

V-3-別添 3-2-1-1 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書

2. 防潮堤（鋼製防護壁）の止水機構に関する強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	7
2.4 適用基準	9
2.5 記号の説明	10
3. 評価部位	13
4. 固有周期	14
4.1 固有周期の計算方法	14
4.2 固有周期の計算条件	14
4.3 固有周期の計算結果	16
5. 構造強度評価	17
5.1 構造強度評価方法	17
5.2 荷重及び荷重の組合せ	17
5.3 許容限界	20
5.4 設計用地震力	24
5.5 計算方法	25
5.6 計算条件	38
6. 評価結果	45

1. 概要

本資料は、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」に基づき、鋼製防護壁止水機構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保持することを確認するものである。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

鋼製防護壁止水機構は、鋼製防護壁と既設取水路間に設置する。

鋼製防護壁止水機構の配置位置を図 2-1 に示す。

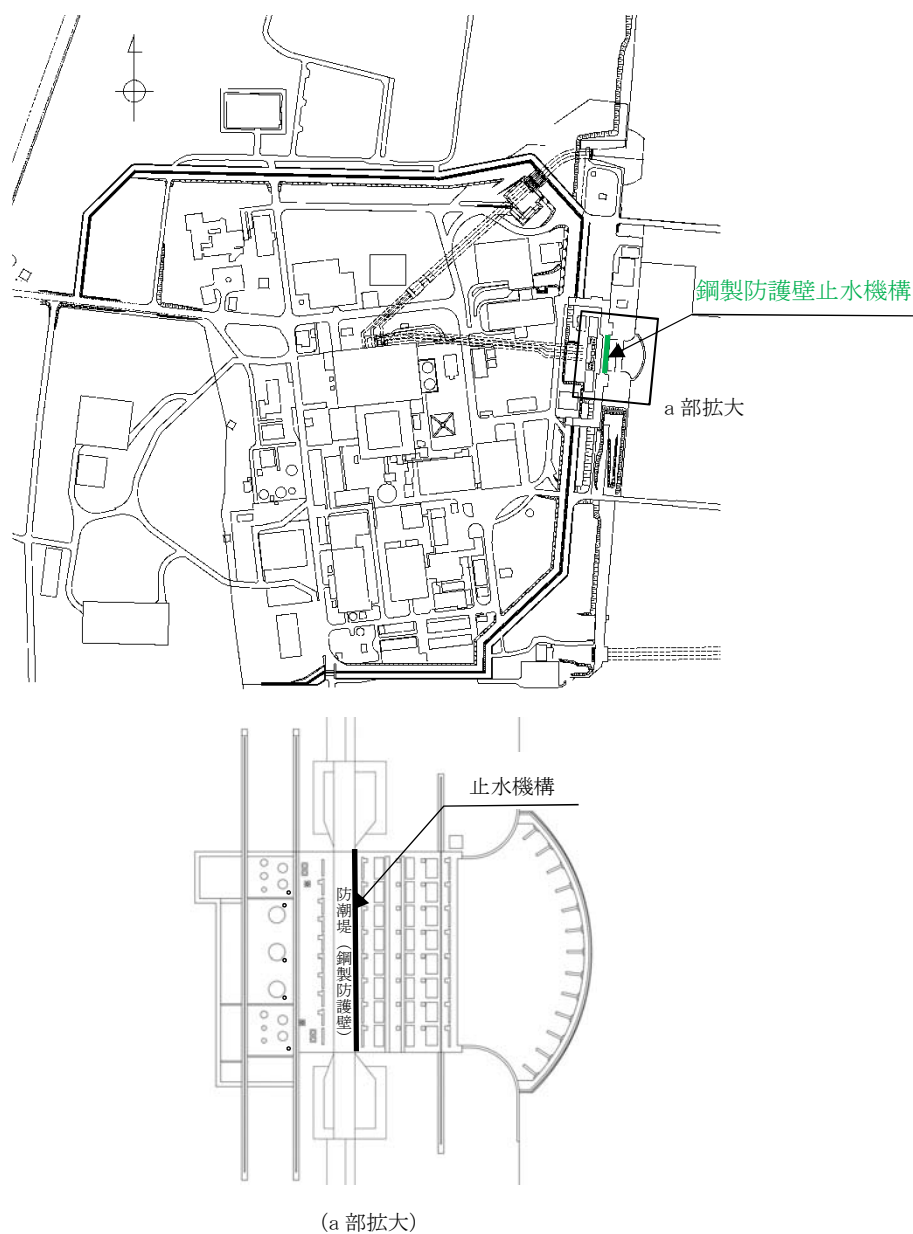


図 2-1 鋼製防護壁止水機構 位置図

2.2 構造計画

鋼製防護壁と既設取水路間に設置される止水機構は、1次止水機構、防衝板、2次止水機構から構成される。1次止水機構は、鋼製防護壁と取水路の相対変位に対する追従性を確保する必要があることから、止水板が可動できるよう止水板押えにより支持する構造とし、また、津波の浸水を防止するため、止水板の底面と側面に水密ゴムを設置し、水密性を確保する構造とする。また、止水板を漂流物から防護するため、止水板押えを設置する。

1次止水機構の損傷又は保守に伴う取り外し時に、漂流物が2次止水機構に到達することを防止するため、2次止水機構の前面に防衝板を設置する構造とする。

また、1次止水機構の止水板からの微少漏えいに対して、敷地内に津波を浸水させないよう陸側にシートジョイントからなる2次止水機構を設置する構造とする。

鋼製防護壁止水機構の構成を図 2-2、止水機構の構造概要を表 2-1 に示す。

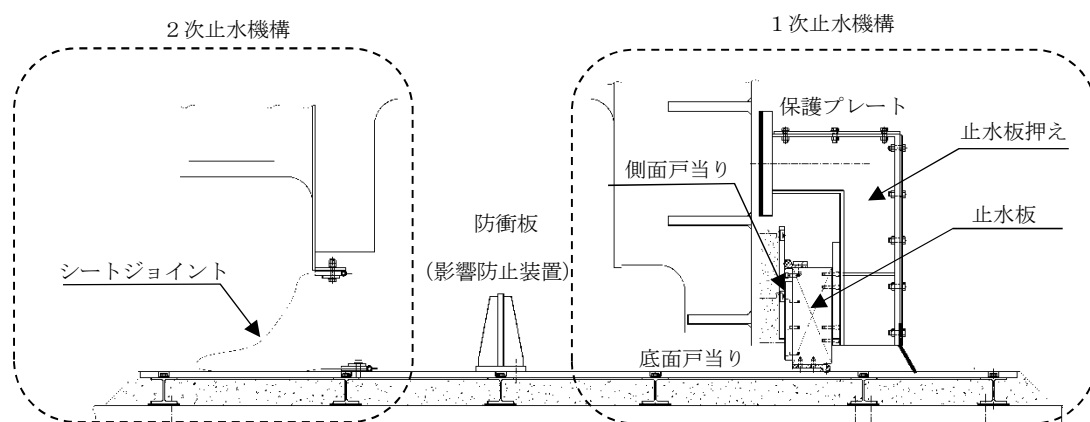
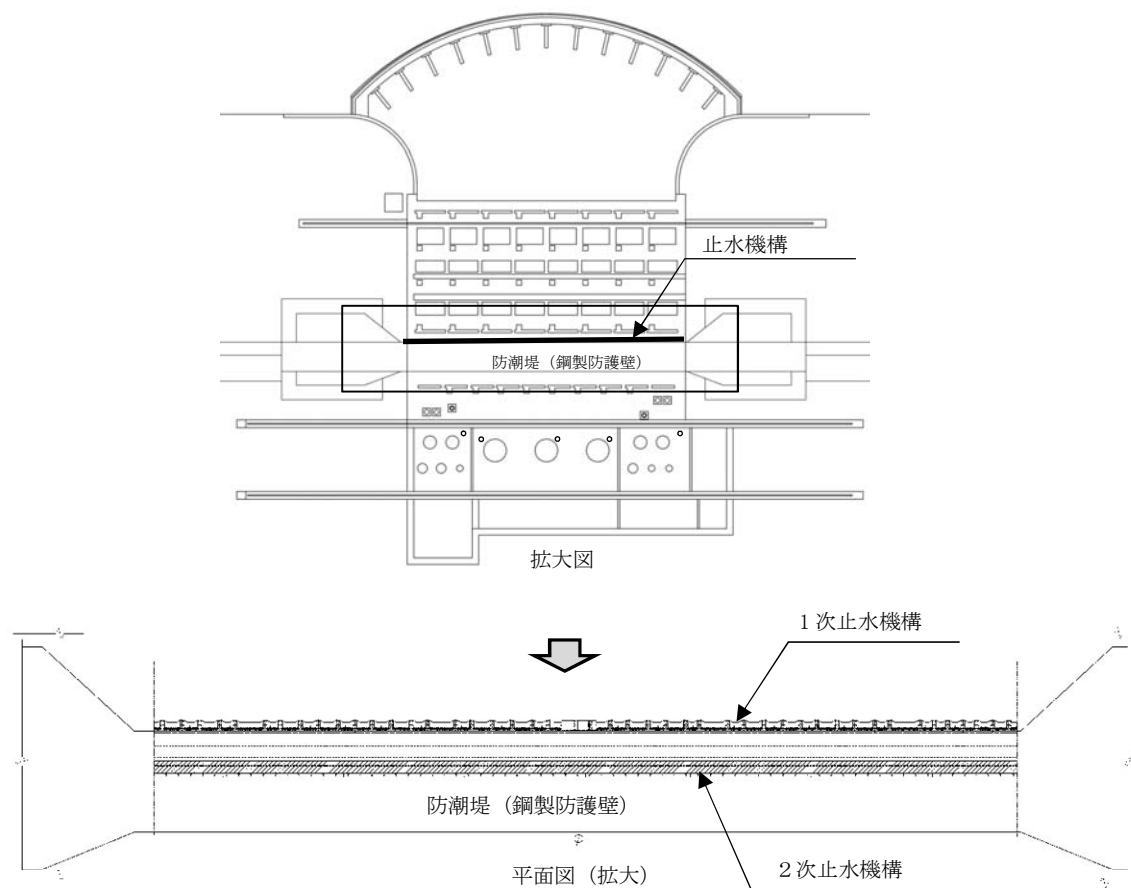


図2-2 止水機構の設置位置及び構造図

表2-1 (1/2) 構造計画

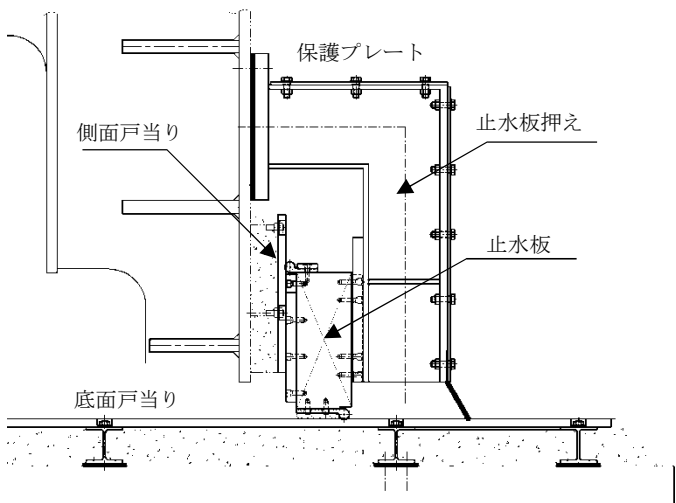
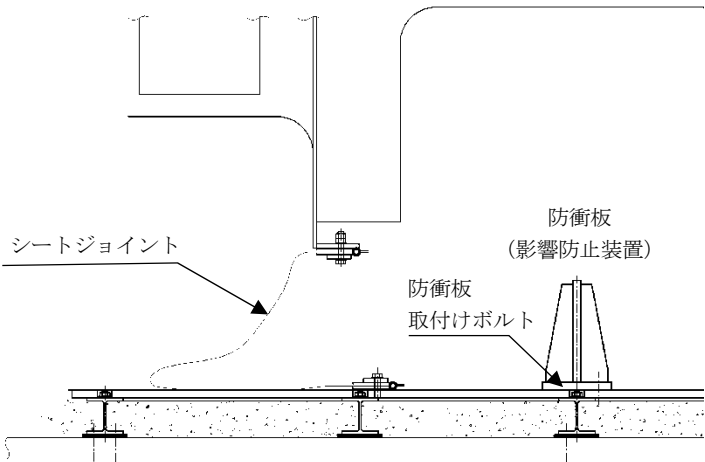
計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
止水板は、取水路上版に垂直に設置され、鋼製防護壁に設置された止水板押えにより支持される。	止水板、止水板押え、保護プレート、側面戸当り、底面戸当りにより構成する。	

表2-1 (2/2) 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
シートジョイントは、取水路上版と鋼製防護壁に設置される。防衝板を取水路上版の取付けボルトにより固定する。	シートジョイントにより構成する。防衝板及び防衝板取付けボルトにより構成する。	

2.3 評価方針

鋼製防護壁止水機構の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、鋼製防護壁止水機構の評価部位に作用する応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、評価結果を「6. 評価結果」にて確認する。

鋼製防護壁止水機構の強度評価フローを図 2-3 に示す。鋼製防護壁止水機構の健全性評価においては、その構造を踏まえ、津波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。

1 次止水機構の健全性評価は、津波時においては荷重を静的に作用させる梁モデルにより、止水板、止水板押え、保護プレート、側面戸当り及び底面戸当り並びに、影響防止設備の防衝板について、発生する応力を算定し、2 次止水機構ではシートジョイントの発生張力が許容張力以下であることを確認する。

許容限界は、評価部位の損傷モードごとに設定し、短期許容応力度とする。

重畳時においては、地震応答解析により設定した設計用震度を用いた静的解析により、鋼製防護壁止水機構に発生する応力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

鋼製防護壁止水機構に対する重畳時の設計震度は、解放基盤面で定義される弾性設計用地震動（ $S_d - D1$ ）を、一次元波動論による手法によって地震応答解析モデルの底面で評価し、鋼製防護壁の三次元動的解析から得られる応答加速度を用いて算出する。

なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

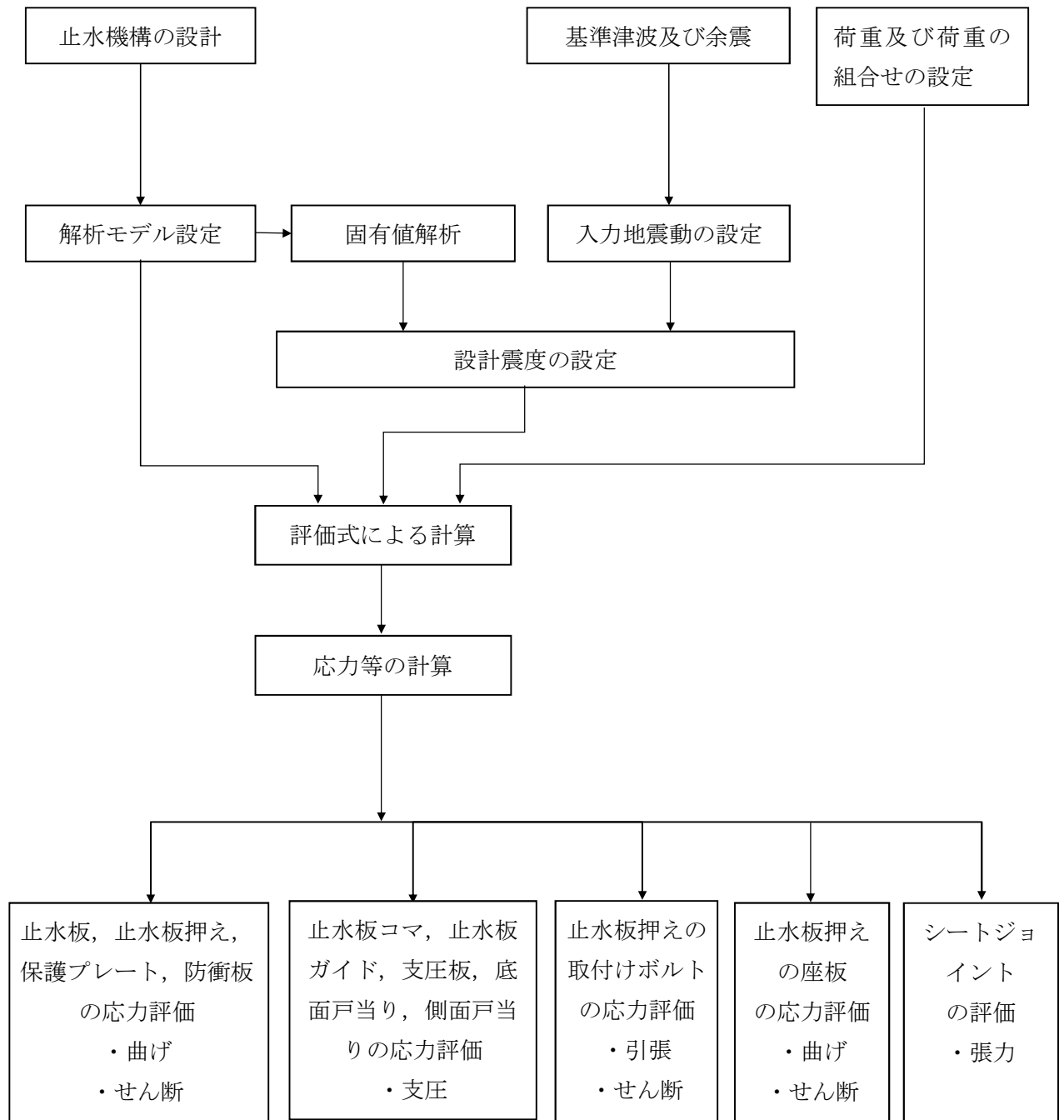


図 2-3 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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) 水門鉄管技術基準（水門扉編）・付解説（水門鉄管協会，平成 19 年 9 月）
- (3) ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）ダム・施設技術基準協会
平成 25 年 6 月）
- (4) 汚濁防止膜技術資料(案) 港湾空港総合技術センター(平成 25 年 9 月)

2.5 記号の説明

止水機構の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 に示す。

表 2-2 止水機構の固有周期の計算に用いる記号

記号	単位	定義
L	m	スパン長
m	kg/m	止水板，止水板押えの自重
E	N/mm ²	縦弾性係数
I	cm ⁴	断面二次モーメント
λ_n	—	支持条件（単純支持梁，1 次モード）

表 2-3 止水機構の応力評価に用いる記号 (1/3)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
I_{gi}	kN・m/s ²	地震時慣性力
P_s	kN/m	積雪荷重
P_w	kN/m	風荷重
P_H, PH	kN/m	水平荷重又は水圧荷重
P_v	kN/m	鉛直荷重
W	kN	部材自重
A, A_w	m ²	各部材の断面積
Z	mm ³	断面係数
M_A	kN・m	止水板に作用する水圧荷重による曲げモーメント
S_{max}	kN・m	止水板に作用する水圧荷重によるせん断力
M_{pmax}	kN・m	止水板に作用する衝突荷重による曲げモーメント
L	m	止水板の幅
a	mm	止水板支点からの張り出し部の長さ
L_1	m	止水板の支間の長さ
P	N	止水板に作用する衝突荷重
σ	N/mm ²	止水板に生じる曲げ応力度
τ	N/mm ²	止水板に生じるせん断応力度
P	kN	止水板コマに作用する全鉛直荷重
σ_p	N/mm ²	支圧板コマ及び支圧板に生じる支圧応力度
W_{pu}	kN/m	津波荷重
P_{du}	kN/m	動水圧荷重
B	m	止水板コマの評価に用いる止水板の幅
b	mm	支圧板コマの幅

表 2-3 止水機構の応力評価に用いる記号 (2/3)

記号	単位	定義
L_s	mm	止水板コマ及び支圧板の荷重を受ける支圧板の長さ
P_p	kN	支圧板に作用する全荷重
L	m	支圧板に作用する止水板の幅
b	mm	支圧板に作用する支圧板の幅
h_2	m	支圧板の止水高さ
P	kN	支圧板，止水板押えに作用する衝突荷重
P_{hg}	kN/m	止水板押えに作用する地震時（余震時）慣性力
W_p	kN/m	止水板押えに作用する津波波圧（水平）
P_d	kN/m	止水板押えに作用する津波波圧（動水压荷重）
a, b	mm	保護プレートの最大取付け長さ
M_b, M_c	kN・m	止水板押えに生じる曲げモーメント
S_{cb}	kN	止水板押えに生じるせん断応力度
R_{ha}	kN	止水板押え上部に生じる A 点にかかる反力
R_{hc}	kN	止水板押え上部に生じる C 点にかかる反力
δ_t	N/mm ²	止水板押え取付けボルト 1 本当たりの引張り応力度
τ	N/mm ²	止水板押え取付けボルト 1 本当たりのせん断応力度
F_{max}	kN	止水板押え取付けボルト 1 本に作用する引抜き力
A	mm ²	止水板押え取付けボルトの有効断面積
S_{max}	kN	止水板押え取付けボルトの最大せん断力
σ	N/mm ²	止水板座板に生じる曲げ応力度
τ	N/mm ²	止水板座板に生じるせん断応力度
M	kN・m	止水板座板の取付けボルトに作用する引抜き力による曲げモーメント
S_{max}	kN	止水板座板に作用する最大せん断力
t	Mm	止水板座板の板厚
n	本	止水板押え取付けボルト，座板の取付けボルト
a	mm	保護プレートの最大取付け長さ（鉛直，水平）
M	kN・m	保護プレートに作用する曲げモーメント
S, S_w	kN	保護プレートに作用するせん断力
σ_M	N/mm ²	保護プレートに生じる曲げ応力度
τ	N/mm ²	保護プレートに生じるせん断応力度
σ_p	N/mm ²	側面戸当りに生じる支圧応力度
P_p	kN	側面戸当りの支圧板に作用する全荷重
b	mm	側面戸当りに当たる支圧板の幅
L_s	mm	側面戸当りの荷重を受ける支圧板の長さ

表 2-3 止水機構の応力評価に用いる記号 (3/3)

記号	単位	定義
σ_p	N/mm ²	底面戸当りの支圧応力度
P_p	kN	底面戸当りの止水板コマに作用する全荷重
b	mm	底面戸当りに当たる止水板コマの幅
L_s	mm	底面戸当りの荷重を受ける支圧板コマの長さ
σ	N/mm ²	防衝板に生じる曲げ応力
τ	N/mm ²	防衝板に生じるせん断応力
M	kN・m	防衝板に作用する地震時慣性力による曲げモーメント
S	kN	防衝板に作用する地震時慣性力によるせん断力
B	m	防衝板に作用する荷重分担幅
L	m	防衝板に作用する水平方向荷重の高さ
σ_t	N/mm ²	防衝板取付けボルトに生じる曲げ応力
τ	N/mm ²	防衝板取付けボルトに生じるせん断応力
M	kN・m	防衝板取付けボルトに作用する水圧荷重による曲げモーメント
S	kN	防衝板取付けボルトに作用する水圧荷重によるせん断力
F	kN	防衝板取付けボルトに作用する曲げモーメントに作用する引き抜き力
L_1	m	防衝板取付けボルトに作用する水平方向荷重の高さ
B	m	防衝板取付けボルトに作用する荷重分担幅
a	m	防衝板取付けボルトのボルト間隔
σ	N/mm ²	防衝板座板に生じる曲げ応力度
τ	N/mm ²	防衝板座板に生じるせん断応力度
t	Mm	防衝板座板の厚さ
M	kN・m	防衝板座板の取付けボルトに作用する引抜き力による曲げモーメント
F	kN	止水板座板に作用する引き抜き力
Q	kN	止水板座板に作用するせん断力
T	kN/m	シートジョイントに発生する最大張力
a	m	シートジョイントの径間距離 (L_1) の 1 / 2
σ	m	シートジョイントのたわみ量
P	kN/m ²	シートジョイントに作用する水圧
L_1	m	シートジョイントの径間距離
L_2	m	シートジョイントの最大スパン

3. 評価部位

鋼製防護壁止水機構の評価対象部位は、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」の「4.2 許容限界」にて示している評価対象を踏まえて設定する。

鋼製防護壁止水機構のうち1次止水機構は、止水板、止水板押え、保護プレート、側面戸当り、底面戸当りについて評価する。また、影響防止装置の防衝板について評価する。2次止水機構は、シートジョイントについて評価する。

止水機構の評価部位について図 3-1 に示す。

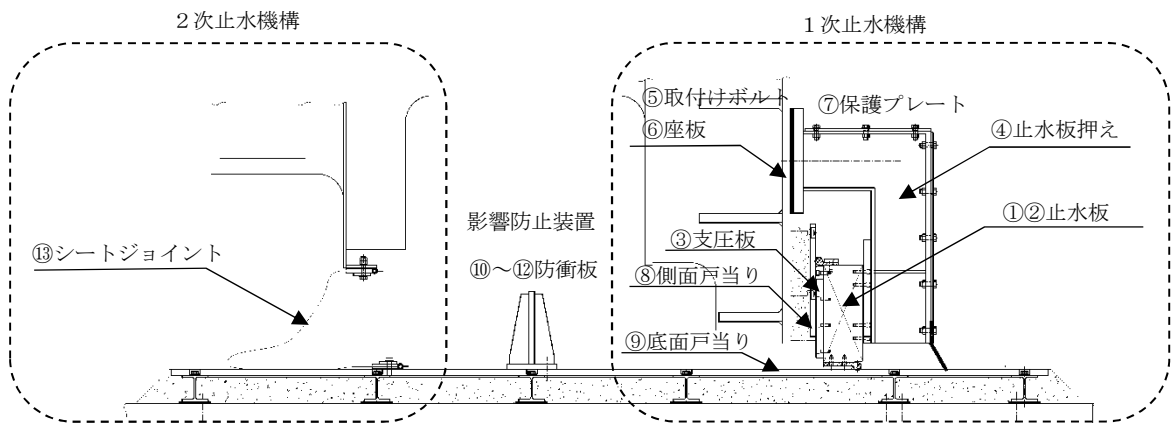


図3-1 止水機構の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

止水機構のうち止水板と止水板押えを単純支持梁としてモデル化し，固有振動数 f を求め，固有周期 T (s) を算出する。

$$f = \frac{\lambda_n^2}{2\pi L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad T = \frac{1}{f}$$

4.2 固有周期の計算条件

固有周期の計算条件を表 4-1 に示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

(1) 止水板

止水板の材質	スパン長 L (m)	止水板の 自重 m (kg/m)
SUS304N2	1.36	480

縦弾性係数 E (N/mm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)
197000	10350

(2) 止水板押え

止水板押えの 材質	スパン長 L (m)	止水板押えの 自重 m (kg/m)
SM570	1.125	336

縦弾性係数 E (N/mm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)
200000	2357

(3) 保護プレート

保護プレートの 材質	スパン長 L (m)	保護プレートの 自重 m (kg/m)
SUS821L1	1.4	54

縦弾性係数 E (N/mm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)
197000	2369

(4) 底面戸当り

底面戸当りの 材質	スパン長 L (m)	底面戸当りの 自重 m (kg/m)
SUS316	0.8	105

縦弾性係数 E (N/mm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)
197000	10.0

(5) 側面戸当り

側面戸当りの 材質	スパン長 L (m)	側面戸当りの 自重 m (kg/m)
SUS316	0.45	75

縦弾性係数 E (N/mm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)
197000	7.2

(6) 防衝板

防衝板の 材質	スパン長 L (m)	防衝板の 自重 m (kg/m)
SUS304	0.3	198

縦弾性係数 E (N/mm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)
197000	24.4

4.3 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果により，止水機構のうち止水板と止水板押えの固有周期が 0.05 s 以下であることを確認した。表 4-2 に固有周期の算出結果を示す。

表 4-2 固有周期の算出結果

止水板の固有周期 (s)	止水板押えの固有周期 (s)	保護プレートの固有周期 (s)
0.0057	0.0191	0.0043

底面戸当りの固有周期 (s)	側面戸当りの固有周期 (s)	防衝板の固有周期 (s)
0.0131	0.0041	0.0103

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

止水機構の強度評価は、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書の方針」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。

止水機構の強度評価は、「3. 評価部位」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「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水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。

(1) 荷重設定

荷重強度には、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

b. 静水圧 (P_s)

津波時の止水機構各部位への作用静水圧を考慮する。

$$P_s = \{H_s(p_u + p_d)B\}/2$$

$$p_u = W_1 \cdot H_2$$

$$p_d = W_1 \cdot H_1$$

c. 動水圧 (P_e)

余震時の止水機構各部位への作用動水圧を考慮する。

$$P_e = 7/12 \cdot W_1 \cdot K_H \cdot \sqrt{H_3} \cdot (\sqrt{H_4^3} - \sqrt{H_5^3}) \cdot B$$

d. 地震時慣性力 (I_{gi})

余震時の止水機構各部位への自重による慣性力を考慮する。

$$I_{gi} = W_g \cdot K_i$$

e. 積雪荷重 (W_s)

津波時・余震時とも止水機構各部位への積雪荷重を考慮する。

$$W_s = q_s \cdot D_s \cdot B_s$$

f. 衝突荷重（ P_c ）

津波時は漂流物による衝突荷重を集中荷重として考慮する。

衝突荷重として、0.69 t 車両の FEMA（2012）* 式による漂流物荷重を考慮した結果を表 5-1 に示す。

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

表 5-1 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波	11	759
敷地に遡上する津波	15	1035

5.2.2 荷重の組合せ

鋼製防護壁止水機構の強度評価にて考慮する荷重の組合せを表 5-2 に、静水圧と動水圧の荷重作用図を図 5-1、図 5-2 に示す。

表 5-2 鋼製防護壁止水機構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)	鋼製防護壁 止水機構	基準津波	津波時	$G + P_s + W_s + P_c$
			重畳時	$G + P_s + P_e + I_{gi} + W_s$
		敷地に遡上 する津波	津波時	$G + P_s + W_s + P_c$
			重畳時	$G + P_s + P_e + I_{gi} + W_s$

* : G は固定荷重, P_s は静水圧, W_s は積雪荷重, P_c は衝突荷重,
 P_e は動水圧, I_{gi} は地震時慣性力

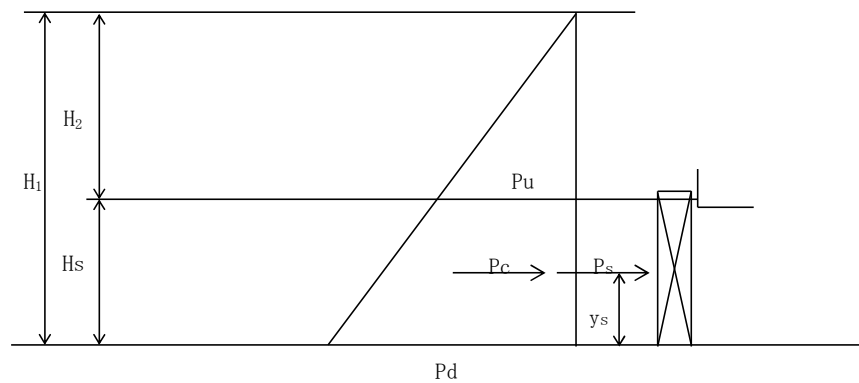


図 5-1 静水圧の荷重作用図

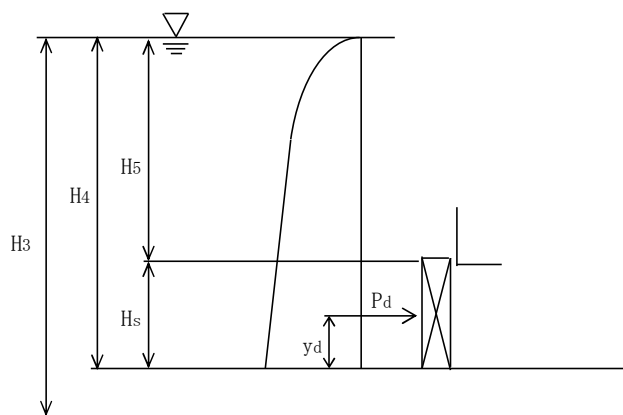


図 5-2 動水圧の荷重作用図

5.3 許容限界

(1) 基準津波と余震による重畳時

止水機構の許容限界を表 5-3 に、止水機構の許容応力算出結果を表 5-4、表 5-5、表 5-6 にそれぞれ示す。

表 5-3 止水機構の許容限界

許容応力状態	許容限界*				
	1 次応力				
	曲げ	圧縮	引張	せん断	支圧
短期許容応力度	$1.5 \sigma_{ab}$	$1.5 \sigma_{ac}$	$1.5 \sigma_{at}$	$1.5 \tau_a$	$1.5 \sigma_{as}$

注記 *：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對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 5-4 止水機構各部位の許容応力評価条件

評価対象部位	材料	σ_{ab} (N/mm ²)	σ_{ac} (N/mm ²)	σ_{at} (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	σ_{as} (N/mm ²)
①止水板	SUS304N2	200	—	—	120	—
②止水板コマ	CAC703	—	—	—	—	218
③支圧板	UPE	—	—	—	—	13
④止水板押え (正面／上部)	SUS329J4L ／SM570	255／255	—	—	—／145	—
⑤止水板押え 取付けボルト	S45CH	—	—	360	200	—
⑥止水板押え座板	SM570	255	—	—	145	—
⑦保護プレート	SUS821L1	221	—	—	126	—
⑧側面戸当り	SUS316	—	—	—	—	183
⑨底面戸当り	SUS316	—	—	—	—	183
⑩防衝板	SUS304	122	—	—	69	—
⑪防衝板 取付けボルト	SUS304	—	—	119	76	—
⑫防衝板座板	SUS304	122	—	—	69	—

表 5-5 止水機構各部位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				
		1 次応力				
		曲げ (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	支圧 (N/mm ²)
短期許容 応力度	①止水板	300	—	—	180	—
	②止水板コマ	—	—	—	—	328
	③支圧板	—	—	—	—	19
	④止水板押え (正面／上部)	382／382	—	—	—／217	—
	⑤止水板押え 取付けボルト	—	—	540	300	—
	⑥止水板押え座板	382	—	—	217	—
	⑦保護プレート	332	—	—	189	—
	⑧側面戸当り	—	—	—	—	274
	⑨底面戸当り	—	—	—	—	274
	⑩防衝板	183	—	—	104	—
	⑪防衝板 取付けボルト	—	—	179	115	—
	⑫防衝板座板	183	—	—	104	—

表 5-6 シートジョイントの許容張力

評価項目			許容張力 (kN/30cm)
シートジョイント	ポリエステル繊維 (#800 二重) 補強ベルト (100×2 t 両面)	張力	60

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

止水機構の許容限界を表 5-7 に、止水機構の許容応力算出結果を表 5-8、表 5-9、表 5-10 にそれぞれ示す。

表 5-7 止水機構の許容限界

許容応力状態	許容限界*				
	1 次応力				
	曲げ	圧縮	引張	せん断	支圧
短期許容応力度	$1.7 \sigma_{ab}$	$1.7 \sigma_{ac}$	$1.7 \sigma_{at}$	$1.7 \tau_a$	$1.7 \sigma_{as}$

注記 *：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。

表 5-8 止水機構各部位の許容応力評価条件

評価対象部位	材料	σ_{ab} (N/mm ²)	σ_{ac} (N/mm ²)	σ_{at} (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	σ_{as} (N/mm ²)
①止水板	SUS304N2	200	—	—	120	—
②止水板コマ	CAC703	—	—	—	—	218
③支圧板	UPE	—	—	—	—	13
④止水板押え (正面／上部)	SUS329J4L ／SM570	255／255	—	—	—／145	—
⑤止水板押え 取付けボルト	S45CH	—	—	360	200	—
⑥止水板押え座板	SM570	255	—	—	145	—
⑦保護プレート	SUS821L1	221	—	—	126	—
⑧側面戸当り	SUS316	—	—	—	—	183
⑨底面戸当り	SUS316	—	—	—	—	183
⑩防衝板	SUS304	122	—	—	69	—
⑪防衝板 取付けボルト	SUS304	—	—	119	76	—
⑫防衝板座板	SUS304	122	—	—	69	—

表 5-9 止水機構各部位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				
		1 次応力				
		曲げ (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	支圧 (N/mm ²)
短期許容 応力度	①止水板	340	—	—	204	—
	②止水板コマ	—	—	—	—	372
	③支圧板	—	—	—	—	22
	④止水板押え (正面／上部)	433／433	—	—	—／246	—
	⑤止水板押え 取付けボルト	—	—	612	340	—
	⑥止水板押え座板	433	—	—	246	—
	⑦保護プレート	376	—	—	214	—
	⑧側面戸当り	—	—	—	—	311
	⑨底面戸当り	—	—	—	—	311
	⑩防衝板	207	—	—	118	—
	⑪防衝板 取付けボルト	—	—	203	130	—
	⑫防衝板座板	207	—	—	118	—

表 5-10 シートジョイントの許容張力

評価項目			許容張力 (kN/30cm)
シートジョイント	ポリエステル繊維 (#800 二重) 補強ベルト (100×2 t 両面)	張力	60

5.4 設計用地震力

「4.3 固有周期」に示したとおり止水機構の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、止水機構の耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す最大応答加速度を基に設定する。止水機構の耐震計算に用いる設計震度を表 5-11 に示す。

表 5-11 設計用地震力

地震動	設置場所及び床面高さ (T. P.)	地震による設計震度* 1	
		水平方向 K_H	1.93
重畳時	止水機構 +3.10m (+2.81m)* 2	鉛直方向 K_V	1.78

* 1 : 「4. 固有周期」より、鋼製防護壁の止水機構の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

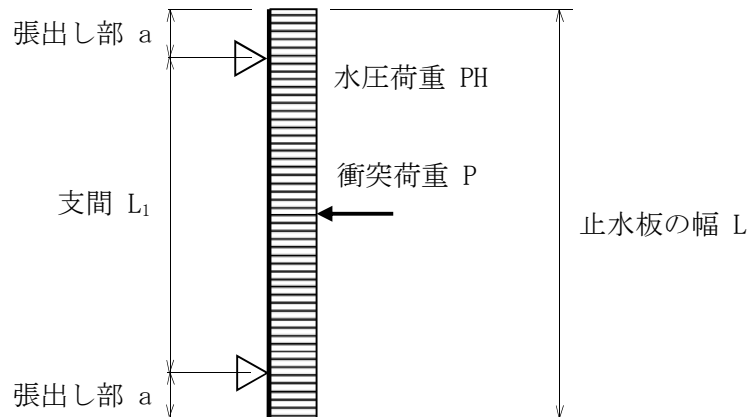
* 2 : 基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

(1) 止水板

止水板は、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、止水板と壁面戸当りとの接触位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化し評価する。

止水板のモデル図を図 5-1 に示す。



$$M_{wmax} = \frac{PH \cdot L}{2} \cdot \left(\frac{L}{2} - a \right) - \frac{PH \cdot (L/2)^2}{2}$$

$$S_{max} = \frac{PH \cdot L}{2} - PH \cdot a$$

$$M_{pmax} = \frac{P \cdot L_1}{4}$$

M_A : 水圧荷重による曲げモーメント (kN・m)

S_{max} : 水平荷重によるせん断力 (kN・m)

M_{pmax} : 衝突荷重による曲げモーメント (kN・m)

P_H : 水圧荷重 (kN/m)

L : 止水板の幅 (m)

a : 張り出し部 (m)

L_1 : 支間 (m)

P : 衝突荷重 (N)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 断面積 (55200mm²)

<応力度の計算>

・曲げ応力度

$$\sigma = M_{max} / Z \quad (N/mm^2)$$

・せん断応力度

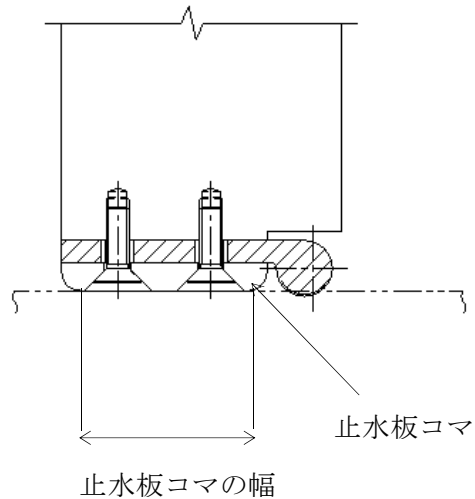
$$\tau = S_{max} / A_w \quad (N/mm^2)$$

図 5-1 止水板のモデル図

(2) 止水板コマ

止水板コマは、止水板の荷重を底面戸当りに伝達することから、止水板コマの接触面積より評価する。

止水板コマの応力算定式を図 5-2 に示す。



$$P = (P_v + W_{pu} + p_{du}) \cdot B$$

$$\sigma_p = \frac{P}{b \cdot L_s}$$

P : 止水板コマに作用する全鉛直荷重 (kN)

σ_p : 止水板コマに生じる支圧応力度 (N/mm^2)

P_v : 鉛直荷重 ($P_v = W_g / B$) (kN/m) (W_g : 止水板自重 9.3kN/m)

W_{pu} : 津波荷重 (kN/m)

P_{du} : 動水圧荷重 (kN/m)

B : 止水板の幅 (1.99m)

b : 止水板コマ幅 (90mm)

L_s : 荷重を受ける止水コマ長さ (995mm)

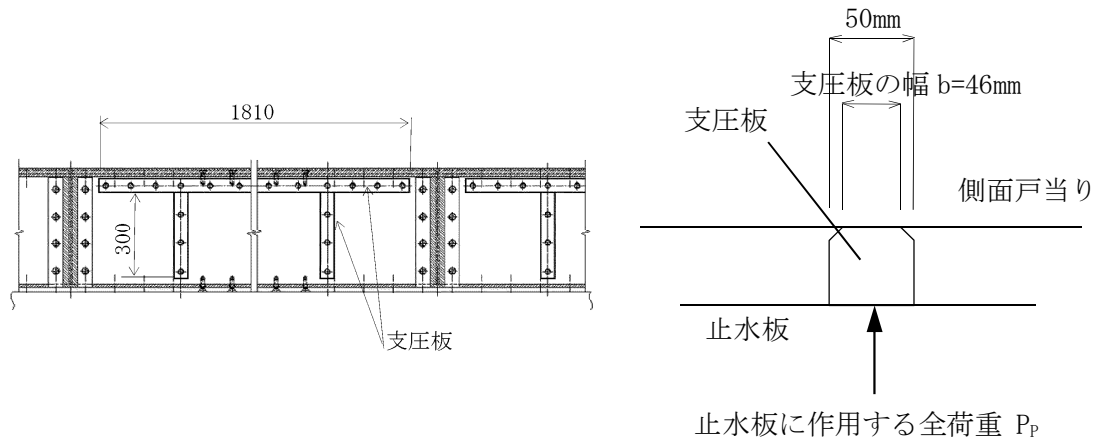
止水板長さの半分 ($1.99\text{m} \times 0.5$) として算出

図 5-2 止水板コマの応力算定式

(3) 支圧板

支圧板は、前項の止水板の作用力を側面戸当りに伝達するものとして支圧応力を評価する。

支圧板のモデル図及び応力算定式を図 5-3 に示す。



$$P_p = PH \cdot h_2 \cdot L + P$$

$$\sigma_p = \frac{P_p}{b \cdot L_s}$$

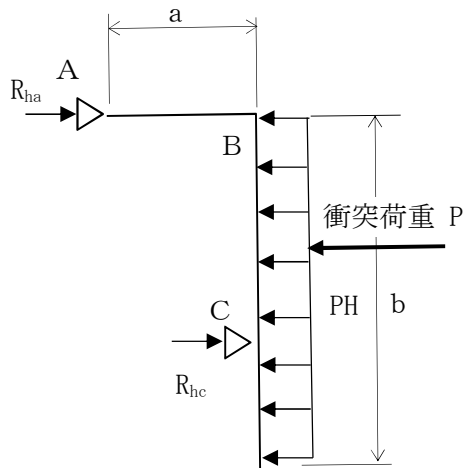
- P_p : 止水板に作用する全荷重 (kN)
- PH : 水圧荷重 (kN/m)
- h_2 : 止水高 (0.415m)
- L : 止水板の幅 (2.00m)
- b : 支圧板の幅 (46mm)
- L_s : 荷重を受ける支圧板の長さ (2310mm)
- P : 衝突荷重 (N)
- σ_p : 支圧板に生じる支圧応力度 (N/mm^2)

図 5-3 支圧板のモデル図及び応力算定式

(4) 止水板押え

止水板押えは、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、鋼製防護壁との取付け箇所をピン支点とし、また、止水板との接地箇所を鉛直ローラーとして骨組計算により曲げ応力及びせん断応力を評価する。

止水板押えのモデル図及び応力算定式を図 5-4 に示す。



$$PH = P_{hg} + W_p + P_d + P$$

PH : 水平荷重 (kN/m)

P_{hg} : 地震時 (余震時) 慣性力 (kN/m)

W_p : 津波波圧 (水平)

P_d : 津波波圧 (動水圧荷重)

P : 衝突荷重

a, b : 保護プレート最大取付け長さ (mm)

M_b, M_c : 曲げモーメント (kN・m)

S_{cb} : せん断応力度 (kN)

R_{ha} : A 点にかかる反力 (kN)

R_{hc} : C 点にかかる反力 (kN)

Z : 断面係数 (cm³)

A_w : 腹板の断面積 (止水板押えの鋼材) (cm²)

< モーメント, 反力の計算 >

・ B 点の曲げモーメント

$$M_b = R_{hc} \cdot b \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

・ C 点の曲げモーメント

$$M_c = PH \cdot c^2 / 2 + P \cdot c \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

・ せん断による反力

$$S_{cb} = R_{ha} \quad (\text{kN})$$

< 応力度の計算 >

・ 上部止水板押え曲げ応力度 (σ_b)

$$\sigma_b = M_b / Z \quad (\text{N} / \text{mm}^2)$$

・ 正面止水板押え曲げ応力度 (σ_c)

$$\sigma_c = M_c / Z \quad (\text{N} / \text{mm}^2)$$

< 最大応力度の算出 >

・ 最大曲げ応力度

$$\sigma = \sigma_{\max} \quad (\text{N} / \text{mm}^2)$$

・ せん断応力度 (τ)

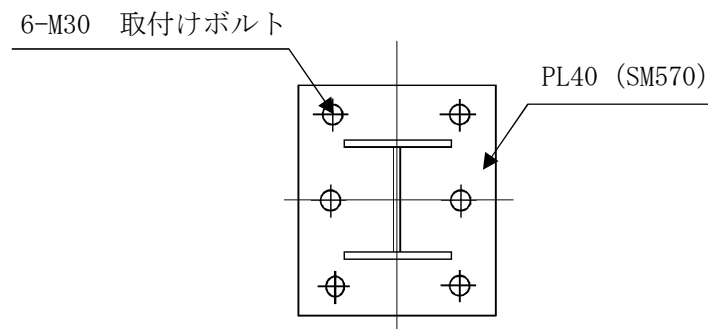
$$\tau_{cb} = S_{cb} / A_w \quad (\text{N} / \text{mm}^2)$$

図 5-4 止水板押えのモデル図及び応力計算式

(5) 止水板押え取付けボルト

止水板押えと鋼製防護壁との取付け箇所についてはボルト接続であるため、取付け箇所
に作用する曲げ応力及びせん断応力からボルト 1 本当りに作用する引張応力度とせん断応
力度を算出して評価する。

取付けボルトのモデル図及び応力算定式を図 5-5 に示す。



$$\sigma_t = \frac{F_{\max}}{A}$$

$$\tau = \frac{S_a}{n \cdot A}$$

σ_t : 取付けボルト 1 本当たりの引張応力度 (N/mm²)

τ : 取付けボルト 1 本当たりのせん断応力度 (N/mm²)

$F_{\max}$: 取付けボルト 1 本に作用する引き抜き力 (kN)

$S_{\max}$: 最大せん断力 (kN)

A : 取付けボルトの有効断面積 (561mm²)

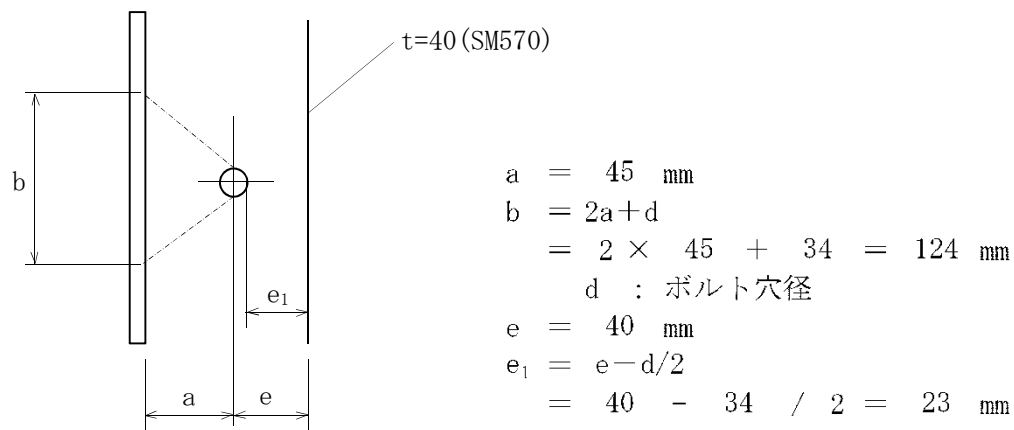
n : 取付けボルト本数 (荷重を受け持つ本数。半数) (本)

図 5-5 取付けボルトのモデル図及び応力算定式

(6) 止水板押え座板

止水板押え座板は、前項の取付けボルトに作用する引抜き力及びせん断力から曲げ応力度とせん断応力度を算出して評価する。

止水板押え座板のモデル図及び応力算定式を図 5-6 に示す。



$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot t^2} \quad \tau = \frac{S_a}{n \cdot e_1 \cdot t}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

M : 座板に作用する曲げモーメント (kN・mm)

S_{max} : 最大せん断力 (kN)

t : 板厚 (38mm)

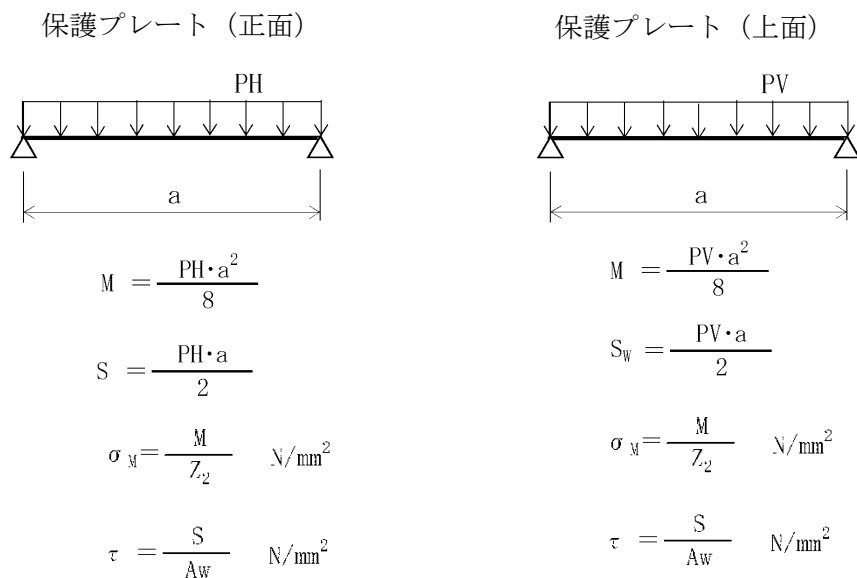
n : 取付けボルト本数 (荷重を受け持つ本数。半数) (本)

図 5-6 座板のモデル図及び応力算定式

(7) 保護プレート

保護プレートは、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、保護プレートの取付け位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化し評価する。

保護プレートのモデル図及び応力算定式を図 5-7 に示す。



PV : 鉛直荷重 (kN/m)

PH : 水平荷重 (kN/m)

a : 保護プレート最大取付け長さ (mm)

M : 曲げモーメント (kN・m)

S, S_w : せん断力 (kN)

Z₂ : 断面係数 (cm³)

σ_M : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

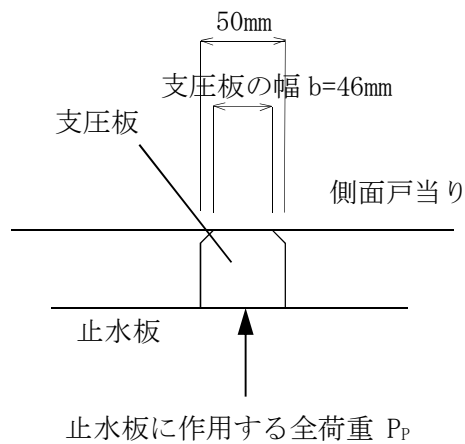
A_w : 保護プレートの断面積 (cm²)

図 5-7 保護プレートのモデル図及び応力算定式

(8) 側面戸当り

側面戸当りは、止水板の水平方向から支持する。止水板から受けた荷重は、鋼製防護壁側に伝達するものとして側面戸当りの支圧応力を評価する。

側面戸当りの応力算定式を図 5-8 に示す。



$$\sigma_p = \frac{P_p}{b \cdot L_s}$$

σ_p : 支圧応力度 (N/mm²)

P_p : 止水板に作用する全荷重

b : 支圧板の幅 (46mm)

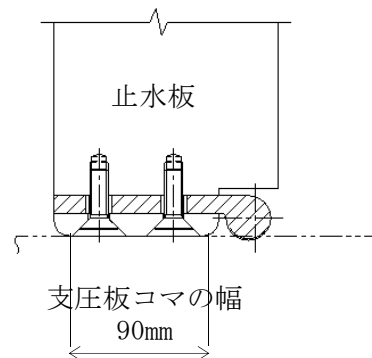
L_s : 荷重を受ける支圧板長さ (2310mm)

図 5-8 側面戸当りの応力算定式

(9) 底面戸当り

底面戸当りは、止水板の鉛直方向から支持する。止水板から受けた鉛直荷重は、底面のコンクリート側に伝達するものとして底面戸当りの支圧応力を評価する。

底面戸当りの応力算定式を図 5-9 に示す。



$$\sigma_p = \frac{P_p}{b \cdot L_s}$$

σ_p : 止水板コマの支圧応力度 (N/mm²)

P_p : 止水板コマに作用する全荷重

b : 止水板コマの幅 (90mm)

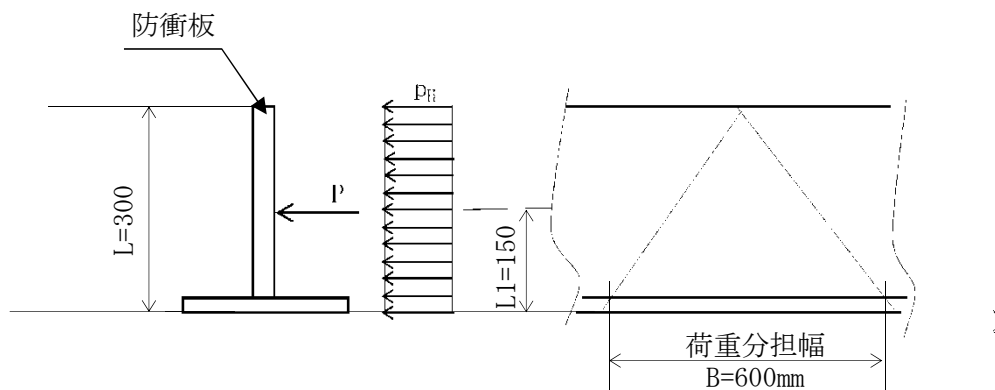
L_s : 荷重を受ける止水板コマの長さ (995mm)

図 5-9 底面戸当りの応力算定式

(10) 防衝板

防衝板は、2次止水機構のシートジョイントに直接漂流物等が侵入しないよう設置する。防衝板が直接荷重を受けるため、せん断応力と曲げ応力について評価する。

防衝板の応力算定式を図 5-10 に示す。



$$\sigma = \frac{M}{Z} \quad \tau = \frac{S}{A}$$

σ : 曲げ応力度 (N/mm^2)

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

M : 水圧荷重による曲げモーメント ($M=P_H \cdot B \cdot L^2/2$) ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

S : 水圧荷重によるせん断力 (kN)

P_H : 水圧荷重 (kN/m)

B : 荷重分担幅 (0.6m)

L : 水平方向荷重の高さ (0.3m)

Z : 断面係数 (62500mm^3)

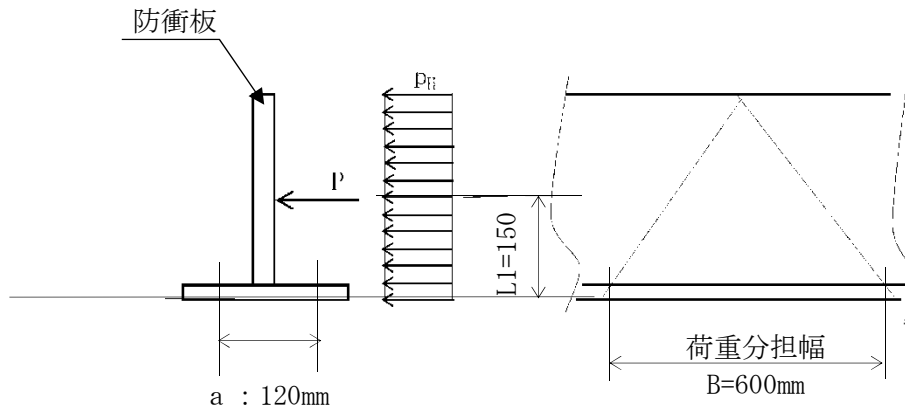
P : 衝突荷重 (N)

図 5-10 防衝板の応力算定式

(11) 防衝板取付けボルト

防衝板は、2次止水機構のシートジョイントに直接漂流物等が侵入しないよう設置する。防衝板の据付け箇所の取付けボルトについて評価する。

防衝板取付けボルトの応力算定式を図 5-11 に示す。



$$\sigma_t = \frac{F}{A} \quad F = \frac{M}{a} \cdot \frac{b}{B}$$

$$\tau = \frac{S}{A} \quad Q = S \cdot \frac{b}{B}$$

σ_t : 引張り応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

M : 水圧荷重による曲げモーメント ($M = P_H \cdot B \cdot L1$)

S : 水圧荷重によるせん断力 ($S = P_H \cdot B$)

P_H : 水圧荷重 (kN/m)

$L1$: 水平方向荷重の高さ (0.15m)

B : 荷重分担幅 (0.6m)

A : ボルトの有効断面積 (265mm²)

F : 引き抜き力 (kN)

a, b : ボルト間隔 ($a:120\text{mm}$, $b:200\text{mm}$)

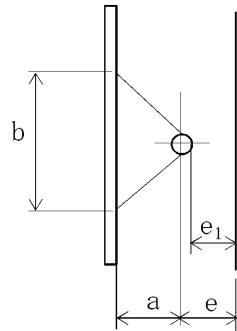
P : 衝突荷重 (N)

図 5-11 防衝板取付けボルトの応力算定式

(12) 防衝板座板

防衝板は、2次止水機構のシートジョイントに直接漂流物等が侵入しないよう設置する。防衝板の据付け箇所の座板について評価する。

防衝板の座板の応力算定式を図 5-12 に示す。



$$\begin{aligned}
 a &= 59.5 \text{ mm} \\
 b &= 2a + d \\
 &= 2 \times 59.5 + 24 = 143 \text{ mm} \\
 d &: \text{ボルト穴径} \\
 e &= 40 \text{ mm} \\
 e_1 &= e - d/2 \\
 &= 40 - 24 / 2 = 28 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{6 \cdot M}{b \cdot t^2} \quad Z = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\tau = \frac{Q}{n \cdot e_1 \cdot t}$$

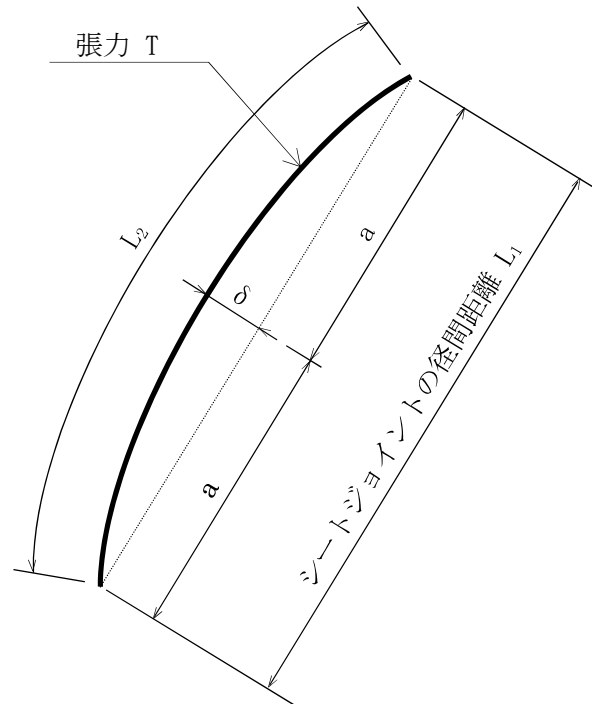
- σ : 曲げ応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)
 M : 座板に作用する曲げモーメント ($M=F \cdot a$)
 F : 引き抜き力 (kN)
 Q : せん断力 (kN)
 t : 座板の厚さ (25mm)

図 5-12 防衝板の座板の応力算定式

(13) シートジョイント

シートジョイントは、一般財団法人 港湾空港総合技術センター発行(平成 25 年 9 月)の「汚濁防止膜技術資料(案)」を参考に計算するものとする。シートジョイントに発生する最大張力(T)は、「汚濁防止膜技術資料(案)」のカーテン部の性能照査と同様に、以下の式を用いて評価する。

シートジョイントのモデル図及び張力算定式を図 5-13 に示す。



$$T = \frac{P \cdot a}{2 \cdot \delta} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot \delta^2}$$

$$L_2 = L_1 \cdot \left(1 + \frac{8}{3} n^2 - \frac{32}{5} n^4 \right)$$

$$n = \frac{\delta}{L_1}$$

T : 最大張力 (kN/m)
a : 径間距離 (L₁) の 1/2 (m)
δ : たわみ量 (m)
P : 津波圧力 (kN/m²)
L₁ : 径間距離 (0.67m)
L₂ : 最大スパン長 (m)

図 5-13 シートジョイントのモデル図及び張力算定式

5.6 計算条件

(1)強度評価に用いる止水機構の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

止水機構の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-12 に示す。

なお、基準津波と敷地に遡上する津波の計算条件が異なる場合は、基準津波を上段に、敷地に遡上する津波を下段に記載する。

表 5-12 止水機構の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

① 止水板の評価条件（津波時／重畳時）

止水板の材質	止水板の固定荷重 G (kN)	止水板の 水圧荷重 P _H (kN/m)	止水板の幅 L (m)
SUS304N2	9.3	96.2／215.8	2.00
		134.5／297.3	

止水板の張り出し部 a (m)	止水板の支間 L ₁ (m)	止水板の 衝突荷重 P (kN)	断面係数 Z (mm ³)
0.375	1.25	759	1380000

② 止水板コマの評価条件（津波時／重畳時）

止水板コマの材質	止水板に作用する 鉛直荷重 P _V (kN)	止水板に作用する 津波荷重（鉛直） W P _u (kN/m)	動水圧荷重（鉛直） P _{du} (kN/m)
CAC703	4.7／13.1	41.3／41.3	0.0／46.6
		58.0／58.0	0.0／66.3

全荷重 P (kN)	止水板の幅 B (m)	止水板コマ幅 b (mm)	止水板を受ける 止水コマ長さ L _s (mm)
91.5／201.0	1.99	90	995
124.8／273.4			

③ 支圧板の評価条件（津波時／重畳時）

支圧板の材質	支圧板にかかる 全荷重 基準津波 P_p (kN)	支圧板にかかる 水圧荷重 P_H (kN)	止水高 h_2 (m)
超高分子量 ポリエチレン	838.8／179.1	96.2／215.8	0.415
	1146.6／246.8	134.5／297.3	

荷重を受ける 支圧板の長さ L_s (mm)	止水板の幅 L (m)	止水板コマ幅 b (mm)
2310	2.00	46

④ 止水板押えの評価条件（津波時／重畳時）

止水板押え間隔の長い 1400mm の計算を実施する。

止水板押えの計算には保護プレートの自重も考慮する。

止水板押えの材質	止水板押えの 固定荷重 W (kN/m)	地震時（余震時） 慣性力 P_{hg} (kN/m)	止水板押えの 漂流物の衝突荷重 P_c (kN)
SUS329J4L, SM570	8.7	0.0／10.2	759
		0.0／10.2	1035

止水板押えの 津波波圧（鉛直） W_{pu} (kN/m)	止水板押えの 津波波圧（水平） W_p (kN/m)	止水板押えの 津波波圧 （動水圧荷重） P_{du} (kN/m)	A点にかかる反力 R_{ha} (kN)
247.0	257.2	0／274.6	749.5／16.7
348.7	358.9	0／395.2	1021.5／27.0

C点にかかる反力 R_{hc} (kN)	止水板押えの長さ a/b (mm)	止水板押えの 腹板の断面積 A_w (cm^2)	止水板押えの 断面係数 Z (cm^3)
1399.8/475.1	0.425/0.700	49.9/49.7	826.9/824.8
1916.0/661.7			

⑤ 取付けボルトの評価条件（津波時／重畳時）

ボルトの材質	ボルトの有効断面積 A (mm)	曲げモーメントによ る引き抜き力 F_1 (kN)	せん断力 S_a (kN)
S45CH	561	179.0/105.4	138.2/294.8
		241.6/148.8	193.1/414.9

取付けボルト本数 (荷重を受持つ半数) n (本)
3

⑥ 座板の評価条件（津波時／重畳時）

座板の材質	座板の板厚 t (mm)	座板に作用する曲げ モーメント M ($\text{kN}\cdot\text{mm}$)	最大せん断力 S_{max} (kN)
SM570	38	8055/4743	138.2/294.8
		10872/6696	193.1/414.9

⑦ 保護プレートの評価条件（津波時／重畳時）

保護プレート間隔の長い 1300mm の計算を実施する。

保護プレートの材質	保護プレートの 固定荷重 W (kN/m)	水平荷重 PH (kN/m)	鉛直荷重 PV (kN/m)
SUS821L1	1.1	209.7／453.3	122.5／259.3
		294.3／633.3	172.4／368.4

保護プレートの 最大取付け長さ a (mm)	保護プレートの 曲げモーメント (正面) M (kN・m)	保護プレートの せん断力（正面） S (kN・m)	保護プレートの 曲げモーメント (上面) M (kN・m)
1300	44.3／95.6	136.4／294.6	25.8／54.7
	62.2／133.6	191.4／411.6	36.4／77.7

保護プレートの せん断力（上面） S (kN・m)	保護プレートの 断面係数（正面） Z ₂ (cm ³)	保護プレートの 断面係数（上面） Z ₂ (cm ³)	保護プレートの 断面積（正面） A _w (cm ²)
79.6／168.5	593.9	288.8	64.8
112.1／239.5			

保護プレートの 断面積（上面） A _w (cm ²)
40.0

⑧ 側面戸当りの評価条件（津波時／重畳時）

戸当りの材質	支圧板に作用する 全荷重 P_p (kN)	支圧板の幅 b (mm)	荷重を受ける 支圧板長さ L_s (mm)
SUS316	838.8／179.1	46	2310
	1146.6／246.8		

⑨ 底面戸当りの評価条件（津波時／重畳時）

戸当りの材質	支圧板コマに 作用する全荷重 P (kN)	支圧板コマの幅 b (mm)	荷重を受ける 止水板コマ長さ L_s (mm)
SUS316	91.5／201.0	90	995
	124.8／273.4		

⑩ 防衝板の評価条件（津波時／津波時）

防衝板の材質	水圧荷重による曲げ モーメント M (N・mm)	断面係数 Z (mm ³)	水圧荷重 PH (kN/m)
SUS304	6370000／6930000	62500	233.8
	8890000／9430000		326.2

断面積 A (mm ³)	せん断力 S_{max} (kN)
15000	42300／46200
	59000／62800

⑪ 防衝板取付けボルトの評価条件（津波時／重畳時）

防衝板据付けボルト の材質	水圧荷重による 曲げモーメント M (kN・m)	水圧荷重による せん断力 S (kN)	ボルト間隔 a , b (m)
SUS304	6.37／6.93	14.1／15.4	a : 0.12, b : 0.2
	8.89／9.43	19.7／20.9	

荷重分担幅 B (m)	ボルト有効断面積 A (mm ²)
0.6	265

⑫ 防衝板座板の評価条件（津波時／重畳時）

防衝板据付けボルト の材質	座板に作用する曲げ モーメント M (kN・m)	引き抜き力 F (kN)	せん断力 Q (kN)
SUS304	1079.7／1177.3	17.7／19.3	14.1／15.4
	1506.7／1598.2	24.7／26.2	19.7／20.9

⑬ シートジョイント

シートジョイントの 材質	径間距離 A1 の 1/2 a (m)	たわみ量 σ (m)	津波水圧 P (kN/m ²)
ポリエステル繊維膜 材(#800 二重) 補強ベルト (100×2 t 両面)	0.335	0.31	272.8
			365.2

(2) 強度評価に用いる津波荷重の条件（参考）

以下に評価に用いる津波荷重の条件を示す。

対象の津波	入力津波高さ (T. P. +m)	静水圧の津波荷重 H_1 (m)	動水圧の津波荷重 H_3 (m)
基準津波	17.9	23.15	—
敷地に遡上する津波	24.0	—	16.7

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

止水機構の各部材における応力評価結果（津波時，重畳時）を表 6-1 にシートジョイントの評価結果を表 6-2 に示す。

止水機構の評価部位全ての発生応力は，許容応力以下であることを確認した。

表 6-1 止水機構の各部材における応力評価結果（津波時／重畳時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	止水板	本体	曲げ	181／20	300
			せん断	15／3	180
②		止水板コマ	支圧	1／3	328
③			支圧板	支圧	8／2
④	止水板押え	本 体	曲げ	240／93	382
			せん断	166／68	217
⑤		取付けボルト	引張り	320／188	540
			せん断	83／176	300
⑥		座 板	曲げ	270／159	382
			せん断	53／113	217
⑦	保護プレート		曲 げ（正面）	75／161	332
			せん断（正面）	21／46	189
			曲 げ（上面）	90／190	332
			せん断（上面）	20／43	189
⑧	側面戸当り		支圧	8／2	274
⑨	底面戸当り		支圧	1／3	274
⑩	防衝板	本 体	曲げ	102／111	183
			せん断	3／4	104
⑪		取付けボルト	引張り	67／73	179
			せん断	54／59	115
⑫		座板	曲げ	71／78	183
			せん断	21／22	104

表 6-2 止水機構のシートジョイントにおける評価結果（重畳時）

No	部 位	評 価 (kN/30cm)	発生張力 (kN/30cm)	許容張力 (kN/30cm)
⑬	シートジョイント	張力	32	60

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

止水機構の各部材における応力評価結果（津波時，重畳時）を表 6-3 にシートジョイントの評価結果を表 6-4 に示す。

止水機構の評価部位全ての発生応力は，許容応力以下であることを確認した。

表 6-3 止水機構の各部材における応力評価結果（津波時／重畳時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	止水板	本体	曲げ	247／27	340
			せん断	21／4	204
②		止水板コマ	支圧	2／4	372
③			支圧板	支圧	11／3
④	止水板押え	本 体	曲げ	327／130	433
			せん断	227／94	246
⑤		取付けボルト	引張り	431／266	612
			せん断	115／247	340
⑥		座 板	曲げ	365／225	433
			せん断	74／159	246
⑦	保護プレート		曲 げ（正面）	105／225	376
			せん断（正面）	30／64	214
			曲 げ（上面）	126／269	376
			せん断（上面）	28／60	214
⑧	側面戸当り		支圧	11／3	311
⑨	底面戸当り		支圧	2／4	311
⑩	防衝板	本 体	曲げ	142／151	207
			せん断	4／5	118
⑪		取付けボルト	引張り	94／99	203
			せん断	75／79	130
⑫		座板	曲げ	100／106	207
			せん断	29／30	118

表 6-4 止水機構のシートジョイントにおける評価結果（重畳時）

No	部 位	評 価 (kN/30cm)	発生張力 (kN/30cm)	許容張力 (kN/30cm)
⑬	シートジョイント	張力	43	60

V-3-別添 3-2-1-2-1 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の強度計算書

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	7
2.4 適用基準	11
3. 評価方法	12
3.1 記号の定義	12
3.2 評価対象断面及び部位	13
3.3 荷重及び荷重の組合せ	16
3.4 許容限界	19
3.5 評価方法	22
4. 評価条件	41
5. 評価結果	51
5.1 津波時の強度評価結果	51
5.2 重畳時の強度評価結果	66

1. 概要

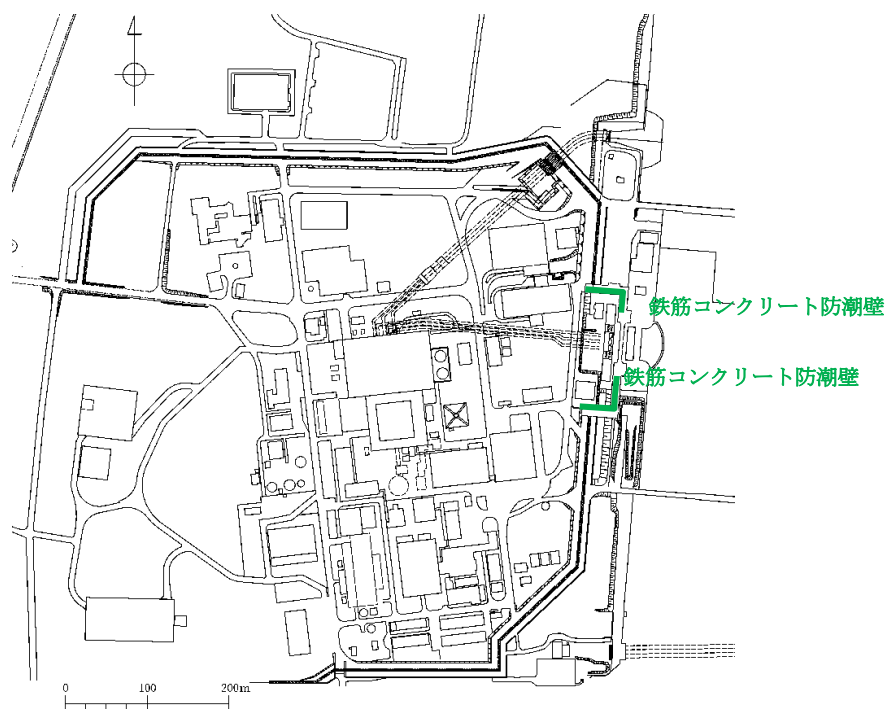
本資料は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、鉄筋コンクリート防潮壁が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

2. 基本方針

鉄筋コンクリート防潮壁の検討対象断面位置は、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「3.2 機能維持の方針」を踏まえて選定する。鉄筋コンクリート防潮壁の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を第 2-1 図に示す。



第 2-1 図 鉄筋コンクリート防潮壁位置図

2.2 構造概要

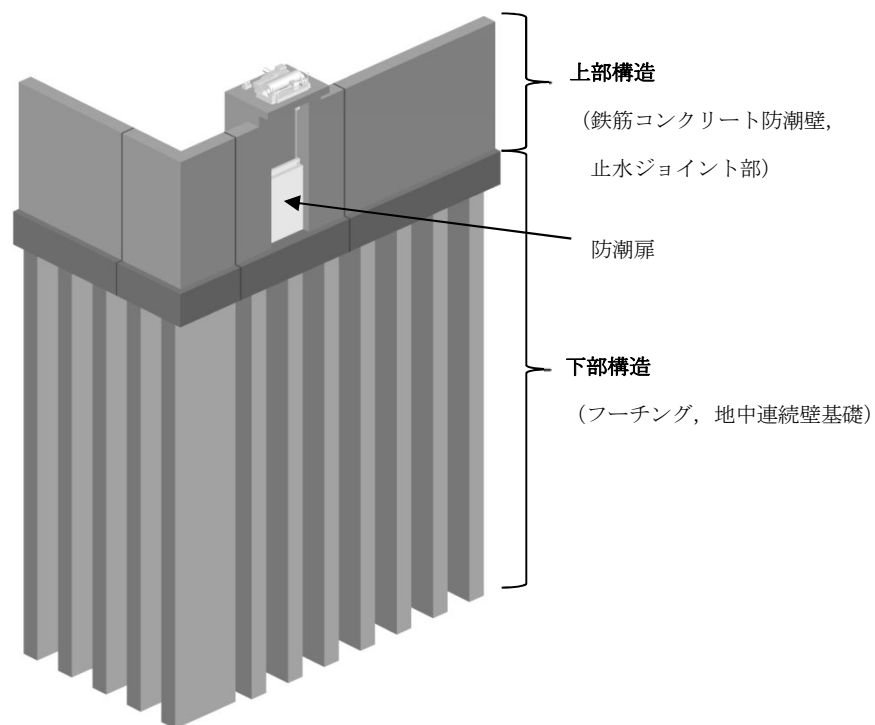
鉄筋コンクリート防潮壁は、1ブロック幅約11 m～20 m、天端高T.P. +20 m、奥行約10 mの鉄筋コンクリートの構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。また、鉄筋コンクリート防潮壁に防潮扉及びフラップゲートを設置する。

鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と地中連続壁基礎は、それぞれの鉛直方向主鉄筋を鉄筋コンクリートフーチング内に定着させて一体構造とする。

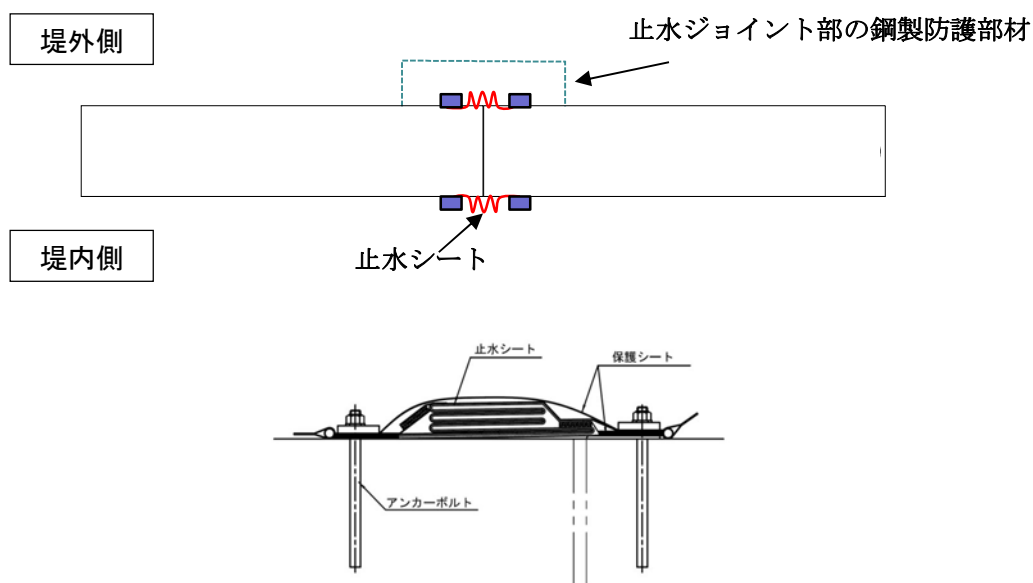
鉄筋コンクリート防潮壁の位置平面図を第2-2図、構造概要図を第2-3図、構造図を第2-4図に示す。



第2-2図 鉄筋コンクリート防潮壁 位置平面図



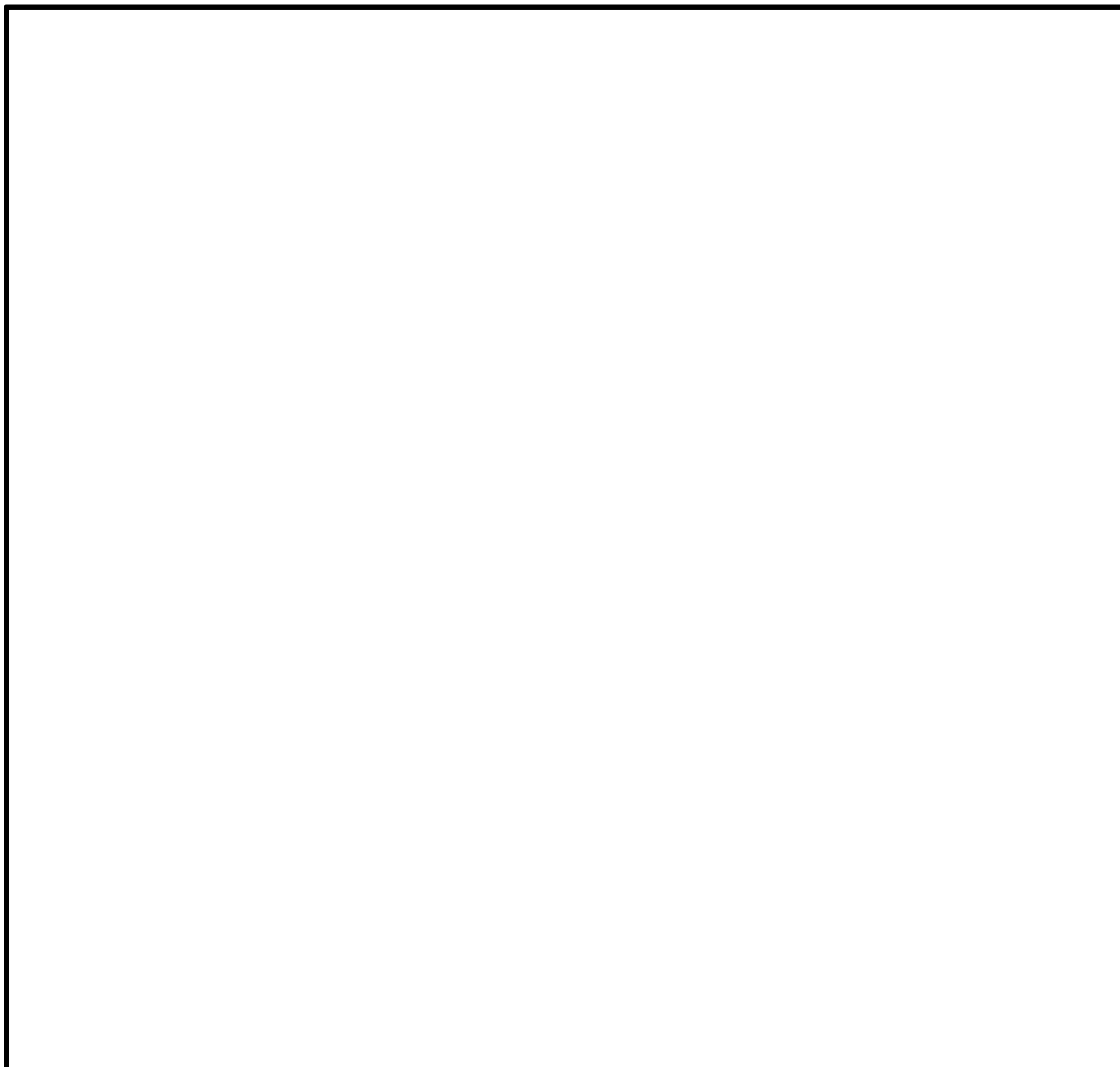
鉄筋コンクリート防潮壁の取水構造物の北側概要図



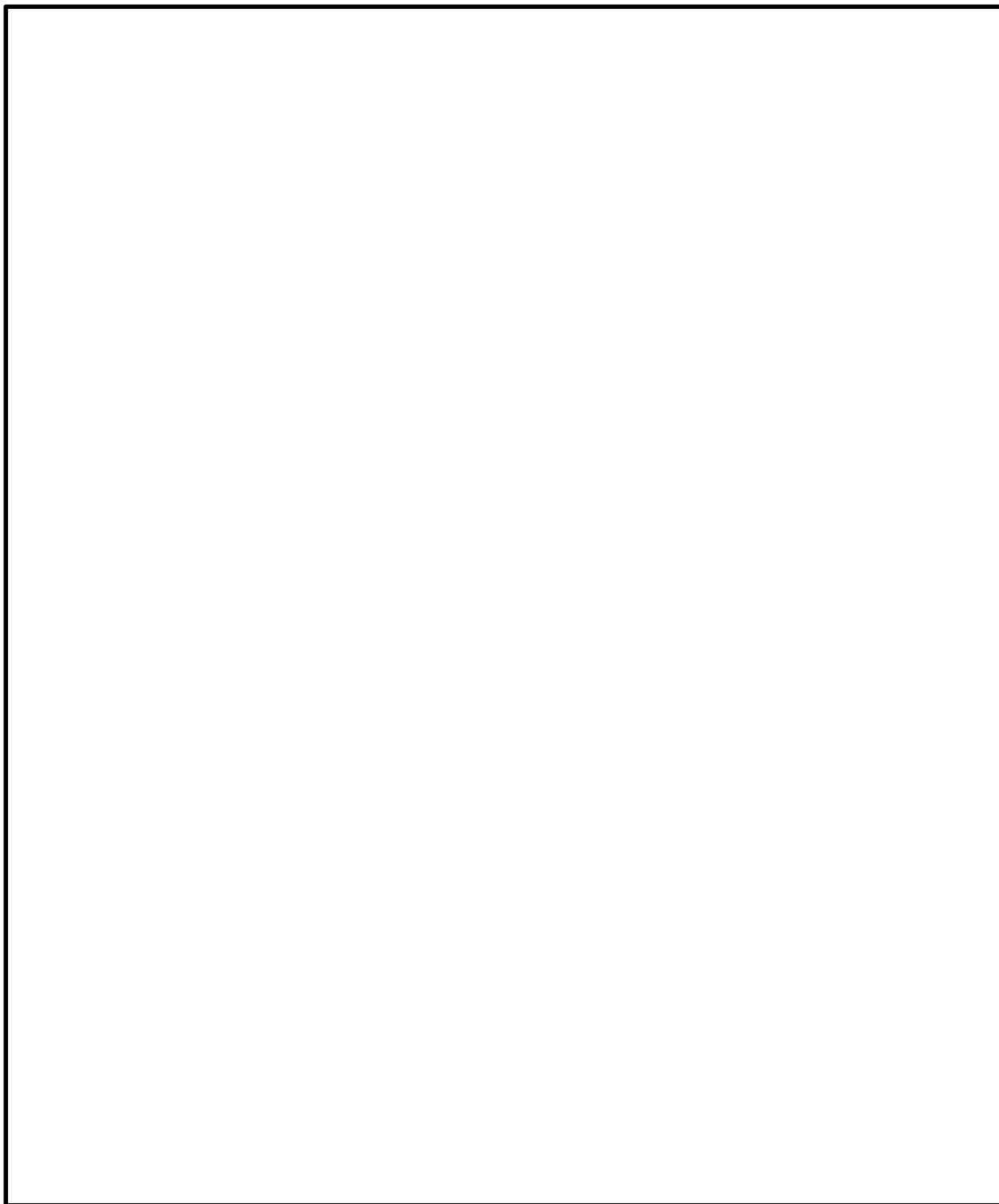
シートジョイント

止水ジョイント部材の概要図

第 2-3 図 鉄筋コンクリート防潮壁構造概要図



第 2-4 図 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (フラップゲート部)



第 2-4 図 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁構造図 (防潮扉部)

2.3 評価方針

防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、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」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」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実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により評価し、「4. 評価結果」より、鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位に作用する応力が許容限界以下であることを確認する。

鉄筋コンクリート防潮壁に関する評価項目を第 2-1 表に、鉄筋コンクリート防潮壁の耐津波評価フローを第 2-5 図に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（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作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。

鉄筋コンクリート防潮壁は、上部構造と下部構造を一体とした 3 次元モデルで強度評価を行う。地中連続壁基礎をはり要素、鉄筋コンクリート及びフーチングを平面ひずみ要素でモデル化する。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、設計基準対象施設として第 2-1 表の鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時に生じる接地圧は、地震時及び重畳時に生じる接地圧に包絡されると考えられるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。

重畳時の支持性能評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。また、地下水位は地表面位置に設定する。

第 2-1 表 鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

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	鉄筋コンクリート防潮壁		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		フーチング		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート防潮壁		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地中連続壁基礎		発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤		接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジョイント部	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

第 2-2 表 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均） ピーク強度（ -1σ ） 残留強度（平均） 残留強度（ -1σ ）

津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の設定は、第 2-2 表に示す地盤剛性 4 種類と地盤バネの上限値 4 種類を用いて、地盤の最も高い剛性（初期剛性）と最も大きい強度（ピーク強度（平均））の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性（静弾性係数）と最も小さい強度（残留強度（ -1σ ））の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。

第 2-2 表 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均） ピーク強度（ -1σ ） 残留強度（平均） 残留強度（ -1σ ）

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の沈下及び軟化の影響を考慮するため、第 2-3 表に示すように 3 次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

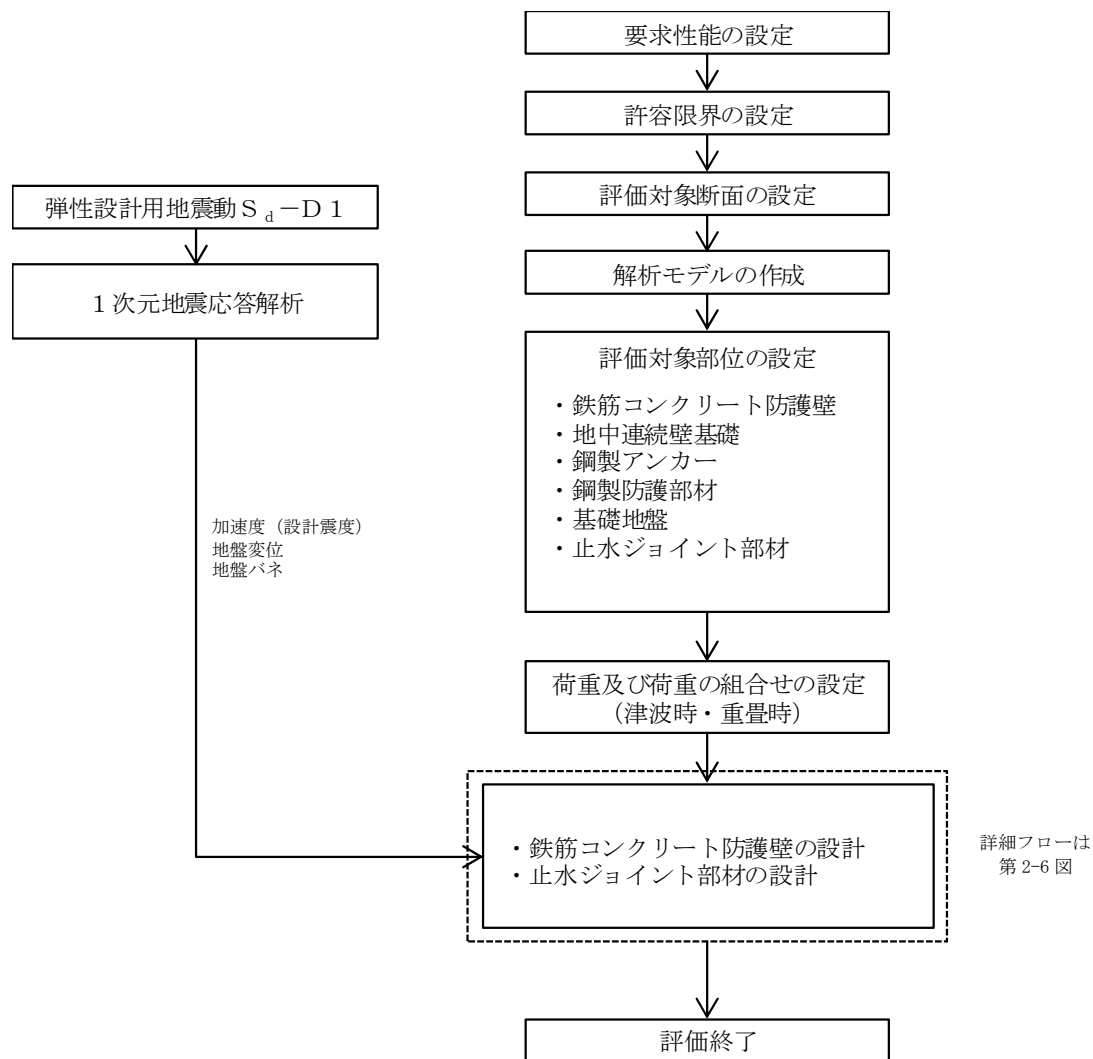
重畳時の検討では、1 次元有効応力解析結果を用いて地盤バネの剛性及び上限値を設定した後に 3 次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、第 2-4 表に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

第 2-3 表 津波時の検討で考慮する組み合わせ

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

第 2-4 表 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用



- 注記
- *1: 構造部材の健全性評価を実施することで、第 2-1 表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
 - *2: 基礎地盤の支持性能評価を実施することで、第 2-1 表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
 - *3: 構造物の変形性評価を実施することで、第 2-1 表に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

第 2-5 図 鉄筋コンクリート防潮壁の耐津波評価フロー

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〕（（社）土木学会，2002 年制定）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅲコンクリート橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・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（（社）土木学会，2005 年）
- ・J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 年 9 月）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）

3. 評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を第 3-1 表に示す。

第 3-1 表 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_s	kN	積雪荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
P_c	kN	衝突荷重
K_{Sd}	kN	余震荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{al}	N/mm ²	コンクリートの短期許容せん断応力度
σ_{sa}	N/mm ²	鉄筋の短期許容引張応力度
V_a	N/mm ²	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力
V_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容せん断力
V_{sa}	N/mm ²	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力
τ_{al}	N/mm ²	斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度
b_w	m	有効幅
j	—	1/1.15
d	m	有効高さ
A_w	m ²	斜め引張鉄筋断面積
s	m	斜め引張鉄筋間隔
M	kN・m	曲げモーメント
N	kN	軸力
S	kN	せん断力
σ	N/mm ²	曲げモーメント及び軸力による応力度
τ	N/mm ²	せん断応力度
g	m/s ²	重力加速度
h	m	浸水深
k_h	—	水平震度
k_v	—	鉛直震度
p_1	kN/m ²	鋼製防護壁底面における波圧強度
p_2	kN/m ²	鋼製防護壁天端面における波圧強度

3.2 評価対象断面及び部位

鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面は、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」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設定する。

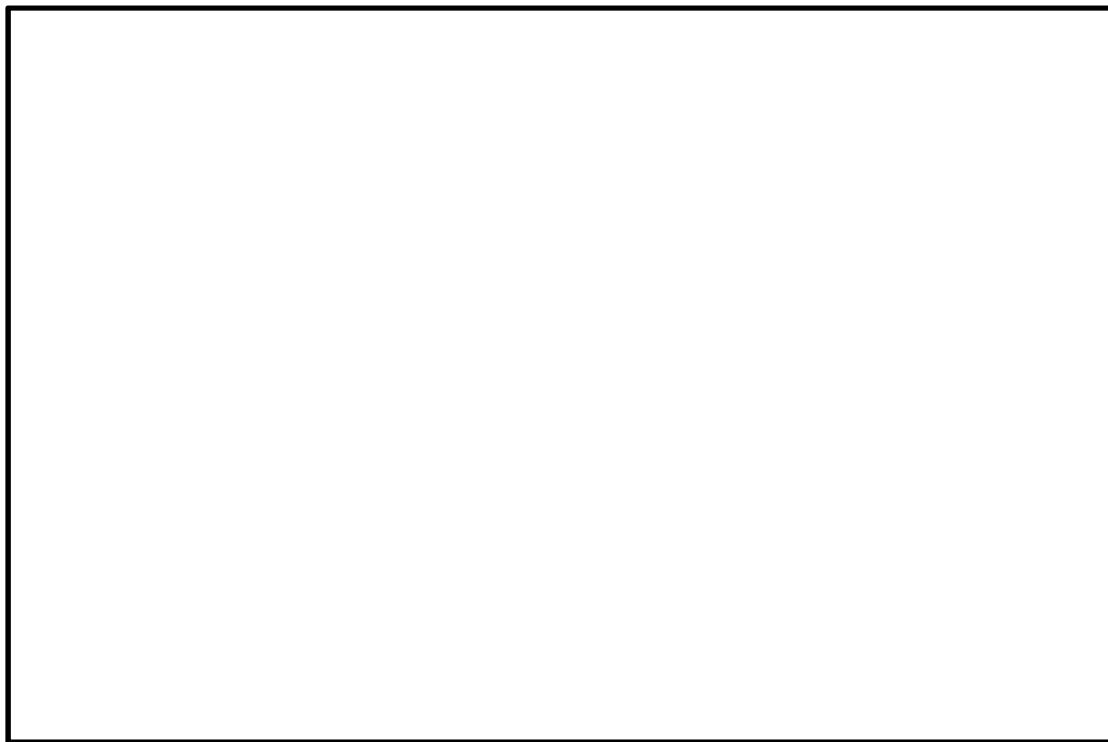
評価対象断面は、鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。第 3-1 図に評価対象断面位置図を、第 3-2 図に評価対象の断面図を示す。なお、各評価対象部位の解析モデル及び評価方法は、「3.5 評価方法」に示す。

(1) 構造部材の健全性

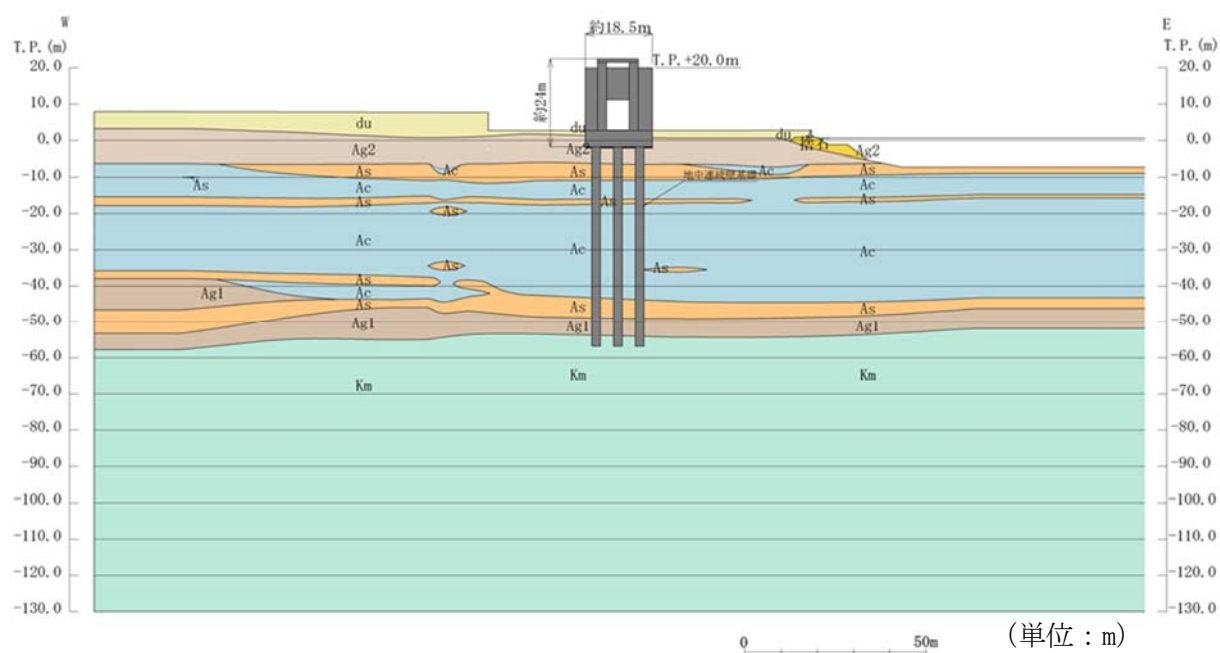
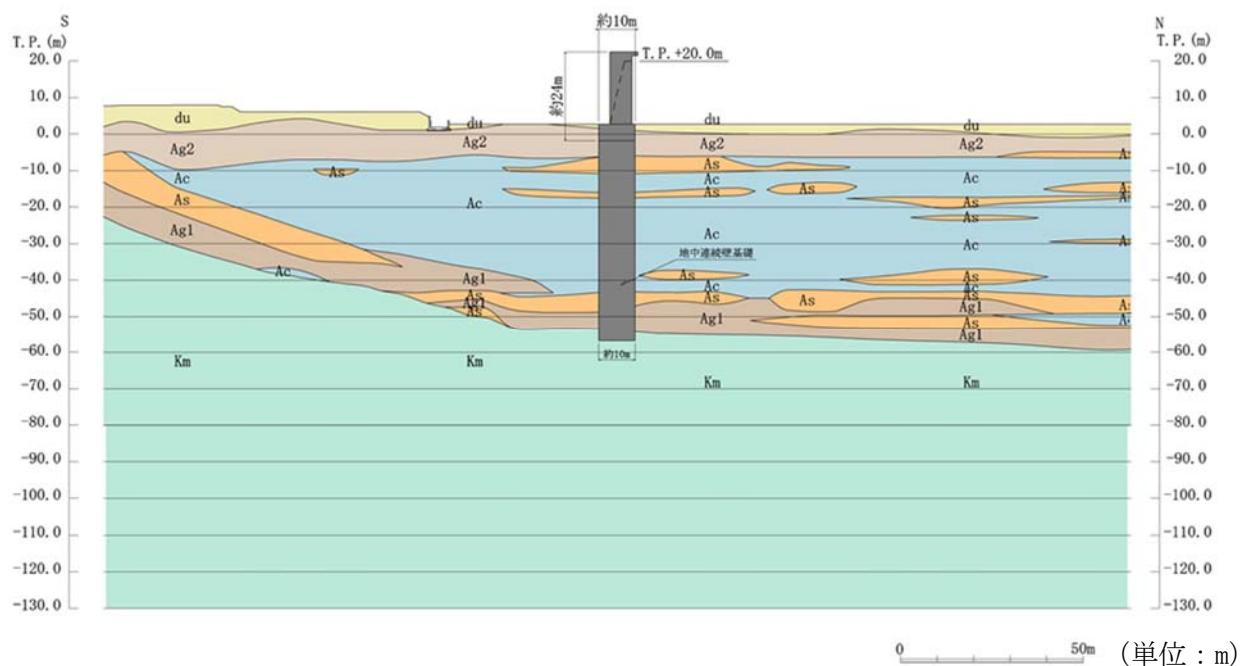
構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁、フーチング及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材について設定する。

(2) 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。



第 3-1 図 鉄筋コンクリート防潮壁の検討対象断面位置図



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「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」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

鉄筋コンクリート防潮壁の強度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、機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は第 3-2 表のとおりである。

第 3-2 表 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356 kN

(3) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

(4) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、第 3-3 表に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) * 式による漂流物荷重を考慮する。

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

第 3-3 表 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

(5) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による地震力及び動水圧を考慮する。

重畳時は、余震荷重として水平慣性力、鉛直慣性力及び応答変位を考慮する。地表面の最

大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、積雪荷重に対応する慣性力を作用させる。

(6) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

(7) 風荷重 (P_k)

津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを第 3-4 表及び第 3-5 表に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び T.P. +24 m 津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分する。

第 3-4 表 荷重の組合せ（津波時）

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c + P_s$

G : 固定荷重
P : 積載荷重
 P_t : 遡上津波荷重
 P_c : 衝突荷重
 P_s : 積雪荷重

第 3-5 表 荷重の組合せ（重畳時）

区分	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd} + P_s$

G : 固定荷重
P : 積載荷重
 P_t : 遡上津波荷重
 K_{sd} : 余震荷重
 P_s : 積雪荷重

3.4 許容限界

鉄筋コンクリート防潮壁の許容限界は、「3.2 評価対象断面」にて設定した評価対象断面の応力や変形の状態を考慮し、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」の「4.2 許容限界」にて示している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鉄筋コンクリートの許容限界

許容応力度については各規格、基準類に基づき第 3-6 表のとおり設定する。短期許容応力度は、基準津波時におけるコンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。また、T.P. +24 m 津波時は 2 倍（コンクリート）、1.65 倍（鉄筋）の割増しを考慮する。

第 3-6 表 (1) 許容限界（基準津波時）

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
コンクリート*1	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0*3
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*4
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 σ_{sa}	軸方向鉄筋 435
			せん断補強筋 300
	SD390*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	294

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）

*2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

*3：水平 2 方向地震力の影響を考慮することで、二軸曲げが作用する場合の短期許容曲げ圧縮応力度は、許容応力度に 1.0 N/mm²を加えた値に 1.5 倍の割増を考慮した値とする（道路橋示方書〔Ⅲコンクリート橋編〕・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）。

*4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」を適用し、次式により算定する短期許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

V_{ca} : コンクリートの短期許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

第 3-6 表 (2) 許容限界 (T.P. +24 m 津波時)

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
コンクリート*1	$f'_{ck}=40$ N/mm ² *1	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	28.0*3
		短期許容せん断応力度 τ_{al}	1.1*4
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 σ_{sa}	軸方向鉄筋 478.5
			せん断補強筋 330
	SD390*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	339.9
	SD345*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	323.4

注記 *1: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

*2: 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)

*3: 水平 2 方向地震力の影響を考慮することで, 二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は, 許容応力度に 1.0 N/mm² を加えた値に 2 倍の割増しを考慮した値とする (道路橋示方書 [III コンクリート橋編]・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)。

*4: 斜め引張鉄筋を考慮する場合は, 「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定)」に基づき, 算定する短期許容せん断力 (V_a) を許容限界とする。

(2) 基礎地盤の支持性能評価における許容限界

極限支持力は, 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, 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) により設定する。

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

R_u : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

$$* C_{CUU} = q_u / 2 \text{ より, } q_u = C_{CUU} \times 2$$

ここで, C_{CUU} は Km 層の非排水せん断強度*

A : 基礎の底面積 (m²)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を第 3-7 表に示す。

第 3-7 表 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	6201

注記 * : 非排水せん断強度 $C_{CUU} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$ (kN/m²)
 基礎底面標高 $Z = T.P. - 56.8$ (m)

(3) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、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。第 3-8 表に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

第 3-8 表 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ジョイント部材 (シートジョイント)	2 m

3.5 評価方法

鋼製防護壁の評価方法は、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」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、解析結果により得られる照査用応答値が「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。

3.5.1 津波時

鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価に用いる解析モデル及び評価方法を以下に示す。

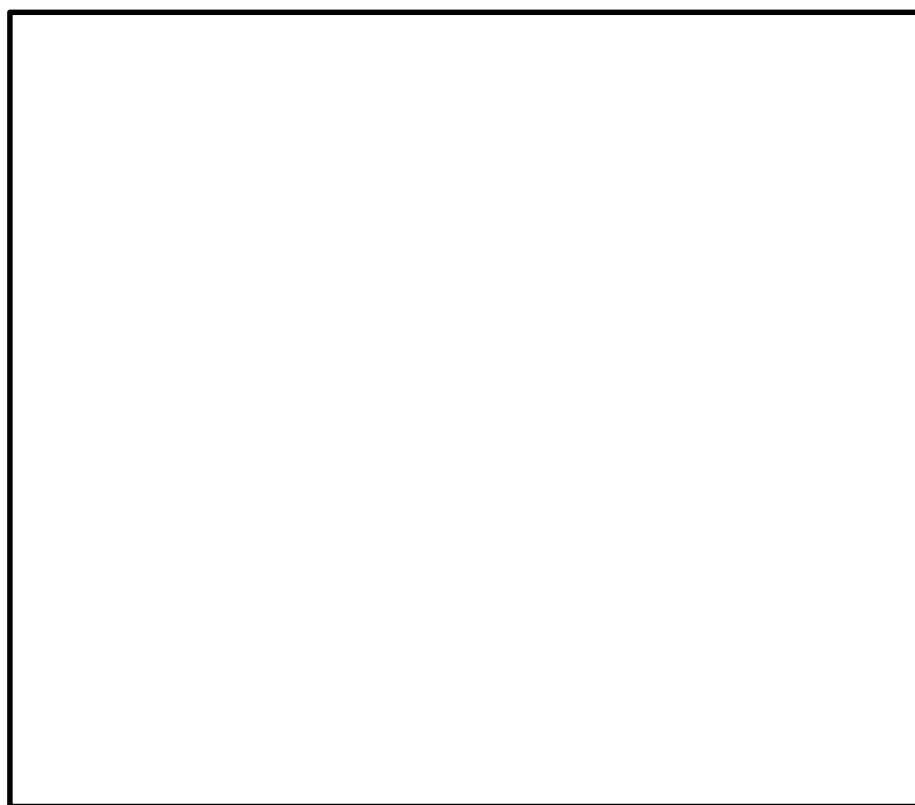
(1) 鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデル

a. 解析モデル

津波時における鉄筋コンクリート防潮壁は、上部構造と下部構造を一体とした 3 次元フレームモデルで強度評価を行う。

津波時の鉄筋コンクリート防潮壁の 3 次元静的フレーム解析モデル概念図を第 3-3 図に示す。

3 次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-39 計算機プログラム（解析コード）の概要・Engineer's Studio」に示す。



注記 *1：基礎底面の鉛直（面直）方向地盤バネ
 基礎前面の水平（面直）方向地盤バネ
 *2：基礎底面の水平方向地盤バネ
 基礎側面の水平方向地盤バネ
 基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ
 基礎側面の鉛直方向地盤バネ

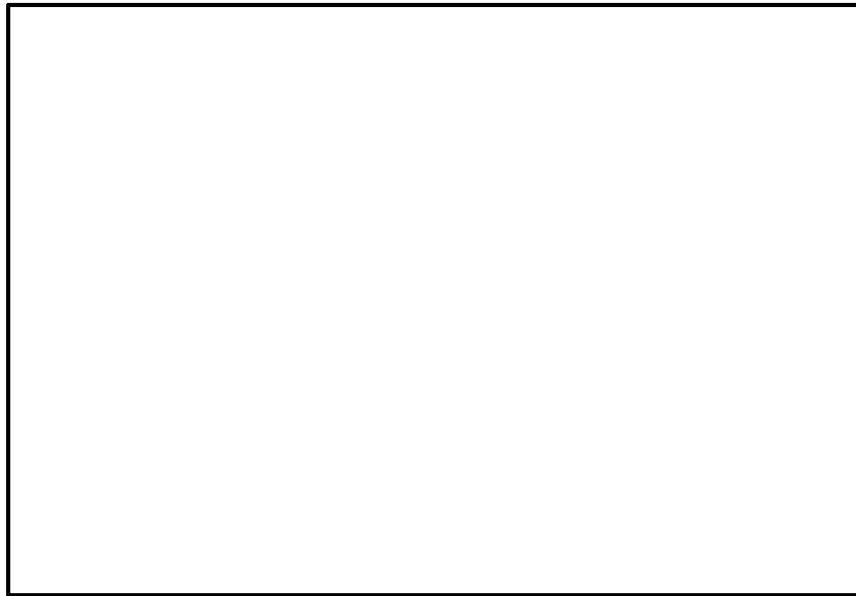
第 3-3 図 鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の 3 次元静的フレーム解析モデル概念図

b. 構造物のモデル化

3 次元静的フレーム解析の構造物モデル概念図を第 3-4 図に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁及びフーチングは，平面要素でモデル化する。フーチングの厚さを模擬した仮想剛梁要素を設ける。地中連続壁基礎は構造梁要素でモデル化し，側面にジョイント要素を配置する。

構造物の要素分割については，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会，2002 年 5 月）に，線材モデルの要素分割については，要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの 2.0 倍以下とし，1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し，部材の断面厚さまたは有効高さの 1.0 倍程度まで細分割して設定する。なお，地中連続壁基礎の要素分割については，重畳時の検討における余震影響としての地盤応答変位を地中連続壁基礎に設定することを考慮して，1 次元有効応力解析で用いる地盤の要素分割に合わせて設定する。



第 3-4 図 3 次元静的フレーム解析の構造物モデル概念図

c. 地盤のモデル化

3 次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成 14 年 3 月）」に準拠し、地盤バネ定数及び地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

津波時の地盤バネの設定について第 3-9 表に示す。津波時については、地盤抵抗が大きいと仮定した地盤バネ 1 及び地盤抵抗が小さいと仮定した地盤バネ 2 の 2 ケースを考慮する。

第 3-9 表 3 次元静的フレーム解析モデルにおける地盤バネの設定（津波時）

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 1 (津波時)	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均）から設定	地盤抵抗が大きいと仮 定したケース
地盤バネ 2 (津波時)	静弾性係数 から設定	残留強度 (-1σ) から設定	地盤抵抗が小さいと仮 定したケース

d. 使用材料及び材料定数

強度計算に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を第 3-10 表に、材料物性値を第 3-11 表に示す。

地盤の諸定数は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を第 3-12 表に示す。

第 3-10 表 使用材料

材料		諸元
コンクリート	鉄筋コンクリート防潮壁	設計基準強度 40 N/mm ²
	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm ²
鉄筋		SD345, SD390, SD490

第 3-11 表 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
鉄筋コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ² *1	24.5 *1	3.1×10 ⁴ *1	0.2 *1	5 *2

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）

*2：J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）

e. 地盤の物性値

地盤の諸定数は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を第 3-12 表に示す。

第 3-12 表 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）							
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

第 3-12 表 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤						
				第四系（非液状化層）				新第三系		捨石
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)	
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16	0.82	
変形特性	ポアソン比	ν _{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z	0.33	
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ _{ms} [’]	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98	
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G _{ms}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—		180000	
	最大履歴減衰率	h _{max}	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24	
強度特性	粘着力	C _{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z	0.02	
	内部摩擦角	φ _{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z	35	

注記 *1: 施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから, 解析用物性値として本表には記載しない。

z: 標高(m)

第 3-12 表 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CB}	粘着力 C_{CB} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{CB} ($^\circ$)	せん断波 速度 Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 $h_{max}(-)$	動ポアソン比 ν_d	練密波 速度 Vp (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,670	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

f. 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(b) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は第 3-13 表のとおりである。

第 3-13 表 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356 kN

(c) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

(d) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、第 3-14 表に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) * 式による漂流物荷重を考慮する。

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

第 3-14 表 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

(e) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を 20 N/m²/cm とし、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m²であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m²を考慮する。

(f) 風荷重 (P_k)

津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。

g. 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

(2) 評価方法

上記で示した津波時における鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデルを用いた評価方法を整理すると下記のとおりとなる。

a. 鉄筋コンクリート防潮壁

地中連続壁基礎と一体となった3次元フレーム解析モデルに津波荷重を載荷して算定したコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

b. フーチング

地中連続壁基礎と一体となった3次元フレーム解析モデルに津波荷重を載荷して算定したコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

c. 地中連続壁基礎

地盤バネを設定した3次元フレーム解析モデルに津波荷重を載荷して算定したコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

d. 基礎地盤の支持性能評価

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に生じる接地圧が地震時及び重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

e. 止水ジョイント部材

本震後の津波時における変形量が許容限界以下であることを確認する。

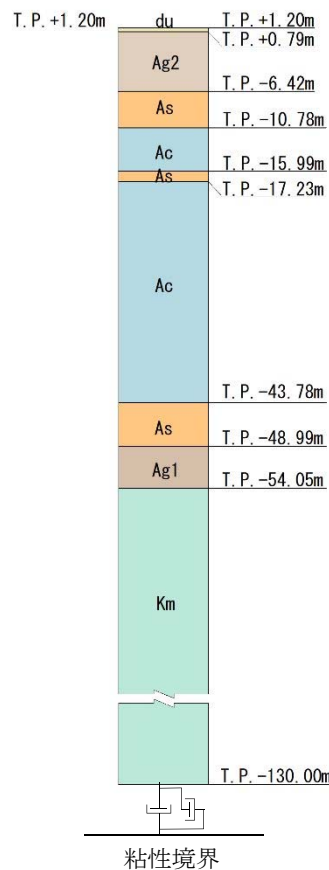
3.5.2 重畳時

鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時の評価に用いる解析モデル及び評価方法を以下に示す。

(1) 1次元有効応力解析

a. 解析方法

1次元有効応力解析モデル底面は T. P. -130 m とし、構造物中心位置の地層構成に基づき作成した地盤モデルを用いる。解析モデル底面には、T. P. -130 m 位置の密度、せん断波速度及び疎密波速度を有する粘性境界を設定する。1次元有効応力解析には解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・F L I P」に示す。1次元有効応力解析モデル概念図を第3-5図に示す。



第3-5図 1次元有効応力解析モデル概念図

(a) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(b) 減衰定数

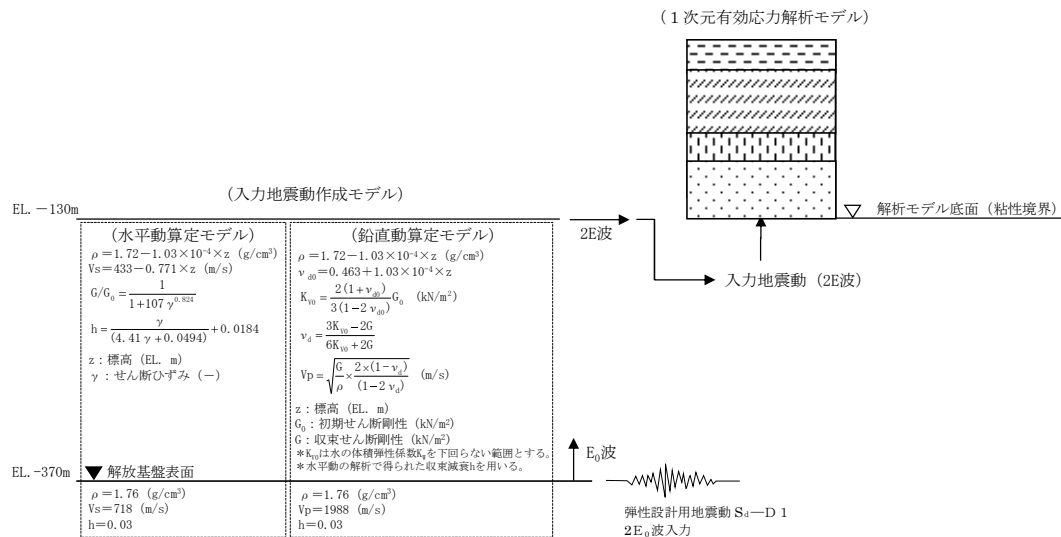
固有値解析により求められる固有振動数及び初期減衰定数に基づく要素剛性比例型

減衰を考慮する。また、非線形特性をモデル化する地盤の履歴減衰を考慮する。

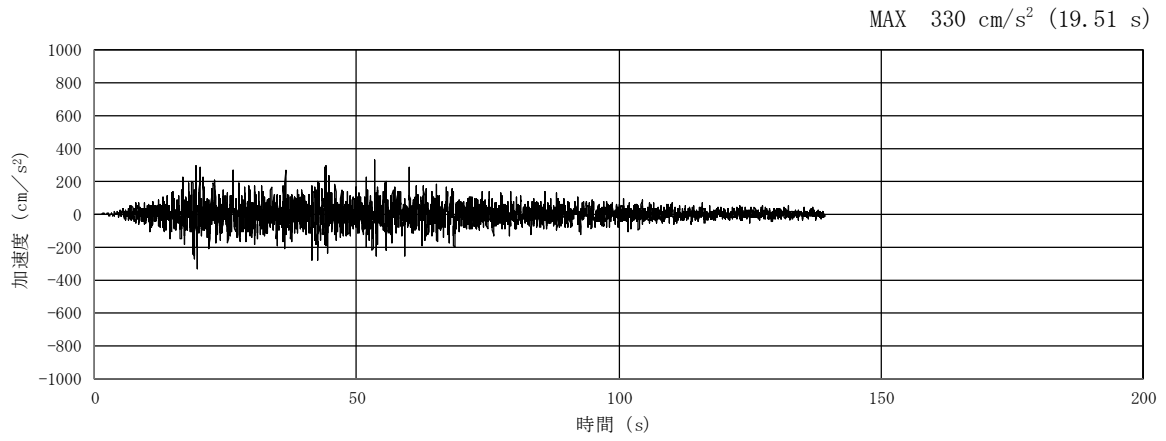
b. 入力地震動

入力地震動は、添付書類「V-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。

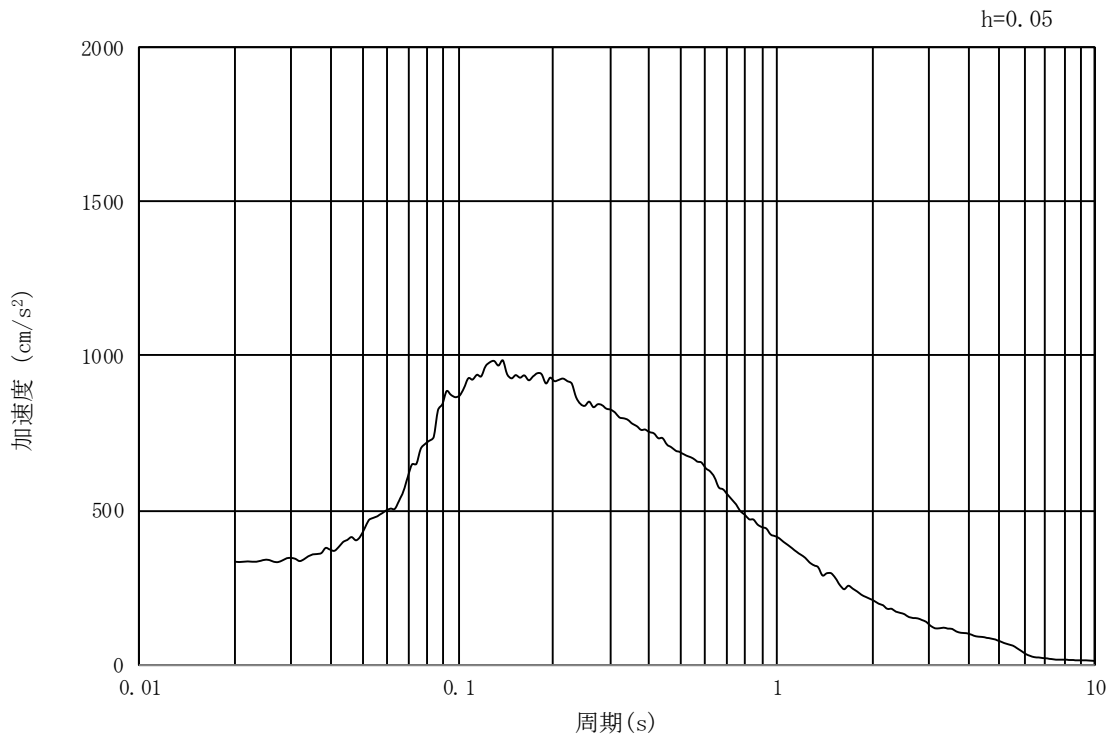
有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用い、水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。入力地震動算定の概念図を第 3-6 図に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを第 3-7 図に示す。



第 3-6 図 入力地震動算定の概念図

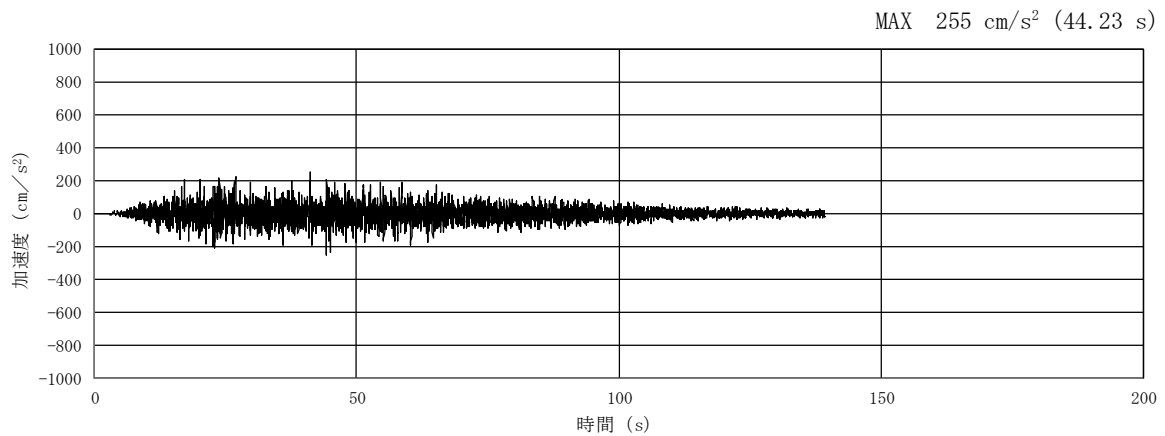


(a) 加速度時刻歴波形

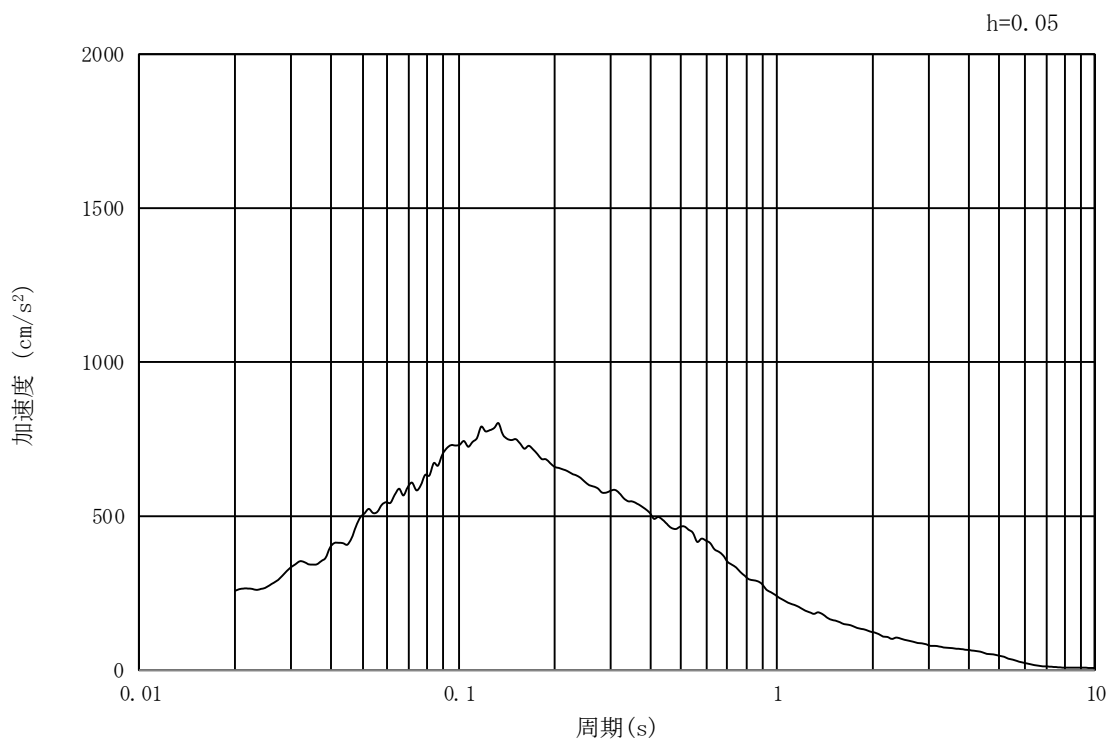


(b) 加速度応答スペクトル

第 3-7 図 (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
(①-①断面及び②-②断面, 水平成分: S_d-D1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

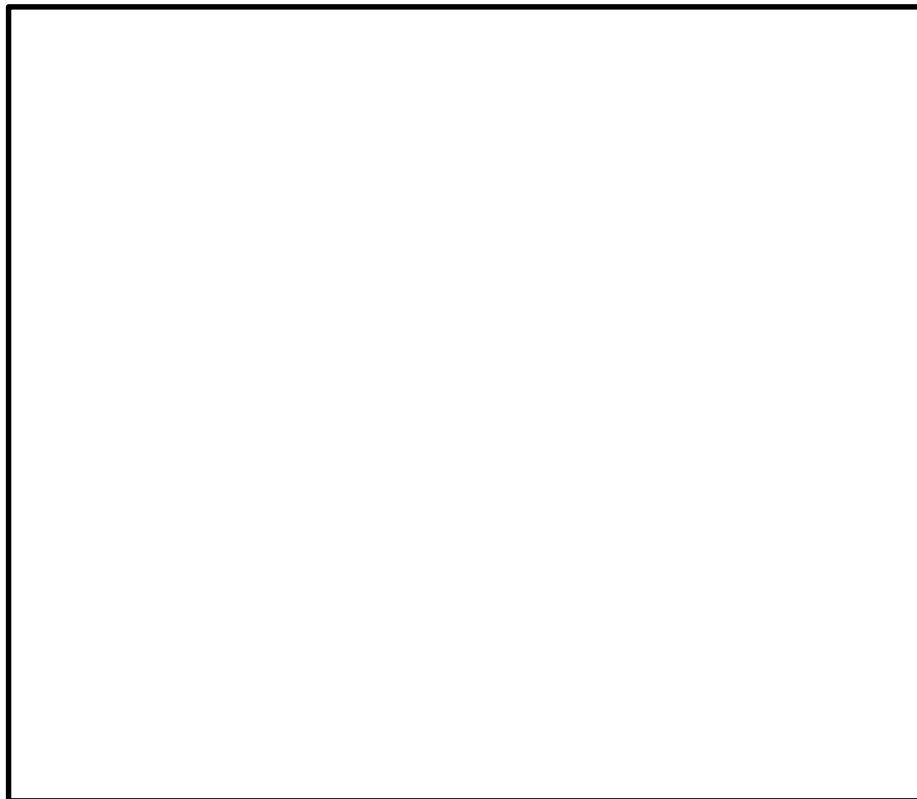
第 3-7 図 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①断面及び②-②断面, 鉛直成分: S_d-D 1)

(2) 解析モデル及び諸元

a. 鉄筋コンクリート防潮壁の解析モデル

(a) 解析モデル

重畳時における鉄筋コンクリート防潮壁も津波時と同様に上部構造と下部構造を一体とした 3 次元フレームモデルで強度評価を行う。重畳時の鉄筋コンクリート防潮壁の 3 次元静的フレーム解析モデル概念図を第 3-8 図に示す。3 次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-39 計算機プログラム（解析コード）の概要・Engineer's Studio」に示す。



注記 *1：基礎底面の鉛直（面直）方向地盤バネ
 基礎前面の水平（面直）方向地盤バネ
 *2：基礎底面の水平方向地盤バネ
 基礎側面の水平方向地盤バネ
 基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ
 基礎側面の鉛直方向地盤バネ

第 3-8 図 鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時の 3 次元静的フレーム解析モデル概念図

(b) 構造物のモデル化

「3.5.1 津波時」と同様に設定する。

(c) 地盤のモデル化

3次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは、「道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説（平成14年3月）」に準拠し、地盤のバネ定数と反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

重畳時の検討では、第3-15表に示した解析ケースのうち、地表面最大加速度、地表面最大変位及び最大せん断ひずみが発生する各解析ケースに着目し、地表面の最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻それぞれにおける地盤の平均有効主応力 σ_m' 及びせん断ひずみ γ の深度分布に基づき、地盤反力係数及び反力上限値を設定する。2次元静的フレーム解析で考慮する地盤バネを第3-16表に示す。

第3-15表 3次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
		原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液化化の条件を仮定した解析ケース
液化化強度特性の設定		原地盤に基づく液化化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性	液化化パラメータを非適用	液化化パラメータを非適用
地震波	S _d -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

* 上記のケースより、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して地盤バネを設定する。

第3-16表 地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数及び 反力上限値	備考
地盤バネ3	S _d 波による1次元有効応力解析から 地表面応答加速度が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が 大きいケース
地盤バネ4	S _d 波による1次元有効応力解析から 地表面応答変位が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が 小さいケース
地盤バネ5	S _d 波による1次元有効応力解析から せん断ひずみが最大値を示す地盤物性により設定	

b. 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、津波波圧及び動水圧を作用させた 2 次元静的 FEM 解析により得られる接地圧に、 S_d-D1 を入力地震動とした 2 次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

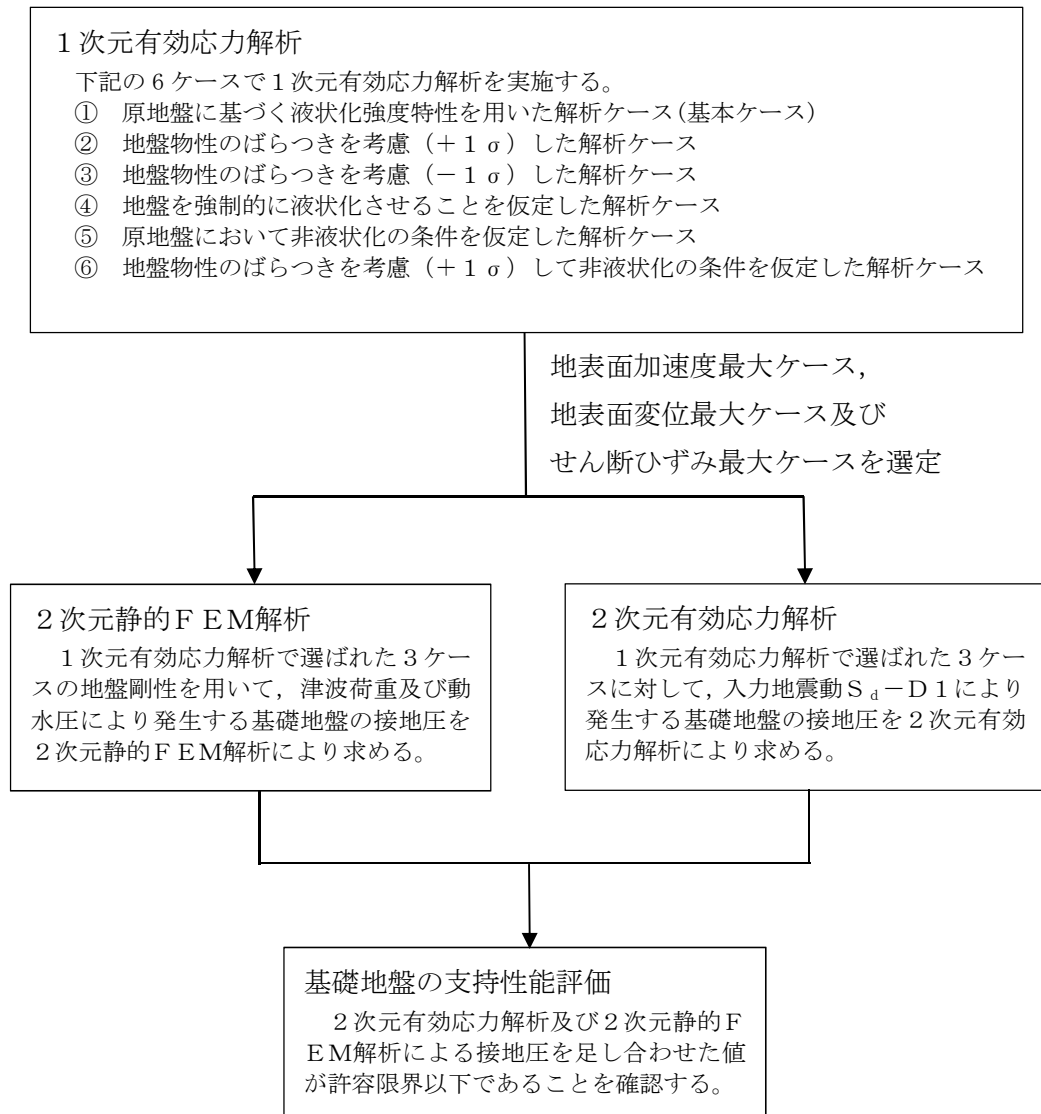
入力地震動 S_d-D1 により基礎地盤に生じる接地圧は、「3.5.2 (1) 1 次元有効応力解析」で実施した解析ケースのうち、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースの 3 つの解析ケースに対して、2 次元有効応力解析を実施して求める。2 次元有効応力解析に使用する解析モデルは、添付書類「V-2-2-38-1 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の地震応答計算書」に記載する 2 次元有効応力解析モデルに、保守的に仮定した沈下量 1.5m を考慮した解析モデルを使用し、入力地震動以外の解析条件は同じとする。

また、津波波圧及び動水圧による接地圧は、同じ 3 つのケースに対応する地盤剛性を用いた 2 次元静的 FEM 解析を実施して求める。2 次元静的 FEM 解析に使用する解析モデルは、添付書類「V-2-2-38-1 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の地震応答計算書」に記載する 2 次元有効応力解析モデルに、沈下量 1.5m を考慮した解析モデルを使用し、第 3-9 図に示すように、側方境界条件を水平ローラ、底面境界条件を固定として津波波圧及び動水圧を作用させる。



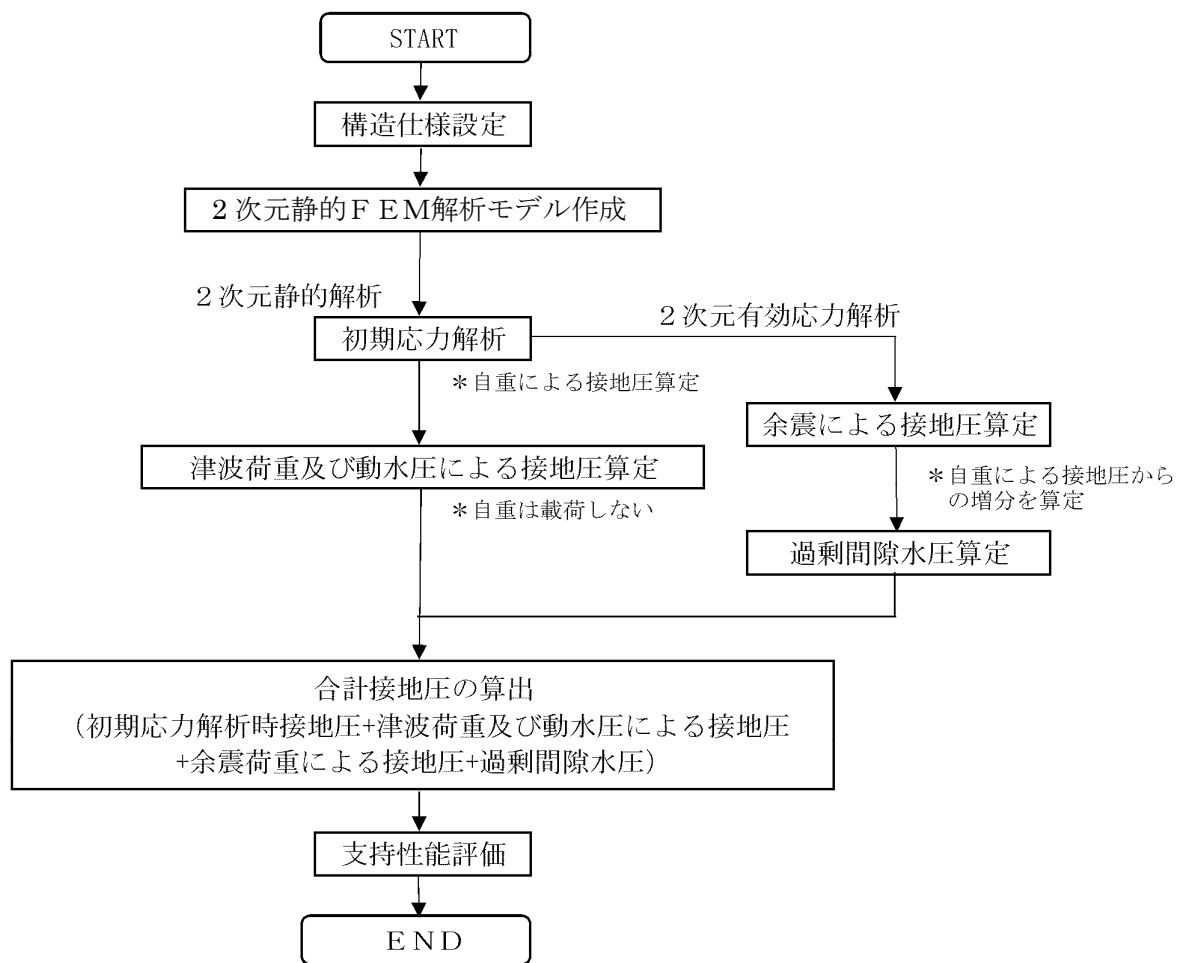
第 3-9 図 2 次元静的 FEM 解析モデル

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。第 3-10 図に基礎地盤の支持性能評価フローを、第 3-11 図に接地圧の算出フローを示す。



*上記の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

第 3-10 図 基礎地盤の支持性能評価フロー



第 3-11 図 接地圧の算出フロー

c. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は「3.5.1 津波時」と同様に設定する。

d. 地盤の物性値

地盤の物性値は「3.5.1 津波時」と同様に設定する。

e. 荷重

鉄筋コンクリート防潮壁の津波時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(a) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(b) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は第 3-17 表のとおりである。

第 3-17 表 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
扉体及び開閉装置	2356kN

(c) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

(d) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。

重畳時は、余震荷重として水平慣性力、鉛直慣性力及び応答変位を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、積雪荷重に対応する慣性力を作用させる。

(e) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

(f) 風荷重 (P_k)

津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。

f. 地下水位

地下水位は「3.5.1 津波時」と同様に設定する。

(3) 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、解析結果より得られる照査用応答値が「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。

a. 鉄筋コンクリート防潮壁

地中連続壁基礎と一体となった3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を載荷して算定したコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

b. フーチング

地中連続壁基礎と一体となった3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を載荷して算定したコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

c. 地中連続壁基礎

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を考慮して算定したコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力及び鉄筋コンクリートのせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

d. 基礎地盤の支持性能評価

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、 S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で基礎地盤に生じる接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元静的FEM解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

e. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価は、本震後の余震と津波の重畳時における変形量が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価条件

「3. 評価方法」に用いる評価条件を以下に示す。

(1) 津波時

第 4-1 表 強度評価に用いる条件（基準津波時：地盤バネ 1）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	8.35	m
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	鋼製防護壁底面における波圧強度	237.9	kN/m^2
p_2	鋼製防護壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
P	積載荷重	2356	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN
P_t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m^2
P_c	衝突荷重	759	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
y	動水圧の作用高さ	—	m
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
P_k	風荷重	—	kN/m^2

第 4-2 表 強度評価に用いる条件（基準津波時：地盤バネ 2）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	8.35	m
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	鋼製防護壁底面における波圧強度	237.9	kN/m^2
p_2	鋼製防護壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
P	積載荷重	2356	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN
P_t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P_c	衝突荷重	759	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
y	動水圧の作用高さ	—	m
K_{Sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
P_k	風荷重	—	kN/m^2

第 4-3 表 強度評価に用いる条件 (T. P. +24 m 津波時：地盤バネ 1)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	11.40	m
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	鋼製防護壁底面における波圧強度	330.3	kN/m^2
p_2	鋼製防護壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
P	積載荷重	2356	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN
P_t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P_c	衝突荷重	1035	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
y	動水圧の作用高さ	—	m
K_{Sd}	余震荷重 (水平方向慣性力)	—	kN
	余震荷重 (鉛直方向慣性力)	—	kN
P_k	風荷重	—	kN/m^2

第 4-4 表 強度評価に用いる条件 (T. P. +24 m 津波時：地盤バネ 2)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	11.40	m
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	鋼製防護壁底面における波圧強度	330.3	kN/m^2
p_2	鋼製防護壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
P	積載荷重	2356	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN
P_t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P_c	衝突荷重	1035	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
y	動水圧の作用高さ	—	m
K_{Sd}	余震荷重 (水平方向慣性力)	—	kN
	余震荷重 (鉛直方向慣性力)	—	kN
P_k	風荷重	—	kN/m^2

(2) 重畳時

第 4-5 表 強度評価に用いる条件（基準津波時：地盤バネ 3）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	8.35	m
k_h	水平震度	0.20	—
k_v	鉛直震度	0.20	—
p_1	鋼製防護壁底面における波圧強度	237.9	kN/m^2
p_2	鋼製防護壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
P	積載荷重	2356	kN
P_s	積雪荷重	0.21	kN
P_t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	327.7	kN/m
y	動水圧の作用高さ	7.85	T. P. m
K_{Sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	25692	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	25692	kN
P_k	風荷重	—	kN/m^2

第 4-6 表 強度評価に用いる条件（基準津波時：地盤バネ 4）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	8.35	m
k_h	水平震度	0.09	—
k_v	鉛直震度	0.19	—
p_1	鋼製防護壁底面における波圧強度	237.9	kN/m^2
p_2	鋼製防護壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
P	積載荷重	2356	kN
P_s	積雪荷重	0.21	kN
P_t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	147.5	kN/m
y	動水圧の作用高さ	7.85	T. P. m
K_{Sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	11561	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	24407	kN
P_k	風荷重	—	kN/m^2

第 4-7 表 強度評価に用いる条件（基準津波時：地盤バネ 5）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	8.35	m
k_h	水平震度	0.09	—
k_v	鉛直震度	0.19	—
p_1	鋼製防護壁底面における波圧強度	237.9	kN/m^2
p_2	鋼製防護壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
P	積載荷重	2356	kN
P_s	積雪荷重	0.21	kN
P_t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	147.5	kN/m
y	動水圧の作用高さ	7.85	T. P. m
K_{Sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	11561	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	24407	kN
P_k	風荷重	—	kN/m^2

第 4-8 表 強度評価に用いる条件 (T. P. +24 m 津波時：地盤バネ 3)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	11.40	m
k_h	水平震度	0.20	—
k_v	鉛直震度	0.20	—
p_1	鋼製防護壁底面における波圧強度	330.3	kN/m^2
p_2	鋼製防護壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
P	積載荷重	2356	kN
P_s	積雪荷重	0.21	kN
P_t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	567.8	kN/m
y	動水圧の作用高さ	9.42	T. P. m
K_{Sd}	余震荷重 (水平方向慣性力)	25692	kN
	余震荷重 (鉛直方向慣性力)	25692	kN
P_k	風荷重	—	kN/m^2

第 4-9 表 強度評価に用いる条件 (T. P. +24 m 津波時：地盤バネ 4)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9. 80665	m/s ²
h	浸水深	11. 40	m
k _h	水平震度	0. 09	—
k _v	鉛直震度	0. 19	—
p ₁	鋼製防護壁底面における波圧強度	330. 3	kN/m ²
p ₂	鋼製防護壁天端面における波圧強度	155. 5	kN/m ²
G	固定荷重	148259	kN
P	積載荷重	2356	kN
P _s	積雪荷重	0. 21	kN
P _t	遡上津波荷重	4708. 5	kN/m
P _c	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	255. 9	kN/m
y	動水圧の作用高さ	9. 43	T. P. m
K _{s d}	余震荷重 (水平方向慣性力)	11561	kN
	余震荷重 (鉛直方向慣性力)	24407	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

第 4-10 表 強度評価に用いる条件 (T. P. +24 m 津波時：地盤バネ 5)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	11.40	m
k_h	水平震度	0.09	—
k_v	鉛直震度	0.19	—
p_1	鋼製防護壁底面における波圧強度	330.3	kN/m^2
p_2	鋼製防護壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m^2
G	固定荷重	148259	kN
P	積載荷重	2356	kN
P_s	積雪荷重	0.21	kN
P_t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	255.9	kN/m
y	動水圧の作用高さ	9.43	T. P. m
K_{Sd}	余震荷重 (水平方向慣性力)	11561	kN
	余震荷重 (鉛直方向慣性力)	24407	kN
P_k	風荷重	—	kN/m^2

5. 評価結果

5.1 津波時の強度評価結果

5.1.1 鉄筋コンクリート防潮壁

(1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を第 5-1 表に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を第 5-2 表にそれぞれ示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力と鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

第 5-1 表 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8579	180	1.5	21	0.08	○
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8516	184	1.5	21	0.07	

第 5-1 表 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16471	819	2.7	28	0.10	○
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16342	804	2.7	28	0.10	

第 5-2 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8459	254	49.0	435	0.12	○
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8403	250	48.7	435	0.12	

第 5-2 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16211	1082	101.2	478.5	0.22	○
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16098	1060	100.3	478.5	0.21	

(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を第 5-3 表に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果, 評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから, 鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお, 発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

第 5-3 表 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5650	D25	2452	6301	0.39	○
						@600×300				
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5650	D25	2430	6301	0.39	
						@600×300				

第 5-3 表 (2) せん断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ1	①-①断面	1000	6000	5800	D25	4555	7403	0.62	○
						@600×300				
	地盤バネ2	①-①断面	1000	6000	5800	D25	4511	7403	0.61	
						@600×300				

5.1.2 フーチング

(1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を第 5-4 表に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を第 5-5 表にそれぞれ示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置におけるコンクリートの圧縮応力と鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

第 5-4 表 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51	3383	-1001	1.4	21	0.07	○
						①150						
	②-②断面		1000	4500	4300	D51	-4109	-969	1.7	21	0.09	
						①150						
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-3182	-2	1.2	21	0.06	
						①150						
	②-②断面		1000	4500	4300	D51	-4964	-797	2.0	21	0.10	○
						①150						

第 5-4 表 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-6083	-37	2.3	28	0.09	
						①150						
	②-②断面		1000	4500	4300	D51	-6918	-1686	2.9	28	0.11	
						①150						
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51	6336	-1552	2.6	28	0.10	○
						①150						
	②-②断面		1000	4500	4300	D51	-8525	-1299	3.5	28	0.13	○
						①150						

第 5-5 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-3189	-29	58.5	435	0.14	
						①150						
	②-②断面		1000	4500	4300	D51	253	3602	141.4	435	0.33	○
						①150						
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-3182	-2	59.3	435	0.14	○
						①150						
	②-②断面		1000	4500	4300	D51	624	3281	136.1	435	0.32	
						①150						

第 5-5 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-6083	-37	112.3	478.5	0.24	
						①150						
	②-②断面		1000	4500	4300	D51	2328	5985	270.2	478.5	0.57	○
						①150						
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-6064	16	113.7	478.5	0.24	○
						①150						
	②-②断面		1000	4500	4300	D51	3220	5277	259.9	478.5	0.55	
						①150						

(2) セン断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を第 5-6 表に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果, 評価位置においてせん断応力度が短期許容せん断応力度以下, 又は発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから, フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお, 発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

第 5-6 表 (1) セン断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状 (mm)			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1598	4027	0.40	○
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	2867	9788	0.30	
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1590	4027	0.40	
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	3309	9788	0.34	○

第 5-6 表 (2) セン断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
フーチング	地盤バネ1	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3246	4790	0.68	○
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	6162	11127	0.56	
	地盤バネ2	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3226	4790	0.68	
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	7116	11127	0.64	○

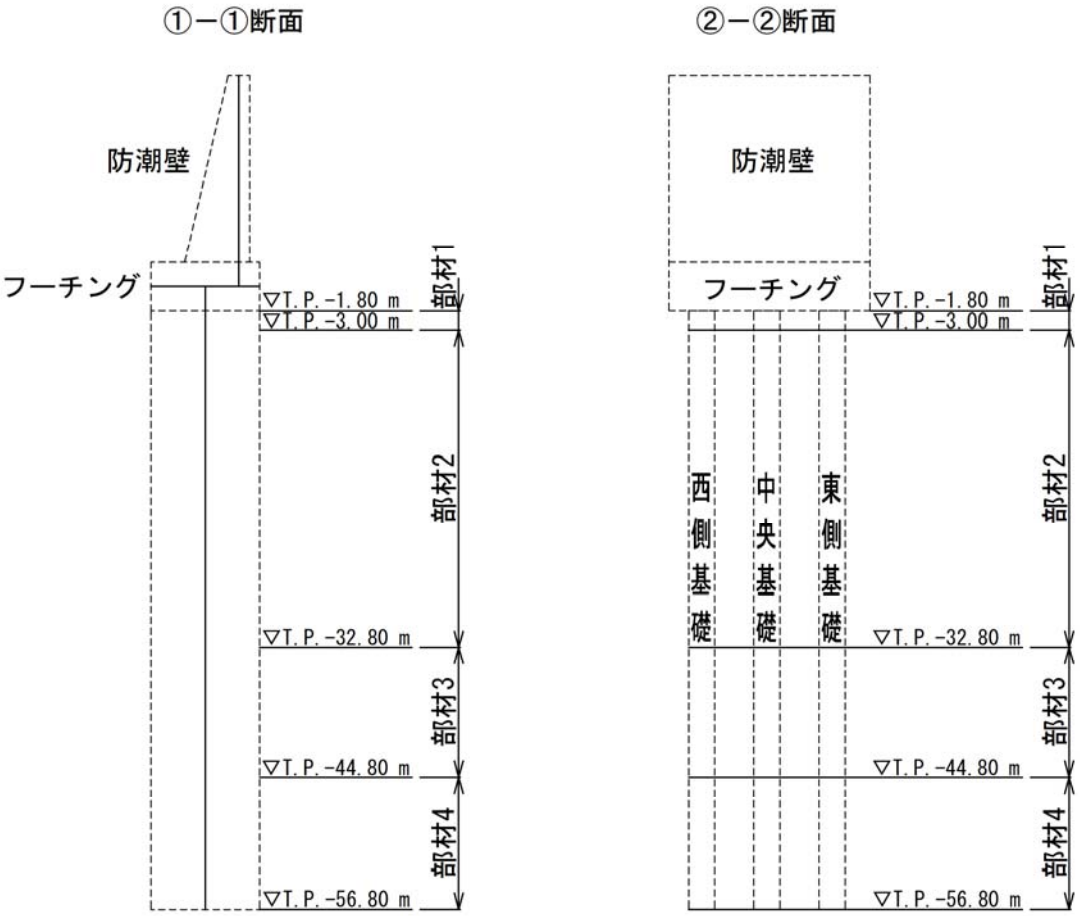
5.1.3 地中連続壁基礎

(1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を第 5-7 表に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を第 5-8 表にそれぞれ示す。また、評価位置図を第 5-1 図に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置におけるコンクリートの圧縮応力と鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。



第 5-1 図 評価位置図

第5-7表 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-193408	-16789	3.8	22.5	0.17	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-144					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-198927	-16426	4.2	22.5	0.19	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-95					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	7174	-16181	0.5	22.5	0.03	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	0					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	7144	-16229	0.6	22.5	0.03	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0					
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-201380	-17083	3.9	22.5	0.18	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-149					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-252230	-18765	5.3	22.5	0.24	○
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-49					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-139226	-27290	2.9	22.5	0.14	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	10					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-62587	-31748	2.1	22.5	0.10	○
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	4					

注記 : 評価位置を第5-1図に示す。

第5-7表 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-379124	-17026	7.2	30	0.24	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	210					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-385039	-17060	7.9	30	0.27	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	155					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	14235	-16891	0.6	30	0.02	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	0					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	14025	-16929	0.8	30	0.03	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0					
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-393036	-17363	7.4	30	0.25	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	9					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-470440	-19246	9.6	30	0.33	○
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-2					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-249519	-27795	5.0	30	0.17	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-1					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-110150	-32039	3.1	30	0.11	○
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0					

注記 : 評価位置を第5-1図に示す。

第 5-8 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-193408	-16789	61.0	435	0.15	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-144					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-198927	-16426	72.3	435	0.17	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-95					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-4809	-14527	0.0	435	0.00	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	0					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-4809	-14527	0.0	435	0.00	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0					
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-201380	-17083	63.9	435	0.15	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-149					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-252230	-18765	93.8	435	0.22	○
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-49					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-139225	-27290	31.2	435	0.08	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-10					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-62589	-31473	1.5	435	0.01	○
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0					

注記 : 評価位置を第 5-1 図に示す。

第 5-8 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T. P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-379124	-17026	133.5	478.5	0.28	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	210					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-385039	-17060	155.6	478.5	0.33	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	155					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-6200	-15507	0.0	478.5	0.00	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-1					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-6200	-15507	0.0	478.5	0.00	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	-1					
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-393036	-17363	138.4	478.5	0.29	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	9					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-470585	-19032	192.0	478.5	0.41	○
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-1					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-249519	-27795	73.2	478.5	0.16	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-1					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-110150	-32039	21.8	478.5	0.05	○
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	0					

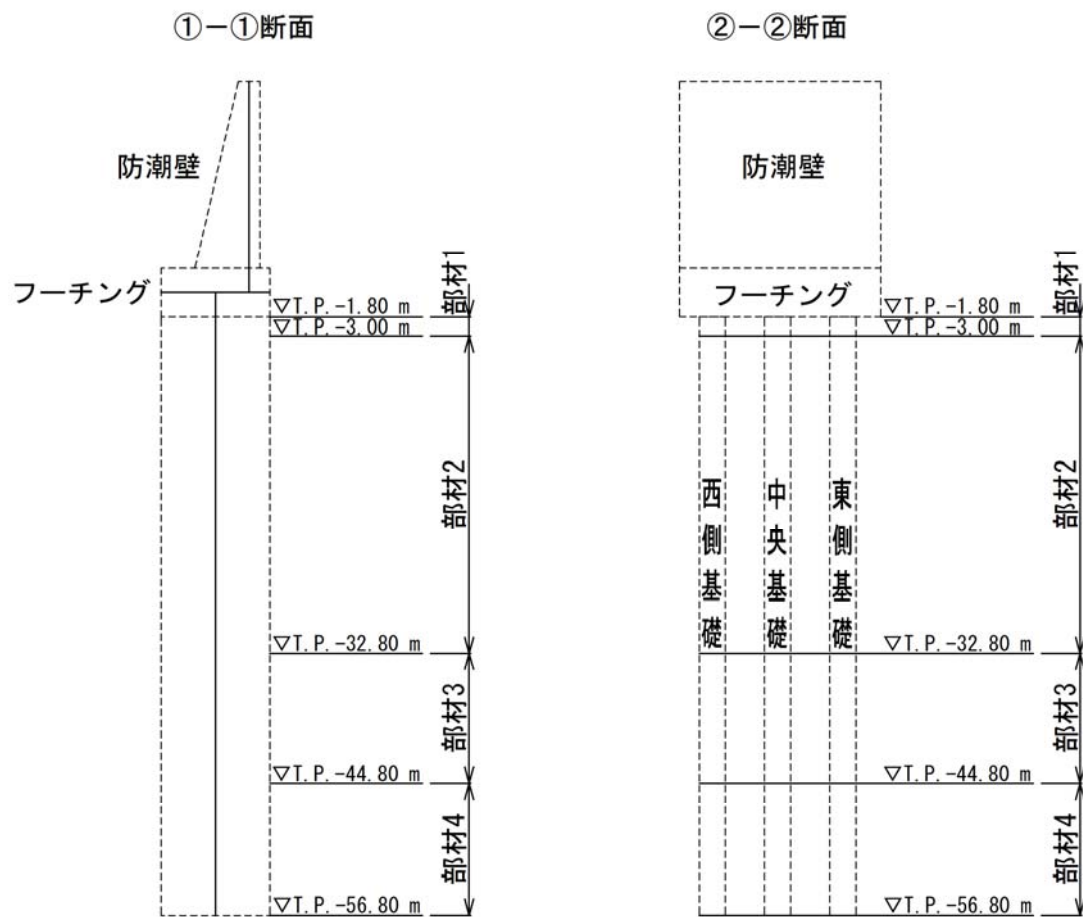
注記 : 評価位置を第 5-1 図に示す。

(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を第 5-9 表に示す。また、評価位置図を第 5-2 図に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。



第 5-2 図 評価位置図

第 5-9 表 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状			せん断 補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①－①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	15672	63279	0.25	
			②－②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	26	17404	0.01	○
		部材2	①－①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	12381	63279	0.20	
			②－②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	26	28091	0.01	○
		部材3	①－①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	2617	87263	0.03	
			②－②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1 (0.12)	35662	0.01	
		部材4	①－①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	395	87263	0.01	
			②－②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1 (0.04)	45658	0.01	
	地盤バネ2	部材1	①－①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	16758	63279	0.27	○
			②－②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	17	17404	0.01	
		部材2	①－①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	15062	63279	0.24	○
			②－②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	16	28091	0.01	
		部材3	①－①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	6832	87263	0.08	○
			②－②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1 (0.56)	35662	0.01	○
		部材4	①－①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	6541	87263	0.08	○
			②－②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1 (0.54)	45658	0.01	○

注記 : 評価位置を第 5-2 図に示す。

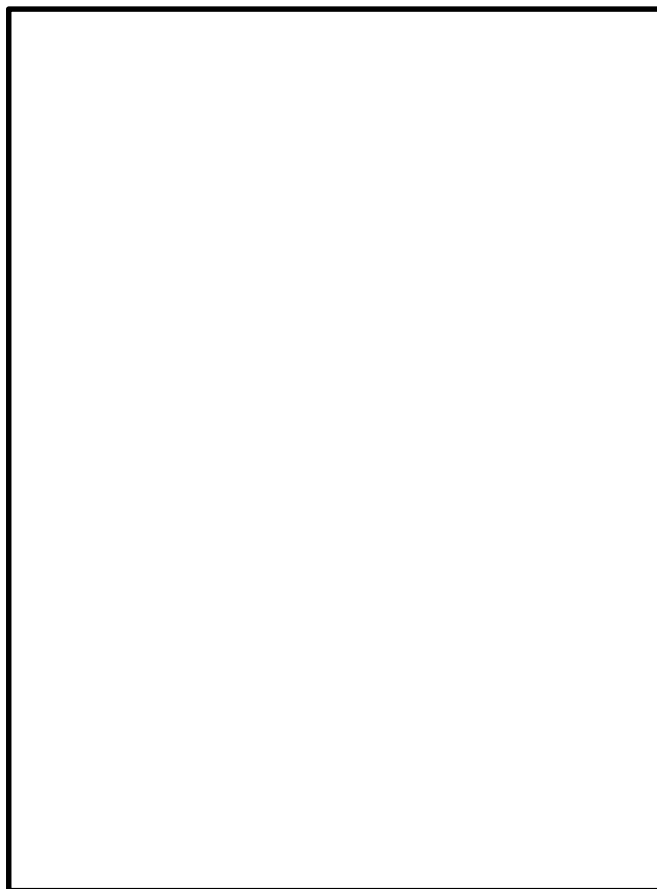
第 5-9 表 (2) せん断力照査結果 (T. P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状			せん断 補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
地中連続壁 基礎	地盤バネ1	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	26452	69606.5	0.39	
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	62	24707	0.01	○
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	20511	69606.5	0.30	
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	55	36688	0.01	○
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	4741	95989.5	0.05	
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1 (0.14)	44791	0.01	○
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	780	95989.5	0.01	
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1 (0.07)	50224	0.01	○
	地盤バネ2	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	28044	69606.5	0.41	○
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	3	24707	0.01	
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	25068	69606.5	0.37	○
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	3	36688	0.01	
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	12535	95989.5	0.14	○
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	1 (0.13)	44791	0.01	
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	11815	95989.5	0.13	○
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	1 (0.05)	50224	0.01	

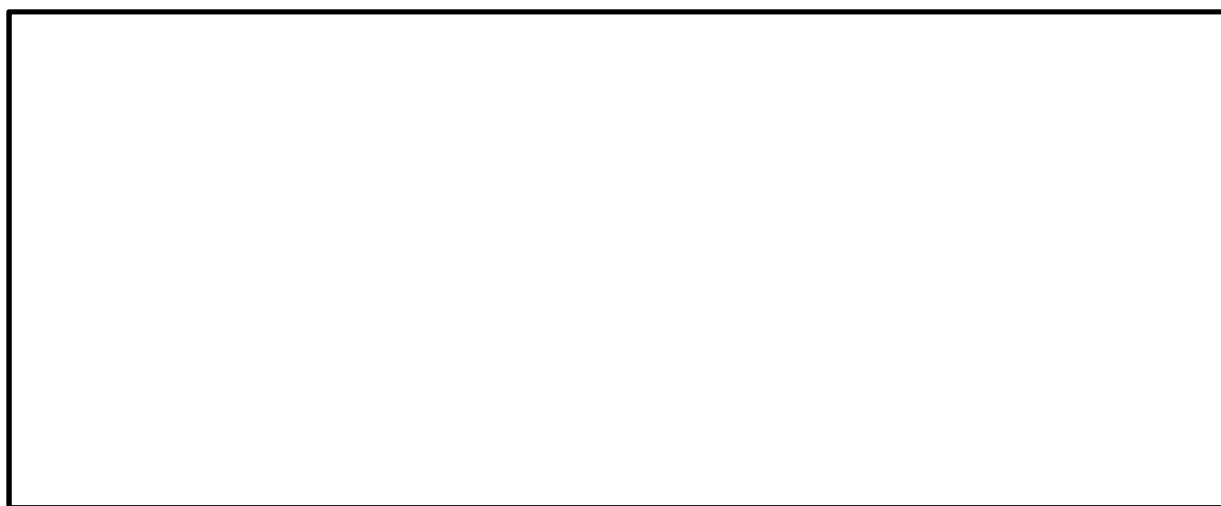
注記 : 評価位置を第 5-2 図に示す。

5.1.4 概略配筋図

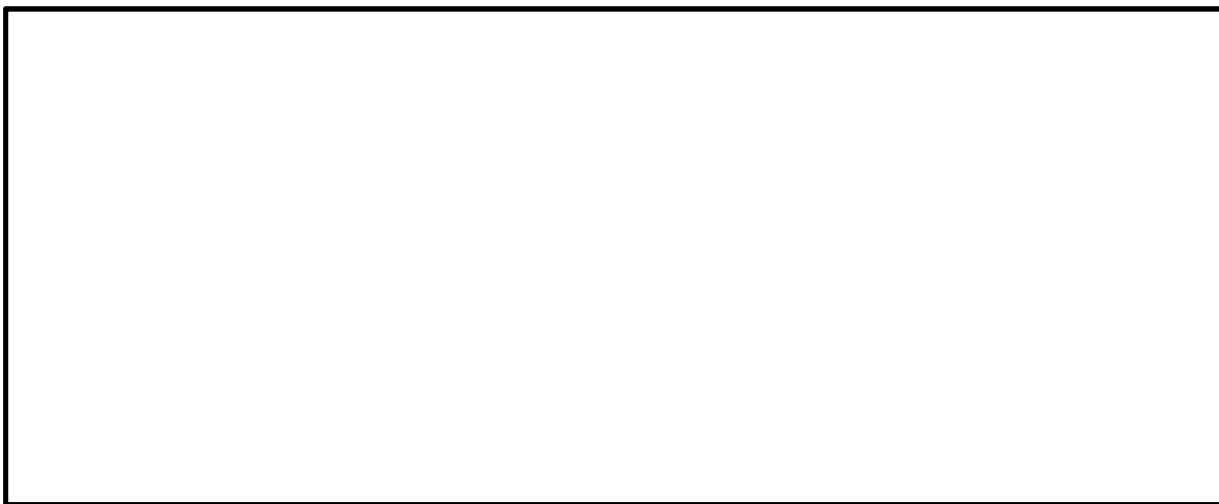
各部材の評価結果で決定された配筋を第 5-3 図及び第 5-4 図に示す。



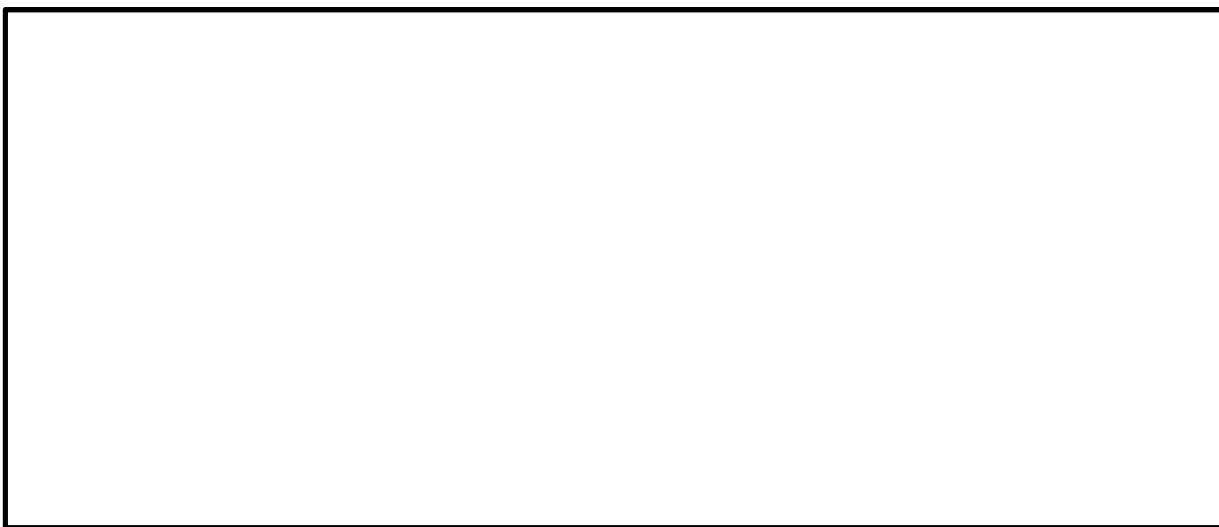
第 5-3 図 鉄筋コンクリート防潮壁とフーチングの概略配筋図



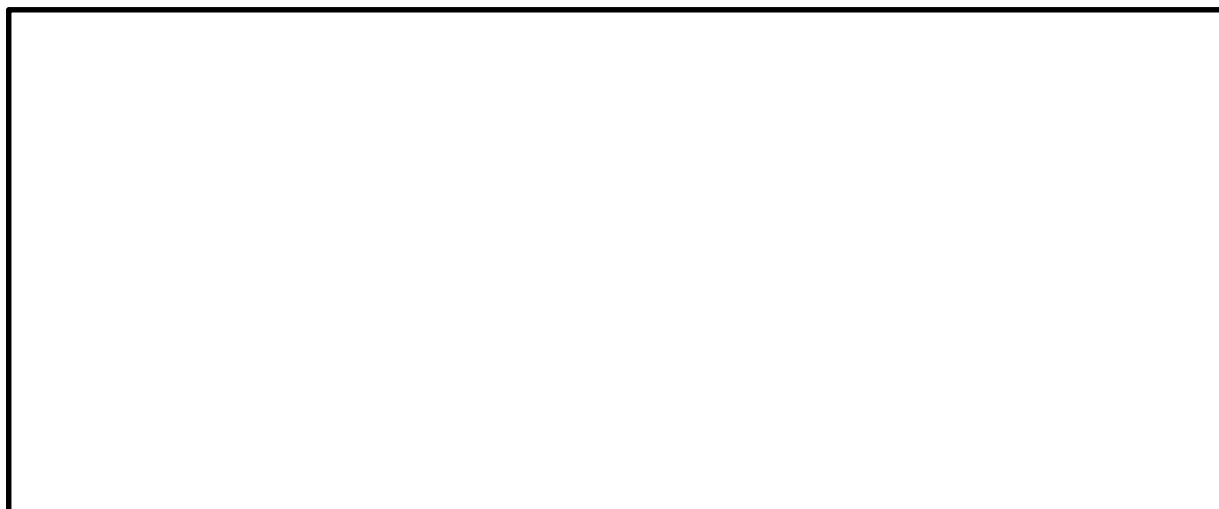
第 5-4 図 (1) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 1 : T.P-1.8m~T.P-3.0m 区間)



第 5-4 図 (2) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 2 : T. P-3.0 m ~ T. P-32.8 m 区間)



第 5-4 図 (3) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 3 : T. P-32.8 m ~ T. P-44.8 m 区間)



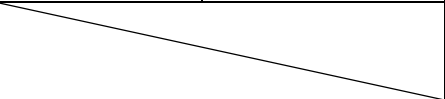
第 5-4 図 (4) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 4 : T. P-44.8 m ~ T. P-56.8 m 区間)

5.1.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を第 5-10 表に示す。

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果, 相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

第 5-10 表 鉄筋コンクリート防潮壁の津波時相対変位量

	δx [m]	δy [m]	δz [m]	3 成分合成 [m]	設計変位量 [m]
S ₀ 残留×2 倍	0.404	0.850	0.038		
津波時×1 倍	0.000	0.101	0.003		
合計	0.404	0.951	0.041	1.034	2.000

5.2 重畳時の強度評価結果

5.2.1 1次元有効応力解析結果

(1) ①－①断面

①－①断面における1次元有効応力解析結果から地表面最大変位、地表面最大水平加速度、最大せん断ひずみをまとめたものを第5-11表に示す。

第5-11表 1次元有効応力解析結果（①－①断面）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大変位 (cm)	11.46	10.11	13.48	22.45	10.93	9.58
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	119.60	120.40	127.40	82.11	186.35	186.30
最大せん断ひずみ	2.70×10^{-2}	2.54×10^{-2}	2.82×10^{-2}	3.77×10^{-2}	3.58×10^{-3}	2.90×10^{-3}

第5-11表より、地盤バネ3は地表面最大水平加速度が発生する⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大水平加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

(2) ②-②断面

②-②断面における1次元有効応力解析結果から地表面最大変位、地表面最大水平加速度、最大せん断ひずみをまとめたものを第5-12表に示す。

第5-12表 1次元有効応力解析結果（②-②断面）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大変位(cm)	11.46	10.11	13.48	22.45	10.93	9.58
地表面最大水平加速度(cm/s ²)	119.60	120.40	127.40	82.11	186.35	186.30
最大せん断ひずみ	2.70×10^{-2}	2.54×10^{-2}	2.82×10^{-2}	3.77×10^{-2}	3.58×10^{-3}	2.90×10^{-3}

第5-12表より、地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大水平加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

5.2.2 鉄筋コンクリート防潮壁

(1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を第 5-13 表に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を第 5-14 表にそれぞれ示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果, 評価位置におけるコンクリートの曲げ圧縮応力と鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから, 鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお, 発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

第 5-13 表 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-10583	228	1.8	21	0.09	○
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-9295	281	1.6	21	0.08	
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-9296	277	1.6	21	0.08	

第 5-13 表 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (T.P. +24.0 m 津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-19287	915	3.2	28	0.12	○
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-17456	924	2.9	28	0.11	
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-17454	920	2.9	28	0.11	

第 5-14 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-10001	841	64.5	435	0.15	○
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8953	557	55.4	435	0.13	
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-8956	557	55.4	435	0.13	

第 5-14 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T.P. +24.0 m 津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
鉄筋コンクリート 防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-18560	1743	122.0	478.5	0.26	○
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16979	1401	109.2	478.5	0.23	
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	3段D51 @150	-16979	1402	109.3	478.5	0.23	

(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を第 5-15 表に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁における許容応力度法による照査を行った結果, 評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから, 鉄筋コンクリート防潮壁の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお, 発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

第 5-15 表 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	D25	3040	6301	0.49	○
						@600×300				
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	D25	2664	6301	0.43	
						@600×300				
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	D25	2664	6301	0.43	
						@600×300				

第 5-15 表 (2) せん断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
鉄筋コンクリート防潮壁	地盤バネ3	①-①断面	1000	6000	5650	D25	5347	7403	0.73	○
						@600×300				
	地盤バネ4	①-①断面	1000	6000	5650	D25	4785	7403	0.65	
						@600×300				
	地盤バネ5	①-①断面	1000	6000	5650	D25	4785	7403	0.65	
						@600×300				

5.2.3 フーチング

(1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を第 5-16 表に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を第 5-17 表にそれぞれ示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置におけるコンクリートの曲げ圧縮応力と鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

第 5-16 表 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-4082	4	1.5	21	0.08	○
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	-5122	-1107	2.1	21	0.11	○
						@150						
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51	3548	-792	1.5	21	0.07	
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	-4734	-952	1.9	21	0.10	
						@150						
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-3538	-5	1.3	21	0.07	
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	-4717	-955	1.9	21	0.10	
						@150						

第 5-16 表 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (T. P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-7220	-84	2.7	28	0.10	
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	-9044	-1662	3.7	28	0.14	○
						@150						
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51	6675	-1406	2.7	28	0.10	○
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	-8498	-1456	3.5	28	0.13	
						@150						
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-6674	-86	2.5	28	0.10	
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	-8500	-1454	3.5	28	0.13	
						@150						

第 5-17 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-4082	4	76.3	435	0.18	○
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	1535	4362	194.0	435	0.45	○
						@150						
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-3511	18	66.1	435	0.16	
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	1178	3844	167.7	435	0.39	
						@150						
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-3510	17	66.1	435	0.16	
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	1168	3852	167.8	435	0.39	
						@150						

第 5-17 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T. P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-7234	56	136.9	478.5	0.29	○
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	4409	6655	334.2	478.5	0.70	○
						@150						
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-6510	49	123.2	478.5	0.26	
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	3932	5958	298.9	478.5	0.63	
						@150						
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D51	-6552	48	123.9	478.5	0.26	
						@150						
		②-②断面	1000	4500	4300	D51	3934	5956	298.8	478.5	0.63	
						@150						

(2) セン断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を第 5-18 表に示す。

フーチングにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから、フーチングの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

第 5-18 表 (1) セン断力照査結果 (基準津波時)

評価位置			断面性状			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	2022	4027	0.51	○
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	4693	9788	0.48	○
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1756	4027	0.44	
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	4019	9788	0.42	
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	1756	4027	0.44	
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	3999	9788	0.41	

第 5-18 表 (2) セン断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置			断面性状			せん断補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値	備考
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
フーチング	地盤バネ3	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3825	4790	0.80	○
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8915	11127	0.81	○
	地盤バネ4	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3450	4790	0.73	
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8037	11127	0.73	
	地盤バネ5	①-①断面	1000	4500	4300	D22 @600×300	3468	4790	0.73	
		②-②断面	1000	4500	4300	D29 @300×300	8028	11127	0.73	

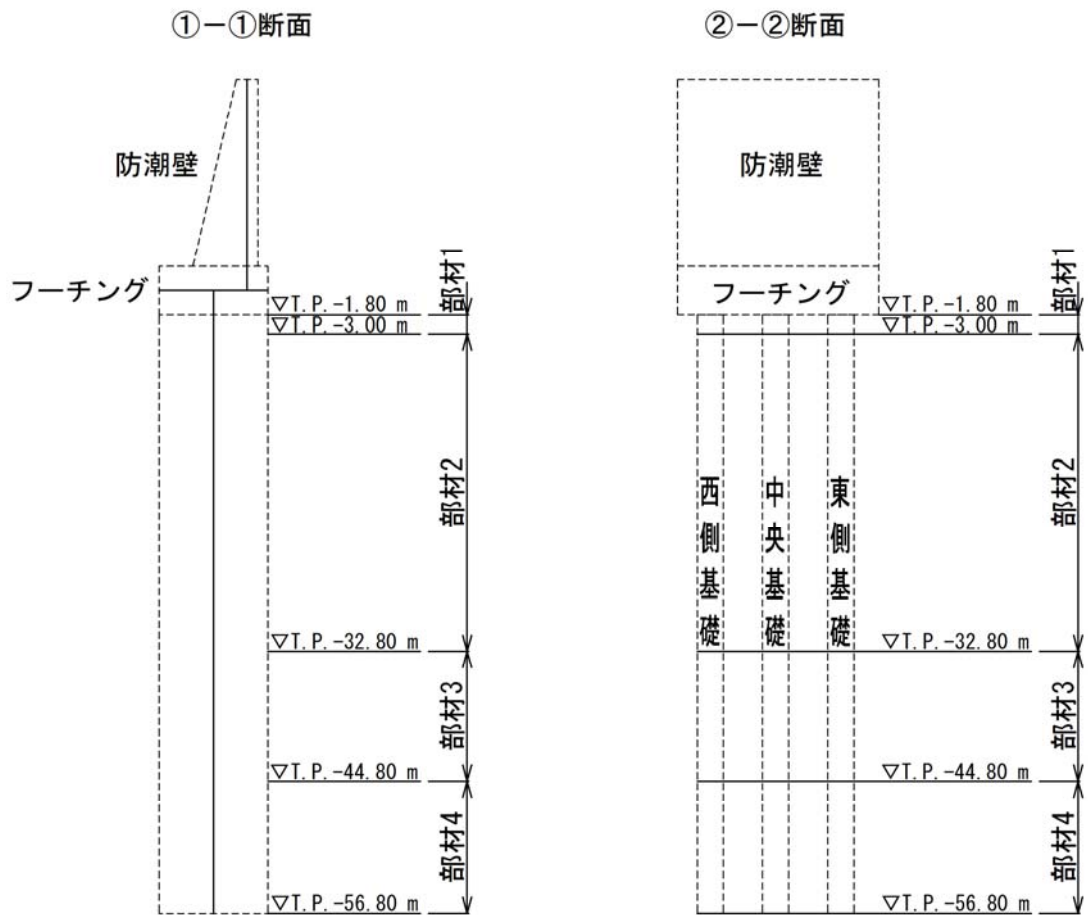
5.2.4 地中連続壁基礎

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を第 5-19 表に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を第 5-20 表にそれぞれ示す。また、評価位置図を第 5-5 図に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置におけるコンクリートの曲げ圧縮応力と鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。



第 5-5 図 評価位置図

第 5-19 表 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
地中連続壁 基礎	地盤パネ 3	部材 1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-259841	-41375	10.7	22.5	0.48	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	72209					
		部材 2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-297468	-41586	11.5	22.5	0.52	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	63960					
		部材 3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-251961	-49044	9.4	22.5	0.42	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-72024					
		部材 4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-323496	-31576	12.1	22.5	0.54	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	36502					
	地盤パネ 4	部材 1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-235403	-32556	9.1	22.5	0.41	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	56390					
		部材 2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-432685	-40727	14.2	22.5	0.64	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	61602					
		部材 3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-351555	-40056	17.7	22.5	0.79	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	141219					
		部材 4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	192485	-45132	12.9	22.5	0.58	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	79754					
	地盤パネ 5	部材 1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-235426	-31243	8.7	22.5	0.39	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	51221					
		部材 2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-514683	-40184	16.8	22.5	0.75	○
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	72084					
		部材 3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-411064	-39618	21.0	22.5	0.94	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	169928					
		部材 4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-195367	-34447	13.8	22.5	0.62	○
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	-89134					

注記 : 評価位置を第 5-5 図に示す。

第 5-19 表 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (T. P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
地中連続壁 基礎	地盤 パネ 3	部材 1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-482718	-41573	15.1	30	0.51	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	72443					
		部材 2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-675231	-41669	17.3	30	0.58	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	38458					
		部材 3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-572112	-47577	12.1	30	0.41	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-12033					
		部材 4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-404208	-31554	14.1	30	0.47	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	36114					
	地盤 パネ 4	部材 1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-443774	-32775	13.1	30	0.44	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	56599					
		部材 2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-842176	-43621	22.0	30	0.74	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-54890					
		部材 3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-636683	-31169	22.6	30	0.76	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-133456					
		部材 4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-296748	-34096	14.3	30	0.48	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	-65600					
	地盤 パネ 5	部材 1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-443653	-31461	12.6	30	0.42	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	51431					
		部材 2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-890531	-30439	24.2	30	0.81	○
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-72073					
		部材 3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-702604	-31747	25.9	30	0.87	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-159846					
		部材 4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-337959	-34848	17.7	30	0.59	○
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	-89134					

注記 : 評価位置を第 5-5 図に示す。

第 5-20 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
地中連続壁 基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-271457	13901	199.1	435	0.46	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-72197					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-322634	12308	226.4	435	0.53	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-59261					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-327940	-9410	157.0	435	0.37	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-35419					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-319544	-10018	247.5	435	0.57	○
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	-36123					
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-241958	4487	162.3	435	0.38	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-56488					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-440441	-4761	251.7	435	0.58	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	51598					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-351138	-19607	284.9	435	0.66	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	141221					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	192710	-28841	210.4	435	0.49	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	-79754					
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-241832	3207	154.8	435	0.36	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-51320					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-514528	-16327	295.5	435	0.68	○
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	72084					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-410615	-21448	340.8	435	0.79	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	169930					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-192848	-25380	235.6	435	0.55	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	89131					

注記 : 評価位置を第 5-5 図に示す。

第 5-20 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (T. P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状			引張鉄筋	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)							
地中連続壁 基礎	地盤パネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-494334	13704	284.9	478.5	0.60	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-71963					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-747253	7591	365.7	478.5	0.77	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	-17676					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-570744	-3365	233.0	478.5	0.49	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-12029					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-395027	-10250	298.0	478.5	0.63	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	-36125					
	地盤パネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-450329	4268	241.1	478.5	0.51	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-56279					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-846311	-5376	437.2	478.5	0.92	
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	54866					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-667906	-18161	378.2	478.5	0.80	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	122178					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-289114	-23754	249.5	478.5	0.53	
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	65596					
	地盤パネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-450060	2989	233.9	478.5	0.49	
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	-51110					
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-882422	-16467	460.2	478.5	0.97	○
			②-②断面	10000	2400	2005	4段D51 @150	72084					
		部材3	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-737738	-19973	430.4	478.5	0.90	○
			②-②断面	10000	2400	2005	5段D51 @150	145650					
		部材4	①-①断面	2400	10000	9680	2段D51 @150	-329991	-25663	313.1	478.5	0.66	○
			②-②断面	10000	2400	2005	2段D51 @150	89131					

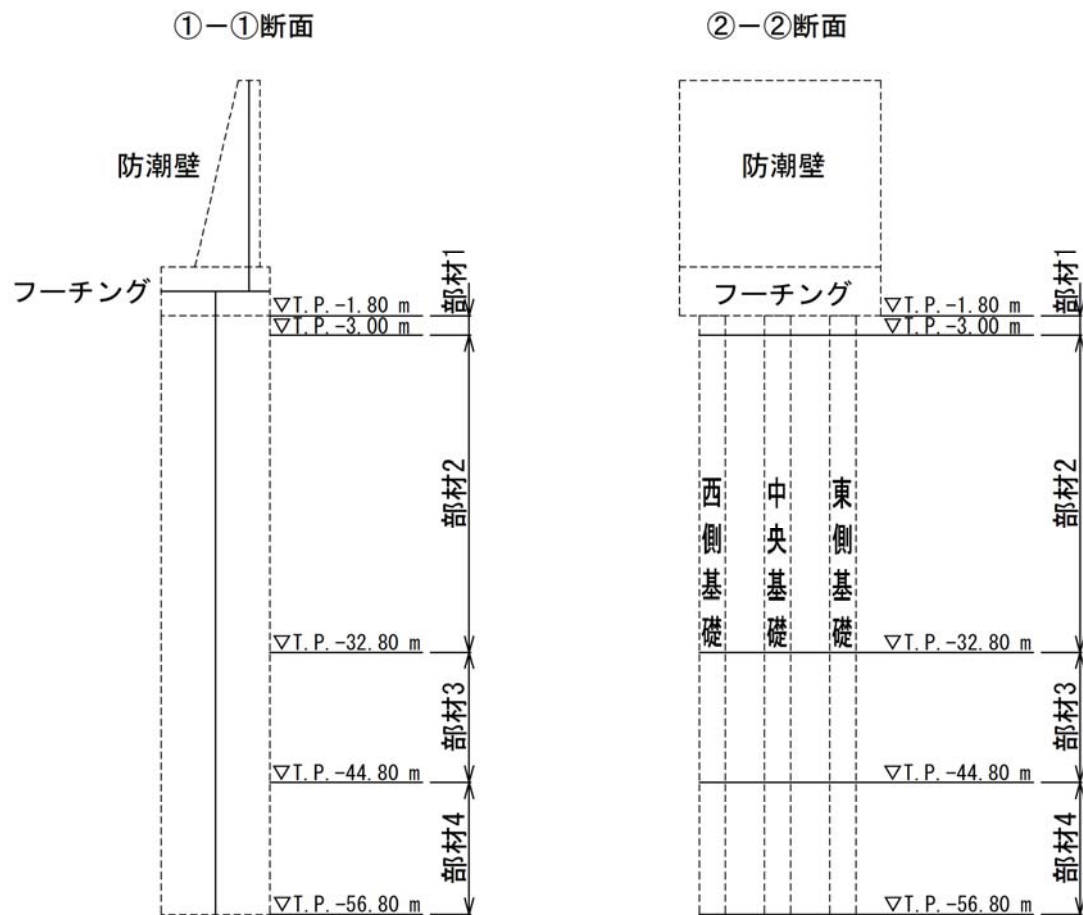
注記 : 評価位置を第 5-5 図に示す。

(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を第 5-21 表に示す。また、評価位置図を第 5-6 図に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。



第 5-6 図 評価位置図

第 5-21 表 (1) せん断力照査結果 (基準津波時)

評価位置				断面性状			せん断 補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
地中連続壁 基礎	地盤バネ3	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	24713	63279	0.40	○
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	3903	22461	0.18	○
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	27000	63279	0.43	
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	5649	33352	0.17	
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	26712	87263	0.31	
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	2718	40719	0.07	
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	18493	87263	0.22	
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	5544	45658	0.13	
	地盤バネ4	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	22336	63279	0.36	
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1717	22461	0.08	
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	40381	63279	0.64	
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	15839	33352	0.48	
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	53125	87263	0.61	
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	32240	40719	0.80	
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	53168	87263	0.61	
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	32236	45658	0.71	
	地盤バネ5	部材1	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	22307	63279	0.36	
			②-②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1714	22461	0.08	
		部材2	①-①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	43102	63279	0.69	○
			②-②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	18180	33352	0.55	○
		部材3	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	56693	87263	0.65	○
			②-②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	34451	40719	0.85	○
		部材4	①-①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	56752	87263	0.66	○
			②-②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	34452	45658	0.76	○

注記 : 評価位置は第 5-6 図に示す。

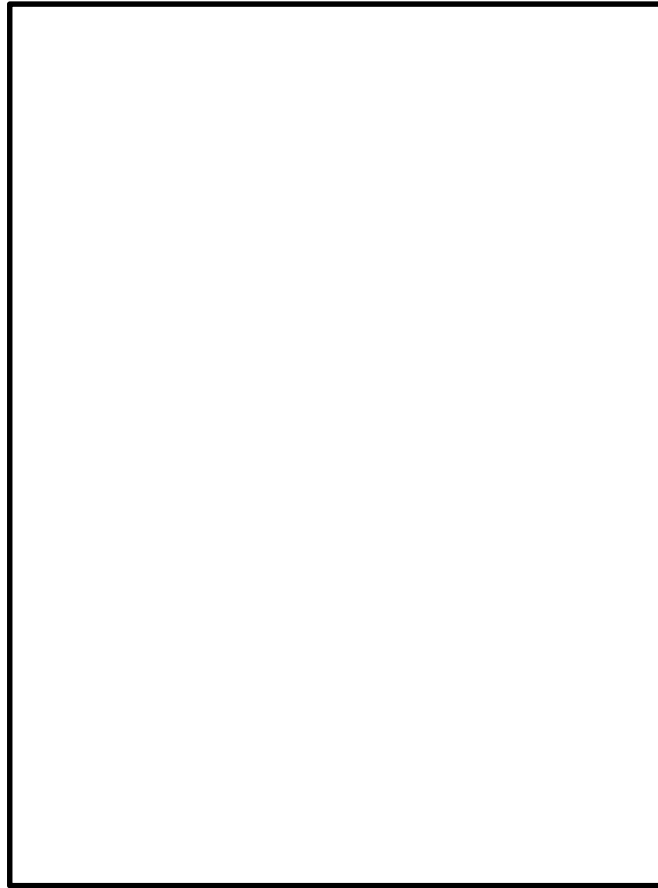
第 5-21 表 (2) セン断力照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

評価位置				断面性状			せん断 補強鉄筋	せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	備考
				部材幅 (mm)	部材高 (mm)	有効高 (mm)					
地中連続壁 基礎	地盤パネ3	部材1	①－①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	39590	69606.5	0.57	○
			②－②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	3903	24707	0.16	○
		部材2	①－①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	40020	69606.5	0.58	
			②－②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	5649	36688	0.16	
		部材3	①－①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	40109	95989.5	0.42	
			②－②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	2718	44791	0.07	
		部材4	①－①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	24163	95989.5	0.26	
			②－②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	5544	50224	0.12	
	地盤パネ4	部材1	①－①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	36149	69606.5	0.52	
			②－②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1717	24707	0.07	
		部材2	①－①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	46373	69606.5	0.67	○
			②－②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	15839	36688	0.44	
		部材3	①－①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	69256	95989.5	0.73	
			②－②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	32240	44791	0.72	
		部材4	①－①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	69296	95989.5	0.73	
			②－②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	32236	50224	0.65	
	地盤パネ5	部材1	①－①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	36081	69606.5	0.52	
			②－②断面	10000	2400	1855	12本-D32 @300	1714	24707	0.07	
		部材2	①－①断面	2400	10000	9680	8本-D32 @300	43300	69606.5	0.63	
			②－②断面	10000	2400	1930	16本-D35 @300	18180	36688	0.50	○
		部材3	①－①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	72964	95989.5	0.77	○
			②－②断面	10000	2400	1855	18本-D38 @300	34451	44791	0.77	○
		部材4	①－①断面	2400	10000	9660	8本-D38 @300	73020	95989.5	0.77	○
			②－②断面	10000	2400	2080	18本-D38 @300	34452	50224	0.69	○

注記 : 評価位置は第 5-6 図に示す。

5.2.5 概略配筋図

各部材の評価結果で決定された配筋を第 5-7 図及び第 5-8 図に示す。



第 5-7 図 鉄筋コンクリート防潮壁とフーチングの概略配筋図



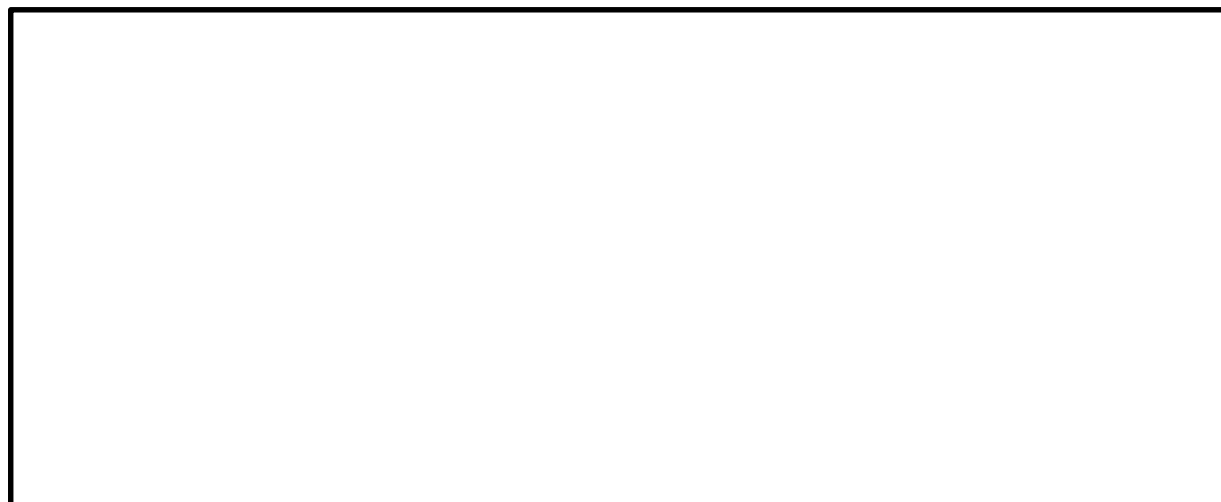
第 5-8 図 (1) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 1 : T. P-1.8m ~ T. P-3.0m 区間)



第 5-8 図 (2) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 2 : T. P-3. 0m～T. P-32. 8m 区間)



第 5-8 図 (3) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 3 : T. P-32. 8m～T. P-44. 8m 区間)



第 5-8 図 (4) 地中連続壁基礎の概略配筋図 (部材 4 : T. P-44. 8m～T. P-56. 8m 区間)

5.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を第 5-22 表に示す。鉄筋コンクリート防潮壁による最大接地圧は T.P. +24 m 津波時（検討ケース③）で 2559 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 6201 kN/m^2 以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁の基礎地盤は、重畳時の荷重に対し、支持性能を有する。

第 5-22 表 基礎地盤の支持性能評価結果

検討ケース		最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
基準 津波時	①	2037	6201
	②	1971	6201
	③	2099	6201
	④	2359	6201
	⑤	2049	6201
	⑥	1993	6201
T.P. +24 m 津波時	①	2435	6201
	②	2326	6201
	③	2559	6201
	④	2337	6201
	⑤	2469	6201
	⑥	2363	6201

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のはらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のはらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のはらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

5.2.7 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を第 5-23 表に示す。

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果, 止水ジョイント部の相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

第 5-23 表 鉄筋コンクリート防潮壁の重畳時相対変位量

	δx [m]	δy [m]	δz [m]	3 成分合成 [m]	設計変位量 [m]
S _o 残留×2 倍	0.404	0.850	0.038		
津波・重畳時×1 倍	0.113	0.353	0.011		
合計	0.517	1.203	0.049	1.310	2.000

V-3-別添 3-2-1-2-2 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁
（放水路エリア））の強度計算書

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. 強度評価方法	13
3.1 記号の定義	13
3.2 評価対象断面及び部位	15
3.3 荷重及び荷重の組合せ	18
3.4 許容限界	22
3.5 評価方法	26
4. 評価条件	44
5. 評価結果	52
5.1 津波時の強度評価結果	52
5.2 重畳時の強度評価結果	67

1. 概要

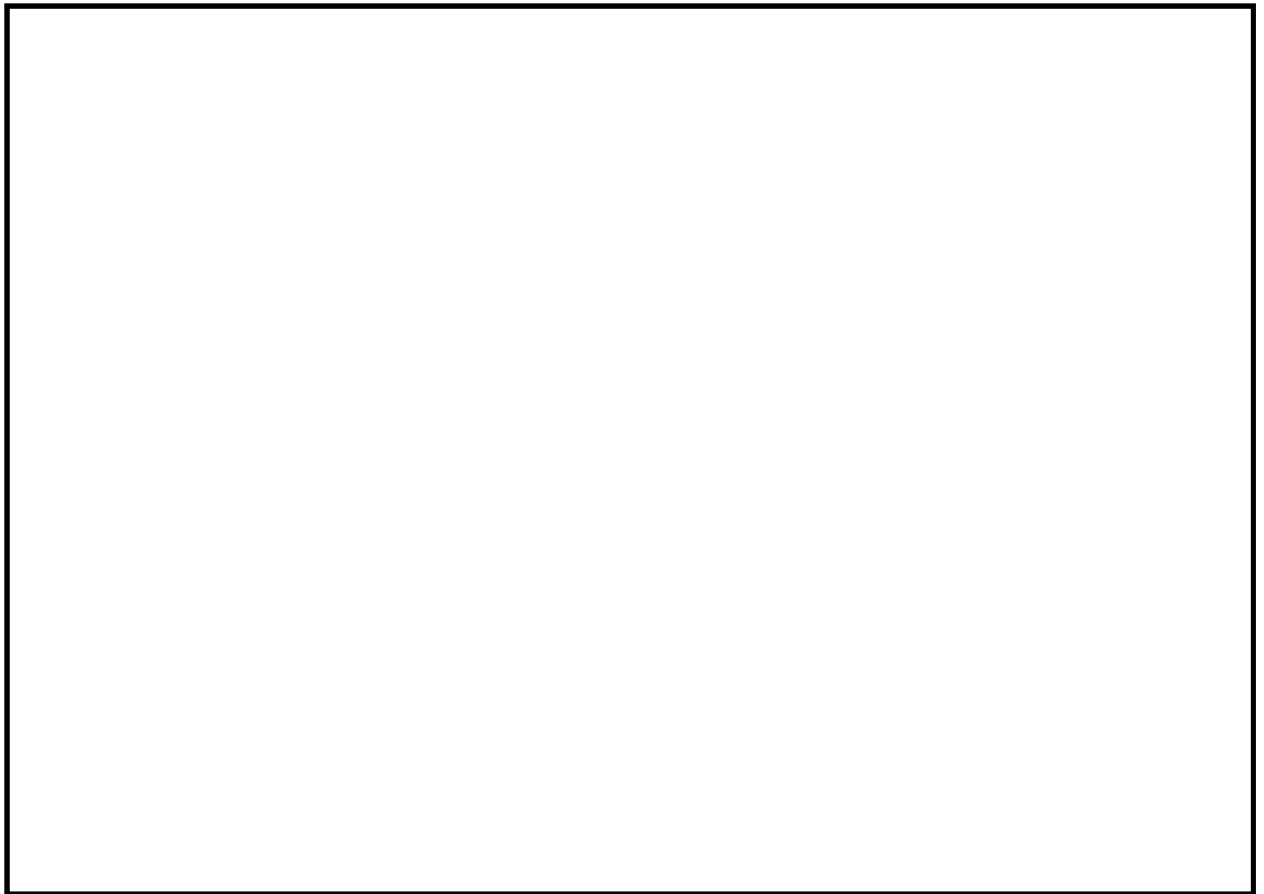
本資料は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防潮堤のうち鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること、十分な支持性能を有する岩盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

2. 基本方針

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「3.2 機能維持の方針」を踏まえ、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の位置図を第 2.1-1 図に示す。

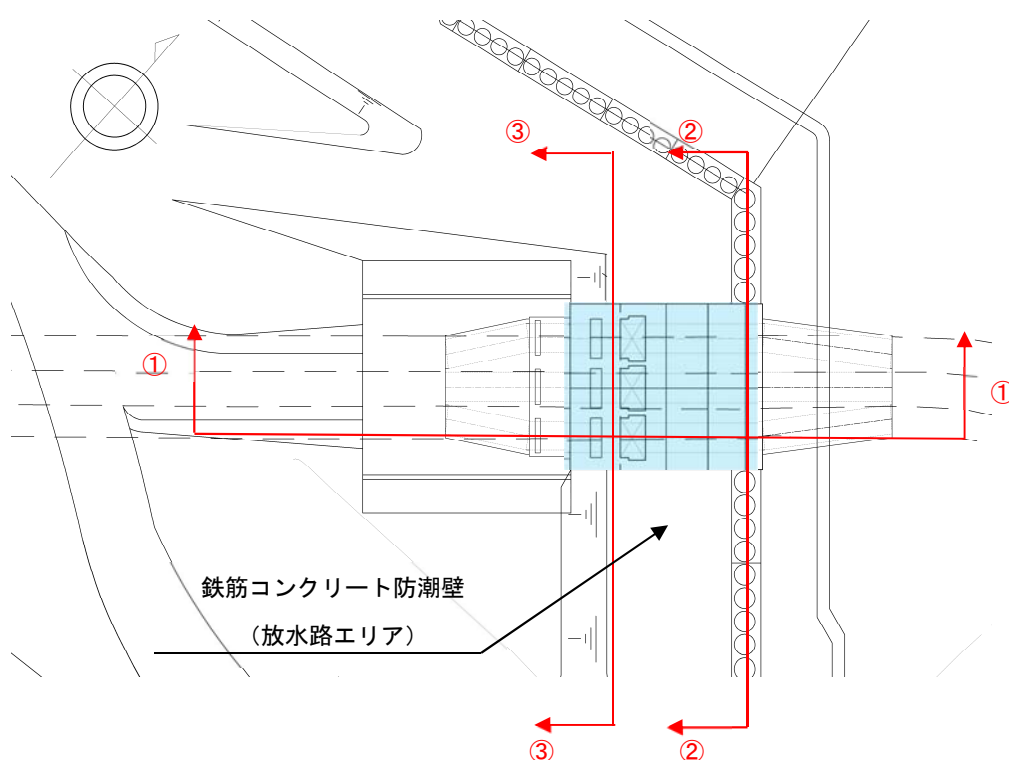


第 2.1-1 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の位置図

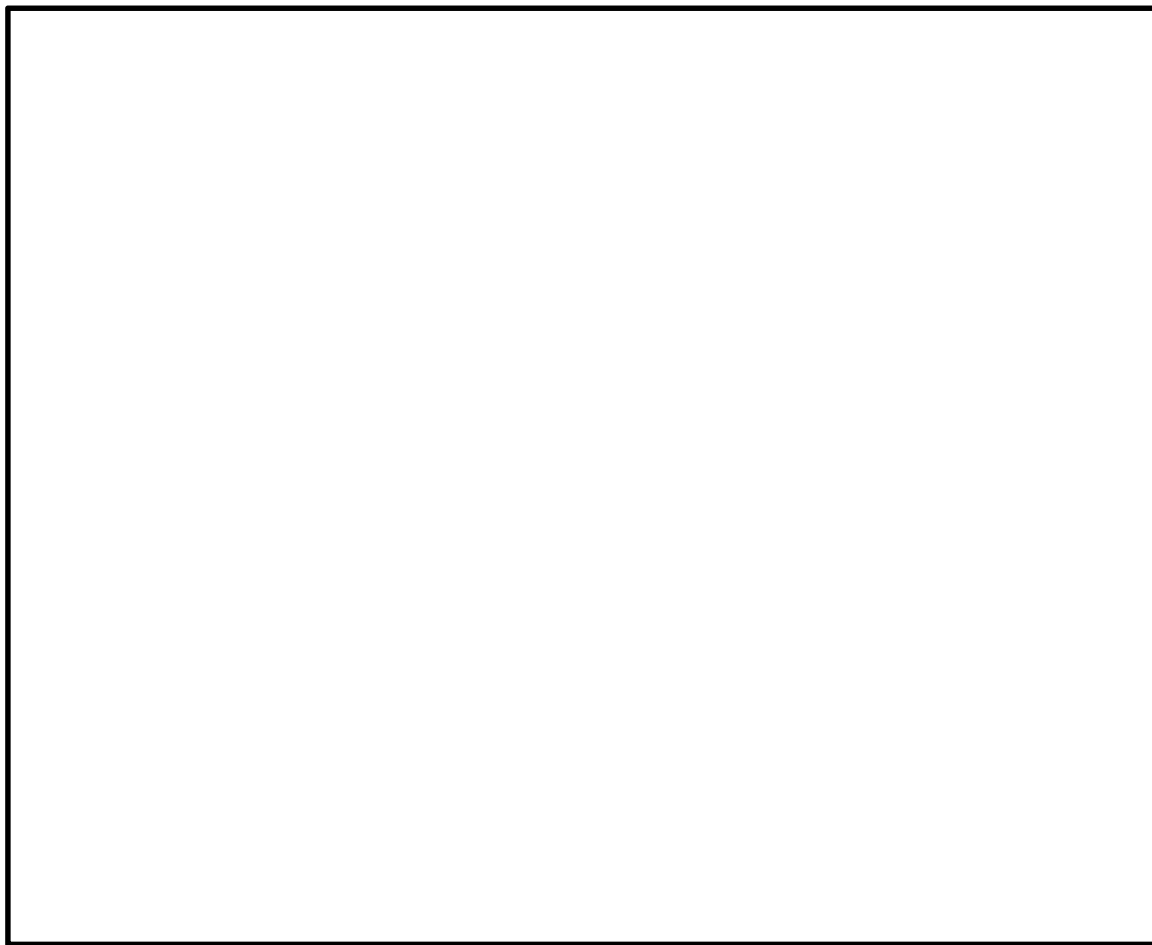
2.2 構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、鉄筋コンクリート製の放水路及び地中連続壁基礎の上に鉄筋コンクリート製の防潮壁を構築するものである。防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎はすべて鉄筋コンクリートで一体化した構造とし、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。防潮壁直下に構築する放水路はカルバート構造であり、敷地内への津波の浸水を防止するための放水路ゲートを設置する。また、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界には、有意な漏えいを生じさせないために、変位追従性を有する止水ジョイント部材を設置する。

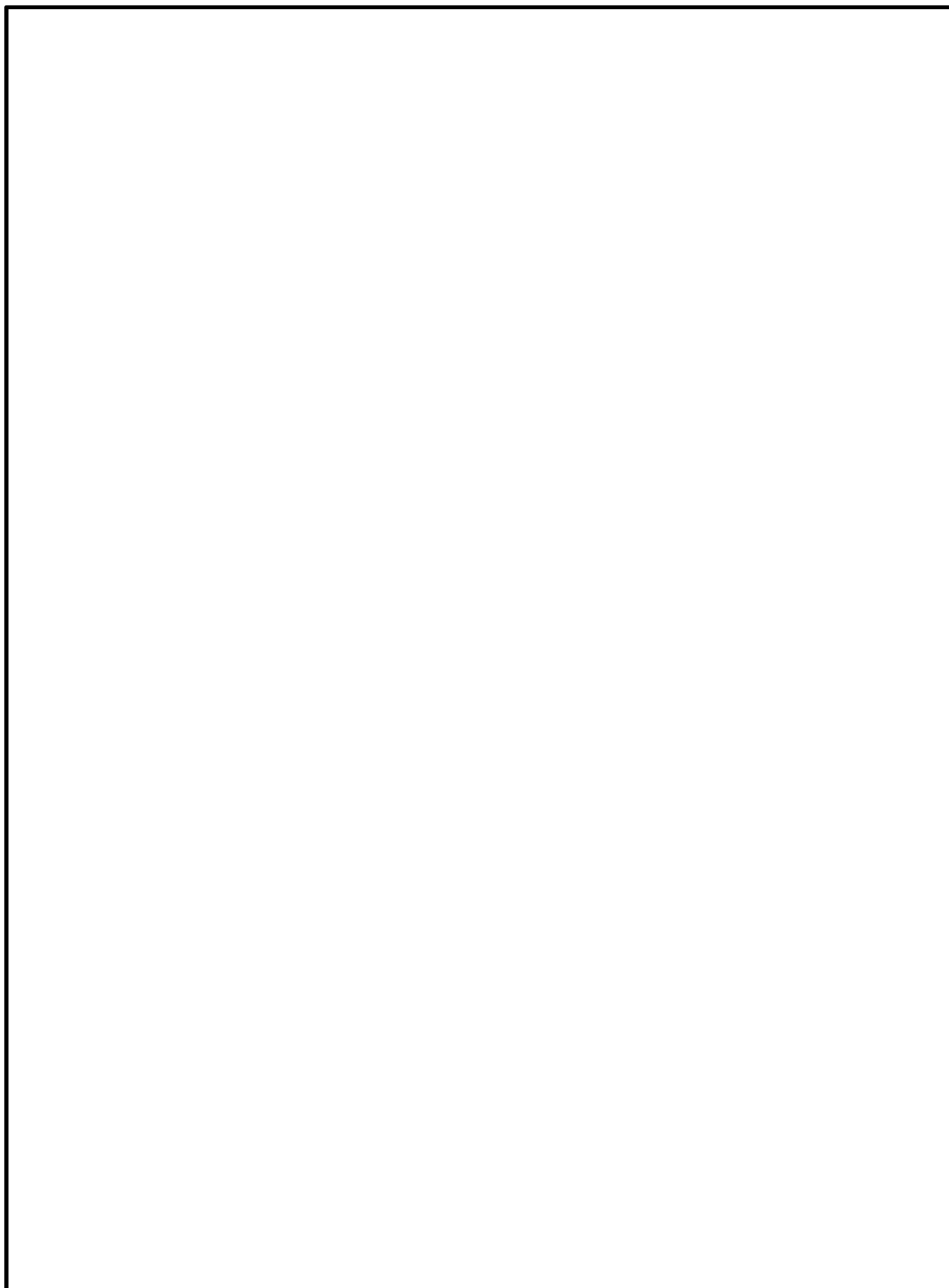
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図を第2.2-1図に、断面図を第2.2-2図に示す。また、止水ジョイント部材の設置位置図を第2.2-3図に、概要図を第2.2-4図に示す。



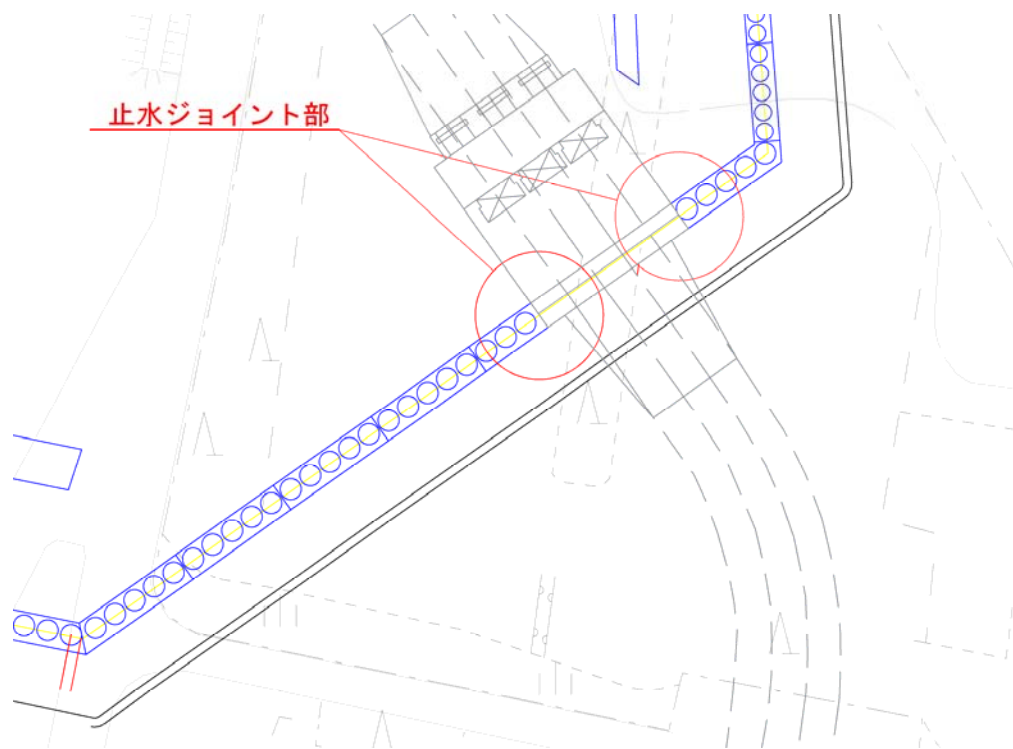
第2.2-1図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面図



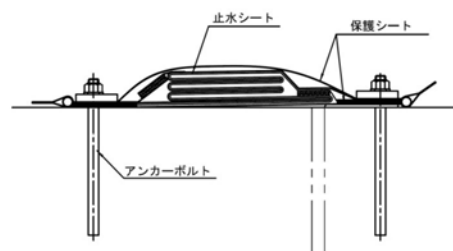
第 2.2-2 図 (1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図



第 2.2-2 図 (2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の断面図



第 2.2-3 図 止水ジョイント部材の設置位置図



シートジョイント

第 2.2-4 図 止水ジョイント部材の概要図

津波時には、津波荷重及び漂流物の衝突荷重により上部構造の防潮壁に曲げ及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ及びせん断力は、鉄筋コンクリート構造として一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。

重畳時には、津波荷重及び地震による慣性力、並びに地盤変形に伴う土圧によって、上部構造である防潮壁及び放水路に曲げ及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。

2.3 評価方針

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価は、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」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4. 許容限界」におい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実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法及び評価条件を用いて評価し、「4. 評価結果」より、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）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。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（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作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価は、設計基準対象施設として第 2.3-1 表の鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

津波時の地盤剛性及び地盤ばねの上限値の設定は、第 2.3-2 表に示す地盤剛性 4 種類と地盤ばねの上限値 4 種類を考慮して、地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤ばねの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。

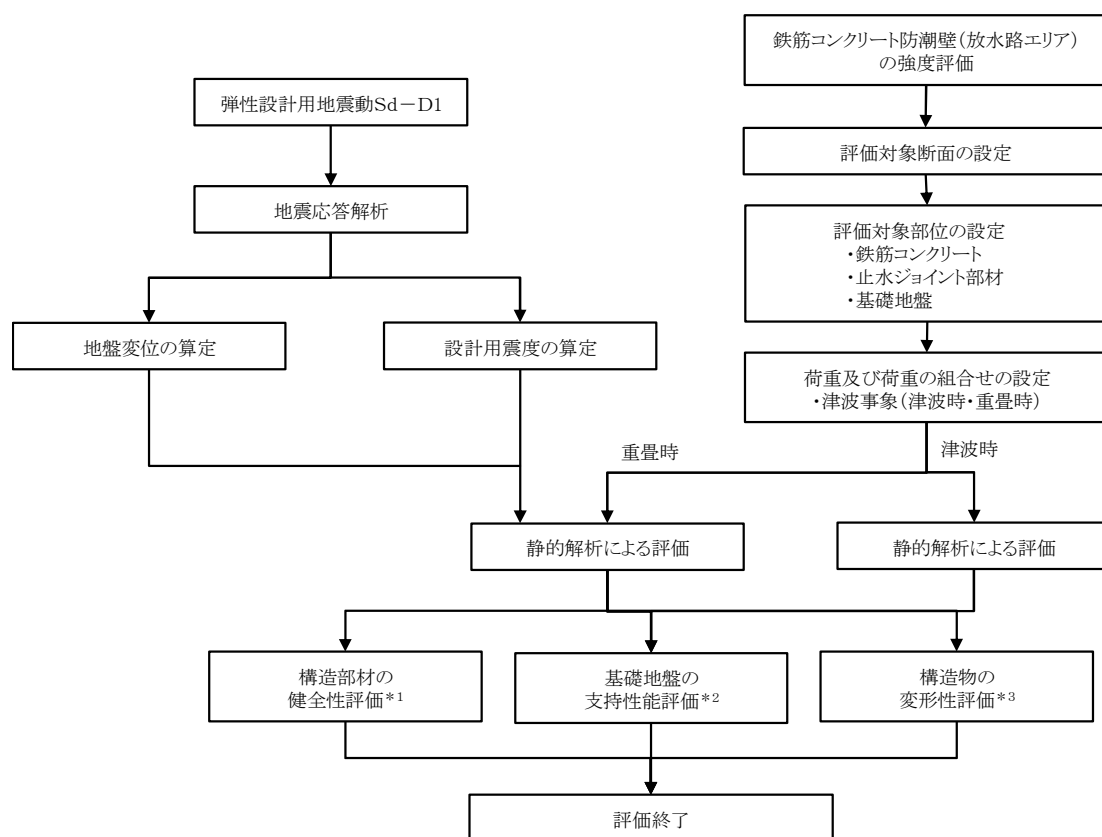
第 2.3-1 表 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目

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	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認する。	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力*
止水性を損なわないこと。	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認する。	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認する。	極限支持力*
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認する。	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

第 2.3-2 表 津波時の地盤剛性及び地盤ばねの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均） ピーク強度（ -1σ ） 残留強度（平均） 残留強度（ -1σ ）



- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、第2.3-1図に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、第2.3-1図に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *3：構造物の変形性評価を実施することで、第2.3-1図に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

第2.3-1図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価の検討フロー

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、第 2.3-3 表に示すように 2 次元静的フレーム解析における地盤ばねの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1 次元有効応力解析により地盤ばねの剛性及び上限値を設定した 2 次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、第 2.3-4 表に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

第 2.3-3 表 津波時の検討ケース

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

第 2.3-4 表 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術規定 J E A C 4 6 0 1－1991 追補版（（社）日本電気協会）
- ・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—（日本建築学会，1999 年）
- ・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（（社）土木学会，2005 年）

第 2.4-1 表 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年）	・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年） ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月） ・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—（日本建築学会，1999 年）	・曲げ軸力に対する照査は，発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断力に対する照査は，発生応力度，又は発生せん断力が短期許容応力度又は許容せん断力以下であることを確認
地震応答解析 静的フレーム解析	・J E A G 4 6 0 1－1987 ・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，2005 年）	・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析及び静的フレーム解析

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第 3.1-1 表に示す。

第 3.1-1 表 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
g	m/s^2	重力加速度
γ_w	kN/m^3	海水の単位体積重量
ρ	kg/m^3	海水の密度
G	kN	固定荷重 (防潮壁)
P	kN	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)
P_s	kN/m^2	積雪荷重
h	m	浸水深
P_t	kN/m^2	津波荷重 (設置地盤標高 : T. P. +6.6 m)
W_c	kN	漂流物の重量
v	m/s	津波最大流速
P_c	kN	衝突荷重
k_h	—	水平震度
k_v	—	鉛直震度
K_{sd}	kN	余震荷重
y	m	動水圧の作用高さ
P_d	kN/m^2	動水圧
σ_{ca}	N/mm^2	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
σ_{sa}	N/mm^2	鉄筋の短期許容引張応力度
τ_{a1}	N/mm^2	コンクリートの短期許容せん断応力度
τ_a	N/mm^2	コンクリート (放水路及び隔壁) の短期許容せん断応力度
V_a	kN	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力
V_{ca}	kN	コンクリートの負担するせん断力
V_{sa}	kN	斜め引張鉄筋の負担するせん断力
b_w	m	有効幅
j	—	$1/1.15$
d	m	有効高さ
A_w	m^2	斜め引張鉄筋断面積
s	m	斜め引張鉄筋間隔

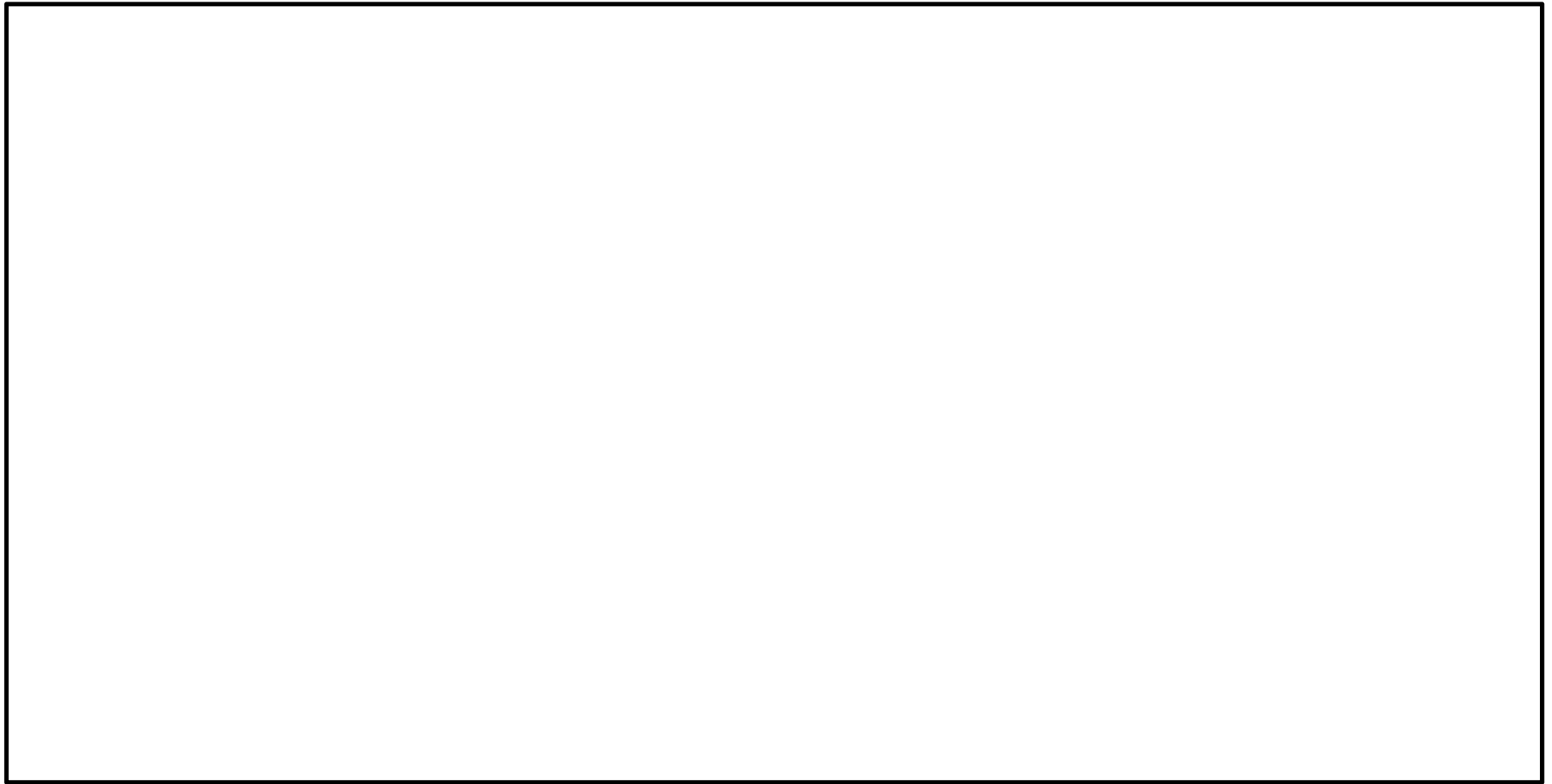
第 3.1-1 表 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
σ	N/mm^2	曲げモーメント及び軸力による応力度
M	$\text{N}\cdot\text{mm}$	最大曲げモーメント
Z	mm^3	断面係数
N	kN	軸力
A	mm^2	断面積
τ	N/mm^2	せん断応力度
S	kN	せん断力

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）では，津波時及び重畳時ともに，防潮壁に作用する津波波力が主荷重であり，津波波力の作用方向と同じ方向に余震荷重や衝突荷重等が作用した場合が構造成立性に対して最も厳しいことになる。したがって，津波時及び重畳時の検討では，防潮壁横断方向を評価対象断面とする。第 3.2-1 図に評価対象断面を示す。



第 3.2-1 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象断面図
（防潮壁横断方向）

3.2.2 評価対象部位

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、一体構造となっている防潮壁、放水路及び地中連続壁基礎の各部材とする。

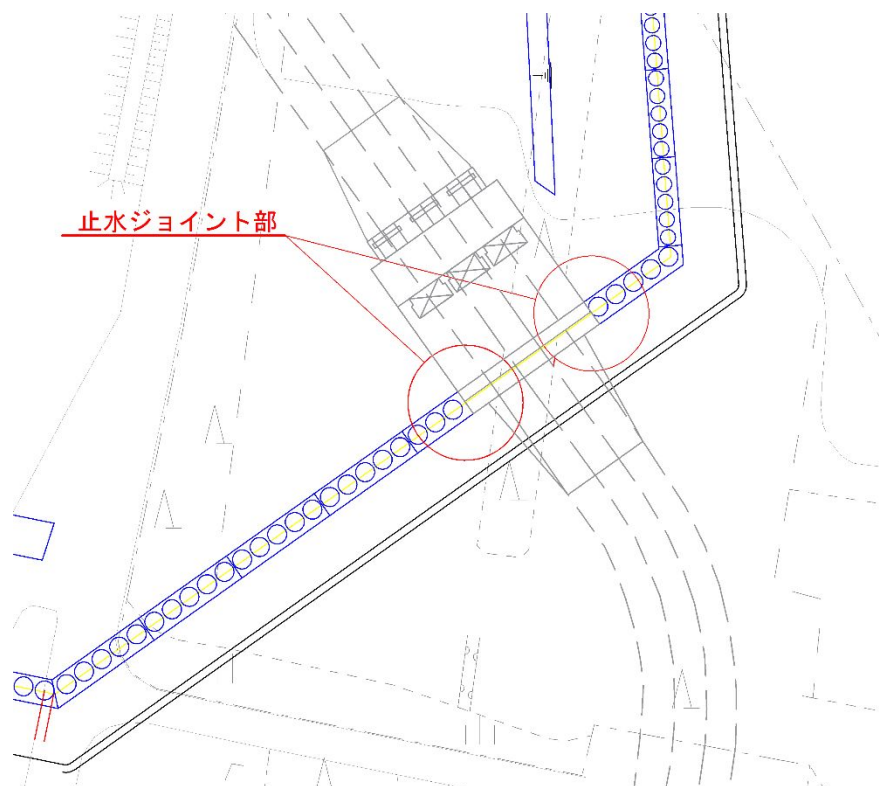
津波時及び重畳時の検討では、津波波圧を受ける防潮壁及び防潮壁を支持する地中連続壁基礎を評価対象部材とする。また、放水路上に設置される防潮壁には、津波荷重、衝突荷重及び水平慣性力等が作用し、放水路の隔壁及び側壁は強軸断面方向となる壁部材の面内方向に荷重を伝達し、耐震壁と同様の役割を担うと考えられることから、放水路側壁及び隔壁を耐震壁とみなした強度評価を併せて実施する。

(2) 基礎地盤

基礎地盤の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮堤（放水路エリア）の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とし、基礎地盤に生じる接地圧を検討する。

(3) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の評価対象部位は、防潮壁に隣接する鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート壁との境界に設置された止水ジョイント部材とする。止水ジョイント部材の変位量の評価対象部位を第3.2-2図に示す。



第3.2-2図 止水ジョイント部材の位置図

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「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」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

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価において、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) 積雪荷重（ P_s ）

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(3) 風荷重（ P_k ）

津波の遡上時には海面下であり、風荷重は考慮しない。

(4) 津波荷重（ P_t ）

津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。また、津波荷重として、管路解析より求めた放水路内に作用する水圧も考慮する。津波荷重の算定に用いる津波波圧を第 3.3-1 表に示す。

第 3.3-1 表 津波波圧

	防潮堤 天端高 (T.P.)	最大津波 水位標高 (T.P.)	防潮堤設置 地盤標高 (T.P.)	設計用 浸水深 (m)	防潮堤 天端波圧 (kN/m^2)	防潮堤設置地盤 標高での波圧 (kN/m^2)
基準津波時	+20.0	+17.9	+6.6	5.65	35.9	171.2
T.P. +24 m 津波時	+20.0	+24.0	+6.6	8.70	128.3	263.6

(5) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、第 3.3-2 表に示す 0.69 t 車両の F E M A (2012) * 式による漂流物荷重を考慮する。

注記 * : F E M A (2012) : Guideline for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, F E M A P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

第 3.3-2 表 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

(6) 余震荷重 (K_{sd})

余震と津波の「重畳時」は、余震荷重として弾性設計用地震動 S_d-D1 による躯体慣性力及び動水圧を考慮する。躯体慣性力及び動水圧は、構造物中心位置で実施した 1 次元有効応力解析の地表面最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、作用させる。

なお、水平方向の動水圧 (P_d) は、以下で示される Westergaard の式を用いて算定し、鉛直方向の動水圧は、固定水の慣性力として設定する。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{(h \cdot z)}$$

ここで、 γ_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

K_h : 水平震度

h : 水深 (m)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

(7) 積載荷重 (P)

積載荷重として、放水路ゲート及び巻上機械の機器・配管荷重、並びに放水路内の静水圧による荷重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は第 3.3-3 表のとおりである。

第 3.3-3 表 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
放水路ゲート及び巻上機	86 kN/基×3 基

また、T.P. +24 m 津波時では、越流した津波による海水重量を防潮壁天端に対して作用させる。

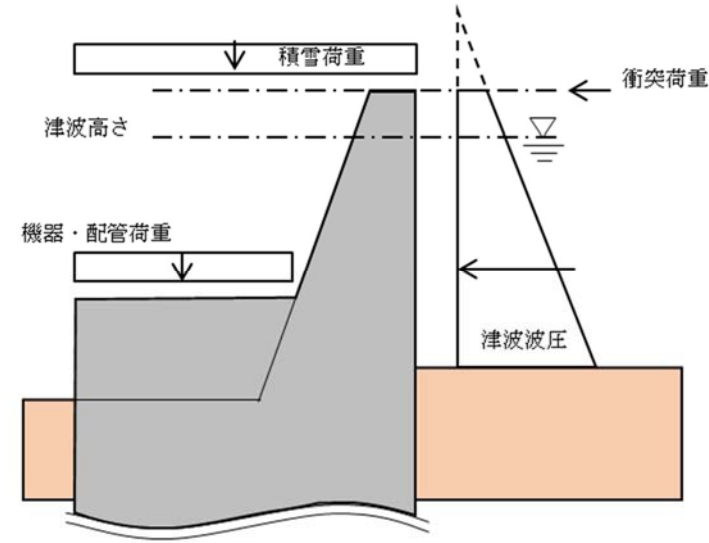
3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せ及び算定方法を第 3.3-4 表及び第 3.3-5 表に示し、荷重の概念図を第 3.3-1 図及び第 3.3-2 図に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分する。

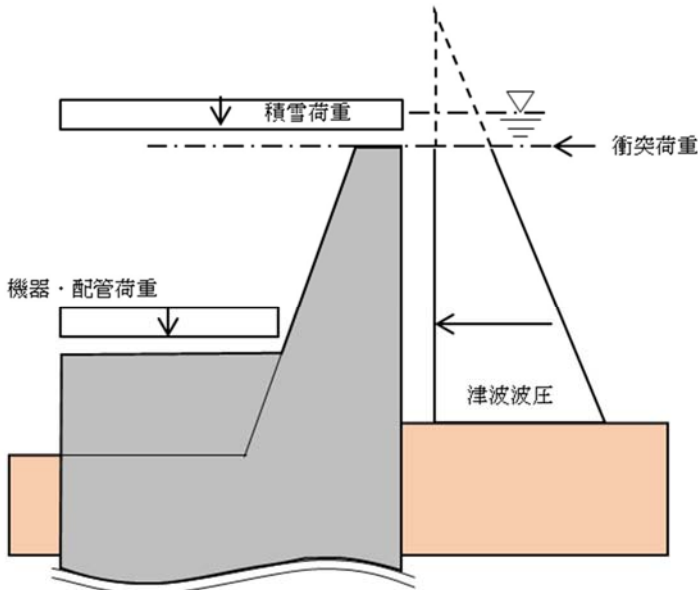
第 3.3-4 表 荷重の組合せ（津波時）

外力の状態	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c + P_s$

G : 固定荷重 P_c : 衝突荷重
 P : 積載荷重 P_s : 積雪荷重
 P_t : 津波荷重



(a) 基準津波時



(b) T.P. +24 m 津波時

第 3.3-1 図 荷重概念図（津波時）

第 3.3-5 表 荷重の組合せ（重畳時）

外力の状態	荷重の組合せ
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd} + P_s$

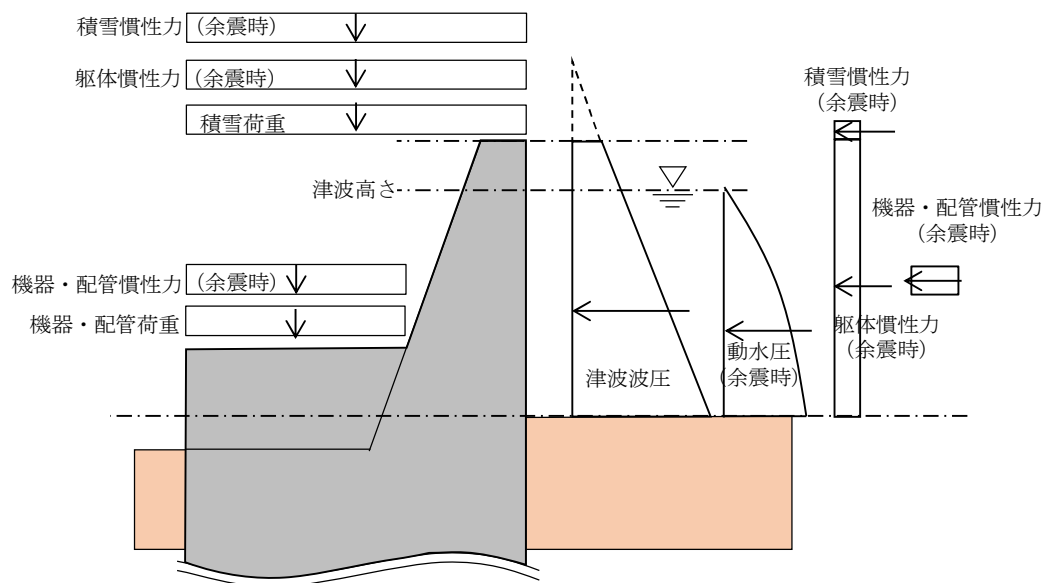
G : 固定荷重

P : 積載荷重

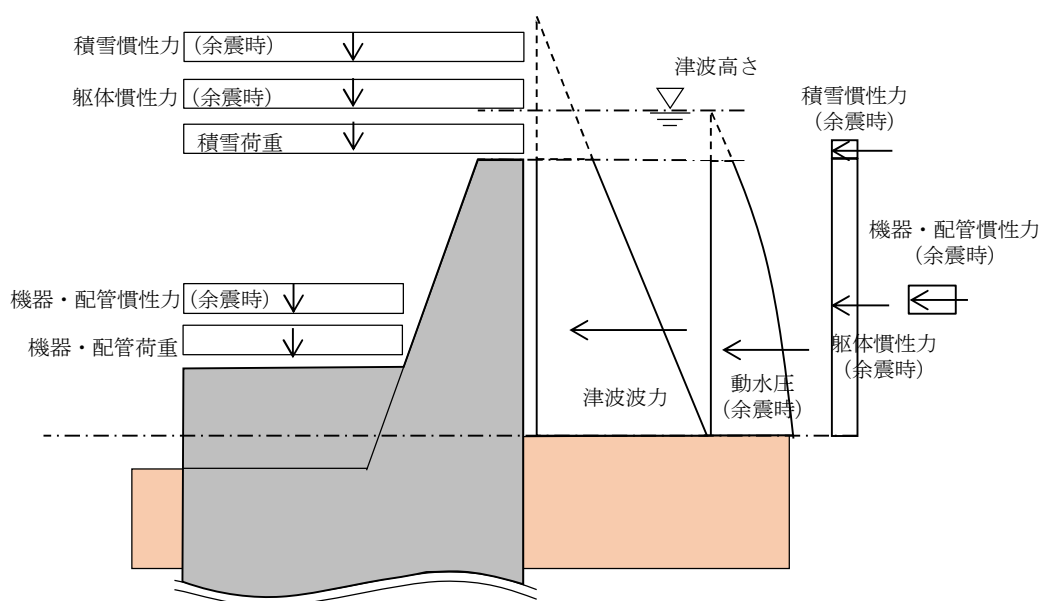
P_t : 津波荷重

K_{Sd} : 余震荷重

P_s : 積雪荷重



(a) 基準津波時



(b) T.P. + 24 m 津波時

第 3.3-2 図 荷重概念図（重畳時）

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鉄筋コンクリート

構造部材である鉄筋コンクリートの許容限界は「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002 年制定）」，「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」及び「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—（日本建築学会，1999 年）」に基づき，第 3.4-1 表及び第 3.4-2 表のとおり設定する。なお，第 3.4-1 表に示す許容応力度は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，基準津波時におけるコンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また，T.P. +24 m 津波時は 2 倍（コンクリート），1.65 倍（鉄筋）の割増を考慮する。

地中連続壁基礎の水平方向断面におけるコンクリート及び鉄筋の許容限界は，施工時におけるエレメント間の継手部を考慮して，コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を 20 %低減したものをを用いる。

第 3.4-1 表 構造部材の健全性に対する許容限界
(基準津波時)

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
コンクリート	f ' _{c k} =40 N/mm ²	短期許容曲げ圧縮応力度 σ _{c a}	21 * ¹
		短期許容せん断応力度 τ _{a l}	0. 825 * ³
		短期許容せん断応力度 τ _a	1. 35 * ⁴
鉄筋 (SD490) * ²		短期許容引張応力度 σ _{s a}	435
鉄筋 (SD390) * ¹		短期許容引張応力度 σ _{s a}	309
鉄筋 (SD345) * ¹		短期許容引張応力度 σ _{s a}	294

(T.P. +24 m 津波時)

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
コンクリート	f ' _{c k} =40 N/mm ²	短期許容曲げ圧縮応力度 σ _{c a}	28 * ¹
		短期許容せん断応力度 τ _{a 1}	1. 1 * ³
		短期許容せん断応力度 τ _a	1. 35 * ⁴
鉄筋 (SD490) * ²		短期許容引張応力度 σ _{s a}	478. 5
鉄筋 (SD390) * ¹		短期許容引張応力度 σ _{s a}	339. 9
鉄筋 (SD345) * ¹		短期許容引張応力度 σ _{s a}	323. 4

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」に基づき，次式により算定する短期許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここに，

V_{ca} : コンクリートの短期許容せん断力 (kN)

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (kN)

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度 (kN/m²)

b_w : 有効幅 (m)

j : 1/1.15

d : 有効高さ (m)

A_w : 斜め引張鉄筋断面積 (m²)

σ_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度 (kN/m²)

s : 斜め引張鉄筋間隔 (m)

*4：放水路側壁及び隔壁を耐震壁として強度評価する場合は，「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—（日本建築学会，1999 年）」に基づき，次式により算定する許容せん断応力（ τ_a' ）に対して割増係数 1.5 を考慮することで求められる短期許容せん断応力度を許容限界とする。

許容せん断応力度： $\tau_a' = F_c / 30$ かつ， $0.5 + F_c / 100$
で表される。

ここで，

F_c ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

したがって，短期許容せん断応力度（ τ_a ）は，

$$\tau_a = \tau_a' \times 1.5$$

により算定する。

第 3.4-2 表 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

		部位	断面性状		短期許容せん断力
			部材幅	部材高	
			(m)	(m)	(kN)
防潮壁の 設計	基準 津波時	防潮壁	1. 000	6. 500	8587
	T. P. +24 m 津波時		1. 000	6. 500	9965
鉛直断面の 設計	基準 津波時	地中連続壁基礎	20. 100	23. 000	565452
	T. P. +24 m 津波時		20. 100	23. 000	639934
水平断面の 設計	基準 津波時	地中連続壁基礎	1. 000	2. 360	3245
	T. P. +24 m 津波時		1. 000	2. 360	3707

(2) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、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、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成24年3月）により設定する。

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

R_u : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

$$* C_{CUU} = q_u / 2 \text{ より, } q_u = C_{CUU} \times 2$$

ここで、 C_{CUU} は Km 層の非排水せん断強度

A : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m²)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を第3.4-3表に示す。

第3.4-3表 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	6371

注記 * : 非排水せん断強度 $C_{CUU} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$ (kN/m²)

基礎底面標高 $Z = T.P. - 65$ (m)

(3) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格，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。第3.4-4表に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

第3.4-4表 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
シートジョイント	2 m

3.5 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 解析方法

津波時に発生する応答値は、固定荷重、積載荷重及び積雪の長期荷重に加え、津波荷重を作用させるとともに、衝突荷重を防潮壁天端に作用させた 2 次元静的フレーム解析により算定する。

解析コードは、「MSC NASTRAN Ver. 2017.1」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「V-5-1 計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。

(2) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

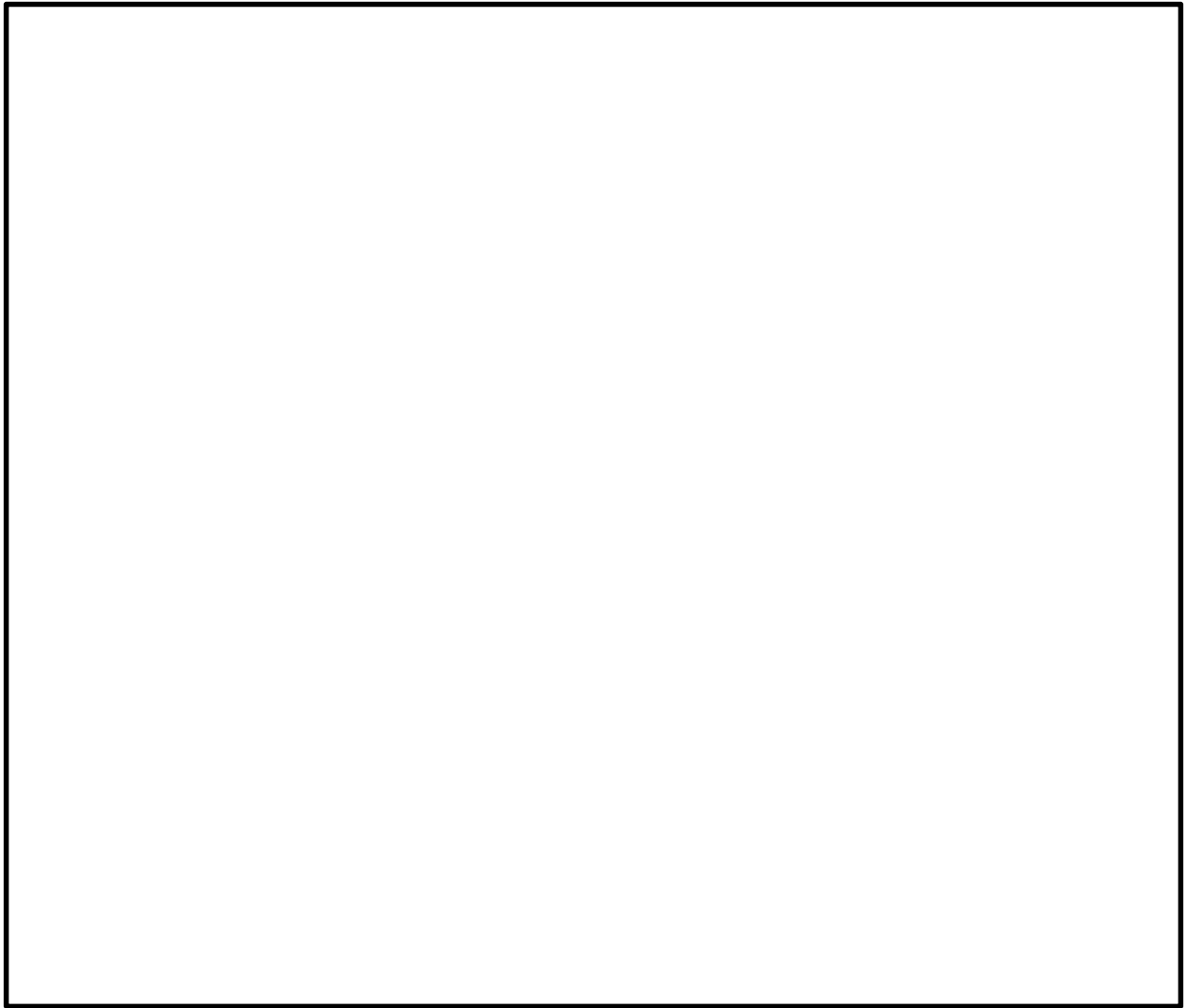
フレーム解析においては、防潮壁、地中連続壁基礎及び放水路（頂版及び底版）を線形はり要素、放水路（中壁及び側壁）を平面要素、地盤を非線形ばね要素でモデル化する。地中連続壁基礎は、線形はり要素でモデル化し地盤ばねを考慮する。防潮壁背面の放水路ゲートは、津波波力等の作用荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず、付加質量として考慮する。

2 次元静的フレーム解析に用いる地盤ばねは「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（平成 24 年 3 月）」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。津波時の地盤ばねは、第 3.5-1 表に示す地盤ばね 1 及び地盤ばね 2 の 2 ケースを考慮する。

津波時の解析モデル図を第 3.5-1 図に示す。

第 3.5-1 表 地盤ばねケース

ケース名	地盤ばねの ばね定数	地盤ばねの 反力上限値	備考
地盤ばね 1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値） から設定	地盤抵抗が大きいと仮定した 場合
地盤ばね 2	静弾性係数 から設定	残留強度（ -1σ 低減値） から設定	地盤抵抗が小さいと仮定した 場合



第 3.5-1 図 鉄筋クリート防潮壁（放水路エリア）の 2 次元静的フレーム解析モデル

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を第 3.5-2 表に、材料の物性値を第 3.5-3 表に示す。

第 3.5-2 表 使用材料

使用箇所	材料	諸元
防潮壁	鉄筋	SD345, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
放水路	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²
地中連続壁基礎	鉄筋	SD390, SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²

第 3.5-3 表 材料の物性値

使用箇所	材料	単位体積重量 (kN/m ³) *1	ヤング係数 (N/mm ²) *1	ポアソン比 *1	減衰定数 (%) *2
防潮壁	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2	5
放水路	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2	5
地中連続壁基礎	鉄筋コンクリート	24.5	3.1×10^4	0.2	5

注記 *1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）

*2：原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

c. 地盤及び地盤改良体の物性値

地盤及び地盤改良体の物性値は、添付書類「V-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。地盤物性値を第 3.5-4 表に、地盤改良体の物性値を第 3.5-5 表に示す。

第 3.5-4 表 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤									豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D2g-2	
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.15	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{mn}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{mn}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	1362035	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_D	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	3.82	2.83	1.44

第 3.5-4 表 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤				
				第四系 (非液状化層)				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1 ^{*1}	Km
物理特性	密度 ()は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z
	基準平均有効主応力 ()は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z

注記 *1：施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

第 3.5－4 表 (3) 地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

区分 番号	設定深度 T. P. (m) Z	適用深度 T. P. (m)	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{CD} ($^{\circ}$)	せん断波 速度 V_s (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 m , n	最大履歴 減衰率 γ_{max} (%)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度 V_p (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

第 3.5-5 表 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	

注記 : 地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度は、 1.5 N/mm^2

(3) 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価は、2次元静的フレーム解析結果より得られる照査用応答値が「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。

a. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

b. 基礎地盤の支持力

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価では、基礎地盤に生じる接地圧が地震時及び重畳時に包絡されと考えられることから実施しない。

c. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の津波時の評価は、各方向の地震動による最終相対変位と津波時の最大相対変位をベクトル合成した相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

3.5.2 重畳時

(1) 解析方法

重畳時においては、固定荷重、積載荷重の永久荷重及び積雪荷重の変動荷重に加え、津波荷重及び余震荷重を作用させる。

構造物に発生する変形量や断面力は、2次元静的フレーム解析より算定する。なお、2次元静的フレーム解析で考慮する余震に伴う地盤変位や静的震度は、構造物中心位置の地盤モデルに対する1次元有効応力解析より設定する。また、基礎直下の接地圧は、2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析より算定する。

解析コードは、2次元静的フレーム解析については「MSC NASTRAN Ver. 2018.0.1」を、1次元有効応力解析及び2次元有効応力解析、並びに2次元静的FEM解析については「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要についてはそれぞれ、添付書類「V-5-1 計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」及び「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」に示す。

重畳時の地盤ばねは、第3.5-6表に示す解析ケースにおいて S_d 波による1次元有効応力解析を実施し、最大地表面加速度発生時刻、最大地表面変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻におけるそれぞれの物性により設定し、第3.5-7表に示す3ケースを考慮する。

第 3.5-6 表 2次元静的フレーム解析における 1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液化化の条件を仮定した解析ケース
液化化強度特性の設定		原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性	液化化パラメータを非適用	液化化パラメータを非適用
地震波	S _d -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

注記 : 上記のケースより、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して地盤ばねを設定する。

第 3.5-7 表 地盤ばねケース

ケース名	地盤ばねのばね定数及び 反力上限値	備考
地盤ばね 3	S _d 波による 1次元有効応力解析から 地表面応答加速度が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が 大きいケース
地盤ばね 4	S _d 波による 1次元有効応力解析から 地表面応答変位が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が 小さいケース
地盤ばね 5	S _d 波による 1次元有効応力解析から せん断ひずみが最大値を示す地盤物性により設定	

a. 1次元有効応力解析

(a) 解析方法

重畳時の検討で実施する地震応答解析は、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

解析コードは、地震応答解析については解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・F L I P」に示す。

イ. 地盤

添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。

ロ. 減衰定数

固有値解析により求められる固有振動数及び初期減衰定数に基づく要素剛性比例型減衰を考慮する。また、非線形特性をモデル化する地盤の履歴減衰を考慮する。

(b) 解析モデル及び諸元

イ. 解析モデル

解析モデルは、構造物設置位置の地層構成に基づきモデル化する。

ロ. 地盤及び地盤改良体の物性値

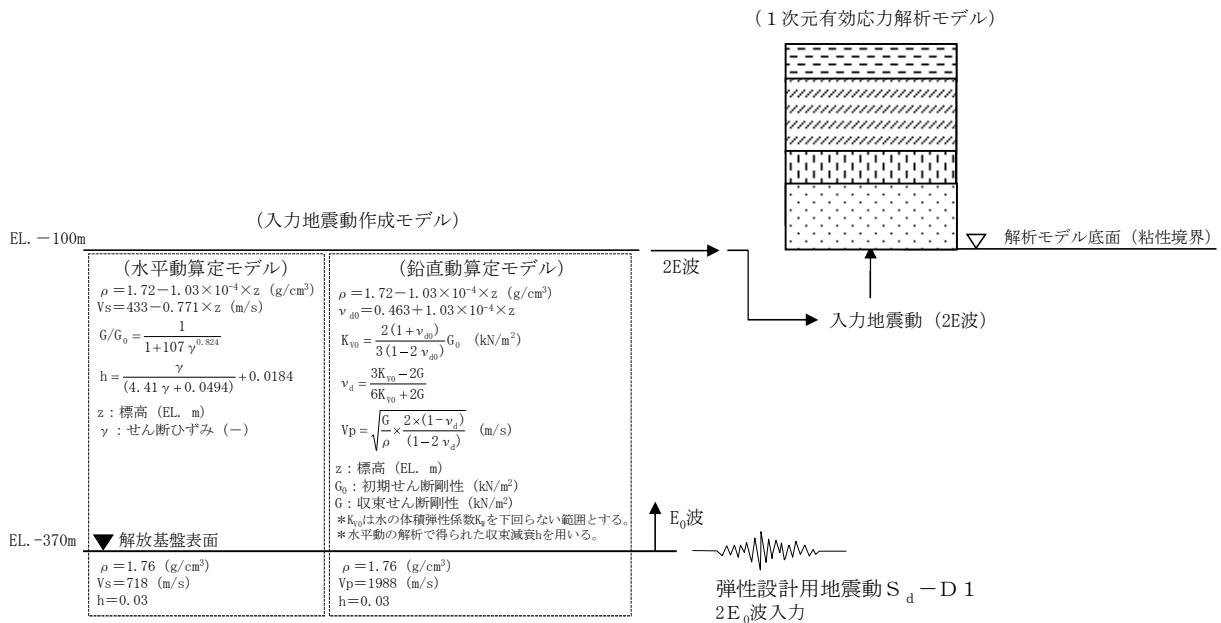
使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

(c) 入力地震動

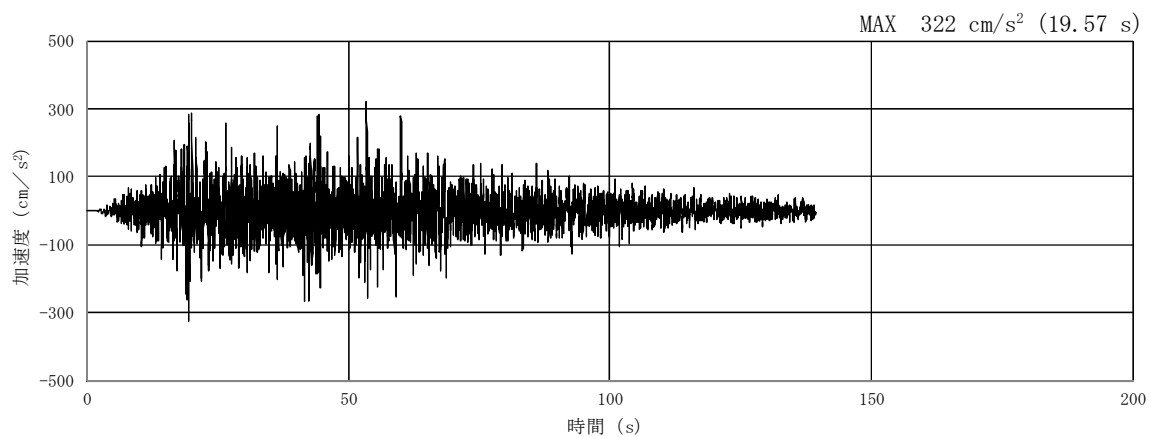
入力地震動は、添付書類「V-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を第 3.5-2 図に示す。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第 3.5-3 図に示す。

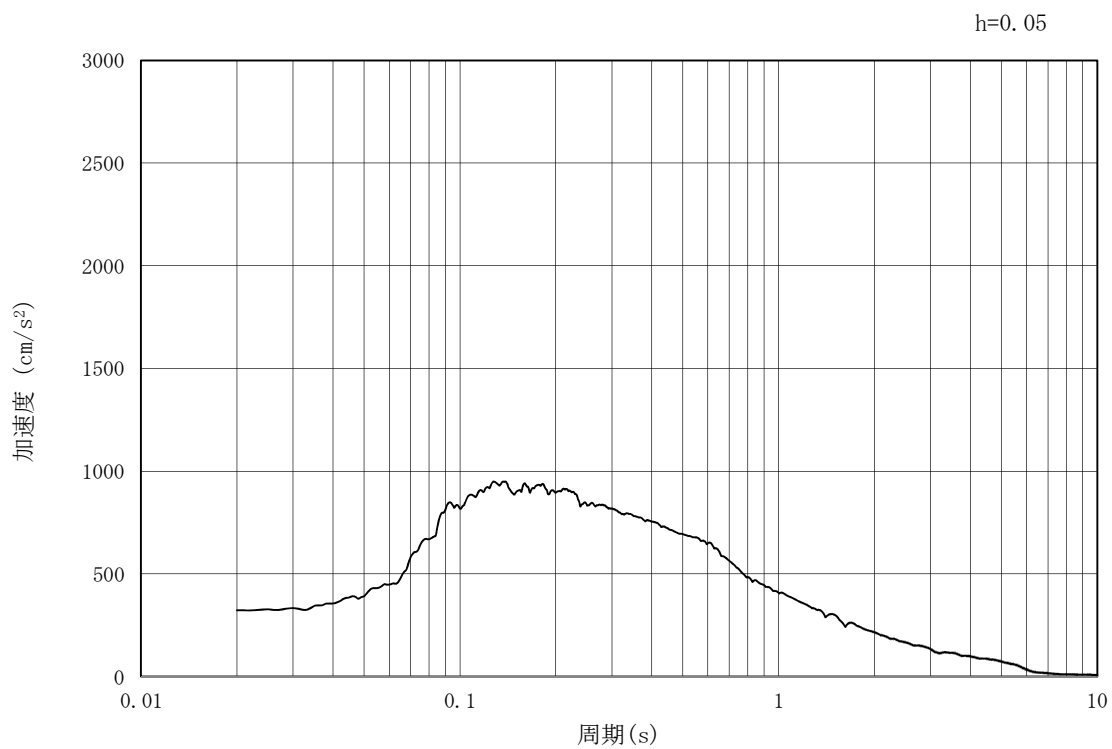
入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。



第 3.5-2 図 入力地震動算定の概念図

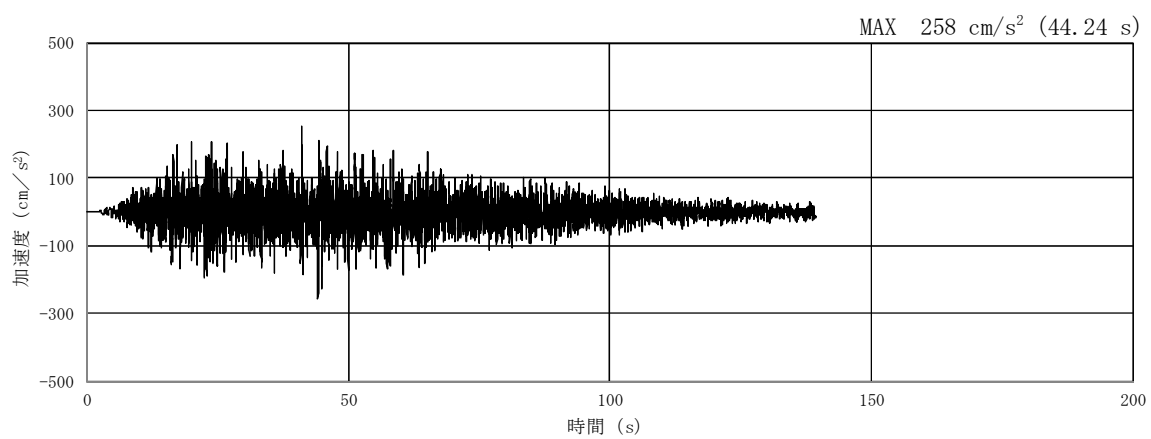


(a) 加速度時刻歴波形

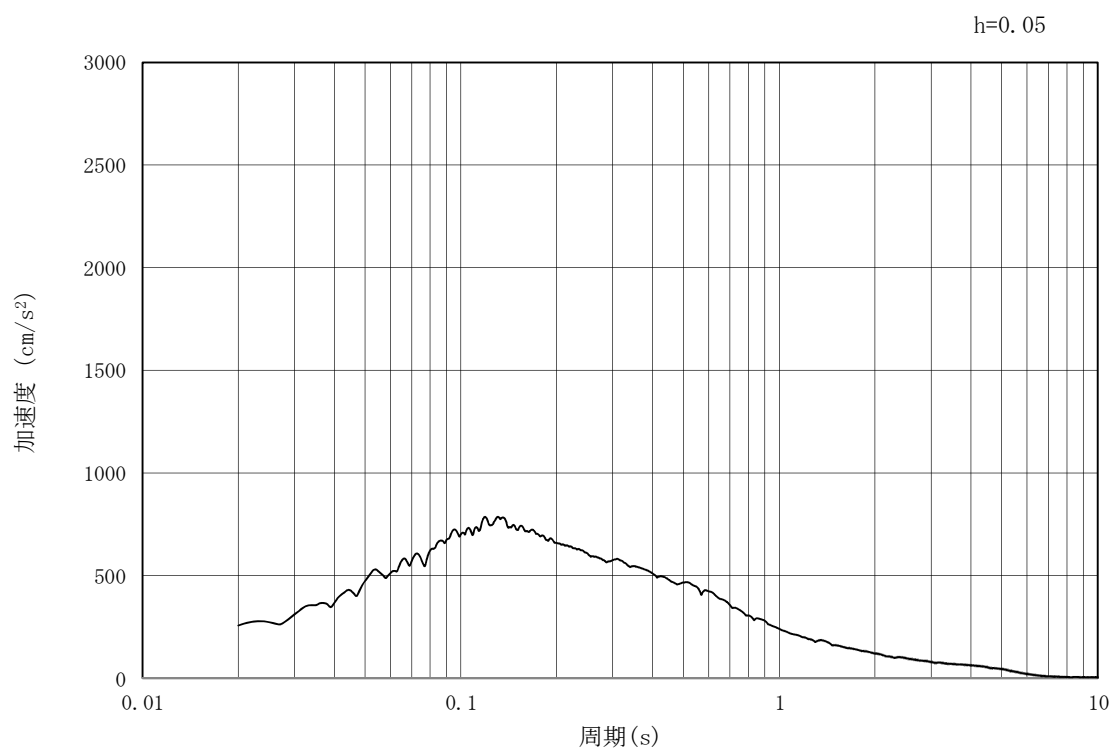


(b) 加速度応答スペクトル

第 3.5-3 図 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : $S_d - D1$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

第 3.5-3 図 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S_d-D1)

b. 2次元静的フレーム解析

(a) 解析方法

重畳時に発生する構造部材の発生応力は、固定荷重、積載荷重及び積雪の長期荷重に加え、津波荷重を作用させるとともに、余震荷重に対応する動水圧及び慣性力の静的荷重、並びに地盤変位を作用させた2次元静的フレーム解析により算定する。

解析コードは、2次元静的フレーム解析については解析コード、「MSC NASTRAN Ver. 2017.1」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「V-5-1 計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。

(b) 解析モデル及び諸元

イ. 解析モデル

解析モデルは、「3.5.1 津波時」と同様である。

ロ. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

ハ. 地盤及び地盤改良体の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

c. 2次元有効応力解析

(a) 解析方法

重畳時の検討で実施する地震応答解析は、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

解析コードは、地震応答解析については解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・F L I P」に示す。

イ. 地盤

添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す有効応力解析用地盤物性値に基づき、地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。

ロ. 減衰定数

固有値解析により求められる固有振動数及び初期減衰定数に基づく要素剛性比例型減衰を考慮する。また、非線形特性をモデル化する地盤の履歴減衰を考慮する。

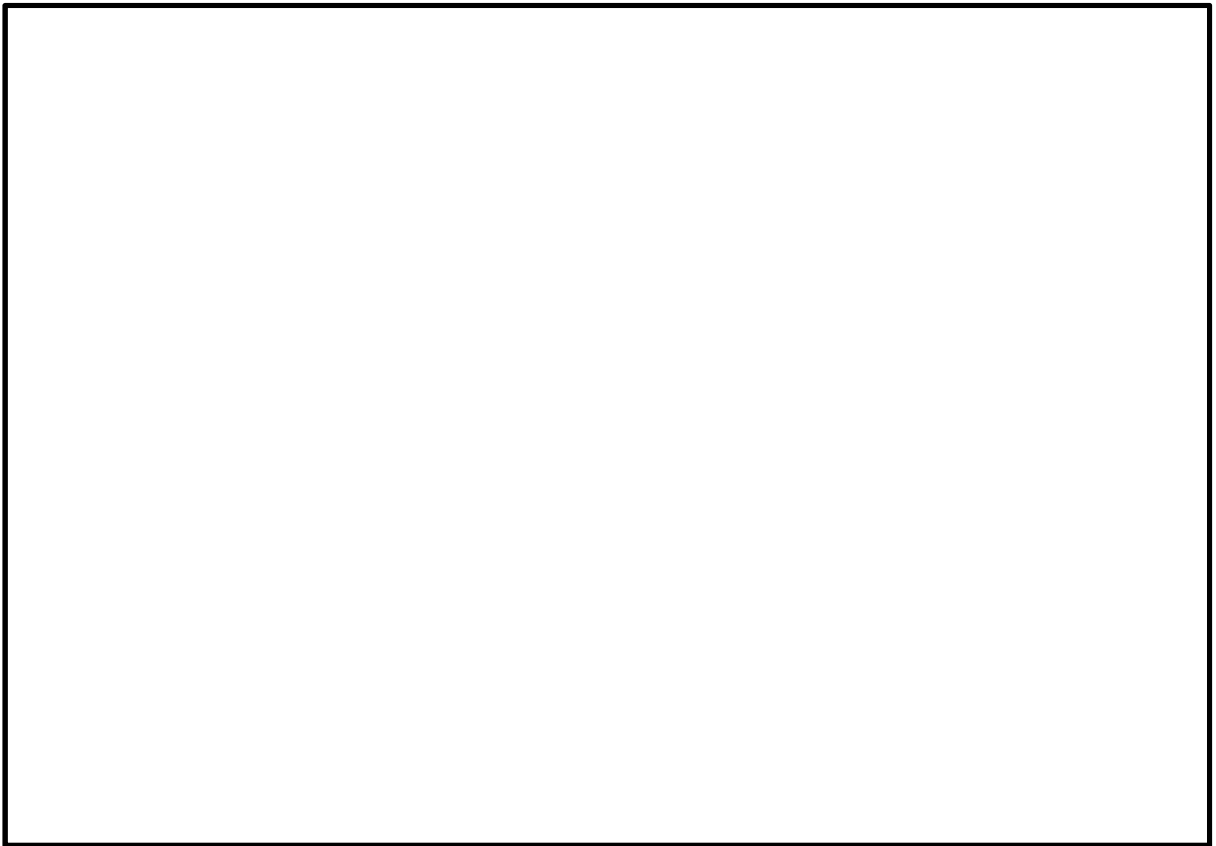
ハ. 入力地震動

入力地震動は、1次元有効応力解析で用いるものと同様に解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D1$ を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

(b) 解析モデル及び諸元

イ. 解析モデル

2次元有効応力解析では、地中連続壁基礎の奥行幅 20.1 m をモデル化対象範囲とし、構造物の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行きあたりに換算した物性を用いる。荷重作用方向に対して弱軸断面方向部材となる防潮壁，放水路頂版，放水路底版及び地中連続壁基礎は，線形はり要素によりモデル化する。地中連続壁基礎は，水平全断面の平面保持を考慮した鉛直方向部材とし，水平断面中心位置で線形はり要素としてモデル化する。2次元有効応力解析モデルの概要図を第 3.5-4 図に示す。



第 3.5-4 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物モデル概要図

ロ. 地盤及び地盤改良体の物性値

使用材料及び材料の物性値は，「3.5.1 津波時」と同様である。

ハ. 地盤及び地盤改良体の物性値

使用材料及び材料の物性値は，「3.5.1 津波時」と同様である。

(2) 評価方法

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の強度評価は、2次元静的フレーム解析、2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析により求められる照査用応答値が「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。

a. 鉄筋コンクリート

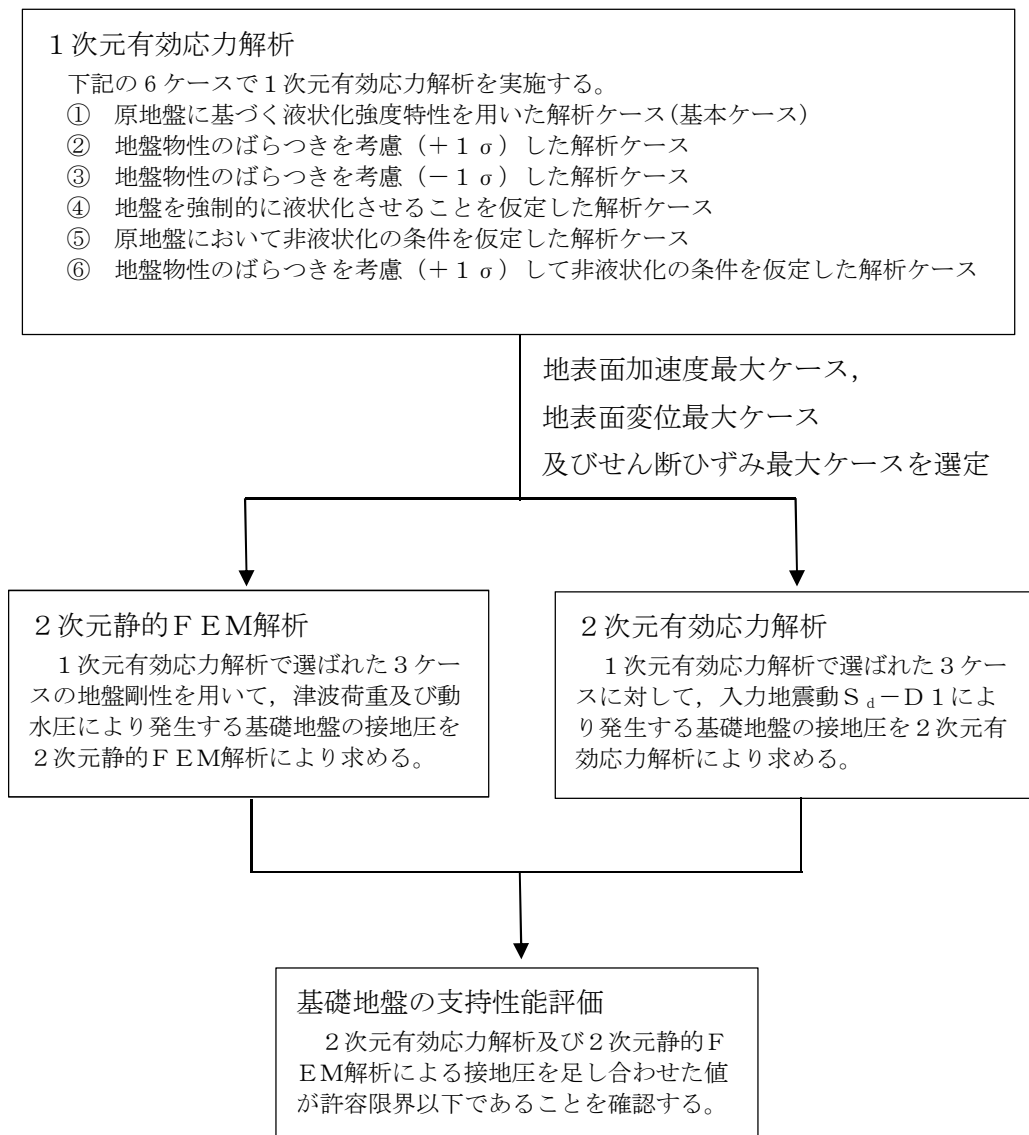
鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

b. 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能に係る評価は、 S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で求められる基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元静的FEM解析で求められる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。なお、基礎地盤の支持性能評価フローを第3.5-5図に示す。

c. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価は、各方向の地震動による最終相対変位と余震及び津波の重畳時の最大相対変位をベクトル合成した相対変位量が許容限界以下であることを確認する。



注記：*上記の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

第3.5-5図 基礎地盤の支持性能評価フロー

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を以下に示す。

(1) 津波時

第 4.1-1 表 強度評価に用いる条件(津波時, 基準津波時)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
P	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
P_s	積雪荷重	0.60	kN/m^2
h	浸水深	5.65	m
P_t	津波荷重 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	171.2	kN/m^2
W_c	漂流物の重量	0.69	kN
v	津波最大流速	11	m/s
P_c	衝突荷重	759	kN
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
K_{sd}	余震荷重	—	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
P_d	動水圧 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	—	kN/m^2
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	21	N/mm^2
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度 (SD490)	435	N/mm^2
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.825	N/mm^2
τ_a	コンクリート(放水路及び隔壁)の短期許容せん断応力度	1.35	N/mm^2
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	8587	kN

第 4.1-2 表 強度評価に用いる条件(津波時, T.P+24 m 津波時)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
P	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
P_s	積雪荷重	0.60	kN/m^2
h	浸水深	8.70	m
P_t	津波荷重 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	263.6	kN/m^2
W_c	漂流物の重量	0.69	kN
v	津波最大流速	15	m/s
P_c	衝突荷重	1035	kN
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
K_{Sd}	余震荷重	—	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
P_d	動水圧 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	—	kN/m^2
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	28	N/mm^2
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度 (SD490)	478.5	N/mm^2
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	1.1	N/mm^2
τ_a	コンクリート(放水路及び隔壁)の短期許容せん断応力度	1.35	N/mm^2
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	9965	kN

(2) 重畳時

第 4.1-3 表 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 3, 基準津波時)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
P	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
P_s	積雪荷重	0.21	kN/m^2
h	浸水深	5.65	m
P_t	津波荷重 (設置地盤標高 : T. P. +6.6 m)	171.2	kN/m^2
W_c	漂流物の重量	—	kN
v	津波最大流速	—	m/s
P_c	衝突荷重	—	kN
k_h	水平震度	0.19	—
k_v	鉛直震度	0.20	—
K_{sd}	余震荷重	震度×自重	kN
y	動水圧の作用高さ	4.52	m
P_d	動水圧 (設置地盤標高 : T. P. +6.6 m)	19.0	kN/m^2
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	21	N/mm^2
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度 (SD490)	435	N/mm^2
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.825	N/mm^2
τ_a	コンクリート (放水路及び隔壁) の短期許容せん断応力度	1.35	N/mm^2
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	8587	kN

第 4.1-4 表 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 3, T.P+24 m 津波時)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
P	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
P_s	積雪荷重	0.21	kN/m^2
h	浸水深	8.70	m
P_t	津波荷重 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	263.6	kN/m^2
W_c	漂流物の重量	—	kN
v	津波最大流速	—	m/s
P_c	衝突荷重	—	kN
k_h	水平震度	0.19	—
k_v	鉛直震度	0.20	—
K_{sd}	余震荷重	震度×自重	kN
y	動水圧の作用高さ	6.96	m
P_d	動水圧 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	29.2	kN/m^2
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	28	N/mm^2
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度 (SD490)	478.5	N/mm^2
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	1.1	N/mm^2
τ_a	コンクリート (放水路及び隔壁) の短期許容せん断応力度	1.35	N/mm^2
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	9965	kN

第 4.1-5 表 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 4, 基準津波時)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
P	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
P_s	積雪荷重	0.21	kN/m^2
h	浸水深	5.65	m
P_t	津波荷重 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	171.2	kN/m^2
W_c	漂流物の重量	—	kN
v	津波最大流速	—	m/s
P_c	衝突荷重	—	kN
k_h	水平震度	0.08	—
k_v	鉛直震度	0.20	—
K_{sd}	余震荷重	震度×自重	kN
y	動水圧の作用高さ	4.52	m
P_d	動水圧 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	8.0	kN/m^2
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	21	N/mm^2
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度 (SD490)	435	N/mm^2
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.825	N/mm^2
τ_a	コンクリート (放水路及び隔壁) の短期許容せん断応力度	1.35	N/mm^2
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	8587	kN

第 4.1-6 表 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 4, T.P+24 m 津波時)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
P	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
P_s	積雪荷重	0.21	kN/m^2
h	浸水深	8.70	m
P_t	津波荷重 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	263.6	kN/m^2
W_c	漂流物の重量	—	kN
v	津波最大流速	—	m/s
P_c	衝突荷重	—	kN
k_h	水平震度	0.08	—
k_v	鉛直震度	0.20	—
K_{sd}	余震荷重	震度×自重	kN
y	動水圧の作用高さ	6.96	m
P_d	動水圧 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	12.3	kN/m^2
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	28	N/mm^2
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度 (SD490)	478.5	N/mm^2
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	1.1	N/mm^2
τ_a	コンクリート (放水路及び隔壁) の短期許容せん断応力度	1.35	N/mm^2
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	9965	kN

第 4.1-7 表 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 5, 基準津波時)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
P	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
P_s	積雪荷重	0.21	kN/m^2
h	浸水深	5.65	m
P_t	津波荷重 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	171.2	kN/m^2
W_c	漂流物の重量	—	kN
v	津波最大流速	—	m/s
P_c	衝突荷重	—	kN
k_h	水平震度	0.13	—
k_v	鉛直震度	0.20	—
K_{sd}	余震荷重	震度×自重	kN
y	動水圧の作用高さ	4.52	m
P_d	動水圧 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	13.0	kN/m^2
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	21	N/mm^2
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度 (SD490)	435	N/mm^2
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.825	N/mm^2
τ_a	コンクリート (放水路及び隔壁) の短期許容せん断応力度	1.35	N/mm^2
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	8587	kN

第 4.1-8 表 強度評価に用いる条件(重畳時, 地盤ばね 5, T.P+24 m 津波時)

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重 (防潮壁)	34533	kN
P	積載荷重 (放水路ゲート及び巻上機)	258	kN
P_s	積雪荷重	0.21	kN/m^2
h	浸水深	8.70	m
P_t	津波荷重 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	263.6	kN/m^2
W_c	漂流物の重量	—	kN
v	津波最大流速	—	m/s
P_c	衝突荷重	—	kN
k_h	水平震度	0.13	—
k_v	鉛直震度	0.20	—
K_{sd}	余震荷重	震度×自重	kN
y	動水圧の作用高さ	6.96	m
P_d	動水圧 (設置地盤標高 : T.P. +6.6 m)	20.0	kN/m^2
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	28	N/mm^2
σ_{sa}	鉄筋の短期許容引張応力度 (SD490)	478.5	N/mm^2
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	1.1	N/mm^2
τ_a	コンクリート (放水路及び隔壁) の短期許容せん断応力度	1.35	N/mm^2
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	9965	kN

5. 評価結果

5.1 津波時の強度評価結果

5.1.1 防潮壁の評価結果

(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元の一覧を第 5.1-1 表に、概略配筋図を第 5.1-1 図に、評価位置を第 5.1-2 図に示す。

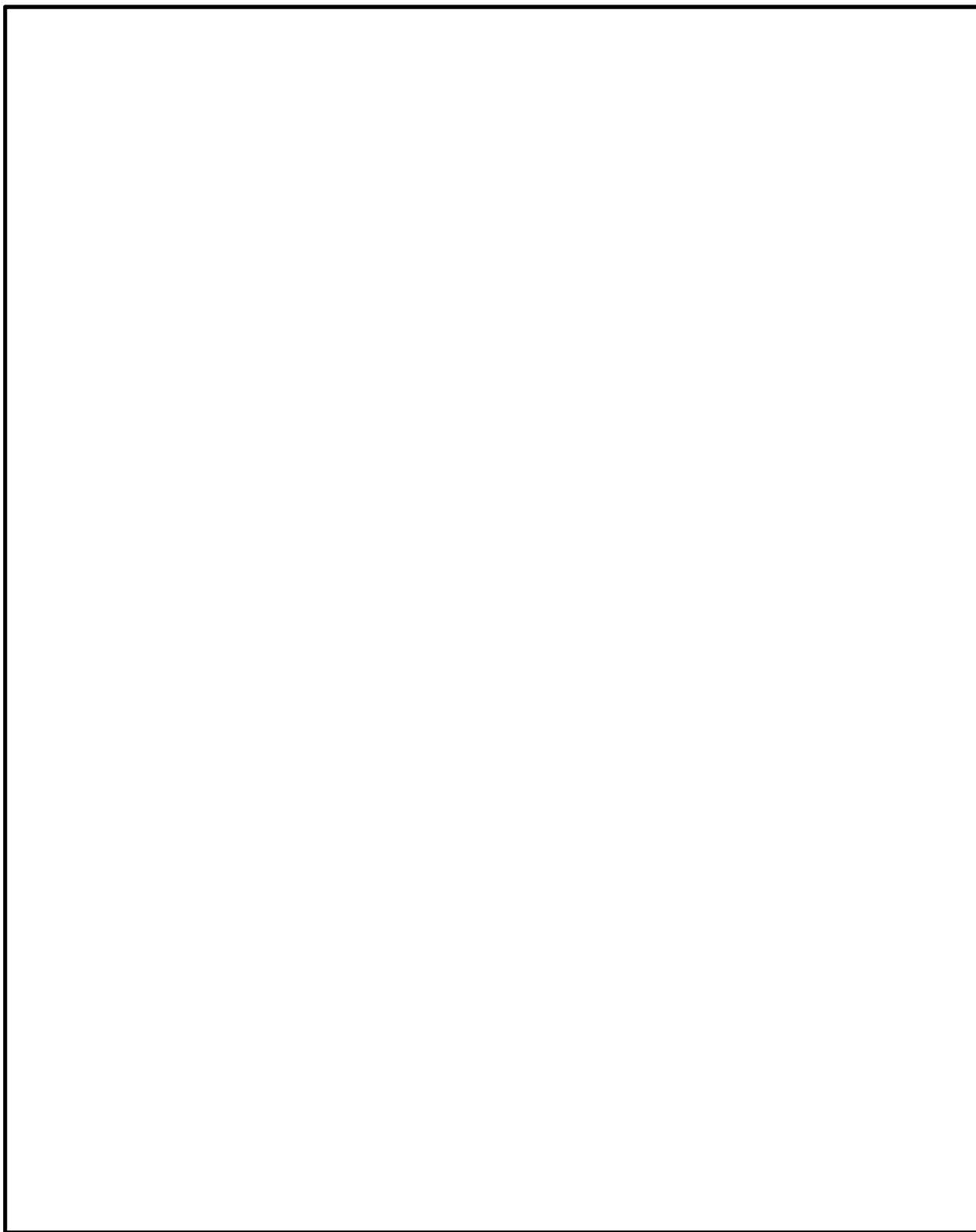
津波時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を第 5.1-2 表に示す。防潮壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ圧縮応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.1-1 表 (1) 断面諸元一覧表 (主鉄筋)

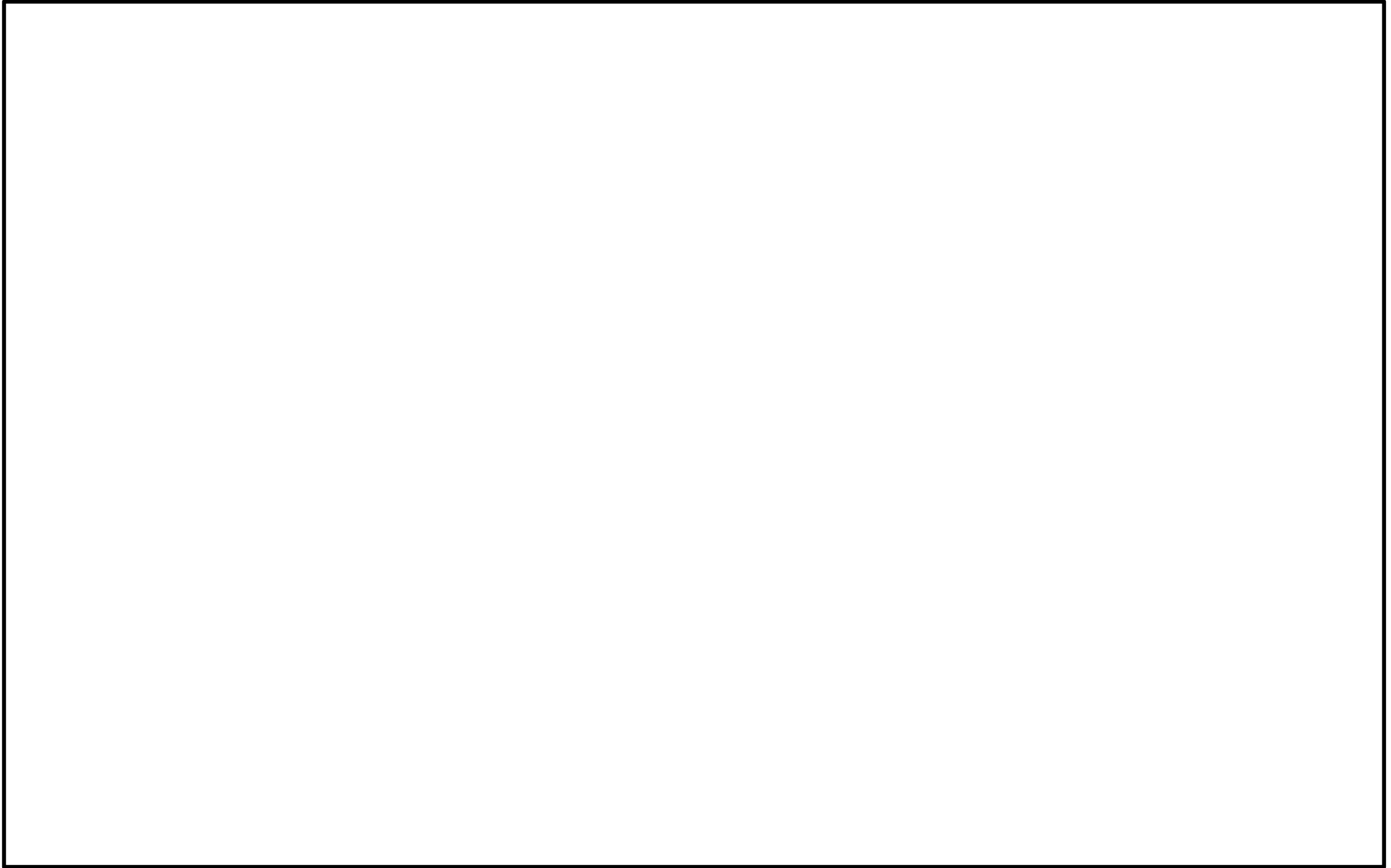
部位	断面性状				主鉄筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm ²)
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	195.8
地中連読壁基礎(鉛直)	20.060	22.960	0.260	22.700	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

第 5.1-1 表 (2) 断面諸元一覧表 (せん断補強鉄筋)

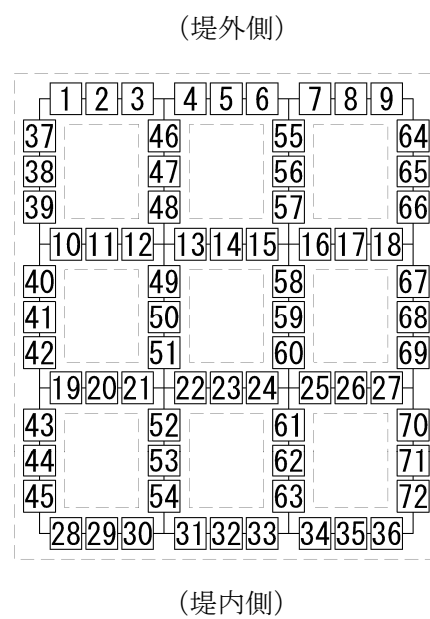
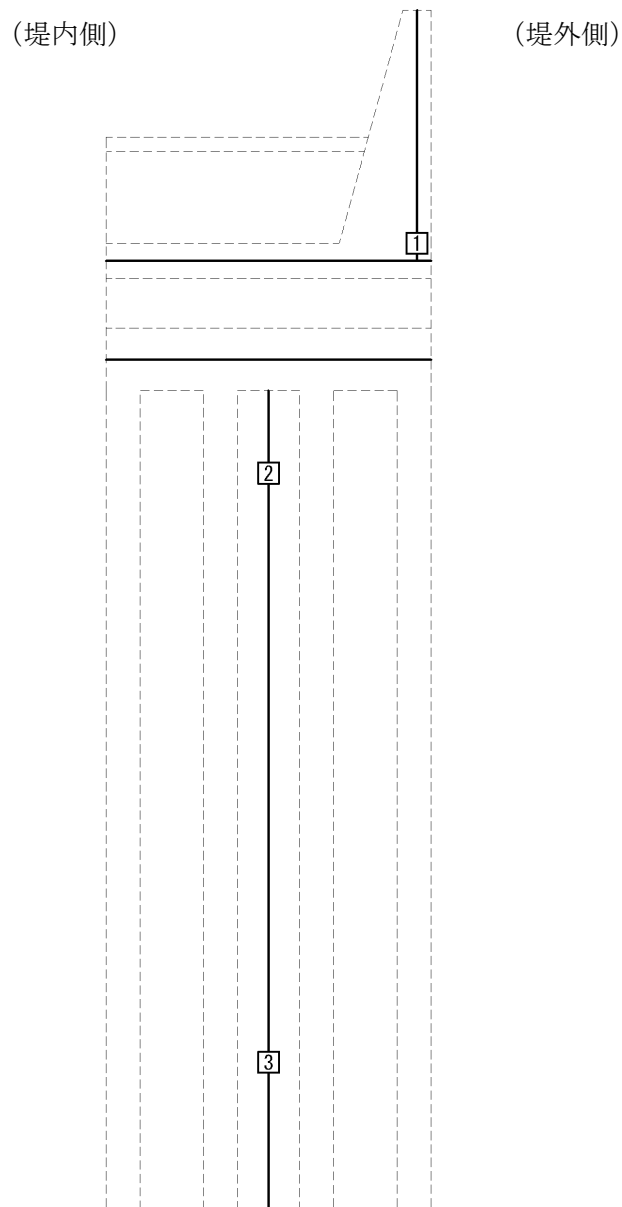
部位	断面性状				せん断補強筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD345	29	400	400	40.2
地中連読壁基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	150	8本	8.1
地中連読壁基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	600	31.7



第 5.1-1 図 (1) 概略配筋図 (防潮壁)



第 5.1-1 図 (2) 概略配筋図 (地中連壁基礎)



防潮壁及び地中連続壁基礎（鉛直）

地中連続壁基礎（水平）

第 5.1-2 図 評価位置

第 5.1-2 表 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	1	27947	1694	5.23	21.0	0.25
地盤ばね 2	1	27947	1694	5.23	21.0	0.25

第 5.1-2 表 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (津波時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	1	44820	1774	8.27	28.0	0.30
地盤ばね 2	1	44820	1774	8.27	28.0	0.30

(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

津波時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を第 5.1-3 表に示す。防潮壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.1-3 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 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/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	1	27947	1694	206.77	435.0	0.48
地盤ばね 2	1	27947	1694	206.77	435.0	0.48

第 5.1-3 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (津波時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 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/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	1	44820	1774	352.29	478.5	0.74
地盤ばね 2	1	44820	1774	352.29	478.5	0.74

(3) せん断力に対する照査

津波時におけるせん断力に対する評価結果を第 5.1-4 表に示す。防潮壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.1-4 表 (1) せん断力に対する照査結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね 1	1	2204	0.380	0.825	0.47	8587	0.26
地盤ばね 2	1	2204	0.380	0.825	0.47	8587	0.26

第 5.1-4 表 (2) せん断力に対する照査結果 (津波時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね 1	1	3718	0.650	1.100	0.60	9965	0.38
地盤ばね 2	1	3718	0.650	1.100	0.60	9965	0.38

5.1.2 地中連続壁基礎（鉛直）の評価結果

(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

津波時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を第 5.1-5 表に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ圧縮応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.1-5 表 (1) 地中連続壁基礎（鉛直）の曲げ軸力に対する照査結果（津波時：基準津波時）

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	3	19176	19654	1.37	21.0	0.07
地盤ばね 2	3	35012	27143	2.00	21.0	0.10

第 5.1-5 表 (2) 地中連続壁基礎（鉛直）の曲げ軸力に対する照査結果
(津波時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	3	38882	16742	1.47	28.0	0.06
地盤ばね 2	3	46739	27092	2.16	28.0	0.08

(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

津波時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を第 5.1-6 表に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.1-6 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 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/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	3	1869	19141	15.92	435.0	0.04
地盤ばね 2	3	15079	27685	20.61	435.0	0.05

第 5.1-6 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果
(津波時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 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/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	3	3428	19026	15.52	478.5	0.04
地盤ばね 2	3	23615	28164	19.36	478.5	0.05

(3) せん断力に対する照査

津波時におけるせん断力に対する評価結果を第 5.1-7 表に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.1-7 表 (1) せん断力に対する照査結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね 1	2	1546	0.210	0.825	0.26	28131	0.06
地盤ばね 2	2	1417	0.190	0.825	0.24	28131	0.06

第 5.1-7 表 (2) せん断力に対する照査結果 (津波時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね 1	2	2106	0.280	1.100	0.26	31837	0.07
地盤ばね 2	2	2110	0.280	1.100	0.26	31837	0.07

5.1.3 地中連続壁基礎（水平）の評価結果

(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

津波時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を第 5.1-8 表に示す。地中連続壁基礎の水平方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ圧縮応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.1-8 表 (1) 地中連続壁基礎（水平）の曲げ軸力に対する照査結果（津波時：基準津波時）

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	37, 64	261	366	0.37	16.8	0.03
地盤ばね 2	37, 64	289	405	0.41	16.8	0.03

第 5.1-8 表 (2) 地中連続壁基礎（水平）の曲げ軸力に対する照査結果
(津波時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	37, 64	423	593	0.60	22.4	0.03
地盤ばね 2	37, 64	442	620	0.63	22.4	0.03

(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

津波時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を第 5.1-9 表に示す。地中連続壁基礎の水平方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.1-9 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 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/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	2, 8	199	78	5.47	348.0	0.02
地盤ばね 2	2, 8	220	86	6.06	348.0	0.02

第 5.1-9 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果
(津波時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース	評価位置	発生断面力		引張 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/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 1	2, 8	322	126	8.87	382.8	0.03
地盤ばね 2	2, 8	337	132	9.28	382.8	0.03

(3) せん断力に対する照査

津波時におけるせん断力に対する評価結果を第 5.1-10 表に示す。地中連続壁基礎の水平方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.1-10 表 (1) せん断力に対する照査結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね 1	38, 65	78	0.043	0.660	0.07	3245	0.03
地盤ばね 2	38, 65	86	0.048	0.660	0.08	3245	0.03

第 5.1-10 表 (2) せん断力に対する照査結果 (津波時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース	評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね 1	38, 65	126	0.070	0.880	0.08	3707	0.04
地盤ばね 2	38, 65	132	0.073	0.880	0.09	3707	0.04

5.1.4 放水路の評価結果

津波時における放水路の側壁及び隔壁の評価結果を第 5.1-11 表に示す。放水路の側壁及び隔壁に対して耐震壁の照査を行った結果、せん断応力が短期許容せん断応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.1-11 表 (1) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果 (津波時：基準津波時)

検討ケース	せん断 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
地盤ばね 1	0.093	1.350	0.07
地盤ばね 2	0.095	1.350	0.08

第 5.1-11 表 (2) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果 (津波時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース	せん断 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
地盤ばね 1	0.146	1.350	0.11
地盤ばね 2	0.153	1.350	0.12

5.1.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を第 5.1-12 表及び第 5.1-13 表に示す。

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果の相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

第 5.1-12 表 津波時相対変位量（天端）

		δx (m)	δy (m)	δz (m)	3 成分合成 (m)	許容限界 (m)
S _s 最終 変位	鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)	0.297	0.051	0.037		
	鋼管杭鉄筋コンクリート 防潮壁	0.113	0.109	0.032		
津波時 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)		0.182	0.182	0.009		
合計		0.592	0.342	0.078	0.689	2.0

第 5.1-13 表 津波時相対変位量（地表面）

		δx (m)	δy (m)	δz (m)	3 成分合成 (m)	許容限界 (m)
S _s 最終 変位	鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)	0.297	0.051	0.037		
	鋼管杭鉄筋コンクリート 防潮壁	0.113	0.109	0.032		
津波時（鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)）		0.061	0.061	0.008		
合計		0.471	0.221	0.077	0.526	2.0

5.2 重畳時の強度評価結果

5.2.1 1次元有効応力解析結果

1次元有効応力解析結果から、地表面最大水平加速度、地表面最大変位及び最大せん断ひずみをまとめたものを第5.2-1表に示す。

第5.2-1表 1次元有効応力解析結果

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	127.8	123.1	125.2	77.28	182.7	183.0
地表面最大変位 (m)	0.134	0.130	0.145	0.229	0.119	0.106
最大せん断ひずみ(%)	3.03	3.16	3.24	2.87	0.34	0.30

第5.2-1表より、地盤ばね3は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤ばね4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤ばね5は最大せん断ひずみが発生する③地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤ばねを設定する。

各地盤ケースにおける地盤変位は、それぞれ、地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。

5.2.2 防潮壁の評価結果

(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元の一覧を第 5.2-2 表に、概略配筋図を第 5.2-1 図に、評価位置を第 5.2-2 図示す。

重畳時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を第 5.2-3 表に示す。防潮壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ圧縮応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

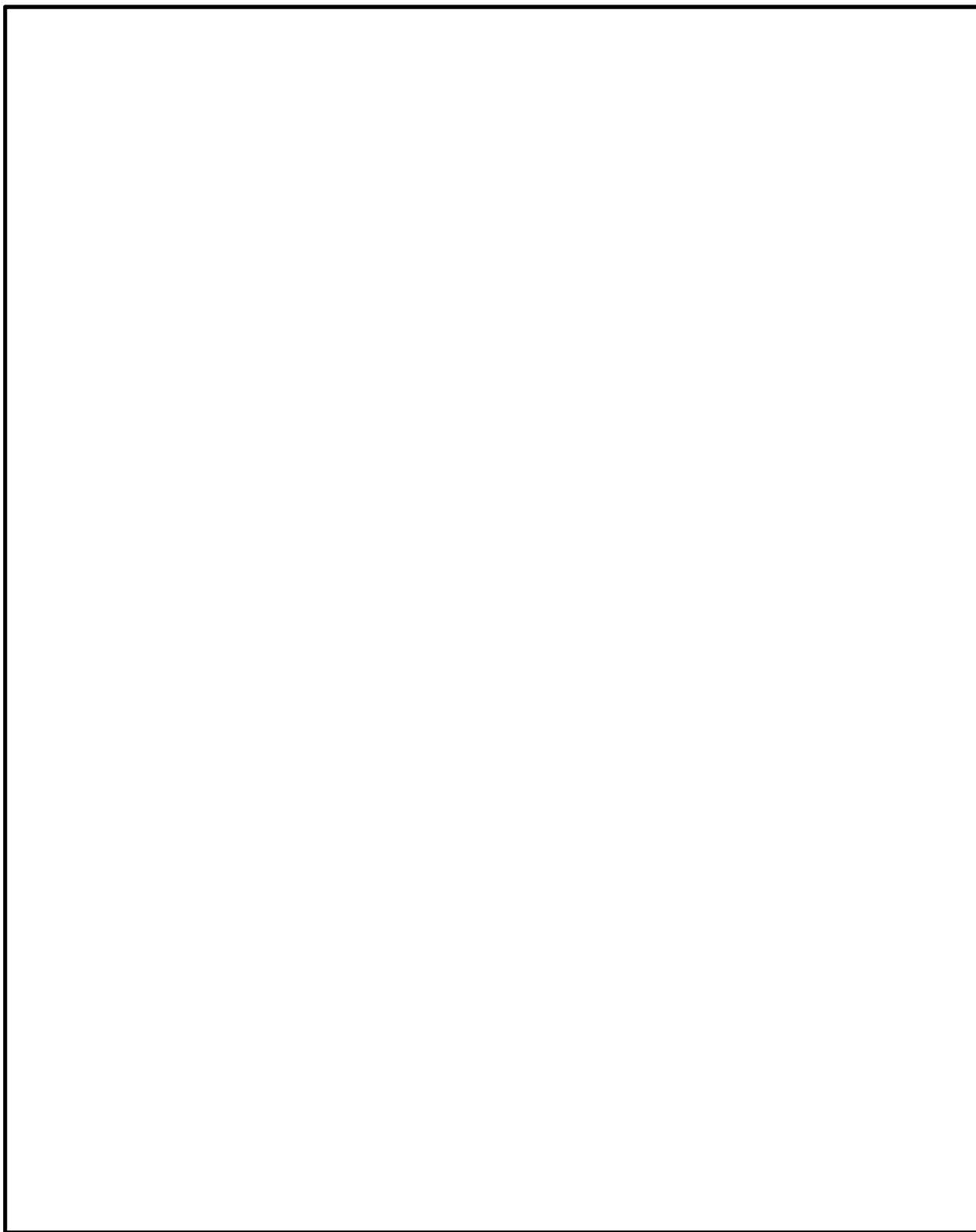
第 5.2-2 表 (1) 断面諸元一覧表 (主鉄筋)

部位	断面性状				主鉄筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	段数	鉄筋間隔	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(-)	(mm)	(cm ²)
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD490	51	2	200	195.8
地中連読壁基礎(鉛直)	20.060	22.960	0.260	22.700	SD490	51	1	200	101.4
地中連読壁基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD490	51	1	150	135.1

第 5.2-2 表 (2) 断面諸元一覧表 (せん断補強鉄筋)

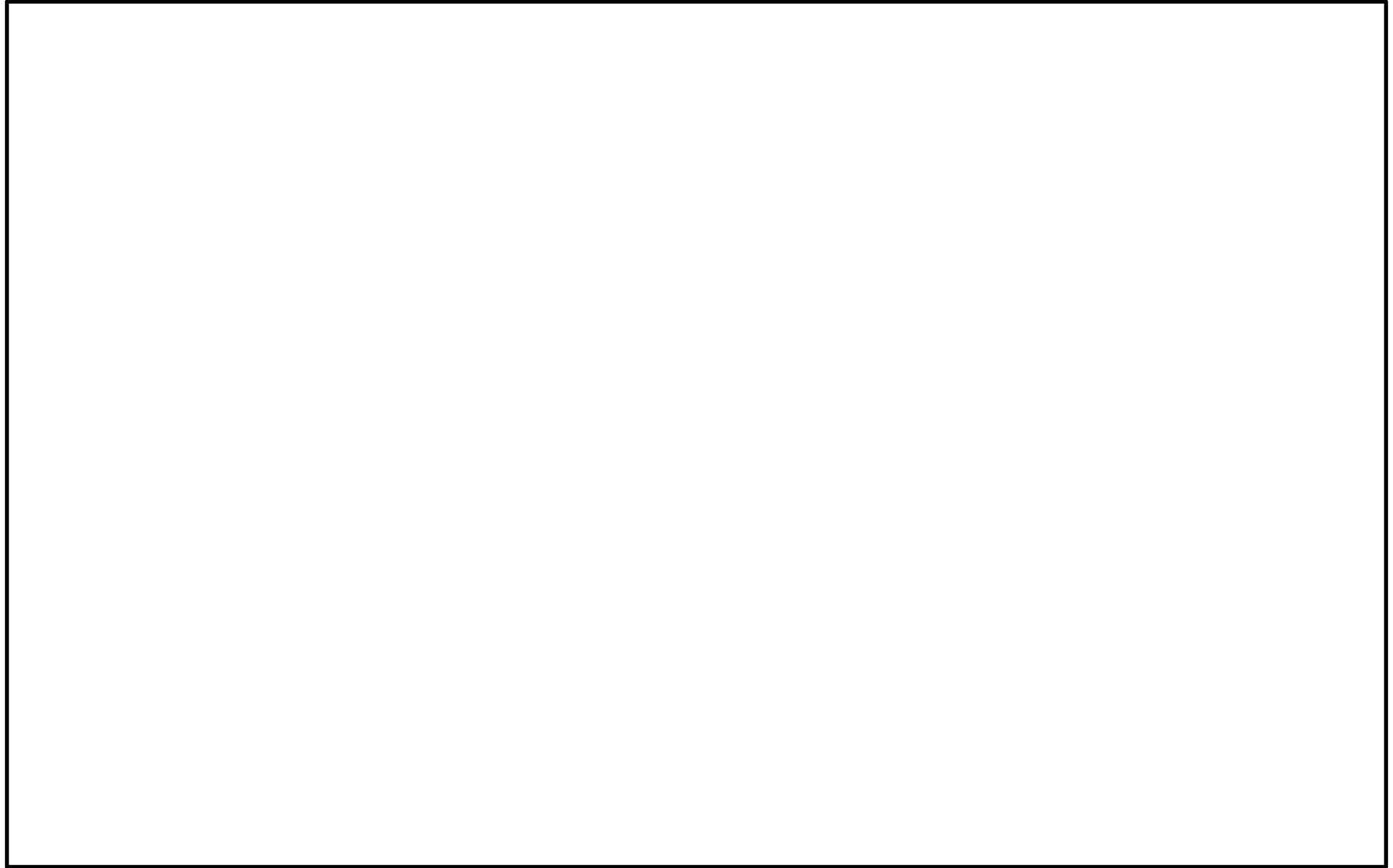
部位	断面性状				せん断補強筋				
	部材幅	部材高	かぶり	有効高さ	鉄筋種別	径	Sb	Ss	鉄筋量
	b (m)	h (m)	d' (m)	d (m)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)
防潮壁	1.000	6.500	0.300	6.200	SD345	29	400	400	40.2
地中連読壁基礎(鉛直)	0.470	22.960	0.260	22.700	SD490	51	(8本)	150	8.1
地中連読壁基礎(水平)	1.000	2.360	0.309	2.051	SD345	38	600	300	63.3

注記 : () 内の値は、水平全断面当たりの本数である。

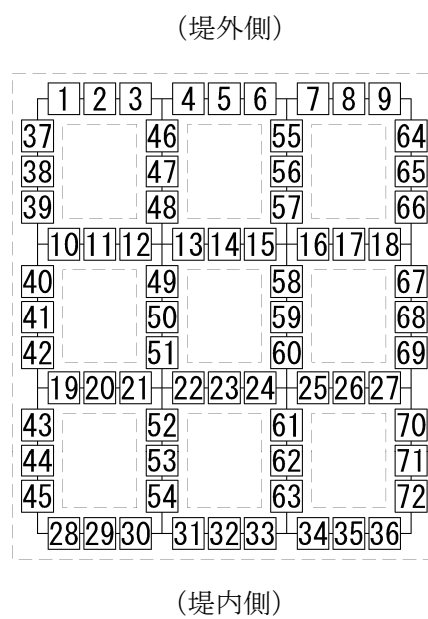
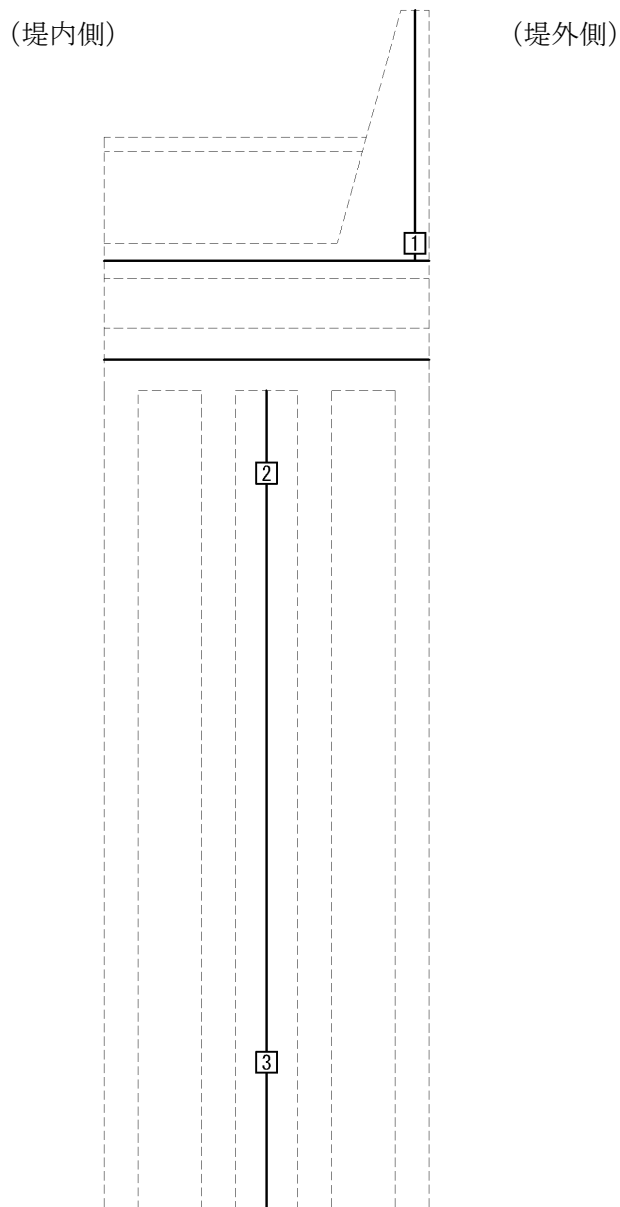


第 5.2-1 図 (1) 概略配筋図 (防潮壁)

NT2 補② V-3 別添 3-2-1-2-2 R1



第 5.2-1 図 (2) 概略配筋図 (地中連壁基礎)



防潮壁及び地中連続壁基礎（鉛直）

地中連続壁基礎（水平）

第 5.2-2 図 評価位置

第 5.2-3 表 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (重畳時：基準津波時)

検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	19410	1446	3.66	21.0	0.18
	鉛直下向き	1	20765	2048	3.96	21.0	0.19
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	17408	1429	3.29	21.0	0.16
	鉛直下向き	1	18652	1982	3.57	21.0	0.17
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	18091	1346	3.41	21.0	0.17
	鉛直下向き	1	19459	1954	3.71	21.0	0.18

第 5.2-3 表 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (重畳時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	32878	1528	6.09	28.0	0.22
	鉛直下向き	1	34155	2172	6.40	28.0	0.23
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	30420	1510	5.65	28.0	0.21
	鉛直下向き	1	31781	2115	5.96	28.0	0.22
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	31721	1509	5.88	28.0	0.21
	鉛直下向き	1	32954	2057	6.17	28.0	0.23

(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

重畳時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を第 5.2-4 表に示す。防潮壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.2-4 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (重畳時：基準津波時)

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 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}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	19410	1446	137.77	435.0	0.32
	鉛直下向き	1	20765	2048	136.72	435.0	0.32
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	17408	1429	120.73	435.0	0.28
	鉛直下向き	1	18652	1982	119.84	435.0	0.28
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	18091	1346	128.45	435.0	0.30
	鉛直下向き	1	19459	1954	127.40	435.0	0.30

第 5.2-4 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (重畳時：T.P. + 24.0 m 津波時)

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 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}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	32878	1528	253.42	478.5	0.53
	鉛直下向き	1	34155	2172	250.47	478.5	0.53
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	30420	1510	232.37	478.5	0.49
	鉛直下向き	1	31781	2115	231.04	478.5	0.49
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	31721	1509	243.75	478.5	0.51
	鉛直下向き	1	32954	2057	242.51	478.5	0.51

(3) せん断力に対する照査

重畳時におけるせん断力に対する評価結果を第 5.2-5 表に示す。防潮壁に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.2-5 表 (1) せん断力に対する照査結果 (重畳時：基準津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	2340	0.410	0.825	0.50	8587	0.28
	鉛直下向き	1	2340	0.410	0.825	0.50	8587	0.28
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	2028	0.350	0.825	0.43	8587	0.24
	鉛直下向き	1	2028	0.350	0.825	0.43	8587	0.24
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	2145	0.370	0.825	0.45	8587	0.25
	鉛直下向き	1	2145	0.370	0.825	0.45	8587	0.25

第 5.2-5 表 (2) せん断力に対する照査結果 (重畳時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	1	3561	0.620	1.100	0.57	9965	0.36
	鉛直下向き	1	3503	0.610	1.100	0.56	9965	0.36
地盤ばね 4	鉛直上向き	1	3333	0.580	1.100	0.53	9965	0.34
	鉛直下向き	1	3333	0.580	1.100	0.53	9965	0.34
地盤ばね 5	鉛直上向き	1	3492	0.610	1.100	0.56	9965	0.36
	鉛直下向き	1	3492	0.610	1.100	0.56	9965	0.36

5.2.3 地中連続壁基礎（鉛直）の評価結果

(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

重畳時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を第 5.2-6 表に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ圧縮応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.2-6 表 (1) 地中連続壁基礎（鉛直）の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：基準津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	129332	12529	3.11	21.0	0.15
	鉛直下向き	2	121350	18367	2.85	21.0	0.14
地盤ばね 4	鉛直上向き	3	172556	18269	4.10	21.0	0.20
	鉛直下向き	3	155183	23270	3.64	21.0	0.18
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	184603	11932	4.62	21.0	0.22
	鉛直下向き	2	179955	16909	4.34	21.0	0.21

第 5.2-6 表 (2) 地中連続壁基礎（鉛直）の曲げ軸力に対する照査結果
（重畳時：T.P. +24.0 m 津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	155169	11980	3.82	28.0	0.14
	鉛直下向き	2	144847	17050	3.40	28.0	0.13
地盤ばね 4	鉛直上向き	3	198840	17586	4.83	28.0	0.18
	鉛直下向き	3	187948	21413	4.42	28.0	0.16
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	235181	12665	5.94	28.0	0.22
	鉛直下向き	2	233634	17619	5.77	28.0	0.21

(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

重畳時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を第 5.2-7 表に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.2-7 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (重畳時：基準津波時)

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 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}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	125557	11683	49.90	435.0	0.12
	鉛直下向き	2	115469	16198	17.95	435.0	0.05
地盤ばね 4	鉛直上向き	3	172556	18269	54.26	435.0	0.13
	鉛直下向き	3	151433	21400	23.08	435.0	0.06
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	182487	11370	114.95	435.0	0.27
	鉛直下向き	2	174708	15756	72.89	435.0	0.17

第 5.2-7 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果
(重畳時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 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}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	152498	11329	81.40	478.5	0.18
	鉛直下向き	2	137887	15410	38.58	478.5	0.09
地盤ばね 4	鉛直上向き	2	164842	11533	93.53	478.5	0.20
	鉛直下向き	2	169158	16045	65.16	478.5	0.14
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	232329	11878	169.11	478.5	0.36
	鉛直下向き	2	230419	16900	124.66	478.5	0.27

(3) せん断力に対する照査

重畳時におけるせん断力に対する評価結果を第 5.2-8 表に示す。地中連続壁基礎の鉛直方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.2-8 表 (1) せん断力に対する照査結果 (重畳時：基準津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	6130	-	-	-	28131	0.22
	鉛直下向き	2	5943	0.795	0.825	0.97	28131	0.22
地盤ばね 4	鉛直上向き	3	8080	-	-	-	28131	0.29
	鉛直下向き	3	10737	-	-	-	28131	0.39
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	9410	-	-	-	28131	0.34
	鉛直下向き	2	9410	-	-	-	28131	0.34

第 5.2-8 表 (2) せん断力に対する照査結果 (重畳時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	2	6755	0.903	1.100	0.83	31837	0.22
	鉛直下向き	2	6556	0.880	1.100	0.80	31837	0.21
地盤ばね 4	鉛直上向き	3	9304	-	-	-	31837	0.30
	鉛直下向き	3	12170	-	-	-	31837	0.39
地盤ばね 5	鉛直上向き	2	10965	-	-	-	31837	0.35
	鉛直下向き	2	10964	-	-	-	31837	0.35

5.2.4 地中連続壁基礎（水平）の評価結果

(1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査

重畳時におけるコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果を第 5.2-9 表に示す。地中連続壁基礎の水平方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ圧縮応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.2-9 表 (1) 地中連続壁基礎（水平）の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：基準津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	37, 64	630	883	0.90	16.8	0.06
	鉛直下向き	37, 64	598	838	0.90	16.8	0.06
地盤ばね 4	鉛直上向き	37, 64	2551	3507	3.60	16.8	0.22
	鉛直下向き	37, 64	3016 (2588)	4118 (3617)	4.30 (3.69)	16.8	0.26 (0.22)
地盤ばね 5	鉛直上向き	37, 64	1271	1781	1.80	16.8	0.11
	鉛直下向き	37, 64	1268	1778	1.80	16.8	0.11

第 5.2-9 表 (2) 地中連続壁基礎（水平）の曲げ軸力に対する照査結果
（重畳時：T.P. +24.0 m 津波時）

検討ケース		評価位置	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	37, 64	554	777	0.79	22.4	0.04
	鉛直下向き	37, 64	685	932	0.97	22.4	0.05
地盤ばね 4	鉛直上向き	37, 64	2994	4118	4.26	22.4	0.20
	鉛直下向き	37, 64	3460 (2977)	4726 (4159)	4.92 (4.24)	22.4	0.22 (0.19)
地盤ばね 5	鉛直上向き	37, 64	1359	1905	1.94	22.4	0.09
	鉛直下向き	37, 64	1417	1942	2.01	22.4	0.09

注記：括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

(2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査

重畳時における鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果を第 5.2-10 表に示す。地中連続壁基礎の水平方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.2-10 表 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (重畳時：基準津波時)

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 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}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2, 8	480	188	13.20	348.0	0.04
	鉛直下向き	2, 8	455	178	12.50	348.0	0.04
地盤ばね 4	鉛直上向き	2, 8	1,881	783	50.30	348.0	0.15
	鉛直下向き	2, 8	2199 (1984)	935 (271)	58.10 (71.53)	348.0	0.17 (0.21)
地盤ばね 5	鉛直上向き	2, 8	968	379	26.70	348.0	0.08
	鉛直下向き	2, 8	967	379	26.60	348.0	0.08

第 5.2-10 表 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果
(重畳時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース		評価位置	発生断面力		引張 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}
地盤ばね	慣性力		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
地盤ばね 3	鉛直上向き	2, 8	423	165	11.63	382.8	0.04
	鉛直下向き	2, 8	496	213	13.06	382.8	0.04
地盤ばね 4	鉛直上向き	2, 8	2210	918	59.13	382.8	0.16
	鉛直下向き	2, 8	2524 (2281)	1072 (312)	66.78 (82.26)	382.8	0.18 (0.22)
地盤ばね 5	鉛直上向き	2, 8	1036	406	28.51	382.8	0.08
	鉛直下向き	2, 8	1047	410	28.82	382.8	0.08

注記：括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

(3) せん断力に対する照査

重畳時におけるせん断力に対する評価結果を第 5.2-11 表に示す。地中連続壁基礎の水平方向に対して許容応力度法による照査を行った結果、発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.2-11 表 (1) せん断力に対する照査結果 (重畳時：基準津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm^2)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	38, 65	188	0.104	0.660	0.16	3245	0.06
	鉛直下向き	38, 65	178	0.098	0.660	0.15	3245	0.06
地盤ばね 4	鉛直上向き	38, 65	783	0.430	0.660	0.66	3245	0.25
	鉛直下向き	38, 65	935 (1281)	0.52 (-)	0.660	0.79 (-)	3245	0.29 (0.40)
地盤ばね 5	鉛直上向き	38, 65	379	0.210	0.660	0.32	3245	0.12
	鉛直下向き	38, 65	379	0.210	0.660	0.32	3245	0.12

第 5.2-11 表 (2) せん断力に対する照査結果 (重畳時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース		評価位置	発生せん断力 V (kN/m)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	短期許容応力度 τ_{a1} (N/mm^2)	照査値 τ / τ_{a1}	短期許容せん断力 V_a (kN/m)	照査値 V/V_a
地盤ばね	慣性力							
地盤ばね 3	鉛直上向き	38, 65	172	0.100	0.880	0.12	3707	0.05
	鉛直下向き	38, 65	213	0.120	0.880	0.14	3707	0.06
地盤ばね 4	鉛直上向き	38, 65	918	0.510	0.880	0.58	3707	0.25
	鉛直下向き	38, 65	1072 (1473)	0.59 (0.81)	0.880	0.68 (0.93)	3707	0.29 (0.40)
地盤ばね 5	鉛直上向き	38, 65	406	0.224	0.880	0.26	3707	0.11
	鉛直下向き	38, 65	436	0.240	0.880	0.28	3707	0.12

注記 : 括弧内は水平断面モデルにおける両押し時の照査値を示す。

5.2.5 放水路の評価結果

重畳時における放水路の側壁及び隔壁の評価結果を第 5.2-12 表に示す。放水路の側壁及び隔壁に対して耐震壁の照査を行った結果、せん断応力が許容せん断応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤ケースにおいて最大となる値を示している。

第 5.2-12 表 (1) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果 (重畳時：基準津波時)

検討ケース		せん断 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
地盤ばね	慣性力			
地盤ばね 3	鉛直上向き	0.202	1.350	0.15
	鉛直下向き	0.202	1.350	0.15
地盤ばね 4	鉛直上向き	0.151	1.350	0.12
	鉛直下向き	0.152	1.350	0.12
地盤ばね 5	鉛直上向き	0.191	1.350	0.15
	鉛直下向き	0.194	1.350	0.15

第 5.2-12 表 (2) 放水路の側壁及び隔壁の評価結果 (重畳時：T.P. +24.0 m 津波時)

検討ケース		せん断 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
地盤ばね	慣性力			
地盤ばね 3	鉛直上向き	0.259	1.350	0.20
	鉛直下向き	0.256	1.350	0.19
地盤ばね 4	鉛直上向き	0.222	1.350	0.17
	鉛直下向き	0.223	1.350	0.17
地盤ばね 5	鉛直上向き	0.263	1.350	0.20
	鉛直下向き	0.266	1.350	0.20

5.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を第 5.2-13 表に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基礎地盤に生じる最大接地圧は 2755 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 6371 kN/m^2 以下である。

以上のことから、鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の基礎地盤は、津波時及び重畳時の荷重に対し、支持性能を有する。

第 5.2-13 表 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果（重畳時：基準津波時）

検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
地盤ばね 3	2525	6371
地盤ばね 4	2645	6371
地盤ばね 5	2673	6371

第 5.2-13 表 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果（重畳時：T.P. +24.0 m 津波時）

検討ケース	最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
地盤ばね 3	2589	6371
地盤ばね 4	2717	6371
地盤ばね 5	2755	6371

5.2.7 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を第5.2-14表及び第5.2-15表に示す。

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果の相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

第5.2-14表 重畳時相対変位量（天端）

		δx (m)	δy (m)	δz (m)	3成分合成 (m)	許容限界 (m)
S _s 最終 変位	鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)	0.297	0.051	0.037		
	鋼管杭鉄筋コンクリート 防潮壁	0.113	0.109	0.032		
重畳時 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)		0.471	0.471	0.023		
合計		0.881	0.631	0.092	1.088	2.0

第5.2-15表 重畳時相対変位量（地表面）

		δx (m)	δy (m)	δz (m)	3成分合成 (m)	許容限界 (m)
S _s 最終 変位	鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア)	0.297	0.051	0.037		
	鋼管杭鉄筋コンクリート 防潮壁	0.113	0.109	0.032		
重畳時 (鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁)		0.188	0.188	0.023		
合計		0.598	0.348	0.092	0.698	2.0

V-3-別添 3-2-1-3 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）の
強度計算書

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	7
2.4 適用基準	10
3. 強度評価方法	11
3.1 記号の定義	11
3.2 評価対象断面及び部位	13
3.3 荷重及び荷重の組合せ	17
3.4 許容限界	22
3.5 評価方法	29
4. 評価条件	52
5. 評価結果	68
5.1 津波時	68
5.2 重畳時	86

1. 概要

本資料は、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書の方針」に示すとおり、防潮堤のうち鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

2. 基本方針

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書の方針」に示す「2.1 機能維持の方針」を踏まえ、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の位置図を図 2-1 に示す。

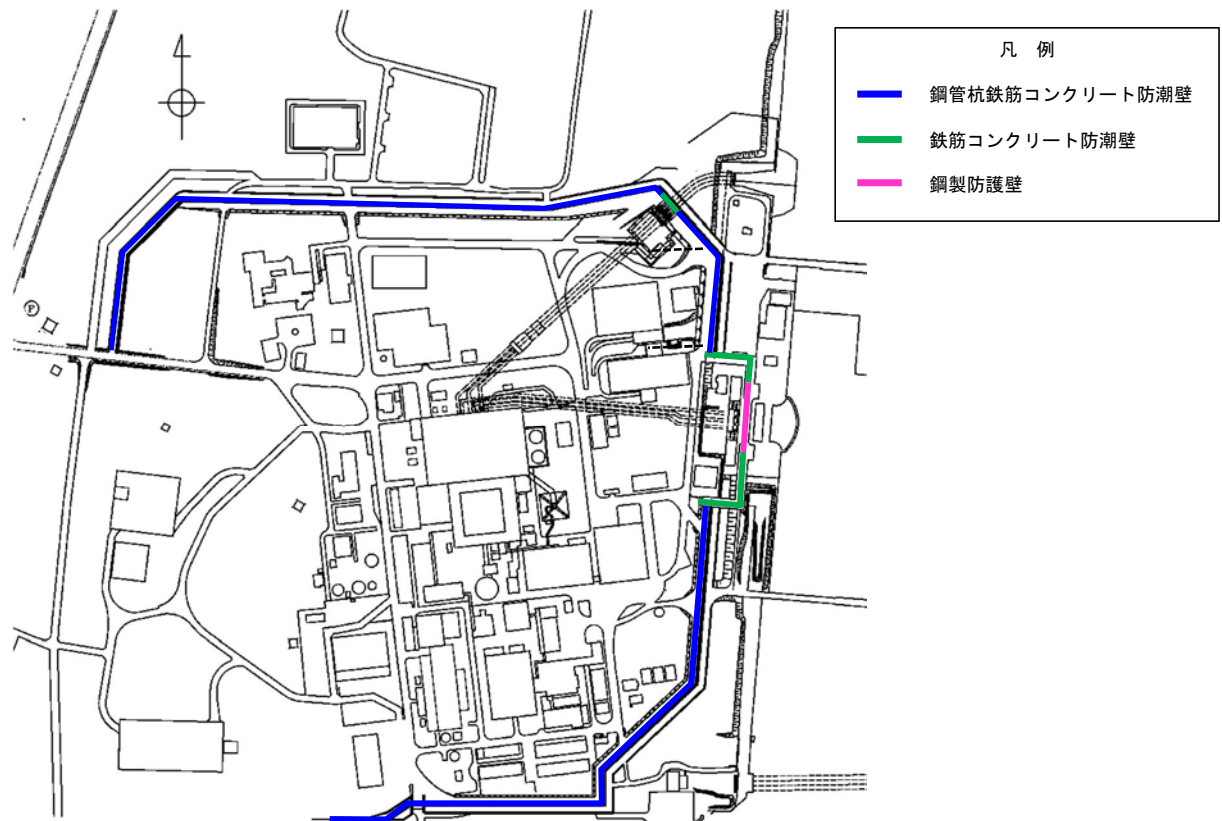


図 2-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の位置図

2.2 構造概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭による下部構造と、5本の鋼管杭を束ね止水機能を確認する鉄筋コンクリートの壁による上部構造から構成される。

下部構造は鋼管杭、上部構造は鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリート（SRC造）の一体構造で構築される。大口径で肉厚の厚い鋼管杭を地震及び津波荷重に耐える構造躯体とし、杭間からの津波の浸水を防止する観点で、鋼管杭に鉄筋コンクリートを被覆する上部構造とした。

隣接する構造物との境界には、止水性を確保するための止水ジョイント部材を設置する。

防潮壁の堤内側には、耐津波に対する受働抵抗を目的とした改良体による地盤高さの嵩上げを行うとともに、洗掘防止対策やボーリング対策として、堤内及び堤外の表層部の地盤改良を実施する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図を図 2-2、上部構造概要図を図 2-3、止水ジョイント部材概念図を図 2-4、止水ジョイント部を有する範囲を図 2-5 に示す。



図 2-2 (1) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図
(断面③：正面図と断面図)

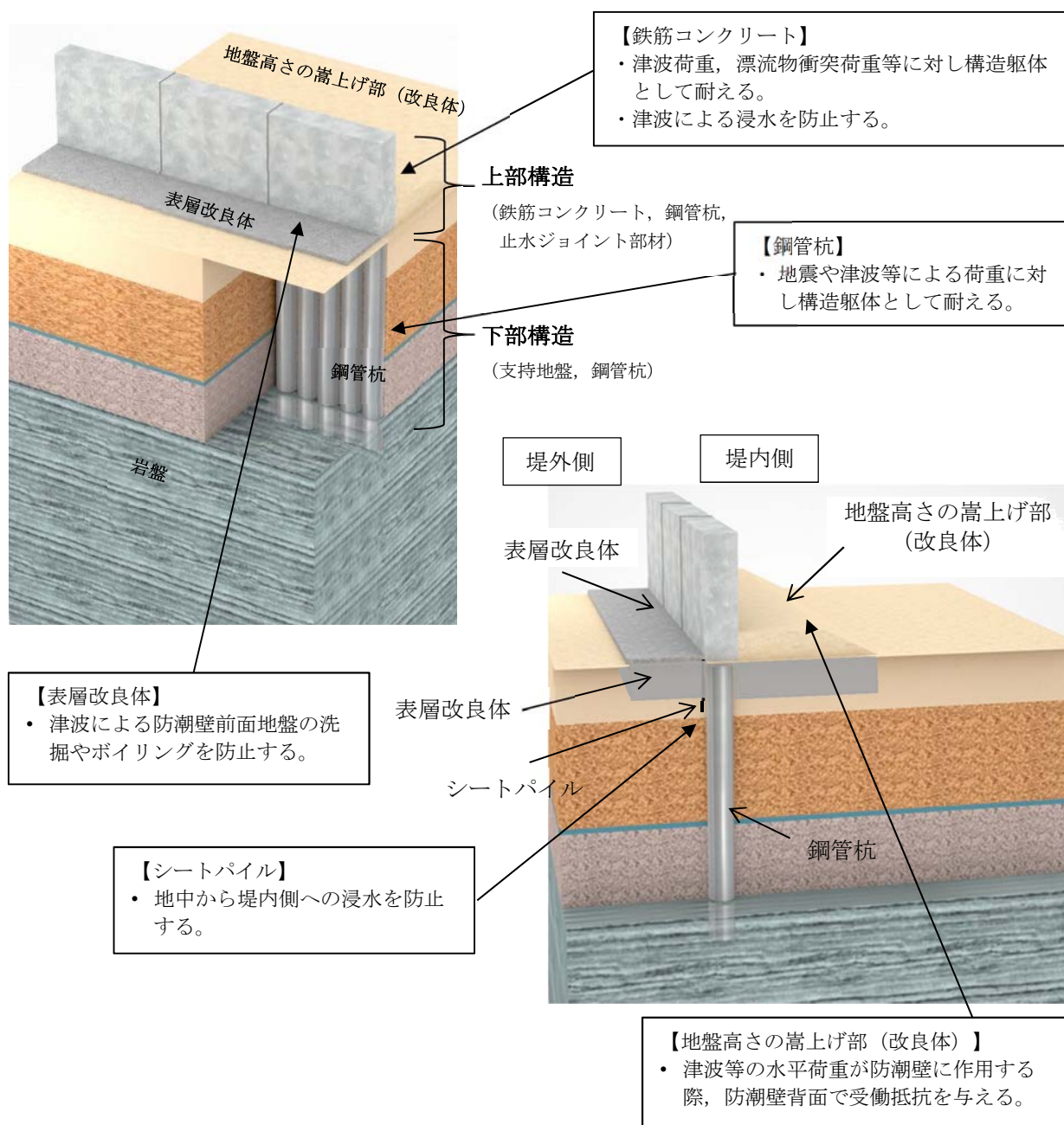


図 2-2 (2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図

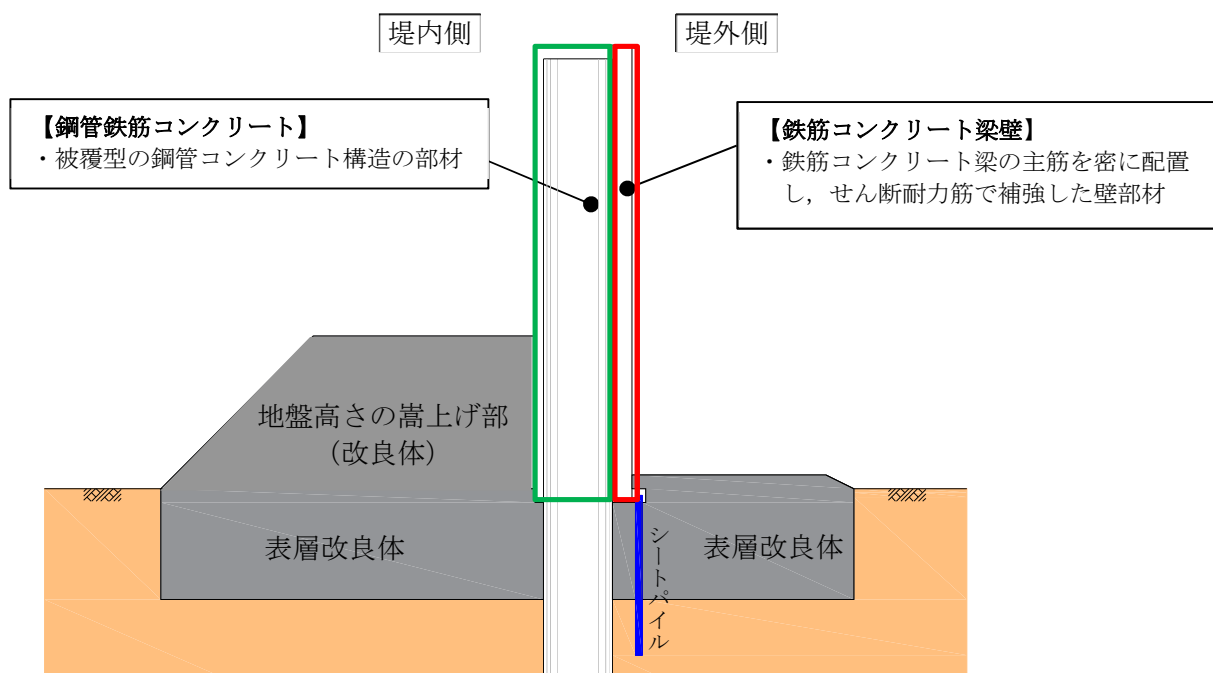
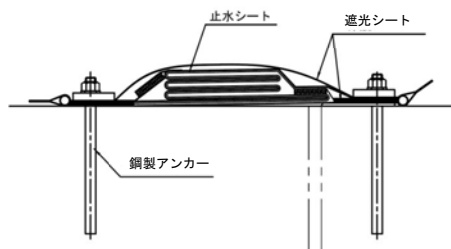


図 2-3 上部構造概要図



シートジョイント

図 2-4 止水ジョイント部材概念図

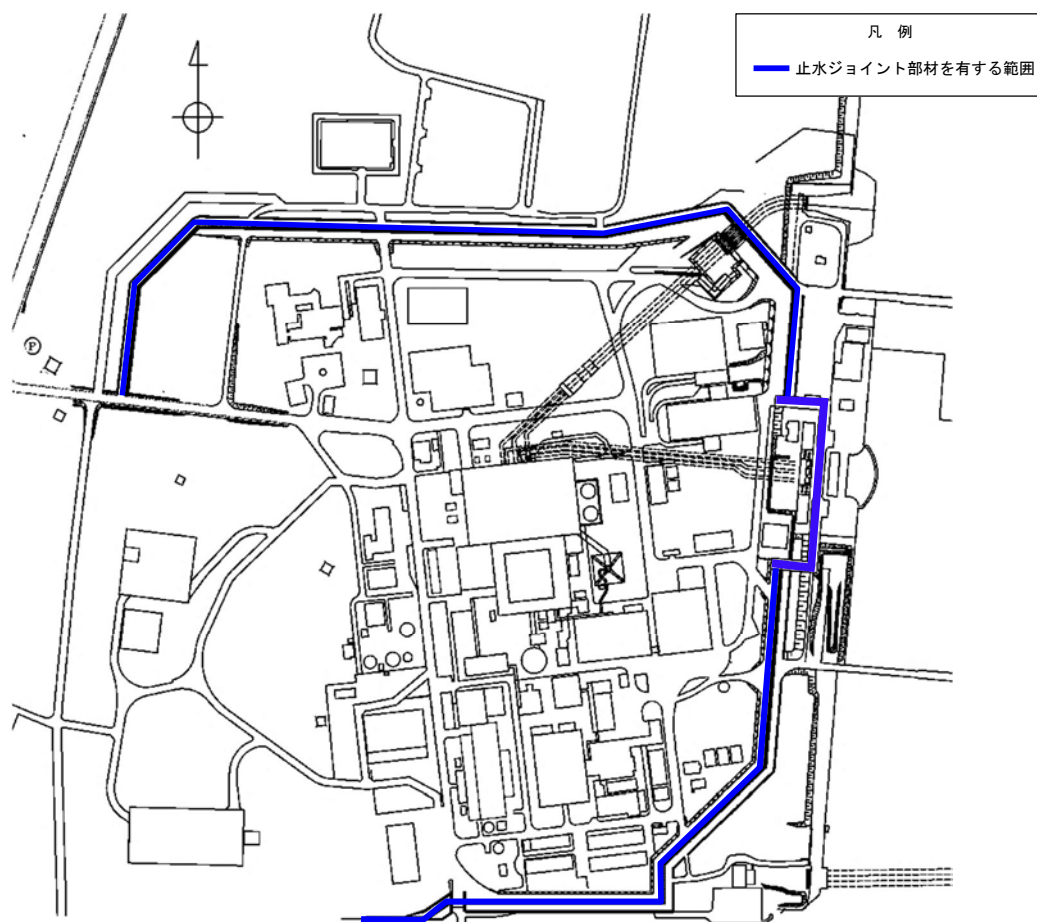


図 2-5 止水ジョイント部材を有する範囲

2.3 評価方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、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書の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」におい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実施する。強度評価では、「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、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（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作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-1 の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

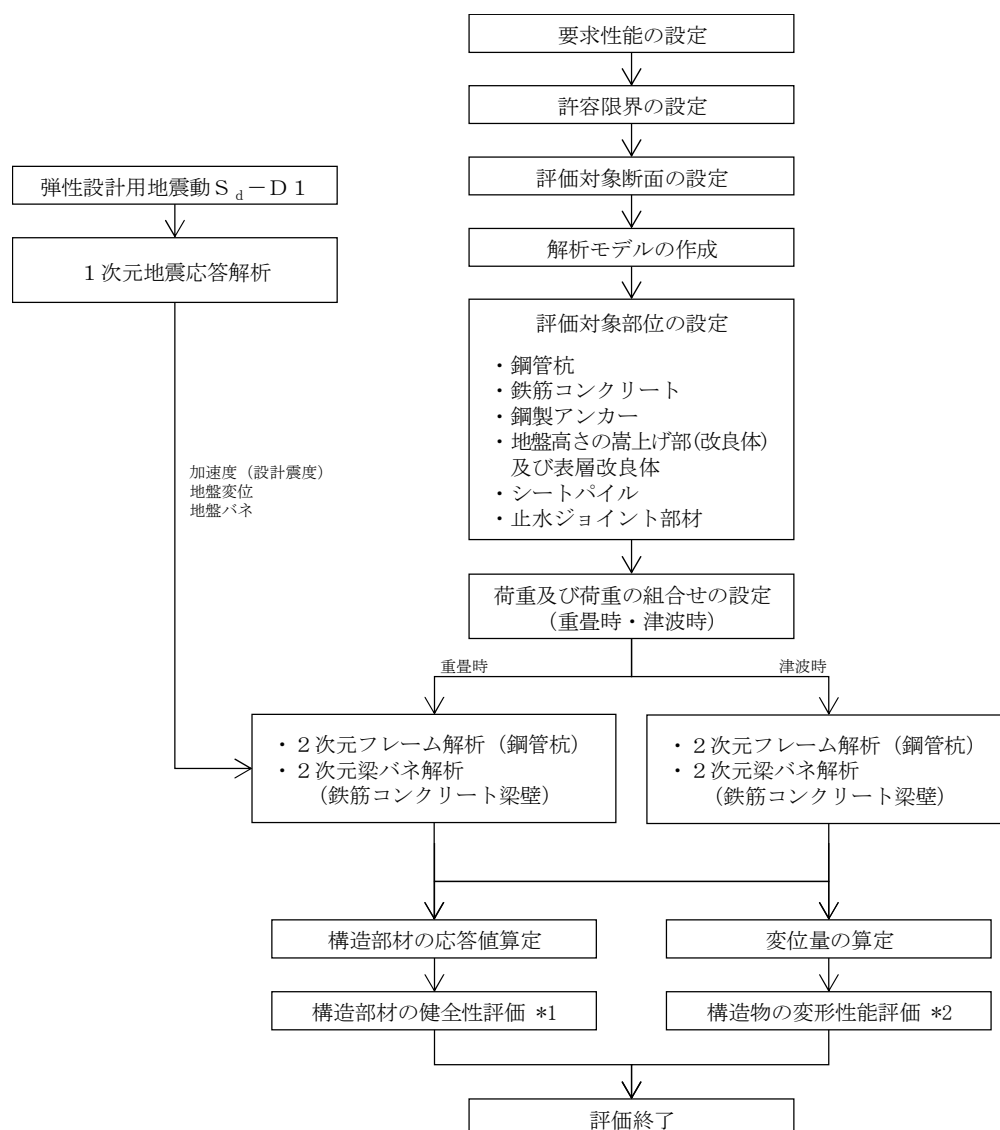
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価の検討フローを図 2-6 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものを用いる。

表 2-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

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	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
		シートパイル	発生応力が許容限界以下であることを確認	せん断強度*
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：構造物の変形性評価を実施することで、表 2-1 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2-6 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価の検討フロー

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〕（（社）土木学会，2002 年制定）
- ・ 道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・ 道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・ 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（（社）土木学会，2005 年）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- ・ 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6－2009（（社）日本電気協会）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）
- ・ トンネル標準示方書〔共通編〕・同解説／〔開削工法編〕・同解説（（社）土木学会，2016 年制定）
- ・ 津波漂流物対策施設設計ガイドライン（（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター，2014 年 3 月）
- ・ 港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年 2 月版（社）日本港湾協会）

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 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P_s	kN	積雪荷重
P_k	kN	風荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
P_c	kN	衝突荷重
K_{Sd}	kN	余震荷重
P_d	kN/m ²	動水圧
σ_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度
τ_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の短期許容せん断応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの短期許容せん断応力度
V_a	kN	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力
V_{ca}	kN	コンクリートの短期許容せん断力
V_{sa}	kN	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力
b_w	m	有効幅
j	—	1/1.15
d	m	有効高さ
A_w	m ²	斜め引張鉄筋断面積
σ_{sa2}	N/mm ²	鉄筋の短期許容引張応力度
s	m	斜め引張鉄筋間隔
σ	N/mm ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
M	N・mm	最大曲げモーメント
Z	mm ³	断面係数
τ	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S	kN	せん断力
κ	—	せん断応力の分布係数 (2.0)

表 3-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
F_s	—	安全率
u	kN/m^2	シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧
w	kN/m^2	土の有効重量
γ'	kN/m^3	土の水中単位体積重量
ℓ_d	m	シートパイルの根入れ深さ
ℓ	m	浸透流路長
h_w	m	水面から掘削底面までの高さ (水位差)

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3-1 に示す断面位置とする。評価対象断面図を図 3-2～図 3-5 に示す。

断面①：防潮壁高さが T.P. +18 m の個所で第四紀層が薄く堆積する個所。

断面②：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で第四紀層が薄く堆積する個所。

断面③：防潮壁高さが T.P. +20 m の個所で、津波波力が最も大きく、第四紀層が厚く堆積する個所。

断面④：防潮壁高さが T.P. +18 m の個所で第四紀層が厚く堆積する個所。

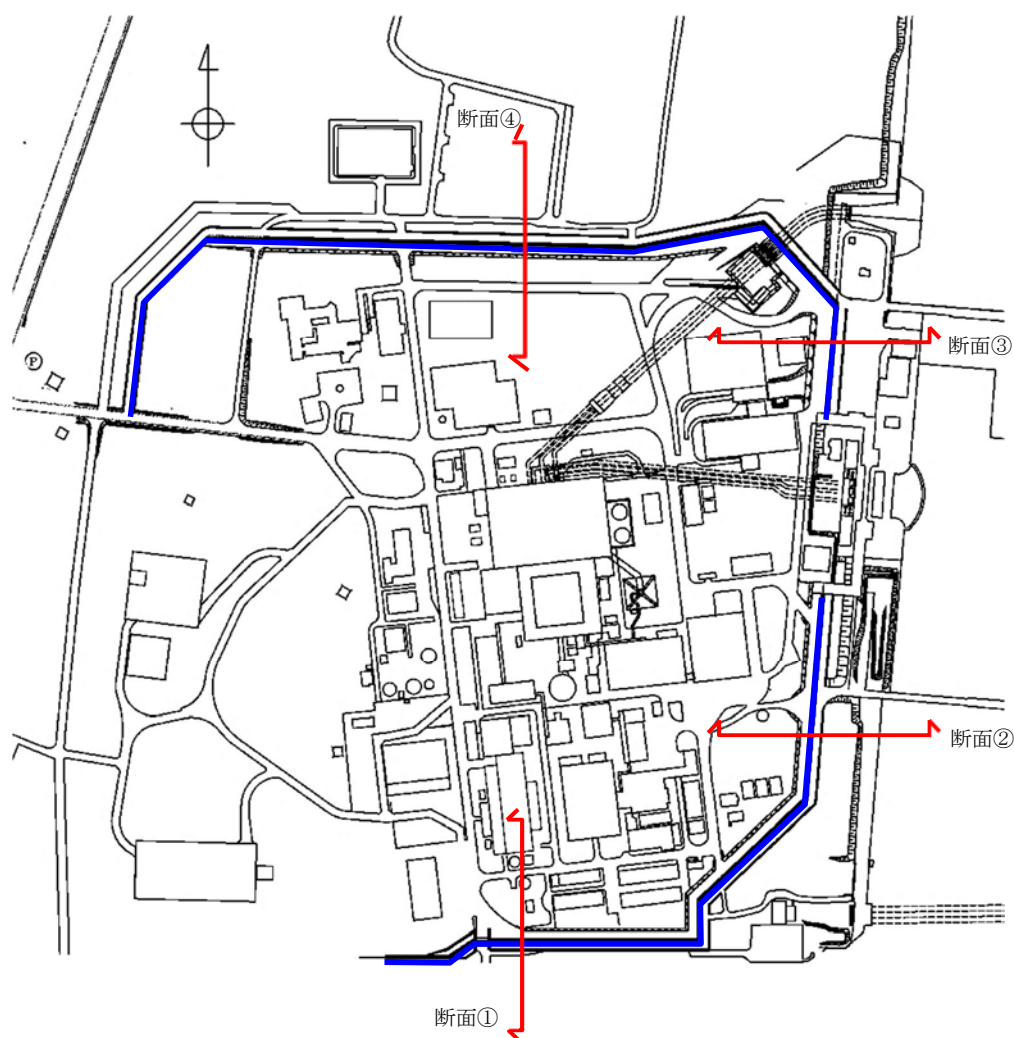


図 3-1 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象断面位置図

(1) 断面①

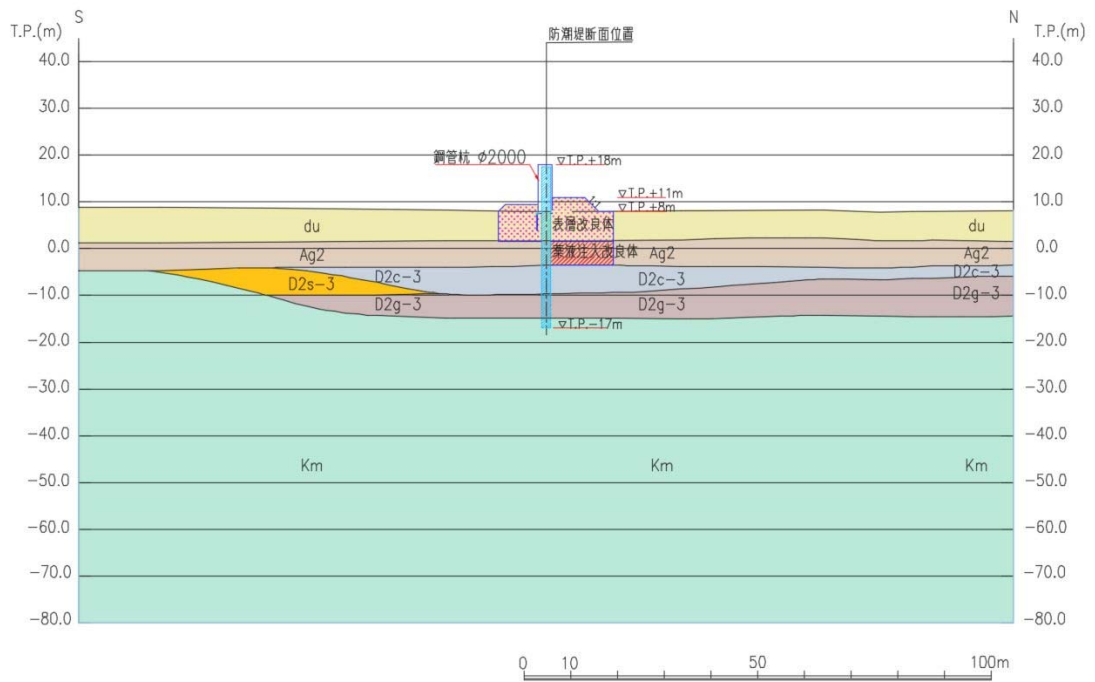


図 3-2 評価対象断面 (1/4)

(2) 断面②

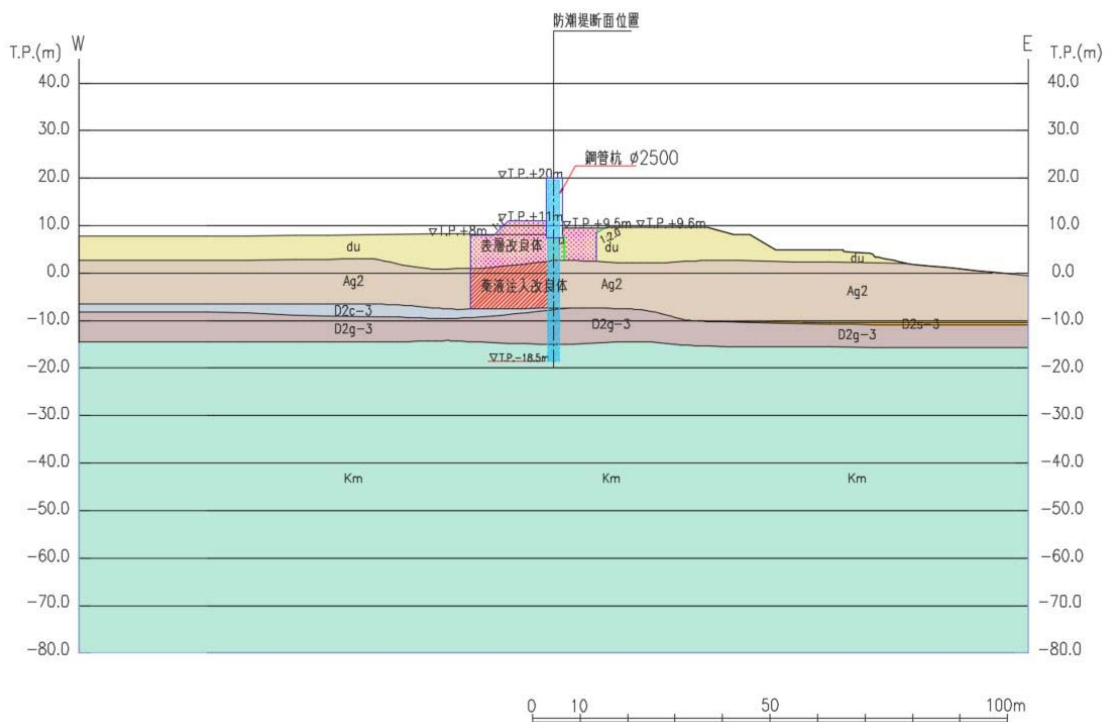


図 3-3 評価対象断面 (2/4)

(3) 断面③

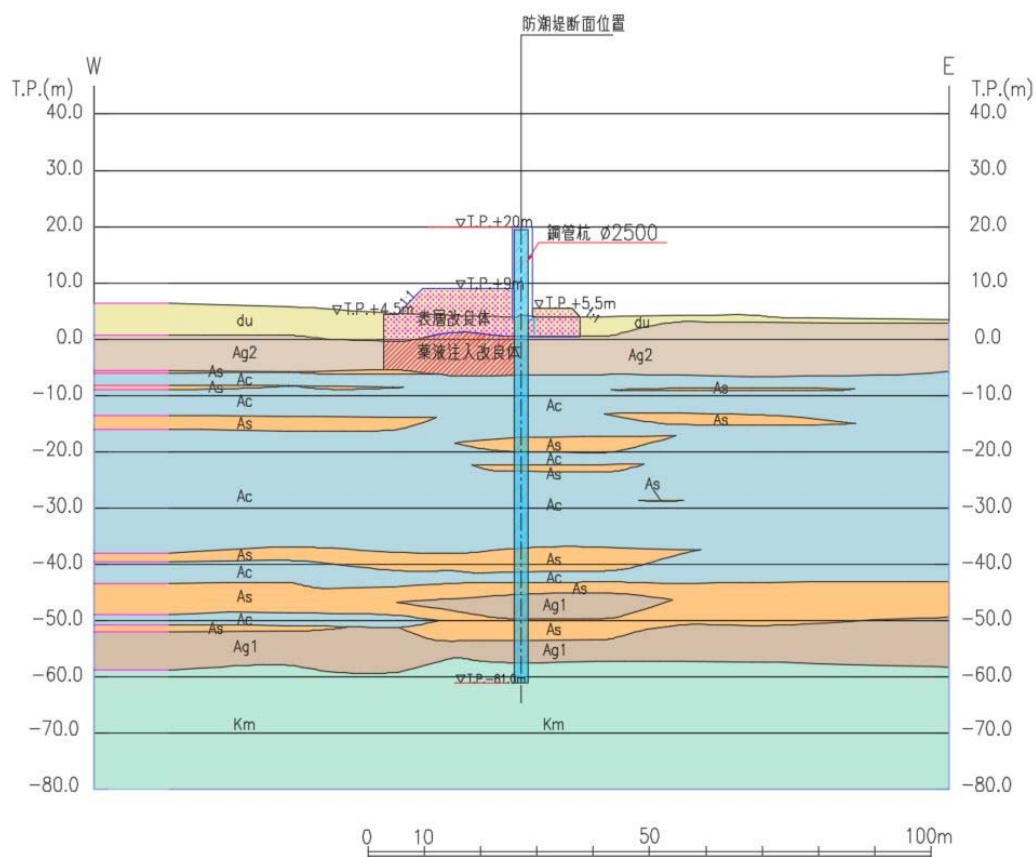


図 3-4 評価対象断面 (3/4)

(4) 断面④

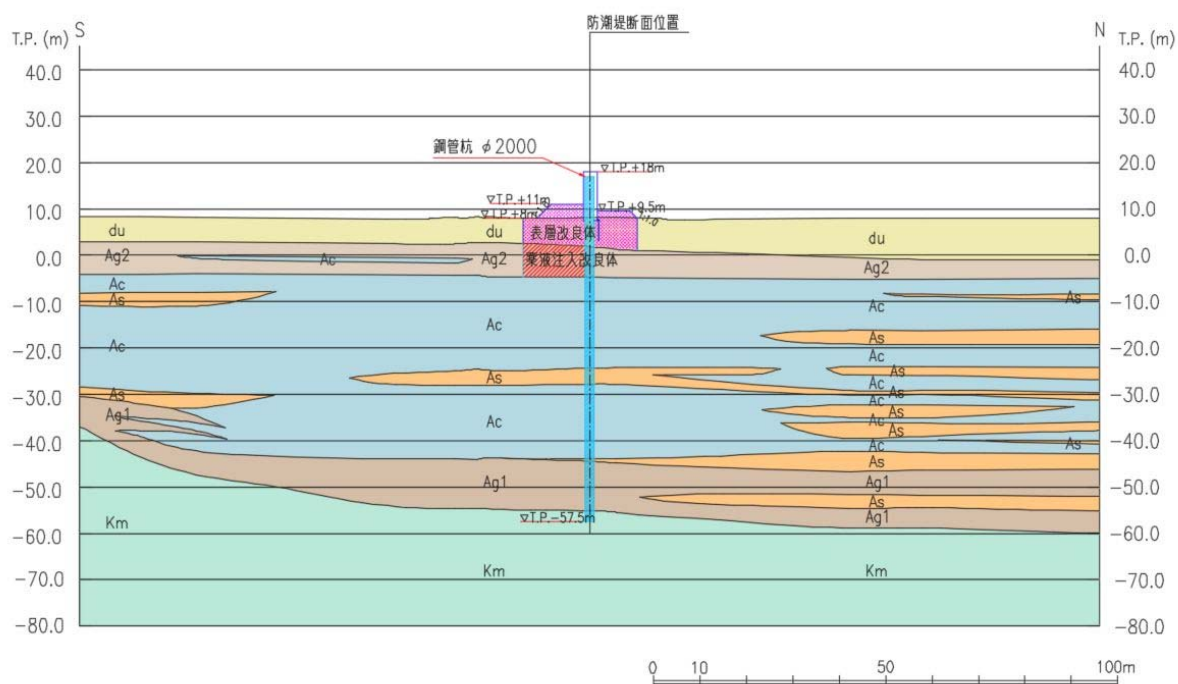


図 3-5 評価対象断面 (4/4)

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、下部構造及び上部構造の鋼管杭とする。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、上部構造のうち鉄筋コンクリート(鉄筋コンクリート梁壁)とする。

(3) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの評価対象部位は、止水ジョイント部材の取り付け部の鋼製アンカーとする。

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の評価対象部位は、堤外側の地盤高さの嵩上げ部（改良体）と堤外側及び堤内側の表層改良体とする。

(5) シートパイル

シートパイルの評価対象部位は、地中から堤内側への浸水を防止するシートパイルとする。

(6) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の評価対象部位は、構造物間に設置するシートジョイントとする。

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「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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。

(1) 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重、地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の静止土圧、並びに杭体内の土の重量を考慮する。

b. 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから津波時の積雪荷重は 600 N/m^2 とする。ただし、重畳時は余震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

c. 風荷重 (P_k)

津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。

d. 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

e. 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、表 3-2 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) * 式による漂流物荷重を考慮する。

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

表 3-2 表 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

f. 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

余震と津波の「重畳時」は、余震による地表面最大加速度に応じた水平震度に基づき次式により算定される動水圧 (P_d) を考慮する。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 ：水の単位体積重量 (kN/m^3)

K_h ：水平震度

h ：水深 (m)

z ：水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3-6～図 3-9 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_s + P_t + P_c$
重畳時	$G + P_s + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

K_{Sd} : 余震荷重

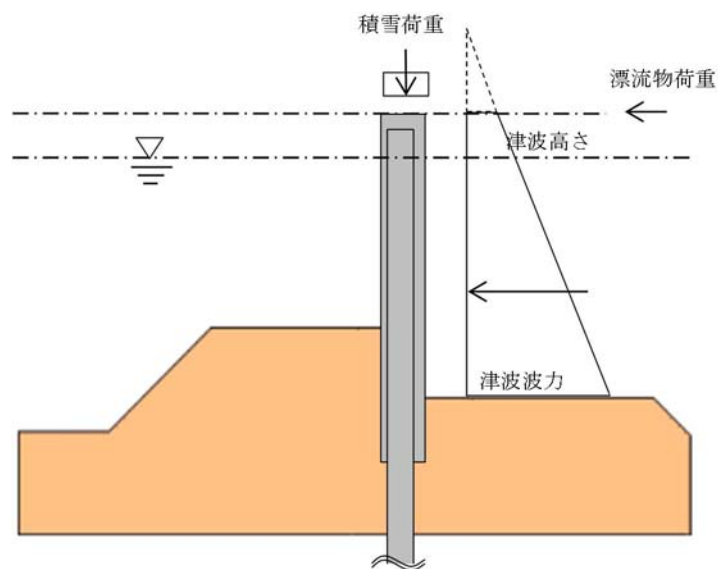


図 3-6 基準津波＋漂流物衝突時の作用図

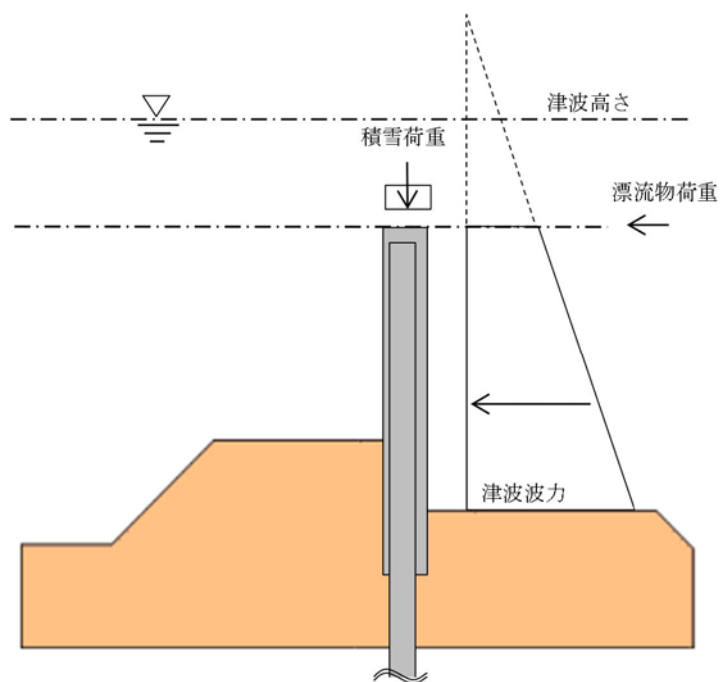


図 3-7 T.P. +24.0 m 津波＋漂流物衝突時の作用図

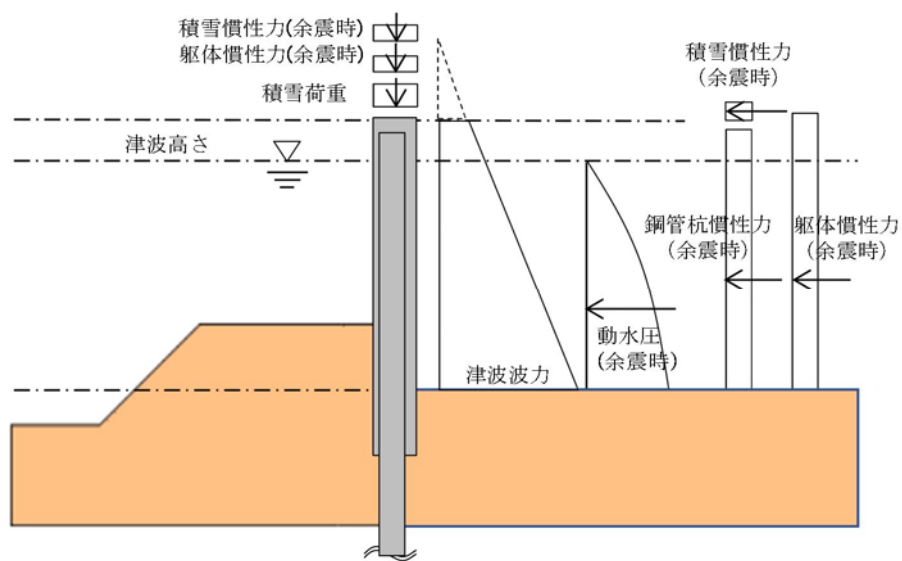


図 3-8 余震＋基準津波時の作用図

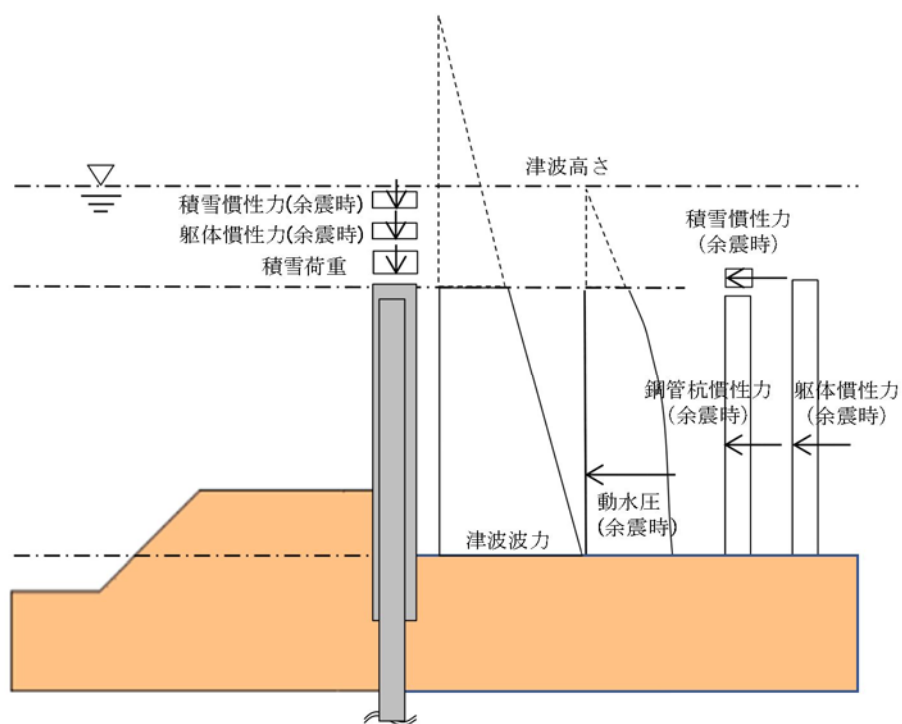


図 3-9 余震+T.P.+24.0 m 津波時荷重の作用図

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、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書の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、表 3-4 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時における鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、T.P. +24 m 津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 3-4 鋼管杭の許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)	
		基準津波時	T.P. +24 m 津波時
鋼管杭 (SM570)	短期許容引張応力度 σ_{sa1}	382.5	433.5
	短期許容圧縮応力度 σ_{sa1}		
	短期許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5	246.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，表 3-5 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，基準津波時における鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また，T.P. +24 m 津波時には，コンクリートの許容応力度に対して 2.0 倍，鉄筋の許容応力度に対して 1.65 倍の割増を考慮する。

表 3-5 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)	
		基準津波時	T.P. +24 m 津波時
コンクリート*1 (f' _{ck} =40 N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21	28
	短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*3	1.1*3
	短期許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}'	1.65	2.2
	短期許容支圧応力度 σ_{ca}'	18	24
鉄筋*2 (SD490)	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (軸方向鉄筋)	435	478.5
	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断補強筋)	300	330

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 24 年 3 月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会 2002 年制定）」に準拠し，次式により算定する短期許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} ：コンクリートの短期許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} ：斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w ：有効幅

j ：1/1.15

d ：有効高さ

A_w ：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の短期許容引張応力度
 s : 斜め引張鉄筋間隔

斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界を、表 3-6 及び表 3-7 に示す。

表 3-6 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（基準津波時）

位置	断面形状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
梁壁部	1000	700	150	550	D22	300	200	197.28	925.57	1122.8

表 3-7 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（T.P. +24 m 津波時）

位置	断面形状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
梁壁部	1000	700	150	550	D22	300	200	263.04	1018.13	1281.1

(3) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）」に基づき設定する。

(a) 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界 P_a については、アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力 P_{a1} と定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力 P_{a2} を比較し、値が小さい方を許容限界として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \cdot \sigma_{pa} \cdot s_c a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot A_c$$

ここに、

P_a : 引張力に対する許容限界 (N)

P_{a1} : アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力 (N)

P_{a2} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容引張力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用 : $\phi_1=1.0, \phi_2=2/3$)

${}_s\sigma_{pa}$: アンカーボルトの引張強度で, ${}_s\sigma_{pa}={}_s\sigma_y$ とする。

${}_s\sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度

${}_{sc}a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

${}_c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (${}_c\sigma_t=0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm^2)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積 (図 3-10 参照)

l_{ce} : アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで, $l_{ce}=l_e$ とする。

l_e : アンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ

d : アンカーボルト軸部の直径

D : アンカーボルト頭部の直径

アンカーボルトの短期許容引張力時の頭部支圧応力度は、コンクリートの支圧強度 f_n 以下となるようにする。

$$P_a/A_o \leq f_n$$

P_a : アンカーボルト頭部の支圧力 (N)

A_o : アンカーボルト頭部の支圧面積で, $A_o = \pi (D^2 - d^2)/4$ (mm^2) とする

f_n : コンクリートの支圧強度で, $f_n = \sqrt{(A_c \cdot A_o) \cdot F_c}$ (N/mm^2) とする。

ただし, $\sqrt{(A_c/A_o)}$ が 6 を超える場合は 6 とする。

アンカーボルト径 : 16 mm

埋め込み長 $l_e = 200$ mm

${}_s\sigma_y = 245$ N/mm^2 (SS400 相当)

${}_{sc}a = 157$ mm^2 (有効断面積)

コンクリート : $F_c = 40$ N/mm^2 ,

$E_c = 26877$ N/mm^2

上記より,

$$P_{a1} = 1.0 \times 245 \times 157 = 38465 \text{ N}$$

$$P_{a2} = 2/3 \times 0.31 \times \sqrt{40 \times 40994.85} \\ = 172849 \text{ N}$$

よって, $P_a = 38465$ N (38.5 kN)

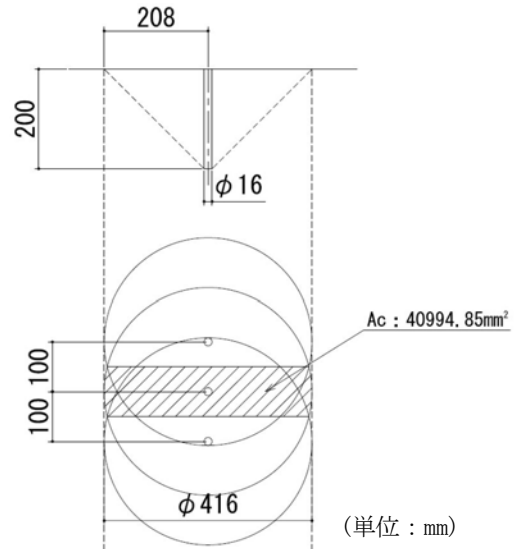


図 3-10 有効水平投影面積

頭部支圧応力度について

$$P_a/A_o = 38465 / (\pi \times 16^2/4) = 191.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{(A_c \cdot A_o)} = \sqrt{(40994.85 / (\pi \times 16^2/4))} = 14.3 \text{ より,}$$

$$f_n = 6 \times 40 = 240 \text{ N/mm}^2$$

より, $P_a/A_o \leq f_n$ が満たされる。

(b) セン断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界 q_a については、アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a1} 、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a2} 及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 q_{a3} を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに、

q_a : セン断力に対する許容限界 (N)

q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

q_{a2} : 定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

q_{a3} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの短期許容せん断力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数 (短期荷重用 : $\phi_1 = 1.0$, $\phi_2 = 2/3$)

$s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 ($s \sigma_{qa} = 0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²))

$s \sigma_y$: アンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$: アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 ($c \sigma_{qa} = 0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c}$) (N/mm²)

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} : セン断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 ($A_{qc} = 0.5 \pi c^2$)

c : へりあき寸法 (mm)

短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ l_e は、次式を満たすように選定するものとする。

$$s \sigma_{qa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$$

A_c : コーン上破壊面の有効水平投影面積 $A_c = \pi l_e (l_e + D)$

D : アンカーボルト頭部の直径

アンカーボルト径 : 16 mm 埋め込み長 $l_e = 200$ mm

$s \sigma_y = 245$ N/mm² (SS400 相当)

$s c a = 157$ mm² (有効断面積)

コンクリート : $F_c = 40$ N/mm², $E_c = 26877$ N/mm², $c = 200$ mm

上記より， $q_{a1}=1.0 \times 0.7 \times 245 \times 157 = 26925.5 \text{ N}$

$q_{a2}=2/3 \times 0.5 \times \sqrt{(40 \times 26877)} \times 157 = 54262 \text{ N}$

$q_{a3}=2/3 \times 0.31 \times \sqrt{(40)} \times 0.5 \times \pi \times 200^2 = 82126 \text{ N}$

よって， $q_a = 26925.5 \text{ N} \quad (26.9 \text{ kN})$

埋め込み長に対しては，

${}_s \sigma_{qa} \cdot {}_{sc} a = 0.7 \times 245 \times 157 = 26925$

${}_c \sigma_t \cdot A_c = 0.31 \times \sqrt{40} \times \pi \times 40994.85 = 252505$

より， ${}_s \sigma_{qa} \cdot {}_{sc} a \leq {}_c \sigma_t \cdot A_c$ が満たされる。

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」を考慮し，せん断強度に基づき表3-8に示すように設定する。

表3-8 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力の許容限界

評価項目	許容限界
地盤高さの嵩上げ部（改良体） 及び表層改良体	許容せん断応力 $q_u/2 = 750 \text{ kN/m}^2$

(5) シートパイル

シートパイルの許容限界は，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年2月版（社）日本港湾協会）」の許容応力度に基づき表3-9に示すように設定する。基準津波時は，許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。また，T.P. +24 m 津波時は1.7倍の割増を考慮する。

表3-9 鋼材の許容限界値

評価項目		許容限界	
		基準津波時	T.P. +24 m 津波時
シートパイル (SY390)	短期許容せん断応力度 (N/mm ²)	190	215

(6) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、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 3-10 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-10 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ジョイント部材 (シートジョイント)	2 m

3.5 評価方法

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、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書の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 鋼管杭

a. 解析方法

鋼管杭を評価対象部位として、2次元静的フレーム解析モデルで照査する。鋼管杭のみでも津波に抵抗可能とするため、保守的な配慮として、鋼管杭1本を杭天端から杭下端まで2次元梁要素でモデル化した静的フレーム解析を行い、津波時の鋼管杭基礎の構造健全性を確認する。

b. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

解析モデルは鋼管杭を2次元梁要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため地盤バネを設置する。地盤バネは、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に準拠し、バネ定数と地盤反力上限値を有するバイリニア型とする。鉄筋コンクリート部は、梁要素でモデル化した鋼管杭に質点として配置することにより考慮する。表3-11に示す地盤バネ1及び地盤バネ2の2ケースを考慮する。

表 3-11 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値） から設定	地盤抵抗が大きいと仮定した 場合
地盤バネ 2	静弾性係数 から設定	残留強度（ -1σ 低減値） から設定	地盤抵抗が小さいと仮定した 場合

解析モデル概念図を図 3-11 に示す。

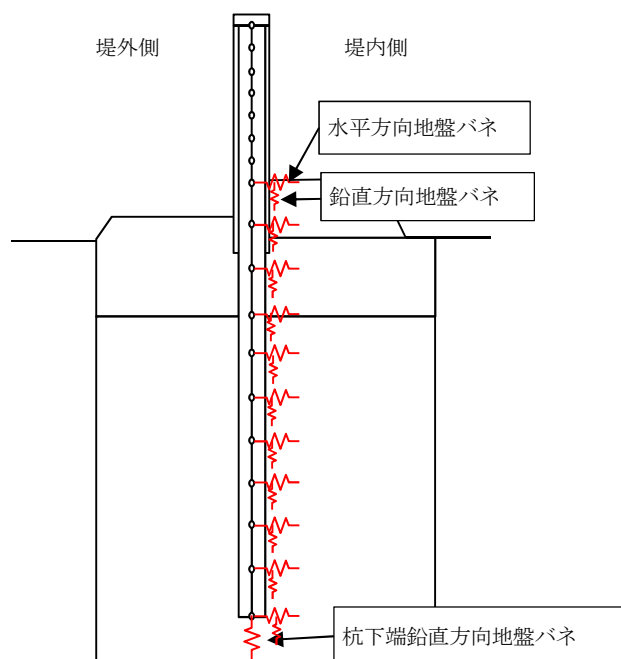


図 3-11 解析モデル概念図

(b) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-12 に、材料の物性値を表 3-13 に示す。

表 3-12 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度 : 40 N/mm ²
鋼管杭*	敷地前面東側 : φ 2500 mm (SM570) t=25, 35 敷地側面北側及び南側 : φ 2000 mm (SM570) t=25, 40

注記 * : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 ((社) 日本道路協会 , 平成 14 年 3 月) に従い腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3-13 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5*	3.10×10^4 *	0.2*
鋼管杭	77.0*	2.00×10^5 *	0.3*

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

c. 鋼管杭の評価

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) 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されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 鉄筋コンクリート

a. 解析方法

上部構造については、2次元梁バネモデル解析により実施する。

b. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

上部構造の解析モデルを以下に示す。

解析モデルは、鉄筋コンクリート梁壁を梁要素でモデル化し、地盤抵抗を表現するため、地盤バネ（集約バネ）を設置する。地盤バネについては、表 3-14 に示す地盤抵抗が大きいと仮定したケースの地盤バネ 6 と地盤抵抗が小さいと仮定したケースの地盤バネ 7 を図 3-12 に示すように両端の鋼管杭位置に設定し、中央 3 箇所鋼管杭位置には両端の地盤バネを線形補間したものを設定する。

表 3-14 地盤バネケース

ケース名		地盤バネのバネ定数	備考
津波時	地盤バネ 6	初期せん断剛性から設定	地盤抵抗が大きいと仮定したケース
	地盤バネ 7	静弾性係数から設定	地盤抵抗が小さいと仮定したケース

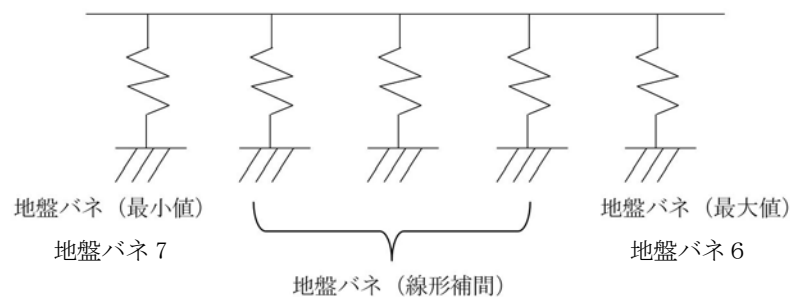


図 3-12 地盤バネの設定方法

2次元梁バネモデルの概念図を図 3-13 に示す。

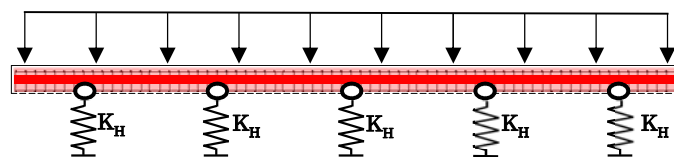


図 3-13 2次元梁バネモデル概念図

(b) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、表 3-12 及び表 3-13 と同様とする。

c. 評価方法

鉄筋コンクリートは、2次元梁バネモデル解析により算定したコンクリートに発生する曲げ圧縮応力、鉄筋に発生する曲げ引張応力及び鉄筋コンクリートに発生するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 鋼製アンカー

津波荷重が止水ジョイント部へ載荷された際に、アンカーに発生する引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

津波時の2次元有効応力解析及び2次元フレーム解析による結果より、地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断応力が改良体の許容限界以下であることを確認する。

(5) シートパイル

シートパイルは止水機能を確保する目的から発生するせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認するとともに、シートパイルの長さを決めるためにボーリング及びパイピングに対する評価を行う。

a. せん断力に対する評価

せん断応力は弾性支承上の梁と仮定したシートパイルの天端位置に強制変位を与え算出する。発生するせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

b. ボーリングに対する評価

ボーリングに対する評価は、「トンネル標準示方書 [共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説（(社) 土木学会，2016 年制定）」に基づき、堤内側の地盤の有効重量とシートパイル先端位置に作用する平均過剰間隙水圧との比を求める次式を用いる。

$$F_s = \frac{w}{u}$$

ここで， u : シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧

w : 土の有効重量 (kN/m³)

$$w = \gamma' \ell_d$$

γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)

ℓ_d : シートパイルの根入れ深さ (m)

なお，安全率(F_s)は，「トンネル標準示方書 [共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説（(社) 土木学会，2016 年制定）」に準拠し， $F_s \geq 1.2$ を確保する。

c. パイピングに対する評価

パイピングに対する評価は，「トンネル標準示方書 [共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説（(社) 土木学会，2016 年制定）」に基づき，堤外側から堤内側の浸透経路長と水位差の比を求める次式を用いる。

$$F_s = \ell / h_w$$

ここで，

ℓ : 浸透流路長

h_w : 水面から掘削底面までの高さ (水位差)

なお，安全率(F_s)は，「トンネル標準示方書 [共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説（(社) 土木学会，2016 年制定）」に準拠し， $F_s \geq 2.0$ を確保する。

(6) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の津波時の評価は，各方向の地震動による最終相対変位と津波時の最大相対変位をベクトル合成した相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

3.5.2 重畳時

(1) 鋼管杭

a. 解析方法

重畳時も津波時同様，２次元静的フレームモデルを用いて解析する。地盤バネは「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に準拠し，地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ，杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

b. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

重畳時の地盤バネは，表 3-15 に示す解析ケースにおいて S_d 波による 1 次元有効応力解析を実施し，地表面加速度最大時刻，地表面変位最大時刻及びせん断ひずみ最大時刻における物性により設定し，表 3-16 に示す 3 ケースを考慮する。

表 3-15 ２次元静的フレーム解析における 1 次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	$S_d - D1$	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

* 上記のケースより，地表面加速度最大ケース，地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

表 3-16 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 3	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面加速度最大時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 大きいケース
地盤バネ 4	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面変位最大時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 小さいケース
地盤バネ 5	S _d 波による 1 次元有効応力解析から せん断ひずみ最大時刻における地盤物性により設定		

重畳時の検討で実施する 1 次元有効応力解析は、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

地震応答解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・F L I P」に示す。

イ. 地盤

地盤は、FLIP におけるマルチスプリング要素でモデル化する。

ロ. 減衰定数

固有値解析により求められる固有振動数及び初期減衰定数に基づく要素剛性比例型減衰を考慮する。また、非線形特性をモデル化する地盤の履歴減衰を考慮する。

ハ. 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

図 3-14 に入力地震動算定の概念図を、図 3-15～図 3-18 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」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「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。

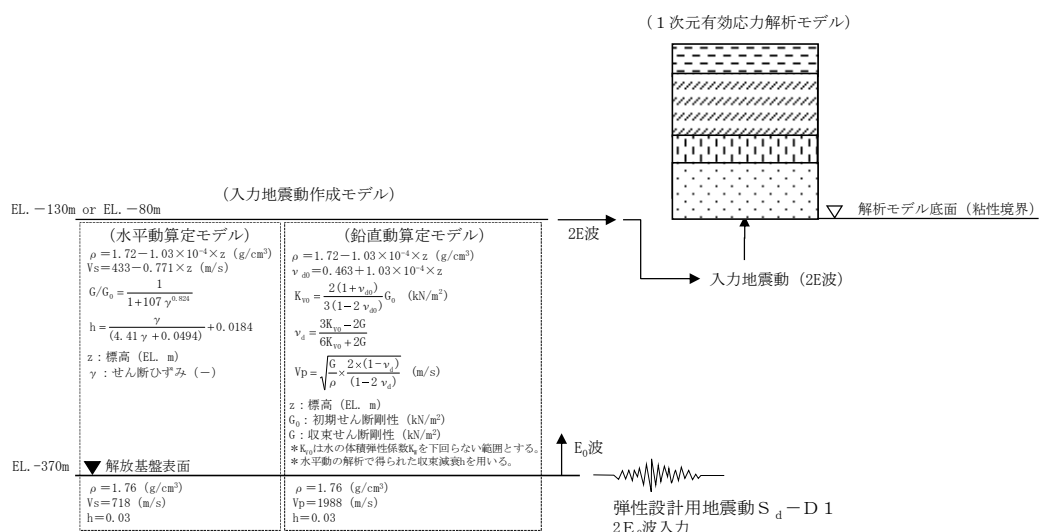
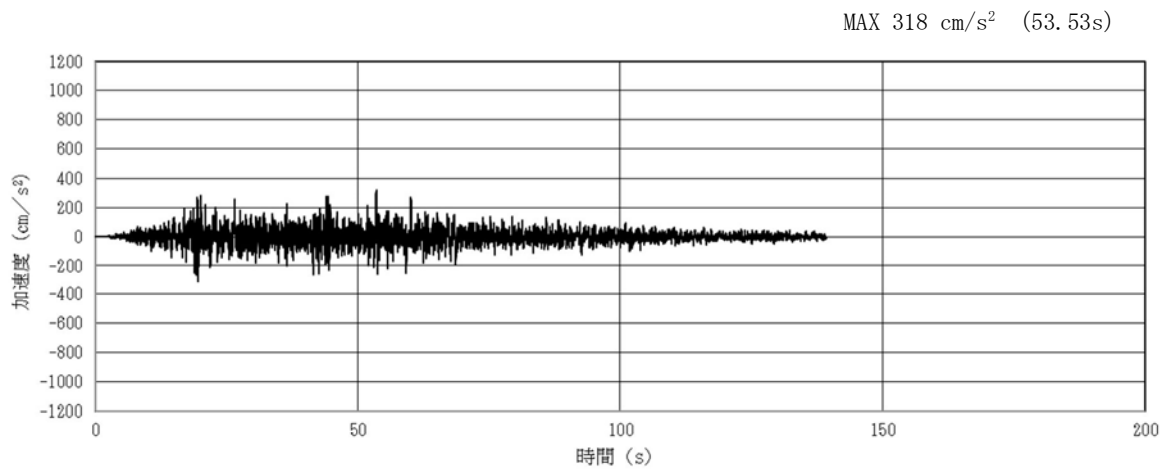
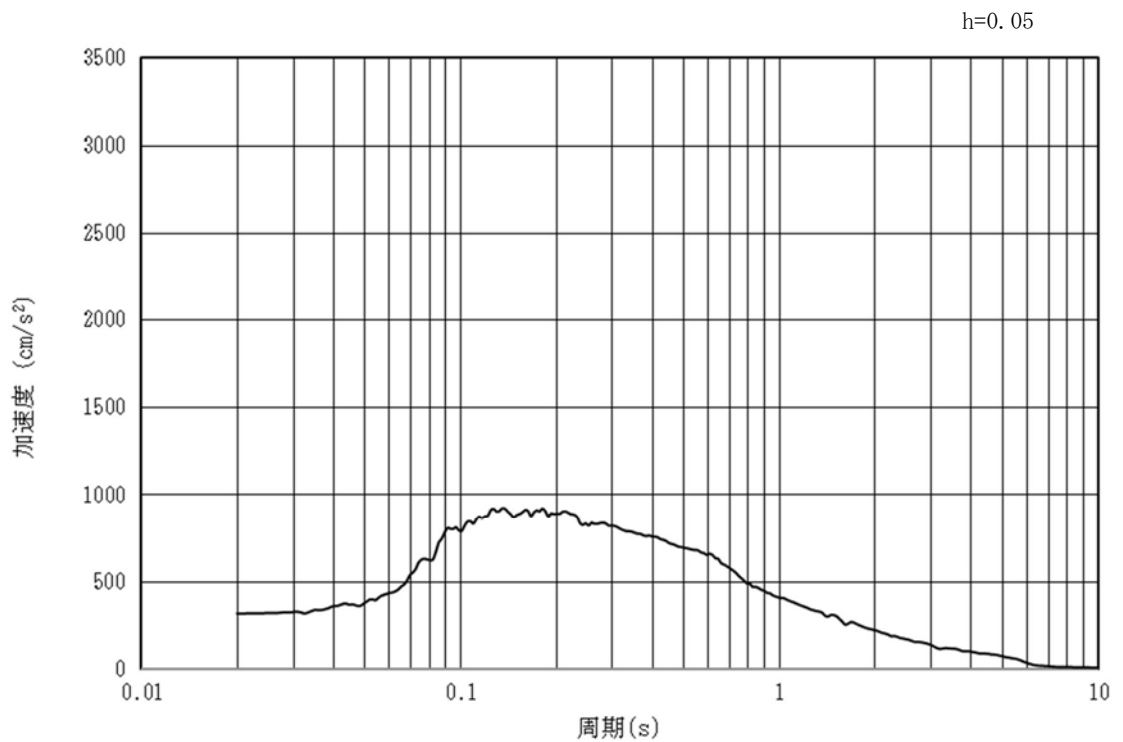


図 3-14 入力地震動算定の概念図

(イ) 断面①

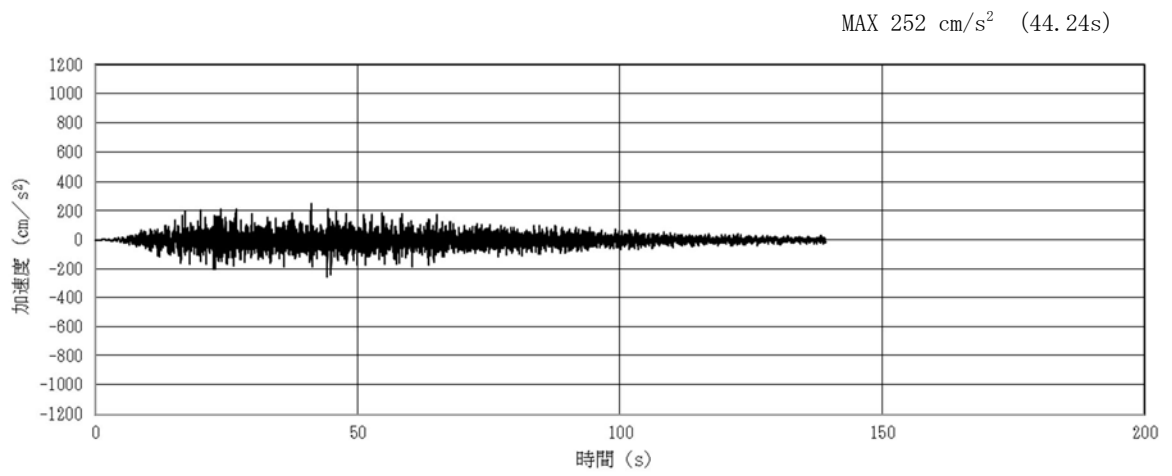


(a) 加速度時刻歴波形

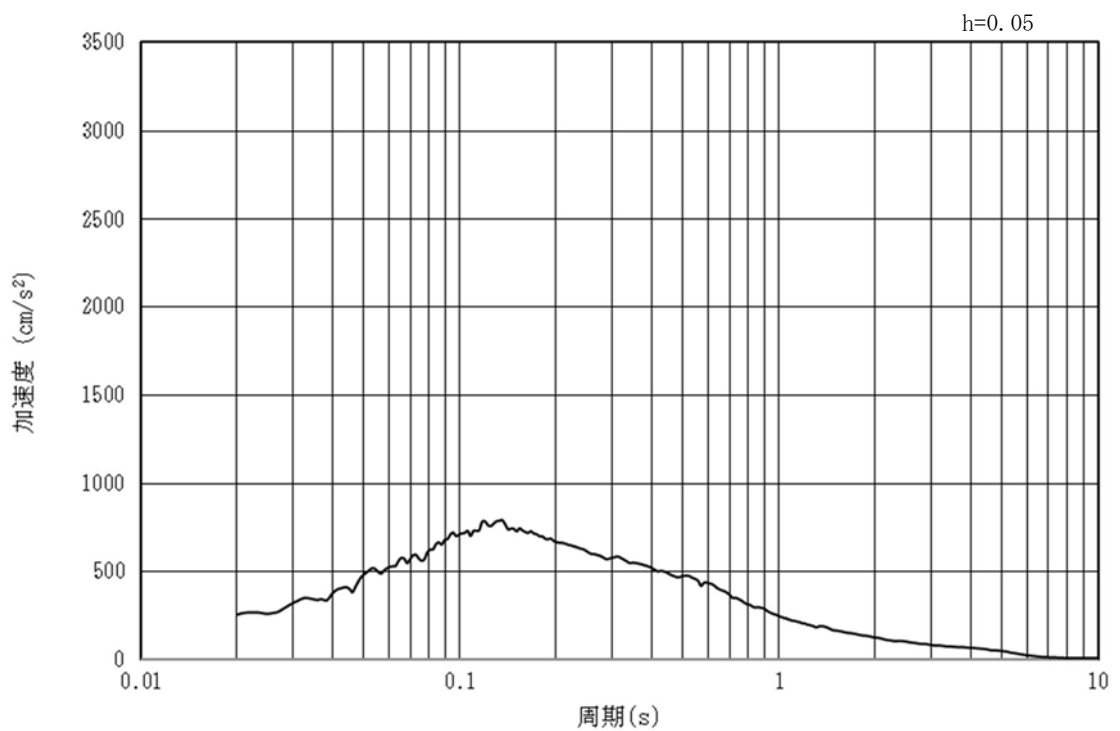


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-15 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D 1)



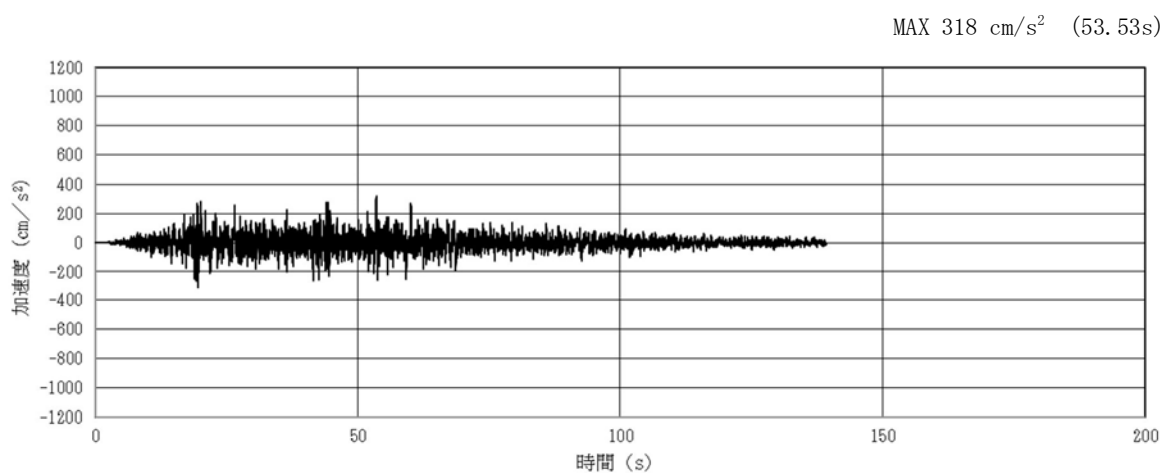
(a) 加速度時刻歴波形



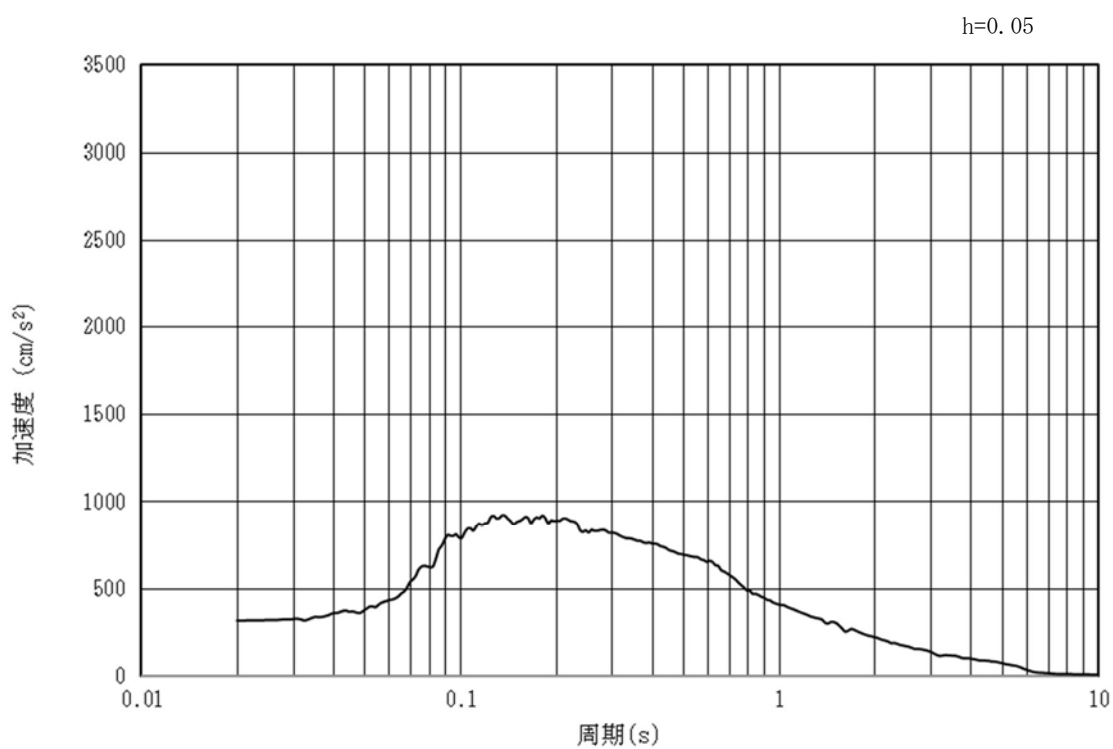
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-15 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： S_d-D1)

(口) 断面②

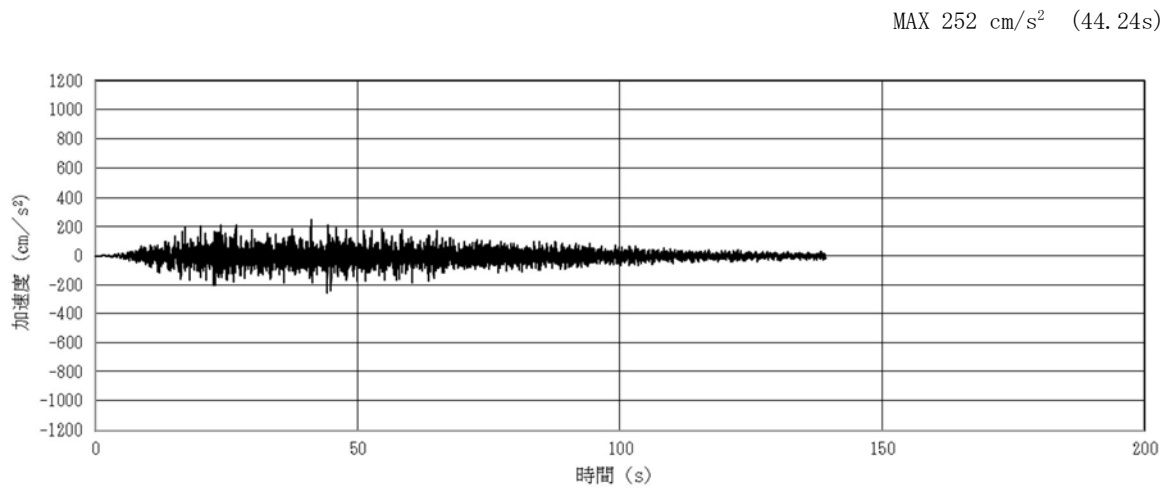


(a) 加速度時刻歴波形

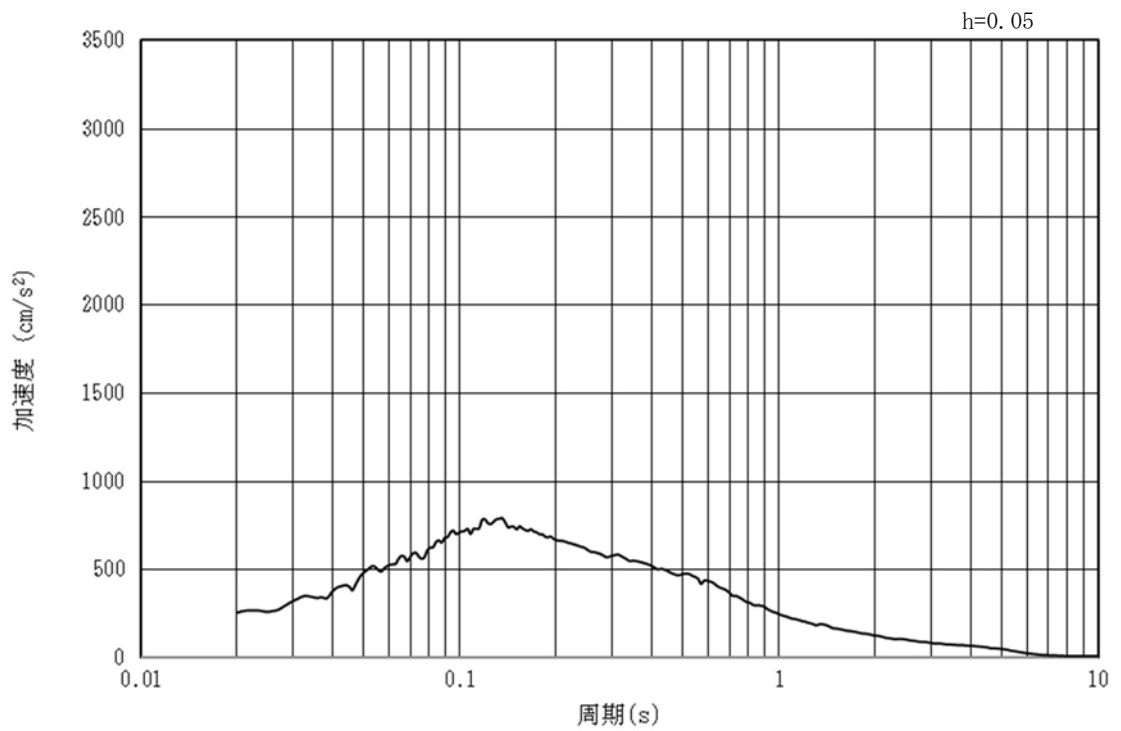


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-16 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S_d-D1)



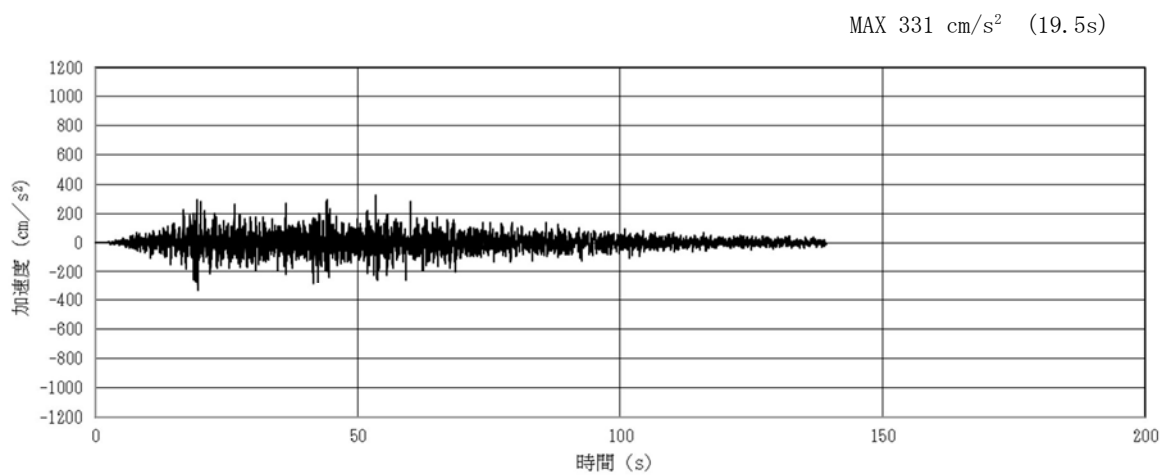
(a) 加速度時刻歴波形



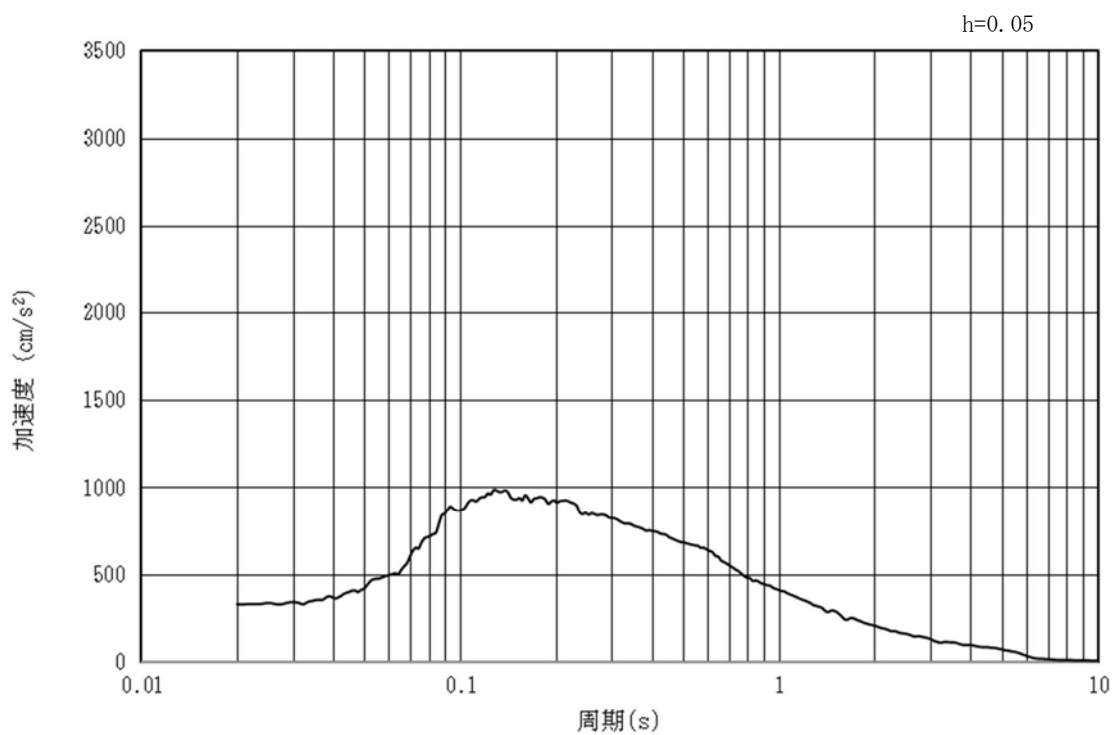
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-16 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： S_d-D1)

(ハ) 断面③

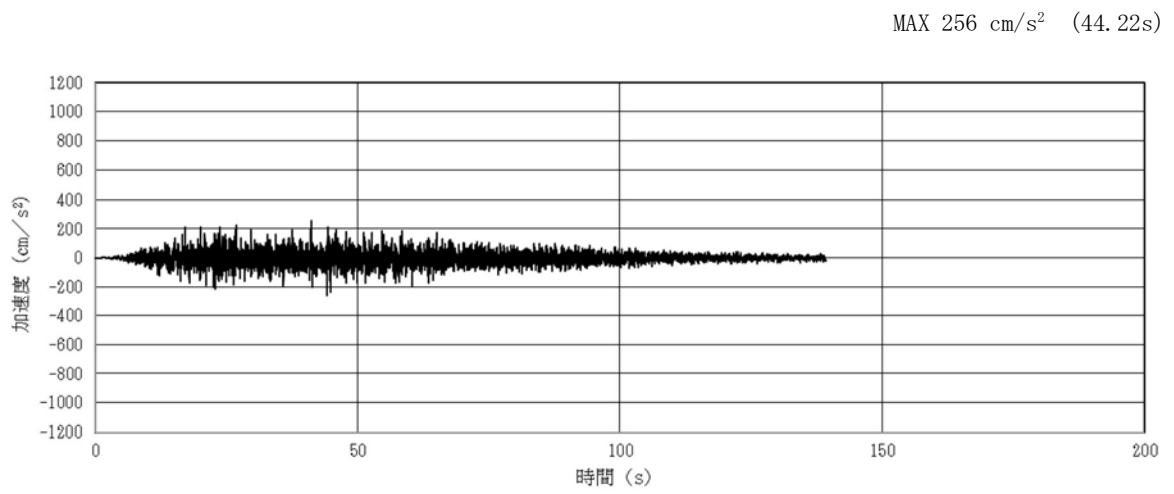


(a) 加速度時刻歴波形

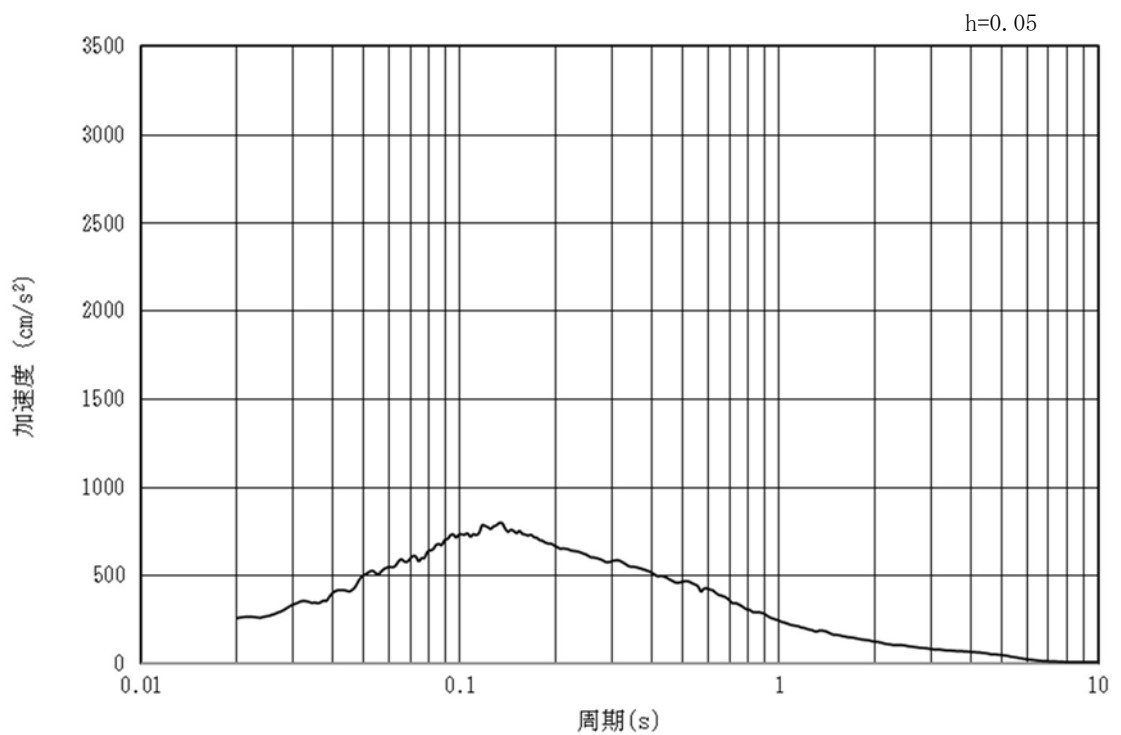


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-17 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D 1)



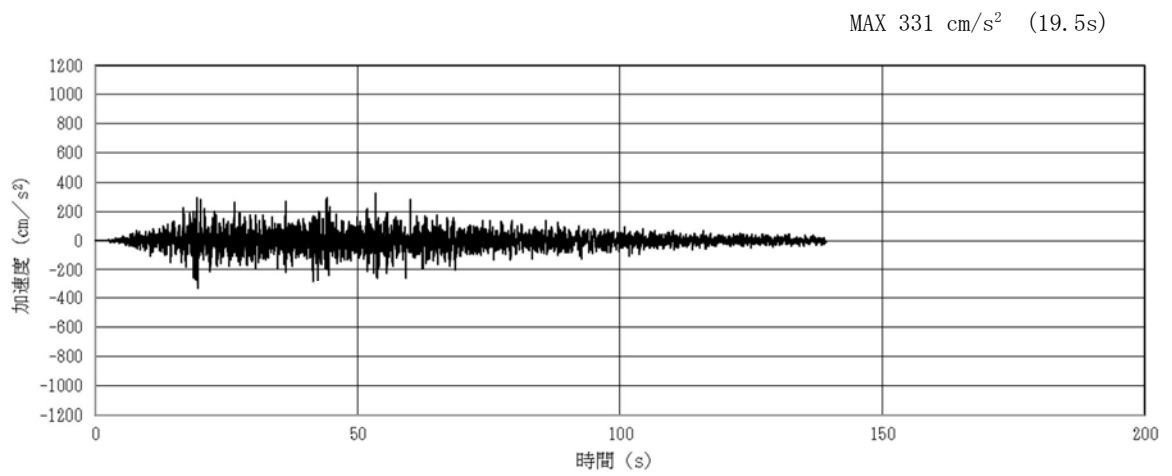
(a) 加速度時刻歴波形



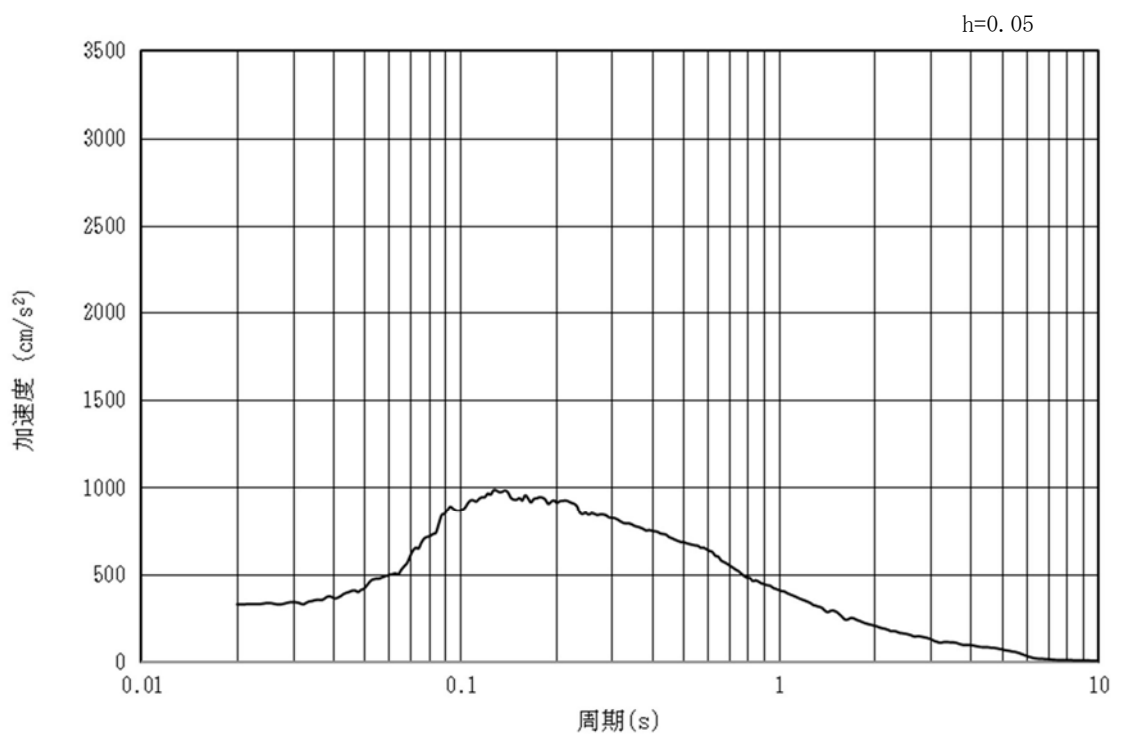
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-17 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： S_d-D1)

(二) 断面④

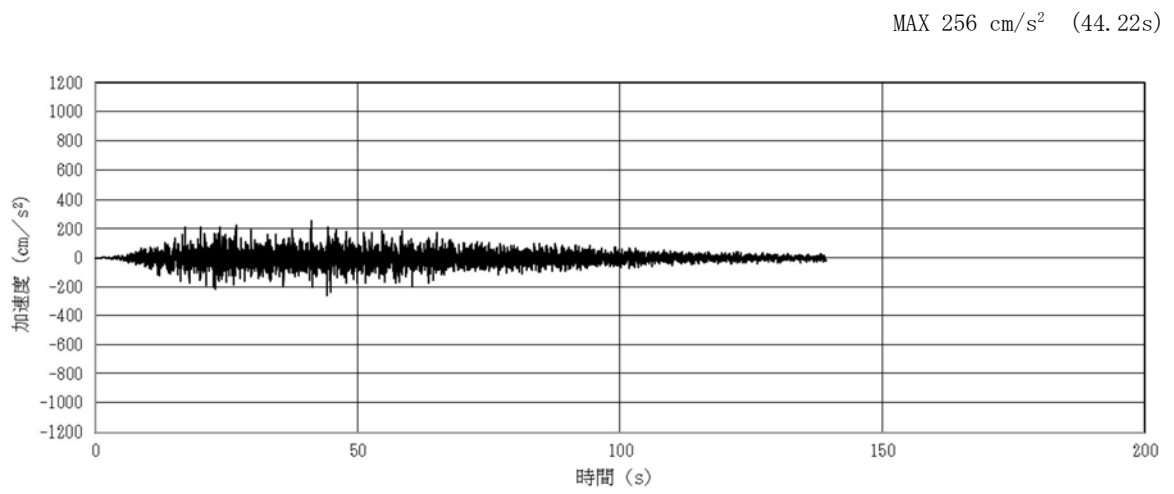


(a) 加速度時刻歴波形

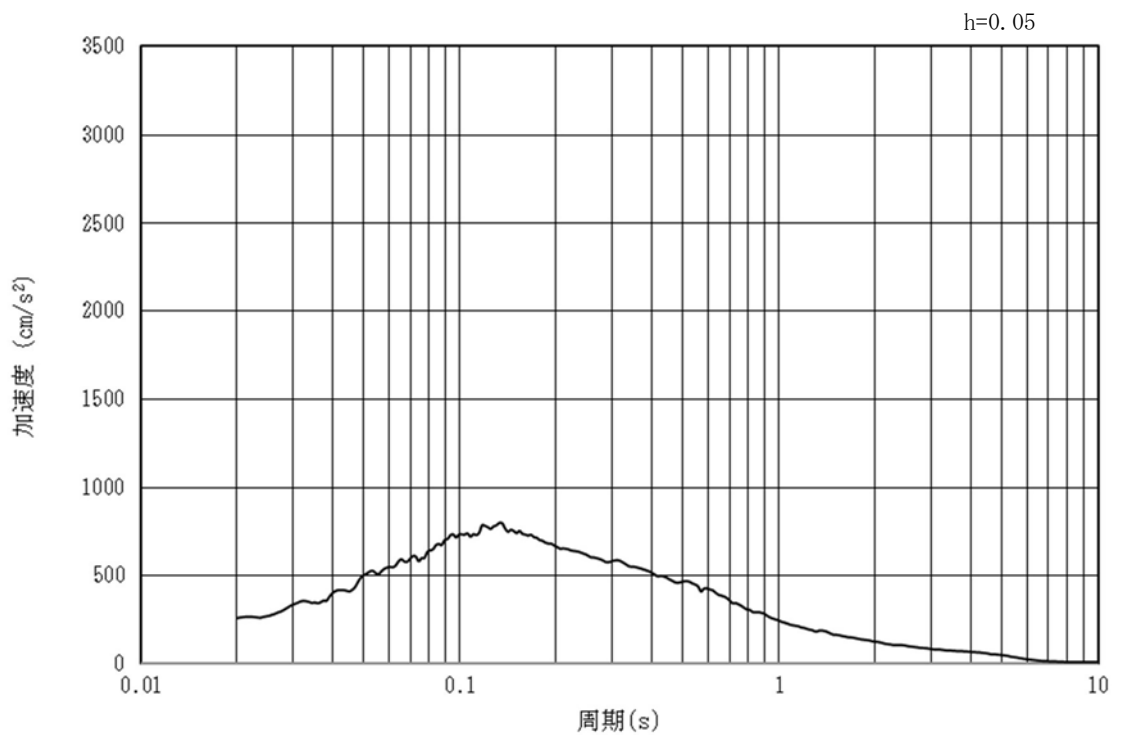


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-18 (1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-18 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向： S_d-D1)

(b) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、表 3-12 及び表 3-13 と同様とする。

(c) 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「V-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。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表 3-17 に示す。

表 3-17 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ボアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{mn}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{mn}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3-17 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1 ^{*1}	K _m	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	$0.16+0.00025 \cdot z$	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G _{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24
強度特性	粘着力	C _{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	$0.358-0.00603 \cdot z$	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	$23.2+0.0990 \cdot z$	35

注記 *1：施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから，解析用物性値として本表には記載しない。

z：標高（m）

表 3-17 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 T.P.(m) Z	適用深度 T.P.(m)	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_{co}	粘着力 C_{co} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{co} ($^{\circ}$)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 Kma (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 mG,mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310.675	353.317	504	0	0.105	0.464	1640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312.139	354.982	504	0	0.105	0.464	1644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313.606	356.650	504	0	0.105	0.464	1648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315.076	358.322	504	0	0.105	0.464	1651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315.076	358.322	504	0	0.106	0.464	1651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316.551	359.999	504	0	0.106	0.464	1655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318.028	361.679	504	0	0.106	0.463	1638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319.509	363.363	504	0	0.107	0.463	1642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319.509	363.363	504	0	0.107	0.463	1642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320.993	365.051	504	0	0.107	0.463	1646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322.481	366.743	504	0	0.107	0.463	1650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323.972	368.439	504	0	0.108	0.463	1653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325.467	370.139	504	0	0.108	0.463	1657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325.467	370.139	504	0	0.108	0.463	1657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326.965	371.843	504	0	0.108	0.463	1661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328.467	373.551	504	0	0.109	0.462	1644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329.972	375.262	504	0	0.109	0.462	1648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329.972	375.262	504	0	0.109	0.462	1648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331.480	376.977	504	0	0.109	0.462	1652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332.992	378.697	504	0	0.110	0.462	1656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334.507	380.420	504	0	0.110	0.462	1659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336.026	382.147	504	0	0.110	0.462	1663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339.074	385.614	504	0	0.111	0.462	1671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340.603	387.352	504	0	0.111	0.461	1654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343.671	390.842	504	0	0.112	0.461	1662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345.211	392.593	504	0	0.112	0.461	1665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348.300	381.471	498	0	0.112	0.461	1673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351.403	384.870	498	0	0.113	0.461	1680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352.959	386.574	498	0	0.113	0.460	1664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356.083	389.996	498	0	0.114	0.460	1672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357.650	391.712	498	0	0.114	0.460	1675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360.794	395.155	498	0	0.115	0.460	1683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362.371	396.883	498	0	0.115	0.459	1667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365.536	400.349	498	0	0.115	0.459	1675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367.124	402.088	498	0	0.116	0.459	1678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370.309	405.577	498	0	0.116	0.459	1685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371.907	407.327	498	0	0.117	0.459	1689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375.113	410.838	498	0	0.117	0.458	1678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376.721	412.599	498	0	0.117	0.458	1681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379.948	416.134	498	0	0.118	0.458	1688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385.416	422.122	498	0	0.118	0.458	1696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387.051	423.913	498	0	0.118	0.458	1699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390.331	427.505	498	0	0.118	0.457	1688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391.976	429.307	498	0	0.119	0.457	1692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395.277	432.922	498	0	0.119	0.457	1699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396.933	434.736	498	0	0.120	0.457	1702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400.255	422.491	492	0	0.120	0.457	1709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401.921	424.250	492	0	0.120	0.456	1695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405.263	427.778	492	0	0.120	0.456	1702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406.939	429.547	492	0	0.121	0.456	1705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410.302	433.097	492	0	0.121	0.456	1712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413.679	436.661	492	0	0.121	0.456	1719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415.373	438.449	492	0	0.122	0.455	1705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418.771	442.036	492	0	0.122	0.455	1712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420.475	443.835	492	0	0.122	0.455	1716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423.893	447.443	492	0	0.122	0.455	1723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425.608	449.253	492	0	0.123	0.455	1726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434.232	458.356	492	0	0.124	0.454	1726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439.448	463.862	492	0	0.124	0.454	1736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448.210	473.111	492	0	0.125	0.453	1736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455.282	463.485	486	0	0.126	0.452	1733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465.995	474.391	486	0	0.127	0.451	1737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475.016	483.575	486	0	0.127	0.451	1754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485.957	494.713	486	0	0.128	0.450	1758

表 3-17 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体 (セメント改良)*	
		一軸圧縮強度 ($\leq 8.5\text{N/mm}^2$ の場合)	一軸圧縮強度 ($> 8.5\text{N/mm}^2$ の場合)
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	
	ピーク強度 $C_u (\text{N/mm}^2)$	$1.44 P + 1.76$ P : 圧密圧力 (N/mm^2)	$1.60 P + 7.80$ P : 圧密圧力 (N/mm^2)
	残留強度 $\tau_0 (\text{N/mm}^2)$	$1.44 P + 0.808$ P : 圧密圧力 (N/mm^2)	$1.60 P + 2.05$ P : 圧密圧力 (N/mm^2)

注記 * : 地盤改良体 (嵩上げ部) の一軸圧縮強度 : 1.5 N/mm^2

(d) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

c. 鋼管杭の評価

鋼管杭の重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(2) 鉄筋コンクリート

a. 解析方法

上部構造については、津波時と同様に 2 次元梁バネモデルを用いる。重畳時においては、原地盤物性のばらつきを考慮する場合及び敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の 2 ケースにおいて解析する。

b. 解析モデル及び諸元

(a) 解析モデル

原地盤物性のばらつきを考慮する場合は、地盤バネは表 3-18 に示したケースで S_d 波による 1 次元有効応力解析を実施し、表 3-19 に示す地表面加速度最大ケース（地盤バネ 8）、地表面変位最大ケース（地盤バネ 9）及び原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（地盤バネ 10）を用いて、地盤バネ及び地表面変位を設定する。

表 3-18 1 次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性 (標準偏差を考慮)	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	$S_d - D1$	1	1	1	1	1

表 3-19 地盤バネケース

ケース名		地盤バネのバネ定数	備考
重畳時	地盤バネ 8	S_d 波による 1 次元有効応力解析から地表面加速度最大時刻における物性により設定	地盤抵抗が大きいケース
	地盤バネ 9	S_d 波による 1 次元有効応力解析から地表面変位最大時刻における物性により設定	地盤抵抗が小さいケース
	地盤バネ 10	S_d 波による 1 次元有効応力解析から基本ケースにおける物性により設定	中央の杭に設定

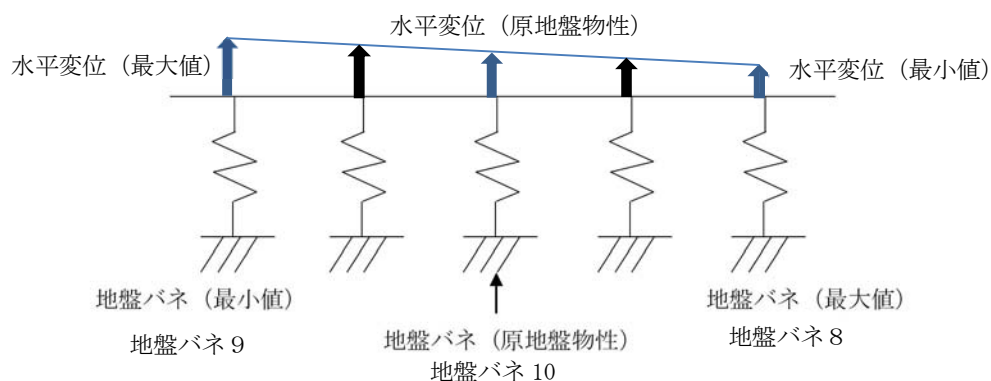


図 3-19 地盤バネ及び水平変位の設定方法

図 3-19 に示す様に両端の杭に地盤バネ 8 及び地盤バネ 9 を、中央の杭には地盤バネ 10 を設定し、それぞれの時刻の地表面変位を設定する。また、間の杭の地盤バネは、隣り合う杭の地盤バネを線形補間した地盤バネ及び変位を設定する。

敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の水平方向地盤バネについては、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の S_d 波による 1 次元有効応力解析を実施し、地盤バネ（集約バネ）を算定する。

また、水平方向変位を地盤バネに与える。水平方向変位は、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の S_d 波による 1 次元有効応力解析結果における地表面最大変位を与える。

(b) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、表 3-12 及び表 3-13 と同様とする。

c. 評価方法

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(3) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体の重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(5) シートパイル

重畳時はシートパイルに発生するせん断力に対して、「(1) 津波時」と同じ方法により許容限界以下であることを確認する。

(6) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価は、各方向の地震動による最終相対変位と余震及び津波の重畳時の最大相対変位をベクトル合成した相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を以下に示す。

(1) 津波時

表 4-1 強度評価に用いる条件（断面①：基準津波時）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	1005	kN
	固定荷重（鋼管杭）	412	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）	133.3	kN/m ²
P_c	衝突荷重	759	kN
K_{sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度	382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度	217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	1122.8	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力	197.28	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力	925.57	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度	435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.149	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.07258	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—
u	シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧	46	kN/m ²
w	土の有効重量	63	kN/m ²
γ'	土の水中単位体積重量	11.46	kN/m ³
ℓ_d	シートパイルの根入れ深さ	5.5	m
ℓ	浸透流路長	37.5	m
h_w	水面から掘削底面までの高さ（水位差）	10.0	m

表 4-2 強度評価に用いる条件（断面①：T.P. +24 m 津波時）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	1005	kN
	固定荷重（鋼管杭）	412	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）	242.4	kN/m ²
P_c	衝突荷重	1035	kN
K_{Sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度	433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度	246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	1281.1	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力	263.04	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力	1018.13	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度	478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.149	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.07258	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 4-3 強度評価に用いる条件（断面②：基準津波時）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	1558	kN
	固定荷重（鋼管杭）	569	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）	150.0	kN/m ²
P_c	衝突荷重	759	kN
K_{sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度	382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度	217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	1122.8	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力	197.28	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力	925.57	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度	435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.187	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.11427	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—
u	シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧	57	kN/m ²
w	土の有効重量	74	kN/m ²
γ'	土の水中単位体積重量	11.46	kN/m ³
ℓ_d	堤内側シートパイルの根入れ深さ	6.5	m
ℓ	浸透流路長	38.9	m
h_w	水面から掘削底面までの高さ（水位差）	12.0	m

表 4-4 強度評価に用いる条件（断面②：T.P. +24 m 津波時）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	1558	kN
	固定荷重（鋼管杭）	569	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）	242.4	kN/m ²
P_c	衝突荷重	1035	kN
K_{sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度	433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度	246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	1281.1	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力	263.04	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力	1018.13	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度	478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.187	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.11427	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 4-5 強度評価に用いる条件（断面③：基準津波時）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	2037	kN
	固定荷重（鋼管杭）	1680	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +4.0）	210.6	kN/m ²
P_c	衝突荷重	759	kN
K_{Sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度	382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度	217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	1122.8	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力	197.28	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力	925.57	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度	435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.263	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.15995	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—
u	シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧	68	kN/m ²
w	土の有効重量	91	kN/m ²
γ'	土の水中単位体積重量	11.46	kN/m ³
ℓ_d	堤内側シートパイルの根入れ深さ	8.0	m
ℓ	浸透流路長	42.5	m
h_w	水面から掘削底面までの高さ（水位差）	16.0	m

表 4-6 強度評価に用いる条件（断面③：T.P. +24 m 津波時）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	2037	kN
	固定荷重（鋼管杭）	1680	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +4.0）	303.0	kN/m ²
P_c	衝突荷重	1035	kN
K_{sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度	433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度	246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	1281.1	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力	263.04	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力	1018.13	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度	478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.263	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.15995	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 4-7 強度評価に用いる条件（断面④：基準津波時）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	1005	kN
	固定荷重（鋼管杭）	896	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）	112.1	kN/m ²
P_c	衝突荷重	759	kN
K_{Sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度	382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度	217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	1122.8	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力	197.28	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力	925.57	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度	435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.149	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.07258	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—
u	シートパイル先端に作用する平均過剰間隙水圧	46	kN/m ²
w	土の有効重量	63	kN/m ²
γ'	土の水中単位体積重量	11.46	kN/m ³
ℓ_d	堤内側シートパイルの根入れ深さ	5.5	m
ℓ	浸透流路長	37.0	m
h_w	水面から掘削底面までの高さ（水位差）	10.0	m

表 4-8 強度評価に用いる条件（断面④：T.P. +24 m 津波時）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	1005	kN
	固定荷重（鋼管杭）	896	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）	242.4	kN/m ²
P_c	衝突荷重	1035	kN
K_{Sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度	433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度	246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度	28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度	1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力	1281.1	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力	263.04	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力	1018.13	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度	478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.149	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.07258	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—

(2) 重畳時

表 4-9 強度評価に用いる条件（断面①：基準津波時）

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）		1005	kN
	固定荷重（鋼管杭）		412	kN
P_s	積雪荷重		0.21	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）		133.3	kN/m ²
P_c	衝突荷重		759	kN
K_{sd}	余震荷重：水平方向（水平震度×自重）	水平震度*	0.250	—
	余震荷重：鉛直方向（鉛直震度×自重）	鉛直震度*	0.050	—
P_d	動水圧（設置地盤標高：T.P. +8.0）		26.9	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度		382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度		217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度		21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度		0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力		1122.8	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力		197.28	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力		925.57	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度		435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.149	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.07258	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

*：地盤バネケースのうち最大の値を示す。

表 4-10 強度評価に用いる条件（断面①：T.P. +24 m 津波時）

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）		1005	kN
	固定荷重（鋼管杭）		412	kN
P_s	積雪荷重		0.21	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）		242.4	kN/m ²
P_c	衝突荷重		1035	kN
K_{sd}	余震荷重：水平方向（水平震度×自重）	水平震度*	0.250	—
	余震荷重：鉛直方向（鉛直震度×自重）	鉛直震度*	0.050	—
P_d	動水圧（設置地盤標高：T.P. +8.0）		43.3	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度		433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度		246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度		28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度		1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力		1281.1	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力		263.04	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力		1018.13	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度		478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.149	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.07258	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

*：地盤バネケースのうち最大の値を示す。

表 4-11 強度評価に用いる条件（断面②：基準津波時）

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）		1558	kN
	固定荷重（鋼管杭）		569	kN
P_s	積雪荷重		0.21	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）		150.0	kN/m ²
P_c	衝突荷重		759	kN
K_{sd}	余震荷重：水平方向（水平震度×自重）	水平震度*	0.240	—
	余震荷重：鉛直方向（鉛直震度×自重）	鉛直震度*	0.050	—
P_d	動水圧（設置地盤標高：T.P. +8.0）		28.2	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度		382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度		217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度		21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度		0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力		1122.8	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力		197.28	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力		925.57	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度		435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.187	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.11427	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

*：地盤バネケースのうち最大の値を示す。

表 4-12 強度評価に用いる条件（断面②：T.P. +24 m 津波時）

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）		1558	kN
	固定荷重（鋼管杭）		569	kN
P_s	積雪荷重		0.21	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）		242.4	kN/m ²
P_c	衝突荷重		1035	kN
K_{sd}	余震荷重：水平方向（水平震度×自重）	水平震度*	0.240	—
	余震荷重：鉛直方向（鉛直震度×自重）	鉛直震度*	0.050	—
P_d	動水圧（設置地盤標高：T.P. +8.0）		41.6	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度		433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度		246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度		28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度		1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力		1281.1	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力		263.04	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力		1018.13	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度		478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.187	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.11427	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

*：地盤バネケースのうち最大の値を示す。

表 4-13 強度評価に用いる条件（断面③：基準津波時）

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）		2037	kN
	固定荷重（鋼管杭）		1680	kN
P_s	積雪荷重		0.21	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +4.0）		210.6	kN/m ²
P_c	衝突荷重		759	kN
K_{sd}	余震荷重：水平方向（水平震度×自重）	水平震度*	0.180	—
	余震荷重：鉛直方向（鉛直震度×自重）	鉛直震度*	0.040	—
P_d	動水圧（設置地盤標高：T.P. +4.0）		25.1	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度		382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度		217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度		21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度		0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力		1122.8	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力		197.28	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力		925.57	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度		435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.263	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.15995	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

*：地盤バネケースのうち最大の値を示す。

表 4-14 強度評価に用いる条件（断面③：T.P. +24 m 津波時）

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）		2037	kN
	固定荷重（鋼管杭）		1680	kN
P_s	積雪荷重		0.21	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +4.0）		303.0	kN/m ²
P_c	衝突荷重		1035	kN
K_{sd}	余震荷重：水平方向（水平震度×自重）	水平震度*	0.180	—
	余震荷重：鉛直方向（鉛直震度×自重）	鉛直震度*	0.040	—
P_d	動水圧（設置地盤標高：T.P. +4.0）		34.9	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度		433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度		246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度		28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度		1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力		1281.1	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力		263.04	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力		1018.13	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度		478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.263	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.15995	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

*：地盤バネケースのうち最大の値を示す。

表 4-15 強度評価に用いる条件（断面④：基準津波時）

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）		1005	kN
	固定荷重（鋼管杭）		896	kN
P_s	積雪荷重		0.21	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）		112.1	kN/m ²
P_c	衝突荷重		759	kN
K_{sd}	余震荷重：水平方向（水平震度×自重）	水平震度*	0.170	—
	余震荷重：鉛直方向（鉛直震度×自重）	鉛直震度*	0.010	—
P_d	動水圧（設置地盤標高：T.P. +8.0）		16.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度		382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度		217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度		21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度		0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力		1122.8	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力		197.28	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力		925.57	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度		435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.149	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.07258	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

*：地盤バネケースのうち最大の値を示す。

表 4-16 強度評価に用いる条件（断面④：T.P. +24 m 津波時）

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）		1005	kN
	固定荷重（鋼管杭）		896	kN
P_s	積雪荷重		0.21	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（設置地盤標高：T.P. +8.0）		242.4	kN/m ²
P_c	衝突荷重		1035	kN
K_{sd}	余震荷重：水平方向（水平震度×自重）	水平震度*	0.170	—
	余震荷重：鉛直方向（鉛直震度×自重）	鉛直震度*	0.010	—
P_d	動水圧（設置地盤標高：T.P. +8.0）		29.4	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度		433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の短期許容せん断応力度		246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度		28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの短期許容せん断応力度		1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力		1281.1	kN
V_{ca}	コンクリートの短期許容せん断力		263.04	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力		1018.13	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		0.55	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		12.902	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の短期許容引張応力度		478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.2	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.149	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.07258	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

*：地盤バネケースのうち最大の値を示す。

5. 評価結果

5.1 津波時

(1) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5-2～表 5-9 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生する曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 5-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
①	25	0.149	0.07258
②	25	0.187	0.11427
③	35	0.263	0.15995
④	25	0.149	0.07258

表 5-2 曲げ軸力に対する照査結果 (断面①：基準津波時)

	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	10273	826	147.09	382.5	0.39
地盤バネ 2	10377	826	148.52	382.5	0.39

表 5-3 曲げ軸力に対する照査結果 (断面①：T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	22178	748	310.59	433.5	0.72
地盤バネ 2	22181	743	310.60	433.5	0.72

表 5-4 曲げ軸力に対する照査結果 (断面②：基準津波時)

	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	16268	1338	149.52	382.5	0.39
地盤バネ 2	16589	1206	151.63	382.5	0.40

表 5-5 曲げ軸力に対する照査結果（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	34268	1214	306.38	433.5	0.71
地盤バネ 2	34271	1206	306.36	433.5	0.71

表 5-6 曲げ軸力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	27962	1620	180.98	382.5	0.48
地盤バネ 2	27962	1561	180.76	382.5	0.48

表 5-7 曲げ軸力に対する照査結果（断面③：T.P. +24 m 津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	54029	1376	343.02	433.5	0.79
地盤バネ 2	54041	1259	342.65	433.5	0.79

表 5-8 曲げ軸力に対する照査結果（断面④：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	8563	821	123.49	382.5	0.33
地盤バネ 2	8703	803	125.30	382.5	0.33

表 5-9 曲げ軸力に対する照査結果（断面④：T.P. +24 m 津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	22180	735	310.53	433.5	0.72
地盤バネ 2	22183	675	310.17	433.5	0.72

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5-1 に、せん断力に対する照査結果を表 5-10～表 5-17 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生するせん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 5-10 せん断力に対する照査結果（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	2266	30.42	217.5	0.14
地盤バネ 2	2007	26.94	217.5	0.13

表 5-11 せん断力に対する照査結果（断面①：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	5071	68.07	246.5	0.28
地盤バネ 2	4328	58.10	246.5	0.24

表 5-12 せん断力に対する照査結果（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	3081	32.96	217.5	0.16
地盤バネ 2	2889	30.90	217.5	0.15

表 5-13 せん断力に対する照査結果（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	6781	72.53	246.5	0.30
地盤バネ 2	5737	61.36	246.5	0.25

表 5-14 せん断力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4938	37.56	217.5	0.18
地盤バネ 2	4207	32.00	217.5	0.15

表 5-15 セン断力に対する照査結果（断面③：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	9239	70.26	246.5	0.29
地盤バネ 2	8185	62.25	246.5	0.26

表 5-16 セン断力に対する照査結果（断面④：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	1841	24.72	217.5	0.12
地盤バネ 2	1718	23.07	217.5	0.11

表 5-17 セン断力に対する照査結果（断面④：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	5218	70.05	246.5	0.29
地盤バネ 2	4401	59.08	246.5	0.24

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

津波時の 2 次元梁バネモデルに設定した杭の水平方向バネ定数を表 5-18 に、2 次元梁バネモデル杭位置図を図 5-1 に示す。

表 5-18 杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

津波時		杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5
断面①	基準津波時	98823	93175	87526	81878	76229
	T. P. +24 m 津波時	85357	80689	76021	71353	66685
断面③	基準津波時	94466	89116	83766	78417	73067
	T. P. +24 m 津波時	79539	75261	70983	66705	62427

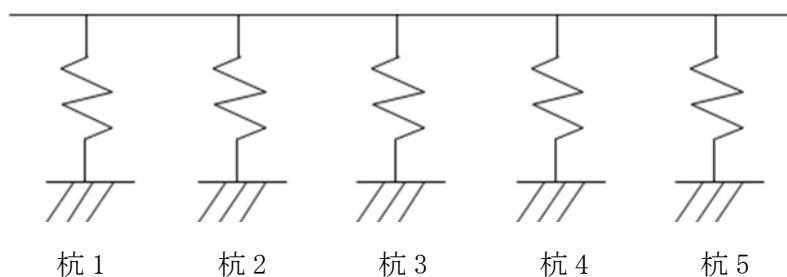


図 5-1 2次元梁バネモデル杭位置図

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-19 に、2 次元梁バネモデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 5-20 及び表 5-21 に、概略配筋図を図 5-2 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 5-19 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
①	0.15	0.55	6.667-D35	63.777
③	0.15	0.55	6.667-D35	63.777

NT2 補② V-3-別添 3-2-1-3 R1

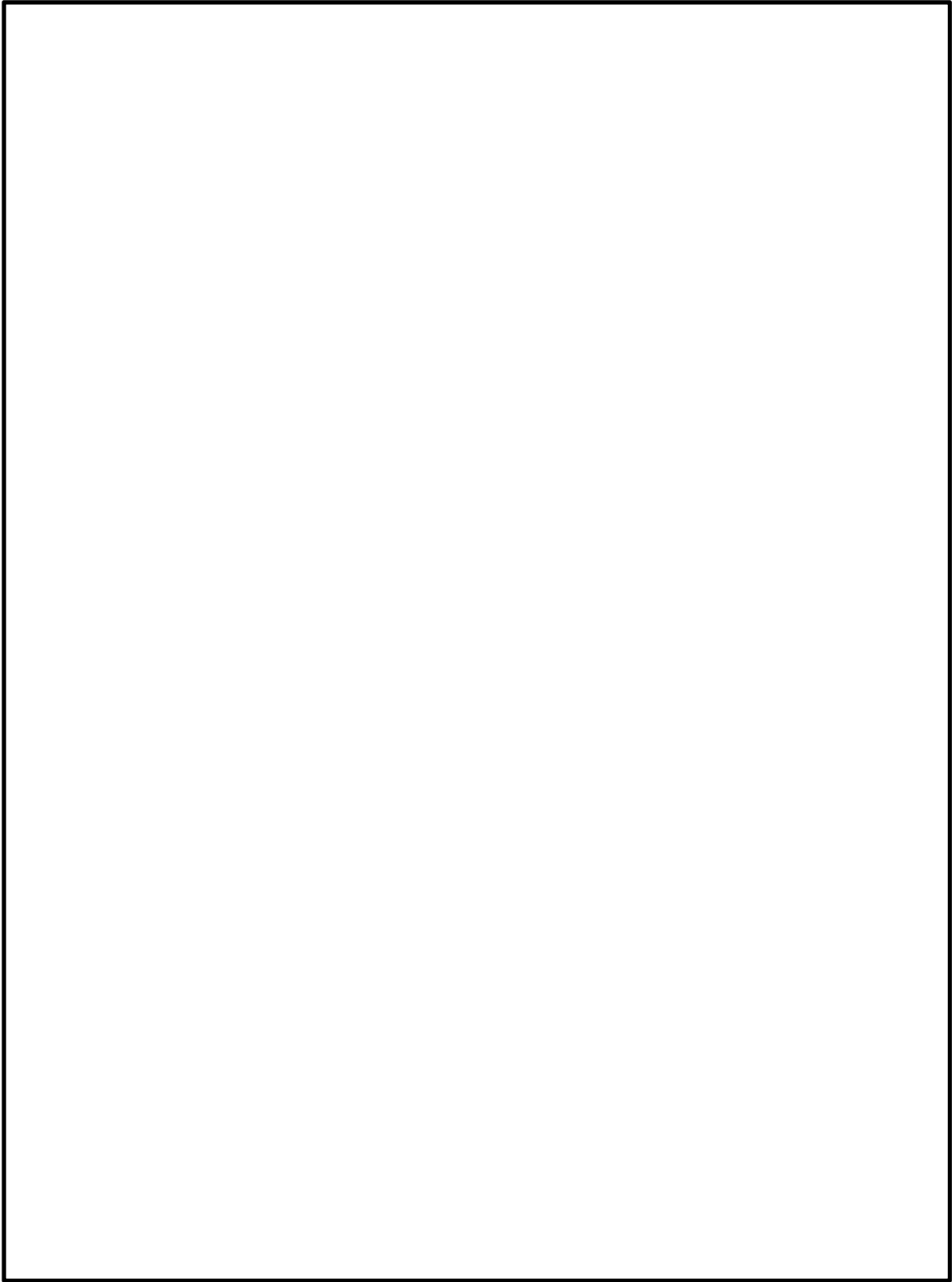


図 5-2 配筋図

表 5-20 曲げ軸力に対する照査結果（基準津波時：2次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-842	0	12.9	287.3	21	435	0.62	0.67
断面③	-886	0	13.6	302.3	21	435	0.65	0.70

表 5-21 曲げ軸力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-1246	0	19.1	425.1	28	478.5	0.69	0.89
断面③	-1253	0	19.2	427.5	28	478.5	0.69	0.90

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-22 に，2 次元梁バネモデルによるせん断力に対する照査結果を表 5-23 及び表 5-24 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果，鉄筋コンクリートに発生するせん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお，発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 5-22 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	断面有効高さ (m)	斜め引張鉄 筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
①	0.55	3.333-D22	0.2	12.902
③	0.55	3.333-D22	0.2	12.902

表 5-23 せん断力に対する照査結果（基準津波時：2 次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	743	1122.8	0.67
断面③	701	1122.8	0.63

表 5-24 せん断力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時：2 次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	1093	1281.1	0.86
断面③	1012	1281.1	0.79

(3) 鋼製アンカーに対する評価結果

鋼製アンカーの仕様を表 5-25 に、引張力に対する照査結果を表 5-26 に、せん断力に対する照査結果を表 5-27 に示す。鋼製アンカーの照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-25 鋼製アンカーの仕様

材質	径・ ピッチ	有効断面積 (mm ²)
SS400	M16@100mm	157

アンカーボルト 1 本あたりに作用する力は、シートジョイントに作用する張力から換算する。シートジョイントに作用する張力は以下の式で求められる。

$$T_s = \frac{W \cdot a}{2 \cdot d} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot d^2}$$

T_s : シートジョイントに発生する張力 (N)

a : シートジョイントに作用する荷重の支点間距離 (S) の 1/2 (m)

支点間距離 S は、津波時の相対変位の最大値に、堤外側では 0.02 (目地幅)、堤内側では 0.02+0.085 (目地幅+プレート端部までの長さ) を加えた値

d : たわみ量 (m)

$$d = C \left(\cosh \frac{S}{2C} - 1 \right) \quad L = 2C \cdot \sinh \frac{S}{2C}$$

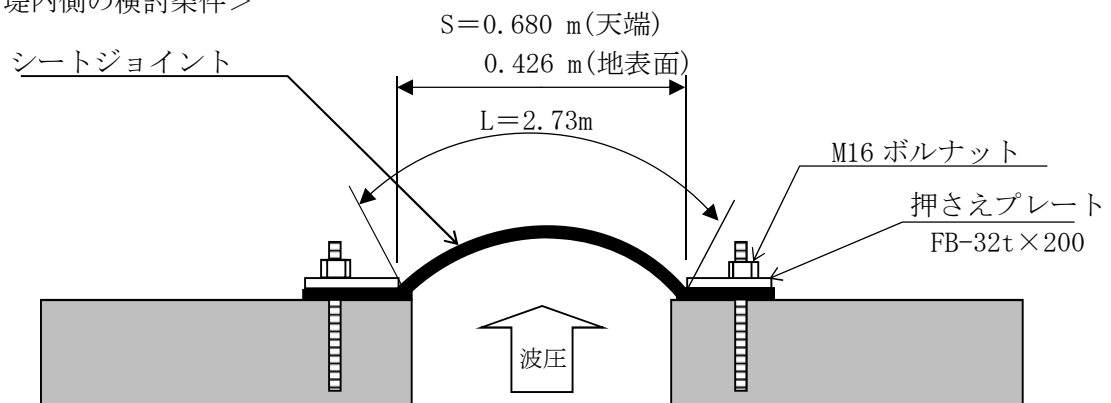
L : シート長 (m)

堤内側では 2.730m、堤外側では 2.645m とする

C : カテナリー数で、支点間距離 S およびシート長 L から求める

W : シートジョイントに作用する荷重 (波圧) (kN/m²)

< 堤内側の検討条件 >



引張力（堤内側）

【天端】

$$W=150 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.680 \text{ m} \quad a=0.340 \text{ m} \quad d=1.27 \text{ m} \quad L=2.730 \text{ m} \quad C=0.104$$

$$T_s=51 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 5.1 \text{ kN}$$

【地表面】

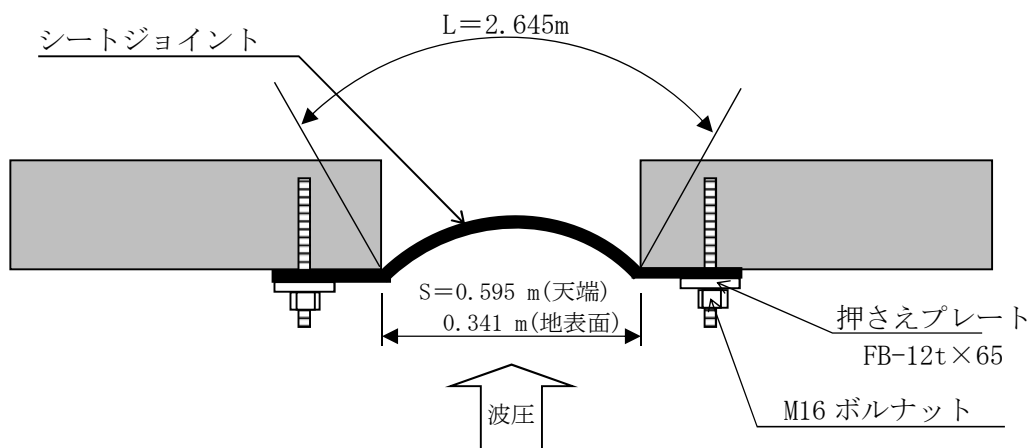
$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.426 \text{ m} \quad a=0.213 \text{ m} \quad d=1.34 \text{ m} \quad L=2.730 \text{ m} \quad C=0.054$$

$$T_s=73 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 7.3 \text{ kN}$$

表 5-26 引張力に対する照査結果

部位	引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
防潮堤(一般部・隅角部)・天端	5.1	38.5	0.14
防潮堤(一般部・隅角部)・地表面	7.3	38.5	0.19

< 堤外側の検討条件 >



せん断力（堤外側）

【天端】

$$W=150 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.595 \text{ m} \quad a=0.298 \text{ m} \quad d=1.24 \text{ m} \quad L=2.645 \text{ m} \quad C=0.087$$

$$T_s=45 \text{ kN/m} \rightarrow \text{せん断力 } 4.5 \text{ kN}$$

【地表面】

$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.341 \text{ m} \quad a=0.171 \text{ m} \quad d=1.27 \text{ m} \quad L=2.645 \text{ m} \quad C=0.041$$

$$T_s=58 \text{ kN/m} \rightarrow \text{せん断力 } 5.8 \text{ kN}$$

表 5-87 せん断力に対する照査結果

部位	せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
防潮堤(一般部・隅角部)・天端	4.5	26.9	0.17
防潮堤(一般部・隅角部)・地表面	5.8	26.9	0.22

(4) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査結果を表 5-28～表 5-35 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果、安全率が 1.2 以上であることを確認した。なお、発生応力は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 5-28 改良体に対する照査結果（断面①：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	204	750	3.67
地盤バネ 2	179	750	4.18

表 5-29 改良体に対する照査結果（断面①：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	379	750	1.97
地盤バネ 2	351	750	2.13

表 5-30 改良体に対する照査結果（断面②：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	203	750	3.69
地盤バネ 2	176	750	4.26

表 5-31 改良体に対する照査結果（断面②：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	356	750	2.10
地盤バネ 2	329	750	2.27

表 5-32 改良体に対する照査結果（断面③：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	119	467*	3.92
地盤バネ 2	180	750	4.16

注記 *：改良体と A g 2 層との境界ですべり力最大になるため、

A g 2 層のせん断抵抗力を以下のように算出した。

$$\begin{aligned}
 c &= 419 + 1.2 \times \sigma_v' \\
 &= 419 + 1.2 \times 40.19 \\
 &= 467
 \end{aligned}$$

ここで、c：A g 2 層のせん断抵抗力 (kN/m²) (残留強度：-1 σ)

σ_v' ：有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_v' = \gamma' \times h = 11.55 \times 3.48 = 40.19$$

γ' ：改良体の単位体積重量 11.55 kN/m³

h：改良体厚さ 3.48 m

表 5-33 改良体に対する照査結果（断面③：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	230	467*	2.03
地盤バネ 2	203	467*	2.30

注記 *：表 5-32 参照

表 5-34 改良体に対する照査結果（断面④：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	167	750	4.49
地盤バネ 2	147	750	5.10

表 5-35 改良体に対する照査結果（断面④：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 1	377	750	1.98
地盤バネ 2	348	750	2.15

(5) シートパイルに対する評価結果

シートパイルのせん断力に対する照査結果を表 5-36～表 5-43 に示す。

シートパイルに対する照査を行った結果、シートパイルに発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 5-36 セン断力に対する照査結果（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	7	0.0191	0.37	190	0.01
地盤バネ 2	45	0.0191	2.36	190	0.02

表 5-37 セン断力に対する照査結果（断面①：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	124	0.0191	6.50	215	0.04
地盤バネ 2	152	0.0191	7.96	215	0.04

表 5-38 セン断力に対する照査結果（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	35	0.0191	1.84	190	0.01
地盤バネ 2	79	0.0191	4.14	190	0.03

表 5-39 セン断力に対する照査結果（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	182	0.0191	9.53	215	0.05
地盤バネ 2	205	0.0191	10.74	215	0.05

表 5-40 セン断力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	50	0.0191	2.62	190	0.02
地盤バネ 2	34	0.0191	1.79	190	0.01

表 5-41 せん断力に対する照査結果 (断面③ : T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	6	0.0191	0.32	215	0.01
地盤バネ 2	14	0.0191	0.74	215	0.01

表 5-42 せん断力に対する照査結果 (断面④：基準津波時)

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	1	0.0191	0.06	190	0.01
地盤バネ 2	37	0.0191	1.94	190	0.02

表 5-43 せん断力に対する照査結果 (断面④: T.P. +24 m 津波時)

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	107	0.0191	5.61	215	0.03
地盤バネ 2	152	0.0191	7.96	215	0.04

・ボイリングに対する評価

ボーリングに対する評価は、最大水位差になる防潮堤高さまで津波水位が到達した時点において実施する。各断面での状況図を図 5-3～図 5-6 に、評価結果を表 5-44 に示す。

シートパイルのボーリングに対する照査を行った結果、安全率が 1.2 以上であることを確認した。

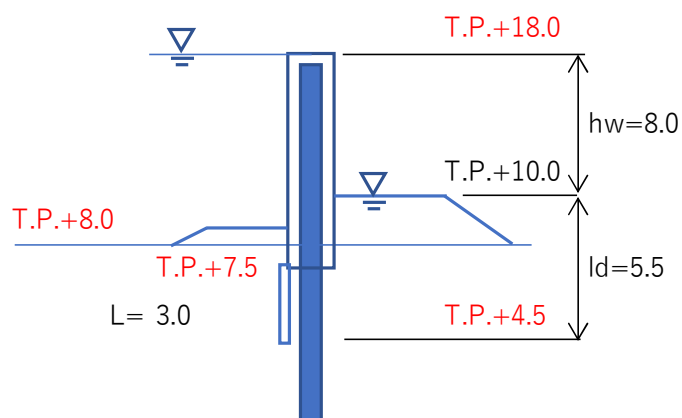


图 5-3 断面① 最大水位差時状況図

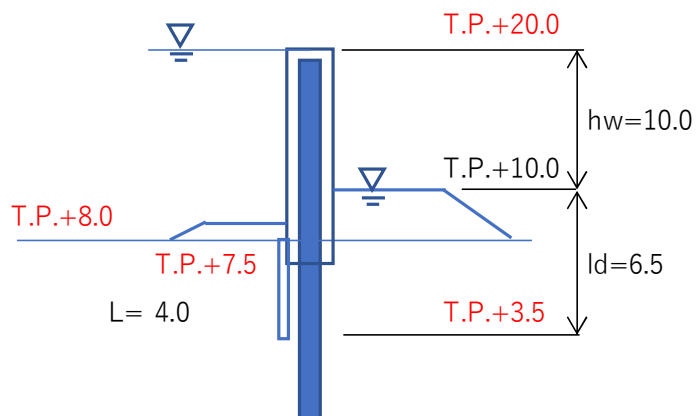


図 5-4 断面② 最大水位差時状況図

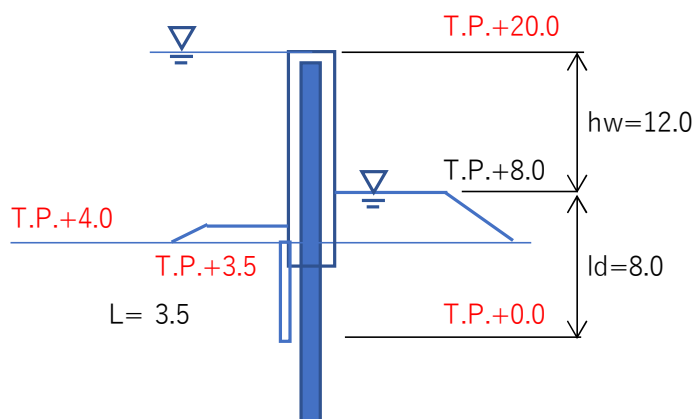


図 5-5 断面③ 最大水位差時状況図

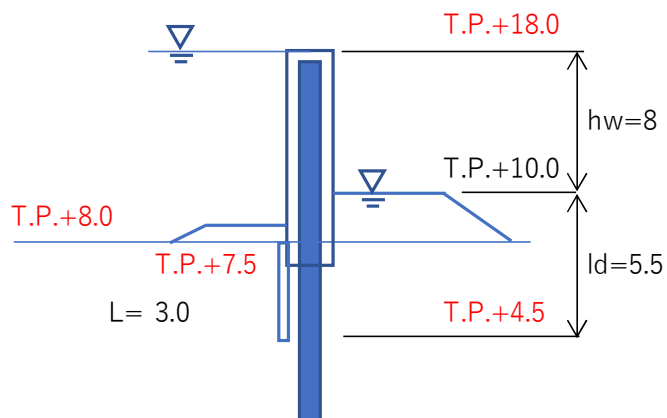


図 5-6 断面④ 最大水位差時状況図

表 5-44 ボイリングに対する評価結果

	λ	hw	u	γ'	ϱ_d	w	安全率
断面①	1.425	8.0	46	11.46	5.5	63	1.37
断面②	1.425	10.0	57	11.46	6.5	74	1.30
断面③	1.425	12.0	68	11.46	8.0	91	1.34
断面④	1.425	8.0	46	11.46	5.5	63	1.37

・パイピングに対する評価

パイピングに対する評価は，最大水位差になる防潮堤高さまで津波水位が到達した時点において実施する。浸透流路長図を図 5-7 に，評価結果を表 5-45 に示す。パイピングに対する照査を行った結果，安全率が 2.0 以上であることを確認した。

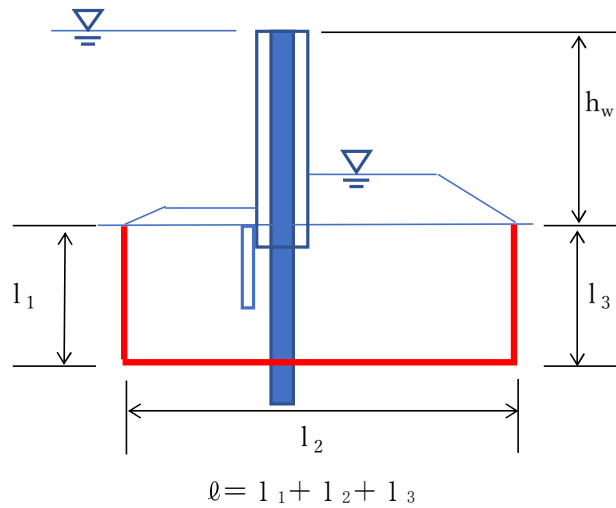


図 5-7 浸透流路長図

表 5-45 パイピングに対する評価結果

	l_1	l_2	l_3	l	h_w	安全率
断面①	6.5	24.5	6.5	37.5	10.0	3.75
断面②	5.5	26.5	6.9	38.9	12.0	3.24
断面③	3.5	35.0	4.0	42.5	16.0	2.65
断面④	7.0	24.5	5.5	37.0	10.0	3.70

(6) 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 5-46 及び表 5-47 に、隅角部の地震時相対変位量の評価位置番号を図 5-8 に示す。

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5-46(1) 一般部の津波時相対変位量（天端部）

	δx (m)	δy (m)	δz (m)	3 成分合成 (m)	許容限界 (m)
Ss 最終変位×2 倍	0.226	0.218	0.064		
津波時×1 倍	0.182	0.182	0.001		
合計	0.408	0.400	0.065	0.575	2.0

表 5-46(2) 一般部の津波時相対変位量（地表部）

	δx (m)	δy (m)	δz (m)	3 成分合成 (m)	許容限界 (m)
Ss 最終変位×2 倍	0.226	0.218	0.064		
津波時×1 倍	0.000	0.000	0.001		
合計	0.226	0.218	0.065	0.321	2.0

表 5-47 隅角部の津波時相対変位量

位置番号	堤内側 角度(°)	δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大合成変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)
①	141.5	0.163	0.520	0.066	0.549	2.0
②	133.9	0.118	0.523	0.066	0.540	2.0
③	192.7	0.465	0.328	0.066	0.573	2.0
④	121.0	0.210	0.512	0.066	0.557	2.0
⑤	133.2	0.123	0.523	0.066	0.541	2.0
⑥	138.0	0.138	0.523	0.066	0.545	2.0
⑦	226.5	0.527	0.123	0.066	0.545	2.0
⑧	90.2	0.403	0.405	0.066	0.575	2.0
⑨	146.9	0.201	0.514	0.066	0.556	2.0

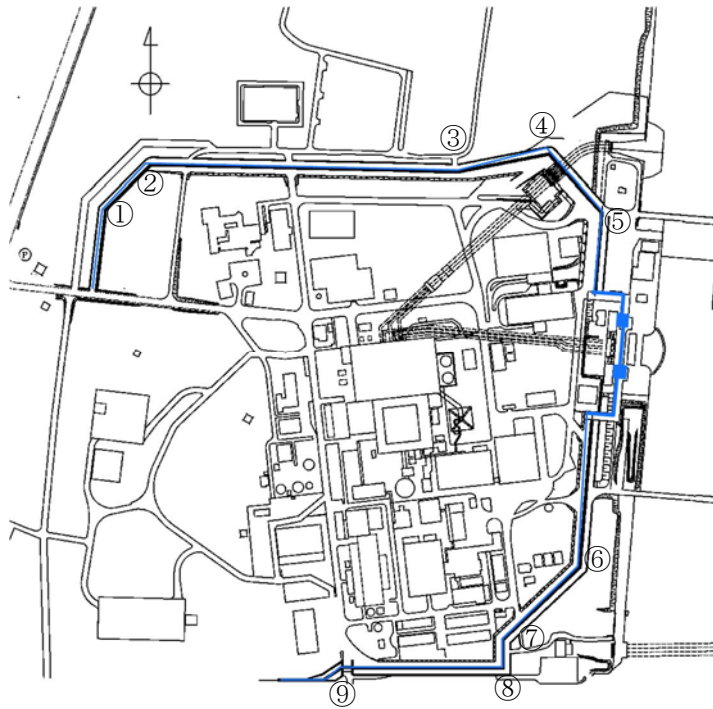


図 5-8 隅角部の地震時相対変位量の評価位置番号

5.2 重畳時

(1) 1次元有効応力解析結果

a. 断面①

断面①における1次元有効応力解析結果から地表面最大水平加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表5-48に示す。

表 5-48 1次元有効応力解析結果（断面①）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	239.20	237.90	239.40	92.22	239.00	237.60
地表面最大変位 (cm)	3.68	3.03	4.42	24.42	3.67	3.02
最大せん断ひずみ	4.04×10^{-3}	3.33×10^{-3}	4.92×10^{-3}	3.17×10^{-2}	4.04×10^{-3}	3.32×10^{-3}

表 5-48 より、地盤バネ 3 は地表面最大加速度が発生する③地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース、地盤バネ 4 は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤バネ 5 は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。

b. 断面②

断面②における 1 次元有効応力解析結果から地表面最大水平加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表 5-49 に示す。

表 5-49 1 次元有効応力解析結果（断面②）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	231.00	229.50	231.30	91.25	230.80	229.30
地表面最大変位 (cm)	3.45	2.89	4.06	23.38	3.44	2.87
最大せん断ひずみ	3.50×10^{-3}	2.89×10^{-3}	4.27×10^{-3}	2.77×10^{-2}	3.49×10^{-3}	2.89×10^{-3}

表 5-49 より，地盤バネ 3 は③地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース，地盤バネ 4 は④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース，地盤バネ 5 は④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。

c. 断面③

断面③における 1 次元有効応力解析結果から地表面最大水平加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表 5-50 に示す。

表 5-50 1 次元有効応力解析結果（断面③）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	145.10	143.40	142.90	101.00	170.00	170.80
地表面最大変位 (cm)	9.87	8.63	11.19	17.50	9.71	8.35
最大せん断ひずみ	2.14×10^{-2}	1.96×10^{-2}	2.15×10^{-2}	3.11×10^{-2}	3.11×10^{-3}	2.62×10^{-3}

表 5-50 より，地盤バネ 3 は⑥地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース，地盤バネ 4 は④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース，地盤バネ 5 は④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は，それぞれの地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。

d. 断面④

断面④における 1 次元有効応力解析結果から地表面最大水平加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表 5-51 に示す。

表 5-51 1 次元有効応力解析結果（断面④）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	156.70	141.30	154.50	96.14	161.10	163.00
地表面最大変位 (cm)	10.22	9.17	11.66	19.83	10.16	9.07
最大せん断ひずみ	1.65×10^{-2}	2.07×10^{-2}	3.82×10^{-3}	3.26×10^{-2}	3.35×10^{-3}	2.79×10^{-3}

表 5-51 より，地盤バネ 3 は⑥地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース，地盤バネ 4 は④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース，地盤バネ 5 は④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は，それぞれの地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。

(2) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-52 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5-53～表 5-60 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生する曲げ軸力応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 5-52 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
①	25	0.149	0.07258
②	25	0.187	0.11427
③	35	0.263	0.15995
④	25	0.149	0.07258

表 5-53 曲げ軸力に対する照査結果 (断面①：基準津波時)

	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	8202	-364	110.57	382.5	0.29
地盤バネ 4	19737	-264	270.17	382.5	0.71
地盤バネ 5	18665	-165	256.06	382.5	0.67

表 5-54 曲げ軸力に対する照査結果 (断面①：T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	19526	557	272.77	433.5	0.63
地盤バネ 4	15588	588	218.72	433.5	0.51
地盤バネ 5	15577	596	218.62	433.5	0.51

表 5-55 曲げ軸力に対する照査結果 (断面②：基準津波時)

	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	12432	1206	115.25	382.5	0.31
地盤バネ 4	26354	-744	226.66	382.5	0.60
地盤バネ 5	24558	-741	210.95	382.5	0.56

表 5-56 曲げ軸力に対する照査結果（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	33691	800	299.12	433.5	0.70
地盤バネ 4	26675	924	238.38	433.5	0.55
地盤バネ 5	26996	943	241.30	433.5	0.56

表 5-57 曲げ軸力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	24525	1258	158.12	382.5	0.42
地盤バネ 4	20426	1329	132.76	382.5	0.35
地盤バネ 5	22588	175	141.89	382.5	0.38

表 5-58 曲げ軸力に対する照査結果（断面③：T.P. +24 m 津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	55870	512	351.25	433.5	0.82
地盤バネ 4	46473	997	294.34	433.5	0.68
地盤バネ 5	47678	652	300.56	433.5	0.70

表 5-59 曲げ軸力に対する照査結果（断面④：基準津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	3618	802	55.24	382.5	0.15
地盤バネ 4	15111	-487	204.93	382.5	0.54
地盤バネ 5	12249	-468	165.63	382.5	0.44

表 5-60 曲げ軸力に対する照査結果（断面④：T.P. +24 m 津波時）

	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	18114	470	252.73	433.5	0.59
地盤バネ 4	15433	558	216.38	433.5	0.50
地盤バネ 5	15634	573	219.25	433.5	0.51

b. セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5-51 に、セン断力に対する照査結果を表 5-61～表 5-68 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭に発生するセン断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 5-61 セン断力に対する照査結果（断面①：基準津波時）

	セン断力 (kN)	発生セン断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	2784	37.37	217.5	0.18
地盤バネ 4	6290	84.43	217.5	0.39
地盤バネ 5	6373	85.55	217.5	0.40

表 5-62 セン断力に対する照査結果（断面①：T.P. +24 m 津波時）

	セン断力 (kN)	発生セン断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	6391	85.79	246.5	0.35
地盤バネ 4	7318	98.23	246.5	0.40
地盤バネ 5	7000	93.96	246.5	0.39

表 5-63 セン断力に対する照査結果（断面②：基準津波時）

	セン断力 (kN)	発生セン断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	4973	53.19	217.5	0.25
地盤バネ 4	9337	99.87	217.5	0.46
地盤バネ 5	8474	90.64	217.5	0.42

表 5-64 セン断力に対する照査結果（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	セン断力 (kN)	発生セン断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	9018	96.45	246.5	0.40
地盤バネ 4	8724	93.31	246.5	0.38
地盤バネ 5	8626	92.26	246.5	0.38

表 5-65 セン断力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	6276	47.73	217.5	0.22
地盤バネ 4	7363	56.00	217.5	0.26
地盤バネ 5	7586	57.69	217.5	0.27

表 5-66 セン断力に対する照査結果（断面③：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	9027	68.65	246.5	0.28
地盤バネ 4	7858	59.76	246.5	0.25
地盤バネ 5	7959	60.53	246.5	0.25

表 5-67 セン断力に対する照査結果（断面④：基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	1051	14.11	217.5	0.07
地盤バネ 4	4082	54.80	217.5	0.26
地盤バネ 5	3253	43.67	217.5	0.21

表 5-68 セン断力に対する照査結果（断面④：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	5130	68.86	246.5	0.28
地盤バネ 4	6627	88.96	246.5	0.37
地盤バネ 5	6317	84.8	246.5	0.35

(3) 鉄筋コンクリートの評価結果

a. 原地盤物性のばらつきを考慮した場合

原地盤物性のばらつきを考慮した場合の地盤バネによる2次元梁バネモデルの解析結果を以下に示す。2次元梁バネモデルにおける杭の水平方向バネ定数を表5-69に、杭の水平変位を表5-70に、2次元梁バネモデル杭位置図を図5-9に示す。設計水平震度は1次元有効応力解析の結果から、断面①で0.25、断面③で0.18を使用する。

表 5-69 杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

重畳時		杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5
断面①	基準津波時	128713	122450	116187	122451	128714
	T. P. +24 m 津波時	101918	97331	92744	97331	101919
断面③	基準津波時	121517	111050	100582	105256	109930
	T. P. +24 m 津波時	98575	90618	82660	86230	89800

表 5-70 杭の水平変位 (m)

重畳時	杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5
断面①	-0.044	-0.040	-0.037	-0.041	-0.044
断面③	-0.056	-0.077	-0.099	-0.105	-0.112

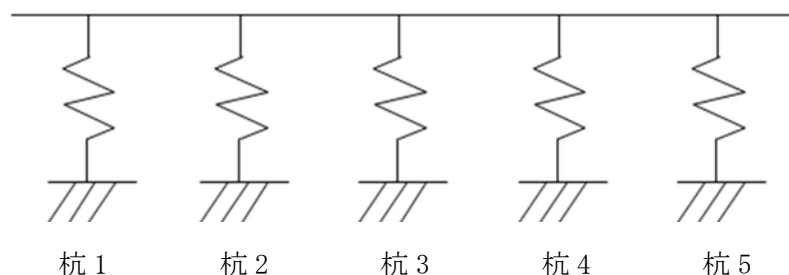


図 5-9 2次元梁バネモデル杭位置図

(a) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表5-71に、2次元梁バネモデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表5-72及び表5-73に、概略配筋図を図5-10に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 5-71 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
①	0.15	0.55	6.667-D35	63.777
③	0.15	0.55	6.667-D35	63.777

NT2 補② V-3-別添 3-2-1-3 R1

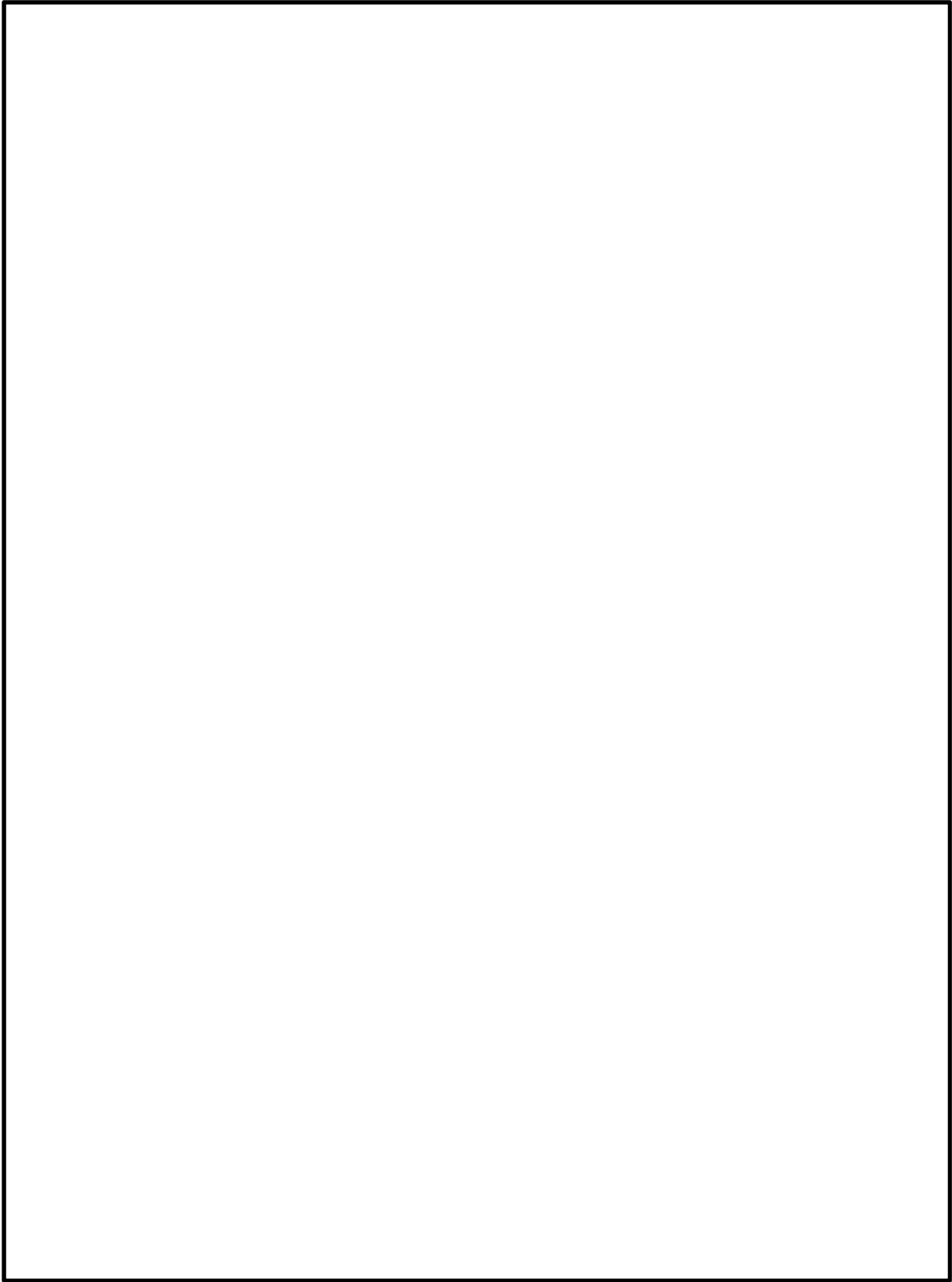


図 5-10 配筋図

表 5-72 曲げ軸力に対する照査結果（基準津波時：2次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-148	0	2.3	50.5	21	435	0.11	0.12
断面③	219	0	3.4	74.7	21	435	0.17	0.18

表 5-73 曲げ軸力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-170	0	2.6	58.0	28	478.5	0.10	0.13
断面③	251	0	3.9	85.6	28	478.5	0.14	0.18

(b) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は表 5-74 に、2 次元梁バネモデルによるせん断力に対する照査結果を表 5-75 及び表 5-76 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、鉄筋コンクリートに発生するせん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 5-74 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
①	3. 333-D22	0. 2	12. 902
③	3. 333-D22	0. 2	12. 902

表 5-75 セン断力に対する照査結果（基準津波時：2 次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	128	1122. 8	0. 12
断面③	241	1122. 8	0. 22

表 5-76 セン断力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時：2 次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	240	1281. 1	0. 19
断面③	376	1281. 1	0. 30

- b. 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合

敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した場合の地盤バネによる 2 次元梁バネモデルの解析結果を以下に示す。2 次元梁バネモデルにおける杭の水平方向バネ定数を表 5-77 に、杭の水平変位を表 5-78 に、2 次元梁バネモデル杭位置図を図 5-11 に示す。設計水平震度は 1 次元有効応力解析の結果から、断面①で 0.10、断面③で 0.11 を使用する。

表 5-77 杭の水平方向バネ定数 (kN/m)

重畳時		杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5
断面①	基準津波時	118836	118836	118836	118836	118836
	T. P. +24 m 津波時	93937	93937	93937	93937	93937
断面③	基準津波時	101458	101458	101458	101458	101458
	T. P. +24 m 津波時	83387	83387	83387	83387	83387

表 5-78 杭の水平変位 (m)

重畳時	杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	杭 5
断面①	-0.244	-0.244	-0.244	-0.244	-0.244
断面③	-0.175	-0.175	-0.175	-0.175	-0.175

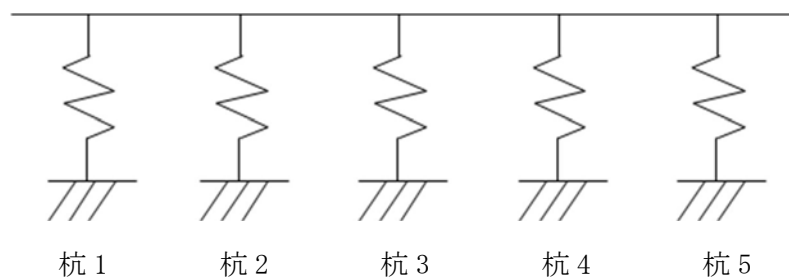


図 5-11 2次元梁バネモデル杭位置図

- (a) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-79 に、2 次元梁バネモデルによる曲げ軸力に対する照査結果を表 5-80 及び表 5-81 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 5-79 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (cm ²)
①	0.15	0.55	6.667-D35	63.777
③	0.15	0.55	6.667-D35	63.777

表 5-80 曲げ軸力に対する照査結果（基準津波時：2次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-61	0	0.9	20.8	21	435	0.05	0.05
断面③	-140	0	2.1	47.8	21	435	0.10	0.11

表 5-81 曲げ軸力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時：2次元梁バネモデル）

	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮応力 照査値	曲げ 引張応力 照査値
					曲げ圧縮	曲げ引張		
断面①	-138	0	2.1	47.1	28	478.5	0.08	0.10
断面③	-238	0	3.7	81.2	28	478.5	0.14	0.17

(b) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は表 5-82 に、2 次元梁バネモデルによるせん断力に対する照査結果を表 5-83 及び表 5-84 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、鉄筋コンクリートに発生するせん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各断面において最大となる値を示している。

表 5-82 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm ²)
①	3. 333-D22	0. 2	12. 902
③	3. 333-D22	0. 2	12. 902

表 5-83 セン断力に対する照査結果（基準津波時：2 次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	94	1122. 8	0. 09
断面③	178	1122. 8	0. 16

表 5-84 セン断力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時：2 次元梁バネモデル）

	せん断力 (kN)	許容せん断耐力 (kN)	照査値
断面①	212	1281. 1	0. 17
断面③	301	1281. 1	0. 24

(4) 鋼製アンカーに対する評価結果

鋼製アンカーの仕様を表 5-85 に、引張力に対する照査結果を表 5-86 に、せん断力に対する照査結果を表 5-87 に示す。鋼製アンカーの照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-85 鋼製アンカーの仕様

材質	径・ ピッチ	有効断面積 (mm ²)
SS400	M16@100mm	157

アンカーボルト 1 本あたりに作用する力は、シートジョイントに作用する張力から換算する。シートジョイントに作用する張力は以下の式で求められる。

$$T_s = \frac{W \cdot a}{2 \cdot d} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot d^2}$$

T_s : シートジョイントに発生する張力 (N)

a : シートジョイントに作用する荷重の支点間距離 (S) の 1/2 (m)
 支点間距離 S は、重畳時の相対変位の最大値に、堤外側では 0.02 (目地幅)、堤内側では 0.02+0.085 (目地幅+プレート端部までの長さ) を加えた値

d : たわみ量 (m)

$$d = C \left(\cosh \frac{S}{2C} - 1 \right) \quad L = 2C \cdot \sinh \frac{S}{2C}$$

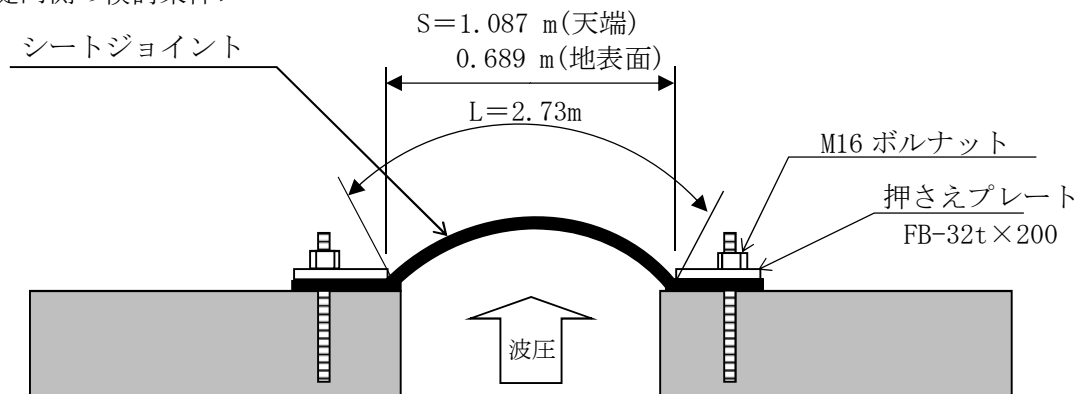
L : シート長 (m)

堤内側では 2.730m、堤外側では 2.645m とする。

C : カテナリー数で、支点間距離 S およびシート長 L から求める。

W : シートジョイントに作用する荷重 (波圧) (kN/m²)

< 堤内側の検討条件 >



引張力（堤内側）

【天端】

$$W=150 \text{ kN/m}^2 \quad S=1.087 \text{ m} \quad a=0.544 \text{ m} \quad d=1.17 \text{ m} \quad L=2.730 \text{ m} \quad C=0.212$$

$$T_s=84 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 8.4 \text{ kN}$$

【地表面】

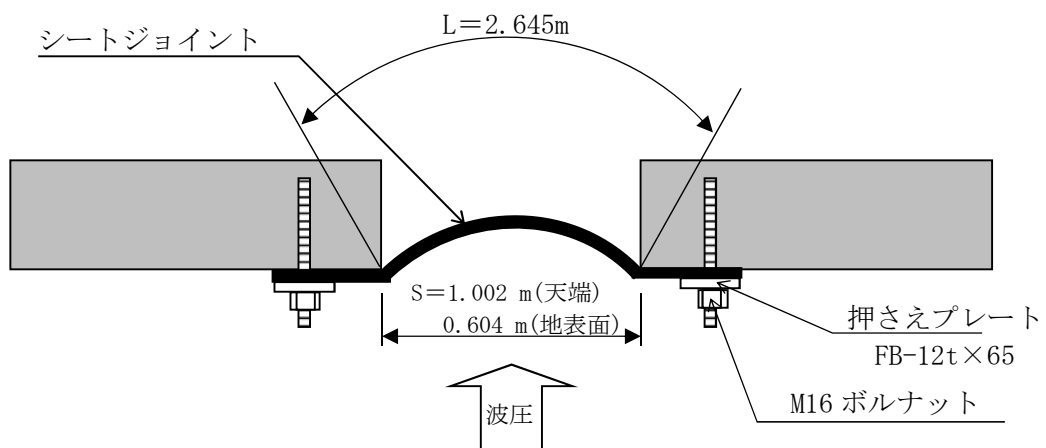
$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.689 \text{ m} \quad a=0.345 \text{ m} \quad d=1.26 \text{ m} \quad L=2.730 \text{ m} \quad C=0.106$$

$$T_s=118 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 11.8 \text{ kN}$$

表 5-86 引張力に対する照査結果

部位	引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
防潮堤(一般部・隅角部)・天端	8.4	38.5	0.22
防潮堤(一般部・隅角部)・地表面	11.8	38.5	0.31

< 堤外側の検討条件 >



せん断力（堤外側）

【天端】

$$W=150 \text{ kN/m}^2 \quad S=1.002 \text{ m} \quad a=0.501 \text{ m} \quad d=1.14 \text{ m} \quad L=2.645 \text{ m} \quad C=0.190$$

$$T_s=77 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 7.7 \text{ kN}$$

【地表面】

$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.604 \text{ m} \quad a=0.302 \text{ m} \quad d=1.24 \text{ m} \quad L=2.645 \text{ m} \quad C=0.089$$

$$T_s=103 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 10.3 \text{ kN}$$

表 5-87 せん断力に対する照査結果

部位	せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
防潮堤(一般部・隅角部)・天端	7.7	26.9	0.29
防潮堤(一般部・隅角部)・地表面	10.3	26.9	0.39

(5) 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する評価結果

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査結果を表 5-88～表 5-95 に示す。

地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体に対する照査を行った結果、安全率が 1.2 以上であることを確認した。なお、発生応力は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 5-88 改良体に対する照査結果（断面①：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	197	750	3.80
地盤バネ 4	289	750	2.59
地盤バネ 5	285	750	2.63

表 5-89 改良体に対する照査結果（断面①：T.P. + 24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	409	750	1.83
地盤バネ 4	384	750	1.95
地盤バネ 5	373	750	2.01

表 5-90 改良体に対する照査結果（断面②：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	213	750	3.52
地盤バネ 4	277	750	2.70
地盤バネ 5	266	750	2.81

表 5-91 改良体に対する照査結果（断面②：T.P. + 24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	356	750	2.10
地盤バネ 4	320	750	2.34
地盤バネ 5	320	750	2.34

表 5-92 改良体に対する照査結果（断面③：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	156	467*	2.99
地盤バネ 4	213	750	3.52
地盤バネ 5	215	750	3.48

注記 *：津波時の検討結果：表 5-32 参照

表 5-93 改良体に対する照査結果（断面③：T.P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	300	467*	1.55
地盤バネ 4	215	467*	2.17
地盤バネ 5	222	467*	2.10

注記 *：津波時の検討結果：表 5-32 参照

表 5-94 改良体に対する照査結果（断面④：基準津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	84	504*	6.00
地盤バネ 4	193	750	3.88
地盤バネ 5	170	750	4.41

注記 *：改良体と A g 2 層との境界ですべり力最大になるため、

A g 2 層のせん断抵抗力を以下のように算出した。

$$\begin{aligned}
 c &= 419 + 1.2 \times \sigma_v' \\
 &= 419 + 1.2 \times 71.26 \\
 &= 504
 \end{aligned}$$

ここで、c：A g 2 層のせん断抵抗力 (kN/m²) (残留強度：-1 σ)

σ_v' ：有効上載圧 (kN/m²)

$$\sigma_v' = \gamma' \times h = 11.55 \times 6.17 = 71.26$$

γ' ：改良体の単位体積重量 11.55 kN/m³

h：改良体厚さ 6.17 m

表 5-95 改良体に対する照査結果（断面④：T. P. +24 m 津波時）

地盤	すべり力最大 Q (kN/m ²)	せん断抵抗力 R (kN/m ²)	安全率
地盤バネ 3	344	750	2.18
地盤バネ 4	345	750	2.17
地盤バネ 5	348	750	2.15

(6) シートパイルに対する評価結果

シートパイルのせん断力に対する照査結果を表 5-96～表 5-103 に示す。

シートパイルに対する照査を行った結果、シートパイルに発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 5-96 せん断力に対する照査結果（断面①：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	52	0.0191	2.73	190	0.02
地盤バネ 4	242	0.0191	12.68	190	0.07
地盤バネ 5	296	0.0191	15.50	190	0.09

表 5-97 せん断力に対する照査結果（断面①：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	1654	0.0191	86.60	215	0.41
地盤バネ 4	2681	0.0191	140.37	215	0.66
地盤バネ 5	2964	0.0191	155.19	215	0.73

表 5-98 せん断力に対する照査結果（断面②：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	143	0.0191	7.49	190	0.04
地盤バネ 4	920	0.0191	48.17	190	0.26
地盤バネ 5	574	0.0191	30.06	190	0.16

表 5-99 せん断力に対する照査結果（断面②：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	2451	0.0191	128.33	215	0.60
地盤バネ 4	3402	0.0191	178.12	215	0.83
地盤バネ 5	3006	0.0191	157.39	215	0.74

表 5-100 セン断力に対する照査結果（断面③：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	63	0.0191	3.30	190	0.02
地盤バネ 4	78	0.0191	4.09	190	0.03
地盤バネ 5	125	0.0191	6.55	190	0.04

表 5-101 セン断力に対する照査結果（断面③：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	2427	0.0191	127.07	215	0.60
地盤バネ 4	1544	0.0191	80.84	215	0.38
地盤バネ 5	1770	0.0191	92.68	215	0.44

表 5-102 セン断力に対する照査結果（断面④：基準津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	5	0.0191	0.27	190	0.01
地盤バネ 4	90	0.0191	4.72	190	0.03
地盤バネ 5	57	0.0191	2.99	190	0.02

表 5-103 セン断力に対する照査結果（断面④：T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	断面積 (m^2)	発生せん断 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	840	0.0191	43.98	215	0.21
地盤バネ 4	1983	0.0191	103.83	215	0.49
地盤バネ 5	1476	0.0191	77.28	215	0.36

(7) 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 5-104～表 5-105 に、隅角部の地震時相対変位量の評価位置番号を図 5-12 に示す。

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5-104(1) 一般部の重畳時相対変位量（天端部）

	δx (m)	δy (m)	δz (m)	3 成分合成 (m)	許容限界 (m)
Ss 最終変位×2 倍	0.226	0.218	0.064		
津波・重畳時×1 倍	0.471	0.471	0.001		
合計	0.697	0.689	0.065	0.982	2.0

表 5-104(2) 一般部の重畳時相対変位量（地表部）

	δx (m)	δy (m)	δz (m)	3 成分合成 (m)	許容限界 (m)
Ss 最終変位×2 倍	0.226	0.218	0.064		
津波・重畳時×1 倍	0.188	0.188	0.001		
合計	0.414	0.406	0.065	0.583	2.0

表 5-105 隅角部の重畳時相対変位量

位置番号	堤内側 角度(°)	δx (m)	δy (m)	δz (m)	最大合成変位量(m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$	許容限界 (m)
①	141.5	0.209	0.926	0.066	0.952	2.0
②	133.9	0.126	0.932	0.066	0.943	2.0
③	192.7	0.810	0.546	0.066	0.979	2.0
④	121.0	0.309	0.908	0.066	0.961	2.0
⑤	133.2	0.136	0.932	0.066	0.944	2.0
⑥	138.0	0.159	0.931	0.066	0.947	2.0
⑦	226.5	0.936	0.133	0.066	0.948	2.0
⑧	90.2	0.691	0.695	0.066	0.982	2.0
⑨	146.9	0.285	0.914	0.066	0.960	2.0

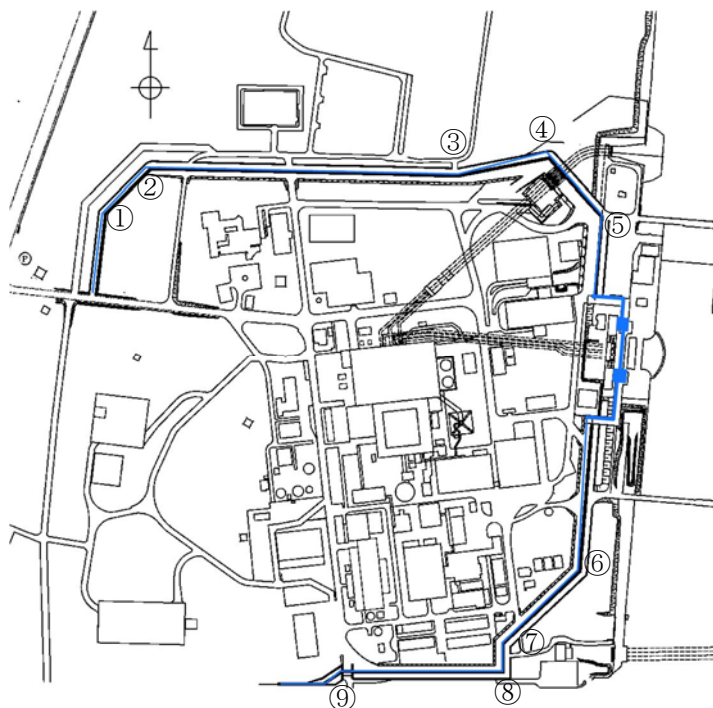


図 5-12 隅角部の地震時相対変位量の評価位置番号

V-3-別添 3-2-1-4 防潮扉の強度計算書

防潮扉の強度計算書

1. 防潮扉の基礎に関する強度計算書
2. 防潮扉の扉設備に関する強度計算書

V-3-別添 3-2-1-4 防潮扉の強度計算書

1. 防潮扉の基礎に関する強度計算書

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	5
2.4 適用規格	8
3. 強度評価方法	9
3.1 記号の定義	9
3.2 評価対象断面及び部位	10
3.3 荷重及び荷重の組合せ	12
3.4 許容限界	14
3.5 評価方法	24
4. 評価条件	37
5. 評価結果	41
5.1 津波時の強度評価結果	41
5.2 重畳時の強度評価結果	50

1. 概要

本資料は、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書の方針」に示す通り、防潮扉が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

なお、防潮扉 1 における鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-2-1-2-1 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の強度計算書」に示す。

2. 基本方針

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書の方針」に示す「2.1 評価対象施設」を踏まえて、防潮扉の位置及び構造概要を示す。

2.1 位置

防潮扉は、海水ポンプエリアと敷地南側境界部に設置する。

防潮扉 1 及び防潮扉 2 の設置位置図を図 2-1 に示す。

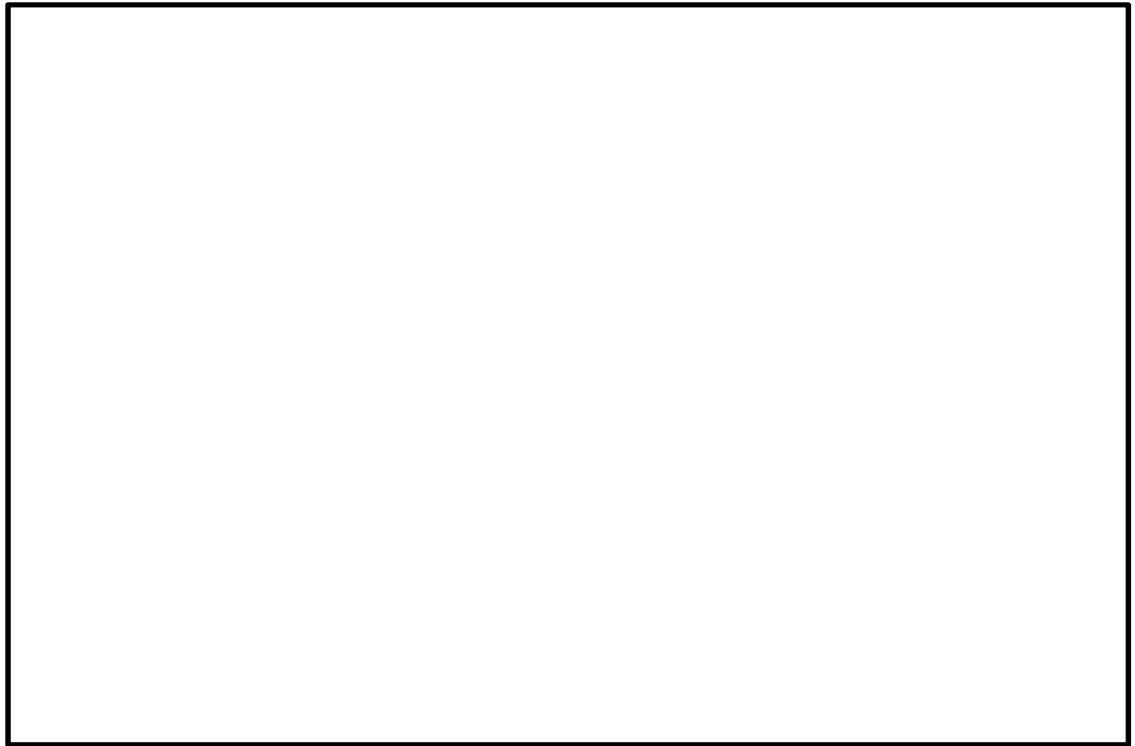


図 2-1 防潮扉の設置位置図

2.2 構造概要

防潮扉 2 基礎躯体は、鉄筋コンクリート防潮壁から構成され、鉄筋コンクリート造の構造物であり、ブロック間に止水ジョイントを設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と鋼管杭基礎は、鉄筋コンクリート製の底版を介した剛結合で一体構造とする。

防潮扉 2 の正面図及び構造図を図 2-2 に示す。

NT2 補② V-3-別添 3-2-1-4 R7



断面図



正面図

図 2-2 防潮扉 2 基礎 構造図

2.3 評価方針

防潮扉 2 基礎の強度評価は、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書の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」におい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実施する。強度評価では、「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、防潮扉 2 基礎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。

防潮扉 2 基礎の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下、「津波時」という。）及び津波荷重に伴う荷重作用時と余震に伴う荷重作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。

防潮扉 2 基礎における強度評価は、設計基準対象施設として表 2-1 の防潮扉（防潮壁）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価については、部材に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ついては、基礎地盤に作用する発生応力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

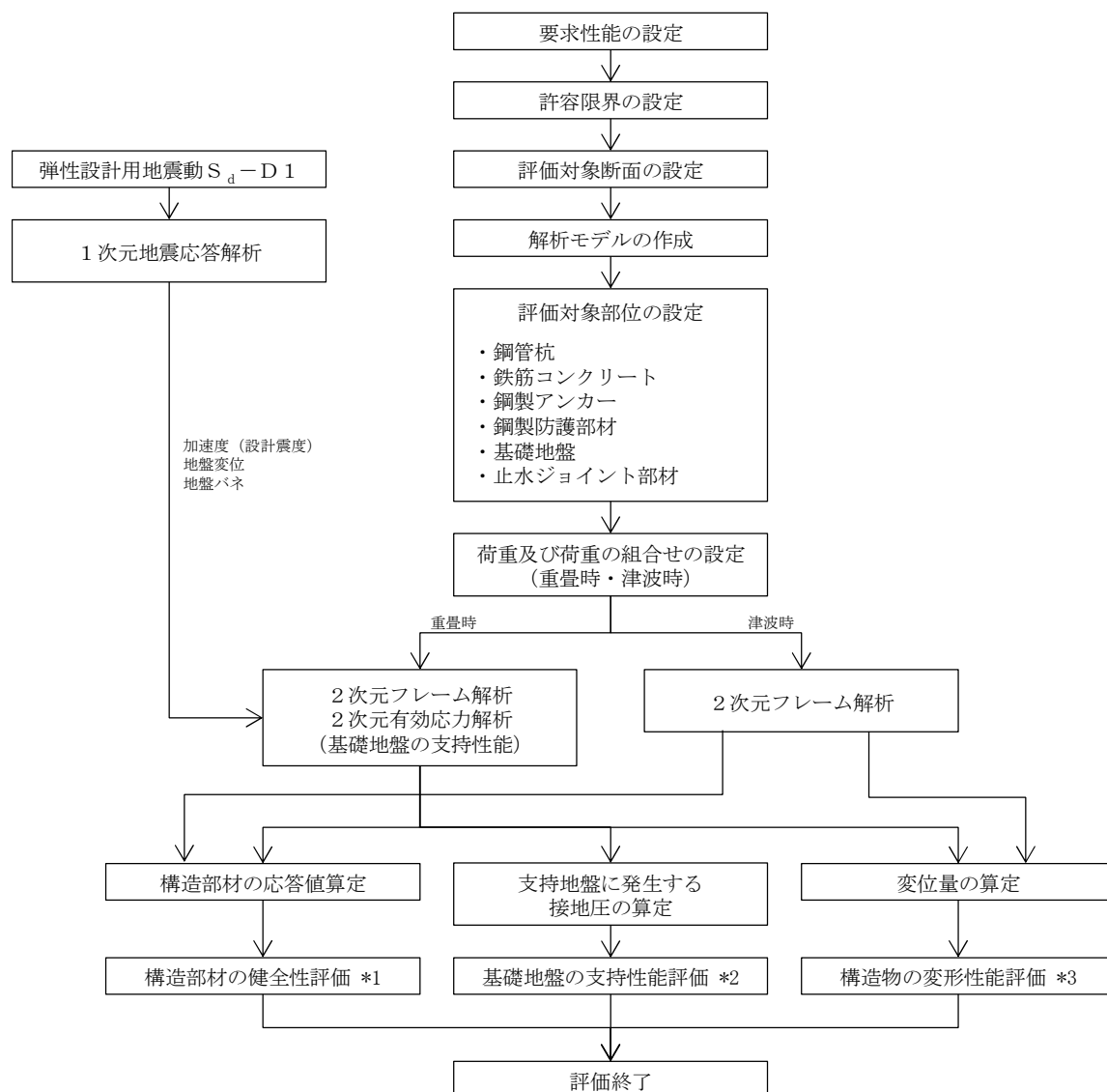
防潮扉 2 基礎の強度評価フローを図 2-3 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

表 2-1 防潮扉 2 基礎の評価項目

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	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生応力が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鉄筋コンクリート	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製アンカー	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2-1 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2-1 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

*3：構造物の変形性能評価を実施することで、表 2-1 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

図 2-3 防潮壁（防潮壁）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。

- (1) コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会 2002 年制定）
- (2) 道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 24 年 3 月）
- (3) 道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 14 年 3 月）
- (4) 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（（社）土木学会 2005 年）
- (5) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）
- (6) 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6－2009（（社）日本電気協会）
- (7) 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会 2010 年 11 月）
- (8) 津波漂流物対策施設設計ガイドライン（（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター 2014 年 3 月）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

防潮扉 2 基礎の強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 防潮扉 2 基礎の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_s	kN	積雪荷重
P_k	kN	風荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波波力
K_{Sd}	kN	余震荷重
P_c	kN	漂流物衝突荷重
P_d	kN/m ²	動水圧
τ_{sal}	N/mm ²	鋼管杭の許容せん断応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
τ_{a1}'	N/mm ²	コンクリートの許容押抜きせん断応力度
σ_{ca}'	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
V_c	kN	コンクリートの負担するせん断力
V_s	kN	斜め引張鉄筋の負担するせん断力
b_w	m	有効幅
j	—	1/1.15
d	m	有効高さ
A_w	m ²	斜め引張鉄筋断面積
σ_{sal}	N/mm ²	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度
σ_{sa2}	N/mm ²	鉄筋の許容曲げ引張応力度
s	m	斜め引張鉄筋間隔
σ	N/mm ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M	N・mm	最大曲げモーメント
Z	mm ³	断面係数
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
τ	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S	kN	せん断力
κ	—	せん断応力の分布係数 ($\kappa = 2.0$)

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は津波荷重が作用する方向，すなわち防潮扉横断方向とする。評価対象断面位置図を図 3-1，評価対象断面図を図 3-2 に示す。



図 3-1 評価対象断面位置図

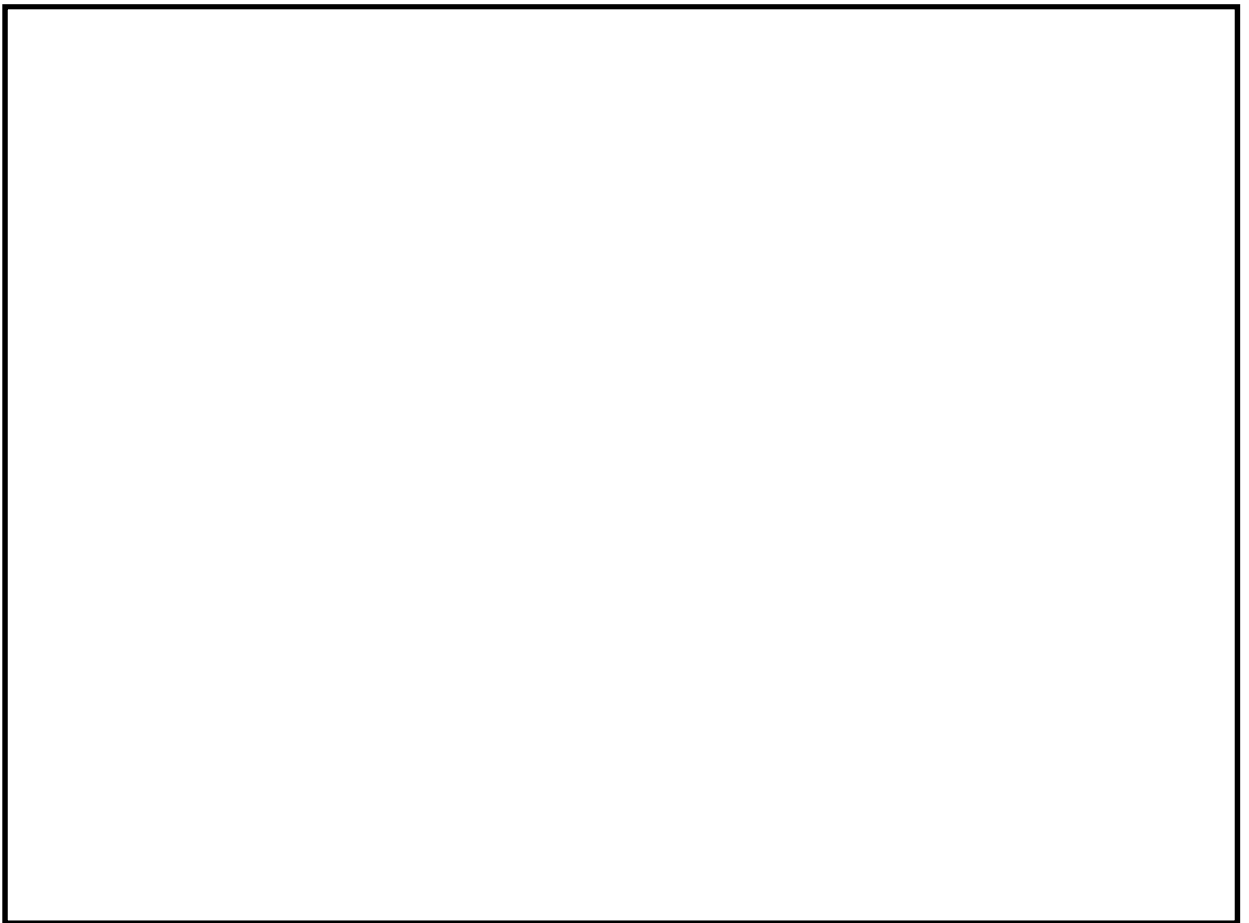


図 3-2 評価対象断面図

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防潮扉 2 基礎の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する鋼管杭とする。

(b) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁と底版の鉄筋コンクリートとする。

(c) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの評価対象部位は、止水ジョイント部材の取り付け部のアンカーとする。

(d) 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤とする。

(e) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の評価対象部位は、構造物間に設置する止水ゴム及び止水シートとする。

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「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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

防潮扉 2 基礎の強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、構造物の自重及び浮力を考慮する。地下水位のレベルは地表面とする。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器荷重とする。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、30 cm の積雪を考慮する。

(4) 風荷重 (P_k)

津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

イ. 遡上津波波圧

遡上津波荷重については、防潮扉 2 基礎前面における最大津波水位標高と防潮扉 2 基礎設置地盤標高の差分の $3/2$ 倍を考慮して算定する。

ロ. 海水重量

防潮扉 2 基礎前面の底版上について津波の水塊による海水重量を考慮する。なお、海水の密度は $\rho = 1.03 \text{ t/m}^3$ とする。

ハ. 津波による揚圧力

津波波圧が防潮扉 2 基礎上部の軒を超える場合は津波による揚圧力を考慮する。

(6) 漂流物衝突荷重(P_c)

衝突荷重として、表 3-2 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) *式による漂流物荷重を考慮する。

注記 * : FEMA : 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)
基準津波時	11	759
T.P. +24 m 津波時	15	1035

(7) 余震荷重(K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による地震力及び動水圧を考慮する。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重(K_{sd})として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地震応答解析で算定した地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

イ. 動水圧

余震と津波の「重畳時」は、余震による地表面最大加速度に応じた水平震度に基づき算定される動水圧を考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_s + P_t + P_c$
重畳時	$G + P + P_s + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

P_s : 積雪荷重

P_t : 津波波力

K_{sd} : 余震荷重

P_c : 衝突荷重

3.4 許容限界

防潮扉の許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象断面の機能損傷モードを考慮し、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書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、表 3-4 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時における鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、T.P. +24 m 津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 3-4 鋼管杭の許容限界

評価項目		許容限界	
		基準津波時	T.P. +24 m 津波時
鋼管杭 SM570	短期許容引張応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)	382.5	433.5
	短期許容圧縮応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)		
	短期許容せん断応力度 τ_{sa1} (N/mm ²)	217.5	246.5

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会 2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 24 年 3 月）」に基づき、表 3-5 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時における鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、T.P. +24 m 津波時には、コンクリートの許容応力度に対して 2.0 倍、鉄筋の許容応力度に対して 1.65 倍の割増を考慮する。

なお、杭頭部に関しても、鉄筋コンクリートは表 3-5 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表 3-5 コンクリート及び鉄筋の許容限界

評価項目			許容限界	
			基準津波時	T. P. +24 m 津波時
コンクリート*1	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$	短期許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	21	28
		短期許容せん断応力度 $\tau_{a1} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0.825^{*3}	1.1^{*3}
		短期許容押抜きせん断応力度 $\tau_{a1}' \text{ (N/mm}^2\text{)}$	1.65	2.2
		短期許容支圧応力度 $\sigma_{ca}' \text{ (N/mm}^2\text{)}$	18	24
鉄筋*2	SD490	短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ (軸方向鉄筋)	435	478.5
		短期許容曲げ引張応力度 $\sigma_{sa2} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ (せん断補強筋)	300	330

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 24 年 3 月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会 2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} ：コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} ：斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w ：有効幅

j ：1/1.15

d ：有効高さ

A_w ：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} ：鉄筋の許容引張応力度

s ：斜め引張鉄筋間隔

斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界を表 3-6 に示す。

表 3-6 (1) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（基準津波時）

位置	断面形状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V_a ($=V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
壁部	3450	7500	600	6900	D19	450	300	8538.75	13752.00	22290.7
底版部	14000	4000	1000	3000	D25	300	300	15065.21	59482.17	74547.3

表 3-6 (2) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（T.P. +24 m 津波時）

位置	断面形状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V_a ($=V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
壁部	3450	7500	600	6900	D19	450	300	11385.00	15127.20	26512.2
底版部	14000	4000	1000	3000	D25	300	300	20086.95	65430.39	85517.3

(3) 鋼製アンカー

鋼製アンカーの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 年 11 月）」に基づき設定する。

(a) 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界 P_a については，アンカーボルトの降伏により決まる P_{a1} と定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる P_{a2} を比較し，値が小さい方を許容限界として設定する。

$$P_a = \min(P_{a1}, P_{a2})$$

$$P_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここに，

P_a ：引張力に対する許容限界（N）

P_{a1} ：アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力（N）

P_{a2} ：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力（N）

ϕ_1, ϕ_2 ：低減係数

$s \sigma_{pa}$ ：アンカーボルトの引張強度で， $s \sigma_{pa} = s \sigma_y$ とする。

$s \sigma_y$ ：アンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$ ：アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度（ $c \sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ ）（N/mm²）

F_c ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）

A_c ：コーン状破壊面の有効水平投影面積

l_{ce} ：アンカーボルトの強度算定用埋込み長さで， $l_{ce} = l_e$ とする。

l_e ：アンカーボルトのコンクリート内への有効埋込み長さ

d ：アンカーボルト軸部の直径

D ：アンカーボルト頭部の直径

アンカーボルトの許容引張力時の頭部支圧応力度は，コンクリートの支圧強度 f_n 以下となるようにする。

$$P_a / A_o \leq f_n$$

P_a ：アンカーボルト頭部の支圧力

A_o ：アンカーボルト頭部の支圧面積で， $A_o = \pi (D^2 - d^2) / 4$ とする

f_n ：コンクリートの支圧強度で， $f_n = \sqrt{A_c \cdot A_o} \cdot F_c$ とする。

ただし， $\sqrt{A_c / A_o}$ が 6 を超える場合は 6 とする。（N/mm²）

アンカーボルト径：16 mm

埋め込み長 $l_e=200$ mm

$\sigma_y=245$ N/mm² (SS400 相当)

$sca=157$ mm² (有効断面積)

コンクリート： $F_c=40$ N/mm²,

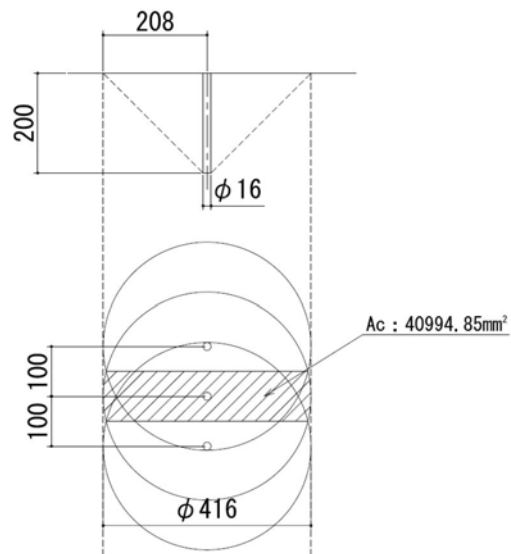
$E_c=26877$ N/mm²

上記より,

$$P_{a1}=1.0 \times 245 \times 157 = 38465 \text{ N}$$

$$P_{a2}=2/3 \times 0.31 \times \sqrt{40 \times 40994.85} \\ = 172849 \text{ N}$$

よって, $P_a=38465$ N (38.5 kN)



(単位：mm)

頭部支圧応力度について

$$P_a/A_o=38465/(\pi \times 16^2/4)=191.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{(Ac \cdot A_o)}=\sqrt{(40994.85/(\pi \times 16^2/4))}=14.3 \text{ より,}$$

$$f_n=6 \times 40=240 \text{ N/mm}^2$$

より, $P_a/A_o \leq f_n$ が満たされる。

(b) セン断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界 q_a については、アンカーボルトのせん断強度によりきまる q_{a1} 、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a2} 、及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルトの許容せん断力により決まる q_{a3} を比較し、値が小さいものを許容限界として設定する。

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

$$q_{a1} = \phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

ここに、

q_a ：せん断力に対する許容限界 (N)

q_{a1} ：アンカーボルトのせん断強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a2} ：定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

q_{a3} ：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容せん断力 (N)

ϕ_1, ϕ_2 ：低減係数 (短期荷重用： $\phi_1=1.0$, $\phi_2=2/3$)

$s \sigma_{qa}$ ：アンカーボルトのせん断強度 ($s \sigma_{qa}=0.7 \cdot s \sigma_y$ (N/mm²))

$s \sigma_y$ ：アンカーボルトの規格降伏点強度

$s c a$ ：アンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積の小さい方の値とする。

$c \sigma_{qa}$ ：コンクリートの支圧強度 ($c \sigma_{qa}=0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$)

$c \sigma_t$ ：コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 ($c \sigma_t=0.31\sqrt{F_c}$) (N/mm²)

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 ($A_{qc}=0.5\pi c^2$)

c ：へりあき寸法 (mm)

短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋込み長さ l_e は、次式を満たすように選定するものとする。

$$s \sigma_{qa} \cdot s c a \leq c \sigma_t \cdot A_c$$

A_c ：コーン上破壊面の有効水平投影面積 $A_c = \pi l_e (l_e + D)$

D ：アンカーボルト頭部の直径

アンカーボルト径：16 mm 埋め込み長 $l_e=200$ mm

$s \sigma_y=245$ N/mm² (SS400 相当)

$s c a=157$ mm² (有効断面積)

コンクリート： $F_c = 40 \text{ N/mm}^2$, $E_c = 26877 \text{ N/mm}^2$, $c = 200 \text{ mm}$

上記より, $q_{a1} = 1.0 \times 0.7 \times 245 \times 157 = 26925.5 \text{ N}$

$q_{a2} = 2/3 \times 0.5 \times \sqrt{(40 \times 26877)} \times 157 = 54262 \text{ N}$

$q_{a3} = 2/3 \times 0.31 \times \sqrt{(40)} \times 0.5 \times \pi \times 200^2 = 82126 \text{ N}$

よって, $q_a = 26925.5 \text{ N}$ (26.9 kN)

埋め込み長に対しては,

$${}_s \sigma_{qa} \cdot {}_{sc} a = 0.7 \times 245 \times 157 = 26925$$

$${}_c \sigma_t \cdot A_c = 0.31 \times \sqrt{40} \times \pi \times 40994.85 = 252505$$

より, ${}_s \sigma_{qa} \cdot {}_{sc} a \leq {}_c \sigma_t \cdot A_c$ が満たされる。

(4) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、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、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）により設定する。

支持力評価において、豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により強制的に液状化させることを仮定した耐震設計を行う場合は、第四系の杭周面摩擦力を支持力として考慮せず、杭下端の支持岩盤への接地圧に対する支持力評価を行うことを基本とする。ただし、杭を根入れした岩盤及び岩着している地盤改良体とその上方の非液状化層が連続している場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。

道路橋示方書による杭基礎（中掘り工法）の支持力算定式を以下に、許容限界を表 3-7 に示す。

極限支持力算定式（杭基礎〔中掘り工法〕）

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i$$

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

q_d ：極限支持力度（kN/m²）：コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u ：支持岩盤の一軸圧縮強度（kN/m²）

* $c_{cu} = q_u/2$ より, $q_u = c_{cu} \times 2$ 。ここで, c_{cu} は Km 層の非排水せん断強度

A：杭下端面積（m²）

U：杭の周長（m）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

表 3-7 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭下端：押込み）

項目	算定結果	備考
極限支持力 R_u (kN)	—	
$q_d A$ (kN)	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	
杭下端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	5472	$=3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	1824	$=\text{非排水せん断強度} \times 2$
非排水せん断強度 (kN/m ²)	912	
杭下端標高 EL. (m)	-21.9	
杭下端面積 A (m ²)	—	
杭の周長 U (m)	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m)	—	
最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	—	

引抜き力に対する支持力評価において杭周面地盤に地盤改良体がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。図 3-3 に上記支持力評価の概要を、表 3-8 に基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭天端：引抜き）を示す。

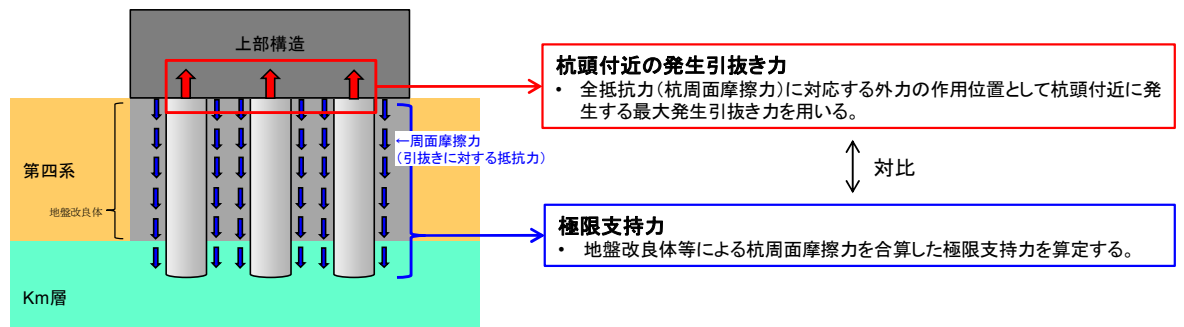


図 3-3 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価

（引抜き力に対し地盤改良体の杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合）

表 3-8 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭天端：引抜き）

項目	算定結果				備考
	杭 1	杭 2	杭 3	杭 4	
極限支持力 R_u (kN)	18276	18307	18333	18341	
$q_d A$ (kN)	—	—	—	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	18276	18307	18333	18341	
杭下端の極限支持力度 q_d (kN/m ²)	—	—	—	—	
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	—	—	—	—	
非排水せん断強度 (kN/m ²)	—	—	—	—	
杭下端標高 EL. (m)	−21.9	−21.9	−21.9	−21.9	
杭下端面積 A (m ²)	—	—	—	—	
杭の周長 U (m)	7.85	7.85	7.85	7.85	$=2.5 \times \pi$
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m)	3.790	3.790	3.747	3.701	d u 層
	5.460	5.326	5.312	5.380	A g 2 層
	6.058	6.097	6.027	5.859	D 2 c − 3 層
	5.037	5.111	5.276	5.471	D 2 g − 3 層
	7.055	7.076	7.038	6.989	K m 層
最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	33.162	33.162	33.162	33.162	d u 層
	70.988	70.988	70.988	70.988	A g 2 層
	100.000	100.000	100.000	100.000	D 2 c − 3 層
	100.000	100.000	100.000	100.000	D 2 g − 3 層
	100.000	100.000	100.000	100.000	K m 層

極限支持力が最も小さくなる杭 1 の値 18276 kN を許容限界とする。

(5) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は，メーカー規格，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 3-9 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-9 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ジョイント部材 (シートジョイント)	2 m

3.5 評価方法

防潮壁の耐震評価は、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書の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

(1) 津波時

a. 鋼管杭

(a) 解析方法

防潮壁の津波時及び重畳時の解析手法は、フレーム解析を適用する。ここで、鋼管杭については線形の梁要素とし、地盤抵抗については、受働土圧強度あるいはせん断強度を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに設定する。

(b) 解析モデル及び諸元

解析モデルは操作建屋天端から杭下端までをモデル化し、地盤位置については地盤抵抗を表現するバネを付与する。この時、付与する地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に準拠し、地盤反力上限値を有するバイリニア型とする。図 3-4 にモデル概念図を示す。

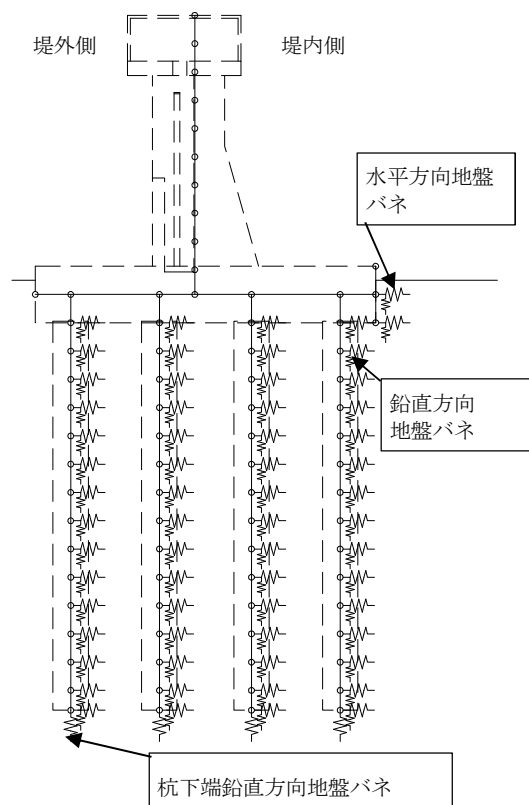


図 3-4 フレーム解析モデル概念図

2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは表 3-10 に示す地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の 2 ケースを考慮する。

表 3-10 津波時の地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値） から設定	地盤抵抗が大きいと仮定 した場合
地盤バネ 2	静弾性係数 から設定	残留強度（ -1σ 低減値） から設定	地盤抵抗が小さいと仮定 した場合

使用材料を表 3-11 に、材料の物性値を表 3-12 に示す。

表 3-11 使用材料

諸元	
鉄筋	SD490
コンクリート	設計基準強度：40 N/mm ²
鋼管杭*	ϕ 2500 mm (SM570) t = 35

注記 *：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部工編に従い腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3-12 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.5*	3.10×10^4 *	0.2*
鋼管杭	77.0*	2.00×10^5 *	0.3*

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

(c) 鋼管杭の評価

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

イ. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

ロ. 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されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (kN)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(b) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(c) 鋼製アンカー

津波荷重が止水ジョイントへ載荷された際に、アンカーの引張力、せん断力が許容限界以下であることを確認する。

(d) 基礎地盤の支持力

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に発生する接地圧が地震時及び重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

(e) 止水ジョイント部材

地震時残留変位と津波荷重作用時変位の和で求められる相対変位が許容限界以下であることを確認する。

(2) 重畳時

a. 鋼管杭

(a) 解析方法

重畳時においては、応答変位法により津波波力と余震の重畳時の影響を 2 次元静的フレーム解析に考慮するため、1 次元有効応力解析により地盤剛性及び反力上限値、地盤変位、加速度を求める。

(b) 解析モデル及び諸元

重畳時は津波時と同様に、2 次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ、杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

重畳時の地盤バネは、表 3-13 に示すケースにおいて S_d 波による 1 次元有効応力解析を実施し、地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻における物性により設定し、表 3-14 に示す 3 ケースを考慮する。

表 3-13 2 次元静的フレーム解析における 1 次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	$S_d - D1$	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

*上記のケースより、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

表 3-14 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 3	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大加速度発生時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 大きいケース
地盤バネ 4	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大変位発生時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 小さいケース
地盤バネ 5	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 最大せん断ひずみ発生時刻における地盤物性により設定		

重畳時の検討で実施する 1 次元有効応力解析は，地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には，解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」に示す。

(イ) 地盤

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(ロ) 減衰特性

動的解析における地盤及び構造物の減衰については，固有値解析にて求まる固有周期及び初期減衰定数に基づく剛性比例型減衰を考慮する。

(ハ) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものを
用いる。

図 3-5 に入力地震動算定の概念図を、図 3-6 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」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「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。

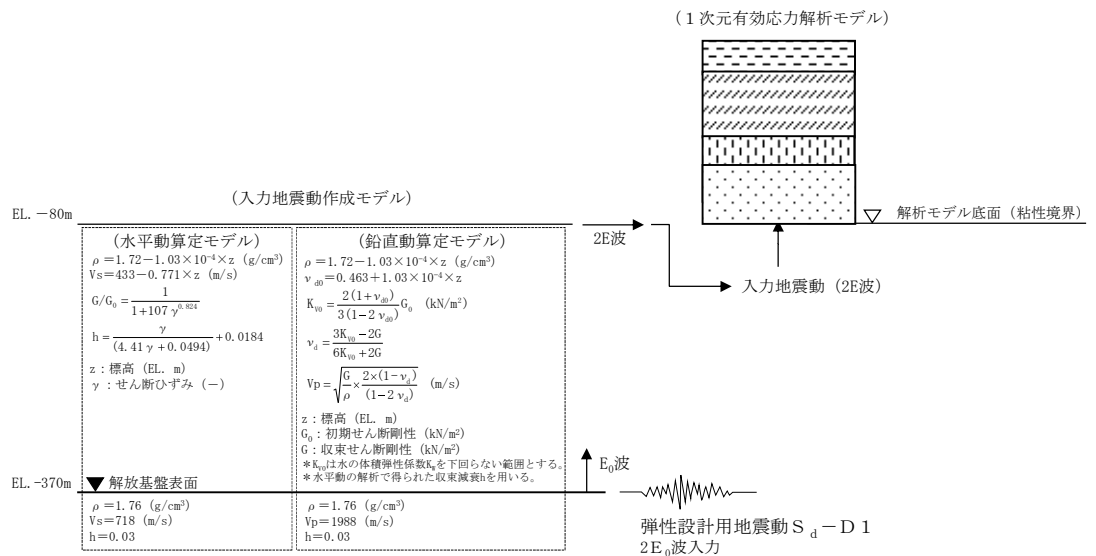
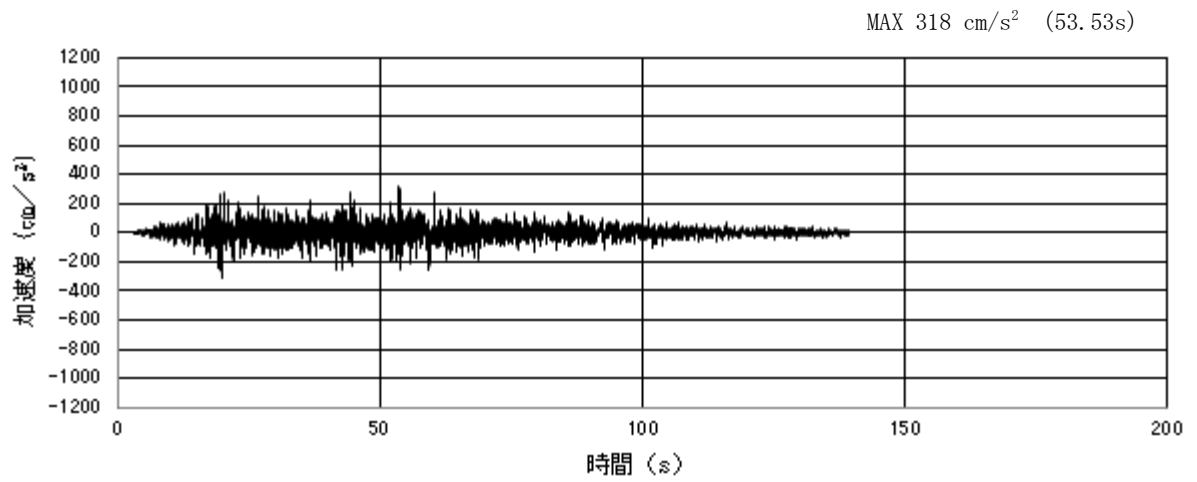
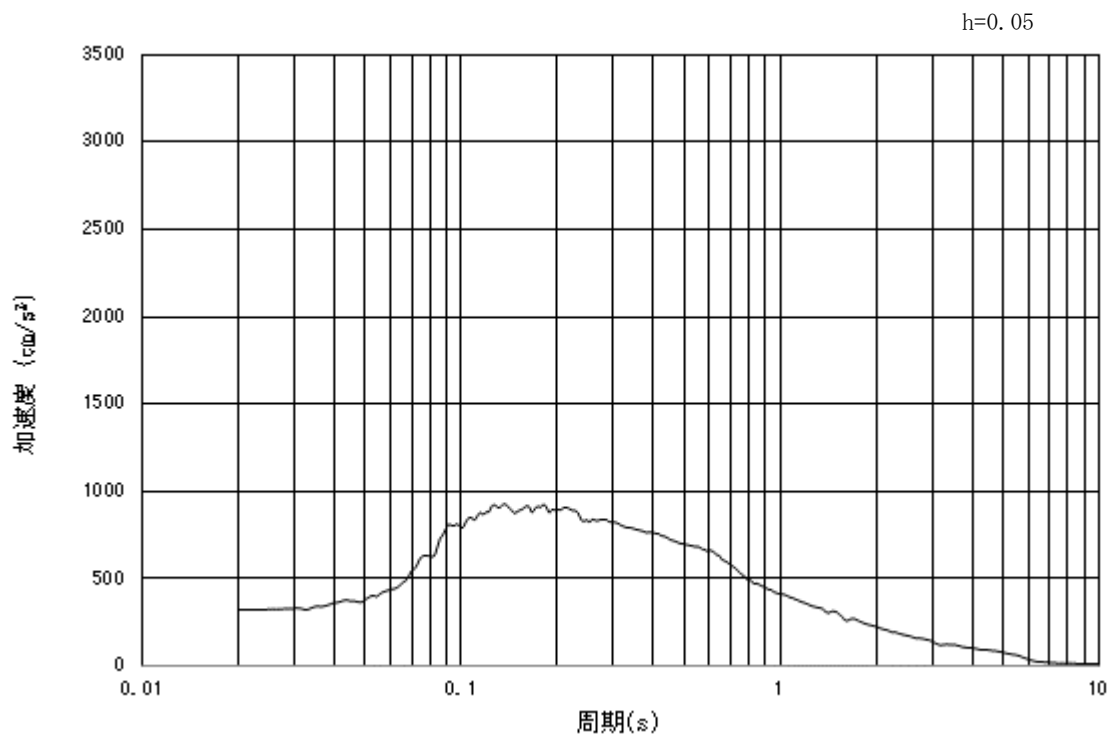


図 3-5 入力地震動算定の概念図

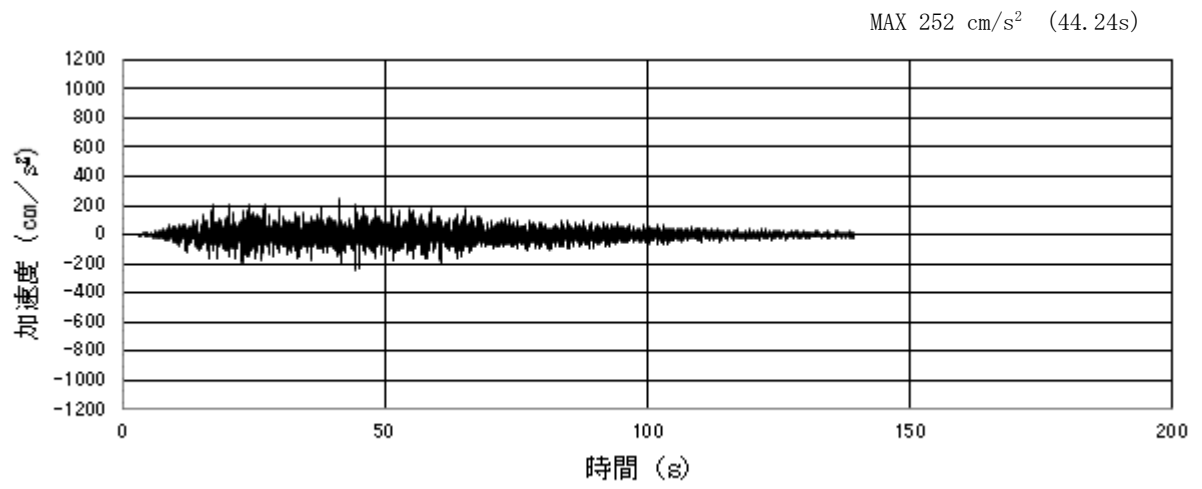


(a) 加速度時刻歴波形

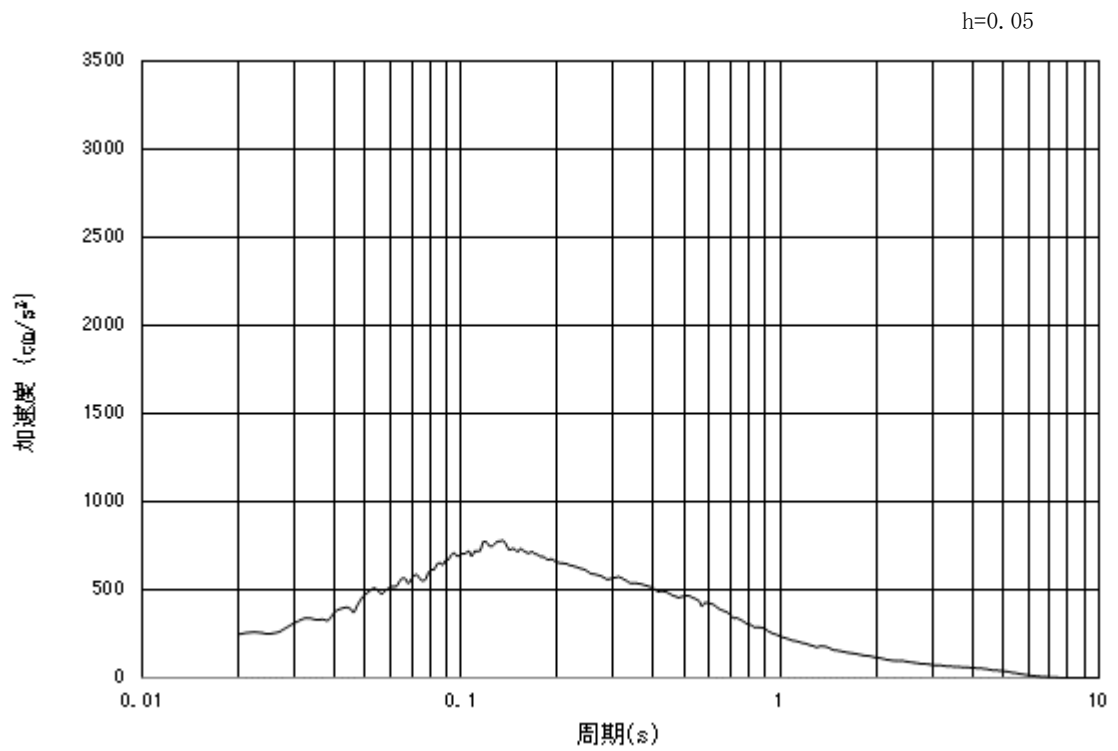


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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_d-D 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 (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_d-D1)

(二) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、表 3-11 及び表 3-12 と同様とする。

(ホ) 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3-15 に示す。

表 3-15 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤									豊浦標準砂
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D2g-2	
物理特性	密度 ()は地下水位で浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.15	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.20	0.67	0.79	0.43	0.43	0.67	0.70
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1167	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	1362035	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.010	0	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41.0	37.4	35.8	44.4	44.4	37.4	30.0
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	41.4	34.9	28.0
	液状化パラメータ	S_i	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_i	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_i	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_i	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	3.82	2.83	1.44

表 3-15 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
								Km	
				Ac	D2c-3	1m	D1c-1*1		
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν _{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ [’] _{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G _{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—		180000
	最大履歴減衰率	h _{max}	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24
強度特性	粘着力	C _{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	φ _{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z	35

注記 *1：施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

z：標高（m）

表 3-15 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 T.P.(m) Z	適用深度 T.P.(m)	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CO}	粘着力 C_{CO} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{CO} ($^{\circ}$)	せん断波 速度 V_s (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 $h_{\text{max}}(-)$	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度 V_p (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0	0.105	0.464	1640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0	0.105	0.464	1644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0	0.105	0.464	1648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0	0.105	0.464	1651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0	0.106	0.464	1651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0	0.106	0.464	1655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0	0.106	0.463	1638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0	0.107	0.463	1642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0	0.107	0.463	1642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0	0.107	0.463	1646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0	0.107	0.463	1650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0	0.108	0.463	1653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0	0.108	0.463	1657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0	0.108	0.463	1657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0	0.108	0.463	1661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0	0.109	0.462	1644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0	0.109	0.462	1648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0	0.109	0.462	1648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0	0.109	0.462	1652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0	0.110	0.462	1656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0	0.110	0.462	1659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0	0.110	0.462	1663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0	0.111	0.462	1671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0	0.111	0.461	1654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0	0.112	0.461	1662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0	0.112	0.461	1665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0	0.112	0.461	1673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0	0.113	0.461	1680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0	0.113	0.460	1664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0	0.114	0.460	1672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0	0.114	0.460	1675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0	0.115	0.460	1683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0	0.115	0.459	1667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0	0.115	0.459	1675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0	0.116	0.459	1678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0	0.116	0.459	1685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0	0.117	0.459	1689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0	0.117	0.458	1678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0	0.117	0.458	1681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0	0.118	0.458	1688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0	0.118	0.458	1696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0	0.118	0.458	1699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0	0.118	0.457	1688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0	0.119	0.457	1692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0	0.119	0.457	1699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0	0.120	0.457	1702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0	0.120	0.457	1709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0	0.120	0.456	1695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0	0.120	0.456	1702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0	0.121	0.456	1705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0	0.121	0.456	1712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0	0.121	0.456	1719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0	0.122	0.455	1705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0	0.122	0.455	1712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0	0.122	0.455	1716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0	0.122	0.455	1723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0	0.123	0.455	1726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0	0.124	0.454	1726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0	0.124	0.454	1736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0	0.125	0.453	1736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0	0.126	0.452	1733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0	0.127	0.451	1737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0	0.127	0.451	1754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0	0.128	0.450	1758

表 3-15 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）*	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5 \text{ N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動の変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	

注記 * : 地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度 : 1.5 N/mm^2

(へ) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

(c) 鋼管杭の評価

鋼管杭の重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

c. 鋼製アンカー

鋼製アンカーの重畳時の評価は「(1) 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

d. 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能に係る評価は、 S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元FEM静的解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

e. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価は、本震後の残留変位に加え、余震時の変形量が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を以下に示す。

(1) 津波時

表 4-1 強度評価に用いる条件（基準津波時）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	54740	kN
	固定荷重（鋼管杭）	9149	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（底版天端標高：T.P. +8.0）	133.3	kN/m ²
P_c	衝突荷重	759	kN
K_{Sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度	382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の許容せん断応力度	217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの許容せん断応力度	0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力（壁部）	22290.7	kN
V_{ca}	コンクリートの許容せん断力	8538.7	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の許容せん断力	13752.0	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	6.9	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	22.92	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の許容引張応力度	435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.3	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.263	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.15995	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 4-2 強度評価に用いる条件 (T.P. +24 m 津波時)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鉄筋コンクリート)	54740	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	9149	kN
P_s	積雪荷重	0.6	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重 (底版天端標高 : T.P. +8.0)	242.4	kN/m ²
P_c	衝突荷重	1035	kN
K_{Sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度	433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の許容せん断応力度	246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの許容せん断応力度	1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力	26512.2	kN
V_{ca}	コンクリートの許容せん断力	11385.0	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の許容せん断力	15127.2	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	6.9	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	22.92	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の許容引張応力度	478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.3	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.263	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.15995	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—

(2) 重畳時

表 4-3 強度評価に用いる条件（基準津波時）

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）		54740	kN
	固定荷重（鋼管杭）		9149	kN
P_s	積雪荷重		0.21	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（底版天端標高：T.P. +8.0）		133.3	kN/m ²
P_c	衝突荷重		0.0	kN
K_{sd}	余震荷重：水平方向（水平震度×自重）	水平震度*	0.24	—
	余震荷重：鉛直方向（鉛直震度×自重）	鉛直震度*	0.05	—
P_d	動水圧（設置地盤標高：T.P. +8.0）		25.8	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度		382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の許容せん断応力度		217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度		21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの許容せん断応力度		0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力		22290.7	kN
V_{ca}	コンクリートの許容せん断力		8538.7	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の許容せん断力		13752.0	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		6.9	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		22.92	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の許容引張応力度		435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.3	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.263	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.15995	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

*：地盤バネケースのうち最大の値を示す。

表 9-4 強度評価に用いる条件 (T.P. +24 m 津波時)

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重 (鉄筋コンクリート)		54740	kN
	固定荷重 (鋼管杭)		9149	kN
P_s	積雪荷重		0.21	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重 (底版天端標高 : T.P. +8.0)		242.4	kN/m ²
P_c	衝突荷重		0.0	kN
K_{sd}	余震荷重 : 水平方向 (水平震度×自重)	水平震度*	0.24	—
	余震荷重 : 鉛直方向 (鉛直震度×自重)	鉛直震度*	0.05	—
P_d	遡上津波荷重 (底版天端標高 : T.P. +0.7)		41.6	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度		433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の許容せん断応力度		246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度		28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの許容せん断応力度		1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力		26512.2	kN
V_{ca}	コンクリートの許容せん断力		11385.0	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の許容せん断力		15127.2	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		6.9	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		22.92	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の許容引張応力度		478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.3	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.263	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.15995	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

* : 地盤バネケースのうち最大の値を示す。

5. 評価結果

5.1 津波時の強度評価結果

5.1.1 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5-2 及び表 5-3 に、防潮扉 2 基礎の杭番号位置図を図 5-1 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 5-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
防潮扉	35	0.263	0.15995

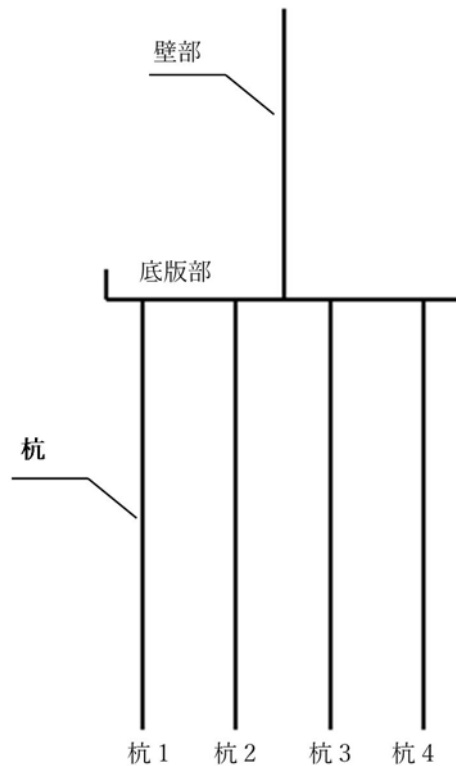


図 5-1 防潮扉 2 基礎 杭番号位置図

表 5-2 曲げ軸力に対する照査結果（基準津波時）

	杭番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	3	835	3989	20.39	382.5	0.06
地盤バネ 2	4	2101	2703	23.42	382.5	0.07

表 5-3 曲げ軸力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時）

	杭番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	3422	5295	41.53	433.5	0.10
地盤バネ 2	4	3411	5638	42.77	433.5	0.10

(2) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5-1 に、せん断力に対する照査結果を表 5-4 及び表 5-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

表 5-4 セン断力に対する照査結果（基準津波時）

	杭番号	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	845	6.43	217.5	0.03
地盤バネ 2	4	921	7.01	217.5	0.04

表 5-5 セン断力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時）

	杭番号	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	4	2096	15.94	246.5	0.07
地盤バネ 2	4	2064	15.70	246.5	0.07

5.1.2 鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-6 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5-7～表 5-10 に、概略配筋図を図 5-2 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 5-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
壁部	0.15	4.65～7.35	D38-22 本 (4 段)	100320
底版部	0.15	3.45	D38-92 本 (4 段)	419520

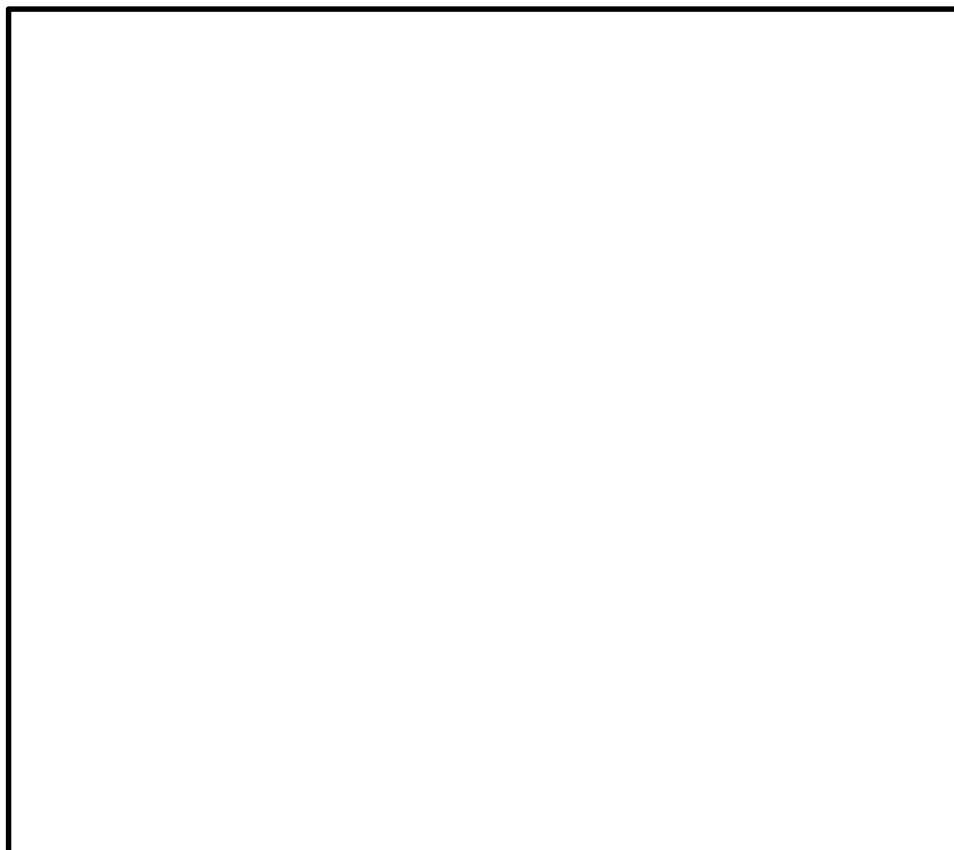


図 5-2 概略配筋図

表 5-7 曲げ圧縮応力に対する照査結果（基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 圧縮応力 照査値
地盤 バネ 1	壁部	-27726	11556	1.1	21	0.06
	底版部	32276	11397	1.1	21	0.06
地盤 バネ 2	壁部	-27726	11556	1.1	21	0.06
	底版部	43041	11241	1.4	21	0.07

表 5-8 曲げ引張応力に対する照査結果（基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 照査値
地盤 バネ 1	壁部	-27726	11556	6.1	435	0.02
	底版部	30600	8629	18.5	435	0.05
地盤 バネ 2	壁部	-27726	11556	6.1	435	0.02
	底版部	42769	8375	29.8	435	0.07

表 5-9 曲げ圧縮応力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 圧縮応力 照査値
地盤 バネ 1	壁部	-165007	9570	6.1	28	0.22
	底版部	103558	30225	3.4	28	0.13
地盤 バネ 2	壁部	-165007	9570	6.1	28	0.22
	底版部	110833	29649	3.6	28	0.13

表 5-10 曲げ引張応力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 照査値
地盤 バネ 1	壁部	-165007	9570	216.9	478.5	0.46
	底版部	67101	-7517	70.3	478.5	0.15
地盤 バネ 2	壁部	-165007	9570	216.9	478.5	0.46
	底版部	79040	-1741	74.4	478.5	0.16

(2) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5-6 及び表 5-11 に、セン断力に対する照査結果を表 5-12 及び表 5-13 に、概略配筋図を図 5-3 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、セン断力が許容セン断力以下であることを確認した。なお、発生セン断力は各部材において最大となる値を示している。

表 5-11 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
壁部	D19-8 本	0.3	2292
底版部	D25-45 本	0.3	22801.5

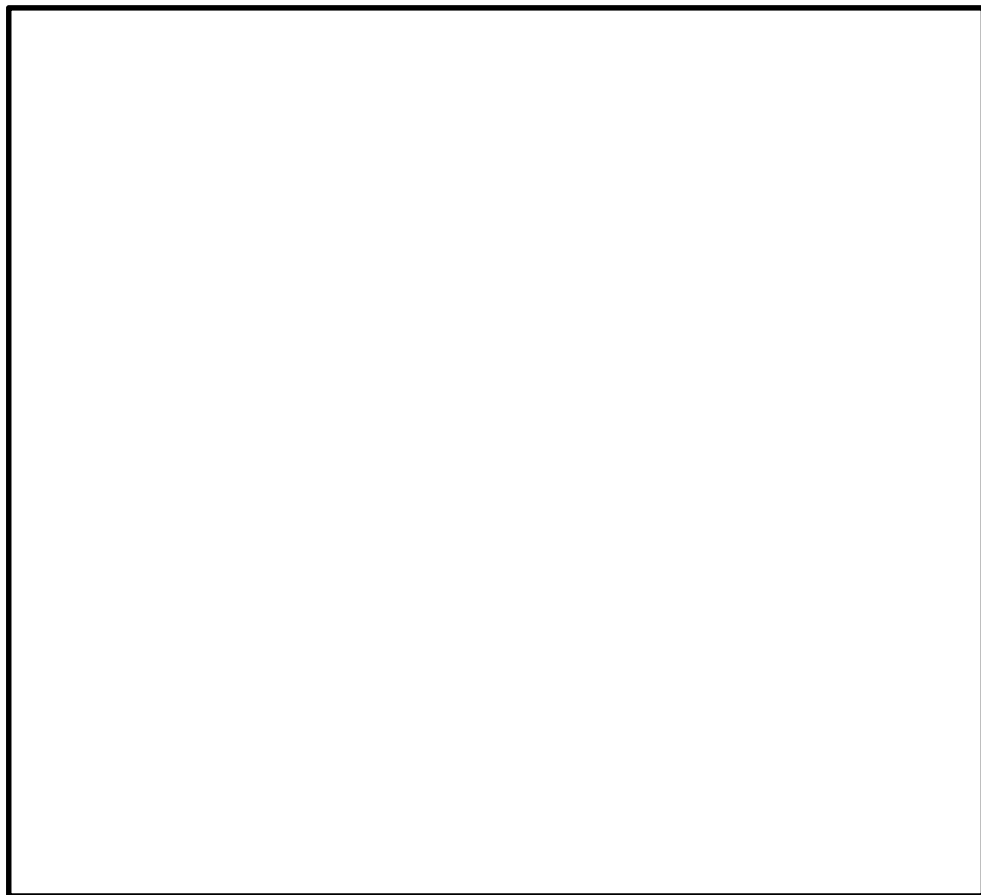


図 5-3 概略セン断補強筋配置図 (A-A断面)

表 5-12 せん断力に対する照査結果（基準津波時）

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	5731	22290.7	0.26
	底版部	21105	74547.3	0.29
地盤バネ 2	壁部	5731	22290.7	0.26
	底版部	20958	74547.3	0.29

表 5-13 せん断力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時）

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	18871	26512.2	0.72
	底版部	42607	85517.3	0.50
地盤バネ 2	壁部	18871	26512.2	0.72
	底版部	40806	85517.3	0.48

5.1.3 鋼製アンカーの評価結果

鋼製アンカーの仕様を表 5-14 に、引張力に対する照査結果を表 5-15 に、せん断力に対する照査結果を表 5-16 に示す。鋼製アンカーの照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-14 鋼製アンカーの仕様

材質	径・ ピッチ	有効断面積 [mm ²]
SS400	M16@100mm	157

アンカーボルト 1 本あたりに作用する力は、シートジョイントに作用する張力から換算する。シートジョイントに作用する張力は以下の式で求められる。

$$T_s = \frac{W \cdot a}{2 \cdot d} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot d^2}$$

T_s : シートジョイントに発生する張力 (N)

a : シートジョイントに作用する荷重の支点間距離 (S) の 1/2 (m)

支点間距離 S は、津波時あるいは重畳時の相対変位の最大値に、堤外側では 0.02(目地幅)、堤内側では 0.02+0.085(目地幅+プレート幅)を加えた値

d : たわみ量 (m)

$$d = C \left(\cosh \frac{S}{2C} - 1 \right) \quad L = 2C \cdot \sinh \frac{S}{2C}$$

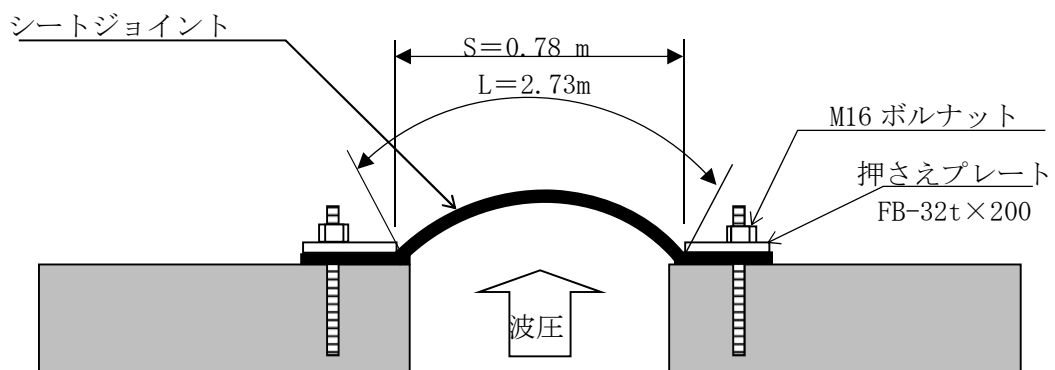
L : シート長 (m)

堤内側では 2.730m、堤外側では 2.645m とする

C : カテナリー数で、支点間距離 S およびシート長 L から求める

W : シートジョイントに作用する荷重 (波圧) (kN/m²)

< 堤内側の検討条件 >



引張力（堤内側）

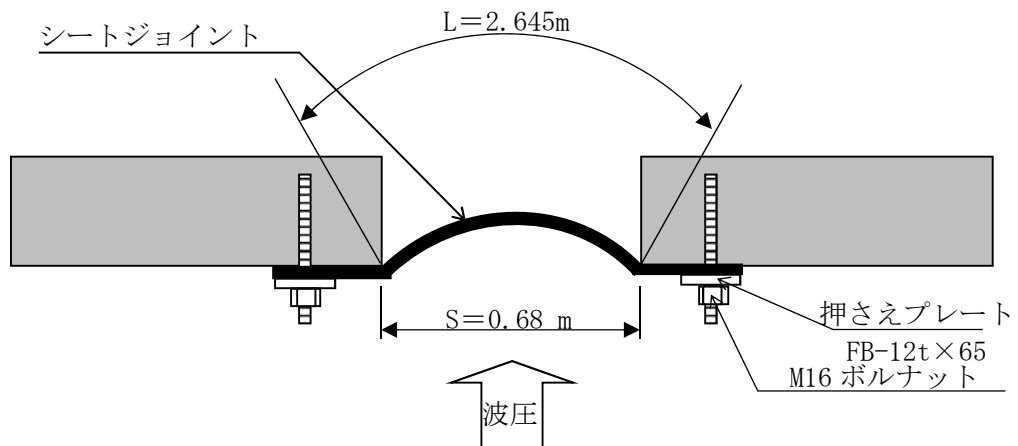
$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.78 \text{ m} \quad a=0.39 \text{ m} \quad d=1.25 \text{ m} \quad L=2.730 \text{ m} \quad C=0.125$$

$$T_s=133 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力} \quad 13.3 \text{ kN}$$

表 5-15 引張力に対する照査結果

引張力[kN]	許容限界[kN]	照査値
13.3	38.5	0.35

< 堤外側の検討条件 >



せん断力（堤外側）

$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.68 \text{ m} \quad a=0.34 \text{ m} \quad d=1.23 \text{ m} \quad L=2.645 \text{ m} \quad C=0.107$$

$$T_s=118 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力} \quad 11.8 \text{ kN}$$

表 5-16 せん断力に対する照査結果

せん断力[kN]	許容限界[kN]	照査値
11.8	26.9	0.44

5.1.4 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 5-17 及び表 5-18 に示す。

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5-17 防潮扉基礎 2 の地震時最終変位量

検討ケース		地震時最終変位量[m]
		A-A断面
①	Ss-D1 (++)	0.006
	Ss-D1 (+-)	0.007
	Ss-D1 (-+)	0.008
	Ss-D1 (--)	0.008
	Ss-11	0.002
	Ss-12	0.002
	Ss-13	0.003
	Ss-14	0.001
	Ss-21	0.000
	Ss-22	0.001
	Ss-31 (++)	0.001
	Ss-31 (-+)	0.000
④	Ss-D1 (+-)	0.011
地震時最終変位量の最大値		0.011

表 5-18 津波時相対変位量

	δx [m]	δy [m]	δz [m]	3 成分合成 [m]
Ss 最終変位 $\times 2$ 倍	0.022	0.048	0.188	
津波時	0.007	0.007	0.001	
合計	0.029	0.055	0.189	0.199

5.2 重畳時の強度評価結果

5.2.1 1次元有効応力解析結果

A-A断面における1次元有効応力解析結果から地表面最大水平加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表 5-19 に示す。防潮扉2基礎の直下は地盤改良を実施し液状化検討対象層がなくなるため、1次元有効応力解析による④～⑥ケースは対象外となる。

表 5-19 1次元有効応力解析結果（A-A断面）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	229.2	228.4	228.9	—	—	—
地表面最大変位 (cm)	4.69	3.99	5.39	—	—	—
最大せん断ひずみ	6.51×10^{-3}	5.24×10^{-3}	7.92×10^{-3}	—	—	—

表 5-19 より、地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース、地盤バネ4は地表面最大変位が発生する③地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース、地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する③地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケースに基づき設定する。それぞれ、地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻、地盤変位を与える。

5.2.2 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-20 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5-21 及び表 5-22 に、防潮扉 2 基礎の杭番号位置図を図 5-4 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は最大となる値を示している。

表 5-20 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
防潮扉 (A-A)	35	0.263	0.15995

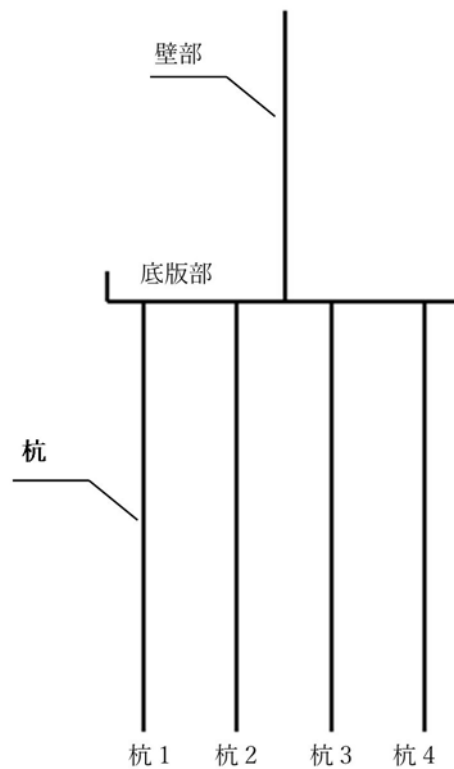


図 5-4 防潮扉 2 基礎 杭番号位置図

表 5-21 曲げ軸力に対する照査結果（基準津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	4	21274	4948	151.82	382.5	0.40
	下向き	4	20693	6334	153.46	382.5	0.41
地盤バネ 4	上向き	4	24896	5329	175.92	382.5	0.46
	下向き	4	24896	5562	176.80	382.5	0.47
地盤バネ 5	上向き	4	24825	5174	174.88	382.5	0.46
	下向き	4	24826	5639	176.66	382.5	0.47

表 5-22 曲げ軸力に対する照査結果（T. P. +24 m 津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生曲げ 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	4	21593	9403	170.76	433.5	0.40
	下向き	4	21610	9704	172.01	433.5	0.40
地盤バネ 4	上向き	4	23712	9785	185.46	433.5	0.43
	下向き	4	23759	9959	186.41	433.5	0.44
地盤バネ 5	上向き	4	23920	9672	186.33	433.5	0.43
	下向き	4	23980	10018	188.02	433.5	0.44

(2) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5-20 に、セン断力に対する照査結果を表 5-23 及び表 5-24 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、セン断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

表 5-23 セン断力に対する照査結果（基準津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	セン断力 (kN)	発生セン断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3 (検討ケース①)	上向き	4	3968	30.18	217.5	0.14
	下向き	4	3968	30.18	217.5	0.14
地盤バネ 4 (検討ケース③)	上向き	4	4504	34.26	217.5	0.16
	下向き	4	4504	34.26	217.5	0.16
地盤バネ 5	上向き	4	4709	35.81	217.5	0.17
	下向き	4	4710	35.82	217.5	0.17

表 5-24 セン断力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	セン断力 (kN)	発生セン断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3 (検討ケース①)	上向き	4	3904	29.69	246.5	0.13
	下向き	4	3903	29.69	246.5	0.13
地盤バネ 4 (検討ケース③)	上向き	4	4437	33.75	246.5	0.14
	下向き	4	4439	33.76	246.5	0.14
地盤バネ 5	上向き	4	4648	35.35	246.5	0.15
	下向き	4	4650	35.37	246.5	0.15

5.2.3 鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-25 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5-26～表 5-37 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 5-25 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	0.15	3.45	D38-92 本 (4 段)	419520
壁部	0.15	4.65～7.35	D38-22 本 (4 段)	100320

表 5-26 曲げ圧縮応力に対する照査結果（地盤バネ 3：基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-49934	10978	2.0	21	0.10
	底版部	85684	20126	2.7	21	0.13
下向き	壁部	-49934	12133	2.0	21	0.10
	底版部	86889	20515	2.8	21	0.14

表 5-27 曲げ引張応力に対する照査結果（地盤バネ 3：基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-49934	10978	33.9	435	0.08
	底版部	76123	4507	64.5	435	0.15
下向き	壁部	-49934	12133	30.2	435	0.07
	底版部	73914	4830	62.1	435	0.15

表 5-28 曲げ圧縮応力に対する照査結果（地盤バネ 4：基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-49934	11209	2.0	21	0.10
	底版部	92772	22847	3.0	21	0.15
下向き	壁部	-49934	11902	2.0	21	0.10
	底版部	93506	23155	3.0	21	0.15

表 5-29 曲げ引張応力に対する照査結果（地盤バネ 4：基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-49934	11209	33.2	435	0.08
	底版部	82686	5851	69.0	435	0.16
下向き	壁部	-49934	11902	31.0	435	0.08
	底版部	81203	6096	67.4	435	0.16

表 5-30 曲げ圧縮応力に対する照査結果（地盤バネ 5：基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-48698	10862	1.9	21	0.10
	底版部	92748	22325	3.0	21	0.15
下向き	壁部	-48698	12249	1.9	21	0.10
	底版部	94223	22913	3.0	21	0.15

表 5-31 曲げ引張応力に対する照査結果（地盤バネ 5：基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-48698	10862	32.6	435	0.08
	底版部	83012	5756	69.4	435	0.16
下向き	壁部	-48698	12249	28.2	435	0.07
	底版部	80130	6233	66.2	435	0.16

表 5-32 曲げ圧縮応力に対する照査結果（地盤バネ 3：T.P. +24 m 津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-199195	8993	7.3	21	0.27
	底版部	129670	35634	4.2	21	0.15
下向き	壁部	-199195	10148	7.3	21	0.27
	底版部	131486	35804	4.3	21	0.16

表 5-33 曲げ引張応力に対する照査結果（地盤バネ 3 (T.P. +24 m 津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-199195	8993	273.1	435	0.58
	底版部	131595	1262	119.1	435	0.25
下向き	壁部	-199195	10148	268.0	435	0.57
	底版部	132331	1321	119.7	435	0.26

表 5-34 曲げ圧縮応力に対する照査結果（地盤バネ 4 : T.P. +24 m 津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-199195	9224	7.3	21	0.27
	底版部	129460	36783	4.2	21	0.15
下向き	壁部	-199195	9917	7.3	21	0.27
	底版部	130280	36843	4.2	21	0.15

表 5-35 曲げ引張応力に対する照査結果（地盤バネ 4 : T.P. +24 m 津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-199195	9224	272.1	435	0.57
	底版部	139222	1544	125.7	435	0.27
下向き	壁部	-199195	9917	269.0	435	0.57
	底版部	139151	1599	125.6	435	0.27

表 5-36 曲げ圧縮応力に対する照査結果（地盤バネ 5 : T.P. +24 m 津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-197347	8877	7.2	21	0.26
	底版部	127955	36576	4.2	21	0.15
下向き	壁部	-197347	10264	7.2	21	0.26
	底版部	129658	36707	4.2	21	0.15

表 5-37 曲げ引張応力に対する照査結果（地盤バネ 5 : T.P. +24 m 津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
上向き	壁部	-197347	8877	270.8	435	0.57
	底版部	135781	1681	122.4	435	0.26
下向き	壁部	-197347	10264	264.6	435	0.57
	底版部	136655	1741	123.2	435	0.26

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5-38 に、せん断力に対する照査結果を表 5-39～表 5-44 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各部材において最大となる値を示している。

表 5-38 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	区間 s (m)	区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
壁部	D19-8 本	0.3	2292
底版部	D25-45 本	0.3	22801.5

表 5-39 せん断力に対する照査結果（地盤バネ 3：基準津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	8768	22290.7	0.40
	底版部	41552	74547.3	0.56
下向き	壁部	8768	22290.7	0.40
	底版部	43285	74547.3	0.59

表 5-40 せん断力に対する照査結果（地盤バネ 4：基準津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	8768	22290.7	0.40
	底版部	43656	74547.3	0.59
下向き	壁部	8768	22290.7	0.40
	底版部	44698	74547.3	0.60

表 5-41 せん断力に対する照査結果（地盤バネ 5：基準津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	8626	22290.7	0.39
	底版部	42927	74547.3	0.58
下向き	壁部	8626	22290.7	0.39
	底版部	45013	74547.3	0.61

表 5-42 セン断力に対する照査結果（地盤バネ 3 : T.P. +24 m 津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	23491	26512.2	0.89
	底版部	64279	85517.3	0.76
下向き	壁部	23491	26512.2	0.89
	底版部	65390	85517.3	0.77

表 5-43 セン断力に対する照査結果（地盤バネ 4 : T.P. +24 m 津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	23491	26512.2	0.89
	底版部	65954	85517.3	0.78
下向き	壁部	23491	26512.2	0.89
	底版部	66823	85517.3	0.79

表 5-44 セン断力に対する照査結果（地盤バネ 5 : T.P. +24 m 津波時）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	23277	26512.2	0.88
	底版部	65621	85517.3	0.77
下向き	壁部	23277	26512.2	0.88
	底版部	67127	85517.3	0.79

5.2.4 鋼製アンカーの評価結果

鋼製アンカーの仕様を表 5-45 に、引張力に対する照査結果を表 5-46 に、せん断力に対する照査結果を表 5-47 に示す。鋼製アンカーの照査を行った結果、発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-45 鋼製アンカーの仕様

材質	径・ ピッチ	有効断面積 [mm ²]
SS400	M16@100mm	157

アンカーボルト 1 本あたりに作用する力は、シートジョイントに作用する張力から換算する。シートジョイントに作用する張力は以下の式で求められる。

$$T_s = \frac{W \cdot a}{2 \cdot d} \cdot \sqrt{a^2 + 4 \cdot d^2}$$

T_s : シートジョイントに発生する張力 (N)

a : シートジョイントに作用する荷重の支点間距離 (S) の 1/2 (m)

支点間距離 S は、津波時あるいは重畳時の相対変位の最大値に、堤外側では 0.02(目地幅)、堤内側では 0.02+0.085(目地幅+プレート幅)を加えた値

d : たわみ量 (m)

$$d = C \left(\cosh \frac{S}{2C} - 1 \right) \quad L = 2C \cdot \sinh \frac{S}{2C}$$

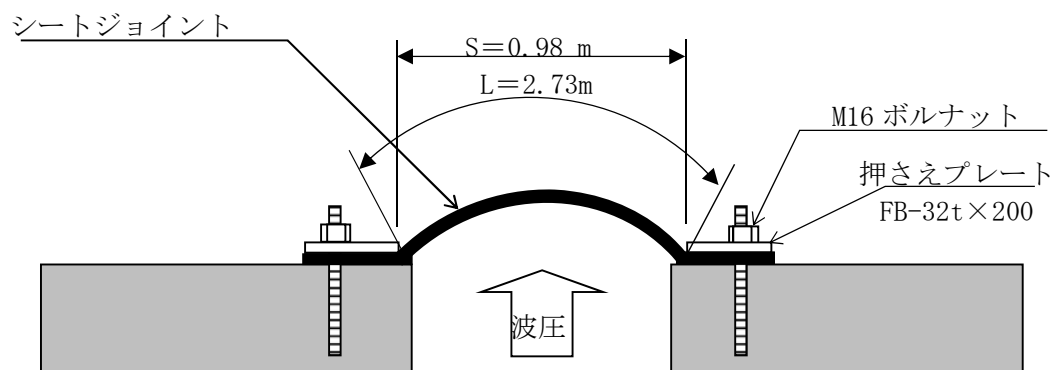
L : シート長 (m)

堤内側では 2.730m、堤外側では 2.645m とする

C : カテナリー数で、支点間距離 S およびシート長 L から求める

W : シートジョイントに作用する荷重 (波圧) (kN/m²)

< 堤内側の検討条件 >



引張力（堤内側）

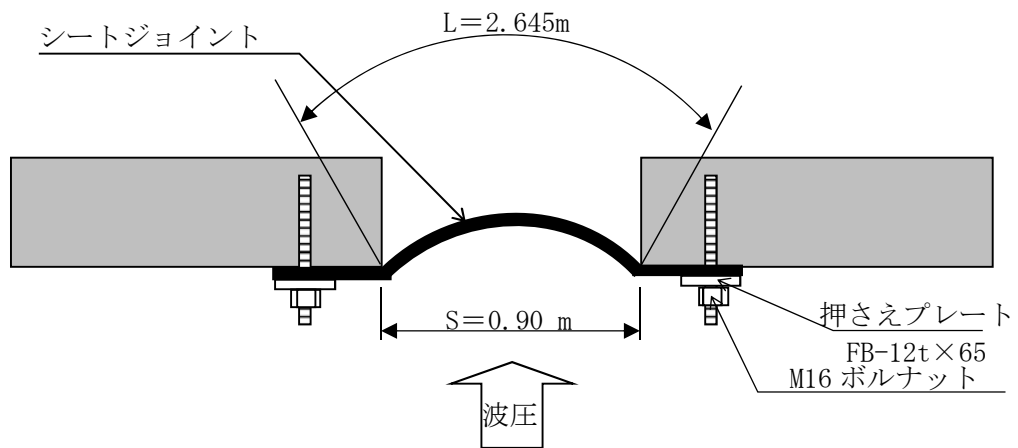
$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.98 \text{ m} \quad a=0.49 \text{ m} \quad d=1.19 \text{ m} \quad L=2.730 \text{ m} \quad C=0.182$$

$$T_s=171 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 17.1 \text{ kN}$$

表 5-46 引張力に対する照査

引張力[kN]	許容限界[kN]	照査値
17.1	38.5	0.45

< 堤外側の検討条件 >



せん断力（堤外側）

$$W=340 \text{ kN/m}^2 \quad S=0.90 \text{ m} \quad a=0.45 \text{ m} \quad d=1.17 \text{ m} \quad L=2.645 \text{ m} \quad C=0.161$$

$$T_s=156 \text{ kN/m} \rightarrow \text{引張力 } 15.6 \text{ kN}$$

表 5-47 せん断力に対する照査

せん断力[kN]	許容限界[kN]	照査値
15.6	26.9	0.58

5.2.5 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 5-48 及び表 5-49 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 5-48 極限支持力に対する照査結果（基準津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	上向き	1	718	5472
	下向き	1	721	5472
地盤バネ 4	上向き	1	719	5472
	下向き	1	720	5472
地盤バネ 5	上向き	1	718	5472
	下向き	1	721	5472

表 5-49 極限支持力に対する照査結果（T. P. +24 m 津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	上向き	4	756	5472
	下向き	4	757	5472
地盤バネ 4	上向き	4	756	5472
	下向き	4	758	5472
地盤バネ 5	上向き	4	755	5472
	下向き	4	758	5472

杭の引抜力に対する照査は、杭天端に発生する最大引抜力に対して評価を行う。照査結果を表 5-50 に示す。杭の引抜力に対する照査を行った結果、最大引抜力が極限支持力以下であることを確認した。

表 5-50 杭の引抜力に対する照査結果（T. P. +24 m 津波時）

	鉛直 慣性力	杭番号	最大引抜力 (kN)	極限支持力 (kN)
地盤バネ 3	上向き	1	4971	18276
	下向き	1	4459	18276
地盤バネ 4	上向き	1	5502	18276
	下向き	1	5177	18276
地盤バネ 5	上向き	1	5487	18276
	下向き	1	4881	18276

5.2.6 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 5-51 及び表 5-52 に示す。

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5-51 防潮扉基礎 2 の地震時最終変位量

検討ケース		地震時最終変位量[m]
		A-A断面
①	Ss-D1 (++)	0.006
	Ss-D1 (+-)	0.007
	Ss-D1 (-+)	0.008
	Ss-D1 (--)	0.008
	Ss-11	0.002
	Ss-12	0.002
	Ss-13	0.003
	Ss-14	0.001
	Ss-21	0.000
	Ss-22	0.001
	Ss-31 (++)	0.001
	Ss-31 (-+)	0.000
④	Ss-D1 (+-)	0.011
地震時最終変位量の最大値		0.011

表 5-52 重畳時相対変位量

	δx [m]	δy [m]	δz [m]	3 成分合成 [m]
Ss 最終変位×2 倍	0.022	0.048	0.188	
重畳時	0.063	0.063	0.002	
合計	0.085	0.111	0.190	0.236

V-3-別添 3-2-1-4 防潮扉の強度計算書
2. 防潮扉の扉設備に関する強度計算書

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	9
2.4 適用基準	11
2.5 記号の説明	12
3. 評価部位	15
4. 固有周期	20
4.1 固有周期の計算方法	20
4.2 固有周期の計算条件	20
4.3 固有周期の計算結果	21
5. 構造強度評価	22
5.1 構造強度評価方法	22
5.2 荷重及び荷重の組合せ	22
5.3 許容限界	25
5.4 設計用地震力	31
5.5 計算方法	32
5.6 計算条件	41
6. 評価結果	55

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうち防潮扉 1, 2 が津波荷重、余震及び積雪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説明するものである。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

防潮扉 1, 2 は, 海水ポンプエリアと敷地南側境界部に設置する。

防潮扉 1 及び防潮扉 2 の設置位置図を図 2-1 に示す。

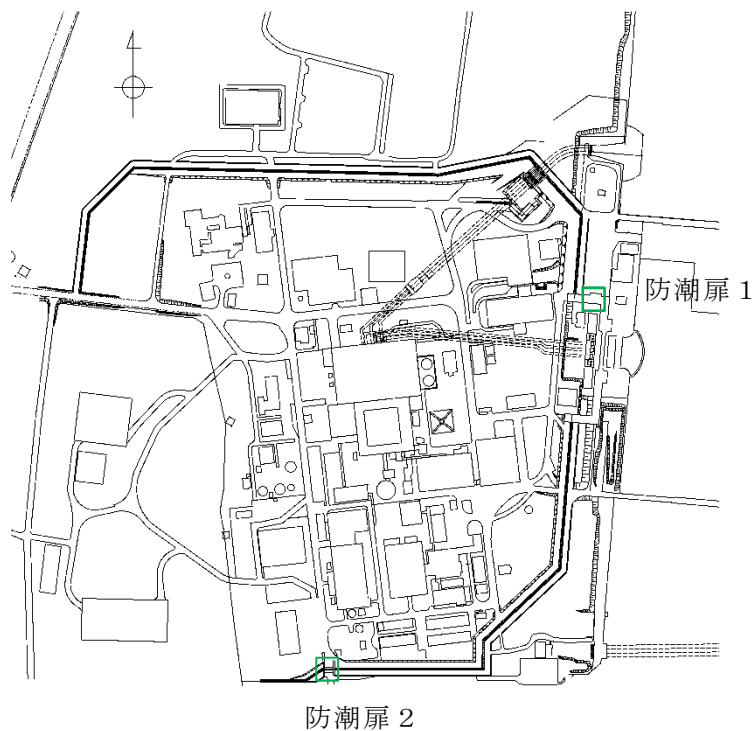


図 2-1 防潮扉 1, 2 の設置位置図

2.2 構造計画

(1) 防潮扉 1

防潮扉 1 は、常時閉止状態のスライド式のゲートで扉体、戸当り、駆動装置及び間接支持構造物から構成されている。扉体は鋼製の構造であり、津波荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助桁及び端桁により架構が構成され、スキンプレートにかかる荷重を架構が受ける構造である。扉体で受けた荷重については、扉体の支圧板から支承部の戸当りを介して間接支持構造物である防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）が受ける構造である。

また、扉体には人員通行用に鋼製の小扉を設置し、緊急用の人員通行時を除き常時閉止とする。

扉体の駆動装置は、防潮扉 1 の上部に設置されており、万一、扉が開状態であっても現場操作により電動駆動式及び自重降下式の駆動機構によって確実に閉止できる。

防潮扉 1 の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 (1/2) 構造計画 (防潮扉 1)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持 構造	主体構造	
防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）に設置する。	スキンプレート，主桁，縦補助桁，端桁，小扉，支圧板，戸当り及び駆動装置により構成する。	

表 2-1 (2/2) 構造計画 (防潮扉 1)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持 構造	主体構造	
防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）に設置する。	スキンプレート，主桁，縦補助桁，端桁，小扉，支圧板，戸当り及び駆動装置により構成する。	

(2) 防潮扉 2

防潮扉 2 は、常時閉止状態のスライド式のゲートで扉体、戸当り、駆動装置及び間接支持構造物から構成されている。扉体は鋼製の構造であり、荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助桁及び端桁により架構が構成され、スキンプレートにかかる荷重を架構が受ける構造である。扉体で受けた荷重については、扉体の支圧板から支承部の戸当りを介して間接支持構造物である防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）が受ける構造である。

また、扉体には人員通行用に鋼製の小扉を設置し、緊急用の人員通行時を除き常時閉止とする。

扉体の駆動装置は、防潮扉 2 の上部に設置されており、万一、扉が開状態であっても現場操作により電動駆動式及び自重降下式の駆動機構によって確実に閉止できる。

防潮扉 2 の構造計画を表 2-2 に示す。

表 2-2 (1/2) 構造計画 (防潮扉 2)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持 構造	主体構造	
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）に設置する。	スキンプレート，主桁，縦補助桁，端桁，小扉，支圧板，戸当り及び駆動装置により構成する。	

表 2-2 (2/2) 構造計画 (防潮扉 2)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持 構造	主体構造	
防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）に設置する。	スキンプレート，主桁，縦補助桁，端桁，小扉，支圧板，戸当り及び駆動装置により構成する。	

2.3 評価方針

防潮扉 1, 2 の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、応力評価により実施する。応力評価では、防潮扉 1, 2 の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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、応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

防潮扉 1, 2 の強度評価フローを図 2-2 に示す。防潮扉 1, 2 の構造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経路を考慮し、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。評価結果においては、津波時及び重畳時両方を示す。重畳時においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた設置床の最大応答加速度の最大値を設計震度として用いる。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

防潮扉 1 の地震応答解析の結果、間接支持構造物となる鉄筋コンクリート防潮壁の構造物全体の安全性評価及び基礎地盤の支持性能については、添付書類「V-3-別添 3-2-1-2-1 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の強度計算書」において説明する。

防潮扉 2 の地震応答解析の結果、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造物全体の安全性評価及び基礎地盤の支持性能については、添付書類「V-3-別添 3-2-1-3 防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）」において説明する。

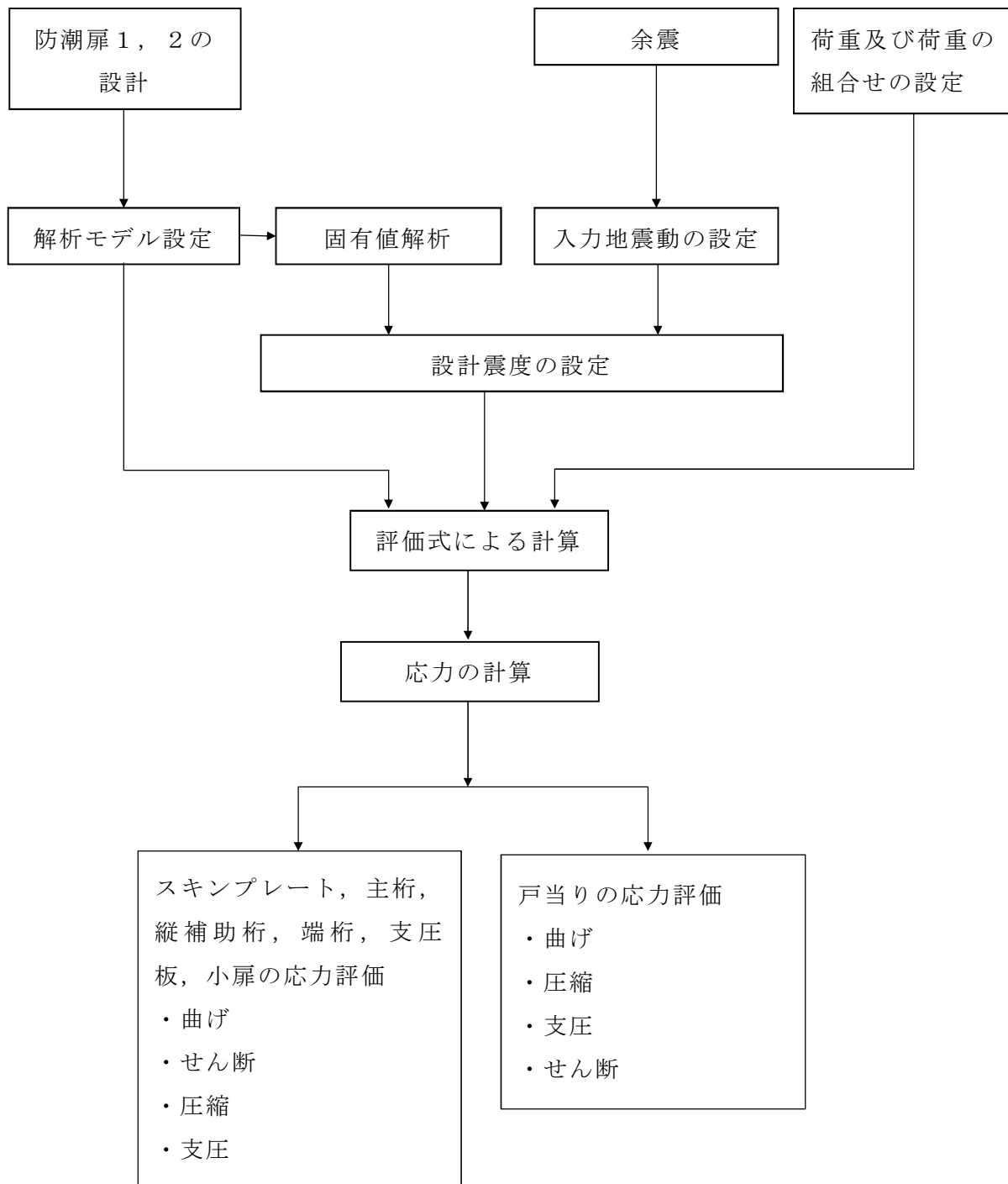


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）
- (2) 構造力学公式集（土木学会 1986 年）
- (3) コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会 2002 年制定）
- (4) 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）
- (5) 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 2005 年）
- (6) 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）
- (7) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会 2010 年 11 月）
- (8) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会 2005 年 9 月）
- (9) 津波漂流物対策施設設計ガイドライン（沿岸技術研究センター，寒地港湾技術研究センター 2014 年 3 月）

2.5 記号の説明

防潮扉 1, 2 の固有周期の計算に用いる記号を表 2-3 に、応力評価に用いる記号を表 2-4 にそれぞれ示す。

表 2-3 防潮扉 1, 2 の固有周期の計算に用いる記号

記号	定義	単位
E	縦弾性係数	N/mm ²
f	一次固有振動数	Hz
I	断面二次モーメント	cm ⁴
L	スパン長	m
m	扉体部自重	kg/m
T	固有周期	s
λ_n	支持条件（単純支持梁，1 次モード）	—

表 2-4 防潮扉 1, 2 の応力評価に用いる記号（1/3）

記号	定義	単位
a_1	スキンプレーットの短辺	cm
a_2	縦補助桁の主桁間隔	m
a_3	小扉のスキンプレーットの短辺	cm
A	端桁の断面積	cm ²
A_{w1}	主桁のウェブ断面積	cm ²
A_{w2}	縦補助桁のウェブ断面積	cm ²
A_{w3}	小扉のウェブ断面積	cm ²
b_1	スキンプレーットの長辺	cm
b_2	縦補助桁間隔	m
b_3	小扉のスキンプレーットの長辺	cm
b_f	戸当り底面フランジ幅	mm
b_r	水路面より戸当り中心までの距離	mm
B_1	扉体水密幅	m 又は mm
B_2	小扉の主桁幅	m
E_1	支圧板の弾性係数	N/mm ²
E_2	支圧板当たりの弾性係数	N/mm ²
h_r	戸当り高さ	mm
k_1	スキンプレーットの辺長比（b/a）による係数	—
k_2	小扉のスキンプレーットの辺長比（b/a）による係数	—

表 2-4 防潮扉 1, 2 の応力評価に用いる記号 (2/3)

記号	定義	単位
L_1	主桁の支圧板中心間	m
L_2	小扉の支圧板中心間	m
L_b	衝突荷重の戸当り底面受圧長	mm
L_h	支圧板計算高さ	mm
L_w	衝突荷重の戸当りウェブ受圧長	mm
$M_{\max}$	最大曲げモーメント	kN・m
p	支圧板の評価に用いるヘルツの接触応力度	N/mm ²
p_d	戸当りの下部作用水圧	N/mm ²
P_1	スキンプレートにかかる水圧	N/m ²
P_2	縦補助桁にかかる各区分の平均荷重	kN/m ²
P_3	支圧板の計算に用いる計算荷重の常時換算値	N
P_4	小扉のスキンプレートにかかる水圧	N/m ²
R_1	端桁にかかる主桁反力	kN
R_2	支圧板半径	mm
S	堰柱側面から底面フランジ端面までの距離	mm
$S_{\max}$	最大せん断力	kN
t_1	スキンプレートの板厚	cm
t_2	小扉のスキンプレートの板厚	cm
t_f	戸当り底面フランジ厚さ	mm
t_w	戸当りウェブ厚さ	mm
W_1	主桁にかかる扉体自重による荷重	kN/m
W_2	小扉にかかる扉体自重による荷重	kN/m
Z_1	主桁の断面係数	cm ³
Z_2	縦補助桁の断面係数	cm ³
Z_3	小扉の断面係数	cm ³
α_1	スキンプレートの応力の補正係数	—
α_2	小扉のスキンプレートの応力の補正係数	—
σ	曲げ応力, 圧縮応力	N/mm ²
σ_{cw}	戸当りの腹板に生じる圧縮応力度	N/mm ²
σ_f	戸当りの底面フランジに生じる曲げ応力度	N/mm ²
σ_k	戸当りのコンクリートに生じる支圧応力度	N/mm ²
τ	せん断応力	N/mm ²
τ_k	コンクリートのせん断応力度	N/mm ²

表 2-4 防潮扉 1， 2 の構造強度評価に用いる記号 (3/3)

記号	定義	単位
γ_1	スキンプレーットの計算に用いる係数	—
γ_2	許容応力補正係数に裕度を乗じた係数	—
γ_3	小扉のスキンプレーットの計算に用いる係数	—

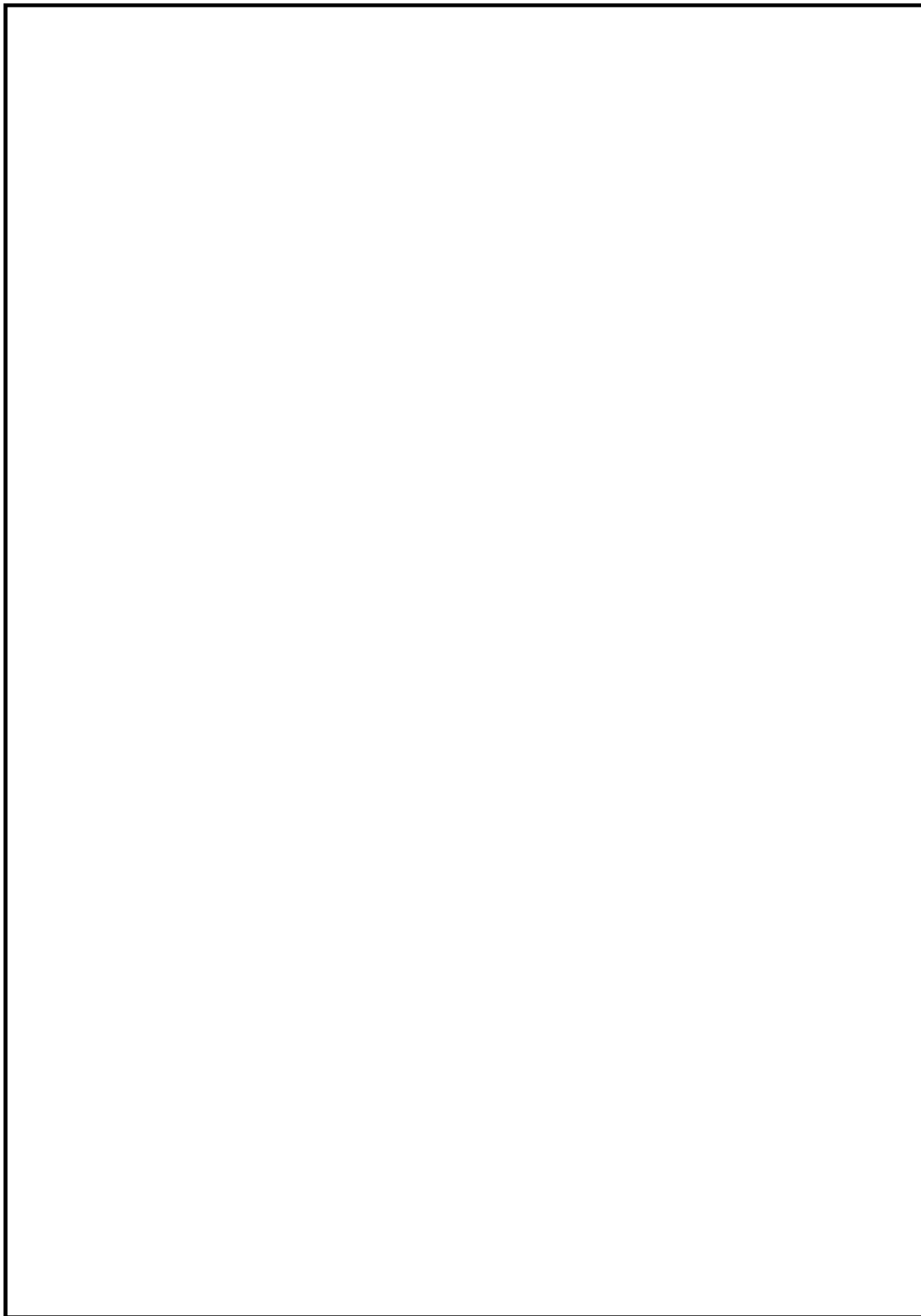
3. 評価部位

防潮扉 1, 2 の評価部位は、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書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価部位を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達経路を考慮し設定する。

津波時は扉上流からの津波荷重を扉体（スキンプレート、主桁、縦補助桁、端桁及び小扉）で受け支圧板から戸当り（底面フランジ及び腹板）より地中連続壁基礎又は鋼管杭に応力を伝達させる。また、重畳時にも同様に、扉上流からの津波荷重及び水平方向の余震荷重が負荷された場合においても扉体（スキンプレート、主桁、縦補助桁及び端桁、小扉）で受け支圧板から戸当り（底面フランジ及び腹板）より地中連続壁基礎又は鋼管杭に応力を伝達させる。鉛直方向の余震荷重が負荷された場合も同様である。

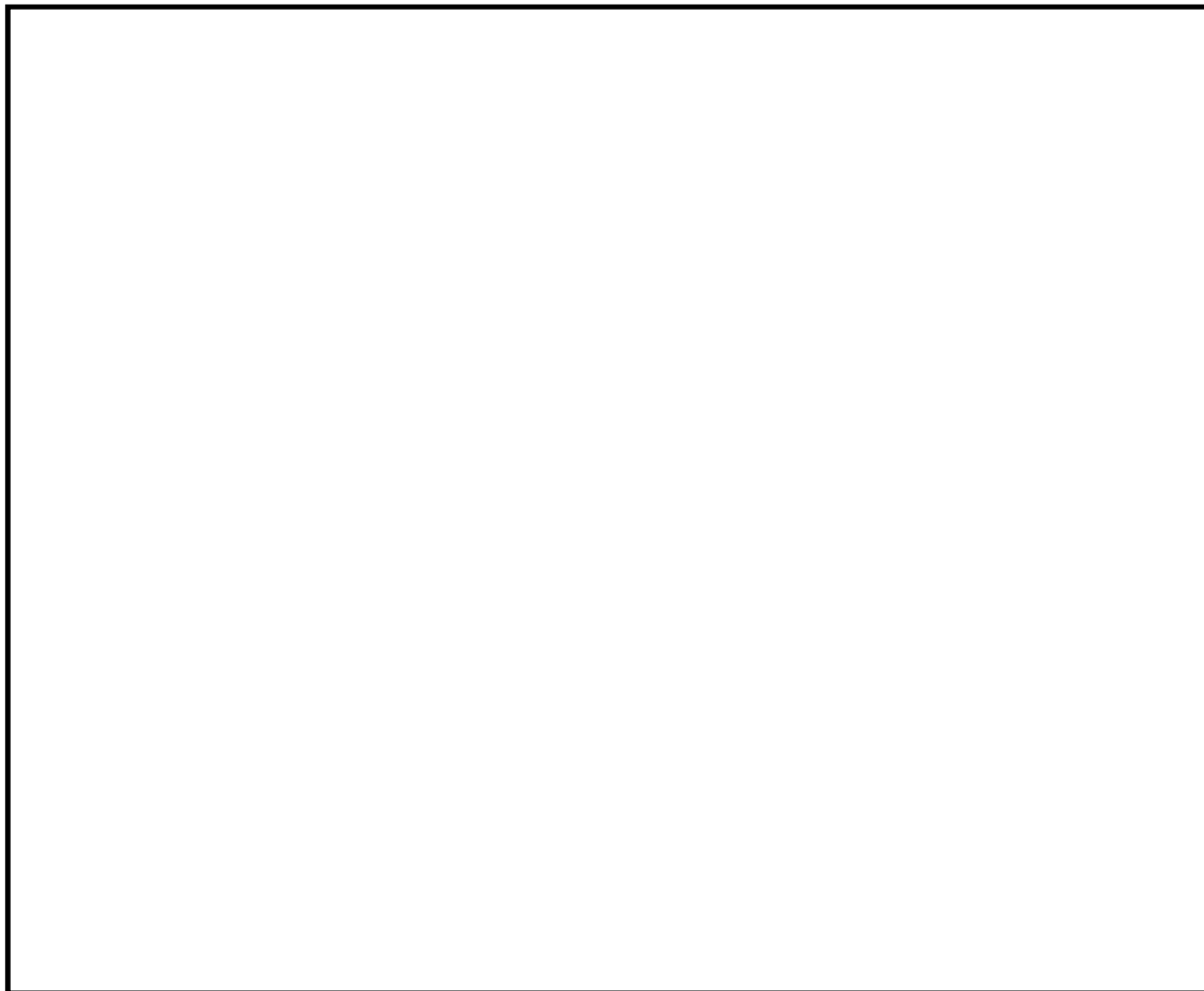
以上より、構造強度評価においては、応力評価による評価部位として、スキンプレート、主桁、縦補助桁、端桁、支圧板及び小扉を選定する。また、支圧板から構成される戸当り（底面フランジ及び腹板）についても評価部位として選定する。

評価部位について、防潮扉 1 においては図 3-1 及び図 3-2 に、防潮扉 2 においては図 3-3 及び図 3-4 に示す。



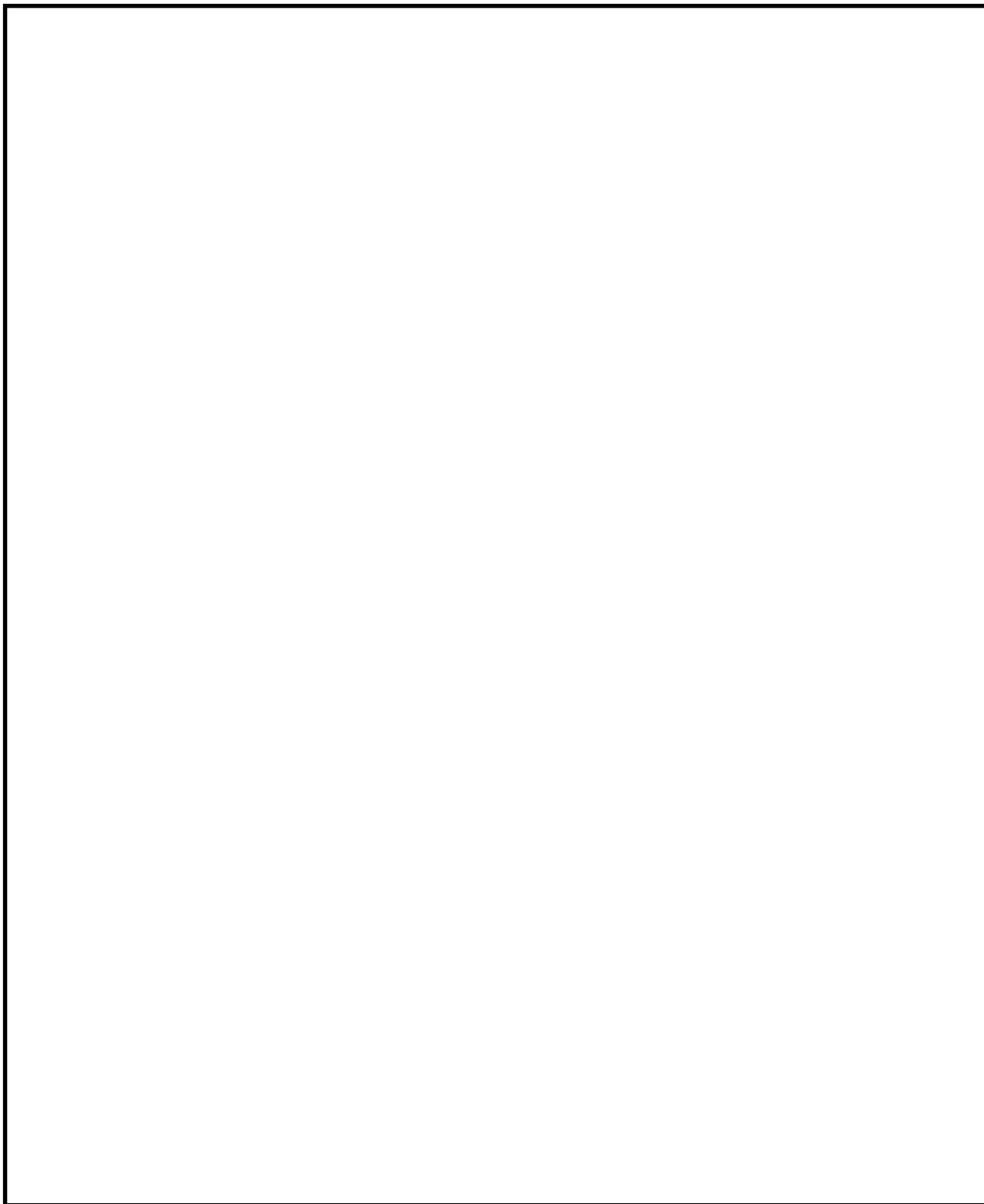
注：寸法は mm を示す。

図 3-1 防潮扉 1 の評価部位（正面図及び平面図）



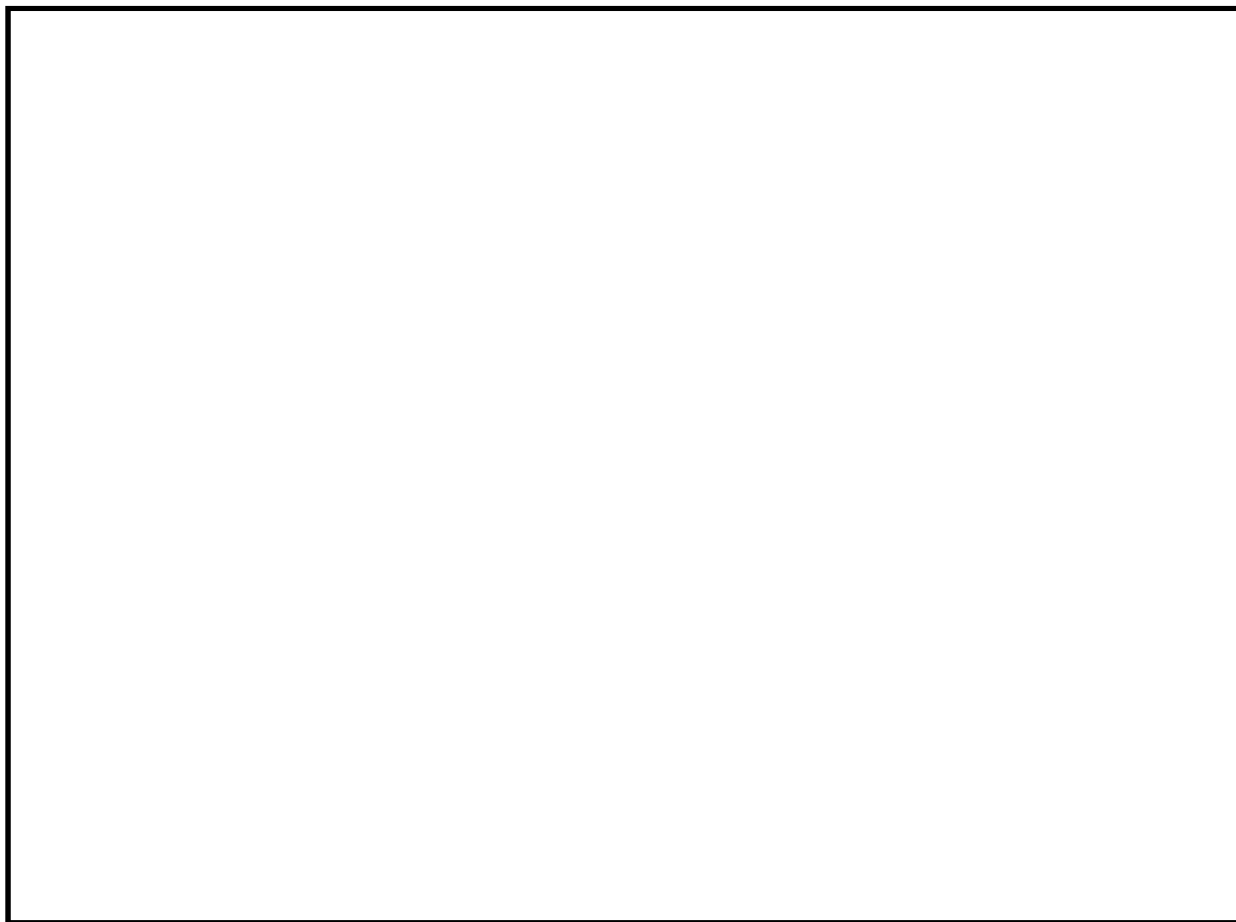
注：寸法は mm を示す。

図 3-2 防潮扉 1 の評価部位（側面図）



注：寸法は mm を示す。

図 3-3 防潮扉 2 の評価部位（正面図及び平面図）



注：寸法は mm を示す。

図 3-4 防潮扉 2 の評価部位（側面図）

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

防潮扉 1，2 の固有周期計算モデルは，単純支持梁モデルとして計算する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

固有周期を以下の式より計算する。

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

$$f = \frac{\lambda_n^2}{2\pi L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

(記載:防潮扉 1 / 防潮扉 2)

スパン長さ L (m)	扉体部自重 m (kg/m)	縦弾性係数 E (N/mm ²)	断面二次 モーメント I (cm ⁴)	支持条件 (単純 支持梁, 1 次モ ード) λ_n
7.00 / 5.60	8912.29 / 6131.61	206000 / 206000	12878638 / 4802645	3.142 / 3.142

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。固有周期は、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

(記載:防潮扉 1 / 防潮扉 2)

固有振動数 (Hz)	55 / 64
固有周期 (s)	0.019 / 0.016

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

防潮扉 1, 2 の強度評価は, 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書の方針」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。

防潮扉 1, 2 の強度評価は, 「3. 評価部位」に示す評価部位に対し, 「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

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは, 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書の方針」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。

(1) 荷重の設定

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として, 扉体自重 (W_g) を考慮する。

b. 遡上津波荷重 (P_t)

基準津波時及び敷地に遡上する津波時による扉体にかかる荷重を考慮する。津波の荷重作用図を図 5-1 に示す。

$$P_t = \{H_s (p_u + p_d) B\} / 2$$

$$p_u = W_1 \cdot H_2$$

$$p_d = W_1 \cdot H_1$$

ここで, H_s : 水密高 (m)

H_1 : 津波時の下端止水位置までの水深 (m)

H_2 : 津波時の上端止水位置までの水深 (m)

B : 水密幅 (m)

W_1 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

p_u : 津波時の上端止水位置までの水深による水圧 (kN/m^2)

p_d : 津波時の下端止水位置までの水深による水圧 (kN/m^2)

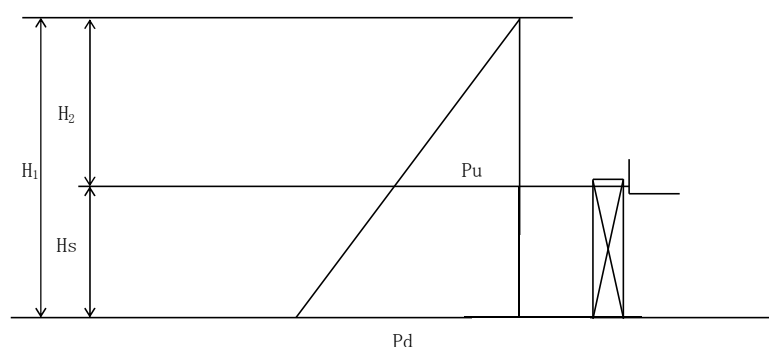


図 5-1 津波の荷重作用図

c. 衝突荷重（ P_c ）

衝突荷重として、0.69 t 車両の FEMA（2012）* 式による漂流物荷重を考慮し、表 5-1 に示す。

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

表 5-1 衝突荷重

	流速（m/s）	衝突荷重（kN）
基準津波時	11	759
敷地に遡上する津波時	15	1035

d. 余震荷重（ K_{sd} ）

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書の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

(a) 余震による地震力（ K_s ）

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

$$K_s = W_g \cdot K_H$$

ここで、 W_g : 扉体自重（kN）

K_H : 設計震度

(b) 余震による動水圧 (P_{td})

余震時の扉体に作用する動水圧を考慮する。動水圧の荷重作用図を図 5-2 に示す。

$$P_{td} = 7/12 \cdot W_1 \cdot K_H \cdot \sqrt{H_3} \cdot (\sqrt{H_4^3} - \sqrt{H_5^3}) \cdot B$$

ここで、 P_{td} : 余震による動水圧 (kN)

H_3 : 水密高さ (m)

H_4 : 余震時基礎地盤までの深さ (m)

H_5 : 余震時設計水深 (m)

W_1 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

K_H : 設計震度

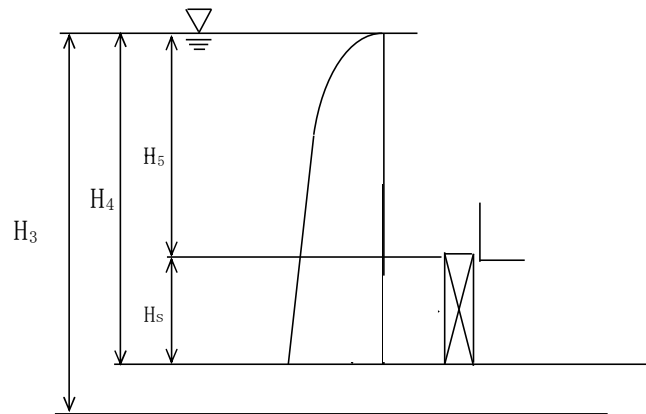


図 5-2 動水圧の荷重作用図

e. 積雪荷重 (P_s)

津波時・余震時とも扉体への積雪荷重を考慮する。

$$P_s = q_s \cdot D_s \cdot B_s$$

ここで、 q_s : 積雪深 30 cm のときの単位積雪荷重 (kN/m²)

D_s : 扉体総桁高 (m)

B_s : 扉体受圧幅 (m)

(2) 荷重の組合せ

防潮扉 1, 2 の構造強度評価にて考慮する荷重の組合せを表 5-2 に示す。

表 5-2 防潮扉 1, 2 の構造強度評価にて考慮する荷重の組合せ

外力の状態	施設区分	機器名称	荷重の組合せ*
津波時	浸水防護施設 (津波防護施設)	防潮扉 1, 2	$G + P_t + P_c + P_s$
重畳時	浸水防護施設 (津波防護施設)	防潮扉 1, 2	$G + P_t + K_{sd} + P_s$

注記 * : G は固定荷重, P_t は遡上津波荷重, P_c は衝突荷重, K_{sd} は余震荷重, P_s は積雪荷重を示す。

5.3 許容限界

(1) 基準津波に対する許容限界

防潮扉 1, 2 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 防潮扉 1, 2 の許容限界

許容応力状態	許容限界*1			
	1 次応力			
	曲げ	圧縮	せん断	支圧
短期許容応力度	$1.5 \sigma_{ab}^{*2,3}$	$1.5 \sigma_{ac}^{*2,3}$	$1.5 \tau_a^{*2,3}$	$1.5 \sigma_{as}^{*2,3}$

注記 *1 : 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。

*2 : 扉体の許容限界は, 「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月)」に基づき, 短期許容応力度とする。短期許容応力度は, 鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3 : σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{ac} : 許容圧縮応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

表 5-4 防潮扉 1, 2 の許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{ac}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sa}^{*1,2}$ (N/mm ²)
スキンプレート	SM570	225	—	—	—
主桁	SMA490	180	—	105	—
縦補助桁	SMA490	180	—	105	—
端桁	SMA490	—	180	—	—
支圧板	SUS304	—	—	—	—
小扉（スキンプレート）	SM570	225	—	—	—
小扉（主桁）	SMA490	180	—	105	—
戸当り（底面フランジ）	SM490	160	—	—	—
戸当り（腹板）	SM490	—	160	—	—
戸当り（コンクリート）	無筋コン クリート	—	—	0.40	5.9

注記 *1: σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{ac} : 許容圧縮応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{sa} : 許容支圧応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は, 「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づく。

表 5-5 防潮扉 1, 2 の許容応力算出結果

許容応力状態	評価部位	許容限界				
		1 次応力				
		曲げ (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	支圧 (N/mm ²)	ローラ接触面 の許容応力 (N/mm ²)
短期 許容 応力度	スキンプレート	337	—	—	—	—
	主桁	250/248 ^{*1, 2}	—	157	—	—
	縦補助桁	229/232 ^{*1, 2}	—	157	—	—
	端桁	—	270	—	—	—
	支圧板	—	—	—	—	565 ^{*3}
	小扉 (スキンプレート)	337	—	—	—	—
	小扉 (主桁)	270	—	157	—	—
	戸当り (底面フランジ)	240	—	—	—	—
	戸当り (腹板)	—	240	—	—	—
	戸当り (コンクリート)	—	—	0.6	8.9	—

注記 *1：主桁，縦補助桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は，「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会平成 25 年 6 月）」に基づき，許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し，以下の計算式により算出する。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{7}{K} : 180 \times 1.5 = 270 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{7}{K} < \frac{L}{b} \leq 27 : \sigma_{ca} = \left(180 - 1.9 \left(K \frac{L}{b} - 7 \right) \right) \times 1.5 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2 \cdot A_c}} \quad \text{ただし, } \frac{A_w}{A_c} \leq 2 \quad \text{の場合 } K = 2$$

ここに，L：圧縮フランジの固定間隔（mm）

b：圧縮フランジ幅（mm）

A_w：腹板の総断面積（mm²）

A_c：圧縮フランジの総断面積（mm²）

*2：主桁，縦補助桁の許容曲げ応力の記載は，防潮扉 1 / 防潮扉 2 とする。

＊3：支圧板のローラ接触面の許容応力は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づき、以下の計算式により算出する。

$$p_a = \frac{9.8 \cdot H_B}{2 \cdot v}$$

ここに、 p_a ：接触面の許容応力度（N/mm²）

H_B ：支圧板のブリネル硬さ（150HB）（「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」より）

v ：安全率（線接触の場合）（1.3）

(2) 敷地に遡上する津波に対する許容限界

防潮扉 1，2 の許容限界を表 5-6 に、許容応力評価条件を表 5-7 に、許容応力算出結果を表 5-8 にそれぞれ示す。

表 5-6 防潮扉 1，2 の許容限界

許容応力状態	許容限界＊1			
	1 次応力			
	曲げ	圧縮	せん断	支圧
短期許容応力度	$1.9 \sigma_{ab}^{*2,3}$	$1.9 \sigma_{ac}^{*2,3}$	$1.9 \tau_a^{*2,3}$	$1.9 \sigma_{as}^{*2,3}$

注記 ＊1：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。

＊2：扉体の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して 1.9 倍の割増しを考慮する。

＊3： σ_{ab} ：許容曲げ応力度， σ_{ac} ：許容圧縮応力度， τ_a ：許容せん断応力度， σ_{as} ：許容支圧応力度を示す。

表 5-7 防潮扉 1, 2 の許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{ac}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{sa}^{*1,2}$ (N/mm ²)
スキンプレート	SM570	225	—	—	—
主桁	SMA490	180	—	105	—
縦補助桁	SMA490	180	—	105	—
端桁	SMA490	—	180	—	—
支圧板	SUS304	—	—	—	—
小扉（スキンプレート）	SM570	225	—	—	—
小扉（主桁）	SMA490	180	—	105	—
戸当り（底面フランジ）	SM490	160	—	—	—
戸当り（腹板）	SM490	—	160	—	—
戸当り（コンクリート）	無筋コン クリート	—	—	0.40	5.9

注記 *1: σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{ac} : 許容圧縮応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{sa} : 許容支圧応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は, 「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づく。

表 5-8 防潮扉 1, 2 の許容応力算出結果

許容応力状態	評価部位	許容限界				
		1 次応力				
		曲げ (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	支圧 (N/mm ²)	ローラ接触面 の許容応力 (N/mm ²)
短期 許容 応力度	スキンプレート	427	—	—	—	—
	主桁	317/314 ^{*1, 2}	—	199	—	—
	縦補助桁	291/294 ^{*1, 2}	—	199	—	—
	端桁	—	342	—	—	—
	支圧板	—	—	—	—	565 ^{*3}
	小扉 (スキンプレート)	427	—	—	—	—
	小扉 (主桁)	342	—	199	—	—
	戸当り (底面フランジ)	304	—	—	—	—
	戸当り (腹板)	—	304	—	—	—
	戸当り (コンクリート)	—	—	0.76	11.2	—

注記 *1：主桁，縦補助桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は，「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会平成 25 年 6 月）」に基づき，許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し，以下の計算式により算出する。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{7}{K} : 180 \times 1.9 = 342 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{7}{K} < \frac{L}{b} \leq 27 : \sigma_{ca} = \left(180 - 1.9 \left(K \frac{L}{b} - 7 \right) \right) \times 1.9 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2 \cdot A_c}} \quad \text{ただし, } \frac{A_w}{A_c} \leq 2 \quad \text{の場合 } K = 2$$

ここに，L：圧縮フランジの固定間隔（mm）

b：圧縮フランジ幅（mm）

A_w：腹板の総断面積（mm²）

A_c：圧縮フランジの総断面積（mm²）

*2：主桁，縦補助桁の許容曲げ応力の記載は，防潮扉 1 / 防潮扉 2 とする。

＊3：支圧板のローラ接触面の許容応力は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づき、以下の計算式により算出する。

$$p_a = \frac{9.8 \cdot H_B}{2 \cdot v}$$

ここに、 p_a ：接触面の許容応力度（N/mm²）

H_B ：支圧板のブリネル硬さ（150HB）（「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」より）

v ：安全率（線接触の場合）（1.3）

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり防潮扉 1，2 の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、防潮扉 1，2 の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す防潮扉 1，2 における設置床の最大応答加速度を基に設定する。防潮扉 1，2 の強度計算に用いる設計震度を表 5-9 に示す。

表 5-9 防潮扉 1，2 の強度計算に用いる設計震度

地震動	据付場所及び床面高さ (T. P. m)	余震による設計震度	
弾性設計用地震動 S_d	・防潮扉 1：+2.85 (+2.7*) ・防潮扉 2：+ 9.5*	水平方向 K_H	・防潮扉 1：0.6 ・防潮扉 2：0.5
		鉛直方向 K_V	・防潮扉 1：0.17 ・防潮扉 2：0.24

注記 *：基準床レベルを示す。

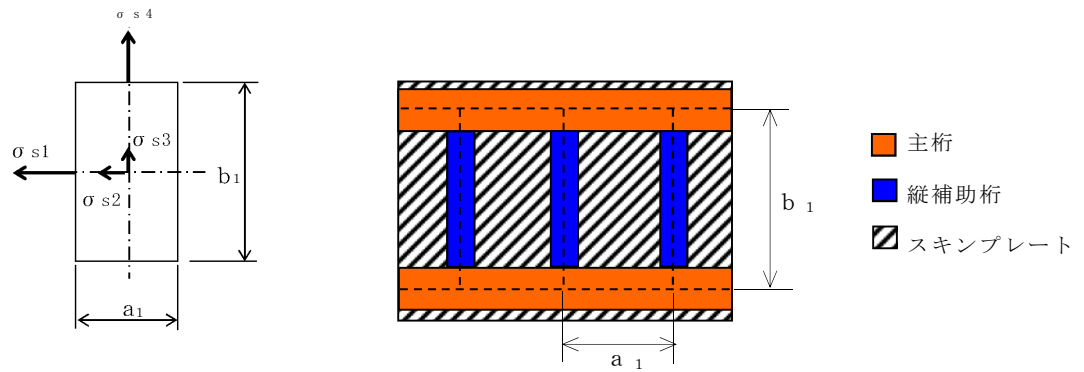
5.5 計算方法

(1) 扉体

a. スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは，4辺を固定支持された平板としてモデル化し，曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5-3 に示す。



$$\sigma = \frac{k_1 \cdot a_1^2 \cdot P_1 \cdot 10^{-6}}{100 \cdot t_1^2} \cdot \alpha_1 + \frac{6 \cdot \gamma_1 \cdot P_c \cdot 10^{-2}}{t_1^2}$$

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

k_1 : 辺長比 (b/a) による係数

a_1 : 短辺 (cm)

b_1 : 長辺 (cm)

P_1 : 水圧 (N/m²)

t_1 : 板厚 (cm)

α_1 : 応力の補正係数

γ_1 : 係数

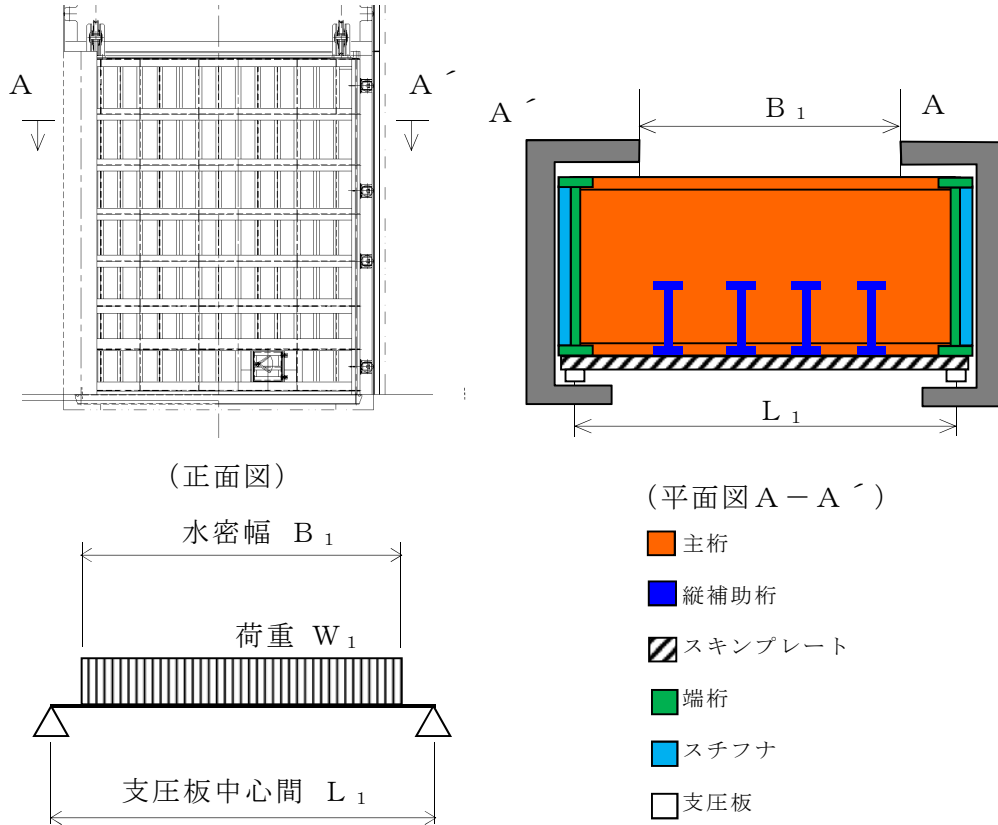
P_c : 漂流物の衝突荷重 (N)

図 5-3 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

b. 主桁

主桁は、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5-4 に示す。



$$M_{\max} = \frac{W_1 \cdot B_1}{8} \cdot (2 \cdot L_1 - B_1) + \frac{P_c}{4} \cdot L_1$$

$$S_{\max} = \frac{W_1 \cdot B_1}{2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max} \cdot 10^6}{Z_1 \cdot 10^3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max} \cdot 10^3}{A_{w1} \cdot 10^2}$$

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント (kN・m)

$S_{\max}$: 最大せん断力 (kN)

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

W_1 : 扉体自重による荷重 (kN/m)

B_1 : 扉体水密幅 (m)

L_1 : 支圧板中心間 (m)

Z_1 : 断面係数 (cm³)

A_{w1} : ウェブ断面積 (cm²)

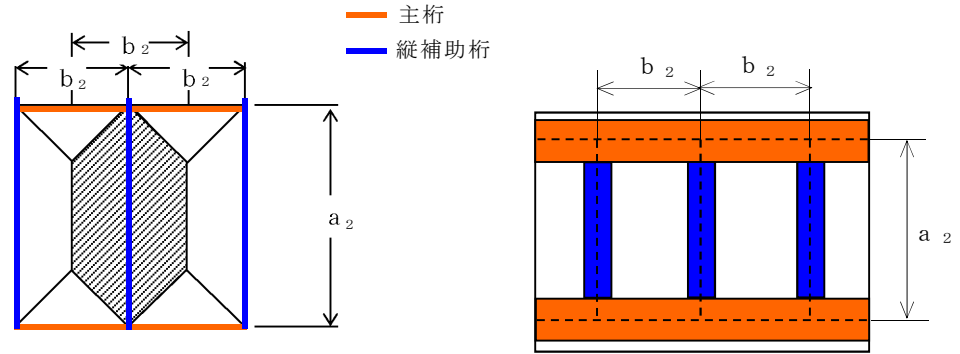
P_c : 漂流物の衝突荷重 (N)

図 5-4 主桁のモデル図及び応力算定式

c. 縦補助桁

縦補助桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が亀甲形に作用したものとして、曲げ応力及びせん断応力を算定する。

縦補助桁のモデル図及び応力算定式を図 5-5 に示す。



最大曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{P_2 \cdot b_2}{2 \cdot 4} \left(3 \cdot a_2^2 - b_2^2 \right) + \frac{P_c \cdot a_2}{4}$$

最大せん断力

$$S_{\max} = \frac{P_2 \cdot b_2}{2} \left(a_2 - \frac{b_2}{2} \right) + \frac{P_c}{2}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max} \cdot 10^6}{Z_2 \cdot 10^3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max} \cdot 10^3}{A_{w2} \cdot 10^2}$$

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント (kN・m)

$S_{\max}$: 最大せん断力 (kN)

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

P_2 : 各区分の平均水圧 (kN/m²)

b_2 : 縦補助桁間隔 (m)

a_2 : 主桁間隔 (m)

Z_2 : 断面係数 (cm³)

A_{w2} : ウェブ断面積 (cm²)

P_c : 漂流物の衝突荷重 (N)

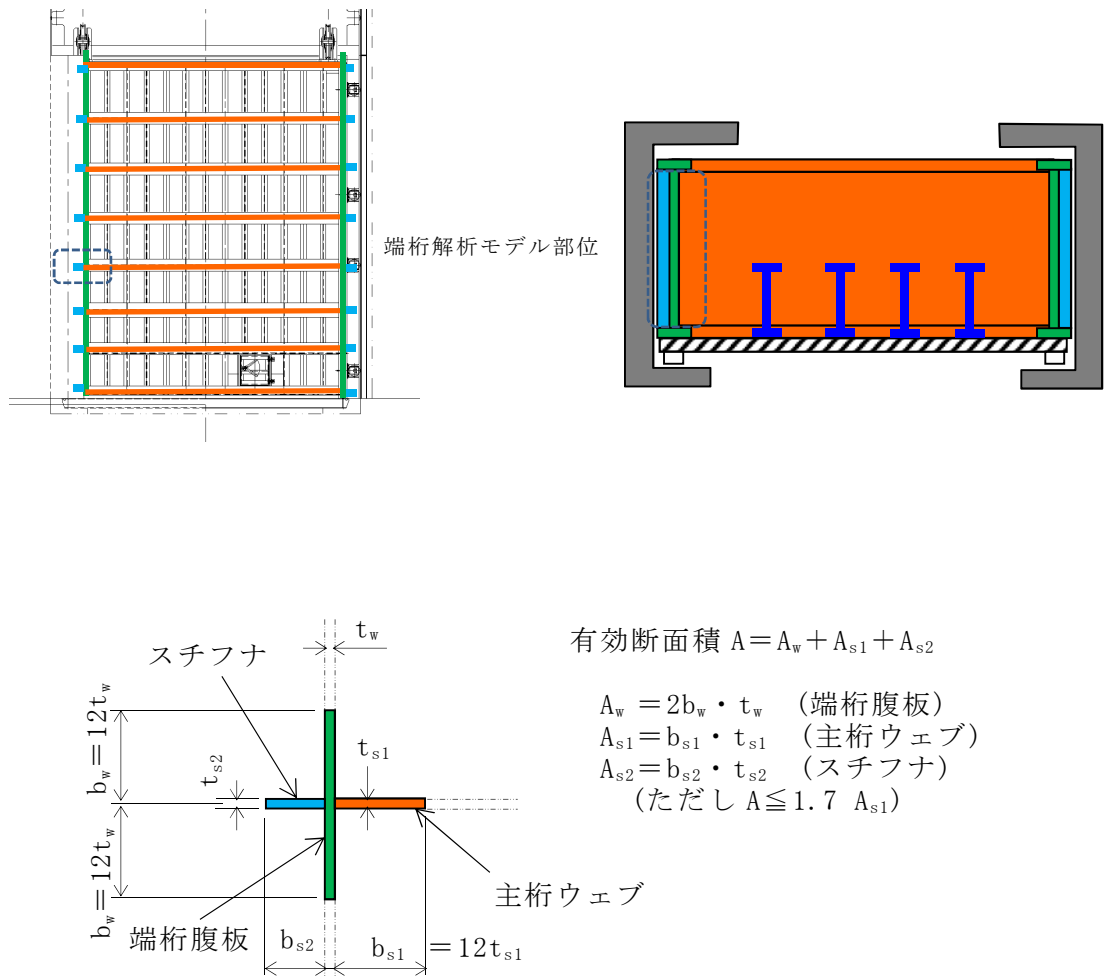
図 5-5 縦補助桁のモデル図及び応力算定式

d. 端桁

本設備はスライドゲートであるため、端桁は主桁端部に生じた反力が戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する役割を果たしている。そのため、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の計算を行う。

端桁腹板には垂直補剛材として主桁ウェブとスチフナを有する。端桁腹板は上下方向に、主桁ウェブは径間方向に部材が伸びているが、実際に荷重が作用している有効断面のみで検討する。

端桁のモデル図及び応力算定式を図 5-6 に示す。



$$\sigma = \frac{R_1 \cdot 10^3}{A \cdot 10^2}$$

σ : 圧縮応力 (N/mm²)

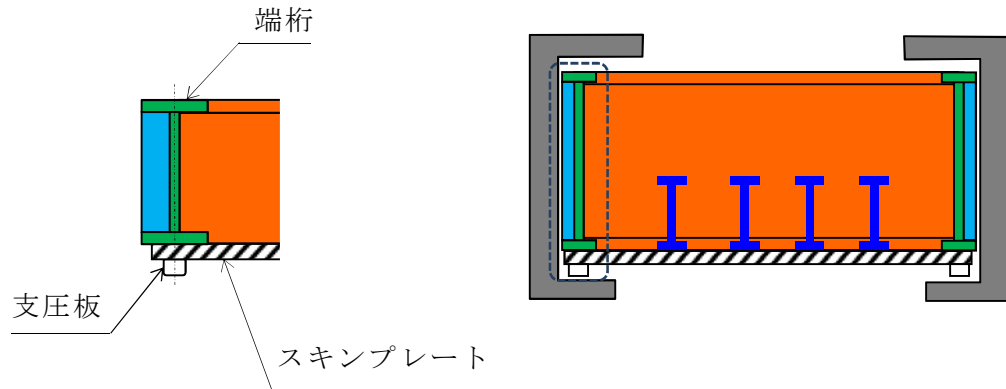
R_1 : 主桁反力 (kN)

A : 断面積 (cm²)

図 5-6 端桁のモデル図及び応力算定式

e. 支圧板

支圧板の面圧は踏面に曲率を設けるため，ローラの線接触に沿って計算する。
支圧板のモデル図及び応力算定式を図 5-7 に示す。



$$p = 0.591 \sqrt{\frac{P_3 \cdot E_1 \cdot E_2}{L_h \cdot R_2 \cdot (E_1 + E_2)}}$$

p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)

P_3 : 計算荷重の常時換算値
= $(P_s + P_c) / \gamma_2$ (N)

P_s : 地震荷重 (N)

P_c : 漂流物の衝突荷重 (N)

γ_2 : 許容応力補正係数に裕度を乗じた係数
(1.5)

E_1 : 支圧板の弾性係数 (N/mm²)

E_2 : 支圧板当たりの弾性係数 (N/mm²)

L_h : 支圧板計算高さ (mm)

R_2 : 支圧板半径 (mm)

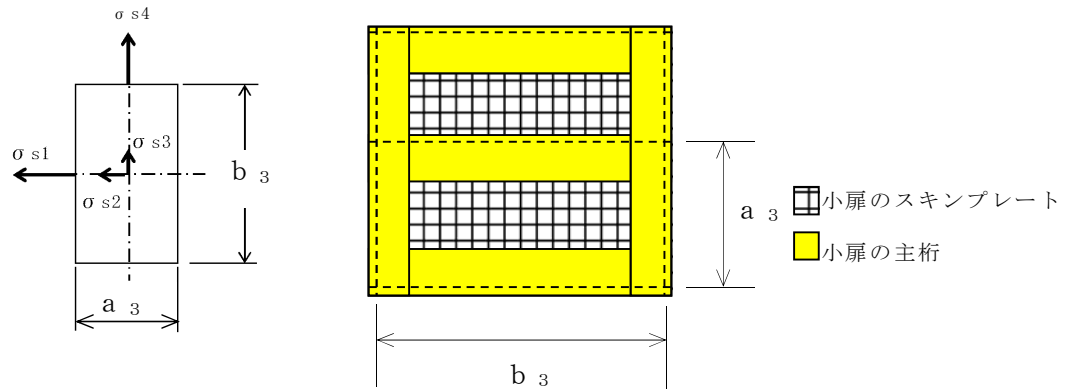
図 5-7 支圧板のモデル図及び応力算定式

f. 小扉

(a) スキンプレート

小扉のスキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

小扉のスキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5-8 に示す。



$$\sigma = \frac{k_2 \cdot a_3^2 \cdot P_4 \cdot 10^{-6}}{100 \cdot t_2^2} \cdot \alpha_2 + \frac{6 \cdot \gamma_3 \cdot P_c \cdot 10^{-2}}{t_2^2}$$

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

k_2 : 辺長比 (b/a) による係数

a_3 : 短辺 (cm)

b_3 : 長辺 (cm)

P_4 : 水圧 (N/m²)

t_2 : 板厚 (cm)

α_2 : 応力の補正係数

γ_3 : 係数

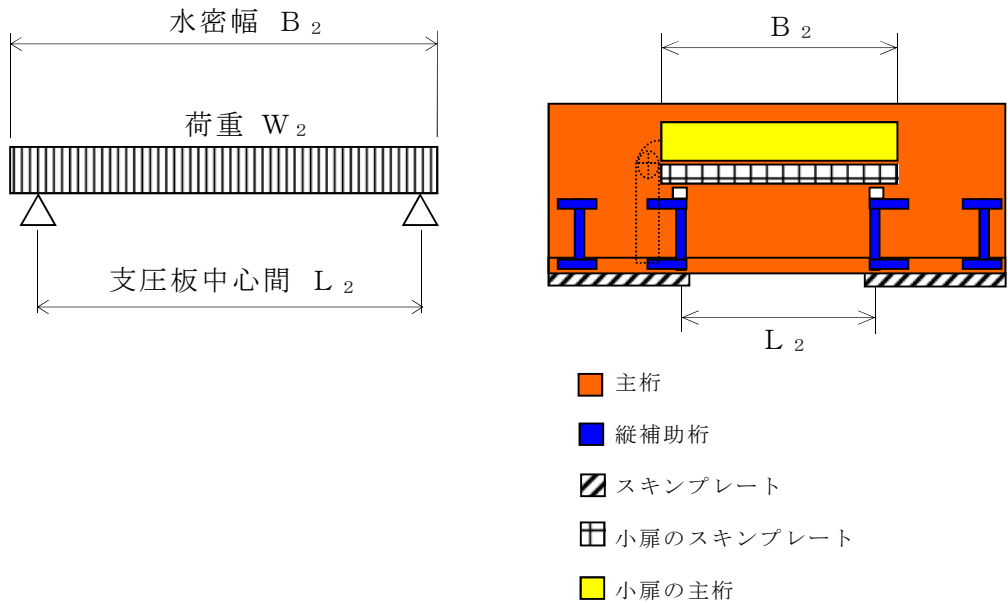
P_c : 漂流物の衝突荷重 (N)

図 5-8 小扉のスキンプレートのモデル図及び応力算定式

(b) 主桁

小扉の主桁は、支圧板中心間を支間とし主桁幅に等分布に荷重が作用する単純梁によりモデル化する。

小扉の主桁のモデル図及び応力算定式を図 5-9 に示す。



$$M_{\max} = \frac{W_2 \cdot B_2}{8} \cdot (2 \cdot L_2 - B_2) + \frac{P_c}{4} \cdot L_2$$

$$S_{\max} = \frac{W_2 \cdot B_2}{2} + P_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max} \cdot 10^6}{Z_3 \cdot 10^3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max} \cdot 10^3}{A_{w3} \cdot 10^2}$$

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント (kN・m)

$S_{\max}$: 最大せん断力 (kN)

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

W_2 : 扉体自重による荷重 (kN/m)

B_2 : 主桁幅 (m)

L_2 : 支圧板中心間(m)

Z_3 : 断面係数 (cm³)

A_{w3} : ウェブ断面積 (cm²)

P_c : 漂流物の衝突荷重 (N)

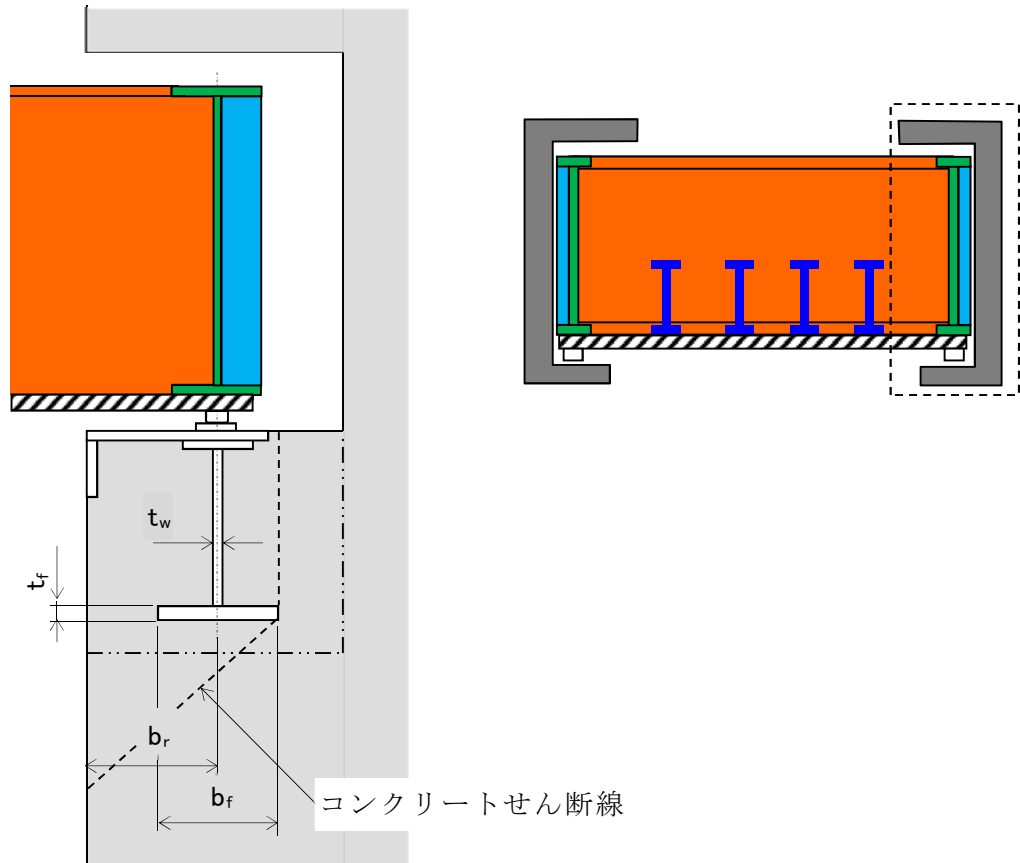
図 5-9 小扉の主桁のモデル図及び応力算定式

(2) 戸当り

a. 鋼材

戸当りの鋼材は、下面の水圧が高いため作用水圧とする。

戸当り鋼材のモデル図及び応力算定式を図 5-10 に示す。



$$\sigma_k = \frac{p_d \cdot B}{2 \cdot b_f} + \frac{P_c}{L_b \cdot b_f} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_f = \frac{6 \cdot \sigma_k \cdot b_f^2}{8 \cdot t_f^2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_{cw} = \frac{p_d \cdot B}{2 \cdot t_w} + \frac{P_c}{L_w \cdot b_f} \quad (\text{N/mm}^2)$$

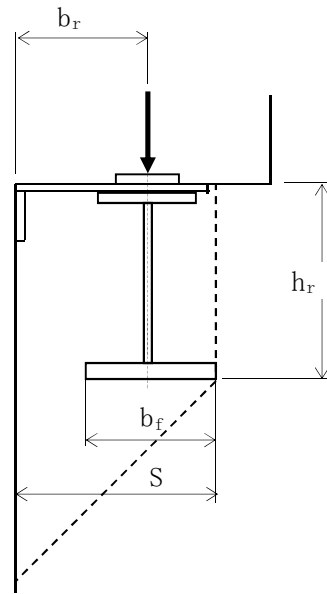
σ_k : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)
 σ_f : 底面フランジの曲げ応力度 (N/mm²)
 σ_{cw} : 腹板の圧縮応力度 (N/mm²)
 p_d : 下部作用水圧 (N/mm²)
 B : 扉体水密幅 (mm)
 b_f : 戸当り底面フランジ幅 (mm)
 L_b : 衝突荷重の戸当り底面受圧長 (mm)
 L_w : 衝突荷重の戸当りウェブ受圧長 (mm)
 t_f : 戸当り底面フランジ厚さ (mm)
 t_w : 戸当りウェブ厚さ (mm)
 P_c : 漂流物の衝突荷重 (N)

図 5-10 戸当り鋼材のモデル図及び応力算定式

b. コンクリート

戸当りのコンクリートへの荷重は，前項の鋼材の作用力として受ける支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5-11 に示す。



$$\sigma_k = \frac{p_d \cdot B_1}{2 \cdot b_f} + \frac{P_c}{L_b \cdot b_f}$$

$$\tau_k = \frac{\sigma_k \cdot b_f}{h_r + 2 \cdot S}$$

σ_k : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

τ_k : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

p_d : 下部作用水圧 (N/mm²)

B_1 : 扉体水密幅 (mm)

b_f : 戸当り底面フランジ幅 (mm)

P_c : 漂流物の衝突荷重 (kN)

L_b : 衝突荷重の戸当り底面受圧長 (mm)

h_r : 戸当り高さ (mm)

S : 堰柱側面から底面フランジ端面までの距離 ($S = b_r + b_f / 2$) (mm)

b_r : 水路路面より戸当り中心までの距離 (mm)

図 5-11 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

5.6 計算条件

防潮扉 1, 2 の応力評価に用いる計算条件を表 5-10, 表 5-11, 表 5-12, 表 5-13, 表 5-14 及び表 5-15 に示す。

表 5-10 防潮扉 1, 2 の応力評価に用いる計算条件（重畳時・基準津波時）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

スキンプレート の材質	主桁，縦補助桁， 端桁の材質	支圧板の材質	固定荷重 (扉体の自重) G (kN)
SM570	SMA490	SUS304	620 / 340

津波波力 P_{tw} (kN)	水密高さ H_s (m)	津波時の下端止水 位置までの水深 H_1 (m)	津波時の上端止水 位置までの水深 H_2 (m)
10404.698 / 2703.438	8.55 / 6.05	23.4 / 11.7	14.85 / 5.65

水の単位体積重量 W_1 (kN/m ³)	動水圧 P_{td} (kN)	余震時の基礎地盤 までの水深さ H_3 (m)	余震時の設計水深 H_4 (m)
10.1 / 10.1	3895.453 / 816.745	16.7 / 8.8	15.05 / 7.3

余震荷重 K_{sd} (kN)	積雪荷重 P_s (kN)	津波高さ H (m)	津波時の設計水深 H_0 (m)
372 / 170	2.05 / 1.28	16.7 / 8.8	25.05 / 13.20

表 5-11 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（重畳時）（1/3）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

スキンプレーットの 辺長比 (b/a) による係数 k_1	スキンプレーットの 短辺 a_1 (cm)	スキンプレーットの 長辺 b_1 (cm)	スキンプレーットに かかる水圧 P_1 (N/m ²)
49.92 / 49.91	50 / 50.9	105 / 105	326020 / 157843

スキンプレーットの 板厚 t_1 (cm)	スキンプレーットの 応力の補正係数 α_1	主桁にかかる 扉体自重による 荷重 W_1 (kN/m)	扉体水密幅 B_1 (m)
5.2 / 5.2	0.8 / 0.8	335.027 / 154.384	6.3 / 5.1

主桁の支圧板 中心間 L_1 (m)	主桁の断面係数 Z_1 (cm ³)	主桁の ウェブ断面積 A_{w1} (cm ²)	縦補助桁にかかる 各区分の平均荷重 P_2 (kN/m ²)
7.0 / 5.6	12535 / 7804	118.2 / 88.2	222.036 / 122.484 ^{*1} 290.457 / 151.208 ^{*2}

縦補助桁間隔 b_2 (m)	縦補助桁の 主桁間隔 a_2 (m)	縦補助桁の 断面係数 Z_1 (cm ³)	縦補助桁の ウェブ断面積 A_{w2} (cm ²)
0.50 / 0.509	1.4 / 1.2 ^{*1} 1.15 / 1.05 ^{*2}	1412 / 1341	43.4 / 41.4

注記 *1：曲げ応力の計算に用いる値

*2：せん断応力の計算に用いる値

表 5-11 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（重畳時）（2/3）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

端桁にかかる 主桁反力 R_1 (kN)	端桁の断面積 A (cm^2)	支圧板の計算 に用いる計算荷重 の常時換算値 P_3 (N)	支圧板の弾性係数 E_1 (N/mm^2)
1055.335 / 393.679	67.24 / 67.24	1924577 / 595019	193000 / 193000

支圧板当たりの 弾性係数 E_2 (N/mm^2)	支圧板計算高さ L_h (mm)	支圧板半径 R_2 (mm)	小扉のスキンプレ ートの辺長比 (b/a) による係数 k_2
193000 / 193000	2800 / 2200	500 / 500	49.06 / 48.76

小扉のスキンプレ ートの短辺 a_3 (cm)	小扉のスキンプレ ートの長辺 b_3 (cm)	小扉のスキンプレ ートにかかる水圧 P_4 (N/m^2)	小扉のスキンプレ ートの板厚 t_2 (cm)
37.5 / 38.5	69.8 / 69.8	319243 / 151709	5.2 / 5.2

小扉のスキンプレ ートの応力の補正 係数 α_2	小扉にかかる 扉体自重による荷 重 W_2 (kN/m)	小扉の主桁幅 B_2 (m)	小扉の支圧板 中心間 L_2 (m)
0.8 / 0.8	118.805 / 57.471	0.698 / 0.698	0.63 / 0.63

表 5-11 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（重畳時）（3/3）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

小扉の断面係数 Z_3 (cm^3)	小扉のウェブ 断面積 A_{w3} (cm^2)	戸当りの 下部作用荷重 p_d (N/mm^2)	戸当り底面 フランジ幅 b_f (mm)
651 / 616	58.42 / 56.12	0.327309 / 0.159096	600 / 300

戸当り底面 フランジ厚さ t_f (mm)	戸当りウェブ厚さ t_w (mm)	戸当り高さ h_r (mm)	水路面より戸当り 中心までの距離 b_r (mm)
60 / 28	12 / 12	759 / 459	400 / 300

表 5-12 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（基準津波時）（1/4）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

スキンプレートの 辺長比 (b/a) による係数 k_1	スキンプレートの 短辺 a_1 (cm)	スキンプレートの 長辺 b_1 (cm)	スキンプレートに かかる水圧 P_1 (N/m^2)
49.92 / 49.91	50 / 50.9	105 / 105	235330 / 117160

表 5-12 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（基準津波時）（2/4）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

スキンプレーットの 板厚 t_1 (cm)	スキンプレーットの 応力の補正係数 α_1	小扉のスキンプレ ートの計算に用い る係数 γ_1	主桁にかかる 扉体自重による 荷重 W_1 (kN/m)
5.2 / 5.2	0.8 / 0.8	0.168 / 0.168	240.275 / 71.982 ^{*1} 240.275 / 113.805 ^{*2}

扉体水密幅 B_1 (m)	主桁の支圧板 中心間 L_1 (m)	主桁の断面係数 Z_1 (cm ³)	主桁の ウェブ断面積 A_{w1} (cm ²)
6.3 / 5.1	7.0 / 5.6	12535 / 6817	118.2 / 88.2

縦補助桁にかかる 各区分の平均荷重 P_2 (kN/m ²)	縦補助桁間隔 b_2 (m)	縦補助桁の 主桁間隔 a_2 (m)	縦補助桁の 断面係数 Z_2 (cm ³)
157.055 / 63.883 ^{*1} 207.808 / 111.858 ^{*2}	0.5 / 0.509	1.4 / 1.35 ^{*1} 1.15 / 1.05 ^{*2}	1412 / 1341

縦補助桁の ウェブ断面積 A_{w2} (cm ²)	端桁にかかる 主桁反力 R_1 (kN)	端桁の断面積 A (cm ²)	支圧板の計算 に用いる計算荷重 の常時換算値 P_3 (N)
43.4 / 41.4	1515.866 / 865.047	67.24 / 46.52	1895679 / 947956

注記 *1：曲げ応力の計算に用いる値

*2：せん断応力の計算に用いる値

表 5-12 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（基準津波時）（3/4）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

支圧板の弾性係数 E_1 (N/mm ²)	支圧板当たりの 弾性係数 E_2 (N/mm ²)	支圧板計算高さ L_h (mm)	支圧板半径 R_2 (mm)
193000 / 193000	193000 / 193000	2800 / 2200	500 / 500

小扉のスキンプレートの辺長比 (b/a) による係数 k_2	小扉のスキンプレートの短辺 a_3 (cm)	小扉のスキンプレートの長辺 b_3 (cm)	小扉のスキンプレートにかかる水圧 P_4 (N/m ²)
49.06 / 48.76	37.5 / 38.5	69.8 / 69.8	230962 / 112944

小扉のスキンプレートの板厚 t_2 (cm)	小扉のスキンプレートの応力の補正係数 α_2	小扉のスキンプレートの計算に用いる係数 γ_3	小扉にかかる扉体自重による荷重 W_2 (kN/m)
5.2 / 5.2	0.8 / 0.8	0.1674 / 0.168	85.901 / 42.735

小扉の主桁幅 B_2 (m)	小扉の支圧板中心間 L_2 (m)	小扉の断面係数 Z_3 (cm ³)	小扉のウェブ断面積 A_{w3} (cm ²)
0.698 / 0.698	0.63 / 0.63	651 / 616	58.42 / 56.12

表 5-12 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（基準津波時）（4/4）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

戸当りの 下部作用荷重 p_d (N/mm ²)	戸当り底面 フランジ幅 b_f (mm)	戸当り底面 フランジ厚さ t_f (mm)	戸当りウェブ厚さ t_w (mm)
0.23634 / 0.11817	600 / 300	60 / 28	12 / 12

戸当り高さ h_r (mm)	水路路面より戸当り 中心までの距離 b_r (mm)
759 / 459	400 / 300

表 5-13 防潮扉 1, 2 の応力評価に用いる計算条件（敷地に遡上する津波と余震による重畳時・敷地に遡上する津波時）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

スキンプレート の材質	主桁，縦補助桁， 端桁の材質	支圧板の材質	固定荷重 (扉体の自重) G (kN)
SM570	SMA490	SUS304	620 / 340

遡上津波荷重 P_t (kN)	水密高さ H_s (m)	津波時の下端止水 位置までの水深 H_1 (m)	津波時の上端止水 位置までの水深 H_2 (m)
15382.632 / 6069.101	8.55 / 6.05	32.55 / 22.5	24 / 16.45

水の単位体積重量 W_1 (kN/m ³)	余震による動水圧 P_{td} (kN)	余震時の基礎地盤 までの水深さ H_3 (m)	余震時の設計水深 H_4 (m)
10.1 / 10.1	5587.267 / 1841.981	22.8 / 16	21.15 / 14.5

余震荷重 K_s (kN)	積雪荷重 P_s (kN)	津波高さ H (m)	津波時の設計水深 H_o (m)
372 / 170	2.05 / 1.28	22.8 / 16	34.2 / 24

表 5-14 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）（1/3）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

スキンプレーットの 辺長比 (b/a) による係数 k_1	スキンプレーットの 短辺 a_1 (cm)	スキンプレーットの 長辺 b_1 (cm)	スキンプレーットに かかる水圧 P_1 (N/m ²)
49.92 / 49.91	50 / 50.9	105 / 105	450816 / 298822

スキンプレーットの 板厚 t_1 (cm)	スキンプレーットの 応力の補正係数 α_1	主桁にかかる 扉体自重による 荷重 W_1 (kN/m)	扉体水密幅 B_1 (m)
5.2 / 5.2	0.8 / 0.8	482.888 / 314.122	6.3 / 5.1

主桁の支圧板 中心間 L_1 (m)	主桁の断面係数 Z_1 (cm ³)	主桁の ウェブ断面積 A_{w1} (cm ²)	縦補助桁にかかる 各区分の平均荷重 P_2 (kN/m ²)
7.0 / 5.6	12535 / 7804	118.2 / 88.2	348.681 / 231.828

縦補助桁間隔 b_2 (m)	縦補助桁の 主桁間隔 a_2 (m)	縦補助桁の 断面係数 Z_1 (cm ³)	縦補助桁の ウェブ断面積 A_{w2} (cm ²)
0.50 / 0.509	1.4 / 1.35	1412 / 1341	43.4 / 41.4

表 5-14 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）（2/3）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

端桁にかかる 主桁反力 R_1 (kN)	端桁の断面積 A (cm^2)	支圧板の計算 に用いる計算荷重 の常時換算値 P_3 (N)	支圧板の弾性係数 E_1 (N/mm^2)
1521.097 / 801.011	67.24 / 67.24	1967310 / 841680	193000 / 193000

支圧板当たりの 弾性係数 E_2 (N/mm^2)	支圧板計算高さ L_h (mm)	支圧板半径 R_2 (mm)	小扉のスキンプレートの辺長比 (b/a) による係数 k_2
193000 / 193000	2800 / 2200	500 / 500	49.06 / 48.76

小扉のスキンプレートの短辺 a_3 (cm)	小扉のスキンプレートの長辺 b_3 (cm)	小扉のスキンプレートにかかる水圧 P_4 (N/m^2)	小扉のスキンプレートの板厚 t_2 (cm)
37.5 / 38.5	69.8 / 69.8	444064 / 292757	5.2 / 5.2

小扉のスキンプレートの応力の補正係数 α_2	小扉にかかる扉体自重による荷重 W_2 (kN/m)	小扉の主桁幅 B_2 (m)	小扉の支圧板中心間 L_2 (m)
0.8 / 0.8	165.617 / 111.787	0.698 / 0.698	0.63 / 0.63

表 5-14 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）（3/3）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

小扉の断面係数 Z_3 (cm^3)	小扉のウェブ 断面積 A_{w3} (cm^2)	戸当りの 下部作用荷重 p_d (N/mm^2)	戸当り底面 フランジ幅 b_f (mm)
651 / 616	58.42 / 56.12	0.452101 / 0.300064	600 / 300

戸当り底面 フランジ厚さ t_f (mm)	戸当りウェブ厚さ t_w (mm)	戸当り高さ h_r (mm)	水路面より戸当り 中心までの距離 b_r (mm)
60 / 28	12 / 12	759 / 459	400 / 300

表 5-15 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（敷地に遡上する津波時）（1/3）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

スキンプレーートの 辺長比 (b/a) による係数 k_1	スキンプレーートの 短辺 a_1 (cm)	スキンプレーートの 長辺 b_1 (cm)	スキンプレーートに かかる水圧 P_1 (N/m ²)
49.92 / 49.91	50 / 50.9	105 / 105	327745 / 226240

スキンプレーートの 板厚 t_1 (cm)	スキンプレーートの 応力の補正係数 α_1	小扉のスキンプレ ートの計算に用い る係数 γ_1	主桁にかかる 扉体自重による 荷重 W_1 (kN/m)
5.2 / 5.2	0.8 / 0.8	0.168 / 0.168	345.875 / 235.49

扉体水密幅 B_1 (m)	主桁の支圧板 中心間 L_1 (m)	主桁の断面係数 Z_1 (cm ³)	主桁の ウェブ断面積 A_{w1} (cm ²)
6.3 / 5.1	7.0 / 5.6	12535 / 7804	118.2 / 88.2

縦補助桁にかかる 各区分の平均荷重 P_2 (kN/m ²)	縦補助桁間隔 b_2 (m)	縦補助桁の 主桁間隔 a_2 (m)	縦補助桁の 断面係数 Z_2 (cm ³)
249.47 / 172.963	0.5 / 0.509	1.4 / 1.35	1412 / 1341

表 5-15 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（敷地に遡上する津波時）（2/3）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

縦補助桁の ウェブ断面積 A_{w2} (cm^2)	端桁にかかる 主桁反力 R_1 (kN)	端桁の断面積 A (cm^2)	支圧板の計算 に用いる計算荷重 の常時換算値 P_3 (N)
43.4 / 41.4	1579.884 / 1328.8	49.8 / 46.52	1967310 / 1154973

支圧板の弾性係数 E_1 (N/mm^2)	支圧板当たりの 弾性係数 E_2 (N/mm^2)	支圧板計算高さ L_h (mm)	支圧板半径 R_2 (mm)
193000 / 193000	193000 / 193000	2800 / 2200	500 / 500

小扉のスキンプレ ートの辺長比 (b/a) による係数 k_2	小扉のスキンプレ ートの短辺 a_3 (cm)	小扉のスキンプレ ートの長辺 b_3 (cm)	小扉のスキンプレ ートにかかる水圧 P_4 (N/m^2)
49.06 / 48.76	37.5 / 38.5	69.8 / 69.8	323377 / 222024

小扉のスキンプレ ートの板厚 t_2 (cm)	小扉のスキンプレ ートの応力の補正 係数 α_2	小扉のスキンプレ ートの計算に用い る係数 γ_3	小扉にかかる 扉体自重による 荷重 W_2 (kN/m)
5.2 / 5.2	0.8 / 0.8	0.1674 / 0.168	120.556 / 84.73

表 5-15 各部位ごとの応力評価に用いる計算条件（敷地に遡上する津波時）（3/3）

（記載：防潮扉 1 / 防潮扉 2）

小扉の主桁幅 B_2 (m)	小扉の支圧板 中心間 L_2 (m)	小扉の断面係数 Z_3 (cm^3)	小扉の ウェブ断面積 A_{w3} (cm^2)
0.698 / 0.698	0.63 / 0.63	651 / 616	58.42 / 56.12

戸当りの 下部作用荷重 p_d (N/mm^2)	戸当り底面 フランジ幅 b_f (mm)	戸当り底面 フランジ厚さ t_f (mm)	戸当りウェブ厚さ t_w (mm)
0.328755 / 0.22725	600 / 300	60 / 28	12 / 12

戸当り高さ h_r (mm)	水路路面より戸当り 中心までの距離 b_r (mm)
759 / 459	400 / 300

6. 評価結果

防潮扉 1, 2 の評価結果を以下に示す。下記の結果から、防潮扉 1, 2 が構造健全性を有することを確認した。

(1) 防潮扉 1

防潮扉 1 の評価結果を表 6-1, 表 6-2, 表 6-3, 表 6-4, 表 6-5, 表 6-6, 表 6-7 及び表 6-8 に示す。表 6-1, 表 6-2, 表 6-3, 表 6-4, 表 6-5, 表 6-6, 表 6-7 及び表 6-8 に示すとおり、発生応力が許容応力以下であることから、防潮扉 1 が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 扉体（鋼材）の評価結果（重畳時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	スキンプレート		曲 げ	12	337
②	主桁		曲 げ	163	250
			せん断	90	157
③	縦補助桁		曲 げ	19	229
			せん断	16	157
④	端桁		圧 縮	157	270
⑤	支圧板		支 圧	216	565
⑥	小扉	スキンプレート	曲 げ	7	337
		主桁	曲 げ	9	270
			せん断	8	157

表 6-2 戸当り（鋼材，コンクリート）の評価結果（重畳時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
⑦	戸当り	底面フランジ	曲 げ	196	240
		腹板	圧 縮	86	240
		コンクリート	支 圧	1.8	8.9
			せん断	0.45	0.60

表 6-3 扉体（鋼材）の評価結果（基準津波時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	スキンプレート		曲 げ	292	337
②	主桁		曲 げ	223	250
			せん断	129	157
③	縦補助桁		曲 げ	202	229
			せん断	99	157
④	端桁		圧 縮	226	270
⑤	支圧板		支 圧	214	565
⑥	小扉	スキンプレート	曲 げ	287	337
		主桁	曲 げ	191	270
			せん断	136	157

表 6-4 戸当り（鋼材，コンクリート）の評価結果（基準津波時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
⑦	戸当り	底面フランジ	曲 げ	175	240
		腹板	圧 縮	63	240
		コンクリート	支 圧	1.6	8.9
			せん断	0.40	0.60

表 6-5 扉体（鋼材）の評価結果（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	スキンプレート		曲 げ	12	427
②	主桁		曲 げ	157	317
			せん断	91	199
③	縦補助桁		曲 げ	20	291
			せん断	16	199
④	端桁		圧 縮	120	342
⑤	支圧板		支 圧	161	565
⑥	小扉	スキンプレート	曲 げ	7	416
		主桁	曲 げ	9	333
			せん断	7	194

表 6-6 戸当り（鋼材，コンクリート）の評価結果（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
⑦	戸当り	底面フランジ	曲 げ	220	304
		腹板	圧 縮	64	304
		コンクリート	支 圧	2.6	11.2
			せん断	0.57	0.76

表 6-7 扉体（鋼材）の評価結果（敷地に遡上する津波時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	スキンプレート		曲 げ	398	427
②	主桁		曲 げ	312	317
			せん断	180	199
③	縦補助桁		曲 げ	278	291
			せん断	136	199
④	端桁		圧 縮	318	342
⑤	支圧板		支 圧	218	565
⑥	小扉	スキンプレート	曲 げ	392	416
		主桁	曲 げ	260	333
			せん断	185	194

表 6-8 戸当り（鋼材，コンクリート）の評価結果（敷地に遡上する津波時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
⑦	戸当り	底面フランジ	曲 げ	243	304
		腹板	圧 縮	87	304
		コンクリート	支 圧	2.2	11.2
			せん断	0.56	0.76

(2) 防潮扉 2

防潮扉 2 の評価結果を表 6-9, 表 6-10, 表 6-11, 表 6-12, 表 6-13, 表 6-14, 表 6-15 及び表 6-16 に示す。表 6-9, 表 6-10, 表 6-11, 表 6-12, 表 6-13, 表 6-14, 表 6-15 及び表 6-16 に示すとおり, 発生応力が許容応力以下であることから, 防潮扉 2 が構造健全性を有することを確認した。

表 6-9 扉体 (鋼材) の評価結果 (重畳時)

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	スキンプレート		曲 げ	6	337
②	主桁		曲 げ	77	248
			せん断	45	157
③	縦補助桁		曲 げ	8	232
			せん断	8	157
④	端桁		圧 縮	59	270
⑤	支圧板		支 圧	135	565
⑥	小扉	スキンプレート	曲 げ	4	337
		主桁	曲 げ	5	270
			せん断	4	157

表 6-10 戸当り (鋼材, コンクリート) の評価結果 (重畳時)

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
⑦	戸当り	底面フランジ	曲 げ	117	240
		腹板	圧 縮	34	240
		コンクリート	支 圧	1.4	8.9
			せん断	0.40	0.60

表 6-11 扉体（鋼材）の評価結果（基準津波時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	スキンプレート		曲 げ	288	337
②	主桁		曲 げ	197	248
			せん断	119	157
③	縦補助桁		曲 げ	197	232
			せん断	98	157
④	端桁		圧 縮	186	270
⑤	支圧板		支 圧	171	565
⑥	小扉	スキンプレート	曲 げ	286	337
		主桁	曲 げ	198	270
			せん断	138	157

表 6-12 戸当り（鋼材，コンクリート）の評価結果（基準津波時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
⑦	戸当り	底面フランジ	曲 げ	156	240
		腹板	圧 縮	27	240
		コンクリート	支 圧	1.9	8.9
			せん断	0.30	0.60

表 6-13 扉体（鋼材）の評価結果（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	スキンプレート		曲 げ	17	427
②	主桁		曲 げ	234	314
			せん断	129	199
③	縦補助桁		曲 げ	29	294
			せん断	24	199
④	端桁		圧 縮	227	342
⑤	支圧板		支 圧	220	565
⑥	小扉	スキンプレート	曲 げ	10	427
		主桁	曲 げ	13	342
			せん断	10	199

表 6-14 戸当り（鋼材，コンクリート）の評価結果（敷地に遡上する津波と余震による重畳時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
⑦	戸当り	底面フランジ	曲 げ	271	304
		腹板	圧 縮	119	304
		コンクリート	支 圧	2.4	11.2
			せん断	0.62	0.76

表 6-15 扉体（鋼材）の評価結果（敷地に遡上する津波時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	スキンプレート		曲 げ	395	427
②	主桁		曲 げ	303	314
			せん断	186	199
③	縦補助桁		曲 げ	275	294
			せん断	137	199
④	端桁		圧 縮	286	342
⑤	支圧板		支 圧	189	565
⑥	小扉	スキンプレート	曲 げ	391	427
		主桁	曲 げ	272	342
			せん断	190	199

表 6-16 戸当り（鋼材，コンクリート）の評価結果（敷地に遡上する津波時）

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
⑦	戸当り	底面フランジ	曲 げ	261	304
		腹板	圧 縮	50	304
		コンクリート	支 圧	3.1	11.2
			せん断	0.67	0.76

V-3-別添 3-2-2 放水路ゲートの強度計算書

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	6
2.4 適用基準	8
2.5 記号の説明	9
3. 評価部位	11
4. 固有周期	14
4.1 固有周期の計算方法	14
4.2 固有周期の計算条件	14
4.3 固有周期の計算結果	15
5. 構造強度評価	16
5.1 構造強度評価方法	16
5.2 荷重及び荷重の組合せ	16
5.3 許容限界	19
5.4 設計用地震力	25
5.5 計算方法	26
5.6 計算条件	34
6. 評価結果	42

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうち放水路ゲートが津波荷重、余震及び積雪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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

放水路ゲートは、放水口に近い位置で放水路上に設置する。

放水路ゲートの設置位置図を図 2-1 に示す。

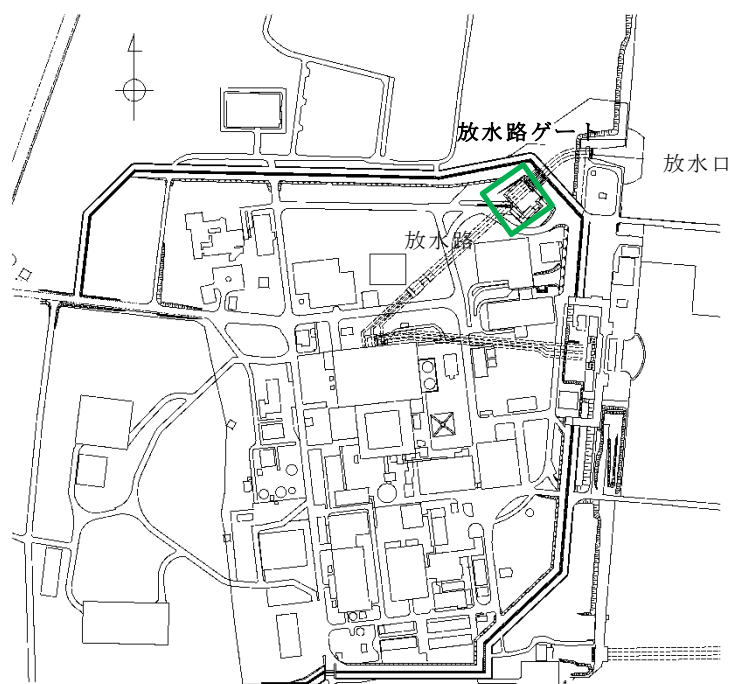


図 2-1 放水路ゲートの設置位置図

2.2 構造計画

放水路ゲートは、スライド式のゲートで扉体、戸当り、駆動装置及び間接支持構造物から構成されている。扉体は鋼製の構造であり、荷重を受ける受圧部にスキンプレートがあり、主桁、縦補助桁及び端桁により架構が構成され、スキンプレートにかかる津波荷重を架構が受ける構造である。扉体で受けた荷重については、扉体の支圧板から支承部の戸当りを介して間接支持構造物である防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））が受ける構造である。

また、扉体にはフラップ式の鋼製の小扉が設置されており、放水路ゲートが閉止後においても非常用海水ポンプの運転が可能な構造である。

扉体の駆動装置は、放水路ゲートの上部に設置されており、中央制御室からの信号により電動駆動式及び自重降下式の駆動機構によって確実に閉止する。

放水路ゲートの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 (1/2) 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持 構造	主体構造	
防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））に設置する。	スキンプレート，主桁，縦補助桁，端桁，小扉，支圧板，戸当り及び駆動装置により構成する。	

表 2-1 (2/2) 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持 構造	主体構造	
防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））に設置する。	スキンプレート，主桁，縦補助桁，端桁，小扉，支圧板，戸当り及び駆動装置により構成する。	

2.3 評価方針

放水路ゲートの強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、応力評価により実施する。応力評価では、放水路ゲートの評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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、応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

放水路ゲートの強度評価フローを図 2-2 に示す。放水路ゲートの構造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経路を考慮し、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。重畳時においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた設置床の最大応答加速度の最大値を設計震度として用いる。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

放水路ゲートの間接支持構造物となる鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造物全体の強度については、添付書類「V-3-別添 3-2-1-2-2 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））の強度計算書」において説明する。

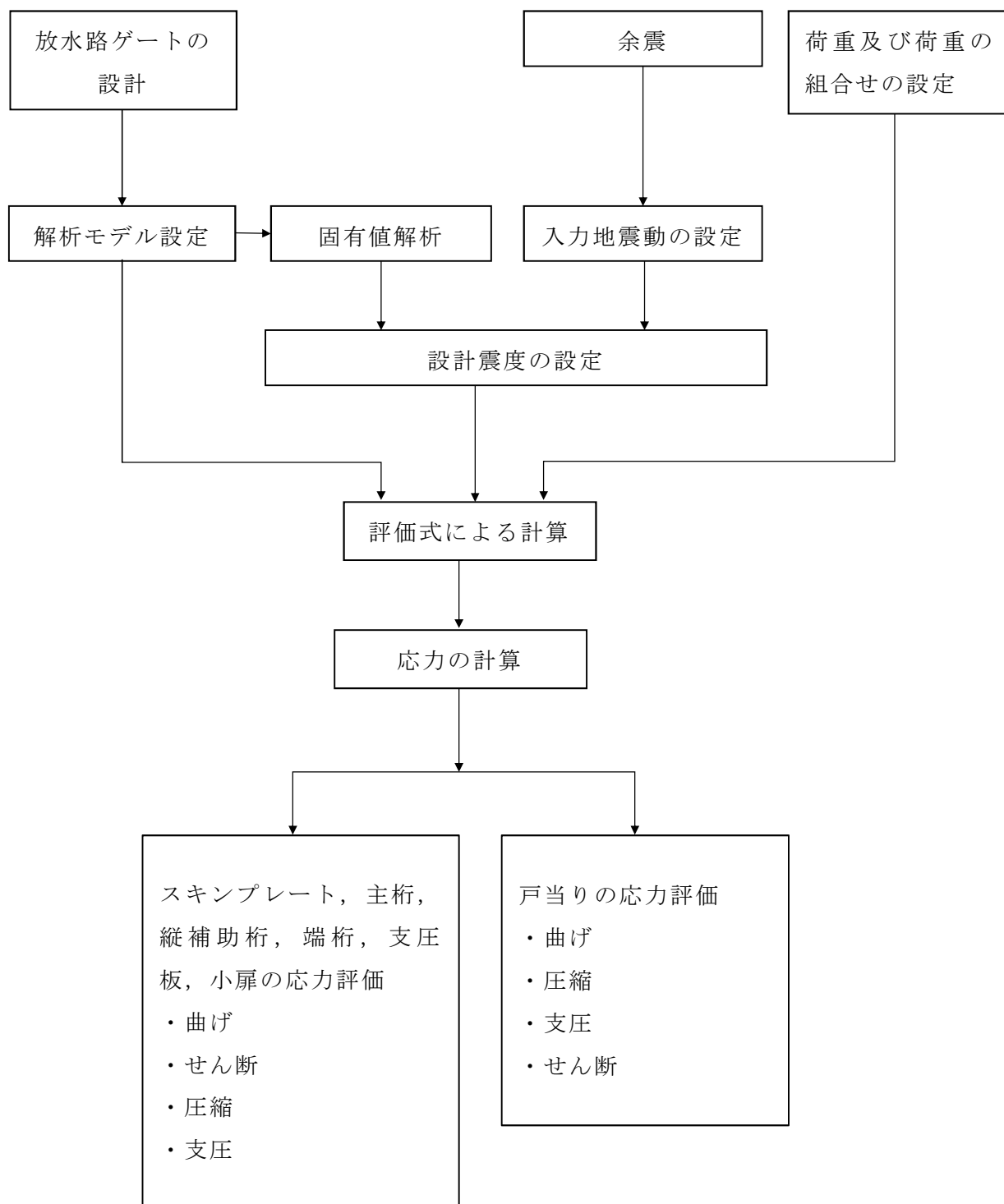


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）
- (2) 構造力学公式集（土木学会 1986 年）
- (3) コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会 2002 年制定）
- (4) 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 2005 年）
- (5) 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）
- (6) 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 J E A C 4 6 1 6 -2009（日本電気協会）
- (7) 建築基礎構造設計指針（日本建築学会 2001 年）
- (8) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会 2010 年 11 月）
- (9) 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- (10) 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- (11) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会 2005 年 9 月）
- (12) 津波漂流物対策施設設計ガイドライン（沿岸技術研究センター 寒地港湾技術研究センター 2014 年 3 月）

2.5 記号の説明

放水路ゲートの固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 放水路ゲートの固有周期の計算に用いる記号

記 号	記号の説明	単 位
E	縦弾性係数	N/mm ²
f	一次固有振動数	Hz
I	断面二次モーメント	cm ⁴
L	スパン長	m
m	扉体部自重	kg/m
T	固有周期	s
λ_n	支持条件（単純支持梁，1 次モード）	—

表 2-3 放水路ゲートの応力評価に用いる記号（1/2）

記号	定義	単位
a_1	スキンプレーットの短辺	cm
a_2	縦補助桁の主桁間隔	m
a_3	小扉の短辺	cm
A	端桁の断面積	cm ²
A_{w1}	主桁のウェブ断面積	cm ²
A_{w2}	縦補助桁のウェブ断面積	cm ²
b_1	スキンプレーットの長辺	cm
b_2	縦補助桁間隔	m
b_3	小扉の長辺	cm
b_f	戸当りの底面フランジ幅	mm
b_r	水路面より戸当り中心までの距離	mm
B	扉体水密幅	m 又は mm
e_f	戸当り底面フランジ張出幅	mm
E_1	支圧板の弾性係数	N/mm ²
E_2	支圧板当たりの弾性係数	N/mm ²
h_r	戸当りの高さ	mm
k_1	スキンプレーットの辺長比（ b/a ）による係数	—
k_2	小扉の辺長比（ b/a ）による係数	—
L	主桁の支圧板中心間	m

表 2-3 放水路ゲートの応力評価に用いる記号 (2/2)

記号	定義	単位
L_h	支圧板計算高さ	mm
M_{max}	最大曲げモーメント	kN・m
p	支圧板の評価に用いるヘルツの接触応力度	N/mm ²
p_d	戸当りの下部作用水圧	N/mm ²
P_1	スキンプレートにかかる水圧	N/m ²
P_2	縦補助桁にかかる各区分の平均水圧	kN/m ²
P_3	支圧板の計算に用いる計算荷重の常時換算値	N
P_4	小扉にかかる水圧	N/m ²
R_1	端桁にかかる主桁反力	kN
R_2	支圧板半径	mm
S	堰柱側面から底面フランジ端面までの距離	mm
S_{max}	最大せん断力	kN
t_1	スキンプレートの板厚	cm
t_2	小扉の板厚	cm
t_f	戸当りの底面フランジ厚さ	mm
t_w	戸当りのウェブ厚さ	mm
W	主桁にかかる荷重	kN/m
Z_1	主桁の断面係数	cm ³
Z_2	縦補助桁の断面係数	cm ³
α	スキンプレートの応力の補正係数	—
σ	曲げ応力, 圧縮応力	N/mm ²
σ_{cw}	戸当りの腹板に生じる圧縮応力度	N/mm ²
σ_f	戸当りの底面フランジに生じる曲げ応力度	N/mm ²
σ_k	戸当りのコンクリートに生じる支圧応力度	N/mm ²
τ	せん断応力	N/mm ²
τ_k	コンクリートのせん断応力度	N/mm ²

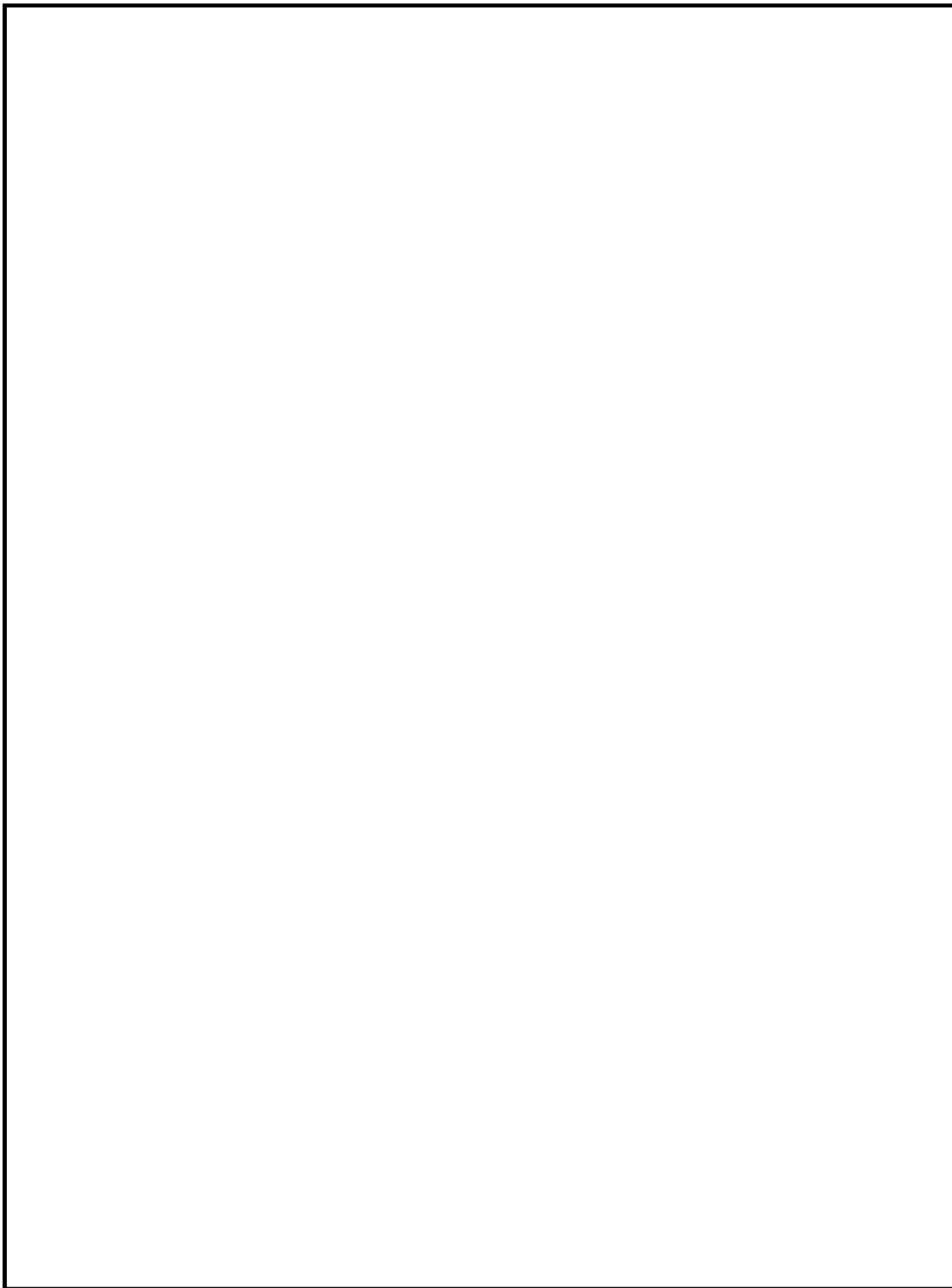
3. 評価部位

放水路ゲートの評価部位は、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書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価部位を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達経路を考慮し設定する。

津波時は放水口側からの津波荷重を扉体（スキンプレート、主桁、縦補助桁、端桁及び小扉）で受け支圧板から戸当り（底面フランジ及び腹板）より地中連続壁基礎に応力を伝達させる。また、重畳時にも同様に、放水口側からの津波荷重及び水平荷重の余震荷重が負荷された場合においても扉体（スキンプレート、主桁、縦補助桁、端桁及び小扉）で受け支圧板から戸当り（底面フランジ及び腹板）より防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））に応力を伝達させる。鉛直方向の余震荷重が負荷された場合も同様である。

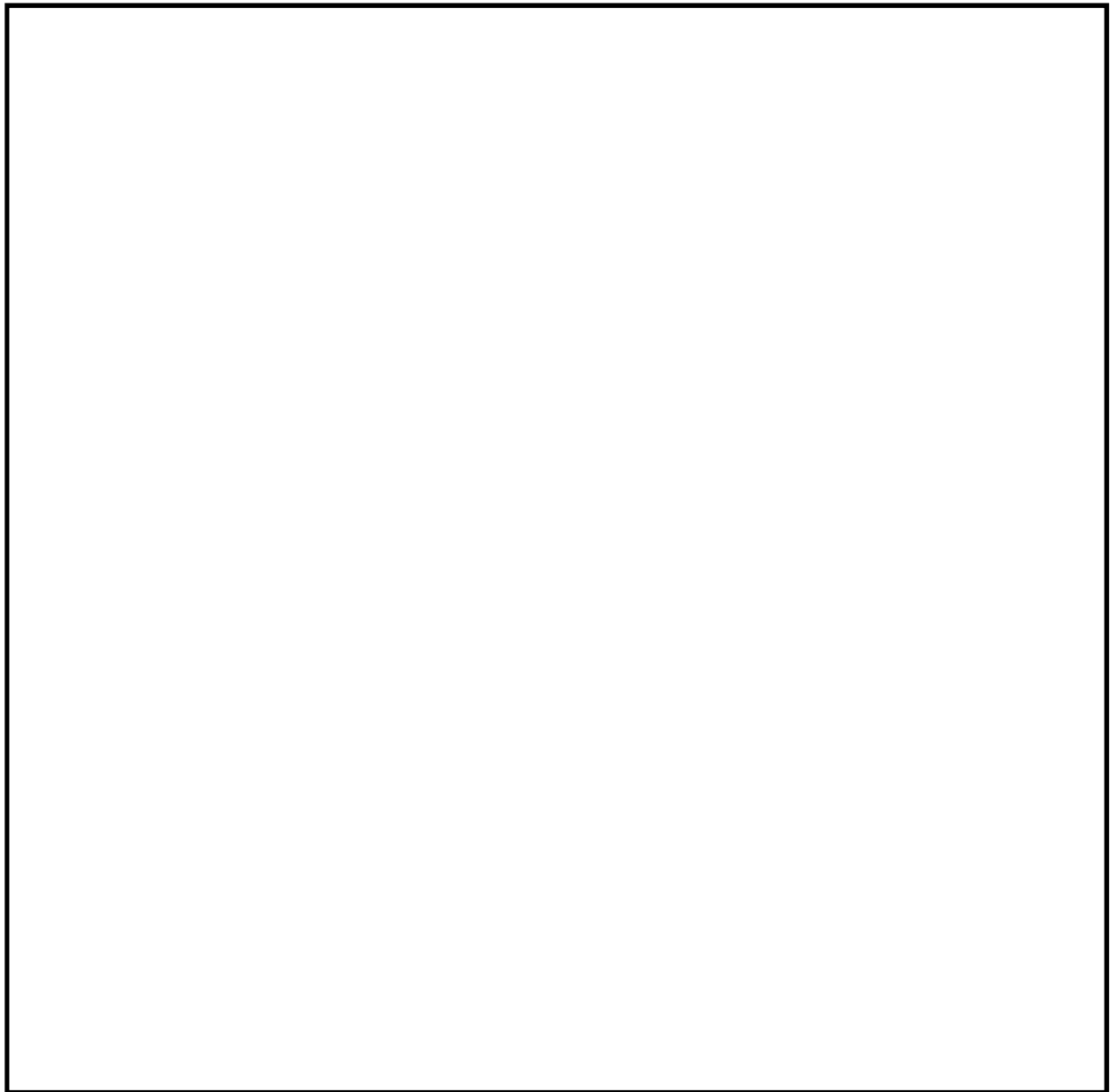
以上より、構造強度評価においては、応力評価による評価部位として、スキンプレート、主桁、縦補助桁、端桁、支圧板及び小扉を選定する。また、支圧板から構成される戸当り（底面フランジ及び腹板）についても評価部位として選定する。

評価部位について図 3-1 及び図 3-2 に示す。



注：寸法は mm を示す。

図 3-1 放水路ゲートの評価部位（正面図及び平面図）



注：寸法は mm を示す。

図 3-2 放水路ゲートの評価部位（側面図）

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

放水路ゲートの固有周期計算モデルは，単純支持梁モデルとして計算する。

(2) 固有周期の計算方法

固有周期の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

固有周期を以下の式より計算する。

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

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

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

スパン長さ L (m)	扉体部自重 m (kg/m)	縦弾性係数 E (N/mm ²)	断面二次 モーメント I (cm ⁴)	支持条件（単純 支持梁，1 次モ ード） λ _n
4.00	3370	206000	2088303	3.142

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。固有周期は、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	111
固有周期 (s)	0.01

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

放水路ゲートの強度評価は、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書の方針」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。

放水路ゲートの強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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。

(1) 荷重の設定

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重 (W_g) を考慮する。

b. 突き上げ津波荷重 (P_t)

基準津波時及び敷地に遡上する津波時による扉体にかかる荷重を考慮する。津波の荷重作用図を図 5-1 に示す。

$$P_t = \frac{H_s (P_u + P_d) B}{2}$$

$$P_u = W_1 \cdot H_2$$

$$P_d = W_1 \cdot H_1$$

ここに、 H_s : 水密高 (m)

H_1 : 津波時の下端止水位置までの水深 (m)

H_2 : 津波時の上端止水位置までの水深 (m)

B : 水密幅 (m)

W_1 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

P_u : 津波時の上端止水位置までの水深による水圧 (kN/m^2)

P_d : 津波時の下端止水位置までの水深による水圧 (kN/m^2)

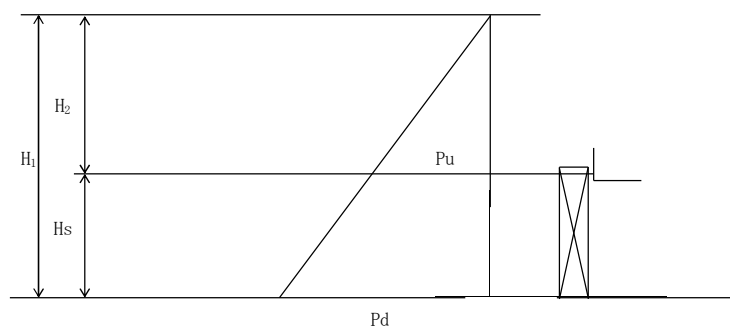


図 5-1 津波の荷重作用図

c. 余震荷重 (K_{sd})

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書の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

(a) 余震による地震力

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

$$K_s = W_g \cdot K_H$$

ここに、 W_g ：扉体自重 (kN)

K_H ：設計震度

(b) 余震による動水圧

余震時の扉体に作用する動水圧を考慮する。動水圧の荷重作用図を図 5-2 に示す。

$$P_{td} = 7/12 \cdot W_1 \cdot K_H \cdot \sqrt{H_3} \cdot (\sqrt{H_4^3} - \sqrt{H_5^3}) \cdot B$$

ここに、 P_{td} ：余震による動水圧 (kN)

H_3 ：水密高さ (m)

H_4 ：余震時基礎地盤までの深さ (m)

H_5 ：余震時設計水深 ($H_5 = H_4 - H_s$) (m)

W_1 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

K_H ：設計震度

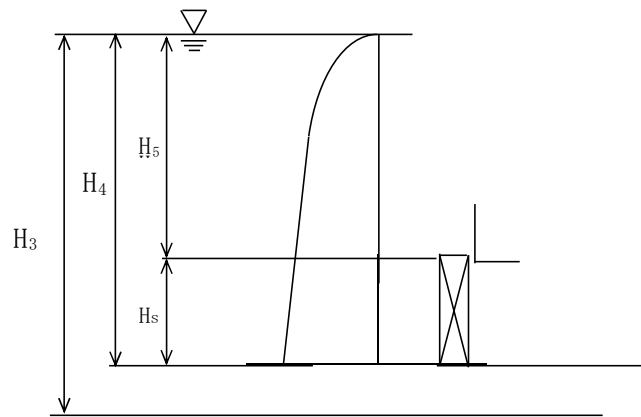


図 5-2 動水圧の荷重作用図

d. 積雪荷重 (P_s)

津波時・余震時とも扉体への積雪荷重を考慮する。

$$P_s = q_s \cdot D_s \cdot B_s$$

ここに, q_s : 積雪深 30 cm のときの単位積雪荷重 (kN/m^2)

D_s : 扉体総桁高 (m)

B_s : 扉体受圧幅 (m)

(2) 荷重の組合せ

放水路ゲートの構造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 放水路ゲートの構造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 (津波防護施設)	放水路ゲート	$G + P_t + K_{sd} + P_s$

注記 * : G は固定荷重, P_t は突き上げ津波荷重, K_{sd} は余震荷重, P_s は積雪荷重を示す。

5.3 許容限界

(1) 基準津波に対する許容限界

放水路ゲートの許容限界を表 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 放水路ゲートの許容限界

許容応力状態	許容限界 ^{*1}			
	1 次応力			
	曲げ	圧縮	せん断	支圧
短期許容応力度	$1.5 \sigma_{ab}^{*2,3}$	$1.5 \sigma_{ac}^{*2,3}$	$1.5 \tau_a^{*2,3}$	$1.5 \sigma_{as}^{*2,3}$

注記 *1：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。

*2：扉体の許容限界は，「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づき，短期許容応力度とする。短期許容応力度は，鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

*3： σ_{ab} ：許容曲げ応力度， σ_{ac} ：許容圧縮応力度， τ_a ：許容せん断応力度， σ_{as} ：許容支圧応力度を示す。

表 5-3 放水路ゲートの許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{ac}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{as}^{*1,2}$ (N/mm ²)
スキンプレート	SM490	160	—	—	—
主桁	SM490	160	—	90	—
縦補助桁	SM490	160	—	90	—
端桁	SM490	—	160	—	—
支圧板	SUS304	—	—	—	—
小扉	SM490	160	—	—	—
戸当り（底面フランジ）	SM490	160	—	—	—
戸当り（腹板）	SM400	—	120	—	—
戸当り（コンクリート）	無筋コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 *1: σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{ac} : 許容圧縮応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は, 「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づく。

表 5-4 放水路ゲートの許容応力算出結果

許容応力状態	評価部位	許容限界				
		1 次応力				
		曲げ (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	支圧 (N/mm ²)	ローラ接触面 の許容応力 (N/mm ²)
短期 許容 応力度	スキンプレート	240	—	—	—	—
	主桁	240	—	135	—	—
	縦補助桁	240	—	135	—	—
	端桁	—	240	—	—	—
	支圧板	—	—	—	—	241 ^{*1}
	小扉	240	—	—	—	—
	戸当り (底面フランジ)	240	—	—	—	—
	戸当り (腹板)	—	180	—	—	—
	戸当り (コンクリート)	—	—	0.6	8.9	—

注記 *1：支圧板のローラ接触面の許容応力は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成25年6月）」に基づき、以下の計算式により算出する。

$$p_a = \frac{9.8 \cdot H_B}{2 \cdot \nu}$$

ここに、 p_a ：接触面の許容応力度（N/mm²）

H_B ：支圧板のブリネル硬さ（SUS304^{*2}：150HB）（「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」より）

ν ：安全率（線接触の場合）（1.3）

＊2：放水路ゲートの開閉時に水圧による扉体の振れが発生するため、支圧板が摺動されることから、戸当りとの摩擦抵抗を小さくするため、プラント排水側の荷重を受ける支圧板を CAC603 に、放水口側の荷重を受ける支圧板を SUS304 とする。放水路ゲートの支圧板の材質関係を図 5-3 に示す。

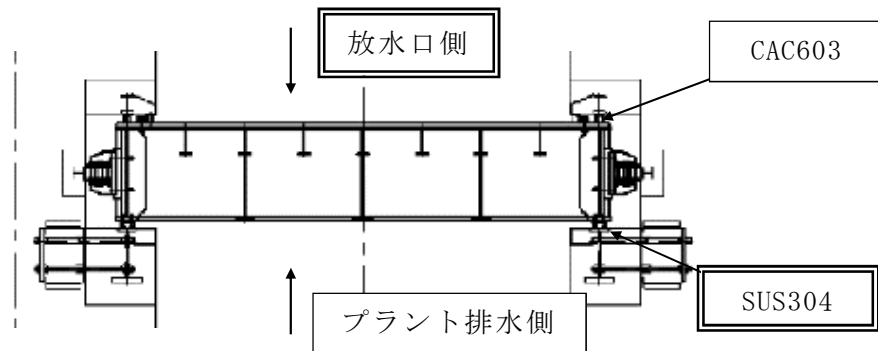


図 5-3 放水路ゲートの支圧板の材質関係図

(2) 敷地に遡上する津波に対する許容限界

放水路ゲートの許容限界を表 5-5 に、許容応力評価条件を表 5-6 に、許容応力算出結果を表 5-7 にそれぞれ示す。

表 5-5 放水路ゲートの許容限界

許容応力状態	許容限界＊1			
	1 次応力			
	曲げ	圧縮	せん断	支圧
短期許容応力度	$1.9 \sigma_{ab}^{*2,3}$	$1.9 \sigma_{ac}^{*2,3}$	$1.9 \tau_a^{*2,3}$	$1.9 \sigma_{as}^{*2,3}$

注記 ＊1：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。

＊2：扉体の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して 1.9 倍の割増しを考慮する。

＊3： σ_{ab} ：許容曲げ応力度， σ_{ac} ：許容圧縮応力度， τ_a ：許容せん断応力度， σ_{as} ：許容支圧応力度を示す。

表 5-6 放水路ゲートの許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{ac}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{as}^{*1,2}$ (N/mm ²)
スキンプレート	SM490	160	—	—	—
主桁	SM490	160	—	90	—
縦補助桁	SM490	160	—	90	—
端桁	SM490	—	160	—	—
支圧板	SUS304	—	—	—	—
小扉	SM490	160	—	—	—
戸当り（底面フランジ）	SM490	160	—	—	—
戸当り（腹板）	SM400	—	120	—	—
戸当り（コンクリート）	無筋コンクリート	—	—	0.40	5.9

注記 *1: σ_{ab} : 許容曲げ応力度, σ_{ac} : 許容圧縮応力度, τ_a : 許容せん断応力度, σ_{as} : 許容支圧応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は, 「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づく。

表 5-7 放水路ゲートの許容応力算出結果

許容応力状態	評価部位	許容限界				
		1 次応力				
		曲げ (N/mm ²)	圧縮 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	支圧 (N/mm ²)	ローラ接触面 の許容応力 (N/mm ²)
短期 許容 応力度	スキンプレート	304	—	—	—	—
	主桁	304	—	171	—	—
	縦補助桁	304	—	171	—	—
	端桁	—	304	—	—	—
	支圧板	—	—	—	—	241*
	小扉	304	—	—	—	—
	戸当り (底面フランジ)	304	—	—	—	—
	戸当り (腹板)	—	228	—	—	—
	戸当り (コンクリート)	—	—	0.76	11.2	—

注記 * : 支圧板のローラ接触面の許容応力は, 「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編)(ダム・堰施設技術協会 平成25年6月)」に基づき, 以下の計算式により算出する。

$$p_a = \frac{9.8 \cdot H_B}{2 \cdot \nu}$$

ここに, p_a : 接触面の許容応力度 (N/mm²)

H_B : 支圧板のブリネル硬さ (SUS304 : 150HB) (「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編)(ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月)」より)

ν : 安全率 (線接触の場合) (1.3)

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり放水路ゲートの固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、放水路ゲートの強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））における設置床の最大応答加速度を基に設定する。放水路ゲートの強度計算に用いる設計震度を表 5-8 に示す。

表 5-8 放水路ゲートの強度計算に用いる設計震度

地震動	据付場所及び床面高さ (T. P. m)	地震による設計震度	
		水平方向 K_H	鉛直方向 K_V
基準地震動 S_s	放水路ゲート −2.5 (+3.5*)	0.44	
			0.32

注記 * : 基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

(1) 扉体

a. スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは，4辺を固定支持された平板としてモデル化し，曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5-4 に示す。

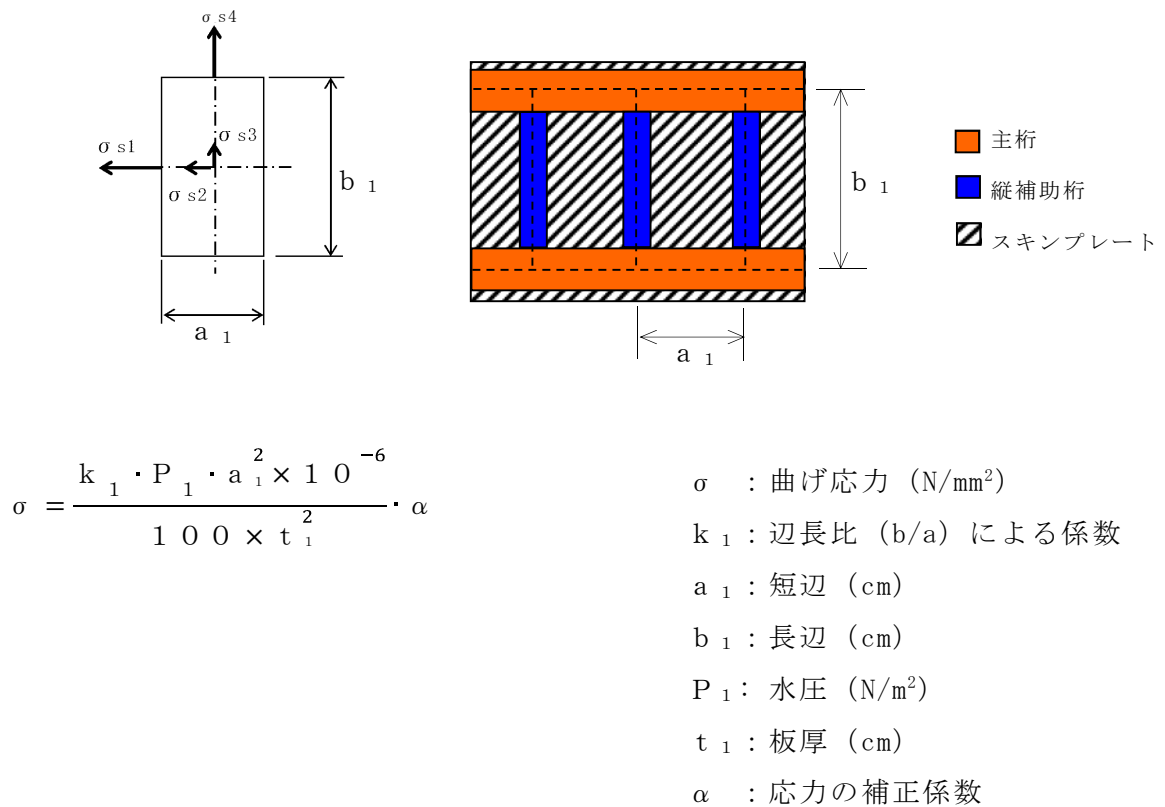


図 5-4 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

b. 主桁

主桁は，部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう，支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化する。

主桁のモデル図及び応力算定式を図 5-5 に示す。

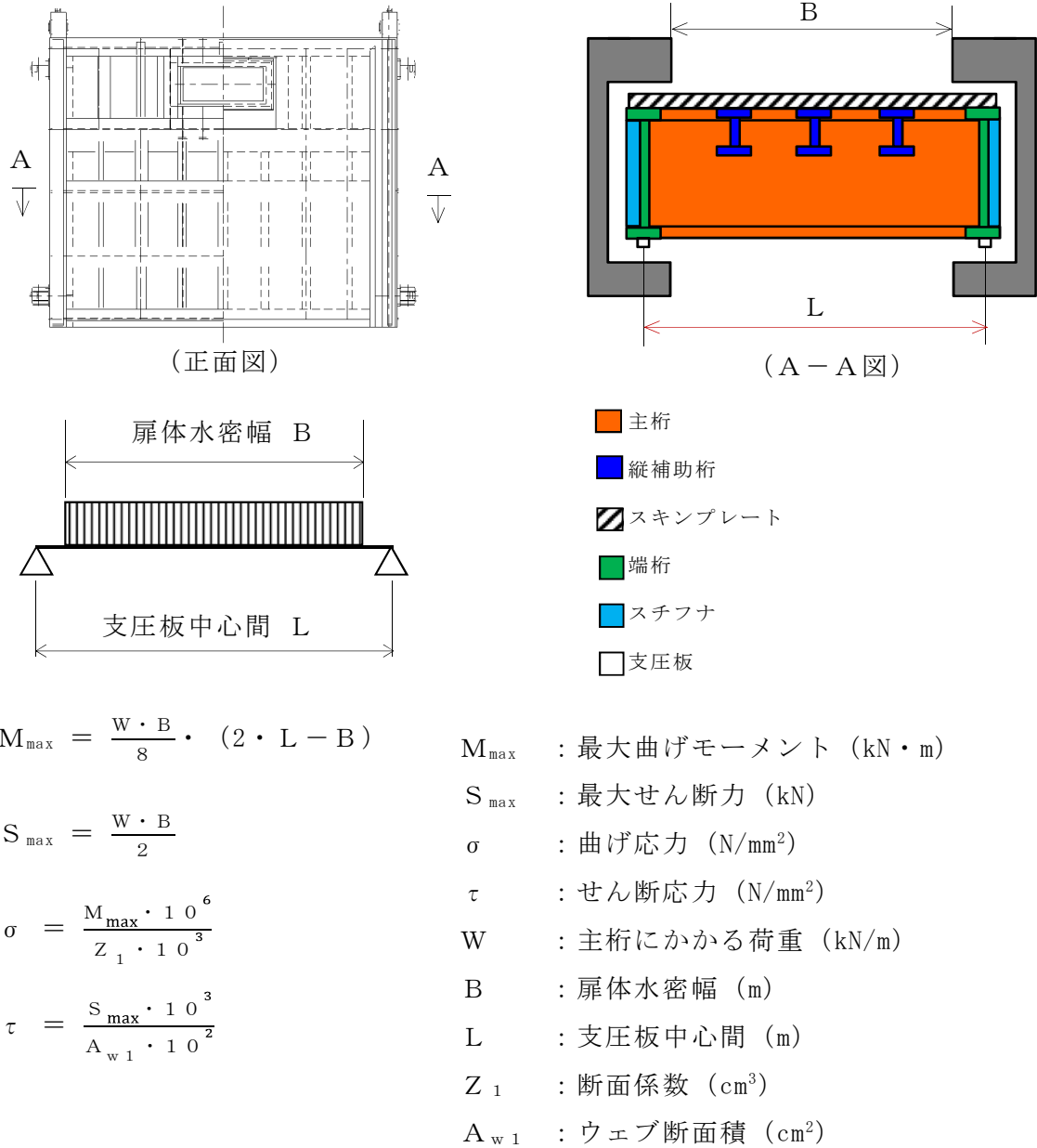
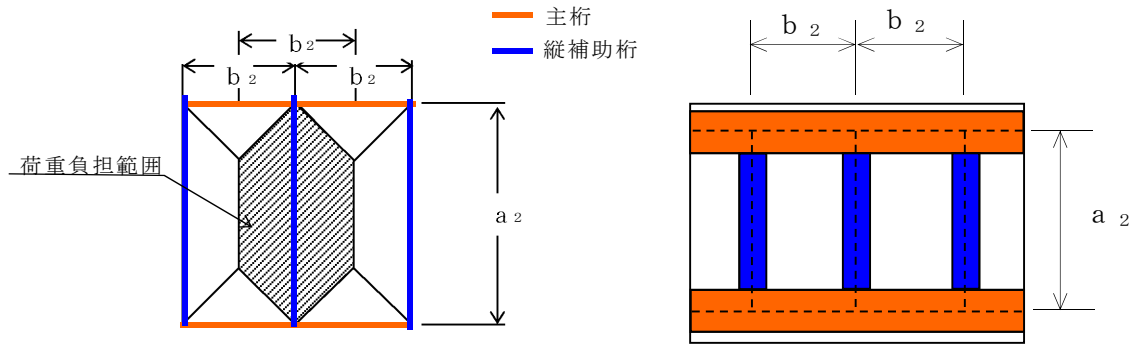


図 5-5 主桁のモデル図及び応力算定式

c. 縦補助桁

縦補助桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が亀甲形に作用したものとして、曲げ応力及びせん断応力を算定する。

縦補助桁のモデル図及び応力算定式を図 5-6 に示す。



$$M_{\max} = \frac{P_2 \cdot b_2}{2 \cdot 4} \left(3 \cdot a_2^2 - b_2^2 \right)$$

$$S_{\max} = \frac{P_2 \cdot b_2}{2} \left(a_2 - \frac{b_2}{2} \right)$$

$$\sigma = \frac{M_{\max} \cdot 10^6}{Z_2 \cdot 10^3}$$

$$\tau = \frac{S_{\max} \cdot 10^3}{A_{w2} \cdot 10^2}$$

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント (kN・m)

$S_{\max}$: 最大せん断力 (kN)

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

τ : せん断応力 (N/mm²)

P_2 : 各区分の平均水圧 (kN/m²)

a_2 : 主桁間隔 (m)

b_2 : 縦補助桁間隔 (m)

Z_2 : 断面係数 (cm³)

A_{w2} : ウェブ断面積 (cm²)

図 5-6 縦補助桁のモデル図及び応力算定式

d. 端桁

本設備はスライドゲートであるため、端桁は主桁端部に生じた反力が戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する役割を果たしている。そのため、垂直補剛材を有するプレートガーダの荷重集中点として腹板強度の計算を行う。

端桁腹板には垂直補剛材として主桁ウェブとスチフナを有する。端桁腹板は上下方向に、主桁ウェブは径間方向に部材が伸びているが、実際に荷重が作用している有効断面のみで検討する

端桁のモデル図及び応力算定式を図 5-7 に示す。

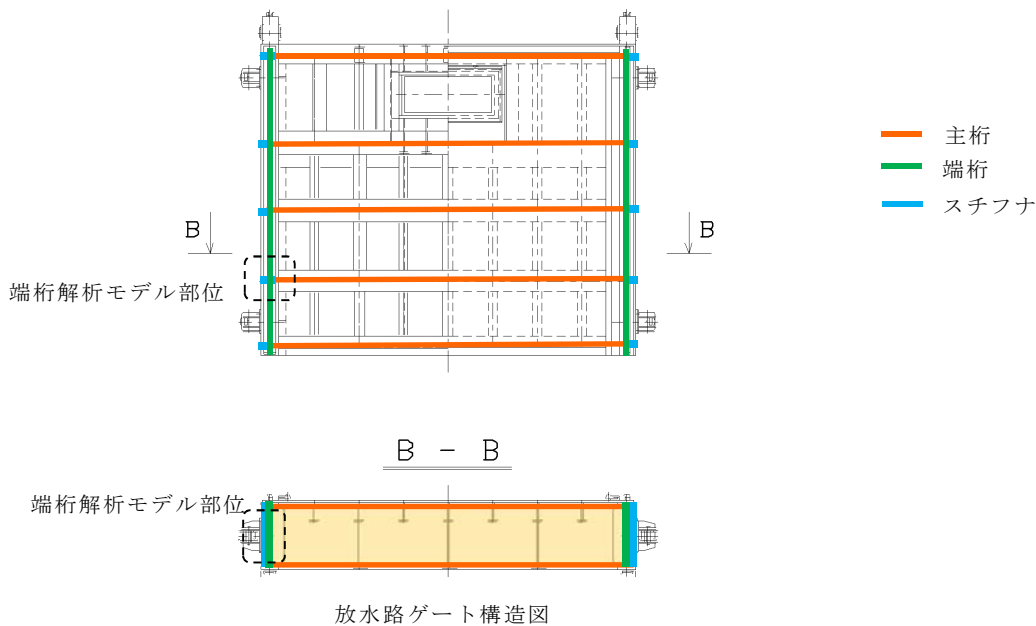
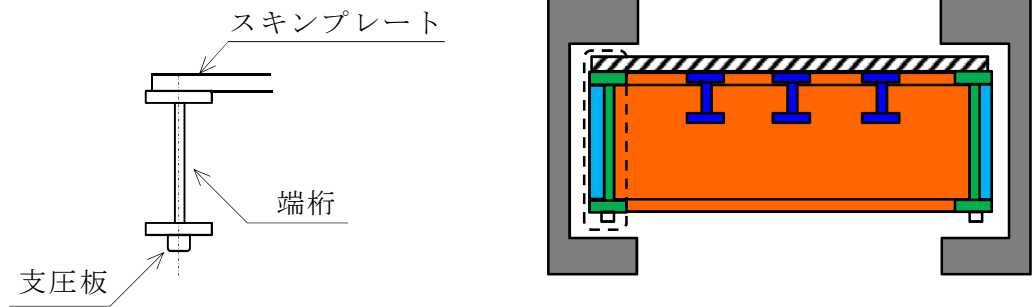


図 5-7 端桁のモデル図及び応力算定式

e. 支圧板

支圧板の面圧は踏面に曲率を設けるため，ローラの線接触に沿って計算する。
支圧板のモデル図及び応力算定式を図 5-8 に示す。



$$p = 0.591 \sqrt{\frac{P_3 \cdot E_1 \cdot E_2}{L_h \cdot R_2 \cdot (E_1 + E_2)}}$$

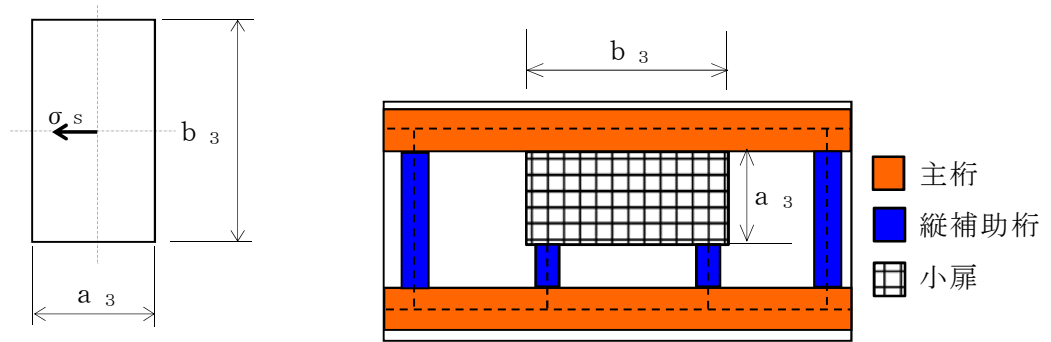
- p : ヘルツの接触応力度 (N/mm²)
 P_3 : 支圧板の計算に用いる計算荷重の
常時換算値 (N)
 E_1 : 支圧板の弾性係数 (N/mm²)
 E_2 : 支圧板当たりの弾性係数 (N/mm²)
 L_h : 支圧板計算高さ (mm)
 R_2 : 支圧板半径 (mm)

図 5-8 支圧板のモデル図及び応力算定式

f. 小扉

周辺単純支持板の分布荷重による曲げ応力を算出する。（「構造力学公式集（土木学会編）」より）

小扉のモデル図及び応力算定式を図 5-9 に示す。



$$\sigma = \frac{6 \cdot k_2 \cdot P_4 \cdot a_3^2 \cdot 10^{-4}}{t_2^2}$$

σ : 曲げ応力 (N/mm²)

k_2 : 小扉の辺長比 (b/a) による係数

P_4 : 水圧 (N/m²)

t_2 : 板厚 (cm)

a_3 : 短辺 (cm)

b_3 : 長辺 (cm)

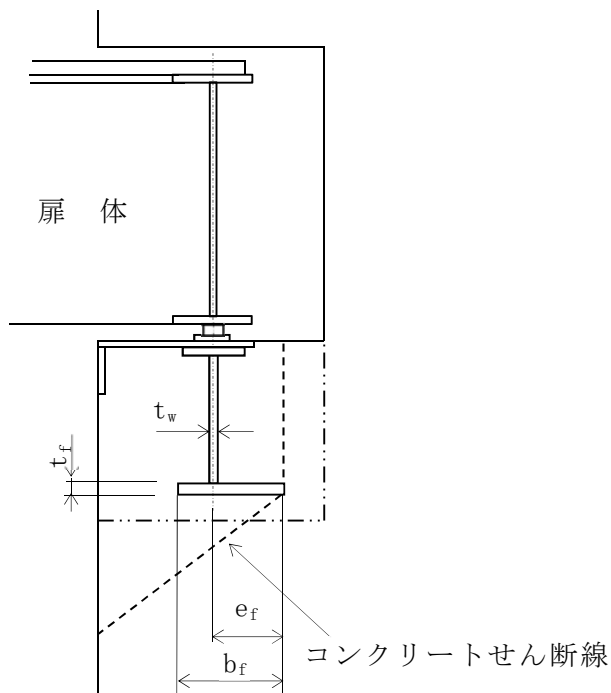
図 5-9 小扉のモデル図及び応力算定式

(2) 戸当り

a. 鋼材

戸当りの鋼材は、下面の水圧が高いため作用水圧とする。

戸当り鋼材のモデル図及び応力算定式を図 5-10 に示す。



$$\sigma_k = \frac{p_d \cdot B}{2 \cdot b_f}$$

$$\sigma_f = \frac{6 \cdot \sigma_k \cdot e_f^2}{2 \cdot t_f^2}$$

$$\sigma_{cw} = \frac{p_d \cdot B}{2 \cdot t_w}$$

σ_k : 戸当りのコンクリートに生じる支圧応力度 (N/mm²)

σ_f : 戸当りフランジに生じる曲げ応力度 (N/mm²)

σ_{cw} : 戸当りの腹板に生じる圧縮応力度 (N/mm²)

p_d : 下部作用水圧 (N/mm²)

B : 扉体水密幅 (mm)

b_f : 戸当りの底面フランジ幅 (mm)

e_f : 戸当りの底面フランジ張出幅 (mm)

t_f : 戸当りの底面フランジ厚さ (mm)

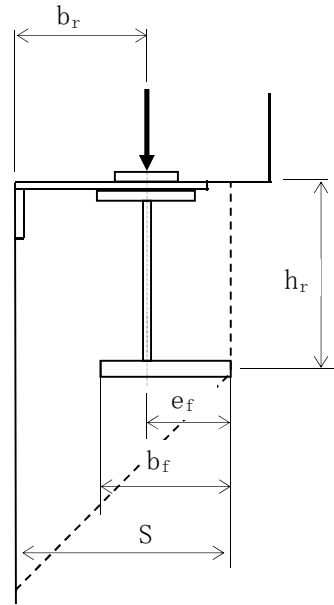
t_w : 戸当りのウェブ厚さ (mm)

図 5-10 戸当り鋼材のモデル図及び応力算定式

b. コンクリート

戸当りのコンクリートへの荷重は、前項の鋼材の作用力として受ける支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5-11 に示す。



$$\sigma_k = \frac{p_d \cdot B}{2 \cdot b_f}$$

$$\tau_k = \frac{\sigma_k \cdot b_f}{h_r + 2 \cdot S}$$

σ_k : 戸当りのコンクリートに生じる支圧応力度 (N/mm²)

τ_k : コンクリートに生じるせん断応力度 (N/mm²)

p_d : 下部作用水圧 (N/mm²)

B : 扉体水密幅 (mm)

b_f : 戸当りの底面フランジ幅 (mm)

h_r : 戸当りの高さ (mm)

S : 水面路から底面フランジ端面までの距離
($S=b_r+e_f$) (mm)

b_r : 水面路より戸当り中心までの距離 (mm)

e_f : 戸当りの底面フランジ張出幅 (mm)

図 5-11 戸当りコンクリートのモデル図及び応力算定式

5.6 計算条件

放水路ゲートの応力評価に用いる計算条件を表 5-9 及び表 5-10 に示す。

表 5-9 放水路ゲートの応力評価に用いる計算条件（基準津波時）（1/4）

スキンプレート， 主桁，縦補助桁， 端桁の材質	支圧板の材質	扉体自重による 荷重 W_g (kN)	津波波力 P_t (kN)
SM490	SUS304	120	4018.507

水密高さ H_s (m)	津波時の下端止水 位置までの水深 H_1 (m)	津波時の上端止水 位置までの水深 H_2 (m)	扉体水密幅 B (m)
3.6	32.5	28.9	3.6

水の単位体積荷重 W_1 (kN/m ³)	動水圧 P_{td} (kN)	余震時の基礎地盤 までの深さ H_3 (m)	余震時の設計水深 H_4 (m)
10.1	1651.688	35.0	32.5

余震荷重 K_{sd} (kN)	積雪荷重 P_s (kN)	単位積雪荷重 q_s (kN/m ²)	扉体総桁高 D_s (m)
52.8	0.73	0.21	0.828

表 5-9 放水路ゲートの応力評価に用いる計算条件（基準津波時）（2/4）

扉体受圧幅 B_s (m)	スキンプレートの 長辺比 (b/a) によ る係数 k_1	スキンプレートの 短辺 a_1 (cm)	スキンプレートの 長辺 b_1 (cm)
4.2	49.92	50	105

スキンプレートに かかる水圧 P_1 (N/m ²)	スキンプレートの 板厚 t_1 (cm)	スキンプレートの 応力の補正係数 α	主桁にかかる荷重 W (kN/m)
431762	2.6	0.8	369.715

主桁の 支圧板中心間 L (m)	主桁の断面係数 Z_1 (cm ³)	主桁の ウェブ断面積 A_{w1} (cm ²)	縦補助桁にかかる 各区分の平均水圧 P_2 (kN/m ²)
4	3796	70	425.346

縦補助桁の 主桁間隔 a_2 (m)	縦補助桁間隔 b_2 (m)	縦補助桁の 断面係数 Z_2 (cm ³)	縦補助桁の ウェブ断面積 A_{w2} (cm ²)
1.05	0.5	190	10.7

表 5-9 放水路ゲートの応力評価に用いる計算条件（基準津波時）（3/4）

端桁にかかる 主桁反力 R_1 (kN)	端桁の断面積 A (cm^2)	支圧板の計算に用 いる計算荷重の 常時換算値 P_3 (N)	支圧板の弾性係数 E_1 (N/mm^2)
665.487	67.24	2015813	75900

支圧板当たりの 弾性係数 E_2 (N/mm^2)	支圧板計算高さ L_h (mm)	支圧板半径 R_2 (mm)	小扉の辺長比 (b/a) による係数 k_2
193000	3630	800	0.0975

小扉にかかる水圧 P_4 (N/m^2)	小扉の板厚 t_2 (cm)	小扉の短辺 a_3 (cm)	小扉の長辺 b_3 (cm)
425346	3.4	63	118

戸当りの 下部作用水圧 p_d (N/mm^2)	戸当りの底面 フランジ幅 b_f (mm)	戸当りの底面 フランジ張出幅 e_f (mm)	戸当りの底面 フランジ厚さ t_f (mm)
0.462767	450	300	55

表 5-9 放水路ゲートの応力評価に用いる計算条件（基準津波時）（4/4）

戸当りの ウェブ厚さ t_w (mm)	戸当りの高さ h_r (mm)	水面路より戸当り 中心までの距離 b_r (mm)
12	989	250

表 5-10 放水路ゲートの応力評価に用いる計算条件（敷地に遡上する津波時）（1/4）

スキンプレート， 主桁，縦補助桁， 端桁の材質	支圧板の材質	扉体自重による 荷重 W_g (kN)	津波波力 P_t (kN)
SM490	SUS304	120	5196.571

水密高さ H_s (m)	津波時の下端止水 位置までの水深 H_1 (m)	津波時の上端止水 位置までの水深 H_2 (m)	扉体水密幅 B (m)
3.6	41.5	37.9	3.6

水の単位体積荷重 W_1 (kN/m ³)	動水圧 P_{td} (kN)	余震時の基礎地盤 までの深さ H_3 (m)	余震時の設計水深 H_4 (m)
10.1	2106.064	44.0	41.5

余震荷重 K_{sd} (kN)	積雪荷重 P_s (kN)	単位積雪荷重 q_s (kN/m ²)	扉体総桁高 D_s (m)
52.8	0.73	0.21	0.828

表 5-10 放水路ゲートの応力評価に用いる計算条件（敷地に遡上する津波時）（2/4）

扉体受圧幅 B_s (m)	スキンプレートの 長辺比 (b/a) によ る係数 k_1	スキンプレートの 短辺 a_1 (cm)	スキンプレートの 長辺 b_1 (cm)
4.2	49.92	50	105

スキンプレートに かかる水圧 P_1 (N/m ²)	スキンプレートの 板厚 t_1 (cm)	スキンプレートの 応力の補正係数 α	主桁にかかる荷重 W (kN/m)
557741	2.6	0.8	472.823

主桁の 支圧板中心間 L (m)	主桁の断面係数 Z_1 (cm ³)	主桁の ウェブ断面積 A_{w1} (cm ²)	縦補助桁にかかる 各区分の平均水圧 P_2 (kN/m ²)
4	3796	70	551.347

縦補助桁の 主桁間隔 a_2 (m)	縦補助桁間隔 b_2 (m)	縦補助桁の 断面係数 Z_2 (cm ³)	縦補助桁の ウェブ断面積 A_{w2} (cm ²)
1.05	0.5	190	10.7

表 5-10 放水路ゲートの応力評価に用いる計算条件（敷地に遡上する津波時）（3/4）

端桁にかかる 主桁反力 R_1 (kN)	端桁の断面積 A (cm^2)	支圧板の計算に用 いる計算荷重の 常時換算値 P_3 (N)	支圧板の弾性係数 E_1 (N/mm^2)
851.081	67.24	1923224	75900

支圧板当たりの 弾性係数 E_2 (N/mm^2)	支圧板計算高さ L_h (mm)	支圧板半径 R_2 (mm)	小扉の辺長比 (b/a) による係数 k_2
193000	3630	800	0.0975

小扉にかかる水圧 P_4 (N/m^2)	小扉の板厚 t_2 (cm)	小扉の短辺 a_3 (cm)	小扉の長辺 b_3 (cm)
551347	3.4	63	118

戸当りの 下部作用水圧 p_d (N/mm^2)	戸当りの底面 フランジ幅 b_f (mm)	戸当りの底面 フランジ張出幅 e_f (mm)	戸当りの底面 フランジ厚さ t_f (mm)
0.588682	450	300	55

表 5-10 放水路ゲートの応力評価に用いる計算条件（敷地に遡上する津波時）（4/4）

戸当りの ウェブ厚さ t_w (mm)	戸当りの高さ h_r (mm)	水面路より戸当り 中心までの距離 b_r (mm)
12	989	250

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

放水路ゲートの応力評価結果を表 6-1 及び表 6-2 に示す。表 6-1 及び表 6-2 に示すとおり発生応力が許容応力以下であることから、放水路ゲートが構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 扉体（鋼材）の評価結果

No	部 位	評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	スキンプレート	曲 げ	64	240
②	主桁	曲 げ	193	240
		せん断	96	135
③	縦補助桁	曲 げ	143	240
		せん断	80	135
④	端桁	圧 縮	99	240
⑤	支圧板	支 圧	115	241
⑥	小扉	曲 げ	86	240

表 6-2 戸当り（鋼材，コンクリート）の評価結果

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
⑦	戸当り	底面フランジ	曲 げ	166	240
		腹板	圧 縮	70	180
		コンクリート	支 圧	1.9	8.9
			せん断	0.4	0.6

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

放水路ゲートの応力評価結果を表 6-3 及び表 6-4 に示す。表 6-3 及び表 6-4 に示すとおり発生応力が許容応力以下であることから、放水路ゲートが構造健全性を有することを確認した。

表 6-3 扉体（鋼材）の評価結果

No	部 位	評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
①	スキンプレート	曲 げ	83	304
②	主桁	曲 げ	247	304
		せん断	122	171
③	縦補助桁	曲 げ	185	304
		せん断	104	171
④	端桁	圧 縮	127	304
⑤	支圧板	支 圧	113	241
⑥	小扉	曲 げ	111	304

表 6-4 戸当り（鋼材，コンクリート）の評価結果

No	部 位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
⑦	戸当り	底面フランジ	曲 げ	211	304
		腹板	圧 縮	89	228
		コンクリート	支 圧	2.4	11.2
			せん断	0.51	0.76

V-3-別添 3-2-3 構内排水路逆流防止設備の強度計算書

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	適用基準	7
2.5	記号の説明	8
3.	評価部位	10
4.	固有周期	12
4.1	固有周期の計算方法	12
4.2	固有周期の計算条件	12
4.3	固有周期の計算結果	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	20
5.5	計算方法	21
5.6	計算条件	25
6.	評価結果	29
7.	出口側集水桁の強度評価	31
7.1	出口側集水桁の構造概要	31
7.2	評価方針	37
7.2.1	杭間部	37
7.2.2	R C防潮壁部	39
7.3	適用基準	41
8.	強度評価方法	42
8.1	記号の定義	42
8.2	評価対象断面及び部位	43
8.2.1	杭間部	43
8.2.2	R C防潮壁部	45
8.3	荷重及び荷重の組合せ	47
8.3.1	荷重	47
8.3.2	荷重の組合せ	47
8.4	許容限界	48
8.5	評価方法	52

8.5.1	津波時	52
8.5.2	重畳時	59
9.	評価条件	70
10.	評価結果	74
10.1	津波時の強度評価結果	74
10.1.1	杭間部	74
10.1.2	R C防潮壁部	79
10.2	重畳時の強度評価結果	84
10.2.1	杭間部	84
10.2.2	R C防潮壁部	93

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうち構内排水路逆流防止設備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。その強度評価は構内排水路逆流防止設備の固有値解析及び応力評価により行う。また、構内排水路逆流防止設備が設置される出口側集水枡は耐震重要度分類 S クラスの間接支持構造物としての機能が要求されることから、津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、構成する部材が概ね弾性範囲にとどまることを確認するため、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

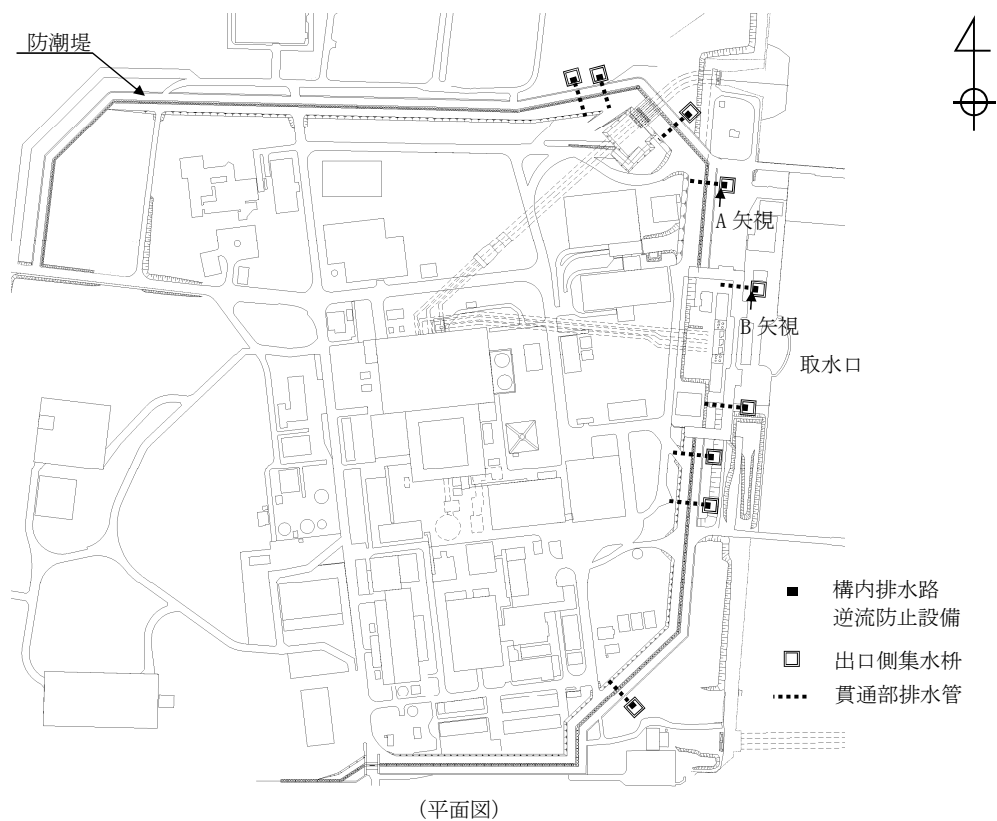
津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

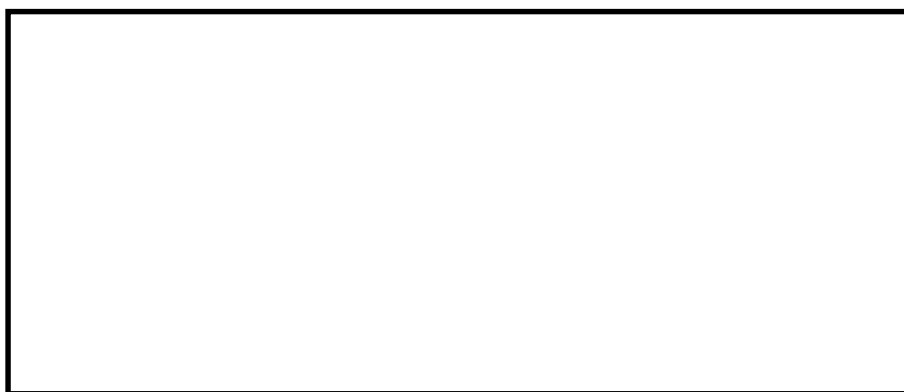
2.1 配置概要

構内排水路逆流防止設備は、構内排水路の出口側集水枡に設置する。

構内排水路逆流防止設備の設置位置を図 2-1 に示す。



(A 矢視 構内排水路逆流防止設備 1,2,3,4,7,8,9)



(B 矢視 構内排水路逆流防止設備 5,6)

図 2-1 構内排水路逆流防止設備の設置位置図

2.2 構造計画

構内排水路逆流防止設備の構造は、スキンプレートに主桁及び縦補助桁を組合せた構造とする。本体をヒンジ（扉体部側及び固定部側），吊りピン及び戸当り金物を介して出口側集水枡に固定し，構内排水路を経由した津波の流入を防止する。構内排水路逆流防止設備の構造概要を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

表 2-1 構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）の構造概要

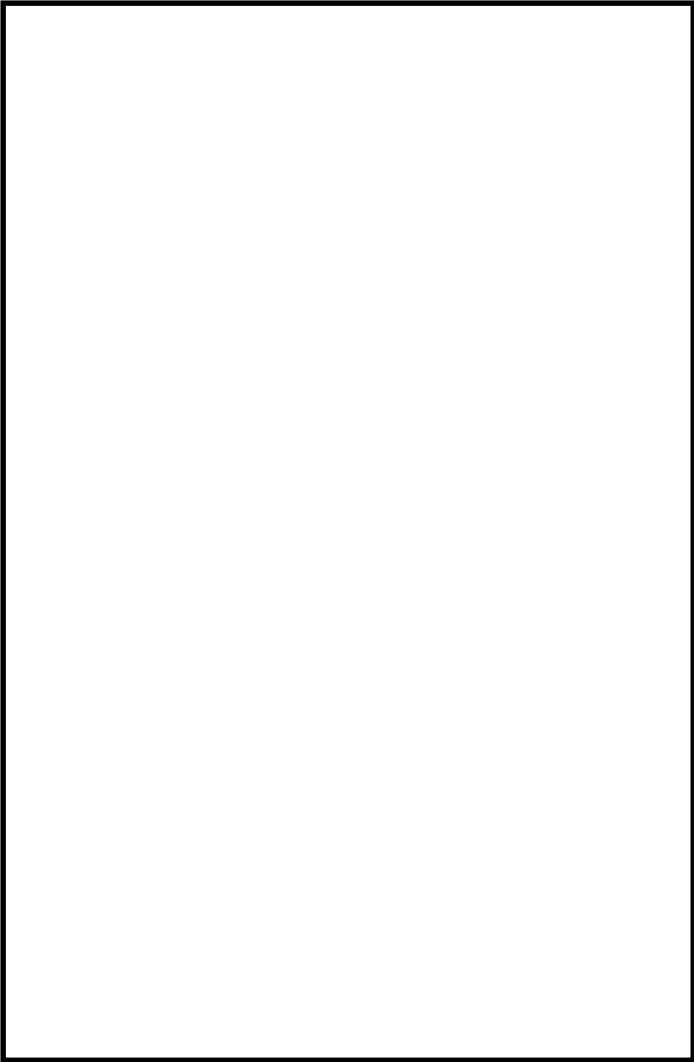
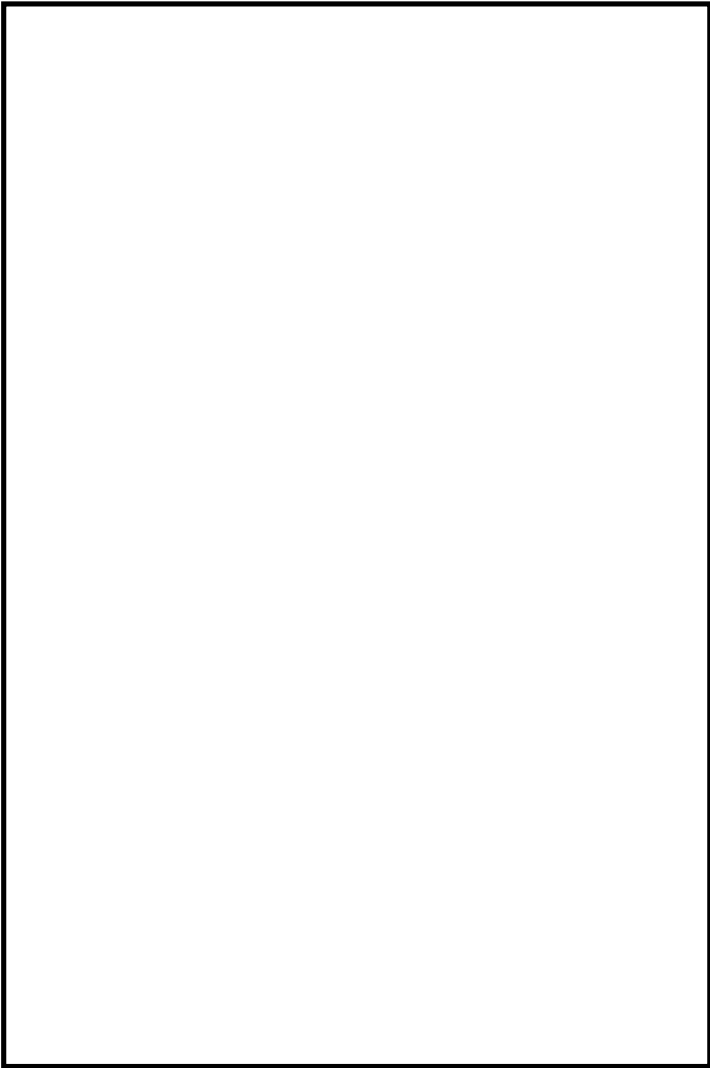
設備名称	計画の概要		概略構造図
	基礎・支持構造	主体構造	
構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	本体をヒンジ（扉体部側及び固定部側），吊りピン及び戸当り金物を介して出口側集水枡に固定する。	主桁及び補助桁を組合せたスキンプレートにより構成する。	
			(単位：mm)

表 2-2 構内排水路逆流防止設備（5, 6）の構造概要

設備名称	計画の概要		概略構造図
	基礎・支持構造	主体構造	
構内排水路逆流防止設備 5, 6	本体をヒンジ（扉体部側及び固定部側），吊りピン及び戸当り金物を介して出口側集水枡に固定する。	主桁及び補助桁を組合せたスキンプレートにより構成する。	 (単位：mm)

2.3 評価方針

構内排水路逆流防止設備の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、構内排水路逆流防止設備の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5. 構造強度評価」に示す方法により、「5.6 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、「6. 評価結果」にて確認する。

構内排水路逆流防止設備の強度評価フローを図 2-2 に示す。構内排水路逆流防止設備の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。

なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

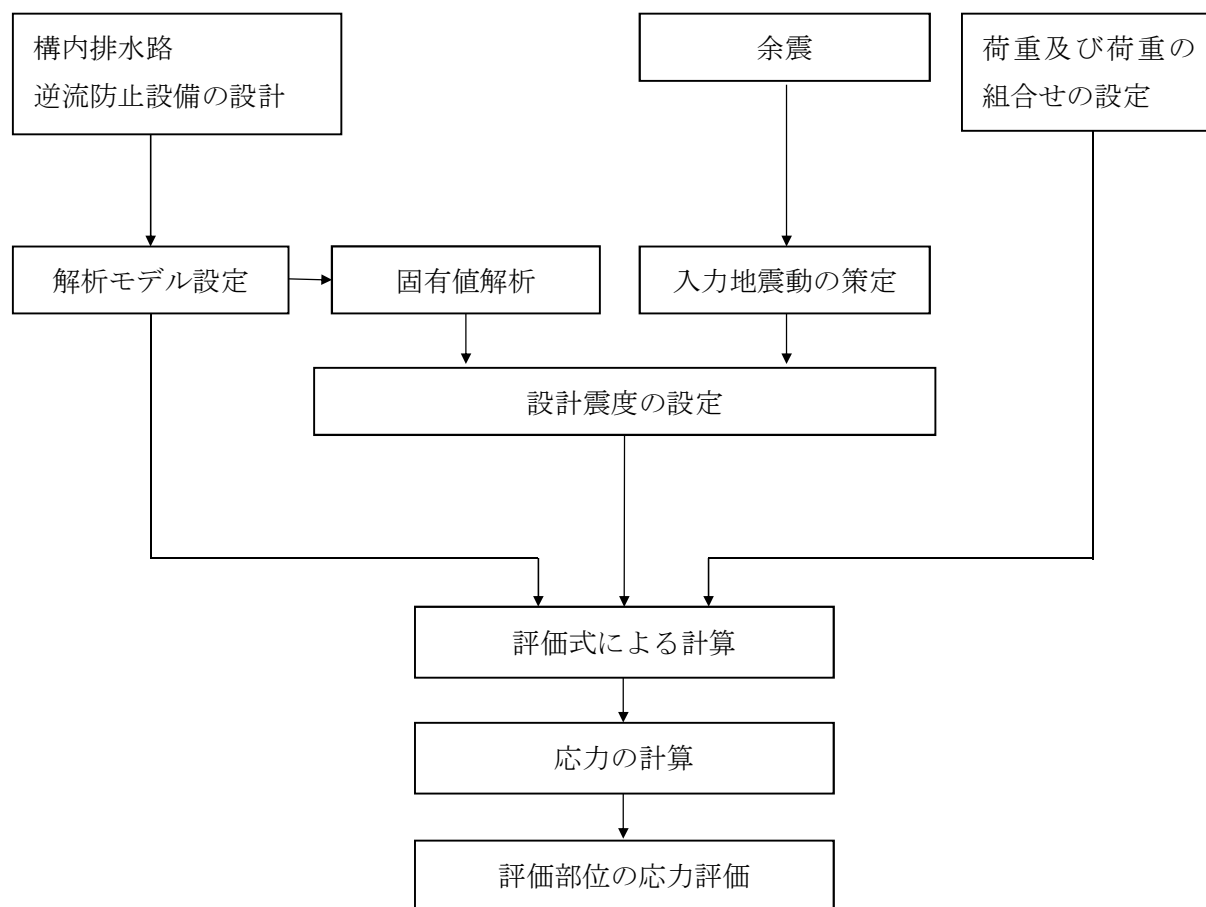


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補－1984（日本電気協会）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987 （日本電気協会）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1991 追補版（日本電気協会）
- (4) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3－2008 機械構造用合金鋼鋼材
- (5) 「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）」（(社)ダム・堰施設技術協会）

2.5 記号の説明

強度評価に用いる記号を表 2-3 に示す。

表 2-3 構内排水路逆流防止設備の強度計算に用いる記号 (1/2)

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	mm ⁴
m	主桁の単位長さ当たりの質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm
G	固定荷重 (扉体の自重)	N
P _t	遡上津波荷重	N/mm ²
K _{HSd}	余震による水平方向の設計震度	—
K _{VSd}	余震による鉛直方向の設計震度	—
P _d	余震による動水圧	N/mm ²
A ₁	扉体面積	mm ²
q ₁	津波及び余震による分布荷重	N/mm ²
W _o	水の単位体積重量	N/mm ³
k	スキンプレーットの辺長比 (b/a) による係数	—
a ₁	スキンプレーットの短辺	mm
b ₁	スキンプレーットの長辺	mm
P ₁	スキンプレーットに加わる単位面積当たりの荷重	N/mm ²
t ₁	スキンプレーットの板厚	mm
α ₁	スキンプレーットの応力の補正係数	—
W	主桁に加わる津波及び余震による荷重	N
L ₀	主桁の支圧板中心間	mm
Z ₂	主桁の断面係数	mm ³
A _{w2}	主桁のウェブ断面積	mm ²
p ₃	縦補助桁に加わる各区分の平均荷重	N/mm ²
a ₃	縦補助桁の主桁間隔	mm
Z ₃	縦補助桁の断面係数	mm ³
A _{w3}	縦補助桁のウェブ断面積	mm ²
I _{HSd}	余震による水平方向地震荷重	N
I _{VSd}	余震による鉛直方向地震荷重	N
i _{HSd}	余震による単位面積当たりの水平方向地震荷重	N/mm ²

表 2-3 構内排水路逆流防止設備の強度計算に用いる記号 (2/2)

記号	定義	単位
q	津波及び余震により加わるコンクリートに加わる圧力	N/mm ²
D _r	支圧板中心径	mm
b _w	支圧幅	mm
S	戸当り幅	mm
H ₁	入力津波高さ	m
h ₁	設計水深	m
H	水面から基礎地盤までの水深	m
h	水面から動水圧を算定する点までの水深	m

3. 評価部位

構内排水路逆流防止設備は、主桁及び縦補助桁等を有する扉体部及び扉体を集水枡に固定するヒンジ（扉体部側及び固定部側）、吊りピン等を有する固定部で構成されている。津波による荷重の作用時には構内排水路逆流防止設備は外水圧により閉じる構造となっており、津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから、重畳時において構内排水路逆流防止設備は閉状態となる。このため、固定部（ヒンジ（固定部側）及び吊ピン）には津波荷重による引張荷重は作用しない。また、重畳時においては構内排水路逆流防止設備の横断方向及び鉛直方向にも余震荷重が作用するが、添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」に示す地震時に考慮する地震荷重と比較して、重畳時に作用する余震荷重が小さいことから、構内排水路逆流防止設備の横断方向及び鉛直方向の評価については添付書類「V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書」にて示した評価に包含される。

上記を踏まえ、強度評価においては、扉体部の評価部位として、主要部材であるスキンプレート、主桁及び縦補助桁を選定し、固定部の評価部位として戸当り（コンクリート）を選定する。構内排水路逆流防止設備の評価部位について、図 3-1 に示す。

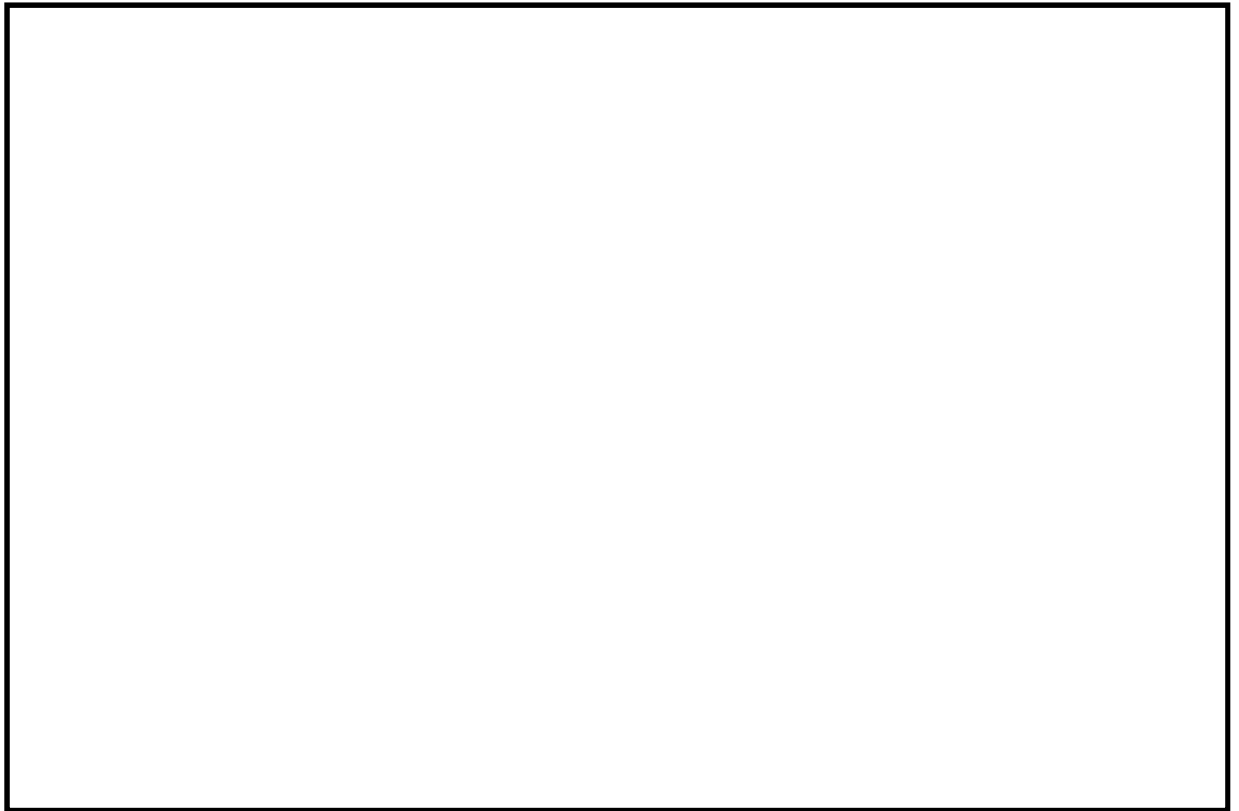


図 3-1 構内排水路逆流防止設備の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

津波による荷重の作用時には構内排水路逆流防止設備は外水圧により閉じる構造となっており、津波による荷重が余震による地震力よりも大きいことから、重畳時において構内排水路逆流防止設備は閉状態となる。このことから、構内排水路逆流防止設備の強度評価に用いる固有周期の計算に当たっては、閉門時のみを考慮する。

(1) 解析モデル

構内排水路逆流防止設備の主桁及びスキンプレーートを単純支持梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有振動数の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

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

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

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

4.2 固有周期の計算条件

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4-1 に、構内排水路逆流防止設備（5, 6）の固有周期の計算に必要な諸元を表 4-2 にそれぞれ示す。

表 4-1 固有周期の計算に必要な諸元（閉門時）

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	1.11×10^8	mm ⁴
m	主桁の単位長さ当たりの質量	0.32415	kg/mm
L_1	主桁の長さ	1090	mm

表 4-2 固有周期の計算に必要な諸元（閉門時）

構内排水路逆流防止設備（5, 6）

記号	定義	数値	単位
T	固有周期	—	s
f	一次固有振動数	—	Hz
E	縦弾性係数	1.93×10^5	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	8.90×10^6	mm ⁴
m	主桁の単位長さ当たりの質量	0.17522	kg/mm
L ₁	主桁の長さ	570	mm

4.3 固有周期の計算結果

構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9）の固有周期の計算結果を表 4-3 に、構内排水路逆流防止設備（5, 6）の固有周期の計算結果を表 4-4 にそれぞれ示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-3 固有周期の計算結果（閉門時）

（構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9））

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
345	0.0029

表 4-4 固有周期の計算結果（閉門時）

（構内排水路逆流防止設備（5, 6））

固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
476	0.0021

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

構内排水路逆流防止設備の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価部位」にて設定する評価部位に作用する応力等が「5.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

「4. 固有周期」にて示したとおり、重畳時において構内排水路逆流防止設備は閉状態となることから、閉門時における強度評価を実施する。

5.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「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」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

5.2.1 荷重の設定

構内排水路逆流防止設備の強度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、扉体自重を考慮する。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重は、基準津波による水位及び敷地に遡上する津波による水位を考慮する。

遡上津波荷重は以下の式により算出する。

$$P_t = W_o \cdot h$$

$$h = \frac{H}{2} \cdot 3$$

(3) 余震による地震荷重 (K_{Sd})

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 $S_d - D1$ に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

a. 余震による地震力

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

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

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

b. 余震による動水圧

$$P_d = \frac{7}{8} \cdot W_o \cdot K_{HSd} \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

地震力の算出に用いる設計震度 K_{HSd} 及び K_{VSd} については、「4. 固有周期」に示す構

内排水路逆流防止設備の固有周期を考慮して設定する。

閉門時においては構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）及び防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）における最大床応答加速度を考慮して設定する。強度評価に用いる設計震度を「5.4 設計用地震力」に示す。

5.2.2 荷重の組合せ

構内排水路逆流防止設備は、構内排水路の出口側集水枡に設置されるため、その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

構内排水路逆流防止設備の設計に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

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*1*2
浸水防護施設 (津波防護施設)	構内排水路逆流防止設備	$G + P_t + K_{sd}$

注記 *1：Gは固定荷重， P_t は遡上津波荷重， K_{sd} は余震による地震荷重を示す。

*2：固定荷重（G）及び余震による地震荷重（ K_{sd} ）の組合せが、強度評価上、遡上津波荷重（ 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

(1) 基準津波に対する許容限界

構内排水路逆流防止設備の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、ダム・堰施設技術基準（案）に規定される許容応力度を用いる。

構内排水路逆流防止設備の許容限界を表 5-2 に、構内排水路逆流防止設備の許容応力評価条件を表 5-3 に、構内排水路逆流防止設備の許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。

表 5-2 構内排水路逆流防止設備の許容限界

許容応力状態	許容限界* ¹			
	1 次応力			
	曲げ	引張	せん断	支圧
短期許容応力度	$1.5 \sigma_{ab}^{*2}$	$1.5 \sigma_{at}^{*2}$	$1.5 \tau_a^{*2}$	$1.5 \sigma_{as}^{*2}$

注記 *1：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。

*2：扉体の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。

表 5-3 構内排水路逆流防止設備の許容応力評価条件

評価対象部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{at}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{as}^{*1,2}$ (N/mm ²)
スキンプレート	SUS316L	90	—	—	—
主桁	SUS316L	90	—	50	—
縦補助桁	SUS316L	90	—	50	—
戸当り (コンクリート)	無筋コンクリート	—	—	0.40	5.9

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

*2: 各許容応力度の値は, 「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月)」に基づく。

表 5-4 構内排水路逆流防止設備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			
		1 次応力			
		曲げ (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	支圧 (N/mm ²)
短期許容 応力度	スキンプレート	135	—	—	—
	主桁	116/104 ^{*1,2}	—	75	—
	縦補助桁	124/131 ^{*1,2}	—	75	—
	戸当り (コンクリート)	—	—	0.6	8.9

注記 *1: 主桁, 縦補助桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月)」に基づき, 許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し, 以下の計算式により算出する。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : 90 \times 1.5 = 135 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{L}{b} > \frac{10}{K} : \sigma_{ca} = \left(90 - 0.7 \left(K \frac{L}{b} - 10 \right) \right) \times 1.5 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2 \cdot A_c}} \quad \text{ただし, } \frac{A_w}{A_c} < 2 \quad \text{の場合} \quad K = 2$$

ここに, L : 圧縮フランジの固定間隔 (mm)

b : 圧縮フランジ幅 (mm)

A_w : 腹板の総断面積 (mm²)

A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)

*2: 主桁, 縦補助桁の許容曲げ応力の記載は, 構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9/構内排水路逆流防止設備 5, 6 とする。

(2) 敷地に遡上する津波に対する許容限界

構内排水路逆流防止設備の各部材の許容値は、評価対象部位毎に、ダム・堰施設技術基準（案）に規定される許容応力度を用いる。

構内排水路逆流防止設備の許容限界を表 5-5 に、構内排水路逆流防止設備の許容応力評価条件を表 5-6 に、構内排水路逆流防止設備の許容応力算出結果を表 5-7 にそれぞれ示す。

表 5-5 構内排水路逆流防止設備の許容限界

許容応力状態	許容限界*1			
	1 次応力			
	曲げ	引張	せん断	支圧
短期許容応力度	$1.9 \sigma_{ab}^{*2}$	$1.9 \sigma_{at}^{*2}$	$1.9 \tau_a^{*2}$	$1.9 \sigma_{as}^{*2}$

注記 *1：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。

*2：扉体の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会）」に基づき、短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材又はコンクリートの許容応力度に対して 1.9 倍の割増しを考慮する。

表 5-6 構内排水路逆流防止設備の許容応力評価条件

評価対象部位	材料	$\sigma_{ab}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{at}^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\sigma_{as}^{*1,2}$ (N/mm ²)
スキンプレート	SUS316L	90	—	—	—
主桁	SUS316L	90	—	50	—
縦補助桁	SUS316L	90	—	50	—
戸当り (コンクリート)	無筋コンクリート	—	—	0.40	5.9

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

*2：各許容応力度の値は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づく。

表 5-7 構内排水路逆流防止設備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			
		1 次応力			
		曲げ (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	支圧 (N/mm ²)
短期許容 応力度	スキンプレート	171	—	—	—
	主桁	147/132 ^{*1,2}	—	95	—
	縦補助桁	157/166 ^{*1,2}	—	95	—
	戸当り (コンクリート)	—	—	0.76	11.2

注記 *1: 主桁, 縦補助桁に用いる構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は, 「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月)」に基づき, 許容曲げ応力度横倒れ座屈に対する配慮として許容応力の低減を考慮し, 以下の計算式により算出する。

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : 90 \times 1.9 = 171 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{L}{b} > \frac{10}{K} : \sigma_{ca} = \left(90 - 0.7 \left(K \frac{L}{b} - 10 \right) \right) \times 1.9 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2 \cdot A_c}} \quad \text{ただし, } \frac{A_w}{A_c} < 2 \quad \text{の場合} \quad K = 2$$

ここに, L : 圧縮フランジの固定間隔 (mm)

b : 圧縮フランジ幅 (mm)

A_w : 腹板の総断面積 (mm²)

A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)

*2: 主桁, 縦補助桁の許容曲げ応力の記載は, 構内排水路逆流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9/構内排水路逆流防止設備 5, 6 とする。

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり，閉門時における構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため，構内排水路逆流防止設備の強度計算に用いる設計震度は，添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）及び防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）における設置床の最大応答加速度を考慮して設定する。構内排水路逆流防止設備の強度計算に用いる設計震度を表 5-5 に示す。

表 5-5 設計用地震力（閉門時）

設備名称	地震動	設置場所 及び 床面高さ (EL. m)	余震による設計震度*1	
構内排水路逆 流防止設備 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9	弾性設計用 地震動 S _d －D 1	出口側集水枡 EL. 1. 14～5. 40 (管底高さ) (EL. 5. 550*2)	水平方向K _{H S d}	0. 45
			鉛直方向K _{V S d}	0. 23
構内排水路逆 流防止設備 5, 6		出口側集水枡 1. 350 (管底高さ) (EL. 1. 8*3)	水平方向K _{H S d}	0. 44
			鉛直方向K _{V S d}	0. 27

注記 *1：「4. 固有周期」より，構内排水路逆流防止設備の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2：防潮堤（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁）における基準床レベルを示す。

*3：防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）における基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

各評価対象部位に加わる応力等の算出式を以下にまとめる。

(1) スキンプレート

スキンプレートに発生する曲げモーメントは、4辺を固定支持された平板としてモデル化し、曲げ応力を算定する。

スキンプレートのモデル図及び応力算定式を図 5-1 に示す。

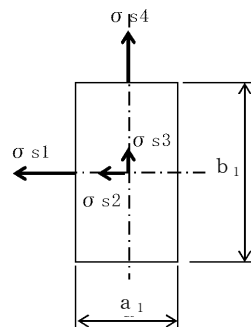
$$A_1 = \frac{\pi \cdot B^2}{4}$$

$$i_{HSd} = \frac{I_{HSd}}{A_1}$$

$$q_1 = P_t + i_{HSd} + P_d$$

$$P_1 = q_1$$

$$\sigma = \frac{k \cdot a_1^2 \cdot P_1 \cdot \alpha}{100 \cdot t_1^2}$$



ここに、

A_1 : 扉体面積 (mm²)

i_{HSd} : 余震による単位面積当たりの水平方向
地震荷重 (N/mm²)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

σ : 応力度 (N/mm)

k : 辺長比 (b_1/a_1) による係数

a_1 : スキンプレートの短辺 (mm)

b_1 : スキンプレートの長辺 (mm)

P_1 : スキンプレートに加わる単位面積当たり
の荷重 (N/mm²)

t_1 : スキンプレートの板厚 (mm)

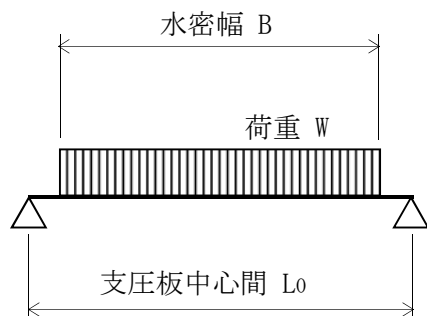
α : スキンプレートの応力の補正係数

図 5-1 スキンプレートのモデル図及び応力算定式

(2) 主桁

主桁は、部材の発生断面力に対して保守的な評価となるよう、支圧板の設置位置を支点とする両端をピン支点の単純梁によりモデル化する。

主桁のモデル図を図 5-2 に示す。



$$W = q_1 \cdot A_1$$

$$M_{\max} = \frac{W}{8} \cdot (2 \cdot L_0 - B)$$

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

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

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{w2}}$$

W : 主桁に加わる津波及び余震による荷重 (N)

A_1 : 扉体面積 (mm^2)

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm^2)

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

$S_{\max}$: 最大せん断力 (N)

σ : 曲げ応力 (N/mm^2)

τ : せん断応力 (N/mm^2)

W : 主桁に加わる荷重 (N)

L_0 : 支圧板中心間 (mm)

B : 水密幅 (mm)

Z_2 : 主桁の断面係数 (mm^3)

A_{w2} : 主桁のウェブ断面積 (mm^2)

図 5-2 主桁のモデル図

(3) 縦補助桁

縦補助桁については、主桁によって支持された単純支持梁とし、荷重は平均水圧が菱形に作用したものとして、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会）」の式により曲げ応力及びせん断応力を算定する。

縦補助桁のモデル図及び応力算定式を図 5-3 に示す。

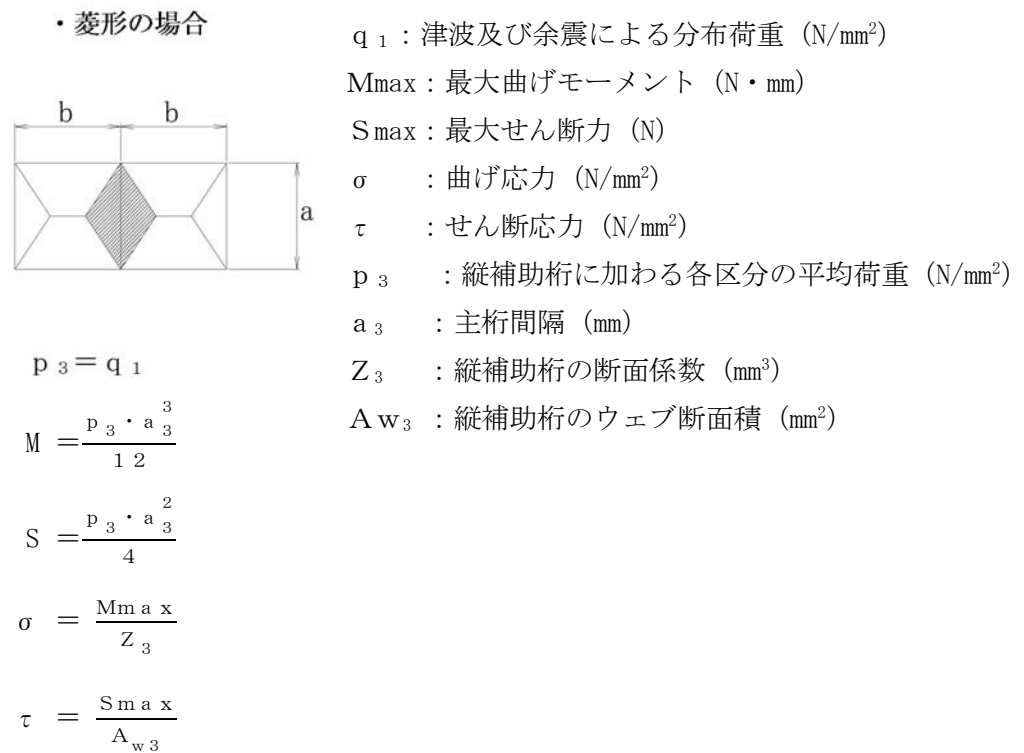
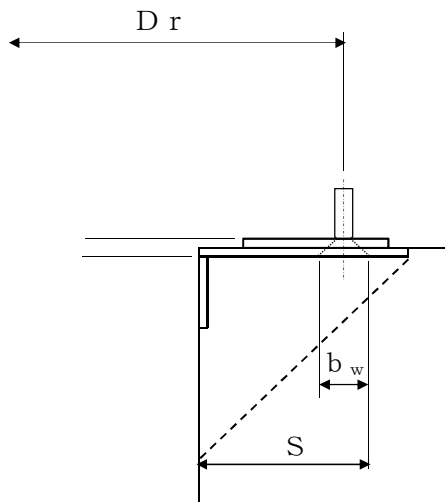


図 5-3 縦補助桁のモデル図及び応力算定式

(4) コンクリート

戸当りのコンクリートは，コンクリートに加わる圧力を戸当り全周で支持するものとして，支圧応力及びせん断応力を評価する。

戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式を図 5-7 に示す。



コンクリートの支圧応力度

$$\sigma_{bk} = \frac{q \cdot A}{\pi \cdot D_r \cdot b_w}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D_r^2}{4}$$

$$q = q_1$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{\sigma_{bk} \cdot b_w}{2 \cdot S}$$

ここに、

q_1 : 津波及び余震による分布荷重 (N/mm²)

q : 津波及び余震によりコンクリートに加わる圧力 (N/mm²)

D_r : 支圧板中心径 (mm)

b_w : 支圧幅 (mm)

σ_{bk} : コンクリート支圧応力度 (N/mm²)

A : 支圧面積 (mm²)

S : 戸当り幅 (mm)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

図 5-7 戸当り部コンクリートのモデル図及び応力算定式

5.6 計算条件

- (1) 強度評価に用いる構内排水路逆流防止設備の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

構内排水路逆流防止設備の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-6 及び表 5-7 に示す。

表 5-6 構内排水路逆流防止設備の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件
(構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)) (1/2)

スキンプレー ト, 主桁, 縦補助 桁, ヒンジ及び吊り ピンの材質	固定荷重 (扉体の自重) G (N)	扉体面積 A_1 (mm^2)	水の単位体積重量 W_o (N/mm^3)
SUS316L	3.5×10^3	8.99×10^5	1.01×10^{-5}

スキンプレーートの辺 長比 (b/a) による 係数 k	スキンプレーートの 短辺 a_1 (mm)	スキンプレーートの 長辺 b_1 (mm)	スキンプレーートの 板厚 t_1 (mm)
44.88	390	575	16

スキンプレーートの 応力の補正係数 α_1	主桁の 支圧板中心間 L_o (mm)	主桁の 断面係数 Z_2 (mm^3)	主桁の ウェブ断面積 A_{w2} (mm^2)
0.8	1.089×10^3	2.24×10^5	1.632×10^3

縦補助桁の 主桁間隔 a_3 (mm)	縦補助桁の断面係数 Z_3 (mm^3)	縦補助桁の ウェブ断面積 A_{w3} (mm^2)	余震による水平方向 地震荷重 I_{HSd} (N)
390	2.5×10^4	7.04×10^2	1.575×10^3

表 5-6 構内排水路逆流防止設備の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件
(構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9)) (2/2)

余震による鉛直方向 地震荷重 I_{vsd} (N)	支圧板中心径 D_r (mm)	支圧幅 b_w ($t_0 + 2 t_r$) (mm)	戸当り幅 S (mm)
4.305×10^3	1.15×10^3	50	1.20×10^2

表 5-7 構内排水路逆流防止設備の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件
(構内排水路逆流防止設備 (5, 6))

スキンプレー ト, 主桁, 補助桁, ヒンジ及び吊り ピンの材質	固定荷重 (扉体の自重) G (N)	扉体面積 A_1 (mm^2)	水の単位体積重 量 W_o (N/mm^3)
SUS316L	981	2.12×10^5	1.01×10^{-5}

スキンプレーートの辺 長比 (b/a) による 係数 k	スキンプレーートの 短辺 a_1 (mm)	スキンプレーートの 長辺 b_1 (mm)	スキンプレーートの 板厚 t_1 (mm)
45.5	2.00×10^2	3.00×10^2	9

スキンプレーートの 応力の補正係数 α_1	主桁の 支圧板中心間 L_o (mm)	主桁の 断面係数 Z_2 (mm^3)	主桁の ウェブ断面積 A_{w2} (mm^2)
0.8	566	3.300×10^4	4.00×10^2

縦補助桁の 主桁間隔 a_3 (mm)	縦補助桁の断面係数 Z_3 (mm^3)	縦補助桁の ウェブ断面積 A_{w3} (mm^2)	余震による水平方向 地震荷重 I_{HSd} (N)
2.00×10^2	1.700×10^4	5.60×10^2	4.316×10^2

余震による鉛直方向 地震荷重 I_{VSd} (N)	支圧板中心径 D_r (mm)	支圧幅 b_w ($t_o + 2 t_r$) (mm)	戸当り幅 S (mm)
1.246×10^3	6.00×10^2	50	1.20×10^2

- (2) 強度評価に用いる構内排水路逆流防止設備の津波荷重に関わる計算条件
 構内排水路逆流防止設備の津波荷重に関わる計算条件を表 5-8 及び表 5-9 に示す。

表 5-8 構内排水路逆流防止設備の津波荷重に関わる計算条件
 (構内排水路逆流防止設備 (1, 2, 3, 4, 7, 8, 9))

対象の津波	入力津波 高さ H_1 (m)	設計水深 h_1 (m)	津波及び余 震による分 布荷重 q_1 (N/mm ²)	スキンプレ ートに加わ る単位面積 当たりの荷 重 P_1 (N/mm ²)	主桁に加わ る津波及び 余震による 荷重 W (N)	縦補助桁に 加わる各区 分の平均荷 重 p_3 (N/mm ²)	津波及び余 震により加 わるコンク リートに加 わる圧力 q (N/mm ²)
基準津波	17.9	26.9	0.34	0.34	1.528×10^5	0.34	0.34
敷地に遡上 する津波	24.0	36.0	0.46	0.46	2.068×10^5	0.46	0.46

表 5-9 構内排水路逆流防止設備の津波荷重に関わる計算条件
 (構内排水路逆流防止設備 (5, 6))

対象の津波	入力津波 高さ H_1 (m)	設計水深 h_1 (m)	津波及び余 震による分 布荷重 q_1 (N/mm ²)	スキンプレ ートに加わ る単位面積 当たりの荷 重 P_1 (N/mm ²)	主桁に加わ る津波及び 余震による 荷重 W (N)	縦補助桁に 加わる各区 分の平均荷 重 p_3 (N/mm ²)	津波及び余 震により加 わるコンク リートに加 わる圧力 q (N/mm ²)
基準津波	17.9	26.9	0.34	0.34	3.610×10^4	0.34	0.34
敷地に遡上 する津波	24.0	36.0	0.46	0.46	4.885×10^4	0.46	0.46

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 及び表 6-2 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 強度評価結果（構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9））

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	73	135
	主桁	曲げ応力度	95	116
		せん断応力度	47	75
	縦補助桁	曲げ応力度	68	124
		せん断応力度	19	75
固定部	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.96	8.9
		せん断応力度	0.41	0.6

表 6-2 強度評価結果（構内排水路逆流防止設備（5, 6））

評価部位		評価項目	発生応力	許容応力
扉体部	スキンプレート	最大応力度	62	135
	主桁	曲げ応力度	84	104
		せん断応力度	46	75
	縦補助桁	曲げ応力度	14	131
		せん断応力度	7	75
固定部	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.02	8.9
		せん断応力度	0.22	0.6

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-3 及び表 6-4 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 6-3 強度評価結果（構内排水路逆流防止設備（1, 2, 3, 4, 7, 8, 9））

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	99	171
	主桁	曲げ応力度	128	147
		せん断応力度	64	95
	縦補助桁	曲げ応力度	91	157
		せん断応力度	25	95
固定部	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	2.65	11.2
		せん断応力度	0.56	0.76

表 6-4 強度評価結果（構内排水路逆流防止設備（5, 6））

評価部位		評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
扉体部	スキンプレート	最大応力度	83	171
	主桁	曲げ応力度	114	132
		せん断応力度	62	95
	縦補助桁	曲げ応力度	19	166
		せん断応力度	9	95
固定部	戸当り (コンクリート)	支圧応力度	1.38	11.2
		せん断応力度	0.29	0.76

7. 出口側集水柵の強度評価

7.1 出口側集水柵の構造概要

集水柵は、底版と4面の壁からなる箱型の鉄筋コンクリート構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置する。支持形式の違いにより、鋼管杭を介するもの（以下、「集水柵（杭間部）」という。）と鉄筋コンクリート防潮壁の底版と一体化させるもの（以下、「集水柵（RC防潮壁部）」という。）に区分される。堤内側で接続する集水柵（以下、「入口側集水柵」という。）と堤外側で接続する集水柵（以下、「出口側集水柵」という。）があり、構内排水路逆流防止設備は出口側集水柵に設置する。

出口側集水柵に要求される機能維持の確認として、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

出口側集水柵の構造図を図7-1に示す。

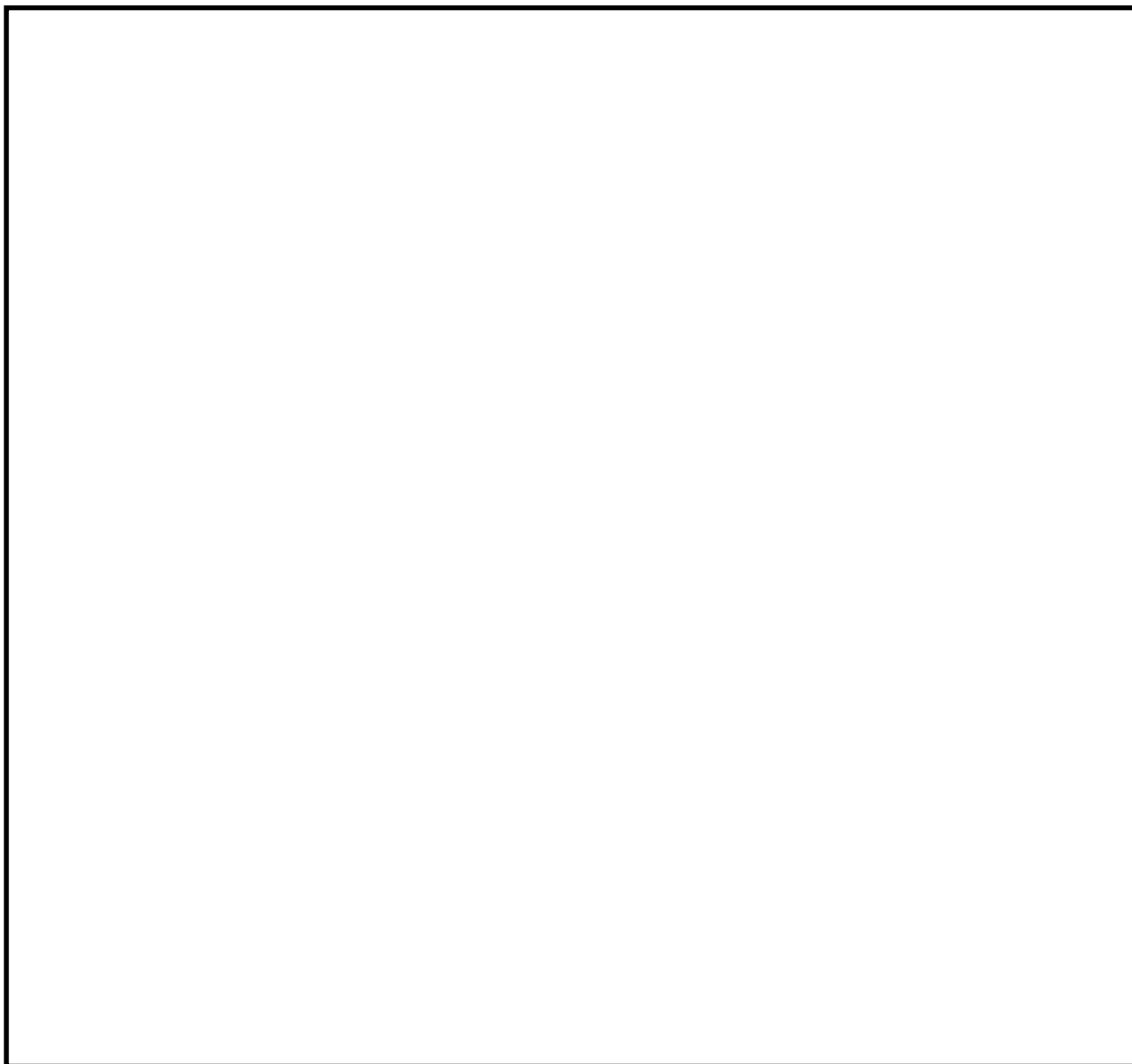
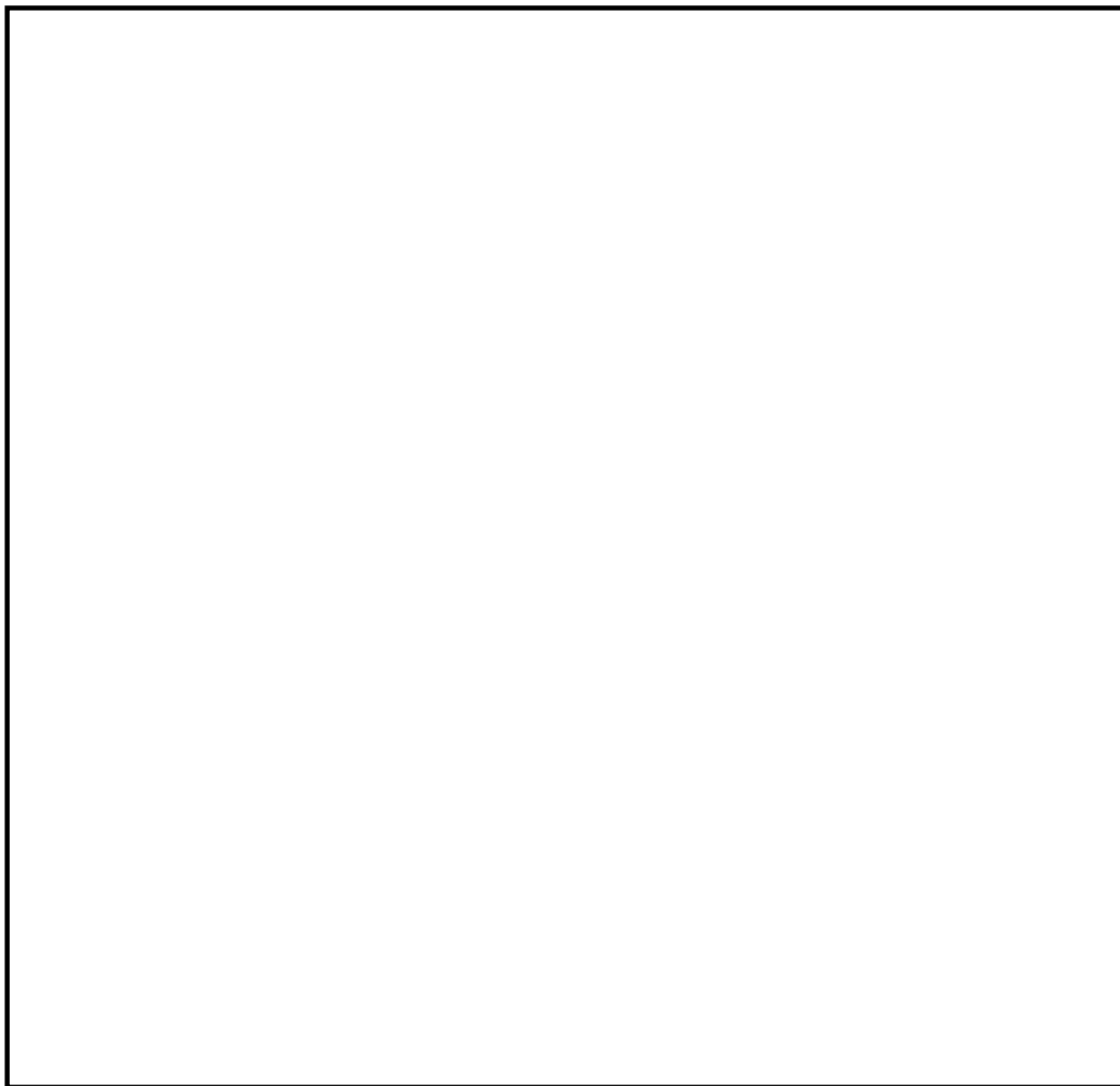


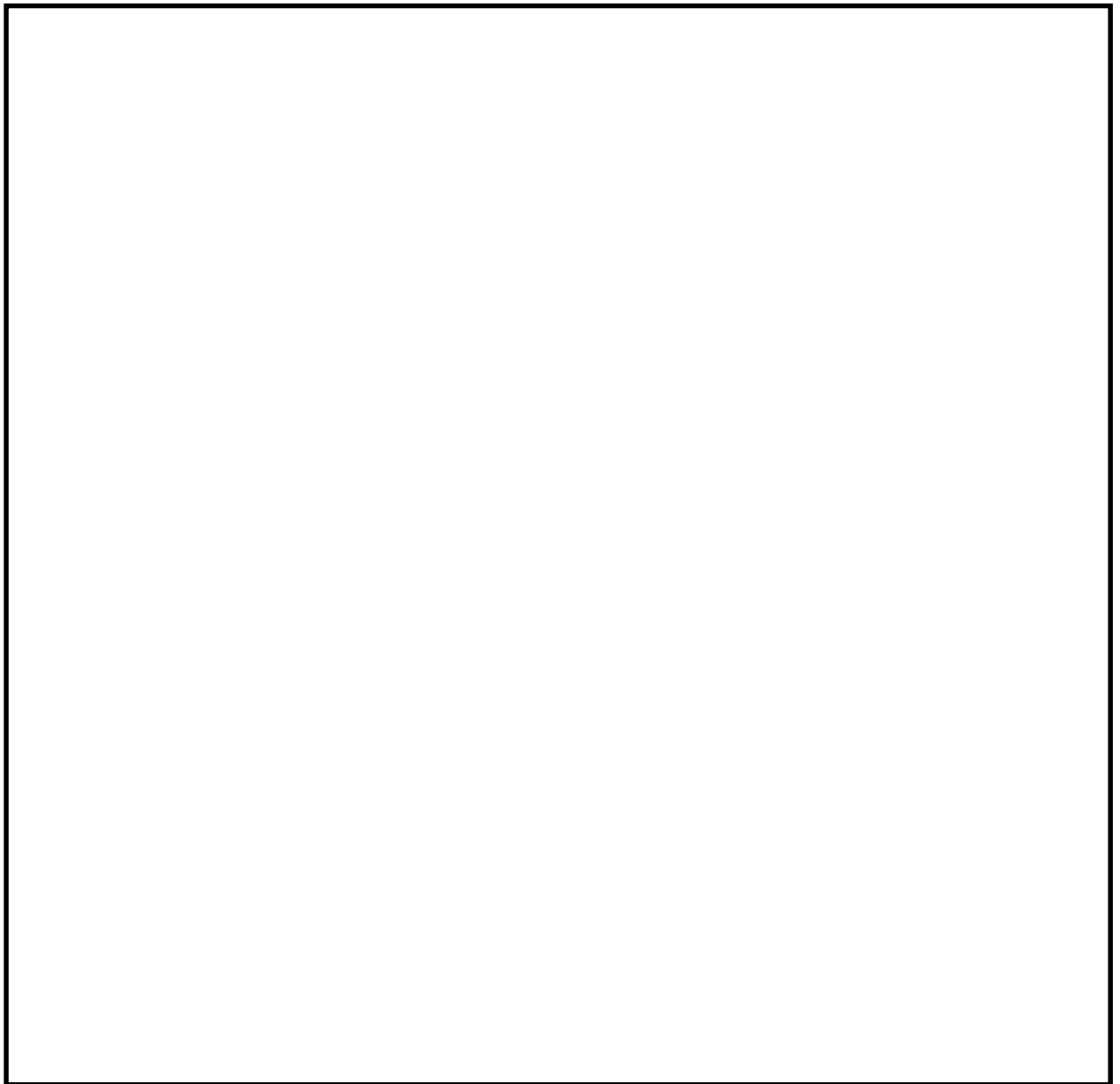
図 7-1 (1) 構内排水路（杭間部） 出口側集水枡構造図(排水系統 I-2)



(排水系統Ⅰ-3)

(排水系統Ⅱ-1)

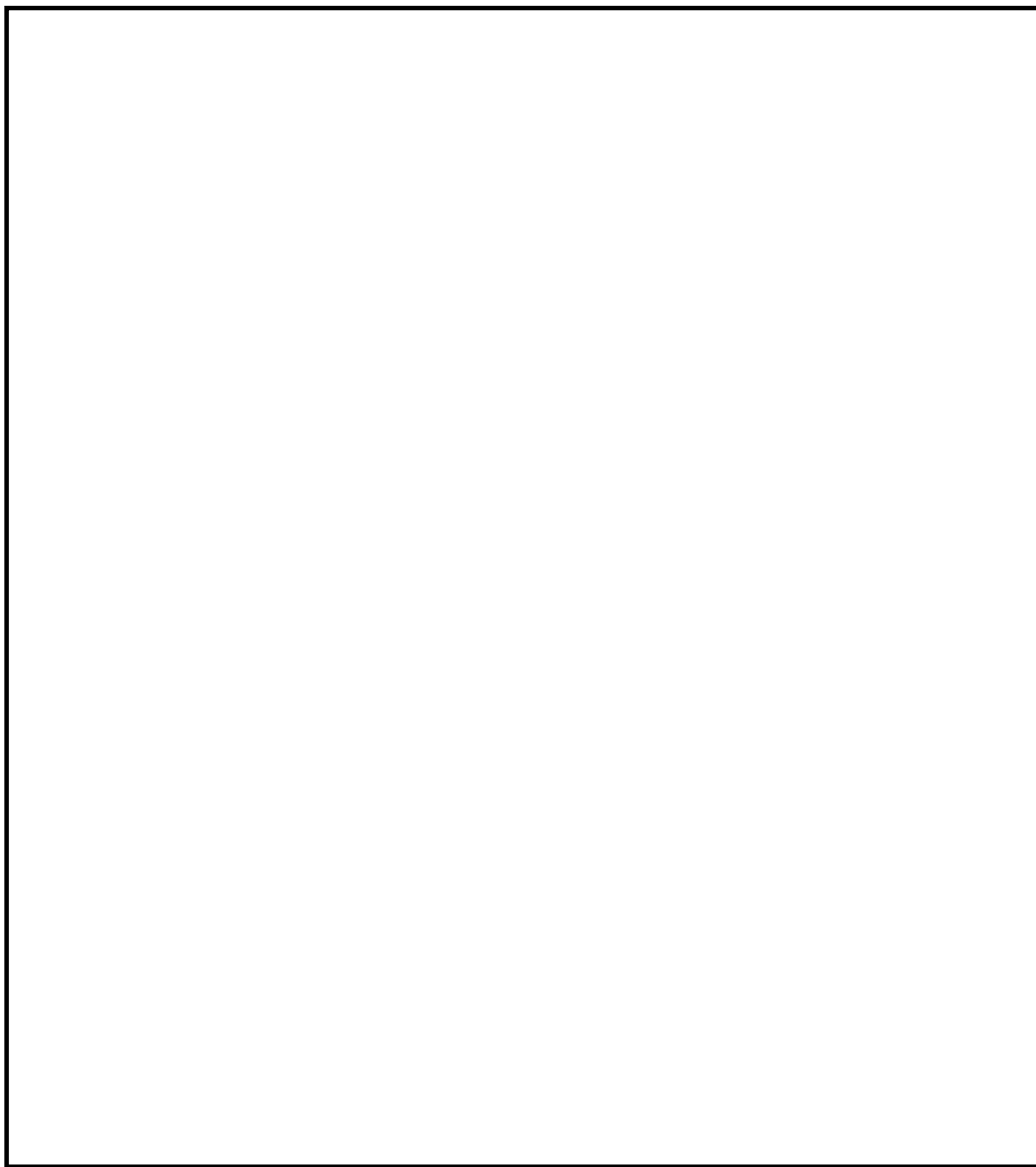
図 7-1 (2) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図 (排水系統Ⅰ-3・Ⅱ-1)



(排水系統Ⅱ-2)

(排水系統Ⅲ-1)

図 7-1 (3) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図 (排水系統Ⅱ-2・Ⅲ-1)



(排水系統Ⅲ-2)

(排水系統Ⅴ)

図 7-1 (4) 構内排水路 (杭間部) 出口側集水枡構造図(排水系統Ⅲ-2・Ⅴ)

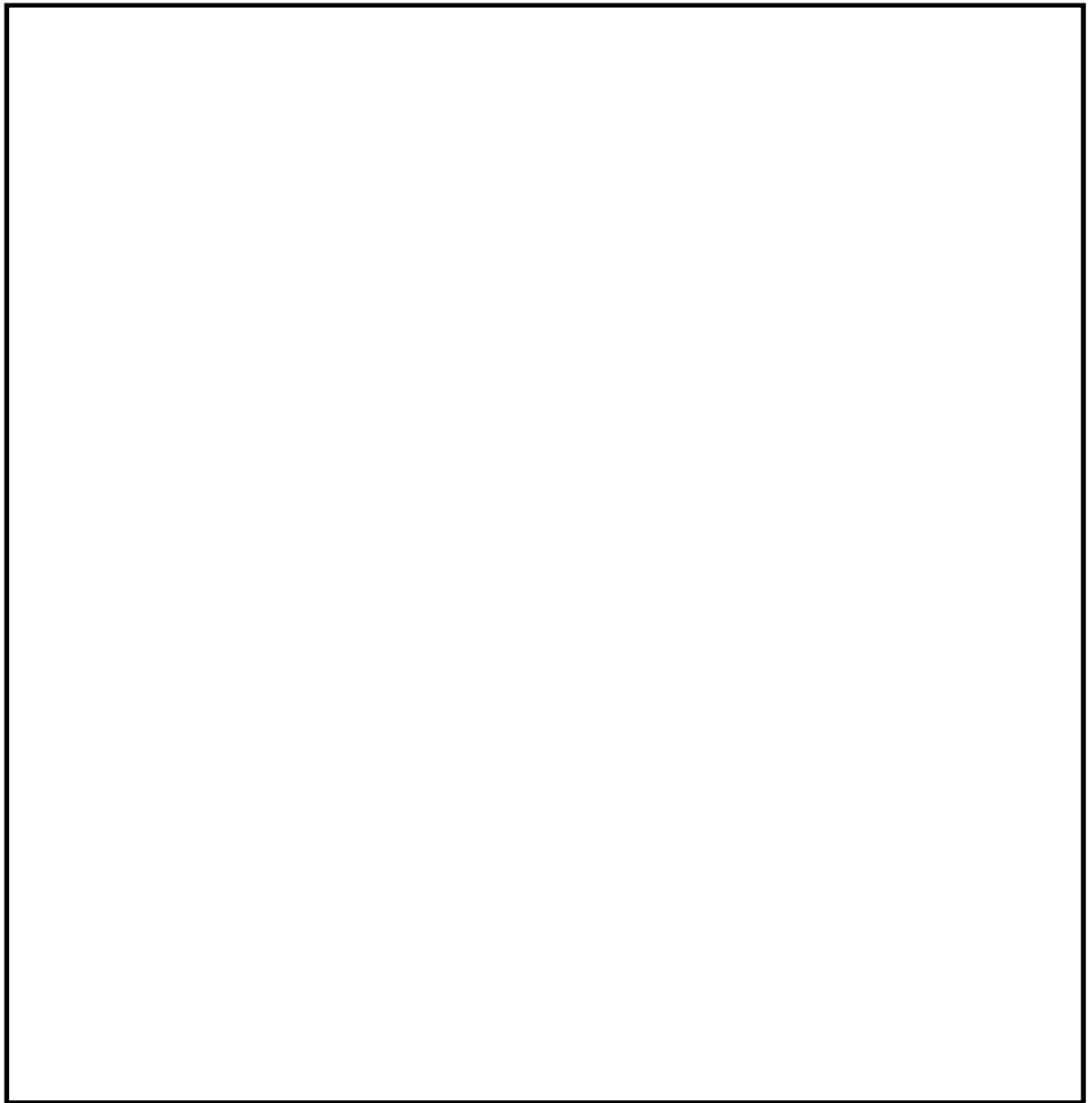


図 7-1 (5) 集水枿（R C 防潮壁部）及び貫通部配管 R C 底版の構造概要図

7.2 評価方針

出口側集水桝の強度評価は、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書の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」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、評価対象部位に作用する応力が許容限界に収まることを確認する。

出口側集水桝の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時(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作用時(以下、「重畳時」という。)について行う。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

7.2.1 杭間部

出口側集水桝（杭間部）の強度評価は、設計基準対象施設として表 7-1 の出口側集水桝（杭間部）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価を行う。

表 7-1 出口側集水桝（杭間部）の評価項目

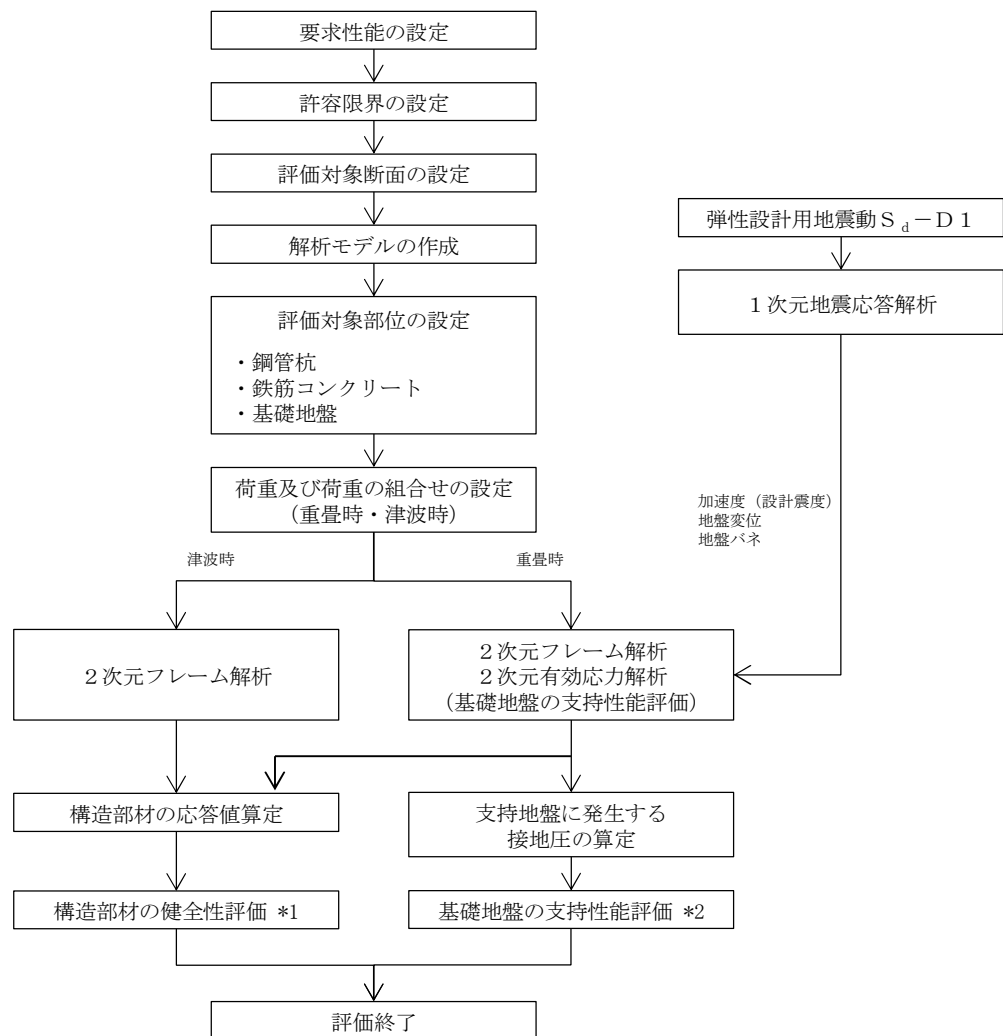
評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	出口側集水桝の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		出口側集水桝を支持する鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水桝の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		出口側集水桝を支持する鋼管杭	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

構造部材の健全性評価については、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

集水桝の強度評価フローを図 7-2 に示す。



注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 7-1 に示す「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。

*2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 7-1 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 7-2 出口側集水柵（杭間部）の強度評価フロー

7.2.2 R C 防潮壁部

出口側集水桝（R C 防潮壁部）の強度評価は、設計基準対象施設として表 7-2 の出口側集水桝（R C 防潮壁部）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

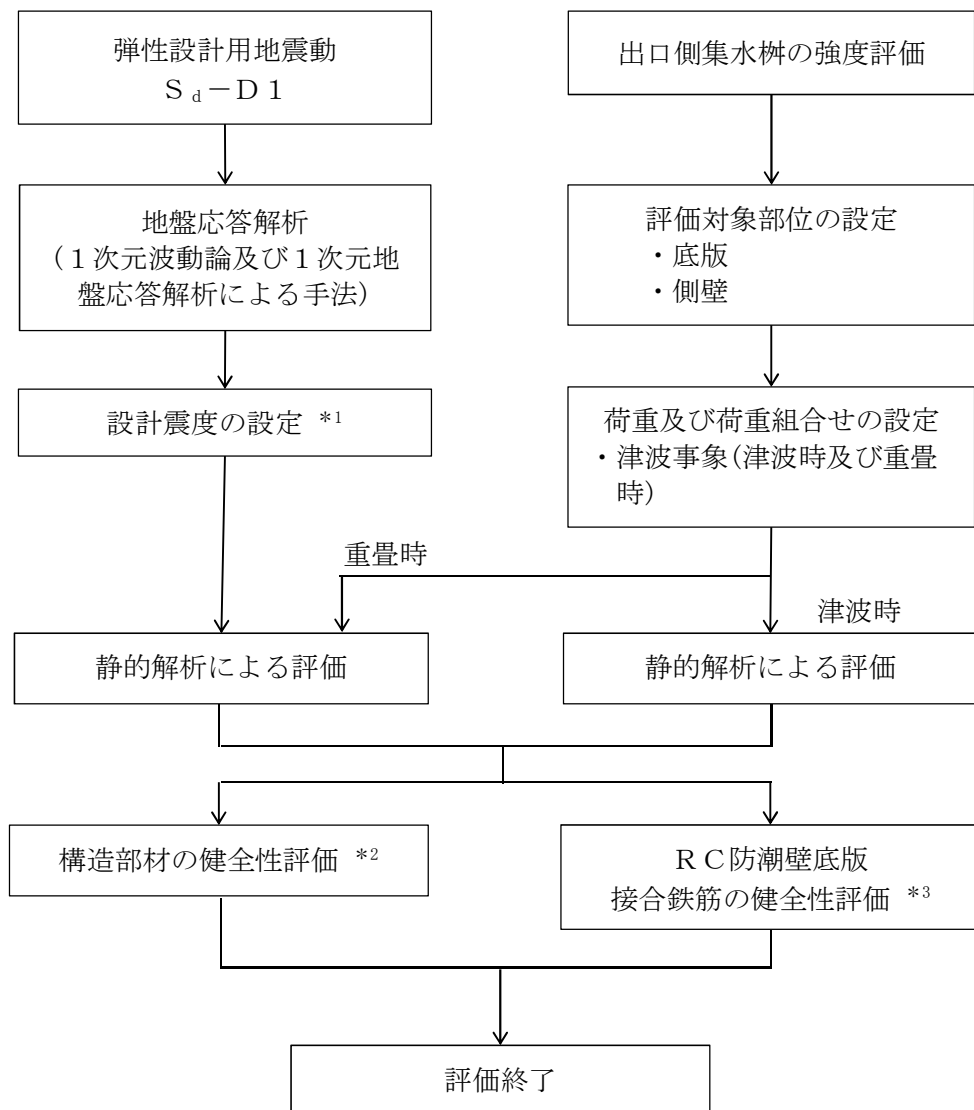
構造部材の健全性評価については、部材に発生する発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、出口側集水桝（R C 防潮壁部）の支持性能評価については、出口側集水桝が鉄筋コンクリート防潮壁底版と一体化することから、底版との接合鉄筋に生ずる発生応力が許容限界以下であることを確認する。

出口側集水桝の強度評価フローを図 7-3 に示す。

表 7-2 出口側集水桝（R C 防潮壁部）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	出口側集水桝の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造部材の支持性能	R C 防潮壁底版との一体化部 底版との接合鉄筋	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
有意な漏えいを生じないこと	構造部材の健全性	出口側集水桝の全構造部材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。



注記 *1：地震時応答解析にて算出された最大加速度による設計用震度を設定する。

*2：R C構造部材の健全性評価を実施することで、表 7-2「構造強度を有すること」及び「有意な漏えいを生じないこと」を満足することを確認する。

*3：R C防潮壁底版接合鉄筋の健全性評価を実施することで、表 7-2 に示す「構造強度を有すること」を満足することを確認する。

図 7-3 出口側集水桝（R C防潮壁部）の強度評価フロー

7.3 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〕（（社）土木学会，2002 年制定）
- ・ 道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・ 道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・ 道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版）
- ・ 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（（社）土木学会，2005 年）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）

8. 強度評価方法

8.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 8-1 に示す。

表 8-1 強度計算書で用いる記号の定義

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
K_{sd}	kN/m ²	余震荷重
P_c	kN	衝突荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
P_s	kN	積雪荷重
τ_{sa}	N/mm ²	鋼管杭の許容せん断応力度
σ_{sa1}	N/mm ²	鋼管杭の許容引張応力度，許容圧縮応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
σ_{sa2}	N/mm ²	鉄筋の許容曲げ引張応力度
σ	N/mm ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M	N・mm	最大曲げモーメント
Z	mm ³	断面係数
N	N	軸力
A	mm ²	有効断面積
τ	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S	kN	せん断力
κ	—	せん断応力度の分布係数 (2.0)

8.2 評価対象断面及び部位

構内排水路逆流防止設備の評価対象断面及び評価対象部位は、添付書類「V-3-別添 3 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度に関する説明書」の「3.2 許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえて設定する。

8.2.1 杭間部

出口側集水桝の評価対象部位は、桝本体の底版と前背面壁、及び桝を支持する鋼管杭、支持力、杭頭部とする。評価対象断面は、集水桝及び集水桝を接続する排水管を含む断面のうち、入力津波高さが高く、地震時の地盤変位が大きい排水系統 I-2 の断面とする。評価対象断面位置図を図 8-1 に、評価対象断面図を図 8-2 に示す。

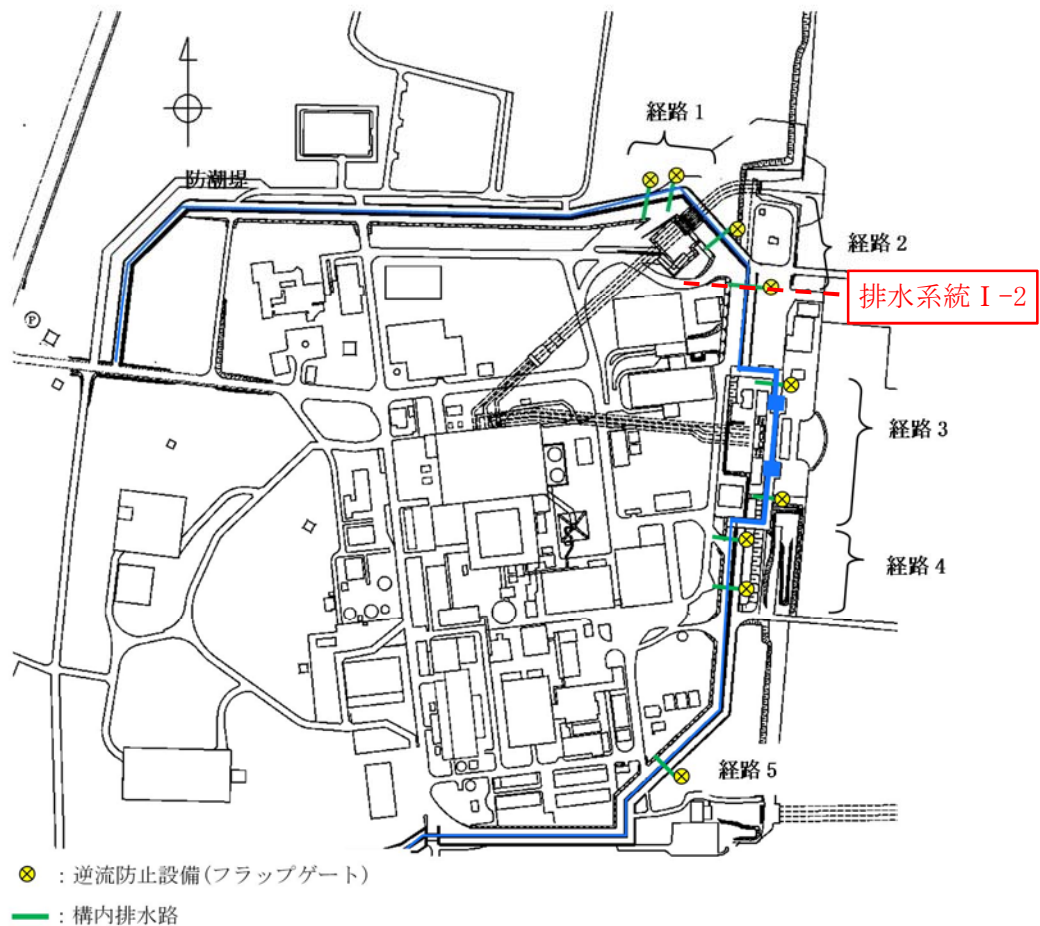


図 8-1 評価対象断面位置図

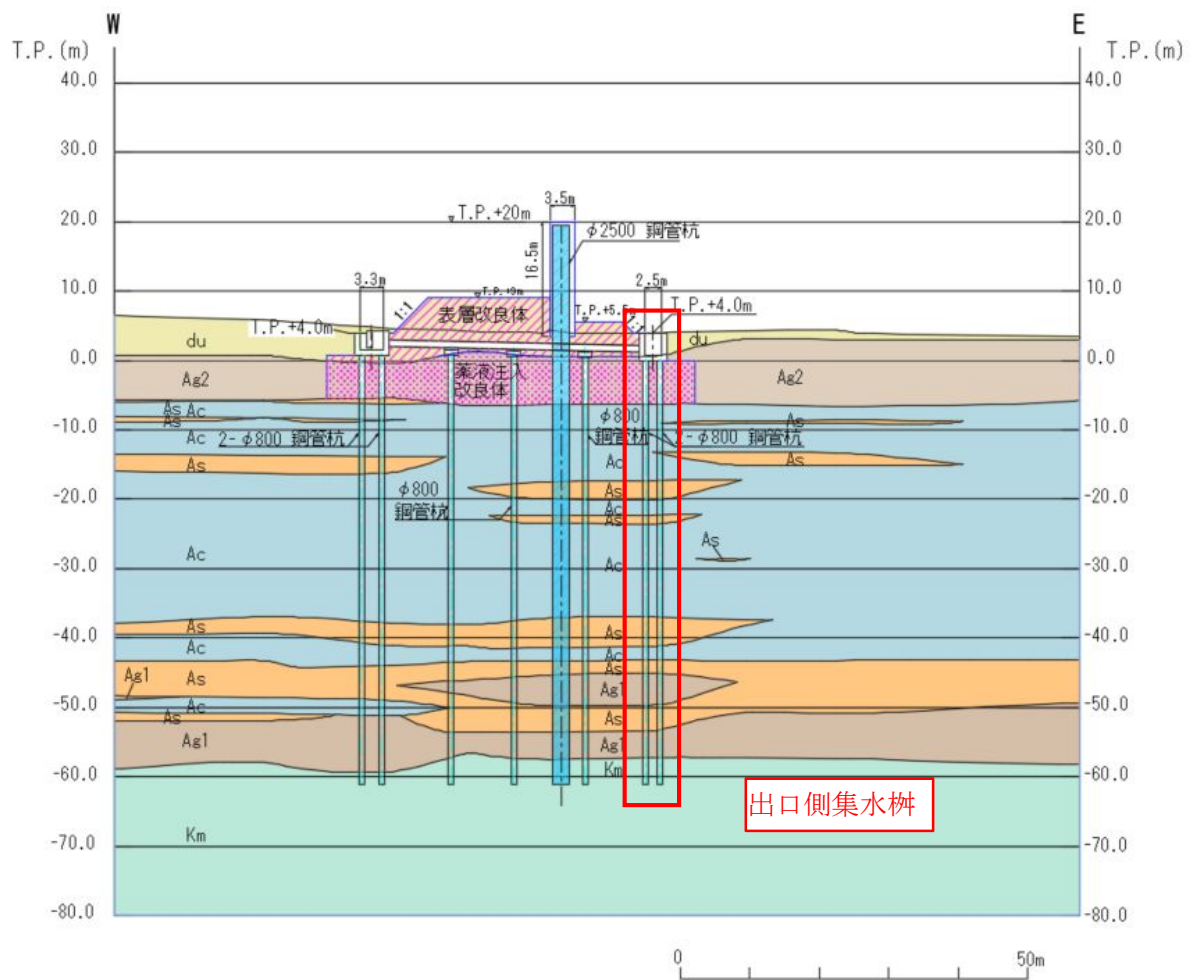


図 8-2 評価対象断面図 (排水系統 I-2)

8.2.2 RC防潮壁部

排水系統IV-1 の断面位置を図 8-3 に示す。また、排水系統IV-1 の断面図を図 8-4 に示す。

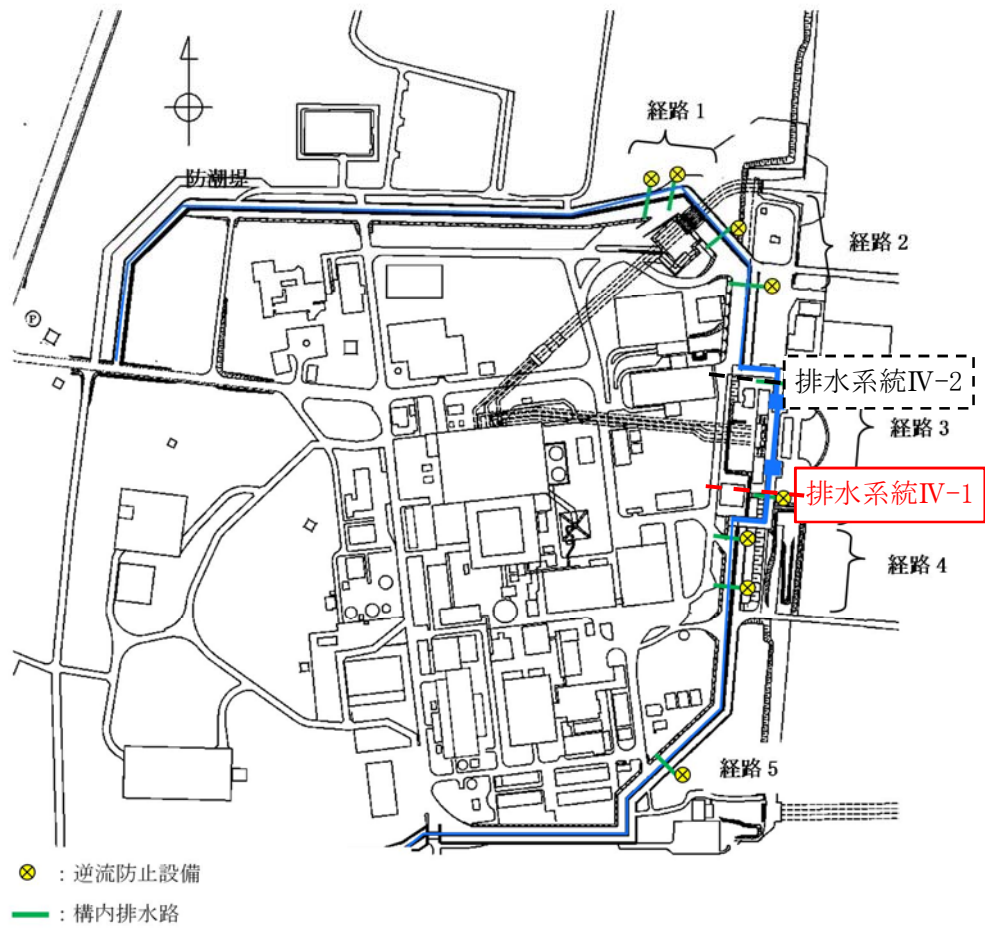


図 8-3 構内排水路逆流防止設備（RC防潮壁部）の配置及び評価対象断面位置図

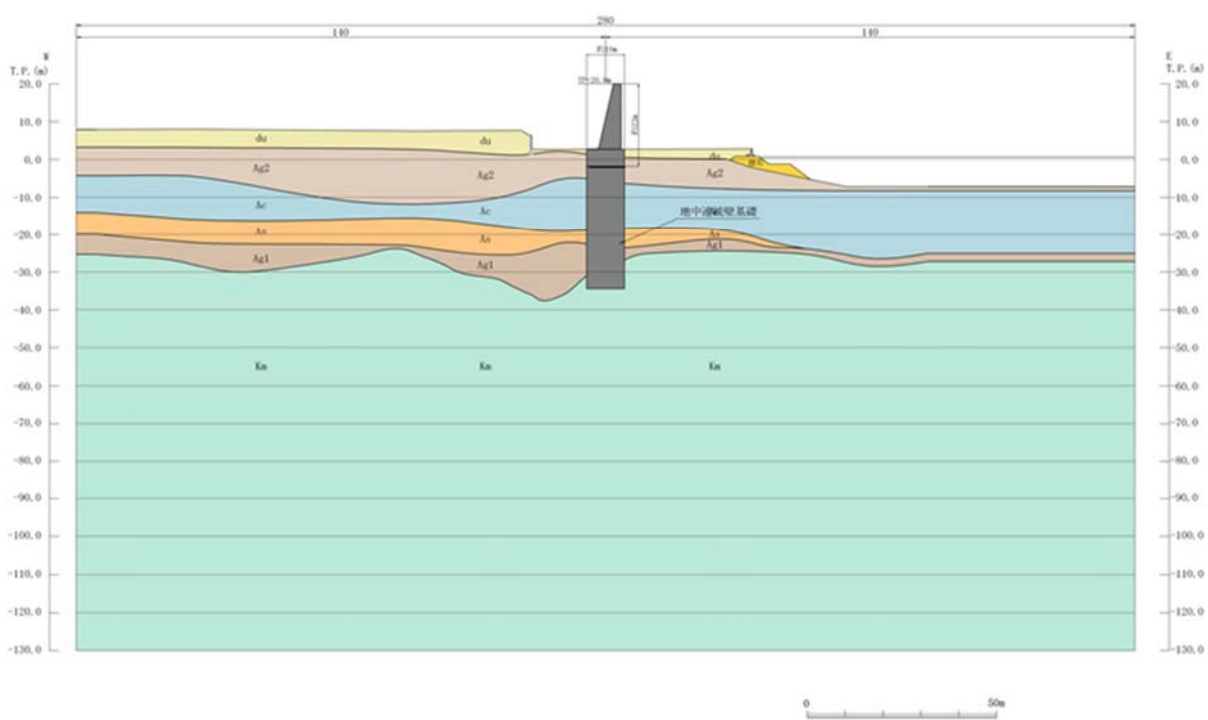


図 8-4 R C 防潮壁部 評価対象断面図 (排水系統Ⅳ-1)

8.3 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、添付資料「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

8.3.1 荷重

出口側集水桝の強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、躯体自重及び土圧を考慮する。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として、静水圧による荷重を考慮する。

(3) 遡上津波荷重(P_t)

堤外側の集水桝に作用する遡上津波荷重を考慮する。

(4) 余震荷重(K_{Sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。

(5) 衝突荷重(P_c)

構内排水路逆流防止設備は、津波の遡上時には考慮しない。

(6) 風荷重(P_k)

構造物全体が地表面以深にあり、風荷重は考慮しない。

(7) 積雪荷重(P_s)

構内排水路逆流防止設備は、津波の遡上時には海面下にあり、積雪荷重は考慮しない。

8.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 8-2 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分する。

表 8-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t$
重畳時	$G + P + P_t + K_{Sd}$

G : 固定荷重

P : 積載荷重

P_t : 遡上津波荷重

K_{Sd} : 余震荷重

8.4 許容限界

a. 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，表 8-3 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，基準津波時における鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また，T. P. +24 m 津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 8-3 鋼管杭の許容限界

評価項目		許容限界	
		基準津波時	T. P. +24 m 津波時
鋼管杭 (SM570)	短期許容引張応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)	382.5	433.5
	短期許容圧縮応力度 σ_{sa1} (N/mm ²)		
	短期許容せん断応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	217.5	246.5

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 14 年 3 月）」，「道路土工 カルバート工指針（（社）日本道路協会 平成 21 年度版）」に基づき，表 8-4 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は，基準津波時における鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また，T. P. +24 m 津波時には，コンクリートの許容応力度に対して 2.0 倍，鉄筋の許容応力度に対して 1.65 倍の割増を考慮する。

表 8-4 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目			許容限界	
			基準津波時	T. P. +24 m 津波時
コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	21 ^{*1}	28 ^{*1}
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}^{*1} (N/mm ²)	0.825 ^{*4}	1.1 ^{*4}
		短期許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}' (N/mm ²)	1.65 ^{*1}	2.2 ^{*1}
		短期許容支圧応力度 σ_{ca}' (N/mm ²)	18 ^{*1}	24 ^{*1}
	設計基準強度 50 N/mm ²	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	24 ^{*3}	32 ^{*3}
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}^{*1} (N/mm ²)	0.825 ^{*4}	1.1 ^{*4}
		短期許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}' (N/mm ²)	1.1 ^{*1}	2.2 ^{*1}
		短期許容支圧応力度 σ_{ca}' (N/mm ²)	22.5 ^{*1}	30 ^{*1}
鉄筋	SD345 ^{*1}	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (軸方向鉄筋)	294	323.4
		短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (せん断補強筋)	294	323.4
	SD490 ^{*2}	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (軸方向鉄筋)	435	478.5
		短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (N/mm ²) (せん断補強筋)	300	330

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 24 年 3 月）

*3：道路土工 カルバート工指針（（社）日本道路協会 平成 21 年度版）

*4：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会 2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} : コンクリートの許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界を表 8-5 に示す。

表 8-5 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界

位置	断面形状				せん断補強筋			許容せん断力		短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN)
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	かぶり (mm)	有効高 (mm)	径	S_b (mm)	S_s (mm)	コンクリート V_{ca} (kN)	鉄筋 V_{sa} (kN)	
壁部	1000	800	150	650	D22	200	400	233.15	820.27	1053.4
底版部	1000	800	150	650	D22	200	400	233.15	820.27	1053.4

c. 基礎地盤の支持力

極限支持力は、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、道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）により以下の支持力算定式により設定する。基礎地盤の支持力に対する許容限界を表 8-6 に示す。

極限支持力算定式（杭基礎 [中掘り工法]）

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum L_i \cdot f_i \quad (\text{kN})$$

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (kN)

q_d : 杭下端における単位面積あたりの極限支持力度 (kN/m²) : コンクリート打設方式

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

* $c_{cu} = q_u/2$ より, $q_u = c_{cu} \times 2$ 。ここで, c_{cu} は Km 層の非排水せん断強度

A : 杭下端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦応力度 (kN/m²)

表 8-6 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果	備考
極限支持力 R_u (kN)	—	
$q_d A$ (kN)	—	
$U \sum L_i f_i$ (kN)	—	
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	6288	$=3 \cdot q_u$
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	2096	$=$ 非排水せん断強度 $\times 2$
非排水せん断強度 (kN/m ²)	1048	
杭下端標高 EL. (m)	-61.0	
杭下端面積 A (m ²)	—	
杭の周長 U (m)	—	
周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m)	—	
最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²)	—	

8.5 評価方法

構内排水路逆流防止設備の耐震評価は、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書の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

8.5.1 津波時

(1) 出口側集水桝（杭間部）

集水桝の壁と底版、及び桝を支持する鋼管杭を 2 次元フレーム解析モデルで表現する。このモデルに地盤バネを接続したモデルで応答変位法による 2 次元静的フレーム解析を行い、津波時の集水桝の各部材及び鋼管杭の構造健全性及び支持性能を確認する。

(a) 鋼管杭

イ. 解析方法

鋼管杭と集水桝の底版及び壁部材をモデル化した静的フレーム解析を行い、津波時の鋼管杭基礎の構造健全性を確認する。

ロ. 解析モデル及び諸元

(イ) 解析モデル

解析モデルは鋼管杭を 2 次元梁要素でモデル化する。また集水桝は、底版及び縦断面に垂直な側壁を 2 次元梁要素でモデル化し、縦断面に平行な面内壁を平面ひずみ要素でモデル化する。地盤抵抗を表現するため、地盤バネを設置する。この時、付与する地盤バネは上限値を有するバイリニア型とする。図 8-5 にモデル概念図を示す。

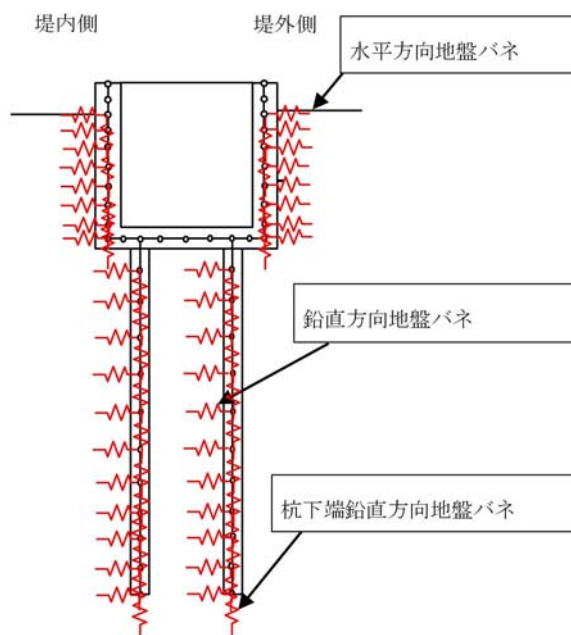


図 8-5 フレーム解析モデル概念図

2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に準拠し，地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

本検討では，津波波力及び漂流物荷重などの堤外側から堤内側に作用する荷重を主たる荷重として扱うためフーチング側部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは沈下した地盤面から杭先端までの範囲で考慮する。

津波時の地盤バネは，地盤の剛性及び反力上限値の低下が無いと仮定した地盤バネ1及び地盤の剛性及び反力上限値の低下を考慮した地盤バネ2の2ケースを考慮する。

表 8-7 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均値） から設定	地盤抵抗が大きいと仮定した場合
地盤バネ 2	静弾性係数 から設定	残留強度（ -1σ 低減値） から設定	地盤抵抗が小さいと仮定した場合

（ロ） 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8-8 に，材料の物性値を表 8-9 に示す。

表 8-8 使用材料

諸元		
出口側集水橋 (杭間部)	鉄筋	SD490
	コンクリート	設計基準強度 50 N/mm ²
鋼管杭* (杭間部)		φ 800 mm (SM570) t = 40

注記 *：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）に従い腐食代 1 mm を考慮する。杭の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 8-9 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート*	50 N/mm ²	24.5	3.30×10^4	0.2
鋼管杭（杭間部）*		77.0	2.00×10^5	0.3

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

ハ. 鋼管杭の評価

鋼管杭の評価は、杭体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(イ) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

(ロ) 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されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(b) 鉄筋コンクリート

イ. 解析方法

解析モデルは鋼管杭と集水桝の鉄筋コンクリート部材の両方をモデル化するため、鋼管杭の検討で実施する静的フレーム解析により、津波時の鉄筋コンクリートの構造健全性の確認を同時に行う。

ロ. 解析モデル及び諸元

(イ) 解析モデル

鋼管杭の検討で用いるモデルと同じモデルを用いる。

(ロ) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、表 8-8 及び表 8-9 と同様とする。

ハ. 評価方法

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(2) 出口側集水桝（R C防潮壁部）

出口側集水桝のR C防潮壁側を固定支持とし、底版と側壁を断面に考慮した片持ち梁モデルとして2次元静的フレーム解析により鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。

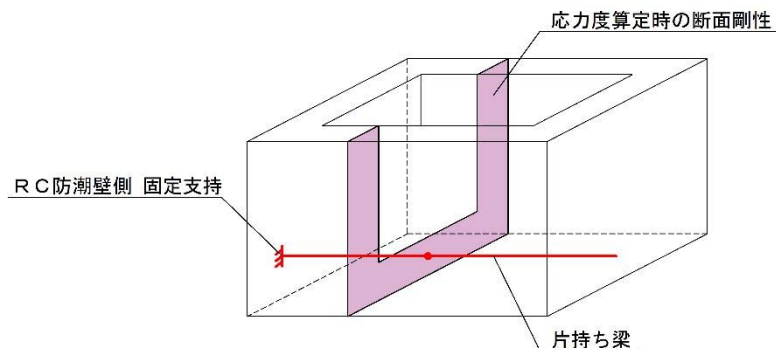


図 8-6 片持ち梁モデル概要図

(a) 梁部材としての評価

イ. 解析手法

出口側集水桝のR C防潮壁基礎側を固定支持とした片持ち梁として鉄筋コンクリートの構造健全性の確認を行う。

ロ. 解析モデル及び諸元

片持ち梁の断面は底版及び側壁を考慮する。

ハ. 底版の評価

片持ち梁に生じる曲げモーメント及び軸力を底版及び底版に垂直な両側の側壁を考慮した断面剛性によって応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。また、せん断については側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

(b) 面部材としての評価

出口側集水枡の側壁については、底版及び面外側の側壁との結合部を固定端、開口面となる上面を自由端とする三辺固定一辺自由スラブとして鉄筋コンクリート部材の構造健全性を確認する。

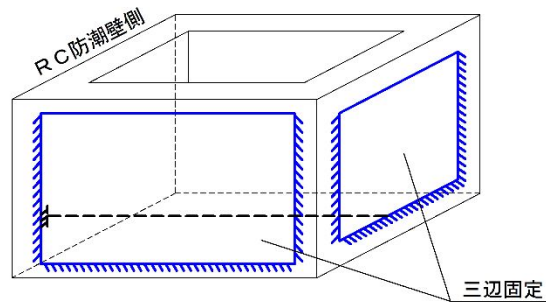


図 8-7 三辺固定版モデル概要図

イ. 解析手法

三辺固定一辺自由スラブとして曲げモーメント及びせん断力を算出し、鉄筋コンクリートの構造健全性の確認を行う。

ロ. 解析モデル及び諸元

三辺固定一辺自由スラブとして生じる応力が保守側となる箇所により構造健全性を確認する。

ハ. 側壁の評価

側壁に生じる曲げモーメント及びせん断によって側壁のみを有効断面として応力度を算出し許容限界以下であることを確認する。

(c) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 8-10 に、材料の物性値を表 8-11 に示す。

表 8-10 使用材料

諸元		
出口側集水枡 (RC防潮壁部)	鉄筋 (主筋)	SD490
	コンクリート	設計基準強度 40 N/mm ²

表 8-11 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート*	40 N/mm ²	24.5	3.10×10^4	0.2

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

8.5.2 重畳時

(1) 出口側集水桝（杭間部）

重畳時においては出口側集水桝の静的解析に必要な余震時の設計震度，地盤変位，地盤剛性及び反力上限値を 1 次元有効応力解析により算出する。算出した設計震度及び地盤変位，地盤剛性及び反力上限値を集水桝と鋼管杭をモデル化した 2 次元フレーム解析モデルに考慮する。応答変位法による 2 次元静的フレーム解析を行い，重畳時における出口側集水桝の各部材及び鋼管杭の構造健全性及び支持性能を確認する。

a. 1 次元有効応力解析

イ. 解析方法

重畳時の検討で実施する 1 次元有効応力解析は，地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には，解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・F L I P」に示す。

(イ) 地盤

地盤は，マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し，地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(ロ) 減衰定数

固有値解析にて求められる固有振動数及び初期減衰定数に基づく剛性比例型減衰を考慮する。また，非線形特性をモデル化する地盤の履歴減衰を考慮する。

ロ. 解析モデル及び諸元

(イ) 解析モデル

解析モデルは，構造物設置位置の地層構成に基づきモデル化する。

(ロ) 地盤の物性値

地盤の物性値は，添付書類「V-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。表 8-12 に地盤の物性値を示す。

表 8-12 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系（液状化検討対象層）								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ボアゾン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 8-12 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
物理特性	密度 （）は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z	35

注記 *1：施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから，解析用物性値として本表には記載しない。

z：標高（m）

表 8-12 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 T.P.(m) Z	適用深度 T.P.(m)	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_{co}	粘着力 C_{co} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{co} ($^{\circ}$)	せん断波 速度 V_s (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 $h_{\text{max}}(-)$	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度 V_p (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0	0.105	0.464	1640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0	0.105	0.464	1644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0	0.105	0.464	1648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0	0.105	0.464	1651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0	0.106	0.464	1651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0	0.106	0.464	1655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0	0.106	0.463	1638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0	0.107	0.463	1642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0	0.107	0.463	1642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0	0.107	0.463	1646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0	0.107	0.463	1650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0	0.108	0.463	1653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0	0.108	0.463	1657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0	0.108	0.463	1657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0	0.108	0.463	1661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0	0.109	0.462	1644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0	0.109	0.462	1648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0	0.109	0.462	1648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0	0.109	0.462	1652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0	0.110	0.462	1656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0	0.110	0.462	1659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0	0.110	0.462	1663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0	0.111	0.462	1671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0	0.111	0.461	1654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0	0.112	0.461	1662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0	0.112	0.461	1665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0	0.112	0.461	1673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0	0.113	0.461	1680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0	0.113	0.460	1664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0	0.114	0.460	1672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0	0.114	0.460	1675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0	0.115	0.460	1683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0	0.115	0.459	1667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0	0.115	0.459	1675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0	0.116	0.459	1678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0	0.116	0.459	1685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0	0.117	0.459	1689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0	0.117	0.458	1678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0	0.117	0.458	1681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0	0.118	0.458	1688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0	0.118	0.458	1696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0	0.118	0.458	1699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0	0.118	0.457	1688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0	0.119	0.457	1692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0	0.119	0.457	1699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0	0.120	0.457	1702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0	0.120	0.457	1709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0	0.120	0.456	1695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0	0.120	0.456	1702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0	0.121	0.456	1705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0	0.121	0.456	1712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0	0.121	0.456	1719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0	0.122	0.455	1705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0	0.122	0.455	1712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0	0.122	0.455	1716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0	0.122	0.455	1723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0	0.123	0.455	1726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0	0.124	0.454	1726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0	0.124	0.454	1736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0	0.125	0.453	1736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0	0.126	0.452	1733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0	0.127	0.451	1737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0	0.127	0.451	1754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0	0.128	0.450	1758

表 8-12 (4) 地盤改良体の物性値一覧

項目		地盤改良体（セメント改良）＊	
		一軸圧縮強度（ $\leq 8.5\text{N/mm}^2$ の場合）	一軸圧縮強度（ $> 8.5\text{N/mm}^2$ の場合）
物理特性	密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	581	2159
	静ポアソン比 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 $G_0 (\text{N/mm}^2)$	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417} (\text{m/s})$ q_u : 一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (－)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (－)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (－)	$h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (－)
強度特性	粘着力 $C (\text{N/mm}^2)$	$C = q_u / 2$ q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm^2)	

注記 ＊：地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度：1.5 N/mm^2

(ハ) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、表 8-8 及び表 8-9 と同様とする。

(ニ) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

ハ. 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。

図 8-8 に入力地震動算定の概念図を、図 8-9 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」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「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。

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 8-8 に示す。

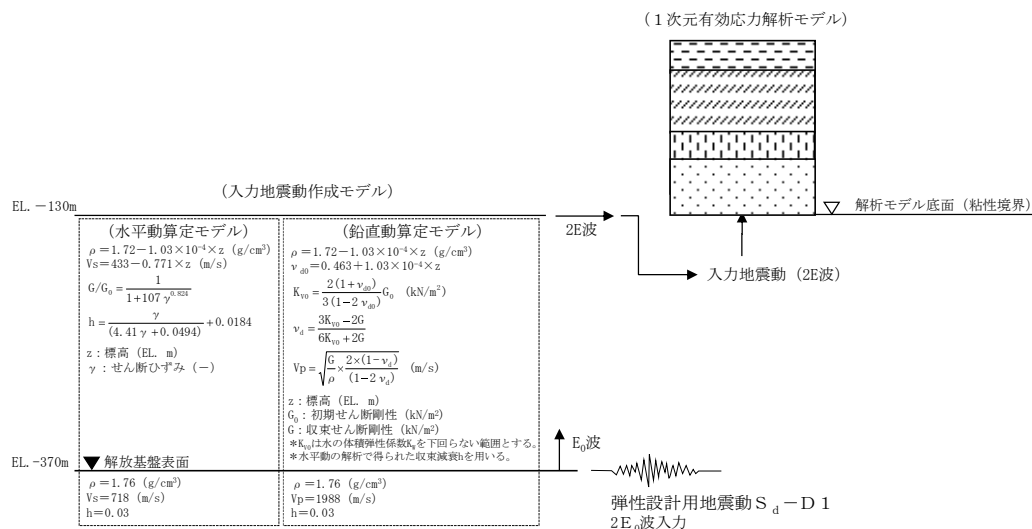
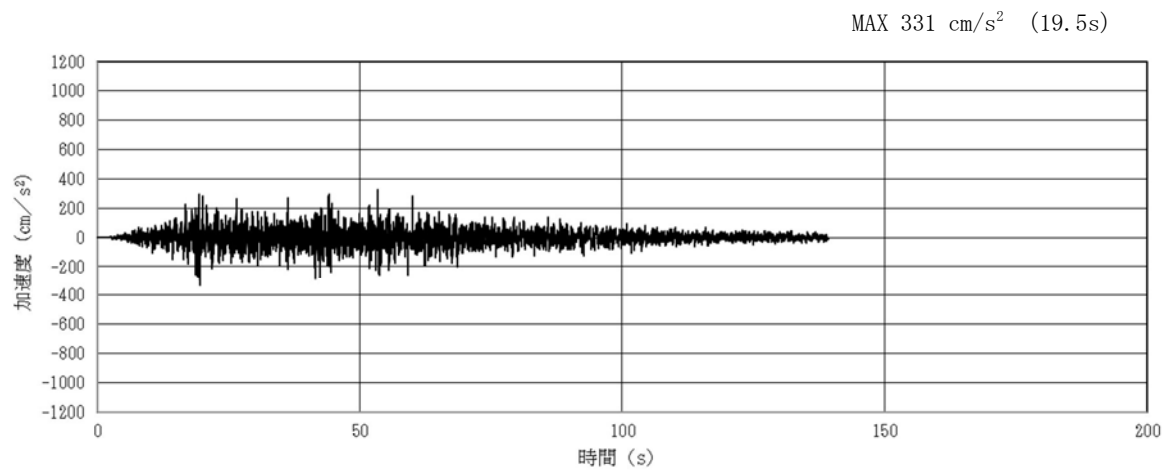
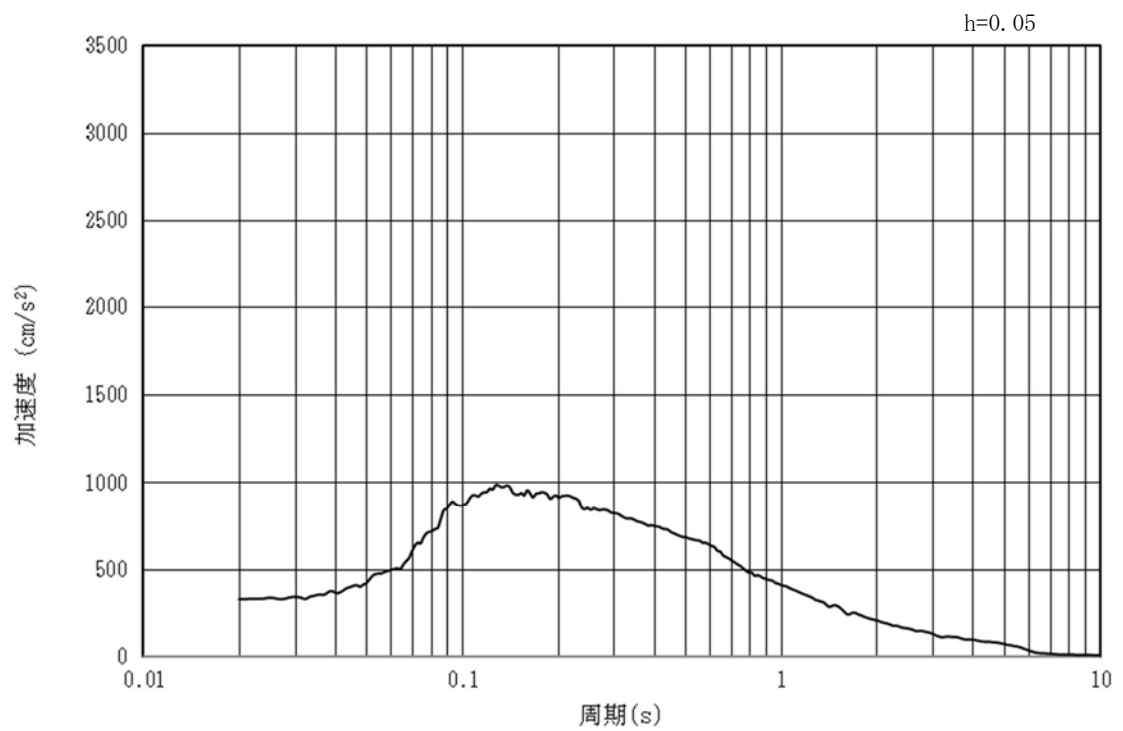


図 8-8 入力地震動算定の概念図

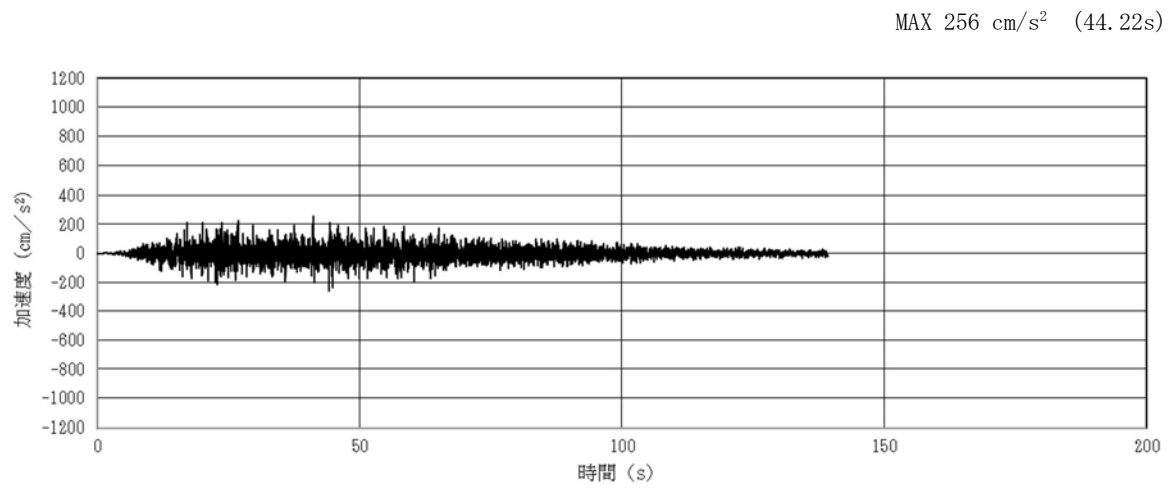


(a) 加速度時刻歴波形

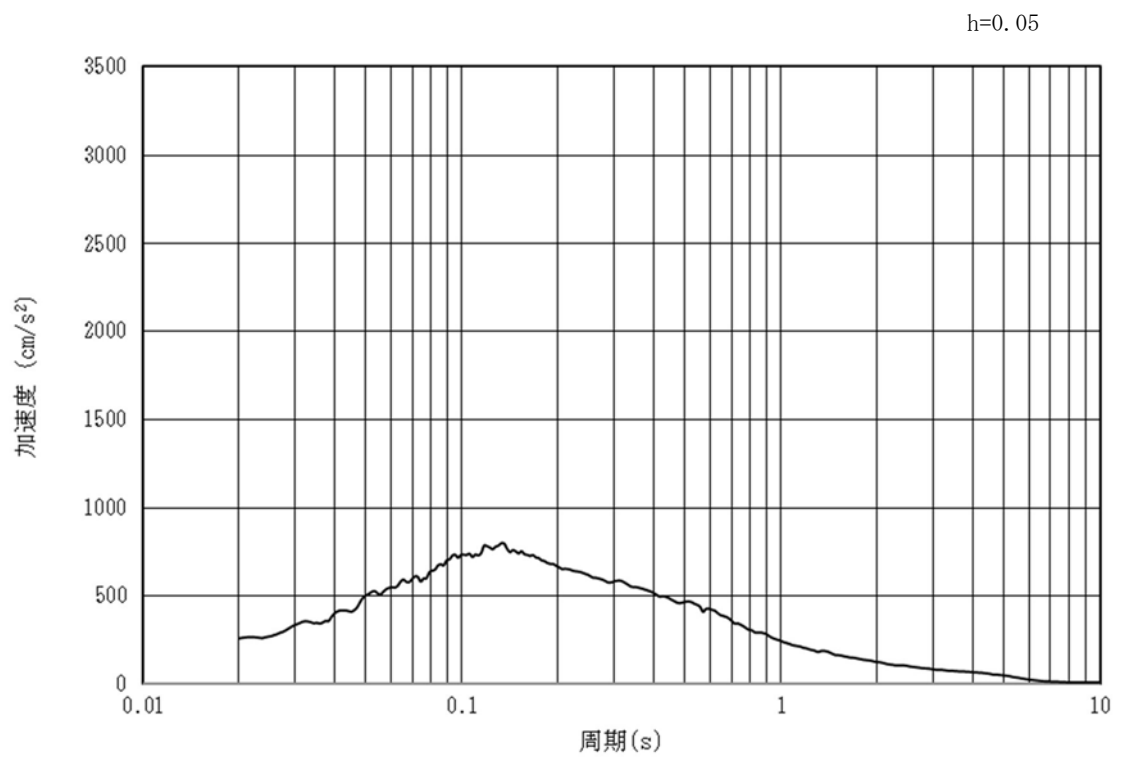


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-9 (1) 杭間部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D 1)

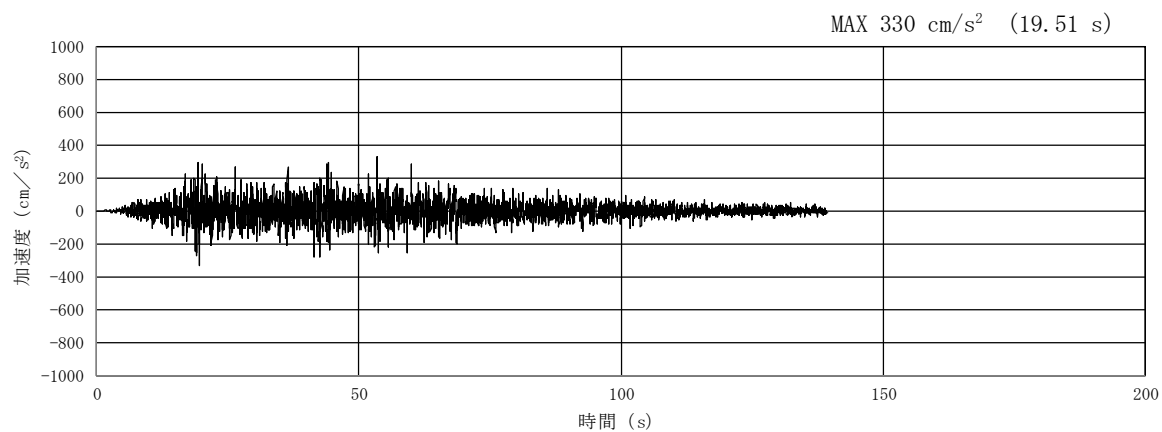


(a) 加速度時刻歴波形

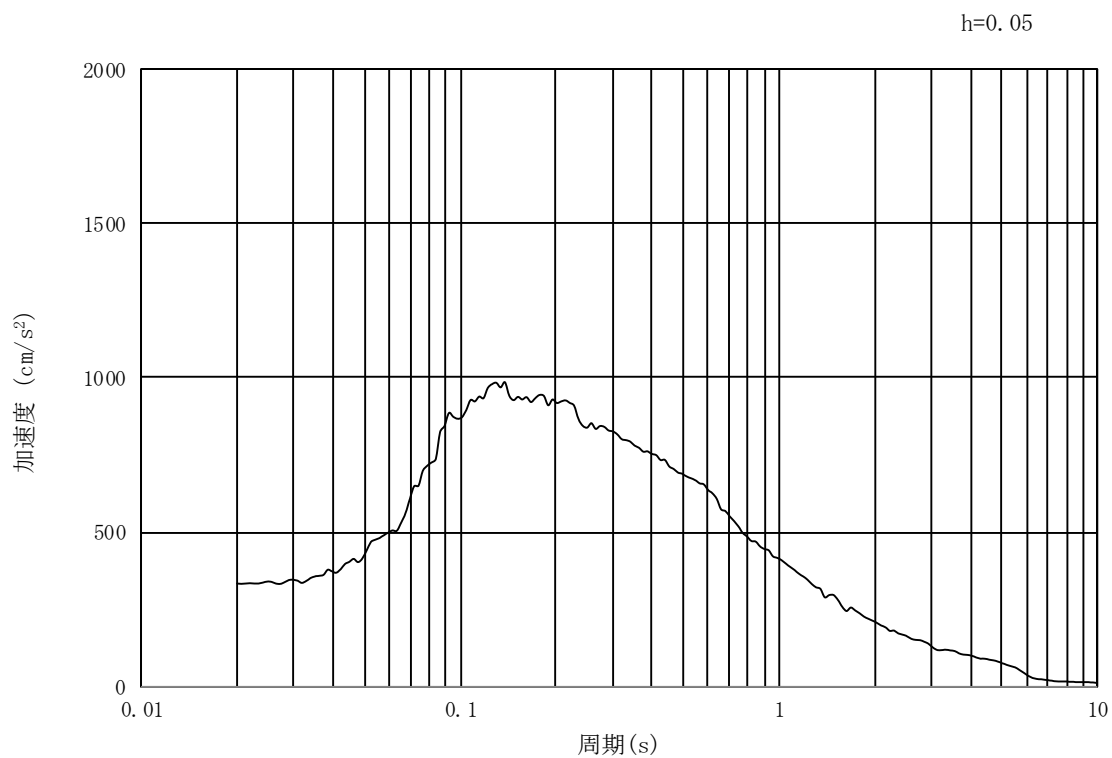


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-9 (2) 杭間部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(鉛直方向： S_d-D1)

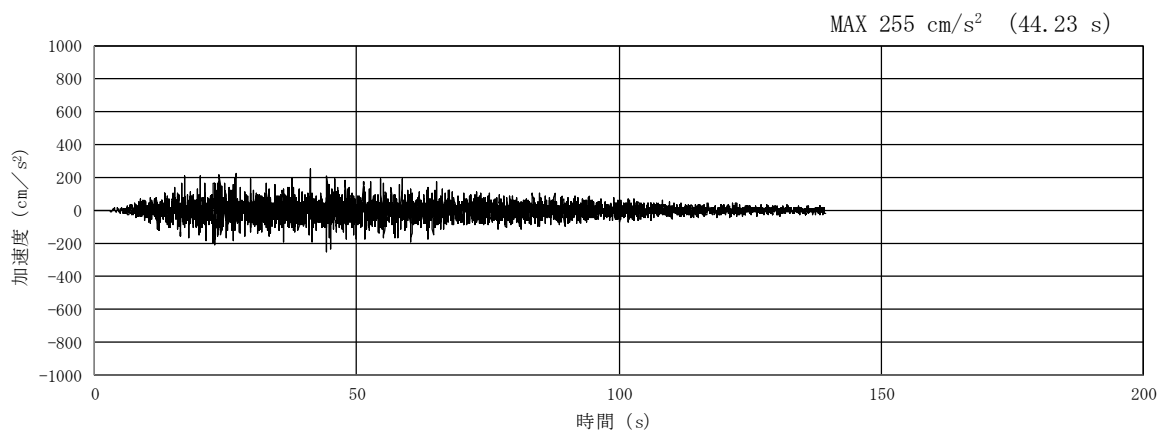


(a) 加速度時刻歴波形

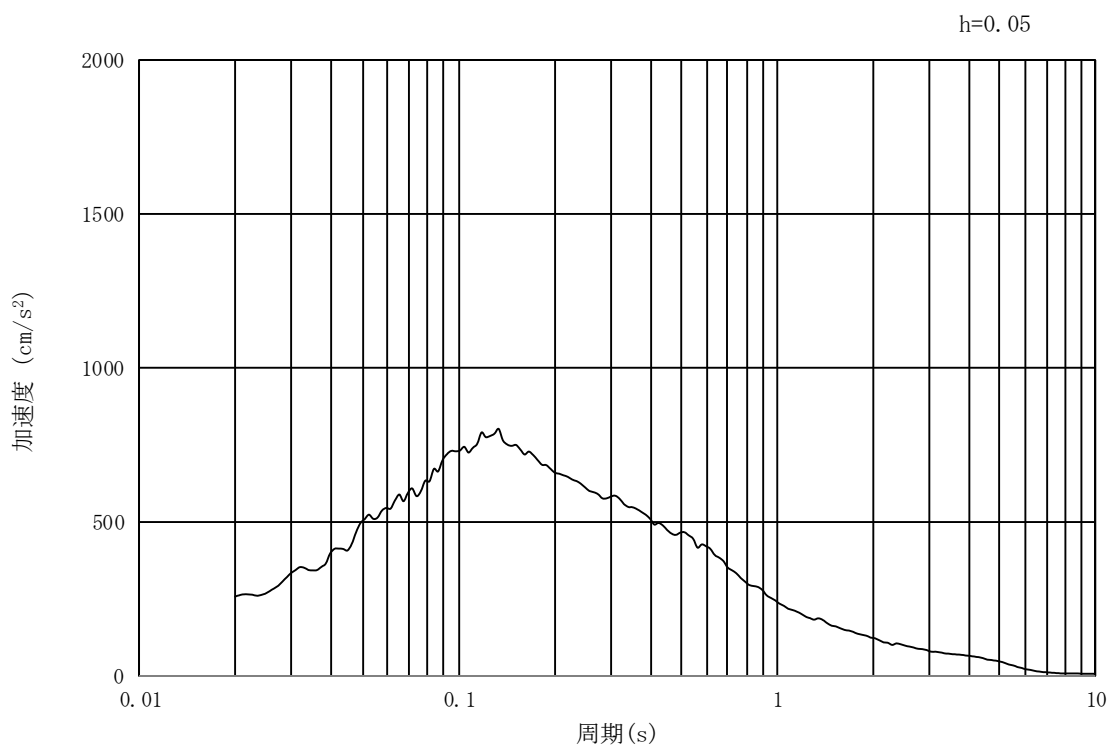


(b) 加速度応答スペクトル

図 8-9 (3) RC防潮壁部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 8-9 (4) RC防潮壁部：入力地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_d-D 1)

b. 2次元静的フレーム解析

イ. 鋼管杭

重畳時も津波時同様、2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ、杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

重畳時の地盤バネは、表 8-13 に示すケースにおいて S_d 波による 1 次元有効応力解析を実施し、地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ時刻における物性により設定し、表 8-14 に示す 3 ケースを考慮する。

表 8-13 2次元静的フレーム解析における 1 次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	$S_d - D1$	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

* 上記のケースより、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

表 8-14 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ 3	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大加速度発生時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 大きいケース
地盤バネ 4	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大変位発生時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 小さいケース
地盤バネ 5	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 最大せん断ひずみ発生時刻における地盤物性により設定		

鋼管杭の重畳時の評価は「8.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

ロ. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「8.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

ハ. 基礎地盤の支持力

基礎地盤の支持性能に係る評価は、 S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元FEM静的解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

(2) 出口側集水柵（RC防潮壁部）

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「8.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

9. 評価条件

「8. 強度評価方法」に用いる評価条件を以下に示す。

(1) 津波時

表 9-1 強度評価に用いる条件（基準津波時）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）	1554	kN
	固定荷重（鋼管杭）	1791	kN
P_s	積雪荷重	0.0	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（底版天端標高：T.P. +0.7）	264.1	kN/m ²
P_c	衝突荷重	0.0	kN
K_{Sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度	382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の許容せん断応力度	217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの許容せん断応力度	0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力	1053.4	kN
V_{ca}	コンクリートの許容せん断力	233.1	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の許容せん断力	820.3	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	0.65	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	19.35	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の許容引張応力度	435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.4	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.09299	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.01682	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 9-2 強度評価に用いる条件 (T.P. +24 m 津波時)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鉄筋コンクリート)	1554	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1791	kN
P_s	積雪荷重	0.0	kN/m ²
P_k	風荷重	0.0	kN
P_t	遡上津波荷重 (底版天端標高 : T.P. +0.7)	356.6	kN/m ²
P_c	衝突荷重	0.0	kN
K_{Sd}	余震荷重	0.0	kN
P_d	動水圧	0.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度	433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の許容せん断応力度	246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの許容せん断応力度	1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力	1213.1	kN
V_{ca}	コンクリートの許容せん断力	310.8	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の許容せん断力	902.3	kN
b_w	有効幅	1.0	m
j	1/1.15	0.870	—
d	有効高さ	0.65	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積	19.35	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の許容引張応力度	478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔	0.4	m
A	鋼管杭の有効断面積	0.09299	m ²
Z	鋼管杭の断面係数	0.01682	m ³
κ	せん断応力の分布係数	2.0	—

(2) 重畳時

表 9-3 強度評価に用いる条件（断面①：基準津波時）

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重（鉄筋コンクリート）		1554	kN
	固定荷重（鋼管杭）		1791	kN
P_s	積雪荷重		0.0	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重（底版天端標高：T.P. +0.7）		264.1	kN/m ²
P_c	衝突荷重		0.0	kN
K_{sd}	余震荷重：水平方向（水平震度×自重）	水平震度*	0.20	—
	余震荷重：鉛直方向（鉛直震度×自重）	鉛直震度*	0.20	—
P_d	動水圧（設置地盤標高：T.P. +0.7）		31.0	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度		382.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の許容せん断応力度		217.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度		21	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの許容せん断応力度		0.825	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力		1122.8	kN
V_{ca}	コンクリートの許容せん断力		197.28	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の許容せん断力		925.57	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		0.65	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		19.35	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の許容引張応力度		435	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.4	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.09299	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.01682	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

*：地盤バネケースのうち最大の値を示す。

表 9-4 強度評価に用いる条件 (T.P. +24 m 津波時)

記号	定義		数値	単位
G	固定荷重 (鉄筋コンクリート)		1554	kN
	固定荷重 (鋼管杭)		1791	kN
P_s	積雪荷重		0.0	kN/m ²
P_k	風荷重		0.0	kN
P_t	遡上津波荷重 (底版天端標高 : T.P. +0.7)		356.6	kN/m ²
P_c	衝突荷重		0.0	kN
K_{sd}	余震荷重 : 水平方向 (水平震度×自重)	水平震度*	0.20	—
	余震荷重 : 鉛直方向 (鉛直震度×自重)	鉛直震度*	0.20	—
P_d	遡上津波荷重 (底版天端標高 : T.P. +0.7)		41.8	kN/m ²
σ_{sa1}	鋼管杭の許容引張応力度及び許容圧縮応力度		433.5	N/mm ²
τ_{sa1}	鋼管杭の許容せん断応力度		246.5	N/mm ²
σ_{ca}	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度		28	N/mm ²
τ_{a1}	コンクリートの許容せん断応力度		1.1	N/mm ²
V_a	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力		1213.1	kN
V_{ca}	コンクリートの許容せん断力		310.8	kN
V_{sa}	斜め引張鉄筋の許容せん断力		902.3	kN
b_w	有効幅		1.0	m
j	1/1.15		0.870	—
d	有効高さ		0.65	m
A_w	斜め引張鉄筋断面積		19.35	cm ²
σ_{sa2}	鉄筋の許容引張応力度		478.5	N/mm ²
s	斜め引張鉄筋間隔		0.4	m
A	鋼管杭の有効断面積		0.09299	m ²
Z	鋼管杭の断面係数		0.01682	m ³
κ	せん断応力の分布係数		2.0	—

* : 地盤バネケースのうち最大の値を示す。

10. 評価結果

10.1 津波時の強度評価結果

10.1.1 杭間部

(1) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 10-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 10-2～表 10-3 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は最大となる値を示している。

表 10-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
排水系統 I-2	40	0.09299	0.01682

表 10-2 曲げ軸力に対する照査結果 (基準津波時)

	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	24	592	8	382.5	0.03
地盤バネ 2	120	679	14	382.5	0.04

表 10-3 曲げ軸力に対する照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 1	27	750	10	433.5	0.03
地盤バネ 2	121	875	16	433.5	0.04

b. セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 10-1 に、せん断力に対する照査結果を表 10-4 及び表 10-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

表 10-4 セン断力に対する照査結果（基準津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	22	0.48	217.5	0.01
地盤バネ 2	32	0.69	217.5	0.01

表 10-5 セン断力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時）

	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 1	26	0.56	246.5	0.01
地盤バネ 2	32	0.69	246.5	0.01

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 10-6 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 10-7 及び表 10-8 に、概略配筋図を図 10-1 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 10-6 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	0.15	0.65	D32@200	3971
壁部	0.15	0.65	D32@200	3971

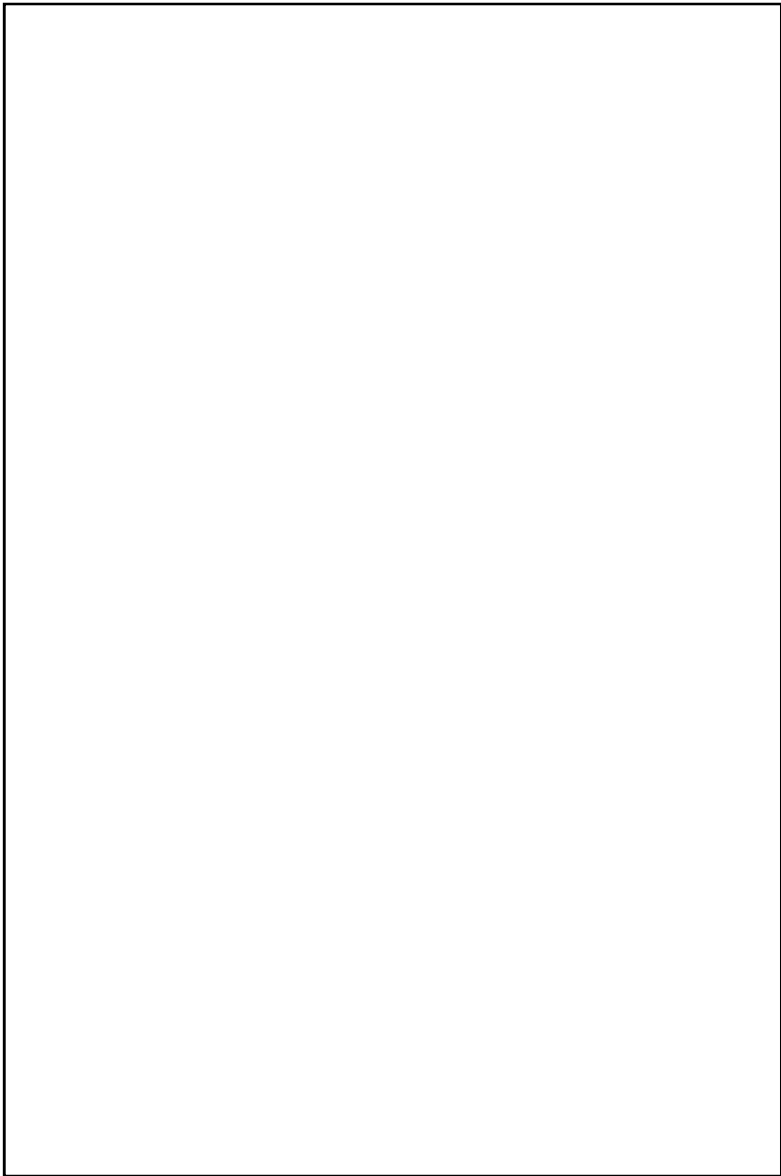


図 10-1 概略配筋図

表 10-7 曲げ軸力に対する照査結果（基準津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
地盤 バネ 1	壁部	60	465	0.24	—	21	435	0.02	—
	底版部	261	-15	0.91	29	21	435	0.05	0.07
地盤 バネ 2	壁部	58	519	0.25	—	21	435	0.02	—
	底版部	310	16	1.08	33	21	435	0.06	0.08

表 10-8 曲げ軸力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時）

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
地盤 バネ 1	壁部	81	594	0.32	—	21	435	0.02	—
	底版部	339	-43	1.18	38	21	435	0.06	0.09
地盤 バネ 2	壁部	84	636	0.33	—	21	435	0.02	—
	底版部	368	2	1.28	40	21	435	0.07	0.10

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 10-9 に、せん断力に対する照査結果を表 10-10 及び表 10-11 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 10-9 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	斜め引張鉄筋 間隔 s (m)	間隔 s における 斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
底版部	D22@200	0.4	1935
壁部	D22@200	0.4	1935

表 10-10 せん断力に対する照査結果（基準津波時）

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	26	1053.4	0.03
	底版部	127	1053.4	0.13
地盤バネ 2	壁部	17	1053.4	0.02
	底版部	153	1053.4	0.15

表 10-11 せん断力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時）

		せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ 1	壁部	35	1213.1	0.03
	底版部	165	1213.1	0.14
地盤バネ 2	壁部	21	1213.1	0.02
	底版部	185	1213.1	0.16

10.1.2 RC防潮壁部

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 10-12 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 10-13 及び表 10-14 に、概略配筋図を図 10-2 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 10-12 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	鉄筋
IV-1	水平	0.30	2.10 (2.40-0.3)	D32@150
	鉛直	0.127	0.473 (0.60-0.127)	D22@150

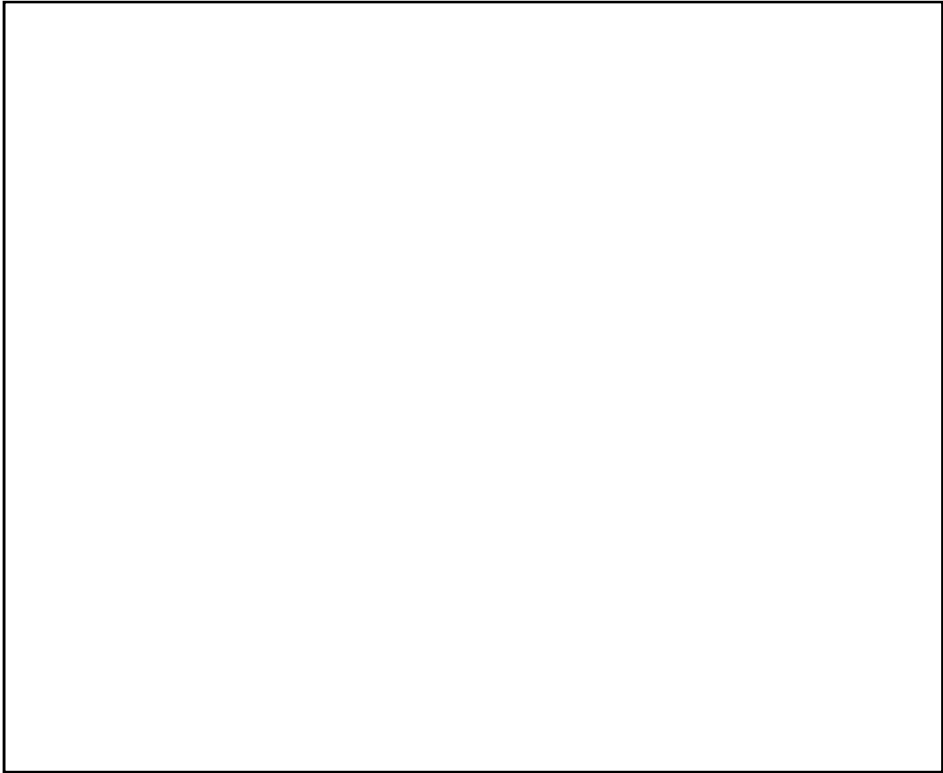


図 10-2 概略配筋図

表 10-13 基準津波時の曲げ軸力に対する照査結果

部位	鉄筋	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
壁部＋底版	水平鉄筋	6225	1489	2.2	147	21	435	0.11	0.34
壁部	鉛直鉄筋	362	0	4.3	140	21	435	0.21	0.33

* 軸力は正の値を引張とする。

表 10-14 T.P. +24 m 津波時の曲げ軸力に対する照査結果

部位	鉄筋	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
壁部＋底版	水平鉄筋	7995	2043	2.8	191	28	478.5	0.10	0.40
壁部	鉛直鉄筋	485	0	5.8	187	28	478.5	0.21	0.40

* 軸力は正の値を引張とする。

(2) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 10-15 に、せん断力に対する照査結果を表 10-16 及び表 10-17 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 10-15 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	せん断	本数 (本)	区間 s における せん断補強鉄筋断面積 (mm ²)
IV-1	水平	D22@150 ^{*1}	6.66	2578.1
	鉛直	D19@150 (SD345) ^{*2}		1909.8

注記 *1：壁部＋底版（水平方向）については鉛直方向の主筋をスターラップとする。

ただし、許容せん断応力度については SD345 とする。

*2：壁部（鉛直方向）についてはスラーラップ (SD345) を配置する。

せん断補強鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力 (kN)

V_c : コンクリートの許容せん断力 (kN)

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力 (kN)

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

b_w : 断面幅 (m)

j : 1/1.15

d : 有効高さ (mm)

A_w : 斜め引張鉄筋断面積 (mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

s : 斜め引張鉄筋間隔 (m)

- ・基準津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 451.96$$

$$V_s = 2578.1 \times 294/1.15 \times 2.10/0.15/1000 = 9227.36$$

$$V_a = 451.96 + 9227.36 = 9679.31$$

- ・基準津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 424.16$$

$$V_s = 1908.1 \times 294/1.15 \times 0.473/0.15/1000 = 1538.23$$

$$V_a = 424.16 + 1538.23 = 1962.38$$

- ・T. P. +24 m 津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 1.100/1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 602.61$$

$$V_s = 2578.1 \times 323.4/1.15 \times 2.10/0.15/1000 = 10150.09$$

$$V_a = 602.61 + 10150.09 = 10752.70$$

- ・T. P. +24 m 津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 1.100/1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 565.54$$

$$V_s = 1908.1 \times 323.4/1.15 \times 0.473/0.15/1000 = 1692.05$$

$$V_a = 565.54 + 1692.05 = 2257.59$$

表 10-16 基準津波時のせん断力に対する照査結果

部位	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
壁部＋底版	40 N/mm ²	4271.6	9679.31	0.45
壁部	40 N/mm ²	892.2	1962.38	0.46

表 10-17 T.P. +24 m 津波時のせん断力に対する照査結果

部位	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
壁部＋底版	40 N/mm ²	5536.4	10752.70	0.52
壁部	40 N/mm ²	1196.2	2257.59	0.53

10.2 重畳時の強度評価結果

10.2.1 杭間部

(1) 1次元有効応力解析結果

I-2断面における1次元有効応力解析結果から地表面最大水平加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表10-18に示す。

表 10-18 1次元有効応力解析結果（I-2断面）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	152.8	146.7	149.5	86.3	186.0	186.2
地表面最大変位 (cm)	12.65	9.45	13.44	16.05	10.51	9.12
最大せん断ひずみ	3.41×10^{-2}	3.18×10^{-2}	3.49×10^{-2}	3.56×10^{-2}	3.40×10^{-2}	2.92×10^{-2}

表10-18より，地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース，地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース，地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ，地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。

(2) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 10-19 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 10-20 及び表 10-21 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は最大となる値を示している。

表 10-19 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)
排水系統 I-2	40	0.09299	0.01682

表 10-20 曲げ軸力に対する照査結果 (基準津波時)

	鉛直 慣性力	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	上向き	662	869	49	382.5	0.13
	下向き	662	1130	51	382.5	0.14
地盤バネ 4	上向き	1809	127	109	382.5	0.29
	下向き	1809	151	109	382.5	0.29
地盤バネ 5	上向き	2095	148	126	382.5	0.33
	下向き	2095	165	126	382.5	0.33

表 10-21 曲げ軸力に対する照査結果 (T.P. +24 m 津波時)

	鉛直 慣性力	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	発生曲げ 軸応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤バネ 3	上向き	633	1100	49	433.5	0.12
	下向き	633	1399	53	433.5	0.13
地盤バネ 4	上向き	1808	196	110	433.5	0.26
	下向き	1808	231	110	433.5	0.26
地盤バネ 5	上向き	2095	215	127	433.5	0.30
	下向き	2095	239	127	433.5	0.30

b. セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 10-19 に、せん断力に対する照査結果を表 10-22 及び表 10-23 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

表 10-22 セン断力に対する照査結果（基準津波時）

	鉛直 慣性力	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	126	3	217.5	0.02
	下向き	126	3	217.5	0.02
地盤バネ 4	上向き	646	14	217.5	0.07
	下向き	646	14	217.5	0.07
地盤バネ 5	上向き	572	12	217.5	0.06
	下向き	572	12	217.5	0.06

表 10-23 セン断力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時）

	鉛直 慣性力	せん断力 (kN)	発生せん断 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤バネ 3	上向き	119	3	246.5	0.02
	下向き	119	3	246.5	0.02
地盤バネ 4	上向き	646	14	246.5	0.06
	下向き	646	14	246.5	0.06
地盤バネ 5	上向き	572	12	246.5	0.05
	下向き	572	12	246.5	0.05

(3) 鉄筋コンクリートの評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 10-24 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 10-25 及び表 10-26 に、概略配筋図を図 10-3 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 10-24 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	主筋	主筋断面積 (mm ²)
底版部	0.15	0.65	D32@200	3971
壁部	0.15	0.65	D32@200	3971

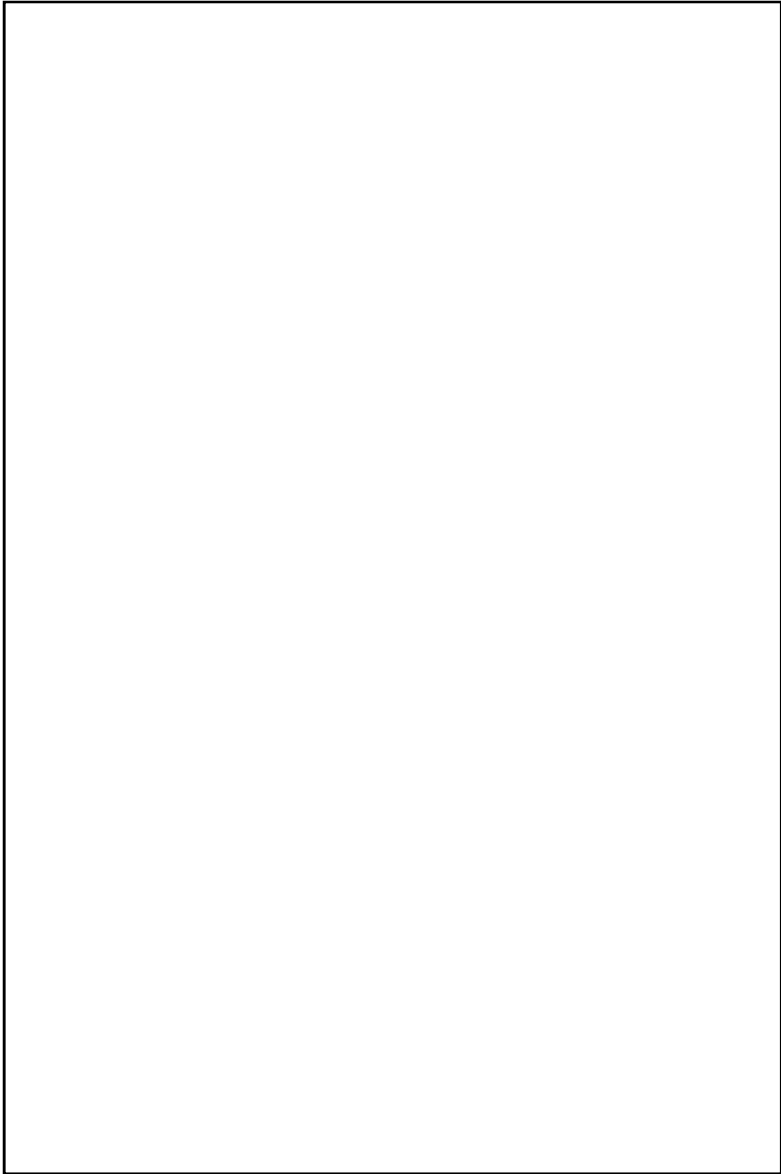


図 10-3 概略配筋図

表 10-25(1) 曲げ軸力に対する照査結果 (基準津波時・地盤バネ 3)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	363	-159	1.25	44	21	435	0.03	0.05
	底版部	1053	-109	3.66	117	21	435	0.04	0.05
下向き	壁部	380	-31	1.32	42	21	435	0.04	0.05
	底版部	1125	-97	3.91	125	21	435	0.04	0.05

表 10-25(2) 曲げ軸力に対する照査結果 (基準津波時・地盤バネ 4)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	48	499	0.23	-	21	435	0.02	-
	底版部	327	55	1.14	34	21	435	0.06	0.08
下向き	壁部	53	536	0.25	-	21	435	0.02	-
	底版部	348	59	1.22	36	21	435	0.06	0.09

表 10-25(3) 曲げ軸力に対する照査結果 (基準津波時・地盤バネ 5)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	50	497	0.23	-	21	435	0.02	-
	底版部	343	53	1.20	35	21	435	0.06	0.09
下向き	壁部	49	528	0.24	-	21	435	0.02	-
	底版部	356	55	1.24	37	21	435	0.06	0.09

表 10-26(1) 曲げ軸力に対する照査結果 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 3)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	378	49	1.32	39	28	478.5	0.05	0.09
	底版部	1101	-107	3.82	122	28	478.5	0.14	0.26
下向き	壁部	393	185	1.38	37	28	478.5	0.05	0.08
	底版部	1183	-99	4.11	131	28	478.5	0.15	0.28

表 10-26 (2) 曲げ軸力に対する照査結果 (T. P. +24 m 津波時・地盤バネ 4)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	78	613	0.31	－	28	478.5	0.02	－
	底版部	387	43	1.35	40	28	478.5	0.05	0.09
下向き	壁部	81	648	0.33	－	28	478.5	0.02	－
	底版部	413	46	1.44	43	28	478.5	0.06	0.09

表 10-26 (3) 曲げ軸力に対する照査結果 (T. P. +24 m 津波時・地盤バネ 5)

	部材	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
上向き	壁部	76	615	0.31	－	28	478.5	0.02	－
	底版部	400	43	1.40	42	28	478.5	0.05	0.09
下向き	壁部	78	638	0.32	－	28	478.5	0.02	－
	底版部	417	45	1.46	44	28	478.5	0.06	0.10

b. セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 10-27 に、せん断力に対する照査結果を表 10-28 及び表 10-29 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 10-27 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	斜め引張鉄筋	斜め引張鉄筋 間隔 s (m)	間隔 s における 斜め引張鉄筋断面積 (mm ²)
底版部	D22@200	0.4	1935
壁部	D22@200	0.4	1935

表 10-28(1) セン断力に対する照査結果（基準津波時・地盤バネ 3）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	135	1053.4	0.13
	底版部	336	1053.4	0.32
下向き	壁部	138	1053.4	0.14
	底版部	380	1053.4	0.37

表 10-28(2) セン断力に対する照査結果（基準津波時・地盤バネ 4）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	28	1053.4	0.03
	底版部	145	1053.4	0.14
下向き	壁部	27	1053.4	0.03
	底版部	159	1053.4	0.16

表 10-28(3) セン断力に対する照査結果（基準津波時・地盤バネ 5）

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	22	1053.4	0.03
	底版部	147	1053.4	0.14
下向き	壁部	22	1053.4	0.03
	底版部	156	1053.4	0.15

表 10-29(1) セン断力に対する照査結果 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 3)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	149	1213.1	0.13
	底版部	366	1213.1	0.31
下向き	壁部	151	1213.1	0.13
	底版部	418	1213.1	0.35

表 10-29(2) セン断力に対する照査結果 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 4)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	31	1213.1	0.03
	底版部	179	1213.1	0.15
下向き	壁部	30	1213.1	0.03
	底版部	194	1213.1	0.16

表 10-29(3) セン断力に対する照査結果 (T.P. +24 m 津波時・地盤バネ 5)

鉛直慣性力	部材	せん断力 (kN)	許容せん断力 (kN)	照査値
上向き	壁部	25	1213.1	0.03
	底版部	180	1213.1	0.15
下向き	壁部	24	1213.1	0.02
	底版部	191	1213.1	0.16

(4) 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 10-30 及び表 10-31 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 10-30 極限支持力に対する照査結果（基準津波時）

地盤	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	987	6288
地盤バネ 4 地盤バネ 5	1091	6288

表 10-31 極限支持力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時）

地盤	最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
地盤バネ 3	1025	6288
地盤バネ 4 地盤バネ 5	1132	6288

10.2.2 RC防潮壁部

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 10-32 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 10-33～表 10-36 に、概略配筋図を図 10-4 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 10-32 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	かぶり (m)	断面有効高さ (m)	鉄筋
IV-1	水平	0.30	2.10 (2.40-0.3)	D32@150
	鉛直	0.127	0.473 (0.60-0.127)	D22@150

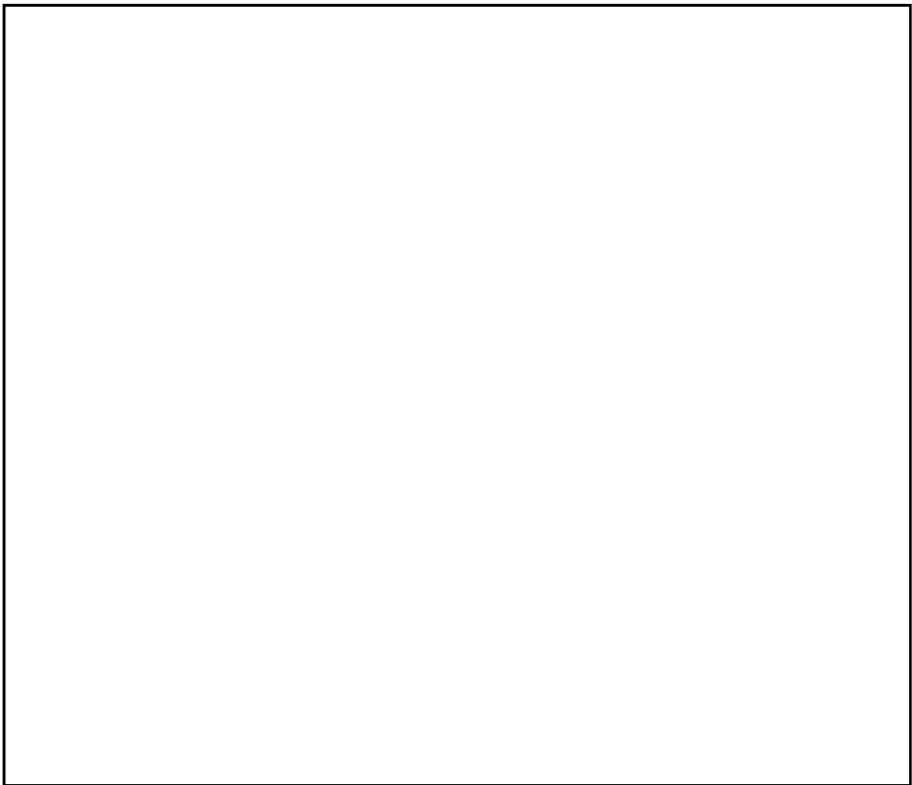


図 10-4 概略配筋図

表 10-33 水平鉄筋：曲げ軸力に対する照査結果（基準津波時：壁部＋底版）

検討 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力*2 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
⑤	S _d -D1	6908.6 (694.5)*1	2033.4 (1105.2)*1	2.8	174	21	435	0.14	0.40

注記 *1：（ ）内は二軸照査に用いた別軸方向の曲げモーメントの値を示す。

*2：軸力は正の値を引張とする。

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 10-34 水平鉄筋：曲げ軸力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時：壁部＋底版）

検討 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力*2 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
⑤	S _d -D1	8822.4 (837.6)*1	2675.4 (1572.0)*1	3.6	223	28	478.5	0.14	0.47

注記 *1：（ ）内は二軸照査に用いた別軸方向の曲げモーメントの値を示す。

*2：軸力は正の値を引張とする。

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 10-35 鉛直鉄筋：曲げ軸力に対する照査結果（基準津波時：壁部）

検討 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
⑤	S _d -D1	428.8	0.0	5.1	166	21	435	0.25	0.39

注記 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 10-36 鉛直鉄筋：曲げ軸力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時：壁部）

検討 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ 圧縮応力 (N/mm ²)	曲げ 引張応力 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)		曲げ 圧縮 応力 照査値	曲げ 引張 応力 照査値
						曲げ 圧縮	曲げ 引張		
⑤	S _d -D1	571.5	0.0	6.8	221	28	478.5	0.25	0.47

注記 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

(2) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 10-37 に, セン断力に対する照査結果を表 10-38～表 10-41 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果, セン断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお, 発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 10-37 鉄筋コンクリート断面諸元

断面	主筋方向	せん断	本数 (本)	区間 s における せん断補強鉄筋断面積 (mm ²)
IV-1	水平	D22@150 ^{*1}	6.66	2578.1
	鉛直	D19@150 (SD345) ^{*2}		1909.8

注記 *1: 壁部+底版 (水平方向) については鉛直方向の主筋をスターラップとする。

ただし, 許容せん断応力度については SD345 とする。

*2: 壁部 (鉛直方向) についてはスラーラップ (SD345) を配置する。

せん断補強鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力 (kN)

V_c : コンクリートの許容せん断力 (kN)

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力 (kN)

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

b_w : 断面幅 (m)

j : 1/1.15

d : 有効高さ (mm)

A_w : 斜め引張鉄筋断面積 (mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

s : 斜め引張鉄筋間隔 (m)

- ・基準津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 451.96$$

$$V_s = 2578.1 \times 294/1.15 \times 2.10/0.15/1000 = 9227.36$$

$$V_a = 451.96 + 9227.36 = 9679.31$$

- ・基準津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 424.16$$

$$V_s = 1908.1 \times 294/1.15 \times 0.473/0.15/1000 = 1538.23$$

$$V_a = 424.16 + 1538.23 = 1962.38$$

- ・T. P. +24 m 津波時（壁部＋底版）

$$V_c = 1/2 \times 1.100/1.15 \times 0.60 \times 2.10 \times 1000 = 602.61$$

$$V_s = 2578.1 \times 323.4/1.15 \times 2.10/0.15/1000 = 10150.09$$

$$V_a = 602.61 + 10150.09 = 10752.70$$

- ・T. P. +24 m 津波時（壁部：鉛直）

$$V_c = 1/2 \times 1.100/1.15 \times 0.473 \times 2.50 \times 1000 = 565.54$$

$$V_s = 1908.1 \times 323.4/1.15 \times 0.473/0.15/1000 = 1692.05$$

$$V_a = 565.54 + 1692.05 = 2257.59$$

表 10-38 水平方向：せん断力に対する照査結果（基準津波時：壁部＋底版）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 基準津波	40 N/mm ²	4715.4	9679.31	0.49

表 10-39 鉛直方向：せん断力に対する照査結果（基準津波時：壁部）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 基準津波	40 N/mm ²	1058.6	1962.38	0.54

表 10-40 水平方向：せん断力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時：壁部＋底版）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 T.P. +24 m 津波	40 N/mm ²	6082.4	10752.70	0.57

表 10-41 鉛直方向：せん断力に対する照査結果（T.P. +24 m 津波時：壁部）

荷重ケース	設計基準強度	発生せん断力 (kN)	許容せん断 耐力 (kN)	照査値
重畳時 T.P. +24 m 津波	40 N/mm ²	1410.6	2257.59	0.63

V-3-別添 3-2-4-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造計画	2
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	10
4. 固有周期	12
4.1 固有周期の計算方法	12
4.2 固有周期の計算条件	12
4.3 固有周期の計算結果	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	18
5.5 計算方法	19
5.6 計算条件	21
6. 評価結果	24

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうち取水路点検用開口部浸水防止蓋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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

取水路点検用開口部浸水防止蓋は、取水路上版に設置する。

取水路点検用開口部浸水防止蓋の設置位置を図 2-1 に示す。

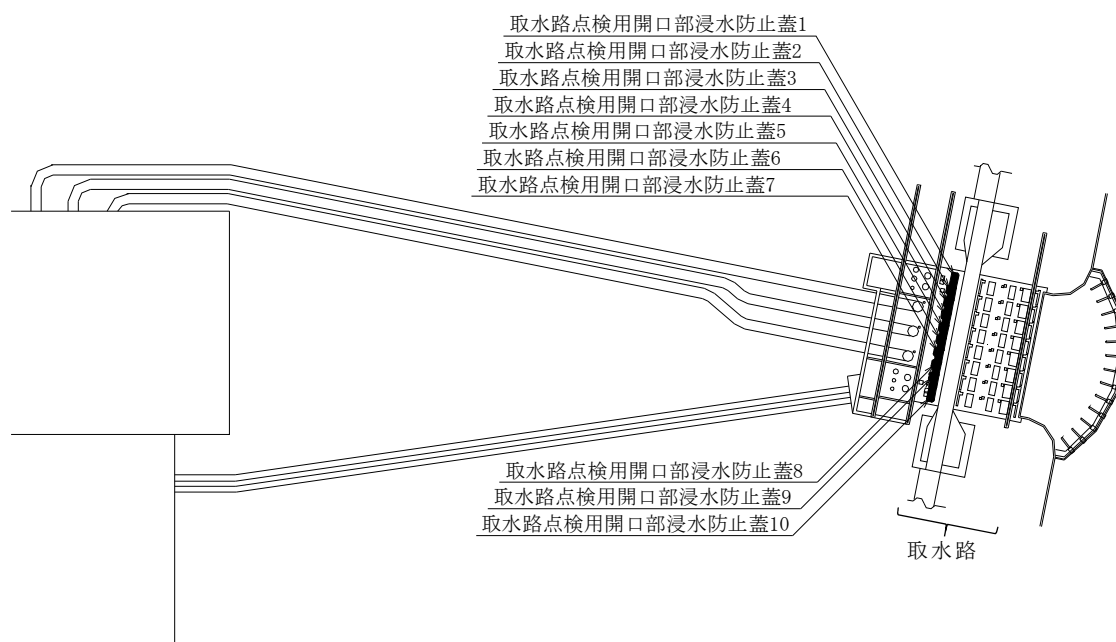


図 2-1 取水路点検用開口部浸水防止蓋の設置位置図

2.2 構造計画

取水路点検用開口部浸水防止蓋の構造は、鋼板構造であり、取水路上版に基礎ボルトにより固定することで、止水性を確保する構造とする。

取水路点検用開口部浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

表 2-1 構造計画（取水路点検用開口部浸水防止蓋 1, 10）

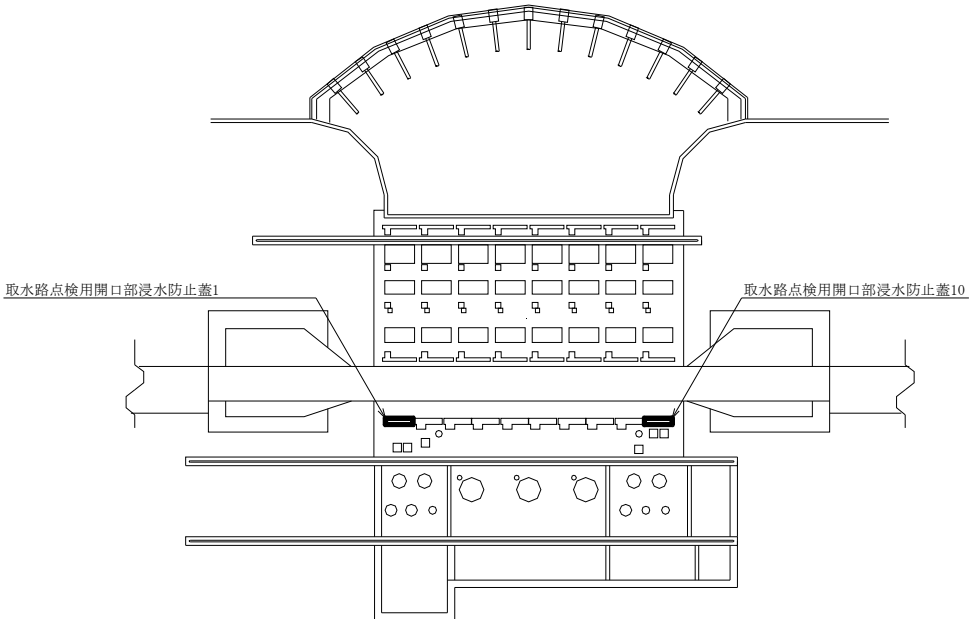
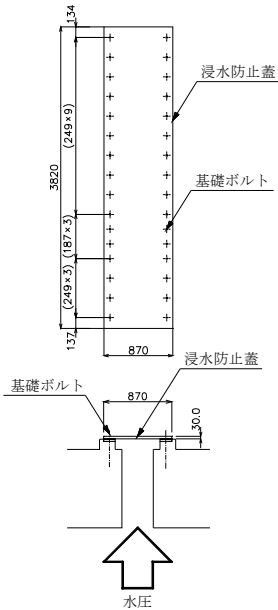
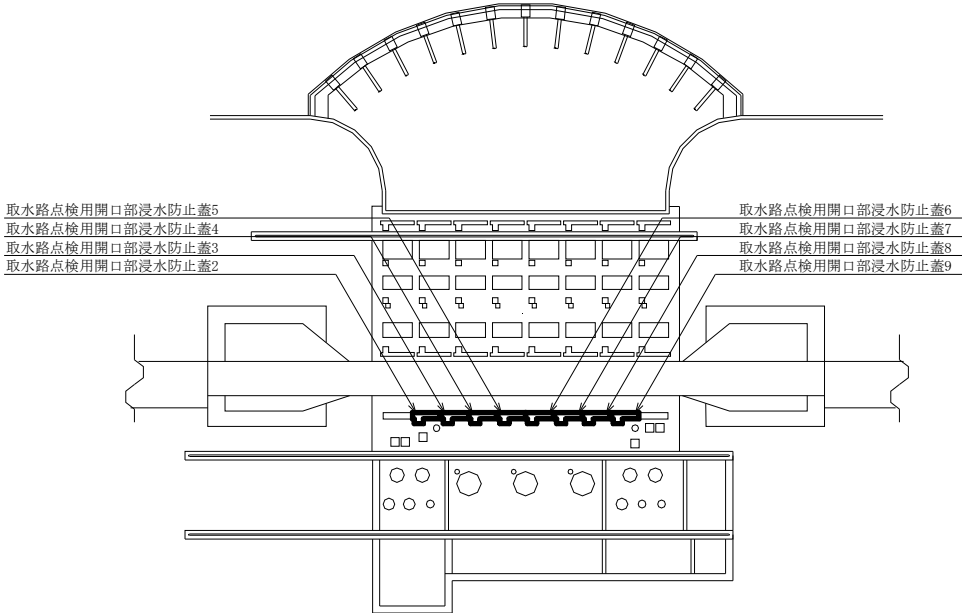
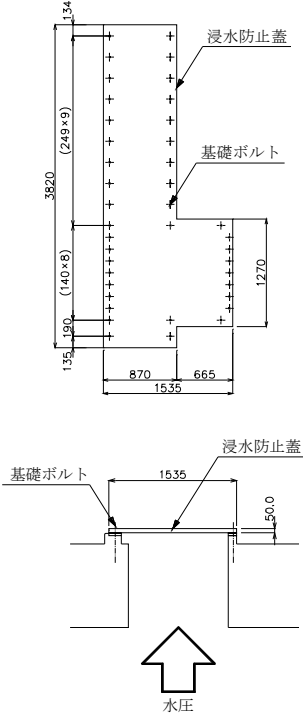
配置図		
		
計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
取水路上版に基礎ボルトで固定する。	蓋により構成する。	
		

表 2-2 構造計画（取水路点検用開口部浸水防止蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9）

配置図		
		
計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
取水路上版に基礎ボルトで固定する。	蓋により構成する。	

2.3 評価方針

取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、取水路点検用開口部浸水防止蓋の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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、評価結果を「6. 評価結果」にて確認する。

取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度評価フローを図 2-2 に示す。取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

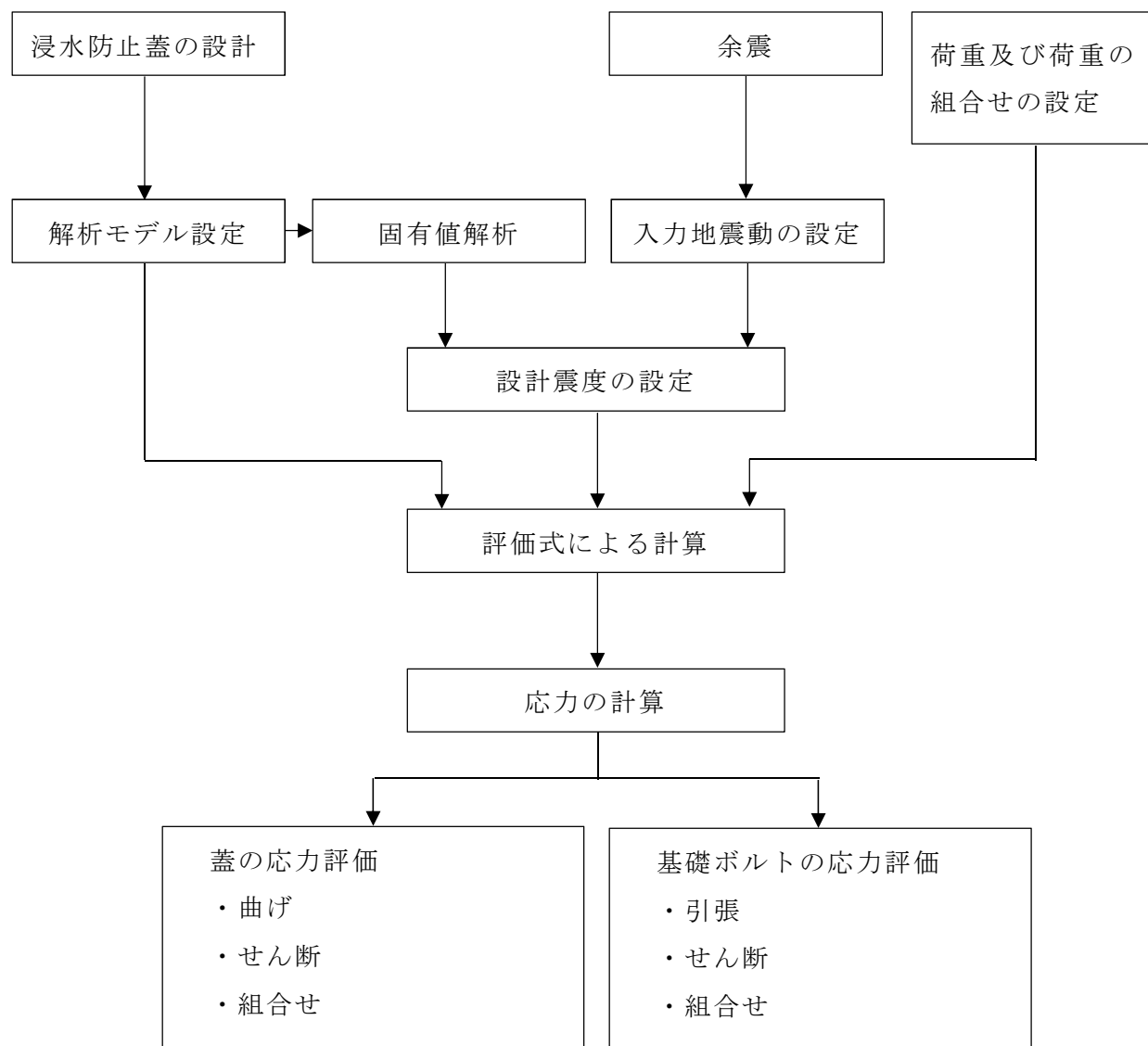


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（日本電気協会）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 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）
- (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）
- (5) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会 2010 改定）
- (6) 建築基準法及び同施行令
- (7) 日本工業規格 J I S G 4 3 0 4（1999） 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯
- (8) 日本工業規格 J I S G 4 3 0 3（1998） ステンレス鋼棒
- (9) 港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会 平成 19 年）

2.5 記号の説明

取水路点検用開口部浸水防止蓋の固有周期の計算に用いる記号を表 2-3 に、応力評価に用いる記号を表 2-4 にそれぞれ示す。

表 2-3 取水路点検用開口部浸水防止蓋の固有周期に用いる記号

記号	記号の説明	単位
I	断面二次モーメント	mm^4
b	はりの幅	mm
h	はりのせい	mm
A	はりの断面積	mm^2
f	一次固有振動数	Hz
T	固有周期	s
λ	振動数係数	—
L	はりの長さ	mm
E	J S M E S N C 1 - 2005/2007 付録材料図表 Part6 に規定される材料の縦弾性係数	MPa
ρ	はりの単位体積質量	kg/mm^3

表 2-4 取水路点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に用いる記号 (1/3)

記号	記号の説明	単位
P_t	突き上げ津波荷重	MPa
ρ	海水の密度	kg/m^3
g	重力加速度	m/s^2
h	津波荷重水位 (T.P. +)	m
C_D	抗力係数	—
U	取水路における津波の最大流速 (鉛直方向)	m/s
$C_{H S d}$	余震による水平方向の設計震度	—
$C_{V S d}$	余震による鉛直方向の設計震度	—
m_s	積雪荷重による質量	kg
P_s	積雪荷重	N
A_s	積雪面積	m^2
w_s	積雪量 1 cm ごとの積雪荷重	MPa
d_s	垂直積雪量	cm
f_t	許容引張応力 J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB - 3121.1(1)に定める値とする。	MPa

表 2-4 取水路点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に用いる記号 (2/3)

記号	記号の説明	単位
f_s	許容せん断応力 J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB - 3121.1(2)に定める値とする。	MPa
f_b	許容曲げ応力 J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB - 3121.1(4)に定める値とする。	MPa
S_y	J S M E S N C 1 - 2005/2007 の付録図表 Part5 表 8 に規定される材料の設計降伏点	MPa
S_u	J S M E S N C 1 - 2005/2007 の付録図表 Part5 表 9 に規定される材料の設計引張強さ	MPa
F	許容応力算定用基準値	MPa
$W_{h k s d}$	余震による水平地震荷重	N
m_D	蓋の自重による質量	kg
M	単位幅当たりの最大曲げモーメント	N・mm
w	蓋に作用する等分布荷重	MPa
L	支点間距離	mm
σ_b	最大曲げ応力	MPa
Z	単位幅当たりの断面係数	mm ³
Q	単位幅当たりの最大せん断力	N
τ	最大せん断応力	MPa
A_s	単位幅当たりのせん断断面積	mm ²
$P_{t b}$	基礎ボルトに作用する引張荷重	N
Q_s	蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力	N
b	基礎ボルトの負担幅	mm
A_m	基礎ボルトの断面積	mm ²
ϕ	基礎ボルトの呼び径	mm
σ_t	基礎ボルトの引張応力	MPa
$Q_{s b}$	基礎ボルトに作用するせん断荷重	N
n	基礎ボルトの本数	本
τ_k	基礎ボルトのせん断応力	MPa

表 2-4 取水路点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に用いる記号 (3/3)

記号	記号の説明	単位
σ	組合せ応力	MPa
σ_x, σ_y	互いに直交する垂直応力	MPa
τ_{xy}	σ_x, σ_y の作用する面内のせん断応力	MPa
f_b	許容曲げ応力 (f_b を 1.5 倍した値)	MPa
f_s	許容せん断応力 (f_s を 1.5 倍した値)	MPa
f_t	許容引張応力 (f_t を 1.5 倍した値)	MPa
f_{t_o}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力 (f_t を 1.5 倍した値)	MPa
f_{t_s}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
τ	ボルトに作用するせん断応力	MPa

3. 評価部位

取水路点検用開口部浸水防止蓋の評価部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価部位を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

取水路点検用開口部浸水防止蓋に対して、津波と余震による荷重が作用し、これらの荷重は蓋より、それを固定している基礎ボルトに伝達することから、蓋及び基礎ボルトを評価部位として設定する。

取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度評価における評価部位を、図 3-1 及び図 3-2 に示す。

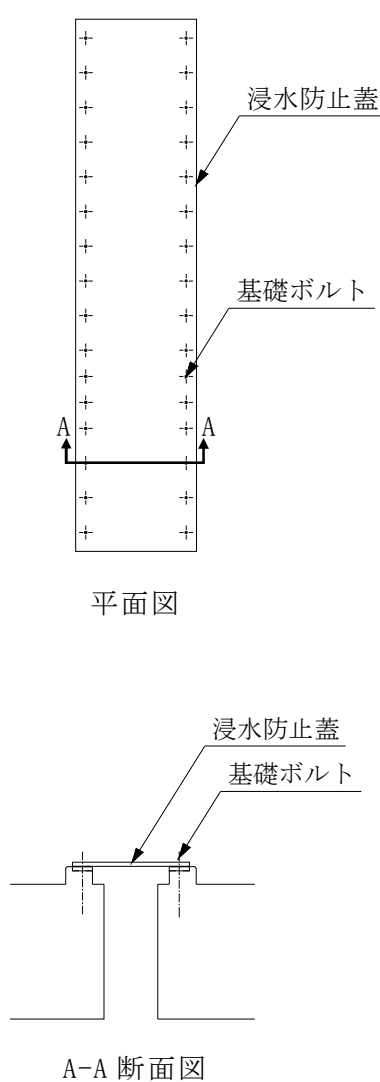
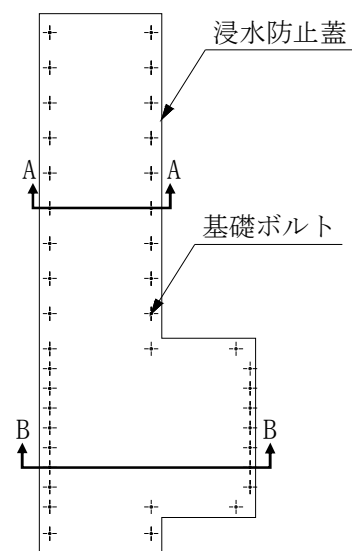
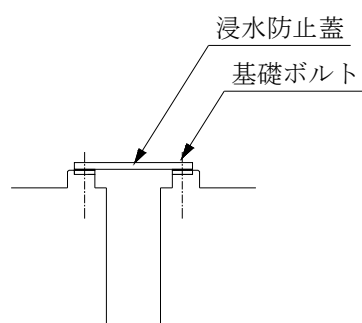


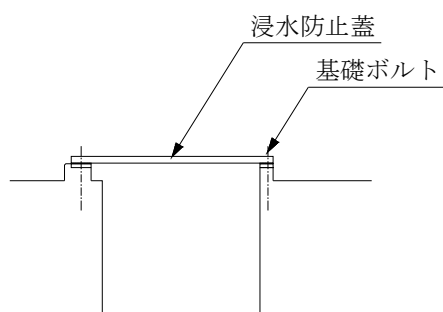
図 3-1 評価部位（蓋 1, 10）



平面図



A-A 断面図



B-B 断面図

図 3-2 評価部位（蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9）

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

取水路点検用開口部浸水防止蓋を両端単純支持ばりとしてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

固有周期 T を以下の式により算出する。

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

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

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$A = b \cdot h$$

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 及び表 4-2 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件（取水路点検用開口部浸水防止蓋 1, 10）

振動数係数 λ	はりの長さ L (mm)	縦弾性係数 E (MPa)	断面二次モーメント I (mm ⁴)	はりの幅 b (mm)
π	870	1.94×10^5	8.595×10^6	3820

はりのせい h (mm)	はりの単位体積 質量 ρ (kg/mm ³)	はりの断面積 A (mm ²)
30.0	7.93×10^{-6}	1.146×10^5

表 4-2 固有周期の計算条件（取水路点検用開口部浸水防止蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9）

振動数係数 λ	はりの長さ L (mm)	縦弾性係数 E (MPa)	断面二次モーメント I (mm ⁴)	はりの幅 b (mm)
π	1535	1.94×10^5	1.323×10^7	1270

はりのせい h (mm)	はりの単位体積 質量 ρ (kg/mm ³)	はりの断面積 A (mm ²)
50.0	7.93×10^{-6}	6.350×10^4

4.3 固有周期の計算結果

表 4-3 に固有周期の計算結果を示す。固有周期は，0.05s 以下であることから，剛構造である。

表 4-3 固有周期の計算結果

機器名称	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
取水路点検用開口部浸水防止蓋 1, 10	88	0.012
取水路点検用開口部浸水防止蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	47	0.022

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、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」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。

取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価対位に対し、「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

5.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重 (D)

固定荷重として、蓋の自重を考慮する。

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重は、基準津波による津波荷重水位及び敷地に遡上する津波による津波荷重水位を考慮する。

突き上げ津波荷重は以下の式より算出する。

$$P_t = \rho \cdot g \cdot h + \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho \cdot U^2$$

(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 $S_d - D1$ に伴う地震力とする。

$$W_{hksd} = C_{HSD} \cdot (m_D + m_S) \cdot g$$

なお、余震による鉛直荷重については、突き上げ津波荷重を緩和する方向に作用するため考慮しない。

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重を考慮する。

積雪荷重 P_s については、添付書類「V-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」に示すとおり、30 cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量を以下の式より算出する。

$$m_s = \frac{P_s \cdot A_s}{g} = \frac{0.35 \cdot w_s \cdot d_s \cdot A_s}{g}$$

5.2.2 荷重の組合せ

取水路点検用開口部浸水防止蓋は，取水路上版に設置されている平板であることから，その構造と形状から漂流物による衝突荷重及び風荷重の影響は考慮しない。荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ ^{*1*2}
浸水防護施設 (浸水防止設備)	取水路点検用開口部浸水防止蓋	$D + P_t + S_d + P_s$

注記 *1: D は固定荷重， P_t は突き上げ津波荷重， S_d は余震荷重， P_s は積雪荷重を示す。

*2: 固定荷重 (D) 及び余震荷重 (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

(1) 基準津波に対する許容限界

取水路点検用開口部浸水防止蓋の許容限界は、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書の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ、J S M E に準じた供用状態 C の許容応力を用いる。

取水路点検用開口部浸水防止蓋の蓋及び基礎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 にそれぞれ示す。また、蓋及び基礎ボルトの許容応力算出結果を表 5-4 に示す。

表 5-2 蓋及び基礎ボルトの許容限界

供用状態 (許容応力 状態)	許容限界 ^{*1} (ボルト以外)			許容限界 ^{*1} (ボルト)		
	一次応力			一次応力		
	曲げ	せん断	組合せ ^{*2}	引張	せん断	組合せ ^{*3}
C (Ⅲ _A S) ^{*4}	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_{ts}$

注記 *1: J E A G 4 6 0 1・補-1984 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、J S M E N C 1-2005/2007 による。

*2: 曲げとせん断の組合せ応力

*3: せん断応力と引張応力の組合せ応力

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

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau$$

$$f_{ts} = f_t$$

*4: 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。

表 5-3 蓋及び基礎ボルトの許容応力評価条件

評価部位	材料	温度条件 (℃)	S_y^{*1} (MPa)	S_u^{*1} (MPa)	F^{*1*2} (MPa)
蓋	SUS304	40	205	520	205
基礎ボルト					

注記 *1: S_y : 設計降伏点, S_u : 設計引張強さ, F : 許容応力算定用基準値を示す。

*2: $F = \text{Min}[S_y, 0.7 \cdot S_u]$ とする。

表 5-4 蓋及び基礎ボルトの許容応力算出結果

供用状態 (許容応力 状態)	評価部位	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 f_b (MPa)	せん断 f_s (MPa)	組合せ f_t (MPa)	引張 f_{t0} (MPa)	せん断 f_s (MPa)
C (Ⅲ _A S)	蓋	204	117	204	—	—
	基礎ボルト	—	—	—	153	117

(2) 敷地に遡上する津波に対する許容限界

「(1) 基準津波に対する許容限界」と同様。

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり，取水路点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため，取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度は，添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度を表 5-5 に示す。

表 5-5 設計用地震力

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度 ^{*1}	
		水平方向 C_{HSD}	鉛直方向 C_{VSD}
弾性設計用 地震動 $S_d - D1$	取水構造物 EL. 3.310 (EL. 2.810 ^{*2})	0.61	
			0.39

注記 *1：「4. 固有周期」に示したとおり，取水路点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2：基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

取水路点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、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)

蓋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、固定荷重として蓋の自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

蓋の自重と同様の理由により考慮しない。ただし、余震による水平地震力を求めるに当たっては、取水路点検用開口部浸水防止蓋の全面に積雪荷重を考慮する。

(3) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重は、取水路点検用開口部浸水防止蓋の取水路上版開口部に作用するものとする。

(4) 余震荷重 (S_d)

余震荷重 S_d は、取水路点検用開口部浸水防止蓋の設置位置における水平方向の地震荷重を考慮する。

5.5.2 応力計算

(1) 蓋

蓋は、基礎ボルトで支持されているものとし、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして評価する。

a. 最大曲げ応力

最大曲げ応力を以下の式より算出する。

$$M = \frac{w \cdot L^2}{8}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

b. 最大せん断応力

最大せん断応力を以下の式より算出する。

$$Q = \frac{w \cdot L}{2}$$

$$\tau = \frac{Q}{A_s}$$

c. 組合せ応力

蓋に発生する垂直応力やせん断応力については，組合せ応力を以下の式より算出する。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2}^*$$

注記 * : J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1

(2) 基礎ボルト

基礎ボルトに作用する引張荷重は，鉛直方向荷重を受ける基礎ボルトに対する蓋の負担面積から算定し，また，せん断荷重は，水平方向荷重をすべての基礎ボルトで負担するものとして評価する。

a. 引張応力

引張応力を以下の式より算出する。

$$P_{tb} = Q_s \cdot b$$

$$A_m = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

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

b. せん断応力

せん断応力を以下の式より算出する。

$$Q_{sb} = \frac{W_{hksd}}{n}$$

$$A_m = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

$$\tau_k = \frac{Q_{sb}}{A_m}$$

5.6 計算条件

- (1) 強度評価に用いる浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

取水路点検用開口部浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-6 及び表 5-7 に示す。

表 5-6 取水路点検用開口部浸水防止蓋の仕様及び
津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件（蓋 1, 10）

蓋の材質	蓋の厚さ t (mm)	蓋のたて (mm)	蓋の横 (mm)
SUS304	30.0*	3820*	870*

注記 *：公称値を示す。

蓋の面積 A (mm ²)	蓋の質量 m _D (kg)	基礎ボルトの材質	基礎ボルトの呼び径 φ (mm)
3.323×10 ⁶	1000	SUS304	16

基礎ボルトの本数 n (本)	基礎ボルトの負担幅 b (mm)
32	249

表 5-7 取水路点検用開口部浸水防止蓋の仕様及び
津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件（蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9）

蓋の材質	蓋の厚さ t (mm)	蓋のたて (mm)	蓋の横 (mm)
SUS304	50.0*	3820*	1535*

注記 *：公称値を示す。

蓋の面積 A (mm ²)	蓋の質量 m _D (kg)	基礎ボルトの材質	基礎ボルトの呼び径 φ (mm)
4.168×10 ⁶	2000	SUS304	16

基礎ボルトの本数 n (本)	基礎ボルトの負担幅 b (mm)	1 cm ごとの 積雪荷重 w _s (Pa/cm)	積雪面積 A _s (m ²)
40	249	20	3.323

垂直積雪量 d _s (cm)	積雪荷重による質量 m _s (kg)	重力加速度 g (m/s ²)	海水の密度 ρ (kg/m ³)
30	72.11	9.80665	1030

抗力係数 C _D
2.01

(2) 強度評価に用いる浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件

取水路点検用開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件を表 5-8 に示す。

表 5-8 取水路点検用開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件
(蓋 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10)

対象の津波	津波荷重水位 h (T. P. + m)	取水路における 津波の最大流速 (鉛直方向) U (m/s)
基準津波	22.0	2.0
敷地に遡上する津波	26.0	2.0

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
取水路点検用開口部浸水防止蓋 1, 10	蓋	曲げ	143	204
		せん断	4	117
		組合せ ^{*1}	144	204
	基礎ボルト	引張	122	153 ^{*2}
		せん断	1	117
取水路点検用開口部浸水防止蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	蓋	曲げ	161	204
		せん断	4	117
		組合せ ^{*1}	162	204
	基礎ボルト	引張	122	153 ^{*2}
		せん断	2	117

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

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

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-2 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 6-2 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
取水路点検用開口部浸水防止蓋 1, 10	蓋	曲げ	169	204
		せん断	4	117
		組合せ* ¹	170	204
	基礎ボルト	引張	144	153* ²
		せん断	1	117
取水路点検用開口部浸水防止蓋 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9	蓋	曲げ	189	204
		せん断	5	117
		組合せ* ¹	190	204
	基礎ボルト	引張	144	153* ²
		せん断	2	117

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

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

V-3-別添 3-2-4-2 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	9
4. 固有周期	10
4.1 固有周期の計算方法	10
4.2 固有周期の計算条件	10
4.3 固有周期の計算結果	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 計算方法	16
5.6 計算条件	18
6. 評価結果	20

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうち放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

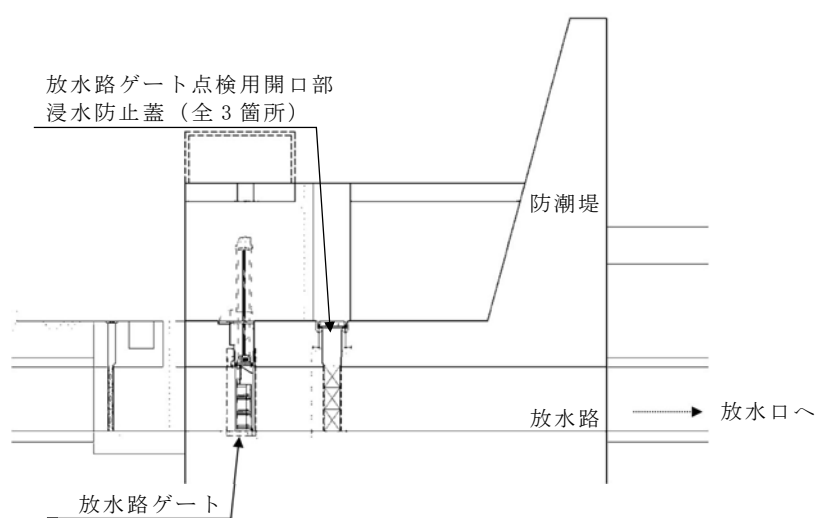
2.1 配置概要

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋は、放水路上版に設置する。

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の設置位置を図 2-1 に示す。



(平面図)



(A-A 断面図)

図 2-1 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の設置位置図

2.2 構造計画

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の構造は，長方形の鋼板に主桁及び補助桁を組合せた構造とし，本体を放水上版に固定ボルトにより固定することで，止水性を確保する。放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の構造計画を表 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	
放水上版に 固定ボルトで 固定する。	蓋により構成 する。	

2.3 評価方針

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 構造強度評価方法」に示す方法により、評価結果を「6. 評価結果」にて確認する。

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度評価フローを図 2-2 に示す。放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重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。重畳時においては、添付書類「V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_a 」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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

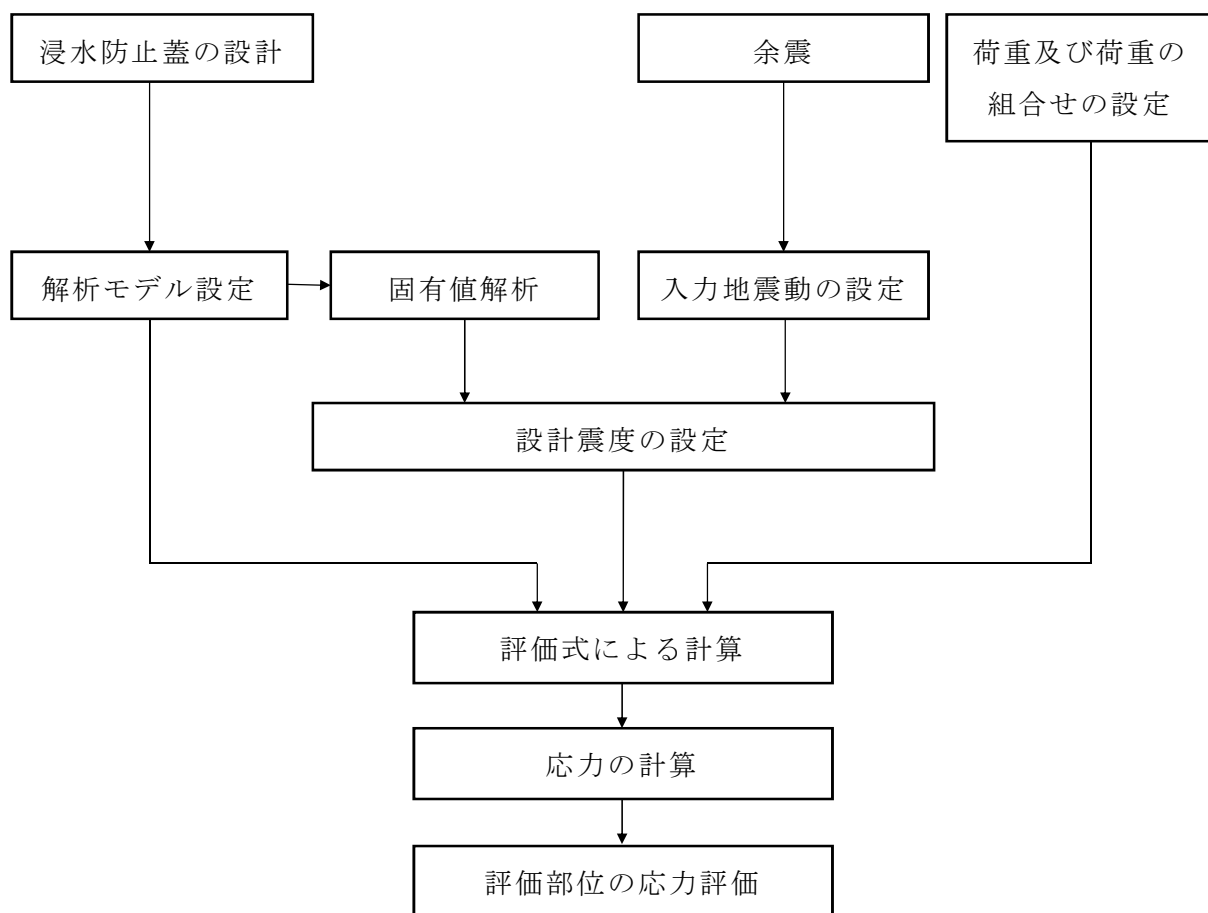


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・
補－1984（日本電気協会）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 －1987 （日本電気協会）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 －1991 追補版）（日本電気
協会）
- (4) 日本工業規格 J I S G 4 0 5 3 （2008） 機械構造用合金鋼鋼材
- (5) 「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）」（ダム・堰施設技術
協会 平成 25 年 6 月）

2.5 記号の説明

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の固有周期に用いる記号

記号	記号の説明	単位
E	縦弾性係数	N/mm ²
f	一次固有振動数	Hz
I	断面二次モーメント	cm ⁴
L	スパン長	m
m	扉体部自重	kg/m
T	固有周期	s
λ_n	支持条件（単純支持梁，1 次モード）	—

表 2-3 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に用いる記号（1/2）

記号	記号の説明	単位
g	重力加速度	m/s ²
σ_v	日本工業規格に規定される材料の設計降伏点	N/mm ²
σ_u	日本工業規格に規定される材料の設計引張強さ	N/mm ²
σ_a	許容引張応力度・許容曲げ応力度 ダム・堰施設技術基準（案） $\sigma_a = \sigma_v / F^*$	N/mm ²
τ_a	許容せん断応力 ダム・堰施設技術基準（案） $\tau_a = \sigma_a / \sqrt{3}$	N/mm ²
K_{HSd}	弾性設計用地震動 S_d による水平方向の設計震度	—
K_{VSd}	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の設計震度	—
W_0	海水の密度	kg/m ³
h	津波荷重水位 (T. P. +)	m
q	津波時静水圧	N/mm ²
I_{HSd}	余震による水平方向地震荷重	N
I_{VSd}	余震による鉛直方向地震荷重	N
m_D	蓋の質量	Kg
m_S	積雪荷重による質量	kg
A	浸水防止蓋の面積	mm ²
M	浸水防止蓋に加わる最大曲げモーメント	N・mm

注記 * : F は安全率

表 2-3 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる記号 (2/2)

記号	記号の説明	単位
B_2	荷重の作用幅	mm
L_2	支間	mm
S	浸水防止蓋に加わる最大せん断力	N
σ	浸水防止蓋に加わる最大曲げ応力	N/mm ²
Z	浸水防止蓋の断面係数	mm ³
τ	浸水防止蓋に加わる最大せん断応力	N/mm ²
A_w	浸水防止蓋のウェブ断面積	mm ²
σ_m	浸水防止蓋に加わる曲げ応力及びせん断応力による組合せ応力	N/mm ²
σ_b	固定ボルト 1 本あたりに加わる引張応力	N/mm ²
P_b	固定ボルト 1 本あたりに加わる引張荷重	N
A_b	固定ボルトの断面積	mm ²
τ_b	固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力	N/mm ²
S_b	固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断荷重	N
σ_{bm}	固定ボルトに加わる曲げ引張応力及びせん断応力による組合せ応力	N/mm ²
τ	浸水防止蓋に加わる最大せん断応力	N/mm ²
A_s	積雪面積	m ²
w_s	積雪量 1cm ごとの積雪荷重	N/mm ³
d_s	垂直積雪量	cm
a	補助桁間隔	mm
b	主桁間隔	mm
t	スキンプレーットの板厚	mm
γ	スキンプレーットの評価に用いる応力の補正係数	—
k	スキンプレーットの評価に用いる辺長比 (b/a) による係数	—
B_1	蓋のたて	mm
L_1	蓋のよこ	mm

3. 評価部位

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の評価部位は、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、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書の方針」の「4.2 許容限界」にて示すとおり、浸水防止蓋及び固定ボルトを対象とする。

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度評価における評価部位を、図 3-1 に示す。

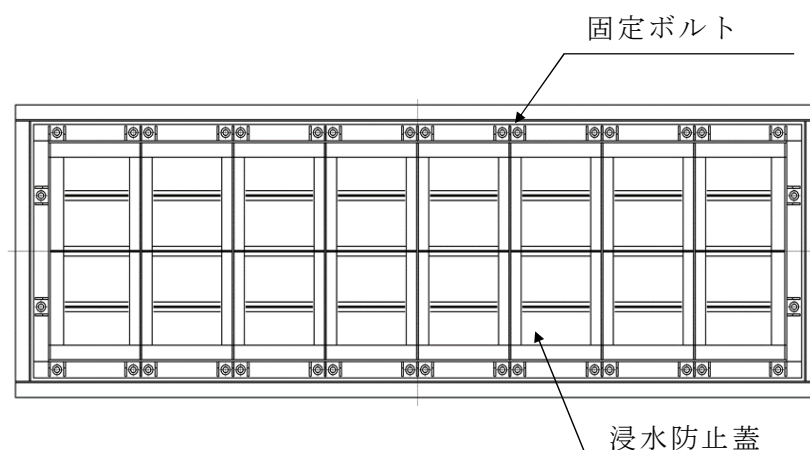


図 3-1 評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の主桁を単純支持梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は，公称値を使用する。

「構造力学公式集(1988年)、土木学会」より，固有周期は次のとおり与えられる。

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

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

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

縦弾性係数 E (N/mm ²)	主桁の断面二次 モーメント I (mm ⁴)	主桁の単位長さ 当たりの質量 m (kg/mm)	主桁の長さ L (mm)
2.06 × 10 ⁵	9.57 × 10 ⁷	54.3 × 10 ⁻³	1450

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。固有周期は，0.05s 以下であることから，剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	450
固有周期 (s)	0.0023

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、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」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。

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価対位に対し、「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。

なお、「3. 評価部位」にて設定した評価部位のうち蓋についてはその構造を踏まえ、主桁、補助桁及びスキンプレートについて評価を実施する。

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)

固定荷重として、自重を考慮する。

$$W = (m_D + m_s) \cdot g$$

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重を考慮して算出した設計水圧と各部材の受圧面積から各部材の津波荷重を算出する。

(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-D1 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

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

$$I_{VSd} = W \cdot (1 + K_{VSd})$$

$$P = 7/8 \cdot W_0 \cdot K_{VSd} \cdot \sqrt{H \cdot h_1}$$

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重を考慮する。

積雪荷重 P_s については、添付書類「V-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」に示すとおり、30 cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量を以下の式より算出する。

$$m_s = \frac{0.35 \cdot w_s \cdot d_s \cdot A_s}{g}$$

$$A_s = B_1 \cdot L_1$$

5.2.2 荷重の組合せ

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋は、放水路上版に設置されている浸水防止蓋であるため、その構造及び設置位置から風荷重の影響は考慮しない。

荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*1*2
浸水防護施設 (浸水防止設備)	放水路ゲート点検用 開口部浸水防止蓋	$D + P_t + S_d + P_s$

注記 *1: Dは固定荷重, P_t は突き上げ津波荷重, S_d は余震による地震荷重, P_s は積雪荷重を示す。

*2: 固定荷重(D)及び余震荷重(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

(1) 基準津波と余震による重畳時

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の許容限界は、評価部位ごとに、ダム・堰施設技術基準（案）に規定される許容応力度を用いる。

各評価部位の許容限界を表 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 許容限界

状態	許容限界*1*2					
	浸水防止蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
短期	曲げ	せん断	組合せ	引張	せん断	組合せ
	$1.5 \sigma_a$	$1.5 \tau_a$	$1.65 \sigma_a$	$1.5 \sigma_a$	$1.5 \tau_a$	$1.65 \sigma_a$

注記 *1: ダム・堰施設技術基準（案）に準じ、短期時許容値割増 1.5 又は 1.65 とする。

*2: σ_a : 許容引張応力度・許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度

表 5-3 許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)
主桁	SM490	160	90
補助桁	SM490	160	90
スキンプレート	SM490	160	—
固定ボルト	SCM435	392	226

注記 *1: σ_a : 許容引張応力度・許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は,「ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編)(ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月)」に基づく。

表 5-4 許容応力算出結果

許容応力度	評価部位		許容限界			
			1 次応力			
			曲げ (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ (N/mm ²)
短期許容応力度	主桁	端部桁	240	—	135	264
		中間桁	240	—	135	264
	補助桁		240	—	135	264
	スキンプレート		240	—	—	—
	固定ボルト		—	588	339	646

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の許容限界は、評価部位ごとに、ダム・堰施設技術基準（案）に規定される許容応力度を用いる。

各評価部位の許容限界を表 5-5 に、許容応力評価条件を表 5-6 に、許容応力算出結果を表 5-7 にそれぞれ示す。

表 5-5 各評価部位の許容限界

状態	許容限界 *1*2					
	浸水防止蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
短期	曲げ	せん断	組合せ	引張	せん断	組合せ
	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \tau_a$	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \tau_a$	$1.9 \sigma_a$

注記 *1：ダム・堰施設技術基準（案）に準じ、短期時許容値割増 1.9 とする。

*2： σ_a ：許容引張応力度・許容曲げ応力度， τ_a ：許容せん断応力度

表 5-6 許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)
主桁	SM490	160	90
補助桁	SM490	160	90
スキンプレート	SM490	160	—
固定ボルト	SCM435	392	226

注記 *1： σ_a ：許容引張応力度・許容曲げ応力度， τ_a ：許容せん断応力度を示す。

*2：各許容応力度の値は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づく。

表 5-7 許容応力算出結果

許容応力度	評価部位		許容限界			
			1 次応力			
			曲げ (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ (N/mm ²)
短期許容応力度	主桁	端部桁	304	—	171	304
		中間桁	304	—	171	304
	補助桁		304	—	171	304
	スキンプレート		304	—	—	—
	固定ボルト		—	744	429	744

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり，放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため，放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度は，添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア））における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度を表 5-8 に示す。

表 5-8 設計用地震力

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度* ¹	
		水平方向 $K_{H S_d}$	0.44
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	防潮堤（鉄筋コン クリート防潮壁 （放水路エリア） EL. 3.500* ²	鉛直方向 $K_{V S_d}$	0.32

注記 *1：「4. 固有周期」に示したとおり，放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2：基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は，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

荷重を等分布荷重として受ける鋼構造物として評価する。応力の算出に必要な荷重を次式により算出する。

$$q = h \cdot W_0$$

$$i_{vSd} = I_{vSd} / A$$

$$w = q + i_{vSd} + P$$

5.5.2 応力計算

(1) 浸水防止蓋

浸水防止蓋は，荷重を等分布荷重として受ける鋼構造物として評価する。浸水防止蓋を構成するスキンプレート，主桁及び補助桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力はダム・堰施設技術基準（案）に規定される計算式を用いる。

$$(\text{曲げモーメント (主桁)}) \quad M = \frac{w \cdot B_2 \cdot (2 L_2 - B_2)}{8}$$

$$(\text{曲げモーメント (補助桁)}) \quad M = \frac{w \cdot a \cdot (3 \cdot b^2 - a^2)}{24}$$

$$(\text{せん断力 (主桁)}) \quad S = \frac{w \cdot B_2}{2}$$

$$(\text{せん断力 (補助桁)}) \quad S = \frac{w \cdot a}{2} \cdot (b - \frac{a}{2})$$

a. 曲げ応力

a) 主桁及び補助桁に発生する曲げ応力

津波時水圧により浸水防止蓋の主桁及び補助桁に発生する最大曲げ応力 σ は次式により算出する。

$$\sigma = M / Z$$

b) スキンプレートに発生する曲げ応力

浸水防止蓋のスキンプレートに発生する最大曲げ応力 σ は次式により算出する。

$$\sigma = \frac{k \cdot a^2 \cdot w}{100 \cdot t} \cdot \gamma$$

b. せん断応力

浸水防止蓋の主桁及び補助桁に発生する最大せん断応力 τ は次式により算出する。

$$\tau = S / A_w$$

c. 組合せ応力

浸水防止蓋に加わる曲げ応力 σ 及びせん断応力 τ による組合せ応力 σ_m をダム・堰施設技術基準(案)記載の次式により算出する。

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

(2) 固定ボルト

固定ボルトに作用する荷重は、固定ボルト設置位置及び間隔から浸水防止蓋に対する負担面積を設定し、水平方向荷重及び鉛直方向荷重に対して評価を行う。

a. 引張応力

固定ボルト 1 本あたりに加わる引張応力 σ_b は次式により算出する。

$$\sigma_b = P_b / A_b$$

b. せん断応力

固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力 τ_b は次式により算出する。

$$\tau_b = S_b / A_b$$

c. 組合せ応力

固定ボルトに加わる引張応力 σ_b 及びせん断応力 τ_b による組合せ荷重 σ_{bm} をダム・堰施設技術基準(案)記載の次式により算出する。

$$\sigma_{bm} = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau_b^2}$$

5.6 計算条件

- (1) 強度評価に用いる放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-9 に示す。

表 5-9 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の強度評価に関する評価条件

浸水防止蓋の材質	蓋の質量 m_D (kg)	積雪質量 m_s (kg)	荷重の作用幅 B_2 (mm)
SM490	3.00×10^3	1.44×10^2	1.150×10^3

支間 L_2 (mm)	固定ボルトの材質	固定ボルトの 呼び径 (mm)	固定ボルトの 断面積 A_b (mm ²)
1.450×10^3	SCM435	30	7.06858×10^2

積雪量 1 cm 毎の 積雪荷重 w_s (N/mm ³)	垂直積雪量 d_s (cm)	固定ボルトの本数 n (本)	重力加速度 g (m/s ²)
2.0×10^6	30	36	9.80665

補助桁間隔 a (mm)	主桁間隔 b (mm)	積雪面積 A_s (m ²)	蓋のたて B_1 (mm)
340	613	6.615	1.350×10^3

蓋のよこ L_1 (mm)
4.90×10^3

(2) 強度評価に用いる放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件を表 5-10 に示す。

表 5-10 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件

対象の津波	津波荷重水位 h_1 (T.P. + m)
基準津波	30.0
敷地に遡上する津波	39.0

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位			評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
蓋	主桁	端部桁	曲げ	47	240
			せん断	21	135
			組合せ* ¹	60	264
		中間桁	曲げ	74	240
			せん断	42	135
			組合せ* ¹	104	264
	補助桁	曲げ	37	240	
		せん断	27	135	
		組合せ* ¹	60	264	
	スキンプレート		曲げ	37	240
固定ボルト			引張	76	588
			せん断	1	339
			組合せ* ²	77	646

注記 *1：曲げとせん断の組合せ応力

*2：引張とせん断の組合せ応力

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-2 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-2 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位			評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
蓋	主桁	端部桁	曲げ	56	304
			せん断	25	171
			組合せ* ¹	71	304
		中間桁	曲げ	88	304
			せん断	50	171
			組合せ* ¹	124	304
	補助桁	曲げ	48	304	
		せん断	34	171	
		組合せ* ¹	76	304	
	スキンプレート		曲げ	37	304
固定ボルト			引張	91	744
			せん断	1	429
			組合せ* ²	92	744

注記 *1：曲げとせん断の組合せ応力

*2：引張とせん断の組合せ応力

V-3-別添 3-2-4-3 S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	6
3. 評価部位	9
4. 固有周期	10
4.1 固有周期の計算方法	10
4.2 固有周期の計算条件	10
4.3 固有周期の計算結果	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
5.2.1 荷重の設定	11
5.2.2 荷重の組合せ	12
5.3 許容限界	13
5.4 設計用地震力	16
5.5 計算方法	17
5.5.1 荷重の設定	17
5.6 計算条件	20
6. 評価結果	21

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうちS A用海水ピット開口部浸水防止蓋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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋は，S A用海水ピット開口部に設置する。

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の設置位置図を図 2-1 に示す。



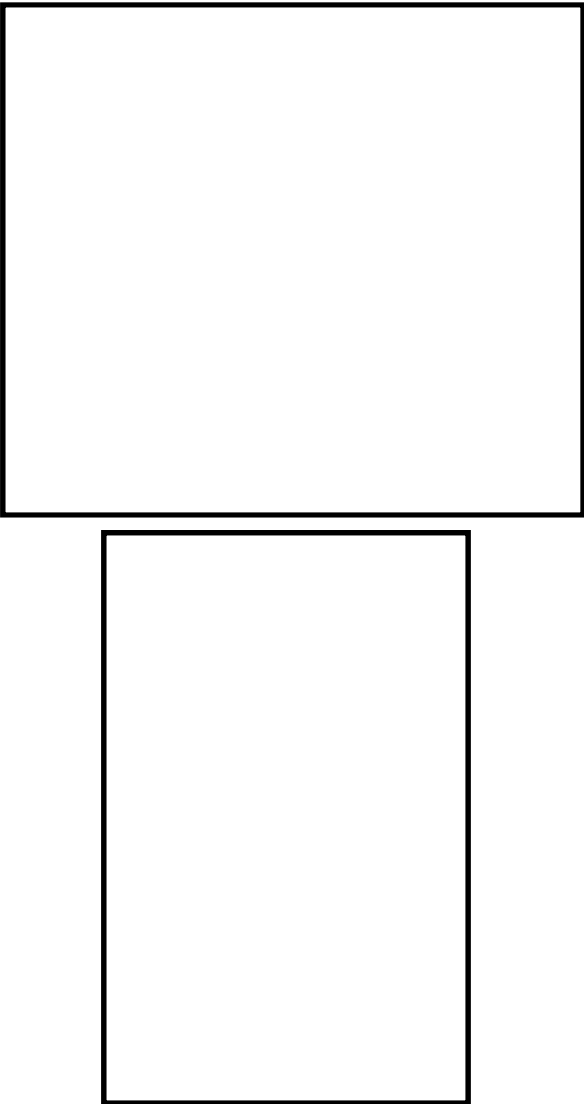
図 2-1 S A用海水ピット開口部浸水防止蓋設置位置図

2.2 構造計画

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の構造は、長方形の鋼板に主桁及び補助桁(ともに溝形鋼)を組合せた構造とする。

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋は、本体をS A用海水ピット開口部に設置する固定ボルト及びヒンジで固定する。S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 S A用海水ピット開口部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	
S A用海水ピット開口部に設置する固定ボルト及びヒンジで固定する。	蓋により構成する。	<u>平面図</u> 

2.3 評価方針

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、応力評価により実施する。応力評価では、S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度評価フローを図 2-2 に示す。S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた設置床の最大床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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

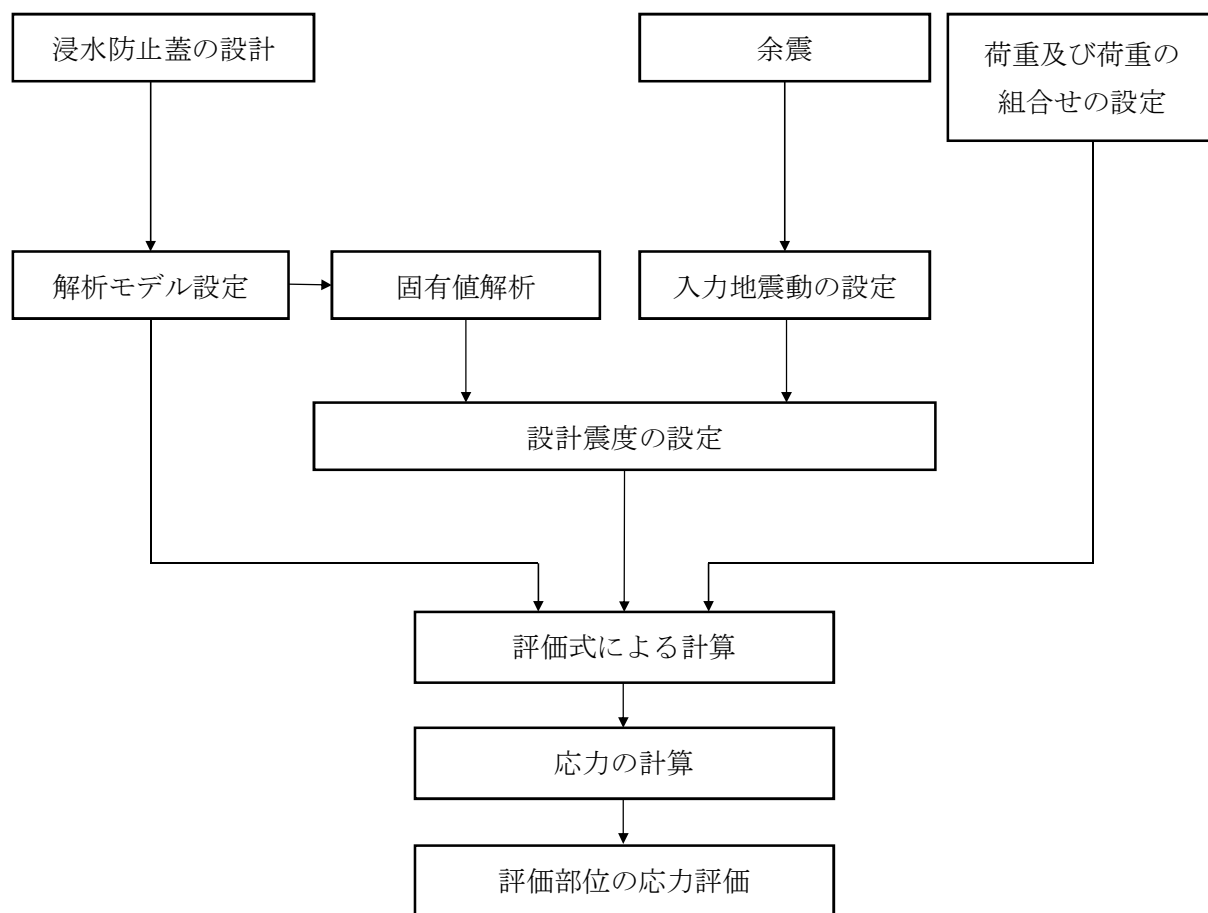


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格、基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補－1984
(日本電気協会)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 －1987 (日本電気協会)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 －1991 追補版) (日本電気協会)
- (4) 日本工業規格 JIS G4053(2008) 機械構造用合金鋼鋼材
- (5) ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成
25 年 6 月)

2.5 記号の説明

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の固有周期算出に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	mm ⁴
m	主桁の単位長さ当たりの質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2-3 S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の応力評価に用いる記号 (1/2)

記号	記号の説明	単位
g	重力加速度	m/s^2
σ_v	日本工業規格に規定される材料の設計降伏点	N/mm^2
σ_u	日本工業規格に規定される材料の設計引張強さ	N/mm^2
σ_a	許容圧縮・引張・曲げ応力 ダム・堰施設技術基準 (案) $\sigma_a = \sigma_v / F^*$	N/mm^2
τ_a	許容せん断応力 ダム・堰施設技術基準 (案) $\tau_a = \sigma_a / \sqrt{3}$	N/mm^2
K_{HSd}	弾性設計用地震動 S_d による水平方向の設計震度	—
K_{VSd}	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の設計震度	—
W_0	海水の密度	kg/m^3
h	津波荷重水位 (T. P. +)	m
q	津波時静水圧	N/mm^2
I_{HSd}	余震による水平方向地震荷重	N
I_{VSd}	余震による鉛直方向地震荷重	N
m_D	蓋の質量	Kg
m_S	積雪荷重による質量	kg
A	浸水防止蓋の面積	mm^2
M	浸水防止蓋に加わる最大曲げモーメント	$N \cdot mm$
B	荷重の作用幅	mm
L	支間	mm

表 2-3 S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の応力評価に用いる記号 (2/2)

記号	記号の説明	単位
S	浸水防止蓋に加わる最大せん断力	N
σ	浸水防止蓋に加わる最大曲げ応力	N/mm ²
Z	浸水防止蓋の断面係数	mm ³
τ	浸水防止蓋に加わる最大せん断応力	N/mm ²
A_w	浸水防止蓋のウェブ断面積	mm ²
σ_m	浸水防止蓋に加わる曲げ応力及びせん断応力による組合せ応力	N/mm ²
σ_b	固定ボルト 1 本あたりに加わる引張応力	N/mm ²
M_{bu}	ブラケットに加わる最大曲げモーメント	N・mm
S_{bu}	ブラケットに加わる最大せん断力	N
σ_{bu}	ブラケットに加わる最大曲げ応力	N/mm ²
Z_{bu}	ブラケットの断面係数	mm ³
τ_{bu}	ブラケットに加わる最大せん断応力	N/mm ²
A_{bu}	ブラケットの断面積	mm ²
M_p	ピンに加わる最大曲げモーメント	N・mm
S_p	ピンに加わる最大せん断力	N
σ_p	ピンに加わる最大曲げ応力	N/mm ²
Z_p	ピンの断面係数	mm ³
τ_p	ピンに加わる最大せん断応力	N/mm ²
A_p	ピンの断面積	mm ²
P_b	固定ボルト 1 本あたりに加わる引張荷重	N
A_b	固定ボルトの断面積	mm ²
τ_b	固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力	N/mm ²
S_b	固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断荷重	N
σ_{bm}	固定ボルトに加わる曲げ引張応力及びせん断応力による組合せ応力	N/mm ²
τ	浸水防止蓋に加わる最大せん断応力	N/mm ²
A_s	積雪面積	m ²
w_s	積雪量 1cm ごとの積雪荷重	N/mm ³
d_s	垂直積雪量	mm
a	補助桁間隔	mm
b	主桁間隔	mm
t	スキンプレーットの板厚	mm
γ	スキンプレーットの評価に用いる応力の補正係数	—
k	スキンプレーットの評価に用いる辺長比 (b/a) による係数	—

注記 * : F は安全率

3. 評価部位

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造概要」にて設定している構造を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

なお、S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度計算における評価対象部位は、浸水防止蓋、固定ボルト及びヒンジとする。

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度評価における評価対象部位を図 3-1 に示す。

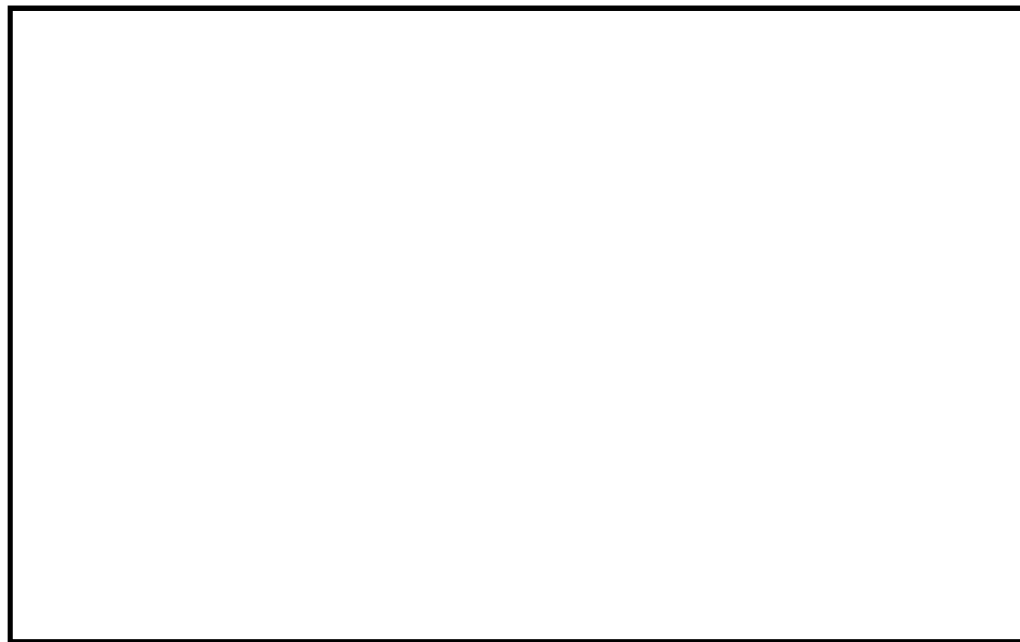


図 3-1 評価対象部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の主桁を単純支持梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集(1988年)、土木学会」より、固有周期は次のとおり与えられる。

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

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

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

縦弾性係数 E (N/mm ²)	主桁の断面二次 モーメント I (mm ⁴)	主桁の単位長さ 当たりの質量 m (kg/mm)	主桁の長さ L (mm)
2.06×10 ⁵	1.229×10 ⁸	673.48×10 ⁻³	1320

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の算出結果を示す。固有周期は、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の算出結果

固有振動数 (Hz)	175
固有周期 (s)	0.006

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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。

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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

5.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重 (D)

固定荷重として、自重を考慮する。

$$W = m_D \cdot g$$

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重を考慮して算出した設計水圧と各部材の受圧面積から各部材の津波荷重を算出する。

$$q = h \cdot W_0$$

(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-D1 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。強度評価における弾性設計用地震動 S_d-D1 に伴う地震力については、表 5-4 にて示す設計震度を用いて設定する。

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

$$I_{VSd} = W \cdot (1 + K_{VSd})$$

$$P = 7/8 \cdot W_0 \cdot K_{VSd} \cdot \sqrt{H \cdot h_1}$$

5.2.2 荷重の組合せ

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋は、S A用海水ピット最上部の頂版部に設置されているため、風荷重の影響は考慮しない。

荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*1*2
浸水防護施設 (浸水防止設備)	S A用海水ピット開口部 浸水防止蓋	$D + P_t + S_d^{*1}$

注記 *1: Dは固定荷重, S_d は余震による地震荷重, P_t は突き上げ津波荷重を示す。

*2: 固定荷重 (D) 及び余震による地震荷重 (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

(1) 基準津波と余震による重畳時

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の許容限界は、評価対象部位ごとに、「ダム・堰施設技術基準（案）」に規定される許容応力度を用いる。各評価対象部位の許容限界を表 5-2 に、許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。

表 5-2 各評価対象部位の許容限界

状態	許容限界*1, *2					
	浸水防止蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
短期	曲げ	せん断	組合せ	引張	せん断	組合せ
	$1.5 \sigma_a$	$1.5 \tau_a$	$1.65 \sigma_a$	$1.5 \sigma_a$	$1.5 \tau_a$	$1.65 \sigma_a$

注記 *1:「ダム・堰施設技術基準（案）」に準じ、短期時許容値割増 1.5 または 1.65 とする。

*2: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度

表 5-3 許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)
主桁	SM400	120	70
補助桁	SM400	120	70
スキンプレート	SM400	120	—
固定ボルト	SUS316L	90	50
ヒンジ	SUS316L	90	50

注記 *1: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づく。

表 5-4 許容応力算出結果

許容応力度	評価部位		許容限界		
			1 次応力		
			曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ (N/mm ²)
短期許容応力度	主桁	端部桁	180	105	198
		中間桁	180	105	198
		端桁	180	105	198
	補助桁		180	105	198
	スキンプレート		180	—	—
	固定ボルト		135	75	148
	ヒンジ		135	75	148

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋は、評価部位ごとに、「ダム・堰施設技術基準（案）」に規定される許容応力度を用いる。各評価部位の許容限界を表 5-5 に、許容応力評価条件を表 5-7 に、許容応力算出結果を表 5-7 にそれぞれ示す。

表 5-5 各評価部位の許容限界

状態	許容限界*1*2					
	浸水防止蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
短期	曲げ	せん断	組合せ	引張	せん断	組合せ
	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \tau_a$	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \tau_a$	$1.9 \sigma_a$

注記 *1:「ダム・堰施設技術基準（案）」に準じ、短期時許容値割増 1.9 とする。

*2: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度

表 5-6 許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)
主桁	SM400	120	70
補助桁	SM400	120	70
スキンプレート	SM400	120	—
固定ボルト	SUS316L	90	50
ヒンジ	SUS316L	90	50

注記 *1: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は, 「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月)」に基づく。

表 5-7 許容応力算出結果

許容応力度	評価部位		許容限界		
			1 次応力		
			曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ (N/mm ²)
短期許容応力度	主桁	端部桁	228	133	228
		中間桁	228	133	228
		端桁	228	133	228
	補助桁		228	133	228
	スキンプレート		228	—	—
	固定ボルト		171	95	171
	ヒンジ		171	95	171

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す S A用海水ピットにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の耐震計算に用いる設計用地震力を表 5-3 に示す。

表 5-3 設計用地震力

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		水平方向 K_{HSd}	0.98
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	S A用海水 ピット EL. 7.3 (EL. 8.0*2)	鉛直方向 K_{VSd}	0.56

注記 *1: 「4. 固有周期」より、S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度評価は、津波荷重や余震荷重による各部材の発生応力が許容限界以下であることを確認するものとする。

5.5.1 荷重の設定

荷重を等分布荷重として受ける鋼構造物として評価する。応力の算出に必要な荷重を次式により算出する。

$$i_{vSd} = I_{vSd} / A$$

$$w = q + i_{vSd} + P$$

5.5.2 強度評価

(1) 浸水防止蓋

浸水防止蓋は、荷重を等分布荷重として受ける鋼構造物として評価する。浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁及び補助桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は「ダム・堰施設技術基準（案）」に規定される計算式を用いる。

$$(\text{曲げモーメント (主桁)}) M = \frac{w \cdot B \cdot (2L - B)}{8}$$

$$(\text{曲げモーメント (補助桁)}) M = \frac{w \cdot a \cdot (3 \cdot b^2 - a^2)}{24}$$

$$(\text{せん断力 (主桁)}) S = \frac{w \cdot B}{2}$$

$$(\text{せん断力 (補助桁)}) S = \frac{w \cdot a}{2} \cdot \left(b - \frac{a}{2}\right)$$

a. 曲げ応力

a) 主桁及び補助桁に発生する曲げ応力

津波時水圧により浸水防止蓋の主桁及び補助桁に発生する最大曲げ応力 σ は次式により算出する。

$$\sigma = M / Z$$

b) スキンプレートに発生する曲げ応力

浸水防止蓋のスキンプレートに発生する最大曲げ応力 σ は次式により算出する。

$$\sigma = \frac{k \cdot a^2 \cdot w}{100 \cdot t} \cdot \gamma$$

b. せん断応力

浸水防止蓋の主桁及び補助桁に発生する最大せん断応力 τ は次式により算出する。

$$\tau = S / A_w$$

c. 組合せ応力

浸水防止蓋に加わる曲げ応力 σ 及びせん断応力 τ による組合せ応力 σ_m を「ダム・堰施設技術基準(案)」記載の次式により算出する。

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

(2) 固定ボルト

固定ボルトに作用する荷重は、固定ボルト設置位置及び間隔から浸水防止蓋に対する負担面積を設定し、水平方向荷重及び鉛直方向荷重に対して評価を行う。

a. 引張応力

固定ボルト 1 本あたりに加わる引張応力 σ_b は次式により算出する。

$$\sigma_b = P_b / A_b$$

b. せん断応力

固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力 τ_b は次式により算出する。

$$\tau_b = S_b / A_b$$

c. 組合せ応力

固定ボルトに加わる引張応力 σ_b 及びせん断応力 τ_b による組合せ荷重 σ_{bm} をダム・堰施設技術基準(案)記載の次式により算出する。

$$\sigma_{bm} = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau_b^2}$$

(3) ヒンジ

ヒンジに作用する荷重は、ヒンジ設置位置及び間隔から浸水防止蓋に対する負担面積を設定し、鉛直方向荷重に対して評価を行う。なお、ヒンジの評価は、ヒンジを構成するブラケット及びピンで行う。

a. 曲げ応力(ブラケット)

ブラケットに発生する曲げ応力度 σ_{bu} を、次式により算出する。

$$\sigma_{bu} = M_{bu} / Z_{bu}$$

b. せん断応力(ブラケット)

ブラケットに作用するせん断応力度 τ_{bu} を、次式により算出する。

$$\tau_{bu} = S_{bu} / A_{bu}$$

c. 曲げ応力(ピン)

ピンに発生する曲げ応力度 σ_p を，次式により算出する。

$$\sigma_p = M_p / Z_p$$

d. せん断応力(ピン)

ピンに発生するせん断応力度 τ_p を，次式により算出する。

$$\tau_p = S_p / A_p$$

5.6 計算条件

- (1) 強度評価に用いる S A 用海水ピット開口部浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

S A 用海水ピット開口部浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-9 に示す。

表 5-9 S A 用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度評価に関する評価条件

浸水防止蓋の材質	蓋の質量 m_D (kg)	積雪質量 m_s (kg)	荷重の負担幅 B (mm)
SM400	8.89×10^2	—	1.350×10^3

支間 L (mm)	固定ボルトの材質	固定ボルトの呼び径 (mm)	固定ボルトの断面積 A_b (mm^2)
1.320×10^3	SUS316L	36	8.76264×10^2

積雪量 1 cm 毎の積雪荷重 w_s (N/mm^3)	垂直積雪量 d_s (mm)	固定ボルトの本数 n	重力加速度 g (m/s^2)
—	—	5	9.80665

補助桁間隔 a (mm)	主桁間隔 b (mm)
645	380

- (2) 強度評価に用いる S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件
S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件を表 5-10 に示す。

表 5-10 S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度評価に関する評価条件

対象の津波	津波荷重水位 h_1 (T.P. +m)
基準津波	12.0
敷地に遡上する津波	12.0

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度評価結果を表 6-1 に示す。評価結果から、S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の各部位の発生応力は、許容応力以下であり、基準津波荷重を考慮した荷重に対して構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果（重畳時）

評価対象部位			発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)
浸水防止 蓋	スキンプレート		曲げ	102	180
	主桁	端部桁	曲げ	78	180
			せん断	37	105
			組合せ* ¹	100	198
		中間桁	曲げ	137	180
			せん断	76	105
			組合せ* ¹	190	198
		端桁	曲げ	62	180
			せん断	104	105
			組合せ* ¹	190	198
	補助桁		曲げ	70	180
			せん断	39	105
			組合せ* ¹	97	198
固定ボルト			引張	95	135
			せん断	2	75
			組合せ* ²	95	149
ヒンジ	ブラケット		曲げ	23	135
			せん断	37	75
	ピン		曲げ	102	135
			せん断	26	75

注記 *1：曲げとせん断の組合せ応力

*2：引張とせん断の組合せ応力

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の強度評価結果を表 6-2 に示す。評価結果から、S A用海水ピット開口部浸水防止蓋の各部位の発生応力は、許容応力以下であり、敷地に遡上する津波荷重を考慮した荷重に対して構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-2 強度評価結果（重畳時）

評価対象部位			発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)	
浸水防 止蓋	スキンプレート		曲げ	102	228	
	主桁	端部桁	曲げ	78	228	
			せん断	37	133	
			組合せ* ¹	100	228	
		中間桁	曲げ	137	228	
			せん断	76	133	
			組合せ* ¹	190	228	
		端桁	曲げ	62	228	
			せん断	104	133	
			組合せ* ¹	190	228	
	補助桁		曲げ	70	228	
			せん断	39	133	
			組合せ* ¹	97	228	
	固定ボルト			引張	95	171
				せん断	2	95
組合せ* ²				95	171	
ヒンジ	ブラケット		曲げ	23	171	
			せん断	37	95	
	ピン		曲げ	102	171	
			せん断	26	95	

注記 *1：曲げとせん断の組合せ応力

*2：引張とせん断の組合せ応力

V-3-別添 3-2-4-4 緊急用海水ポンプピット点検用開口部

浸水防止蓋の強度計算書

目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用基準	6
2.5	記号の説明	7
3.	評価部位	9
4.	固有周期	10
4.1	固有周期の計算方法	10
4.2	固有周期の計算条件	10
4.3	固有周期の計算結果	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	14
5.5	計算方法	15
5.6	計算条件	17
6.	評価結果	18

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護設備のうち緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋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。

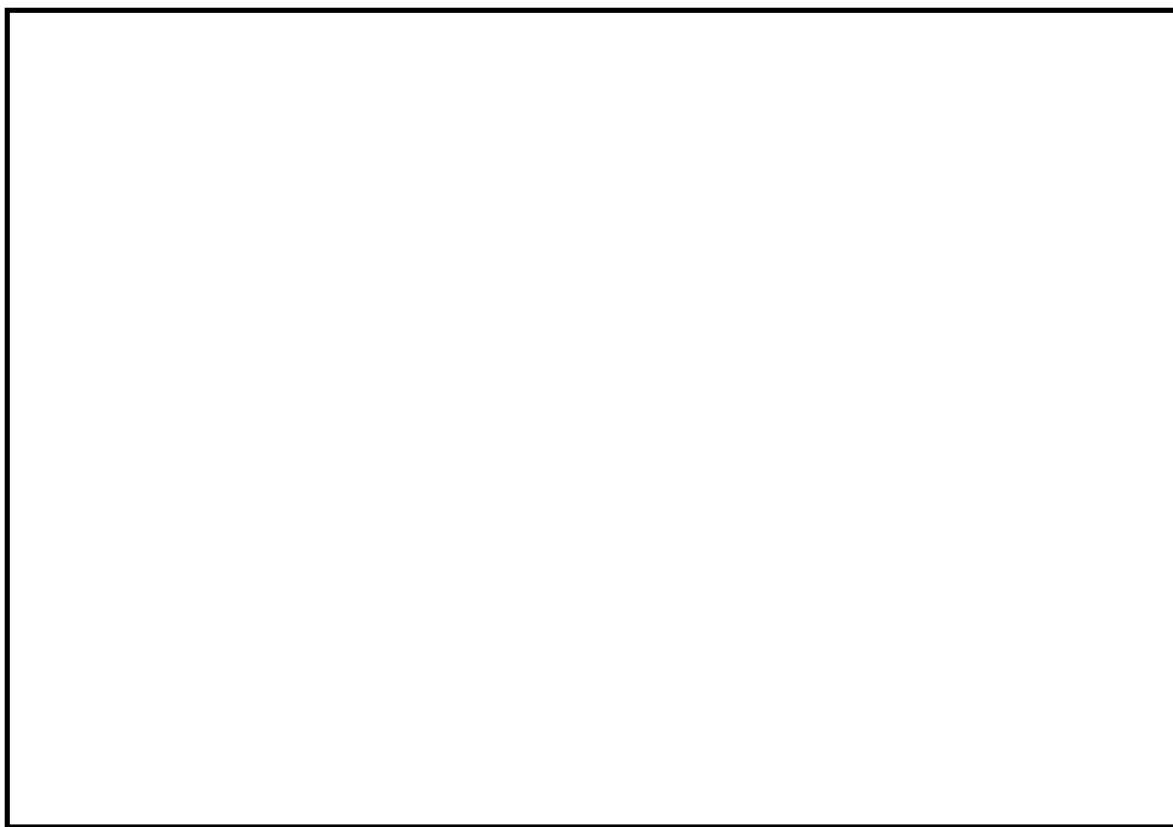
津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋は、緊急用海水ポンプ室床面に設置する。

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の設置位置を図 2-1 に示す。



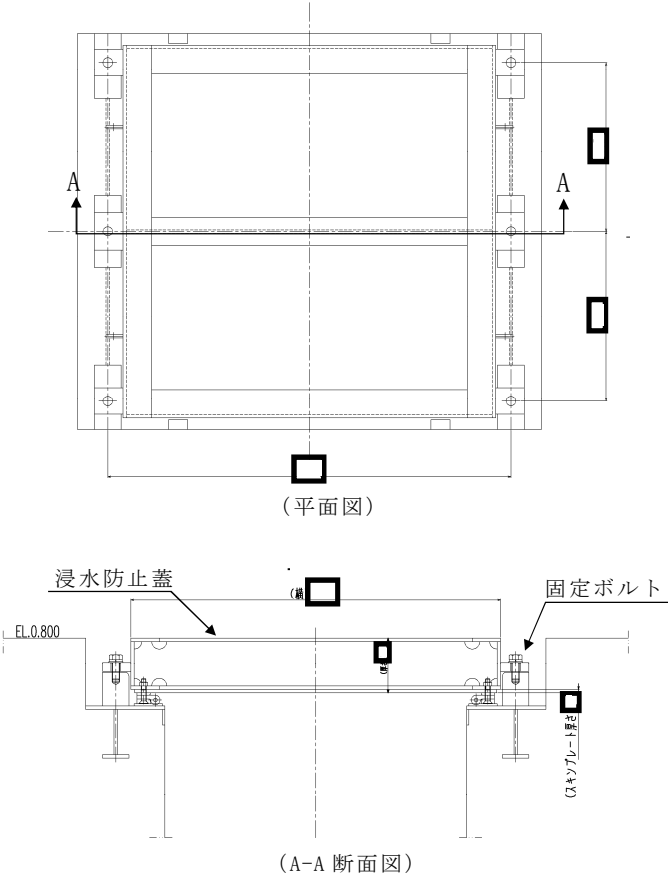
(単位：mm)

図 2-1 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の設置位置図

2.2 構造計画

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の構造は、長方形の鋼板に主桁を組合せた構造とし、本体を緊急用海水ポンプ室床面に固定ボルトにより固定することで、止水性を確保する。緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の構造計画を表 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	
緊急用海水ポンプ室床面に固定ボルトで固定する。	蓋により構成する。	 (平面図) (A-A 断面図) (単位: mm)

2.3 評価方針

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 構造強度評価方法」に示す方法により評価し、評価結果を「6. 評価結果」にて確認する。

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度評価フローを図 2-2 に示す。緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重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。重畳時においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_a 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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

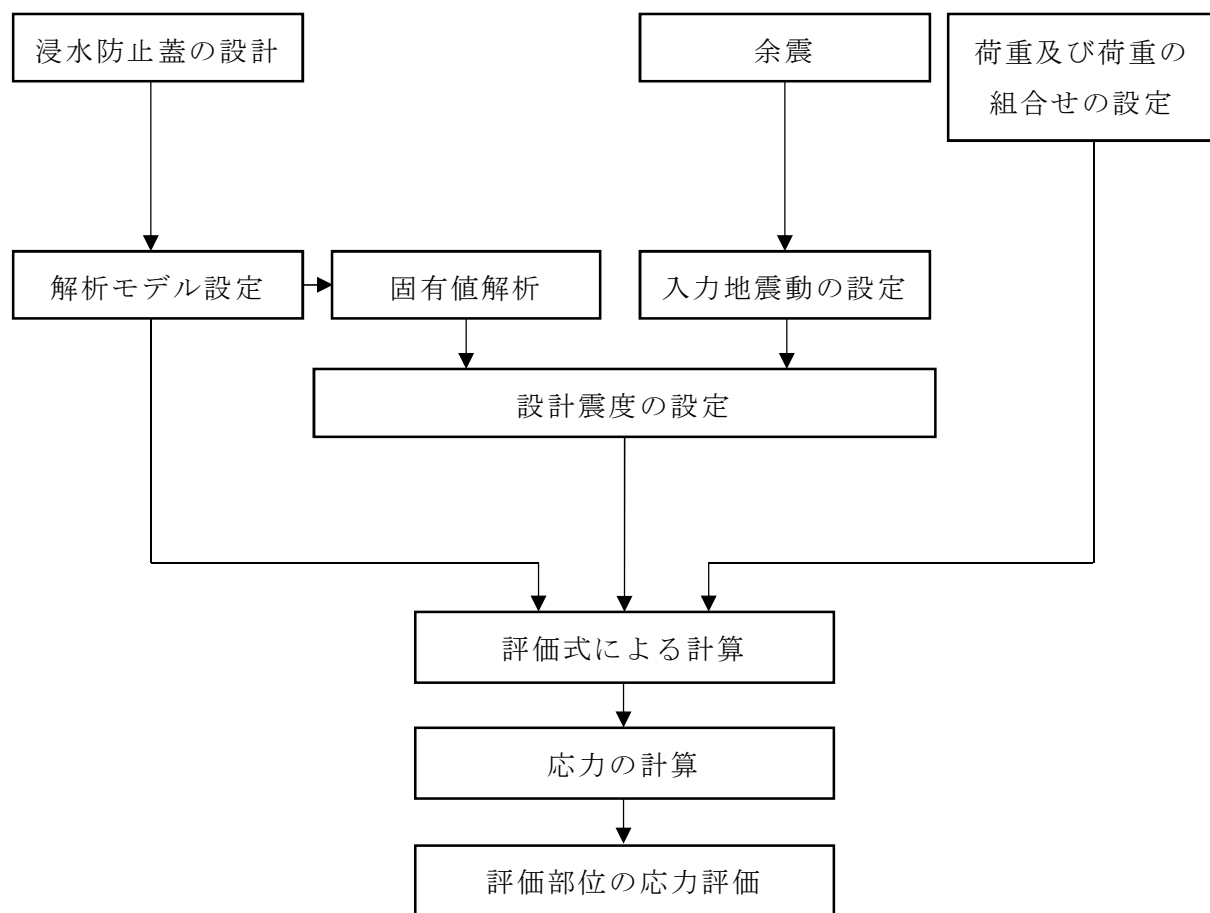


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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)
- (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 -1991 追補版 (日本電気協会)
- (4) ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) (ダム・堰施設技術協
会 平成 25 年 6 月)

2.5 記号の説明

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の固有周期に用いる記号

記号	記号の説明	単位
f	一次固有振動数	Hz
T	固有周期	s
E	縦弾性係数	N/m ²
I	主桁の断面 2 次モーメント	m ⁴
m	主桁の単位長さ当りの重量	kg/m
L	主桁の長さ	m

表 2-3 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の
応力評価に用いる記号 (1/2)

記号	記号の説明	単位
σ_v	日本工業規格に規定される材料の設計降伏点	N/mm ²
σ_u	日本工業規格に規定される材料の設計引張強さ	N/mm ²
σ_a	許容引張応力度・許容曲げ応力度 ダム・堰施設技術基準 (案) $\sigma_a = \sigma_v / F^*$	N/mm ²
τ_a	許容せん断応力度 ダム・堰施設技術基準 (案) $\tau_a = \sigma_a / \sqrt{3}$	N/mm ²
σ	最大曲げ応力度	N/mm ²
M	曲げモーメント	N・mm
Z	主桁の断面係数	mm ³
τ	最大せん断応力度	N/mm ²
S	最大せん断力	N
A_w	主桁のウェブ断面積	mm ²
σ_b	固定ボルト 1 本あたりの引張応力度	N/mm ²
P_b	固定ボルト 1 本あたりに作用する引張応力	N/mm ²
A_b	固定ボルトの有効断面積	mm ²
τ_b	固定ボルト 1 本あたりのせん断応力度	N/mm ²
a	主桁間隔	mm

注記 * : F は安全率

表 2-3 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の
応力評価に用いる記号 (2/2)

記号	記号の説明	単位
b_2	主桁の長さ	mm
t	スキンプレートの板厚	mm
γ	スキンプレートの評価に用いる応力の補正係数	—
k	スキンプレートの評価に用いる辺長比 (b/a) による係数	—
σ_{bm}	固定ボルトに加わる曲げ引張応力及びせん断応力による組合せ応力	N/mm^2
K_H	余震による水平方向の設計震度	—
K_v	余震による鉛直方向の設計震度	—
I_{Hsd}	水平方向地震荷重	kN
I_{Vsd}	鉛直方向地震荷重	kN
i_v	鉛直地震分布荷重	N/mm^2
w	主桁にかかる荷重	kN/m
B	荷重の負担幅	mm
L	支間	mm
σ_m	主桁に加わる曲げ応力及びせん断応力による組合せ応力	N/mm^2
b_1	主桁にかかる荷重の受圧幅	mm
q	蓋にかかる水圧	kN/m^2
h	津波荷重水位	m
H	接続高さ	m
W_0	海水の単位体積荷重	kN/m^3
p	動水圧	kN/m^2
P	スキンプレートにかかる単位面積当たりの荷重	kN/m^2

3. 評価部位

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の評価部位は、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、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書の方針」の「4.2 許容限界」にて示すとおり、浸水防止蓋及び固定ボルトを対象とする。

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度評価における評価部位を、図 3-1 に示す。

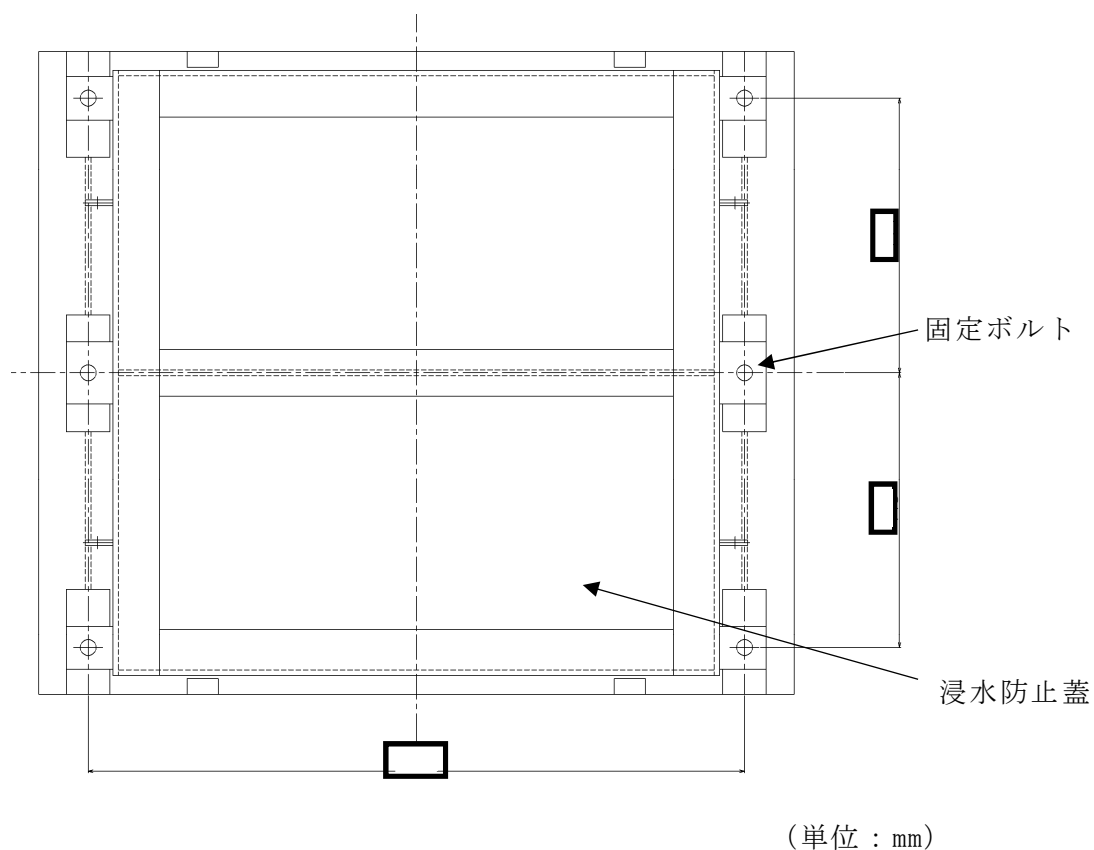


図 3-1 評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の主桁を両端単純支持ばりとしてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

固有周期を以下の式により算出する。

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

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

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

縦弾性係数 E (N/mm ²)	主桁の断面二次 モーメント I (mm ⁴)	主桁の長さ L (mm)	単位面積当たり の質量 m (kg/m)
1.93 × 10 ⁵	4.177 × 10 ⁷	1060	191.840

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。固有周期は、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	335
固有周期 (s)	0.0029

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、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」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。

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価対位に対し、「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。

なお、「3. 評価部位」にて設定した評価部位のうち蓋についてはその構造を踏まえ、主桁、補助桁及びスキンプレートについて評価を実施する。

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)

固定荷重として、自重を考慮する。

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重を考慮して算出した設計水圧と各部材の受圧面積から各部材の津波荷重を算出する。

(3) 余震による地震荷重 (S_d)

余震による地震荷重として、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 $S_d - D1$ による地震力（動水圧含む。）を考慮する。

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

$$I_{VSd} = W \cdot (1 + K_{VSd})$$

$$p = 7/8 \cdot W_0 \cdot K_{VSd} \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

5.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*1*2
浸水防護施設 (浸水防止設備)	緊急用海水ポンプピット 点検用開口部浸水防止蓋	$D + P_t + S_d$

注記 *1: D は固定荷重, S_d は余震による地震荷重, P_t は突き上げ津波荷重を示す。

*2: 固定荷重 (D) 及び余震による地震荷重 (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

(1) 基準津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の許容限界は, 評価部位ごとに, ダム・堰施設技術基準 (案) に規定される許容応力度を用いる。

各評価部位の許容限界を表 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 許容限界

状態	許容限界*1, *2					
	浸水防止蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
短期	曲げ	せん断	組合せ	引張	せん断	組合せ
	$1.5 \sigma_a$	$1.5 \tau_a$	$1.65 \sigma_a$	$1.5 \sigma_a$	$1.5 \tau_a$	$1.65 \sigma_a$

注記 *1: ダム・堰施設技術基準 (案) に準じ, 短期時許容値割増 1.5 又は 1.65 とする。

*2: σ_a : 許容引張応力度・許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度

表 5-3 許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)
主桁	SUS304	100	60
補助桁	SUS304	100	60
スキンプレート	SUS304	100	—
固定ボルト	SUS304	100	60

注記 *1: σ_a : 許容引張応力度・許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は, 「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル

編) (ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月)」に基づく。

表 5-4 許容応力算出結果

許容応力度	評価部位		許容限界			
			1 次応力			
			曲げ (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ (N/mm ²)
短期許容応力度	主桁	端部桁	150	—	90	165
		中間桁	150	—	90	165
	補助桁		150	—	90	165
	スキンプレート		150	—	—	—
	固定ボルト		—	150	90	165

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の許容限界は, 評価部位ごとに, ダム・堰施設技術基準 (案) に規定される許容応力度を用いる。

各評価部位の許容限界を表 5-5 に, 許容応力評価条件を表 5-6 に, 許容応力算出結果を表 5-7 にそれぞれ示す。

表 5-5 各評価部位の許容限界

状態	許容限界 *1, *2					
	浸水防止蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
短期	曲げ	せん断	組合せ	引張	せん断	組合せ
	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \tau_a$	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \tau_a$	$1.9 \sigma_a$

注記 *1: ダム・堰施設技術基準 (案) に準じ, 短期時許容値割増 1.9 とする。

*2: σ_a : 許容引張応力度・許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度

表 5-6 許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)
主桁	SUS304	100	60
補助桁	SUS304	100	60
スキンプレート	SUS304	100	—
固定ボルト	SUS304	100	60

注記 *1: σ_a : 許容引張応力度・許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は, 「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月)」に基づく。

表 5-7 許容応力算出結果

許容応力度	評価部位		許容限界			
			1 次応力			
			曲げ (N/mm ²)	引張 (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ (N/mm ²)
短期許容応力度	主桁	端部桁	190	—	114	190
		中間桁	190	—	114	190
	補助桁		190	—	114	190
	スキンプレート		190	—	—	—
	固定ボルト		—	190	114	190

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり，緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため，緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度は，添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す緊急用海水ポンプピットにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度を表 5-8 に示す。

表 5-8 設計用地震力

地震動	据付場所 及び床面高さ (EL. m)	余震による設計震度* ¹	
弾性設計用地震動 S _d - D 1	緊急用海水 ポンプピット EL. 0.800* ²	水平方向 K _{H S d}	0.64
		鉛直方向 K _{V S d}	0.28

注記 *1：「4. 固有周期」に示したとおり，緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため，設置床の最大床応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定する。

*2：基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は，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

荷重を等分布荷重として受ける鋼構造物として評価する。応力の算出に必要な荷重を次式により算出する。

$$q = h \cdot W_0$$

$$i_v = I_v / (B \cdot L)$$

$$P = q + i_v + p$$

$$w = P \cdot b_1$$

5.5.2 応力計算

(1) 浸水防止蓋

浸水防止蓋は，荷重を等分布荷重として受ける鋼構造物として評価する。浸水防止蓋を構成するスキンプレート及び主桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力はダム・堰施設技術基準（案）に規定される計算式を用いる。

$$(\text{曲げモーメント (主桁)}) \quad M = \frac{w \cdot B \cdot (2L - B)}{8}$$

$$(\text{せん断力 (主桁)}) \quad S = \frac{w \cdot B}{2}$$

a. 曲げ応力

a) 主桁に発生する曲げ応力

主桁に発生する最大曲げ応力度 σ は，次式により算出する。

$$\sigma = M / Z$$

b) スキンプレートに発生する曲げ応力

スキンプレートに発生する最大曲げ応力度 σ は，次式により算出する。

$$\sigma = \frac{k \cdot a^2 \cdot P}{100 \cdot t} \cdot \gamma$$

b. せん断応力

浸水防止蓋の主桁に発生する最大せん断応力度 τ は次式により算出する。

$$\tau = S / A_w$$

c. 組合せ応力

浸水防止蓋に加わる曲げ応力 σ 及びせん断応力 τ による組合せ応力 σ_m をダム・堰施設技術基準（案）による次式により算出する。

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

(2) 固定ボルト

固定ボルトに作用する荷重は，固定ボルト設置位置及び間隔から浸水防止蓋に対する負担面積を設定し，鉛直方向荷重及び水平方向荷重に対して評価を行う。

a. 引張応力

固定ボルト 1 本あたりの引張応力度 σ_b は，次式により算出する。

$$\sigma_b = P_b / A_b$$

b. せん断応力

固定ボルト 1 本あたりのせん断応力度 τ_b は，次式により算出する。

$$\tau_b = S_b / A_b$$

c. 組合せ応力

固定ボルトに発生する曲げ応力度 σ_b 及びせん断応力度 τ_b による組合せ荷重 σ_{bm} を「ダム・堰施設技術基準(案)」記載の次式により算出する。

$$\sigma_{bm} = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \tau_b^2}$$

5.6 計算条件

(1) 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の諸元

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の諸元を表 5-9 に示す。

表 5-9 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の諸元

浸水防止蓋の材質	蓋の荷重 W (kN)	主桁にかかる 荷重の受圧幅 b_1 (mm)	荷重の負担幅 B (mm)
SUS304	4.0	193.5/490*	1.350×10^3

*：(端部桁/中間桁)を示す。

支間 L (mm)	固定ボルトの材質	固定ボルトの本数 n (本)	固定ボルトの 呼び径 (mm)
1.060×10^3	SUS304	3	24

固定ボルトの 断面積 A_b (mm ²)	主桁間隔 a (mm)	主桁長さ b_2 (mm)	スキンプレート の板厚 t (mm)
3.38228×10^2	490	980	15.4

(2) 強度評価に用いる緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の津波荷重にかかわる計算条件を表 5-10 に示す。

表 5-10 緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋の
津波荷重にかかわる計算条件

対象の津波	津波荷重水位 h (T.P. + m)
基準津波	12.0
敷地に遡上する津波	12.0

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位			評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
蓋	主桁	端部桁	曲げ	42	150
			せん断	19	90
			組合せ* ¹	54	165
		中間桁	曲げ	87	150
			せん断	50	90
			組合せ* ¹	123	165
	スキンプレート		曲げ	73	150
固定ボルト			引張	97	150
			せん断	2	90
			組合せ* ²	98	165

注記 *1：曲げとせん断の組合せ応力

*2：引張とせん断の組合せ応力

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-2 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が十分な構造健全性を有することを確認した。

表 6-2 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位			評価応力	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)
蓋	主桁	端部桁	曲げ	42	190
			せん断	19	114
			組合せ* ¹	54	190
		中間桁	曲げ	87	190
			せん断	50	114
			組合せ* ¹	123	190
	スキンプレート		曲げ	73	190
固定ボルト			引張	97	190
			せん断	2	114
			組合せ* ²	98	190

注記 *1：曲げとせん断の組合せ応力

*2：引張とせん断の組合せ応力

V-3-別添 3-2-4-5 緊急用海水ポンプ点検用開口部

浸水防止蓋の強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	6
3. 評価部位	9
4. 固有周期	10
4.1 固有周期の計算方法	10
4.2 固有周期の計算条件	10
4.3 固有周期の計算結果	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
5.2.1 荷重の設定	11
5.2.2 荷重の組合せ	12
5.3 許容限界	13
5.4 設計用地震力	15
5.5 計算方法	16
5.5.1 荷重条件	16
5.6 計算条件	18
6. 評価結果	20

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうち緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋は、海水ポンプ点検用ピット最上部のスラブ部分（頂版部）に設置する。

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の設置位置図を図 2-1 に示す。

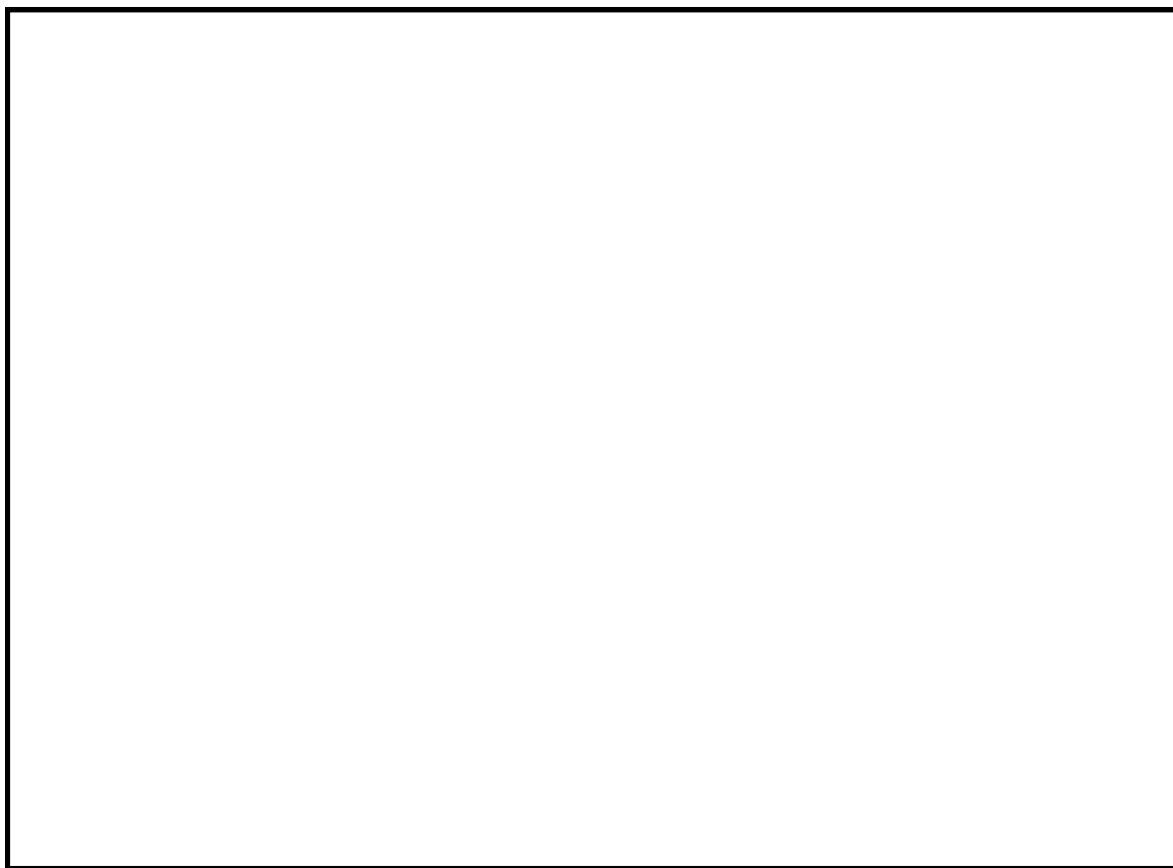


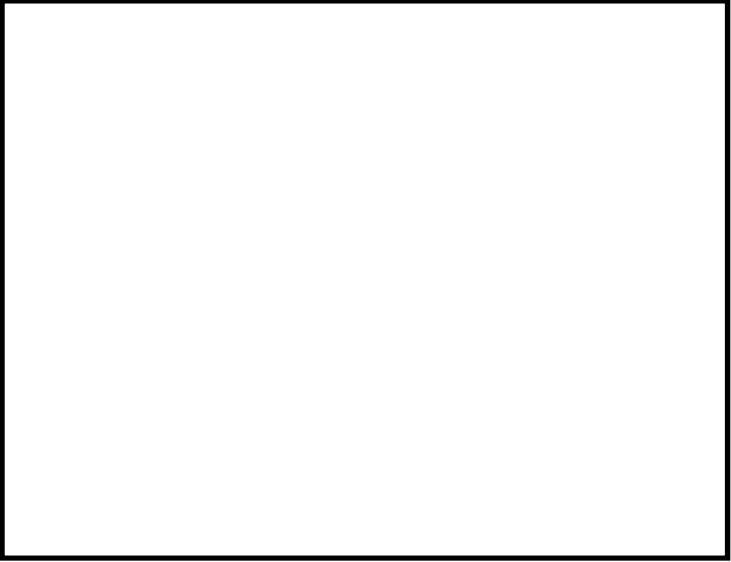
図 2-1 緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋設置位置図

2.2 構造計画

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の構造は、長方形の鋼板に主桁（溝形鋼）及び補助桁（T形鋼）を組合せた構造とする。

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋は、本体を海水ポンプ点検用ピット最上部のスラブ部分（頂版部）に設置する固定ボルトで固定する。緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 緊急用海水ポンプ点検用開口部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	
海水ポンプ点検用ピット最上部のスラブ部分（頂版部）に設置する固定ボルトで固定する。	蓋により構成する。	

2.3 評価方針

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、応力評価により実施する。応力評価では、緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度評価フローを図 2-2 に示す。緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた設置床の最大床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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

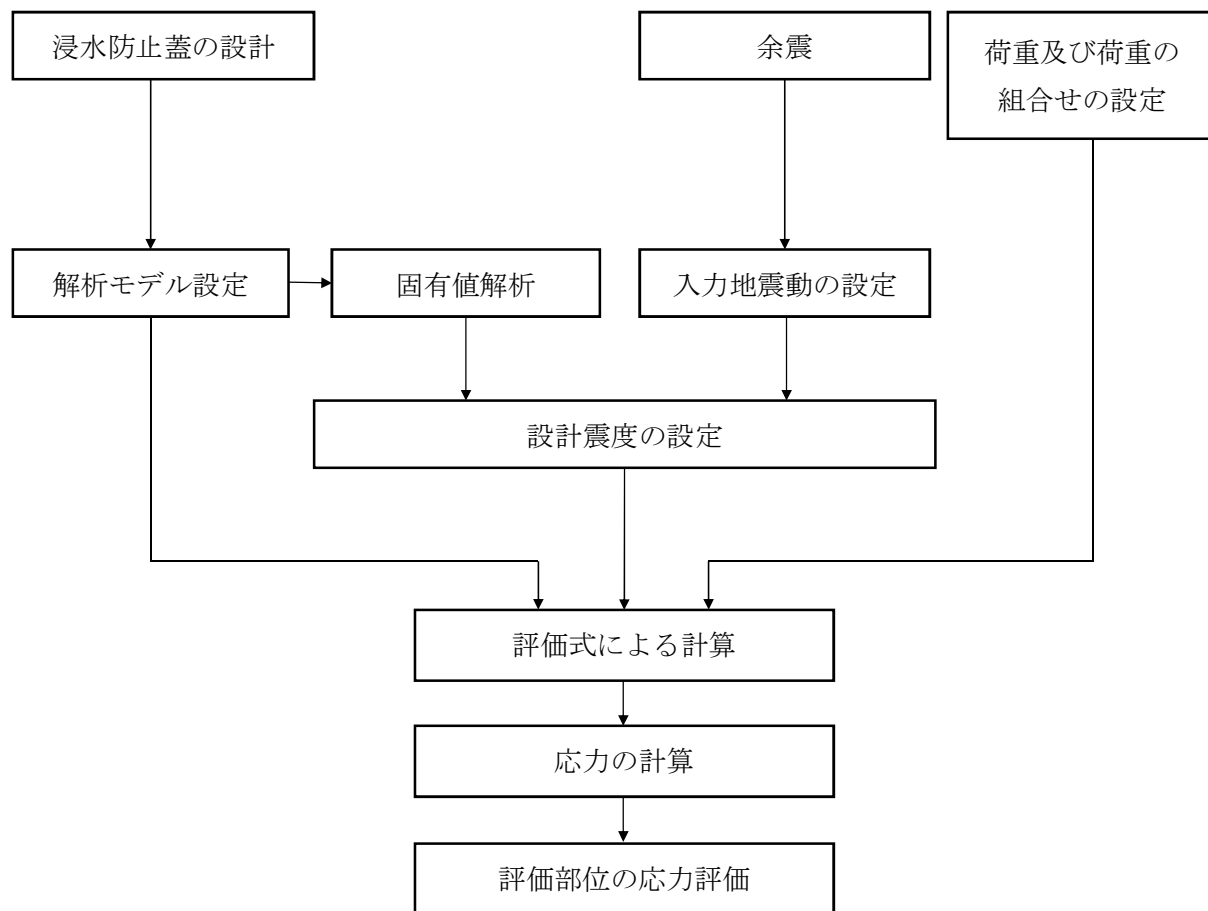


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987 ((社) 日本電気協会)
- (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 ((社) 日本電気協会)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1991 追補版((社) 日本電気協会)
- (4) 日本工業規格 (J I S)
- (5) ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月)

2.5 記号の説明

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に，応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の固有周期算出に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	mm ⁴
m	主桁の単位長さ当たりの質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2-3 緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の応力評価に用いる記号 (1/2)

記号	記号の説明	単位
g	重力加速度	m/s^2
σ_v	日本工業規格に規定される材料の設計降伏点	N/mm^2
σ_u	日本工業規格に規定される材料の設計引張強さ	N/mm^2
σ_a	許容圧縮・引張・曲げ応力 ダム・堰施設技術基準 (案) $\sigma_a = \sigma_v / F^*$	N/mm^2
τ_a	許容せん断応力 ダム・堰施設技術基準 (案) $\tau_a = \sigma_a / \sqrt{3}$	N/mm^2
K_{HSd}	弾性設計用地震動 S_d による水平方向の設計震度	—
K_{VSd}	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の設計震度	—
W_0	海水の密度	kg/m^3
h	津波荷重水位 (T. P. +)	m
q	津波時静水圧	N/mm^2
I_{HSd}	余震による水平方向地震荷重	N
I_{VSd}	余震による鉛直方向地震荷重	N
m_D	蓋の質量	Kg
m_S	積雪荷重による質量	kg
A	浸水防止蓋の面積	mm^2
M	浸水防止蓋に加わる最大曲げモーメント	$N \cdot mm$
B	荷重の作用幅	mm
L	支間	mm

表 2-3 緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる記号 (2/2)

記号	記号の説明	単位
S	浸水防止蓋に加わる最大せん断力	N
σ	浸水防止蓋に加わる最大曲げ応力	N/mm ²
Z	浸水防止蓋の断面係数	mm ³
τ	浸水防止蓋に加わる最大せん断応力	N/mm ²
A_w	浸水防止蓋のウェブ断面積	mm ²
σ_m	浸水防止蓋に加わる曲げ応力及びせん断応力による組合せ応力	N/mm ²
σ_b	固定ボルト 1 本あたりに加わる引張応力	N/mm ²
P_b	固定ボルト 1 本あたりに加わる引張荷重	N
A_b	固定ボルトの断面積	mm ²
τ_b	固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力	N/mm ²
S_b	固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断荷重	N
σ_{bm}	固定ボルトに加わる曲げ引張応力及びせん断応力による組合せ応力	N/mm ²
τ	浸水防止蓋に加わる最大せん断応力	N/mm ²
A_s	積雪面積	m ²
w_s	積雪量 1cm ごとの積雪荷重	N/mm ³
d_s	垂直積雪量	mm
a	補助桁間隔	mm
b	主桁間隔	mm
t	スキンプレーットの板厚	mm
γ	スキンプレーットの評価に用いる応力の補正係数	—
k	スキンプレーットの評価に用いる辺長比 (b/a) による係数	—
A_s	積雪面積	m ²
B_1	蓋のたて	mm
L_1	蓋のよこ	mm

注記 * : F は安全率

3. 評価部位

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造概要」にて設定している構造を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

なお、緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度計算における評価対象部位は、浸水防止蓋及び固定ボルトとする。

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度評価における評価対象部位を、図 3-1 に示す。

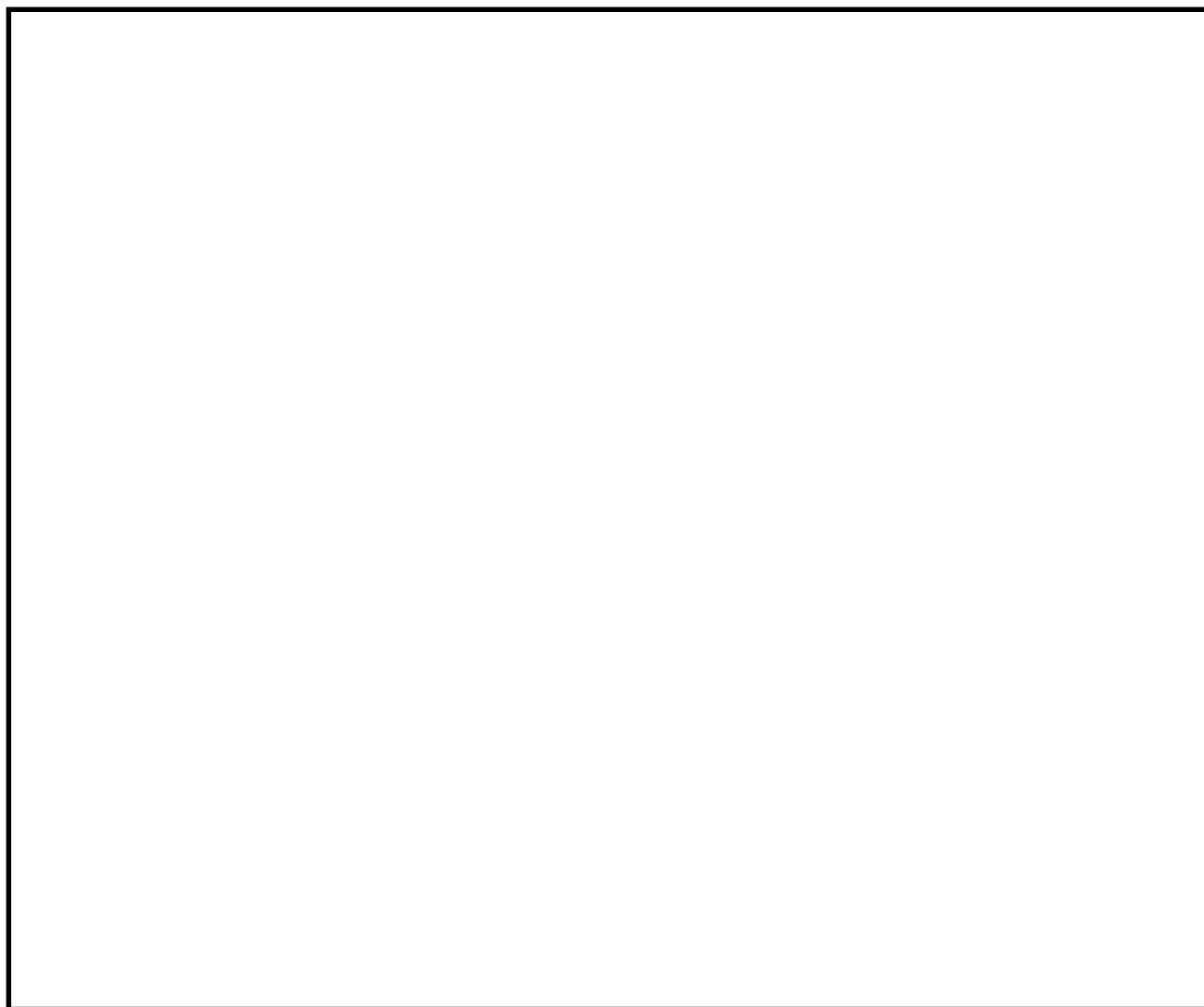


図 3-1 評価対象部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の主桁を単純支持梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集(1988年)、土木学会」より、固有周期は次のとおり与えられる。

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

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

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

縦弾性係数 E (N/mm ²)	主桁の断面二次 モーメント I (mm ⁴)	主桁の単位長さ 当たりの質量 m (kg/mm)	主桁の長さ L (mm)
2.06 × 10 ⁵	2.901 × 10 ⁹	1952.55 × 10 ⁻³	2740

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の算出結果を示す。固有周期は、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の算出結果

固有振動数 (Hz)	116
固有周期 (s)	0.009

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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。

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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の種類及び荷重の組合せに関して以下に示す。

5.2.1 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)

固定荷重として、自重を考慮する。

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

(2) 浸水津波荷重 (P_h)

津波時静水圧を考慮して算出した設計水圧と各部材の受圧面積から各部材の津波荷重を算出する。

$$q = h \cdot W_0$$

(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-D 1 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。強度評価における弾性設計用地震動 S_d-D 1 に伴う地震力については、表 5-4 にて示す設計震度を用いて設定する。

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

$$I_{VSd} = W \cdot (1 + K_{VSd})$$

$$P = 7/8 \cdot W_0 \cdot K_{VSd} \cdot \sqrt{H \cdot h_1}$$

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重を考慮する。

積雪荷重 P_sについては、添付書類「V-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損

傷の防止に関する説明書」に示すとおり、30 cmの積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮する。

積雪荷重による質量を以下の式より算出する。

$$m_s = \frac{0.35 \cdot w_s \cdot d_s \cdot A_s}{g}$$
$$A_s = B_1 \cdot L_1$$

5.2.2 荷重の組合せ

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋は、緊急用海水ポンプ点検用ピット最上部の頂版部に設置されているため、風荷重の影響は考慮しない。

荷重の組合せを表 3-2 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*1
浸水防護施設 (浸水防止設備)	緊急用海水ポンプ点検用 開口部浸水防止蓋	$D + P_h + S_d + P_s$ *1

注記 *1: Dは固定荷重、 P_h は浸水津波荷重、 S_d は余震による地震荷重、 P_s は積雪荷重を示す。

*2: 自重 (D) 及び余震荷重 (S_d) の組合せが、強度評価上、浸水津波荷重 (P_h) 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

(1) 基準津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の許容限界は、評価対象部位ごとに、「ダム・堰施設技術基準（案）」に規定される許容応力度を用いる。

各評価部位の許容限界を表 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 各評価対象部位の許容限界

状態	許容限界*1, *2					
	浸水防止蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
短期	曲げ	せん断	組合せ	引張	せん断	組合せ
	$1.5 \sigma_a$	$1.5 \tau_a$	$1.65 \sigma_a$	$1.5 \sigma_a$	$1.5 \tau_a$	$1.65 \sigma_a$

注記 *1: 「ダム・堰施設技術基準（案）」に準じ、短期時許容値割増 1.5 又は 1.65 とする。

*2: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度

表 5-3 許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)
主桁	SUS304	100	60
補助桁	SUS304	100	60
スキンプレート	SUS304	100	—
固定ボルト	SUS304	100	60

注記 *1: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づく。

表 5-4 許容応力算出結果

許容応力度	評価部位		許容限界		
			1 次応力		
			曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ (N/mm ²)
短期許容応力度	主桁	端部桁	150	90	165
		中間桁	150	90	165
	補助桁		150	90	165
	スキンプレート		150	—	—
	固定ボルト		—	90	—

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の許容限界は、評価部位ごとに、「ダム・堰施設技術基準（案）」に規定される許容応力度を用いる。

各評価部位の許容限界を表 5-5 に、許容応力評価条件を表 5-6 に、許容応力算出結果を表 5-7 にそれぞれ示す。

表 5-5 各評価部位の許容限界

状態	許容限界 ^{*1*2}					
	浸水防止蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
短期	曲げ	せん断	組合せ	引張	せん断	組合せ
	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \tau_a$	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \tau_a$	$1.9 \sigma_a$

注記 *1:「ダム・堰施設技術基準（案）」に準じ、短期時許容値割増 1.9 とする。

*2: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度

表 5-6 許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)
主桁	SUS304	100	60
補助桁	SUS304	100	60
スキンプレート	SUS304	100	—
固定ボルト	SUS304	—	60

注記 *1: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月）」に基づく。

表 5-7 許容応力算出結果

許容応力度	評価部位		許容限界		
			1 次応力		
			曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ (N/mm ²)
短期許容応力度	主桁	端部桁	190	114	190
		中間桁	190	114	190
	補助桁		190	114	190
	スキンプレート		190	—	—
	固定ボルト		—	114	—

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す緊急用海水ポンプピットにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の耐震計算に用いる設計用地震力を表 5-3 に示す。

表 5-3 設計用地震力

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*	
		水平方向 K_{HSd}	0.78
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	緊急用海水 ポンプピット 8.0 (EL. 8.0 ^{*2})	鉛直方向 K_{VSd}	0.28

注記 *1: 「4. 固有周期」より、緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度評価は、津波荷重や余震荷重による各部材の発生応力が許容限界以下であることを確認するものとする。

5.5.1 荷重条件

荷重を等分布荷重として受ける鋼構造物として評価する。応力の算出に必要な荷重を次式により算出する。

$$i_{vSd} = I_{vSd} / A$$

$$w = q + i_{vSd} + P$$

5.5.2 強度評価

(1) 浸水防止蓋

浸水防止蓋は、荷重を等分布荷重として受ける鋼構造物として評価する。浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁及び補助桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は「ダム・堰施設技術基準（案）」に規定される計算式を用いる。

$$(\text{曲げモーメント (主桁)}) M = \frac{w \cdot B \cdot (2L - B)}{8}$$

$$(\text{曲げモーメント (補助桁)}) M = \frac{w \cdot a \cdot (3 \cdot b^2 - a^2)}{24}$$

$$(\text{せん断力 (主桁)}) S = \frac{w \cdot B}{2}$$

$$(\text{せん断力 (補助桁)}) S = \frac{w \cdot a}{2} \cdot \left(b - \frac{a}{2}\right)$$

a. 曲げ応力

a) 主桁及び補助桁に発生する曲げ応力

津波時水圧により浸水防止蓋の主桁及び補助桁に発生する最大曲げ応力 σ は次式により算出する。

$$\sigma = M / Z$$

b) スキンプレートに発生する曲げ応力

浸水防止蓋のスキンプレートに発生する最大曲げ応力 σ は次式により算出する。

$$\sigma = \frac{k \cdot a^2 \cdot w}{100 \cdot t} \cdot \gamma$$

b. せん断応力

浸水防止蓋の主桁及び補助桁に発生する最大せん断応力 τ は次式により算出する。

$$\tau = S / A_w$$

c. 組合せ応力

浸水防止蓋に加わる曲げ応力 σ 及びせん断応力 τ による組合せ応力 σ_m を「ダム・堰施設技術基準(案)」記載の次式により算出する。

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

(2) 固定ボルト

固定ボルトに作用する荷重は、固定ボルト設置位置及び間隔から浸水防止蓋に対する負担面積を設定し、水平方向荷重及び鉛直方向荷重に対して評価を行う。

a. 引張応力

固定ボルト 1 本あたりに加わる引張応力 σ_b は次式により算出する。

$$\sigma_b = P_b / A_b$$

b. せん断応力

固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力 τ_b は次式により算出する。

$$\tau_b = S_b / A_b$$

c. 組合せ応力

固定ボルトに加わる引張応力 σ_b 及びせん断応力 τ_b による組合せ荷重 σ_{bm} をダム・堰施設技術基準(案)記載の次式により算出する。

$$\sigma_{bm} = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau_b^2}$$

5.6 計算条件

- (1) 強度評価に用いる緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-9 に示す。

表 5-9 緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度評価に関する評価条件

浸水防止蓋の材質	蓋の質量 m_D (kg)	積雪質量 m_s (kg)	荷重の作用幅 B (mm)
SUS304	5.35×10^3	1.142×10^3	2.700×10^3

支間 L (mm)	固定ボルトの材質	固定ボルトの 呼び径 (mm)	固定ボルトの 断面積 A_b (mm^2)
2.730×10^3	SUS304	30	7.06858×10^2

積雪量 1 cm 毎の 積雪荷重 w_s (N/mm^3)	垂直積雪量 d_s (mm)	固定ボルトの本数 n (本)	重力加速度 g (m/s^2)
2.0×10^6	300	15	9.80665

補助桁間隔 a (mm)	主桁間隔 b (mm)
685	480

(2) 強度評価に用いる緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件を表 5-10 に示す。

表 5-10 緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度評価に関する評価条件

対象の津波	津波荷重水位 h_1 (T. P. + m)
基準津波	8.2
敷地に遡上する津波	9.2

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度評価結果を表 6-1 に示す。評価結果から、緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の各部位の発生応力は、許容応力以下であり、基準津波荷重を考慮した荷重に対して構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果（重畳時）

評価対象部位			発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)
浸水防止 蓋	スキンプレート		曲げ	2	150
	主桁	端部桁	曲げ	4	150
			せん断	1	90
			組合せ*	4	165
		中間桁	曲げ	7	150
			せん断	2	90
			組合せ*	8	165
		補助桁	曲げ	1	150
	せん断		1	90	
	組合せ*		1	165	
固定ボルト			せん断	6	90

注記 *：曲げとせん断の組合せ応力

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の強度評価結果を表 6-2 に示す。評価結果から、緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋の各部位の発生応力は、許容応力以下であり、敷地に遡上する津波荷重を考慮した荷重に対して構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-2 強度評価結果（重畳時）

評価対象部位			発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)
浸水防止 蓋	スキンプレート		曲げ	7	190
	主桁	端部桁	曲げ	9	190
			せん断	3	114
			組合せ*	9	190
		中間桁	曲げ	17	190
			せん断	6	114
			組合せ*	20	190
		補助桁	曲げ	1	190
	せん断		1	114	
	組合せ*		1	190	
固定ボルト			せん断	6	114

注記 *：曲げとせん断の組合せ応力

V-3-別添 3-2-4-6 緊急用海水ポンプ室人員用開口部

浸水防止蓋の強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	6
3. 評価部位	9
4. 固有周期	10
4.1 固有周期の計算方法	10
4.2 固有周期の計算条件	10
4.3 固有周期の計算結果	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
5.2.1 荷重の設定	11
5.2.2 荷重の組合せ	12
5.3 許容限界	12
5.4 設計用地震力	15
5.5 計算方法	16
5.5.1 荷重条件	16
5.5.2 強度評価	17
5.6 計算条件	19
6. 評価結果	21

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうち緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋は、海水ポンプ点検用ピット最上部のスラブ部分（頂版部）に設置する。

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の設置位置図を図 2-1 に示す。

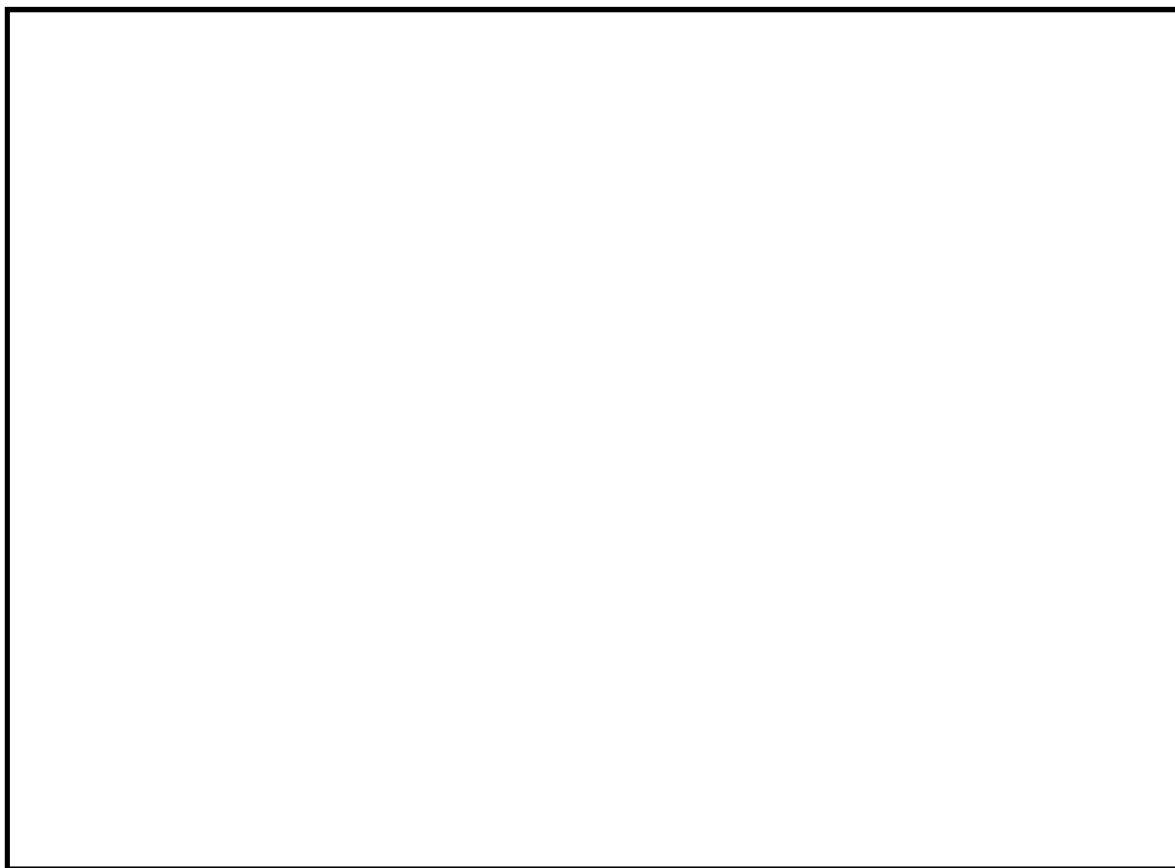


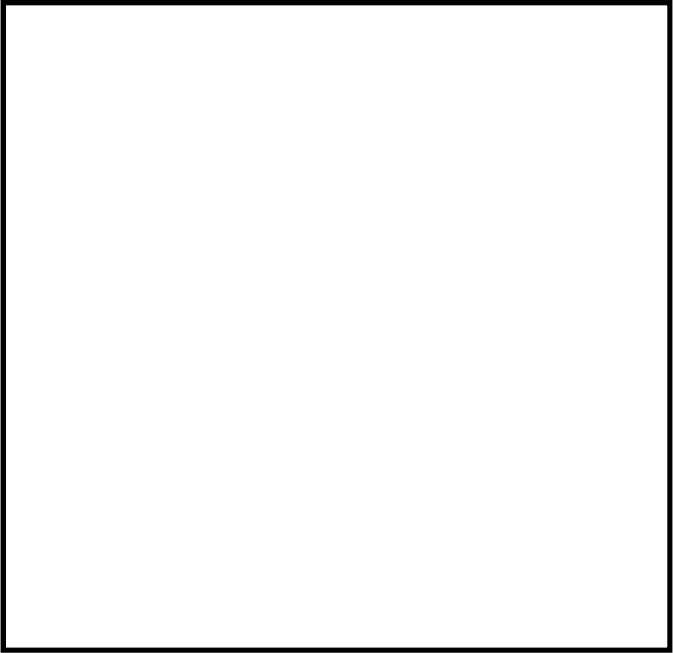
図 2-1 緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋設置位置図

2.2 構造計画

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の構造は、長方形の鋼板に主桁（溝形鋼）及び補助桁（T形鋼）を組合せた構造とする。

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋は、本体を海水ポンプ点検用ピット最上部のスラブ部分（頂版部）に設置する固定ボルトで固定する。緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 緊急用海水ポンプ室人員用開口部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	
海水ポンプ点検用ピット最上部のスラブ部分（頂版部）に設置する固定ボルトで固定する。	蓋により構成する。	

2.3 評価方針

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、応力評価により実施する。応力評価では、緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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。応力評価の確認結果を「6. 評価結果」にて確認する。

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度評価フローを図 2-2 に示す。緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた設置床の最大床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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

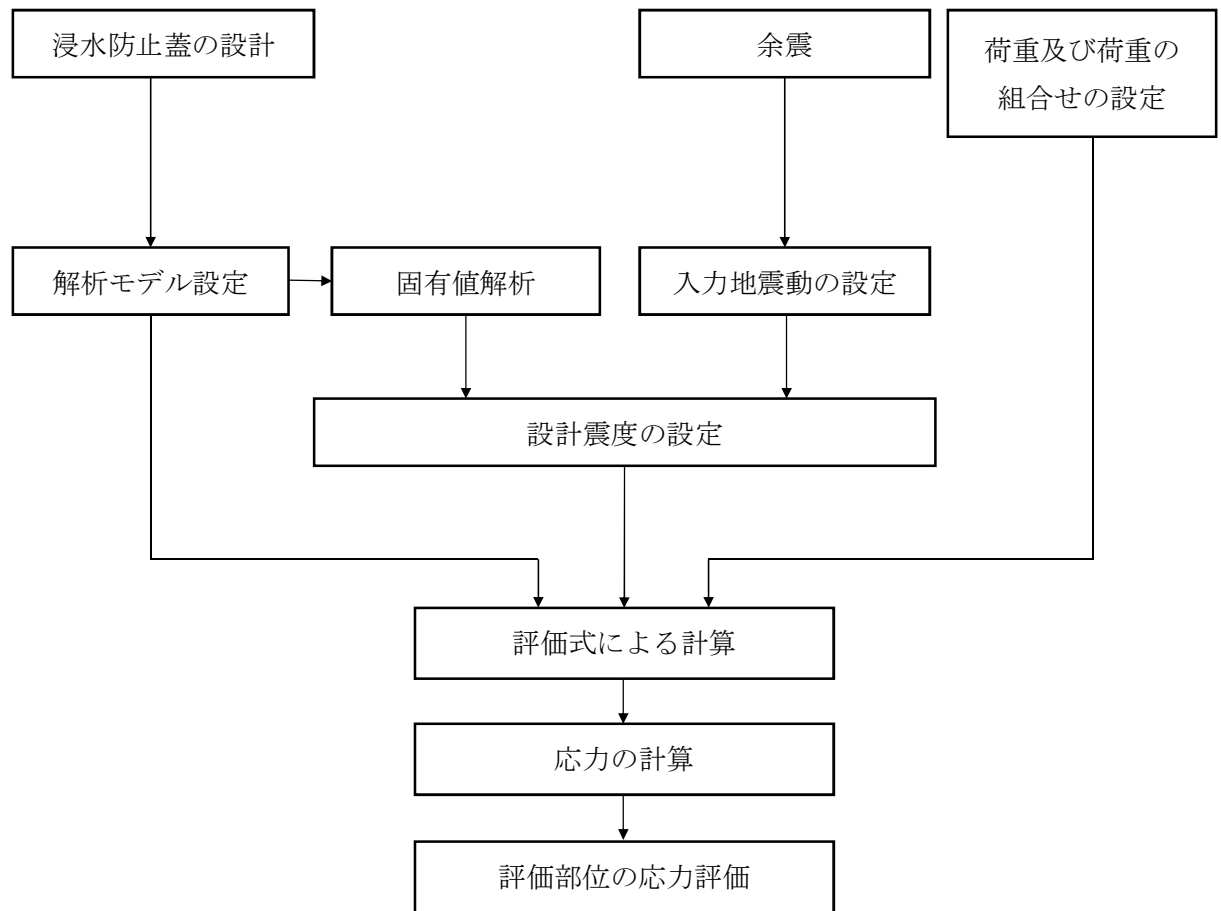


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987 ((社) 日本電気協会)
- (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
((社) 日本電気協会)
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1991 追補版((社) 日本電気協会)
- (4) 日本工業規格 (J I S)
- (5) ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) ((社) ダム・堰施設技術協会，
平成 25 年 6 月)

2.5 記号の説明

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に，応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の固有周期算出に用いる記号

記号	定義	単位
T	固有周期	s
f	一次固有振動数	Hz
E	縦弾性係数	N/mm ²
I	主桁の断面二次モーメント	mm ⁴
m	主桁の単位長さ当たりの質量	kg/mm
L	主桁の長さ	mm

表 2-3 緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の応力評価に用いる記号 (1/2)

記号	記号の説明	単位
g	重力加速度	m/s^2
σ_v	日本工業規格に規定される材料の設計降伏点	N/mm^2
σ_u	日本工業規格に規定される材料の設計引張強さ	N/mm^2
σ_a	許容圧縮・引張・曲げ応力 ダム・堰施設技術基準 (案) $\sigma_a = \sigma_v / F^*$	N/mm^2
τ_a	許容せん断応力 ダム・堰施設技術基準 (案) $\tau_a = \sigma_a / \sqrt{3}$	N/mm^2
K_{HSd}	弾性設計用地震動 S_d による水平方向の設計震度	—
K_{VSd}	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の設計震度	—
W_0	海水の密度	kg/m^3
h	津波荷重水位 (T. P. +)	m
q	津波時静水圧	N/mm^2
I_{HSd}	余震による水平方向地震荷重	N
I_{VSd}	余震による鉛直方向地震荷重	N
m_D	蓋の質量	Kg
m_S	積雪荷重による質量	kg
A	浸水防止蓋の面積	mm^2
M	浸水防止蓋に加わる最大曲げモーメント	$N \cdot mm$
B	荷重の作用幅	mm
L	支間	mm

表 2-3 緊急用海水ポンプ室人員開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる記号 (2/2)

記号	記号の説明	単位
S	浸水防止蓋に加わる最大せん断力	N
σ	浸水防止蓋に加わる最大曲げ応力	N/mm ²
Z	浸水防止蓋の断面係数	mm ³
τ	浸水防止蓋に加わる最大せん断応力	N/mm ²
A_w	浸水防止蓋のウェブ断面積	mm ²
σ_m	浸水防止蓋に加わる曲げ応力及びせん断応力による組合せ応力	N/mm ²
σ_b	固定ボルト 1 本あたりに加わる引張応力	N/mm ²
P_b	固定ボルト 1 本あたりに加わる引張荷重	N
A_b	固定ボルトの断面積	mm ²
τ_b	固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力	N/mm ²
S_b	固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断荷重	N
σ_{bm}	固定ボルトに加わる曲げ引張応力及びせん断応力による組合せ応力	N/mm ²
τ	浸水防止蓋に加わる最大せん断応力	N/mm ²
A_s	積雪面積	m ²
w_s	積雪量 1cm ごとの積雪荷重	N/mm ³
d_s	垂直積雪量	mm
a	補助桁間隔	mm
b	主桁間隔	mm
t	スキンプレーットの板厚	mm
γ	スキンプレーットの評価に用いる応力の補正係数	—
k	スキンプレーットの評価に用いる辺長比 (b/a) による係数	—

注記 * : F は安全率

3. 評価部位

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の評価対象部位は、「2.2 構造概要」にて設定している構造を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

なお、緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度計算における評価対象部位は、浸水防止蓋とする。

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度評価における評価対象部位を、図 3-1 に示す。

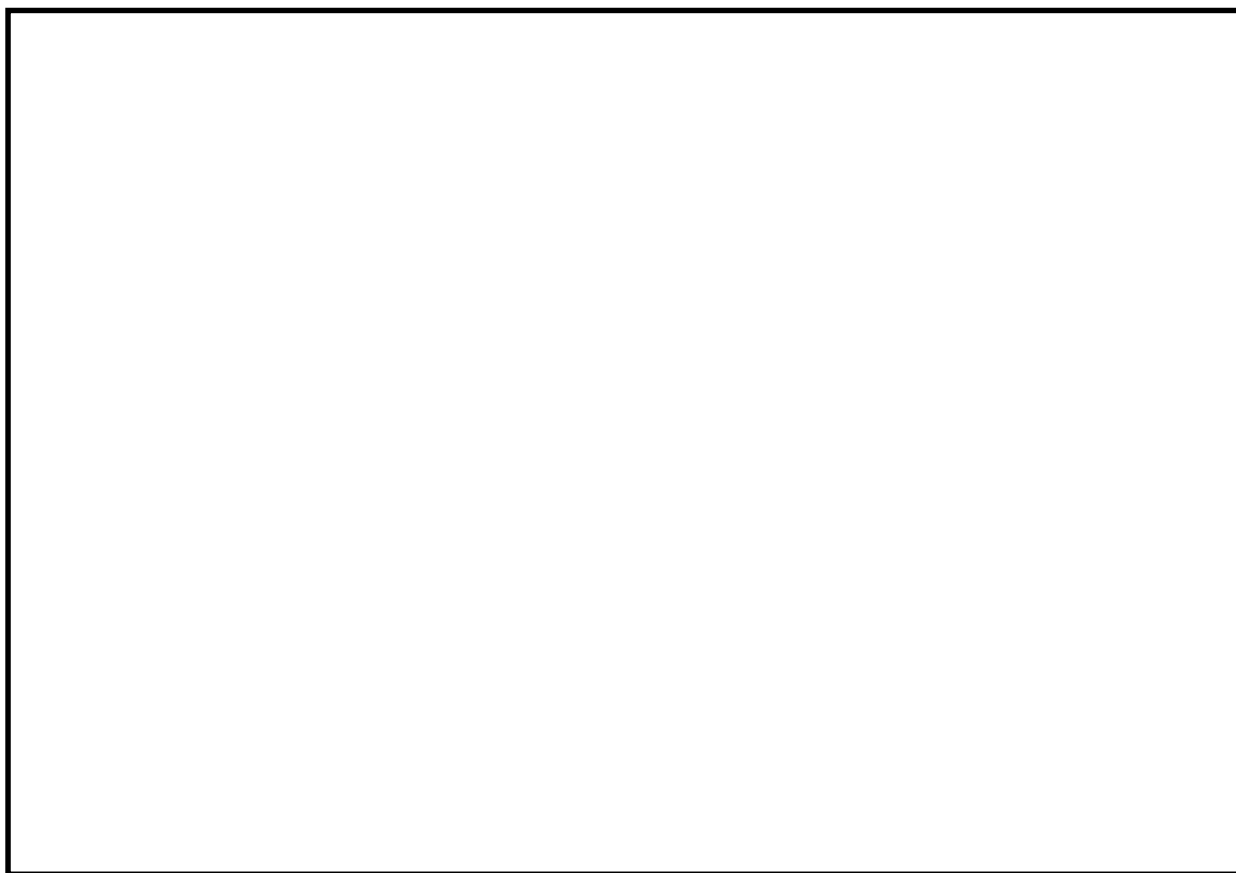


図 3-1 評価対象部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の主桁を単純支持梁としてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

「構造力学公式集(1988年)、土木学会」より、固有周期は次のとおり与えられる。

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

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

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

縦弾性係数 E (N/mm ²)	主桁の断面二次 モーメント I (mm ⁴)	主桁の単位長さ 当たりの質量 m (kg/mm)	主桁の長さ L (mm)
1.93×10 ⁵	8.403×10 ⁷	313.870×10 ⁻³	1370

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の算出結果を示す。固有周期は、0.05 s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の算出結果

固有振動数 (Hz)	189
固有周期 (s)	0.005

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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。

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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

5.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重 (D)

固定荷重として、自重を考慮する。

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

(2) 浸水津波荷重 (P_h)

津波時静水圧を考慮して算出した設計水圧と各部材の受圧面積から各部材の津波荷重を算出する。

$$q = h \cdot W_0$$

(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 $S_d - D1$ に伴う地震力（動水圧含む。）とする。強度評価における弾性設計用地震動 $S_d - D1$ に伴う地震力については、表 5-4 にて示す設計震度を用いて設定する。

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

$$I_{VSd} = W \cdot (1 + K_{VSd})$$

$$P = 7/8 \cdot W_0 \cdot K_{VSd} \cdot \sqrt{H \cdot h_1}$$

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重を考慮する。

積雪荷重 P_s については、添付書類「V-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」に示すとおり、30 cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量を以下の式より算出する。

$$m_s = \frac{0.35 \cdot w_s \cdot d_s \cdot A_s}{g}$$

$$A_s = B_1 \cdot L_1$$

5.2.2 荷重の組合せ

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋は、緊急用海水ポンプピット最上部の頂版部に設置されているため、風荷重の影響は考慮しない。

荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ*1
浸水防護施設 (浸水防止設備)	緊急用海水ポンプ室人員用 開口部浸水防止蓋	$D + P_h + S_d + P_s^{*1}$

注記 *1: Dは固定荷重, P_h は浸水津波荷重, S_d は余震による地震荷重, P_s は積雪荷重を示す。

*2: 自重 (D) 及び余震荷重 (S_d) の組合せが、強度評価上、浸水津波荷重 (P_h) 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

(1) 基準津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の許容限界は、評価対象部位ごとに、「ダム・堰施設技術基準（案）」に規定される許容応力度を用いる。

各評価対象部位の許容限界を表 5-2 に示す。

表 5-2 各評価対象部位の許容限界

状態	許容限界*1, *2					
	浸水防止蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
短期	曲げ	せん断	組合せ	引張	せん断	組合せ
	$1.5 \sigma_a$	$1.5 \tau_a$	$1.65 \sigma_a$	$1.5 \sigma_a$	$1.5 \tau_a$	$1.65 \sigma_a$

注記 *1: 「ダム・堰施設技術基準（案）」に準じ、短期時許容値割増 1.5 または 1.65 とする。

*2: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度

表 5-3 許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)
主桁	SUS304	100	60
補助桁	SUS304	100	60
スキンプレート	SUS304	100	—
固定ボルト	SUS304	100	60

注記 *1: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は, 「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月)」に基づく。

表 5-4 許容応力算出結果

許容応力度	評価部位		許容限界		
			1 次応力		
			曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ (N/mm ²)
短期許容応力度	主桁	端部桁	150	90	165
		中間桁	150	90	165
	補助桁		150	90	165
	スキンプレート		150	—	—
	固定ボルト		—	90	—

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋は, 評価部位ごとに, 「ダム・堰施設技術基準 (案)」に規定される許容応力度を用いる。

各評価部位の許容限界を表 5-5 に, 許容応力評価条件を表 5-6 に, 許容応力算出結果を表 5-7 にそれぞれ示す。

表 5-5 各評価部位の許容限界

状態	許容限界 ^{*1*2}					
	浸水防止蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
短期	曲げ	せん断	組合せ	引張	せん断	組合せ
	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \tau_a$	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \sigma_a$	$1.9 \tau_a$	$1.9 \sigma_a$

注記 *1: 「ダム・堰施設技術基準 (案)」に準じ, 短期時許容値割増 1.9 とする。

*2: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度

表 5-6 許容応力評価条件

評価部位	材料	$\sigma_a^{*1,2}$ (N/mm ²)	$\tau_a^{*1,2}$ (N/mm ²)
主桁	SUS304	100	60
補助桁	SUS304	100	60
スキンプレート	SUS304	100	—
固定ボルト	SUS304	—	60

注記 *1: σ_a : 許容曲げ応力度, τ_a : 許容せん断応力度を示す。

*2: 各許容応力度の値は, 「ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・マニュアル編) (ダム・堰施設技術協会 平成 25 年 6 月)」に基づく。

表 5-7 許容応力算出結果

許容応力度	評価部位		許容限界		
			1 次応力		
			曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ (N/mm ²)
短期許容応力度	主桁	端部桁	190	114	190
		中間桁	190	114	190
	補助桁		190	114	190
	スキンプレート		190	—	—
	固定ボルト		—	114	—

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す緊急用海水ポンプピットにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の耐震計算に用いる設計用地震力を表 5-3 に示す。

表 5-3 設計用地震力

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	地震による設計震度*1	
		水平方向 K_{HSd}	鉛直方向 K_{VSd}
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	緊急用海水 ポンプピット 8.0 (EL. 8.0*2)	0.78	
			0.28

注記 *1：「4. 固有周期」より、緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の固有周期が 0.05 s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2：基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度評価は、津波荷重や余震荷重による各部材の発生応力が許容限界以下であることを確認するものとする。

5.5.1 荷重条件

荷重を等分布荷重として受ける鋼構造物として評価する。応力の算出に必要な荷重を次式により算出する。

$$i_{vSd} = I_{vSd} / A$$

$$w = q + i_{vSd} + P$$

5.5.2 強度評価

(1) 浸水防止蓋

浸水防止蓋は、荷重を等分布荷重として受ける鋼構造物として評価する。浸水防止蓋を構成するスキンプレート、主桁及び補助桁に発生する最大曲げモーメント及び最大せん断力は「ダム・堰施設技術基準（案）」に規定される計算式を用いる。

$$(\text{曲げモーメント (主桁)}) M = \frac{w \cdot B \cdot (2L - B)}{8}$$

$$(\text{曲げモーメント (補助桁)}) M = \frac{w \cdot a \cdot (3 \cdot b^2 - a^2)}{24}$$

$$(\text{せん断力 (主桁)}) S = \frac{w \cdot B}{2}$$

$$(\text{せん断力 (補助桁)}) S = \frac{w \cdot a}{2} \cdot \left(b - \frac{a}{2}\right)$$

a. 曲げ応力

a) 主桁及び補助桁に発生する曲げ応力

津波時水圧により浸水防止蓋の主桁及び補助桁に発生する最大曲げ応力 σ は次式により算出する。

$$\sigma = M / Z$$

b) スキンプレートに発生する曲げ応力

浸水防止蓋のスキンプレートに発生する最大曲げ応力 σ は次式により算出する。

$$\sigma = \frac{k \cdot a^2 \cdot w}{100 \cdot t} \cdot \gamma$$

b. せん断応力

浸水防止蓋の主桁及び補助桁に発生する最大せん断応力 τ は次式により算出する。

$$\tau = S / A_w$$

c. 組合せ応力

浸水防止蓋に加わる曲げ応力 σ 及びせん断応力 τ による組合せ応力 σ_m を「ダム・堰施設技術基準(案)」記載の次式により算出する。

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

(2) 固定ボルト

固定ボルトに作用する荷重は、固定ボルト設置位置及び間隔から浸水防止蓋に対する負担面積を設定し、水平方向荷重及び鉛直方向荷重に対して評価を行う。

a. 引張応力

固定ボルト 1 本あたりに加わる引張応力 σ_b は次式により算出する。

$$\sigma_b = P_b / A_b$$

b. せん断応力

固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力 τ_b は次式により算出する。

$$\tau_b = S_b / A_b$$

c. 組合せ応力

固定ボルトに加わる引張応力 σ_b 及びせん断応力 τ_b による組合せ荷重 σ_{bm} を「ダム・堰施設技術基準(案)」記載の次式により算出する。

$$\sigma_{bm} = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau_b^2}$$

5.6 計算条件

- (1) 強度評価に用いる緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-9 に示す。

表 5-9 緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度評価に関する評価条件

浸水防止蓋の材質	蓋の質量 m_D (kg)	積雪質量 m_s (kg)	荷重の負担幅 B (mm)
SUS304	4.30×10^2	1.164×10^2	1.370×10^3

支間 L (mm)	固定ボルトの材質	固定ボルトの呼び径 (mm)	固定ボルトの断面積 A_b (mm^2)
1.370×10^3	SUS304	30	7.06858×10^2

積雪量 1 cm 毎の積雪荷重 w_s (N/mm^3)	垂直積雪量 d_s (mm)	固定ボルトの本数 n	重力加速度 g (m/s^2)
2.0×10^6	300	4	9.80665

補助桁間隔 a (mm)	主桁間隔 b (mm)
441	450

(2) 強度評価に用いる緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件を表 5-10 に示す。

表 5-10 緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度評価に関する評価条件

対象の津波	津波荷重水位 h_1 (T. P. + m)
基準津波	8.2
敷地に遡上する津波	9.2

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度評価結果を表 6-1 に示す。評価結果から、緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の各部位の発生応力は、許容応力以下であり、基準津波荷重を考慮した荷重に対して構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-1 強度評価結果（重畳時）

評価対象部位			発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)
浸水防 止蓋	スキンプレート		曲げ	1	150
	主桁	端部桁	曲げ	4	150
			せん断	2	90
			組合せ*	5	165
			曲げ	6	150
		中間桁	せん断	4	90
			組合せ*	8	165
			補助桁	曲げ	2
	せん断	1		90	
	組合せ*	2		165	
	固定ボルト			せん断	2

注記 *：曲げとせん断の組合せ応力

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の強度評価結果を表 6-2 に示す。評価結果から、緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋の各部位の発生応力は、許容応力以下であり、敷地に遡上する津波荷重を考慮した荷重に対して構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-2 強度評価結果（重畳時）

評価対象部位			発生応力 (N/mm ²)		許容応力 (N/mm ²)
浸水防 止蓋	スキンプレート		曲げ	6	190
	主桁	端部桁	曲げ	9	190
			せん断	5	114
			組合せ*	12	190
		中間桁	曲げ	15	190
			せん断	10	114
			組合せ*	22	190
		補助桁		曲げ	5
	せん断			2	114
	組合せ*			6	190
	固定ボルト			せん断	2

注記 *：曲げとせん断の組合せ応力

V-3-別添 3-2-4-7 格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用

水密ハッチの強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造計画	2
2.3 評価方針	3
2.4 適用基準	4
2.5 記号の説明	4
3. 評価部位	6
4. 固有周期	6
4.1 固有周期の計算方法	6
4.2 固有周期の計算条件	7
4.3 固有周期の計算結果	7
5. 構造強度評価	8
5.1 構造強度評価方法	8
5.2 荷重及び荷重の組合せ	8
5.3 許容限界	9
5.4 設計用地震力	10
5.5 計算方法	11
5.6 計算条件	12
6. 評価結果	13

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうち格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ（以下「水密ハッチ」という。）が津波の冠水に伴う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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

水密ハッチは、浸水を防止するために屋外の格納容器圧力逃がし装置格納槽の上版に設置する。

水密ハッチの設置場所を図 2-1 に示す。

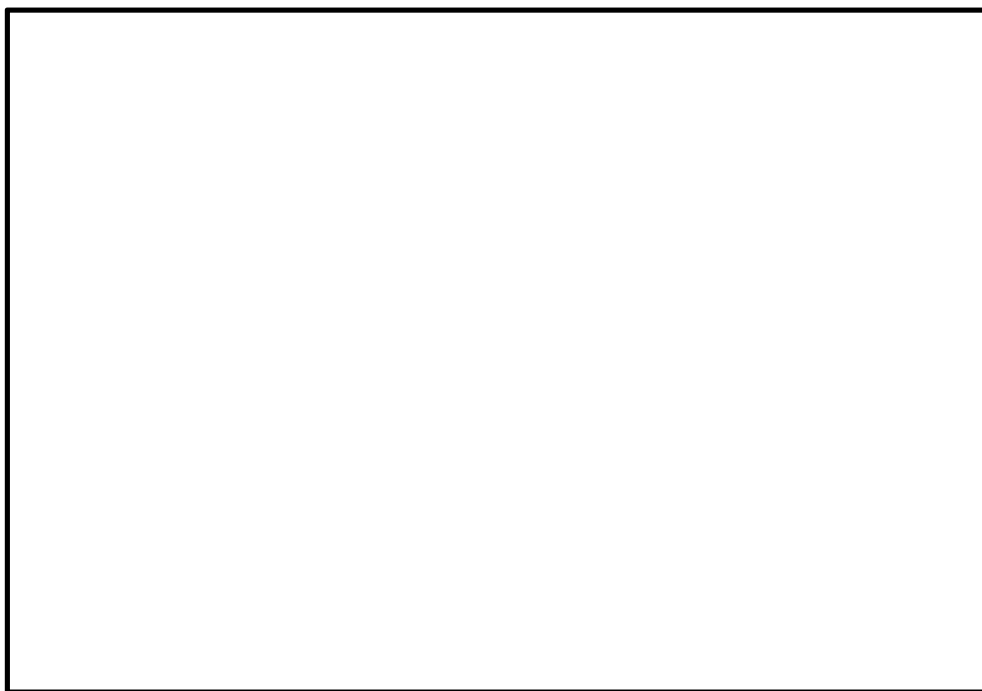


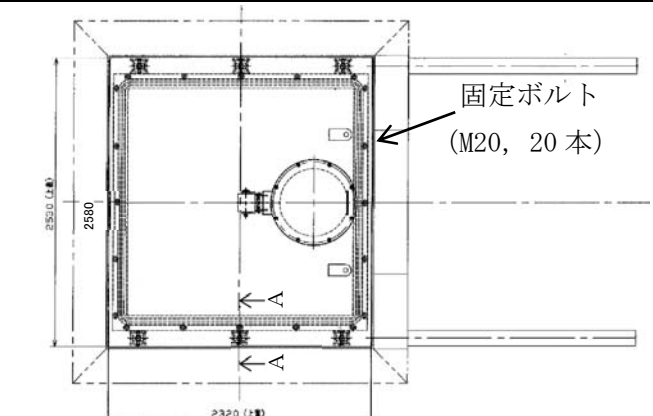
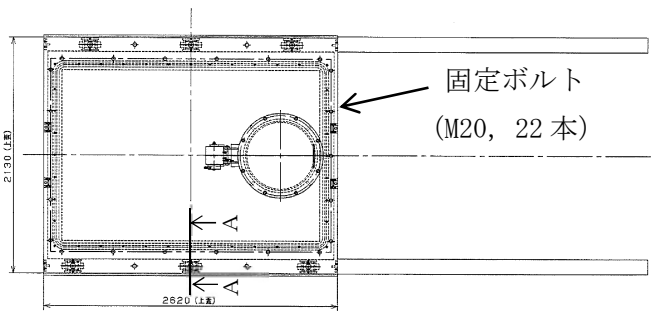
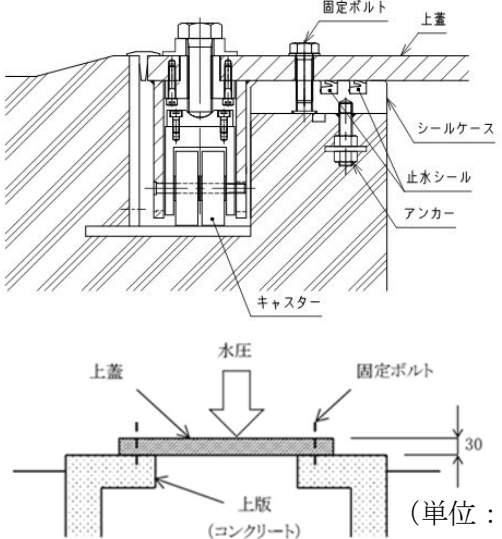
図 2-1 水密ハッチの設置場所

2.2 構造計画

水密ハッチは屋外に設置し、上版（コンクリート）と一体化したシールケース（鋼製の枠）に固定ボルトにより固定することで止水性を確保する構造とする。

水密ハッチの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画（格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ A、B）

概略構造図		
 固定ボルト (M20, 20 本) 2500 (±5) 2580 2320 (±5)		
格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ A		(単位：mm)
 固定ボルト (M20, 22 本) 2130 (±5) 2580 2620 (±5)		
格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ B		(単位：mm)
計画の概要		説明図 (A-A)
基礎・支持構造	主体構造	
上版と一体化した鋼製のシールケースにボルトで固定する。	鋼製の上蓋により構成する。	 固定ボルト 上蓋 シールケース 止水シール アンカー キャスト 水圧 上蓋 固定ボルト 上版 (コンクリート) 30 (単位：mm)

2.3 評価方針

水密ハッチの強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、水密ハッチの評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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、評価結果を「6. 評価結果」にて確認する。

水密ハッチの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重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。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

水密ハッチの強度評価フローを図 2-2 に示す。

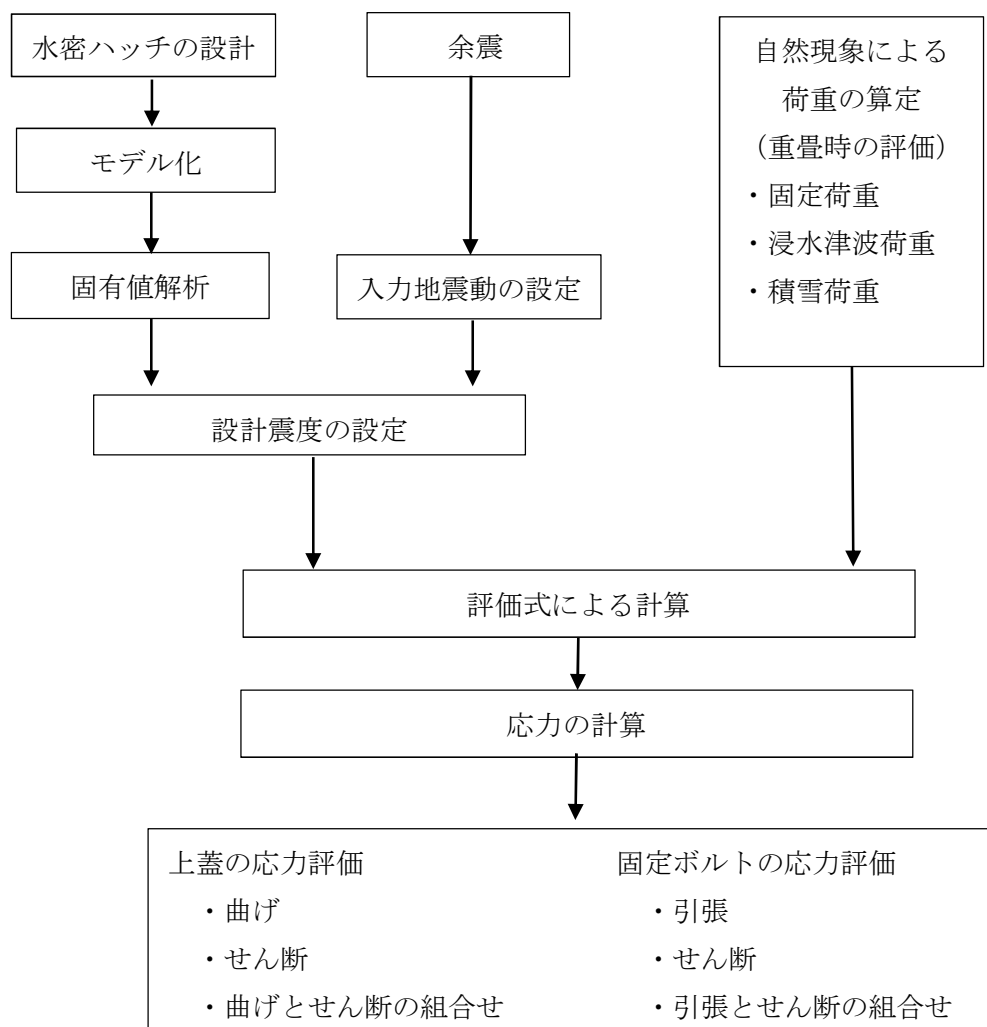


図 2-2 強度評価フロー

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)
- (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)
(以降「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 改訂第 5 版 (日本機械学会編 1968 年)
- (6) 日本工業規格 J I S G 4 3 0 4 (1999) 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯
- (7) 日本工業規格 J I S G 4 3 0 3 (1998) ステンレス鋼棒
- (8) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会 平成 19 年)

2.5 記号の説明

水密ハッチ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	定義	単位
a	上蓋の幅 (短辺)	mm
b	上蓋の長さ (長辺)	mm
f	一次固有振動数	Hz
T	固有周期	s
g	重力加速度	m/s ²
t	上蓋の板厚	mm
m	上蓋の重量	kg
E	縦弾性係数 J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 の付録材料図表 Part6 表 1 より温度を考慮して求めた値	MPa
ρ	上蓋の密度	kg/m ³
ν	ポアソン比	—
λ	振動数係数 (板モデルの固有周期算出)	—
D	常時作用する固定荷重 (上蓋の重量)	N
P _s	積雪荷重	N
S _d	弾性設計用地震動 S _d による余震荷重	N
F	許容応力算定用基準値 J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 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。	MPa

表 2-2 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	定義	単位
f_b	許容曲げ応力 J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3121.1(4)に定める値とする。	MPa
f_s	許容せん断応力 J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3121.1(2)に定める値とする。	MPa
f_t	許容引張応力 J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3121.1(1)に定める値とする。	MPa
f_{ts}	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	MPa
S_y	J S M E S N C 1-2005/2007 の付録図表 Part5 表 8 に規定される材料の設計降伏点	MPa
S_u	J S M E S N C 1-2005/2007 の付録図表 Part5 表 9 に規定される材料の設計引張強さ	MPa
π	円周率	—
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_V	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の設計震度	—
K_{Hsd}	弾性設計用地震動 S_d による水平方向の地震荷重	N
K_{Vsd}	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の地震荷重	N
P_{ht}	基準津波による浸水津波荷重による静水圧荷重	MPa
P_h	敷地に遡上する津波による浸水津波荷重による静水圧荷重	MPa
β_2	上蓋の曲げ応力算定に用いる係数	—
ρ_0	海水の密度	kg/m ³
h_t	基準津波による津波荷重水位	m
h	敷地に遡上する津波による津波荷重水位	m
A	上蓋の面積	mm ²
σ_{bt}	基準津波による上蓋に発生する最大曲げ応力	MPa
σ_b	敷地に遡上する津波による上蓋に発生する最大曲げ応力	MPa
σ	上蓋に発生する曲げ応力とせん断応力の組合せ応力	MPa
τ_t	基準津波による上蓋に発生する最大せん断応力	MPa
τ	敷地に遡上する津波による上蓋に発生する最大せん断応力	MPa
τ_{ksd}	固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力	MPa
A_b	固定ボルトの断面積	mm ²
n	固定ボルトの本数	本
ω	積雪の単位荷重	Pa/cm
H	垂直積雪高さ	cm
f_{t0}	固定ボルトに作用する許容引張応力 (f_t を 1.5 倍した値)	MPa

3. 評価部位

水密ハッチの評価部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価部位を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

水密ハッチ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上蓋より上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上蓋及び固定ボルトを評価部位として設定する。

水密ハッチの強度評価における評価部位について図 3-1 に示す。

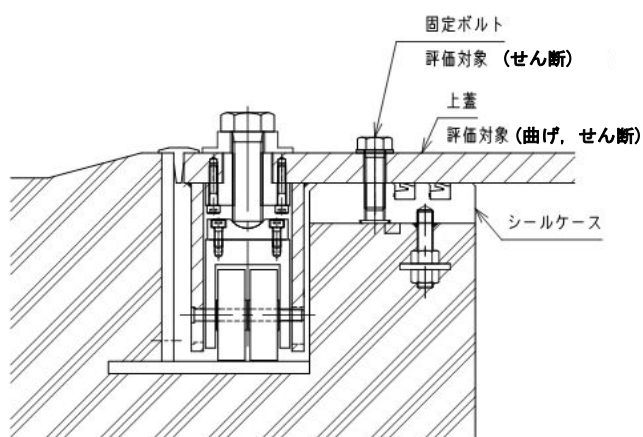


図 3-1 評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

水密ハッチは、全周囲をシールケースにボルト止めされた構造であることから、荷重がかかる上蓋は図 4-1 に示す周辺固定の長方形板モデルとする。

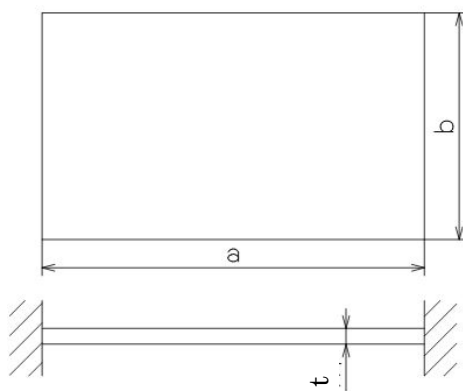


図 4-1 水密ハッチ概略モデル

(2) 固有周期の計算

固有周期 T 及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数 f は、「機械工学便覧（1986 年）、日本機械学会」より、次式を用いて算出する。

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

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

	材質	上蓋の厚さ t (mm)	上蓋の幅 a (mm)	上蓋の長さ b (mm)	振動数係数 λ^{*1*2}
水密ハッチ A	SUS304	30	2320	2580	2.74
水密ハッチ B	SUS304	30	2130	2620	2.74

温度条件 ^{*3} (℃)	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	7930

注記 *1 水密ハッチ A の振動数係数 λ は $a/b \div 1.1$ の場合の定数 λ が無いため、より小さな値として算出される $a/b = 1.5$ の場合の定数 $\lambda = 2.74$ を用いた。

*2 水密ハッチ B の振動数係数 λ は $a/b \div 1.2$ の場合の定数 λ が無いため、より小さな値として算出される $a/b = 1.5$ の場合の定数 $\lambda = 2.74$ を用いた。

*3 屋外設備としての環境条件を考慮する。

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。水密ハッチの固有周期は 0.05 s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

機器名称	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ A	35.9	0.028
格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ B	42.5	0.024

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

水密ハッチの構造強度評価は、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」の「5. 強度評価方法」にて設定している方法を用いて構造強度評価を実施する。

水密ハッチの強度評価は「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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

5.2.1 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)

常時作用する固定荷重として水密ハッチの自重を考慮し、以下の式より算出する。

$$D = m \cdot g$$

(2) 浸水津波荷重(P_h)

浸水津波荷重として、基準津波による津波荷重水位及び敷地に遡上する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。

$$P_{ht} = \rho_0 \cdot g \cdot ht$$

$$P_h = \rho_0 \cdot g \cdot h$$

(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」に示す弾性設計用地震動のかわりに基準地震動S_sに伴う地震力とする。

$$K_{Hsd} = C_H \cdot (D + P_s \cdot A)$$

$$K_{Vsd} = C_V \cdot (D + P_s \cdot A)$$

(4) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重を考慮する。

積雪荷重P_sについては、添付書類「V-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」に基づき 30 cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は次式を用いて算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot \omega \cdot 30$$

5.2.2 荷重の組合せ

水密ハッチは、常設低圧代替注水系格納槽上版に設置されている平板であることから、その構造と形状から漂流物による衝突荷重及び風荷重の影響は考慮しない。強度評価に用いる荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ
浸水防止設備	格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用 水密ハッチ	$D + P_h (P_{ht}) + S_d + P_s$

5.3 許容限界

水密ハッチの許容限界は、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書の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ、J SME に準じた許容応力を用いる。なお、蓋の浮き上がりによるボルトの引張が起こらないため、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。

水密ハッチの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、上蓋及び固定ボルトの許容応力計算結果を表 5-4 にそれぞれ示す。

表 5-2 蓋及び固定ボルトの許容限界

許容応力状態	許容限界*1 (MPa)					
	上蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
	曲げ	せん断	組合せ*2	引張	せん断	組合せ*3
ⅢAS*4	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	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、J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 による。

*2 曲げとせん断の組合せである。

*3 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。

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{ksd}$$

$$f_{ts} = f_{t0}$$

*4 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。

表 5-3 許容応力評価条件

評価部位	材料	温度条件 (°C)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)
上蓋	SUS304	40	205	520	205
固定ボルト					

注記 * $F = \min [S_y, 0.7 \cdot S_u]$ とする。

表 5-4 上蓋及び固定ボルトの許容応力計算結果

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	上蓋	204	117	204	—	—
	固定ボルト	—	—	—	—	117

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり水密ハッチの固有周期が 0.05 s 以下であることから、水密ハッチの耐震計算書に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。

なお、入力地震動は、添付書類「V-2-1-2 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に基づく弾性設計用地震動の代わりに基準地震動 S_s の値を使用する。

水密ハッチの耐震計算に用いる設計震度を表 5-5 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^{*2}	鉛直方向設計震度 C_V^{*2}
弾性設計用地震動 S_d	格納容器圧力逃がし装置格納槽 EL. 8.00 (EL. 7.89 ^{*1})	1.05 ^{*3}	0.72 ^{*3}

注記 *1 基準床レベルを示す。

*2 「4. 固有周期」より、水密ハッチの固有周期が 0.05 s 以下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。

*3 設計震度は保守的に基準地震動 S_s の値を使用する。

5.5 計算方法

水密ハッチの強度評価は、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。

(1) 上蓋

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、上蓋に発生する曲げ応力及びせん断応力は、「機械工学便覧（1986 年），日本機械学会」より以下の式にて算出する。

a. 基準津波による最大曲げ応力

$$\sigma_{bt} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{vsd}}{A} + P_{ht} + P_s \right) \cdot a^2}{t^2}$$

b. 敷地に遡上する津波による最大曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{vsd}}{A} + P_h + P_s \right) \cdot a^2}{t^2}$$

c. 基準津波による最大せん断応力

$$\tau_t = \frac{D + K_{vsd} + (P_{ht} + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

d. 敷地に遡上する津波による最大せん断応力

$$\tau = \frac{D + K_{vsd} + (P_h + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

e. 基準津波による組合せ応力評価

上蓋に発生する垂直応力やせん断応力については、組合せ応力を以下の式より算出する。

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma_{bt}^2 + 3 \cdot \tau_t^2} \cdot *$$

注記 * J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 SSB-3121.1

f. 敷地に遡上する津波による組合せ応力評価

上蓋に発生する垂直応力やせん断応力については、組合せ応力を以下の式より算出する。

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

注記 * J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 SSB-3121.1

(2) 固定ボルト

固定ボルトに作用するせん断荷重は、水平方向荷重をすべての固定ボルトで負担するものとして評価する。固定ボルトのせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{k S d} = \frac{K_{H s d}}{n \cdot A_b}$$

5.6 計算条件

浸水津波荷重算出の計算条件を表 5-6 に、上蓋の応力評価に用いる計算条件を表 5-7 に、固定ボルトの応力評価に用いる計算条件を表 5-8 に示す。

表 5-6 浸水津波荷重算出の計算条件

	海水の密度 ρ_0 (kg/m ³)	基準津波による 津波荷重水位 h_t (m)	敷地に遡上する津波による 津波荷重水位 h (m)
水密ハッチ A	1030*	0.200	1.200
水密ハッチ B	1030*	0.200	1.200

表 5-7 上蓋の応力評価に用いる計算条件

	上蓋の質量 m (kg)	積雪の単位荷重 ω (Pa/cm)	上蓋面積 A (m ²)	係数 β_2
水密ハッチ A	1700	20	$2.320 \times 2.580 = 5.9856$	0.33
水密ハッチ B	1600	20	$2.620 \times 2.130 = 5.5806$	0.45

注記 * 港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会 平成 19 年）による。

表 5-8 固定ボルトの応力評価に用いる計算条件

	固定ボルトの呼び径 (mm)	固定ボルトの呼び径断面積 A_b (mm ²)	固定ボルト本数 n (本)
水密ハッチ A	20	314.159265	20
水密ハッチ B	20	314.159265	22

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
水密ハッチ A	上蓋	曲げ	15	204
		せん断	1	117
		組合せ*	16	204
	固定ボルト	せん断	3	117
水密ハッチ B	上蓋	曲げ	17	204
		せん断	1	117
		組合せ*	18	204
	固定ボルト	せん断	3	117

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

(2) 敷地の遡上する津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-2 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 6-2 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
水密ハッチ A	上蓋	曲げ	35	204
		せん断	1	117
		組合せ*	36	204
	固定ボルト	せん断	3	117
水密ハッチ B	上蓋	曲げ	40	204
		せん断	1	117
		組合せ*	41	204
	固定ボルト	せん断	3	117

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

V-3-別添 3-2-4-8 常設低圧代替注水系格納槽点検用

水密ハッチの強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造計画	2
2.3 評価方針	3
2.4 適用基準	4
2.5 記号の説明	4
3. 評価部位	6
4. 固有周期	6
4.1 固有周期の計算方法	6
4.2 固有周期の計算条件	7
4.3 固有周期の計算結果	7
5. 構造強度評価	8
5.1 構造強度評価方法	8
5.2 荷重及び荷重の組合せ	8
5.3 許容限界	9
5.4 設計用地震力	10
5.5 計算方法	11
5.6 計算条件	12
6. 評価結果	13

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうち常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ（以下「水密ハッチ」という。）が津波の冠水に伴う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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

水密ハッチは、浸水を防止するために屋外の常設低圧代替注水系格納槽の上版に設置する。
水密ハッチの設置場所を図 2-1 に示す。

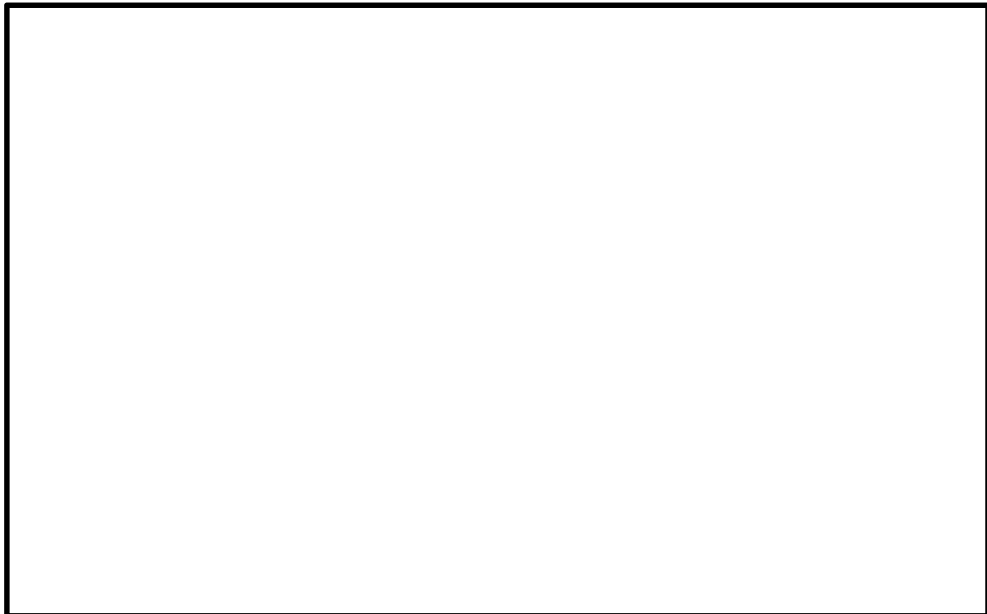


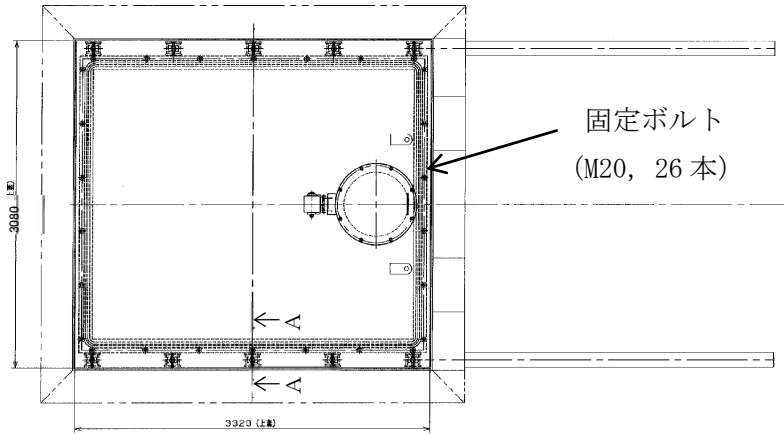
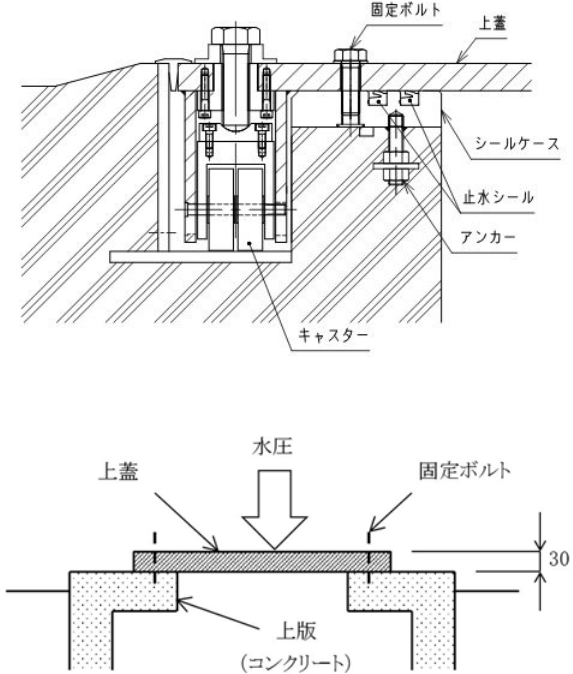
図 2-1 水密ハッチの設置場所

2.2 構造計画

水密ハッチは屋外に設置し、上版（コンクリート）と一体化したシールケース（鋼製の枠）に固定ボルトにより固定することで止水性を確保する構造とする。

水密ハッチの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

概略構造図		
 (単位：mm)		
計画の概要		説明図 (A-A)
基礎・支持構造	主体構造	
上版と一体化した鋼製のシールケースにボルトで固定する。	鋼製の上蓋により構成する。	 (単位：mm)

2.3 評価方針

水密ハッチの強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、水密ハッチの評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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、評価結果を「6. 評価結果」にて確認する。

水密ハッチの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重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。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

水密ハッチの強度評価フローを図 2-2 に示す。

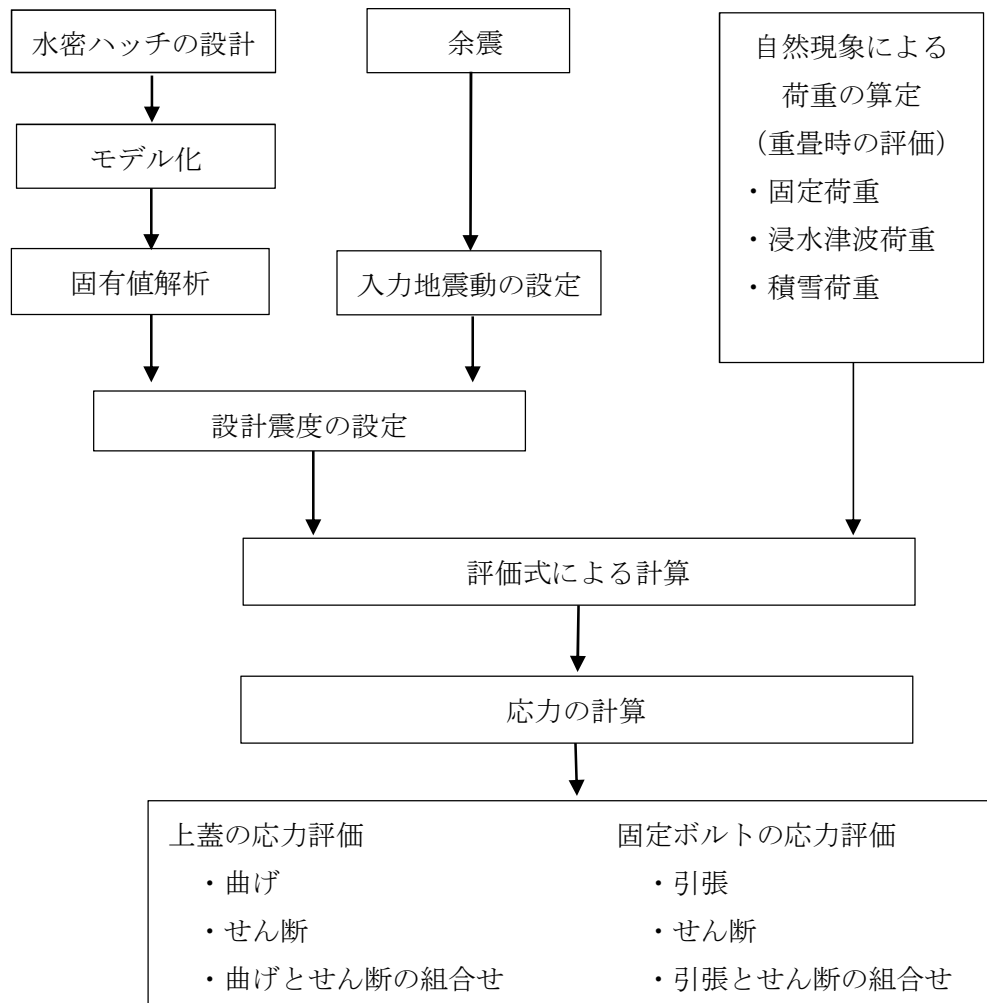


図 2-2 強度評価フロー

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)
- (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)
(以降「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 改訂第 5 版 (日本機械学会編 1968 年)
- (6) 日本工業規格 J I S G 4 3 0 4 (1999) 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯
- (7) 日本工業規格 J I S G 4 3 0 3 (1998) ステンレス鋼棒
- (8) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会 平成 19 年)

2.5 記号の説明

水密ハッチ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	定義	単位
a	上蓋の幅 (短辺)	mm
b	上蓋の長さ (長辺)	mm
f	一次固有振動数	Hz
T	固有周期	s
g	重力加速度	m/s ²
t	上蓋の板厚	mm
m	上蓋の重量	kg
E	縦弾性係数 J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 の付録材料図表 Part6 表 1 より温度を考慮して求めた値	MPa
ρ	上蓋の密度	kg/m ³
ν	ポアソン比	—
λ	振動数係数 (板モデルの固有周期算出)	—
D	常時作用する固定荷重 (上蓋の重量)	N
P _s	積雪荷重	N
S _d	弾性設計用地震動 S _d による余震荷重	N
F	許容応力算定用基準値 J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 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。	MPa

表 2-2 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	定義	単位
f_b	許容曲げ応力 J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3121.1(4)に定める値とする。	MPa
f_s	許容せん断応力 J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3121.1(2)に定める値とする。	MPa
f_t	許容引張応力 J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3121.1(1)に定める値とする。	MPa
f_{ts}	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	MPa
S_y	J S M E S N C 1-2005/2007 の付録図表 Part5 表 8 に規定される材料の設計降伏点	MPa
S_u	J S M E S N C 1-2005/2007 の付録図表 Part5 表 9 に規定される材料の設計引張強さ	MPa
π	円周率	—
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_V	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の設計震度	—
K_{Hsd}	弾性設計用地震動 S_d による水平方向の地震荷重	N
K_{Vsd}	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の地震荷重	N
P_{ht}	基準津波による浸水津波荷重による静水压荷重	MPa
P_h	敷地に遡上する津波による浸水津波荷重による静水压荷重	MPa
β_2	上蓋の曲げ応力算定に用いる係数	—
ρ_0	海水の密度	kg/m ³
h_t	基準津波による津波荷重水位	m
h	敷地に遡上する津波による津波荷重水位	m
A	上蓋の面積	mm ²
σ_{bt}	基準津波による上蓋に発生する最大曲げ応力	MPa
σ_b	敷地に遡上する津波による上蓋に発生する最大曲げ応力	MPa
σ	上蓋に発生する曲げ応力とせん断応力の組合せ応力	MPa
τ_t	基準津波による上蓋に発生する最大せん断応力	MPa
τ	敷地に遡上する津波による上蓋に発生する最大せん断応力	MPa
τ_{ksd}	固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力	MPa
A_b	固定ボルトの呼び径断面積	mm ²
n	固定ボルトの本数	本
ω	積雪の単位荷重	Pa/cm
H	垂直積雪高さ	cm
f_{t0}	固定ボルトに作用する許容引張応力 (f_t を 1.5 倍した値)	MPa

3. 評価部位

水密ハッチの評価部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価部位を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

水密ハッチ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上蓋より上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上蓋及び固定ボルトを評価部位として設定する。

水密ハッチの強度評価における評価部位について図 3-1 に示す。

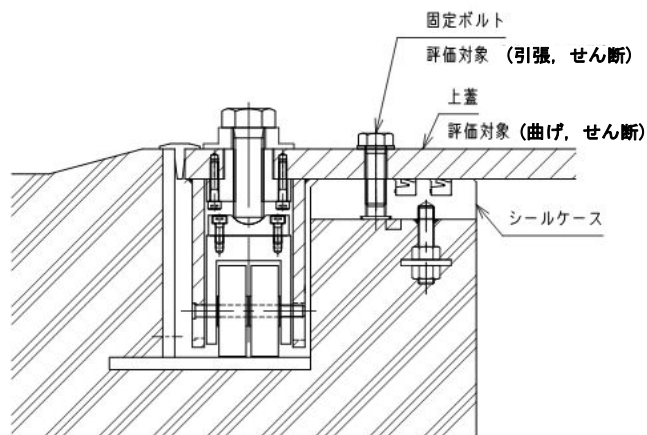


図 3-1 評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

水密ハッチは、全周囲をシールケースにボルト止めされた構造であることから、荷重がかかる上蓋は図 4-1 に示す周辺固定の長方形板モデルとする。

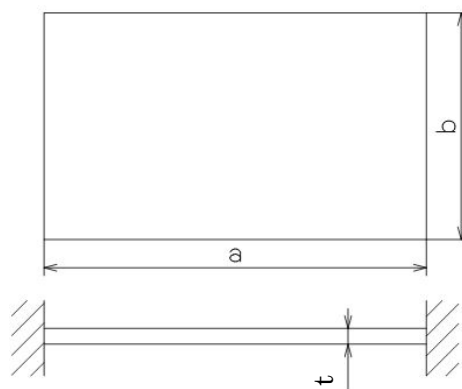


図 4-1 水密ハッチ概略モデル

(2) 固有周期の計算

固有周期 T 及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数 f は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より、次式を用いて算出する。

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

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

材質	上蓋の厚さ t (mm)	上蓋の幅 a (mm)	上蓋の長さ b (mm)	振動数係数 λ *1
SUS304	30	3320	3080	2.74

温度条件*2 (℃)	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	7930

注記 *1 水密ハッチの振動数係数 λ は $a/b \doteq 1.1$ の場合の定数 λ が無いため、より小さな値として算出される $a/b = 1.5$ の場合の定数 $\lambda = 2.74$ を用いた。

*2 屋外設備としての環境条件を考慮する。

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。水密ハッチの固有周期は 0.05 s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

機器名称	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ	20.3	0.049

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

水密ハッチの構造強度評価は、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」の「5. 強度評価方法」にて設定している方法を用いて構造強度評価を実施する。

水密ハッチの強度評価は「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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

5.2.1 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)

常時作用する固定荷重として水密ハッチの自重を考慮し、以下の式より算出する。

$$D = m \cdot g$$

(2) 浸水津波荷重(P_h)

浸水津波荷重として基準津波による津波荷重水位及び敷地に遡上する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。

$$P_{ht} = \rho_0 \cdot g \cdot ht$$

$$P_h = \rho_0 \cdot g \cdot h$$

(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-D1に伴う地震力とする。

$$K_{Hsd} = C_H \cdot (D + P_s \cdot A)$$

$$K_{Vsd} = C_V \cdot (D + P_s \cdot A)$$

(4) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重を考慮する。

積雪荷重P_sについては、添付書類「V-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」に基づき 30 cm の積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮する。

積雪荷重による質量は次式を用いて算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot \omega \cdot 30$$

5.2.2 荷重の組合せ

水密ハッチは、常設低圧代替注水系格納槽上版に設置されている平板であることから、その構造と形状から漂流物による衝突荷重及び風荷重の影響は考慮しない。強度評価に用いる荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ
浸水防止設備	常設低圧代替注水系格納槽点検用 水密ハッチ	$D + P_h (P_{ht}) + S_d + P_s$

5.3 許容限界

水密ハッチの許容限界は、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書の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ、J SME に準じた許容応力を用いる。なお、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。

水密ハッチの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、上蓋及び固定ボルトの許容応力計算結果を表 5-4 にそれぞれ示す。

表 5-2 蓋及び固定ボルトの許容限界

許容応力状態	許容限界*1 (MPa)					
	上蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
	曲げ	せん断	組合せ*2	引張	せん断	組合せ*3
Ⅲ _A S*4	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	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、J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 による。

*2 曲げとせん断の組合せである。

*3 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。

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{ksd}$$

$$f_{ts} = f_{t0}$$

*4 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。

表 5-3 許容応力評価条件

評価部位	材料	温度条件 (°C)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)
上蓋	SUS304	40	205	520	205
固定ボルト					

注記 * $F = \min [S_y, 0.7 \cdot S_u]$ とする。

表 5-4 上蓋及び固定ボルトの許容応力計算結果

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	上蓋	204	117	204	—	—
	固定ボルト	—	—	—	—	117

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり水密ハッチの固有周期が 0.05 s 以下であることから、水密ハッチの耐震計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。

なお、入力地震動は、添付書類「V-2-1-2 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に基づく弾性設計用地震動 S_d とする。

水密ハッチの耐震計算に用いる設計震度を表 5-5 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^{*2}	鉛直方向設計震度 C_V^{*2}
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	常設低圧代替注水系格納槽 EL. 8.00 (EL. 8.00 ^{*1})	0.45	0.28

注記 *1 基準床レベルを示す。

*2 「4. 固有周期」より、水密ハッチの固有周期が 0.05 s 以下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。

5.5 計算方法

水密ハッチの強度評価は、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。

(1) 上蓋

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、上蓋に発生する曲げ応力及びせん断応力は、「機械工学便覧（1986 年），日本機械学会」より以下の式にて算出する。

a. 基準津波による最大曲げ応力

$$\sigma_{bt} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{vsd}}{A} + P_{ht} + P_s \right) \cdot a^2}{t^2}$$

b. 敷地に遡上する津波による最大曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{vsd}}{A} + P_h + P_s \right) \cdot a^2}{t^2}$$

c. 基準津波による最大せん断応力

$$\tau_t = \frac{D + K_{vsd} + (P_{ht} + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

d. 敷地に遡上する津波による最大せん断応力

$$\tau = \frac{D + K_{vsd} + (P_h + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

e. 基準津波による組合せ応力評価

上蓋に発生する垂直応力やせん断応力については、組合せ応力を以下の式より算出する。

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma_{bt}^2 + 3 \cdot \tau_t^2} \cdot *$$

注記 * J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 SSB-3121.1

f. 敷地に遡上する津波による組合せ応力評価

上蓋に発生する垂直応力やせん断応力については、組合せ応力を以下の式より算出する。

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

注記 * J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 SSB-3121.1

(2) 固定ボルト

固定ボルトに作用するせん断荷重は、水平方向荷重をすべての固定ボルトで負担するものとして評価する。固定ボルトのせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{k S d} = \frac{K_{H s d}}{n \cdot A_b}$$

5.6 計算条件

浸水津波荷重算出の計算条件を表 5-6 に、上蓋の応力評価に用いる計算条件を表 5-7 に、固定ボルトの応力評価に用いる計算条件を表 5-8 に示す。

表 5-6 浸水津波荷重算出の計算条件

海水の密度 ρ_0 (kg/m ³)	基準津波による津波荷重水位 h_t (m)	敷地に遡上する津波による津波荷重水位 h (m)
1030*	0.200	1.200

表 5-7 上蓋の応力評価に用いる計算条件

上蓋の質量 m (kg)	積雪の単位荷重 ω (Pa/cm)	上蓋面積 A (m ²)	係数 β_2
2800	20	$3.080 \times 3.320 = 10.2256$	0.32

注記 * 港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会 平成 19 年）による。

表 5-8 固定ボルトの応力評価に用いる計算条件

固定ボルトの呼び径 (mm)	固定ボルトの呼び径断面積 A_b (mm ²)	固定ボルト本数 n (本)
20	314.159	26

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
水密ハッチ	上蓋	曲げ	20	204
		せん断	1	117
		組合せ*	21	204
	固定ボルト	せん断	2	117

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

(2) 敷地の遡上する津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-2 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 6-2 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
水密ハッチ	上蓋	曲げ	54	204
		せん断	1	117
		組合せ*	55	204
	固定ボルト	せん断	2	117

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

V-3-別添 3-2-4-9 常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用

水密ハッチの強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造計画	2
2.3 評価方針	3
2.4 適用基準	4
2.5 記号の説明	4
3. 評価部位	6
4. 固有周期	6
4.1 固有周期の計算方法	6
4.2 固有周期の計算条件	7
4.3 固有周期の計算結果	7
5. 構造強度評価	8
5.1 構造強度評価方法	8
5.2 荷重及び荷重の組合せ	8
5.3 許容限界	9
5.4 設計用地震力	10
5.5 計算方法	11
5.6 計算条件	12
6. 評価結果	13

1. 概要

本資料は，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」に基づき，浸水防護施設のうち常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ（以下「水密ハッチ」という。）が津波の冠水に伴う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。

津波荷重については，基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

水密ハッチは，浸水を防止するために屋外の代替淡水貯槽の上版に設置する。

水密ハッチの設置場所を添付 2-1 に示す。

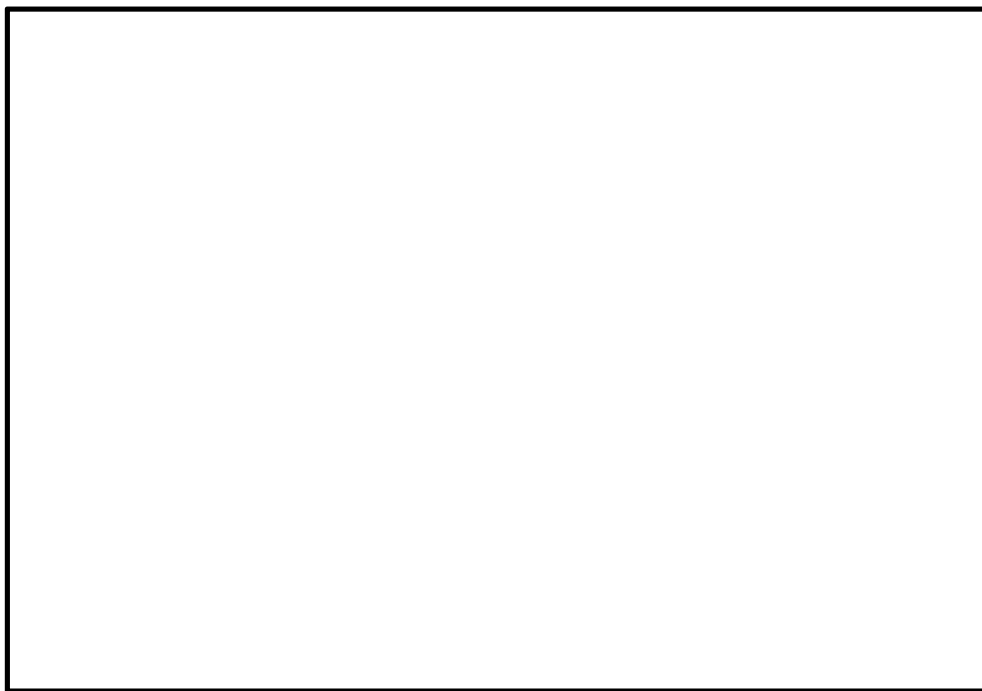


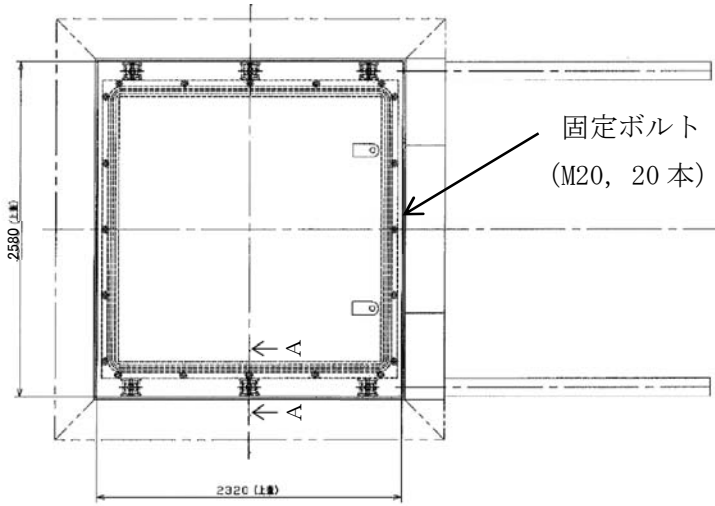
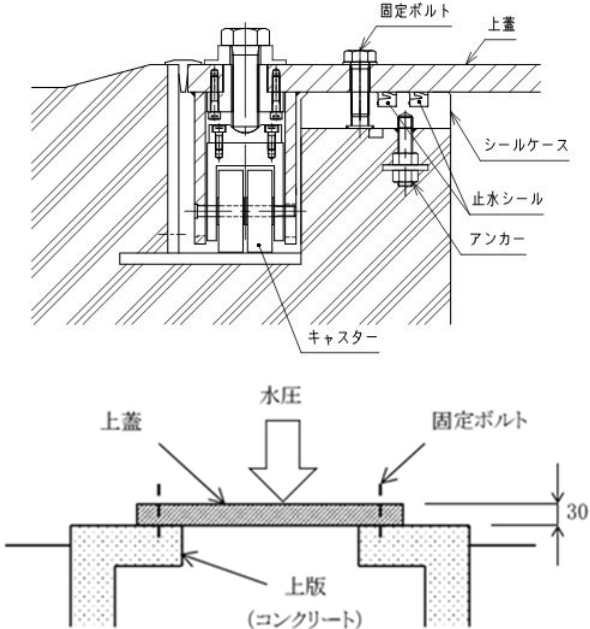
図 2-1 水密ハッチの設置場所

2.2 構造計画

水密ハッチは屋外に設置し、上版（コンクリート）と一体化したシールケース（鋼製の枠）に固定ボルトにより固定することで止水性を確保する構造とする。

水密ハッチの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 水密ハッチ構造計画

概略構造図		
 (単位：mm)		
計画の概要		説明図(A-A)
基礎・支持構造	主体構造	
上版と一体化した鋼製のシールケースにボルトで固定する。	鋼製の上蓋により構成する。	 (単位：mm)

2.3 評価方針

水密ハッチの強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、水密ハッチの評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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、評価結果を「6. 評価結果」にて確認する。

水密ハッチの強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重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。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

水密ハッチの強度評価フローを図 2-2 に示す。

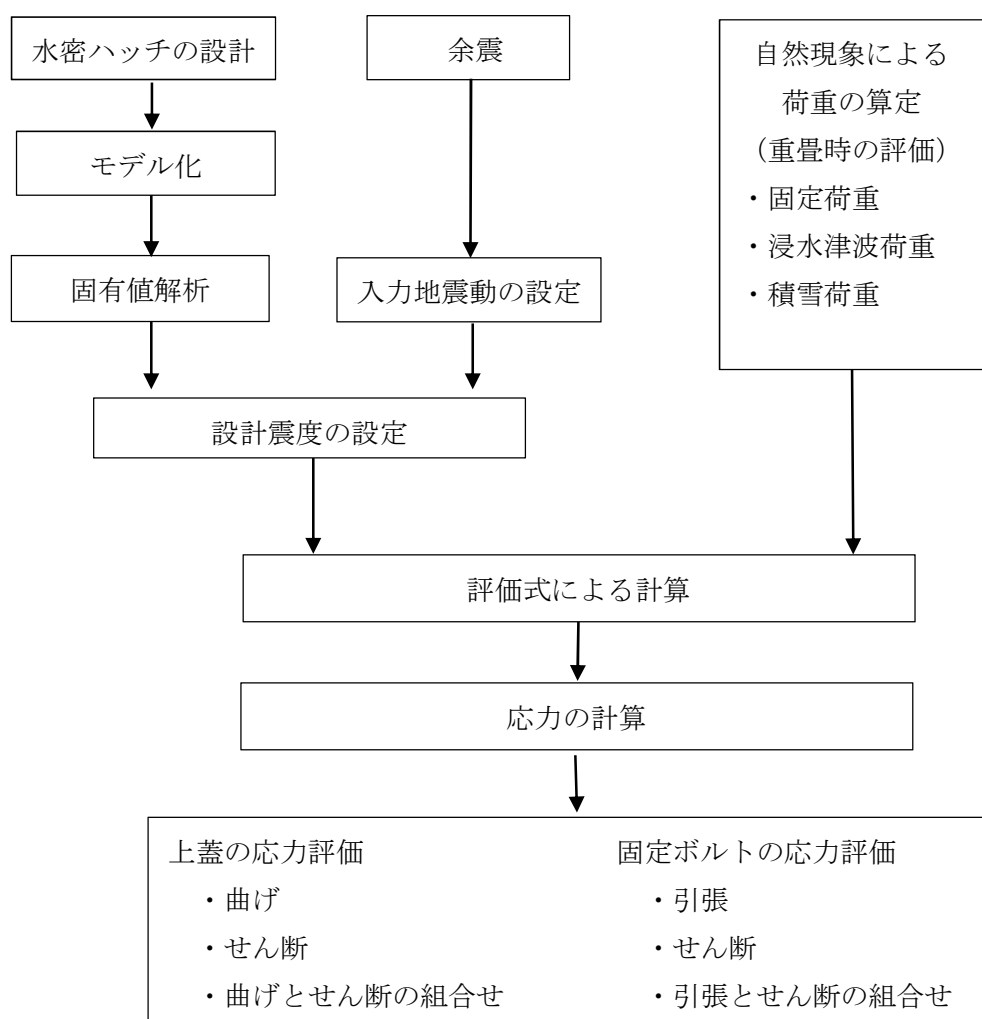


図 2-2 強度評価フロー

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)
- (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)
(以降「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 改訂第 5 版 (日本機械学会編 1968 年)
- (6) 日本工業規格 J I S G 4 3 0 4 (1999) 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯
- (7) 日本工業規格 J I S G 4 3 0 3 (1998) ステンレス鋼棒
- (8) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会 平成 19 年)

2.5 記号の説明

水密ハッチ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	定義	単位
a	上蓋の幅 (短辺)	mm
b	上蓋の長さ (長辺)	mm
f	一次固有振動数	Hz
T	固有周期	s
g	重力加速度	m/s ²
t	上蓋の板厚	mm
m	上蓋の重量	kg
E	縦弾性係数 J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 の付録材料図表 Part6 表 1 より温度を考慮して求めた値	MPa
ρ	上蓋の密度	kg/m ³
ν	ポアソン比	—
λ	振動数係数 (板モデルの固有周期算出)	—
D	常時作用する固定荷重 (上蓋の重量)	N
P _s	積雪荷重	N
S _d	弾性設計用地震動 S _d による余震荷重	N
F	許容応力算定用基準値 J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 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。	MPa

表 2-2 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	定義	単位
f_b	許容曲げ応力 J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3121.1(4)に定める値とする。	MPa
f_s	許容せん断応力 J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3121.1(2)に定める値とする。	MPa
f_t	許容引張応力 J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3121.1(1)に定める値とする。	MPa
f_{ts}	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	MPa
S_y	J S M E S N C 1-2005/2007 の付録図表 Part5 表 8 に規定される材料の設計降伏点	MPa
S_u	J S M E S N C 1-2005/2007 の付録図表 Part5 表 9 に規定される材料の設計引張強さ	MPa
π	円周率	—
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_V	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の設計震度	—
K_{Hsd}	弾性設計用地震動 S_d による水平方向の地震荷重	N
K_{Vsd}	弾性設計用地震動 S_d による鉛直方向の地震荷重	N
P_{ht}	基準津波による浸水津波荷重による静水圧荷重	MPa
P_h	敷地に遡上する津波による浸水津波荷重による静水圧荷重	MPa
β_2	上蓋の曲げ応力算定に用いる係数	—
ρ_0	海水の密度	kg/m ³
h_t	基準津波による津波荷重水位	m
h	敷地に遡上する津波による津波荷重水位	m
A	上蓋の面積	mm ²
σ_{bt}	基準津波による上蓋に発生する最大曲げ応力	MPa
σ_b	敷地に遡上する津波による上蓋に発生する最大曲げ応力	MPa
σ	上蓋に発生する曲げ応力とせん断応力の組合せ応力	MPa
τ_t	基準津波による上蓋に発生する最大せん断応力	MPa
τ	敷地に遡上する津波による上蓋に発生する最大せん断応力	MPa
τ_{ksd}	固定ボルト 1 本あたりに加わるせん断応力	MPa
A_b	固定ボルトの呼び径断面積	mm ²
n	固定ボルトの本数	本
ω	積雪の単位荷重	Pa/cm
H	垂直積雪高さ	cm
f_{t0}	固定ボルトに作用する許容引張応力 (f_t を 1.5 倍した値)	MPa

3. 評価部位

水密ハッチの評価部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価部位を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

水密ハッチ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上蓋より上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上蓋及び固定ボルトを評価部位として設定する。

水密ハッチの強度評価における評価部位について図 3-1 に示す。

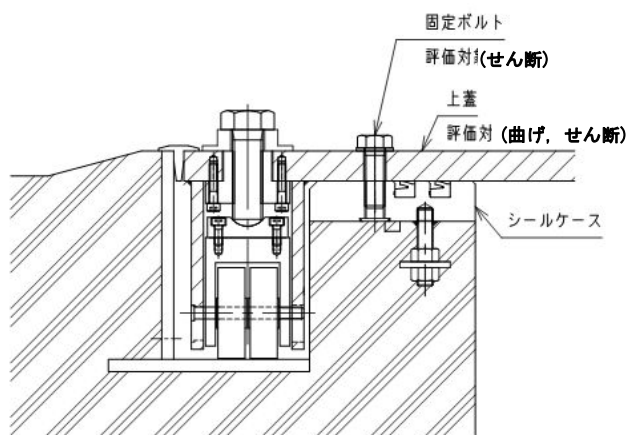


図 3-1 評価対象部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

水密ハッチは、全周囲をシールケースにボルト止めされた構造であることから、荷重がかかる上蓋は図 4-1 に示す周辺固定の長方形板モデルとする。

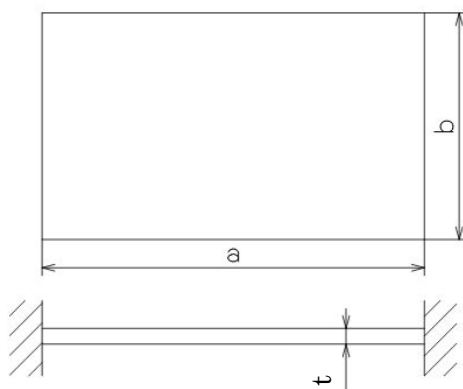


図 4-1 水密ハッチ概略モデル

(2) 固有周期の計算

固有周期 T 及び周辺固定の長方形板モデルの一次固有振動数 f は、「機械工学便覧（1986年）、日本機械学会」より、次式を用いて算出する。

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

$$f = \frac{\lambda \cdot \pi \cdot \frac{t}{2}}{2 \cdot b^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot g}{3 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \rho}}$$

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

材質	上蓋の厚さ t (mm)	上蓋の幅 a (mm)	上蓋の長さ b (mm)	振動数係数 λ *1
SUS304	30	2580	2320	2.74

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	7930

注記 *1 水密ハッチの振動数係数 λ は $a/b \doteq 1.1$ の場合の定数 λ が無いため、より小さな値として算出される $a/b = 1.5$ の場合の定数 $\lambda = 2.74$ を用いた。

*2 屋外設備としての環境条件を考慮する。

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。水密ハッチの固有周期は 0.05 s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有振動数の算出結果

機器名称	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ	35.9	0.028

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

水密ハッチの構造強度評価は、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」の「5. 強度評価方法」にて設定している方法を用いて構造強度評価を実施する。

水密ハッチの強度評価は「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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

5.2.1 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)

固定荷重として水密ハッチの自重を考慮し、以下の式より算出する。

$$D = m \cdot g$$

(2) 浸水津波荷重(P_h)

浸水津波荷重として、基準津波による津波荷重水位及び敷地に遡上する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。

$$P_{ht} = \rho_0 \cdot g \cdot h_t$$

$$P_h = \rho_0 \cdot g \cdot h$$

(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-D1に伴う地震力とする。

$$K_{Hsd} = C_H \cdot (D + P_s \cdot A)$$

$$K_{Vsd} = C_V \cdot (D + P_s \cdot A)$$

(4) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重を考慮する。

積雪荷重P_sについては、添付書類「V-1-1-2 発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」に基づき30 cmの積雪量を想定し、平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮する。

積雪荷重による質量は次式を用いて算出する。

$$P_s = 0.35 \cdot \omega \cdot 30$$

5.2.2 荷重の組合せ

水密ハッチは、常設低圧代替注水系格納槽上版に設置されている平板であることから、その構造と形状から漂流物による衝突荷重及び風荷重の影響は考慮しない。強度評価に用いる荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	荷重の組合せ
浸水防止設備	常設低圧代替注水系格納槽点検用 水密ハッチ	$D + P_h (P_{ht}) + S_d + P_s$

5.3 許容限界

水密ハッチの許容限界は、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書の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ、J SME に準じた許容応力を用いる。なお、蓋の浮き上がりによるボルトの引張が起こらないため、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。

水密ハッチの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、上蓋及び固定ボルトの許容応力計算結果を表 5-4 にそれぞれ示す。

表 5-2 蓋及び固定ボルトの許容限界

許容応力状態	許容限界* ¹ (MPa)					
	上蓋			固定ボルト		
	一次応力			一次応力		
	曲げ	せん断	組合せ* ²	引張	せん断	組合せ* ³
Ⅲ _A S * ⁴	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	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、J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 による。

*² 曲げとせん断の組合せである。

*³ 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。

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \tau_{ksd}$$

$$f_{ts} = f_{t0}$$

*⁴ 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。

表 5-3 許容応力評価条件

評価部位	材料	温度条件 (°C)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)
上蓋	SUS304	40	205	520	205
固定ボルト					

注記 * $F = \min [S_y, 0.7 \cdot S_u]$ とする。

表 5-4 上蓋及び固定ボルトの許容応力計算結果

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	上蓋	204	117	204	—	—
	固定ボルト	—	—	—	—	117

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり水密ハッチの固有周期が 0.05 s 以下であることから、水密ハッチの耐震計算書に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。

なお、入力地震動は、添付書類「V-2-1-2 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に基づく弾性設計用地震動 S_d とする。

水密ハッチの耐震計算に用いる設計震度を表 5-5 に示す。

表 5-5 設計用震度

地震動	設置場所及び床面高さ (m)	水平方向設計震度 C_H^{*2}	鉛直方向設計震度 C_V^{*2}
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	代替淡水貯槽 EL. 8.00 ^{*1}	0.46	0.27

注記 *1 基準床レベルを示す。

*2 「4. 固有周期」より、水密ハッチの固有周期が 0.05 s 以下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。

5.5 計算方法

水密ハッチの強度評価は、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。

(1) 上蓋

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、上蓋に発生する曲げ応力及びせん断応力は、「機械工学便覧（1986 年），日本機械学会」より以下の式にて算出する。

a. 基準津波による最大曲げ応力

$$\sigma_{bt} = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{vsd}}{A} + P_{ht} + P_s \right) \cdot a^2}{t^2}$$

b. 敷地に遡上する津波による最大曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{\beta_2 \cdot \left(\frac{D + K_{vsd}}{A} + P_h + P_s \right) \cdot a^2}{t^2}$$

c. 基準津波による最大せん断応力

$$\tau_t = \frac{D + K_{vsd} + (P_{ht} + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

d. 敷地に遡上する津波による最大せん断応力

$$\tau = \frac{D + K_{vsd} + (P_h + P_s) \cdot A}{t \cdot (a + b) \cdot 2}$$

e. 基準津波による組合せ応力評価

上蓋に発生する垂直応力やせん断応力については、組合せ応力を以下の式より算出する。

$$\sigma_t = \sqrt{\sigma_{bt}^2 + 3 \cdot \tau_t^2} \cdot *$$

注記 * J S M E S N C 1 - 2005 / 2007 SSB-3121.1

(2) 固定ボルト

固定ボルトに作用するせん断荷重は、水平方向荷重をすべての固定ボルトで負担するものとして評価する。固定ボルトのせん断応力を以下の式より算出する。

$$\tau_{ksd} = \frac{K_{Hsd}}{n \cdot Ab}$$

5.6 計算条件

浸水津波荷重算出の計算条件を表 5-6 に、上蓋の応力評価に用いる計算条件を表 5-7 に、固定ボルトの応力評価に用いる計算条件を表 5-8 に示す。

表 5-6 浸水津波荷重算出の計算条件

海水の密度 ρ_0 (kg/m ³)	基準津波による津波荷重水位 h_t (m)	敷地に遡上する津波による津波荷重水位 h (m)
1030*	0.200	1.200

表 5-7 上蓋の応力評価に用いる計算条件

上蓋の質量 m (kg)	積雪の単位荷重 ω (Pa/cm)	上蓋面積 A (m ²)	係数 β_2
1600	20	$2.320 \times 2.580 = 5.9856$	0.33

注記 * 港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会 平成 19 年）による。

表 5-8 固定ボルトの応力評価に用いる計算条件

固定ボルトの呼び径 (mm)	固定ボルトの呼び径断面積 A_b (mm ²)	固定ボルト本数 n (本)
20	314.159265	20

6. 強度評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから、構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
水密ハッチ	上蓋	曲げ	12	204
		せん断	1	117
		組合せ*	13	204
	固定ボルト	せん断	2	117

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

(2) 敷地の遡上する津波と余震による重畳時

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-2 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 6-2 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価対象部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
水密ハッチ	上蓋	曲げ	32	204
		せん断	1	117
		組合せ*	33	204
	固定ボルト	せん断	2	117

注記 * 曲げとせん断の組合せである。

V-3-別添 3-2-4-10 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋
の強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造計画	2
2.3 評価方針	3
2.4 適用基準	5
2.5 記号の説明	6
3. 評価部位	9
4. 固有周期	10
4.1 固有周期の計算方法	10
4.2 固有周期の計算条件	10
4.3 固有周期の計算結果	11
5. 構造強度評価	12
5.1 構造強度評価方法	12
5.2 荷重及び荷重の組合せ	12
5.3 許容限界	14
5.4 設計用地震力	16
5.5 計算方法	17
5.6 計算条件	19
6. 評価結果	20

1. 概要

本資料は，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」に基づき，浸水防護施設のうち海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋が溢水による静水圧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。

2. 一般事項

2.1 配置概要

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋は，海水ポンプ室の壁面に設置する。

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の設置位置を図 2-1 に示す。

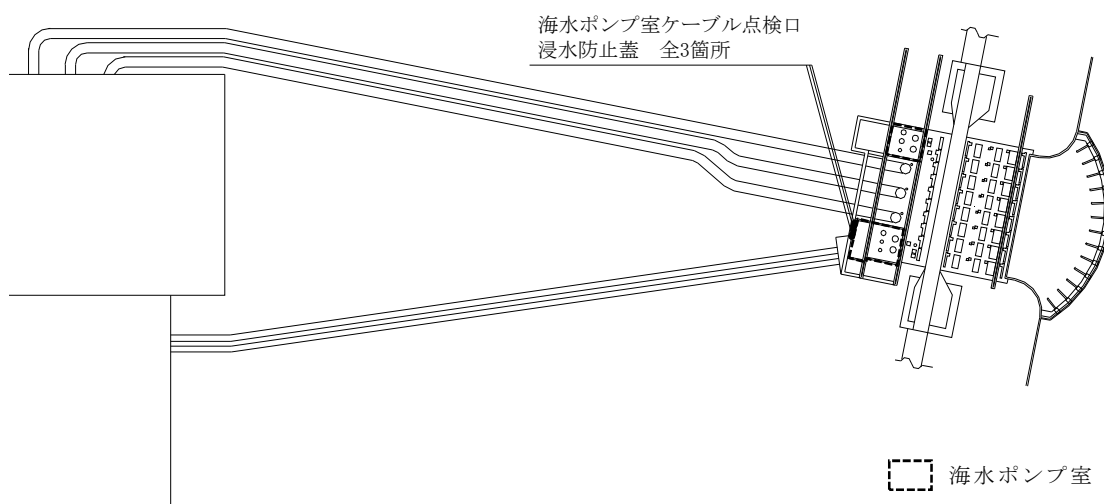


図 2-1 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の設置位置図

2.2 構造計画

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の構造は、鋼板構造であり、海水ポンプ室壁面に基礎ボルトにより固定することで、止水性を確保する構造とする。

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

配置図		
計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
海水ポンプ室の壁面に基礎ボルトで固定する。	蓋により構成する。	

2.3 評価方針

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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、評価結果を「6. 評価結果」にて確認する。

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度評価フローを図 2-2 に示す。海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。

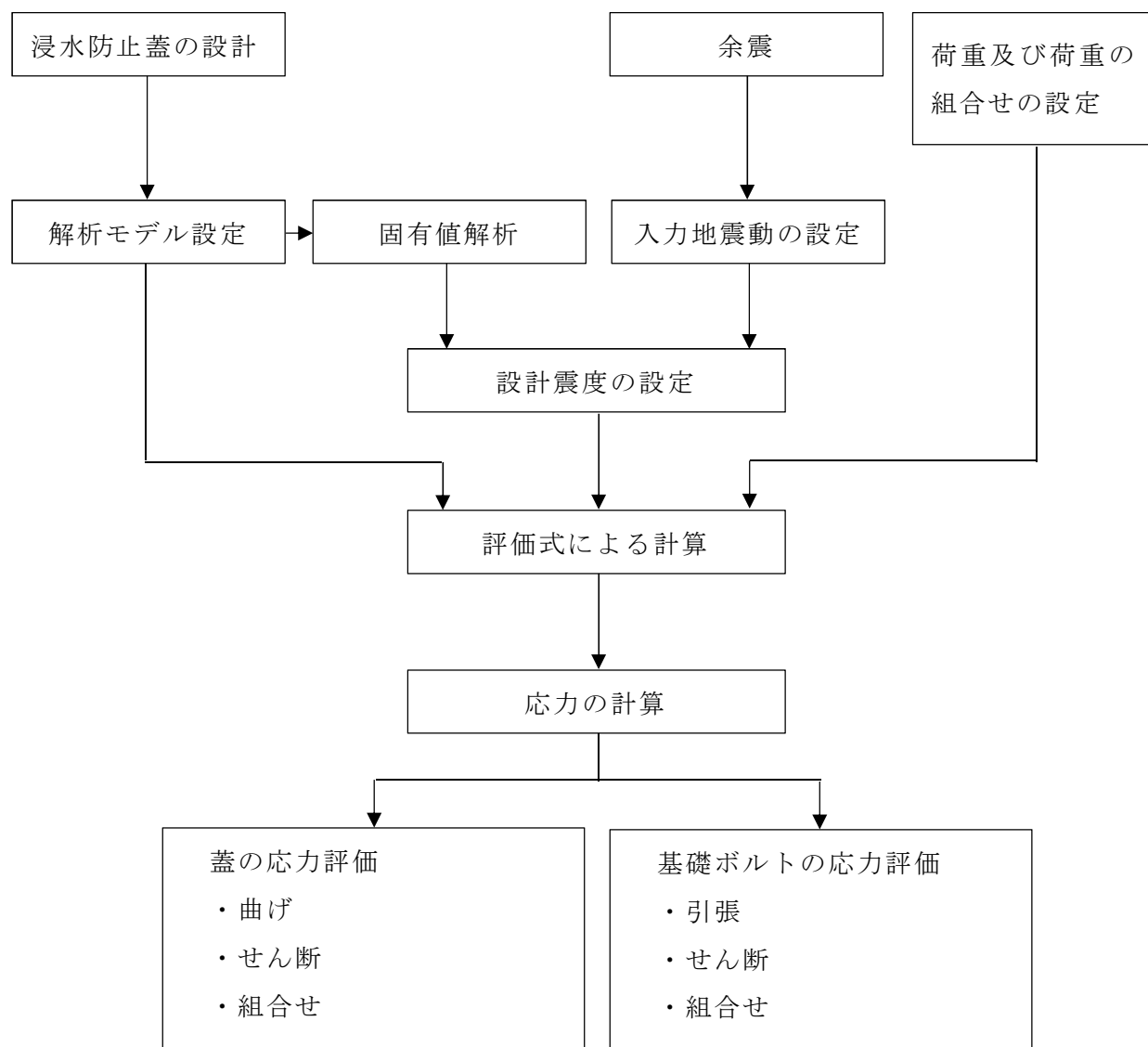


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（日本電気協会）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 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）
- (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）
- (5) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会 2010 改定）
- (6) 建築基準法及び同施行令
- (7) 日本工業規格 J I S G 4 3 0 4（1999） 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯
- (8) 日本工業規格 J I S G 4 3 0 3（1998） ステンレス鋼棒
- (9) 港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会 平成 19 年）

2.5 記号の説明

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期の計算に用いる記号を表 2-3 に、応力評価に用いる記号を表 2-4 にそれぞれ示す。

表 2-3 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期の計算に用いる記号

記号	記号の説明	単位
I	断面二次モーメント	mm ⁴
b	はりの幅	mm
h	はりのせい	mm
A	はりの断面積	mm ²
f	一次固有振動数	Hz
T	固有周期	s
λ	振動数係数	—
L	はりの長さ	mm
E	J S M E S N C 1 -2005/2007 付録材料図表 Part6 に規定される材料の縦弾性係数	MPa
ρ	はりの単位体積質量	kg/mm ³

表 2-4 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の応力評価に用いる記号 (1/3)

記号	記号の説明	単位
P _h	浸水津波荷重	MPa
ρ	溢水の密度	kg/m ³
g	重力加速度	m/s ²
h	溢水水位	m
C _{H S d}	余震による水平方向の設計震度	—
C _{V S d}	余震による鉛直方向の設計震度	—
f _t	許容引張応力 J S M E S N C 1 -2005/2007 SSB-3121.1(1)に定める値とする。	MPa
f _s	許容せん断応力 J S M E S N C 1 -2005/2007 SSB-3121.1(2)に定める値とする。	MPa
f _b	許容曲げ応力 J S M E S N C 1 -2005/2007 SSB-3121.1(4)に定める値とする。	MPa
S _y	J S M E S N C 1 -2005/2007 の付録図表 Part5 表 8 に規定される材料の設計降伏点	MPa
S _u	J S M E S N C 1 -2005/2007 の付録図表 Part5 表 9 に規定される材料の設計引張強さ	MPa

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の応力評価に用いる記号 (2/3)

記号	記号の説明	単位
$S_y (R T)$	J S M E S N C 1—2005/2007 の付録図表 Part5 表 8 に規定される 40℃における材料の設計降伏点	MPa
F	許容応力算定用基準値	MPa
$W_{h k S d}$	余震による水平地震荷重	N
$W_{v k S d}$	余震による鉛直地震荷重	N
$w_{h k S d}$	余震による水平地震等分布荷重	MPa
m_D	蓋の自重による質量	kg
A	蓋の面積	mm ²
M	単位幅当たりの最大曲げモーメント	N・mm
w	蓋に作用する等分布荷重	MPa
L	支点間距離	mm
σ_b	最大曲げ応力	MPa
Z	単位幅当たりの断面係数	mm ³
Q	単位幅当たりの最大せん断力	N
τ	最大せん断応力	MPa
A_s	単位幅当たりのせん断断面積	mm ²
$P_{t b}$	基礎ボルトに作用する引張荷重	N
Q_s	蓋の端部に生じる単位幅当たりのせん断力	N
b	基礎ボルトの負担幅	mm
A_m	基礎ボルトの断面積	mm ²
ϕ	基礎ボルトの呼び径	mm
σ_t	基礎ボルトの引張応力	MPa
$Q_{s b}$	基礎ボルトに作用するせん断荷重	N
n	基礎ボルトの本数	本
τ_k	基礎ボルトのせん断応力	MPa
σ	組合せ応力	MPa
σ_x, σ_y	互いに直交する垂直応力	MPa
τ_{xy}	σ_x, σ_y の作用する面内のせん断応力	MPa

表 2-4 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の応力評価に用いる記号 (3/3)

記号	記号の説明	単位
f_b	許容曲げ応力 (f_b を 1.5 倍した値)	MPa
f_s	許容せん断応力 (f_s を 1.5 倍した値)	MPa
f_t	許容引張応力 (f_t を 1.5 倍した値)	MPa
$f_{t o}$	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力 (f_t を 1.5 倍した値)	MPa
$f_{t s}$	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
τ	ボルトに作用するせん断応力	MPa

3. 評価部位

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の評価部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価部位を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋に対して、溢水と余震による荷重が作用し、これらの荷重は蓋より、それを固定している基礎ボルトに伝達することから、蓋及び基礎ボルトを評価部位として設定する。

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度評価における評価部位を、図 3-1 に示す。

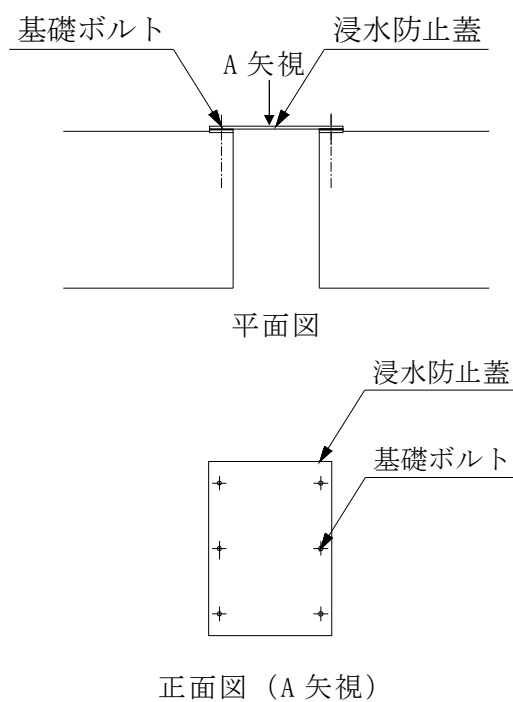


図 3-1 評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

(1) 解析モデル

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋を両端単純支持ばりとしてモデル化する。

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

固有周期 T を以下の式により算出する。

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

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

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$A = b \cdot h$$

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

振動数係数 λ	はりの長さ L (mm)	縦弾性係数 E (MPa)	断面二次モーメント I (mm ⁴)	はりの幅 b (mm)
π	850	1.93×10^5	5.832×10^5	1200

はりのせい h (mm)	はりの単位体積 質量 ρ (kg/mm ³)	はりの断面積 A (mm ²)
18.0	7.93×10^{-6}	2.160×10^4

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

機器名称	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
海水ポンプ室ケーブル点検口浸 水防止蓋	55	0.019

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度評価は、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」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。

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価対位に対し、「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

5.2.1 荷重の設定

(1) 固定荷重 (D)

固定荷重として、蓋の自重を考慮する。

(2) 浸水津波荷重 (P_h)

溢水荷重は、静水圧として作用するものとして、以下の式より算出する。

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

(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 $S_d - D1$ に伴う地震力とする。

$$\begin{aligned} W_{hksd} &= C_{HSd} \cdot m_D \cdot g \\ W_{vksd} &= C_{VSd} \cdot m_D \cdot g \\ w_{hksd} &= \frac{C_{HSd} \cdot m_D \cdot g}{A} \end{aligned}$$

5.2.2 荷重の組合せ

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋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 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)	海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋	$D + P_h + S_d$

注記 *1: D は固定荷重, P_h は浸水津波荷重, S_d は余震荷重を示す。

*2: 固定荷重 (D) 及び余震荷重 (S_d) の組合せが, 強度評価上, 浸水津波荷重 (P_h) 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

(1) 基準津波に対する許容限界

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の許容限界は、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書の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ、J S M E に準じた供用状態 C の許容応力を用いる。

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の蓋及び基礎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 にそれぞれ示す。また、蓋及び基礎ボルトの許容応力算出結果を表 5-4 に示す。

表 5-2 蓋及び基礎ボルトの許容限界

供用状態 (許容応力 状態)	許容限界* ¹ (ボルト以外)			許容限界* ¹ (ボルト)		
	一次応力			一次応力		
	曲げ	せん断	組合せ* ²	引張	せん断	組合せ* ³
C (Ⅲ _A S) * ⁴	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_{ts}$

注記 *¹: J E A G 4 6 0 1・補-1984 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、J S M E N C 1-2005/2007 による。

*²: 曲げとせん断の組合せ応力

*³: せん断応力と引張応力の組合せ応力

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

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau$$

$$f_{ts} = f_t$$

*⁴: 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。

表 5-3 蓋及び基礎ボルトの許容応力評価条件

評価部位	材料	温度条件 (℃)	S_y^{*1} (MPa)	S_u^{*1} (MPa)	$S_y(RT)^{*1}$ (MPa)	F^{*1*2} (MPa)
蓋	SUS304	50	198	504	205	205
基礎ボルト						

注記 *1: S_y : 設計降伏点, S_u : 設計引張強さ, $S_y(RT)$: 40℃における設計降伏点, F : 許容応力算定用基準値を示す。

*2: $F = \text{Min}[1.35 \cdot S_y, 0.7 \cdot S_u, S_y(RT)]$ とする。

表 5-4 蓋及び基礎ボルトの許容応力算出結果

供用状態 (許容応力 状態)	評価部位	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 f_b (MPa)	せん断 f_s (MPa)	組合せ f_t (MPa)	引張 f_{t0} (MPa)	せん断 f_s (MPa)
C (Ⅲ _A S)	蓋	204	117	204	—	—
	基礎ボルト	—	—	—	153	117

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり，海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため，海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度は，添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す海水ポンプ室における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度計算に用いる設計震度を表 5-5 に示す。

表 5-5 設計用地震力

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度 ^{*1}	
		水平方向 $C_{H S d}$	鉛直方向 $C_{V S d}$
弾性設計用 地震動 $S_d - D 1$	取水構造物 EL. 0.800 (EL. 0.300 ^{*2})	0.61	
			0.43

注記 *1：「4. 固有周期」に示したとおり，海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため，設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2：基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度評価は、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)

S_d 地震時水平地震力を求めるに当たって、固定荷重として蓋の自重を考慮する。

(2) 浸水津波荷重 (P_h)

溢水による静水圧荷重は、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の海水ポンプ室壁開口部に作用するものとする。

(3) 余震荷重 (S_d)

余震荷重 S_d は、海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋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) 蓋

蓋は、基礎ボルトで支持されているものとし、蓋端間で等分布荷重を受ける両端単純支持ばりとして評価する。

a. 最大曲げ応力

最大曲げ応力を以下の式より算出する。

$$M = \frac{w \cdot L^2}{8}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

b. 最大せん断応力

最大せん断応力を以下の式より算出する。

$$Q = \frac{w \cdot L}{2}$$

$$\tau = \frac{Q}{A_s}$$

(2) 基礎ボルト

基礎ボルトに作用する引張荷重は、水平方向荷重を受ける基礎ボルトに対する蓋の負担面積から算定し、また、せん断荷重は、鉛直方向荷重をすべての基礎ボルトで負担するものとして評価する。

a. 引張応力

引張応力を以下の式より算出する。

$$P_{tb} = Q_s \cdot b$$

$$A_m = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

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

b. せん断応力

せん断応力を以下の式より算出する。

$$Q_{sb} = \frac{(m_D \cdot g + W_{vksd})}{n}$$

$$A_m = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

$$\tau_k = \frac{Q_{sb}}{A_m}$$

c. 組合せ応力

蓋に発生する垂直応力やせん断応力については，組合せ応力を以下の式より算出する。

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2}^*$$

注記 * : J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3121.1

5.6 計算条件

- (1) 強度評価に用いる浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-6 及び表 5-7 に示す。

表 5-6 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の仕様及び
津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

蓋の材質	蓋の厚さ t (mm)	蓋のたて (mm)	蓋の横 (mm)
SUS304	18.0*	1200*	850*

注記 *：公称値を示す。

蓋の面積 A (mm ²)	蓋の質量 m_D (kg)	基礎ボルトの材質	基礎ボルトの呼び径 ϕ (mm)
1.020×10^6	200	SUS304	16

基礎ボルトの本数 n (本)	基礎ボルトの負担幅 b (mm)	重力加速度 g (m/s ²)	溢水の密度 ρ (kg/m ³)
6	450	9.80665	1030

- (2) 強度評価に用いる浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の津波荷重に関わる計算条件を表 5-7 に示す。

表 5-7 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋の強度評価に用いる条件

溢水水位 h (m)
8.2

6. 評価結果

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。

発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位		評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
海水ポンプ室ケーブル点検口 浸水防止蓋	蓋	曲げ	141	204
		せん断	2	117
		組合せ* ¹	142	204
	基礎ボルト	引張	80	153* ²
		せん断	3	117

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

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

V-3-別添 3-2-5-1 海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁
の強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	10
4. 固有周期	11
4.1 固有周期の計算方法	11
4.2 固有周期の計算条件	13
4.3 固有周期の計算結果	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	18
5.5 計算方法	18
5.6 計算条件	23
6. 評価結果	25

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうち海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁は、海水ポンプ室の床面に設置する。

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の設置位置を図 2-1 に示す。

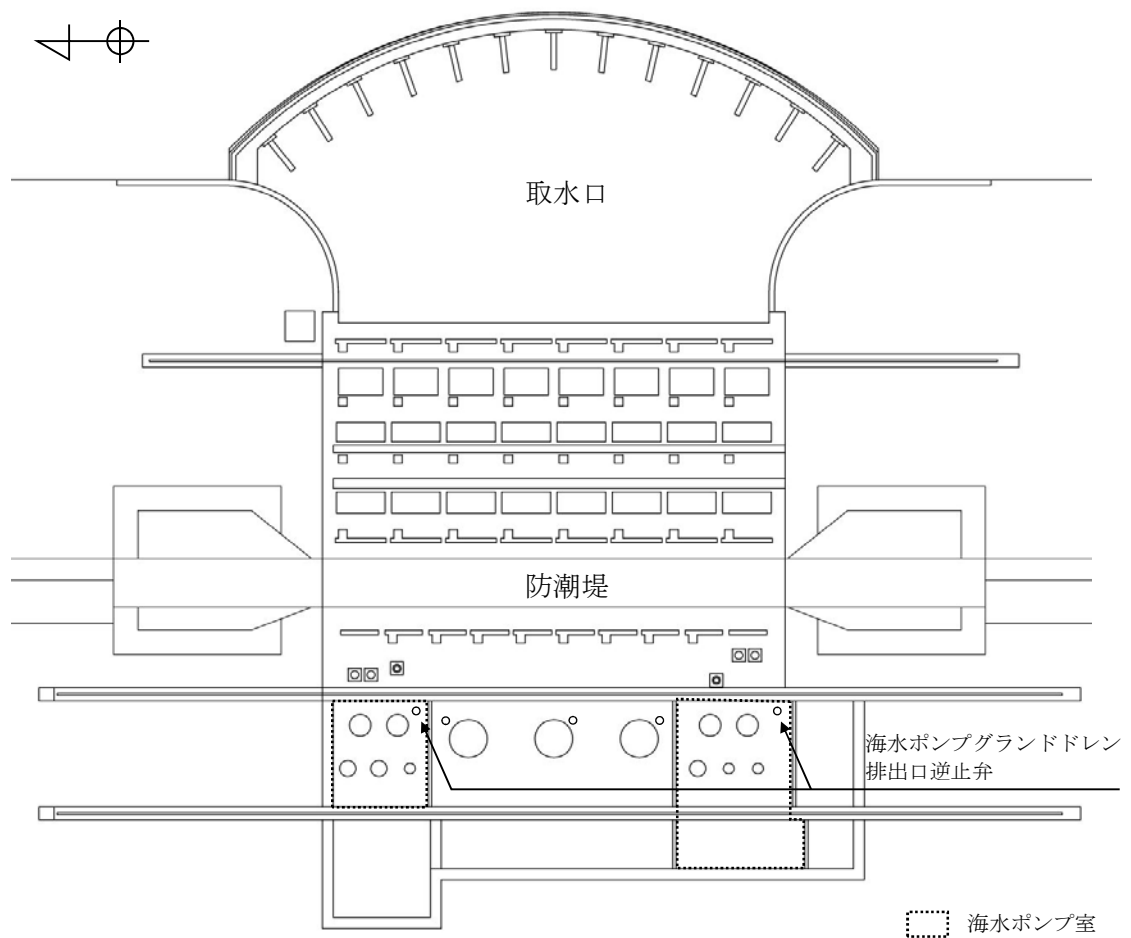


図 2-1 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の設置位置図

2.2 構造計画

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁は、フロート式の逆止弁であり、津波の流入によりフロートが押上げられ、弁座に密着することで止水する。海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の構造計画を表 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	
弁本体のフランジ部を海水ポンプ室の床面に基礎ボルトで固定する。	弁座を含む弁本体、弁体であるフロート及びフロートを弁座へ導くフロートガイドで構成する。	

2.3 評価方針

海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している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、海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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部位については、評価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。

海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の強度評価フローを図 2-2 に示す。海水ポンプグラウンド dren 排出口逆止弁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

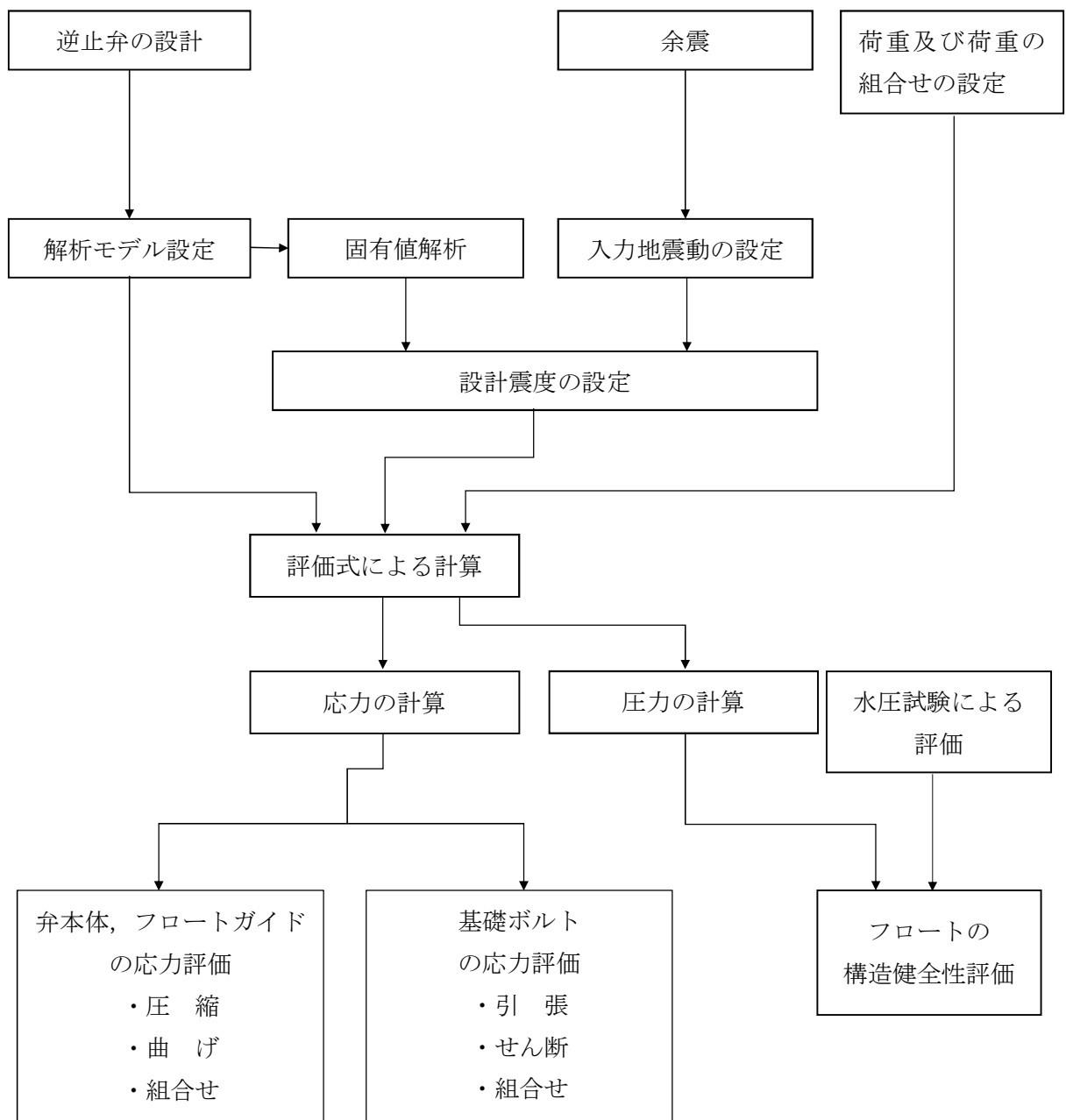


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（日本電気協会）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1・補一
1984（日本電気協会）
- (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）

2.5 記号の説明

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の固有周期の計算に用いる記号

記 号	記号の説明	単 位
A	モデル化に用いるフロートガイドの断面積	mm ²
d _m	モデル化に用いる弁本体の内径	mm
D _{f m}	モデル化に用いるフロートガイドの直径	mm
D _m	モデル化に用いる弁本体の外径	mm
E	モデル化に用いるフロートガイドの縦弾性係数	MPa
f	逆止弁の一次固有振動数	Hz
T	逆止弁の固有周期	s
I _a	モデル化に用いるフロートガイド 1 本の断面二次モーメント	mm ⁴
I _m	モデルの等価断面二次モーメント	mm ⁴
I _{m1}	モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント	mm ⁴
I _{m2}	モデル化に用いるフロートガイド 4 本の等価断面二次モーメント	mm ⁴
k	モデルのばね定数	N/mm
ℓ ₁	モデル化に用いる弁本体の長さ	mm
ℓ ₂	モデル化に用いるフロートガイドの長さ	mm
m	モデル化に用いる弁の全質量	kg
yg	フロートガイドの図心 G と X 軸の距離	mm

表 2-3 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の応力評価に用いる記号 (1/3)

記 号	記号の説明	単 位
C _{H S d}	余震による水平方向の設計震度	—
C _{V S d}	余震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	フロートガイドの最小断面積	mm ²
A ₄	突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積	mm ²
A ₅	基礎ボルトのねじ部の断面積	mm ²
A ₆	突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面積	mm ²

表 2-3 海水ポンプグラウンドレン排出口逆止弁の応力評価に用いる記号 (2/3)

記 号	記号の説明	単 位
C_d	抗力係数	—
D_2	突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径	mm
D_3	フロートガイドの最小直径	mm
D_4	突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径	mm
D_6	突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径	mm
d_1	弁本体の内径	mm
D_1	弁本体の外径	mm
D_P	基礎ボルトのピッチサークル	mm
f_t	許容引張応力 (ボルト材) J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3131 (1) に定める値とする。	MPa
f_s	許容せん断応力 J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB - 3131.1 (2) に定める値とする。	MPa
F_{H1}	弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{H2}	フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{V1}	弁本体に加わる鉛直方向地震荷重	N
F_{V2}	フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重	N
g	重力加速度	m/s ²
h	津波荷重水位 (T. P. +)	m
H	接続高さ	m
I_1	弁本体の断面二次モーメント	mm ⁴
I_2	フロートガイドの断面二次モーメント	mm ⁴
L_1	弁全体の長さ	mm
L_2	フロートガイドの長さ	mm
m_1	弁の全質量	kg
m_2	フロートガイドの 1 本当たりの質量	kg
M_1	弁本体に発生する曲げモーメント	N・mm
M_2	フロートガイドに発生する曲げモーメント	N・mm
n	基礎ボルトの本数	本

表 2-3 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の応力評価に用いる記号 (3/3)

記 号	記号の説明	単 位
D	固定荷重	—
P_{HSD}	水平応答加速度により加わる動水压荷重	MPa
P_t	突き上げ津波荷重	MPa
P_{VSD}	鉛直応答加速度により加わる動水压荷重	MPa
P_w	波圧によりフロートに発生する圧力	MPa
S	J S M E S N C 1 付録材料図表 Part5 表 5 鉄鋼材料（ボルト材を除く）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_1	弁全体の常時荷重	N
W_2	フロートガイドに作用する荷重	N
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
ρ_o	海水の密度	kg/m ³
σ_b	基礎ボルト 1 本あたりに加わる引張応力	MPa
σ_{H1}	弁本体に加わる曲げ応力	MPa
σ_{H2}	フロートガイドに加わる曲げ応力	MPa
σ_{V1}	弁本体に加わる圧縮応力（重畳時）	MPa
σ_{V2}	フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力（重畳時）	MPa
σ_{V3}	基礎ボルト 1 本あたりのねじ部に加わる引張応力（重畳時）	MPa
σ_{V4}	モーメントにより基礎ボルト 1 本あたりのねじ部に加わる引張応力（重畳時）	MPa
τ_3	基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力	MPa
S	ボルト以外の許容引張応力，許容曲げ応力及び組合せ応力（S を 1.2 倍した値）	MPa
f_s	許容せん断応力（ f_s を 1.5 倍した値）	MPa
f_t	許容引張応力（ f_t を 1.5 倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力（ f_t を 1.5 倍した値）	MPa
f_s	ボルトの許容せん断応力（ f_s を 1.5 倍した値）	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
τ	ボルトに作用するせん断応力	MPa

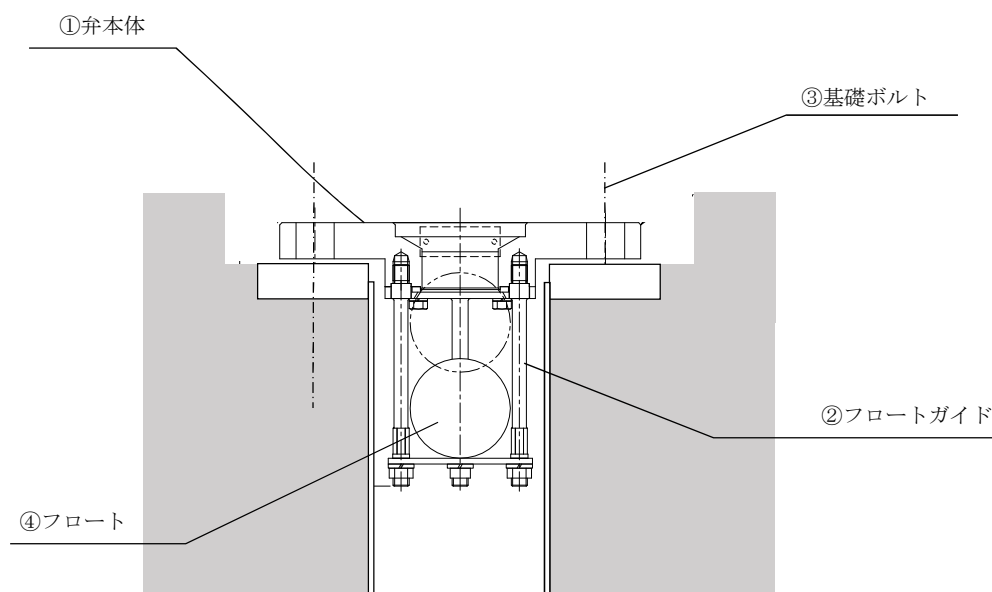
3. 評価部位

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の評価部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価部位を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

津波時は逆止弁上流からの津波荷重により、弁本体及びフロートガイドに圧縮力が作用し、基礎ボルトに引張力が作用する。また、逆止弁上流からの津波荷重によりフロートが弁座に密着し閉弁状態となる際にフロートに圧縮力が作用する。

重畳時に逆止弁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、基礎ボルトにせん断力が、弁本体及びフロートガイドには曲げモーメントが作用し、それに伴い基礎ボルトに引張力が作用する。

このことから、強度評価においては、応力評価による評価部位として、弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトを選定し、構造健全性評価による評価部位としてフロートを選定する。海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の評価部位について、図 3-1 に示す。



図中の①～③は応力評価による評価部位を、④は構造健全性評価による評価部位をそれぞれ示す。

図 3-1 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の構造に応じて、保守的に固有周期が大きく算出されるよう、より柔となるようにモデル化し、固有周期を算出する。また、その場合においても固有周期が 0.05s 以下であることを確認する。

(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、自由端に弁の全質量 m が集中したモデルを組む。モデル化は、円筒状の弁本体及び円柱状の 4 本のフロートガイドの異なる 2 つの断面をもつ梁の組合せとして設定する。モデル化の概略を図 4-1 に示す。

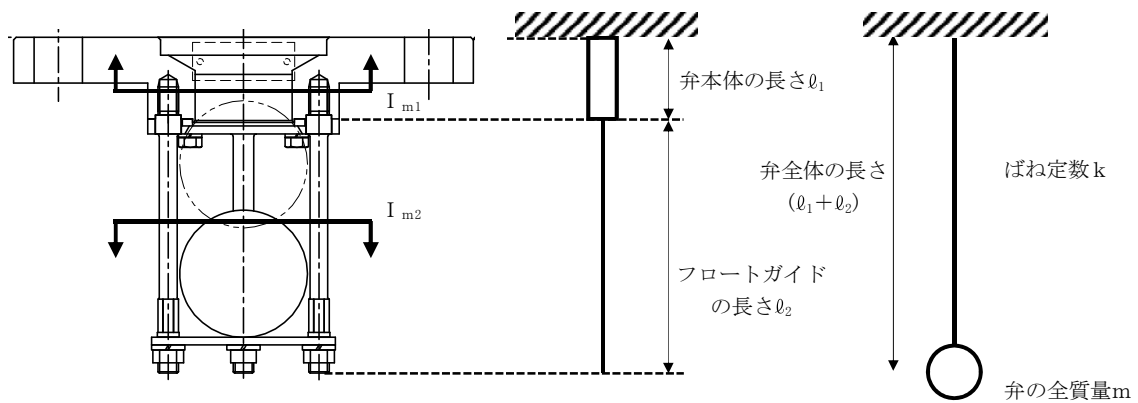


図 4-1 モデル化の概略

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

固有周期 T を以下の式より算出する。

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

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

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{(L_1)^3}$$

モデルの等価断面二次モーメント I_m の算出過程を以下に示す。

a. モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント

モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント I_{m1} は、以下の式より算出する。

$$I_{m1} = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

- b. モデル化に用いるフロートガイド4本の等価断面二次モーメント

平行軸の定理から、フロートガイドの図心GとX軸の距離 y_g を用いて、モデル化に用いるフロートガイド4本の等価断面二次モーメント I_{m2} は、以下の式より算出する。フロートガイド4本の断面を図4-2に示す。

$$I_a = D_{fm}^4 \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$I_{m2} = 2 \cdot I_a + 2 \cdot \left(I_a + (y_g)^2 \cdot A \right)$$

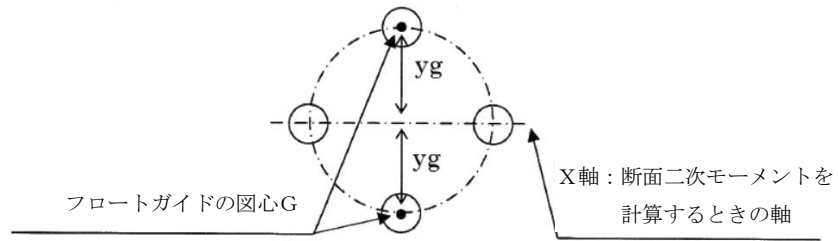


図4-2 フロートガイド4本の断面

- c. モデルの等価断面二次モーメント

モデルの等価断面二次モーメント I_m は、以下の式より算出する。

$$I_m = \frac{(\ell_1 + \ell_2)^3 \cdot I_{m1} \cdot I_{m2}}{I_{m1} \cdot \ell_2^3 + I_{m2} \cdot \left(\ell_1^3 + 3 \cdot \ell_1 \cdot \ell_2^2 + 3 \cdot \ell_1^2 \cdot \ell_2 \right)}$$

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

フロートガイド の材質	モデル化に用い る弁の全質量 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)	モデル化に用い るフロートガイ ドの直径 D_{fm} (mm)
SUS316L	3.95	75	65	7

フロートガイドの図 心GとX軸の距離 y_g (mm)	モデル化に用いる 弁本体の長さ ℓ_1 (mm)	モデル化に用いるフ ロートガイドの長さ ℓ_2 (mm)	モデル化に用いる フロートガイドの 縦弾性係数 E (MPa)
30	30	102	1.93×10^5

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	466
固有周期 (s)	0.003

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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。

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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、弁本体及びフロートガイドの自重を考慮し、以下の式より算出する。

$$W_1 = m_1 \cdot g$$

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重（以下「波圧」という。）は、基準津波による津波荷重水位及び敷地に遡上する津波による津波荷重水位を考慮する。

突き上げ津波荷重は以下の式より算出する。

$$P_t = \rho_o \cdot g \cdot h + \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho_o \cdot U^2$$

(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-D1 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

余震による地震荷重 F_{H1}, F_{V1}, F_{H2}, F_{V2}, 余震による動水圧荷重 P_{VSD} 及び P_{HSd} を考慮し、以下の式より算出する。

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

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSD} \cdot g$$

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

$$P_{VSd} = \rho_o \cdot C_{VSd} \cdot g \cdot H$$

$$P_{HSd} = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho_o \cdot C_{HSd} \cdot g \cdot H$$

動水圧の算出に用いるHは、津波荷重水位hから逆止弁上流側の直管部が接続される高さ（以下「接続高さ」という。）の差である。動水圧の設定に用いる接続高さHの考え方を図5-1に示す。

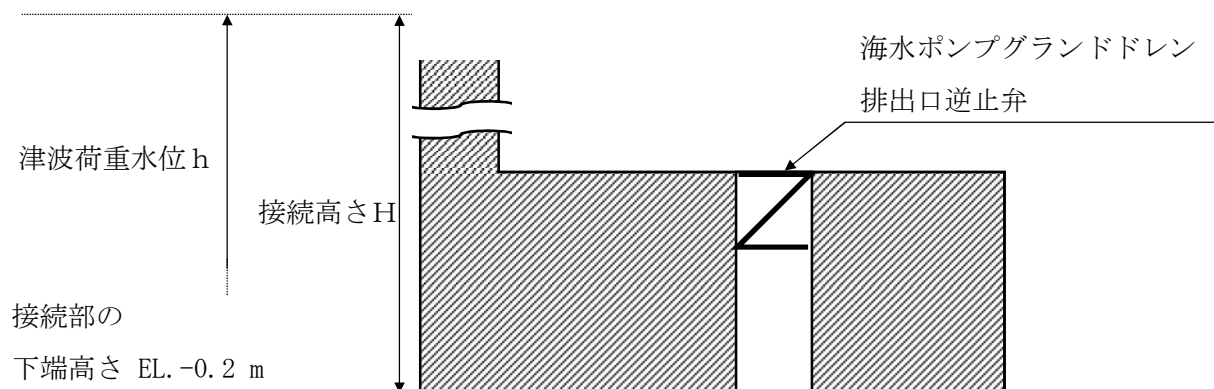


図 5-1 海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の動水圧の算出に用いるHの設定

5.2.2 荷重の組合せ

海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁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 海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁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)	海水ポンプグランドドレン 排出口逆止弁	$D + P_t + S_d$

注記 * : Dは固定荷重, P_t は突き上げ津波荷重, S_d は余震荷重を示す。

5.3 許容限界

(1) 基準津波に対する許容限界

海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の許容限界は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定している評価部位毎に、機能損傷モードを考慮し、弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトについては、J S M E に準じた供用状態 C の許容応力を用いる。

フロートについては、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、逆止弁を閉弁状態の逆止弁に対して、波圧を模擬した静水圧 2.0MPa をフロートに負荷し、有意な変形及び著しい漏えいがないことを確認した。

海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の弁本体、フロートガイド及び基礎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、弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。また、フロートの許容限界を表 5-5 に示す。

表 5-2 弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容限界

供用状態 (許容応力状態)	許容限界*1 (ボルト以外)			許容限界*2 (ボルト)		
	一次応力			一次応力		
C (Ⅲ _A S) *5	圧 縮	曲 げ	組合せ*3	引 張	せん断	組合せ*4
	$1.2 \cdot S$	$1.2 \cdot S$	$1.2 \cdot S$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_{ts}$

注記 *1：圧縮及び曲げは、J E A G 4 6 0 1・補-1984 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：引張及びせん断は、J E A G 4 6 0 1・補-1984 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、J S M E N C 1-2005/2007 による。

*3：圧縮応力と曲げ応力の組合せ応力

*4：せん断応力と引張応力の組合せ応力

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

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau$$

$$f_{ts} = f_{to}$$

*5：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。

表 5-3 弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容応力評価条件

評価部位	材 料	温度条件 (°C)	S^{*1} (MPa)	S_y^{*1} (MPa)	S_u^{*1} (MPa)	$S_y(RT)^{*1}$ (MPa)	F^{*1*2} (MPa)
弁本体	SUS316L	50	110	—	—	—	—
フロート ガイド	SUS316L		110	—	—	—	—
基礎ボルト	SUS304		—	198	504	205	205

注記 *1: S : 鉄鋼材料 (ボルト材を除く) の許容引張応力, S_y : 設計降伏点, S_u : 設計引張強さ, $S_y(RT)$: 40°Cにおける設計降伏点, F : 許容応力算定用基準値を示す。

*2: $F = \text{Min}[1.35 \cdot S_y, 0.7 \cdot S_u, S_y(RT)]$ とする。

表 5-4 弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容応力算出結果

供用状態 (許容応力 状態)	評価部位	許容限界 (ボルト以外)			許容限界 (ボルト)	
		一次応力			一次応力	
		引 張 S (MPa)	曲 げ S (MPa)	組合せ S (MPa)	引 張 f_{t0} (MPa)	せん断 f_s (MPa)
C (Ⅲ _A S)	弁本体	132	132	132	—	—
	フロート ガイド	132	132	132	—	—
	基礎 ボルト	—	—	—	153	117

表 5-5 フロートの許容限界

評価部位	水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	2.0

(2) 敷地に遡上する津波に対する許容限界

「(1) 基準津波に対する許容限界」と同様。

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度を表 5-6 に示す。

表 5-6 設計用地震力

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度*1	
		水平方向 C_{HSd}	0.61
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	取水構造物 EL. 0.800 (EL. 0.300*2)	鉛直方向 C_{VSd}	0.43

注記 *1: 「4. 固有周期」より、海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度評価は、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。

荷重の組合せとして最も厳しい状態である重畳時における評価式を以下に記載する。

(1) 弁本体

a. 圧縮

鉛直応答加速度、静水圧及び動水圧により、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、弁本体のうち波圧を受ける面積が最も広い箇所を適用し、突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径 D_2 から求める。弁本体の断面積 A_1 は、弁本体のうち最も肉厚が薄い断面を適用する。弁本体の寸法を図 5-2 に示す。

$$\sigma_{V1} = \frac{W_1 + F_{V1} + (P_t + P_{HSd} + P_{VSd}) \cdot A_2}{A_1}$$

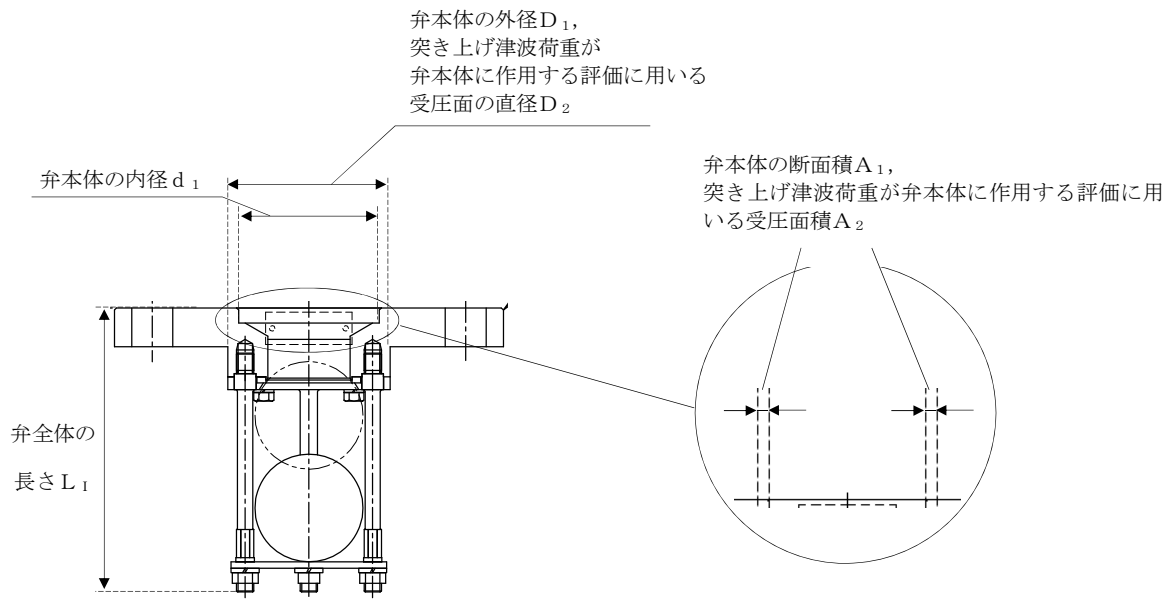


図 5-2 弁本体の寸法図

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) フロートガイド

a. 圧 縮

鉛直応答加速度，静水压及び動水压により，フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力 σ_{V2} を以下の式より算出する。また，突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 A_4 は，突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 D_4 から求める。フロートガイドの最小断面積 A_3 はフロートガイドのうち最も肉厚が薄い断面を適用する。フロートガイドの寸法を図 5-3 に示す。

$$\sigma_{V2} = \frac{W_2 + F_{V2} + (P_t + P_{HSd} + P_{VSd}) \cdot A_4}{A_3}$$

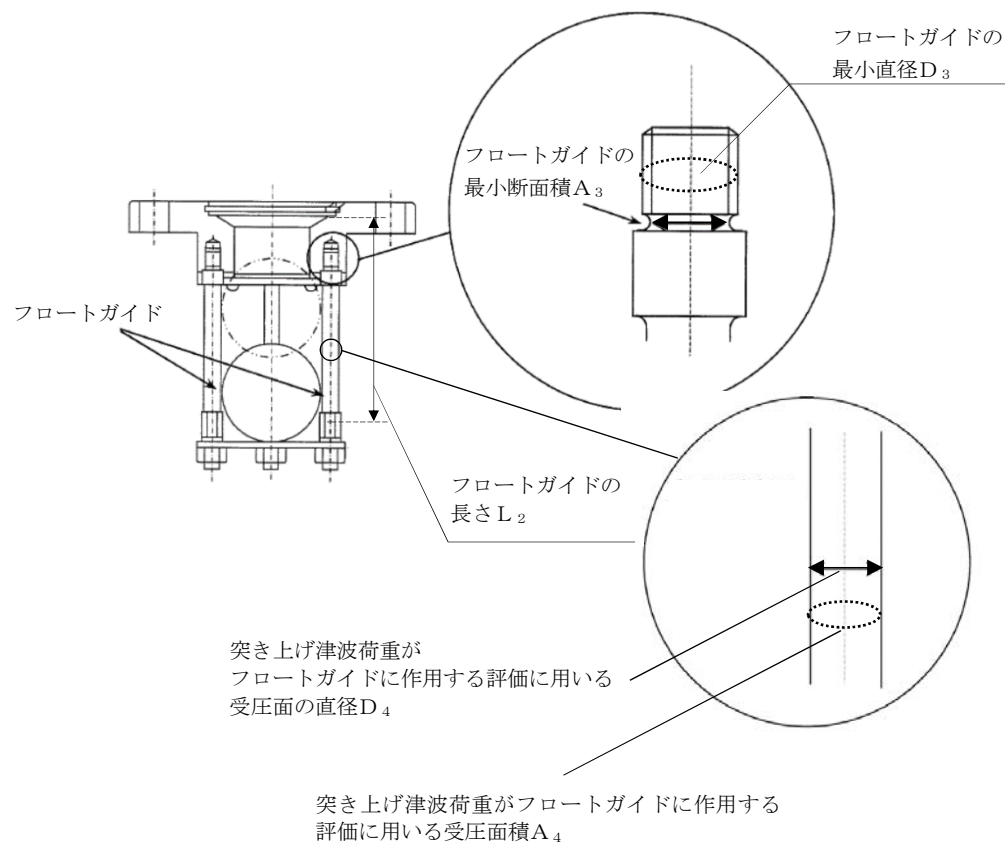


図 5-3 フロートガイドの寸法図

b. 曲 げ

フロートガイド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、フロートガイドに加わる曲げ応力 σ_{H2} を以下の式より算出する。フロートガイドの長さ L_2 、フロートガイドの最小直径 D_3 について図 5-3 に示す。

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

$$I_2 = D_3^4 \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot \left(\frac{D_3}{2}\right)}{I_2}$$

(3) 基礎ボルト

a. 引 張

鉛直応答加速度、静水圧及び動水圧により、基礎ボルト1本当たりのねじ部に加わる引張応力 σ_{V3} を以下の式より算出する。また、突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面積 A_6 は、突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径 D_6 から求める。基礎ボルトのねじ部の断面積 A_5 は最も肉厚が薄い断面を適用する。基礎ボルトの寸法を図5-4に示す。

$$\sigma_{V3} = \frac{W_1 + F_{V1} + (P_t + P_{HSd} + P_{VSd}) \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

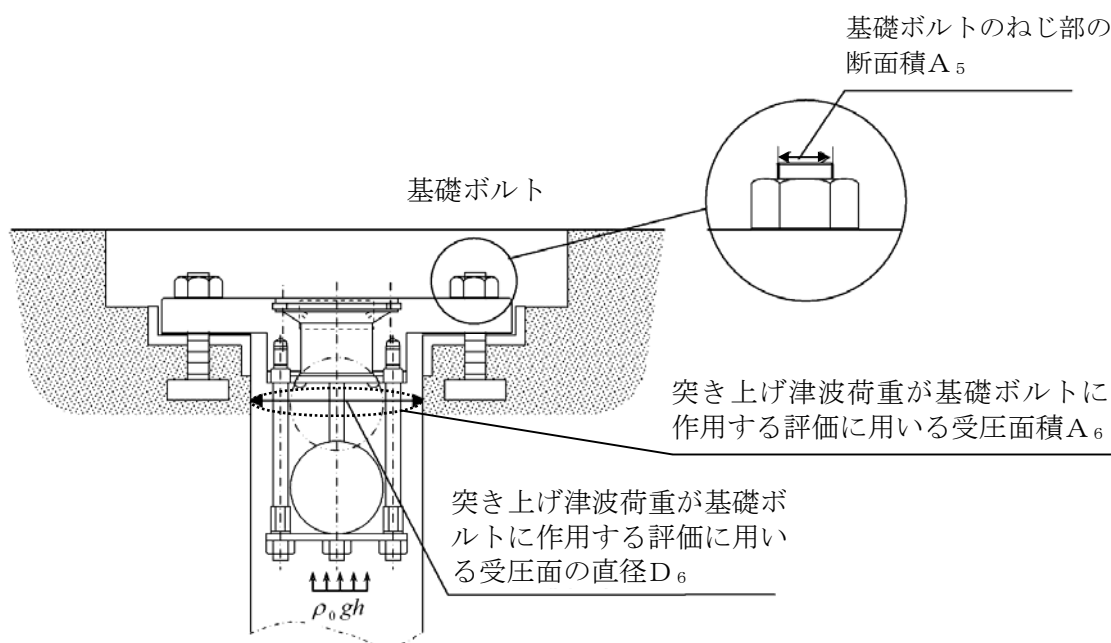


図5-4 基礎ボルトの寸法図

b. モーメントによる引張応力

水平応答加速度により対角線上の基礎ボルト2点支持したと仮定し、弁全体の最下端に集中荷重が作用した場合において、モーメントにより基礎ボルト1本当たりのねじ部に加わる引張応力 σ_{V4} を算出する。図5-5にモーメントによる引張応力の作用イメージを示す。

$$\sigma_{V4} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_P \cdot A_5}$$

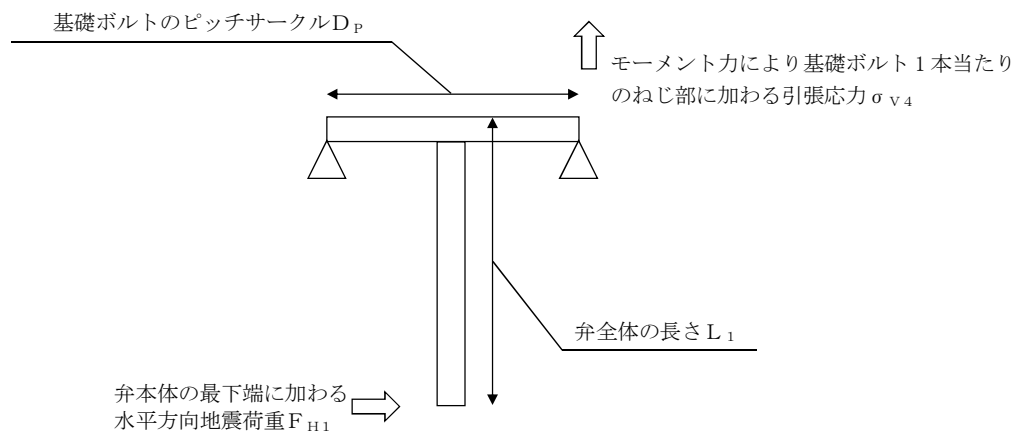


図 5-5 モーメントによる引張応力の作用イメージ

c. せん断

水平応答加速度により基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力 τ_3 を以下の式より算出する。

$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

(4) フロート

波圧によりフロートに発生する圧力 P_w は以下の式より算出する。

$$P_w = P_t$$

5.6 計算条件

(1) 強度評価に用いる逆止弁の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-7 に示す。

表 5-7 海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の仕様及び
津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件 (1/2)

弁本体の材質	弁本体の 断面積 A_1 (mm^2)	弁の全質量 m_1 (kg)	弁全体の長さ L_1 (mm)
SUS316L	1.100×10^3	3.95	132

弁本体の 外径 D_1 (mm)	弁本体の 内径 d_1 (mm)	フロートガイドの 材質	フロートガイドの 最小断面積 A_3 (mm^2)
75	65	SUS316L	34.21

フロートガイドの 1 本当たりの質量 m_2 (kg)	フロートガイドの 長さ L_2 (mm)	フロートガイドの 最小直径 D_3 (mm)	突き上げ津波荷重が フロートガイドに作 用する評価に用いる 受圧面の直径 D_4 (mm)
0.05	102	6.6	7

基礎ボルトの 材質	基礎ボルトの ねじ部の断面積 A_5 (mm^2)	基礎ボルトの本数 n (本)	基礎ボルトの ピッチサークル D_P (mm)
SUS304	2.011×10^2	4	145

表 5-7 海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の仕様及び
津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件 (2/2)

重力加速度 g (m/s^2)	海水の密度 ρ_o (kg/m^3)	突き上げ津波荷重が 弁本体に作用する評 価に用いる受圧面の 直径 D_2 (mm)	突き上げ津波荷重が 基礎ボルトに作用す る評価に用いる受圧 面の直径 D_6 (mm)
9.80665	1030	75	80

浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 β	抗力係数 C_d
1.0	2.01

(2) 強度評価に用いる逆止弁の津波荷重に関わる計算条件

海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の津波荷重に関わる計算条件を表 5-8 に示す。

表 5-8 海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の津波荷重に関わる計算条件

対象の津波	津波荷重水位 h (T.P. +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)	接続高さ H (m)
基準津波	22.0	2.0	22.2
敷地に遡上する津波	26.0	2.0	26.2

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度評価結果を以下に示す。「a. 重畳時における評価部位の応力評価」及び「b. フロートの構造健全性評価」に示す評価結果から、海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁が構造健全性を有することを確認した。

a. 重畳時における評価部位の応力評価

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
弁本体	圧 縮	1	132
	曲 げ	1	132
	組合せ ^{*1}	2	132
フロートガイド	圧 縮	1	132
	曲 げ	2	132
	組合せ ^{*1}	3	132
基礎ボルト	引 張 ^{*2}	3	153 ^{*3}
	せん断	1	117

注記 *1：圧縮（ σ_V ）＋曲げ（ σ_H ）は、 $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$ で評価

*2：基礎ボルトの引張応力は、 $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

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

b. フロートの構造健全性評価

フロート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、評価部位であるフロートが構造健全性を有することを確認した。

表 6-2 フロートの構造健全性評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)		水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	圧 縮	0.3	2.0

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度評価結果を以下に示す。「a. 重畳時における評価部位の応力評価」及び「b. フロートの構造健全性評価」に示す評価結果から、海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁が構造健全性を有することを確認した。

a. 重畳時における評価部位の応力評価

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-3 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 6-3 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
弁本体	圧 縮	1	132
	曲 げ	1	132
	組合せ ^{*1}	2	132
フロートガイド	圧 縮	1	132
	曲 げ	2	132
	組合せ ^{*1}	3	132
基礎ボルト	引 張 ^{*2}	3	153 ^{*3}
	せん断	1	117

注記 *1：圧縮（ σ_V ）＋曲げ（ σ_H ）は、 $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$ で評価

*2：基礎ボルトの引張応力は、 $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

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

b. フロートの構造健全性評価

フロートの構造健全性評価結果を表 6-4 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、評価部位であるフロートが構造健全性を有することを確認した。

表 6-4 フロートの構造健全性評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)		水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	圧 縮	0.3	2.0

V-3-別添 3-2-5-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	10
4. 固有周期	11
4.1 固有周期の計算方法	11
4.2 固有周期の計算条件	12
4.3 固有周期の計算結果	12
5. 構造強度評価	13
5.1 構造強度評価方法	13
5.2 荷重及び荷重の組合せ	13
5.3 許容限界	15
5.4 設計用地震力	17
5.5 計算方法	17
5.6 計算条件	22
6. 評価結果	24

1. 概要

本資料は、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」に基づき、浸水防護施設のうち取水ピット空気抜き配管逆止弁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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

取水ピット空気抜き配管逆止弁は、循環水ポンプ室の取水ピット空気抜き配管に設置する。
取水ピット空気抜き配管逆止弁の設置位置を図 2-1 に示す。

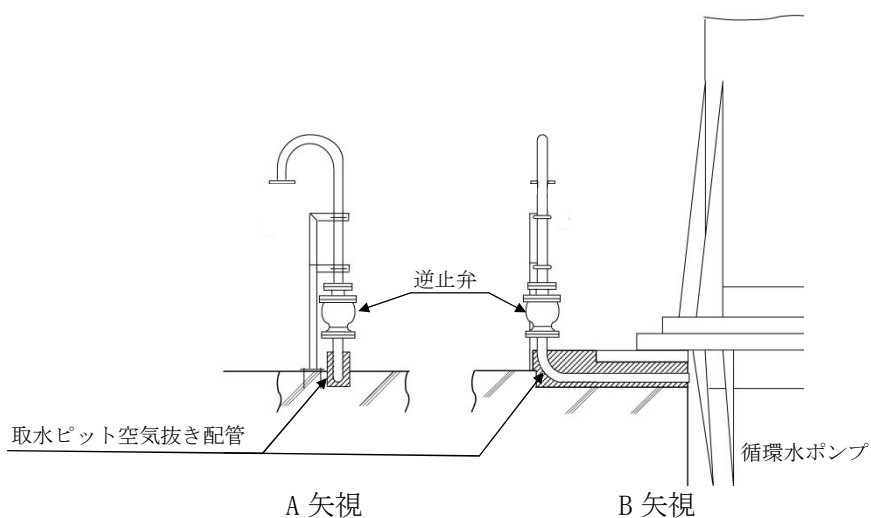
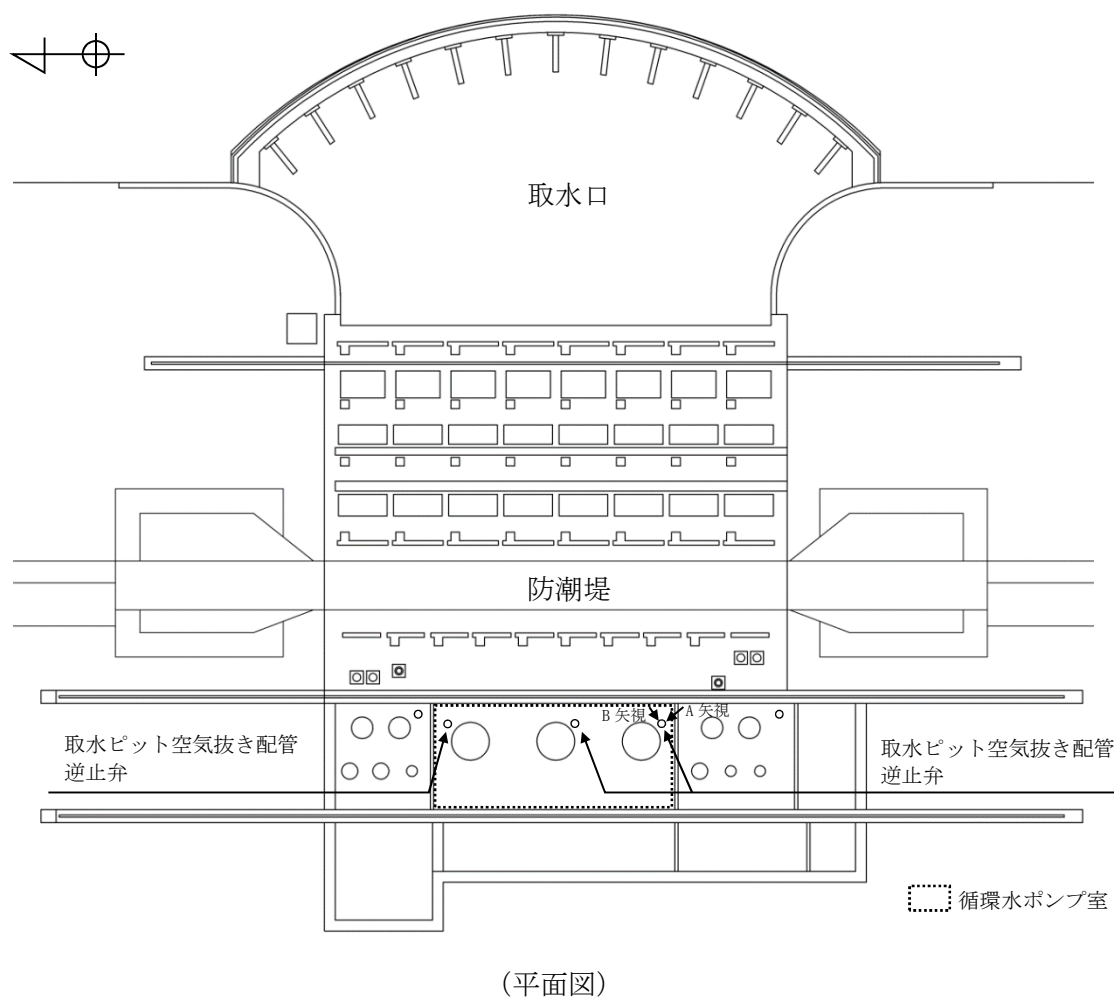


図 2-1 取水ピット空気抜き配管逆止弁の設置位置図

2.2 構造計画

取水ピット空気抜き配管逆止弁は、フロート式の逆止弁であり、津波の流入によりフロートが押上げられ、弁座に密着することで止水する。取水ピット空気抜き配管逆止弁の構造計画を表 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	
弁本体及び弁蓋のフランジ部に循環水ポンプ室に設置されている取水ピット空気抜き配管のフランジ面にボルトで固定する。また、配管系への支持構造物の取付けにより固定する。	弁本体、弁座を含む弁蓋、弁体であるフロート及びフロートを弁座へ導くフロートガイドで構成する。	

2.3 評価方針

取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している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、取水ピット空気抜き配管逆止弁の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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部位については、評価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。

取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度評価フローを図 2-2 に示す。取水ピット空気抜き配管逆止弁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、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（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。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

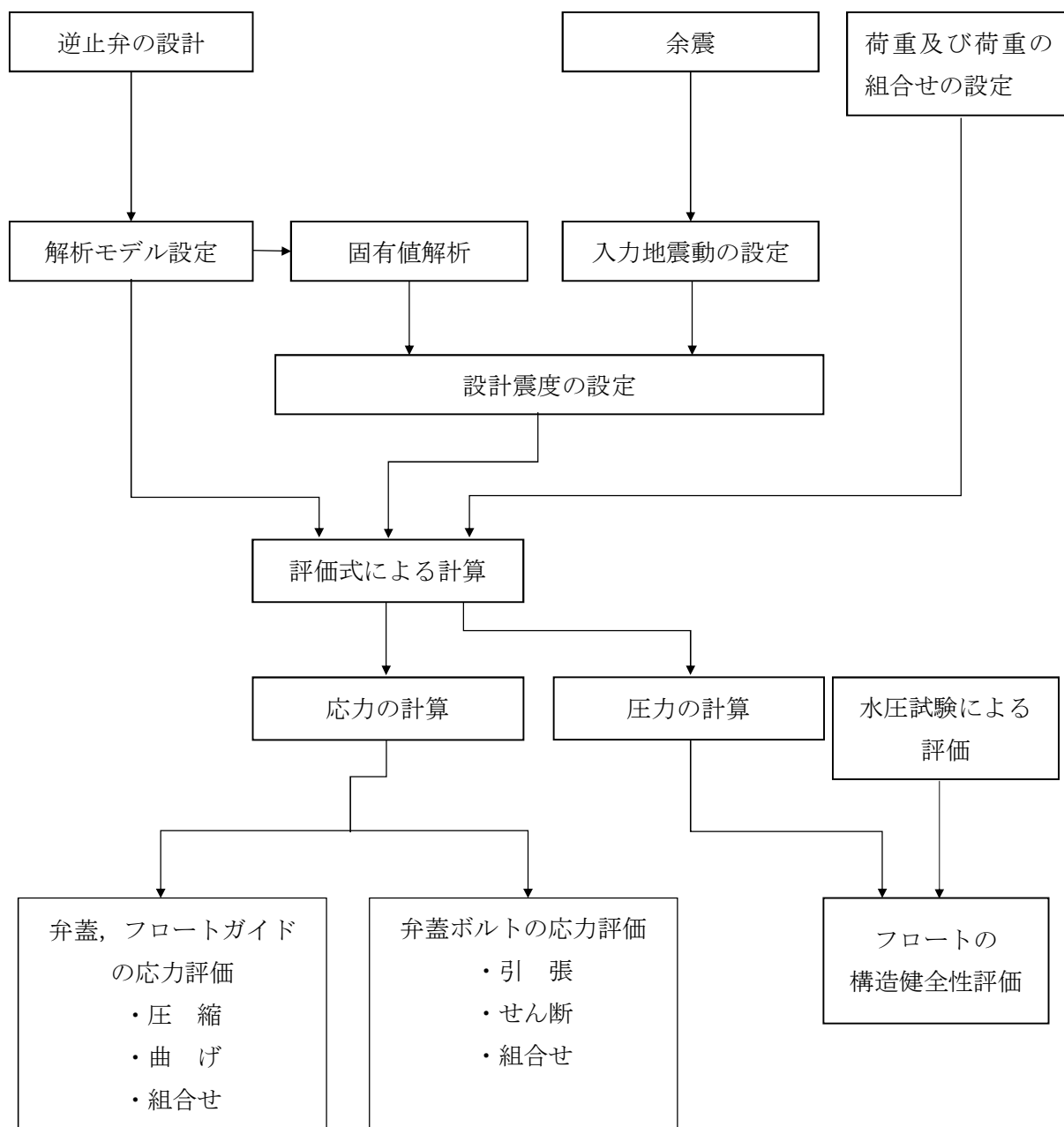


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（日本電気協会）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 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）
- (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）

2.5 記号の説明

取水ピット空気抜き配管逆止弁の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 取水ピット空気抜き配管逆止弁の固有周期の計算に用いる記号

記 号	記号の説明	単 位
d_1	モデル化に用いる弁蓋の内径	mm
D_1	モデル化に用いる弁蓋の外径	mm
E	モデル化に用いる部位の縦弾性係数	MPa
f	逆止弁の一次固有振動数	Hz
T	逆止弁の固有周期	s
I_m	モデルの等価断面二次モーメント	mm^4
I_1	モデル化に用いる弁蓋の断面二次モーメント	mm^4
L_1	モデル化に用いる弁全体の長さ	mm
m	モデル化に用いる弁の全質量	kg

表 2-3 取水ピット空気抜き配管逆止弁の応力評価に用いる記号 (1/3)

記 号	記号の説明	単 位
C_{HSd}	余震による水平方向の設計震度	—
C_{VSd}	余震による鉛直方向の設計震度	—
A_1	弁蓋の断面積	mm^2
A_2	突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる受圧面積	mm^2
A_3	フロートガイドの断面積	mm^2
A_4	突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積	mm^2
A_5	弁蓋ボルトのねじ部の断面積	mm^2
A_6	突き上げ津波荷重が弁蓋ボルトに作用する評価に用いる受圧面積	mm^2
C_d	抗力係数	—
D_1	突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる受圧面の直径	mm
D_2	突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径	mm
d_2	突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の内径	mm
d_3	弁蓋の内径	mm
D_3	弁蓋の外径	mm
d_4	フロートガイドの内径	mm

表 2-3 取水ピット空気抜き配管逆止弁の応力評価に用いる記号 (2/3)

記 号	記号の説明	単 位
D_4	フロートガイドの外径	mm
D_p	弁蓋ボルトのピッチサークル	mm
f_b	許容曲げ応力 J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3121.1(4)に定める値とする。	MPa
f_s	許容せん断応力 J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3121.1(2)に定める値とする。	MPa
f_t	許容引張応力 (ボルト材) J S M E S N C 1-2005/2007 SSB-3131 (1) に定める値とする。	MPa
τ	ボルトに作用するせん断応力	MPa
F_{H1}	弁全体の最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{H2}	フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{V1}	弁蓋に加わる鉛直方向地震荷重	N
F_{V2}	フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
h	津波荷重水位 (T.P. +)	m
H	接続高さ	m
I_1	弁蓋の断面二次モーメント	mm^4
I_2	フロートガイドの断面二次モーメント	mm^4
L_1	弁全体の長さ	mm
L_2	フロートガイドの長さ	mm
m_1	弁の全質量	kg
m_2	フロートガイドの質量	kg
M_1	弁蓋に発生する曲げモーメント	N・mm
M_2	フロートガイドに発生する曲げモーメント	N・mm
n	弁蓋ボルトの本数	本
D	固定荷重	—
P_t	突き上げ津波荷重	MPa
S_d	余震荷重	—
$P_{H S d}$	水平応答加速度により加わる動水圧荷重	MPa
$P_{V S d}$	鉛直応答加速度により加わる動水圧荷重	MPa

表 2-3 取水ピット空気抜き配管逆止弁の応力評価に用いる記号 (3/3)

記 号	記号の説明	単 位
U	取水ピットにおける津波の最大流速（鉛直方向）	m/s
W_1	弁全体の常時荷重	N
W_2	フロートガイドに作用する常時荷重	N
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	-
ρ_o	海水の密度	kg/m ³
σ_{H1}	弁蓋に加わる曲げ応力	MPa
σ_{H2}	フロートガイドに加わる曲げ応力	MPa
σ_{t1}	弁蓋に加わる圧縮応力（津波時）	MPa
σ_{t2}	フロートガイドに加わる圧縮応力（津波時）	MPa
σ_{t3}	弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力（津波時）	MPa
σ_{v1}	弁蓋に加わる圧縮応力（重畳時）	MPa
σ_{v2}	フロートガイドに加わる圧縮応力（重畳時）	MPa
σ_{v3}	弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力（重畳時）	MPa
σ_{v4}	モーメントにより弁蓋ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力（重畳時）	MPa
τ_1	弁蓋ボルトのねじ部に加わるせん断応力	MPa
P_w	波圧によりフロートに発生する圧力	MPa
f_s	許容せん断応力（ f_s を 1.5 倍した値）	MPa
f_t	許容引張応力（ f_t を 1.5 倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力（ f_t を 1.5 倍した値）	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa

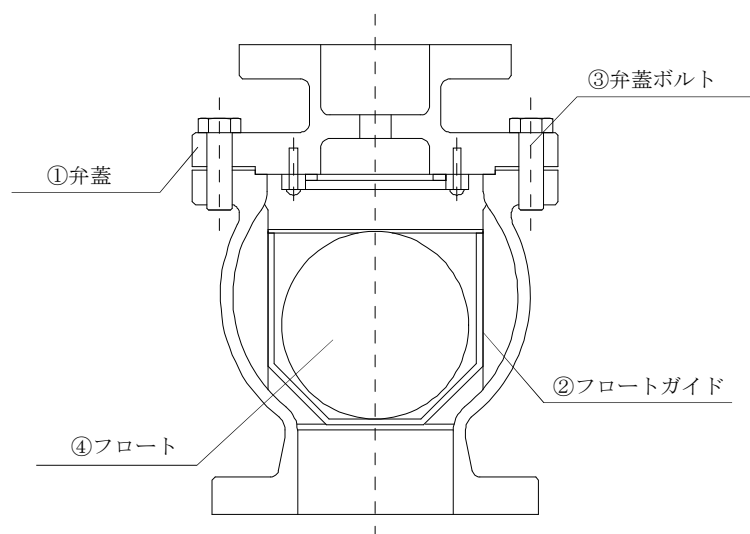
3. 評価部位

取水ピット空気抜き配管逆止弁の評価部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価部位を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

津波時は逆止弁上流からの津波荷重により、弁蓋及びフロートガイドに圧縮力が作用し、弁蓋ボルトに引張力が作用する。また、逆止弁上流からの津波荷重によりフロートが弁座に密着し閉弁状態となる際にフロートに圧縮力が作用する。

重畳時に逆止弁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、弁蓋ボルトにせん断力が、弁蓋及びフロートガイドには曲げモーメントが作用し、それに伴い弁蓋ボルトに引張力が作用する。

このことから、強度評価においては、応力評価による評価部位として、弁蓋、フロートガイド及び弁蓋ボルトを選定し、構造健全性評価による評価部位としてフロートを選定する。取水ピット空気抜き配管逆止弁の評価部位について、図 3-1 に示す。



図中の①～③は応力評価による評価部位を、
④は構造健全性評価による評価部位をそれぞれ示す。

図 3-1 取水ピット空気抜き配管逆止弁の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

取水ピット空気抜き配管逆止弁の構造に応じて、保守的に固有周期が大きく算出されるよう、より柔となるようにモデル化し、固有周期を算出する。また、その場合においても固有周期が 0.05s 以下であることを確認する。当該逆止弁は配管を介して支持されているが、剛構造となる支持間隔で支持していることから、固有周期の計算におけるモデル化に当たっては弁のみをモデル化する。

(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、自由端に弁の全質量 m が集中したモデルを組む。モデル化は、各部位の寸法や形状を踏まえ、弁蓋の最小断面が最も大きい固有周期を有するものとし、これを弁全体に一樣断面をもつ片持ちはりに単純化したモデルとする。モデル化の概略を図 4-1 に示す。

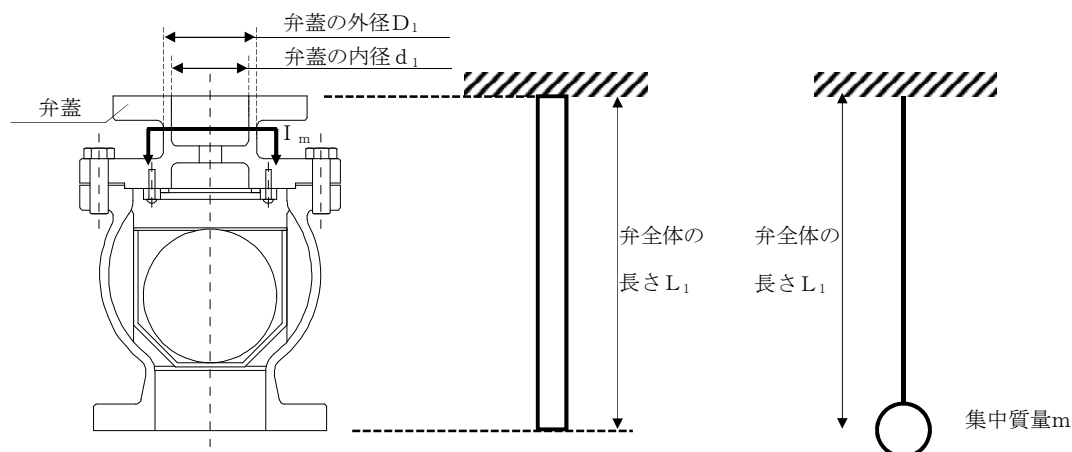


図 4-1 モデル化の概略

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

固有周期 T を以下の式より算出する。

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

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

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{(L_1)^3}$$

モデルの等価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_1 は、以下の式より算出する。

$$I_1 = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

以下のとおり弁蓋の断面二次モーメント I_1 をモデルの断面二次モーメント I_m に適用する。

$$I_m = I_1$$

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

フロートガイドの 材質	モデル化に用いる 弁の全質量 m (kg)	モデル化に用いる 弁蓋の外径 D_1 (mm)
SUS316L	31	88

モデル化に用いる 弁蓋の内径 d_1 (mm)	モデル化に用いる 弁全体の長さ L_1 (mm)	モデル化に用いる フロートガイドの 縦弾性係数 E (MPa)
70	292	1.94×10^5

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	183
固有周期 (s)	0.006

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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。

取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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、V-3-別添 3-1「津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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、弁全体及びフロートガイドの自重を考慮し、以下の式より算出する。

$$W_1 = m_1 \cdot g$$

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重（以下、「波圧」という。）は、基準津波による津波荷重水位及び敷地に遡上する津波による津波荷重水位を考慮する。

突き上げ津波荷重は以下の式より算出する。

$$P_t = \rho_o \cdot g \cdot h + \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho_o \cdot U^2$$

(3) 余震荷重 (S_d)

余震荷重は、添付資料V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動S_d-D1に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

余震による地震荷重F_{H1}, F_{V1}, F_{H2}, F_{V2}, 余震による動水圧荷重P_{VSD}及びP_{HSd}を考慮し、以下の式より算出する。

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

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSD} \cdot g$$

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{Vsd} \cdot g$$

$$P_{Vsd} = \rho_o \cdot C_{Vsd} \cdot g \cdot H$$

$$P_{Hsd} = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho_o \cdot C_{Hsd} \cdot g \cdot H$$

動水圧の算出に用いるHは、津波荷重水位から逆止弁上流側の直管部が接続される高さ（以下「接続高さ」という。）の差であるが、ここでは保守的に津波荷重水位とした。動水圧の設定に用いる接続高さHの考え方を図 5-1 に示す。

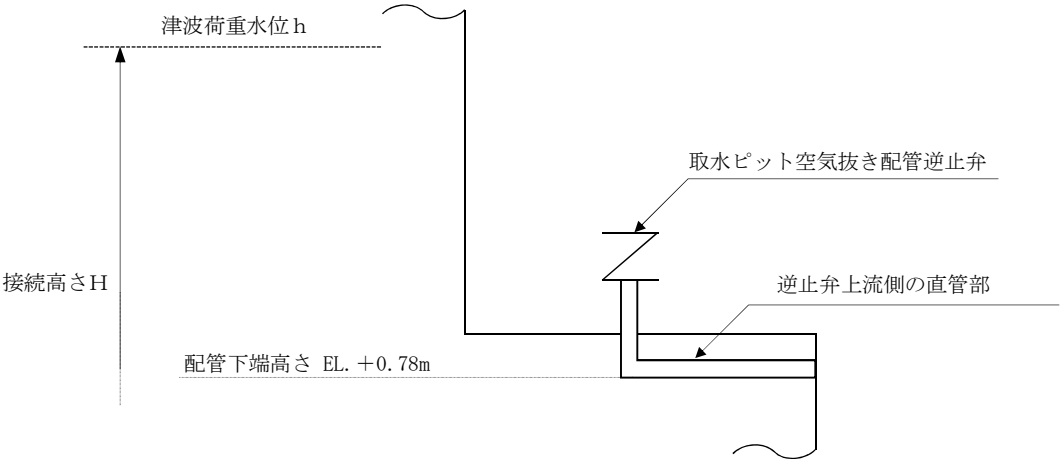


図 5-1 取水ピット空気抜き配管逆止弁の動水圧の算出に用いる接続高さHの設定

5.2.2 荷重の組合せ

取水ピット空気抜き配管逆止弁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 取水ピット空気抜き配管逆止弁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)	取水ピット空気抜き配管逆止弁	$D + P_t + S_d$

注記 * : Dは固定荷重, P_t は突き上げ津波荷重, S_d は余震荷重を示す。

5.3 許容限界

(1) 基準津波に対する許容限界

取水ピット空気抜き配管逆止弁の許容限界は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定している評価部位毎に、機能損傷モードを考慮し、弁蓋、フロートガイド及び弁蓋ボルトについては、J S M E に準じた供用状態 C の許容応力を用いる。

フロートについては、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、閉弁状態の逆止弁に対して、波圧を模擬した静水圧 2.0MPa をフロートに負荷し、有意な変形及び著しい漏えいがないことを確認した。

取水ピット空気抜き配管逆止弁の弁蓋、フロートガイド及び弁蓋ボルトの許容限界を表 5-2 に、取水ピット空気抜き配管逆止弁の許容応力評価条件を表 5-3 に、弁蓋、フロートガイド及び弁蓋ボルトの許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。また、フロートの許容限界を表 5-5 に示す。

表 5-2 弁蓋、フロートガイド及び弁蓋ボルトの許容限界

供用状態 (許容応力状態)	許容限界* ¹ (ボルト以外)			許容限界* ² (ボルト)		
	一次応力			一次応力		
C (Ⅲ _A S) * ⁵	引 張	曲 げ	組合せ* ³	引 張	せん断	組合せ* ⁴
	$1.2 \cdot S$	$1.2 \cdot S$	$1.2 \cdot S$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_{ts}$

注記 *1：引張及び曲げは、J E A G 4 6 0 1 ・補－1984 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：引張及びせん断は、J E A G 4 6 0 1 ・補－1984 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、J S M E N C 1－2005/2007 による。

*3：引張応力と曲げ応力の組合せ応力

*4：せん断応力と引張応力の組合せ応力

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

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau$$

$$f_{ts} = f_{to}$$

*5：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。

表 5-3 弁蓋、フロートガイド及び弁蓋ボルトの許容応力評価条件

評価部位	材 料	温度条件 (°C)	S^{*1} (MPa)	S_y^{*1} (MPa)	S_u^{*1} (MPa)	F^{*1*2} (MPa)
弁蓋	SCS16A	40	120	—	—	—
フロートガイド	SUS316L		111	—	—	—
弁蓋ボルト	SUS316L		—	175	480	175

注記 *1: S : 鉄鋼材料 (ボルト材を除く) の許容引張応力, S_y : 設計降伏点, S_u : 設計引張強さ, F : 許容応力算定用基準値を示す。

*2: $F = \text{Min}[S_y, 0.7 \cdot S_u]$ とする。

表 5-4 弁蓋、フロートガイド及び弁蓋ボルトの許容応力算出結果

供用状態 (許容応力 状態)	評価部位	許容限界 (ボルト以外)			許容限界 (ボルト)	
		一次応力			一次応力	
		引 張 S (MPa)	曲 げ S (MPa)	組合せ S (MPa)	引 張 f_{t0} (MPa)	せん断 f_s (MPa)
C (Ⅲ _A S)	弁蓋	144	144	144	—	—
	フロート ガイド	133	133	133	—	—
	弁蓋 ボルト	—	—	—	130	100

表 5-5 フロートの許容限界

評価対象部位	水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	2.0

(2) 敷地に遡上する津波に対する許容限界

「(1) 基準津波に対する許容限界」と同様。

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり取水ピット空気抜き配管逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度計算に用いる設計震度を表 5-6 に示す。

表 5-6 設計用地震力

地震動	据付場所 及び床面高さ (m)	余震による設計震度*1	
		水平方向 C_{HSd}	0.61
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	取水構造物 EL. 0.800 (EL. 0.300*2)	鉛直方向 C_{VSd}	0.43

注記 *1: 「4. 固有周期」より、取水ピット空気抜き配管逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度評価は、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。

荷重の組合せとして最も厳しい状態である重畳時における評価式を以下に記載する。

(1) 弁蓋

a. 圧縮

鉛直応答加速度、静水圧及び動水圧により、弁蓋に加わる圧縮応力 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、弁蓋のうち波圧を受ける面積が最も広い箇所を適用し、突き上げ津波荷重が弁蓋に作用する評価に用いる受圧面の直径 D_2 から求める。弁蓋の断面積 A_1 は、図 5-2 に示すとおり、弁蓋のうち最も肉厚が薄い断面を適用する。

$$\sigma_{V1} = \frac{W_1 + F_{V1} + (P_t + P_{HSd} + P_{VSd}) \cdot A_2}{A_1}$$

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、弁蓋に加わる曲げ応力 σ_{H1} を以下の式より算出する。弁全体の長さ L_1 、弁蓋の外径 D_3 及び内径 d_3 について図 5-2 に示す。

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

$$I_1 = (D_3^4 - d_3^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$\sigma_{H1} = \frac{M_1 \cdot \left(\frac{D_3}{2}\right)}{I_1}$$

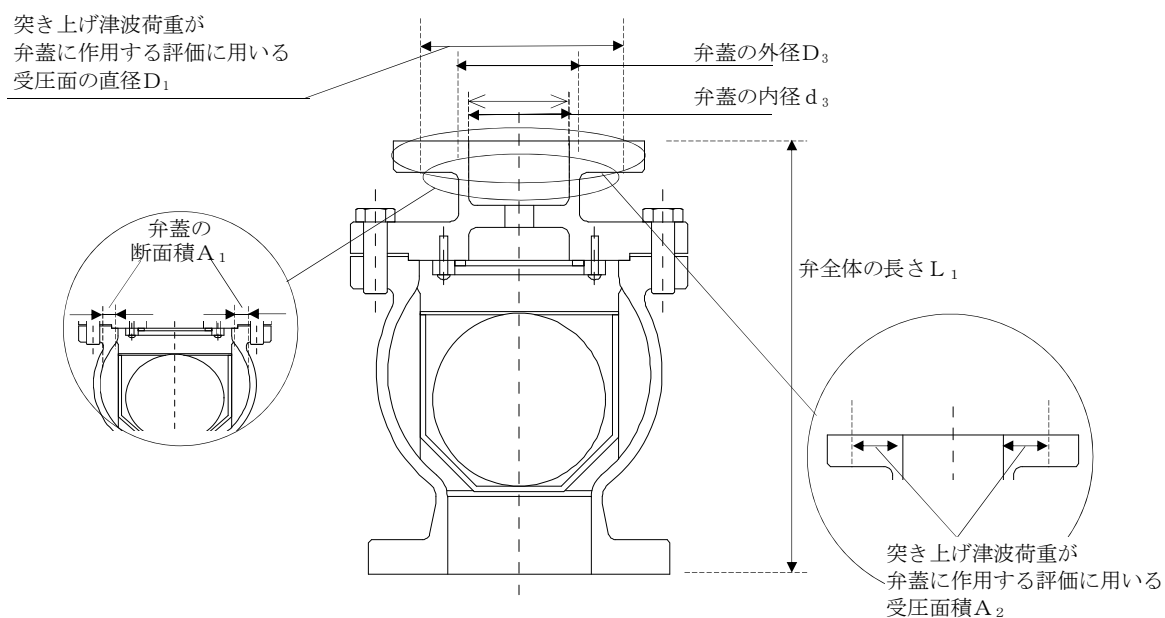


図 5-2 弁蓋の強度評価に用いる受圧面直径及び断面積

(2) フロートガイド

a. 圧 縮

鉛直応答加速度、静水圧及び動水圧により、フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力 σ_{V2} を以下の式より算出する。また、突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 A_4 は、以下の図 5-3 に示す突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 D_2 から求める。フロートガイドの最小断面積 A_3 はフロートガイドのうち最も肉厚が薄い断面を適用する。

$$\sigma_{V2} = \frac{W_2 + F_{V2} + (P_t + P_{HSd} + P_{VSd}) \cdot A_4}{A_3}$$

b. 曲 げ

フロートガイド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、フロートガイドに加わる曲げ応力 σ_{H2} を以下の式より算出する。フロートガイドの長さ L_2 、フロートガイドの外径 D_4 及び内径 d_4 について図 5-3 に示す。

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

$$I_2 = (D_4^4 - d_4^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot \left(\frac{D_4}{2}\right)}{I_2}$$

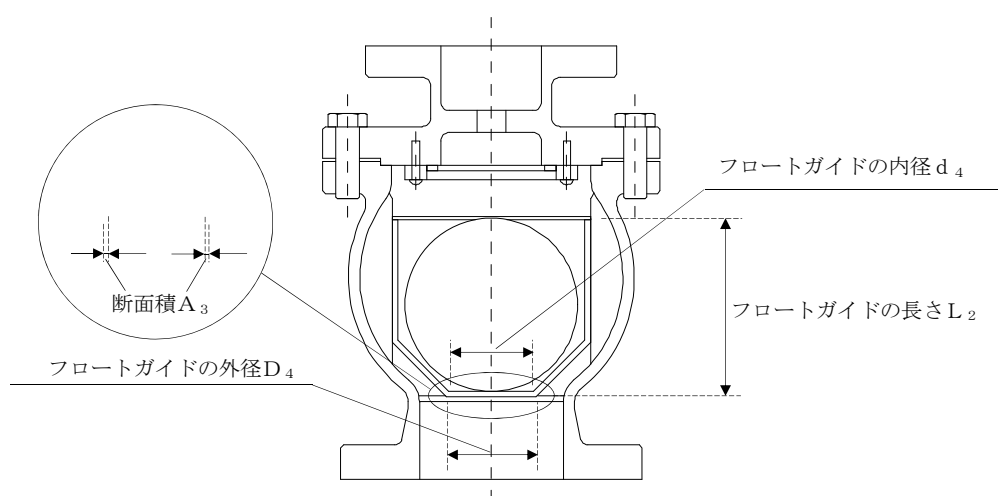


図 5-3 フロートガイドの強度評価に用いるフロートガイドの長さ、
フロートガイドの外径及び内径

(3) 弁蓋ボルト

a. 引 張

鉛直応答加速度、静水圧及び動水圧により、弁蓋ボルト1本当たりのねじ部に加わる引張応力 σ_{V3} を以下の式より算出する。また、突き上げ津波荷重が弁蓋ボルトに作用する評価に用いる受圧面積 A_6 は、突き上げ津波荷重が弁蓋ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径 D_1 から求める。弁蓋ボルトのねじ部の面積 A_5 は最も肉厚が薄い断面を適用する。

$$\sigma_{V3} = \frac{W_1 + F_{V1} + (P_t + P_{HSd} + P_{VSd}) \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

b. モーメントによる引張応力

水平応答加速度により対角線上の弁蓋ボルト2点支持したと仮定し、弁全体の最下端に集中荷重が作用した場合において、モーメントにより弁蓋ボルト1本当たりのねじ部に加わる引張応力 σ_{V4} を算出する。図5-4にモーメントによる引張応力の作用イメージを示す。

$$\sigma_{V4} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_P \cdot A_5}$$

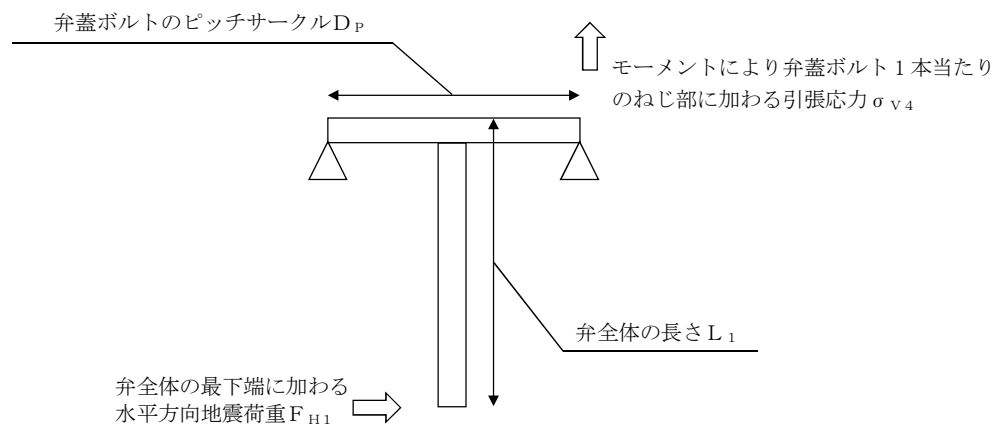


図 5-4 モーメントによる引張応力の作用イメージ

c. せん断

水平応答加速度により、弁蓋ボルトのねじ部に加わるせん断応力 τ_1 を以下の式より算出する。

$$\tau_1 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

(4) フロート

波圧によりフロートに発生する圧力 P_w は以下の式より算出する。

$$P_w = P_t$$

5.6 計算条件

(1) 強度評価に用いる逆止弁の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

取水ピット空気抜き配管逆止弁の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-7 に示す。

表 5-7 取水ピット空気抜き配管逆止弁の仕様及び
津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件 (1/2)

弁蓋の材質	弁蓋の 断面積 A_1 (mm^2)	弁の全質量 m_1 (kg)	弁全体の長さ L_1 (mm)
SCS16A	2.234×10^3	31	292

弁蓋の 外径 D_3 (mm)	弁蓋の 内径 d_3 (mm)	フロートガイドの 材質	フロートガイドの 断面積 A_3 (mm^2)
88	70	SUS316L	556.1

フロートガイドの 質量 m_2 (kg)	フロートガイドの 長さ L_2 (mm)	フロートガイドの 外径 D_4 (mm)	フロートガイドの 内径 d_4 (mm)
1.8	123	62	56

弁蓋ボルトの 材質	弁蓋ボルトの ねじ部の断面積 A_5 (mm^2)	弁蓋ボルトの本数 n (本)	弁蓋ボルトの ピッチサークル D_P (mm)
SUS316L	2.011×10^2	8	200

重力加速度 g (m/s^2)	海水の密度 ρ_o (kg/m^3)	突き上げ津波荷重 が弁蓋に作用する 評価に用いる 受圧面の直径 D_1 (mm)	突き上げ津波荷重が フロートガイドに作 用する評価に用いる 受圧面の直径 D_2 (mm)
9.80665	1030	154	135.7

表 5-7 取水ピット空気抜き配管逆止弁の仕様及び
津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件 (2/2)

突き上げ津波荷重が フロートガイドに作 用する評価に用いる 受圧面の内径 d_2 (mm)	浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 β	抗力係数 C_d
128	1.0	2.01

(2) 強度評価に用いる逆止弁の津波荷重に関わる計算条件

取水ピット空気抜き配管逆止弁の津波荷重に関わる計算条件を表 5-8 に示す。

表 5-8 取水ピット空気抜き配管逆止弁の津波荷重に関わる計算条件

対象の津波	津波荷重水位 h (T. P. +m)	取水ピットにおける 津波の最大流速 (鉛直方向) U (m/s)	接続高さ H (m)
基準津波	22.0	2.0	22.0
敷地に遡上する津波	26.0	2.0	26.0

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度評価結果を以下に示す。「a. 重畳時における評価部位の応力評価」及び「b. フロートの構造健全性評価」に示す評価結果から、取水ピット空気抜き配管逆止弁が構造健全性を有することを確認した。

a. 重畳時における評価部位の応力評価

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
弁蓋	圧 縮	4	144
	曲 げ	2	144
	組合せ ^{*1}	6	144
フロートガイド	圧 縮	2	133
	曲 げ	1	133
	組合せ ^{*1}	3	133
弁蓋ボルト	引 張 ^{*2}	7	130 ^{*3}
	せん断	1	100

注記 *1：圧縮（ σ_V ）＋曲げ（ σ_H ）は、 $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$ で評価

*2：弁蓋ボルトの引張応力は、 $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

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

b. フロートの構造健全性評価

フロート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、評価部位であるフロートが構造健全性を有することを確認した。

表 6-2 フロートの構造健全性評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)		水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	圧 縮	0.3	2.0

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

取水ピット空気抜き配管逆止弁の強度評価結果を以下に示す。「a. 重畳時における評価部位の応力評価」及び「b. フロートの構造健全性評価」に示す評価結果から、取水ピット空気抜き配管逆止弁が構造健全性を有することを確認した。

a. 重畳時における評価部位の応力評価

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-3 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 6-3 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
弁蓋	圧 縮	4	144
	曲 げ	2	144
	組合せ*1	6	144
フロートガイド	圧 縮	2	133
	曲 げ	1	133
	組合せ*1	3	133
弁蓋ボルト	引 張*2	8	130*3
	せん断	1	100

注記 *1：圧縮（ σ_V ）＋曲げ（ σ_H ）は、 $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$ で評価

*2：弁蓋ボルトの引張応力は、 $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

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

b. フロートの構造健全性評価

フロートの構造健全性評価結果を表 6-4 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、評価部位であるフロートが構造健全性を有することを確認した。

表 6-4 フロートの構造健全性評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)		水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	圧 縮	0.3	2.0

V-3-別添 3-2-5-3 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁
の強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	10
4. 固有周期	11
4.1 固有周期の計算方法	11
4.2 固有周期の計算条件	13
4.3 固有周期の計算結果	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	18
5.5 計算方法	18
5.6 計算条件	23
6. 評価結果	25

1. 概要

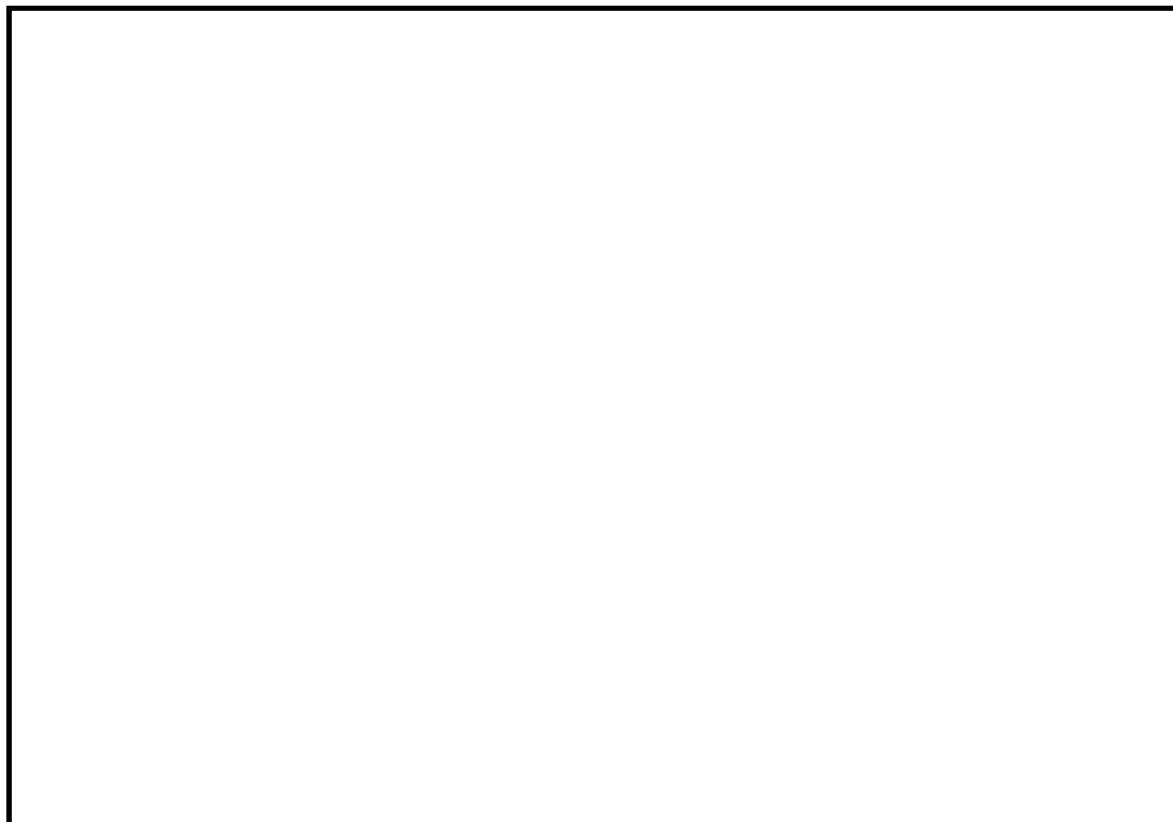
本資料は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁が津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁は、緊急用海水ポンプ室の床面に設置する。
緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の設置位置を図 2-1 に示す。



(単位：mm)

図 2-1 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の設置位置図

2.2 構造計画

緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁は、フロート式の逆止弁であり、津波の流入によりフロートが押上げられ、弁座に密着することで止水する。緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の構造計画を表 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	
弁本体のフランジ部を緊急用海水ポンプ室の床面に基礎ボルトで固定する。	弁座を含む弁本体、弁体であるフロート及びフロートを弁座へ導くフロートガイドで構成する。	

2.3 評価方針

緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している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、緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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部位については、評価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。

緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度評価フローを図 2-2 に示す。緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

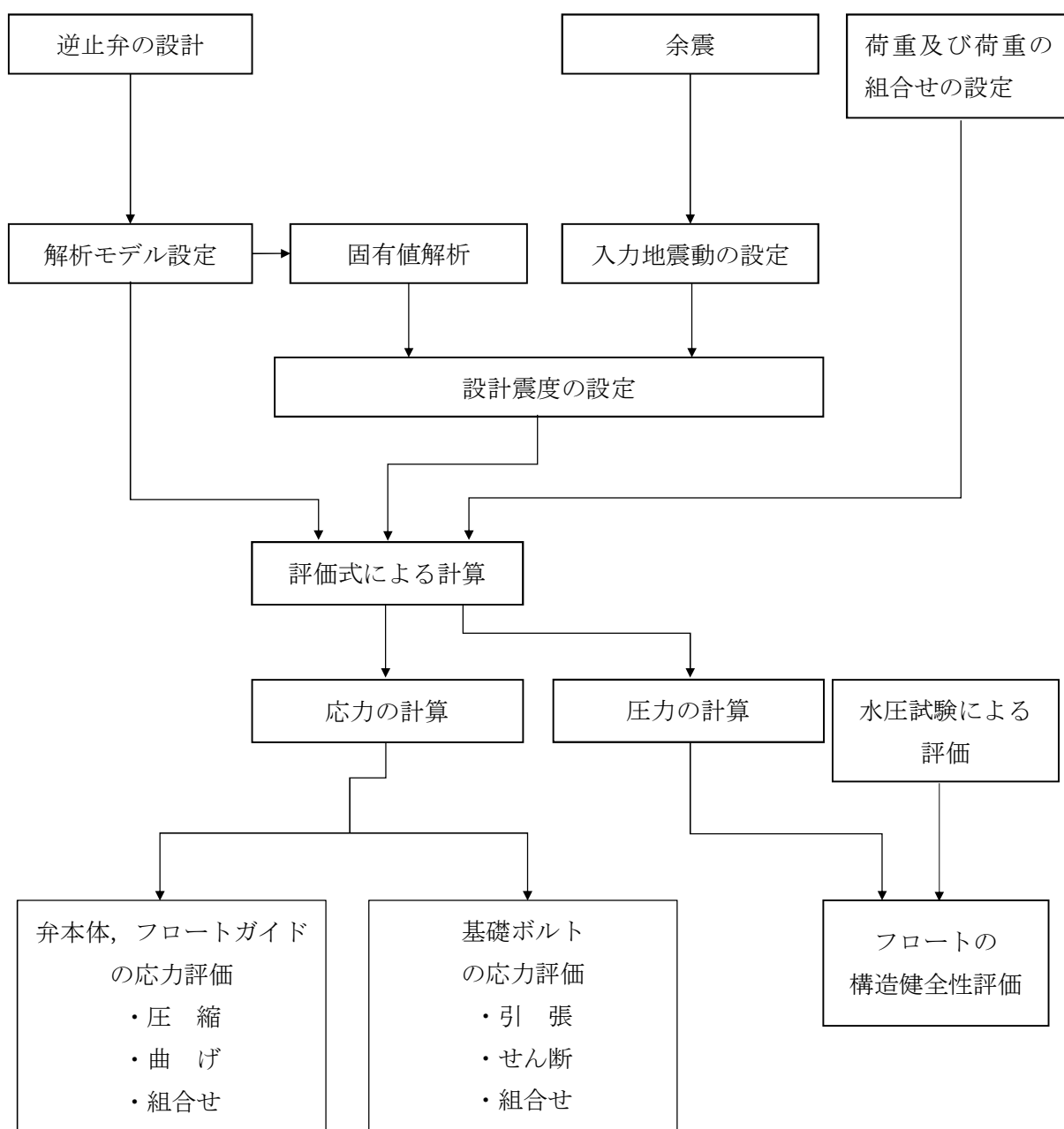


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（日本電気協会）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1・補一
1984（日本電気協会）
- (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）

2.5 記号の説明

緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の固有周期の計算に用いる記号

記 号	記号の説明	単 位
A	モデル化に用いるフロートガイドの断面積	mm ²
d _m	モデル化に用いる弁本体の内径	mm
D _{f m}	モデル化に用いるフロートガイドの直径	mm
D _m	モデル化に用いる弁本体の外径	mm
E	モデル化に用いるフロートガイドの縦弾性係数	MPa
f	逆止弁の一次固有振動数	Hz
T	逆止弁の固有周期	s
I _a	モデル化に用いるフロートガイド 1 本の断面二次モーメント	mm ⁴
I _m	モデルの等価断面二次モーメント	mm ⁴
I _{m1}	モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント	mm ⁴
I _{m2}	モデル化に用いるフロートガイド 4 本の等価断面二次モーメント	mm ⁴
k	モデルのばね定数	N/mm
ℓ ₁	モデル化に用いる弁本体の長さ	mm
ℓ ₂	モデル化に用いるフロートガイドの長さ	mm
m	モデル化に用いる弁の全質量	kg
yg	フロートガイドの図心 G と X 軸の距離	mm

表 2-3 緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の応力評価に用いる記号 (1/3)

記 号	記号の説明	単 位
C _{H S d}	余震による水平方向の設計震度	—
C _{V S d}	余震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	フロートガイドの最小断面積	mm ²
A ₄	突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積	mm ²
A ₅	基礎ボルトのねじ部の断面積	mm ²
A ₆	突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面積	mm ²

表 2-3 緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の応力評価に用いる記号 (2/3)

記 号	記号の説明	単 位
C_d	抗力係数	—
D_2	突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径	mm
D_3	フロートガイドの最小直径	mm
D_4	突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径	mm
D_6	突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径	mm
d_1	弁本体の内径	mm
D_1	弁本体の外径	mm
D_P	基礎ボルトのピッチサークル	mm
f_t	許容引張応力 (ボルト材) J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3131 (1) に定める値とする。	MPa
f_s	許容せん断応力 J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3131.1 (2) に定める値とする。	MPa
F_{H1}	弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{H2}	フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{V1}	弁本体に加わる鉛直方向地震荷重	N
F_{V2}	フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
h	津波荷重水位 (T. P. +)	m
H	接続高さ	m
I_1	弁本体の断面二次モーメント	mm^4
I_2	フロートガイドの断面二次モーメント	mm^4
L_1	弁全体の長さ	mm
L_2	フロートガイドの長さ	mm
m_1	弁の全質量	kg
m_2	フロートガイドの 1 本当たりの質量	kg
M_1	弁本体に発生する曲げモーメント	$N \cdot mm$
M_2	フロートガイドに発生する曲げモーメント	$N \cdot mm$
n	基礎ボルトの本数	本

表 2-3 緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の応力評価に用いる記号 (3/3)

記 号	記号の説明	単 位
D	固定荷重	—
P_{HSd}	水平応答加速度により加わる動水圧荷重	MPa
P_t	突き上げ津波荷重	MPa
P_{VSd}	鉛直応答加速度により加わる動水圧荷重	MPa
P_w	波圧によりフロートに発生する圧力	MPa
S	J S M E S N C 1 付録材料図表 Part5 表 5 鉄鋼材料（ボルト材を除く）の各温度における許容引張応力	MPa
U	緊急用海水ポンプピットにおける津波の最大流速（鉛直方向）	m/s
W_1	弁全体の常時荷重	N
W_2	フロートガイドに作用する荷重	N
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
ρ_o	海水の密度	kg/m ³
σ_b	基礎ボルト 1 本当たりに加わる引張応力	MPa
σ_{H1}	弁本体に加わる曲げ応力	MPa
σ_{H2}	フロートガイドに加わる曲げ応力	MPa
σ_{V1}	弁本体に加わる圧縮応力（重畳時）	MPa
σ_{V2}	フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力（重畳時）	MPa
σ_{V3}	基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力（重畳時）	MPa
σ_{V4}	モーメントにより基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力（重畳時）	MPa
τ_3	基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力	MPa
S	ボルト以外の許容引張応力，許容曲げ応力及び組合せ応力（S を 1.2 倍した値）	MPa
f_s	許容せん断応力（ f_s を 1.5 倍した値）	MPa
f_t	許容引張応力（ f_t を 1.5 倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力（ f_t を 1.5 倍した値）	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
τ	ボルトに作用するせん断応力	MPa

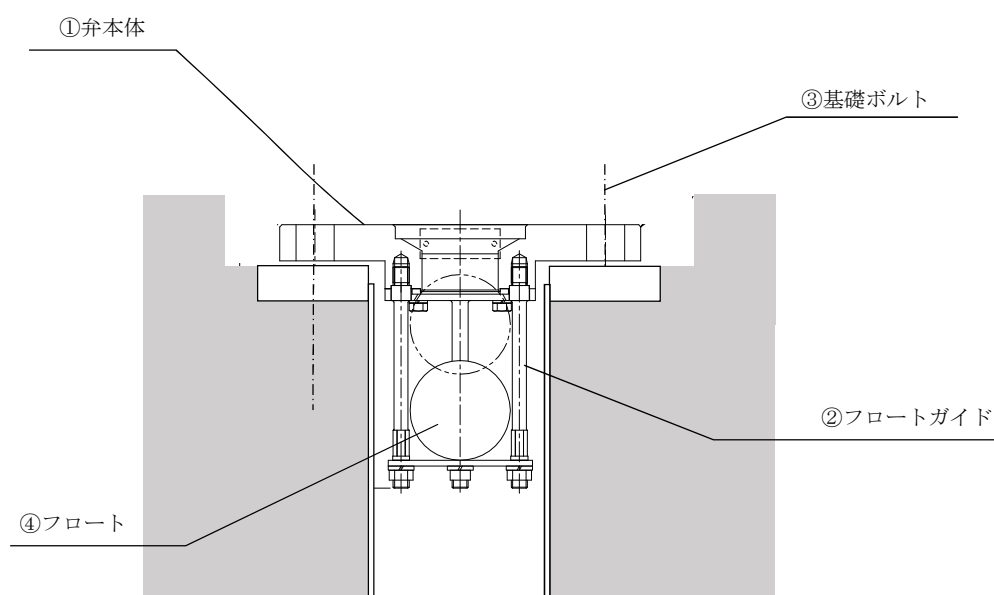
3. 評価部位

緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の評価部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価部位を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

津波時は逆止弁上流からの津波荷重により、弁本体及びフロートガイドに圧縮力が作用し、基礎ボルトに引張力が作用する。また、逆止弁上流からの津波荷重によりフロートが弁座に密着し閉弁状態となる際にフロートに圧縮力が作用する。

重畳時に逆止弁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、基礎ボルトにせん断力が、弁本体及びフロートガイドには曲げモーメントが作用し、それに伴い基礎ボルトに引張力が作用する。

このことから、強度評価においては、応力評価による評価部位として、弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトを選定し、構造健全性評価による評価部位としてフロートを選定する。緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の評価部位について、図 3-1 に示す。



図中の①～③は応力評価による評価部位を、④は構造健全性評価による評価部位をそれぞれ示す。

図 3-1 緊急用海水ポンプグラウンドドレン排出口逆止弁の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の構造に応じて、保守的に固有周期が大きく算出されるよう、より柔となるようにモデル化し、固有周期を算出する。また、その場合においても固有周期が 0.05s 以下であることを確認する。

(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、自由端に弁の全質量 m が集中したモデルを組む。モデル化は、円筒状の弁本体及び円柱状の 4 本のフロートガイドの異なる 2 つの断面をもつ梁の組合せとして設定する。モデル化の概略を図 4-1 に示す。

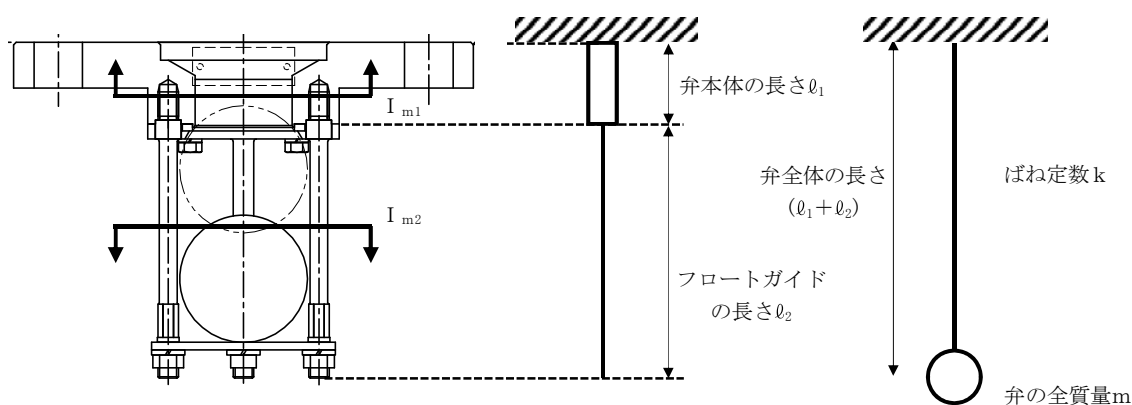


図 4-1 モデル化の概略

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

固有周期 T を以下の式より算出する。

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

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

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{(L_1)^3}$$

モデルの等価断面二次モーメント I_m の算出過程を以下に示す。

a. モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント

モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント I_{m1} は、以下の式より算出する。

$$I_{m1} = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

b. モデル化に用いるフロートガイド4本の等価断面二次モーメント

平行軸の定理から、フロートガイドの図心GとX軸の距離 y_g を用いて、モデル化に用いるフロートガイド4本の等価断面二次モーメント I_{m2} は、以下の式より算出する。フロートガイド4本の断面を図4-2に示す。

$$I_a = D_{fm}^4 \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$I_{m2} = 2 \cdot I_a + 2 \cdot (I_a + (y_g)^2 \cdot A)$$

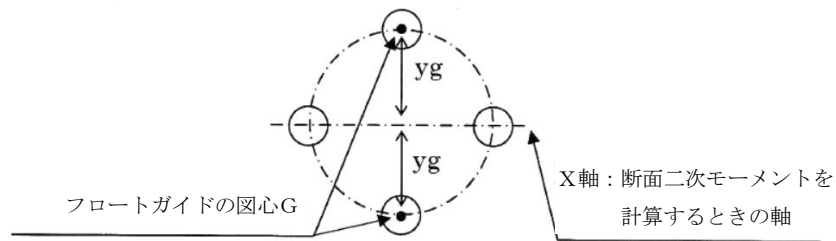


図4-2 フロートガイド4本の断面

c. モデルの等価断面二次モーメント

モデルの等価断面二次モーメント I_m は、以下の式より算出する。

$$I_m = \frac{(\ell_1 + \ell_2)^3 \cdot I_{m1} \cdot I_{m2}}{I_{m1} \cdot \ell_2^3 + I_{m2} \cdot (\ell_1^3 + 3 \cdot \ell_1 \cdot \ell_2^2 + 3 \cdot \ell_1^2 \cdot \ell_2)}$$

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

フロートガイド の材質	モデル化に用い る弁の全質量 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)	モデル化に用い るフロートガイ ドの直径 D_{fm} (mm)
SUS316L	3.95	75	65	7

フロートガイドの図 心GとX軸の距離 y_g (mm)	モデル化に用いる 弁本体の長さ ℓ_1 (mm)	モデル化に用いるフ ロートガイドの長さ ℓ_2 (mm)	モデル化に用いる フロートガイドの 縦弾性係数 E (MPa)
30	30	102	1.92×10^5

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	465
固有周期 (s)	0.003

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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。

緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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、弁本体及びフロートガイドの自重を考慮し、以下の式より算出する。

$$W_1 = m_1 \cdot g$$

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重（以下「波圧」という。）は、基準津波による津波荷重水位及び敷地に遡上する津波による津波荷重水位を考慮する。

突き上げ津波荷重は以下の式より算出する。

$$P_t = \rho_o \cdot g \cdot h + \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho_o \cdot U^2$$

(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-D1 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

余震による地震荷重 F_{H1}, F_{V1}, F_{H2}, F_{V2}, 余震による動水圧荷重 P_{VSD} 及び P_{HSd} を考慮し、以下の式より算出する。

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

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSD} \cdot g$$

$F_{H2}=m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$

$F_{V2}=m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g$

$P_{VSd}=\rho_o \cdot C_{VSd} \cdot g \cdot H$

$P_{HSd}=\beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho_o \cdot C_{HSd} \cdot g \cdot H$

動水圧の算出に用いるHは、津波荷重水位から逆止弁上流側の直管部が接続される高さ（以下「接続高さ」という。）の差であるが、ここでは保守的に津波荷重水位とした。動水圧の設定に用いる接続高さHの考え方を図 5-1 に示す。

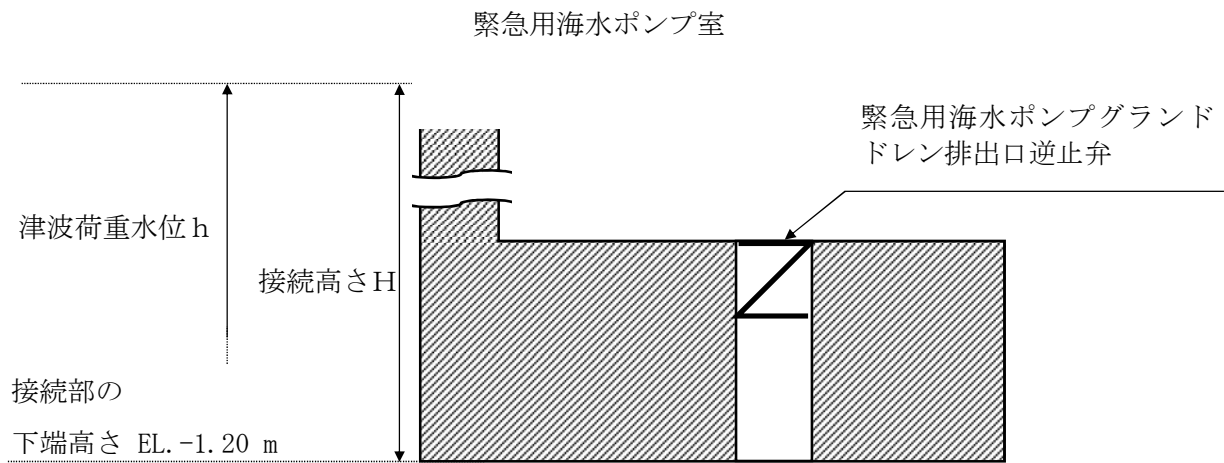


図 5-1 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の動水圧の算出に用いる H の設定

5.2.2 荷重の組合せ

緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁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 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁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)	緊急用海水ポンプグランド dren 排 出口逆止弁	$D + P_t + S_d$

注記 * : Dは固定荷重, P_t は突き上げ津波荷重, S_d は余震荷重を示す。

5.3 許容限界

(1) 基準津波に対する許容限界

緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の許容限界は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ、「3.2 評価部位」にて設定している評価部位毎に、機能損傷モードを考慮し、弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトについては、J SMEに準じた供用状態 C の許容応力を用いる。

フロートについては、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、逆止弁を閉弁状態の逆止弁に対して、波圧を模擬した静水圧 2.0MPa をフロートに負荷し、有意な変形及び著しい漏えいがないことを確認した。

緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の弁本体、フロートガイド及び基礎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、弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。また、フロートの許容限界を表 5-5 に示す。

表 5-2 弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容限界

供用状態 (許容応力状態)	許容限界*1 (ボルト以外)			許容限界*2 (ボルト)		
	一次応力			一次応力		
	圧 縮	曲 げ	組合せ*3	引 張	せん断	組合せ*4
C (Ⅲ _A S) *5	$1.2 \cdot S$	$1.2 \cdot S$	$1.2 \cdot S$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_{ts}$

注記 *1：圧縮及び曲げは、J E A G 4 6 0 1・補-1984 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：引張及びせん断は、J E A G 4 6 0 1・補-1984 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、J SME NC 1-2005/2007 による。

*3：圧縮応力と曲げ応力の組合せ応力

*4：せん断応力と引張応力の組合せ応力

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

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau$$

$$f_{ts} = f_{to}$$

*5：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。

表 5-3 弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容応力評価条件

評価部位	材 料	温度条件 (℃)	S^{*1} (MPa)	S_y^{*1} (MPa)	S_u^{*1} (MPa)	$S_y(RT)^{*1}$ (MPa)	F^{*1*2} (MPa)
弁本体	SUS316L	66	129	—	—	—	—
フロート ガイド	SUS316L		129	—	—	—	—
基礎ボルト	SUS304		—	188	479	205	205

注記 *1: S : 鉄鋼材料 (ボルト材を除く) の許容引張応力, S_y : 設計降伏点, S_u : 設計引張強さ, $S_y(RT)$: 40℃における設計降伏点, F : 許容応力算定用基準値を示す。

*2: $F = \text{Min}[1.35 \cdot S_y, 0.7 \cdot S_u, S_y(RT)]$ とする。

表 5-4 弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容応力算出結果

供用状態 (許容応力 状態)	評価部位	許容限界 (ボルト以外)			許容限界 (ボルト)	
		一次応力			一次応力	
		引 張 S (MPa)	曲 げ S (MPa)	組合せ S (MPa)	引 張 f_{to} (MPa)	せん断 f_s (MPa)
C (Ⅲ _A S)	弁本体	132	132	132	—	—
	フロート ガイド	132	132	132	—	—
	基礎 ボルト	—	—	—	153	117

表 5-5 フロートの許容限界

評価部位	水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	2.0

(2) 敷地に遡上する津波に対する許容限界

「(1) 基準津波に対する許容限界」と同様。

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す緊急用海水ポンプピットにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度を表 5-6 に示す。

表 5-6 設計用地震力

地震動	据付場所 及び床面高さ (EL. m)	余震による設計震度*1	
		水平方向 C_{HSd}	0.64
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	緊急用海水ポンプ ピット EL. 0.800*2	鉛直方向 C_{VSd}	0.28

注記 *1: 「4. 固有周期」より、緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

緊急用海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁の強度評価は、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。

荷重の組合せとして最も厳しい状態である重畳時における評価式を以下に記載する。

(1) 弁本体

a. 圧縮

鉛直応答加速度、静水圧及び動水圧により、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、弁本体のうち波圧を受ける面積が最も広い箇所を適用し、突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径 D_2 から求める。弁本体の断面積 A_1 は、弁本体のうち最も肉厚が薄い断面を適用する。弁本体の寸法を図 5-2 に示す。

$$\sigma_{V1} = \frac{W_1 + F_{V1} + (P_t + P_{HSd} + P_{VSd}) \cdot A_2}{A_1}$$

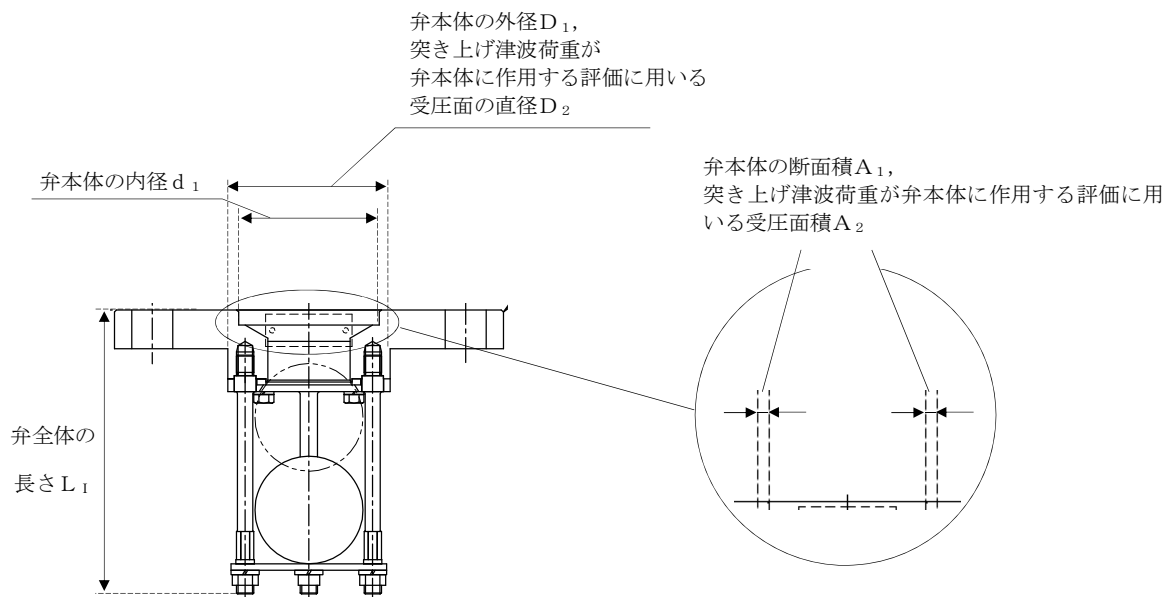


図 5-2 弁本体の寸法図

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) フロートガイド

a. 圧 縮

鉛直応答加速度，静水圧及び動水圧により，フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力 σ_{V2} を以下の式より算出する。また，突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 A_4 は，突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 D_4 から求める。フロートガイドの最小断面積 A_3 はフロートガイドのうち最も肉厚が薄い断面を適用する。フロートガイドの寸法を図 5-3 に示す。

$$\sigma_{V2} = \frac{W_2 + F_{V2} + (P_t + P_{HSd} + P_{VSd}) \cdot A_4}{A_3}$$

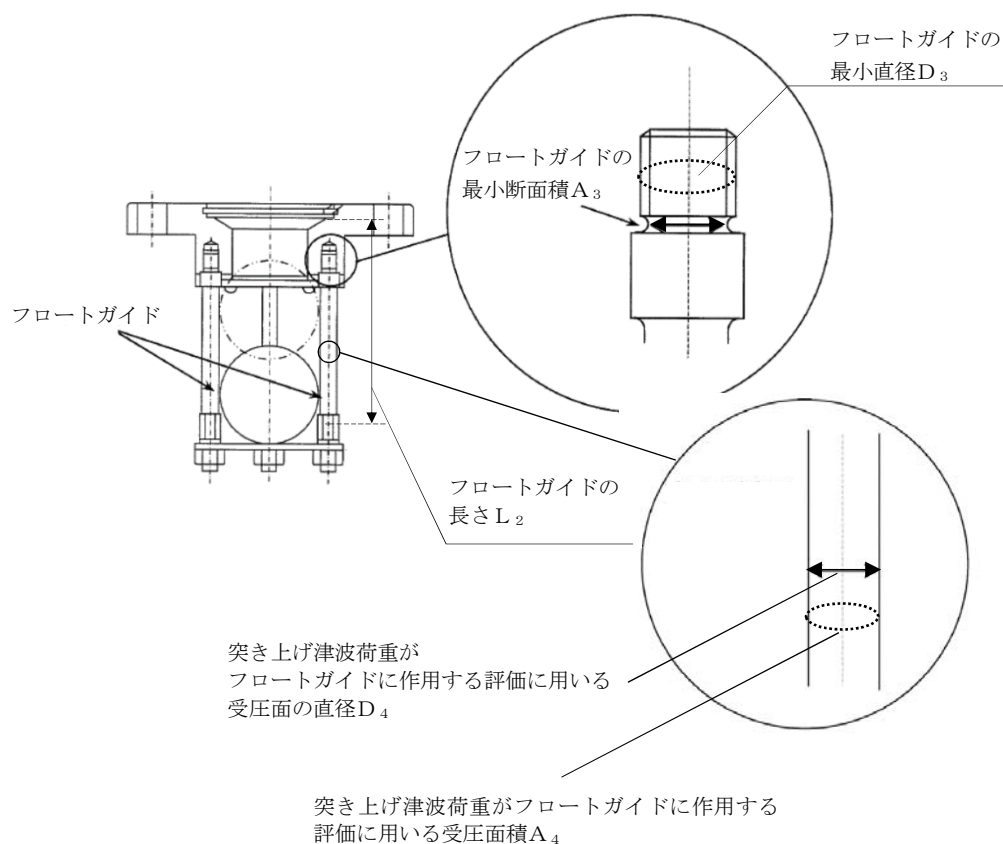


図 5-3 フロートガイドの寸法図

b. 曲 げ

フロートガイド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、フロートガイドに加わる曲げ応力 σ_{H2} を以下の式より算出する。フロートガイドの長さ L_2 、フロートガイドの最小直径 D_3 について図 5-3 に示す。

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

$$I_2 = D_3^4 \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot \left(\frac{D_3}{2}\right)}{I_2}$$

(3) 基礎ボルト

a. 引 張

鉛直応答加速度、静水圧及び動水圧により、基礎ボルト1本当たりのねじ部に加わる引張応力 σ_{V3} を以下の式より算出する。また、突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面積 A_6 は、突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径 D_6 から求める。基礎ボルトのねじ部の断面積 A_5 は最も肉厚が薄い断面を適用する。基礎ボルトの寸法を図5-4に示す。

$$\sigma_{V3} = \frac{W_1 + F_{V1} + (P_t + P_{HSd} + P_{VSd}) \cdot A_6}{A_5 \cdot n}$$

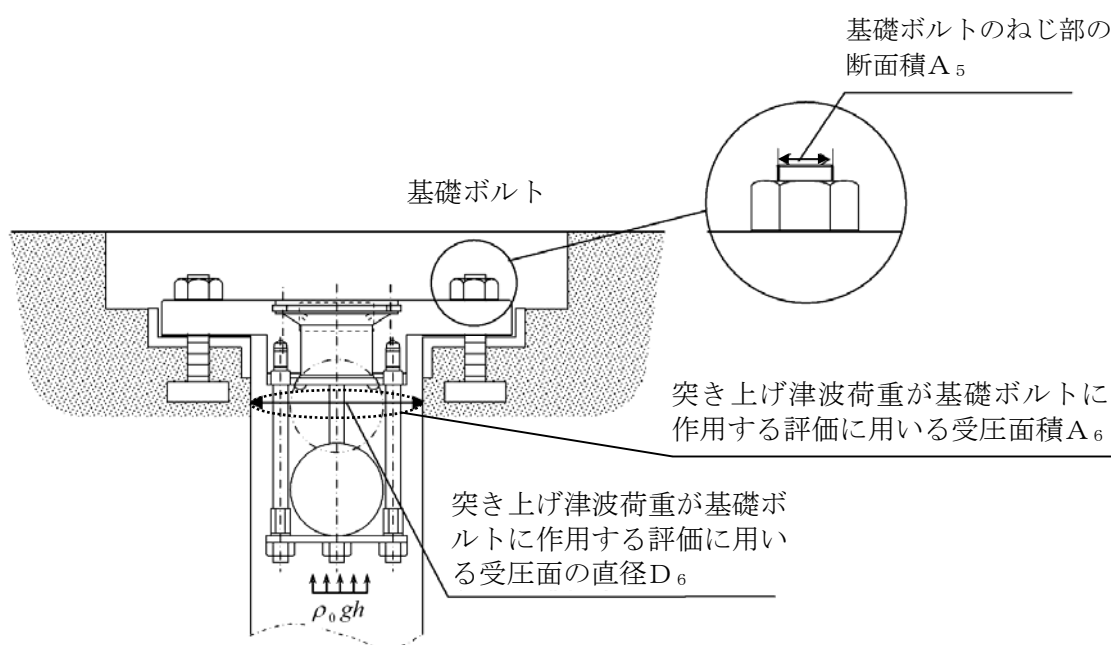


図5-4 基礎ボルトの寸法図

b. モーメントによる引張応力

水平応答加速度により対角線上の基礎ボルト2点支持したと仮定し、弁全体の最下端に集中荷重が作用した場合において、モーメントにより基礎ボルト1本当たりのねじ部に加わる引張応力 σ_{V4} を算出する。図5-5にモーメントによる引張応力の作用イメージを示す。

$$\sigma_{V4} = \frac{F_{H1} \cdot L_1}{D_P \cdot A_5}$$

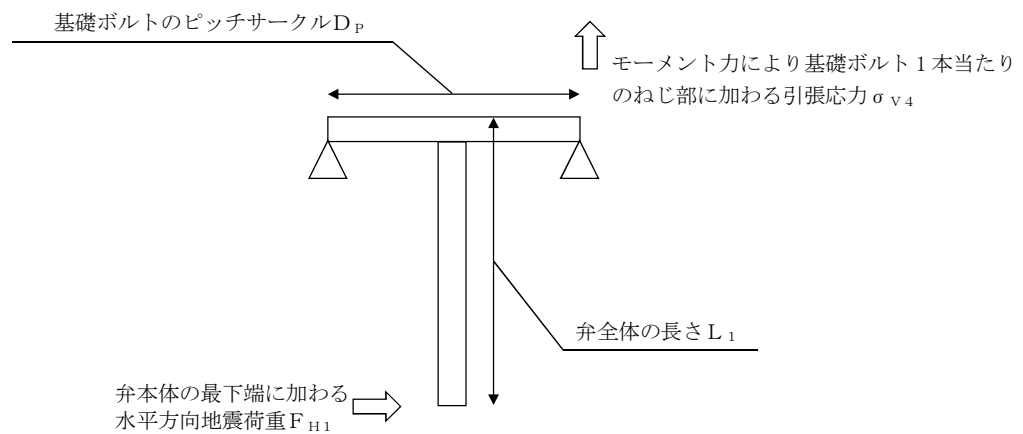


図 5-5 モーメントによる引張応力の作用イメージ

c. せん断

水平応答加速度により基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力 τ_3 を以下の式より算出する。

$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

(4) フロート

波圧によりフロートに発生する圧力 P_w は以下の式より算出する。

$$P_w = P_t$$

5.6 計算条件

(1) 強度評価に用いる逆止弁の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-7 に示す。

表 5-7 緊急用海水ポンプグランド dren 排出口逆止弁の仕様及び
津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件 (1/2)

弁本体の材質	弁本体の 断面積 A_1 (mm^2)	弁の全質量 m_1 (kg)	弁全体の長さ L_1 (mm)
SUS316L	1.100×10^3	3.95	132

弁本体の 外径 D_1 (mm)	弁本体の 内径 d_1 (mm)	フロートガイドの 材質	フロートガイドの 最小断面積 A_3 (mm^2)
75	65	SUS316L	34.21

フロートガイドの 1 本当たりの質量 m_2 (kg)	フロートガイドの 長さ L_2 (mm)	フロートガイドの 最小直径 D_3 (mm)	突き上げ津波荷重が フロートガイドに作 用する評価に用いる 受圧面の直径 D_4 (mm)
0.05	102	6.6	7

基礎ボルトの 材質	基礎ボルトの ねじ部の断面積 A_5 (mm^2)	基礎ボルトの本数 n (本)	基礎ボルトの ピッチサークル D_P (mm)
SUS304	2.011×10^2	4	145

表 5-7 緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の仕様及び
津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件 (2/2)

重力加速度 g (m/s^2)	海水の密度 ρ_o (kg/m^3)	突き上げ津波荷重が 弁本体に作用する評 価に用いる受圧面の 直径 D_2 (mm)	突き上げ津波荷重が 基礎ボルトに作用す る評価に用いる受圧 面の直径 D_6 (mm)
9.80665	1030	75	80

浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 β	抗力係数 C_d
1.0	2.01

(2) 強度評価に用いる逆止弁の津波荷重に関わる計算条件

緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の津波荷重に関わる計算条件を表 5-8 に示す。

表 5-8 緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の津波荷重に関わる計算条件

対象の津波	津波荷重水位 h (T. P. + m)	緊急用海水ポンプピッ トにおける津波の最大 流速 (鉛直方向) U (m/s)	接続高さ H (m)
基準津波	12.0	2.0	13.2
敷地に遡上する津波	12.0	2.0	13.2

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度評価結果を以下に示す。「a. 重畳時における評価部位の応力評価」及び「b. フロートの構造健全性評価」に示す評価結果から、緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁が構造健全性を有することを確認した。

a. 重畳時における評価部位の応力評価

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
弁本体	圧 縮	1	129
	曲 げ	1	129
	組合せ ^{*1}	2	129
フロートガイド	圧 縮	1	129
	曲 げ	2	129
	組合せ ^{*1}	3	129
基礎ボルト	引 張 ^{*2}	2	153 ^{*3}
	せん断	1	117

注記 *1：圧縮（ σ_V ）＋曲げ（ σ_H ）は、 $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$ で評価

*2：基礎ボルトの引張応力は、 $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

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

b. フロートの構造健全性評価

フロート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、評価部位であるフロートが構造健全性を有することを確認した。

表 6-2 フロートの構造健全性評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)		水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	圧 縮	0.2	2.0

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁の強度評価結果を以下に示す。「a. 重畳時における評価部位の応力評価」及び「b. フロートの構造健全性評価」に示す評価結果から、緊急用海水ポンプグラントドレン排出口逆止弁が構造健全性を有することを確認した。

a. 重畳時における評価部位の応力評価

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-3 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 6-3 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
弁本体	圧 縮	1	129
	曲 げ	1	129
	組合せ*1	2	129
フロートガイド	圧 縮	1	129
	曲 げ	2	129
	組合せ*1	3	129
基礎ボルト	引 張*2	2	153*3
	せん断	1	117

注記 *1：圧縮（ σ_V ）＋曲げ（ σ_H ）は、 $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$ で評価

*2：基礎ボルトの引張応力は、 $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

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

b. フロートの構造健全性評価

フロートの構造健全性評価結果を表 6-4 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、評価部位であるフロートが構造健全性を有することを確認した。

表 6-4 フロートの構造健全性評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)		水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	圧 縮	0.2	2.0

V-3-別添 3-2-5-4 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁
の強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価部位	10
4. 固有周期	11
4.1 固有周期の計算方法	11
4.2 固有周期の計算条件	13
4.3 固有周期の計算結果	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	18
5.5 計算方法	18
5.5 計算条件	23
6. 評価結果	25

1. 概要

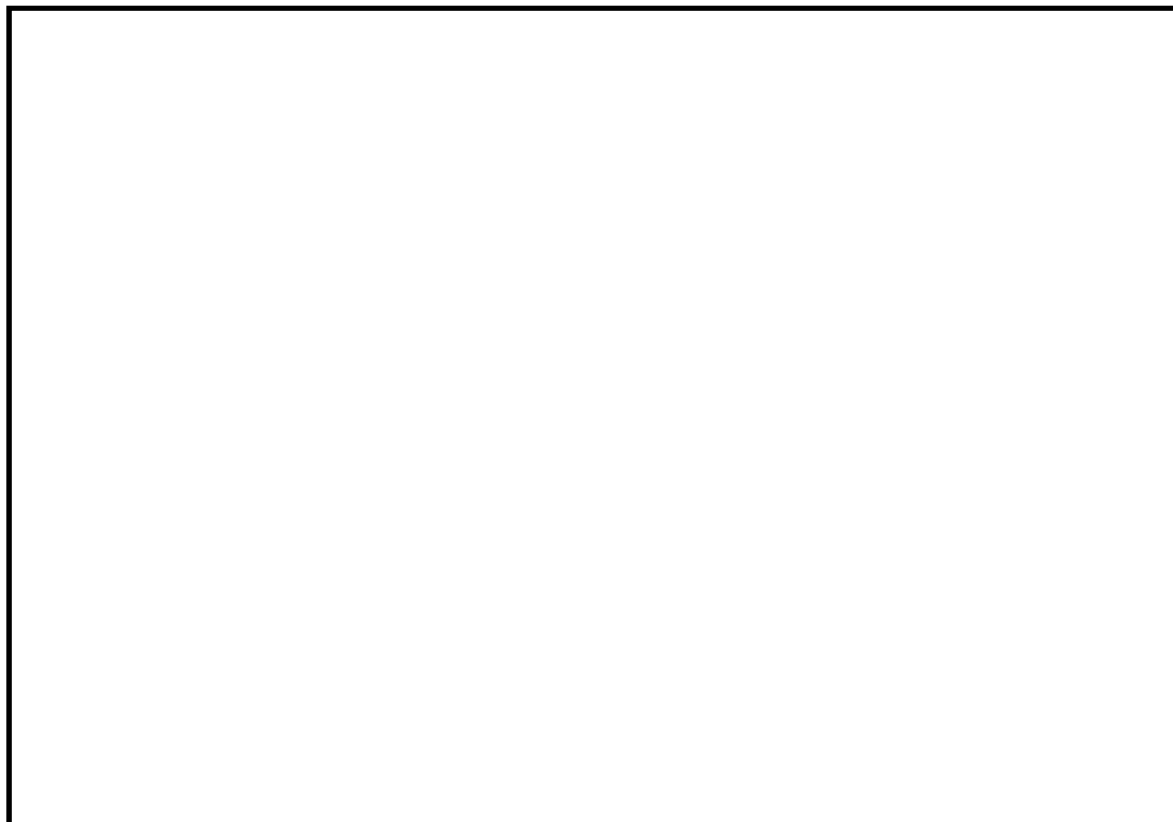
本資料は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき、浸水防護施設のうち緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁が津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁は、緊急用海水ポンプ室の床面に設置する。
緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の設置位置を図 2-1 に示す。



(単位：mm)

図 2-1 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の設置位置図

2.2 構造計画

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁は、フロート式の逆止弁であり、津波の流入によりフロートが押上げられ、弁座に密着することで止水する。緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の構造計画を表 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	
弁本体のフランジ部を緊急用海水ポンプ室の床面に基礎ボルトで固定する。	弁座を含む弁本体、弁体であるフロート及びフロートを弁座へ導くフロートガイドで構成する。	

2.3 評価方針

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している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、緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 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部位については、評価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。

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度評価フローを図 2-2 に示す。緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

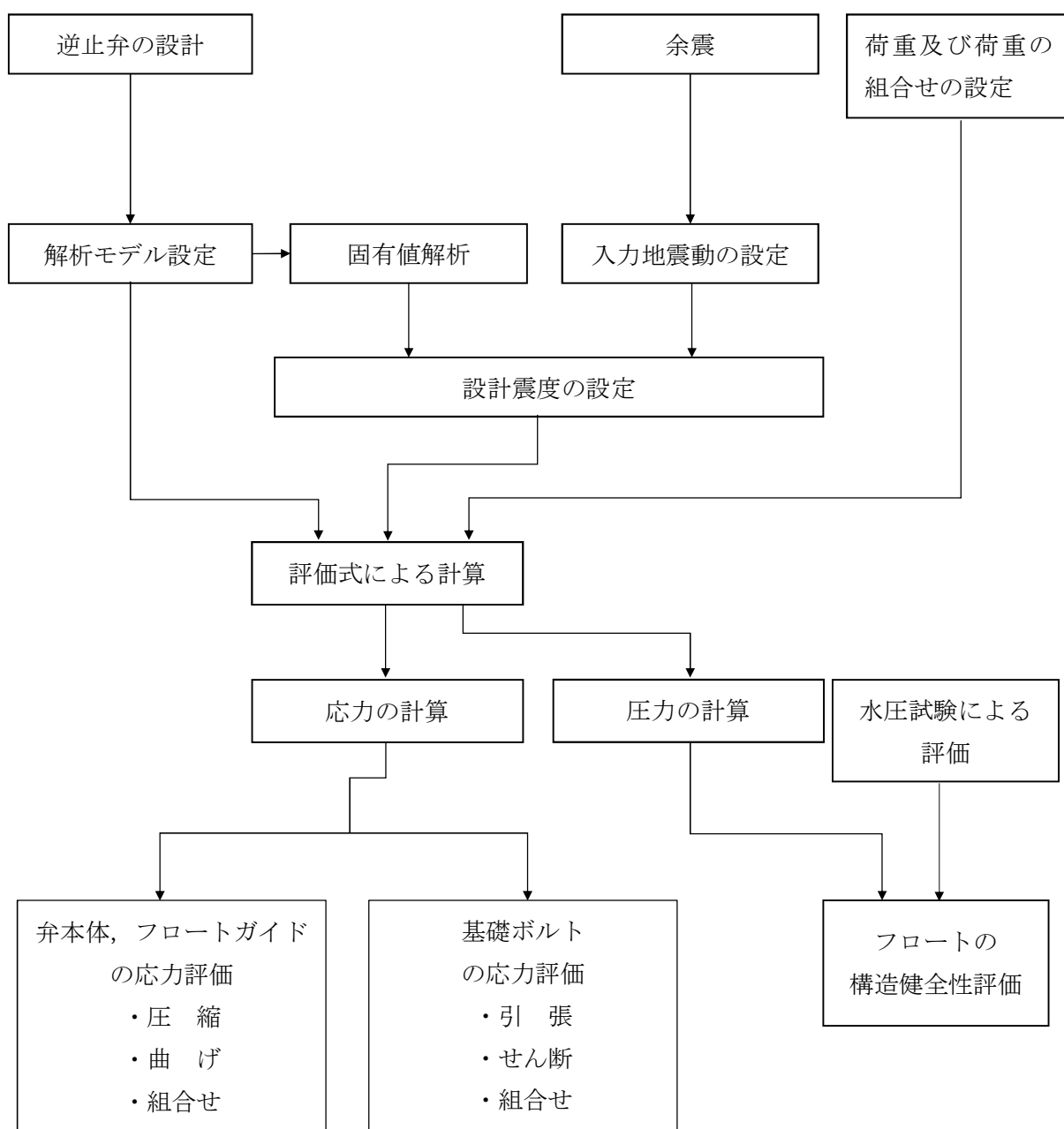


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（日本電気協会）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1・補一
1984）（日本電気協会）
- (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）

2.5 記号の説明

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の固有周期の計算に用いる記号を表 2-2 に、応力評価に用いる記号を表 2-3 にそれぞれ示す。

表 2-2 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の固有周期の計算に用いる記号

記 号	記号の説明	単 位
A	モデル化に用いるフロートガイドの断面積	mm^2
d_m	モデル化に用いる弁本体の内径	mm
D_{fm}	モデル化に用いるフロートガイドの直径	mm
D_m	モデル化に用いる弁本体の外径	mm
E	モデル化に用いるフロートガイドの縦弾性係数	MPa
f	逆止弁の一次固有振動数	Hz
T	逆止弁の固有周期	s
I_a	モデル化に用いるフロートガイド 1 本の断面二次モーメント	mm^4
I_m	モデルの等価断面二次モーメント	mm^4
I_{m1}	モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント	mm^4
I_{m2}	モデル化に用いるフロートガイド 4 本の等価断面二次モーメント	mm^4
k	モデルのばね定数	N/mm
ℓ_1	モデル化に用いる弁本体の長さ	mm
ℓ_2	モデル化に用いるフロートガイドの長さ	mm
m	モデル化に用いる弁の全質量	kg
yg	フロートガイドの図心 G と X 軸の距離	mm

表 2-3 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の応力評価に用いる記号 (1/3)

記 号	記号の説明	単 位
C_{HSd}	余震による水平方向の設計震度	—
C_{VSd}	余震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	フロートガイドの最小断面積	mm^2
A_4	突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積	mm^2
A_5	基礎ボルトのねじ部の断面積	mm^2
A_6	突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面積	mm^2

表 2-3 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の応力評価に用いる記号 (2/3)

記 号	記号の説明	単 位
C_d	抗力係数	—
D_2	突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径	mm
D_3	フロートガイドの最小直径	mm
D_4	突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径	mm
D_6	突き上げ津波荷重が基礎ボルトに作用する評価に用いる受圧面の直径	mm
d_1	弁本体の内径	mm
D_1	弁本体の外径	mm
D_P	基礎ボルトのピッチサークル	mm
f_t	許容引張応力 (ボルト材) J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3131(1)に定める値とする。	MPa
f_s	許容せん断応力 J S M E S N C 1 - 2005/2007 SSB-3131.1(2)に定める値とする。	MPa
F_{H1}	弁本体の最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{H2}	フロートガイドの最下端に加わる水平方向地震荷重	N
F_{V1}	弁本体に加わる鉛直方向地震荷重	N
F_{V2}	フロートガイドに加わる鉛直方向地震荷重	N
g	重力加速度	m/s^2
h	津波荷重水位 (T.P. +)	m
H	接続高さ	m
I_1	弁本体の断面二次モーメント	mm^4
I_2	フロートガイドの断面二次モーメント	mm^4
L_1	弁全体の長さ	mm
L_2	フロートガイドの長さ	mm
m_1	弁の全質量	kg
m_2	フロートガイドの 1 本当たりの質量	kg
M_1	弁本体に発生する曲げモーメント	$N \cdot mm$
M_2	フロートガイドに発生する曲げモーメント	$N \cdot mm$
n	基礎ボルトの本数	本

表 2-3 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の応力評価に用いる記号 (3/3)

記 号	記号の説明	単 位
D	固定荷重	—
P_{HSd}	水平応答加速度により加わる動水圧荷重	MPa
P_t	突き上げ津波荷重	MPa
P_{VSd}	鉛直応答加速度により加わる動水圧荷重	MPa
P_w	波圧によりフロートに発生する圧力	MPa
S	J S M E S N C 1 付録材料図表 Part5 表 5 鉄鋼材料（ボルト材を除く）の各温度における許容引張応力	MPa
U	緊急用海水ポンプピットにおける津波の最大流速（鉛直方向）	m/s
W_1	弁全体の常時荷重	N
W_2	フロートガイドに作用する荷重	N
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
ρ_o	海水の密度	kg/m ³
σ_b	基礎ボルト 1 本当たりに加わる引張応力	MPa
σ_{H1}	弁本体に加わる曲げ応力	MPa
σ_{H2}	フロートガイドに加わる曲げ応力	MPa
σ_{V1}	弁本体に加わる圧縮応力（重畳時）	MPa
σ_{V2}	フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力（重畳時）	MPa
σ_{V3}	基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力（重畳時）	MPa
σ_{V4}	モーメントにより基礎ボルト 1 本当たりのねじ部に加わる引張応力（重畳時）	MPa
τ_3	基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力	MPa
S	ボルト以外の許容引張応力，許容曲げ応力及び組合せ応力（S を 1.2 倍した値）	MPa
f_s	許容せん断応力（ f_s を 1.5 倍した値）	MPa
f_t	許容引張応力（ f_t を 1.5 倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力（ f_t を 1.5 倍した値）	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
τ	ボルトに作用するせん断応力	MPa

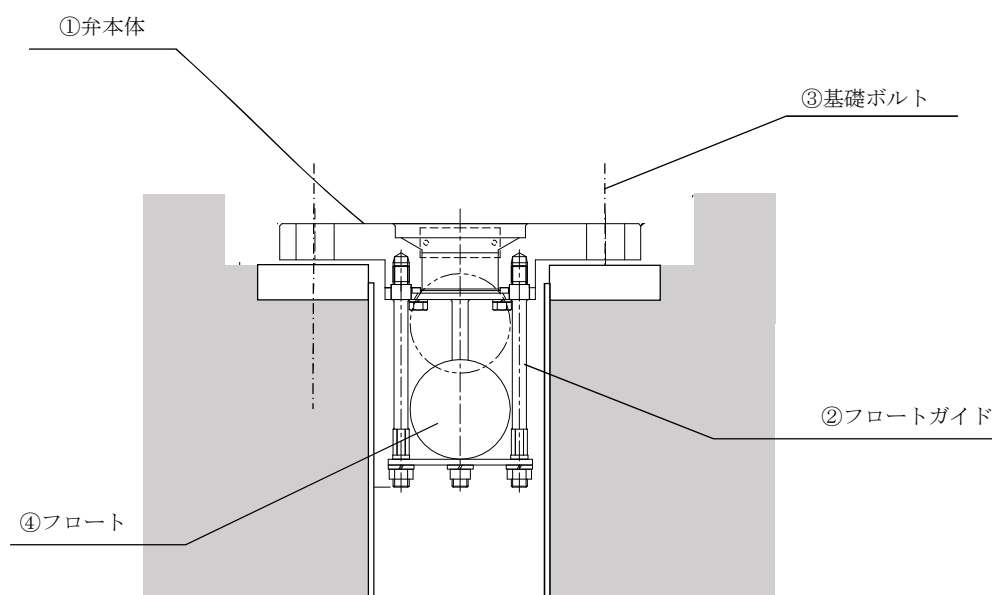
3. 評価部位

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の評価部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて示している評価部位を踏まえて、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

津波時は逆止弁上流からの津波荷重により、弁本体及びフロートガイドに圧縮力が作用し、基礎ボルトに引張力が作用する。また、逆止弁上流からの津波荷重によりフロートが弁座に密着し閉弁状態となる際にフロートに圧縮力が作用する。

重畳時に逆止弁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、基礎ボルトにせん断力が、弁本体及びフロートガイドには曲げモーメントが作用し、それに伴い基礎ボルトに引張力が作用する。

このことから、強度評価においては、応力評価による評価部位として、弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトを選定し、構造健全性評価による評価部位としてフロートを選定する。緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の評価部位について、図 3-1 に示す。



図中の①～③は応力評価による評価部位を、④は構造健全性評価による評価部位をそれぞれ示す。

図 3-1 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の評価部位

4. 固有周期

4.1 固有周期の計算方法

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の構造に応じて、保守的に固有周期が大きく算出されるよう、より柔となるようにモデル化し、固有周期を算出する。また、その場合においても固有周期が 0.05s 以下であることを確認する。

(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、自由端に弁の全質量 m が集中したモデルを組む。モデル化は、円筒状の弁本体及び円柱状の 4 本のフロートガイドの異なる 2 つの断面をもつ梁の組合せとして設定する。モデル化の概略を図 4-1 に示す。

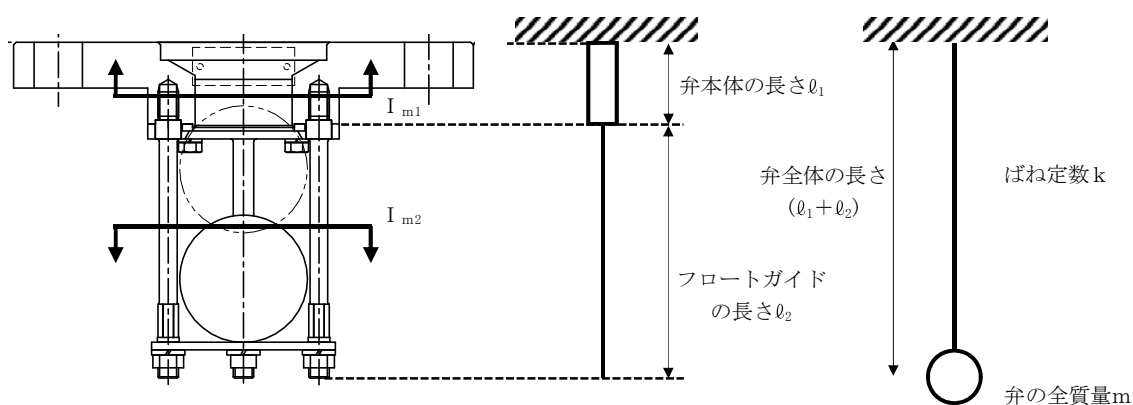


図 4-1 モデル化の概略

(2) 固有周期の計算

固有周期の計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

固有周期 T を以下の式より算出する。

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

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

$$k = \frac{3 \cdot E \cdot I_m}{(L_1)^3}$$

モデルの等価断面二次モーメント I_m の算出過程を以下に示す。

a. モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント

モデル化に用いる弁本体の断面二次モーメント I_{m1} は、以下の式より算出する。

$$I_{m1} = (D_m^4 - d_m^4) \cdot \frac{\pi}{64}$$

b. モデル化に用いるフロートガイド4本の等価断面二次モーメント

平行軸の定理から、フロートガイドの図心GとX軸の距離 y_g を用いて、モデル化に用いるフロートガイド4本の等価断面二次モーメント I_{m2} は、以下の式より算出する。フロートガイド4本の断面を図4-2に示す。

$$I_a = D_{fm}^4 \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$I_{m2} = 2 \cdot I_a + 2 \cdot (I_a + (y_g)^2 \cdot A)$$

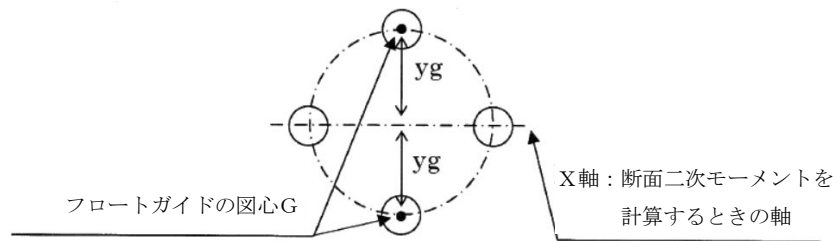


図4-2 フロートガイド4本の断面

c. モデルの等価断面二次モーメント

モデルの等価断面二次モーメント I_m は、以下の式より算出する。

$$I_m = \frac{(\ell_1 + \ell_2)^3 \cdot I_{m1} \cdot I_{m2}}{I_{m1} \cdot \ell_2^3 + I_{m2} \cdot (\ell_1^3 + 3 \cdot \ell_1 \cdot \ell_2^2 + 3 \cdot \ell_1^2 \cdot \ell_2)}$$

4.2 固有周期の計算条件

表 4-1 に固有周期の計算条件を示す。

表 4-1 固有周期の計算条件

フロートガイド の材質	モデル化に用い る弁の全質量 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)	モデル化に用い るフロートガイ ドの直径 D_{fm} (mm)
SUS316L	3.95	75	65	7

フロートガイドの図 心GとX軸の距離 y_g (mm)	モデル化に用いる 弁本体の長さ ℓ_1 (mm)	モデル化に用いるフ ロートガイドの長さ ℓ_2 (mm)	モデル化に用いる フロートガイドの 縦弾性係数 E (MPa)
30	30	102	1.92×10^5

4.3 固有周期の計算結果

表 4-2 に固有周期の計算結果を示す。固有周期は、0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

固有振動数 (Hz)	465
固有周期 (s)	0.003

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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。

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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、弁本体及びフロートガイドの自重を考慮し、以下の式より算出する。

$$W_1 = m_1 \cdot g$$

(2) 突き上げ津波荷重 (P_t)

突き上げ津波荷重（以下「波圧」という。）は、基準津波による津波荷重水位及び敷地に遡上する津波による津波荷重水位を考慮する。

突き上げ津波荷重は以下の式より算出する。

$$P_t = \rho_o \cdot g \cdot h + \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho_o \cdot U^2$$

(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-D1 に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

余震による地震荷重 F_{H1}, F_{V1}, F_{H2}, F_{V2}, 余震による動水圧荷重 P_{VSD} 及び P_{HSd} を考慮し、以下の式より算出する。

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

$$F_{V1} = m_1 \cdot C_{VSD} \cdot g$$

$$F_{H2} = m_2 \cdot C_{HSd} \cdot g$$

$$F_{V2} = m_2 \cdot C_{VSd} \cdot g$$

$$P_{VSd} = \rho_o \cdot C_{VSd} \cdot g \cdot H$$

$$P_{HSd} = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho_o \cdot C_{HSd} \cdot g \cdot H$$

動水圧の算出に用いるHは、津波荷重水位から逆止弁上流側の直管部が接続される高さ（以下「接続高さ」という。）の差であるが、ここでは保守的に津波荷重水位とした。動水圧の設定に用いる接続高さHの考え方を図 5-1 に示す。

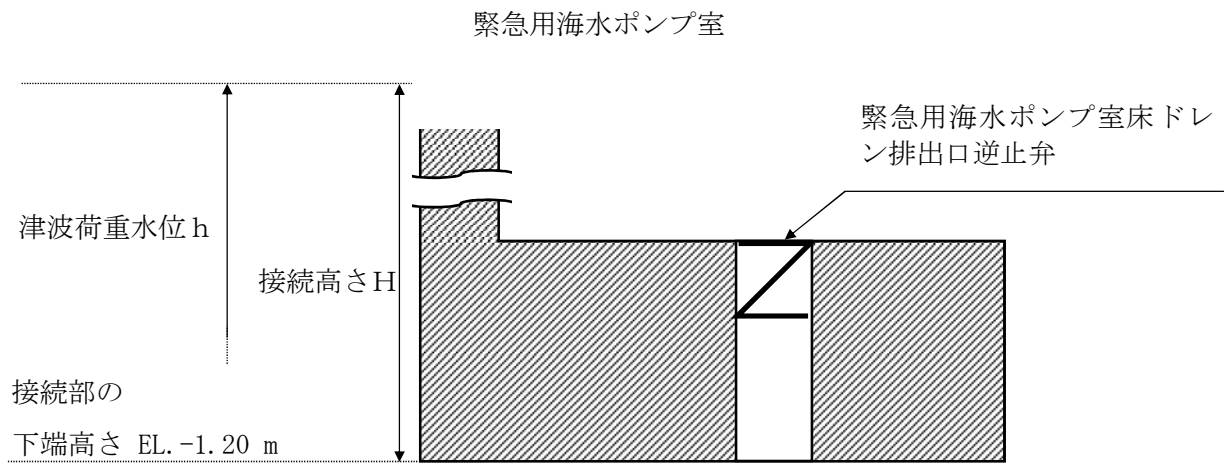


図 5-1 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の動水圧の算出に用いるHの設定

5.2.2 荷重の組合せ

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁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 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁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)	緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口 逆止弁	$D + P_t + S_d$

注記 * : Dは固定荷重, P_t は突き上げ津波荷重, S_d は余震荷重を示す。

5.3 許容限界

(1) 基準津波に対する許容限界

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の許容限界は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定している評価部位毎に、機能損傷モードを考慮し、弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトについては、J S M E に準じた供用状態 C の許容応力を用いる。

フロートについては、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、逆止弁を閉弁状態の逆止弁に対して、波圧を模擬した静水圧 2.0MPa をフロートに負荷し、有意な変形及び著しい漏えいがないことを確認した。

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の弁本体、フロートガイド及び基礎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、弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容応力算出結果を表 5-4 にそれぞれ示す。また、フロートの許容限界を表 5-5 に示す。

表 5-2 弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容限界

供用状態 (許容応力状態)	許容限界*1 (ボルト以外)			許容限界*2 (ボルト)		
	一次応力			一次応力		
C (Ⅲ _A S) *5	圧 縮	曲 げ	組合せ*3	引 張	せん断	組合せ*4
	$1.2 \cdot S$	$1.2 \cdot S$	$1.2 \cdot S$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_{ts}$

注記 *1：圧縮及び曲げは、J E A G 4 6 0 1・補-1984 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：引張及びせん断は、J E A G 4 6 0 1・補-1984 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、J S M E N C 1-2005/2007 による。

*3：圧縮応力と曲げ応力の組合せ応力

*4：せん断応力と引張応力の組合せ応力

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

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau$$

$$f_{ts} = f_{to}$$

*5：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。

表 5-3 弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容応力評価条件

評価部位	材 料	温度条件 (℃)	S^{*1} (MPa)	S_y^{*1} (MPa)	S_u^{*1} (MPa)	$S_y(RT)^{*1}$ (MPa)	F^{*1*2} (MPa)
弁本体	SUS316L	66	129	—	—	—	—
フロート ガイド	SUS316L		129	—	—	—	—
基礎ボルト	SUS304		—	188	479	205	205

注記 *1: S : 鉄鋼材料 (ボルト材を除く) の許容引張応力, S_y : 設計降伏点, S_u : 設計引張強さ, $S_y(RT)$: 40℃における設計降伏点, F : 許容応力算定用基準値を示す。

*2: $F = \text{Min}[1.35 \cdot S_y, 0.7 \cdot S_u, S_y(RT)]$ とする。

表 5-4 弁本体、フロートガイド及び基礎ボルトの許容応力算出結果

供用状態 (許容応力 状態)	評価部位	許容限界 (ボルト以外)			許容限界 (ボルト)	
		一次応力			一次応力	
		引 張 S (MPa)	曲 げ S (MPa)	組合せ S (MPa)	引 張 f_{t0} (MPa)	せん断 f_s (MPa)
C (Ⅲ _A S)	弁本体	129	129	129	—	—
	フロート ガイド	129	129	129	—	—
	基礎 ボルト	—	—	—	153	117

表 5-5 フロートの許容限界

評価部位	水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	2.0

(2) 敷地に遡上する津波に対する許容限界

「(1) 基準津波に対する許容限界」と同様。

5.4 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す緊急用海水ポンプピットにおける設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度計算に用いる設計震度を表 5-6 に示す。

表 5-6 設計用地震力

地震動	据付場所 及び床面高さ (EL. m)	余震による設計震度*1	
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	緊急用海水ポンプ ピット EL. 0.800*2	水平方向 C_{HSd}	0.64
		鉛直方向 C_{VSd}	0.28

注記 *1:「4. 固有周期」より、緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の固有周期が 0.05s 以下であることを確認したため、設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

*2: 基準床レベルを示す。

5.5 計算方法

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度評価は、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。

荷重の組合せとして最も厳しい状態である重畳時における評価式を以下に記載する。

(1) 弁本体

a. 圧縮

鉛直応答加速度、静水圧及び動水圧により、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、弁本体のうち波圧を受ける面積が最も広い箇所を適用し、突き上げ津波荷重が弁本体に作用する評価に用いる受圧面の直径 D_2 から求める。弁本体の断面積 A_1 は、弁本体のうち最も肉厚が薄い断面を適用する。弁本体の寸法を図 5-2 に示す。

$$\sigma_{V1} = \frac{W_1 + F_{V1} + (P_t + P_{HSd} + P_{VSd}) \cdot A_2}{A_1}$$

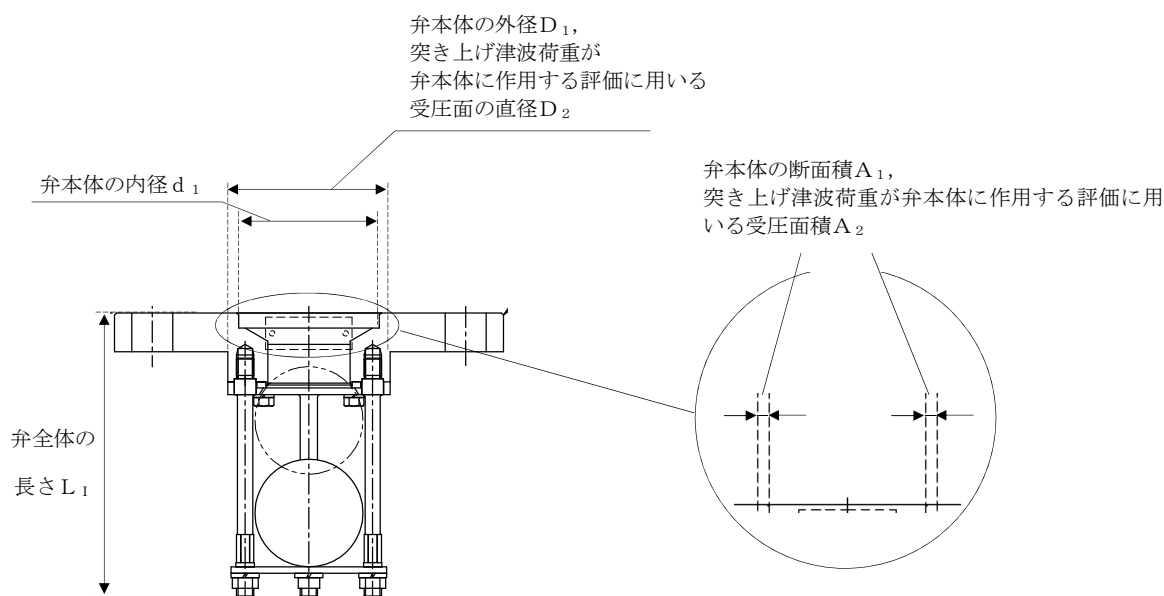


図 5-2 弁本体の寸法図

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) フロートガイド

a. 圧 縮

鉛直応答加速度、静水压及び動水压により、フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力 σ_{V2} を以下の式より算出する。また、突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 A_4 は、突き上げ津波荷重がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面の直径 D_4 から求める。フロートガイドの最小断面積 A_3 はフロートガイドのうち最も肉厚が薄い断面を適用する。フロートガイドの寸法を図 5-3 に示す。

$$\sigma_{V2} = \frac{W_2 + F_{V2} + (P_t + P_{HSd} + P_{VSd}) \cdot A_4}{A_3}$$

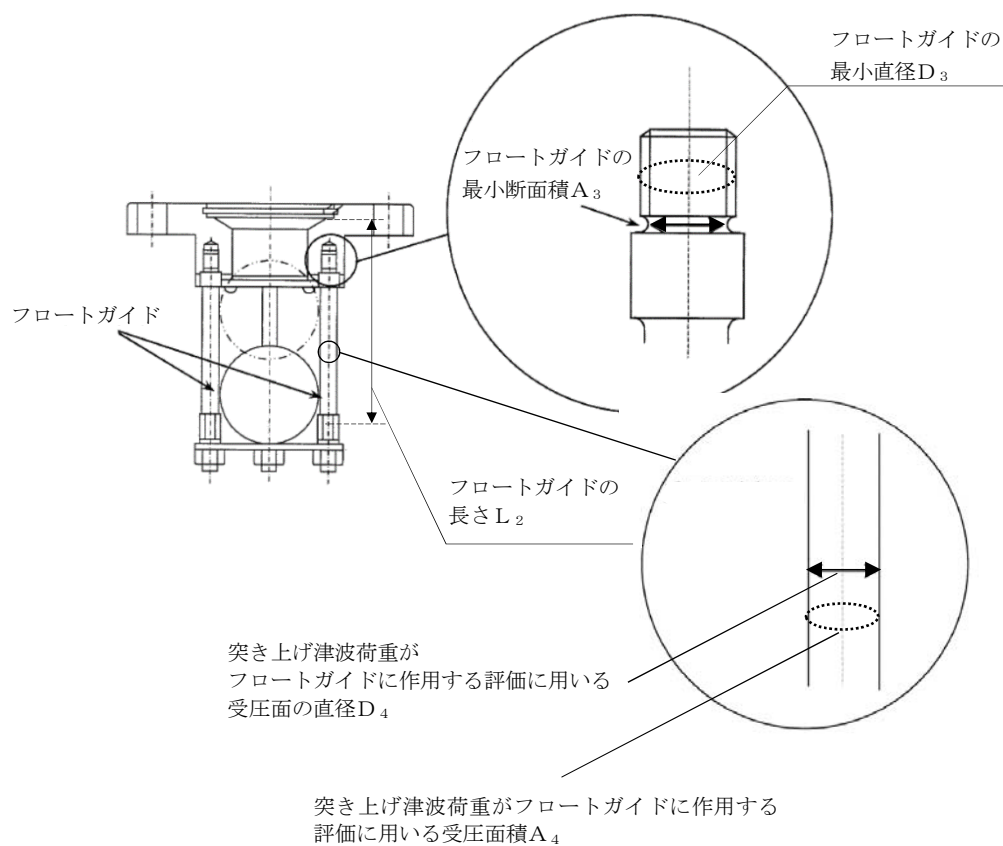


図 5-3 フロートガイドの寸法図

b. 曲 げ

フロートガイド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、フロートガイドに加わる曲げ応力 σ_{H2} を以下の式より算出する。フロートガイドの長さ L_2 、フロートガイドの最小直径 D_3 について図 5-3 に示す。

$$M_2 = F_{H2} \cdot L_2$$

$$I_2 = D_3^4 \cdot \frac{\pi}{64}$$

$$\sigma_{H2} = \frac{M_2 \cdot \left(\frac{D_3}{2}\right)}{I_2}$$

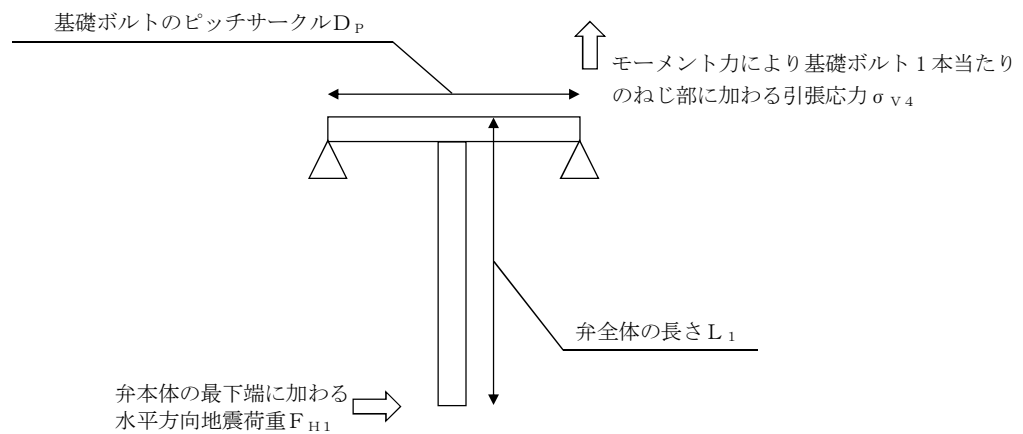


図 5-5 モーメントによる引張応力の作用イメージ

c. せん断

水平応答加速度により基礎ボルトのねじ部に加わるせん断応力 τ_3 を以下の式より算出する。

$$\tau_3 = \frac{F_{H1}}{A_5 \cdot n}$$

(4) フロート

波圧によりフロートに発生する圧力 P_w は以下の式より算出する。

$$P_w = P_t$$

5.5 計算条件

(1) 強度評価に用いる逆止弁の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 5-7 に示す。

表 5-7 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の仕様及び
津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件 (1/2)

弁本体の材質	弁本体の 断面積 A_1 (mm^2)	弁の全質量 m_1 (kg)	弁全体の長さ L_1 (mm)
SUS316L	1.100×10^3	3.95	132

弁本体の 外径 D_1 (mm)	弁本体の 内径 d_1 (mm)	フロートガイドの 材質	フロートガイドの 最小断面積 A_3 (mm^2)
75	65	SUS316L	34.21

フロートガイドの 1 本当たりの質量 m_2 (kg)	フロートガイドの 長さ L_2 (mm)	フロートガイドの 最小直径 D_3 (mm)	突き上げ津波荷重が フロートガイドに作 用する評価に用いる 受圧面の直径 D_4 (mm)
0.05	102	6.6	7

基礎ボルトの 材質	基礎ボルトの ねじ部の断面積 A_5 (mm^2)	基礎ボルトの本数 n (本)	基礎ボルトの ピッチサークル D_P (mm)
SUS304	2.011×10^2	4	145

表 5-7 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の仕様及び
津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件 (2/2)

重力加速度 g (m/s^2)	海水の密度 ρ_o (kg/m^3)	突き上げ津波荷重が 弁本体に作用する評 価に用いる受圧面の 直径 D_2 (mm)	突き上げ津波荷重が 基礎ボルトに作用す る評価に用いる受圧 面の直径 D_6 (mm)
9.80665	1030	75	80

浸水エリアの幅と 水深の比による 補正係数 β	抗力係数 C_d
1.0	2.01

(2) 強度評価に用いる逆止弁の津波荷重に関わる計算条件

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の津波荷重に関わる計算条件を表 5-8 に示す。

表 5-8 緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の津波荷重に関わる計算条件

対象の津波	津波荷重水位 h (T. P. + m)	緊急用海水ポンプピッ トにおける津波の最大 流速 (鉛直方向) U (m/s)	接続高さ H (m)
基準津波	12.0	2.0	13.2
敷地に遡上する津波	12.0	2.0	13.2

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度評価結果を以下に示す。「a. 重畳時における評価部位の応力評価」及び「b. フロートの構造健全性評価」に示す評価結果から、緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁が構造健全性を有することを確認した。

a. 重畳時における評価部位の応力評価

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-1 に示す。発生応力が許容応力以下であることから構造部材が構造健全性を有することを確認した。

表 6-1 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
弁本体	圧 縮	1	129
	曲 げ	1	129
	組合せ ^{*1}	2	129
フロートガイド	圧 縮	1	129
	曲 げ	2	129
	組合せ ^{*1}	3	129
基礎ボルト	引 張 ^{*2}	2	153 ^{*3}
	せん断	1	117

注記 *1：圧縮（ σ_V ）＋曲げ（ σ_H ）は、 $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$ で評価

*2：基礎ボルトの引張応力は、 $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

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

b. フロートの構造健全性評価

フロート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、評価部位であるフロートが構造健全性を有することを確認した。

表 6-2 フロートの構造健全性評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)		水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	圧 縮	0.2	2.0

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁の強度評価結果を以下に示す。「a. 重畳時における評価部位の応力評価」及び「b. フロートの構造健全性評価」に示す評価結果から、緊急用海水ポンプ室床ドレン排出口逆止弁が構造健全性を有することを確認した。

a. 重畳時における評価部位の応力評価

重畳時における評価部位の応力評価結果を表 6-3 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 6-3 重畳時における評価部位の応力評価結果

評価部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
弁本体	圧 縮	1	129
	曲 げ	1	129
	組合せ ^{*1}	2	129
フロートガイド	圧 縮	1	129
	曲 げ	2	129
	組合せ ^{*1}	3	129
基礎ボルト	引 張 ^{*2}	2	153 ^{*3}
	せん断	1	117

注記 *1: 圧縮 (σ_V) + 曲げ (σ_H) は, $\sigma_V + \sigma_H \leq 1.2S$ で評価

*2: 基礎ボルトの引張応力は, $\sigma_{V3} + \sigma_{V4}$

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

b. フロートの構造健全性評価

フロートの構造健全性評価結果を表 6-4 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、評価部位であるフロートが構造健全性を有することを確認した。

表 6-4 フロートの構造健全性評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)		水圧試験の圧力 (MPa)
フロート	圧 縮	0.2	2.0

V-3-別添 3-2-6 貫通部止水処置の強度計算書

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.....	6
2.3 評価方針.....	8
2.4 適用基準.....	10
2.5 記号の説明.....	11
3. 評価部位.....	12
4. 構造強度評価.....	13
4.1 構造強度評価方法.....	13
4.2 荷重及び荷重の組合せ.....	13
4.3 許容限界.....	16
4.4 設計用地震力.....	19
4.5 計算方法.....	20
4.6 計算条件.....	21
5. 評価結果.....	26

1. 概要

本添付書類は、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」に基づき、浸水防護施設のうち防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置、海水ポンプ室貫通部止水処置、原子炉建屋境界貫通部止水処置並びに常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）貫通部止水処置が津波荷重、溢水による静水圧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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置は、防潮堤及び防潮扉下部の基礎部に設置する貫通部に施工する。海水ポンプ室貫通部止水処置は、海水ポンプ室の壁面の貫通部に施工する。原子炉建屋境界貫通部止水処置は、原子炉建屋外壁の T. P. +9.2m 以下の貫通部に施工する。常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）貫通部止水処置は、常設代替高圧電源装置用カルバートの立坑部に設置する貫通部に施工する。

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の配置位置を図 2-1、海水ポンプ室貫通部止水処置の配置位置を図 2-2、原子炉建屋境界貫通部止水処置の配置位置を図 2-3、常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）貫通部止水処置の配置位置を図 2-4 に示す。

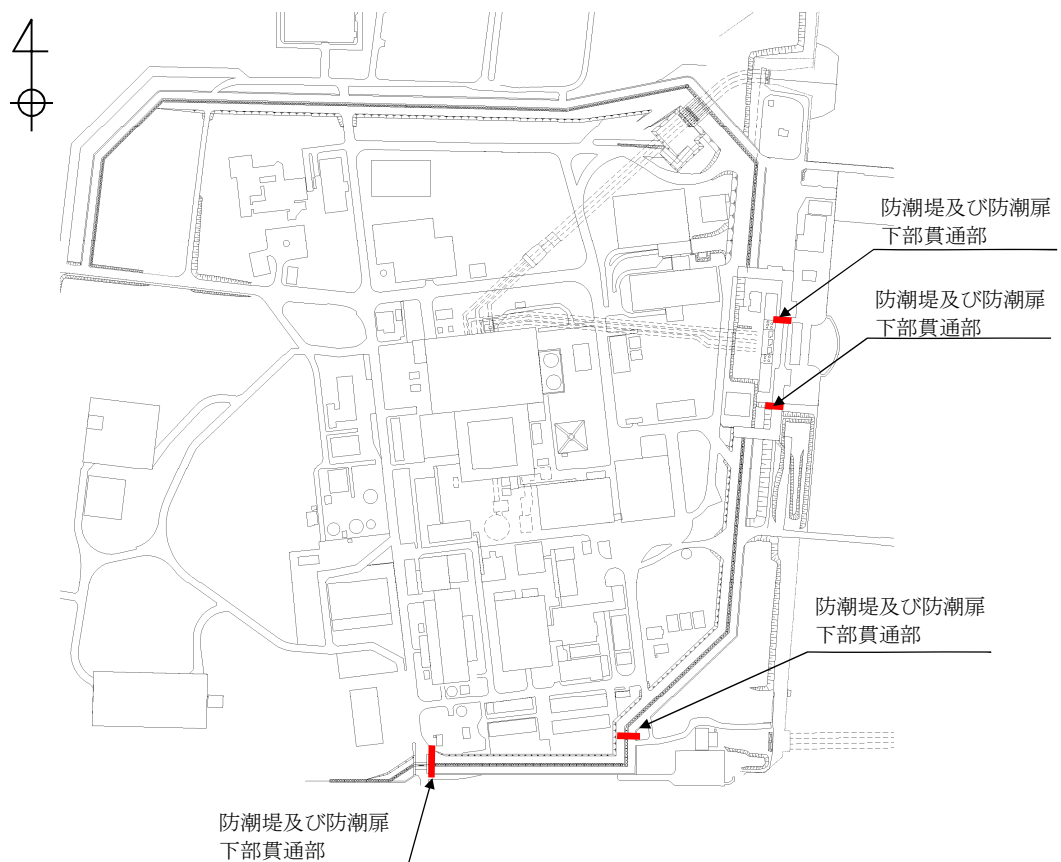


図 2-1 防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の配置位置図

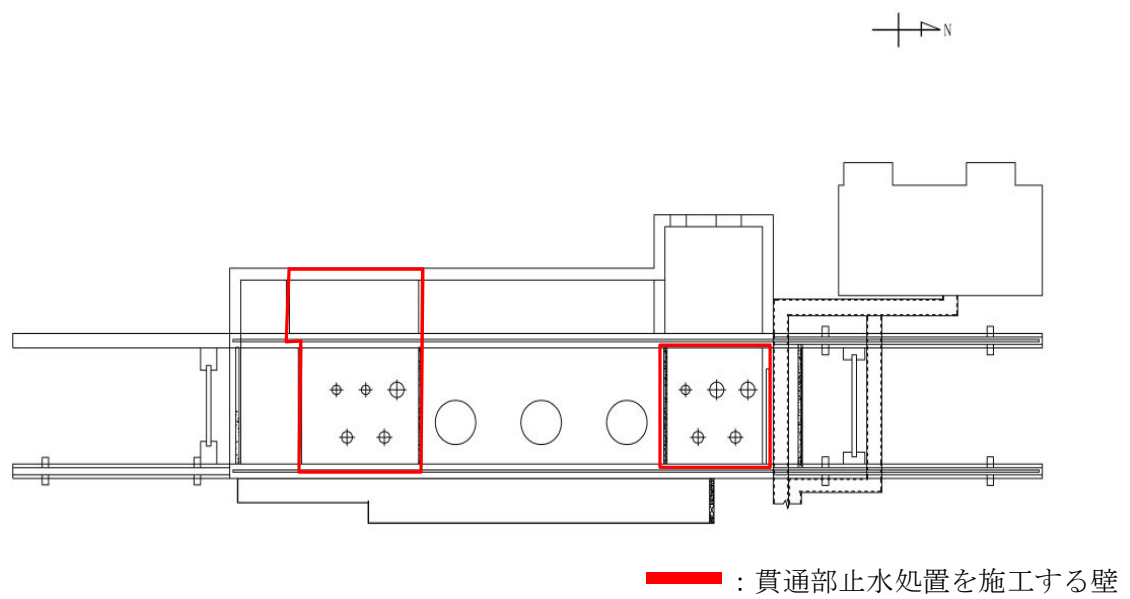


図 2-2 海水ポンプ室貫通部止水処置の配置位置図

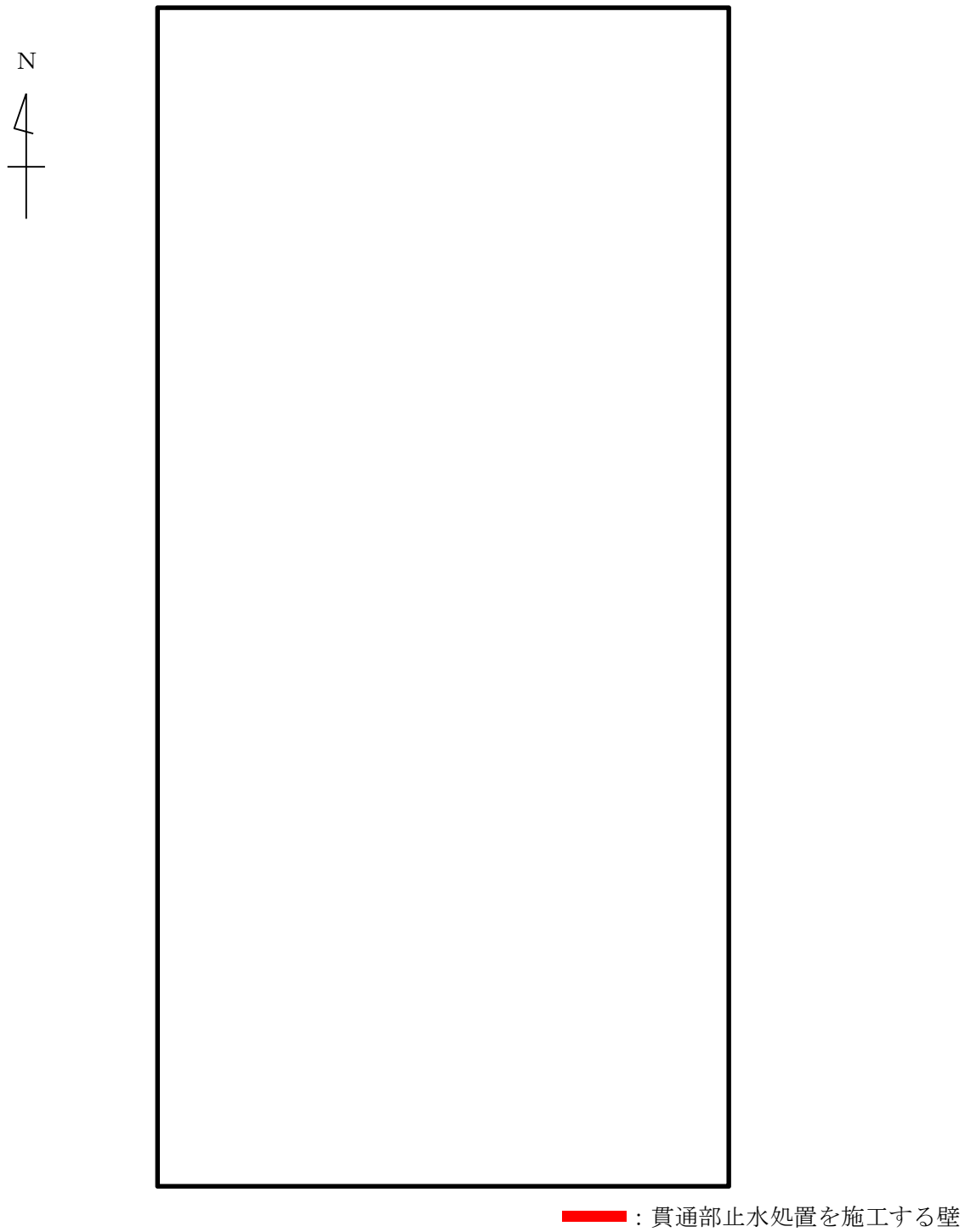
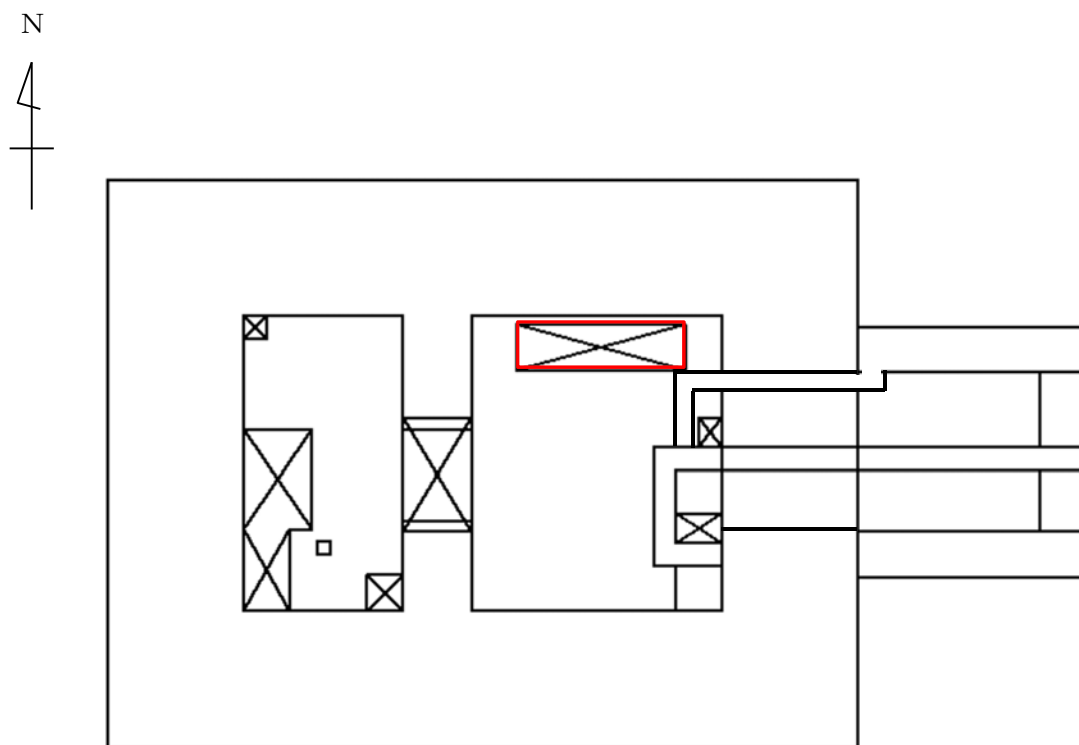


図 2-3 原子炉建屋境界貫通部止水処置の配置位置図



常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）
（EL. 2. 7m）

■：貫通部止水処置を実施する外壁

図 2-4 常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）貫通部止水処置の位置図

2.2 構造計画

(1) 防潮堤及び防潮扉下部貫通部の止水処置

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の構造は、配管等との間にモルタル、シール材を充填又は、閉止板との間にシール材を充填することで、止水性を確保する構造である。防潮堤及び防潮扉下部の貫通部止水処置の構造計画を表 2-1 に示す。

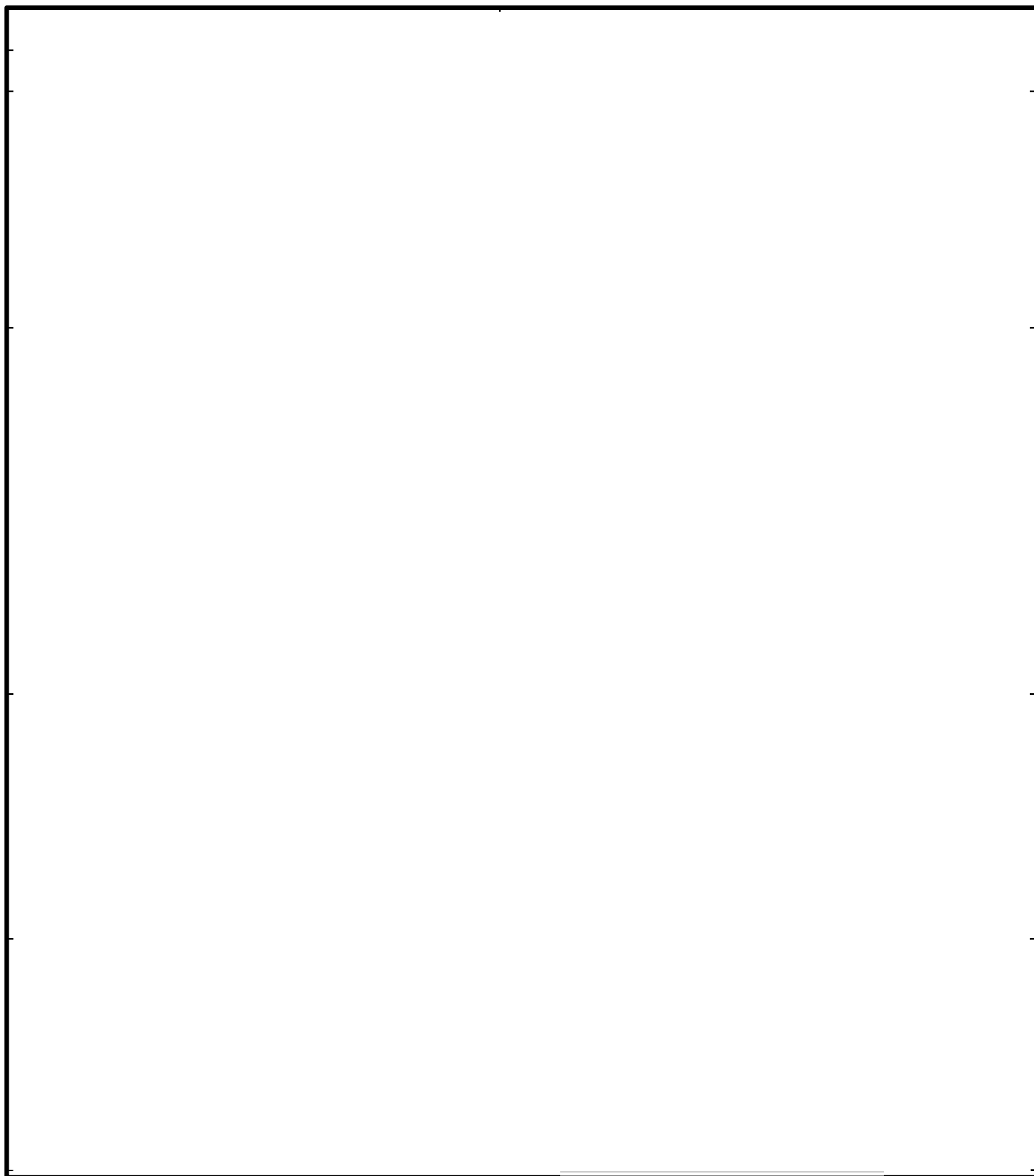
表 2-1 構造計画（防潮堤及び防潮扉下部の貫通部止水処置）

計画の概要		概略構造図
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。 なお、モルタルと貫通物の接合部及びモルタルと防潮堤及び防潮扉の壁面の接合部はコーキングを行う。	モルタルにより構成する。	防潮堤及び防潮扉 モルタル 配管等
貫通部の開口部と貫通部のすき間にコーキングする。貫通部の開口部に閉止板を設置する場合は、閉止板と貫通部のすき間をコーキングする。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、閉止板及び貫通物外面と一定の付着力によって接合する。	コーキングタイプのシール材にて構成する。	防潮堤及び防潮扉 シール材 閉止板 配管等 ※：配管等がない貫通部への閉止キャップ及び閉止板による止水含む

- (2) 海水ポンプ室貫通部，原子炉建屋境界貫通部及び常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）貫通部の止水処置

海水ポンプ室貫通部止水処置，原子炉建屋境界貫通部止水処置，常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）貫通部止水処置（以下「原子炉建屋境界貫通部止水処置等」という。）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，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の貫通口と貫通物のすき間に施工し，壁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，壁面に溶接した取付用座と配管を締付けバンドにて固定する構造とする。原子炉建屋境界貫通部止水処置等の構造概要を表 2-2 に示す。

表 2-2 構造計画（原子炉建屋境界貫通部止水処置等）



2.3 評価方針

貫通部止水処置の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している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部位に作用する荷重等が許容限界以下であることを「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」にて確認する。

貫通部止水処置のシール材及びブーツの強度評価フローを図 2-5 に、モルタルの強度評価フローを図 2-6 に示す。

貫通部止水処置の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた最大床応答加速度の最大値を設計震度として用いる。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

なお、海水ポンプ室に設置されている残留熱除去系海水系ポンプ、非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプは、敷地に遡上する津波に対しては期待しないことから、海水ポンプ室は敷地に遡上する津波に対する防護対象設備を内包した建屋及び区画とはならない。このため、海水ポンプ室貫通部止水処置は、敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価の対象外とする。

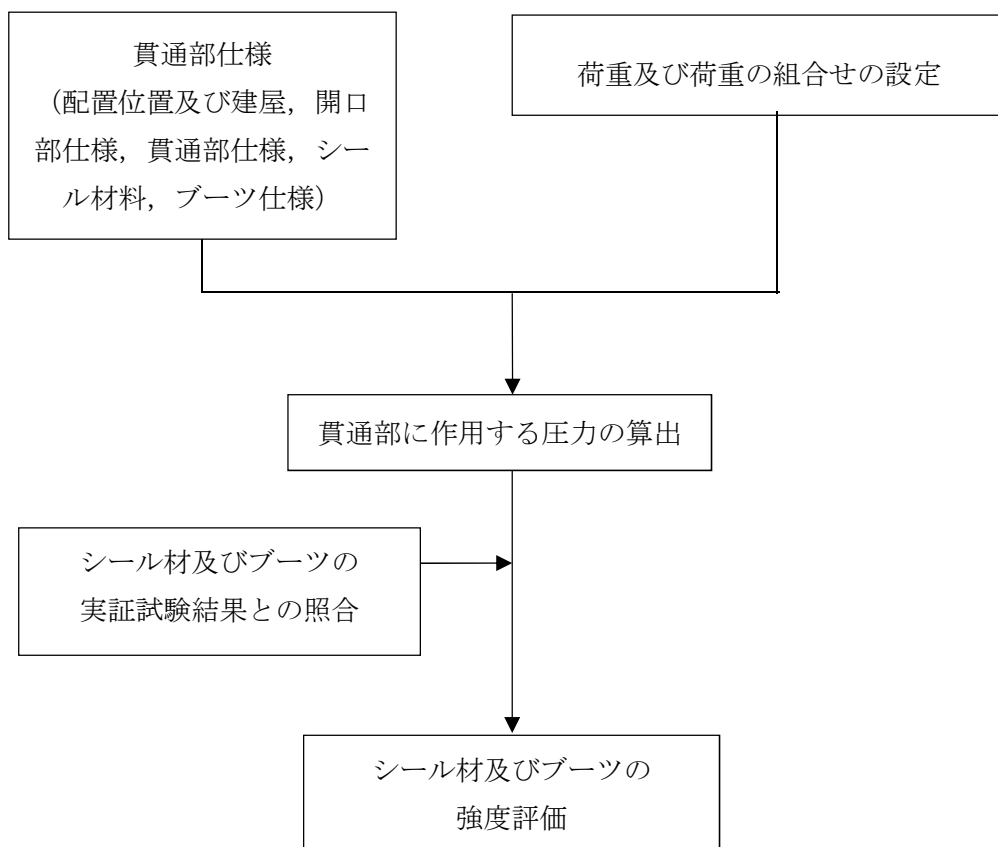


図 2-5 シール材及びブーツの強度評価フロー

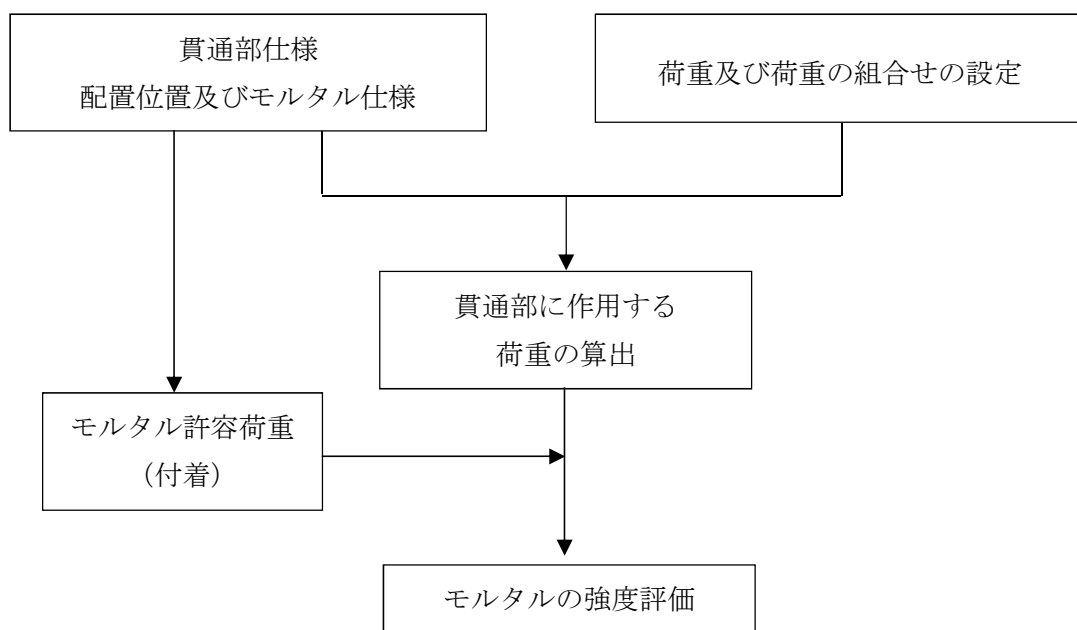


図 2-6 モルタルの強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕2002 年制定（（社）土木学会 平成 14 年 3 月）
- (2) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格 J S M E S N C 1 -2005/2007（（社）日本機械学会）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 1987（（社）日本電気協会）
- (4) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編 J E A G 4 6 0 1 ・補一 1984（（社）日本電気協会）
- (5) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 1991 追補版（（社）日本電気協会）

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 2-3 に示す。

表 2-3 貫通部止水処置の強度評価に用いる記号

記号	記号の定義	単位
A_P	貫通物の投影面積	mm^2
A'	モルタルが水圧を受ける面積（受圧面積）	mm^2
f_s	モルタルの許容付着荷重	N
f'_{bok}	モルタル付着強度	MPa
F_H	基準地震動 S_d により生じる貫通物の軸方向に作用する荷重	N
F_S	貫通物の反力によりモルタルに生じるせん断荷重	N
F_{Stotal}	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	貫通部位置における浸水深さ	mm
H	貫通部位置における波力を含めた水頭圧	mm
ℓ	貫通物の支持間隔	mm
L	モルタルの充てん深さ	mm
P_d	動水圧	MPa
P_t	遡上津波荷重	MPa
P_h	浸水津波荷重	MPa
C_H	余震による水平方向の設計震度	—
C_V	余震による鉛直方向の設計震度	—
P_{total}	シール材又はブーツに発生する合計圧力	MPa
S	貫通物の周長	mm
W	貫通物の支持間隔間の質量	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. 評価部位

貫通部止水処置の評価部位は、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書の方針」に示している評価対象部位を踏まえて、「2.2 構造計画」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。

遡上波による波力及び津波による溢水の静水圧が受圧面へ全体的に作用すると考えられることから、止水処置全体へ伝達される。このことから、シール材、ブーツ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。また、貫通部止水処置の種類毎に作用する荷重と許容値を比較し、評価上最も厳し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「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」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. 評価部位」に示す評価部位に対し、「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 (G)

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。）の質量及内容物の質量を考慮する。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

津波荷重として、遡上津波荷重を考慮する。

$$H = 3 \cdot \frac{h}{2}$$

$$P_t = \rho \cdot g \cdot H$$

(3) 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。

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

(4) 余震荷重 (K_{sd})

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 $S_d - D1$ に伴う地震力（動水圧含む。）とする。

a. 余震による地震力

(a) 貫通物による地震荷重

貫通部の直近に支持構造物を設置する設計とし、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。図 4-1 にモルタルのせん断方向の余震荷重の作用図を示す。

また、貫通部直近の支持構造物は貫通物が剛構造となる間隔で設置する設計とし、壁、防潮堤又は防潮扉と一体に動く構造となっているため、最大応答加速度の 1.0 倍の設計震度を用いて算出する。

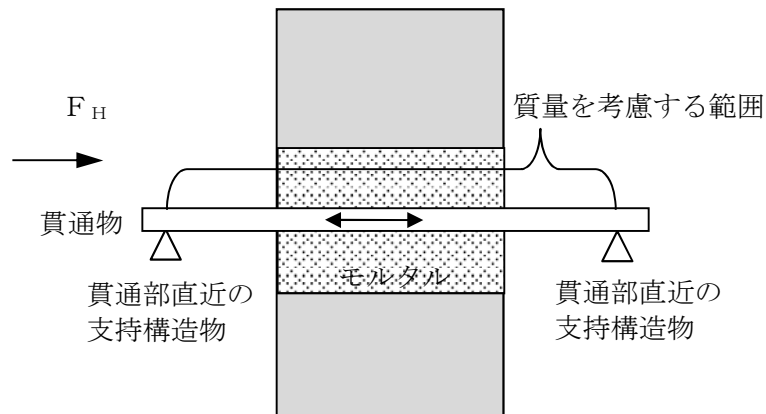


図 4-1 モルタルへのせん断方向の余震荷重作用図

(b) 評価において考慮する貫通部

外郭浸水防護設備となる防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置と内郭浸水防護施設である原子炉建屋境界貫通部止水処置等に分けて評価を実施する。

評価においては、防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置と原子炉建屋境界貫通部止水処置等のそれぞれについて、最も荷重が大きくなる貫通物*を考慮して算出する。

* 呼び径：250A，厚さ：9.3mm，材料 SUS316L，内容物：海水の配管（防潮堤及び防潮堤下部貫通部）と呼び径：500A，厚さ：9.5mm，材料：炭素鋼，内容物：海水（原子炉建屋境界貫通部止水処置等）の配管を想定する。

(c) モルタルに作用するせん断荷重

モルタルに作用する余震によるせん断荷重については、(a)に示す支持構造物間の貫通物に作用する地震荷重から算出する。

b. 余震による動水圧

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。

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot H \text{ [防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置]}$$

$$P_d = \beta \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot C_H \cdot g \cdot h \text{ [原子炉建屋境界貫通部止水処置等]}$$

4.2.2 荷重の組合せ

貫通部止水処置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 (浸水防止設備)	防潮堤及び防潮堤下部貫通部 止水処置	$G + P_t + K_{S_d}$
	海水ポンプ室貫通部止水処置	$G + P_h + K_{S_d}$
	原子炉建屋境界貫通部 止水処置	
	高圧代替電源装置用カルバー ト（立坑部）貫通部止水処置	

注記 * : G は固定荷重, P_t は遡上津波荷重, P_h は浸水津波荷重, K_{S_d} は弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による地震荷重を示す。

4.3 許容限界

(1) 基準津波に対する許容限界

a. モルタル

各評価部位の許容値は、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕2002 年制定（（社）土木学会平成 14 年 3 月）に規定される許容限界を用いる。

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の許容限界を表 4-2，防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の許容限界評価条件を表 4-3，防潮堤及び防潮扉下部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。

なお，せん断荷重の評価に対しては，貫通物とモルタルの付着荷重によって評価する。

表 4-2 防潮堤及び防潮扉下部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
短期	f_s

* モルタルの許容限界は，コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕2002 年制定（（社）土木学会平成 14 年 3 月）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。圧縮強度 f'_{ck} は設計値を用いる。また，防潮堤及び防潮扉下部貫通部の貫通物の周長 $S=840.062\text{mm}$ ，モルタル充てん深さ $L=1000\text{mm}$ ，海水ポンプ室等貫通部の貫通物の周長 $S=1595.29\text{mm}$ ，モルタル充てん深さ $L=8000\text{mm}$ とする。

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

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

表 4-3 防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の許容限界評価条件

評価部位	f'_{ck} * (MPa)	γ_c *
モルタル	30	1.3

* f'_{ck} ：モルタル圧縮強度， γ_c ：材料定数を示す。

表 4-4 防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置の許容限界算出結果

状態	評価部位	許容限界	備考
		付着荷重 (kN)	
短期	モルタル	698	防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置
		1593	原子炉建屋境界貫通部止水処置等

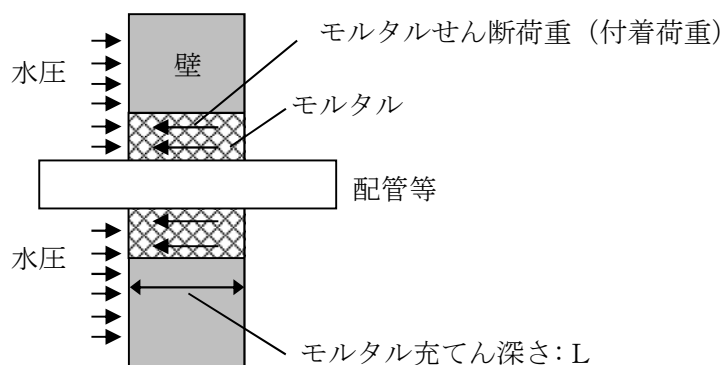


図 4-2 モルタルの施工例

b. 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圧を付加した水圧試験に基づく結果を用いる。試験の概要を図 4-3 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、想定する浸水高さから求まる静水圧が、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。

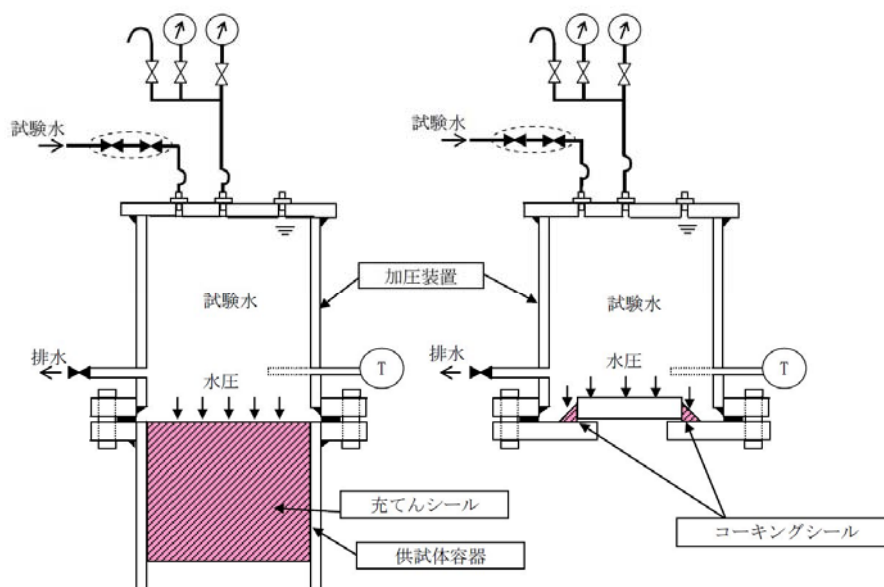


図 4-3 シール材の水圧試験の概要

4.4 設計用地震力

強度評価における弾性設計用地震動 S_d-D1 に伴う地震力については、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す最大床応答加速度を考慮して設定する。表 4-5 にて示す設計震度を用いて設定する。

表 4-5 設計震度の諸元

地震動	設置場所 及び 床面高さ	余震による設計震度* ¹	
弾性設計用地震動 S_d-D1	防潮堤及び防潮扉下部 EL. 3.0m (EL. 9.500m* ²)	水平方向 C_H	0.41
	海水ポンプ室 EL. 0.800m (EL. 0.300m* ²)	水平方向 C_H	0.51
	原子炉建屋 EL. 2.000m EL. -4.000m (EL. 8.200m* ²)	水平方向 C_H	0.40
	常設代替高圧電源装置用 カルバート（立坑部） EL. 2.700m (EL. 7.200m* ²)	水平方向 C_H	0.34

* 1 最大床応答加速度の 1.0 倍を設計震度とした。

* 2 基準床レベルを示す。

4.5 計算方法

4.5.1 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。

$$F_H = W \cdot g \cdot C_H$$

$$F_s = F_H$$

(2) 合計荷重

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

$$F_{S_{total}} = F_s + (P_t + P_d) \cdot A' \text{ [防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置]}$$

$$F_{S_{total}} = F_s + (P_h + P_d) \cdot A' \text{ [原子炉建屋境界貫通部止水処置等]}$$

4.5.2 シール材及びブーツの強度評価（発生圧力計算）

シール材及びブーツについては設置箇所が原子炉建屋境界貫通部止水処置等となることから，津波による溢水の浸水津波荷重 P_h を考慮するとともに，余震による動水圧 P_d を考慮する。

$$P_{total} = P_h + P_d$$

4.6 計算条件

(1) 防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置

a. 強度評価に用いる貫通部の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

貫通部止水処置の「4.1 構造強度評価方法」に用いる貫通部の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件を表 4-6 に示す。

表 4-6 貫通部の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件
(防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置, モルタル)

貫通部箇所 (貫通部仕様)	貫通物の周長 S (mm)	モルタルの充てん深 さ L (mm)	貫通物の投影面積 A_p (mm ²)
防潮堤及び防潮扉 下部貫通部 (モルタル)	840.062	1000	267400

貫通物の支持間隔 ℓ (mm)	貫通物の支持間隔間 の質量 W (kg)	モルタルが水圧を受 ける面積 A' (mm ²)	浸水エリアの幅と水 深の比による補正係 数 β
11000	1500	342534	1.0

海水の密度 ρ (kg/m ³)
1030

- b. 強度評価に用いる津波荷重に関わる計算条件
- 貫通部止水処置の「4.1 構造強度評価方法」に用いる津波荷重に関わる計算条件を表 4-7 に示す。

表 4-7 津波荷重に関わる計算条件
(防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置，モルタル)

対象の津波	貫通部位置における 浸水深さ h (mm)
基準津波	17900
敷地に遡上する津波	24000

(2) 原子炉建屋境界貫通部止水処置等

a. 強度評価に用いる貫通部の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件

貫通部止水処置の「4.1 構造強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-8 に示す。

構造及び強度の計算条件は、シール構造ごとに作用する静水圧、動水圧（シール材、ブーツ）及び静水圧荷重（モルタル）と許容値を比較し評価上最も厳しい貫通部を代表選定して強度評価を行う。

表 4-8 貫通部の仕様及び津波荷重に関わる計算条件を除く計算条件
(原子炉建屋境界貫通部止水処置等, モルタル)

貫通部箇所 (貫通部仕様)	貫通物の周長 S (mm)	モルタルの充てん深 さ L (mm)	貫通物の投影面積 A_p (mm ²)
原子炉建屋境界 貫通部等 (モルタル)	1595.93	1200	6069600

貫通物の支持間隔 ℓ (mm)	貫通物の支持間隔間 の質量 W (kg)	モルタルが水圧を受 ける面積 A' (mm ²)	浸水エリアの幅と水 深の日による補正係 数 β
8000	2500	342534	1.0

海水の密度 ρ (kg/m ³)
1030

b. 強度評価に用いる津波荷重に関わる計算条件

貫通部止水処置の「4.1 構造強度評価方法」に用いる津波荷重に関わる計算条件を表 4-9 に示す。

なお、貫通部位置における浸水深さ h については、保守的に最地下階の床面から浸水面までの水位を用いる。浸水高さ h の設定についての説明を表 4-10 及び図 4-5 に示す。

表 4-9 津波荷重に関わる計算条件
(原子炉建屋境界貫通部止水処置等, モルタル)

対象の津波	貫通部位置における 浸水深さ h (mm)
基準津波	12200
敷地に遡上する津波	13200

表 4-10 浸水高さ h の設定 (原子炉建屋境界貫通部止水処置等, モルタル)

建屋	対象の津波	最地下階床面高さ (EL. (m))	浸水面高さ (T.P. (m))	貫通部位置にお ける浸水深さ (m)
海水ポンプ室	基準津波	0.8	6.4	5.6
	敷地に遡上する 津波	—	—	—
原子炉建屋	基準津波	−4.0	8.2	12.2
	敷地に遡上する 津波	−4.0	9.2	13.2
常設代替高圧 電源装置用 カルバート (立坑部)	基準津波	2.7	8.2	5.5
	敷地に遡上する 津波	2.7	9.2	6.5

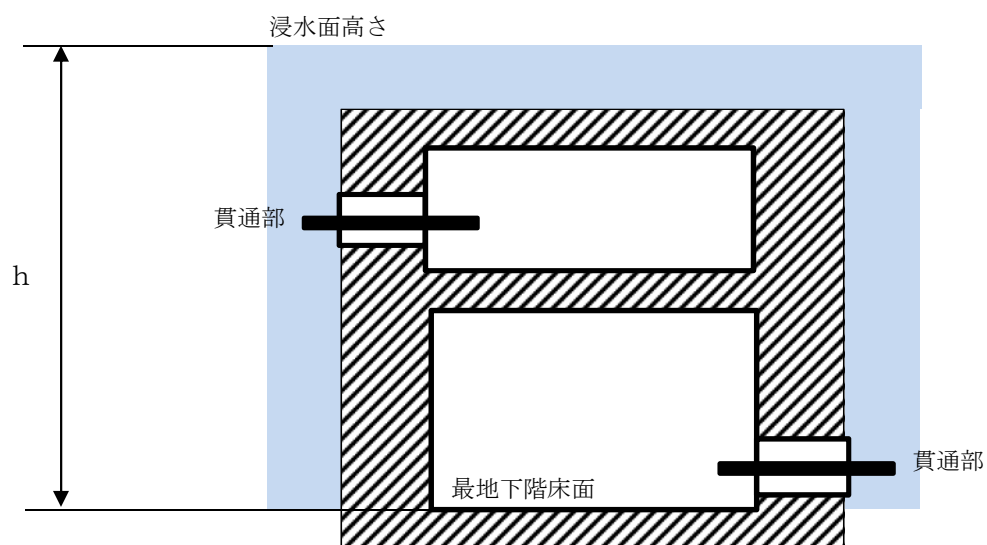


図 4-5 津波による溢水の貫通部の浸水深 h の設定

5. 評価結果

(1) 防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置

a. 基準津波に対する評価結果

モルタルの基準津波に対する強度評価結果を表 5-1 に示す。モルタルの発生荷重は許容荷重以下である。

表 5-1 モルタルの基準津波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)	81	698

b. 敷地に遡上する津波に対する評価結果

モルタルの敷地に遡上する津波に対する強度評価結果を表 5-2 に示す。モルタルの発生荷重は許容荷重以下である。

表 5-2 モルタルの敷地に遡上する津波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)	107	698

(2) 原子炉建屋境界貫通部止水処置等

a. 基準津波に対する評価結果

モルタルの基準津波に対する強度評価結果を表 5-3, シール材の基準津波に対する強度評価結果を表 5-4, ブーツの基準津波に対する強度評価結果を表 5-5 に示す。モルタル, シール材及びブーツの発生荷重又は発生圧力は許容荷重又は許容圧力以下であることを確認した。

表 5-3 モルタルの基準津波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)	67	1593

表 5-4 シール材の基準津波に対する強度評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
シール材		

表 5-5 ブーツの基準津波に対する強度評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
ブーツ		

b. 敷地に遡上する津波に対する評価結果

モルタルの敷地に遡上する津波に対する強度評価結果を表 5-6, シール材の敷地に遡上する津波に対する強度評価結果を表 5-7, ブーツの敷地に遡上する津波に対する強度評価結果を表 5-8 に示す。モルタル, シール材及びブーツの発生荷重又は発生圧力は許容荷重又は許容圧力以下であることを確認した。

表 5-6 モルタルの敷地に遡上する津波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)	72	1593

表 5-7 シール材の敷地に遡上する津波に対する強度評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
シール材		

表 5-8 ブーツの敷地に遡上する津波に対する強度評価結果

評価部位	発生圧力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
ブーツ		

V-3-別添 3-2-7 水密扉の強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	9
2.5 記号の説明	10
3. 固有周期	14
3.1 固有周期の計算方法	14
3.2 固有周期の計算条件	16
3.3 固有周期の計算結果	17
<構造強度評価>	
4. 原子炉建屋原子炉棟水密扉	18
4.1 評価部位	18
4.2 構造強度評価方法	20
4.3 荷重及び荷重の組合せ	20
4.4 許容限界	22
4.5 設計用地震力	25
4.6 計算方法	25
4.7 計算条件	29
4.8 評価結果	31
5. 原子炉建屋付属棟北側水密扉1	32
5.1 評価部位	32
5.2 構造強度評価方法	34
5.3 荷重及び荷重の組合せ	34
5.4 許容限界	36
5.5 設計用地震力	38
5.6 計算方法	38
5.7 計算条件	49
5.8 評価結果	53
6. 原子炉建屋付属棟北側水密扉2	54
6.1 評価部位	54
6.2 構造強度評価方法	56
6.3 荷重及び荷重の組合せ	56
6.4 許容限界	58
6.5 設計用地震力	60
6.6 計算方法	60

6.7	計算条件	71
6.8	評価結果	75
7.	原子炉建屋付属棟東側水密扉	76
7.1	評価部位	76
7.2	構造強度評価方法	78
7.3	荷重及び荷重の組合せ	78
7.4	許容限界	80
7.5	設計用地震力	81
7.6	計算方法	81
7.7	計算条件	83
7.8	評価結果	84
8.	原子炉建屋付属棟南側水密扉	85
8.1	評価部位	85
8.2	構造強度評価方法	87
8.3	荷重及び荷重の組合せ	87
8.4	許容限界	89
8.5	設計用地震力	91
8.6	計算方法	91
8.7	計算条件	102
8.8	評価結果	106
9.	原子炉建屋付属棟西側水密扉	107
9.1	評価部位	107
9.2	構造強度評価方法	109
9.3	荷重及び荷重の組合せ	109
9.4	許容限界	111
9.5	設計用地震力	112
9.6	計算方法	112
9.7	計算条件	115
9.8	評価結果	118
10.	立坑部水密扉	119
10.1	評価部位	119
10.2	構造強度評価方法	122
10.3	荷重及び荷重の組合せ	122
10.4	許容限界	124
10.5	設計用地震力	125
10.6	計算方法	125
10.7	計算条件	130
10.8	評価結果	132

1. 概要

本資料は、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」に基づき、津波防護施設及び浸水防止設備である原子炉建屋1階及び常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）地下1階に設置する水密扉が、津波の冠水に伴う津波荷重及び余震を考慮した荷重に対して、浸水防護重点化範囲である原子炉建屋内に津波が流入することを防止するために、十分な構造健全性及び止水性を有していることを説明するものである。

原子炉建屋1階の水密扉として、原子炉建屋大物搬入口に原子炉建屋原子炉棟水密扉、原子炉建屋附属棟北側開口部に原子炉建屋附属棟北側水密扉1及び原子炉建屋附属棟北側水密扉2、原子炉建屋附属棟東側開口部に原子炉建屋附属棟東側水密扉、原子炉建屋附属棟南側開口部に原子炉建屋附属棟南側水密扉、原子炉建屋附属棟西側開口部に原子炉建屋附属棟西側水密扉を、常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）の水密扉として、常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）地下1階に立坑部水密扉を設置する。

津波荷重については、敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

水密扉の設置位置図を図2.1-1図、図2.1-2図に示す。

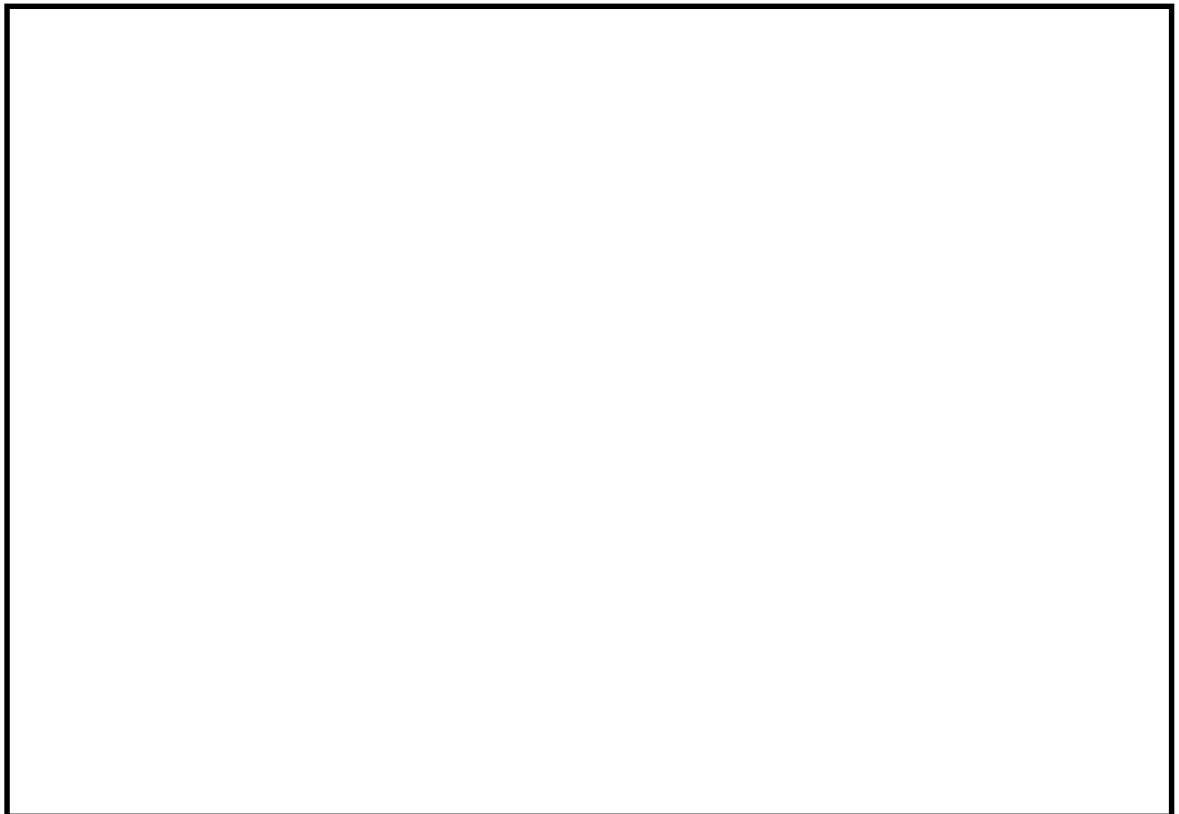


図2.1-1 水密扉の設置位置図（原子炉建屋1階）

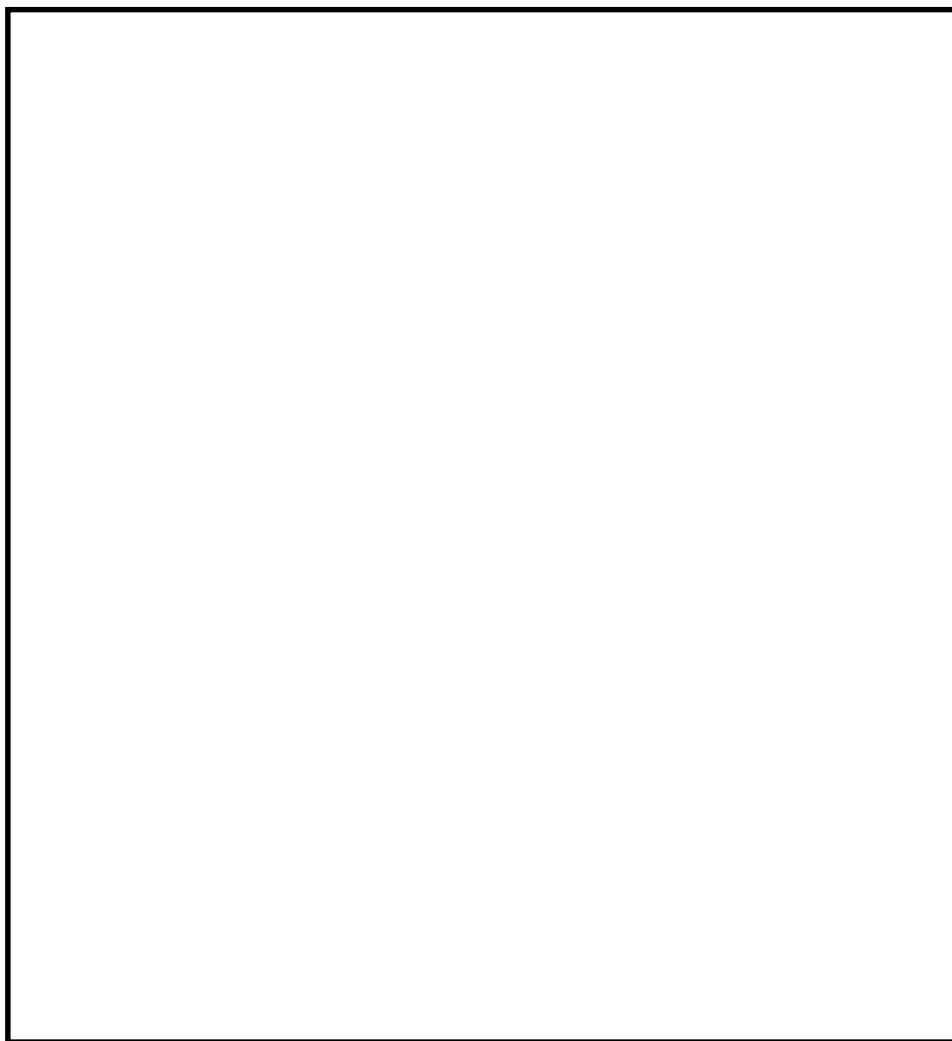


図2.1-2 水密扉の設置位置図
(常設代替高圧電源装置用カルバート (立坑部) 地下1階)

2.2 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（主桁及び横桁）を配した構造である（原子炉建屋付属棟東側水密扉を除く。）。また、閉鎖状態においてカンヌキ（又はロックバー）により固定され水密性を確保している。

原子炉建屋1階水密扉及び立坑部水密扉は、扉枠を介して建屋の壁の開口部にアンカーボルト等で固定し支持する構造とする。

水密扉の構造計画を表2.2-1に示す。

表 2. 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	
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、締付装置（カンヌキ又はロックバー）により扉が扉枠に固定される構造とする。 また、扉枠を建屋の開口部周辺に、アンカーボルトにより固定する構造とする。	片開型の鋼製扉とし、鋼製の扉板に芯材を取付け、扉に設置された締付装置（カンヌキ又はロックバー）を鋼製の扉枠に、差し込み、扉と扉枠を一体化させる構造とする。 また、扉と扉の接続はヒンジを介する構造とする。	概略構造図 (単位：mm)

2.3 評価方針

水密扉の強度評価は、添付書類「V-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、水密扉の評価部位に作用する応力等が許容限界内に収まることを各設備の「構造強度評価方法」に示す方法により、「計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、応力評価の確認結果を「評価結果」にて確認する。

水密扉の強度評価フローを図2.3-1に示す。

なお、具体的な計算方法については、添付書類「V-3-別添3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す。

水密扉の構造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（静水圧荷重及び波圧）の作用方向及び伝達経路を考慮し、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、津波に伴う静水圧荷重、波圧、地震に伴う低耐震クラスの設備（屋外タンク）からの溢水に伴う静水圧荷重、風荷重及び余震に伴う荷重作用時（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。重畳時においては、添付書類「V-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた最大床応答加速度の最大値を設計震度として用いる。

漂流物の衝突荷重については、水密扉の設置環境を考慮し、漂流物の影響を直接受ける可能性のある屋外に面した水密扉について評価対象とし、具体的には原子炉建屋附属棟東側水密扉とする。漂流物の影響を直接受けない設置環境の水密扉は漂流物の影響評価対象外とし、具体的には、原子炉建屋大物搬入口内の原子炉建屋原子炉棟水密扉、原子炉建屋附属棟北側のタービン建屋との間に設置される原子炉建屋附属棟北側水密扉1及び原子炉建屋附属棟北側水密扉2、廃棄物処理建屋への連絡歩廊内の原子炉建屋附属棟南側水密扉、サービス建屋との間に設置される原子炉建屋附属棟西側水密扉及び地下格納槽である常設代替高压電源装置用カルバート（立坑部）内に設置される常設代替高压電源装置用カルバート原子炉建屋側開口部水密扉とする。

図2.3-1 原子炉建屋と隣接する主要建屋及び水密扉の配置図に示すとおり、原子炉建屋外壁とタービン建屋外壁及びサービス建屋外壁それぞれの隙間は小さく、漂流物として想定される足場板のような形状の漂流物であっても当該部を通り、原子炉建屋附属棟北側水密扉1、原子炉建屋附属棟北側水密扉2及び原子炉建屋附属棟西側水密扉まで到達することはない。

原子炉建屋原子炉棟水密扉は原子炉建屋大物搬入口エリアの内側に設置されており、当該エリア外側には扉が設置され施錠管理されていることから、足場板のような形状の漂流物であっても当該エリア内に侵入することはない。

原子炉建屋附属棟南側水密扉は、廃棄物処理建屋への連絡歩廊の内側に設置されていることから、足場板のような形状の漂流物であっても歩廊内に侵入することはない。

なお、構造強度評価に当たっては、敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を

実施する。

風荷重については、津波による荷重と比較し十分に小さい場合は津波荷重の評価に包絡されるものとして個別の評価は省略する。また、積雪荷重については、水密扉の設置状況から考慮不要とする。

構造強度評価においては、荷重を静的に作用させる静的解析により、扉板、芯材及び設置状況に応じ、締付装置（以下、「カンヌキ」又は「ロックボルト」という）並びにアンカーボルトの発生荷重を算定し、許容限界との比較を行う。

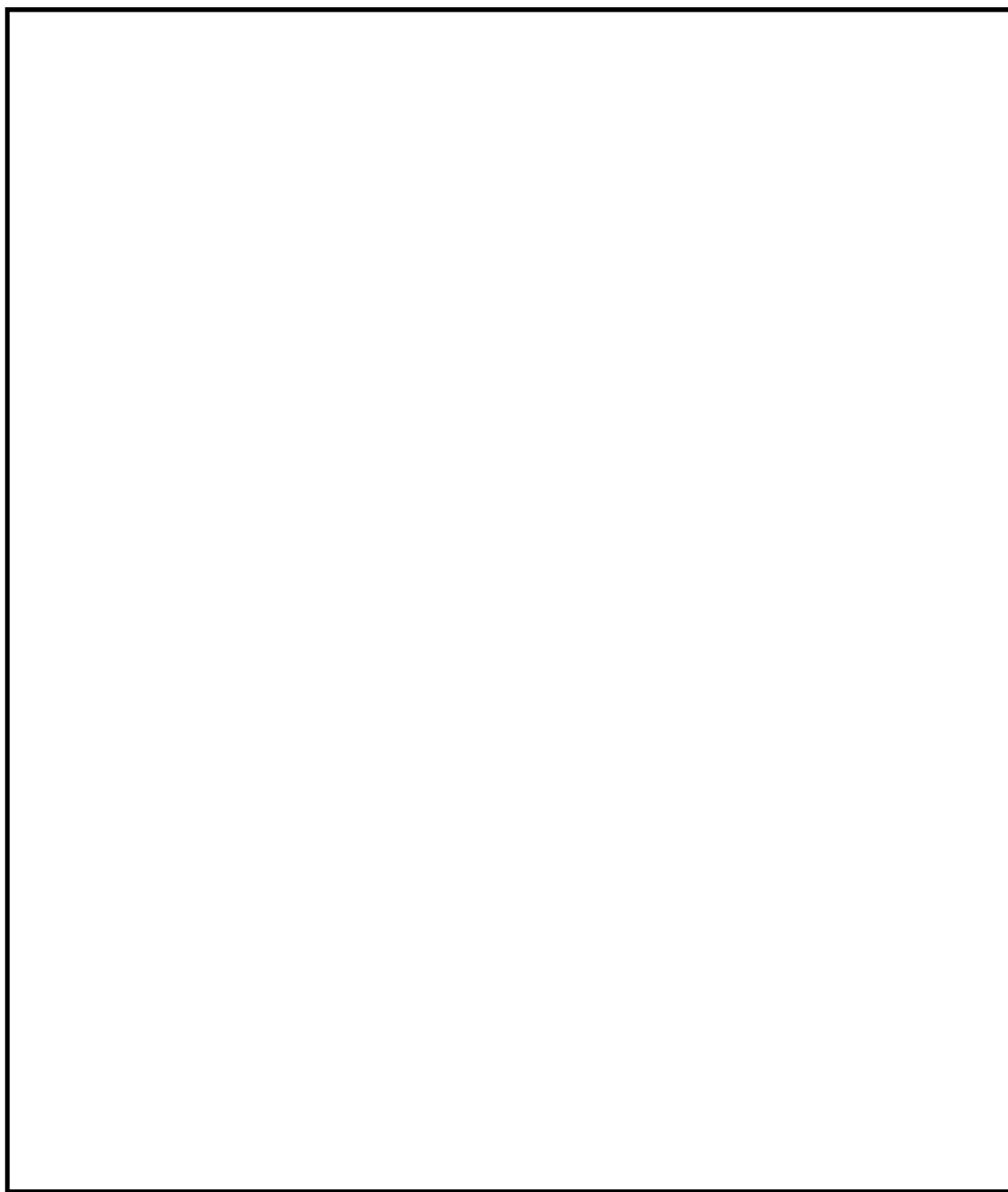
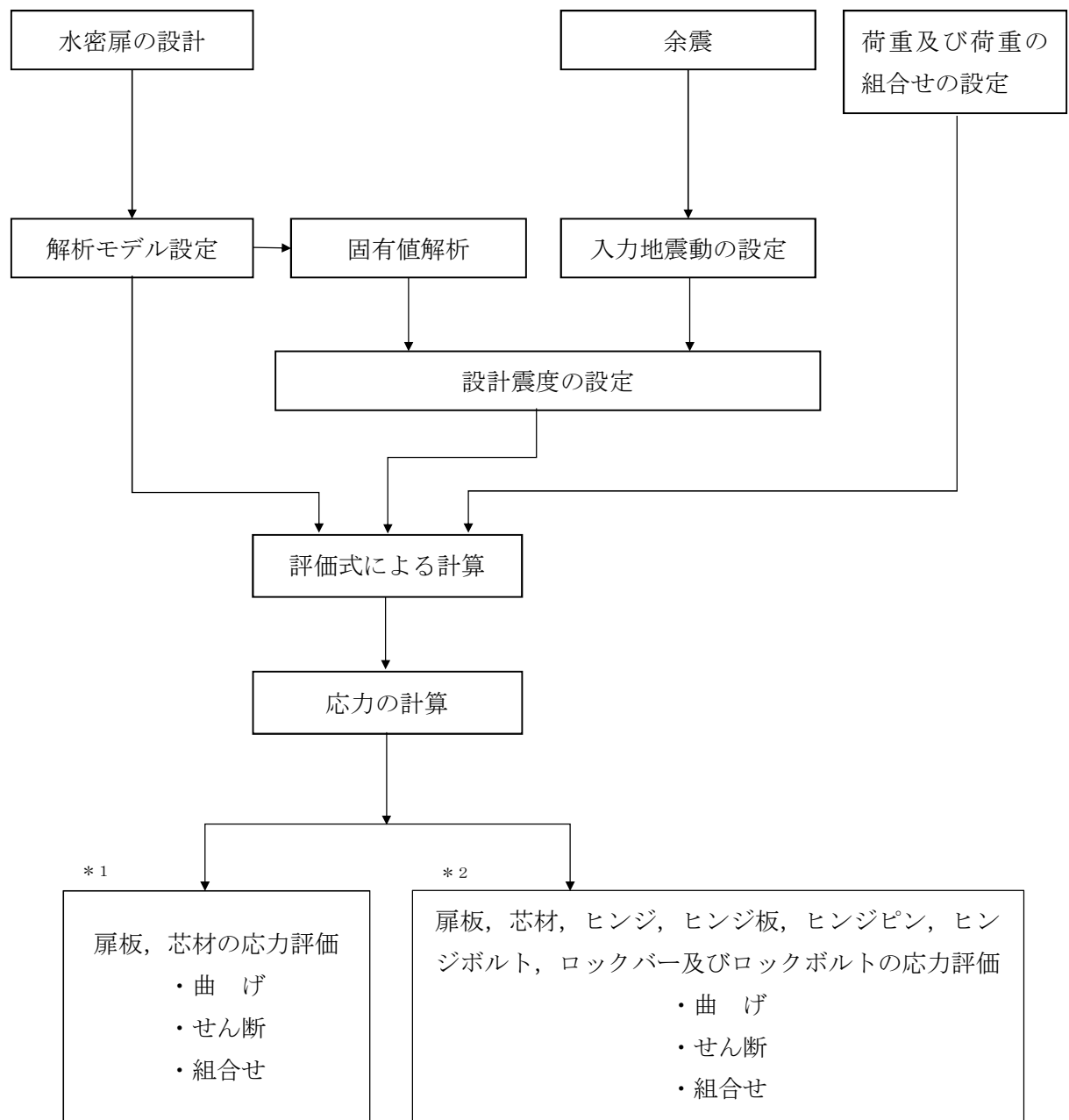


図 2.3-1 原子炉建屋と隣接する主要建屋及び水密扉の配置図



注 *1：原子炉建屋原子炉棟水密扉，原子炉建屋附属棟東側水密扉（扉板のみ），原子炉建屋附属棟西側水密扉及び立坑部水密扉

*2：原子炉建屋附属棟北側水密扉1，原子炉建屋附属棟北側水密扉2及び原子炉建屋附属棟南側水密扉

図 2.3-1 強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する基準等を以下に示す。

- (1) 建築基準法・同施行令
- (2) 鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005改定）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2010改定）
- (4) 水道施設耐震工法指針・解説（（社）日本水道協会，2009年版）
- (5) 日本工業規格 J I S G 3 1 0 1（2015） 一般構造用圧延鋼材
- (6) 日本工業規格 J I S G 4 5 0 3（2012） 機械構造用 合金鋼鋼材

2.5 記号の説明

原子炉建屋1階に設置する水密扉の強度評価に用いる記号を表2.5-1、常設代替高压電源装置用カルバート（立坑部）地下1階に設置する水密扉の強度評価に用いる記号を表2.5-2に示す。

表2.5-1 強度評価に用いる記号（1/2）

記号	定義	単位
A	断面積	mm ²
A _a	1本当たりの表面積	mm ²
A _b	1本当たりの断面積	mm ²
a _n	横桁ピッチ	m
B	受圧幅	m
B ₁	扉全体の受圧幅	m
g	重力加速度	m/s ²
G	扉体自重	kN
h	当該部分の浸水深	m
H	水深	m
h _c	水压中心位置からカンヌキ間距離	m
H _g	受圧高	m
K _H	水平震度	—
K _S	余震による地震荷重	kN
L	区画短辺の長さ	m
L _b	軸支持間距離（カンヌキ）	mm
L _p	軸支持間距離（カンヌキ受けピン）	m
L _k	カンヌキ中心間距離	m
M	曲げモーメント	kN・m
M _{X1}	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数	—
M _{X2}	等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数	—
n	ボルトの本数	本
P ₀	設計水压荷重	kN
P _a	扉板全体に作用する合計荷重	kN
P _b	水密扉から伝達される荷重	kN
P _d	余震による動水压荷重	kN/m ²
P _h	浸水津波荷重又は溢水による静水压及び余震による荷重	kN/m ²
P _{hd}	浸水津波荷重又は溢水による静水压及び余震による荷重（下部）	kN/m ²
P _{hu}	浸水津波荷重又は溢水による静水压及び余震による荷重（上部）	kN/m ²
P _T	許容引張力	

表2.5-1 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	定義	単位
p_n	横桁負担溢水時荷重	kN/m^2
Q	せん断力	kN
R_p	溢水に伴う荷重による反力	kN
T	引張力	kN
W_d	区画下端の単位長さ当たりの作用荷重	kN/m
W_u	区画上端の単位長さ当たりの作用荷重	kN/m
Y	主桁ピッチ	m
Z	断面係数	mm^3
β	浸水エリアの幅と水深の比による補正係数	—
ρ	水の密度	t/m^3
σ	曲げ応力度	N/mm^2
σ_T	引張応力度	N/mm^2
σ_x	組合せ応力度	N/mm^2
τ	せん断応力度	N/mm^2
Q_a	アンカーボルトの短期許容せん断力	kN

表 2.5-2 強度評価に用いる記号 (1/2)

記 号	単 位	定 義
A	mm ²	断面積
a _n	m	主桁ピッチ
B	m	受圧幅
g	m/s ²	重力加速度
G	kN	扉体自重
h	m	当該部分の浸水深
H _g	m	受圧高
K _H	—	水平震度
K _S	kN	余震による地震荷重
L	m	区画短辺の長さ
M	kN・m	曲げモーメント
M _{X1}	—	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数
M _{X2}	—	等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数

表 2.5-2 強度評価に用いる記号 (2/2)

記 号	単 位	定 義
P_h	kN/m^2	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重
P_n	kN/m^2	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重
P_c	kN/m^2	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重
P'_h	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重
P'_n	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重
P'_c	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重
Q	kN	せん断力
W_u	kN/m	区画上端の単位長さ当たりの作用荷重
W_d	kN/m	区画下端の単位長さ当たりの作用荷重
Y	m	縦桁ピッチ
Z	mm^3	断面係数
ρ	t/m^3	水の密度
σ	N/mm^2	曲げ応力度
τ	N/mm^2	せん断応力度

3. 固有周期

3.1 固有周期の計算方法

水密扉の構造に応じて解析モデルを設定し、固有周期を計算する。

3.1.1 解析モデルの設定

水密扉は、扉板及び芯材の組合せにより剛な断面を有しているとともに、ヒンジ及び締付装置（カンヌキ）により扉を扉枠に支持させる構造であることから、両端支持はりに単純化したモデルとし、最大スパン部のはり（芯材）に、当該はりが受ける扉本体（扉板、芯材）の自重及び付属品（ヒンジ、カンヌキ等）の自重を加えるものとする。はり長さは扉幅とする。水密扉の固有周期解析モデル図を図 3.1.1-1 に示す。

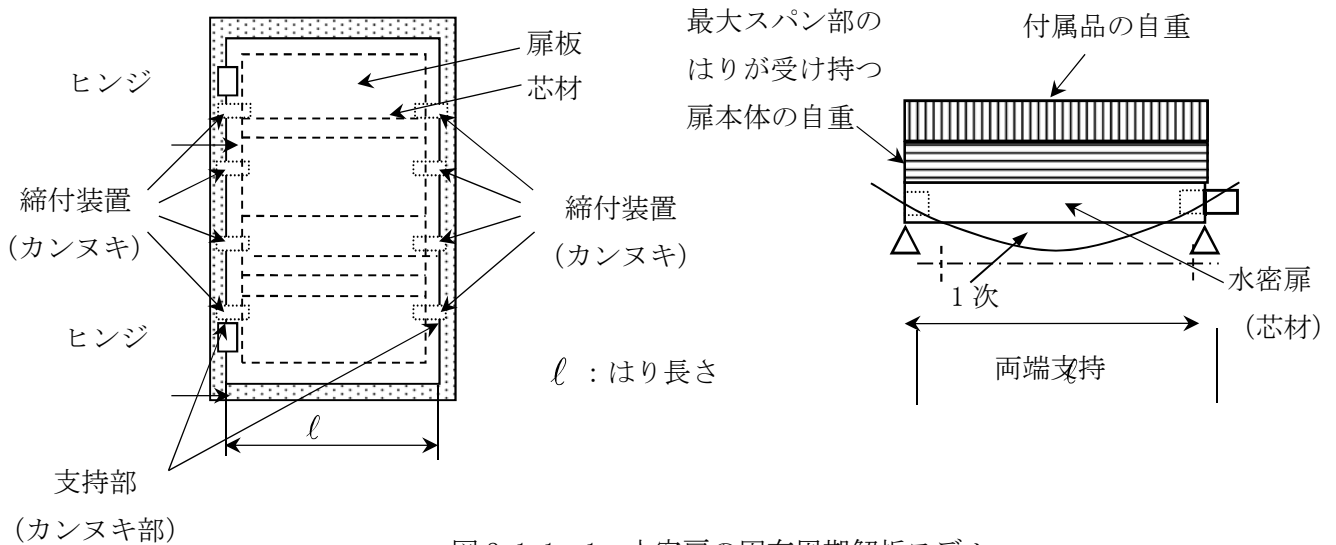


図 3.1.1-1 水密扉の固有周期解析モデル

3.1.2 固有周期の計算方法

1次固有振動数 f を「土木学会 鋼構造力学公式集」に基づき以下の式より計算する。

(1) 両端支持はりモデル

$$f = \frac{\pi^2}{2\pi \ell^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}$$

(2) 周辺固定の長方形板モデル

$$f = \frac{\lambda \pi h}{2b^2} \sqrt{\frac{E}{3(1-\nu^2)\rho}}$$

(3) 固有周期

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

水密扉の固有周期計算に用いる記号を表3.1.1-1に示す。

表3.1.1-1 水密扉の固有周期計算に用いる記号

記号	単位	定義
f	Hz	水密扉の1次固有振動数
ℓ	m	はり長さ
E	N/m ²	ヤング率
I	m ⁴	断面2次モーメント
m	kg/m	質量分布
λ	—	定数（板モデルの固有振動数算出）
h	m	板の厚さ
b	m	モデル化に用いる板の長さ
ν	—	ポアソン比
ρ	kg/m ³	材料の密度

3.2 固有周期の計算条件

水密扉の固有周期の計算条件を表3.2-1に示す。

表3.2-1 水密扉の固有周期の計算条件及び結果（両端支持はりモデル）

水密扉名称	はり長さ ℓ (m)	ヤング率E (N/m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	質量分布m (kg/m)
原子炉建屋原子炉 棟水密扉				
原子炉建屋附属棟 北側水密扉 1				
原子炉建屋附属棟 北側水密扉 2				
原子炉建屋附属棟 南側水密扉				
原子炉建屋附属棟 西側水密扉				
立坑部水密扉				

表3.2.4-2 水密扉の固有周期の計算条件及び結果
(周辺固定の長方形板モデル)

水密扉名称	定数 λ	板厚h (m)	板の 長さb (m)	ヤング率E (N/m ²)	ポアソ ン比 ν	密度 ρ (kg/ m ³)
原子炉建屋附属 棟東側水密扉						

3.3 固有周期の計算結果

水密扉の固有周期の計算結果を表3.3-1及び表3.3-2に示す。各水密扉の固有周期が0.05秒以下であり、剛構造であることを確認した。

表3.3-1 水密扉の固有周期の計算条件及び結果
(両端支持はりモデル)

水密扉名称	固有周期(s)	固有振動数 f (Hz)
原子炉建屋原子炉棟水密扉	0.030	33.671
原子炉建屋付属棟北側水密扉 1	0.008	123.138
原子炉建屋付属棟北側水密扉 2	0.008	123.138
原子炉建屋付属棟南側水密扉	0.009	120.652
原子炉建屋付属棟西側水密扉	0.011	94.251
立坑部水密扉	0.025	41.492

表3.3-2 水密扉の固有周期の計算条件及び結果
(周辺固定の長方形板モデル)

水密扉名称	固有周期(s)	固有振動数 f (Hz)
原子炉建屋付属棟東側水密扉	0.002	513.37

4. 原子炉建屋原子炉棟水密扉

4.1 評価部位

原子炉建屋原子炉棟水密扉の評価対象部位は、「2.2 構造計画」の構造計画に示す水密扉の構造上の特徴を踏まえて選定する。

原子炉建屋原子炉棟水密扉に生じる外部からの津波に伴う荷重は、扉板から芯材に伝わり、壁と一体化した扉枠を介し、躯体に伝達されることから、評価部位は、扉板及び芯材とする。

原子炉建屋原子炉棟水密扉の構造図を図4.1-1に、原子炉建屋原子炉棟水密扉に作用する荷重の作用図を図4.1-2に示す。

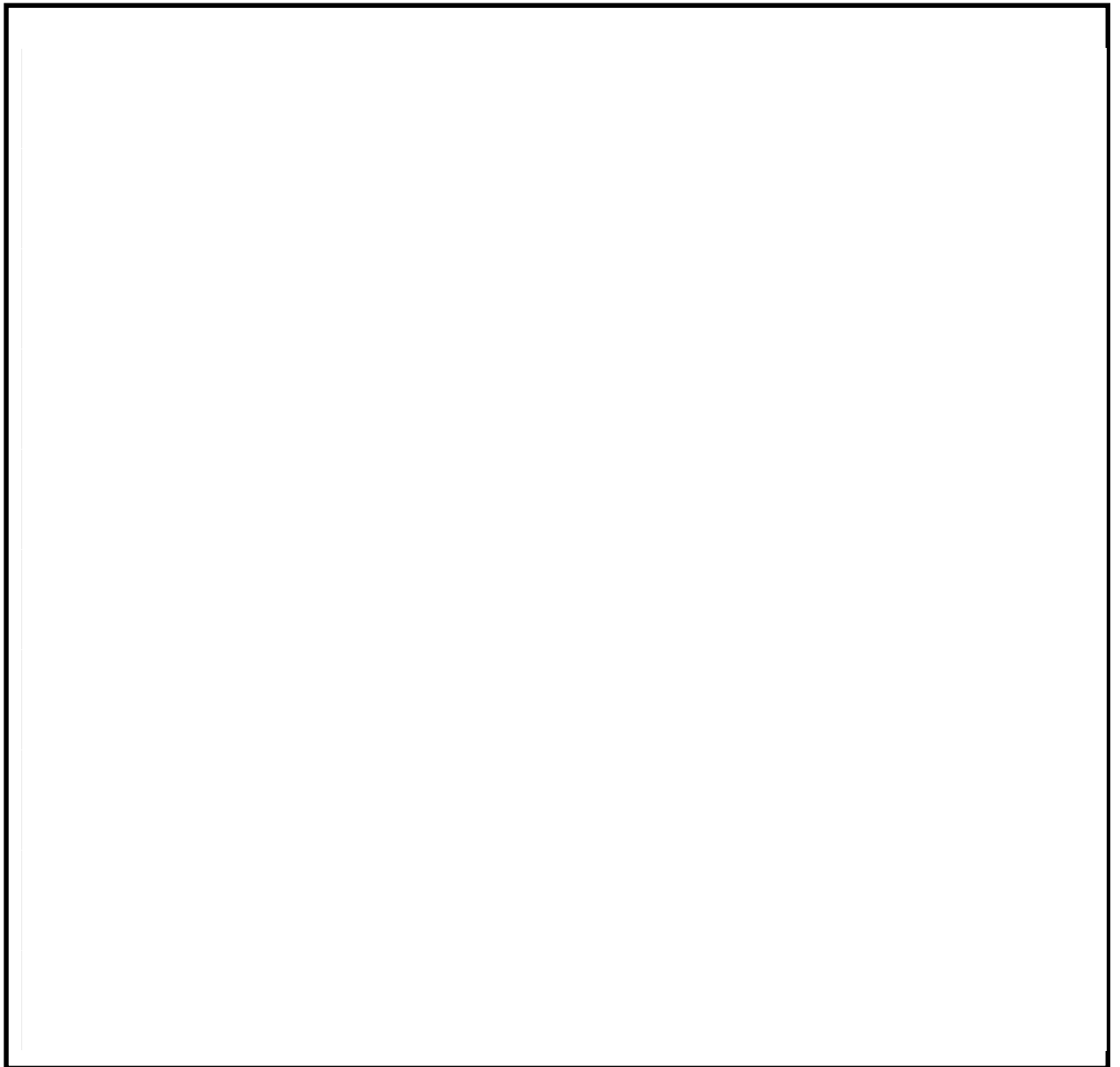


図4.1-1 原子炉建屋原子炉棟水密扉の構造図

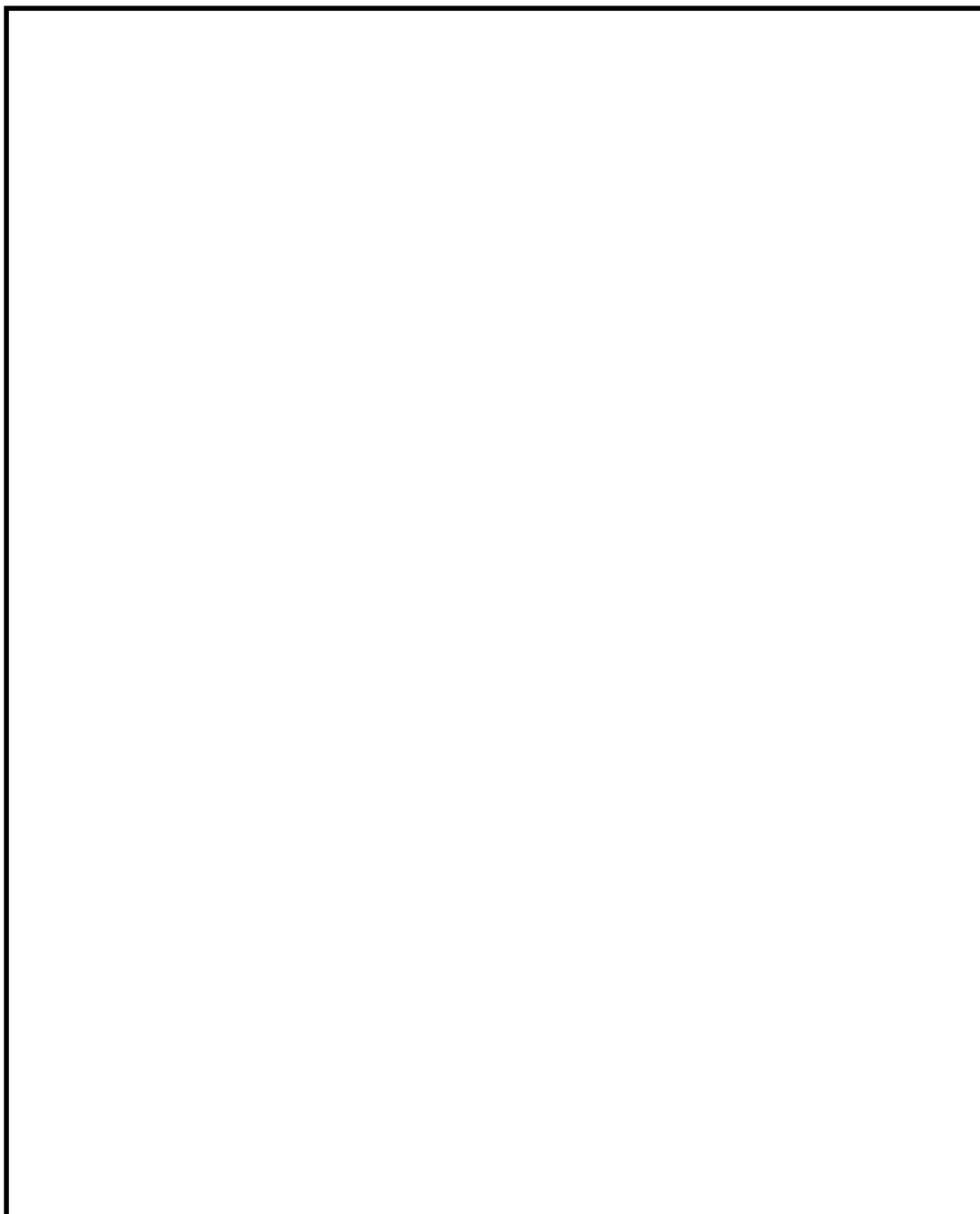


図4.1-2 原子炉建屋原子炉棟水密扉に作用する荷重の作用図

4.2 構造強度評価方法

原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度評価は、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」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。

原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度評価は、「4.1 評価部位」に示す評価部位に対し、「4.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.4 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、「4.6 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

4.3 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「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」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。

(1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重 (G) を考慮する。

b. 津波による遡上津波荷重 (P_h)

津波に伴う荷重として、遡上津波荷重を考慮する。

$$H = 3 \cdot \frac{h}{2}$$

$$P_h = \rho \cdot g \cdot H$$

敷地に遡上する津波の浸水深は原子炉建屋設置面において0.4mから0.6m程度であり、保守的に1.0 mを設定する。また、低耐震クラスの屋外タンクの破損による溢水 (0.2 m) の重畳を考慮する。なお、遡上津波荷重を考慮しても水密扉の上端位置を超えない場合は、水密扉上端位置より1m高い水位による水圧を考慮することとし、原子炉建屋原子炉棟水密扉については、原子炉建屋設置面レベルEL. +8.0 mを基点とし、扉上端部から1 mの浸水深を考慮した水圧作用高さEL. +14.785 mでの評価を行う。

津波に伴う荷重の算定に用いる、水圧作用高さ及び海水の密度を表4.3-1に示す。

表4.3-1 水圧作用高さ及び海水の密度

扉名称	水圧作用高さ (EL. m)	水の密度 (t/m ³)
原子炉建屋原子炉棟水密扉	+14.785	1.03

c. 余震荷重（ K_s ）

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書の方針」に示すとおり，弾性設計用地震動 S_d に伴う地震力（動水圧を含まない。）とする。

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

地震荷重 K_s は，水密扉の固定荷重 G に水平震度 K_H を乗じた次式により算出する。

$$K_s = G \cdot K_H$$

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは，添付書類「V-3-別添3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」にて設定している荷重を踏まえて水密扉の設置位置ごとに設定する。

原子炉建屋原子炉棟水密扉の荷重の組合せを表4.3-2に示す。

強度評価に用いる荷重の組合せは，津波時の最大荷重を用いる。

表4.3-2 強度評価に用いる荷重の組合せ

扉名称	事象	荷重の組合せ*
原子炉建屋原子炉棟水密扉	津波時	$G + P_h$
	重畳時	$G + P_h + K_s$

注記 *： G は固定荷重， P_h は津波による静水圧荷重， K_s は余震荷重を示す。

4.4 許容限界

原子炉建屋原子炉棟水密扉の許容限界は、「4.1 評価部位」にて設定した評価部位の機能損傷モードを考慮し、添付書類「V-3-別添3-1 溢水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。

(1) 使用材料

原子炉建屋原子炉棟水密扉を構成する、扉板、芯材、カンヌキ部の使用材料を表4.4-1に示す。

表4.4-1 扉板、芯材、カンヌキ部の使用材料

部 位		材 質	仕 様[mm]
扉 板			
芯 材 (主 桁)			
芯 材 (横 桁)			
ヒンジ部	ヒンジアーム		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト		
	アンカー		
カンヌキ部	カンヌキ		
	カンヌキ受けピン		
	カンヌキ受けボルト		

注 *1: tは板厚(mm), ϕ は径 (mm)を示す (以下同じ) (1) 荷重算定

(2) 許容限界

a. 扉板, 芯材, ヒンジ部, カンヌキ部

扉板, 芯材, ヒンジ部, カンヌキ部の許容限界は, 「鋼構造設計規準—許容応力度設計法— ((社) 日本建築学会, 2005改定) 」を踏まえて表4. 4-2の値とする。

表4. 4-2 扉板, 芯材, ヒンジ部, カンヌキ部の許容限界

材料	短期許容応力度 (N/mm ²)		
	曲げ	引張り	せん断
	235	235	135
	215	215	124
	205	205	118
	205	205	118
	686	686	396
	345	345	199
	651	651	375

注 *1: tは板厚 (mm) を示す

*2: 許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は, 「J I S G 4 3 0 3 : 2012 ステンレス鋼棒」, 「J I S G 4 3 0 4 : 2012 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」及び「J I S G 4 3 1 7 : 2013 熱間成形ステンレス鋼板鋼」に基づく

*3: 許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は, 「J I S G 4 0 5 3 : 2012 機: 械構造用合金鋼鋼材」に基づく

*4: 許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は, 「J I S G 4 0 5 1 : 2012 機械構造用炭素鋼鋼材」に基づく

4.5 設計用地震力

「3. 固有周期」に示したとおり原子炉建屋原子炉棟水密扉の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため、原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度計算で用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度計算で用いる設計震度を表4.5-1に示す。

表4.5-1 原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL. m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	原子炉建屋 1 階 +8.2	水平方向 C_H^{*1}	0.64
		鉛直方向 C_V^{*1}	0.53

注 *1：設置階の上階（原子炉建屋2階：EL. +14.0m）の値を示す。

4.6 計算方法

原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度評価は、添付書類「V-3-別添3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「2.2 評価方法」にて設定している評価式を用いる。

(1) 応力算定

a. 扉板

扉板に生じる応力は、津波に伴う等分布荷重を受ける周辺固定支持の矩形板として、「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—（（社）日本建築学会，1999改定）」に基づく次式に余震による荷重を等分布荷重として加え算定する。なお、算定に当たっては、水圧作用高さにより台形分布状の荷重形態を考慮する。

扉板に生じる応力の例を図4.6-1に示す。

$$M = M_{x1} \cdot W_U \cdot L^2 + M_{x2} \cdot (W_d - W_U) \cdot L^2$$

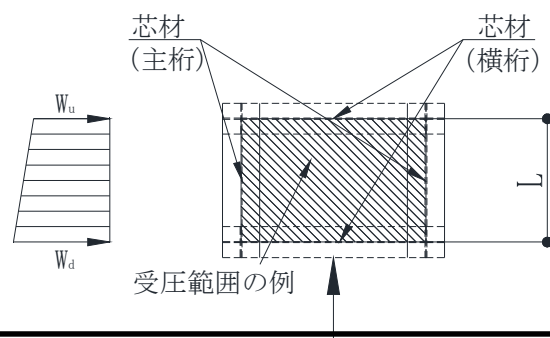


図4.6-1 扉板に生じる応力の例

b. 芯材

芯材に生じる荷重は、浸水津波荷重又は溢水に伴う荷重及び余震による荷重を考慮し、荷重を負担する芯材の取付方向（鉛直又は水平）に応じて、それぞれ算定する。鉛直方向に取付く、主桁については、扉に生じる荷重を算定し、各桁（中間主桁及び端主桁）に分担することとし、次式により算定する。ただし、正圧時の端主桁については、扉枠で全長を支持されるために評価外とする。横桁については、等分布荷重を受ける両端支持の単純梁として、次式により算定する。芯材（主桁）に生じる荷重の例を図4.6-2に示す。芯材（横桁）に生じる荷重の例を図4.6-3に示す。

(a) 主桁

$$M = H_g^2 \cdot \left(\frac{P_1}{9\sqrt{3}} + \frac{P_2}{8} \right) \cdot c$$

$$Q = H_g \cdot \left(\frac{P_1}{3} + \frac{P_2}{2} \right) \cdot c$$

$$P_1 = P'_{hd} - P'_{hu}$$

$$P_2 = P'_{hu}$$

$$P'_{hu} = P_{hu} \cdot B$$

$$P'_{hd} = P_{hd} \cdot B$$

$$B = \frac{Y_2 + Y_3}{2}$$

$$\text{中間主桁} c = \frac{Y_2 + Y_3}{2 \cdot Y}$$

(b) 横桁

$$M = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{Y_3^2}{8}$$

$$Q = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{Y_3}{2}$$

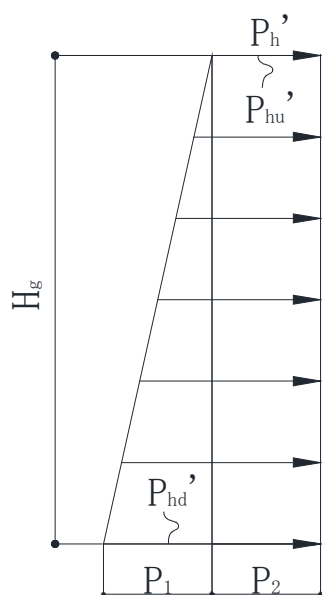


図4.6-2 芯材（主桁）に生じる荷重の例

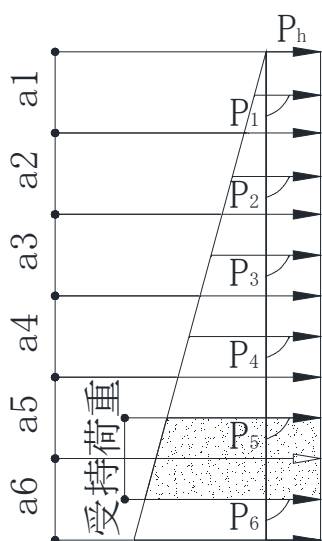


図4.6-3 芯材（横桁）に生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。
なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

a. 扉板

扉板に生じる曲げ応力度を算定し，扉板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

b. 芯材

芯材に生じる曲げ応力度及びせん断応力度を算定し，芯材の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

4.7 計算条件

「4.6 計算方法」に用いる評価条件を表4.7-1に示す。

表4.7-1 原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度評価に用いる条件(1/2)

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	G	kN	水密扉の自重	
扉板	L	m	区画短辺の長さ	
	W_u	kN/m	区画上端の単位長さ当たりの作用荷重	54.43
	W_d	kN/m	区画下端の単位長さ当たりの作用荷重	69.58
	M_{x1}	-	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.08
	M_{x2}	-	等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.05
	Z	mm ³	断面係数	196000
芯材（主桁）	H_g	m	受圧高	5.585
	B	m	受圧幅	1.100
	P_{hu}	kN/m ²	浸水津波荷重又は溢水による静水圧及び余震による荷重（上部）	15.68
	P_{hd}	kN/m ²	浸水津波荷重又は溢水による静水圧及び余震による荷重（下部）	72.09
	Z	mm ³	断面係数	5890000
	A	mm ²	断面積	27920

表4.7-1 原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度評価に用いる条件(2/2)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数値
(主桁) 芯材	Y	m	主桁ピッチ	
芯材 (横桁)	a ₁	m	横桁ピッチ	
	a ₂	m	横桁ピッチ	
	a ₃	m	横桁ピッチ	
	a ₄	m	横桁ピッチ	
	a ₅	m	横桁ピッチ	
	a ₆	m	横桁ピッチ	
	P ₁	kN/m ²	津波及び余震荷重	20.93
	P ₂	kN/m ²	津波及び余震荷重	31.24
	P ₃	kN/m ²	津波及び余震荷重	41.34
	P ₄	kN/m ²	津波及び余震荷重	51.44
	P ₅	kN/m ²	津波及び余震荷重	60.02
	P ₆	kN/m ²	津波及び余震荷重	67.83
	Z	mm ³	断面係数	860000
	A	mm ²	断面積	9143

4.8 評価結果

原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度評価結果を表4.8-1に示す。原子炉建屋原子炉棟水密扉の各部材の断面検定を行った結果、発生応力又は荷重は許容限界値以下であることから、原子炉建屋原子炉棟水密扉が構造健全性を有することを確認した。

表4.8-1 強度評価結果

名 称	評価部位	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	発生応力/ 許容応力
原子炉建屋原子炉 棟水密扉	扉板	26	235	0.11
	芯材*1	33	235	0.14

注 *1：主桁及び横桁のせん断及び曲げのうち評価結果が最も厳しくなる主桁の曲げによる値を記載

5. 原子炉建屋付属棟北側水密扉 1

5.1 評価部位

原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 の評価部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて示している評価部位を踏まえて設定する。

原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 に生じる津波に伴う荷重は、扉板から芯材、芯材からヒンジ及びロックバーに伝わり、ヒンジボルト及びロックボルトを介して、枠体に伝達される。また、枠体はアンカーボルトにより壁と一体化しており荷重は躯体に伝わる。従ってヒンジ、ロックバー、ヒンジボルト、ロックボルト及びアンカーボルトも評価部位となる。

原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 の構造図を図 5.1-1、原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 に作用する荷重の作用図を図 5.1-2 に示す。

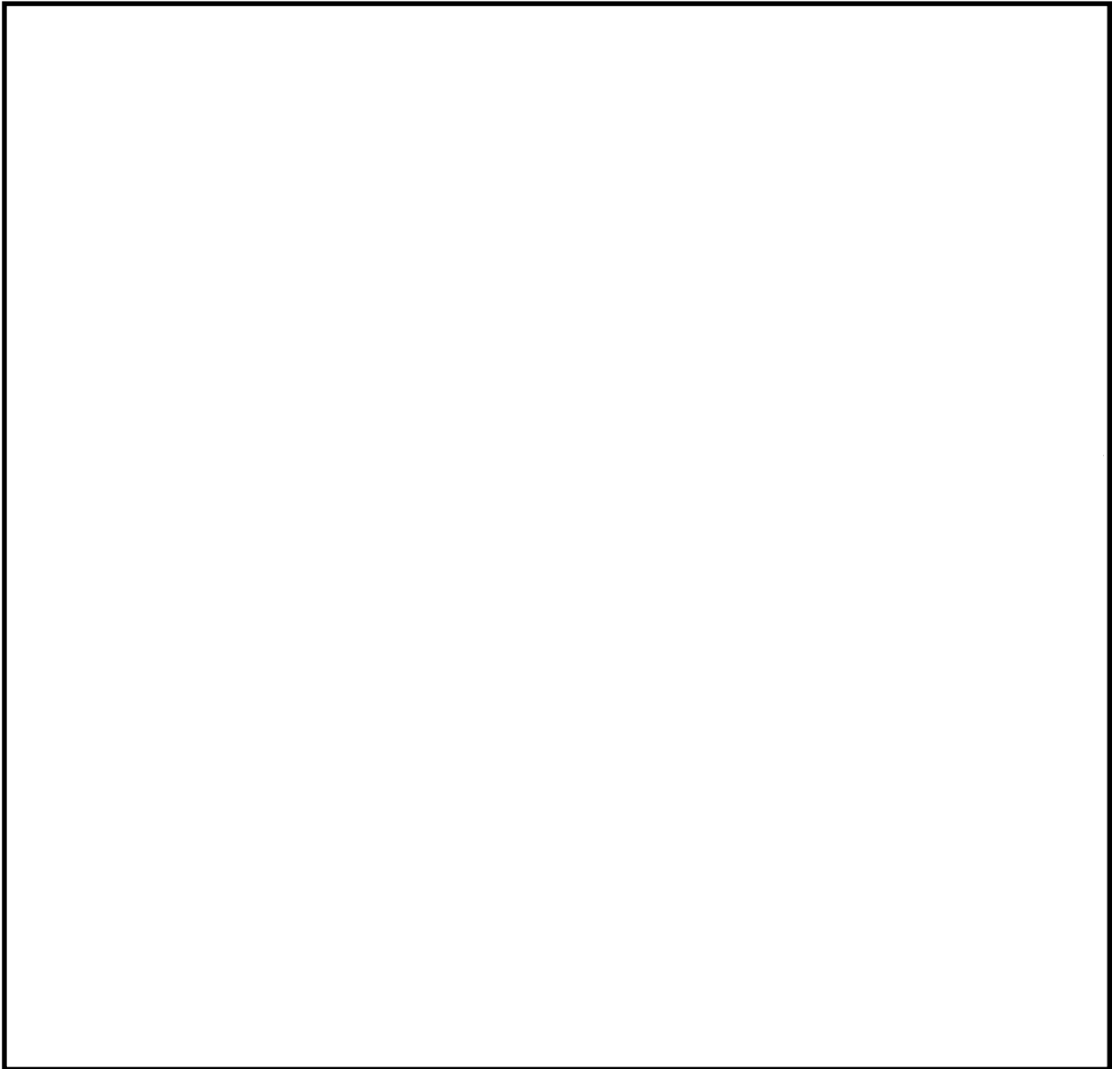


図5.1-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉1の構造図

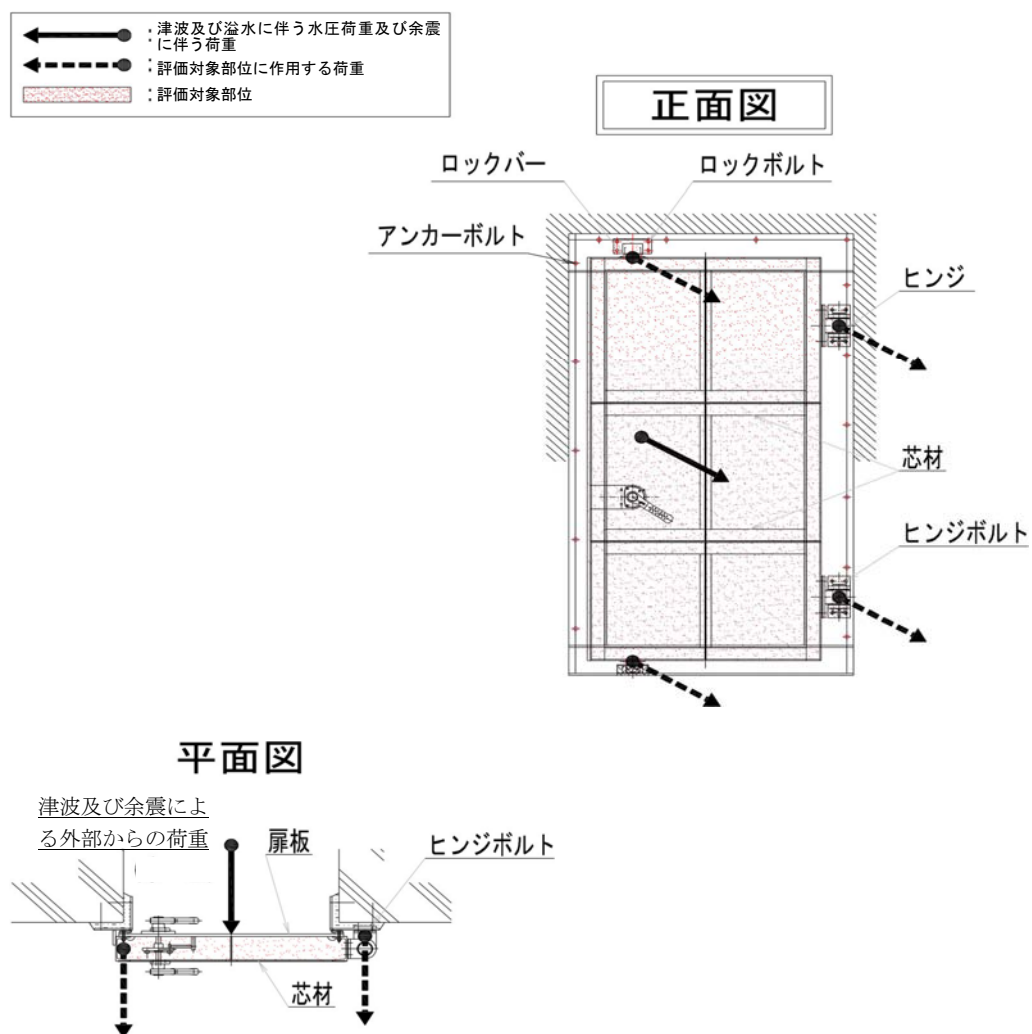


図 5.1-2 原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 に作用する荷重の作用図

5.2 構造強度評価方法

原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度評価は、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」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。

原子炉建屋原子炉棟水密扉の強度評価は、「5.1 評価部位」に示す評価部位に対し、「5.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「5.4 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、「5.6 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

5.3 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「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」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。

(1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a. 固定荷重(W_X)

固定荷重 W_X として、水密扉の自重を考慮する。

b. 津波による遡上津波荷重(P_h)

津波に伴う荷重として、遡上津波荷重を考慮する。

$$H = 3 \cdot \frac{h}{2}$$

$$P_h = \rho \cdot g \cdot H$$

敷地に遡上する津波の浸水深は、原子炉建屋設置面において 0.4m から 0.6m 程度であり、保守的に 1.0 m を設定する。また、低耐震クラスの屋外タンクの破損による溢水（0.2 m）の重畳を考慮する。なお、遡上津波荷重を考慮しても水密扉の上端位置を超えない場合は、水密扉上端位置より 1m 高い水位による水圧を考慮することとし、原子炉建屋附属棟北側水密扉 1 については、原子炉建屋設置面レベル EL. +8.0 m を基点とし、扉上端部から 1 m の浸水深を考慮した水圧作用高 EL. +11.240m での評価を行う。

津波に伴う荷重の算定に用いる、水圧作用高さ及び水の密度を表 5.3-1 に示す。

表 5.3-1 水圧作用高さ及び水の密度

扉名称	水圧作用高さ (EL. m)	水の密度 (t/m ³)
原子炉建屋附属棟北側水密扉 1	+11.240	1.03

c. 余震荷重（ K_s ）

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書の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d に伴う地震力（動水圧を含まない。）とする。

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

地震荷重 K_s は、水密扉の固定荷重 G に水平震度 K_H を乗じた次式により算出する。

$$K_s = G \cdot K_H$$

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、津波時の最大荷重を用いる。

強度評価に用いる荷重の組合せを表 5.3-3 に示す。

表 5.3-2 強度評価に用いる荷重の組合せ

扉名称	事 象	荷重の組合せ*
原子炉建屋付属棟北側水密扉 1	津波時	$W_x + P_h$
	重畳時	$W_x + P_h + K_s$

注記 * : W_x は固定荷重, P_h は津波に伴う荷重, K_s は余震荷重を示す。

5.4 許容限界

原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 の許容限界は、「5.1 評価対象部位」にて設定した評価部位の機能損傷モードを考慮し、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえ設定する。

(1) 使用材料

原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 を構成する扉板、芯材、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト、ロックバー、ロックボルト及びアンカーボルトの使用材料を表 5.4-1 に示す。

表 5.4-1 扉板、芯材、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト、
ロックバー、ロックボルト及びアンカーボルトの使用材料

部 位		材 質	仕 様[mm]
扉 板			
芯 材	主 桁		
	中間縦桁		
	端縦桁		
ヒンジ	ヒンジ板		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト（枠体側）		
	ヒンジボルト（扉側）		
ロックバー			
ロックボルト			
アンカーボルト			

(2) 許容限界

- a. 扉板、芯材、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト、ロックバー、ロックボルト及びアンカーボルトの許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて表 5.4-2 の値とする。

表 5.4-2 扉板、芯材、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト、
ロックバー、ロックボルトの許容限界

材 料	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ・引張り	せん断
	235	135
	215	124
	205	118
	345	199

注 *1: t は板厚(mm)を示す

- *2: 許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は、「J I S G 4 3 0 3 : 2012 ステンレス鋼棒」, 「J I S G 4 3 0 4 : 2012 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」及び「J I S G 4 3 1 7 : 2013 熱間成形ステンレス鋼板鋼」に基づく

- b. アンカーボルトの許容限界は、「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）」に基づき算定した表 5.4-3 の値とする。

表 5.4-3 アンカーボルトの許容限界

コンクリート設計基準強度	f _a : 短期許容付着応力度
(N/mm ²)	(N/mm ²)
22.1	1.98

5.5 設計用地震力

「3. 固有周期」に示したとおり原子炉建屋付属棟北側水密扉1の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため、原子炉建屋付属棟北側水密扉1の強度計算で用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋付属棟北側水密扉1の強度計算で用いる設計震度を表5.5-1に示す。

表5.5-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉1の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL. m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	原子炉建屋 1 階 +8.2	水平方向 C_H^{*1}	0.64
		鉛直方向 C_V^{*1}	0.53

注 *1：設置階の上階（原子炉建屋2階：EL. +14.0m）の値を示す。

5.6 計算方法

原子炉建屋付属棟北側水密扉1の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している評価式を用いる。

(1) 応力算定

a. 扉板

扉板に生じる応力は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、等変分布荷重及び等分布荷重を受ける周辺固定支持の矩形板として、次式により算定する。

扉板に生じる応力の例を第 5.6-1 図に示す。

$$\text{区画 1 : } M_1 = M_{x1} \cdot W_1 \cdot L_4^2 + M_{x2} \cdot (W_2 - W_1) \cdot L_4^2$$

$$\text{区画 2 : } M_2 = M_{x3} \cdot W_2 \cdot L_4^2 + M_{x4} \cdot (W_3 - W_2) \cdot L_4^2$$

$$\text{区画 3 : } M_3 = M_{x5} \cdot W_3 \cdot L_4^2 + M_{x6} \cdot (W_4 - W_3) \cdot L_4^2$$

区画 1～3 のうち最も大きい応力の区画の数値を採用し検討するものとする。

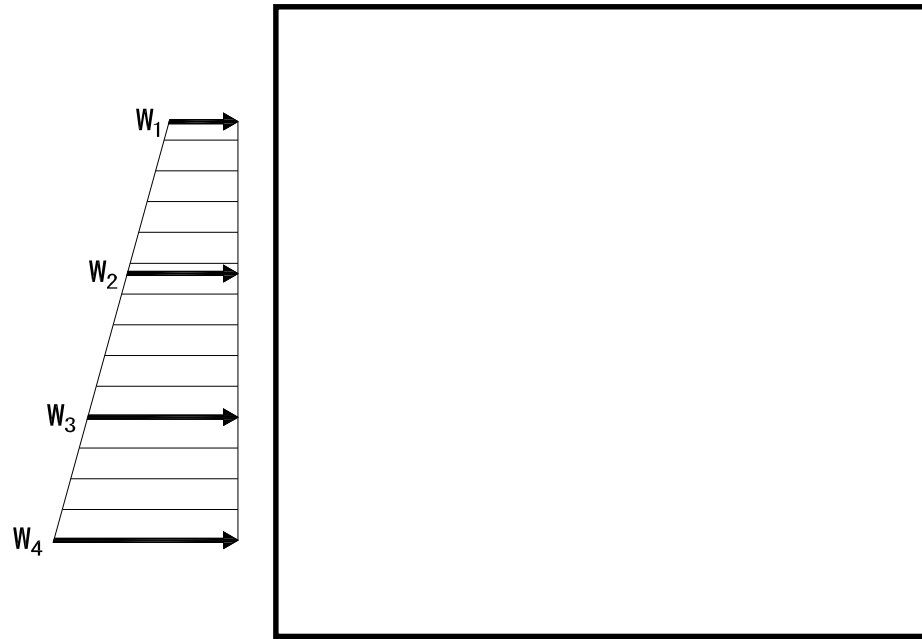


図 5.6-1 扉板に生じる応力の例

b. 芯材

芯材に生じる荷重は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、荷重を負担する芯材の取付方向（鉛直又は水平）に応じて、それぞれ算定する。

水平方向に取付く主桁については、扉に生じる荷重を算定し、次式により算定する。

鉛直方向に取付く縦桁については、各桁（中間縦桁及び端縦桁）に分担することとし、等分布荷重を受ける両端支持の単純梁として、次式により算定する。

芯材に生じる荷重の例を図 5.6-2 に示す。

(a) 主桁

$$M = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{B_1^2}{8}$$

$$Q = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{B_1}{2}$$

(b) 縦桁

$$M = a_n^2 \cdot \left\{ \left(\frac{P_{(1 \sim 3)}}{9\sqrt{3}} \right) + \left(\frac{P_{(4 \sim 6)}}{8} \right) \right\} \cdot c$$

$$Q = H_g \cdot \left(\frac{P_1}{3} + \frac{P_2}{2} \right) \cdot c$$

$$P_1 = P'_{h2} - P'_{h1}$$

$$P_2 = P'_{h3} - P'_{h2}$$

$$P_3 = P'_{h4} - P'_{h3}$$

$$P_4 = P'_{h1}$$

$$P_5 = P'_{h2}$$

$$P_6 = P'_{h3}$$

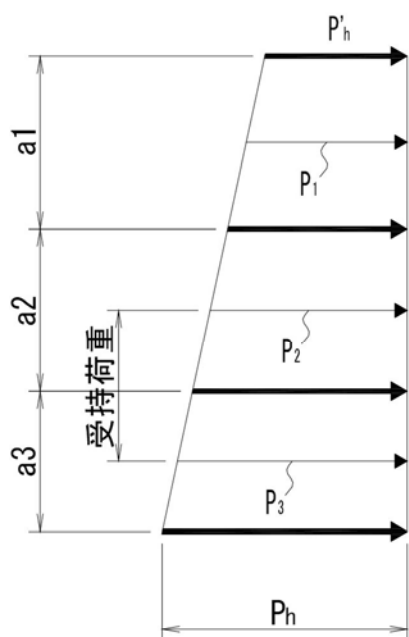
$$P'_{h1} = P_{h1} \cdot B_1$$

$$P'_{h2} = P_{h2} \cdot B_1$$

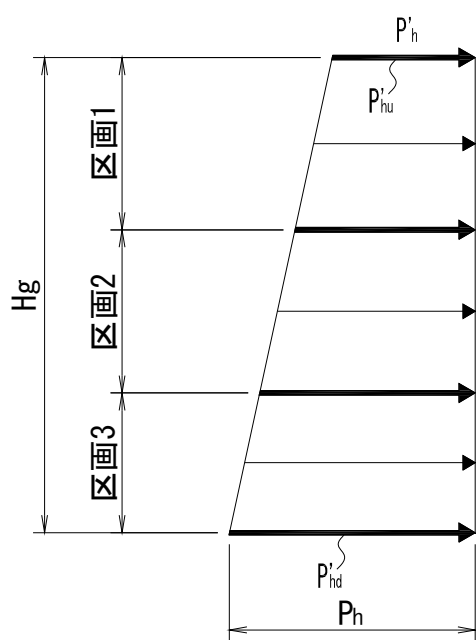
$$P'_{h3} = P_{h3} \cdot B_1$$

$$P'_{h4} = P_{h4} \cdot B_1$$

中間縦桁 $c = 1/2$, 端縦桁 $c = 1/4$



主桁に生じる荷重の例



縦桁に生じる荷重の例

図 5.6-2 芯材に生じる荷重の例

扉全閉時にかかる水圧及び余震荷重は、上下計 2 ヶ所のロックバー部と本図右側 2 ヶ所のヒンジ部でうけもち、水圧及び余震荷重のうち各々 1/4 がかかるものとして検討する。

c. ヒンジ部

ヒンジ部は、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルトで構成されており、次式により算定する水圧及び余震荷重から、各部材に発生する荷重を算定する。

ヒンジ部に生じる荷重の例を図 5.6-3 に示す。

$$R_{og} = \sqrt{\left(\frac{P_0}{4}\right)^2 + \left(\frac{K_s}{4}\right)^2 + R_r^2}$$

$$P_0 = \frac{\rho \cdot B_1 \cdot (H_0^2 - H_1^2)}{2}$$

$$R_r = W_X \cdot \left(\frac{L_r}{L_j}\right)$$

$$K_s = W_X \cdot K_H$$

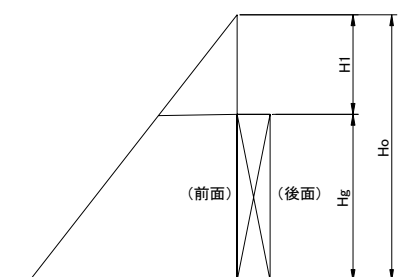


図 5.6-3 ヒンジ部に生じる荷重の例

(a) ヒンジ板

ヒンジ板に生じる荷重は、次式により算定する。ヒンジ板に生じる荷重の例を図 5.6-4 に示す。

$$Q = \frac{R_{og}}{2}$$

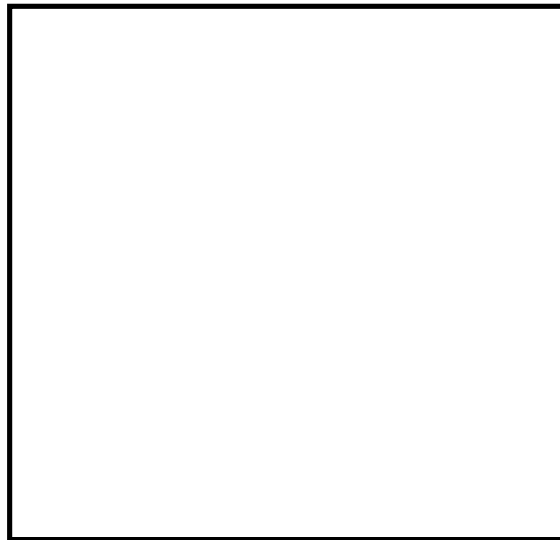


図 5.6-4 ヒンジ板に生じる荷重の例

(b) ヒンジピン

ヒンジピンに生じる荷重は、次式により算定する。ヒンジピンに生じる荷重の例を図 5.6-5 に示す。(戸当り側のヒンジは上下 2 ヶ所、1 ヶ所当りヒンジ板は 2 枚)

$$M = R_{og} \cdot \frac{(2 \cdot L_2 - B_2)}{8}$$

$$Q = \frac{R_{og}}{2}$$



図 5.6-5 ヒンジピンに生じる荷重の例

(c) ヒンジボルト（枠体側）

ヒンジボルト（枠体側）には水圧及び余震により引張力がかかる。次式により算定する。

ヒンジボルトに生じる荷重の例を図 5.6-6 に示す。

$$T=Rog=\sqrt{\left(\frac{P_0}{4}\right)^2 + \left(\frac{K_s}{4}\right)^2 + R_r^2}$$



図 5.6-6 ヒンジボルト（枠体側）に生じる荷重の例

(d) ヒンジボルト（扉側）

ヒンジボルト（扉側）には水圧及び余震により引張力がかかる。次式により算定する。

ヒンジボルトに生じる荷重の例を図 5.6-7 に示す。

$$Q=Rog=\sqrt{\left(\frac{P_0}{4}\right)^2 + \left(\frac{K_s}{4}\right)^2 + R_r^2}$$



図 5.6-7 ヒンジボルト（扉側）に生じる荷重の例

d. ロックバー部

ロックバー部は、ロックバー及びロックボルトで構成されており、次式により算定する水圧及び余震荷重から、各部材に発生する荷重を算定する。ロックバー部に生じる荷重の例を図 5.6-8 に示す。

$$Rog = \frac{P_0}{4} + \frac{K_s}{4}$$

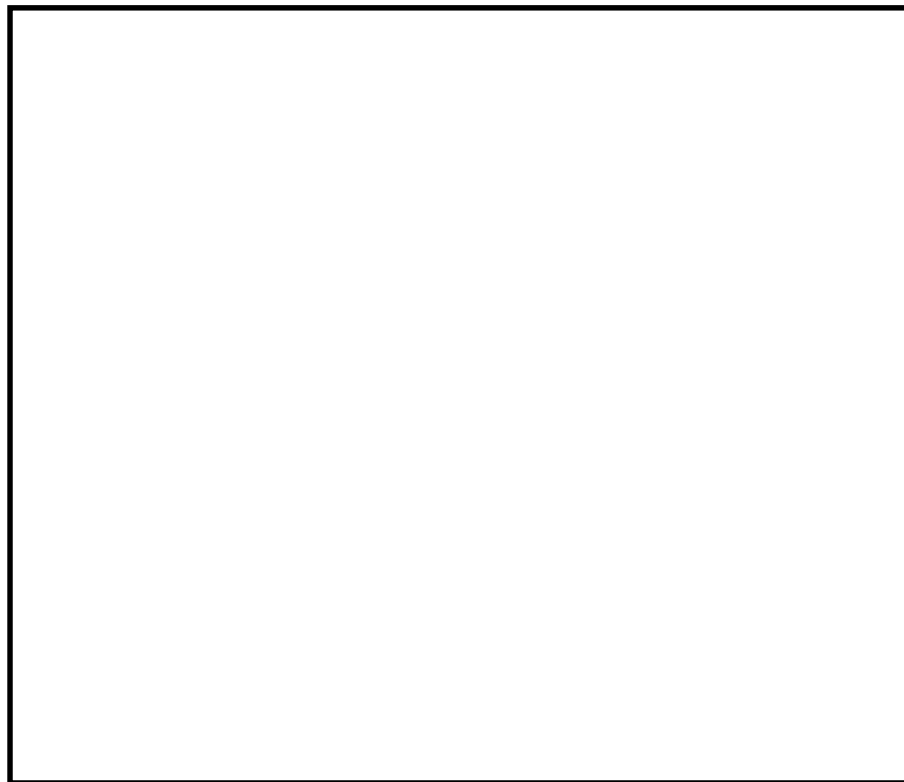


図 5.6-8 ロックバー部に生じる荷重の例

(a) ロックバー

ロックバーに生じる応力は、次式により算定する。ロックバーに生じる荷重の例を図 5.6-9 に示す。

$$M = Rog \cdot L_3$$



図 5.6-9 ロックバー部に生じる荷重の例

(b) ロックボルト

ロックボルトには水圧及び余震により引張力がかかる，次式により算出する。

ロックボルトに生じる荷重の例を図 5.6-10 に示す。

$$T=Rog=\frac{P_0}{4}+\frac{K_s}{4}$$

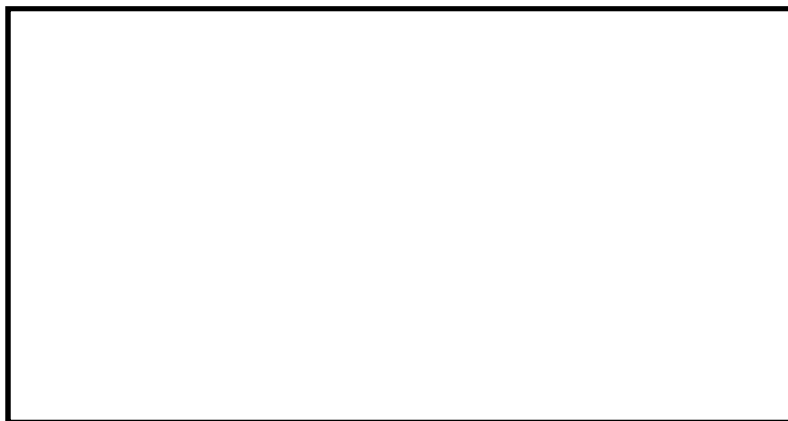


図 5.6-10 ロックボルトに生じる荷重の例

e. アンカーボルト

アンカーボルトは，枠体を躯体に固定している。扉体に生じる水平荷重が枠体に伝わるとして，各アンカーボルトに発生する荷重を次式により算定する。

アンカーボルトに生じる荷重の例を図 5.6-11 に示す。(枠体側)

$$T=\frac{P_0}{n}+\frac{K_s}{n}$$



図 5.6-11 アンカーボルトに生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

a. 扉板

扉板に生じる曲げ応力度を算定し，扉板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

b. 芯材

芯材に生じる曲げ応力度及びせん断応力度を算定し，芯材の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

c. ヒンジ

(a) ヒンジ板

ヒンジ板に生じるせん断応力度がヒンジ板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

(b) ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度がヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\Sigma = \frac{M}{Z}$$

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

(c) ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる引張応力度を次式により算定し，ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_T = \frac{T}{n_1 \cdot A_{b1}}$$

(d) ヒンジボルト（扉側）

ヒンジボルト（扉側）に生じるせん断応力度を次式により算定し、ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n_1 \cdot A_{b1}}$$

d. ロックバー

(a) ロックバー

ロックバーに生じる曲げ応力度がロックバーの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

(b) ロックボルト

ロックボルトに生じる引張応力度を次式により算定し、ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma T = \frac{T}{n_2 \cdot A_{b3}}$$

e. アンカーボルト

(1) 応力算定で算定した T: 荷重を、アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力とし、短期許引張力以下であることを確認する。

$$T = \frac{P_0}{n}$$

5.7 計算条件

「5.6 計算方法」に用いる評価条件を表 5.7-1 に示す。

表 5.7-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 の強度評価に用いる条件(1/4)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数 値
扉 板	L_4	m	区画短辺の長さ	0.515 (515mm)
	W_1	kN/m	最上段部の単位長さ 当たりの作用荷重	10.78
	W_2	kN/m	中段上部の単位長さ 当たりの作用荷重	17.55
	W_3	kN/m	中段下部の単位長さ 当たりの作用荷重	23.94
	W_4	kN/m	最下段部の単位長さ 当たりの作用荷重	29.42
	M_{X1}	-	区画 1 等分布荷重に よる曲げ応力算定用 の係数	0.074
	M_{X2}	-	区画 1 等変分布荷重 による曲げ応力算定 用の係数	0.042
	M_{X3}	-	区画 2 等分布荷重に よる曲げ応力算定用 の係数	0.072
	M_{X4}	-	区画 2 等変分布荷重 による曲げ応力算定 用の係数	0.042
	M_{X5}	-	区画 3 等分布荷重に よる曲げ応力算定用 の係数	0.063
	M_{X6}	-	区画 3 等変分布荷重 による曲げ応力算定 用の係数	0.038
	Z_1	mm ³	断面係数	12360

表 5.7-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 の強度評価に用いる条件 (2/4)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数 値
芯材 (主桁)	Hg	m	受圧高	
	B ₁	m	受圧幅	
	P _{h1}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震による荷重 (最上部)	11.93
	P _{h2}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震による荷重 (中間上部)	19.41
	P _{h3}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震による荷重 (中間下部)	26.48
	P _{h4}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震による荷重 (最下部)	32.54
	Z ₂	mm ³	断面係数	131964
	A ₁	mm ²	断面積	695.5
芯材 (縦桁)	a1	m	主桁ピッチ	
	a2	m	主桁ピッチ	
	a3	m	主桁ピッチ	
	Y	m	縦桁ピッチ	
	p1	kN/m ²	津波による水圧及び余震による荷重	15.67
	p2	kN/m ²	津波による水圧及び余震による荷重	22.94
	p3	kN/m ²	津波による水圧及び余震による荷重	29.51
	Z ₃	mm ³	断面係数	31264
	Z ₄	mm ³	断面係数	67396
	A ₂	mm ³	断面積	1044
	A ₃	mm ³	断面積	654

表 5.7-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 の強度評価に用いる条件 (3/4)

対象部位		記 号	単 位	定 義	数 値
共通		W_X	kN	扉体自重	
		P_o	kN	水圧荷重	
		P_r	kN	ヒンジ部にかかる 扉自重反力	
ヒンジ	共通	L_r	m	扉体重心～ヒンジ中 心間距離	
		L_j	m	ヒンジ中心間距離	
	板	Z_5	mm ³	断面係数	
		A_4	mm ²	断面積	
	ピン	L_2	mm	軸支持間距離	
		B_2	mm	ブッシュ長さ	
		Z_6	mm ³	断面係数	
		A_5	mm ²	断面積	
	ヒンジボルト (枠体側)	n_1	本	本数	
		A_{b1}	mm ²	1 本当たりの断面積 (M16)	
	ヒンジボルト (扉側)	n_2	本	本数	
		A_{b2}	mm ²	1 本当たりの断面積 (M16)	

表 5. 7-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 の強度評価に用いる条件 (4/4)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数 値
バ ー ロ ック	L_3	mm	作用点間距離	
	Z_7	mm^3	断面係数	
	A_6	mm^2	断面積	
ボ ルト ロ ック	n_3	本	本数	
	A_{b3}	mm^2	1 本当たりの断面積 (M16)	
ア ン カ ー ボ ルト	n_4	本	本数	
	A_a	mm^2	1 本当たりの表面積 (M16)	
	A_{b4}	mm^2	1 本当たりの断面積 (M16)	

5.8 評価結果

原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 の強度評価結果を表 5.8-1 に示す。原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界値以下であることから、原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 が構造健全性を有することを確認した。

表 5.8-1 強度評価結果 (1/3)

名 称	評価部位	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	発生応力/許容応力
原子炉建屋 付属棟北側 水密扉 1	扉 板	37	235	0.16
	芯材*1	21	235	0.09

注 *1：主桁及び縦桁のせん断及び曲げのうち評価結果が最も厳しくなる中間縦桁区画 1 の曲げによる値を記載

表 5.8-1 強度評価結果 (2/3)

名 称	評価部位		発生 応力 (N/mm ²)	許容 応力 (N/mm ²)	発生応力/ 許容応力
原子炉建屋付属棟 北側水密扉 1	ヒンジ部	板	4	118	0.04
		ピン*1	38	345	0.11
		ヒンジボル (杵体側)	17	205	0.09
		ヒンジボルト (扉側)	17	118	0.15
	ロックバー部	ロックバー	18	345	0.06
		ロックボルト	18	205	0.09

注 *1：せん断及び曲げのうち評価結果が厳しくなる曲げによる値を記載

表 5.8-1 強度評価結果 (3/3)

名 称	評価部位	発生 応力 (N/mm ²)	許容 応力 (N/mm ²)	発生応力/ 許容応力
原子炉建屋付属棟 北側水密扉 1	アンカーボルト	3	26	0.12

6. 原子炉建屋付属棟北側水密扉 2

6.1 評価部位

原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の評価対象部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて示している評価部位を踏まえて設定する。

原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 に生じる津波に伴う荷重は、扉板から芯材、芯材からヒンジ及びロックバーに伝わり、ヒンジボルト及びロックボルトを介して、枠体に伝達される。また、枠体はアンカーボルトにより壁と一体化しており荷重は躯体に伝わる。従ってヒンジ、ロックバー、ヒンジボルト、ロックボルト及びアンカーボルトも評価部位となる。

原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の構造図を図 6.1-1、原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 に作用する荷重の作用図を図 6.1-2 に示す。

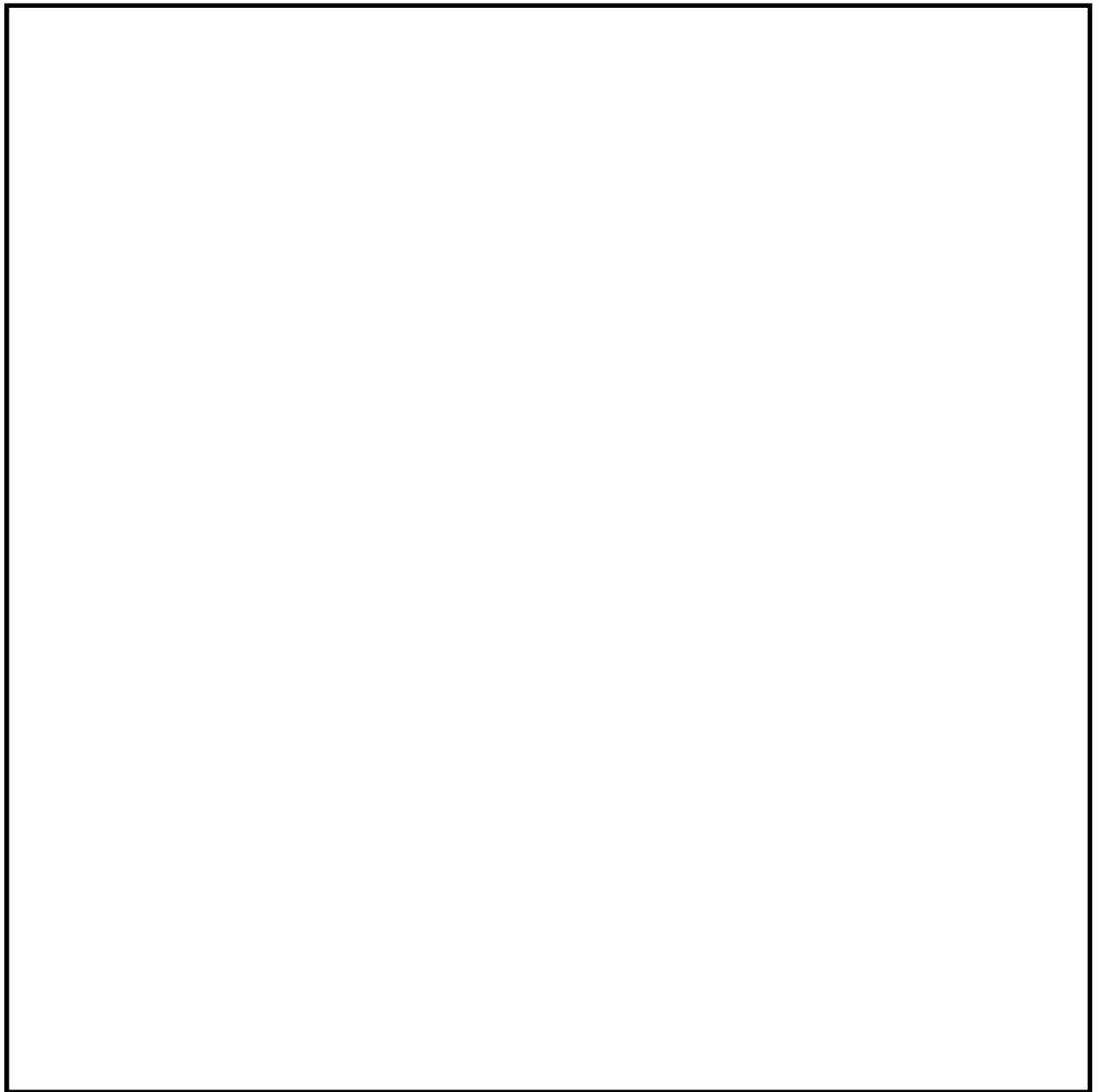


図6.1-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の構造図

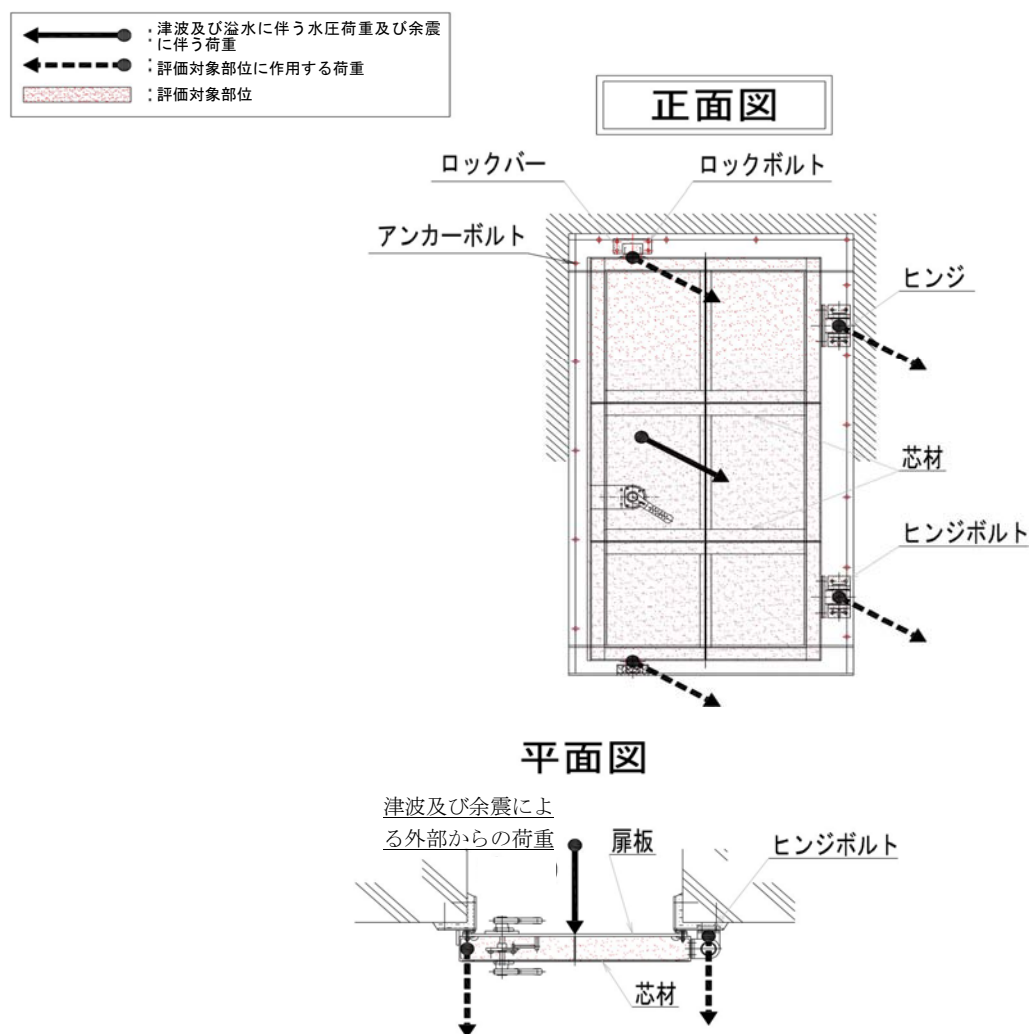


図 6.1-2 原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 に作用する荷重の作用図

6.2 構造強度評価方法

原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の強度評価は、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」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。

原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の強度評価は、「6.1 評価部位」に示す評価部位に対し、「6.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「6.4 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、「6.6 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

6.3 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「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」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。

(1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a. 固定荷重 (W_X)

固定荷重 W_X として、水密扉の自重を考慮する。

b. 津波による遡上津波荷重 (P_h)

津波に伴う荷重として、遡上津波荷重を考慮する。

$$H = 3 \cdot \frac{h}{2}$$

$$P_h = \rho \cdot g \cdot H$$

敷地に遡上する津波の浸水深は、原子炉建屋設置面において 0.4m から 0.6m 程度であり、保守的に 1.0 m を設定する。また、低耐震クラスの屋外タンクの破損による溢水 (0.2 m) の重畳を考慮する。なお、遡上津波荷重を考慮しても水密扉の上端位置を超えない場合は、水密扉上端位置より 1m 高い水位による水圧を考慮することとし、原子炉建屋付属棟北側水密扉 1 については、原子炉建屋設置面レベル EL. +8.0 m を基点とし、扉上端部から 1 m の浸水深を考慮した水圧作用高 EL. +11.240m での評価を行う。

津波に伴う荷重の算定に用いる、水圧作用高さ及び水の密度を表 6.2-1 に示す。

表 6.3-1 水圧作用高さ及び水の密度

扉名称	水圧作用高さ (EL. m)	水の密度 (t/m ³)
原子炉建屋付属棟北側水密扉 2	+11.240	1.03

c. 余震荷重 (K_s)

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書の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d に伴う地震力（動水圧を含まない。）とする。

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

地震荷重 K_s は、水密扉の固定荷重 G に水平震度 K_H を乗じた次式により算出する。

$$K_s = G \cdot K_H$$

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、津波時の最大荷重を用いる。

強度評価に用いる荷重の組合せを表 6.3-3 に示す。

表 6.3-3 強度評価に用いる荷重の組合せ

扉名称	事 象	荷重の組合せ*
原子炉建屋付属棟北側水密扉 2	津波時	$W_x + P_h$
	重畳時	$W_x + P_h + K_s$

注記 * : W_x は固定荷重, P_h は津波に伴う荷重, K_s は余震荷重を示す。

6.4 許容限界

原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の許容限界は、「6.1 評価対象部位」にて設定した評価部位の機能損傷モードを考慮し、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえ設定する。

(1) 使用材料

原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 を構成する扉板、芯材、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト、ロックバー、ロックボルト及びアンカーボルトの使用材料を表 6.4-1 表に示す。

表 6.4-1 扉板、芯材、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト、
ロックバー、ロックボルト及びアンカーボルトの使用材料

部 位		材 質	仕 様[mm]
扉 板			
芯 材	主 桁		
	中間縦桁		
	端縦桁		
ヒンジ	ヒンジ板		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト（枠体側）		
	ヒンジボルト（扉側）		
ロックバー			
ロックボルト			
アンカーボルト			

(2) 許容限界

- a. 扉板、芯材、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト、ロックバー、ロックボルト及びアンカーボルトの許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて表 6.4-2 の値とする。

表 6.4-2 扉板、芯材、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト、ロックバー、
ロックボルトの許容限界

材 料	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ・引張り	せん断
	235	135
	215	124
	205	118
	345	199

注 *1: t は板厚(mm)を示す

*2: 許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は、「J I S G 4 3 0 3 : 2012 ステンレス鋼棒」, 「J I S G 4 3 0 4 : 2012 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」及び「J I S G 4 3 1 7 : 2013 熱間成形ステンレス鋼板鋼」に基づく

- b. アンカーボルトの許容限界は、「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（（社）日本建築学術，2010 改定）」に基づき算定した，表 6.4-3 の値とする。

表 6.4-3 アンカーボルトの許容限界

コンクリート設計基準強度	f _a : 短期許容付着応力度
(N/mm ²)	(N/mm ²)
22.1	1.98

6.5 設計用地震力

「3. 固有周期」に示したとおり原子炉建屋付属棟北側水密扉2の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため、原子炉建屋付属棟北側水密扉2の強度計算で用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋付属棟北側水密扉2の強度計算で用いる設計震度を表6.5-1に示す。

表6.5-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉1の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL. m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	原子炉建屋1階 +8.2	水平方向 C_H^{*1}	0.64
		鉛直方向 C_V^{*1}	0.53

注 *1：設置階の上階（原子炉建屋2階：EL. +14.0m）の値を示す。

6.6 計算方法

原子炉建屋付属棟北側水密扉2の強度評価は、添付書類「V-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している評価式を用いる。

(1) 応力算定

a. 扉板

扉板に生じる応力は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、等変分布荷重及び等分布荷重を受ける周辺固定支持の矩形板として、次式により算定する。

扉板に生じる応力の例を図6.6-1に示す。

$$\text{区画1: } M_1 = M_{x1} \cdot W_1 \cdot L_4^2 + M_{x2} \cdot (W_2 - W_1) \cdot L_4^2$$

$$\text{区画2: } M_2 = M_{x3} \cdot W_2 \cdot L_4^2 + M_{x4} \cdot (W_3 - W_2) \cdot L_4^2$$

$$\text{区画3: } M_3 = M_{x5} \cdot W_3 \cdot L_4^2 + M_{x6} \cdot (W_4 - W_3) \cdot L_4^2$$

区画1～3のうち最も大きい応力の区画の数値を採用し検討するものとする。

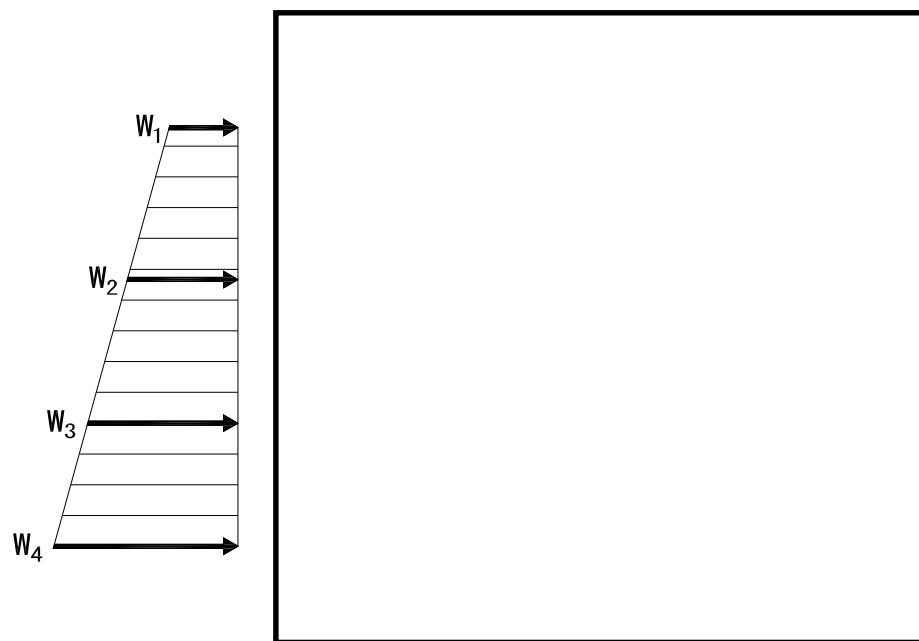


図 6. 6-1 扉板に生じる応力の例

b. 芯材

芯材に生じる荷重は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、荷重を負担する芯材の取付方向（鉛直又は水平）に応じて、それぞれ算定する。

水平方向に取付く主桁については、扉に生じる荷重を算定し、次式により算定する。

鉛直方向に取付く縦桁については、各桁（中間縦桁及び端縦桁）に分担することとし、等分布荷重を受ける両端支持の単純梁として、次式により算定する。

芯材に生じる荷重の例を図 6.6-2 に示す。

(a) 主桁

$$M = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{B_1^2}{8}$$

$$Q = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{B_1}{2}$$

(b) 縦桁

$$M = a_n^2 \cdot \left\{ \left(\frac{P_{(1 \sim 3)}}{9\sqrt{3}} \right) + \left(\frac{P_{(4 \sim 6)}}{8} \right) \right\} \cdot c$$

$$Q = H_g \cdot \left(\frac{P_1}{3} + \frac{P_2}{2} \right) \cdot c$$

$$P_1 = P'_{h2} - P'_{h1}$$

$$P_2 = P'_{h3} - P'_{h2}$$

$$P_3 = P'_{h4} - P'_{h3}$$

$$P_4 = P'_{h1}$$

$$P_5 = P'_{h2}$$

$$P_6 = P'_{h3}$$

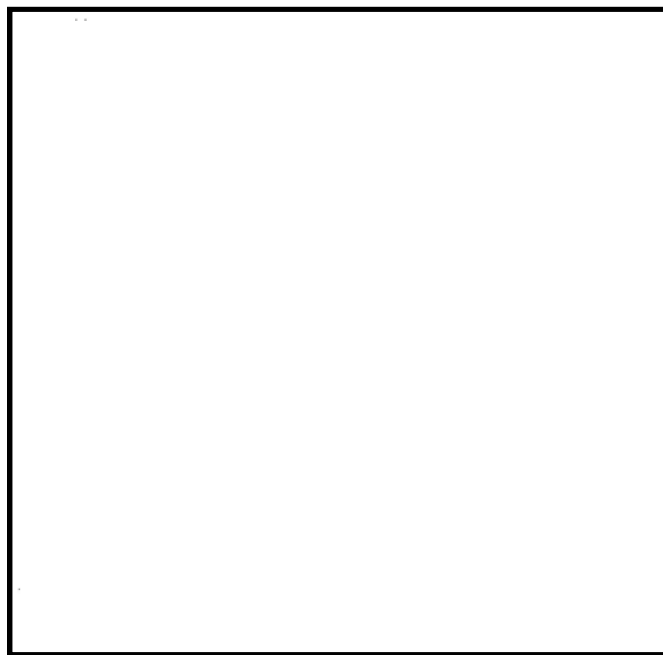
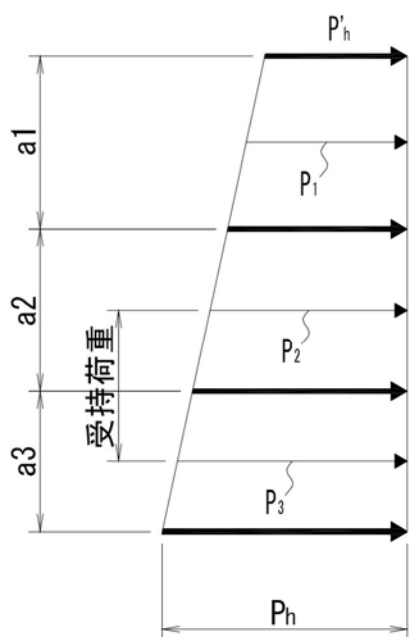
$$P'_{h1} = P_{h1} \cdot B_1$$

$$P'_{h2} = P_{h2} \cdot B_1$$

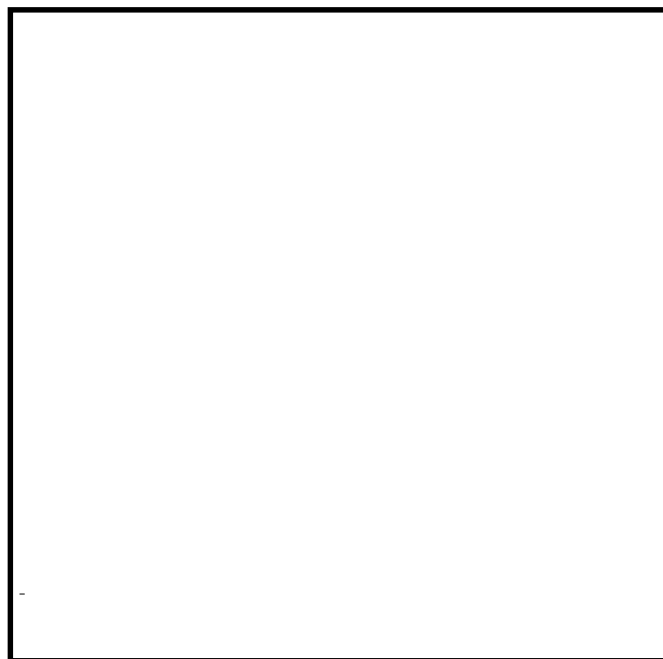
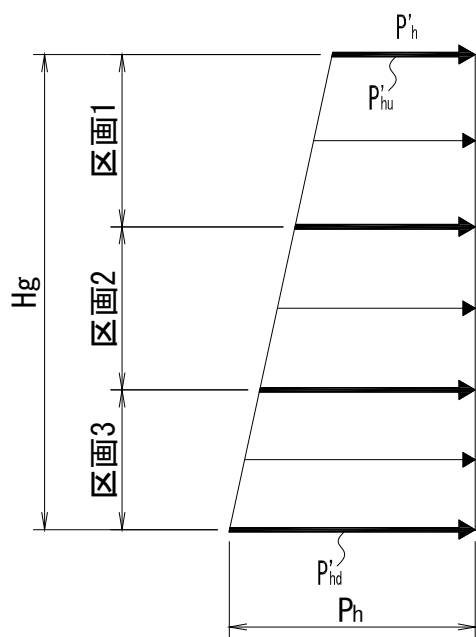
$$P'_{h3} = P_{h3} \cdot B_1$$

$$P'_{h4} = P_{h4} \cdot B_1$$

$$\text{中間縦桁 } c = 1/2, \text{ 端縦桁 } c = 1/4$$



主桁に生じる荷重の例



縦桁に生じる荷重の例

図 6.6-2 芯材に生じる荷重の例

扉全閉時にかかる水圧及び余震荷重は、上下計 2 ヶ所のロックバー部と本図右側 2 ヶ所のヒンジ部で受けもち、水圧及び余震荷重のうち各々 1/4 がかかるものとして検討する。

c. ヒンジ部

ヒンジ部は、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルトで構成されており、次式により算定する水圧及び余震荷重から、各部材に発生する荷重を算定する。

ヒンジ部に生じる荷重の例を図 6.6-3 に示す。

$$R_{og} = \sqrt{\left(\frac{P_0}{4}\right)^2 + \left(\frac{K_s}{4}\right)^2 + R_r^2}$$

$$P_0 = \frac{\rho \cdot B_1 \cdot (H_0^2 - H_1^2)}{2}$$

$$R_r = W_X \cdot \left(\frac{L_r}{L_j}\right)$$

$$K_s = W_X \cdot K_H$$

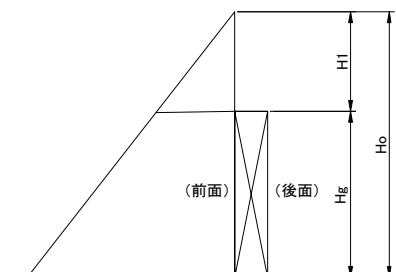


図 6.6-3 ヒンジ部に生じる荷重の例

(a) ヒンジ板

ヒンジ板に生じる荷重は、次式により算定する。ヒンジ板に生じる荷重の例を図 6.6-4 に示す。

$$Q = \frac{R_{og}}{2}$$

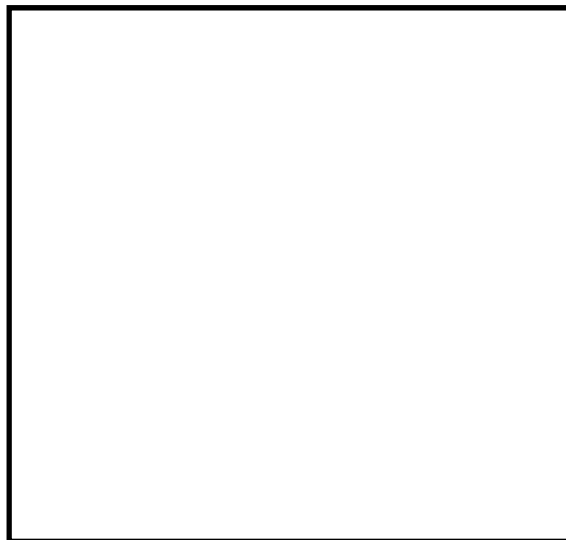


図 6.6-4 ヒンジ板に生じる荷重の例

(b) ヒンジピン

ヒンジピンに生じる荷重は、次式により算定する。ヒンジピンに生じる荷重の例を図 6.6-5 に示す。(戸当り側のヒンジは上下 2 ヶ所、1 ヶ所当りヒンジ板は 2 枚)

$$M = R_{og} \cdot \frac{(2 \cdot L_2 - B_2)}{8}$$

$$Q = \frac{R_{og}}{2}$$

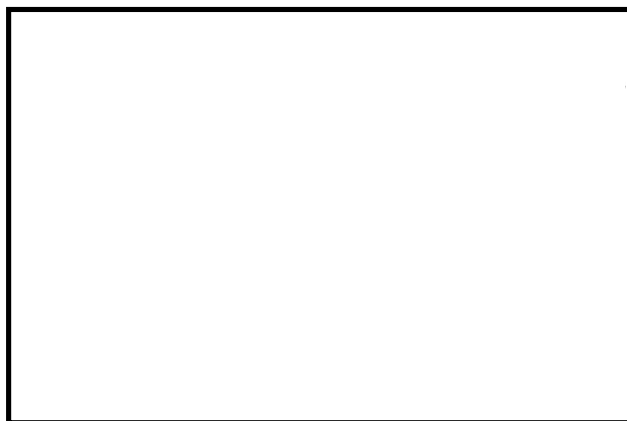


図 6.6-5 ヒンジピンに生じる荷重の例

(c) ヒンジボルト（枠体側）

ヒンジボルト（枠体側）には水圧及び余震により引張力がかかる。次式により算定する。

ヒンジボルトに生じる荷重の例を図 6.6-6 に示す。

$$T=Rog=\sqrt{\left(\frac{P_0}{4}\right)^2 + \left(\frac{K_s}{4}\right)^2 + R_r^2}$$



図 6.6-6 ヒンジボルト（枠体側）に生じる荷重の例

(d) ヒンジボルト（扉側）

ヒンジボルト（扉側）には水圧及び余震により引張力がかかる。次式により算定する。

ヒンジボルトに生じる荷重の例を図 6.6-7 に示す。

$$Q=Rog=\sqrt{\left(\frac{P_0}{4}\right)^2 + \left(\frac{K_s}{4}\right)^2 + R_r^2}$$



図 6.6-7 ヒンジボルト（扉側）に生じる荷重の例

d. ロックバー部

ロックバー部は、ロックバー及びロックボルトで構成されており、次式により算定する水圧及び余震荷重から、各部材に発生する荷重を算定する。ロックバー部に生じる荷重の例を図 6.6-8 に示す。

$$Rog = \frac{P_0}{4} + \frac{K_s}{4}$$

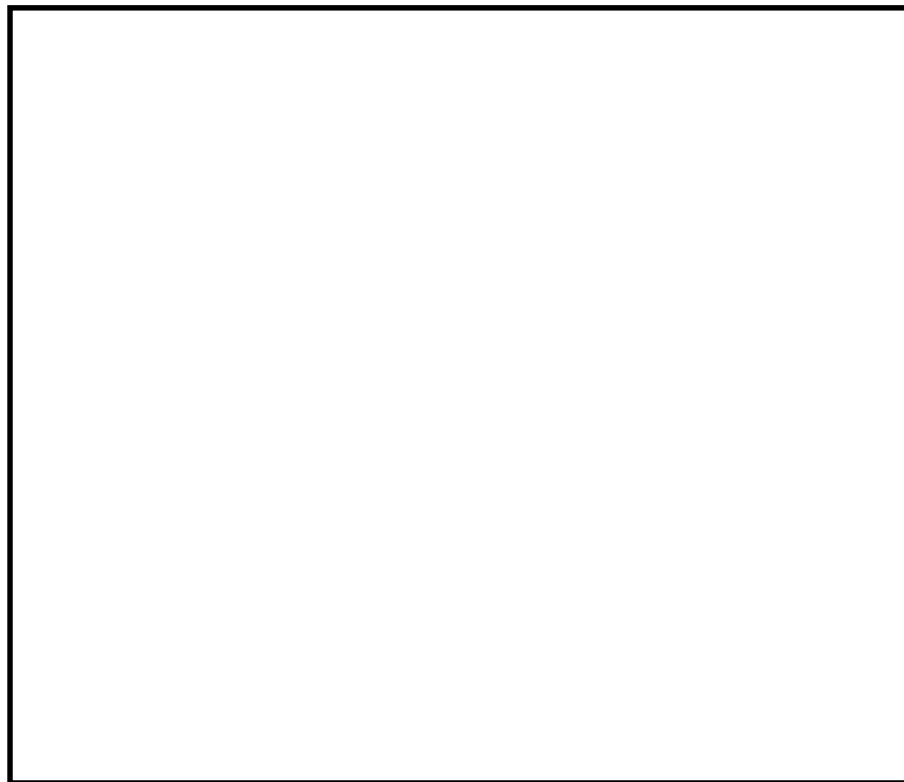


図 6.6-8 ロックバー部に生じる荷重の例

(a) ロックバー

ロックバーに生じる応力は、次式により算定する。ロックバーに生じる荷重の例を図 6.6-9 に示す。

$$M = Rog \cdot L_3$$



図 6.6-9 ロックバー部に生じる荷重の例

(b) ロックボルト

ロックボルトには水圧及び余震により引張力がかかる，次式により算出する。

ロックボルトに生じる荷重の例を図 6.6-10 に示す。

$$T=Rog=\frac{P_0}{4}+\frac{K_s}{4}$$

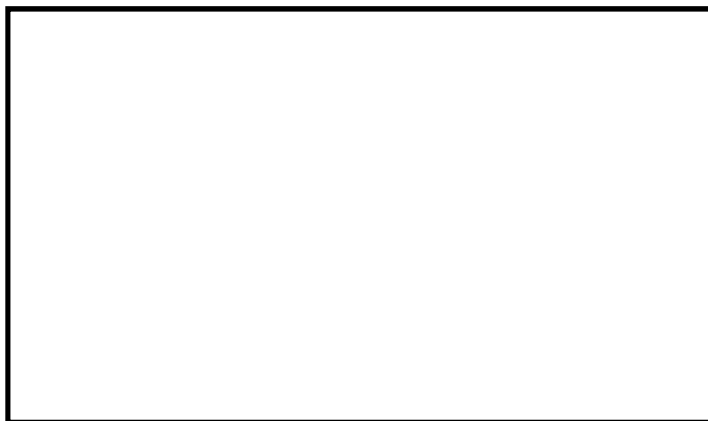


図 6.6-10 ロックボルトに生じる荷重の例

e. アンカーボルト

アンカーボルトは，枠体を躯体に固定している。扉体に生じる水平荷重が枠体に伝わるとして，各アンカーボルトに発生する荷重を次式により算定する。

アンカーボルトに生じる荷重の例を図 6.6-11 に示す。(枠体側)

$$T=\frac{P_0}{n}+\frac{K_s}{n}$$



図 6.6-11 アンカーボルトに生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が、許容限界値以下であることを確認する。なお、異なる荷重が同時に作用する部材については、組合せを考慮する。

d. 扉板

扉板に生じる曲げ応力度を算定し、扉板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

e. 芯材

芯材に生じる曲げ応力度及びせん断応力度を算定し、芯材の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

f. ヒンジ

(d) ヒンジ板

ヒンジ板に生じるせん断応力度がヒンジ板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

(e) ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度がヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\frac{T}{n1 \cdot Ab1}$$

(f) ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる引張応力度を次式により算定し、ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_T = \frac{T}{n1 \cdot Ab1}$$

(d) ヒンジボルト（扉側）

ヒンジボルト（扉側）に生じるせん断応力度を次式により算定し，ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n_1 \cdot A_{b1}}$$

d. ロックバー

(c) ロックバー

ロックバーに生じる曲げ応力度がロックバーの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

(d) ロックボルト

ロックボルトに生じる引張応力度を次式により算定し，ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma T = \frac{T}{n_2 \cdot A_{b3}}$$

e. アンカーボルト

(1) 応力算定で算定した T: 荷重を，アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力とし，短期許引張力以下であることを確認する。

$$T = \frac{P_0}{n}$$

6.7 計算条件

「6.6 計算方法」に用いる評価条件を表 6.7-1 に示す。

表 6.7-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の強度評価に用いる条件(1/4)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数 値
扉 板	L_4	m	区画短辺の長さ	0.515 (515mm)
	W_1	kN/m	最上段部の単位長さ 当たりの作用荷重	10.78
	W_2	kN/m	中段上部の単位長さ 当たりの作用荷重	17.55
	W_3	kN/m	中段下部の単位長さ 当たりの作用荷重	23.94
	W_4	kN/m	最下段部の単位長さ 当たりの作用荷重	29.42
	M_{X1}	-	区画 1 等分布荷重に よる曲げ応力算定用 の係数	0.074
	M_{X2}	-	区画 1 等変分布荷重 による曲げ応力算定 用の係数	0.042
	M_{X3}	-	区画 2 等分布荷重に よる曲げ応力算定用 の係数	0.072
	M_{X4}	-	区画 2 等変分布荷重 による曲げ応力算定 用の係数	0.042
	M_{X5}	-	区画 3 等分布荷重に よる曲げ応力算定用 の係数	0.063
	M_{X6}	-	区画 3 等変分布荷重 による曲げ応力算定 用の係数	0.038
	Z_1	mm ³	断面係数	12360

表 6.7-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の強度評価に用いる条件 (2/4)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数 値
芯材 (主桁)	Hg	m	受圧高	
	B ₁	m	受圧幅	
	P _{h1}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震による荷重 (最上部)	11.93
	P _{h2}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震による荷重 (中間上部)	19.41
	P _{h3}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震による荷重 (中間下部)	26.48
	P _{h4}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震による荷重 (最下部)	32.54
	Z ₂	mm ³	断面係数	131964
	A ₁	mm ²	断面積	695.5
芯材 (縦桁)	a1	m	主桁ピッチ	
	a2	m	主桁ピッチ	
	a3	m	主桁ピッチ	
	Y	m	縦桁ピッチ	
	p1	kN/m ²	津波による水圧及び余震による荷重	15.67
	p2	kN/m ²	津波による水圧及び余震による荷重	22.94
	p3	kN/m ²	津波による水圧及び余震による荷重	29.51
	Z ₃	mm ³	断面係数	31264
	Z ₄	mm ³	断面係数	67396
	A ₂	mm ³	断面積	1044
	A ₃	mm ³	断面積	654

表 6.7-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の強度評価に用いる条件 (3/4)

対象部位		記 号	単 位	定 義	数 値
共通		W_X	kN	扉体自重	
		P_o	kN	水圧荷重	
		P_r	kN	ヒンジ部にかかる 扉自重反力	
ヒンジ	共通	L_r	m	扉体重心～ヒンジ中 心間距離	
		L_j	m	ヒンジ中心間距離	
	板	Z_5	mm ³	断面係数	
		A_4	mm ²	断面積	
	ピン	L_2	mm	軸支持間距離	
		B_2	mm	ブッシュ長さ	
		Z_6	mm ³	断面係数	
		A_5	mm ²	断面積	
	ヒンジボルト (枠体側)	n_1	本	本数	
		A_{b1}	mm ²	1 本当たりの断面積 (M16)	
	ヒンジボルト (扉側)	n_2	本	本数	
		A_{b2}	mm ²	1 本当たりの断面積 (M16)	

表 6. 7-1 原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の強度評価に用いる条件 (4/4)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数 値
バ ー ロ ック	L ₃	mm	作用点間距離	
	Z ₇	mm ³	断面係数	
	A ₆	mm ²	断面積	
ボ ルト ロ ック	n ₃	本	本数	
	A _{b3}	mm ²	1 本当たりの断面積 (M16)	
ア ン カ ー ボ ルト	n ₄	本	本数	
	A _a	mm ²	1 本当たりの表面積 (M16)	
	A _{b4}	mm ²	1 本当たりの断面積 (M16)	

6.8 評価結果

原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の強度評価結果を表 6.8-1 に示す。原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界値以下であることから、原子炉建屋付属棟北側水密扉 2 が構造健全性を有することを確認した。

表 6.8-1 強度評価結果 (1/3)

名 称	評価部位	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	発生応力/許容応力
原子炉建屋 付属棟北側 水密扉 2	扉 板	37	235	0.16
	芯材*1	21	235	0.09

注 *1：主桁及び縦桁のせん断及び曲げのうち評価結果が最も厳しくなる中間縦桁区画 1 の曲げによる値を記載

表 6.8-1 強度評価結果 (2/3)

名 称	評価部位		発生 応力 (N/mm ²)	許容 応力 (N/mm ²)	発生応力/ 許容応力
原子炉建屋付属棟 北側水密扉 2	ヒンジ部	板	4	118	0.04
		ピン*1	38	345	0.11
		ヒンジボルト (枠体側)	17	205	0.09
		ヒンジボルト (扉側)	17	118	0.15
	ロックバー部	ロックバー	18	345	0.06
		ロックボルト	18	205	0.09

注 *1：せん断及び曲げのうち評価結果が厳しくなる曲げによる値を記載

表 6.8-1 強度評価結果 (3/3)

名 称	評価部位	発生 応力 (N/mm ²)	許容 応力 (N/mm ²)	発生応力/ 許容応力
原子炉建屋付属棟 北側水密扉 2	アンカーボルト	3	26	0.12

7. 原子炉建屋付属棟東側水密扉

7.1 評価対象部位

原子炉建屋付属棟東側水密扉の評価対象部位は、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」に示している評価部位を踏まえて設定する。

原子炉建屋付属棟東側水密扉に生じる外部からの津波及び余震に伴う荷重は、扉板に伝わり、壁と一体化した扉枠を介し、躯体に伝達されることから、評価部位は、扉板とする。

原子炉建屋付属棟東側水密扉の構造図を図7.1-1、原子炉建屋付属棟東側水密扉に作用する荷重の作用図を図7.1-2に示す。

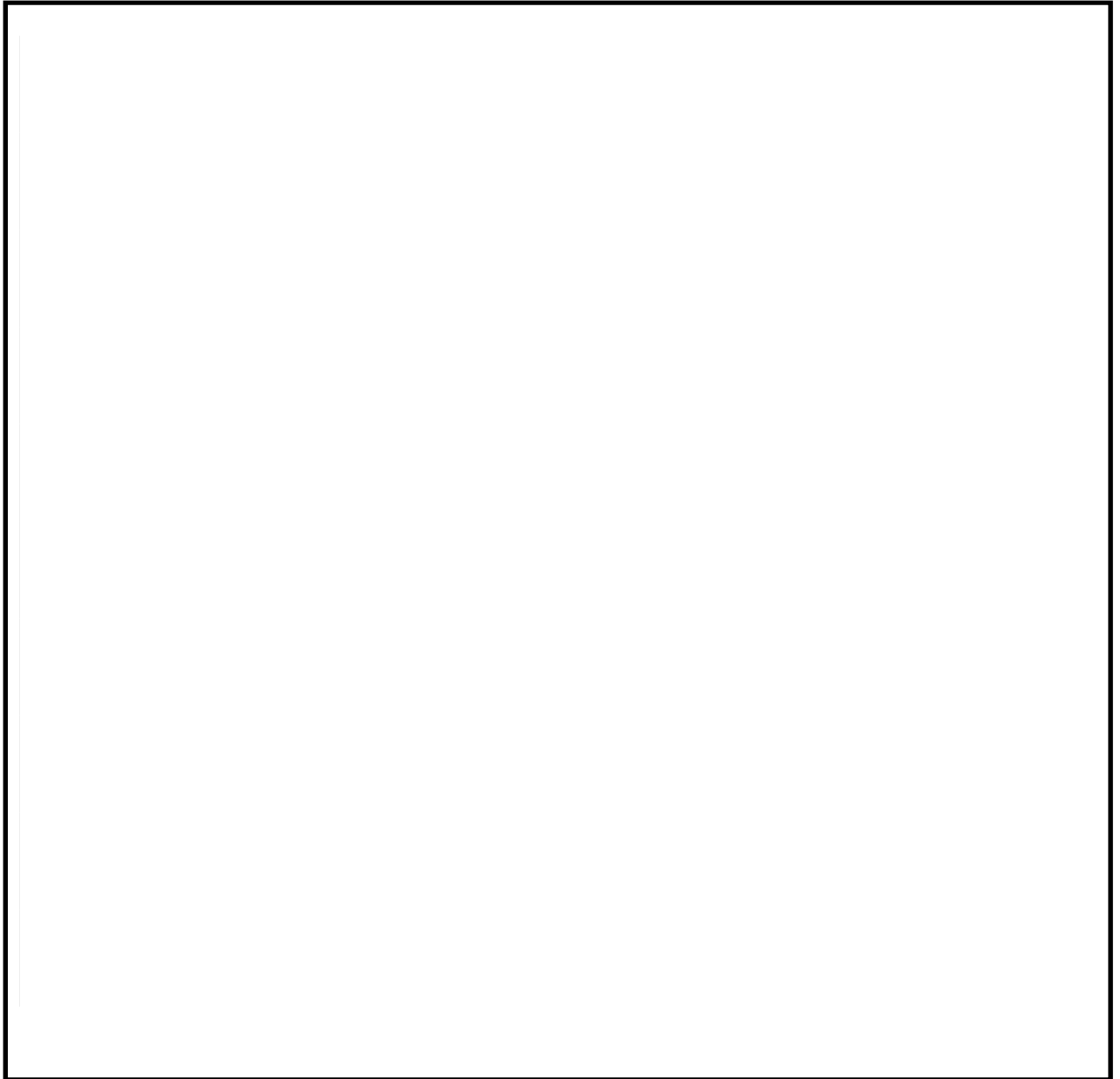


図7.1-1 原子炉建屋付属棟東側水密扉の構造図

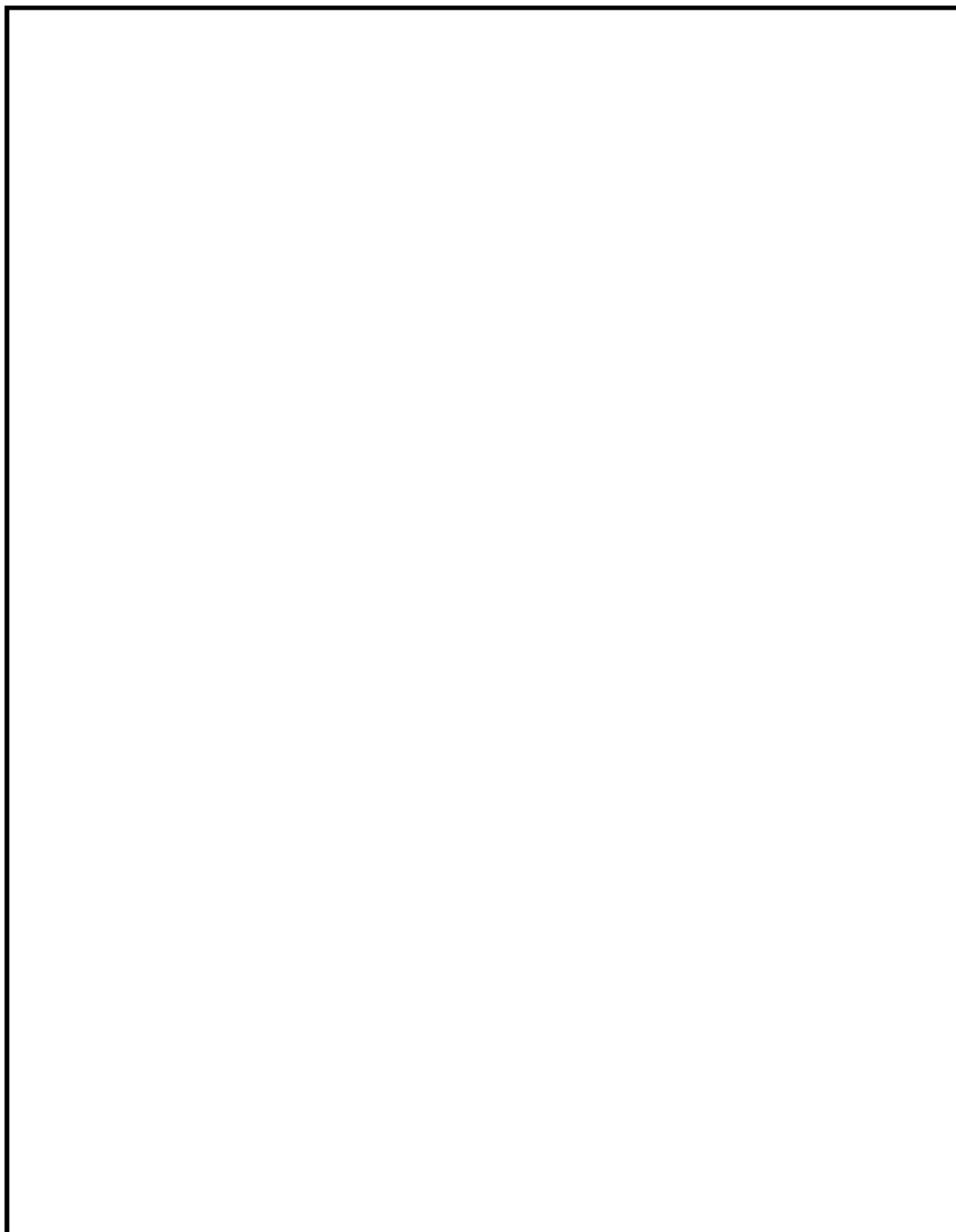


図7. 1-2 原子炉建屋付属棟東側水密扉に作用する荷重の作用図

7.2 構造強度評価方法

原子炉建屋付属棟東側水密扉の強度評価は、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」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。

原子炉建屋付属棟東側水密扉の強度評価は、「7.1 評価部位」に示す評価部位に対し、「7.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「7.4 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、「7.6 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

7.3 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「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」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。

(1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a. 固定荷重(G)

固定荷重Gとして、水密扉の自重を考慮する。

b. 津波による遡上津波荷重 (P_h)

津波に伴う荷重として、遡上津波荷重を考慮する。

$$H = 3 \cdot \frac{h}{2}$$

$$P_h = \rho \cdot g \cdot H$$

敷地に遡上する津波の浸水深は、原子炉建屋設置面において0.4mから0.6m程度であり、保守的に1.0 mを設定する。また、低耐震クラスの屋外タンクの破損による溢水 (0.2 m) の重畳を考慮する。なお、遡上津波荷重を考慮しても水密扉の上端位置を超えない場合は、水密扉上端位置より1m高い水位による水圧を考慮することとし、原子炉建屋付属棟東側水密扉については、原子炉建屋設置面レベルEL. +8.0 mを基点とし、扉上端部から1 mの浸水深を考慮した水圧作用高EL. +12.225mでの評価を行う。

津波に伴う荷重の算定に用いる、水圧作用高さ及び海水の密度を表7.3-1に示す。

表7.3-1 水圧作用高さ及び海水の密度

扉名称	水圧作用高さ (EL. m)	水の密度 (t/m ³)
原子炉建屋付属棟東側水密扉	+12.225	1.03

c. 余震荷重 (K_S)

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書の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d に伴う地震力（動水圧を含まない。）とする。

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

地震荷重 K_S は、水密扉の固定荷重 G に水平震度 K_H を乗じた次式により算出する。

$$K_S = G \cdot K_H$$

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」にて設定している荷重を踏まえて水密扉の設置位置ごとに設定する。

原子炉建屋原子炉棟水密扉の荷重の組合せを表7.2-3に示す。

強度評価に用いる荷重の組合せは、津波時の最大荷重を用いる。

表7.3-2 強度評価に用いる荷重の組合せ

扉名称	事象	荷重の組合せ*
原子炉建屋附属棟東側水密扉	津波時	$G + P_h$
	重畳時	$G + P_h + K_S$

注記 * : G は固定荷重, P_h は津波に伴う荷重, K_S は余震荷重を示す。

7.4 許容限界

原子炉建屋付属棟東側水密扉の許容限界は、「7.1 評価対象部位」にて設定した評価部位の機能損傷モードを考慮し、添付書類「V-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえ設定する。

(1) 使用材料

原子炉建屋付属棟東側水密扉を構成する、扉板の使用材料を表7.4-1に示す。

表7.4-1 扉板の使用材料

部 位	材 質	仕 様
扉 板		

(2) 許容限界

a. 扉板

扉板の許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005改定）」を踏まえて表7.4-2の値とする。

表7.4-2 扉板の許容限界

材料	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ・引張り	せん断
	205	118

(注1) 許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は、「JIS G 4303:2012 ステンレス鋼棒」，「JIS G 4304:2012 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」及び「JIS G 4317:2013 熱間成形ステンレス鋼板鋼」に基づく

7.5 設計用地震力

「3. 固有周期」に示したとおり原子炉建屋付属棟東側水密扉の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため、原子炉建屋付属棟東側水密扉の強度計算で用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋付属棟東側水密扉の強度計算で用いる設計震度を表7.5-1に示す。

表7.5-1 原子炉建屋付属棟東側水密扉の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL. m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	原子炉建屋1階 +8.2	水平方向 C_H^{*1}	0.64
		鉛直方向 C_V^{*1}	0.53

注 *1：設置階の上階（原子炉建屋2階：EL. +14.0m）の値を示す。

7.6 計算方法

原子炉建屋付属棟東側水密扉の強度評価は、添付書類「V-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している評価式を用いる。

(1) 応力算定

a. 扉板

扉板に生じる応力は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、等変分布荷重、等分布荷重を受ける周辺固定支持の矩形板及び集中荷重を受ける両端固定の梁のとして、次式により算定する。扉板に生じる応力の例を図7.6-1に示す。

$$M = M_1 + M_2$$

ここで

$$M_1 = M_{x1} \cdot W_u \cdot L^2 + M_{x2} \cdot (W_d - W_u) \cdot L^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} W_H \cdot L^2$$

ここで

$$W_H = \frac{P_H}{B}$$

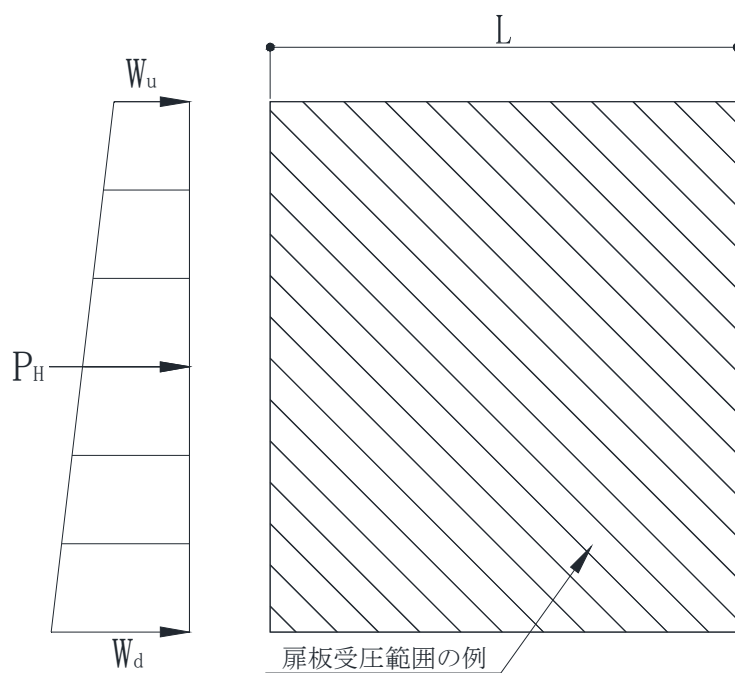


図7.6-1 扉板に生じる応力の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。

a. 扉板

扉板に生じる曲げ応力度を算定し，扉板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

7.7 計算条件

「7.6 計算方法」に用いる評価条件を表7.7-1に示す。

表7.7-1 原子炉建屋付属棟東側水密扉の強度評価に用いる条件

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	G	kN	水密扉の自重	
扉板	L	m	区画短辺の長さ	
	W_u	kN/m	区画上端の単位長さ当たりの作用荷重	28.61
	W_d	kN/m	区画下端の単位長さ当たりの作用荷重	77.50
	M_{x1}	-	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.085
	M_{x2}	-	等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.05
	Z	mm ³	断面係数	3227000
	H_g	m	受圧高	
	B	m	受圧幅	
	P_{hu}	kN/m ²	浸水津波荷重又は溢水による静水圧及び余震による荷重（上部）	17.88
	P_{hd}	kN/m ²	浸水津波荷重又は溢水による静水圧及び余震による荷重（下部）	48.44

7.8 評価結果

原子炉建屋付属棟東側水密扉の強度評価結果を表7.8-1に示す。原子炉建屋付属棟東側水密扉の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界値以下であることから、原子炉建屋付属棟東側水密扉が構造健全性を有することを確認した。

表7.8-1 強度評価結果

名 称	評価部位	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	発生応力/ 許容応力
原子炉建屋付属棟東側水密扉	扉 板	23	205	0.12

8. 原子炉建屋付属棟南側水密扉

8.1 評価部位

原子炉建屋付属棟南側水密扉の評価部位は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて示している評価部位を踏まえて設定する。

原子炉建屋付属棟南側水密扉に生じる津波に伴う荷重は、扉板から芯材、芯材からヒンジ及びロックバーに伝わり、ヒンジボルト及びロックボルトを介して、枠体に伝達される。また、枠体はアンカーボルトにより壁と一体化しており荷重は躯体に伝わる。従ってヒンジ、ロックバー、ヒンジボルト、ロックボルト及びアンカーボルトも評価部位となる。

原子炉建屋付属棟南側水密扉の構造図を図 8.1-1、原子炉建屋付属棟南側水密扉に作用する荷重の作用図を図 8.1-2 に示す。

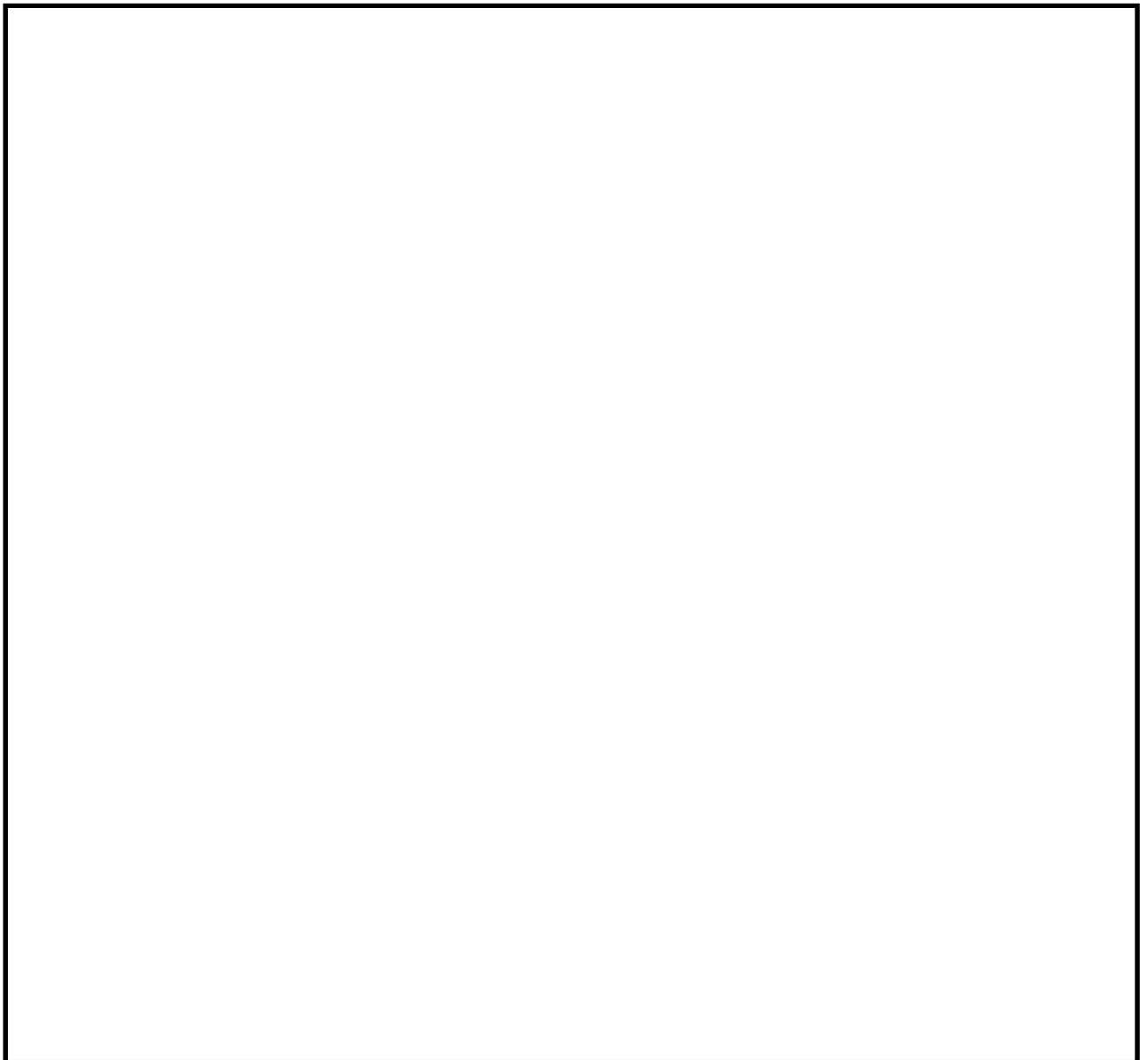


図8.1-1 原子炉建屋付属棟南側水密扉の構造図

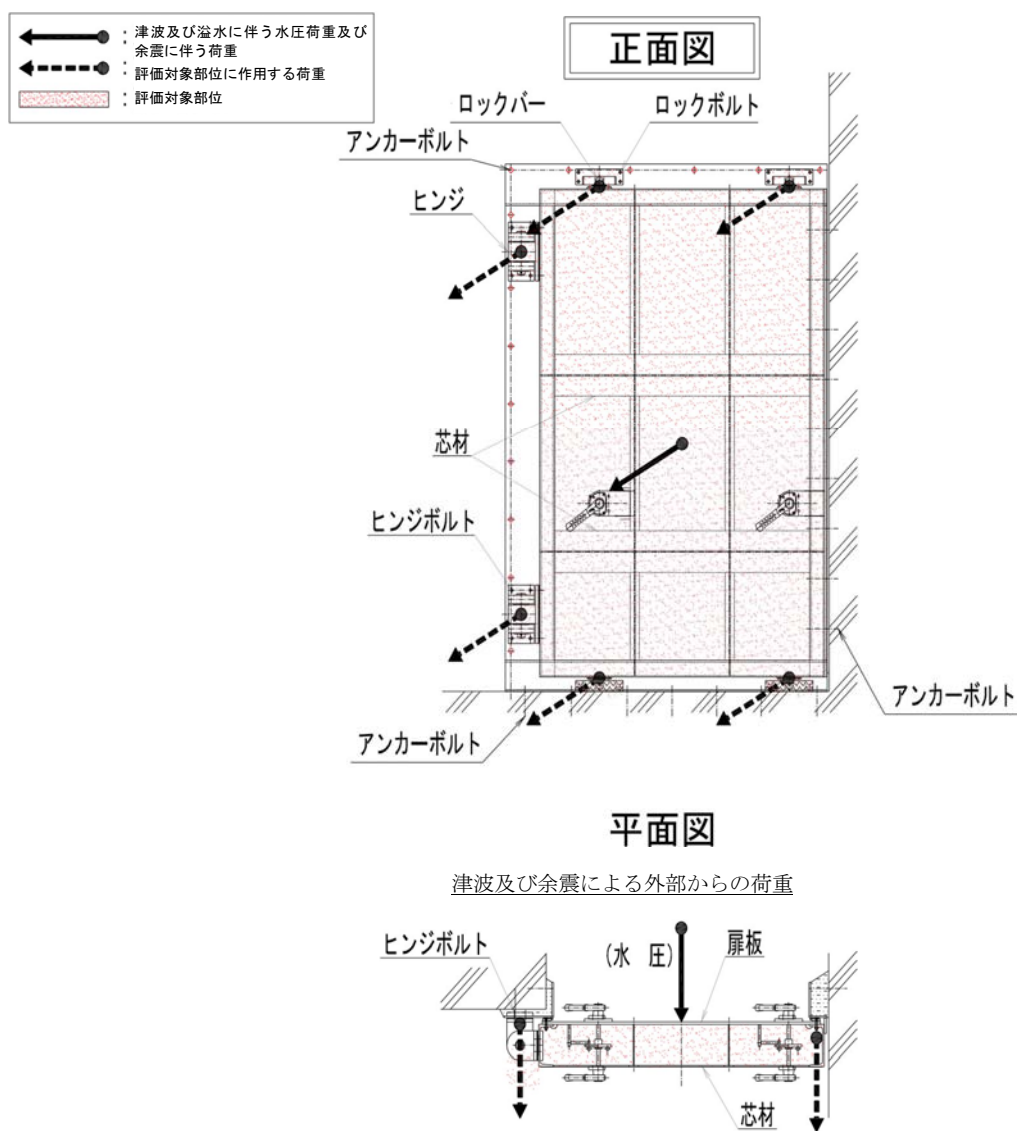


図 8. 1-2 原子炉建屋付属棟南側水密扉に作用する荷重の作用図

8.2 構造強度評価方法

原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度評価は、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」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。

原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度評価は、「8.1 評価部位」に示す評価部位に対し、「8.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「8.4 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、「8.6 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

8.3 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「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」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。

(1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a. 固定荷重(W_X)

固定荷重 W_X として、水密扉の自重を考慮する。

b. 津波による遡上津波荷重(P_h)

津波に伴う荷重として、遡上津波荷重を考慮する。

$$H = 3 \cdot \frac{h}{2}$$
$$P_h = \rho \cdot g \cdot H$$

敷地に遡上する津波の浸水深は、原子炉建屋設置面において 0.4m から 0.6m 程度であり、保守的に 1.0 m を設定する。また、低耐震クラスの屋外タンクの破損による溢水 (0.2 m) の重畳を考慮する。なお、遡上津波荷重を考慮しても水密扉の上端位置を超えない場合は、水密扉上端位置より 1m 高い水位による水圧を考慮することとし、原子炉建屋付属棟南側水密扉については、原子炉建屋設置面レベル EL. +8.0 m を基点とし、扉上端部から 1 m の浸水深を考慮した水圧作用高 EL. +11.545m での評価を行う。

津波に伴う荷重の算定に用いる、水圧作用高さ及び水の密度を表 8.3-1 に示す。

表 8.3-1 水圧作用高さ及び水の密度

扉名称	水圧作用高さ (EL. m)	水の密度 (t/m ³)
原子炉建屋付属棟南側水密扉	+11.545	1.03

c. 余震荷重 (K_s)

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書の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d に伴う地震力（動水圧を含まない。）とする。

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

地震荷重 K_s は、水密扉の固定荷重 G に水平震度 K_H を乗じた次式により算出する。

$$K_s = W_x \cdot K_H$$

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」にて設定している荷重を踏まえて水密扉の設置位置ごとに設定する。

原子炉建屋付属棟南側水密扉の荷重の組合せを表8.3-3に示す。

強度評価に用いる荷重の組合せは、津波時の最大荷重を用いる。

表 8.3-3 強度評価に用いる荷重の組合せ

扉名称	事 象	荷重の組合せ*
原子炉建屋付属棟南側水密扉	津波時	$W_x + P_h$
	重畳時	$W_x + P_h + K_s$

注記 * : W_x は固定荷重, P_h は津波に伴う荷重, K_s は余震荷重を示す。

8.4 許容限界

原子炉建屋付属棟南側水密扉の許容限界は、「8.1 評価対象部位」にて設定した評価部位の機能損傷モードを考慮し、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえ設定する。

(1) 使用材料

原子炉建屋付属棟南側水密扉を構成する扉板、芯材、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト、ロックバー、ロックボルト及びアンカーボルトの使用材料を表 8.4-1 に示す。

表 8.4-1 扉板、芯材、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト、
ロックバー、ロックボルト及びアンカーボルトの使用材料

部 位		材 質	仕 様[mm]
扉 板			
芯 材	主 桁		
	中間縦桁		
	端縦桁		
ヒンジ	ヒンジ板		
	ヒンジピン		
	ヒンジボルト (枠体側)		
	ヒンジボルト (扉側)		
ロックバー			
ロックボルト			
アンカーボルト			

(2) 許容限界

- a. 扉板，芯材，ヒンジ板，ヒンジピン，ヒンジボルト，ロックバー，ロックボルト及びアンカーボルトの許容限界は，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005 改定）」を踏まえて表 8. 4-2 の値とする。

表 8. 4-2 扉板，芯材，ヒンジ板，ヒンジピン，ヒンジボルト，ロックバー，
ロックボルトの許容限界

材 料	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ・引張り	せん断
	235	135
	215	124
	205	118
	345	199

注 *1： t は板厚(mm)を示す

- *2： 許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「J I S G 4 3 0 3：2012 ステンレス鋼棒」，「J I S G 4 3 0 4：2012 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯」及び「J I S G 4 3 1 7：2013 熱間成形ステンレス鋼板鋼」に基づく

b. アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は，「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）」に基づき算定した，表 8. 4-3 の値とする。

表 8. 4-3 アンカーボルトの許容限界

コンクリート設計基準強度	f _a ：短期許容付着応力度
(N/mm ²)	(N/mm ²)
22. 1	1. 98

5.5 設計用地震力

「3. 固有周期」に示したとおり原子炉建屋付属棟南側水密扉の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため、原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度計算で用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度計算で用いる設計震度を表5.5-1に示す。

表5.5-1 原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL. m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動 S _d -D1	原子炉建屋1階 +8.2	水平方向 C _H *1	0.64
		鉛直方向 C _V *1	0.53

注 *1：設置階の上階（原子炉建屋2階：EL. +14.0m）の値を示す。

8.4 計算方法

原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度評価は、添付書類「V-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している評価式を用いる。

(1) 応力算定

a. 扉板

扉板に生じる応力は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、等変分布荷重及び等分布荷重を受ける周辺固定支持の矩形板として、次式により算定する。

扉板に生じる応力と区画の例を第8.6-1図に示す。

$$\text{区画1: } M_1 = M_{x1} \cdot W_1 \cdot L_4^2 + M_{x2} \cdot (W_2 - W_1) \cdot L_4^2$$

$$\text{区画2: } M_2 = M_{x3} \cdot W_2 \cdot L_4^2 + M_{x4} \cdot (W_3 - W_2) \cdot L_4^2$$

$$\text{区画3: } M_3 = M_{x5} \cdot W_3 \cdot L_4^2 + M_{x6} \cdot (W_4 - W_3) \cdot L_4^2$$

区画1～3のうち最も大きい応力の区画の数値を採用し検討するものとする。

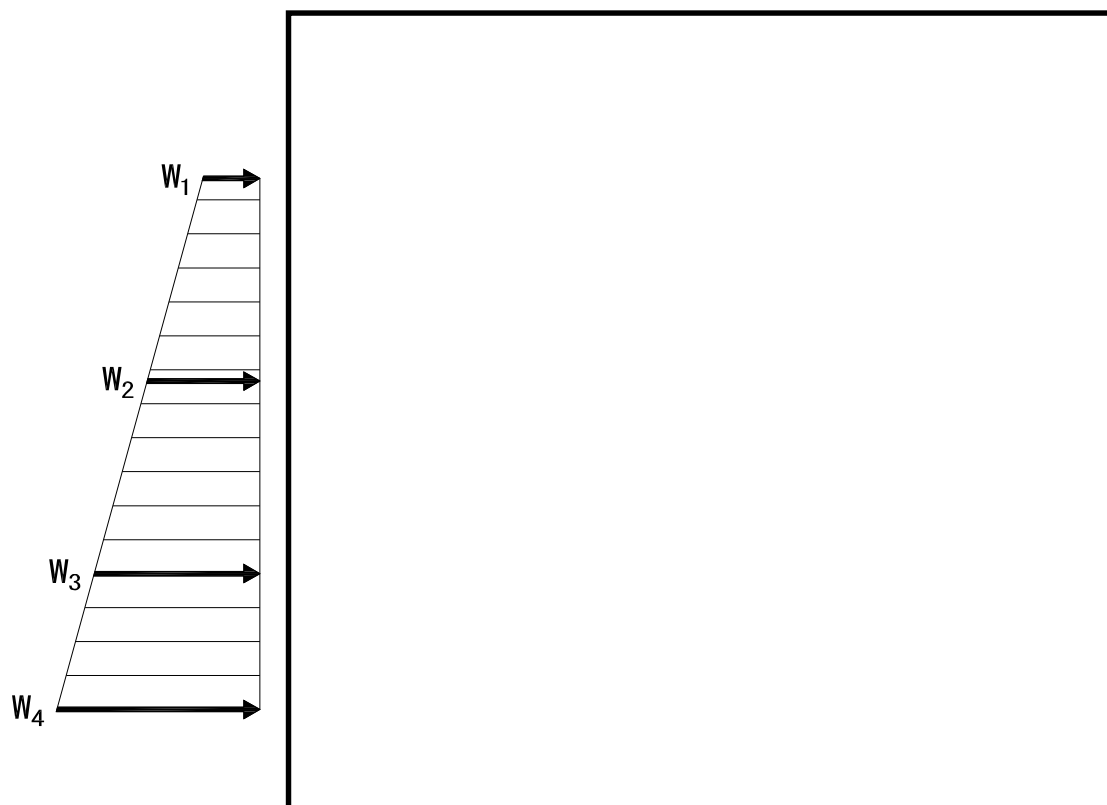


図 8.6-1 扉板に生じる応力の図

b. 芯材

芯材に生じる荷重は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、荷重を負担する芯材の取付方向（鉛直又は水平）に応じて、それぞれ算定する。

水平方向に取付く主桁については、扉に生じる荷重を算定し、次式により算定する。

鉛直方向に取付く縦桁については、各桁（中間縦桁及び端縦桁）に分担することとし、等分布荷重を受ける両端支持の単純梁として、次式により算定する。

芯材に生じる荷重の例を図 8.6-2 に示す。

(a) 主桁

$$M = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{B_1^2}{8}$$

$$M = a_n^2 \cdot \left\{ \left(\frac{P_{(1 \sim 3)}}{9\sqrt{3}} \right) + \left(\frac{P_{(4 \sim 6)}}{8} \right) \right\} \cdot c$$

$$Q = H_g \cdot \left(\frac{P_1}{3} + \frac{P_2}{2} \right) \cdot c$$

(b) 縦桁

$$P_1 = P'_{h2} - P'_{h1}$$

$$P_2 = P'_{h3} - P'_{h2}$$

$$P_3 = P'_{h4} - P'_{h3}$$

$$P_4 = P'_{h1}$$

$$P_5 = P'_{h2}$$

$$P_6 = P'_{h3}$$

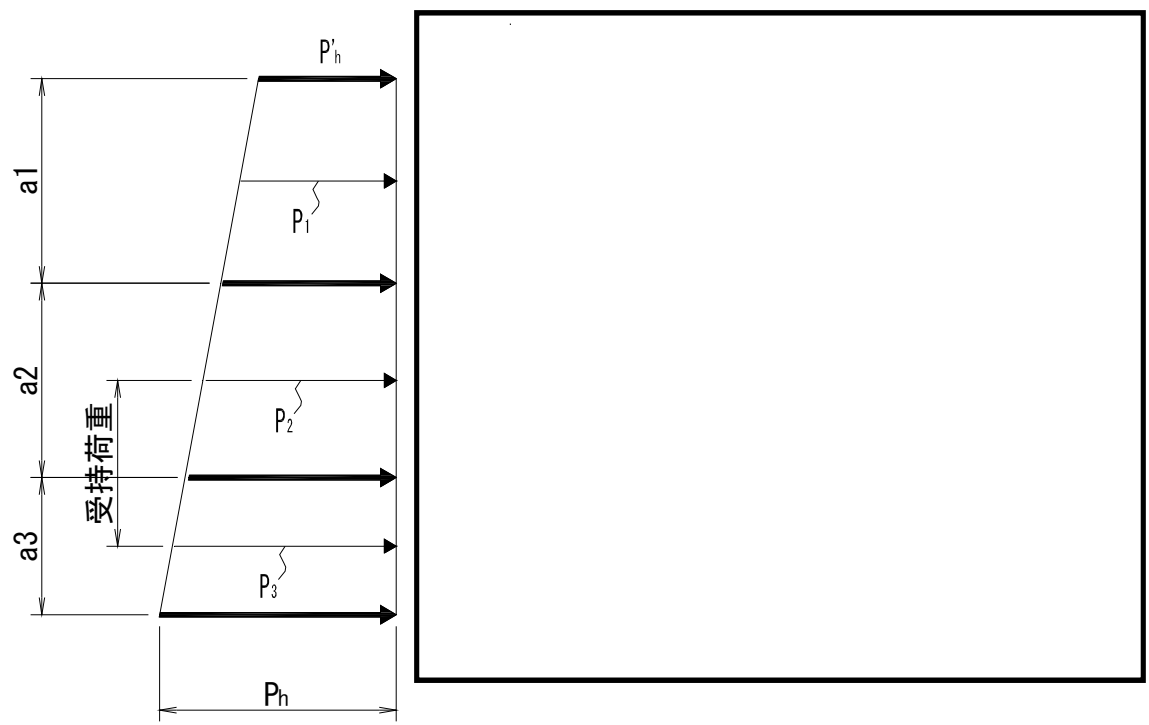
$$P'_{h1} = P_{h1} \cdot B_1$$

$$P'_{h2} = P_{h2} \cdot B_1$$

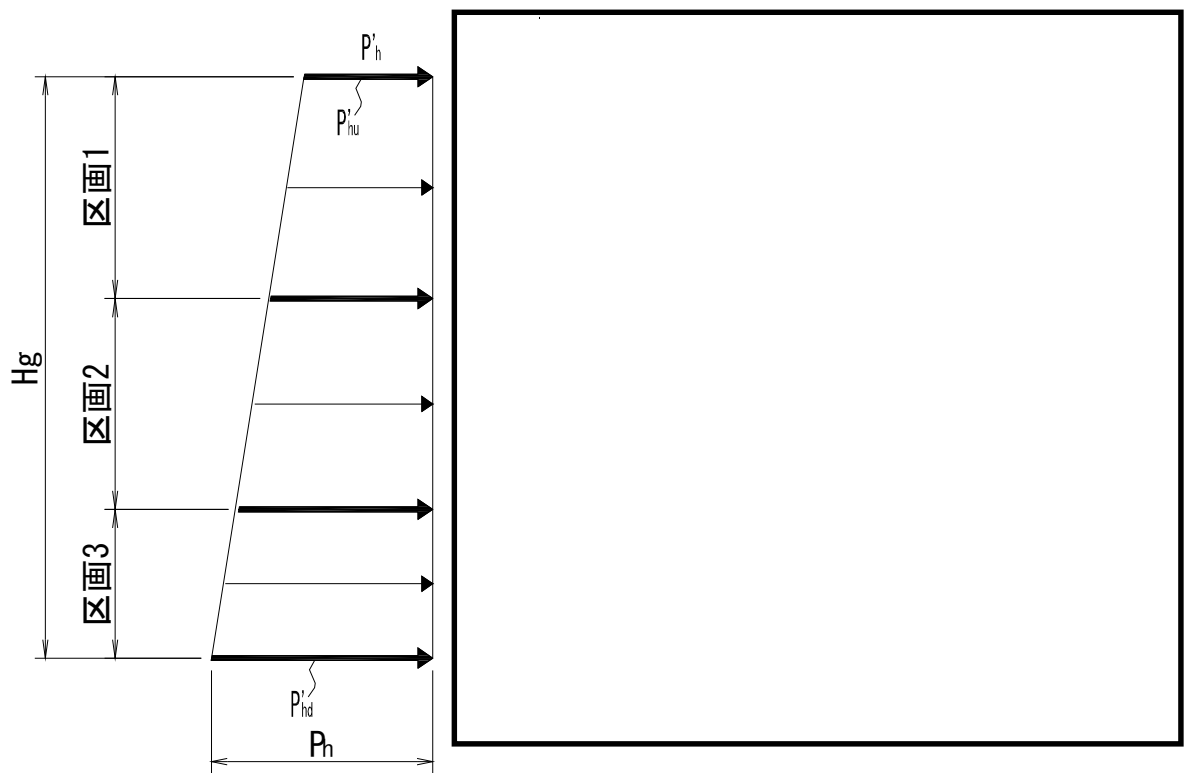
$$P'_{h3} = P_{h3} \cdot B_1$$

$$P'_{h4} = P_{h4} \cdot B_1$$

中間縦桁 $c = 1/3$, 端縦桁 $c = 1/6$



主桁に生じる荷重の例



縦桁に生じる荷重の例

図 8. 6-2 芯材に生じる荷重の例

扉全閉時にかかる水圧及び余震荷重は、上下計 2 ヶ所のロックバー部と本図右側 2 ヶ所のヒンジ部で受けもち、水圧及び余震荷重のうち各々 1/4 がかかるものとして検討する。

c. ヒンジ部

ヒンジ部は、ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルトで構成されており、次式により算定する水圧及び余震荷重から、各部材に発生する荷重を算定する。

ヒンジ部に生じる荷重の例を図 8.6-3 に示す。

$$R_{og} = \sqrt{\left(\frac{P_0}{6}\right)^2 + \left(\frac{K_S}{6}\right)^2 + R_r^2}$$

$$P_0 = \frac{\rho \cdot B_1 \cdot (H_0^2 - H_1^2)}{2}$$

$$R_r = W_X \cdot \left(\frac{L_r}{L_j}\right)$$

$$K_S = W_X \cdot K_H$$

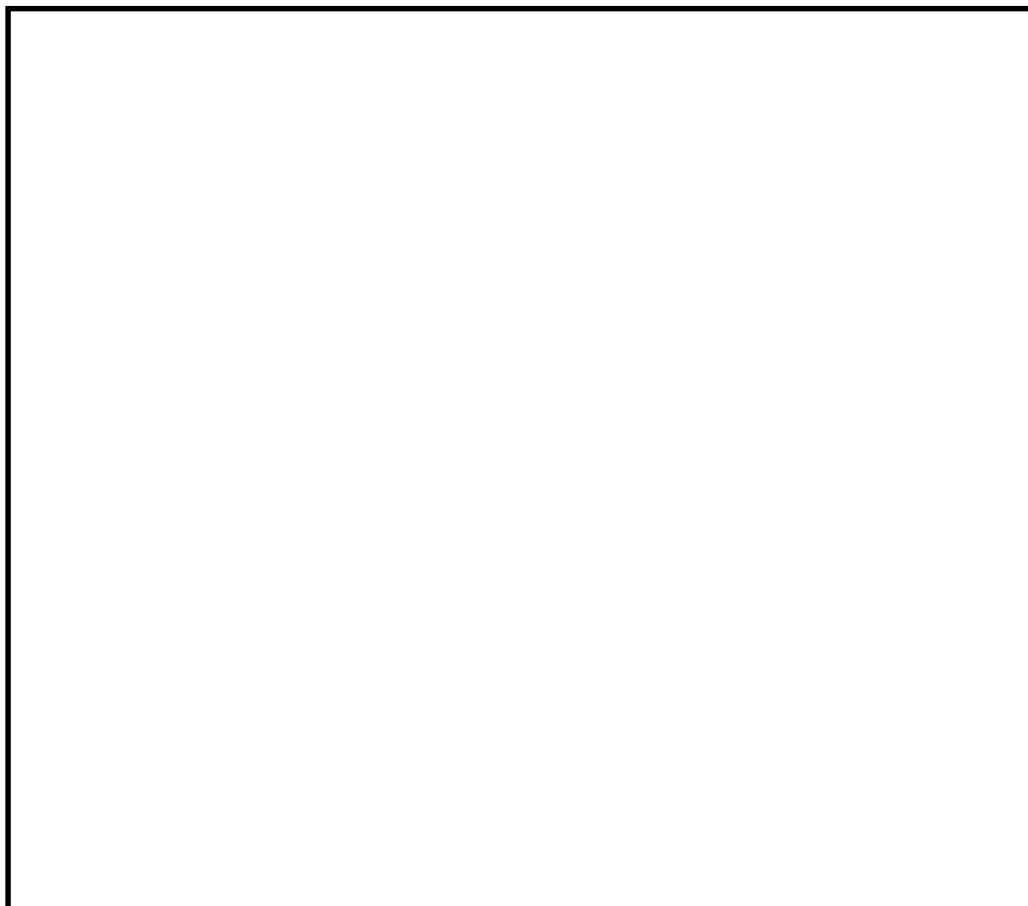
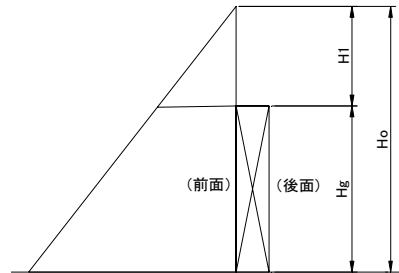


図 8.6-3 ヒンジ部に生じる荷重の例

(b) ヒンジ板

ヒンジ板に生じる荷重は、次式により算定する。ヒンジ板に生じる荷重の例を図 8.6-4 に示す。

$$Q = \frac{R_{og}}{2}$$

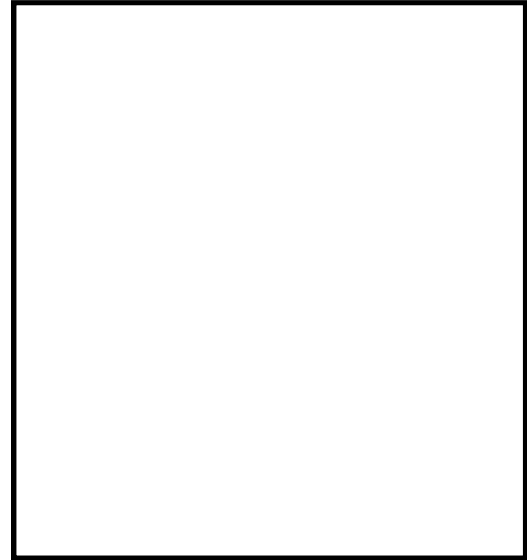


図 8.6-4 ヒンジ板に生じる荷重の例

(c) ヒンジピン

ヒンジピンに生じる荷重は、次式により算定する。ヒンジピンに生じる荷重の例を図 8.6-5 に示す。(戸当り側のヒンジは上下 2 ヶ所、1 ヶ所当りヒンジ板は 2 枚)

$$M = R_{og} \cdot \frac{(2 \cdot L_2 - B_2)}{8}$$
$$Q = \frac{R_{og}}{2}$$



図 8.6-5 ヒンジピンに生じる荷重の例

(d) ヒンジボルト（枠体側）

ヒンジボルト（枠体側）には水圧及び余震により引張力がかかる。次式により算定する。
ヒンジボルトに生じる荷重の例を図 8.6-6 に示す。

$$T=Rog=\sqrt{\left(\frac{P_0}{6}\right)^2+\left(\frac{K_S}{6}\right)^2+Rr^2}$$



図 8.6-6 ヒンジボルト（枠体側）に生じる荷重の例

(e) ヒンジボルト（扉側）

ヒンジボルト（扉側）には水圧及び余震により引張力がかかる。次式により算定する。
ヒンジボルトに生じる荷重の例を図 8.6-7 に示す。

$$Q=Rog=\sqrt{\left(\frac{P_0}{6}\right)^2+\left(\frac{K_S}{6}\right)^2+Rr^2}$$



図 8.6-7 ヒンジボルト（扉側）に生じる荷重の例

d. ロックバー部

ロックバー部は、ロックバー及びロックボルトで構成されており、次式により算定する水圧及び余震荷重から、各部材に発生する荷重を算定する。ロックバー部に生じる荷重の例を図 8.6-8 に示す。

$$Rog = \frac{P_0}{4} + \frac{K_s}{4}$$

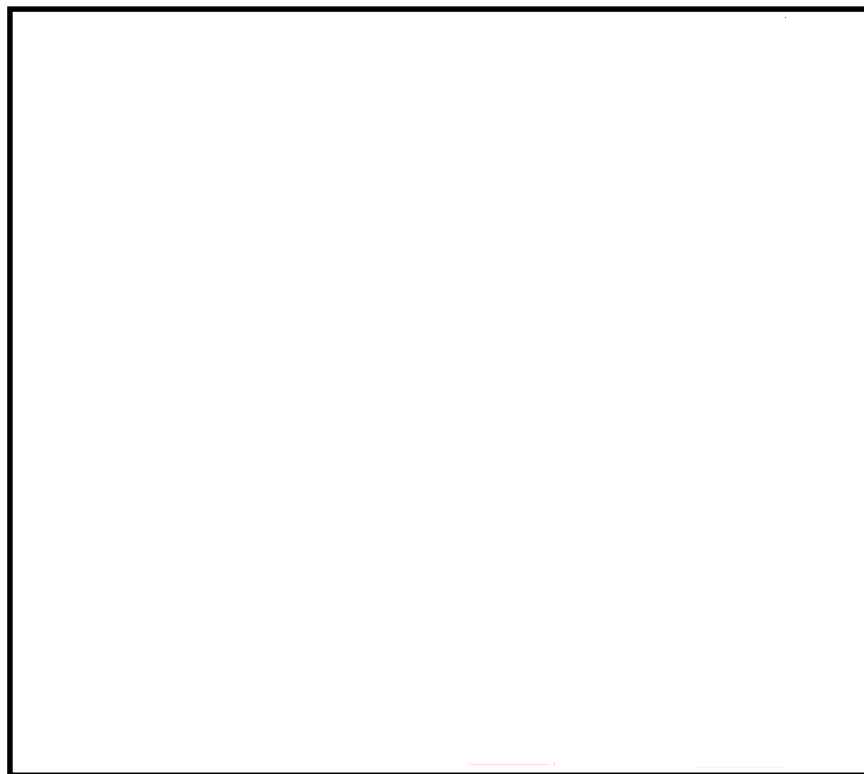


図 8.6-8 ロックバー部に生じる荷重の例

(a) ロックバー

ロックバーに生じる応力は、次式により算定する。ロックバーに生じる荷重の例を図 8.6-9 に示す。

$$M = Rog \cdot L_3$$

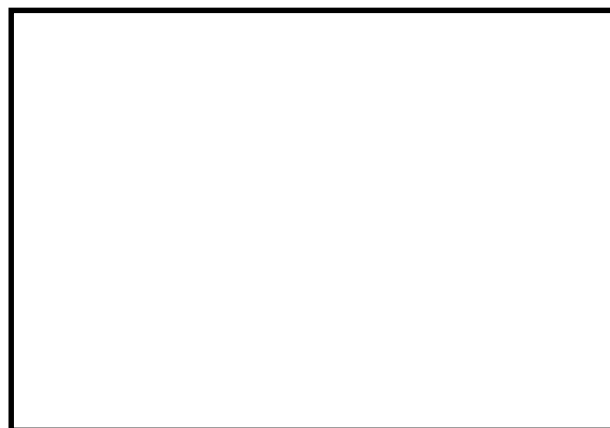


図 8.6-9 ロックバー部に生じる荷重の例

(b) ロックボルト

ロックボルトには水圧及び余震により引張力がかかる，次式により算出する。
ロックボルトに生じる荷重の例を図 8.6-10 に示す。

$$T=Rog=\frac{P_0}{4}+\frac{K_s}{4}$$

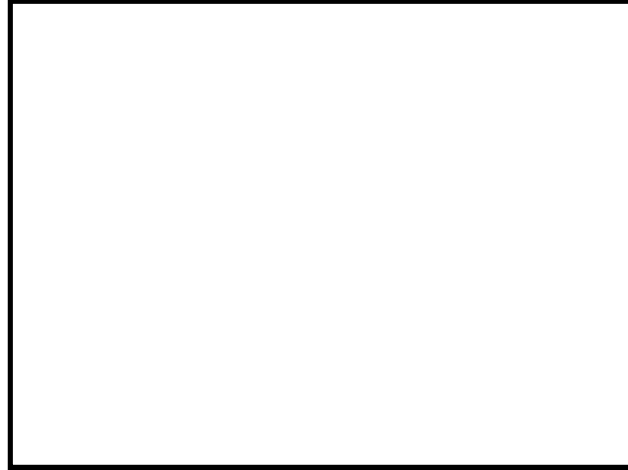


図 8.6-10 ロックボルトに生じる荷重の例

e. アンカーボルト

アンカーボルトは，枠体を躯体に固定している。扉体に生じる水平荷重が枠体に伝わるとして，各アンカーボルトに発生する荷重を次式により算定する。

アンカーボルトに生じる荷重の例を図 8.6-11 に示す。(枠体側)

$$T=\frac{P_0}{n_4}+\frac{K_s}{n_4}$$



図 8.6-11 アンカーボルトに生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が、許容限界値以下であることを確認する。なお、異なる荷重が同時に作用する部材については、組合せを考慮する。

g. 扉板

扉板に生じる曲げ応力度を算定し、扉板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

h. 芯材

芯材に生じる曲げ応力度及びせん断応力度を算定し、芯材の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

i. ヒンジ

(g) ヒンジ板

ヒンジ板に生じるせん断応力度がヒンジ板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

(h) ヒンジピン

ヒンジピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度がヒンジピンの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\frac{T}{n1 \cdot Ab1}$$

(i) ヒンジボルト

ヒンジボルトに生じる引張応力度を次式により算定し、ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma \tau = \frac{T}{n1 \cdot Ab1}$$

(d) ヒンジボルト（扉側）

ヒンジボルト（扉側）に生じるせん断応力度を次式により算定し、ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{n_1 \cdot A_{b1}}$$

d. ロックバー

(e) ロックバー

ロックバーに生じる曲げ応力度がロックバーの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

(f) ロックボルト

ロックボルトに生じる引張応力度を次式により算定し、ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_T = \frac{T}{n_2 \cdot A_{b3}}$$

e. アンカーボルト

(1) 応力算定で算定した T: 荷重を、アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力とし、短期許引張力以下であることを確認する。

$$T = \frac{P_0}{n}$$

8.7 計算条件

「8.6 計算方法」に用いる評価条件を表 8.7-1 に示す。

表 8.7-1 原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度評価に用いる条件(1/4)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数 値
扉 板	L ₄	m	区画短辺の長さ	
	W ₁	kN/m	最上段部の単位長さ当たりの作用荷重	16.64
	W ₂	kN/m	中段上部の単位長さ当たりの作用荷重	29.24
	W ₃	kN/m	中段下部の単位長さ当たりの作用荷重	41.22
	W ₄	kN/m	最下段部の単位長さ当たりの作用荷重	49.67
	M _{X1}	-	区画 1 等分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.081
	M _{X2}	-	区画 1 等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.047
	M _{X3}	-	区画 2 等分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.078
	M _{X4}	-	区画 2 等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.045
	M _{X5}	-	区画 3 等分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.063
	M _{X6}	-	区画 3 等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.038
	Z ₁	mm ³	断面係数	12240

表 8.7-1 原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度評価に用いる条件(2/4)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数 値
芯材（主桁）	Hg	m	受圧高	
	B ₁	m	受圧幅	
	P _{h1}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震による荷重（最上部）	11.94
	P _{h2}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震による荷重（中間上部）	20.98
	P _{h3}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震荷重（中間下部）	29.57
	P _{h4}	kN/m ²	津波による静水圧及び余震荷重（最下部）	35.63
	Z ₂	mm ³	断面係数	461050
	A ₁	mm ²	断面積	1408
芯材（縦桁）	a1	m	主桁ピッチ	
	a2	m	主桁ピッチ	
	a3	m	主桁ピッチ	
	Y	m	縦桁ピッチ	
	p1	kN/m ²	津波による水圧及び余震による荷重	16.46
	p2	kN/m ²	津波による水圧及び余震による荷重	25.27
	p3	kN/m ²	津波による水圧及び余震による荷重	32.60
	Z ₃	mm ³	断面係数	75637
	Z ₄	mm ³	断面係数	192599
	A ₂	mm ³	断面積	1719
	A ₃	mm ³	断面積	1335

表 8.7-1 原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度評価に用いる条件(3/4)

対象部位		記 号	単 位	定 義	数 値
共通		W_x	kN	扉体自重	
		P_o	kN	水圧荷重	
		P_r	kN	ヒンジ部にかかる 扉自重反力	
ヒ ン ジ	共通	L_r	m	扉体重心～ヒンジ中 心間距離	
		L_j	m	ヒンジ中心間距離	
	板	Z_5	mm ³	断面係数	
		A_4	mm ²	断面積	
	ピン	L_2	mm	軸支持間距離	
		B_2	mm	ブッシュ長さ	
		Z_6	mm ³	断面係数	
		A_5	mm ²	断面積	
	ヒンジボルト (枠体側)	n_1	本	本数	
		A_{b1}	mm ²	1 本当たりの断面積 (M16)	
	ヒンジボルト (扉側)	n_2	本	本数	
		A_{b2}	mm ²	1 本当たりの断面積 (M20)	

表 8. 7-1 原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度評価に用いる条件(4/4)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数 値
バ ー ロ ック	L ₃	mm	作用点間距離	
	Z ₇	mm ³	断面係数	
	A _{b2}	mm ²	断面積	
ボ ルト ロ ック	n ₃	本	本数	
	A _{b3}	mm ²	1 本当たりの断面積 (M16)	
ア ン カ ー ボ ルト	n ₄	本	本数	
	A _a	mm ²	1 本当たりの表面積 (M20)	
	A _{b4}	mm ²	1 本当たりの断面積 (M20)	

8.8 評価結果

原子炉建屋付属棟南側水密扉の強度評価結果を表 8.8-1 に示す。原子炉建屋付属棟南側水密扉の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界値以下であることから、原子炉建屋付属棟南側水密扉が構造健全性を有することを確認した。。

表 8.8-1 強度評価結果 (1/3)

名 称	評価部位	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	発生応力/ 許容応力
原子炉建屋 付属棟南側 水密扉	扉 板	62	235	0.27
	芯材*1	14	235	0.06

注 *1：主桁及び縦桁のせん断及び曲げのうち評価結果が最も厳しくなる中間縦桁区画 1 の曲げによる値を記載

表 8.8-1 強度評価結果 (2/3)

名 称	評価部位		発生 応力 (N/mm ²)	許容 応力 (N/mm ²)	発生応力/ 許容応力
原子炉建屋付属棟 南側水密扉	ヒンジ部	板	4	118	0.04
		ピン*1	51	345	0.15
		ヒンジボルト (枠体側)	22	205	0.11
		ヒンジボルト (扉側)	14	118	0.12
	ロックバー部	ロックバー	32	345	0.10
		ロックボルト	32	205	0.16

注 *1：せん断及び曲げのうち評価結果が厳しくなる曲げによる値を記載

表 8.8-1 強度評価結果 (3/3)

名 称	評価部位	発生 応力 (kN)	許容 応力 (kN)	発生応力/ 許容応力
原子炉建屋付属棟 南側水密扉	アンカーボルト	6	39	0.16

9. 原子炉建屋付属棟西側水密扉

9.1 評価対象部位

原子炉建屋付属棟西側水密扉の評価対象部位は、添付書類「V-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて示している評価部位を踏まえて設定する。

原子炉建屋付属棟西側水密扉に生じる外部からの津波及び余震に伴う荷重は、扉板から芯材、芯材から扉枠を介し、躯体に伝達されることから、評価部位は、扉板及び芯材とする。

原子炉建屋付属棟西側水密扉の構造図を図9.1-1、原子炉建屋付属棟西側水密扉に作用する荷重の作用図を図9.1-2に示す。

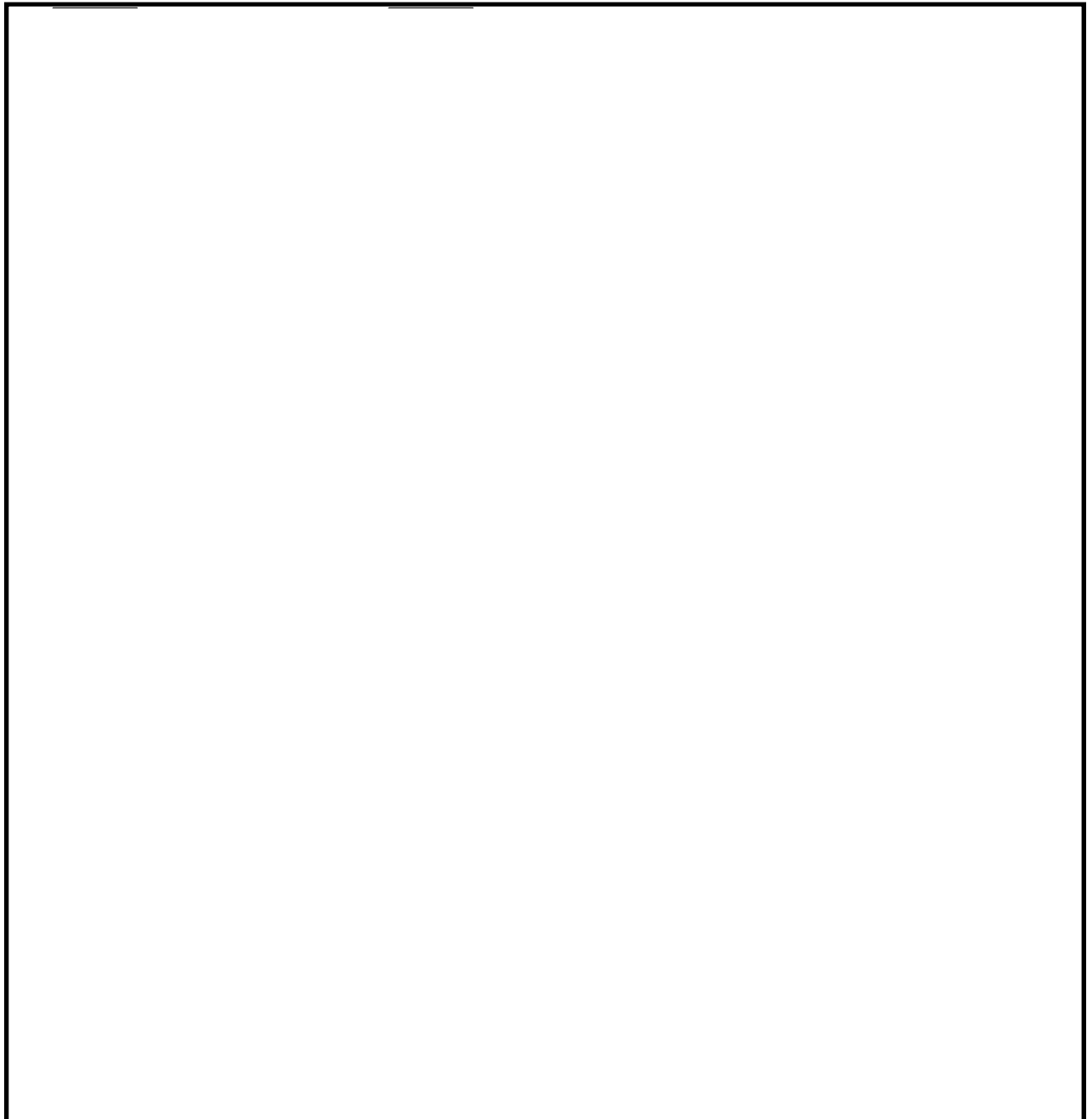


図9.1-1 原子炉建屋付属棟西側水密扉の構造図

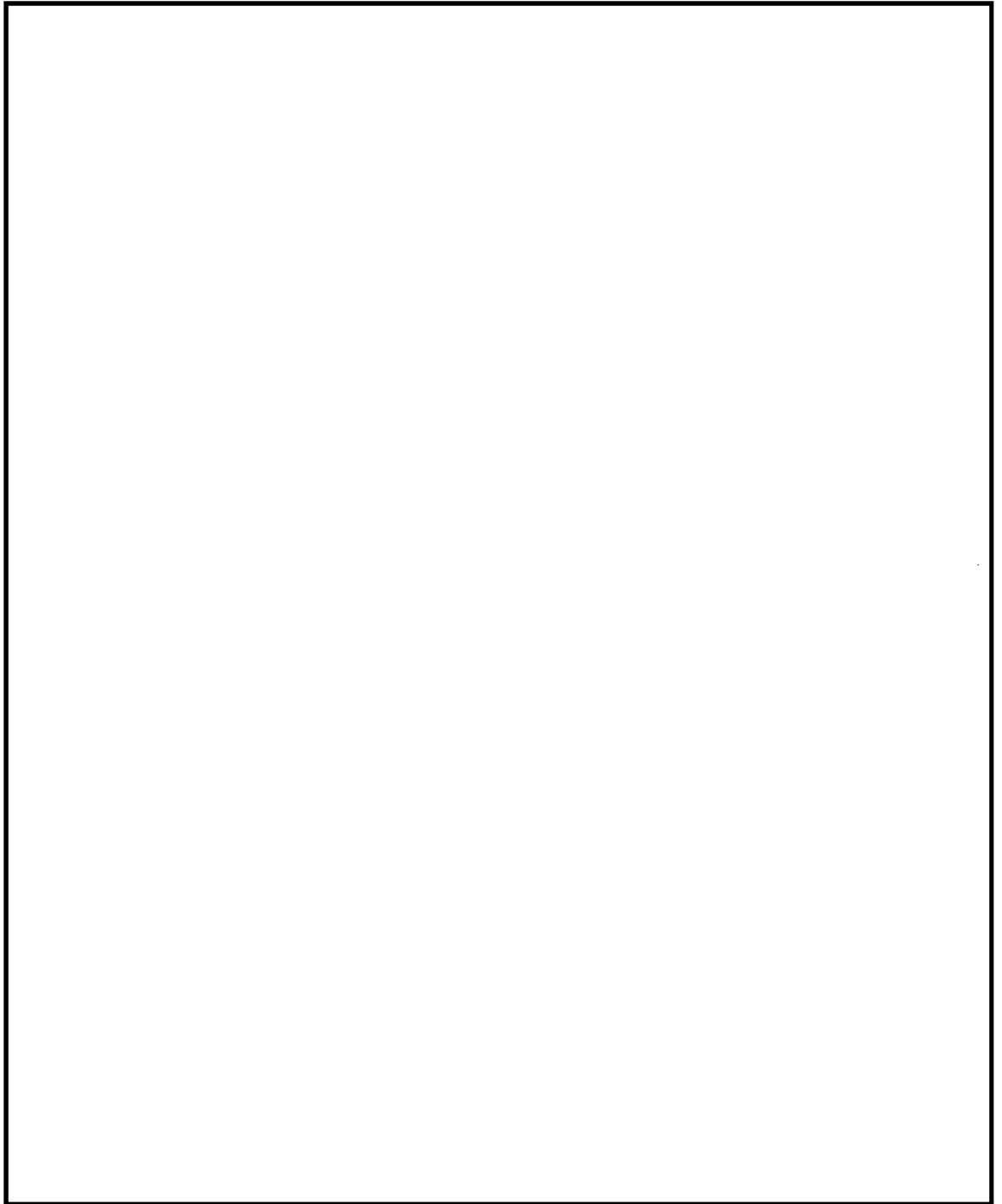


図9. 1-2 原子炉建屋付属棟西側水密扉に作用する荷重の作用図

9.2 構造強度評価方法

原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度評価は、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」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。

原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度評価は、「9.1 評価部位」に示す評価部位に対し、「9.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「9.4 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、「9.6 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

9.3 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「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」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。

(1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重 (G) を考慮する。

b. 津波による遡上津波荷重 (P_h)

津波に伴う荷重として、遡上津波荷重を考慮する。

$$H = 3 \cdot \frac{h}{2}$$
$$P_h = \rho \cdot g \cdot H$$

敷地に遡上する津波の浸水深は、原子炉建屋設置面において0.4mから0.6m程度であり、保守的に1.0 mを設定する。また、低耐震クラスの屋外タンクの破損による溢水 (0.2 m) の重畳を考慮する。なお、遡上津波荷重を考慮しても水密扉の上端位置を超えない場合は、水密扉上端位置より1m高い水位による水圧を考慮することとし、原子炉建屋付属棟西側水密扉については、原子炉建屋設置面レベルEL. +8.0 mを基点とし、扉上端部から1 mの浸水深を考慮した水圧作用高水圧作用高さEL. +11.140mでの評価を行う。

津波に伴う荷重の算定に用いる、水圧作用高さ及び海水の密度を表9.3-1に示す。

表9.3-1 水圧作用高さ及び海水の密度

扉名称	水圧作用高さ (EL. m)	水の密度 (t/m ³)
原子炉建屋付属棟西側水密扉	+11.140	1.03

c. 余震荷重 (K_s)

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書の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d に伴う地震力（動水圧を含まない。）とする。

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

地震荷重 K_s は、水密扉の固定荷重 G に水平震度 K_H を乗じた次式により算出する。

$$K_s = G \cdot K_H$$

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」にて設定している荷重を踏まえて水密扉の設置位置ごとに設定する。

原子炉建屋原子炉棟水密扉の荷重の組合せを表9.3-3に示す。

強度評価に用いる荷重の組合せは、津波時の最大荷重を用いる。

表9.3-3 強度評価に用いる荷重の組合せ

扉名称	事象	荷重の組合せ*
原子炉建屋附属棟西側水密扉	津波時	$G + P_h$
	重畳時	$G + P_h + K_s$

注記 * : G は固定荷重, P_h は津波に伴う荷重, K_s は余震荷重を示す。

9.4 許容限界

原子炉建屋付属棟西側水密扉の許容限界は、「9.1 評価対象部位」にて設定した評価部位の機能損傷モードを考慮し、添付書類「V-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえ設定する。

(1) 使用材料

水密扉を構成する、扉板、芯材の使用材料を表9.4-1に示す。

表9.4-1 扉板、芯材の使用材料

部 位	材 質	仕 様[mm]
扉 板		
芯 材		

(2) 許容限界

a. 扉板、芯材

扉板、芯材の許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005改定）」を踏まえて表9.4-2の値とする。

表9.4-2 扉板、芯材の許容限界

材料	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ・引張り	せん断
	235	135

(注1) tは板厚(mm)を示す

b. アンカー

アンカーの許容限界は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2010改定）」に基づき算定した，表9.4-3の値とする。

表9.4-3 アンカーの許容限界

コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	短期許容付着応力度 f_a (N/mm ²)
22.0	1.98

9.5 設計用地震力

「3. 固有周期」に示したとおり原子炉建屋付属棟西側水密扉の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため、原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度計算で用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度計算で用いる設計震度を表9.5-1に示す。

表9.5-1 原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL. m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	原子炉建屋1階 +8.2	水平方向 C_H^{*1}	0.64
		鉛直方向 C_V^{*1}	0.53

注 *1：設置階の上階（原子炉建屋2階：EL. +14.0m）の値を示す。

9.6 計算方法

原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度評価は、添付書類「V-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している評価式を用いる。

(1) 応力算定

a. 扉板

扉板に生じる応力は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、等変分布荷重及び等分布荷重を受ける周辺固定支持の矩形板として、次式により算定する。

扉板に生じる応力の例を図9.6-1に示す。

$$M = M_{x1} \cdot W_u \cdot L^2 + M_{x2} \cdot (W_d - W_u) \cdot L^2$$

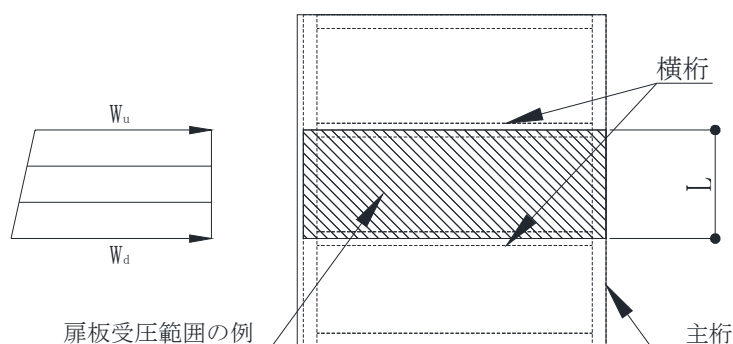


図9.6-1 扉板に生じる荷重の図

b. 芯材

芯材に生じる荷重は、津波及び余震に伴う荷重を考慮し、荷重を負担する芯材の取付方向（鉛直又は水平）に応じて、それぞれ算定する。正圧時は鉛直方向に取付く、主桁については、扉枠で全長を支持されるために評価外とする。水平方向に配されている横桁については、等分布荷重を受ける両端支持の単純梁として、次式により算定する。芯材に生じる荷重の例を図9.6-2に示す。

(a) 横桁

$$M = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{Y^2}{8}$$

$$Q = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{Y}{2}$$

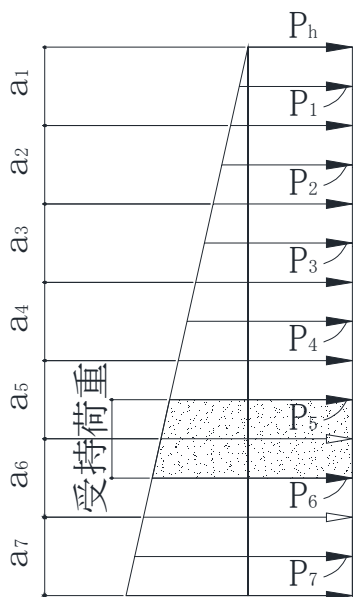


図9.6-2 芯材（横桁）に生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。

a. 扉板

扉板に生じる曲げ応力度を算定し，扉板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

b. 芯材

芯材に生じる曲げ応力度及びせん断応力度を算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

9.7 計算条件

「9.6 計算方法」に用いる評価条件を表9.7-1に示す。

表9.7-1 原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度評価に用いる条件(1/3)

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	G	kN	水密扉の自重	
扉板	L	m	区画短辺の長さ	
	W_u	kN/m	区画上端の単位長さ当たりの作用荷重	30.40
	W_d	kN/m	区画下端の単位長さ当たりの作用荷重	33.25
	M_{x1}	-	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.085
	M_{x2}	-	等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.05
	Z	mm ³	断面係数	19660

表9. 7-1 原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度評価に用いる条件 (2/3)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数値
芯材 (主桁)	H _g	m	受圧高	
	B	m	受圧幅	
	P _{hu}	kN/m ²	浸水津波による静水圧及び余震荷重 (上部)	13. 48
	P _{hd}	kN/m ²	浸水津波による静水圧及び余震荷重 (下部)	33. 08
	Z	mm ³	断面係数	
	A	mm ²	断面積	
芯材 (横桁)	Y	m	主桁ピッチ	
	a ₁	m	横桁ピッチ	
	a ₂	m	横桁ピッチ	
	a ₃	m	横桁ピッチ	
	a ₄	m	横桁ピッチ	0. 300
	a ₅	m	横桁ピッチ	0. 300

表9. 7-1 原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度評価に用いる条件 (3/3)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数値
芯材 (横桁)	a ₆	m	横桁ピッチ	
	a ₇	m	横桁ピッチ	
	P ₁	kN/m ²	津波及び余震荷重	14. 89
	P ₂	kN/m ²	津波及び余震荷重	17. 52
	P ₃	kN/m ²	津波及び余震荷重	20. 25
	P ₄	kN/m ²	津波及び余震荷重	23. 28
	P ₅	kN/m ²	津波及び余震荷重	26. 31
	P ₆	kN/m ²	津波及び余震荷重	29. 04
	P ₇	kN/m ²	津波及び余震荷重	31. 66
	Z	mm ³	断面係数	63330
	A	mm ²	断面積	3800

9.8 評価結果

原子炉建屋付属棟西側水密扉の強度評価結果を表9.8-1に示す。原子炉建屋付属棟西側水密扉の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界値以下であることから、原子炉建屋付属棟西側水密扉が構造健全性を有することを確認した。。

表9.8-1 強度評価結果

名 称	評価部位	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	発生応力/ 許容応力
原子炉建屋 付属棟西側 水密扉	扉 板	11	235	0.05
	芯材*1	15	235	0.07

注 *1：横桁のせん断及び曲げのうち評価結果が厳しくなる曲げによる値を記載

10. 立坑部水密扉

10.1 評価対象部位

立坑部水密扉の評価部位は、添付書類「V-3-別添3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて示している評価部位を踏まえて設定する。

立坑部水密扉に生じる外部からの津波及び余震に伴う荷重は、扉板から芯材、芯材から扉枠を介し、躯体に伝達されることから、評価部位は、扉板及び芯材とする。

立坑部水密扉の構造図を図10.1-1、立坑部水密扉に作用する荷重の作用図を図10.1-2に示す。

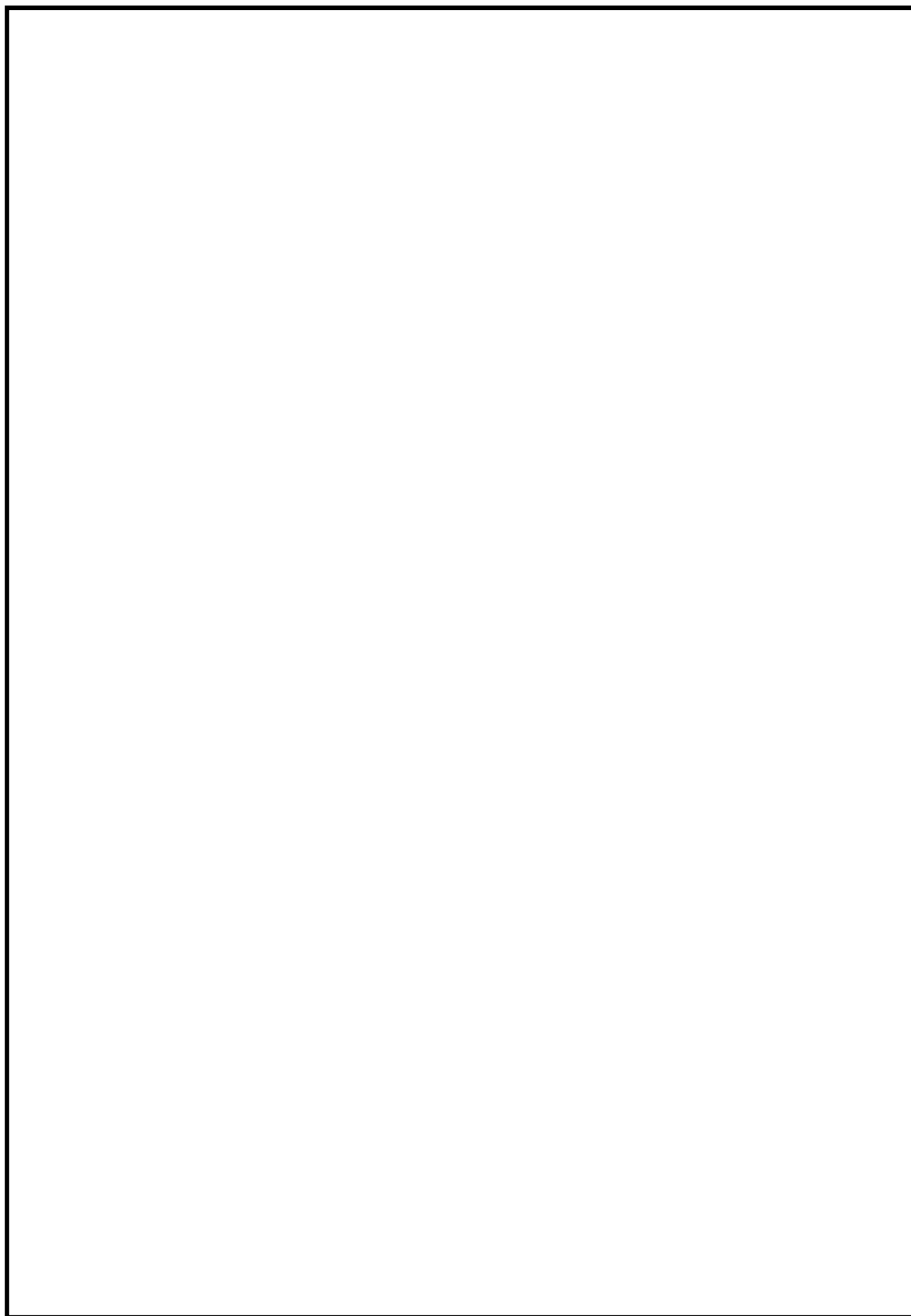


図10. 1-1 立坑部水密扉の構造図

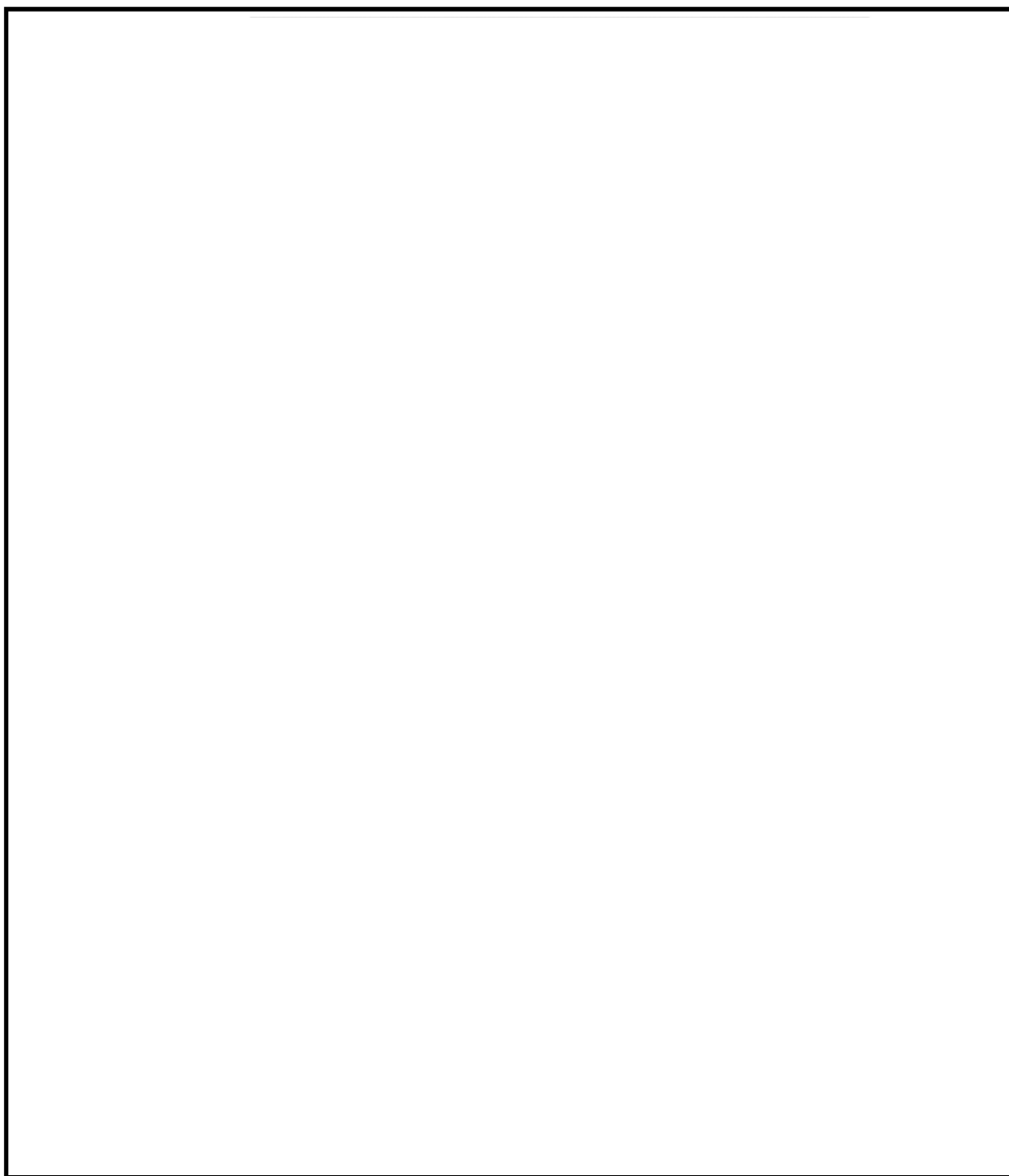


図10. 1-2 立坑部水密扉に作用する荷重の作用図

10.2 構造強度評価方法

立坑部水密扉の強度評価は、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」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。

立坑部水密扉の強度評価は、「10.1 評価部位」に示す評価部位に対し、「10.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「10.4 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、「10.6 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

10.3 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「V-3-別添3-1 津波又は溢水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。

(1) 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重 (G) を考慮する。

b. 津波による静水圧荷重 (P_h)

津波に伴う荷重として、水圧作用高さまでの静水圧を考慮する。津波による静水圧荷重は、対象とする海水の密度に当該部分の水圧作用高さを乗じた次式により算出する。尚、敷地に遡上する津波の浸水深は原子炉建屋設置地盤レベルにおいて1.0mを超えないが、本評価においては、遡上津波荷重の水圧として考慮する。原子炉建屋設置地盤レベルEL. +8.0mでの1mの浸水深、低耐震クラスの屋外タンクの破損による溢水 (0.2m) を考を考慮した水圧作用高さEL. +9.2mでの評価を行う。

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

津波に伴う荷重の算定に用いる、水圧作用高さ及び海水の密度を表10.3-1に示す。

表10.3-1 水圧作用高さ及び海水の密度

扉名称	水圧作用高さ (EL. m)	水の密度 (t/m ³)
立坑部水密扉	9.2	1.03

c. 余震荷重 (K_s)

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書の方針」に示すとおり、弾性設計用地震動 S_d に伴う地震力（動水圧を含まない。）とする。

余震時の扉体自重による慣性力を考慮する。

地震荷重 K_s は、水密扉の固定荷重 G に水平震度 K_H を乗じた次式により算出する。

$$K_s = G \cdot K_H$$

(2) 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書の方針」にて設定している荷重を踏まえて水密扉の設置位置ごとに設定する。

立坑部水密扉の強度評価に用いる荷重の組合せを表10.3-3に示す。

表10.3-3 強度評価に用いる荷重の組合せ

扉名称	事象	荷重の組合せ*
立坑部水密扉	津波時	$G + P_h$
	重畳時	$G + P_h + K_s$

注記 * : G は固定荷重, P_h は津波に伴う荷重, K_s は余震荷重を示す。

10.4 許容限界

立坑部水密扉の許容限界は、「10.1 評価対象部位」にて設定した評価部位の機能損傷モードを考慮し、添付書類「V-3-別添3-1 津波又は溢水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。

(1) 使用材料

立坑部水密扉を構成する、扉板、芯材の使用材料を表10.4-1に示す。

表10.4-1 扉板、芯材の使用材料

部 位		材 質	仕 様
扉 板			
芯材	主 桁		
	中間縦桁		
	端縦桁		

注 *1：tは板厚(mm)を示す

(2) 許容限界

扉板、芯材の許容限界は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005改定）」及びJ I S G 3 1 0 1－2 0 1 5一般構造用圧延鋼材 を踏まえて表10.4-2 の値とする。

表10.4-2 扉板、芯材の許容限界

材料	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ・引張り	せん断
SS400 (t≤16) ※1	245	141
SS400 (16<t≤40) ※1	235	135

注 *1：tは板厚(mm)を示す

10.5 設計用地震力

「3. 固有周期」に示したとおり立坑部水密扉の固有周期が0.05秒以下であることを確認したため、立坑部水密扉の強度計算で用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」の地震応答解析結果を用いる。立坑部水密扉の強度計算で用いる設計震度を表10.5-1に示す。

表10.5-1 立坑部水密扉の強度計算で用いる設計震度

地震動	設置場所及び床面高さ (EL. m)	地震による設計震度	
弾性設計用地震動 S_d-D1	常設代替高圧電源装置用 カルバート（立坑部） +2.7	水平方向 C_H^{*1}	0.64

注 *1：設置階の上階の地盤高さ（常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）：EL. + 8.0m）の値を示す。

10.6 計算方法

立坑部水密扉の強度評価は、添付書類「V-3-別添3-1 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針」のにて設定している評価式を用いる。

(1) 応力算定

a. 扉板

扉板に生じる応力は、津波又は溢水に伴う不等分布荷重及び等分布荷重を受ける周辺固定支持の矩形板として、「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—（（社）日本建築学会，1999改定）」に基づく次式に余震による荷重を等分布荷重として加え算定する。なお，算定に当たっては，水压作用高さにより台形分布状の荷重形態を考慮する。

扉板に生じる応力の例を図10.6-1に示す。

$$M = M_{x1} \times W_u \times L^2 + M_{x2} \times (W_d - W_u) \times L^2$$

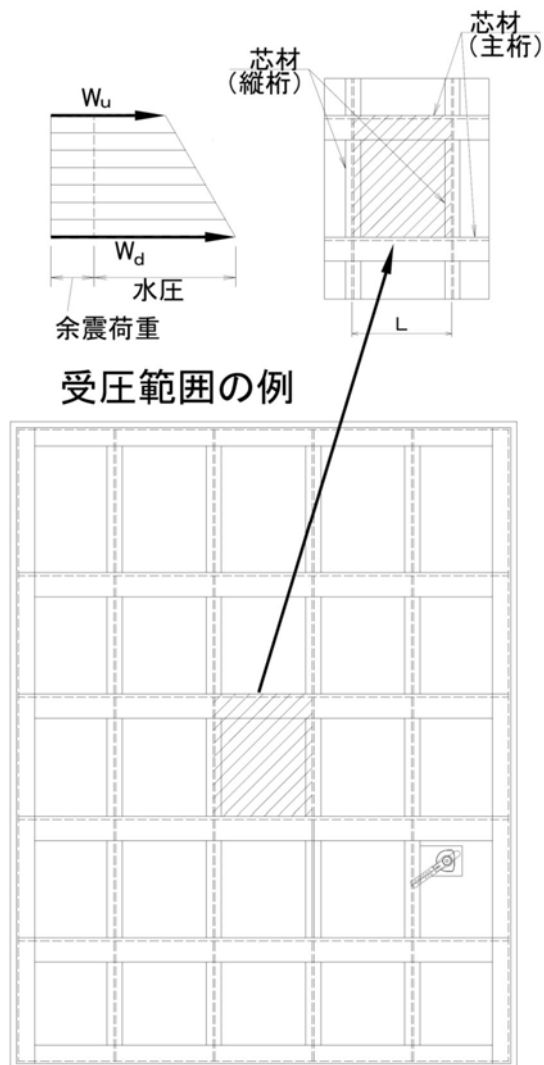


図10.6-1 扉板に生じる応力の例

b. 芯材

芯材に生じる荷重は、浸水又は溢水に伴う荷重及び余震に伴う荷重を考慮し、荷重を負担する芯材の取付方向（水平又は鉛直）に応じて、それぞれ算定する。水平方向に取付く、主桁については、等分布荷重を受ける両端指示の単純梁として次式により算定する。鉛直方向に取り付く、縦桁については、扉に生じる荷重を算定し、各桁（中間縦桁及び端縦桁）に分担することとし、次式により算定する。芯材（主桁）に生じる荷重の例を図10.6-2に示す。芯材（端縦桁、中間縦桁）に生じる荷重の例を図10.6-3に示す。

(a) 主桁（横桁）

$$M = \frac{P_n + P_{n-1}}{2} \times \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \times \frac{B^2}{8}$$

$$Q = \frac{P_n + P_{n-1}}{2} \times \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \times \frac{B}{2}$$

(b) 縦桁

$$M = a_n^2 \times \left\{ \left(P'_{(1 \sim 5)} / (9\sqrt{3}) \right) + \left(P'_{(6 \sim 10)} / 8 \right) \right\} \times c$$

$$Q = a_n \times \left\{ \left(P'_{(1 \sim 5)} / 3 \right) + \left(P'_{(1 \sim 10)} / 2 \right) \right\} \times c$$

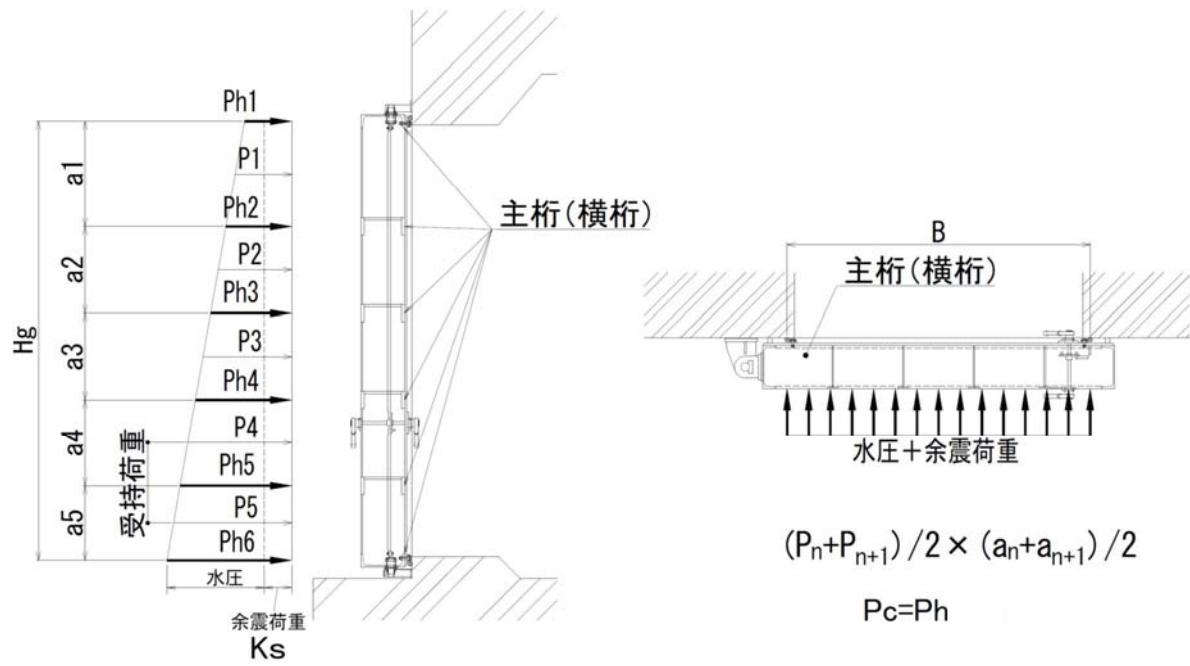


図10.6-2 芯材（主桁）に生じる荷重の例

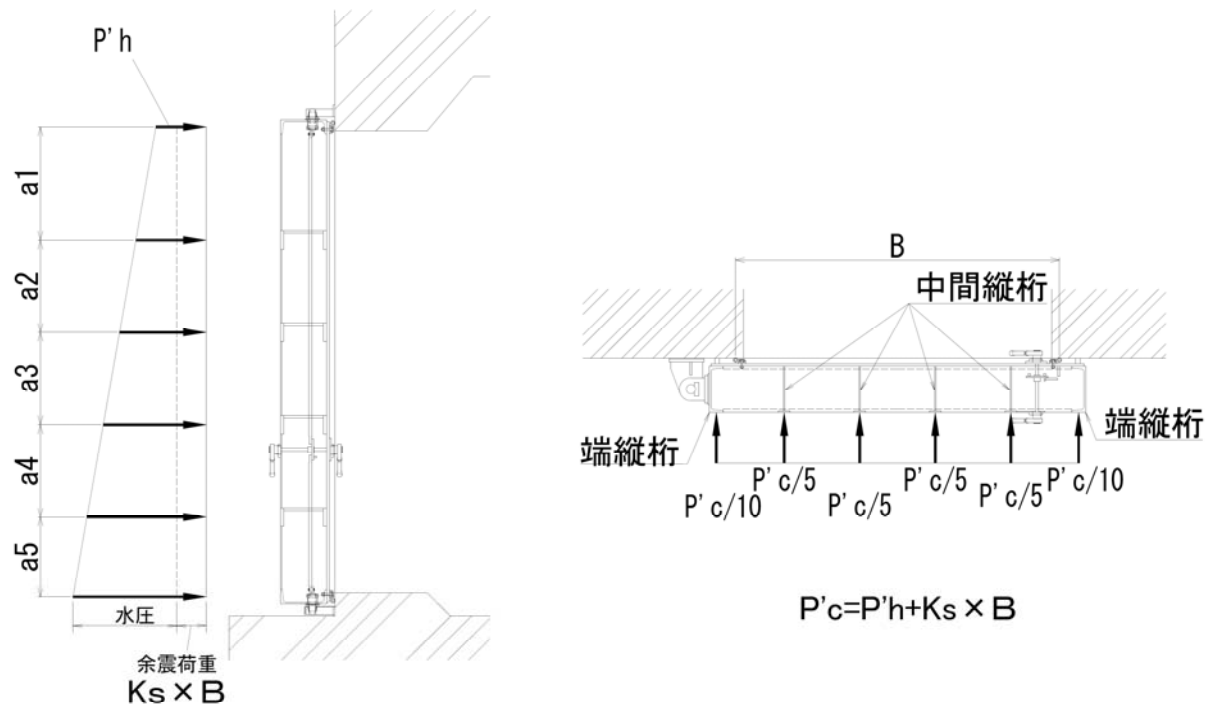


図10.6-3 芯材（端縦桁，中間縦桁）に生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。

a. 扉板

扉板に生じる曲げ応力度を算定し，扉板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

b. 芯材

芯材に生じる曲げ応力度及びせん断応力度を算定し，芯材の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

10.7 計算条件

「10.4 計算方法」に用いる評価条件を表10.7-1に示す。

表10.7-1 立坑部水密扉の強度評価に用いる条件(1/2)

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	G	kN	扉体自重	28
扉板	L	m	区画短辺の長さ	0.490
	W_u	kN/m	区画上端の単位長さ当たりの作用荷重	128.2
	W_d	kN/m	区画下端の単位長さ当たりの作用荷重	141.0
	M_{x1}	-	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.066
	M_{x2}	-	等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数	0.039
	Z	mm ³	断面係数	20910
芯材 (主桁)	H_g	m	受圧高	3.1
	B	m	受圧幅	2.1
	P_{c1}	kN/m ²	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (最上部)	35.81
	P_{c2}	kN/m ²	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (上から2番目)	42.88
	P_{c3}	kN/m ²	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (上から3番目)	48.94
	P_{c4}	kN/m ²	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (上から4番目)	55.00
	P_{c5}	kN/m ²	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (上から5番目)	61.06
	P_{c6}	kN/m ²	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (上から6番目)	67.12
	P_1	kN/m ²	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	39.34
	P_2	kN/m ²	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	45.91
	P_3	kN/m ²	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	51.97
	P_4	kN/m ²	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	58.03
	P_5	kN/m ²	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	64.09
	Z	mm ³	断面係数	830600
	A	mm ²	断面積	4096

表 10.7-1 立坑部水密扉の強度評価に用いる条件(2/2)

対象部位	記 号	単 位	定 義	数値
芯材（縦桁）	a ₁	m	主桁ピッチ	
	a ₂	m	主桁ピッチ	
	a ₃	m	主桁ピッチ	
	a ₄	m	主桁ピッチ	
	a ₅	m	主桁ピッチ	
	Y	m	縦桁ピッチ	
	P' _{c1}	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (最上部)	75.20
	P' _{c2}	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (上から2番目)	90.05
	P' _{c3}	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (上から3番目)	102.8
	P' _{c4}	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (上から4番目)	115.5
	P' _{c5}	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (上から5番目)	128.2
	P' _{c6}	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重 (上から6番目)	141.0
	P' ₁	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	14.85
	P' ₂	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	12.75
	P' ₃	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	12.70
	P' ₄	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	12.70
	P' ₅	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	12.80
	P' ₆	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	75.20
	P' ₇	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	90.05
	P' ₈	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	102.8
	P' ₉	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	115.5
	P' ₁₀	kN/m	浸水又は溢水による静水圧及び余震による荷重	128.2
	Z	mm ³	断面係数	173400
	A	mm ²	断面積	2619

10.8 評価結果

立坑部水密扉の強度評価結果を表10.8-1に示す。立坑部水密扉の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度は許容限界値以下であることから、立坑部水密扉が構造健全性を有することを確認した。

表10.8-1 立坑部水密扉の強度評価結果

名 称	評価部位	発生応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	発生応力/ 許容応力
立坑部 水密扉	扉 板	103	245	0.42
	芯材*1	25	235	0.11

注 *1：主桁及び横桁のせん断及び曲げのうち評価結果が最も厳しくなる主桁の曲げによる値を記載

V-3-別添 3-2-8-1 潮位計の強度計算書

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	5
2.5 記号の説明	5
3. 評価部位	7
4. 固有周期	7
4.1 固有周期の算出方法	7
4.2 固有周期の計算条件	7
4.3 固有周期の計算結果	9
5. 構造強度評価	9
5.1 強度評価方法	9
5.2 荷重の組合せ及び許容限界	9
5.3 設計用地震力	11
5.4 計算方法	12
5.5 計算条件	15
5.6 応力の評価	16
6. 評価結果	17

1. 概要

本計算書は、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」に基づき、津波監視設備のうち潮位計（検出器）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。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

津波監視設備の配置図を図 2.1-1 に示す。

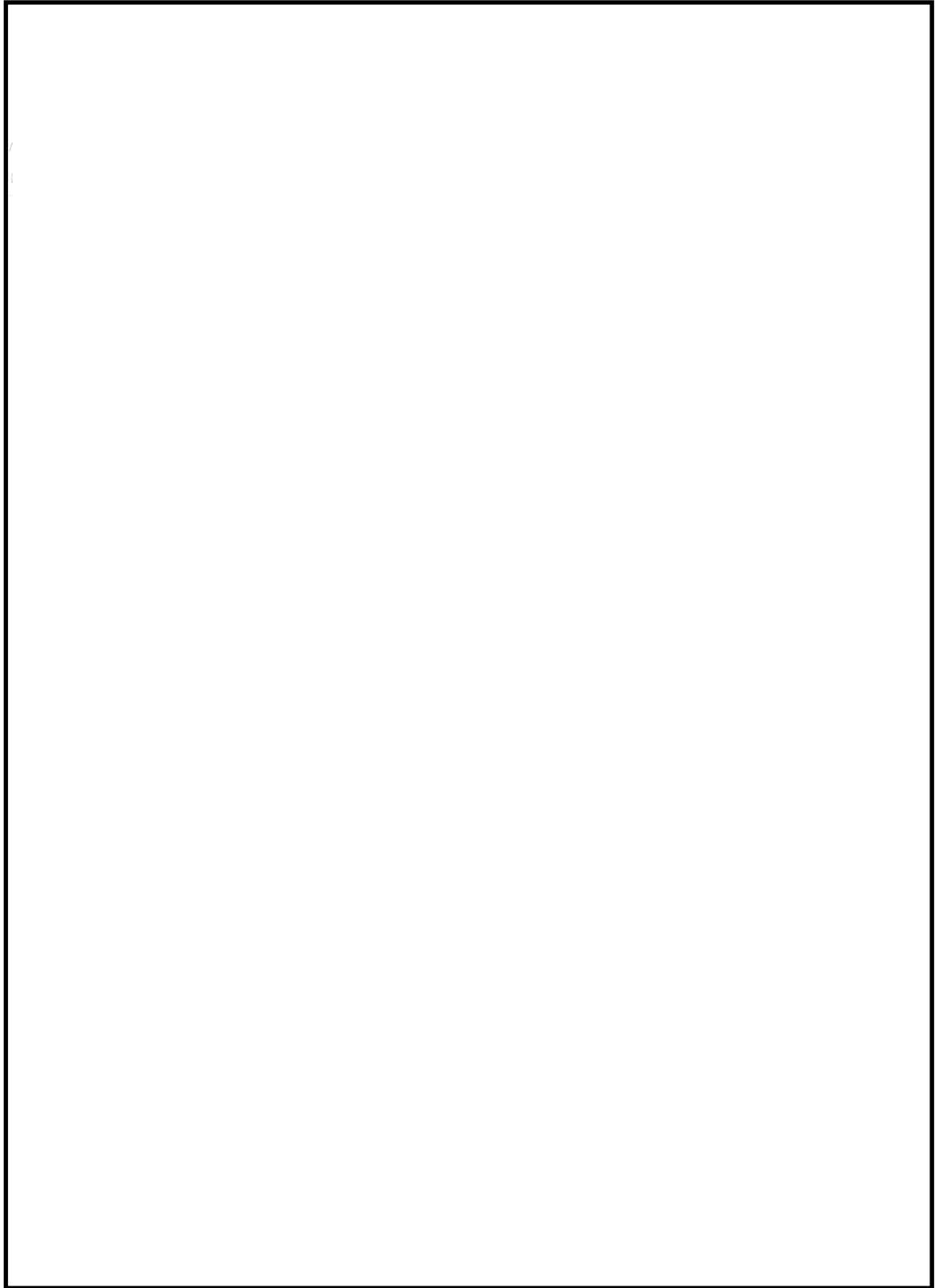
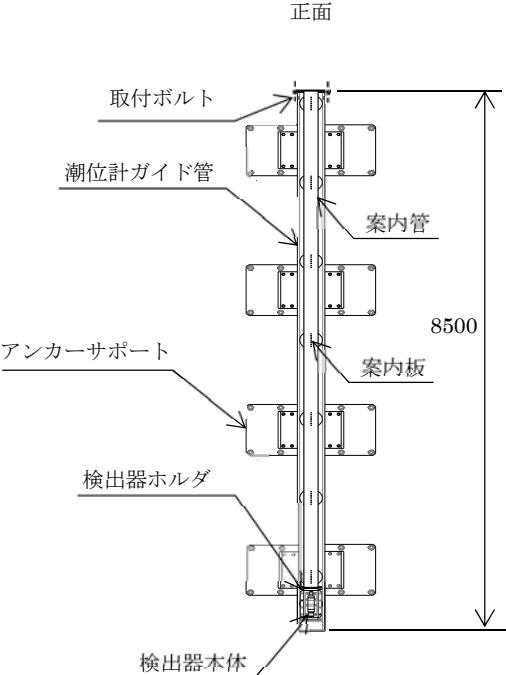
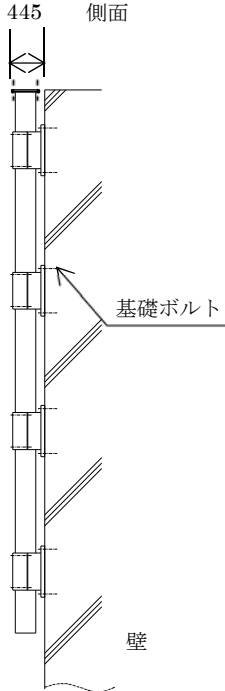


図 2.1-1 津波監視設備配置図

2.2 構造計画

潮位計（検出器）の構造計画を表 2.1-1 に示す。

表 2.1-1 構造計画

計画の概要		概略構造図	
基礎・支持構造	主体構造		
潮位計検出器本体は、検出器ホルダにより潮位計案内管に固定され、潮位計案内管は、潮位計ガイド管に取付ボルトにて固定され、案内板により支持される。 潮位計ガイド管は、壁に基礎ボルトで設置する。	圧力式水位検出器	正面  側面  (単位:mm)	

2.3 評価方針

潮位計（検出器）の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、応力評価により実施する。応力評価では、潮位計（検出器）の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 強度評価方法」に示す方法により、「5.5 計算条件」に示す評価条件を用いて評価し、「6. 評価結果」にて確認する。

潮位計（検出器）の強度評価フローを図 2.3-1 に示す。潮位計（検出器）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下、「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重の作用時（以下、「重畳時」という。）を考慮し、評価される最大荷重を設定する。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

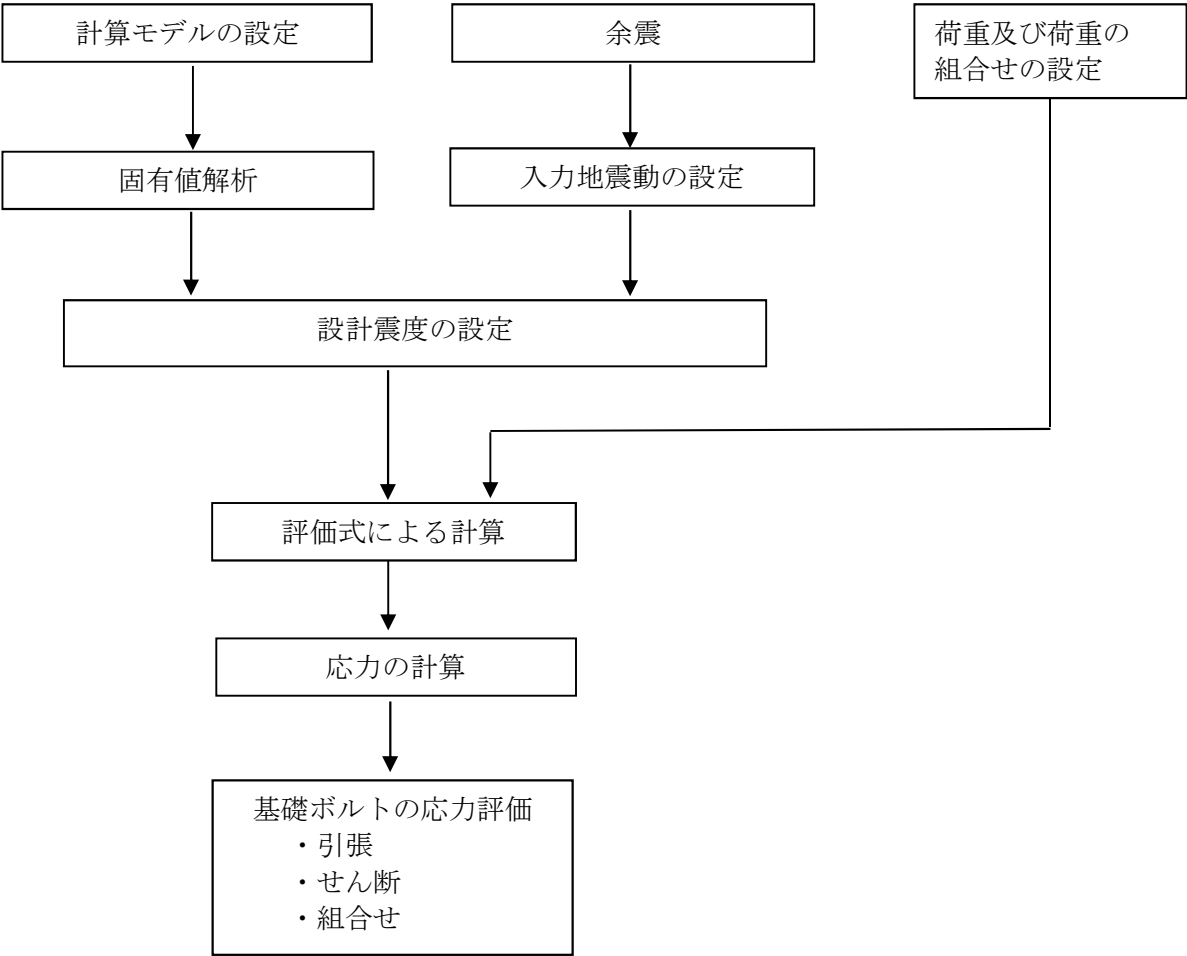


図 2.3-1 潮位計（検出器）の強度評価フロー

2.4 適用基準

適用基準を以下に示す。

- (1) 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)
- (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 -1991 追補版 (日本電気協会)
- (4) 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)
- (5) 防波堤の耐津波設計ガイドライン (国土交通省 港湾局 平成 25 年 9 月)

2.5 記号の説明

記 号	記 号 の 説 明	単 位
A_b	ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
d	ボルトの呼び径	mm
F	設計・建設規格 SSB-3131 に定める値	MPa
F_b	ボルトに作用する引張力 (1本当たり)	N
F_{b1}	鉛直方向地震及び壁掛盤取付面に対し左右方向の水平方向地震によりボルトに作用する引張力 (1本当たり) (壁掛形)	N
F_{b2}	鉛直方向地震及び壁掛盤取付面に対し前後方向の水平方向地震によりボルトに作用する引張力 (1本当たり) (壁掛形)	N
f_{sb}	せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力 (f_s を 1.5 倍した値)	MPa
f_{to}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力 (f_t を 1.5 倍した値)	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
h	取付面から重心までの距離 (壁掛形)	mm
h_1	取付面からガイド管までの距離 (壁掛形)	mm
ℓ_3	重心と下側ボルト間の距離 (壁掛形)	mm
ℓ_a	側面 (左右) ボルト間の距離 (壁掛形)	mm
ℓ_b	上下ボルト間の距離 (壁掛形)	mm
ℓ_c	潮位計ガイド管のアンカーサポートの横幅	mm
ℓ_d	潮位計ガイド管の全長	mm
m	質量	kg
n	ボルトの本数	—
n_{fv}	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数 (鉛直方向転倒) (壁掛形)	—

記 号	記 号 の 説 明	単 位
n_{fH}	評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数(水平方向転倒)(壁掛形)	—
Q_b	ボルトに作用するせん断力	N
Q_{b1}	水平方向地震によりボルトに作用するせん断力(壁掛形)	N
Q_{b2}	鉛直方向地震によりボルトに作用するせん断力(壁掛形)	N
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Par t 5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Par t 5 表8に定める値	MPa
π	円周率	—
σ_b	ボルトに生じる引張応力	MPa
τ_b	ボルトに生じるせん断応力	MPa
ρ	海水密度	kg/m ³
T_h	津波高さ (T.P.+)	m
aI	入射津波の静水面高さ	m
P_t	遡上津波荷重	N/mm ²
P_t'	遡上津波荷重による揚圧力	N/mm ²
E	縦弾性係数	MPa
I_x	ガイド管アンカーサポートの縦方向軸に対する 断面二次モーメント	mm ⁴
I_y	ガイド管アンカーサポートの横方向軸に対する 断面二次モーメント	mm ⁴
A_s	ガイド管アンカーサポートの最小有効せん断断面積	mm ²
G	せん断弾性係数	MPa
R	ガイド管アンカーサポート1本あたりで受ける質量	kg
W	ガイド管アンカーサポート1本あたりの質量	kg

3. 評価部位

潮位計（検出器）の構造強度評価は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、津波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、取水路からの遡上津波荷重が潮位計ガイド管及び基礎ボルトに作用する。重畳時は、取水路からの遡上津波荷重及び余震による慣性力が潮位計ガイド管及び基礎ボルトに作用する。

以上より、構造強度評価においては、応力評価による評価部位として、強度評価上厳しくなる潮位計ガイド管の基礎ボルトを選定する。評価部位については、表 2.2-1 の構造計画に示す。

4. 固有周期

4.1 固有周期の算出方法

潮位計（検出器）は潮位計ガイド管の内部に支持されるため、潮位計ガイド管全体の固有周期を求める。固有周期の計算方法を以下に示す。

(1) 潮位計ガイド管の質量は、重心に集中するものとする。

(2) 潮位計ガイド管を固定するアンカーサポート 4 ヶ所のうち、両端 2 ヶ所のアンカーサポートにて固定されるものとしてモデル化し、図 4.1-1 に示す壁固定の 1 質点系振動モデルとして考える。

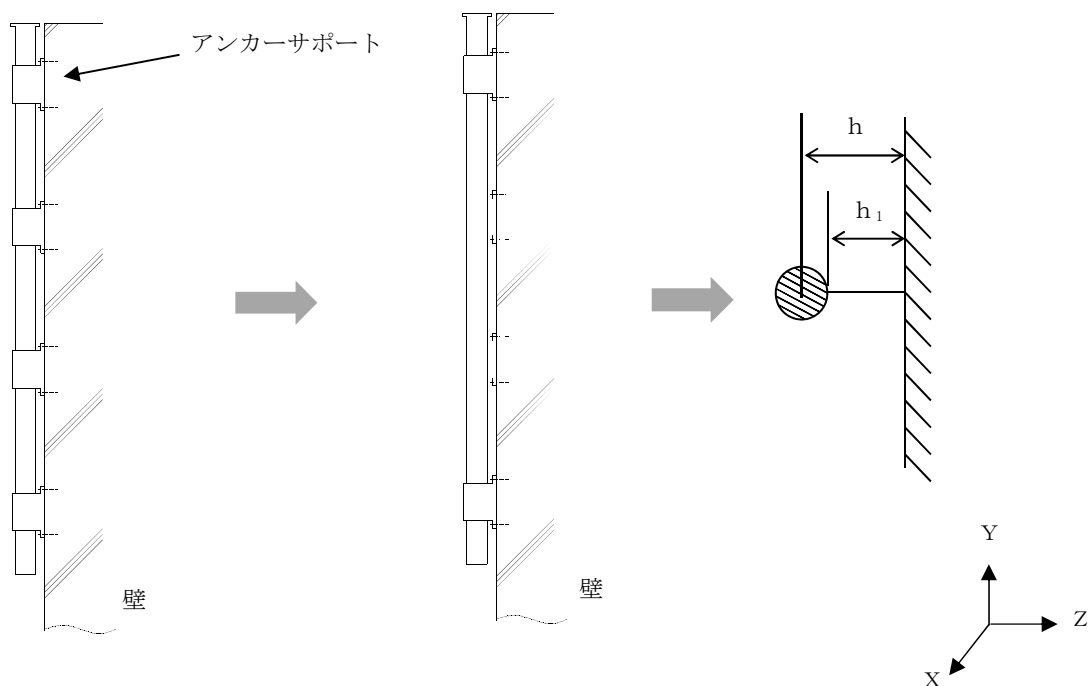


図 4.1-1 計算モデル

a. 水平方向（X方向，Z方向）

(1) X方向に対する固有周期T1 を次式で求める。

$$T1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{R+W}{10^3 \cdot K1}} \dots\dots\dots (4.1.1)$$

X方向のばね定数K1 は次式で求める。

$$K1 = \frac{1}{\frac{h_1^2 \cdot (3 \cdot h - h_1)}{6 \cdot E \cdot I_x} + \frac{(h - h_1) \cdot h_1 \cdot (h - h_1/2)}{E \cdot I_x} + \frac{h_1}{G \cdot A_s}} \dots\dots (4.1.2)$$

(2) Z方向は十分な剛性を有していることから，固有周期の計算を省略する。

b. 鉛直方向（Y方向）

(1) Y方向に対する固有周期T2 を次式で求める。

$$T2 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{10^3 \cdot K2}} \dots\dots\dots (4.1.3)$$

Y方向のばね定数K2 は次式で求める。

$$K2 = \frac{1}{\frac{h_1^3}{12 \cdot E \cdot I_y} + \frac{h_1}{G \cdot A_s}} \dots\dots\dots (4.1.4)$$

4.2 固有周期の計算条件

表 4.2-1 固有周期の計算条件

項目	記号	単位	数値等	
質量	m	kg		
据付面から重心までの距離	h	mm		
取付面からガイド管までの距離	h ₁	mm		
ガイド管アンカーサポート1本あたりで受ける質量	R	kg		
ガイド管アンカーサポート1本あたりの質量	W	kg		
縦弾性係数	E	MPa	194000	
断面二次モーメント	I	mm ⁴	水平（X方向）	鉛直（Y方向）
			1.966×10 ¹⁰	7.179×10 ⁹
最小有効せん断断面積	A _s	mm ²	256070	
せん断弾性係数	G	MPa	74600	

4.3 固有周期の計算結果

固有周期の計算結果から、固有周期は 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。固有周期の計算結果を表 4.3-1 に示す。

表 4.3-1 固有周期

水平方向 (s)	鉛直方向 (s)

5. 構造強度評価

5.1 強度評価方法

潮位計（検出器）の強度評価は、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」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。

潮位計（検出器）の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「5.2 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、「5.4 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

5.2 荷重の組合せ及び許容限界

5.2.1 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「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」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。潮位計（検出器）の荷重の組合せを表 5.2-1 に示す。

5.2.2 許容限界

潮位計（検出器）の許容応力は、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」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界に基づき表 5.2-2 のとおりとする。

5.2.3 使用材料の許容応力評価条件

潮位計（検出器）の使用材料の許容応力評価条件のうち、設計基準対象施設の評価に用いるものを表 5.2-3 に示す。

表 5.2-1 荷重の組合せ

施設区分		機器名称	荷重の組合せ
その他発電 用原子炉の 付属施設	浸水防 護施設	潮位計（検出器）	$D + S_d + P_t^*$

注記 * : D は固定荷重, S_d は余震荷重, P_t は遡上津波荷重を示す。

表 5.2-2 許容限界（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等)	
	一次応力	
	引張	せん断
$III_A S^{*3}$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$

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。

*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, 当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう, 設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.2-3 使用材料の許容応力評価条件

評価部材	材料	温度条件 (℃)		S_y (MPa)	S_u (MPa)	$S_y (RT)$ (MPa)
基礎ボルト		周囲環境温度	40	175	480	—

5.3 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり潮位計ガイド管の固有周期は 0.05 秒以下であることを確認したため、潮位計（検出器）の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。潮位計（検出器）の評価に用いる設計震度を表 5.3-1 に示す。

表 5.3-1 設計用地震力

地震動	据付場所 及び 床面高さ (m)	余震による設計震度 ^{*2}	
		水平方向 C_H	0.61
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	取水構造物 T.P. -5.00 (EL. 2.810 ^{*1})	鉛直方向 C_V	0.39

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：「4. 固有周期」より、潮位計ガイド管の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため、設置床の最大床応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

5.4 計算方法

潮位計（検出器）に作用する応力及び算出式を示す。

5.4.1 遡上津波荷重の計算方法

潮位計（検出器）に作用する遡上津波荷重(P_t)は「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省 港湾局 平成 25 年 9 月）」に示されている津波波力算出式を参考に次式にて求める。

$$P_t = 3.0 \cdot \rho \cdot g \cdot aI \cdot 1.5 \dots\dots\dots (5.4.1)$$

入射津波の静水面上高さ aI は次式にて求める。

$$aI = \frac{1}{2} \cdot T h \dots\dots\dots (5.4.2)$$

潮位計ガイド管に遡上津波荷重により上向きに作用する揚圧力 (P_t') は次式にて求める。

$$P_t' = P_t \dots\dots\dots (5.4.3)$$

遡上津波荷重(P_t)の計算結果を表 5.4-1 及び表 5.4-2 に示す。

表 5.4-1 遡上津波荷重（基準津波）

評価部位	遡上津波荷重(N/mm ²)
潮位計（検出器）	0.4545

表 5.4-2 遡上津波荷重（敷地に遡上する津波）

評価部位	遡上津波荷重(N/mm ²)
潮位計（検出器）	0.5454

5.4.2 応力の計算方法

基礎ボルトの応力は、地震及び遡上津波荷重による引張応力とせん断応力について計算する。図 5.4-1 及び図 5.4-2 に計算モデルを示す。

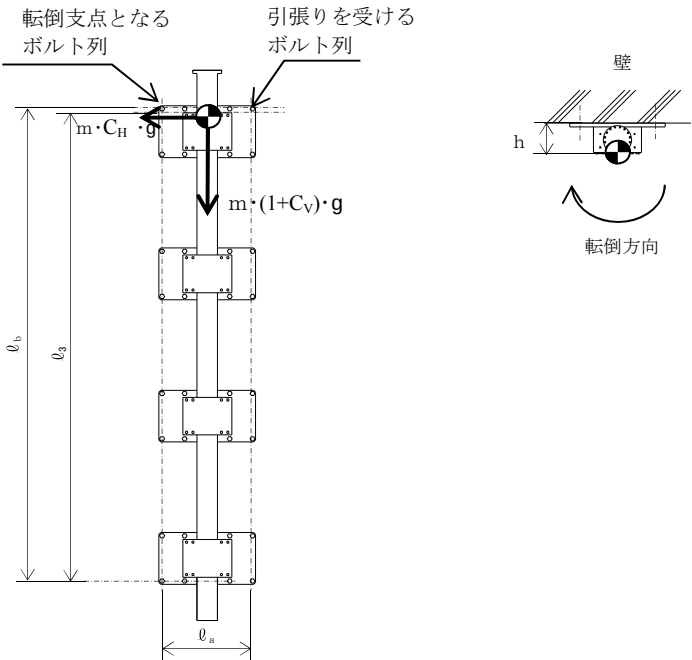


図 5.4-1 計算モデル（水平方向転倒）

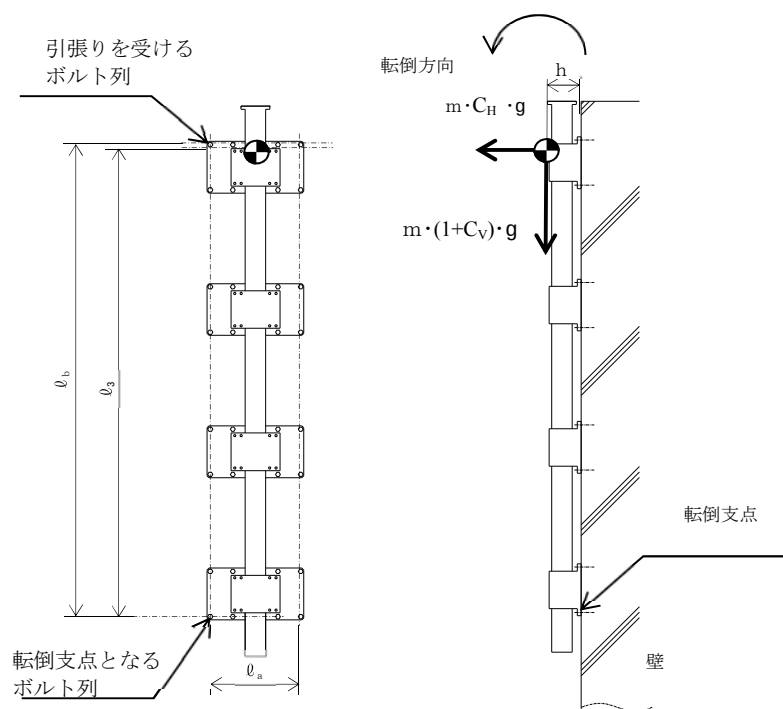


図 5.4-2 計算モデル（鉛直方向転倒）

(1) 投影面積

潮位計ガイド管の側面投影面積（A1）及び水平投影面積（A2）は次式にて求める。

$$A1 = h \cdot l_d \quad \dots \dots \dots (5.4.4)$$

$$A2 = h \cdot l_c \quad \dots \dots \dots (5.4.5)$$

ここで、 l_c 、 l_d は図 5.4-3 による。

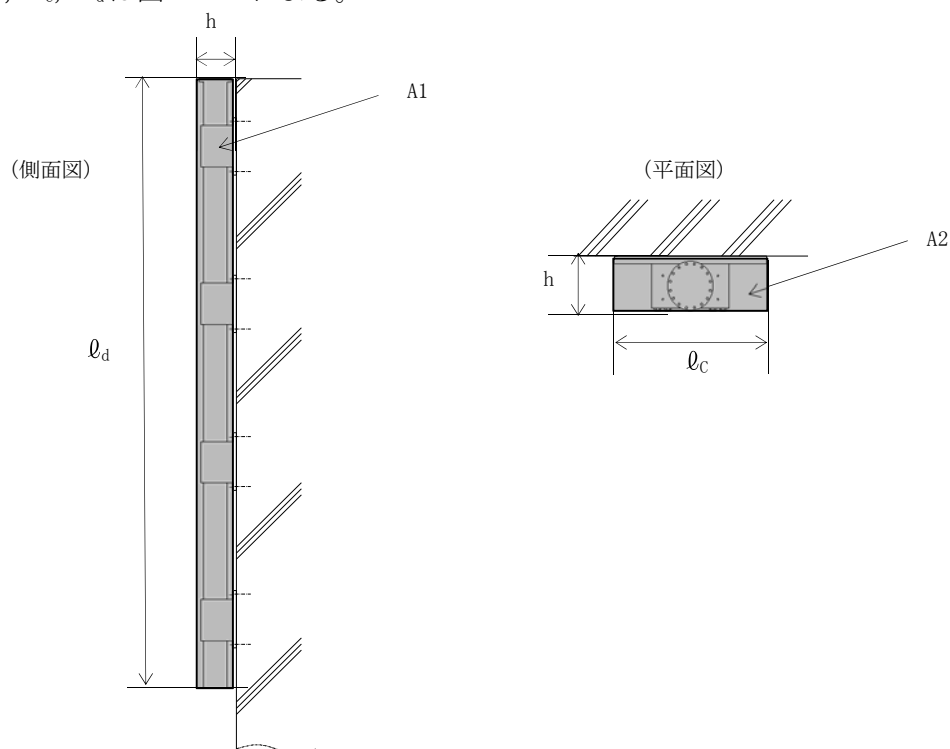


図 5.4-3 投影面積計算モデル

(2) 引張応力

遡上津波荷重はS R S S法で組合わせる。

水平方向の引張力 F_{b1}

$$F_{b1} = m \cdot g \cdot \left[\frac{C_H \cdot h}{n_{FH} \cdot \ell_a} + \frac{(1+C_V) \cdot h}{n_{FV} \cdot \ell_b} \right] + \sqrt{\left(\frac{P_t \cdot A1 \cdot h}{n_{FH} \cdot \ell_a} \right)^2 + \left(\frac{P_t' \cdot A2 \cdot h}{n_{FV} \cdot \ell_b} \right)^2} \cdots (5.4.6)$$

鉛直方向転倒 F_{b2}

$$F_{b2} = m \cdot g \cdot \left[\frac{C_H \cdot \ell_3 + (1+C_V) \cdot h}{n_{FV} \cdot \ell_b} \right] + \sqrt{\left(\frac{P_t \cdot A1 \cdot h}{n_{FH} \cdot \ell_a} \right)^2 + \left(\frac{P_t' \cdot A2 \cdot h}{n_{FV} \cdot \ell_b} \right)^2} \cdots (5.4.7)$$

基礎ボルトに作用する引張力 F_b

$$F_b = \text{Max}(F_{b1}, F_{b2}) \cdots (5.4.8)$$

基礎ボルトに作用する引張応力 Q_b

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b} \cdots (5.4.9)$$

ここで、基礎ボルトの軸断面積 A_b は

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdots (5.4.10)$$

(3) セン断応力

基礎ボルトに対するせん断力は、基礎ボルト全本数で受けるものとして計算する。

水平方向地震力及び遡上津波荷重によるせん断力 Q_{b1}

$$Q_{b1} = m \cdot g \cdot C_H + P_t \cdot A1 \cdots (5.4.11)$$

鉛直方向地震力及び遡上津波荷重によるせん断力 Q_{b2}

$$Q_{b2} = m \cdot g \cdot (1+C_V) + P_t' \cdot A2 \cdots (5.4.12)$$

基礎ボルトに対するせん断力 Q_b

$$Q_b = \sqrt{(Q_{b1})^2 + (Q_{b2})^2} \cdots (5.4.13)$$

せん断応力

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \cdots (5.4.14)$$

5.5 計算条件

(1) 津波荷重に関わる計算条件を除く強度評価に用いる計算条件を表 5.5-1 に示す。

表 5.5-1 強度評価に用いる計算条件

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m	kg	
基礎ボルトの軸断面積	A_b	mm^2	
水平方向設計震度	C_H	—	0.61
鉛直方向設計震度	C_V	—	0.39
重力加速度	g	m/s^2	9.80665
基礎ボルトの呼び径	d	mm	
取付面から重心までの距離	h	mm	
重心と下側ボルト間の距離	ℓ_3	mm	
側面(左右)ボルト間の距離	ℓ_a	mm	
上下ボルト間の距離	ℓ_b	mm	
潮位計ガイド管のアンカーサポートの 横幅	ℓ_c	mm	
潮位計ガイド管の全長	ℓ_d	mm	
ボルトの本数	n	—	
評価上引張力を受けるとして期待する ボルトの本数 (鉛直方向)	n_V	—	
評価上引張力を受けるとして期待する ボルトの本数 (水平方向)	n_H	—	
海水密度	ρ	kg/m^3	1030

(2) 津波荷重に関わる計算条件を表 5.5-2 に示す。

表 5.5-2 津波荷重に関わる計算条件

項目	記号	単位	数値等
津波高さ (基準津波)	T h	T. P. +m	20
津波高さ (敷地に遡上する津波)	T h	T. P. +m	24

5.6 応力の評価

ボルトの引張応力 σ_b は次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。ただし、 f_{to} は下表による。

$$f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}] \quad \dots\dots\dots (5.6.1)$$

せん断応力 τ_b は、せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。ただし、 f_{sb} は下表による。

	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

潮位計（検出器）の強度評価結果を表 6. 1-1 に示す。発生応力は許容応力以下であることから潮位計検出器が構造健全性を有することを確認した。

表 6. 1-1 潮位計（検出器）の強度評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
基礎ボルト	引張	$\sigma_b = 59$	$f_{ts} = 81^*$
	せん断	$\tau_b = 41$	$f_{sb} = 80$

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

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

潮位計（検出器）の強度評価結果を表 6. 1-2 に示す。発生応力は許容応力以下であることから潮位計検出器が構造健全性を有することを確認した。

表 6. 1-2 潮位計（検出器）の強度評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
基礎ボルト	引張	$\sigma_b = 68$	$f_{ts} = 69^*$
	せん断	$\tau_b = 49$	$f_{sb} = 80$

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

V-3-別添 3-2-8-2 取水ピット水位計の強度計算書

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	5
2.5 記号の説明	6
3. 評価部位	7
4. 固有周期	7
4.1 固有周期の算出方法	7
5. 構造強度評価	8
5.1 強度評価方法	8
5.2 荷重の組合せ及び許容限界	8
5.3 設計用地震力	10
5.4 計算方法	11
5.5 計算条件	13
5.6 応力の評価	14
6. 評価結果	15

1. 概要

本計算書は、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」に基づき、津波監視設備のうち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ものである。

津波荷重については、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

津波監視設備の配置図を表 2.1-1 に示す。

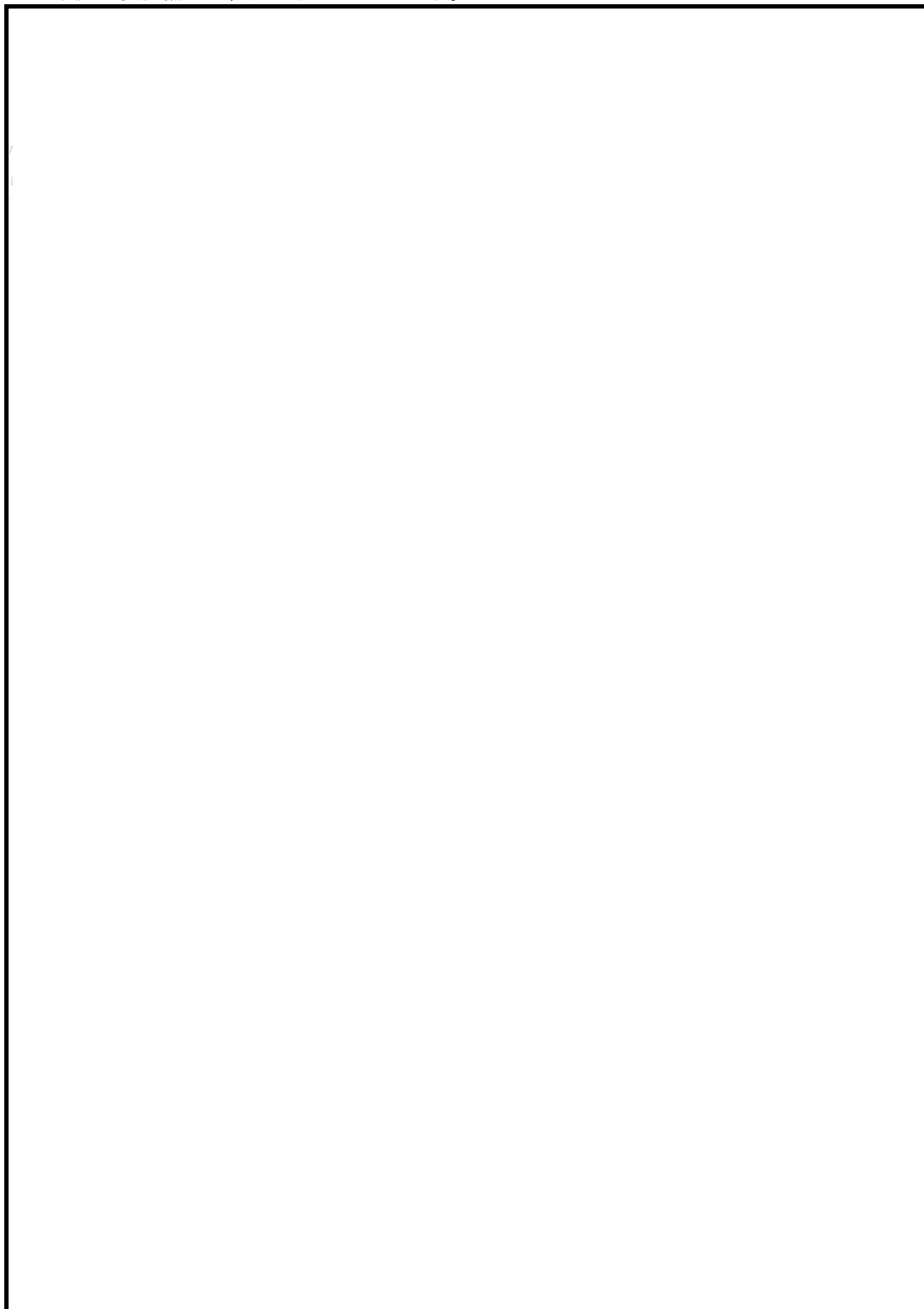


図 2.1-1 津波監視設備配置図

2.2 構造計画

取水ピット水位計の構造計画を表 2.2-1 に示す。

表 2.2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
検出器は, 取付ボルトにより取水ピット水位計検出器取付座に設置する。	電波式水位検出器	平面 正面 側面 検出器 取付ボルト 取水ピット水位計 検出器取付座 躯体 躯体 躯体 (単位:mm)

2.3 評価方針

取水ピット水位計の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、応力評価により実施する。応力評価では、取水ピット水位計の評価部位に作用する応力等が許容限界以下であることを「5.1 強度評価方法」に示す方法により、「5.5 計算条件」に示す評価条件を用いて評価し、「6. 評価結果」にて確認する。

取水ピット水位計の強度評価フローを図 2.3-1 に示す。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。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。重畳時の評価においては、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す津波荷重との重畳を考慮する弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた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。なお、強度評価に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価と敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

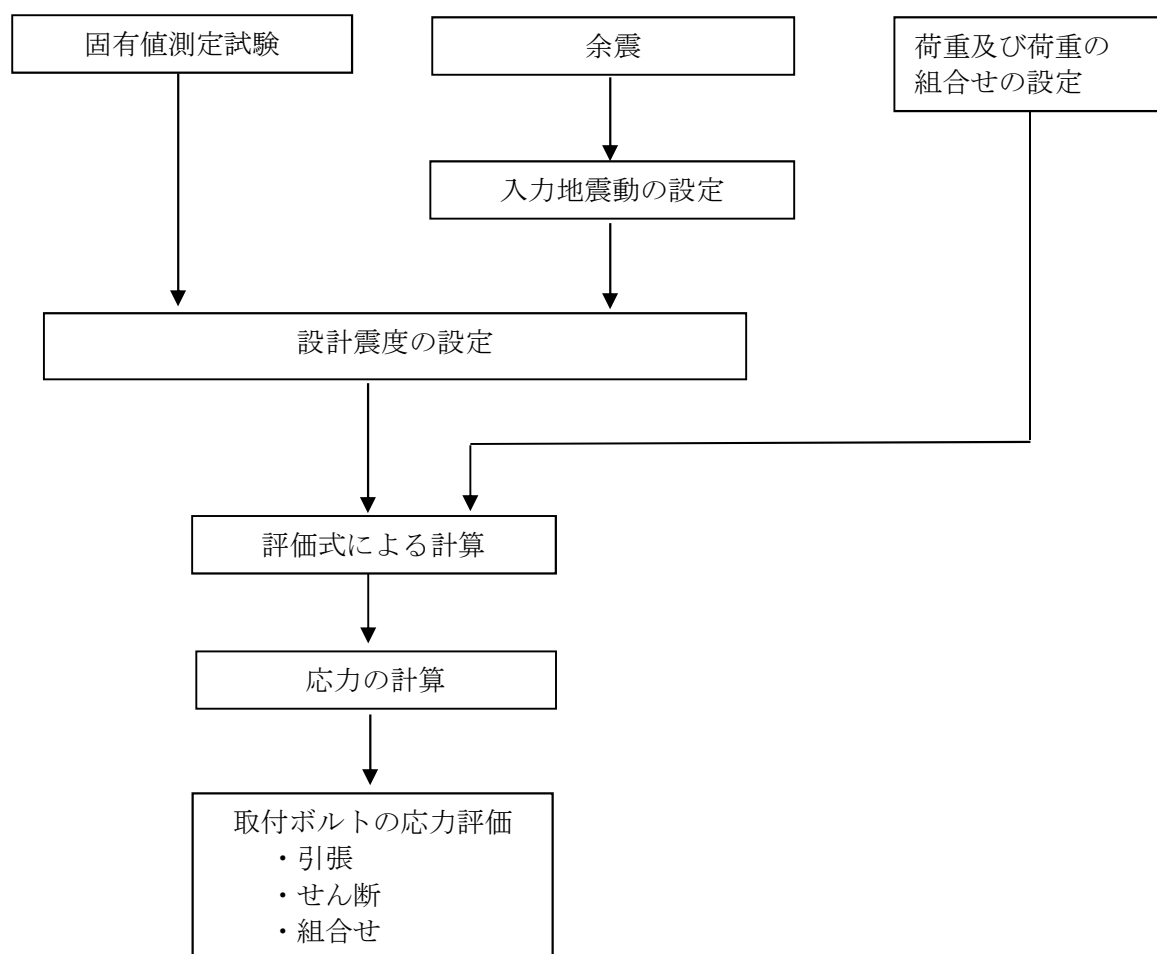


図 2.3-1 取水ピット水位計の強度評価フロー

2.4 適用基準

適用基準を以下に示す。

- (1) 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）
- (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 1－1991 追補版（日本電気協会）
- (4) 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）
- (5) 港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会 平成7年7月）

2.5 記号の説明

記 号	記 号 の 説 明	単 位
A_b	取付ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
d	取付ボルトの呼び径	mm
F	設計・建設規格 SSB-3131 に定める値	MPa
F_b	取付ボルトに作用する引張力（1 本当たり）	N
f_{sb}	せん断力のみを受ける取付ボルトの許容せん断応力（ f_s を 1.5 倍した値）	MPa
f_{to}	引張力のみを受ける取付ボルトの許容引張応力（ f_t を 1.5 倍した値）	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受ける取付ボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度（=9.80665）	m/s^2
h	取付面から重心までの距離	mm
ℓ_1	重心と取付ボルト間の水平方向距離 ^{*1}	mm
ℓ_2	重心と取付ボルト間の水平方向距離 ^{*1}	mm
m	運転時質量	kg
n	取付ボルトの本数	—
n_f	評価上引張力を受けるとして期待する取付ボルトの本数	—
Q_b	取付ボルトに作用するせん断力	N
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表 9 に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表 8 に定める値	MPa
π	円周率	—
σ_b	取付ボルトに生じる引張応力	MPa
τ_b	取付ボルトに生じるせん断応力	MPa
ρ	海水密度	kg/m^3
T_h	津波高さ（T.P.+）	m
P_t	突き上げ津波荷重	N
A_1	流れ方向の投影面積	mm^2
B_1	検出器取付座開口部径	mm
CD	抗力係数	—
U	流速	m/s

*1 : $\ell_1 \leq \ell_2$

3. 評価部位

取水ピット水位計の構造強度評価は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、津波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、取水ピットからの突き上げ津波荷重が取水ピット水位計検出器取付座及び取付ボルトに作用する。重畳時は、取水ピットからの突き上げ津波荷重及び余震による慣性力が取水ピット水位計検出器取付座及び取付ボルトに作用する。

以上より、構造強度評価においては、応力評価による評価部位として、強度評価上厳しくなる取付ボルトを選定する。評価部位については、表 2.2-1 の構造計画に示す。

4. 固有周期

4.1 固有周期の算出方法

取水ピット水位計の固有周期は、検出器と検出器取付座を組合せた状態で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。固有周期の算出結果を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 固有周期

水平方向 (s)	鉛直方向 (s)
0.05 以下	0.05 以下

5. 構造強度評価

5.1 強度評価方法

取水ピット水位計の強度評価は、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」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。

取水ピット水位計の強度評価は、「3. 評価部位」に示す評価部位に対し、「5.2 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、「5.4 計算方法」に示す方法を用いて評価を行う。

5.2 荷重の組合せ及び許容限界

5.2.1 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「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」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す荷重及び荷重の組合せを用いる。取水ピット水位計の荷重の組合せを表 5.2-1 に示す。

5.2.2 許容限界

取水ピット水位計の許容限界は、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」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界に基づき表 5.2-2 のとおりとする。

5.2.3 使用材料の許容応力評価条件

取水ピット水位計の使用材料の許容応力評価条件のうち、設計基準対象施設の評価に用いるものを表 5.2-3 に示す。

表 5.2-1 荷重の組合せ

施設区分		機器名称	荷重の組合せ
その他発電 用原子炉の 付属施設	浸水防 護施設	取水ピット水位計	$D + S_d + P_t$

注記 * : D は固定荷重, S_d は余震荷重, P_t は突き上げ津波荷重を示す。

表 5.2-2 許容限界 (その他の支持構造物)

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等)	
	一次応力	
	引張	せん断
$III_A S^{*3}$	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$

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。

*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, 当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう, 設備を構成する材料が弾性域内に収まることを基本とする。

表 5.2-3 使用材料の許容応力評価条件

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S_y (MPa)	S_u (MPa)	$S_y (RT)$ (MPa)
取付ボルト		周囲環境温度	40	235	400	—

5.3 設計用地震力

「4. 固有周期」に示したとおり取水ピット水位計の固有周期は 0.05 秒以下であることを確認したため、取水ピット水位計の強度計算に用いる設計震度は、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す取水構造物における設置床の最大応答加速度の 1.2 倍を考慮して設定する。潮位計（検出器）の評価に用いる設計震度を表 5.3-1 に示す。

表 5.3-1 設計用地震力

地震動	据付場所 及び 床面高さ (m)	余震による設計震度*2	
		水平方向 C_H	0.61
弾性設計用地震動 $S_d - D1$	取水構造物 EL. 2.810 (EL. 0.300*1)	鉛直方向 C_V	0.43

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：「4. 固有周期」より、潮位計ガイド管及び検出器本体の固有周期が 0.05 秒以下であることを確認したため、設置床の最大床応答加速度の 1.2 倍を考慮した設計震度を設定した。

5.4 計算方法

取水ピット水位計に作用する応力及び算出式を示す。

5.4.1 突き上げ津波荷重の計算方法

取水ピット水位計に作用する突き上げ津波荷重 P_t は次式にて求める。

$$P_t = \frac{\rho \cdot g \cdot Th \cdot A1 + 0.5 \cdot CD \cdot \rho \cdot A1 \cdot U^2}{10^6} \dots\dots\dots (5.4.1)$$

流れ方向の投影面積 $A1$ は次式にて求める。

$$A1 = \left(\frac{B1}{2}\right)^2 \cdot \pi \dots\dots\dots (5.4.2)$$

突き上げ津波荷重 P_t の計算結果を表 5.4-1 及び表 5.4-2 に示す。

表 5.4-1 突き上げ津波荷重（基準津波）

評価部位	突き上げ津波荷重 (N)
取水ピット水位計	4982

表 5.4-2 突き上げ津波荷重（敷地に遡上する津波）

評価部位	突き上げ津波荷重 (N)
取水ピット水位計	6020

5.4.2 応力の計算方法

取付ボルトの応力は、地震による引張応力とせん断応力について計算する。図 5.4-1 に計算モデルを示す。

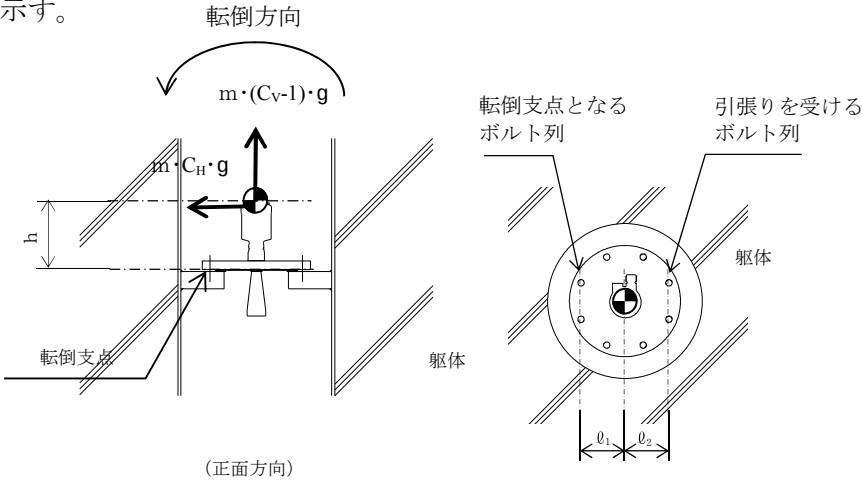


図 5.4-1 計算モデル

a. 引張応力

取付ボルトに作用する引張力 F_b は次式にて求める。

$$F_b = \frac{m \cdot C_H \cdot h \cdot g - m \cdot (1 - C_V) \cdot l_1 \cdot g + P_t \cdot l_2}{n_f \cdot (l_1 + l_2)} \dots\dots\dots (5.4.3)$$

取付ボルトに作用する引張応力 σ_b は次式にて求める。

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b} \dots\dots\dots (5.4.4)$$

ここで，取付ボルトの軸断面積 A_b は

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \dots\dots\dots (5.4.5)$$

b. せん断応力

取付ボルトに対するせん断力は，取付ボルト全本数で受けるものとして計算する。

せん断力

$$Q_b = m \cdot C_H \cdot g \dots\dots\dots (5.4.6)$$

せん断応力

$$\tau_b = \frac{Q_b}{n \cdot A_b} \dots\dots\dots (5.4.7)$$

5.5 計算条件

(1) 津波荷重に関わる計算条件を除く強度評価に用いる計算条件を表 5.5-1 に示す。

表 5.5-1 強度評価に用いる計算条件

項目	記号	単位	数値等
運転時質量	m	kg	
基礎ボルトの軸断面積	A_b	mm^2	
水平方向設計震度	C_H	—	0.61
鉛直方向設計震度	C_V	—	0.43
重力加速度	g	m/s^2	9.80665
基礎ボルトの呼び径	d	mm	
取付面から重心までの距離	h	mm	
重心と取付ボルト間の水平方向距離	ℓ_1	mm	
重心と取付ボルト間の水平方向距離	ℓ_2	mm	
取付ボルトの本数	n	—	
評価上引張力を受けるとして期待する 取付ボルトの本数	n_f	—	
流れ方向の投影面積	A_1	mm^2	
検出器取付座開口部径	B1	mm	
抗力係数	C D	—	1.2
流速	U	m/s	2.0
海水密度	ρ	kg/m^3	1030

(2) 津波荷重に関わる計算条件を表 5.5-2 に示す。

表 5.5-2 津波荷重に関わる計算条件

項目	記号	単位	数値等
津波高さ（基準津波）	T h	T. P. +m	22
津波高さ（敷地に遡上する津波）	T h	T. P. +m	26

5.6 応力の評価

ボルトの引張応力 σ_b は次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。ただし、 f_{to} は下表による。

$$f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}] \quad \dots\dots\dots (5.6.1)$$

せん断応力 τ_b は、せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。ただし、 f_{sb} は下表による。

	弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

6. 評価結果

(1) 基準津波と余震による重畳時

取水ピット水位計の強度評価結果を表 6. 1-1 に示す。発生応力は許容応力以下であることから潮位計検出器が構造健全性を有することを確認した。

表 6. 1-1 取水ピット水位計の強度評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
取付ボルト	引張	$\sigma_b = 7$	$f_{ts} = 176^*$
	せん断	$\tau_b = 1$	$f_{sb} = 135$

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

(2) 敷地に遡上する津波と余震による重畳時

取水ピット水位計の強度評価結果を表 6. 1-2 に示す。発生応力は許容応力以下であることから潮位計検出器が構造健全性を有することを確認した。

表 6. 1-2 取水ピット水位計の強度評価結果

評価部位	評価応力	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
取付ボルト	引張	$\sigma_b = 8$	$f_{ts} = 176^*$
	せん断	$\tau_b = 1$	$f_{sb} = 135$

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

V-3-別添 3-2-9 貯留堰の強度計算書

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	6
2.4 適用基準	10
3. 強度評価方法	11
3.1 記号の定義	11
3.2 評価対象断面及び部位	13
3.3 荷重及び荷重の組合せ	18
3.4 許容限界	25
3.5 評価方法	30
4. 評価条件	72
5. 評価結果	84
5.1 津波時の強度評価結果	84
5.2 重畳時の強度評価結果	94

1. 概要

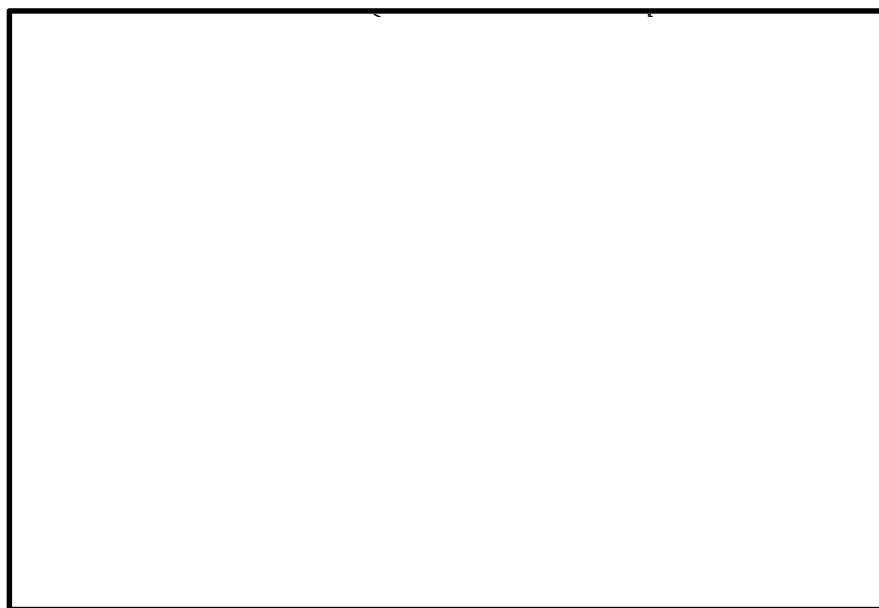
本資料は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、貯留堰が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震及び漂流物の衝突を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

2. 基本方針

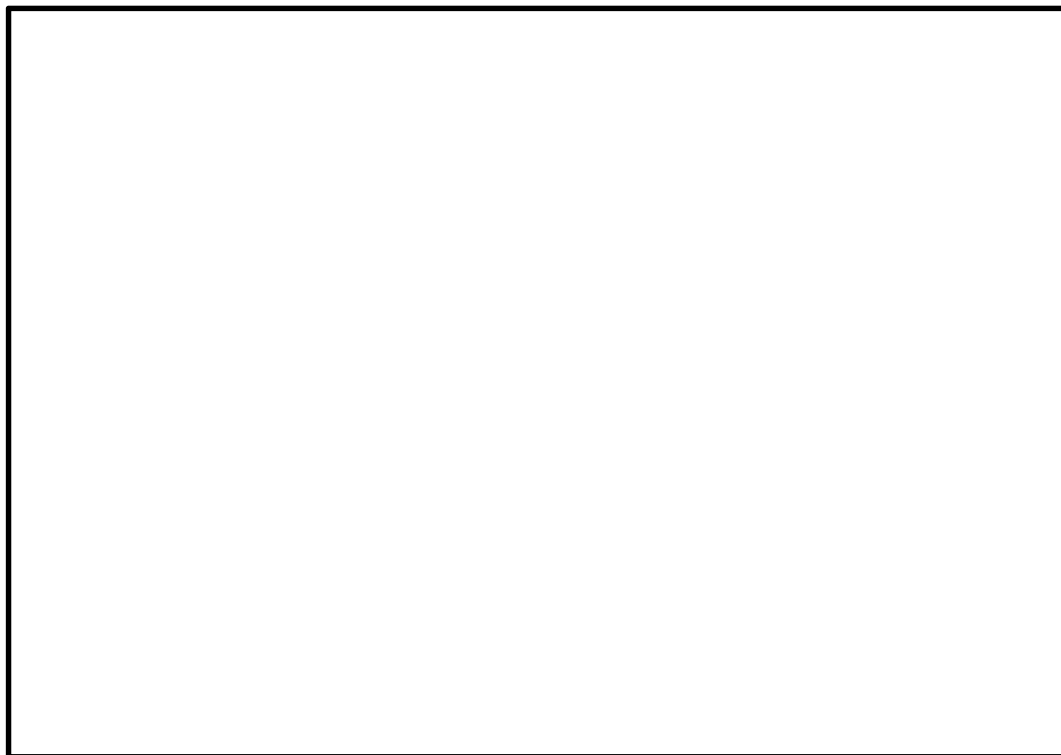
添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 機能維持の方針」を踏まえ、貯留堰の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

貯留堰の平面配置図を第 2-1 図に示す。



第 2-1 図 (1) 貯留堰の平面配置図 (全体図)



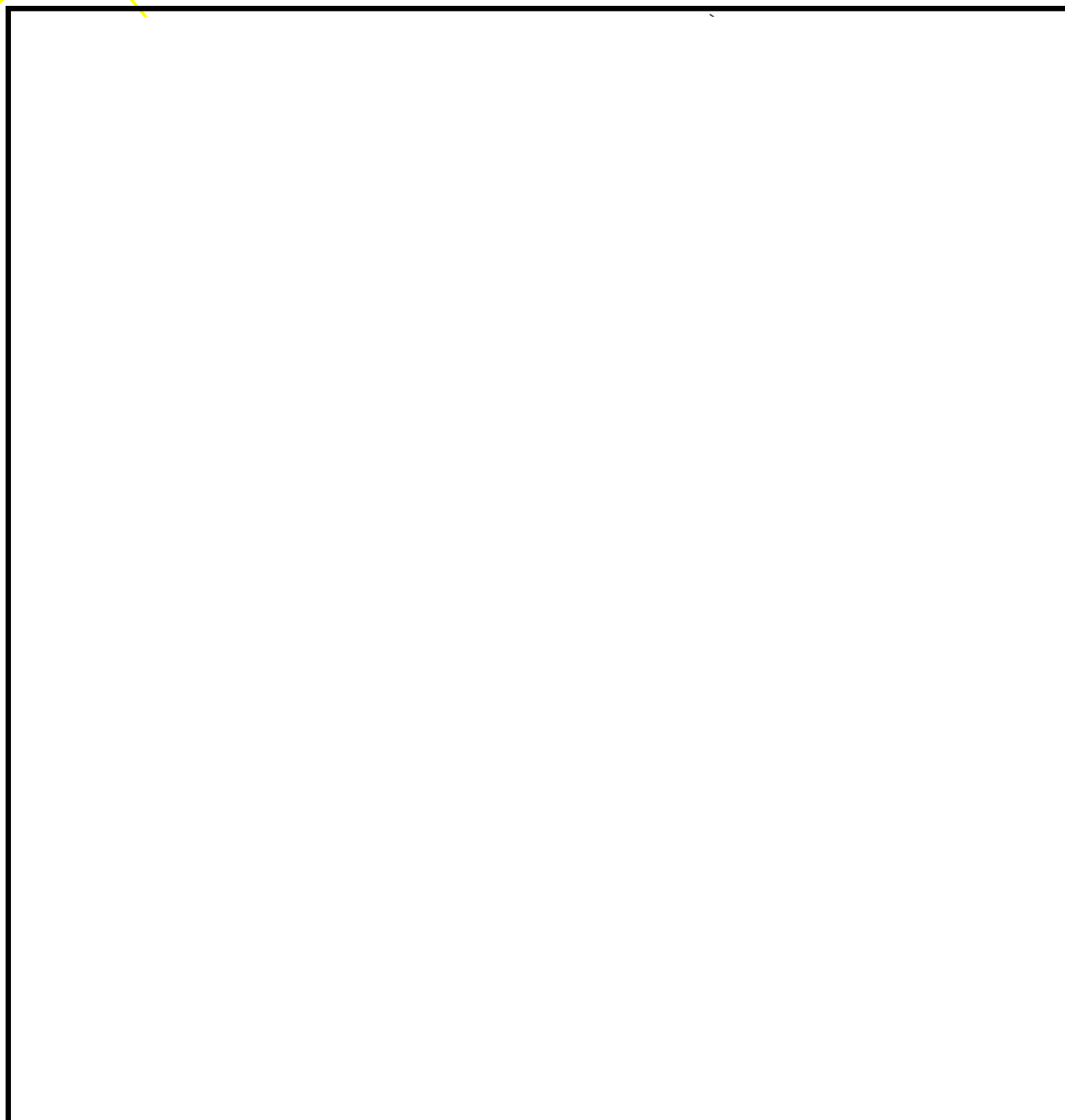
第 2-1 図 (2) 貯留堰の平面配置図 (拡大図)

2.2 構造概要

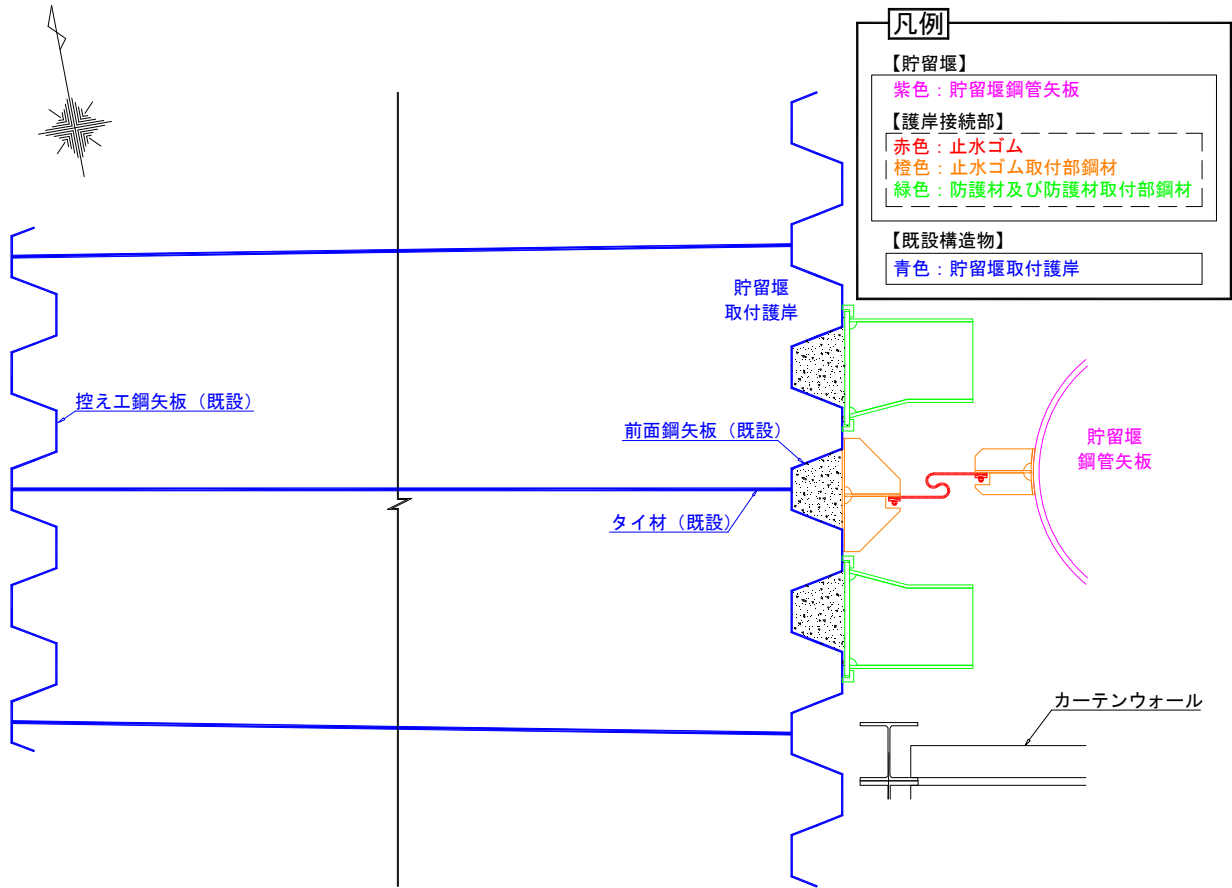
貯留堰は、その機能及び目的から貯留堰本体及び護岸接続部に区分され、このうち貯留堰本体は鋼管矢板と鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手、護岸接続部は止水ゴム、防護材及びこれらを取り付けるための鋼材より構成される。

鋼管矢板は、 $\phi 2000$ mmの炭素鋼鋼管であり、全47本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は、下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに、天端は、非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため、海底地盤レベルT.P. -6.9 mに対して天端高さをT.P. -4.9 mとしており、約2 mの堰高さを有する。貯留堰の寸法は、約65 m×約24 mである。また、貯留堰には、海水による腐食防止のため、電気防食を施す。

貯留堰の平面図を第2-2図に、断面図を第2-3図に、標準図を第2-4図にそれぞれ示す。



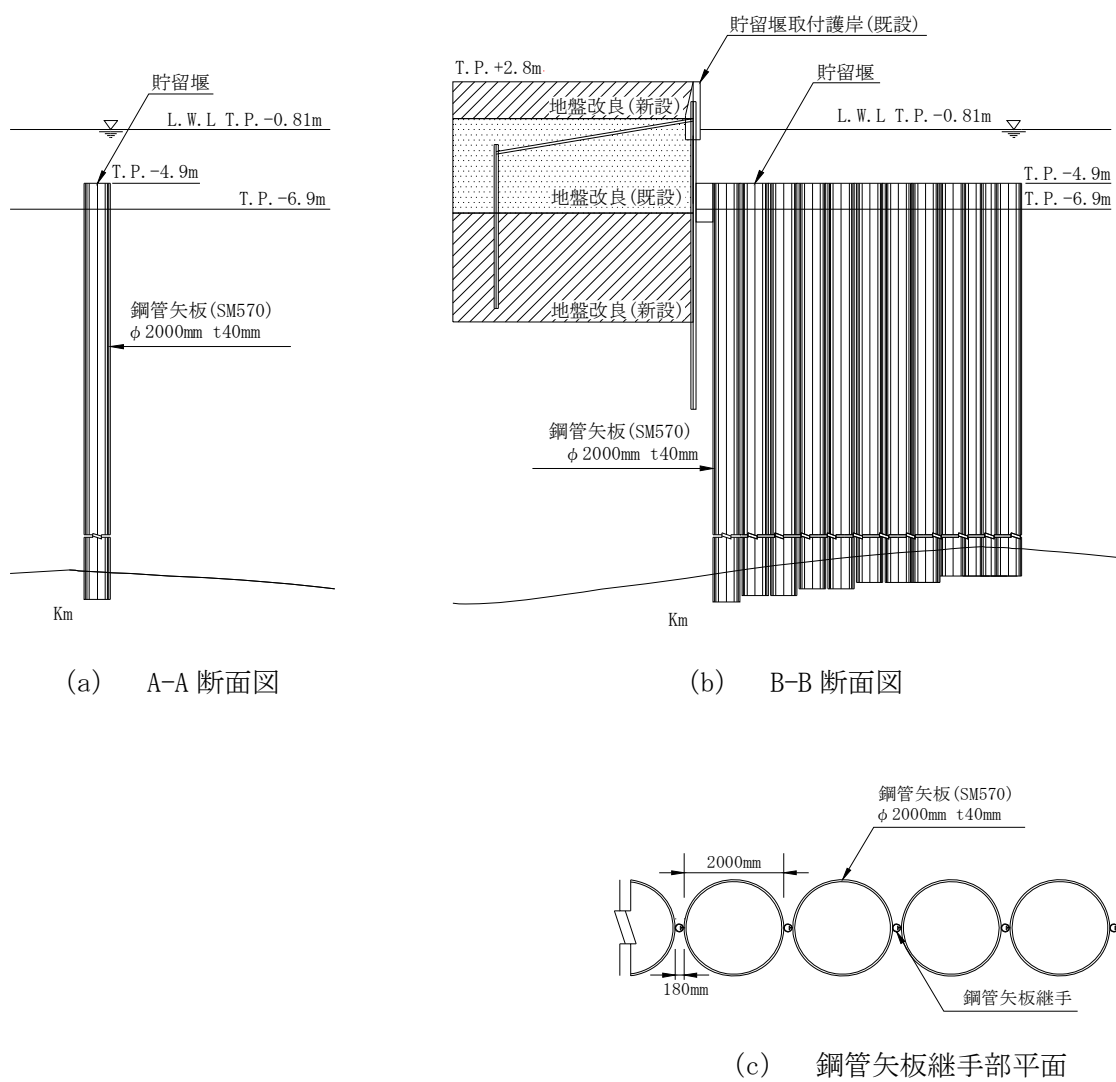
第2-2図(1) 貯留堰の平面図



第 2-2 図 (2) 貯留堰の平面図 (A 部拡大)



第 2-3 図 貯留堰の断面図



第2-4図 貯留堰の標準図

2.3 評価方針

2.3.1 概要

貯留堰は、設計基準対象施設においては、Sクラス施設である浸水防護施設及び非常用取水設備である屋外重要土木構造物に、重大事故等対処施設においては、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

貯留堰の強度評価は、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」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」におい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実施する。強度評価では、「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、貯留堰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。

貯留堰においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（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作用時（以下、「重畳時」という。）について行う。

貯留堰の強度評価は、設計基準対象施設として第 2-2 表の貯留堰の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び構造物の変形性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価については、貯留堰の鋼管矢板が 1 列に並んでいる構造であることから、津波荷重による接地圧への影響がほぼないこと及び重畳時の余震荷重よりも地震時の地震荷重の方が接地圧への影響が大きいことを考慮して、耐震計算書において実施する。

構造物の変形性評価については、止水ゴムの変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

津波時の地盤剛性及び地盤ばねの上限値の設定は、第 2-1 表に示す地盤剛性 4 種類と地盤ばねの上限値 4 種類を考慮して、地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤ばねの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。

第 2-1 表 津波時の地盤剛性及び地盤ばねの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性	ピーク強度（平均）
	余震時の収束剛性	ピーク強度（ -1σ ）
	地震時の収束剛性	残留強度（平均）
	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

第2-2表 貯留堰の評価項目

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	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼管矢板	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		止水ゴム 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		防護材 取付部鋼材	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	構造物の変形性	止水ゴム	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、第 2-3 表に示すように 2 次元静的フレーム解析における地盤ばねの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1 次元有効応力解析から地盤ばねの剛性及び上限値を設定した 2 次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、第 2-4 表に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

貯留堰の強度評価の検討フローを第 2-5 図に示す。

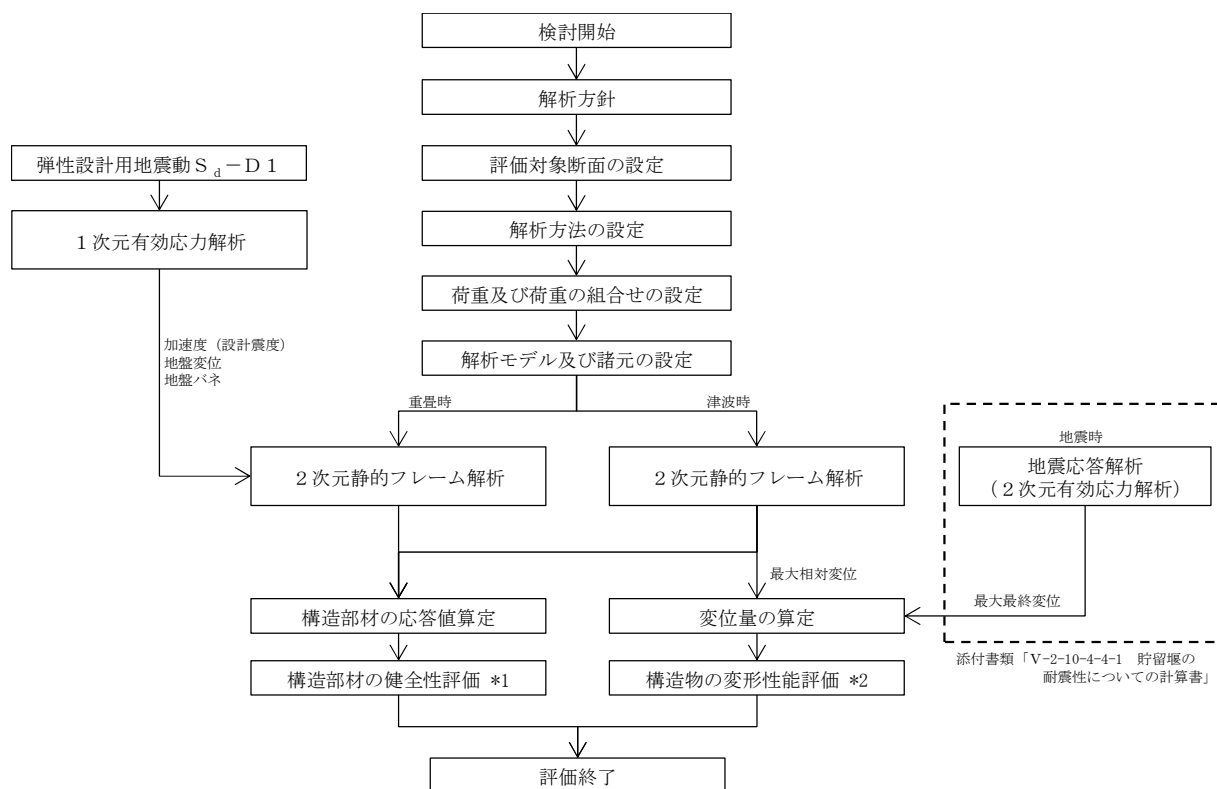
なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

第 2-3 表 津波時の検討で考慮する地震動の影響評価ケース

検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

第 2-4 表 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用



注記 *1：構造部材の健全性を評価することで、第2-2表に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

*2：構造物の変形性評価を実施することで、第2-2表に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。

第2-5図 貯留堰の強度評価の検討フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）
- ・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（（社）土木学会，2005年）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，平成19年7月）
- ・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）

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第3-1表に示す。

第3-1表 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
g	m/s^2	重力加速度
h	m	浸水深
k_h	-	水平震度
k_v	-	鉛直震度
p_1	kN/m^2	直立壁前面の底面における波圧強度
p_2	kN/m^2	直立壁前面の天端面における波圧強度
p_3	kN/m^2	直立壁背面の底面における波圧強度
η_f	m	直立壁前面の静水面からの津波高さ
η_r	m	直立壁背面の静水面からの津波高さ
h'	m	直立壁の底面の水深
h_c	m	静水面から直立壁天端面までの高さ
P_c	kN	衝突荷重
P_d	kN/m^2	動水圧
P_t	kN/m^2	津波荷重
v	m/s	貯留堰位置での津波最大流速
W_c	kN	漂流物の重量
y	m	動水圧の作用高さ
γ_w	kN/m^3	海水の単位体積重量
ρ	kg/m^3	海水の密度
G	kN	固定荷重
K_{sd}	kN	余震荷重
σ	N/mm^2	曲げモーメント及び軸力による応力
σ_a	N/mm^2	短期許容曲げ圧縮応力度
M	$N \cdot mm$	最大曲げモーメント

第 3-1 表 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
Z	mm^3	断面係数
N	N	軸力
A	mm^2	有効断面積
τ	N/mm^2	せん断応力
τ_a	N/mm^2	短期許容せん断応力度
S	kN	せん断力
κ	—	せん断応力の分布係数

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、貯留堰鋼管矢板が縦断方向に対し一様な設備形状であることを踏まえ、鋼管矢板の周辺の地質状況に基づき設定する。

第3-1図に示す貯留堰の平面図及び第3-2図に示す断面図より、南北方向では北に向かって第四紀層が厚くなっていることから、貯留堰の本体に着目した検討断面として、以下の4断面より選定する。第3-3図に各断面の地層構成を示す。岩盤上面深度に着目し、岩盤上面標高が最も高い断面3と最も低い断面4を強度評価の評価対象断面とする。

断面1：貯留堰の長手方向直線部の北側端部（岩盤上面標高が低い断面）

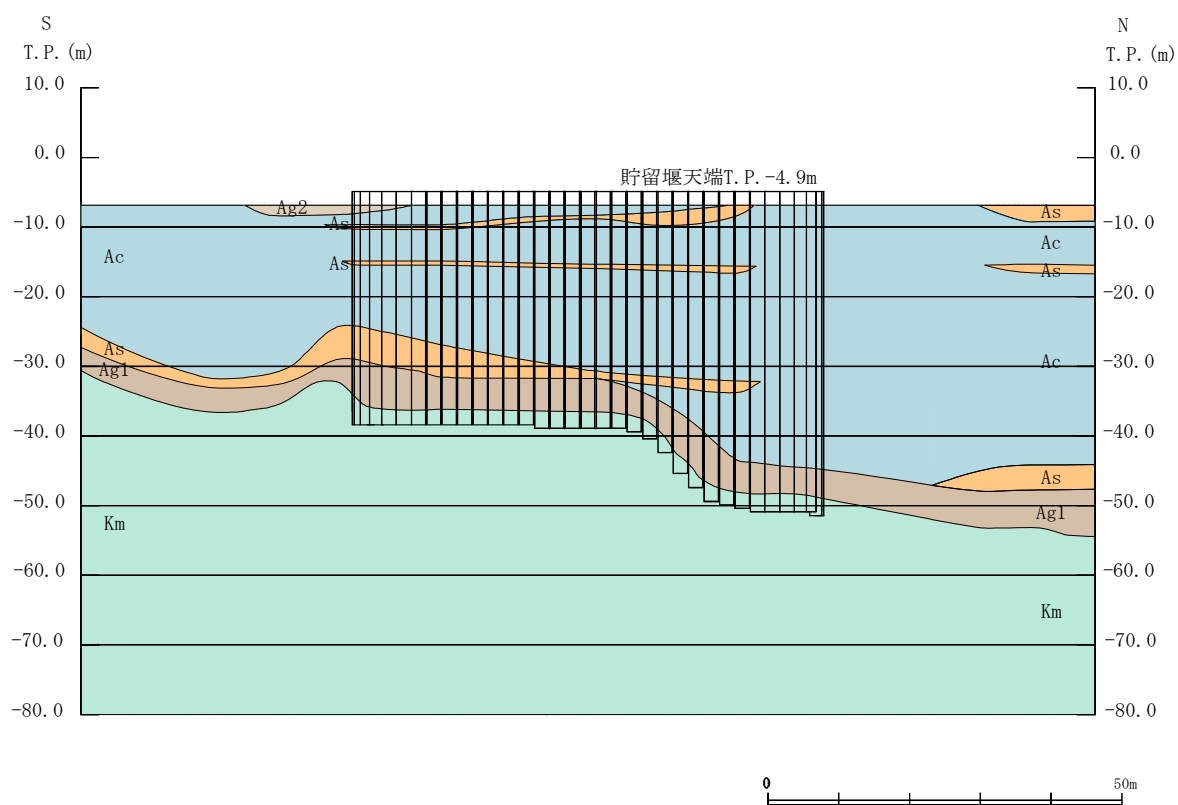
断面2：貯留堰の長手方向直線部の南側端部（岩盤上面標高が中間程度の高さの断面）

断面3：貯留堰の短手方向直線部の南側端部（岩盤上面標高が最も高い断面）

断面4：貯留堰の短手方向直線部の北側端部（岩盤上面標高が最も低い断面）

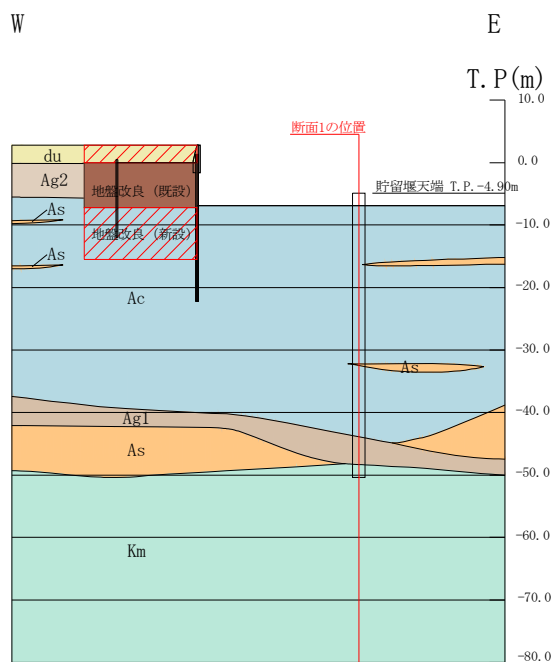


第 3-1 図 貯留堰の平面図

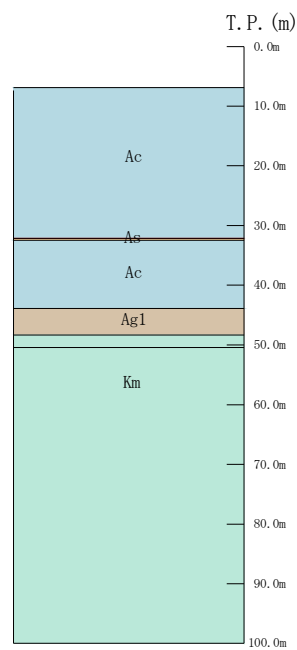


第 3-2 図 貯留堰の断面図 (NS-2)

地層構成の抽出位置 (EW-2)

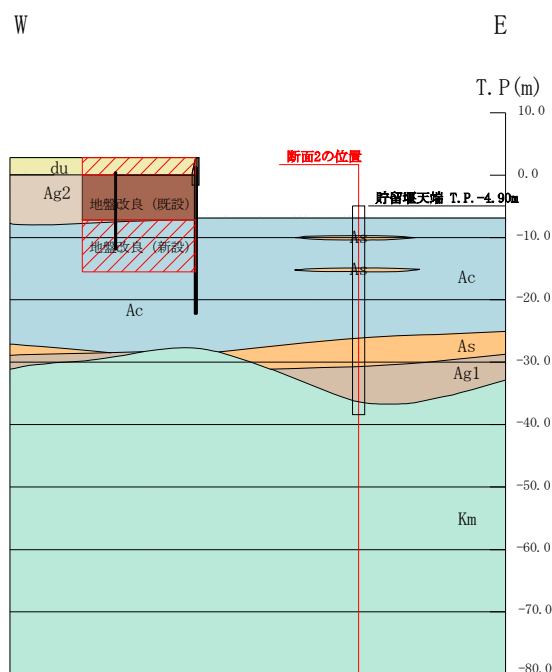


断面 1 (成層)

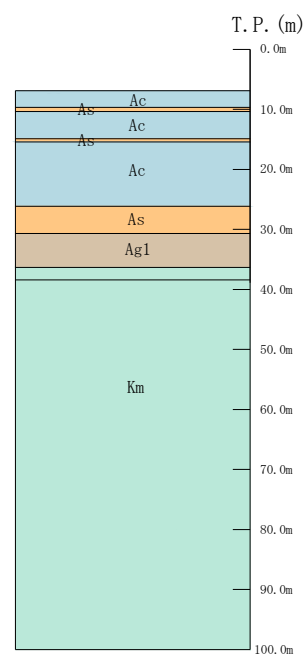


第 3-3 図 (1) 地層構成 (断面 1)

地層構成の抽出位置 (EW-3)

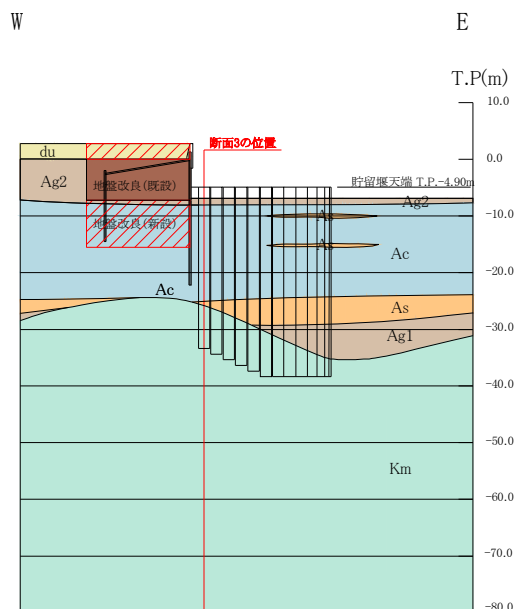


断面 2 (成層)

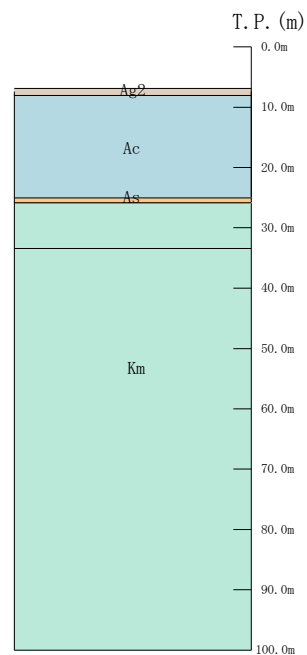


第 3-3 図 (2) 地層構成 (断面 2)

地層構成の抽出位置 (EW-4)

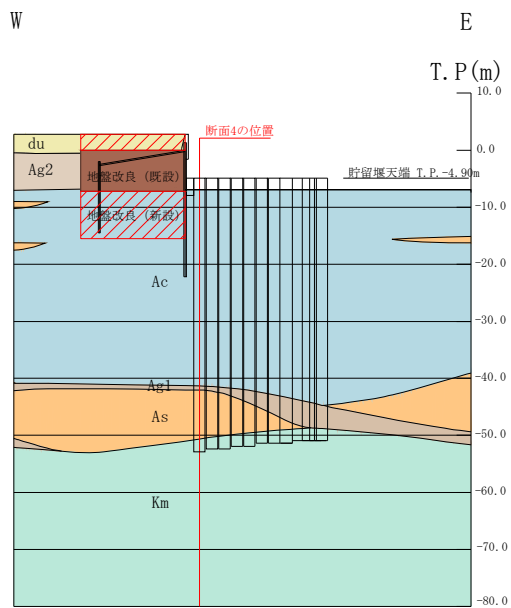


断面 3 (成層)

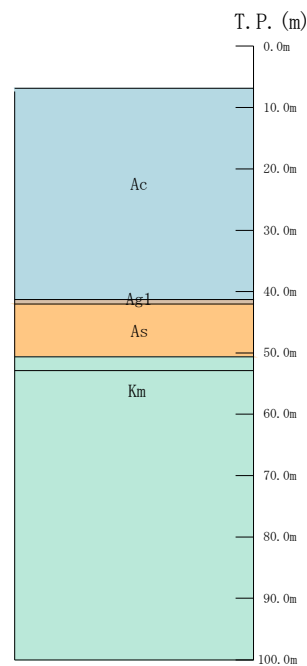


第 3-3 図 (3) 地層構成 (断面 3)

地層構成の抽出位置 (EW-1)



断面 4 (成層)



第 3-3 図 (4) 地層構成 (断面 4)

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、貯留堰の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 鋼管矢板

構造部材の健全性が要求される鋼管矢板を評価対象部位とする。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴム取付部鋼材を評価対象部位とする。

(3) 防護材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材を評価対象部位とする。

(4) 防護材取付部鋼材

貯留堰の護岸接続部に設置する防護材取付部鋼材を評価対象部位とする。

(5) 止水ゴム

貯留堰の護岸接続部に設置する止水ゴムを評価対象部位とする。

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「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」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。

なお、敷地に遡上する津波においては、別流路の緊急用海水ポンプを使用し必要な取水量を確保することから、その際は非常用海水ポンプの引き波時の運転継続に必要な取水量を期待しない。したがって、敷地に遡上する津波に対する貯留堰の強度評価は行わない。

3.3.1 荷重

貯留堰の強度評価において、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、構造物及び海水の自重を考慮する。

(2) 津波荷重 (P_t)

津波荷重として、貯留堰を越流する直前の津波波力と越流時の津波波力（静水圧差）を算定し、保守的なものを適用する。

(3) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、0.69 t である車両の FEMA (2012) * による漂流物荷重を適用する。第 3-2 表に衝突荷重を示す。

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

第 3-2 表 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759

(4) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、構造物中心位置で実施した 1 次元有効応力解析の地表面最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、躯体慣性力や動水圧を考慮する。

なお、動水圧については、弾性設計用地震動 $S_d - D1$ を入力地震動とした、1 次元有効応力解析の地表面加速度に基づき設定した水平震度、及び Westergaard の式を用いて設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し，荷重の組合せを第 3-3 表に，荷重作用図を第 3-4 図及び第 3-5 図に示す。

なお，重畳時における津波荷重と余震荷重の作用方向に関して，貯留堰は地盤深度方向に長尺の鋼管矢板で構成されているため，津波荷重により鋼管矢板に発生する曲げモーメントによる影響が支配的であることから，津波荷重と余震荷重は同じ方向に作用させることが最も厳しい条件となる。

第 3-3 表 荷重の組合せ（鋼管矢板）

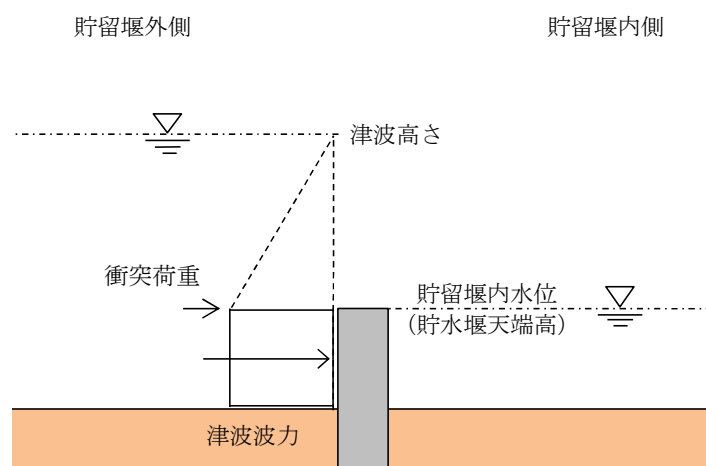
区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時	$G + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

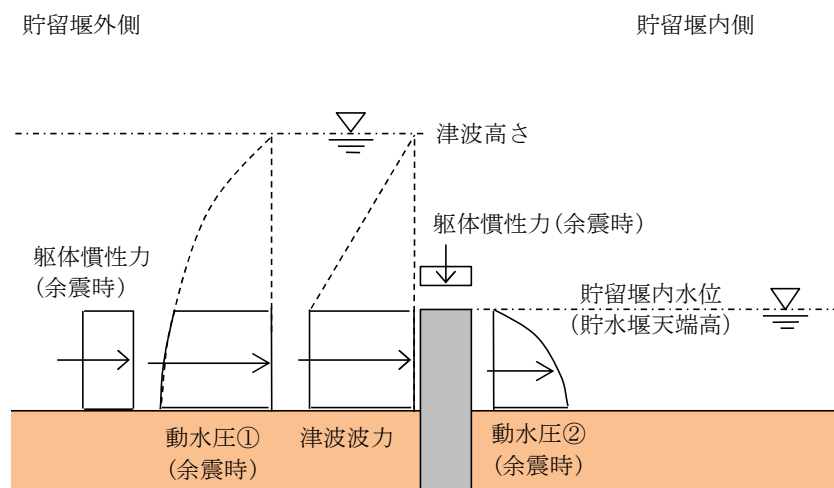
P_t : 津波荷重

P_c : 衝突荷重

K_{sd} : 余震荷重



第 3-4 図 荷重作用図 (鋼管矢板 津波時)



第 3-5 図 荷重作用図 (鋼管矢板 重畳時)

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し，荷重の組合せを第 3-4 表に，荷重作用図を第 3-6 図及び第 3-7 図に示す。

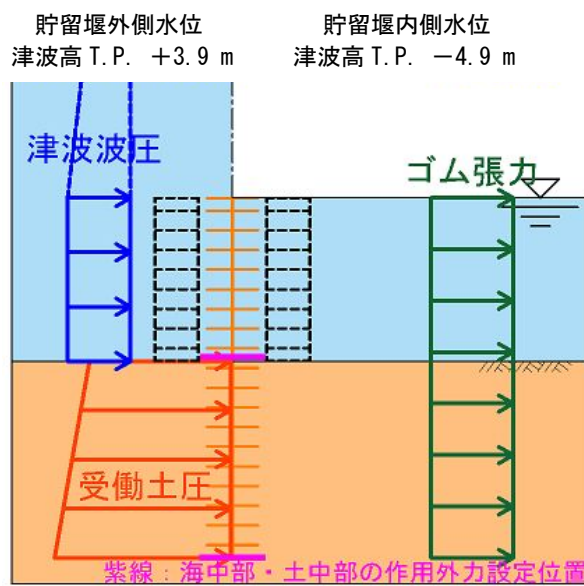
第 3-4 表 荷重の組合せ（止水ゴム取付部鋼材）

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t$
重畳時	$G + P_t + K_{sd}$

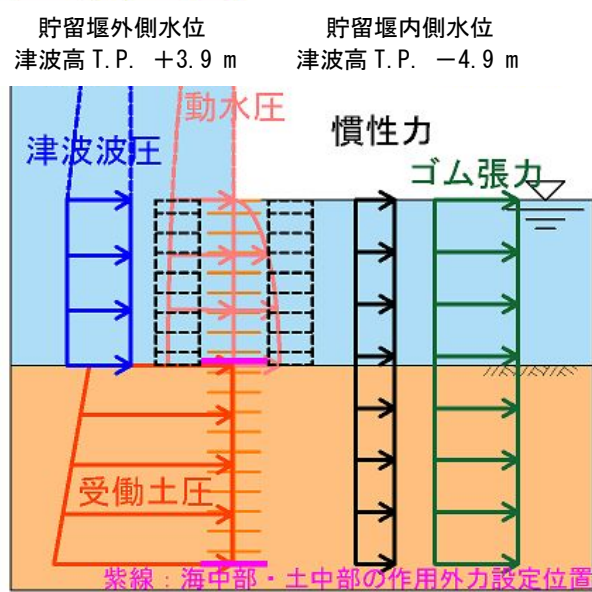
G : 固定荷重

P_t : 津波荷重

K_{sd} : 余震荷重



第 3-6 図 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 津波時）



第 3-7 図 荷重作用図（止水ゴム取付部鋼材 重畳時）

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の組合せを第3-5表に、荷重作用図を第3-8図及び第3-9図に示す。

第3-5表 荷重の組合せ（防護材及び防護材取付部鋼材）

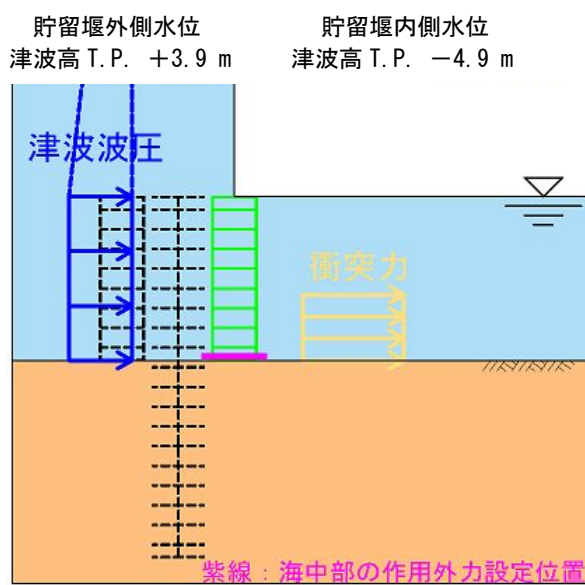
区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_t + P_c$
重畳時	$G + P_t + K_{sd}$

G : 固定荷重

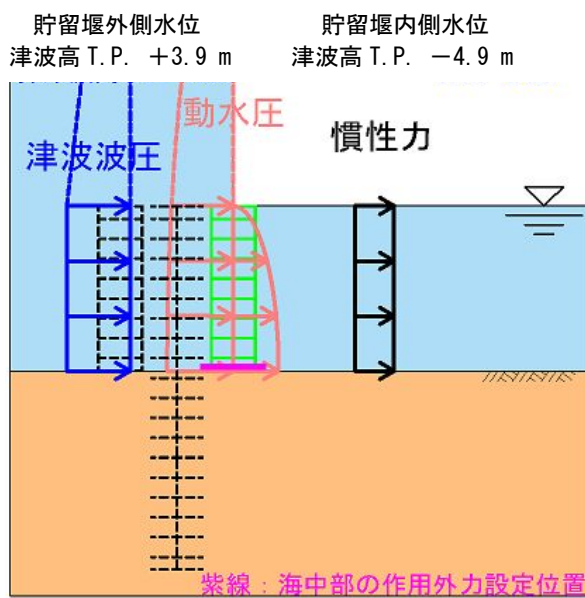
P_t : 津波荷重

P_c : 衝突荷重

K_{sd} : 余震荷重



第 3-8 図 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 津波時）



第 3-9 図 荷重作用図（防護材及び防護材取付部鋼材 重畳時）

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鋼管矢板

鋼管矢板の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，鋼管矢板の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，第3-6表に示す短期許容応力度とする。

第3-6表 鋼管矢板の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼管矢板 φ 2000	SM570	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	382.5
		短期許容せん断応力度 τ_a	217.5

(2) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，第3-7表に示す短期許容応力度とする。

第3-7表 止水ゴム取付部鋼材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	SM400	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	210
		短期許容せん断応力度 τ_a	120

また，止水ゴム取付部鋼材（SM400）は貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（SP-V型，SY295）に水中溶接にて設置する。水中溶接の評価に用いる SM400 の許容限界は，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009年版）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数1.5を考慮し，第3-8表に示す短期許容応力度とする。ただし，「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009年版）」に基づき，水中溶接部の短期許容応力度は，気中溶接部の短期許容応力度から30%減じたものとする。

第3-8表 鋼矢板（貯留堰取付護岸）の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
止水ゴム 取付部鋼材	SM400	短期許容せん断応力度 (水中溶接部) τ_a	84

(3) 防護材

防護材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，第 3-9 表に示す短期許容応力度とする。

第 3-9 表 防護材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
防護材	SM400	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	210
		短期許容せん断応力度 τ_a	120

(4) 防護材取付部鋼材

防護材取付部鋼材の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，鋼材の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，第 3-10 表に示す短期許容応力度とする。

第 3-10 表 防護材取付部鋼材の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
防護材 取付部鋼材	SM570	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	382.5
		短期許容せん断応力度 τ_a	217.5
	SM490	短期許容曲げ応力度 σ_{sa}	277.5
		短期許容せん断応力度 τ_a	157.5

また，防護材取付部鋼材は貯留堰取付護岸の前面鋼矢板（S P-V 型，SY295）に水中溶接にて設置する。水中溶接部の評価に用いる SY295 の許容限界は，「鋼矢板 設計から施工まで（鋼管杭協会，2007 年 4 月）」及び「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，鋼矢板の許容応力度に対して割増係数 1.5 を考慮し，第 3-11 表に示す短期許容応力度とする。ただし，「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（沿岸技術研究センター，2009 年版）」に基づき，水中溶接部の短期許容応力度は，気中溶接部の短期許容応力度から 30%減じたものとする。

第 3-11 表 鋼矢板（貯留堰取付護岸）の許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
前面鋼矢板	S P-V 型 SY295	短期許容せん断応力度 (水中溶接部) τ_a	105

(5) 止水ゴム

第3-12表に止水ゴムの変形量の許容限界を示す。止水ゴムの変形量の許容限界は、メーカー規格、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。

第3-12表 止水ゴムの変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ゴム	貯留堰と貯留堰取付護岸の相対変位：1050mm

3.5 評価方法

貯留堰の耐震評価は、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」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 鋼管矢板

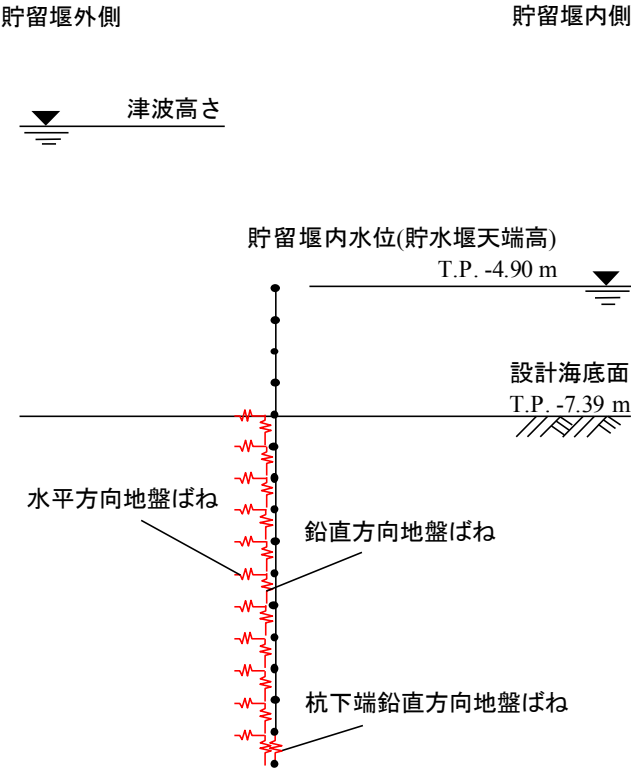
a. 解析概要

津波時に発生する応答値は、永久荷重に加え、基準津波による津波荷重を作用させるとともに、衝突荷重を貯留堰に作用させた 2 次元静的フレーム解析より算定する。

2 次元静的フレーム解析には、解析コード「FREMING Ver. 14.1B」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-41 計算機プログラム（解析コード）の概要・FREMING」に示す。

b. 2 次元静的フレーム解析

2 次元静的フレーム解析では、貯留堰を構成する鋼管矢板に継手間隔を加えた 2.18 m を鋼管矢板 1 本あたりの分担幅とし、鋼管矢板の断面積や断面二次モーメント等を単位奥行きあたりに換算した物性値を用いる。貯留堰（鋼管矢板）を線形はり要素、地盤をバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化する。津波時の検討で用いる解析モデルを第 3-10 図に示す。また、津波時の地盤ばねの設定は、第 3-13 表に示すとおり地盤抵抗が大きいと仮定した地盤ばね 1，及び地盤抵抗が小さいと仮定した地盤ばね 2 の 2 ケースを考慮し、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。



第 3-10 図 解析モデル

第 3-13 表 地盤ばねケース (津波時)

ケース名	地盤反力係数	地盤反力度の上限値	備考
地盤ばね 1	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度 (平均値) から設定	地盤抵抗が大きいと仮定 した場合
地盤ばね 2	静弾性係数 から設定	残留強度 (-1σ 低減値) から設定	地盤抵抗が小さいと仮定 した場合

c. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を第 3-14 表に，材料の物性値を第 3-15 表に示す。

第 3-14 表 使用材料

諸元		
鋼管矢板	貯留堰	$\phi 2000 \text{ mm} \times t40 \text{ mm}^{*1}$ (SM570)

注記 *1：外側 1 mm の腐食代を考慮する。内側は中詰コンクリートを充填するため腐食代を考慮しない。

第 3-15 表 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鋼管矢板	77.0 ^{*1}	2.00×10^5 ^{*1}	0.3 ^{*1}

注記 *1：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

d. 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を第3-16表に示す。

第3-16表 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂	
				埋戻土	第四系								
					f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3		D1g-1
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958	
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333	
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{mn}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6	
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{mn}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30	
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28	
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005	
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06	
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57	
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80	
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

第3-16表 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

パラメータ				原地盤					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1*1	Km	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z	2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16	0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z	0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{mn}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定	98
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{mn}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—		180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—		0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z	0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z	35

注記 *1：施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

z：標高（m）

第3-16表 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm^3)	動ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{CD} ($^{\circ}$)	せん断波 速度 Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度 Vp (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,969	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-85 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

e. 評価方法

鋼管矢板の強度評価は、鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定した応力及び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。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで,

- σ : 鋼管矢板の曲げモーメント及び軸力より算定した応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) 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応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで,

- τ : 鋼管矢板のせん断力より算定したせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (パイプ型断面の場合 $\kappa = 2.0$)

(2) 止水ゴム取付部鋼材

a. 構造概要

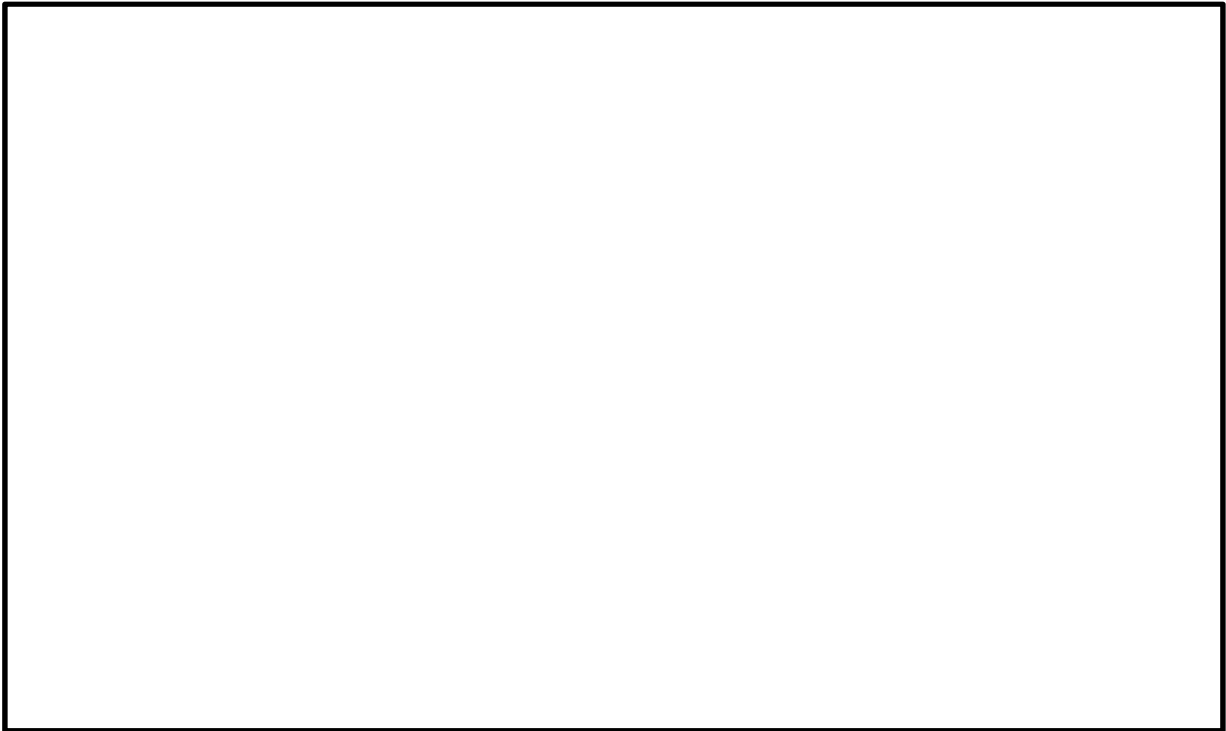
止水ゴム取付部鋼材の照査対象部材は、リブプレート及び現場隅肉溶接を行うベースプレートと貯留堰取付護岸矢板もしくは貯留堰鋼管矢板の溶接部とする。なお、スキンプレート及びリブプレート、並びにベースプレートの3種類のプレート間の溶接部は、工場溶接の完全溶込み溶接とするため、溶接部のど厚が母材と同等となり、母材と同等の耐力となる。したがって、完全溶込み溶接部の照査は省略する。

止水ゴム取付部鋼材に関する使用材料を第3-17表に、詳細構造図を第3-11図にそれぞれ示す。

第3-17表 使用材料（止水ゴム取付部鋼材）

諸元		
止水ゴム取付部鋼材	スキンプレート	t19 mm ^{*1} (SM400)
	リブプレート	t16 mm ^{*1} (SM400)
	ベースプレート	t16 mm ^{*1} (SM400)

注記 *1：断面照査においては片面1 mmの腐食代を考慮する。



第3-11図 詳細構造図

b. 解析概要

津波時に発生する応答値は，基準津波による津波荷重及び止水ゴムのゴム張力を作用させた線形はり構造として解析を行う。

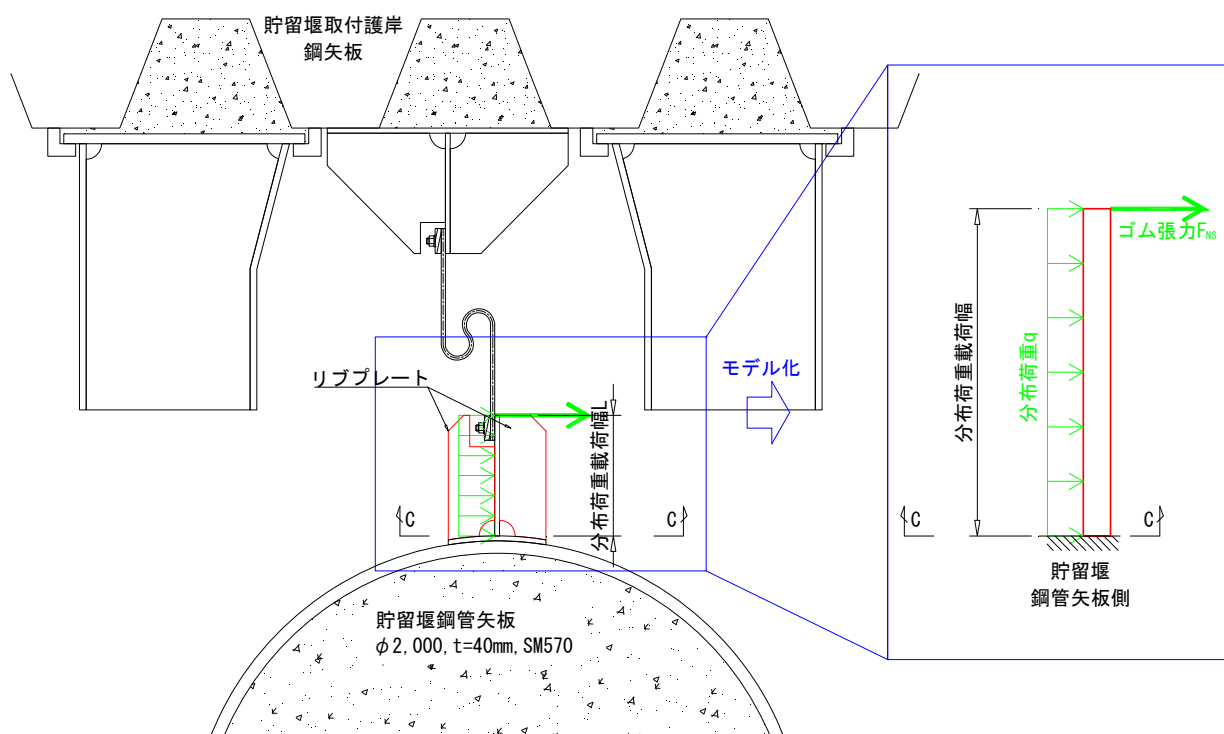
c. 部材ごとの解析方法

(a) リブプレート

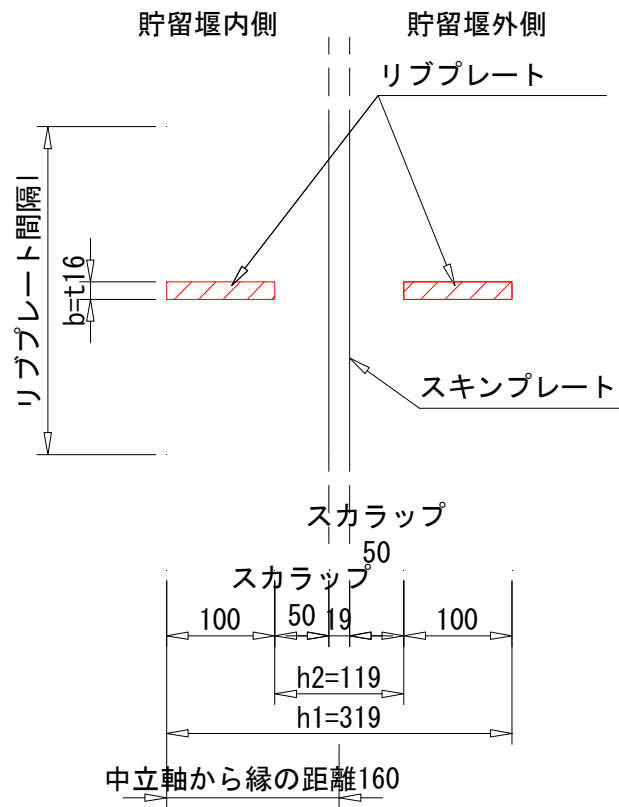
リブプレートは，貯留堰取付護岸の鋼矢板側と貯留堰の鋼管矢板側に設置する。リブプレートの照査については，照査結果が厳しくなる部材として，リブプレート幅の小さい貯留堰の鋼管矢板側に対して行う。

イ. モデル化

リブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図第3-12図に示す。また，照査断面を第3-13図に示す。



第3-12図 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 リブプレート）



第 3-13 図 照査断面 (止水ゴム取付部鋼材 リブプレート)

ロ. 断面照査方法

リブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = \frac{q \times L^2 \times l}{2} + F_{NS} \times L \times l$$

$$S_{max} = q \times L \times l + F_{NS} \times l$$

$$I = \frac{b \times h_1^3}{12} - \frac{b \times h_2^3}{12}$$

$$Z = \frac{I}{y}$$

$$A = b \times h_1 - b \times h_2$$

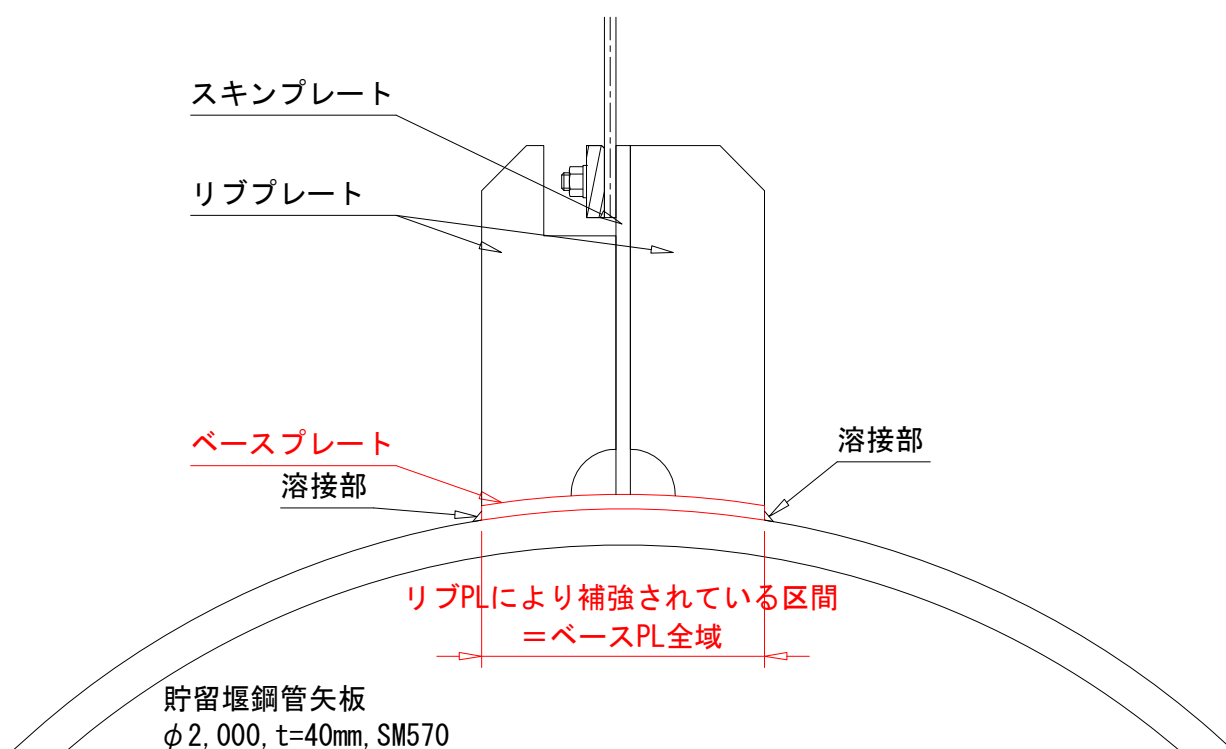
ここに，

M_{max}	: 最大発生曲げモーメント (kN・m)
q	: 分布荷重 (kN/m ²)
L	: 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)
l	: リブプレートスパン (m)
F_{NS}	: 止水ゴム引張力 (kN/m)
S_{max}	: 最大発生せん断力 (kN)
I	: 断面二次モーメント (m ⁴)
b	: 板厚 (m)
h_1	: 幅 (m)
h_2	: 幅 (m)
Z	: 断面係数 (m ³)
y	: 中立軸から縁の距離 (m)
A	: 断面積 (m ²)

(b) ベースプレート

ベースプレート全域は、完全溶込み溶接を用いて取付けられたリブプレートによって補強されている。リブプレートの照査を行い、リブプレートが荷重に対し十分な耐力を有していることを確認することで、ベースプレートの発生応力が許容限界を超えないものと考えられる。したがって、リブプレートの発生応力が許容限界以下であることを確認のうえ、ベースプレートの照査は省略する。

照査モデル図を第3-14図に示す。



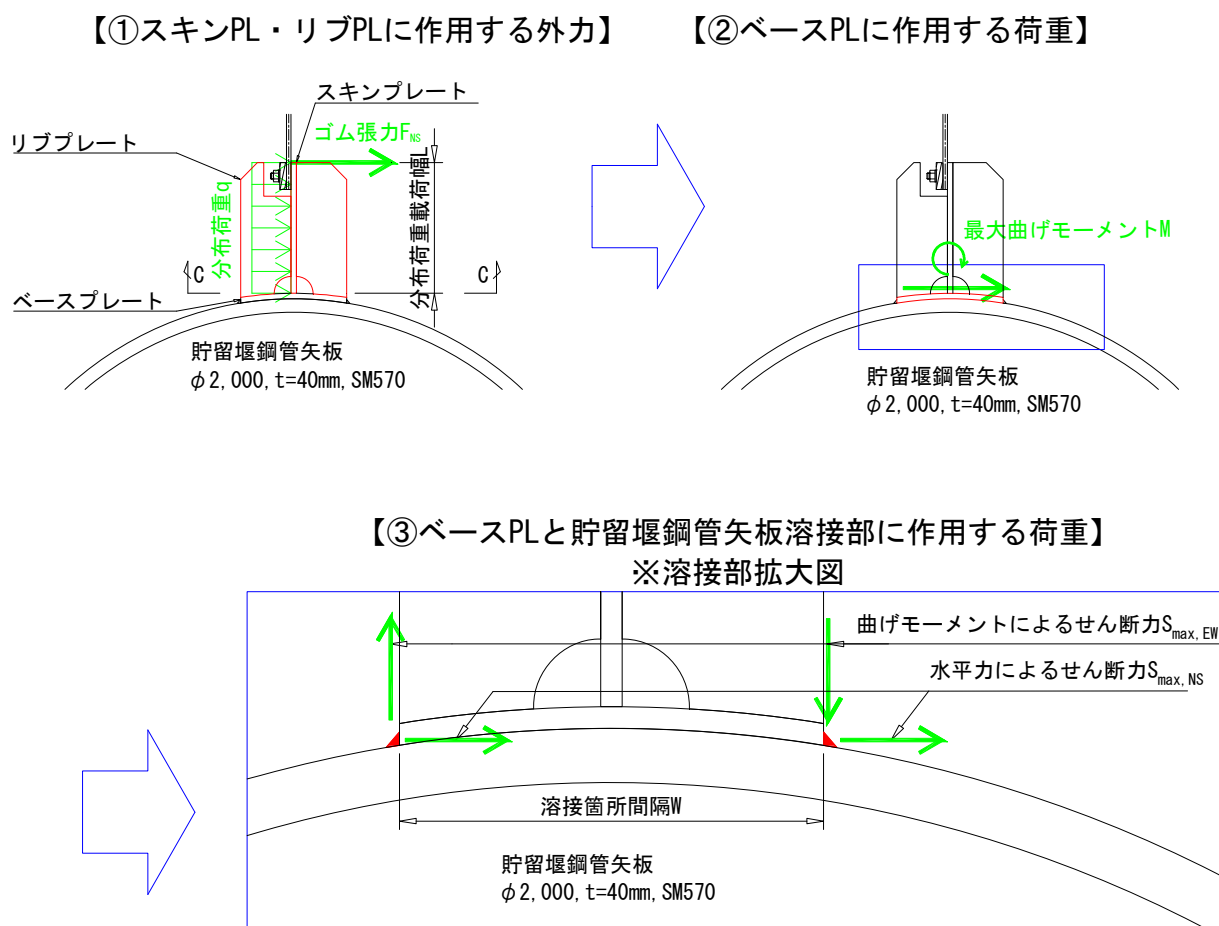
第3-14図 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート）

(c) ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

ベースプレートは、貯留堰取付護岸の鋼矢板もしくは貯留堰の鋼管矢板に溶接する。ベースプレートと鋼矢板及びベースプレートと鋼管矢板の溶接部のうち、照査結果が厳しくなる溶接部として、第3-15図に示すとおり溶接箇所間隔 W が小さく、発生断面力が大きくなる貯留堰鋼管矢板側の溶接部に対して照査を行う。ここで、溶接部の許容応力度は母材の許容応力度のうち、低い方（SM400）の許容応力度となる。

イ. モデル化

ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部に作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を第3-15図に示す。



第3-15図 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部）

ロ. 断面照査方法

ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部に発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$S_{max,NS} = \frac{q \times L \times h + F_{NS} \times h}{2}$$

$$S_{max,EW} = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times h}{2} + F_{NS} \times L \times h$$

$$A = h \times a$$

$$a = \sqrt{b}$$

ここに，

$S_{max,NS}$: 水平力による NS 方向のせん断力 (kN)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

h : 単位高さ (m)

F_{NS} : 止水ゴム引張力 (kN/m)

$S_{max,EW}$: 曲げモーメントによる EW 方向のせん断力 (kN)

W : 溶接箇所間隔 (m)

M : 曲げモーメント (kN・m)

A : 断面積 (m²)

a : のど厚 (m)

b : 脚長 (m)

d. 評価方法

止水ゴム取付部鋼材の強度評価は、曲げモーメント及び軸力より算定した応力及び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。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 曲げモーメント及び軸力より算定した応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式によりせん断応力を算定する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : せん断力より算定したせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数
 - リブプレートの場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)
 - 溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が一方向に作用する場合は、上式によりせん断応力を算定し、せん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

せん断力が二方向に作用する場合は、上式により各方向のせん断応力を算定し、次式による確認を行う。

$$\left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.00$$

ここで、

- τ_x, τ_y : x 方向もしくは y 方向に作用するせん断応力 (N/mm²)
- τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

a. 構造概要

防護材及び防護材取付部鋼材の照査対象部材は、以下のとおりとする。

- ・スキンプレートとリブプレート
- ・ベースプレート
- ・ベースプレート固定鋼材
- ・ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸矢板の溶接部（現場隅肉溶接）

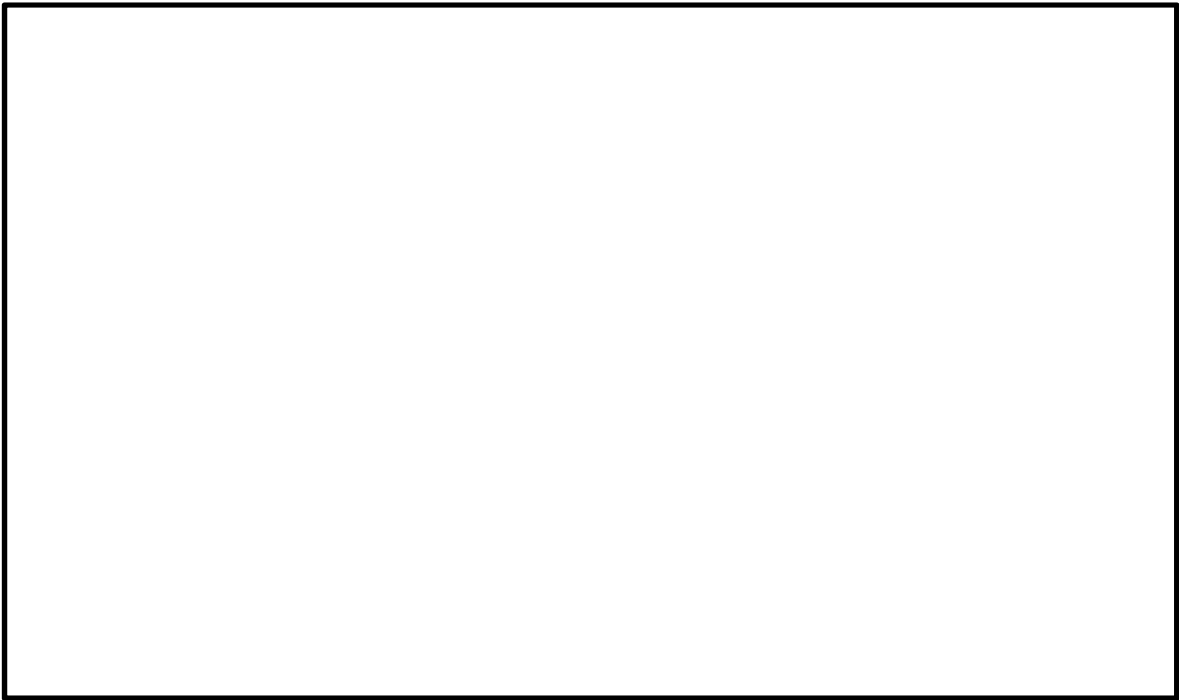
なお、スキンプレート及びリブプレート、並びにベースプレートの３種類のプレート間の溶接部は、工場溶接の完全溶込み溶接とするため、溶接部のど厚が母材と同等となり、母材と同等の耐力となる。そのため、完全溶込み溶接部の照査は省略する。

防護材及び防護材取付部鋼材に関する使用材料を第 3－18 表に、詳細構造図を第 3－16 図にそれぞれ示す。

第 3－18 表 使用材料（防護材及び防護材取付部鋼材）

諸元		
防護材及び 防護材取付部鋼材	スキンプレート	t22 mm ^{*1} (SM400)
	リブプレート	t12 mm ^{*1} (SM400)
	ベースプレート	t32 mm ^{*1} (SM570)
	ベースプレート固定鋼材	t40 mm ^{*1} (SM490)

注記 *1：断面照査においては片面 1 mm の腐食代を考慮する。



第 3－16 図 詳細構造図（再掲）

b. 解析概要

津波時に発生する応答値は、基準津波による津波荷重及び衝突荷重を作用させた線形はり構造として解析を行う。

部材ごとの解析方法を以下に記す。

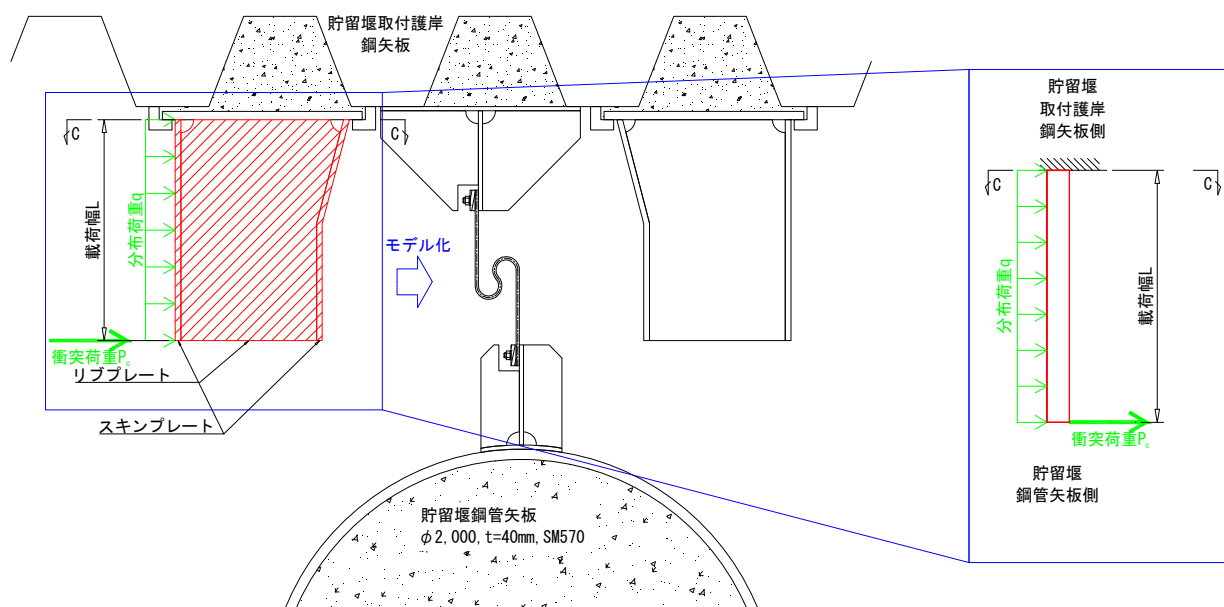
c. 部材ごとの解析方法

(a) スキンプレート及びリブプレート

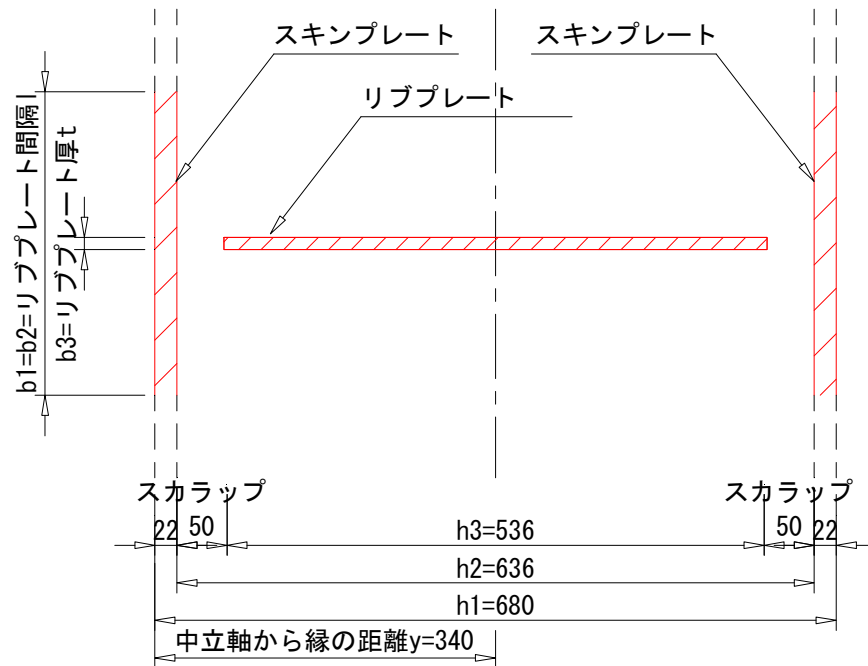
スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重に対し照査を行う。

イ. モデル化

スキンプレート及びリブプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を第3-17図に示す。また、照査断面を第3-18図に示す。



第3-17図 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート）



第3-18図 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 スキンプレート及びリブプレート）

ロ. 断面照査方法

スキンプレート及びリブプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = \frac{q \times L^2 \times l}{2} + P_c \times L \times l$$

$$S_{max} = q \times L \times l + P_c \times l$$

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3 - b_2 \times h_2^3 + b_3 \times h_3^3}{12}$$

$$Z = \frac{I}{y}$$

$$A = b_1 \times h_1 - b_2 \times h_2 + b_3 \times h_3$$

ここに，

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

l : リブプレートスパン (m)

P_c : 衝突力 (kN/m)

S_{max} : 最大発生せん断力 (kN)

I : 断面二次モーメント (m⁴)

b_1 : リブプレート間隔 (m)

b_2 : リブプレート間隔 (m)

b_3 : リブプレート厚 (m)

h_1 : 幅 (m)

h_2 : 幅 (m)

h_3 : 幅 (m)

Z : 断面係数 (m³)

y : 中立軸から縁の距離 (m)

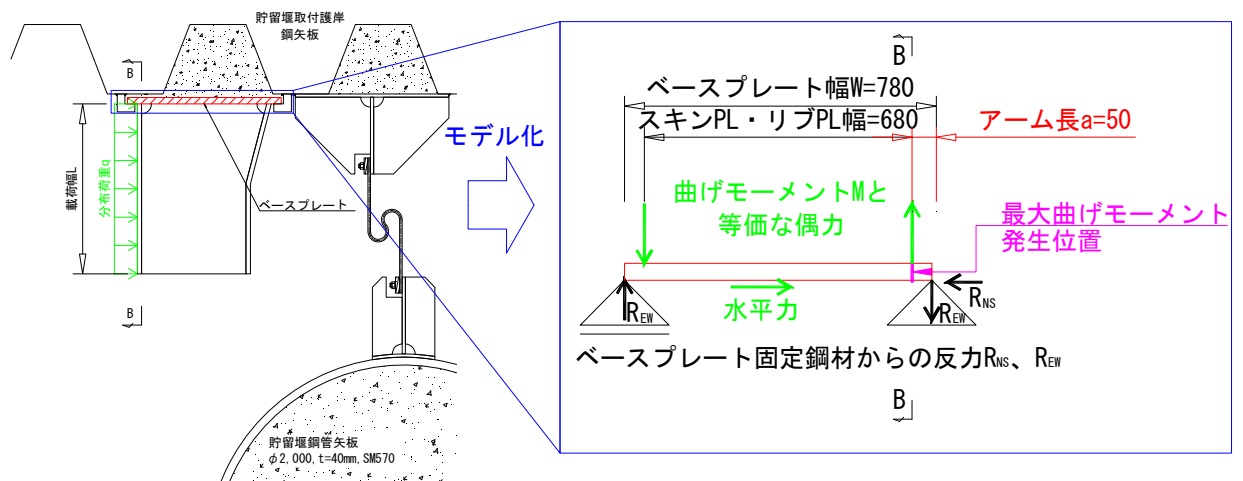
A : 断面積 (m²)

(b) ベースプレート

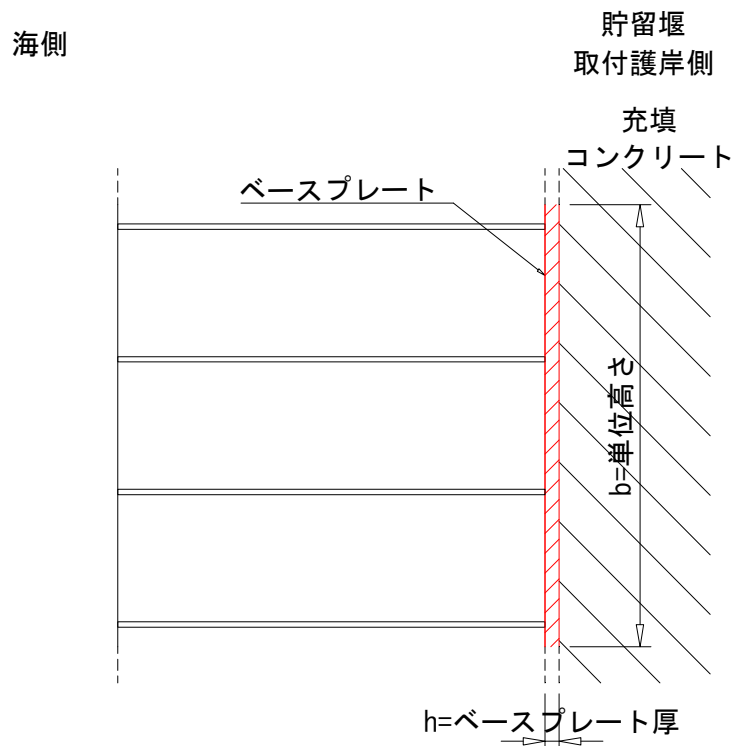
ベースプレートに作用する荷重に対し照査を行う。

イ. モデル化

ベースプレートに作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を第 3-19 図に示す。また、照査断面を第 3-20 図に示す。



第 3-19 図 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート）



第 3-20 図 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート）

ロ. 断面照査方法

ベースプレートに発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max} = R_{EW} \times a$$

$$R_{EW} = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times b}{2} + P_c \times L \times b$$

$$N_{max} = R_{NS}$$

$$R_{NS} = q \times L \times b + P_c \times b$$

$$S_{max} = R_{EW}$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$A = b \times h$$

ここに，

M_{max} : 最大発生曲げモーメント (kN・m)

R_{EW} : ベースプレート固定鋼材からの EW 方向反力 (kN)

a : アーム長 (m)

M : スキンプレート・リブプレートより受ける曲げモーメント (kN・m)

W : ベースプレート幅 (m)

q : 分布荷重 (kN/m²)

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長 (m)

b : 単位高さ (m)

P_c : 衝突力 (kN/m)

N_{max} : 最大発生軸力 (kN)

R_{NS} : ベースプレート固定鋼材からの NS 方向反力 (kN)

S_{max} : 最大発生せん断力 (kN)

Z : 断面係数 (m³)

h : ベースプレート厚 (m)

A : 断面積 (m²)

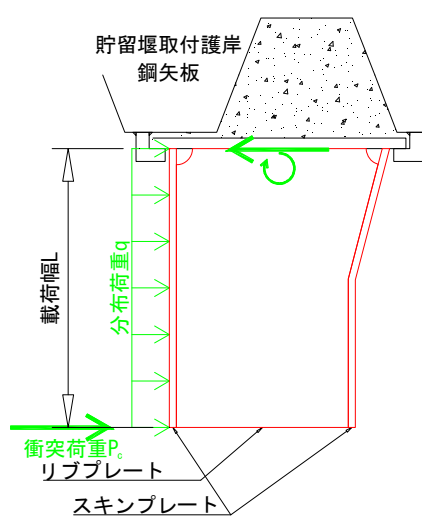
(c) ベースプレート固定鋼材

ベースプレート固定鋼材に作用する荷重に対し照査を行う。

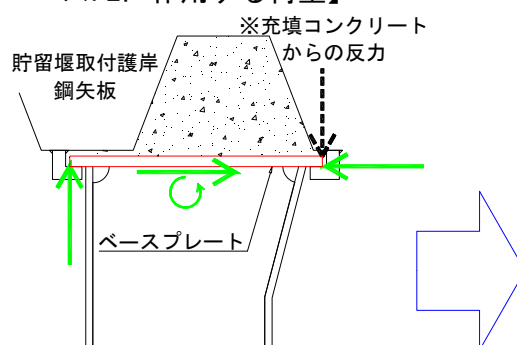
イ. モデル化

ベースプレート固定鋼材に作用する荷重とモデル化の考え方を示した照査モデル図を第3-21図に示す。また、照査断面を第3-22図に示す。

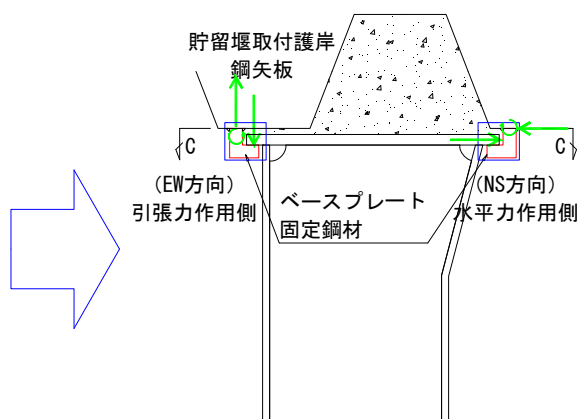
【①スキンPL・リブPLに作用する外力】



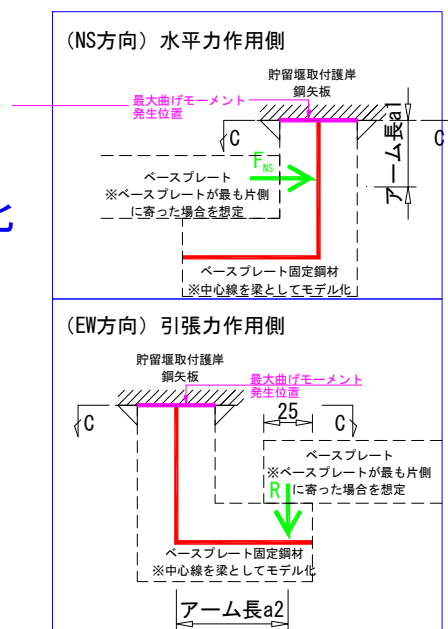
【②ベースPLに作用する荷重】



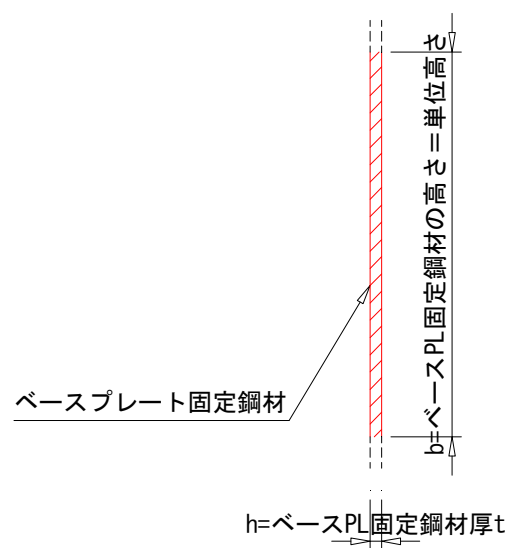
【③ベースPL固定鋼材に作用する荷重】



モデル化



第3-21図 照査モデル図（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材）



第 3-22 図 照査断面（止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材）

ロ. 断面照査方法

ベースプレート固定鋼材に発生する断面力算出式，部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$M_{max,1} = F_{NS} \times a_1$$

$$F_{NS} = q \times L \times b + P_c \times b$$

$$S_{max,1} = F_{NS}$$

$$M_{max,2} = R \times a_2$$

$$R = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{q \times L^2 \times b}{2} + P_c \times L \times b$$

$$N_{max,2} = R$$

$$S_{max,2} = R$$

$$Z = \frac{b \times h^2}{6}$$

$$A = b \times h$$

ここに，

$M_{max,1}$: ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）の
最大発生曲げモーメント（kN・m）

F_{NS} : ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）に作用する
NS 方向の荷重（kN）

a_1 : ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）のアーム長（m）

q : 分布荷重（kN/m²）

L : 分布荷重載荷幅＝リブプレート張り出し長（m）

b : 単位高さ（m）

P_c : 衝突力（kN/m）

$S_{max,1}$: ベースプレート固定鋼材（水平力作用側）の
最大発生せん断力（kN）

$M_{max,2}$: ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の
最大発生曲げモーメント（kN・m）

R : ベースプレートからのベースプレート固定鋼材に作用する
NS 方向反力（kN）

a_2 : ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）のアーム長（m）

M : スキンプレート・リブプレートよりベースプレートが受ける
曲げモーメント（kN・m）

W : ベースプレート幅（m）

$N_{max,2}$: ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の最大軸力（kN）

$S_{max,2}$: ベースプレート固定鋼材（引張力作用側）の
最大発生せん断力（kN）

Z : 断面係数（ m^3 ）

h : ベースプレート固定鋼材厚（m）

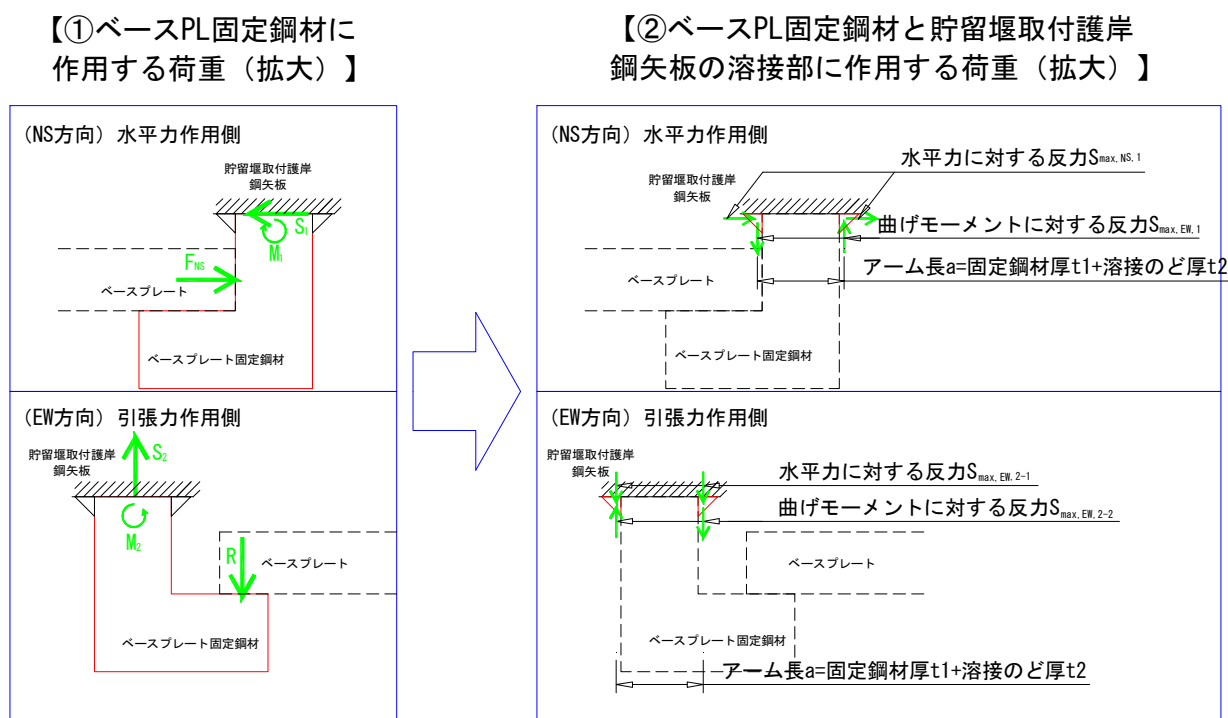
A : 断面積（ m^2 ）

(d) ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に作用する荷重に対し照査を行う。

イ. モデル化

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に作用する荷重とモデル化の考えを示した照査モデル図を第3-23図に示す。



第3-23図 照査モデル図

(止水ゴム取付部鋼材 ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部)

ロ. 断面照査方法

ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板の溶接部に発生する断面力算出式、部材の断面性能算出式を以下に記す。

$$S_{max,EW,1} = \frac{M_1}{a}$$

$$a = t_1 + t_2$$

$$t_2 = \sqrt{b}$$

$$S_{max,NS,1} = \frac{S_1}{2}$$

$$S_{max,EW,2} = S_{max,EW,2-1} + S_{max,EW,2-2}$$

$$S_{max,EW,2-1} = \frac{R}{2}$$

$$S_{max,EW,2-2} = \frac{M_2}{a}$$

$$A = h \times t_2$$

ここに、

$S_{max,EW,1}$: 水平力作用側溶接部の EW 方向発生せん断力 (kN)

M_1 : ベースプレート固定鋼材 (水平力作用側) の
最大発生曲げモーメント (kN・m)

a : アーム長 (m)

t_1 : ベースプレート固定鋼材厚 (m)

t_2 : 溶接部ののど厚 (m)

b : 溶接部の脚長 (m)

$S_{max,NS,1}$: 水平力作用側溶接部の NS 方向発生せん断力 (kN)

S_1 : ベースプレート固定鋼材 (水平力作用側) の
最大発生せん断力 (kN)

$S_{max,EW,2}$: 引張力作用側溶接部の EW 方向発生せん断力 (kN)

$S_{max,EW,2-1}$: 引張力作用側溶接部の引張力による
EW 方向発生せん断力 (kN)

R : ベースプレートからベースプレート固定鋼材が
受ける反力 (kN)

$S_{max,EW,2-2}$: 水平力作用側溶接部の曲げモーメントによる
EW 方向発生せん断力 (kN)

M_2 : ベースプレート固定鋼材 (引張力作用側) の
最大発生曲げモーメント (kN・m)

A : 断面積 (m²)

h : 単位高さ (m)

d. 評価方法

防護材及び防護材取付部鋼材の強度評価は、曲げモーメント及び軸力より算定した応力及び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。

(a) 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 曲げモーメント及び軸力より算定した応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

(b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式によりせん断応力を算定する。

スキンプレートとリブプレートについては「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」を参照し、せん断応力を算出する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : せん断力より算定したせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²) *

* スキンプレートとリブプレートの場合は腹板（リブプレート）の面積のみ有効とする。

- κ : せん断応力の分布係数

スキンプレートとリブプレートの場合 $\kappa = 1.0$

ベースプレートの場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)

ベースプレート取付部鋼材の場合 $\kappa = 1.5$ (矩形断面)

溶接部の場合 $\kappa = 1.0$

せん断力が一方向に作用する場合は、上式によりせん断応力を算定し、せん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

せん断力が二方向に作用する場合は、上式により各方向のせん断応力を算定し、次式による確認を行う。

$$\left(\frac{\tau_x}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_y}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.00$$

ここで、

τ_x, τ_y : x 方向もしくは y 方向に作用するせん断応力 (N/mm²)

τ_a : せん断応力の許容限界 (N/mm²)

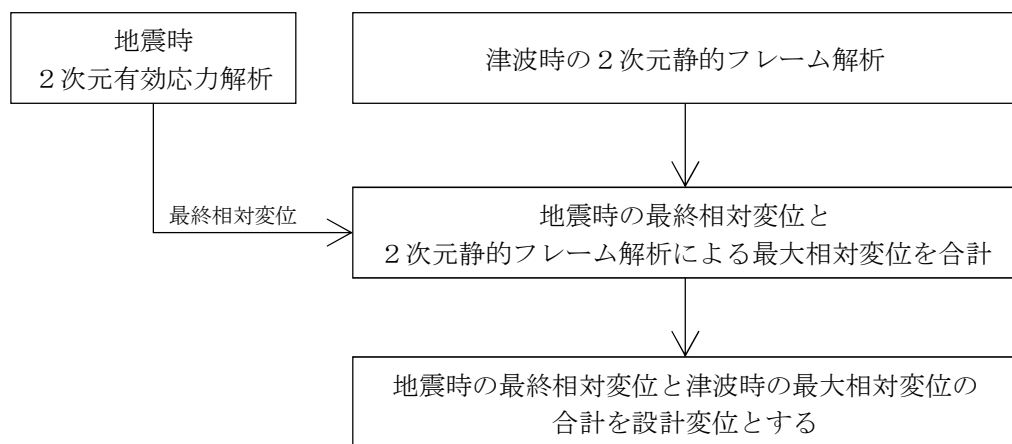
(4) 止水ゴム

a. 相対変位の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる津波時の構造物間の相対変位は、地震時における最終相対変位に、津波荷重及び衝突荷重を用いた 2 次元静的フレーム解析で算出した津波時の最大相対変位を加えたものとする。

津波時の構造物間の相対変位算出方法のフローを第 3-24 図に示す。

なお、地震時の構造物間の相対変位に対する止水ゴムの変形性評価は、添付書類「V-2-10-4-4-1 貯留堰の耐震性についての計算書」において実施するものとする。



第 3-24 図 相対変位算出方法のフロー（津波時）

b. 評価方法

止水ゴムの変位量は3方向の合成変位量として以下のとおり算定し、その合成変位量が許容限界以下であることを確認する。なお、貯留堰のX方向（護岸法線平行方向）の変位量は、負方向（貯留堰外側方向）よりも正方向（貯留堰内側方向）が大きいため、あらかじめ負方向側（貯留堰外側方向）へのオフセット距離を考慮した設置位置とする。変位方向の定義を第3-25図に、各変位及び距離の定義を第3-26図にそれぞれ示す。

$$\delta = \sqrt{\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2}$$

$$\delta x = \delta x(-) + Lx$$

$$\delta y = \delta y(-) + Ly$$

$$Ly = \delta y(+) + W$$

$$\delta z = \delta z(+)$$

ここに、

δ : 止水ゴムの設計変位 (cm)

δx : X方向（護岸法線平行方向）の変位 (cm)

δy : Y方向（護岸法線直角方向）の変位 (cm)

δz : Z方向（鉛直方向）の変位 (cm)

$\delta x(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板の絶対変位（取付護岸の変位=0） (cm),
+方向=貯留堰内側方向, -方向=貯留堰外側方向

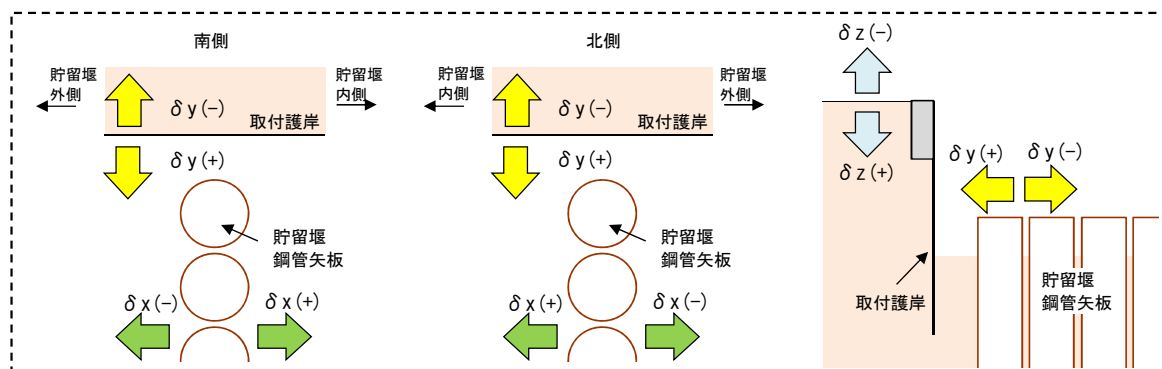
$\delta y(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板と取付護岸との相対変位 (cm),
+方向=取付護岸が近づく方向, -方向=取付護岸が離れる方向

$\delta z(+, -)$: 貯留堰鋼管矢板と取付護岸との相対変位 (cm),
+方向=取付護岸の沈下方向, -方向=取付護岸の上昇方向

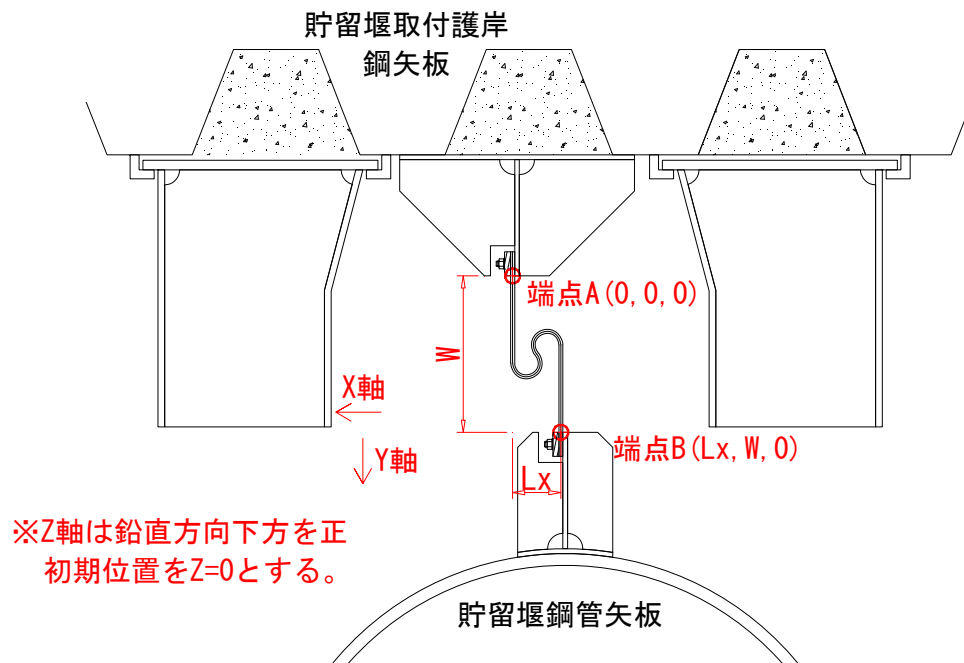
Lx : X方向（護岸法線平行方向）のオフセット距離 (cm)

Ly : Y方向（護岸法線直角方向）の初期離隔距離 (cm)

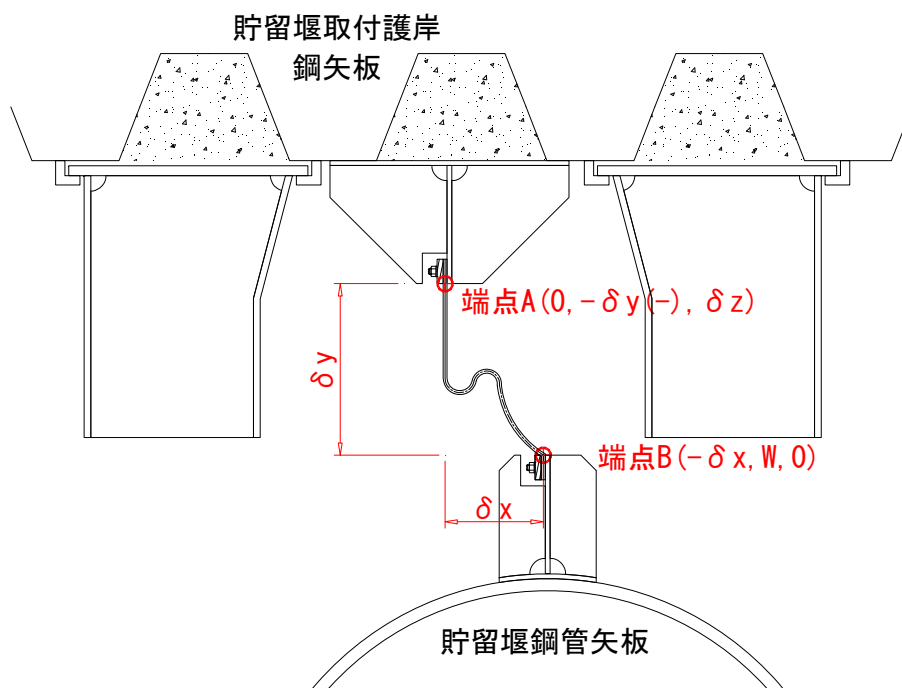
W : 変形時に止水ゴムと鋼材が干渉しないために必要な裕度 (cm)



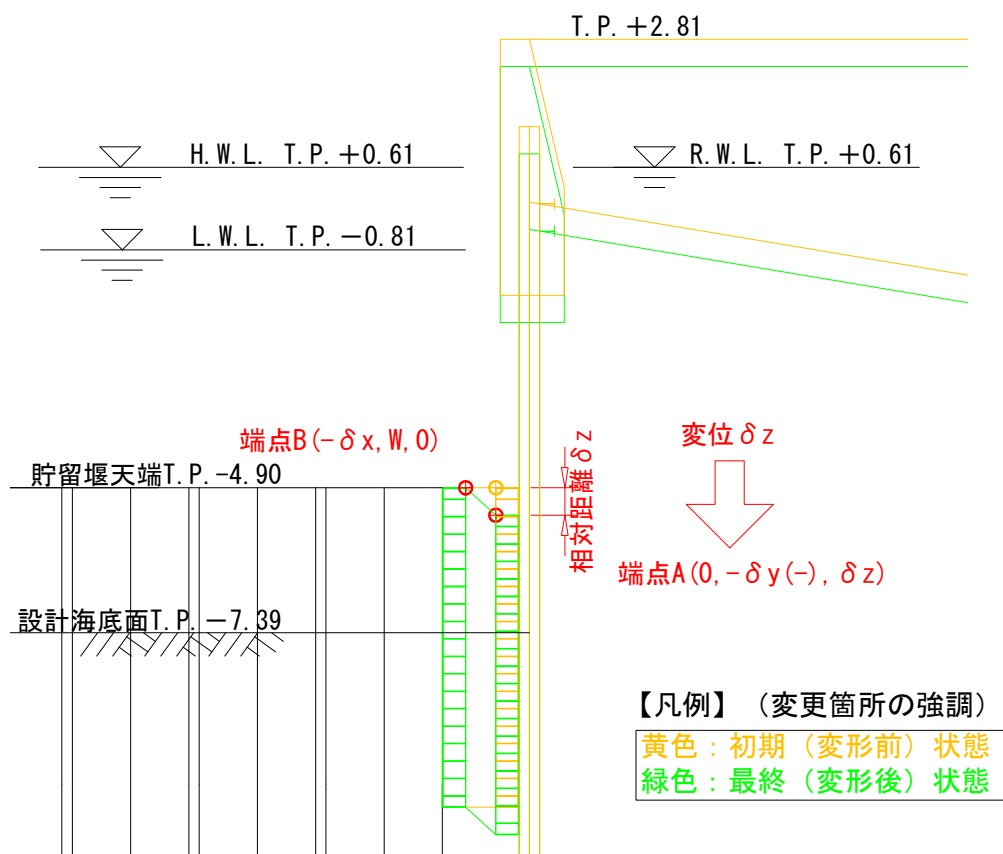
第3-25図 変位方向の定義



第3-26 図 (1) 各変位及び距離の定義 (1 / 3)



第3-26 図 (2) 各変位及び距離の定義 (2 / 3)



第3-26 図 (3) 各変位及び距離の定義 (3 / 3)

3.5.2 重畳時

(1) 鋼管矢板

a. 解析概要

鋼管矢板で津波荷重及び余震荷重に抵抗するため、鋼管矢板をモデル化した２次元静的フレーム解析を行い、重畳時の鋼管矢板の構造健全性を確認する。２次元静的フレーム解析で考慮する余震に伴う地盤変位や静的震度は、構造物中心位置の地盤モデルに対する１次元有効応力解析より設定する。

２次元静的フレーム解析については、解析コード「FREMING Ver. 14.1B」を、１次元有効応力解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、それぞれ、添付書類「V-5-41 計算機プログラム（解析コード）の概要・FREMING」及び「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・FLIP」に示す。

b. 2次元静的フレーム解析

2次元静的フレーム解析モデルは、「3.5.1 津波時」と同様とする。

なお、重畳時の地盤ばねの設定は、第3-19表に示す解析ケースにおいて、 S_d 波による1次元有効応力解析を実施し、地表面加速度最大時刻、地表面変位最大時刻及びせん断ひずみ最大時刻における物性により設定し、第3-20表に示す3ケースを考慮する。

第3-19表 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース（重畳時）

検討ケース		① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	S_d -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

第3-20表 地盤ばねケース（重畳時）

ケース名	地盤反力係数	地盤反力度の上限値	備考
地盤ばね 3	S _d 波による 1 次元有効応答解析から 地表面最大加速度発生時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 大きいケース
地盤ばね 4	S _d 波による 1 次元有効応答解析から 地表面最大変位発生時刻における地盤物性により設定		地盤抵抗が 小さいケース
地盤ばね 5	S _d 波による 1 次元有効応答解析から 最大せん断ひずみ発生時刻における地盤物性により設定		

c. 1次元有効応力解析

(a) 解析モデル

解析モデルは、構造物設置位置の地層構成に基づきモデル化する。

(b) 地盤の物性値

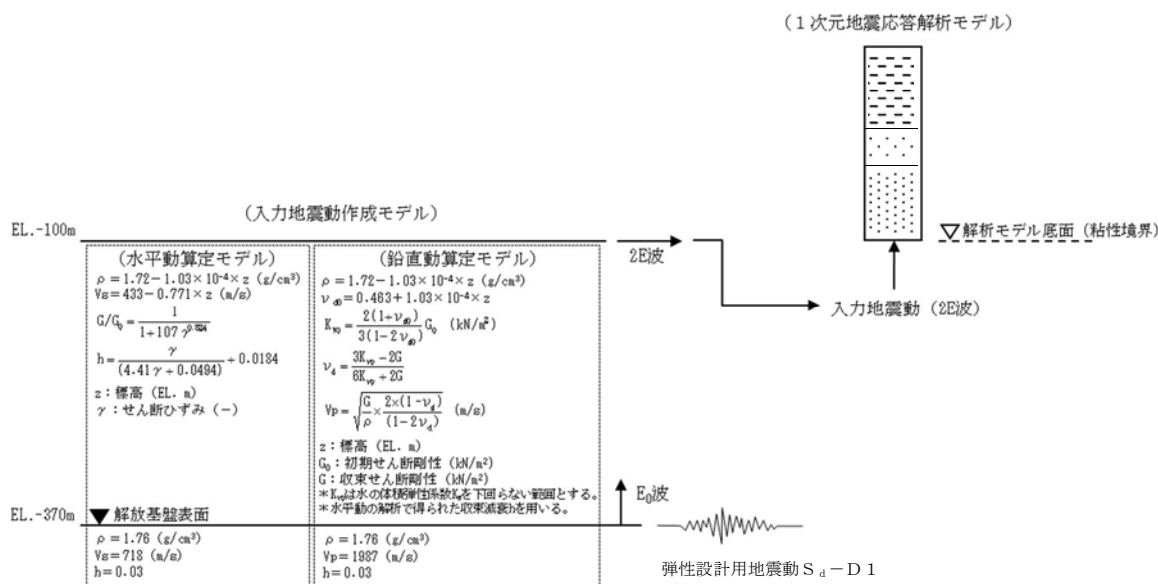
地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様とする。

(c) 入力地震動

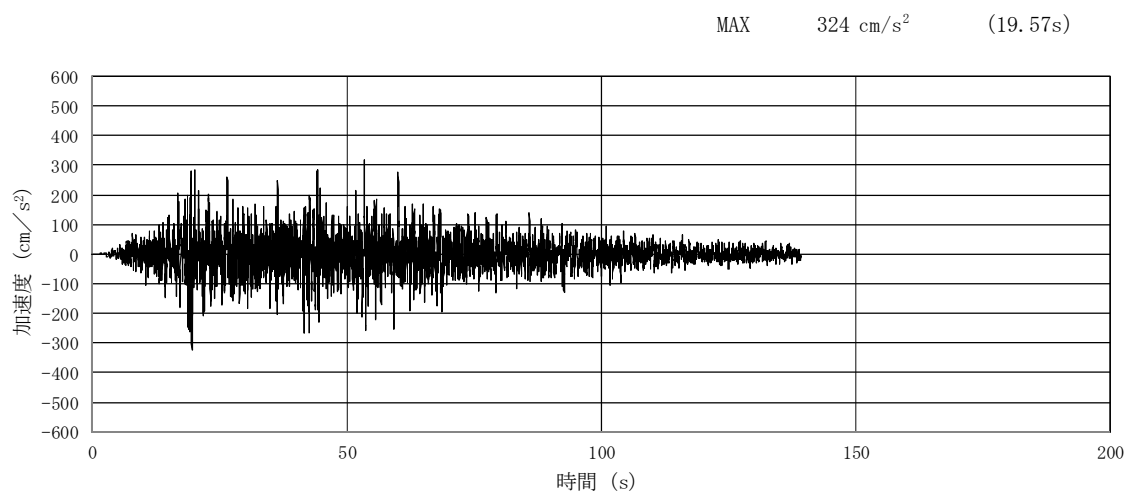
入力地震動は、添付書類「V-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を1次元波動論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を第3-27図に、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第3-28図にそれぞれ示す。

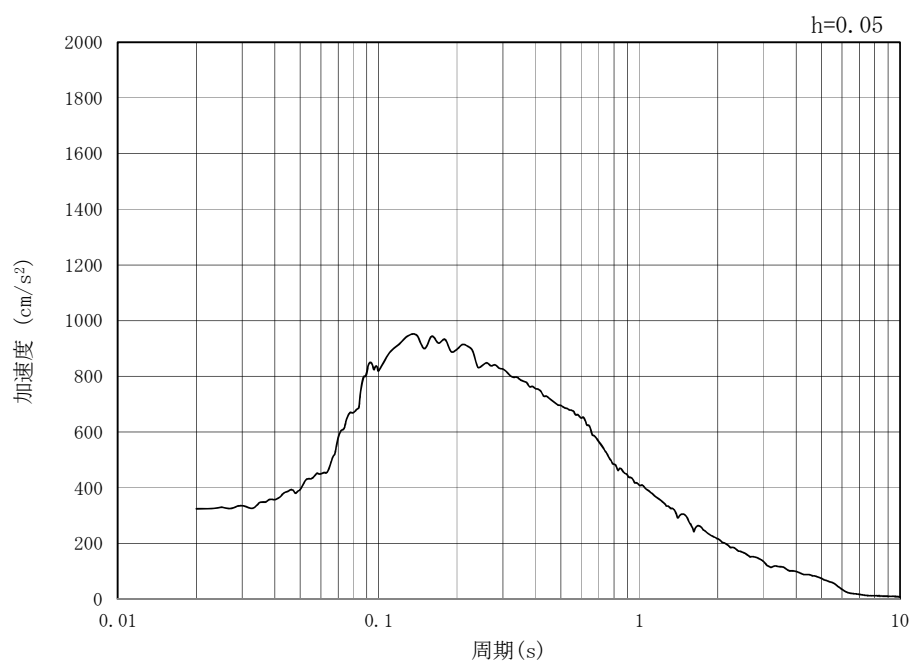
入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。



第3-27図 入力地震動算定の概念図

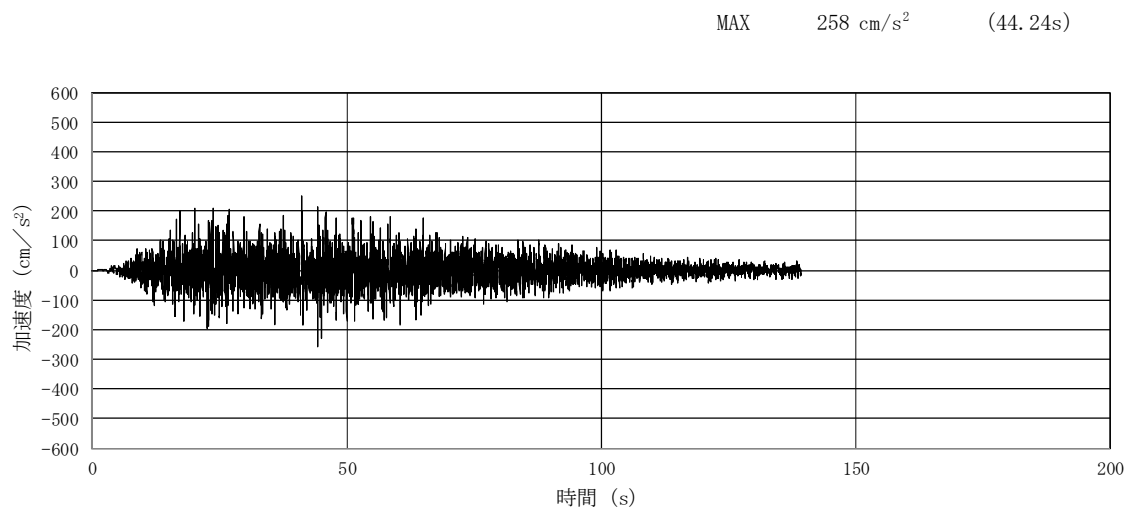


(a) 加速度時刻歴波形

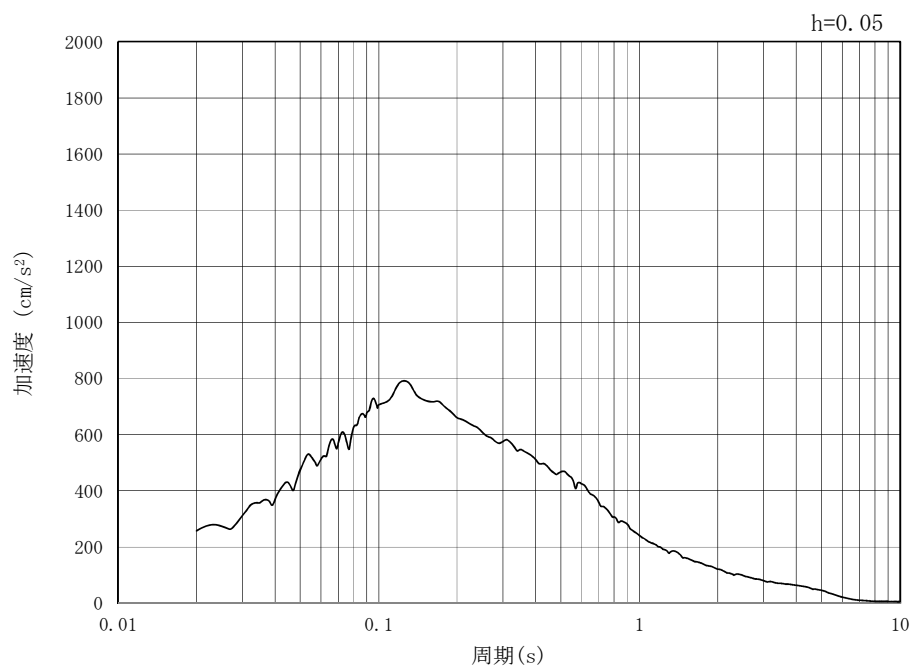


(b) 加速度応答スペクトル

第3-28 図 (1) 入力地震動の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル
(水平方向：S_d-D 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

第3-28 図 (2) 入力地震動の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S_d-D 1)

(d) 減衰定数

固有値解析により求められる固有振動数及び初期減衰定数に基づく要素剛性比例型減衰を考慮する。また，非線形特性をモデル化する地盤の履歴減衰を考慮する。

d. 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。

e. 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同じである。

f. 評価方法

鋼管矢板の強度評価は、「3.5.1 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

a. 構造概要

止水ゴム取付部鋼材の構造概要は、「3.5.1 津波時」と同じである。

b. 解析概要

重畳時に発生する応答値は、慣性力，動水圧，基準津波による津波荷重及び止水ゴムのゴム張力を作用させた線形はり構造として解析を行う。

c. 部材ごとの解析方法

部材ごとの解析方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

d. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

a. 構造概要

防護材及び防護材取付部鋼材の構造概要は、「3.5.1 津波時」と同じである。

b. 解析概要

重畳時に発生する応答値は、慣性力、動水圧及び基準津波による津波荷重を作用させた線形はり構造として解析を行う。

c. 部材ごとの解析方法

部材ごとの解析方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

d. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

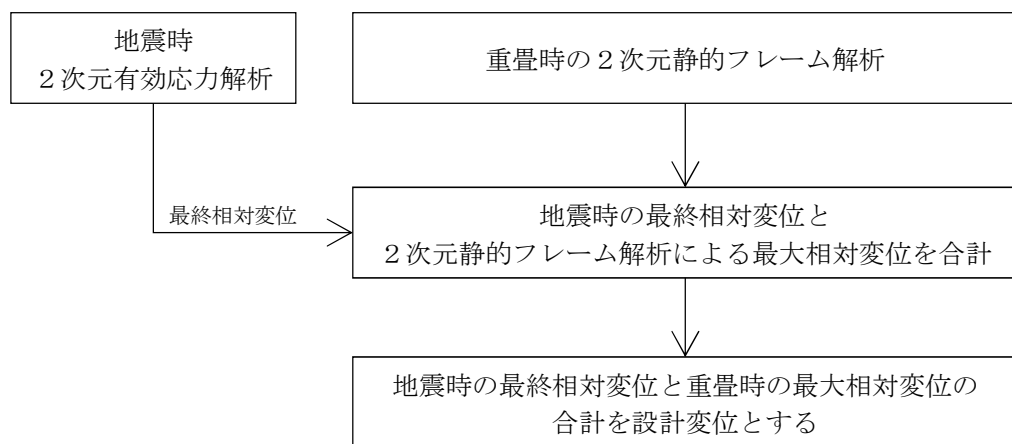
(4) 止水ゴム

a. 相対変位の考え方

止水ゴムの変形性評価に用いる重畳時の構造物間の相対変位は、地震時における最終相対変位に、津波荷重、動水圧及び余震荷重を用いた2次元静的フレーム解析で算出した重畳時の最大相対変位を加えたものとする。

重畳時の構造物間の相対変位算出方法のフローを第3-29図に示す。

なお、地震時の構造物間の相対変位に対する止水ゴムの変形性評価は、添付書類「V-2-10-4-4-1 貯留堰の耐震性についての計算書」において実施するものとする。



第3-29図 相対変位算出方法のフロー（重畳時）

b. 評価方法

評価方法は、「3.5.1 津波時」と同じである。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を以下に示す。

(1) 津波時

第 4-1 表 強度評価に用いる条件（津波時，断面 3，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	759	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
P_t	津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	0.6	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

第 4-2 表 強度評価に用いる条件（津波時，断面 4，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	759	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
P_t	津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	0.6	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

第4-3表 強度評価に用いる条件（津波時，断面3，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	759	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
P_t	津波荷重	117.1	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	0.6	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

第 4-4 表 強度評価に用いる条件（津波時，断面 4，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	—	—
k_v	鉛直震度	—	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	759	kN
P_d	動水圧合力	—	kN/m
P_t	津波荷重	117.1	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	0.6	kN
y	動水圧の作用高さ	—	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

(2) 重畳時

第 4-5 表 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 3，断面 3，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	0.27	—
k_v	鉛直震度	0.05	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	73.1	kN/m
P_t	津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	10.6	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	1.9	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

第 4-6 表 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 3，断面 4，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	0.21	—
k_v	鉛直震度	0.07	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	56.9	kN/m
P_t	津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	8.2	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	2.7	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

第 4-7 表 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 4，断面 3，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	0.05	—
k_v	鉛直震度	0.04	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	13.5	kN/m
P_t	津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	1.9	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	1.5	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

第 4-8 表 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 4，断面 4，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	0.05	—
k_v	鉛直震度	0.03	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	13.5	kN/m
P_t	津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	1.9	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	1.2	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

第 4-9 表 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 5，断面 3，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	0.05	—
k_v	鉛直震度	0.01	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	13.5	kN/m
P_t	津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	1.9	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	0.4	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

第 4-10 表 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 5，断面 4，鋼管矢板一般部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	0.05	—
k_v	鉛直震度	0.02	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	13.5	kN/m
P_t	津波荷重	88.9	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	1.9	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	0.8	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

第 4-11 表 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 4，断面 3，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	0.05	—
k_v	鉛直震度	0.04	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	17.8	kN/m
P_t	津波荷重	117.1	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	738	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	2.1	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	1.7	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

第 4-12 表 強度評価に用いる条件（重畳時，地盤ばね 4，断面 4，鋼管矢板端部）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s^2
h	浸水深	2.49	m
k_h	水平震度	0.05	—
k_v	鉛直震度	0.03	—
p_1	直立壁前面の底面における波圧強度	114.0	kN/m^2
p_2	直立壁前面の天端面における波圧強度	88.9	kN/m^2
p_3	直立壁背面の底面における波圧強度	25.1	kN/m^2
η_f	直立壁前面の静水面からの津波高さ	8.80	m
η_r	直立壁背面の静水面からの津波高さ	0.0	m
h'	直立壁の底面の水深	2.49	m
h_c	静水面から直立壁天端面までの高さ	0.0	m
P_c	衝突荷重	—	kN
P_d	動水圧合力	17.8	kN/m
P_t	津波荷重	117.1	kN/m^2
v	貯留堰位置での津波最大流速	11.0	m/s
W_c	漂流物の重量	—	kN
y	動水圧の作用高さ	1.19	m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m^3
ρ	海水の密度	1030	kg/m^3
G	固定荷重	1107	kN
K_{sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	2.1	kN/m^2
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	1.3	kN/m^2
σ_a	短期許容曲げ圧縮応力度	382.5	N/mm^2
Z	断面係数	0.11832	mm^3
A	有効断面積	0.246	mm^2
τ_a	短期許容せん断応力度	217.5	N/mm^2
κ	せん断応力の分布係数（パイプ型断面の場合）	2.0	—
	せん断応力の分布係数（矩形断面の場合）	1.5	—
	せん断応力の分布係数（溶接部の場合）	1.0	—

5. 評価結果

5.1 津波時の強度評価結果

評価対象部位ごとに津波時の評価結果を示す。

(1) 鋼管矢板

津波時における貯留堰鋼管矢板の解析結果を示す。なお、貯留堰の貯留堰取付護岸側の端部の鋼管矢板は、止水ゴム等の付属物によって受圧面積が大きくなるため作用外力が一般部と比較して大きくなる。鋼管矢板の強度評価においては、その荷重増分を考慮しない鋼管矢板（一般部）と、その荷重増分を考慮する鋼管矢板（端部）に対する評価結果をそれぞれ整理する。

a. 鋼管矢板（一般部）

(a) 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元を第 5-1 表に、曲げ軸力に対する照査結果を第 5-2 表に示す。なお、照査に用いた断面積及び断面係数は鋼管矢板延長 1 m あたりの値とする。

第 5-1 表 鋼管矢板 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2/m)	断面係数 (m^3/m)	備考
3	40	0.110	0.05289	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)
4	40	0.110	0.05289	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

第 5-2 表 (1) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面 3)

ケース名	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤ばね 1	1997	134	39	382.5	0.10
地盤ばね 2	2561	169	50	382.5	0.13

第 5-2 表 (2) 曲げ軸力に対する照査結果 (断面 4)

ケース名	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤ばね 1	2276	140	44	382.5	0.12
地盤ばね 2	2712	156	53	382.5	0.14

(b) セン断力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元は前出の第 5-1 表に、せん断力に対する照査結果を第 5-3 表に示す。

第 5-3 表 (1) セン断力に対する照査結果 (断面 3)

ケース名	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	570	10	217.5	0.05
地盤ばね 2	570	10	217.5	0.05

第 5-3 表 (2) セン断力に対する照査結果 (断面 4)

ケース名	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 1	570	10	217.5	0.05
地盤ばね 2	570	10	217.5	0.05

b. 鋼管矢板（端部）

津波時と比較して，重畳時における作用外力が大きいため，津波時の検討を省略する。

(2) 止水ゴム取付部鋼材

津波時と比較して，重畳時における作用外力が大きいため，津波時の検討を省略する。

(3) 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の照査結果を第 5-4 表から第 5-21 表に示す。

a. スキンプレート及びリブプレート

第 5-4 表 作用する断面力（スキンプレートとリブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
204	-	251

第 5-5 表 断面性能（スキンプレートとリブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.005340	0.004207040	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

第 5-6 表 断面照査結果（スキンプレートとリブプレート）

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	48	210	0.23
せん断力	47	120	0.40

b. ベースプレート

第 5-7 表 作用する断面力（ベースプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
44	835	873

第 5-8 表 断面性能（ベースプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.030000	0.000150000	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

第 5-9 表 断面照査結果（ベースプレート）

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	321	382.5	0.84
せん断力	44	217.5	0.21

c. ベースプレート固定鋼材

第 5-10 表 作用する断面力 (ベースプレート固定鋼材 水平力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
28	-	835

第 5-11 表 断面性能 (ベースプレート固定鋼材 水平力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

第 5-12 表 断面照査結果 (ベースプレート固定鋼材 水平力作用側)

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	116	277.5	0.42
せん断力	33	157.5	0.21

第 5-13 表 作用する断面力 (ベースプレート固定鋼材 引張力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
50	873	873

第 5-14 表 断面性能 (ベースプレート固定鋼材 引張力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

第 5-15 表 断面照査結果 (ベースプレート固定鋼材 引張力作用側)

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	231	277.5	0.84
せん断力	34	157.5	0.22

d. ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部

第 5-16 表 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW 方向) せん断力 (kN)	(NS 方向) せん断力 (kN)
-	-	510	418

第 5-17 表 断面性能

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.013850	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

第 5-18 表 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

評価項目	(EW 方向) 発生応力 (N/mm^2)	(NS 方向) 発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	37	30	105	0.21

第 5-19 表 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
-	-	912

第 5-20 表 断面性能

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.013850	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

第 5-21 表 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	97	105	0.93

(4) 止水ゴム

a. 止水ゴムの変形量照査

津波時と比較して、重畳時における相対変位が大きいため、津波時の検討を省略する。

b. 鋼材どうしの離隔距離に関する変形量照査

津波時と比較して、重畳時における相対変位が大きいため、津波時の検討を省略する。

5.2 重畳時の強度評価結果

評価対象部位ごとに重畳時の評価結果を示す。

(1) 1次元有効応力解析結果

a. 断面3

断面3における1次元有効応力解析結果から地表面最大加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを第5-22表に示す。

第5-22表 1次元有効応力解析結果（断面3）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大加速度 (cm/s ²)	144	154	158	109	263	260
地表面最大変位 (cm)	5.57	4.96	6.98	8.15	7.19	6.80
最大せん断ひずみ	6.59×10^{-2}	5.80×10^{-2}	7.33×10^{-2}	9.42×10^{-2}	-6.60×10^{-3}	-6.37×10^{-3}

第5-22表より，地盤ばね3は地表面最大加速度が発生する⑤原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース，地盤ばね4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース，地盤ばね5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ，地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤ばねを設定する。

各地盤ばねケースにおいて鋼管矢板に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。

b. 断面 4

断面 4 における 1 次元有効応力解析結果から地表面最大加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを第 5-23 表に示す。

第 5-23 表 1 次元有効応力解析結果（断面 4）

検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大加速度 (cm/s ²)	180	181	181	108	201	204
地表面最大変位 (cm)	11.28	10.37	12.259	12.256	9.40	8.02
最大せん断ひずみ	3.86×10^{-2}	3.97×10^{-2}	3.89×10^{-2}	4.86×10^{-2}	-3.86×10^{-3}	-3.26×10^{-3}

第 5-23 表より，地盤ばね 3 は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース，地盤ばね 4 は地表面最大変位が発生する③地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース，地盤ばね 5 は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ，地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤ばねを設定する。

各地盤ばねケースにおいて鋼管矢板に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。

(2) 鋼管矢板

重畳時における貯留堰鋼管矢板の解析結果を示す。なお、貯留堰の貯留堰取付護岸側の端部の鋼管矢板は、止水ゴム等の付属物によって受圧面積が大きくなるため作用外力が一般部と比較して大きくなる。鋼管矢板の強度評価においては、その荷重増分を考慮しない鋼管矢板（一般部）と、その荷重増分を考慮する鋼管矢板（端部）に対する評価結果をそれぞれ整理する。

a. 鋼管矢板（一般部）

地盤ばねの設定に用いた地盤物性を第 5-24 表に示す。

第 5-24 表 地盤ばねの設定に用いた地盤物性

地盤ばね	検討断面	地盤物性
地盤ばね 3	断面 3	検討ケース⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
	断面 4	検討ケース⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地盤ばね 4	断面 3	検討ケース④ 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
	断面 4	検討ケース③ 地盤物性のばらつきを考慮（- 1 σ ）した解析ケース
地盤ばね 5	断面 3	検討ケース④ 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
	断面 4	検討ケース④ 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

(a) 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元は前出の第 5-1 表に、曲げ軸力に対する照査結果を第 5-25 表に示す。

第 5-25 表 (1) 曲げ軸力に対する照査値 (断面 3)

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	7209	269	139	382.5	0.36
地盤ばね 4	10901	222	208	382.5	0.54
地盤ばね 5	10864	216	207	382.5	0.54

第 5-25 表 (2) 曲げ軸力に対する照査値 (断面 4)

ケース名	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	1688	285	35	382.5	0.09
地盤ばね 4	8343	254	160	382.5	0.42
地盤ばね 5	9867	202	188	382.5	0.49

(b) セン断力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元は前出の第 5-1 表に、せん断力に対する照査結果を第 5-26 表に示す。

第 5-26 表 (1) セン断力に対する照査値 (断面 3)

ケース名	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	1541	28	217.5	0.13
地盤ばね 4	2568	46	217.5	0.21
地盤ばね 5	2564	46	217.5	0.21

第 5-26 表 (2) セン断力に対する照査値 (断面 4)

ケース名	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤ばね 3	298	6	217.5	0.03
地盤ばね 4	2413	44	217.5	0.20
地盤ばね 5	1927	36	217.5	0.17

b. 鋼管矢板（端部）

貯留堰の貯留堰取付護岸側の端部は、防護材等の付属物によって作用外力が一般部と比較して大きくなる。ここでは、それらの荷重を考慮した鋼管矢板端部に対する静的フレーム解析結果を示す。なお、「a. 鋼管矢板（一般部）」において照査値が最も大きくなったケースに対して検討を実施するものとする。鋼管矢板（端部）の検討ケースを第5-27表に示す。

第5-27表 検討ケース（鋼管矢板（端部））

検討断面	検討ケース	
	地盤ばね	地盤物性
断面3	地盤ばね4	検討ケース④ 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
断面4	地盤ばね4	検討ケース③ 地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

(a) 曲げ軸力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ軸応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元を第 5-28 表に、曲げ軸力に対する照査結果を第 5-29 表に示す。

第 5-28 表 鋼管矢板端部 (SM570) 断面諸元

断面	板厚 (mm)	断面積 (m^2/m)	断面係数 (m^3/m)	備考
3	40	0.115	0.05517	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)
4	40	0.115	0.05517	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

第 5-29 表 曲げ軸力に対する照査結果 (鋼管矢板端部)

ケース名	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	曲げ軸 応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
断面 3	11493	233	210	382.5	0.55
断面 4	8581	265	158	382.5	0.41

(b) せん断力に対する照査

鋼管矢板に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

断面計算に用いた断面諸元は前出の第 5-28 表に、せん断力に対する照査結果を第 5-30 表に示す。

第 5-30 表 せん断に対する照査結果（鋼管矢板端部）

ケース名	せん断力 (kN)	せん断応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
断面 3	2577	44	217.5	0.20
断面 4	2396	42	217.5	0.19

(3) 止水ゴム取付部鋼材

止水ゴム取付部鋼材の照査は、作用外力が大きくなる土中部の部材に対して行う。止水ゴム取付部鋼材の照査結果を第 5-31 表から第 5-36 表に示す。

a. リブプレート

第 5-31 表 作用する断面力（リブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
32	-	96

第 5-32 表 断面性能（リブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.002744	0.000221434	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

第 5-33 表 断面照査結果（リブプレート）

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	145	210	0.70
せん断力	52	120	0.44

b. ベースプレートと貯留堰鋼管矢板溶接部

第 5-34 表 作用する断面力（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW 方向) せん断力 (kN)	(NS 方向) せん断力 (kN)
-	-	339	160

第 5-35 表 断面性能（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.004660	-	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

第 5-36 表 断面照査結果（ベースプレート貯留堰鋼管矢板溶接部）

評価項目	(EW 方向) 発生応力 (N/mm^2)	(NS 方向) 発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	73	34	84	0.92

(4) 防護材及び防護材取付部鋼材

防護材及び防護材取付部鋼材の照査を第 5-37 表から第 5-54 表に示す。

a. スキンプレート及びリブプレート

第 5-37 表 作用する断面力（スキンプレートとリブプレート）

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
14	-	32

第 5-38 表 断面性能（スキンプレートとリブプレート）

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.005340	0.004207040	腐食 1.00mm 考慮（海中部）

第 5-39 表 断面照査結果（スキンプレートとリブプレート）

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	3	210	0.02
せん断力	6	120	0.05

b. ベースプレート

第 5-40 表 作用する断面力 (ベースプレート)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
3	-	58

第 5-41 表 断面性能 (ベースプレート)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.030000	0.000150000	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

第 5-42 表 断面照査結果 (ベースプレート)

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	24	382.5	0.07
せん断力	3	217.5	0.02

c. ベースプレート固定鋼材

第 5-43 表 作用する断面力 (ベースプレート固定鋼材 水平力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
4	-	106

第 5-44 表 断面性能 (ベースプレート固定鋼材 水平力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

第 5-45 表 断面照査結果 (ベースプレート固定鋼材 水平力作用側)

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	17	277.5	0.07
せん断力	4	157.5	0.03

第 5-46 表 作用する断面力 (ベースプレート固定鋼材 引張力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
3	58	58

第 5-47 表 断面性能 (ベースプレート固定鋼材 引張力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.038000	0.000240667	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

第 5-48 表 断面照査結果 (ベースプレート固定鋼材 引張力作用側)

評価項目	発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
曲げモーメント	14	277.5	0.06
せん断力	2	157.5	0.02

d. ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部

第 5-49 表 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	(EW 方向) せん断力 (kN)	(NS 方向) せん断力 (kN)
-	-	73	53

第 5-50 表 断面性能

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.013850	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

第 5-51 表 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 水平力作用側)

評価項目	(EW 方向) 発生応力 (N/mm^2)	(NS 方向) 発生応力 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照査値
せん断力	5	4	105	0.01

第 5-52 表 作用する断面力

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
-	-	55

第 5-53 表 断面性能

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

断面積 (m^2)	断面係数 (m^3)	備考
0.013850	-	腐食 1.00mm 考慮 (海中部)

第 5－54 表 断面照査結果

(ベースプレート固定鋼材と貯留堰取付護岸鋼矢板溶接部 引張力作用側)

評価項目	発生応力 (N/mm ²)	短期許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
せん断力	6	105	0.06

(5) 止水ゴム

a. 止水ゴムの変形量照査

本照査では、貯留堰鋼管矢板と貯留堰取付護岸が離れる側に相対変位した場合に、発生変形量が許容限界以下であることを確認する。

相対変位量算出結果を第5-55表に示す。最終相対変位は、地震時の2次元有効応力解析結果から抽出した検討ケース④（敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）の値である。また、最大相対変位についても、重畳時における2次元静的フレーム解析のうち相対変位が最大となる検討ケース（地盤ばね4，検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）の値である。

ただし、重畳時の2次元静的フレーム解析から得られる最大相対変位は δx 方向のみであるため、 δy 方向及び δz 方向の最大相対変位については、より保守的に結果を評価するために、地震時の2次元有効応力解析結果から抽出した値を重畳時の値として採用した。

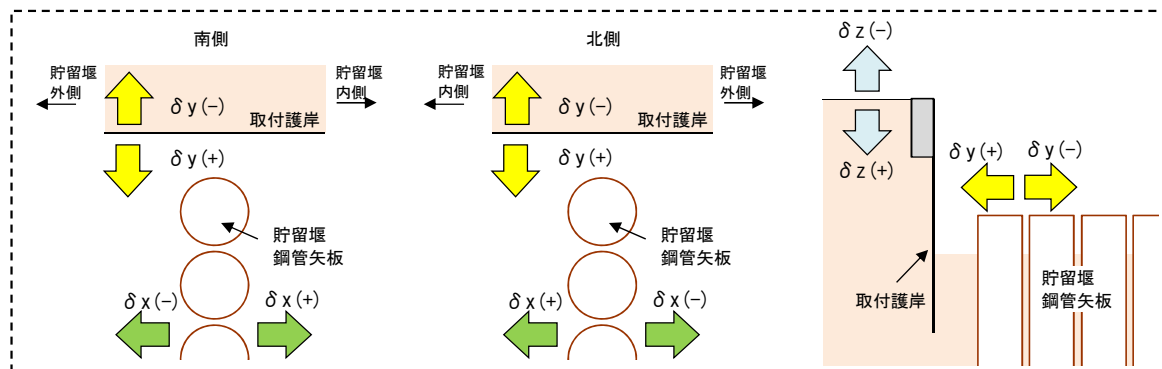
第5-55表 相対変位量算出結果

変位方向	ケース	+方向 (cm)			-方向 (cm)			備考
		最終相対変位	最大相対変位	(※3)合計	最終相対変位	最大相対変位	(※3)合計	
$\delta x(+, -)$	重畳時	31.0	(※1) 15.1	46.1	—	(※1) 15.1	15.1	地震時 (NS-1)
$\delta y(+, -)$		0.2	(※2) 7.2	7.4	0.0	(※2) 3.0	3.0	地震時 (EW-1)
$\delta z(+, -)$		8.2	(※2) 12.4	20.6	0.0	(※2) 0.1	0.1	地震時 (EW-1)

※1：重畳時の2次元静的フレーム解析結果より算出した値の最大値

※2：地震時の2次元有効応力解析結果より算出した値の最大値

※3：止水ゴムの変形性照査に用いる解析値（最終相対変位と最大相対変位との合計）



第5-1図 変位方向の定義（再掲）

重畳時における止水ゴムの変位量に対する照査を行った結果、発生する変位量が許容限界以下であることを確認した。変形性照査結果を第5-56表に示す。

第5-56表 変形性照査結果

	変位 (cm)					
	$\delta x (+, -)$		$\delta y (+, -)$		$\delta z (+, -)$	
	+	−	+	−	+	−
解析値	46.1	15.1	7.4	3.0	20.6	0.1
裕度	−	−	44.6	−	−	−
(※2) 設計用値	47.0	16.0	(※1) 52.0	3.0	21.0	1.0
オフセット距離 (cm)	(※3) 13.0	−			−	−
各成分の変位量 (cm)	(※4) 34.0	55.0			21.0	
合成変位量 (cm) (設計変位)	68.0					
許容限界 (cm)	105.0					

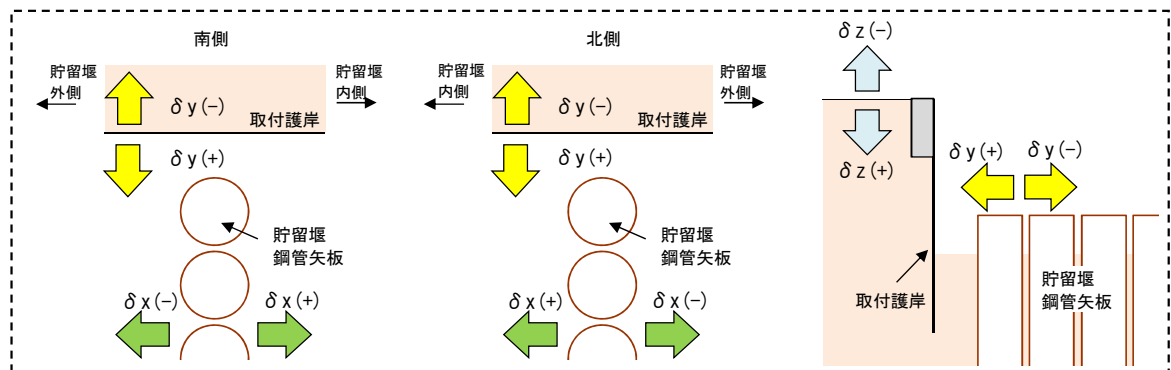
※1：変形時に止水ゴムと鋼材が干渉しないために必要な裕度（44.6cm）を考慮したY方向の初期離隔とする。

※2：設計用値は必要な裕度を考慮したうえで、解析値をcm単位で切り上げた値とする。

※3： $\delta x(+, -)$ について、合計変位量が多い本震時の＋方向と－方向の値から中間地点を求め、法線方向の止水ゴム設置位置（オフセット距離）を決定する。

- ・中間地点： $(47\text{cm}+22\text{cm})/2=34.5\text{cm}$
- ・オフセット距離： $47\text{cm}-34.5\text{cm}=12.5\text{cm}\rightarrow 13\text{cm}$ （＋方向）

※4：＋方向へのオフセット距離13cmと－方向の設計用値16cmの和、及び＋方向の設計用値47cmと＋方向へのオフセット距離13cmの差を比較して、より大きい値が保守側となる。



第5-2図 変位方向の定義（再掲）

b. 鋼材どうしの離隔距離に関する変形量照査

本照査では、貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸鋼矢板が近づく側に相対変位した場合の、止水ゴム取付部鋼材が対面をなす止水ゴム取付部鋼材、あるいは防護材取付部鋼材どうしの離隔距離を確認する。

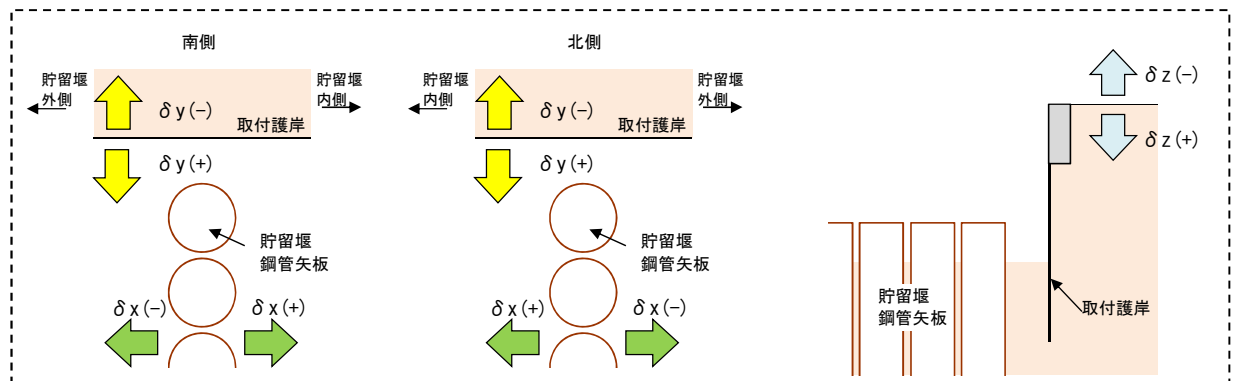
照査で用いる変位量は、「a. 止水ゴムの変形量照査」と同様、第5-55表に示す算出結果を用いることとし、照査に用いる解析値は、第5-56表に示す $\delta x(+, -)$ 及び $\delta y(+)$ とする。

近づく側に相対変位した場合における変形量照査結果を第5-57表に示す。貯留堰鋼管矢板及び貯留堰取付護岸鋼矢板が、地震時の最終相対変位及び重畳時の最大相対変位を考慮した場合において、鋼材どうしが接触することのない離隔距離が確保されていることを確認した。

第5-57表 変形量照査結果（近づく側に相対変位した場合）

方向	① 変位量（解析値）	② 初期離隔距離	③ 最終離隔距離 ※
$\delta y (+)$	7.4 cm	52.0 cm	44.6 cm
$\delta x (+)$	46.1 cm	62.0 cm	15.9 cm
$\delta x (-)$	15.1 cm	36.0 cm	20.9 cm

※ ③最終離隔距離 = ②初期離隔距離 - ①変形量



第5-3図 変位方向の定義（再掲）

V-3-別添3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針

目次

1. 概要.....	1
2. 強度評価の基本方針.....	2
2.1 評価対象施設.....	2
2.2 評価方針.....	4
3. 構造強度設計.....	5
3.1 構造強度の設計方針.....	5
3.2 機能維持の方針.....	7
4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界.....	35
4.1 荷重及び荷重の組合せ.....	35
4.2 許容限界.....	40
5. 強度評価方法.....	48
5.1 水密扉に関する評価式.....	48
5.2 溢水拡大防止堰及び止水板に関する評価式.....	58
5.3 管理区域外伝播防止堰に関する評価式.....	67
5.4 逆流防止装置に関する評価式.....	71
5.5 貫通部止水処置に関する評価式.....	75
5.6 防護カバーに関する評価式.....	77
6. 適用規格.....	83

1. 概要

本資料は、「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」第12条及び第54条並びそれらの「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」に適合する設計とするため、添付書類「V-1-1-8-5 溢水防護施設の詳細設計」に基づき設計する溢水防護施設が、溢水に対して構造健全性を有することを確認するための強度計算方針について説明するものである。

強度計算は、添付書類「V-1-1-8-1 溢水等による損傷防止の基本方針」に示す適用規格を用いて実施する。

各施設の具体的な計算の方法及び結果は、添付書類「V-3-別添3-4-1 水密扉の強度計算書」、添付書類「V-3-別添3-4-2 溢水拡大防止堰及び止水板の強度計算書」、添付書類「V-3-別添3-4-3 管理区域外伝播防止堰の強度計算書」、添付書類「V-3-別添3-4-4 逆流防止装置の強度計算書」、添付書類「V-3-別添3-4-5 貫通部止水処置の強度計算書」及び添付書類「V-3-別添3-4-6 防護カバーの強度計算書」に示す。

2. 強度評価の基本方針

強度評価は、「2.1 評価対象施設」に示す施設を対象として、「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」で示す溢水による荷重と組み合わせべき他の荷重による組合せ荷重、応力又は圧力（以下「応力等」という。）が許容限界内にあることを「5. 強度評価方法」に示す評価方法により、「6. 適用規格」に示す適用規格を用いて確認する。

2.1 評価対象施設

添付書類「V-1-1-8-5 溢水防護施設の詳細設計」（以下「V-1-1-8-5」という。）にて設定している溢水防護に係る施設を強度評価の対象施設とし、表2-1に示す。

表2-1では、強度評価の対象施設が、津波又は溢水のどちらの事象を防護するための施設であるかを明確に示す。また、表2-1に示す施設のうち、津波防護に係る浸水防止設備を兼ねるものは、溢水事象の静水圧（屋外タンク破損による溢水及び地下水）に、津波事象の荷重として余震荷重等を考慮し強度評価することから、津波事象における強度評価に包絡できるため、これらの計算書は添付書類「V-3-別添3-2 津波への配慮が必要な施設の強度計算書」にて示す。

表2-1 強度計算の対象施設と防護する事象

強度計算の対象施設		事象	
		津波	溢水
水密扉	常設代替高圧電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉	○ (浸水防止設備)	○
	残留熱除去系A系ポンプ室水密扉	—	○*
	原子炉隔離時冷却系室北側水密扉	—	○*
	原子炉隔離時冷却系室南側水密扉	—	○*
	高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉	—	○*
蓋・ハッチ	海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋	○ (浸水防止設備)	○
	緊急用海水ポンプ点検用開口部浸水防止蓋	○ (浸水防止設備)	○
	緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋	○ (浸水防止設備)	○
	格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ	○ (浸水防止設備)	○
	常設低圧代替注水系格納槽点検用水密ハッチ	○ (浸水防止設備)	○
	常設低圧代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチ	○ (浸水防止設備)	○
堰	溢水拡大防止堰	—	○*
	止水板	—	○*
	管理区域外伝播防止堰	—	○*
逆流防止装置		—	○*
貫通部止水処置	貫通部止水処置（原子炉建屋外壁）	○ (浸水防止設備)	○
	貫通部止水処置（原子炉建屋内壁）	—	○*
	貫通部止水処置（海水ポンプ室外壁）	○ (浸水防止設備)	○
	貫通部止水処置（海水ポンプ室内壁）	—	○*
	貫通部止水処置（廃棄物処理建屋）	—	○*
	貫通部止水処置（タービン建屋）	—	○*
	貫通部止水処置（常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）床面）	○ (浸水防止設備)	○
防護カバー		—	○*

*：以下、溢水事象のみを防護する施設のことを「溢水防護に係る施設」という。

2.2 評価方針

洪水防護に係る施設は、V-1-1-8-5の「3. 要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を達成するため、「2.1 評価対象施設」で分類した施設ごとに、浸水防止に関する強度評価を実施する。

3. 構造強度設計

「2.1 評価対象施設」で設定されている施設が、構造強度設計上の性能目標を達成するように、V-1-1-8-5の「3. 要求機能及び性能目標」で設定している各施設が有する機能を踏まえて、構造強度の設計方針を設定する。

各施設の構造強度の設計方針を設定し、想定する荷重及び荷重の組合せを設定し、それらの荷重に対し、各施設の構造強度を維持するよう構造設計と評価方針を設定する。

3.1 構造強度の設計方針

V-1-1-8-5 の「3. 要求機能及び性能目標」で設定している構造強度上の性能目標を達成するための設計方針を「2.1 評価対象施設」ごとに示す。

(1) 水密扉

常設代替高压電源装置用カルバート原子炉建屋側水密扉(浸水防止設備と兼用)、残留熱除去系 A 系ポンプ室水密扉、原子炉隔離時冷却系室北側水密扉、原子炉隔離時冷却系室南側水密扉及び高压炉心スプレイ系ポンプ室水密扉は、V-1-1-8-5 の「3. 要求機能及び性能目標」の「3.1.3 性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ、発生を想定する溢水による静水压荷重及び基準地震動 S_s による地震力に対して、原子炉建屋原子炉棟及び常設代替高压電源装置用カルバートに設置し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

(2) 浸水防止蓋、水密ハッチ

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋、緊急用海水ポンプピット浸水防止蓋、緊急用海水ポンプ室人員用開口部浸水防止蓋、格納容器圧力逃がし装置格納槽点検用水密ハッチ、常設低压代替水入系格納槽点検用水密ハッチ及び常設低压代替注水系格納槽可搬型ポンプ用水密ハッチは、V-1-1-8-5 の「3. 要求機能及び性能目標」の「3.1.3 性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ、発生を想定する溢水による静水压荷重及び基準地震動 S_s による地震力に対して、海水ポンプ室、緊急用海水ポンプピット、格納容器圧力逃がし装置格納槽及び常設低压代替注水系格納槽に設置し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

(3) 溢水拡大防止堰及び止水板

溢水拡大防止堰及び止水板は、V-1-1-8-5 の「3. 要求機能及び性能目標」の「3.1.3 性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ、発生を想定する溢水による静水压荷重及び基準地震動 S_s による地震力に対して、原子炉建屋原子炉棟及び原子炉建屋付属棟に設置し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

なお、止水板はパッキン及びコーキングにより止水性を維持する。

(4) 管理区域外伝播防止堰（放射性廃棄物の廃棄施設と一部兼用）

管理区域外伝播防止堰のうち耐震設計上の重要度分類がC-2の堰は、V-1-1-8-5の「3. 要求機能及び性能目標」の「3.1.3 性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ、管理区域内で発生を想定する溢水による静水圧荷重及び基準地震動 S_s による地震力に対して、原子炉建屋付属棟（廃棄物処理棟）に設置し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

上記以外の管理区域外伝播防止堰は、V-1-1-8-5の「3. 要求機能及び性能目標」の「3.1.3 性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ、管理区域内で発生を想定する溢水による静水圧荷重及び耐震重要度分類にて要求される地震力に対して、タービン建屋及び廃棄物処理建屋に設置し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

(5) 逆流防止装置

逆流防止装置は、V-1-1-8-5の「3. 要求機能及び性能目標」の「3.1.3 性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ、原子炉建屋原子炉棟内に滞留する溢水による静水圧荷重及び基準地震動 S_s による地震力に対して、原子炉建屋原子炉棟に設置し、止水性の維持を考慮して、主要な構造物が構造健全性を維持する設計とする。

(6) 貫通部止水処置

貫通部止水処置は、V-1-1-8-5の「3. 要求機能及び性能目標」の「3.1.3 性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ、発生を想定する溢水による静水圧荷重及び基準地震動 S_s による地震力に対して、海水ポンプ室外壁（浸水防止設備と兼用）、原子炉建屋外壁（浸水防止設備と兼用）、海水ポンプ室内壁、原子炉建屋内壁、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の貫通口と貫通物とのすき間にシーリング材又はブーツを施工し、止水性の維持を考慮して、有意な漏えいを生じない設計とする。また、モルタルによる施工箇所及び堰は、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

(7) 防護カバー

防護カバーは、V-1-1-8-5の「3. 要求機能及び性能目標」の「3.1.3 性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標を踏まえ、原子炉隔離時冷却系配管で発生を想定する配管破断時の漏えい蒸気による蒸気噴出荷重に対して、原子炉隔離時冷却系配管のターミナルエンドに設置し、蒸気量を抑制する機能の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。また、基準地震動 S_s による地震力に対して、上位クラス施設である原子炉隔離時冷却系配管に対する波及的影響の防止を考慮し、主要な構成部材が構造健全性を維持する設計とする。

3.2 機能維持の方針

V-1-1-8-5の「3. 要求機能及び性能目標」で設定している構造強度設計上の性能目標が達成されるよう、「3.1 構造強度の設計方針」に示す構造を踏まえ、「4.1 荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重条件を適切に考慮して、各設備の構造設計及びそれを踏まえた評価方法を設定する。

(1) 水密扉

a. 構造設計

水密扉は、「3.1 構造強度の設計方針」で設定している設計方針及び「4.1 荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重を踏まえ、以下の構造とする。

水密扉は、鋼製の板材を主体構造とし、周囲の開口部との間に設置した鋼製の扉枠を建屋の床及び壁にアンカーボルトで固定し支持する構造とする。また、作用する荷重については、面内及び面外方向から作用し、扉板、芯材、締付装置（カンヌキ部）及び扉枠に伝わり、アンカーボルトを介して周囲の建屋の床及び壁に伝達する構造とする。

水密扉の設置位置を表3-1に示す。また、水密扉の概略図を図3-1に示す。

b. 評価方針

水密扉は、「a. 構造設計」を踏まえ、以下の強度評価方針とする。

水密扉は、発生を想定する溢水による静水圧荷重に対して、水密扉を構成する扉板材、芯材、締付装置（カンヌキ部）及びアンカーボルトが、おおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する。

表3-1 水密扉の構造計画 (1/2)

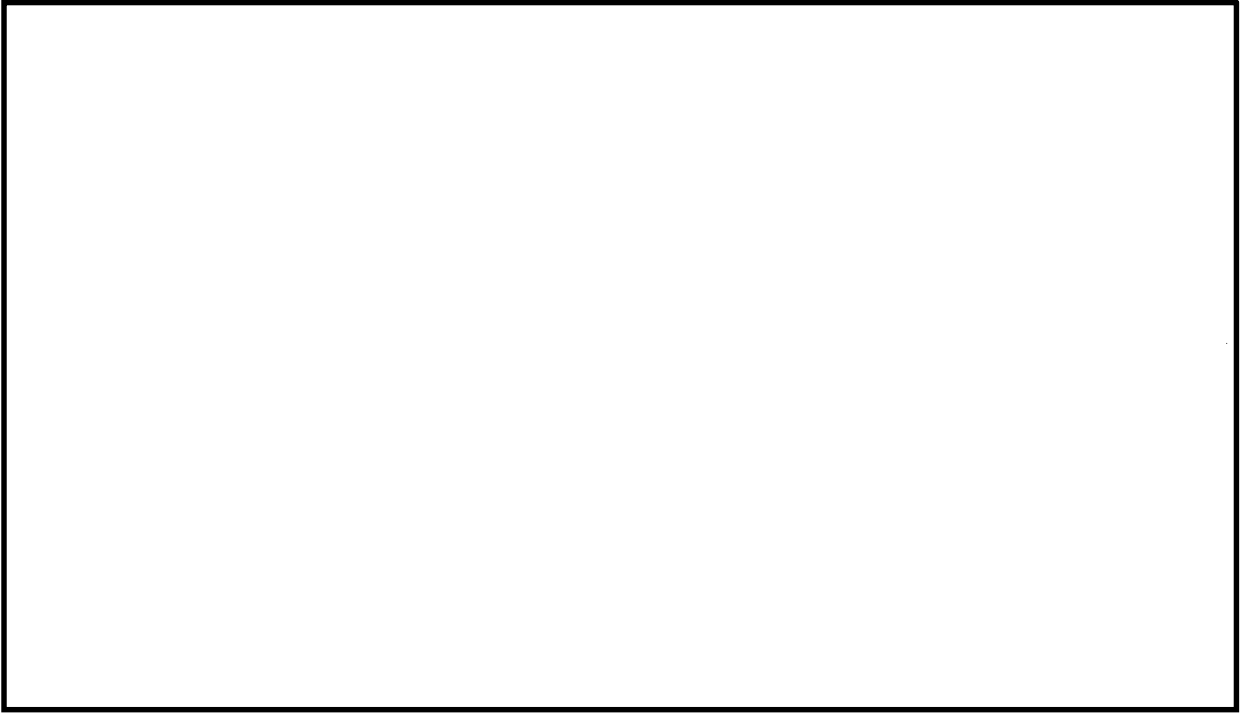
設備 名称	配置図
水 密 扉	 原子炉建屋原子炉棟 EL. -4.00 m — : 水密扉

表3-1 水密扉の構造計画 (2/2)

設備 名称	計画構造		説明図
	主体構造	支持構造	
水密扉	片開型の鋼製扉とし、鋼製の扉板に芯材を取付、扉に設置された締付装置（カンヌキ）を鋼製の扉枠に、差し込み、扉と扉枠を一体化させる構造とする。 また、扉と扉枠の接続はヒンジを介する構造とする。	扉開放時においては、ヒンジにより扉が扉枠に固定され、扉閉止時においては、締付装置（カンヌキ）により扉が扉枠に固定される構造とする。 また、扉枠を建屋の開口部周辺に、アンカーボルトにより固定する構造とする。	

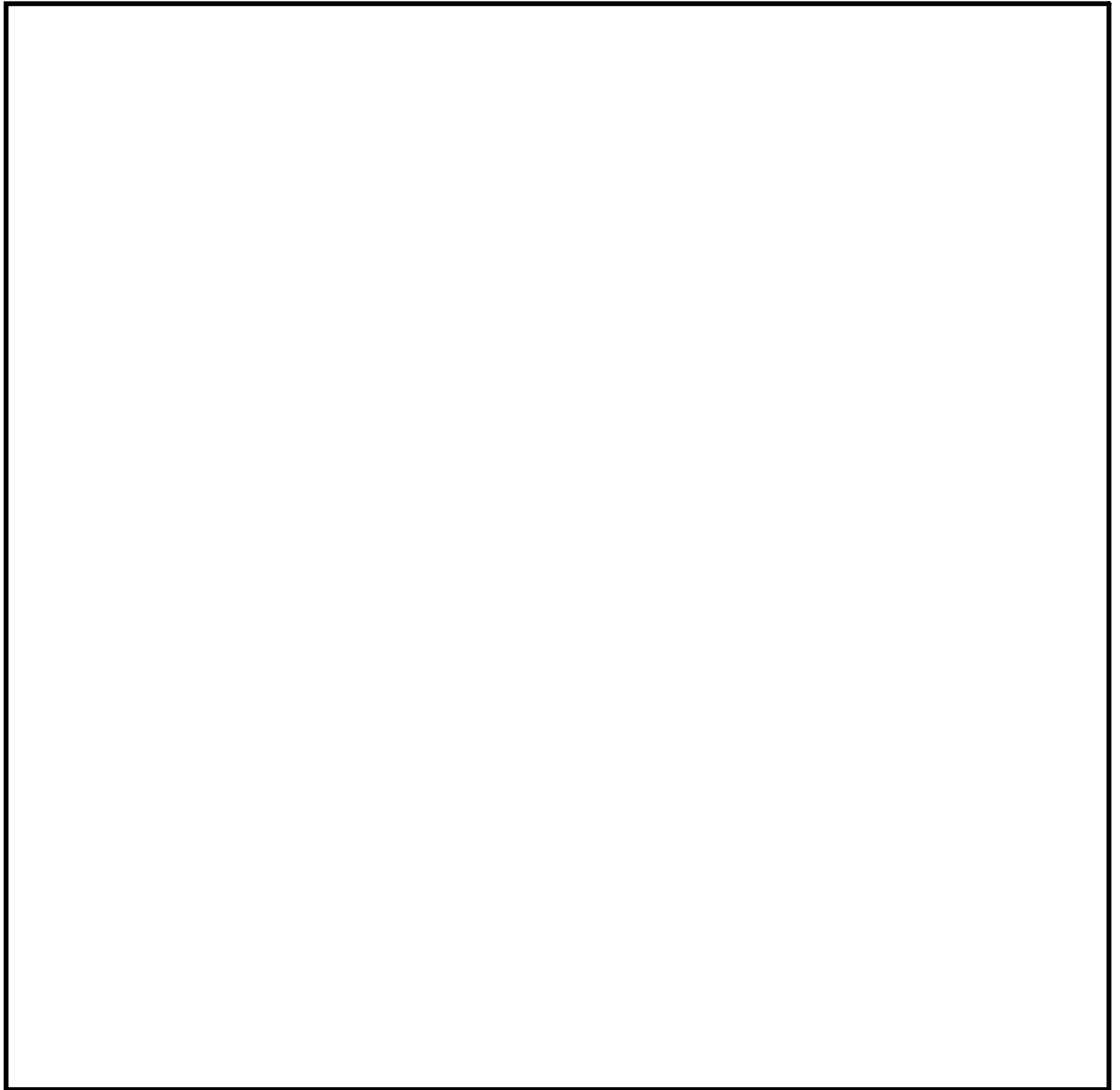


図3-1 水密扉の概略図

(2) 溢水拡大防止堰及び止水板

(a) 構造計画

溢水拡大防止堰及び止水板は、「3.1 構造強度の設計方針」で設定している設計方針及び「4.1 荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重を踏まえ、以下の構造とする。

溢水拡大防止堰及び止水板は、鉄筋コンクリート製堰、鋼製堰並びに鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成される堰の3種類に分類できる。

溢水拡大防止堰及び止水板のうち鉄筋コンクリート製堰は、コンクリート、鉄筋及びアンカー筋を主体構造とし、既設コンクリート床版を基礎として、アンカー筋で固定し支持する構造とする。また、作用する荷重については、コンクリート製の堰に作用し、アンカー筋を介し、既設コンクリート床版に伝達する構造とする。

溢水拡大防止堰及び止水板のうち鋼製堰は、梁材、柱材、ベースプレート及びアンカーボルトを主体構造とし、既設コンクリートを基礎として、アンカーボルトで固定し支持する構造とする。また、作用する荷重については、鋼製堰に作用し、アンカーボルトを介し、既設コンクリート又は鉄筋コンクリート製堰に伝達する構造とする。

溢水拡大防止堰及び止水板の構造計画を表3-2に示す。なお、原子炉建屋原子炉棟の6階に設置する溢水拡大防止堰については、鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成されることから、鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成される堰の説明図を図3-2に示す。

(b) 評価方針

溢水拡大防止堰及び止水板は、「(a) 構造設計」を踏まえ、以下の強度評価方針とする。

溢水拡大防止堰及び止水板は、発生を想定する溢水による静水圧荷重に対して、溢水拡大防止堰及び止水板を構成するアンカー筋、コンクリート、梁材、柱材、ベースプレート及びアンカーボルトが、概ね弾性状態にとどまることを計算により確認する。なお、鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成される堰について、鋼製堰部を固定する鉄筋コンクリート製堰部は、既設コンクリートと同じ鉄筋コンクリート構造物であり、鉄筋コンクリート製堰部の幅はコーン状破壊を考慮しても裕度を有するように設計し、鉄筋コンクリート製堰部を評価する際は、鋼製堰部の高さを含めた静水圧荷重条件にて評価することから、鉄筋コンクリート製堰部、鋼製堰部をそれぞれ個別に評価する方針とする。

表3-2 溢水拡大防止堰及び止水板の構造計画 (1/6)

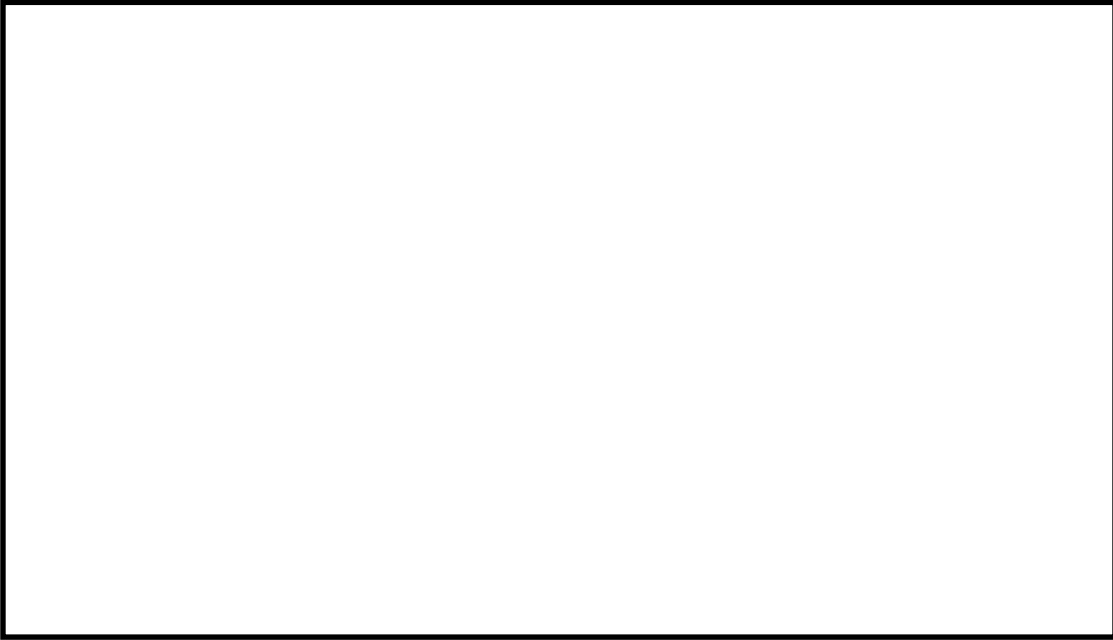
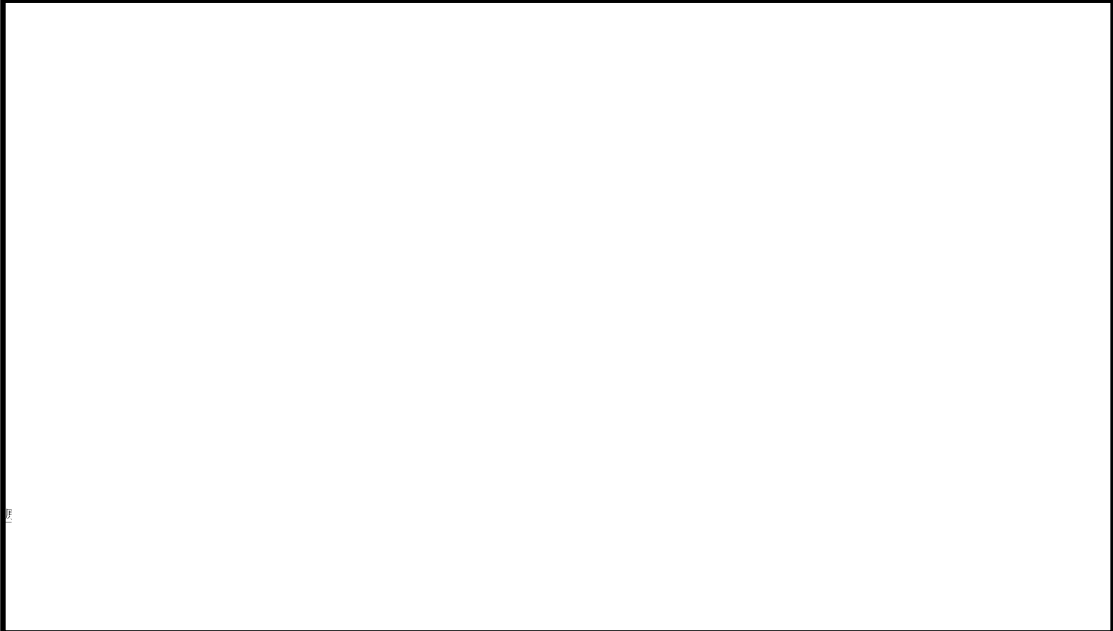
設備 名称	配置図
NT2 補② V-3-別添 3-3 R10 溢水拡大防止堰及び止水板	 原子炉建屋原子炉棟 EL. -4.00 m   : 取外し可能な運用とする堰  : その他の堰 原子炉建屋原子炉棟 EL. 2.00 m

表3-2 溢水拡大防止堰及び止水板の構造計画 (2/6)

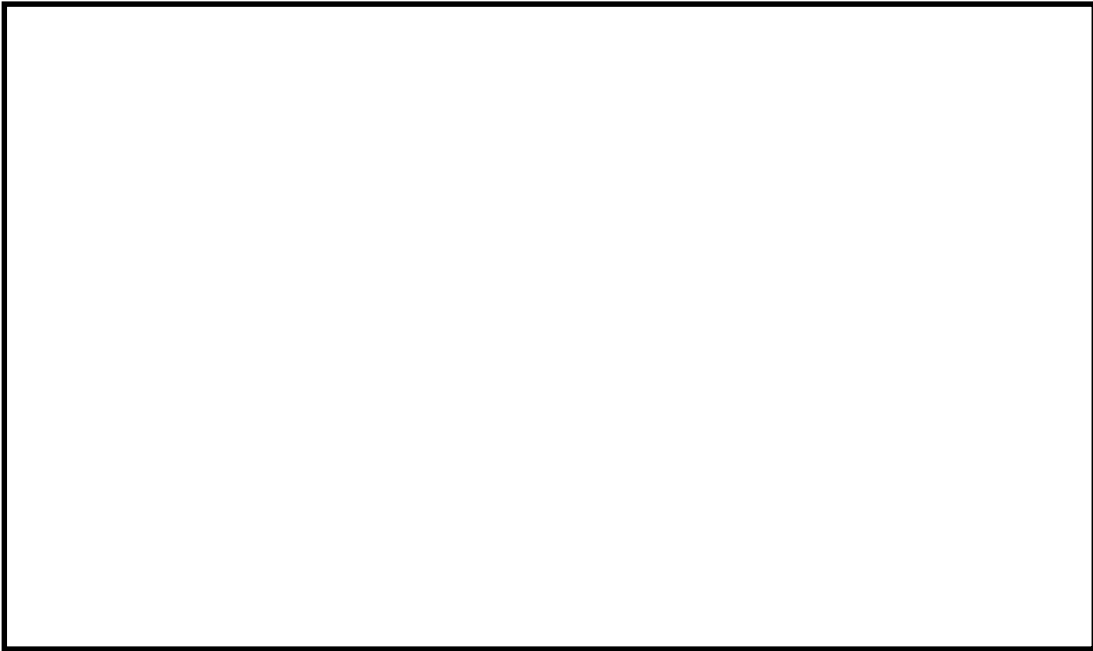
設備 名称	配置図
NT2 補② V-3-別添 3-3 R10 溢水拡大防止堰及び止水板	
	原子炉建屋原子炉棟 EL. 8.20 m   : 取外し可能な運用とする堰  : その他の堰 原子炉建屋原子炉棟 EL. 14.00 m

表3-2 溢水拡大防止堰及び止水板の構造計画 (3/6)

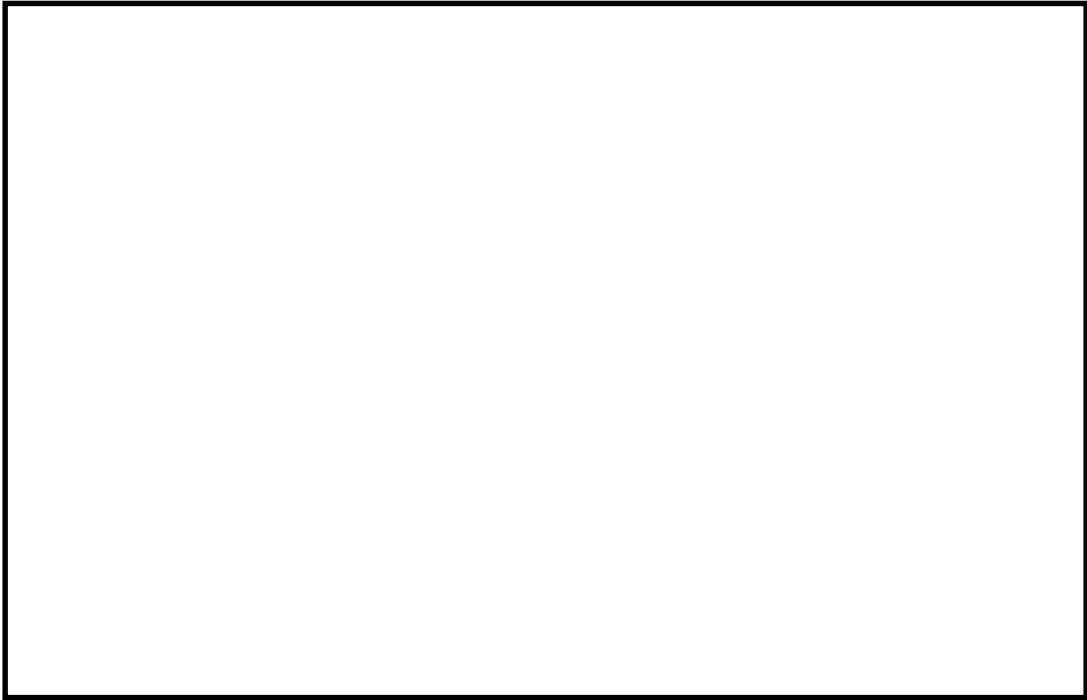
設備 名称	配置図
NT2 補② V-3-別添 3-3 R10 溢水拡大防止堰及び止水板	 原子炉建屋原子炉棟 EL. 20.30 m   : 取外し可能な運用とする堰  : その他の堰 原子炉建屋原子炉棟 EL. 29.0 m

表3-2 溢水拡大防止堰及び止水板の構造計画 (4/6)

設備 名称	配置図
溢水拡大防止堰及び止水板	原子炉建屋原子炉棟 EL. 38. 80 m  ：取外し可能な運用とする堰  ：その他の堰 原子炉建屋原子炉棟 EL. 46. 50 m

表3-2 溢水拡大防止堰及び止水板の構造計画 (5/6)

設備 名称	配置図
溢水拡大防止堰及び止水板	 : 取外し可能な運用とする堰  : その他の堰 原子炉建屋付属棟 EL. 23.00 m

表3-2 溢水拡大防止堰及び止水板の構造計画 (6/6)

設備 名称	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
溢水拡大防止堰及び止水板	コンクリート及びアンカー筋により構成する。	躯体を既設コンクリート床版にアンカー筋で固定する。	
	梁材, 柱材, ベースプレート, アンカーボルトにて構成する。また, 鉄筋コンクリート部と鋼板部はコーキング, 鋼板と鋼板部はパッキンにて止水する。	梁材を柱材に取付け, 柱材を溶接したベースプレートを既設コンクリート床版にアンカーボルトにて固定する。	

*1 高さ 0.30 m, 又は 0.40 m

*2 既存のコンクリート躯体と一体化

*3 新設堰は接着系アンカーとし, 既存躯体への定着長さは径の 10 倍以上とする

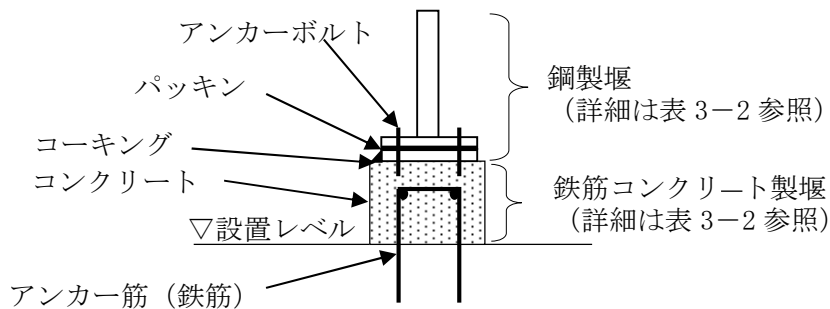


図 3-2 鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成される堰の説明図

b. 管理区域外伝播防止堰

(a) 構造設計

管理区域外伝播防止堰は、「3.1 構造強度の設計方針」で設定している設計方針及び「4.1 荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重を踏まえ、以下の構造とする。

管理区域外伝播防止堰は、鉄筋コンクリート製堰とコンクリート製堰の2種類に分類できる。

管理区域外伝播防止堰のうち鉄筋コンクリート製堰は、コンクリート、鉄筋及びアンカー筋を主体構造とし、既設コンクリート床版を基礎として、アンカー筋で固定し支持する構造とする。また、作用する荷重については、鉄筋コンクリート製堰に作用し、アンカー筋を介し、既設コンクリート床版に伝達する構造とする。

管理区域外伝播防止堰のうちコンクリート製堰は、コンクリートを主体構造とし、既設コンクリート床版と一体化する構造とする。また、作用する荷重については、コンクリート製堰から直接既設コンクリート床版に伝達する構造とする。

管理区域外伝播防止堰の構造計画を表3-3に示す。

(b) 評価方針

管理区域外伝播防止堰は、「(a) 構造設計」を踏まえ、以下の強度評価方針とする。

管理区域外伝播防止堰は、発生を想定する溢水による静水圧荷重に対して、管理区域外伝播防止堰を構成するアンカー筋及びコンクリートが、おおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する。

表3-3 管理区域外伝播防止堰の構造計画 (1/3)

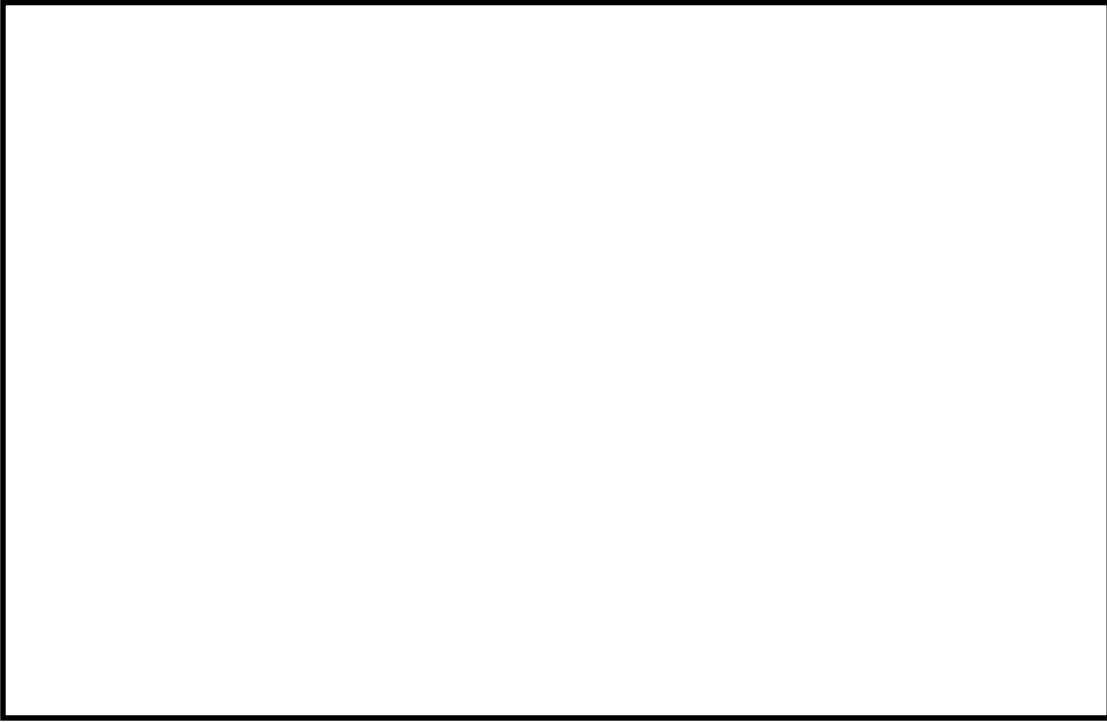
設備 名称	配置図
管理区域外伝播防止堰	
	原子炉建屋付属棟（廃棄物処理棟） EL. 8. 20 m  タービン建屋 EL. 8. 20 m

表3-3 管理区域外伝播防止堰の構造計画 (2/3)

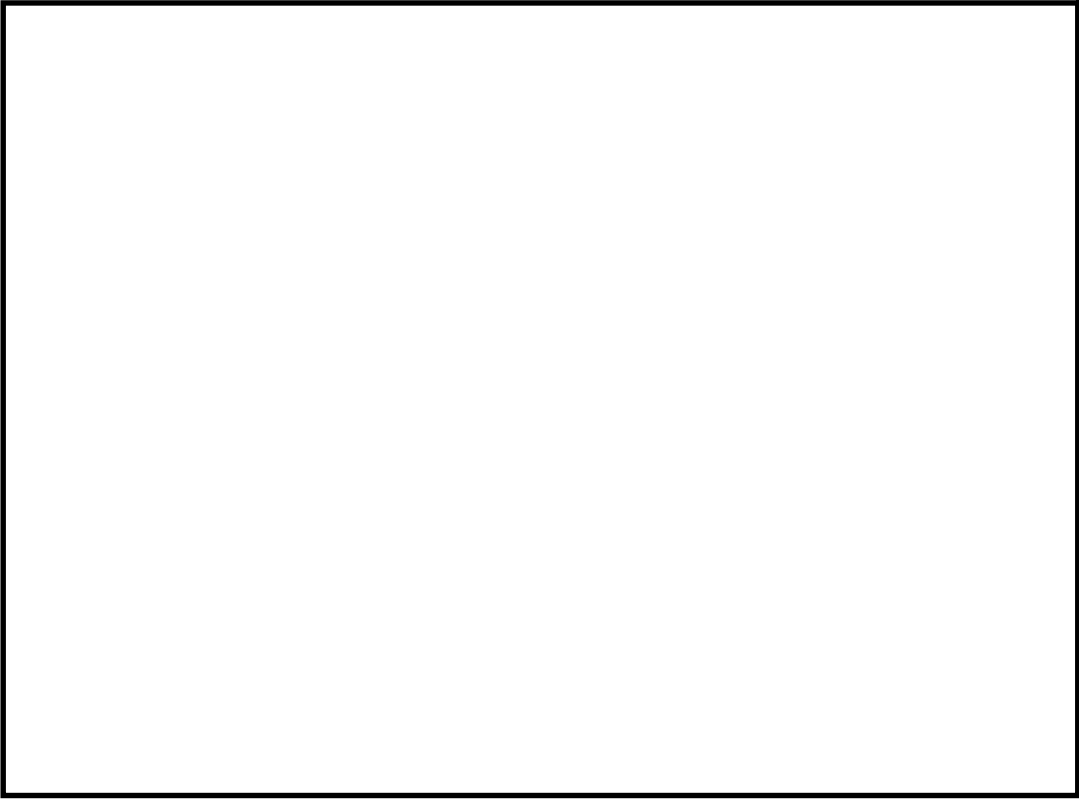
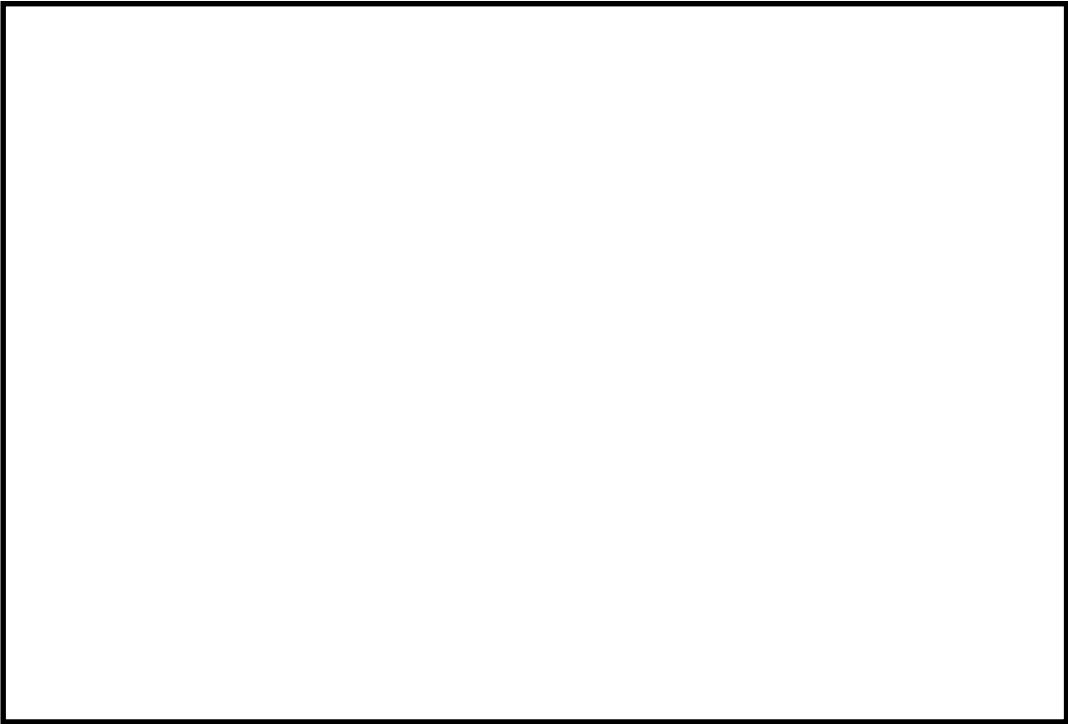
設備 名称	配置図
管理区域外伝播防止堰	
	廃棄物処理建屋 EL. 8.30 m  廃棄物処理建屋 EL. 15.80 m

表 3-3 管理区域外伝播防止堰の構造計画 (3/3)

設備 名称	計画概要		説明図
	主体構造	支持構造	
管理区域外伝播防止堰	コンクリート及びアンカー筋により構成する。	躯体を既設コンクリート床版にアンカー筋で固定する。	
	コンクリートにより構成する。	躯体と既設コンクリート床版が同じ構造物であり、一体化している構造である。	・矩形型 ・スロープ型 ・スロープ及び矩形型

*1 : 高さ 0.15 m, 0.3 m 又は 0.45 m。

*2 : 幅 0.15 m～3.75 m。

*3 : 既存のコンクリート躯体と一体化。

*4 : 新設堰は接着系アンカーとし、既存躯体への定着長さは径の 10 倍以上とする。

*5 : スロープが片側のみの場合。

(3) 逆流防止装置

(a) 構造設計

逆流防止装置は、「3.1 構造強度の設計方針」で設定している設計方針及び「4.1 荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重を踏まえ、以下の構造とする。

逆流防止装置は、弁本体、フロートガイド及びフロートを主体構造とし、荷重が作用した場合でも逆流防止装置が動かないように床面設置の目皿に取付用金具を溶接にて取付け、取付用金具にフランジをボルトにて固定し、支持する構造とする。

逆流防止装置の構造計画を表 3-4 に示す。

(b) 評価方針

逆流防止装置は、「(a) 構造設計」を踏まえ、以下の強度評価方針とする。

逆流防止装置は、発生を想定する溢水による静水圧に対して、弁本体、フロートガイド及びボルトがおおむね弾性状態にとどまることを確認する。

表 3-4 逆流防止装置の構造計画 (1/2)

設備名称	配置図
逆流防止装置	

表 3-4 逆流防止装置の構造計画 (2/2)

設備 名称	計画概要		説明図
	主体構造	支持構造	
逆流防止装置	弁座を含む弁本体、弁体であるフロート及びフロートを弁座へ導くフロートガイドで構成する。	床面設置の目皿に取付用金具を溶接にて取付け、取付用金具にフランジをボルトにて固定とする。	

(4) 貫通部止水処置

(a) 構造設計

貫通部止水処置は、「3.1 構造強度の設計方針」で設定している設計方針及び「4.1 荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重を踏まえ、以下の構造とする。

貫通部止水処置は、シール材、ブーツ、モルタル及び堰を主体構造とし、シール材については開口部と貫通物のすき間に充てん又はシールし付着することにより、ブーツについては壁面と配管にブーツ材を締付けバンドにて締結することにより、モルタルについては貫通部の開口部に充てんし付着することにより、堰については「3. 機能維持の方針 (2) 溢水拡大防止堰及び止水板」に示す方法と同じ方法にてそれぞれ支持する構造とする。また、作用する荷重については、受圧面へ全面的に作用した場合に、止水処置部全体へ伝達する構造とする。

貫通部止水処置の配置計画図を表 3-5 に示す。なお、貫通部止水処置の選定については、図 3-3 に示す貫通部止水処置の選定フローによる。

(b) 評価方針

貫通部止水処置は、「(a) 構造設計」を踏まえ、以下の強度評価方針とする。

貫通部止水処置は、発生を想定する溢水による静水圧に対して、建屋内の貫通口と貫通物のすき間に施工するシール材又はブーツが、有意な漏えいを生じないことを、発生を想定する溢水による静水圧が止水試験で確認した圧力以下であることにより確認する。また、発生を想定する溢水による静水圧荷重に対して、建屋内の貫通口と貫通物のすき間に施工するモルタルが、おおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する。堰については、最も強度評価が厳しい溢水拡大防止堰及び止水板より、評価が厳しくならないよう設計する。

表 3-5 貫通部止水処置の構造計画 (1/5)

設備 名称	配置図
貫通部止水処置	 海水ポンプ室 EL. 3.00 m ※：建屋内壁について，溢水影響評価にて伝播を許容しない箇所に貫通部止水処置を実施する。

表 3-5 貫通部止水処置の構造計画 (2/5)

設備名称	配置図
貫通部止水処置	原子炉建屋原子炉棟 EL. 2.00 m 原子炉建屋原子炉棟 EL. -4.00 m ※：建屋内壁について，溢水影響評価にて伝播を許容しない箇所に貫通部止水処置を実施する。

表 3-5 貫通部止水処置の構造計画 (3/5)

設備名称	配置図
貫通部止水処置	 貫通部止水処置を実施する壁面

表 3-5 貫通部止水処置の構造計画 (4/5)

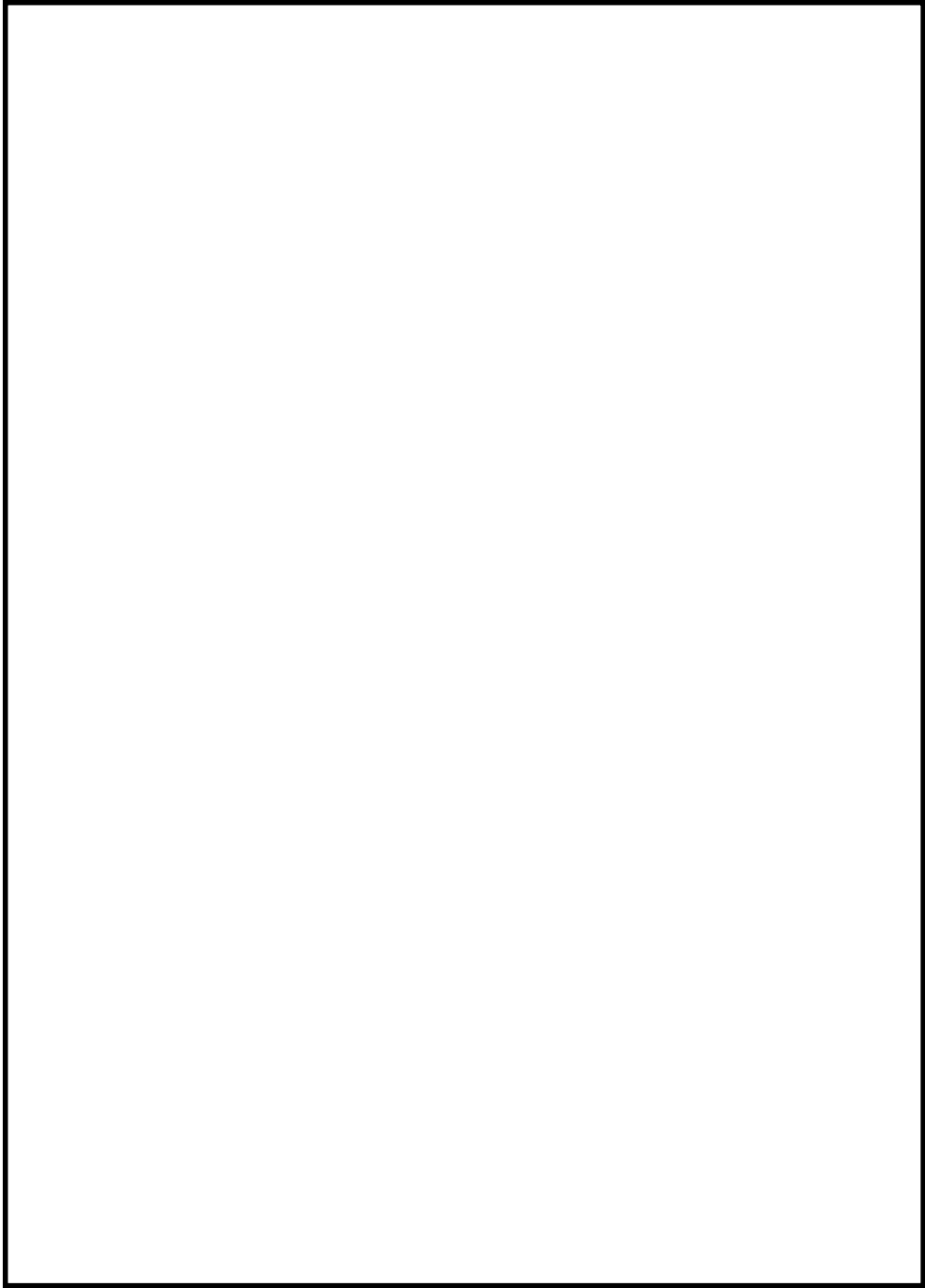
設備名称	配置図
貫通部止水処置	  貫通部止水処置を実施する壁面

表 3-5 貫通部止水処置の構造計画 (5/5)

設備名称	計画の概要		対策説明図
	主体構造	支持構造	
貫通部止水処置			

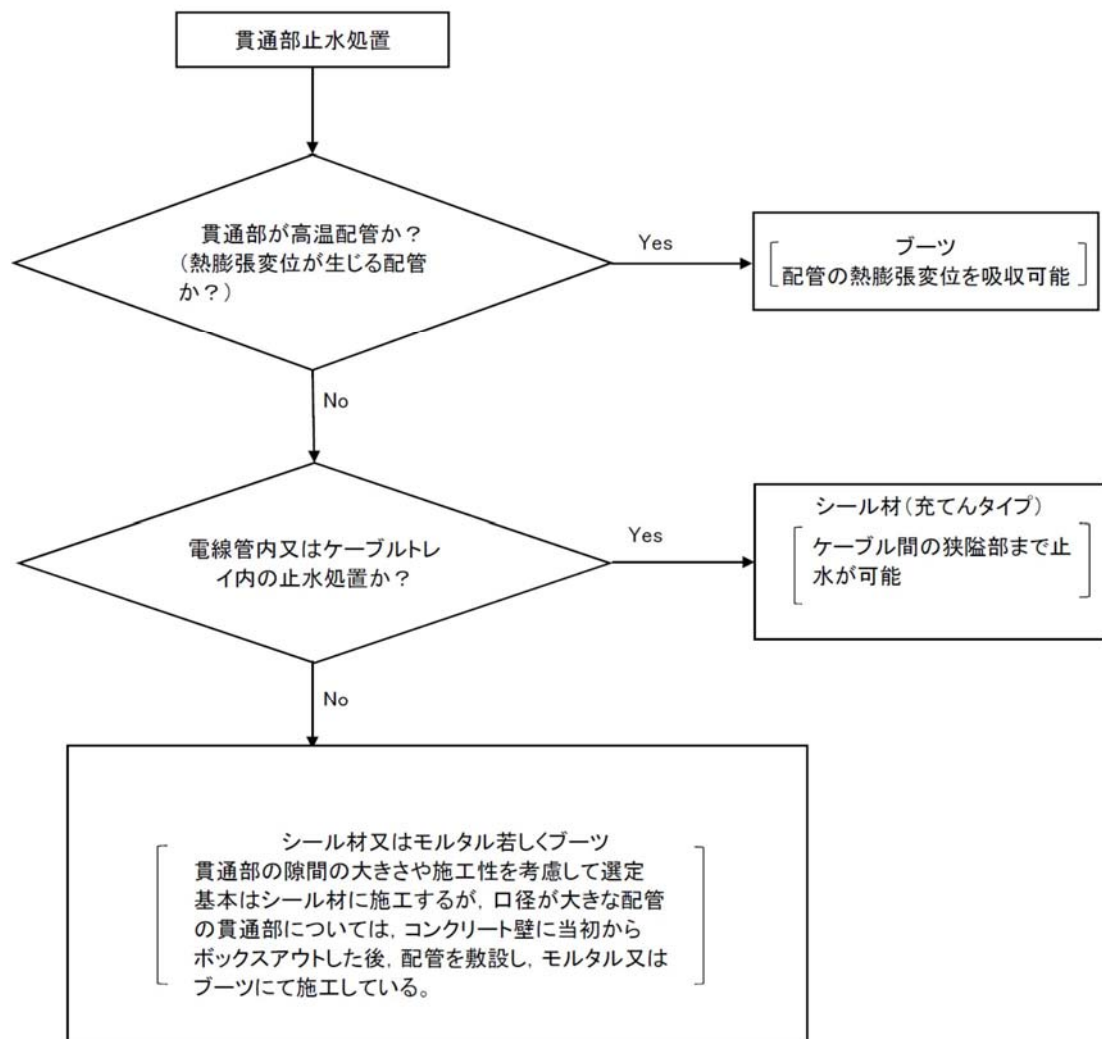


図3-3 貫通部止水処置の選定フロー

(4) 防護カバー

(a) 構造設計

防護カバーは、「3.1 構造強度の設計方針」で設定している設計方針及び「4.1 荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重を踏まえ、以下の構造とする。

防護カバーは、防護カバー本体、ラグ及びシム調整キャップを主体構造とし、配管のターミナルエンドを覆う構造とし、防護カバー本体とパッドを溶接することで固定する。配管とラグ及び防護カバー本体とシム調整キャップは溶接されており、配管破断による蒸気噴出荷重は、配管からラグに伝わり、シム調整キャップを介し、防護カバー本体に伝達する構造とする。防護カバーの構造計画を表3-6に示す。

(b) 評価方針

防護カバーは、「(a) 構造設計」を踏まえ、以下の強度評価方針とする。

防護カバーは、発蒸気噴出荷重に対して、防護カバー本体、ラグ、ラグと配管の溶接部、シム調整キャップ及びシム調整キャップと防護カバー本体の溶接部が、おおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する。

表3-6 防護カバーの構造計画 (1/2)

設備名称	配置図
防護カバー	

表3-6 防護カバーの構造計画 (2/2)

設備名称	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
防護カバー	防護カバー， シム調整キャップ及びラグ で構成する。	防護カバーは 配管のターミ ナルエンド部 を覆う形で設 置されており， パッドと防護 カバーは溶接 し固定する。 ラグと配管，及 びシム調整キ ャップと防護 カバーは溶接 し固定する。	

4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界

溢水防護に係る施設の強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せを以下の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に、許容限界を「4.2 許容限界」に示す。

4.1 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の種類

a. 死荷重 (D)

常時作用する荷重は、自重とする。

b. 溢水による静水圧荷重 (P_h)

発生を想定する溢水による静水圧荷重は、表4-1に示す各施設の設置位置における溢水水位から算出した施設の溢水水位を用いて設計用の静水圧荷重（動水圧は考慮しない）として算出する。

c. 蒸気噴射荷重 (J)

蒸気噴射荷重は、方向に応じて、以下のとおり「軸方向荷重」及び「円周方向荷重」として算出する。

(a) 軸方向荷重

軸方向荷重は、配管破断時に配管内力が開放されることにより作用する力、配管金属破断面に圧力が作用することにより、配管が分離しようとする力及び、蒸気噴出により作用する力を考慮し算定する。

(b) 円周方向荷重

円周方向荷重は、配管破断時に配管内力が円周方向に作用する力を算定する。

表 4-1 溢水防護に係る施設の強度評価に用いる溢水水位

設置位置	設備名称	溢水水位 ^{*1}
原子炉建屋	水密扉	EL. 1.5 m (5.5 m)
	溢水拡大防止堰	— ^{*2}
	止水板	— ^{*2}
	管理区域外伝播防止堰	— ^{*2}
	貫通部止水処置	EL. 8.0m (12.0 m)
	逆流防止装置	EL. 7.0 m (11.0 m)
タービン建屋	管理区域外伝播防止堰	— ^{*2}
	貫通部止水処置	EL. 8.0m (12.0 m)
廃棄物処理建屋	貫通部止水処置	EL. 8.0m (18.7 m)
海水ポンプ室	貫通部止水処置	EL. 7.8m (7.0 m)

*1：（ ）内の値は、基準床からの高さを表す。

*2：保守的に堰高さと同じ溢水水位を強度評価に用いる。

(2) 荷重の組合せ

溢水防護に係る施設の強度評価では、発生を想定する溢水による静水圧荷重(P_h)を考慮する。また、蒸気噴出荷重(J)の軸方向及び円周方向荷重を考慮する。なお、蒸気噴出荷重(J)は、配管の破損を想定しているため、地震との組み合わせは考慮しない。

表4-2 溢水防護に係る施設の荷重の組合せ

評価対象設備	死荷重 (D)	静水圧荷重 (P_h)	蒸気噴射荷重 (J)
水密扉	—	○	—
溢水拡大防止堰	—	○	—
止水板	—	○	—
管理区域外伝播防止堰	—	○	—
逆流防止装置	○	○	—
貫通部止水処置	—	○	—
防護カバー	—	—	○

(3) 荷重の算定方法

「(1)荷重の種類」で設定されている荷重の算定方法のうち、各強度計算書で用いるものを以下に示す。計算結果が圧力となるものについては、当該部位の断面積をかけて荷重とする。ただし、ボルトについてはボルト本数で除することでボルト1本当たりの荷重とする。荷重の算定に用いる記号を表4-3に示す。

表 4-3 荷重の算定に用いる記号

記号	単位	定義
P_h	kN/m^2	溢水による静水压荷重
ρ	kg/m^3	溢水の密度
g	m/s^2	重力加速度
h	m	該当部分の浸水高さ
A_e	mm^2	配管内径断面積
A_m	mm^2	配管金属断面積
C_T	—	定常スラスト係数
$D L F$	—	ダイナミックロードファクター* (2.0)
F_j	N	流体力
F_j'	N	防護カバーに作用する荷重
F_ℓ	N	リップフォース
F_r	N	リリース力
P_o	MPa	配管における破断開口発生前の配管圧力
P_a	MPa	配管周辺の圧力

* 「design basis for protection of light water nuclear power plants
against the effects of postulated pipe rupture ANSI/ANS-58.2-1988」

a. 溢水による静水压荷重 (P_h)

溢水による静水压荷重 (P_h) は、次式を用いて算出する。なお、荷重の算出に用いる密度 (ρ) は、想定される溢水源から純水とする。

溢水による動水压荷重の説明図を図4-1に、強度評価に用いる溢水の密度を表4-4に示す。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h \cdot 10^{-3}$$

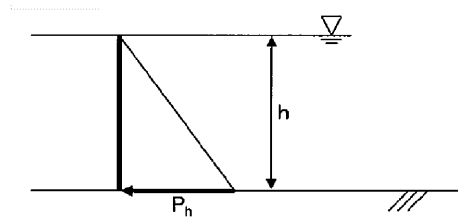


図4-1 溢水による静水压荷重の説明図

表4-4 強度評価に用いる溢水の密度

溢水の性状	溢水の密度 (kg/m ³)
純水	1.000

b. 蒸気噴出荷重 (J)

蒸気噴出荷重 (J) は、「原子力発電所配管破損防護技術指針 J E A G 4613-1998」 ((社) 日本電気協会) を参考に、次式を用いて算出する。

蒸気噴出荷重の作用図を図4-2に示す。

(a) 軸方向荷重

配管破断により防護カバーに作用する荷重は、配管破断時に配管内力が解放されることにより作用する力 (リリース力)、配管金属破断面に圧力が作用することにより、配管が分離しようとする力 (リップフォース) 及び蒸気噴出により作用する力 (流体力) を保守的に考慮するものとする。

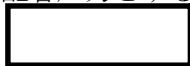
イ. リリース力

配管破断時に解放される配管内力は次式により算出する。



ロ. リップフォース

配管金属破断面に圧力が作用することにより、配管が分離しようとする力は次式により算出する。配管金属破断面に作用する圧力は、保守的に破断開口発生前の配管圧力とする。



ハ. 流体力

蒸気噴出による荷重として防護カバーに作用する力は次式により算出する。



で表し、 $P_a/P_o=0$ と仮定し、圧損を無視した保守的な評価を行う。

二. 防護カバーに作用する荷重

防護カバーに作用する荷重 F_j' は、静的荷重が動的に作用するとして次式により決定する。

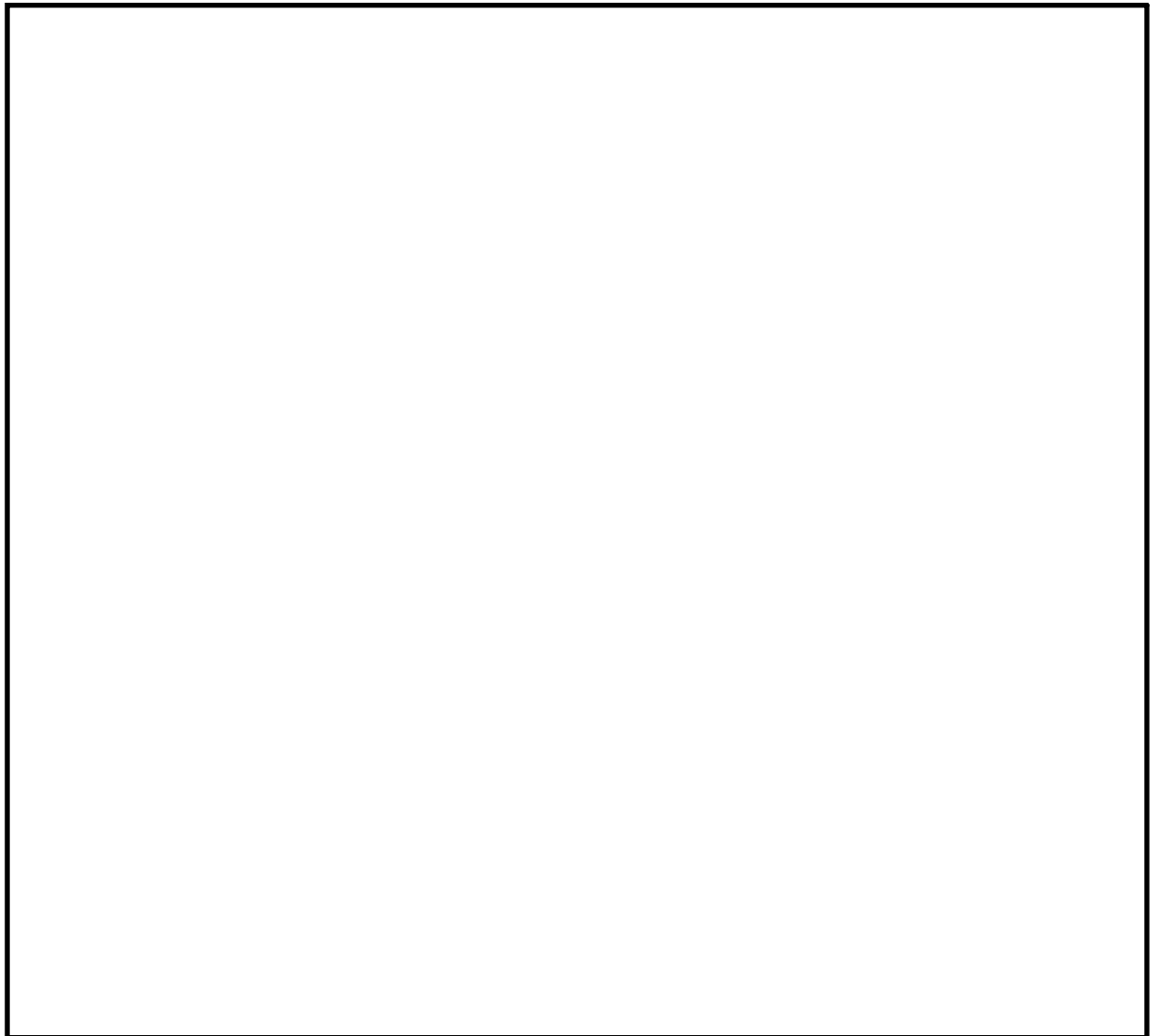


図4-2 蒸気噴出荷重の作用図

4.2 許容限界

許容限界は、溢水による静水压荷重を考慮した施設ごとの構造強度設計上の性能目標及び機能維持の評価方針を踏まえて、評価対象部位ごとに設定する。

「4.1 荷重及び荷重の組合せ」で設定している荷重及び荷重の組合せを含めた、施設ごとの許容限界を表4-5に示す。

各施設の許容限界の詳細は、各計算書で評価対象部位の機能損傷モードを踏まえ評価項目を選定し、評価対象部位ごとに許容限界を設定する。

4.2.1 施設ごとの許容限界

(1) 水密扉

水密扉の許容限界は、構造強度設計上の性能目標及び機能維持の評価方針を踏まえ評価対象部位ごとに設定する。

a. 扉板材、芯材、カンヌキ部

水密扉は、構造強度設計上の性能目標として、当該水密扉部で発生を想定する溢水による静水压荷重に対し、原子炉建屋原子炉棟に設置し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材の構造健全性を維持する設計とする。

したがって、溢水による静水压荷重に対し、水密扉を構成する扉板材、芯材及びカンヌキ部が、おおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ、「鋼構造設計基準—許容応力度設計法—」（（社）日本建学会、2005改定）を踏まえた短期許容応力度を許容限界として設定する。

b. アンカーボルト

水密扉は、構造強度設計上の性能目標として、当該水密扉部で発生する溢水による静水压荷重に対し、原子力建屋原子炉棟に設置し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材の構造健全性を維持する設計とする。

したがって、溢水による静水压荷重に対し、水密扉を床又は壁に固定するアンカーボルトが、おおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ、「各種合成構造設計指針・同解説」（（社）日本建築学会、2010改定）に基づく終局強度に妥当な安全裕度を考慮した許容荷重を添付書類「V-2-9-1 機能維持の基本方針」に準じて算定し、許容限界として設定する。

(2) 溢水拡大防止堰及び止水板

溢水拡大防止堰及び止水板の許容限界は、構造強度設計上の性能目標及び機能維持の評価方針を踏まえ評価対象部位ごとに設定する。

a. コンクリート及びアンカー筋

溢水拡大防止堰は、構造強度設計上の性能目標として、発生を想定する溢水による静水压荷重に対し、原子炉建屋原子炉棟及び原子炉建屋付属棟に設置し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

したがって、溢水による静水压荷重に対し、溢水拡大防止堰を構成するコンクリート及びアンカー筋がおおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ、コンクリートについては「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説—許容応力度設計法—」を踏まえた短期許容応力度を、アンカー筋については「各種合成構造設計指針・同解説」（（社）日本建築学会，2010改定）に基づく終局強度に妥当な安全裕度を考慮した許容荷重をそれぞれ許容限界として設定する。

b. 梁材、柱材及びベースプレート

溢水拡大防止堰及び止水板は、構造強度設計上の性能目標として、発生を想定する溢水による静水压荷重に対し、原子炉建屋原子炉棟に設置し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

したがって、溢水による静水压荷重に対し、鋼製堰を構成する梁材、柱材及びベースプレートが、おおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ、「鋼構造設計基準—許容応力度設計法—」（（社）日本建築会，2005改定）における短期許容応力度を許容限界として設定する。

c. アンカーボルト

溢水拡大防止堰及び止水板は、構造強度設計上の性能目標として、発生を想定する溢水による静水压荷重に対し、原子炉建屋原子炉棟に設置し、止水板の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

したがって、溢水による静水压荷重に対し、鋼製堰を床に固定するアンカーボルトが、おおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ、「各種合成構造設計指針・同解説」（（社）日本建築学会，2010改定）に基づく終局強度に妥当な安全裕度を考慮した許容荷重をそれぞれ許容限界として設定する。

(3) 管理区域外伝播防止堰

管理区域外伝播防止堰の許容限界は、構造強度設計上の性能目標及び機能維持の評価方針を踏まえ評価対象部位ごとに設定する。

a. コンクリート及びアンカー筋

管理区域外伝播防止堰は、構造強度設計上の性能目標として、発生を想定する溢水による静水压荷重に対し、タービン建屋、原子炉建屋付属棟（廃棄物処理棟）及び廃棄物処理建屋に設置し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

したがって、溢水による静水压荷重に対し、管理区域外伝播防止堰を構成するコンクリート及びアンカー筋がおおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ、コンクリートについては「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説—許容応力度設計法—」を踏まえた短期許容応力度を、アンカー筋については「各種合成構造設計指針・同解説」（（社）

日本建築学会，2010改定）に基づく終局強度に妥当な安全裕度を考慮した許容荷重をそれぞれ許容限界として設定する。

(4) 逆流防止装置

逆流防止装置の許容限界は，構造強度設計上の性能目標及び機能維持の評価方針を踏まえ評価対象部位ごとに設定する。

a. 弁本体，フロートガイド及びボルト

逆流防止装置の弁本体，フロートガイド及びボルトは，構造強度設計上の性能目標として，自重及び発生を想定する溢水による静水圧荷重に対し，原子炉建屋原子炉棟に設置し，止水性の維持を考慮して，主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする

したがって，自重及び溢水による静水圧荷重に対し，弁本体，フロート，フロートガイド及びボルトが，おおむね弾性状態に留まることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ，「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2005年度版（2007年追補版を含む））＜第Ⅰ編 軽水炉規格＞ J S M E S N C 1-2005/2007」（日本機械学会）（以下「J S M E S N C 1」という。）に準じた供用状態Cの許容応力を許容限界として設定する。

b. フロート

逆流防止装置のうちフロートは，構造強度設計上の性能目標として，発生を想定する溢水による静水圧荷重に対し，弁座を塞ぐ構造とし，有意な漏えいを生じない設計とする。

したがって，溢水による静水圧に対し，弁座を塞ぐフロートが，有意な漏えいを生じず構造強度に余裕を有することを，発生を想定する溢水による静水圧が水压試験で確認した水压以下であることにより確認する評価方針としていること踏まえ，水压試験で確認した水压を許容限界とし設定する。

(5) 貫通部止水処置

貫通部止水処置の許容限界は，構造強度設計上の性能目標及び機能維持の評価方針を踏まえ評価対象部位ごとに設定する。

a. シール材及びブーツ

貫通部止水処置のうちシール材及びブーツは，構造強度設計上の性能目標として，当該止水処理設置箇所が発生する溢水による静水圧荷重に対し，原子炉建屋，海水ポンプ室，タービン建屋及び廃棄物処理建屋の貫通口と貫通部とのすき間をシール材又はブーツにより塞ぐ構造とし，有意な漏えいを生じない設計とする。

したがって，溢水による静水圧に対し，貫通口と貫通物とのすき間に施工するシール材及びブーツが，有意な漏えいを生じず構造強度に余裕を有することを，発生を想定する溢水による静水圧が水压試験で確認した水压以下であることにより確認する評価方針としていること踏まえ，水压試験で確認した水压を許容限界とし設定する。

b. モルタル

貫通部止水処置のうちモルタルは、構造強度設計上の性能目標として、当該止水処理設置個所で発生を想定する溢水による静水压荷重に対し原子炉建屋、海水ポンプ室、タービン建屋及び廃棄物処理建屋外壁面部の貫通口と貫通部とのすき間をモルタルにより塞ぐ構造とし、有意な漏えいを生じない設計とする。

したがって、溢水による静水压荷重に対し、貫通口と貫通物とのすき間に施工するモルタルが、おおむね弾性状態にとどまることを計算により確認する方針としていることを踏まえ、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編）」（（社）土木学会2002年）に基づく計算式により算出される許容付着荷重に妥当な安全余裕を確保した許容荷重を許容限界として設定する。

(6) 防護カバー

防護カバーの許容限界は、構造強度設計上の性能目標及び機能維持の評価方針を踏まえ評価対象部位ごとに設定する。

a. 防護カバー本体、ラグ及びシム調整キャップ

防護カバーの防護カバー本体、ラグ及びシム調整キャップは、構造強度設計上の性能目標として、蒸気影響評価区画内で発生を想定する配管破断時の漏えい蒸気による蒸気噴出荷重に対し、ターミナルエンド部に固定し、蒸気による環境条件を緩和し、設備の健全性が確認されている条件以下に制限する機能の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持する設計とする。

したがって、蒸気噴出荷重に対し、防護カバー本体、ラグ及びシム調整キャップが、おおむね弾性状態に留まることを計算により確認する評価方針としていることを踏まえ、「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2005年度版（2007年追補版を含む））＜第Ⅰ編 軽水炉規格＞ J S M E S N C 1-2005/2007」（日本機械学会）（以下「J S M E S N C 1」という。）に準じた供用状態 C の許容応力を許容限界として設定する。

表4-5 施設ごとの許容限界 (1/2)

設備名称	荷重の 組合せ	評価対象部位	機能損傷モード		許容限界
			応力等 の状態	限界状態*	
水密扉	P_h	扉板材, 芯材, ヒンジ部	曲げ せん断	部材が弾性域 のとどまらず 塑性域に入る 状態	「鋼構造設計基準—許容応力度 設計法—」((社)日本建築学会, 2005改定)を踏まえ短期許容応力 度以下とする。
		アンカーボルト	せん断		「各種合成構造設計指針・同解 設」((社)日本建築学会, 2010 改定)を踏まえ終局強度に妥当な 安全裕度を考慮した許容荷重以 下とする。
溢水拡大防 止堰及び止 水板	P_h	コンクリート	圧縮 せん断	部材が弾性域 にとどまらず 塑性域に入る 状態	「鉄筋コンクリート構造計算基 準・同解説—許容応力度設計法 —」を踏まえた短期許容応力度以 下とする。
		アンカー筋	引張 せん断		「各種合成構造設計指針・同解 設」((社)日本建築学会, 2010改 定)を踏まえ終局強度に妥当な安 全裕度を考慮した許容荷重以下 とする。
		梁材	曲げ せん断		「鋼構造設計基準—許容応力度 設計法—」((社)日本建築学会, 2005改定)を踏まえ短期許容応力 度以下とする。
		柱材	曲げ せん断		
		ベースプレー ト	曲げ		「各種合成構造設計指針・同解 設」((社)日本建築学会, 2010改 定)を踏まえ終局強度に妥当な安 全裕度を考慮した許容荷重以下 とする。
		アンカーボルト	引張 せん断		

* : 機能が維持できない状態。

表 4-5 施設ごとの許容限界 (2/2)

設備名称	荷重の 組合せ	評価対象部位	機能損傷モード		許容限界
			応力等 の状態	限界状態 ^{*1}	
管理区域外 伝播防止堰	P_h	コンクリート	圧縮 せん断	部材が弾性域 にとどまらず 塑性域に入る 状態	「鉄筋コンクリート構造計算基 準・同解説—許容応力度設計法 —」を踏まえた短期許容応力度以 下とする。
		アンカー筋	引張 せん断		「各種合成構造設計指針・同解 説」((社)日本建築学会, 2010改 定)を踏まえ終局強度に妥当な安 全裕度を考慮した許容荷重以下 とする。
逆流防止 装置	$D + P_h$	弁本体, フロ ートガイド	圧縮	部材が弾性域 にとどまらず 塑性域に入る 状態	J S M E S N C 1 に準じて 供用状態 C の許容応力以下とす る。 ^{*2}
		ボルト	引張		
		フロート	圧縮	有意な漏えい を生じる圧力	水圧試験で確認した水圧以下と する。
貫通部 止水処置	P_h	シール材	せん断 圧縮	有意な漏えい を生じる圧力	水圧試験で確認した水圧以下と する。
		ブーツ	引張		
		モルタル	せん断	部材が弾性域 にとどまらず 塑性域に入る 状態	「コンクリート標準示方書[構造 性能照査編]」((社)土木学会, 2002年)に定める計算式を用い た, 計算により算出される許容付 着荷重の妥当な安全裕度を確保 した許容荷重以下とする。 ^{*2}
防護カバー	J	防護カバー本 体, ラグ及び シム調整キャ ップ	曲げ せん断 引張 支圧	部材が弾性域 にとどまらず 塑性域に入る 状態	J S M E S N C 1 に準じて 供用状態 C の許容応力以下とす る。 ^{*2}

*1 : 機能が維持できない状態。

*2 : 表4-6に逆流防止装置の許容限界を示す。

*3 : 表4-7に貫通部位水処置 (モルタル) の許容限界を示す。

*4 : 表4-8に防護カバーの許容限界を示す。

表4-6 弁本体、フロートガイド及びボルトの許容限界

状態	許容限界* ¹ (ボルト以外)	許容限界 (ボルト)
	一次応力	一次応力
	圧縮	引張
供用状態 C	1.2S	1.5f _t

*1：J E A G 4601・補-1984を準用し、ボルト以外については「第3種菅の許容応力」を適用する。

表4-7 貫通部止水処置（モルタル）の許容限界

限界状態	許容限界
	付着荷重
終局限界状態	f _s

表4-8 防護カバーの許容限界

状態	許容応力* ^{2, 3}			
	一次応力			
	引張	せん断	曲げ	支圧
供用状態C* ¹	1.5f _t	1.5f _s	1.5f _b	1.5f _p

*1：当該設備は、配管破断後の蒸気噴出を想定し、当該設備を構成する各部材の変形能力に対して余裕を有するよう、評価対象部位がおおむね弾性状態にとどまり、構造体の機能低下に至るような塑性変形が生じないことが要求されることから、J S M E S N C 1-G N R-2110, 2233に準じて、供用状態Cとする。

*2：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。

*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 4601・補-1984」（社）日本電気協会の「その他の支持構造物の許容応力」に準じて設定する。

4.2.2 許容限界設定方法

(1) モルタルの許容限界式

a. 記号の定義

モルタルの許容限界式に用いる記号を，表4-9に示す。

表4-9 モルタルの許容限界式に用いる記号

記号	単位	定義
$f'_{b o k}$	N/mm ²	モルタルの付着強度
$f'_{c k}$	N/mm ²	モルタルの圧着強度
f_s	kN	モルタルの許容付着荷重
L	mm	モルタルの充てん深さ
S	mm	貫通物の周長
γ_c	—	材料定数

b. 許容限界式

「コンクリート標準示方書（構造性能照査編）」（（社）土木学会，2002年）より，貫通物がせん断荷重を受ける場合のモルタルの許容付着荷重を求める式を以下に示す。

$$f_s = f'_{b o k} \cdot S \cdot \frac{L}{\gamma_c}$$

ここで，

$$f'_{b o k} = 0.28 \cdot f'^{2/3}_{c k} \cdot 0.4$$

5. 強度評価方法

評価手法は、以下に示す解析法により、適用性に留意の上、規格及び基準類や既往の文献において適用が妥当とされる手法に基づき実施することを基本とする。

- ・定式化された評価式を用いた解析法

5.1 水密扉に関する評価式

(1) 評価方針

発生を想定する溢水による静水圧荷重により、水密扉に生じる応力等を算定し、強度評価を行う。

(2) 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表5-1に示す。

表5-1 評価対象部位及び評価内容

評価部位		応力等の状態
扉板材		曲げ
芯材		曲げ，せん断
カンヌキ部	カンヌキ	曲げ，せん断
	カンヌキ受けピン	曲げ，せん断
	カンヌキ受けボルト	引張
アンカーボルト		せん断

(3) 強度評価方法

a. 記号の定義

水密扉の強度計算に用いる記号を表5-2に示す。

表5-2 水密扉の強度計算に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
A	mm ²	断面積
A _a	mm ²	1本当たりの表面積
A _b	mm ²	1本当たりの断面積
a _n	m	横桁ピッチ
g	m/s ²	重力加速度
h	m	当該部分の浸水深
H	m	水深
h _c	m	水圧中心位置
h'	m	水圧中心位置からカンヌキ間距離
H _g	m	受圧高
L	m	区画短辺の長さ
L _b	mm	軸支持間距離 (カンヌキ)
L _p	mm	軸支持間距離 (カンヌキ受けピン)
L _k	m	カンヌキ中心間距離
M	kN・m	曲げモーメント
M _{X1}	—	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数
M _{X2}	—	等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数
n	本	ボルトの本数
P ₀	kN	設計水圧荷重
P _h	kN/m ²	溢水による静水圧
P _T	kN	許容引張力
P _n	kN/m ²	横桁負担荷重
Q	kN	せん断力
R _p	kN	溢水に伴う荷重による反力
T	kN	引張力

表 5-2 水密扉の強度計算に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
W_d	kN/m	区画下端の単位長さ当たりの作用荷重
W_u	kN/m	区画上端の単位長さ当たりの作用荷重
Y	m	主桁ピッチ
Z	mm ³	断面係数
ρ	t/m ³	水の密度
σ	N/mm ²	曲げ応力度
σ_T	N/mm ²	引張応力度
σ_x	N/mm ²	組合せ応力度
τ	N/mm ²	せん断応力度

b. 計算モデル

応力算定モデル図を図5-1～図5-7に示す。

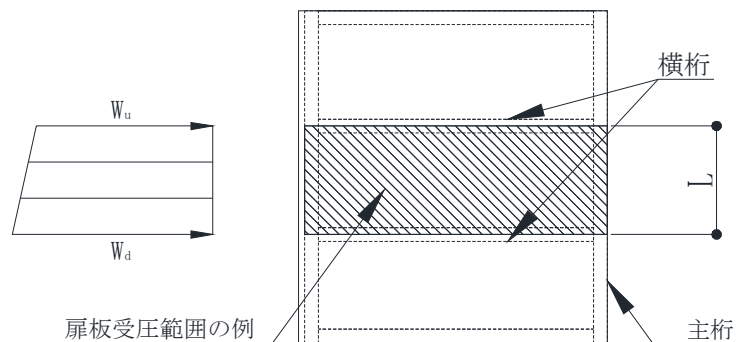


図5-1 応力算定モデル図（扉板材）

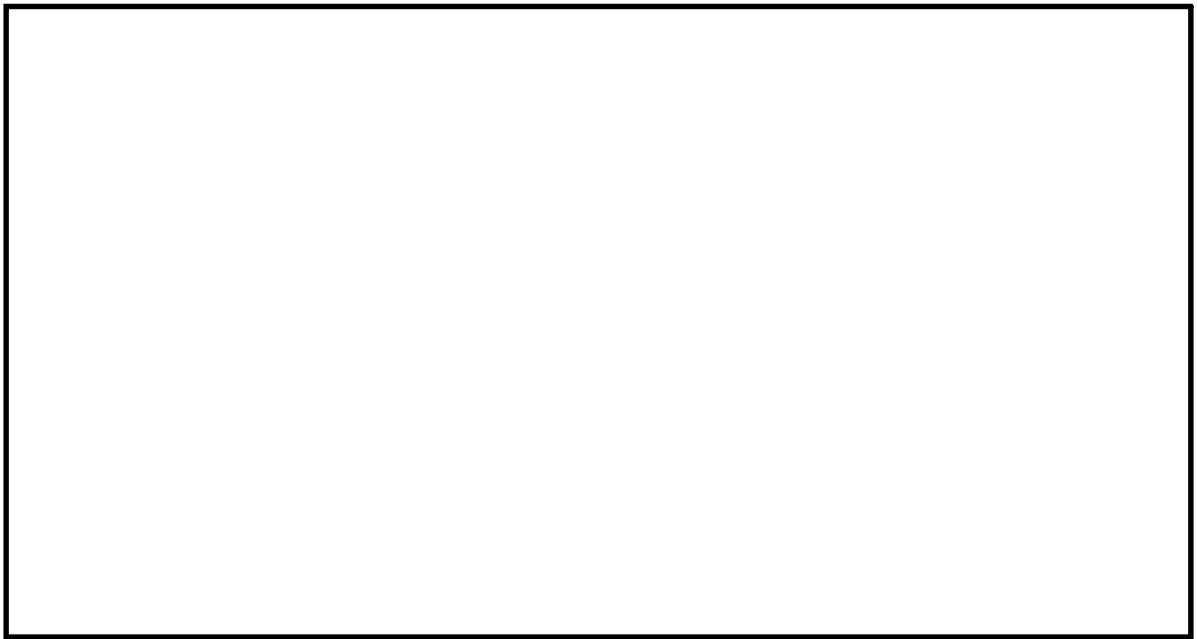


図5-2 応力算定モデル図（芯材（横桁））

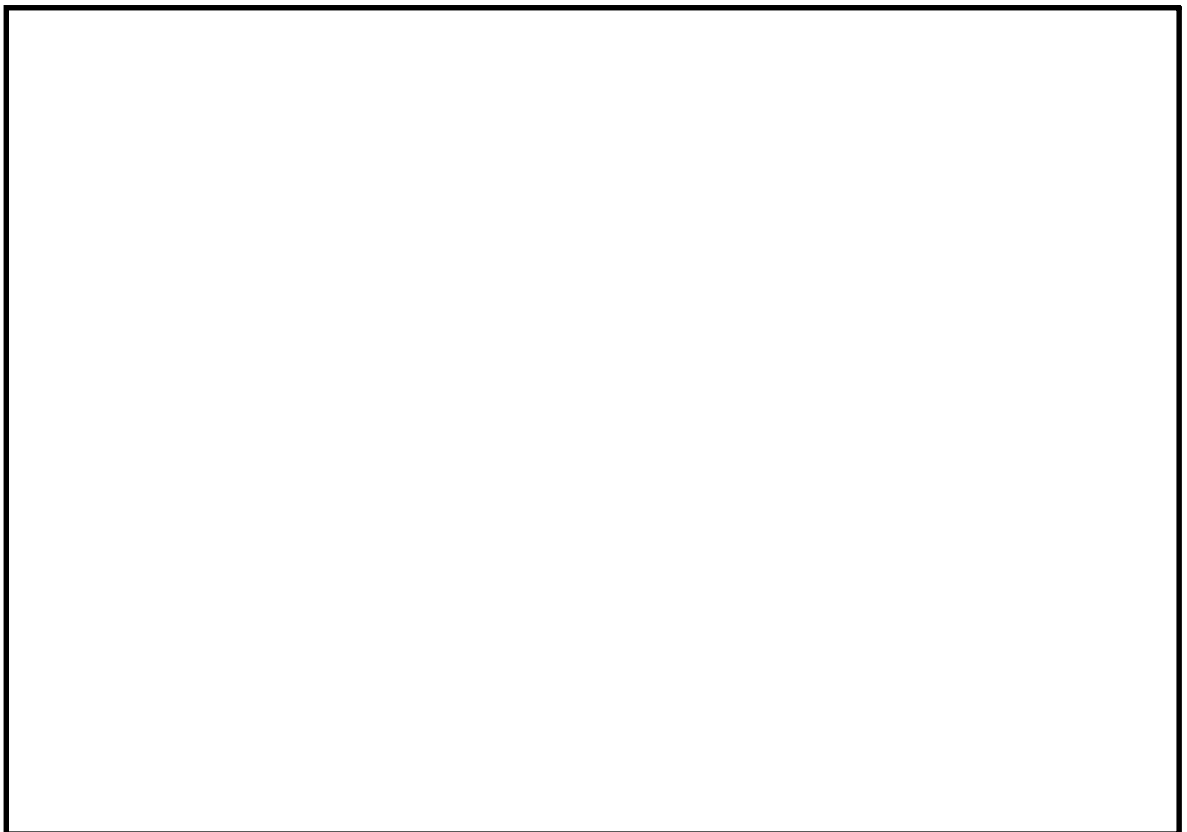


図5-3 応力算定モデル図（カンヌキ部）

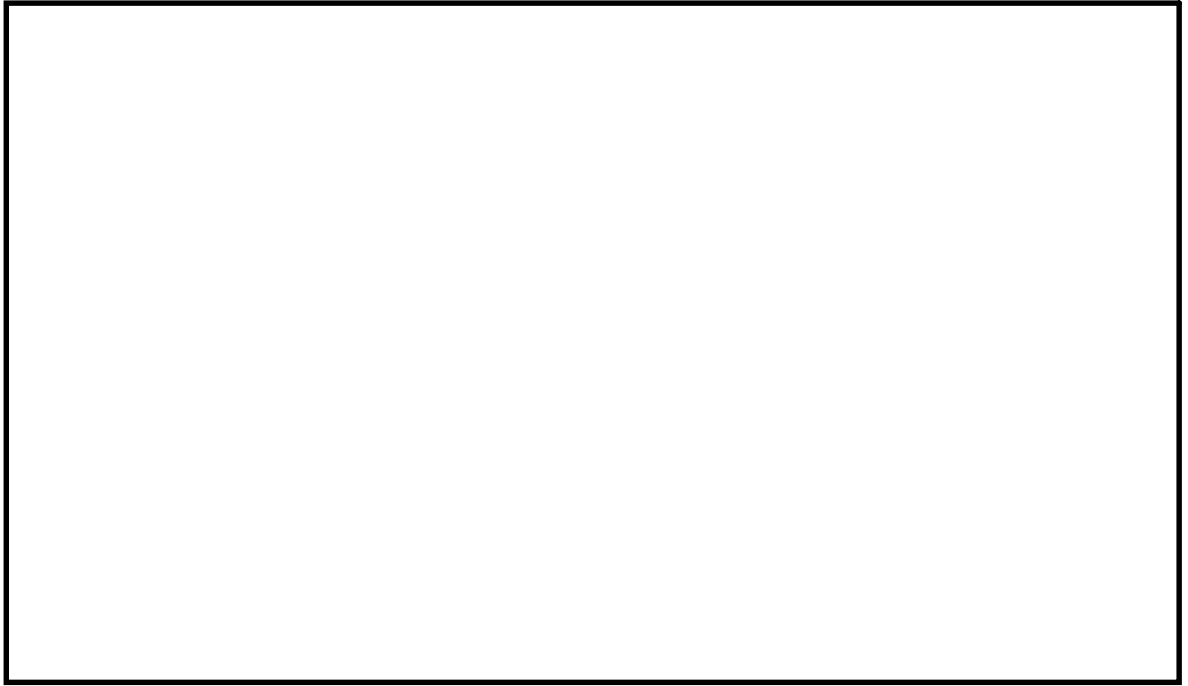


図5-4 応力算定モデル図（カンヌキ）



図5-5 応力算定モデル図（カンヌキ受けピン）

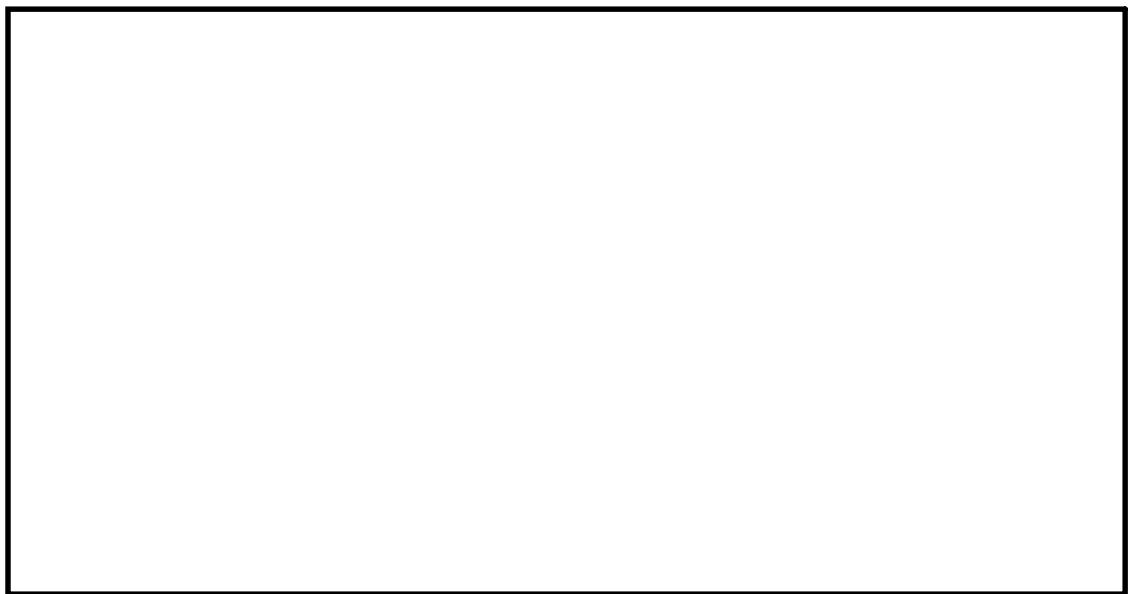


図5-6 応力算定モデル図（カンヌキ受けボルト）

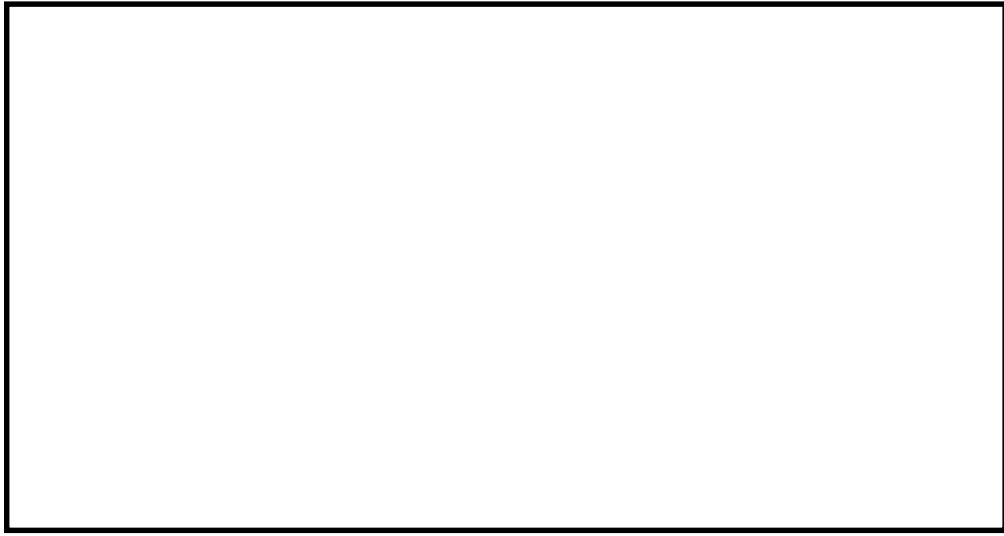


図5-7 応力算定モデル図（アンカーボルト）

c. 強度計算

(a) 曲げ応力度

イ. 扉板

図5-1の応力算定モデルから次式にて算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$M = M_{x1} \cdot W_U \cdot L^2 + M_{x2} \cdot (W_d - W_U) \cdot L^2$$

ロ. 芯材

図5-2の応力算定モデルから次式にて算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$M = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{Y^2}{8}$$

ハ. カンヌキ部

図5-3, 図5-4及び図5-5の応力算定モデルから次式にて算出する。

$$R_p = P_o \cdot \frac{h'}{2 \cdot L_k}, \quad h' = L_2 - h_c$$

(イ) カンヌキ

$$M = R_p \cdot L_b$$

(ロ) カンヌキ受けピン

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$M = R_p \cdot \frac{L_p}{4}$$

(b) せん断応力度

イ. 芯材

図5-2の応力算定モデルから次式にて算出する。

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

$$Q = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{Y}{2}$$

ロ. カンヌキ部

図5-3, 図5-4及び図5-5の応力算定モデルから次式にて算出する。

$$R_P = P_O \cdot \frac{h'}{2 \cdot L_k}, \quad h' = L_2 - h_C$$

(イ) カンヌキ

$$Q = R_P$$

(ロ) カンヌキ受けピン

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

$$Q = \frac{R_P}{2}$$

ハ. アンカーボルト

図5-7の応力算定モデルから次式にて算出する。

$$Q = \frac{P_O}{n}$$

(c) 引張応力度

イ. カンヌキ部

図5-3及び図5-6の応力算定モデルから次式にて算出する

$$R_P = P_O \cdot \frac{h'}{2 \cdot L_k}, \quad h' = L_2 - h_C$$

(イ) カンヌキ受けボルト

$$\sigma_T = \frac{T}{n \cdot A_b}$$

$$T = R_P$$

(d) 組合せ応力度

イ. カンヌキ部

(イ) カンヌキ

カンヌキに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を「鋼構造設計基準－許容応力度法－（（社）日本建築学会，2005改訂）」に基づく次式により算定し，カンヌキが曲げの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_x = \sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

5.2 溢水拡大防止堰及び止水板に関する評価式

(1) 評価方針

発生を想定する溢水による静水压荷重により，溢水拡大防止堰及び止水板に生じる応力等を算定し，強度評価を行う。

なお，溢水拡大防止堰及び止水板は2種類あり，それぞれ鉄筋コンクリート製堰又は鋼製堰と称す。

(2) 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表 5-3 に示す。

表 5-3 評価対象部位及び評価内容

種 別	評価部位	応力等の状態
鉄筋コンクリート製堰	コンクリート	せん断，圧縮
	アンカー筋	引張，せん断
鋼製堰	梁材	曲げ，せん断
	柱材	曲げ，せん断
	ベースプレート	曲げ
	アンカーボルト	引張，せん断

(3) 強度評価方法

a. 鉄筋コンクリート製堰

(a) 記号の定義

鉄筋コンクリート製堰の強度評価に用いる記号を表 5-4 に示す。

表 5-4 鉄筋コンクリート製堰の強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
P	kN	溢水荷重（集中荷重置換）
P_h	kN/m	溢水による静水压荷重
H	m	堰の高さ（鋼製堰の高さを含む）
P'	kN	堰が転倒する荷重
G	kN	堰の固定荷重
L	m	堰の固定荷重作用点と応力作用点との水平距離
h'	m	溢水荷重（集中荷重置換）が作用する高さ
ρ_1	t/m ³	溢水の密度
g	m/s ²	重力加速度
h	m	当該部分の浸水深

表 5-4 鉄筋コンクリート製堰の強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
M	kN・m	曲げモーメント
Q	kN	せん断力
T	kN/本	鉄筋 1 本当たりの引張力
n	本	単位幅 (1m) 当たりの鉄筋本数
j	mm	応力中心距離 ($=7/8 \cdot d$)
d	mm	部材の有効せい
Q_a	kN/本	鉄筋 1 本当たりのせん断力
A	mm ²	堰の断面積
τ	N/mm ²	せん断応力度
σ_c	N/mm ²	圧縮縁応力度
T'	N	引張側鉄筋に生じる引張力 ($=M/j$)
X_n	mm	圧縮縁からの中立軸までの距離
b	mm	堰の幅 (単位幅)
c	mm	鉄筋のへりあき寸法

(b) 計算モデル

応力を算定する堰は、片持ちはりとする。

堰の応力算定モデルを図 5-8 に示す。

曲げモーメント図を図 5-9 に、せん断力図を図 5-10 に、堰に生じる引張力の概念図を図 5-11 に、堰に生じる圧縮力の概念図を図 5-12 に示す。

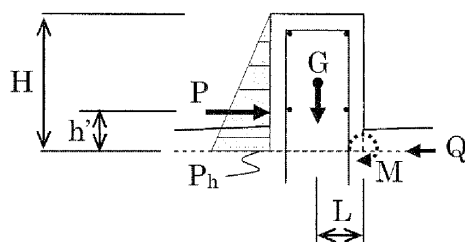


図 5-8 堰の応力算定モデル

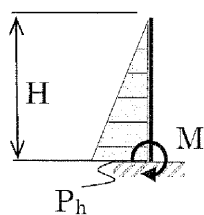


図 5-9 曲げモーメント図

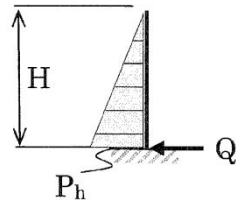


図 5-10 せん断力図

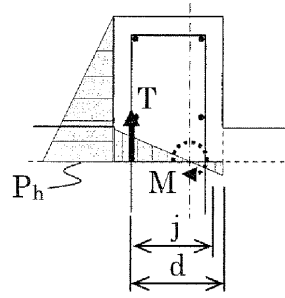


図 5-11 堰に生じる引張力の概念図

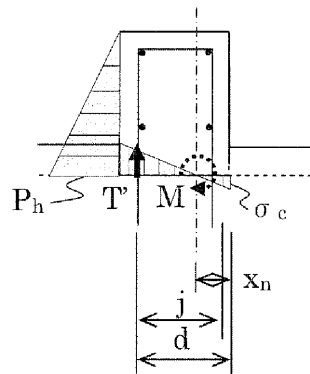


図 5-12 堰に生じる圧縮力の概念図

(c) 強度計算

イ. 堰に生じる応力

(イ) 溢水荷重 (集中荷重置換)

$$P = P_h \cdot \frac{H}{2}$$

(ロ) 堰が転倒する荷重

$$P' = G \cdot \frac{L}{h},$$

ロ. 溢水の荷重により生じる曲げモーメント

$$M = \frac{P_h \cdot H^2}{6}$$

ハ. 溢水の荷重により生じるせん断力

$$Q = \frac{P_h \cdot H}{2}$$

ニ. 引張力に対する検定

$$T = \frac{M}{n \cdot j}$$

ホ. せん断力に対する検定

(イ) 鉄筋 1 本あたりに生じるせん断力

$$Q_a = \frac{Q}{n}$$

(ロ) コンクリート生じるせん断応力度

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

ヘ. 圧縮力に対する検定

$$\sigma_c = \frac{T' \cdot 2}{x_n \cdot b}$$

b. 鋼製堰

(a) 記号の定義

鋼製堰の強度評価に用いる記号を表 5-5 に示す。

表 5-5 鋼製堰の強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
P_W	kN/m^2	平均水圧荷重
ρ	kg/m^3	溢水の密度
g	m/s^2	重力加速度
Z_1	mm	対象止水板の最低深さ
Z_2	mm	対象止水板の最高深さ
W_F	N/mm	平均水圧による分布荷重
H	mm	梁材の高さ
σ_F	N/mm^2	梁材の曲げ応力度
M_F	$\text{N} \cdot \text{mm}$	梁材の曲げモーメント
Z_F	mm^3	梁材の断面係数
L	mm	止水板全長
τ_F	N/mm^2	梁材のせん断応力度
R_F	N	梁材の発生せん断力
A_F	mm^2	梁材のせん断断面積
σ_{epF}	N/mm^2	梁材の組合せ応力
h	mm	止水板高さ
P_S	N/mm^2	平均水圧荷重
W_Y	N/mm	柱材に作用する Y 方向の単位高さあたりの荷重
L_Y	mm	Y 方向の荷重を負担する柱長さ
W_Z	N/mm	柱材に作用する Z 方向の単位高さあたりの荷重
L_Z	mm	Z 方向の荷重を負担する柱長さ
σ_Y	N/mm^2	柱材 Y 軸周りの曲げ応力度
M_Y	$\text{N} \cdot \text{mm}$	柱材に生じる Y 軸周りの曲げモーメント
Z_Y	mm^3	柱材 Y 軸周りの断面係数
σ_Z	N/mm^2	柱材 Z 軸周りの曲げ応力度
M_Z	$\text{N} \cdot \text{mm}$	柱材に生じる Z 軸周りの曲げモーメント
Z_Z	mm^3	柱材 Z 軸周りの断面係数
τ_Y	N/mm^2	柱材 Y 方向のせん断応力度
R_Y	N	柱材 Y 方向の発生せん断力
A_Y	mm^2	柱材 Y 方向のせん断断面積
τ_Z	N/mm^2	柱材 Z 方向のせん断応力度

表 5-5 鋼製堰の強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
R_Z	N	柱材 Z 方向の発生せん断力
A_Z	mm^2	柱材 Z 方向のせん断断面積
σ_{epYZ}	N/mm^2	柱材の組合せ応力度
T_S	N	アンカーボルトの発生引張力
b_Y	mm	柱材 Y 軸周りのアンカーボルトピッチ
n_Y	本	引張荷重を受ける柱材 Y 軸周りのアンカーボルト本数
b_Z	mm	柱材 Z 軸周りのアンカーボルトピッチ
n_Z	本	引張荷重を受ける柱材 Z 軸周りのアンカーボルト本数
Q_Y	N	アンカーボルトに作用する Y 方向発生せん断力
Q_Z	N	アンカーボルトに作用する Z 方向発生せん断力
n_S	本	アンカーボルト本数
σ_{PS}	N/mm^2	ベースプレートの曲げ応力度
L_{PS}	mm	ベースプレートのレバー長さ
Z_{PS}	mm^3	ベースプレートの断面係数

(b) 計算モデル

応力算定モデルを図5-13に示す。

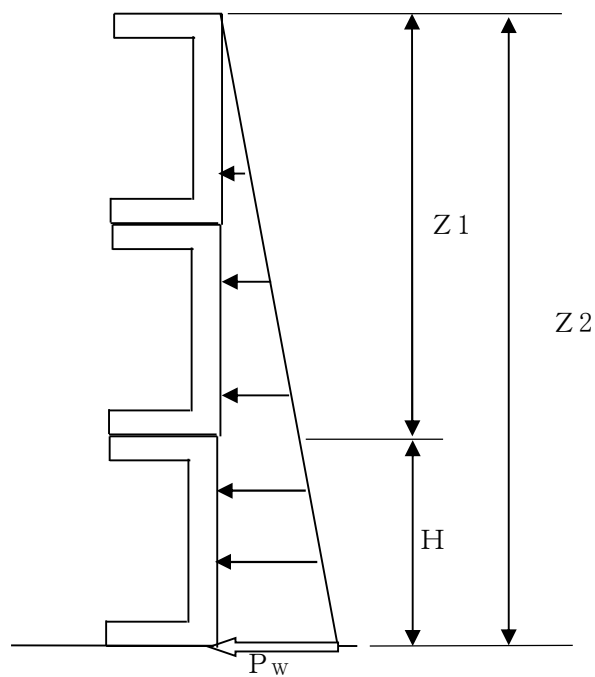


図5-13-1 梁材及び柱材に生じる力の模式図 (1/2)

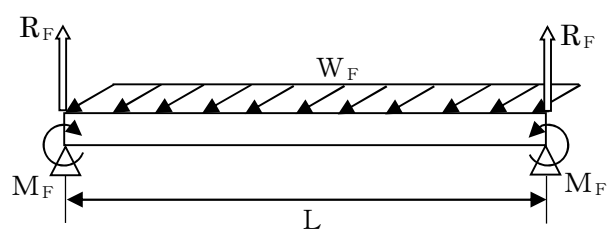


図5-13-2 梁材及び柱材に生じる力の模式図 (2/2)

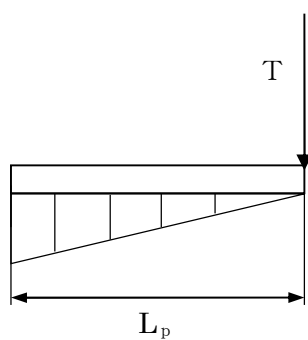


図5-13-3 ベースプレートに生じる力の模式図

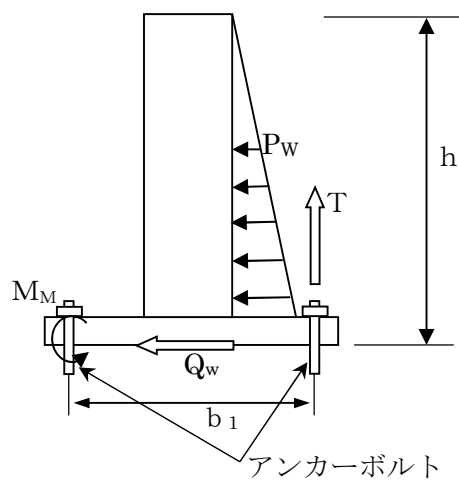


図5-13-4 アンカーボルトに生じる力の模式図

(c) 強度計算

イ. 梁材の検定

(イ) 曲げ応力度

梁材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し、枠材の短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_F = \frac{M_F}{Z_F}$$

(ロ) せん断応力度

梁材に生じるせん断応力度は機械工学便覧に基づき次式より算出し、梁材の短期許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\tau_F = \frac{R_F}{A_F}$$

(ハ) 曲げとせん断の組合せに対する検定

梁材に生じる曲げとせん断の組合せ応力を「鋼構造設計基準-許容応力度設計法-」（（社）日本建築学会，2005改定）に基づく次式により算定し梁材の短期許容応力を下回ることを確認する。

$$\sigma_{epF} = \sqrt{\sigma_F^2 + 3 \tau_F^2}$$

ロ. 柱材の検定

(イ) 曲げ応力度

柱材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し、柱材の短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_Y = \frac{M_Y}{Z_Y}$$

$$\sigma_Z = \frac{M_Z}{Z_Z}$$

(ロ) せん断応力度

柱材に生じるせん断応力度は機械工学便覧に基づき次式より算出し、柱材の短期許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\tau_Y = \frac{R_Y}{A_Y}$$

$$\tau_Z = \frac{R_Z}{A_Z}$$

(ハ) 曲げとせん断の合成に対する検定

柱材に生じる曲げとせん断の合成応力を「鋼構造設計基準-許容応力度設計法-」（（社）日本建築学会，2005改定）に基づく次式により算定し柱材の短期許容応力を下回ることを確認する。

$$\sigma_{e p Y Z} = \sqrt{(\sigma_Y^2 + \sigma_Z^2) + 3(\tau_Y^2 + \tau_Z^2)}$$

ハ. アンカーボルトの検定

(イ) 引張力に対する検定

アンカーボルトに作用する引張力を算出し，アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$T_s = \frac{M_Y}{b_Y \cdot n_Y} + \frac{M_Z}{b_Z \cdot n_Z}$$

(ロ) せん断応力に対する検定

アンカーボルトに作用するせん断応力は次式より算出し，アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$Q_Y = \frac{R_Y}{n_s}$$

$$Q_Z = \frac{R_Z}{n_s}$$

(ニ) 引張力とせん断力の組合せに対する検定

アンカーボルトに生じる引張力とせん断力の組合せ応力を「各種合成構造設計指針・同解説」（（社）日本建築学会，2010改定）に基づく次式により算定し，1以下であることを確認する。

$$\left(\frac{T_s}{P_a} \right)^2 + \left(\frac{Q_Y}{q_a} \right)^2 + \left(\frac{Q_Z}{q_a} \right)^2 \leq 1$$

ニ. ベースプレートの検定

(イ) 曲げに対する検定

$$\sigma_{P S} = T_s \cdot \frac{L_{P S}}{Z_{P S}}$$

5.3 管理区域外伝播防止堰に関する評価式

(1) 評価方針

発生を想定する溢水による静水压荷重により，管理区域外伝播防止堰に生じる応力等を算定し，強度評価を行う。

(2) 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表 5-6 に示す。

表 5-6 評価対象部位及び評価内容

評価部位	応力等の状態
コンクリート	せん断，圧縮
アンカー筋	引張，せん断

(3) 強度評価方法

a. 記号の定義

管理区域外伝播防止堰の強度評価に用いる記号を表 5-7 に示す。

表 5-7 管理区域外伝播防止堰の強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
P	kN	溢水荷重（集中荷重置換）
P_h	kN/m	溢水による静水压荷重
H	m	堰の高さ
P'	kN	堰が転倒する荷重
G	kN	堰の固定荷重
L	m	堰の固定荷重作用点と応力作用点との水平距離
h'	m	溢水荷重（集中荷重置換）が作用する高さ
ρ_1	t/m ³	溢水の密度
g	m/s ²	重力加速度
h	m	当該部分の浸水深

表 5-7 管理区域外伝播防止堰の強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
M	kN・m	曲げモーメント
Q	kN	せん断力
T	kN/本	鉄筋 1 本当たりの引張力
n	本	単位幅 (1m) 当たりの鉄筋本数
j	mm	応力中心距離 ($=7/8 \cdot d$)
d	mm	部材の有効せい
Q_a	kN/本	鉄筋 1 本当たりのせん断力
A	mm ²	堰の断面積
τ	N/mm ²	せん断応力度
σ_c	N/mm ²	圧縮縁応力度
T'	N	引張側鉄筋に生じる引張力 ($=M/j$)
X_n	mm	圧縮縁からの中立軸までの距離
b	mm	堰の幅 (単位幅)
c	mm	鉄筋のへりあき寸法

(b) 計算モデル

応力を算定する堰は、片持ちはりとする。

堰の応力算定モデルを図 5-14 に示す。

曲げモーメント図を図 5-15 に、せん断力図を図 5-16 に、堰に生じる引張力の概念図を図 5-17 に、堰に生じる圧縮力の概念図を図 5-18 に示す。

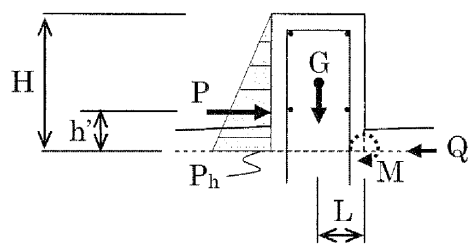


図 5-14 堰の応力算定モデル

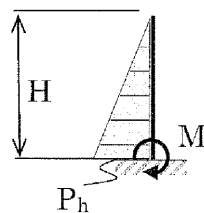


図 5-15 曲げモーメント図

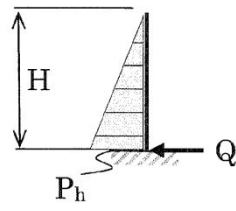


図 5-16 せん断力図

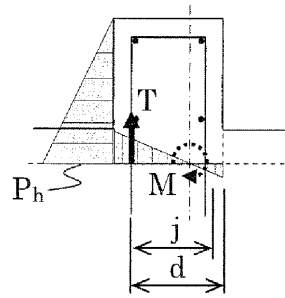


図 5-17 堰に生じる引張力の概念図

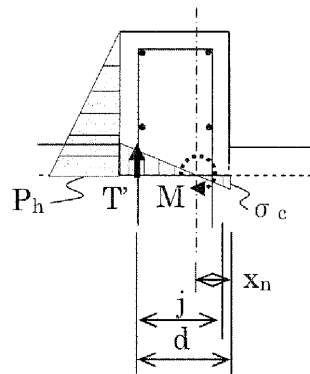


図 5-18 堰に生じる圧縮力の概念図

(c) 強度計算

イ. 堰に生じる応力

(イ) 溢水荷重 (集中荷重置換)

$$P = P_h \cdot \frac{H}{2}$$

(ロ) 堰が転倒する荷重

$$P' = G \cdot \frac{L}{h},$$

ロ. 溢水の荷重により生じる曲げモーメント

$$M = \frac{P_h \cdot H^2}{6}$$

ハ. 溢水の荷重により生じるせん断力

$$Q = \frac{P_h \cdot H}{2}$$

ニ. 引張力に対する検定

$$T = \frac{M}{n \cdot j}$$

ホ. せん断力に対する検定

(イ) 鉄筋 1 本あたりに生じるせん断力

$$Q_a = \frac{Q}{n}$$

(ロ) コンクリート生じるせん断応力度

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

5.4 逆流防止装置に関する評価式

(1) 評価方針

発生を想定する溢水による静水压荷重により，逆流防止装置に生じる応力等を算定し，強度評価を行う。

(2) 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表 5-8 に示す。

表 5-8 評価対象部位及び評価内容

評価部位	応力等の状態
弁本体	圧縮
フロートガイド	
フロート	
ボルト	引張

(3) 強度評価方法

a. 記号の定義

逆流防止装置の強度評価に用いる記号を表 5-9 に示す。

表 5-9 逆流防止装置の強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
A_1	m^2	弁本体の最小断面積
A_2	m^2	溢水による静水压が弁本体に作用する受圧面積
A_3	m^2	フロートガイドの最小断面積
A_4	m^2	溢水による静水压がフロートガイドに作用する受圧面積
A_5	m^2	引張力を受けるボルトの有効断面積
D_2	m	溢水による静水压が弁本体に作用する受圧直径
D_3	m	フロートガイドの最小直径
D_4	m	溢水による静水压がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧直径
D_5	m	引張力を受けるボルトの有効直径
n	本	引張力を受けるボルトの本数
g	m/s^2	重力加速度
h	m	当該部分の浸水高さ
S	MPa	J S M E 付録材料図表 Part5 表 5 鉄鋼材料(ボルト材を除く)の各温度における許容引張応力
f_t	MPa	引張力を受けるボルトの許容引張応力

表 5-9 逆流防止装置の強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
P_w	MPa	フロートに発生する圧力
P_h	MPa	溢水による静水圧
A_1	m^2	弁本体の最小断面積
W_1	N	逆止弁の自重
W_2	N	フロートガイド 1 本あたりに作用する荷重
ρ	kg/m^3	溢水の密度
σ_{t1}	MPa	弁本体の最小断面積に加わる圧縮応力
σ_{t2}	MPa	フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力
σ_b	MPa	ボルト 1 本の有効断面積に加わる引張応力

(b) 計算モデル

応力計算モデルを図 5-19 から図 5-21 に示す。

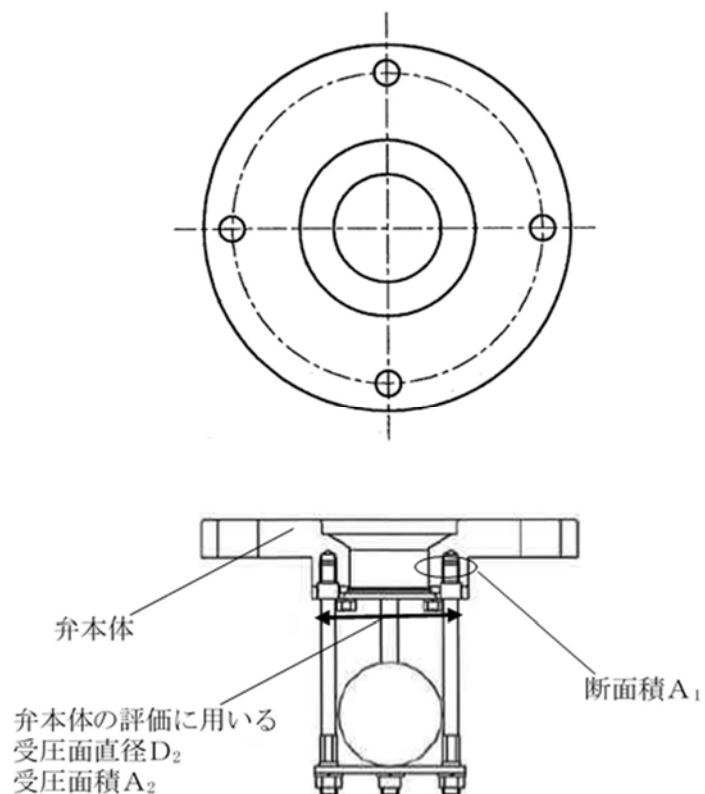


図 5-19 弁本体の強度評価に用いる受圧面直径及び断面積

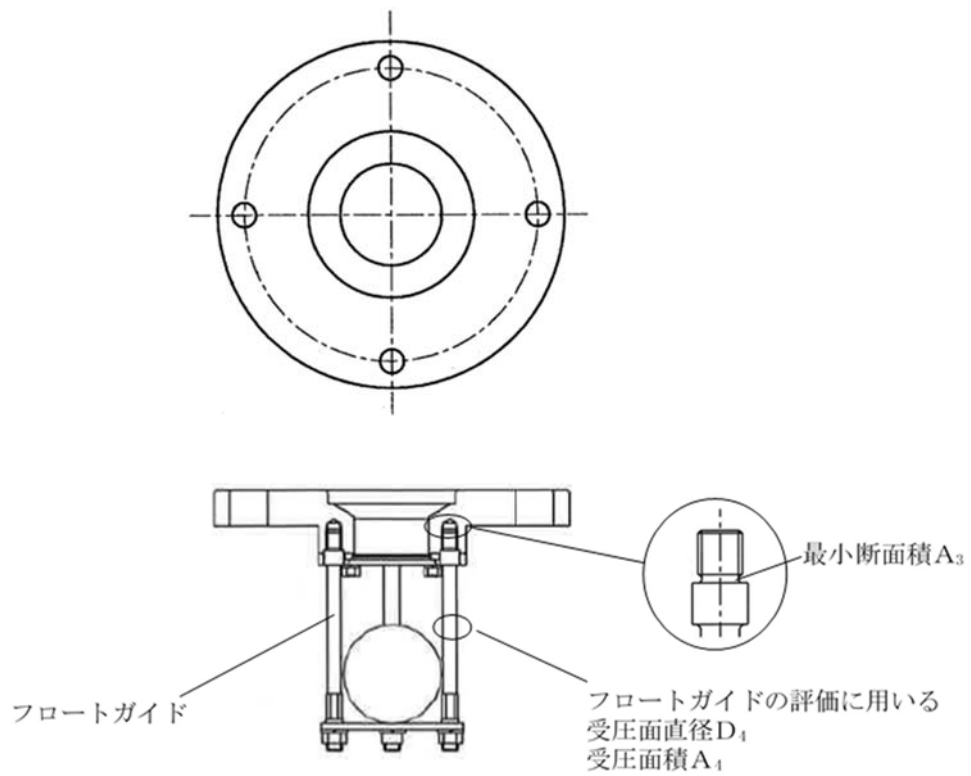


図 5-20 フロートガイドの強度評価に用いる受圧面直径及び断面積

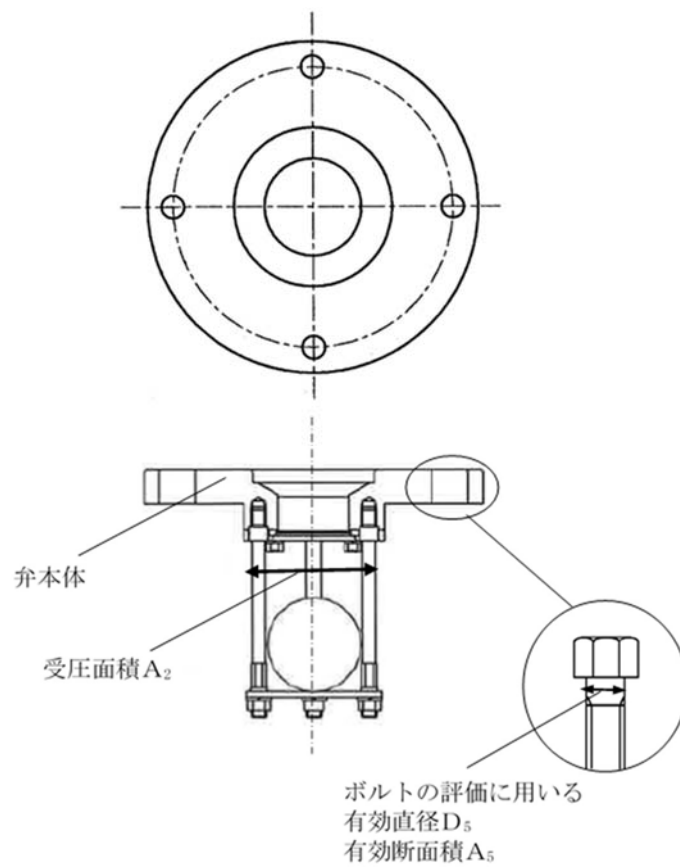


図 5-21 ボルトの強度評価に用いる受圧面直径及び断面積

(c) 強度計算

イ. 圧縮応力

(イ) 弁本体の検定

弁本体に生じる圧縮応力を次式により算定し、J S M E S N C 1 に準じた供用状態 C の許容応力以下であることを確認する。

$$\sigma_{t1} = \frac{W_1 + P_h \cdot A_2}{A_1}$$

(ロ) フロートガイドの検定

フロートガイドに生じる圧縮応力を次式により算定し、J S M E S N C 1 に準じた供用状態 C の許容応力以下であることを確認する。

$$\sigma_{t2} = \frac{W_2 + P_h \cdot A_4}{A_3}$$

(ハ) フロートの検定

フロートに生じる圧縮応力は溢水による静水圧とし、水圧試験で確認した水圧以下であることを確認する。

ロ. 引張応力

(イ) ボルトの検定

ボルトに生じる引張応力を次式により算定し、J S M E S N C 1 に準じた供用状態 C の許容応力以下であることを確認する。

$$\sigma_b = \frac{W_1 + P_h \cdot A_2}{A_5 \cdot n}$$

5.5 貫通部止水処置に関する評価式

(1) 評価方針

発生を想定する溢水による静水压荷重により、貫通部止水処置に生じる応力等を算定し、強度評価を行う。

(2) 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表 5-10 に示す。

表 5-10 評価対象部位及び評価内容

評価部位	応力等の状態
シーラ材	せん断，圧縮
ブーツ	引張
モルタル	せん断

(3) 強度評価方法

a. 記号の定義

貫通部止水処置の強度評価に用いる記号を表 5-11 に示す。

表 5-11 逆流防止装置の強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
P_h	kN/m^2	静水压
ρ	kg/m^3	密度
g	m/s^2	重力加速度
h	m	貫通部位置における浸水高さ
H	m	浸水高さ
S	m	貫通物の周長
L	m	モルタルの充てん深さ
F	kN	組合せ荷重
A	mm^2	貫通物の投影面積
A'	mm^2	モルタルが水压を受ける面積（受圧面積）
f_s	kN	モルタルの許容付着強度
f'_{bok}	N/mm^2	モルタルの付着強度
f'_{ck}	N/mm^2	モルタルの圧着強度
γ_c	—	材料定数

(b) 計算モデル

応力計算モデルを図 5-22 に示す。

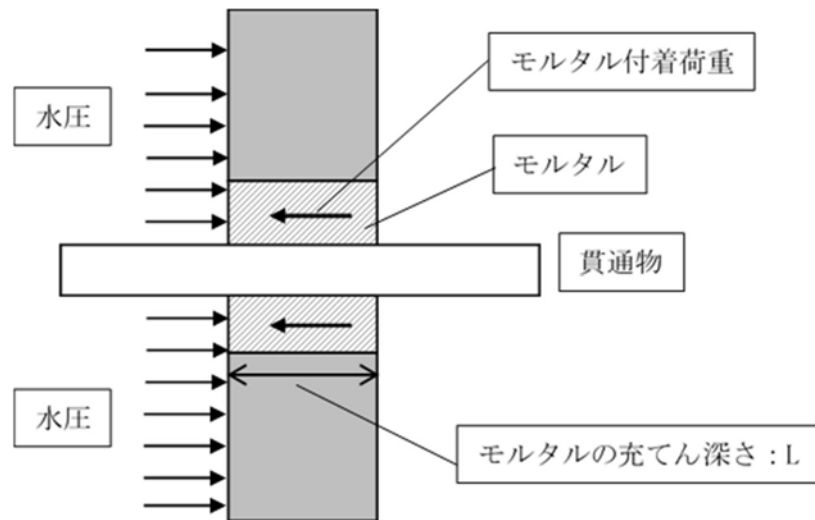


図 5-22 荷重模式図

(c) 強度計算

イ. シール材及びブーツの検定

シール材及びブーツに生じる応力は溢水による静水圧とし、水圧試験で確認した水圧以下であることを確認する。

ロ. モルタルの検定

モルタルに生じるせん断力を次式により算定し、「コンクリート標準示方書（構造性能照査編）」（（社）土木学会，2002 年）より算定した許容付着荷重以下であることを確認する。

$$F = P_h \times A'$$

5.6 防護カバーに関する評価式

(1) 評価方針

蒸気噴出荷重により防護カバー本体、ラグ及びシム調整キャップに生じる応力を算定し、強度評価を行う。

(2) 評価対象部位

評価対象部位及び評価内容を表5-12に示す。

表5-12 評価対象部位及び評価内容

評価部位	応力等の状態
防護カバー ラグ シム調整キャップ	曲げ，せん断，引張，支圧

(3) 強度評価方法

a. 記号の定義

防護カバーの強度計算に用いる記号を表5-13に示す。

表5-13 防護カバーの強度計算に用いる記号 (1/2)

記号	単位	説明
A_c	mm^2	防護カバー開口面積
A_e	mm^2	配管内径断面積
A_m	mm^2	配管金属断面積
A_p	mm^2	支圧応力計算に用いる断面積
A_s	mm^2	せん断応力計算に用いる断面積
A_t	mm^2	引張応力計算に用いる断面積
b	mm	各部品のせん断面寸法
C_T	—	定常スラスト係数
$D L F$	—	ダイナミックロードファクタ*
F_b	MPa	曲げ応力
F_{ip}	MPa	引張応力(内圧による)
F_j	N	蒸気噴出による荷重
F_j'	N	防護カバーに作用する荷重
F_ℓ	N	リップフォース

* 「design basis for protection of light water nuclear power plants against the effects of postulated pipe rupture ANSI/ANS-58.2-1988」より

表5-13 防護カバーの強度計算に用いる記号 (2/2)

記号	単位	説明
F_m	MPa	組合せ応力
F_p	MPa	支圧応力
F_r	N	リリース力
F_s	MPa	せん断応力
F_t	MPa	引張応力(蒸気噴出反力による)
f_b	MPa	許容曲げ応力 支持構造物(ボルト等を除く)に対して J SME SSB -3121.1(4)により規定される値
f_p	MPa	許容支圧応力 支持構造物(ボルト等を除く)に対して J SME SSB -3121.1(5)により規定される値
f_s	MPa	許容せん断応力 支持構造物(ボルト等を除く)に対して J SME SSB -3121.1(2)により規定される値
f_t	MPa	許容引張応力 支持構造物(ボルト等を除く)に対して J SME SSB -3121.1(1)により規定される値
h	mm	支圧面の高さ
ℓ	mm	モーメントアーム長さ
m	mm	シム調整キャップ長さ
n	mm	シム調整キャップ幅
P_a	MPa	配管周辺の圧力
P_0	MPa	配管における破断開口発生前の配管圧力
r_1	mm	防護カバーの内径
r_2	mm	防護カバーの外径
t	mm	ラグ厚さ
t_{wp}	mm	溶接脚長
Z	mm ³	断面係数
θ	rad	パッド取付け部における防護カバーの中心角度

b. 計算モデル

応力算定モデルを図5-23～図5-25に示す。

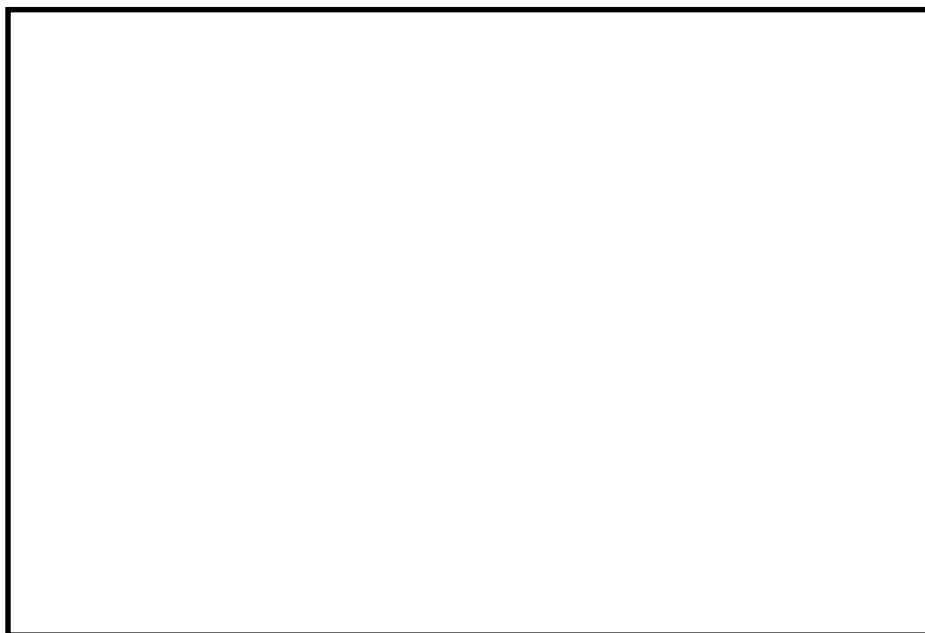


図5-23 防護カバー断面概略図（防護カバー本体）

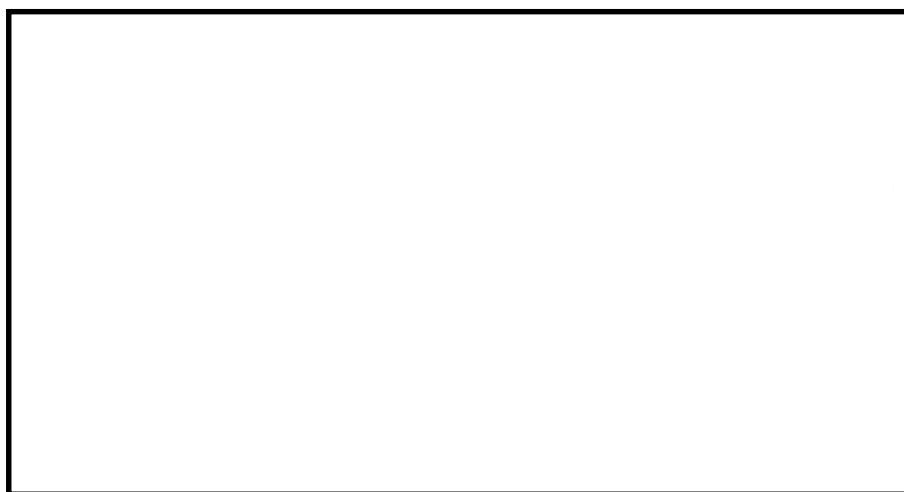


図5-24 防護カバー断面概略図（ラグ）

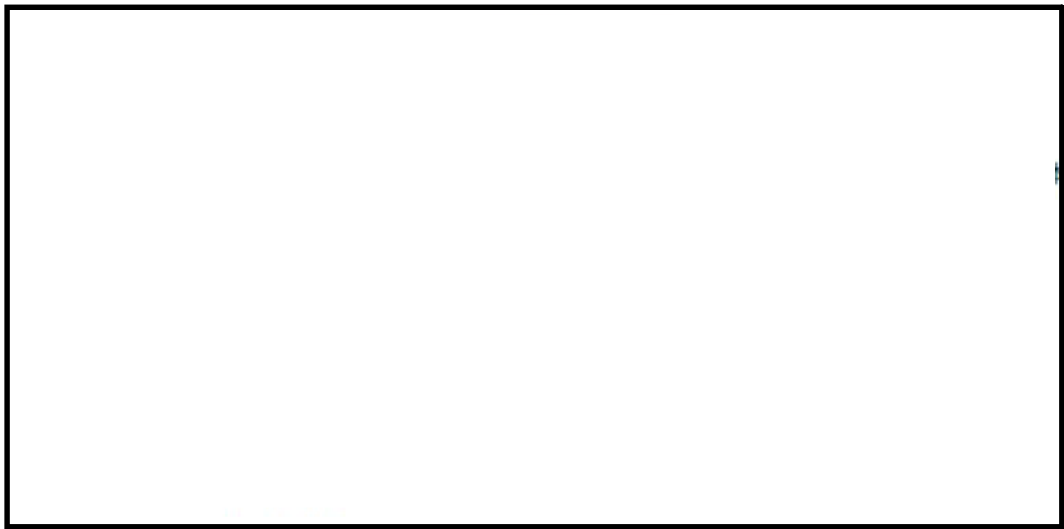


図5-25 防護カバー断面概略図（シム調整キャップ）

c. 強度計算

防護カバーの強度計算は、以下の式を用いて行う。

(a) 防護カバー本体

イ. 防護カバー本体：ジェット反力による軸方向応力（A－A断面）

防護カバーは配管の完全全周破断により全周均一にジェット反力が作用する。

そこで、軸方向応力として引張応力 F_t を算出し、許容引張応力以下であることを確認する。



ロ. 防護カバー本体：軸方向応力（引張）（B－B断面）

軸方向応力（引張）を算出し、許容引張応力以下であることを確認する。



二. 配管からの漏えい時の内圧により発生する周方向応力

配管からの漏えい時に発生する内圧は，防護カバーのすき間により配管内圧に比べて減圧されるが，保持的に配管内圧と同じ圧力として引張応力 F_{ip} を算出し，許容引張応力以下であることを確認する。

ジェット反力と内圧による組合せ応力 F_m （応力強さ：軸，周，厚さ方向（R 方向）の組合せを考慮する。）を算出し，許容引張応力以下であることを確認する。

(b) ラグ

イ. ラグと配管の溶接部（C－C断面）

せん断応力を算出し，許容せん断応力以下であることを確認する。

$$F_s = \frac{F_j'}{4A_s} \quad A_s = 2(b + t) \frac{t_{wp}}{\sqrt{2}}$$

曲げ応力を算出し，許容曲げ応力以下であることを確認する。

組合せ応力を算出し，許容応力以下であることを確認する。

ロ. ラグ材（D－D断面）

せん断応力を算出し，許容せん断応力以下であることを確認する。

曲げ応力を算出し，許容曲げ応力以下であることを確認する。

組合せ応力を算出し、許容応力以下であることを確認する。

(c) シム調整キャップ

イ. シム調整キャップと防護カバー本体の溶接部 (E-E 断面)

せん断応力を算出し、許容せん断応力以下であることを確認する。

ロ. シム調整キャップ (F-F 断面)

せん断応力を算出し、許容せん断応力以下であることを確認する。

支圧応力を算出し、許容支圧応力以下であることを確認する。

6. 適用規格

強度計算に用いる規格指針法令及び基準を以下に示す。

- ・「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2005年版（2007年追補版を含む））〈第Ⅰ編 軽水炉規格〉 J S M E S N C 1-2005/2007」（日本機械学会）
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4601-1987」（社）日本電気協会
- ・「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 4601・補-1984」（社）日本電気協会
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4601-1991 追補版」（社）日本電気協会
- ・「原子力発電所配管破損防護設計技術指針 J E A G 4613-1998」（社）日本電気協会
- ・「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-」（（社）日本建築学会，1999年改定）
- ・「鋼構造設計基準-許容応力度設計法-」（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・「各種合成構造設計指針・同解説」（（社）日本建築学会，2010年改定）
- ・「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（社）土木学会，2002年改定）
- ・「建築基準法」（昭和25年5月24日法律第201号）
- ・「建築基準法施行令」（昭和25年11月16日政令第338号）
- ・日本工業規格 JIS G 3101-2015 「一般構造用圧延鋼材」
- ・日本工業規格 JIS G 4053-2012 「機械構造用 合金鋼材」
- ・日本工業規格 JIS G 4303 「ステンレス鋼棒」

V-3-別添 3-4-1 水密扉の強度計算書

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 適用規格.....	10
3. 強度評価方法.....	11
3.1 記号の定義.....	11
3.2 評価対象部位.....	13
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	16
3.4 許容限界.....	17
3.5 評価方法.....	19
4. 評価条件.....	25
5. 強度評価結果.....	30

1. 概要

本資料は、添付書類「V-3-別添3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示しており、原子炉建屋地下2階に設置する水密扉（以下「水密扉」という。）が、発生を想定する溢水による静水压荷重に対して、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持することを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

水密扉は，添付書類「V-3-別添3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の構造計画に示すとおり，原子炉建屋原子炉棟の開口部に設置する。水密扉の設置位置図を図2-1に示す。

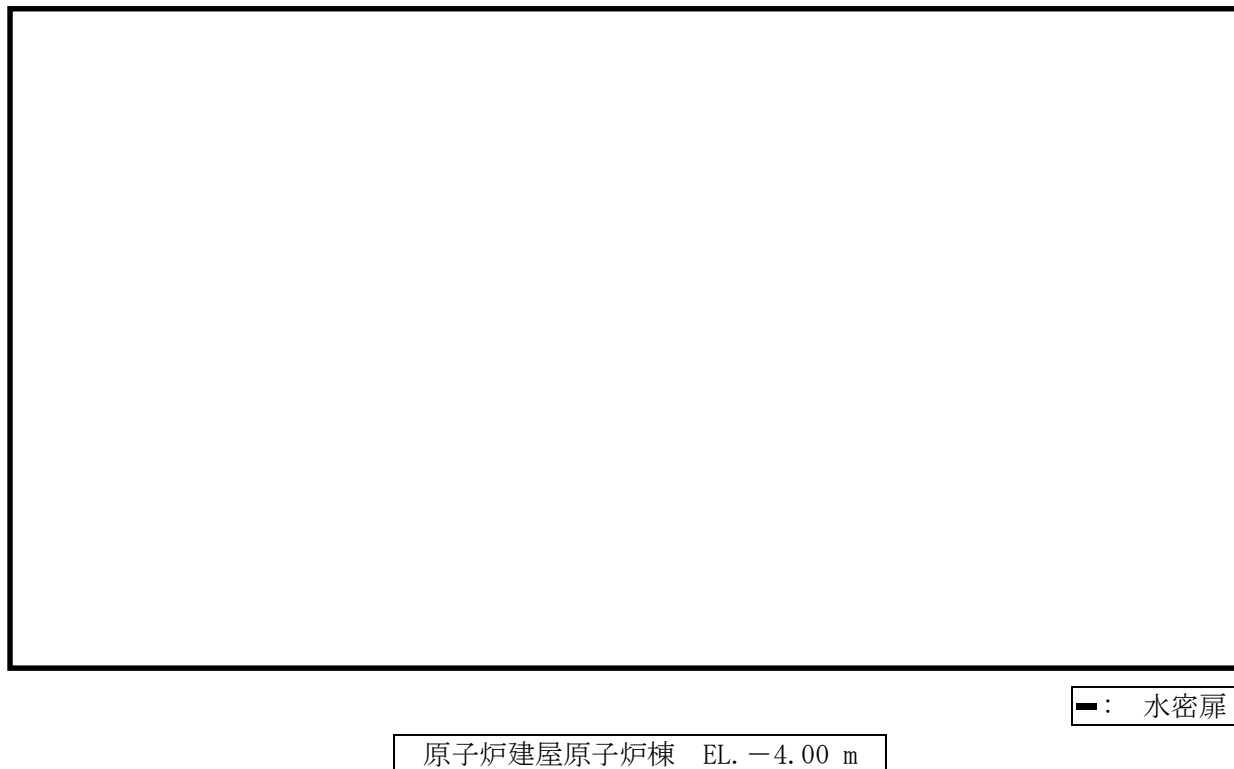


図2-1 水密扉の設置位置図

2.2 構造概要

水密扉の構造は、添付書類「V-3-別添3-3 溢水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。水密扉の構造計画を表2-1に、構造図を図2-2、図2-3、図2-4、図2-5に示す。

表2-1 水密扉の構造計画

設備 名称	計画構造		説明図
	主体構造	支持構造	
水密扉	片開型の鋼製扉とし、鋼製の扉板に芯材を取り付け、扉に設置された締付装置（カンヌキ）を鋼製の扉枠に、差し込み、扉と扉枠を一体化させる構造とする。 また、扉と扉枠の接続はヒンジを介する構造とする。	扉開放時には、ヒンジにより扉が扉枠に固定され、扉閉止時には、締付装置（カンヌキ）により扉が扉枠に固定される構造とする。 また、扉枠を建屋の開口部周辺に、アンカーボルトにより固定する構造とする。	図2-2は、水密扉の構造計画を示す図である。上部は平面図、下部は断面図である。平面図には、扉枠の幅が0.855m、扉の高さが1.940m、建屋の開口部までの高さが1.755mと記載されている。アンカーボルトが扉枠を建屋（躯体）に固定していることが示されている。断面図には、扉枠、芯材、扉板、締付装置（カンヌキ）、水密扉、建屋（躯体）、床面、ヒンジ、水密パッキン、アンカーボルトが示されている。水圧作用方向（内側）と（外側）の矢印が示されている。

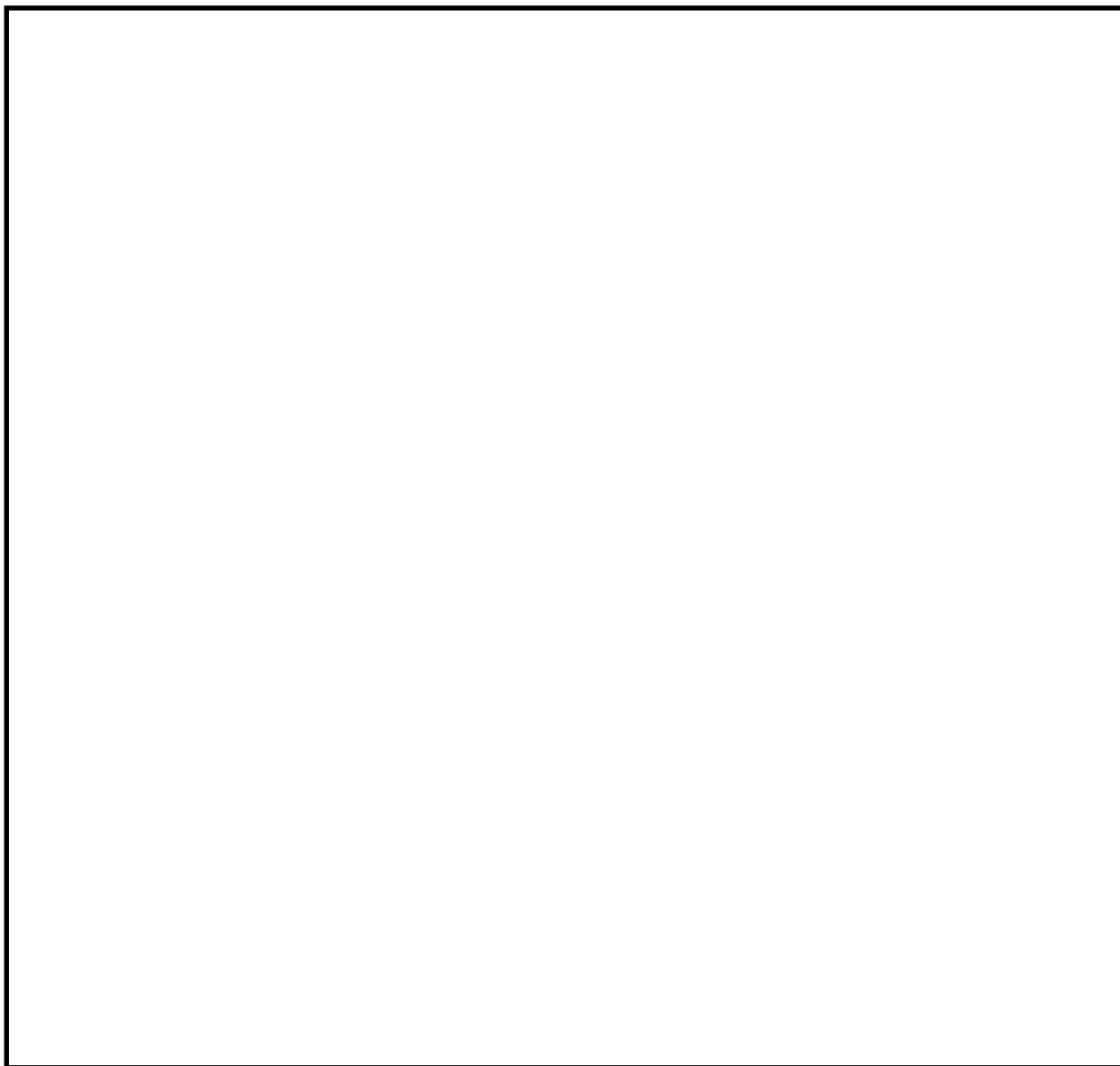


図2-2 残留熱除去系A系ポンプ室水密扉の構造図

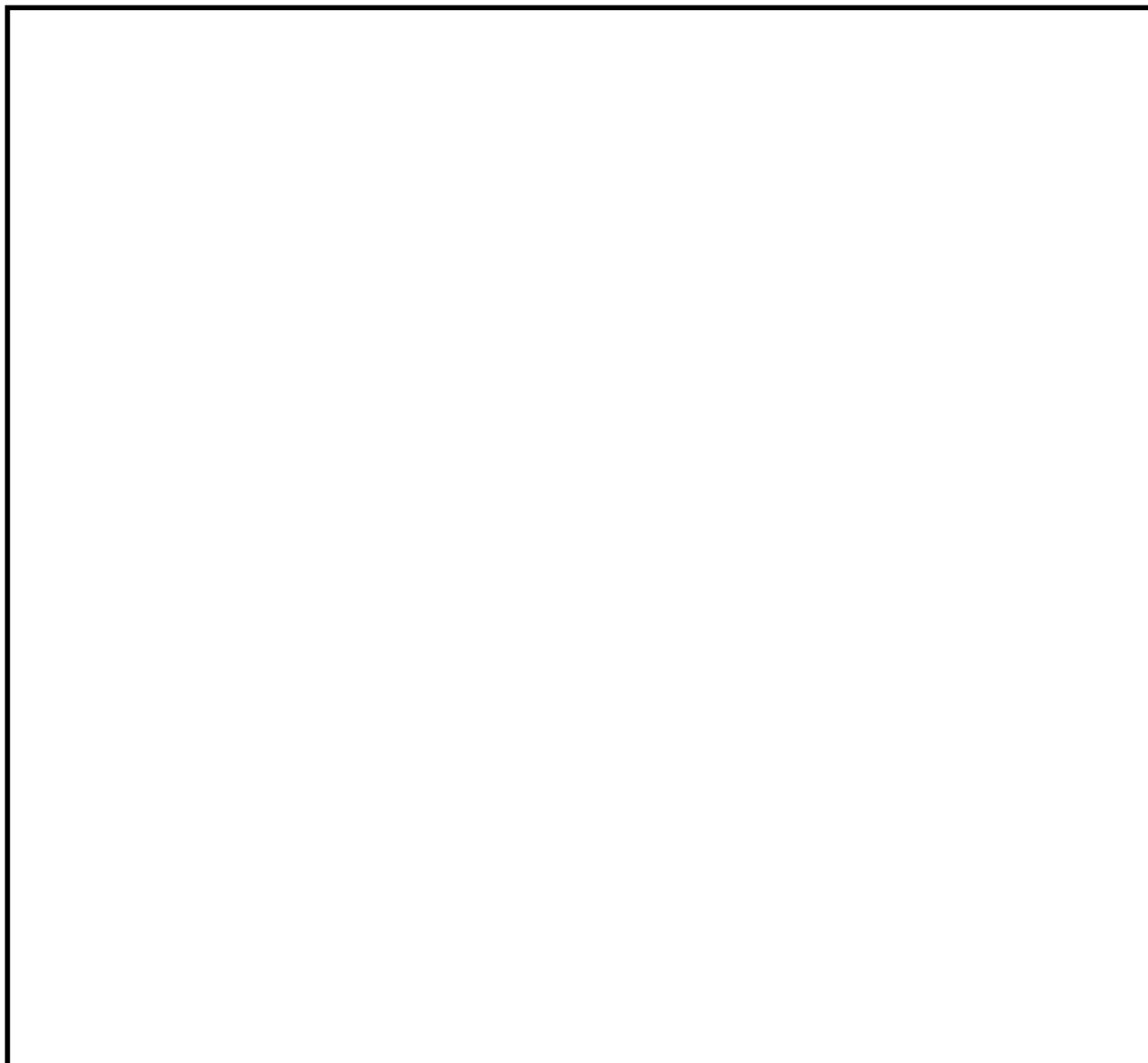


図2-3 原子炉隔離時冷却系室北側水密扉の構造図

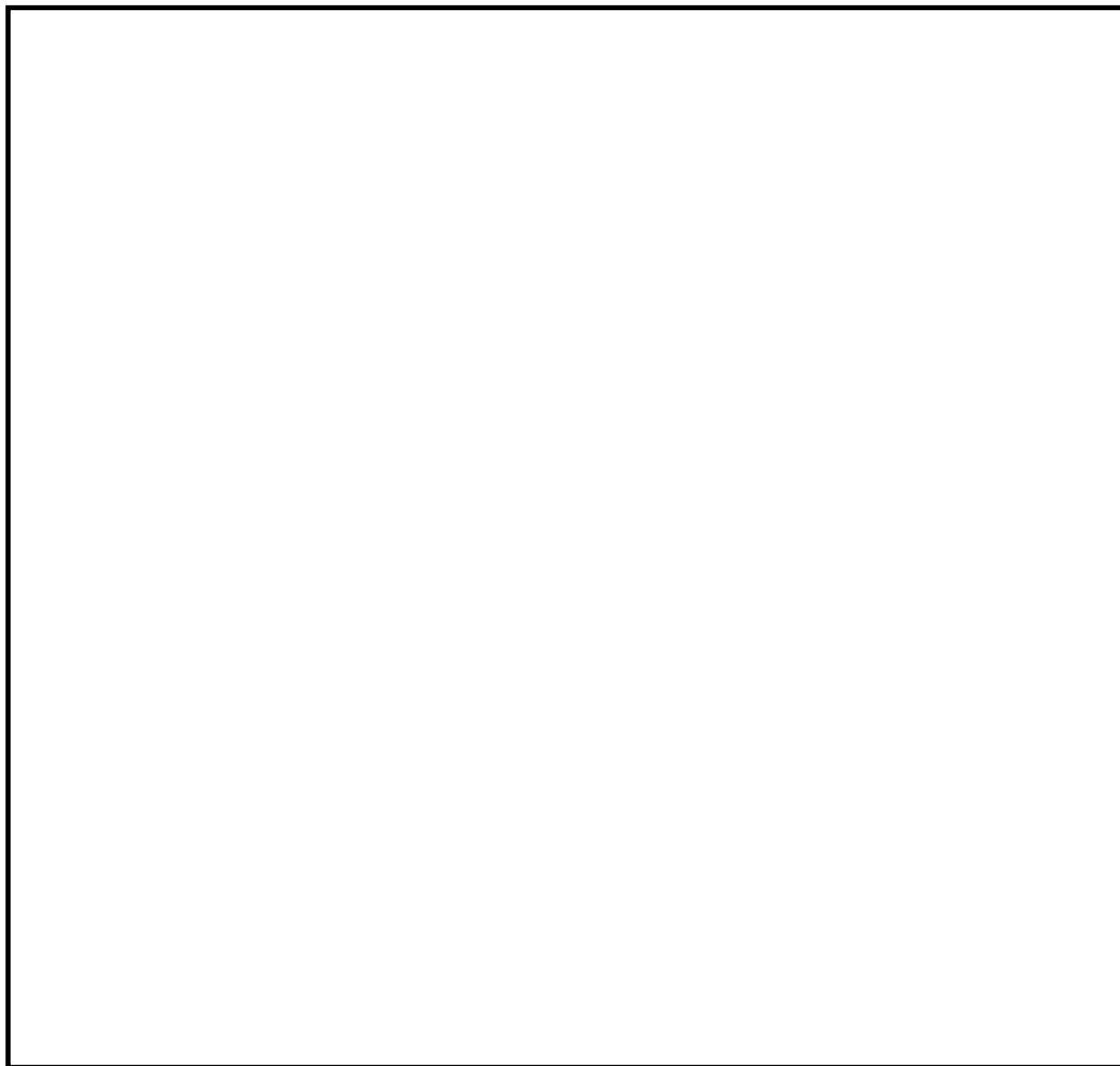


図2-4 原子炉隔離時冷却系室南側水密扉の構造図

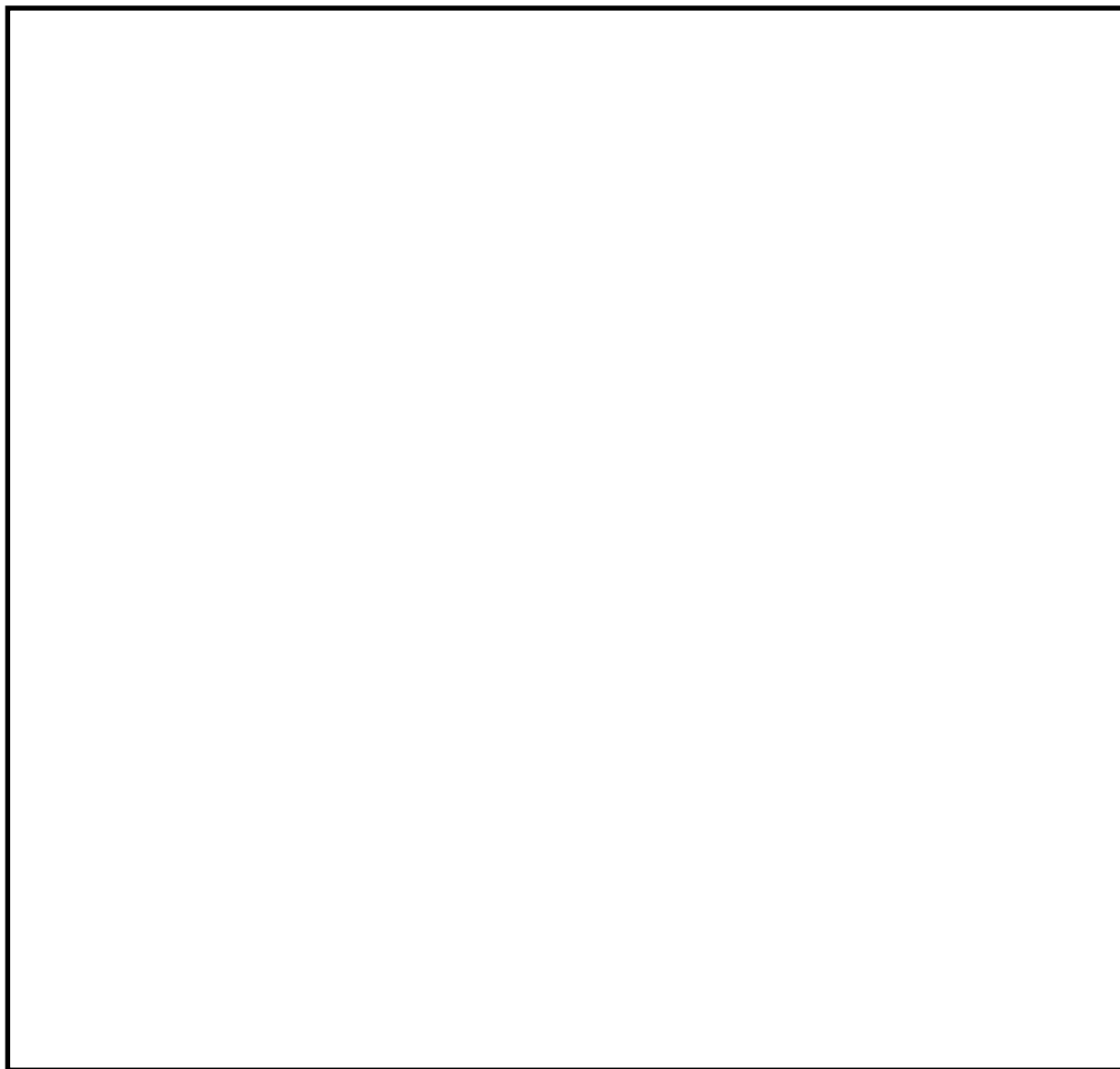


図2-5 高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉の構造図

2.3 評価方針

水密扉の強度評価は、添付書類「V-3-別添3-3 溢水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」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、水密扉の評価対象部位に作用する応力等が許容限界内にあることを、「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」にて確認する。

水密扉の強度評価フローを図2-6に示す。水密扉の強度評価においては、その構造を踏まえ、発生を想定する溢水による静水圧荷重により、原子炉建屋原子炉棟に設置する水密扉へ作用する荷重方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、静水圧荷重が作用する場合を考慮する。

強度評価においては、荷重を静的に作用させる静的解析により、扉板、芯材及び締付装置（以下「カンヌキ部」という。）並びにアンカーボルトの発生荷重を算定し、許容限界との比較を行う。

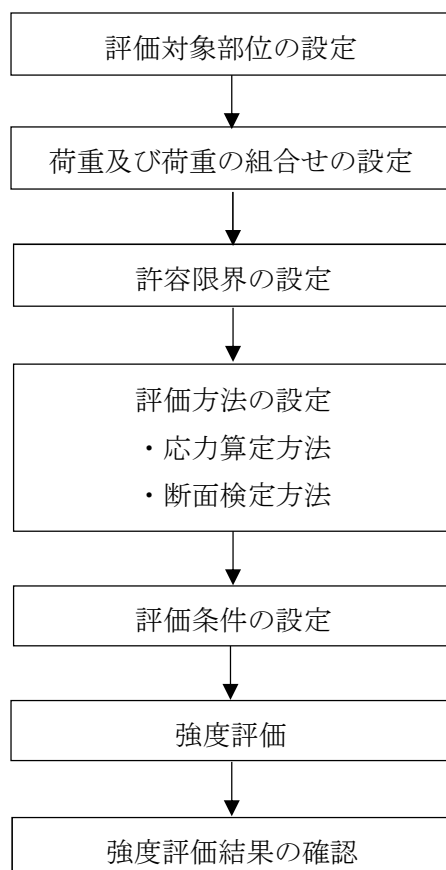


図2-6 水密扉の強度評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005改定）
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2010改定）
- ・ 各種合成構造指針・同解説（（社）日本建築学会，2010改定）
- ・ JIS G 3101－2015 一般構造用圧延鋼材
- ・ JIS G 4053－2012 機械構造用 合金鋼鋼材

3. 強度評価方法

水密扉の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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。

水密扉の強度評価は、「3.2 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「3.4 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、「3.5 評価方法」に示す方法を用いて評価を行う。

3.1 記号の定義

水密扉の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 (1/2)

記号	単位	定義
A	mm ²	断面積
A _a	mm ²	1本当たりの表面積
A _b	mm ²	1本当たりの断面積
a _n	m	横桁ピッチ
g	m/s ²	重力加速度
h	m	当該部分の浸水深
H	m	水深
h _c	m	水压中心位置
h'	m	水压中心位置からカンヌキ間距離
H _g	m	受圧高
L	m	区画短辺の長さ
L _b	mm	軸支持間距離 (カンヌキ)
L _p	mm	軸支持間距離 (カンヌキ受けピン)
L _k	m	カンヌキ中心間距離
M	kN・m	曲げモーメント
M _{X1}	－	等分布荷重による曲げ応力算定用の係数
M _{X2}	－	等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数
n	本	ボルトの本数
P ₀	kN	設計水压荷重
P _h	kN/m ²	溢水による静水压
P _T	kN	許容引張力
P _n	kN/m ²	横桁負担荷重
Q	kN	せん断力
R _p	kN	溢水に伴う荷重による反力
T	kN	引張力

表3-1 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
W_d	kN/m	区画下端の単位長さ当たりの作用荷重
W_u	kN/m	区画上端の単位長さ当たりの作用荷重
Y	m	主桁ピッチ
Z	mm^3	断面係数
ρ	t/m^3	水の密度
σ	N/mm^2	曲げ応力度
σ_T	N/mm^2	引張応力度
σ_x	N/mm^2	組合せ応力度
τ	N/mm^2	せん断応力度
Q_a	kN	アンカーボルトの短期許容せん断力

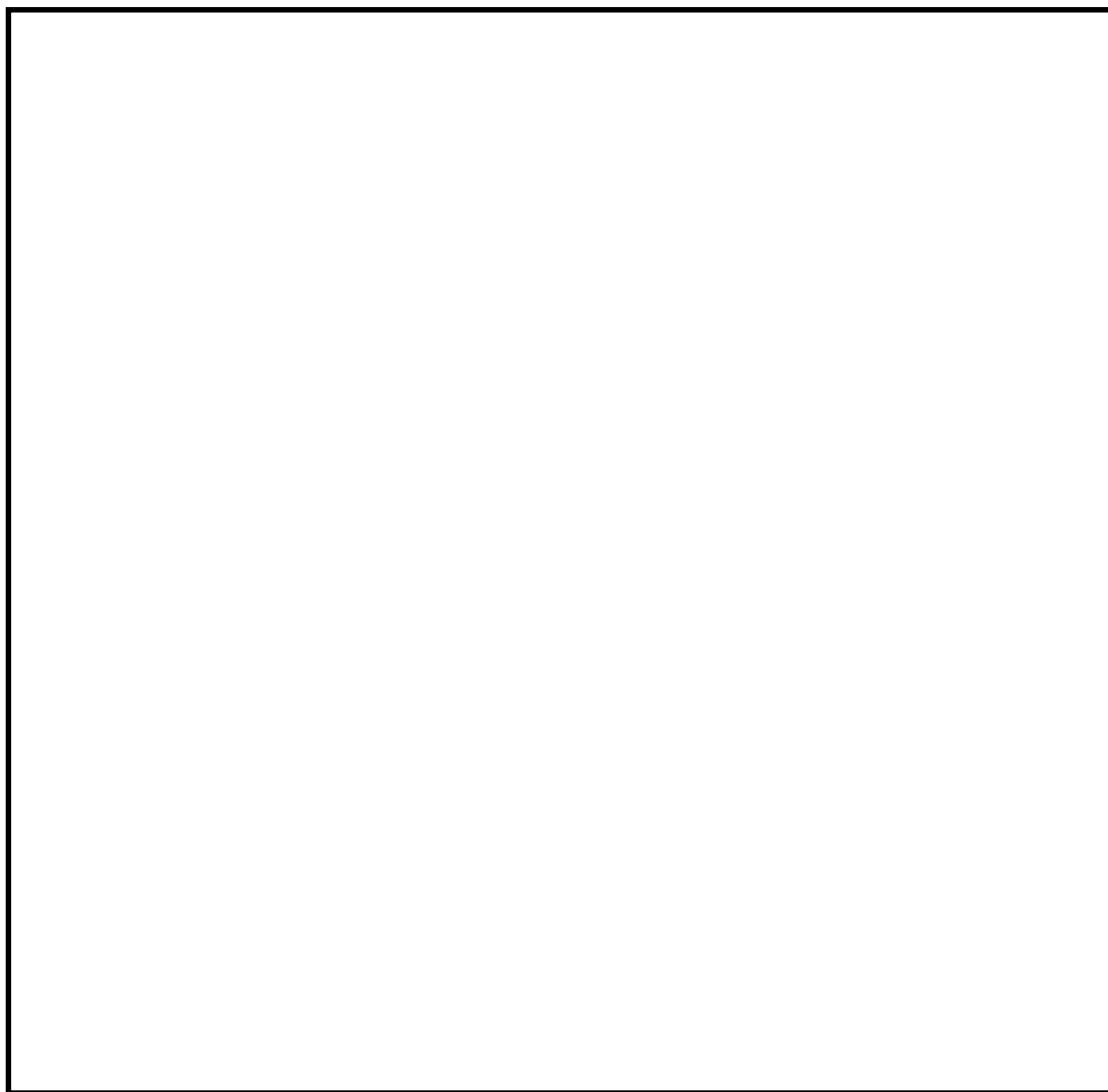
3.2 評価対象部位

水密扉の評価対象部位は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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、「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、荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

外部からの荷重作用時は、扉板から芯材に伝わり、壁と一体化した扉枠を介し、扉枠を固定するアンカーボルトを介し、開口部周囲の躯体に伝達されることから、評価対象部位は、扉板、芯材及びアンカーボルトとする。

内部からの荷重作用時は、扉板から芯材に伝わり、カンヌキ部に伝達され、扉枠及び扉枠を固定するアンカーボルトを介し、躯体に伝達されることから、扉板、芯材、アンカーボルト及びカンヌキ部を評価対象部位とする。ただし、扉板、芯材及びアンカーボルトについて、考慮する設計水圧荷重は、外部又は内部からの荷重作用時において同じである。

水密扉に作用する荷重の作用図を図3-1に示す。



14

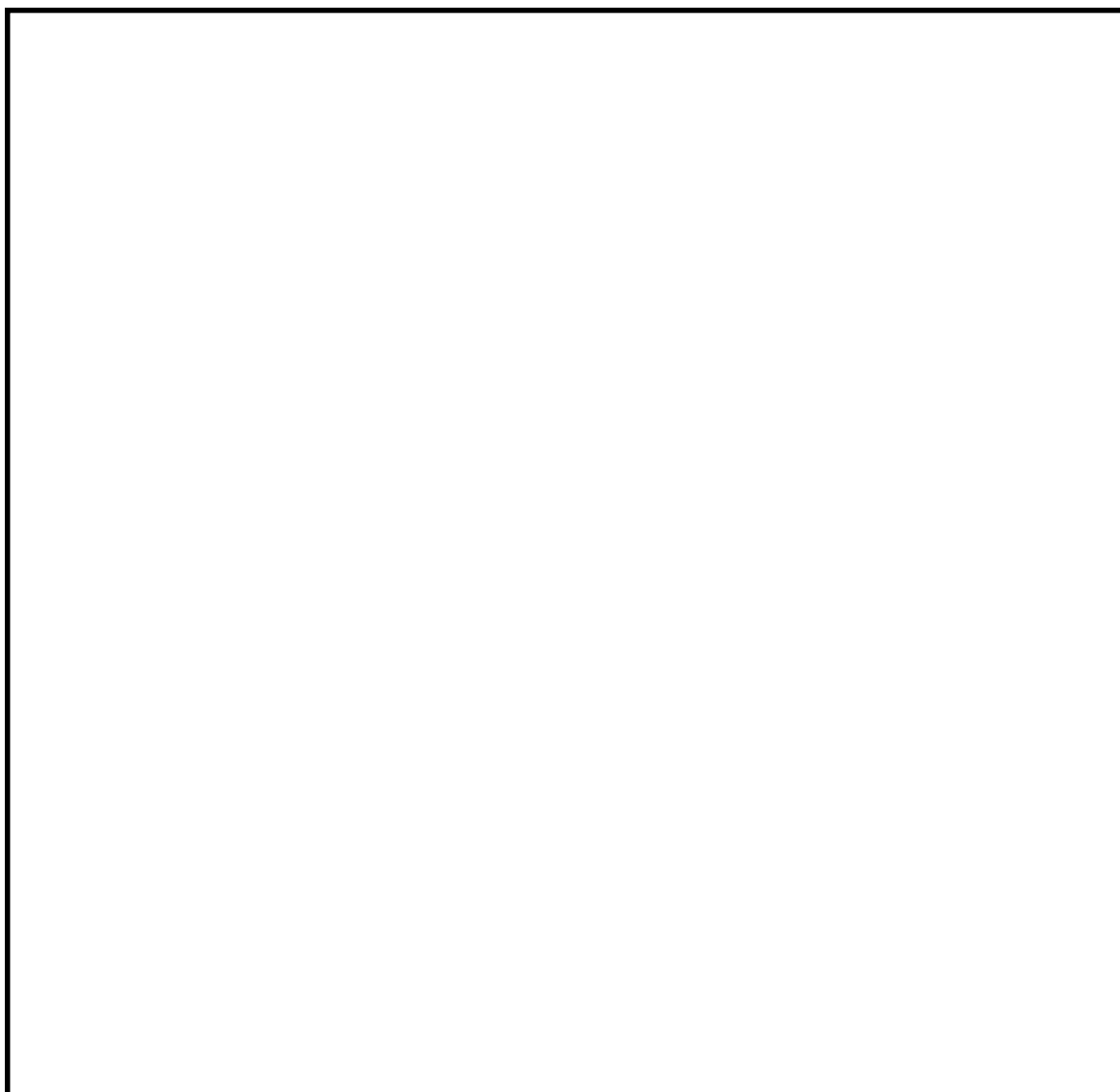
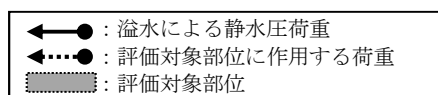


図3-1 水密扉に作用する荷重の作用図 (2/2)

3.3 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「V-3-別添3-3 溢水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 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(1) 溢水による静水圧荷重（ P_h ）

溢水による荷重として、水圧作用高さまでの静水圧を考慮する。溢水による荷重は、対象とする水の密度に当該部分の水圧作用深さを乗じた次式により算出する。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h \cdot 10^{-3}$$

溢水に伴う荷重の算定に用いる、水圧作用高さ及び水の密度を表3-2に示す。

表3-2 水圧作用高さ及び水の密度

扉名称	水圧作用高さ	水密扉の 設置階	床面から の溢水の 高さ (m)	溢水の密度 (t/m³)		溢水の 性状
残留熱除去系A系 ポンプ室水密扉				正圧	1.00	純水
				逆圧	1.00	
原子炉隔離時冷却 系室北側水密扉				正圧	1.00	純水
				逆圧	1.00	
原子炉隔離時冷却 系室南側水密扉				正圧	1.00	純水
				逆圧	1.00	
高圧炉心スプレイ 系ポンプ室水密扉				正圧	1.00	純水
				逆圧	1.00	

3.3.2 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添3-3 溢水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」にて設定している荷重を踏まえて設定する。

荷重の組合せを表3-3に示す。

表3-3 荷重の組合せ

扉名称	荷重の組合せ
残留熱除去系A系ポンプ室水密扉	P_h
原子炉隔離時冷却系室北側水密扉	P_h
原子炉隔離時冷却系室南側水密扉	P_h
高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉	P_h

3.4 許容限界

水密扉の許容限界は、添付書類「V-3-別添3-3 溢水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て、「3.2 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに、機能損傷モードを考慮して設定する。

(1) 使用材料

水密扉を構成する、扉板、芯材、カンヌキ部及びアンカーボルトの使用材料を表3-4に示す。

表3-4 使用材料

部位		材質	仕様
扉板			
芯材			
カンヌキ部	カンヌキ		
	カンヌキ受けピン		
	カンヌキ受けボルト		
アンカーボルト			

(2) 許容限界

a. 扉板，芯材，カンヌキ部

扉板，芯材，カンヌキ部の許容限界は，「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005改定）」を踏まえて表3－5の値とする。

表3－5 扉板，芯材，カンヌキ部の許容限界

材料	短期許容応力度 (N/mm ²)		
	曲げ*3	引張	せん断

*1：tは板厚（mm）を示す。

*2：許容応力度を決定する場合の基準値Fの値は，「JIS G 3101：2015 一般構造用圧延鋼材」，「JIS G 4053：2012 機械構造用 合金鋼鋼材」に基づく。

*3：組合せの短期許容応力度は，引張と同じ。

b. アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は，「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010改定）」に基づき算定した表3－6の値とする。

アンカーボルトがせん断力を受けるため，アンカー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により決まる許容荷重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。

表3－6 アンカーボルトの許容限界

扉名称	評価対象となるアンカーボルトの部位	仕様	短期許容荷重 (kN/本)
			せん断
残留熱除去系A系ポンプ室水密扉	躯体全周	M20	34
原子炉隔離時冷却系室北側水密扉		M20	34
原子炉隔離時冷却系室南側水密扉		M20	34
高圧炉心スプレイ系ポンプ室水密扉		M20	34

3.5 評価方法

水密扉の強度評価は、添付書類「V-3-別添3-3 溢水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」にて設定している評価式を用いる。

(1) 応力算定

a. 扉板

扉板に生じる応力は、等分布荷重を受ける周辺固定支持の矩形板として、「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—（（社）日本建築学会，1999改定）」に基づく次式により算定する。なお、算定に当たっては、水压作用高さにより台形状の分布荷重を考慮する。

扉板に生じる荷重の例を図3-2に示す。

$$M = M_{x1} \cdot W_U \cdot L^2 + M_{x2} \cdot (W_d - W_U) \cdot L^2$$

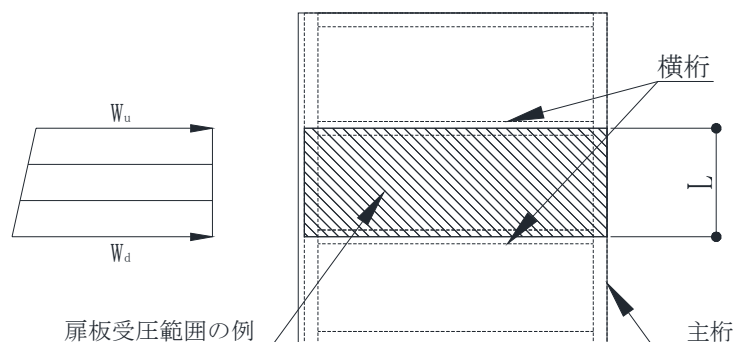


図3-2 扉板に生じる荷重の例

b. 芯材（横桁）

芯材に生じる応力は，等分布荷重を受ける両端支持の単純梁として，次式により算定する。

芯材に生じる荷重の例を図3-3に示す。

$$M = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{Y^2}{8}$$

$$Q = \frac{P_n + P_{n+1}}{2} \cdot \frac{a_n + a_{n+1}}{2} \cdot \frac{Y}{2}$$

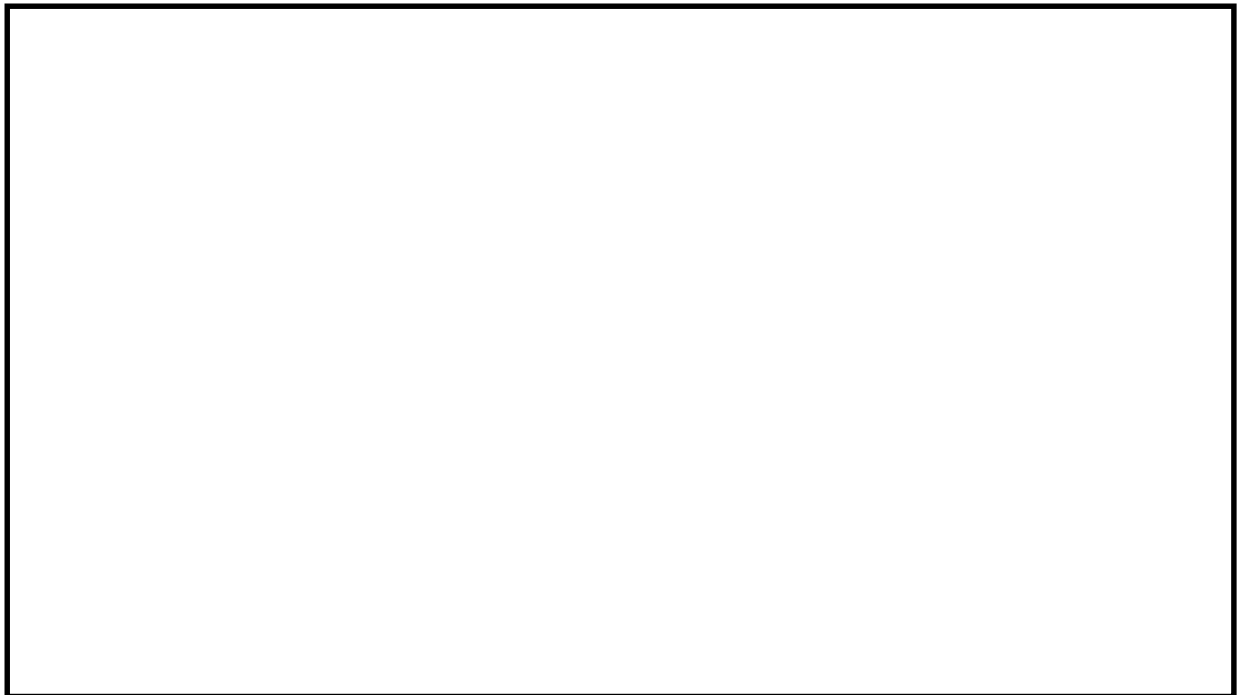


図3-3 芯材（横桁）に生じる荷重の例

c. カンヌキ部

カンヌキ部は、カンヌキ、カンヌキ受けピン及びカンヌキ受けボルトで構成されており、カンヌキ部に生じる荷重 R_p は、扉上端高さ H_1 及び扉下端高さ H_0 より算定される台形状の分布荷重を集中荷重に置換した設計水圧荷重 P_0 により算定し、各構成部材に発生する荷重を算定する。カンヌキ部に生じる荷重の例を図3-4に示す。

$$R_p = P_0 \cdot \frac{h'}{2 \cdot L_k}$$

$$h' = L_2 - h_C$$

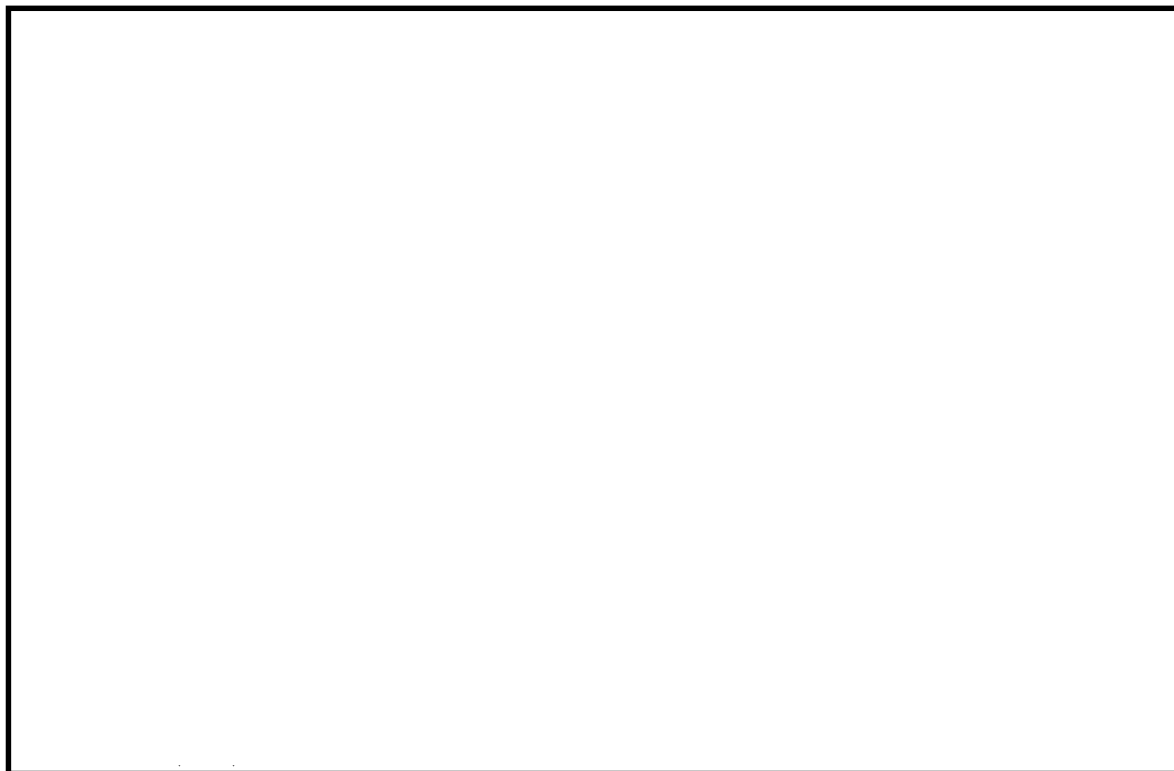


図3-4 カンヌキ部に生じる荷重の例

(a) カンヌキ

カンヌキに生じる荷重は，次式により算定する。

カンヌキに生じる荷重の例を図3-5に示す。

$$M = R_p \cdot L_b$$

$$Q = R_p$$

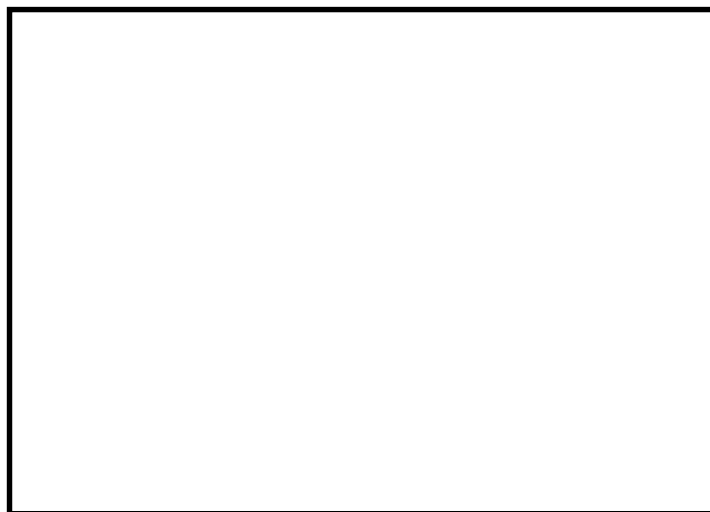


図3-5 カンヌキに生じる荷重の例

(b) カンヌキ受けピン

カンヌキ受けピンに生じる荷重は，次式により算定する。

カンヌキ受けピンに生じる荷重の例を図3-6に示す。

$$M = R_p \cdot \frac{L_p}{4}$$

$$Q = \frac{R_p}{2}$$

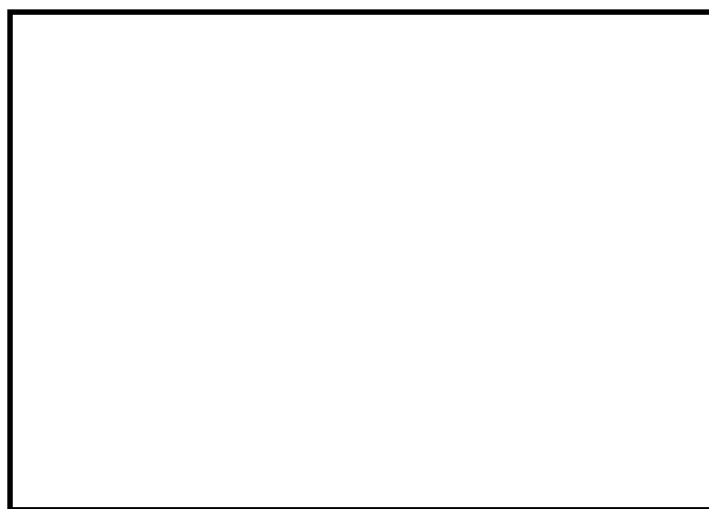


図3-6 カンヌキ受けピンに生じる荷重の例

(c) カンヌキ受けボルト

カンヌキ受けボルトに生じる荷重は，次式により算定する。

カンヌキ受けボルトに生じる荷重の例を図3-7に示す。

$$T = R_p$$

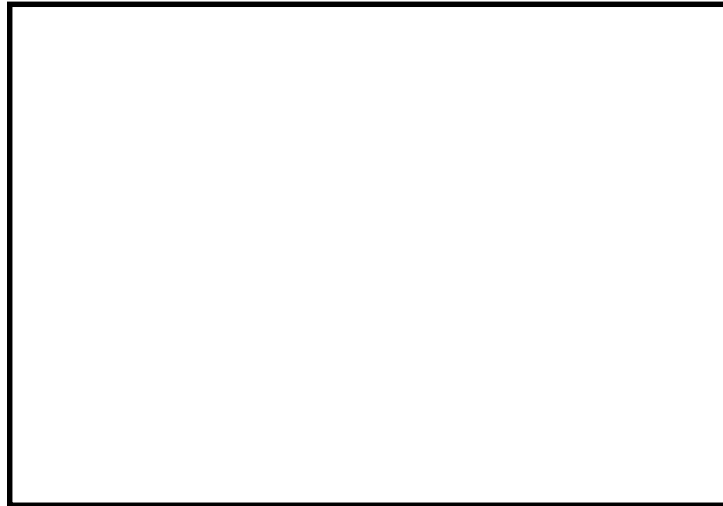


図3-7 カンヌキ受けボルトに生じる荷重の例

d. アンカーボルト

アンカーボルトに生じる荷重は，正圧又は逆圧の条件下が同じであることから，次式により算定する。アンカーボルトに生じる荷重の例を図3-8に示す。

$$Q = P_o$$

Q : せん断力 (kN)

P_o : 設計水圧荷重 (kN)



図3-8 アンカーボルトに生じる荷重の例

(2) 断面検定

各部材に生じる応力より算定する応力度等が，許容限界値以下であることを確認する。

なお，異なる荷重が同時に作用する部材については，組合せを考慮する。

a. 扉板

扉板に生じる曲げ応力度を算定し，扉板の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

b. 芯材

芯材に生じる曲げ応力度及びせん断応力度を算定し，芯材の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

c. カンヌキ部

(a) カンヌキ

カンヌキに生じる曲げ応力度及びせん断応力度から，組合せ応力度を次式により算定し，カンヌキの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_x = \sqrt{\left(\frac{M}{Z}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q}{A}\right)^2}$$

(b) カンヌキ受けピン

カンヌキ受けピンに生じる曲げ応力度及びせん断応力度を算定し，芯材の短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

(c) カンヌキ受けボルト

カンヌキ受けボルト1本あたりに生じる引張応力度を算定し、ボルトの短期許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_T = \frac{T}{n \cdot A_b}$$

d. アンカーボルト

アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力が、アンカーボルトの許容短期せん断力以下であることを確認する。

$$Q_a = \frac{Q}{n}$$

ここで、

Q_a : アンカーボルト1本あたりせん断力 (kN)

n : 荷重を負担するアンカーボルトの本数 (本)

Q : アンカーボルトに生じるせん断力 (kN)

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表4-1に示す。

表4-1 強度評価に用いる条件 (1/4)

強度評価に用いる条件	数値			
	原子炉建屋地下2階水密扉			
	残留熱除去系A系 ポンプ室水密扉	原子炉隔離時冷却系 室北側水密扉	原子炉隔離時冷却系 室南側水密扉	高圧炉心スプレイ系 ポンプ室水密扉
芯材（横桁）の横桁ピッチ a_1 （単位：m）				
芯材（横桁）の横桁ピッチ a_2 （単位：m）				
芯材（横桁）の横桁ピッチ a_3 （単位：m）				
芯材（横桁）の横桁ピッチ a_4 （単位：m）				
芯材（横桁）の横桁ピッチ a_5 （単位：m）				
芯材（横桁）の横桁ピッチ a_6 （単位：m）				
芯材（横桁）の横桁ピッチ a_7 （単位：m）				
芯材（横桁）の横桁ピッチ a_8 （単位：m）				
芯材（横桁）の横桁ピッチ a_9 （単位：m）				
芯材（横桁）の断面積 A （単位：mm ² ）				
カンヌキの断面積 A （単位：mm ² ）				
カンヌキ受けピンの断面積 A （単位：mm ² ）				
カンヌキ受けボルト1本当たりの断面積 A_b （単位：mm ² ）				
カンヌキ部に作用する水圧中心位置 h_c （単位：m）				
水圧中心位置からカンヌキ間距離 h' （単位：m）				
芯材（主桁）の受圧高 H_g （単位：m）				
カンヌキ部の受圧高 H_g （単位：m）				

表4-1 強度評価に用いる条件 (2/4)

強度評価に用いる条件	数値			
	原子炉建屋地下2階水密扉			
	残留熱除去系A系 ポンプ室水密扉	原子炉隔離時冷却系 室北側水密扉	原子炉隔離時冷却系 室南側水密扉	高圧炉心スプレイ系 ポンプ室水密扉
扉板の区画短辺の長さ L (単位: m)				
カンヌキ中心間距離 L_k (単位: m)				
カンヌキの軸支持間距離 L_b (単位: mm)				
カンヌキ受けピンの軸支持間距離 L_p (単位: mm)				
扉板に作用する曲げモーメント M (単位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)				
芯材(横桁)に作用する曲げモーメント M (単位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)				
カンヌキに作用する曲げモーメント M (単位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)				
カンヌキ受けピンに作用する曲げモーメント M (単位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)				
扉板の等分布荷重による曲げ応力算定用の係数 M_{x1} (単位: -)				
扉板の等変分布荷重による曲げ応力算定用の係数 M_{x2} (単位: -)				
カンヌキ本数 n (単位: 本)				
カンヌキ受けピンの本数 n (単位: 本)				

表4-1 強度評価に用いる条件 (3/4)

強度評価に用いる条件	数値			
	原子炉建屋地下2階水密扉			
	残留熱除去系A系 ポンプ室水密扉	原子炉隔離時冷却系 室北側水密扉	原子炉隔離時冷却系 室南側水密扉	高圧炉心スプレイ系 ポンプ室水密扉
カンヌキ受けボルトの本数 n (単位: 本)				
アンカーボルト本数 n (単位: 本)				
芯材 (主桁) の溢水による静水圧荷重 (上部) P_{hu} (単位: kN/m^2)				
芯材 (主桁) の溢水による静水圧荷重 (下部) P_{hd} (単位: kN/m^2)				
芯材 (横桁) のピッチ荷重 P_1 (単位: kN/m^2)				
芯材 (横桁) のピッチ荷重 P_2 (単位: kN/m^2)				
芯材 (横桁) のピッチ荷重 P_3 (単位: kN/m^2)				
芯材 (横桁) のピッチ荷重 P_4 (単位: kN/m^2)				
芯材 (横桁) のピッチ荷重 P_5 (単位: kN/m^2)				
芯材 (横桁) のピッチ荷重 P_6 (単位: kN/m^2)				
芯材 (横桁) のピッチ荷重 P_7 (単位: kN/m^2)				
芯材 (横桁) のピッチ荷重 P_8 (単位: kN/m^2)				
芯材 (横桁) のピッチ荷重 P_9 (単位: kN/m^2)				
芯材 (横桁) に作用するせん断力 Q (単位: kN)				

表4-1 強度評価に用いる条件 (4/4)

強度評価に用いる条件	数値			
	原子炉建屋地下2階水密扉			
	残留熱除去系A系 ポンプ室水密扉	原子炉隔離時冷却系 室北側水密扉	原子炉隔離時冷却系 室南側水密扉	高圧炉心スプレイ系 ポンプ室水密扉
カンヌキに作用するせん断力 Q (単位: kN)				
カンヌキ受けピンに作用するせん断力 Q (単位: kN)				
アンカーボルトに作用するせん断力 Q (単位: kN)				
アンカーボルト1本あたりに作用するせん断力 Q_a (単位: kN)				
設計水压荷重 P_o (単位: kN)				
カンヌキ部に作用する設計水压荷重 R_p (単位: kN)				
カンヌキ受けボルトに作用する引張力 T (単位: kN)				
扉板の区画上端の単位長さ当たりの作用荷重 W_u (単位: kN/m)				
扉板の区画下端の単位長さ当たりの作用荷重 W_d (単位: kN/m)				
芯材 (横桁) の主桁ピッチ Y (単位: m)				
扉板の断面係数 Z (単位: mm ³)				
芯材 (横桁) の断面係数 Z (単位: mm ³)				
カンヌキの断面係数 Z (単位: mm ³)				
カンヌキ受けピンの断面係数 Z (単位: mm ³)				

5. 強度評価結果

水密扉の強度評価結果を表5-1に示す。水密扉の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重（以下「発生値」という。）は許容限界値以下であることを確認した。

表5-1 水密扉の強度評価結果(1/2)

名称	評価対象部位		発生値		許容限界値		検定
残留熱除去系A系ポンプ室水密扉	扉板			N/mm ²		N/mm ²	0.05 < 1.0
	芯材（横桁）		曲げ	N/mm ²		N/mm ²	0.07 < 1.0
			せん断	N/mm ²		N/mm ²	0.02 < 1.0
	カンヌキ部	カンヌキ	曲げ	N/mm ²		N/mm ²	0.22 < 1.0
			せん断	N/mm ²		N/mm ²	0.03 < 1.0
			組合せ	N/mm ²		N/mm ²	0.22 < 1.0
		カンヌキ受けピン	曲げ	N/mm ²		N/mm ²	0.16 < 1.0
			せん断	N/mm ²		N/mm ²	0.03 < 1.0
		カンヌキ受けボルト		N/mm ²		N/mm ²	0.06 < 1.0
	アンカーボルト			kN		kN	0.09 < 1.0
原子炉隔離時冷却系室北側水密扉	扉板			N/mm ²		N/mm ²	0.05 < 1.0
	芯材（横桁）		曲げ	N/mm ²		N/mm ²	0.06 < 1.0
			せん断	N/mm ²		N/mm ²	0.02 < 1.0
	カンヌキ部	カンヌキ	曲げ	N/mm ²		N/mm ²	0.21 < 1.0
			せん断	N/mm ²		N/mm ²	0.03 < 1.0
			組合せ	N/mm ²		N/mm ²	0.21 < 1.0
		カンヌキ受けピン	曲げ	N/mm ²		N/mm ²	0.16 < 1.0
			せん断	N/mm ²		N/mm ²	0.03 < 1.0
		カンヌキ受けボルト		N/mm ²		N/mm ²	0.06 < 1.0
	アンカーボルト			kN		kN	0.09 < 1.0

表5-1 水密扉の強度評価結果(2/2)

名称	評価対象部位		発生値	許容限界値	検定
原子炉隔離時 冷却系室南側 水密扉	扉板		N/mm ²	N/mm ²	0.07 < 1.0
	芯材（横桁）	曲げ	N/mm ²	N/mm ²	0.08 < 1.0
		せん断	N/mm ²	N/mm ²	0.02 < 1.0
	カンヌキ部	カンヌキ	曲げ	N/mm ²	0.24 < 1.0
			せん断	N/mm ²	0.03 < 1.0
			組合せ	N/mm ²	0.24 < 1.0
		カンヌキ受けピン	曲げ	N/mm ²	0.17 < 1.0
			せん断	N/mm ²	0.03 < 1.0
		カンヌキ受けボルト		N/mm ²	0.07 < 1.0
	アンカーボルト		kN	kN	0.09 < 1.0
高圧炉心スプ レイ系ポンプ 室水密扉	扉板		N/mm ²	N/mm ²	0.07 < 1.0
	芯材（横桁）	曲げ	N/mm ²	N/mm ²	0.08 < 1.0
		せん断	N/mm ²	N/mm ²	0.02 < 1.0
	カンヌキ部	カンヌキ	曲げ	N/mm ²	0.24 < 1.0
			せん断	N/mm ²	0.03 < 1.0
			組合せ	N/mm ²	0.24 < 1.0
		カンヌキ受けピン	曲げ	N/mm ²	0.17 < 1.0
			せん断	N/mm ²	0.03 < 1.0
		カンヌキ受けボルト		N/mm ²	0.07 < 1.0
	アンカーボルト		kN	kN	0.09 < 1.0

V-3-別添 3-4-2 溢水拡大防止堰及び止水板の強度計算書

目次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	1
2.1 位置.....	1
2.2 構造概要.....	16
2.3 評価方針.....	19
2.4 適用規格.....	20
3. 強度評価方法.....	21
3.1 記号の定義.....	21
3.2 評価対象部位.....	23
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	28
3.4 許容限界.....	29
3.5 評価方法.....	31
4. 評価条件.....	41
5. 強度評価結果.....	44

1. 概要

本資料は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、溢水拡大防止堰及び止水板（以下「堰」という。）が、発生を想定する溢水の静水压荷重に対し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持することを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

堰は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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、溢水拡大防止堰は原子炉建屋原子炉棟及び原子炉建屋付属棟、止水板は原子炉建屋原子炉棟に設置する。

溢水拡大防止堰の設置位置図を図 2-1～図 2-7 に、止水板の設置位置図を図 2-8～図 2-14 に示す。

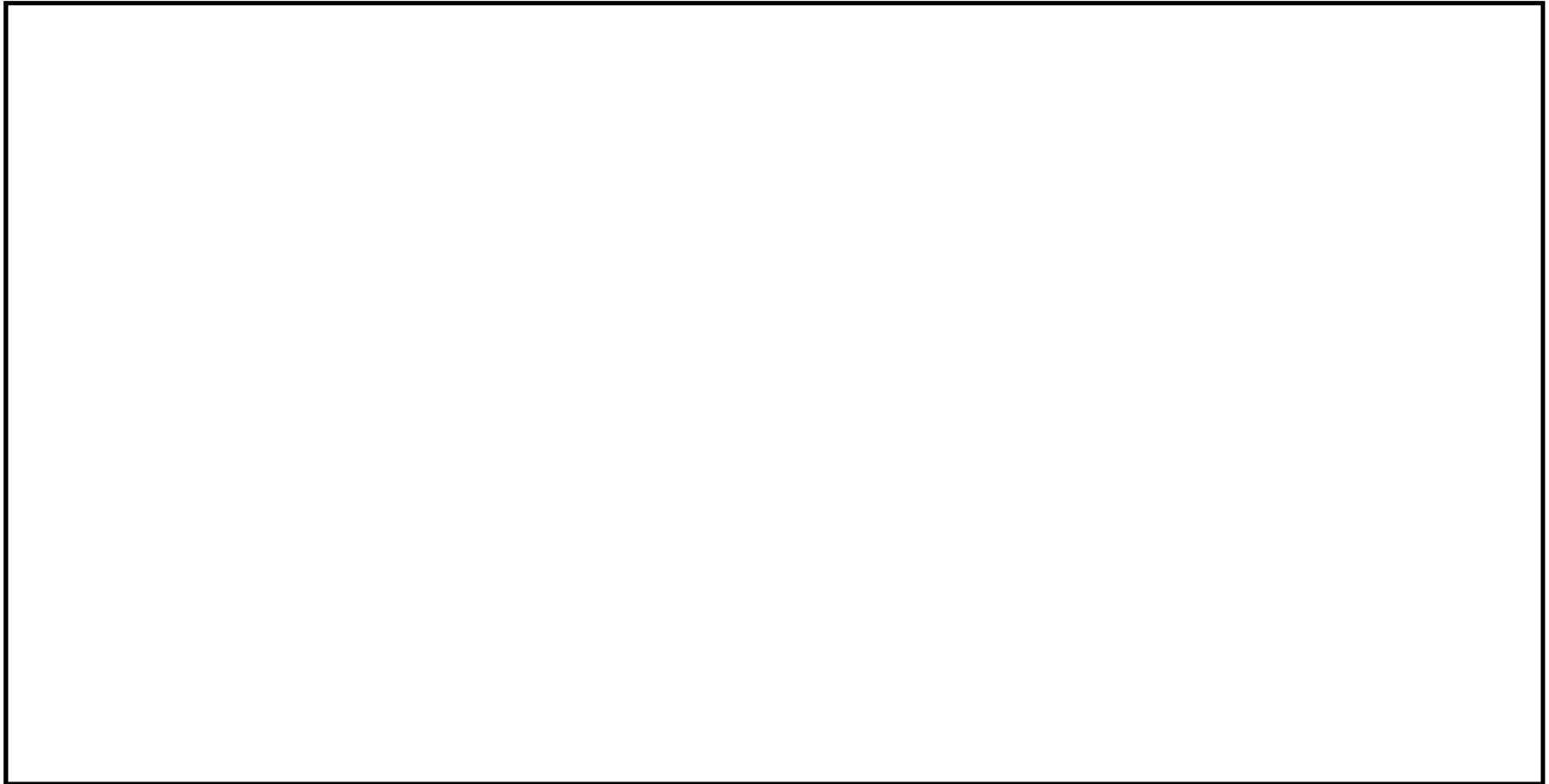


図 2-1 溢水拡大防止堰の設置位置図 (EL. -2.00 m)

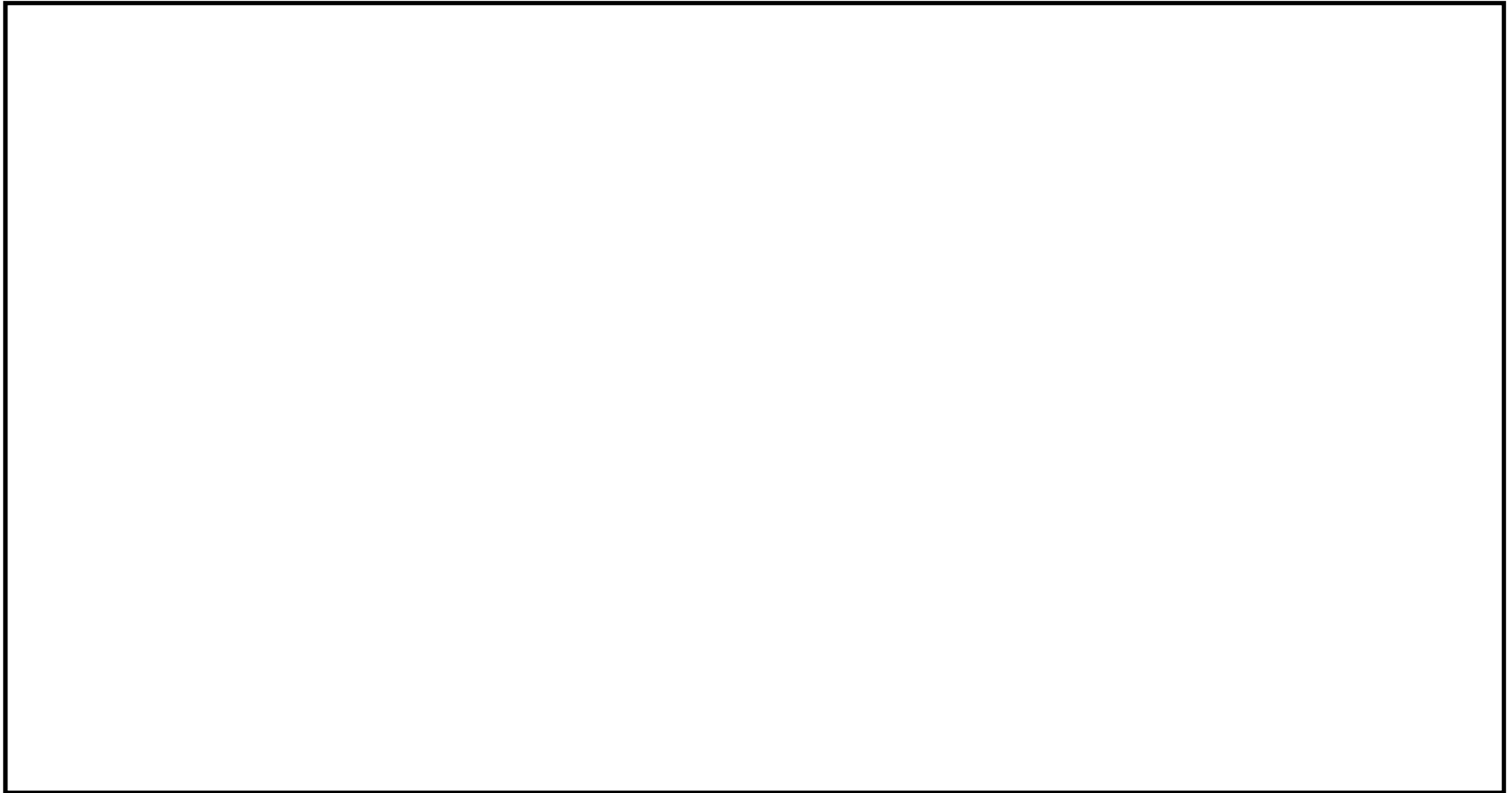


図 2-2 溢水拡大防止堰の設置位置図 (EL. 8.20 m)

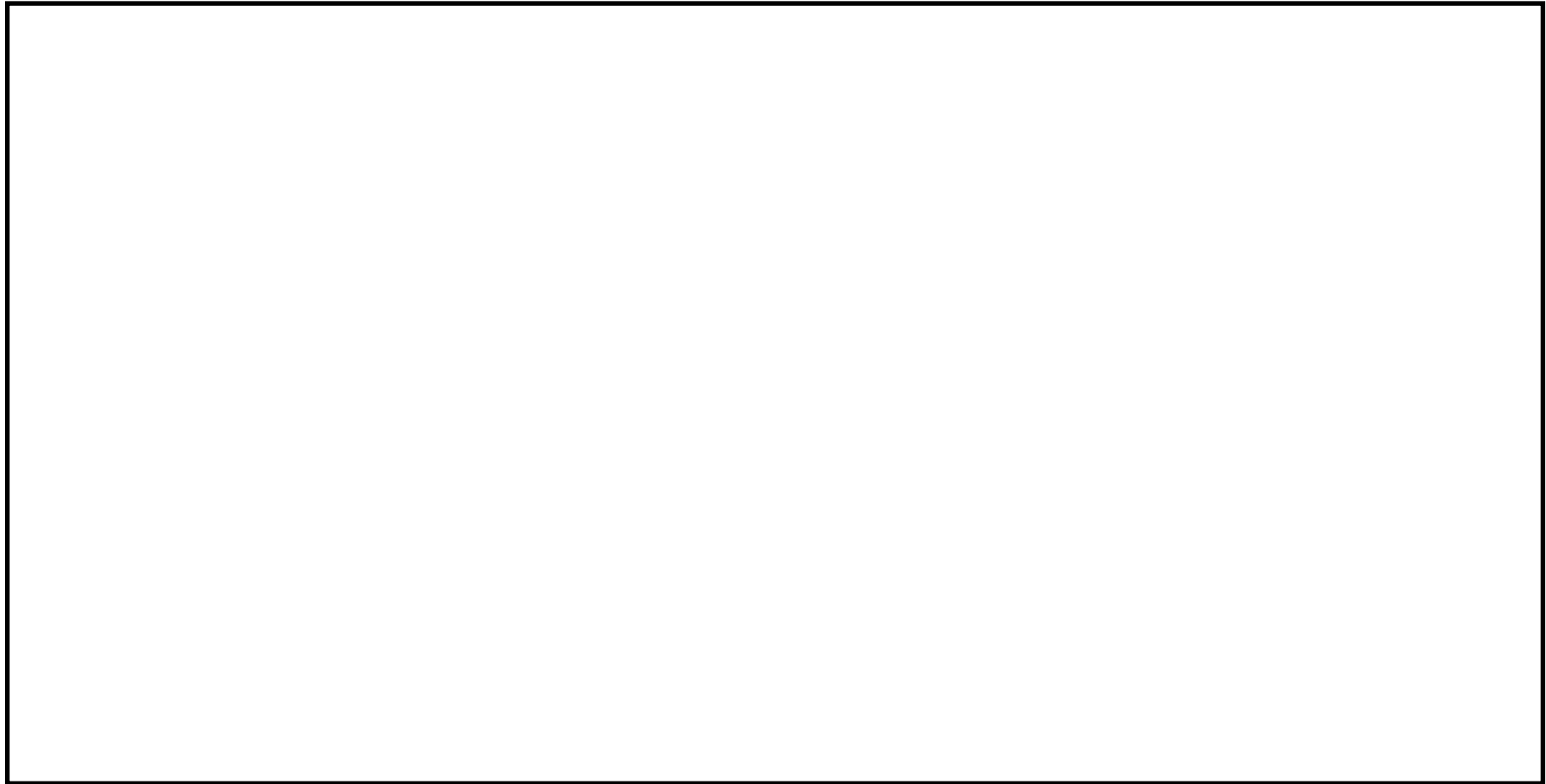


図 2-3 溢水拡大防止堰の設置位置図 (EL. 14. 00 m)

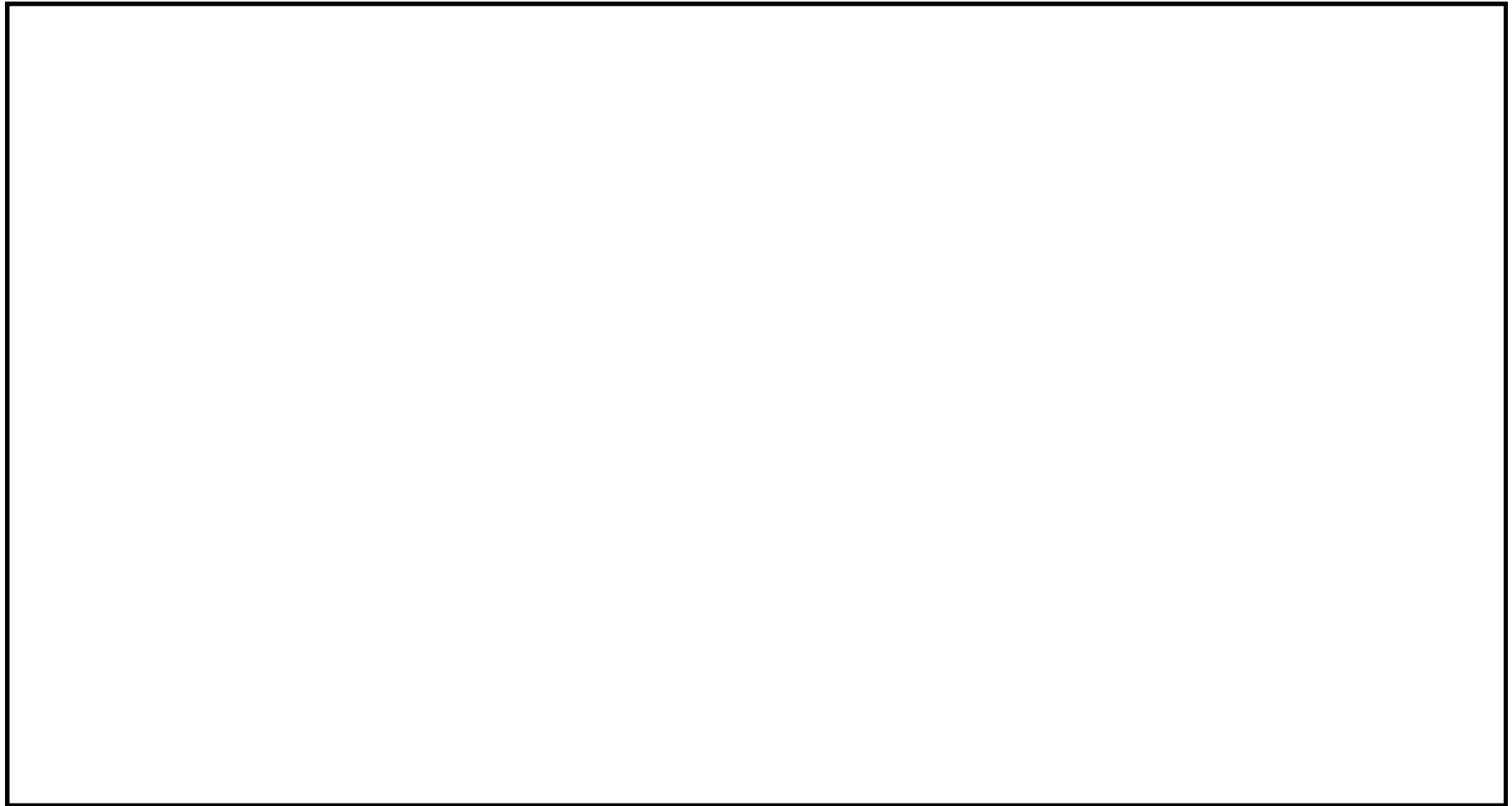


図 2-4 溢水拡大防止堰の設置位置図 (EL. 20.30 m)

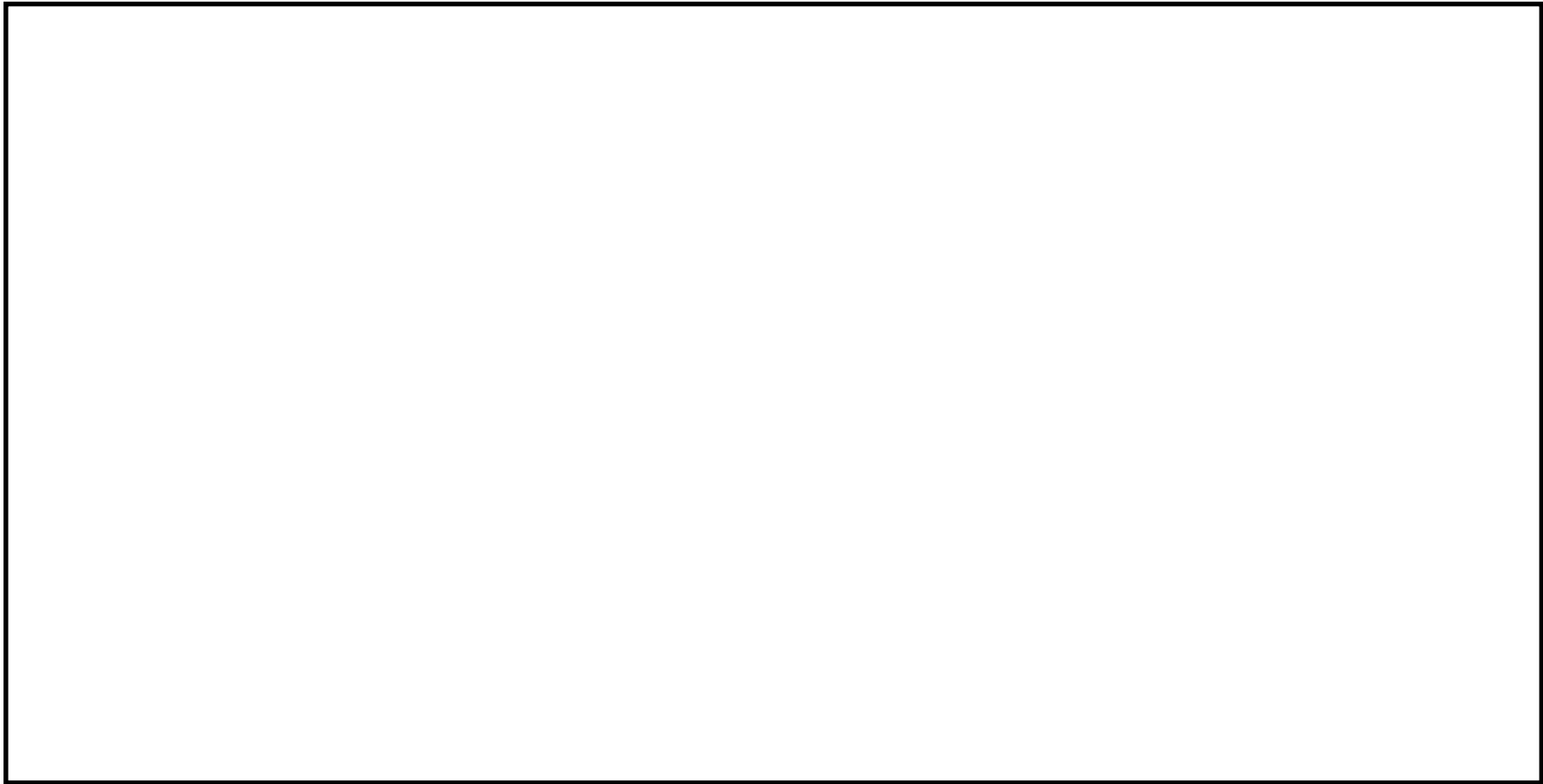


図 2-5 溢水拡大防止堰の設置位置図 (EL. 29.00 m)



図 2-6 溢水拡大防止堰の設置位置図 (EL. 38.80 m)

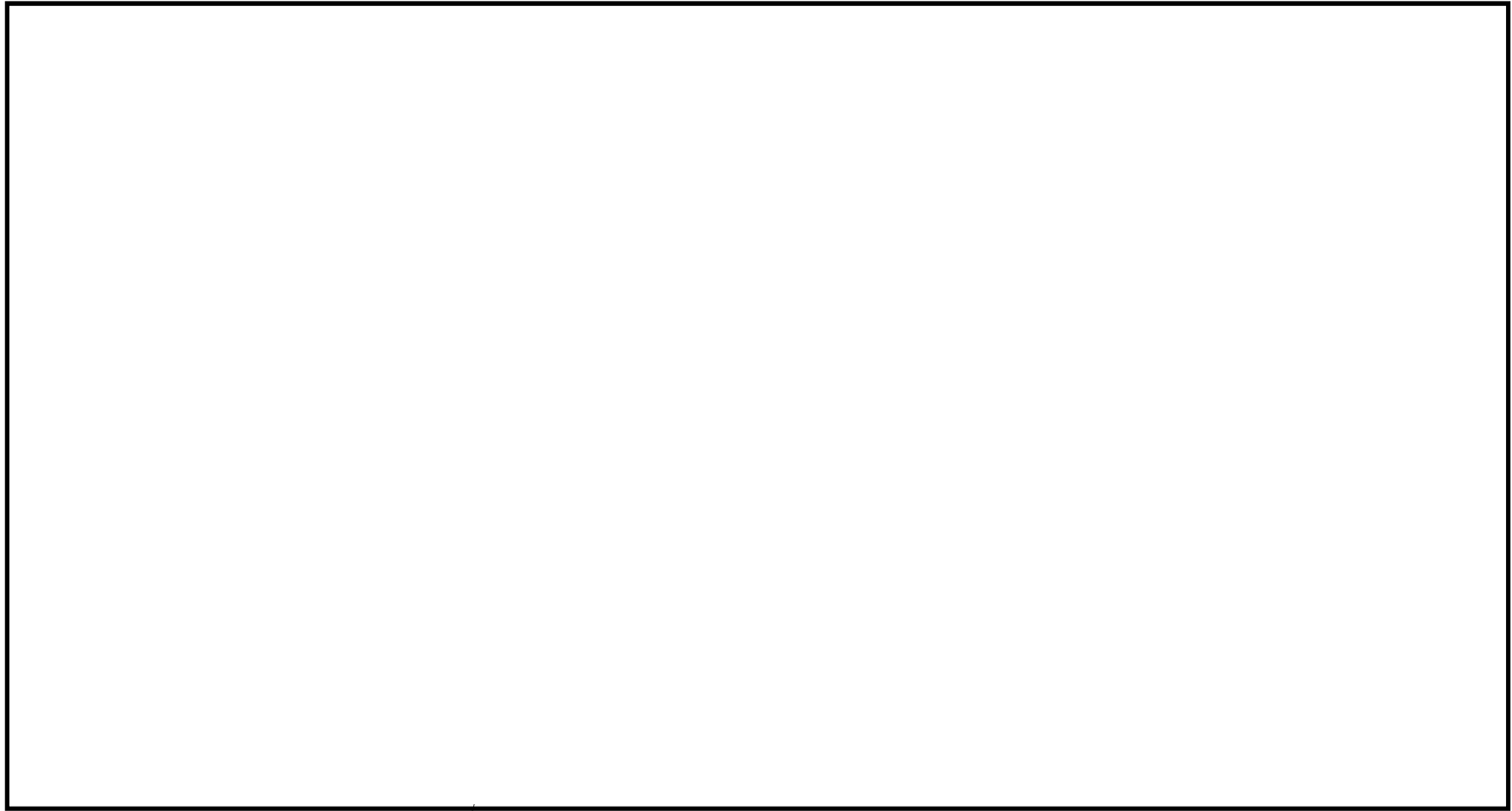


図 2-7 溢水拡大防止堰の設置位置図 (EL. 46.50 m)

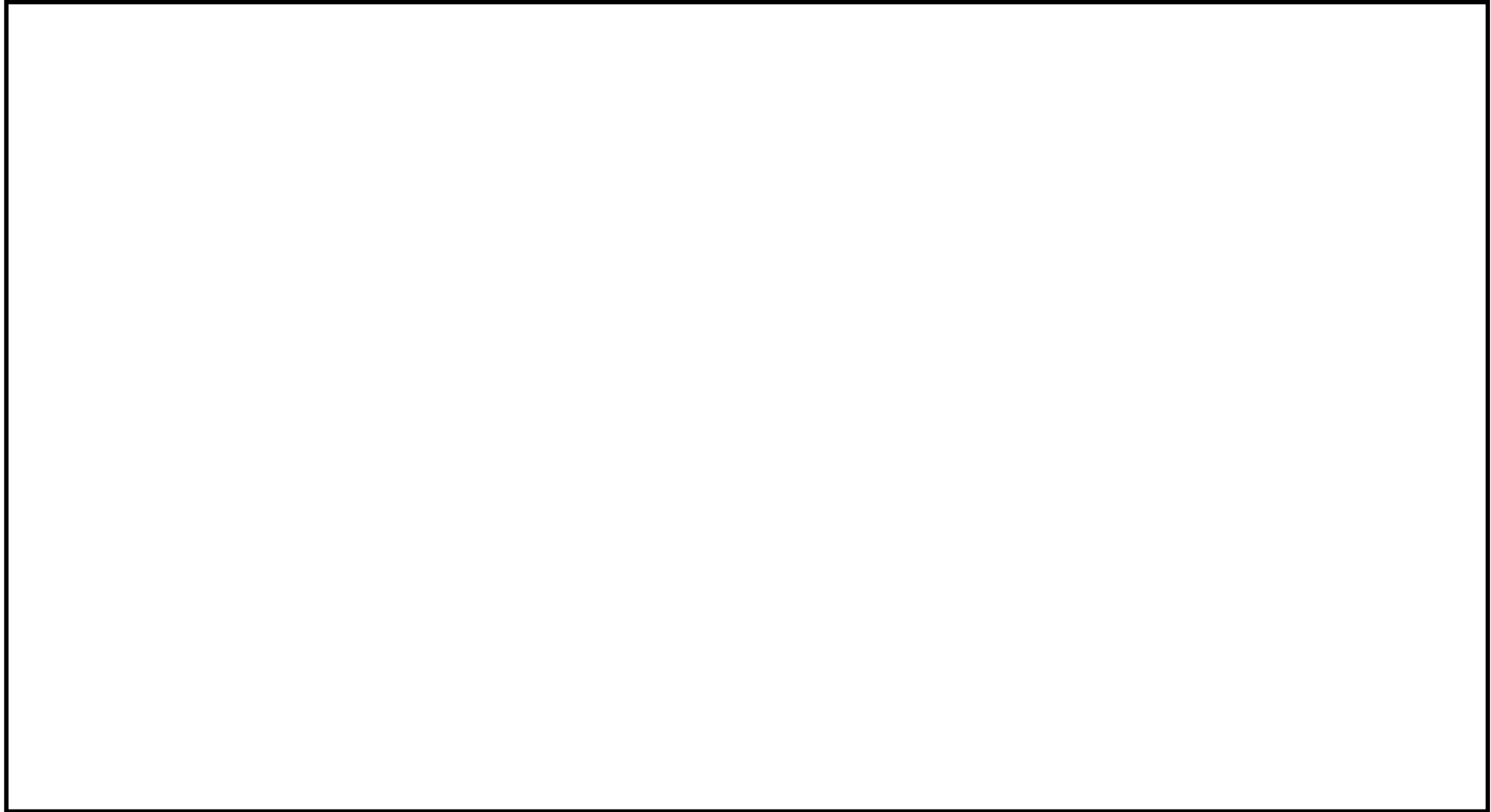


図 2-8 止水板の設置位置図 (EL. -4.00 m)

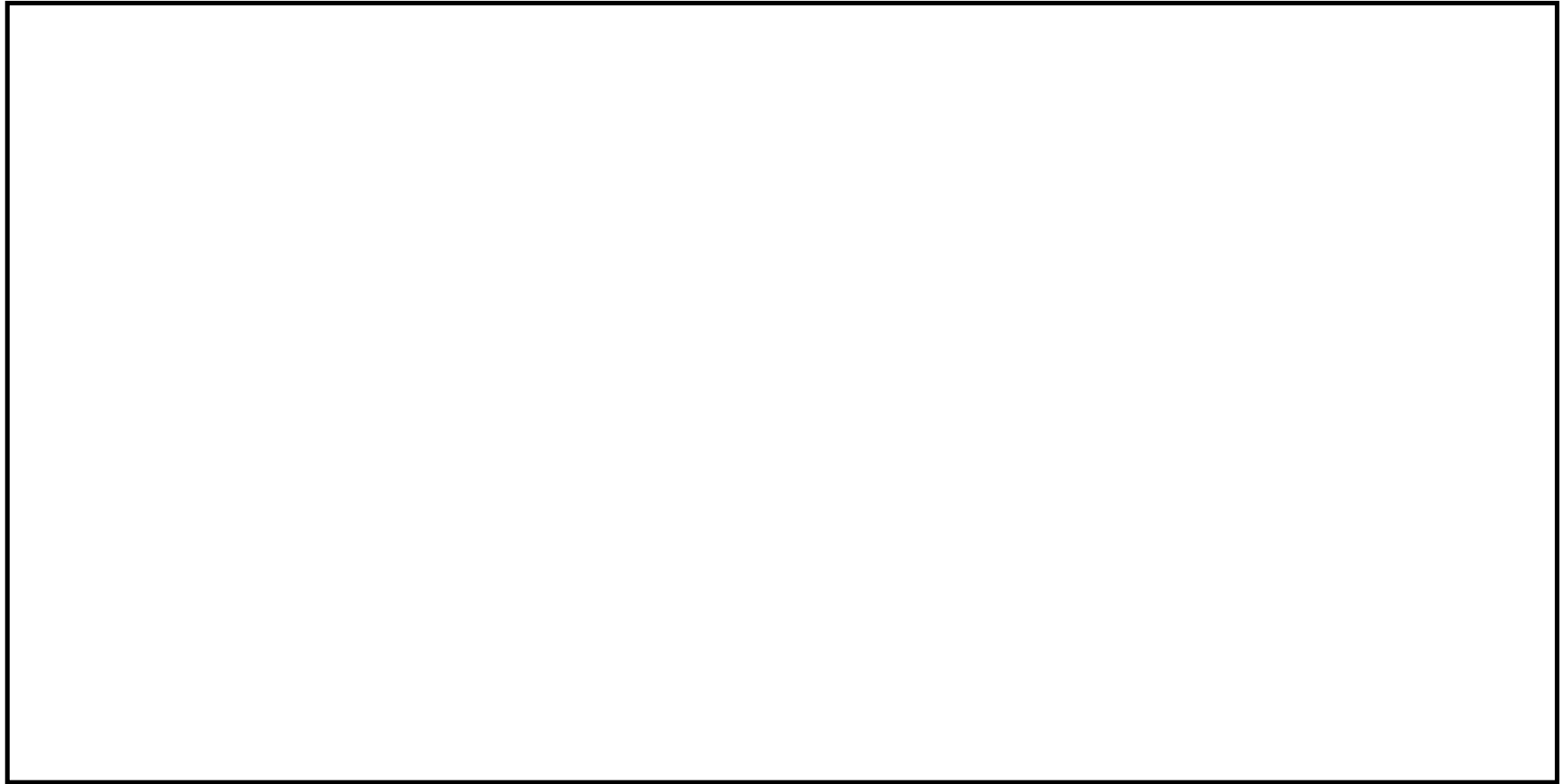


図2-9 止水板の設置位置図 (EL. 2.00 m)

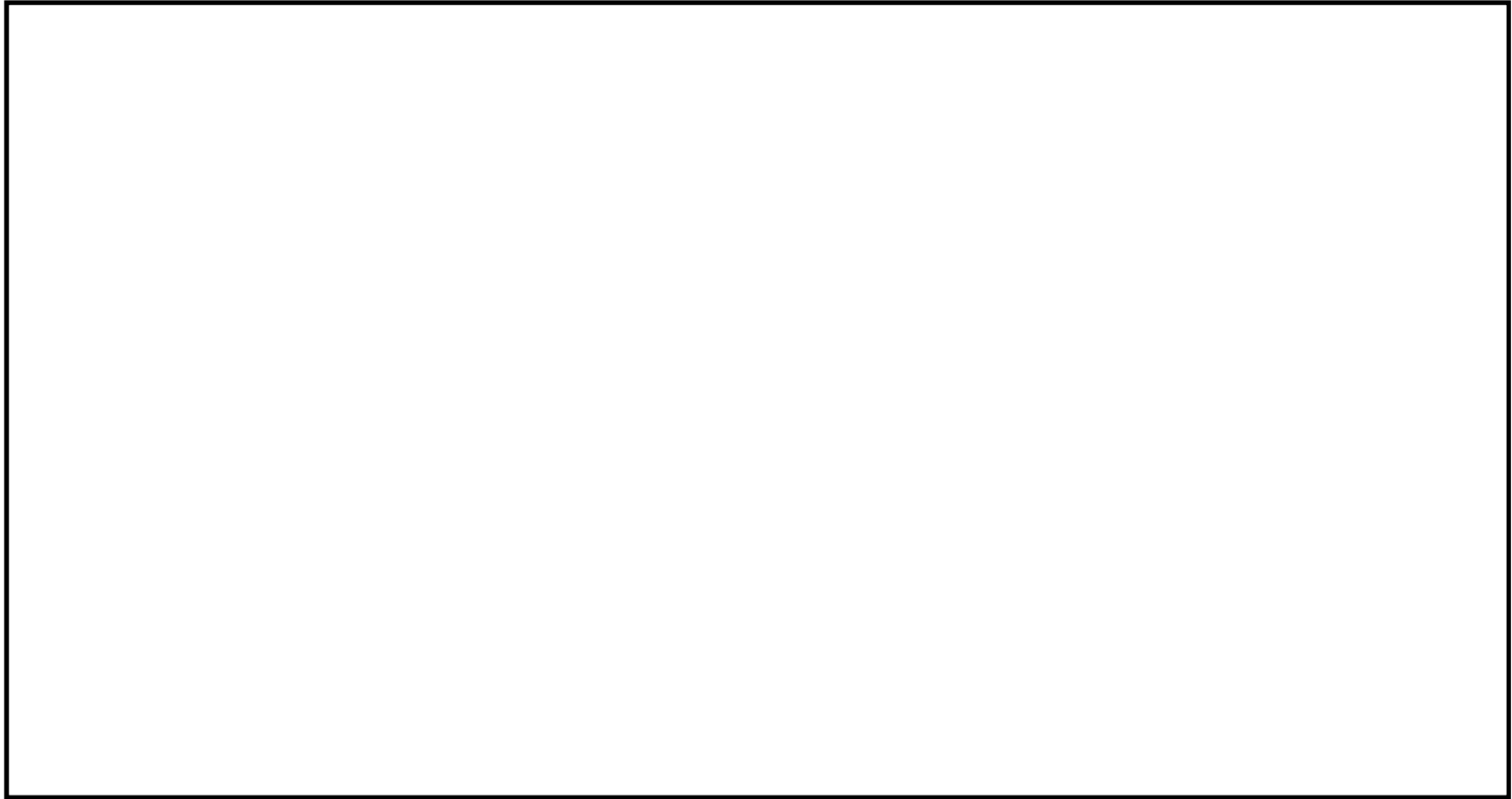


図2-10 止水板の設置位置図 (EL. 14.00 m)

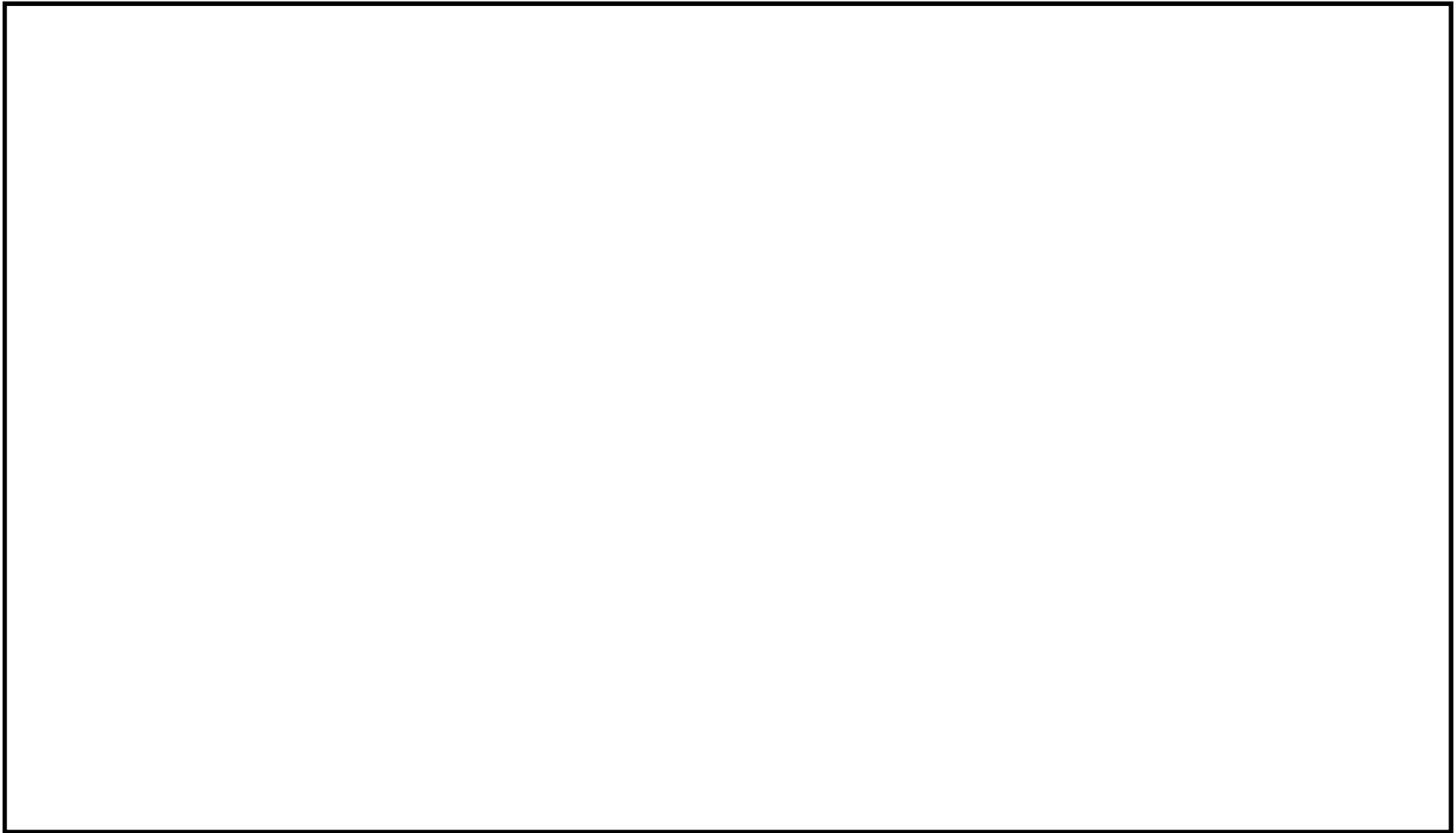


図2-11 止水板の設置位置図 (EL. 20.30 m)

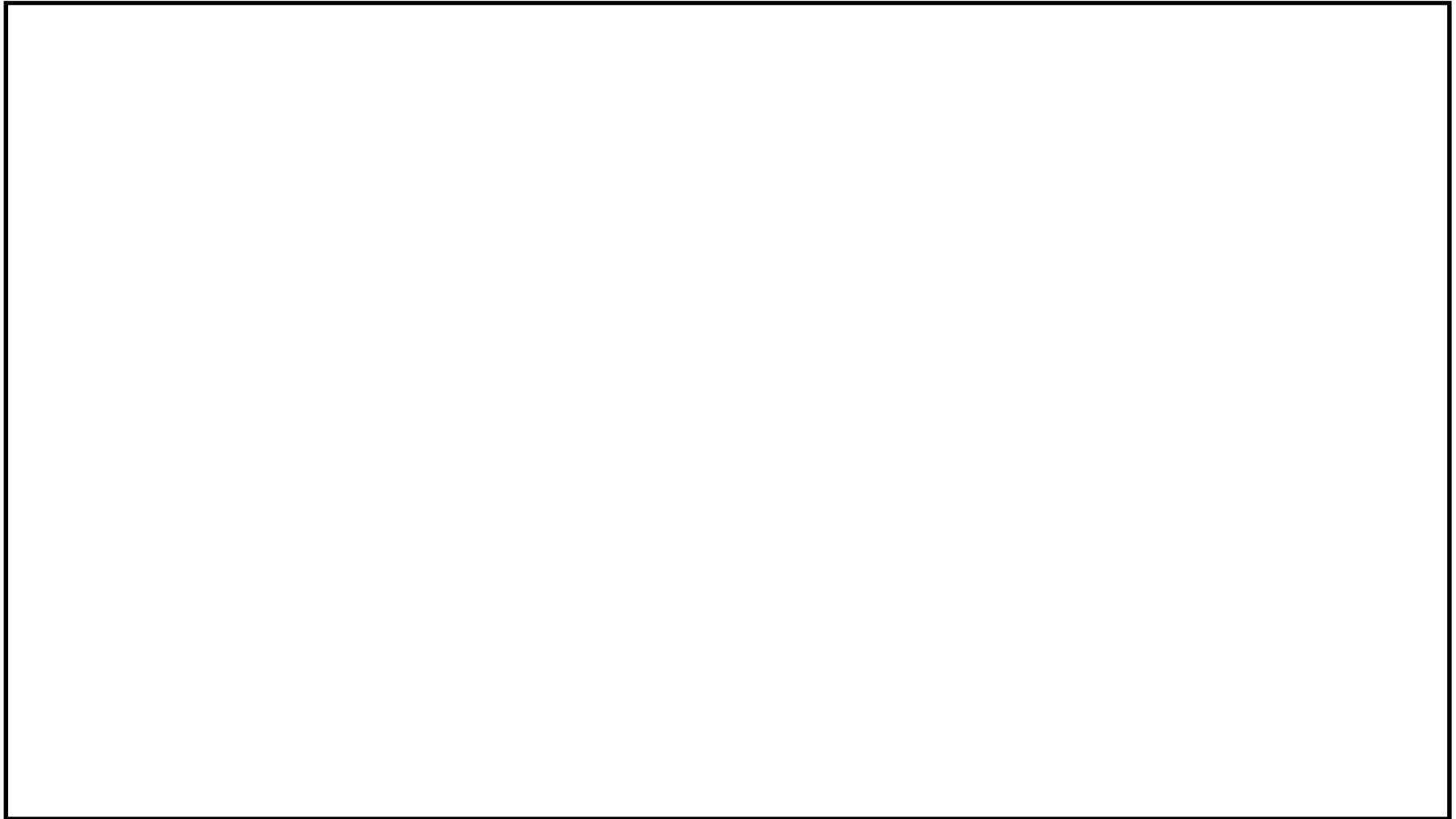


図2-12 止水板の設置位置図 (EL. 29.00 m)

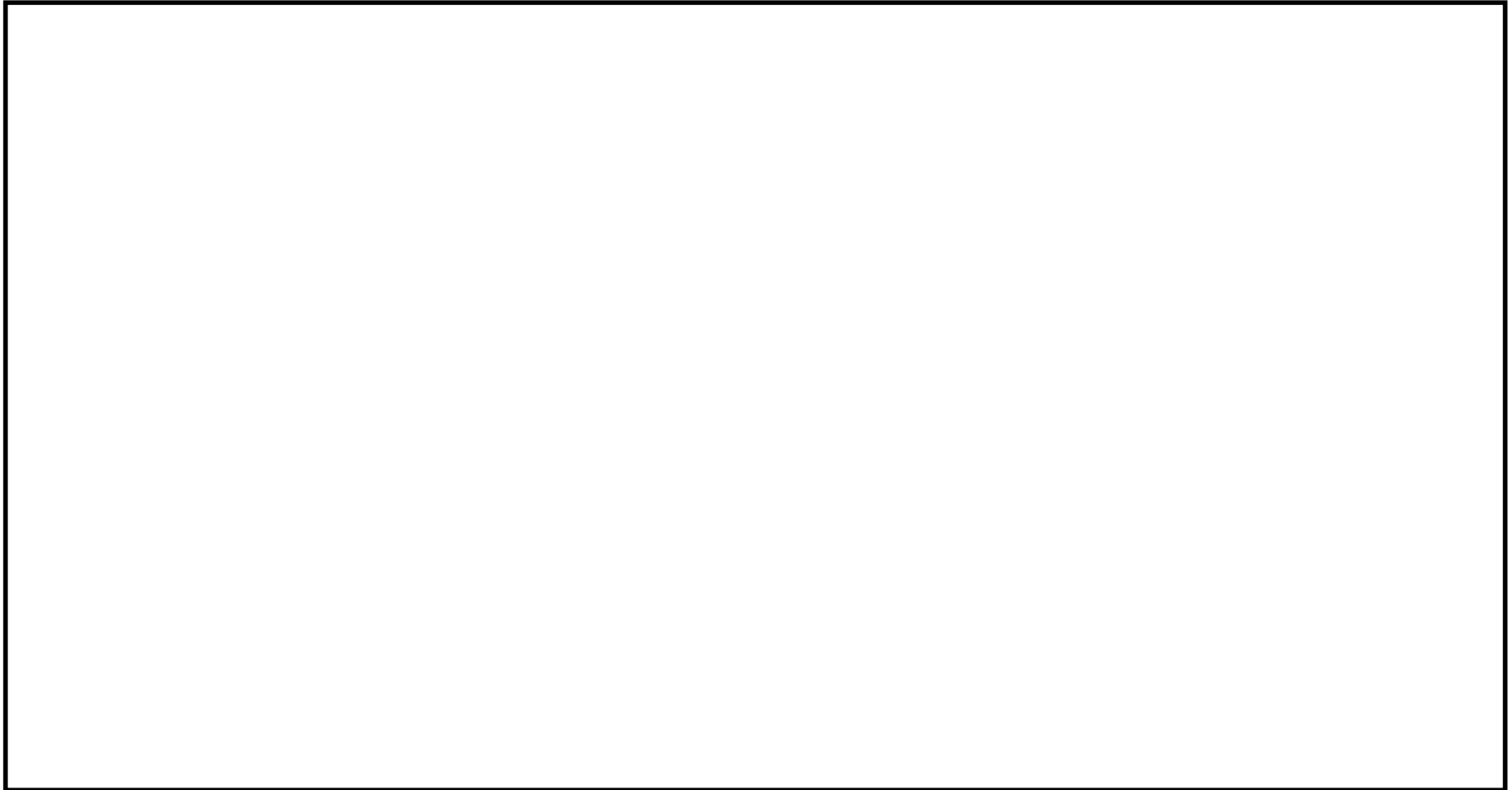


図2-13 止水板の設置位置図 (EL. 38.80 m)

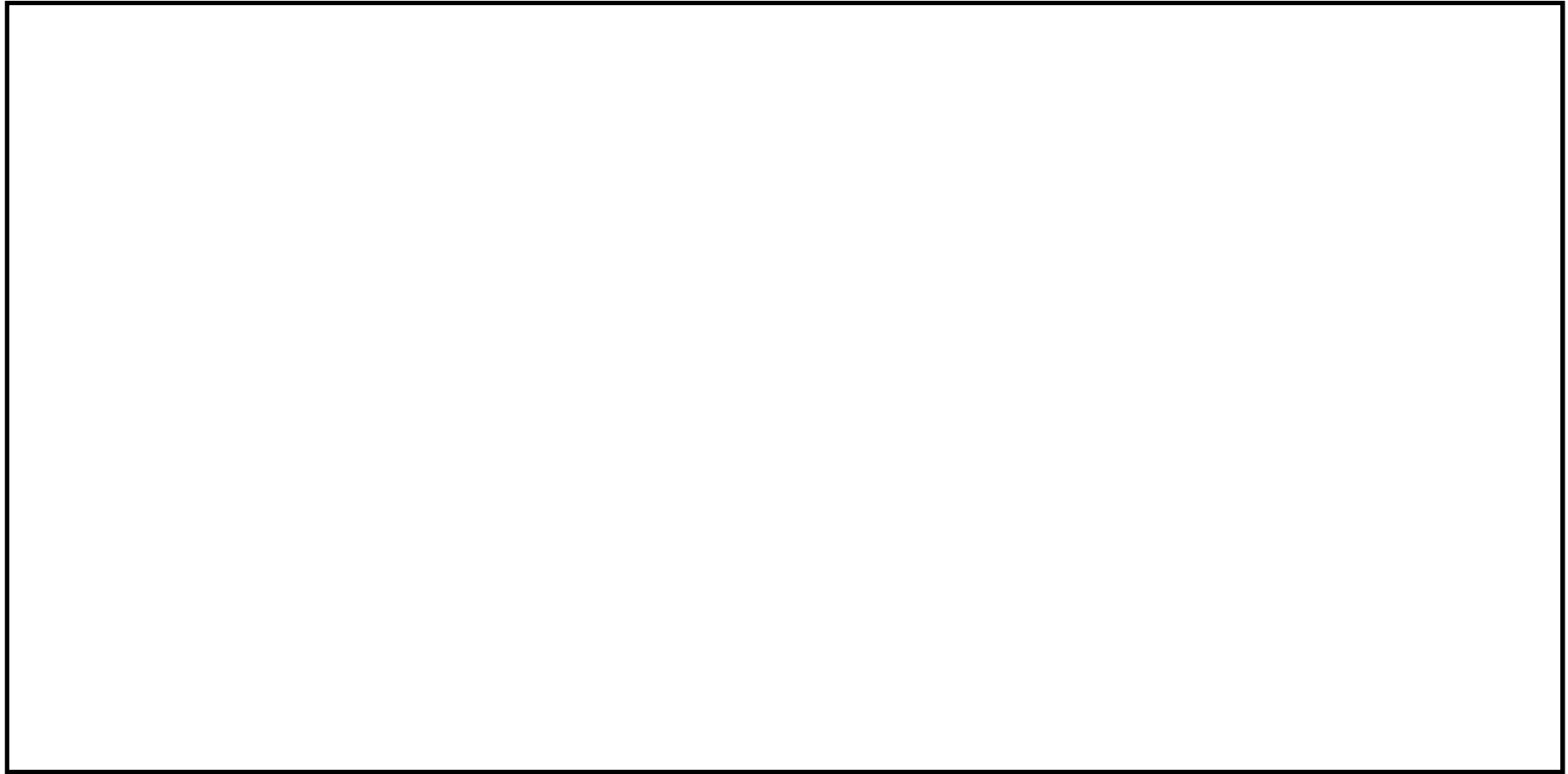


図 2-14 止水板の設置位置図 (EL. 46.50 m)

2.2 構造概要

堰の構造は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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。堰は鉄筋コンクリート製堰と鋼製堰に分類できるため、それぞれの構造計画を表 2-1 及び表 2-2 に示す。なお、溢水拡大防止堰 6-1～6-5 は、鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成されることから、鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成される堰の説明図を図 2-16 に示す。

2.2.1 鉄筋コンクリート製堰の構造

鉄筋コンクリート製堰は、アンカー筋（鉄筋）により、既存の鉄筋コンクリート躯体と一体化させた鉄筋コンクリート構造物である。

表 2-1 鉄筋コンクリート製堰の構造計画

設備名称	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
溢水拡大防止堰	コンクリート及びアンカー筋により構成する。	躯体を既設コンクリート床版にアンカー筋で固定する。	

*1：高さ 0.3 m 又は 0.4 m。

*2：幅 0.2 m 又は 0.3 m。

*3：既存のコンクリート躯体と一体化。

*4：新設堰は接着系アンカーとし、既存躯体への定着長さは径の 10 倍以上とする。

2.2.2 鋼製堰の構造

鋼製堰は、梁材、柱材、ベースプレート及びアンカーボルトから構成され、アンカーボルトにより床版に固定する構造とする。なお、パッキン及びコーキングにより止水性を維持する。鋼製堰の説明図を図 2-15 に示す。

表 2-2 鋼製堰の構造計画

設備名称	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
止水板	梁材、柱材、ベースプレート及びアンカーボルトにて構成する。また、鉄筋コンクリート部と鋼板部はコーキング、鋼板と鋼板部はパッキンにて止水する。	梁材を柱材に取付け、柱を溶接したベースプレートを既設コンクリート床版にアンカーボルトにて固定する。	第 2-15 図

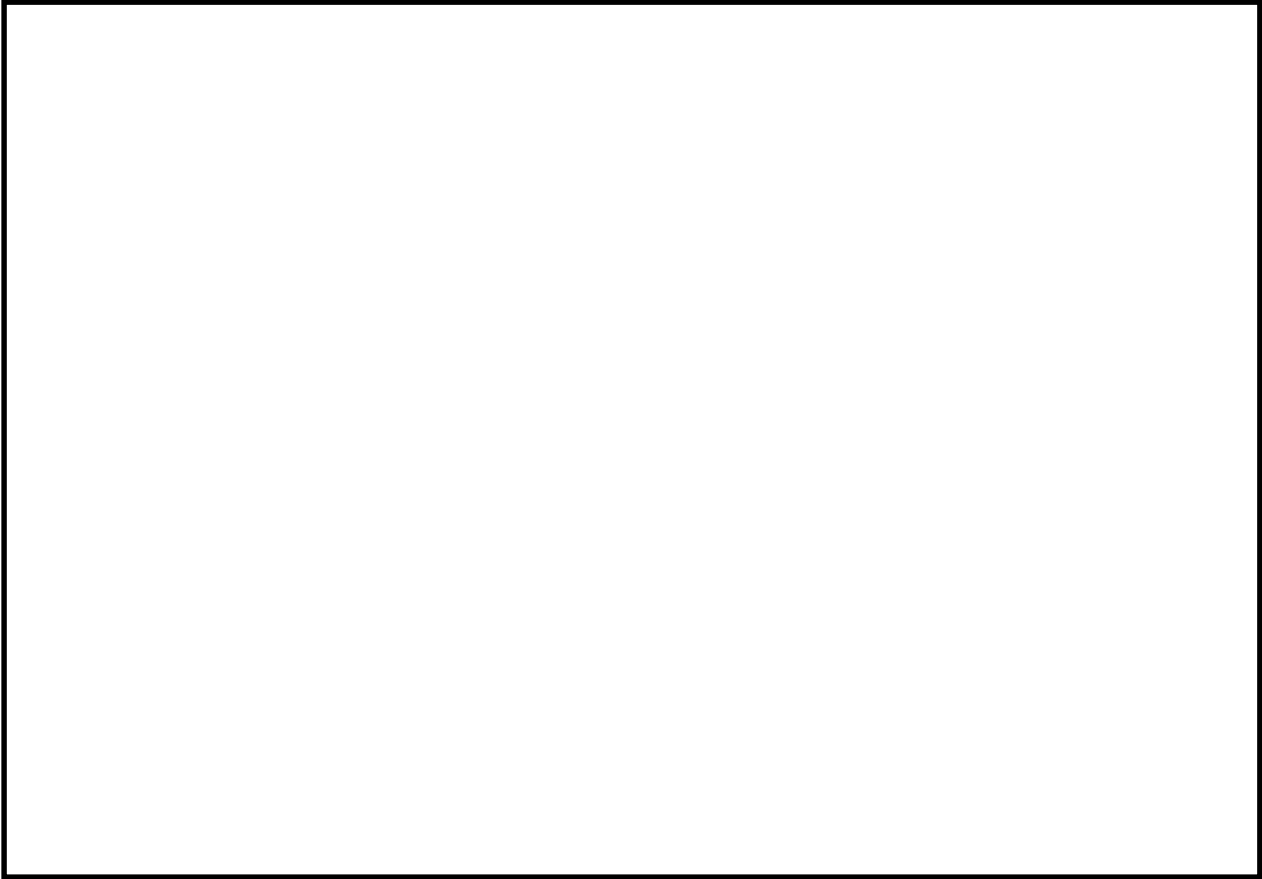


図 2-15 鋼製堰の説明図

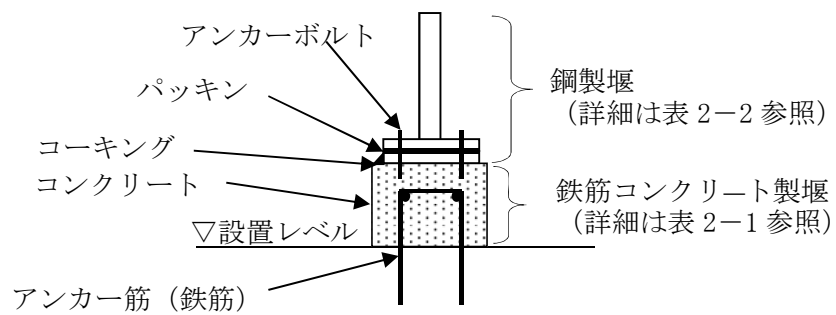


図 2-16 鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成される堰の説明図

2.3 評価方針

堰の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」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、堰の評価対象部位に作用する応力等が許容限界内にあることを「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」にて確認する。

堰の強度評価フローを図 2-17 に示す。

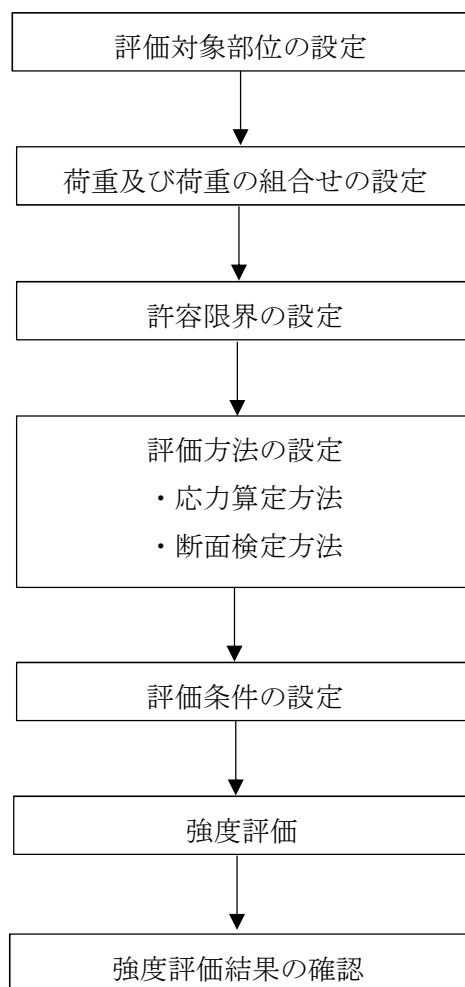


図 2-17 堰の強度評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施工令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー
（（社）日本建築学会，1999 改定）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）
- ・ 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，2005 改定）

3. 強度評価方法

堰の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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。

堰の強度評価は、「3.2 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「3.4 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、「3.5 評価方法」に示す方法を用いて評価を行う。

鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成される堰の各部材の評価方法は、鉄筋コンクリート製堰又は鋼製堰の評価方法と同じである。ただし、静水圧荷重の算出に用いる堰の高さHには鋼製堰部の高さも含めて評価を行う。

3.1 記号の定義

堰の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（鉄筋コンクリート製堰）（1/3）

記号	定義	単位
P	溢水荷重（集中荷重置換）	kN
P_h	溢水による静水圧荷重	kN/m
H	堰の高さ（鋼製堰の高さを含む）	m
P'	堰が転倒する荷重	kN
G	堰の固定荷重	kN
L	堰の固定荷重作用点と応力作用点との水平距離	m
h'	溢水荷重（集中荷重置換）が作用する高さ	m
ρ	溢水の密度	kg/m ³
g	重力加速度	m/s ²
h	当該部分の浸水深	m
M	曲げモーメント	kN・m
Q	せん断力	kN
T	鉄筋 1 本当たりの引張力	kN/本
n	単位幅（1m）当たりの鉄筋本数	本
j	応力中心距離（ $=7/8 \cdot d$ ）	mm
d	部材の有効せい	mm
Q_a	鉄筋 1 本当たりのせん断力	kN/本
A	堰の断面積	mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²
σ_c	圧縮縁応力度	N/mm ²
T'	引張側鉄筋に生じる引張力（ $=M/j$ ）	N
x_n	圧縮縁から中立軸までの距離	mm
b	堰の幅（単位幅）	mm
c	鉄筋のへりあき寸法	mm

表 3-1 強度評価に用いる記号（鋼製堰）（2/3）

記号	定義	単位
P_W	平均水压荷重	kN/m^2
ρ	溢水の密度	kg/m^3
g	重力加速度	m/s^2
Z_1	対象止水板の最低深さ	mm
Z_2	対象止水板の最高深さ	mm
W_F	平均水压による分布荷重	N/mm
H	梁材の高さ	mm
σ_F	梁材の曲げ応力度	N/mm^2
M_F	梁材の曲げモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
Z_F	梁材の断面係数	mm^3
L	止水板全長	mm
τ_F	梁材のせん断応力度	N/mm^2
R_F	梁材の発生せん断力	N
A_F	梁材のせん断断面積	mm^2
σ_{epF}	梁材の組合せ応力	N/mm^2
h	止水板高さ	mm
P_S	平均水压荷重	N/mm^2
W_Y	柱材に作用する Y 方向の単位高さあたりの荷重	N/mm
L_Y	Y 方向の荷重を負担する柱長さ	mm
W_Z	柱材に作用する Z 方向の単位高さあたりの荷重	N/mm
L_Z	Z 方向の荷重を負担する柱長さ	mm
σ_Y	柱材 Y 軸周りの曲げ応力度	N/mm^2
M_Y	柱材に生じる Y 軸周りの曲げモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
Z_Y	柱材 Y 軸周りの断面係数	mm^3
σ_Z	柱材 Z 軸周りの曲げ応力度	N/mm^2
M_Z	柱材に生じる Z 軸周りの曲げモーメント	$\text{N} \cdot \text{mm}$
Z_Z	柱材 Z 軸周りの断面係数	mm^3
τ_Y	柱材 Y 方向のせん断応力度	N/mm^2
R_Y	柱材 Y 方向の発生せん断力	N
A_Y	柱材 Y 方向のせん断断面積	mm^2
τ_Z	柱材 Z 方向のせん断応力度	N/mm^2
R_Z	柱材 Z 方向の発生せん断力	N
A_Z	柱材 Z 方向のせん断断面積	mm^2
σ_{epYZ}	柱材の組合せ応力度	N/mm^2

表 3-1 強度評価に用いる記号（鋼製堰）（3/3）

記号	定義	単位
T_S	アンカーボルトの発生引張力	N
b_Y	柱材 Y 軸周りのアンカーボルトピッチ	mm
n_Y	引張荷重を受ける柱材 Y 軸周りのアンカーボルト本数	本
b_Z	柱材 Z 軸周りのアンカーボルトピッチ	mm
n_Z	引張荷重を受ける柱材 Z 軸周りのアンカーボルト本数	本
Q_Y	アンカーボルトに作用する Y 方向発生せん断力	N
Q_Z	アンカーボルトに作用する Z 方向発生せん断力	N
n_S	アンカーボルト本数	本
σ_{PS}	ベースプレートの曲げ応力度	N/mm ²
L_{PS}	ベースプレートのレバー長さ	mm
Z_{PS}	ベースプレートの断面係数	mm ³

3.2 評価対象部位

堰の評価対象部位は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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、「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、荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

3.2.1 鉄筋コンクリート製堰の評価対象部位

鉄筋コンクリート製堰については、鉄筋コンクリート製堰に作用する静水圧荷重により応力が発生する、堰と既存躯体の取り合い部分のコンクリート及びアンカー筋を評価対象部位として選定する。

代表評価対象として、各評価対象のアンカー筋のサイズ、ピッチ及び材料が同じであることから、考慮する鉄筋コンクリート断面及び静水圧荷重の諸条件を踏まえ、原子炉建屋原子炉棟 EL. 46.50m に設置される「原子炉建屋原子炉棟溢水拡大防止堰 6-4」を抽出した。堰に生じる応力は、図 3-1 に示すとおり。

溢水荷重に伴う転倒力に対して自重のみで抵抗できる鉄筋コンクリート製堰については、鉄筋コンクリート製堰への曲げモーメントが生じないため、せん断力のみ評価する。また、溢水荷重に対して自重のみで抵抗できない鉄筋コンクリート製堰については、鉄筋コンクリート製堰への曲げモーメントによる引張力、曲げモーメントによる圧縮力及びせん断力を評価する。

評価の対象となる鉄筋コンクリート製堰の選定結果を表 3-2 に、溢水荷重と鉄筋コンクリート製堰が転倒する荷重の比較を表 3-3 に示す。

表 3-2 鉄筋コンクリート製堰の選定結果 (1/2)

設置建屋	設置床 高さ	設備名称	設計断面			評価 対象 (代表)
			幅	高さ*1	鉄筋量	
原子炉建屋 原子炉棟	EL. 2.00 m	原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 B1-1	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
		原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 B1-2	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
		原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 B1-3	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
		原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 B1-4	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
	EL. 8.20 m	原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 1-1	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
		原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 1-2	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
		原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 1-3	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
	EL. 14.00 m	原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 2-1	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
		原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 2-2	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
	EL. 20.30 m	原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 3-1	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
		原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 3-2	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
	EL. 29.00 m	原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 4-1	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
	EL. 38.80 m	原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 5-1	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	
		原子炉建屋原子炉棟溢 水拡大防止堰 5-2	0.2 m	0.3 m	D13@ 200	

表 3-2 鉄筋コンクリート製堰の選定結果 (2/2)

設置建屋	設置床 高さ	設備名称	設計断面			評価 対象 (代表)
			幅	高さ*1	鉄筋量	
原子炉建屋 原子炉棟	EL. 46.50 m	原子炉建屋原子炉棟 溢水拡大防止堰 6-1	0.3 m	0.4 m ^{*2}	D13@ 200	
		原子炉建屋原子炉棟 溢水拡大防止堰 6-2	0.3 m	0.4 m ^{*2}	D13@ 200	
		原子炉建屋原子炉棟 溢水拡大防止堰 6-3	0.3 m	0.4 m ^{*2}	D13@ 200	
		原子炉建屋原子炉棟 溢水拡大防止堰 6-4	0.3 m	0.4 m ^{*2}	D13@ 200	○ ^{*3}
		原子炉建屋原子炉棟 溢水拡大防止堰 6-5	0.3 m	0.4 m ^{*2}	D13@ 200	
原子炉建屋 附属棟	EL. 23.00 m	原子炉建屋附属棟溢 水拡大防止堰	0.3 m	0.4 m ^{*2}	D13@ 200	

*1：設計上の浸水高さは堰の高さとする。

*2：鉄筋コンクリート製堰及び鋼製堰にて構成され、設計上の浸水高さとして鋼製堰の高さも考慮する。

*3：静水圧荷重が最大の堰を選定。

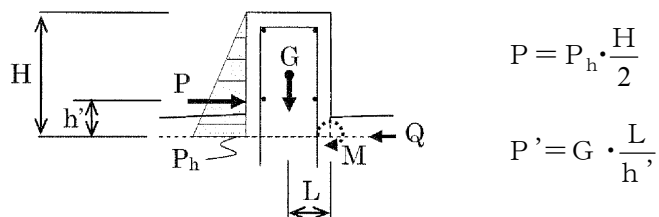


図 3-1 堰に生じる応力

表 3-3 溢水荷重と堰が転倒する荷重の比較

名称	溢水荷重 P (kN)	堰が転倒する荷重 P' (kN)	転倒の有無
原子炉建屋原子炉棟 溢水拡大防止堰 6-4	2.49	1.82	有

3.2.2 止水板の評価対象部位

止水板については、止水板に作用する静水圧荷重により応力が発生する梁材、柱材、ベースプレート及びアンカーボルトを評価対象部位として選定する。

代表評価対象として、評価対象部位の鋼材種類、材質は同じであることから、柱材間隔及び堰高さから定まる静水圧荷重条件を踏まえて、原子炉建屋原子炉棟 EL. -4.00 m に設置される「原子炉建屋原子炉棟止水板 B2-1」を抽出した。

評価の対象となる堰の選定結果を表 3-4 に示す。

表 3-4 止水板の選定結果

No.	設置箇所	設備名称	評価高さ (m)	評価対象 (代表)
1	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板 B2-1	0.9	○*
2	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板B2-2	0.9	
3	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板B2-3	0.9	
4	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板 B1-1	0.3	
5	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板B1-2	0.3	
6	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板B1-3	0.3	
7	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板2-1	0.3	
8	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板3-1	0.3	
9	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板3-2	0.3	
10	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板3-3	0.3	
11	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板3-4	0.3	
12	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板3-5	0.3	
13	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板3-6	0.3	
14	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板3-7	0.3	
15	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板4-1	0.3	
16	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板4-2	0.3	
17	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板4-3	0.3	
18	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板 4-4	0.3	
19	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板 4-5	0.3	
20	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板5-1	0.3	
21	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板 6-1	0.7	
22	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟止水板 6-2	0.7	
23	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟溢水拡大防止堰 6-1	0.3	
24	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟溢水拡大防止堰 6-2	0.3	
25	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟溢水拡大防止堰 6-3	0.3	
26	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟溢水拡大防止堰 6-4	0.3	
27	原子炉建屋原子炉棟	原子炉建屋原子炉棟溢水拡大防止堰 6-5	0.3	

*：評価高さが最大の堰のうち、柱材間隔及び堰高さから定まる静水压荷重が最大の堰を選定。

3.3 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「V-3-別添 3-3 溢水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 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(1) 溢水による静水圧荷重（ P_h ）

溢水による静水圧荷重として、発生を想定する溢水による浸水高さを用いた静水圧を考慮する。溢水による静水圧荷重の算定に用いる浸水高さを表 3-5 に示す。

溢水による静水圧荷重 P_h は次式により算定する。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h \cdot 10^{-3}$$

P_h : 溢水による静水圧荷重 (kN/m²)

ρ : 溢水の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h : 溢水による静水圧荷重の算定に用いる浸水高さ (m)

表 3-5 溢水による静水圧荷重の算定に用いる浸水高さ

名称	設置場所	浸水高さ*
原子炉建屋原子炉棟 溢水拡大防止堰 6-4	原子炉建屋原子炉棟 EL. 46.50 m	0.7122 m
原子炉建屋原子炉棟 止水板 B2-1	原子炉建屋原子炉棟 EL. -4.00 m	0.9152 m

*: 保守的な評価を行うため、溢水評価水位を上回る設計上の水位として堰高さとする。

3.3.2 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」にて設定している荷重を踏まえて設定する。

また、自重は既存躯体により支持されることから、荷重の組合せとして考慮せず、溢水による静水圧荷重のみとする。荷重の組合せを表 3-6 に示す。

表 3-6 荷重の組合せ

強度評価の対象施設	荷重の組合せ
鉄筋コンクリート製堰	P_h
鋼製堰	P_h

3.4 許容限界

堰の許容限界は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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て、「3.2 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに、機能損傷モードを考慮し設定する。

3.4.1 鉄筋コンクリート製堰の許容限界

(1) 鉄筋

「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）」に基づきアンカー筋として使用する鉄筋の短期許容荷重を表 3-7 に示す。

表 3-7 鉄筋の短期許容荷重

堰名称	種類	短期許容荷重 (kN/本)	
		引張	せん断
原子炉建屋原子炉棟 溢水拡大防止堰 6-4	SD295A	34.3	15.1

(2) コンクリート

「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，1999 改定）」に基づきコンクリートの短期許容応力度を表 3-8 に示す。

表 3-8 コンクリートの短期許容応力度

設計基準強度 F_c (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)	
	せん断	圧縮
22.1	1.08	14.73

3.4.2 鋼製堰の許容限界

(1) 梁材，柱材

「鋼構造設計基準ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，2005 改訂）」に基づき算定した短期許容応力度を表 3-9 に示す。

表 3-9 梁材，柱材の短期許容応力度

材料	短期許容応力度		
	曲げ (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)	組合せ (N/mm^2)
SS400	235	135	235

(2) ベースプレート

「鋼構造設計基準ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，2005 改訂）」に基づき算定した短期許容荷重を表 3-10 に示す。

表 3-10 ベースプレートの短期許容応力度

材料	短期許容応力度
	曲げ (N/mm^2)
SS400	271

(3) アンカーボルト

「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）」に基づき算定した短期許容荷重を表 3-11 に示す。

なお，引張力を受ける場合においては，アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重及び定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる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，アンカー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。

表 3-11 アンカーボルトの短期許容荷重

材料	短期許容荷重 (kN/本)	
	引張	せん断
SS400	7.66	2.84

3.5 評価方法

堰の強度評価は，添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」にて設定している評価式を用いる。

3.5.1 鉄筋コンクリート製堰の評価方法

鉄筋コンクリート製堰を，静水圧荷重を等変分布荷重として受ける片持ちはりに置き換え，コンクリート及び鉄筋に発生する応力を算定し，各許容限界との比較により強度を確認する。

(1) 応力算定

a. 曲げモーメント

溢水の荷重により生じる曲げモーメントは，単位幅当たりとして次式により算定する。鉄筋コンクリート製堰に生じる応力の概念図を図 3-2 に示す。

$$M = \frac{P_h \cdot H^2}{6}$$

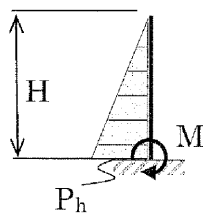


図 3-2 鉄筋コンクリート製堰に生じる応力の概念図

b. せん断力

溢水の荷重により生じるせん断力は、単位幅当たりとして次式により算定する。
鉄筋コンクリート製堰に生じる応力の概念図を図 3-3 に示す。

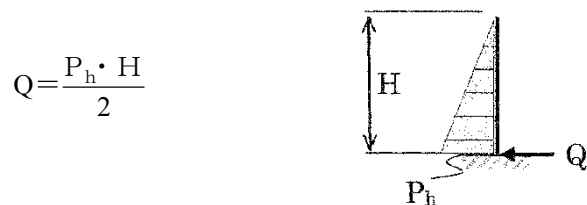


図 3-3 鉄筋コンクリート製堰に生じる応力の概念図

(2) 断面検定

a. 引張力に対する検定

(a) 鉄筋

鉄筋コンクリート製堰に生じる曲げモーメントにより、鉄筋 1 本当たりに生じる引張力を次式により算定し、鉄筋 1 本当たりの許容限界値を超えないことを確認する。

鉄筋コンクリート製堰に生じる荷重の概念図を図 3-4 に示す。

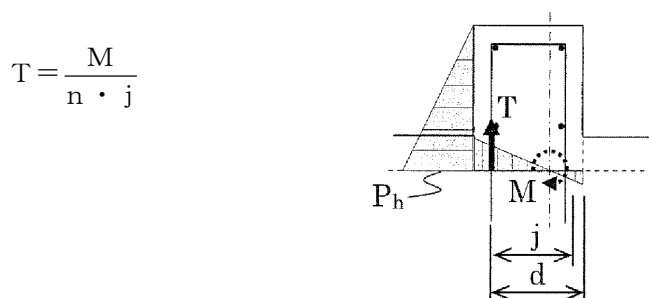


図 3-4 鉄筋コンクリート製堰に生じる荷重

b. せん断力に対する検定

(a) 鉄筋

鉄筋コンクリート製堰に生じるせん断力より，鉄筋 1 本当たりに生じるせん断力を次式により算定し，鉄筋 1 本当たりの許容限界値を超えないことを確認する。

$$Q_a = \frac{Q}{n}$$

(b) コンクリート

鉄筋コンクリート製堰に生じるせん断応力度を次式により算定し，コンクリートの許容限界値を超えないことを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

c. 圧縮力に対する検定

(a) コンクリート

鉄筋コンクリート製堰に生じる曲げモーメントにより発生するコンクリートの圧縮縁応力度を次式により算定し，コンクリートの許容限界値を超えないことを確認する。圧縮縁応力の算定にあたり，圧縮側鉄筋は考慮しない。

鉄筋コンクリート製堰に生じる荷重の概念図を図 3-5 に示す。

$$\sigma_c = \frac{T' \cdot 2}{x_n \cdot b}$$

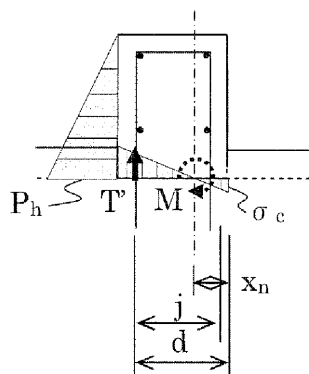


図 3-5 鉄筋コンクリート製堰に生じる荷重

3.5.2 鋼製堰の評価方法

鋼製堰に生じる応力は、静水圧荷重を受けるはりモデルに置き換え、梁材、柱材、アンカーボルト及びベースプレートに発生する応力を算定し、各許容限界との比較により強度評価を行う。

(1) 応力算定

静水圧荷重を受ける梁材に生じる曲げ応力及びせん断応力，柱材に生じる曲げ応力及びせん断応力，アンカーボルトに生じる引張力及びせん断応力並びにベースプレートに生じる曲げ応力に対する確認を行うにあたり，各荷重により生じる曲げモーメント，せん断応力，水平反力を次式により算定する。鋼製堰に生じる力の概念図を図3-6，図3-7，図3-8及び図3-9に示す。

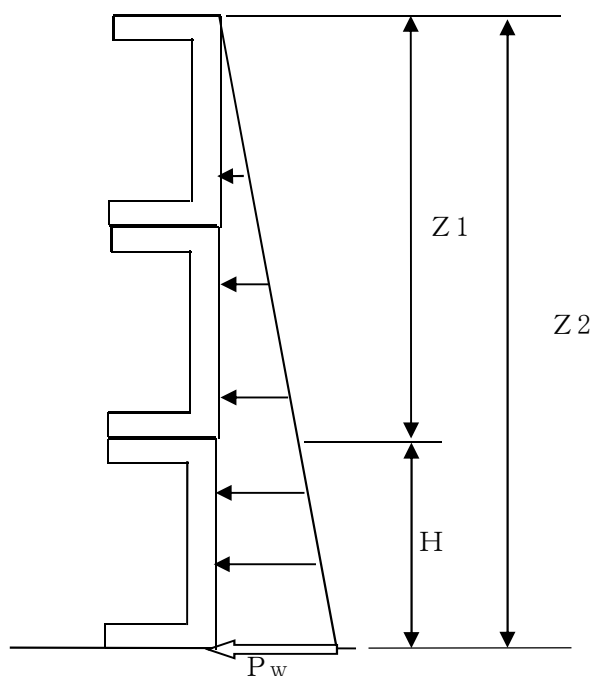


図3-6 梁材及び柱に生じる力の模式図

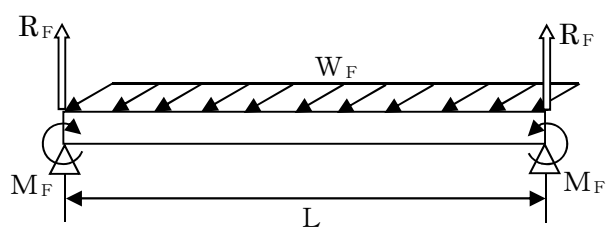


図3-7 梁材に生じる力の模式図

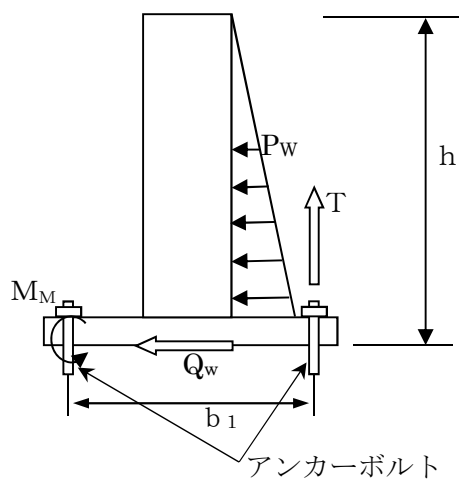


図 3-8 アンカーボルトに生じる力の模式図

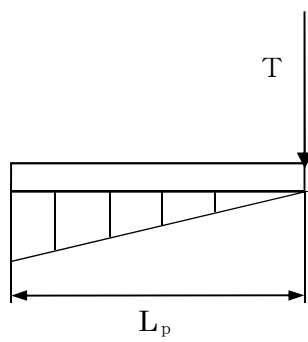


図 3-9 ベースプレートに生じる力の模式図

(2) 梁材の検定

a. 単位深さ当たりの静水圧荷重

単位深さ当たりの静水圧荷重を次式より算出する。

$$P_w = \rho \cdot g \cdot \frac{(Z1 + Z2)}{2} \cdot 10^{-9}$$

P_w : 平均水圧荷重 (N/mm²)

ρ : 溢水の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

$Z1$: 止水梁の最低深さ (mm)

$Z2$: 止水梁の最高深さ (mm)

b. 平均水圧による分布荷重

平均水圧による分布荷重は構造力学公式集に基づき次式より算出する。

$$W_F = P_w \cdot H$$

W_F : 平均水圧による分布荷重 (N/mm)

P_w : 平均水圧荷重 (N/mm²)

H : 止水梁高さ (mm)

c. 梁材に生じる曲げ応力度

梁材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し、梁材の短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_F = \frac{M_F}{Z_F}$$

$$M_F = \frac{W_F \cdot L^2}{8}$$

σ_F : 材の曲げ応力度 (N/mm²)

M_F : 梁材の曲げモーメント (N・mm)

Z_F : 梁材の断面係数 (mm³)

W_F : 平均水圧による分布荷重 (N/mm)

L : 止水板全長 (mm)

d. 梁材に生じるせん断応力度

梁材に生じるせん断応力度は機械工学便覧に基づき次式より算出し、梁材の短期許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\tau_F = \frac{R_F}{A_F}$$

$$R_F = \frac{W_F \cdot L}{2}$$

τ_F : 梁材のせん断応力度 (N/mm²)
 R_F : 梁材の発生せん断力 (N)
 A_F : 梁材のせん断断面積 (mm²)
 W_F : 平均水圧による分布荷重 (N/mm)
 L : 止水板全長 (mm)

d. 曲げとせん断の合成に対する検定

梁材に生じる曲げとせん断の組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—((社) 日本建築学会, 2005改定)」に基づく次式により算出し, 梁材の短期許容組合せ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_{e p F} = \sqrt{\sigma_F^2 + 3 \cdot \tau_F^2}$$

$\sigma_{e p F}$: 梁材の組合せ応力度 (N/mm²)
 σ_F : 梁材の曲げ応力度 (N/mm²)
 τ_F : 梁材のせん断応力度 (N/mm²)

(3) 柱材の検定

a. 最大深さでの静水圧荷重

最大静水圧を受ける止水板に対して最大水圧荷重を次式より算出する。

$$P_S = \rho \cdot g \cdot h \cdot 10^{-9}$$

P_S : 平均水圧荷重 (N/mm²)
 ρ : 溢水の密度 (kg/m³)
 g : 重力加速度 (m/s²)
 h : 止水板高さ (mm)

b. 最大水圧による分布荷重

平均水圧による分布荷重は構造力学公式集に基づき次式より算出する。

$$W_Y = P_S \cdot L_Y$$

$$W_Z = P_S \cdot L_Z$$

W_Y : 柱材に作用する Y 方向の単位高さあたりの荷重 (N/mm)
 P_S : 平均水圧荷重 (N/mm²)
 L_Y : Y 方向の荷重を負担する柱長さ (mm)
 W_Z : 柱材に作用する Z 方向の単位高さあたりの荷重 (N/mm)
 L_Z : Z 方向の荷重を負担する柱長さ (mm)

c. 柱材に生じる曲げ応力度

柱材に生じる曲げ応力度は構造力学公式集に基づき次式より算出し、柱材の短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_Y = \frac{M_Y}{Z_Y}$$

$$\sigma_Z = \frac{M_Z}{Z_Z}$$

$$M_Y = \frac{W_Y \cdot h^2}{6}$$

$$M_Z = \frac{W_Z \cdot h^2}{6}$$

σ_Y : 柱材 Y 軸周りの曲げ応力度 (N/mm²)

M_Y : 柱材に生じる Y 軸周りの曲げモーメント (N・mm)

Z_Y : 柱材 Y 軸周りの断面係数 (mm³)

σ_Z : 柱材 Z 軸周りの曲げ応力度 (N/mm²)

M_Z : 柱材に生じる Z 軸周りの曲げモーメント (N・mm)

Z_Z : 柱材 Z 軸周りの断面係数 (mm³)

W_Y : 柱に作用する Y 方向の単位長さ当たりの荷重 (N/mm)

h : 止水板高さ (mm)

W_Z : 柱に作用する Z 方向の単位長さ当たりの荷重 (N/mm)

d. 柱材に生じるせん断応力度

柱材に生じるせん断応力度は機械工学便覧に基づき次式より算出し、柱材の短期許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\tau_Y = \frac{R_Y}{A_Y}$$

$$\tau_Z = \frac{R_Z}{A_Z}$$

$$R_Y = \frac{W_Y \cdot h}{2}$$

$$R_Z = \frac{W_Z \cdot h}{2}$$

τ_Y : 柱材 Y 方向のせん断応力度 (N/mm²)

R_Y : 柱材 Y 方向の発生せん断力 (N)

A_Y : 柱材 Y 方向のせん断断面積 (mm²)

τ_Z : 柱材 Z 方向のせん断応力度 (N/mm²)

R_Z : 柱材 Z 方向の発生せん断力 (N)

A_Z : 柱材 Z 方向のせん断断面積 (mm²)

W_Y : 柱材に作用する Y 方向の単位高さ当たりの荷重 (N/mm)

h : 止水板高さ (mm)

W_Z : 柱材に作用する Z 方向の単位高さ当たりの荷重 (N/mm)

e. 曲げとせん断の組合せに対する検定

柱材に生じる曲げとせん断の組合せ応力度を「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」((社)日本建築学会, 2005改定)に基づく次式により算出し, 柱材の短期許容合成応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_{epYZ} = \sqrt{(\sigma_Y^2 + \sigma_Z^2) + 3(\tau_Y^2 + \tau_Z^2)}$$

σ_{epYZ} : 柱材の組合せ応力度 (N/mm²)

σ_Y : 柱材 Y 軸周りの曲げ応力度 (N/mm²)

σ_Z : 柱材 Z 軸周りの曲げ応力度 (N/mm²)

τ_Y : 柱材 Y 軸周りのせん断応力度 (N/mm²)

τ_Z : 柱材 Z 軸周りのせん断応力度 (N/mm²)

(4) アンカーボルトの検定

a. アンカーボルトに作用する引張力に対する検定

アンカーボルトの発生する引張力を算出し, アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$T_s = \frac{M_Y}{b_Y \cdot n_Y} + \frac{M_Z}{b_Z \cdot n_Z}$$

T_s : アンカーボルトの発生引張力 (N)

M_Y : 柱材に生じる Y 軸周りの曲げモーメント (N・mm)

b_Y : 柱材 Y 軸周りのアンカーボルトピッチ (mm)

n_Y : 引張荷重を受ける柱材 Y 軸周りのアンカーボルト本数 (本)

M_Z : 柱材に生じる Z 軸周りの曲げモーメント (N・mm)

b_Z : 柱材 Z 軸周りのアンカーボルトピッチ (mm)

n_Z : 引張荷重を受ける柱材 Z 軸周りのアンカーボルト本数 (本)

b. アンカーボルトに作用するせん断力に対する検定

アンカーボルトに作用するせん断力は次式より算出し, アンカーボルトの短期許容せん断力を下回ることを確認する。

$$Q_Y = \frac{R_Y}{n_s}$$

$$Q_Z = \frac{R_Z}{n_S}$$

Q_Y : アンカーボルトに作用する Y 方向発生せん断力 (N)

R_Y : 柱材 Y 方向の発生せん断力 (N)

n_S : アンカーボルト本数 (本)

Q_Z : アンカーボルトに作用する Z 方向発生せん断力 (N)

R_Z : 柱材 Z 方向の発生せん断力 (N)

c. 引張力とせん断力の組合せに対する検定

組合せによる評価を「各種合成構造設計指針・同解説 ((社)日本建築学会, 2010 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。

$$\left(\frac{T_S}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{Q_Y}{q_a}\right)^2 + \left(\frac{Q_Z}{q_a}\right)^2 \leq 1$$

T_S : アンカーボルトの発生引張力 (N)

P_a : アンカーボルトの引張に対する短期許容荷重 (N)

Q_Y : アンカーボルトに作用する Y 方向発生せん断力 (N)

q_a : アンカーボルトのせん断に対する短期許容荷重 (N)

Q_Z : アンカーボルトに作用する Z 方向発生せん断力 (N)

(5) ベースプレートの検定

a. ベースプレートに生じる曲げ応力度

ベース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し, ベースプレートの短期許容曲げ応力度を下回ることを確認する。

$$\sigma_{PS} = T_S \cdot \frac{L_{PS}}{Z_{PS}}$$

σ_{PS} : ベースプレートの曲げ応力度 (N/mm²)

T_S : アンカーボルトの発生引張力 (N)

L_{PS} : ベースプレートのレバー長さ (mm)

Z_{PS} : ベースプレートの断面係数 (mm³)

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる鉄筋コンクリート製堰の評価条件を表 4-1 に、鋼製堰の評価条件を表 4-2 に示す。

表 4-1 鉄筋コンクリート製堰の強度評価に用いる評価条件

強度評価に用いる評価条件	数値
溢水荷重（集中荷重置換） P （単位：kN）	2.49
溢水による静水压荷重 P_h （単位：kN/m）	6.99
堰の高さ（鋼製堰の高さを含む） H （単位：m）	0.7122
堰が転倒する荷重 P' （単位：kN）	1.82
堰の固定荷重 G （単位：kN）	2.88
堰の固定荷重作用点と応力作用点との水平距離 L （単位：m）	0.15
溢水荷重（集中荷重置換）が作用する高さ h' （単位：m）	0.2374
溢水の密度 ρ （単位：kg/m ³ ）	1000
重力加速度 g （単位：m/s ² ）	9.80665
当該部分の浸水深 h （単位：m）	0.7122
曲げモーメント M （単位：kN・m）	0.591
せん断力 Q （単位：kN）	2.49
鉄筋 1 本当たりの引張力 T （単位： ）	0.54
単位幅（1m）当たりの鉄筋本数 n （単位：kN/本）	5
応力中心距離（ $=7/8 \cdot d$ ） j （単位：mm）	221
部材の有効せい d （単位：mm）	252.5
鉄筋 1 本当たりのせん断力 Q_a （単位：kN/本）	0.50
堰の断面積 A （単位：mm ² ）	300000
せん断応力度 τ （単位：N/mm ² ）	0.03
圧縮縁応力度 σ_c （単位：N/mm ² ）	0.06
引張側鉄筋に生じる引張力（ $=M/j$ ） T' （単位：N）	2675
圧縮縁から中立軸までの距離 x_n （単位：mm）	94.5
堰の幅（単位幅） b （単位：mm）	1000
鉄筋のへりあき寸法 C （単位：mm）	100

表 4-2 鋼製堰の強度評価に用いる評価条件 (1/2)

強度評価に用いる評価条件	数値
平均水圧荷重 P_W (単位: kN/m^2)	8.17
溢水の密度 ρ (単位: kg/m^3)	1000
重力加速度 g (単位: m/s^2)	9.80665
対象止水梁の最低深さ Z_1 (単位: mm)	750
対象止水梁の最高深さ Z_2 (単位: mm)	915.2
平均水圧による分布荷重 W_F (単位: N/mm)	1.350
梁材の高さ H (単位: mm)	165.2
梁材の曲げ応力度 σ_F (単位: N/mm^2)	60
梁材の曲げモーメント M_F (単位: $\text{N} \cdot \text{mm}$)	487688
梁材の断面係数 Z_F (単位: mm^3)	8190
止水板全長 L (単位: mm)	1700
梁材のせん断応力度 τ_F (単位: N/mm^2)	5
梁材の発生せん断力 R_F (単位: N)	1148
梁材のせん断断面積 A_F (単位: mm^2)	279.04
梁材の組合せ応力度 σ_{epF} (単位: N/mm^2)	61
止水板高さ h (単位: mm)	915.2
平均水圧荷重 P_S (単位: N/mm^2)	0.00898
柱材に作用する Y 方向の単位高さあたりの荷重 W_Y (単位: N/mm)	7.027
Y 方向の荷重を負担する柱長さ L_Y (単位: mm)	782.5
柱材に作用する Z 方向の単位高さあたりの荷重 W_Z (単位: N/mm)	8.442
Z 方向の荷重を負担する柱長さ L_Z (単位: mm)	940
柱材 Y 軸周りの曲げ応力度 σ_Y (単位: N/mm^2)	80
柱材に生じる Y 軸周りの曲げモーメント M_Y (単位: $\text{N} \cdot \text{mm}$)	980959
柱材 Y 軸周りの断面係数 Z_Y (単位: mm^3)	12300
柱材 Z 軸周りの曲げ応力度 σ_Z (単位: N/mm^2)	96
柱材に生じる Z 軸周りの曲げモーメント M_Z (単位: $\text{N} \cdot \text{mm}$)	1178491
柱材 Z 軸周りの断面係数 Z_Z (単位: mm^3)	12300
柱材 Y 方向のせん断応力度 τ_Y (単位: N/mm^2)	7
柱材 Y 方向の発生せん断力 R_Y (単位: N)	3216
柱材 Y 方向のせん断断面積 A_Y (単位: mm^2)	504
柱材 Z 方向のせん断応力度 τ_Z (単位: N/mm^2)	8
柱材 Z 方向の発生せん断力 R_Z (単位: N)	3864
柱材 Z 方向のせん断断面積 A_Z (単位: mm^2)	504

表 4-2 鋼製堰の強度評価に用いる評価条件 (2/2)

強度評価に用いる評価条件	数値
柱材の組合せ応力度 $\sigma_{e p Y Z}$ (単位: N/mm^2)	127
アンカーボルトの発生引張力 T_s (単位: N)	5999
柱材 Y 軸周りのアンカーボルトピッチ b_Y (単位: mm)	180
引張荷重を受ける柱材 Y 軸周りのアンカーボルト本数 n_Y (単位: 本)	2
柱材 Z 軸周りのアンカーボルトピッチ b_Z (単位: mm)	180
引張荷重を受ける柱材 Z 軸周りのアンカーボルト本数 n_Z (単位: 本)	2
アンカーボルトに作用する Y 方向発生せん断力 Q_Y (単位: N)	804
アンカーボルトに作用する Z 方向発生せん断力 Q_Z (単位: N)	966
アンカーボルト本数 n_s (単位: 本)	4
ベースプレートの曲げ応力度 σ_{PS} (単位: N/mm^2)	180
ベースプレートのレバー長さ L_{PS} (単位: mm)	180
ベースプレートの断面係数 Z_{PS} (単位: mm^3)	6000

5. 強度評価結果

鉄筋コンクリート製堰の強度評価結果を表 5-1 に、鋼製堰の強度評価結果を表 5-2 に示す。発生応力度又は応力若しくは荷重（以下「発生値」という。）は許容限界値以下であることを確認した。

表 5-1 鉄筋コンクリート製堰の強度評価結果

評価部位		発生値		許容限界値		検定
鉄筋	引張	0.54	kN	34.3	kN	0.02 < 1.0
	せん断	0.50	kN	15.1	kN	0.04 < 1.0
コンクリート	せん断	0.01	N/mm ²	1.08	N/mm ²	0.01 < 1.0
	圧縮	0.06	N/mm ²	14.73	N/mm ²	0.01 < 1.0

表 5-2 鋼製堰の強度評価結果

評価部位		発生値		許容限界値		検定
梁材	曲げ	60	N/mm ²	235	N/mm ²	0.26 < 1.0
	せん断	5	N/mm ²	135	N/mm ²	0.04 < 1.0
	合成	61	N/mm ²	235	N/mm ²	0.26 < 1.0
柱材	曲げ	96	N/mm ²	235	N/mm ²	0.41 < 1.0
	せん断	8	N/mm ²	135	N/mm ²	0.06 < 1.0
	合成	127	N/mm ²	235	N/mm ²	0.55 < 1.0
アンカーボルト	引張	5999	N	7664	N	0.79 < 1.0
	せん断	966	N	2846	N	0.34 < 1.0
	組合せ	0.808	-	1	-	0.81 < 1.0
ベースプレート	曲げ	180	N/mm ²	271	N/mm ²	0.67 < 1.0

V-3-別添 3-4-3 管理区域外伝播防止堰の強度計算書

目次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	1
2.1 位置.....	1
2.2 構造概要.....	6
2.3 評価方針.....	7
2.4 適用規格.....	8
3. 強度評価方法.....	9
3.1 記号の定義.....	9
3.2 評価対象部位.....	10
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	12
3.4 許容限界.....	14
3.5 評価方法.....	16
4. 評価条件.....	17
5. 強度評価結果.....	18

1. 概要

本資料は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、管理区域外伝播防止堰（以下「堰」という。）が、管理区域内で発生を想定する溢水の静水圧荷重に対し、止水性の維持を考慮して、主要な構造部材が構造健全性を維持することを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

堰は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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、タービン建屋、原子炉建屋付属棟（廃棄物処理棟）及び廃棄物処理建屋に設置する。

堰の設置位置図を図 2-1～図 2-4 に示す。

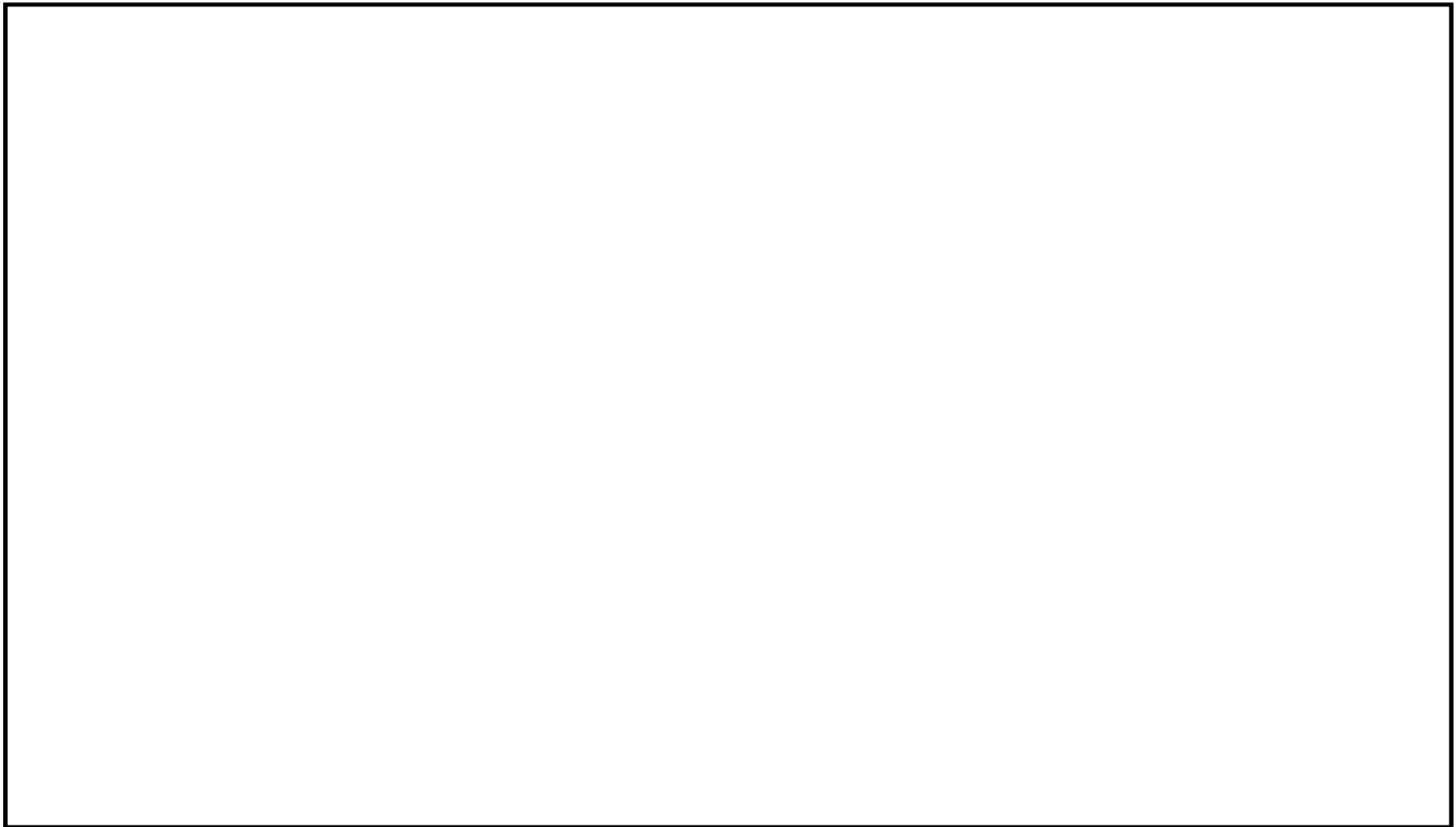


図 2-1 管理区域外伝播防止堰の設置位置図（原子炉建屋付属棟（廃棄物処理棟） EL. 8.20 m）

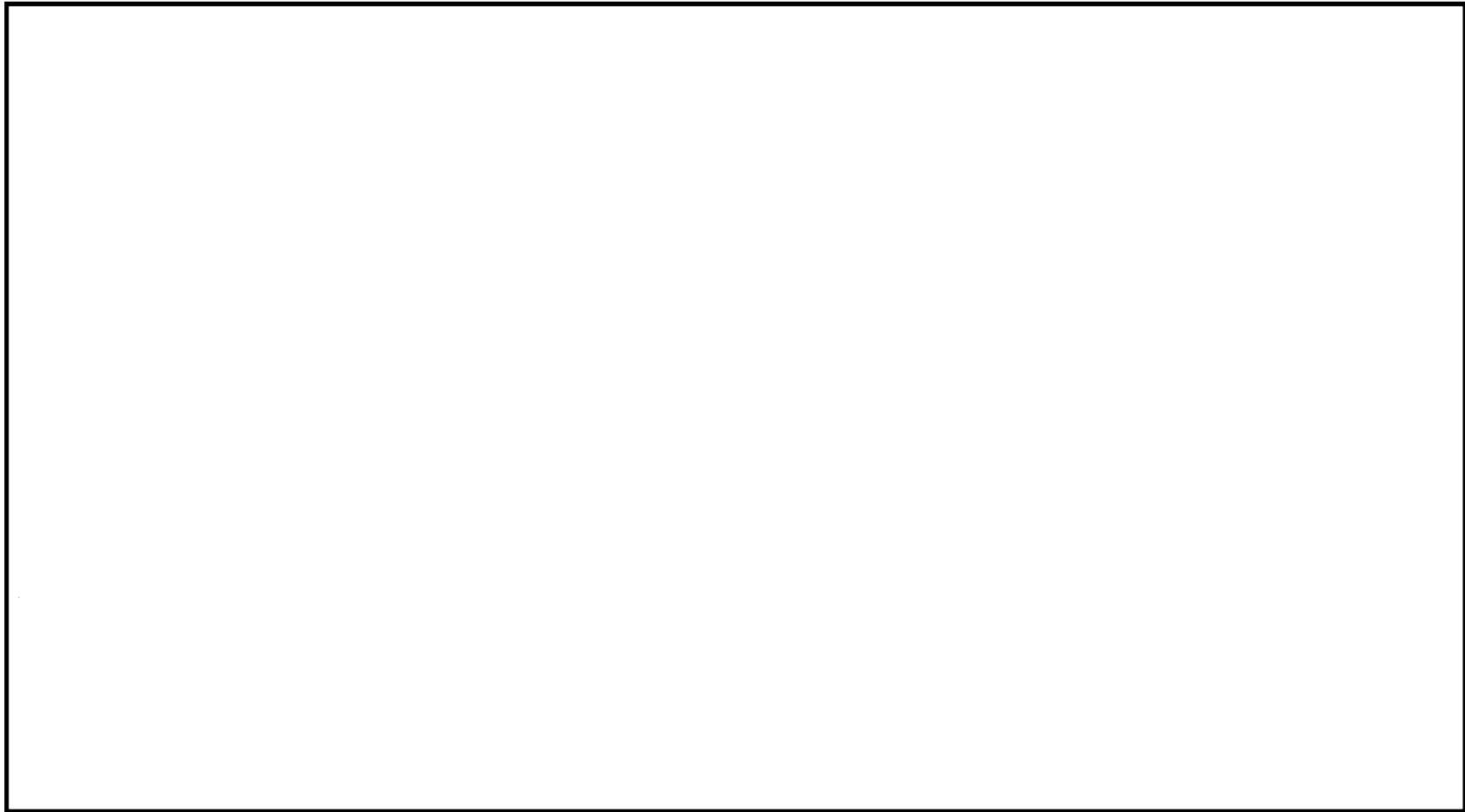


図 2-2 管理区域外伝播防止堰の設置位置図（タービン建屋 EL. 8.20 m）

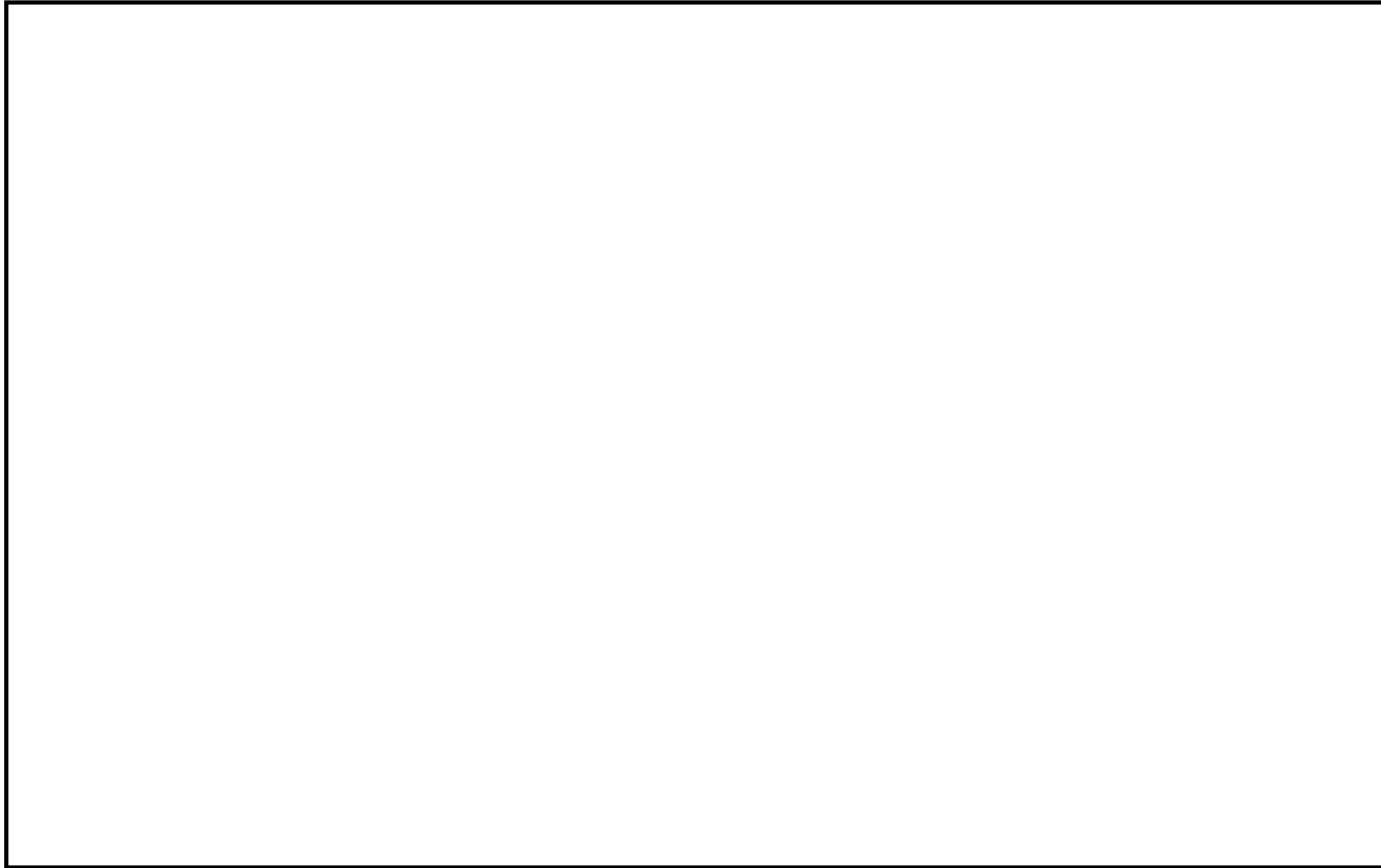


図 2-3 管理区域外伝播防止堰の設置位置図（廃棄物処理建屋 EL. 8.30 m）

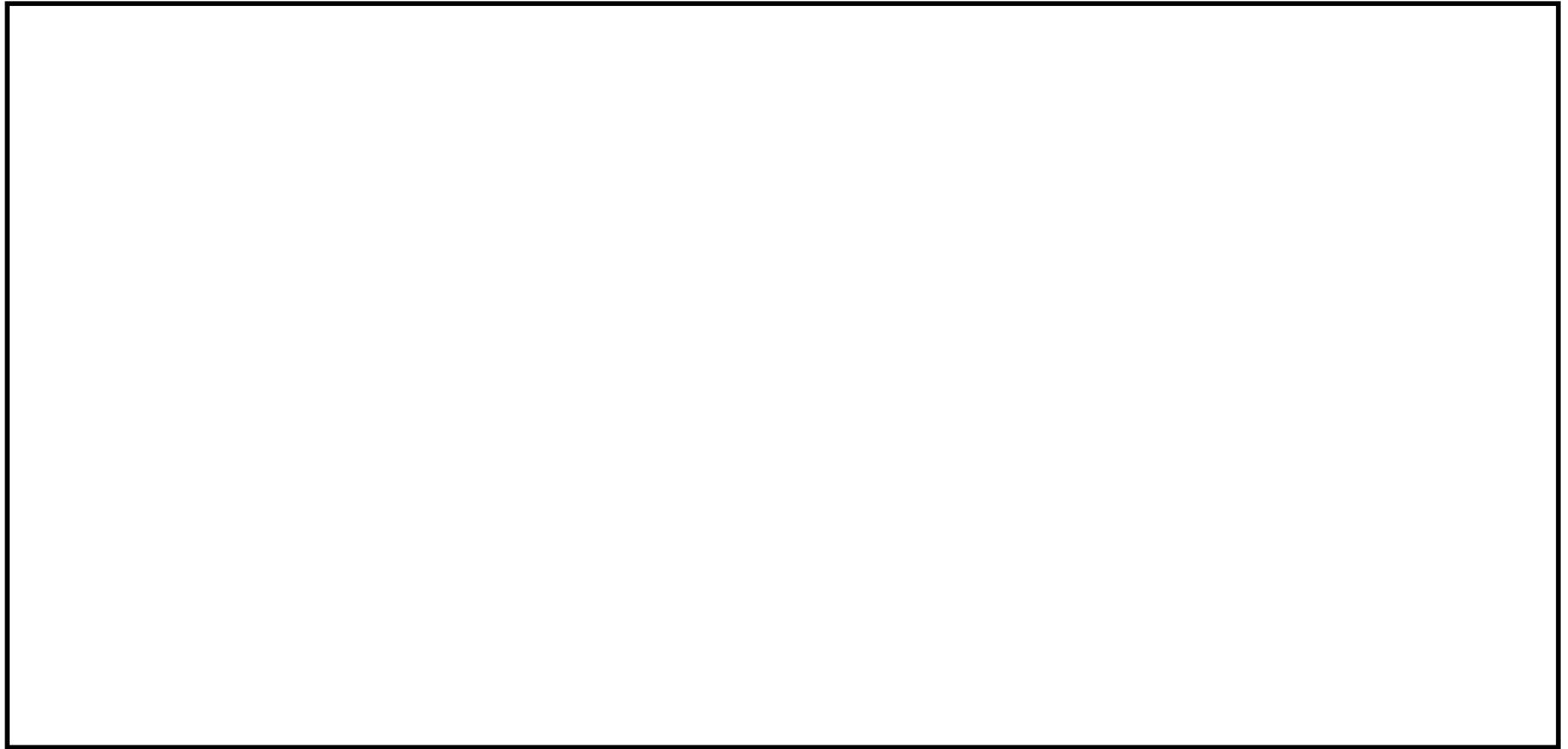


図 2-4 管理区域外伝播防止堰の設置位置図（廃棄物処理建屋 EL. 15.80 m）

2.2 構造概要

堰の構造は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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。堰の構造計画を表 2-1 に示す。堰は、アンカー筋（鉄筋）により既存の鉄筋コンクリート躯体と一体化させた鉄筋コンクリート製堰と既設コンクリート床版の一部であるコンクリート製堰の 2 種類に分類できる。

表 2-1 堰の構造計画

設備名称	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
管理区域 外伝播防 止堰	コンクリート 及びアンカー 筋により構成 する。	躯体を既設 コンクリ ート床版にア ンカー筋で 固定する。	
	コンクリート により構成す る。	躯体と既設 コンクリ ート床版が同 じ構造物で ある。	・矩形型 ・スロープ型 ・スロープ及び矩形型

*1：高さ 0.15 m, 0.3 m 又は 0.45 m。

*2：幅 0.15 m～3.75 m。

*3：既存のコンクリート躯体と一体化。

*4：新設堰は接着系アンカーとし、既存躯体への定着長さは径の 10 倍以上とする。

*5：スロープが片側のみの場合。

2.3 評価方針

堰の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」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、堰の評価対象部位に作用する応力等が許容限界内にあることを「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」にて確認する。

堰の強度評価フローを図 2-5 に示す。

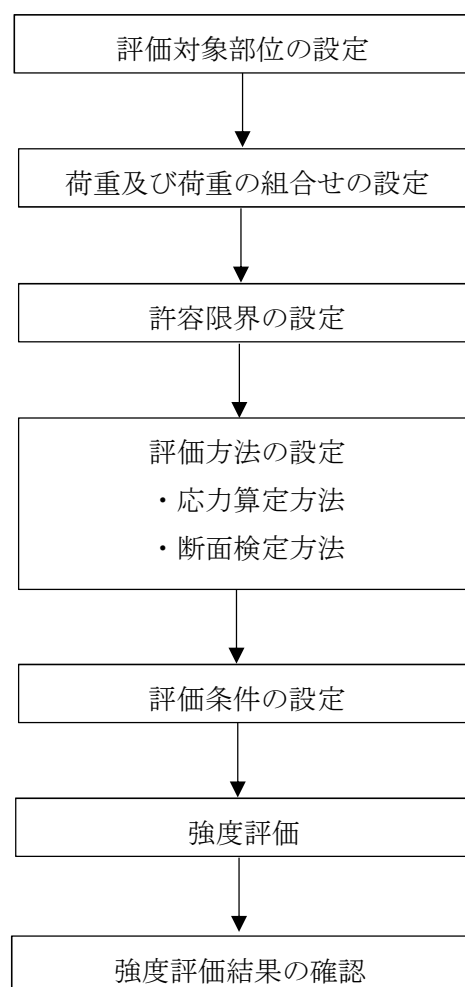


図 2-5 堰の強度評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施工令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー
（（社）日本建築学会，1999 改定）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）
- ・ 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，2005 改定）

3. 強度評価方法

堰の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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。

堰の強度評価は、「3.2 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「3.4 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、「3.5 評価方法」に示す方法を用いて評価を行う。

3.1 記号の定義

堰の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	定義	単位
P	溢水荷重（集中荷重置換）	kN
P_h	溢水による静水压荷重	kN/m^2
H	堰の高さ	m
P'	堰が転倒する荷重	kN
G	堰の固定荷重	kN
L	堰の固定荷重作用点と応力作用点との水平距離	m
h'	溢水荷重（集中荷重置換）が作用する高さ	m
ρ	溢水の密度	kg/m^3
g	重力加速度	m/s^2
h	当該部分の浸水深	m
M	曲げモーメント	$\text{kN} \cdot \text{m}$
Q	せん断力	kN
T	鉄筋 1 本当たりの引張力	kN/本
n	単位幅（1m）当たりの鉄筋本数	本
j	応力中心距離（ $=7/8 \cdot d$ ）	mm
d	部材の有効せい	mm
Q_a	鉄筋 1 本当たりのせん断力	kN/本
A	堰のせん断断面積	mm^2
τ	せん断応力度	N/mm^2
σ_c	圧縮縁応力度	N/mm^2
T'	引張側鉄筋に生じる引張力（ $=M/j$ ）	N
x_n	圧縮縁から中立軸までの距離	mm
b	堰の幅（単位幅）	mm
c	鉄筋のへりあき寸法	mm

3.2 評価対象部位

堰の評価対象部位は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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、「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、荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

堰に作用する静水圧荷重により応力が発生する堰と既存躯体の取り付け部分のコンクリート及びアンカー筋を評価対象部位として選定する。

堰は、溢水荷重に伴う転倒力に対して自重のみで抵抗でき、曲げモーメントが生じないため、せん断力のみ評価する。

鉄筋コンクリート製堰は、各評価対象のアンカー筋のサイズ、ピッチ及び材料が同じであることから、考慮する鉄筋コンクリート断面及び静水圧荷重の諸条件を踏まえ、タービン建屋 EL. 8.20m に設置される「タービン建屋管理区域外伝播防止堰 1-1」を代表として抽出した。

コンクリート製堰は、堰の高さにより定まる静水圧荷重条件が同じであることから、堰の幅により定まる堰のせん断断面積を比較し、廃棄物処理建屋 EL. 15.80 m に設置される「焼却設備機器搬出入用出入口」を代表として抽出した。堰に生じる応力は、図 3-1 に示すとおり。

評価の対象となる堰の選定結果を表 3-2 に、溢水荷重と堰が転倒する荷重の比較を表 3-3 に示す。

表 3-2 堰の選定結果

設置建屋	設置床 高さ	設備名称	設計断面				評価 対象 (代表)
			種類	幅	高さ*1	鉄筋量	
原子炉建 屋附属棟 (廃棄物 処理棟)	EL. 8. 20 m	原子炉建屋廃棄物処理棟 管理区域外伝播防止堰1- 1	矩形	0. 2 m	0. 3 m	D13@ 200	
		原子炉建屋廃棄物処理棟 管理区域外伝播防止堰1- 2	矩形	0. 2 m	0. 3 m	D13@ 200	
タービン 建屋	EL. 8. 20 m	タービン建屋管理区域外 伝播防止堰1-1	矩形	0. 2 m	0. 45 m	D13@ 200	○*2
		タービン建屋管理区域外 伝播防止堰 1-2	矩形	0. 2 m	0. 45 m	D13@ 200	
		タービン建屋管理区域外 伝播防止堰 1-3	矩形	0. 2 m	0. 45 m	D13@ 200	
		タービン建屋管理区域外 伝播防止堰 1-4	矩形	0. 2 m	0. 45 m	D13@ 200	
廃棄物処 理建屋	EL. 8. 30 m	キャスク搬出入用出入口	スロープ	2. 05 m	0. 15 m	—	
		サイトバンカトラックエ リア出入口	矩形	0. 48 m	0. 15 m	—	
		廃棄物処理建屋出入口	スロープ及 び矩形	3. 75 m	0. 15 m	—	
		ドラム搬入室出入口	スロープ及 び矩形	2. 3 m	0. 15 m	—	
		雑固体ドラム搬出入用出 入口	スロープ及 び矩形	2. 3 m	0. 15 m	—	
		廃棄物処理建屋機器搬出 入用出入口	スロープ	2. 025 m	0. 15 m	—	
	EL. 15. 80 m	焼却設備機器搬出入用出 入口	矩形	0. 15 m	0. 15 m	—	○*3

*1：設計上の浸水高さは堰の高さとする。

*2：静水圧荷重条件が最大の堰を選定。

*3：堰の幅が最小の堰を選定。

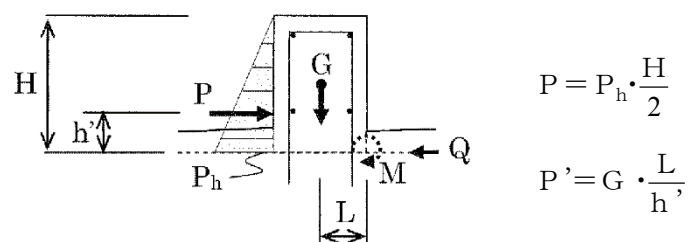


図 3-1 堰に生じる応力

表 3-3 溢水荷重と堰が転倒する荷重の比較

名称	溢水荷重 P (kN)	堰が転倒する荷重 P' (kN)	転倒の有無
タービン建屋管理区 域外伝播防止堰 1-1	1.00	1.44	無
焼却設備機器搬出入 用出入口	0.11	0.81	無

3.3 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「V-3-別添 3-3 溢水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 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(1) 溢水による静水圧荷重（ P_h ）

溢水による静水圧荷重として、発生を想定する溢水による浸水高さをを用いた静水圧を考慮する。溢水による静水圧荷重の算定に用いる浸水高さを表 3-4 に示す。

溢水による静水圧荷重 P_h は次式により算定する。

$$P_h = \rho \cdot g \cdot h \cdot 10^{-3}$$

P_h : 溢水による静水圧荷重 (kN/m²)

ρ : 溢水の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h : 溢水による静水圧荷重の算定に用いる浸水高さ (m)

表 3-4 溢水による静水圧荷重の算定に用いる浸水高さ

名称	設置場所	浸水高さ*
タービン建屋管理区 域外伝播防止堰 1-1	タービン建屋 EL. 8.20 m	0.45 m
焼却設備機器搬出入 用出入口	廃棄物処理建屋 EL. 15.80 m	0.15 m

*: 保守的な評価を行うため、溢水評価水位を上回る設計上の水位として堰高さとする。

3.3.2 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」にて設定している荷重を踏まえて設定する。

また、自重は既存躯体により支持されることから、荷重の組合せとして考慮せず、溢水による静水圧荷重のみとする。荷重の組合せを表 3-5 に示す。

表 3-5 荷重の組合せ

強度評価の対象施設	荷重の組合せ
管理区域外伝播防止堰	P_h

3.4 許容限界

堰の許容限界は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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て、「3.2 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに、機能損傷モードを考慮し設定する。

(1) 鉄筋

「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）」に基づきアンカー筋として使用する鉄筋の短期許容荷重を表 3-6 に示す。

表 3-6 鉄筋の短期許容荷重

堰名称	種類	短期許容荷重 (kN/本)
		せん断
タービン建屋管理区域外伝播防止堰 1-1	SD295A	4.18
焼却設備機器搬出入用出入口	—	—

(2) コンクリート

「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー（（社）日本建築学会，1999 改定）」に基づきコンクリートの短期許容応力度を表 3-7 に示す。

表 3-7 コンクリートの短期許容応力度

堰名称	設計基準強度 F_c (N/mm^2)	短期許容応力度 (N/mm^2)
		せん断
タービン建屋管理区域 外伝播防止堰 1-1	22.1	1.08
焼却設備機器搬出入用 出入口		

3.5 評価方法

堰の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」にて設定している評価式を用いる。

堰を、静水圧荷重を等変分布荷重として受ける片持ちはりに置き換え、コンクリート及び鉄筋に発生する応力を算定し、各許容限界との比較により強度を確認する。

(1) 応力算定

a. せん断力

溢水の荷重により生じるせん断力は、単位幅当たりとして次式により算定する。

堰に生じる応力の概念図を図 3-2 に示す。

$$Q = \frac{P_h \cdot H}{2}$$

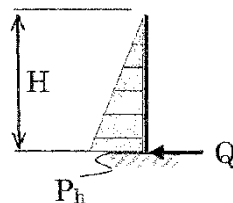


図 3-2 堰に生じる応力の概念図

(2) 断面検定

a. せん断力に対する検定

(a) 鉄筋

堰に生じるせん断力より、鉄筋 1 本当たりに生じるせん断力を次式により算定し、鉄筋 1 本当たりの許容限界値を超えないことを確認する。

$$Q_a = \frac{Q}{n}$$

(b) コンクリート

堰に生じるせん断応力度を次式により算定し、コンクリートの許容限界値を超えないことを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{A}$$

4. 評価条件

堰の「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1 に示す。

表 4-1 堰の強度評価に用いる評価条件

強度評価に用いる評価条件	数値	
	タービン建屋管理 区域外伝播防止堰 1-1	焼却設備機器搬出 入用出入口
溢水荷重（集中荷重置換） P （単位：kN）	1.00	0.11
溢水による静水圧荷重 P_h （単位：kN/m）	4.42	1.48
堰の高さ H （単位：m）	0.45	0.15
堰が転倒する荷重 P' （単位：kN）	1.44	0.81
堰の固定荷重 G （単位：kN）	2.16	0.54
堰の固定荷重作用点と応力作用点との水平距離 L （単位：m）	0.1	0.075
溢水荷重（集中荷重置換）が作用する高さ h' （単位：m）	0.15	0.05
溢水の密度 ρ （単位：kg/m ³ ）	1000	
重力加速度 g （単位：m/s ² ）	9.80665	
当該部分の浸水深 h （単位：m）	0.45	0.15
せん断力 Q （単位：kN）	1.00	0.12
単位幅（1m）当たりの鉄筋本数 n （単位：本）	5	—
鉄筋 1 本当たりのせん断力 Q_a （単位：kN/本）	0.2	—
堰のせん断断面積 A （単位：mm ² ）	200000	150000
せん断応力度 τ （単位：N/mm ² ）	0.01	0.01
鉄筋のへりあき寸法 C （単位：mm）	52.5	—

5. 強度評価結果

堰の強度評価結果を表 5-1 に示す。発生応力度又は応力若しくは荷重（以下「発生値」という。）は許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 堰の強度評価結果

堰名称	評価部位		発生値		許容限界		検定
タービン建 屋管理区域 外伝播防止 堰 1-1	鉄筋	せん断	0.20	kN	4.18	kN	0.05 < 1.0
	コンクリート	せん断	0.01	N/mm ²	1.08	N/mm ²	0.01 < 1.0
焼却設備機 器搬出入用 出入口	コンクリート	せん断	0.01	N/mm ²	1.08	N/mm ²	0.01 < 1.0

V-3-別添 3-4-4 逆流防止装置の強度計算書

目次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	2
2.1 位置.....	2
2.2 構造概要.....	4
2.3 評価方針.....	6
2.4 適用規格.....	7
3. 強度評価方法.....	8
3.1 記号の定義.....	8
3.2 評価対象部位.....	9
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	10
3.4 許容限界.....	11
3.5 評価方法.....	12
4. 評価条件.....	15
5. 強度評価結果.....	17

1. 概要

本資料は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示しており、逆流防止装置が、滞留する溢水による静水圧荷重に対し、止水性の維持を考慮して、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。

2. 基本方針

2.1 位置

逆流防止装置は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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、溢水の溢水評価区画への流入を防止するために、原子炉建屋原子炉棟に設置する。

逆流防止装置の設置位置図を表 2-1 に示す。

表 2－1 逆流防止装置の設置位置図

設備名称	配置図
逆流防止装置	

2.2 構造概要

逆流防止装置の構造計画は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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。

逆流防止装置は、フロート式の逆止弁であり、溢水の溢水評価区画への流入に対して、フロートが押し上げられ、弁座に密着することで流入を防止する構造とする。

逆流防止装置の固定方法としては、床面設置の取付金具にフランジをボルトにて固定する。

逆流防止装置の構造計画を表 2-2 に、概要図を図 2-1 に示す。

表 2-2 逆流防止装置の構造計画

設備 名称	計画の概要			説明図
	型式	主体構造	支持構造	
逆流防 止装置	ボルト 取付型	弁座を含む 弁本体、弁 体であるフ ロート及び フロートを 弁座へ導く フロートガ イドで構成 する。	床面設置の目皿 に取付用金具を 溶接にて取付 け、取付用金具 にフランジをボ ルトにて固定と する。	

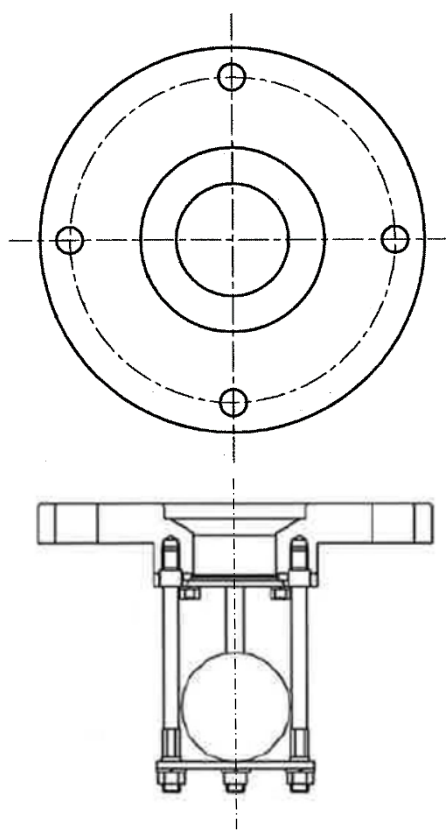


図 2-1 ボルト取付型 概要図

2.3 評価方針

逆流防止装置の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」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、逆流防止装置の評価対象部位に作用する応力が許容限界内にあることを「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」にて確認する。

逆流防止装置の強度評価フローを図 2-2 に示す。

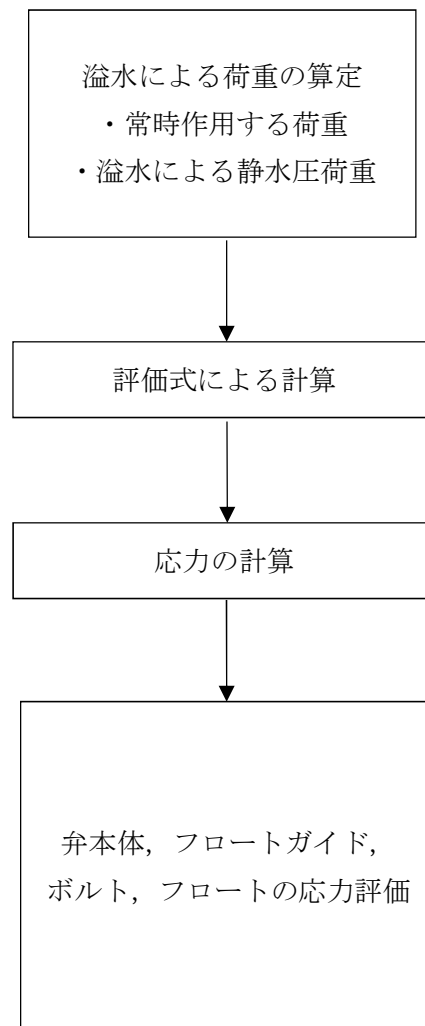


図 2-2 逆流防止装置の強度評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・「発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2005年版(2007年追補版を含む)）〈第 I 編 軽水炉規格〉 J S M E S N C 1-2005/2007」（日本機械学会）
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4601-1987」（社）日本電気協会
- ・「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 4601・補-1984」（社）日本電気協会
- ・日本工業規格 J I S G 4303「ステンレス鋼棒」

3. 強度評価方法

逆流防止装置の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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。

逆流防止装置の強度評価は、「3.2 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「3.4 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、「3.5 評価方法」に示す方法を用いて評価を行う。

3.1 記号の定義

逆流防止装置の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

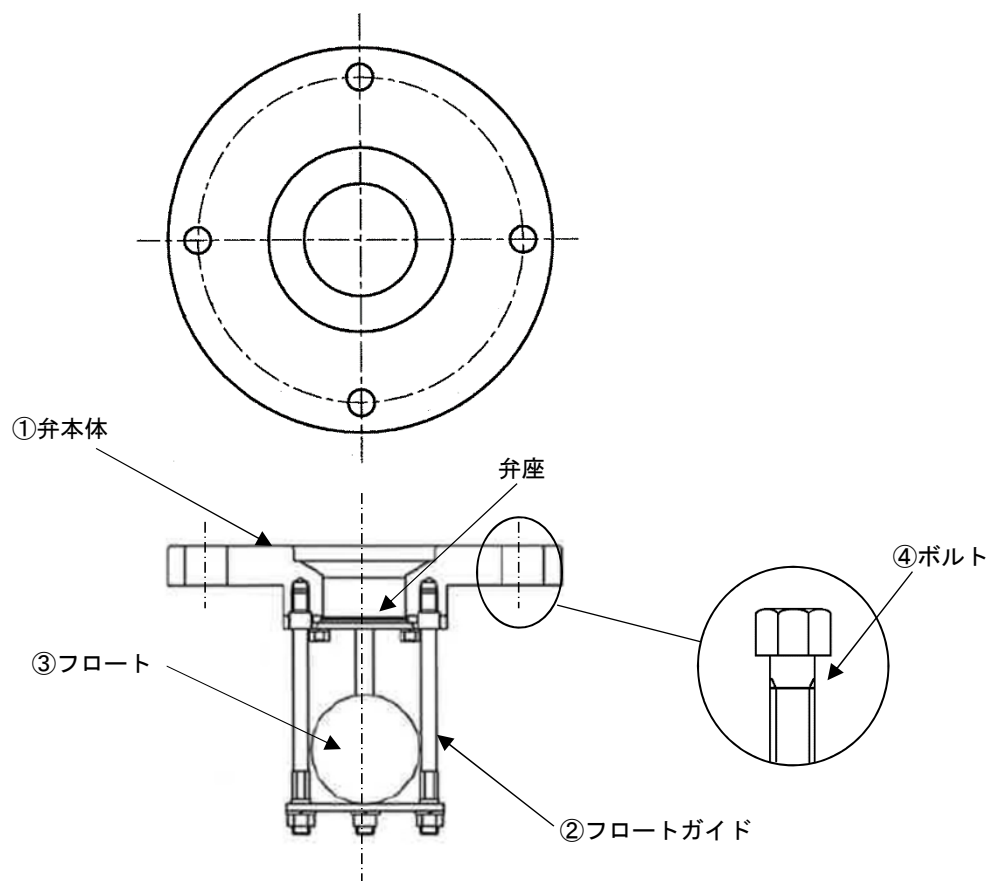
記号	単位	定義
A_1	m^2	弁本体の最小断面積
A_2	m^2	溢水による静水圧が弁本体に作用する受圧面積
A_3	m^2	フロートガイドの最小断面積
A_4	m^2	溢水による静水圧がフロートガイドに作用する受圧面積
A_5	m^2	引張力を受けるボルトの有効断面積
D_2	m	溢水による静水圧が弁本体に作用する受圧直径
D_3	m	フロートガイドの最小直径
D_4	m	溢水による静水圧がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧直径
D_5	m	引張力を受けるボルトの有効直径
n	本	引張力を受けるボルトの本数
g	m/s^2	重力加速度
h	m	当該部分の浸水高さ
S	MPa	J S ME 付録材料図表Part5表5鉄鋼材料（ボルト材を除く）の各温度における許容引張応力
f_t	MPa	引張力を受けるボルトの許容引張応力
P_w	MPa	フロートに発生する圧力
P_h	MPa	溢水による静水圧
W_1	N	逆止弁の自重
W_2	N	フロートガイド1本当たりに作用する荷重
ρ	kg/m^3	溢水の密度
σ_{t1}	MPa	弁本体の最小断面積に加わる圧縮応力
σ_{t2}	MPa	フロートガイドの最小断面積に加わる圧縮応力
σ_b	MPa	ボルト1本の有効断面積に加わる引張応力

3.2 評価対象部位

逆流防止装置の評価対象部位は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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、「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、荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

溢水時は、逆止弁下流からの溢水による静水压荷重により、弁本体、フロートガイド及びフロートに圧縮力が作用する。また、この圧縮力に伴い弁本体を直接固定するボルトに引張力が作用する。

このことから、主要構成部材である弁本体、フロートガイド及びフロートを評価対象部位として設定する。評価対象部位について、図 3-1 に示す。



図中の①、②、③、④は評価対象部位を示す。

図 3-1 ボルト取付型の評価対象部位

3.3 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「V-3-別添 3-3 溢水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み合わせを踏まえて設定する。

3.3.1 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) 常時作用する荷重 (D)

常時作用する荷重として、弁本体及びフロートガイドの自重を考慮する。

(2) 溢水による静水圧 (P_h)

$$P_h = \rho \times g \times h \times 10^{-6}$$

なお、浸水高さ h については、保守的に床スラブ下端から上階のフロアレベル間の高さを用いることとし、図 3-2 に示す。

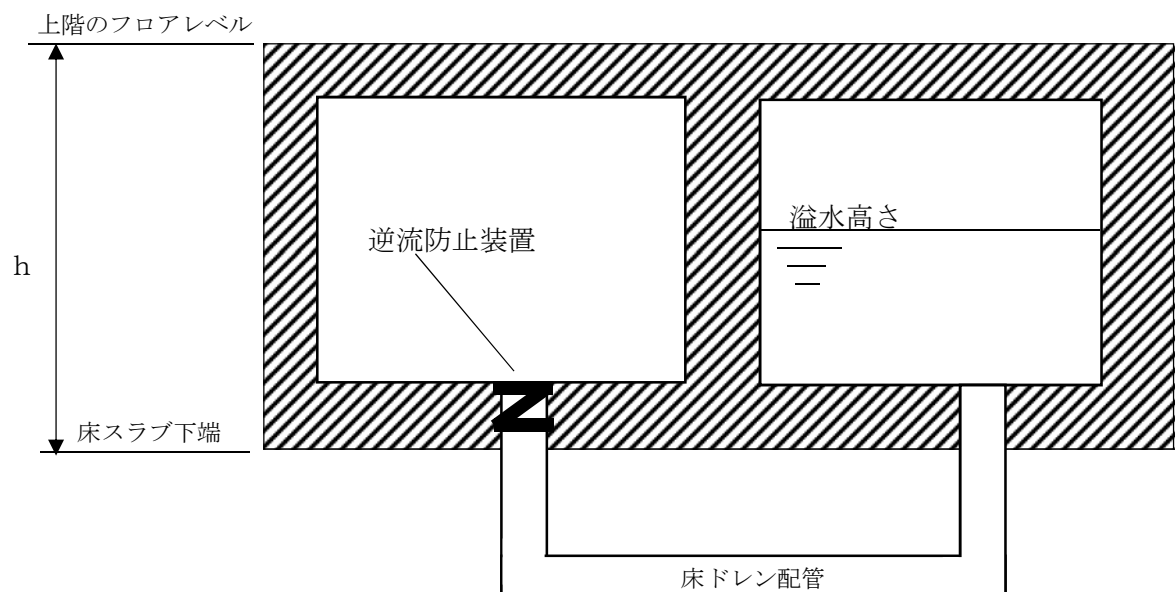


図 3-2 溢水による静水圧の算出に用いる h の設定

3.3.2 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」にて設定している荷重を踏まえて設定する。

強度評価に用いる荷重の組合せを表 3-2 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

種類	荷重の組合せ
ボルト取付型	$D + P_h$

3.4 許容限界

逆流防止装置の許容限界は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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、「3.2 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに、機能損傷モードを考慮し設定する。弁本体、フロートガイド、ボルトについては、J S M E に準じた供用状態 C の許容応力を用いる。

フロートについては、水圧試験により確認した圧力を許容値として用いることとする。

表 3-3 弁本体、フロートガイド及びボルトの許容限界

状態	許容限界* (ボルト以外)	許容限界* (ボルト)
	一次応力	一次応力
	圧縮	引張
供用状態 C	$1.2 S$	$1.5 f_t$

*：J E A G 4601・補-1984を準用し、ボルト以外については「第3種管の許容応力」を適用する。

表 3-4 フロートの許容限界

評価対象設備	評価対象部位	材料	水圧試験の圧力 (MPa)
ボルト取付型	フロート	SUS316L	2.0

3.5 評価方法

逆流防止装置の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」にて設定している評価式を用いる。

(1) 弁本体

弁本体に発生する圧縮応力 σ_{tl} を以下の式より算出する。また、弁本体に作用する評価に用いる受圧面積 A_2 は、弁本体のうち溢水による静水圧を受ける面積が最も広い箇所を適用し、受圧面の直径 D_2 から求める。断面積 A_1 は、弁本体のうち最も肉厚が薄い断面を適用することとし、以下の図 3-3 に示す。

$$\sigma_{tl} = \frac{W_l + P_h \cdot A_2}{A_1}$$

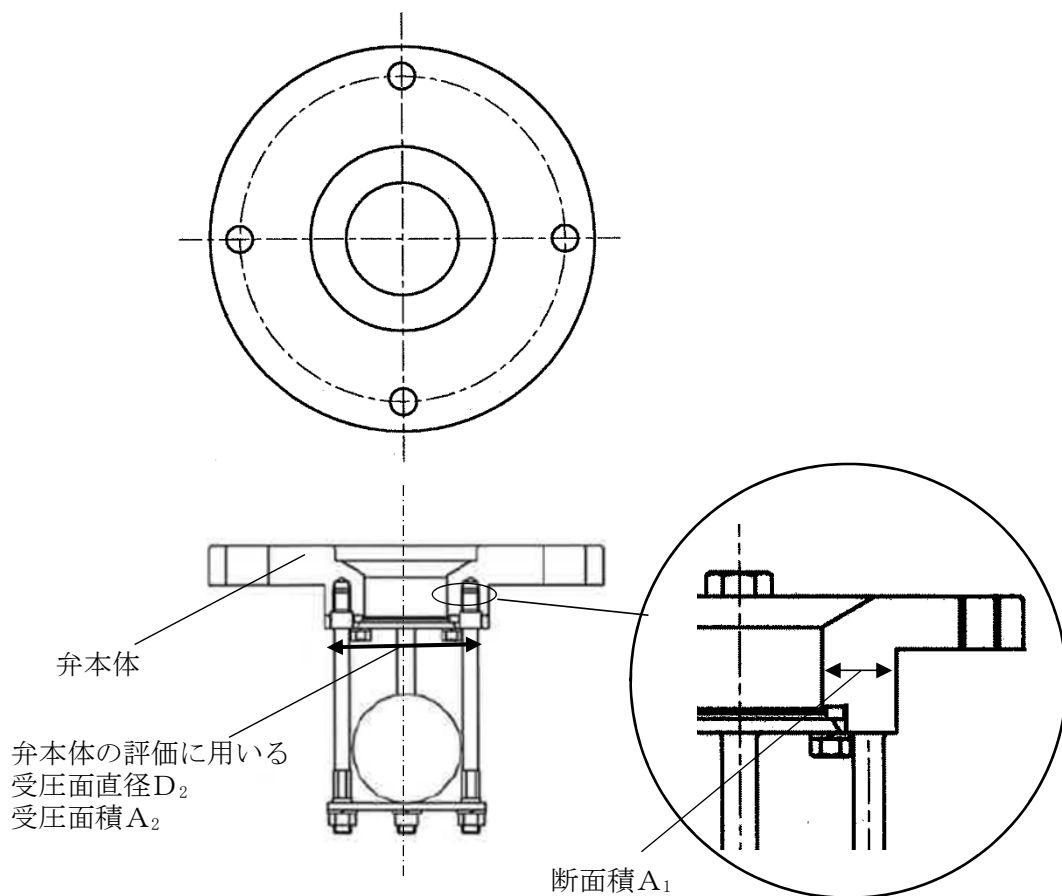


図 3-3 弁本体の強度評価に用いる受圧面直径及び断面積

(2) フロートガイド

フロートガイドに発生する圧縮応力 σ_{t2} を以下の式より算出する。また、フロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 A_4 は受圧面の直径 D_4 から求める。断面積 A_3 はフロートガイドのうち最も肉厚が薄い断面を適用することとし、以下の図 3-4 に示す。

$$\sigma_{t2} = \frac{W_2 + P_h \cdot A_4}{A_3}$$

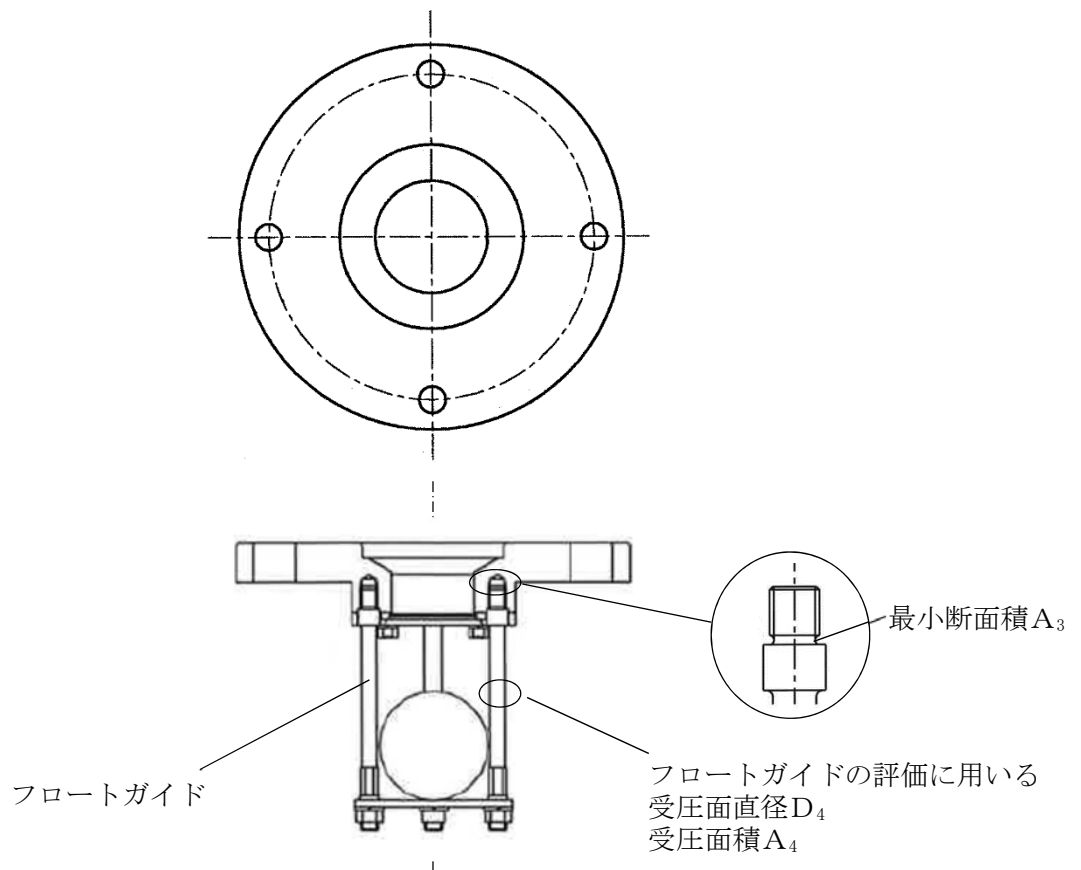


図 3-4 フロートガイドの強度評価に用いる受圧面直径及び断面積

(3) フロート

フロートに発生する圧力 P_w は溢水による静水圧とする。

$$P_w = P_h$$

(4) ボルト

ボルトに発生する引張応力 σ_b を以下の式より算出する。また、評価に用いる受圧面積 A_2 は、溢水による静水圧を受ける面積が最も広い箇所を適用し、受圧面の直径 D_2 から求める。断面積 A_5 は最も肉厚が薄い断面を適用することとし、以下の図 3-5 に示す。

$$\sigma_b = \frac{W_l + P_h \cdot A_2}{A_5 \cdot n}$$

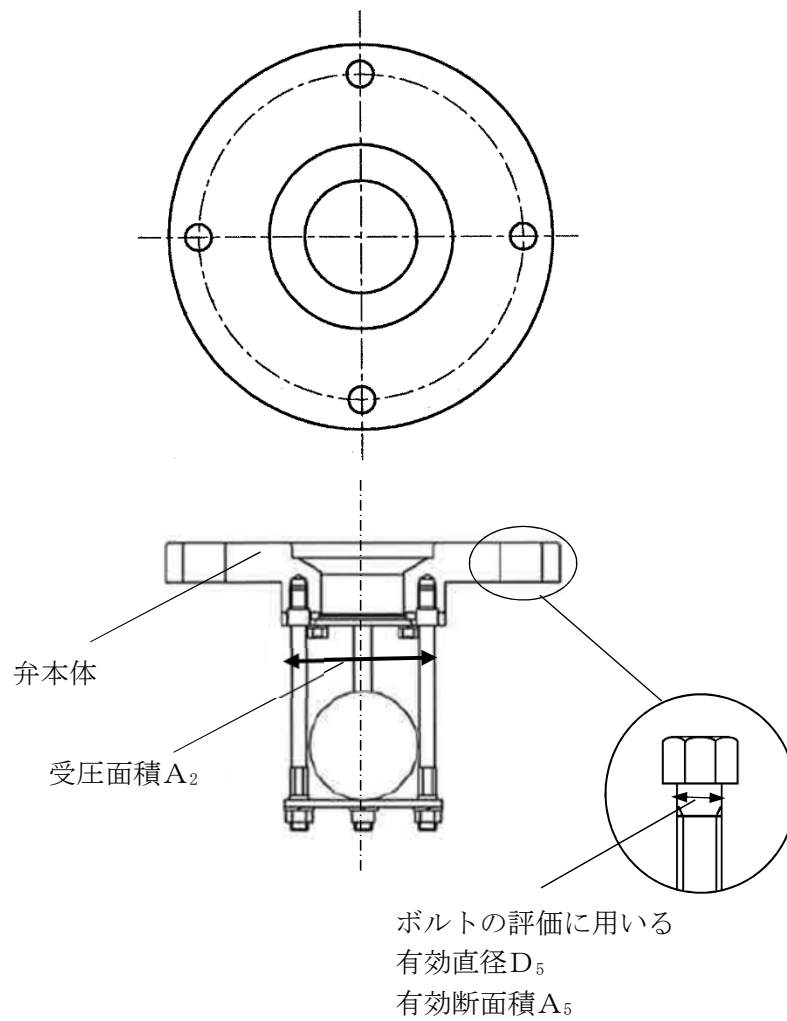


図 3-5 ボルトの強度評価に用いる直径及び断面積

4. 評価条件

逆流防止装置の「3. 強度評価方針」に用いる評価条件について、表 4-1 に逆流防止装置の諸元を、表 4-2 に逆流防止装置の強度評価に用いる条件を、表 4-3 に逆流防止装置の使用材料の許容応力条件を示す。

表 4-1 逆流防止装置の諸元

弁本体の材質	弁本体の最小断面積 A_1 (m^2)	弁本体の受圧面の直径 D_2 (m)	溢水による静水圧が弁本体に作用する評価に用いる受圧面積 A_2 (m^2)	逆止弁の自重 W_1 (N)
SUS304	0.0011	0.0590	0.0027	20.3978

フロートガイドの材質	フロートガイドの最小断面積 A_3 (m^2)	フロートガイドの最小直径 D_3 (m)	フロートガイドの受圧面の直径 D_4 (m)	溢水による静水圧がフロートガイドに作用する評価に用いる受圧面積 A_4 (m^2)	フロートガイド1本あたりに作用する荷重 W_2 (N)
SUS304	0.000035	0.0066	0.007	0.00003	0.4903

ボルトの材質	ボルトの有効断面積 A_5 (m^2)	ボルトの有効直径 D_5 (m)	ボルトの本数 n (本)	溢水による静水圧がボルトに作用する評価に用いる受圧面積 A_2 (m^2)	逆止弁の自重 W_1 (N)
SUS304	0.00004	0.007188	4	0.0027	20.3978

表 4-2 逆流防止装置の強度評価条件

重力加速度 g (m/s^2)	溢水の密度 ρ (kg/m^3)	逆流防止装置の 設置床面スラブ 下端高さ (m)	逆流防止装置の 設置階の上階の フロアレベル (m)	当該部分の浸水 高さ h (m)
9.80665	1000	EL. -9.00	EL. 2.00	11.0

表 4-3 使用材料の許容応力評価条件

種類	評価対象部位	材料	温度条件 ($^{\circ}C$)	S (MPa)	f_t (MPa)
ボルト取付型	本体	SUS304	40	129	—
	フロートガイド	SUS304	40	129	—
	ボルト	SUS304	40	—	102
	フロート	SUS316L	40	—	—

5. 強度評価結果

弁本体，フロートガイド，フロートの圧縮応力，ボルトの引張応力の強度評価結果を表 5-1 に示す。

逆流防止装置の弁本体，フロートガイド，ボルト及びフロートの発生応力は許容応力以下であることを確認した。

表 5-1 強度評価結果(1/2)

種類	評価対象部位	発生応力 (MPa)		許容応力 (MPa)
ボルト取付型	本体	圧縮	0.108	129
	フロートガイド	圧縮	0.136	129
	ボルト	引張	0.0023	153

表 5-1 強度評価結果(2/2)

種類	評価対象部位	発生応力 (MPa)		許容応力* (MPa)
ボルト取付型	フロート	圧縮	0.1079	2.0

* 水圧試験により確認した圧力。

V-3-別添 3-4-5 貫通部止水処置の強度計算書

目次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	2
2.1 位置.....	2
2.2 構造概要.....	6
2.3 評価方針.....	8
2.4 適用規格.....	10
3. 強度評価方法.....	11
3.1 記号の定義.....	11
3.2 評価対象部位.....	11
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	12
3.4 許容限界.....	13
3.5 評価方法.....	15
4. 評価条件.....	16
5. 強度評価結果.....	18

1. 概要

本資料は、添付書類「V-3-別添3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示しており、貫通部止水処置が、発生を想定する溢水による静水圧荷重に対し、止水性の維持を考慮して、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。

2. 基本方針

2.1 位置

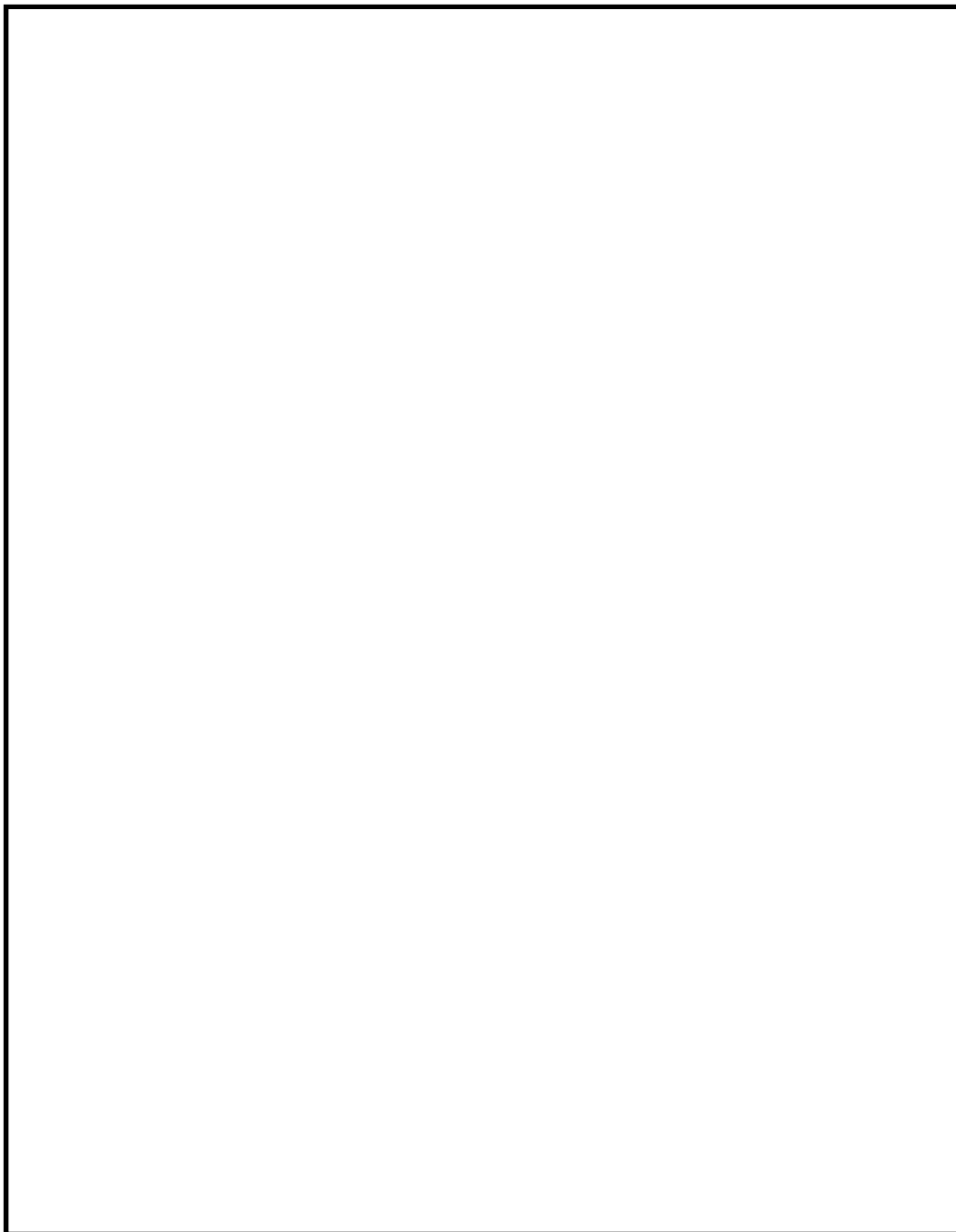
貫通部止水処置は、添付書類「V-3-別添3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「3. 構造強度設計」の構造計画に示すとおり，原子炉建屋（内壁），海水ポンプ室（内壁），タービン建屋及び廃棄物処理建屋の貫通口と貫通物とのすき間又は貫通物の周囲に施工する。貫通部止水処置の設置位置図を図2-1に示す。



海水ポンプ室 EL. 3.00 m

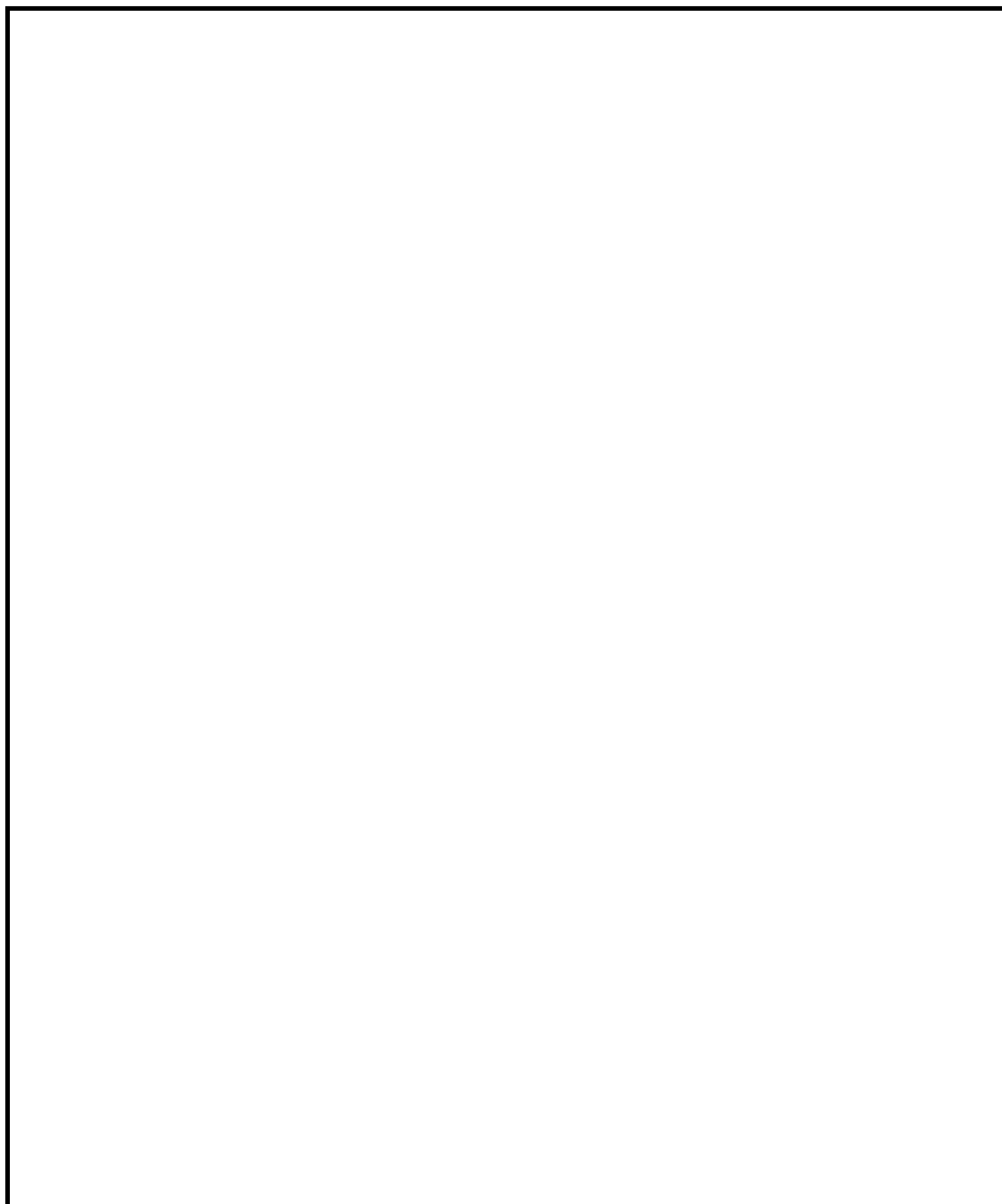
※：建屋内壁について，溢水影響評価にて伝播を
許容しない箇所に貫通部止水処置を実施する。

図2-1 貫通部止水処置の設置位置図（1／4）



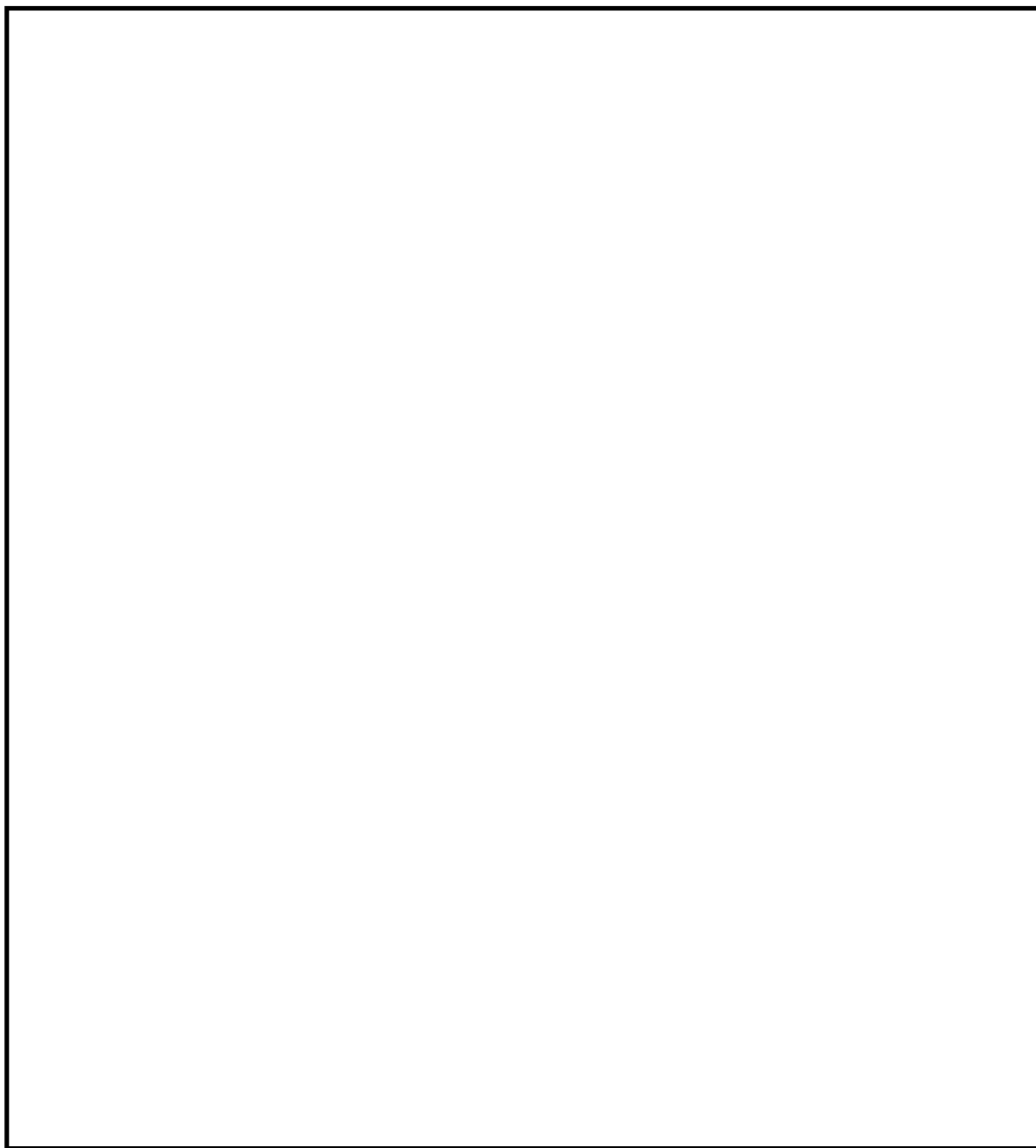
※：建屋内壁について，溢水影響評価にて伝播を
許容しない箇所に貫通部止水処置を実施する。

図2-1 貫通部止水処置の設置位置図（2／4）



■ 貫通部止水処置を実施する外壁

図2-1 貫通部止水処置の設置位置図 (3/4)



■ 貫通部止水処置を実施する外壁

図2-1 貫通部止水処置の設置位置図 (4/4)

2.2 構造概要

貫通部止水処置の構造は、添付書類「V-3-別添3-3 溢水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、モルタル、ブーツ及び堰を使用し、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の貫通口と貫通物のすき間に施工し、壁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、壁面に溶接した取付用座と配管を締付けバンドにて固定する構造とする。堰は貫通部の周りに設置し、貫通部への溢水の伝播を防止する構造とする。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

設備名称	計画の概要		対策説明図
	主体構造	支持構造	
貫通部 止水処置			

2.3 評価方針

貫通部止水処置の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」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内にあることを、「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」にて確認する。

貫通部止水処置は構造上の特徴の違いから、シール材及びブーツ、モルタル並びに堰に分けて設計を行うこととする。シール材及びブーツの強度評価フローを図 2-2 に、モルタルの強度評価フローを図 2-3 に示す。

堰については、添付書類「V-3-別添 3-4-2 溢水拡大防止堰及び止水板の強度計算書」にて、堰高さ及び柱材間隔によって定まる静水压荷重条件及び部材の材料、鋼材種類及び固定方法等によって定まる許容限界を踏まえ、最も評価が厳しい堰（以下「代表堰」という。）について評価している。貫通部止水処置として設置する堰は、代表堰と同様の構造とし、静水压荷重条件は代表堰を上回らないように、許容限界は代表堰を下回らないように設計する。よって、貫通部止水処置として設置する堰は、添付書類「V-3-別添 3-4-2 溢水拡大防止堰及び止水板の強度計算書」の結果に包絡される。なお、代表堰の具体的な評価結果は、添付書類「V-3-別添 3-4-2 溢水拡大防止堰及び止水板の強度計算書」にて示す。

シール材及びブーツについては、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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、溢水による静水压により生じる圧力を求め、水压試験で確認した水压以下であることにより確認する。

使用されていない貫通部は貫通物の自重により生じる荷重がないため、貫通物が通っている場合の評価に包絡される。また、評価においては受圧面積として貫通物の貫通面積を含まないことにより、貫通部止水処置に作用する荷重を保守的に考慮し、余裕を持った評価とする。

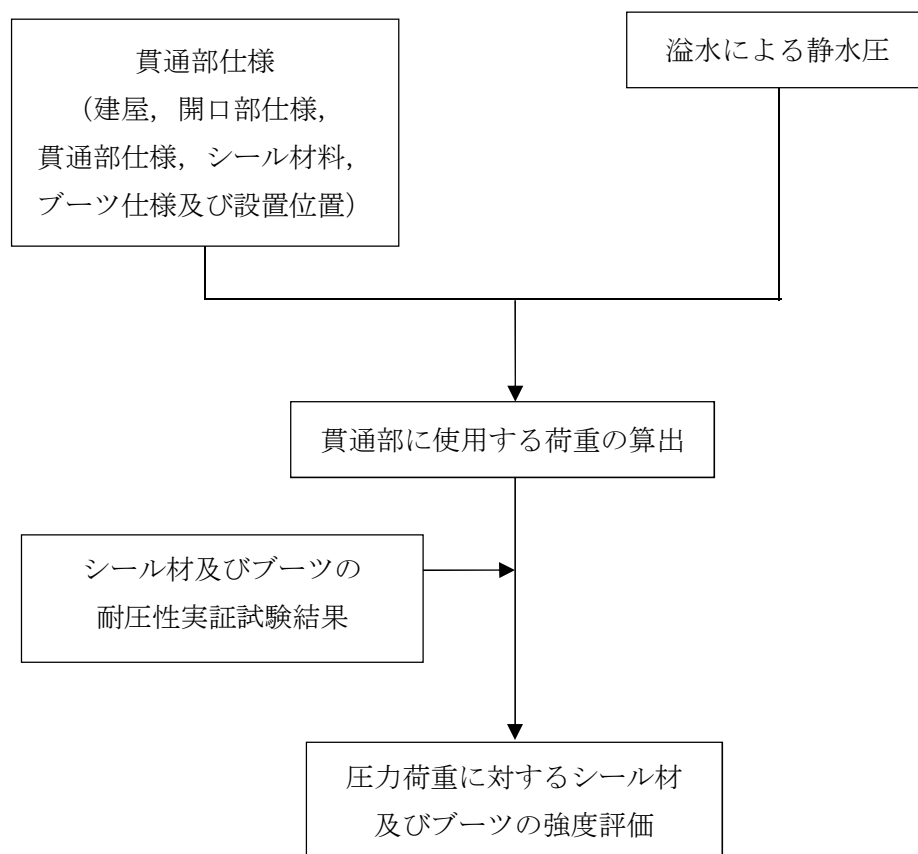


図 2-2 シール材及びブーツの強度評価フロー

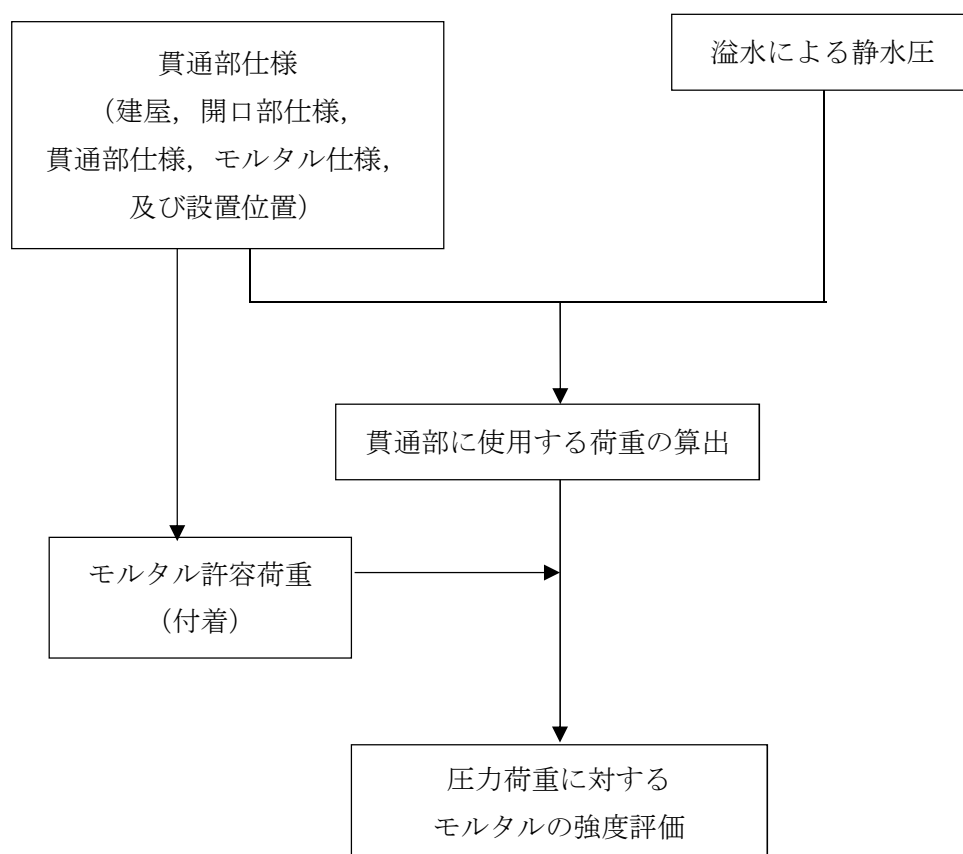


図 2-3 モルタルの強度評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002 年改定）

3. 強度評価方法

貫通部止水処置の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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。

貫通部止水処置の強度評価は、「3.2 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「3.4 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、「3.5 評価方法」に示す方法を用いて評価を行う。

3.1 記号の定義

貫通部止水処置の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
P_h	kN/m^2	静水圧
ρ	kg/m^3	密度
g	m/s^2	重力加速度
h	m	貫通部位置における浸水高さ
H	m	浸水高さ
S	m	貫通物の周長
L	m	モルタルの充てん深さ
F	kN	組合せ荷重
A	mm^2	貫通物の投影面積
A'	mm^2	モルタルが水圧を受ける面積（受圧面積）
f_s	kN	モルタルの許容付着強度
$f'_{b o k}$	N/mm^2	モルタルの付着強度
$f'_{c k}$	N/mm^2	モルタルの圧着強度
γ_c	-	材料定数

3.2 評価対象部位

貫通部止水処置の評価対象部位は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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。

溢水による静水圧が、受圧面へ全面的に作用すると考えられることから、止水処置部全体へ伝達される。このことから、シーラ材、ブーツ及びモルタルを用いた止水処置部の全体を評価対象部位として設定する。また、貫通部止水処置の種類ごとに作用する荷重と許容値を比較し評価上最も厳しい貫通部を代表選定して強度評価を行う。

3.3 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「V-3-別添 3-3 溢水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 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(1) 溢水による静水圧 (P_h)

溢水による静水圧として、溢水による水位を用いた静水圧を考慮する。

溢水による静水圧 P_h は次式により算出する。

$$P_h = \rho \times g \times h \times 10^{-3}$$

$$h = H$$

P_h : 溢水による静水圧荷重 (kN/m^2)

ρ : 溢水の密度 (kg/m^3)

g : 重力加速度 (9.80665) (m/s^2)

h : 浸水高さ (m)

3.3.2 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」にて設定している荷重を踏まえて設定する。

荷重の組合せを表 3-2 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

強度評価の対象施設	荷重の組合せ
貫通部止水処置	P_h

(2) ブーツ

ブーツの許容限界値は、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。また、実機の施工状況を考慮し、受圧面がブーツ内側又は外側のどちらの場合でも止水機能が確保できることを確認するため、内圧試験及び外圧試験の両ケースを実施する。試験の概要を図 3-2 に示す。

実機施工時には、試験検証済みの寸法以下で施工する。

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、想定する浸水高さから求まる静水压が、許容限界値以内であることを確認して、確実に耐圧性を確保する。

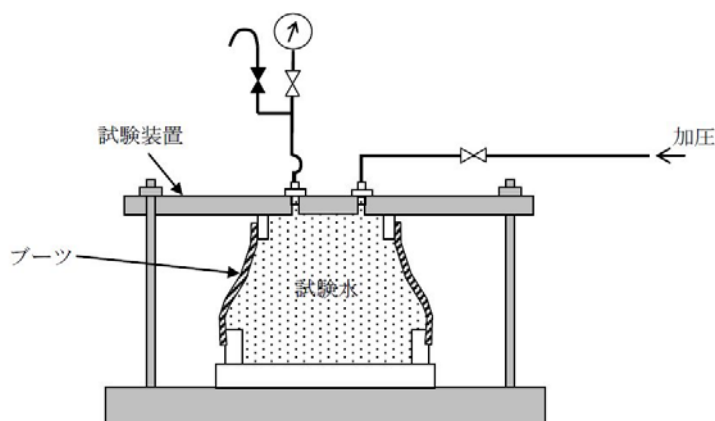


図 3-2 ブーツの水圧試験の概要

(3) モルタル

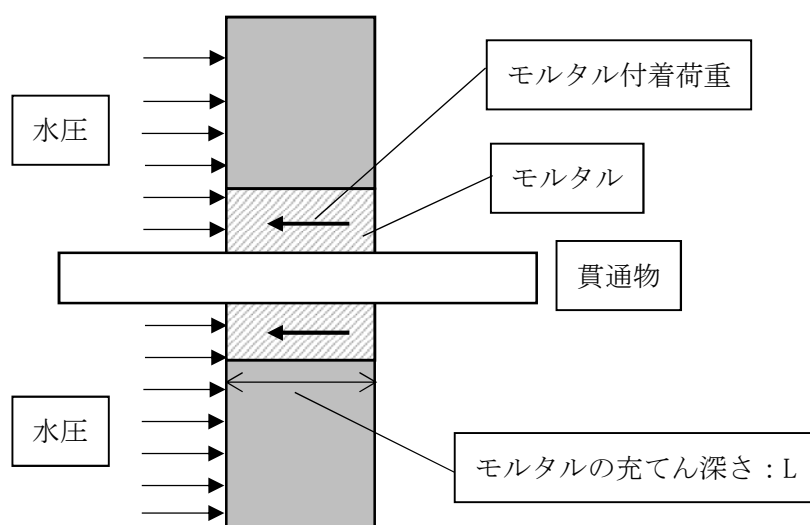
モルタルの許容限界値は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」（（社）土木学会，2002 年改定）に基づき、モルタルの許容付着荷重 f_s 及び付着強度 f'_{bok} を算出する。なお、圧着強度 f'_{ck} は設計値を用いる。モルタルの施工例を図 3-3 に示す。

$$f_s = f'_{bok} \times S \times L \div \gamma_c$$

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

$$f'_{ck} = \boxed{} \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = \boxed{}$$



注：貫通物の自重は鉛直に作用し、水圧が作用する方向と異なるため考慮しない。

図 3-3 モルタルの施工例

3.5 評価方法

貫通部止水処置の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」にて設定している評価式を用いる。

3.5.1 シール材及びブーツの強度評価

溢水時には、溢水による荷重を考慮する。溢水高さ以下に設置される貫通部については浸水高さに応じた静水圧を考慮することとし、静水圧 P_h の算出式を以下に示す。

$$h = H$$

$$P_h = \rho \times g \times h \times 10^{-3}$$

3.5.2 モルタルの強度評価

溢水時には、溢水による荷重を考慮する。溢水高さ以下に設置される貫通部については静水圧荷重を考慮することとし、静水圧 P_h によりモルタル部分に発生する組合せ荷重 F を以下のとおり算出する。

$$F = P_h \times A'$$

4. 評価条件

貫通部止水処置の「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1 に示す。

シーラ材、モルタル及びブーツについて、表 4-1 に貫通部止水処置の入力条件を示す。構造及び強度の計算条件は、シーラ構造ごとに作用する静水圧（シーラ材、ブーツ）及び静水圧荷重（モルタル）と許容値を比較し評価上最も厳しい貫通部を代表選定して強度評価を行う。

なお、原子炉建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋の浸水高さHについては、地下水を考慮し、保守的に最地下階の床面から地表面までの水位を用い、海水ポンプ室については、溢水防護区画外で発生を想定する溢水を考慮し、保守的に最地下階の床面から境界壁の上端までの水位を用いる。浸水高さHの設定についての説明を図 4-1 に示す。

表 4-1 評価条件

建屋	最地下階 高さ (EL. (m))	地表面又は境 界壁上端高さ (EL. (m))	浸水高さ H (m)	重力加速度 g (m/s ²)	溢水密度 ρ (kg/m ³)
海水ポンプ室				9.80665	1000
原子炉建屋				9.80665	1000
タービン建屋				9.80665	1000
廃棄物処理建屋				9.80665	1000

注：モルタルの充てん深さLは1200mm，貫通物の周長Sは1596mm，モルタルが水圧を受ける面積（受圧面積）A' は0.14m²とする。

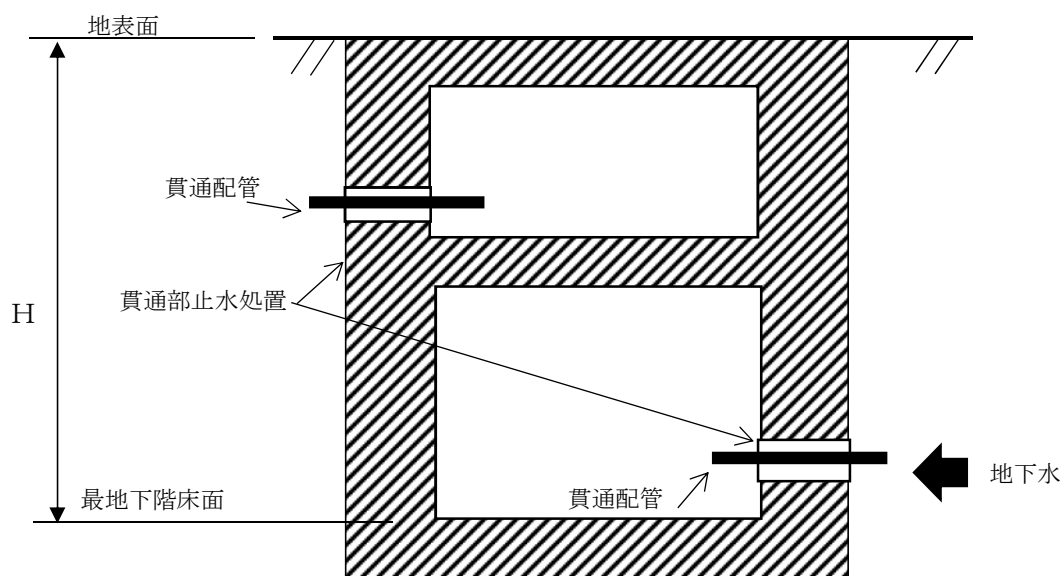


図 4-1 溢水による静水圧の算出に用いる浸水高さHの設定 (1/2)
(原子炉建屋、タービン建屋及び廃棄物処理建屋)

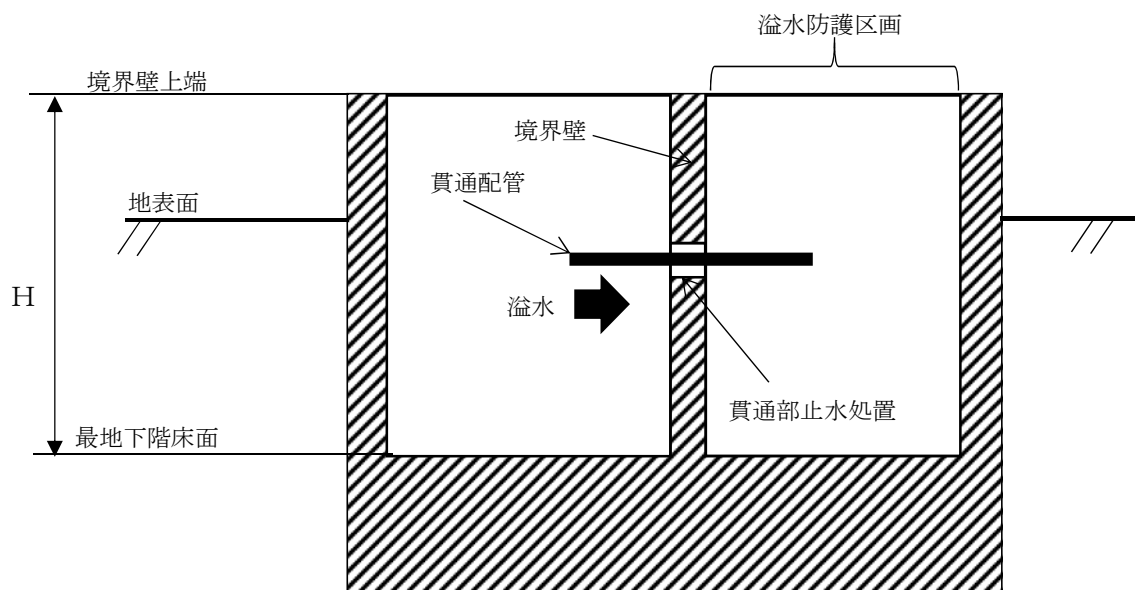


図 4-1 溢水による静水圧の算出に用いる浸水高さ H の設定 (2/2)
(海水ポンプ室)

5. 強度評価結果

シーラ材，モルタル及びブーツの強度評価結果を表 5-1 に示す。シーラ材，モルタル及びブーツの発生応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 強度評価結果

(シーラ材)

評価対象部位	発生応力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
シーラ材		

(モルタル)

評価対象部位	発生荷重 (kN)	許容荷重 (kN)
モルタル		

(ブーツ)

評価対象部位	発生応力 (MPa)	許容圧力 (MPa)
ブーツ		

V-3-別添 3-4-6 防護カバーの強度計算書

目次

1. 概要 1

2. 基本方針 1

 2.1 位置..... 1

 2.2 構造概要 2

 2.3 評価方針 3

 2.4 適用規格 4

3. 強度評価方法 5

 3.1 記号の定義 6

 3.2 評価対象部位 7

 3.3 荷重及び荷重の組合せ 8

 3.4 許容限界 11

 3.5 評価方法 12

4. 評価条件 16

5. 強度評価..... 17

1. 概要

本資料は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、防護カバーが、発生を想定する漏えい蒸気による蒸気噴出荷重に対し、蒸気量を抑制する機能の維持を考慮して、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。

2. 基本方針

2.1 位置

防護カバーは、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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、配管破断による蒸気噴出により、防護対象設備の機能を損なうおそれがある蒸気配管の破損想定箇所に設置することとし、原子炉建屋原子炉棟に設置する。防護カバーの設置位置図を表 2-1 に示す。

表 2-1 防護カバーの設置位置図

設備名称	配置図
防護カバー	

2.2 構造概要

防護カバーは、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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。

防護カバーの構造計画を表 2-2 に、防護カバーの外観図を図 2-1 に示す。

防護カバー本体は、配管のターミナルエンドを覆う構造とし、防護カバー本体とパッドを溶接することで固定する。配管とラグ及び防護カバー本体とシム調整キャップは溶接されており、配管破断時に、ラグとシム調整キャップにより配管の変位を拘束する構造とする。

防護カバーは、防護カバーと配管のすき間寸法を 3 mm 以下とし、配管外径と防護カバーのすき間面積を制限することで、流路断面積より計算した蒸気流出流量以下とする。防護カバーの流路断面積及び蒸気流量を表 2-3 に示す。

表 2-2 防護カバーの構造計画

設備名称	計画の概要		説明図
	主体構造	支持構造	
防護カバー	防護カバー、シム調整キャップ及びラグで構成する。	防護カバーは配管のターミナルエンド部を覆う形で設置されており、パッドと防護カバーは溶接し固定する。 ラグと配管、及びシム調整キャップと防護カバーは溶接し固定する。	図 2-1



図 2-1 防護カバーの外観図

表 2-3 防護カバーの流路断面積及び蒸気流量

評価対象設備	配管呼び径	流路断面積 (mm ²)	蒸気流量* (kg/s)
原子炉建屋原子 炉棟防護カバー2	10B		

*：蒸気流量は蒸気単層臨界流として“Murdock-Bauman 相関式”より算出する。

2.3 評価方針

防護カバーの強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」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、防護カバーの評価対象部位に作用する応力が許容限界内にあることを、「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」にて確認する。具体的な評価方針を以下に示す。

なお、防護カバー本体は円筒形状の鋼製カバーであり配管支持構造物のパッド部に溶接により固定されており、自重によって発生する荷重は、蒸気噴出荷重に対して十分小さいため、荷重の組合せは考慮しない。

防護カバーの強度評価においては、その構造を踏まえ、主荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を選定する。また、防護カバーに作用する荷重については、配管破断による荷重、流体力等の時間的変化を考慮し、評価される最大荷重を用いる。防護カバーの許容限界は、局所的な変位を生じても防護カバーの要求機能が維持されることから、「発電用原子力設備規格設計・建設規格(2005年版)(2007年追補版を含む)(第I編 軽水炉規格) J S M E S N C 1-2005/2007)」(日本機械学会)(以下「J S M E」という。)の供用状態 C の許容応力を準用する。

配管破断により発生する配管軸方向荷重は、ラグ及びシム調整キャップを介して、防護カバーを両側へ引っ張る力として作用するが、防護カバーは必要な強度を有する設計とするため、配管支持構造物への影響は軽微である。

防護カバーの強度評価フローを図 2-2 に示す。

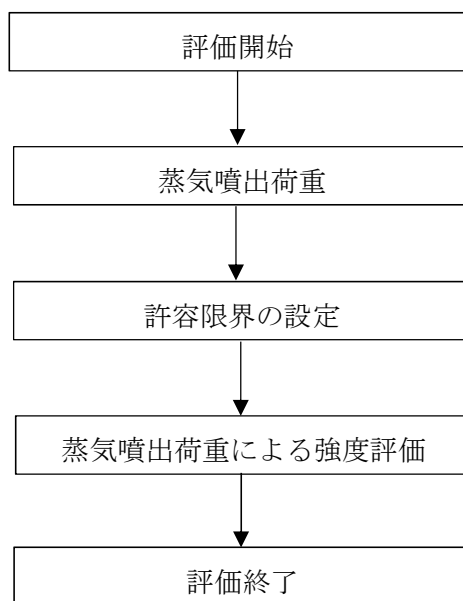


図 2-2 防護カバーの強度評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所配管破損防護設計技術指針 (J E A G 4613-1998)
- ・発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (J S M E S N C 1 -2005/2007)

3. 強度評価方法

防護カバーの強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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。

防護カバーの強度評価は、「3.2 評価対象部位」に示す評価対象部位に対し、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」及び「3.4 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、「3.5 評価方法」に示す方法を用いて評価を行う。

3.1 記号の定義

防護カバーの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 (1/2)

記号	記号の定義	単位
A_c	防護カバー開口面積	mm^2
A_e	配管内径断面積	mm^2
A_m	配管金属断面積	mm^2
A_p	支圧応力計算に用いる断面積	mm^2
A_s	せん断応力計算に用いる断面積	mm^2
A_t	引張応力計算に用いる断面積	mm^2
b	各部品のせん断寸法	mm
C_T	定常スラスト係数	—
$D L F$	ダイナミックロードファクタ (=2.0) *	—
F_b	曲げ応力	MPa
F_{ip}	引張応力(内圧による)	MPa
F_j	蒸気噴出による荷重	N
F_j'	防護カバーに作用する荷重	N
F_ℓ	リップフォース	N
F_m	組合せ応力	MPa
F_p	支圧応力	MPa
F_r	リリース力	N
F_s	せん断応力	MPa
F_t	引張応力(蒸気噴出反力による)	MPa
f_b	許容曲げ応力 支持構造物(ボルト等を除く)に対して J S M E S S B-3121.1(4) により規定される値	MPa
f_p	許容支圧応力 支持構造物(ボルト等を除く)に対して J S M E S S B-3121.1(5) により規定される値	MPa

* : 「design basis for protection of light water nuclear power plants against the effects of postulated pipe rupture ANSI/ANS-58.2-1988」

表 3-1 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	記号の定義	単位
f_s	許容せん断応力 支持構造物(ボルト等を除く)に対して J S M E S S B-3121.1(2)により 規定される値	MPa
f_t	許容引張応力 支持構造物(ボルト等を除く)に対して J S M E S S B-3121.1(1)により 規定される値	MPa
h	支圧面の高さ	mm
ℓ	モーメントアーム長さ	mm
m	シム調整キャップ長さ	mm
n	シム調整キャップ幅	mm
P_a	配管周辺の圧力	MPa
P_0	配管における破断開口発生前の配管圧力	MPa
r_1	防護カバーの内径	mm
r_2	防護カバーの外径	mm
t	ラグ厚さ	mm
t_{wp}	溶接脚長	mm
Z	断面係数	mm ³
θ	パッド取付け部における防護カバーの中心角度	rad

3.2 評価対象部位

防護カバーの評価対象部位は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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、荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

配管破断による蒸気噴出荷重は、配管から配管に溶接されるラグに伝わり、シム調整キャップを介し、防護カバー本体に伝達される。

このことから、防護カバー本体、ラグ、ラグと配管の溶接部、シム調整キャップ及びシム調整キャップと防護カバー本体の溶接部を評価対象部位として設定する。なお、原子炉建屋原子炉棟防護カバー1 (4B) 及び原子炉建屋原子炉棟防護カバー2 (10B) について、配管内蒸気の温度及び圧力は同じであることから、配管径に比例して蒸気噴出による荷重が大きくなる。このため、10B 配管に設置する原子炉建屋原子炉棟防護カバー2 について評価を行う。

3.3 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「V-3-別添 3-3 溢水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 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は、以下の荷重を用いる。

(1) 蒸気噴出荷重

蒸気噴出荷重は、以下のとおり「軸方向荷重」及び「円周方向荷重」として算定する。

a. 軸方向荷重

配管破断により防護カバーに作用する荷重は、配管破断時に配管内力が開放されることにより作用する力(リリース力)、配管金属破断面に圧力が作用することにより配管が分離しようとする力(リップフォース)及び蒸気噴出により作用する力(流体力)を、保守的に片側からのみ蒸気が噴出する場合を想定するものとする。

(a) リリース力

図 3-1 に示す配管破断時に解放される配管内力は次式により計算する。

$$\boxed{}$$

(b) リップフォース

図 3-2 に示す配管金属破断面に圧力が作用することにより、配管が分離しようとする力は次式により計算する。配管金属破断面に作用する圧力は、保守的に、破断開口発生前の配管圧力とする。

$$\boxed{}$$

(c) 流体力

図 3-3 に示す蒸気噴出による荷重として防護カバーに作用する力は次式により計算する。

$$\boxed{}$$

(*)

なお、 C_T は

$$\boxed{}$$

で表し、 $P_a/P_0=0$ と仮定し、圧損を無視した保守的な評価を行う。

(*) J E A G 4613-1998 を準用する。

- (d) 防護カバーに作用する荷重
 防護カバーに作用する荷重 F_j' は、動的に作用するとして、次式により決定する。

$$F_j' = \dots$$

- b. 円周方向荷重
 図 3-4 に示す配管破断により防護カバーに作用する荷重として、防護カバーの円周方向に圧力が作用することにより、防護カバーが円周方向へ引っ張られる力を考慮する。配管からの漏えい時の防護カバー内圧力は、防護カバーのすき間により破断開口発生前の配管内圧より低くなるが、保守的に破断開口発生前の配管内圧が防護カバーに作用する場合を考える。



図 3-1 リリース力の作用図



図 3-2 リップフォースの作用図



図 3-3 流体力の作用図



図 3-4 円周方向荷重の作用図

3.3.2 荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重の組合せは、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」にて設定している荷重を踏まえて設定する。蒸気噴出荷重により、防護カバー本体には軸方向及び円周方向の荷重が作用する。ラグ及びシム調整キャップには軸方向荷重が作用する。荷重の組合せを表 3-2 に示す。

配管の破損は想定破損を対象としているため、地震との組合せは考慮しない。

表 3-2 防護カバーの評価対象部位に作用する荷重の組合せ

設備名称	荷重	荷重の方向	評価対象部位
防護カバー	J	軸方向	防護カバー本体
		円周方向	
		軸方向	ラグ
			ラグと配管の溶接部
		軸方向	シム調整キャップ
			シム調整キャップと防護カバー本体の溶接部

J：蒸気噴出荷重

3.4 許容限界

防護カバーの許容限界は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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て、「3.2 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに、機能損傷モードを考慮し設定する。

各評価対象部位の許容限界を表 3-3 に示す。防護カバーの許容限界は、配管破損時の荷重に対し、発生応力が材料の降伏応力以下であれば、流路面積を保持し、機能維持を図ることができるため、供用状態 C の許容応力を準用する。防護カバーは両端が拘束されておらず、熱伸びの影響が軽微であるため、ここでは防護カバーに作用する配管破断時の蒸気噴出により発生する一次応力を考慮する。

表 3-3 供用状態 C を基本とする評価対象部位ごとの許容限界

評価対象部位	荷重の組合せ	供用状態	許容限界*	
			一次応力	
			引張	
防護カバー本体	J	C	$1.5 f_t$	

評価対象部位	荷重の組合せ	供用状態	許容限界*	
			一次応力	
			せん断	曲げ
ラグ	J	C	$1.5 f_s$	$1.5 f_b$

評価対象部位	荷重の組合せ	供用状態	許容限界*	
			一次応力	
			せん断	支圧
シム調整キャップ	J	C	$1.5 f_s$	$1.5 f_p$

* : f_t , f_s , f_b , f_p : J SME SSB-3121.1(1), (2), (4), (5)により規定される値。

3.5 評価方法

防護カバーの強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-3 溢水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」にて示している評価式を用いる。

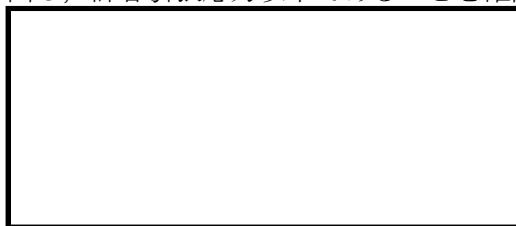
防護カバーは、(a) 防護カバー本体、(b) ラグ、(c) シム調整キャップに作用する配管全周破断時の荷重に対して強度評価を行う。

(a) 防護カバー本体

防護カバー本体は図 3-5 に示すように二つに分けて計算を行う。

a. 防護カバー本体(A-A 断面)

軸方向応力を算出し、許容引張応力以下であることを確認する。



b. 防護カバー本体(B-B 断面)

軸方向応力(引張)を算出し、許容引張応力以下であることを確認する。



漏えい時の内圧による周方向応力を算出し許容引張応力以下であることを確認する。
配管からの漏えい時に発生する内圧は、防護カバーのすき間により配管内圧より低くなるが、保守的に配管内圧と同じ圧力で評価する。



応力強さが，許容引張応力以下であることを確認する。

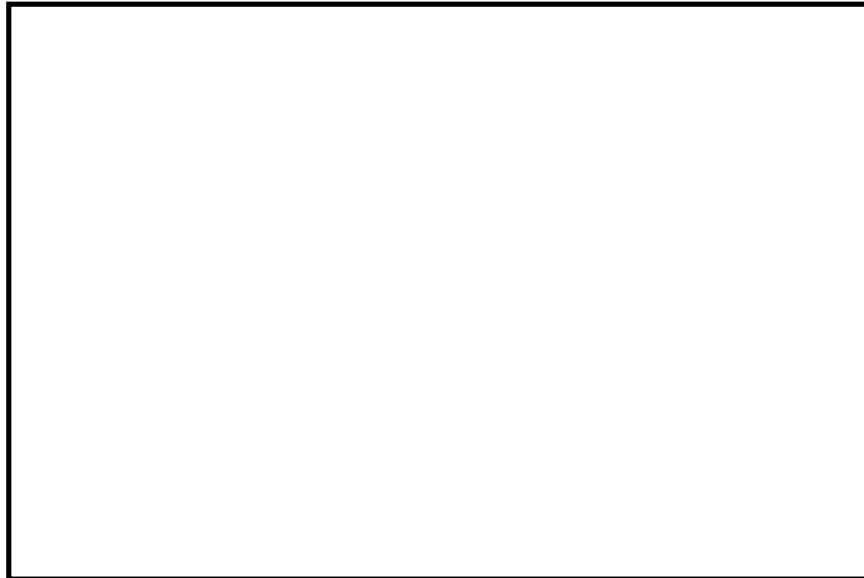


図 3-5 防護カバー断面概略図(防護カバー本体)

(b) ラグ

ラグは図 3-6 に示すように二つに分けて計算を行う。

a. ラグと配管の溶接部(C-C 断面)

せん断応力を算出し，許容せん断応力以下であることを確認する。



曲げ応力を算出し，許容曲げ応力以下であることを確認する。



組合せ応力を算出し，許容応力以下であることを確認する。

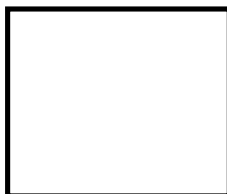


b. ラグ材(D-D 断面)

せん断応力を算出し，許容せん断応力以下であることを確認する。



曲げ応力を算出し，許容曲げ応力以下であることを確認する。



組合せ応力を算出し，許容応力以下であることを確認する。



図 3-6 防護カバー断面概略図（ラグ）

(c) シム調整キャップ

シム調整キャップは図 3-7 に示すように二つに分けて計算を行う。

a. シム調整キャップと防護カバー本体の溶接部(E-E 断面)

せん断応力を算出し，許容せん断応力以下であることを確認する。



b. シム調整キャップ(F-F 断面)

せん断応力を算出し，許容せん断応力以下であることを確認する。



支圧応力を算出し，許容支圧応力以下であることを確認する。

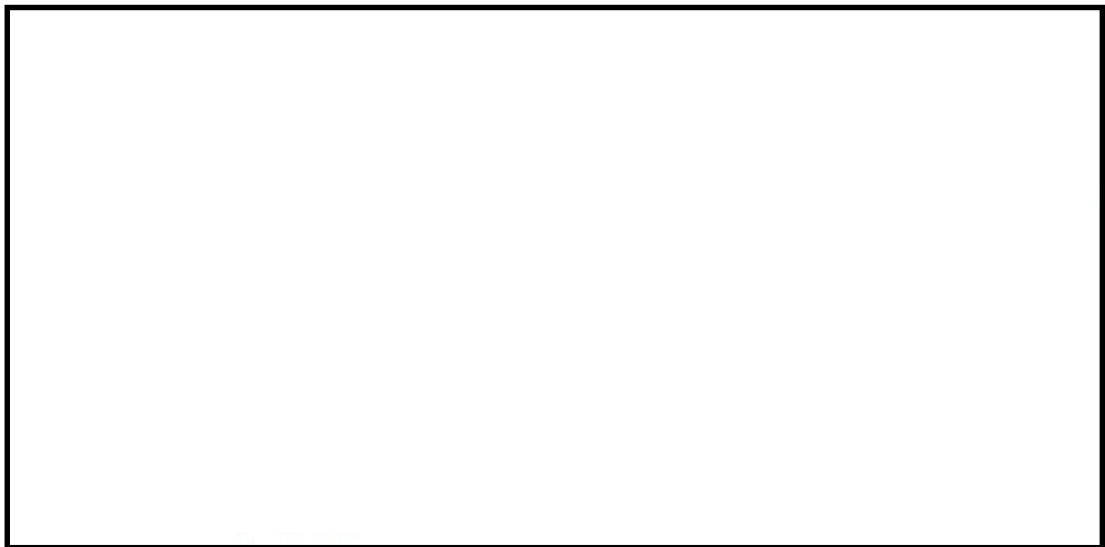


図 3-7 防護カバー断面概略図（シム調整キャップ）

4. 評価条件

防護カバーの「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1～表 4-3 に示し、使用材料の許容応力評価条件を表 4-4 に示す。

表 4-1 防護カバー本体の強度評価条件

パッド厚さ (mm)	F_j' (N)	P_o (MPa)	主要寸法 (mm)	
			r_1	r_2

表 4-2 ラグの強度評価条件

パッド厚さ (mm)	F_j' (N)	P_o (MPa)	主要寸法 (mm)			
			b	t	t_{wp}	ℓ

表 4-3 シム調整キャップの強度評価条件

パッド厚さ (mm)	F_j' (N)	P_o (MPa)	主要寸法 (mm)					
			m	n	t_{wp}	d	h	t

表 4-4 使用材料の許容応力評価条件

計算対象部位	材料	温度条件 (℃)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F (MPa)
防護カバー本体		302			
ラグ		302			
シム調整キャップ		302			
記号の定義					
S _y : 設計降伏点 J S M E 付録材料図表 Part5 表 8 に規定される値					
S _u : 設計引張強さ J S M E 付録材料図表 Part5 表 9 に規定される値					
F : J S M E S S B-3121.1(1)により規定される値					

5. 強度評価

防護カバーの強度評価を表 5-1 に示す。

防護カバー各部材の発生応力は許容応力以下であることを確認した。

表 5-1 防護カバーの強度評価

評価対象 設備	評価対象部位		応力分類	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
防護カバー	防護カバー 本体	A-A 断面	引張		
		B-B 断面	引張(軸方向)		
			引張(周方向)		
			組合せ(軸・周方向)		
	ラグ	ラグと配管の 溶接部	せん断		
			曲げ		
			組合せ		
		ラグ材	せん断		
			曲げ		
			組合せ		
	シム調整 キャップ	シム調整キャッ プと防護カバー 本体の溶接部	せん断		
		シム調整 キャップ材	せん断		
			支圧		

V-3-別添 4 発電用火力設備の技術基準による強度に関する説明書

まえがき

本書類は、「発電用火力設備に関する技術基準を定める省令」（平成 9 年 3 月 27 日通商産業省令第 51 号）を準用する設備に対して十分な強度を有することを確認するため以下により構成される。

第一部 発電用火力設備の技術基準による強度評価の基本方針

第二部 発電用火力設備の技術基準による強度評価方法

第三部 発電用火力設備の技術基準による強度評価書

第一部 発電用火力設備の技術基準による強度評価の基本方針

目次

1. 概要	1
2. 強度評価の基本方針	2
2.1 評価対象設備	2
2.2 評価方法の選定	3

1. 概要

本書類は、「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則」（平成 25 年 6 月 28 日原子力規制委員会規則第 6 号）（以下「技術基準規則」という。）第 48 条第 3 項及び第 78 条第 1 項に基づき、添付書類「V-1-1-7 発電用原子炉施設の火災防護に関する説明書」及び「V-1-9-1-1 非常用発電装置の出力の決定に関する説明書」で「発電用火力設備に関する技術基準を定める省令」（平成 9 年 3 月 27 日通商産業省令第 51 号）（以下「火力省令」という。）を準用する設備として対象としている設計基準対象施設又は重大事故等対処設備に施設する内燃機関が、十分な強度を有することを確認するための強度評価方針について説明するものである。

2. 強度評価の基本方針

設計基準対象施設又は重大事故等対処設備に施設する内燃機関については、技術基準規則第 48 条第 3 項及び第 78 条第 1 項に基づき、火力省令第 25 条から第 29 条の規定を準用し、強度評価においては、火力省令第 25 条第 3 項を適用する。また、「実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈」(平成 25 年 6 月 19 日原規技発第 1306194 号)第 48 条第 5 項において、火力省令の準用に当たっては、「発電用火力設備の技術基準の解釈」(平成 25 年 5 月 17 日 20130507 商局第 2 号)(以下「火力基準解釈」という。)の該当部分によることが規定されている。

よって内燃機関については、火力省令第 25 条第 3 項を受けた火力基準解釈第 39 条第 1 項第 2 号に基づき、同解釈第 5 条を準用した水圧試験による強度評価又は最高使用圧力の 1.5 倍*の水圧に耐える強度を有することを確認するための強度計算による評価を実施する。

上記によらない評価方法により強度評価を実施するものについては、その評価方法により火力省令に照らして十分な保安水準の確保が達成できることを確認した上で、強度評価を実施する。

注記 *：火力基準解釈については、平成28年2月25日に一部改正され、材料の許容応力を求める際の安全率や水圧試験の倍率が見直されているが、より厳しい評価となるよう改正前の解釈を用いる。

2.1 評価対象設備

設計基準対象施設又は重大事故等対処設備に施設する内燃機関として、添付書類「V-1-1-7 発電用原子炉施設の火災防護に関する説明書」及び「V-1-9-1-1 非常用発電装置の出力の決定に関する説明書」に基づき、強度評価を実施する設備について以下に示す。

- ・非常用ディーゼル発電機内燃機関
- ・高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機内燃機関
- ・常設代替高圧電源装置内燃機関
- ・緊急時対策所用発電機内燃機関
- ・ディーゼル駆動消火ポンプ内燃機関

また、内燃機関に係る燃料設備（燃料配管、燃料タンク及び燃料ポンプ）についても強度評価対象とする。

2.2 評価方法の選定

強度評価については、火力基準解釈第 39 条第 1 項第 2 号にて、同解釈第 5 条(水圧試験)を準用することが規定されている。

ただし、当該機種と同一の材料及び構造を有する内燃機関ケーシングにおいて火力基準解釈第 5 条を満たす水圧試験の実績を有するもの並びに最高使用圧力の 1.5 倍の水圧に耐える強度を有することが強度計算等で確認できるものについては、水圧試験を要しないことが規定されている。

よって、上記規定のいずれかの方法により強度評価を行うこととするが、評価対象設備において水圧試験の試験結果があるもの並びに評価対象設備と同一の材料及び構造を有する内燃機関ケーシングにおいて火力基準解釈第 5 条を満たす水圧試験の試験結果があるものについては、それらの試験結果の確認により強度評価を実施する。なお、管については、最高使用圧力の 1.5 倍の水圧に耐える強度を有することを強度計算で確認する。

また、開放型タンクについては、最高使用圧力が 0 MPa であることから耐圧部分に該当せず火力基準解釈第 5 条要求に該当しないものの、消防法に準じた水圧試験を実施することを確認する。

第二部 発電用火力設備の技術基準による強度評価方法

目次

1. 概要	1
2. 強度評価方法	2
2.1 水圧試験	2
2.2 内燃機関ケーシングの水圧試験	5
2.3 強度計算方法	6
2.3.1 記号の定義	6
2.3.2 管の厚さの計算	7
3. 強度評価書のフォーマット	8
3.1 強度評価書のフォーマットの概要	8
3.2 記載する数値に関する注意事項	8
3.3 強度評価書のフォーマット	8

1. 概要

本書類は、第一部「発電用火力設備の技術基準による強度評価の基本方針」に基づき、非常用ディーゼル発電機の内燃機関、高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機の内燃機関、常設代替高圧電源装置の内燃機関、緊急時対策所用発電機の内燃機関、ディーゼル駆動消火ポンプの内燃機関及び内燃機関に係る燃料設備(燃料配管、燃料タンク及び燃料ポンプ)が十分な強度を有することを確認するための強度評価方法について説明するものであり、強度評価方法及び強度評価書のフォーマットにより構成する。

2. 強度評価方法

「発電用火力設備の技術基準の解釈」(平成 25 年 5 月 17 日 20130507 商局第 2 号)(以下「火力基準解釈」という。)の第 39 条第 1 項第 2 号に基づき、以下の(1)に示す火力基準解釈第 5 条の水圧試験を実施することによる強度評価を基本とする。

ただし、評価対象設備と同一の材料及び構造を有する内燃機関ケーシングの水圧試験の試験結果があるものについては、(2)に示す水圧試験の試験結果の確認により強度評価を実施する。また、管については、(3)に示す強度計算により強度評価を実施する。

(1) 水圧試験

火力基準解釈第 5 条の水圧試験に耐え、これに適合するものであることを確認する。

(2) 内燃機関ケーシングの水圧試験

当該機種と同一の材料及び構造を有する内燃機関ケーシングにおいて火力基準解釈第 5 条を満たす水圧試験の実績を有するものについては、その結果を確認する。

(3) 強度計算

火力基準解釈第 5 条の水圧試験に耐える強度を有することを強度計算により確認する。

2.1 水圧試験

内燃機関のうち水圧試験により評価を実施するものについては、火力基準解釈第 5 条に基づき、最高使用圧力の 1.5 倍以上の水圧まで昇圧した後、適切な時間保持したとき、これに耐えることを確認する。また、上記試験に引き続き最高使用圧力以上の水圧で点検を行ったときに、漏えいがないものであることを確認する。

試験条件を以下に示す。

名 称		最高使用 圧力 (MPa)	耐圧試験 倍率	耐圧試験 圧力 (MPa)
その他発電用原子炉の附属施設 (非常用電源設備)	非常用ディーゼル発電機燃料油デイトンク	静水頭	(注1)	
	非常用ディーゼル発電機燃料移送ポンプ	1.0	(注5) 1.5以上	1.5以上
	軽油貯蔵タンク	静水頭	(注4)	
	高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機燃料油デイトンク	静水頭	(注1)	
	高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機燃料移送ポンプ	1.0	(注5) 1.5以上	1.5以上
	常設代替高圧電源装置燃料油サービスタンク	静水頭	(注4)	
	常設代替高圧電源装置燃料移送ポンプ	1.0	(注5) 1.5以上	1.5以上
	緊急時対策所用発電機燃料油サービスタンク	静水頭	(注4)	
	緊急時対策所用発電機給油ポンプ	0.5	(注2) 1.5以上	0.75以上
	緊急時対策所用発電機燃料油貯蔵タンク	静水頭	(注4)	
可搬型設備用軽油タンク	(注3)			
その他発電用原子炉の付属施設 (火災防護設備)	ディーゼル駆動消火ポンプ内燃機関		(注5) 1.5以上	

名 称		最高使用 圧力 (MPa)	耐圧試験 倍率	耐圧試験 圧力 (MPa)
その他発電用原子炉の附属施設 (補機駆動用燃料設備)	可搬型設備用軽油タンク	静水頭	(注4)	
	ディーゼル駆動消火ポンプ用燃料タンク	静水頭	(注1)	

(注 1) 消防法に準じた水圧試験に合格している。

(注 2) 火力基準解釈第 5 条の水圧試験による試験結果を確認する。

(注 3) 本設備は、その他発電用原子炉の附属施設(補機駆動用燃料設備)と兼用する。

(注 4) 消防法に準じた水圧試験を実施する。

(注 5) 火力基準解釈第 5 条の水圧試験を実施する。

2.2 内燃機関ケーシングの水圧試験

内燃機関ケーシングの水圧試験の実績により評価を実施するものについては、火力基準解釈第39条第1項第2号において、「当該機種と同一の材料及び構造を有する内燃機関ケーシングにおいて火力基準解釈第5条を満たす水圧試験の実績を有するもの」にあつては水圧試験を要しないと規定されていることから、圧力バウンダリとして主要な耐圧部である内燃機関ケーシングの水圧試験の試験結果を確認する。また、水圧試験の実績には、「当該設備と同一の材料及び構造を有する内燃機関ケーシングにおいて火力基準解釈第5条を満たす水圧試験の実績を有するもの」として当該評価対象機種の内燃機関ケーシングにおける水圧試験を含める。

試験条件を以下に示す。

名称		最高使用 圧力 (MPa)	耐圧試験 倍率	耐圧試験 圧力 (MPa)
(非常用電源設備) その他発電用原子炉 の附属施設	(注1) 非常用ディーゼル発電機 内燃機関	(注2) 0.25	1.5以上	(注2) 0.38以上
	(注3) 高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電機 内燃機関	(注2) 0.25	1.5以上	(注2) 0.38以上
	(注4)(注5) 常設代替高圧電源装置 内燃機関	0.19	1.5以上	0.29以上
	(注5)(注6) 緊急時対策所用発電機 内燃機関	0.19	1.5以上	0.29以上

(注1) 非常用ディーゼル発電機内燃機関に附属する冷却水設備として非常用ディーゼル発電機冷却水ポンプを含む。

(注2) SI 単位に換算したものである。

(注3) 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機内燃機関に附属する冷却水設備として高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機冷却水ポンプを含む。

(注4) 内燃機関に附属する冷却水設備として常設代替高圧電源装置冷却水ポンプを含む。

(注5) ケーシングとしてシリンダカバーにおける圧力を記載する。

(注6) 内燃機関に附属する冷却水設備として緊急時対策所用発電機冷却水ポンプを含む。

2.3 強度計算方法

内燃機関のうち強度計算を実施する管については、火力基準解釈第 39 条第 1 項第 2 号ロに定める強度計算において、火力基準解釈第 12 条第 1 項第 7 号に記載されている計算式を準用し、内燃機関の管として最高使用圧力の 1.5 倍の水圧に耐える強度を有することを確認する。なお、強度計算に用いる最高使用圧力は 1.0 倍の値とする。

また、火力基準解釈別表第 1 に記載されている材料の許容引張応力を用いて強度計算する際に、温度が記載値の中間値の場合は、比例法を用いて許容引張応力を計算し、その場合の端数処理は、小数第 1 位以下を切捨てた値を用いるものとする。

強度計算は火力基準解釈に基づき適切な裕度を持った許容値を使用して実施することから、強度計算に用いる寸法は公称値を使用する。

フランジについては、火力基準解釈第 13 条第 1 項に規定される日本工業規格等に適合するものを使用する。

2.3.1 記号の定義

管の厚さ計算に用いる記号について、以下に説明する。

	記号	単位	定 義
管の厚さ計算に使用するもの	P	MPa	最高使用圧力
	σ_a	N/mm ²	最高使用温度における火力基準解釈別表第1に規定する材料の許容引張応力
	d _o	mm	管の外径
	t	mm	管の計算上必要な厚さ
	η	-	継手の効率

2.3.2 管の厚さの計算

管の厚さが、以下の計算式から求められる計算上必要な厚さ以上であることを確認する。

区分	適用基準	計算式
その他管	火力基準解釈第12条 第1項第7号	(注) $t = \frac{P \cdot d_0}{2 \sigma_a \cdot \eta + 0.8 P}$

(注) 継手の効率 η

長手継手の効率は、火力基準解釈第12条第1項に規定される J I S B 8201 における表 8.2 を用いるが、今回の評価では継手の種類から以下のとおりとする。

継手の種類	溶接継手の効率	
	ボイラー等及び独立節炭器に属する容器及び管にあつては火力基準解釈第125条及び第127条第2項第1号の規定に準じて放射線透過試験を行い、同条第3項第1号の規定に適合するもの、それ以外のものにあつては同解釈第143条及び第145条第2項第1号の規定に準じて放射線透過試験を行い、同条第3項第1号の規定に適合するもの	放射線透過試験を行わないもの
突合せ両側溶接又はこれと同等以上とみなされる突合せ片側溶接継手	1.00	0.70

3. 強度評価書のフォーマット

3.1 強度評価書のフォーマットの概要

水圧試験結果のフォーマットは、試験条件及び結果を記載し、強度計算書のフォーマットは、耐圧部分を構成する部材についてフォーマット中に計算に必要な条件及び結果を記載する。

3.2 記載する数値に関する注意事項

フォーマットに挙げた諸元のうち、計算に使用しないものや計算結果のないものは、計算結果表の欄には として記載する。

3.3 強度評価書のフォーマット

強度評価書のフォーマットは、以下のとおりである。

FORMAT-I	水圧試験結果
FORMAT-II	内燃機関ケーシングの水圧試験結果
FORMAT-III	管の厚さ計算結果

FORMAT- I 水圧試験結果
設備区分

名 称	最高使用圧力 (MPa)	耐圧試験圧力 (MPa)	耐圧試験 倍率	耐圧試験 結果	評 価

FORMAT-II 内燃機関ケーシングの水圧試験結果
設備区分

名 称	最高使用圧力 (MPa)	耐圧試験圧力 (MPa)	耐圧試験 倍率	耐圧試験 結果	評 価

FORMAT-Ⅲ 管の厚さ計算結果

設備区分

番号	最高使用 圧 力 (MPa)	最高使用 温 度 (℃)	材 料	許容引張応力 σ_a (N/mm ²)	外 径 d_o (mm)	公称厚さ (mm)	厚さの 負の 許容差 Q	継手の 効率 η	計算上 必要な厚さ t (mm)	炭素鋼鋼管 の必要最小 厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
評 価：											

第三部 発電用火力設備の技術基準による強度評価書

目次

1. 概要	1
2. その他発電用原子炉の附属施設（非常用電源設備）の内燃機関の強度評価書	2
2.1 水圧試験結果	3
2.2 内燃機関ケーシングの水圧試験結果	4
2.3 強度計算結果	5
2.3.1 管の設計仕様	5
2.3.2 管の厚さ計算結果	8
3. その他発電用原子炉の附属施設（補機駆動用燃料設備）の内燃機関の強度評価書	11
3.1 強度計算結果	12
3.1.1 管の設計仕様	12
3.1.2 管の厚さ計算結果	13

1. 概要

本書類は、第二部「発電用火力設備の技術基準による強度評価方法」に基づき、非常用ディーゼル発電機の内燃機関、高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機の内燃機関、常設代替高圧電源装置の内燃機関、緊急時対策所用発電機の内燃機関、ディーゼル駆動消火ポンプの内燃機関及び内燃機関に係る燃料設備（燃料配管、燃料タンク及び燃料ポンプ）が十分な強度を有することを確認した結果を示す。

2. その他発電用原子炉の附属施設（非常用電源設備）の内燃機関の
強度評価書

2.1 水圧試験結果

設備区分 その他発電用原子炉の附属施設（非常用電源設備） 非常用発電装置

名 称	最高使用圧力 (MPa)	耐圧試験圧力 (MPa)	耐圧試験 倍率	耐圧試験 結果	評 価
緊急時対策所用発電機給油ポンプ	0.5	1.0	2.0	良	適合

2.2 内燃機関ケーシングの水圧試験結果

設備区分 その他発電用原子炉の附属施設（非常用電源設備）

非常用発電装置

名 称	最高使用圧力 (MPa)	耐圧試験圧力 (MPa)	耐圧試験 倍率	耐圧試験 結果	評 価
(注 1) 非常用ディーゼル発電機 内燃機関	(注2) 0.25	(注2) 0.40	1.6	良	適合
(注 3) 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機 内燃機関	(注2) 0.25	(注2) 0.40	1.6	良	適合
(注4) (注5) 常設代替高圧電源装置 内燃機関	0.19	0.40	2.1	良	適合
(注5) (注6) 緊急時対策所用発電機 内燃機関	0.19	0.40	2.1	良	適合

(注 1) 非常用ディーゼル発電機内燃機関に附属する冷却水設備として非常用ディーゼル発電機冷却水ポンプを含む。

(注 2) SI 単位に換算したものである。

(注 3) 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機内燃機関に附属する冷却水設備として高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機冷却水ポンプを含む。

(注 4) 内燃機関に附属する冷却水設備として常設代替高圧電源装置冷却水ポンプを含む。

(注 5) ケーシングとしてシリンダカバーにおける圧力を記載する。

(注 6) 内燃機関に附属する冷却水設備として緊急時対策所用発電機冷却水ポンプを含む。

2.3 強度計算結果

2.3.1 管の設計仕様

名 称		最高 使用 圧力 (MPa)	最高 使用 温度 (℃)	(注1) 外 径 (mm)	(注1) 厚 さ (mm)	材 料	番 号
非常用ディーゼル発電装置	軽油貯蔵タンク ～ 非常用ディーゼル発電機 燃料移送ポンプ	1.0	55	42.7	4.9	SUS304TP	1
				48.6	5.1	SUS304TP	2
	非常用ディーゼル発電機 燃料移送ポンプ ～ 非常用ディーゼル発電機 燃料油デイトンク	1.0	55	42.7	4.9	SUS304TP	3
				48.6	5.1	SUS304TP	4
	非常用ディーゼル発電機 燃料油デイトンク ～ 燃料油フィルタ	0.20	55	60.5	3.9	STPT38 (注2) (STPT370)	5
	燃料油フィルタ ～ 非常用ディーゼル発電機 内燃機関	0.20	55	60.5	3.9	STPT38 (注2) (STPT370)	6
				139.8	6.6	STPT38 (注2) (STPT370)	7
高圧炉心 スプレイ系 ディーゼル 発電装置	軽油貯蔵タンク ～ 高圧炉心スプレイ系ディーゼ ル発電機燃料移送ポンプ	1.0	55	42.7	4.9	SUS304TP	8
				48.6	5.1	SUS304TP	9
	高圧炉心スプレイ系ディーゼ ル発電機燃料移送ポンプ ～ 高圧炉心スプレイ系ディーゼ ル発電機燃料油デイトンク	1.0	55	42.7	4.9	SUS304TP	10
				48.6	5.1	SUS304TP	11

(注1) 公称値

(注2) () は新 J I S 記号を示す

名 称		最高 使用 圧力 (MPa)	最高 使用 温度 (℃)	(注1) 外 径 (mm)	(注1) 厚 さ (mm)	材 料	番 号
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電装置	高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機燃料油デイトンク ～ 燃料油フィルタ	0.20	55	60.5	3.9	STPT38 (注2) (STPT370)	12
	燃料油フィルタ ～ 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機内燃機関	0.20	55	60.5	3.9	STPT38 (注2) (STPT370)	13
		0.20	55	139.8	6.6	STPT38 (注2) (STPT370)	14
常設代替高圧電源装置	軽油貯蔵タンク A ～ 常設代替高圧電源装置 燃料移送ポンプ A	1.0	55	48.6	5.1	SUS304TP	15
				60.5	3.9	SUS304TP	16
	常設代替高圧電源装置 燃料移送ポンプ A ～ 常設代替高圧電源装置 燃料油サービスタンク	1.0	55	48.6	5.1	SUS304TP	17
				89.1	5.5	SUS304TP	18
				60.5	3.9	SUS304TP	19
	軽油貯蔵タンク B ～ 常設代替高圧電源装置 燃料移送ポンプ B	1.0	55	48.6	5.1	SUS304TP	20
				60.5	3.9	SUS304TP	21
	常設代替高圧電源装置 燃料移送ポンプ B ～ 常設代替高圧電源装置 燃料移送ポンプ B 出口配管 合流点	1.0	55	48.6	5.1	SUS304TP	22

(注1) 公称値

(注2) () は新 J I S 記号を示す

名 称		最高 使用 圧力 (MPa)	最高 使用 温度 (℃)	(注1) 外 径 (mm)	(注1) 厚 さ (mm)	材 料	番 号
緊急時対策所用発電機	緊急時対策所用発電機 燃料油貯蔵タンク 2A ～ 緊急時対策所用発電機 給油ポンプ 2A	0 ^(注2)	45	60.5	3.9	STPT370	23
		0.5		60.5	3.9		24
				48.6	3.7		25
	緊急時対策所用発電機 給油ポンプ2A ～ 緊急時対策所用発電機 燃料油サービスタンク2A	0 ^(注2)	45	48.6	3.7	STPT370	26
		0.5					27
	緊急時対策所用発電機 燃料油サービスタンク2A ～ 緊急時対策所用発電機 内燃機関2A	0 ^(注2)	45	27.2	2.9	STPT370	28
	緊急時対策所用発電機 燃料油貯蔵タンク2B ～ 緊急時対策所用発電機 給油ポンプ2B	0 ^(注2)	45	60.5	3.9	STPT370	29
		0.5		60.5	3.9		30
				48.6	3.7		31
	緊急時対策所用発電機 給油ポンプ2B ～ 緊急時対策所用発電機 燃料油サービスタンク2B	0 ^(注2)	45	48.6	3.7	STPT370	32
		0.5					33
	緊急時対策所用発電機 燃料油サービスタンク2B ～ 緊急時対策所用発電機 内燃機関2B	0 ^(注2)	45	27.2	2.9	STPT370	34

(注1) 公称値

(注2) 管の厚さ計算に使用する圧力が 0 MPa であり、計算上必要な厚さも 0 mm となるため、計算は行わない。

2.3.2 管の厚さ計算結果

設備区分 その他発電用原子炉の附属施設（非常用電源設備） 非常用発電装置

番号	最高使用 圧 力 (MPa)	最高使用 温 度 (℃)	材 料	許容引張応力 σ_a (N/mm ²)	外 径 d_o (mm)	公称厚さ (mm)	厚さの 負の 許容差 Q	継手の 効率 η	計算上 必要な厚さ t (mm)	炭素鋼鋼管 の必要最小 厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
1	1.0	55	SUS304TP	125	42.7	4.9	12.5 %	1.00	0.17	—	4.28
2	1.0	55	SUS304TP	125	48.6	5.1	12.5 %	1.00	0.19	—	4.46
3	1.0	55	SUS304TP	125	42.7	4.9	12.5 %	1.00	0.17	—	4.28
4	1.0	55	SUS304TP	125	48.6	5.1	12.5 %	1.00	0.19	—	4.46
5	0.20	55	STPT38 (STPT370) (注1)	92	60.5	3.9	0.5 mm	1.00	0.07	—	3.40
6	0.20	55	STPT38 (STPT370) (注1)	92	60.5	3.9	0.5 mm	1.00	0.07	—	3.40
7	0.20	55	STPT38 (STPT370) (注1)	92	139.8	6.6	12.5 %	1.00	0.16	—	5.77
8	1.0	55	SUS304TP	125	42.7	4.9	12.5 %	1.00	0.17	—	4.28
9	1.0	55	SUS304TP	125	48.6	5.1	12.5 %	1.00	0.19	—	4.46
10	1.0	55	SUS304TP	125	42.7	4.9	12.5 %	1.00	0.17	—	4.28
評 価：上記鋼管の最小厚さは、すべて計算上必要な厚さ以上である。											

(注1) () は新 J I S 記号を示す

設備区分 その他発電用原子炉の附属施設 (非常用電源設備)

非常用発電装置

番号	最高使用 圧 力 (MPa)	最高使用 温 度 (℃)	材 料	許容引張応力 σ_a (N/mm ²)	外 径 d_o (mm)	公称厚さ (mm)	厚さの 負の 許容差 Q	継手の 効率 η	計算上 必要な厚さ t (mm)	炭素鋼鋼管 の必要最小 厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
11	1.0	55	SUS304TP	125	48.6	5.1	12.5 %	1.00	0.19	—	4.46
12	0.20	55	STPT38 (STPT370) (注1)	92	60.5	3.9	0.5 mm	1.00	0.07	—	3.40
13	0.20	55	STPT38 (STPT370) (注1)	92	60.5	3.9	0.5 mm	1.00	0.07	—	3.40
14	0.20	55	STPT38 (STPT370) (注1)	92	139.8	6.6	12.5 %	1.00	0.16	—	5.77
15	1.0	55	SUS304TP	125	48.6	5.1	12.5 %	1.00	0.19	—	4.46
16	1.0	55	SUS304TP	125	60.5	3.9	0.5 mm	1.00	0.24	—	3.40
17	1.0	55	SUS304TP	125	48.6	5.1	12.5 %	1.00	0.19	—	4.46
18	1.0	55	SUS304TP	125	89.1	5.5	12.5 %	1.00	0.35	—	4.81
19	1.0	55	SUS304TP	125	60.5	3.9	0.5 mm	1.00	0.24	—	3.40
20	1.0	55	SUS304TP	125	48.6	5.1	12.5 %	1.00	0.19	—	4.46

評 価：上記鋼管の最小厚さは、すべて計算上必要な厚さ以上である。

(注1) () は新 J I S 記号を示す

設備区分 その他発電用原子炉の附属施設（非常用電源設備） 非常用発電装置

番号	最高使用 圧 力 (MPa)	最高使用 温 度 (℃)	材 料	許容引張応力 σ_a (N/mm ²)	外 径 d _o (mm)	公称厚さ (mm)	厚さの 負の 許容差 Q	継手の 効率 η	計算上 必要な厚さ t (mm)	炭素鋼鋼管 の必要最小 厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
21	1.0	55	SUS304TP	125	60.5	3.9	0.5 mm	1.00	0.24	—	3.40
22	1.0	55	SUS304TP	125	48.6	5.1	12.5 %	1.00	0.19	—	4.46
24	0.5	45	STPT370	92	60.5	3.9	0.5 mm	1.00	0.17	—	3.40
25	0.5	45	STPT370	92	48.6	3.7	0.5 mm	1.00	0.14	—	3.20
27	0.5	45	STPT370	92	48.6	3.7	0.5 mm	1.00	0.14	—	3.20
30	0.5	45	STPT370	92	60.5	3.9	0.5 mm	1.00	0.17	—	3.40
31	0.5	45	STPT370	92	48.6	3.7	0.5 mm	1.00	0.14	—	3.20
33	0.5	45	STPT370	92	48.6	3.7	0.5 mm	1.00	0.14	—	3.20
評 価：上記鋼管の最小厚さは、すべて計算上必要な厚さ以上である。											

3. その他発電用原子炉の附属施設（補機駆動用燃料設備）の
内燃機関の強度評価書

3.1 強度計算結果

3.1.1 管の設計仕様

名 称		最高 使用 圧力 (MPa)	最高 使用 温度 (℃)	(注1) 外 径 (mm)	(注1) 厚 さ (mm)	材 料	番 号
燃 料 設 備	ディーゼル駆動消火 ポンプ用燃料タンク ～	静水頭	40	27.2	3.9	STPG370	1
	ディーゼル駆動消火 ポンプ内燃機関			21.7	3.7	STPG370	2

(注1) 公称値

設備区分 その他発電用原子炉の附属施設（補機駆動用燃料設備）

燃料設備

番号	最高使用 圧 力 (MPa)	最高使用 温 度 (℃)	材 料	許容引張応力 σ_a (N/mm ²)	外 径 d_o (mm)	公称厚さ (mm)	厚さの 負の 許容差 Q	継手の 効率 η	計算上 必要な厚さ t (mm)	炭素鋼鋼管 の必要最小 厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
1	静水頭	40	STPG370	92	27.2	3.9	0.5 mm	1.0	0.01	—	3.40
2	静水頭	40	STPG370	92	21.7	3.7	0.5 mm	1.0	0.01	—	3.20

評 価：上記鋼管の最小厚さは、すべて計算上必要な厚さ以上である。