-0.4_UD+1.0	9.1	35.1	0.26	1.0
8	津波時NS-0.4_UD-1.0	6.4	35.1	0.19	1.0
9	津波時EW+1.0_UD+0.4	8.4	35.1	0.24	1.0
10	津波時EW+1.0_UD-0.4	7.4	35.1	0.22	1.0
11	津波時EW-1.0_UD+0.4	8.3	35.1	0.24	1.0
12	津波時EW-1.0_UD-0.4	7.2	35.1	0.21	1.0
13	津波時EW+0.4_UD+1.0	9.2	35.1	0.27	1.0
14	津波時EW+0.4_UD-1.0	6.5	35.1	0.19	1.0
15	津波時EW-0.4_UD+1.0	9.2	35.1	0.27	1.0
16	津波時EW-0.4_UD-1.0	6.5	35.1	0.19	1.0
	最大値	9.3	35.1	0.27	1.0

表 6-12 固定ボルトに関する評価結果（せん断）（2/2）

ケースNo.	解析ケース	固定ボルト②（下部）			
		発生作用力 せん断 q	許容限界 せん断 qa	照査値 q/qa	検定値
1	津波時NS+1.0_UD+0.4	1.4	18.4	0.08	1.0
2	津波時NS+1.0_UD-0.4	1.2	18.4	0.07	1.0
3	津波時NS-1.0_UD+0.4	5.0	18.4	0.28	1.0
4	津波時NS-1.0_UD-0.4	4.8	18.4	0.27	1.0
5	津波時NS+0.4_UD+1.0	2.7	18.4	0.15	1.0
6	津波時NS+0.4_UD-1.0	2.1	18.4	0.12	1.0
7	津波時NS-0.4_UD+1.0	4.1	18.4	0.23	1.0
8	津波時NS-0.4_UD-1.0	3.5	18.4	0.20	1.0
9	津波時EW+1.0_UD+0.4	4.4	18.4	0.24	1.0
10	津波時EW+1.0_UD-0.4	4.2	18.4	0.23	1.0
11	津波時EW-1.0_UD+0.4	4.3	18.4	0.24	1.0
12	津波時EW-1.0_UD-0.4	4.2	18.4	0.23	1.0
13	津波時EW+0.4_UD+1.0	3.3	18.4	0.18	1.0
14	津波時EW+0.4_UD-1.0	2.8	18.4	0.16	1.0
15	津波時EW-0.4_UD+1.0	3.8	18.4	0.21	1.0
16	津波時EW-0.4_UD-1.0	3.2	18.4	0.18	1.0
	最大値	5.0	18.4	0.28	1.0

表 6-13 固定ボルトに関する評価結果（組合わせ）（1/2）

	固定ボルト①（上部）			
	発生作用力		組合せ	検定値
	引張 Td	せん断 q		
最大値	10.2	9.3	0.12	1.0

表 6-13 固定ボルトに関する評価結果（組合わせ）（2/2）

	固定ボルト②（下部）			
	発生作用力		組合せ	検定値
	引張 Td	せん断 q		
最大値	29.1	5.0	0.67	1.0

表 6-14 変形性評価結果

評価対象部位		地震時 最大変位量 (mm)		地震時 相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
		第 3 号機海水 熱交換器建屋	第 3 号機補機冷却 海水系放水ピット	評価用 変位量	
止水ジョイント①	開き方向	12	69	81	350
	せん断方向	14	138	152	350
止水ジョイント②	開き方向	14	138	152	350
	せん断方向	12	69	81	350
止水ジョイント③	開き方向	12	69	81	350
	せん断方向	14	138	152	350

- 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
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
- 6.5.3.5 浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位及び評価対象設備	9
4. 固有値解析	11
4.1 固有値解析の計算方法	11
4.2 固有振動数の計算条件	12
4.3 固有振動数の計算結果	13
5. 構造強度評価	14
5.1 構造強度評価方法	14
5.2 荷重及び荷重の組合せ	14
5.3 許容限界	16
5.4 設計用地震力	22
5.5 評価方法	24
5.6 評価条件	34
6. 評価結果	36

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）及び浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）（No.1），（No.2）（以下、「浸水防止蓋」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。その耐震評価は浸水防止蓋の固有値解析及び応力評価により行う。

浸水防止蓋は、浸水防護施設としてSクラス施設に分類される。以下、浸水防止設備としての構造強度評価を示す。

なお、浸水防止蓋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

浸水防止蓋は、第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリアの床面に設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図2-1に、浸水対策配置図を図2-2に示す。

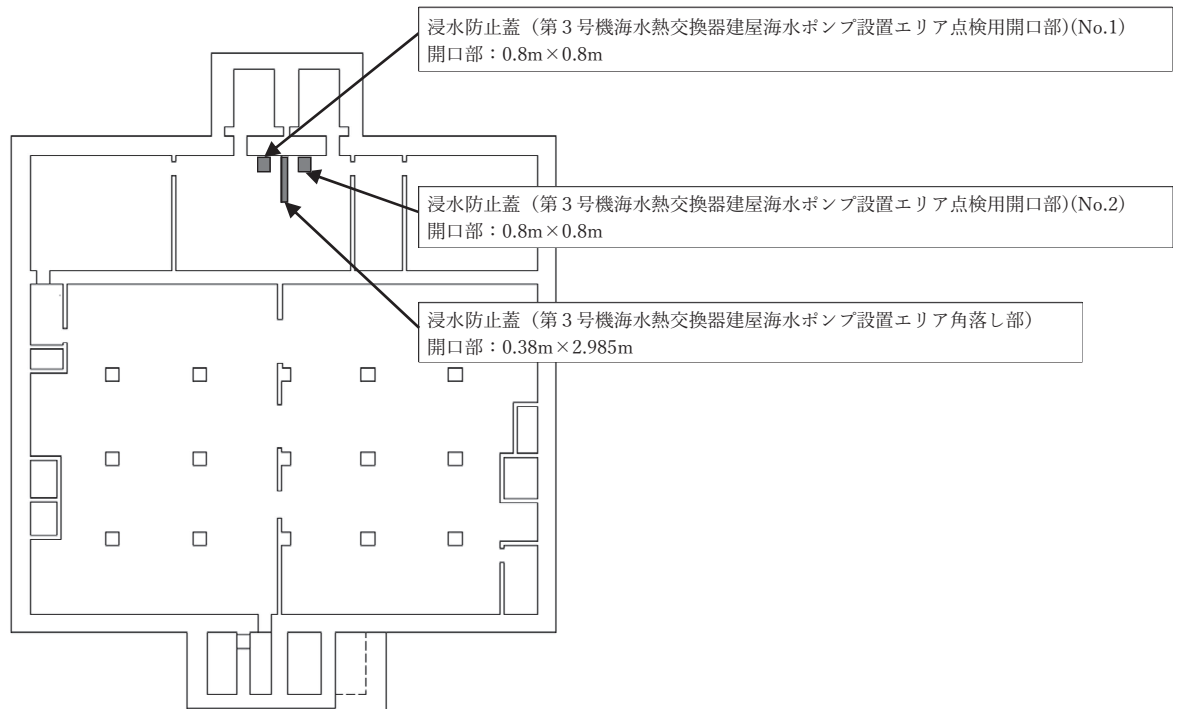
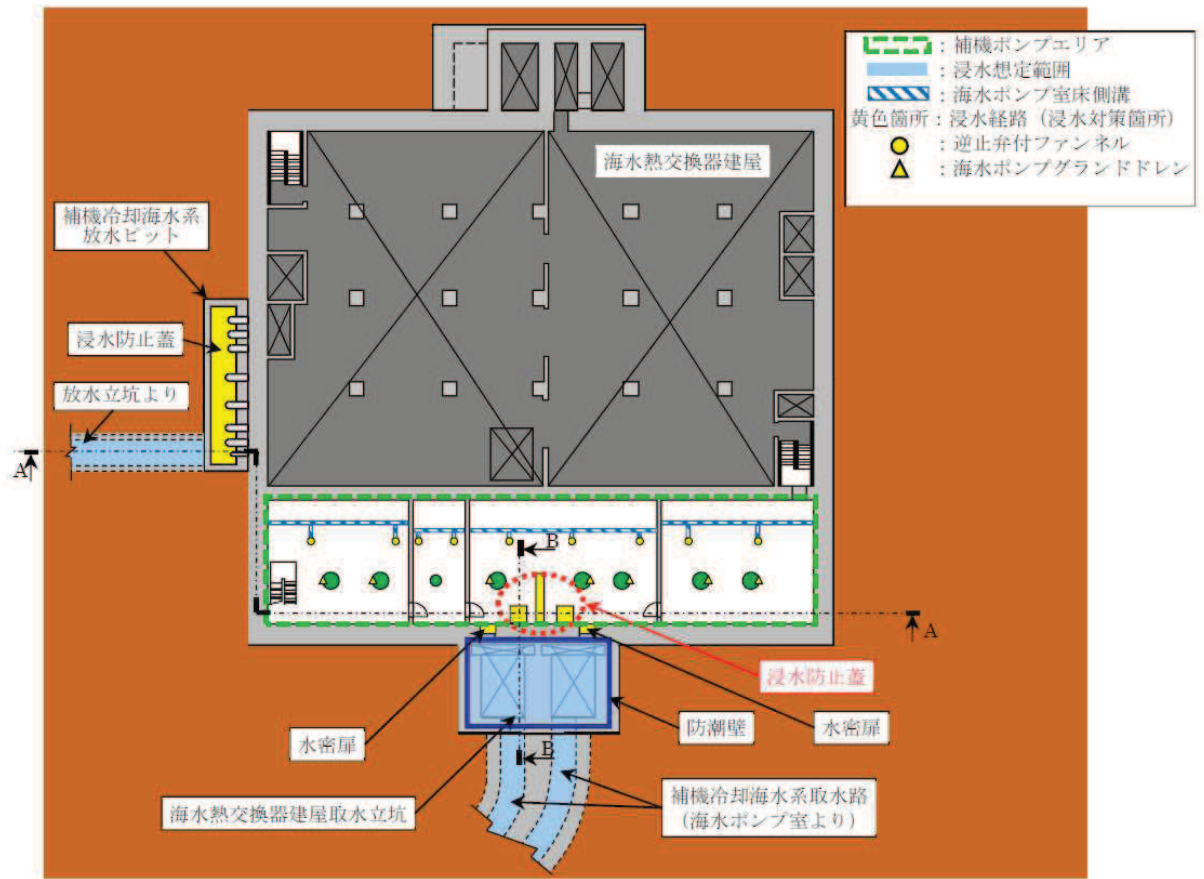
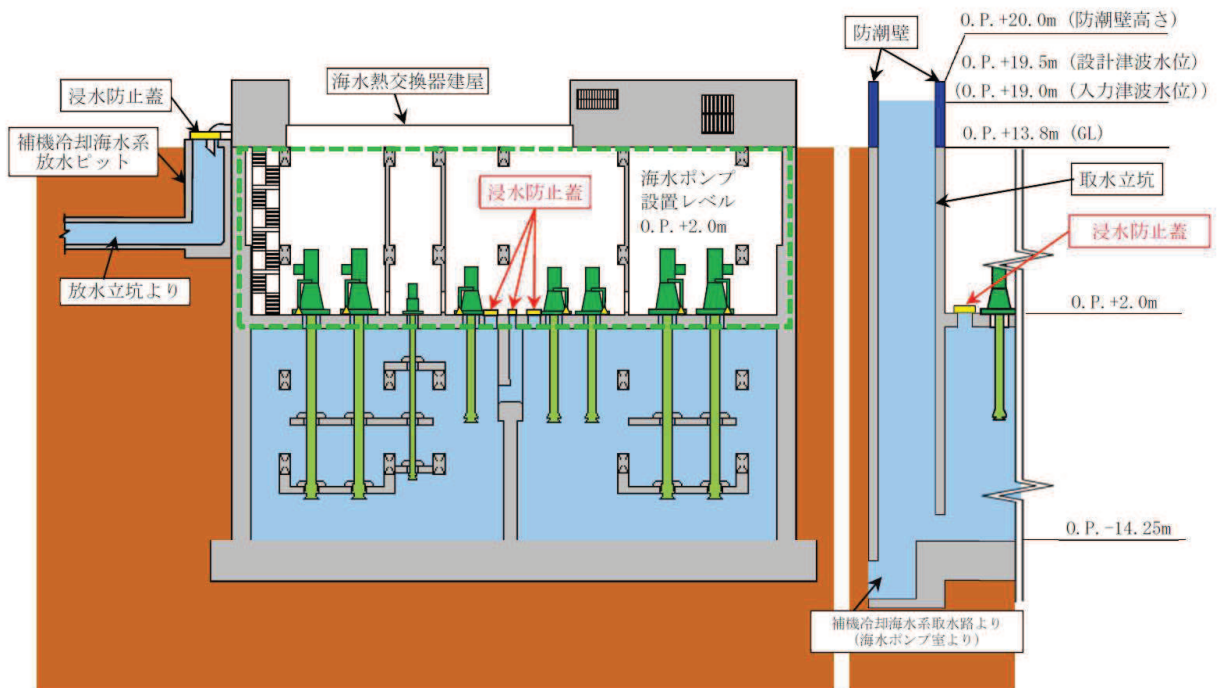


図2-1 浸水防止蓋の設置位置図
(第3号機海水熱交換器建屋 地下中2階)



平面図

図 2-2 第 3 号機海水熱交換器建屋 浸水対策配置図 (1/2)



A-A 断面図

B-B 断面図

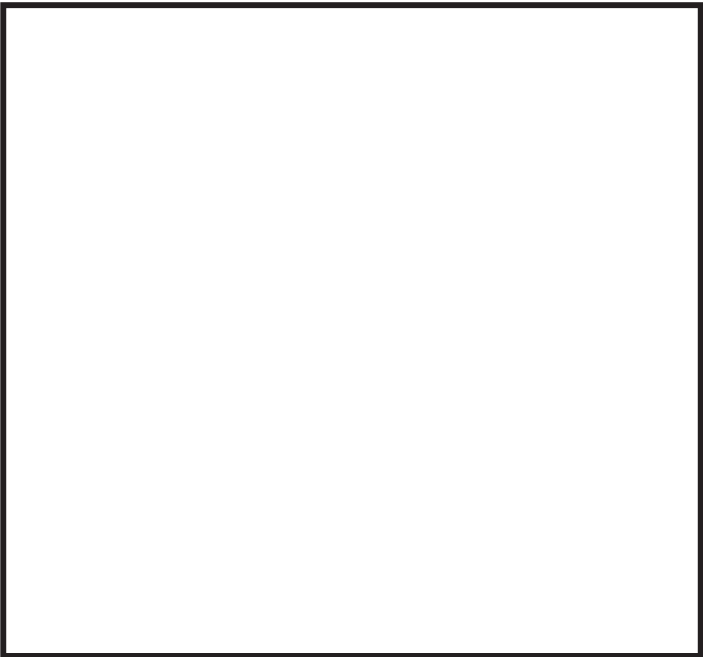
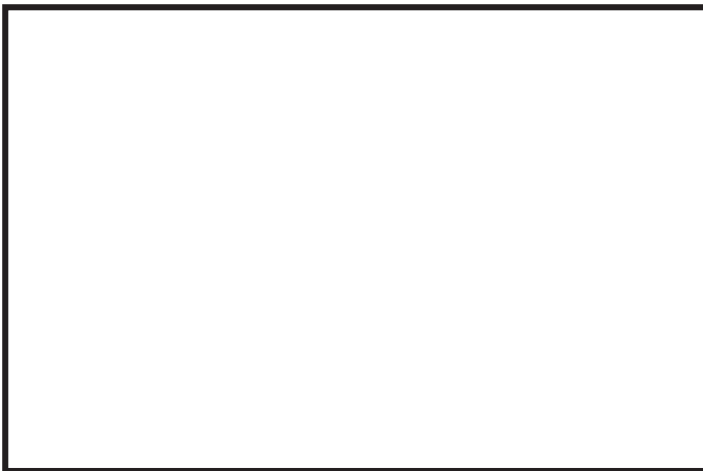
図 2-2 第 3 号機海水熱交換器建屋 浸水対策配置図 (2/2)

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、長方形又は正方形のスキンプレートに主桁（溝形鋼又は鋼板）を組合せた構造とする。

浸水防止蓋は、第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア床面に設置する固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表2-1 浸水防止蓋の構造計画

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海水ポンプ設置エリア床面に設置する固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	
		<p>浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）</p>
		
		<p>浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1), (No. 2)</p>

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

浸水防止蓋の耐震評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位及び評価対象設備」にて設定する評価対象部位において、「4. 固有値解析」で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」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

耐震評価フローを図 2-3 に示す。

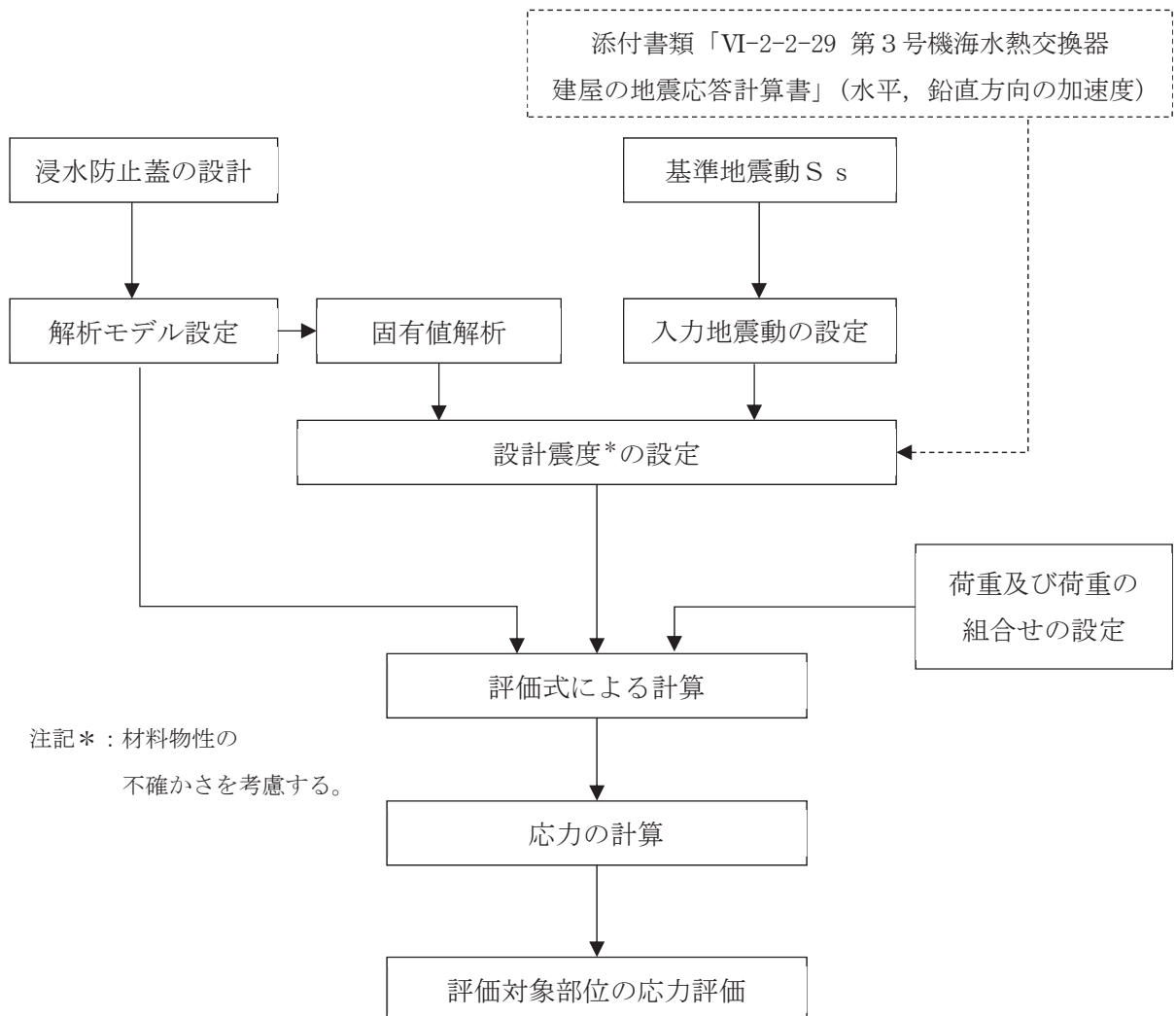


図 2-3 耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法及び同施行令
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年改定）
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005年改定）
- ・ 機械工学便覧（日本機械学会，2005年改訂）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 耐震評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
k_H	-	基準地震動 S_s に伴う水平方向の設計震度
k_V	-	基準地震動 S_s に伴う鉛直方向の設計震度
G	kN	固定荷重
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m ²	1 cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
A	m ²	浸水防止蓋の面積
$W_{s s}$	kN/m ²	単位面積当りの等分布荷重
$W_{s s}'$	kN/m	単位長さ当りの等分布荷重
τ	N/mm ²	最大せん断応力度
σ	N/mm ²	最大曲げ応力度
Q	kN	最大せん断力
M	kN・m	最大曲げモーメント
x	N/mm ²	組合せ応力度
A_s	mm ²	主桁のせん断断面積
Z	mm ³	主桁の断面係数
L_1	mm	主桁の負担幅
L_2	mm	主桁全長
L_3	mm	スキンプレートの支持長辺長さ
L_4	mm	スキンプレートの支持短辺長さ
β_1	-	スキンプレートの辺長比に応じた係数
t	mm	スキンプレートの厚さ

表 2-2 耐震評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
N	本	固定ボルト (2) の本数
T_d	kN	固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力
σ_t	N/mm ²	固定ボルト (1) 1 本当りに生じる引張応力度
τ_s	N/mm ²	固定ボルト (1) 1 本当りに生じるせん断応力度
T_s	kN	固定ボルト (1) 1 本当りに作用する引張力
q_s	kN	固定ボルト (1) 1 本当りに作用するせん断力
A'	mm ²	固定ボルト (1) の有効断面積
n_s	本	固定ボルト (1) の本数
σ_f	N/mm ²	枠下フランジに生じる最大曲げ応力度
M_f	kN・m	枠下フランジに作用する最大曲げモーメント
Z_f	mm ³	枠下フランジの断面係数
L_7	mm	枠ウェブ中心から下フランジ端部までの距離
τ_f	N/mm ²	枠下フランジに生じる最大せん断応力度
Q_f	kN	枠下フランジに生じる最大せん断力
A_f	mm ²	枠下フランジのせん断断面積
Q_w	kN	枠ウェブに作用する最大せん断力
τ_w	N/mm ²	枠ウェブに生じる最大せん断応力度
A_{sw}	mm ²	枠ウェブのせん断断面積
C_w	kN	鉛直方向の地震荷重により枠ウェブに作用する最大圧縮力
σ_{cw}	N/mm ²	鉛直方向の地震荷重により枠ウェブに生じる最大圧縮応力度
A_w	mm ²	枠ウェブの断面積
T_a	kN	固定ボルト (2) の短期許容引張荷重
q_a	kN	固定ボルト (2) の短期許容せん断荷重

3. 評価対象部位及び評価対象設備

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、地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。また、浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1), (No. 2)は構成部材の寸法、規格が等しく、評価結果が変わらないことから、浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）及び浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1)を評価対象設備とする。

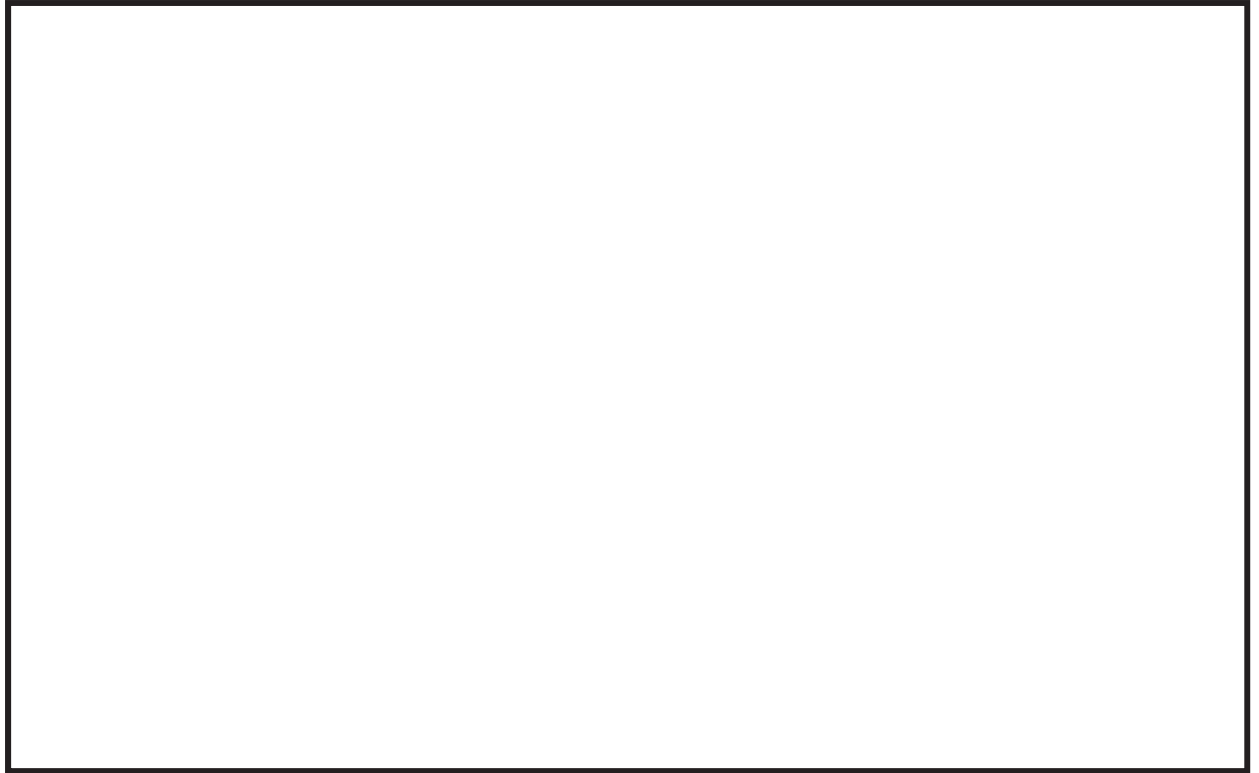
浸水防止蓋の評価対象部位は、地震に伴う慣性力が浸水防止蓋のスキンプレート、主桁、固定ボルト（1）及び枠に伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルト（2）を介して躯体に伝達されることから、浸水防止蓋の評価対象部位は、スキンプレート、主桁、固定ボルト（1）、枠及び固定ボルト（2）とする。評価対象部位を図3-1に示す。



浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）

図3-1 評価対象部位（1/2）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）（No. 1），（No. 2）

図 3-1 評価対象部位（2/2）

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 固有値解析の計算方法

浸水防止蓋の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

4.1.1 解析モデルの設定

浸水防止蓋は、スキンプレート及び主桁の組合せにより剛な断面を有しているとともに、固定ボルト（1）及び枠を介し、固定ボルト（2）にて浸水防止蓋と躯体を固定する構造であることから、浸水防止蓋の主桁を両端支持はりに単純化したモデルとし、モデル化に用いるはり長さは、主桁の全長とする。図4-1に解析モデル図を示す。

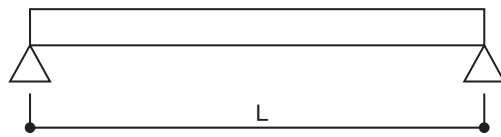


図4-1 浸水防止蓋の固有値解析モデル

4.1.2 記号の説明

浸水防止蓋の固有振動数算出に用いる記号を表4-1に示す。

表4-1 浸水防止蓋の固有振動数算出に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	一次固有振動数
L	mm	はり長さ
E	N/mm ²	ヤング率
I	mm ⁴	断面二次モーメント
m	kg/mm	質量分布

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「土木学会構造力学公式集」を参考に以下の式より算出する。

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

4.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表 4-2 に示す。

表 4-2 固有振動数の計算条件

設備名称	はり長さ L (mm)	ヤング率 E (N/mm ²)	断面二次 モーメント I (mm ⁴)	質量分布 m (kg/mm)
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建 屋海水ポンプ設置エリア角落し部）	420	1.93×10^5	7.11×10^5	0.097
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建 屋海水ポンプ設置エリア点検用開口 部）(No. 1), (No. 2)	1000	1.93×10^5	4.50×10^6	0.080

4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表 4-3 に示す。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 固有振動数の算出結果

設備名称	固有振動数(Hz)
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）	335
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1), (No. 2)	163

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の耐震評価は、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. 評価対象部位及び評価対象設備」にて設定する評価対象部位に生じる応力等が「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 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。

$$G + S_s + P_s$$

ここで、 G : 固定荷重 (kN)

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

5.2.2 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、 P_s : 積雪荷重 (kN)

W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)

d_s : 積雪高さ 43 (cm)

A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s による慣性力を考慮する。ここで、地震荷重は、浸水防止蓋の固定荷重及び積雪荷重に設計震度を乗じた次式により算出する。

$$S_s = (G + P_s) \cdot k$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

k : 基準地震動 S_s に伴う設計震度

5.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

5.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁、固定ボルト（1）、固定ボルト（2）及び枠の使用材料を表5-1に示す

表5-1 使用材料

設備名称	評価対象部位	材質	仕様
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
	主桁	SUS304	C-80×40×5×5 (mm)
	固定ボルト（1）	SUS304	M16
	固定ボルト（2）	SUS304	M16
浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1), (No. 2)	スキンプレート	SUS304	t = 12 (mm)
	主桁	SUS304	PL-16×150 (mm)
	固定ボルト（1）	SUS304	M30
	固定ボルト（2）	SUS304	M16
	枠	SUS304	H-150×150×7×10 (mm)

5.3.2 許容限界

- (1) スキンプレート、主桁、固定ボルト（1）、**枠**

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005年改定）」を踏まえて表5-2の値とする。

表5-2 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)			
	曲げ	引張	せん断	圧縮
SUS304	205	205	118	192

注：許容応力度を決定する場合の基準値Fは、日本産業規格（JIS）に基づく。

(2) 固定ボルト (2)

固定ボルト (2) の許容荷重は、「3. 評価対象部位及び評価対象設備」に記載した固定ボルト (2) に作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会, 2010 年改定)」に基づき算定する。

固定ボルト (2) は躯体に埋め込まれていることから、固定ボルト (2) が引張力を受ける場合においては、固定ボルト (2) の降伏により決まる許容荷重 (P_{a1})、付着力により決まる許容荷重 (P_{a3}) を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、固定ボルト (2) がせん断力を受ける場合においては、固定ボルト (2) のせん断強度により決まる許容荷重 (q_{a1})、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重 (q_{a2}) 及びコーン状破壊により決まる許容荷重 (q_{a3}) を比較して、いずれか小さい値を採用する。

突き上げ津波荷重を考慮する場合の固定ボルト (2) の許容荷重設定に用いる入力値を表 5-3 及び表 5-4 に、許容荷重を表 5-5 及び表 5-6 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

- ここで、
- P_{a1} : 固定ボルトの降伏により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
 - P_{a3} : 固定ボルトの付着力により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
 - Φ_3 : 低減係数 (短期荷重用)
 - $s \sigma_{pa}$: 固定ボルトの引張強度 ($= s \sigma_y$) (N/mm²)
 - $s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 - $s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
 - d_a : 固定ボルトの径 (mm)
 - l_{ce} : 固定ボルトの強度算定用埋込み長さ ($= l_e - 2 d_a$) (mm)
 - l_e : 固定ボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ (mm)
 - τ_a : へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数

せん断力を受ける場合

$$q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここで、 q_{a1} : 固定ボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)

Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)

Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)

$s \sigma_{qa}$: 固定ボルトのせん断強度 ($=0.7 \cdot s \sigma_y$) (N/mm²)

$s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²) ($=0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)
($=0.31 \sqrt{F_c}$)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 5-3 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）の
固定ボルト (2) の許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
Φ_1	—	低減係数（短期荷重用）	1.0
Φ_2	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
Φ_3	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
${}_s\sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの引張強度	205
${}_s\sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度	205
${}_s\sigma_a$	mm ²	固定ボルトの断面積	157
d_a	mm	固定ボルトの径	16
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	82
τ_a	—	へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数	12.17
${}_s\sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断強度	143.5
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	450
${}_c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.76
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	32.4
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25100
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	19007

表 5-4 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）
 (No. 1) (No. 2) の固定ボルト (2) の許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
Φ_1	—	低減係数（短期荷重用）	1.0
Φ_2	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
Φ_3	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの引張強度	205
$s\sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度	205
$s_c a$	mm ²	固定ボルトの断面積	157
d_a	mm	固定ボルトの径	16
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	82
τ_a	—	へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数	12.42
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断強度	143.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	450
$c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.76
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	32.4
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25100
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	37738

表 5-5 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）の
固定ボルト（2）の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	32.1	33.4	32.1	22.5	47.1	22.3	22.3

表 5-6 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）
(No. 1), (No. 2)の固定ボルト（2）の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	32.1	34.1	32.1	22.5	47.1	44.2	22.5

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり浸水防止蓋の固有振動数が20Hz以上であることを確認したため、浸水防止蓋の耐震評価に用いる設計震度は、材料物性の不確かさを考慮したものと
して添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震地応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。地震応答解析ケースを表5-7に、設計震度を表5-8に示す。

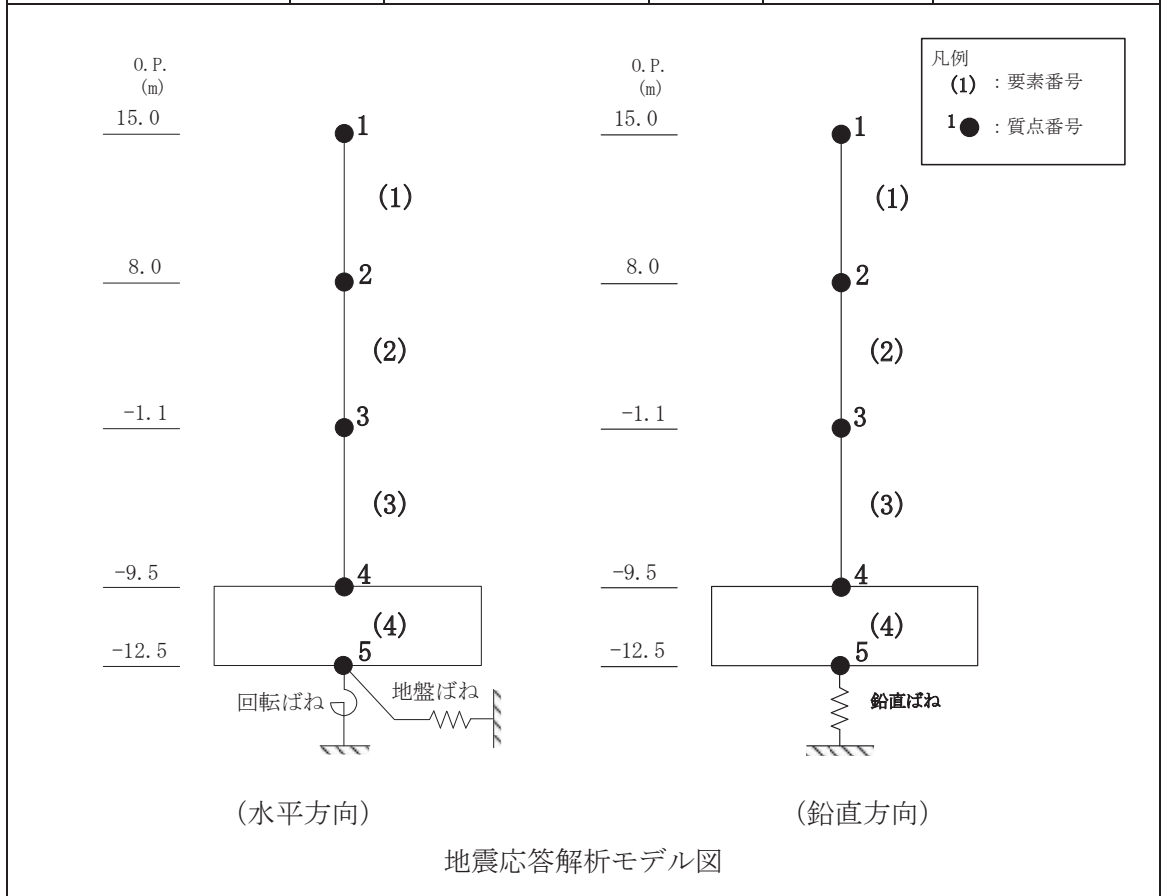
表 5-7 地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
基準地震動 S _s (水平)	ケース 1 (基本ケース)	2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	設計基準強度を用い JEAG 式で評価	5%	表層地盤の非線形性を考慮	標準地盤
	ケース 2	同上	同上	同上	同上	標準地盤 + σ
	ケース 3	同上	同上	同上	同上	標準地盤 - σ
	ケース 4	基本ケースの 0.53 倍*	同上	同上	同上	標準地盤
	ケース 5					標準地盤 + σ
	ケース 6					標準地盤 - σ
基準地震動 S _s (鉛直)	ケース 1 (基本ケース)	設計剛性	-	5%	直接入力	標準地盤
	ケース 2	同上	-	同上	同上	標準地盤 + σ
	ケース 3					標準地盤 - σ

注記*：建屋剛性（初期剛性）の不確かさについて、基準地震動 S_s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S_s について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。具体的には、基準地震動 S_s 入力前後の 1 次固有振動数の比 (f_{ss} 入力後 / f_{ss} 入力前) を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。

表 5-8 設計震度

地震時荷重算出位置 (m)	地震応答解析結果				設計震度
	方向	基準地震動 S _s	ケース	最大加速度 (cm/s ²)	
O. P. 8.00	NS	S _s - D 2	5	1827	k _H = 1.87
	EW	S _s - D 2	5	1531	
	UD	S _s - D 3	2	1082	k _V = 1.11



注：表中の O. P. は第三号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書での値を示す。

5.5 評価方法

浸水防止蓋を構成する主桁、スキンプレート、固定ボルト（1）及び枠に発生する応力度並びに固定ボルト（2）に発生する応力が、許容限界以下であることを確認する。

主桁とスキンプレートについては、箇所によって評価結果に差異が生じることから、図 5-1 及び図 5-2 にそれぞれ評価の対象とする主桁、スキンプレートを示す。また、図 5-3 に、固定ボルト（1）、固定ボルト（2）及び枠の納まりを示す。

5.5.1 主桁

主桁の支持条件は両端をピン支持とし、図 5-1 に示すとおり、主桁が荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

(1) 基準地震動 S_s による地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

k_v : 基準地震動 S_s に伴う鉛直方向の設計震度

(2) 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 W_{s_s}'

$$W_{s_s}' = (G + S_s + P_s) \cdot L_1 \cdot 10^{-3} / A$$

ここで、 W_{s_s}' : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

G : 固定荷重 (kN)

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

L_1 : 主桁の負担幅 (mm)

A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 主桁に生じる最大せん断応力度 τ

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_s$$

τ : 主桁に生じる最大せん断応力度 (N/mm²)

Q : 主桁に生じる最大せん断力 (kN)

A_s : 主桁のせん断断面積 (mm²)

ここで、 $Q = 1/2 \cdot W_{s_s}' \cdot L_2 \cdot 10^{-3}$

W_{s_s}' : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 主桁全長 (mm)

(4) 主桁に生じる最大曲げ応力度 σ

$$\sigma = M \cdot 10^6 / Z$$

σ : 主桁に生じる最大曲げ応力度 (N/mm²)

M : 主桁に生じる最大曲げモーメント (kN・m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

ここで、 $M = 1/8 \cdot W_{ss}' \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$

W_{ss}' : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 主桁全長 (mm)

(5) 主桁に生じる組合せ応力度

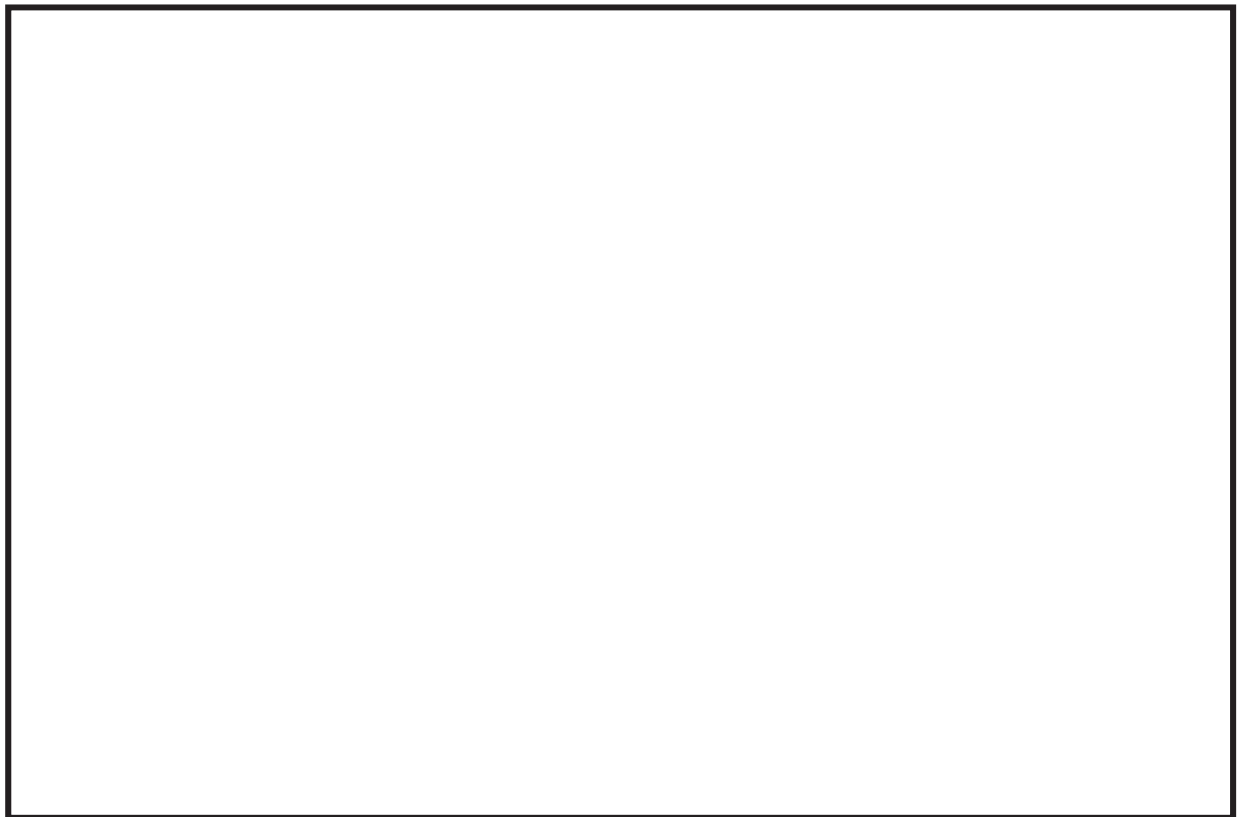
主桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から、組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (日本建築学会, 2005年改定)」に基づく次式により算定し、短期許容応力度以下であることを確認する。

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

x : 組合せ応力度 (N/mm²)

σ : 最大曲げ応力度 (N/mm²)

τ : 最大せん断応力度 (N/mm²)



(a) 角落し部 (平面図)

(b) 点検用開口部 (平面図)

図 5-1 評価の対象とする主桁

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 スキンプレート

図5-2に示す通り、スキンプレートが荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

(1) 基準地震動 S_s による地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重(kN)

G : 固定荷重(kN)

P_s : 積雪荷重(kN)

k_v : 基準地震動 S_s に伴う鉛直方向の設計震度

(2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 W_{s_s}

$$W_{s_s} = (G + S_s + P_s) / A$$

ここで、 W_{s_s} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m²)

G : 固定荷重(kN)

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重(kN)

P_s : 積雪荷重(kN)

A : 浸水防止蓋の面積(m²)

(3) スキンプレートに生じる最大曲げ応力度 σ

スキンプレートに生じる曲げ応力度は機械工学便覧に基づき次式より算出する。

$$\sigma = \beta_1 \cdot W_{s_s} \cdot L_4^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、 σ : スキンプレートに生じる最大曲げ応力度(N/mm²)

ここで、 W_{s_s} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m²)

L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ(mm)

β_1 : スキンプレートの辺長比に応じた係数

t : スキンプレートの厚さ(mm)

(4) スキンプレートに生じる最大せん断応力度 τ

$$\tau = W_{s_s} \cdot L_3 \cdot L_4 \cdot 10^{-3} / \{2 \cdot (L_3 + L_4) \cdot t\}$$

ここで、 τ : スキンプレートに生じる最大せん断応力度(N/mm²)

W_{s_s} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m²)

L_3 : スキンプレートの支持長辺長さ(mm)

L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ(mm)

t : スキンプレートの厚さ(mm)

(5) 曲げ応力度とせん断応力度の組合せに対する検討

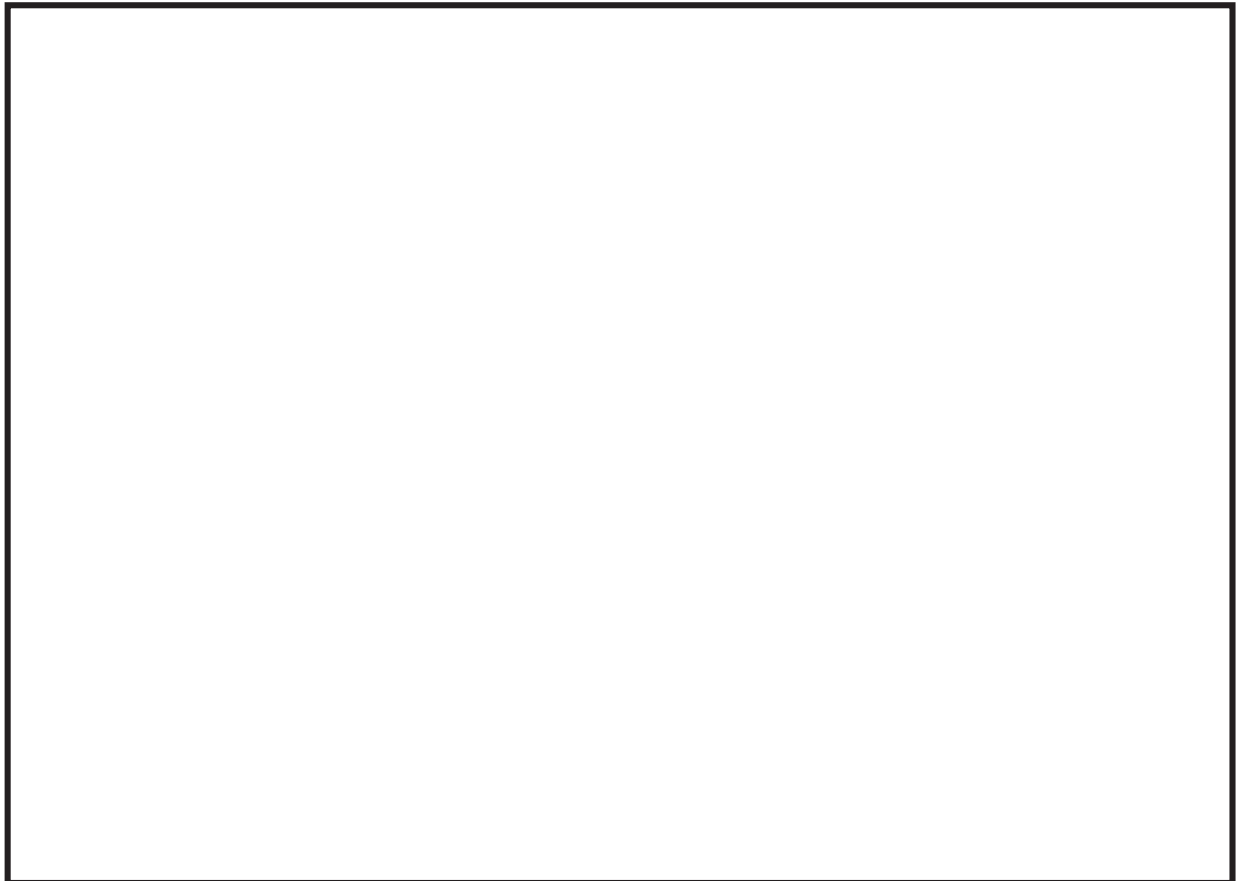
スキンプレートに生じる曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。またスキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005年改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

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

x : 組合せ応力度 (N/mm²)

σ : 最大曲げ応力度 (N/mm²)

τ : 最大せん断応力度 (N/mm²)



(a) 角落し部 (平面図)

(b) 点検用開口部 (平面図)

図 5-2 評価の対象とするスキンプレート

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.5.3 固定ボルト (1)

- (1) 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_H$$

ここで, S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

k_H : 基準地震動 S_s に伴う水平方向の設計震度

- (2) 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_V$$

ここで, S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

k_V : 基準地震動 S_s に伴う鉛直方向の設計震度

- (3) 固定ボルト (1) 1 本当りに生じる引張応力度 σ_t

$$\sigma_t = T_s \cdot 10^3 / A'$$

ここで, $T_s = S_s / n_s$

σ_t : 固定ボルト (1) 1 本当りに生じる引張応力度 (N/mm²)

T_s : 固定ボルト (1) 1 本当りに作用する引張力 (kN)

S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)

n_s : 固定ボルト (1) の本数 (本)

A' : 固定ボルト (1) の有効断面積 (mm²)

- (4) 固定ボルト (1) 1 本当りに生じるせん断応力度 τ_s

$$\tau_s = q_s \cdot 10^3 / A'$$

ここで, $q_s = S_s / n_s$

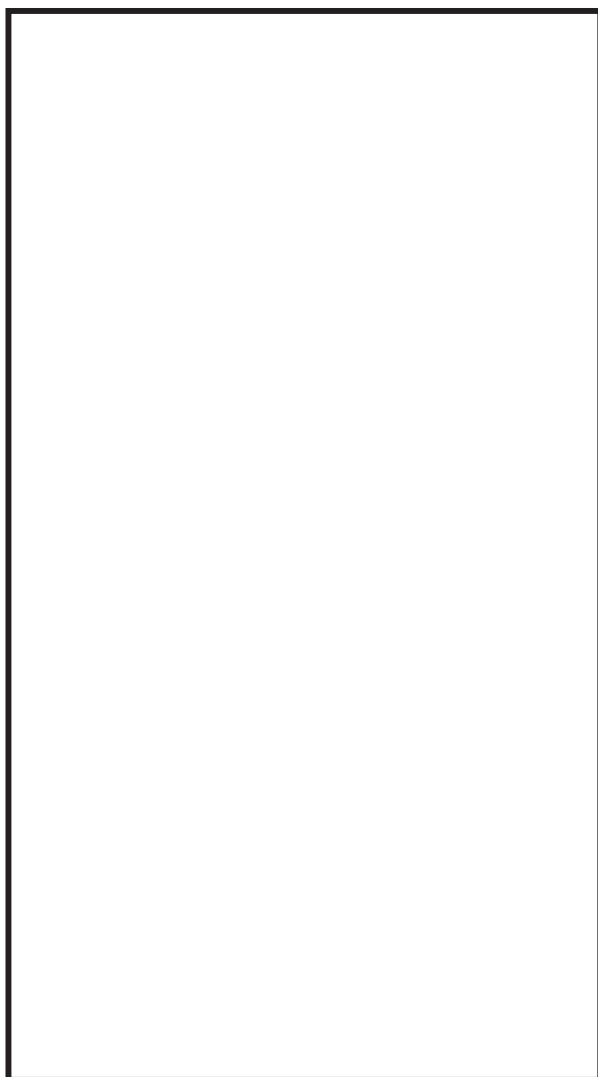
τ_s : 固定ボルト (1) 1 本当りに生じるせん断応力度 (N/mm²)

q_s : 固定ボルト (1) 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)

n_s : 固定ボルト (1) の本数 (本)

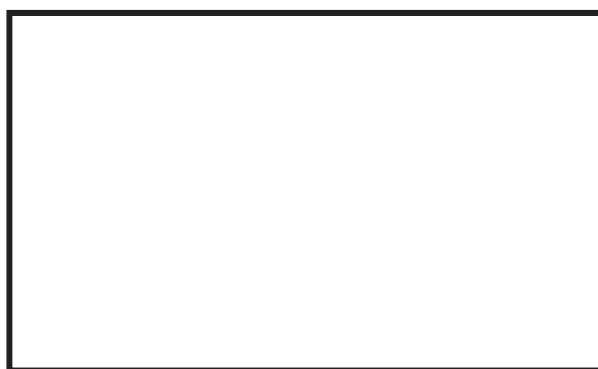
A' : 固定ボルト (1) の有効断面積 (mm²)



平面図



A-A 断面図



B-B 断面図

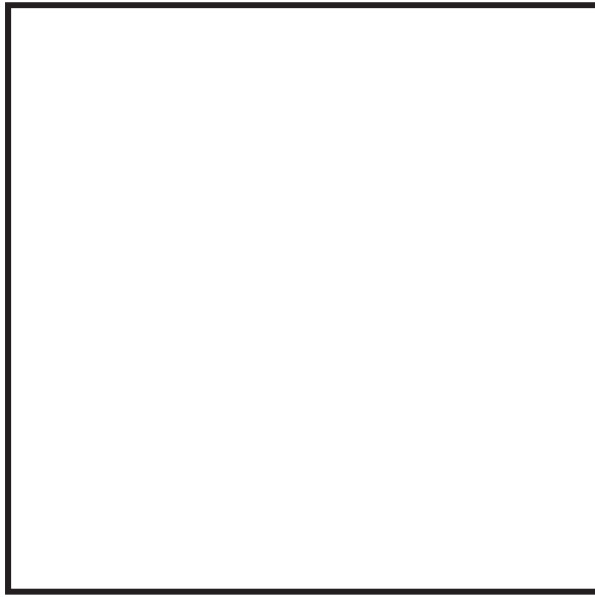


C 部詳細図

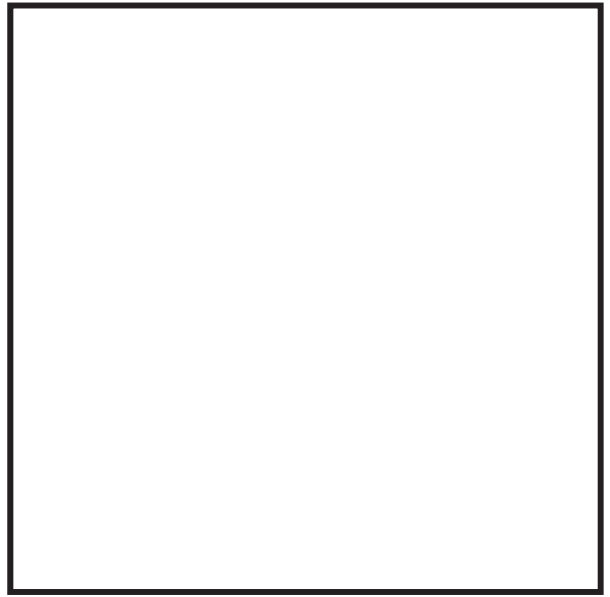
注：枠のない構造となっている

図 5-3 固定ボルト (1), 枠及び固定ボルト (2) の納まり (1/2)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



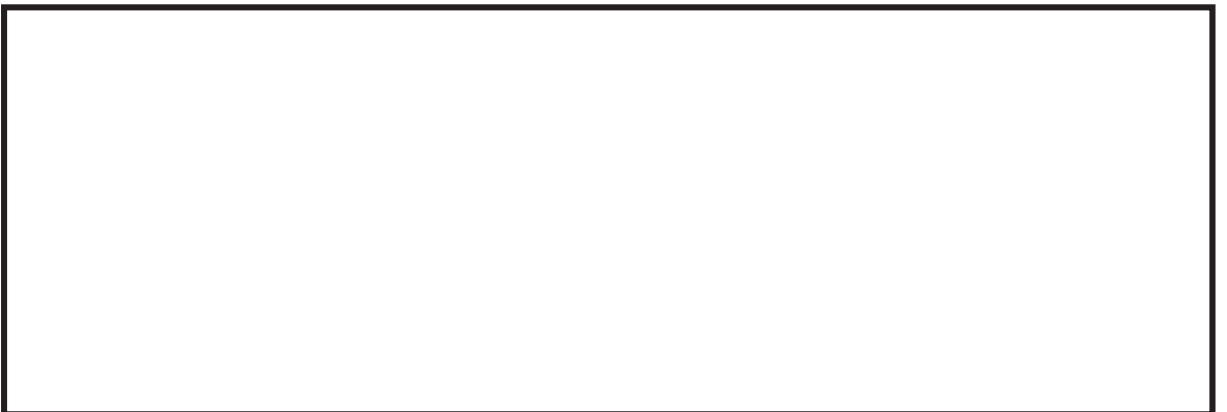
平面図



A-A 断面



B-B 断面



C 部詳細図

図 5-3 固定ボルト (1), 枠及び固定ボルト (2) の納まり (2/2)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.5.4 固定ボルト (2)

- (1) 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_H$$

- ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 G : 固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_H : 基準地震動 S_s に伴う水平方向の設計震度

- (2) 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_V$$

- ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 G : 固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_V : 基準地震動 S_s に伴う鉛直方向の設計震度

- (3) 固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力 T_d

$$T_d = S_s / N$$

- ここで、 T_d : 固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 N : 固定ボルト (2) の本数 (本)

- (4) 固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力 q

$$q = S_s / N$$

- ここで、 q : 固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 N : 固定ボルト (2) の本数 (本)

(5) 組合せ評価方法

組合せによる評価を「各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会, 2010 年改定)」に基づく次式により算出し、1 以下であることを確認する。

$$(T_d / T_a)^2 + (q / q_a)^2 \leq 1$$

- ここで、 T_d : 固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力 (kN)
 T_a : 固定ボルト (2) の短期許容引張荷重 (kN)
 q : 固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力 (kN)
 q_a : 固定ボルト (2) の短期許容せん断荷重 (kN)

5.5.5 枠

枠上フランジについては、直接荷重を負担しない構造となっていることから、下フランジ及びウェブについて評価を実施する。

- (1) 枠下フランジに生じる最大曲げ応力度 σ_f

$$\sigma_f = (M_f \cdot 10^6) / Z_f$$

σ_f : 枠下フランジに生じる最大曲げ応力度 (N/mm²)

M_f : 枠下フランジに作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z_f : 枠下フランジの断面係数 (mm³)

ここで、 $M_f = S_s / 8 \cdot L_7 \cdot 10^{-3}$

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)

L_7 : 枠ウェブ中心から下フランジ端部までの距離 (mm)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

k_v : 基準地震動 S_s に伴う鉛直方向の設計震度

- (2) 枠下フランジに生じる最大せん断応力度 τ_f

$$\tau_f = Q_f \cdot 10^3 / A_f$$

$$Q_f = S_s / 8$$

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

τ_f : 枠下フランジに生じる最大せん断応力度 (N/mm²)

Q_f : 枠下フランジに生じる最大せん断力 (kN)

S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)

A_f : 枠下フランジのせん断断面積 (mm²)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

k_v : 基準地震動 S_s に伴う鉛直方向の設計震度

- (3) 枠下フランジに生じる組合せ応力度 x

$$x = \sqrt{\sigma_f^2 + 3 \cdot \tau_f^2}$$

x : 組合せ応力度 (N/mm²)

σ_f : 枠下フランジに生じる最大曲げ応力度 (N/mm²)

τ_f : 枠下フランジに生じる最大せん断応力度 (N/mm²)

- (4) 水平方向の地震荷重により枠ウェブに作用する最大せん断力 Q_w

$$Q_w = S_s / 2$$

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_H$$

Q_w : 枠ウェブに作用する最大せん断力 (kN)

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

k_H : 基準地震動 S_s に伴う水平方向の設計震度

- (5) 水平方向の地震荷重により枠ウェブに生じる最大せん断応力度 τ_w

$$\tau_w = (Q_w \cdot 10^3) / A_{s_w}$$

τ_w : 水平方向の地震荷重により枠ウェブに生じる
最大せん断応力度 (N/mm²)

Q_w : 枠ウェブに作用する最大せん断力 (kN)

A_{s_w} : 枠ウェブのせん断断面積 (mm²)

- (6) 鉛直方向の地震荷重により枠ウェブに作用する最大圧縮力 C_w

$$C_w = S_s / 4$$

C_w : 鉛直方向の地震荷重により枠ウェブに作用する最大圧縮力 (kN)

S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)

- (7) 鉛直方向の地震荷重により枠ウェブに生じる最大圧縮応力度 σ_{c_w}

$$\sigma_{c_w} = (C_w \cdot 10^3) / A_w$$

σ_{c_w} : 鉛直方向の地震荷重により枠ウェブに生じる最大圧縮応力度 (N/mm²)

A_w : 枠ウェブの断面積 (mm²)

5.6 評価条件

浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値を表 5-9 及び表 5-10 に示す。

表 5-9 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）
の耐震評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
共通	G	kN	固定荷重	3.040
	P _s	kN	積雪荷重	0.481
主桁	A	m ²	浸水防止蓋の面積	1.6
	L ₁	mm	主桁の負担幅	430
	L ₂	mm	主桁全長	420
	A _s	mm ²	主桁のせん断断面積	400
	Z	mm ³	主桁の断面係数	1.78×10 ⁴
スキン プレート	A	m ²	浸水防止蓋の面積	1.6
	L ₃	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	430
	L ₄	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	420
	β ₁	-	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.4
	t	mm	スキンプレートの厚さ	16
固定 ボルト(1)	n _s	本	固定ボルト(1)の本数	36
	A'	mm ²	固定ボルト(1)の有効断面積	157
固定 ボルト(2)	N	本	固定ボルト(2)の本数	27

表 5-10 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1) の耐震評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
共通	G	kN	固定荷重	3.138
	P _s	kN	積雪荷重	0.301
主桁	A	m ²	浸水防止蓋の面積	1.0
	L ₁	mm	主桁の負担幅	250
	L ₂	mm	主桁全長	1000
	A _s	mm ²	主桁のせん断断面積	2400
	Z	mm ³	主桁の断面係数	6.00×10 ⁴
スキン プレート	A	m ²	浸水防止蓋の面積	1.0
	L ₃	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	250
	L ₄	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	200
	β ₁	-	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.5
	t	mm	スキンプレートの厚さ	12
固定 ボルト(1)	n _s	本	固定ボルト(1)の本数	8
	A'	mm ²	固定ボルト(1)の有効断面積	561
固定 ボルト(2)	N	本	固定ボルト(2)の本数	15
枠	L ₇	mm	枠ウェブ中心から下フランジ端部までの距離	75
	A _w	mm ²	枠ウェブの断面積	7000
	A _{s_w}	mm ²	枠ウェブのせん断断面積	7000
	Z _f	mm ³	枠下フランジの断面係数	14170
	A _f	mm ²	枠下フランジのせん断断面積	10000

6. 評価結果

浸水防止蓋の耐震評価結果を表 6-1 及び表 6-2 に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 浸水防止蓋(第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部)
の耐震評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
主桁	曲げ	3	N/mm ²	205	N/mm ²	0.02 < 1.0
	せん断	2	N/mm ²	118	N/mm ²	0.02 < 1.0
	組合せ	5	N/mm ²	205	N/mm ²	0.03 < 1.0
スキンプレート	曲げ	2	N/mm ²	205	N/mm ²	0.01 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	3	N/mm ²	205	N/mm ²	0.02 < 1.0
固定ボルト (1)	引張	1	N/mm ²	205	N/mm ²	0.01 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
固定ボルト (2)	引張	0.2	kN	32.1	kN	0.01 < 1.0
	せん断	0.3	kN	22.3	kN	0.02 < 1.0
	組合せ	-		-		0.01 < 1.0

表 6-2 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1) の耐震評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値	
主桁	曲げ	4	N/mm ²	205	N/mm ²	0.02 < 1.0	
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0	
	組合せ	5	N/mm ²	205	N/mm ²	0.03 < 1.0	
スキンプレート	曲げ	2	N/mm ²	205	N/mm ²	0.01 < 1.0	
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0	
	組合せ	3	N/mm ²	205	N/mm ²	0.02 < 1.0	
固定ボルト (1)	引張	1	N/mm ²	205	N/mm ²	0.01 < 1.0	
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0	
固定ボルト (2)	引張	0.3	kN	32.1	kN	0.01 < 1.0	
	せん断	0.5	kN	22.5	kN	0.03 < 1.0	
	組合せ	-		-		0.01 < 1.0	
枠	下フランジ	曲げ	3	N/mm ²	205	N/mm ²	0.02 < 1.0
		せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
		組合せ	4	N/mm ²	205	N/mm ²	0.02 < 1.0
	ウェブ	圧縮	1	N/mm ²	192	N/mm ²	0.01 < 1.0
		せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0

- 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
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
- 6.5.3.6 浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋）の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	6
2.4 適用規格・基準等	7
2.5 記号の説明	8
3. 評価対象部位及び評価対象設備.....	10
4. 構造強度評価	12
4.1 構造強度評価方法	12
4.2 荷重及び荷重の組合せ	12
4.3 許容限界	16
4.4 評価方法	22
4.5 評価条件	32
5. 評価結果	36

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）及び浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No.1)，(No.2)（以下、「浸水防止蓋」という。）が津波の冠水に伴う突き上げ荷重及び余震を考慮した荷重に対して津波防護対象設備を内包する建屋及び区画の設置された敷地に浸水することを防止するために、十分な構造健全性を有していることを説明するものである。

なお、浸水防止蓋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

浸水防止蓋は、第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリアの床面に設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図2-1に、浸水対策配置図を図2-2に示す。

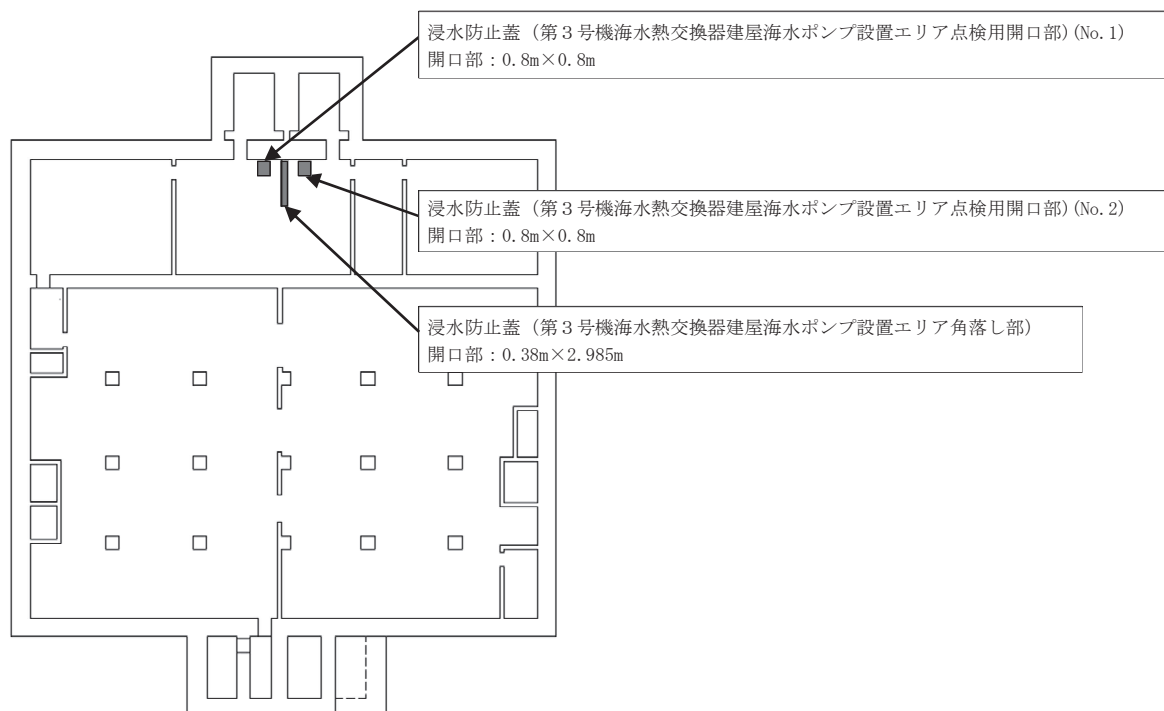
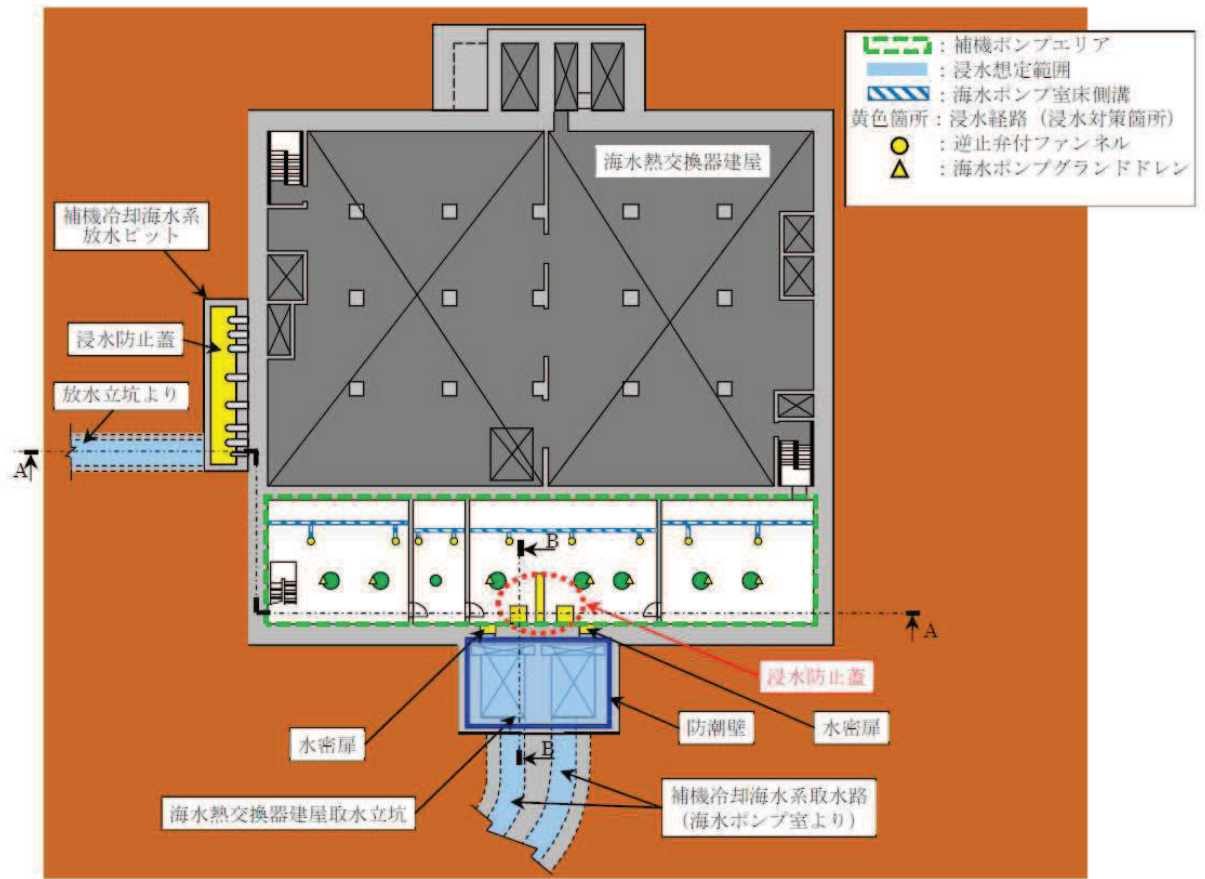
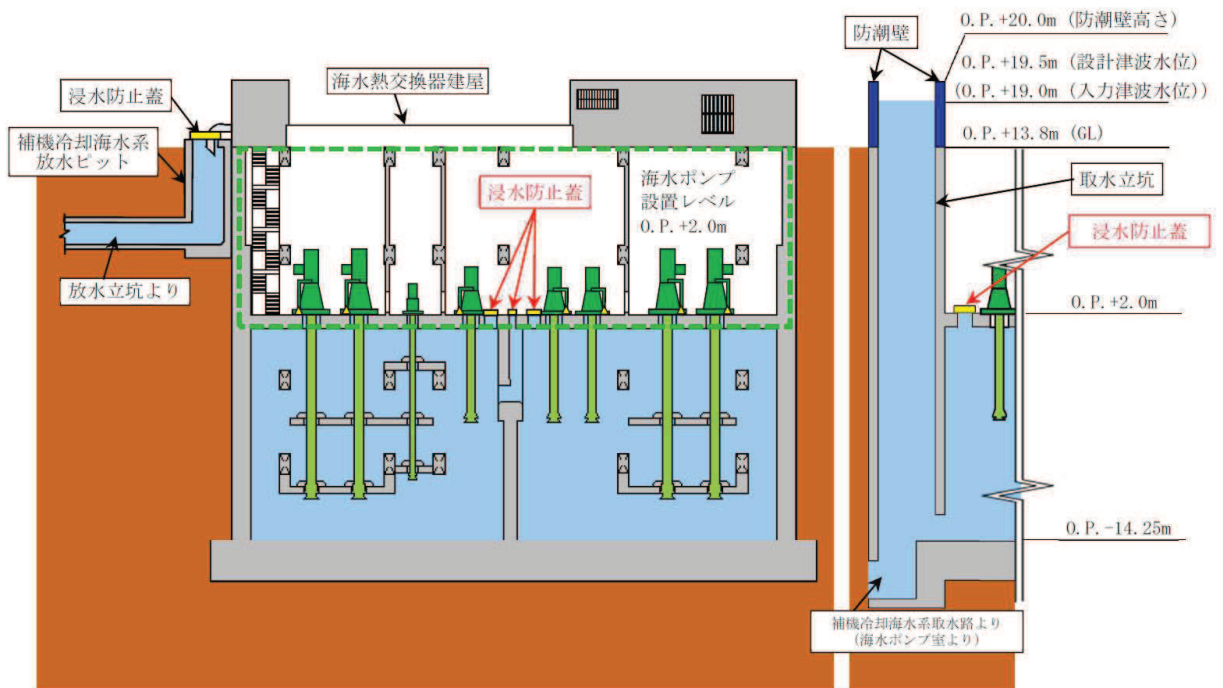


図2-1 浸水防止蓋の設置位置図
(第3号機海水熱交換器建屋 地下中2階)



平面図

図 2-2 第 3 号機海水熱交換器建屋 浸水対策配置図 (1/2)



A-A 断面図

B-B 断面図

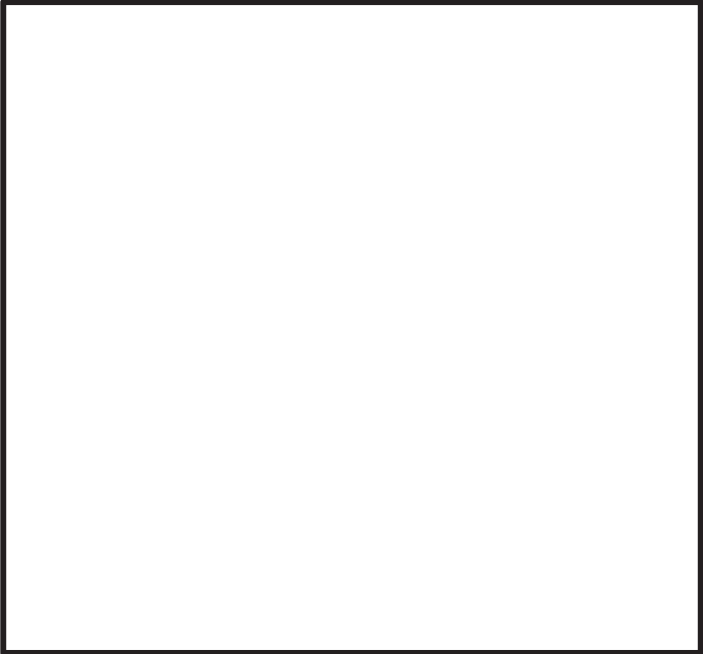

図 2-2 第 3 号機海水熱交換器建屋 浸水対策配置図 (2/2)

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、長方形又は正方形のスキンプレートに主桁（溝形鋼又は鋼板）を組合せた構造とする。

浸水防止蓋は、第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア床面に設置する固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

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海水ポンプ設置エリア床面に設置する固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	 <p>浸水防止蓋 (第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部)</p>
		 <p>浸水防止蓋 (第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部) (No. 1), (No. 2)</p>

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

浸水防止蓋の強度評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位及び評価対象設備」にて設定する評価対象部位において、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-3 に記す。

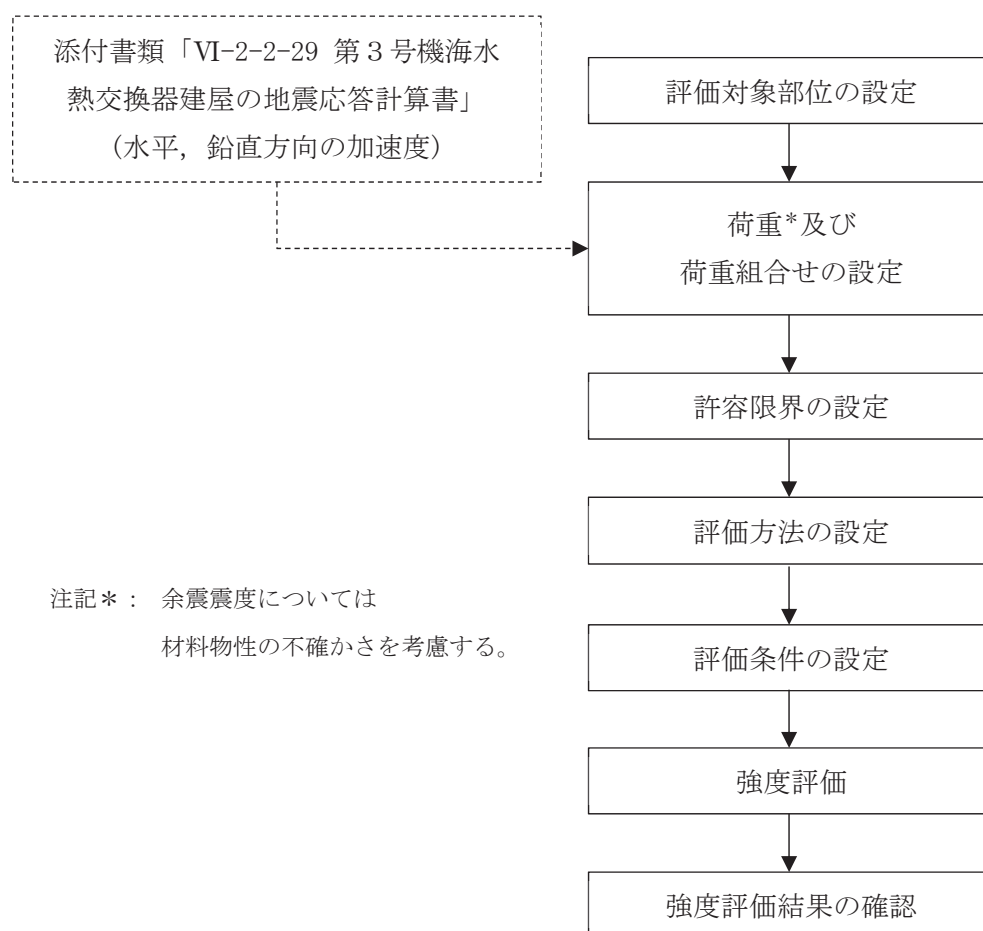


図 2-3 強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法及び同施行令
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年改定）
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005年改定）
- ・ 機械工学便覧（日本機械学会，2005年改訂）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
S_d	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ に伴う余震荷重
α_H	-	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ に伴う 水平方向の余震荷重
α_V	-	弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ に伴う 鉛直方向の余震震度
P_t	kN/m ²	突き上げ津波荷重
C_D	-	抗力係数
U	m/s	流速
g	m/s ²	重力加速度
H	mm	評価高さ
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m ²	1 cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
A	m ²	浸水防止蓋の面積
W_{s_s}	kN/m ²	単位面積当りの等分布荷重
W_{s_s}'	kN/m	単位長さ当りの等分布荷重
τ	N/mm ²	最大せん断応力度
σ	N/mm ²	最大曲げ応力度
Q	kN	最大せん断力
M	kN・m	最大曲げモーメント
x	N/mm ²	組合せ応力度
A_s	mm ²	主桁のせん断断面積
Z	mm ³	主桁の断面係数
L_1	mm	主桁の負担幅
L_2	mm	主桁全長
L_3	mm	スキンプレートの支持長辺長さ
L_4	mm	スキンプレートの支持短辺長さ
L_5	mm	スキンプレートの突き上げ津波受圧面長辺長さ
L_6	mm	スキンプレートの突き上げ津波受圧面短辺長さ
β_1	-	スキンプレートの辺長比に応じた係数
t	mm	スキンプレートの厚さ

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	記号の説明
N	本	固定ボルト (2) の本数
T_d	kN	固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力
T_s	kN	固定ボルト (1) 1 本当りに作用する引張力
q_s	kN	固定ボルト (1) 1 本当りに作用するせん断力
σ_t	N/mm ²	固定ボルト (1) 1 本当りに生じる引張応力度
τ_s	N/mm ²	固定ボルト (1) 1 本当りに生じるせん断応力度
A'	mm ²	固定ボルト (1) の有効断面積
n_s	本	固定ボルト (1) の本数
σ_f	N/mm ²	枠下フランジに生じる最大曲げ応力度
M_f	kN・m	枠下フランジに作用する最大曲げモーメント
Z_f	mm ³	枠下フランジの断面係数
L_7	mm	枠ウェブ中心から下フランジ端部までの距離
Q_w	kN	枠ウェブに作用する最大せん断力
τ_w	N/mm ²	枠ウェブに生じる最大せん断応力度
T_w	kN	鉛直方向の余震荷重により枠ウェブに作用する引張力
σ_{tw}	N/mm ²	鉛直方向の余震荷重により枠ウェブに生じる引張応力度
A_w	mm ²	枠ウェブの断面積
A_{sw}	mm ²	枠ウェブのせん断断面積
P_v	kN/m ²	弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う鉛直方向の動水圧荷重
τ_f	N/mm ²	枠下フランジに生じる最大せん断応力度
A_f	mm ²	枠下フランジのせん断断面積
T_a	kN	固定ボルト (2) の短期許容引張荷重
q_a	kN	固定ボルト (2) の短期許容せん断荷重
G	kN	固定荷重
ρ_0	t/m ³	水の密度

3. 評価対象部位及び評価対象設備

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、突き上げ津波荷重及び余震荷重の伝達過程を考慮し設定する。また、浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1), (No. 2)は構成部材の寸法，規格が等しく，評価結果が変わらないことから，浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）及び浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1)を評価対象設備とする。

浸水防止蓋の評価対象部位は，津波荷重及び余震荷重が浸水防止蓋のスキンプレート，主桁，固定ボルト（1）及び枠に伝わり，浸水防止蓋を固定する固定ボルト（2）を介して躯体に伝達されることから，浸水防止蓋の評価対象部位は，スキンプレート，主桁，固定ボルト（1），枠及び固定ボルト（2）とし，評価対象部位を図3-1に示す。



浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）

図3-1 評価対象部位（1/2）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



浸水防止蓋（第3号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）（No. 1），（No. 2）

図 3-1 評価対象部位（2/2）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の強度評価は、「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. 評価対象部位及び評価対象設備」にて設定する評価対象部位に生じる応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。

$$G + P_t + S_d + P_s$$

ここで、 G : 固定荷重 (kN)

P_t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

S_d : 余震荷重 (弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ に伴う地震力) (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

なお、鉛直方向の荷重の組合せにおいては、自重及び積雪荷重は鉛直下向きに作用し計算上有利となる事から考慮しない。

4.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重は、浸水防止蓋に作用するものとする。また、評価においては浸水津波荷重を含むものとし、以下の式により算出する。また、評価高さの考え方を図 4-1 に示す。

$$P_t = 1/2 \cdot C_D \cdot \rho_0 \cdot U^2 + \rho_0 \cdot g \cdot H \cdot 10^{-3}$$

ここで、 P_t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

C_D : 抗力係数 (=2.01)

ρ_0 : 水の密度 (t/m³)

U : 流速 (=1.0m/s)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

H : 評価高さ (mm)

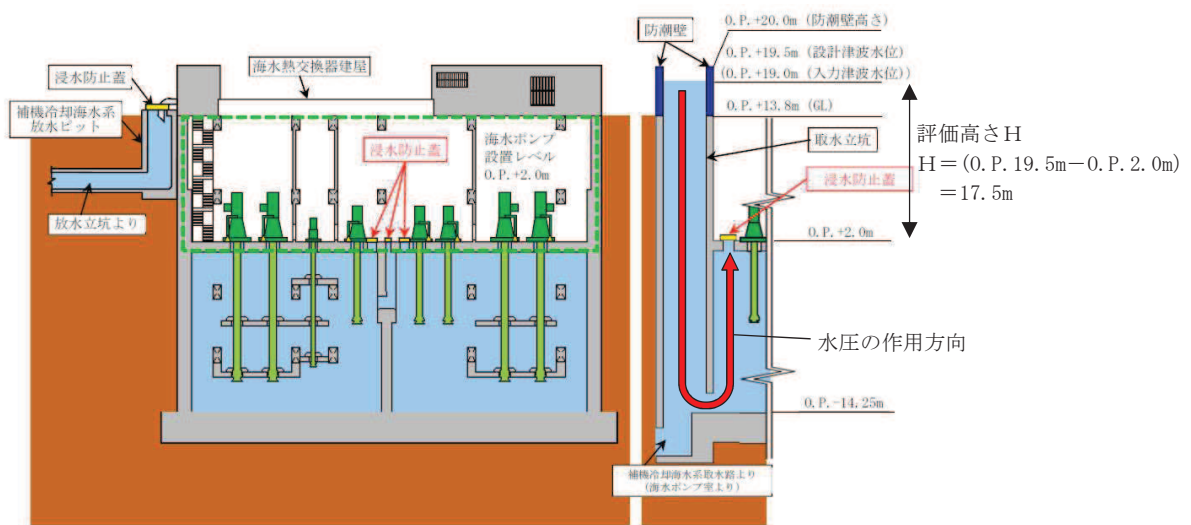


図 4-1 評価高さの考え方

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、 P_s : 積雪荷重 (kN)

W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)

d_s : 積雪高さ 43 (cm)

A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(4) 余震荷重 (S_d)

余震荷重として、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 に伴う地震力及び動水圧荷重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 に伴う地震力を考慮する。鉛直方向については、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う動水圧荷重を考慮する。

なお、浸水防止蓋の強度評価に用いる余震震度は、材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。地震応答解析ケースを表 4-1 に、余震震度を表 4-2 に示す。ここで、地震力は浸水防止蓋の設置位置における水平方向の最大応答加速度から設定する震度を用いて評価するものとし、下記のとおり算出する。

$$S_d = (G + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで、S_d : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う水平方向の余震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_H : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う水平方向の余震震度

また、表 4-2 のとおり、鉛直方向の余震震度が 1 未満であることから、浸水防止蓋の自重と鉛直方向の地震力を足し合わせた荷重は、突き上げ津波荷重を相殺する向きに浸水防止蓋に作用するため、強度評価においては浸水防止蓋の自重と鉛直方向の地震力を保守的に考慮しないこととする。

動水圧荷重は、浸水防止蓋の設置位置における鉛直方向の最大応答加速度から設定する震度、水の密度及び評価高さをを用いて評価するものとし、下記のとおり算出する。

$$P_v = \rho_0 \cdot \alpha_v \cdot g \cdot H \cdot 10^{-3}$$

ここで、P_v : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う鉛直方向の動水圧荷重 (kN/m²)

ρ₀ : 水の密度 (t/m³)

α_v : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う鉛直方向の余震震度

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

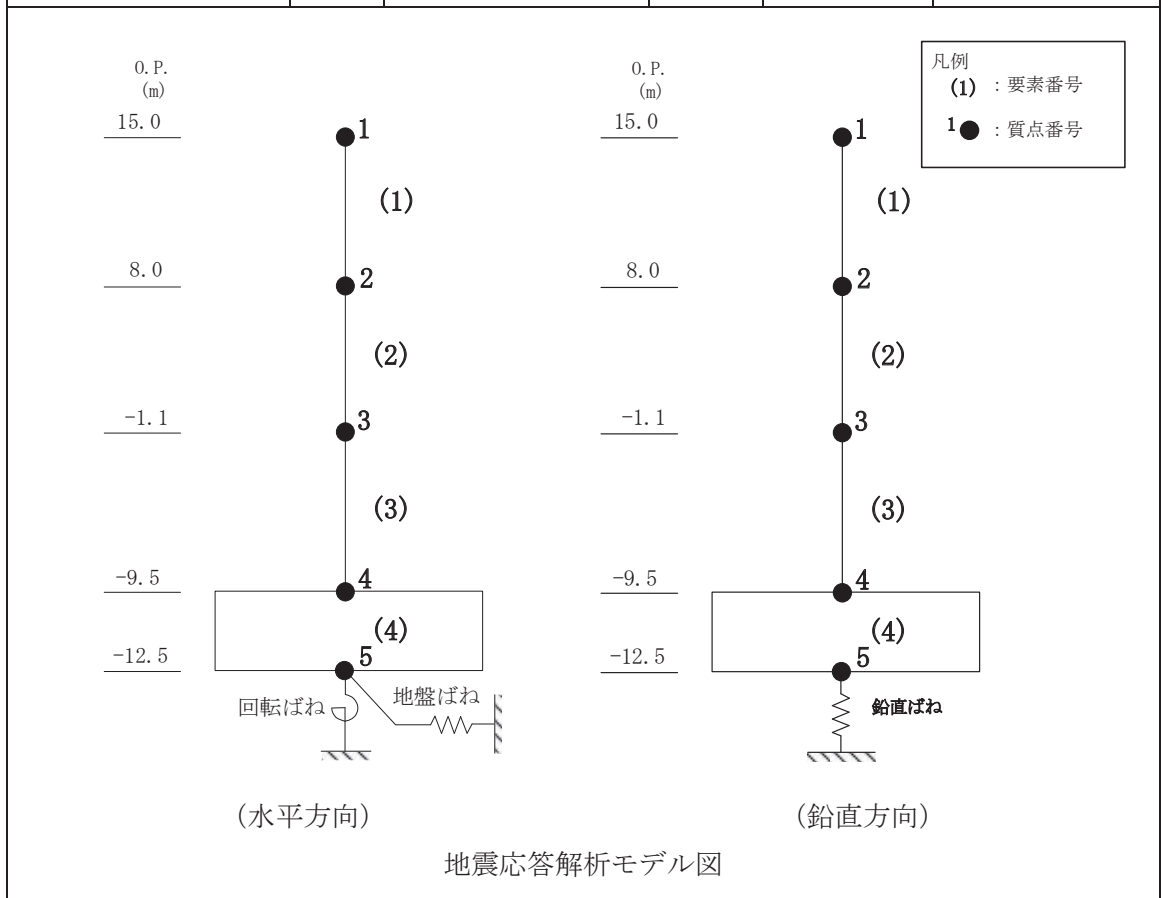
H : 評価高さ (mm)

表 4-1 地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
弾性設計用 地震動 S d - D 2 (水平)	ケース1 (基本ケース)	2011年3月11日東北 地方太平洋沖地震の観 測記録を用いたシミュ レーション解析により 補正	設計基準強度を用い JEAG式で評価	5%	表層地盤の非線形性を考慮	標準地盤
	ケース2	同上	同上	同上	同上	標準地盤 + σ
	ケース3	同上	同上	同上	同上	標準地盤 - σ
弾性設計用 地震動 S d - D 2 (鉛直)	ケース1 (基本ケース)	設計剛性	-	5%	直接入力	標準地盤
	ケース2	同上	-	同上	同上	標準地盤 + σ
	ケース3	同上	-	同上	同上	標準地盤 - σ

表 4-2 余震震度

地震時荷重算出位置 (m)	地震応答解析結果				設計震度
	方向	弾性設計用地震動 S d - D 2	ケース	最大加速度 (cm/s ²)	
O. P. 8.00	NS	S d - D 2	2	1142	$\alpha_H = 1.17$
	EW	S d - D 2	2	1077	
	UD	S d - D 2	2	625	$\alpha_V = 0.64$



注：表中の O. P. は第三号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書での値を示す。

4.3 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位及び評価対象設備」にて設定した部位に対し、「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」にて設定している許容限界を踏まえ設定する。

4.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁、固定ボルト (1)、固定ボルト (2) 及び枠の使用材料を表 4-3 に示す

表 4-3 使用材料

設備名称	評価対象部位	材質	仕様
浸水防止蓋 (第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角なし部)	スキンプレート	SUS304	t = 16 (mm)
	主桁	SUS304	C-80×40×5×5 (mm)
	固定ボルト (1)	SUS304	M16
	固定ボルト (2)	SUS304	M16
浸水防止蓋 (第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部) (No. 1), (No. 2)	スキンプレート	SUS304	t = 12 (mm)
	主桁	SUS304	PL-16×150 (mm)
	固定ボルト (1)	SUS304	M30
	固定ボルト (2)	SUS304	M16
	枠	SUS304	H-150×150×7×10 (mm)

4.3.2 許容限界

- (1) スキンプレート、主桁、固定ボルト (1)、**枠**

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (日本建築学会, 2005 年改定)」を踏まえて表 4-4 の値とする。

表 4-4 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)		
	曲げ	引張	せん断
SUS304	205	205	118

注：許容応力度を決定する場合の基準値 F は、日本産業規格 (J I S) に基づく。

(2) 固定ボルト (2)

固定ボルト (2) の許容荷重は、「3. 評価対象部位及び評価対象設備」に記載した固定ボルト (2) に作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会, 2010 年改定)」に基づき算定する。

固定ボルト (2) は躯体に埋め込まれていることから、固定ボルト (2) が引張力を受ける場合においては、固定ボルト (2) の降伏により決まる許容荷重 (P_{a1})、付着力により決まる許容荷重 (P_{a3}) を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、固定ボルト (2) がせん断力を受ける場合においては、固定ボルト (2) のせん断強度により決まる許容荷重 (q_{a1})、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重 (q_{a2}) 及びコーン状破壊により決まる許容荷重 (q_{a3}) を比較して、いずれか小さい値を採用する。

突き上げ津波荷重を考慮する場合の固定ボルト (2) の許容荷重設定に用いる入力値を表 4-5 及び表 4-6 に、許容荷重を表 4-7 及び表 4-8 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

- ここで、
- P_{a1} : 固定ボルトの降伏により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
 - P_{a3} : 固定ボルトの付着力により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
 - Φ_3 : 低減係数 (短期荷重用)
 - $s \sigma_{pa}$: 固定ボルトの引張強度 ($= s \sigma_y$) (N/mm²)
 - $s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 - $s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
 - d_a : 固定ボルトの径 (mm)
 - l_{ce} : 固定ボルトの強度算定用埋込み長さ ($= l_e - 2 d_a$) (mm)
 - l_e : 固定ボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ (mm)
 - τ_a : へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数

せん断力を受ける場合

$$q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここで、 q_{a1} : 固定ボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト1本
当たりの許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の固定ボルト1本
当たりの許容せん断力 (N)

q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の固定ボルト
1本当たりの許容せん断力 (N)

Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)

Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)

$s \sigma_{qa}$: 固定ボルトのせん断強度 ($=0.7 \cdot s \sigma_y$) (N/mm²)

$s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²) ($=0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)
($=0.31 \sqrt{F_c}$)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 4-5 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）の
固定ボルト (2) の許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
Φ_1	—	低減係数（短期荷重用）	1.0
Φ_2	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
Φ_3	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの引張強度	205
$s\sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度	205
$s_c a$	mm ²	固定ボルトの断面積	157
d_a	mm	固定ボルトの径	16
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	82
τ_a	—	へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数	12.17
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断強度	143.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	450
$c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.76
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	32.4
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25100
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	19007

表 4-6 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）
 (No. 1) (No. 2) の固定ボルト (2) の許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
Φ_1	—	低減係数（短期荷重用）	1.0
Φ_2	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
Φ_3	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの引張強度	205
$s\sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度	205
$s_c a$	mm ²	固定ボルトの断面積	157
d_a	mm	固定ボルトの径	16
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	82
τ_a	—	へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数	12.42
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断強度	143.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	450
$c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.76
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	32.4
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	25100
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	37738

表 4-7 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）の
固定ボルト（2）の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	32.1	33.4	32.1	22.5	47.1	22.3	22.3

表 4-8 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）
(No. 1), (No. 2)の固定ボルト（2）の短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SUS304	32.1	34.1	32.1	22.5	47.1	44.2	22.5

4.4 評価方法

浸水防止蓋を構成する主桁、スキンプレート、固定ボルト（1）及び枠に発生する応力度並びに固定ボルト（2）に発生する応力が、許容値限界以下であることを確認する。

主桁とスキンプレートについては、箇所によって評価結果に差異が生じることから、図4-2及び図4-3にそれぞれ評価の対象とする主桁、スキンプレートを示す。また、図4-4に、固定ボルト（1）、固定ボルト（2）及び枠の納まりを示す。

4.4.1 主桁

主桁の支持条件は両端をピン支持とし、図4-1に示すとおり、主桁が荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

- (1) 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 W_{ss}'

$$W_{ss}' = (P_t + P_v) \cdot L_1 \cdot 10^{-3}$$

ここで、 W_{ss}' : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m)

P_t : 突き上げ津波荷重(kN/m²)

P_v : 弾性設計用地震動Sd-D2に伴う鉛直方向の動水圧荷重(kN/m²)

L_1 : 主桁の負担幅(mm)

- (2) 主桁に生じる最大せん断応力度 τ

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_s$$

τ : 主桁に生じる最大せん断応力度(N/mm²)

Q : 主桁に生じる最大せん断力(kN)

A_s : 主桁のせん断断面積(mm²)

ここで、 $Q = 1/2 \cdot W_{ss}' \cdot L_2 \cdot 10^{-3}$

W_{ss}' : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m)

L_2 : 主桁全長(mm)

- (3) 主桁に生じる最大曲げ応力度 σ

$$\sigma = (M \cdot 10^6) / Z$$

σ : 主桁に生じる最大曲げ応力度(N/mm²)

M : 主桁に生じる最大曲げモーメント(kN・m)

Z : 主桁の断面係数(mm³)

ここで、 $M = 1/8 \cdot W_{ss}' \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$

W_{ss}' : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m)

L_2 : 主桁全長(mm)

(4) 主桁に生じる組合せ応力度

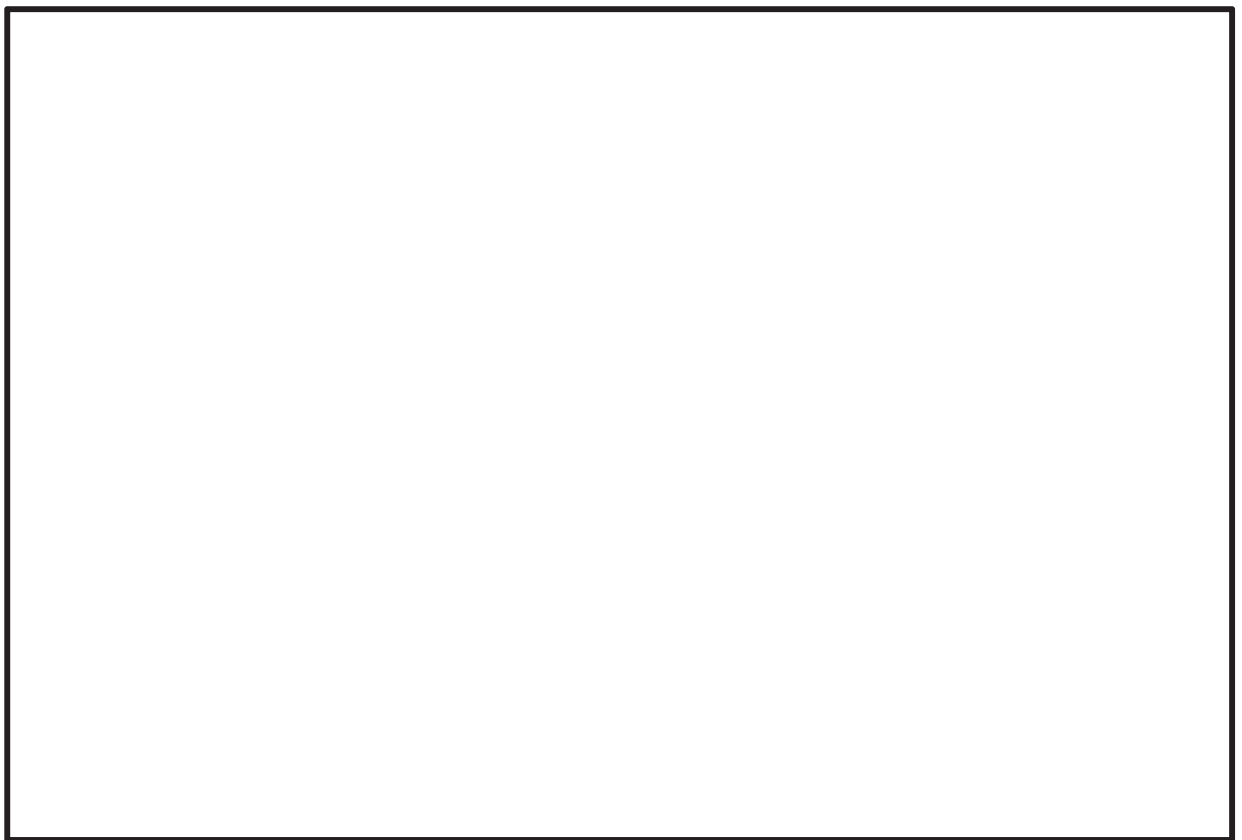
主桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005年改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

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

x : 組合せ応力度 (N/mm²)

σ : 最大曲げ応力度 (N/mm²)

τ : 最大せん断応力度 (N/mm²)



(a) 角落し部 (平面図)

(b) 点検用開口部 (平面図)

図 4-2 評価の対象とする主桁

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4.2 スキンプレート

図4-3に示すとおり、スキンプレートが荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

- (1) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 W_{ss}

$$W_{ss} = P_t + P_v$$

ここで、 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m²)

P_t : 突き上げ津波荷重(kN/m²)

P_v : 弾性設計用地震動Sd-D2に伴う鉛直方向の動水圧荷重(kN/m²)

- (2) スキンプレートに生じる最大曲げ応力度 σ

$$\sigma = \beta_1 \cdot W_{ss} \cdot L_4^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、 σ : スキンプレートに生じる最大曲げ応力度(N/mm²)

W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m²)

L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ(mm)

β_1 : スキンプレートの辺長比に応じた係数

t : スキンプレートの厚さ(mm)

- (3) スキンプレートに生じる最大せん断応力度 τ

$$\tau = W_{ss} \cdot L_3 \cdot L_4 \cdot 10^{-3} / \{2 \cdot (L_3 + L_4) \cdot t\}$$

ここで、 τ : スキンプレートに生じる最大せん断応力度(N/mm²)

W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重(kN/m²)

L_3 : スキンプレートの支持長辺長さ(mm)

L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ(mm)

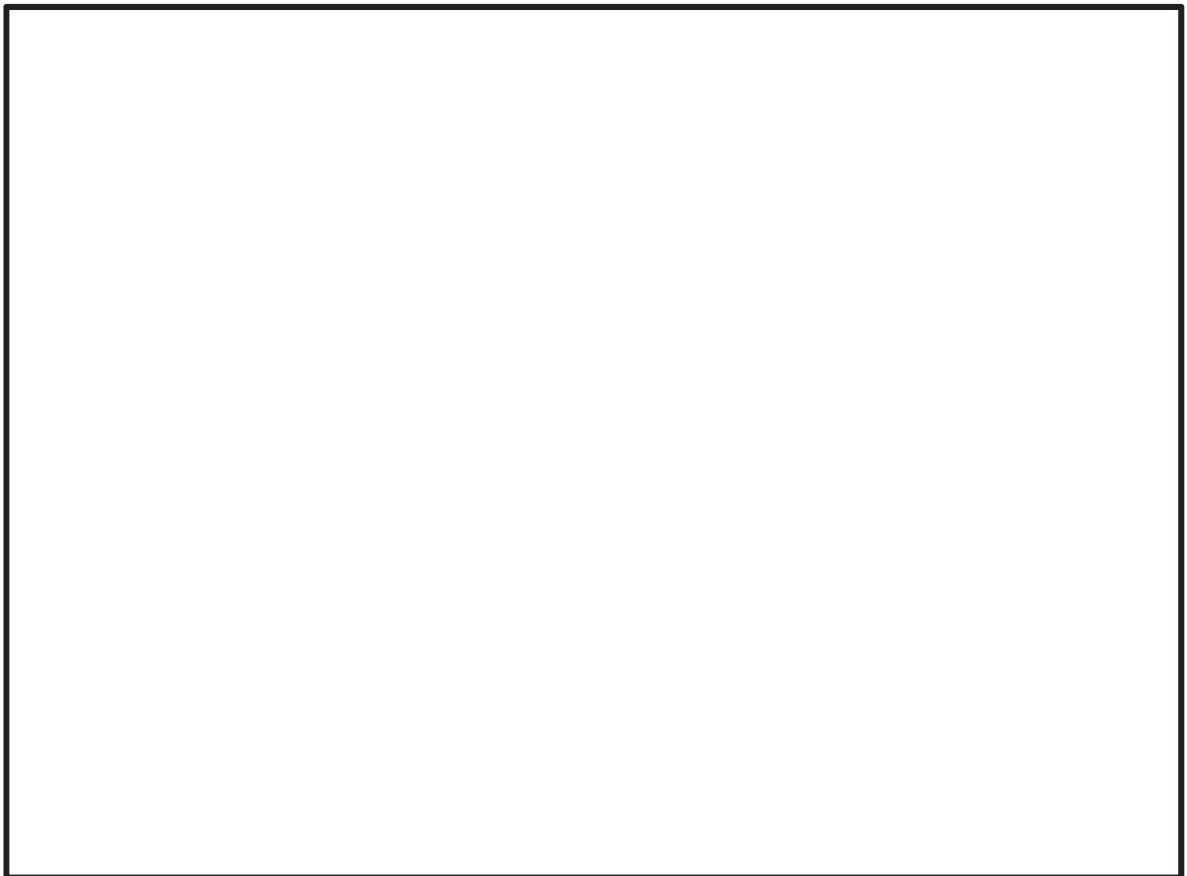
t : スキンプレートの厚さ(mm)

(4) スキンプレートに生じる組合せ応力度

スキンプレートに生じる曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。またスキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005年改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで， x : 組合せ応力度 (N/mm²)
σ : 最大曲げ応力度 (N/mm²)
τ : 最大せん断応力度 (N/mm²)



(a) 角落し部 (平面図)

(b) 点検用開口部 (平面図)

図 4-3 評価の対象とするスキンプレート

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4.3 固定ボルト (1)

- (1) 固定ボルト (1) 1 本当りに生じる鉛直方向の引張応力度 σ_t

$$\sigma_t = T_s \cdot 10^3 / A'$$

$$T_s = (P_t + P_v) \cdot L_5 \cdot L_6 \cdot 10^{-6} / n_s$$

ここで, σ_t : 固定ボルト (1) 1 本当りに生じる引張応力度 (N/mm²)

T_s : 固定ボルト (1) 1 本当りに作用する引張力 (kN)

P_t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

P_v : 弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う鉛直方向の動水圧荷重 (kN/m²)

L_5 : スキンプレートの突き上げ津波受圧面長辺長さ (mm)

L_6 : スキンプレートの突き上げ津波受圧面短辺長さ (mm)

n_s : 固定ボルト (1) の本数 (本)

A' : 固定ボルト (1) の有効断面積 (mm²)

- (2) 弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う水平方向の余震荷重 S d

$$S_d = (G + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで, S_d : 弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う水平方向の余震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う水平方向の余震震度

- (3) 固定ボルト (1) 1 本当りに生じるせん断応力度 τ_s

$$\tau_s = q_s \cdot 10^3 / A'$$

ここで, $q_s = S_d / n_s$

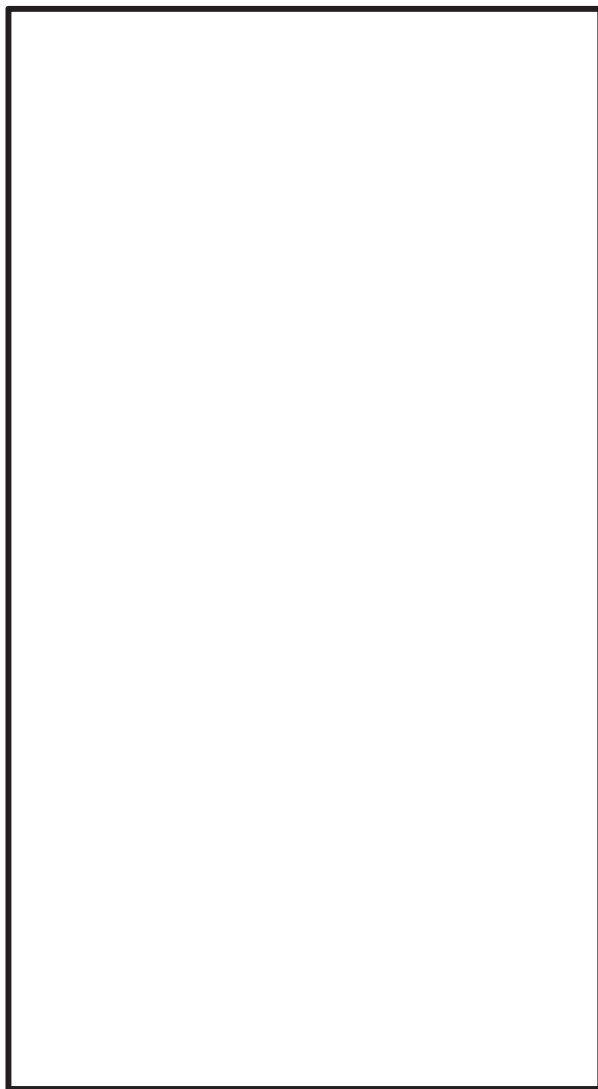
τ_s : 固定ボルト (1) 1 本当りに生じるせん断応力度 (N/mm²)

q_s : 固定ボルト (1) 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

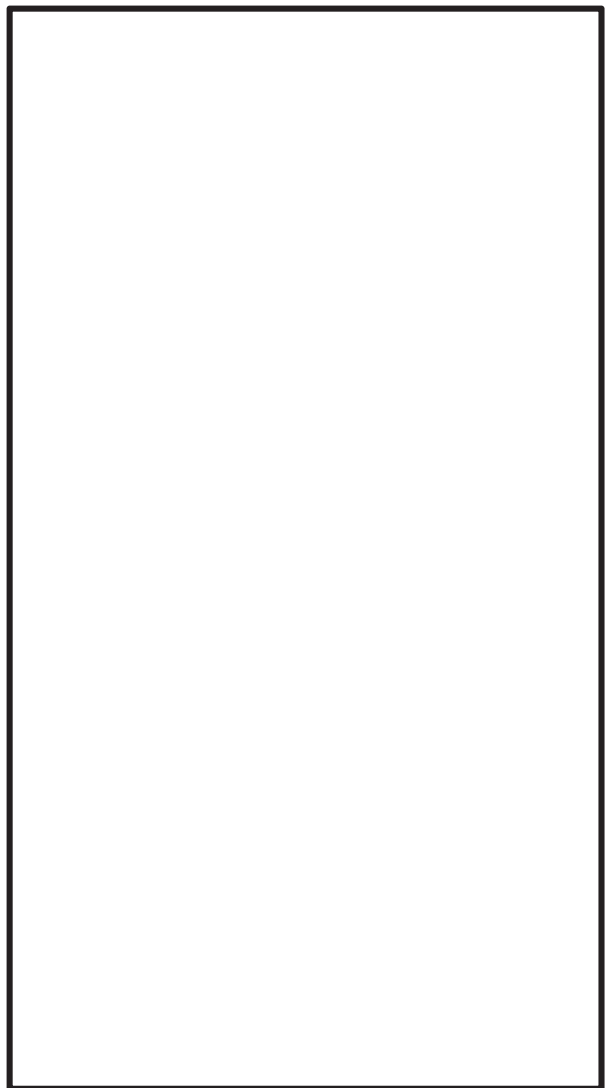
S_d : 弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う水平方向の余震荷重 (kN)

n_s : 固定ボルト (1) の本数 (本)

A' : 固定ボルト (1) の有効断面積 (mm²)



平面図



A-A 断面図



B-B 断面図

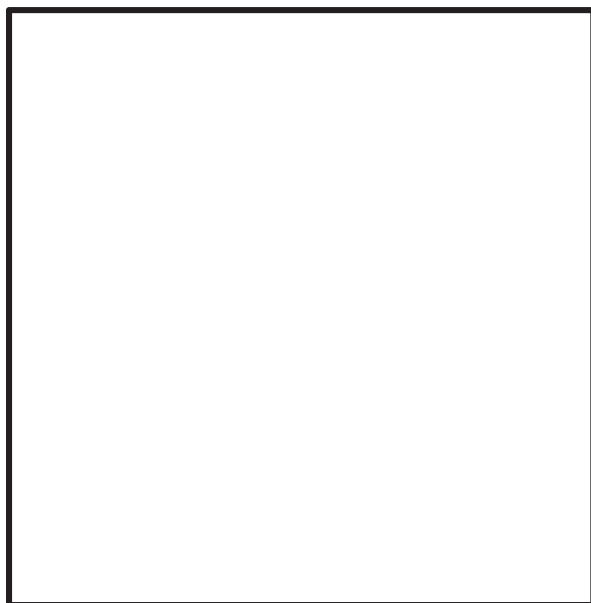


C 部詳細図

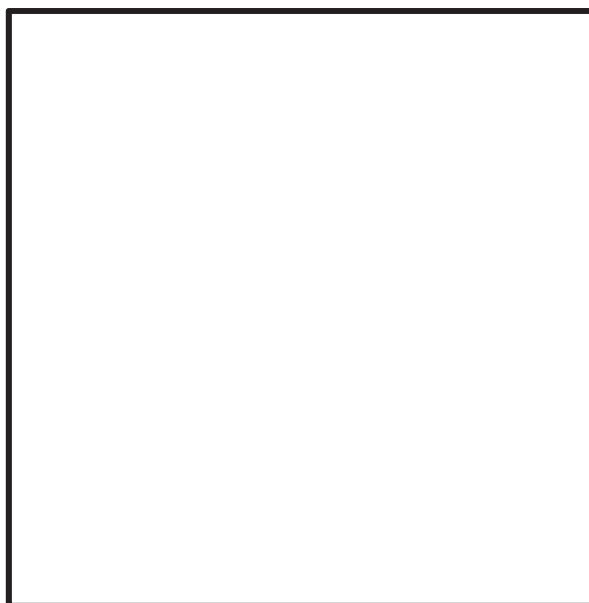
注：枠のない構造となっている

図 4-4 固定ボルト (1), 枠及び固定ボルト (2) の納まり (1/2)

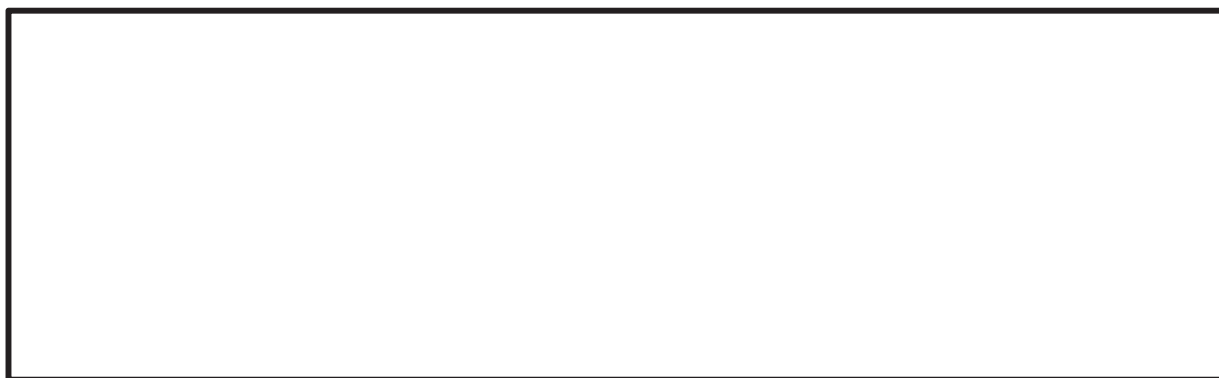
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



平面図



A-A 断面



B-B 断面



C 部詳細図

図 4-4 固定ボルト (1), 枠及び固定ボルト (2) の納まり (2/2)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4.4 固定ボルト (2)

- (1) 固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力 T_d

$$T_d = (P_t + P_v) \cdot L_5 \cdot L_6 \cdot 10^{-6} / N$$

ここで, T_d : 固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力 (kN)

P_t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

P_v : 弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ に伴う鉛直方向の動水圧荷重 (kN/m²)

L_5 : スキンプレートの突き上げ津波受圧面長辺長さ (mm)

L_6 : スキンプレートの突き上げ津波受圧面短辺長さ (mm)

N : 固定ボルト (2) の本数 (本)

- (2) 弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ に伴う水平方向の余震荷重 S_d

$$S_d = (G + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで, S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ に伴う水平方向の余震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_H : 弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ に伴う水平方向の余震震度

- (3) 固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力 q

$$q = S_d / N$$

ここで, q : 固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ に伴う水平方向の余震荷重 (kN)

N : 固定ボルト (2) の本数 (本)

- (4) 組合せ評価方法

組合せによる評価を「各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会, 2010 年改定)」に基づく次式により算出し, 1 以下であることを確認する。

$$(T_d / T_a)^2 + (q / q_a)^2 \leq 1$$

ここで,

T_d : 固定ボルト (2) 1 本当りに作用する引張力 (kN)

T_a : 固定ボルト (2) の短期許容引張荷重 (kN)

q : 固定ボルト (2) 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

q_a : 固定ボルト (2) の短期許容せん断荷重 (kN)

4.4.5 枠

枠上フランジについては、直接荷重を負担しない構造となっていることから、下フランジ及びウェブについて評価を実施する。

(1) 枠下フランジに生じる最大曲げ応力度 σ_f

$$\sigma_f = (M_f \cdot 10^6) / Z_f$$

σ_f : 枠下フランジに生じる最大曲げ応力度 (N/mm²)

M_f : 枠下フランジに作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z_f : 枠下フランジの断面係数 (mm³)

$$\text{ここで、} M_f = (P_t + P_v) \cdot L_5 \cdot L_6 \cdot L_7 \cdot 10^{-9} / 8$$

P_t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

P_v : 弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う鉛直方向の動水圧荷重 (kN/m²)

L_5 : スキンプレートの突き上げ津波受圧面長辺長さ (mm)

L_6 : スキンプレートの突き上げ津波受圧面短辺長さ (mm)

L_7 : 枠ウェブ中心から下フランジ端部までの距離 (mm)

(2) 枠下フランジに生じる最大せん断応力度 τ_f

$$\tau_f = (P_t + P_v) \cdot L_5 \cdot L_6 \cdot 10^{-3} / 8 / A_f$$

τ_f : 枠下フランジに生じる最大せん断応力度 (N/mm²)

P_t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

P_v : 弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う鉛直方向の動水圧荷重 (kN/m²)

L_5 : スキンプレートの突き上げ津波受圧面長辺長さ (mm)

L_6 : スキンプレートの突き上げ津波受圧面短辺長さ (mm)

A_f : 枠下フランジのせん断断面積 (mm²)

(3) 枠下フランジに生じる組合せ応力度 x

$$x = \sqrt{\sigma_f^2 + 3 \cdot \tau_f^2}$$

x : 組合せ応力度 (N/mm²)

σ_f : 枠下フランジに生じる最大曲げ応力度 (N/mm²)

τ_f : 枠下フランジに生じる最大せん断応力度 (N/mm²)

(4) 水平方向の余震荷重により枠ウェブに作用する最大せん断力 Q_w

$$Q_w = S_d / 2$$

$$S_d = (G + P_s) \cdot \alpha_H$$

Q_w : 枠ウェブに作用する最大せん断力 (kN)

S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ に伴う水平方向の余震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_H : 弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ に伴う水平方向の余震震度

(5) 水平方向の余震荷重により枠ウェブに生じる最大せん断応力度 τ_w

$$\tau_w = (Q_w \cdot 10^3) / A_{s_w}$$

τ_w : 枠ウェブに生じる最大せん断応力度 (N/mm²)

Q_w : 枠ウェブに作用する最大せん断力 (kN)

A_{s_w} : 枠ウェブのせん断断面積 (mm²)

(6) 鉛直方向の余震荷重により枠ウェブに作用する引張力 T_w

$$T_w = (P_t + P_v) \cdot L_5 \cdot L_6 \cdot 10^{-6} / 4$$

T_w : 鉛直方向の余震荷重により枠ウェブに作用する引張力 (kN)

P_t : 突き上げ津波荷重 (kN/m²)

P_v : 弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ に伴う鉛直方向の動水圧荷重 (kN/m²)

L_5 : スキンプレートの突き上げ津波受圧面長辺長さ (mm)

L_6 : スキンプレートの突き上げ津波受圧面短辺長さ (mm)

(7) 鉛直方向の余震荷重により枠ウェブに生じる引張応力度 σ_{t_w}

$$\sigma_{t_w} = T_w \cdot 10^3 / A_w$$

σ_{t_w} : 鉛直方向の余震荷重により枠ウェブに生じる引張応力度 (N/mm²)

T_w : 鉛直方向の余震荷重により枠ウェブに作用する引張力 (kN)

A_w : 枠ウェブの断面積 (mm²)

4.5 評価条件

浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値を表 4-9 及び表 4-10 に示す。

表 4-9 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）の
強度評価に用いる入力値（1/2）

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
共通	ρ_0	t/m ³	水の密度	1.03
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665
	H	mm	評価高さ	17500
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	1.6
	G	kN	スキンプレートと主桁の固定荷重	3.040
	P _s	kN	積雪荷重	0.481
	P _t	kN/m ²	突き上げ津波荷重	178
	P _v	kN/m ²	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ に伴う鉛直方向の動水圧荷重	114
	S _d	kN	弾性設計用地震動 S _d -D ₂ に伴う水平方向の余震荷重	4.12
主桁	L ₁	mm	主桁の負担幅	430
	L ₂	mm	主桁全長	420
	A _s	mm ²	主桁のせん断断面積	400
	Z	mm ³	主桁の断面係数	1.78×10 ⁴
スキンプレート	L ₃	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	430
	L ₄	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	420
	β_1	-	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.4
	t	mm	スキンプレートの厚さ	16

表 4-9 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部）の
強度評価に用いる入力値（2/2）

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
固定 ボルト (1)	n_s	本	固定ボルト (1) の本数	36
	A'	mm ²	固定ボルト (1) の有効断面積	157
	L_5	mm	スキンプレートの突き上げ津波受圧面長辺長さ	3005
	L_6	mm	スキンプレートの突き上げ津波受圧面短辺長さ	380
固定 ボルト (2)	N	本	固定ボルト (2) の本数	27
	L_5	mm	スキンプレートの突き上げ津波受圧面長辺長さ	3005
	L_6	mm	スキンプレートの突き上げ津波受圧面短辺長さ	380

表 4-10 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1) の
強度評価に用いる入力値（1/2）

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
共通	ρ_0	t/m ³	水の密度	1.03
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665
	H	mm	評価高さ	17500
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	1.0
	G	kN	スキンプレートと主桁の固定荷重	3.138
	P _s	kN	積雪荷重	0.301
	P _t	kN/m ²	突き上げ津波荷重	178
	P _v	kN/m ²	弾性設計用地震動 S _d - D ₂ に伴う鉛直方向の 動水圧荷重	114
	S _d	kN	弾性設計用地震動 S _d - D ₂ に伴う水平方向 の余震荷重	4.02
主桁	L ₁	mm	主桁の負担幅	250
	L ₂	mm	主桁全長	1000
	A _s	mm ²	主桁のせん断面積	2400
	Z	mm ³	主桁の断面係数	6.00×10 ⁴
スキンプレート	L ₃	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	250
	L ₄	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	200
	β_1	-	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.5
	t	mm	スキンプレートの厚さ	12

表 4-10 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1) の強度評価に用いる入力値（2/2）

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
固定 ボルト (1)	n_s	本	固定ボルト (1) の本数	8
	A'	mm^2	固定ボルト (1) の有効断面積	561
	L_5	mm	スキンプレーートの突き上げ津波受圧面長辺長さ	850
	L_6	mm	スキンプレーートの突き上げ津波受圧面短辺長さ	850
固定 ボルト (2)	N	本	固定ボルト (2) の本数	15
	L_5	mm	スキンプレーートの突き上げ津波受圧面長辺長さ	850
	L_6	mm	スキンプレーートの突き上げ津波受圧面短辺長さ	850
枠	L_5	mm	スキンプレーートの突き上げ津波受圧面長辺長さ	850
	L_6	mm	スキンプレーートの突き上げ津波受圧面短辺長さ	850
	L_7	mm	枠ウェブ中心から下フランジ端部までの距離	75
	Z_f	mm^3	枠下フランジの断面係数	14170
	A_w	mm^2	枠ウェブの断面積	7000
	A_{s_w}	mm^2	枠ウェブのせん断断面積	7000
	A_f	mm^2	枠下フランジのせん断断面積	10000

5. 評価結果

浸水防止蓋の強度評価結果を表 5-1 及び表 5-2 に示す。各部材の断面検定を行った結果、すべての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 浸水防止蓋(第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア角落し部)
の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
主桁	曲げ	156	N/mm ²	205	N/mm ²	0.77 < 1.0
	せん断	66	N/mm ²	118	N/mm ²	0.56 < 1.0
	組合せ	193	N/mm ²	205	N/mm ²	0.95 < 1.0
スキンプレート	曲げ	81	N/mm ²	205	N/mm ²	0.40 < 1.0
	せん断	2	N/mm ²	118	N/mm ²	0.02 < 1.0
	組合せ	81	N/mm ²	205	N/mm ²	0.40 < 1.0
固定ボルト (1)	引張	59	N/mm ²	205	N/mm ²	0.29 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0
固定ボルト (2)	引張	12.4	kN	32.1	kN	0.39 < 1.0
	せん断	0.2	kN	22.3	kN	0.01 < 1.0
	組合せ	-		-		0.16 < 1.0

表 5-2 浸水防止蓋（第 3 号機海水熱交換器建屋海水ポンプ設置エリア点検用開口部）(No. 1) の
強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値	
主桁	曲げ	153	N/mm ²	205	N/mm ²	0.75 < 1.0	
	せん断	16	N/mm ²	118	N/mm ²	0.14 < 1.0	
	組合せ	155	N/mm ²	205	N/mm ²	0.76 < 1.0	
スキンプレート	曲げ	41	N/mm ²	205	N/mm ²	0.20 < 1.0	
	せん断	2	N/mm ²	118	N/mm ²	0.02 < 1.0	
	組合せ	41	N/mm ²	205	N/mm ²	0.20 < 1.0	
固定ボルト (1)	引張	48	N/mm ²	205	N/mm ²	0.24 < 1.0	
	せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0	
固定ボルト (2)	引張	14.1	kN	32.1	kN	0.44 < 1.0	
	せん断	0.3	kN	22.5	kN	0.02 < 1.0	
	組合せ	-		-		0.20 < 1.0	
枠	下フランジ	曲げ	140	N/mm ²	205	N/mm ²	0.69 < 1.0
		せん断	3	N/mm ²	118	N/mm ²	0.03 < 1.0
		組合せ	140	N/mm ²	205	N/mm ²	0.69 < 1.0
	ウェブ	引張	8	N/mm ²	205	N/mm ²	0.04 < 1.0
		せん断	1	N/mm ²	118	N/mm ²	0.01 < 1.0

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
- 6.5.3.7 浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の耐震性についての
計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	8
4. 固有値解析	9
4.1 固有振動数の計算方法	9
4.2 固有振動数の計算条件	10
4.3 固有振動数の計算結果	10
5. 構造強度評価	11
5.1 構造強度評価方法	11
5.2 荷重及び荷重の組合せ	11
5.3 許容限界	12
5.4 設計用地震力	15
5.5 評価方法	19
5.6 評価条件	27
6. 評価結果	28

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内））（以下「浸水防止蓋」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。その耐震評価は浸水防止蓋の固有値解析及び応力評価により行う。

浸水防止蓋は、浸水防止設備としてSクラスの施設に分類される。以下、浸水防止設備としての構造強度評価を示す。

なお、浸水防止蓋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

浸水防止蓋は、揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）からの浸水を防止するために設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図2-1、浸水対策図を図2-2に示す。

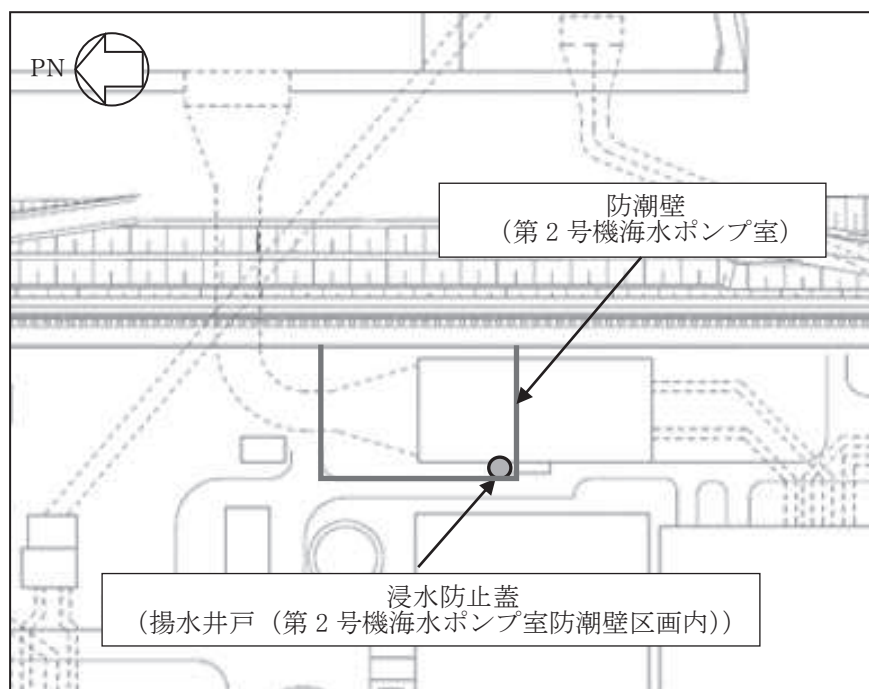


図2-1 浸水防止蓋の設置位置図

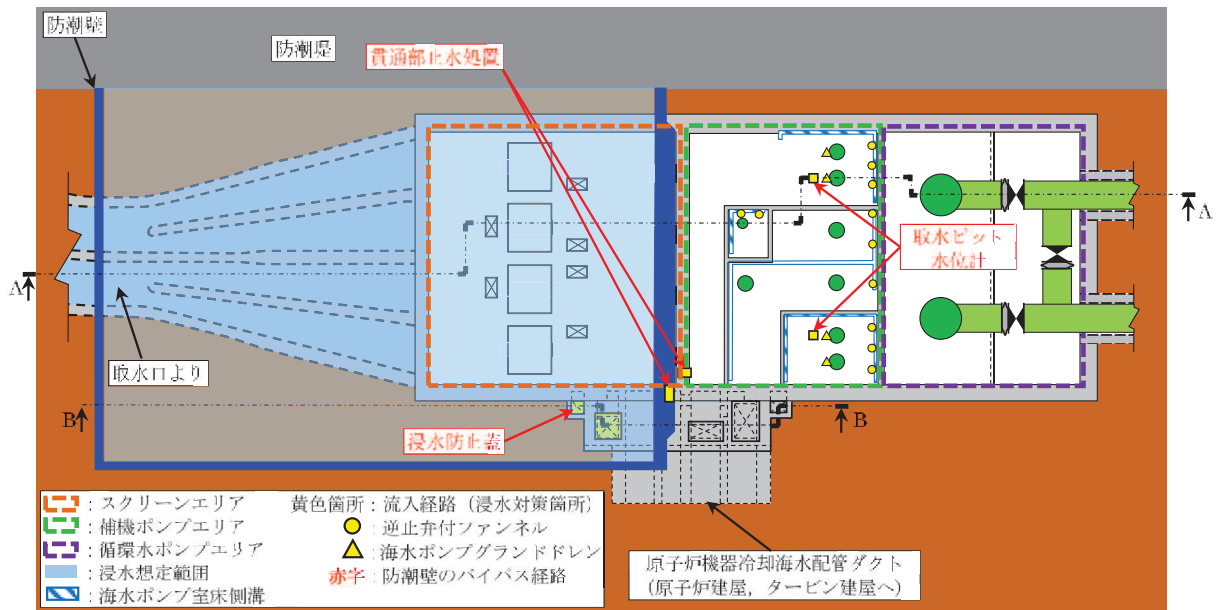


図 2-2 (1) 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (平面図)

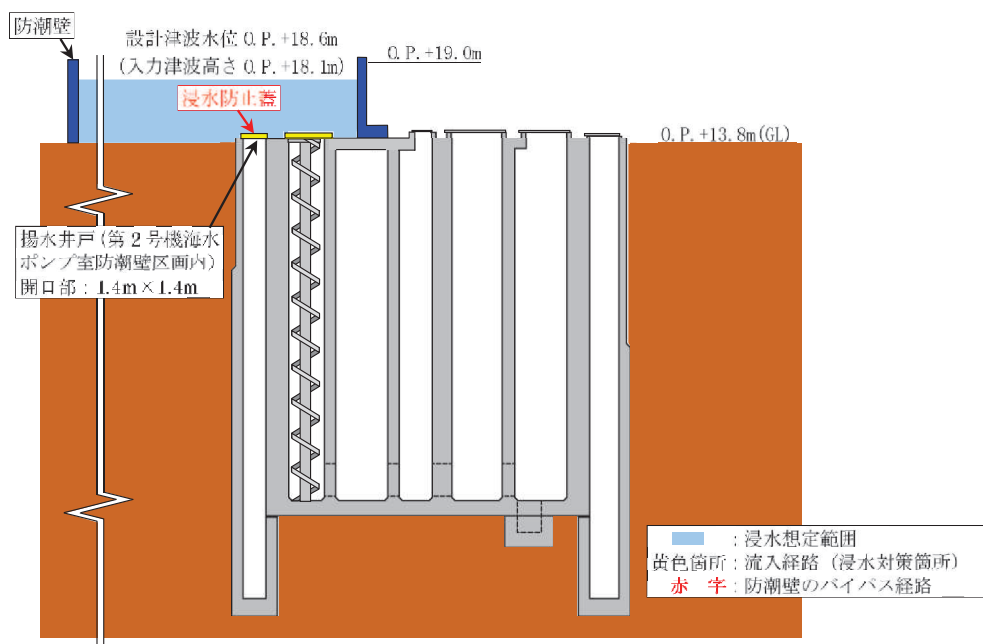


図 2-2 (2) 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (B-B 断面図)

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、長方形のスキンプレートに主桁（H型鋼）を組合せた構造とする。

浸水防止蓋は、揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	

2.3 評価方針

浸水防止蓋の耐震評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4. 固有値解析」で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」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。耐震評価フローを図2-3に示す。

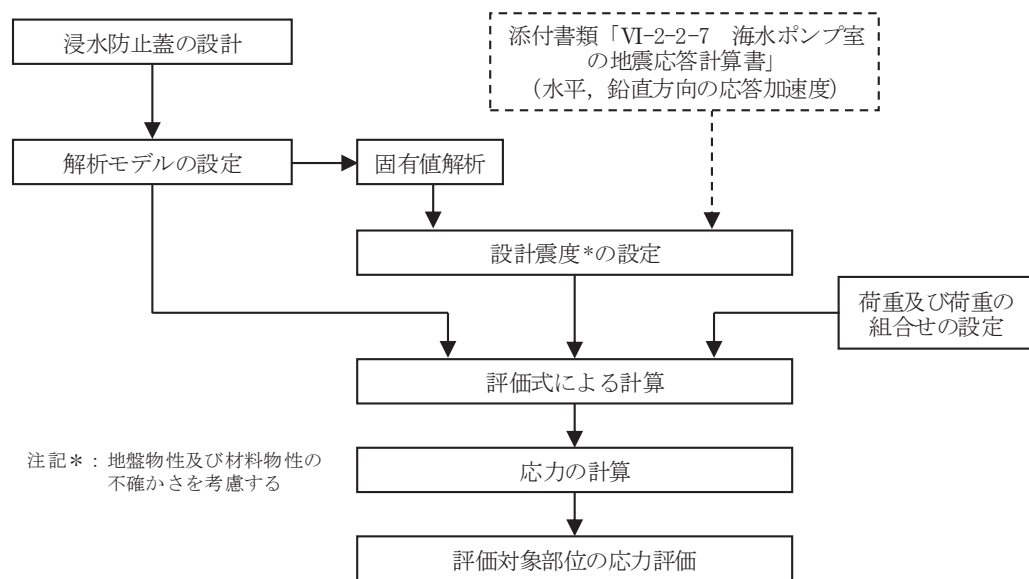


図2-3 耐震評価フロー

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) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (3) 機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号

記号	単位	定義
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度
k_V	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度
G	kN	固定荷重
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m ²	1 cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
A	m ²	浸水防止蓋の面積
$W_{s s}$	kN/m ²	単位面積当りの等分布荷重
$W_{s s}'$	kN/m	単位長さ当りの等分布荷重
τ	N/mm ²	最大せん断応力度
σ	N/mm ²	最大曲げ応力度
Q	kN	最大せん断力
M	kN・m	最大曲げモーメント
x	N/mm ²	組合せ応力度
A_s	mm ²	せん断断面積
Z	mm ³	断面係数
L_1	mm	主桁の負担幅
L_2	mm	主桁全長
L_3	mm	スキンプレートの支持長辺長さ
L_4	mm	スキンプレートの支持短辺長さ
β_2	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数
t	mm	スキンプレートの厚さ
N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
T_d	kN	固定ボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、地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。

浸水防止蓋は、地震に伴う慣性力が浸水防止蓋のスキンプレート、主桁に伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルトを介して躯体に伝達されることから、スキンプレート、主桁及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。評価対象部位を図3-1に示す。

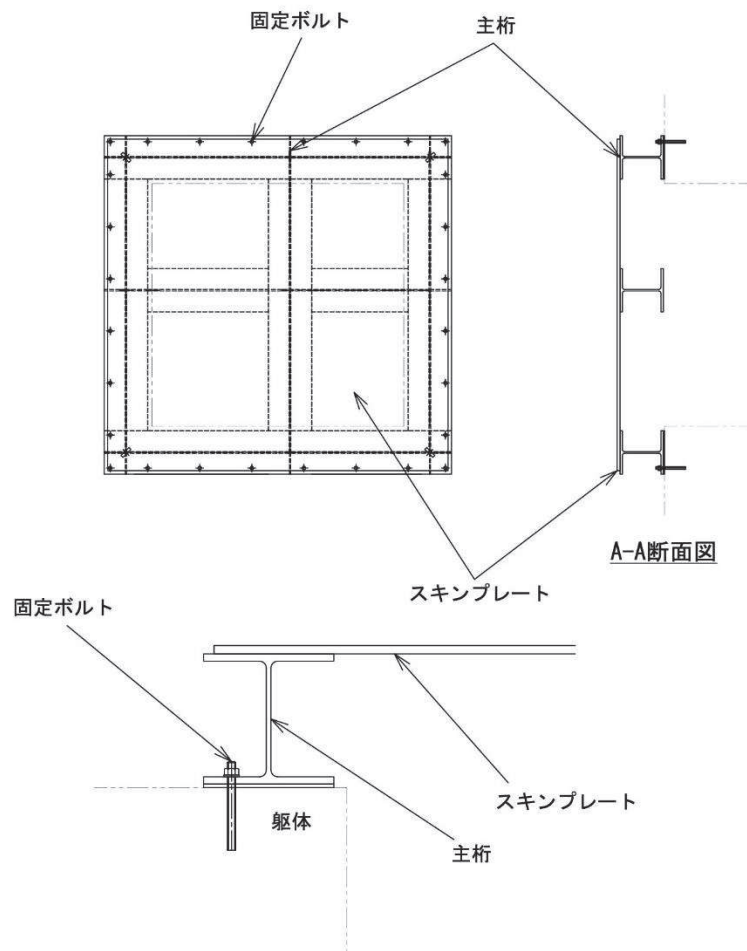


図3-1 評価対象部位

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

浸水防止蓋の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

4.1.1 解析モデルの設定

浸水防止蓋は、スキンプレート及び主桁の組合せにより剛な断面を有しているとともに、固定ボルトを介し、浸水防止蓋と躯体を固定する構造であることから、浸水防止蓋の主桁を両端ピン支持に単純化したモデルとし、モデル化に用いるはり長さは、主桁の全長とする。図4-1に解析モデル図を示す。

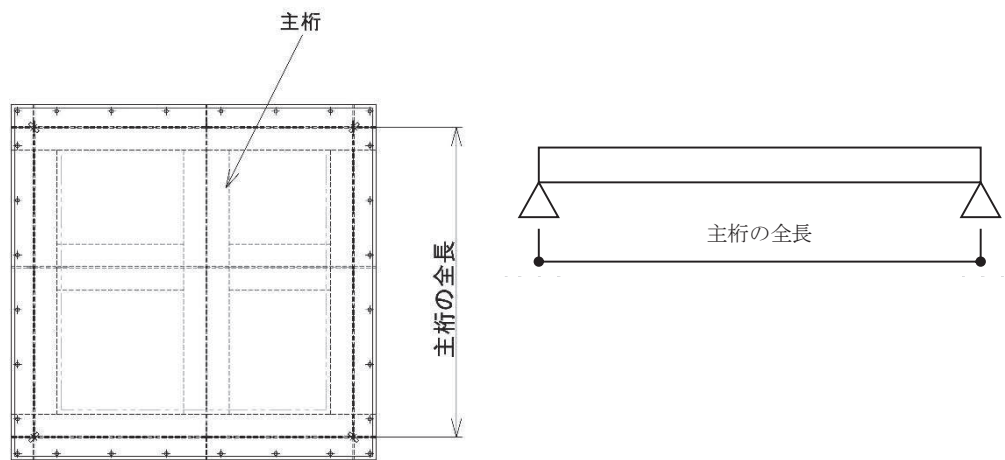


図4-1 浸水防止蓋の固有値解析モデル

4.1.2 記号の説明

浸水防止蓋の固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 浸水防止蓋の固有振動数の計算に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	一次固有振動数
L	mm	はりの長さ
E	N/mm ²	ヤング率
I	mm ⁴	主桁の断面二次モーメント
m	kg/mm	質量分布

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「土木学会構造力学公式集」を参考に以下の式より算出する。

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

4.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表 4-2 に示す。

表 4-2 固有振動数の計算条件

はり長さ L (mm)	ヤング率 E (N/mm ²)	断面二次 モーメント I (mm ⁴)	質量分布 m (kg/mm)
1700	2.05 × 10 ⁵	3.65 × 10 ⁷	7.18 × 10 ⁻²

4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表 4-3 に示す。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

固有振動数 (Hz)	175.46
---------------	--------

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の耐震評価は、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 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + S_s + P_s$$

ここで、
G : 固定荷重 (kN)
S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
P_s : 積雪荷重 (kN)

5.2.2 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下の式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、
P_s : 積雪荷重 (kN)
W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)
d_s : 積雪高さ 43 (cm)
A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s に伴う慣性力を考慮する。地震荷重は浸水防止蓋の固定荷重及び積雪荷重に設計震度を乗じた次式により算出する。

$$S_s = (G + P_s) \cdot k$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : 固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k : 基準地震動 S_s の設計震度

5.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

5.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁、固定ボルトの使用材料を表 5-1 に示す。

表 5-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SM490Y	t = 16 (mm)
主桁	SM490Y	H-250×250×9×14 (mm)
固定ボルト	SM490Y	M16

5.3.2 許容限界

(1) スキンプレート、主桁

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて表 5-2 の値とする。

表 5-2 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SM490Y	325	188

(2) 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重は、「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重

の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）」に基づき算定する。

固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから，固定ボルトが引張力を受ける場合には，固定ボルトの降伏により決まる許容荷重（ P_{a1} ），付着力により決まる許容荷重（ P_{a3} ）を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，固定ボルトがせん断力を受ける場合には，固定ボルトのせん断強度により決まる許容荷重（ q_{a1} ），定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重（ q_{a2} ）及びコーン状破壊により決まる許容荷重（ q_{a3} ）を比較して，いずれか小さい値を採用する。

地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値を表 5-3 に，許容荷重を表 5-4 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

- ここで，
- P_{a1} : 固定ボルトの降伏により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
 - P_{a3} : 固定ボルトの付着力により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数（短期荷重用）
 - Φ_3 : 低減係数（短期荷重用）
 - $s \sigma_{pa}$: 固定ボルトの引張強度（ $= s \sigma_y$ ）（N/mm²）
 - $s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度（N/mm²）
 - $s c a$: 固定ボルトの断面積（mm²）
 - d_a : 固定ボルトの径（mm）
 - l_{ce} : 固定ボルトの強度算定用埋込み長さ（ $= l_e - 2 d_a$ ）（mm）
 - τ_a : へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数

せん断力を受ける場合

$$q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで，
- q_{a1} : 固定ボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 - q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 - q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の固定ボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数（短期荷重用）

- Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)
 $s \sigma_{qa}$: 固定ボルトのせん断強度 ($=0.7 \cdot s \sigma_y$) (N/mm²)
 $s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 $s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
 $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²) ($=0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)
 $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)
 $(=0.31 \sqrt{F_c})$
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 5-3 固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
Φ_1	—	低減係数 (短期荷重用)	1.0
Φ_2	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
Φ_3	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
$s \sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの引張強度	325
$s \sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度	325
$s c a$	mm ²	固定ボルトの断面積	157
d_a	mm	固定ボルトの径	16
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	168
τ_a	—	へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数	6.71
$s \sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断強度	227.50
$c \sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	346.82
$c \sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.40
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	20.5
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	23470
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	35343

表 5-4 地震荷重を考慮する場合の固定ボルトの短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SM490Y	51.0	37.7	37.7	35.7	36.3	32.9	32.9

5.4 設計用地震力

浸水防止蓋を設置する揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）と一体構造となっている原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、規模及び重量共に大きい海水ポンプ室に懸架されており、海水ポンプ室と一体となって挙動する。また、「4. 固有値解析」に示したとおり、浸水防止蓋の固有振動数は20Hz以上であることから、浸水防止蓋の耐震評価に用いる設計震度は、海水ポンプ室の地盤物性及び材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。地震応答解析ケースを表5-5に示す。耐震評価に用いる応答加速度は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が接する図5-1に示すスクリーンエリア及び補機ポンプエリアのうち最大加速度が大きい方を用いる。

耐震評価で用いる海水ポンプ室の最大加速度分布図を図5-2に、最大加速度を表5-6に、設計震度を表5-7に示す。

表5-5 海水ポンプ室の地震応答解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		盛土, 旧表土, 改良地盤, D 級岩盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+ 1σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値- 1σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記*: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

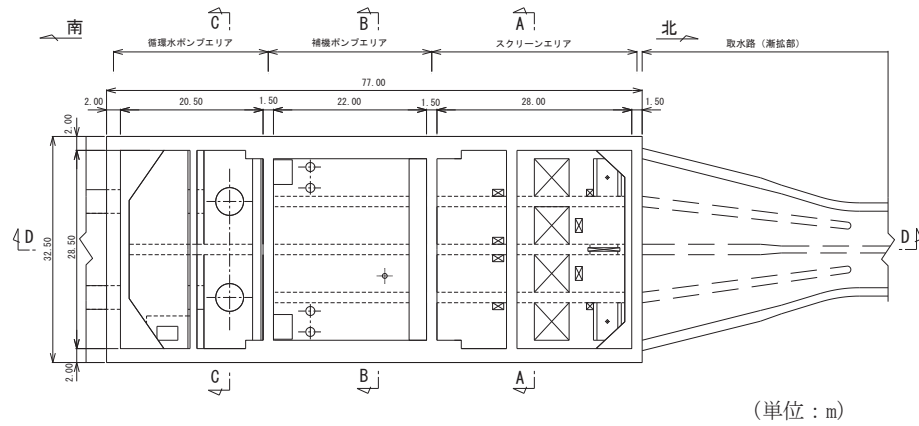


図 5-1 (1) 海水ポンプ室平面図

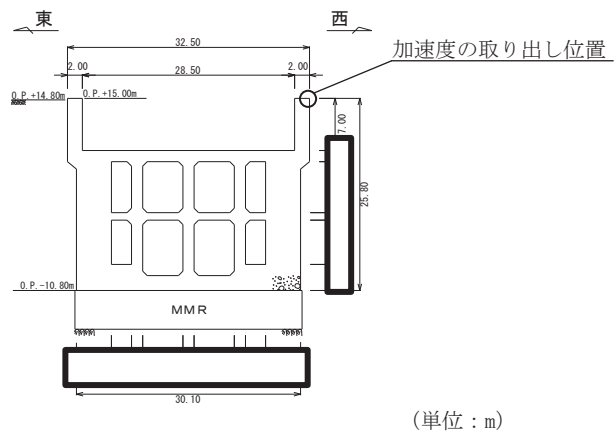


図 5-1 (2) 海水ポンプ室断面図 (スクリーンエリア) (A-A 断面)

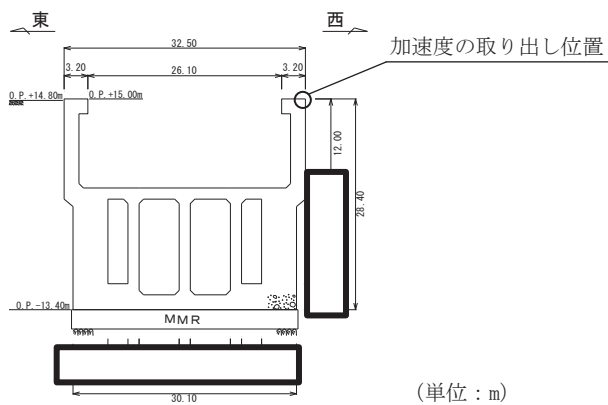
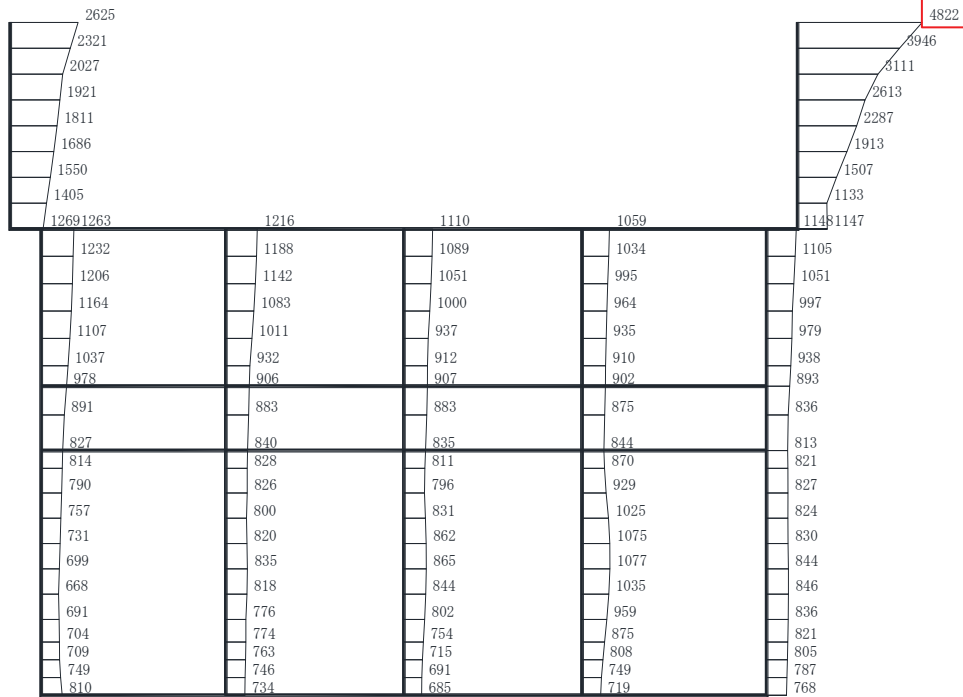


図 5-1 (3) 海水ポンプ室断面図 (補機ポンプエリア) (B-B 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

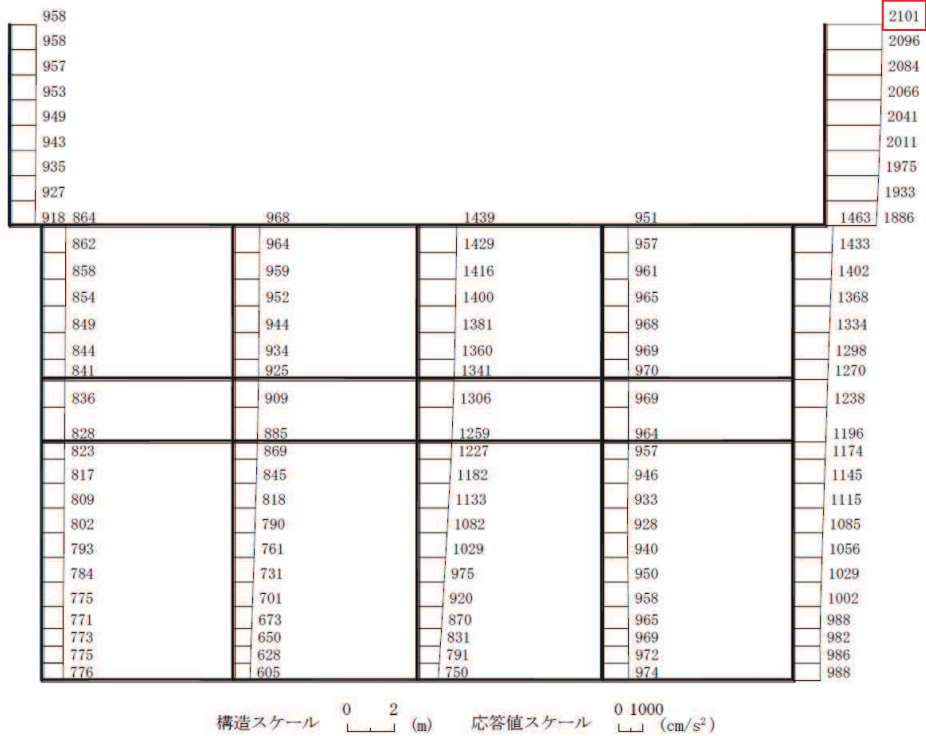
□ : 耐震評価に用いる最大加速度



(スクリーンエリア (東西方向), S s - D 1 (++) , 解析ケース②)

図 5-2 (1) 最大加速度分布図 (水平方向)

□ : 耐震評価に用いる最大加速度



(スクリーンエリア (東西方向), S s - N 1 (++) , 解析ケース④)

図 5-2 (2) 最大加速度分布図 (鉛直方向)

表 5-6 (1) 最大加速度 (水平方向)

地震時荷重算出断面	地震動	位相	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
スクリーンエリア (東西方向)	S s - D 1	++	ケース②	4822

表 5-6 (2) 最大加速度 (鉛直方向)

地震時荷重算出断面	地震動	位相	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
スクリーンエリア (東西方向)	S s - N 1	++	ケース④	2101

表 5-7 設計震度

設置場所	床面高さ (m)	基準地震動 S s の設計震度	
		水平方向 k _H	鉛直方向 k _v
揚水井戸 (第 2 号 機海水ポンプ室防 潮壁区画内)	O.P. 14.0	4.92	2.15

5.5 評価方法

浸水防止蓋を構成する主桁、スキンプレート及び固定ボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。主桁とスキンプレートについては、評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。図5-3、図5-4にそれぞれ評価の対象とする主桁、スキンプレートを示す。また、図5-5に固定ボルトの納まりを示す。

5.5.1 主桁

主桁の支持条件は両端をピン支持とし、図5-3に示すとおり、主桁が荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

(1) 基準地震動 S_s による地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

(2) 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 $W_{s s'}$

$$W_{s s'} = (G + S_s + P_s) \cdot L_1 \cdot 10^{-3} / A$$

ここで、 $W_{s s'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)
 G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 L_1 : 主桁の負担幅 (mm)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 主桁に作用する最大せん断応力度 τ

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_s$$

τ : 主桁に作用する最大せん断応力度 (N/mm²)

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)

A_s : 主桁のせん断断面積 (mm²)

ここで、 $Q = 1/2 \cdot W_{s s'} \cdot L_2 \cdot 10^{-3}$

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)

$W_{s s'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 主桁全長 (mm)

(4) 主桁に作用する最大曲げ応力度 σ

$$\sigma = (M \cdot 10^6) / Z$$

σ : 主桁に作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

$$\text{ここで, } M = 1/8 \cdot W_{ss'} \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$$

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

$W_{ss'}$: 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L_2 : 主桁全長 (mm)

(5) 主桁に作用する組合せ応力度

主桁に作用する曲げ応力度, せん断応力度を算定し, 主桁の短期許容応力度以下であることを確認する。また, 主桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から, 組合せ応力度を「鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー (日本建築学会, 2005 改定)」に基づく次式により算定し, 短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで, x : 組合せ応力度 (N/mm²)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

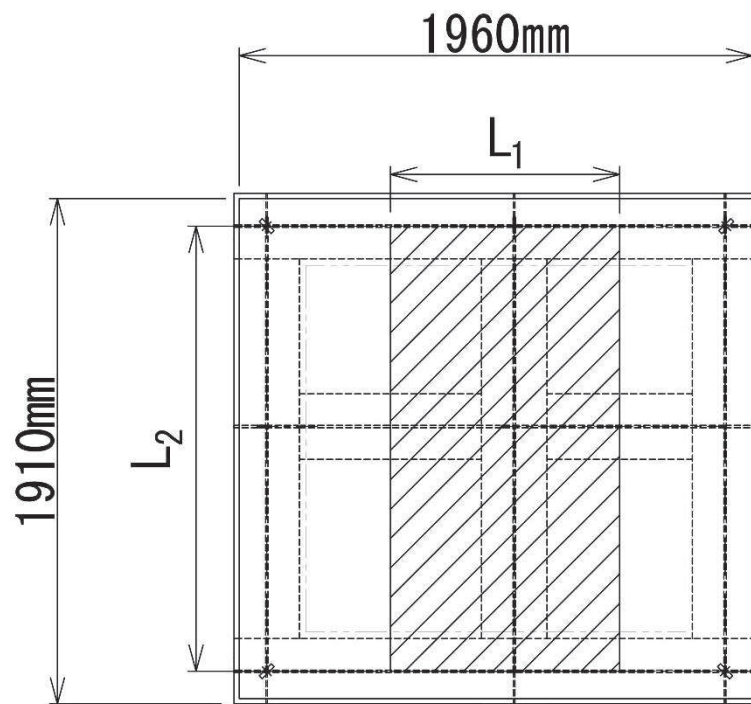


図 5-3 評価の対象とする主桁

5.5.2 スキンプレート

スキンプレートの支持条件は四辺固定とし、図 5-4 に示すとおり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。曲げ応力度及びせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」より以下の式にて算出する。

(1) 基準地震動 S_s による地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

(2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の荷重 W_{ss}

$$W_{ss} = (G + S_s + P_s) / A$$

ここで、 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 σ

スキンプレートに作用する曲げ応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\sigma = \beta_2 \cdot W_{ss} \cdot L_4^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、 σ : スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)
 β_2 : スキンプレートの辺長比に応じた係数
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(4) スキンプレートに作用する最大せん断応力度 τ

スキンプレートに作用するせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\tau = W_{ss} \cdot L_3 \cdot L_4 \cdot 10^{-3} / (t \cdot (L_3 + L_4) \cdot 2)$$

ここで、 τ : スキンプレートに作用する最大せん断応力度 (N/mm²)
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_3 : スキンプレートの支持長辺長さ (mm)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(5) スキンプレートに作用する組合せ応力度

スキンプレートに作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。また，スキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで、 x : 組合せ応力度 (N/mm²)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

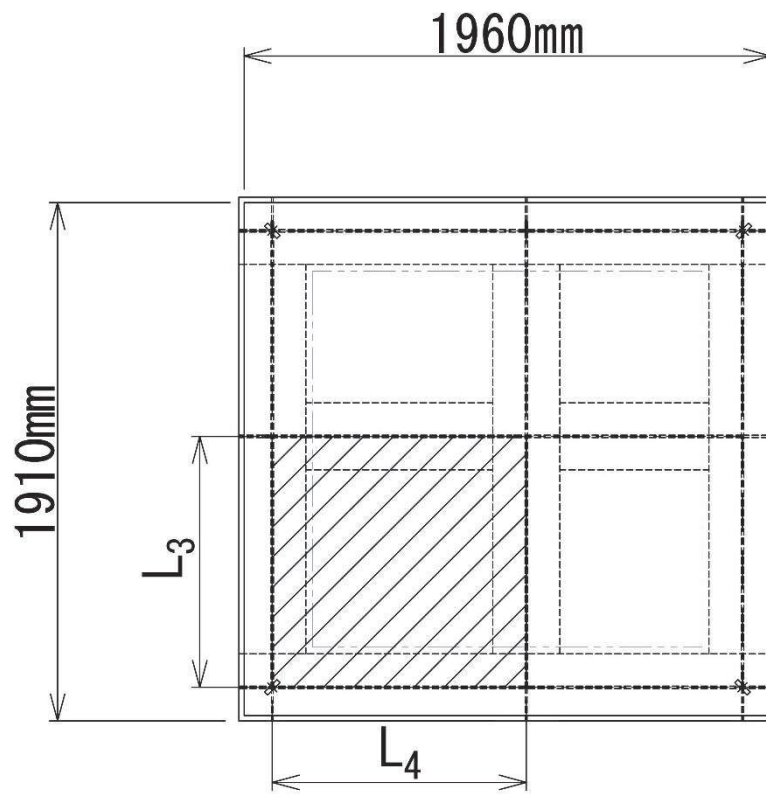


図 5-4 評価の対象とするスキンプレート

5.5.3 固定ボルト

- (1) 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_H$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

- (2) 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_V$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_V : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

- (3) 固定ボルトに作用する引張力 T_d

$$T_d = S_s / N$$

ここで、 T_d : 固定ボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

- (4) 固定ボルトに作用するせん断力 q

$$q = S_s / N$$

ここで、 q : 固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

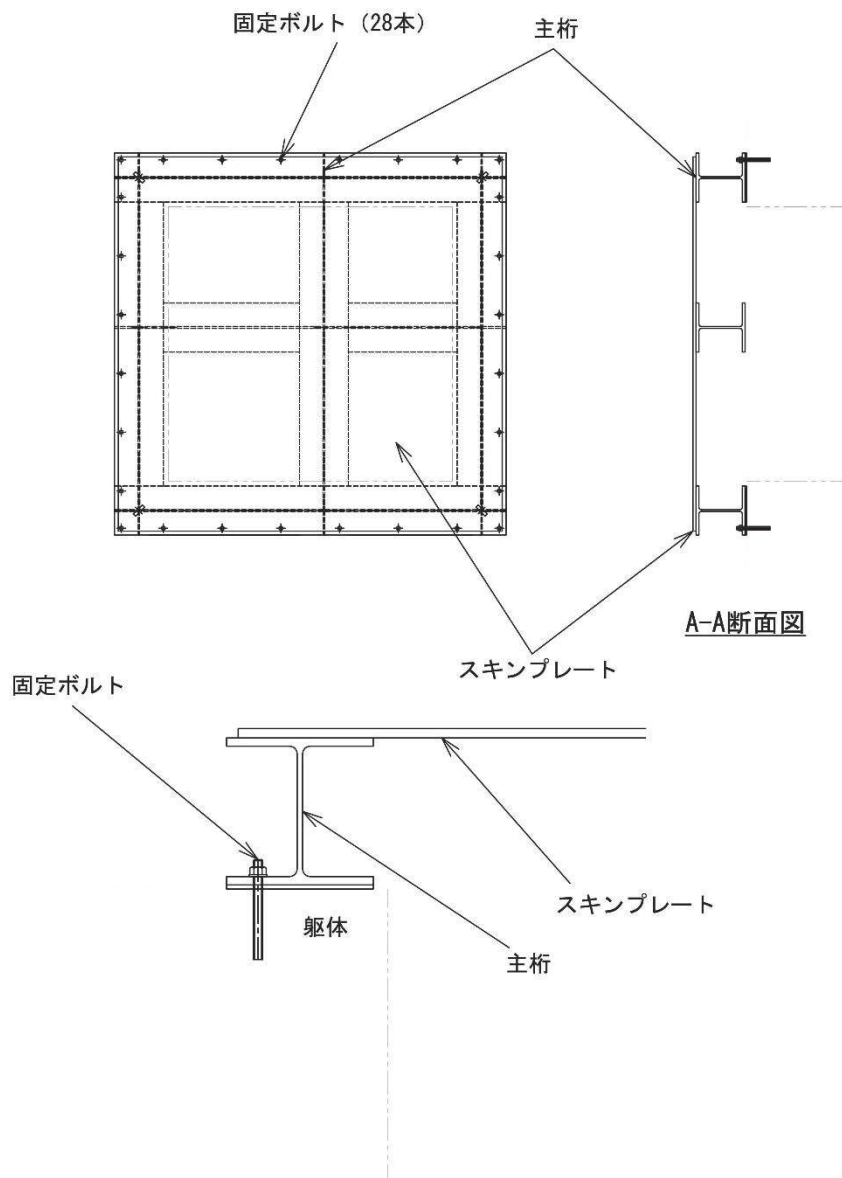


図 5-5 固定ボルトの納まり

5.6 評価条件

浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値を表 5-8 に示す。

表 5-8 浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
主桁	G	kN	主桁とスキンプレートの固定荷重	11.28
	P _s	kN	積雪荷重	1.13
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	3.74
	L ₁	mm	主桁の負担幅	875
	L ₂	mm	主桁全長	1700
	A _s	mm ²	主桁のせん断断面積	1998
	Z	mm ³	主桁の断面係数	8.46×10 ⁵
スキンプレート	G	kN	スキンプレートの固定荷重	4.61
	P _s	kN	積雪荷重	1.13
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	3.74
	L ₃	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	945
	L ₄	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	935
	β ₂	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.4
	t	mm	スキンプレートの厚さ	16
固定ボルト	G	kN	主桁とスキンプレートの固定荷重	11.28
	P _s	kN	積雪荷重	1.13
	N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数	28

6. 評価結果

浸水防止蓋の耐震評価結果を表 6-1 に示す。各部材の断面検定を行った結果、すべての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 浸水防止蓋の耐震評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
主桁	曲げ	4	N/mm ²	325	N/mm ²	0.02 < 1.0
	せん断	4	N/mm ²	188	N/mm ²	0.03 < 1.0
	組合せ	8	N/mm ²	325	N/mm ²	0.03 < 1.0
スキンプレート	曲げ	7	N/mm ²	325	N/mm ²	0.03 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	188	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	8	N/mm ²	325	N/mm ²	0.03 < 1.0
固定ボルト	引張	1.0	kN	37.7	kN	0.03 < 1.0
	せん断	2.2	kN	32.9	kN	0.07 < 1.0
	組合せ	—		—		0.01 < 1.0

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
- 6.5.3.8 浸水防止蓋（揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	8
4. 構造強度評価	9
4.1 構造強度評価方法	9
4.2 荷重及び荷重の組合せ	9
4.3 許容限界	15
4.4 評価方法	19
4.5 評価条件	27
5. 評価結果	28

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）（以下「浸水防止蓋」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が十分な構造強度を有していることを説明するものである。

なお、浸水防止蓋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

浸水防止蓋は、揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）からの浸水を防止するために設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図2-1に、浸水対策図を図2-2に示す。

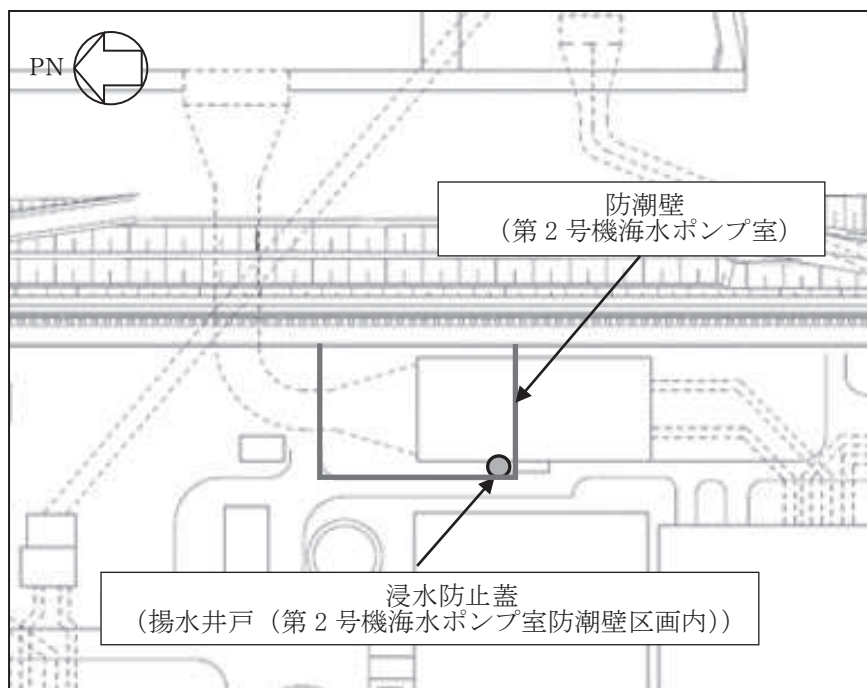


図2-1 浸水防止蓋の設置位置図

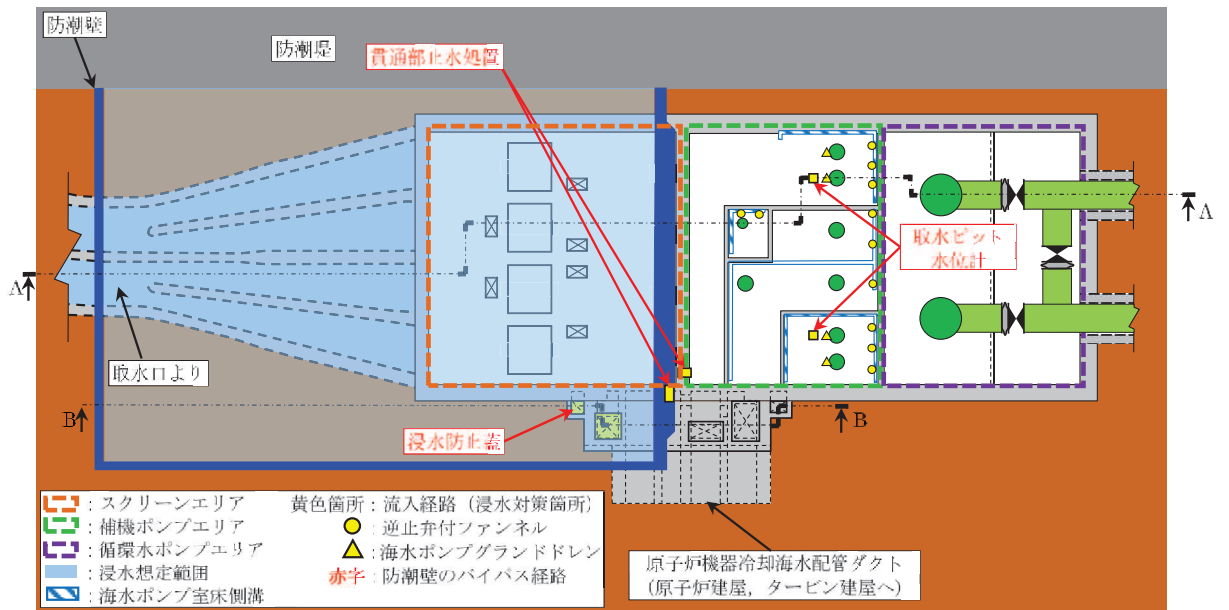


図 2-2 (1) 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (平面図)

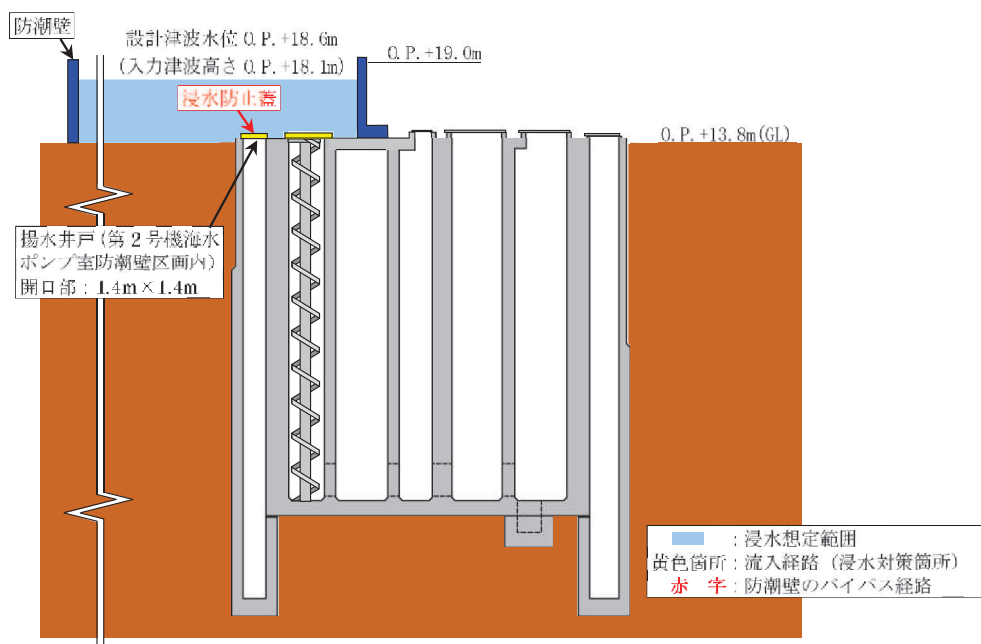


図 2-2 (2) 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (B-B 断面図)

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、長方形のスキンプレートに主桁（H型鋼）を組合せた構造とする。

浸水防止蓋は、揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
揚水井戸（第2号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	<p>The diagram illustrates the construction of the water prevention cover. It features a top-down view showing a rectangular frame composed of H-beam main beams and a skin plate. Section lines A-A and B-B are marked. Section A-A shows the cover resting on a base with fixed bolts. Section B-B shows a cross-section of the cover and its attachment to the structure. Labels include '浸水防止蓋' (Water prevention cover) and '固定ボルト' (Fixed bolt).</p>

2.3 評価方針

浸水防止蓋の強度評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4.4 評価方法」で算出した応力等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。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-3 に示す。

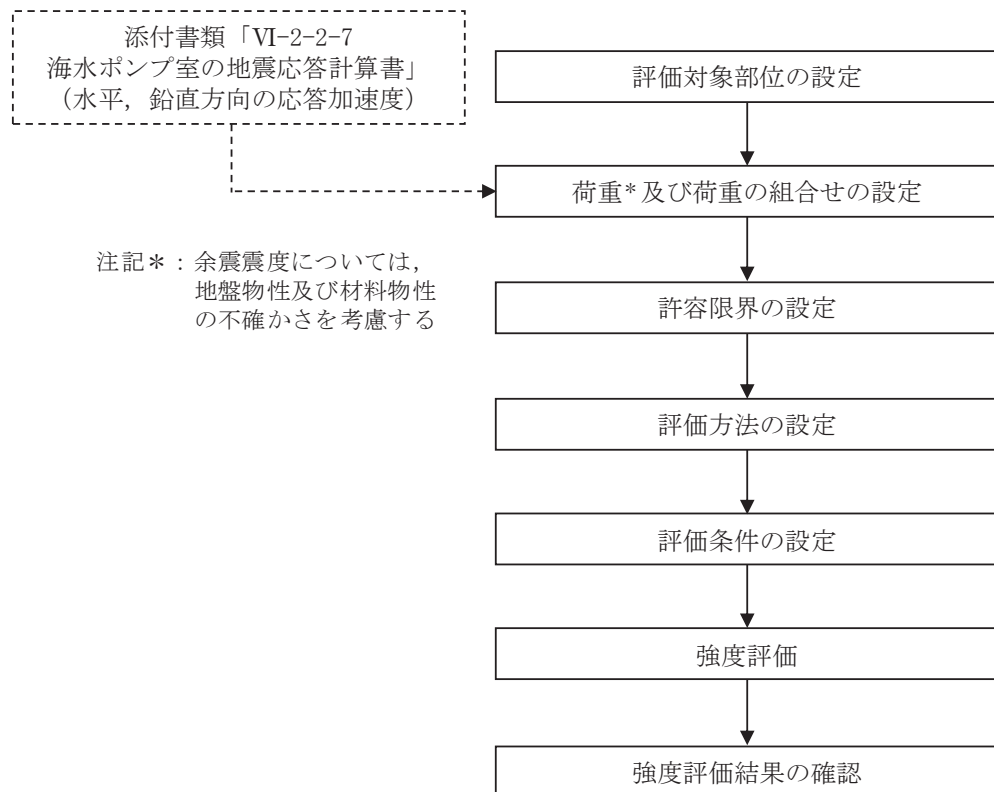


図 2-3 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (3) 機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 にそれぞれ示す。

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
S_d	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ による余震荷重
α_H	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向の余震震度
α_V	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の鉛直方向の余震震度
G	kN	固定荷重
P_h	kN	浸水津波荷重
ρ_o	t/m ³	水の密度
g	m/s ²	重力加速度
h_1	O. P. m	設計津波水位
h_2	O. P. m	浸水防止蓋の設置高さ
A	m ²	浸水防止蓋の面積
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m ²	1 cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
$W_{s s}$	kN/m ²	単位面積当りの等分布荷重
$W_{s s}'$	kN/m	単位長さ当りの等分布荷重
τ	N/mm ²	最大せん断応力度
σ	N/mm ²	最大曲げ応力度
Q	kN	最大せん断力
M	kN・m	最大曲げモーメント
x	N/mm ²	組合せ応力度
A_s	mm ²	せん断断面積
Z	mm ³	断面係数
L_1	mm	主桁の負担幅
L_2	mm	主桁全長
L_3	mm	スキンプレートの支持長辺長さ
L_4	mm	スキンプレートの支持短辺長さ
β_2	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数
t	mm	スキンプレートの厚さ
N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
T_d	kN	固定ボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、津波荷重及び余震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

浸水防止蓋に作用する津波荷重及び余震荷重は、浸水防止蓋のスキンプレート、主桁に伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルトを介して躯体に伝達されることから、スキンプレート、主桁及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。浸水防止蓋の評価対象部位を、図3-1に示す。

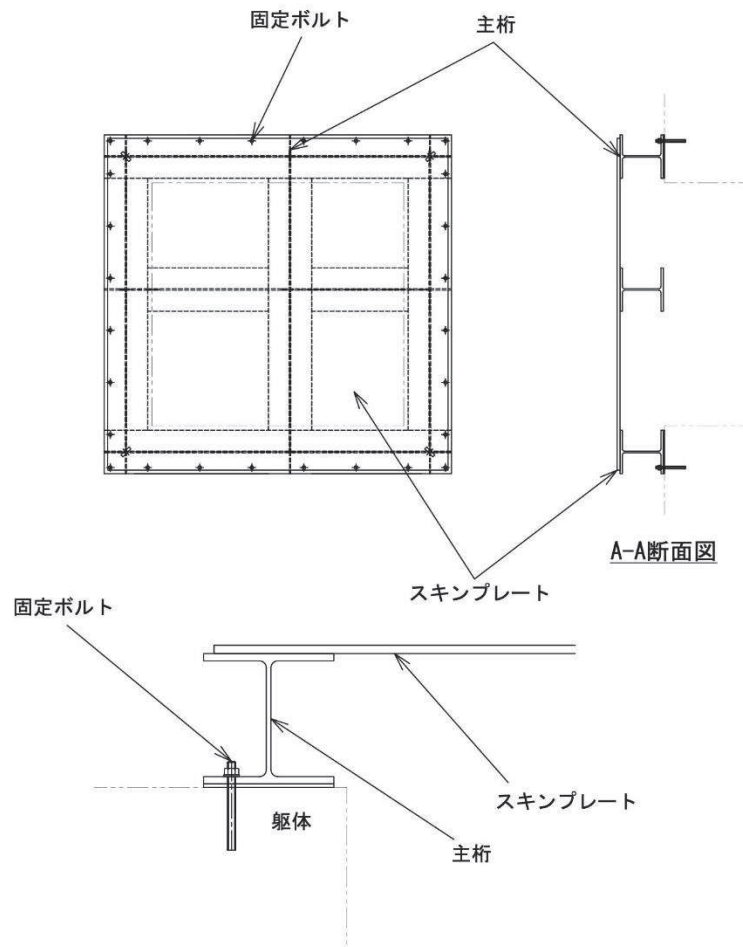


図 3-1 浸水防止蓋の評価対象部位

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + P_h + S_d + P_s$$

ここで、	G	: 固定荷重 (kN)
	P_h	: 浸水津波荷重 (kN)
	S_d	: 余震荷重 (kN)
	P_s	: 積雪荷重 (kN)

4.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。

(1) 固定荷重(D)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 浸水津波荷重(P_h)

浸水津波荷重は、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、津波高さ及び浸水防止蓋の設置高さを考慮した静水圧を次式により算出する。

$$P_h = \rho_o \cdot g \cdot (h_1 - h_2) \cdot A$$

ここで、	ρ_o	: 水の密度 1.03 (t/m ³)
	g	: 重力加速度 9.80665 (m/s ²)
	h_1	: 設計津波水位 (O.P. m)
	h_2	: 浸水防止蓋の設置高さ (O.P. m)
	A	: 浸水防止蓋の面積 (m ²)

(3) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下の式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、
P_s : 積雪荷重 (kN)
W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)
d_s : 積雪高さ 43 (cm)
A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(4) 余震荷重(S_d)

余震荷重として、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 に伴う地震力及び動水圧荷重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 に伴う地震力を考慮する。鉛直方向については、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う地震力と動水圧荷重を考慮する。

浸水防止蓋を設置する揚水井戸（第 2 号機海水ポンプ室防潮壁区画内）と一体構造となっている原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、規模及び重量共に大きい海水ポンプ室に懸架されており、海水ポンプ室と一体となって挙動することから、浸水防止蓋の強度評価に用いる余震震度は、海水ポンプ室の地盤物性及び材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。地震応答解析ケースを表 4-1 に示す。強度評価に用いる応答加速度は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が接する図 4-1 に示すスクリーンエリア及び補機ポンプエリアのうち最大加速度が大きい方を用いる。

強度評価で用いる海水ポンプ室の最大加速度分布図を図 4-2 に、最大加速度を表 4-2 に、余震震度を表 4-3 に示す。

なお、地震力は、浸水防止蓋の固定荷重、浸水津波荷重及び積雪荷重に余震震度を乗じた次式により算出する。

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで、
S_d : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ による余震荷重 (kN)
G : 固定荷重 (kN)
P_h : 浸水津波荷重 (kN)
P_s : 積雪荷重 (kN)
α_H : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ による水平方向の余震震度
α_V : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ による鉛直方向の余震震度

表 4-1 海水ポンプ室の地震応答解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		盛土, 旧表土, 改良地盤, D 級岩盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値+1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値-1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記* : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

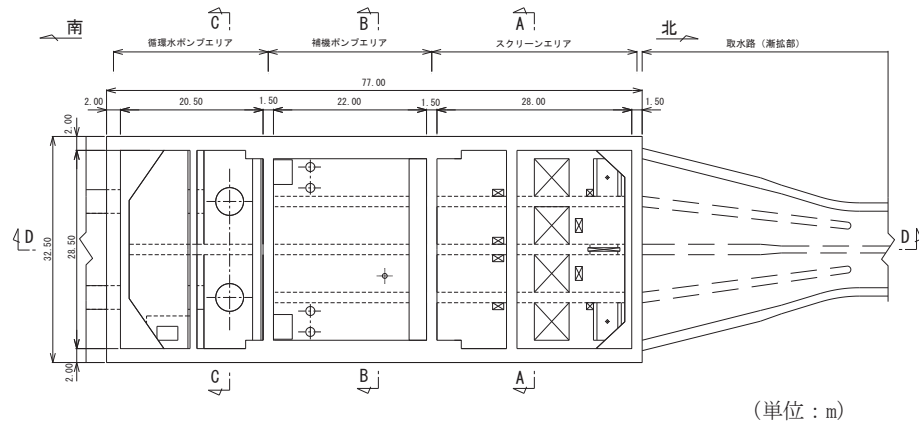


図 4-1 (1) 海水ポンプ室平面図

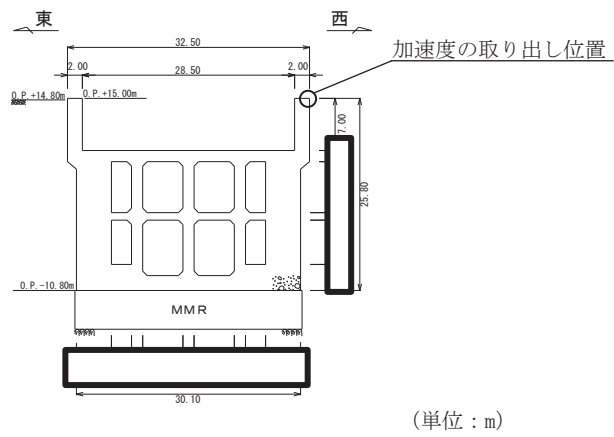


図 4-1 (2) 海水ポンプ室断面図 (スクリーンエリア) (A-A 断面)

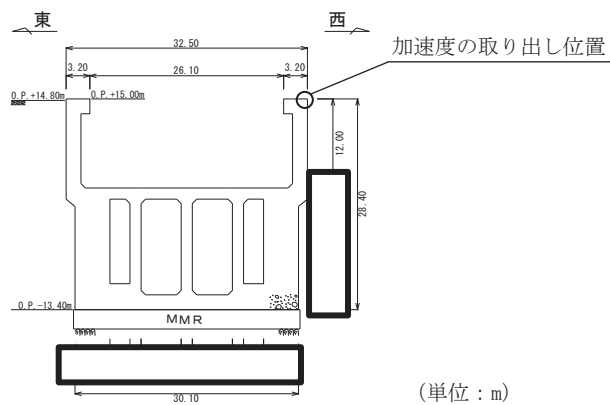
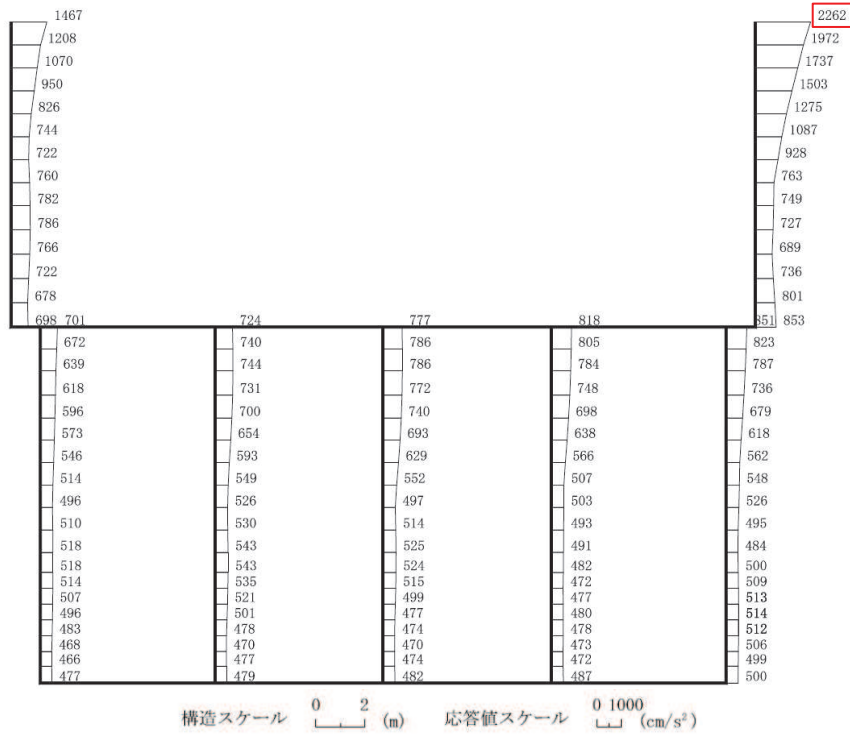


図 4-1 (3) 海水ポンプ室断面図 (補機ポンプエリア) (B-B 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

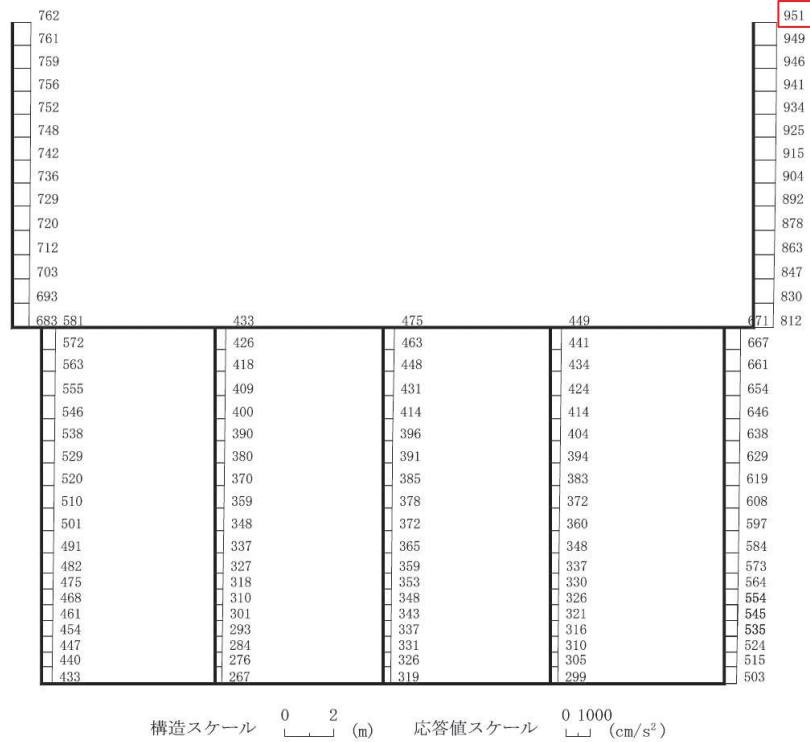
□ : 強度評価に用いる最大加速度



(補機ポンプエリア (東西方向), S d - D 2 (++), 解析ケース③)

図 4-2 (1) 最大加速度分布図 (水平方向)

□ : 強度評価に用いる最大加速度



(補機ポンプエリア (東西方向), S d - D 2 (++), 解析ケース②)

図 4-2 (2) 最大加速度分布図 (鉛直方向)

表 4-2 (1) 最大加速度 (水平方向)

地震時荷重算出断面	地震動	位相	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
補機ポンプエリア (東西方向)	S d - D 2	++	ケース③	2262

表 4-2 (2) 最大加速度 (鉛直方向)

地震時荷重算出断面	地震動	位相	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
補機ポンプエリア (東西方向)	S d - D 2	++	ケース②	951

表 4-3 余震震度

設置場所	床面高さ (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 の余震震度	
		水平方向 α_H	鉛直方向 α_v
揚水井戸 (第 2 号 機海水ポンプ室防 潮壁区画内)	O.P. 14.0	2.31	0.97

4.3 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

4.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁、固定ボルトの使用材料を表 4-4 に示す。

表 4-4 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SM490Y	t = 16 (mm)
主桁	SM490Y	H-250×250×9×14 (mm)
固定ボルト	SM490Y	M16

4.3.2 許容限界

(1) スキンプレート，主桁

鋼材の許容応力度は，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005改定）」に基づき表4-5の値とする。

表4-5 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SM490Y	325	188

(2) 固定ボルト

固定ボルトの許容荷重は，「3. 評価対象部位」に記載した固定ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて，「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010改定）」に基づき算定する。

固定ボルトは躯体に埋め込まれていることから，固定ボルトが引張力を受ける場合においては，固定ボルトの降伏により決まる許容荷重（ P_{a1} ），付着力により決まる許容荷重（ P_{a3} ）を比較して，いずれか小さい値を採用する。また，固定ボルトがせん断力を受ける場合においては，固定ボルトのせん断強度により決まる許容荷重（ q_{a1} ），定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重（ q_{a2} ）及びコーン状破壊により決まる許容荷重（ q_{a3} ）を比較して，いずれか小さい値を採用する。

津波荷重及び余震荷重を考慮する場合の固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値を表4-6に，許容荷重を表4-7に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

ここで， P_{a1} : 固定ボルトの降伏により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容引張力 (N)

P_{a3} : 固定ボルトの付着力により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容引張力 (N)

Φ_1 : 低減係数（短期荷重用）

Φ_3 : 低減係数（短期荷重用）

$s \sigma_{pa}$: 固定ボルトの引張強度（= $s \sigma_y$ ） (N/mm²)

$s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)

d_a : 固定ボルトの径 (mm)

l_{ce} : 固定ボルトの強度算定用埋込み長さ（= $l_e - 2 d_a$ ） (mm)

τ_a : へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数

せん断力を受ける場合

$$q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで、
- q_{a1} : 固定ボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
 - q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
 - q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
 - Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)
 - $s \sigma_{qa}$: 固定ボルトのせん断強度 ($=0.7 \cdot s \sigma_y$) (N/mm²)
 - $s \sigma_y$: 固定ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
 - $s c a$: 固定ボルトの断面積 (mm²)
 - $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²) ($=0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)
 - $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)
($=0.31 \sqrt{F_c}$)
 - F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 - E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 - A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 4-6 固定ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
Φ_1	—	低減係数 (短期荷重用)	1.0
Φ_2	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
Φ_3	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	固定ボルトの引張強度	325
$s\sigma_y$	N/mm ²	固定ボルトの規格降伏点強度	325
sca	mm ²	固定ボルトの断面積	157
d_a	mm	固定ボルトの径	16
l_{ce}	mm	固定ボルトの強度算定用埋込み長さ	168
τ_a	—	へりあき及び固定ボルトのピッチによる付着強度の低減係数	6.71
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	固定ボルトのせん断強度	227.50
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	346.82
$c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.40
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	20.5
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	23470
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	35343

表 4-7 津波荷重及び余震荷重を考慮する場合の固定ボルトの短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (kN)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SM490Y	51.0	37.7	37.7	35.7	36.3	32.9	32.9

4.4 評価方法

浸水防止蓋を構成する主桁、スキンプレート及び固定ボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。主桁とスキンプレートについては、評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。図4-3、図4-4にそれぞれ評価の対象とする主桁、スキンプレートを示す。また、図4-5に固定ボルトの納まりを示す。

4.4.1 主桁

主桁の支持条件は両端をピン支持とし、図4-3に示すとおり、主桁が荷重を負担する範囲が最も大きくなり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。

(1) 弾性設計用地震動S_{d-D2}による余震荷重S_d

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_v$$

ここで、 S_d : 弾性設計用地震動S_{d-D2}による余震荷重 (kN)

G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)

P_h : 浸水津波荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_v : 弾性設計用地震動S_{d-D2}の鉛直方向の余震震度

(2) 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重W_{s s'}

$$W_{s s'} = (G + P_h + S_d + P_s) \cdot L_1 \cdot 10^{-3} / A$$

ここで、 W_{s s'} : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

S_d : 弾性設計用地震動S_{d-D2}による余震荷重 (kN)

G : 主桁とスキンプレートの固定荷重 (kN)

P_h : 浸水津波荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

L₁ : 主桁の負担幅 (mm)

A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 主桁に作用する最大せん断応力度τ

$$\tau = (Q \cdot 10^3) / A_s$$

τ : 主桁に作用する最大せん断応力度 (N/mm²)

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)

A_s : 主桁のせん断断面積 (mm²)

ここで、 Q = 1/2 · W_{s s'} · L₂ · 10⁻³

Q : 主桁に作用する最大せん断力 (kN)

W_{s s'} : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L₂ : 主桁全長 (mm)

(4) 主桁に作用する最大曲げ応力度 σ

$$\sigma = (M \cdot 10^6) / Z$$

σ : 主桁に作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

$$\text{ここで, } M = 1/8 \cdot W s s' \cdot (L_2 \cdot 10^{-3})^2$$

M : 主桁に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

W s s' : 主桁に作用する単位長さ当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m)

L₂ : 主桁全長 (mm)

(5) 主桁に作用する組合せ応力度

主桁に作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，主桁の短期許容応力度以下であることを確認する。また，主桁に生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで, x : 組合せ応力度 (N/mm²)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

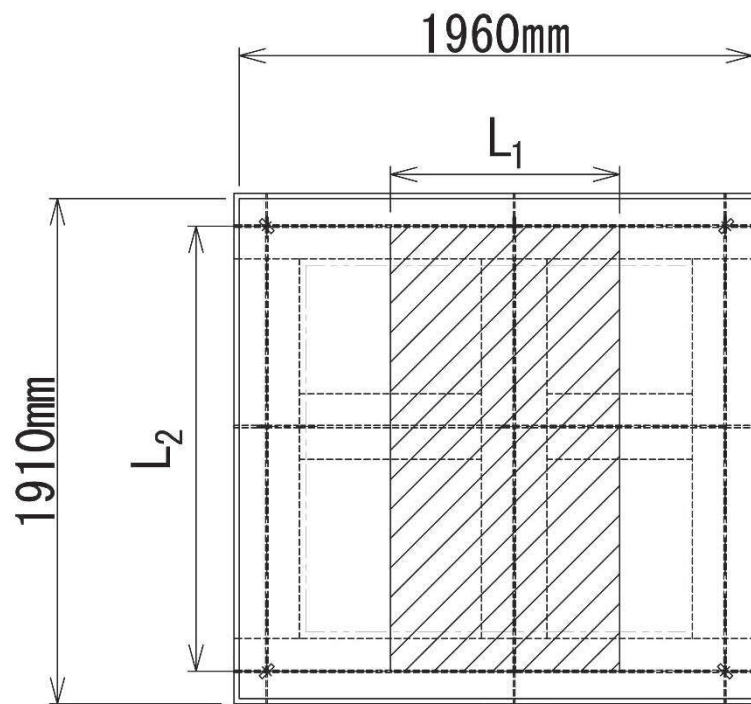


図 4-3 評価の対象とする主桁

4.4.2 スキンプレート

スキンプレートの支持条件は四辺固定とし、図 4-4 に示すとおり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。曲げ応力度及びせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」より以下の式にて算出する。

- (1) 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 S_d

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_v$$

ここで、 S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 (kN)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_h : 浸水津波荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 α_v : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ の鉛直方向の余震震度

- (2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の荷重 W_{ss}

$$W_{ss} = (G + P_h + S_d + P_s) / A$$

ここで、 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_h : 浸水津波荷重 (kN)
 S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

- (3) スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 σ

スキンプレートに作用する曲げ応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\sigma = \beta_2 \cdot W_{ss} \cdot L_4^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、 σ : スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)
 β_2 : スキンプレートの辺長比に応じた係数
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(4) スキンプレートに作用する最大せん断応力度 τ

スキンプレートに作用するせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\tau = W_{ss} \cdot L_3 \cdot L_4 \cdot 10^{-3} / (t \cdot (L_3 + L_4) \cdot 2)$$

ここで、 τ : スキンプレートに作用する最大せん断応力度 (N/mm²)
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 L_3 : スキンプレートの支持長辺長さ (mm)
 L_4 : スキンプレートの支持短辺長さ (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(5) スキンプレートに作用する組合せ応力度

スキンプレートに作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。また，スキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで、 x : 組合せ応力度 (N/mm²)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

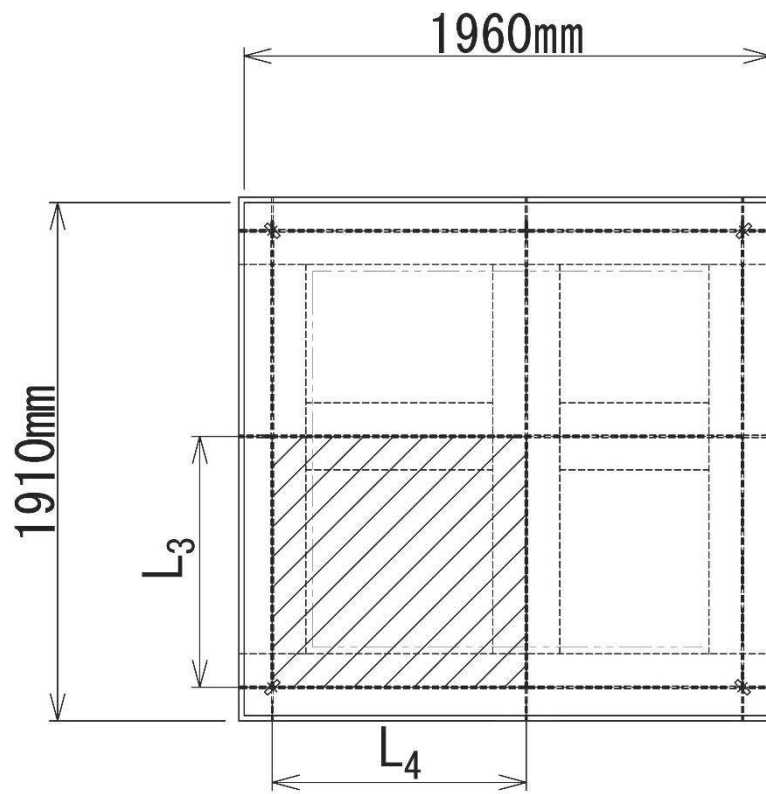


図 4-4 評価の対象とするスキンプレート

4.4.3 固定ボルト

- (1) 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平方向の余震荷重 S_d

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで, S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平方向の余震荷重 (kN)

G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

P_h : 浸水津波荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_H : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ の水平方向の余震震度

- (2) 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による鉛直方向の余震荷重 S_d

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで, S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による鉛直方向の余震荷重 (kN)

G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

P_h : 浸水津波荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_V : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ の鉛直方向の余震震度

- (3) 固定ボルトに作用する引張力 T_d

$$T_d = S_d / N$$

ここで, T_d : 固定ボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)

S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による鉛直方向の余震荷重 (kN)

N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

- (4) 固定ボルトに作用するせん断力 q

$$q = S_d / N$$

ここで, q : 固定ボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平方向の余震荷重 (kN)

N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

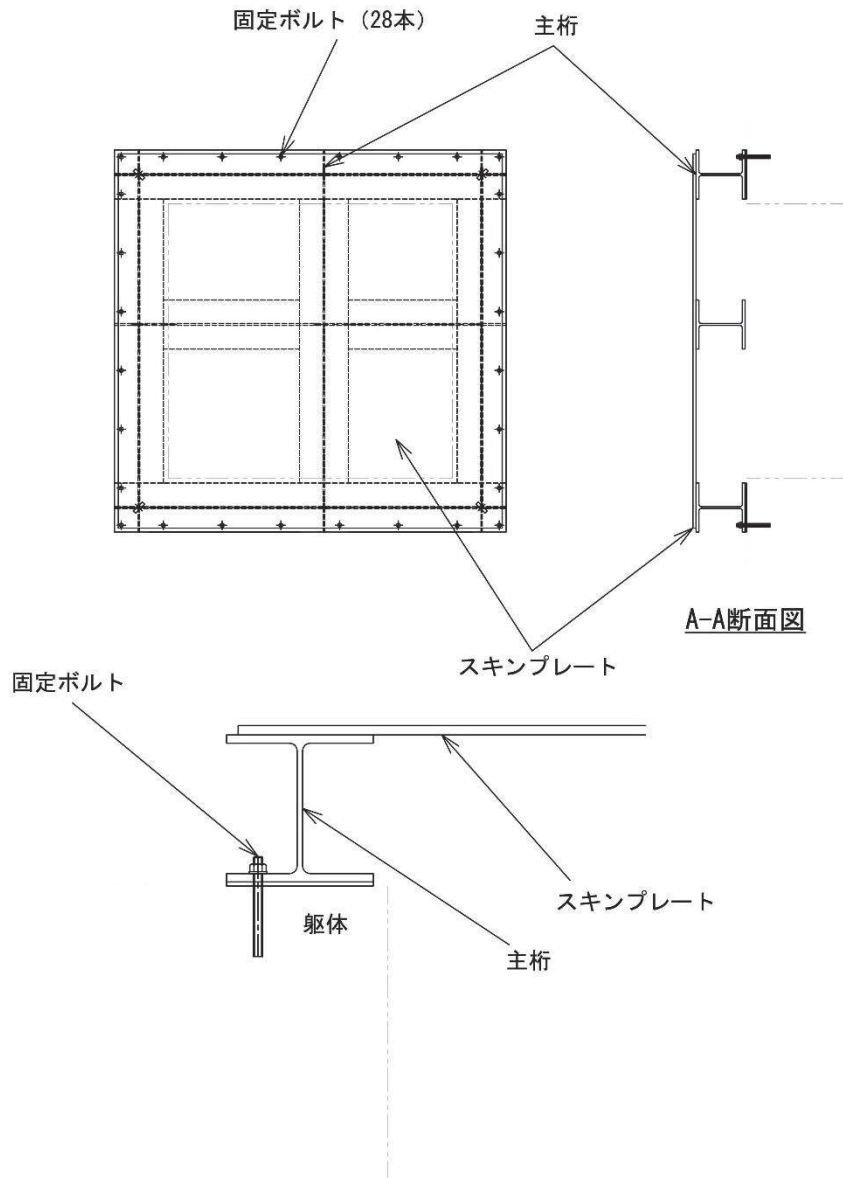


図 4-5 固定ボルトの納まり

4.5 評価条件

浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値を表 4-8 に示す。

表 4-8 浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
主桁	G	kN	主桁とスキンプレートの固定荷重	11.28
	P _h	kN	浸水津波荷重	173.78
	h ₁	O.P. m	設計津波水位	18.6
	h ₂	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P _s	kN	積雪荷重	1.13
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	3.74
	L ₁	mm	主桁の負担幅	875
	L ₂	mm	主桁全長	1700
	A _s	mm ²	主桁のせん断断面積	1998
	Z	mm ³	主桁の断面係数	8.46×10 ⁵
スキンプレート	G	kN	スキンプレートの固定荷重	4.61
	P _h	kN	浸水津波荷重	173.78
	h ₁	O.P. m	設計津波水位	18.6
	h ₂	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P _s	kN	積雪荷重	1.13
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	3.74
	L ₃	mm	スキンプレートの支持長辺長さ	945
	L ₄	mm	スキンプレートの支持短辺長さ	935
	β ₂	—	スキンプレートの辺長比に応じた係数	0.4
t	mm	スキンプレートの厚さ	16	
固定ボルト	G	kN	主桁とスキンプレートの固定荷重	11.28
	P _h	kN	浸水津波荷重	173.78
	h ₁	O.P. m	設計津波水位	18.6
	h ₂	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P _s	kN	積雪荷重	1.13
	N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数	28

5. 評価結果

浸水防止蓋の強度評価結果を表5-1に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 浸水防止蓋の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界 (応力度又は荷重)		検定値
主桁	曲げ	37	N/mm ²	325	N/mm ²	0.12 < 1.0
	せん断	37	N/mm ²	188	N/mm ²	0.20 < 1.0
	組合せ	74	N/mm ²	325	N/mm ²	0.23 < 1.0
スキンプレート	曲げ	130	N/mm ²	325	N/mm ²	0.40 < 1.0
	せん断	2	N/mm ²	188	N/mm ²	0.02 < 1.0
	組合せ	131	N/mm ²	325	N/mm ²	0.41 < 1.0
固定ボルト	引張	6.5	kN	37.7	kN	0.18 < 1.0
	せん断	15.4	kN	32.9	kN	0.47 < 1.0
	組合せ	—		—		0.25 < 1.0

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
 - 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
 - 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
 - 6.5.3.9 浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	8
4. 固有値解析	9
4.1 固有振動数の計算方法	9
4.2 固有振動数の計算条件	10
4.3 固有振動数の計算結果	10
5. 構造強度評価	11
5.1 構造強度評価方法	11
5.2 荷重及び荷重の組合せ	11
5.3 許容限界	12
5.4 設計用地震力	13
5.5 評価方法	14
5.6 評価条件	18
6. 評価結果	19
7. 揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の耐震評価	20
7.1 概要	20
7.2 評価方針	21
7.3 適用基準	23
8. 地震応答解析	24
8.1 位置	24
8.2 構造概要	25
8.3 評価方針	28
8.4 地盤の応答解析モデル	29
8.5 地盤応答	48

9	耐震評価	49
9.1	評価方針	49
9.2	荷重及び荷重の組合せ	49
9.3	地下水位	51
9.4	許容限界	51
9.5	評価方法	52
9.6	評価結果	56

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））（以下「浸水防止蓋」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。その耐震評価は浸水防止蓋の固有値解析及び応力評価により行う。

浸水防止蓋は、浸水防止設備としてSクラスの施設に分類される。以下、浸水防止設備としての構造強度評価を示す。

あわせて、浸水防止蓋の間接支持構造物である揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を示す。

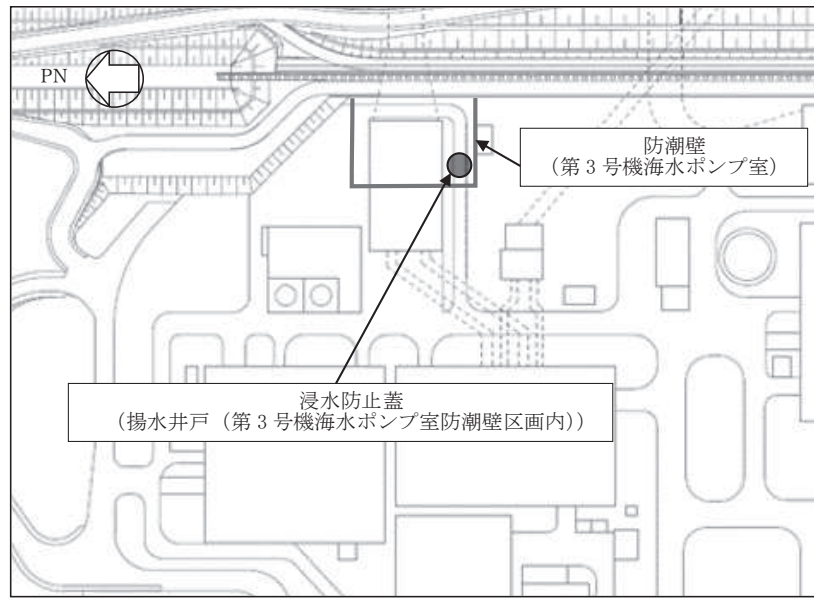
なお、浸水防止蓋及び揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の耐震評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

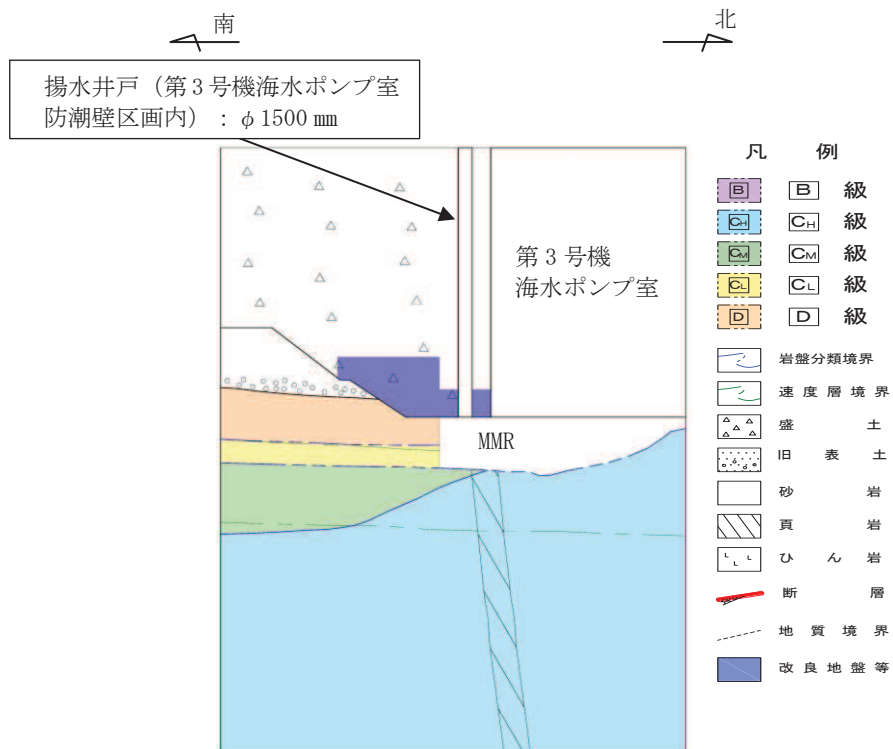
2.1 配置概要

浸水防止蓋は、揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部から浸水を防止するために設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図2-1、浸水対策図を図2-2に示す。



(平面図)



(断面図 (揚水井戸 (第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内) , 南北方向))

図2-1 浸水防止蓋の設置位置図

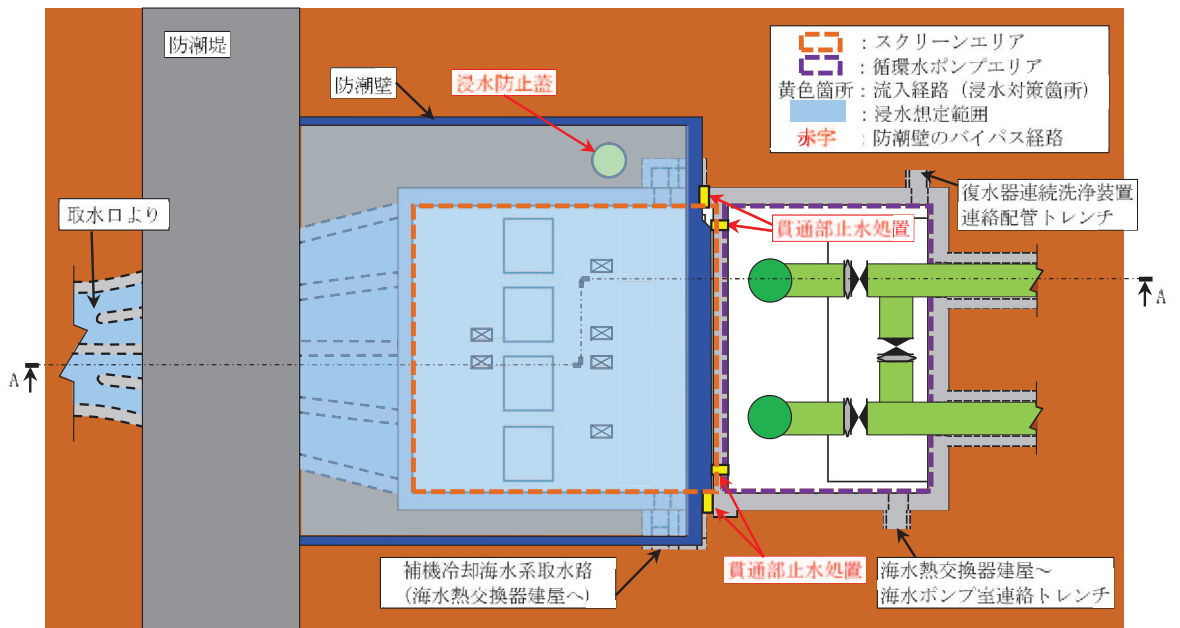


図 2-2 (1) 第 3 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (平面図)

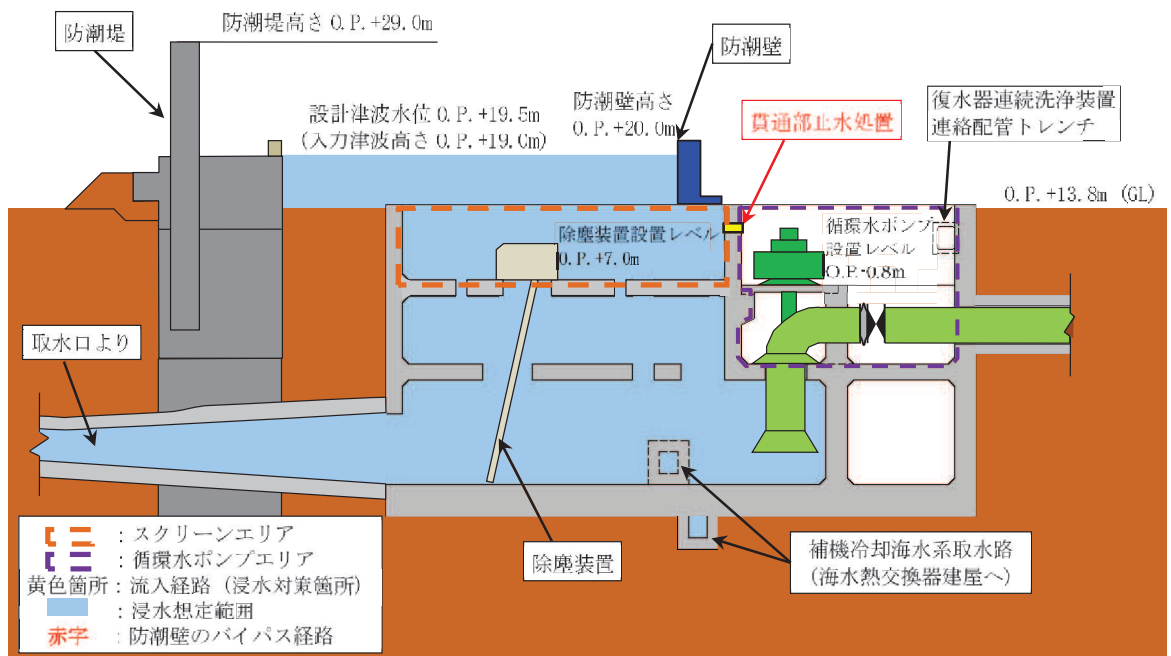


図 2-2 (2) 第 3 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (A-A 断面図)

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、円形のスキンプレートによる構造とする。

浸水防止蓋は、揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	<p>The diagram illustrates the construction of the water immersion prevention cover. It consists of a circular skin plate (浸水防止蓋) which is secured to the structure above the wellhead by fixed bolts (固定ボルト). A cross-section A-A shows the cover's profile and its attachment points.</p>

2.3 評価方針

浸水防止蓋の耐震評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4. 固有値解析」で算出した固有振動数及び「8. 地震応答解析」から得られる加速度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」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

耐震評価フローを図 2-3 に示す。

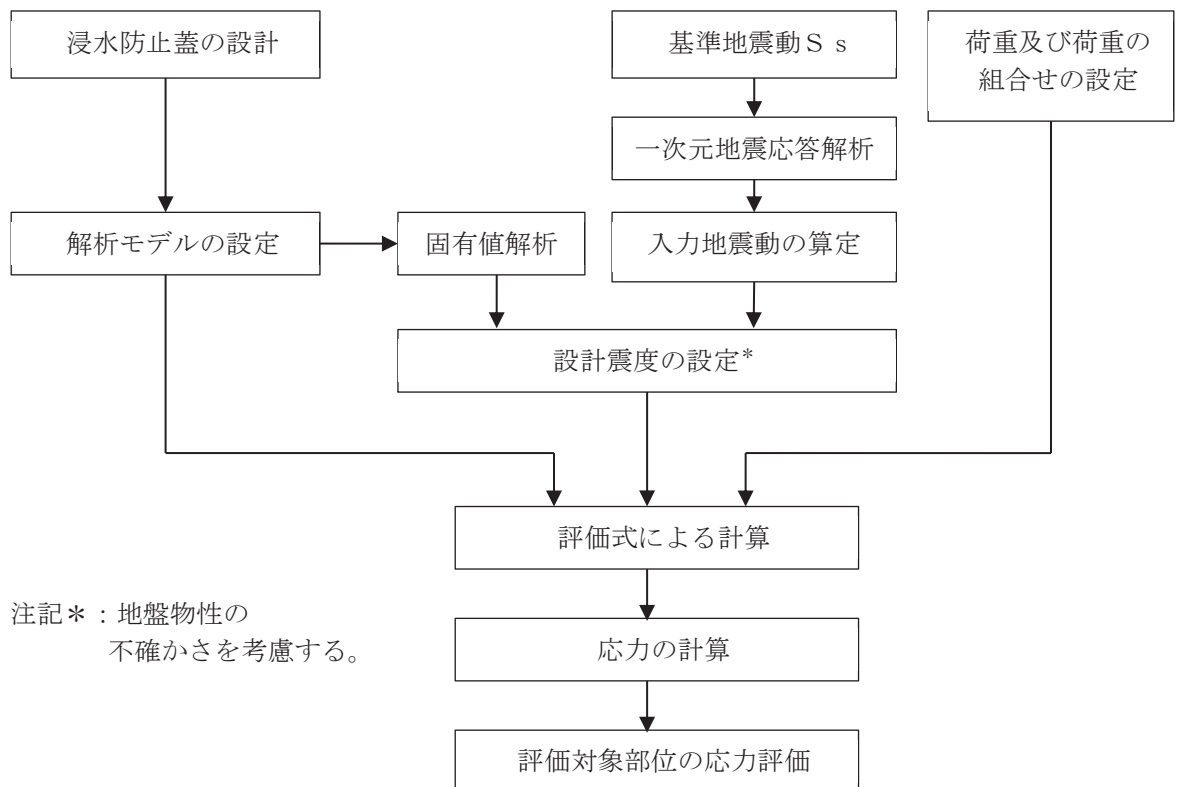


図 2-3 耐震評価フロー

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) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号

記号	単位	定義
S_s	kN	基準地震動 S_s による地震荷重
k_H	—	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度
k_V	—	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度
G	kN	固定荷重
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m^2	1 cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
A	m^2	浸水防止蓋の面積
$W_{s s}$	kN/m^2	単位面積当りの等分布荷重
τ	N/mm^2	最大せん断応力度
σ	N/mm^2	最大曲げ応力度
x	N/mm^2	組合せ応力度
a	mm	スキンプレーットの半径
t	mm	スキンプレーットの厚さ
N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
A'	mm^2	固定ボルトの有効断面積
σ_t	N/mm^2	固定ボルト 1 本当りに作用する引張応力度
τ_s	N/mm^2	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断応力度

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、地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。

浸水防止蓋は、地震に伴う慣性力が浸水防止蓋のスキンプレートに伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルトを介して躯体に伝達されることから、スキンプレート及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。評価対象部位を図3-1に示す。

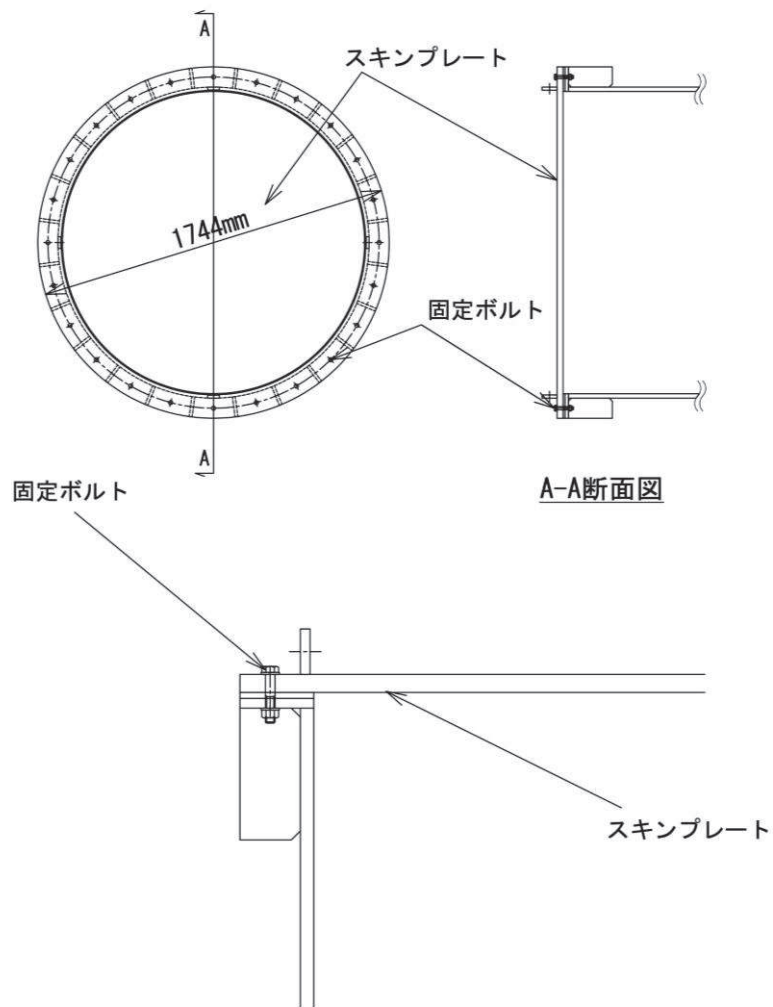


図3-1 評価対象部位

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

浸水防止蓋の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

4.1.1 解析モデルの設定

浸水防止蓋は、剛な断面を有しているとともに、固定ボルトを介し、浸水防止蓋と躯体を固定する構造であることから、浸水防止蓋を両端ピン支持に単純化したモデルとし、モデル化に用いるはり長さは、スキンプレーットの直径とする。図 4-1 に解析モデル図を示す。

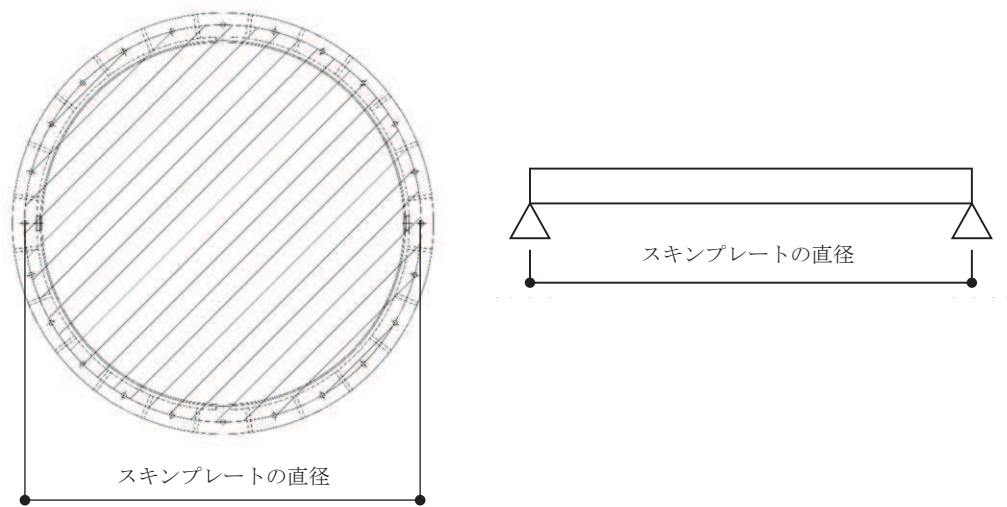


図 4-1 浸水防止蓋の固有値解析モデル

4.1.2 記号の説明

浸水防止蓋の固有振動数算出に用いる記号を表 4-1 に示す。

表 4-1 浸水防止蓋の固有振動数の計算に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	一次固有振動数
L	mm	はりの長さ (スキンプレーットの直径)
E	N/mm ²	ヤング率
I	mm ⁴	スキンプレーットの断面二次モーメント
m	kg/mm	質量分布

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f を「土木学会構造力学公式集」を参考に以下の式より算出する。

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

4.2 固有振動数の計算条件

固有振動数の計算条件を表 4-2 に示す。

表 4-2 固有振動数の計算条件

はり長さ L (mm)	ヤング率 E (N/mm ²)	断面二次 モーメント I (mm ⁴)	質量分布 m (kg/mm)
1644	2.05 × 10 ⁵	3.70 × 10 ⁶	3.87 × 10 ⁻¹

4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表 4-3 に示す。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

固有振動数 (Hz)	25.73
---------------	-------

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の耐震評価は、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 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + S_s + P_s$$

ここで、
G : 固定荷重 (kN)
S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
P_s : 積雪荷重 (kN)

5.2.2 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は、以下のとおりとする。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下の式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、
P_s : 積雪荷重 (kN)
W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)
d_s : 積雪高さ 43 (cm)
A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s に伴う慣性力を考慮する。地震荷重は浸水防止蓋の固定荷重及び積雪荷重に設計震度を乗じた次式により算出する。

$$S_s = (G + P_s) \cdot k$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : 固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k : 基準地震動 S_s の設計震度

5.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

5.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、固定ボルトの使用材料を表 5-1 に示す。

表 5-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SM490Y	$t = 30$ (mm)
固定ボルト	SM490Y	M16

5.3.2 許容限界 (スキンプレート、固定ボルト)

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (日本建築学会, 2005 改定)」を踏まえて表 5-2 の値とする。

表 5-2 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SM490Y	325	188

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり，浸水防止蓋の固有振動数が20Hz以上であることを確認したため，浸水防止蓋の耐震評価に用いる設計震度は「8. 地震応答解析」に示す地震応答解析結果を用いる。

耐震評価で用いる揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の最大加速度を表5-3に，設計震度を表5-4に示す。

表5-3 (1) 地盤の地表面最大加速度（水平方向）

地震動	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
S s - N 1	ケース③	-505.5

表5-3 (2) 地盤の地表面最大加速度（鉛直方向）

地震動	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
S s - D 2	ケース①	1308.9

表5-4 設計震度

設置場所	床面高さ (m)	基準地震動 S s の設計震度	
		水平方向 k _H	鉛直方向 k _v
揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）	O.P. 14.0	0.52	1.34

5.5 評価方法

浸水防止蓋を構成するスキンプレート及び固定ボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。スキンプレートについては、評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。図 5-1 に評価の対象とするスキンプレートを示す。また、図 5-2 に固定ボルトの納まりを示す。

5.5.1 スキンプレート

スキンプレートの支持条件は周辺支持の円板とし、図 5-1 に示すとおり、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。曲げ応力度及びせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」より以下の式にて算出する。

- (1) 基準地震動 S_s による地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_v$$

ここで、
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

- (2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の荷重 W_{ss}

$$W_{ss} = (G + S_s + P_s) / A$$

ここで、
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

- (3) スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 σ

スキンプレートに作用する曲げ応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\sigma = 1.24 \cdot W_{ss} \cdot a^2 \cdot 10^{-3} / t^2$$

ここで、
 σ : スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 a : スキンプレートの半径 (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

- (4) スキンプレートに作用する最大せん断応力度 τ
 スキンプレートに作用するせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\tau = W_{ss} \cdot A \cdot 10^{-3} / (2 \cdot \pi \cdot a \cdot t)$$

ここで、 τ : スキンプレートに作用する最大せん断応力度 (N/mm²)
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 a : スキンプレートの半径 (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

- (5) スキンプレートに作用する組合せ応力度
 スキンプレートに作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。また，スキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

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

ここで、 x : 組合せ応力度 (N/mm²)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

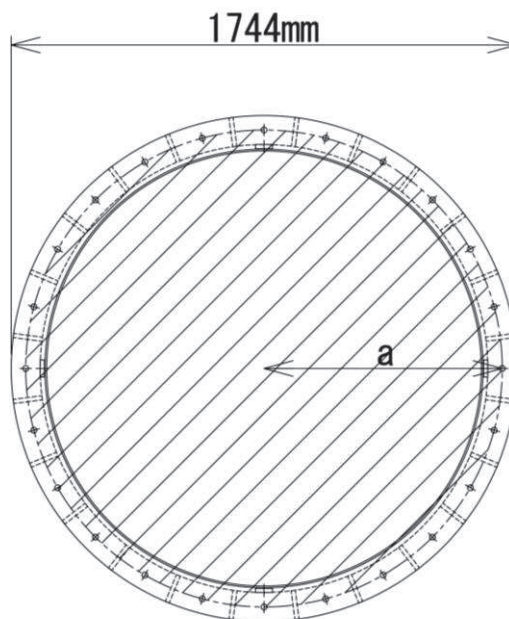


図 5-1 評価の対象とするスキンプレート

5.5.2 固定ボルト

(1) 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_H$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

(2) 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 S_s

$$S_s = (G + P_s) \cdot k_V$$

ここで、 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 k_V : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

(3) 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力度 σ_t

$$\sigma_t = T_s \cdot 10^3 / A'$$

$$\text{ここで、} \quad T_s = S_s / N$$

σ_t : 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力度 (N/mm)
 T_s : 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力度 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
 A' : 固定ボルトの有効断面積 (mm²)

(4) 固定ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力度 τ_s

$$\tau_s = q_s \cdot 10^3 / A'$$

$$\text{ここで、} \quad q_s = S_s / N$$

τ_s : 固定ボルト 1 本あたりに作用するせん断応力度 (N/mm²)
 q : 固定ボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (kN)
 S_s : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (kN)
 N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
 A' : 固定ボルトの有効断面積 (mm²)

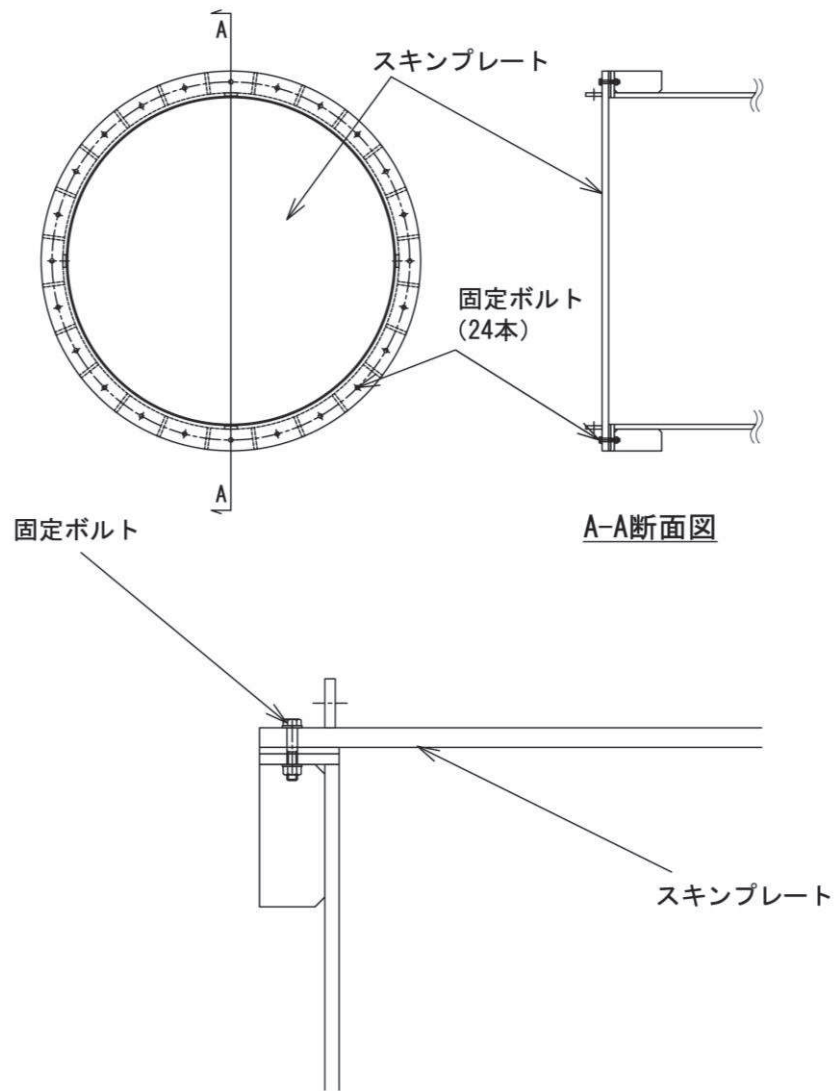


図 5-2 固定ボルトの納まり

5.6 評価条件

浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値を表 5-5 に示す。

表 5-5 浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
スキンプレート	G	kN	スキンプレートの固定荷重	5.59
	P s	kN	積雪荷重	0.72
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	2.39
	a	mm	スキンプレートの半径	822
	t	mm	スキンプレートの厚さ	30
固定ボルト	G	kN	スキンプレートの固定荷重	5.59
	P s	kN	積雪荷重	0.72
	N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数	24
	A'	mm ²	固定ボルトの有効断面積	157

6. 評価結果

浸水防止蓋の耐震評価結果を表 6-1 に示す。各部材の断面検定を行った結果、すべての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 浸水防止蓋の耐震評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界		検定値
スキンプレート	曲げ	6	N/mm ²	325	N/mm ²	0.02 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	188	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	7	N/mm ²	325	N/mm ²	0.03 < 1.0
固定ボルト	引張	3	N/mm ²	325	N/mm ²	0.01 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	188	N/mm ²	0.01 < 1.0

7. 揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の耐震評価

7.1 概要

揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）（以下、「揚水井戸」という。）は、鋼製シャフトからなる構造物であり、マンメイドロック（以下「MMR」という。）を介しC_M級岩盤に設置する。揚水井戸の頂部開口部に浸水防止蓋を設置する。

揚水井戸に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価により行う。

7.2 評価方針

揚水井戸の耐震評価は地震応答解析に基づき実施し、表 7-1 に示すとおり、構造部材の健全性及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認する。

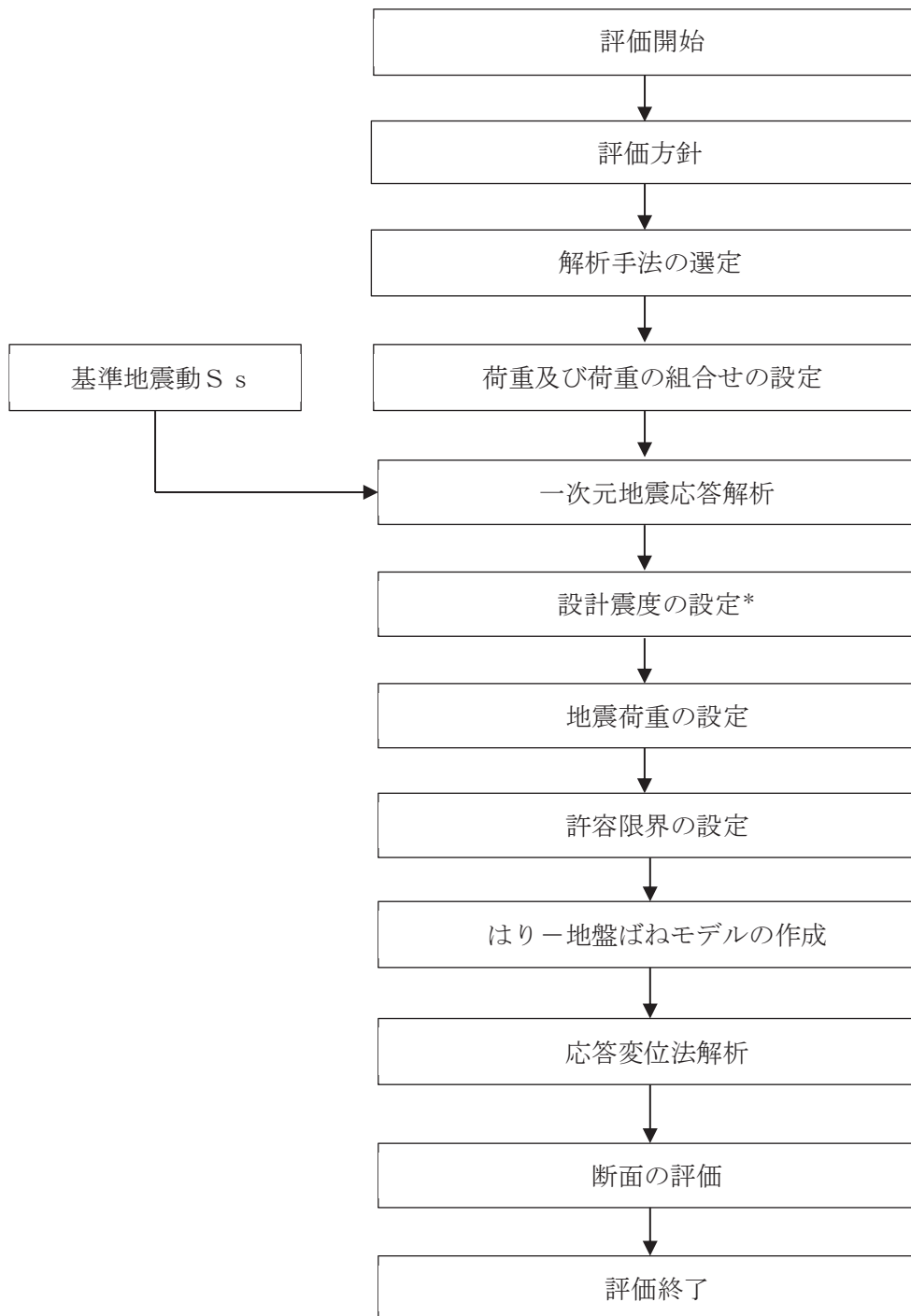
構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。

揚水井戸の耐震評価フローを図 7-1 に示す。

表 7-1 揚水井戸の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鋼製シャフト	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。



注記*：一次元地震応答解析にて算出された最大加速度による設計震度を設定する。

図 7-1 揚水井戸の耐震評価フロー

7.3 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。また，各項目で適用する規格・基準類を表 7-2 に示す。

- (1) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会 平成 14 年 3 月）
- (2) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会 平成 14 年 3 月）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会 電気技術基準調査委員会）

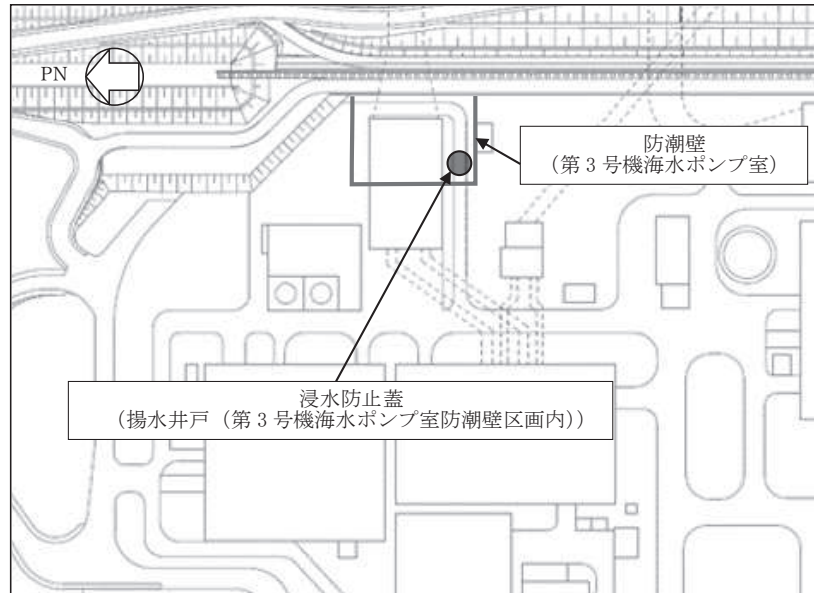
表 7-2 各項目で適用する規格・基準類

項目	適用する規格，基準類	備考（参照先）
使用材料及び材料定数	・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会 平成 14 年 3 月）	—
一次元地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会 電気技術基準調査委員会）	・地盤モデルの節点間隔の設定
許容限界	・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会 平成 14 年 3 月）	—
応答変位法解析	・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会 平成 14 年 3 月）	・応答変位法解析に用いる地盤ばねの設定

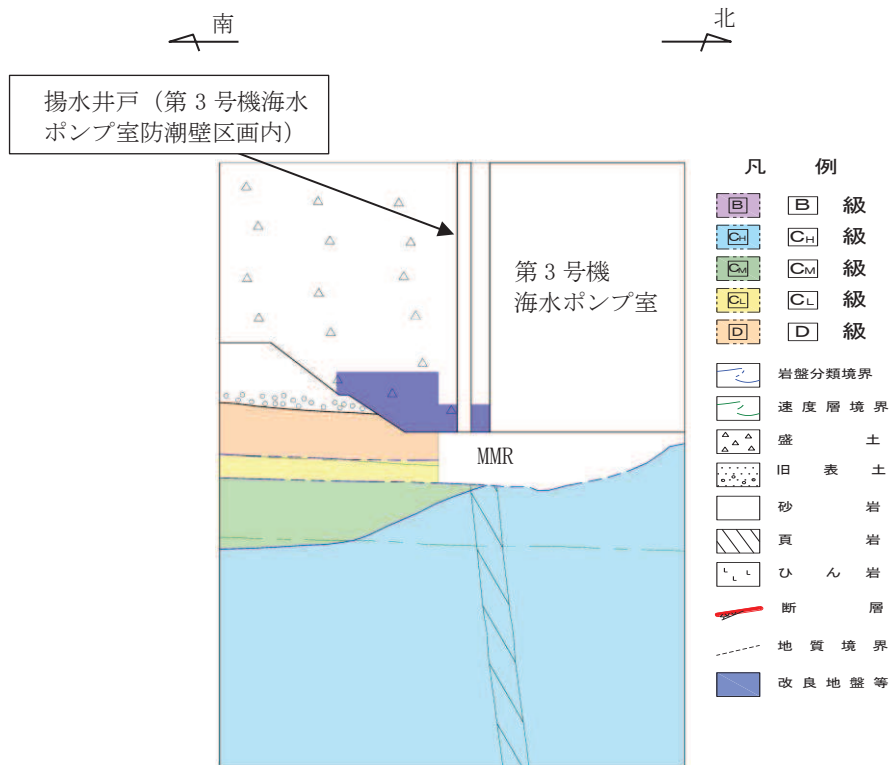
8 地震応答解析

8.1 位置

揚水井戸の設置位置を図 8-1 に示す。



(平面図)



(断面図 (南北方向))

図 8-1 揚水井戸の設置位置

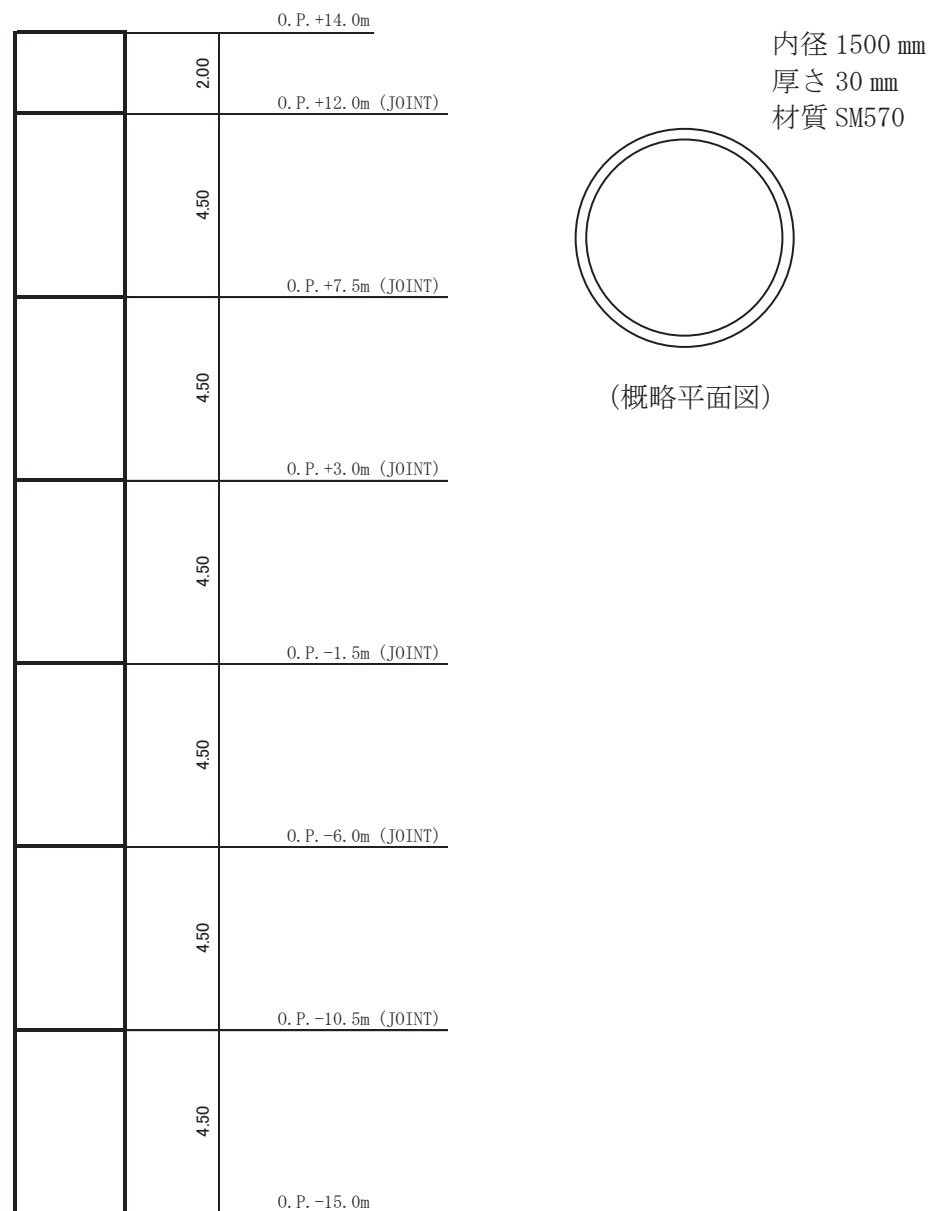
8.2 構造概要

揚水井戸は、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）内に設置し、浸水防止蓋の間接支持構造物となる。

揚水井戸は、全長 30.0m、内径 1500 mm、厚さ 30 mm、材質 SM570 の鋼製構造とし、4.5m 単位のシャフトを繋ぎ合わせて（ジョイント部*）設置する。

構造概要を図 8-2 に、揚水井戸設置位置の地質断面図及び地質状況を図 8-3、図 8-4 に示す。

注* 施工上の継ぎ目



(概略断面図) (単位：m)

図 8-2 揚水井戸 構造概要図

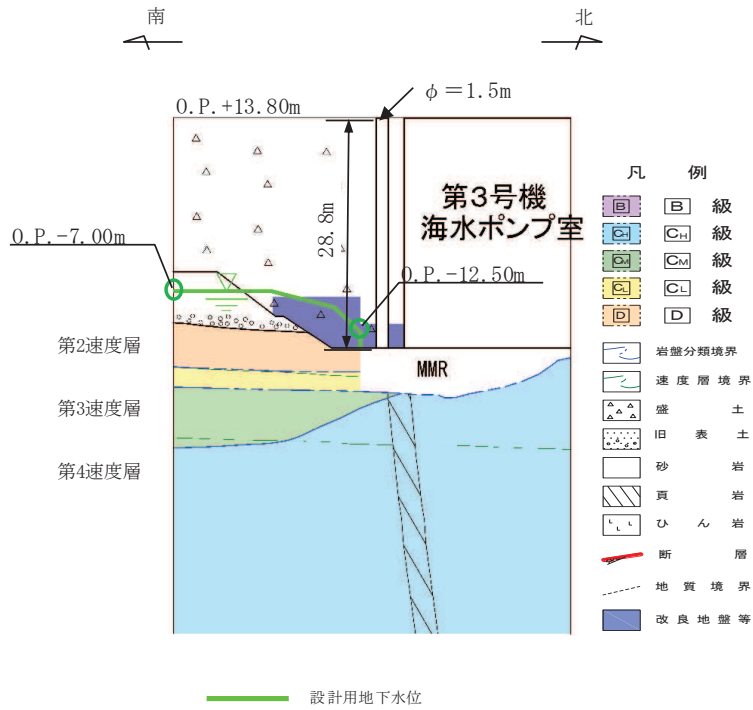


図 8-3(1) 揚水井戸周辺の地質断面図 (南北)

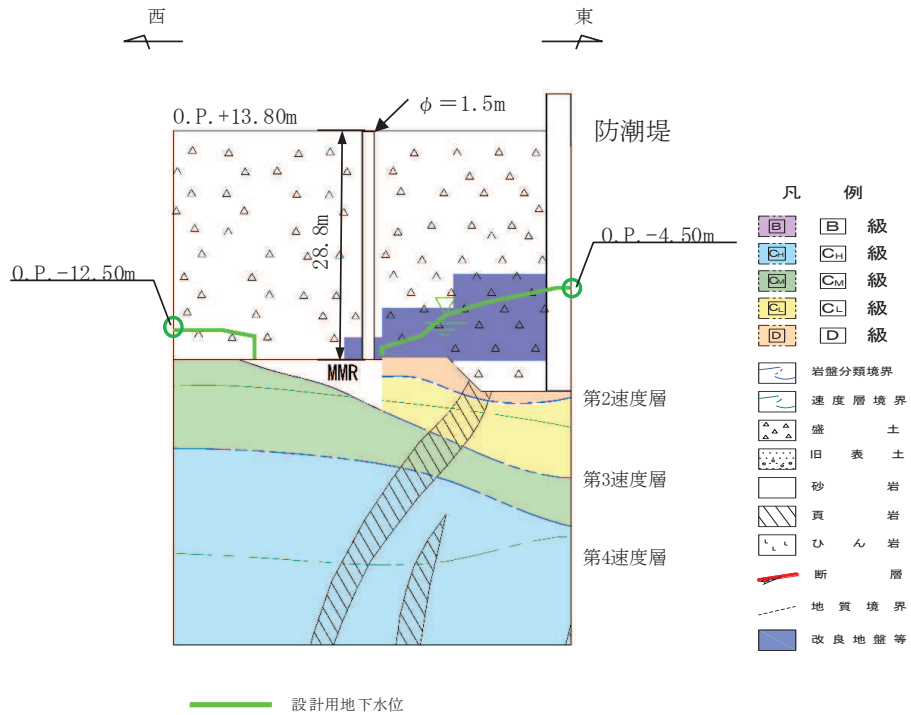


図 8-3(2) 揚水井戸周辺の地質断面図 (東西)

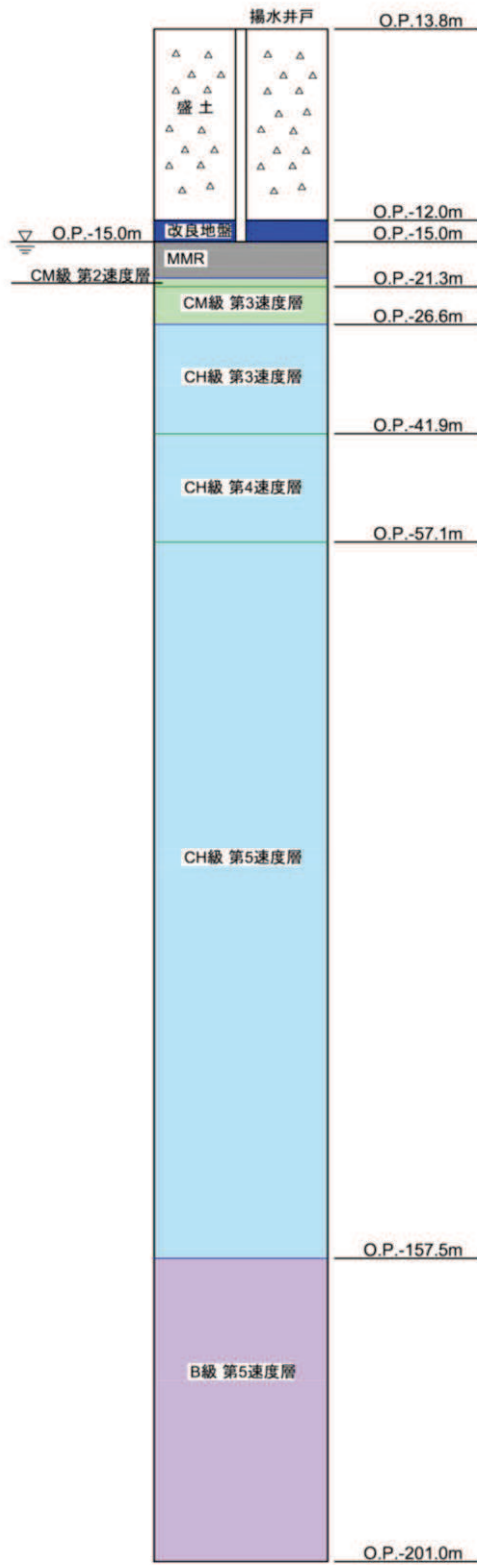


図 8-4 揚水井戸設置位置の地質状況

8.3 評価方針

揚水井戸設置位置の地盤の応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ に対して実施する。

地盤の応答解析は、「8.3 地盤の応答解析モデル」において設定した地盤モデルに基づき「8.4 地盤応答」を評価する。

地盤モデルには、地盤物性の不確かさを考慮し、地盤応答として地盤の地表面最大応答加速度を算出する。

8.4 地盤の応答解析モデル

地盤の応答解析は、基準地震動 S_s を用いて添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を踏まえて算定する。設計用震度は、入力地震動を地震応答解析モデルに入力して評価用地震動から算定する。

地震応答解析の概念を図 8-5 に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 8-6 に示す。揚水井戸は液状化の影響が及ばないように周囲を地盤改良するため、解析手法は図 8-7 に示す解析手法の選定フローに基づき全応力解析とする。また、地盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにモデル化し、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

地盤の応答解析では地盤物性のばらつきを考慮する。地盤物性のばらつき考慮ケースを表 8-1 に解析ケースを表 8-2 に示す。

解析コードには、引戻し解析に「SHAKE Ver1.6」を使用し、地盤の応答解析による設計震度及び地盤変位の算定には「TDAPⅢ Ver3.11」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

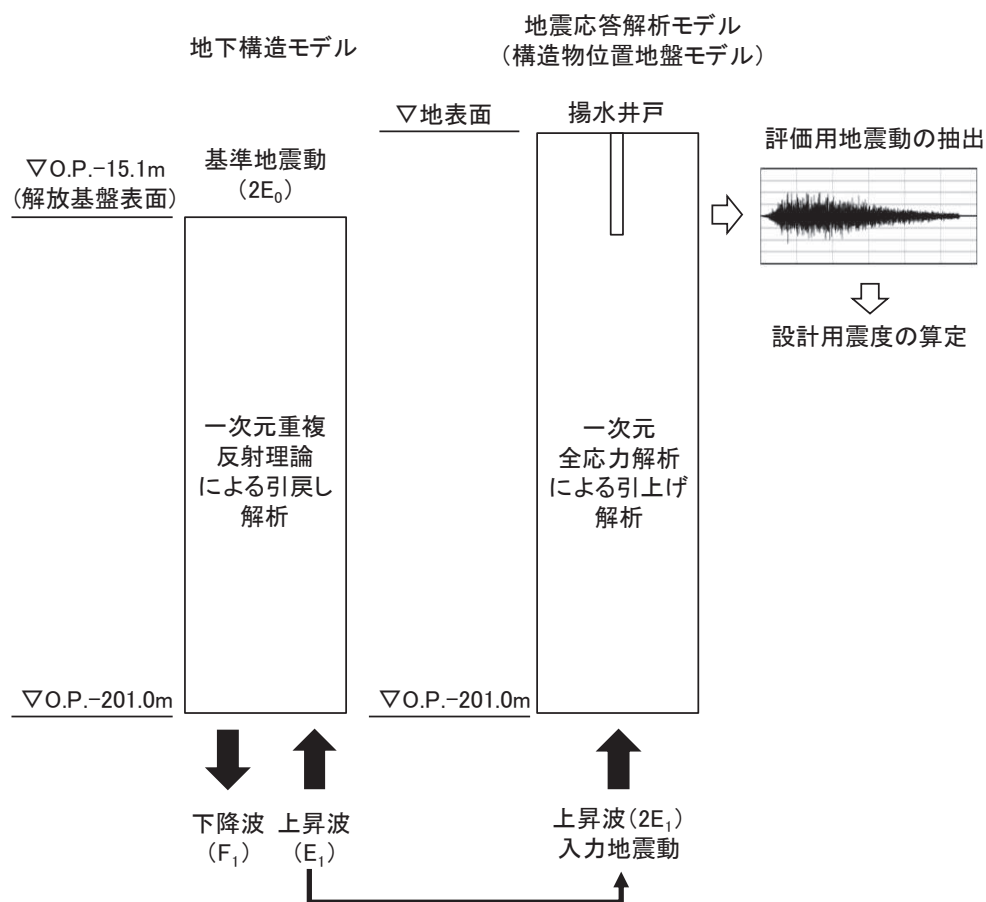


図 8-5 地震応答解析の概念

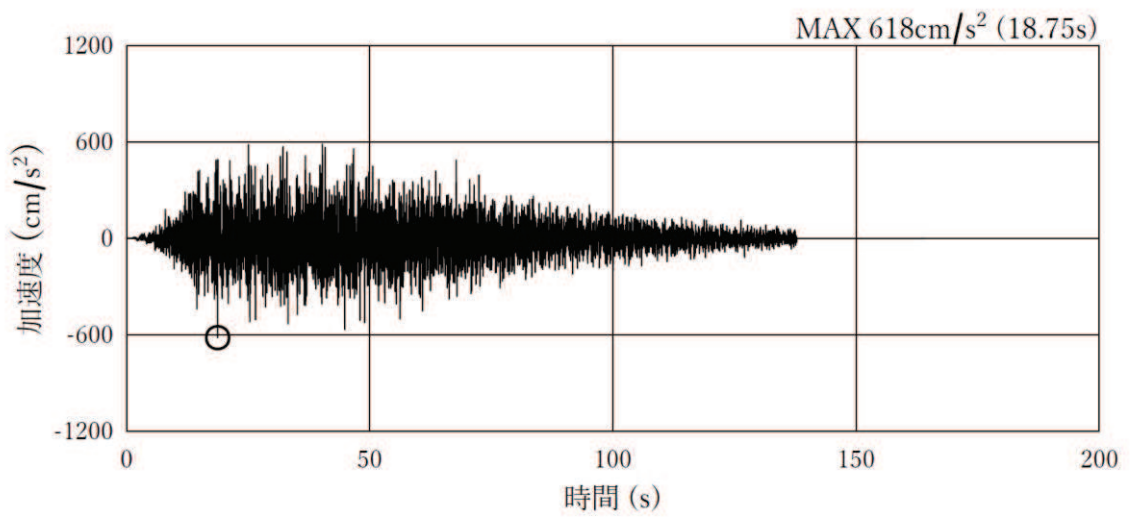
防潮壁と同様の考え方で液状化による変形抑制のための地盤改良を実施することにより、液状化影響が及ばないことから全応力解析により実施する。解析手法の妥当性については、防潮壁の計算書とあわせて説明する。

表 8-1 解析ケース (揚水井戸)

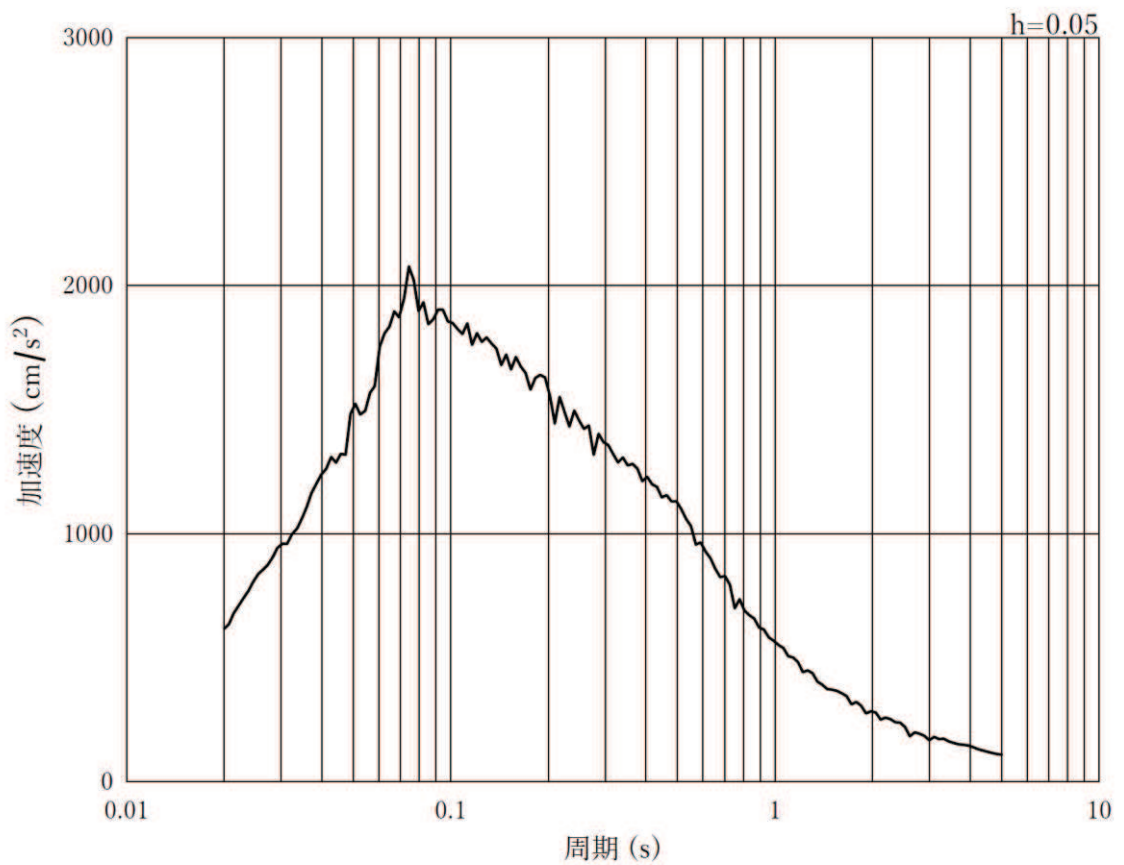
解析ケース	地盤物性
	盛土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値
ケース②	平均値 + 1σ
ケース③	平均値 - 1σ

表 8-2 設計震度算定における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+ 1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (- 1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動	S s - D 1	○	○	○
	S s - D 2	○	○	○
	S s - D 3	○	○	○
	S s - F 1	○	○	○
	S s - F 2	○	○	○
	S s - F 3	○	○	○
	S s - N 1	○	○	○
	S d - D 2	○	○	○

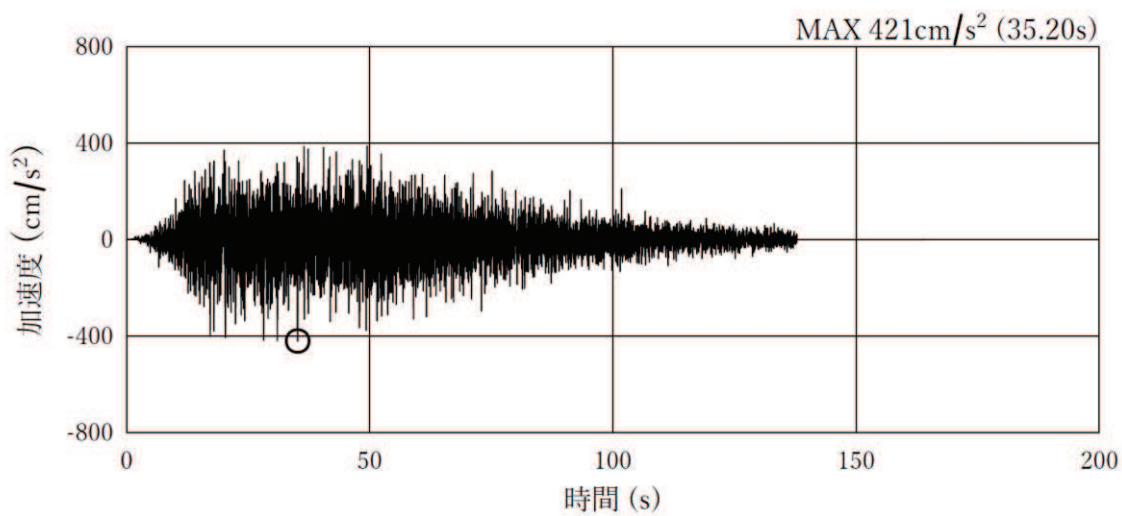


(a) 加速度時刻歴波形

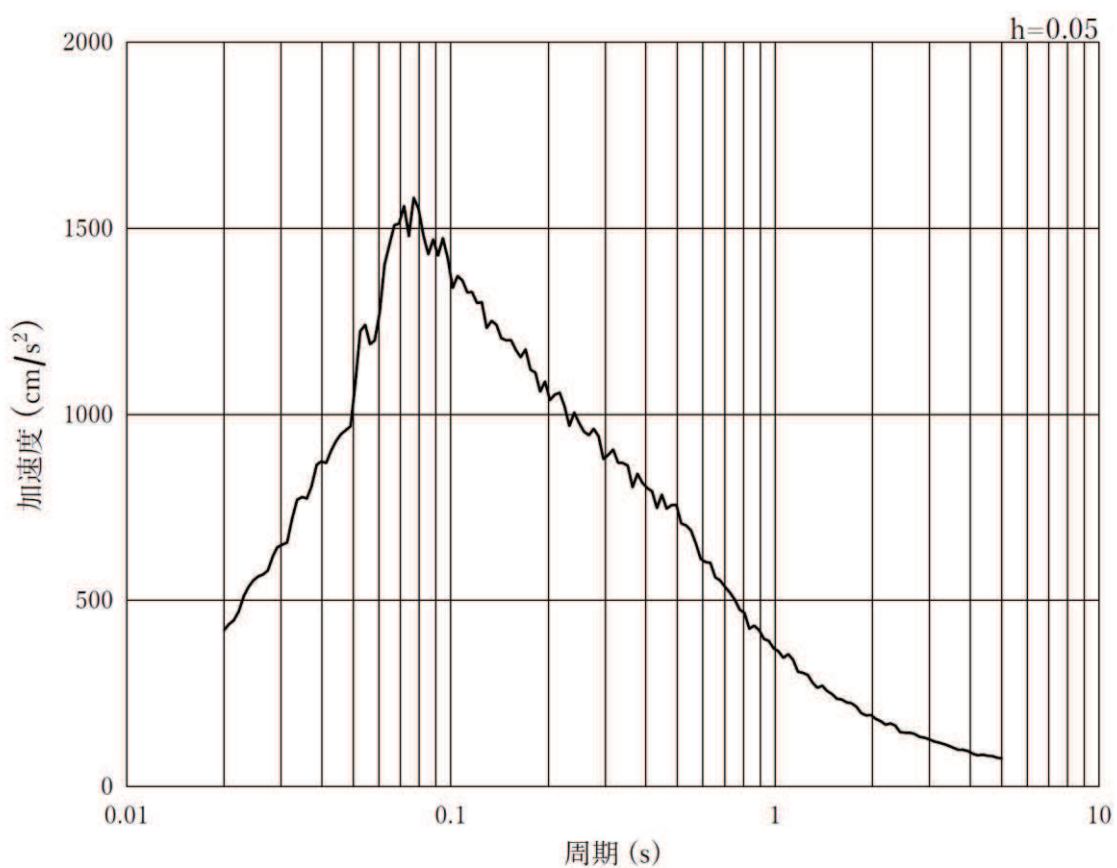


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 1)

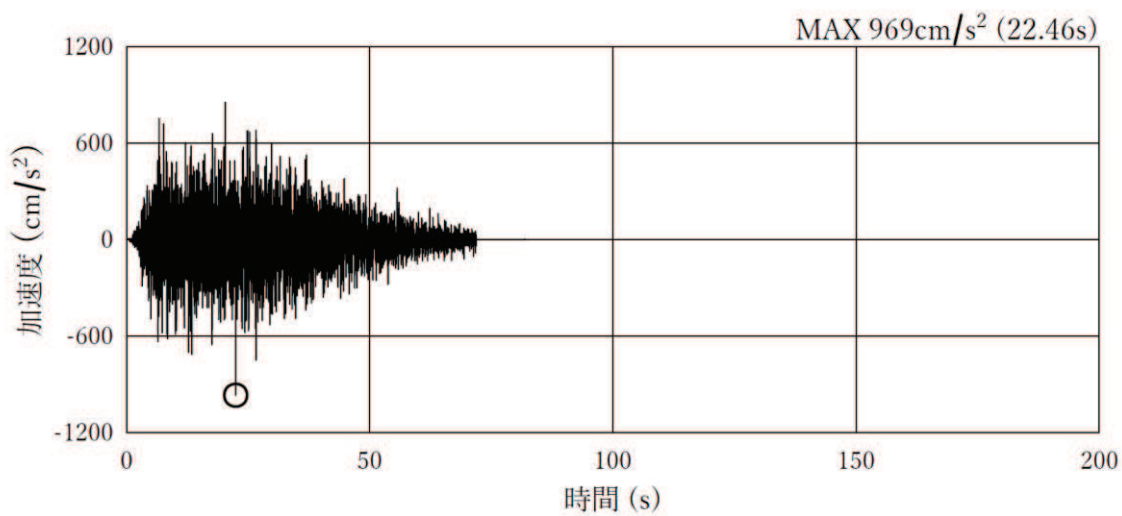


(a) 加速度時刻歴波形

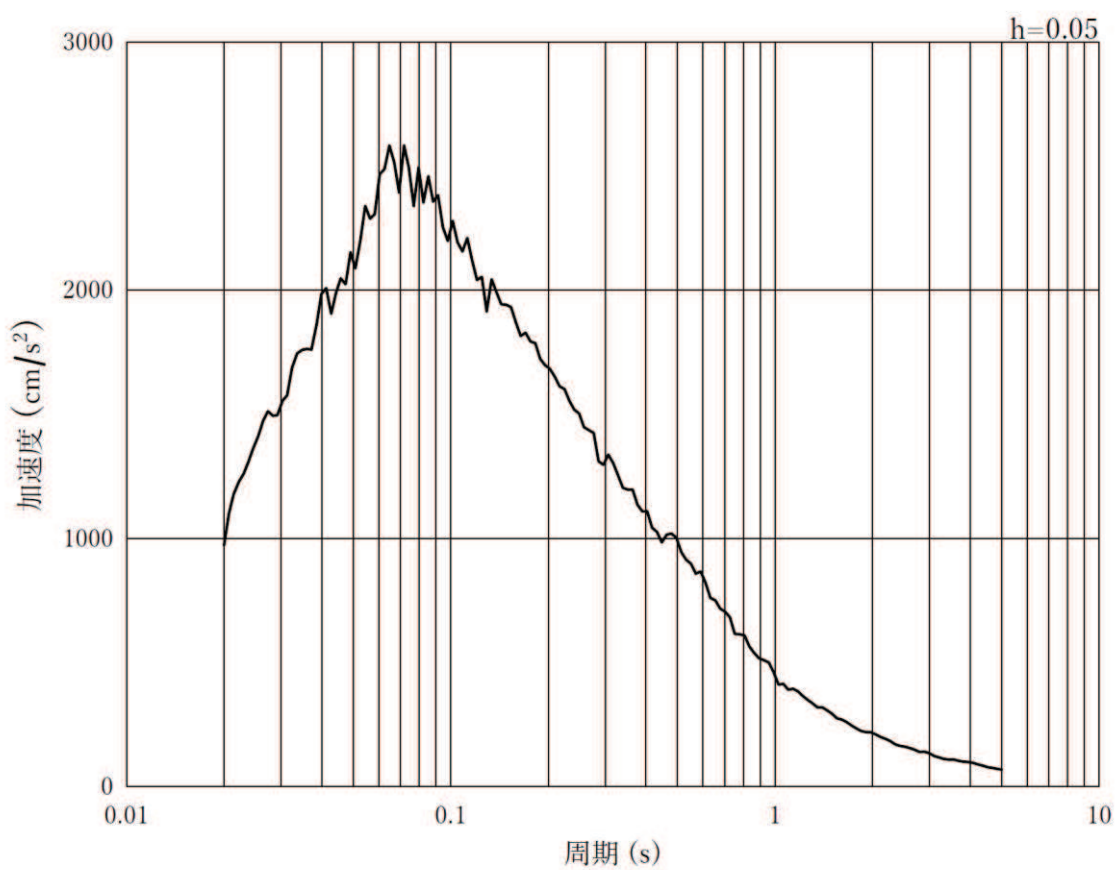


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 1)

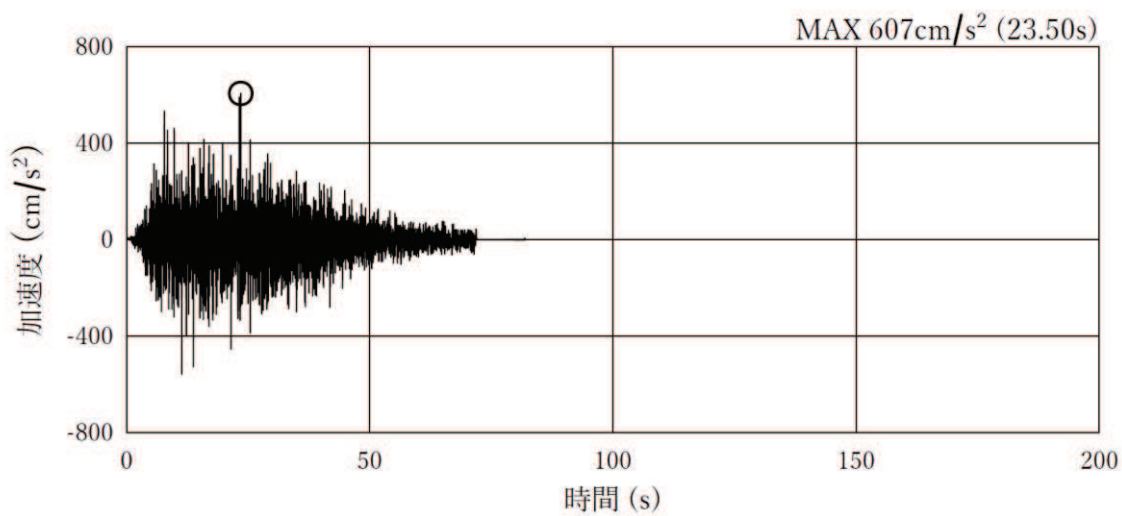


(a) 加速度時刻歴波形

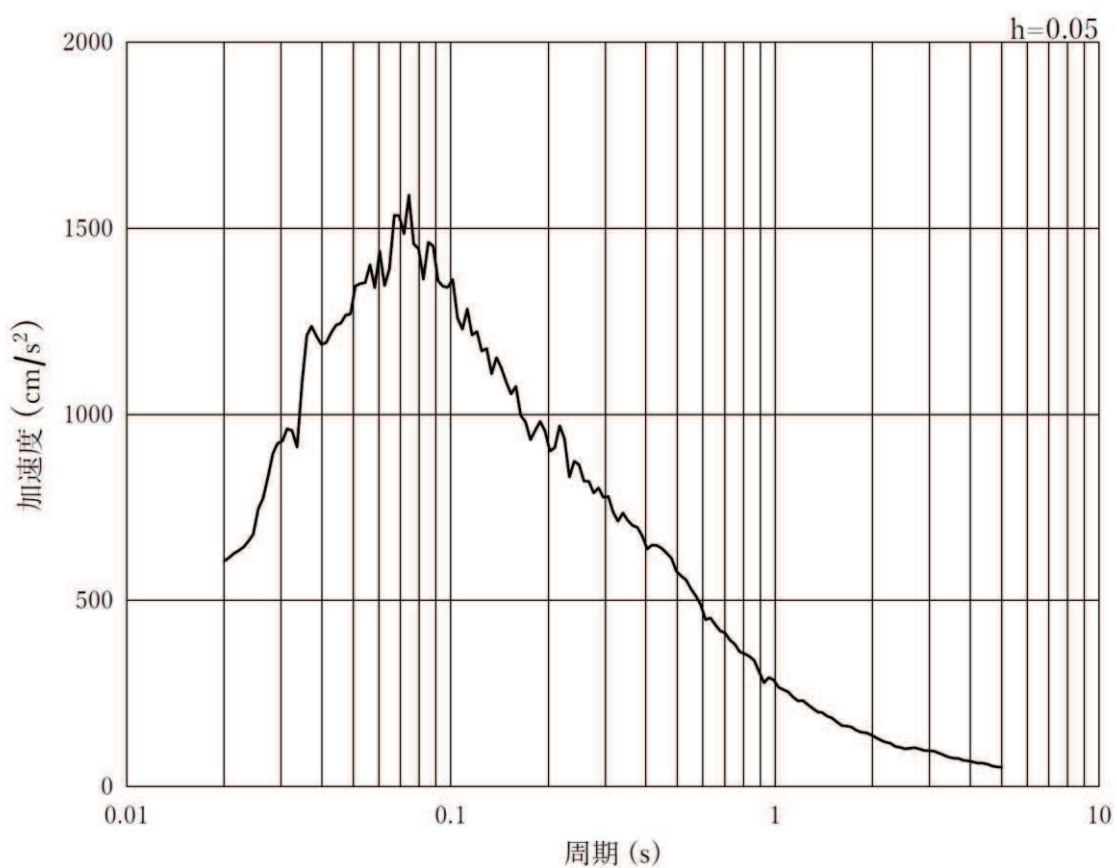


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 2)

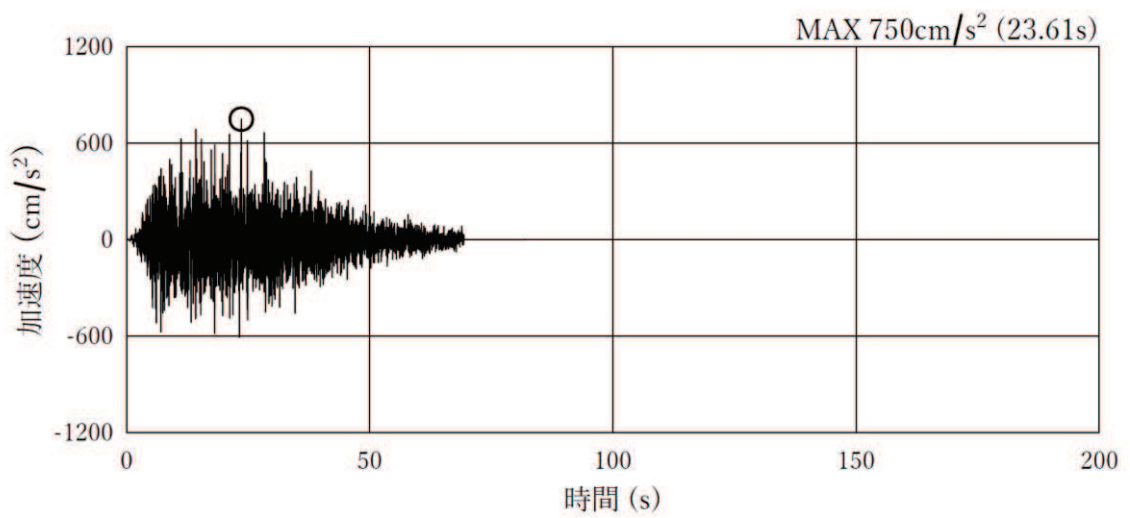


(a) 加速度時刻歴波形

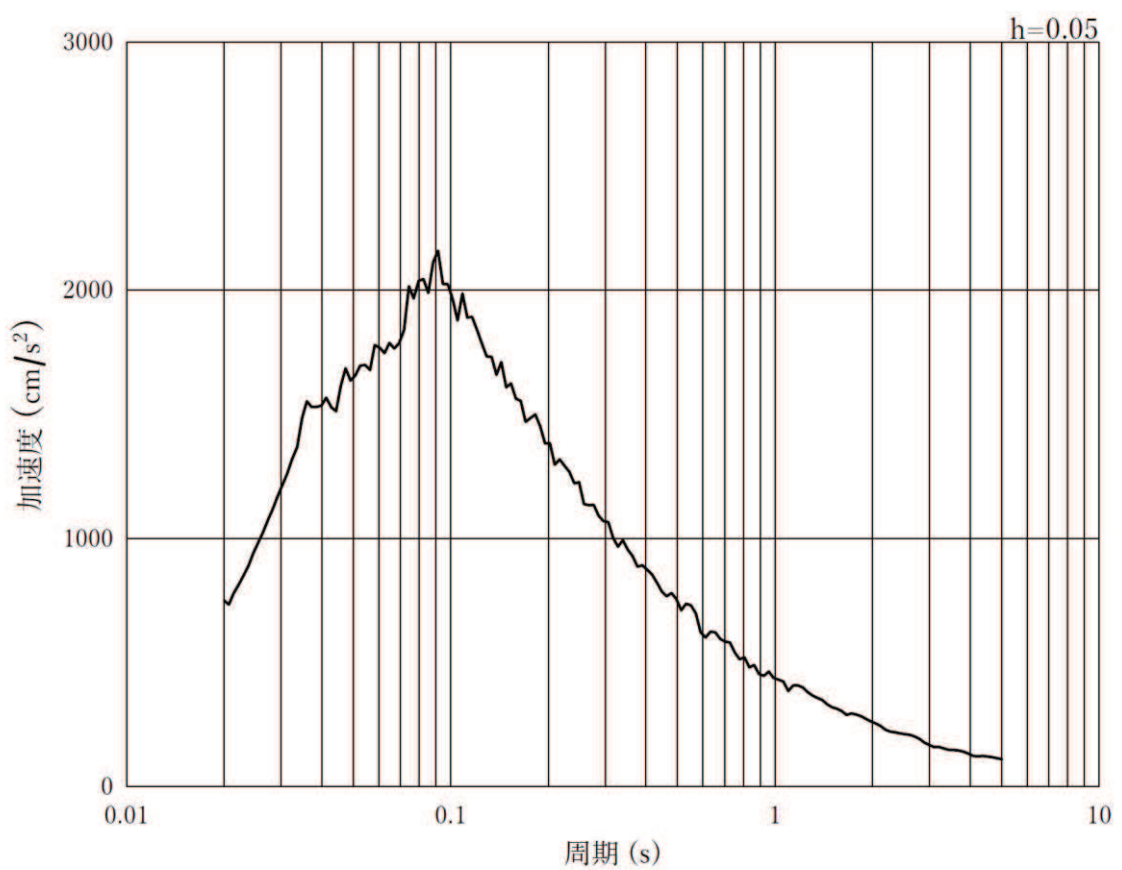


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 2)

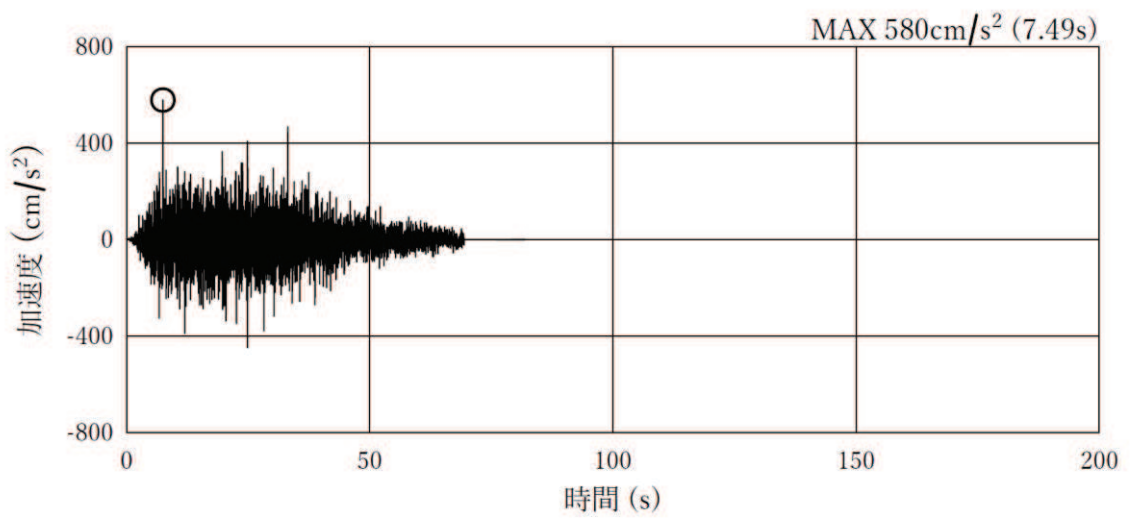


(a) 加速度時刻歴波形

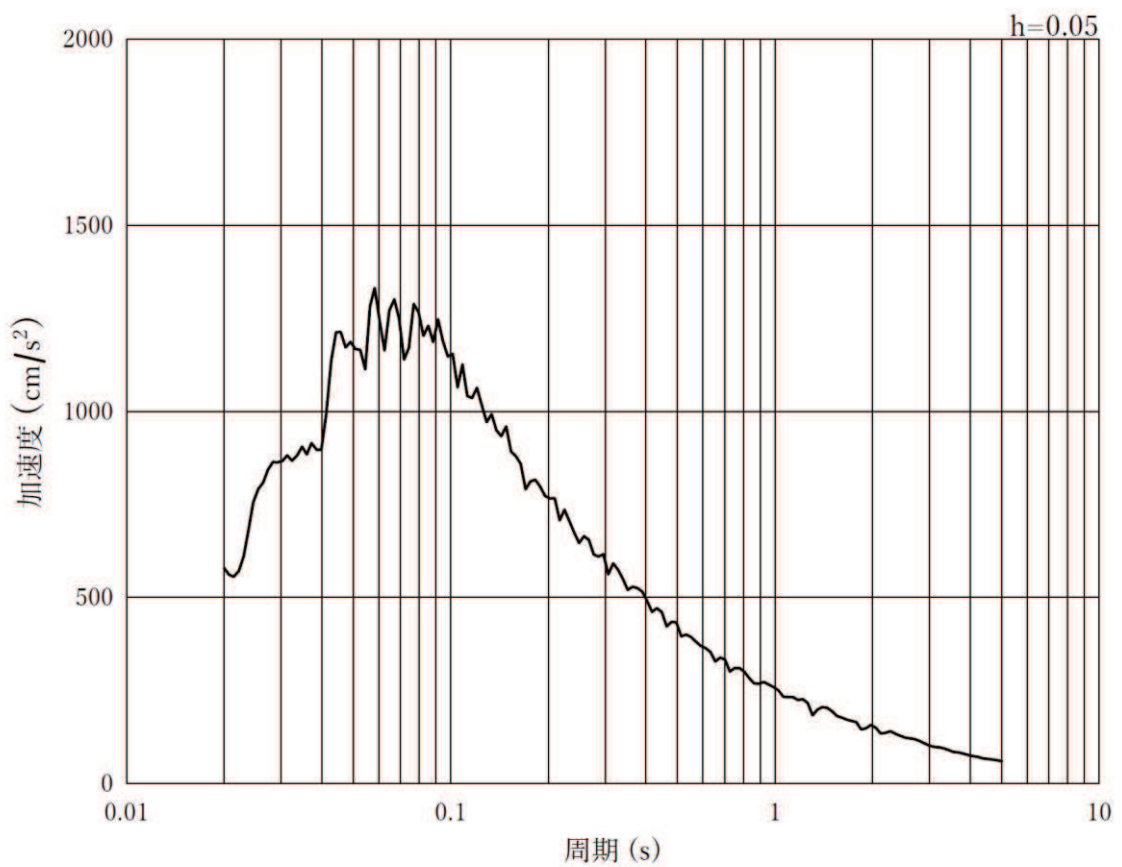


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 3)

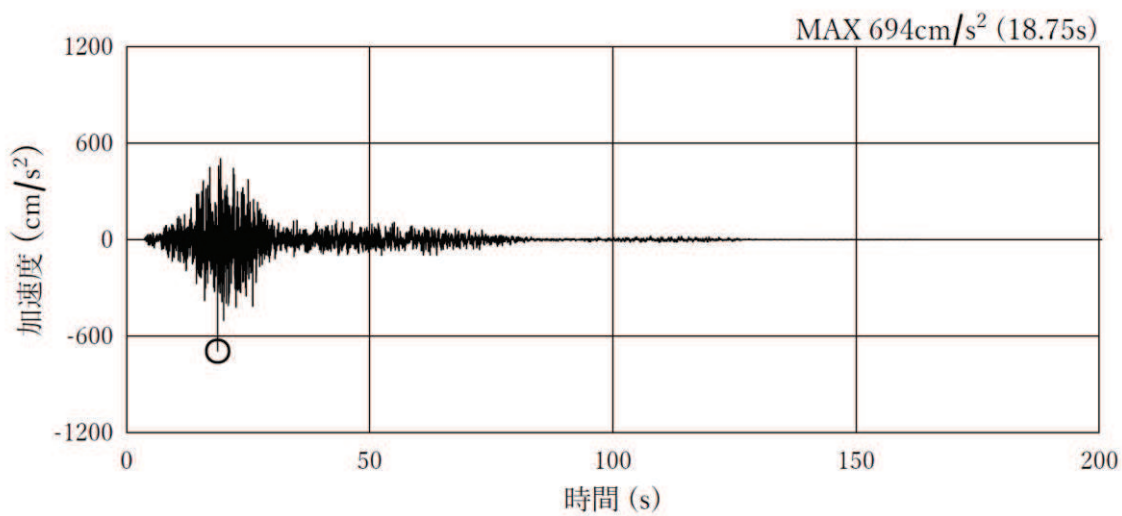


(a) 加速度時刻歴波形

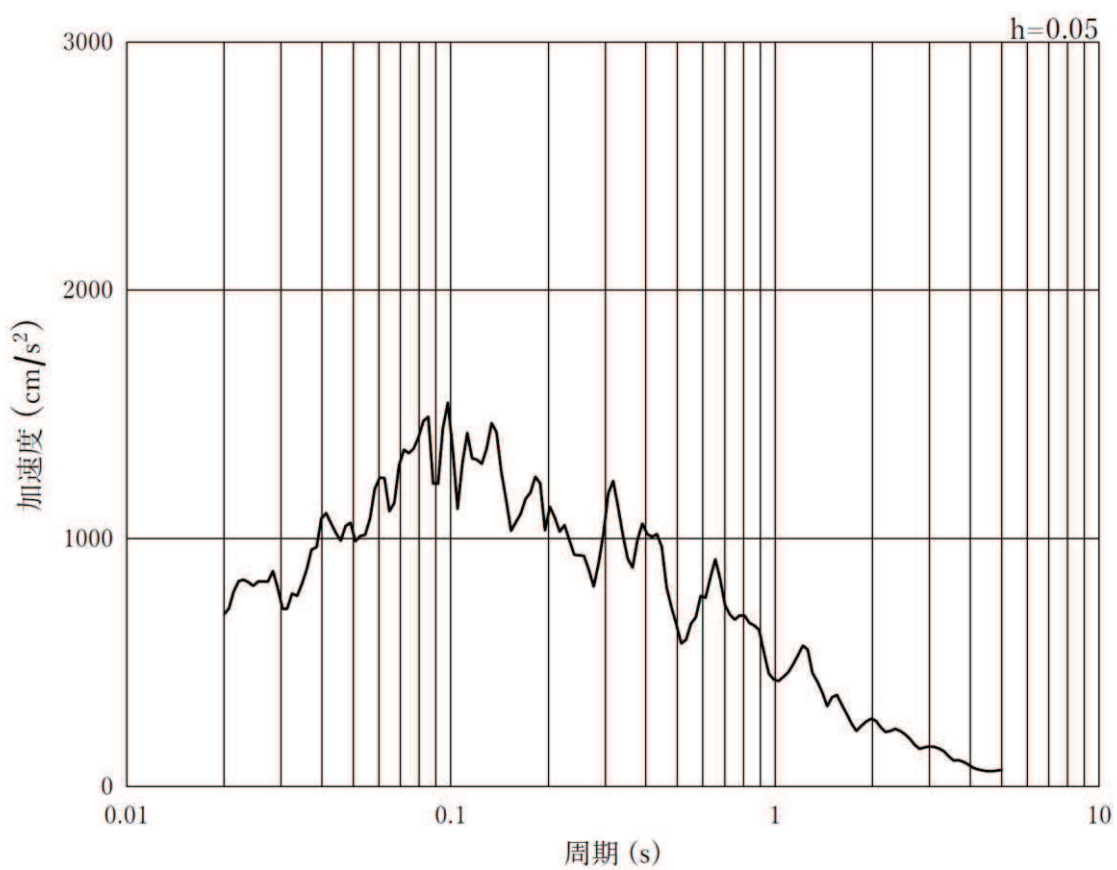


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - D 3)

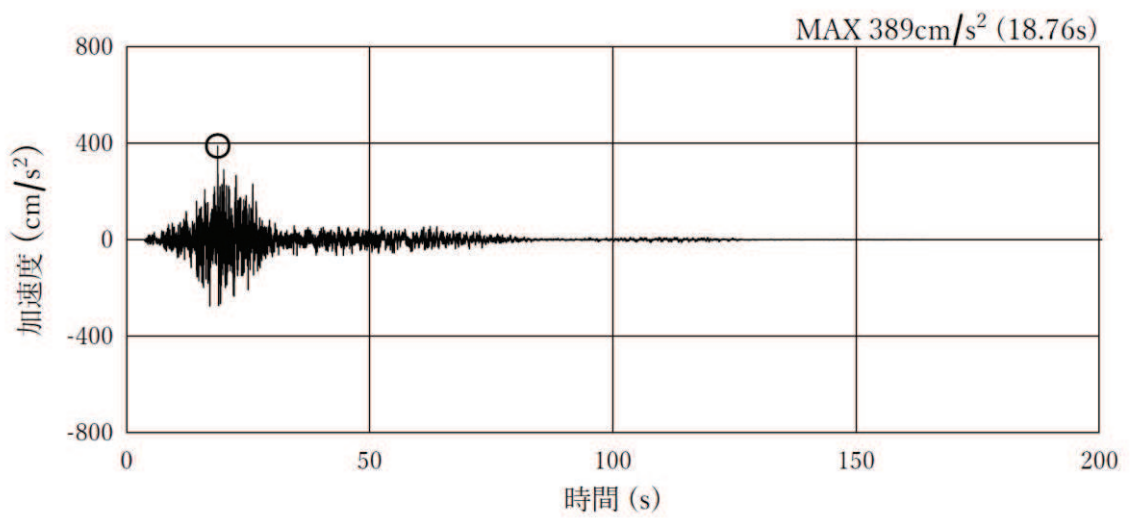


(a) 加速度時刻歴波形

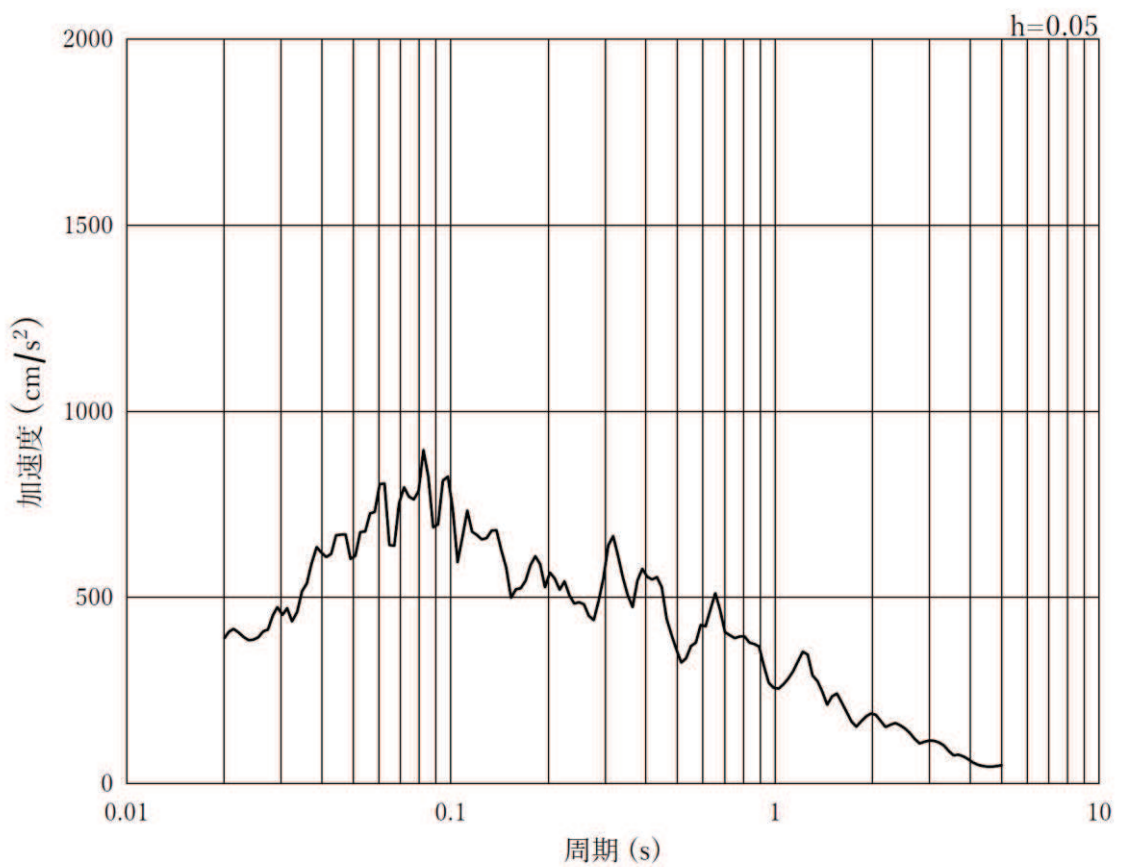


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(7) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 1)

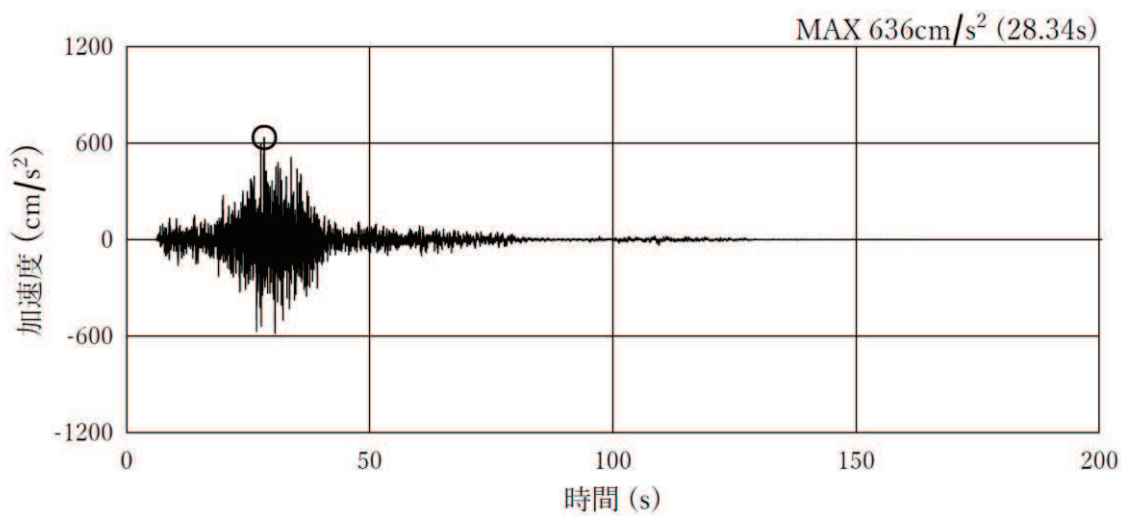


(a) 加速度時刻歴波形

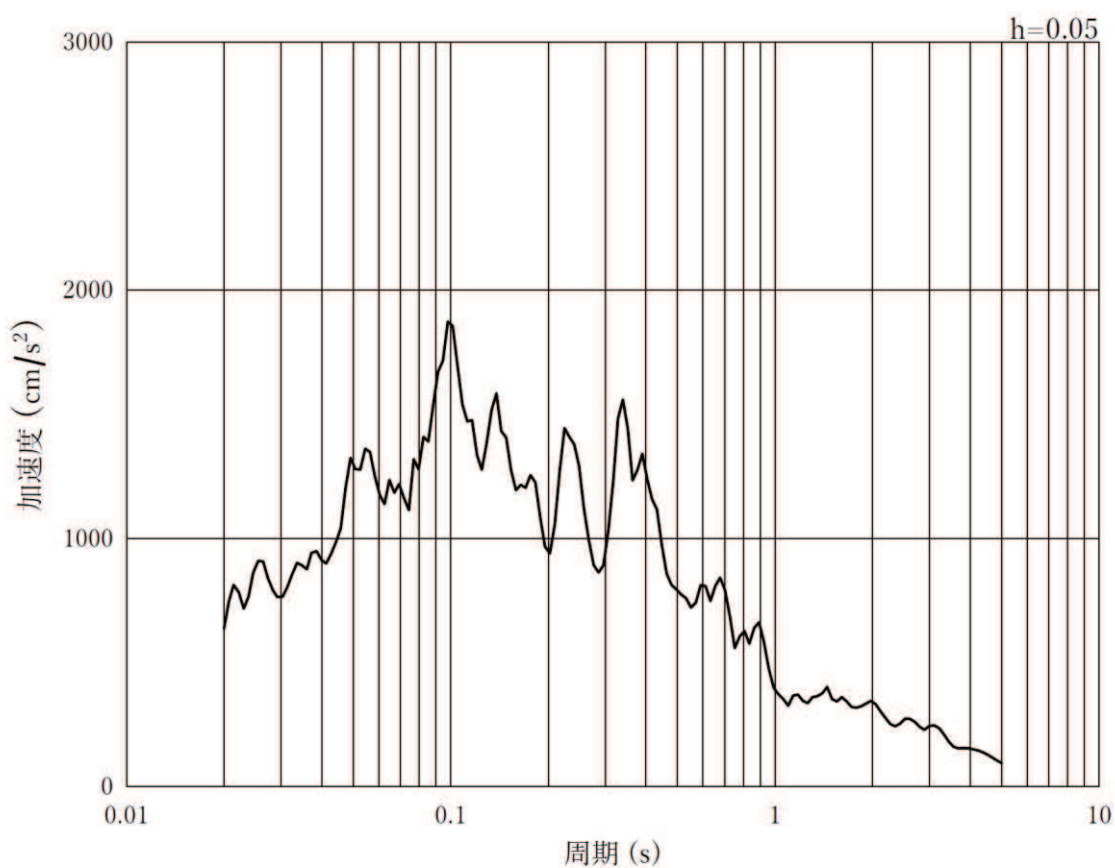


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(8) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 1)

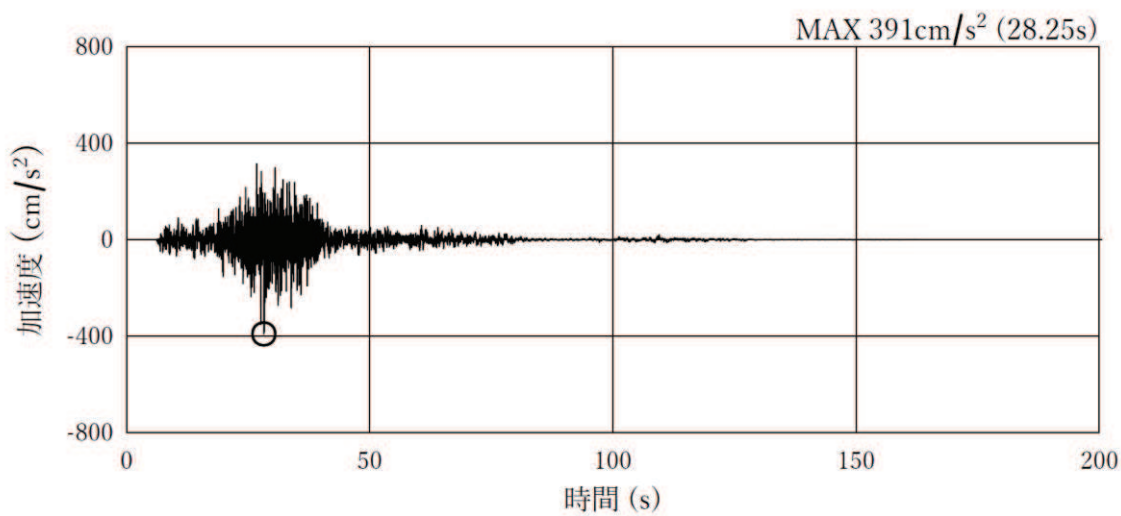


(a) 加速度時刻歴波形

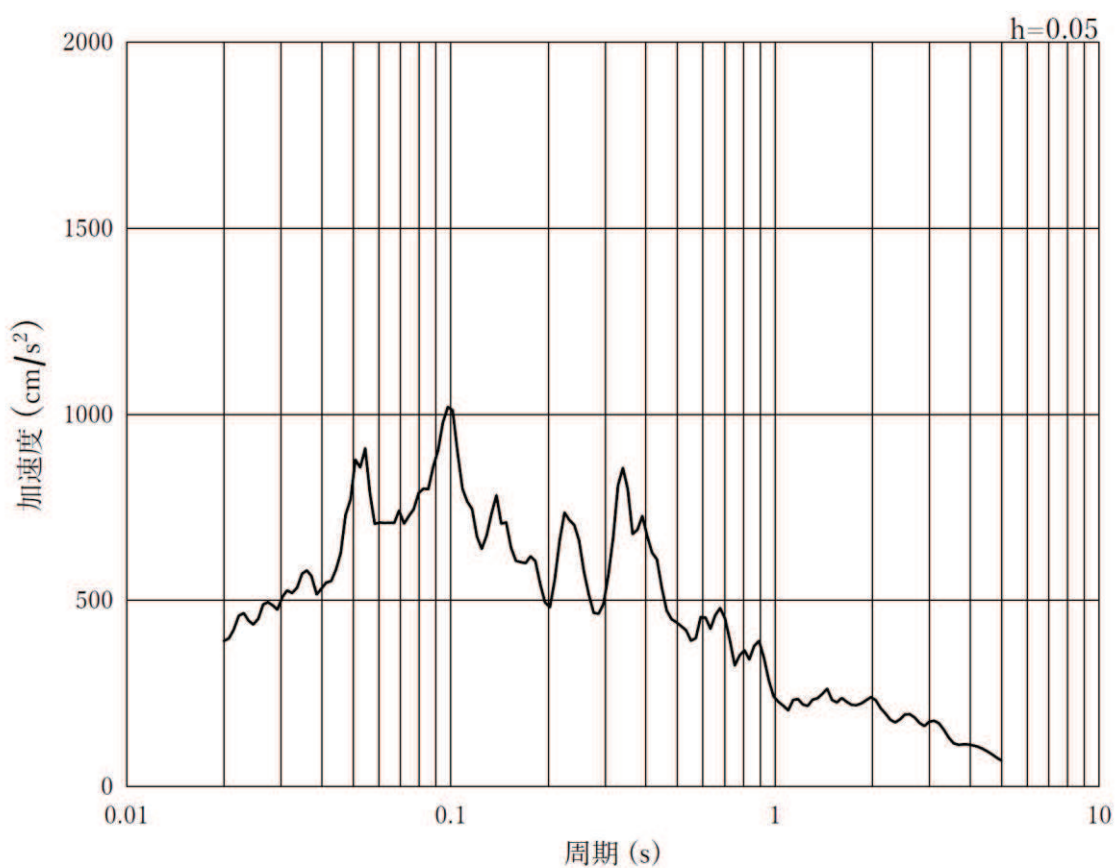


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(9) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 2)

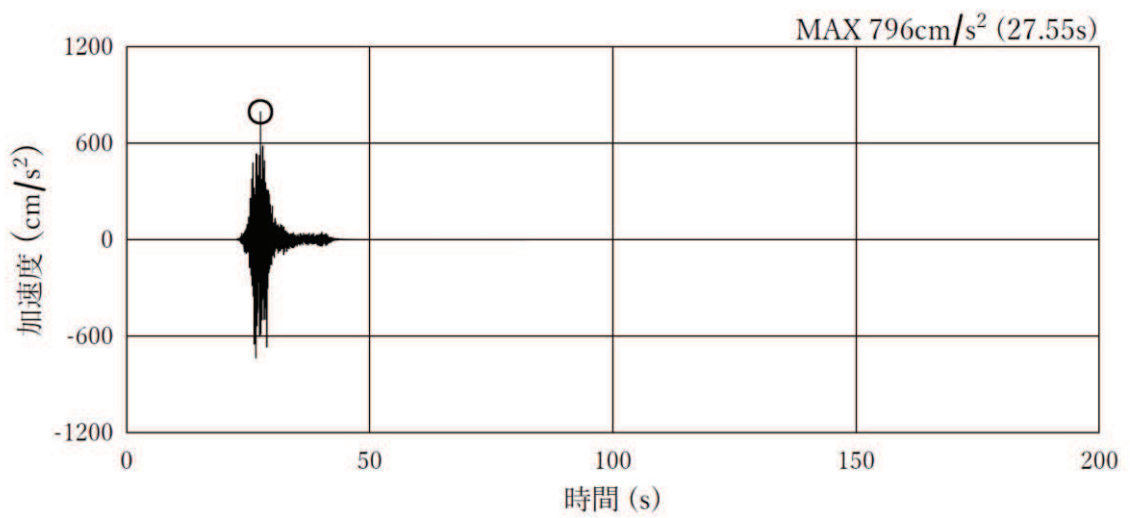


(a) 加速度時刻歴波形

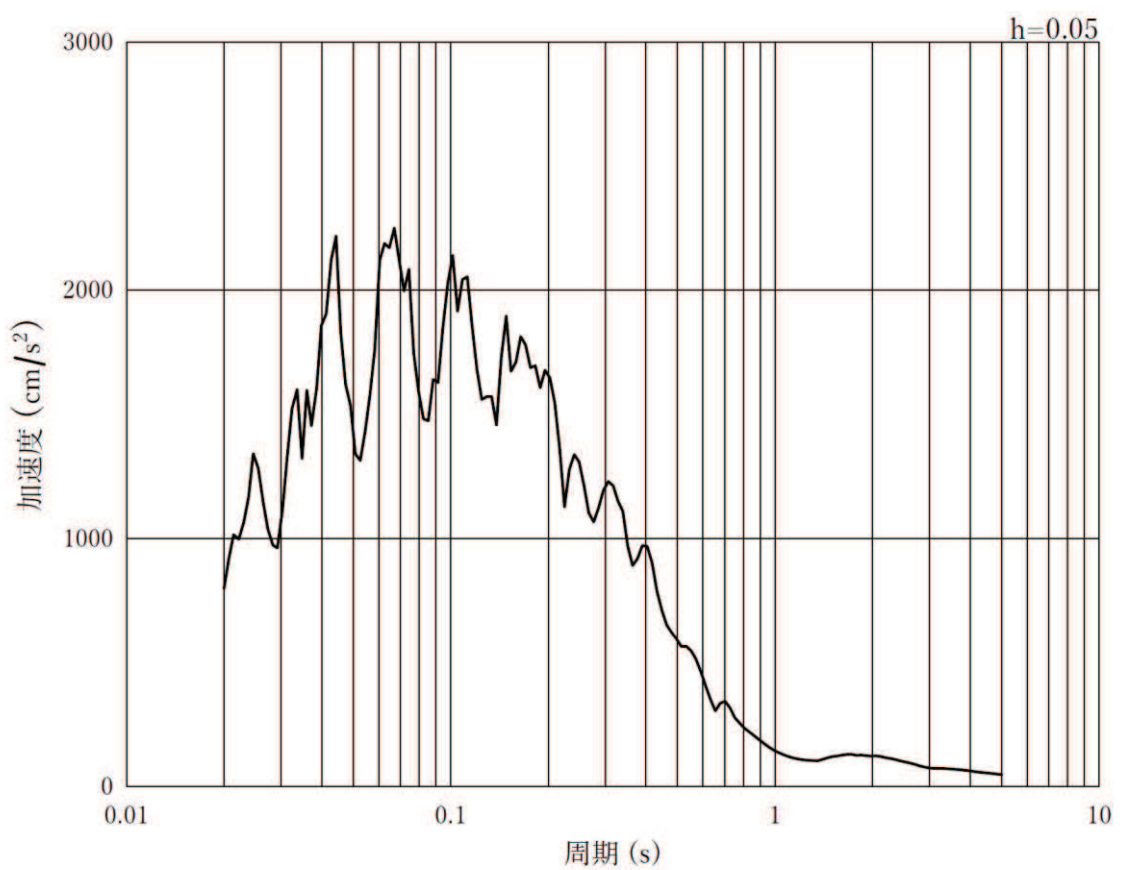


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(10) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 2)

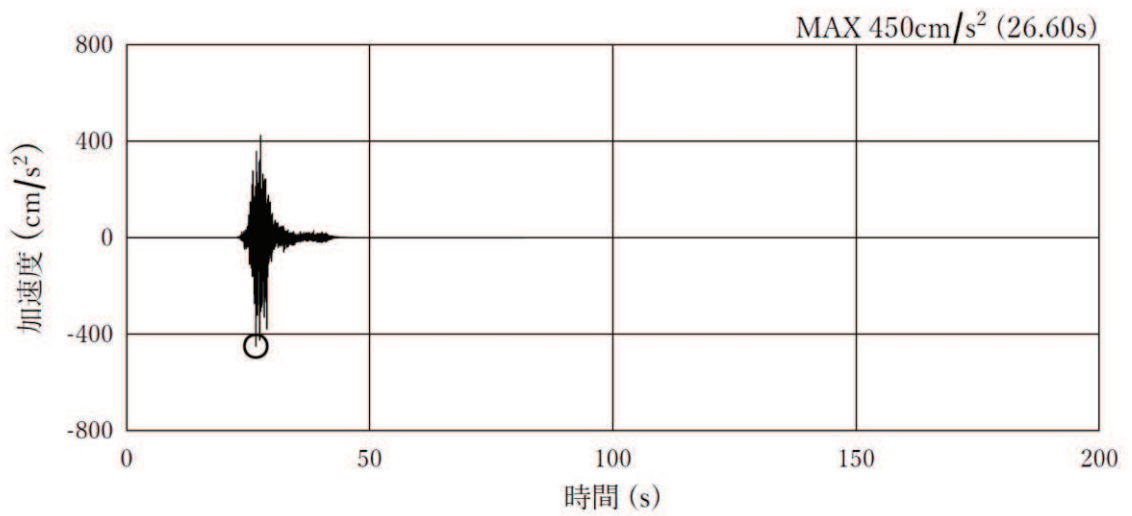


(a) 加速度時刻歴波形

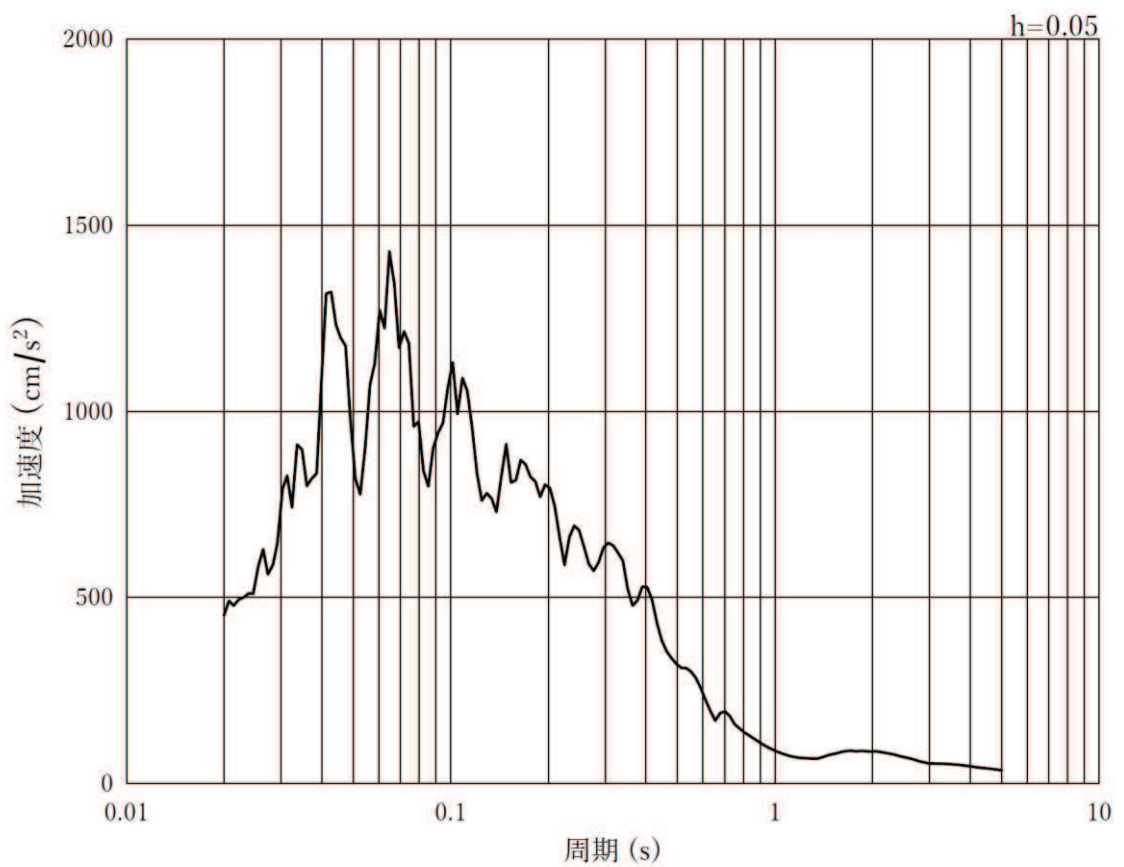


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(11) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - F 3)

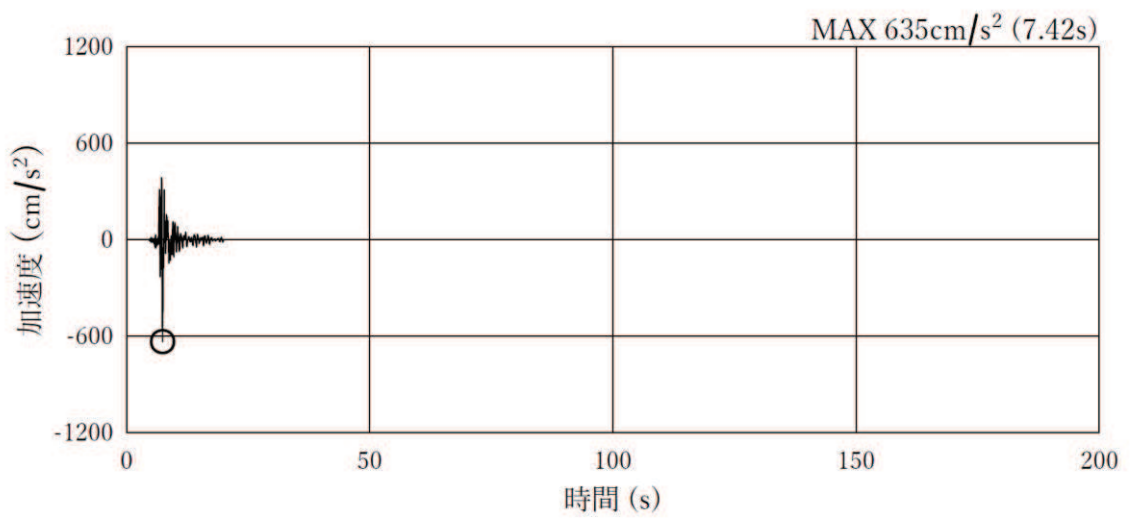


(a) 加速度時刻歴波形

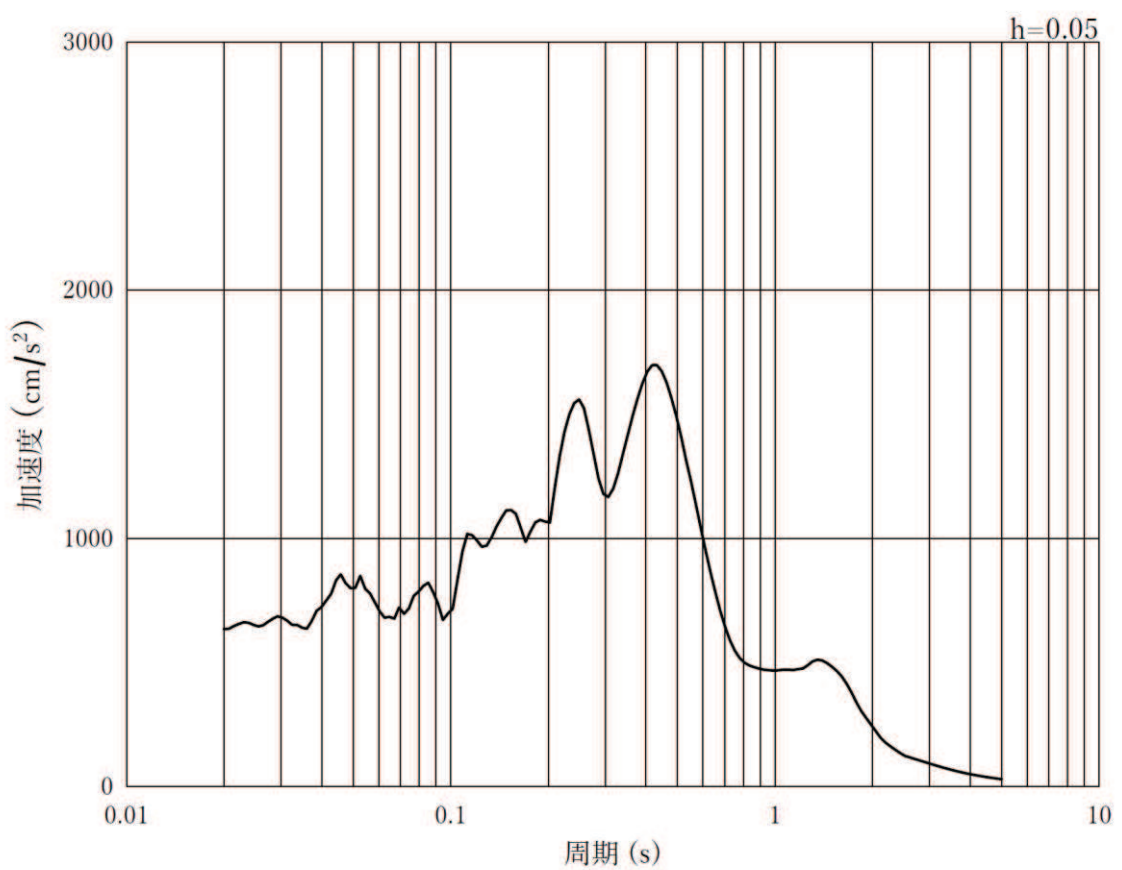


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(12) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - F 3)

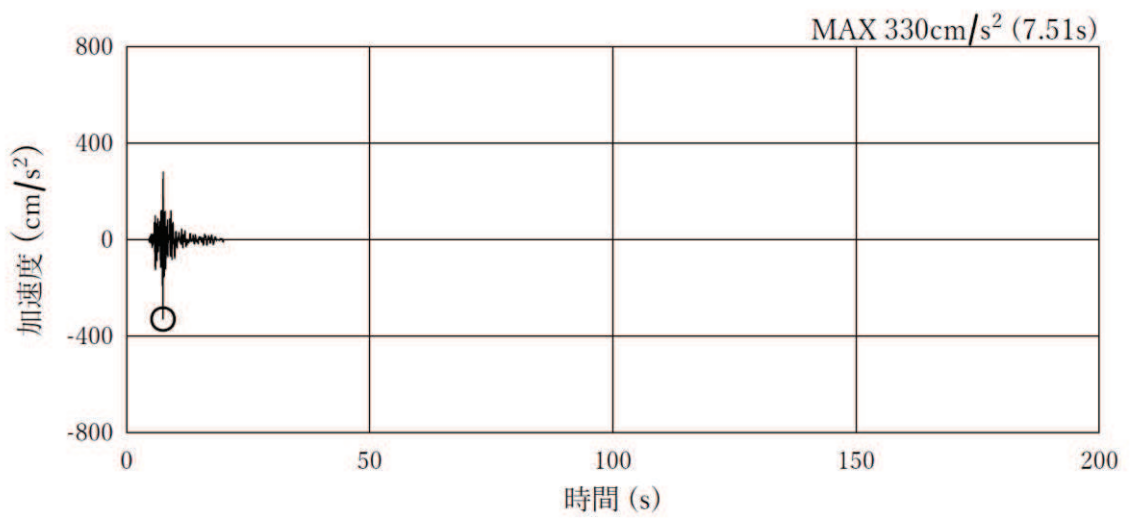


(a) 加速度時刻歴波形

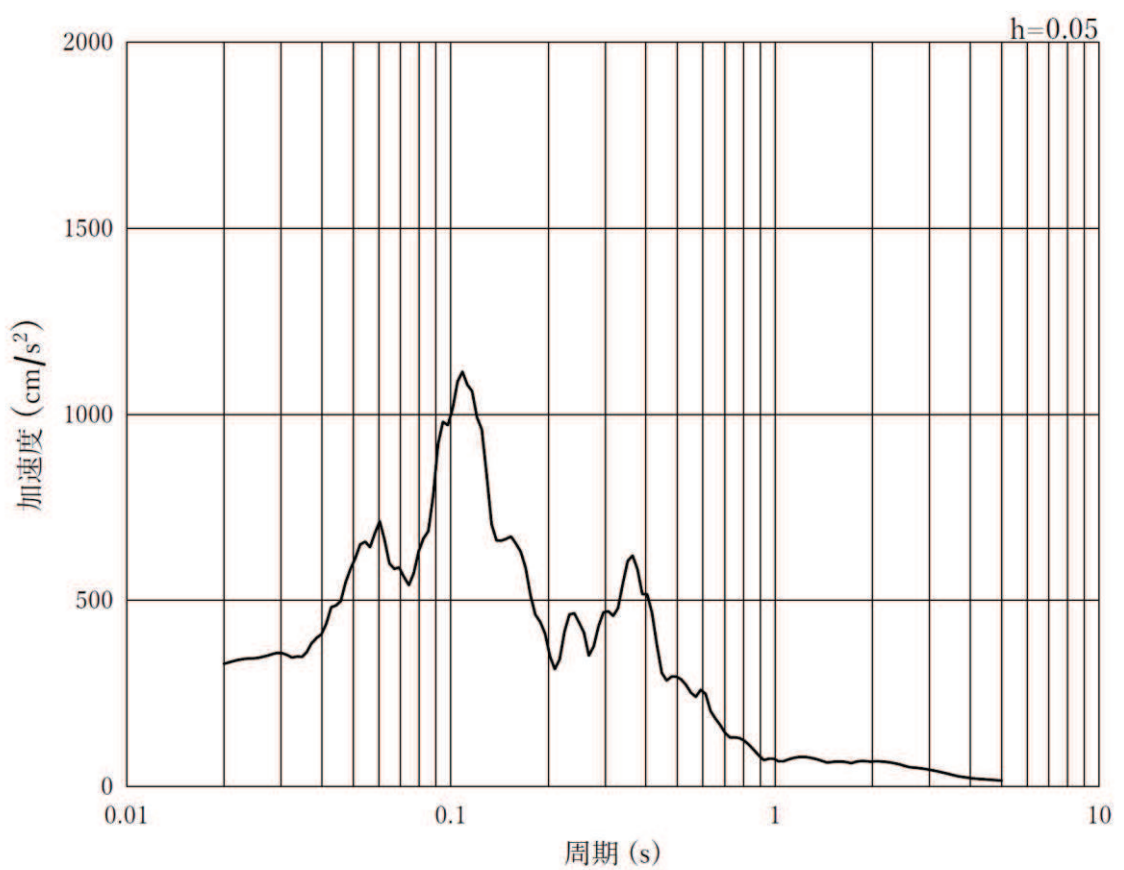


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(13) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - N 1)

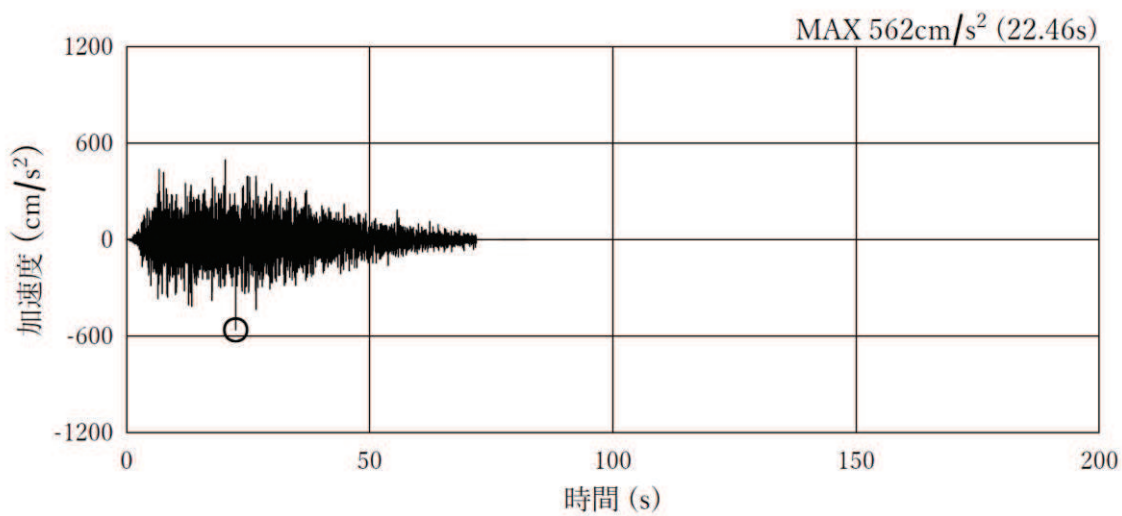


(a) 加速度時刻歴波形

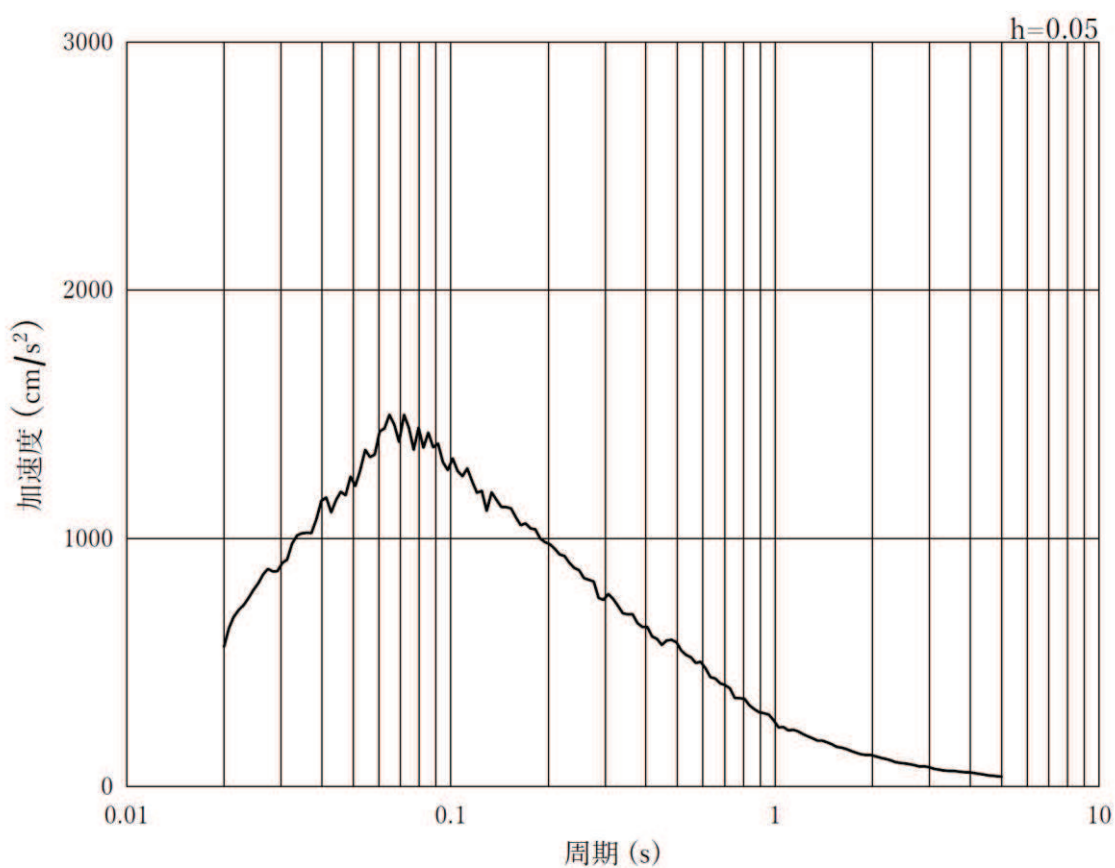


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(14) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S s - N 1)

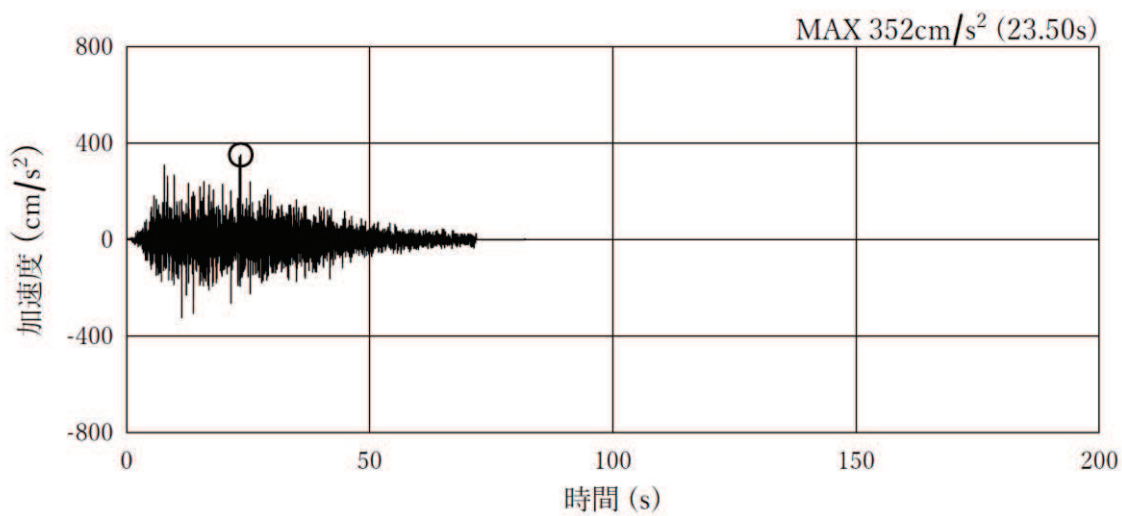


(a) 加速度時刻歴波形

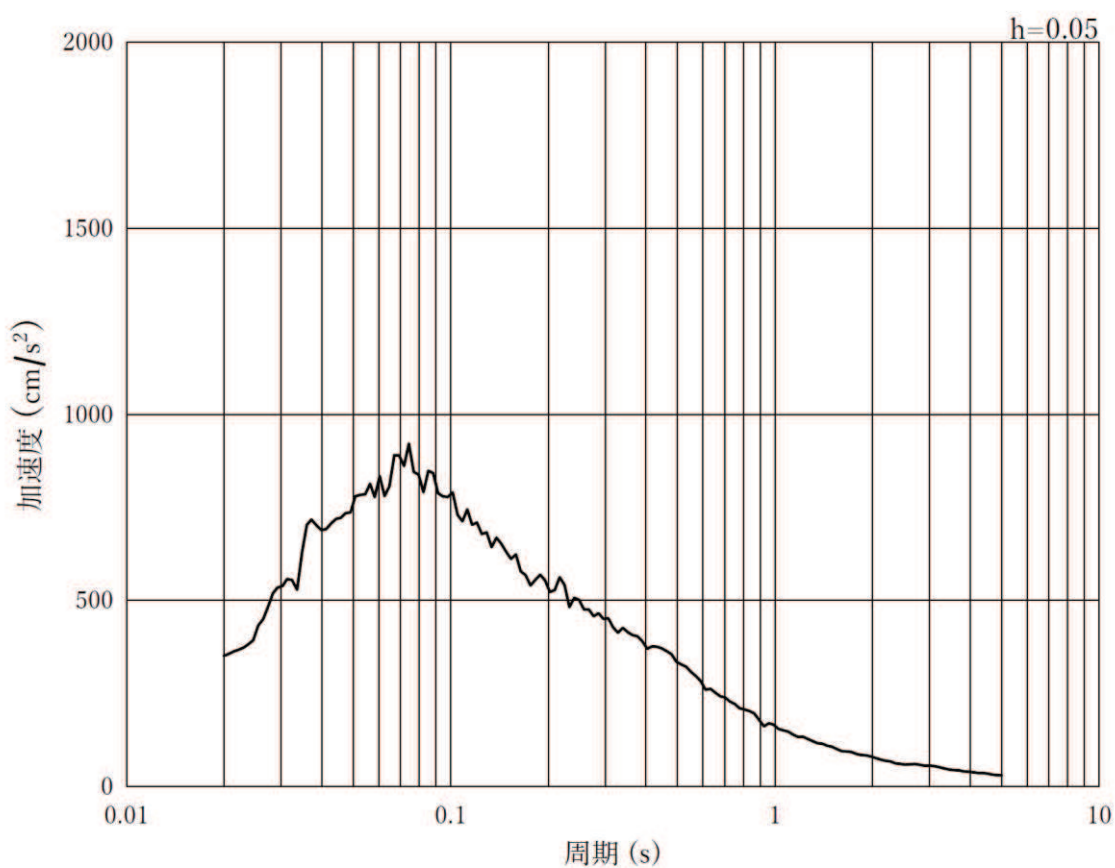


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(15) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S d - D 2)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8-6(16) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2)

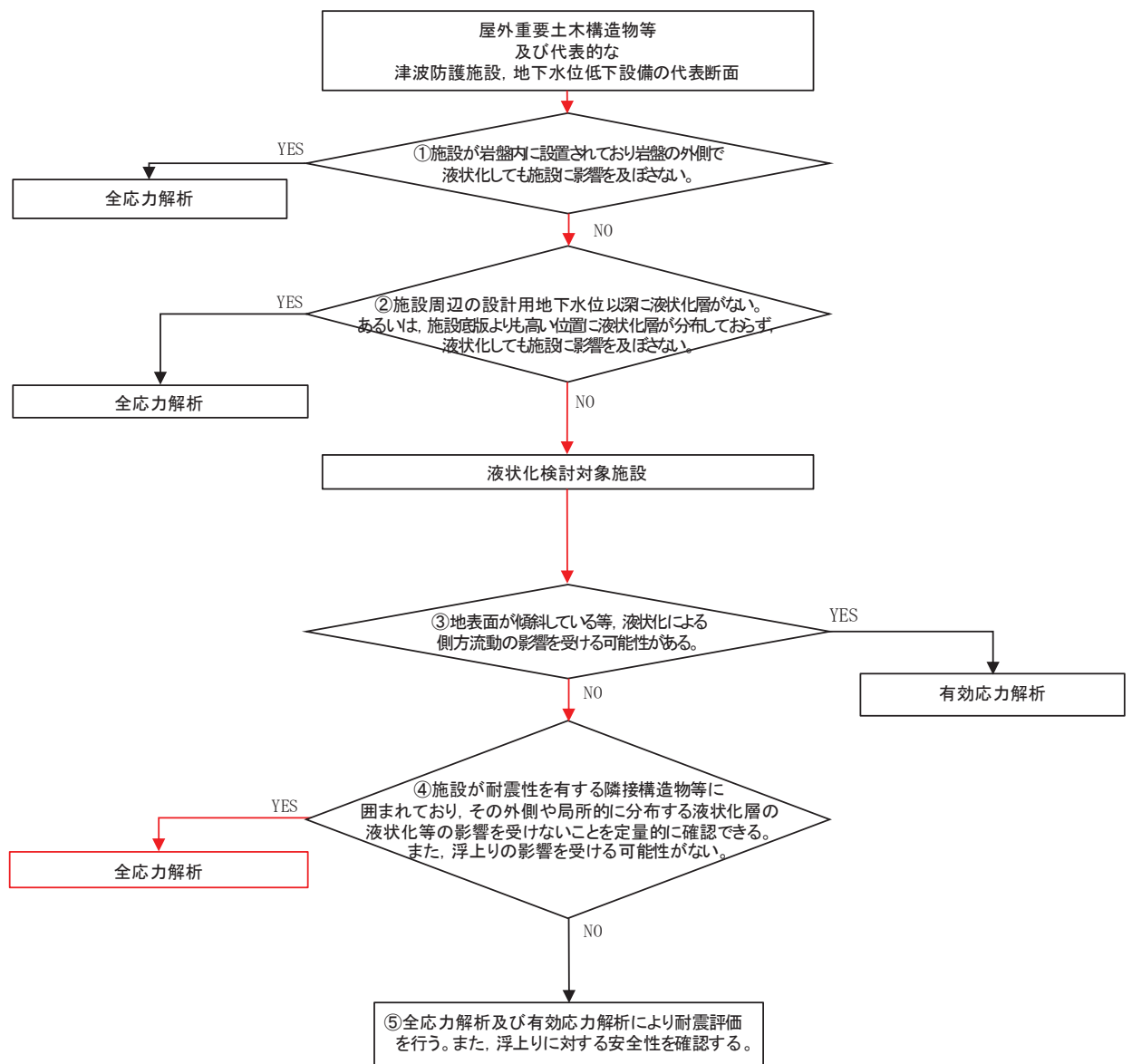


図 8-7 解析手法の選定フロー

8.5 地盤応答

解析結果のうち、すべての基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d-D2 に対する地盤の地表面最大加速度を表 8-3 に示す。なお、弾性設計用地震動 S_d-D2 の応答加速度については、浸水防止蓋の強度評価における余震荷重の算定に用いる。

表 8-3(1) 地盤の最大応答加速度 (ケース①)

(cm/s^2)

方向	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	S_d-D2
水平	371.3	371.3	345.1	-341.2	382.3	350.2	-477.2	265.3
鉛直	-1170.2	1308.9	1007.2	532.3	-747.5	-812.4	848.9	759.8

表 8-3(2) 地盤の最大応答加速度 (ケース②)

(cm/s^2)

方向	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	S_d-D2
水平	364.5	365.5	340.9	-335.9	377.9	353.6	-460.2	265.6
鉛直	-1158.3	1298.2	-1059.2	537.3	-702.9	-780.6	809.6	752.1

表 8-3(3) 地盤の最大応答加速度 (ケース③)

(cm/s^2)

方向	S_s-D1	S_s-D2	S_s-D3	S_s-F1	S_s-F2	S_s-F3	S_s-N1	S_d-D2
水平	374.8	375.9	354.4	-348.3	394.8	344.9	-505.5	262.9
鉛直	-1182.7	1260.8	954.2	541.7	-792.5	-886.3	882.0	733.7

9 耐震評価

9.1 評価方針

揚水井戸の評価は、添付書類「VI-2-6 耐震設計の基本方針」に基づき、応力解析による断面の評価を行うことで、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能の確認を行う。

9.2 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は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

9.2.1 耐震評価上考慮する状態

耐震評価において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪の影響を考慮する。なお、埋設構造物であるため風の影響は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

9.2.2 荷重

耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として積雪荷重を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 地震荷重(S_s)

地震荷重については、「8. 地震応答解析」で得られる基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_{d-D2} に対する地盤の地表面相対変位最大時における変位を考慮する。

9.2.3 荷重の組合せ

耐震評価における荷重の組合せを表 9-1 に、考慮する荷重の詳細を表 9-2 に示す。

表 9-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + P + S _s

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m² を地表面に考慮)

S_s : 地震荷重

表 9-2 考慮する荷重

種別	荷重		算定方法
永久荷重	固定荷重	躯体自重	○ ・ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	— ・ 対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○ ・ 上載盛土による土圧を考慮する。
		積載荷重	○ ・ 積雪荷重を含めて 4.9(kN/m ²) を考慮する。
	静止土圧		○ ・ 水平・鉛直土圧を考慮する。
	外水圧		— ・ 地下水位はないため考慮しない。
	内水圧		— ・ 内水はないため考慮しない。
	積雪荷重		○ ・ 積載荷重に含めて考慮する。
風荷重		— ・ 埋設構造物であることから考慮しない。	
偶発荷重	水平地震動	○	・ 基準地震動 S _s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	

9.3 地下水位

地下水位はMMR上限面とし、盛土、改良地盤については地下水以浅の物性を使用する。揚水井戸周辺の設計用地下水位を図8-4に示す。

9.4 許容限界

9.4.1 構造部材の健全性に対する許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

鋼製シャフトの許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表9-3示す短期許容応力度とする。

表9-3 鋼製シャフトの許容応力度及び短期許容応力度

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容 応力度* (N/mm ²)
SM570 (t ≤ 40mm)	許容引張応力度及び 許容圧縮応力度 σ_{sa}	255	382
	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記*：「道路橋示方書（I 共通編・II 鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」により鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割り増しを考慮する。

9.4.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表9-4に示す。

表9-4 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	牧の浜部層	11.4

9.5 評価方法

9.5.1 構造部材の健全性評価

(1) 解析方法及びモデル化方法

鋼製シャフトの応力解析は、「8. 地震応答解析」で得られる地盤変位を用いた応答変位法を用いる。鋼製シャフトは曲げ及びせん断剛性を考慮した線形はり要素としてモデル化し、地盤は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）」に基づき、受動土圧を上限値としたバイリニア型の地盤ばねでモデル化する。地盤モデルの節点間隔は「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1」に基づき、設定する。

解析モデルを図 9-1 に、地盤ばねの設定概要を図 9-2 に示す。

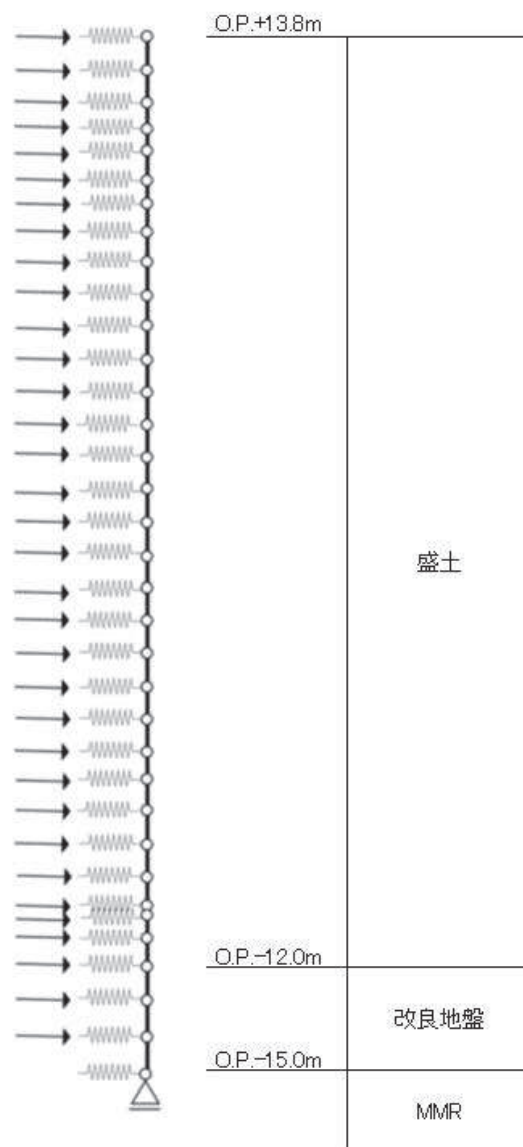


図 9-1 応答変位法解析モデル

地盤ばねの設定

地盤ばねは、以下の式に基づき水平地盤反力係数 k_H を考慮する。

$$k_H = \alpha_K \cdot k_{H0} (B_H / 0.3)^{-3/4}$$

ここで、

k_H : 水平地盤反力係数 (kN/m^3)

α_K : 地盤反力係数の換算係数 ($=1.0$)

k_{H0} : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

$$k_{H0} = (1/0.3) \cdot E_D$$

$$E_D = 2 \cdot (1 + \nu_D) \cdot G_D$$

E_D : 地盤の変形係数 (kN/m^3)

ν_D : 動ポアソン比

G_D : 地盤の等価せん断剛性 (kN/m^3)

地盤の等価せん断剛性は収束剛性 G_{eq} を用いる。 G_{eq} は図 8-5 に示した入力地震動を図 8-3 の 1 次元地盤モデルに入力し、1 次元波動論に基づく地盤応答解析により設定する。地震応答解析には解析コードは「microSHAKE/3D ver2.3.1」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_H = (D / \beta)^{1/2}$$

D : 鋼製シャフト外径 (m)

β : 杭の特性値 (m^{-3}) ($= k_H \cdot D / (4 \cdot E \cdot I)^{1/4}$)

E : 鋼製シャフトのヤング係数 (N/mm^2)

I : 鋼製シャフトの断面 2 次モーメント (m^4)

地盤モデルの節点間隔は、以下の式に基づき設定する。

$$V_s / 20 \text{ (Hz)} \times 1 / 5$$

ここで、 V_s : せん断波速度 (初期剛性時) (m/s^2)

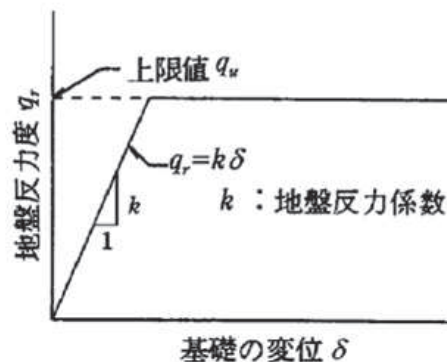


図 9-2 地盤ばねの設定概要

(2) 照査方法

応答変位法に用いる地盤変位は、解析ケース①の水平方向の地盤ばねを介して地表面の相対変位が最大となる時刻の変位分布を用いて照査を実施する。また、解析ケース②、③の地表面相対変位が解析ケース①を上回る場合は、その変位分布を用いた照査も実施する。曲げ・軸力系の破壊に対する照査式およびせん断破壊に対する照査式を以下に示す。また、鋼製シャフトの断面性能を表 9-5 に物性値を表 9-6 に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査

$$\sigma_s = N/A + M/Z$$

- ここで、
- σ_s : 曲げ応力度 (N/mm²)
 - N : 軸力 (kN)
 - A : 断面積 (腐食代 2 mm (内側 : 1 mm, 外側 : 1 mm) 考慮) (mm²)
 - M : 曲げモーメント (kN・m)
 - Z : 断面係数 (腐食代 2 mm (内側 : 1 mm, 外側 : 1 mm) 考慮) (mm³)

せん断破壊に対する照査

$$\tau_s = \kappa \cdot Q/A$$

- ここで、
- τ_s : せん断応力度 (N/mm²)
 - κ : 形状係数 (=2 (円筒形))
 - Q : せん断力 (kN)
 - A : 断面積 (腐食代 2 mm (内側 : 1 mm, 外側 : 1 mm) 考慮) (mm²)

表 9-5 揚水井戸 鋼製シャフトの断面性能

標高 O. P. (m)	内径 (mm)	厚さ* (mm)	断面 2 次 モーメント (mm ⁴)	断面係数 (mm ³)	せん断断面積 (mm ²)
13.8~-15.0	1500	30	4.22×10 ¹⁰	5.06×10 ⁷	1.35×10 ⁵

注記* : 鋼管の外表面が土中に接し内表面が湿潤状態となるため、各応力度の算定に当たっては、道路橋示方書 (I 共通編・IV 下構造編)・同解説 (日本道路協会、平成 14 年 3 月) に基づき、内側及び外側に 1mm の腐食代を考慮する。

表 9-6 揚水井戸 鋼製シャフトの材料物性

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼材	SM570	77.0	2.0×10 ⁵	0.3

9.5.2 基礎地盤の支持性能評価

鋼製シャフトの基礎地盤の支持性能評価は、「8. 地震応答解析」で得られる地表面の最大鉛直加速度を用いた鉛直震度と自重による地盤反力から接地圧を算定する。
なお、鉛直震度は保守的に深さによらず一律とし、以下の照査により評価を実施する。

$$R_u = R / A$$

ここで、 R_u : 最大接地圧 (kN) (N/mm²)
 R : 地盤反力 (常時+地震時) (kN)
 A : 断面積 (腐食代 2 mm (内側 : 1 mm, 外側 : 1 mm) 考慮) (mm²)

9.6 評価結果

9.6.1 構造部材の健全性評価結果

(1) 評価に用いる地盤変位

「8. 地震応答解析」で得られる基準地震動 S_s の解析ケース①の地表面の最大相対変位の比較を表 9-7 に、地表面の地盤変位が最大となる時刻の変位分布図を図 9-3 に示す。鋼製シャフトは土中構造物であり周辺地盤の特徴から地盤改良と盛土との境界部において曲げ・軸力系の応力が最大となり、当該部における曲率に比例的であると考えられる。各地震動では、変形モードの特徴から 1 次モードにおいて境界部の曲率が大きくなっており、地表面の変形量に比例している。以上から、地表面の変位が最大となる S_s-N1 の地盤変位分布を用いて健全性評価を行う。

また、 S_s-N1 を対象に、地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース②及び解析ケース③の地表面の最大相対変位の比較を表 9-7 に示す。これから、解析ケース③の最大相対変位は解析ケース①の最大相対変位を上回ることから、解析ケース③の地盤変位を用いた検討も実施する。 S_s-N1 (解析ケース③) の地表面の地盤変位が最大となる時刻の変位分布図を図 9-3 に示す。

表 9-7 地表面の最大相対変位の比較

解析ケース		地表面の最大相対変位 (m)		
		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動	S_s-D1	0.115	—	—
	S_s-D2	0.092	—	—
	S_s-D3	0.101	—	—
	S_s-F1	0.096	—	—
	S_s-F2	0.107	—	—
	S_s-F3	0.050	—	—
	S_s-N1	<u>0.197</u>	0.189	<u>0.203</u>

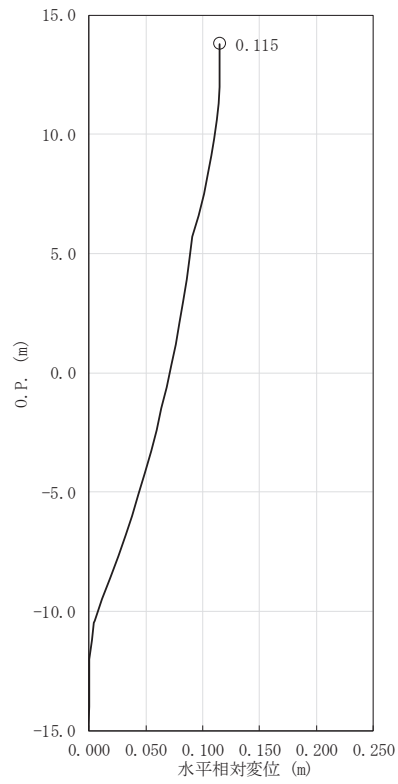


図 9-3 (1) 地表面の地盤変位最大時の変位分布図
(S s - D 1, 解析ケース①)

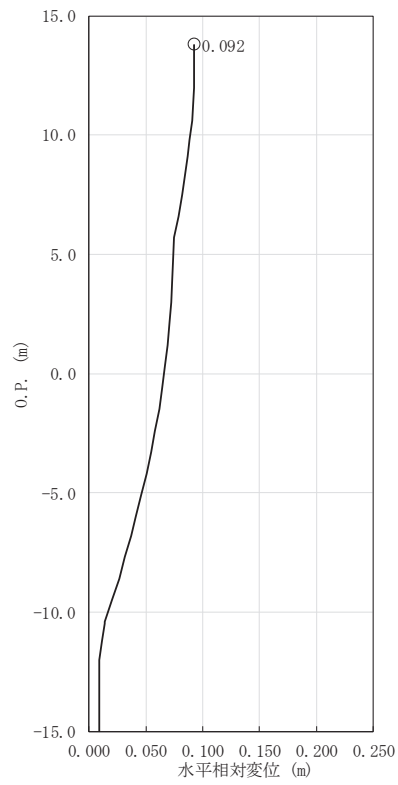


図 9-3 (2) 地表面の地盤変位最大時の変位分布図
(S s - D 2, 解析ケース①)

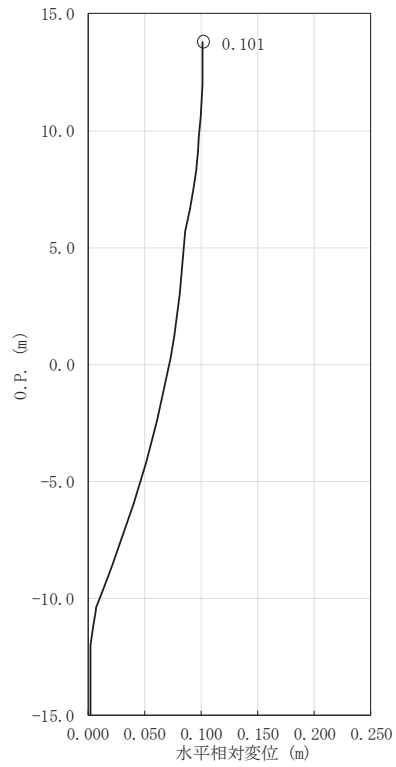


図 9-3 (3) 地表面の地盤変位最大時の変位分布図
(S s - D 3, 解析ケース①)

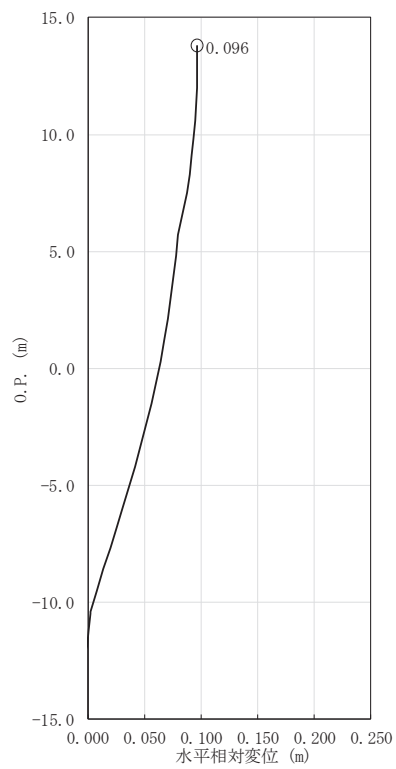


図 9-3 (4) 地表面の地盤変位最大時の変位分布図
(S s - F 1, 解析ケース①)

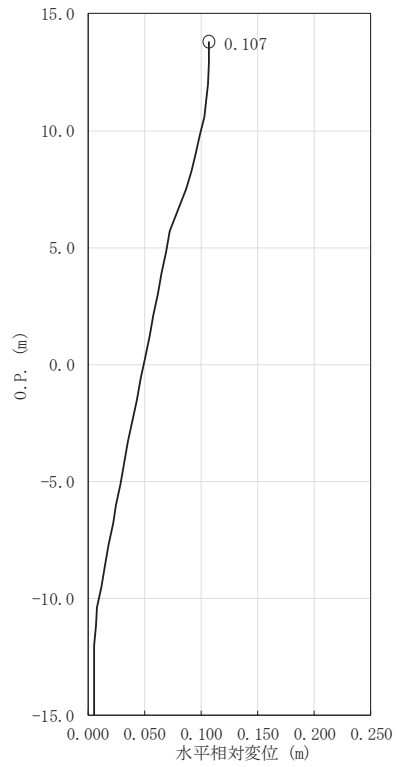


図 9-3 (5) 地表面の地盤変位最大時の変位分布図
(S s - F 2, 解析ケース①)

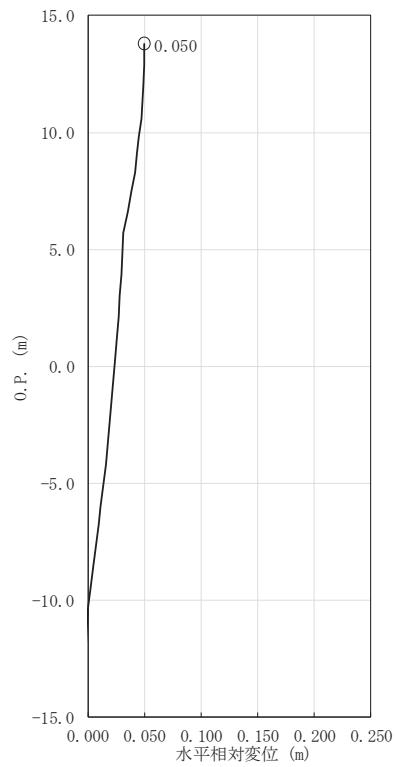


図 9-3 (6) 地表面の地盤変位最大時の変位分布図
(S s - F 3, 解析ケース①)

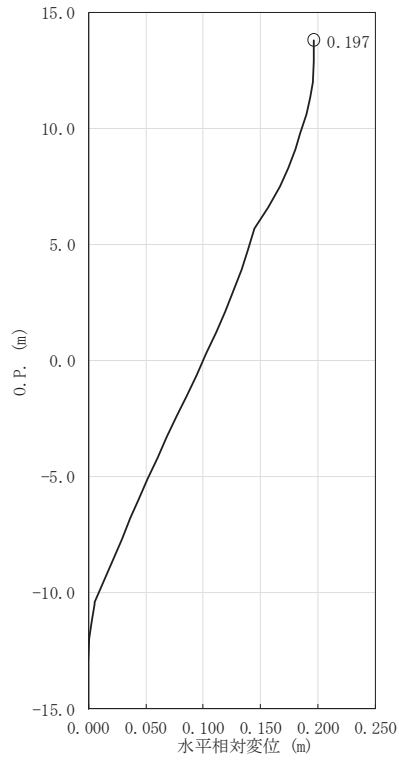


図 9-3 (7) 地表面の地盤変位最大時の変位分布図
(S s - N 1, 解析ケース①)

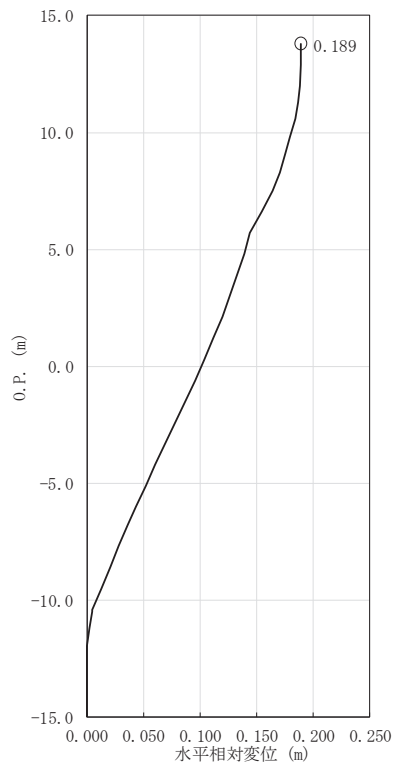


図 9-3 (8) 地表面の地盤変位最大時の変位分布図
(S s - N 1, 解析ケース②)

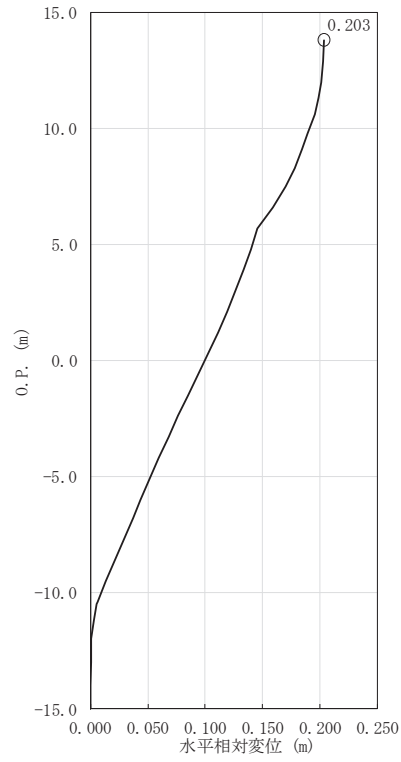
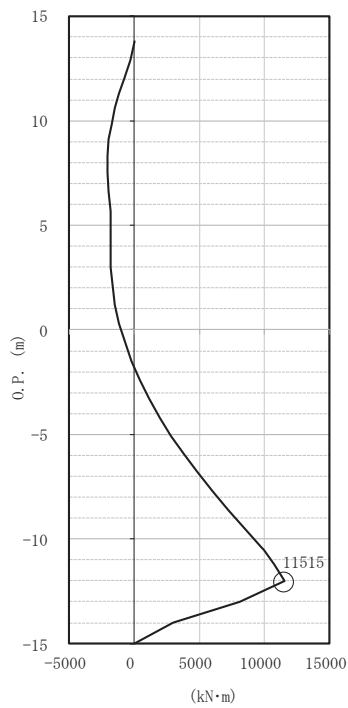


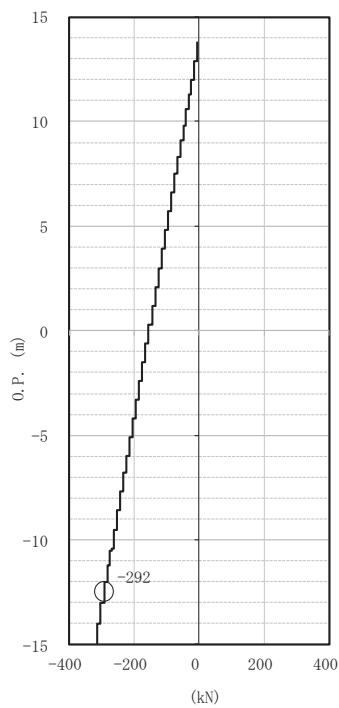
図 9-3 (9) 地表面の地盤変位最大時の変位分布図
(S s - N 1, 解析ケース③)

(2) 評価結果

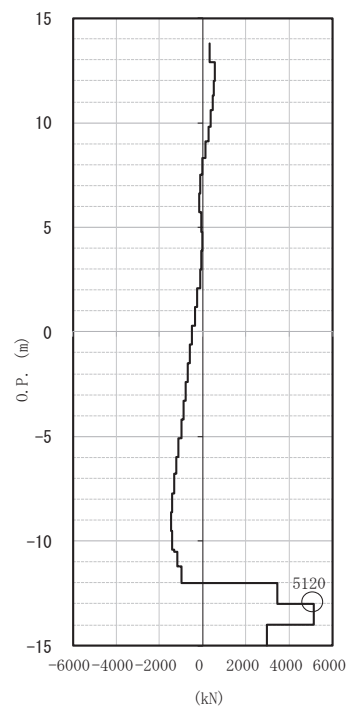
鋼製シャフトの応力解析から得られる S_s-N_1 （解析ケース①）及び S_s-N_1 （解析ケース③）の断面力分布図を図 9-4 に示す。また，鋼製シャフトの評価結果を表 9-8 に示す。



(a) 曲げモーメント



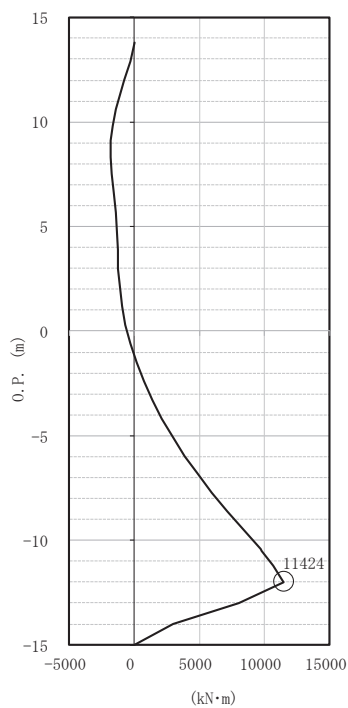
(b) 軸力*



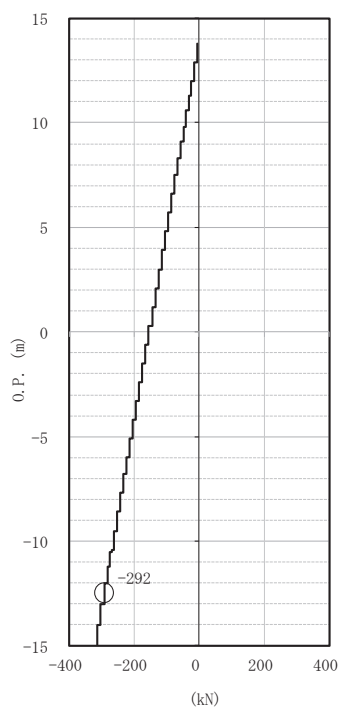
(c) せん断力

図 9-4 (1) 断面力分布図 (S s - N 1, 解析ケース①)

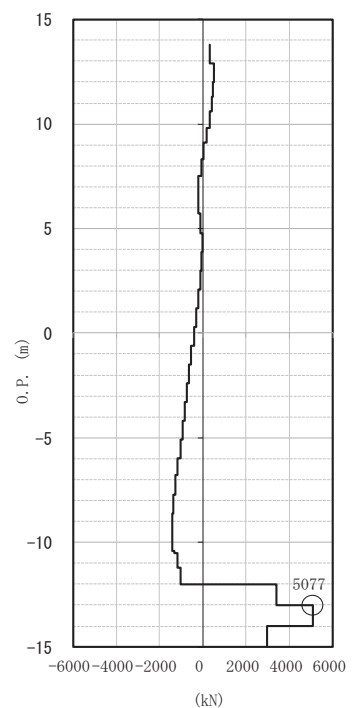
注記* : +引張, -圧縮として示す



(a) 曲げモーメント



(b) 軸力*



(c) せん断力

図 9-4 (2) 断面力分布図 (S s - N 1, 解析ケース③)

注記* : +引張, -圧縮として示す

表 9-8(1) 鋼製シャフトの評価結果 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		曲げ モーメント (kN/m)	軸力 (kN)			
S _s -N1	①	11515	292	230	382	0.61
	③	11424	292	229	382	0.60

表 9-8(2) 鋼製シャフトの評価結果 せん断破壊に対する照査

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S _s -N1	①	5120	77	217	0.36
	③	5077	76	217	0.36

9.6.2 基礎地盤の支持性能照査結果

(1) 評価に用いる鉛直震度

「8. 地震応答解析」で得られる基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d-D2 の地表面における最大応答加速度から算定した鉛直震度の比較を表 9-9 に示す。これから、基礎地盤の支持性能照査は、 S_s-D2 の鉛直震度を用いる。また、地盤物性のばらつきを考慮した S_s-D2 の解析ケース②及び解析ケース③の鉛直震度も表 9-9 に示す。

表 9-9 地表面における最大応答加速度から算定した鉛直震度の比較

解析ケース		鉛直震度		
		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動	S_s-D1	1.20	—	—
	S_s-D2	1.34	1.33	1.29
	S_s-D3	1.03	—	—
	S_s-F1	0.55	—	—
	S_s-F2	0.77	—	—
	S_s-F3	0.83	—	—
	S_s-N1	0.87	—	—

(2) 評価結果

鋼製シャフトの基礎地盤の支持性能照査結果を表 9-10 に示す。

表 9-10 基礎地盤の支持性能評価結果

地震動	解析ケース	最大接地圧 R_u (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_u/R_{ua}
S_s-D2	①	5.5	11.4	0.49

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.5 浸水防止設備に関する補足説明
- 6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明
- 6.5.3.10 浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	4
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	8
4. 構造強度評価	9
4.1 構造強度評価方法	9
4.2 荷重及び荷重の組合せ	9
4.3 許容限界	11
4.4 評価方法	13
4.5 評価条件	17
5. 評価結果	18

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防止設備のうち浸水防止蓋（揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内））（以下「浸水防止蓋」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、主要な構造部材が十分な構造強度を有していることを説明するものである。

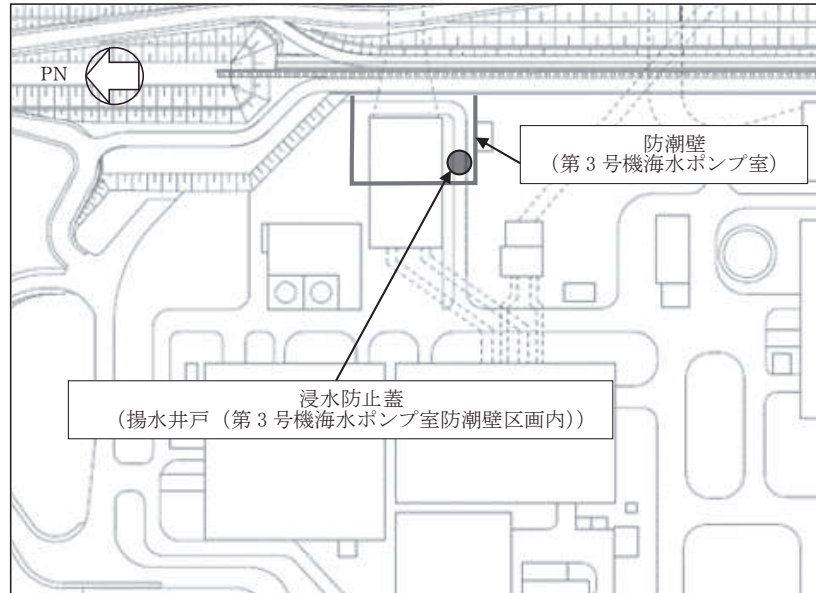
なお、浸水防止蓋の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮する。

2. 一般事項

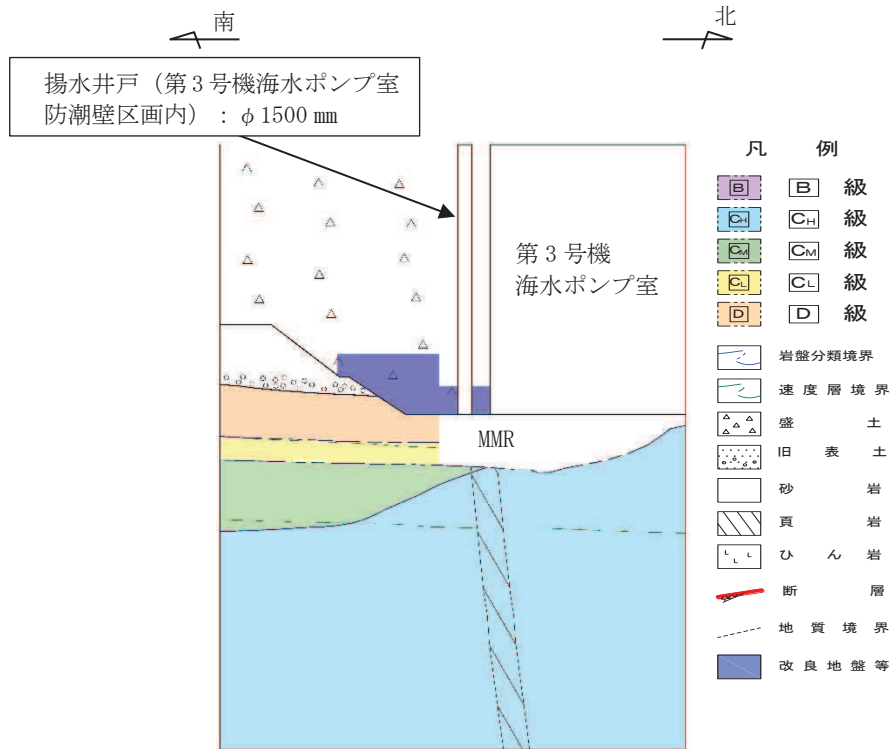
2.1 配置概要

浸水防止蓋は、揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部から浸水を防止するために設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図2-1に、浸水対策図を図2-2に示す。



(平面図)



(断面図 (揚水井戸 (第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内) , 南北方向))

図2-1 浸水防止蓋の設置位置図

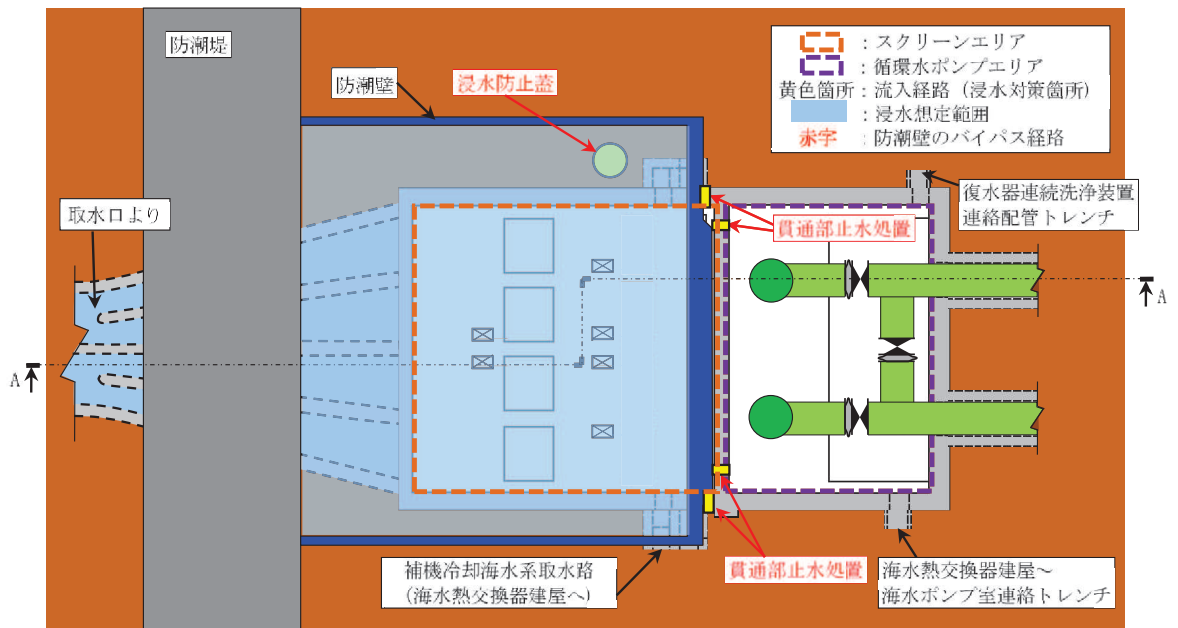


図 2-2 (1) 第 3 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (平面図)

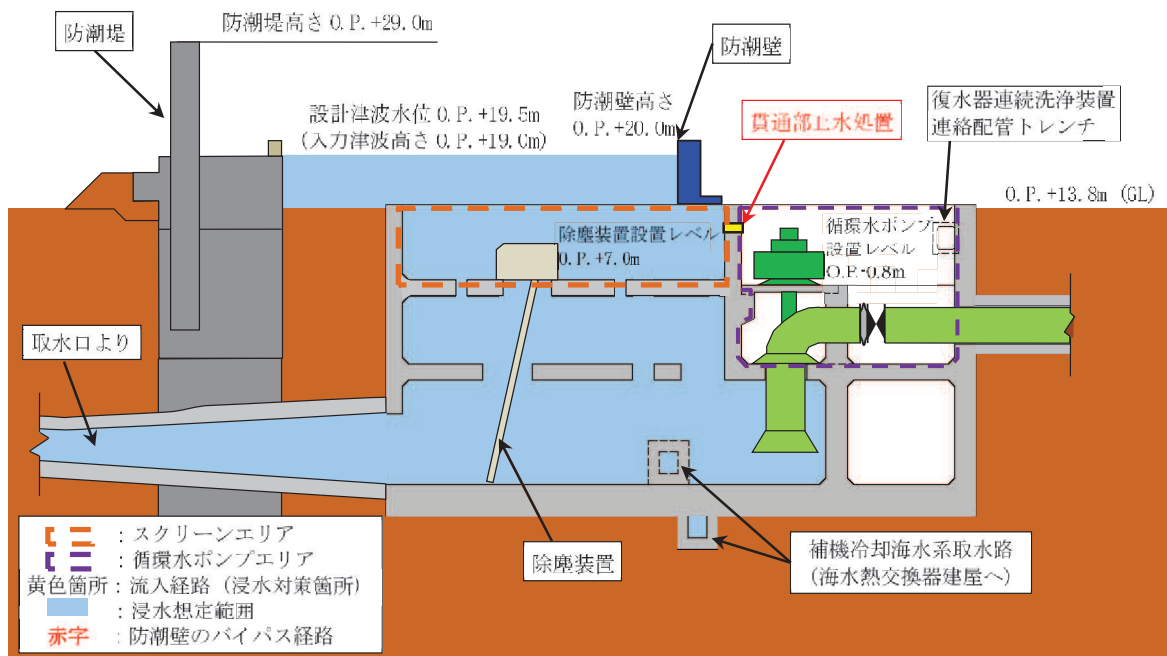


図 2-2 (2) 第 3 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (A-A 断面図)

2.2 構造計画

浸水防止蓋の構造は、円形のスキンプレートによる構造とする。

浸水防止蓋は、揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトにて固定する。浸水防止蓋の構造計画を表2-1に示す。

表2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
揚水井戸（第3号機海水ポンプ室防潮壁区画内）上部に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	

2.3 評価方針

浸水防止蓋の強度評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4.4 評価方法」で算出した応力等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。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-3 に示す。

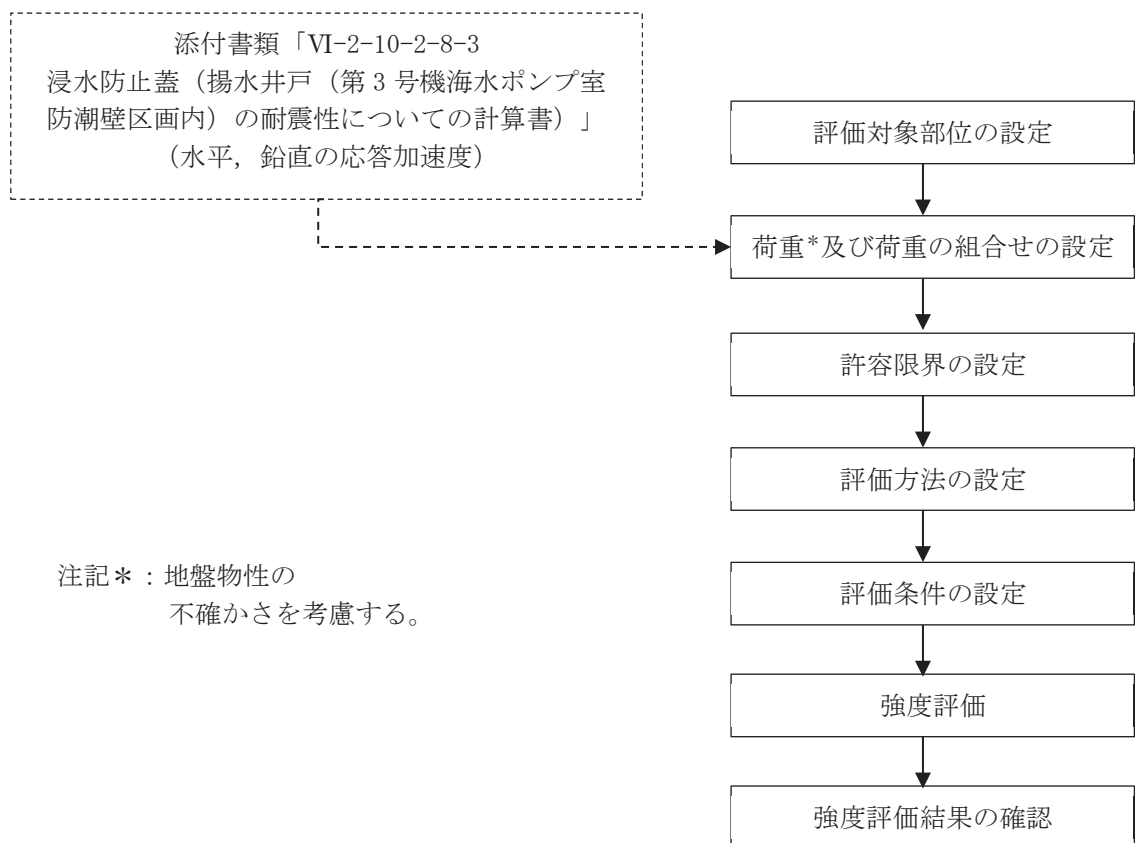


図 2-3 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（日本建築学会，2005 改定）
- (2) 機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 にそれぞれ示す。

表 2-2 浸水防止蓋の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
S_d	kN	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ による余震荷重
α_H	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の水平方向の余震震度
α_V	—	弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ の鉛直方向の余震震度
G	kN	固定荷重
P_h	kN	浸水津波荷重
ρ_o	t/m ³	水の密度
g	m/s ²	重力加速度
h_1	O. P. m	設計津波水位
h_2	O. P. m	浸水防止蓋の設置高さ
A	m ²	浸水防止蓋の面積
P_s	kN	積雪荷重
W_s	N/m ²	1 cm 当りの積雪荷重
d_s	cm	積雪高さ
$W_{s s}$	kN/m ²	単位面積当りの等分布荷重
τ	N/mm ²	最大せん断応力度
σ	N/mm ²	最大曲げ応力度
x	N/mm ²	組合せ応力度
a	mm	スキンプレートの半径
t	mm	スキンプレートの厚さ
N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数
A'	mm ²	固定ボルトの有効断面積
σ_t	N/mm ²	固定ボルト 1 本当りに作用する引張応力度
τ_s	N/mm ²	固定ボルト 1 本当りに作用するせん断応力度

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、津波荷重及び余震荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

浸水防止蓋に作用する津波荷重及び余震荷重は、浸水防止蓋のスキンプレートに伝わり、浸水防止蓋を固定する固定ボルトを介して躯体に伝達されることから、スキンプレート及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。浸水防止蓋の評価対象部位を、図3-1に示す。

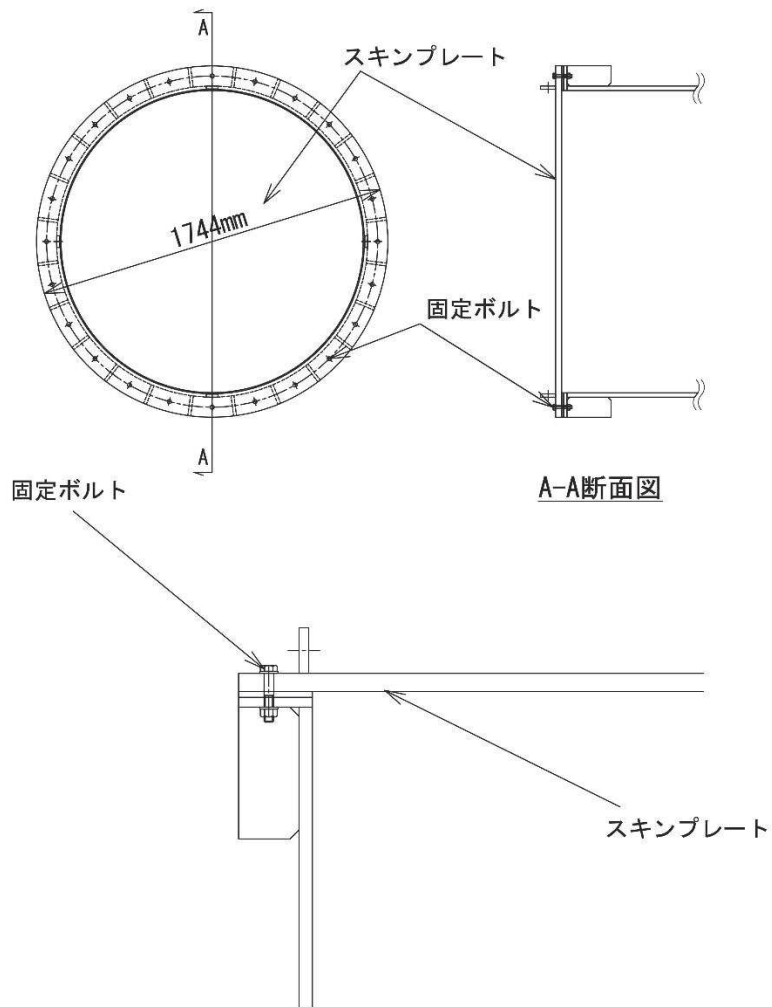


図3-1 浸水防止蓋の評価対象部位

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$G + P_h + S_d + P_s$$

ここで、	G	: 固定荷重 (kN)
	P_h	: 浸水津波荷重 (kN)
	S_d	: 余震荷重 (kN)
	P_s	: 積雪荷重 (kN)

4.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。

(1) 固定荷重(D)

固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 浸水津波荷重(P_h)

浸水津波荷重は、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、津波高さ及び浸水防止蓋の設置高さを考慮した静水圧を次式により算出する。

$$P_h = \rho_o \cdot g \cdot (h_1 - h_2) \cdot A$$

ここで、	ρ_o	: 水の密度 1.03 (t/m ³)
	g	: 重力加速度 9.80665 (m/s ²)
	h_1	: 設計津波水位 (O.P. m)
	h_2	: 浸水防止蓋の設置高さ (O.P. m)
	A	: 浸水防止蓋の面積 (m ²)

(3) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は以下に式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot W_s \cdot d_s \cdot A \cdot 10^{-3}$$

ここで、
P_s : 積雪荷重 (kN)
W_s : 1cm 当りの積雪荷重 20 (N/m²)
d_s : 積雪高さ 43 (cm)
A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(4) 余震荷重(S_d)

余震荷重として、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 に伴う地震力及び動水圧荷重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 に伴う地震力を考慮する。鉛直方向については、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う地震力と動水圧荷重を考慮する。

なお、浸水防止蓋の強度評価に用いる余震震度は、地盤物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-10-2-8-3 浸水防止蓋（揚水井戸（第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内））の耐震性についての計算書」の地震応答解析結果を用いる。

強度評価で用いる揚水井戸（第 3 号機海水ポンプ室防潮壁区画内）の最大加速度を表 4-1 に、余震震度を表 4-2 に示す。

地震力は、浸水防止蓋の固定荷重、浸水津波荷重及び積雪荷重に余震震度を乗じた次式により算出する。

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで、
S_d : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ による余震荷重 (kN)
G : 固定荷重 (kN)
P_h : 浸水津波荷重 (kN)
P_s : 積雪荷重 (kN)
α_H : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ による水平方向の余震震度
α_V : 弾性設計用地震動 S_d-D₂ による鉛直方向の余震震度

表 4-1 (1) 地盤の地表面最大加速度 (水平方向)

地震動	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
S d - D 2	ケース②	265.6

表 4-1 (2) 地盤の地表面最大加速度 (鉛直方向)

地震動	解析ケース	最大加速度 (cm/s ²)
S d - D 2	ケース①	759.8

表 4-2 余震震度

設置場所	床面高さ (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 の余震震度	
		水平方向 α_H	鉛直方向 α_v
揚水井戸 (第 3 号機海水ポン プ室防潮壁区画内)	O.P. 14.0	0.28	0.78

4.3 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて 設定した部位に対し、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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

4.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成するスキンプレート、固定ボルトの使用材料を表 4-3 に示す。

表 4-3 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
スキンプレート	SM490Y	t = 30 (mm)
固定ボルト	SM490Y	M16

4.3.2 許容限界（スキンプレート，固定ボルト）

鋼材の許容応力度は，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005改定）」を踏まえて表4-4の値とする。

表4-4 鋼材の短期許容応力度

材質	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SM490Y	325	188

4.4 評価方法

浸水防止蓋を構成するスキンプレート及び固定ボルトに発生する応力より算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。スキンプレートについては、評価上最も厳しい条件となる断面で評価を実施する。図 4-1 に評価の対象とするスキンプレートを示す。また、図 4-2 に固定ボルトの納まりを示す。

4.4.1 スキンプレート

スキンプレートの支持条件は周辺支持の円板とし、図 4-1 に示す通り、評価上最も厳しい条件となるよう評価を実施する。曲げ応力度及びせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」より以下の式にて算出する。

(1) 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 S_d

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_v$$

ここで、 S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 (kN)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_h : 浸水津波荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 α_v : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ の鉛直方向の余震震度

(2) スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の荷重 W_{ss}

$$W_{ss} = (G + P_h + S_d + P_s) / A$$

ここで、 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 G : スキンプレートの固定荷重 (kN)
 P_h : 浸水津波荷重 (kN)
 S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による余震荷重 (kN)
 P_s : 積雪荷重 (kN)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)

(3) スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 σ

スキンプレートに作用する曲げ応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\sigma = 1.24 \cdot W_{ss} \cdot a^2 / t^2$$

ここで、 σ : スキンプレートに作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 a : スキンプレートの半径 (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(4) スキンプレートに作用する最大せん断応力度 τ

スキンプレートに作用するせん断応力度は「機械工学便覧（日本機械学会，2005 改訂）」に基づき次式により算出する。

$$\tau = W_{ss} \cdot A \cdot 10^6 / (2 \cdot \pi \cdot a \cdot t)$$

- ここで、 τ : スキンプレートに作用する最大せん断応力度 (N/mm²)
 W_{ss} : スキンプレートに作用する単位面積当りの鉛直方向の等分布荷重 (kN/m²)
 A : 浸水防止蓋の面積 (m²)
 a : スキンプレートの半径 (mm)
 t : スキンプレートの厚さ (mm)

(5) スキンプレートに作用する組合せ応力度

スキンプレートに作用する曲げ応力度，せん断応力度を算定し，スキンプレートの短期許容応力度以下であることを確認する。また，スキンプレートに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

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

- ここで、 x : 組合せ応力度 (N/mm²)
 σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)

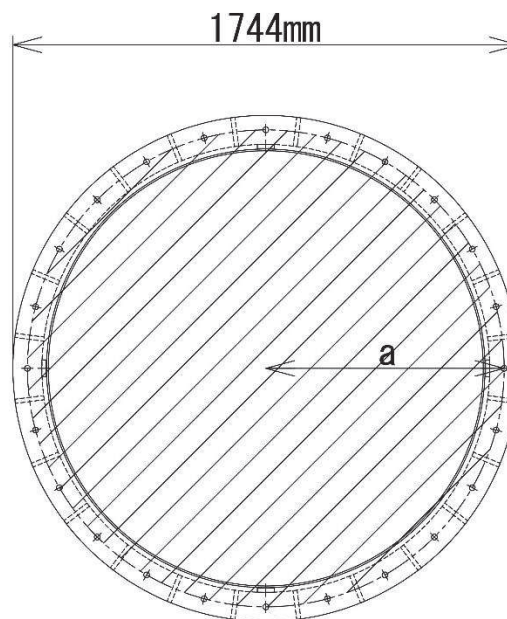


図 4-1 評価の対象とするスキンプレート

4.4.2 固定ボルト

- (1) 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平方向の余震荷重 S_d

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_H$$

ここで, S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平方向の余震荷重 (kN)

G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

P_h : 浸水津波荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_H : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ の水平方向の余震震度

- (2) 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による鉛直方向の余震荷重 S_d

$$S_d = (G + P_h + P_s) \cdot \alpha_V$$

ここで, S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による鉛直方向の余震荷重 (kN)

G : 浸水防止蓋の固定荷重 (kN)

P_h : 浸水津波荷重 (kN)

P_s : 積雪荷重 (kN)

α_V : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ の鉛直方向の余震震度

- (3) 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力度 σ_t

$$\sigma_t = T_s \cdot 10^3 / A'$$

ここで, $T_s = S_s / N$

σ_t : 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力度 (N/mm²)

T_s : 固定ボルト 1 本あたりに生じる引張応力度 (kN)

S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による鉛直方向の余震荷重 (kN)

N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

A' : 固定ボルトの有効断面積 (mm²)

- (4) 固定ボルト 1 本あたりに生じるせん断応力度 τ_s

$$\tau_s = q_s \cdot 10^3 / A'$$

ここで, $q_s = S_s / N$

τ_s : 固定ボルト 1 本あたりに作用するせん断応力度 (N/mm²)

q : 固定ボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (kN)

S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による水平方向の余震荷重 (kN)

N : 浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数

A' : 固定ボルトの有効断面積 (mm²)

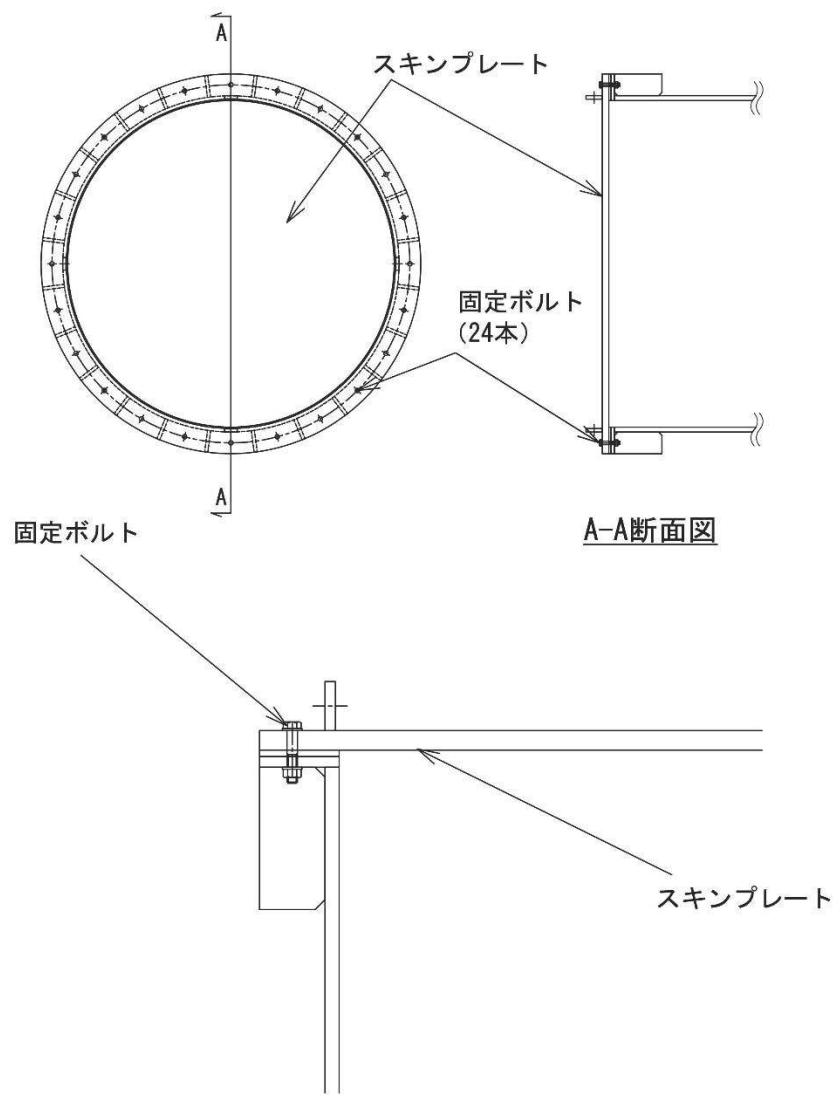


図 4-2 固定ボルトの納まり

4.5 評価条件

浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値を表 4-5 に示す。

表 4-5 浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
スキンプ プレート	G	kN	スキンプレートの固定荷重	5.59
	P _h	kN	浸水津波荷重	132.78
	h ₁	O.P. m	設計津波水位	19.5
	h ₂	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P _s	kN	積雪荷重	0.72
	A	m ²	浸水防止蓋の面積	2.39
	a	mm	スキンプレートの半径	822
	t	mm	スキンプレートの厚さ	30
固定 ボルト	G	kN	スキンプレートの固定荷重	5.59
	P _h	kN	浸水津波荷重	132.78
	h ₁	O.P. m	設計津波水位	19.5
	h ₂	O.P. m	浸水防止蓋の設置高さ	14.0
	P _s	kN	積雪荷重	0.72
	N	本	浸水防止蓋に取り付く固定ボルトの本数	24
	A'	mm ²	固定ボルトの有効断面積	157

5. 評価結果

浸水防止蓋の強度評価結果を表5-1に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力又は応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 浸水防止蓋の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (応力度又は荷重)		許容限界 (応力度又は荷重)		検定値
スキンプレート	曲げ	97	N/mm ²	325	N/mm ²	0.30 < 1.0
	せん断	1	N/mm ²	188	N/mm ²	0.01 < 1.0
	組合せ	98	N/mm ²	325	N/mm ²	0.31 < 1.0
固定ボルト	引張	30	N/mm ²	325	N/mm ²	0.10 < 1.0
	せん断	11	N/mm ²	188	N/mm ²	0.06 < 1.0

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

6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明

6.5.3.11 浸水防止蓋（第2号機軽油タンクエリア）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	6.5.3.11-1
2. 一般事項	6.5.3.11-2
2.1 配置概要	6.5.3.11-2
2.2 構造計画	6.5.3.11-3
2.3 評価方針	6.5.3.11-4
2.4 適用規格・基準等	6.5.3.11-5
2.5 記号の説明	6.5.3.11-6
3. 評価対象部位	6.5.3.11-8
4. 固有値解析	6.5.3.11-9
4.1 固有振動数の計算方法	6.5.3.11-9
4.2 固有振動数の計算条件	6.5.3.11-10
4.3 固有振動数の計算結果	6.5.3.11-11
5. 構造強度評価	6.5.3.11-12
5.1 構造強度評価方法	6.5.3.11-12
5.2 荷重及び荷重の組合せ	6.5.3.11-12
5.3 許容限界	6.5.3.11-14
5.4 設計用地震力	6.5.3.11-16
5.5 評価方法	6.5.3.11-17
5.6 評価条件	6.5.3.11-21
6. 評価結果	6.5.3.11-23

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋（No.1）、（No.2）及び地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋（以下「浸水防止蓋」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。その耐震評価は、浸水防止蓋の固有値解析及び応力評価により行う。

浸水防止蓋は、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、浸水防止蓋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

浸水防止蓋は、屋外タンク等の損傷による浸水及び補機冷却海水系放水路からの浸水を防止するために設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図 2-1、浸水対策配置図を図 2-2 に示す。

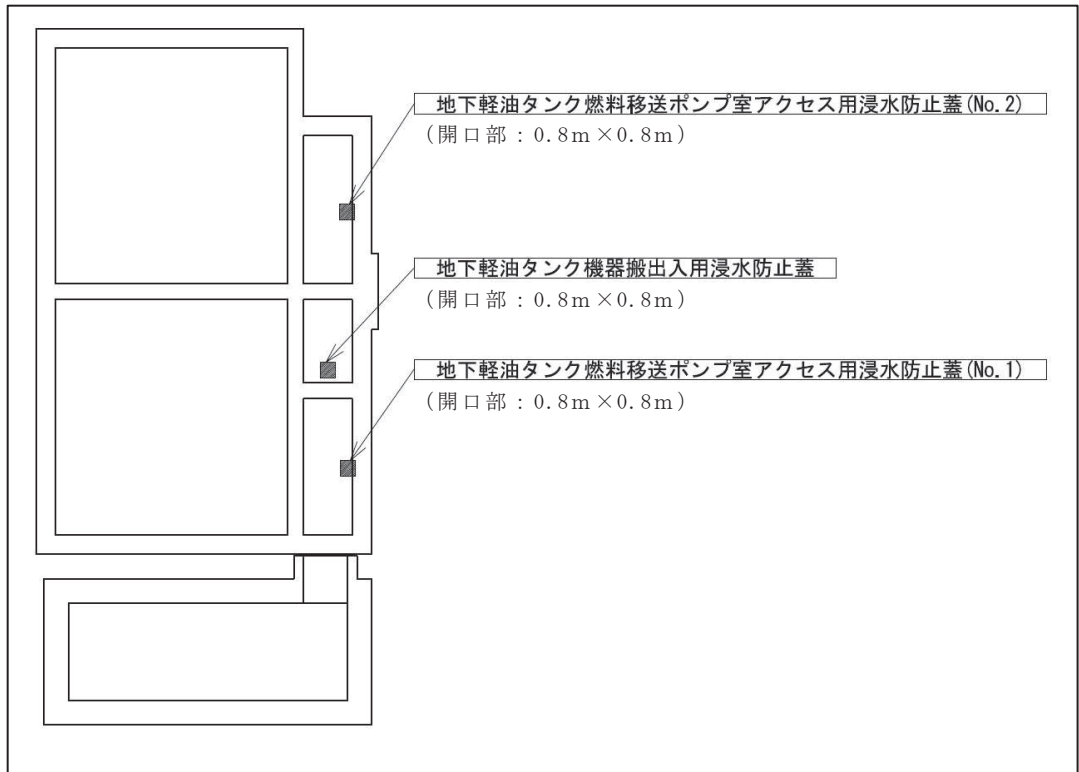


図 2-1 浸水防止蓋の設置位置図 (軽油タンクエリア上部)

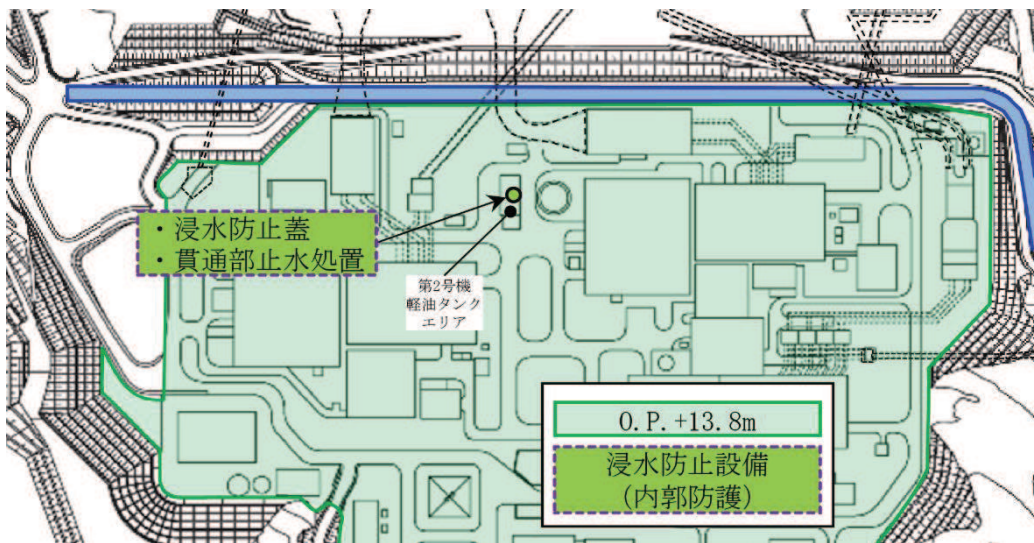




図 2-2 軽油タンクエリア 浸水対策配置図

2.2 構造計画

浸水防止蓋は、軽油タンクエリア上部（開口部）に固定ボルトにて固定することで止水性を確保する構造とする。浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
軽油タンクエリア上部（開口部）に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	 <p>地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋 (No. 1), (No. 2)</p>  <p>地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋</p>

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

浸水防止蓋の耐震評価は、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」にて示す浸水防止蓋の構造を踏まえ「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」で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。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

耐震評価フローを図 2-3 に示す。

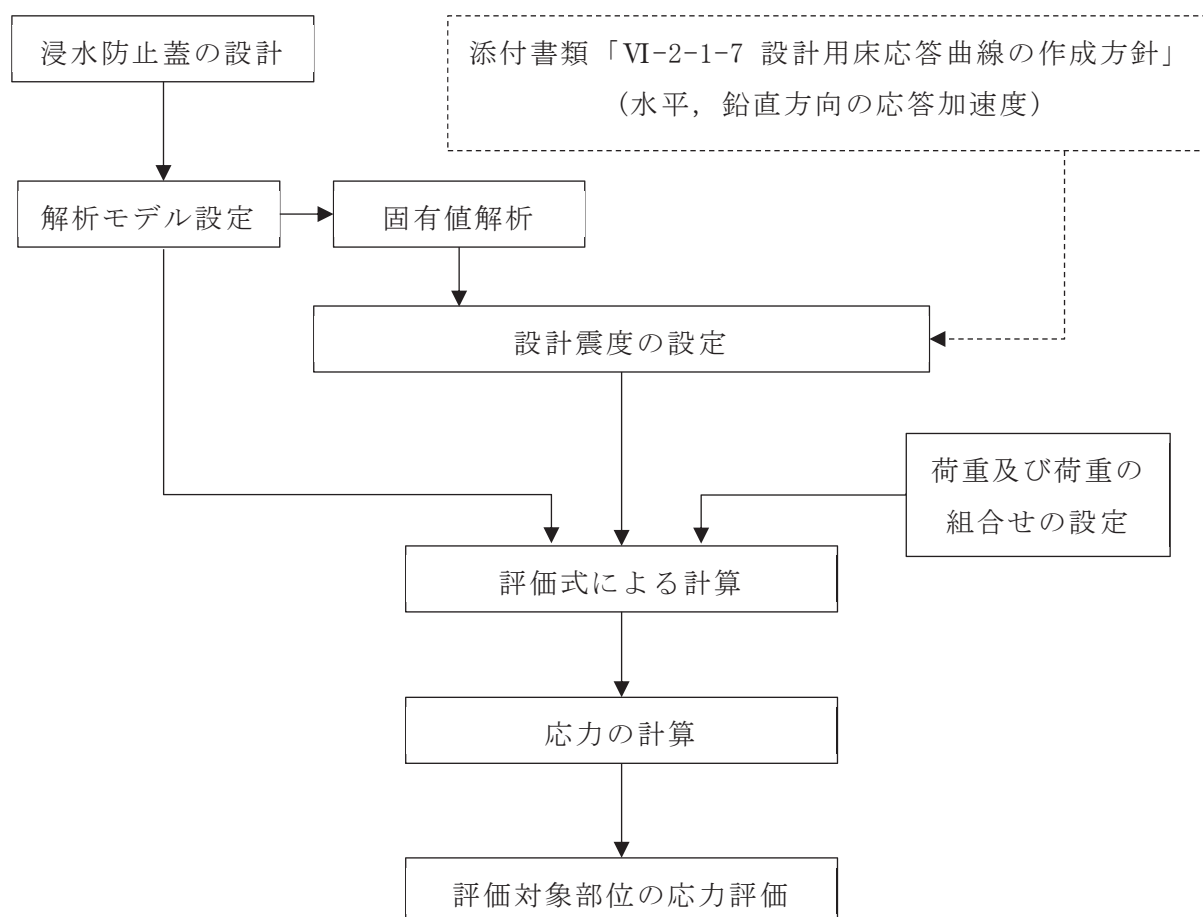


図 2-3 耐震評価フロー

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) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (2005 年版 (2007 年追補版含む) J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 (日本機械学会)) (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 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984 (日本電気協会)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (日本電気協会)
- (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 (日本電気協会) (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)
- (6) 日本産業規格 (J I S)

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 耐震評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
a	mm	浸水防止蓋の幅 (長辺)
b	mm	浸水防止蓋の長さ (短辺)
g	m/s ²	重力加速度
t	mm	浸水防止蓋の厚さ
m	kg	浸水防止蓋を構成する部材の重量
D	N	固定荷重
P _s	Pa	積雪荷重
F	MPa	許容応力算定用基準値 設計・建設規格 SSB-3121.1(1)a.(b)に定める, S _y 及び 0.7・S _u のいずれか小さい方の値とする。
f _b	MPa	許容曲げ応力 設計・建設規格 SSB-3121.1(4)に定める値とする。
f _s	MPa	許容せん断応力 設計・建設規格 SSB-3121.1(2)に定める値とする。
f _t	MPa	許容引張応力 設計・建設規格 SSB-3121.1(1)に定める値とする。
f _{t s}	MPa	せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力
S _y	MPa	設計・建設規格の付録図表 Part5 表 8 に規定される材料の設計降伏点
S _u	MPa	設計・建設規格の付録図表 Part5 表 9 に規定される材料の設計引張強さ
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
K _{H s s}	N	基準地震動 S _s による水平方向の地震荷重
K _{V s s}	N	基準地震動 S _s による鉛直方向の地震荷重
A	mm ²	浸水防止蓋の面積
ω	Pa/cm	積雪の単位荷重
β ₂	—	浸水防止蓋の曲げ応力算定に用いる係数
σ _{b s s}	MPa	浸水防止蓋に加わる曲げ応力
σ	MPa	浸水防止蓋に発生する曲げ応力とせん断応力の組合せ応力
τ _{s s}	MPa	浸水防止蓋に加わるせん断応力
A _b	mm ²	ボルトの断面積
n	本	ボルトの本数

表 2-2 耐震評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
τ_{kss}	MPa	ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力
f_{t0}	MPa	ボルトに作用する許容引張応力 (f_t を 1.5 倍した値)

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、地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。

浸水防止蓋に対して積雪及び地震（ S_s ）による荷重が作用し、これらの荷重は鋼製の浸水防止蓋から浸水防止蓋を固定している鋼製の固定ボルトに伝達することから、主要構成部材である浸水防止蓋及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。

浸水防止蓋の耐震評価における評価対象部位について図 3-1 及び図 3-2 に示す。



図 3-1 評価対象部位（地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋
(No. 1) , (No. 2))



図 3-2 評価対象部位（地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋）

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

浸水防止蓋の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

4.1.1 解析モデルの設定

浸水防止蓋は、全周囲を固定ボルトにて固定された構造であることから、荷重がかかる浸水防止蓋は図 4-1 に示す周辺固定の長方形板モデルとする。

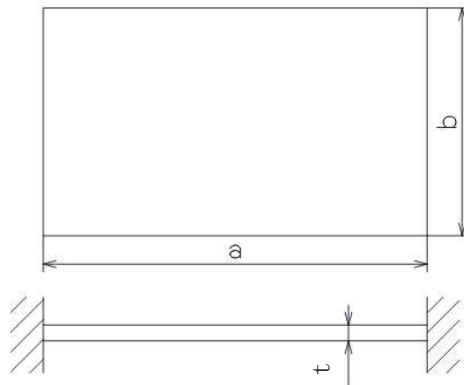


図 4-1 浸水防止蓋の概略モデル

4.1.2 記号の説明

浸水防止蓋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	単位	定義
T	s	固有周期
f	Hz	一次固有振動数
b	mm	浸水防止蓋の長さ（短辺）
t	mm	浸水防止蓋の厚さ
g	m/s ²	重力加速度
λ	—	振動数係数（板モデルの固有振動数算出）
E	MPa	縦弾性係数 設計・建設規格の付録材料図表 Part6 表 1 より温度を考慮して求めた値
ρ	kg/m ³	材料の密度
ν	—	ポアソン比

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有周期 T 及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数 f は、「機械工学便覧（日本機械学会）」より、次式を用いて算出する。

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

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

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 (1/2)

設備名称	材質	浸水防止蓋の厚さ t (mm)	浸水防止蓋の幅 a (mm)	浸水防止蓋の長さ b (mm)	振動数係数 λ *1
地下軽油タンク 燃料移送ポンプ室 アクセス用浸水防止蓋 (No.1) , (No.2)	SUS304	16	1.336×10^3	1.070×10^3	2.74
地下軽油タンク 機器搬出入用浸水防止蓋	SUS304	16	1.336×10^3	1.030×10^3	2.74

表 4-2 固有振動数の計算条件 (2/2)

温度条件 *2 (°C)	縦弾性係数 E (MPa)	重力加速度 g (m/s ²)	ポアソン比 ν	材料の密度 ρ (kg/m ³)
40	1.94×10^5	9.80665	0.3	7.93×10^3

注記 *1 : 浸水防止蓋の振動数係数 λ は、いずれも $1 < a/b < 1.5$ のため、より小さな値として算出される $a/b = 1.5$ の場合の定数 $\lambda = 2.74$ を用いた。

*2 : 屋外設備としての環境条件を考慮する。

4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表 4-3 に示す。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)
地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋 (No. 1) , (No. 2)	90.03
地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋	97.16

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の耐震評価は、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 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$D + S_s + P_s$$

ここで、 D : 固定荷重
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重
 P_s : 積雪荷重

5.2.2 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は以下のとおりとする。

(1) 固定荷重 (D)

常時作用する固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮し、以下の式により算出する。

$$D = m \cdot g$$

ここで、 D : 固定荷重 (N)
 m : 浸水防止蓋を構成する部材の重量 (kg)
 g : 重力加速度 (m/s^2)

(2) 基準地震動 S_s による地震荷重 (S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s に伴う慣性力を考慮する。地震荷重は、浸水防止蓋の固定荷重及び積雪荷重に設計震度を乗じた次式により算出する。

地震荷重を以下の式より算出する。

$$K_{H s s} = C_H \cdot (D + P_s \cdot A)$$

$$K_{V s s} = C_V \cdot (D + P_s \cdot A)$$

ここで、 $K_{H s s}$: 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (N)
 $K_{V s s}$: 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (N)
 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
 D : 固定荷重 (N)

P_s : 積雪荷重 (Pa)
 A : 浸水防止蓋の面積 (mm^2)

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付資料「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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量を以下の式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot \omega \cdot 43$$

ここで、 P_s : 積雪荷重 (Pa)
 ω : 積雪の単位荷重 20 (Pa/cm)

5.3 許容限界

許容限界は、添付資料「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

5.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成する浸水防止蓋，固定ボルト①，固定ボルト②及び固定ボルト③の使用材料を表 5-1 に示す。

表 5-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
浸水防止蓋	SUS304	厚さ 16 mm
固定ボルト①②③	SUS304	M16

5.3.2 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」の「3.1 構造強度上の制限」にて設定している許容限界を踏まえ、設計・建設規格に準じた許容応力を用いる。

なお、浸水防止蓋の浮き上がりによるボルトの引張が起こらないため、発生応力においては引張を考慮しないことから、引張応力及び組合せ応力については許容限界を設定しない。

浸水防止蓋及び固定ボルトの許容限界を表 5-2 に、許容応力評価条件を表 5-3 に、許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。

表 5-2 浸水防止蓋及び固定ボルトの許容限界（許容応力）

許容応力状態	許容限界* ¹ (MPa)					
	浸水防止蓋			固定ボルト①②③		
	一次応力			一次応力		
	曲げ* ³	せん断* ⁴	組合せ* ⁵	引張* ⁶	せん断* ⁷	組合せ* ⁸
III _A S* ²	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	f_{ts}

注記*1：曲げ及びせん断は、J E A G 4 6 0 1 を準用し、「その他の支持構造物」の許容限界を適用する。組合せは、設計・建設規格による。

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

*3：許容曲げ応力 $1.5 \cdot f_b$ は、以下の式により算出する。

$$1.5 \cdot f_b = 1.5 \cdot (F / 1.5)$$

*4：許容せん断応力 $1.5 \cdot f_s$ は、以下の式により算出する。

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

*5：曲げ応力とせん断応力を同時に受ける浸水防止蓋の許容組合せ応力 $1.5 \cdot f_t$ は、以下の式により算出する。

$$1.5 \cdot f_t = 1.5 \cdot (F / 1.5)$$

*6：許容引張応力 $1.5 \cdot f_t$ は、以下の式により算出する。

$$1.5 \cdot f_t = 1.5 \cdot (F / 2)$$

*7：許容せん断応力 $1.5 \cdot f_s$ は、以下の式により算出する。

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

*8：せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力 f_{ts} は、次のいずれか小さい方の値から算出する。

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{kss}$$

$$f_{ts} = f_{t0}$$

表 5-3 許容応力評価条件

評価対象部位	材料	温度条件 (°C)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)
浸水防止蓋	SUS304	40	205	520	205
固定ボルト①					
固定ボルト②					
固定ボルト③					

注記*： $F = \text{Min} [S_y, 0.7 \cdot S_u]$ とする。

表 5-4 許容応力算出結果

許容応力 状態	評価対象 部位	許容限界 (ボルト以外)			許容限界 (ボルト)	
		一次応力			一次応力	
		曲げ (MPa)	せん断 (MPa)	組合せ (MPa)	引張 (MPa)	せん断 (MPa)
Ⅲ _A S	浸水防止蓋	204	117	204	—	—
	固定ボルト①	—	—	—	—	117
	固定ボルト②	—	—	—	—	117
	固定ボルト③	—	—	—	—	117

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり，浸水防止蓋の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，浸水防止蓋の耐震評価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」に示す軽油タンク室（ポンプ室）における最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。

耐震評価で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 設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平方向設計震度 C_H^*	鉛直方向設計震度 C_V^*
基準地震動 S_s	軽油タンク室（ポンプ室） O.P. 13.80	1.52	0.95

注記*：「4. 固有値解析」より，浸水防止蓋の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

表 5-6 軽油タンク室（ポンプ室）内機器等の評価用震度
（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*1 O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS(ポンプ室)	EW(ポンプ室)	水平包絡	鉛直
14.8	1.52	1.39	1.52	0.95
9.5	1.30	1.27	1.30	0.91

注記 *1：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 評価方法

浸水防止蓋，固定ボルト①，固定ボルト②及び固定ボルト③に発生する応力より算出する応力度が，許容限界以下であることを確認する。図 5-1，図 5-2 に評価の対象とする浸水防止蓋及び固定ボルトを示す。

5.5.1 浸水防止蓋

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に，浸水防止蓋に発生する曲げ応力及びせん断応力は，「機械工学便覧（日本機械学会）」より以下の式にて算出する。

(1) 最大曲げ応力

$$\sigma_{bss} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{vss}}{A} + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

ここで， σ_{bss} : 浸水防止蓋に加わる曲げ応力(MPa)
 β_2 : 浸水防止蓋の曲げ応力算定に用いる係数
 D : 浸水防止蓋の固定荷重(N)
 K_{vss} : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重(N)
 A : 浸水防止蓋の面積(mm²)
 P_s : 積雪荷重(Pa)
 b : 浸水防止蓋の長さ（短辺）(mm)
 t : 浸水防止蓋の厚さ(mm)

(2) 最大せん断応力

$$\tau_{ss} = \frac{D + K_{vss} + P_s \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

ここで， τ_{ss} : 浸水防止蓋に加わるせん断応力(MPa)
 D : 浸水防止蓋の固定荷重(N)
 K_{vss} : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重(N)
 P_s : 積雪荷重(Pa)
 A : 浸水防止蓋の面積(mm²)
 t : 浸水防止蓋の厚さ(mm)
 a : 浸水防止蓋の長さ（長辺）(mm)
 b : 浸水防止蓋の長さ（短辺）(mm)

(3) 組合せ応力評価

浸水防止蓋に発生する曲げ応力やせん断応力の組合せ応力を以下の式より算出する。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_{b s s}^2 + 3 \cdot \tau_{s s}^2}$$

注記* : 設計・建設規格 SSB-3121.1

ここで, σ : 浸水防止蓋に発生する曲げ応力とせん断応力の組合せ応力 (MPa)

$\sigma_{b s s}$: 浸水防止蓋に加わる曲げ応力 (MPa)

$\tau_{s s}$: 浸水防止蓋に加わるせん断応力 (MPa)

5.5.2 固定ボルト①

固定ボルト①に作用するせん断荷重は, 浸水防止蓋の水平方向荷重をすべての固定ボルト①で負担するものとして評価する。固定ボルト①のせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{k s s} = \frac{K_{H s s}}{n_1 \cdot A_{b 1}}$$

$$K_{H s s} = C_H \cdot (D_1 + P_s \cdot A)$$

ここで, $\tau_{k s s}$: ボルト 1 本当りに加わるせん断応力 (MPa)

$K_{H s s}$: 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (N)

C_H : 基準地震動 S_s による水平方向の設計震度

D_1 : 浸水防止蓋の固定荷重 (N)

P_s : 積雪荷重 (Pa)

A : 浸水防止蓋の面積 (mm²)

n_1 : 固定ボルト①の本数 (本)

$A_{b 1}$: 固定ボルト①の呼び径断面積 (mm²)

5.5.3 固定ボルト②

固定ボルト②に作用するせん断荷重は, 浸水防止蓋, 固定ボルト①及び中間リングの水平方向荷重をすべての固定ボルト②で負担するものとして評価する。固定ボルト②のせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{k s s} = \frac{K_{H s s}}{n_2 \cdot A_{b 2}}$$

$$K_{H s s} = C_H \cdot (D_2 + P_s \cdot A)$$

ここで, $\tau_{k s s}$: ボルト 1 本当りに加わるせん断応力 (MPa)

$K_{H s s}$: 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (N)

C_H : 基準地震動 S_s による水平方向の設計震度

D_2 : 浸水防止蓋, 固定ボルト①及び中間リングの固定荷重 (N)

P_s : 積雪荷重 (Pa)

- A : 浸水防止蓋の面積 (mm²)
- n₂ : 固定ボルト②の本数(本)
- A_{b2} : 固定ボルト②の呼び径断面積 (mm²)

5.5.4 固定ボルト③

固定ボルト③に作用するせん断荷重は、浸水防止蓋、固定ボルト①、中間リング、固定ボルト②及び埋込リングの水平方向荷重をすべての固定ボルト③で負担するものとして評価する。固定ボルト③のせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{kss} = \frac{K_{Hss}}{n_3 \cdot A_{b3}}$$

$$K_{Hss} = C_H \cdot (D_3 + P_s \cdot A)$$

ここで、 τ_{kss} : ボルト 1 本当たりに加わるせん断応力 (MPa)

K_{Hss} : 基準地震動 S_s による水平方向の地震荷重 (N)

C_H : 基準地震動 S_s による水平方向の設計震度

D_3 : 浸水防止蓋、固定ボルト①、中間リング、固定ボルト②及び埋込リングの固定荷重 (N)

P_s : 積雪荷重 (Pa)

A : 浸水防止蓋の面積 (mm²)

n₃ : 固定ボルト③の本数(本)

A_{b3} : 固定ボルト③の呼び径断面積 (mm²)



図 5-1 評価の対象とする浸水防止蓋及び固定ボルト
(地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋 (No. 1) (No. 2))

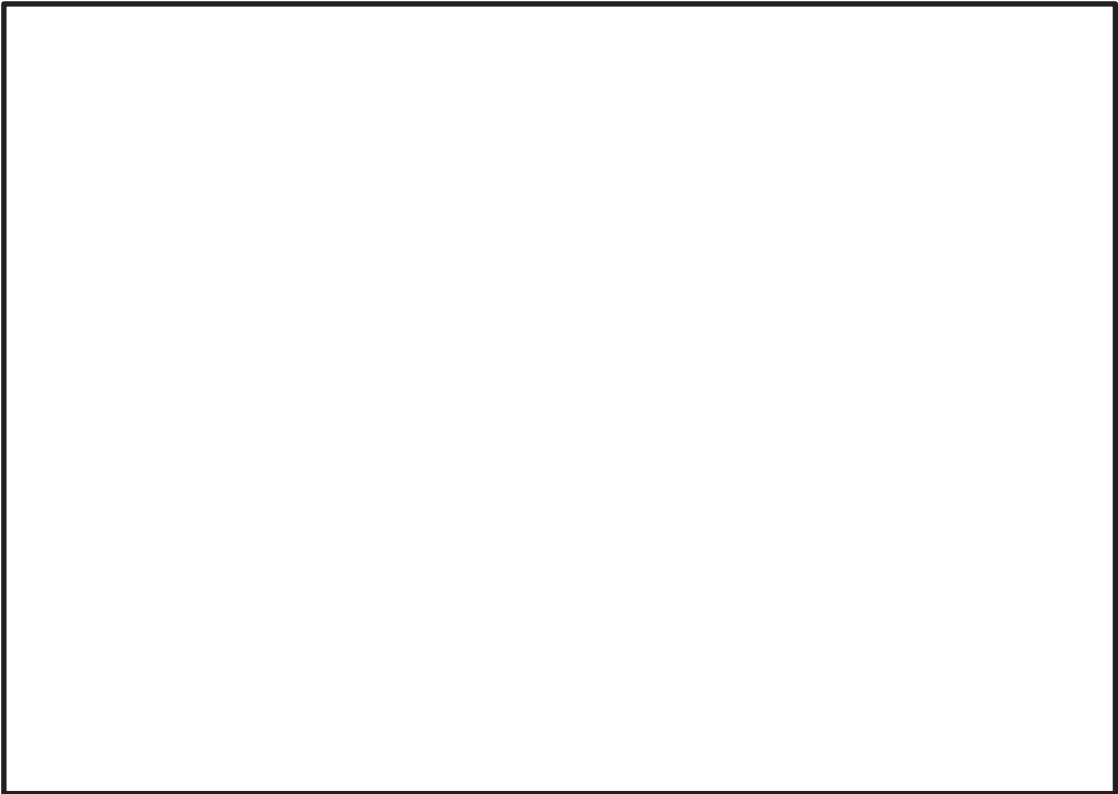


図 5-2 評価の対象とする浸水防止蓋及び固定ボルト
(地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋)

5.6 評価条件

浸水防止蓋の耐震評価に用いる入力値を表 5-7 及び表 5-8 に示す。

表 5-7 浸水防止蓋（地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋（No.1）
（No.2））の耐震評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	g	m/s ²	重力加速度	9.80665
	P _s	Pa	積雪荷重	301.0
浸水防止蓋	D	N	浸水防止蓋の固定荷重	3.040×10 ³
	a	mm	浸水防止蓋の長さ（長辺）	1.336×10 ³
	b	mm	浸水防止蓋の幅（短辺）	1.070×10 ³
	A	mm ²	浸水防止蓋の面積	1.430×10 ⁶
	t	mm	浸水防止蓋の厚さ	16
固定ボルト①	D ₁	N	浸水防止蓋の固定荷重	3.040×10 ³
	n ₁	本	固定ボルト①の本数	8
	A _{b1}	mm ²	固定ボルト①の呼び径断面積	201.1
固定ボルト②	D ₂	N	浸水防止蓋，固定ボルト①及び中間リングの固定荷重	4.590×10 ³
	n ₂	本	固定ボルト②の本数	12
	A _{b2}	mm ²	固定ボルト②の呼び径断面積	201.1
固定ボルト③	D ₃	N	浸水防止蓋，固定ボルト①，中間リング，固定ボルト②及び埋込リングの固定荷重	6.472×10 ³
	n ₃	本	固定ボルト③の本数	16
	A _{b3}	mm ²	固定ボルト③の呼び径断面積	201.1

表 5-8 浸水防止蓋（地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋）の耐震評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	g	m/s ²	重力加速度	9.80665
	P _s	Pa	積雪荷重	301.0
浸水防止蓋	D	N	固定荷重	2.550×10 ³
	a	mm	浸水防止蓋の長さ（長辺）	1.336×10 ³
	b	mm	浸水防止蓋の幅（短辺）	1.070×10 ³
	A	mm ²	浸水防止蓋の面積	1.376×10 ⁶
	t	mm	浸水防止蓋の厚さ	16
固定ボルト①	D ₁	N	浸水防止蓋の固定荷重	2.550×10 ³
	n ₁	本	固定ボルト①の本数	8
	A _{b1}	mm ²	固定ボルト①の呼び径断面積	201.1
固定ボルト②	D ₂	N	浸水防止蓋，固定ボルト①及び中間リングの固定荷重	4.295×10 ³
	n ₂	本	固定ボルト②の本数	12
	A _{b2}	mm ²	固定ボルト②の呼び径断面積	201.1
固定ボルト③	D ₃	N	浸水防止蓋，固定ボルト①，中間リング，固定ボルト②及び埋込リングの固定荷重	6.178×10 ³
	n ₃	本	固定ボルト③の本数	16
	A _{b3}	mm ²	固定ボルト③の呼び径断面積	201.1

6. 評価結果

浸水防止蓋の耐震評価結果を表 6-1 に示す。全ての部材において発生応力が許容応力以下であることを確認した。

表 6-1 耐震評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
地下軽油タンク 燃料移送ポンプ室 アクセス用 浸水防止蓋 (No. 1) , (No. 2)	浸水防止蓋	曲げ	10	204
		せん断	1	117
		組合せ*	11	204
	固定ボルト①	せん断	4	117
	固定ボルト②	せん断	4	117
	固定ボルト③	せん断	4	117
地下軽油タンク 機器搬出入用 浸水防止蓋	浸水防止蓋	曲げ	8	204
		せん断	1	117
		組合せ*	9	204
	固定ボルト①	せん断	3	117
	固定ボルト②	せん断	3	117
	固定ボルト③	せん断	4	117

注記*：浸水防止蓋の組合せ応力値は曲げとせん断の組合せである。

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

6.5.3 浸水防止蓋に関する補足説明

6.5.3.12 浸水防止蓋（第2号機軽油タンクエリア）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	6.5.3.12-1
2. 一般事項	6.5.3.12-2
2.1 配置概要	6.5.3.12-2
2.2 構造計画	6.5.3.12-3
2.3 評価方針	6.5.3.12-4
2.4 適用規格・基準等	6.5.3.12-5
2.5 記号の説明	6.5.3.12-6
3. 評価対象部位	6.5.3.12-8
4. 固有値解析	6.5.3.12-9
4.1 固有振動数の計算方法	6.5.3.12-9
4.2 固有振動数の計算条件	6.5.3.12-10
4.3 固有振動数の計算結果	6.5.3.12-11
5. 構造強度評価	6.5.3.12-12
5.1 構造強度評価方法	6.5.3.12-12
5.2 荷重及び荷重の組合せ	6.5.3.12-12
5.3 許容限界	6.5.3.12-15
5.4 評価方法	6.5.3.12-17
5.5 評価条件	6.5.3.12-21
6. 評価結果	6.5.3.12-23

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋（No.1）、（No.2）及び地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋（以下「浸水防止蓋」という。）が津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波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、浸水防止蓋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

浸水防止蓋は、屋外タンク等の損傷による浸水及び補機冷却海水系放水路からの浸水を防止するために設置する。

浸水防止蓋の設置位置図を図 2-1、浸水対策図を図 2-2 に示す。

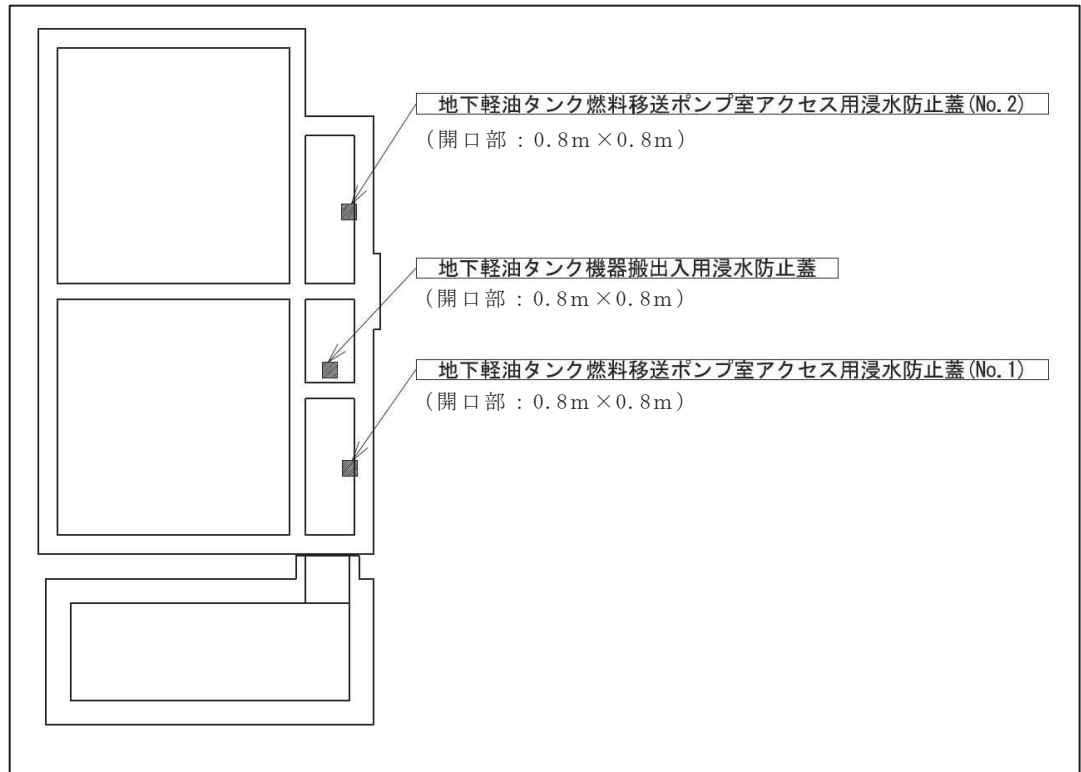


図 2-1 浸水防止蓋の設置位置図 (軽油タンクエリア上部)

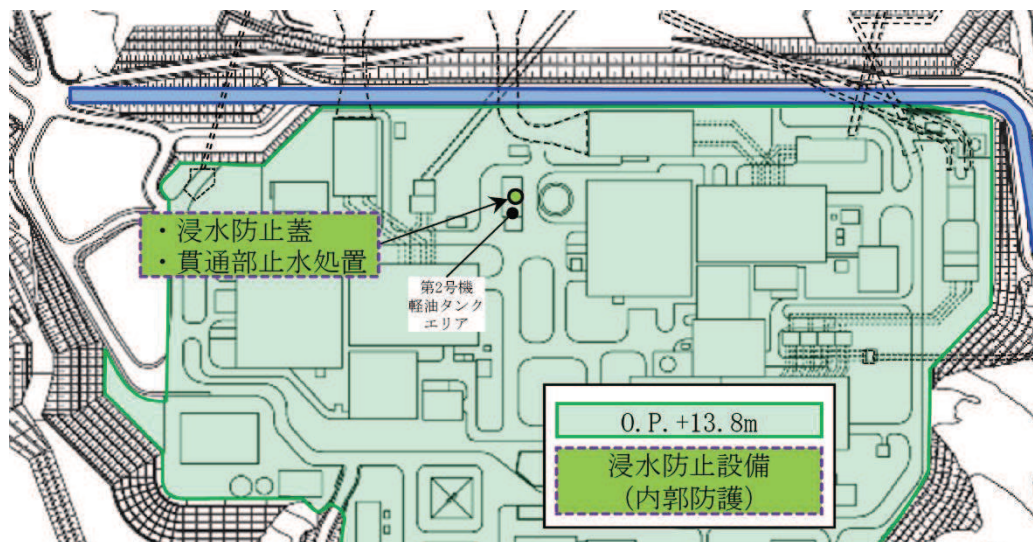

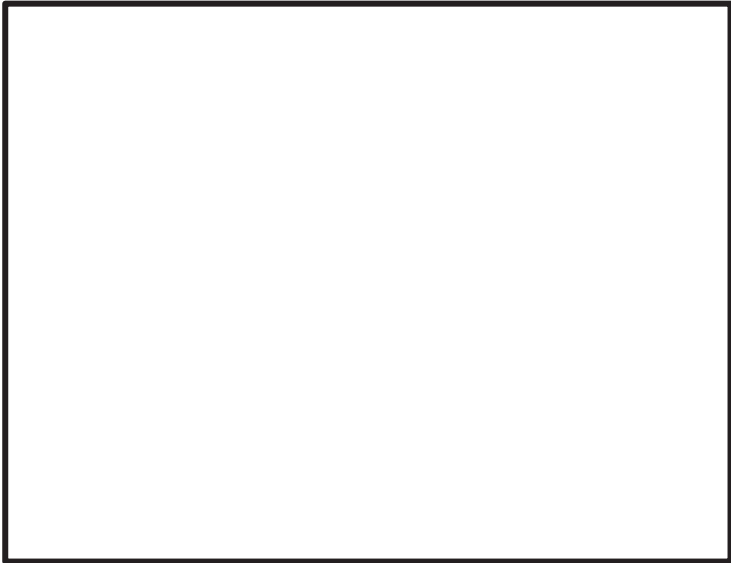


図 2-2 軽油タンクエリア 浸水対策配置図

2.2 構造計画

浸水防止蓋は、軽油タンクエリア上部（開口部）に固定ボルトにて固定することで止水性を確保する構造とする。浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 浸水防止蓋の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
軽油タンクエリア上部（開口部）に固定ボルトで固定する。	浸水防止蓋及び固定ボルトにより構成する。	 <p>地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋 (No.1), (No.2)</p>  <p>地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋</p>

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

浸水防止蓋の強度評価は、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」に示す浸水防止蓋の構造を踏まえ、「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」で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」に示す方法にて確認する。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-3 に示す。

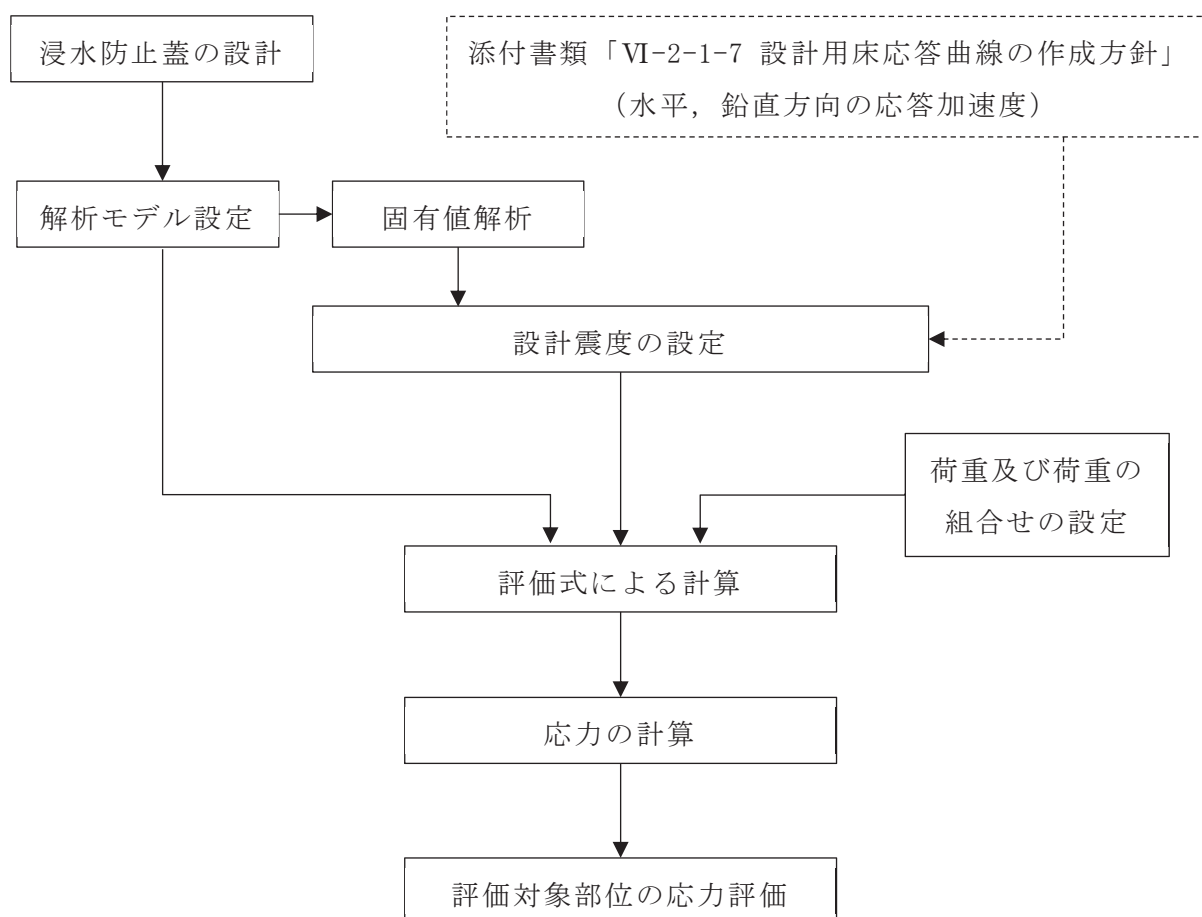


図 2-3 強度評価フロー

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) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (2005 年版 (2007 年追補版含む) J S
M E S N C 1 - 2005 / 2007 (日本機械学会)) (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 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0
1 ・ 補 - 1984 (日本電気協会)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987 (日本電気協会)
- (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 (日本電気
協会) (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)
- (6) 日本産業規格 (J I S)

2.5 記号の説明

浸水防止蓋の強度評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
a	mm	浸水防止蓋の長さ (長辺)
b	mm	浸水防止蓋の幅 (短辺)
g	m/s ²	重力加速度
t	mm	浸水防止蓋の板厚
m	kg	浸水防止蓋を構成する部材の重量
D	N	固定荷重
P _s	N	積雪荷重
F	MPa	許容応力算定用基準値 設計・建設規格 SSB-3121.1(1)a.(b)に定める, S _y 及び 0.7・S _u のいずれか小さい方の値とする。
f _b	MPa	許容曲げ応力 設計・建設規格 SSB-3121.1(4)に定める値とする。
f _t	MPa	許容引張応力 設計・建設規格 SSB-3121.1(1)に定める値とする。
f _{t s}	MPa	せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力
f _s	MPa	許容せん断応力 設計・建設規格 SSB-3121.1(2)に定める値とする。
S _y	MPa	設計・建設規格の付録図表 Part5 表 8 に規定される材料の設計降伏点
S _u	MPa	設計・建設規格の付録図表 Part5 表 9 に規定される材料の設計引張強さ
S _d	N	弾性設計用地震動 S _d -D2 による余震荷重
C _H	—	弾性設計用地震動 S _d -D2 による水平方向の設計震度
C _V	—	弾性設計用地震動 S _d -D2 による鉛直方向の設計震度
K _{H s d}	N	弾性設計用地震動 S _d -D2 による水平方向の地震荷重
K _{V s d}	N	弾性設計用地震動 S _d -D2 による鉛直方向の地震荷重
P _h	MPa	津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重
β ₂	—	浸水防止蓋の曲げ応力算定に用いる係数
ρ ₀	kg/m ³	海水の密度
h	mm	津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位
ω	Pa/cm	積雪の単位荷重
A	mm ²	浸水防止蓋の面積

表 2-2 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
σ_b	MPa	浸水防止蓋に発生する最大曲げ応力
σ	MPa	浸水防止蓋に発生する曲げ応力とせん断応力の組合せ応力
τ	MPa	浸水防止蓋に発生する最大せん断応力
A_b	mm ²	ボルトの断面積
f_{t0}	MPa	ボルトに作用する許容引張応力 (f_t を 1.5 倍した値)
τ_{ksd}	MPa	ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力
n	本	ボルトの本数

3. 評価対象部位

浸水防止蓋の評価対象部位は、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」にて設定している構造を踏まえて、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設定する。

浸水防止蓋に対して浸水津波及び積雪、余震による荷重が作用し、これらの荷重は鋼製の浸水防止蓋より浸水防止蓋を固定している鋼製の固定ボルトに伝達することから、主要構成部材である浸水防止蓋及び固定ボルトを評価対象部位として設定する。

浸水防止蓋の強度評価における評価対象部位について図 3-1 及び図 3-2 に示す。



図 3-1 評価対象部位（地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋
(No. 1) , (No. 2)）

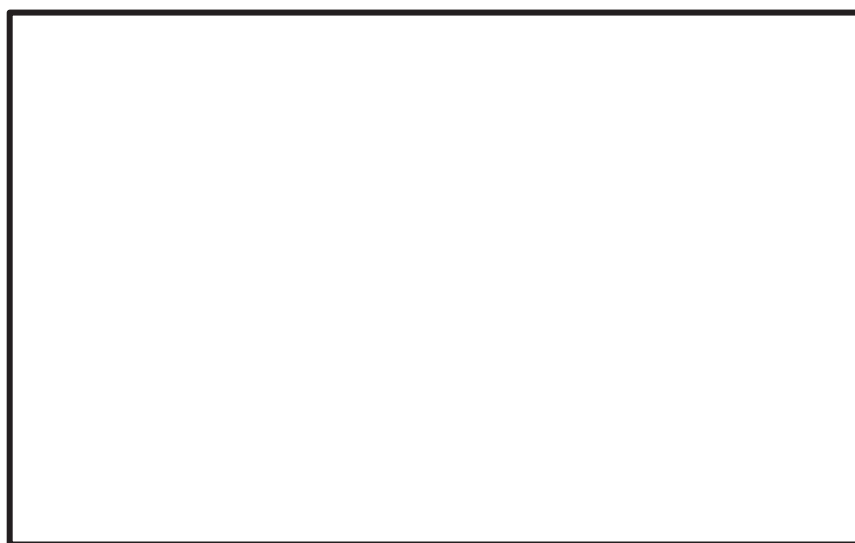


図 3-2 評価対象部位（地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋）

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

浸水防止蓋の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

4.1.1 解析モデルの設定

浸水防止蓋は、全周囲を固定ボルトにて固定された構造であることから、荷重がかかる浸水防止蓋は図 4-1 に示す周辺固定の長方形板モデルとする。

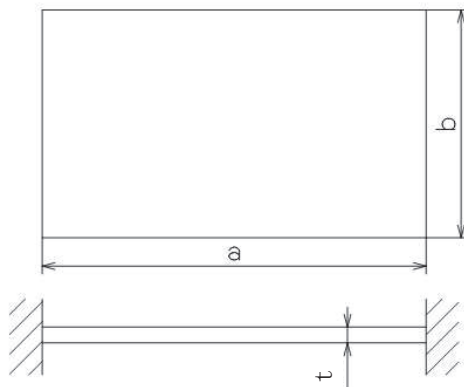


図 4-1 浸水防止蓋の概略モデル

4.1.2 記号の説明

浸水防止蓋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	単位	定義
T	s	固有周期
f	Hz	一次固有振動数
b	mm	解析モデルの幅
t	mm	解析モデルの厚さ
g	m/s ²	重力加速度
λ	—	振動数係数（板モデルの固有振動数算出）
E	MPa	縦弾性係数 設計・建設規格の付録材料図表 Part6 表 1 より温度を考慮して求めた値
ρ	kg/m ³	材料の密度
ν	—	ポアソン比

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有周期 T 及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数 f は、「機械工学便覧（日本機械学会）」より、次式を用いて算出する。

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

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

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（1/2）

設備名称	材質	浸水防止蓋の厚さ t (mm)	浸水防止蓋の幅 a (mm)	浸水防止蓋の長さ b (mm)	振動数係数 λ *1
地下軽油タンク 燃料移送ポンプ室 アクセス用浸水防止蓋 (No.1) , (No.2)	SUS304	16	1.336×10^3	1.070×10^3	2.74
地下軽油タンク 機器搬出入用浸水防止蓋	SUS304	16	1.336×10^3	1.030×10^3	2.74

表 4-2 固有振動数の計算条件（2/2）

温度条件 *2 (°C)	縦弾性係数 E (MPa)	重力加速度 g (m/s ²)	ポアソン比 ν	材料の密度 ρ (kg/m ³)
40	1.94×10^5	9.80665	0.3	7.93×10^3

注記*1：浸水防止蓋の振動数係数 λ は、いずれも $1 < a/b < 1.5$ のため、より小さな値として算出される $a/b = 1.5$ の場合の定数 $\lambda = 2.74$ を用いた。

*2：屋外設備としての環境条件を考慮する。

4.3 固有振動数の計算結果

固有振動数の計算結果を表 4-3 に示す。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)
地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋 (No. 1) , (No. 2)	90.03
地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋	97.16

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」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 荷重の組合せ

浸水防止蓋の評価に用いる荷重の組合せを下記に示す。

$$D + P_h + S_d + P_s$$

- ここで、 D : 固定荷重
 P_h : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重
 S_d : 弾性設計用地震動 $S_d - D 2$ による余震荷重
 P_s : 積雪荷重

5.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。

(1) 固定荷重 (D)

常時作用する固定荷重として、浸水防止蓋を構成する部材の自重を考慮し、以下の式により算出する。

$$D = m \cdot g$$

- ここで、 D : 固定荷重 (N)
 m : 浸水防止蓋を構成する部材の重量 (kg)
 g : 重力加速度 (m/s^2)

(2) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重として、津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位を考慮し、以下の式より算出する。

$$P_h = \rho_o \cdot g \cdot h$$

- ここで、 P_h : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重 (MPa)
 ρ_o : 海水の密度 (kg/m^3)
 g : 重力加速度 (m/s^2)
 h : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位 (mm)

(3) 余震荷重 (S d)

余震荷重として、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」に示す弾性設計用地震動に伴う地震力を考慮する。

$$K_{H s d} = C_H \cdot (D + (P_h + P_s) \cdot A)$$

$$K_{V s d} = C_V \cdot (D + (P_h + P_s) \cdot A)$$

ここで、 $K_{H s d}$: 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の地震荷重 (N)

$K_{V s d}$: 弾性設計用地震動 S d - D 2 による鉛直方向の地震荷重 (N)

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

D : 固定荷重 (N)

P_h : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重 (MPa)

P_s : 積雪荷重 (Pa)

A : 浸水防止蓋の面積 (mm²)

(4) 積雪荷重 (P s)

積雪荷重として、添付書類「VI-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうち、添付資料「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」に基づき 43cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量を以下の式より算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot \omega \cdot 43$$

ここで、 P_s : 積雪荷重 (Pa)

ω : 積雪の単位荷重 20 (Pa/cm)

5.2.3 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり，浸水防止蓋の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，浸水防止蓋の強度評価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」に示す軽油タンク室（ポンプ室）における最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。

浸水防止蓋の強度評価に用いる設計震度を表 5-1 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，軽油タンク室（ポンプ室）の弾性設計用地震動 S d - D 2 に対する設計用震度（強度評価用：1.2ZPA）を表 5-2 に示す。

表 5-1 設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平方向設計震度 C_H^*	鉛直方向設計震度 C_V^*
弾性設計用 地震動 S d - D 2	軽油タンク室（ポンプ室） O.P. 13.80	0.88	0.47

注記*：「4. 固有値解析」より，浸水防止蓋の固有振動数が 20Hz 以上であることを確認したため，最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

表 5-2 軽油タンク室（ポンプ室）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 - D 2，不確かさ包絡）

標高*1 O.P.(m)	動的震度(1.2ZPA) (単位:G)			
	NS(ポンプ室)	EW(ポンプ室)	水平包絡	鉛直
14.8	0.88	0.82	0.88	0.47
9.5	0.74	0.76	0.76	0.47

注記 *1：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。

5.3 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、添付資料「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」にて設定している許容限界を踏まえ設定する。

5.3.1 使用材料

浸水防止蓋を構成する浸水防止蓋，固定ボルト①，固定ボルト②及び固定ボルト③の使用材料を表 5-2 に示す。

表 5-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
浸水防止蓋	SUS304	厚さ 16 mm
固定ボルト①②③	SUS304	M16

5.3.2 許容限界

浸水防止蓋の許容限界は、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」にて設定している許容限界を踏まえ、設計・建設規格に準じた許容応力を用いる。なお、浸水防止蓋の浮き上がりによるボルトの引張が起これないため、固定ボルトの発生応力においては引張を考慮しないことから、引張応力及び組合せ応力については許容限界を設定しない。

浸水防止蓋及び固定ボルトの許容限界を表 5-3 に、許容応力評価条件を表 5-4 に、許容応力算出結果を表 5-5 にそれぞれ示す。

表 5-3 浸水防止蓋及び固定ボルトの許容限界（許容応力）

許容応力状態	許容限界* ¹ (MPa)					
	浸水防止蓋			固定ボルト①②③		
	一次応力			一次応力		
	曲げ* ³	せん断* ⁴	組合せ* ⁵	引張* ⁶	せん断* ⁷	組合せ* ⁸
Ⅲ _{AS} * ²	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	f_{ts}

注記*1：曲げ及びせん断は、J E A G 4 6 0 1 を準用し、「その他の支持構造物」の許容限界を適用する。組合せは、設計・建設規格による。

*2：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。

*3：許容曲げ応力 $1.5 \cdot f_b$ は、以下の式により算出する。

$$1.5 \cdot f_b = 1.5 \cdot (F / 1.5)$$

*4：許容せん断応力 $1.5 \cdot f_s$ は、以下の式により算出する。

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

*5：曲げ応力とせん断応力を同時に受ける浸水防止蓋の許容組合せ応力 $1.5 \cdot f_t$ は、以下の式により算出する。

$$1.5 \cdot f_t = 1.5 \cdot (F / 1.5)$$

*6：許容引張応力 $1.5 \cdot f_t$ は、以下の式により算出する。

$$1.5 \cdot f_t = 1.5 \cdot (F / 2)$$

*7：許容せん断応力 $1.5 \cdot f_s$ は、以下の式により算出する。

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

*8：せん断応力と引張応力を同時に受けるボルトの許容引張応力 f_{ts} は、次のいずれか小さい方の値から算出する。

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{kss}$$

$$f_{ts} = f_{t0}$$

表 5-4 許容応力評価条件

評価対象部位	材料	温度条件 (°C)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)
浸水防止蓋	SUS304	40	205	520	205
固定ボルト①					
固定ボルト②					
固定ボルト③					

注記*： $F = \text{Min} [S_y, 0.7 \cdot S_u]$ とする。

表 5-5 許容応力算出結果

許容応力 状態	評価対象 部位	許容限界 (ボルト以外)			許容限界 (ボルト)	
		一次応力			一次応力	
		曲げ (MPa)	せん断 (MPa)	組合せ (MPa)	引張 (MPa)	せん断 (MPa)
Ⅲ _{AS}	浸水防止蓋	204	117	204	—	—
	固定ボルト①	—	—	—	—	117
	固定ボルト②	—	—	—	—	117
	固定ボルト③	—	—	—	—	117

5.4 評価方法

浸水防止蓋，固定ボルト①，固定ボルト②及び固定ボルト③に発生する応力より算出する応力度が，許容限界以下であることを確認する。図 5-1，図 5-2 に評価の対象とする浸水防止蓋及び固定ボルトを示す。

5.4.1 浸水防止蓋

四辺を固定された長方形板に等分布荷重が作用した際に，浸水防止蓋に発生する曲げ応力及びせん断応力は，「機械工学便覧（日本機械学会）」より以下の式にて算出する。

(1) 最大曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{Vsd}}{A} + P_h + P_s \right) \cdot b^2}{t^2}$$

- ここで， σ_b : 浸水防止蓋に発生する最大曲げ応力 (MPa)
 β_2 : 浸水防止蓋の曲げ応力算定に用いる係数
 D : 浸水防止蓋の固定荷重 (N)
 K_{Vsd} : 弾性設計用地震動 $S_d - D^2$ による鉛直方向の地震荷重 (N)
 A : 浸水防止蓋の面積 (mm^2)
 P_h : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重 (MPa)
 P_s : 積雪荷重 (Pa)
 b : 浸水防止蓋の長さ（短辺） (mm)
 t : 浸水防止蓋の厚さ (mm)

(2) 最大せん断応力

$$\tau = \frac{D + K_{Vsd} + (P_h + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

- ここで， τ : 浸水防止蓋に発生する最大せん断応力 (MPa)
 D : 浸水防止蓋の固定荷重 (N)
 K_{Vsd} : 弾性設計用地震動 $S_d - D^2$ による鉛直方向の地震荷重 (N)
 P_h : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う静水圧荷重 (MPa)
 P_s : 積雪荷重 (Pa)
 A : 浸水防止蓋の面積 (mm^2)
 t : 浸水防止蓋の厚さ (mm)
 a : 浸水防止蓋の長さ（長辺） (mm)
 b : 浸水防止蓋の長さ（短辺） (mm)

(3) 組合せ応力評価

浸水防止蓋に発生する曲げ応力やせん断応力の組合せ応力を以下の式より算出する。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2} \quad *$$

注記*：設計・建設規格 SSB-3121.1

ここで、 σ : 浸水防止蓋に発生する曲げ応力とせん断応力の組合せ応力 (MPa)

σ_b : 浸水防止蓋に発生する最大曲げ応力 (MPa)

τ : 浸水防止蓋に発生する最大せん断応力 (MPa)

5.4.2 固定ボルト①

固定ボルト①に作用するせん断荷重は、浸水防止蓋の水平方向荷重をすべての固定ボルト①で負担するものとして評価する。固定ボルト①のせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{k s d} = \frac{K_{H s d}}{n_1 \cdot A_{b 1}}$$

$$K_{H s d} = C_H \cdot (D_1 + P_s \cdot A)$$

ここで、 $\tau_{k s d}$: ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力 (MPa)

$K_{H s d}$: 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の地震荷重 (N)

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

D_1 : 浸水防止蓋の固定荷重 (N)

P_s : 積雪荷重 (Pa)

A : 浸水防止蓋の面積 (mm²)

n_1 : 固定ボルト①の本数 (本)

$A_{b 1}$: 固定ボルト①の呼び径断面積 (mm²)

5.4.3 固定ボルト②

固定ボルト②に作用するせん断荷重は、浸水防止蓋、固定ボルト①及び中間リングの水平方向荷重をすべての固定ボルト②で負担するものとして評価する。固定ボルト②のせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{k s d} = \frac{K_{H s d}}{n_2 \cdot A_{b 2}}$$

$$K_{H s d} = C_H \cdot (D_2 + P_s \cdot A)$$

ここで、 $\tau_{k s d}$: ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力 (MPa)

$K_{H s d}$: 弾性設計用地震動 S d - D 2 による水平方向の地震荷重 (N)

- 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
- D_2 : 浸水防止蓋, 固定ボルト①及び中間リングの固定荷重 (N)
- P_s : 積雪荷重 (Pa)
- A : 浸水防止蓋の面積 (mm^2)
- n_2 : 固定ボルト②の本数 (本)
- A_{b2} : 固定ボルト②の呼び径断面積 (mm^2)

5.4.4 固定ボルト③

固定ボルト③に作用するせん断荷重は, 浸水防止蓋, 固定ボルト①, 中間リング, 固定ボルト②及び埋込リングの水平方向荷重をすべての固定ボルト③で負担するものとして評価する。固定ボルト③のせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{k s d} = \frac{K_{H s d}}{n_3 \cdot A_{b 3}}$$

$$K_{H s d} = C_H \cdot (D_3 + P_s \cdot A)$$

ここで, $\tau_{k s d}$: ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力 (MPa)

- $K_{H s d}$: 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ による水平方向の地震荷重 (N)
- 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
- D_3 : 浸水防止蓋, 固定ボルト①, 中間リング, 固定ボルト②及び埋込リングの固定荷重 (N)
- P_s : 積雪荷重 (Pa)
- A : 浸水防止蓋の面積 (mm^2)
- n_3 : 固定ボルト③の本数 (本)
- $A_{b 3}$: 固定ボルト③の呼び径断面積 (mm^2)

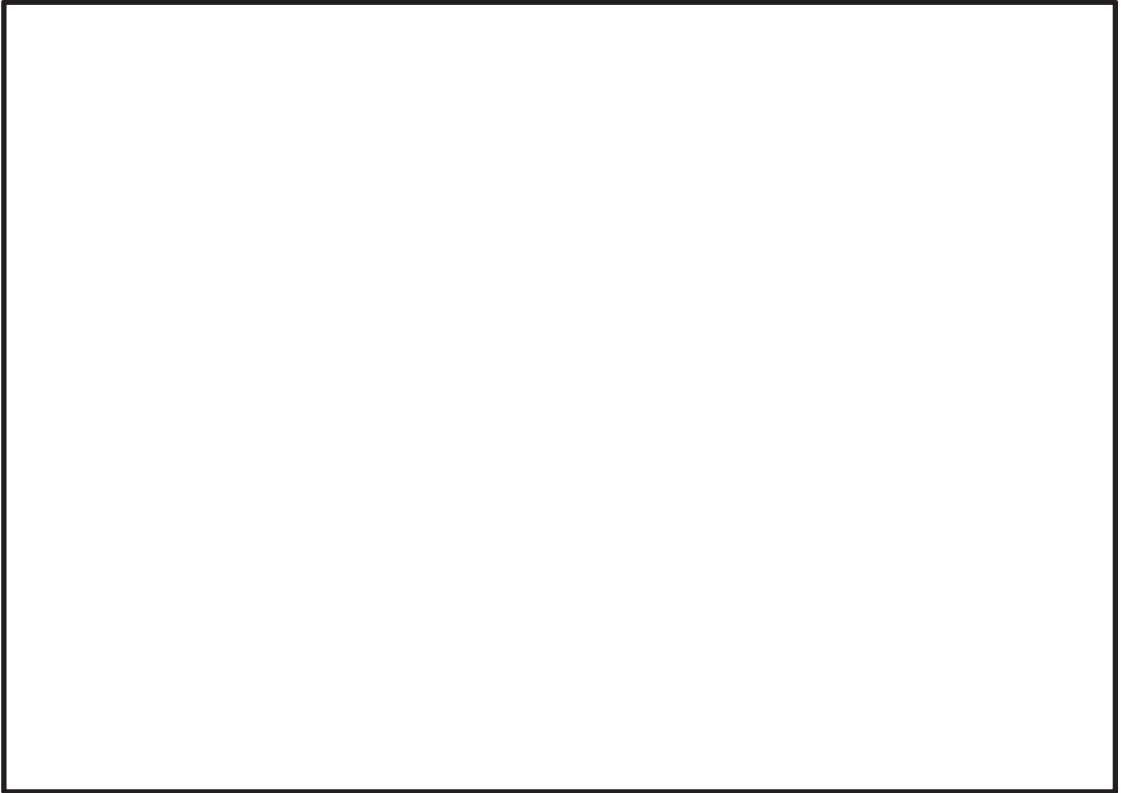


図 5-1 評価の対象とする浸水防止蓋及び固定ボルト
(地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋 (No. 1) (No. 2))

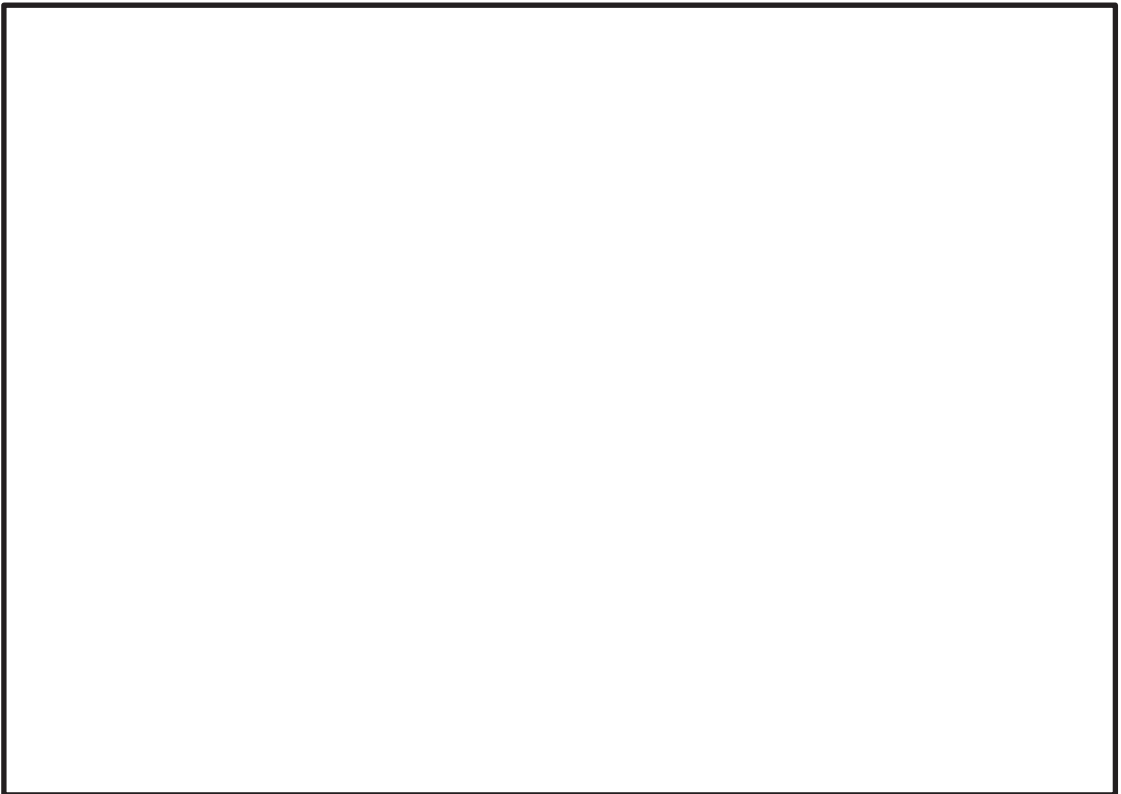


図 5-2 評価の対象とする浸水防止蓋及び固定ボルト
(地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋)

5.5 評価条件

浸水防止蓋の強度評価に用いる入力値を表 5-6 及び表 5-7 に示す。

表 5-6 浸水防止蓋（地下軽油タンク燃料移送ポンプ室アクセス用浸水防止蓋（No.1）
（No.2））の強度評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	h	mm	津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位	180
	ρ_0	kg/m ³	海水の密度	1.030×10^3
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665
	P _s	Pa	積雪荷重	301.0
浸水防止蓋	D	N	浸水防止蓋の固定荷重	3.040×10^3
	a	mm	浸水防止蓋の長さ（長辺）	1.336×10^3
	b	mm	浸水防止蓋の幅（短辺）	1.070×10^3
	A	mm ²	浸水防止蓋の面積	1.430×10^6
	t	mm	浸水防止蓋の厚さ	16
固定ボルト①	D ₁	N	浸水防止蓋の固定荷重	3.040×10^3
	n ₁	本	固定ボルト①の本数	8
	A _{b1}	mm ²	固定ボルト①の呼び径断面積	201.1
固定ボルト②	D ₂	N	浸水防止蓋，固定ボルト①及び中間リングの固定荷重	4.590×10^3
	n ₂	本	固定ボルト②の本数	12
	A _{b2}	mm ²	固定ボルト②の呼び径断面積	201.1
固定ボルト③	D ₃	N	浸水防止蓋，固定ボルト①，中間リング，固定ボルト②及び埋込リングの固定荷重	6.472×10^3
	n ₃	本	固定ボルト③の本数	16
	A _{b3}	mm ²	固定ボルト③の呼び径断面積	201.1

表 5-7 浸水防止蓋（地下軽油タンク機器搬出入用浸水防止蓋）の強度評価に用いる入力値

評価対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	h	mm	津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位	180
	ρ_0	kg/m ³	海水の密度	1.030×10^3
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665
	P_s	Pa	積雪荷重	301.0
浸水防止蓋	D	N	浸水防止蓋の固定荷重	2.550×10^3
	a	mm	浸水防止蓋の長さ（長辺）	1.336×10^3
	b	mm	浸水防止蓋の幅（短辺）	1.070×10^3
	A	mm ²	浸水防止蓋の面積	1.376×10^6
	t	mm	浸水防止蓋の厚さ	16
固定ボルト①	D_1	N	浸水防止蓋の固定荷重	2.550×10^3
	n_1	本	固定ボルト①の本数	8
	A_{b1}	mm ²	固定ボルト①の呼び径断面積	201.1
固定ボルト②	D_2	N	浸水防止蓋，固定ボルト①及び中間リングの固定荷重	4.295×10^3
	n_2	本	固定ボルト②の本数	12
	A_{b2}	mm ²	固定ボルト②の呼び径断面積	201.1
固定ボルト③	D_3	N	浸水防止蓋，固定ボルト①，中間リング，固定ボルト②及び埋込リングの固定荷重	6.178×10^3
	n_3	本	固定ボルト③の本数	16
	A_{b3}	mm ²	固定ボルト③の呼び径断面積	201.1

6. 評価結果

浸水防止蓋の強度評価結果を表 6-1 に示す。全ての部材において発生応力が許容応力以下であることを確認した。

表 6-1 強度評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
地下軽油タンク 燃料移送ポンプ室 アクセス用 浸水防止蓋 (No. 1) , (No. 2)	浸水防止蓋	曲げ	13	204
		せん断	1	117
		組合せ*	14	204
	固定ボルト①	せん断	4	117
	固定ボルト②	せん断	3	117
	固定ボルト③	せん断	3	117
地下軽油タンク 機器搬出入用 浸水防止蓋	浸水防止蓋	曲げ	11	204
		せん断	1	117
		組合せ*	12	204
	固定ボルト①	せん断	3	117
	固定ボルト②	せん断	3	117
	固定ボルト③	せん断	3	117

注記*：浸水防止蓋の組合せ応力値は曲げとせん断の組合せである。

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

6.5.4 浸水防止壁に関する補足説明

6.5.4.1 浸水防止壁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	6.5.4.1-1
2. 一般事項	6.5.4.1-2
2.1 配置概要	6.5.4.1-2
2.2 構造計画	6.5.4.1-3
2.3 評価方針	6.5.4.1-4
2.4 適用規格・基準等	6.5.4.1-5
2.5 記号の説明	6.5.4.1-6
3. 評価対象部位	6.5.4.1-7
4. 固有値解析	6.5.4.1-8
4.1 固有振動数の計算方法	6.5.4.1-8
4.2 固有振動数の計算条件	6.5.4.1-9
4.3 固有振動数の計算結果	6.5.4.1-9
5. 構造強度評価	6.5.4.1-10
5.1 構造強度評価方法	6.5.4.1-10
5.2 荷重及び荷重の組合せ	6.5.4.1-10
5.3 許容限界	6.5.4.1-12
5.4 設計用地震力	6.5.4.1-16
5.5 評価方法	6.5.4.1-17
5.6 評価条件	6.5.4.1-20
6. 評価結果	6.5.4.1-22

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、浸水防護施設のうち第2号機海水ポンプ室浸水防止壁（以下「浸水防止壁」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。その耐震評価は、浸水防止壁の固有値解析及び応力評価により行う。

浸水防止壁は、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、浸水防止壁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

浸水防止壁は、第2号機海水ポンプ室（以下「海水ポンプ室」という。）躯体上部に設置する。

浸水防止壁の設置位置図を図2-1、浸水対策配置図を図2-2に示す。

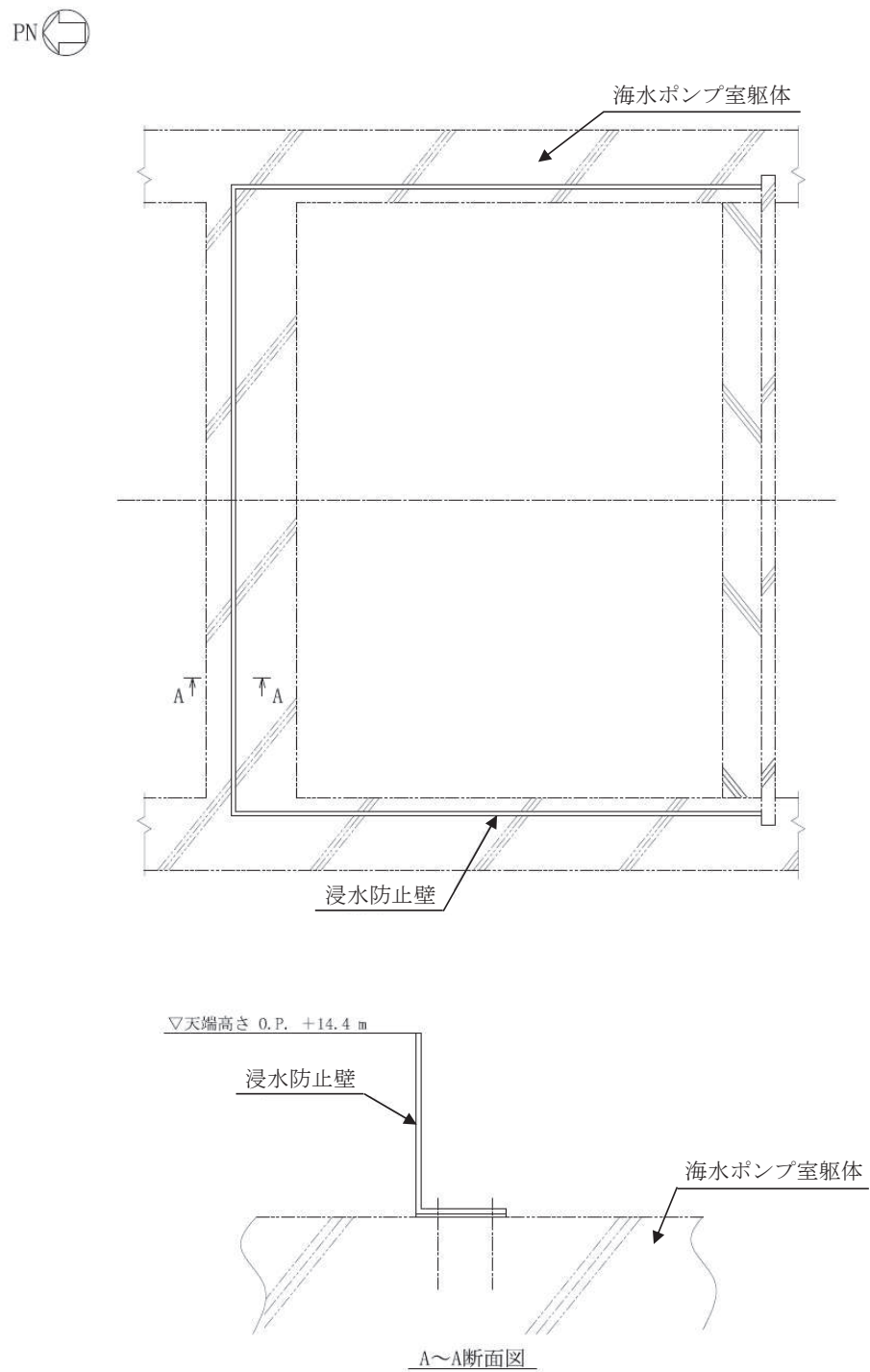


図 2-1 浸水防止壁の設置位置図

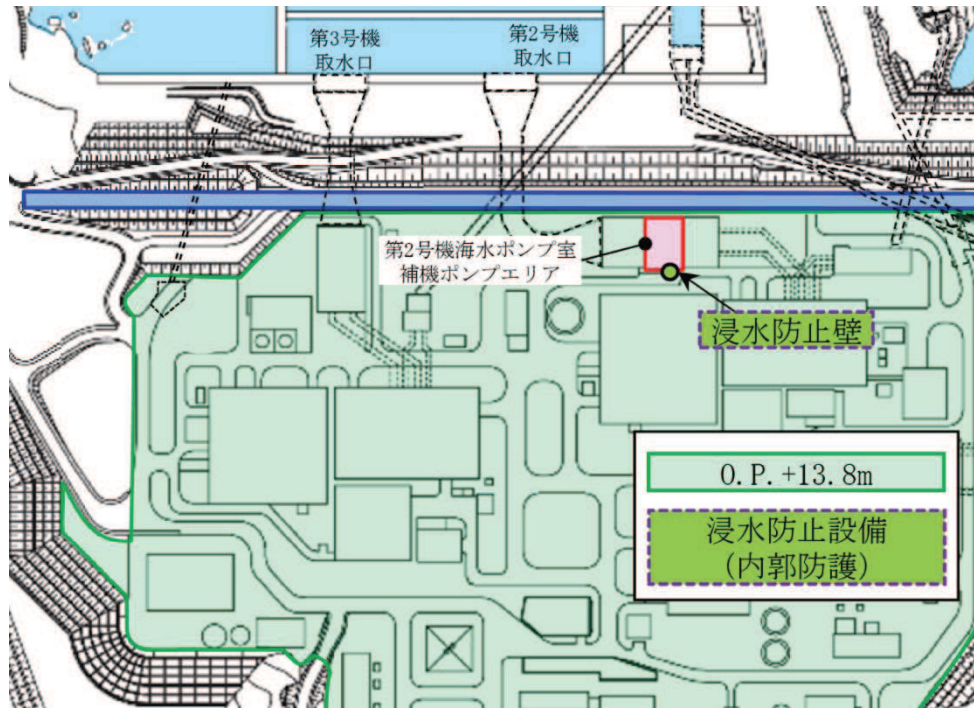


図 2-2 浸水対策配置図

2.2 構造計画

浸水防止壁は、海水ポンプ室躯体上部にL字型の浸水防止壁を設置する構造とする。浸水防止壁は、海水ポンプ室躯体との間にシール材を挟みこみ、基礎ボルトで固定する。浸水防止壁の構造計画を表 2-1 に、構造示す。

表 2-1 浸水防止壁の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
海水ポンプ室の躯体上部に基礎ボルトで固定する。	浸水防止壁により構成する。	

2.3 評価方針

浸水防止壁の耐震評価は、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」に示す浸水防止壁の構造を踏まえ、「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」で算出した固有振動数に基づく設計用地震力による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。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

耐震評価フローを図 2-3 に示す。

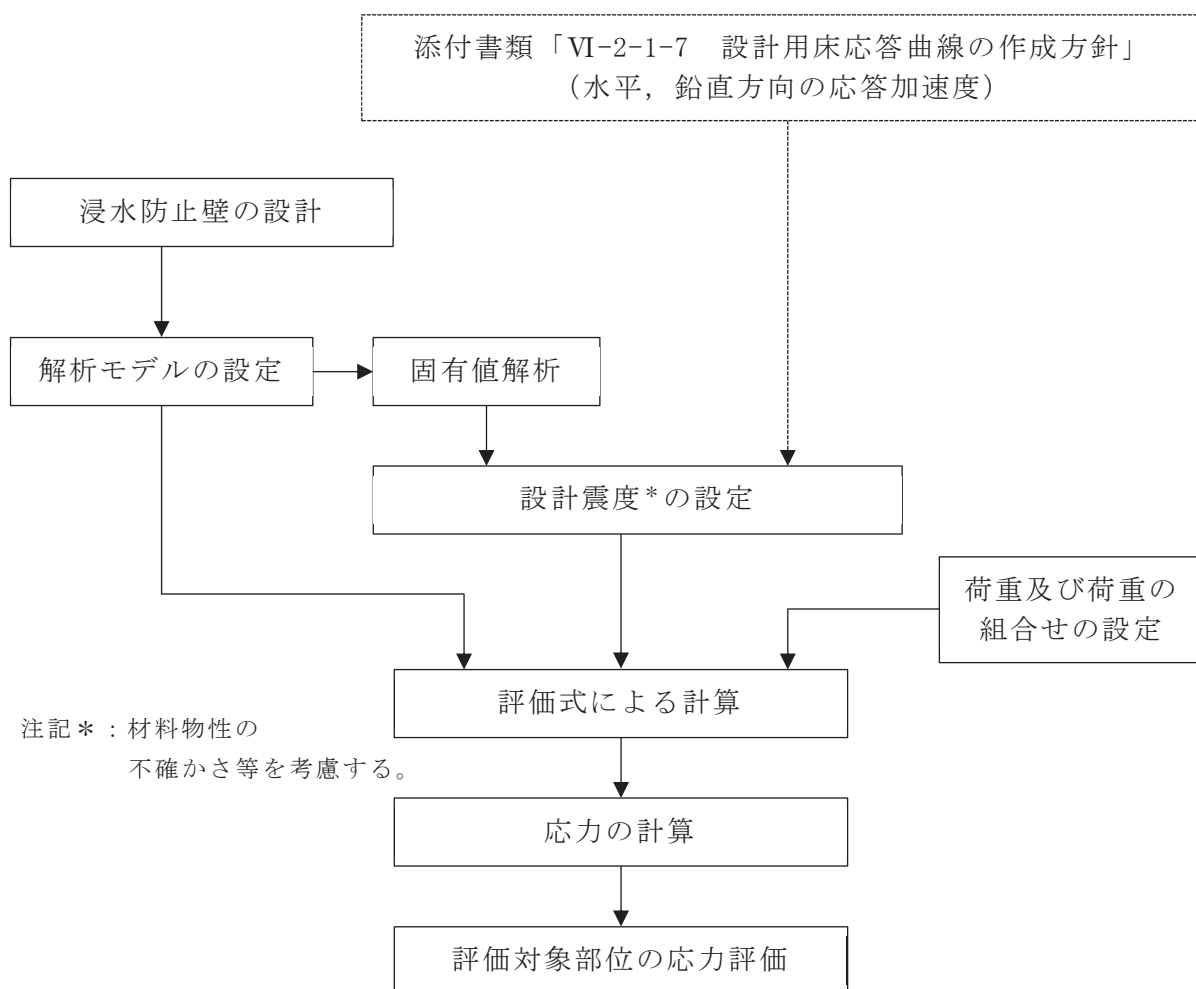


図 2-3 耐震評価フロー

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) 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- (2) 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- (3) 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-
- (4) 日本建築学会 1999 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-
- (5) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (6) 日本建築学会 2004 年 建築物荷重指針・同解説

2.5 記号の説明

浸水防止壁の耐震評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 耐震評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	-	固定荷重
S_s	-	基準地震動 S_s による地震荷重
P_k	-	風荷重
w_s	N/mm	浸水防止壁の固定等分布荷重
W_v	N	浸水防止壁の固定荷重
w_{sH}	N/mm	地震の水平方向の等分布荷重
P_{sV}	N	地震の鉛直方向の荷重
C_H	-	基準地震動 S_s の水平方向の設計震度
C_V	-	基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度
w_{Pk}	N/mm	風の等分布荷重
q	N/mm ²	速度圧
C_f	-	風力係数
M	N・mm	浸水防止壁に作用する曲げモーメント
Q	N	浸水防止壁に作用するせん断力
H	mm	浸水防止壁の高さ
σ_b	N/mm ²	浸水防止壁の曲げ応力度
τ	N/mm ²	浸水防止壁のせん断応力度
σ	N/mm ²	浸水防止壁の組合せ応力度
A	mm ²	浸水防止壁の断面積
Z	mm ³	浸水防止壁の断面係数
T_{bo}	N	基礎ボルトに作用する引張力
Q_{bo}	N	基礎ボルトに作用するせん断力
b	mm	基礎ボルト間寸法
n	本	基礎ボルトの本数
P_a	N	基礎ボルトの短期許容引張力
q_a	N	基礎ボルトの短期許容せん断力

3. 評価対象部位

浸水防止壁の評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、地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。

浸水防止壁に対して、地震（ S_s ）及び風による荷重が作用し、これらの荷重は浸水防止壁に伝わり、浸水防止壁を固定している基礎ボルトを介して躯体に伝達されることから、浸水防止壁及び基礎ボルトを評価対象部位として設定する。評価対象部位を図 3-1 に示す。

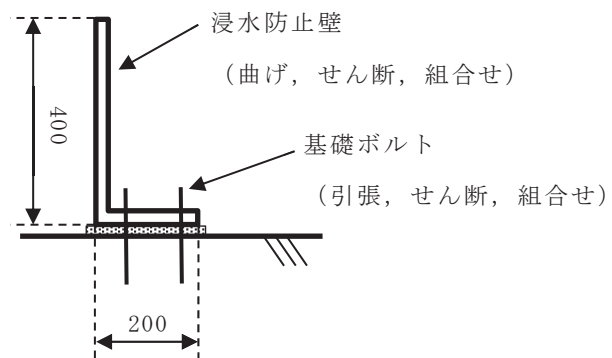


図 3-1 評価対象部位

4. 固有値解析

4.1 固有振動数の計算方法

浸水防止壁の構造に応じて解析モデルを設定し、固有振動数を算出する。

4.1.1 解析モデルの設定

浸水防止壁を図 4-1 に示す片持ちばりとしてモデル化する。

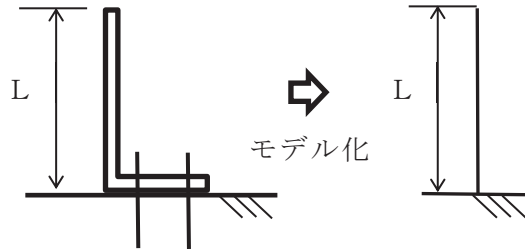


図 4-1 浸水防止壁の固有値解析モデル

4.1.2 記号の説明

浸水防止壁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	単位	定義
f	Hz	固有振動数
δ_{st}	mm	質量が振動する方向にその質量の重さに等しい力が静的に作用するときのたわみ
w_s	N/mm	浸水防止壁の固定等分布荷重
L	mm	浸水防止壁の長さ
E	N/mm ²	浸水防止壁の縦弾性係数
I	mm ⁴	浸水防止壁の断面二次モーメント

4.1.3 固有振動数の算出方法

固有振動数 f は、「土木学会 構造力学公式集」より、次式を用いて算出する。

$$f = \frac{4.98}{\sqrt{\delta_{st} \cdot 10^{-1}}} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここで、

$$\delta_{st} = \frac{w_s \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I} \dots\dots\dots (4.2)$$

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。なお、単位長さ (1000 mm) 当たりで計算を行う。

表 4-2 固有振動数の計算条件

たわみ δ_{st} (mm)	浸水防止壁 の固定等分 布荷重 w_s (N/mm)	浸水防止壁 長さ L (mm)	縦弾性係数 E (N/mm ²)	断面二次 モーメント I (mm ⁴)
0.1001	9.238×10^{-1}	400	2.05×10^5	1.440×10^5

$$W_s = \text{浸水防止壁厚さ } 12 \text{ mm} \times \text{単位長さ } 1000 \text{ mm} \times 10^{-9} \times \text{材料密度 } 7.85 \text{ t/m}^3 \times 9.80665$$

$$= 0.9238 \text{ N/mm}$$

$$I = 1/12 \times \text{単位長さ } 1000 \text{ mm} \times 12^3 \text{ mm} = 144000 \text{ mm}^4$$

$$\delta_{st} = 0.9238 \text{ N/mm} \times 400 \text{ mm} / (8 \times 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \times 1.440 \times 10^5 \text{ mm}^4)$$

$$= 0.1001 \text{ mm}$$

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

固有振動数 f (Hz)
49.78

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

浸水防止壁の耐震評価は、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 荷重の組合せ

浸水防止壁の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。

$$G + S_s + P_k$$

ここで、 G : 固定荷重
 S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重
 P_k : 風荷重

5.2.2 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重は以下のとおりとする。なお、単位長さ(1000 mm)当たりで評価を行う。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として鋼板の自重を考慮する。

w_s : 浸水防止壁の固定等分布荷重 (N/mm)

W_v : 浸水防止壁の固定荷重 (N)

$$\begin{aligned} W_s &= \text{浸水防止壁厚さ } 12 \text{ mm} \times \text{単位長さ } 1000 \text{ mm} \times 10^{-9} \times \text{材料密度 } 7.85 \text{ t/m}^3 \times \\ & \quad 9.80665 \\ &= 0.9238 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_v &= (\text{浸水防止壁固定部長さ } 200 \text{ mm} \times 12 \text{ mm} + (400 \text{ mm} - 12 \text{ mm}) \times 12 \text{ mm}) \times \\ & \quad \text{単位長さ } 1000 \text{ mm} \times 10^{-9} \times \text{材料密度 } 7.85 \text{ t/m}^3 \times 9.80665 \\ &= 543.2 \text{ N} \end{aligned}$$

(2) 基準地震動 S_s による地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による地震荷重を以下の式より算出する。

$$w_{S_s H} = w_s \cdot C_H \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで、 $w_{S_s H}$: 地震の水平方向の等分布荷重 (N/mm)

C_H : 基準地震動 S_s の水平方向の設計震度

$$P_{S_s V} = W_v \cdot C_v \dots\dots\dots (5.2)$$

ここで、 $P_{S_s V}$: 地震の鉛直方向の荷重 (N)

C_v : 基準地震動 S_s の鉛直方向の設計震度

(3) 風荷重 (P_k)

風の等分布荷重は、「建築基準法・同施行令」に基づき次式により算出する。

$$w_{P_k} = q \cdot C_f \cdot 1000 \dots\dots\dots (5.3)$$

ここで、 w_{P_k} : 風の等分布荷重 (N/mm)

q : 速度圧 (N/mm²)

$$q = 0.6 \cdot E \cdot V_0^2$$

$$= 0.6 \times 1.77743 \times 30^2 = 9.598 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^2$$

E : 建築基準法施行令第 87 条第 2 項により算出した数値

V_0 : その地方における基準風速 (= 30 m/s)

E は、浸水防止壁の高さが 5m 以下のため次式により算出する。

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

$$= 0.898844^2 \times 2.2 = 1.77743$$

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

G_f : ガスト影響係数 (= 2.2)

$$E_r = 1.7 \cdot \left(Z_b / Z_c \right)^\alpha$$

$$= 1.7 \cdot (5/350)^{0.15} = 0.898844$$

Z_b , Z_c 及び α は、地表面粗度区分を II における以下の値。

G_f : ガスト影響係数 (= 2.2)

Z_b : 5m

Z_c : 350m

α : 0.15

C_f : 風力係数 (= 1.2) (建築物荷重指針・同解説より)

5.3 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

5.3.1 使用材料

浸水防止壁及び基礎ボルトの使用材料を表 5-1 に示す。

表 5-1 使用材料

評価対象部位	材料	仕様
浸水防止壁	SS400	t=12 (mm)
基礎ボルト	SS400	M16

5.3.2 許容限界

(1) 浸水防止壁

「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」に基づき設定した浸水防止壁の短期許容応力度を表 5-2 に示す。

表 5-2 浸水防止壁の短期許容応力度

種類	短期許容応力度 (N/mm ²)		
	曲げ	せん断	組合せ
SS400	235	135	235

(2) 基礎ボルト

基礎ボルトの許容荷重は、「3. 評価対象部位」に記載した基礎ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定する。

地震荷重を考慮する場合の基礎ボルトの短期許容荷重を表 5-3 に示す。

なお、基礎ボルトは躯体に埋め込まれていることから、引張力を受ける場合においては、基礎ボルトの降伏により決まる許容荷重及び基礎ボルトの付着力により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、せん断力を受ける場合においては、基礎ボルトのせん断強度により決まる許容荷重、定着したコンクリート躯体の支圧強度及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。

地震荷重を考慮する場合の基礎ボルトの許容荷重設定に用いる入力値を表 5-3 に、許容荷重を表 5-4 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

ここで、 P_{a1} : 基礎ボルトの降伏により決まる場合の基礎ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

P_{a3} : 基礎ボルトの付着力により決まる場合の基礎ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)

Φ_3 : 低減係数 (短期荷重用)

$s \sigma_{pa}$: 基礎ボルトの引張強度 ($= s \sigma_y$) (N/mm²)

$s \sigma_y$: 基礎ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)

$s c a$: 基礎ボルトの断面積 (mm²)

d_a : 基礎ボルトの径 (mm)

l_{ce} : 基礎ボルトの強度算定用埋込み長さ ($= l_e - 2 d_a$) (mm) (l_e : 埋込み長さ = 160mm)

τ_a : へりあき及び基礎ボルトのピッチを考慮した基礎ボルトの引張力に対する付着強度

せん断力を受ける場合

$$q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで、 q_{a1} : 基礎ボルトのせん断強度により決まる場合の基礎ボルト
1本当たりの許容せん断力 (N)
- q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の基礎ボルト
1本当たりの許容せん断力 (N)
- q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の基礎ボルト
1本当たりの許容せん断力 (N)
- Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
- Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)
- $s \sigma_{qa}$: 基礎ボルトのせん断強度 ($=0.7 \cdot s \sigma_y$) (N/mm²)
- $s \sigma_y$: 基礎ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
- $s c a$: 基礎ボルトの断面積 (mm²)
- $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²) ($=0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)
- $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)
($=0.31 \sqrt{F_c}$)
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 5-3 浸水防止壁の基礎ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
Φ_1	—	低減係数（短期荷重用）	1.0
Φ_2	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
Φ_3	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
${}_s\sigma_{pa}$	N/mm ²	基礎ボルトの引張強度	235
${}_s\sigma_y$	N/mm ²	基礎ボルトの規格降伏点強度	235
${}_s c a$	mm ²	基礎ボルトの断面積	157
d_a	mm	基礎ボルトの径	16
l_{ce}	mm	基礎ボルトの強度算定用埋込み長さ	128
τ_a	N/mm ²	へりあき及び基礎ボルトのピッチを考慮した基礎ボルトの引張力に対する付着強度	6.58
${}_s\sigma_{qa}$	N/mm ²	基礎ボルトのせん断強度	164.5
${}_c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	332
${}_c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.40
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	20.5
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	215000
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	623449

表 5-4 地震荷重を考慮する場合の基礎ボルトの短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (N)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	Q_{a1}	Q_{a2}	Q_{a3}	設定値
SS400	36895	28225	28225	25826	34743	583373	25826

5.4 設計用地震力

「4. 固有値解析」に示したとおり，浸水防止壁の固有周波数が 20Hz 以上であることを確認したため，浸水防止壁の耐震評価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」に示す海水ポンプ室躯体上部における最大応答加速度を設定する。

耐震評価で用いる設計震度を表 5-4 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，海水ポンプ室の基準地震動 S_s に対する設計用震度（強度評価用：1.0ZPA）を表 5-5 に示す。

表 5-4 設計震度

設置場所	床面高さ(m)	基準地震動 S_s の設計震度	
		水平方向 C_H	鉛直方向 C_V
海水ポンプ室	0.P. 13.80*	4.86	2.03

注記*：基準床レベルを示す。

表 5-5 海水ポンプ室（補機ポンプエリア）の評価用震度

（動的・電氣的機能評価用：1.0ZPA）（基準地震動 S_s 7 波包絡，不確かさ包絡）

標高*1 0.P. (m)	動的震度 (1.0ZPA) (単位：G)			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
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 *1：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。

5.5 評価方法

浸水防止壁の耐震評価は、地震時より生じる応力度又は荷重が「5.3 許容限界」で設定した許容限界値を超えないことを確認する。

5.5.1 浸水防止壁の評価方法

浸水防止壁に生じる応力は、地震荷重を受ける片持ちばりとして、躯体と接合部に生じる曲げモーメント及びせん断力を算定し、浸水防止壁に生じる曲げ及びせん断力に対する確認を行う。

なお、単位長さ(1000 mm)当たりで評価を行う。

(1) 応力算定

地震荷重、風荷重により生じる応力は、図 5-1 及び図 5-2 に示すとおり、等分布荷重が作用するものとして算定する。

a. 曲げモーメント

曲げモーメントは次式により算定する。

$$M = \frac{1}{2} \cdot (w_{S s H} + w_{P k}) \cdot H^2 \dots\dots\dots (5.4)$$

ここで、M : 浸水防止壁に作用する曲げモーメント (N・mm)

$w_{S s H}$: 地震の水平方向の等分布荷重 (N/mm)

$w_{P k}$: 風の等分布荷重 (N/mm)

H : 浸水防止壁の高さ (mm)

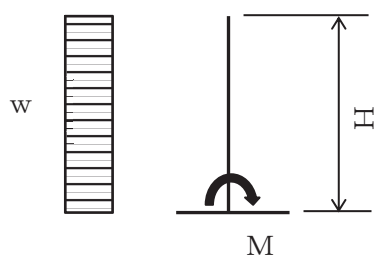


図 5-1 曲げモーメント算定モデル化

b. せん断力

せん断力は次式により算定する。

$$Q = (w_{S s H} + w_{P k}) \cdot H \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

- ここで、 Q : 浸水防止壁に作用するせん断力 (N)
 $w_{S s H}$: 地震の水平方向の等分布荷重 (N/mm)
 $w_{P k}$: 風の等分布荷重 (N/mm)
 H : 浸水防止壁の高さ (mm)

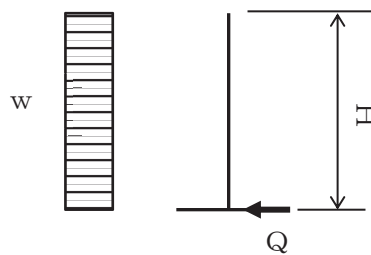


図 5-2 せん断力算定モデル化

(2) 断面検定

a. 浸水防止壁に生じる曲げ応力度

浸水防止壁に生じる曲げ応力度は次式より算出し、浸水防止壁の短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

- ここで、 σ_b : 浸水防止壁の曲げ応力度 (N/mm²)
 M : 浸水防止壁に作用する曲げモーメント (N・mm)
 Z : 浸水防止壁の断面係数 (mm³)

b. 浸水防止壁に生じるせん断応力度

浸水防止壁に生じるせん断応力度は次式より算出し、浸水防止壁の短期許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{A} \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

- ここで、 τ : 浸水防止壁のせん断応力度 (N/mm²)
 Q : 浸水防止壁に作用するせん断力 (N)
 A : 浸水防止壁の断面積 (mm²)

c. 浸水防止壁に生じる組合せ応力度

浸水防止壁に生じる曲げとせん断の組合せ応力度「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」に基づく次式より算出し、浸水防止壁の短期許容組合せ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2} \dots\dots\dots (5.8)$$

ここで、 σ : 浸水防止壁の組合せ応力度 (N/mm²)

5.5.2 基礎ボルトの評価方法

基礎ボルトに生じる引張力及びせん断力に対する確認を行う。基礎ボルトに生じる引張力に対する確認においては、浸水防止壁の自重による鉛直方向上向きの地震荷重を組み合わせるものとする。鉛直方向下向きに生じる荷重は、海水ポンプ室躯体により支持されるため設計に考慮しない。

なお、単位長さ(1000 mm)当たりで評価を行う。

(1) 評価方法

「5.5.1 浸水防止壁の評価方法」にて算出した浸水防止壁に生じる応力を基に基礎ボルトに生じる引張力及びせん断力に対する確認を行う。

(2) 荷重算定

a. 基礎ボルトに生じる引張力

基礎ボルトに生じる引張力は次式より算出し、基礎ボルトの短期許容引張力を下回ることを確認する。

$$T_{b.o} = \frac{M}{b \cdot \frac{n}{2}} + \frac{P_{s.s.v} - W_v}{n} \dots\dots\dots (5.9)$$

- ここで、 $T_{b.o}$: 基礎ボルトに作用する引張力 (N)
- M : 浸水防止壁に作用する曲げモーメント (N・mm)
- b : 基礎ボルト間寸法 (mm)
- $P_{s.s.v}$: 地震の鉛直方向の荷重 (N)
- W_v : 浸水防止壁の固定荷重 (N)
- n : 基礎ボルトの本数 (本)

b. 基礎ボルトに生じるせん断力

基礎ボルトに作用するせん断力が、基礎ボルトの短期許容せん断力を下回ることを確認する。

$$Q_{b.o} = \frac{Q}{n} \dots\dots\dots (5.10)$$

- ここで、 $Q_{b.o}$: 基礎ボルトに作用するせん断力 (N)
 Q : 浸水防止壁に作用するせん断力 (N)
 n : 基礎ボルトの本数 (本)

c. 基礎ボルトに生じる組合せ荷重

基礎ボルトに生じる引張とせん断の組合せによる評価を「各種合成構造設計指針・同解説」に基づく次式より算出し、1以下であることを確認する。

$$\left(\frac{T_{b.o}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{Q_{b.o}}{q_a}\right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots (5.11)$$

- ここで、 P_a : 基礎ボルトの短期許容引張力 (N)
 q_a : 基礎ボルトの短期許容せん断力 (N)

5.6 評価条件

浸水防止壁の耐震評価に用いる入力値を表 5-6 に示す。

表 5-6 浸水防止壁の耐震評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
浸水 防止壁	w_s	N/mm	浸水防止壁の固定等分布荷重	9.238×10^{-1}
	W_v	N	浸水防止壁の固定荷重	543.2
	q	N/mm ²	速度圧	9.598×10^{-4}
	C_f	-	風力係数	1.2
	H	mm	浸水防止壁の高さ	400
	Z	mm ³	浸水防止壁の断面係数	24000
	A	mm ²	浸水防止壁の断面積	12000
基礎 ボルト	b	mm	基礎ボルト間寸法	120
	n	本	基礎ボルトの本数	6 ^{*1}

注記 *1 : 基礎ボルトの本数の考え方

評価における基礎ボルト本数は、下記のとおりとする。

$$\begin{aligned}
 n &= \text{単位長さ } 1000 \text{ mm} / \text{基礎ボルトピッチ } 300 \text{ mm} \times 2 \text{ 列} \\
 &= 6.6 \text{ 本} \rightarrow 6 \text{ 本}
 \end{aligned}$$

6. 評価結果

浸水防止壁の耐震評価結果を表 6-1 に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 浸水防止壁の耐震評価結果

評価対象部位		発生値 (発生応力度又は荷重)		許容限界		検定値
浸水 防止壁	曲げ	19	N/mm ²	235	N/mm ²	0.09 < 1
	せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01 < 1
	組合せ	20	N/mm ²	235	N/mm ²	0.09 < 1
基礎 ボルト	引張	1348	N	28225	N	0.05 < 1
	せん断	377	N	25826	N	0.02 < 1
	組合せ	-		-		0.01 < 1

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

6.5.4 浸水防止壁に関する補足説明

6.5.4.2 浸水防止壁の強度計算書に関する補足説明

目次

1. 概要	6.5.4.2-1
2. 一般事項	6.5.4.2-2
2.1 配置概要	6.5.4.2-2
2.2 構造計画	6.5.4.2-3
2.3 評価方針	6.5.4.2-4
2.4 適用規格・基準等	6.5.4.2-5
2.5 記号の説明	6.5.4.2-6
3. 評価対象部位	6.5.4.2-8
4. 構造強度評価	6.5.4.2-9
4.1 構造強度評価方法	6.5.4.2-9
4.2 荷重及び荷重の組合せ	6.5.4.2-9
4.3 許容限界	6.5.4.2-13
4.4 評価方法	6.5.4.2-16
4.5 評価条件	6.5.4.2-21
5. 評価結果	6.5.4.2-22

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち第2号機海水ポンプ室浸水防止壁（以下「浸水防止壁」という。）が津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波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、浸水防止壁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

浸水防止壁は、第2号機海水ポンプ室（以下「海水ポンプ室」という。）躯体上部に設置する。

浸水防止壁の設置位置図を図2-1、浸水対策配置図を図2-2に示す。

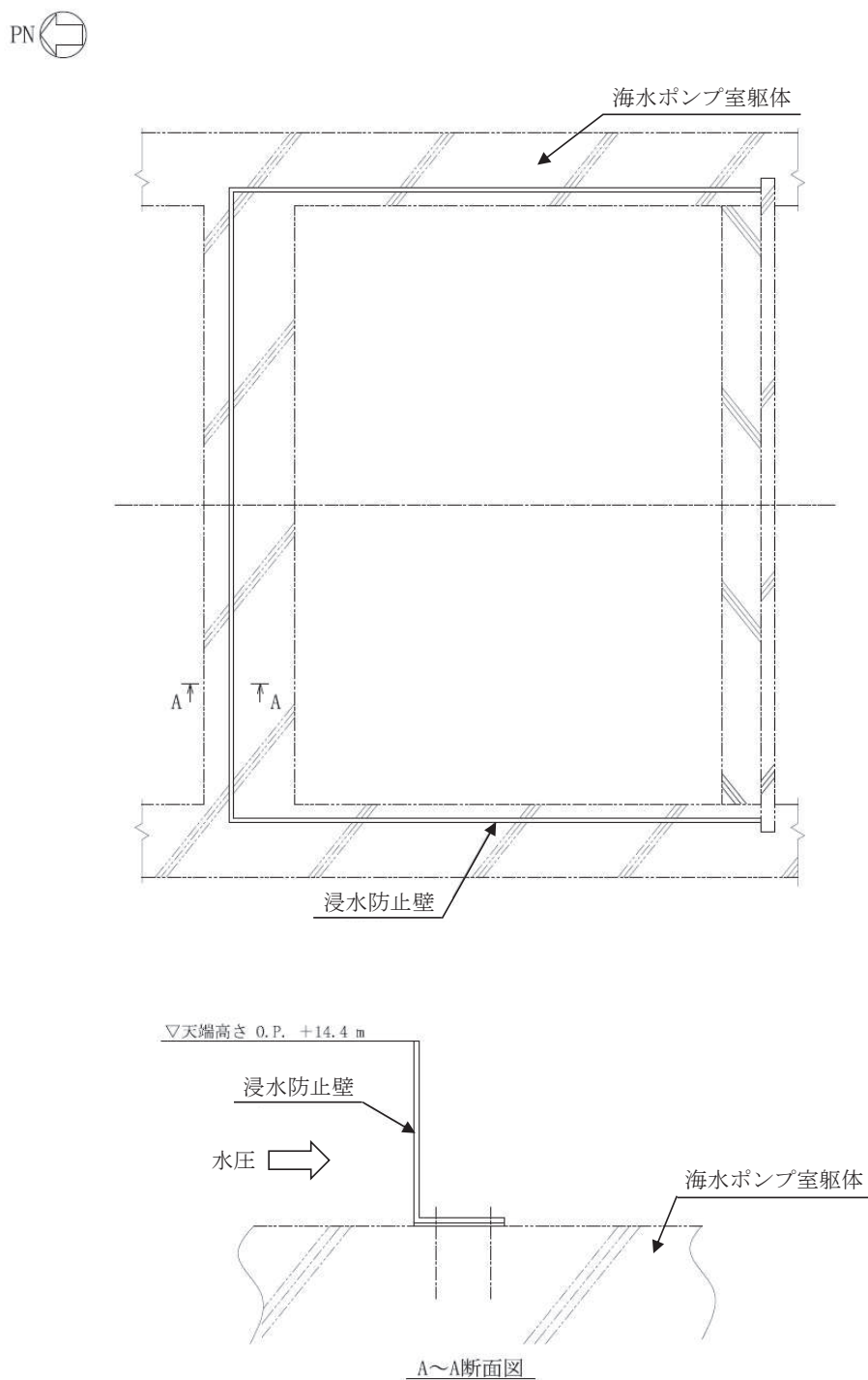


図 2-1 浸水防止壁の設置位置図

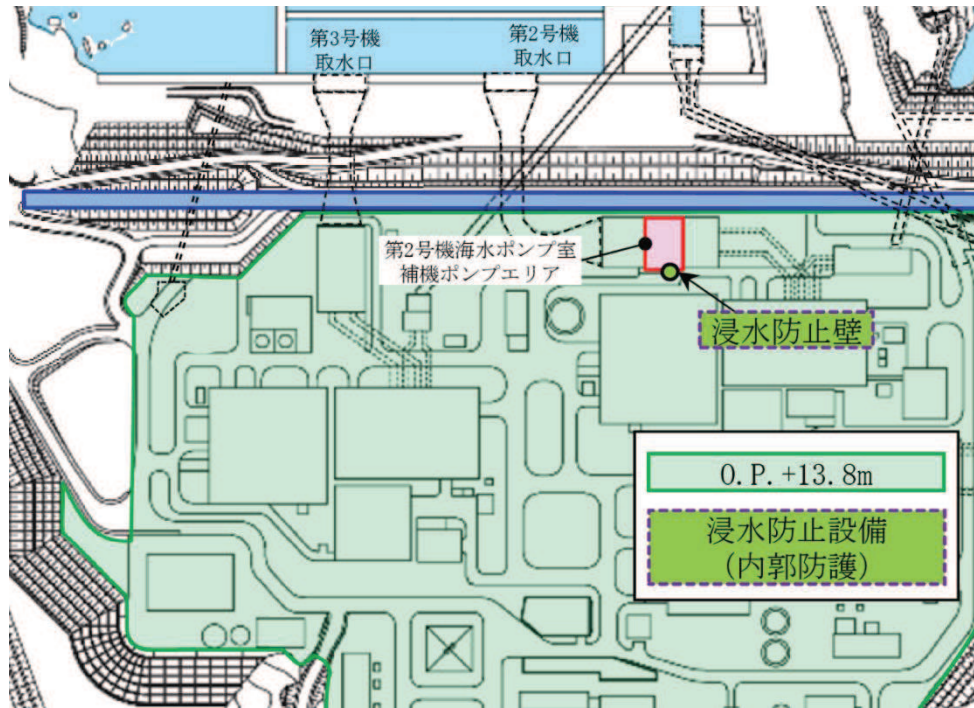


図 2-2 浸水対策配置図

2.2 構造計画

浸水防止壁は、海水ポンプ室躯体上部にL字型の浸水防止壁を設置する構造とする。浸水防止壁は、海水ポンプ室躯体との間にシール材を挟みこみ、基礎ボルトで固定する。浸水防止壁の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 浸水防止壁の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
海水ポンプ室の躯体上部に基礎ボルトで固定する。	浸水防止壁により構成する。	

2.3 評価方針

浸水防止壁の強度評価は、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」に示す浸水防止壁の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4.4 評価方法」で算出した応力等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。応力評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-3 に示す。

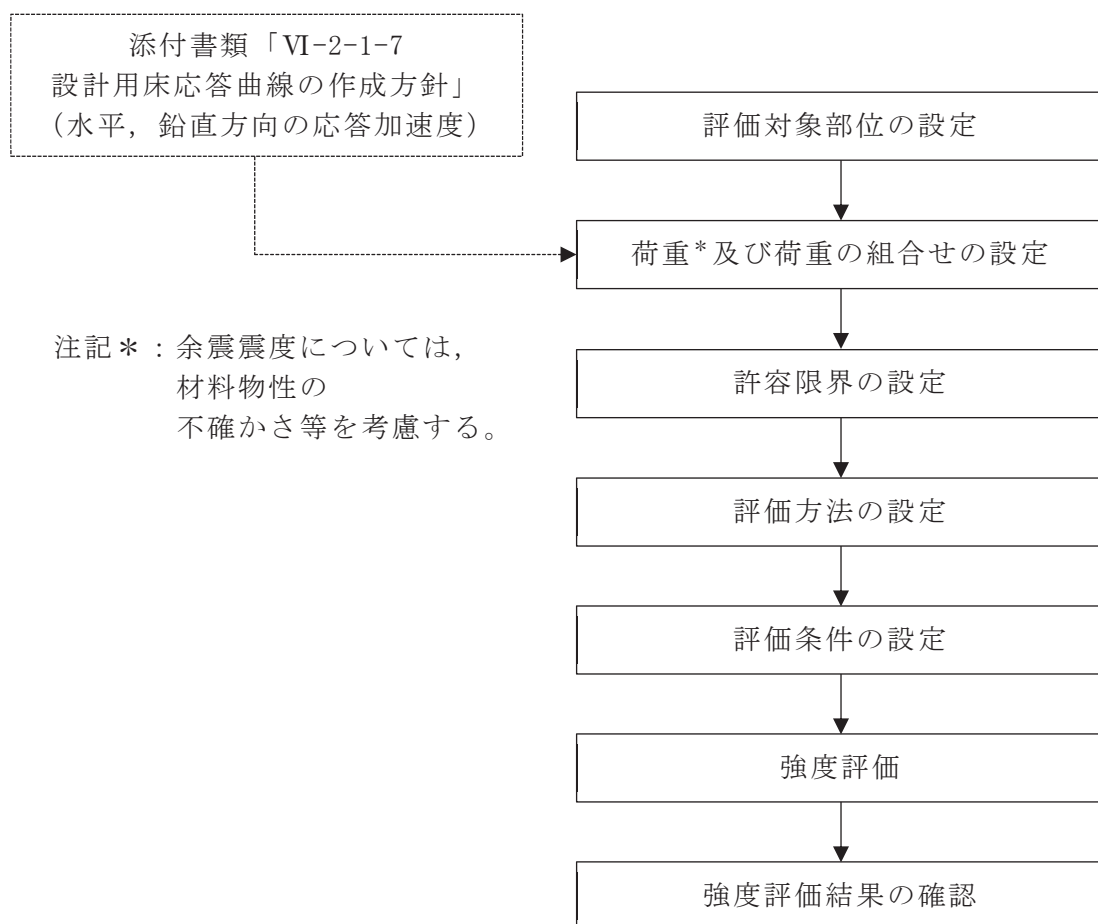


図 2-3 強度評価フロー

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) 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- (2) 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- (3) 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-
- (4) 日本建築学会 1999 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-
- (5) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (6) 日本建築学会 2004 年 建築物荷重指針・同解説

2.5 記号の説明

浸水防止壁の強度評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 強度評価に用いる記号(1/2)

記号	単位	定義
G	-	固定荷重
P_h	-	浸水津波荷重
K_{S_d}	-	余震荷重（動水圧含む。）
P_k	-	風荷重
w_s	N/mm	浸水防止壁の固定等分布荷重
W_v	N	浸水防止壁の固定荷重
w_{P_h}	N/mm	津波の等分布荷重
γ_w	N/mm ³	海水の単位体積重量
h	mm	津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位
w_{S_dH}	N/mm	余震の水平方向の等分布荷重
P_{S_dV}	N	余震の鉛直方向の荷重
w_{P_hd}	N/mm	余震時の動水圧等分布荷重
C_H	-	水平方向の余震震度
C_V	-	鉛直方向の余震震度
w_{P_k}	N/mm	風の等分布荷重
q	N/mm ²	速度圧
C_f	-	風力係数
H	mm	浸水防止壁の高さ
M	N・mm	浸水防止壁に作用する曲げモーメント
M_1	N・mm	余震荷重，風荷重による曲げモーメント
M_2	N・mm	津波荷重による曲げモーメント
Q	N	浸水防止壁に作用するせん断力
Q_1	N	余震荷重，風荷重によるせん断力
Q_2	N	津波荷重によるせん断力
σ_b	N/mm ²	浸水防止壁の曲げ応力度
τ	N/mm ²	浸水防止壁のせん断応力度
σ	N/mm ²	浸水防止壁の組合せ応力度
Z	mm ³	浸水防止壁の断面係数
A	mm ²	浸水防止壁の断面積

表 2-2 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
$T_{b o}$	N	基礎ボルトに作用する引張力
$Q_{b o}$	N	基礎ボルトに作用するせん断力
b	mm	基礎ボルト間寸法
n	本	基礎ボルトの本数
P_a	N	基礎ボルトの短期許容引張力
q_a	N	基礎ボルトの短期許容せん断力

3. 評価対象部位

浸水防止壁の評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、津波荷重、余震荷重及び風荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

浸水防止壁に作用する各荷重は、浸水防止壁に伝わり、浸水防止壁を固定している基礎ボルトを介して躯体に伝達されることから、浸水防止壁及び基礎ボルトを評価対象部位として設定する。評価対象部位を図 3-1 に示す。

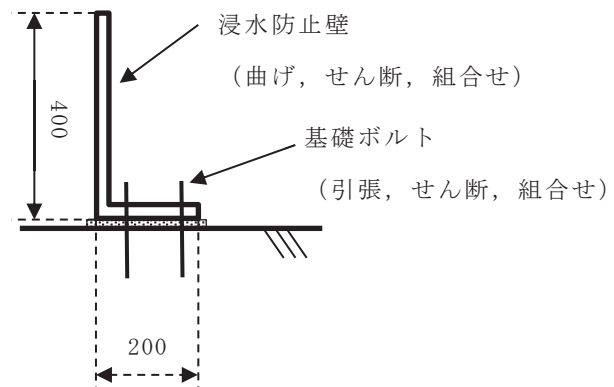


図 3-1 評価対象部位

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

浸水防止壁の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に作用する応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の組合せ

浸水防止壁の評価に用いる荷重の組合せを以下に示す。

$$G + P_h + K_{S_d} + P_k$$

ここで、 G : 固定荷重
 P_h : 浸水津波荷重
 K_{S_d} : 余震荷重（動水圧含む。）
 P_k : 風荷重

4.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。なお、単位長さ(1000 mm)当たりで評価を行う。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として浸水防止壁の自重を考慮する。

w_s : 浸水防止壁の固定等分布荷重 (N/mm)

W_v : 浸水防止壁の固定荷重 (N)

$$\begin{aligned} W_s &= \text{浸水防止壁厚さ } 12 \text{ mm} \times \text{単位長さ } 1000 \text{ mm} \times 10^{-9} \times \text{材料密度 } 7.85 \text{ t/m}^3 \times 10^3 \times \\ & 9.80665 \\ &= 0.9238 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_v &= (\text{浸水防止壁固定部長さ } 200 \text{ mm} \times \text{浸水防止壁厚さ } 12 \text{ mm} + (\text{浸水防止壁高さ } 400 \\ & \text{ mm} - \text{浸水防止壁厚さ } 12 \text{ mm}) \times \text{浸水防止壁厚さ } 12 \text{ mm}) \times \text{単位長さ } 1000 \text{ mm} \times 10^{-9} \\ & \times \text{材料密度 } 7.85 \text{ t/m}^3 \times 10^3 \times 9.80665 \\ &= 543.2 \text{ N} \end{aligned}$$

(2) 浸水津波荷重(P_h)

浸水津波荷重は、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、津波による溢水を考慮した浸水に伴う津波荷重水位を考慮し、以下の式により算出する。

$$w_{Ph} = \gamma_w \cdot h \cdot 1000 \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここで、 w_{Ph} : 津波の等分布荷重 (N/mm)
 γ_w : 海水の単位体積重量 (N/mm³)
 h : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う
津波荷重水位 (mm)

(3) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、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 $S_d - D2$ に伴う地震力及び動水圧荷重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 $S_d - D2$ に伴う地震力と動水圧荷重を考慮する。鉛直方向については、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ に伴う地震力を考慮する。

なお、浸水防止壁の強度評価に用いる余震震度は、材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。ここで、地震力は、浸水防止壁設置位置における最大応答加速度から設定する震度を用いて評価するものとし、次式により算出する。

$$w_{sdH} = w_s \cdot C_H + w_{Phd} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

ここで、 w_{sdH} : 余震の水平方向の等分布荷重 (N/mm)
 w_s : 浸水防止壁の固定等分布荷重 (N/mm)
 C_H : 水平方向の余震震度
 w_{Phd} : 余震時の動水圧等分布荷重 (N/mm)

余震時の動水圧等分布荷重は、「水道施設耐震工法指針・解説」より次式を用いて算定する。

$$w_{Phd} = \frac{7}{8} \cdot \gamma_w \cdot C_H \cdot \sqrt{h \cdot H} \cdot 1000 \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここで、 γ_w : 海水の単位体積重量 (N/mm³)
 h : 津波による溢水を考慮した浸水に伴う
津波荷重水位 (mm)
 H : 浸水防止壁の高さ (mm)

$$P_{sdV} = W_v \cdot C_V \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

ここで、 P_{sdV} : 余震の鉛直方向の荷重 (N)
 W_v : 浸水防止壁の固定荷重 (N)

C_v : 鉛直方向の余震震度

余震震度 C_H 及び C_v を表 4-1 に示す。

表 4-1 余震震度

設置場所	床面高さ (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2 の余震震度	
		水平方向 C_H	鉛直方向 C_v
海水ポンプ室	O.P. 13.80*	2.31	0.98

注記* : 基準床レベルを示す。

表 4-2 海水ポンプ室（補機ポンプエリア）の評価用震度（余震評価用）

（動的・電氣的機能評価用：1.0ZPA）（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 (1.0ZPA) (単位: G)			
	NS	EW	水平包絡	鉛直
14.800	0.55	2.31	2.31	0.98
11.025	0.53	1.35	1.35	0.96
7.250	0.48	1.15	1.15	0.92
2.250	0.42	0.87	0.87	0.86
-0.550	0.39	0.79	0.79	0.70
-7.025	0.36	0.62	0.62	0.60
-9.800	0.36	0.53	0.53	0.56

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。

(4) 風荷重 (P_k)

風の等分布荷重は、「建築基準法・同施行令」に基づき次式により算出する。

$$w_{P_k} = q \cdot C_f \cdot 1000 \dots\dots\dots (5.3)$$

ここで, w_{P_k} : 風の等分布荷重 (N/mm)

q : 速度圧 (N/mm²)

$$q = 0.6 \cdot E \cdot V_0^2 \\ = 0.6 \times 1.77743 \times 30^2 = 9.598 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^2$$

E : 建築基準法施行令第 87 条第 2 項により算出した数値

V_0 : その地方における基準風速 (= 30 m/s)

E は, 浸水防止壁の高さが 5m 以下のため次式により算出する。

$$E = E_r^2 \cdot G_f \\ = 0.898844^2 \times 2.2 = 1.77743$$

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

G_f : ガスト影響係数 (= 2.2)

$$E_r = 1.7 \cdot (Z_b / Z_c)^\alpha \\ = 1.7 \cdot (5/350)^{0.15} = 0.898844$$

Z_b , Z_c 及び α は, 地表面粗度区分を II における以下の値。

G_f : ガスト影響係数 (= 2.2)

Z_b : 5m

Z_c : 350m

α : 0.15

C_f : 風力係数 (= 1.2) (建築物荷重指針・同解説より)

4.3 許容限界

浸水防止壁の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

4.3.1 使用材料

浸水防止壁及び基礎ボルトの使用材料を表 4-2 に示す。

表 4-2 使用材料

評価対象部位	材料	仕様
浸水防止壁	SS400	t=12 (mm)
基礎ボルト	SS400	M16

4.3.2 許容限界

(1) 浸水防止壁

「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」に基づき設定した浸水防止壁の短期許容応力度を表 4-3 に示す。

表 4-3 浸水防止壁の短期許容応力度

種類	短期許容応力度 (N/mm ²)		
	曲げ	せん断	組合せ
SS400	235	135	235

(2) 基礎ボルト

基礎ボルトの許容荷重は、「3. 評価対象部位」に記載した基礎ボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定する。

津波荷重及び余震荷重を考慮する場合の基礎ボルトの短期許容荷重を表 4-4 に示す。

なお、基礎ボルトは躯体に埋め込まれていることから、引張力を受ける場合においては、基礎ボルトの降伏により決まる許容荷重及び基礎ボルトの付着力により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、せん断力を受ける場合においては、基礎ボルトのせん断強度により決まる許容荷重、定着したコンクリート躯体の支圧強度及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。

津波荷重及び余震荷重を考慮する場合の基礎ボルトの許容荷重設定に用いる入力値を表 4-4 に、許容荷重を表 4-5 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a3} = \Phi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce}$$

- ここで、 P_{a1} : 基礎ボルトの降伏により決まる場合の基礎ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
- P_{a3} : 基礎ボルトの付着力により決まる場合の基礎ボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)
- Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
- Φ_3 : 低減係数 (短期荷重用)
- $s \sigma_{pa}$: 基礎ボルトの引張強度 ($= s \sigma_y$) (N/mm²)
- $s \sigma_y$: 基礎ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
- $s c a$: 基礎ボルトの断面積 (mm²)
- d_a : 基礎ボルトの径 (mm)
- l_{ce} : 基礎ボルトの強度算定用埋込み長さ ($= l_e - 2 d_a$) (mm) (l_e : 埋込み長さ = 160mm)
- τ_a : へりあき及び基礎ボルトのピッチを考慮した基礎ボルトの引張力に対する付着強度

せん断力を受ける場合

$$q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで、 q_{a1} : 基礎ボルトのせん断強度により決まる場合の基礎ボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
- q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合の基礎ボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
- q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の基礎ボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)
- Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
- Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)
- $s \sigma_{qa}$: 基礎ボルトのせん断強度 ($= 0.7 \cdot s \sigma_y$) (N/mm²)
- $s \sigma_y$: 基礎ボルトの規格降伏点強度 (N/mm²)
- $s c a$: 基礎ボルトの断面積 (mm²)
- $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²) ($= 0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)

σ_t : コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²)

$$(\sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c})$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 4-4 浸水防止壁の基礎ボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
Φ_1	—	低減係数 (短期荷重用)	1.0
Φ_2	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
Φ_3	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
σ_{pa}	N/mm ²	基礎ボルトの引張強度	235
σ_y	N/mm ²	基礎ボルトの規格降伏点強度	235
s_a	mm ²	基礎ボルトの断面積	157
d_a	mm	基礎ボルトの径	16
l_{ce}	mm	基礎ボルトの強度算定用埋込み長さ	128
τ_a	N/mm ²	へりあき及び基礎ボルトのピッチを考慮した基礎ボルトの引張力に対する付着強度	6.58
σ_{qa}	N/mm ²	基礎ボルトのせん断強度	164.5
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	332
σ_t	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.40
F_c	N/mm ²	コンクリートの設計基準強度	20.5
E_c	N/mm ²	コンクリートのヤング係数	215000
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	623449

表 4-5 津波荷重及び余震荷重を考慮する場合の基礎ボルトの短期許容荷重

材質	短期許容荷重 (N)						
	引張			せん断			
	P_{a1}	P_{a3}	設定値	q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
SS400	36895	28225	28225	25826	34743	583373	25826

4.4 評価方法

浸水防止壁の強度評価は、津波、余震、風により生じる応力度又は荷重が「4.3 許容限界」で設定した許容限界値を超えないことを確認する。

4.4.1 浸水防止壁の評価方法

浸水防止壁に生じる応力は、各荷重を受ける片持ちばりとして、躯体と接合部に生じる曲げモーメント及びせん断力を算定し、浸水防止壁に生じる曲げ及びせん断力に対する確認を行う。

なお、単位長さ(1000 mm)当たりで評価を行う。

(1) 応力算定

余震荷重、風荷重により生じる応力は図 4-1 及び図 4-3 に、津波荷重による応力は図 4-2 及び図 4-4 に示すとおり、等分布荷重が作用するものとして算定する。

a. 曲げモーメント

曲げモーメントは次式により算定する。

$$M = M_1 + M_2 \dots\dots\dots (4.6)$$

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot (w_{SdH} + w_{Pk}) \cdot H^2 \dots\dots\dots (4.7)$$

- ここで、 M : 浸水防止壁に作用する曲げモーメント (N・mm)
 M_1 : 余震荷重、風荷重による曲げモーメント (N・mm)
 w_{SdH} : 余震の水平方向の等分布荷重 (N/mm)
 w_{Pk} : 風の等分布荷重 (N/mm)
 H : 浸水防止壁の高さ (mm)

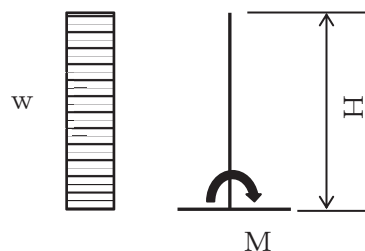


図 4-1 曲げモーメント算定モデル化(1)

$$M_2 = \frac{1}{6} \cdot w_{ph} \cdot H^2 \dots\dots\dots (4.8)$$

ここで、 M_2 : 津波荷重による曲げモーメント (N・mm)
 w_{ph} : 津波の等分布荷重 (N/mm)
 H : 浸水防止壁の高さ (mm)

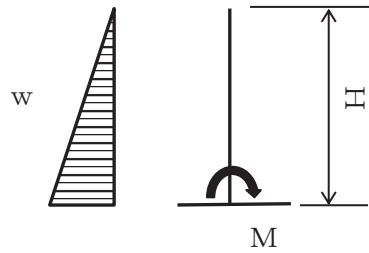


図 4-2 曲げモーメント算定モデル化(2)

b. せん断力

せん断力は次式により算定する。

$$Q = Q_1 + Q_2 \dots\dots\dots (4.9)$$

$$Q_1 = (w_{sdH} + w_{pk}) \cdot H \dots\dots\dots (4.10)$$

ここで、 Q : 浸水防止壁に作用するせん断力 (N)
 Q_1 : 余震荷重，風荷重によるせん断力 (N)
 w_{sdH} : 余震の水平方向の等分布荷重 (N/mm)
 w_{pk} : 風の等分布荷重 (N/mm)
 H : 浸水防止壁の高さ (mm)

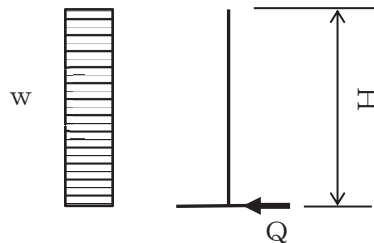


図 4-3 せん断力算定モデル化(1)

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot w_{ph} \cdot H \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

ここで、 Q_2 : 津波荷重によるせん断力 (N)
 w_{ph} : 津波の等分布荷重 (N/mm)
 H : 浸水防止壁の高さ (mm)

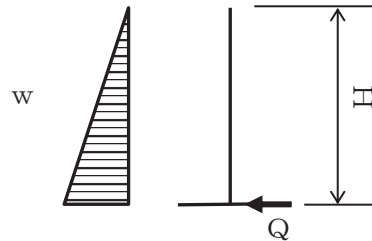


図 4-4 せん断力算定モデル化(2)

(2) 断面検定

a. 浸水防止壁に生じる曲げ応力度

浸水防止壁に生じる曲げ応力度は次式より算出し、浸水防止壁の短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

ここで、 σ_b : 浸水防止壁の曲げ応力度 (N/mm²)
 M : 浸水防止壁に作用する曲げモーメント (N・mm)
 Z : 浸水防止壁の断面係数 (mm³)

b. 浸水防止壁に生じるせん断応力度

浸水防止壁に生じるせん断応力度は次式より算出し、浸水防止壁の短期許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{A} \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

ここで、 τ : 浸水防止壁のせん断応力度 (N/mm²)
 Q : 浸水防止壁に作用するせん断力 (N)
 A : 浸水防止壁の断面積 (mm²)

c. 浸水防止壁に生じる組合せ応力度

浸水防止壁に生じる曲げとせん断の組合せ応力度「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」に基づく次式より算出し、浸水防止壁の短期許容組合せ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2} \dots\dots\dots (4.14)$$

ここで、 σ : 浸水防止壁の組合せ応力度 (N/mm²)

4.4.2 基礎ボルトの評価方法

基礎ボルトに生じる引張力及びせん断力に対する確認を行う。基礎ボルトに生じる引張力に対する確認においては、浸水防止壁の自重による鉛直方向上向きの地震荷重を組み合わせるものとする。鉛直方向下向きに生じる荷重は、既存躯体により支持されるため設計に考慮しない。

なお、単位長さ(1000 mm)当たりで評価を行う。

(1) 評価方法

「4.4.1 浸水防止壁の評価方法」にて算出した浸水防止壁に生じる応力を基に基礎ボルトに生じる引張力及びせん断力に対する確認を行う。

(2) 荷重算定

a. 基礎ボルトに生じる引張力

基礎ボルトに生じる引張力は次式より算出し、基礎ボルトの短期許容引張力を下回ることを確認する。

$$T_{b.o} = \frac{M}{b \cdot \frac{n}{2}} + \frac{P_{s.d.v} - W_v}{n} \dots\dots\dots (4.15)$$

ここで、 $T_{b.o}$: 基礎ボルトに作用する引張力 (N)
 M : 浸水防止壁に作用する曲げモーメント (N・mm)
 b : 基礎ボルト間寸法 (mm)
 $P_{s.d.v}$: 余震の鉛直方向の荷重 (N)
 W_v : 浸水防止壁の固定荷重 (N)
 n : 基礎ボルトの本数 (本)

b. 基礎ボルトに生じるせん断力

基礎ボルトに作用するせん断力が、基礎ボルトの短期許容せん断力を下回ることを確認する。

$$Q_{b.o} = \frac{Q}{n} \dots\dots\dots (4.16)$$

- ここで、 $Q_{b.o}$: 基礎ボルトに作用するせん断力 (N)
 Q : 浸水防止壁に作用するせん断力 (N)
 n : 基礎ボルトの本数 (本)

c. 基礎ボルトに生じる組合せ荷重

基礎ボルトに生じる引張とせん断の組合せによる評価を「各種合成構造設計指針・同解説」に基づく次式より算出し、1以下であることを確認する。

$$\left(\frac{T_{b.o}}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{Q_{b.o}}{q_a}\right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots (4.17)$$

- ここで、 P_a : 基礎ボルトの短期許容引張力 (N)
 q_a : 基礎ボルトの短期許容せん断力 (N)

4.5 評価条件

浸水防止壁の強度評価に用いる入力値を表 4-5 に示す。

表 4-5 浸水防止壁の強度評価に用いる入力値

評価対象 部位	記号	単位	定義	数値
浸水 防止壁	W_v	N	浸水防止壁の固定荷重	543.2
	w_s	N/mm	浸水防止壁の固定等分布荷重	9.238×10^{-1}
	γ_w	N/mm ³	海水の単位体積重量	1.01×10^{-5}
	h	mm	津波による溢水を考慮した浸水に伴う 津波荷重水位	400^{*1}
	C_f	-	風力係数	1.2
	q	N/mm ²	速度圧	9.598×10^{-4}
	H	mm	浸水防止壁の高さ	400
	Z	mm ³	浸水防止壁の断面係数	24000
	A	mm ²	浸水防止壁の断面積	12000
基礎 ボルト	b	mm	基礎ボルト間寸法	120
	n	本	基礎ボルトの本数	6^{*2}

注記 *1 : 屋外タンク等の損傷による溢水による浸水水位は 0.18m であるが、保守的に浸水防止壁の高さ (H) まで津波荷重水位が加わるものとして設定する。

*2 : 基礎ボルトの本数の考え方

評価における基礎ボルト本数は、下記のとおりとする。

$$n = \text{単位長さ } 1000\text{mm} / \text{基礎ボルトピッチ } 300\text{mm} \times 2 \text{ 列} \\ = 6.6 \text{ 本} \rightarrow 6 \text{ 本}$$

5. 評価結果

浸水防止壁の強度評価結果を表 5-1 に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 浸水防止壁の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (発生応力度又は荷重)		許容限界		検定値
浸水 防止壁	曲げ	43	N/mm ²	235	N/mm ²	0.19 < 1
	せん断	1	N/mm ²	135	N/mm ²	0.01 < 1
	組合せ	44	N/mm ²	235	N/mm ²	0.19 < 1
基礎 ボルト	引張	2843	N	28225	N	0.11 < 1
	せん断	899	N	25826	N	0.04 < 1
	組合せ	-		-		0.02 < 1

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

6.5.4 浸水防止壁に関する補足説明

6.5.4.3 浸水防止壁の構造に関する補足説明

(1) 概要

本資料は、浸水防止設備のうち浸水防止壁の海水ポンプ室躯体との概略構造について説明するものである。

(2) 浸水防止壁の構造

浸水防止壁は、海水ポンプ室補機ポンプエリアの躯体上部に設置する。浸水防止壁の設置位置及び構造を図 6.5.4-1～図 6.5.4-3 に示す。

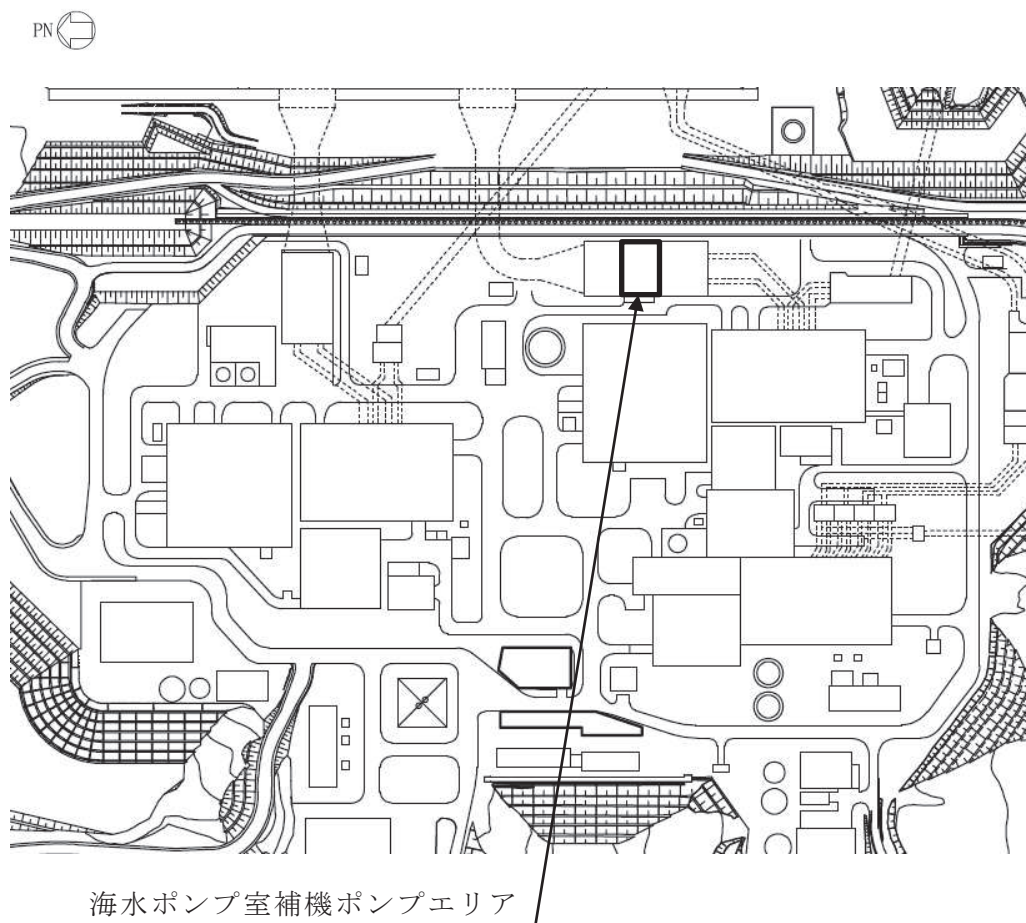


図 6.5.4-1 浸水防止壁の設置位置

PN

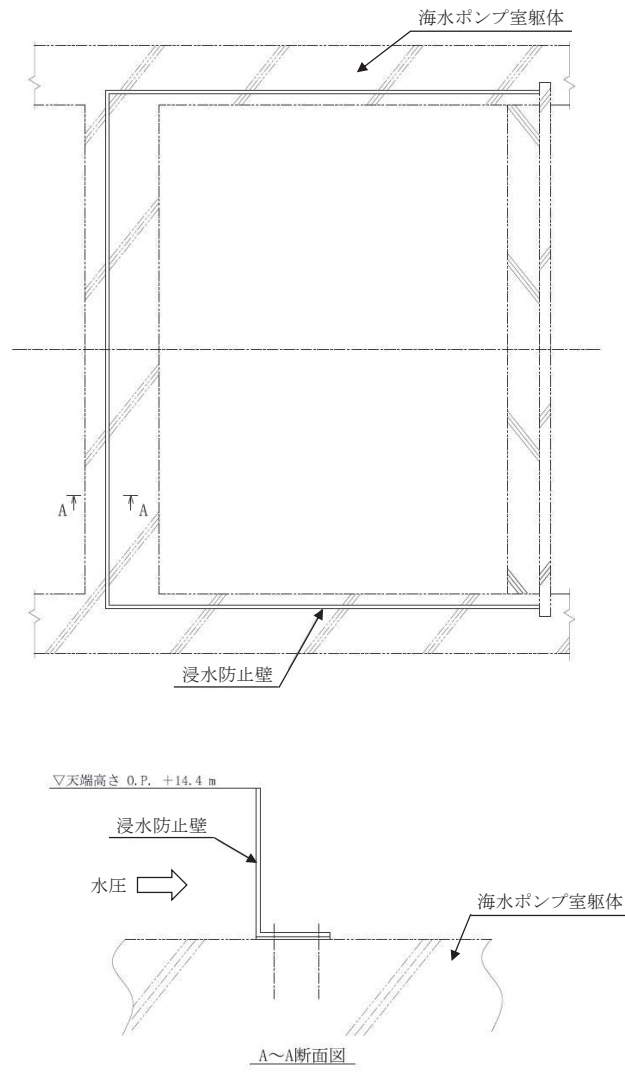
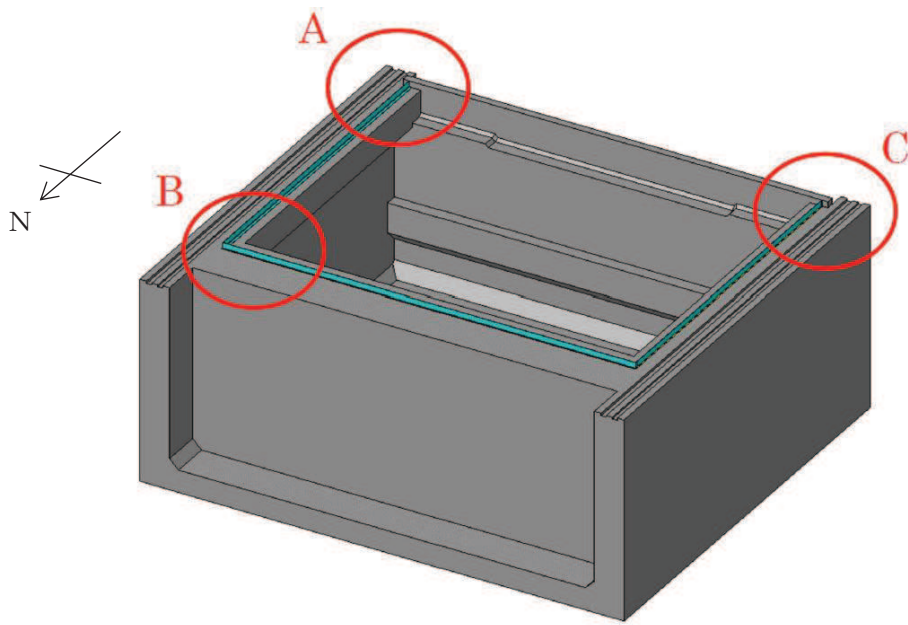
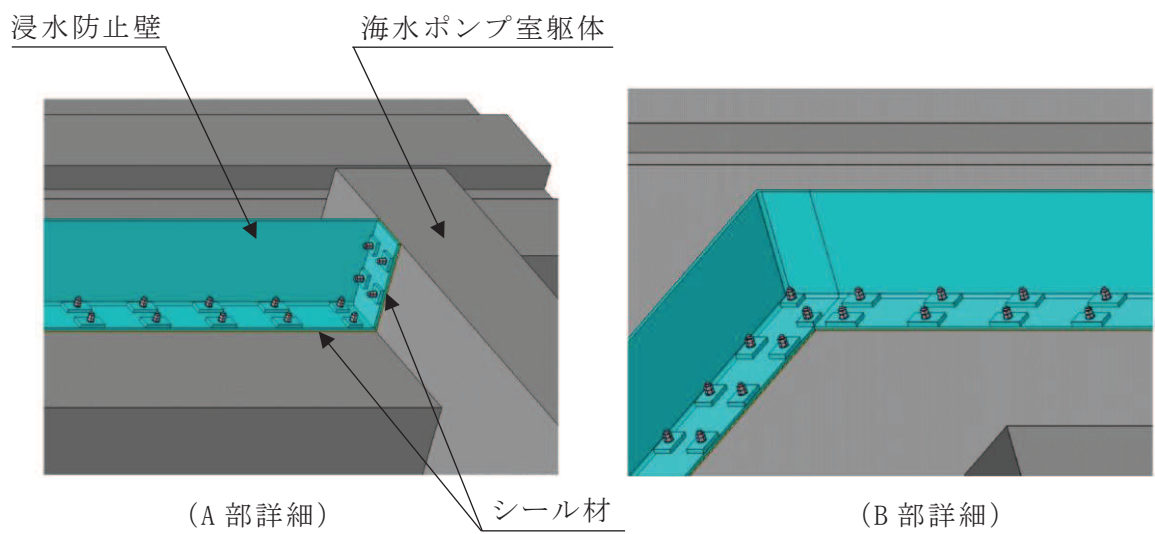


図 6.5.4-2 浸水防止壁の構造



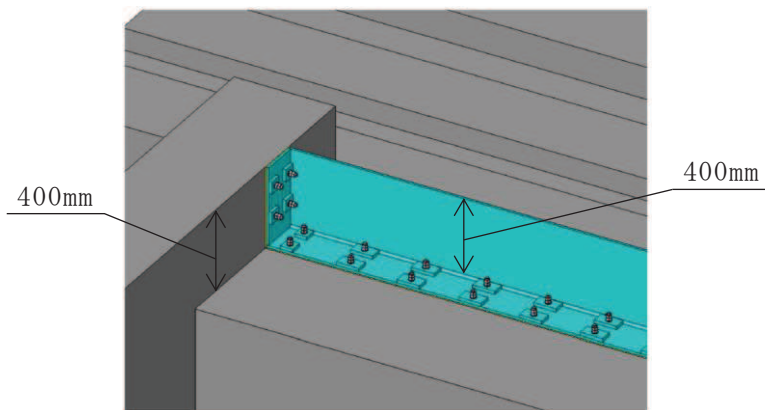
(海水ポンプ室補機ポンプエリア俯瞰図)



(A 部詳細)

シール材

(B 部詳細)



(C 部詳細)

図 6.5.4-3 浸水防止壁の構造概略

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。

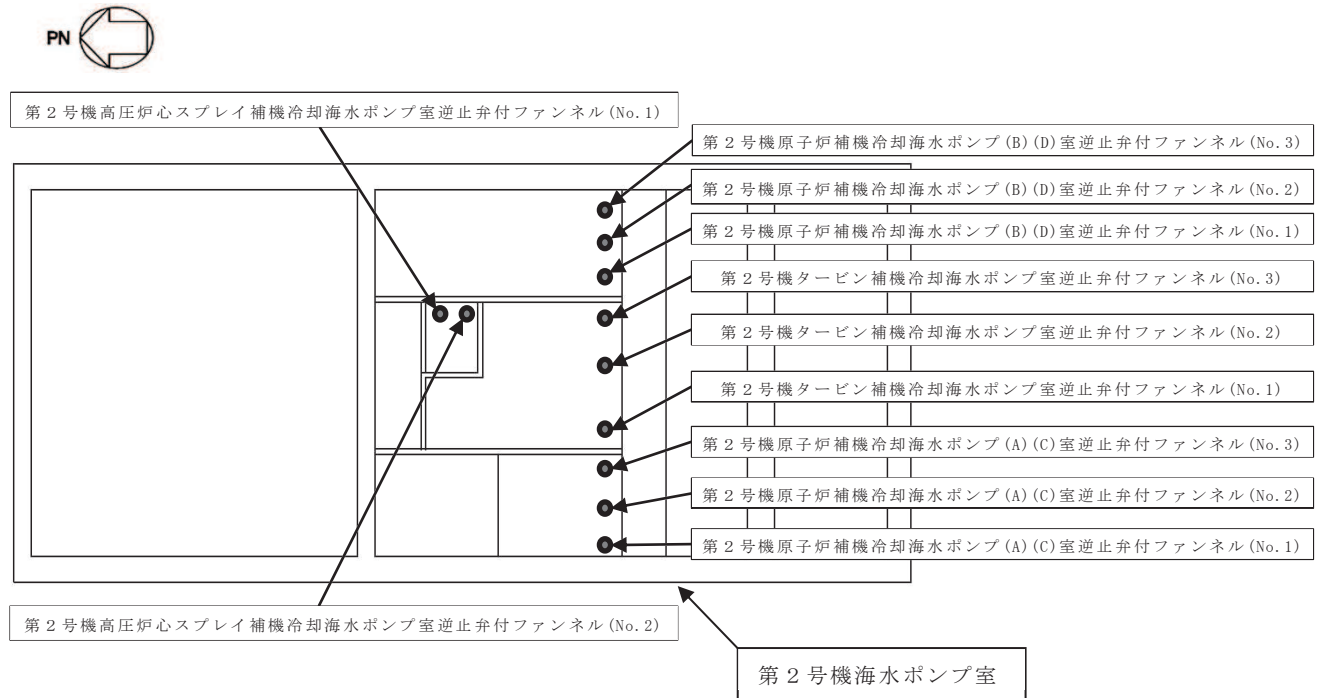


図2-1 逆止弁付ファンネルの設置位置図

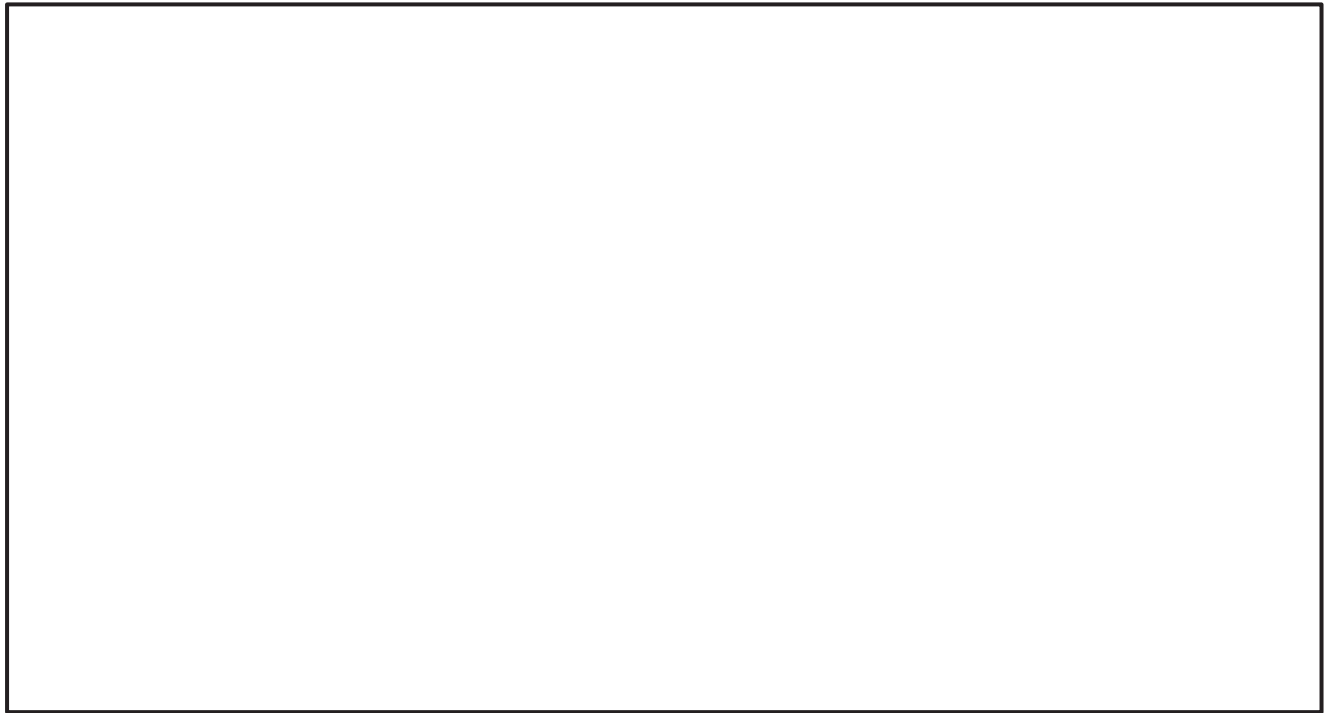


図 2-2 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (平面図)

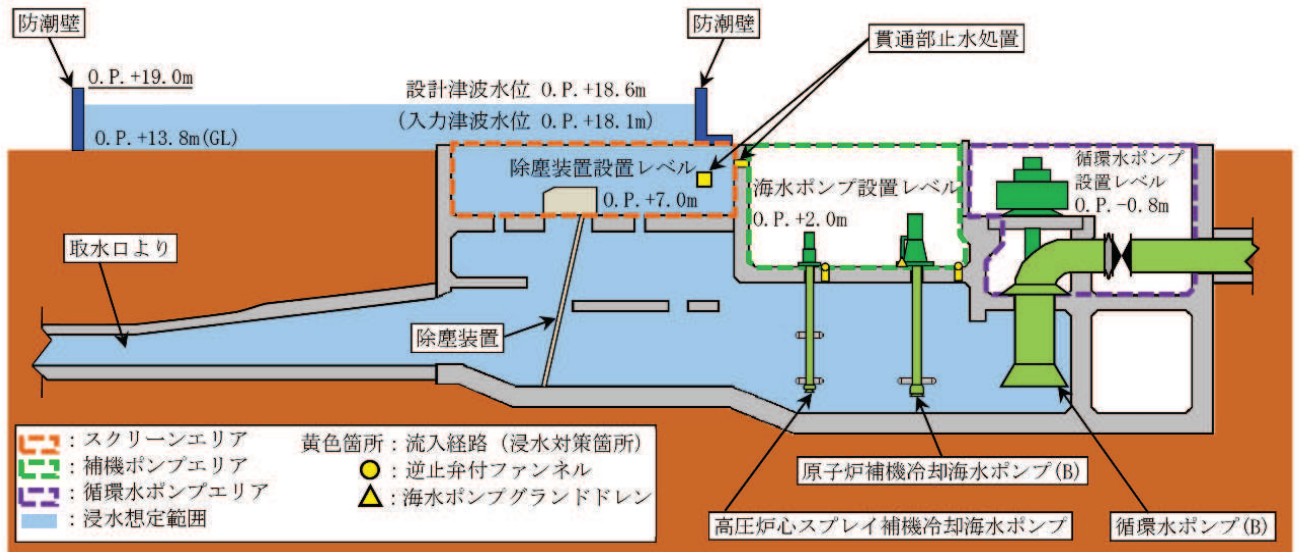


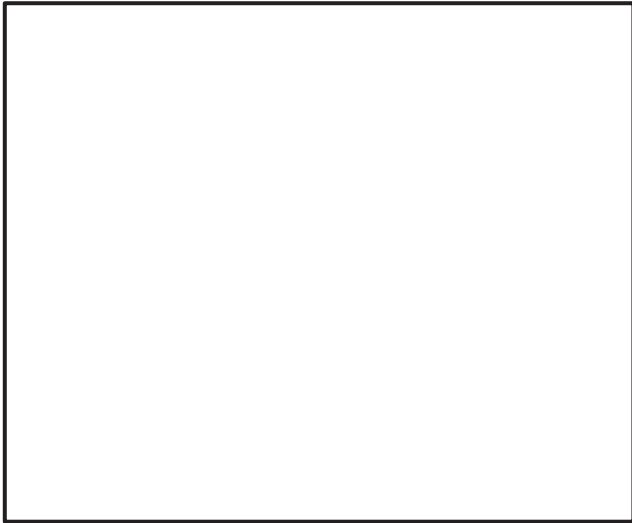
図 2-3 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (A-A 断面図)

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

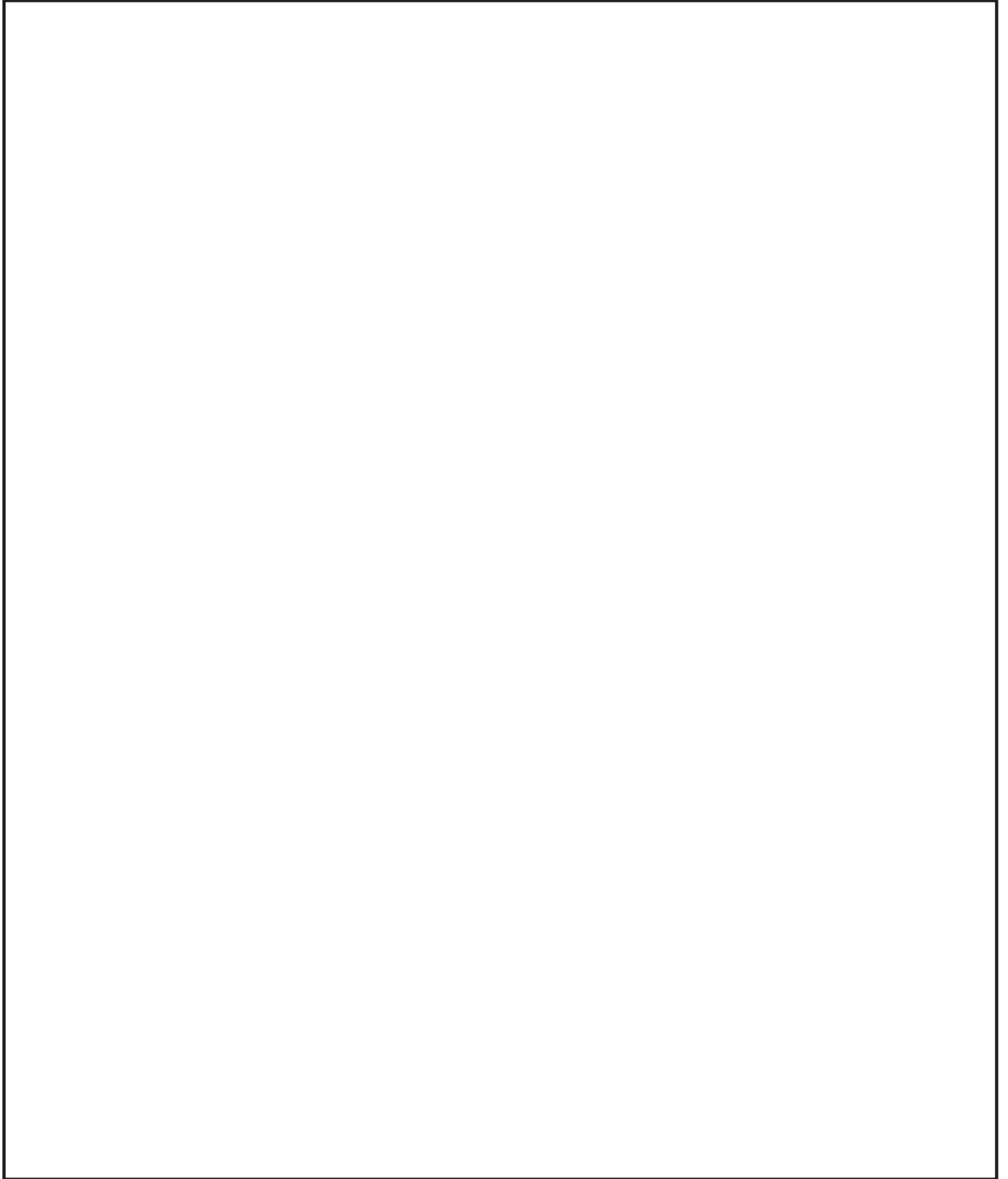
逆止弁付ファンネルは、ばね圧により常時弁体が弁座に密着している。津波の流入により弁体がさらに押上げられ、弁座により密着することで止水する。逆止弁付ファンネルの構造計画を表 2-1 に、構造図詳細を図 2-4 に示す。

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。

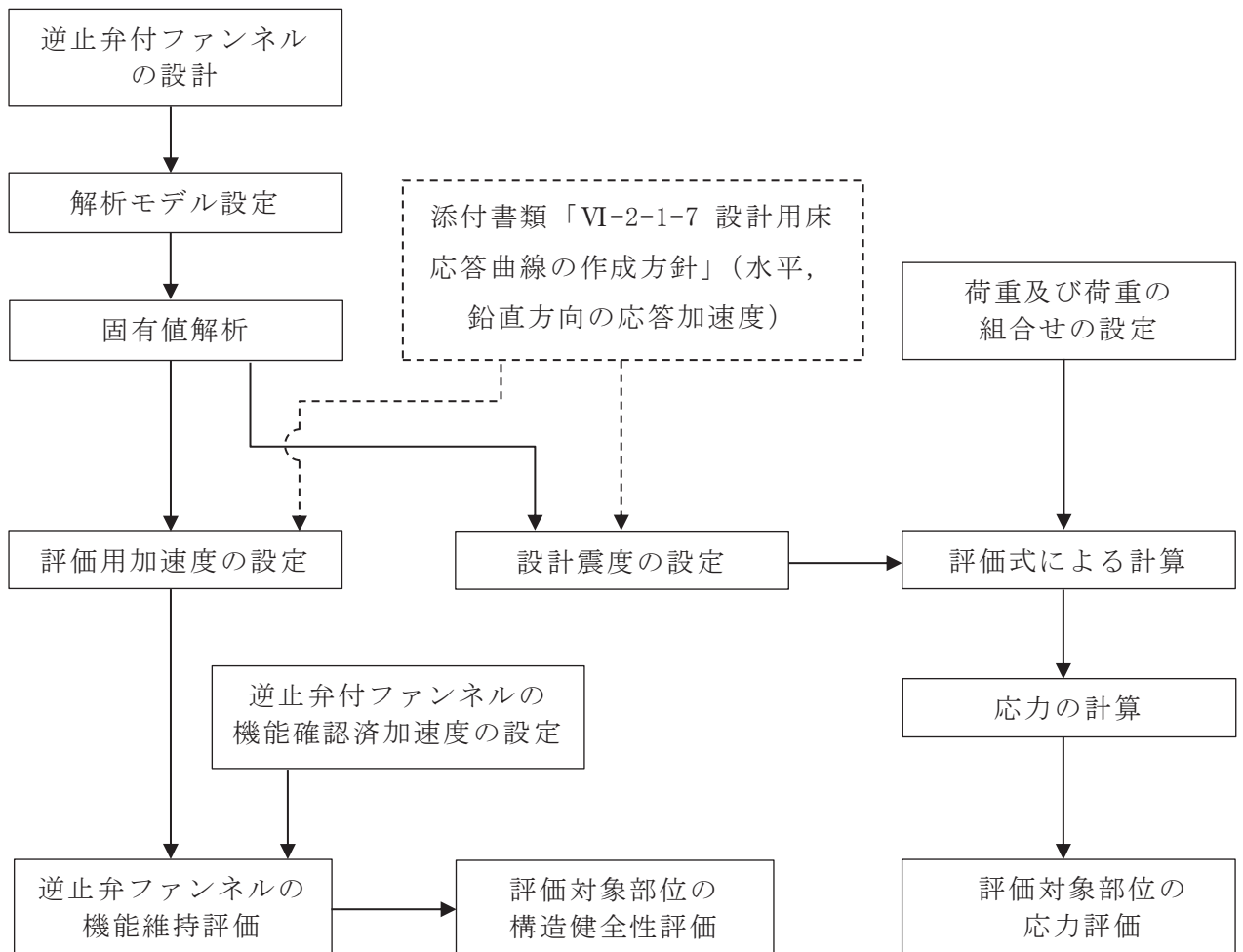


図 2-5 耐震評価フロー

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

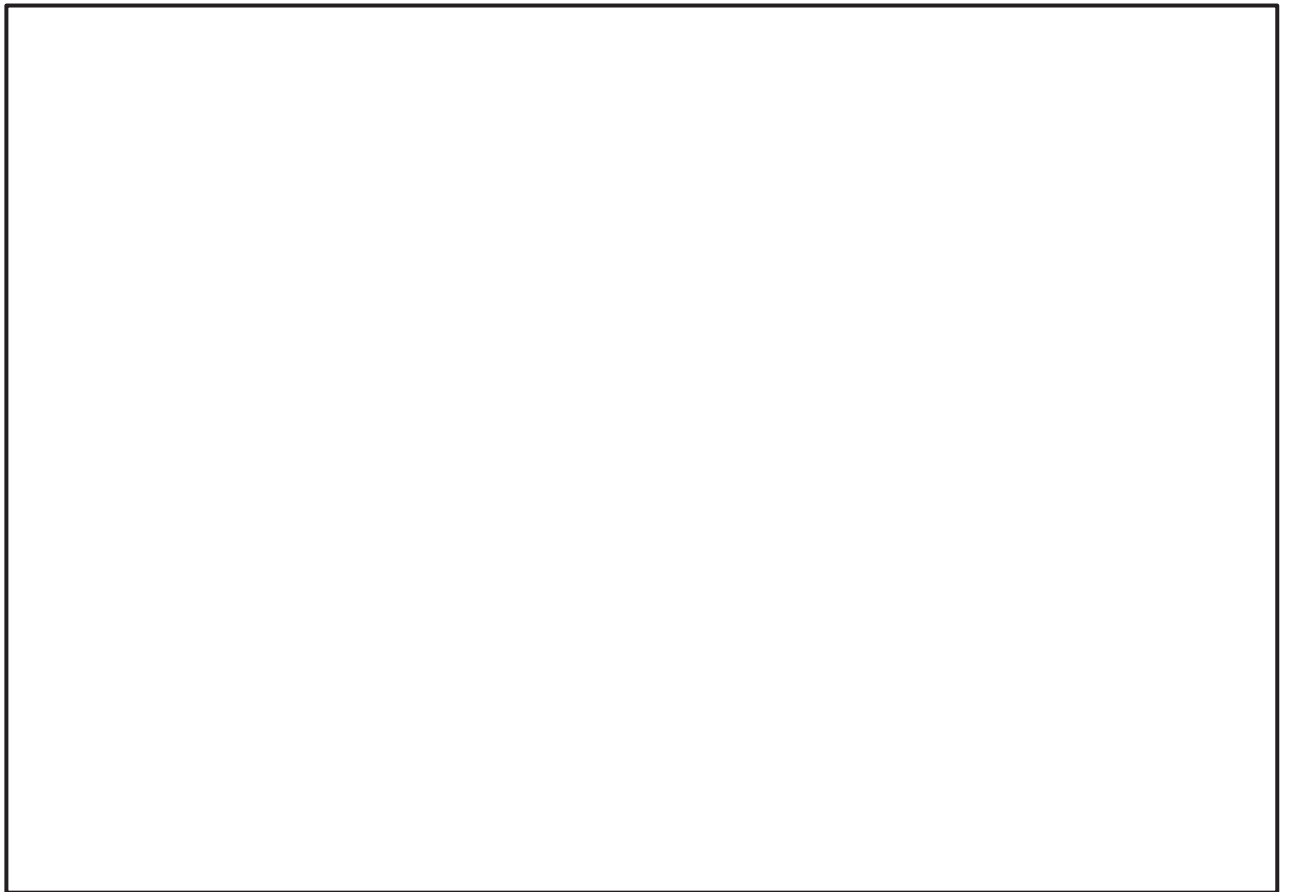
逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

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	1.2	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	982

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
$D + P_D + M_D + S_s$	Ⅲ _A S

注記 *1: Dは固定荷重, P_Dは最高使用圧力による荷重, M_Dは機械的荷重, S_sは基準地震動 S_sによる地震荷重を示す。

*2: 最高使用圧力による荷重 (P_D), 機械的荷重 (M_D) は荷重がかからないため考慮しない。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。

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

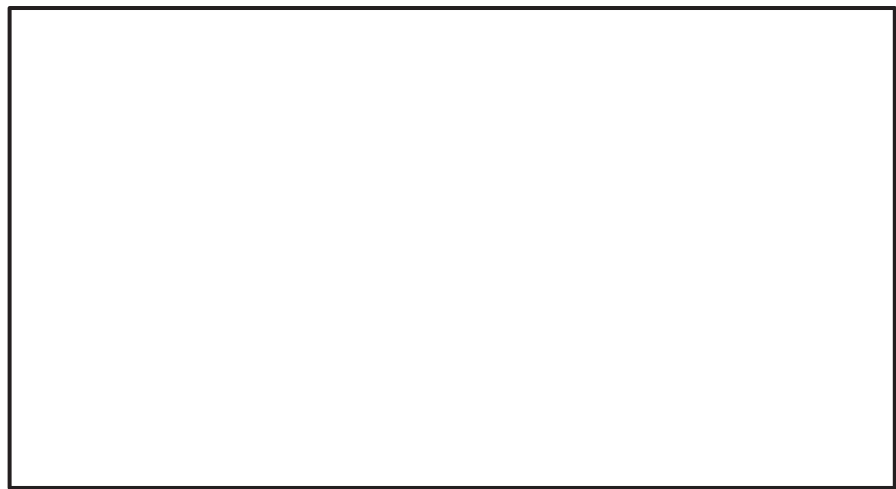


図 5-2 弁体に加わる荷重

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	1.2	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	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。

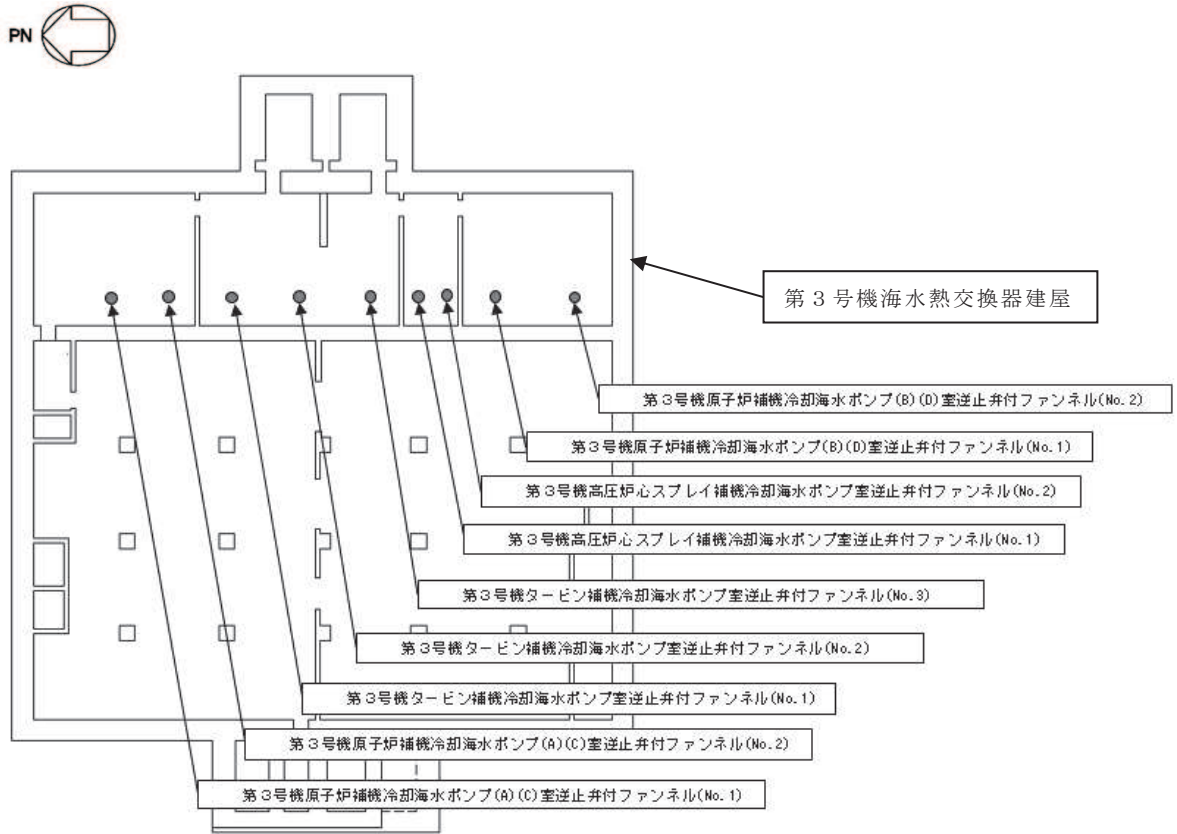


図2-1 逆止弁付ファンネルの設置位置図

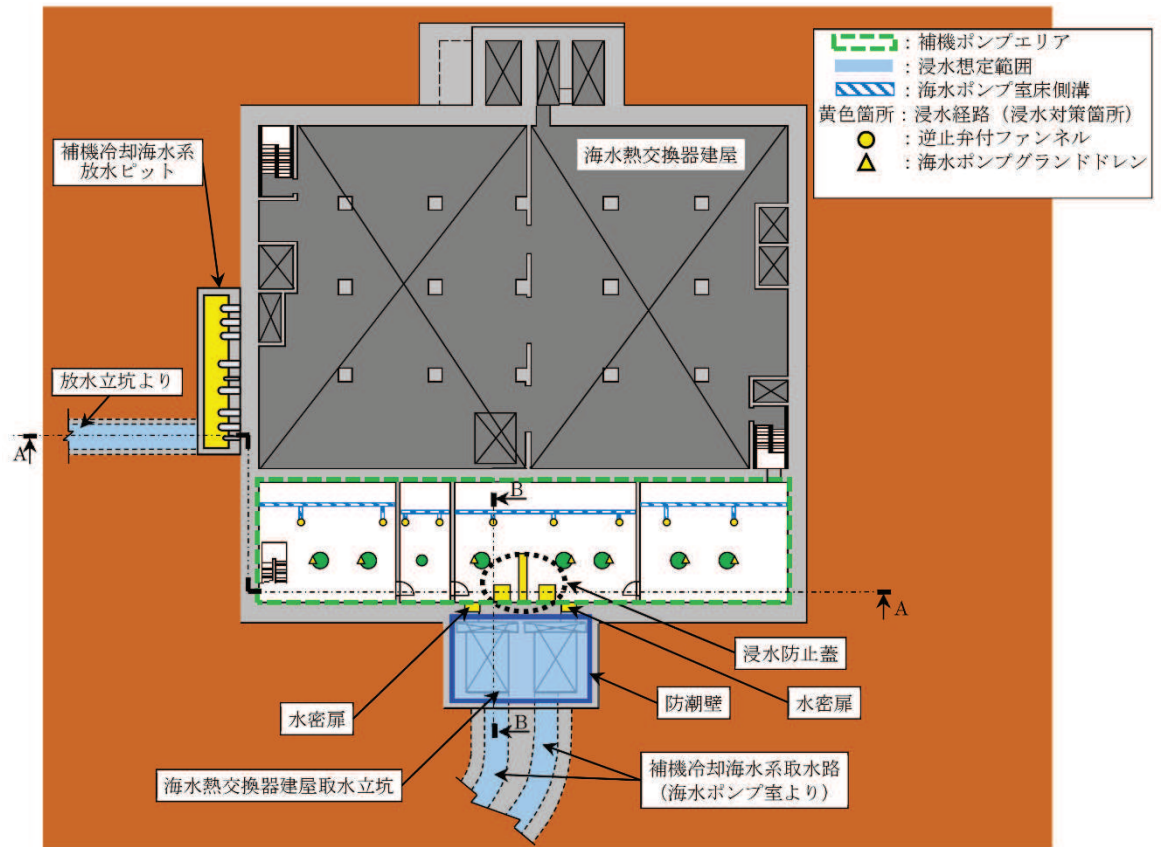


図 2-2 3号機 海水熱交換器建屋 浸水対策配置図（平面図）

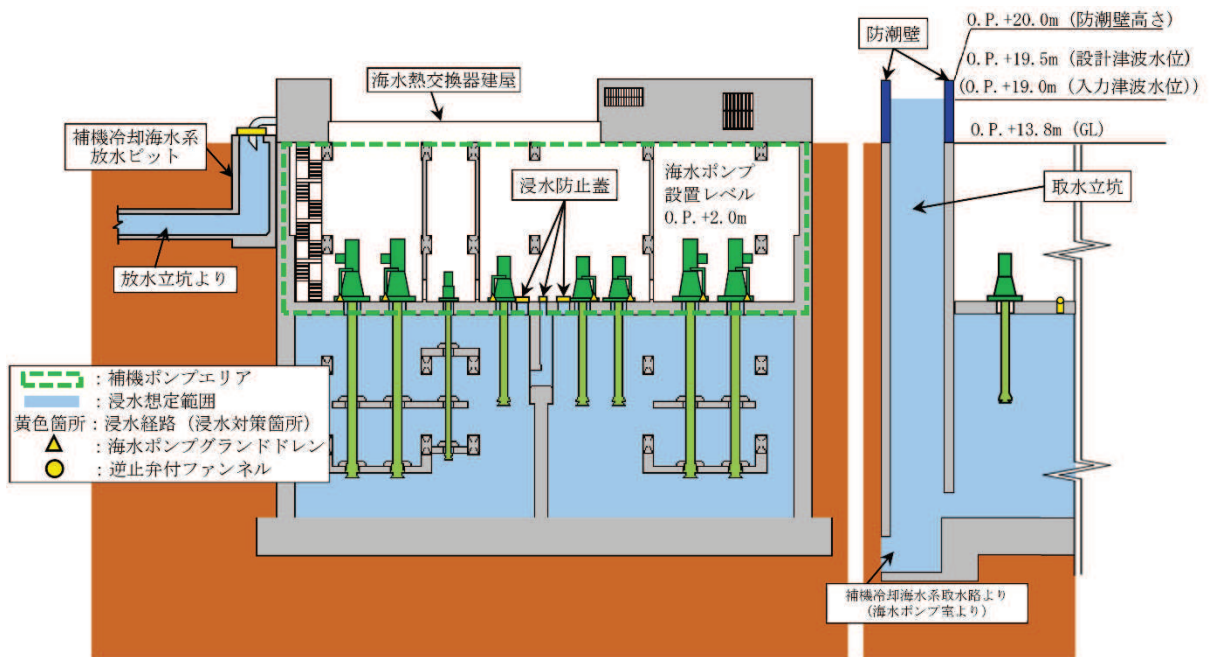



図 2-3 第 3 号機 海水熱交換器建屋 浸水対策配置図
（左:A-A 断面図 右:B-B 断面図）

2.2 構造計画

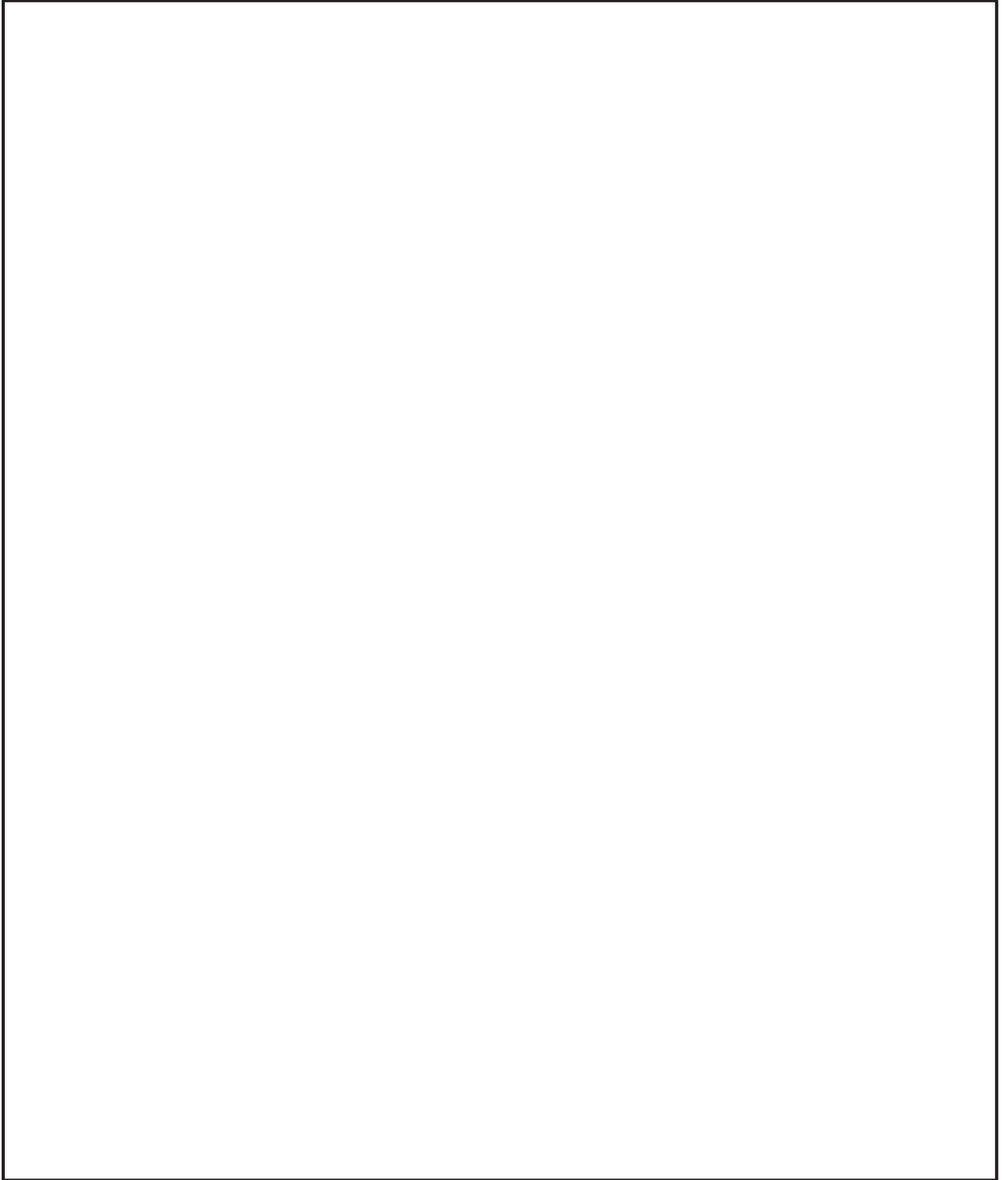
逆止弁付ファンネルは、ばね圧により常時弁体が弁座に密着している。津波の流入により弁体がさらに押上げられ、弁座により密着することで止水する。逆止弁付ファンネルの構造計画を表 2-1 に示す。

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。

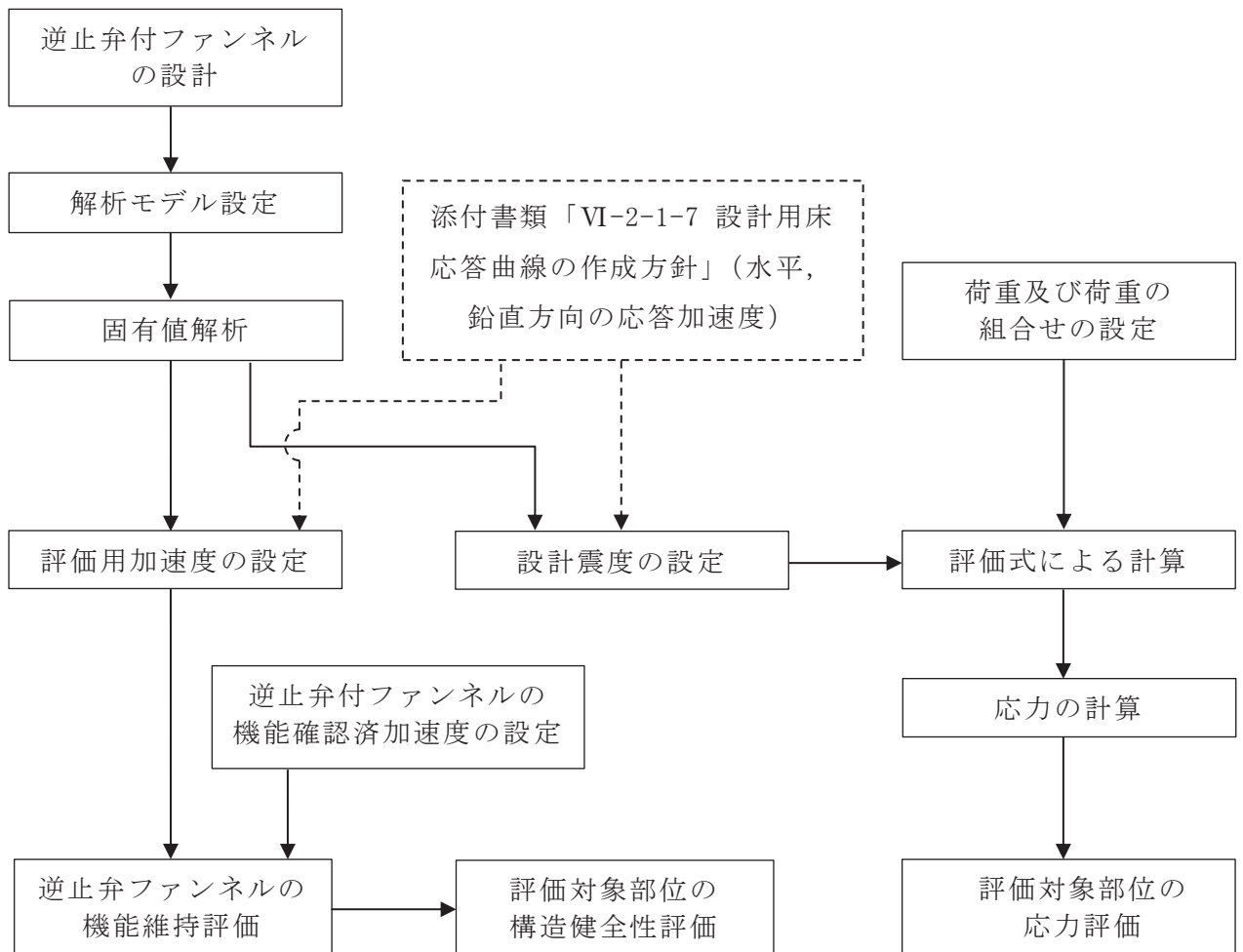


図 2-5 耐震評価フロー

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

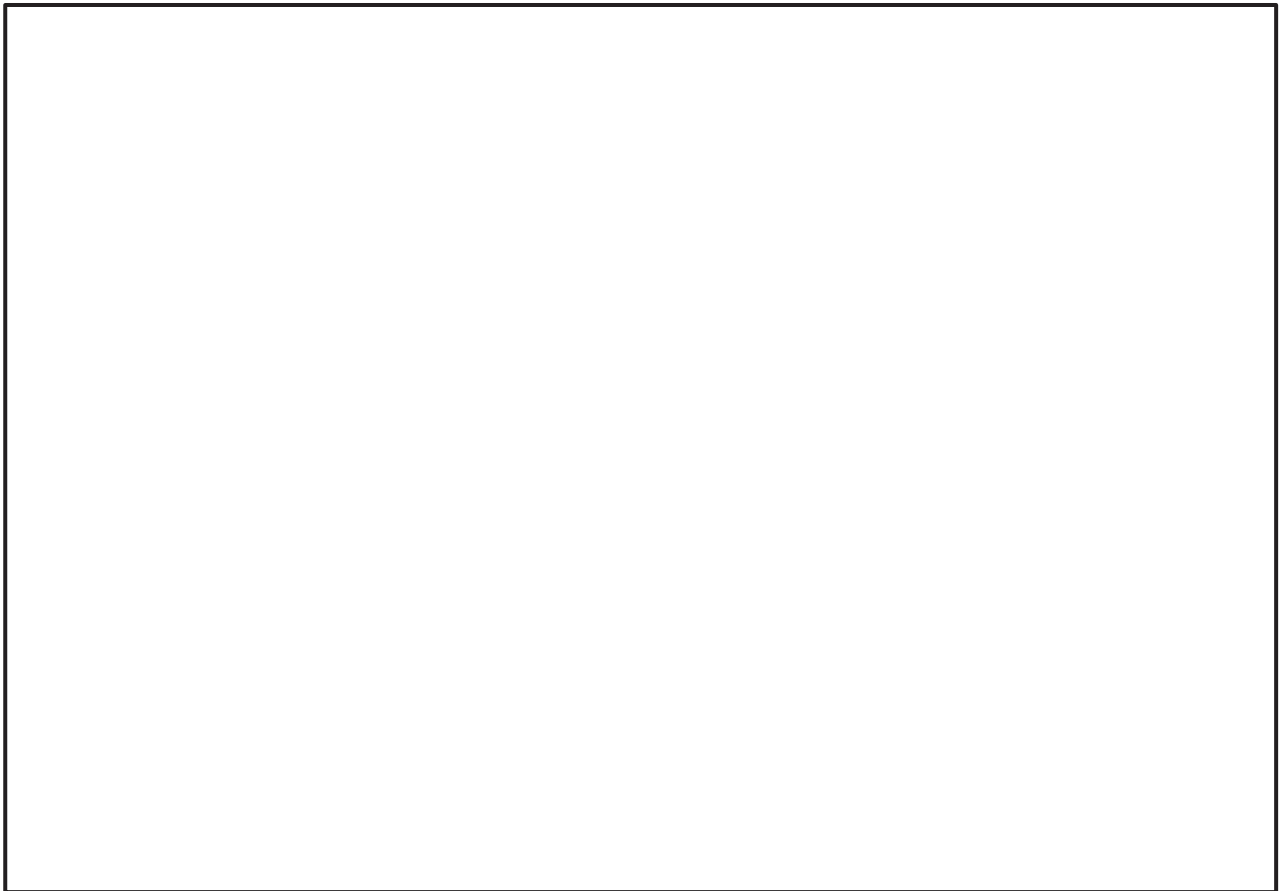
逆止弁付ファンネルの応力評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

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	1.2	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	982

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
$D + P_D + M_D + S_s$	Ⅲ _A S

注記 *1: Dは固定荷重, P_Dは最高使用圧力による荷重, M_Dは機械的荷重, S_sは基準地震動 S_sによる地震荷重を示す。

*2: 最高使用圧力による荷重 (P_D), 機械的荷重 (M_D) は荷重がかからないため考慮しない。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。

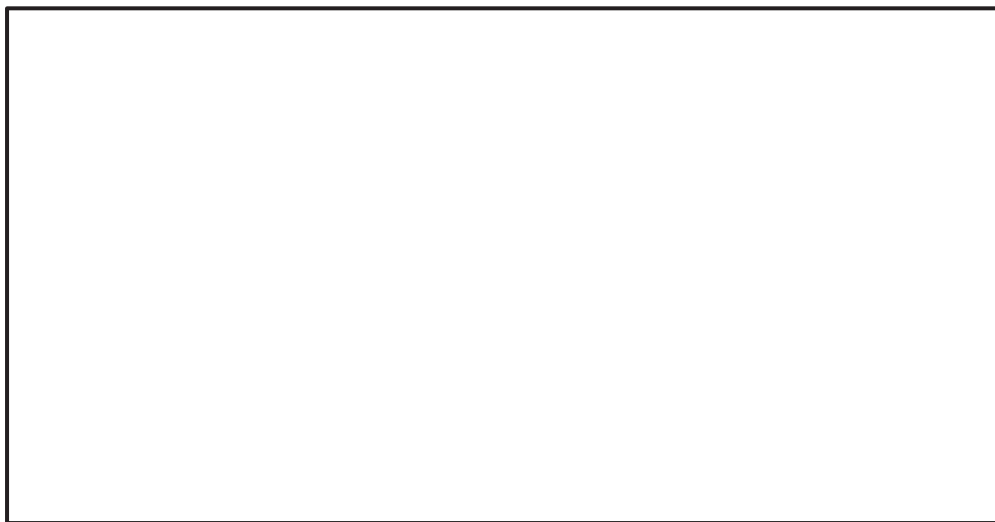


図 5-1 弁本体の構造図

(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	1.2	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, サポート, 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。

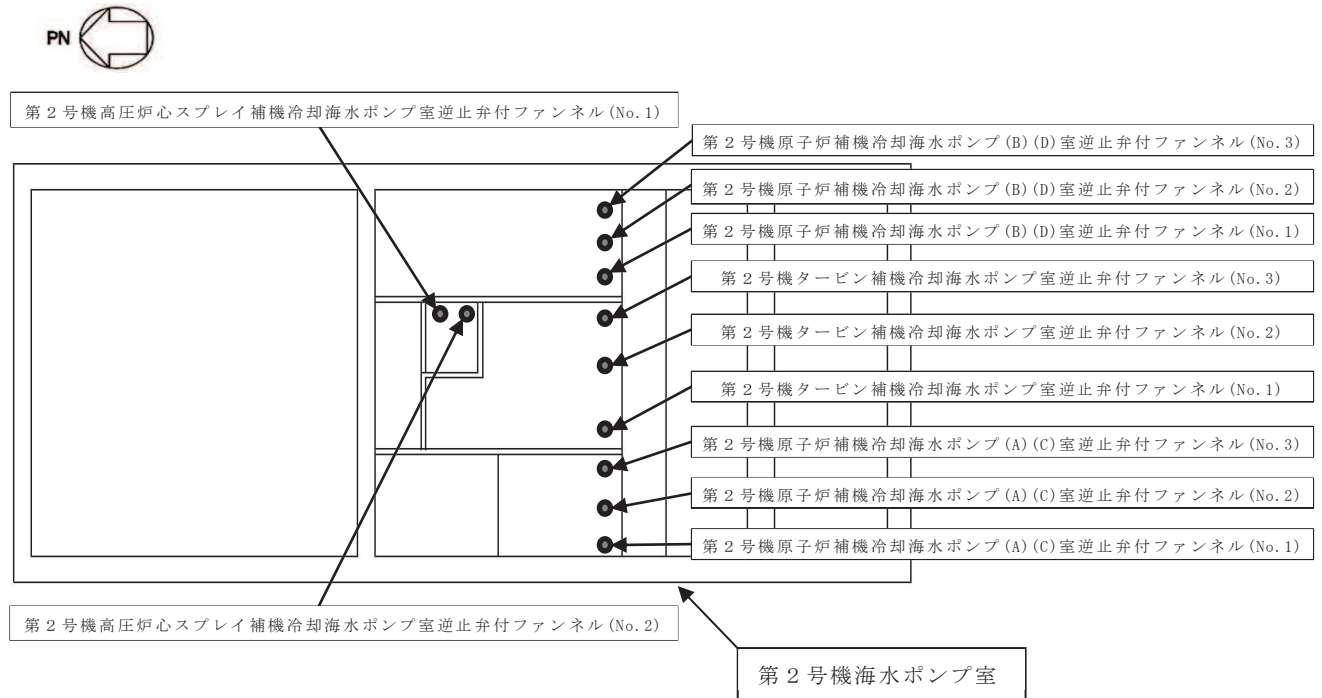


図2-1 逆止弁付ファンネルの設置位置図

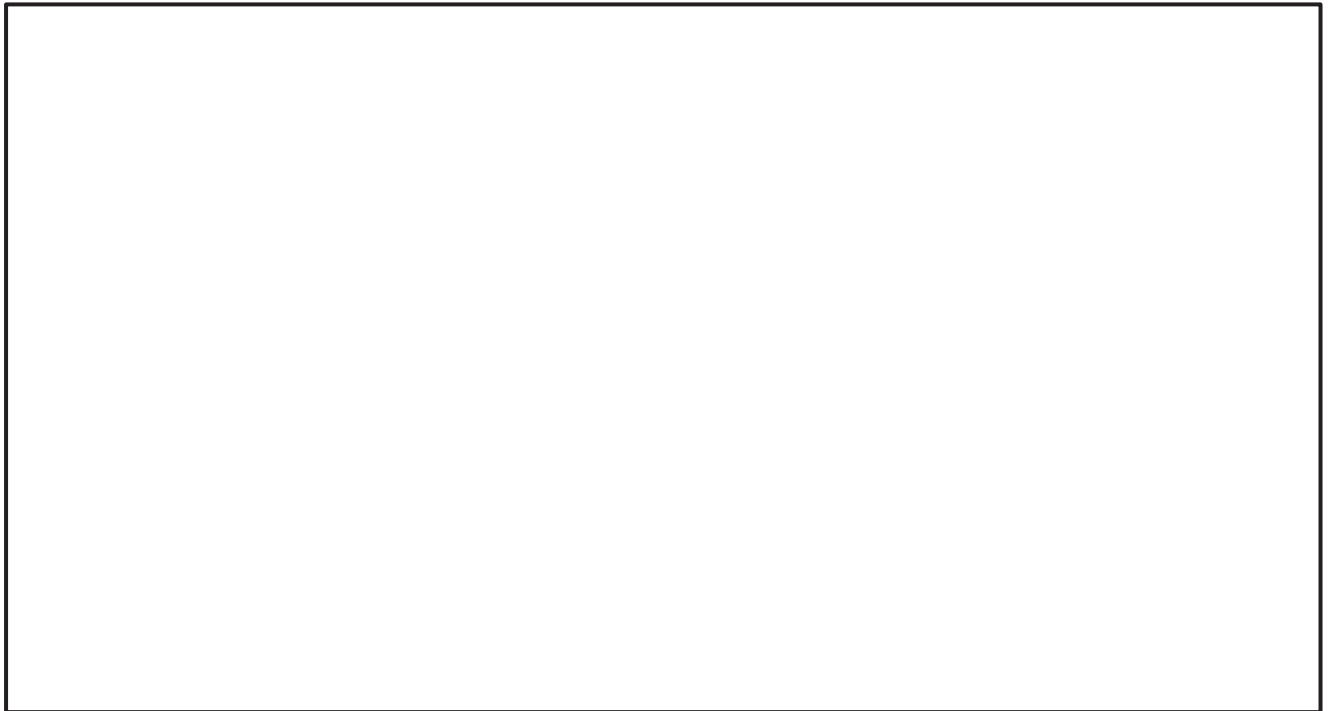


図 2-2 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (平面図)

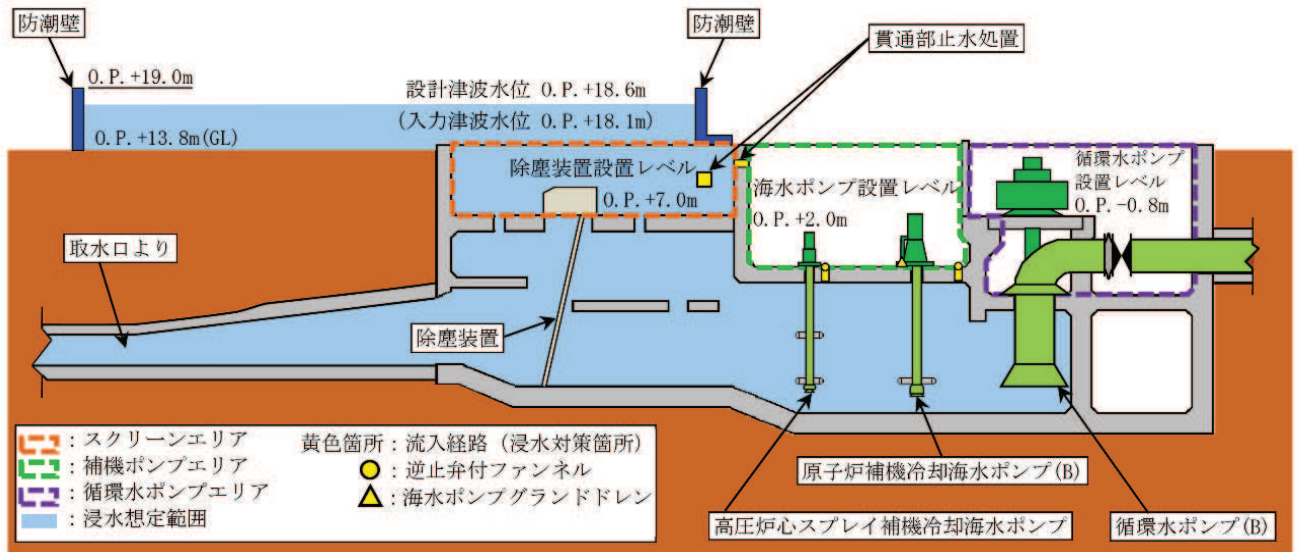


図 2-3 第 2 号機 海水ポンプ室 浸水対策配置図 (A-A 断面図)


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。

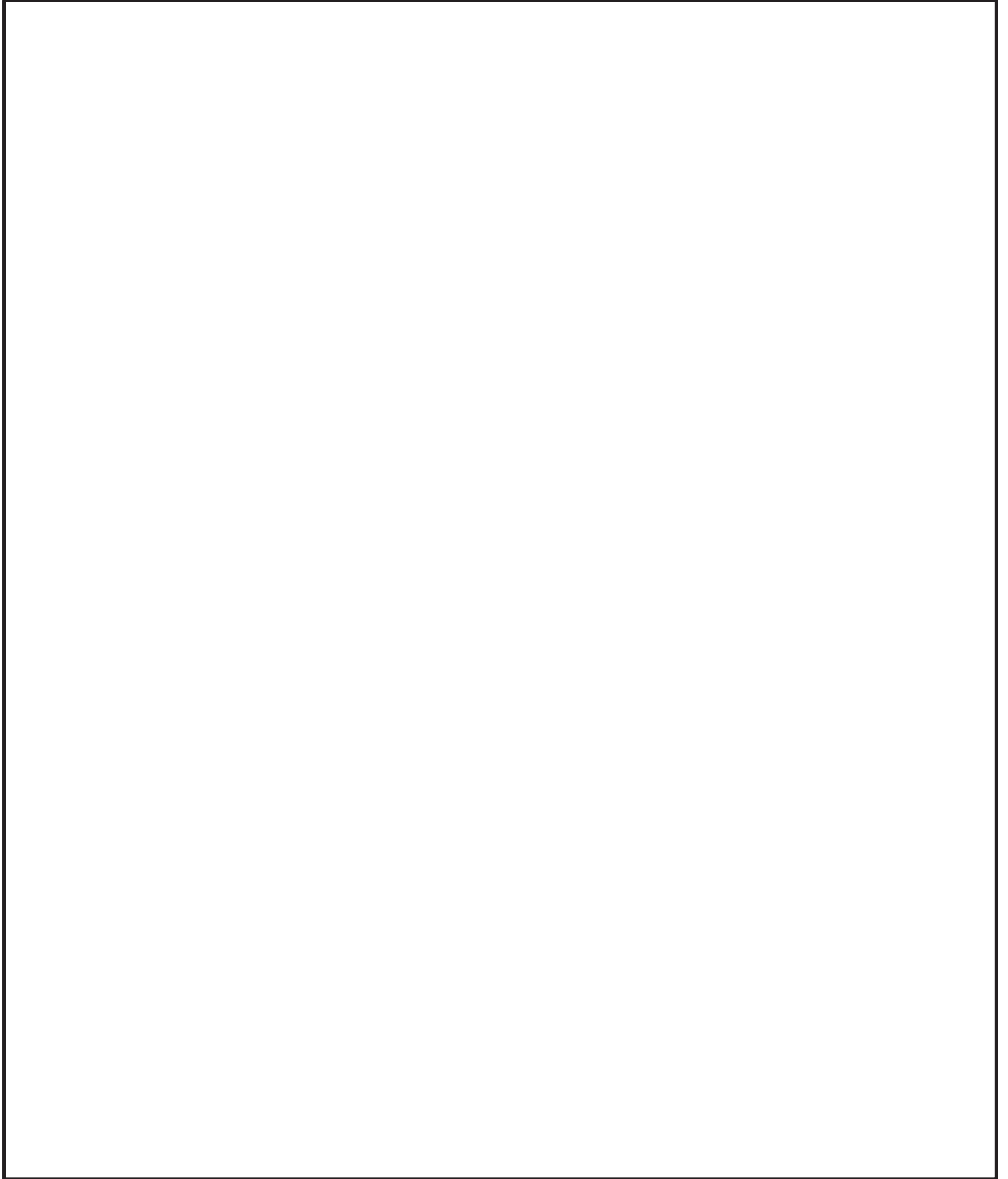
逆止弁付ファンネルは、ばね圧により常時弁体が弁座に密着している。津波の流入により弁体がさらに押上げられ、弁座により密着することで止水する。逆止弁付ファンネルの構造計画を表 2-1、構造図詳細を図 2-4 に示す。

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。

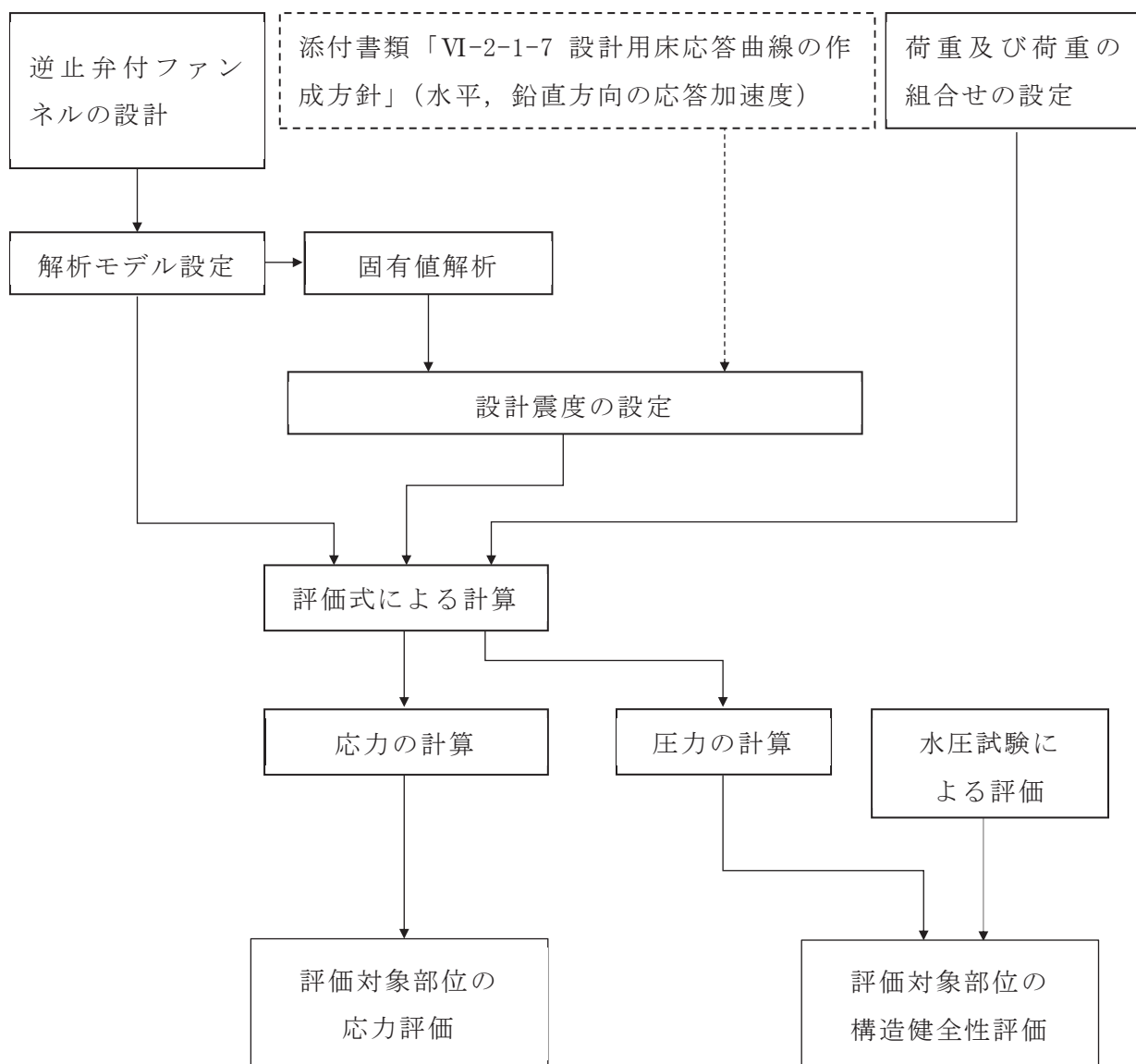


図 2-5 強度評価フロー

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 _{HS_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 _{VS_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

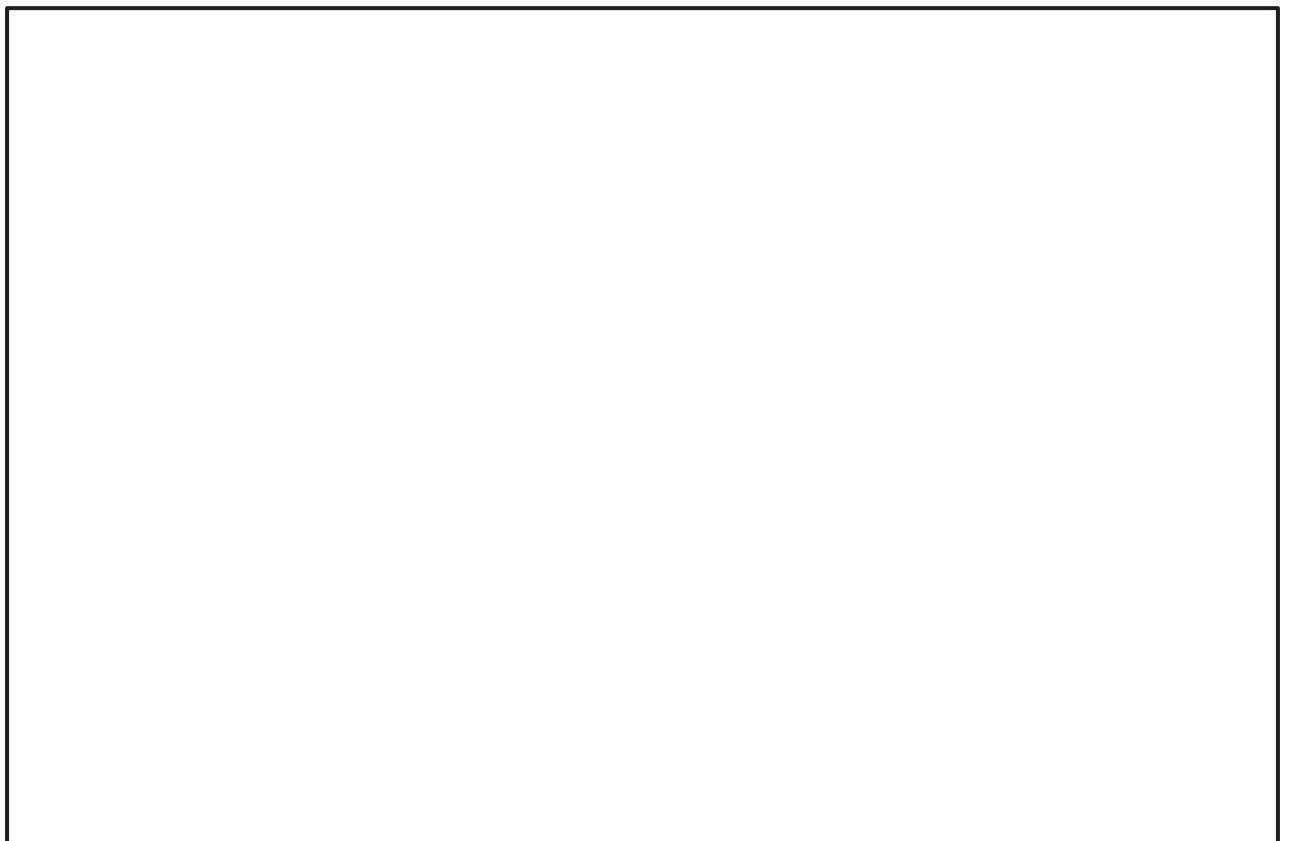
3. 評価対象部位

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。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

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

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。

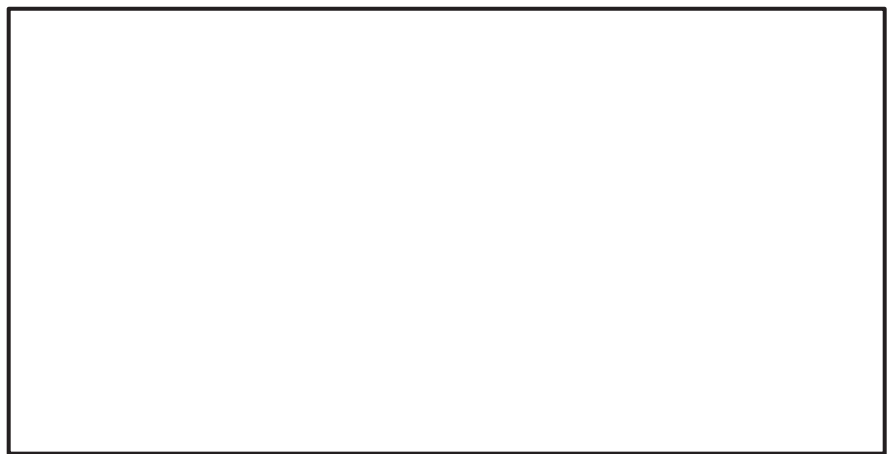


図 4-1 モデル化の概略

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。

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

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{l_1^3} \times 10^3$$

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	1.2	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	982

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)

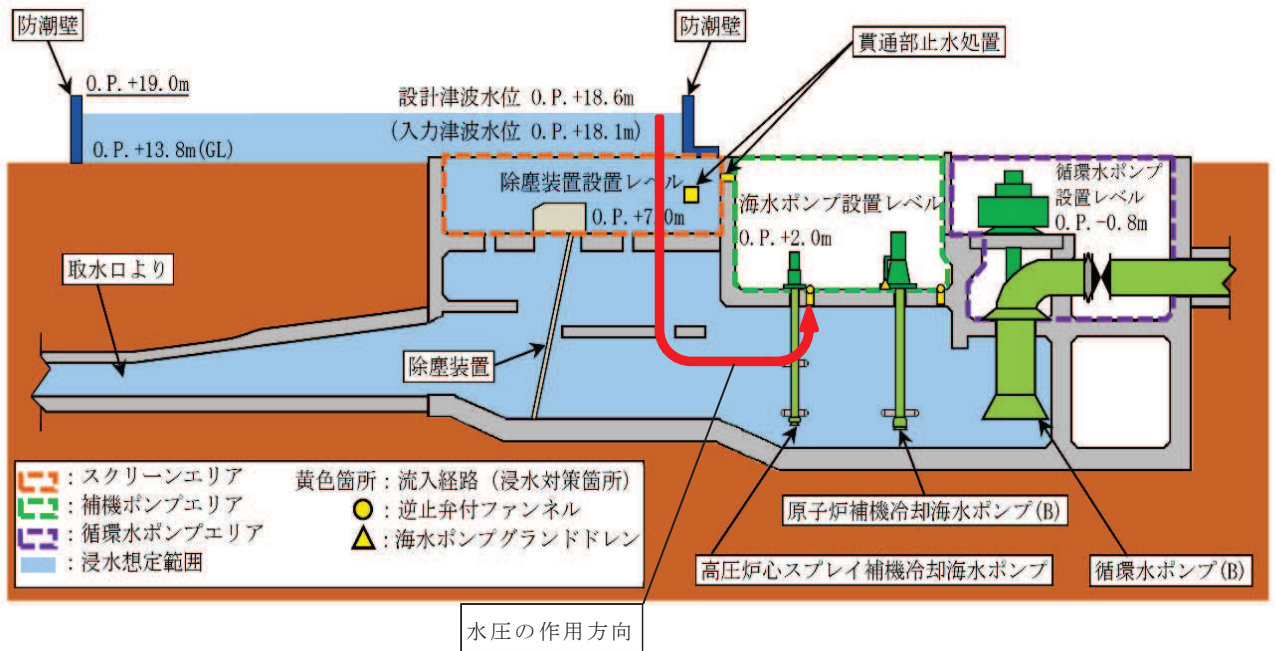
余震荷重は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う地震力及び慣性力を考慮するものとし、水平方向については、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う地震力とする。また、評価高さの考え方を図 5-1 に示す。

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	1.2	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。

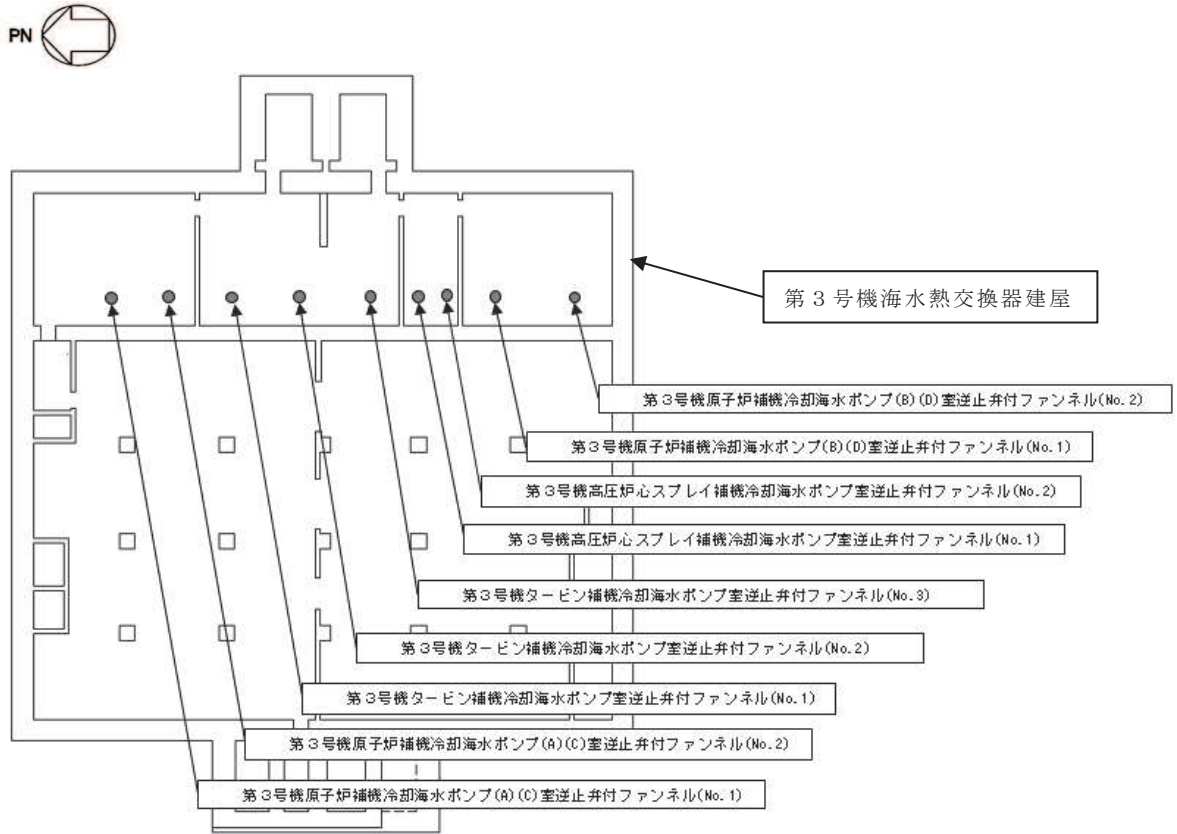


図2-1 逆止弁付ファンネルの設置位置図

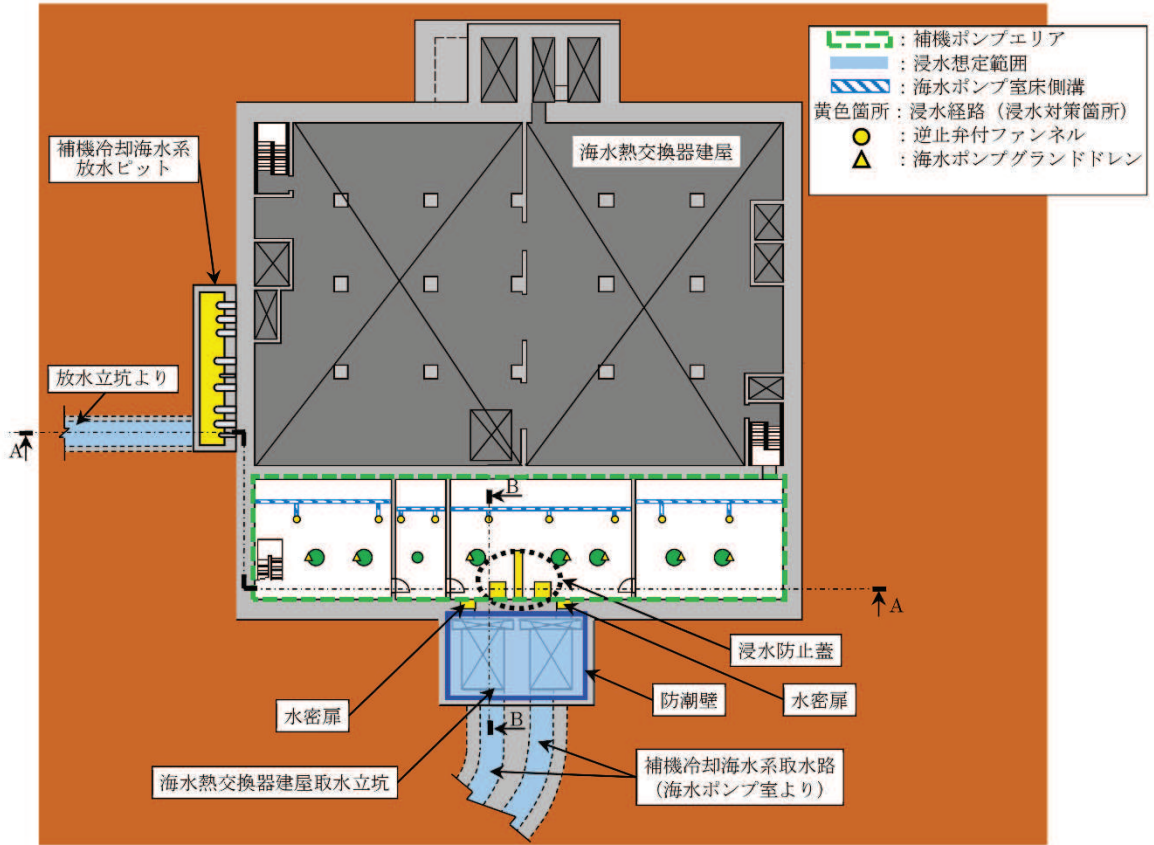


図 2-2 3号機 海水熱交換器建屋 浸水対策配置図 (平面図)

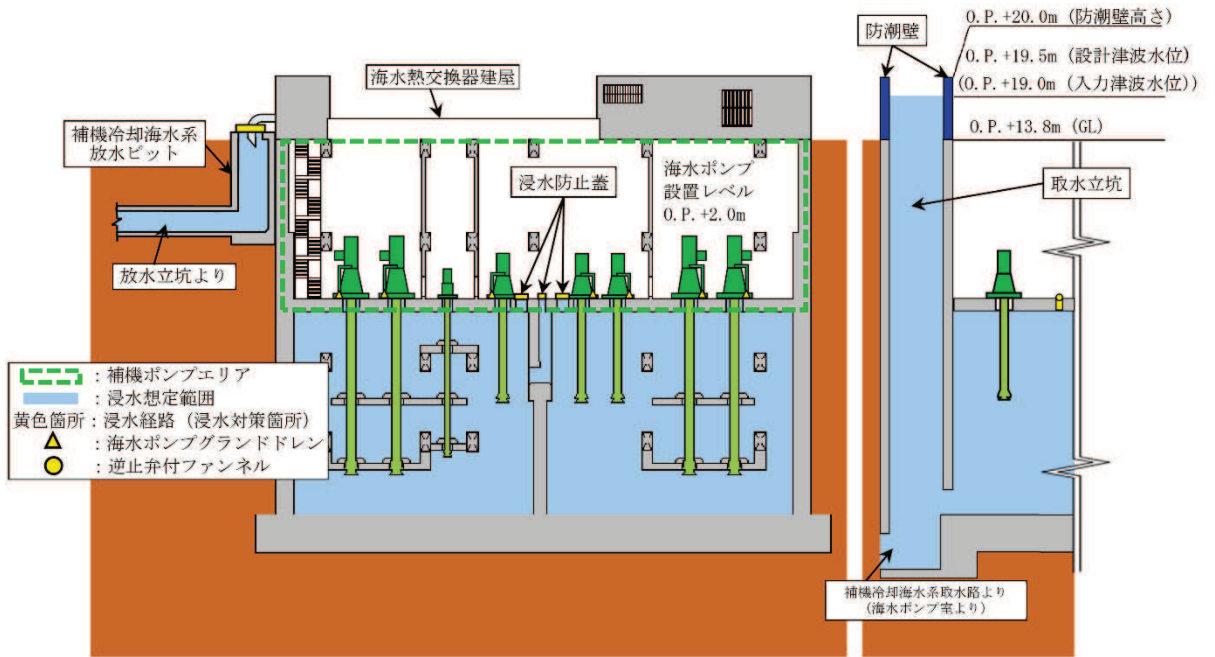



図 2-3 第 3 号機 海水熱交換器建屋 浸水対策配置図
(左:A-A 断面図 右:B-B 断面図)

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。

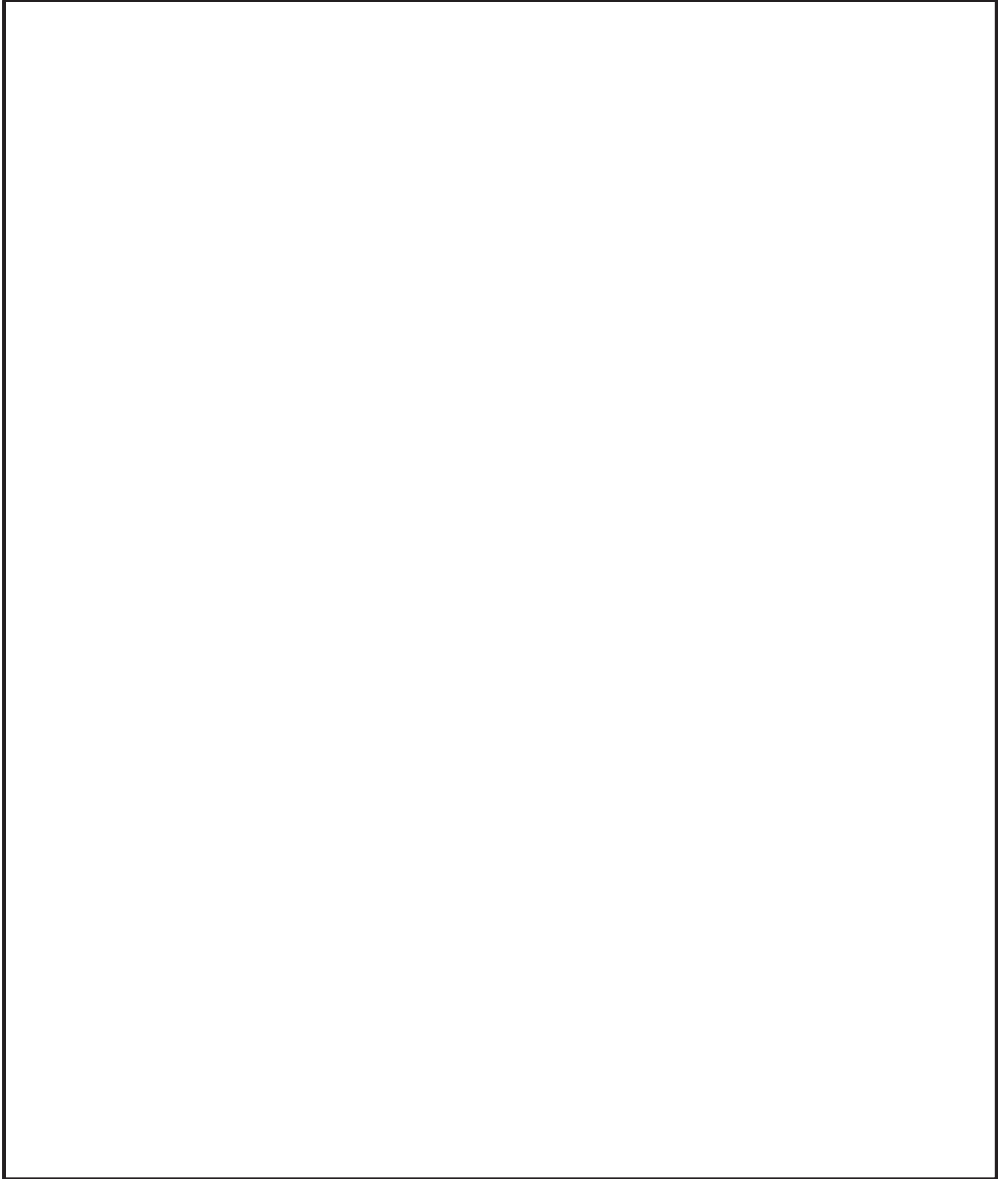
逆止弁付ファンネルは、ばね圧により常時弁体が弁座に密着している。津波の流入により弁体がさらに押上げられ、弁座により密着することで止水する。逆止弁付ファンネルの構造計画を表 2-1、構造図詳細を図 2-4 に示す。

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。

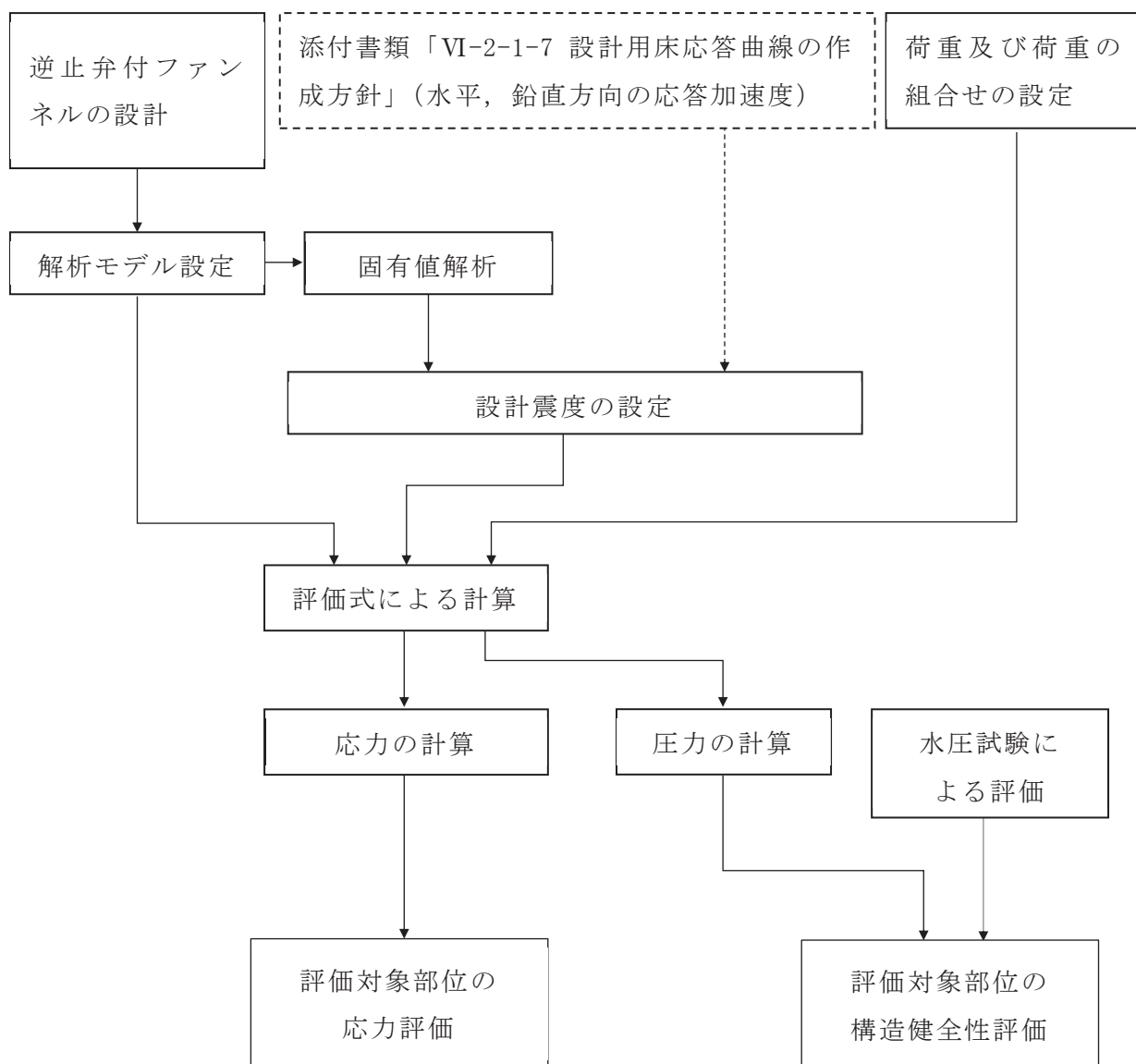


図 2-5 強度評価フロー

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

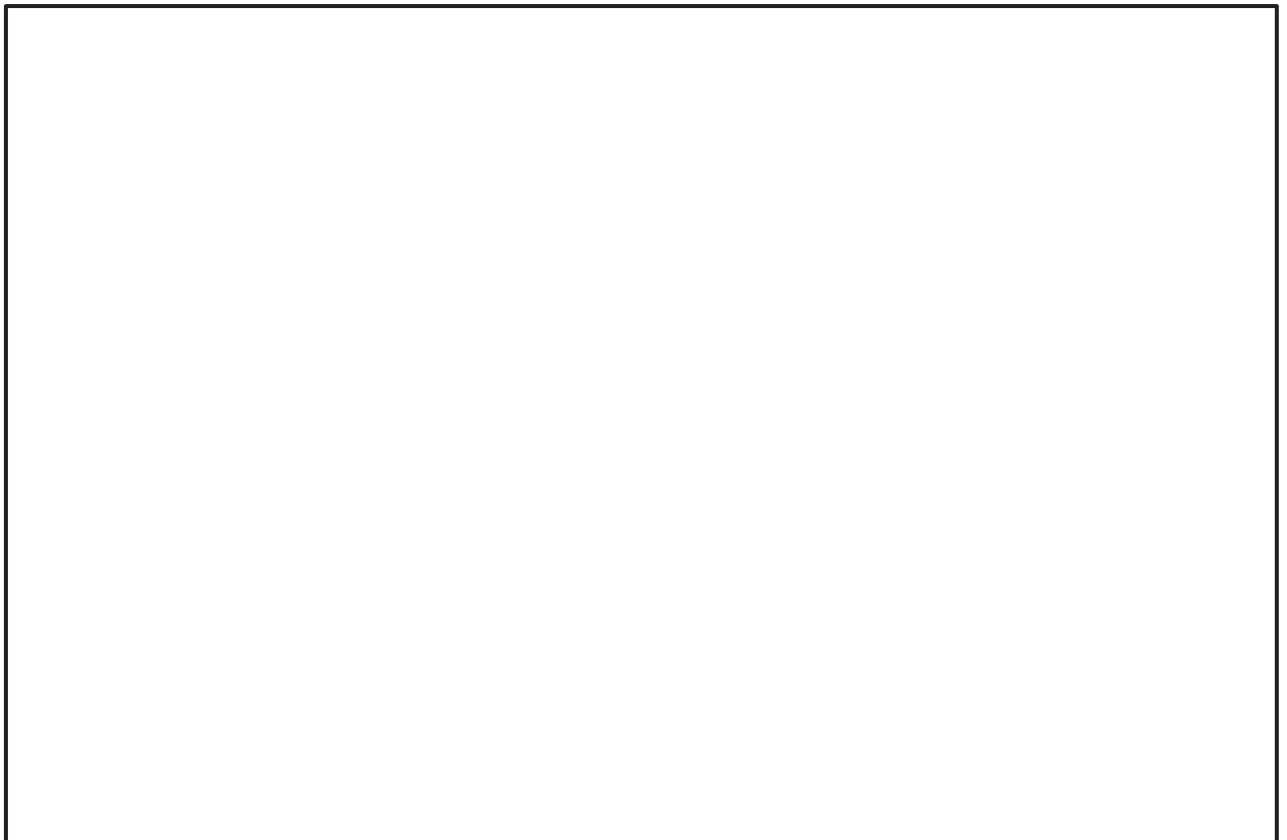
3. 評価対象部位

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。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

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

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	1.2	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	982

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)

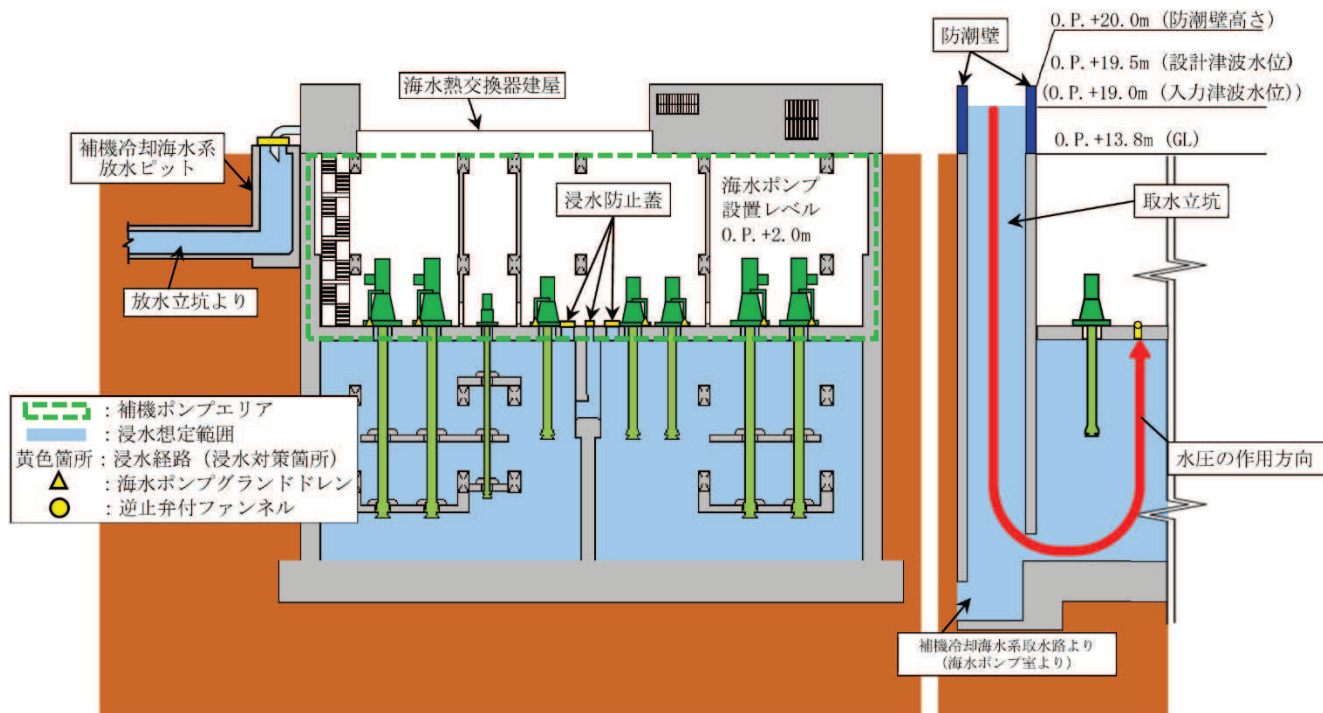
余震荷重は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う地震力及び慣性力を考慮するものとし、水平方向については、弾性設計用地震動 S_d-D₂ に伴う地震力とする。また、評価高さの考え方を図 5-1 に示す。

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	1.2	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, $\sigma_{V1} + \sigma_{H1} \leq 1.2S$ 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

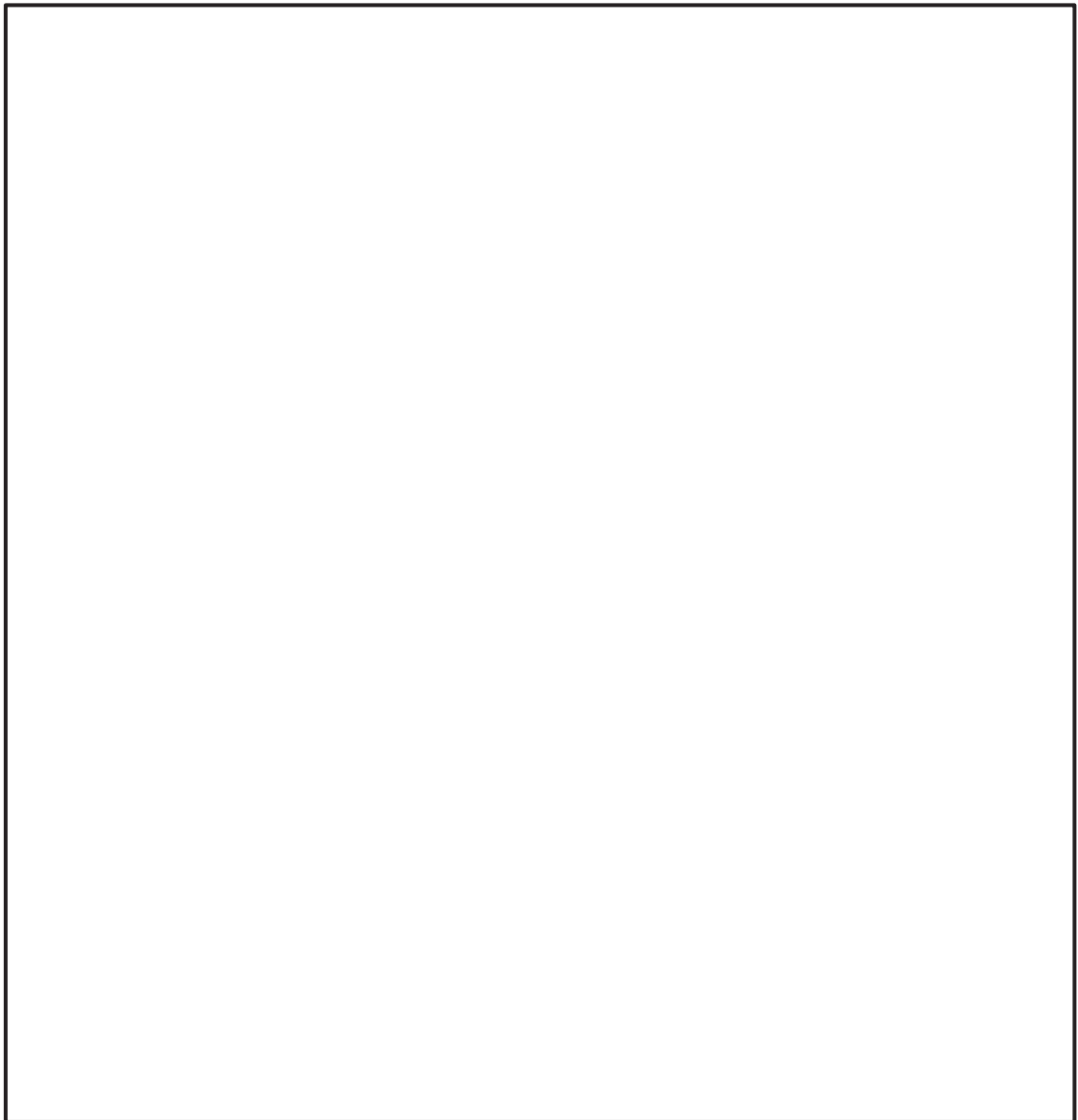


図-2 加振試験装置の外観

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 <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>試験圧力 (MPa)</th> <th>漏えい量 (m³/h)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.0006</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>0.005</td> <td>2.4×10⁻⁴</td> </tr> <tr> <td>0.01</td> <td>3.4×10⁻²</td> </tr> <tr> <td>0.02</td> <td>2.4×10⁻²</td> </tr> <tr> <td>0.04</td> <td>2.4×10⁻²</td> </tr> <tr> <td>0.06</td> <td>4.3×10⁻³</td> </tr> <tr> <td>0.12</td> <td>1.3×10⁻³</td> </tr> <tr> <td>0.18</td> <td>2.3×10⁻³</td> </tr> </tbody> </table>		試験圧力 (MPa)	漏えい量 (m ³ /h)	0.0006	0	0.005	2.4×10 ⁻⁴	0.01	3.4×10 ⁻²	0.02	2.4×10 ⁻²	0.04	2.4×10 ⁻²	0.06	4.3×10 ⁻³	0.12	1.3×10 ⁻³	0.18	2.3×10 ⁻³	止水性能は保持されている。
試験圧力 (MPa)			漏えい量 (m ³ /h)																		
0.0006			0																		
0.005			2.4×10 ⁻⁴																		
0.01			3.4×10 ⁻²																		
0.02			2.4×10 ⁻²																		
0.04			2.4×10 ⁻²																		
0.06			4.3×10 ⁻³																		
0.12			1.3×10 ⁻³																		
0.18			2.3×10 ⁻³																		
弁体																					
弁座																					
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																					
ねじ切り部																					

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)

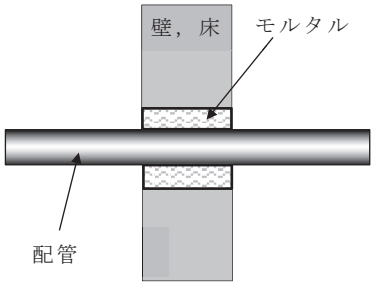
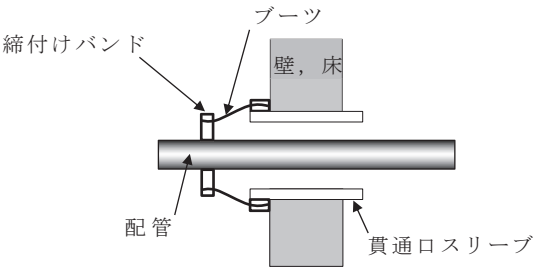
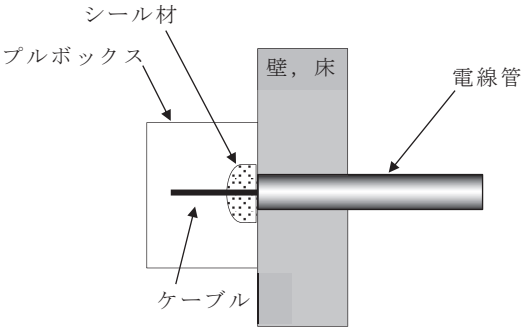
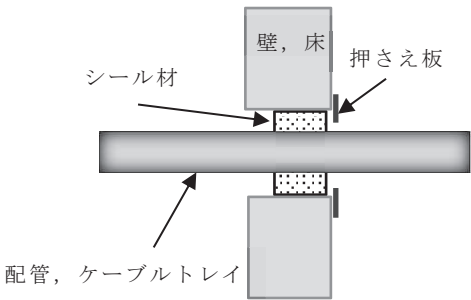
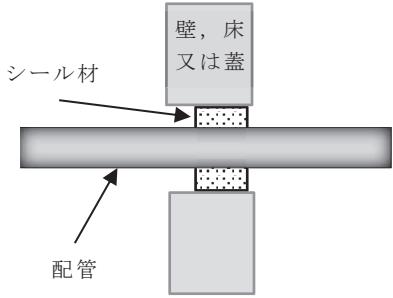
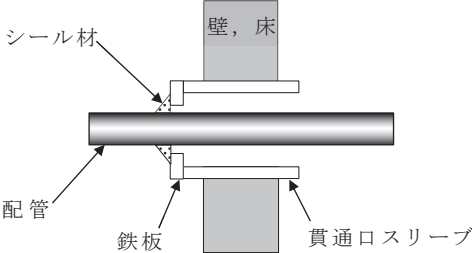
設備名称	計画の概要		概略構造図
	主体構造	支持構造	
貫通部 止水処置	モルタルにて構成する。	貫通部の開口部にモルタルを充填し、硬化後は貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	
	ブーツと締付けバンドにて構成する。	高温配管の熱膨張変位及び地震時の変位を吸収できるように伸縮性ゴムを用い、壁面又は床面の貫通ロスリーブと配管を締付けバンドにて締結する。	
	充填タイプのシール材にて構成する。	貫通部の開口部にシール材を充填する。施工時は液状であり、反応効果によって所定の強度を有する構造物が形成され貫通部内面及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	  <p>(押さえ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

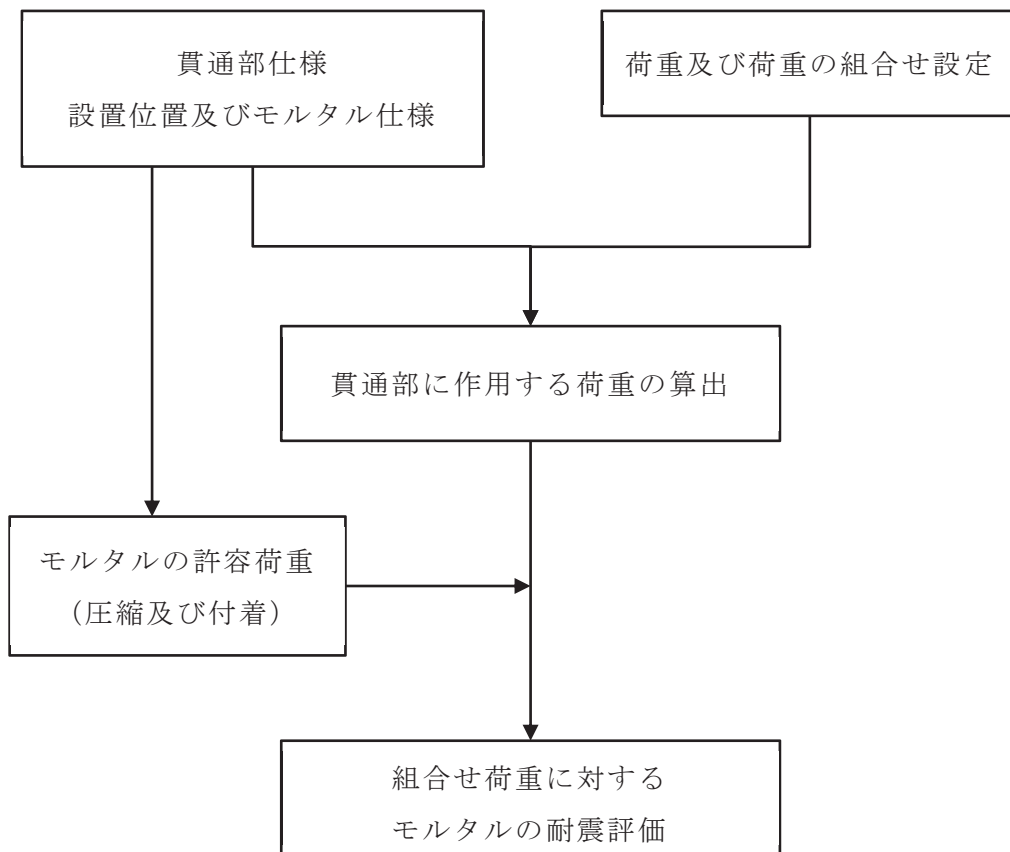


図 2-1 モルタルの耐震評価フロー

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。

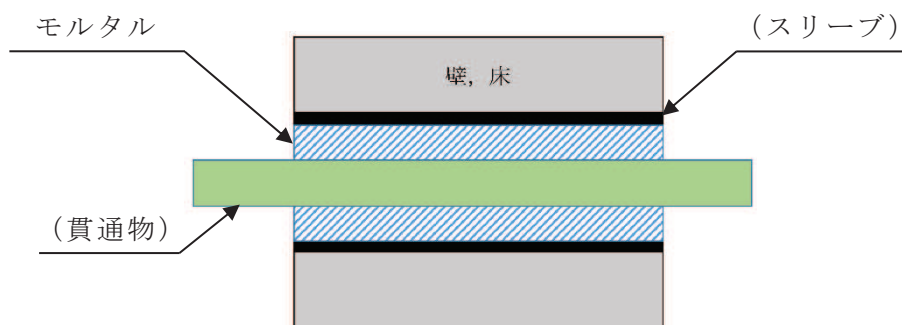


図 3-1 モルタルの評価対象部位

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。

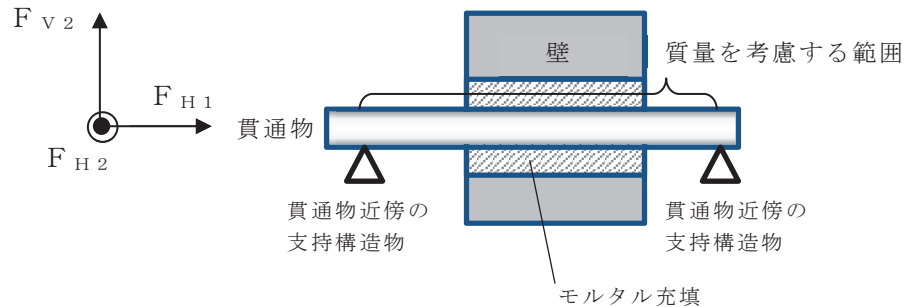


図 4-1 モルタルへの荷重作用図

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 $L_w = 300$ 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 34mm $\times \pi = 106.8142$ 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

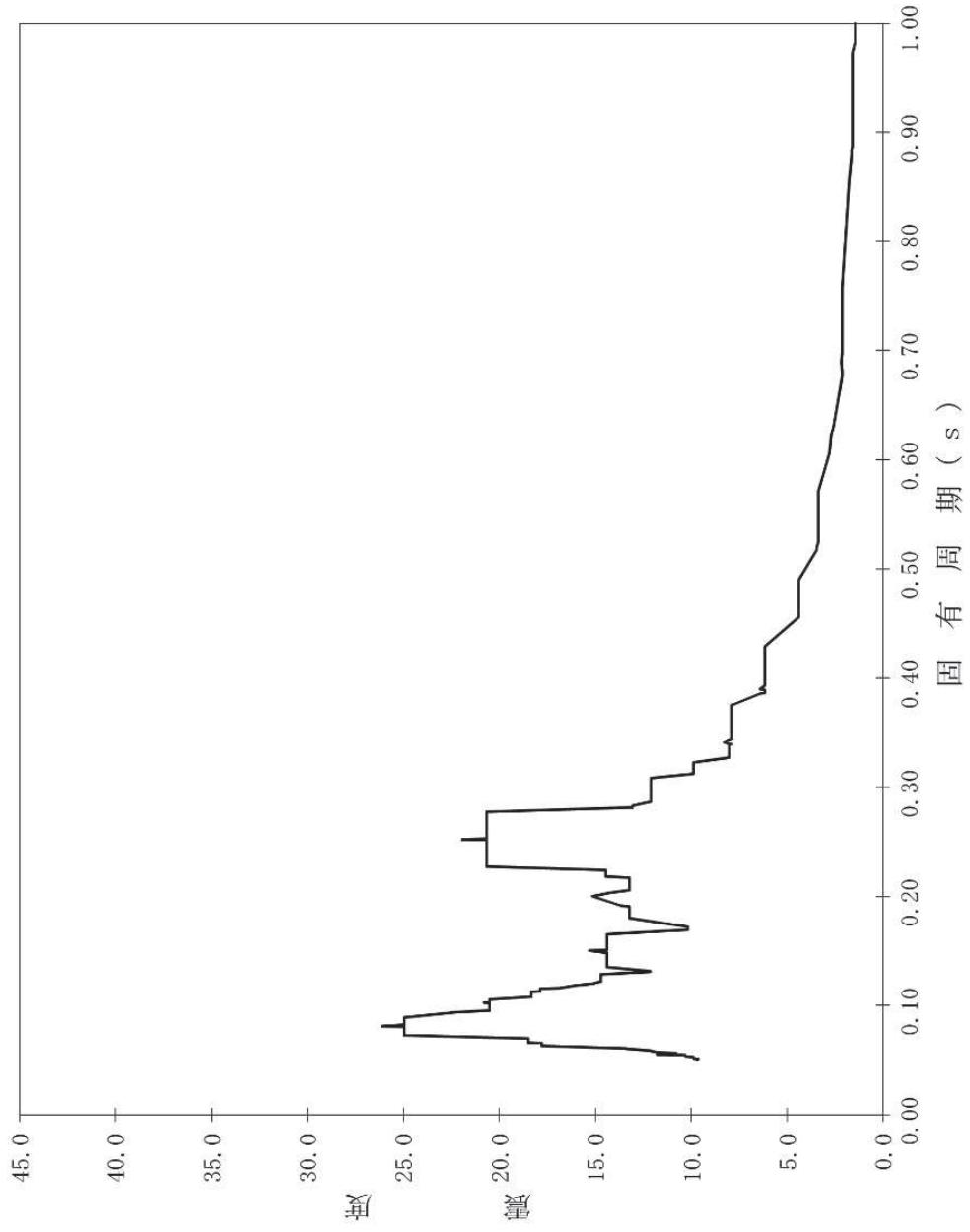


図 4-2 固有周期毎の水平方向の震度

【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

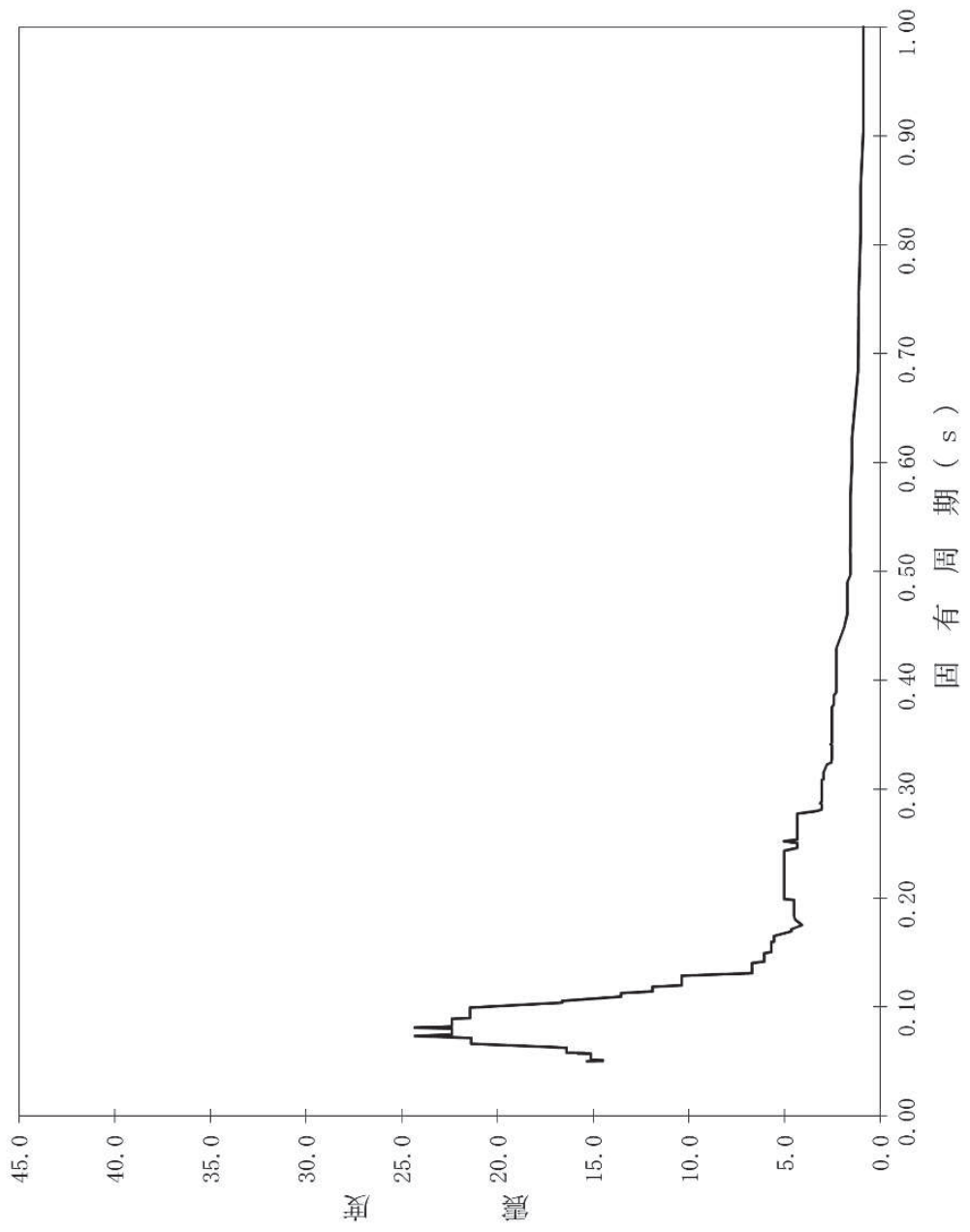


図 4-3 固有周期毎の鉛直方向の震度

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	□

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

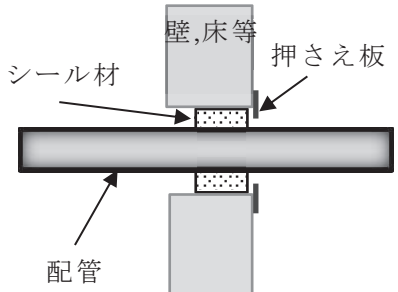
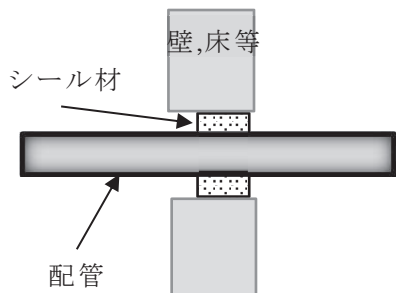
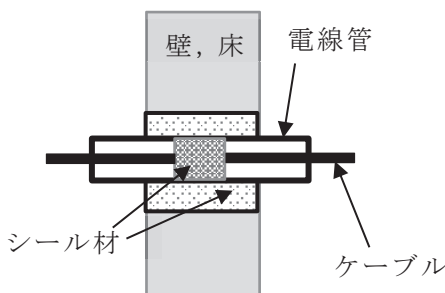
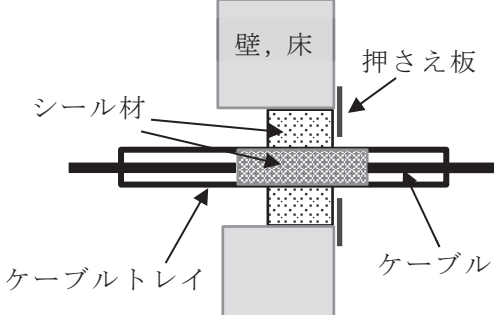
貫通部止水処置は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3. 構造強度設計」の構造計画に示すとおり、第2号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第2号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機海水ポンプ室防潮壁横断部、第3号機放水立坑防潮壁横断部、第3号機補機冷却海水系放水ピット浸水防止蓋貫通部、第2号機原子炉建屋、第2号機制御建屋及び第2号機軽油タンクエリアの貫通口と貫通物とのすき間又は貫通物の周囲に施工する。

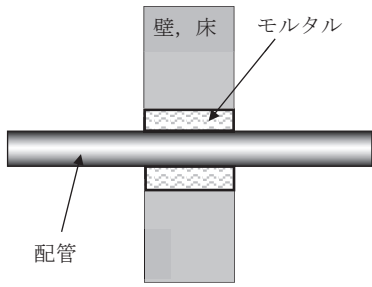
2.2 構造概要

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	
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。	充填タイプのシリコンシーリング材にて構成する。	 <p>シリコンシーリング材の構造例（押さえ板有り）</p>  <p>シリコンシーリング材の構造例（押さえ板無し）</p>  <p>シリコンシーリング材の構造例（電線管）</p>  <p>シリコンシーリング材の構造例（ケーブルトレイ）</p>

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。

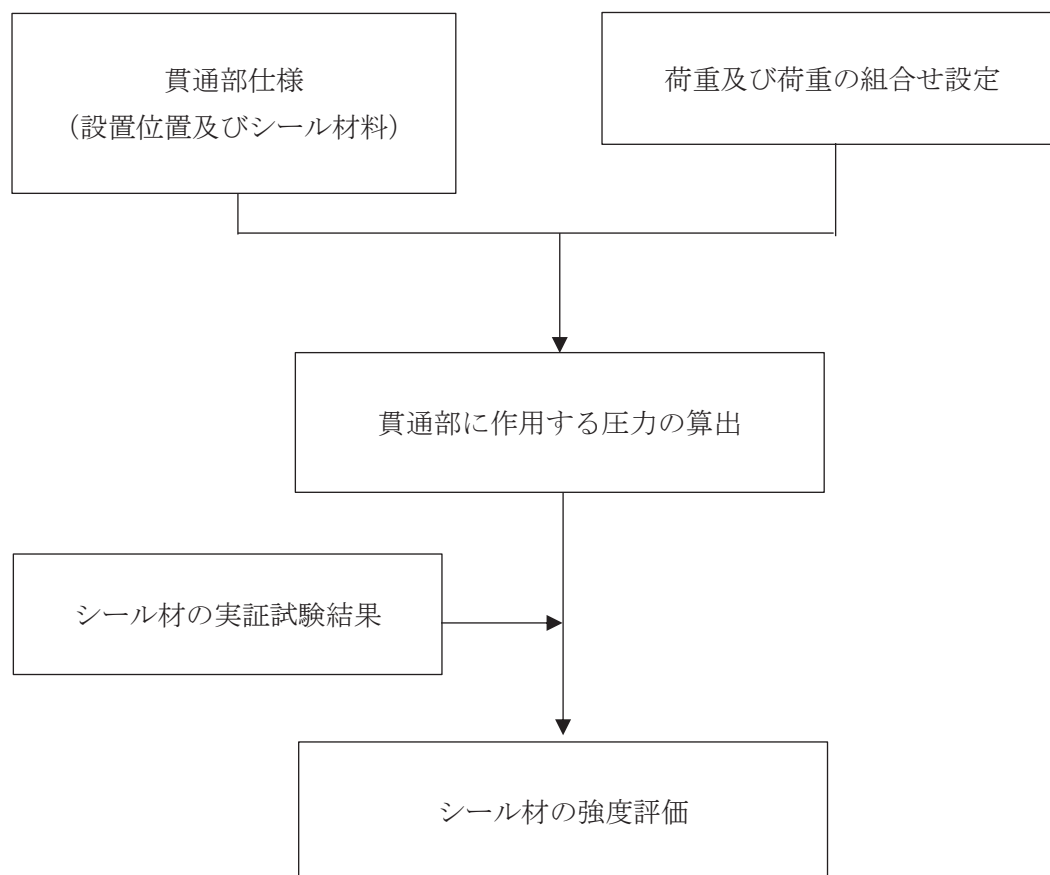


図 2-1 シーラ材の強度評価フロー

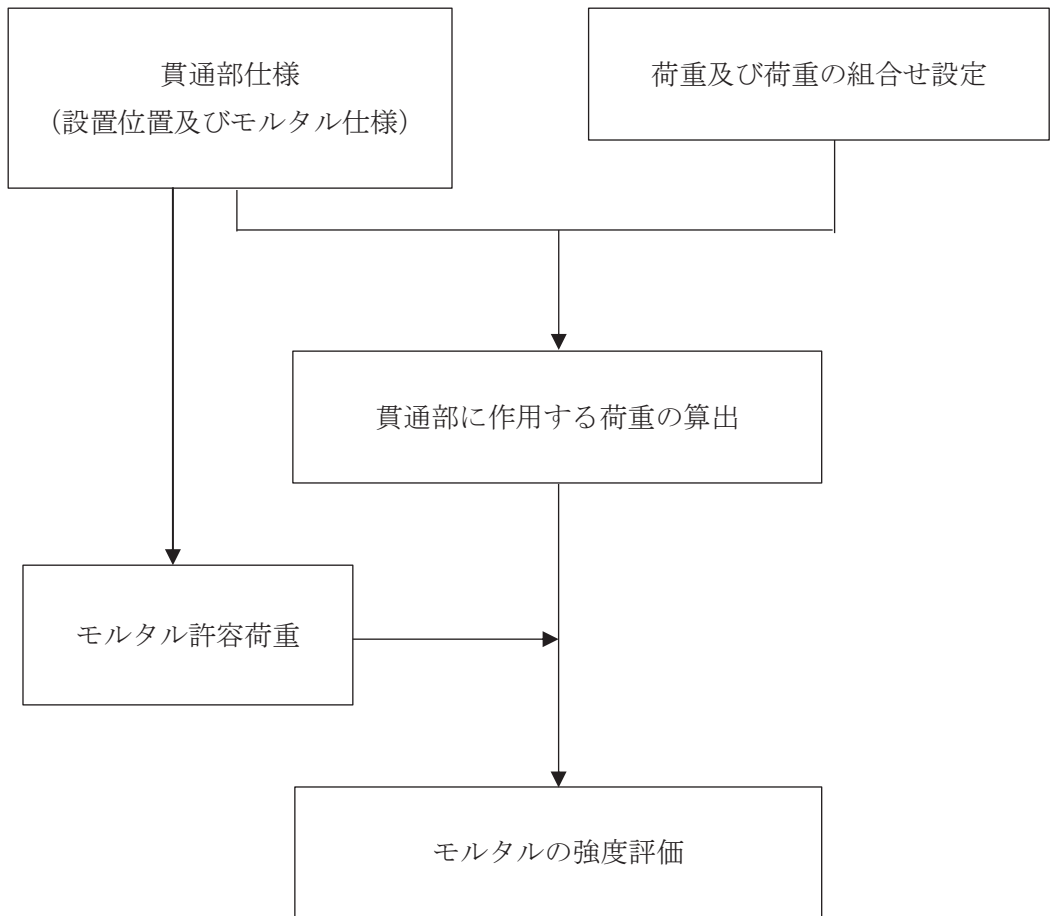


図 2-2 モルタルの強度評価フロー

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) JSME S NC 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 (JEAG 4601-1987)
- (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 (JEAG 4601・補-1984)
- (4) 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG 4601-1991 追補版)
(以下「JEAG 4601」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。

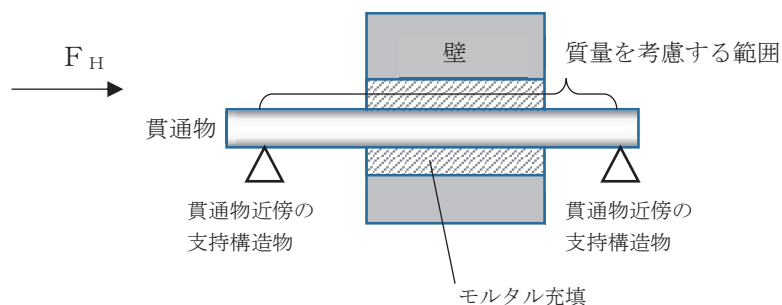


図 4-1 モルタルへの付着方向の余震荷重作用図

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 $S_d - D 2$ 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 $S_d - D 2$ 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。

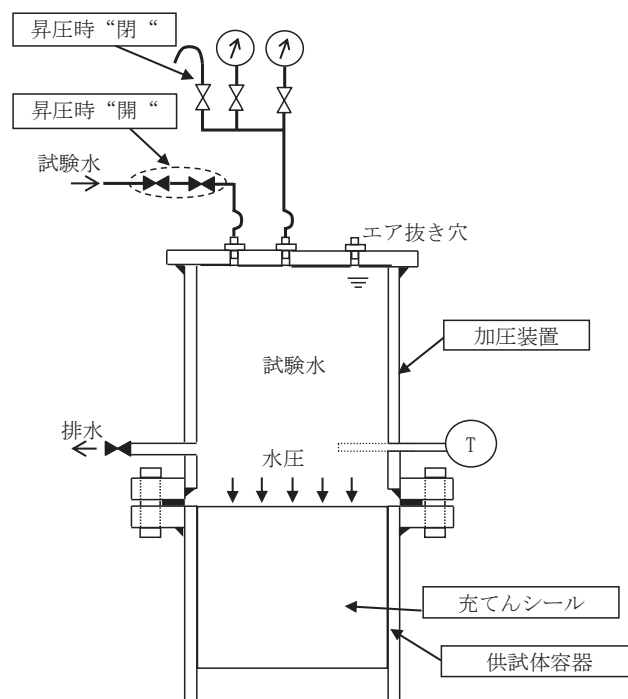


図4-1 シール材の水圧試験の概要

(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

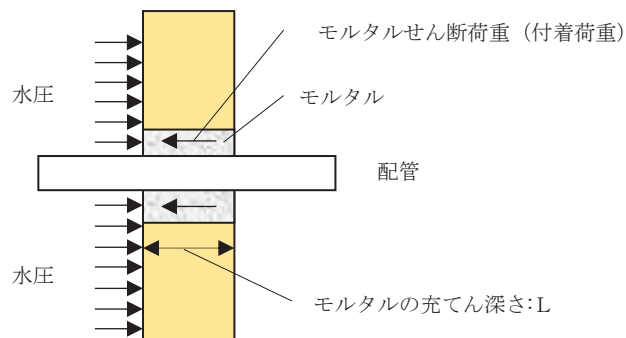


図 4-2 モルタルの施工例

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_IH_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

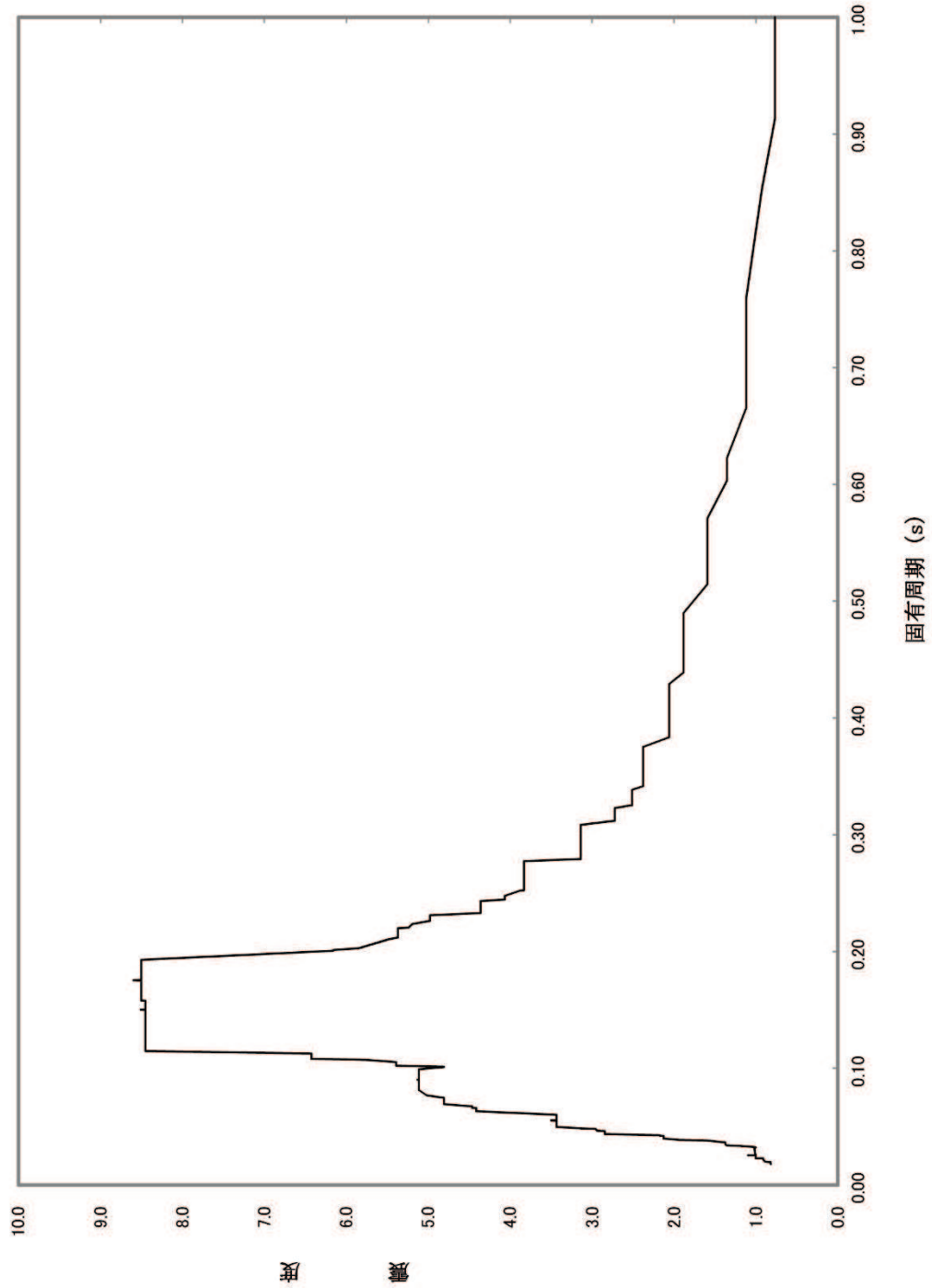


図 4-3 固有周期毎の水平方向の震度

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(0. 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 (0. 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 (0. P. 8. 836m) から入力津波水位に 0. 5 mの余裕を考慮した津波水位 (0. P. 18. 0m) までの寸法。

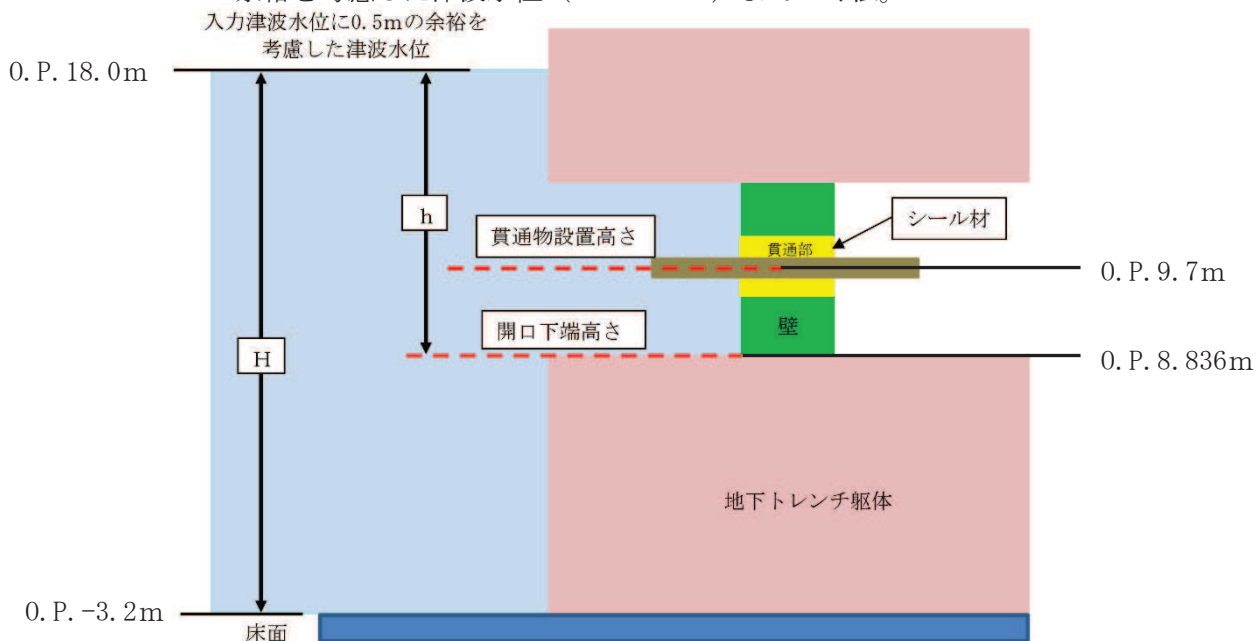


図 4-4 貫通部止水処置（貫通軸：水平）に加わる津波の概要

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

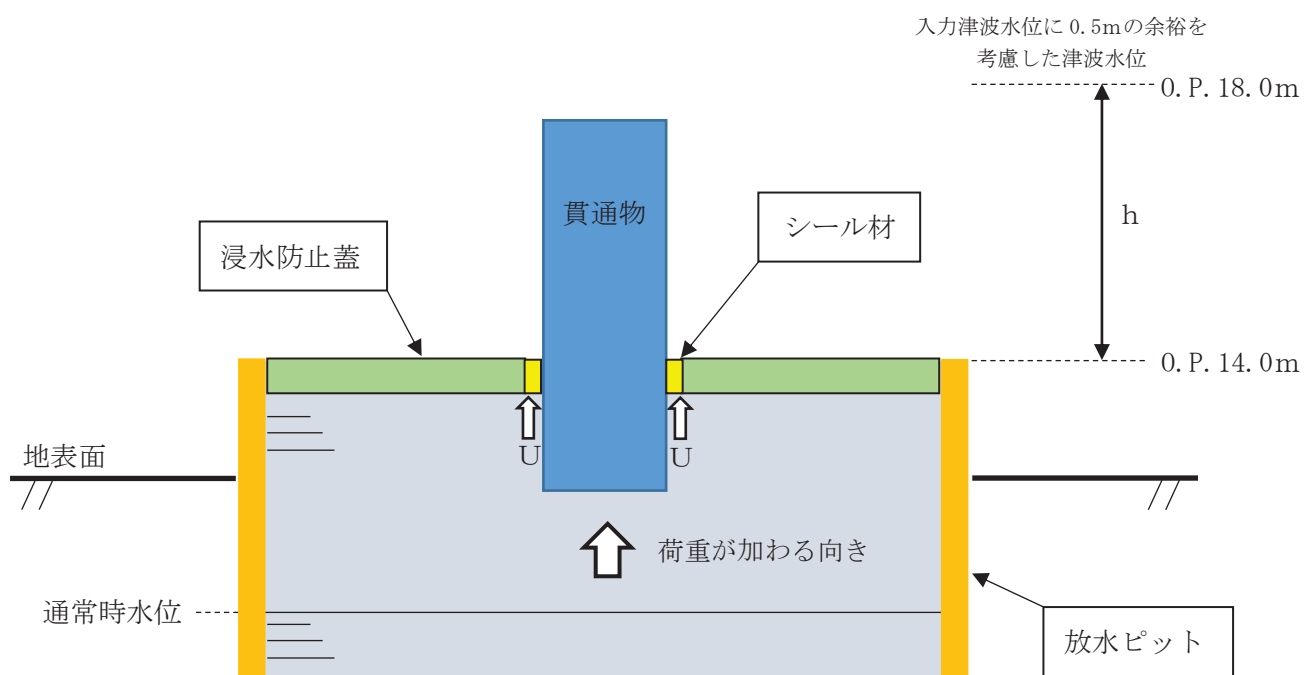


図 4-5 貫通部止水処置（貫通軸：鉛直）に加わる津波の概要

(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(0. P. 8. 5m)から屋外タンク等の破損による浸水深(0. 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

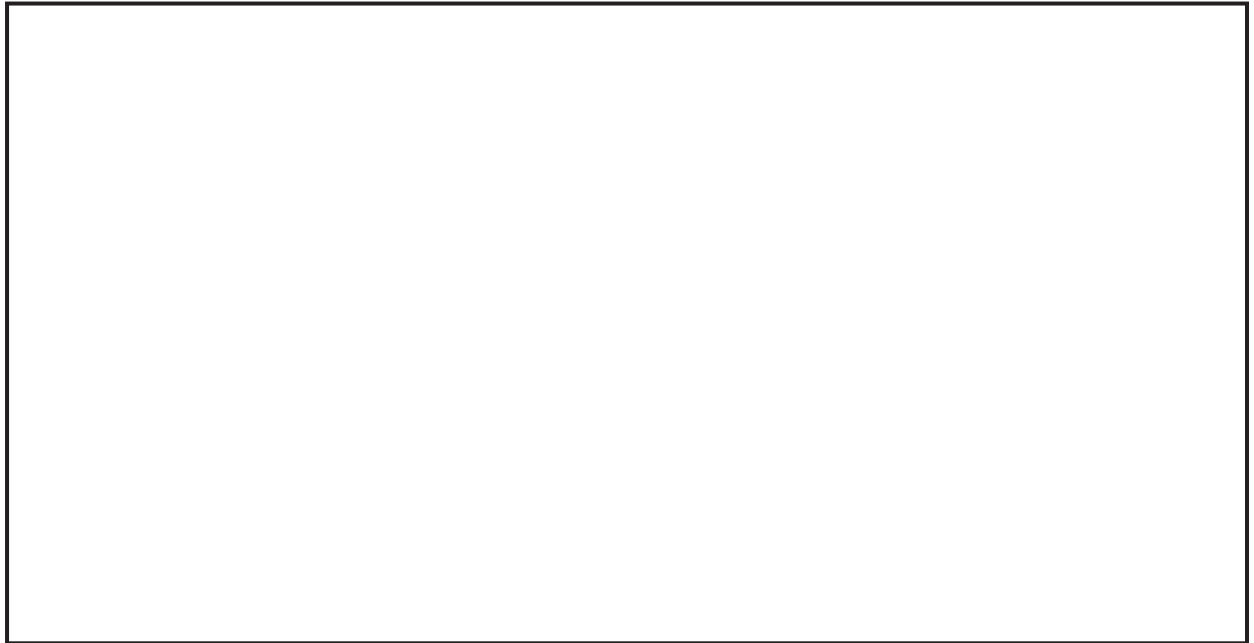


表 4-12 動水圧算出用の水平方向震度

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)	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 4-13 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。

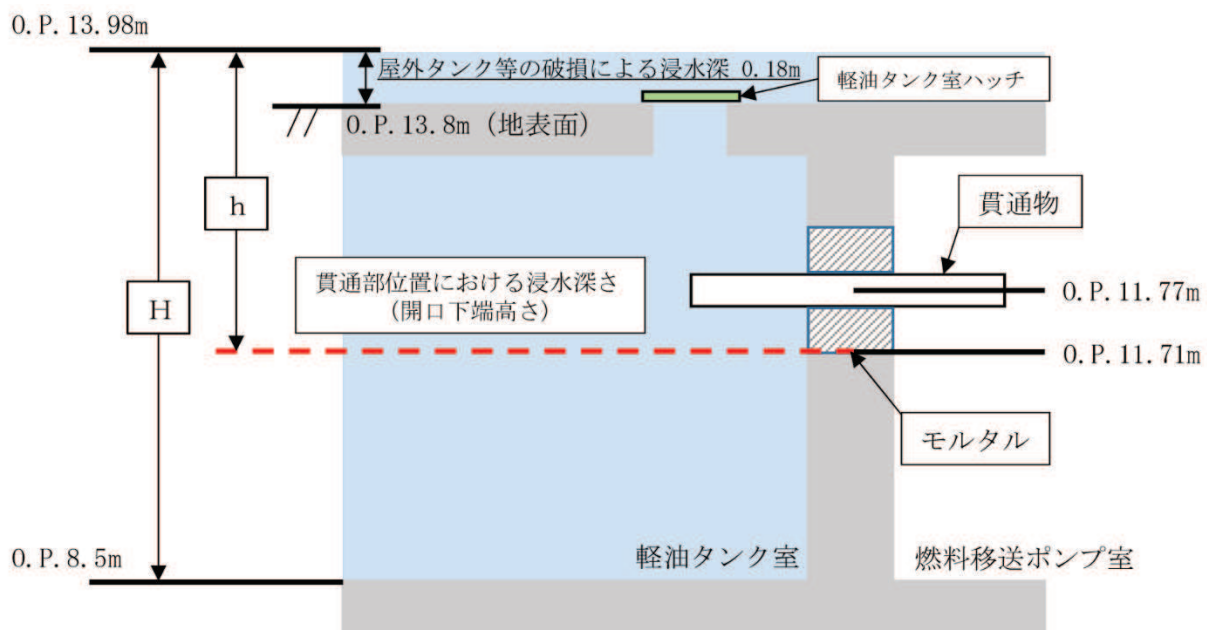


図 4-6 貫通部止水処置 (モルタル) に加わる荷重の概要


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。

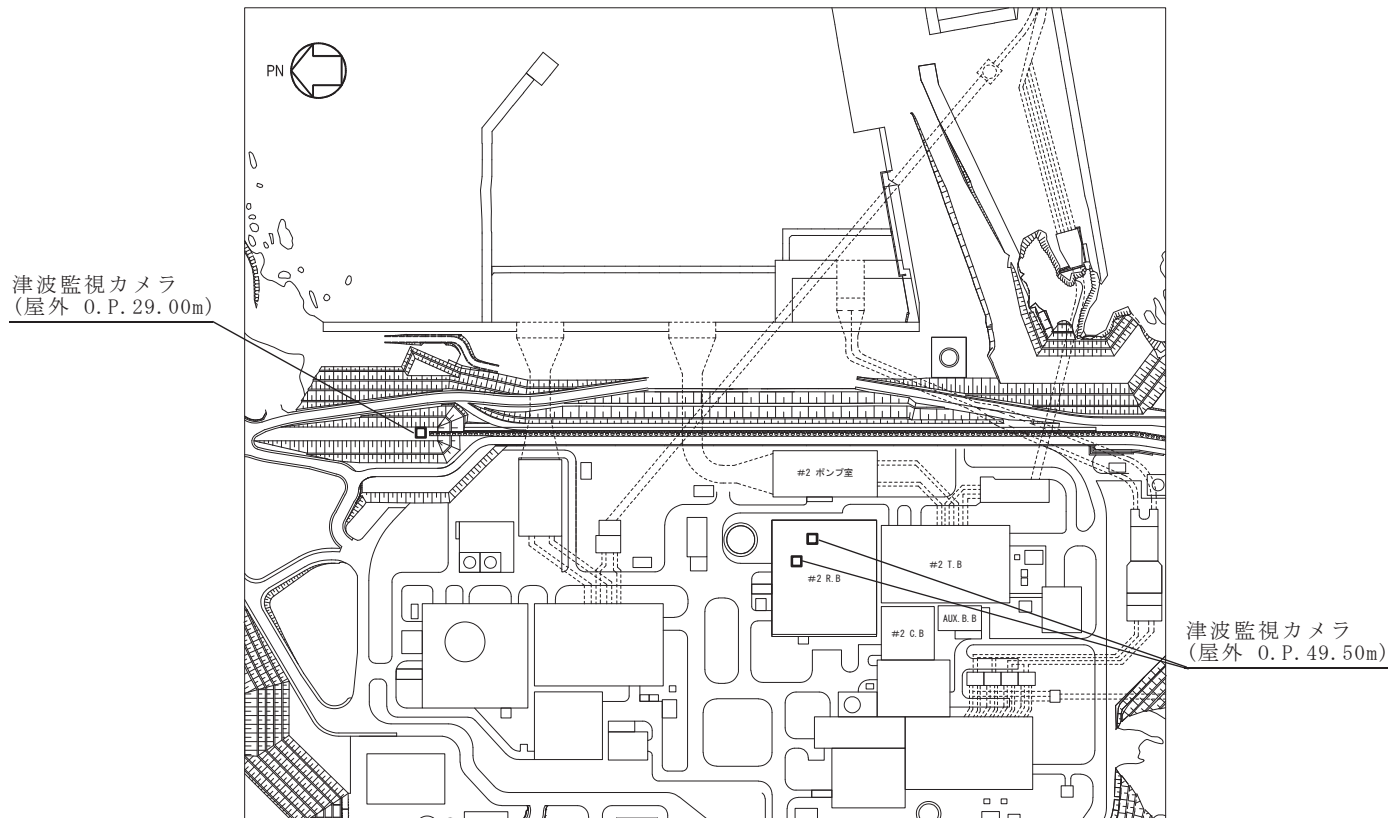


図 6.6.1-1 津波監視カメラ配置図

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。

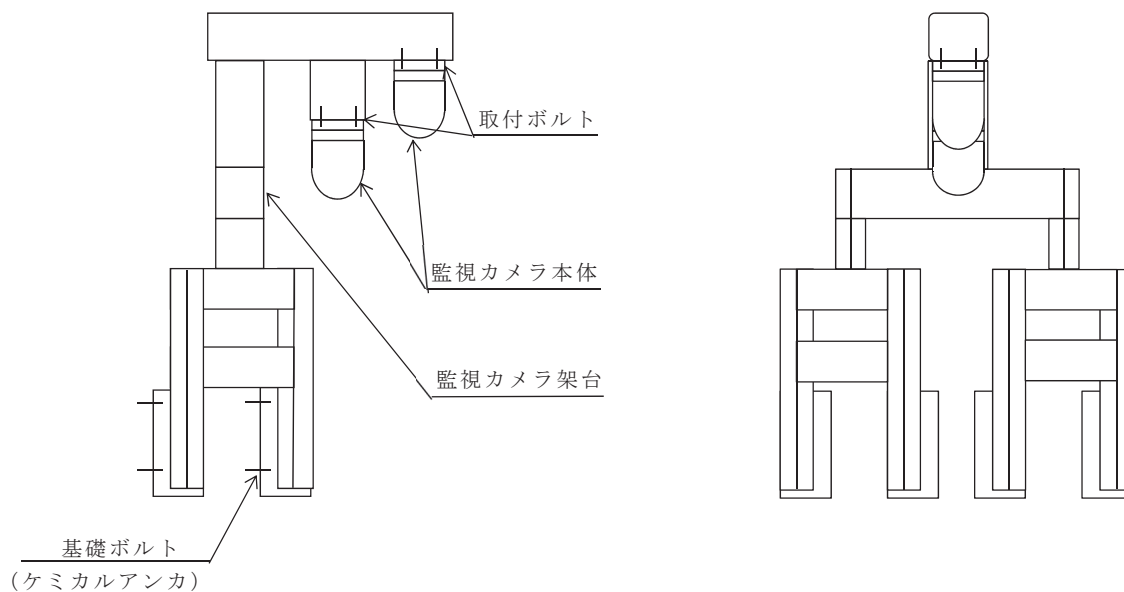


図 6.6.1-2 概略構造図 (原子炉建屋屋上)

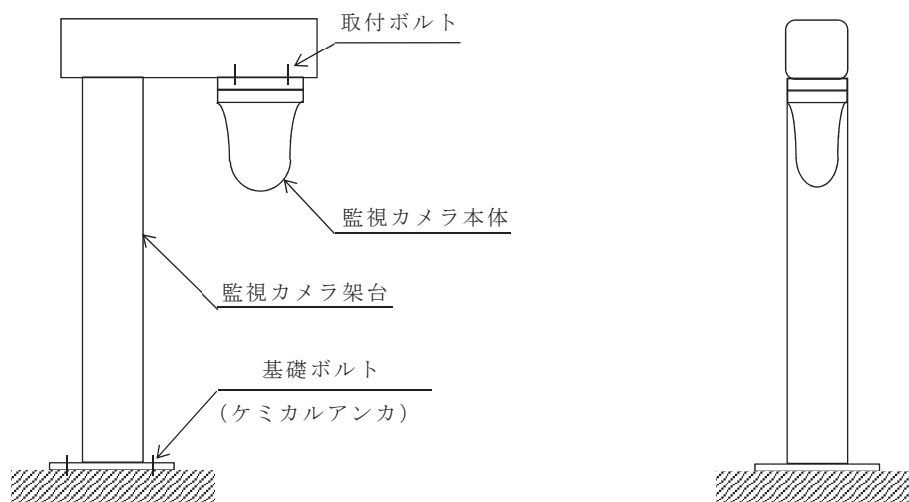


図 6.6.1-3 概略構造図 (防潮堤)

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。

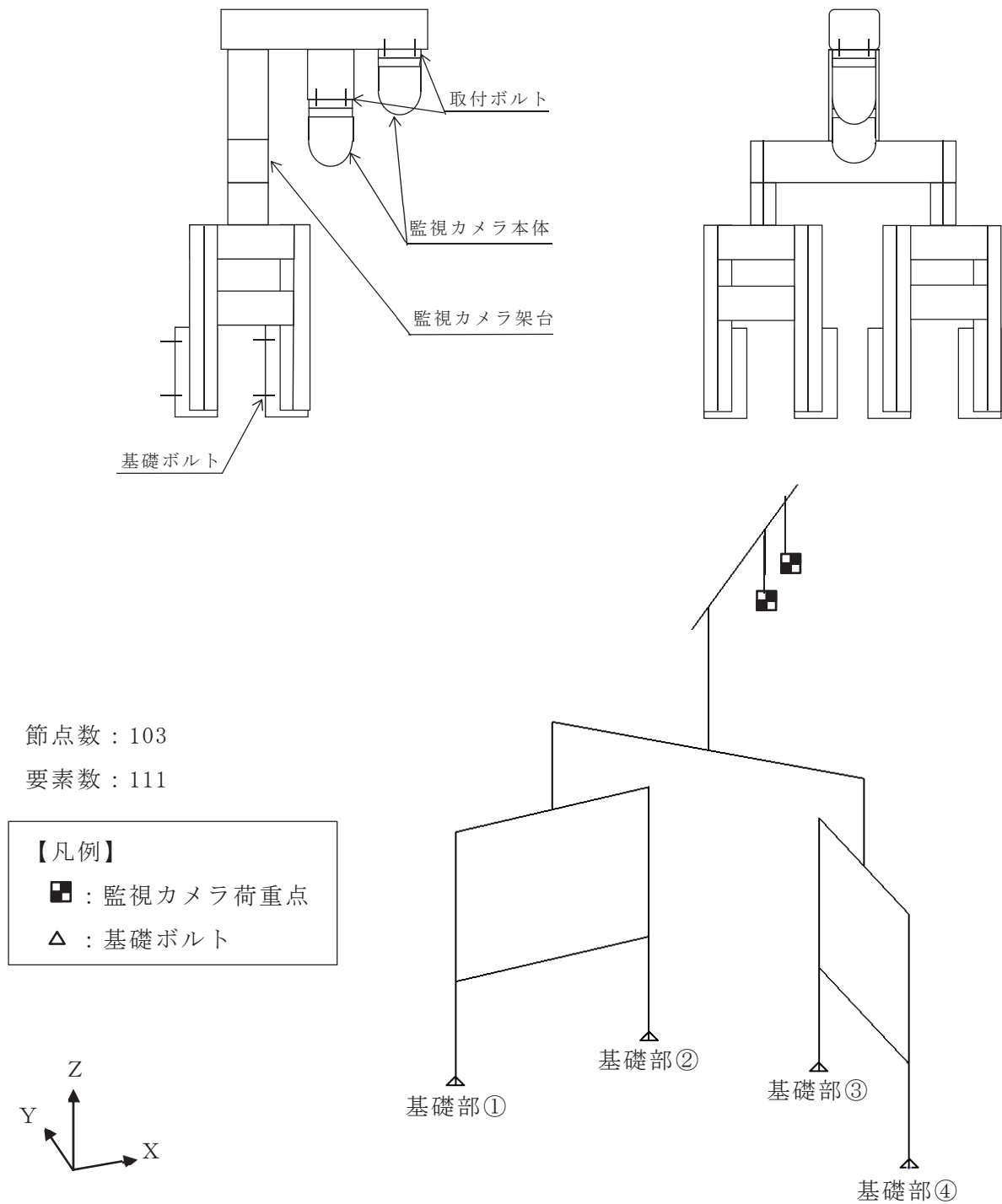


図 6.6.1-4 解析モデル（原子炉建屋屋上）

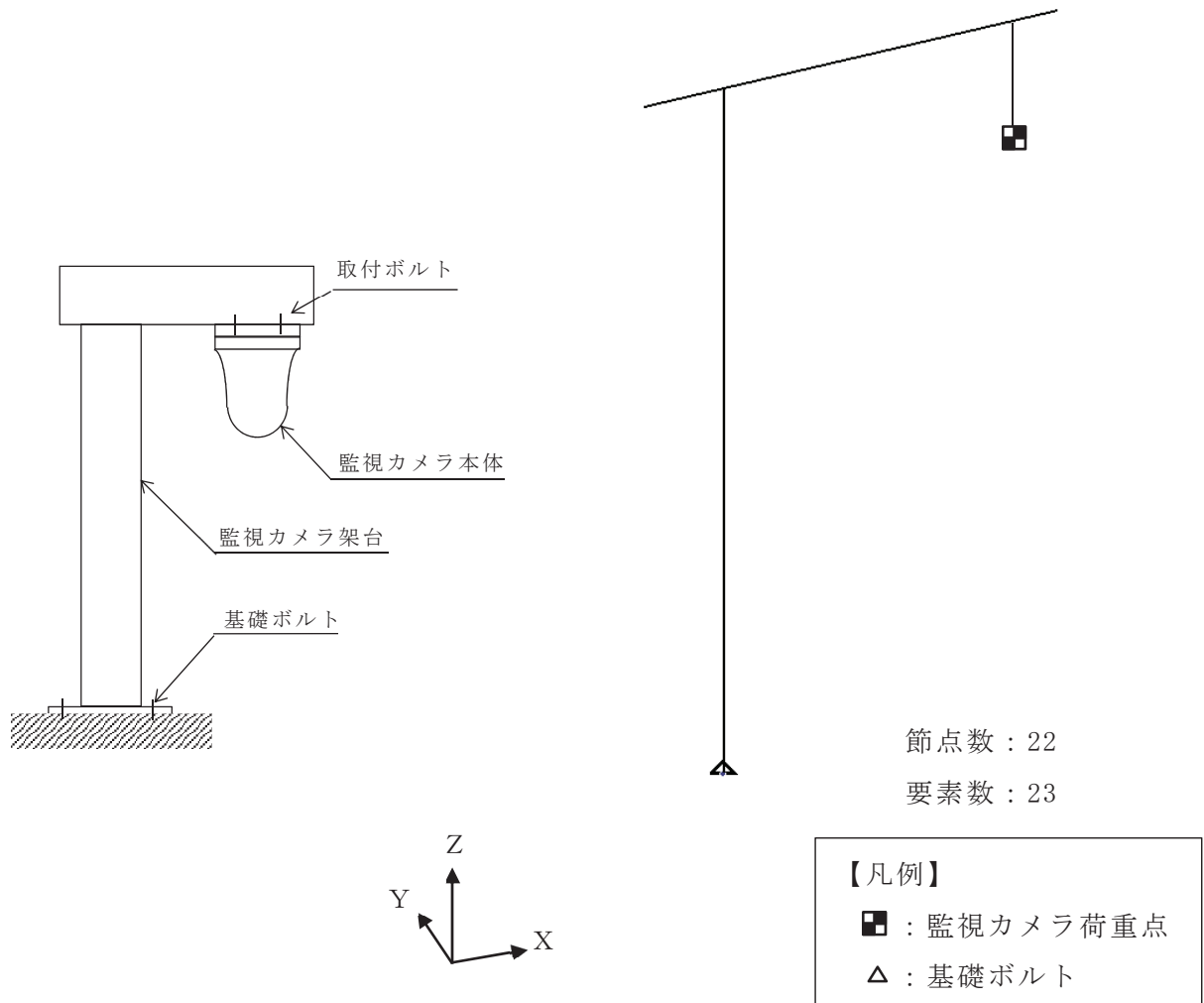


図 6.6.1-5 解析モデル（防潮堤）

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°C（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,

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

(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

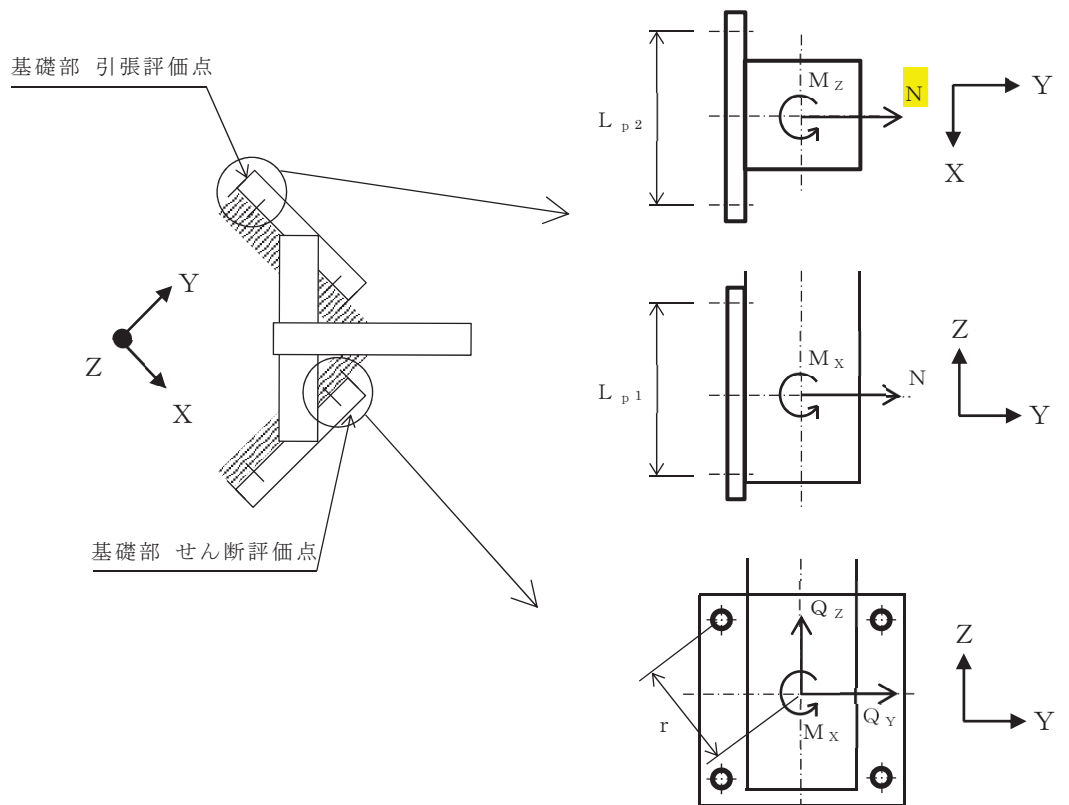


図 6.6.1-6 計算モデル（原子炉建屋屋上 基礎ボルト）

(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

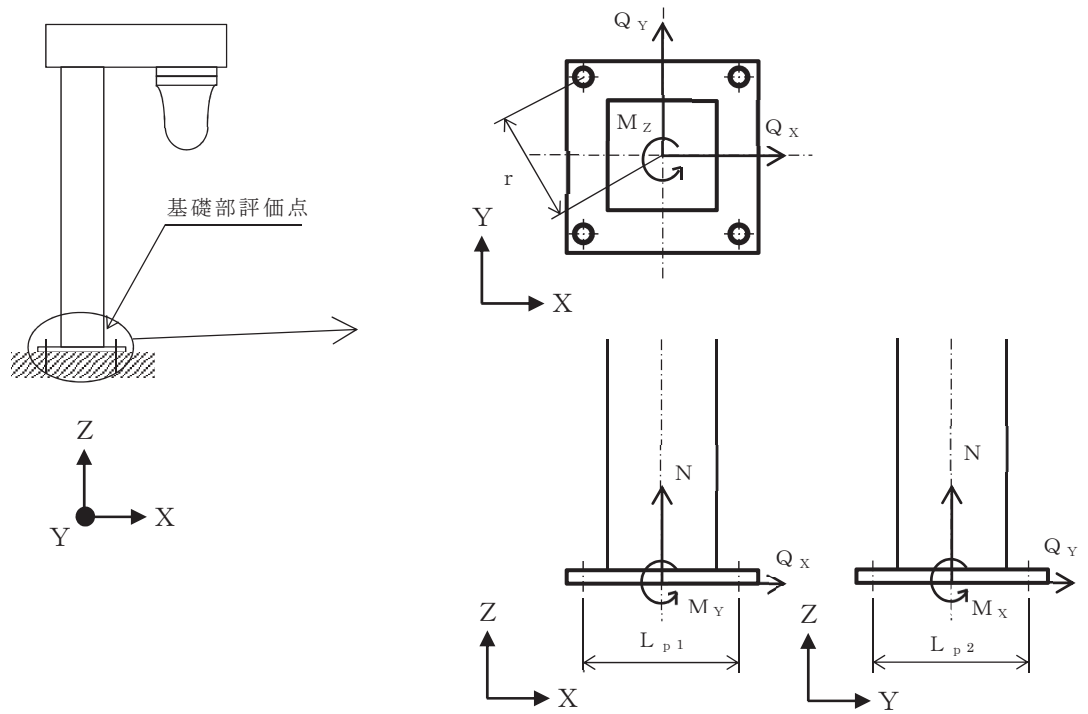


図 6.6.1-7 計算モデル（防潮堤 基礎ボルト）

(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 (RT) (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 $f_{t s}$

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

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

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

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

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

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

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

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 $f_{s b}$

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

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

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

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。

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

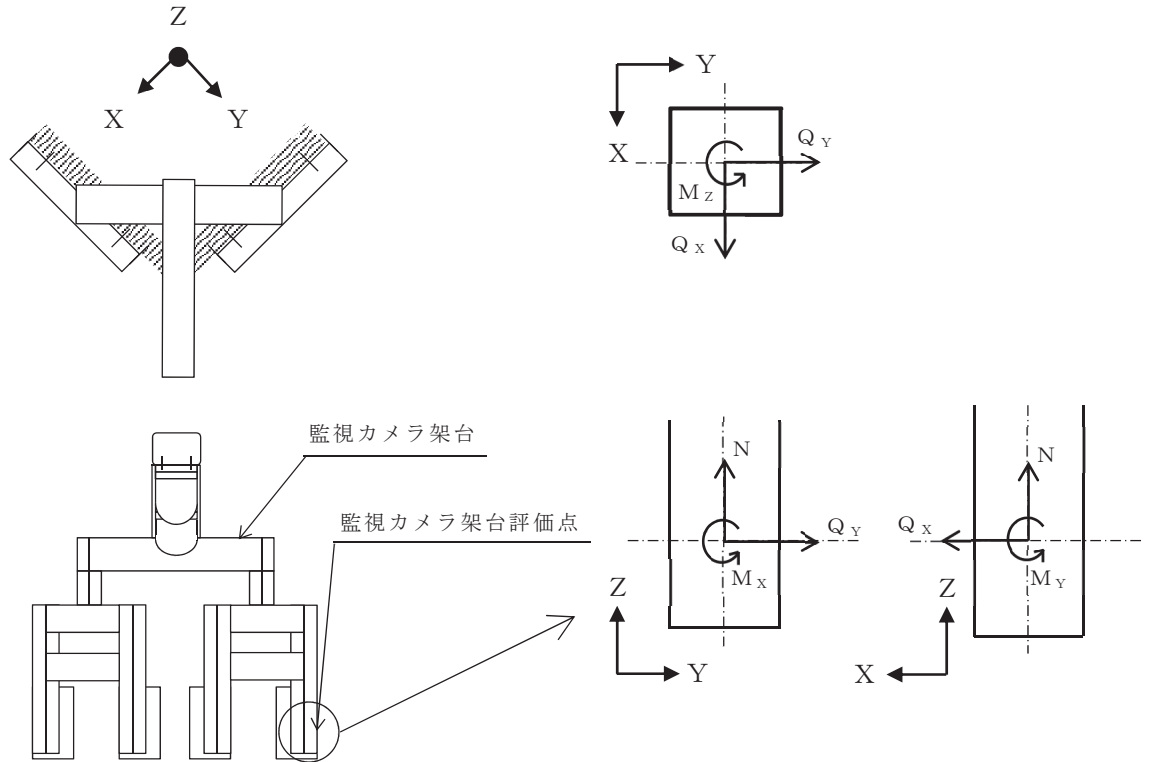


図 6.6.1-8 計算モデル（原子炉建屋屋上 監視カメラ架台）

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

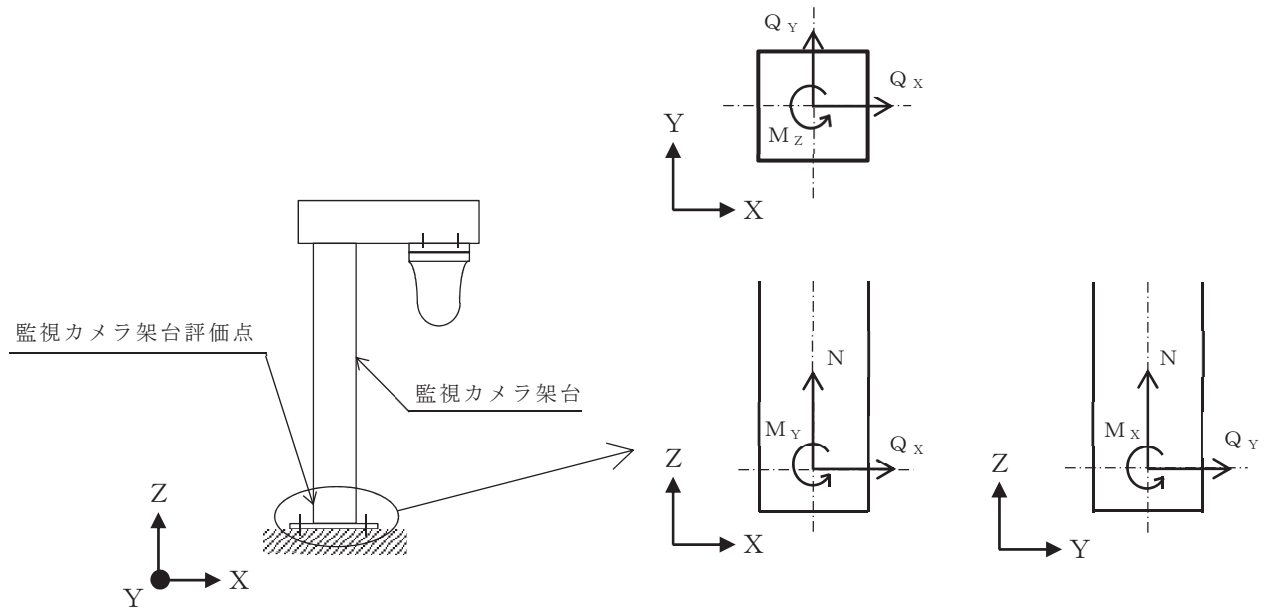


図 6.6.1-9 計算モデル（防潮堤 監視カメラ架台）

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。

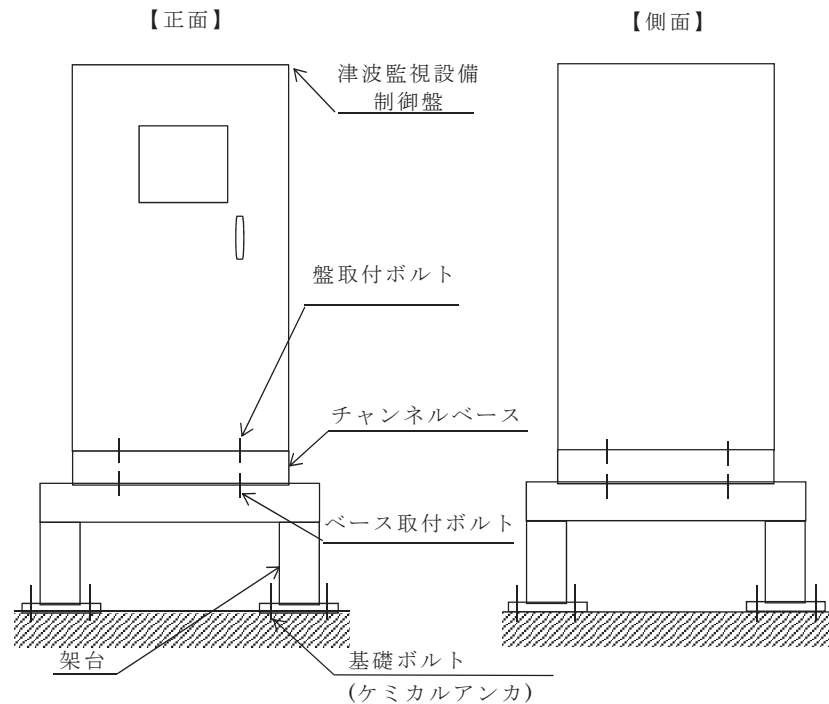


図 6.6.1-10 概略構造図（津波監視設備制御盤）

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℃（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}

$$\begin{aligned}
 F_{b1} &= \frac{m_1 \cdot C_H \cdot h_1 \cdot g - m_1 \cdot (1 - C_V) \cdot l_{21} \cdot g}{n_{f1} \cdot (l_{11} + l_{21})} \\
 &= \frac{955 \times 2.78 \times 2300 \times 9.80665 - 955 \times (1 - 2.00) \times 920 \times 9.80665}{4 \times (0 + 920)} \\
 &= \underline{1.861 \times 10^4 \text{ N}}
 \end{aligned}$$

盤取付ボルトに作用する引張応力 σ_{b1}

$$\begin{aligned}
 \sigma_{b1} &= \frac{F_{b1}}{A_{b1}} \\
 &= \frac{1.861 \times 10^4}{201.1} \\
 &= \underline{93 \text{ MPa}}
 \end{aligned}$$

(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)
		周囲環境 温度					
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。

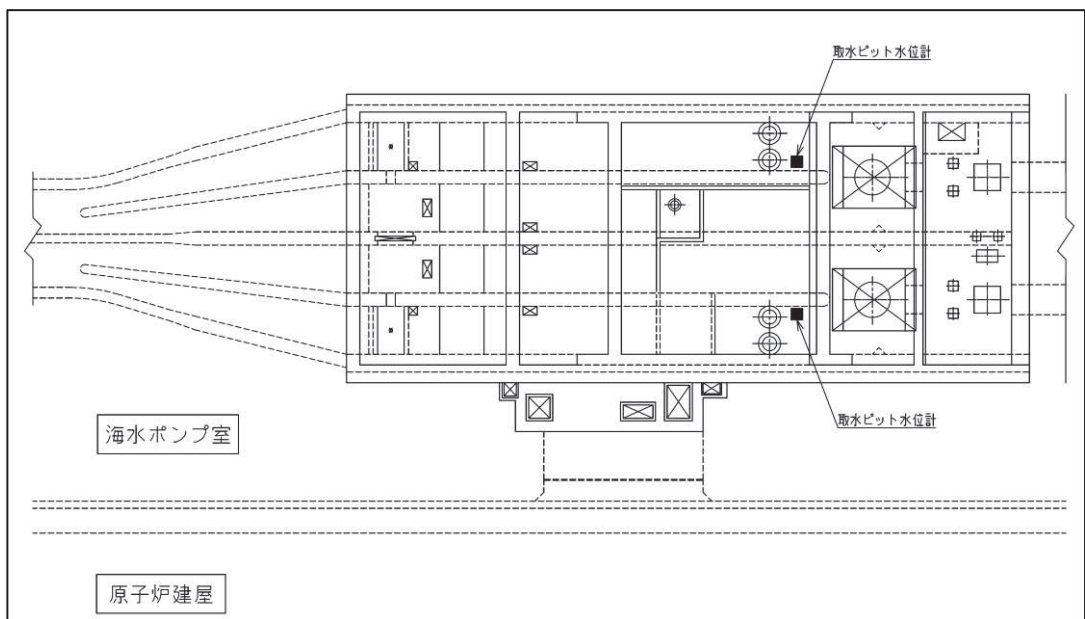


図 6.6.2-1 取水ピット水位計配置図

(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。

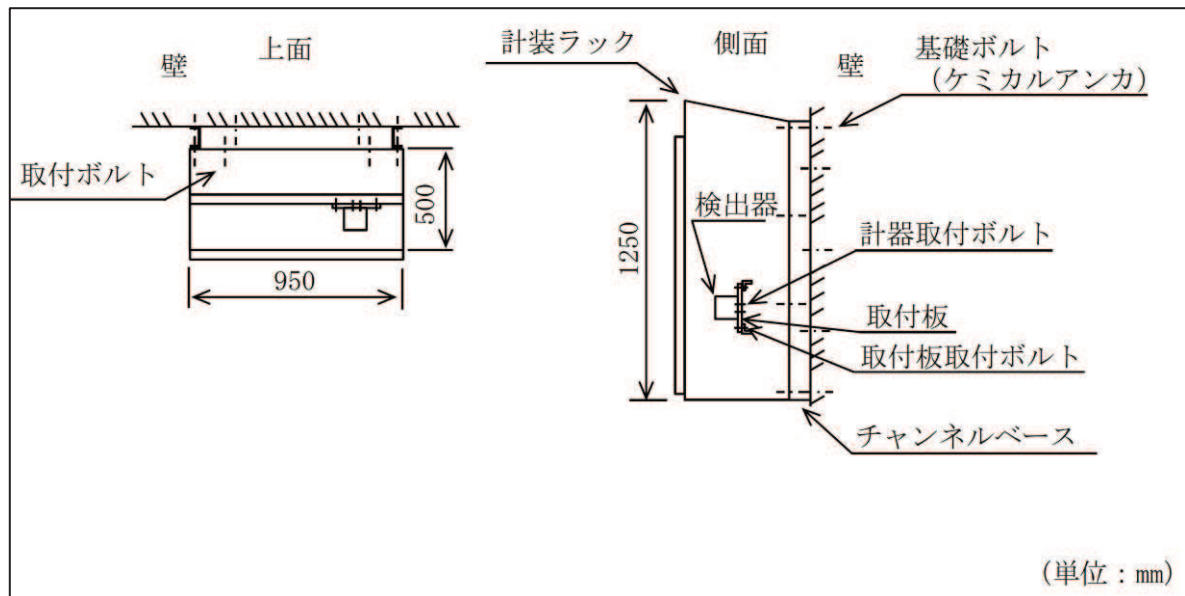


図6.6.2-2 検出器の概略構造図

(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 × 10³ (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 (N)

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

=10073.3 (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}

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

$$\tau_{b1} = \frac{1.328 \times 10^3}{1 \cdot 117.463}$$

$$= 11.7463$$

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

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。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑤許容せん断応力

許容せん断応力 f_{sbl}

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

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}

$$F_{b2} = \frac{m_2 \cdot (1 + C_V) \cdot h_2 \cdot g - m_2 \cdot C_H \cdot \ell_{12} \cdot g}{n_{fv2} \cdot \ell_{22}}$$

$$= 5722.23$$

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

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。

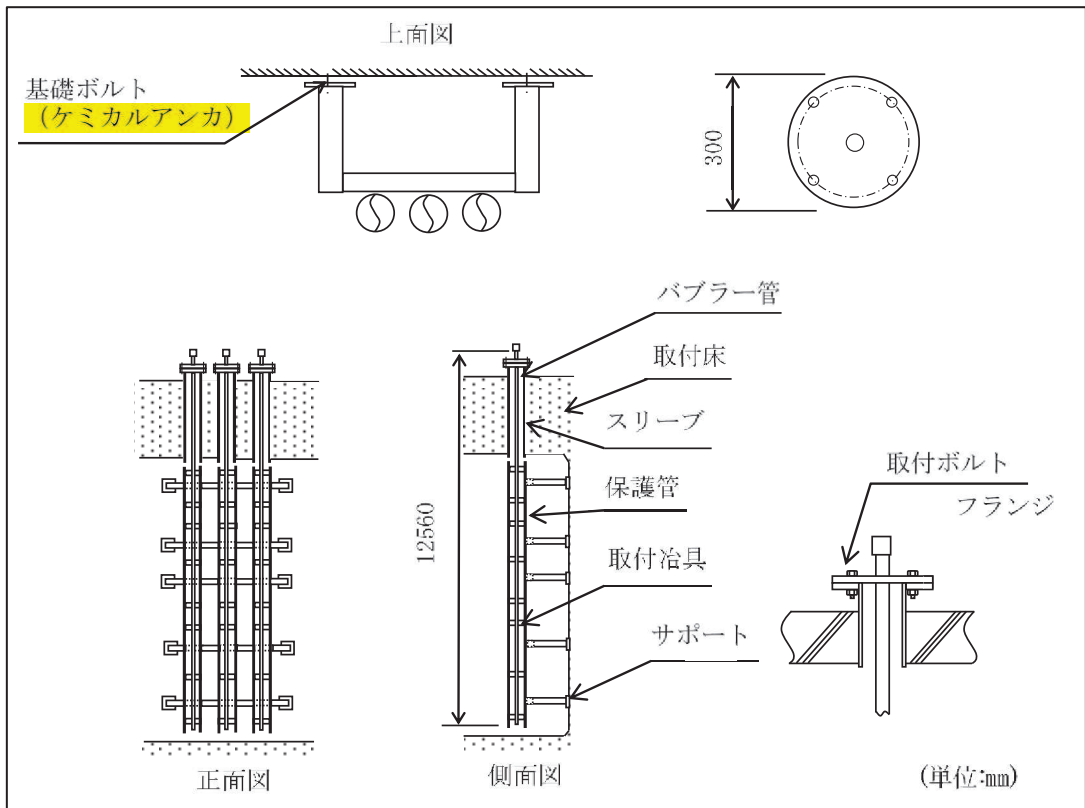


図6.6.2-3 バブラー管の概略構造図

(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。

基礎ボルトに作用するせん断応力 τ_b

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

$$\tau_b = \frac{17645}{4350}$$

$$=4.17645$$

$$=5 \text{ (MPa)}$$

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}

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

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

$$= 205 / 2 \times 1.5$$

$$= 153.75$$

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

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 153.75 - 1.6 \times 4.17645, 153.75)$$

$$= \text{Min}(208, 153.75)$$

$$=153 \text{ MPa}$$

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。

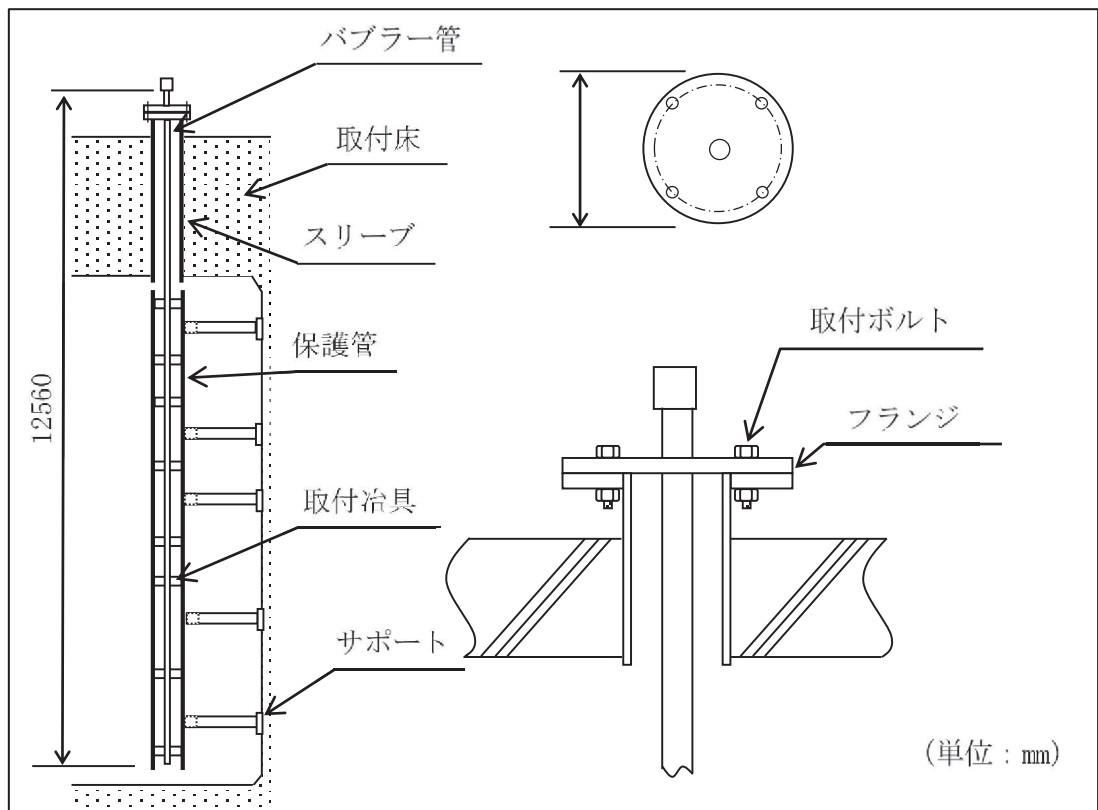


図6.6.2-5 バブラー管（フランジ部）の概略構造図

(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

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

$$\tau_b = \frac{0.0501338}{0.0001}$$

$$=0.0501338$$

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

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}

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

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

$$= 118.356$$

$$=118 \text{ MPa}$$

<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。

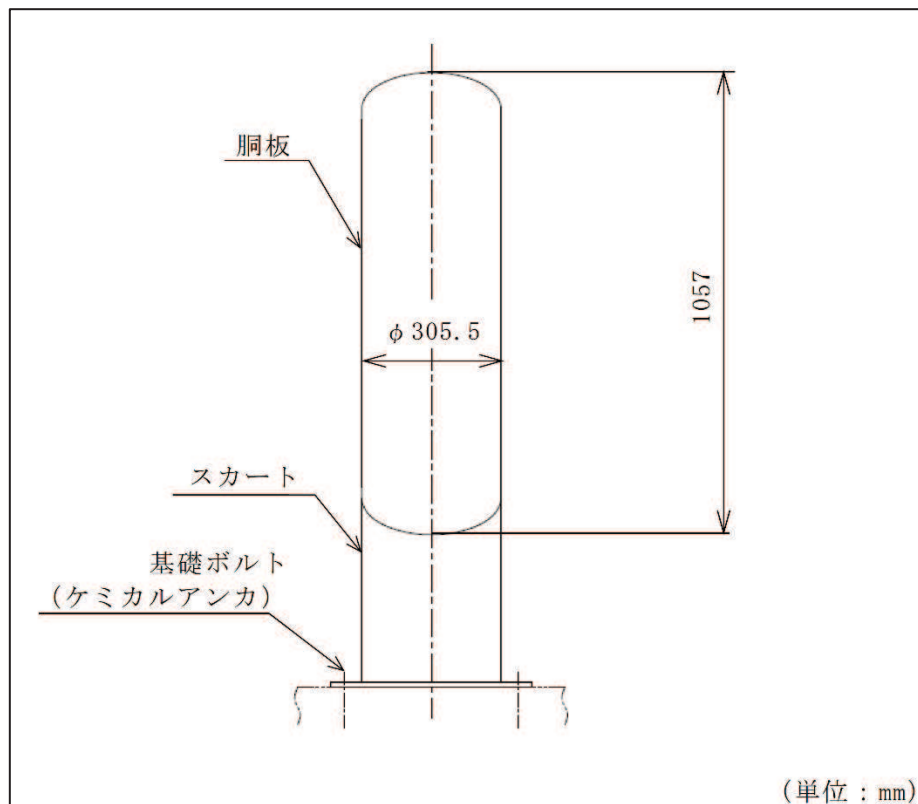


図6.6.2-7 アキュムレータの概略構造図

(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 (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 (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 (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 (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_{ot}

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

$$= 20.726 + 0$$

$$= 20.726$$

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

【絶対値和】

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

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

$$= 12.6245$$

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

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

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

$$= 20.8738$$

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

【SRSS 法】

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

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

$$= 12.4929$$

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

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

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

$$= 20.8716$$

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

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

$$e = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \frac{(\pi - \alpha) \cdot \cos^2 \alpha + \frac{1}{2} \cdot (\pi - \alpha) + \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{(\pi - \alpha) \cdot \cos \alpha + \sin \alpha} \right.$$

$$\left. + \frac{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha \cdot \cos^2 \alpha}{\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha} \right\}$$

$$= 0.5 \times (((\pi - 0.776857) \times \cos^2(0.776857) + 0.5 \times (\pi - 0.776857) + 1.5$$

$$\times \sin(0.776857) \times \cos(0.776857)) / (\sin(0.776857) - 0.776857 \times$$

$$\cos(0.776857)) + (0.5 \times 0.776857 - 1.5 \times (\sin(0.776857) \times$$

$$\cos(0.776857) + 0.776857 \times \cos^2(0.776857)) / (\sin(0.776857) -$$

$$0.776857 \times \cos(0.776857)))$$

$$= 0.770791$$

$$z = \frac{1}{2} \cdot \left(\cos \alpha + \frac{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \frac{3}{2} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha \cdot \cos^2 \alpha}{\sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha} \right)$$

$$= 0.5 \times (\cos(0.776857) + (0.5 \times 0.776857 - 1.5 \times \sin(0.776857) \times$$

$$\cos(0.776857) + 0.776857 \times \cos^2(0.776857)) / (\sin(0.776857) -$$

$$0.776857 \times \cos(0.776857)))$$

$$= 0.470812$$

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

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 215, 75^\circ\text{C} \text{ における } S_y = 203$$

$$40^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 400, 75^\circ\text{C} \text{ における } S_u = 381$$

周囲環境温度 50°C における S_y の算出

$$S_y = 203 + (215 - 203) \times (75 - 50) / (75 - 40)$$

$$= 211.57$$

$$= 211 \text{ (MPa)}$$

周囲環境温度 50°C における S_u の算出

$$S_u = 203 + (400 - 381) \times (75 - 50) / (75 - 40)$$

$$= 394.57$$

$$= 394 \text{ (MPa)}$$

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

$$= \text{Min}(211.57, 0.7 \times 394.57)$$

$$= \text{Min}(211.57, 276.20)$$

$$= 211 \text{ (MPa)}$$

④ 許容引張応力

許容引張応力 f_{ts}

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

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

$$= 211.57 / 2 \times 1.5$$

$$= 158.677$$

$$= 158 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ts} = \text{Min}(1.4 \times 158.677 - 1.6 \times 4.37422, 158.25) \times 0.8$$

$$= \text{Min}(215.149, 158.25) \times 0.8$$

$$= 126 \text{ MPa}$$

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}

$$f_{sb} = F / (1.5 \cdot \sqrt{3}) \cdot 1.5 \cdot 0.8$$

$$= 211.57 / (1.5 \times \sqrt{3}) \times 1.5 \times 0.8$$

$$= 97.7199$$

$$= 97 \text{ (MPa)}$$

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。

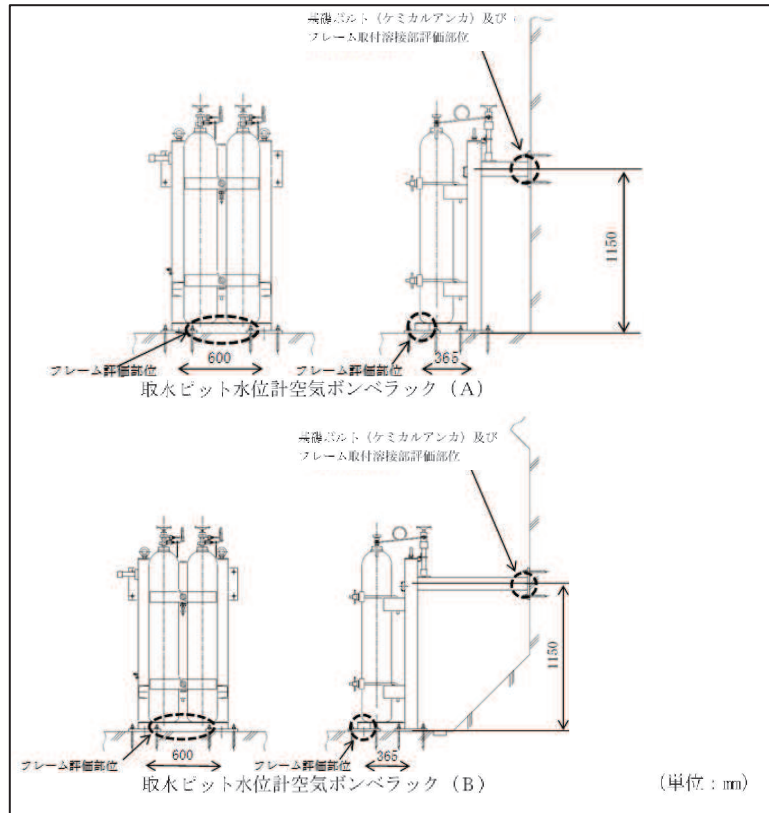


図6.6.2-8 ボンベラックの概略構造図

(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。

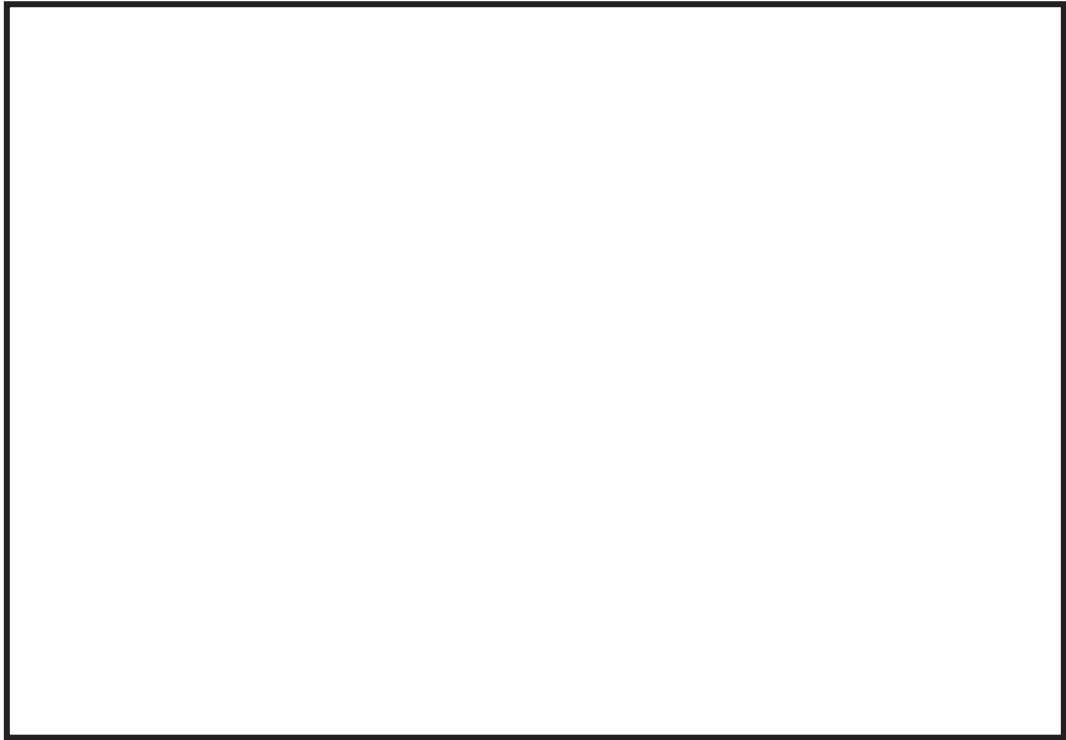


図 6.6.2-9 解析モデル(ボンベラック (A) (要素番号記載))

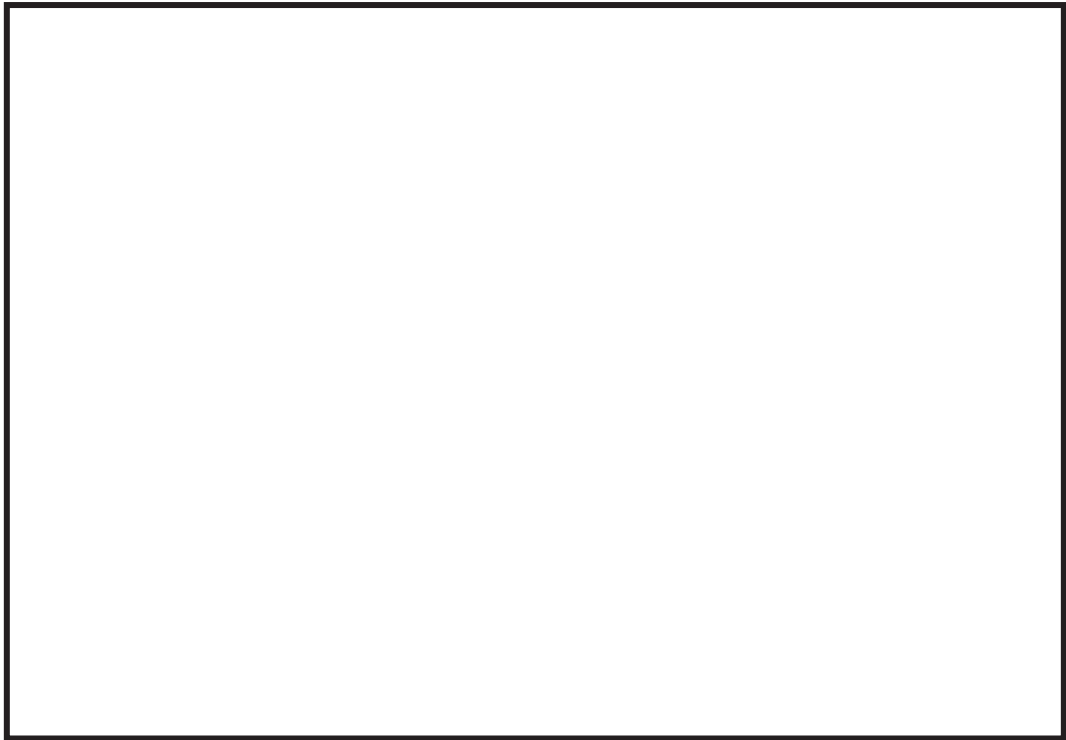


図 6.6.2-10 解析モデル(ボンベラック (A) (節点番号記載))

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

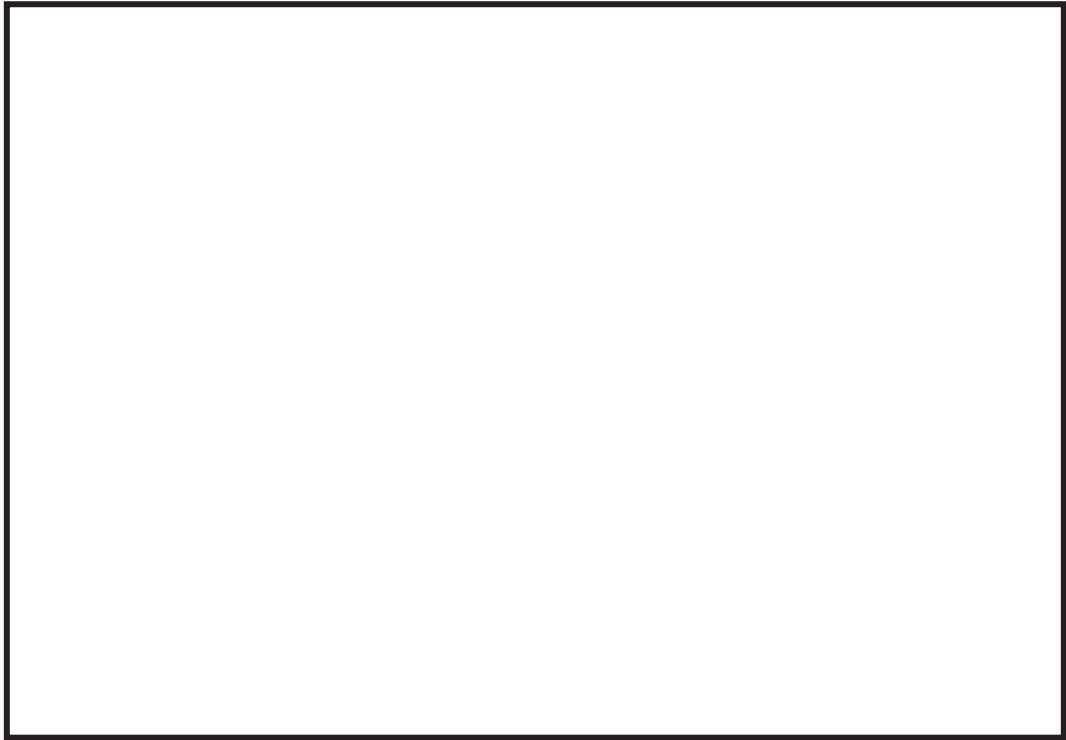


図 6.6.2-11 解析モデル(ボンベラック (B) (要素番号記載))

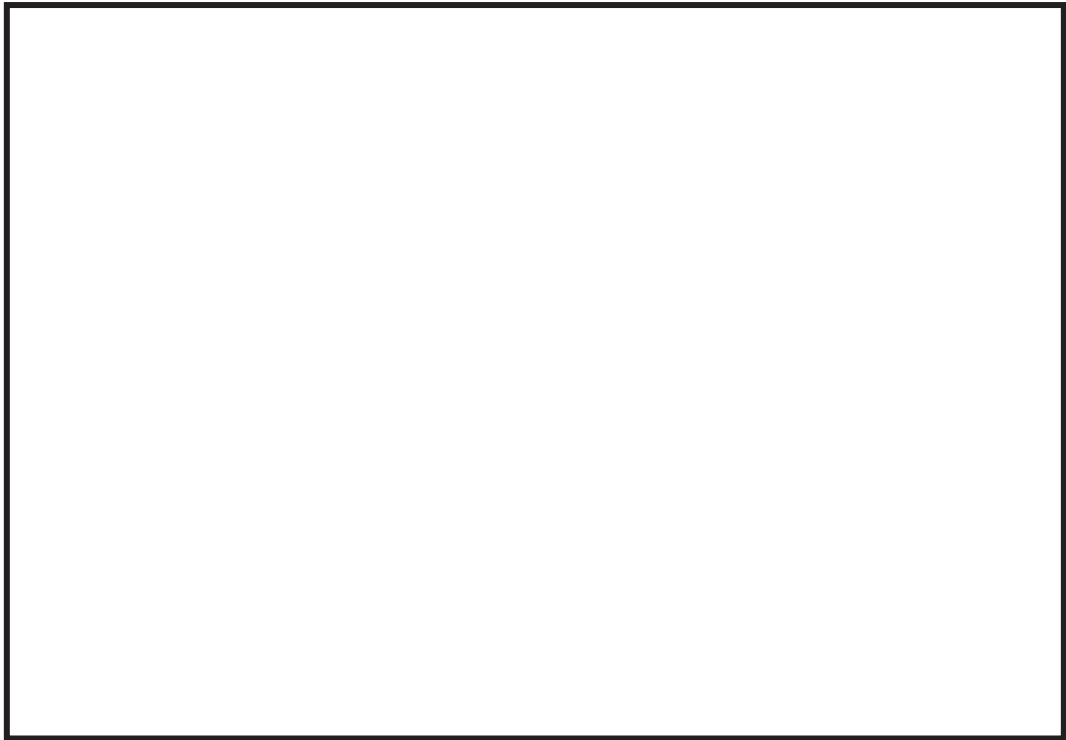


図 6.6.2-12 解析モデル(ボンベラック (B) (節点番号記載))

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

$$\tau_s = M a x \left\{ \left(\frac{R_2}{A_{S1}} \right) + \left(\frac{M_1}{Z_{P1}} \right), \left(\frac{R_3}{A_{S2}} \right) + \left(\frac{M_1}{Z_{P2}} \right) \right\}$$

=(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 $S_u=400$

$$\begin{aligned} F &= \text{Min}(S_y, 0.7 \cdot S_u) \\ &= \text{Min}(245, 0.7 \times 400) \\ &= \text{Min}(245, 280) \\ &= \underline{245 \text{ MPa}} \end{aligned}$$

③ 許容引張応力

許容引張応力 f_t

$$\begin{aligned} f_t &= F / 1.5 \cdot 1.5 \\ &= 245 / 1.5 \times 1.5 \\ &= \underline{245 \text{ (MPa)}} \end{aligned}$$

<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 Q_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

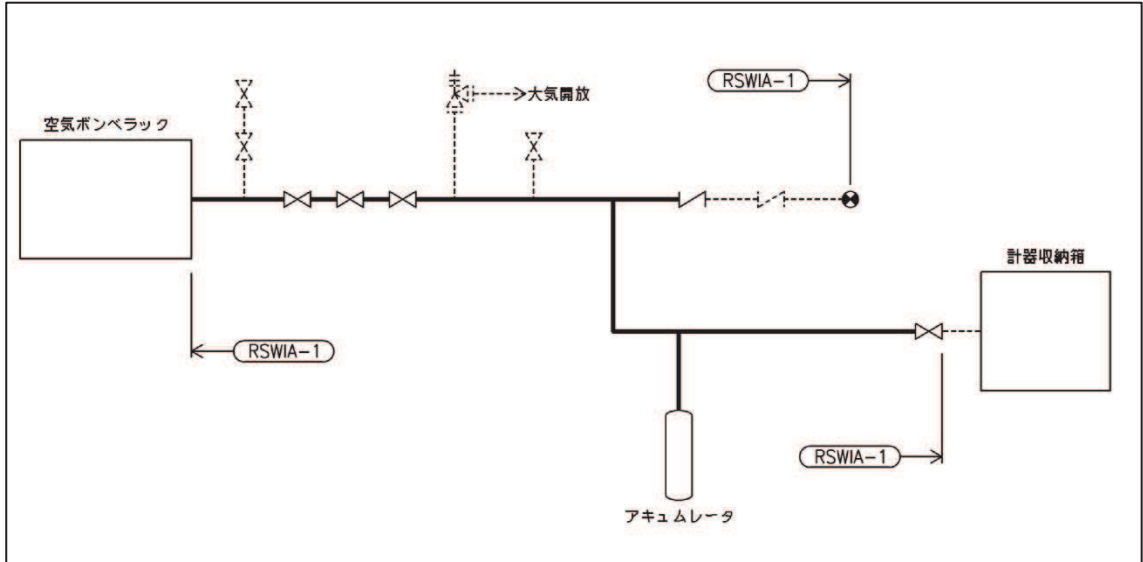
設備名称	部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	判定 発生応力 ≤ 許容応力
ボンベ ラック (A)	フレーム	組合せ	36	245	OK
	溶接部	せん断	3	63	OK
	基礎ボルト	引張	23	129*	OK
		せん断	6	99	OK
ボンベ ラック (B)	フレーム	組合せ	36	245	OK
	溶接部	せん断	3	63	OK
	基礎ボルト	引張	30	129*	OK
		せん断	5	99	OK

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

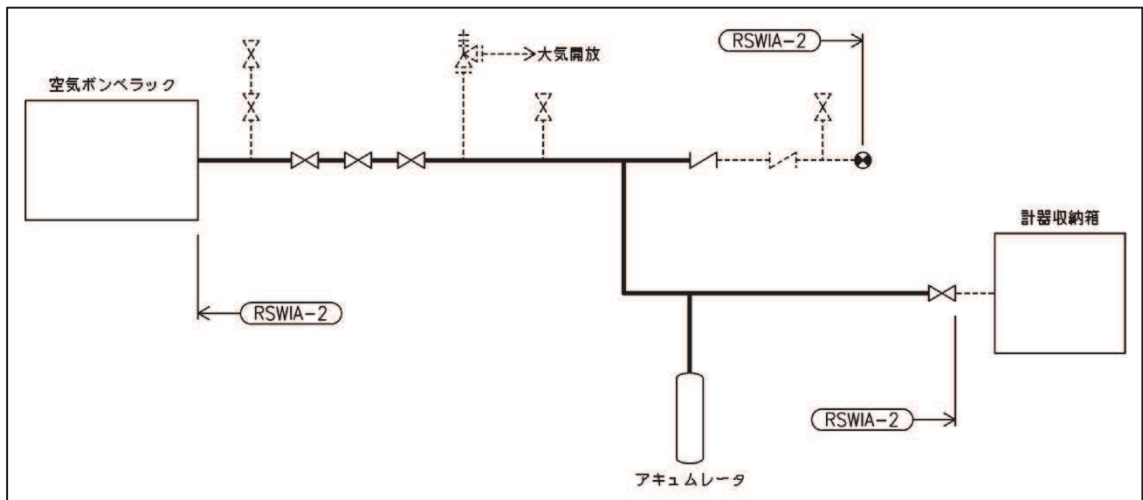
f. 管

(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

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。津波の波力はフランジ上面にかかるため、フランジ上面部を抑える取付ボルトの強度評価を実施する。図6.6.2-14にバブラー管構造図を示す。

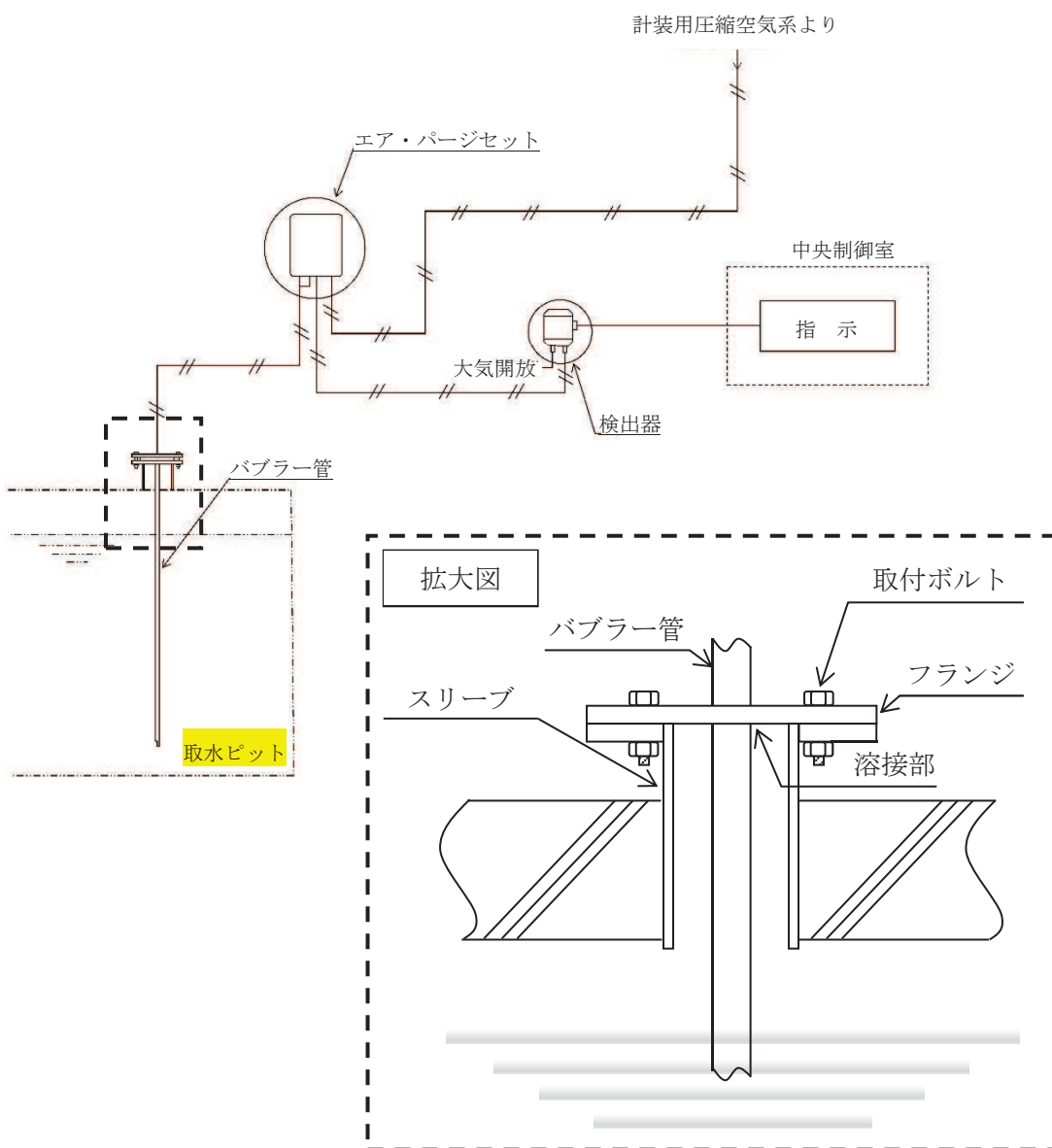


図6.6.2-14 バブラー管構造図

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。

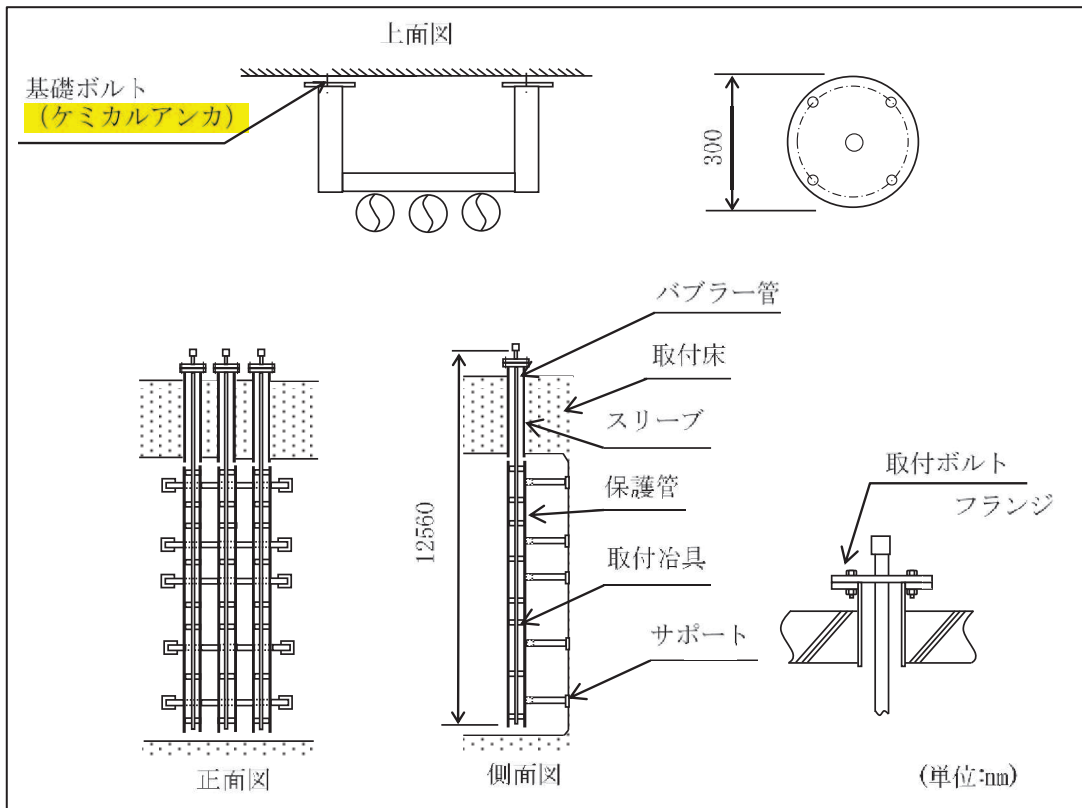


図6.6.2-15 取水ピット水位計の概略構造図

(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。

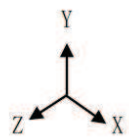


図 6. 6. 2-16 解析モデル（取水ピット水位）

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>

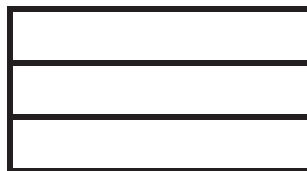
①突き上げ津波荷重(P_t)

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