

VI-3 強度に関する説明書

VI-3-3 強度計算書

VI-3-3-3 原子炉冷却系統施設の強度に関する説明書

VI-3-3-3-2 原子炉冷却材の循環設備の強度計算書

VI-3-3-3-2-1 主蒸気系の強度計算書

VI-3-3-3-2-1-2 管の強度計算書
(主蒸気系)

VI-3-3-3-2-1-2-1 管の基本板厚計算書
(主蒸気系)

まえがき

本計算書は、VI-3-1-4「クラス3機器の強度計算の基本方針」及びVI-3-1-5「重大事故等クラス2機器及び重大事故等クラス2支持構造物の強度計算の基本方針」並びにVI-3-2-6「クラス3管の強度計算方法」及びVI-3-2-9「重大事故等クラス2管の強度計算方法」に基づいて計算を行う。

評価条件整理結果を以下に示す。なお、評価条件の整理に当たって使用する記号及び略語については、VI-3-2-1「強度計算方法の概要」に定義したものを使用する。

・評価条件整理表

NO.	既設 or 新設	施設時の 技術基準 を対象と する施設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				既工認に おける 評価結果 の有無	施設時の 適用規格	評価 区分	同等性 評価区分	評価 クラス
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB条件 圧力 (MPa)	DB条件 温度 (°C)	SA条件 圧力 (MPa)					
1	既設	有	有	DB-3	DB-3	SA-2	無	3.73	250	3.73	250	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
2	既設	有	有	DB-3	DB-3	SA-2	無	3.73	250	3.73	250	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
3	既設	有	有	DB-3	DB-3	SA-2	有	1.77	171	2.20	200	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
4	既設	有	有	DB-3	DB-3	SA-2	有	1.77	171	2.20	200	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
5	既設	有	有	DB-3	DB-3	SA-2	有	1.77	171	2.20	200	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
6	新設	—	—	—	DB-3	SA-2	—	1.77	171	2.20	200	—	設計・建設規格	—	DB-3 SA-2
7	新設	—	—	—	DB-3	—	—	1.77	171	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
CI	既設	有	有	DB-3	DB-3	SA-2	無	3.73	250	3.73	250	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
SPI	既設	有	有	DB-3	DB-3	SA-2	無	3.73	250	3.73	250	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
E1	新設	—	—	—	DB-3	SA-2	—	1.77	171	2.20	200	—	設計・建設規格	—	DB-3 SA-2

NO.	既設 or 新設	施設時の 技術基準 に対象と する施設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				施設時の 適用規格	評価 区分	同等性 評価区分	評価 クラス	
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB条件 圧力 (MPa)	DB条件 温度 (°C)	SA条件 圧力 (MPa)					SA条件 温度 (°C)
E2	新設	—	—	—	DB-3	SA-2	—	1.77	171	2.20	200	—	設計・建設規格	—	DB-3 SA-2
E3	新設	—	—	—	DB-3	SA-2	—	1.77	171	2.20	200	—	設計・建設規格	—	DB-3 SA-2
E4	新設	—	—	—	DB-3	SA-2	—	1.77	171	2.20	200	—	設計・建設規格	—	DB-3 SA-2
E5	新設	—	—	—	DB-3	—	—	1.77	171	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
E6	新設	—	—	—	DB-3	—	—	1.77	171	—	—	—	設計・建設規格	—	DB-3
その他1	既設	有	無	DB-1	DB-1	SA-2	有*	8.62	302	8.98	304	有*	S55告示 既工認	—	SA-2

注記*：既工認において評価を実施しており、かつ評価条件に変更はないことから、評価結果については昭和60年4月27日付け59資庁第17250号にて認可された工事計画の添付書類

IV-2-1-2-1-1 「管の基本板厚計算書」による。

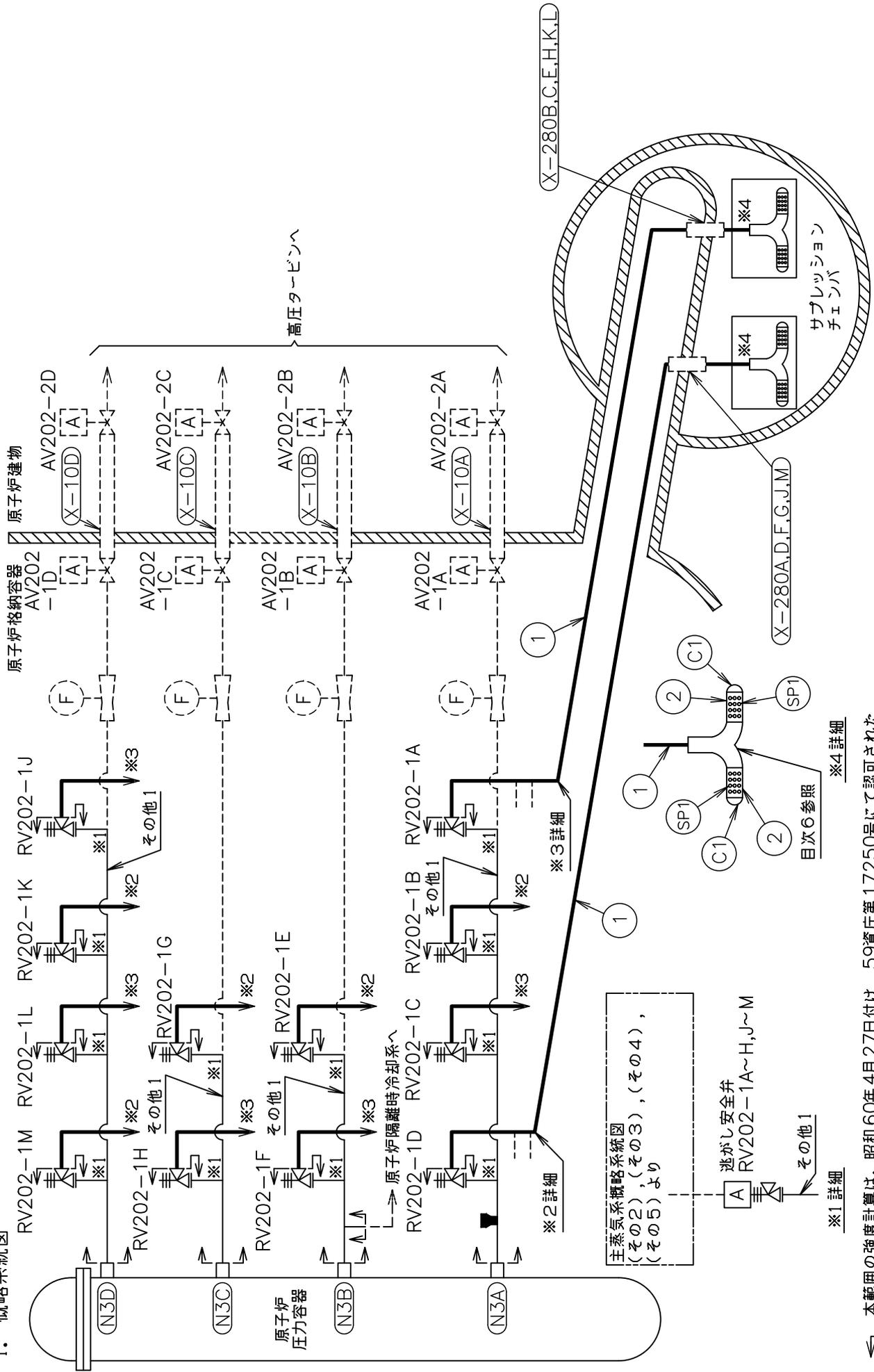
・適用規格の選定

NO.	評価項目	評価区分	判定基準	適用規格
1	管の強度計算	設計・建設規格 又は告示	同等	設計・建設規格
2	管の強度計算	設計・建設規格 又は告示	同等	設計・建設規格
3	管の強度計算	設計・建設規格 又は告示	同等	設計・建設規格
4	管の強度計算	設計・建設規格 又は告示	同等	設計・建設規格
5	管の強度計算	設計・建設規格 又は告示	同等	設計・建設規格
6	管の強度計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格
7	管の強度計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格
C1	鏡板の強度計算	設計・建設規格 又は告示	同等	設計・建設規格
SP1	管の穴と補強計算	設計・建設規格 又は告示	同等	設計・建設規格
E1	伸縮継手の強度計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格
E2	伸縮継手の強度計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格
E3	伸縮継手の強度計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格
E4	伸縮継手の強度計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格
E5	伸縮継手の強度計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格
E6	伸縮継手の強度計算	設計・建設規格	—	設計・建設規格

目 次

1. 概略系統図	1
2. 管の強度計算書	6
3. 鏡板の強度計算書	8
4. 管の穴と補強計算書	9
5. 伸縮継手の強度計算書	11
6. ラムズヘッドの強度計算書	13

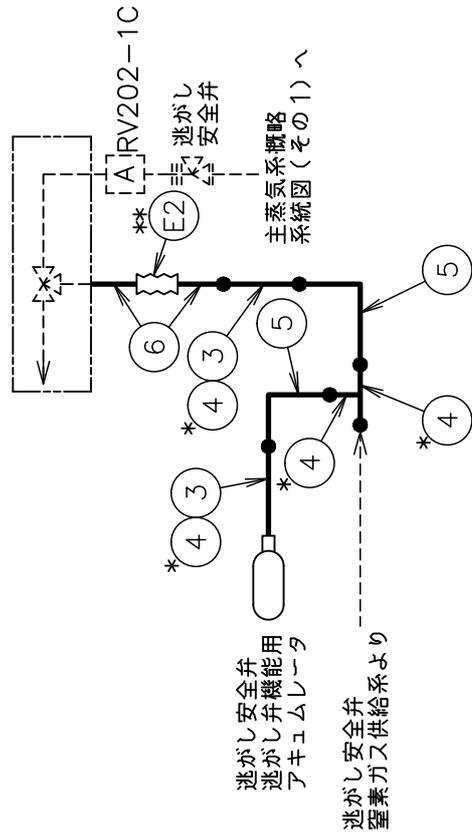
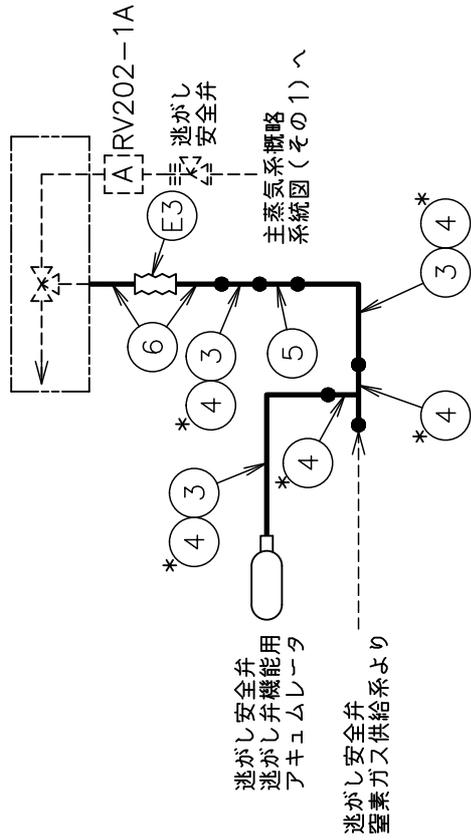
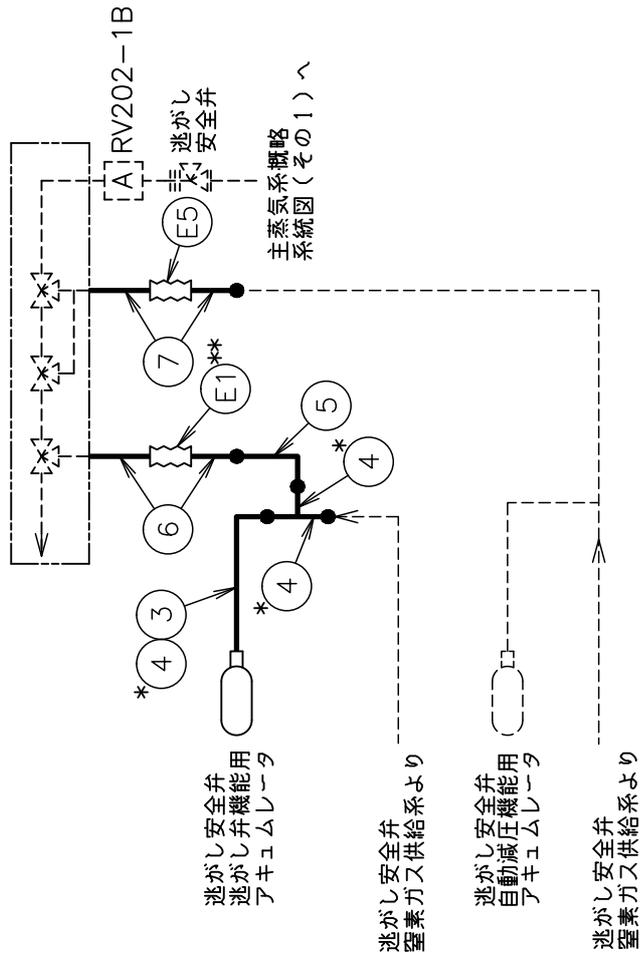
1. 概略系統図



主蒸気系概略系統図 (その1)

本範囲の強度計算は、昭和60年4月27日付け 59資庁第17250号にて認可された
 工事計画の添付書類IV-2-1-2-1-1「管の基本板厚計算書」による。

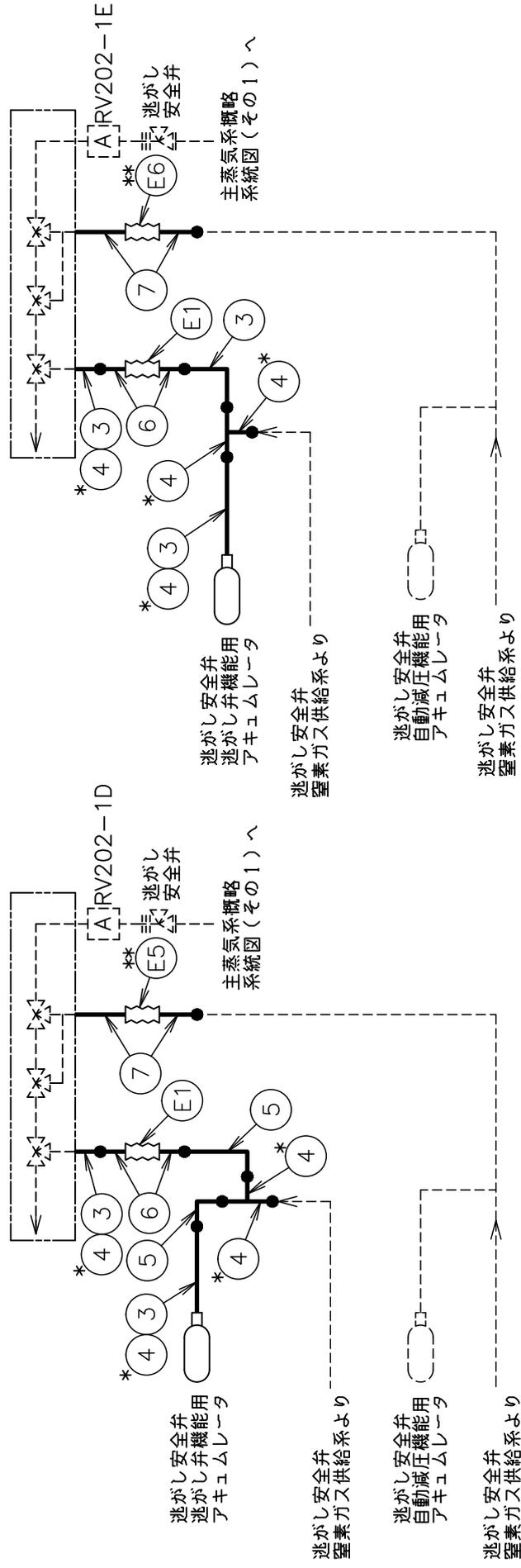




注記 * : 管継手

** : 伸縮継手形状は同一であるため、強度計算においては、全伸縮量が最大となる本伸縮継手を評価した。

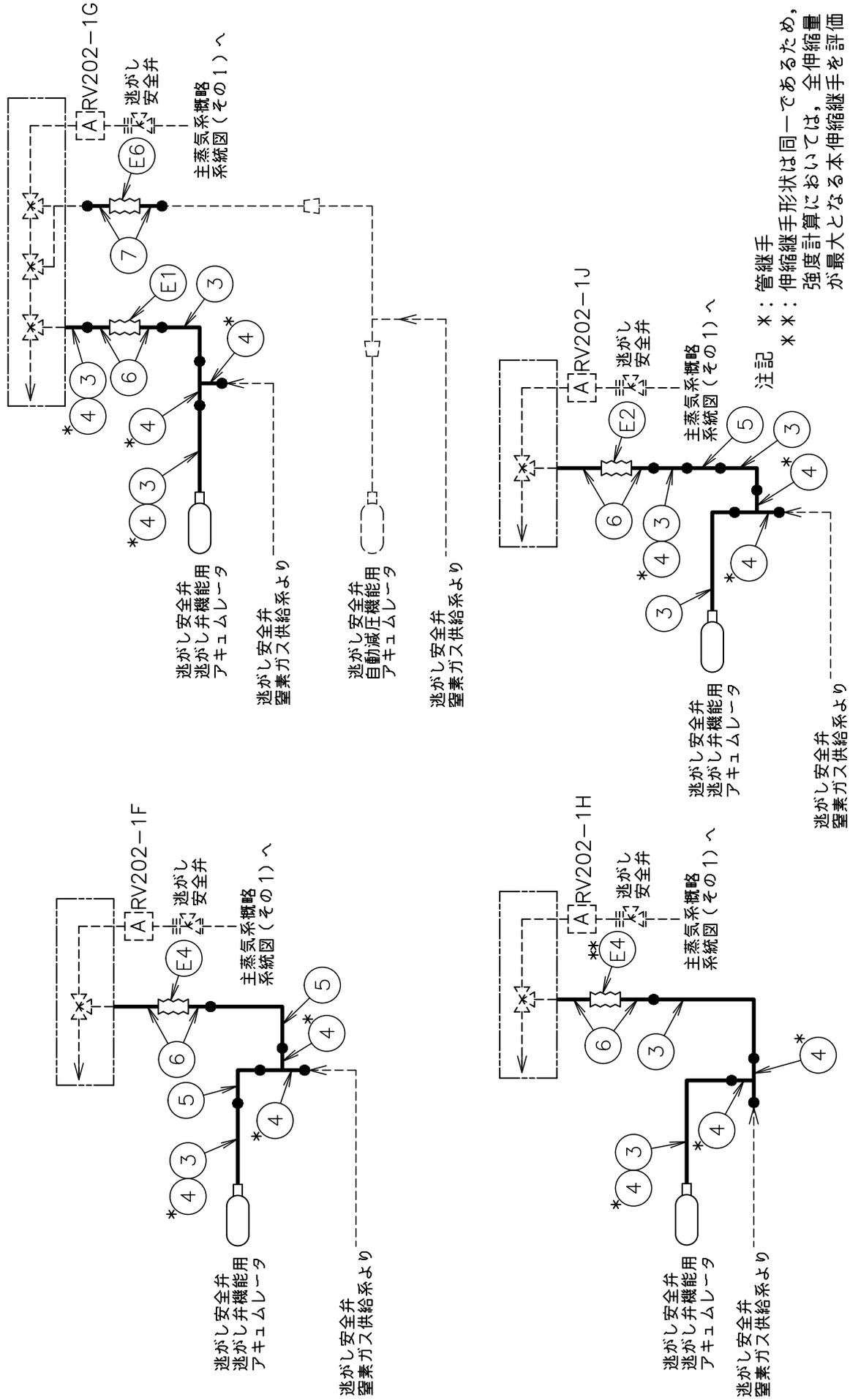
主蒸気系概略系統図 (その2)



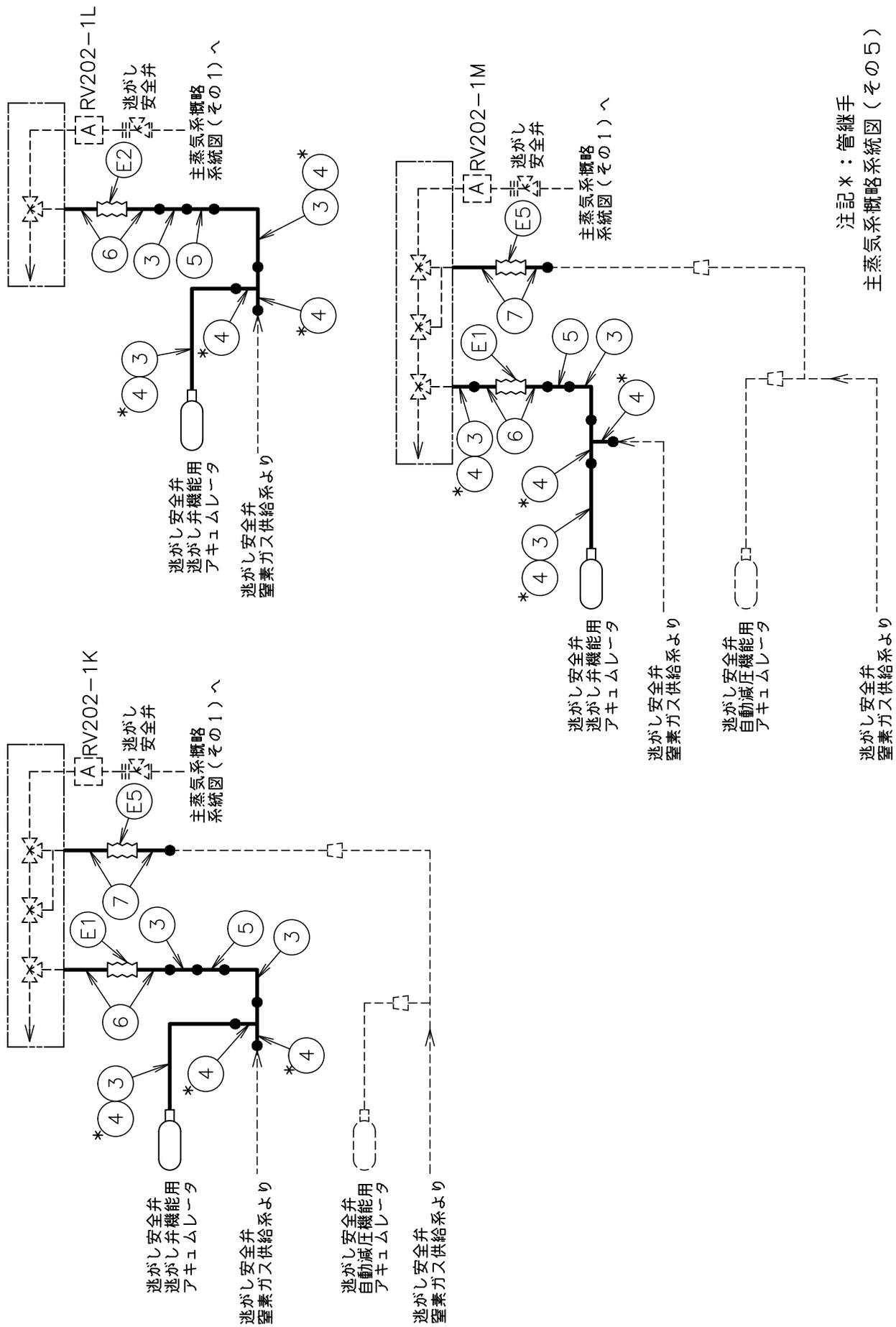
注記 * : 管継手

** : 伸縮継手形状は同一であるため、強度計算においては、全伸縮量が最大となる本伸縮継手を評価した。

主蒸気系概略系統図 (その3)



主蒸気系概略系統図 (その4)



2. 管の強度計算書 (重大事故等クラス2管)

設計・建設規格 PPC-3411 準用

NO.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用 温 度 (°C)	外 径 D _o (mm)	公称厚さ (mm)	材 料	製 法	ク ラ ス	S (MPa)	η	Q	t _s (mm)	t (mm)	算 式	t _r (mm)
1	3.73	250	267.40	15.10	STPT42	S	2	103	1.00	12.5 %	13.21	4.78	A	4.78
2	3.73	250	323.80	17.40	SCS19	S	2	76	1.00	mm		7.80	A	7.80
3	2.20	200	42.70	4.90	SUS304TP	S	2	111	1.00	12.5 %	4.28	0.42	A	0.42
4	2.20	200	57.00	6.90	SUS304	S	2	111	1.00	0.70mm	6.20	0.56	A	0.56
5	2.20	200	42.70	4.90	SUS316LTP	S	2	107	1.00	12.5 %	4.28	0.44	A	0.44
6	2.20	200	42.70	7.85	SUS304	S	2	111	1.00	0.80mm	7.05	0.42	A	0.42

評価: $t_s \geq t_r$, よって十分である。

管の強度計算書 (クラス3 管)

設計・建設規格 PPD-3411

NO.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用 温 度 (°C)	外 径 D _o (mm)	公称厚さ (mm)	材	製 法	ク ラ ス	S (MPa)	η	Q	t _s (mm)	t (mm)	算 式	t _r (mm)
7	1.77	171	42.70	7.85	SUS304	S	3	113	1.00	0.80mm	7.05	0.34	A	0.34

評価：t_s ≧ t_r, よって十分である。

3. 鏡板の強度計算書 (重大事故等クラス2管)

設計・建設規格 PPC-3415.2 準用

NO.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用 温度 (°C)	形 式	外 径 D _o (mm)	公称厚さ (mm)	材 料	S (MPa)	R (mm)	r (mm)	D (mm)	2・h (mm)	W, K	η	Q (mm)	t _c (mm)	算 式	t (mm)
C1	3.73	250	半だ円形	323.80	17.40	SCS19	76	—	—	293.00	146.50	1.00	1.00	mm	mm	C	7.23
			フランジ部	323.80	17.40	SCS19	76	—	—	—	—	—	1.00	mm	mm	D	7.80

評価：t_c ≧ t, よって十分である。

4. 管の穴と補強計算書

スパージャの強度計算書（重大事故等クラス2管）

記号 SP1

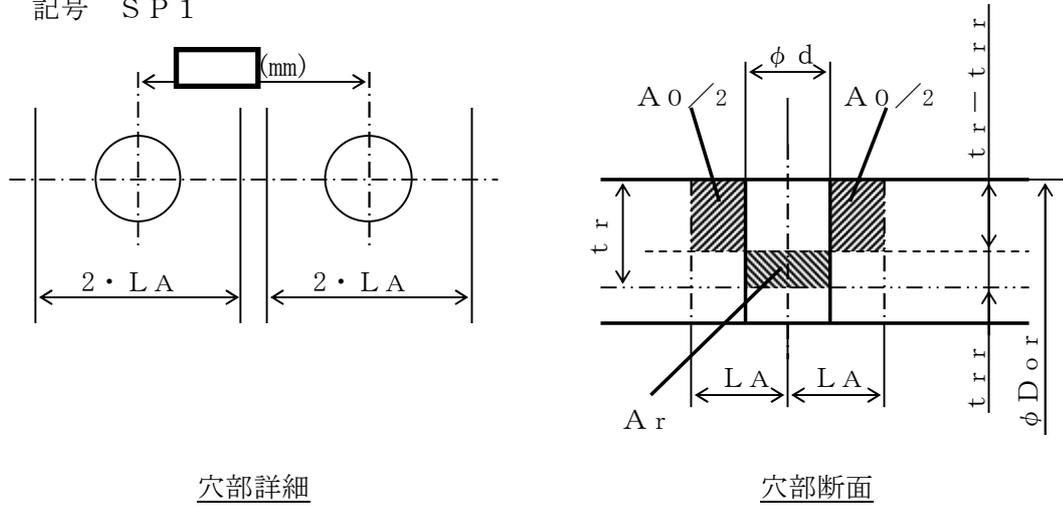


図 4-1 穴部詳細と穴部断面

(1) 設計・建設規格 PPC-3420 により，穴の補強計算を行う。

a. 主管の計算上必要な厚さ t_{rr}

$$\begin{aligned}
 t_{rr} &= \frac{P \cdot D_{or}}{2 \cdot S_r \cdot \eta + 0.8 \cdot P} \\
 &= \frac{3.73 \times 323.80}{2 \times 76 \times 1.00 + 0.8 \times 3.73} \\
 &= 7.80 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

ここで，

P	: 最高使用圧力	3.73	(MPa)
	最高使用温度	250	(°C)
D_{or}	: 主管の外径	323.80	(mm)
S_r	: 主管の材料の許容引張応力	76	(MPa)
	主管材料	SCS19	
η	: 長手継手の効率	1.00	

b. 補強に必要な面積 A_r

$$\begin{aligned}
 A_r &= 1.07 \cdot d \cdot t_{rr} \cdot (2 - \sin \alpha) \\
 &= 1.07 \times \boxed{} \times 7.80 \times (2 - \sin \boxed{}) \\
 &= 83.46 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

ここで，

d	: 断面に現れる穴の径	$\boxed{}$	(mm)
α	: 主管と穴の中心線との交角	$\boxed{}$	(°)

5. 伸縮継手の強度計算書（重大事故等クラス2管）

設計・建設規格 PPC-3416 準用

NO.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用温度 (°C)	材 料	縦弾性係数 E (MPa)	t (mm)	全伸縮量 δ (mm)	b (mm)	h (mm)	n	c	算 式	継手部応力 σ (MPa)	N $\times 10^3$	Nr $\times 10^3$	U
E1	2.20	200	SUS304	183000	0.30	53.00	2.50	4.30	512	1	A	831	8.5	1.0	0.1174
E2	2.20	200	SUS304	183000	0.30	54.00	2.50	4.30	312	1	A	1237	2.1	1.0	0.4723
E3	2.20	200	SUS304	183000	0.30	53.00	2.50	4.30	272	1	A	1365	1.5	1.0	0.6666
E4	2.20	200	SUS304	183000	0.30	41.00	2.50	4.30	392	1	A	837	8.3	1.0	0.1204

評価：U \leq 1, よって十分である。

注：E1～E4の外径は、41.5mm

伸縮継手の強度計算書 (クラス3 管)

設計・建設規格 PPD-3416

NO.	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用温度 (°C)	材 料	縦弾性係数 E (MPa)	t (mm)	全伸縮量 δ (mm)	b (mm)	h (mm)	n	c	算 式	継手部応力 σ (MPa)	N $\times 10^3$	Nr $\times 10^3$	U
E5	1.77	171	SUS304	184000	0.30	54.00	2.50	4.30	352	1	A	1085	3.4	1.0	0.2985
E6	1.77	171	SUS304	184000	0.30	42.00	2.50	4.30	392	1	A	813	9.2	1.0	0.1087

評価：U \leq 1, よって十分である。

注：E5, E6の外径は, 41.5mm

6. ラムズヘッドの強度計算書

ラムズヘッドの強度の確認方法として、昭和 60 年 4 月 27 日付け 59 資庁第 17250 号にて認可された工事計画の添付書類IV-2-1-2-1-1「管の基本板厚計算書」（以下「既工認計算書」という。）の「6. ラムズヘッドの強度計算書」において、最高使用圧力が検定水圧試験により求めた検定圧力以下であることを確認することとしている。

今回重大事故等クラス 2 管として申請されるラムズヘッドは、既工認計算書で認可された管と構造、材料、寸法、最高使用温度及び最高使用圧力が同一であることから、強度計算は省略する。

VI-3-3-3-4 非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備の強度計算書

VI-3-3-3-4-5 低圧原子炉代替注水系の強度計算書

VI-3-3-3-4-5-2 管の強度計算書
(低圧原子炉代替注水系)

VI-3-3-3-4-5-2-2 管の応力計算書
(低圧原子炉代替注水系)

まえがき

本計算書は、VI-3-1-5「重大事故等クラス2機器及び重大事故等クラス2支持構造物の強度計算の基本方針」及びVI-3-2-9「重大事故等クラス2管の強度計算方法」に基づいて計算を行う。

評価条件整理結果を以下に示す。なお、評価条件の整理に当たって使用する記号及び略語については、VI-3-2-1「強度計算方法の概要」に定義したものを使用する。

・評価条件整理表

配管モデル	既設 or 新設	施設時の 技術基準 に対象と する施設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				既工認 におけ る評価 結果の 有無	施設時の 適用規格	評価 区分	同等性 評価 区分	評価 クラス	
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB条件		SA条件						
								圧力 (MPa)	温度 (°C)	圧力 (MPa)						温度 (°C)
FLSR-R-1	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	3.92	66	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	3.92	185	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	2.45	66	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
FLSR-R-2	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	2.45	66	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
FLSR-R-3	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	2.45	66	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
RHR-R-5A	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	3.92	185	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
	既設	有	無	DB-2	DB-2	SA-2	無	3.92	185	3.92	185	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
RHR-R-11	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	3.92	185	—	—	設計・建設規格	—	SA-2

・評価条件整理表

配管モデル	既設 or 新設	施設時の 技術基準 に対象と する施設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				既工認 におけ る評価 結果の 有無	施設時の 適用規格	評価 区分	同等性 評価 区分	評価 クラス	
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB条件		SA条件						
								圧力 (MPa)	温度 (℃)	圧力 (MPa)						温度 (℃)
RHR-R-11	既設	有	無	DB-2	DB-2	SA-2	無	3.92	185	3.92	185	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	2.45	66	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
FLSR-F-1	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	静水頭	66	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
FLSR-F-1A	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	静水頭	66	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
FLSR-F-2	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	静水頭	66	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
FLSR-F-2A	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	静水頭	66	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
FLSR-F-3	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	3.92	66	—	—	設計・建設規格	—	SA-2

重大事故等対処設備

目 次

1. 概要	1
2. 概略系統図及び鳥瞰図	2
2.1 概略系統図	2
2.2 鳥瞰図	5
3. 計算条件	11
3.1 計算条件	11
3.2 材料及び許容応力	18
4. 評価結果	19
5. 代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果	20

1. 概要

本計算書は、VI-3-1-5「重大事故等クラス2機器及び重大事故等クラス2支持構造物の強度計算の基本方針」及びVI-3-2-9「重大事故等クラス2管の強度計算方法」に基づき、管の応力計算を実施した結果を示したものである。

計算結果の記載方法は、以下に示すとおりである。

(1) 管

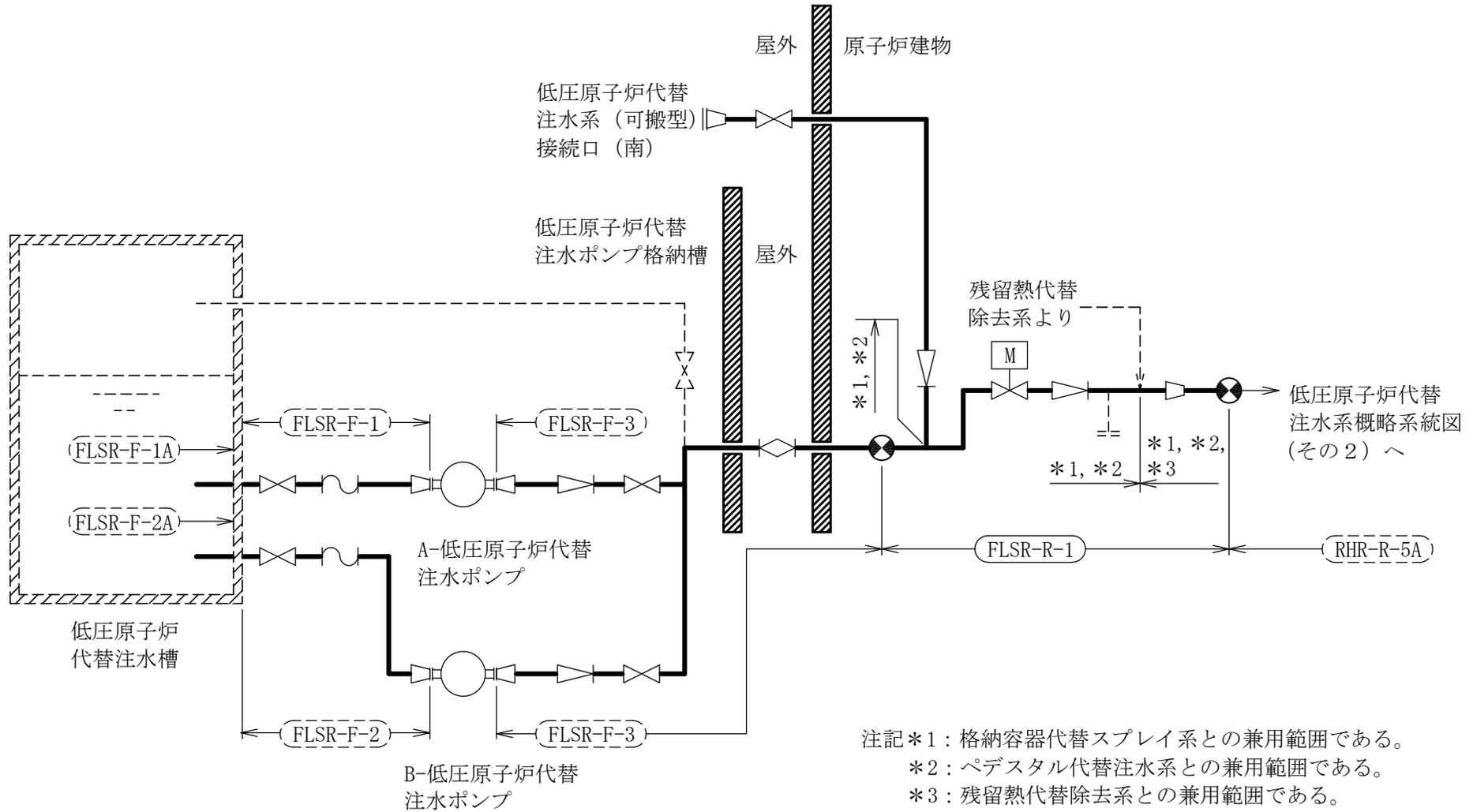
工事計画記載範囲の管のうち、各応力区分における最大応力評価点の評価結果を解析モデル単位に記載する。また、全10モデルのうち、各応力区分における最大応力評価点の許容値／発生値（以下「裕度」という。）が最小となる解析モデルを代表として鳥瞰図、計算条件及び評価結果を記載する。各応力区分における代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果についても記載する。

2. 概略系統図及び鳥瞰図

2.1 概略系統図

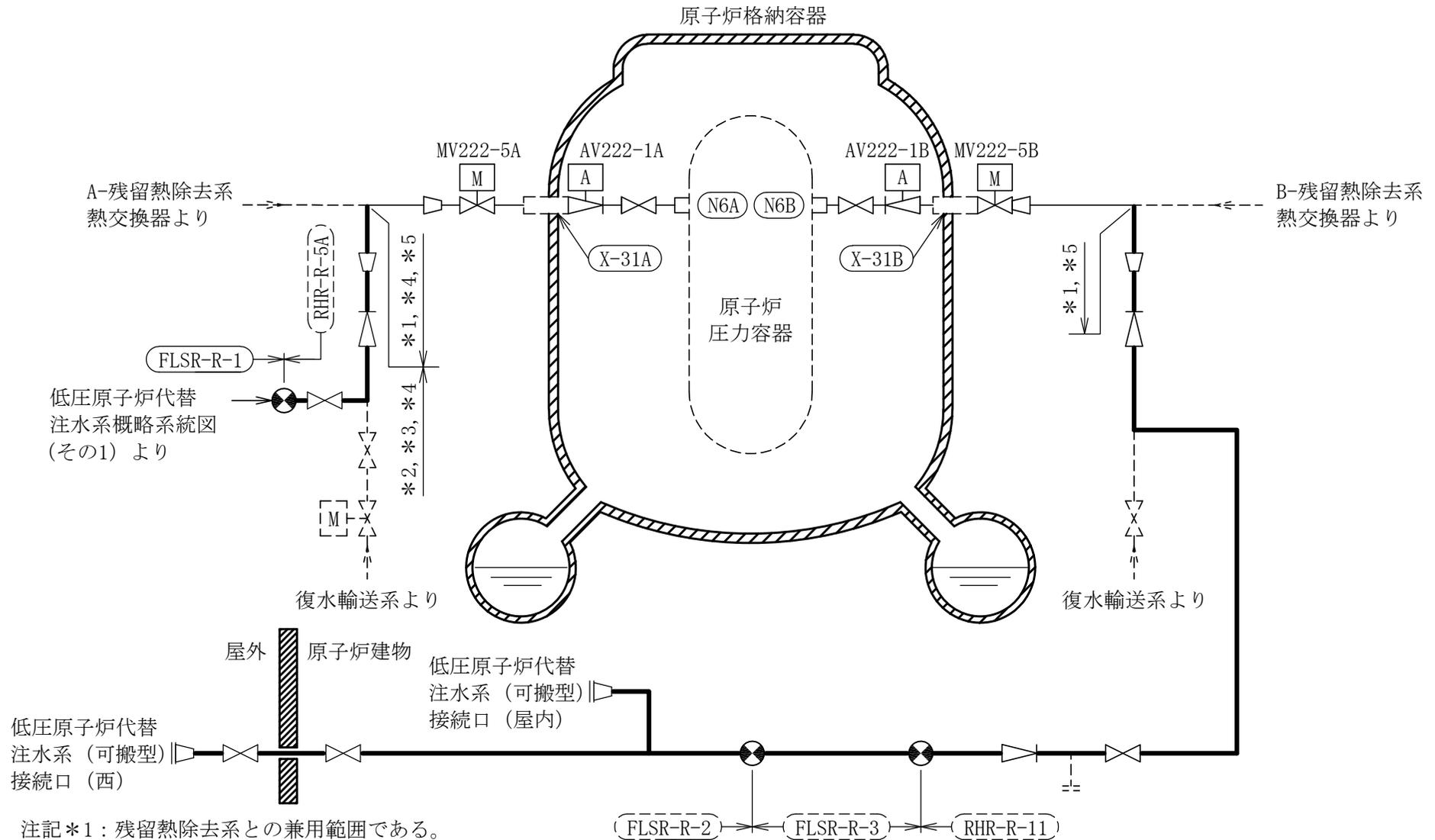
概略系統図記号凡例

記 号	内 容
 (太線)	工事計画記載範囲の管のうち、本計算書記載範囲の管
 (細線)	工事計画記載範囲の管のうち、本系統の管であって他計算書記載範囲の管
 (破線)	工事計画記載範囲外の管、又は工事計画記載範囲の管のうち本系統の管であって計算書作成対象範囲外の管及び他系統の管であって系統の概略を示すために表記する管
	鳥瞰図番号 (代表モデル)
	鳥瞰図番号 (代表モデル以外)
	アンカ
<p>[管クラス]</p> <p>DB1</p> <p>DB2</p> <p>SA2</p> <p>DB1/SA2</p> <p>DB2/SA2</p>	<p>クラス1管</p> <p>クラス2管</p> <p>重大事故等クラス2管</p> <p>重大事故等クラス2管であってクラス1管</p> <p>重大事故等クラス2管であってクラス2管</p>



[注] 太線範囲の管クラス : SA2

低圧原子炉代替注水系概略系統図 (その1)



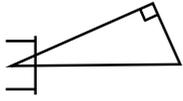
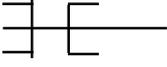
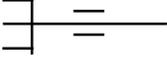
- 注記*1：残留熱除去系との兼用範囲である。
 *2：格納容器代替スプレイ系との兼用範囲である。
 *3：ペDESTAL代替注水系との兼用範囲である。
 *4：残留熱代替除去系との兼用範囲である。
 *5：計算結果は残留熱除去系に含めて示す。

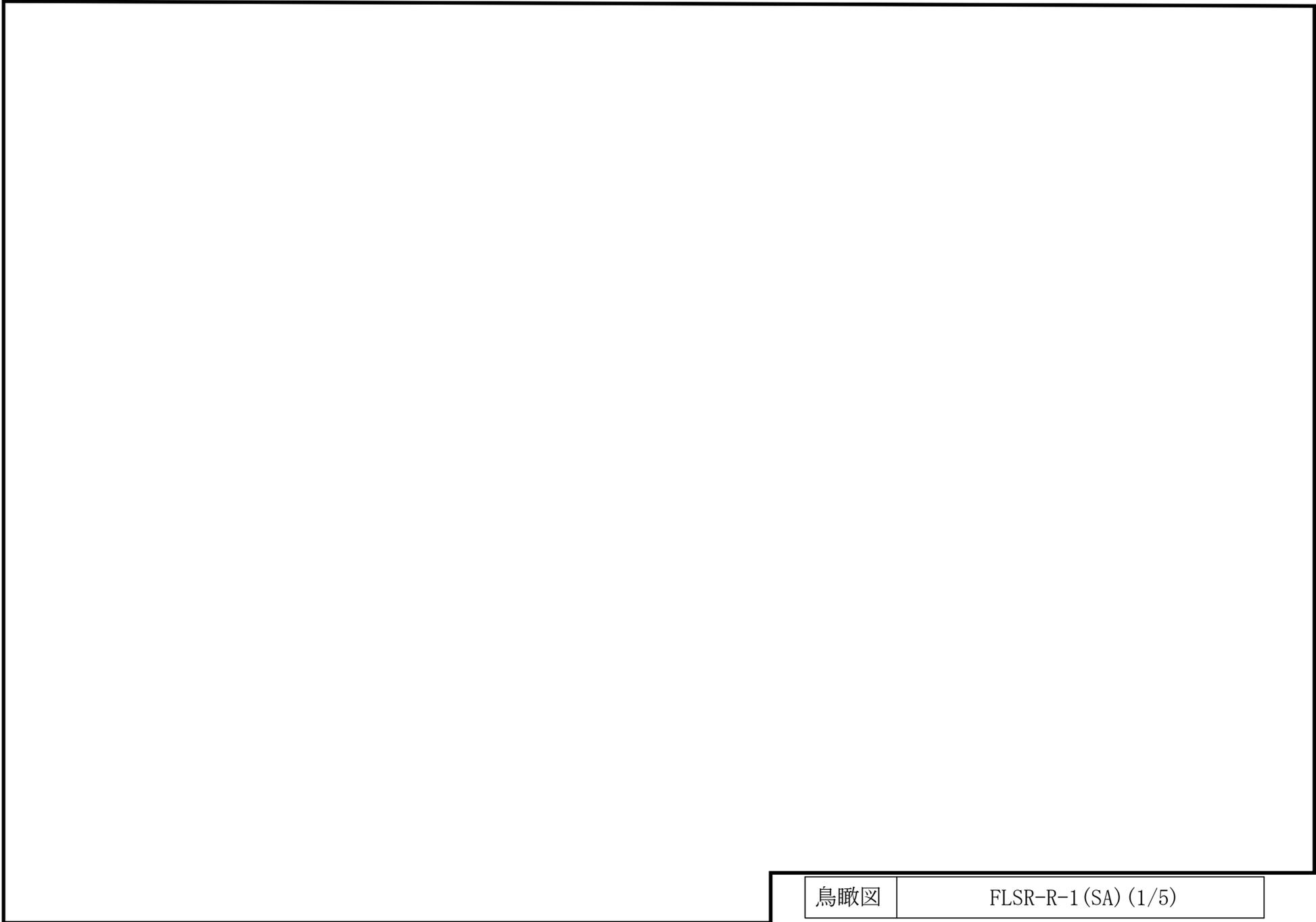
[注] 太線範囲の管クラス：SA2

低圧原子炉代替注水系概略系統図 (その2)

2.2 鳥瞰図

鳥瞰図記号凡例

記号	内容
 (太線)	工事計画記載範囲の管のうち、本計算書記載範囲の管 (設計基準対象施設の場合は鳥瞰図番号の末尾を「(DB)」, 重大事故等対処設備の場合は鳥瞰図番号の末尾を「(SA)」とする。)
 (細線)	工事計画記載範囲の管のうち、本系統の管であって他計算書記載範囲の管
 (破線)	工事計画記載範囲外の管, 又は工事計画記載範囲の管のうち本系統の管であって計算書作成対象範囲外の管及び他系統の管であって解析モデルの概略を示すために表記する管
	質点
	アンカ
	レストレイント (本図は斜め拘束の場合の全体座標系における拘束方向成分を示す。スナツバについても同様とする。)
	スナツバ
	ハンガ
	リジットハンガ
注：鳥瞰図中の寸法の単位はmmである。	



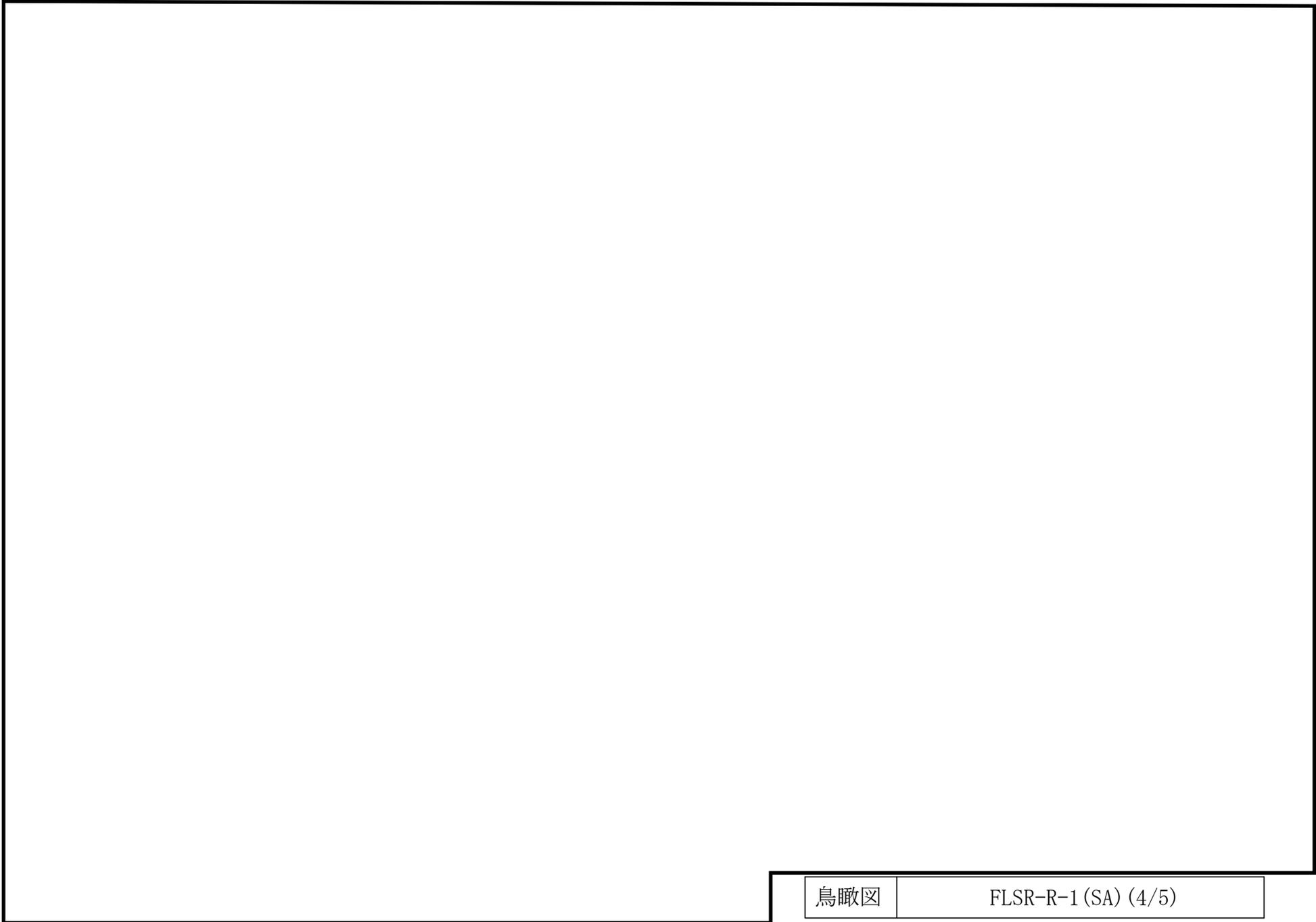
鳥瞰図

FLSR-R-1 (SA) (1/5)

∞

鳥瞰図

FLSR-R-1 (SA) (3/5)



鳥瞰図

FLSR-R-1 (SA) (4/5)

10

鳥瞰図

FLSR-R-1 (SA) (5/5)

3. 計算条件

3.1 計算条件

鳥瞰図番号ごとに設計条件に対応した管番号で区分し，管番号と対応する評価点番号を示す。

鳥 瞰 図 FLSR-R-1

管番号	対応する評価点	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	外径 (mm)	厚さ (mm)	材料
1	1A~88, 89~157	3.92	66	216.3	8.2	SUS304TP
2	158~170	3.92	185	216.3	8.2	SUS304TP
3	171~181A	3.92	185	114.3	6.0	SUS304TP
4	64~2100, 2101~216	3.92	66	114.3	6.0	SUS304TP
5	217~245, 246~249	2.45	66	114.3	6.0	SUS304TP
6	250~251F	2.45	66	165.2	7.1	SUS304TP

配管の付加質量

鳥 瞰 図 FLSR-R-1

質量	対応する評価点
	158～170
	171～181A

フランジ部の質量

鳥 瞰 図 FLSR-R-1

質量	対応する評価点
□	13F
□	251F

弁部の質量

鳥 瞰 図 FLSR-R-1

質量	対応する評価点	質量	対応する評価点
	88, 89		8801, 8802
	8804		157~158
	216~217		245~246

弁部の寸法

鳥 瞰 図 FLSR-R-1

評価点	外径(mm)	厚さ(mm)	長さ(mm)	評価点	外径(mm)	厚さ(mm)	長さ(mm)
88~8801				8801~8802			
8802~8803				8803~8804			
8801~89				157~158			
216~217				245~246			

支持点及び貫通部ばね定数

鳥 瞰 図 FLSR-R-1

支持点番号	各軸方向ばね定数 (N/mm)			各軸回り回転ばね定数 (N・mm/rad)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
1A						
8						
15						
23						
29						
40						
43						
51						
59						
67						
76						
79						
8803						
8803						
90						
96						
100						
106						
110						
122						
130						
137						
145						
151						
153						
156						
164						
** 164 **						
173						
181A						

S2 補 VI-3-3-3-4-5-2-2 (重) R0

支持点及び貫通部ばね定数

鳥 瞰 図 FLSR-R-1

支持点番号	各軸方向ばね定数 (N/mm)			各軸回り回転ばね定数 (N・mm/rad)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
203						
206						
209						
213						
220						
228						
233						
241						
244						
247						

S2 補 VI-3-3-3-4-5-2-2 (重) R0

3.2 材料及び許容応力

使用する材料の最高使用温度での許容応力を下表に示す。

設計・建設規格に規定の応力計算に用いる許容応力

材 料	最高使用温度 (°C)	許容応力(MPa)			
		S_m	S_y	S_u	S_h
SUS304TP	66	—	—	—	126
SUS304TP	185	—	—	—	112

4. 評価結果

下表に示すごとく最大応力はすべて許容応力以下である。

重大事故等クラス2管

設計・建設規格 PPC-3520の規定に基づく評価

鳥瞰図	最大応力 評価点	最大応力 区分	一次応力評価 (MPa)	
			計算応力 S_{perm}^{*1} S_{perm}^{*2}	許容応力 $1.5 \cdot S_h$ $1.8 \cdot S_h$
FLSR-R-1	119	S_{perm}^{*1}	66	189
FLSR-R-1	119	S_{perm}^{*2}	74	226

注記*1：設計・建設規格 PPC-3520(1)に基づき計算した一次応力を示す。

*2：設計・建設規格 PPC-3520(2)に基づき計算した一次応力を示す。

5. 代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果

代表モデルは各モデルの最大応力点の応力と裕度を算出し、応力分類ごとに裕度最小のモデルを選定して鳥瞰図、計算条件及び評価結果を記載している。下表に、代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果を示す。

代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果（重大事故等クラス2管）

No.	配管 モデル	適用規格	供用状態E 許容応力状態V _A									
			一次応力(1) ^{*1}					一次応力(2) ^{*2}				
			評価点	計算 応力 (MPa)	許容 応力 (MPa)	裕度	代表	評価点	計算 応力 (MPa)	許容 応力 (MPa)	裕度	代表
1	FLSR-R-1	設計・建設規格	119	66	189	2.86	○	119	74	226	3.05	○
		告示第501号	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	FLSR-R-2	設計・建設規格	5	56	189	3.37	—	5	57	226	3.96	—
		告示第501号	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	FLSR-R-3	設計・建設規格	40	38	189	4.97	—	40	40	226	5.65	—
		告示第501号	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	RHR-R-5A	設計・建設規格	303	48	154	3.20	—	303	50	185	3.70	—
		告示第501号	113	27	103	3.81	—	113	27	123	4.55	—
5	RHR-R-11	設計・建設規格	607	36	168	4.66	—	607	39	201	5.15	—
		告示第501号	506	28	103	3.67	—	506	28	123	4.39	—
6	FLSR-F-1	設計・建設規格	2	10	189	18.90	—	2	10	226	22.60	—
		告示第501号	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

注記*1：設計・建設規格 PPC-3520(1)及び告示第501号第56条第1号イに基づき計算した一次応力を示す。

*2：設計・建設規格 PPC-3520(2)及び告示第501号第56条第1号ロに基づき計算した一次応力を示す。

代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果

代表モデルは各モデルの最大応力点の応力と裕度を算出し、応力分類ごとに裕度最小のモデルを選定して鳥瞰図、計算条件及び評価結果を記載している。下表に、代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果を示す。

代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果（重大事故等クラス2管）

No.	配管 モデル	適用規格	供用状態E 許容応力状態V _A									
			一次応力(1) ^{*1}					一次応力(2) ^{*2}				
			評価点	計算 応力 (MPa)	許容 応力 (MPa)	裕度	代表	評価点	計算 応力 (MPa)	許容 応力 (MPa)	裕度	代表
7	FLSR-F-1A	設計・建設規格	5	2	189	94.50	—	5	2	226	113.00	—
		告示第501号	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	FLSR-F-2	設計・建設規格	2	10	189	18.90	—	2	10	226	22.60	—
		告示第501号	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	FLSR-F-2A	設計・建設規格	5	2	189	94.50	—	5	2	226	113.00	—
		告示第501号	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	FLSR-F-3	設計・建設規格	5401	62	189	3.04	—	5401	68	226	3.32	—
		告示第501号	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

注記*1：設計・建設規格 PPC-3520(1)及び告示第501号第56条第1号イに基づき計算した一次応力を示す。

*2：設計・建設規格 PPC-3520(2)及び告示第501号第56条第1号ロに基づき計算した一次応力を示す。

VI-3-3-7 原子炉格納施設の強度に関する説明書

VI-3-3-7-1 原子炉格納容器の強度計算書

VI-3-3-7-1-13 サプレッションチェンバアクセスハッチの強度計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
2.1 構造計画	1
2.2 評価方針	3
2.3 適用規格・基準等	3
2.4 記号の説明	4
3. 評価部位	5
4. 構造強度評価	7
4.1 構造強度評価方法	7
4.2 荷重の組合せ及び許容応力	7
4.3 計算方法	12
4.4 計算条件	21
4.5 応力の評価	21
5. 評価結果	22
5.1 重大事故等対処設備としての評価結果	22
6. 参照図書	26

1. 概要

本計算書は、サプレッションチェンバアクセスハッチ（以下「アクセスハッチ」という。）の強度計算書である。

アクセスハッチは、設計基準対象施設のアクセスハッチを重大事故等クラス2容器として兼用する機器である。

以下、重大事故等クラス2容器として、VI-1-8-1「原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」及びVI-3-1-5「重大事故等クラス2機器及び重大事故等クラス2支持構造物の強度計算の基本方針」に基づき、アクセスハッチの構造強度評価を示す。

2. 一般事項

2.1 構造計画

アクセスハッチの構造計画を表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	
<p>アクセスハッチは、サプレッションチェンバに支持される。</p>	<p>アクセスハッチは、内径 \square mm、板厚 \square mm のスリーブ、板厚 \square mm のふた板、フランジ及び板厚 \square mm の 2 箇所 に 2 枚ずつ設置された補強リブにより構成される鋼製構造物である。</p>	

2.2 評価方針

アクセスハッチの応力評価は、VI-1-8-1「原子炉格納施設的设计条件に関する説明書」及びVI-3-1-5「重大事故等クラス2機器及び重大事故等クラス2支持構造物の強度計算の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「3. 評価部位」にて設定する箇所において重大事故等時における温度、圧力による応力等が許容限界内に収まることを、「4. 構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

アクセスハッチの構造強度評価フローを図2-1に示す。

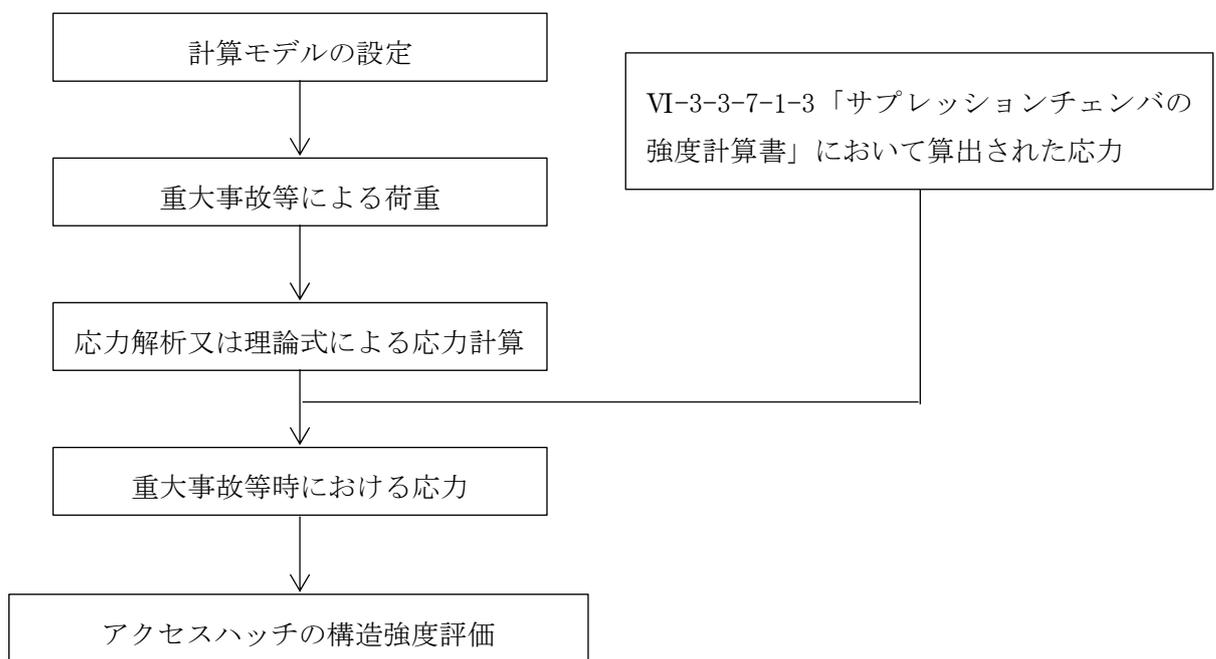


図2-1 アクセスハッチの構造強度評価フロー

2.3 適用規格・基準等

適用規格・基準等を以下に示す。

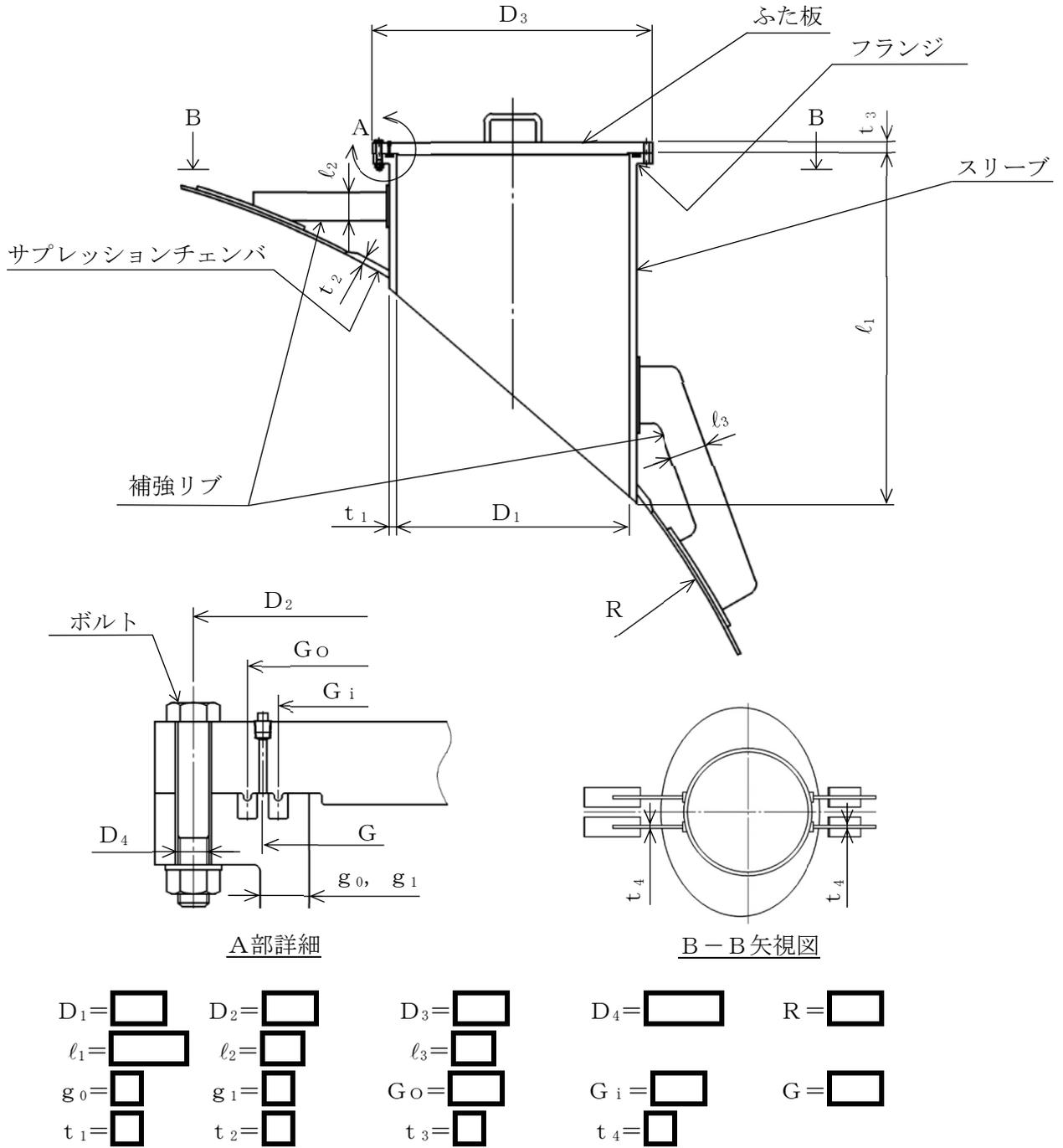
- ・発電用原子力設備規格（設計・建設規格（2005年版（2007年追補版含む。））J S M E S N C 1-2005/2007）

2.4 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A	断面積	mm ²
D	死荷重	—
D _i	直径 (i = 1, 2, 3…)	mm
E	縦弾性係数	MPa
F _X	荷重 (スリーブ軸方向)	N
F _Y	荷重 (サブプレッションチェンバ軸方向)	N
F _Z	荷重 (サブプレッションチェンバ周方向)	N
g ₀	ハブ先端の厚さ	mm
g ₁	フランジ背面のハブの厚さ	mm
G	ガスケット平均直径	mm
G _i	内側ガスケット中心直径	mm
G _O	外側ガスケット中心直径	mm
ℓ _i	長さ (i = 1, 2, 3)	mm
M _{SA}	機械的荷重 (SA後機械的荷重)	—
P _{SA}	圧力 (SA後圧力)	—, kPa
R	半径	mm
S	許容引張応力	MPa
S _u	設計引張強さ	MPa
S _y	設計降伏点	MPa
S _y (RT)	40°Cにおける設計降伏点	MPa
T	温度	°C
T _{SA}	温度 (SA後温度)	°C
t _i	厚さ (i = 1, 2, 3…)	mm
W	死荷重	N
σ _b	ふた板の曲げ応力	MPa
σ _H	ハブの軸方向応力	MPa
σ _ℓ	スリーブの軸方向応力	MPa
σ _R	フランジの半径方向応力	MPa
σ _t	スリーブの周方向応力, ボルトの平均引張応力	MPa
σ _T	フランジの周方向応力	MPa
ν	ポアソン比	—

3. 評価部位

アクセスハッチの形状及び主要寸法を図3-1に、使用材料及び使用部位を表3-1に示す。



(単位：mm)

図3-1 アクセスハッチの形状及び主要寸法

表 3-1 使用材料表

使用部位	使用材料	備考
ふた板	SGV49	SGV480 相当
フランジ	SGV49	SGV480 相当
ボルト	SNCM439	
スリーブ	SGV49	SGV480 相当
サプレッションチェンバ	SPV50	SPV490 相当
補強リブ	SPV490	

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

- (1) アクセスハッチの構造強度評価として、アクセスハッチに作用する死荷重、圧力荷重及びサプレッションチェンバに作用する死荷重、圧力荷重及び水力学的動荷重を用いて構造強度評価を行う。
- (2) 構造強度評価に用いる寸法は、公称値を用いる。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ及び供用状態

アクセスハッチの荷重の組合せ及び供用状態のうち、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-1 に示す。

詳細な荷重の組合せは、VI-1-8-1「原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」に従い、対象機器の設置位置等を考慮し決定する。なお、考慮する荷重の組合せは、組み合わせる荷重の大きさを踏まえ、評価上厳しくなる組合せを選定する。

4.2.2 許容応力

アクセスハッチの許容応力はVI-3-1-5「重大事故等クラス 2 機器及び重大事故等クラス 2 支持構造物の強度計算の基本方針」に基づき、表 4-2 及び表 4-3 に示すとおりとする。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件

アクセスハッチの使用材料の許容応力評価条件のうち、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-4 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ及び供用状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	機器等の区分	荷重の組合せ*1		供用状態
原子炉格納施設	原子炉格納容器	アクセスハッチ	重大事故等クラス2容器	$D + P_{SA} + M_{SA}$	(V (S) -1) (V (S) -2)	重大事故等時*2

注記*1：（ ）内はVI-1-8-1「原子炉格納施設の設計条件に関する説明書」における表5-3の荷重の組合せのNo.を示す。

*2：重大事故等時として供用状態Dの許容限界を用いる。

表4-2 重大事故等クラス2容器の許容応力

応力分類 供用 状態	一次一般膜応力	一次膜応力+一次曲げ応力
重大事故 等時*	$2/3 \cdot S_u$	$1.5 \times 2/3 \cdot S_u$

注記*：重大事故等時として供用状態Dの許容限界を用いる。

表4-3 重大事故等クラス2耐圧部テンションボルトの許容応力

応力分類 供用 状態	平均引張応力
重大事故 等時*	$2/3 \cdot S_u$

注記*：重大事故等時として供用状態Dの許容限界を用いる。

表4-4 使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
		周囲環境 温度					
ふた板 フランジ スリーブ	SGV49* ¹	周囲環境 温度	200	—	—	422	—
ボルト	SNCM439	周囲環境 温度	200	—	—	865	—
サプレッション チェンバ	SPV50* ²	周囲環境 温度	200	—	—	545	—

注記*1：SGV480 相当を示す。

*2：SPV490 相当を示す。

4.2.4 設計荷重

(1) 重大事故等対処設備としての評価圧力及び評価温度

重大事故等対処設備としての評価圧力及び評価温度は、以下のとおりとする。

内圧 P_{SA} 853 kPa (SA後)

温度 T_{SA} 200 °C (SA後)

(2) 死荷重

アクセスハッチの自重を死荷重とする。

死荷重 W N

重大事故等対処設備の評価における水位は、以下のとおりとする。

水位 EL mm

(3) 水力的動荷重

a. 逃がし安全弁作動時の荷重

逃がし安全弁作動時の荷重は、VI-3-3-7-1-3「サブプレッションチェンバの強度計算書」に示すとおりである。

最大正圧 kPa

最大負圧 kPa

b. チャギング荷重

チャギング荷重は、VI-3-3-7-1-3「サブプレッションチェンバの強度計算書」に示すとおりである。

最大正圧 kPa

最大負圧 kPa

4.3 計算方法

4.3.1 応力評価点

アクセスハッチの応力評価点は、アクセスハッチを構成する部材の形状及び荷重伝達経路を考慮し、発生応力が大きくなる部位を選定する。選定した応力評価点を表 4-5 及び図 4-1 に示す。

表 4-5 応力評価点

応力評価点番号	応力評価点
P 1	ふた板中央部
P 2	フランジ
P 3	ボルト
P 4	アクセスハッチスリーブ (P 4-A, P 4-B)
P 5	アクセスハッチ本体とサプレッションチェンバとの結合部 (P 5-A~P 5-C)
P 6	アクセスハッチスリーブと補強リブとの結合部
P 7	補強リブとサプレッションチェンバとの結合部
P 8*	補強リブ

注記* : 応力評価点 P 8 については、死荷重及び圧力荷重は小さいため評価は行わない。

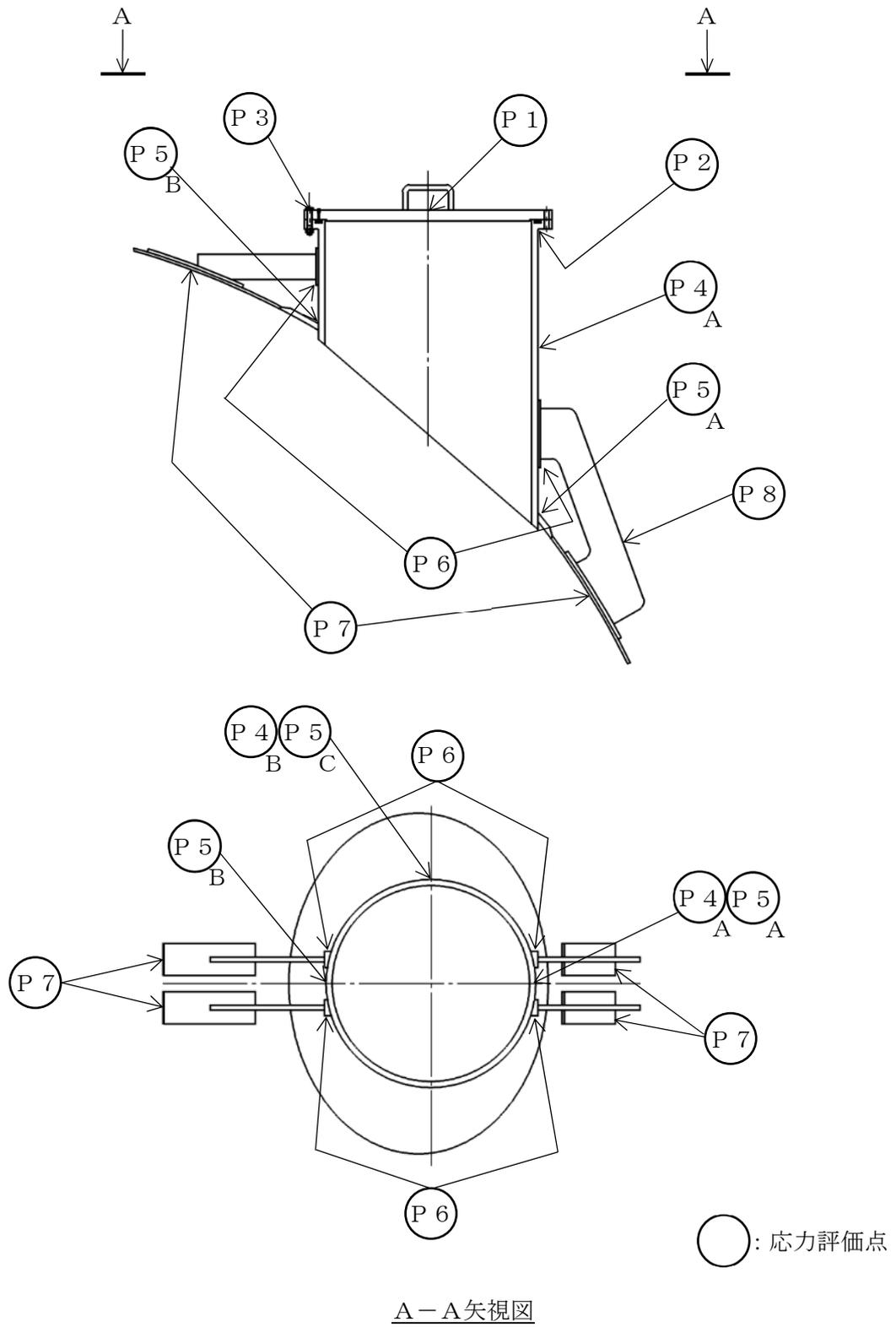


図 4-1 アクセスハッチの応力評価点

4.3.2 応力計算方法

アクセスハッチの応力計算方法について以下に示す。

(1) 重大事故等対処設備としての応力計算

a. ふた板中央部に生じる応力（応力評価点 P 1）

内圧により応力評価点 P 1 に生じる応力は、図 4-2 に示すように、ふた板を等分布荷重を受ける外周支持の円板にモデル化し、参照図書(1)に基づき計算する。

内圧作用時の応力計算方法を以下に示す。

曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{3 \cdot (3 + \nu) \cdot (D_2/2)^2}{8 \cdot t^3} \cdot P_{SA} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

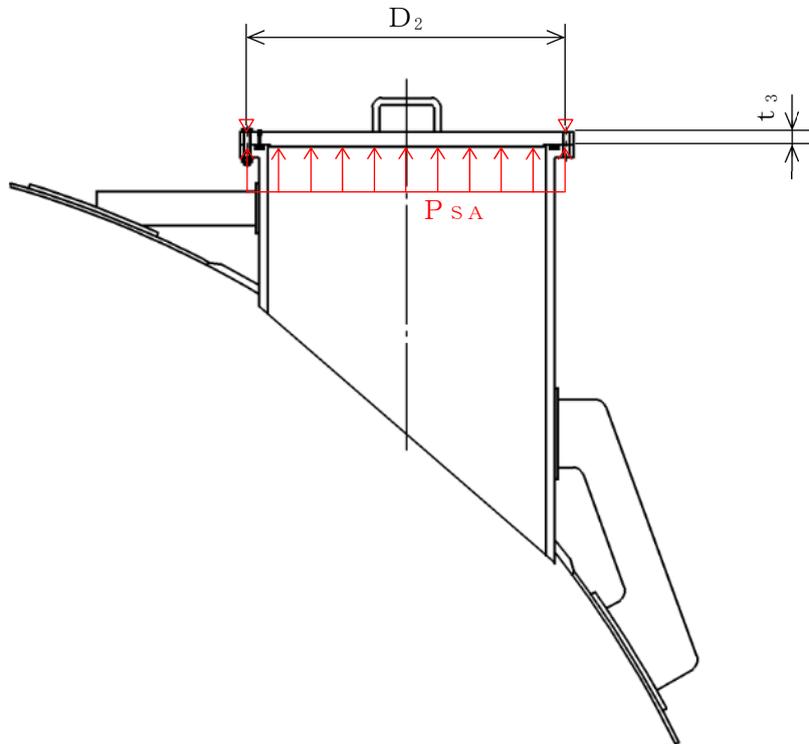


図 4-2 計算モデル

- b. フランジ及びボルトに生じる応力（応力評価点 P 2, P 3）
 内圧により応力評価点 P 2 及び P 3 に生じる応力は、参照図書(2)に基づいて評価する。
 計算値を表 4-6 に示す。なお、ここで使用する記号はすべて参照図書(2)に従う。

表 4-6 フランジに対する計算（その 1）

フランジの使用材料			SGV49*	
ボルトの使用材料			SNCM439	
ガスケットの使用材料			布又は石綿を多く含まない ゴムシート	
評価圧力	P	(MPa)	853×10^{-3}	
評価温度		(°C)	200	
フランジの許容引張応力	σ_f	(MPa)	281	
ボルトの許容引張応力	σ_b	(MPa)	576	
フランジの外径	A	(mm)	1460	
フランジの内径	B	(mm)		
ボルト中心円の直径	C	(mm)	1400	
ハブ先端の厚さ	g_o	(mm)		
フランジ背面のハブの厚さ	g_1	(mm)	37	
ハブの長さ	h	(mm)	0	
ボルトの呼び			M24	
ボルトの本数	n		28	
ボルトの谷径		(mm)	20.752	
内側ガスケットの中心径	G_i	(mm)	1268	
外側ガスケットの中心径	G_o	(mm)	1316	
ガスケットの平均径	G	(mm)	1292	
内圧による全荷重	H	(N)	1.118×10^6	
使用状態での最小ボルト荷重	W_{m1}	(N)	1.135×10^6	
ガスケットの締付最小荷重	W_{m2}	(N)	2.841×10^4	
ボルトの 所要 総断面積	使用状態	A_{m1}	(mm ²)	5.255×10^3
	ガスケット締付時	A_{m2}	(mm ²)	1.315×10^2
	いずれか大きい値	A_m	(mm ²)	5.255×10^3
実際のボルトの総断面積	A_b	(mm ²)	9.470×10^3	
評価： $A_b > A_m$ 、よって十分である。				

注記*：SGV480 相当を示す。

表 4-6 フランジに対する計算 (その 2)

ボルト 荷重	使用状態	W_o	(N)	1.135×10^6
	ガスケット締付時	W_g	(N)	1.590×10^6
距離		R	(mm)	53
荷重	(N)	モーメントアーム	(mm)	モーメント (N・mm)
$H_D =$	9.971×10^5	$h_D =$	71.5	$M_D = 7.129 \times 10^7$
$H_G =$	1.700×10^4	$h_G =$	54.0	$M_G = 9.180 \times 10^5$
$H_T =$	1.209×10^5	$h_T =$	72.0	$M_T = 8.705 \times 10^6$
フランジに作用 するモーメント	使用状態	M_o	(N・mm)	8.091×10^7
	ガスケット締付時	M_g	(N・mm)	8.586×10^7
フランジの内外径比		K		1.197
形状係数		h_o	(mm)	212.46
係数		h / h_o		0
係数		g_1 / g_o		1
ハブ応力修正係数		f		1
係数		F		0.90892
係数		T		1.840
係数		U		11.973
係数		V		0.550103
係数		Y		10.896
係数		Z		5.621
係数		d		6.331×10^6
係数		e		4.278×10^{-3}
フランジの厚さ		t	(mm)	
係数		L		0.6980
$M_g > M_o$ よりガスケット締付時の応力評価を行う。				

ボルトの内圧作用時の応力計算方法を以下に示す。

平均引張応力

$$\sigma_t = \frac{W_{m1}}{A_b} \dots \dots \dots (4.3.2)$$

c. アクセスハッチスリーブに生じる応力（応力評価点 P 4）

応力評価点 P 4 の応力は、圧力による応力及びアクセスハッチの死荷重による応力を考慮する。

(a) 圧力による応力

周方向応力

$$\sigma_t = \frac{(P_{SA} / 1000) \cdot D_1}{2 \cdot t_1} \dots\dots\dots (4.3.3)$$

軸方向応力

$$\sigma_l = \frac{(P_{SA} / 1000) \cdot D_1}{4 \cdot t_1} \dots\dots\dots (4.3.4)$$

(b) 死荷重による応力

軸方向応力

$$\sigma_l = \frac{W}{A} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

ここで、

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot \{(D_1 + 2 \cdot t_1)^2 - D_1^2\} \dots\dots\dots (4.3.6)$$

- d. アクセスハッチ本体とサプレッションチェンバとの結合部に生じる応力
(応力評価点 P 5)

応力評価点 P 5 の応力は、アクセスハッチの死荷重による応力と、VI-3-3-7-1-3「サプレッションチェンバの強度計算書」において算出された応力を組み合わせること
で算出する。

ここで、アクセスハッチの死荷重による応力は、表 4-7 に示す応力評価点 P 5 に作用する荷重と図 4-3 に示す解析モデルにより算出する。解析モデルの概要を以下に示す。

- (a) サプレッションチェンバ及びアクセスハッチの解析モデルは、3次元シェル要素によりモデル化した有限要素解析手法を適用する。解析モデルは、構造及び荷重の伝達経路を考慮し、サプレッションチェンバを構成する 16 セグメントの円筒胴のうち、アクセスハッチが設置されるサプレッションチェンバの 1 セグメントの範囲についてモデル化する。解析モデルを図 4-3 に、機器の諸元を表 4-8 に示す。
- (b) アクセスハッチの死荷重を鉛直荷重として、アクセスハッチ先端に負荷する。
- (c) 拘束条件は、解析モデルのサプレッションチェンバ両端部を固定条件（並進 3 方向及び 3 軸回り回転を拘束）とする。
- (d) 解析コードは「MSC NASTRAN」を使用し、応力を求める。なお、評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 4-7 応力評価点 P 5 に作用する荷重

荷重の種類*	死荷重
F _x	W
F _y	—
F _z	—

注記*：図 4-3 に示す荷重の記号による。

表 4-8 機器諸元

項目		記号	単位	入力値
材質	アクセスハッチ	—	—	SGV49* ¹
	サプレッションチェンバ	—	—	SPV50* ²
	補強リブ	—	—	SPV490
温度条件		T	℃	104
縦弾性係数		E	MPa	198000
ポアソン比		ν	—	0.3
要素数		—	—	
節点数		—	—	

注記*1：SGV480 相当

*2：SPV490 相当

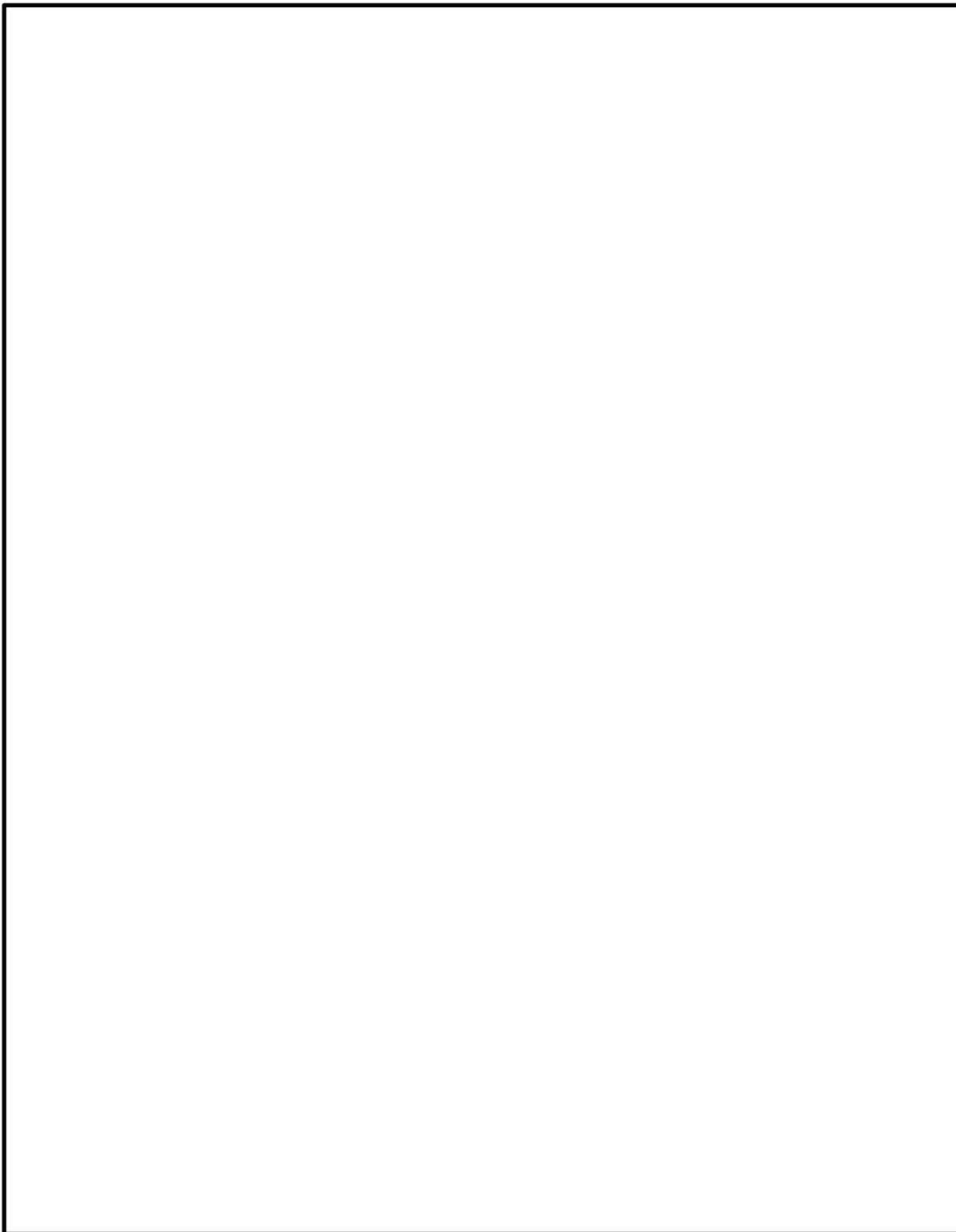


図 4-3 解析モデル

- e. アクセスハッチスリーブと補強リブとの結合部に生じる応力（応力評価点 P 6）
応力評価点 P 6 の応力は、圧力による応力及びアクセスハッチの死荷重による応力を組み合わせることで算出する。
ここで、圧力による応力は、(4.3.3) 式及び (4.3.4) 式により算出し、アクセスハッチの死荷重による応力は、図 4-3 に示す解析モデルにより算出する。
- f. 補強リブとサプレッションチェンバとの結合部に生じる応力（応力評価点 P 7）
応力評価点 P 7 の応力は、アクセスハッチの死荷重による応力と、VI-3-3-7-1-3 「サプレッションチェンバの強度計算書」において算出された応力を組み合わせることで算出する。
ここで、アクセスハッチの死荷重による応力は、図 4-3 に示す解析モデルにより算出する。

4.4 計算条件

応力計算に用いる荷重を、「4.2 荷重の組合せ及び許容応力」に示す。

4.5 応力の評価

「4.3 計算方法」で求めた応力が許容応力以下であること。

5. 評価結果

5.1 重大事故等対処設備としての評価結果

アクセスハッチの重大事故等時の状態を考慮した場合の構造強度評価結果を以下に示す。
発生値は許容限界を満足している。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価結果を表 5-1 に示す。

表 5-1 重大事故等時に対する評価結果 (D + P_{SA} + M_{SA}) (その 1)

評価対象設備	評価部位		応力分類	重大事故等時		判定	荷重の組合せ*	備考	
				算出応力	許容応力				
				MPa	MPa				
アクセスハッチ	P 1	ふた板中央部	一次一般膜応力		171	281	○	(V (S) -1)	
			一次膜応力+一次曲げ応力		171	422	○	(V (S) -1)	
	P 2	フランジ	ハブの軸方向応力	σ_H	74	422	○	(V (S) -1)	
			フランジの半径方向応力	σ_R	44	281	○	(V (S) -1)	
			フランジの周方向応力	σ_T	7	281	○	(V (S) -1)	
			組合せ応力	$(\sigma_H + \sigma_R) / 2$	59	281	○	(V (S) -1)	
				$(\sigma_H + \sigma_T) / 2$	41	281	○	(V (S) -1)	
	P 3	ボルト	平均引張応力		120	576	○	(V (S) -1)	

注記* : () 内はVI-1-8-1「原子炉格納施設的设计条件に関する説明書」における表 5-3 の荷重の組合せの No. を示す。

表 5-1 重大事故等時に対する評価結果 (D + P_{SA} + M_{SA}) (その 2)

評価対象設備	評価部位		応力分類	重大事故等時		判定	荷重の組合せ*	備考
				算出応力	許容応力			
				MPa	MPa			
アクセスハッチ	P 4-A	アクセスハッチスリーブ	一次一般膜応力	14	281	○	(V (S) -1)	
			一次膜応力+一次曲げ応力	14	422	○	(V (S) -1)	
	P 4-B	アクセスハッチスリーブ	一次一般膜応力	14	281	○	(V (S) -1)	
			一次膜応力+一次曲げ応力	14	422	○	(V (S) -1)	
	P 5-A	アクセスハッチ本体と サプレッションチェンバ との結合部	一次膜応力+一次曲げ応力	254	545	○	(V (S) -1)	
			一次膜応力+一次曲げ応力	254	545	○	(V (S) -1)	
P 5-C	アクセスハッチ本体と サプレッションチェンバ との結合部	一次膜応力+一次曲げ応力	255	545	○	(V (S) -1)		

注記* : () 内はVI-1-8-1「原子炉格納施設的设计条件に関する説明書」における表 5-3 の荷重の組合せの No. を示す。

表 5-1 重大事故等時に対する評価結果 (D + P_{SA} + M_{SA}) (その 3)

評価対象設備	評価部位		応力分類	重大事故等時		判定	荷重の組合せ*	備考
				算出応力	許容応力			
				MPa	MPa			
アクセスハッチ	P 6	アクセスハッチスリーブと補強リブとの結合部	一次膜応力+一次曲げ応力	17	422	○	(V (S) -1)	
	P 7	補強リブとサプレッションチェンバとの結合部	一次膜応力+一次曲げ応力	255	545	○	(V (S) -1)	

注記* : () 内はVI-1-8-1「原子炉格納施設的设计条件に関する説明書」における表 5-3 の荷重の組合せの No. を示す。

6. 参照図書

- (1) WARREN C. YOUNG, RICHARD G. BUDYNAS, ALI M. SADEGH :
ROARK'S FORMULAS FOR STRESS AND STRAIN, EIGHTH EDITION
- (2) J I S B 8 2 6 5 (2003) 「压力容器の構造 — 一般事項」

VI-3-3-7-3 放射性物質濃度制御設備及び可燃性ガス濃度制御設備
並びに格納容器再循環設備の強度計算書

VI-3-3-7-3-1 非常用ガス処理系の強度計算書

VI-3-3-7-3-1-1 管の強度計算書
(非常用ガス処理系)

VI-3-3-7-3-1-1-2 管の応力計算書
(非常用ガス処理系)

まえがき

本計算書は、VI-3-1-5「重大事故等クラス2機器及び重大事故等クラス2支持構造物の強度計算の基本方針」及びVI-3-2-9「重大事故等クラス2管の強度計算方法」に基づいて計算を行う。

評価条件整理結果を以下に示す。なお、評価条件の整理に当たって使用する記号及び略語については、VI-3-2-1「強度計算方法の概要」に定義したものを使用する。

・評価条件整理表

配管モデル	既設 or 新設	施設時の 技術基準 に対象と する施設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				既工認 におけ る評価 結果の 有無	施設時の 適用規格	評価 区分	同等性 評価 区分	評価 クラス	
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB条件		SA条件						
								圧力 (MPa)	温度 (°C)	圧力 (MPa)						温度 (°C)
SGT-R-1	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	無	0.0137	66	0.0137	66	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	有	0.0137	66	0.853	200	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
	新設	—	—	—	—	SA-2	—	—	—	0.853	200	—	—	設計・建設規格	—	SA-2
	既設	有	無	DB-2	DB-2	SA-2	有	0.427	171	0.853	200	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
	既設	有	無	DB-2	DB-2	SA-2	有	0.427	104	0.853	200	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
	新設	—	—	—	DB-2	SA-2	—	0.427	171	0.853	200	—	—	設計・建設規格	—	DB-2* SA-2
SGT-R-2	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	無	0.02	66	0.02	66	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	無	0.02	120	0.02	120	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2

注記* : 計算結果は「VI-3-3-7-4-1-2-2 管の応力計算書 (窒素ガス制御系)」にて示す。

・評価条件整理表

配管モデル	既設 or 新設	施設時の 技術基準 に対象と する施設 の規定が あるか	クラスアップするか				条件アップするか				既工認 におけ る評価 結果の 有無	施設時の 適用規格	評価 区分	同等性 評価 区分	評価 クラス	
			クラス アップ の有無	施設時 機器 クラス	DB クラス	SA クラス	条件 アップ の有無	DB条件		SA条件						
								圧力 (MPa)	温度 (°C)	圧力 (MPa)						温度 (°C)
SGT-R-3	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	無	0.02	66	0.02	66	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	無	0.02	120	0.02	120	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
SGT-R-4	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	無	0.02	120	0.02	120	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
SGT-R-5	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	無	0.02	120	0.02	120	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
SGT-R-6	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	無	0.02	120	0.02	120	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
SGT-R-8	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	無	0.02	120	0.02	120	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
SGT-T-1	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	無	0.02	120	0.02	120	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2
SGT-Y-1	既設	有	有	DB-4	DB-4	SA-2	無	0.02	120	0.02	120	—	S55告示	設計・建設規格 又は告示	—	SA-2

重大事故等対処設備

目 次

1. 概要	1
2. 概略系統図及び鳥瞰図	2
2.1 概略系統図	2
2.2 鳥瞰図	5
3. 計算条件	18
3.1 計算条件	18
3.2 材料及び許容応力	26
4. 評価結果	28
5. 代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果	30

1. 概要

本計算書は、VI-3-1-5「重大事故等クラス2機器及び重大事故等クラス2支持構造物の強度計算の基本方針」及びVI-3-2-9「重大事故等クラス2管の強度計算方法」に基づき、管の応力計算を実施した結果を示したものである。

計算結果の記載方法は、以下に示すとおりである。

(1) 管

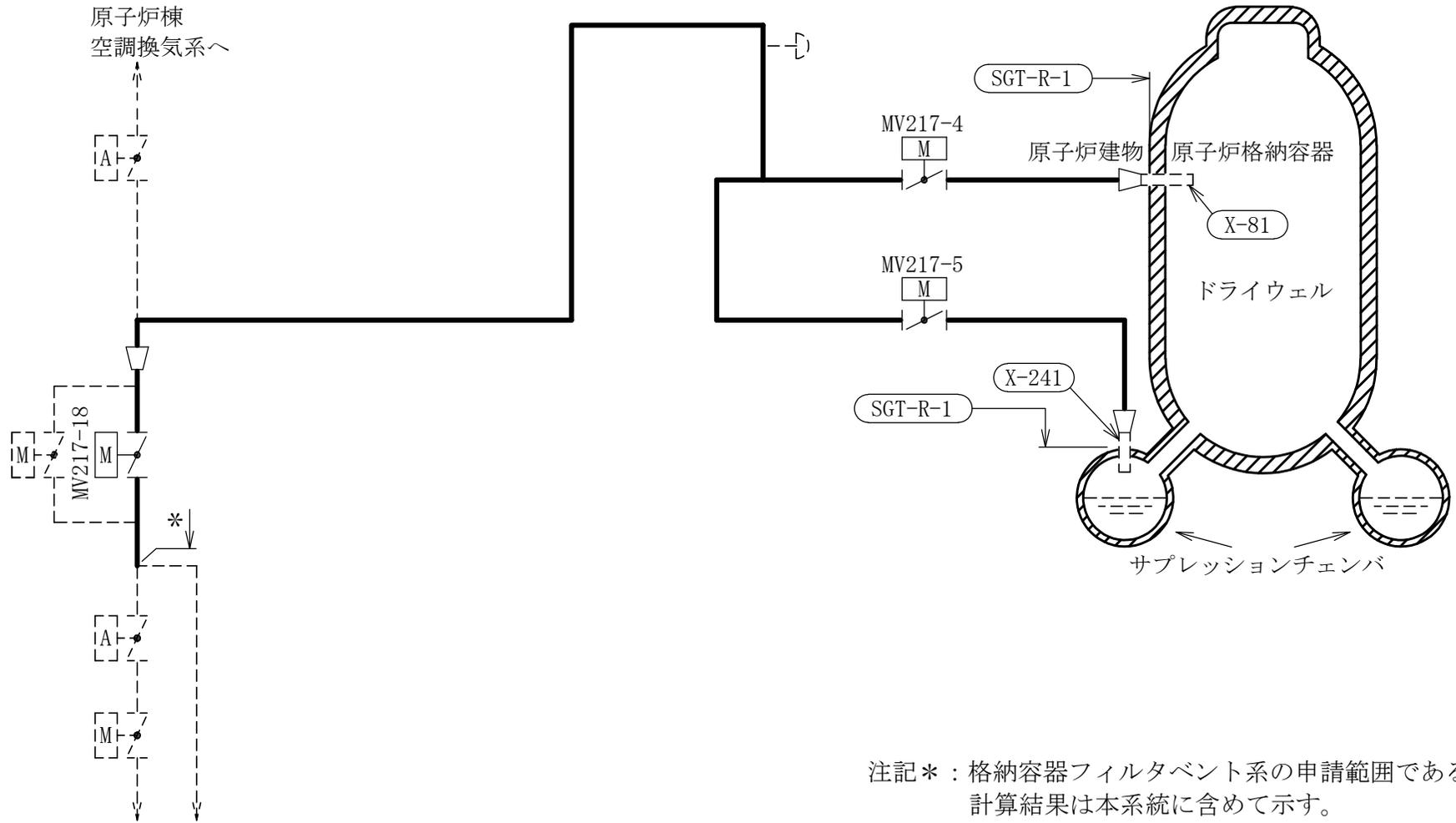
工事計画記載範囲の管のうち、各応力区分における最大応力評価点の評価結果を解析モデル単位に記載する。また、全9モデルのうち、各応力区分における最大応力評価点の許容値／発生値（以下「裕度」という。）が最小となる解析モデルを代表として鳥瞰図、計算条件及び評価結果を記載する。各応力区分における代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果についても記載する。

2. 概略系統図及び鳥瞰図

2.1 概略系統図

概略系統図記号凡例

記 号	内 容
 (太線)	工事計画記載範囲の管のうち、本計算書記載範囲の管
 (細線)	工事計画記載範囲の管のうち、本系統の管であって他計算書記載範囲の管
 (破線)	工事計画記載範囲外の管、又は工事計画記載範囲の管のうち本系統の管であって計算書作成対象範囲外の管及び他系統の管であって系統の概略を示すために表記する管
	鳥瞰図番号 (代表モデル)
	鳥瞰図番号 (代表モデル以外)
	アンカ
<p>[管クラス]</p> <p>DB1</p> <p>DB2</p> <p>SA2</p> <p>DB1/SA2</p> <p>DB2/SA2</p>	<p>クラス1管</p> <p>クラス2管</p> <p>重大事故等クラス2管</p> <p>重大事故等クラス2管であってクラス1管</p> <p>重大事故等クラス2管であってクラス2管</p>



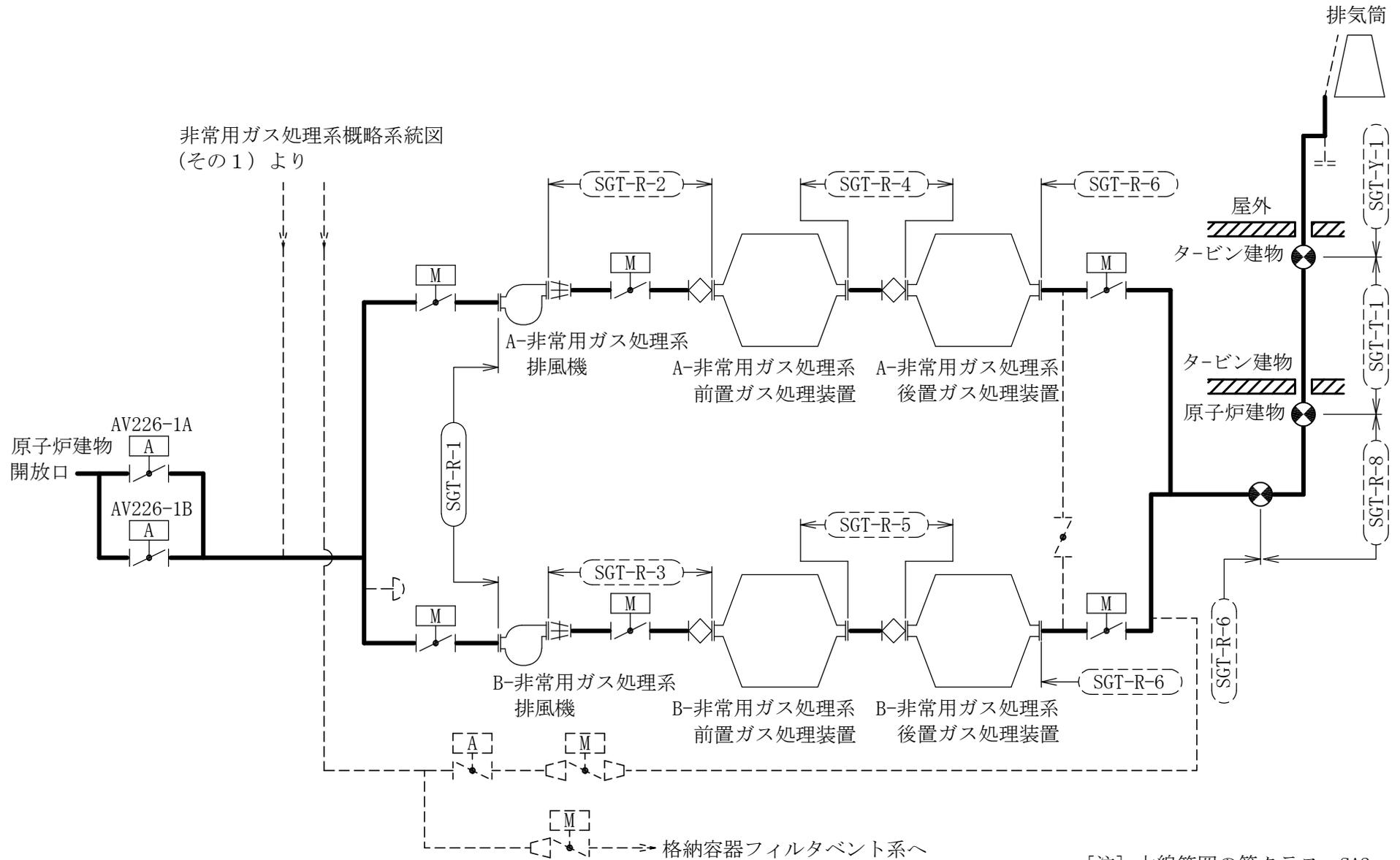
非常用ガス処理系概略系統図
(その2) へ

注記* : 格納容器フィルタベント系の申請範囲であるが、
計算結果は本系統に含めて示す。

[注] 太線範囲の管クラス : SA2
非常用ガス処理系概略系統図 (その1)

4

非常用ガス処理系概略系統図
(その1) より

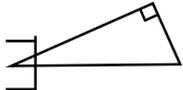
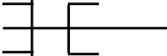
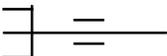


[注] 太線範囲の管クラス : SA2

非常用ガス処理系概略系統図 (その2)

2.2 鳥瞰図

鳥瞰図記号凡例

記号	内容
 (太線)	工事計画記載範囲の管のうち、本計算書記載範囲の管 (設計基準対象施設の場合は鳥瞰図番号の末尾を「(DB)」, 重大事故等対処設備の場合は鳥瞰図番号の末尾を「(SA)」とする。)
 (細線)	工事計画記載範囲の管のうち、本系統の管であって他計算書記載範囲の管
 (破線)	工事計画記載範囲外の管, 又は工事計画記載範囲の管のうち本系統の管であって計算書作成対象範囲外の管及び他系統の管であって解析モデルの概略を示すために表記する管
	質点
	アンカ
	レストレイント (本図は斜め拘束の場合の全体座標系における拘束方向成分を示す。スナツバについても同様とする。)
	スナツバ
	ハンガ
	リジットハンガ
注：鳥瞰図中の寸法の単位はmmである。	

9

鳥瞰図

SGT-R-1 (SA) (1/12)

7

鳥瞰図

SGT-R-1 (SA) (2/12)

∞

鳥瞰図

SGT-R-1 (SA) (3/12)

6

鳥瞰図

SGT-R-1 (SA) (4/12)

10

鳥瞰図

SGT-R-1 (SA) (5/12)

12

鳥瞰図

SGT-R-1 (SA) (7/12)

13

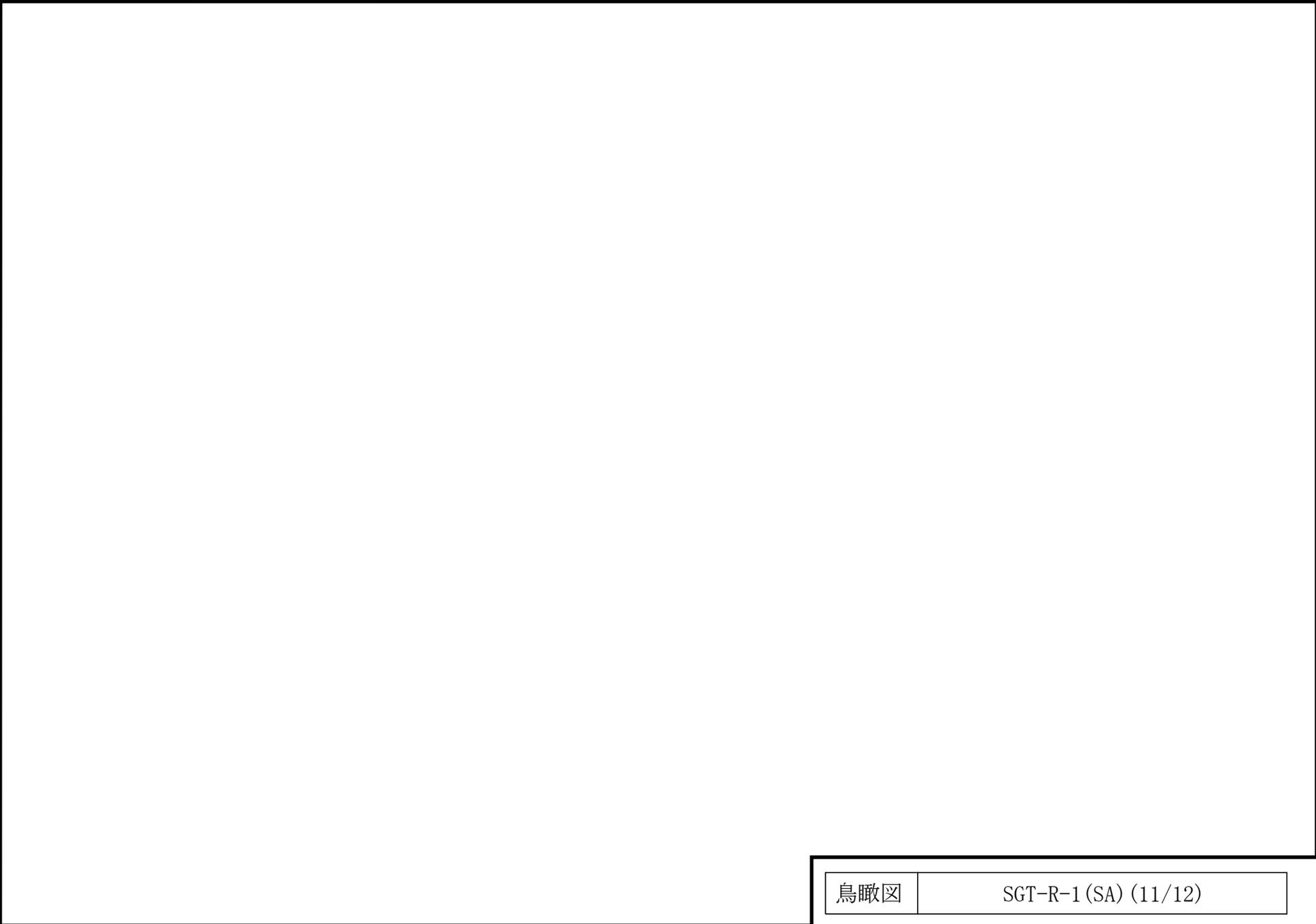
鳥瞰図

SGT-R-1 (SA) (8/12)

15

鳥瞰図

SGT-R-1 (SA) (10/12)



鳥瞰図

SGT-R-1 (SA) (11/12)

3. 計算条件

3.1 計算条件

鳥瞰図番号ごとに設計条件に対応した管番号で区分し、管番号と対応する評価点番号を示す。

鳥 瞰 図 SGT-R-1

管 番 号	対応する評価点	最高 使用 圧力 (MPa)	最高 使用 温度 (°C)	外径 (mm)	厚さ (mm)	材料
1	3~4F	0.853	200	609.6	9.5	SM400C
2	6F~57, 59~63F 70~97, 107~1071 65F~66	0.853	200	609.6	9.5	SM41C
3	57~59, 58~70 97~98, 98~107	0.853	200	619.2	14.3	SM41C
4	108~109F, 111F~117	0.853	200	406.4	9.5	STPT410
5	1731~177F, 251~253	0.0137	66	406.4	9.5	STPT410
6	138~164F, 166F~1731 157~179F, 181F~169 138~235F, 237F~240N 205~251, 253~270F 272F~275N	0.0137	66	406.4	9.5	STPT42

配管の付加質量

鳥 瞰 図 SGT-R-1

質量	対応する評価点
<input type="checkbox"/>	3～4F, 6F～63F, 65F～66, 58～98, 98～1071
<input type="checkbox"/>	108～109F, 111F～117

フランジ部の質量

鳥 瞰 図 SGT-R-1

質量	対応する評価点
	4F, 6F, 63F, 65F
	109F, 111F
	164F, 166F, 179F, 181F, 235F, 237F, 270F, 272F
	177F
	240N, 275N

弁部の質量

鳥 瞰 図 SGT-R-1

質量	対応する評価点	質量	対応する評価点
	5, 64		5001, 6401
	5002, 6402		5004
	6404		110
	1101		1102
	1104		164F, 166F, 179F, 181F
	165, 180		1653, 1803
	235F, 237F, 270F, 272F		236, 271
	2361, 2711		

弁部の寸法

鳥 瞰 図 SGT-R-1

評価点	外径(mm)	厚さ(mm)	長さ(mm)	評価点	外径(mm)	厚さ(mm)	長さ(mm)
4F~5				5~5001			
5001~5002				5002~5003			
5003~5004				5~6F			
63F~64				64~6401			
6401~6402				6402~6403			
6403~6404				64~65F			
109F~110				110~1101			
1101~1102				1102~1103			
1103~1104				110~111F			
164F~165				165~1651			
1651~1652				1652~1653			
165~166F				179F~180			
180~1801				1801~1802			
1802~1803				180~181F			
235F~236				236~2361			
236~237F				270F~271			
271~2711				271~272F			

S2 補 VI-3-3-7-3-1-1-2(重) R0

支持点及び貫通部ばね定数

鳥 瞰 図 SGT-R-1

支持点番号	各軸方向ばね定数 (N/mm)			各軸回り回転ばね定数 (N・mm/rad)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
** 1N **						
** 1N **						
** 1N **						
** 5003 **						
** 5003 **						
80Z						
801						
9						
18						
** 18 **						
25						
31						
3101						
3102						
37						
38						
43						
50						
50						
56						
5601						
60						
** 6403 **						

S2 補 VI-3-3-7-3-1-1-2 (重) R0

支持点及び貫通部ばね定数

鳥 瞰 図 SGT-R-1

支持点番号	各軸方向ばね定数 (N/mm)			各軸回り回転ばね定数 (N・mm/rad)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
** 6403 **						
69N						
** 69N **						
** 69N **						
71						
72						
76						
7601						
83						
91						
** 1103 **						
1103						
113						
141						
144						
145						
148						
159						
162						
1651						
1652						
1671						
174						
1801						
1802						
183						
202						

S2 補 VI-3-3-7-3-1-1-2 (重) R0

支持点及び貫通部ばね定数

鳥 瞰 図 SGT-R-1

支持点番号	各軸方向ばね定数 (N/mm)			各軸回り回転ばね定数 (N・mm/rad)		
	X	Y	Z	X	Y	Z
207						
213						
219						
225						
231						
240N						
256						
260						
266						
275N						

3.2 材料及び許容応力

使用する材料の最高使用温度での許容応力を下表に示す。

設計・建設規格に規定の応力計算に用いる許容応力

材 料	最高使用温度 (°C)	許容応力 (MPa)			
		S_m	S_y	S_u	S_h
SM400C	200	—	—	—	100
SM41C	200	—	—	—	100
STPT410	200	—	—	—	103
STPT410	66	—	—	—	103
STPT42	66	—	—	—	103

材料及び許容応力

使用する材料の最高使用温度での許容応力を下表に示す。

告示第501号に規定の応力計算に用いる許容応力

材 料	最高使用温度 (°C)	許容応力 (MPa)			
		S_m	S_y	S_u	S_h
SM400C	200	—	—	—	100
SM41C	200	—	—	—	100
STPT410	200	—	—	—	103
STPT410	66	—	—	—	103
STPT42	66	—	—	—	103

4. 評価結果

下表に示すごとく最大応力はすべて許容応力以下である。

重大事故等クラス2管又は重大事故等クラス2管であってクラス2管

設計・建設規格 PPC-3520の規定に基づく評価

鳥瞰図	最大応力 評価点	最大応力 区分	一次応力評価(MPa)	
			計算応力 $S_{pr m}^{*1}$ $S_{pr m}^{*2}$	許容応力 $1.5 \cdot S_h$ $1.8 \cdot S_h$
SGT-R-1	1081	$S_{pr m}^{*1}$	82	154
SGT-R-1	1081	$S_{pr m}^{*2}$	83	185

注記*1：設計・建設規格 PPC-3520(1)に基づき計算した一次応力を示す。

*2：設計・建設規格 PPC-3520(2)に基づき計算した一次応力を示す。

評価結果

下表に示すごとく最大応力はすべて許容応力以下である。

重大事故等クラス2管又は重大事故等クラス2管であってクラス2管

告示第501号第56条第1号の規定に基づく評価

鳥瞰図	最大応力 評価点	最大応力 区分	一次応力評価(MPa)	
			計算応力 $S_{pr m}^{*1}$ $S_{pr m}^{*2}$	許容応力 S_h $1.2 \cdot S_h$
SGT-R-1	58	$S_{pr m}^{*1}$	39	100
SGT-R-1	58	$S_{pr m}^{*2}$	39	120

注記*1：告示第501号第56条第1号イに基づき計算した一次応力を示す。なお、保守的な評価となる告示第501号第56条第1号ロに基づき計算した一次応力を記載してもよいものとする。

*2：告示第501号第56条第1号ロに基づき計算した一次応力を示す。

5. 代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果

代表モデルは各モデルの最大応力点の応力と裕度を算出し、応力分類ごとに裕度最小のモデルを選定して鳥瞰図、計算条件及び評価結果を記載している。下表に、代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果を示す。

代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果（重大事故等クラス2管又は重大事故等クラス2管であってクラス2管）

No.	配管 モデル	適用規格	供用状態E 許容応力状態V _A									
			一次応力(1) ^{*1}					一次応力(2) ^{*2}				
			評価点	計算 応力 (MPa)	許容 応力 (MPa)	裕度	代表	評価点	計算 応力 (MPa)	許容 応力 (MPa)	裕度	代表
1	SGT-R-1	設計・建設規格	1081	82	154	1.87	○	1081	83	185	2.22	○
		告示第501号	58	39	100	2.56	—	58	39	120	3.07	—
2	SGT-R-2	設計・建設規格	3	3	154	51.33	—	3	3	185	61.66	—
		告示第501号	3	3	103	34.33	—	3	3	123	41.00	—
3	SGT-R-3	設計・建設規格	3	3	154	51.33	—	3	3	185	61.66	—
		告示第501号	3	3	103	34.33	—	3	3	123	41.00	—
4	SGT-R-4	設計・建設規格	12	18	154	8.55	—	12	18	185	10.27	—
		告示第501号	12	10	103	10.30	—	12	10	123	12.30	—
5	SGT-R-5	設計・建設規格	12	18	154	8.55	—	12	18	185	10.27	—
		告示第501号	12	10	103	10.30	—	12	10	123	12.30	—
6	SGT-R-6	設計・建設規格	31	62	154	2.48	—	31	62	185	2.98	—
		告示第501号	31	27	103	3.81	—	31	27	123	4.55	—

注記*1：設計・建設規格 PPC-3520(1)及び告示第501号第56条第1号イに基づき計算した一次応力を示す。

*2：設計・建設規格 PPC-3520(2)及び告示第501号第56条第1号ロに基づき計算した一次応力を示す。

代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果

代表モデルは各モデルの最大応力点の応力と裕度を算出し、応力分類ごとに裕度最小のモデルを選定して鳥瞰図、計算条件及び評価結果を記載している。下表に、代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果を示す。

代表モデルの選定結果及び全モデルの評価結果（重大事故等クラス2管又は重大事故等クラス2管であってクラス2管）

No.	配管 モデル	適用規格	供用状態E 許容応力状態V _A									
			一次応力(1) ^{*1}					一次応力(2) ^{*2}				
			評価点	計算 応力 (MPa)	許容 応力 (MPa)	裕度	代表	評価点	計算 応力 (MPa)	許容 応力 (MPa)	裕度	代表
7	SGT-R-8	設計・建設規格	39	21	154	7.33	—	39	21	185	8.80	—
		告示第501号	23	14	103	7.35	—	23	14	123	8.78	—
8	SGT-T-1	設計・建設規格	11	15	154	10.26	—	11	15	185	12.33	—
		告示第501号	34	14	103	7.35	—	34	14	123	8.78	—
9	SGT-Y-1	設計・建設規格	30	40	154	3.85	—	30	40	185	4.62	—
		告示第501号	30	21	103	4.90	—	30	21	123	5.85	—

注記*1：設計・建設規格 PPC-3520(1)及び告示第501号第56条第1号イに基づき計算した一次応力を示す。

*2：設計・建設規格 PPC-3520(2)及び告示第501号第56条第1号ロに基づき計算した一次応力を示す。

VI-3-別添 3 津波又は溢水への配慮が必要な施設の強度計算書

VI-3-別添 3-2 津波への配慮が必要な施設の強度計算書

VI-3-別添 3-2-1 防波壁の強度計算書

VI-3-別添 3-2-1-2 防波壁（逆 T 擁壁）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	8
2.4 適用規格・基準等	13
3. 強度評価方法	14
3.1 記号の定義	14
3.2 評価対象断面及び部位	15
3.2.1 評価対象断面	15
3.2.2 評価対象部位	20
3.3 荷重及び荷重の組合せ	20
3.3.1 荷重	20
3.3.2 荷重の組合せ	22
3.4 許容限界	23
3.4.1 逆T擁壁	23
3.4.2 グラウンドアンカ	24
3.4.3 改良地盤	24
3.4.4 止水目地	24
3.4.5 基礎地盤	25
3.5 評価方法	26
3.5.1 解析方法	26
3.5.2 解析モデル及び諸元	26
3.5.3 評価方法	30
4. 評価条件	33
5. 評価結果	34
5.1 逆T擁壁の評価結果	34
5.1.1 曲げ軸力照査及びせん断力照査	34
5.1.2 グラウンドアンカによる支圧照査	36
5.2 グラウンドアンカ	37
5.3 改良地盤	38
5.4 止水目地	39
5.5 基礎地盤	40

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に示すとおり、防波壁（逆 T 擁壁）が津波荷重，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，施設・地盤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とどまることを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

防波壁（逆T擁壁）の位置図を図2-1に示す。

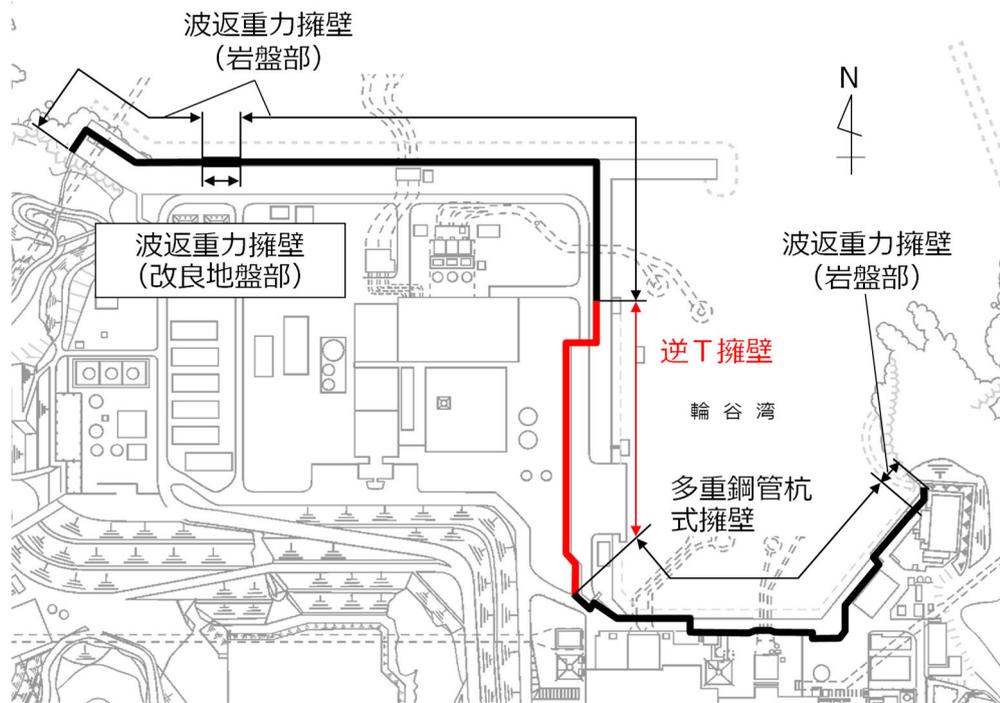


図2-1 防波壁（逆T擁壁）の位置図

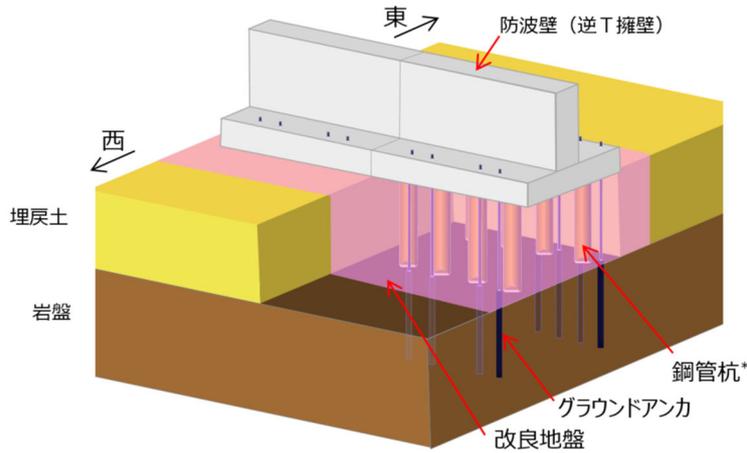
2.2 構造概要

防波壁（逆T擁壁）は、改良地盤を介して岩盤に支持される鉄筋コンクリート造の逆T擁壁による直接基礎及びグラウンドアンカで構成し、十分な支持性能を有する岩盤及び改良地盤に支持させる構造とする。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目地を設置する。

防波壁（逆T擁壁）は、入力津波による浸水高さ（EL 11.9m）に対して余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

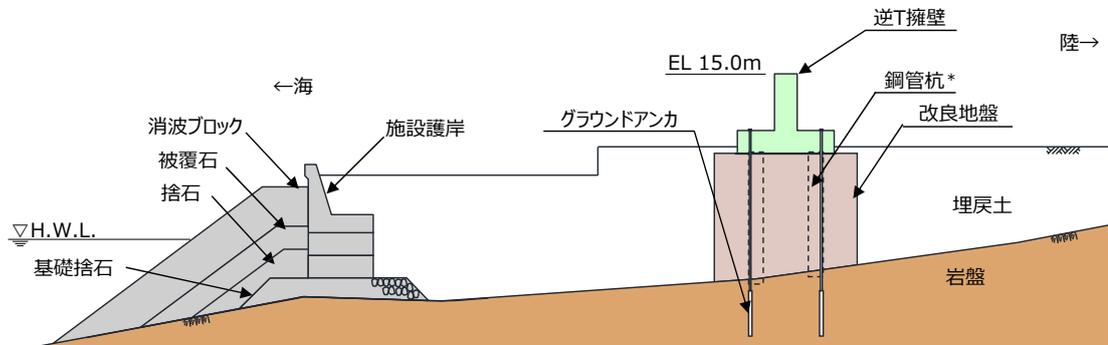
防波壁（逆T擁壁）の構造概要図を図2-2～図2-5に、概略配筋図を図2-6に、グラウンドアンカの配置図を図2-7に、止水目地の概念図及び配置位置図を図2-8及び図2-9に示す。

なお、構造概要図には鋼管杭を示しているが、その効果を期待しない設計とする。



注記*：防波壁（逆T擁壁）は、鋼管杭の効果期待しない設計とする。

図2-2 防波壁（逆T擁壁）の構造概要図



注記*：防波壁（逆T擁壁）は、鋼管杭の効果期待しない設計とする。

図2-3 防波壁（逆T擁壁）の構造概要図（断面図）

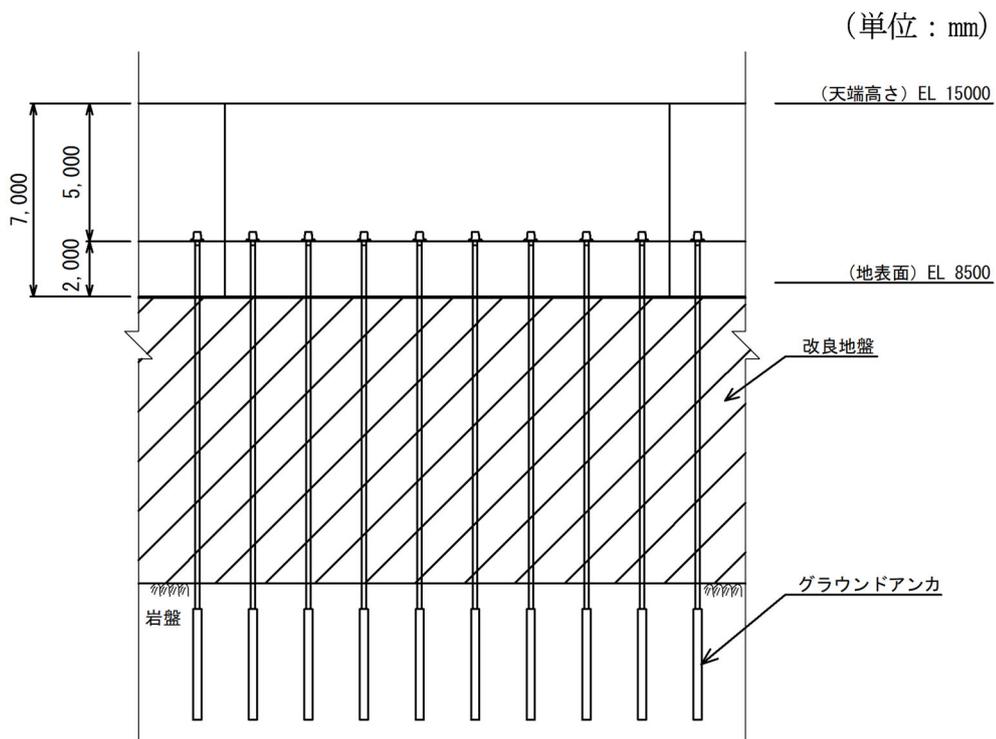


図 2-4 防波壁（逆 T 擁壁）の構造図（正面図）

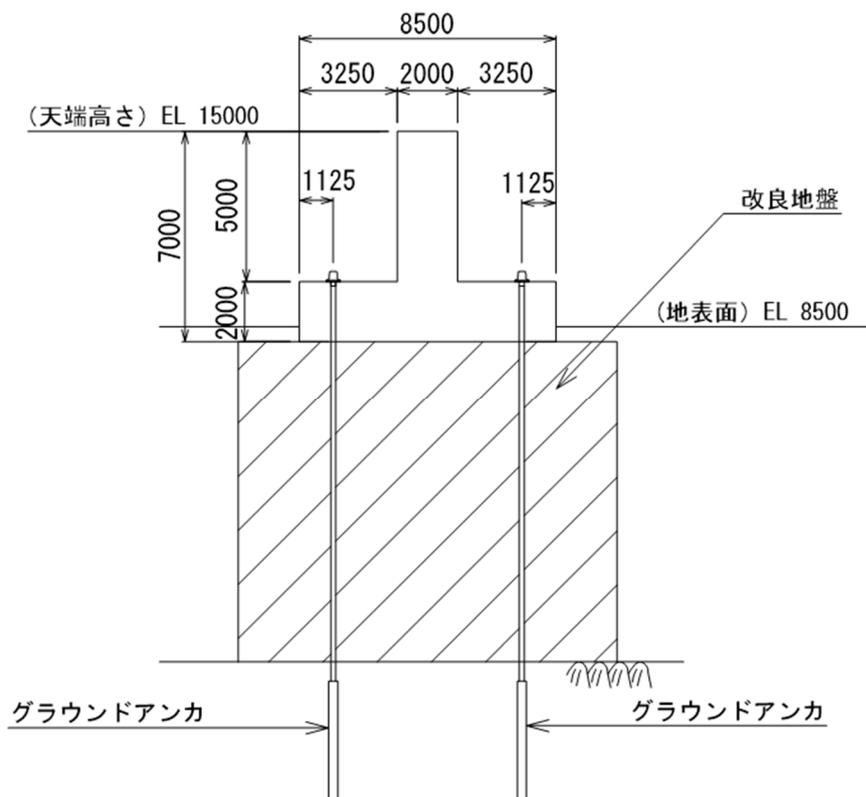


図 2-5 防波壁（逆 T 擁壁）の構造図（断面図）

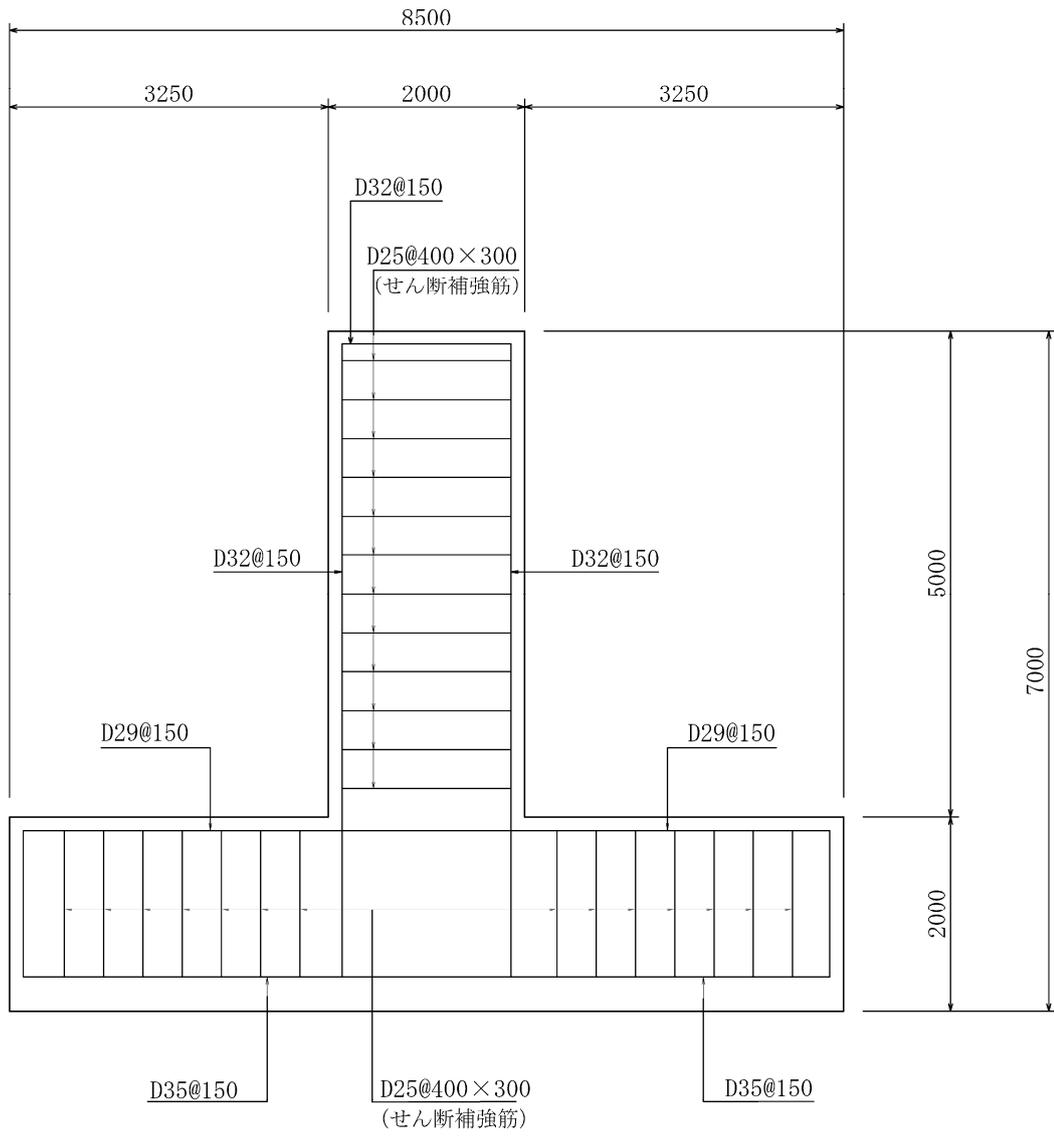
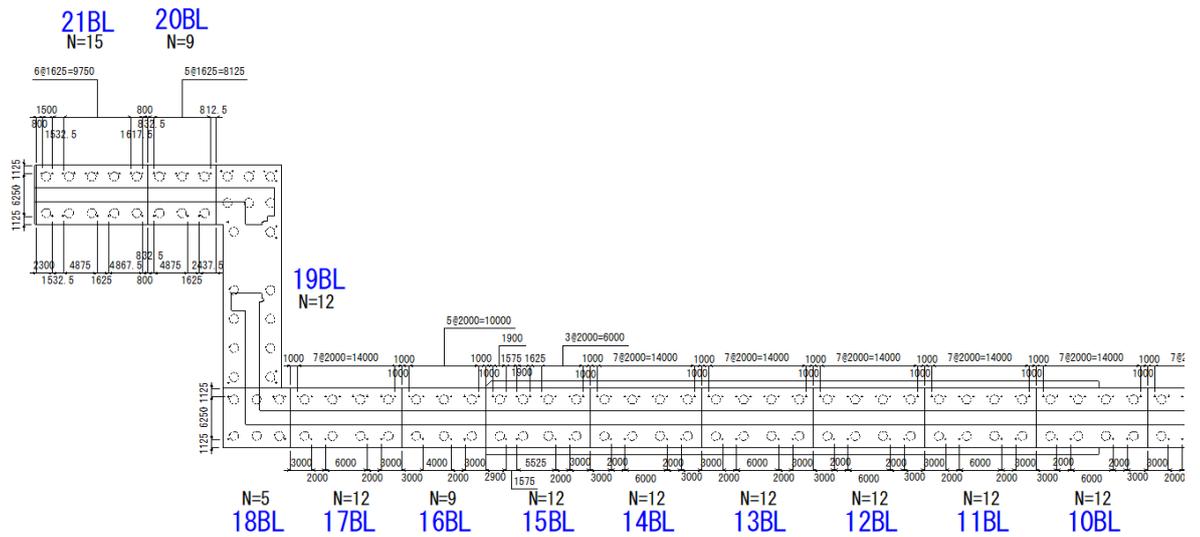
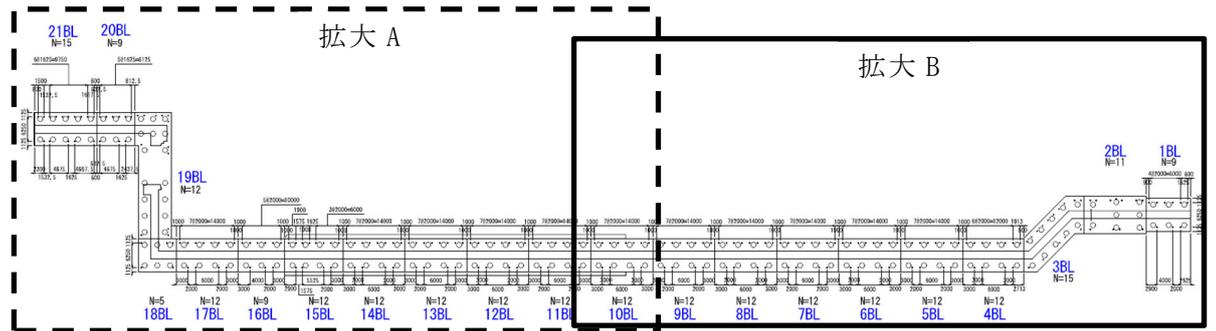
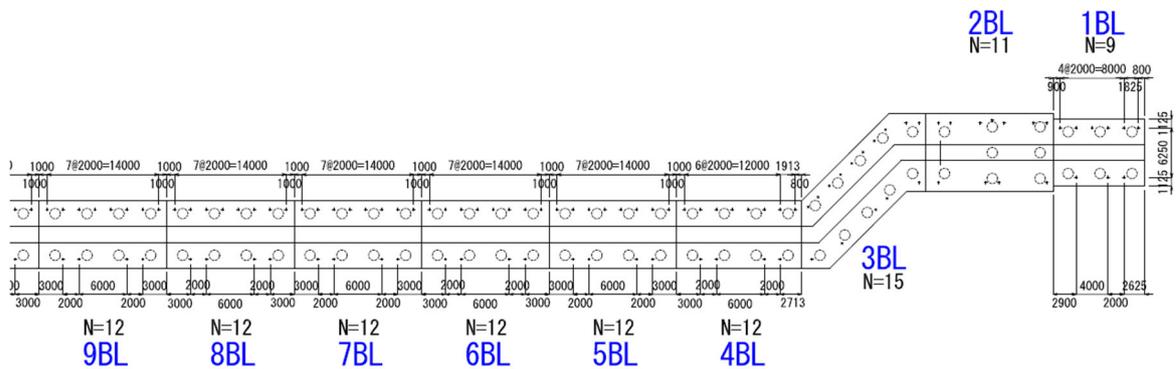


図 2-6 防波壁（逆 T 擁壁）の概略配筋図



(拡大 A)



(拡大 B)

図 2-7 防波壁（逆 T 擁壁）のグラウンドアンカ配置図

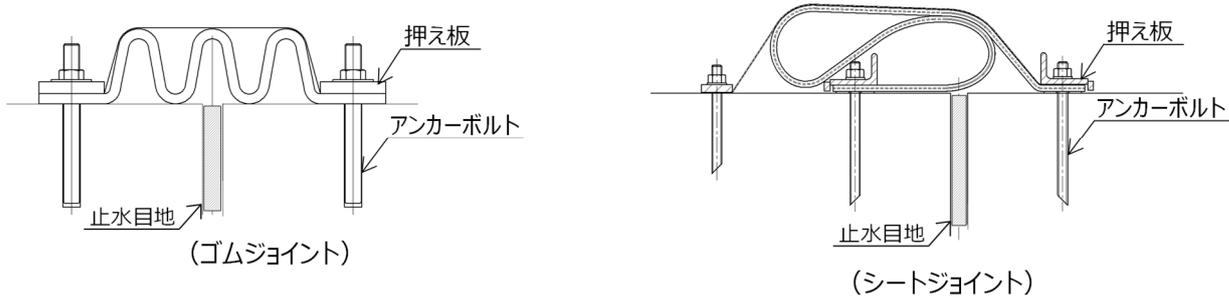


図 2-8 防波壁（逆 T 擁壁）の止水目地の概念図

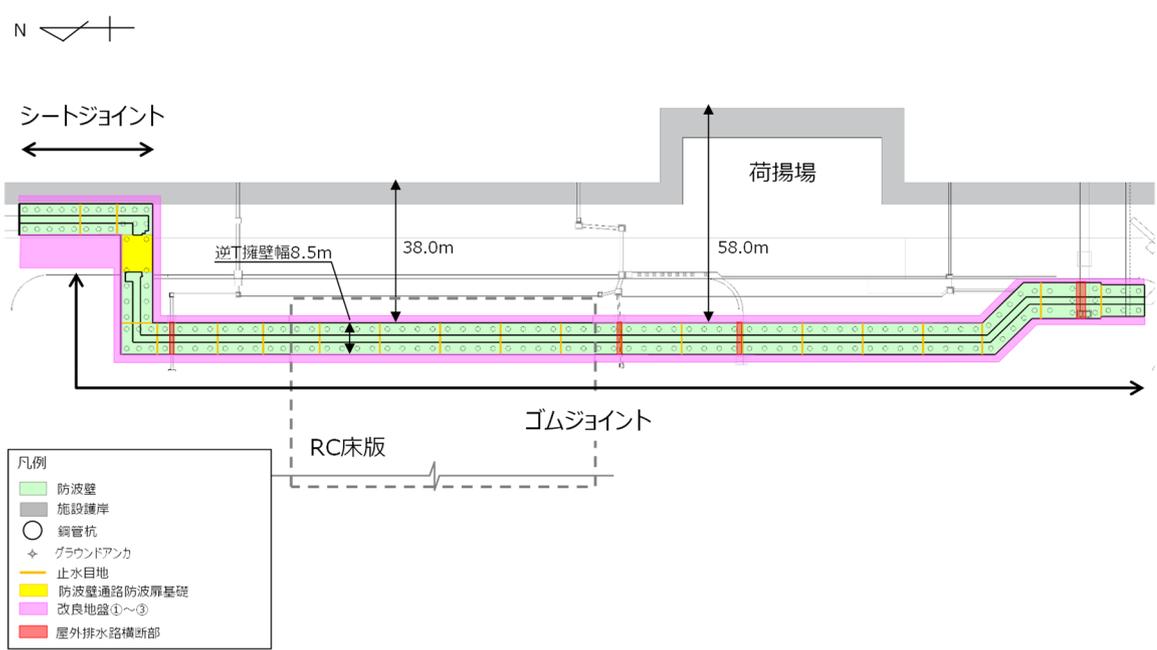


図 2-9 止水目地の設置

S2 補 VI-3-別添 3-2-1-2 R0

2.3 評価方針

防波壁（逆 T 擁壁）は，S クラス施設である津波防護施設に分類される。

防波壁（逆 T 擁壁）の各部位の役割及び性能目標を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

また，防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価は，VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」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. 評価結果」より，防波壁（逆 T 擁壁）の評価対象部位の発生応力，すべり安全率及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価においては，その構造を踏まえ，津波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。）について行う。

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価は，設計基準対象施設として表 2-3 の防波壁（逆 T 擁壁）の評価項目に示すとおり，施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。

施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を実施することにより，構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価の検討フローを図 2-10 に示す。

表 2-1 防波壁（逆 T 擁壁）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	逆 T 擁壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・逆 T 擁壁間の変形に追従する。	・逆 T 擁壁間の変形に追従し、遮水性を保持する。
	グラウンドアンカ	・逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。	・逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。
	鋼管杭	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
地盤	改良地盤*	・逆 T 擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆 T 擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。
	岩盤	・逆 T 擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆 T 擁壁を支持する。
	埋戻土	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波壁への相互作用を考慮する）。	・防波壁より陸側については、津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸，基礎捨石	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波壁への波及的影響を考慮する）。	・役割に期待しない。
	被覆石，捨石		
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

注記*：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

表 2-2 防波壁（逆 T 擁壁）の各部位の性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)
施設	逆 T 擁壁	—	—	構造部材の健全性を保持するために、逆 T 擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。	止水目地の支持機能を喪失して逆 T 擁壁間から有意な漏えいを生じないために、逆 T 擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			逆 T 擁壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	逆 T 擁壁から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性を保持すること。
	グラウンドアンカ			逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。	逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。
地盤	改良地盤*	逆 T 擁壁を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安全性を保持すること。	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止(難透水性を保持)するため改良地盤がすべり破壊しないこと。(内的安定を保持)
	岩盤				—

注記* : RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

表 2-3 防波壁(逆 T 擁壁)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	施設・地盤の健全性	逆 T 擁壁	発生する応力（曲げ，軸力，せん断力及びアンカーによる支圧力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	設計アンカー力
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力度（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	逆 T 擁壁	発生する応力度（曲げ，軸力及びせん断力及びアンカーによる支圧力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカ	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	設計アンカー力
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*
	施設の変形性	止水目地	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。

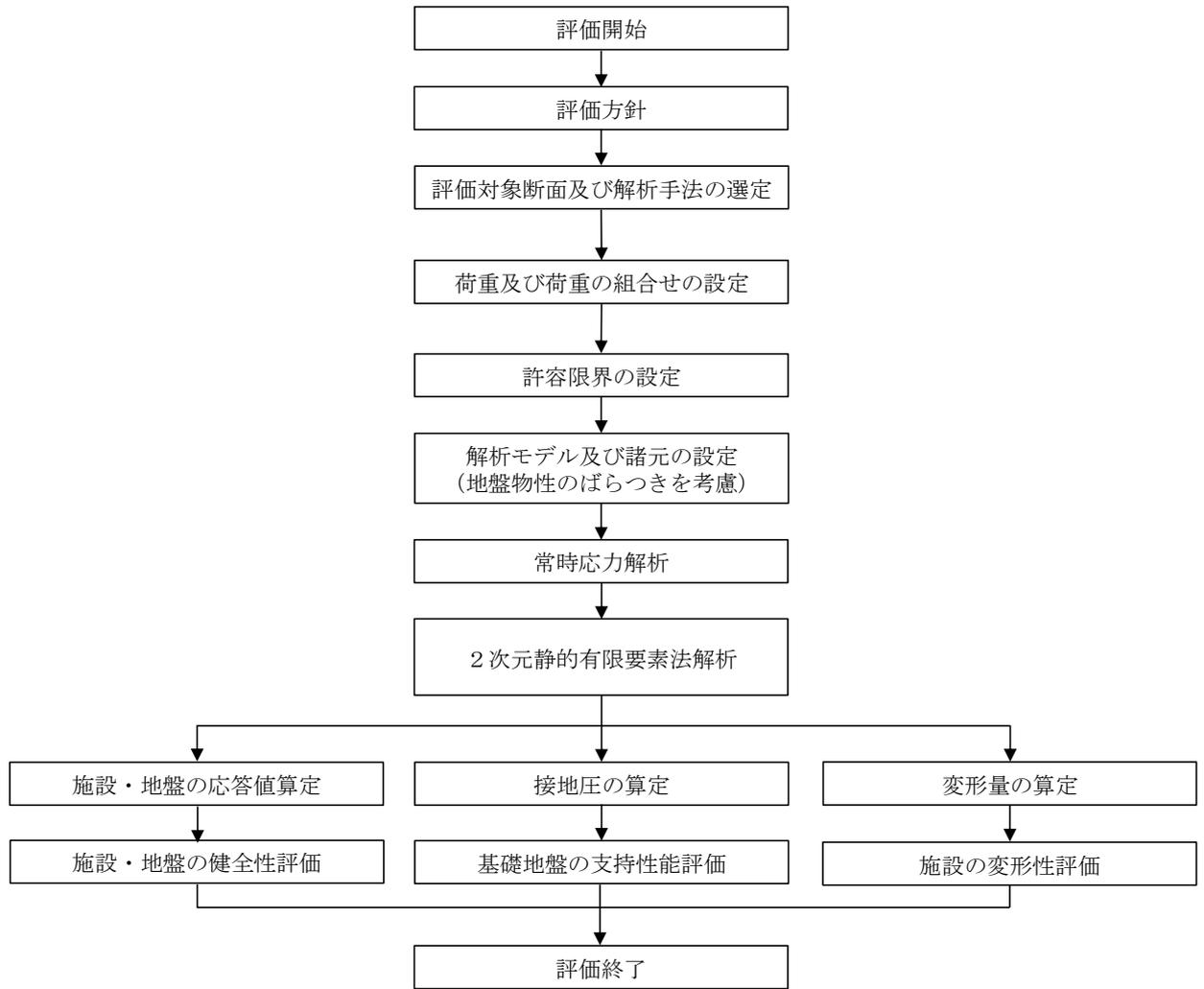


図 2-10 防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価の検討フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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)
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 J G S 4101-2012 (地盤工学会)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)
- ・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)
- ・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. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
G_a	kN	グラウンドアンカの初期緊張力
P	kN/m	積載荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
P_c	kN	衝突荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
P_s	kN/m ²	積雪荷重
γ_w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	ton/m ³	海水の密度
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_{ba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
σ_{sa}	N/mm ²	鉄筋の許容曲げ引張応力度
T_{as}	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容引張力
T_{ab}	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容拘束力
T_{ag}	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容引抜き力
k	kN/m	グラウンドアンカの引張剛性
σ_b	N/mm ²	グラウンドアンカにより発生する支圧応力度
T	kN	グラウンドアンカの発生アンカー力
S	mm ²	グラウンドアンカの支圧板の面積
δ_x	mm	止水目地の x 方向の変位
δ_z	mm	止水目地の z 方向の変位
δ_{x1}	mm	止水目地の x 方向の最大変位
δ_{z1}	mm	止水目地の z 方向の最大変位
P	N/mm ²	最大接地圧
P_u	N/mm ²	極限支持力

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

防波壁（逆T擁壁）の評価対象断面は、防波壁（逆T擁壁）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。防波壁（逆T擁壁）の評価対象断面位置図を図3-1に、縦断面図を図3-2に、防波壁（逆T擁壁）の各区分における横断面図を図3-3～図3-9に示す。以下の理由から、⑤-⑤断面を評価対象断面として選定する。

- ・⑤-⑤断面は防波壁通路防波扉北側における横断方向の断面である。防波壁（逆T擁壁）直下の改良地盤は、幅約19mと広いが、岩盤上面が深さ約15mと深いため、改良地盤及び防波壁（逆T擁壁）の耐津波評価上厳しくなると考えられることから、評価対象断面として選定した。

なお、⑦-⑦断面は⑤-⑤断面に直交する断面であるが、主たる荷重が横断方向に作用する遡上津波荷重及び衝突荷重であることから、縦断方向の相対変位は生じないため、評価対象断面として選定しない。

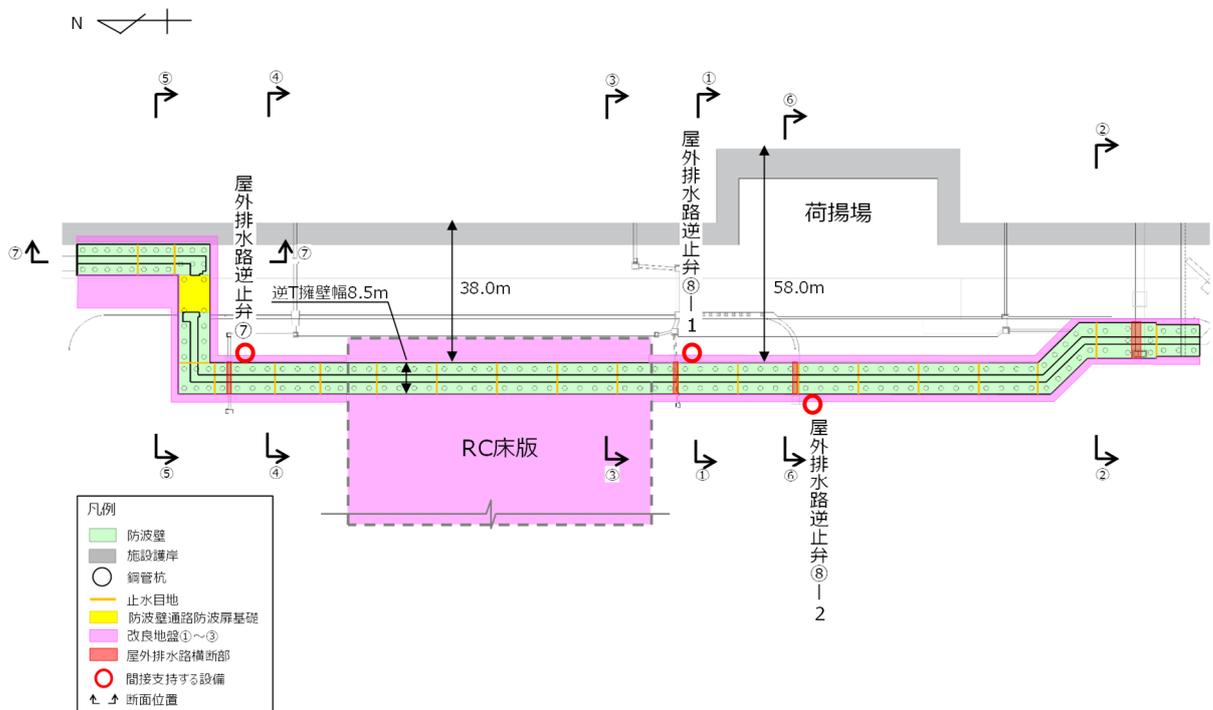


図3-1 防波壁（逆T擁壁）の評価対象断面位置図

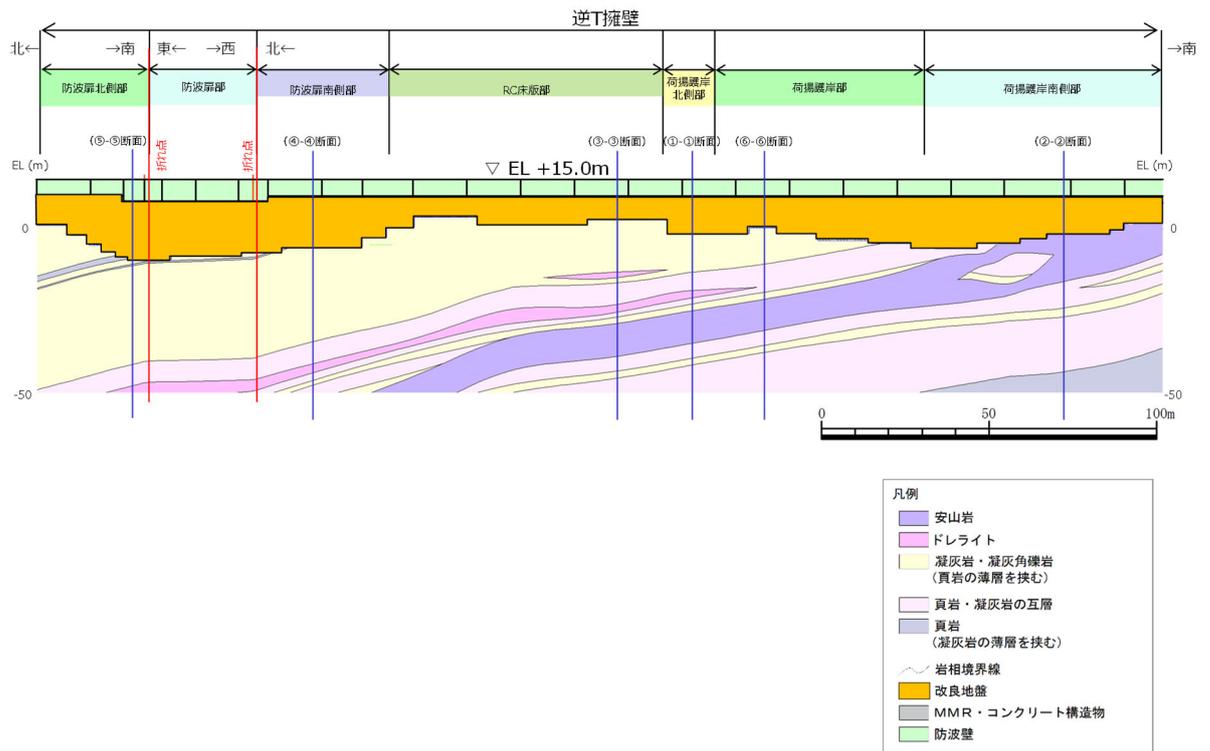


図 3-2 防波壁（逆 T 擁壁）の縦断面図

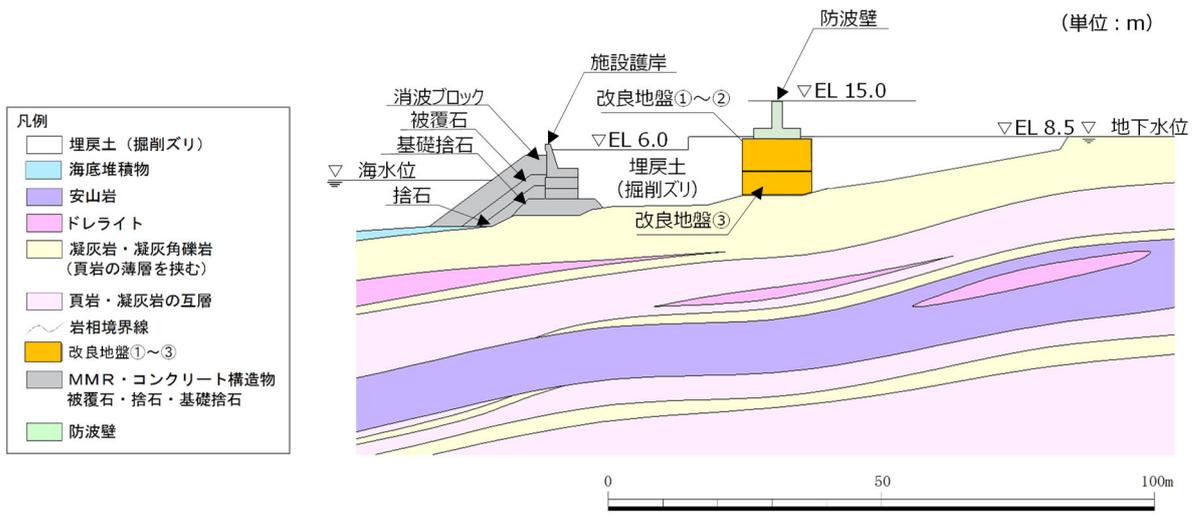


図 3-3 防波壁 (逆 T 擁壁) の横断面図 (①-①断面)

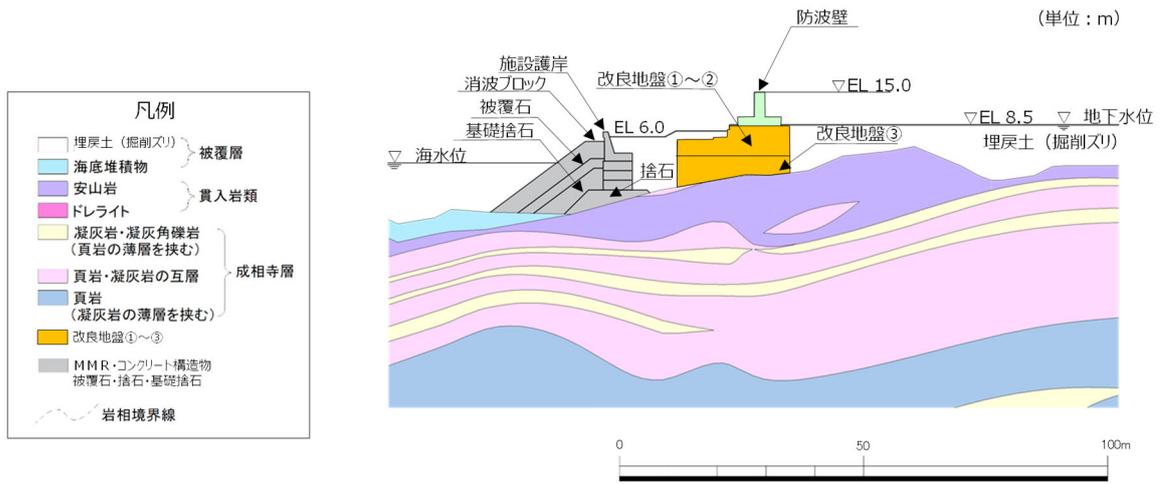


図 3-4 防波壁 (逆 T 擁壁) の横断面図 (②-②断面)

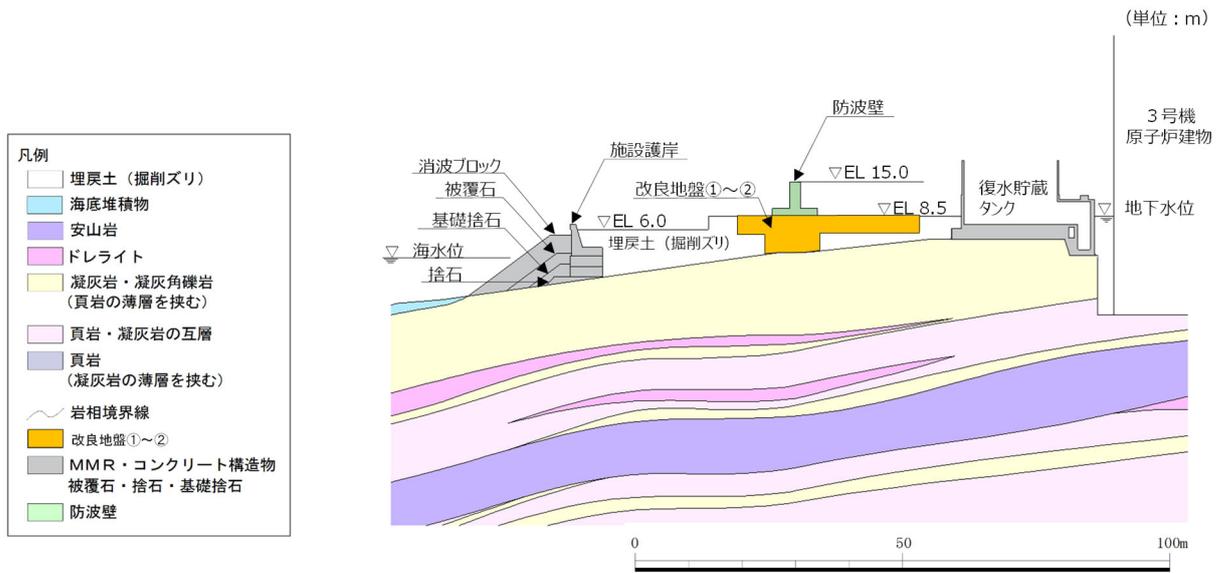


図 3-5 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（③-③断面）

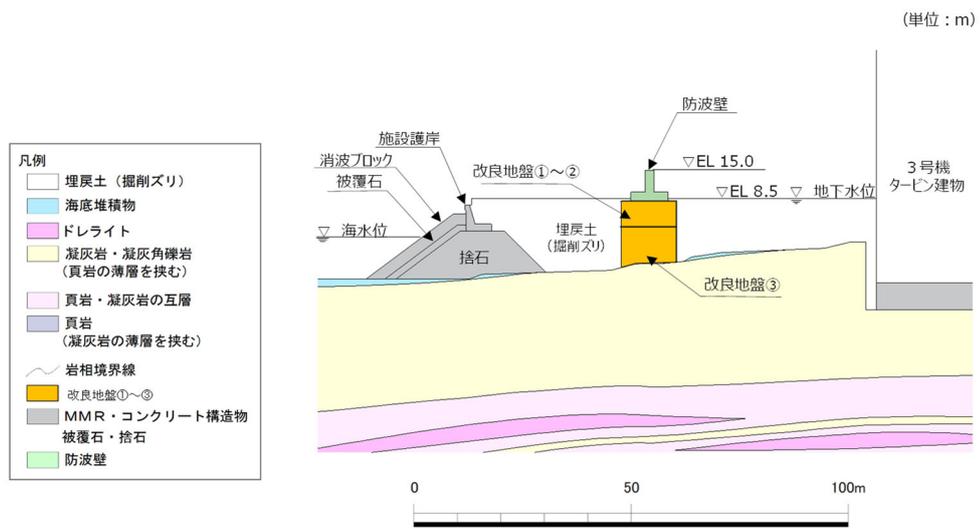


図 3-6 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（④-④断面）

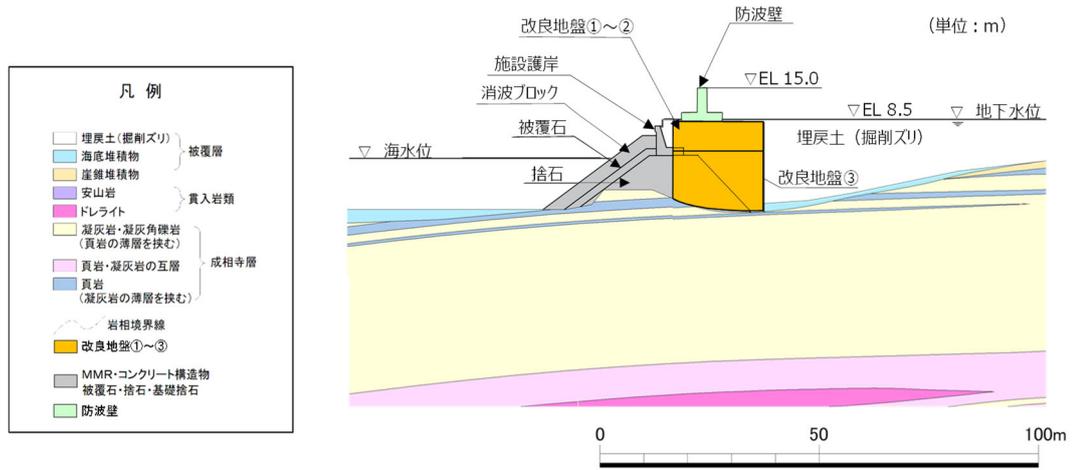


図 3-7 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑤-⑤断面）

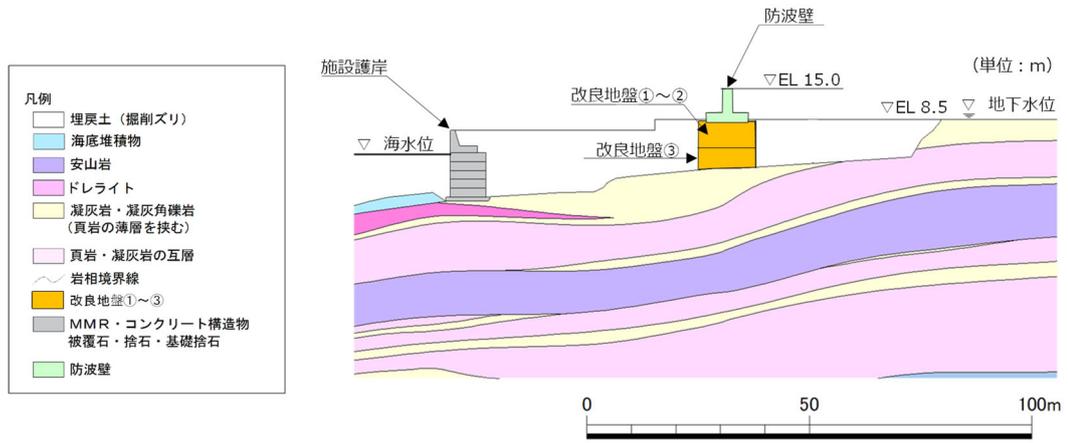


図 3-8 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑥-⑥断面）

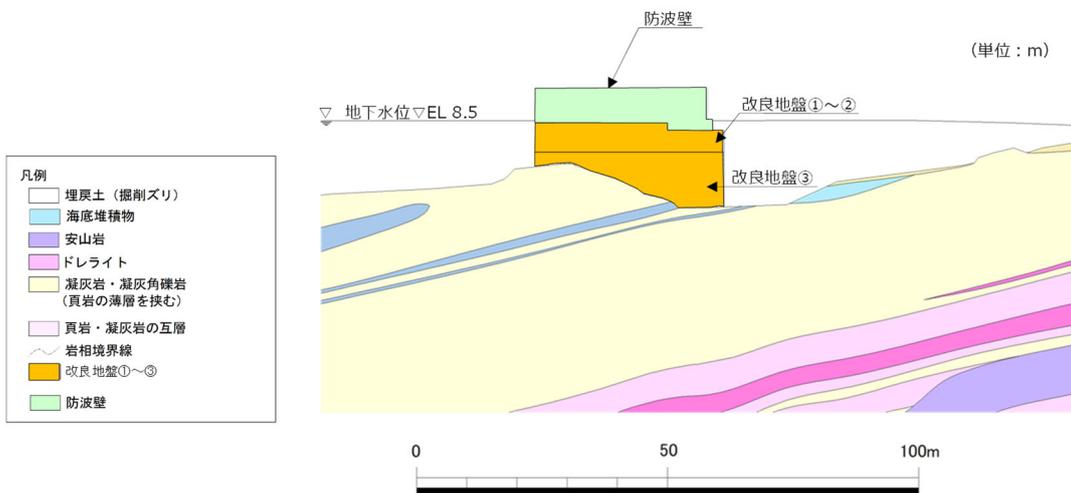


図 3-9 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑦-⑦断面）

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防波壁（逆 T 擁壁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、逆 T 擁壁、グラウンドアンカ及び改良地盤①～③とする。

(2) 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水目地とする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、逆 T 擁壁を支持する基礎地盤（逆 T 擁壁直下の改良地盤及び改良地盤直下の岩盤）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、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重（ G 、 G_a 、 P ）

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、固定荷重、グラウンドアンカの初期緊張力、積載荷重とする。

(2) 遡上津波荷重（ P_t ）

遡上津波荷重については、風荷重を含めた荷重とするため、防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を用いることとし、その標高と防波壁前面の地盤標高の差分の 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。

(3) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重は、津波漂流物による衝突荷重を選定し、設定する。

衝突荷重は表 3-2 に示すとおり、施設の延長に応じて設定する。

施設に作用させる際は、漂流物対策工による荷重分散を考慮する。

表 3-2 衝突荷重

	⑤-⑤断面
衝突荷重 (kN/m)	430

(4) 風荷重 (P_k)

風荷重は、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1 4 5 4 号に定められた松江市の基準風速 30m/s を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第 1 4 5 4 号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(5) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重は、発電所に最も近い気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018 年）より、観測史上 1 位の月最深積雪 100cm（1971 年 2 月 4 日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を基本とし、積雪量 1 cm ごとに 20N/m² の積雪荷重が作用することを考慮し、各施設の積雪面積を乗じて設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に、荷重作用図を図 3-10 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

G_a : グラウンドアンカの初期緊張力

P : 積載荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

P_k : 風荷重

P_s : 積雪荷重

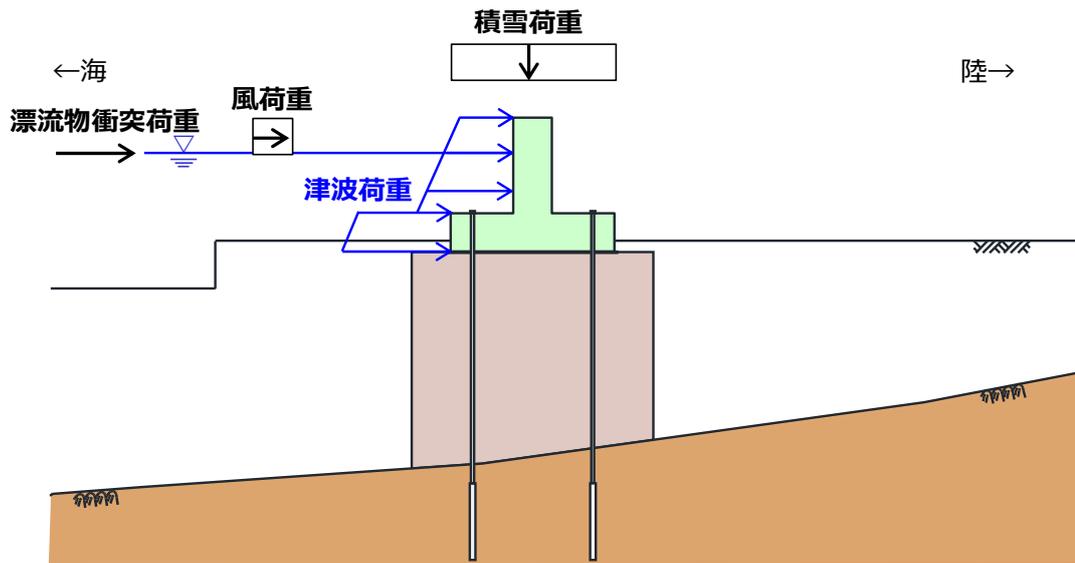


図 3-10 防波壁（逆 T 擁壁）の荷重作用図（津波時）

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、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.4.1 逆 T 擁壁

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

表 3-4 逆 T 擁壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9
許容せん断応力度 τ_{a1}		0.45	0.67
支圧応力度 σ_{ba} (グラウンドアンカ)		12	18
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記* : 短期許容応力度は、コンクリート標準示方書より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

3.4.2 グラウンドアンカ

グラウンドアンカの許容限界は、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説 JGS4101-2012（地盤工学会）」に基づき，テンドンの許容引張力 T_{as} ，テンドンの許容拘束力 T_{ab} 及びテンドンの許容引抜力 T_{ag} を表 3-5 のとおり設定し，この中で最小であるテンドンの許容拘束力 T_{ab} を許容限界として採用する。

表 3-5 グラウンドアンカの許容限界

項目	許容値 (kN)
	⑤-⑤断面
テンドンの許容引張力 T_{as}	2160
テンドンの許容拘束力 T_{ab}	<u>2076</u> (採用)
テンドンの許容引抜力 T_{ag}	2120

3.4.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し，表 3-6 に示すすべり安全率とする。

表 3-6 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.4 止水目地

止水目地の許容限界は，メーカ規格，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。評価対象断面である⑤-⑤断面位置におけるシートジョイントの許容限界を表 3-7 に示す。

表 3-7 止水目地の変形量の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
変形量	シートジョイント：1960
	(参考) ゴムジョイント：449

3.4.5 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解析（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3-8 に示す。

表 3-8 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
		C _L 級	3.9
	改良地盤		1.4

3.5 評価方法

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価は，VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 解析方法

津波時に発生する応答値は，「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて 2次元静的有限要素法解析により算定する。なお，衝突荷重は入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を作用させる。

2次元静的有限要素法解析に用いる解析コードは「FLIP」使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.2 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

防波壁（逆 T 擁壁）の解析モデルを図 3-11 に示す。

a. 解析領域

解析領域は，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。

b. 境界条件

境界条件については，有限要素解析における半無限地盤を模擬するため，粘性境界を設ける。

c. 構造物のモデル化

逆 T 擁壁は，鉄筋コンクリート造であり，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

グラウンドアンカは，非線形ばね及び MPC（多点拘束）でモデル化する。

d. 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てモデル化する。

e. 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお，遡上津波荷重は別途考慮する。

f. ジョイント要素の設定

「構造物と改良地盤」、「埋戻土と改良地盤」、「構造物と埋戻土」及び「施設護岸の構造間」の接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

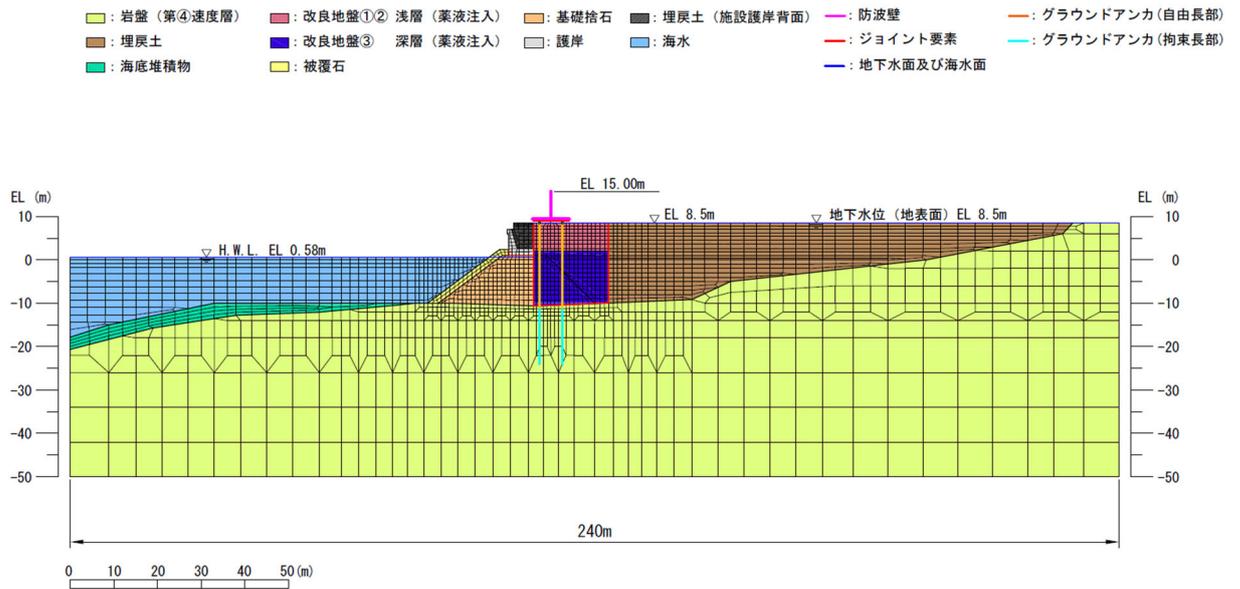


図 3-11 解析モデル (⑤-⑤断面)

(2) 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 3-10 に、材料の物性値を表 3-11 及び表 3-12 に示す。また、グラウンドアンカにおける非線形ばねモデルの概念図を図 3-12 に示す。

表 3-10 使用材料

材料		諸元
逆 T 擁壁	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度：24N/mm ²
グラウンドアンカ		アンカー長：22.0m～30.0m, 極限引張り力：2800kN, 降伏引張り力：2400kN

表 3-11 材料の物性値（逆 T 擁壁）

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
逆 T 擁壁 鉄筋コンクリート	24.0*	2.5×10 ⁴ *	0.2*

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

表 3-12 材料の物性値（グラウンドアンカ）

材料	引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏引張り力 (kN)
グラウンドアンカ ⑤-⑤断面	14064（陸側）	2400（陸側）
	28128（海側）	4800（海側）

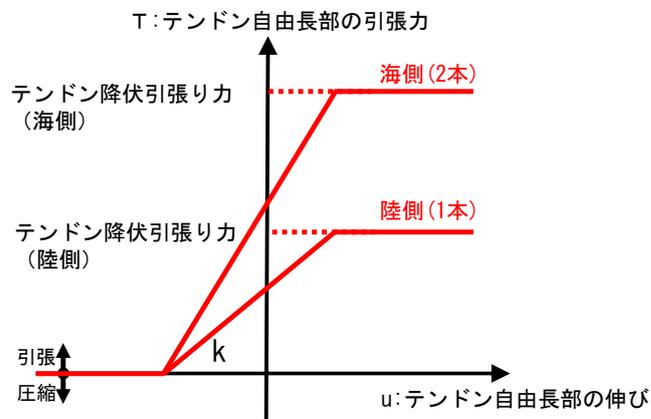


図 3-12 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

(3) 地盤及び改良地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

地盤のうち改良地盤①～③の残留強度及び引張強度を表3-13のとおり設定する。

表3-13 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 σ_t (N/mm ²)
	c' (N/mm ²)	ϕ' (°)	
改良地盤①・②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

(4) 地下水位

設計用地地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位を表3-14に示す。

表3-14 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
防波壁（逆T擁壁）	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

注記*：地表面がEL 8.5mよりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

3.5.3 評価方法

防波壁（逆 T 擁壁）の津波時の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

(1) 逆 T 擁壁

a. 曲げ軸力照査及びせん断力照査

逆 T 擁壁の評価は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び部材に作用するせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

逆 T 擁壁の応力度算定には、解析コード「EMR G I N G」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

b. グラウンドアンカによる支圧照査

グラウンドアンカによる支圧照査は、発生アンカー力を用いて次式により算定される支圧応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_b = \frac{T}{S} \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

σ_b : グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 (N/mm²)

T : 発生アンカー力 (引張) (N)

S : 支圧板の面積 (mm²) (=142800mm²)

(2) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの強度評価は、算定した発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、最小すべり安全率を算定する。

(4) 止水目地

止水目地の津波時の評価について、津波時による最大変位が許容限界以下であることを確認する。

x 方向（法線直交方向）及び z 方向（深度方向）の変位は、図 3-13 に示すとおり、逆 T 擁壁天端における津波時の変位量とし、保守的に各ブロックの位相が逆になったことを考慮し、変位量を 2 倍したものを考慮する。

y 方向（法線方向）の変位は、主たる荷重が法線直行方向に作用する遡上津波荷重及び衝突荷重であることから、法線方向の相対変位は生じないため考慮しない。

X 方向（法線直交方向）の変位 $\delta_x : \delta_x = |\delta_{x1}| \times 2$

z 方向（深度方向）の変位 $\delta_z : \delta_z = |\delta_{z1}| \times 2$

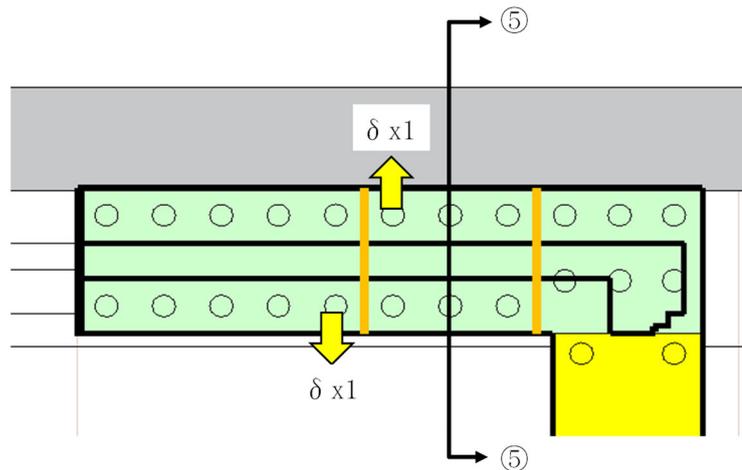
ここで、

δ_{x1} : x 方向の最大変位

δ_{z1} : z 方向の最大変位

法線直交方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向（2 方向合成）の変位量を求め、止水目地の津波時による最大変位とする。

最大変位 $\delta : \delta = \sqrt{(\delta_x^2 + \delta_z^2)}$



δ_{z1} : ⑤-⑤断面の逆 T 擁壁天端における津波時の深度方向最大変位

図 3-13 津波時の変位の概念図

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては，底版直下の改良地盤及び改良地盤直下の岩盤に生じる接地圧の最大値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表 4-1 に示す。

表 4-1 強度評価に用いる条件 (⑤-⑤断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (防波壁)	6331	kN
G _a	グラウンドアンカの初期緊張力	1650	kN
P	積載荷重	215.385	kN/m
P _t	遡上津波荷重	130.431	kN/m ²
P _c	衝突荷重	430	kN/m
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	ton/m ³

5. 評価結果

5.1 逆 T 擁壁の評価結果

5.1.1 曲げ軸力照査及びせん断力照査

逆 T 擁壁の曲げ・軸力系及びせん断破壊に対する照査断面力図を図 5-1 に示し、
 曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-1 及び表 5-2 に示す。
 この結果から逆 T 擁壁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

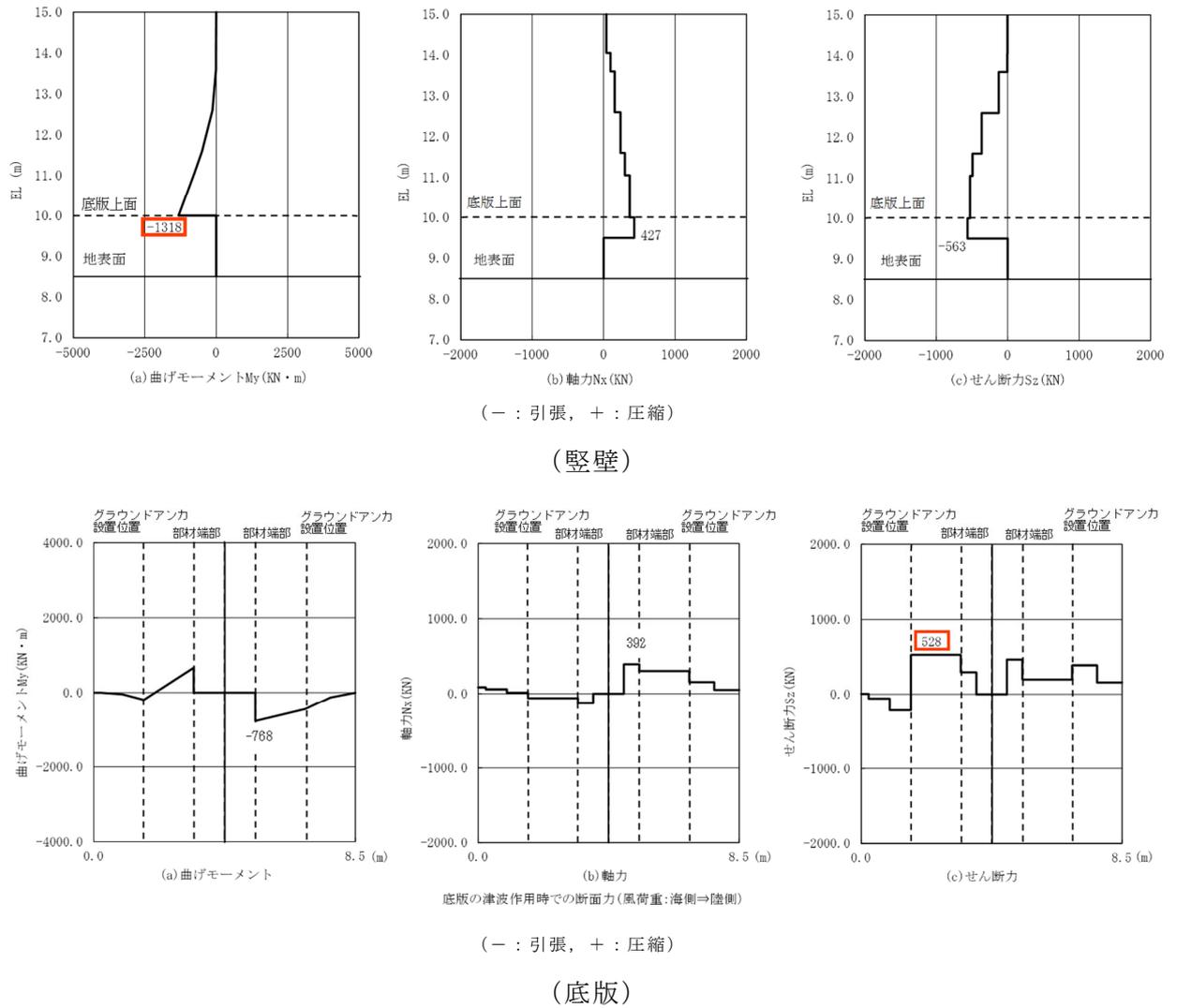


図 5-1 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系及びせん断破壊に対する照査断面力 (⑤-⑤断面)

表 5-1 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (⑤-⑤断面)

発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
-1318	427	108.5	294	0.370

表 5-2 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (⑤-⑤断面)

発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
せん断力 (kN)			
528	0.35	0.67	0.523

5.1.2 グラウンドアンカによる支圧照査

逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査値を表 5-3 に示す。

この結果から逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧が許容限界以下であることを確認した。

表 5-3 逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
11.7	18.0	0.650

5.2 グラウンドアンカ

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値を表 5-4 に示す。

この結果からグラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-4 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値
(⑤-⑤断面)

発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}
1670	2076	0.805

5.3 改良地盤

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 5-5 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布図を図 5-2 に示す。

これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 5-5 改良地盤のすべり安全率評価結果 (⑤-⑤断面)

最小すべり安全率
10.33

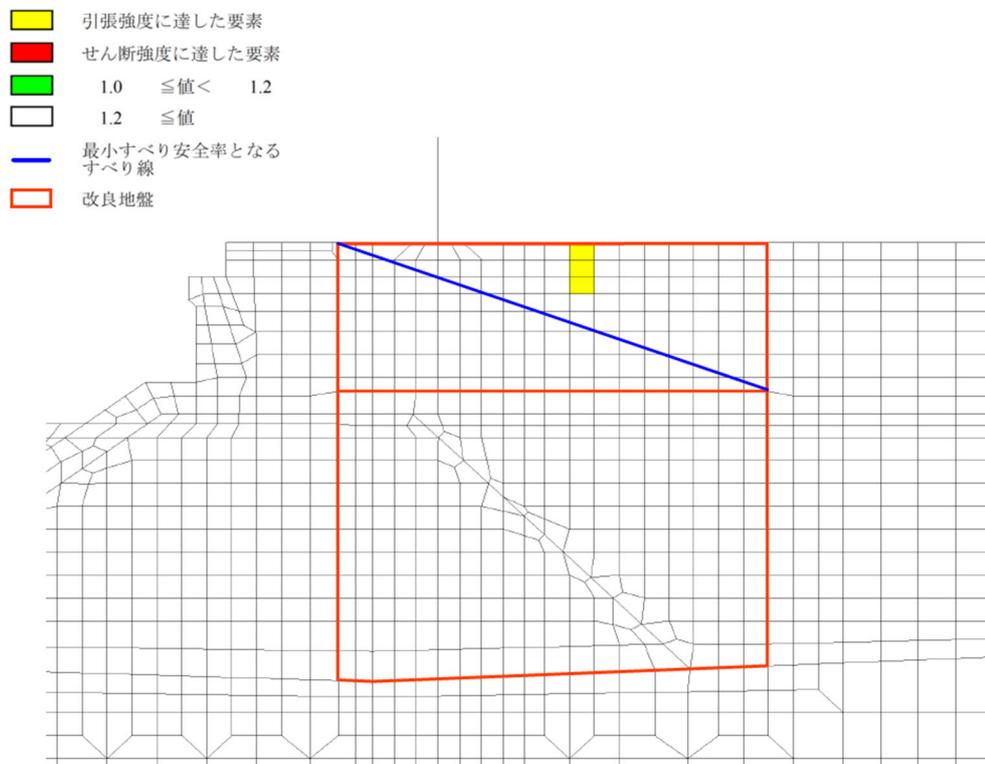


図 5-2 改良地盤の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布 (⑤-⑤断面)

5.4 止水目地

津波時の止水目地の変位量に対する照査結果を表 5-6 に示す。

津波時の止水目地の変位量に対する照査を行った結果、変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5-6 止水目地設置箇所の変位量

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 横断方向	13.08	—
δ_z : 鉛直方向	1.48	—
合成方向 (2方向合成)	13.17	シートジョイント : 1960 (参考) ゴムジョイント : 449

5.5 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 5-7 に、支持地盤の接地圧分布図を図 5-3 に示す。

防波壁（逆 T 擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 5-7(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（⑤-⑤断面，改良地盤）

最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P_u (N/mm ²)	照査値 P / P_u
0.4	1.4	0.286

表 5-7(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（⑤-⑤断面，岩盤）

最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P_u (N/mm ²)	照査値 P / P_u
0.4	3.9	0.103

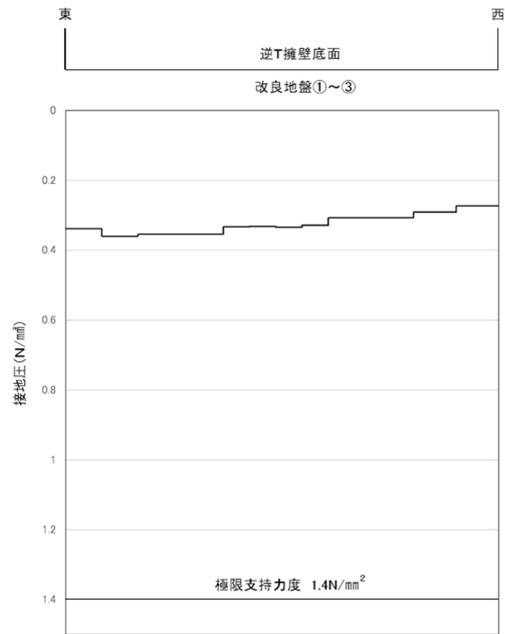


図 5-3(1) 支持地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 逆 T 擁壁)

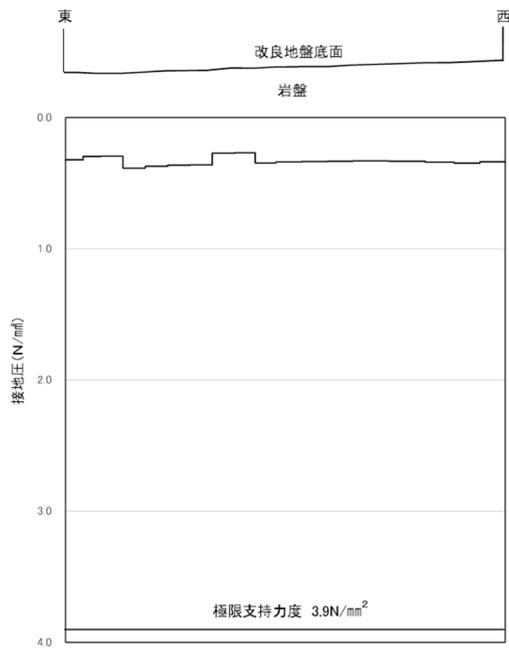


図 5-3(2) 支持地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 改良地盤)

VI-3-別添 3-2-1-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）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 適用規格・基準等	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
3.2.1 評価対象断面	15
3.2.2 評価対象部位	21
3.3 荷重及び荷重の組合せ	22
3.3.1 荷重	22
3.3.2 荷重の組合せ	24
3.4 許容限界	25
3.4.1 鋼管杭	25
3.4.2 被覆コンクリート壁	27
3.4.3 改良地盤	27
3.4.4 止水目地	28
3.4.5 基礎地盤	28
3.5 評価方法	29
3.5.1 津波時	29
3.5.2 重畳時	39
4. 評価条件	41
4.1 津波時	41
4.2 重畳時	43
5. 評価結果	45
5.1 津波時	46
5.1.1 鋼管杭	46
5.1.2 被覆コンクリート壁	49
5.1.3 改良地盤④の評価結果	57
5.1.4 改良地盤⑤の評価結果	58
5.1.5 止水目地	60
5.1.6 基礎地盤	61

5.2 重畳時	62
5.2.1 鋼管杭	62
5.2.2 被覆コンクリート壁	64
5.2.3 改良地盤⑤	67
5.2.4 止水目地	68
5.2.5 基礎地盤	69

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に示すとおり、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が地震後の繰返しの来襲を想定した津波荷重，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，施設・地盤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

2.1 位置

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の位置図を図 2-1 に示す。

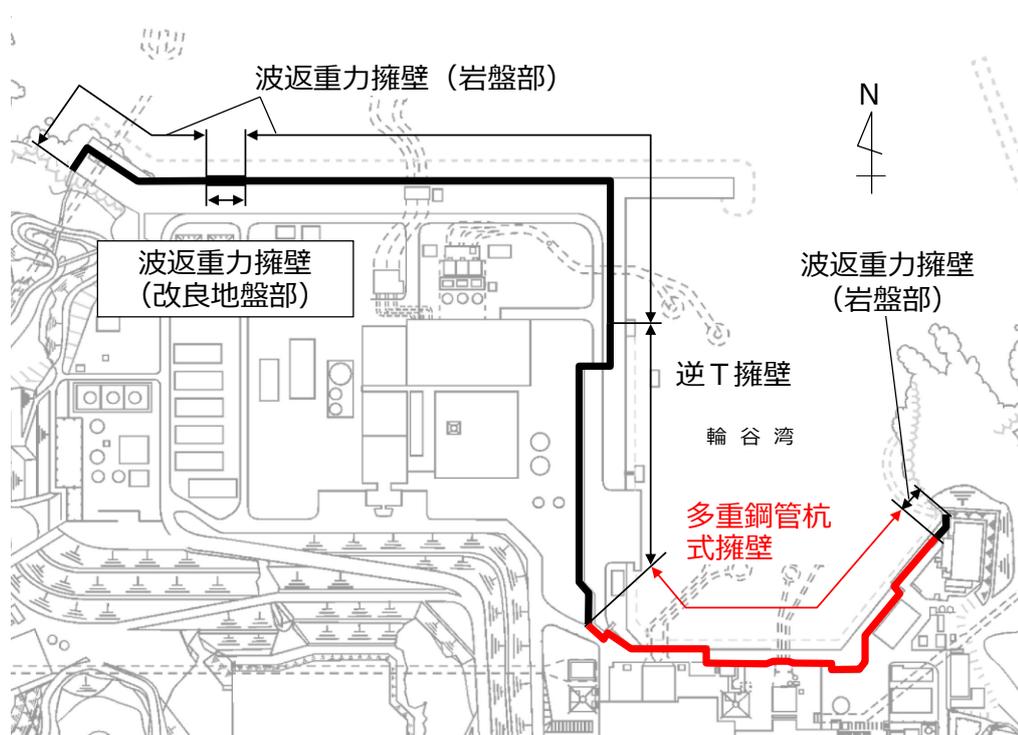


図 2-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の位置図

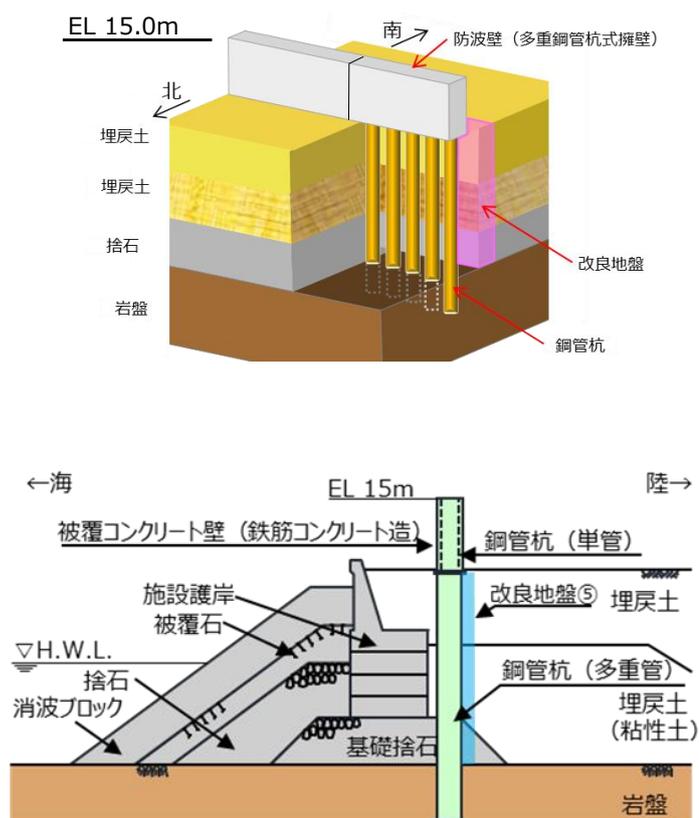
2.2 構造概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図を図 2-2 に、構造図を図 2-3 及び図 2-4 に、概略配筋図を図 2-5 に、止水目地の概念図及び配置位置図を図 2-6 及び図 2-7 に示す。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は、入力津波高さ（EL 12.6m）に対して余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は、鋼管を多重化して鋼管内をコンクリート又はモルタルで充填した多重鋼管による杭基礎構造及び、鋼管杭と鉄筋コンクリート造の被覆コンクリート壁による上部構造から構成される。鋼管杭は、岩盤に支持させる構造とし、岩盤部では隣り合う多重鋼管杭間をセメントミルクで間詰めする。被覆コンクリート壁のブロック間の境界には、止水性を保持するための止水目地を設置する。

また、津波の地盤中からの回り込みに対し、防波壁の背後に地盤改良を実施する。



(正面図及び断面図)

図 2-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図

(単位: mm)

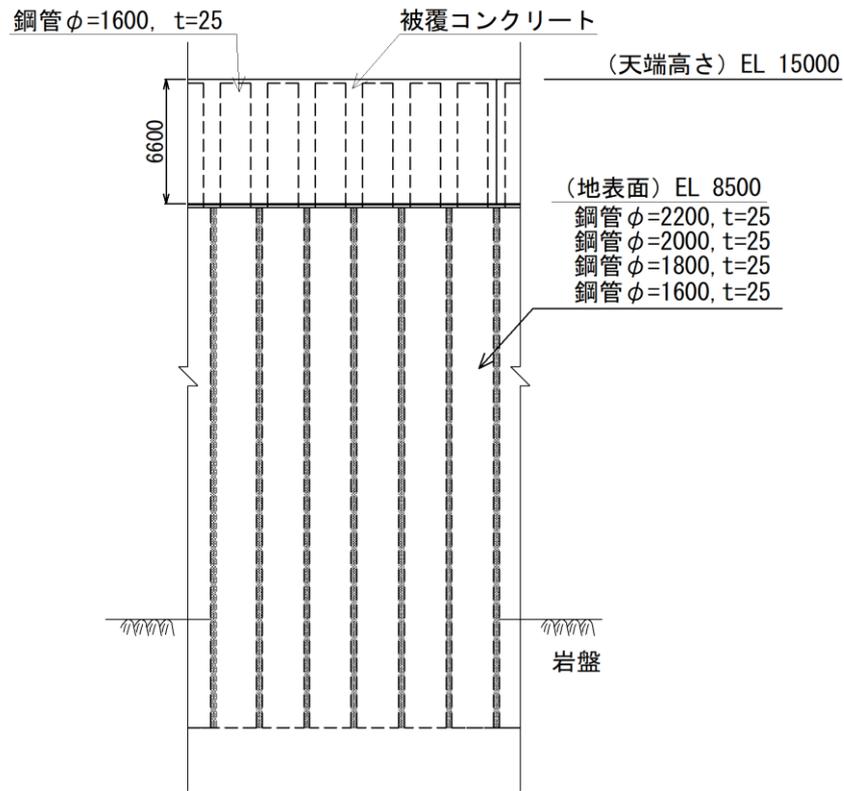


図 2-3 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の構造図 (正面図)

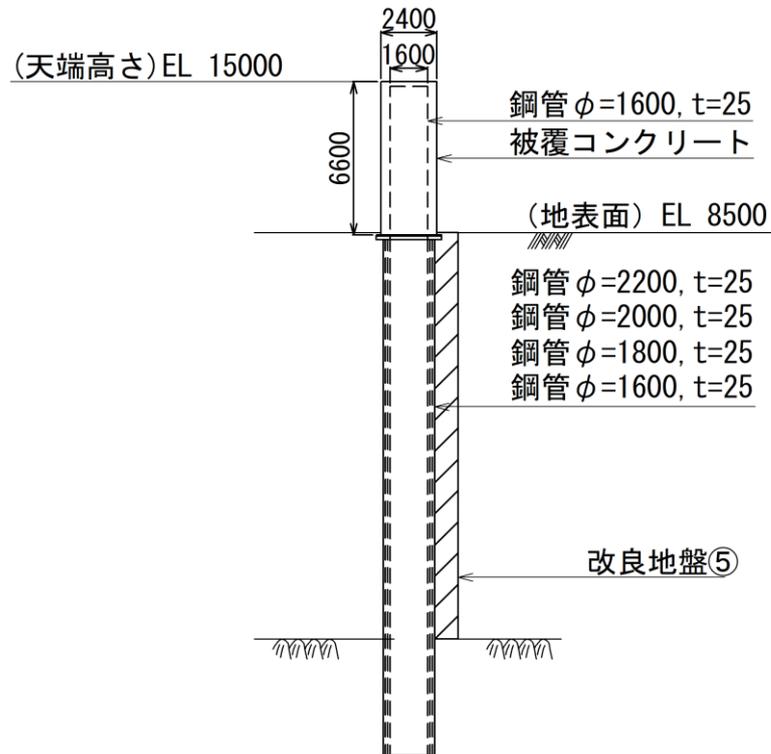


図 2-4 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の構造図 (断面図)

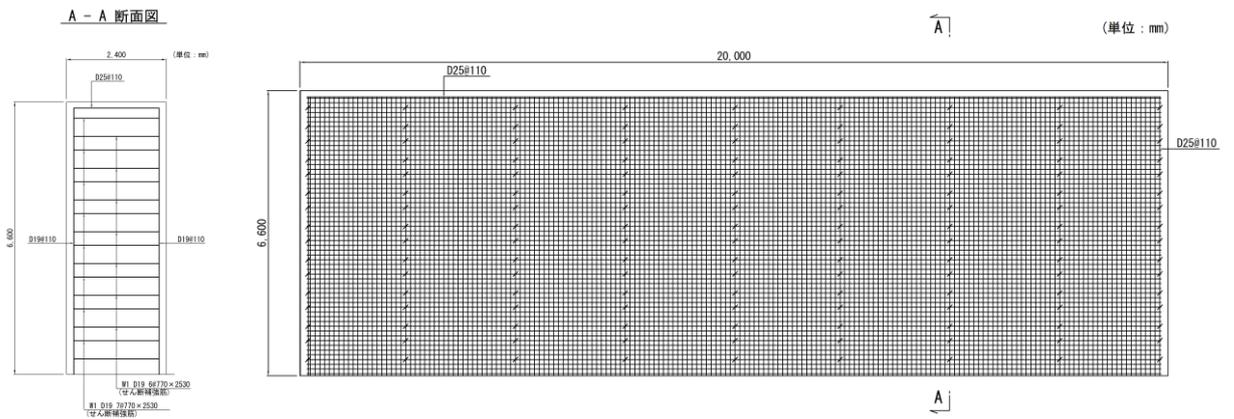
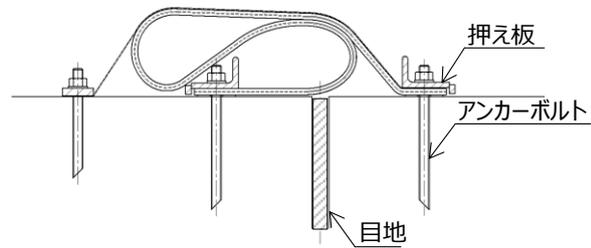


図 2-5 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の概略配筋図



(シートジョイント)

図 2-6 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の止水目地の概念図

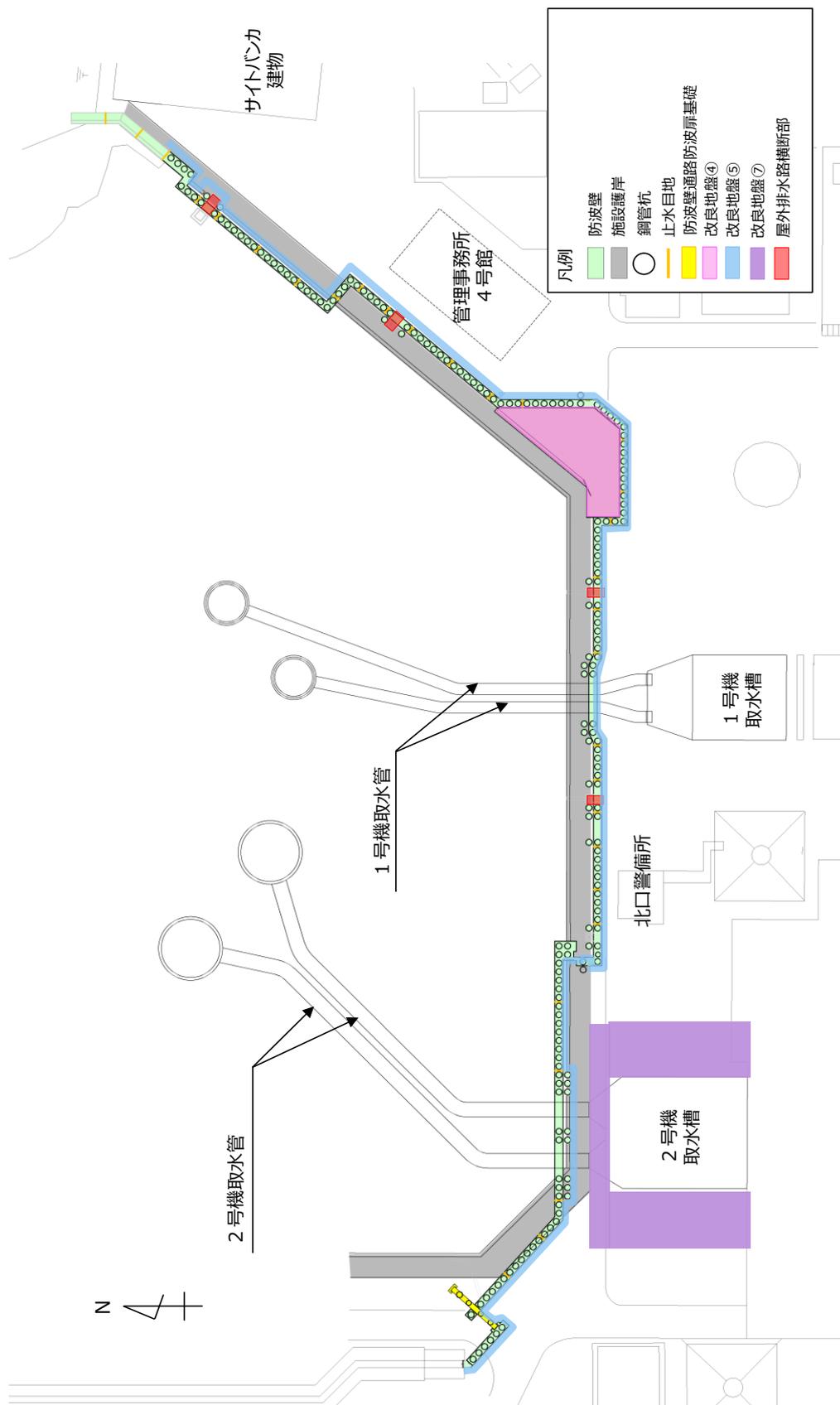


図 2-7 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の止水目地の配置位置図

2.3 評価方針

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）はSクラス施設である津波防護施設に分類される。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の役割及び性能目標を表2-1及び表2-2に示す。

また、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価は、VI-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」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. 評価結果」より、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象部位の発生応力、すべり安全率及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）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。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価は、設計基準対象施設として表2-3の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。

施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

防波壁(多重鋼管杭式)の強度評価フローを図2-8に示す。

表 2-1 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	鋼管杭	・被覆コンクリート壁を支持する。	・被覆コンクリート壁を支持する。
	被覆コンクリート壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・被覆コンクリート壁間の変形に追従する。	・被覆コンクリート壁間変形に追従し、遮水性を保持する。
地盤	改良地盤④	・鋼管杭の変形を抑制する。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑤	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁への相互作用を考慮する)。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑦	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁への相互作用を考慮する)。	・役割に期待しない。
	岩盤*	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。
	埋戻土, 埋戻土(粘性土), 砂礫層	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波壁への相互作用を考慮する)。	・防波壁より陸側については、津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸, 基礎捨石, 捨石, 被覆石	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波壁への波及的影響を考慮する)。	・役割に期待しない。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
	グラウト材(埋戻土部 杭間部充填)	・役割に期待しない。	・難透水性の地盤ではあるが、役割に期待しない。

注記* : 岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤に含む。

表 2-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性、難透水性)
施設	鋼管杭	—	—	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。
	被覆コンクリート壁			構造部材の健全性を保持するために、被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態にとどまること。	止水目地の支持機能を喪失して被覆コンクリート間から優位な漏えいを生じないために、被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			被覆コンクリート壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	被覆コンクリート壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
地盤	改良地盤④	—	—	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと。(内部安定を保持)	地盤中からの回り込みによる流入を防止(難透水性を保持)するため改良地盤がすべり破壊しないこと。(内的安定を保持)
	改良地盤⑤	—	—	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止(難透水性を保持)するため改良地盤がすべり破壊しないこと。(内的安定を保持)
	岩盤*	鋼管杭を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安全性を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、岩盤がすべり破壊しないこと。(内的安定を保持)	—

注記*：岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤に含む。

表 2-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）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	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ，軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）
		被覆コンクリート壁	発生する応力（曲げ，軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤④	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤⑤		
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ，軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）
		被覆コンクリート壁	発生する応力（曲げ，軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤④	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
		改良地盤⑤		
	基礎地盤の支持性能	岩盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の変形性	止水目地	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。

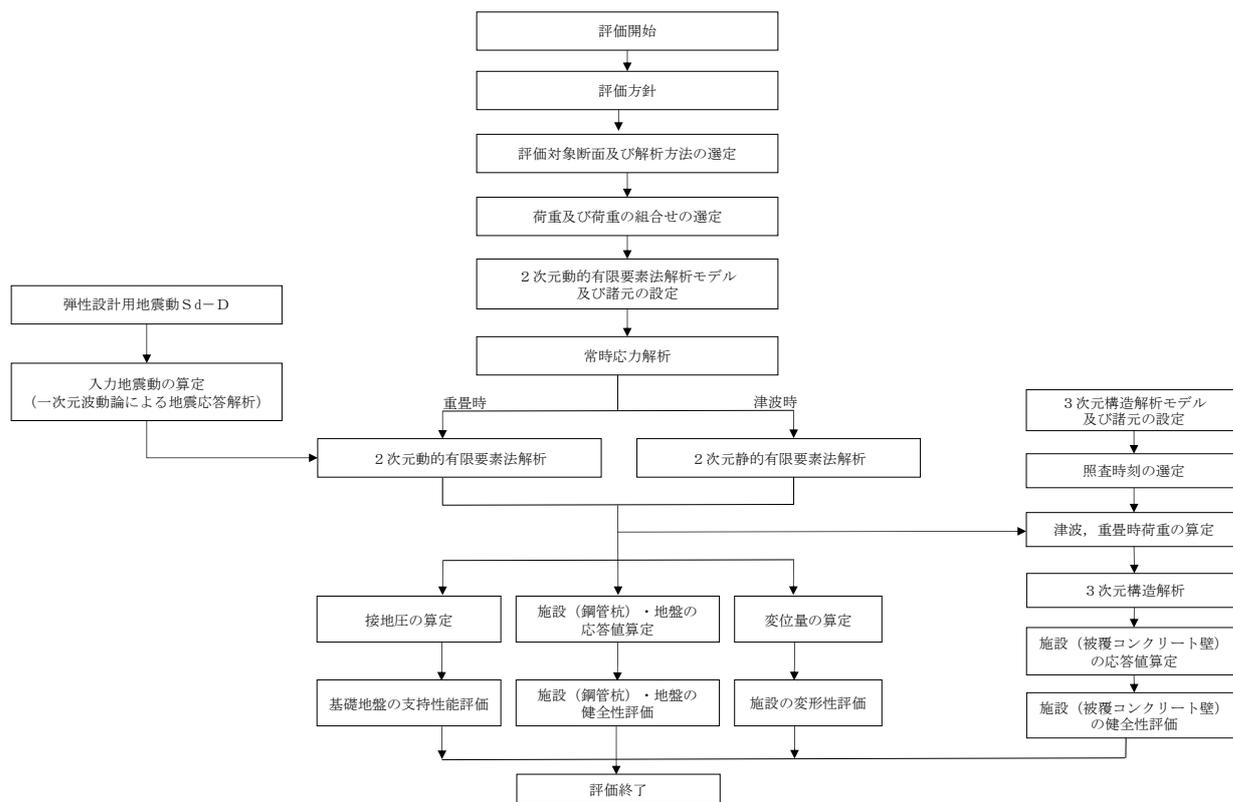


図 2-8 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成25年6月19日原管地発第1306196号）
- ・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）
- ・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）
- ・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）
- ・松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日松江市規則第234号）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解析（（社）日本港湾協会，H19年版）
- ・港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 強度評価に用いる記号 (1)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m ²	積載荷重
P _s	kN/m ²	積雪荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)
P _k	kN/m ²	風荷重
P _t	kN/m ²	遡上津波荷重
P _c	kN/m	衝突荷重
K _{sd}	—	余震荷重
γ _w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	ton/m ³	海水の密度
M _{max}	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
M _y	kN・m	鋼管杭の降伏モーメント
Z _e	mm ³	鋼管杭の断面係数
N	kN	鋼管杭に発生する軸力
A	mm ²	鋼管杭の断面積
Q _{max}	kN	鋼管杭に発生するせん断力
Q _a	kN	鋼管杭の許容せん断力
σ _c	N/mm ²	被覆コンクリート壁に発生する曲げ圧縮応力度
τ _c	N/mm ²	被覆コンクリート壁に発生するせん断応力度
σ _s	N/mm ²	被覆コンクリート壁に発生する曲げ引張応力度
σ _{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ _{ca}	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	鉄筋の短期許容曲げ引張応力度

表 3-1 強度評価に用いる記号 (2)

記号	単位	定義
δ_x	mm	止水目地の x 方向 (法線直交方向) の変位
δ_y	mm	止水目地の y 方向 (法線方向) の変位
δ_z	mm	止水目地の z 方向 (深度方向) の変位
$\delta_x(T)$	mm	止水目地の x 方向の最大相対変位
$\delta_y(T)$	mm	止水目地の y 方向の最大相対変位
$\delta_z(T)$	mm	止水目地の z 方向の最大相対変位
δ	mm	止水目地の最大変位
R_d	N/mm ²	鋼管杭先端の軸力より算定される軸応力度
R_u	N/mm ²	極限支持力
N_{max}	kN	鋼管杭に発生する軸力

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面位置図を図 3-1 に、縦断面図を図 3-2 に、防波壁（多重鋼管式擁壁）の各区分における横断面図を図 3-3～図 3-8 に示す。以下の理由から、②-②断面、③-③断面、④-④断面及び⑦-⑦断面を評価対象断面として選定する。

- ・②-②断面は、防波壁が施設護岸の背面に設置されている断面のうち、岩盤上面深さが最も深く、改良地盤④が設置されていることから評価対象断面に選定した。
- ・③-③断面は、防波壁が施設護岸の前面に設置されている断面のうち、岩盤上面の深さが最も深いことから、選定した。
- ・④-④断面は、取水管を横断するため、多重鋼管杭の杭間隔が広いことから、選定した。
- ・⑦-⑦断面は②-②断面に直交する縦断方向の断面である。②-②断面位置における縦断方向の止水目地の変形量を求めるため、変形性評価の評価対象断面に選定した。

本資料では、防波壁が施設護岸の背面に設置されている断面である②-②断面と、防波壁が施設護岸の前面に設置されている断面である③-③断面の強度評価を実施する。また、止水目地の評価において、②-②断面と⑦-⑦断面を選定する。

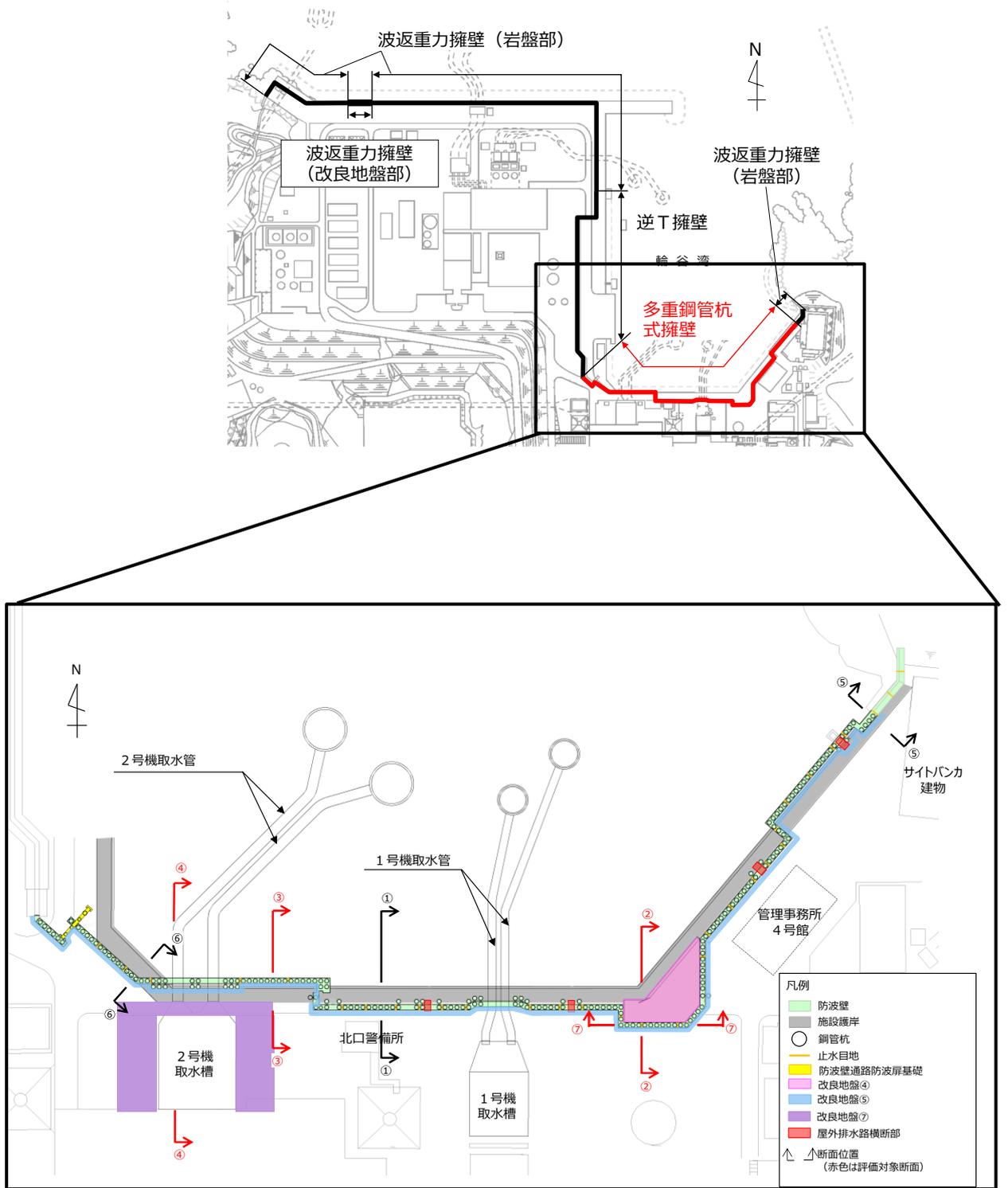


図 3-1 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の評価対象断面位置図

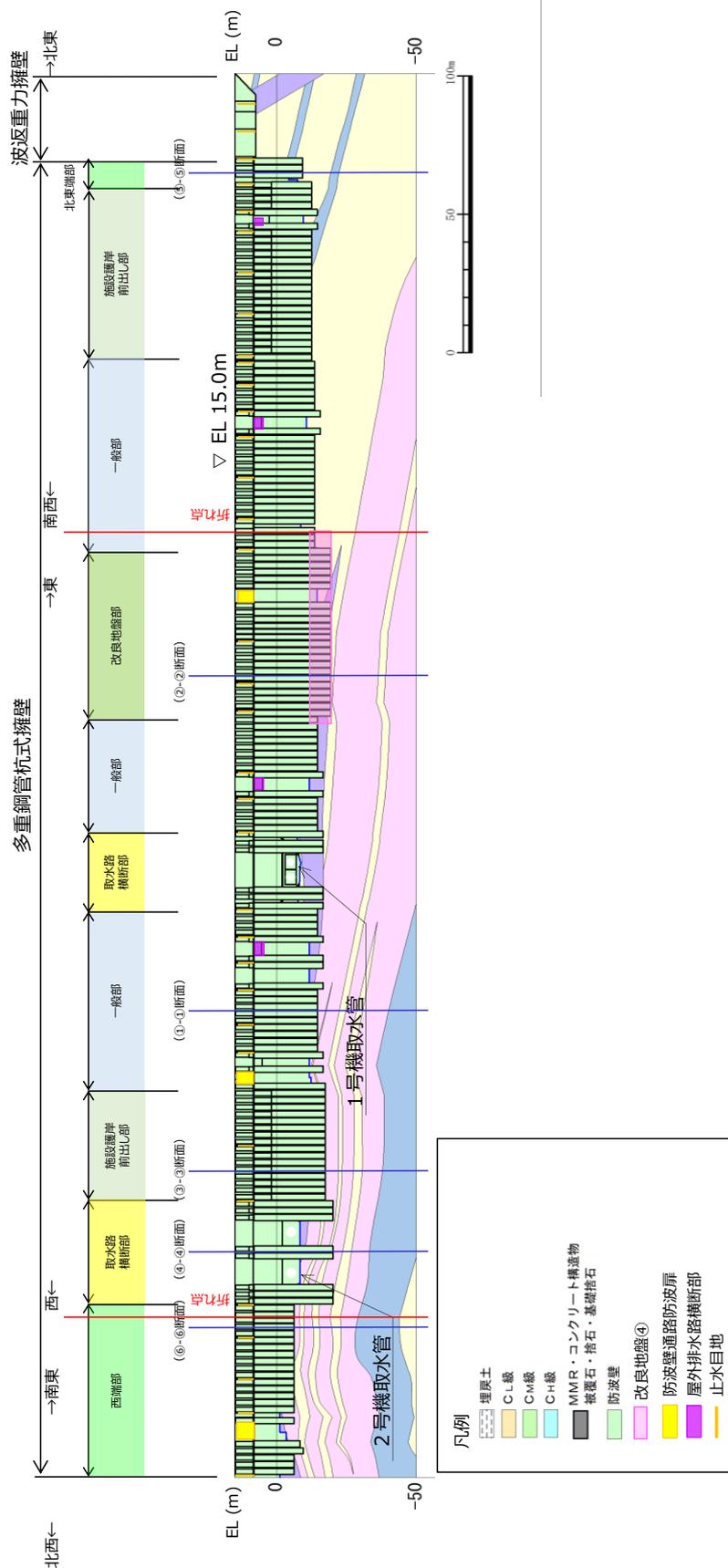


図 3-2 防波堤（多重鋼管杭式擁壁）の縦断面図

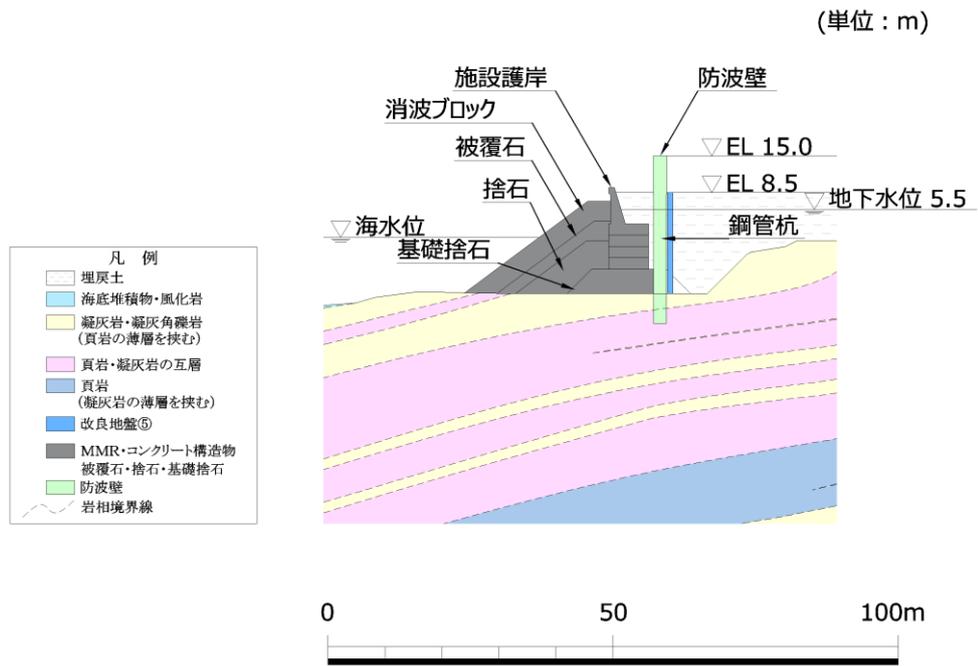


図 3-3 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の横断図 (①-①断面)

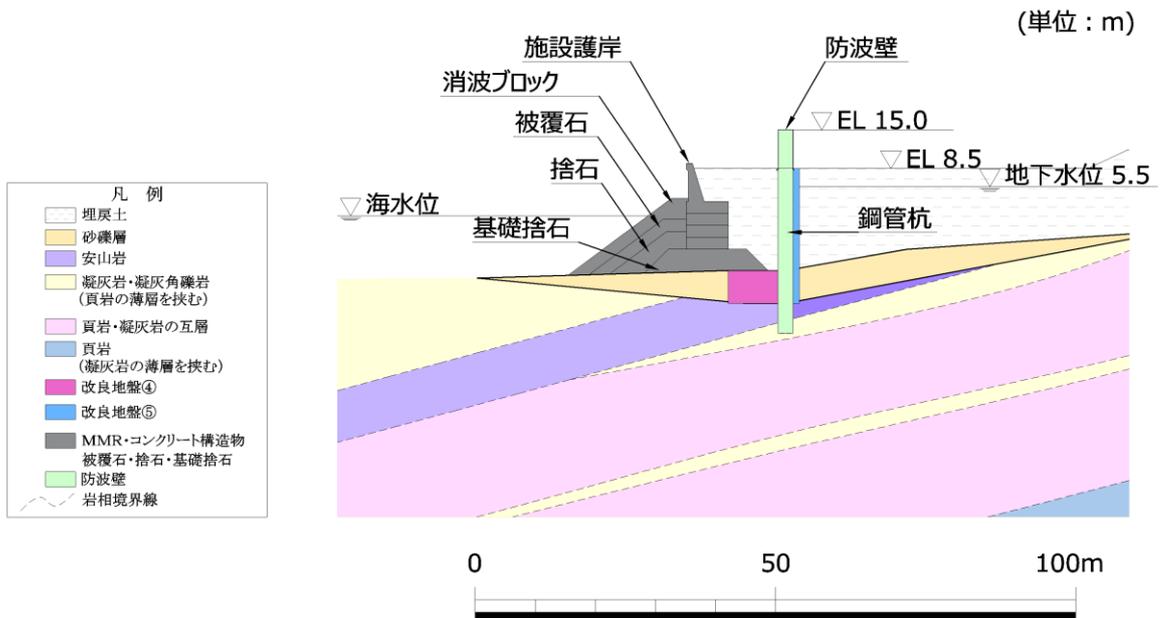


図 3-4 防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) の横断図 (②-②断面)

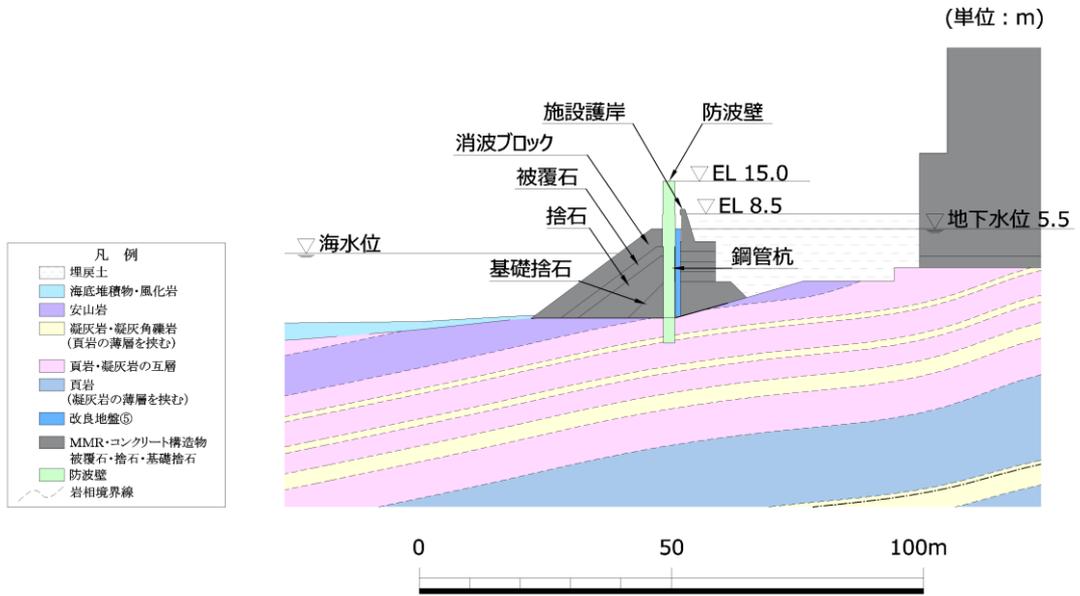


図 3-5 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の横断図（③-③断面）

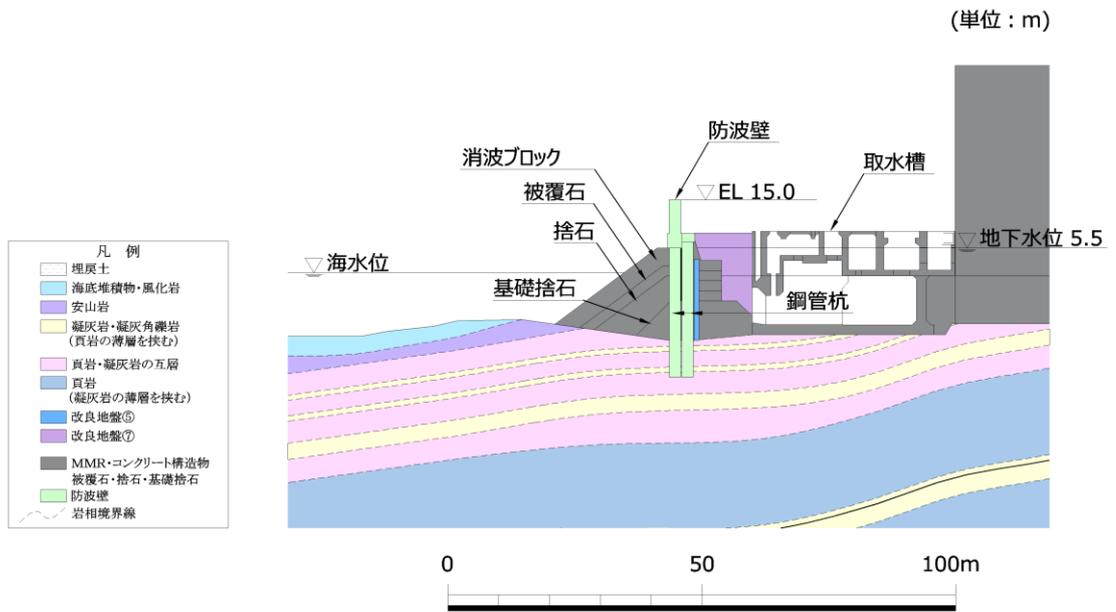


図 3-6 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の横断図（④-④断面）

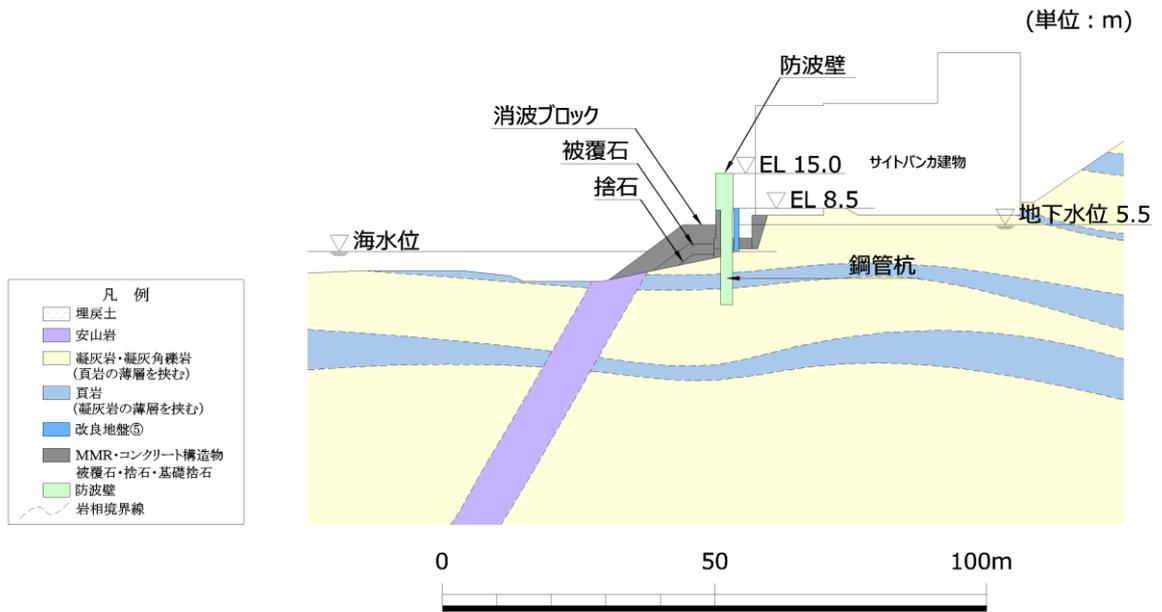


図 3-7 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の横断図（⑤-⑤断面）

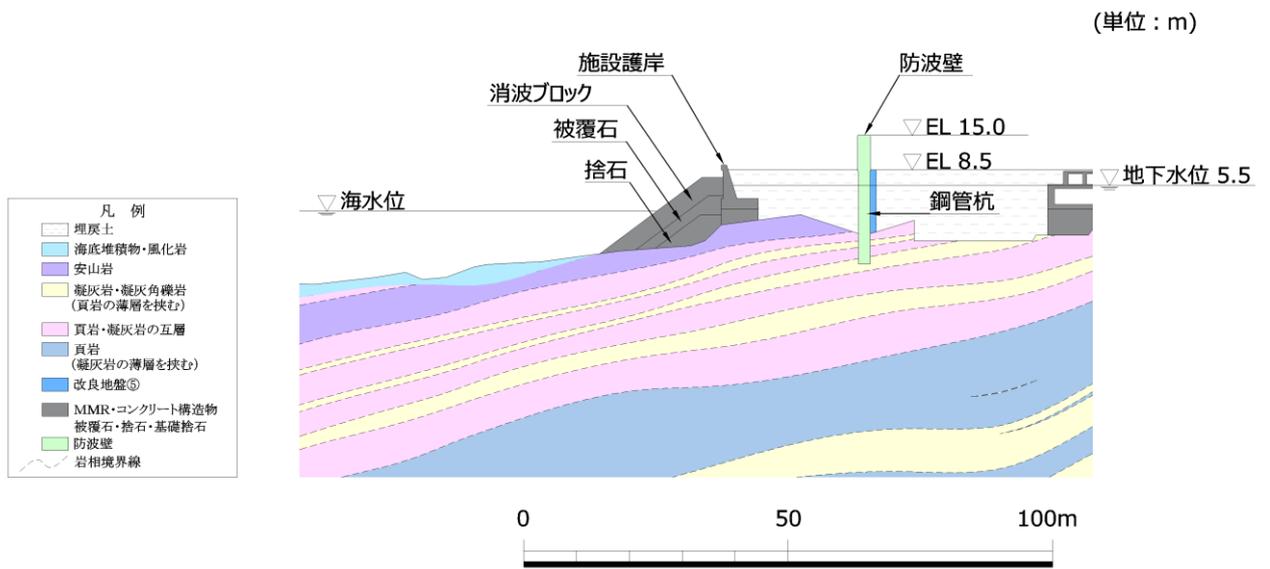


図 3-8 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の横断図（⑥-⑥断面）

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位のうち、鋼管杭及び改良地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価、並びに止水目地の変形性評価については、津波時には2次元静的有限要素法（有効応力解析）による強度評価を行い、重畳時には2次元動的有限要素法（有効応力解析）による強度評価を行う。被覆コンクリート壁については、3次元構造解析により健全性評価を行う。

(1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、鋼管杭、被覆コンクリート壁、改良地盤④及び改良地盤⑤とする。

(2) 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水目地とする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、多重鋼管杭式擁壁を支持する基礎地盤（岩盤）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、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重 (G, P)

常時作用する荷重として、自重又は固定荷重及び積載荷重とする。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

敷地高以上については、朝倉式により、各施設の設置位置における設置高さを考慮し、津波の水位と各施設の設置高さの差分の 1/2 倍を浸水深として、浸水深の 3 倍で作用する水圧として算定する。

敷地高以深については、谷本式により、各施設の設置位置における設置高さを考慮し、津波高さの 1/2 を入射津波高さとして定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍とし、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍として算定する。

(3) 余震荷重 (K_{sd})

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

(4) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重は、津波漂流物による衝突荷重を選定し、設定する。

衝突荷重は表 3-2 に示すとおり、施設の延長に応じて設定する。

施設に作用させる際は、漂流物対策工による荷重分散を考慮する。

表 3-2 衝突荷重

評価対象断面	②-②断面	③-③断面
衝突荷重 (kN/m)	420	360

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重は、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1 4 5 4 号に定められた松江市の基準風速 30m/s を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第 1 4 5 4 号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(6) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重は、発電所に最も近い気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018 年）より、観測史上 1 位の月最深積雪 100cm（1971 年 2 月 4 日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を基本とし、積雪量 1 cm ごとに 20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し、各施設の積雪面積を乗じて設定する。

3.3.2 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 3-9 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c + P_k + P_s$
重畳時	$G + P + P_t + K_{s,d} + P_k + P_s$

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- P_t : 遡上津波荷重
- $K_{s,d}$: 余震荷重
- P_c : 衝突荷重
- P_k : 風荷重
- P_s : 積雪荷重

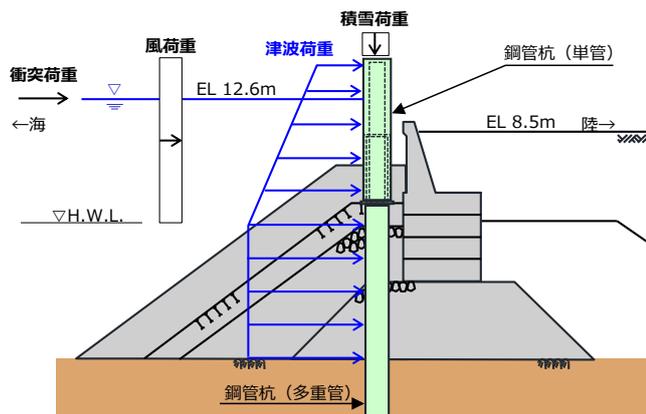


図 3-9(1) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の荷重作用図（津波時）

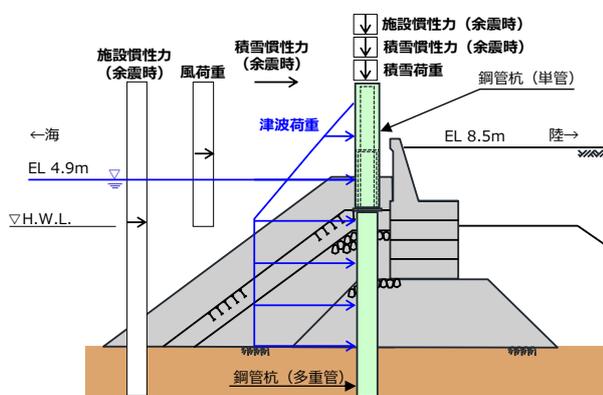


図 3-9(2) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の荷重作用図（重畳時）

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、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.4.1 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）・同解析（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」を基に算出した降伏モーメント及び短期許容せん断力とする。表 3-4 に鋼管杭の許容限界を示す。

降伏モーメントは次式により算定する。

$$M_y = \sum_i (f_{yi} - \frac{|N_i|}{A_i}) Z_{ei}$$

ここで、

M_y ：多重鋼管杭の降伏モーメント（kN・m）

f_{yi} ：多重鋼管杭を構成する各鋼管の降伏基準点（N/mm²）

Z_{ei} ：多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面係数（mm³）

N_i ：多重鋼管杭を構成する各鋼管に発生する軸力（kN）

A_i ：多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面積（mm²）

許容せん断力は次式により算定する。

$$Q_a = \sum_i \tau_{ai} A_i$$

ここで、

Q_a ：多重鋼管杭を構成する各鋼管の短期許容せん断力（kN）

τ_a ：多重鋼管杭を構成する各鋼管の短期許容応力度（N/mm²）

A_i ：多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面積（mm²）

表 3-4 鋼管杭の許容限界

断面	杭種	杭位置	杭径	杭板厚	鋼種	降伏 モーメント*2 (kN・m)	許容 せん断力 (kN)
②-②断面	地上部 (1重管)	最内管	φ 1.6m	25mm	SKK490	14637	19421
③-③断面		最内管	φ 1.6m	25mm	SKK490	14706	19421
②-②断面	地下部 (4重管)	最内管	φ 1.6m	25mm	SKK490	89015	95166
		最内管から 2番目の管	φ 1.8m	25mm	SKK490		
		最内管から 3番目の管	φ 2.0m	25mm	SKK490		
		最内管から 4番目の管	φ 2.2m	25mm*1	SM490Y		
③-③断面		最内管	φ 1.6m	25mm	SKK490	88462	95166
		最内管から 2番目の管	φ 1.8m	25mm	SKK490		
		最内管から 3番目の管	φ 2.0m	25mm	SKK490		
		最内管から 4番目の管	φ 2.2m	25mm*1	SM490Y		

注記*1：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）に基づき，腐食代 1mm を考慮する。

*2：降伏モーメントは，鋼管杭に発生する軸力を考慮する。

3.4.2 被覆コンクリート壁

被覆コンクリート壁の許容限界は「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)」に基づき, 表3-5に示す短期許容応力度とする。

表3-5 被覆コンクリート壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9
許容せん断応力度 τ_{ca}		0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記* : 短期許容応力度は, コンクリート標準示方書より許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.4.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は, 「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し, 表3-6にすべり安全率を示す。

表3-6 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2以上

3.4.4 止水目地

止水目地の許容限界は、メーカ規格、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。評価対象断面である②-②断面及び⑦-⑦断面位置における止水目地の変位量に対する許容限界を表 3-7 に示す。

表 3-7 止水目地の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
変位量	1580

3.4.5 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3-8 に示す。

表 3-8 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (kN/mm ²)	
極限支持力	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	C _L 級	3.9	

3.5 評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価は，VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 津波時

(1) 2次元静的有限要素法

a. 解析方法

津波時に発生する応答値は，「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元静的有限要素法により算定する。なお，衝突荷重は入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m に作用させる。

2次元静的有限要素法に用いる解析コードは，「FLIP」を使用し，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

b. 施設

鋼管杭は，線形はり要素によりモデル化する。

被覆コンクリート壁のモデル化は行わず，質量として自重を考慮する。

c. 解析モデル及び諸元

評価対象断面のうち②-②断面及び③-③断面の解析モデルは，VI-2-10-2-2-3「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答計算書」に示した解析モデルを用いる。

評価対象断面のうち⑦-⑦断面の解析モデルを図 3-10 に示す。解析領域，境界条件等の考え方は，②-②断面及び③-③断面と同様である。

(a) 解析領域

解析領域は，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。

(b) 境界条件

境界条件については，有限要素解析における半無限地盤を模擬するため，粘性境界を設ける。

(c) 構造物のモデル化

鋼管杭は，線形はり要素によりモデル化する。

被覆コンクリート壁のモデル化は行わず，質量として自重を考慮する。

(d) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化する。

(e) 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

(f) ジョイント要素の設定

津波時の施設及び地盤の接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

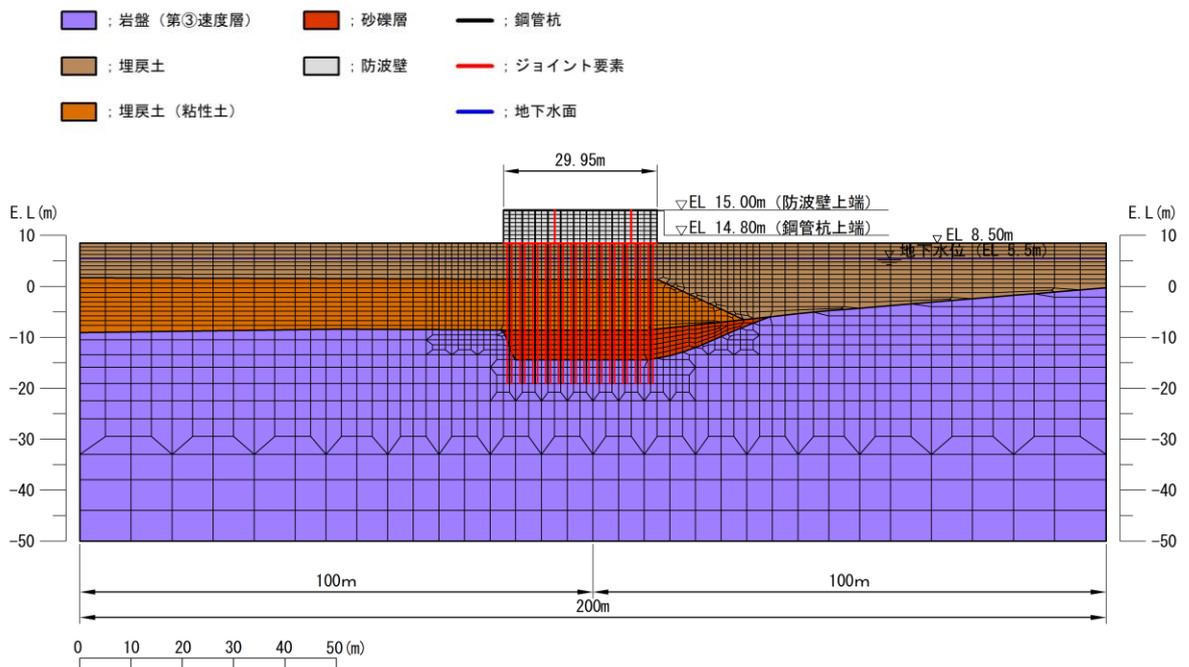


図 3-10 解析モデル (⑦—⑦断面)

d. 使用材料および材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。鋼管杭の使用材料を表 3-9 に、材料の物性値を表 3-10 に示す。

表 3-9 使用材料

諸元	
鋼管杭	φ 2200mm (SKK490, SM490Y) t=25mm*
	φ 2000mm (SKK490) t=25mm
	φ 1800mm (SKK490) t=25mm
	φ 1600mm (SKK490) t=25mm

注記*：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）に基づき，腐食代 1mm を考慮する。

表 3-10 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
鋼管杭	77.0* ¹	2.0×10 ⁵ *	0.3

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002 年）

e. 地盤及び改良地盤の物性値

地盤の物性値は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

地盤のうち改良地盤④及び改良地盤⑤の残留強度及び引張強度を表 3-11 のとおり設定する。

表 3-11 改良地盤④及び改良地盤⑤の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 σ _t (N/mm ²)
	c' (N/mm ²)	φ' (°)	
改良地盤④	0.0	43.03	0.11
改良地盤⑤	0.0	35.60	1.16

f. 地下水位

設計地下水位は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計地下水位を表 3-12 に示す。

表 3-12 設計地下水位

施設名称	設計地下水位
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	防波壁より陸側：EL 5.5m 防波壁より海側：EL 0.58m

g. 評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の津波時の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

(a) 鋼管杭

イ. 曲げ照査

杭体の発生曲げモーメントが降伏モーメント以下であることを確認する。

ロ. せん断力照査

杭体の発生せん断力が許容せん断力以下であることを確認する。

(b) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線上のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態を基に、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、最小すべり安全率を算定する。

(c) 止水目地

止水目地の評価について、法線直交方向及び法線方向ともに、津波荷重による最大変位が許容限界以下であることを確認する。

x 方向（法線直交方向）及び z 方向（深度方向）の変位は、図 3-11 に示すとおり、多重鋼管杭式擁壁天端における津波時の変位量とし、保守的に各ブロックの位相が逆になったことを考慮し、時刻歴最大の変位量を 2 倍したものを算定する。

y 方向（法線方向）の変位は、隣接する多重鋼管杭式擁壁の天端間の相対変位とする。

x 方向（法線直交方向）の変位 $\delta_x : \delta_x = |\delta_x(T)| \times 2$

y 方向（法線方向）の変位 $\delta_y : \delta_y = |\delta_y(T)|$

z 方向（深度方向）の変位 $\delta_z : \delta_z = |\delta_z(T)| \times 2$

ここで、

$\delta_x(T)$: x 方向の最大変位

$\delta_y(T)$: y 方向の最大相対変位

$\delta_z(T)$: z 方向の最大変位

法線直交方向、法線方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向（3 方向合成）の変位量を求め、止水目地の津波荷重による最大変位とする。

$$\text{最大変位 } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

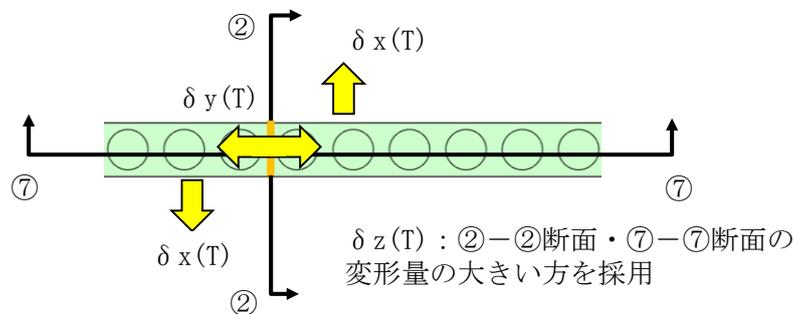


図 3-11 津波時の変位の概念図

(d) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解析（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に従い，杭先端部の軸力を用いて次式により算定される軸応力が基礎地盤の極限支持力以下であることを確認する。

$$R_d = \frac{N_{max}}{A}$$

ここで，

R_d ：鋼管杭先端の軸力より算定される軸応力度（N/mm²）*

N_{max} ：鋼管杭に発生する軸力（kN）*

A ：鋼管杭先端の断面積（mm²）*

注記*：最外の鋼管杭の外側 1 mm を腐食代として考慮する。

(2) 3次元構造解析

a. 解析方法

津波時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて3次元構造解析により算定する。なお、衝突荷重は入力津波水位 EL 11.9mに余裕を考慮した津波水位 EL 12.6mに作用させる。

3次元構造解析に用いる解析コードは、「FINAS/STAR」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

b. 施設

被覆コンクリート壁はソリッド要素でモデル化する。

c. 解析モデル及び諸元

防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の3次元構造解析における解析モデルを図3-12及び図3-13に示す。

(a) 構造物のモデル化

3次元構造解析モデルにおいて、鋼管杭はシェル要素でモデル化し、被覆コンクリート壁はソリッド要素でモデル化する。

(b) 地盤ばね

3次元構造解析モデルのうち地中部の鋼管杭には、地盤抵抗を表現するため、地盤バネを設置する。

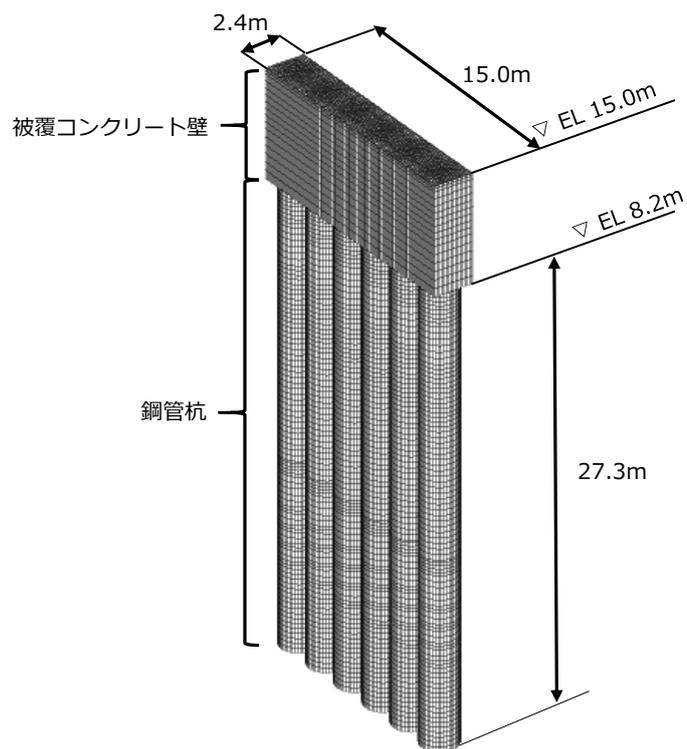


図 3-12 3次元構造解析モデル (②—②断面)

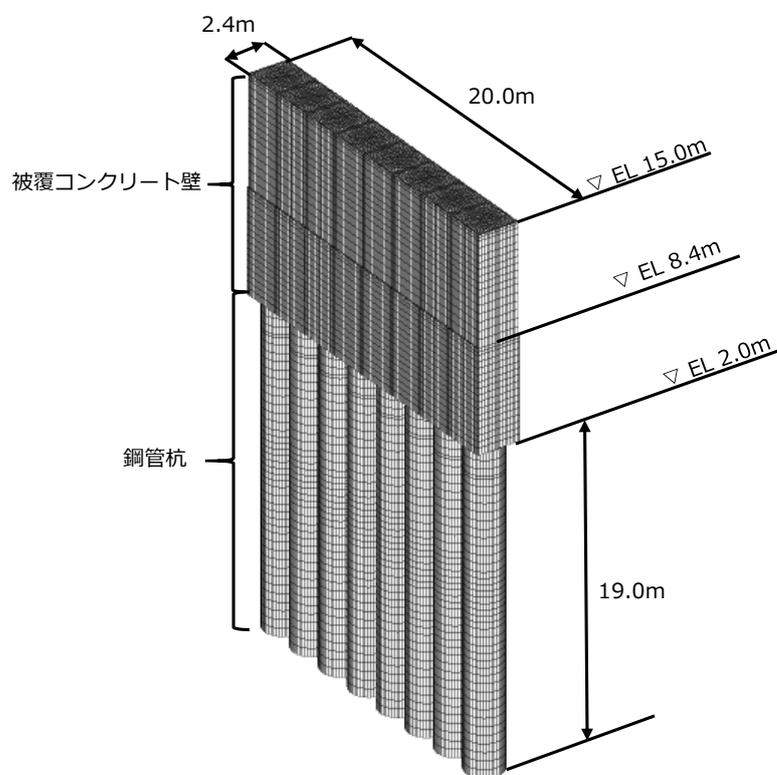


図 3-13 3次元構造解析モデル (③—③断面)

d. 使用材料および材料の物性値

構造物の使用材料を表 3-13 に、材料の物性値を表 3-14 に示す。鋼管杭の仕様材料は、「(1) 2次元静的有限要素法」に示したものをを用いる。

表 3-13 使用材料

材料		諸元
被覆コンクリート壁	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度：24N/mm ²

表 3-14 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
被覆コンクリート壁	24.0*	2.50×10 ⁴ *	0.2*

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年）

e. 評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の津波時の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

(a) 被覆コンクリート壁

被覆コンクリート壁の評価は、モーメント及び軸力より算定される曲げ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。応力度算定には、解析コード「EMR G I N G」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.5.2 重畳時

(1) 2次元動的有限要素法

a. 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元動的有限要素法により算定する。

2次元動的有限要素法に用いる解析コードは、「FLIP」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

b. 施設

施設のモデル化については、「3.5.1 津波時」と同様とする。

c. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰を設定する。

d. 解析ケース

重畳時においては、VI-2-10-2-2-3「防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の地震応答計算書」に基づき、弾性設計用地震動 $S_d - D$ に対して、ケース①(基本ケース)を実施する。

e. 入力地震動

入力地震動は、弾性設計用地震動 $S_d - D$ について、VI-2-10-2-2-3「防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の地震応答計算書」に基づき設定する。

f. 解析モデル及び諸元

解析モデル及び諸元は、「3.5.1 津波時」と同様である。

g. 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。

h. 地盤の物性値

地盤の物性値は、「3.5.1 津波時」と同様である。

i. 地下水位

地下水位については、「3.5.1 津波時」と同様である。

j. 評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の重畳時の強度評価は、「3.5.1 津波時」と同様である。

(2) 3次元構造解析

a. 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて3次元構造解析により算定する。

3次元構造解析に用いる解析コードは、「FINAS/STAR」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

構造部材の健全性評価において、照査時刻は構造的特徴を踏まえ、部材の評価が厳しくなる時刻を地震応答解析の結果から選定する。

b. 施設

施設のモデル化については、「3.5.1 津波時」と同様である。

c. 解析モデル及び諸元

(a) 構造物のモデル化

解析モデル及び構造物のモデル化については、「3.5.1 津波時」と同様である。

(b) 地盤ばね

3次元構造解析モデルのうち地中部の鋼管杭には、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、「a. 解析方法」で選定した照査時刻における応答値を用いて算定する。

d. 使用材料および材料の物性値

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。

e. 評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の重畳時の強度評価は、「3.5.1 津波時」と同様である。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1 及び表 4-2 に示す。

4.1 津波時

表 4-1(1) 強度評価に用いる条件 (②-②断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	1299	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート)	631	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	100	kN/m
P_s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
P_k	風荷重	2.117	kN/m ²
P_c	衝突荷重	420	kN/m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	ton/m ³
Z_e	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.6\text{m}$)	4.80×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.8\text{m}$)	6.10×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.0\text{m}$)	7.56×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.2\text{m}$)	8.81×10^7	mm ³
A	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.6\text{m}$)	1.24×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.8\text{m}$)	1.39×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.0\text{m}$)	1.55×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.2\text{m}$)	1.64×10^5	mm ²

表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	1116	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート)	1160	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	100	kN/m
P_s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
P_k	風荷重	2.117	kN/m ²
P_c	衝突荷重	360	kN/m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	ton/m ³
Z_e	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.6\text{m}$)	4.80×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.8\text{m}$)	6.10×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.0\text{m}$)	7.56×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.2\text{m}$)	8.81×10^7	mm ³
A	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.6\text{m}$)	1.24×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.8\text{m}$)	1.39×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.0\text{m}$)	1.55×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.2\text{m}$)	1.64×10^5	mm ²

4.2 重畳時

表 4-2(1) 強度評価に用いる条件 (②-②断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	1299	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート)	631	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	100	kN/m
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	ton/m ³
Z _e	鋼管杭の断面係数 (Φ=1.6m)	4.80×10 ⁷	mm ³
	鋼管杭の断面係数 (Φ=1.8m)	6.10×10 ⁷	mm ³
	鋼管杭の断面係数 (Φ=2.0m)	7.56×10 ⁷	mm ³
	鋼管杭の断面係数 (Φ=2.2m)	8.81×10 ⁷	mm ³
A	鋼管杭の断面積 (Φ=1.6m)	1.24×10 ⁵	mm ²
	鋼管杭の断面積 (Φ=1.8m)	1.39×10 ⁵	mm ²
	鋼管杭の断面積 (Φ=2.0m)	1.55×10 ⁵	mm ²
	鋼管杭の断面積 (Φ=2.2m)	1.64×10 ⁵	mm ²

表 4-2(2) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	1116	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート)	1160	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	100	kN/m
P_s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
P_k	風荷重	2.117	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	ton/m ³
Z_e	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.6\text{m}$)	4.80×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.8\text{m}$)	6.10×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.0\text{m}$)	7.56×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.2\text{m}$)	8.81×10^7	mm ³
A	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.6\text{m}$)	1.24×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.8\text{m}$)	1.39×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.0\text{m}$)	1.55×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.2\text{m}$)	1.64×10^5	mm ²

5. 評価結果

断面計算に用いた断面諸元を表 5-1 に示す。

表 5-1 鋼管杭断面諸元

断面	杭種	杭位置	杭径	杭板厚	鋼種	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
②-②断面	地上部 (1重管)	最内管	φ 1.6m	25mm	SKK490	1.24×10 ⁵	4.80×10 ⁷
③-③断面		最内管	φ 1.6m	25mm	SKK490	1.24×10 ⁵	4.80×10 ⁷
②-②断面	地下部 (4重管)	最内管	φ 1.6m	25mm	SKK490	1.24×10 ⁵	4.80×10 ⁷
		最内管から 2番目の管	φ 1.8m	25mm	SKK490	1.39×10 ⁵	6.10×10 ⁷
		最内管から 3番目の管	φ 2.0m	25mm	SKK490	1.55×10 ⁵	7.56×10 ⁷
		最内管から 4番目の管	φ 2.2m	25mm*	SM490Y	1.64×10 ⁵	8.81×10 ⁷
③-③断面		最内管	φ 1.6m	25mm	SKK490	1.24×10 ⁵	4.80×10 ⁷
		最内管から 2番目の管	φ 1.8m	25mm	SKK490	1.39×10 ⁵	6.10×10 ⁷
		最内管から 3番目の管	φ 2.0m	25mm	SKK490	1.55×10 ⁵	7.56×10 ⁷
		最内管から 4番目の管	φ 2.2m	25mm*	SM490Y	1.64×10 ⁵	8.81×10 ⁷

注記*：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）に基づき，腐食代 1mm を考慮する。

5.1 津波時

5.1.1 鋼管杭

(1) 断面力分布

断面力図を図 5-1 に示す。

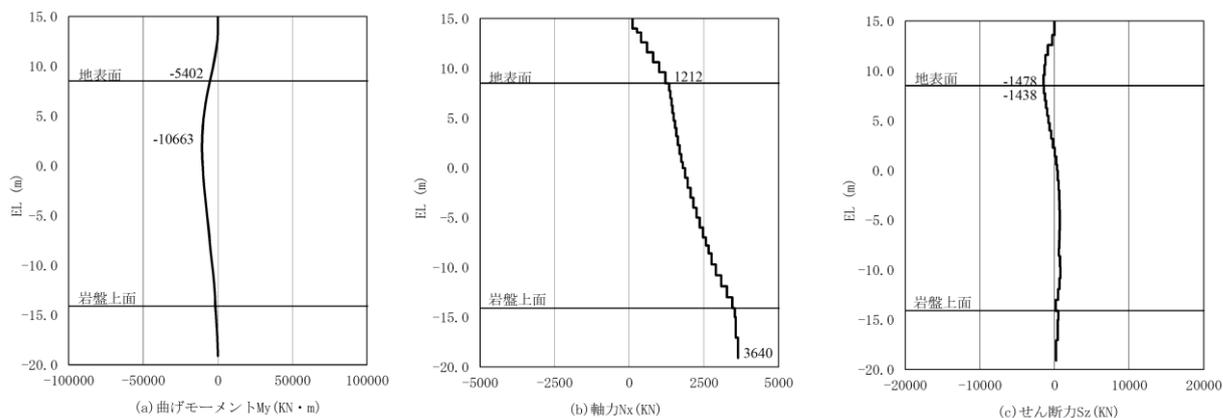


図 5-1(1) 鋼管杭における断面力図 (②-②断面)

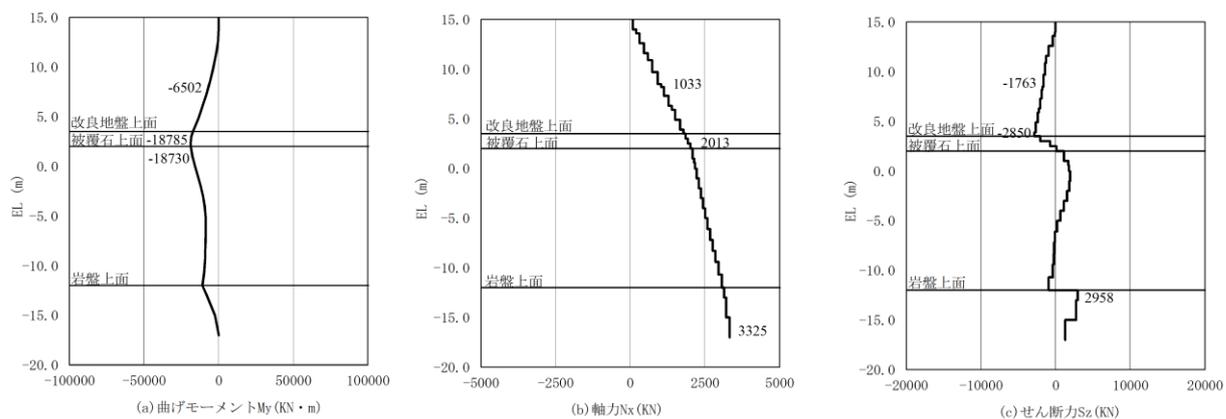


図 5-1(2) 鋼管杭における断面力図 (③-③断面)

(2) 曲げ照査

鋼管杭の曲げ破壊に対する照査結果を表 5-2 に示す。

この結果から鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-2(1) 鋼管杭の曲げ破壊に対する照査における最大照査値 (②-②断面)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (N/mm ²)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
5402	1212	14637	0.37

表 5-2(2) 鋼管杭の曲げ破壊に対する照査における最大照査値 (③-③断面)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (N/mm ²)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
6502	1033	14706	0.45

(3) せん断力照査

鋼管杭のせん断力に対する照査結果を表 5-3 に示す。

この結果から鋼管杭の断応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-3(1) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (②-②断面)

発生断面力	せん断耐力 Q_a (N/mm ²)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
1478	19421	0.08

表 5-3(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (③-③断面)

発生断面力	せん断耐力 Q_a (N/mm ²)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
1763	19421	0.10

5.1.2 被覆コンクリート壁

3次元構造解析に基づく、被覆コンクリート壁の照査結果を示す。評価対象位置は、評価の厳しくなる杭間とした。評価対象位置図を図5-2に示す。評価対象位置は、②-②断面においては①～⑤で番号付けた各々の赤枠の範囲とし、③-③断面においては①～⑦で番号付けた各々の赤枠の範囲とする。

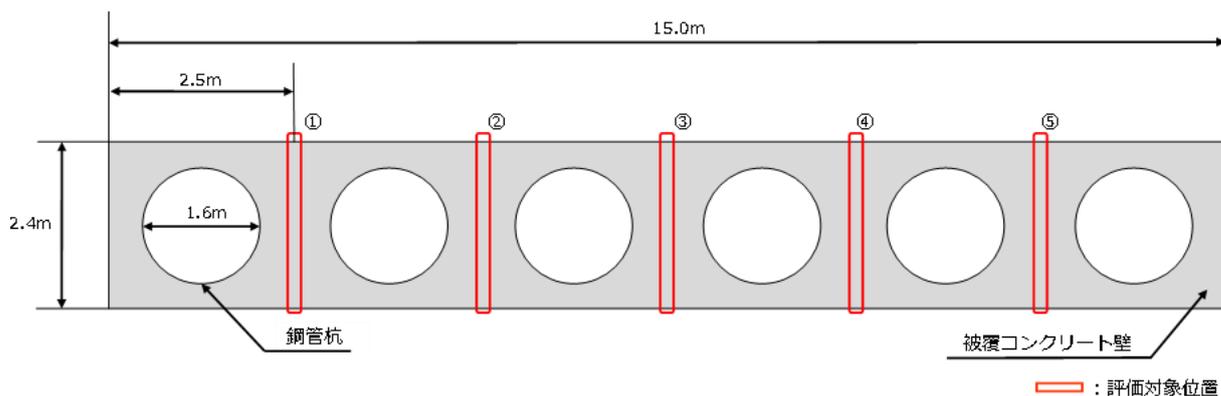


図5-2(1) 評価対象位置図 (②-②断面)

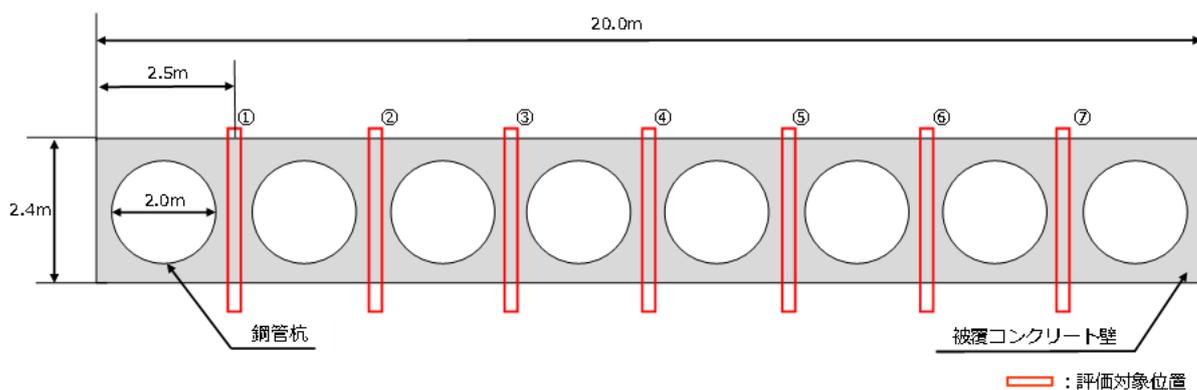


図5-2(2) 評価対象位置図 (③-③断面)

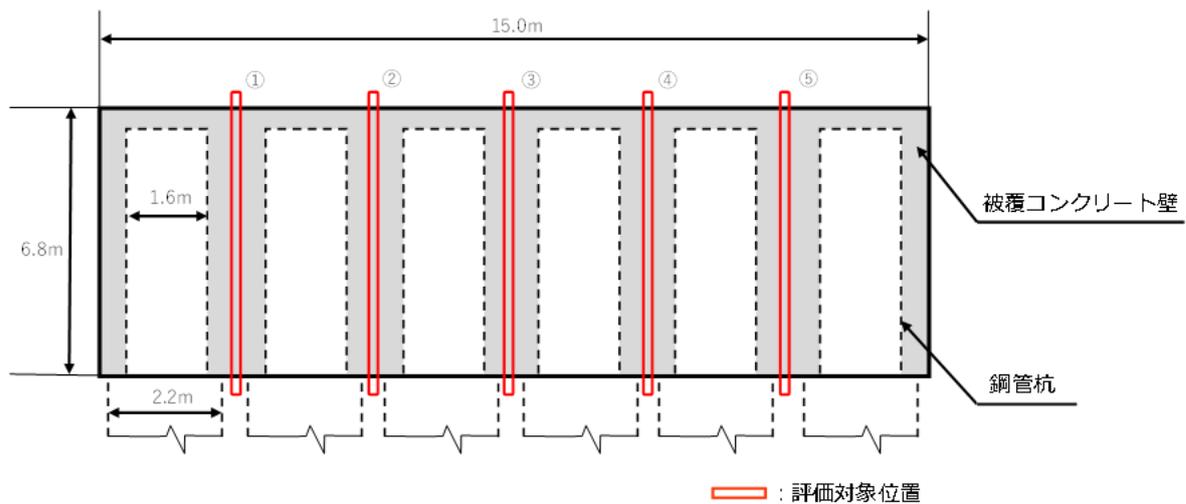


図 5-2(3) 評価対象位置図 (②-②断面 正面図)

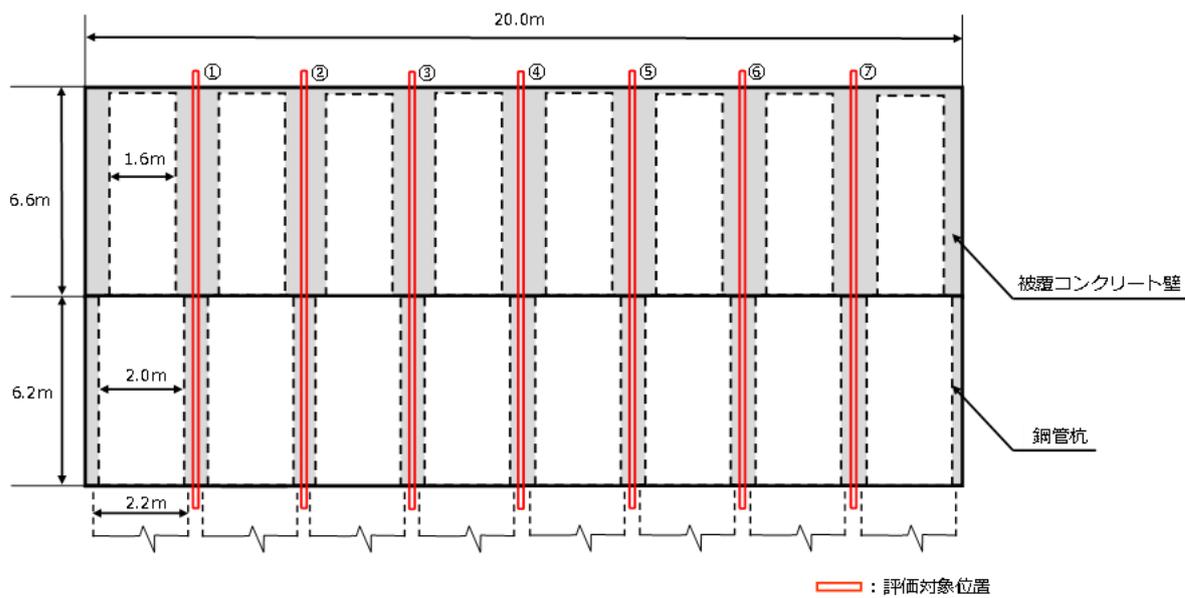


図 5-2(4) 評価対象位置図 (③-③断面 正面図)

(1) 曲げ照査

コンクリートの曲げ圧縮応力に対する最大照査値が発生している評価対象位置での断面力図 5-3 に、曲げ圧縮応力に対する照査結果を表 5-4 に、鉄筋の曲げ引張応力に対する最大照査値が発生している評価対象位置での断面力図 5-4 に、曲げ圧縮応力に対する照査結果を表 5-5 に示す。

この結果から被覆コンクリート壁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

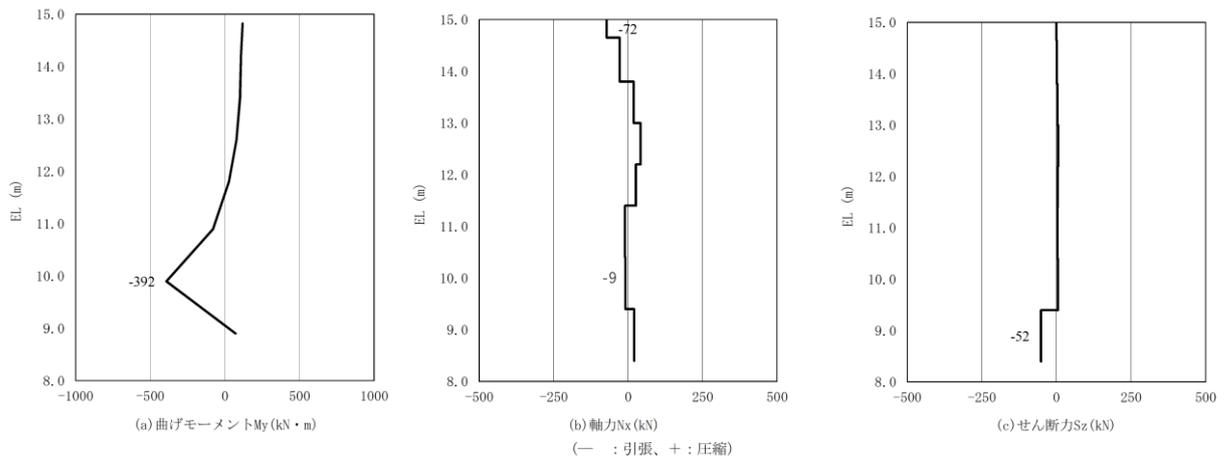


図 5-3(1) コンクリートの曲げ圧縮応力に対する照査において用いる断面力
(評価対象位置③, ②-②断面)

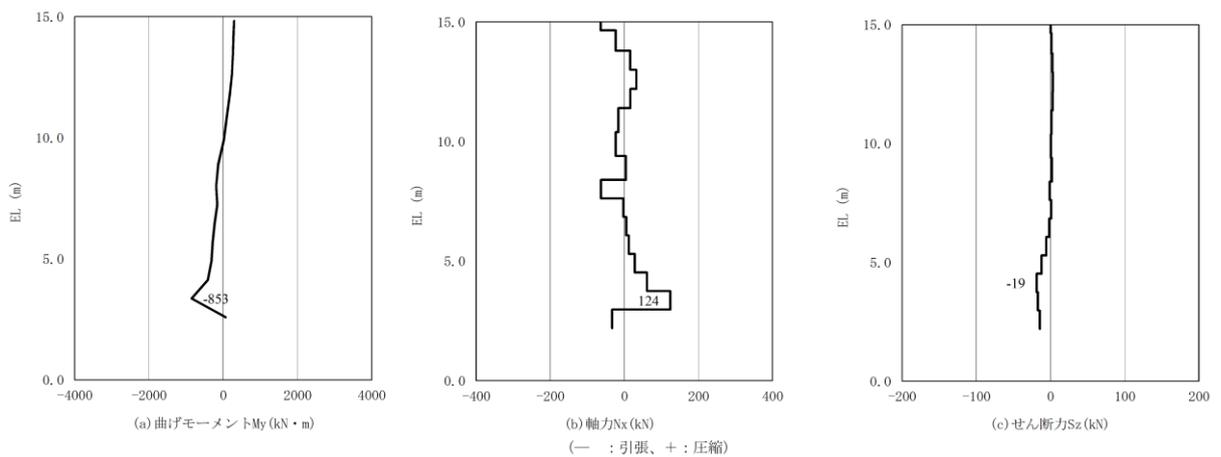


図 5-3(2) コンクリートの曲げ圧縮応力に対する照査において用いる断面力
(評価対象位置④, ③-③断面)

表 5—4(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(曲げ圧縮応力) (②—②断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
③	-392	-9	0.9	13.5	0.07

表 5—4(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(曲げ圧縮応力) (③—③断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
④	-853	124	1.8	13.5	0.14

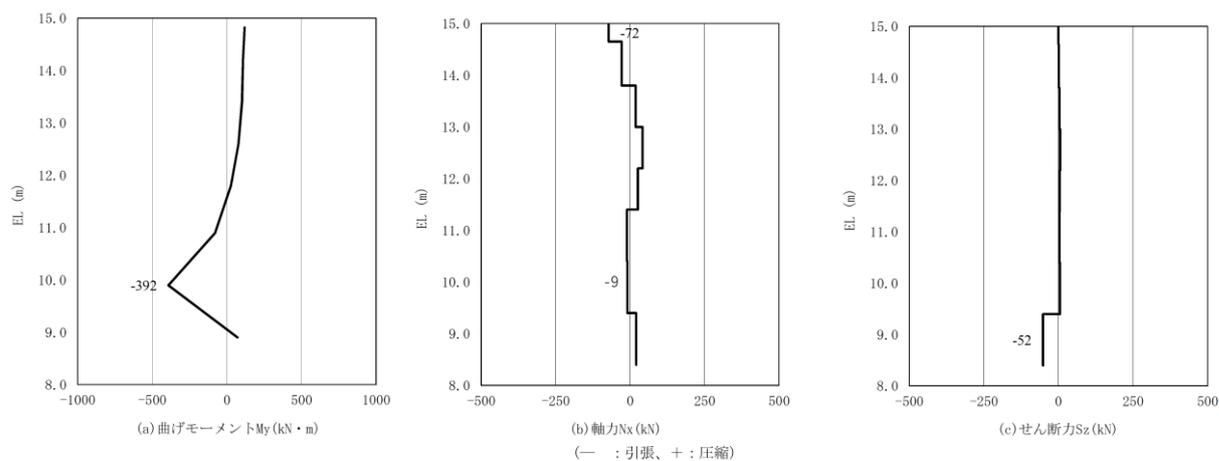


図 5-4(1) 鉄筋の曲げ引張応力に対する照査において用いる断面力
(評価対象位置③, ②-②断面)

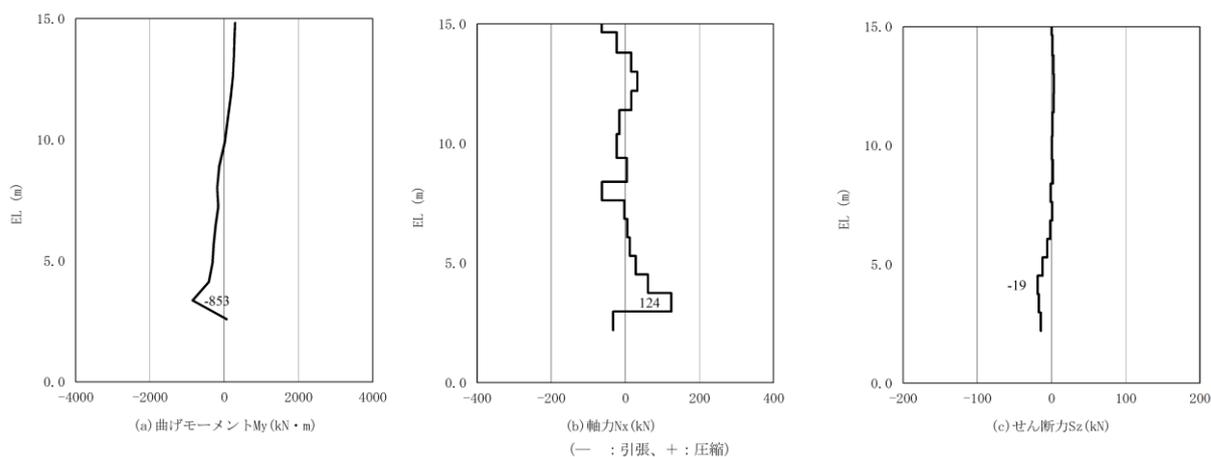


図 5-4(2) 鉄筋の曲げ引張応力に対する照査において用いる断面力
(評価対象位置④, ③-③断面)

表 5—5(1) 鉄筋に対する照査における最大照査値
(曲げ引張応力) (②—②断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
③	-392	-9	72.4	294	0.25

表 5—5(2) 鉄筋に対する照査における最大照査値
(曲げ引張応力) (③—③断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
④	-853	124	121.6	294	0.42

(2) せん断力照査

せん断力照査の最大照査値が発生している評価対象位置での断面力図 5-5 に、コンクリートのせん断力に対する照査結果を表 5-6 に示す。

この結果から被覆コンクリート壁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

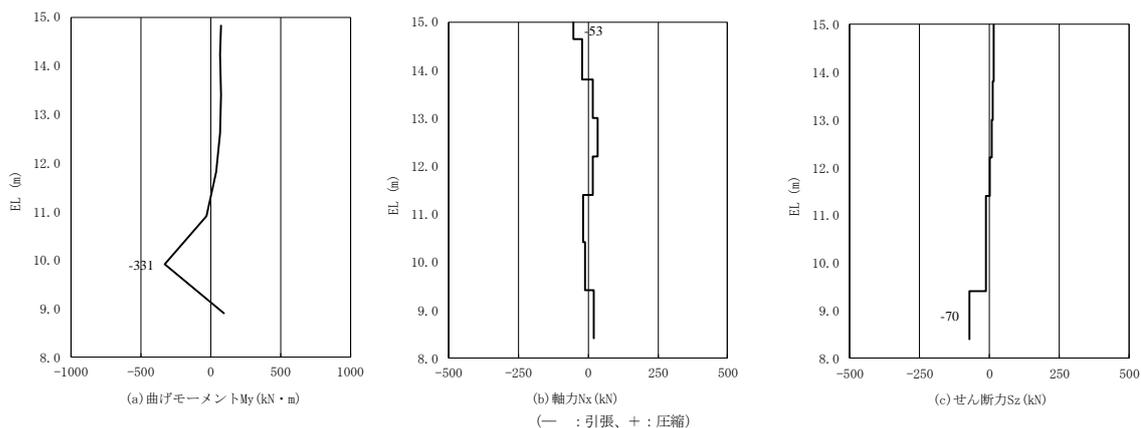


図 5-5(1) コンクリートのせん断破壊に対する照査において用いる断面力 (評価対象位置①, ②-②断面)

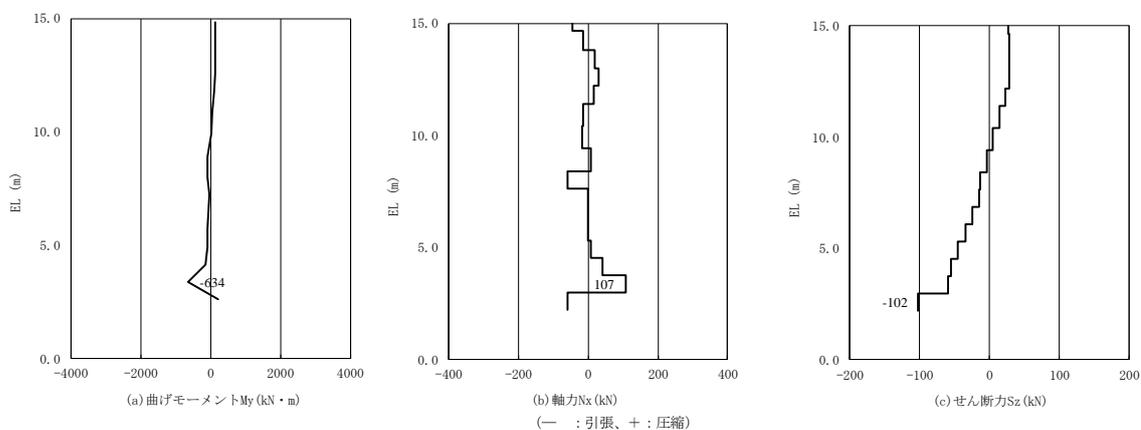


図 5-5(2) コンクリートのせん断破壊に対する照査において用いる断面力 (評価対象位置①, ③-③断面)

表 5—6(1) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値
(せん断応力) (②—②断面)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{ca} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{ca}
	せん断力 Q (kN)			
①	-70	0.04	0.67	0.06

表 5—6(2) コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値
(せん断応力) (③—③断面)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{ca} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{ca}
	せん断力 Q (kN)			
①	-102	0.05	0.67	0.08

5.1.3 改良地盤④の評価結果

改良地盤④のすべり安全率による評価結果を表 5-7 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布を図 5-6 に示す。これらの結果から、改良地盤④のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 5-7 改良地盤④のすべり安全率評価結果 (②-②断面)

最小すべり安全率
4.82

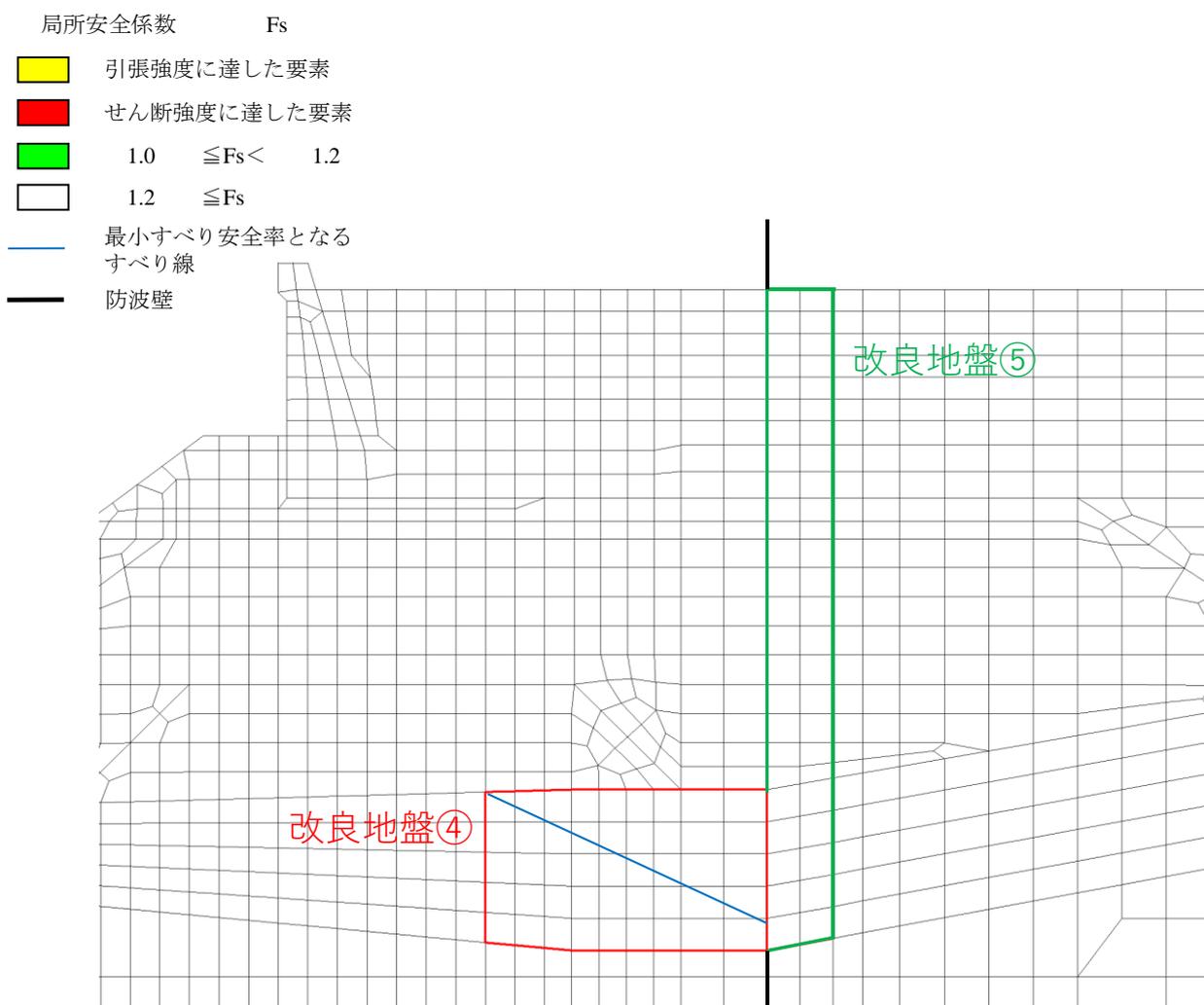


図 5-6 改良地盤④の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布 (②-②断面)

5.1.4 改良地盤⑤の評価結果

改良地盤⑤のすべり安全率の評価結果を表 5-8 に、最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布を図 5-7 に示す。これらの結果から、改良地盤⑤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 5-8(1) 改良地盤⑤のすべり安全率評価結果 (②-②断面)

最小すべり安全率
20.58

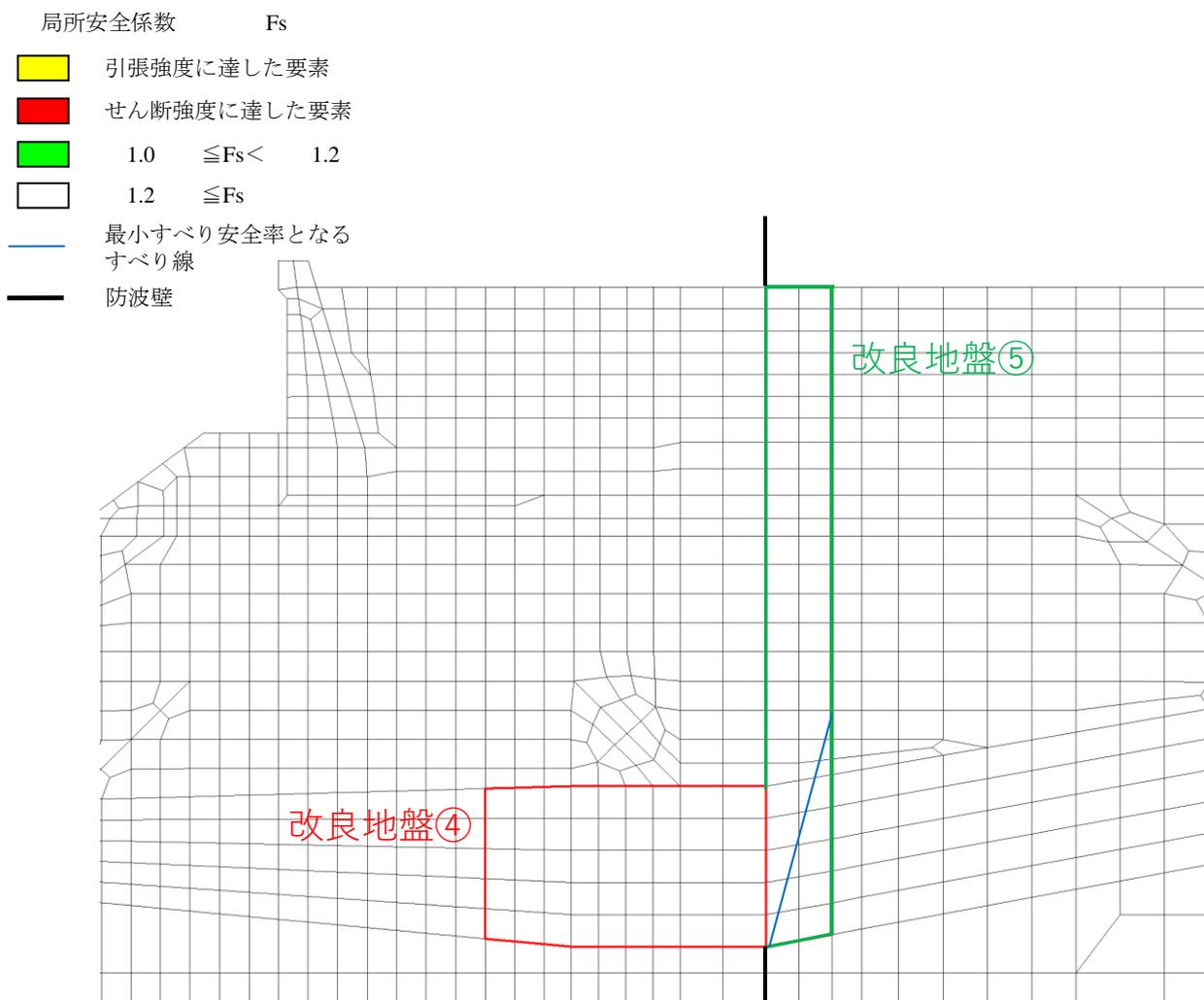


図 5-7(1) 改良地盤⑤の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布 (②-②断面)

表 5-8(2) 改良地盤⑤のすべり安全率評価結果 (③-③断面)

最小すべり安全率
2.16

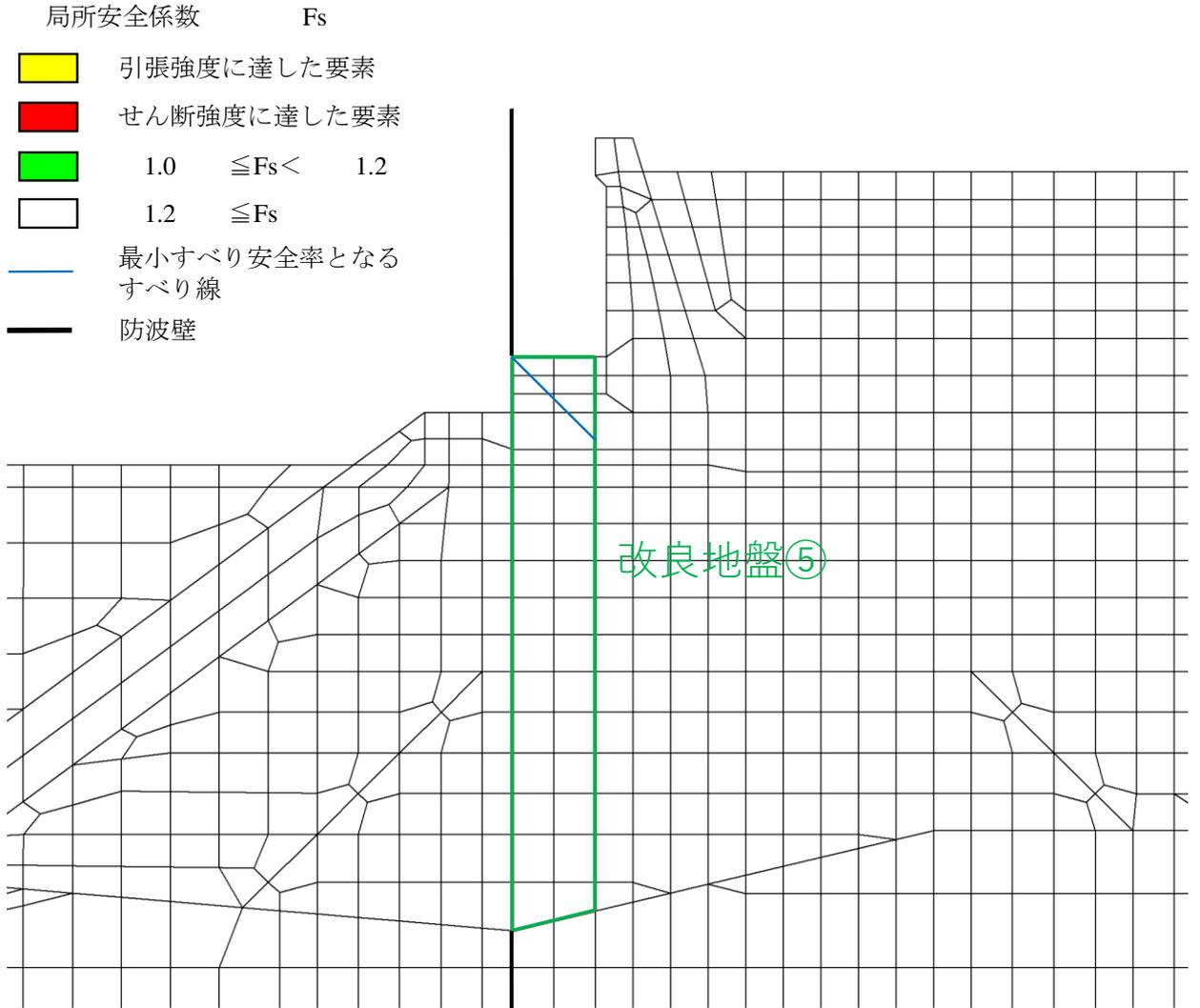


図 5-7(2) 改良地盤⑤の最小すべり安全率となるすべり線及び局所安全係数分布 (③-③断面)

5.1.5 止水目地

止水目地の相対変位量に対する照査結果を表 5-9 に示す。

止水目地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 5-9 ジョイント設置箇所の津波時相対変位量

方向	津波時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δx : ③-③断面 (横断方向)	213.68	—
δy : ⑦-⑦断面 (縦断方向)	0.00	—
δz : ③-③断面 (横断方向)	0.10	—
合成方向 (3 方向合成)	213.69	1580

5.1.6 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 5-10 に示す。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の杭先端部に生じる最大軸力が極限支持力以下であることを確認した。

表 5-10(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（②-②断面）

発生断面力	軸心力度 R_d (kN/mm ²)	極限支持力 R_u (kN/mm ²)	照査値 R_d / R_u
軸力 N_{max} (N/mm ²)			
3640	1.0	9.8	0.10

表 5-10(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面）

発生断面力	軸心力度 R_d (kN/mm ²)	極限支持力 R_u (kN/mm ²)	照査値 R_d / R_u
軸力 N_{max} (N/mm ²)			
3325	0.9	9.8	0.09

5.2 重畳時

5.2.1 鋼管杭

(1) 断面力分布

断面力分布を図 5-8 に示す。

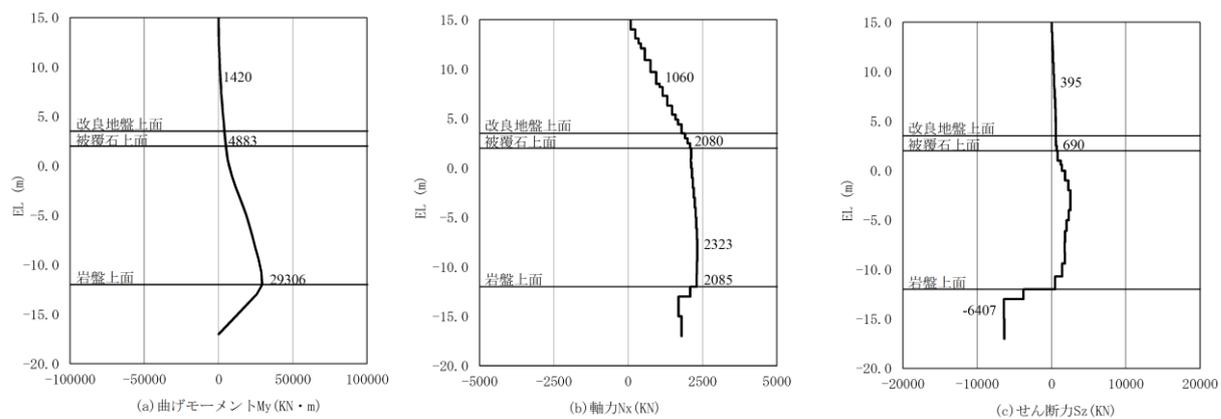


図 5-8 鋼管杭における断面力図 (③-③断面)

(2) 曲げ照査

鋼管杭の曲げ破壊に対する照査結果を表 5-11 に示す。

この結果から鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-11 鋼管杭の曲げ破壊に対する照査における最大照査値 (③-③断面)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (N/mm ²)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
29306	2085	88462	0.34

(3) せん断力照査

鋼管杭のせん断力に対する照査結果を表 5-12 に示す。

この結果から鋼管杭の断応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-12 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (③-③断面)

発生断面力	せん断耐力 Q_a (N/mm ²)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
6407	95166	0.07

5.2.2 被覆コンクリート壁

3次元構造解析に基づく、被覆コンクリート壁の照査結果を示す。評価対象位置は、「5.1 津波時」と同様である。

(1) 曲げ照査

コンクリートの曲げ圧縮応力に対する最大照査値が発生している評価対象位置での断面力図 5-9 に、曲げ圧縮応力に対する照査結果を表 5-13 に、鉄筋の曲げ引張応力に対する最大照査値が発生している評価対象位置での断面力図 5-10 に、曲げ圧縮応力に対する照査結果を表 5-14 に示す。

この結果から被覆コンクリート壁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

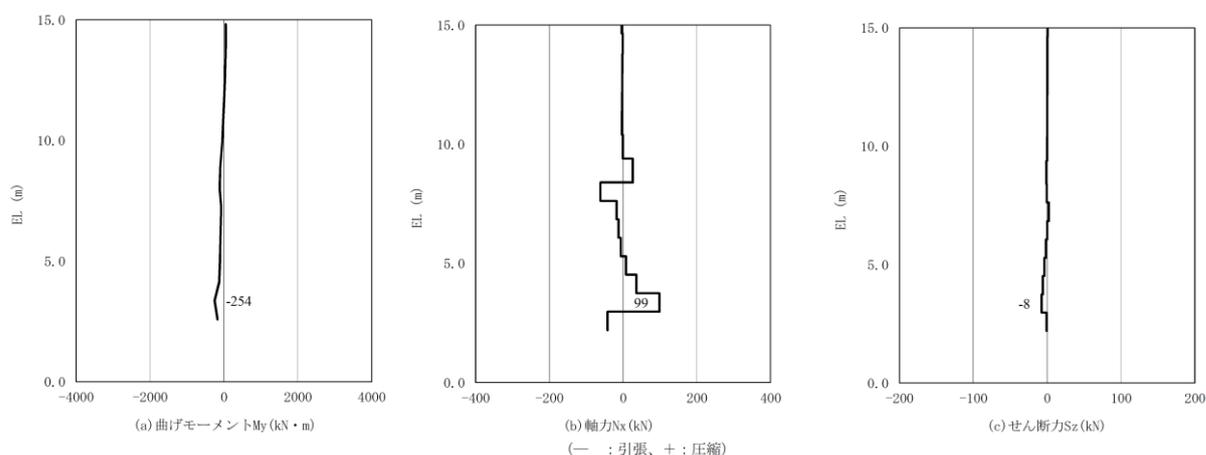


図 5-9 コンクリートの曲げ圧縮応力に対する照査において用いる断面力
(評価対象位置④，③-③断面)

表 5-13 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(曲げ圧縮応力) (③-③断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 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 M (kN·m)	軸力 N (kN)			
④	-254	99	0.6	13.5	0.04

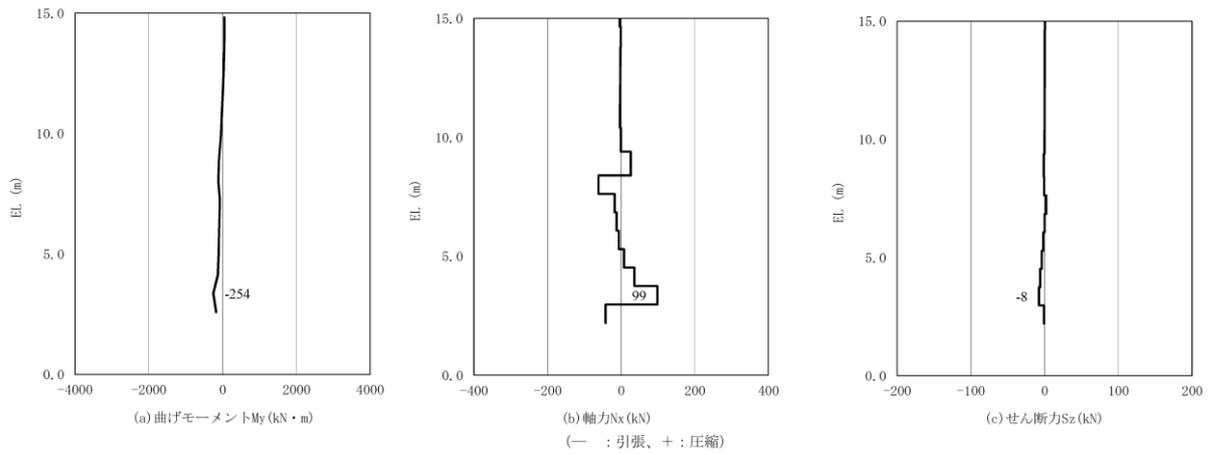


図 5-10 鉄筋の曲げ引張応力に対する照査において用いる断面力
(評価対象位置④, ③-③断面)

表 5-14 鉄筋に対する照査における最大照査値
(曲げ引張応力) (③-③断面)

評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 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 M (kN·m)	軸力 N (kN)			
④	-254	99	38.1	294	0.13

(3) せん断力照査

せん断力照査の最大照査値が発生している評価対象位置での断面力図 5-11 に、せん断破壊に対する照査結果を表 5-15 に示す。

この結果から被覆コンクリート壁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

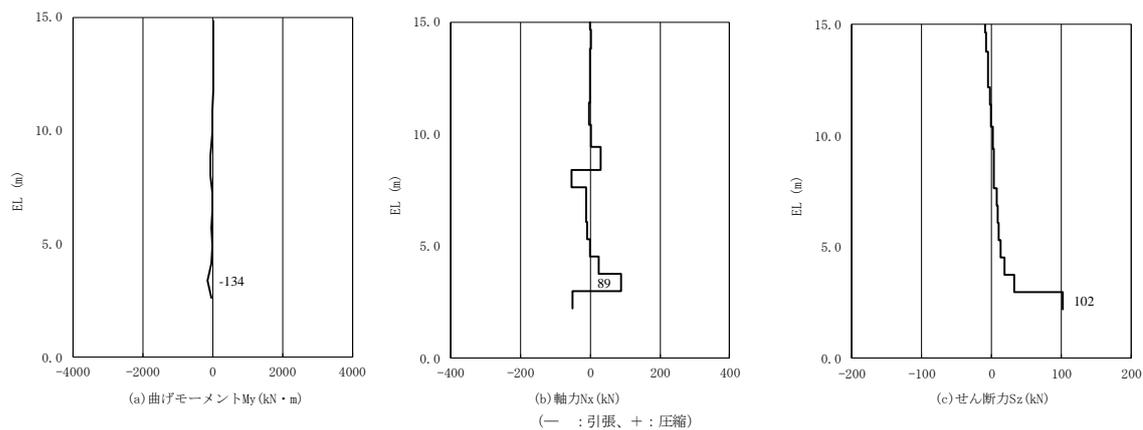


図 5-11 コンクリートのせん断破壊に対する照査において用いる断面力
(評価対象位置⑦, ③-③断面)

表 5-15 コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値
(せん断応力) (③-③断面)

評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{ca} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{ca}
	せん断力 Q (kN)			
⑦	102	0.05	0.67	0.08

5.2.3 改良地盤⑤

改良地盤⑤のすべり安全率による評価結果を表 5-16 に、最小すべり安全率時刻におけるすべり線及び局所安全係数分布を図 5-12 に示す。これらの結果から、改良地盤⑤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 5-16 改良地盤⑤のすべり安全率評価結果 (③-③断面)

地震動	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S d - D (++)	17.56	2.75

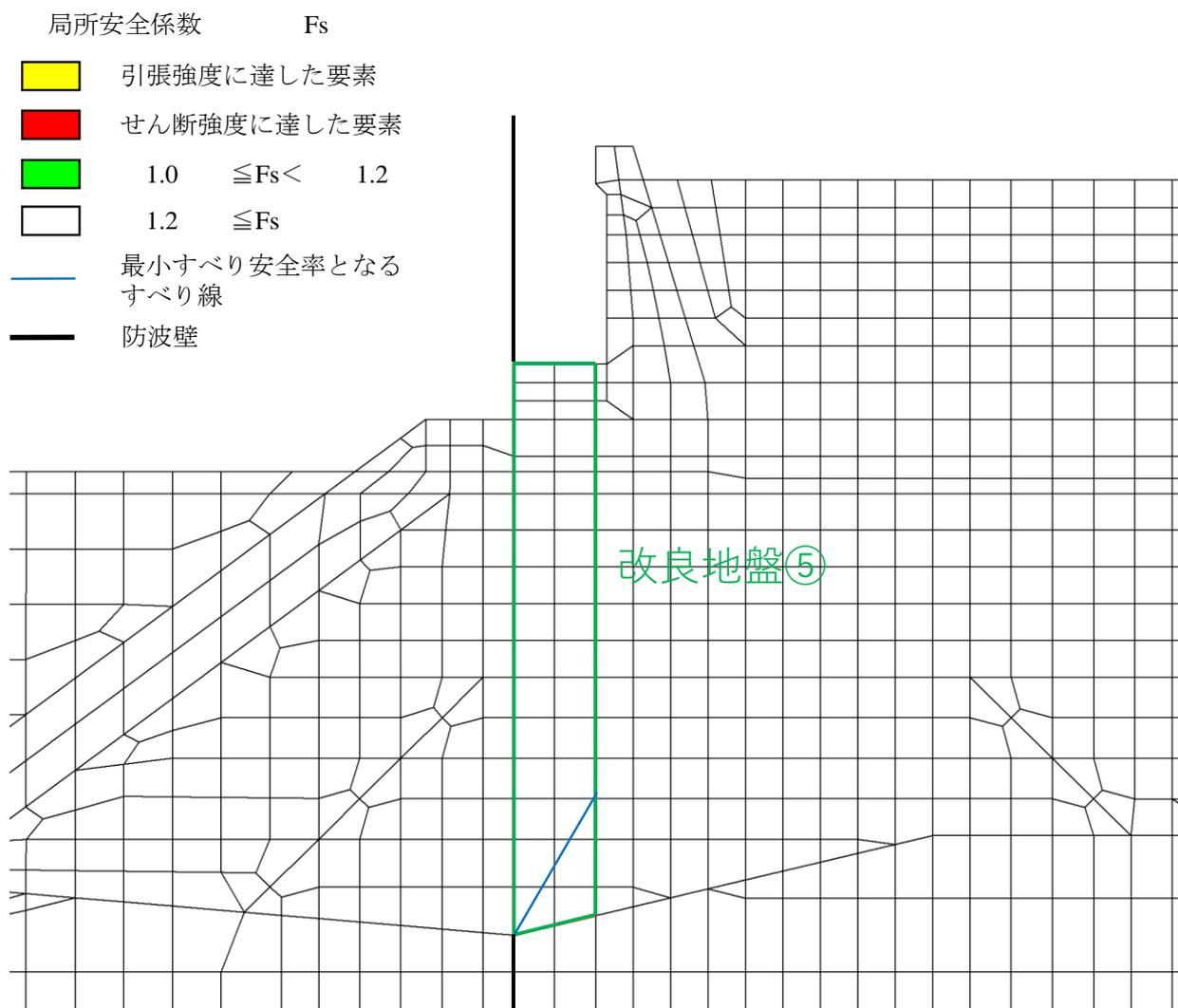


図 5-12 改良地盤④の最小すべり安全率時刻におけるすべり線及び局所安全係数分布
(③-③断面, S d - D (++) , $t=17.56s$)

5.2.4 止水目地

止水目地の相対変位量に対する照査結果を表 5-17 に示す。

止水目地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 ジョイント設置箇所の重畳時相対変位量

方向	重畳時相対変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : ③-③断面 (横断方向)	326.7	—
δ_y : ⑦-⑦断面 (縦断方向)	210.4*	—
δ_z : ⑦-⑦断面 (横断方向)	6.19	—
合成方向 (3方向合成)	388.68	1580

注記* : 軸方向の残留変位及び重畳時変位増分は保守的に地震時の最大相対変位量を考慮する。

5.2.5 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 5-18 に示す。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の杭先端部に生じる最大軸力が極限支持力以下であることを確認した。

表 5-18 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③断面）

発生断面力	軸応力度	極限支持力	照査値
軸力 N_{\max} (N/mm ²)	R_d (kN/mm ²)	R_u (kN/mm ²)	R_d/R_u
4688	1.2	9.8	0.13

VI-3-別添 3-2-2 防波壁通路防波扉の強度計算書

防波壁通路防波扉の強度計算書

1. 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）に関する強度計算書
2. 防波壁通路防波扉（荷揚場南）に関する強度計算書
3. 防波壁通路防波扉（3号機東側）に関する強度計算書

1. 防波壁通路防波扉（1号機北側，2号機北側）
に関する強度計算書

目次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	検討対象防波扉一覧	2
2.2	配置概要	3
2.3	構造計画	6
2.4	評価方針	7
2.5	適用規格・基準等	8
2.6	記号の説明	9
3.	強度評価	11
3.1	評価対象部位	11
3.2	荷重及び荷重の組合せ	12
3.2.1	荷重の設定	12
3.2.2	荷重の組合せ	12
3.3	許容限界	13
3.3.1	使用材料	13
3.3.2	許容限界	14
3.4	評価方法	15
3.4.1	応力算定	15
3.4.2	断面検定	22
3.4.3	評価条件	25
4.	評価結果	26

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に基づき、津波防護施設である防波壁通路防波扉のうち、防波壁通路防波扉（1号機北側）（以下「防波扉（1号機北側）」という。）及び防波壁通路防波扉（2号機北側）（以下「防波扉（2号機北側）」という。）が、地震後の繰返しの来襲を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重に対し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計であることを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 検討対象防波扉一覧

検討対象の防波扉を表 2-1 に示す。

表 2-1 検討対象防波扉一覧

扉名称	設置高さ
	EL(m)
防波扉（1号機北側）	9.5
防波扉（2号機北側）	9.5

2.2 配置概要

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の設置位置を図2-1に、防波扉（1号機北側）の構造概要を図2-2に、防波扉（2号機北側）の構造概要を図2-3に示す。

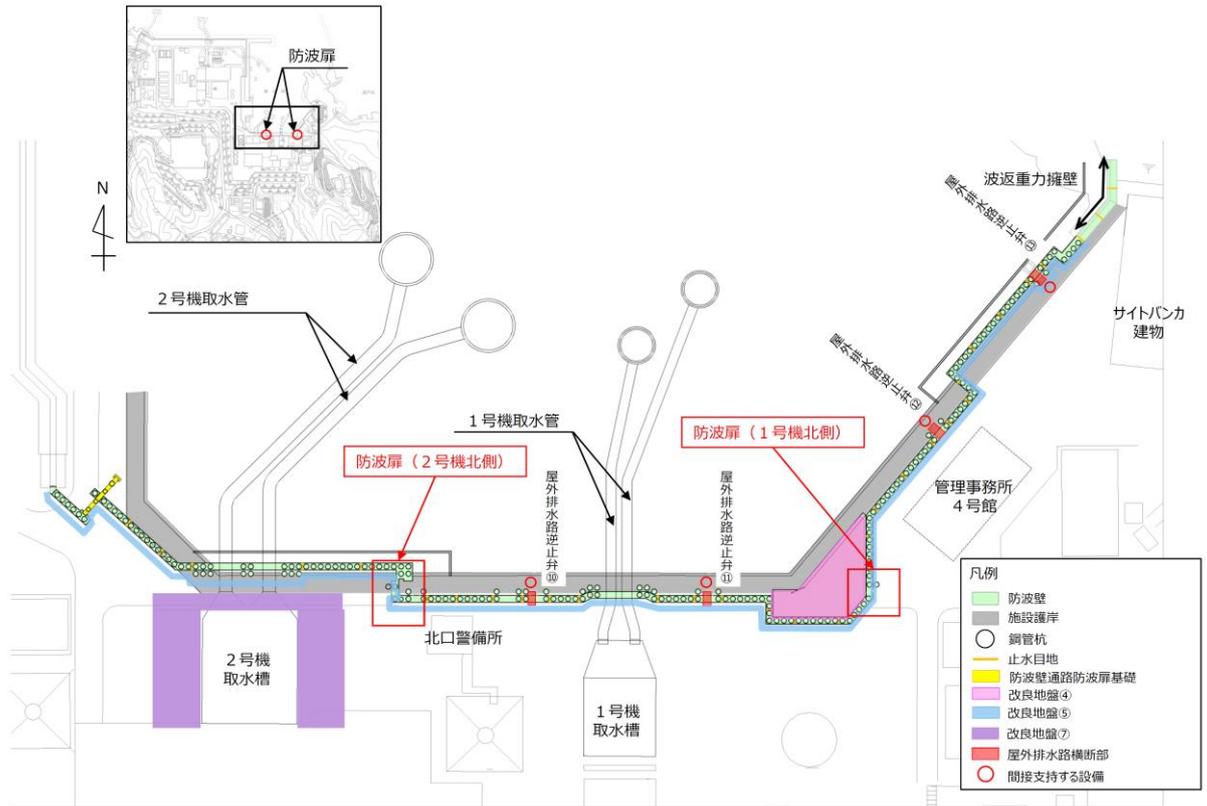
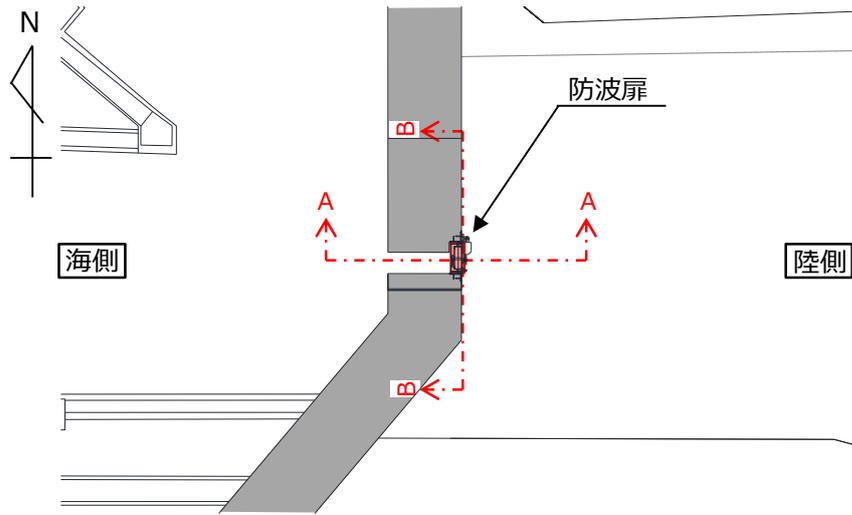
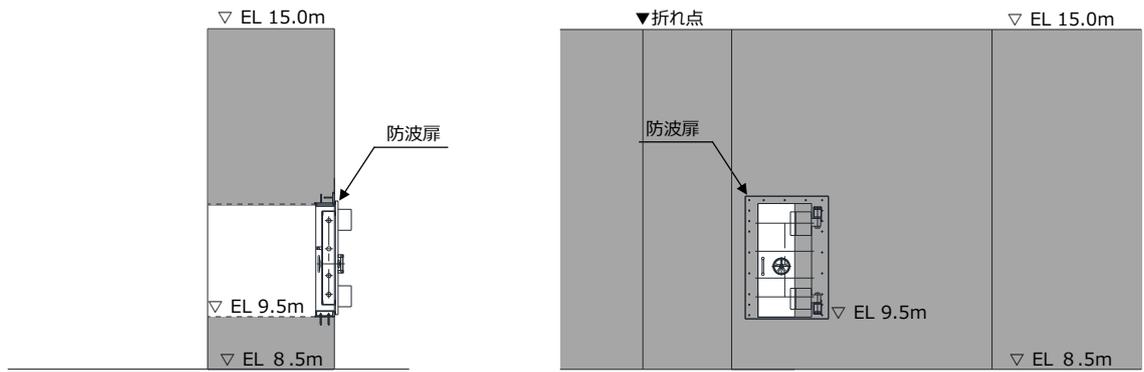


図 2-1 防波扉設置位置



平面図

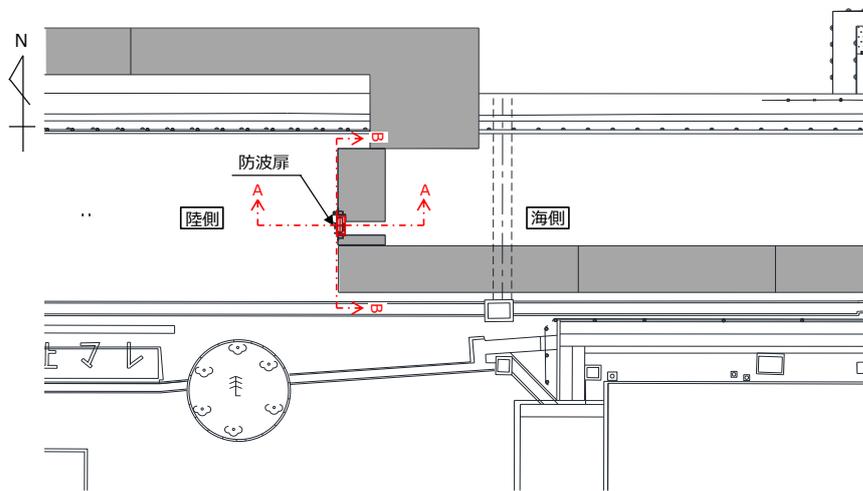


A-A 断面

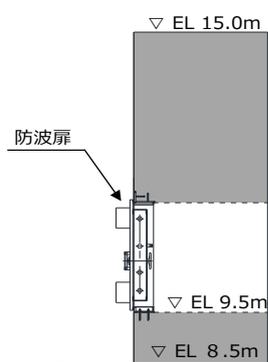
B-B 断面

断面図

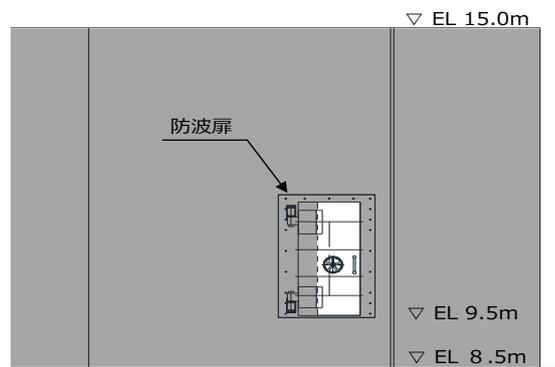
図 2-2 防波扉（1号機北側）構造概要



平面図



A—A断面



B—B断面

断面図

図 2-3 防波扉（2号機北側）構造概要

2.3 構造計画

防波扉の構造計画を表 2-2 に示す。防波扉は扉板、芯材、カンヌキ、ヒンジ部（ヒンジ板、ヒンジピン、ヒンジボルト）、扉枠、アンカーボルトにより構成され、アンカーボルトにより躯体へ固定する構造とする。なお、固定する躯体は防波壁（多重鋼管杭式擁壁）である。

表 2-2 防波扉の構造計画（防波扉（1号機北側）、防波扉（2号機北側））

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>扉開放時においては、ヒンジ部により扉が扉枠に固定され、扉閉止時においては、カンヌキ（差込形）により扉と扉枠を一体化する構造とする。</p> <p>扉枠はアンカーボルトにより躯体（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））へ固定する構造とする。</p>	<p>片開型の鋼製扉とし、鋼製の扉板に芯材を取付け、扉に設置されたカンヌキ（差込形）を鋼製の扉枠に差込み、扉体と扉枠を一体化させる構造とする。</p> <p>また、扉と躯体の接続はヒンジ部を介する構造とする。</p>	<p>正面図</p> <p>断面図</p>

2.4 評価方針

防波扉の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、防波扉の評価対象部位に生じる応力等が許容限界内に収まることを、各設備の「3.4 評価方法」に示す方法により、「3.4.3 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、応力評価の確認結果を「4. 評価結果」にて示す。

強度評価フローを図 2-4 に示す。

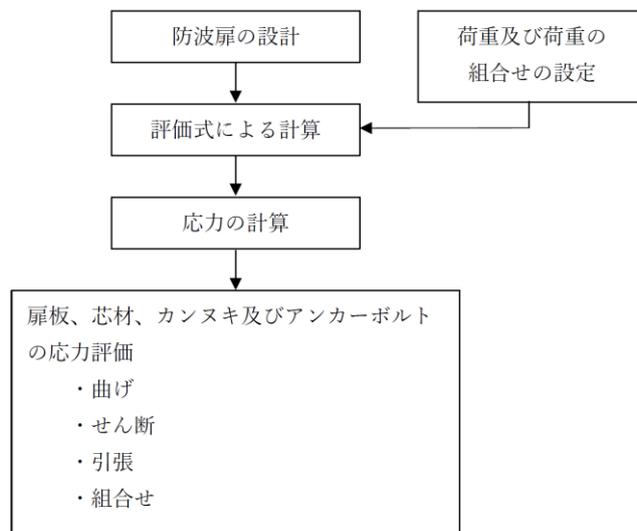


図 2-4 防波扉の強度評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・ J I S G 4 3 0 3－2012 ステンレス鋼棒
- ・ J I S G 4 0 5 3－2016 機械構造用合金鋼鋼材
- ・ 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（平成27年12月一部改訂）

2.6 記号の説明

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価に用いる記号を表2-3に示す。

表2-3 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
P_t	kN/m^2	遡上津波荷重
P_1	kN/m	扉板上端に作用する荷重
ρ	t/m^3	水の密度
g	m/s^2	重力加速度
h_1	m	水頭高さ
h_2	m	床面から扉板上端までの高さ
L_1	m	扉板の短辺方向の長さ
P_2	kN/m	扉板下端に作用する荷重
h_3	m	床面から扉板下端までの高さ
L_3	m	扉板の曲げモーメントが最大となる高さ
L_2	m	扉板の長辺方向の長さ
M_1	$\text{kN} \cdot \text{m}$	扉板の曲げモーメント
V_1	kN	扉上端に生じる反力
Q_1	kN	扉板に生じるせん断力
P_3	kN/m	芯材上端に作用する荷重
h_4	m	床面から芯材上端までの高さ
L_4	m	芯材の負担幅
P_4	kN/m	芯材下端に作用する荷重
h_5	m	床面から芯材下端までの高さ
M_2	$\text{kN} \cdot \text{m}$	芯材の曲げモーメント
V_2	kN	芯材上端に生じる反力
L_6	m	芯材の曲げモーメントが最大となる高さ
L_5	m	芯材の負担長さ
Q_2	kN	芯材に生じるせん断力
P_5	kN/m	開口上端に作用する荷重
L_7	m	開口高さ
L_8	m	開口幅
P_6	kN/m	開口下端に作用する荷重

表 2-3 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
R_1	kN/本	カンヌキ 1 本あたりに作用する荷重
n_1	本	カンヌキの本数
M_3	kN・m	カンヌキ 1 本あたりの曲げモーメント
L_9	m	カンヌキの扉外間距離
Q_3	kN/本	カンヌキ 1 本あたりに生じるせん断力
Q_4	kN/本	アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力
n_2	本	せん断力を受けるアンカーボルトの本数
T_1	kN/本	アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力
n_3	本	引張力を受けるアンカーボルトの本数
σ_1	N/mm ²	扉板に生じる曲げ応力度
Z_1	mm ³	扉板の断面係数
σ_2	N/mm ²	芯材に生じる曲げ応力度
Z_2	mm ³	芯材の断面係数
τ_1	N/mm ²	芯材に生じるせん断応力度
A_1	mm ²	芯材の断面積
x_1	N/mm ²	芯材に生じる組合せ応力度
σ_3	N/mm ²	カンヌキに生じる曲げ応力度
Z_3	mm ³	カンヌキの断面係数
τ_2	N/mm ²	カンヌキに生じるせん断応力度
A_2	mm ²	カンヌキの断面積
x_2	N/mm ²	カンヌキに作用する組合せ応力度
Q_{4A}	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力
T_{1A}	kN	アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力

3. 強度評価

3.1 評価対象部位

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の評価対象部位は、「2.3 構造計画」に示す構造上の特徴を踏まえ選定する。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）を開く方向に外部から作用する遡上津波荷重は、扉板から芯材に伝わり、カンヌキに伝達され、扉枠を固定するアンカーボルトを介し、開口部周囲の防波壁躯体に伝達されることから、評価対象部位は扉板、芯材、カンヌキ及びアンカーボルトとする。

なお、ヒンジ部は遡上津波荷重の伝達経路とならないため、評価対象外とする。

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）が開く方向に作用する荷重の作用図を図3-1に示す。

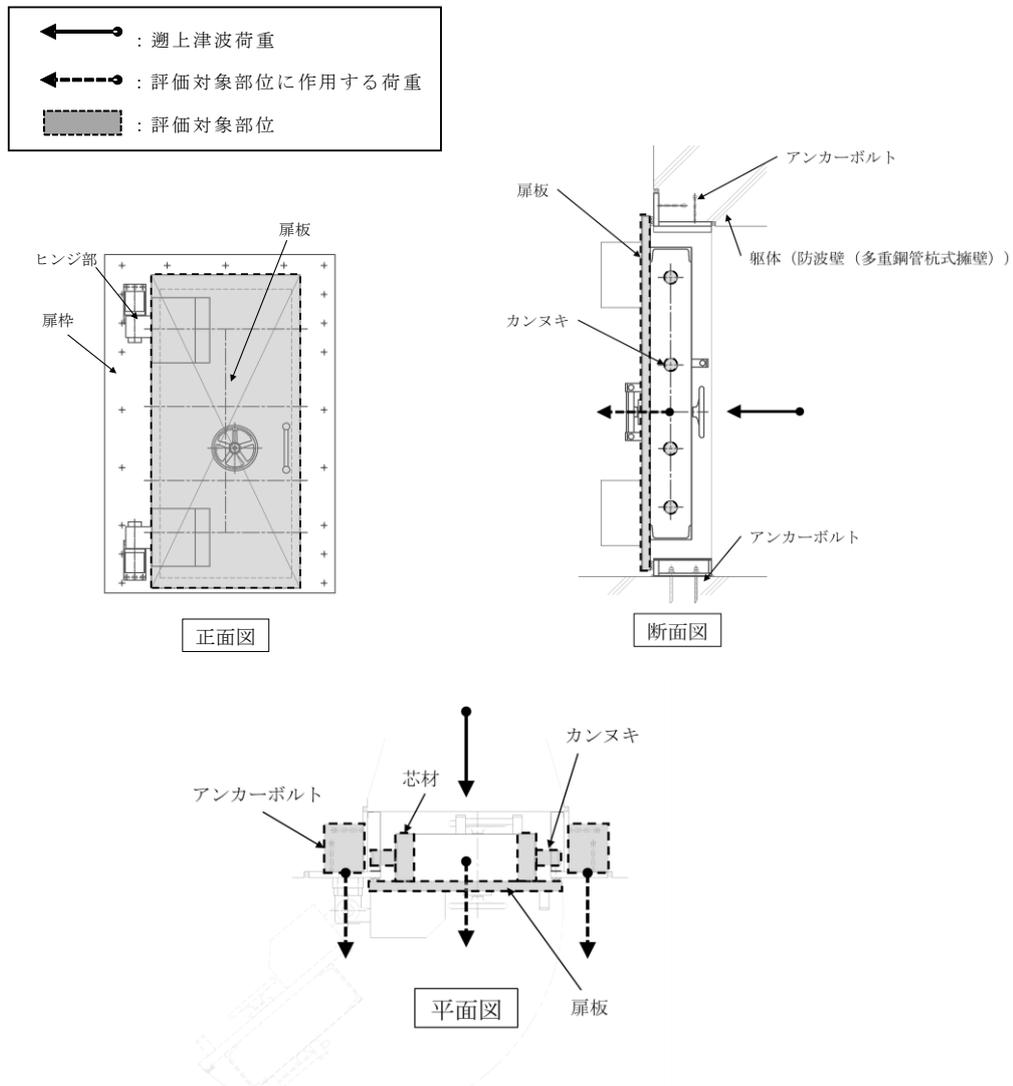


図3-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）が開く方向に作用する荷重の作用図

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

3.2.1 荷重の設定

強度評価に用いる荷重を以下に示す。

(1) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上波により波圧として作用する遡上津波荷重を考慮する。朝倉式により、設計用津波水位（入力津波高さに参照する裕度（0.64m）を考慮した水位）と防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の設置高さを用いて算出する。

遡上津波荷重の算定に用いる水頭高さ及び水の密度を表 3-1 に示す。

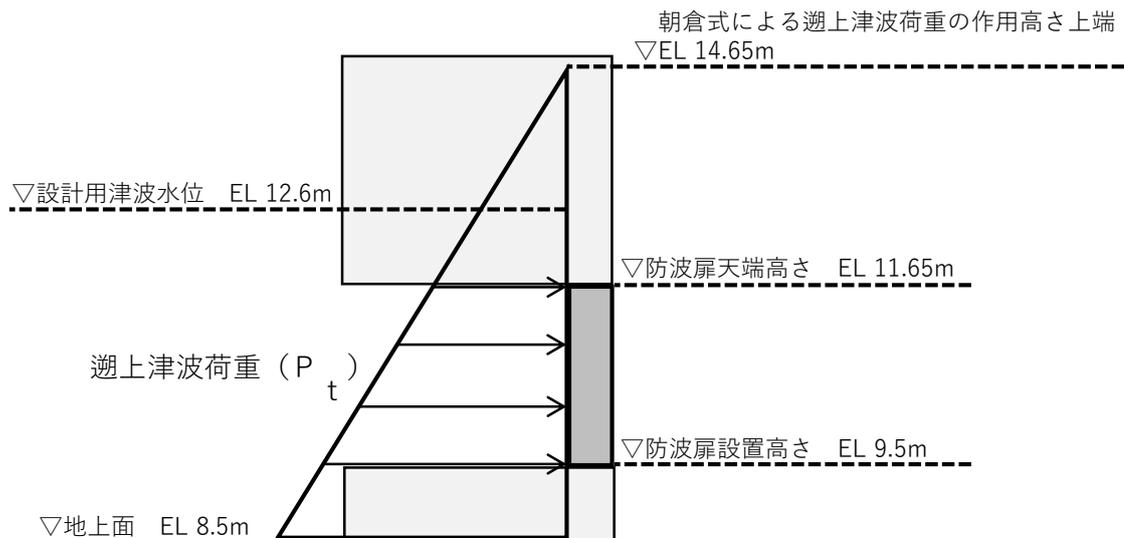


図 3-2 遡上津波荷重イメージ図

表 3-1 水頭高さ及び水の密度

名称	水頭高さ	水の密度
	h_1 (m)	(t/m^3)
防波扉（1号機北側）及び 防波扉（2号機北側）	5.15	1.03

3.2.2 荷重の組合せ

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価に用いる荷重は遡上津波荷重 P_t (kN/m^2) のみである。

3.3 許容限界

許容限界は、「3.1 評価対象部位」にて設定した部位に対し、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.3.1 使用材料

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）を構成する扉板、芯材、カンヌキ及びアンカーボルトの使用材料を表 3-2 に示す。

表 3-2 使用材料

評価対象部位	材質 強度区分	仕様
扉板	SS400	PL-50
芯材	SS400	[-250×90×11×14.5
カンヌキ	SUS304	80φ
アンカーボルト	SS400	M16×160

3.3.2 許容限界

(1) 鋼材

鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改訂）」及び「JIS G 4303—2012 ステンレス鋼棒」を踏まえて表3-3の値とする。

表3-3 鋼材の許容応力度

材質	短期許容応力度(N/mm ²)	
	曲げ・引張	せん断
SS400 (t ≤ 40*)	235	135
SS400 (40 < t ≤ 100*)	215	124
SUS304	205	118

注記*：tは板厚(mm)を示す。

(2) アンカーボルト

アンカーボルトの許容限界は、「3.1.1 評価対象部位」に記載したアンカーボルトに作用する荷重の向きを踏まえて、「各種合成構造設計指針・同解説（社）日本建築学会，2010年改定」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した，表3-4の値とする。

なお，評価対象部位のアンカーボルトが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耐力及び付着力により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を許容限界に設定する。また，評価対象部位のアンカーボルトが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耐力，定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる耐力及びコーン状破壊により決まる耐力を比較して，いずれか小さい値を採用する。

表3-4 アンカーボルトの許容限界の算定値

材質	許容耐力 (kN/本)	
	引張	せん断
SS400 (t ≤ 40*)	47	26

注記*：tは板厚(mm)を示す。

3.4 評価方法

防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定している評価式を用いる。

3.4.1 応力算定

(1) 扉板

扉板に生じる応力は、等変分布荷重を受ける両端固定支持の梁として、次式により算定する。

扉板に作用する荷重の例を図 3-3 に示す。

$$P_1 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_2) \cdot L_1$$

P_1 : 扉板上端に作用する荷重 (kN/m)

ρ : 水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h_1 : 水頭高さ (m)

h_2 : 床面から扉板上端までの高さ (m)

L_1 : 扉板の短辺方向の長さ (m)

$$P_2 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_3) \cdot L_1$$

P_2 : 扉板下端に作用する荷重 (kN/m)

h_3 : 床面から扉板下端までの高さ (m)

$$L_3 = (L_2 / (P_2 - P_1)) \cdot \left\{ -P_1 + \sqrt{\frac{1}{3} \cdot (P_1^2 + P_1 \cdot P_2 + P_2^2)} \right\}$$

L_3 : 扉板の曲げモーメントが最大となる高さ (m)

L_2 : 扉板の長辺方向の長さ (m)

$$M_1 = V_1 \cdot L_3 - (P_1 \cdot L_3^2) / 2 - (P_2 - P_1) \cdot L_3^3 / (6 \cdot L_2)$$

M_1 : 扉板の曲げモーメント (kN・m)

V_1 : 扉板上端に生じる反力 (kN)

$$V_1 = Q_1 = L_2 \cdot (2 \cdot P_1 + P_2) / 6$$

Q_1 : 扉板に生じるせん断力 (kN)

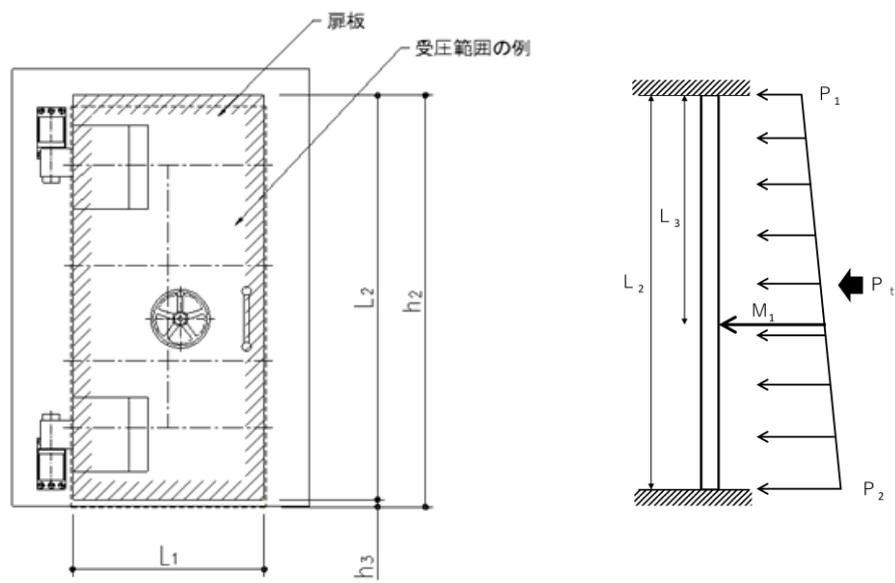


図 3-3 扉板に作用する荷重の例

(2) 芯材

芯材に生じる応力は，等変分布荷重を受ける両端固定支持の梁として次式により算定する。芯材に作用する荷重の例を図 3-4 に示す。

$$P_3 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_4) \cdot L_4$$

P_3 : 芯材上端に作用する荷重 (kN/m)

ρ : 水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h_1 : 水頭高さ (m)

h_4 : 床面から芯材上端までの高さ (m)

L_4 : 芯材の負担幅 (m)

$$P_4 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - h_5) \cdot L_4$$

P_4 : 芯材下端に作用する荷重 (kN/m)

h_5 : 床面から芯材下端までの高さ (m)

$$L_6 = (L_5 / (P_4 - P_3)) \cdot \left\{ -P_3 + \sqrt{\frac{1}{3} \cdot (P_3^2 + P_3 \cdot P_4 + P_4^2)} \right\}$$

L_6 : 芯材の曲げモーメントが最大となる高さ (m)

L_5 : 芯材の負担長さ (m)

$$M_2 = V_2 \cdot L_6 - (P_3 \cdot L_6^2) / 2 - (P_4 - P_3) \cdot L_6^3 / (6 \cdot L_5)$$

M_2 : 芯材の曲げモーメント (kN・m)

V_2 : 芯材上端に生じる反力 (kN)

$$V_2 = Q_2 = L_5 \cdot (2 \cdot P_3 + P_4) / 6$$

Q_2 : 芯材に生じるせん断力 (kN)

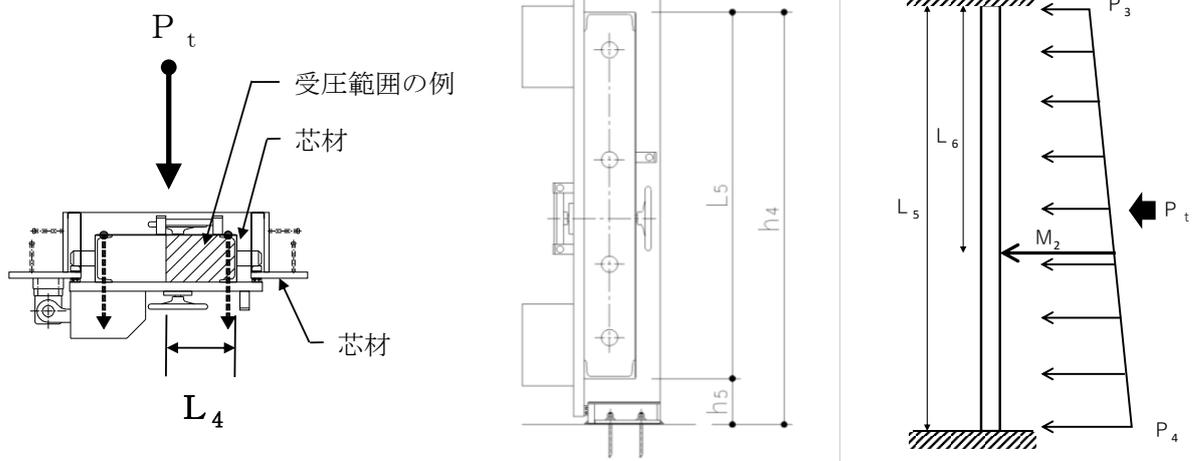


図 3-4 芯材に作用する荷重の例

(3) カンヌキ

カンヌキに生じる応力は次式により算定する。カンヌキは、遡上津波荷重が均等に作用するとして算定する。

カンヌキに作用する荷重の例を図 3-5 に示す。

$$P_5 = \rho \cdot g \cdot (h_1 - L_7) \cdot L_8$$

P_5 : 開口上端に作用する荷重 (kN/m)

ρ : 水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h_1 : 水頭高さ (m)

L_7 : 開口高さ (m)

L_8 : 開口幅 (m)

$$P_6 = \rho \cdot g \cdot h_1 \cdot L_8$$

P_6 : 開口下端に作用する荷重 (kN/m)

$$R_1 = (P_5 + P_6) \cdot L_7 / 2 \cdot n_1$$

R_1 : カンヌキ 1 本あたりに作用する荷重 (kN/本)

n_1 : カンヌキの本数 (本)

$$M_3 = R_1 \cdot L_9$$

M_3 : カンヌキ 1 本あたりの曲げモーメント (kN・m)

L_9 : カンヌキの扉外間距離 (m)

$$Q_3 = L_7 \cdot (2 \cdot P_5 + P_6) / 6 \cdot n_1$$

Q_3 : カンヌキ 1 本あたりに生じるせん断力 (kN/本)

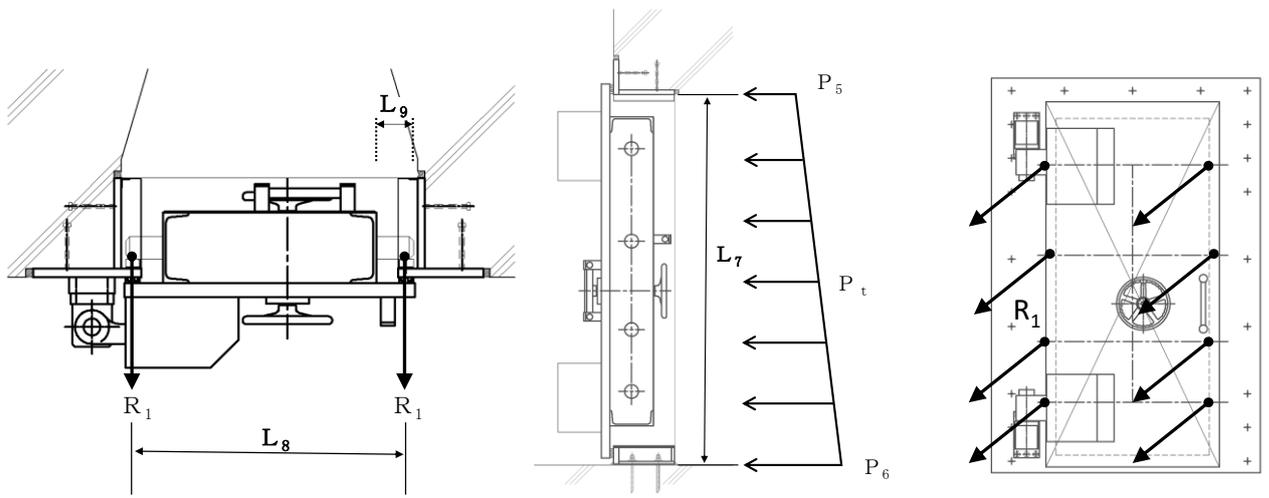


図 3-5 カンヌキに作用する荷重の例

(4) アンカーボルト

アンカーボルトに生じる応力は、遡上津波荷重を左右もしくは上下に配置されたアンカーボルトに分配したものである。アンカーボルトに作用する荷重の例を図3-6に示す。

$$Q_4 = L_7 \cdot (2 \cdot P_5 + P_6) / 6 \cdot n_2$$

Q_4 : アンカーボルト1本あたりに生じるせん断力 (kN/本)

L_7 : 開口高さ (m)

P_5 : 開口上端に作用する荷重 (kN/m)

P_6 : 開口下端に作用する荷重 (kN/m)

n_2 : せん断力を受けるアンカーボルトの本数 (本)

$$T_1 = ((P_5 + P_6) \cdot L_7) / (2 \cdot n_3)$$

T_1 : アンカーボルト1本あたりに生じる引張力 (kN/本)

n_3 : 引張力を受けるアンカーボルトの本数 (本)

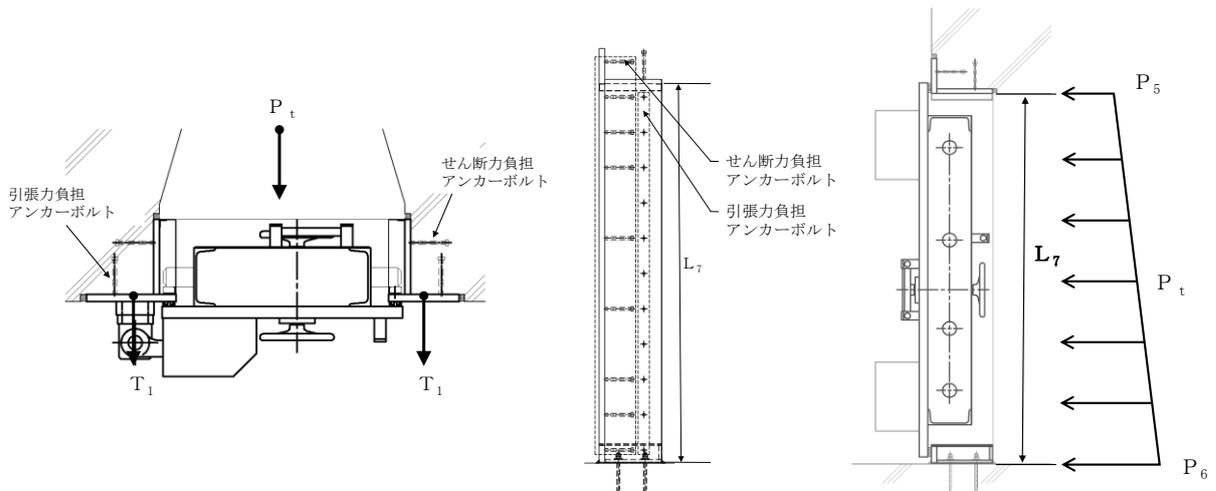


図3-6 アンカーボルトに作用する荷重の例

3.4.2 断面検定

評価対象部位に生じる応力より算定する応力度及び荷重が，許容限界以下であることを確認する。

(1) 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。

$$\sigma_1 = M_1 / Z_1$$

σ_1 ：扉板に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_1 ：扉板の曲げモーメント (kN・m)

Z_1 ：扉板の断面係数 (mm³)

(2) 芯材

芯材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。

a. 芯材に生じる曲げ応力度

$$\sigma_2 = M_2 / Z_2$$

σ_2 ：芯材に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

M_2 ：芯材の曲げモーメント (kN・m)

Z_2 ：芯材の断面係数 (mm³)

b. 芯材に生じるせん断応力度

$$\tau_1 = Q_2 / A_1$$

τ_1 ：芯材に生じるせん断応力度 (N/mm²)

Q_2 ：芯材に生じるせん断力 (kN)

A_1 ：芯材の断面積 (mm²)

c. 芯材に生じる組合せ応力度

芯材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「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改訂）（以下「S規準」という。）」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する

$$x_1 = \sqrt{(\sigma_2^2 + 3\tau_1^2)}$$

x_1 ：芯材に作用する組合せ応力度（N/mm²）

(3) 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。

a. カンヌキに生じる曲げ応力度

$$\sigma_3 = M_3 / Z_3$$

σ_3 ：カンヌキに生じる曲げ応力度（N/mm²）

M_3 ：カンヌキ 1 本当たりの曲げモーメント（kN・m）

Z_3 ：カンヌキの断面係数（mm³）

b. カンヌキに生じるせん断応力度

$$\tau_2 = Q_3 / A_2$$

τ_2 ：カンヌキに生じるせん断応力度（N/mm²）

Q_3 ：カンヌキ 1 本当たりに生じるせん断力（kN）

A_2 ：カンヌキの断面積（mm²）

c. カンヌキに生じる組合せ応力度

カンヌキに生じる曲げ応力度とせん断応力度から，組合せ応力度を「S規準」に基づく次式により算定し，短期許容応力度以下であることを確認する。

$$x_2 = \sqrt{(\sigma_3^2 + 3\tau_2^2)}$$

x_2 ：カンヌキに生じる組合せ応力度（N/mm²）

(4) アンカーボルト

アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力又はせん断力が，「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定したアンカーボルトの短期許容荷重以下であることを確認する。

$$Q_4 / Q_{4A} \leq 1.0$$

Q_4 : アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (kN)

Q_{4A} : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容せん断力 (kN)

$$T_1 / T_{1A} \leq 1.0$$

T_1 : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力 (kN)

T_{1A} : アンカーボルト 1 本あたりの短期許容引張力 (kN)

3.4.3 評価条件

「3.4 評価方法」に用いる評価条件を表3-5に示す。

表3-5 強度評価に用いる条件

対象部位	記号	単位	定義	値
共通	ρ	t/m ³	水の密度	1.03
	g	m/s ²	重力加速度	9.80665
	h ₁	m	水頭高さ	5.15
扉板	h ₂	m	床面から扉板上端までの高さ	2.21
	h ₃	m	床面から扉板下端までの高さ	0.039
	L ₁	m	扉板の短辺方向の長さ	1.020
	L ₂	m	扉板の長辺方向の長さ	2.171
	L ₃	m	扉板の曲げモーメントが最大となる高さ	1.141
芯材	V ₂	kN	芯材上端に生じる反力	16.03
	h ₄	m	床面から芯材上端までの高さ	2.02
	h ₅	m	床面から芯材下端までの高さ	0.225
	L ₄	m	芯材の負担幅	0.374
	L ₅	m	芯材の負担長さ	1.795
	L ₆	m	芯材の曲げモーメントが最大となる高さ	0.9307
	Z ₂	mm ³	芯材の断面係数	374000
	τ_1	N/mm ²	芯材に生じるせん断応力度	3
	A ₁	mm ²	芯材の断面積	5117
カンヌキ	L ₇	m	開口高さ	2.150
	L ₈	m	開口幅	1.040
	L ₉	m	カンヌキの扉外間距離	0.131
	n ₁	本	カンヌキの本数	8
	A ₂	mm ²	カンヌキの断面積	5027
アンカー ボルト	Q _{4A}	kN	アンカーボルト1本当たりの短期許容せん断力	26
	T _{1A}	kN	アンカーボルト1本当たりの短期許容引張力	47

4. 評価結果

強度評価結果を表 4-1 に示す。防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）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以下であることから、防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）が構造健全性を有することを確認した。

表 4-1 防波扉（1号機北側）及び防波扉（2号機北側）の強度評価結果

対象評価部材	分類	発生値 (応力度又は荷重)	許容 限界	発生値/ 許容限界
扉板	曲げ	58	215	0.27
芯材	組合せ	18	235	0.08
カンヌキ	組合せ	31	205	0.16
アンカーボルト	せん断	3.815	26	0.15
	引張	10.23	47	0.22

2. 防波壁通路防波扉（荷揚場南）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	12
2.4 適用規格・基準等	18
3. 強度評価	19
3.1 記号の定義	19
3.2 評価対象断面	25
3.3 解析方法	27
3.4 荷重及び荷重の組合せ	27
3.4.1 荷重	27
3.4.2 荷重の組合せ	28
3.5 解析モデル及び諸元	30
3.5.1 解析モデル	30
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	32
3.5.3 地盤の物性値	33
3.5.4 地下水位	33
3.6 評価対象部位	34
3.6.1 施設・地盤の健全性評価	34
3.6.2 基礎地盤の支持性能評価	34
3.7 許容限界	35
3.7.1 防波扉	35
3.7.2 漂流物対策工	38
3.8 評価方法	40
3.8.1 防波扉	41
3.8.2 漂流物対策工	51
4. 評価条件	59
5. 評価結果	63
5.1 防波扉	63
5.2 漂流物対策工	70

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に基づき、防波壁通路防波扉（荷揚場南）（以下「防波扉（荷揚場南）」という。）が、地震後の繰返しの来襲を想定した津波荷重，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対して，施設・地盤の構造健全性を保持すること及び十分な支持性能を有する地盤に設置していることを説明するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

防波扉（荷揚場南）の位置図を図 2-1 に示す。



図 2-1 防波扉（荷揚場南）位置図

2.2 構造概要

防波扉（荷揚場南）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉は、入力津波高さ（EL 11.9m）に参照する裕度（0.64m）を加えた津波高さ（EL 12.6m）に対して、余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波扉（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブは、鋼管杭により岩盤に支持される構造とし、防波扉（鋼製扉体）と戸当り（RC支柱）及び基礎スラブとの間には水密ゴム（側部水密ゴム及び底部水密ゴム）を設置し、止水性を確保する。

防波扉（荷揚場南）の構造概要図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

防波扉の構造図を図 2-4 及び図 2-5 に、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図 2-6 に、水密ゴムの概念図を図 2-7 に示す。

漂流物対策工は、漂流物対策工（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブから構成され、マンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工の構造図を図 2-8 及び図 2-9 に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図 2-10 に示す。

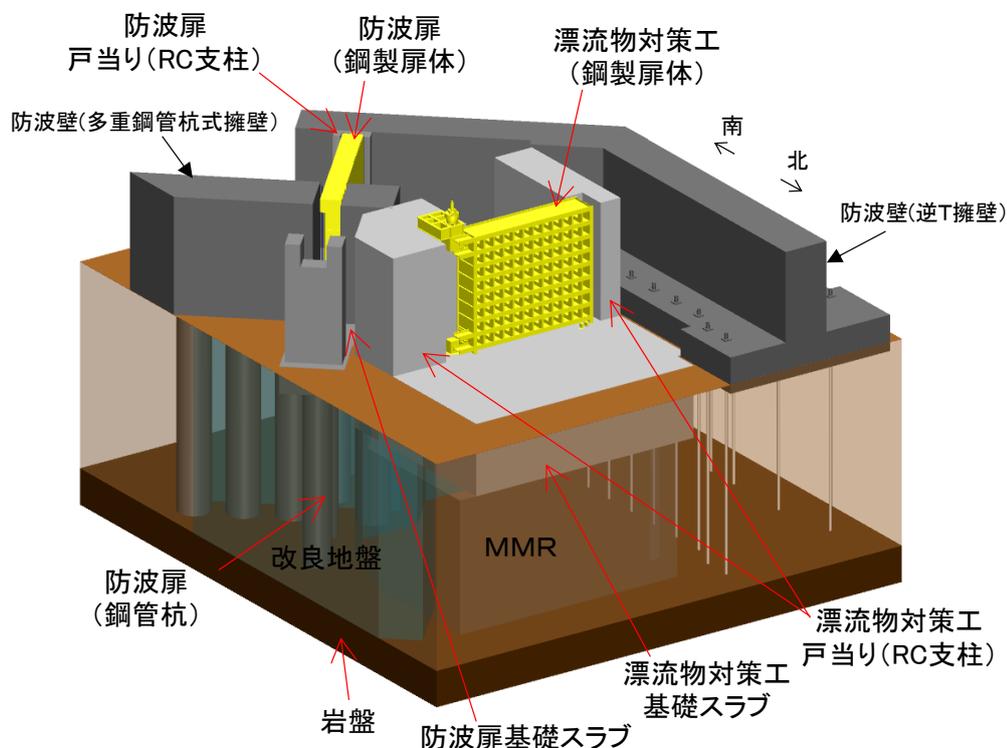


図 2-2 防波扉（荷揚場南）の構造概要図

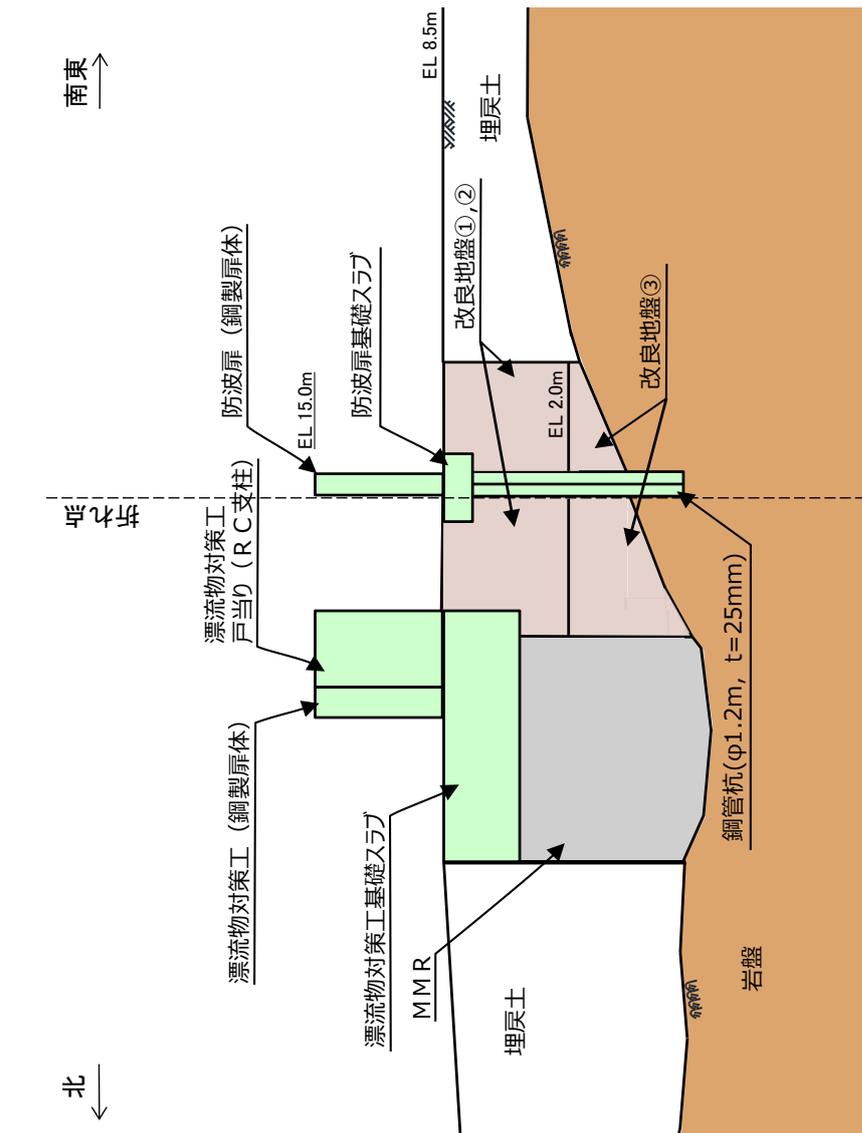
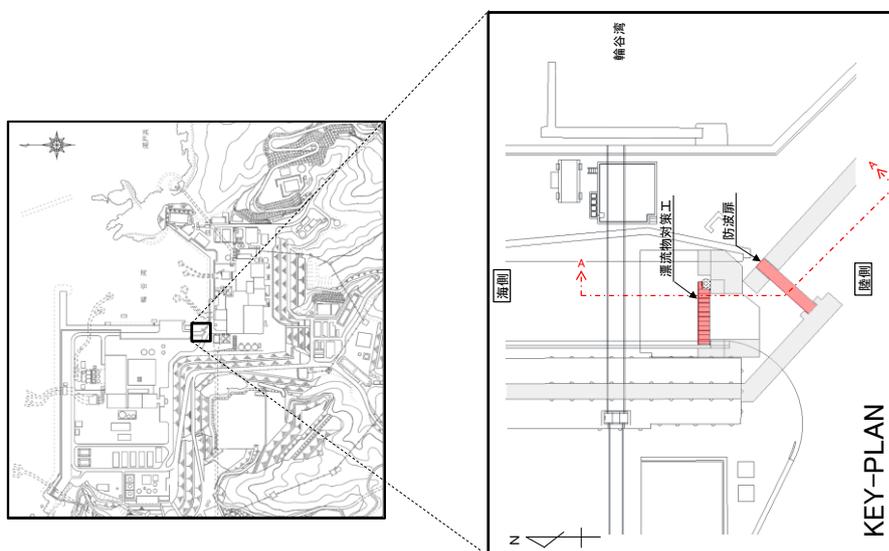


図 2-3 防波扉 (荷揚場南) の構造概要図 (断面図)

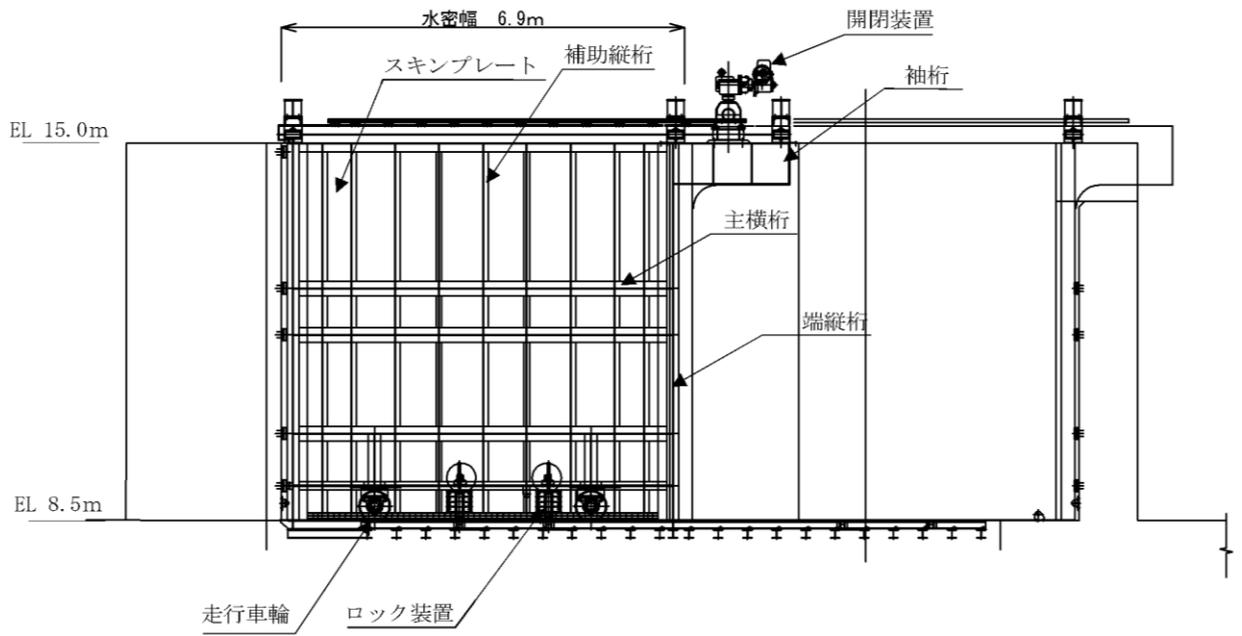


図 2-4(1) 防波扉の構造図 (鋼製扉体, 正面図)

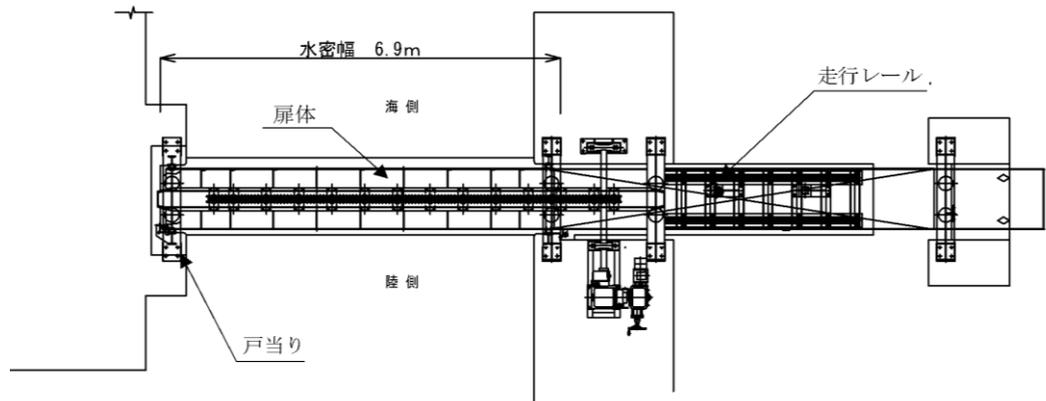


図 2-4(2) 防波扉の構造図 (鋼製扉体, 平面図)

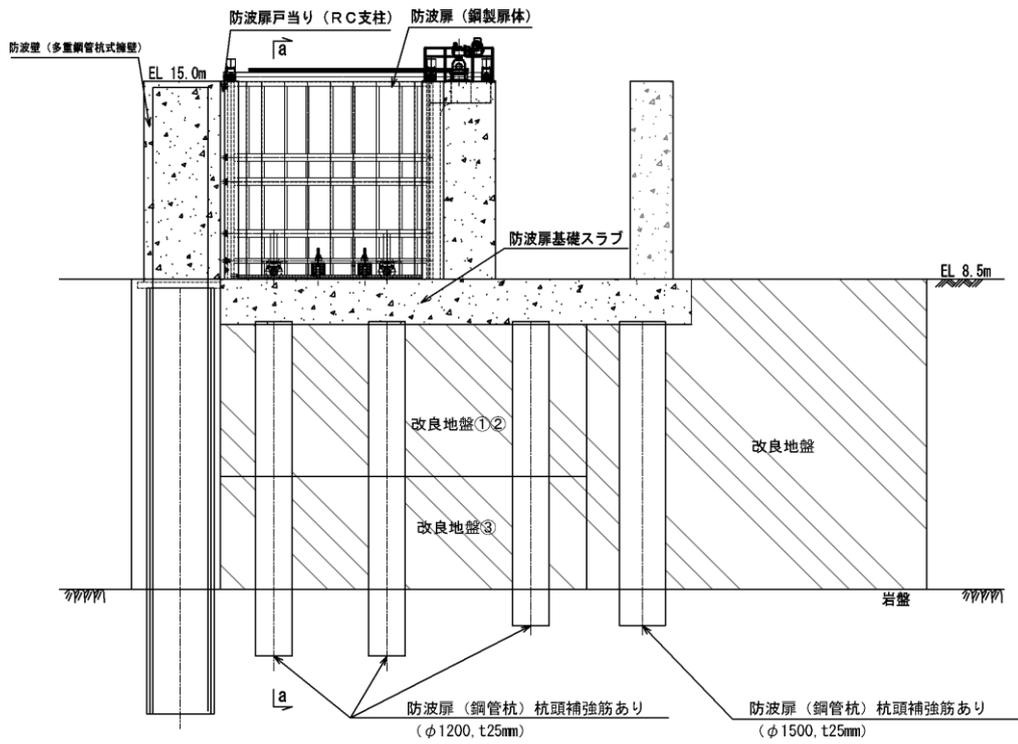


図 2-5(1) 防波扉の構造図 (基礎, 正面図)

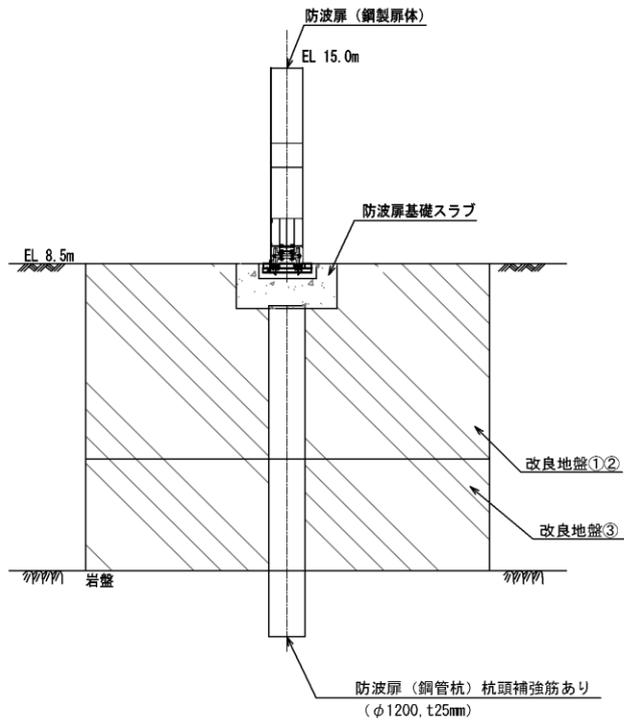


図 2-5(2) 防波扉の構造図 (基礎, 断面図)

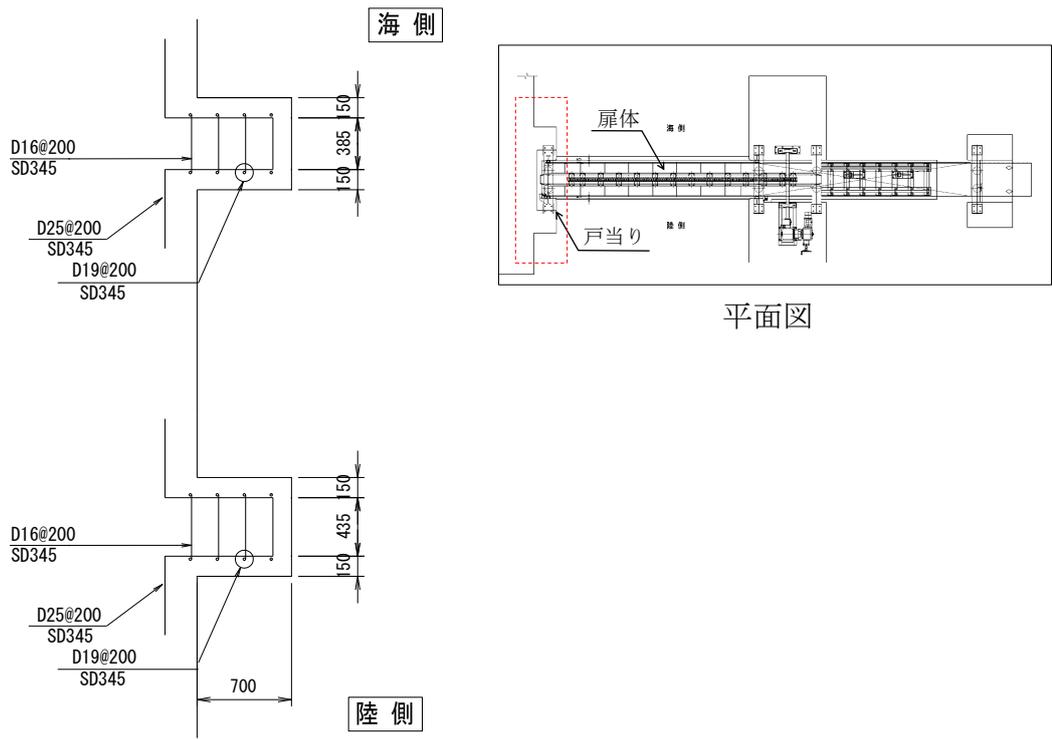


図 2-6(1) 防波扉戸当り (RC支柱) の概略配筋図

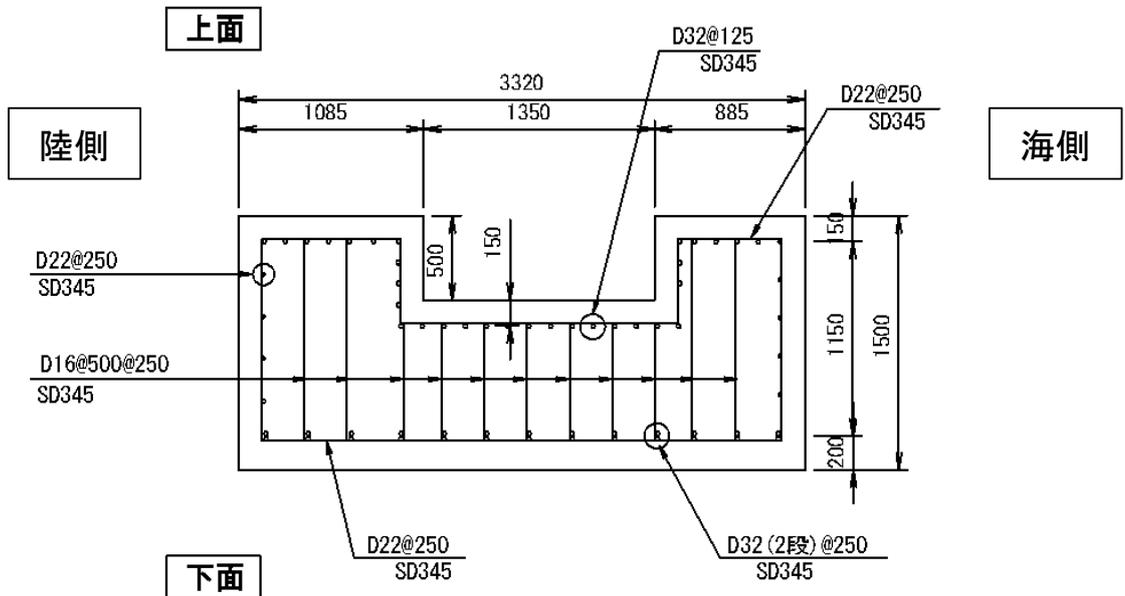


図 2-6(2) 防波扉基礎スラブの概略配筋図

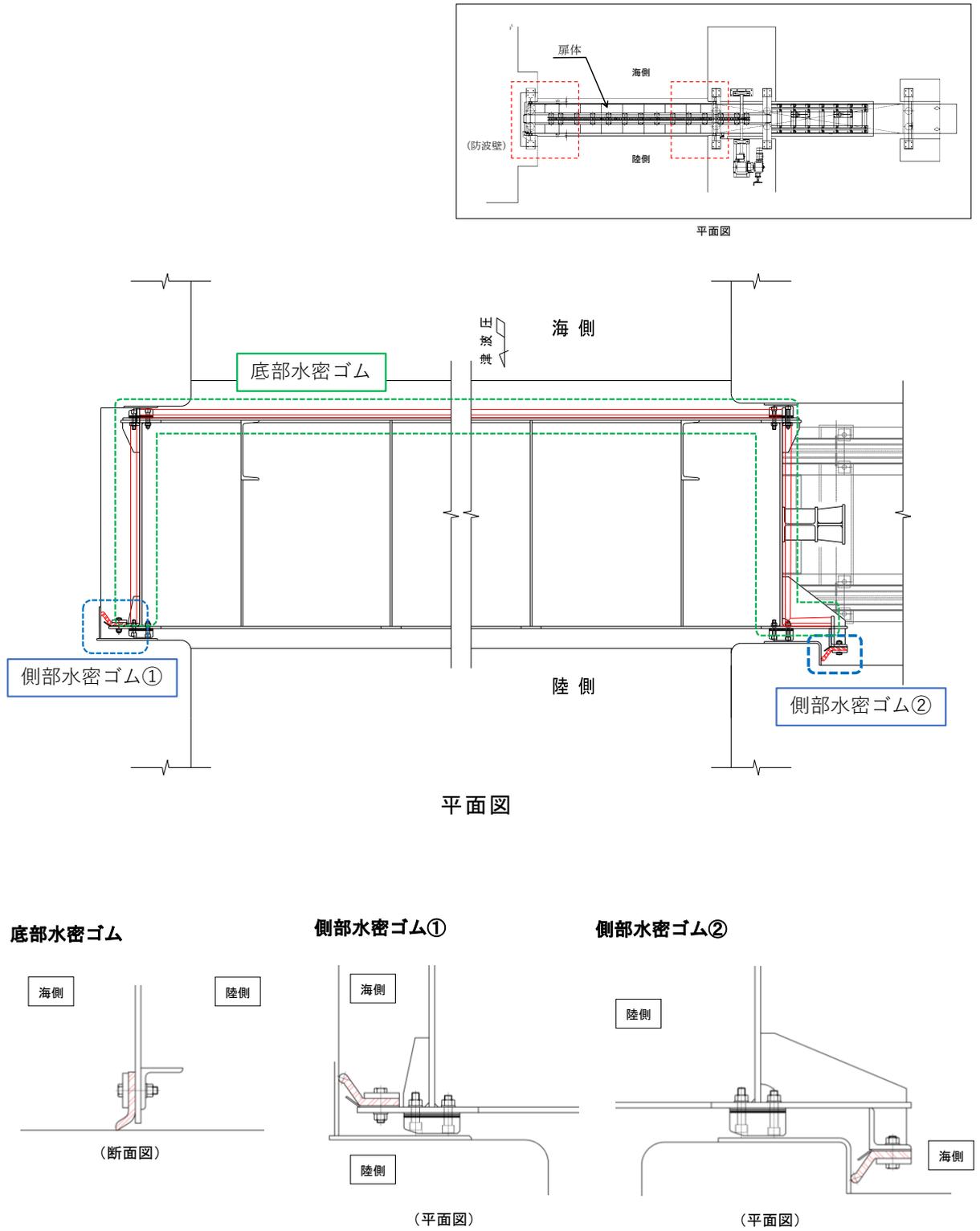


図 2-7 防波扉の水密ゴム概念図

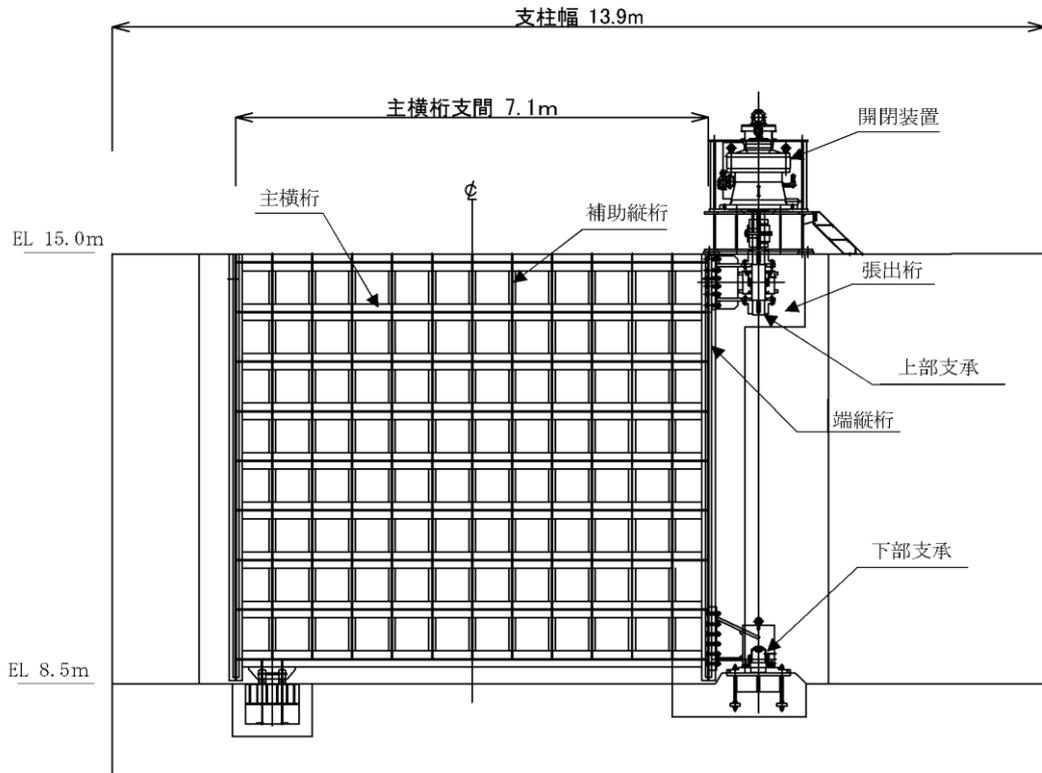


図 2-8(1) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体, 正面図)

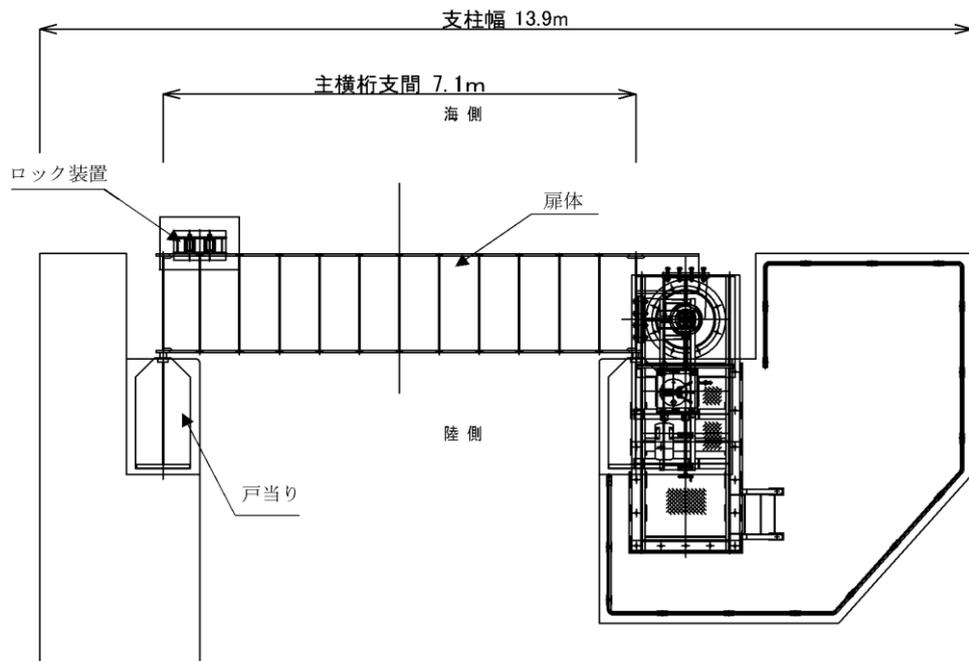


図 2-8(2) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体, 平面図)

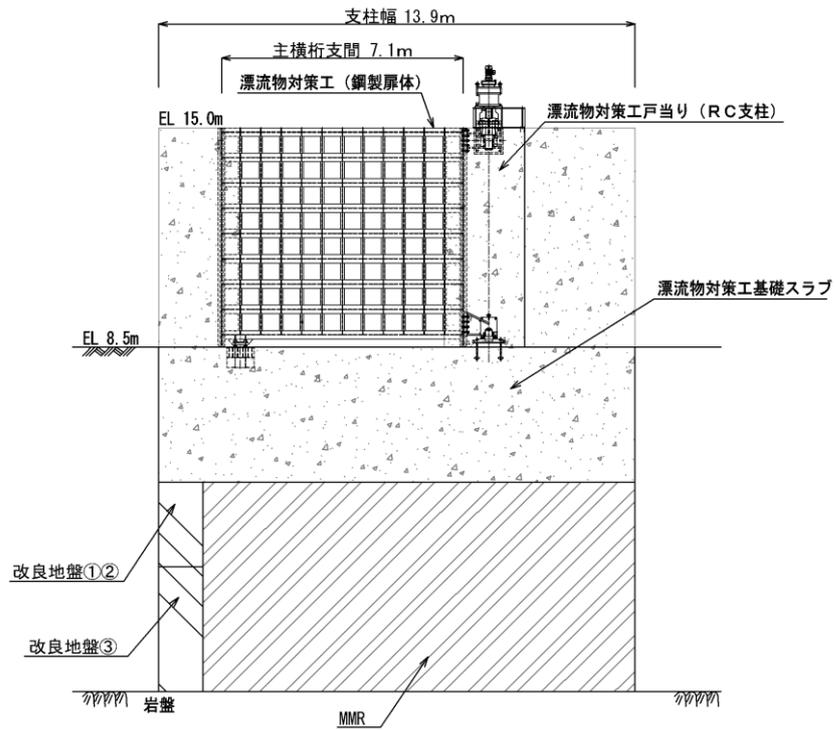


図 2-9(1) 漂流物対策工の構造図 (基礎, 正面図)

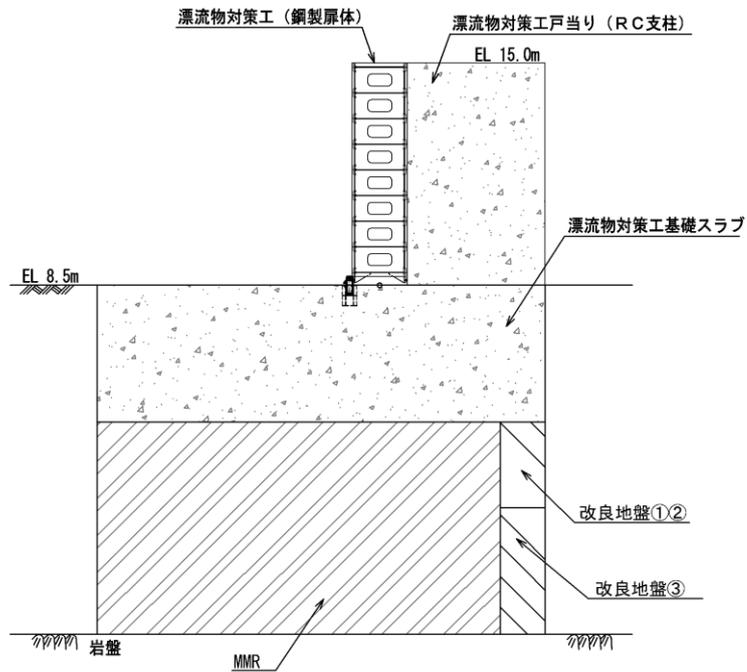


図 2-9(2) 漂流物対策工の構造図 (基礎, 断面図)

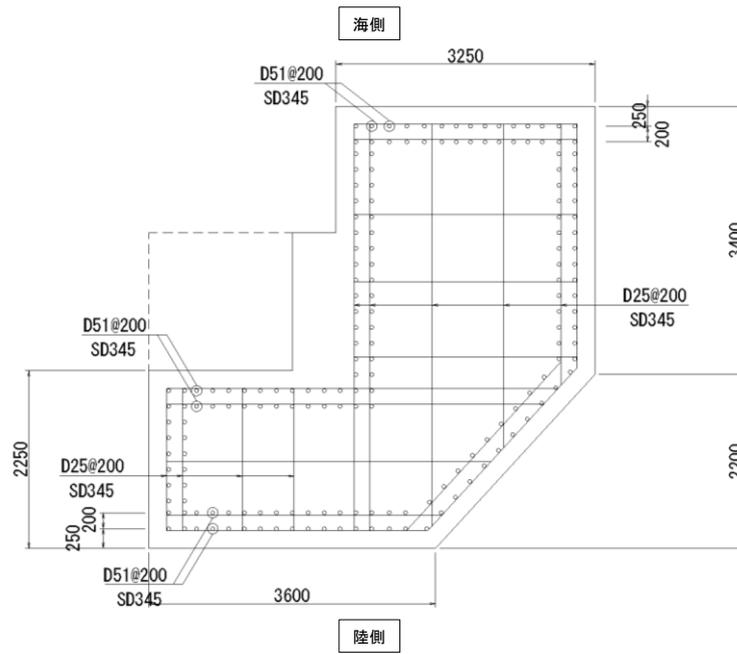


図 2-10(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の概略配筋図

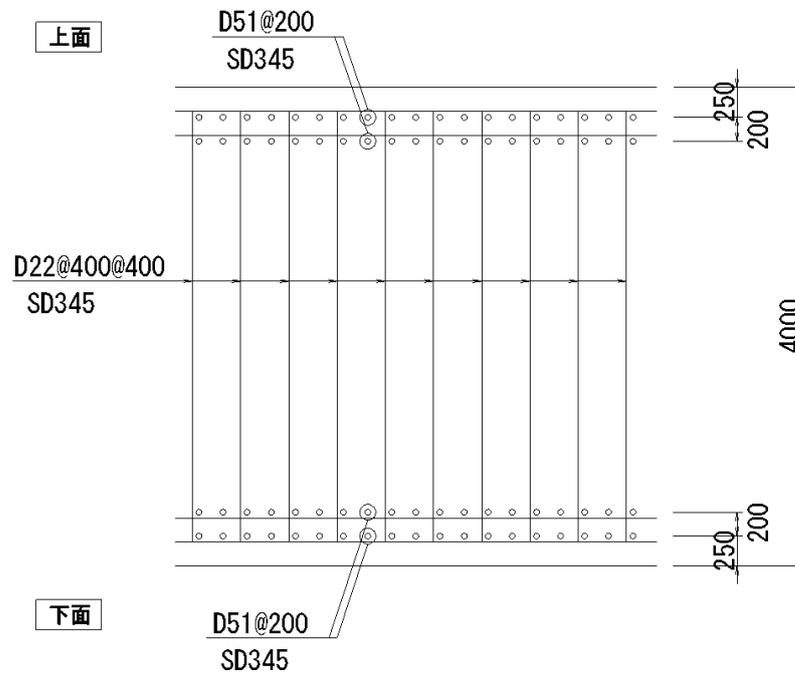


図 2-10(2) 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図

2.3 評価方針

防波扉（荷揚場南）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉（荷揚場南）の各部位の役割及び性能目標を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

また、防波扉（荷揚場南）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」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」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. 評価結果」より、防波扉（荷揚場南）の評価対象部位の発生応力及びすべり安全率が許容限界を満足することを確認する。

防波扉（荷揚場南）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波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。）について行う。

防波扉（荷揚場南）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-3 の防波扉（荷揚場南）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

防波扉（荷揚場南）の強度評価フローを図 2-11 に示す。

表 2-1(1) 防波扉の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	防波扉 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・遮水性を保持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉(鋼製扉体)を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉(鋼製扉体)を支持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉基礎 スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉(鋼製扉体)及び防波扉戸当り(RC支柱)を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉(鋼製扉体)及び防波扉戸当り(RC支柱)を支持する。
	防波扉 (鋼管杭)	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを支持する。
地盤	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭の変形を抑制する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭の変形を抑制する。 ・地盤中からの回り込みによる浸水を防止する(難透水性を保持する)。 ・津波荷重を岩盤に伝達する。
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭を鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管杭を鉛直支持する。
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波扉への相互作用を考慮する)。 	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波扉への相互作用を考慮する)。

表 2-1(2) 漂流物対策工の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	漂流物対策工 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工(鋼製扉体)を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物対策工(鋼製扉体)を支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工(鋼製扉体)及び漂流物対策工戸当り(RC支柱)を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工(鋼製扉体)及び漂流物対策工戸当り(RC支柱)を支持する。
地盤	MMR	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。
	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブ並びにMMR又は改良地盤を鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブ並びにMMR又は改良地盤を鉛直支持する。
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、漂流物対策工への相互作用を考慮する)。 	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、漂流物対策工への相互作用を考慮する)。

表 2-2(1) 防波扉の各部位の性能目標

部位	性能目標	鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性、難透水性)
施設	防波扉 (鋼製扉体)	-	-	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	防波扉から有意な漏えいを生じさせないために、おおむね弾性状態に留まること。
	防波扉戸当り (RC支柱)				
	防波扉基礎 スラブ				
	防波扉 (鋼管杭)				
地盤	改良地盤	-	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安定性を保持すること。	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。 地盤中からの回り込みによる浸水を防止 (難透水性を維持) するため、改良地盤がすべり破壊しないこと (内的安定を保持)。
	岩盤	鋼管杭を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	-	-	-

表 2-2(2) 漂流物対策工の各部位の性能目標

部位	性能目標	鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性
施設	漂流物対策工 (鋼製扉体)	-	-	-	防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させないために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)				
	漂流物対策工 基礎スラブ				
地盤	MMR	漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	-	-	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	改良地盤				
	岩盤				

表 2-3(1) 防波扉の評価項目

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	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	主横桁，スキンプレート，補助縦桁，端縦桁，支圧板，戸当り	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			防波扉戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			防波扉（鋼管杭）	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）
			改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*	
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	防波扉（鋼製扉体）	主横桁，スキンプレート，補助縦桁，端縦桁，支圧板，戸当り	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			防波扉戸当り（RC支柱）	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			防波扉基礎スラブ	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			防波扉（鋼管杭）	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）
			改良地盤	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*	

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-3(2) 漂流物対策工の評価項目

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	施設・地盤の健全性	漂流物対策工（鋼製扉体）	主横桁，張出桁，補助縦桁，端縦桁，戸当り	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工戸当り（RC支柱）		発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工基礎スラブ		発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤		すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤		発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

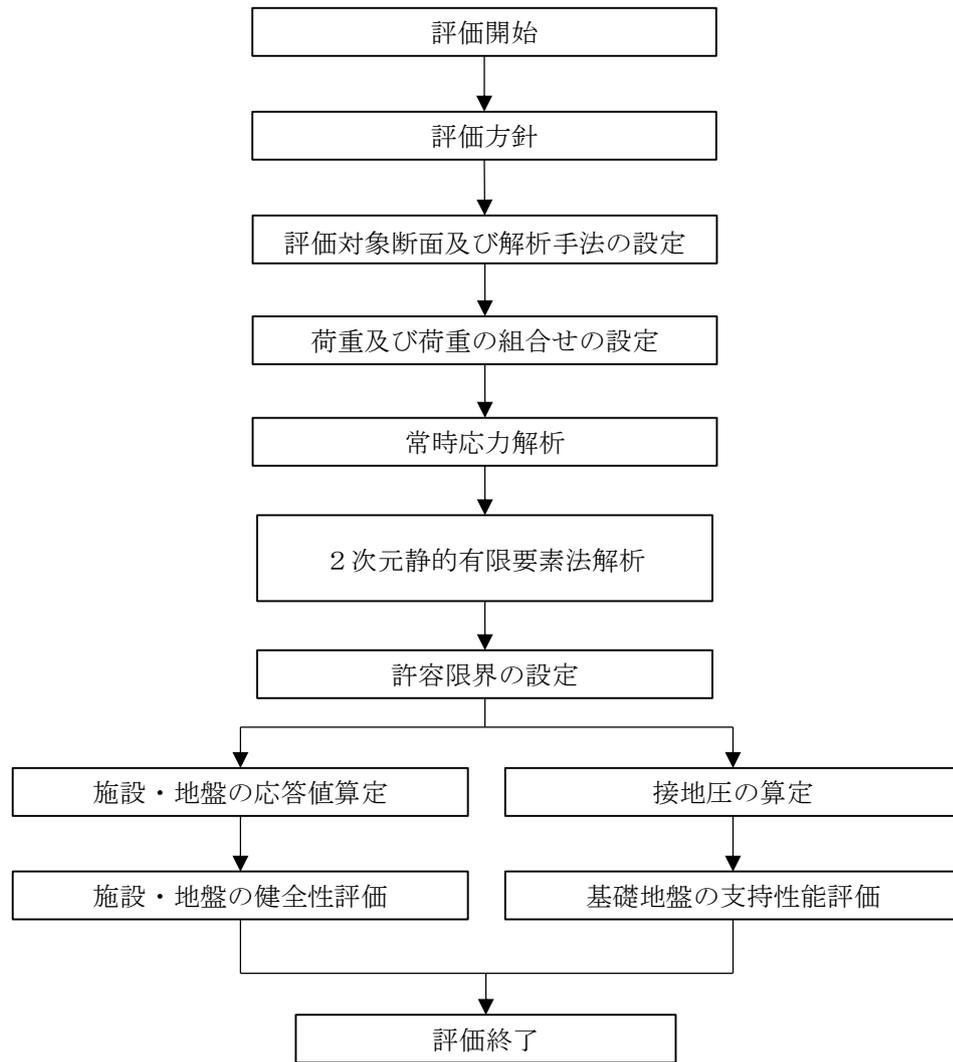


図 2-11 防波扉（荷揚場南）の強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年)
- ・松江市建築基準法施行細則 (2005 年 3 月 31 日松江市規則第 234 号)
- ・ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術基準協会, 2016 年)
- ・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, 2002 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 1999 年)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (2013 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)
- ・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)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター 平成 19 年 3 月)

3. 強度評価

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

表 3-1(1) 防波扉の強度評価に用いる記号(1/3)

部材	記号	単位	定義
主横桁	M_1	kN・m	曲げモーメント
	S_1	kN	せん断力
	N	kN	圧縮力
	W	kN/m	水圧荷重
	W'	kN/m	風荷重
	L	m	支間
	a	m	張り出し部
	L_1	m	正面水密幅
	B_1	m	側面水密幅
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	A_s	mm ²	全断面積
	σ_c	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
スキンプレート	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
	L	mm	縦桁の間隔 (区画の短辺 a)
	l	mm	主桁の間隔 (区画の長辺 b)
	t_f	mm	桁フランジの厚さ
	t_s	mm	スキンプレートの厚さ
	t	mm	有効板厚
	L/l	-	辺長比
	k_1	-	辺長比 (長辺 b / 短辺 a) による係数
	β_1	-	応力の補正係数
	P	N/mm ²	水平荷重 (水圧荷重 + 風荷重)
σ_1	N/mm ²	曲げ応力度	
σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度	

表 3-1(2) 防波扉の強度評価に用いる記号(2/3)

部材	記号	単位	定義
補助縦桁	ℓ	m	主横桁間隔
	m	m	補助縦桁間隔
	P	kN/m ²	水平荷重 (水圧荷重+風荷重)
	M	kN・m	曲げモーメント
	S	kN	せん断力
	Z	mm ³	断面係数
	A _w	mm ²	腹板断面積
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	
端縦桁	R	kN	主横桁の支点反力
	A _q	mm ²	補剛材の有効総断面積
	σ_c	N/mm ²	圧縮応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容圧縮応力度
支圧板	P	N/mm ²	水平荷重 (水圧荷重+風荷重)
	C	mm	支圧板の有効幅
	L ₁	mm	水密幅
	σ_p	N/mm ²	支圧板の支圧応力度
	σ_{pa}	N/mm ²	支圧板の許容支圧応力度

表 3-1(3) 防波扉の強度評価に用いる記号(3/3)

部材	記号	単位	定義
戸当り	P	N/mm^2	水平荷重 (水圧荷重+風荷重)
	L_1	mm	水密幅
	b_f	mm	底面フランジの幅
	t_f	mm	底面フランジの厚さ
	l_1	mm	戸当り深さ
	l_2	mm	底面フランジのコンクリートまでの距離
	M_f	$N \cdot mm$	底面フランジに作用する曲げモーメント
	Σl	mm	せん断抵抗長さ ($=l_1+2l_2$)
	σ_f	N/mm^2	底面フランジの曲げ応力度
	σ_{cb}	N/mm^2	コンクリートの支圧応力度
	τ_c	N/mm^2	コンクリートのせん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
	σ_{cba}	N/mm^2	コンクリートの許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm^2	コンクリートの許容せん断応力度	

表 3-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(1/3)

部材	記号	単位	定義
主横桁	M_1	kN・m	曲げモーメント
	S_1	kN	せん断力
	P	kN/m	衝突荷重
	W	kN/m	水圧荷重
	W'	kN/m	風荷重
	L	m	支間
	a	m	張り出し部
	L_1	m	扉体幅
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	
張出桁	M_2	kN・m	曲げモーメント
	S_2	kN	せん断力
	P	kN/m	衝突荷重
	W	kN/m	水圧荷重
	W'	kN/m	風荷重
	L_2	m	張出長さ
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度	
補助縦桁	M_3	kN・m	曲げモーメント
	S_3	kN	せん断力
	P	kN/m	衝突荷重
	W	kN/m	水圧荷重
	W'	kN/m	風荷重
	ℓ	m	主横桁の間隔

表 3-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(2/3)

部材	記号	単位	定義
補助 縦桁	Z	mm^3	断面係数
	A_w	mm^2	腹板断面積
	σ	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度
端縦桁	R	kN	主横桁の支点反力
	A_q	mm^2	補剛材の有効総断面積
	σ_c	N/mm^2	圧縮応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容圧縮応力度

表 3-2(3) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(3/3)

部材	記号	単位	定義
戸当り	W	kN/m	水平荷重（水圧荷重+風荷重）
	P	kN/m	衝突荷重
	C	mm	支圧板の有効幅
	L ₁	mm	扉体幅
	L ₂	mm	主横桁の荷重分担長さ
	L ₄	mm	衝突荷重分担長さ（鉛直方向に 45° 分散）
	t _w	mm	腹板の厚さ
	b _f	mm	底面フランジの幅
	t _f	mm	底面フランジの厚さ
	ℓ ₁	mm	戸当り深さ
	ℓ ₂	mm	底面フランジのコンクリートまでの距離
	M _f	N・mm	底面フランジに作用する曲げモーメント
	Σℓ	mm	せん断抵抗長さ（=ℓ ₁ +2ℓ ₂ ）
	σ _p	N/mm ²	支圧板の支圧応力度
	σ _b	N/mm ²	腹板の支圧応力度
	σ _f	N/mm ²	底面フランジの曲げ応力度
	σ _{cb}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度
	τ _c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度
	σ _{pa}	N/mm ²	支圧板の許容支圧応力度
	σ _{ba}	N/mm ²	腹板の許容支圧応力度
σ _{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度	
σ _{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度	
τ _{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	

3.2 評価対象断面

防波扉（荷揚場南）の評価対象断面は，津波荷重の作用方向を踏まえ，防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の直交方向に作用した場合の影響を評価する。防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図を図 3-1 に，縦断面図を図 3-2 に示す。

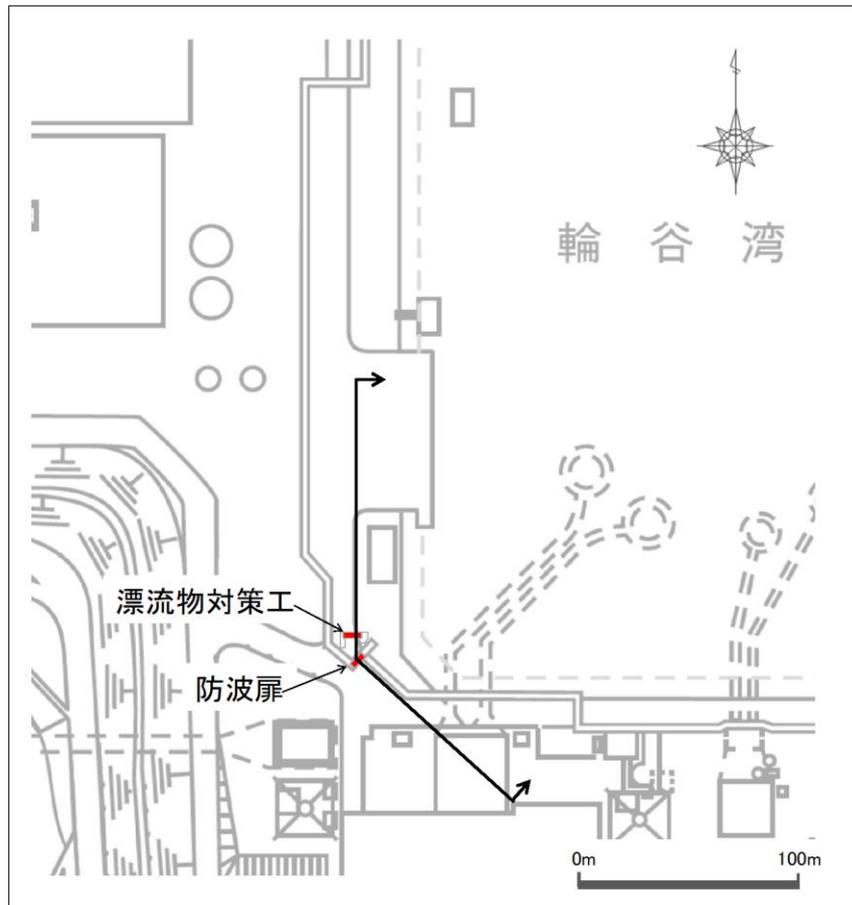


図 3-1 防波扉（荷揚場南）の評価対象断面位置図

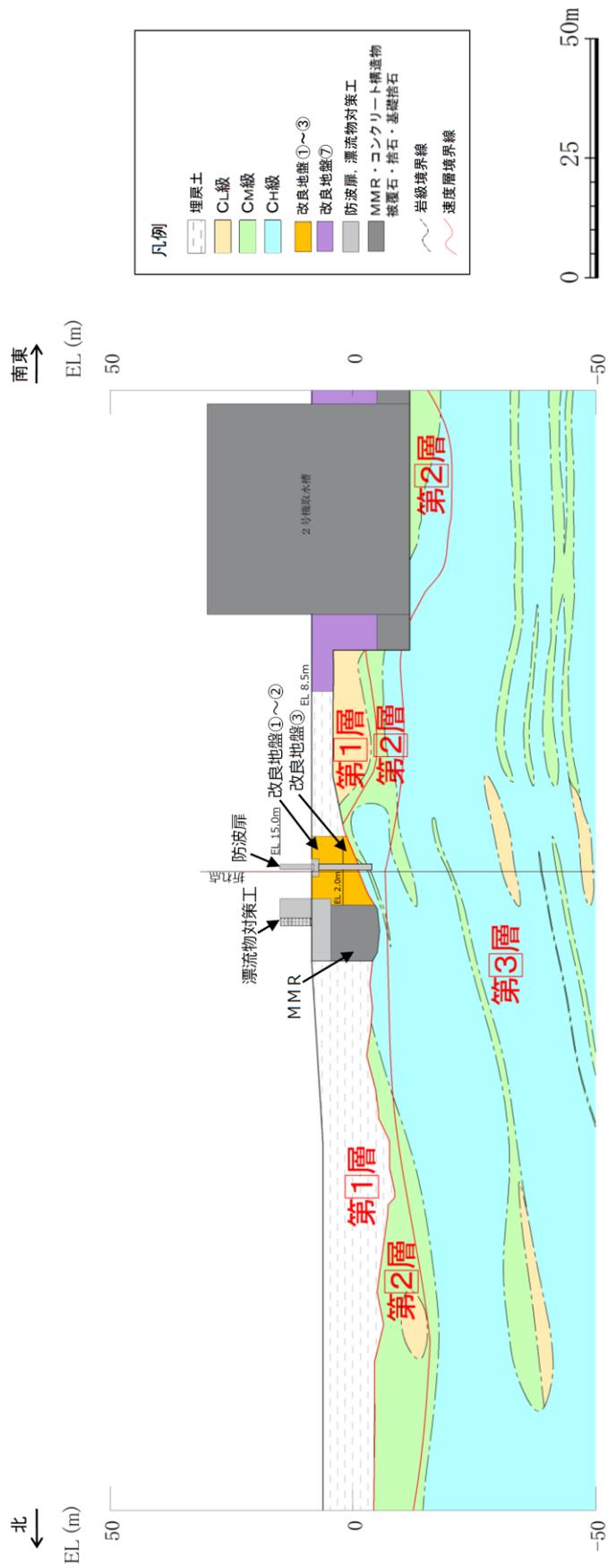


図 3-2 防波扉（荷揚場南）の縦断面図

3.3 解析方法

防波扉（荷揚場南）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

津波時に発生する応答値は、「3.4 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて、応力算定式又は2次元静的有限要素法により算定する。なお、衝突荷重は、入力津波高さ（EL 11.9m）に参照する裕度（0.64m）を加えた高さ（EL 12.6m）に作用させる。

2次元静的有限要素法については、解析コード「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.4 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、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」のうち、「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。

3.4.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重（G）

常時作用する荷重として、固定荷重、土圧及び海中部に対する静水圧（浮力含む。）を考慮する。

(2) 積雪荷重（ P_s ）

積雪荷重は、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量1cmごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(3) 風荷重（ P_k ）

平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた松江市の基準風速 30m/s を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第1454号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(4) 遡上津波荷重（ P_t ）

遡上津波荷重は、朝倉式により、防波扉（荷揚場南）の設置高さを考慮し、津波の水位と防波扉（荷揚場南）の設置高さの差分の $1/2$ 倍を浸水深として、浸水深の3倍で作用する水圧として算定する。

(5) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重については、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とすることから、漂流物対策工の強度評価において考慮する。

衝突荷重は、最も重量が大きい総トン数 19 トンの船舶を選定し、設定する。

また、衝突荷重は、漂流物対策工の延長が約 14m であることから、評価対象構造物 14m の設計用平均荷重 (420kN/m) を上回る値を考慮する。

3.4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に、強度評価に用いる荷重の作用図を図 3-3 に示す。なお、漂流物対策工については、鋼製扉体が格子状の構造を有するが、安全側の評価となるよう格子状の隙間も受圧面として風荷重及び遡上津波荷重を作用させる。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
津波時 (防波扉)	$G + P_s + P_k + P_t$
津波時 (漂流物対策工)	$G + P_s + P_k + P_t + P_c$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

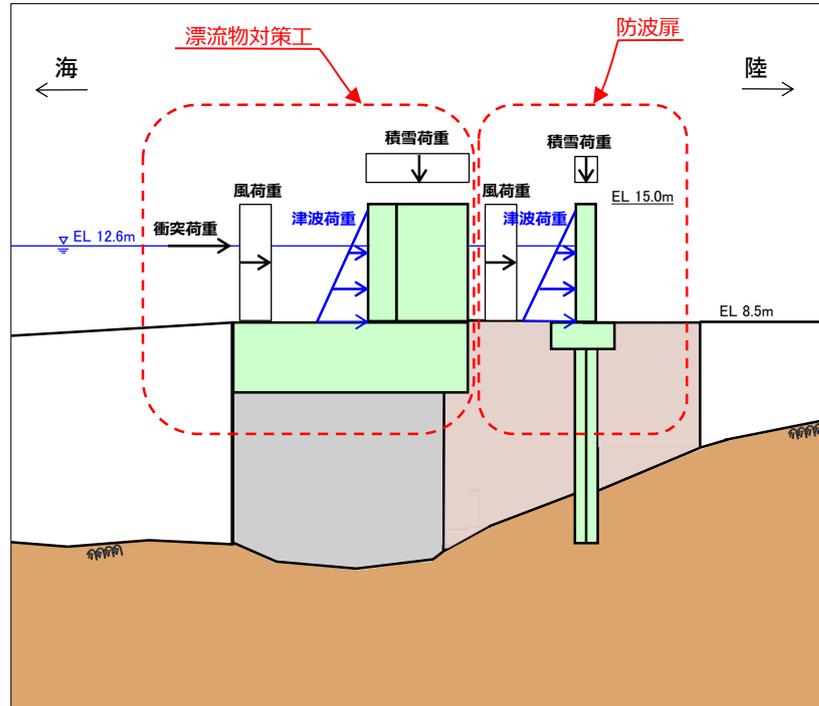


図 3-3 津波時の荷重作用図

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

防波扉（荷揚場南）の解析モデルを図 3-4 に示す。

(1) 解析領域

解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

(2) 境界条件

解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

防波扉基礎スラブ及び防波扉（鋼管杭）は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、防波扉（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。

また、漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、漂流物対策工（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。漂流物対策工基礎スラブは、平面ひずみ要素（ソリッド要素）としてモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地盤の非線形性を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

津波時の「構造物とMMR」，「構造物と改良地盤」，「構造物と埋戻土」，「MMRと改良地盤」，「MMRと埋戻土」，「改良地盤と埋戻土」及び「改良地盤と岩盤」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

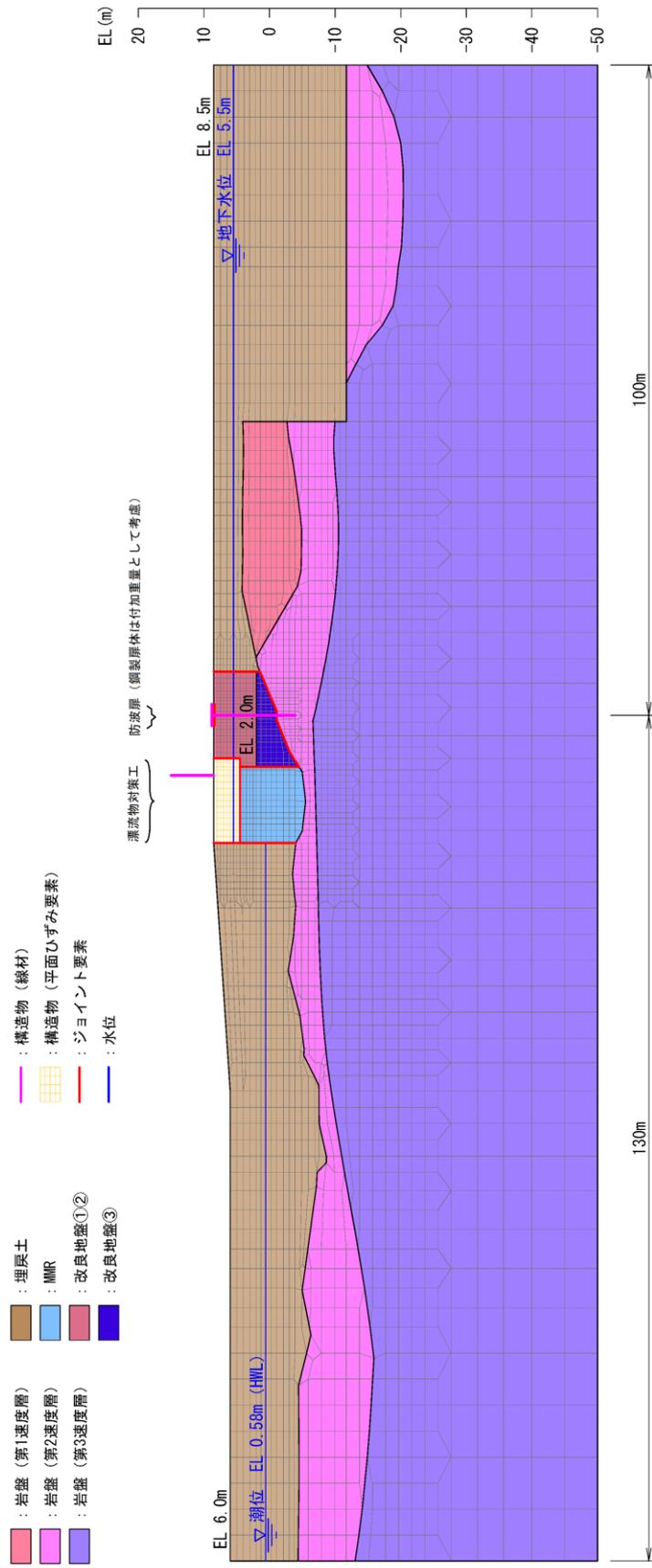


図 3-4 防波扉 (荷揚場南) の解析モデル (評価対象断面)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-4 に、材料の物性値を表 3-5 に示す。

表 3-4(1) 使用材料 (防波扉)

材料		諸元
コンクリート	防波扉戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブ	設計基準強度 : 24N/mm ²
鋼材	防波扉 (鋼製扉体)	SM490, SS400
	防波扉 (鋼管杭) *	φ 1200mm, t=25mm (SKK490)
	鉄筋	SD345

注記* : 「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, 2002 年)」に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 3-4(2) 使用材料 (漂流物対策工)

材料		諸元
コンクリート	漂流物対策工戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブ	設計基準強度 : 40N/mm ²
鋼材	漂流物対策工 (鋼製扉体)	SBHS700, SM570
	鉄筋	SD345

表 3-5(1) 材料の物性値 (防波扉)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0* ¹	2.5×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹
鋼管杭	77.0* ²	2.0×10 ⁵ * ²	0.3* ²

注記*1 : 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, 2002 年)

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

表 3-5(2) 材料の物性値 (漂流物対策工)

材料	単位体積重量 (kN/m ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	3.1×10 ⁴ *	0.2*

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 2002 年)

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は, VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

地盤のうち改良地盤①～③の残留強度及び引張強度を表 3-6 のとおり設定する。

表 3-6 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 (N/mm ²)
	C' (N/mm ²)	φ' (°)	
改良地盤①, ②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

3.5.4 地下水位

設計用地地下水位は, VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位を表 3-7 に示す。

表 3-7 設計用地下水位の一覧

施設名称	設計用地下水位
防波扉 (荷揚場南)	漂流物対策工より陸側 : EL 5.5m
	漂流物対策工より海側 : EL 0.58m

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、防波扉（荷揚場南）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

3.6.1 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）、防波扉基礎スラブ、防波扉（鋼管杭）、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）、漂流物対策工基礎スラブ及び改良地盤①～③とする。

3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、防波扉（荷揚場南）を支持する基礎地盤（鋼管杭を支持する岩盤、MMR、改良地盤並びにMMR及び改良地盤直下の岩盤）とする。

3.7 許容限界

許容限界は、「3.6 評価対象部位」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、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.7.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年）」に基づき、表3-8に示す短期許容応力度とする。

表 3-8 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
主横桁	SM490	許容曲げ応力度 σ_{ca}	160	240
		許容せん断応力度 τ_a	90	135
スキンプレート	SM490	許容曲げ応力度 σ_{ca}	160	240
補助縦桁	SS400	許容曲げ応力度 σ_{ca}	120	180
		許容せん断応力度 τ_a	70	105
端縦桁	SM490	許容圧縮応力度 σ_{ca}	160	240
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_{pa}	150	225
戸当り (底面フランジ)	SS400	許容曲げ応力度 σ_{ca}	120	180
戸当り (コンクリート)	Fc24	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年）」に基づき，表3-9に示す短期許容応力度とする。

表3-9 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
	コンクリート (Fc24)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9
許容せん断応力度 τ_{ca}		0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
	許容せん断応力度 τ_{sa}	196	294

(3) 防波扉（鋼管杭）

防波扉（鋼管杭）の許容限界は、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（日本道路協会，2002年）」及び「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，1999年）」に基づき，表3-10に示す短期許容応力度とする。

表3-10 防波扉（鋼管杭）の許容限界

種別	杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	鋼種	降伏基準点 f_y (N/mm ²)	短期許容応力度 τ_{sa} (N/mm ²)
鋼管杭	1200	25*	SKK490	315	157

注記*：「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，2002年3月）」に基づき，腐食代1mmを考慮する。杭の断面計算及び杭の曲げ剛性の算出をする際は腐食代の断面積の低減を考慮する。

(4) 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3-11 に示すすべり安全率を設定する。

表 3-11 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

(5) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び「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，2002 年）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3-12 に示す。

表 3-12 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	

3.7.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）」（ダム・堰施設技術基準協会，2016年3月）に基づき，表3-13に示す短期許容応力度とする。

表3-13 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
主横桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
	SM570	許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
張出桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
		許容せん断応力度 τ_a	202 ^{*1}	303
補助縦桁	SM570	許容曲げ応力度 σ_{ca}	207 ^{*1, *2}	310
		許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
端縦桁	SM570	許容圧縮応力度 σ_{ca}	225 ^{*1}	337
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_{pa}	150	225
戸当り（腹板）	SM400	許容支圧応力度 σ_{ba}	180	270
戸当り （底面フランジ）	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
戸当り （コンクリート）	Fc40	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*1：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率2.0で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を3の平方根で割った値とした。

*2：補助縦桁に用いる構造用鋼材（SM570）の許容曲げ応力度は，ダム・堰施設技術基準（案）及び道路橋示方書に基づき，横倒れ座屈に対する配慮として許容応力度を下記の計算式により算出する。

圧縮フランジがスキンプレート等で固定されていない場合

$$L/b \leq 10/K : \sigma_{ca} = 225 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$10/K < L/B \leq 25 : \sigma_{ca} = 225 - 2.9(KL/b - 10) \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

但し， $A_w/A_c < 2$ の場合は $K=2$ とする

ここに，L：圧縮フランジの固定点間距離(mm)

b：圧縮フランジの幅(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) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年）」に基づき，表3-14に示す短期許容応力度とする。

表3-14 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
	コンクリート (Fc40)	許容曲げ圧縮応力度	14
許容せん断応力度		0.55	0.82
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度	196	294
	許容せん断応力度	196	294

(3) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，支持力試験及び「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，2002年3月）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表3-15に示す。

表3-15 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤		1.4
	MMR		18.0

3.8 評価方法

防波扉（荷揚場南）の強度評価のうち，防波扉（鋼製扉体），防波扉戸当り（RC支柱）及び漂流物対策工（鋼製扉体）については，津波荷重により各部材に発生する応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下となることを確認する。

また，防波扉基礎及び漂流物対策工基礎については，2次元静的有限要素法に基づいて算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下となることを確認する。応力度の算定には，解析コード「RC断面計算」を使用する。なお，解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.8.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）

防波扉（鋼製扉体）は、扉体（スキンプレート、主横桁、補助縦桁、端縦桁及び袖桁）、車輪、レール、ガイドローラ、ロック装置、支圧板、戸当り及び防波扉戸当り（RC支柱）で構成されている。津波荷重に対して、応力算定式により、扉体（主横桁、スキンプレート、補助縦桁、及び端縦桁）、支圧板、戸当り及び防波扉戸当り（RC支柱）の耐震評価を行う。

a. 主横桁

主横桁は、扉体の支圧板と側部戸当りとの接触位置を支点とする両端ピン支持の単純梁にモデル化し、水平荷重（水圧荷重＋風荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。なお、側面からの水圧荷重は圧縮力として評価する。

主横桁の照査対象部を図 3-5 に、主横桁のモデル図及び応力算定式を図 3-6 に示す。

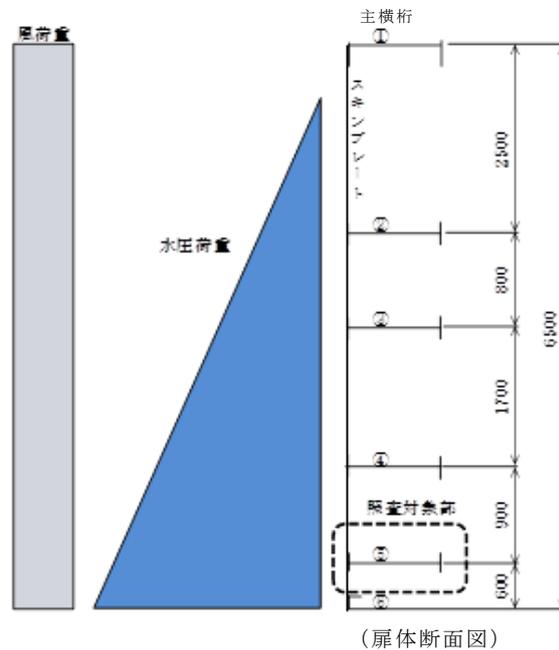
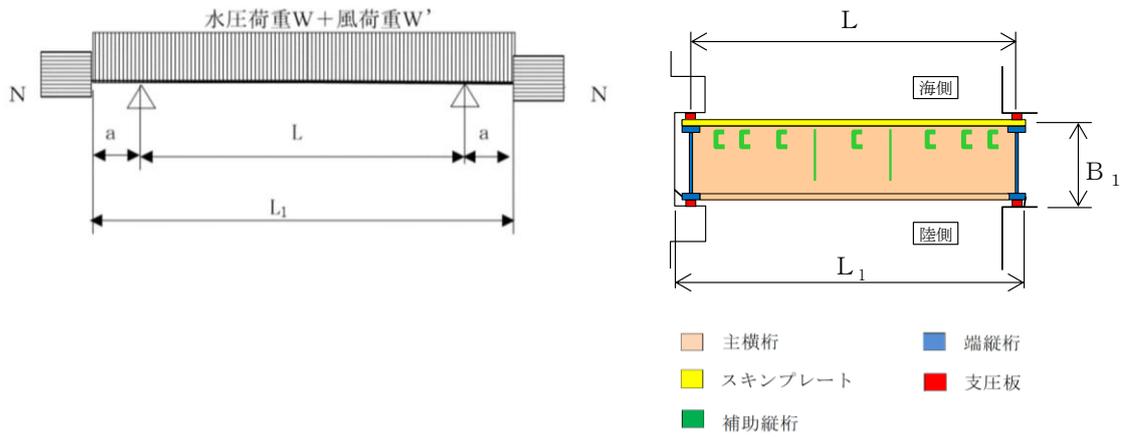


図 3-5 主横桁の照査対象部



(扉体平面図)

断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W')L_1^2 \left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right)$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W')L$$

- ・ 圧縮力

$$N = (W + W') B_1$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{M_1}{Z} \pm \frac{N}{A_s}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$

ここに,

M_1 : 曲げモーメント (kN・m)

S_1 : せん断力 (kN)

N : 圧縮力 (kN)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L : 支間 (m)

a : 張り出し部 (m)

L_1 : 正面水密幅 (m)

B_1 : 側面水密幅 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

A_w : 腹板断面積 (mm²)

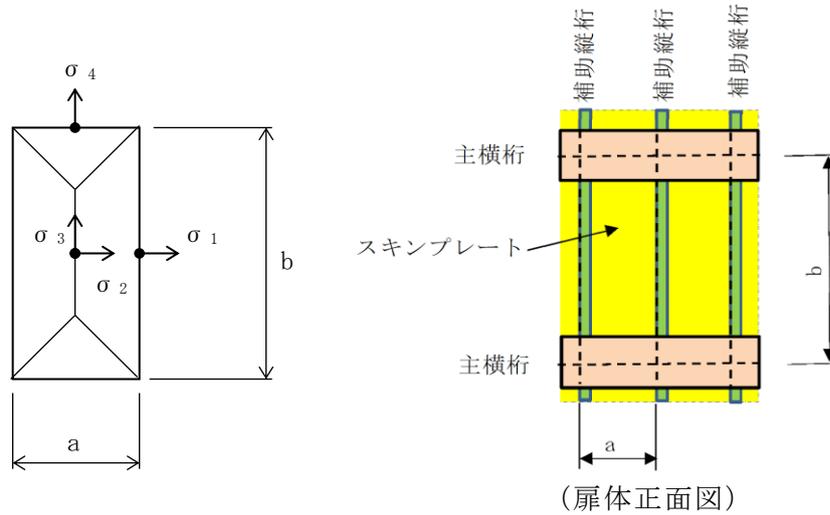
A_s : 全断面積 (mm²)

図 3-6 主横桁のモデル図及び応力算定式

b. 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、水平荷重（水圧荷重+風荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及び応力算定式を図 3-7 に示す。



$$\sigma_1 = \frac{I}{100} k \cdot a^2 \cdot \frac{P}{t^2} \cdot \beta_1$$

ここに、

- σ_1 : 曲げ応力度 (N/mm²)
- t_f : 桁フランジの厚さ (mm)
- t_s : スキンプレートの厚さ (mm)
- L/l : 辺長比
- k_1 : 辺長比 (長辺 b / 短辺 a) による係数
- L : 縦桁の間隔 (区画の短辺 a) (mm)
- l : 主桁の間隔 (区画の長辺 b) (mm)
- P : 水平荷重 (水圧荷重+風荷重) (N/mm²)
- t : 有効板厚 (mm)
- β_1 : 応力の補正係数

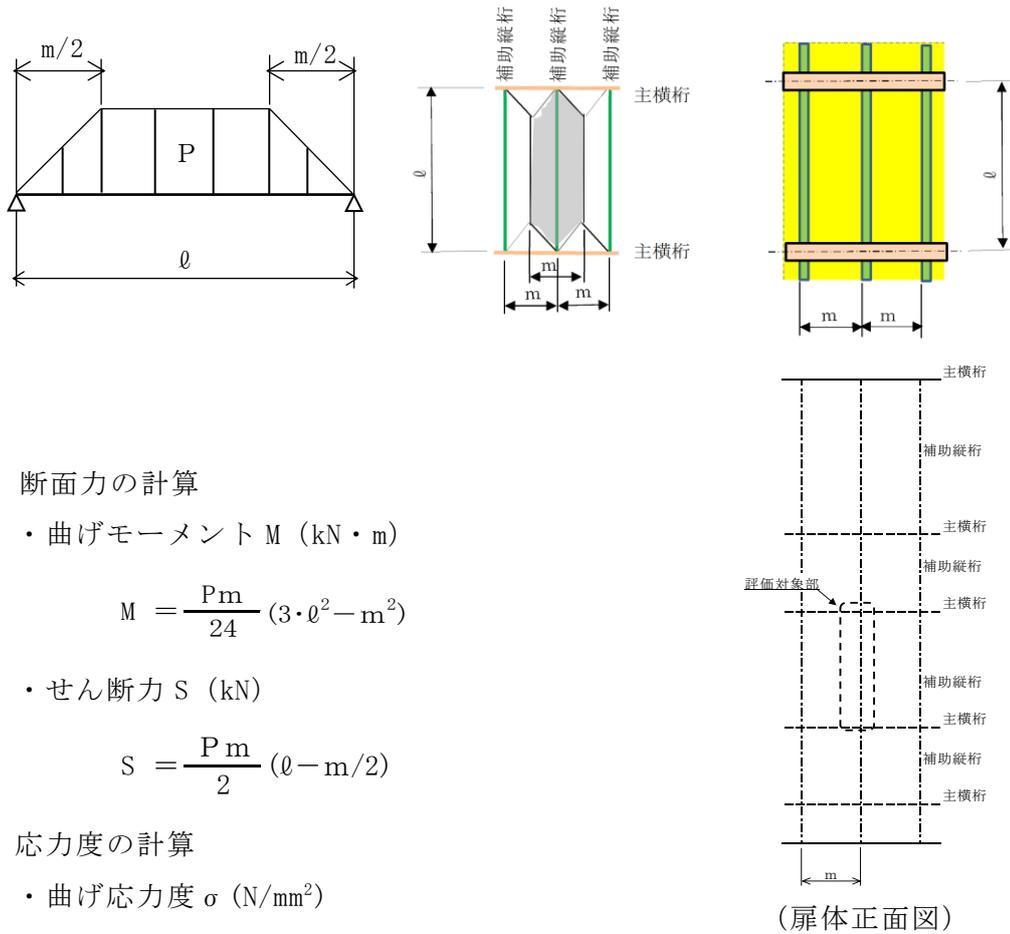
図 3-7 スキンプレートの構造図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁は、水平荷重（水圧荷重＋風荷重）を受ける単純梁として計算し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

また、補助縦桁の照査対象部は、荷重と主横桁間隔を考慮し選定する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 3-8 に示す。



断面力の計算

- 曲げモーメント M (kN・m)

$$M = \frac{Pm}{24} (3 \cdot l^2 - m^2)$$

- せん断力 S (kN)

$$S = \frac{Pm}{2} (l - m/2)$$

応力度の計算

- 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

- せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{A_w}$$

ここに、P : 水平荷重 (kN/m²)
(水圧荷重＋風荷重)

l : 主横桁間隔 (m)

m : 補助縦桁間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

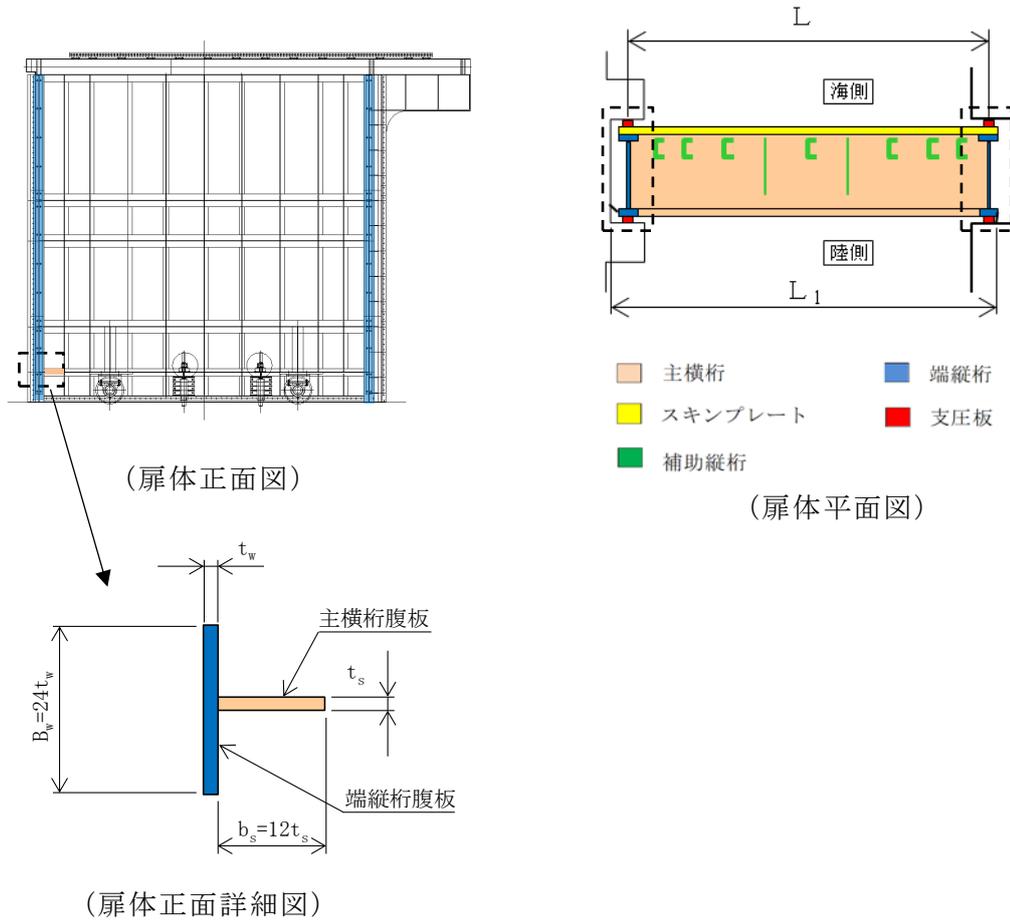
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3-8 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する。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い、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 3-9 に示す。



端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主横桁の支点反力 (kN)

A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

$$A_q = A_w + A_s$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_s = b_s \cdot t_s \quad (\text{主横桁腹板})$$

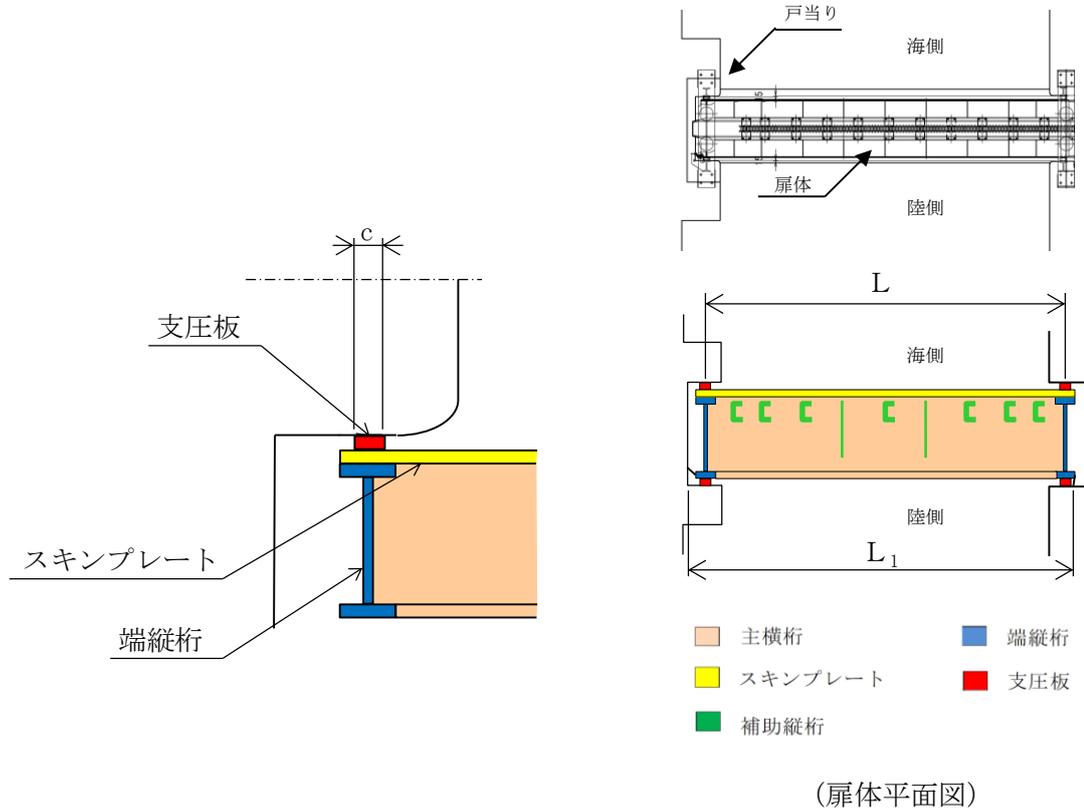
但し、 $A_q \leq 1.7 A_s$

図 3-9 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 支圧板

支圧板の面圧は扉体に作用する荷重から求め、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の構造図及び応力算定式を図 3-10 に示す。



支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{P L_1}{2 C}$$

ここに、

P : 水平荷重 (kN/m²)
(水圧荷重 + 風荷重)

C : 支圧板の有効幅 (mm)

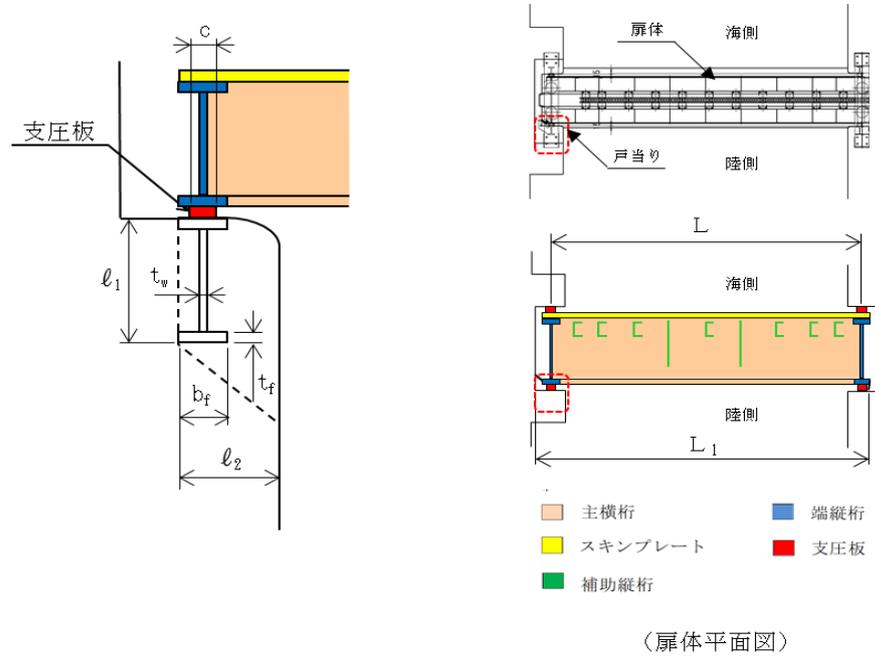
L₁ : 水密幅 (mm)

図 3-10 支圧板の構造図及び応力算定式

f. 戸当り

戸当りは、水平荷重（水圧荷重＋風荷重）の最も大きい扉体最下部に作用する荷重により評価を行い、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 3-11 に示す。



コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_{cb} = \frac{P L_1}{2bf}$$

底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

$$\sigma_f = \frac{6M_f}{t_f^2} \quad M_f = \frac{\sigma_{cb} \cdot bf^2}{8}$$

コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{P L_1}{2 \Sigma \varnothing}$$

ここに、

P : 水平荷重 (kN/m²)

(水圧荷重＋風荷重)

L₁ : 水密幅 (mm)

b_f : 底面フランジの幅 (mm)

t_f : 底面フランジの厚さ (mm)

l₁ : 戸当り深さ (mm)

l₂ : 底面フランジのコンクリートまでの距離 (mm)

M_f : 底面フランジに作用する曲げモーメント (N・mm)

Σ∅ : せん断抵抗長さ

(= l₁ + 2l₂) (mm)

図 3-11 戸当りの構造図及び応力算定式

g. 防波扉戸当り (RC支柱)

防波扉戸当り (RC支柱) の陸側について、防波壁側を固定として水平荷重 (水压荷重+風荷重) を受ける片持梁にモデル化して計算し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

防波扉戸当り (RC支柱) の位置図を図 3-12 に示す。

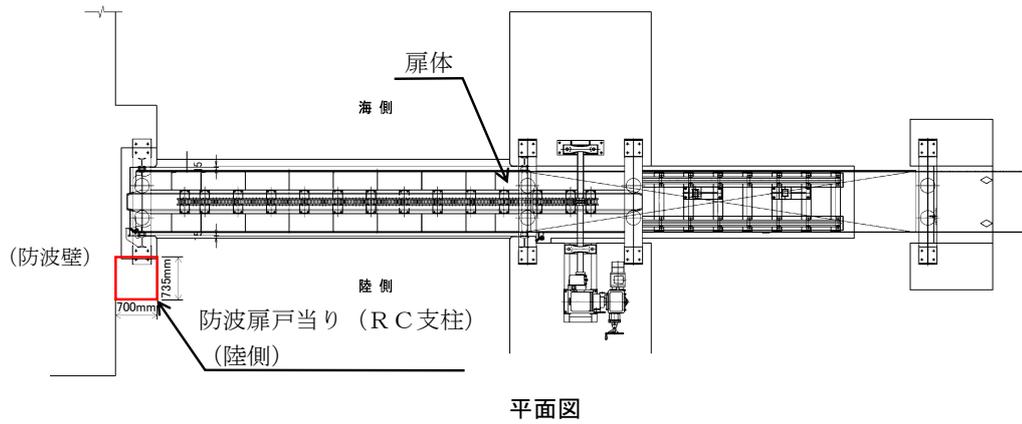


図 3-12 防波扉戸当り (RC支柱) の位置図

(2) 防波扉基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、2次元静的有限要素法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。

(3) 防波扉（鋼管杭）

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. 曲げ軸力照査

発生曲げモーメントが、次式により算定される降伏曲げモーメント以下であることを確認する。

$$M_y = \left(f_y - \frac{|N|}{A} \right) Z_e$$

ここに、

M_y : 鋼管杭の降伏曲げモーメント (kN・m)

f_y : 鋼管杭の降伏基準点 (N/mm²)

Z_e : 鋼管杭の断面係数 (mm³) *

N : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記* : 鋼管杭の外側 1 mm を腐食代として考慮する。

b. せん断力照査

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。

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

ここに、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力度 (N/mm²)

S : 鋼管杭に発生するせん断力 (kN)

A : 鋼管杭の断面積 (mm²) *

注記* : 鋼管杭の外側 1 mm を腐食代として考慮する。

(4) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率は、想定したすべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を時々刻々求め、最小すべり安全率を算定する。

また、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示すとおり、改良地盤の解析用物性値のうちせん断強度は、室内配合試験結果よりも保守的な強度を設定していることから、強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1σ）は実施しない。

すべり安全率の算定には、解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、「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，2002 年）」に従い、杭先端部の軸力を用いて次式により算定される軸応力が基礎地盤の極限支持力度以下であることを確認する。

$$R_d = \frac{N_{\max}}{A}$$

ここに、

R_d : 鋼管杭先端の軸力より算定される軸応力度 (N/mm²)

N_{\max} : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A : 鋼管杭先端の断面積 (mm²) *

注記* : 鋼管杭の外側 1 mm を腐食代として考慮する。

3.8.2 漂流物対策工

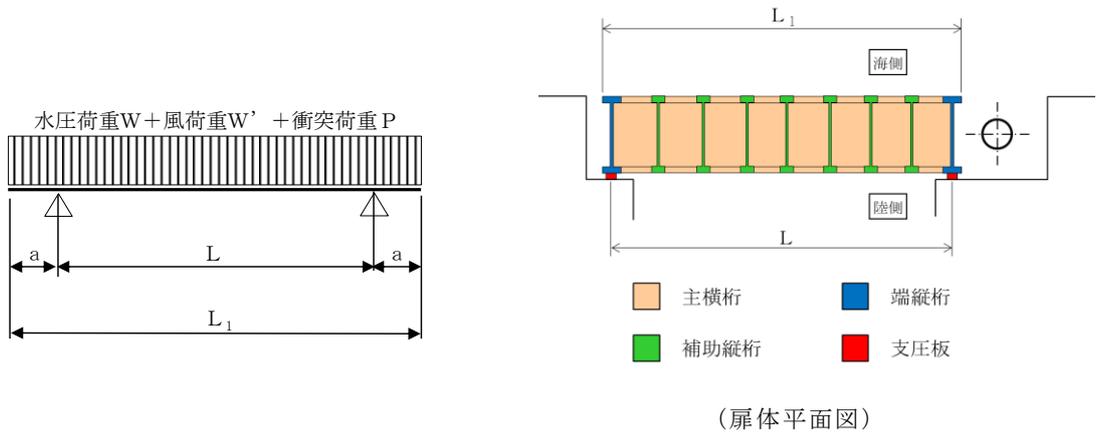
(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、扉体（主横桁，張出桁，補助縦桁，端縦桁及び支圧板），支承部，ロック装置及び戸当りの部位から構成されている。津波荷重に対しては，主横桁，張出桁，補助縦桁，端縦桁及び戸当り（支圧板含む）の強度評価を行う。

a. 主横桁

主横桁は、扉体と側部戸当りとの接触位置を支点とする両端ピン支持の単純梁にモデル化し、水平荷重（水圧荷重＋風荷重＋衝突荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。なお、主横桁の分担荷重は、保守的に津波波圧及び風荷重が桁の空隙を考慮せずに作用するものとする。

主横桁のモデル図及び応力算定式を図 3-13 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W' + P)L_1^2 \left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right)$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W' + P)L_1$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$

ここに、

M_1 : 曲げモーメント (kN・m)

S_1 : せん断力 (kN)

P : 衝突荷重 (kN/m)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L : 支間 (m)

a : 張り出し部 (m)

L_1 : 扉体幅 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

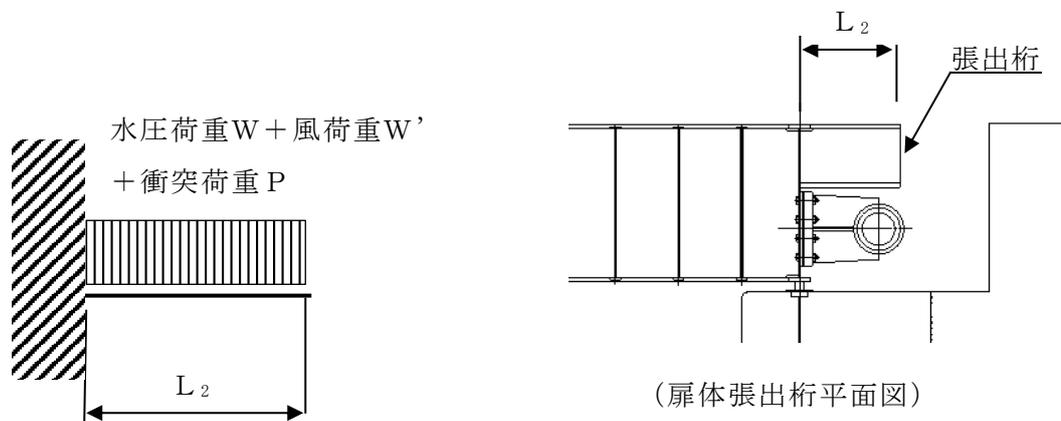
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3-13 主横桁のモデル図及び応力算定式

b. 張出桁

張出桁は、扉体部を固定とする片持梁にモデル化し、水平荷重（水圧荷重＋風荷重＋衝突荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

張出桁のモデル図及び応力算定式を図 3-14 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_2 = \frac{1}{2}(W + W' + P)L_2^2$$

- ・ せん断力

$$S_2 = (W + W' + P)L_2$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_2}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_2}{A_w}$$

ここに、

M_2 : 曲げモーメント (kN・m)

S_2 : せん断力 (kN)

P : 衝突荷重 (kN/m)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L_2 : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

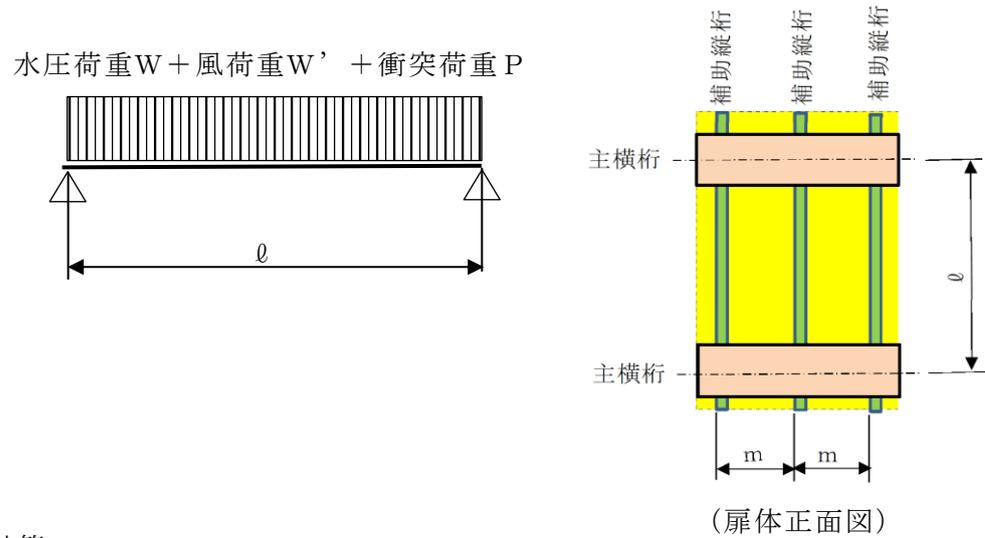
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3-14 張出桁のモデル図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁は、主横桁に支持された単純梁としてモデル化し、水平荷重（水圧荷重＋風荷重＋衝突荷重）から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 3-15 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント（桁中央）

$$M_3 = \frac{1}{8}(W + W' + P)\ell^2$$

- ・ せん断力（桁端部）

$$S_3 = \frac{1}{2}(W + W' + P)\ell$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_3}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_3}{A_w}$$

ここに、

M_3 : 曲げモーメント (kN・m)

S_3 : せん断力 (kN)

P : 衝突荷重 (kN/m)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

ℓ : 主横桁の間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

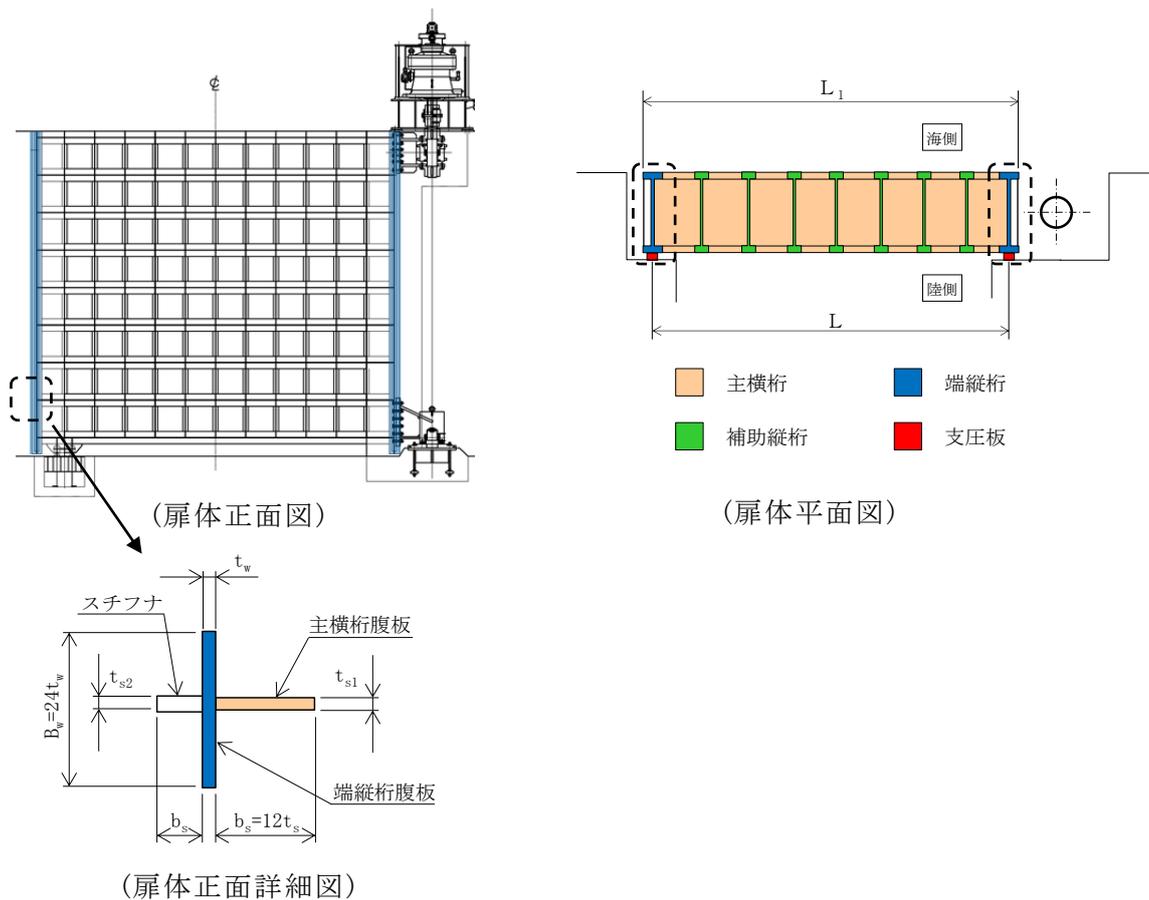
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3-15 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する。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い、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 3-16 に示す。



端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主横桁の支点反力 (kN)

A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_{s1} = b_{s1} \cdot t_{s1} \quad (\text{主横桁腹板})$$

$$A_{s2} = b_{s2} \cdot t_{s2} \quad (\text{リブ})$$

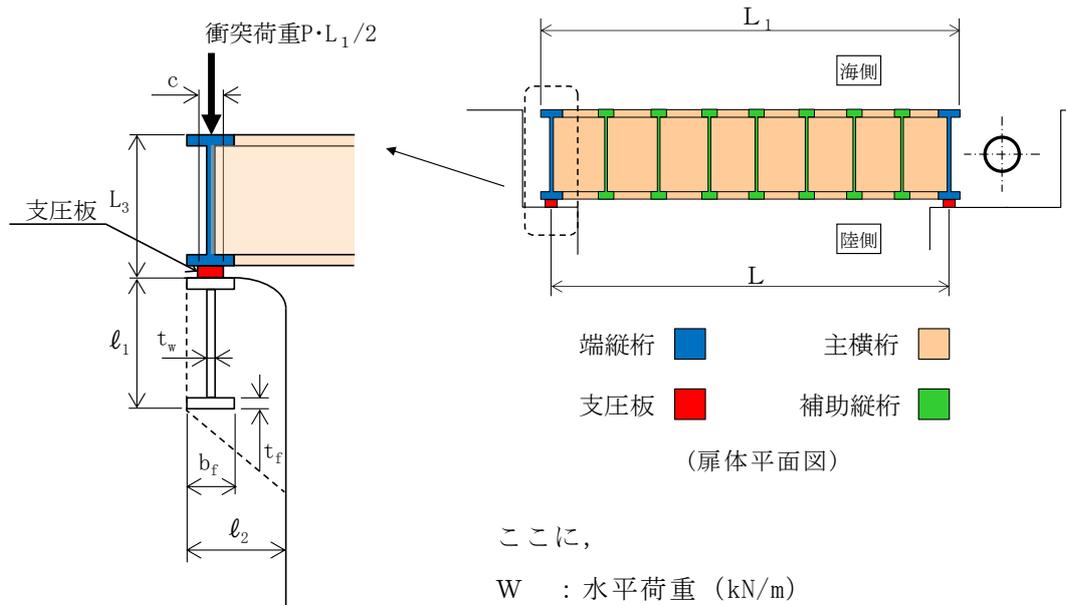
$$\text{但し, } A_q \leq 1.7 (A_{s1} + A_{s2})$$

図 3-16 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 戸当り

戸当りは、作用水圧の最も大きい扉体最下部に作用する水平荷重（水圧荷重＋風荷重＋衝突荷重）により評価を行い、その応力が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 3-17 に示す。



ここに、

W : 水平荷重 (kN/m)

(水圧荷重＋風荷重)

P : 衝突荷重 (kN/m)

C : 支圧板の有効幅 (mm)

L₁ : 扉体幅 (mm)

L₂ : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

L₄ : 衝突荷重分担長さ (mm)

(鉛直方向に 45° 分散)

t_w : 腹板の厚さ (mm)

b_f : 底面フランジの幅 (mm)

t_f : 底面フランジの厚さ (mm)

ℓ₁ : 戸当り深さ (mm)

ℓ₂ : 底面フランジのコンクリートまでの距離
(mm)

M_f : 底面フランジに作用する曲げモーメント
(N・mm)

Σℓ : せん断抵抗長さ (=ℓ₁＋2ℓ₂) (mm)

支圧板の支圧応力度 σ_p(N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W L_1}{2 C L_2} + \frac{P L_1}{2 C L_4}$$

腹板の支圧応力度 σ_b(N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{W L_1}{2 t_w L_2} + \frac{P L_1}{2 t_w L_4}$$

底面フランジの曲げ応力度 σ_f(N/mm²)

$$\sigma_f = \frac{6 M_f}{t_f^2}$$

$$M_f = \frac{\sigma_c \cdot b f^2}{8}$$

図 3-17(1) 戸当りの構造図及び応力算定式

コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{W L_1}{2bfL_2} + \frac{P L_1}{2bfL_4}$$

コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{W L_1}{2\Sigma \ell L_2} + \frac{P L_1}{2\Sigma \ell L_4}$$

図 3-17(2) 戸当りの応力算定式

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して，2次元静的有限要素法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。

(3) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては，漂流物対策工直下のMMR及び改良地盤並びにMMR及び改良地盤の直下の岩盤に生じる最大接地圧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」に用いる評価条件を表 4-1 及び表 4-2 に示す。

表 4-1(1) 防波扉の強度評価に用いる条件 (1/2)

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M_1	曲げモーメント	385.260	kN・m
	S_1	せん断力	237.985	kN
	N	圧縮力	85.821	kN
	W	水圧荷重	71.331	kN/m
	W'	風荷重	1.895	kN/m
	L	支間	6.500	m
	a	張り出し部	0.200	m
	L_1	正面水密幅	6.900	m
	B_1	側面水密幅	1.172	m
	Z	断面係数	3904000	mm ³
	A_w	腹板断面積	11350	mm ²
	A_s	全断面積	15912	mm ²
スキンプレート	L	縦桁の間隔 (区画の短辺 a)	754.5	mm
	l	主桁の間隔 (区画の長辺 b)	1700	mm
	t_f	桁フランジの厚さ	12	mm
	t_s	スキンプレートの厚さ	12	mm
	L/l	辺長比	0.444	-
	t	有効板厚	12	mm
	k_1	辺長比 (長辺 b / 短辺 a) による係数	50	-
	β_1	応力の補正係数	0.8	-
補助縦桁	P	水平荷重 (水圧荷重 + 風荷重)	0.04877	N/mm ²
	ℓ	主横桁間隔	1.7	m
	m	補助縦桁間隔	0.7545	m
	P	水平荷重 (水圧荷重 + 風荷重)	40.185	kN/m ²
	M	曲げモーメント	10.234	kN・m
	S	せん断力	20.053	kN
	Z	断面係数	424000	mm ³
端縦桁	A_w	腹板断面積	2470	mm ²
	R	主横桁の支点反力	237.985	kN
	A_q	補剛材の有効総断面積	2938	mm ²

表 4-1(2) 防波扉の強度評価に用いる条件 (2/2)

部材	記号	定義	数値	単位
支圧板	P	水平荷重 (水圧荷重 + 風荷重)	63.92	kN/m ²
	C	支圧板の有効幅	85	mm
	L ₁	水密幅	6900	mm
戸当り	P	水平荷重 (水圧荷重 + 風荷重)	63.92	kN/m ²
	L ₁	水密幅	6900	mm
	b _f	底面フランジの幅	150	mm
	t _f	底面フランジの厚さ	21.2	mm
	ℓ ₁	戸当り深さ	200	mm
	ℓ ₂	底面フランジのコンクリートまでの距離	325	mm
	M _f	底面フランジに作用する曲げモーメント	4219	N・mm
	Σℓ	せん断抵抗長さ (=ℓ ₁ + 2ℓ ₂)	850	mm

表 4-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件 (1/2)

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M_1	曲げモーメント	3359.5	$\text{kN} \cdot \text{m}$
	S_1	せん断力	1894.2	kN
	P	衝突荷重	483	kN/m
	W	水圧荷重	49.214	kN/m
	W'	風荷重	1.354	kN/m
	L	支間	7.1	m
	a	張り出し部	0.1	m
	L_1	扉体幅	7.3	m
	Z	断面係数	18674000	mm^3
	A_w	腹板断面積	21500	mm^2
張出桁	M_2	曲げモーメント	225.2	$\text{kN} \cdot \text{m}$
	S_2	せん断力	474.0	kN
	P	衝突荷重	483	kN/m
	W	水圧荷重	15.529	kN/m
	W'	風荷重	0.451	kN/m
	L_2	張出長さ	0.950	m
	Z	断面係数	6527000	mm^3
	A_w	腹板断面積	16870	mm^2
補助縦桁	M_3	曲げモーメント	275.3	$\text{kN} \cdot \text{m}$
	S_3	せん断力	183.5	kN
	P	衝突荷重	483	kN/m
	W	水圧荷重	6.212	kN/m
	W'	風荷重	0.181	kN/m
	ℓ	主横桁の間隔	0.750	m
	Z	断面係数	7567000	mm^3
	A_w	腹板断面積	21500	mm^2
端縦桁	R	主横桁の支点反力	1894.2	kN
	A_q	補鋼材の有効総断面積	10747	mm^2

表 4-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件 (2/2)

部材	記号	定義	数値	単位
戸当り	W	水平荷重 (水圧荷重+風荷重)	50.568	kN/m
	P	衝突荷重	483	kN/m
	C	支圧板の有効幅	80	mm
	L ₁	扉体幅	7300	mm
	L ₂	主横桁の荷重分担長さ	750	mm
	L ₄	衝突荷重分担長さ (鉛直方向に 45° 分散)	1875	mm
	t _w	腹板の厚さ	14	mm
	b _f	底面フランジの幅	800	mm
	t _f	底面フランジの厚さ	50	mm
	ℓ ₁	戸当り深さ	1650	mm
	ℓ ₂	底面フランジのコンクリートまでの距離	950	mm
	M _f	底面フランジに作用する曲げモーメント	120000	N・mm
	Σℓ	せん断抵抗長さ (=ℓ ₁ +2ℓ ₂)	3550	mm

5. 評価結果

5.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）

防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材及び戸当りの照査結果を表5-1に示す。この結果から、防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-1 防波扉（鋼製扉体）及び戸当り（RC支柱）の主部材の照査結果

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
防波扉 (鋼製 扉体)	主横桁	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	104	240	0.434
			せん断応力度 (N/mm ²)	21	135	0.156
	スキンプ レート	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	77	240	0.321
	補助縦桁	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	24	180	0.134
			せん断応力度 (N/mm ²)	8	105	0.077
	端縦桁	SM490	圧縮応力度 (N/mm ²)	81	240	0.338
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	3	225	0.014
	戸当り (底面フ ランジ)	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	56	180	0.312
	戸当り (コンク リート)	Fc24	支圧応力度 (N/mm ²)	1.5	8.8	0.171
せん断応力度 (N/mm ²)			0.26	0.6	0.434	
防波扉戸当り (RC支柱)		Fc24, SD345	曲げ引張応力度 (N/mm ²)	75	294	0.256
			曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	2.1	13.5	0.156
			せん断応力度 (N/mm ²)	0.43	0.67	0.648

(2) 防波扉基礎スラブ

防波扉基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5-1 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-2 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

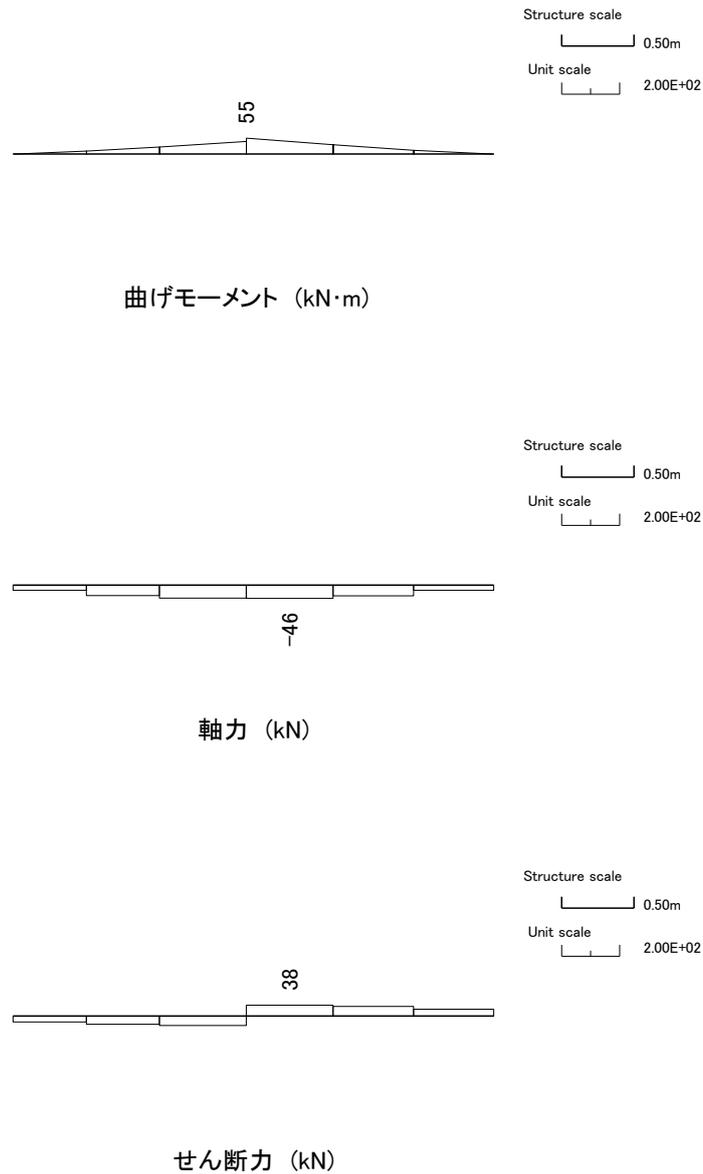


図 5-1 防波扉基礎スラブの曲げ軸力照査及びせん断力照査における断面力

表 5-2(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査における照査値

	発生断面力		曲げ圧縮 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)	軸力 (kN)			
津波時	55	-46	0.2	13.5	0.012

表 5-2(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張照査における照査値

	発生断面力		曲げ引張 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)	軸力 (kN)			
津波時	55	-46	6	294	0.022

表 5-2(3) 防波扉基礎スラブのせん断力照査における照査値

	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
	せん断力 (kN)			
津波時	38	0.01	0.67	0.017

(3) 防波扉（鋼管杭）

防波扉（鋼管杭）の曲げ軸力照査及びせん断力照査における断面力図を図 5-2 に、曲げ軸力照査及びせん断力照査に対する照査値を表 5-3 に示す。

この結果から、防波扉（鋼管杭）の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

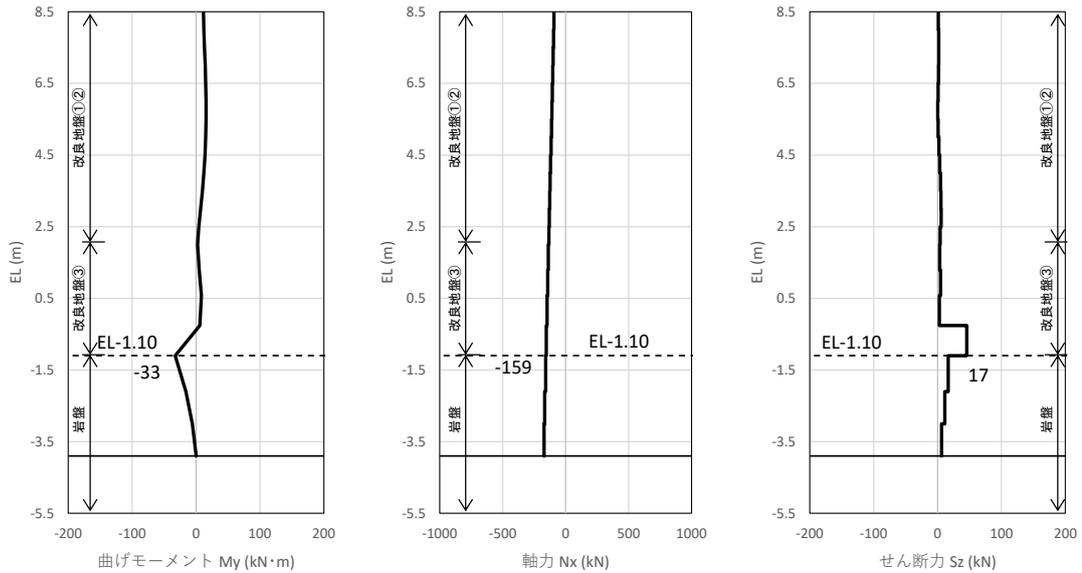


図 5-2(1) 防波扉（鋼管杭）の曲げ軸力照査における断面力

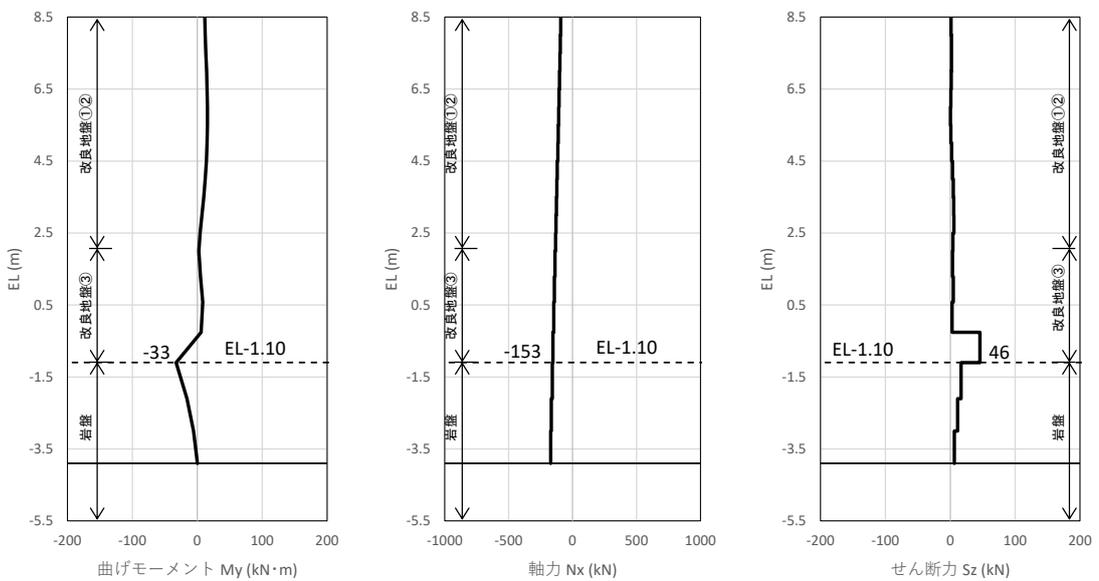


図 5-2(2) 防波扉（鋼管杭）のせん断力照査における断面力

表 5-3(1) 防波扉（鋼管杭）の曲げ軸力照査における照査値

	発生断面力		降伏モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
	曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 (kN)		
津波時	-33	-159	7977	0.005

表 5-3(2) 防波扉（鋼管杭）のせん断力照査における照査値

	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s/τ_{sa}
	せん断力 (kN)			
津波時	46	1	157	0.007

(4) 改良地盤

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 5-4 に、局所安全係数分布図を図 5-3 に示す。

これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 5-4 改良地盤のすべり安全率評価結果

	最小すべり安全率
津波時	17.46

- 引張強度に達した要素
- せん断強度に達した要素
- 1.0 ≤ 値 < 1.2
- 1.2 ≤ 値
- 最小すべり安全率となるすべり線

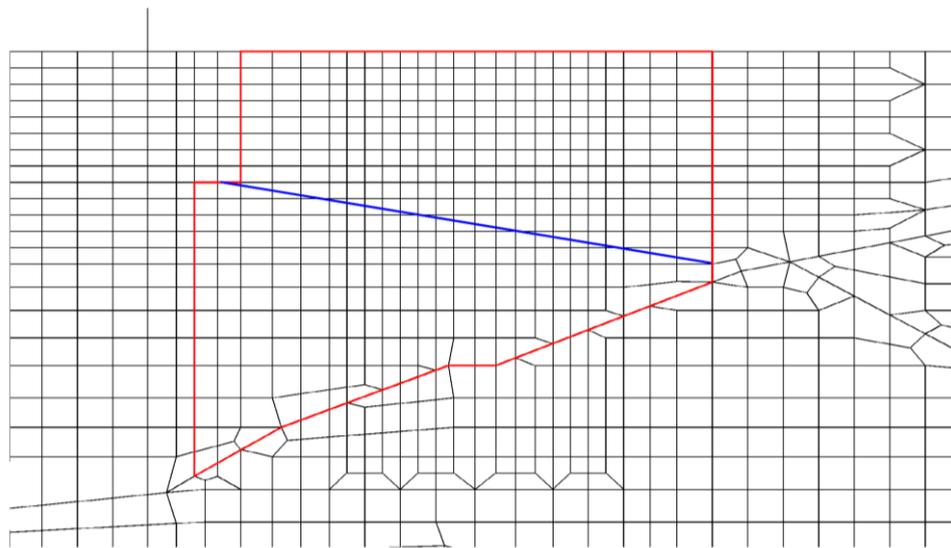


図 5-3 改良地盤の局所安全係数分布

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5-5 に示す。

防波扉（鋼管杭）の杭先端部に生じる軸応力度が極限支持力度以下であることを確認した。

表 5-5 基礎地盤の支持性能照査結果（鋼管杭直下の岩盤）

	発生断面力	軸応力度 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
	軸力 N_{max} (kN)			
津波時	172	0.2	9.8	0.016

5.2 漂流物対策工

(1) 流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 5-6 に示す。この結果から、漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-6 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	主横桁	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm^2)	180	525	0.343
		SM570	せん断応力度 (N/mm^2)	88	193	0.456
	張出桁	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm^2)	35	525	0.067
			せん断応力度 (N/mm^2)	28	303	0.093
	補助縦桁	SM570	曲げ応力度 (N/mm^2)	36	310	0.117
			せん断応力度 (N/mm^2)	9	193	0.047
	端縦桁	SM490	圧縮応力度 (N/mm^2)	176	337	0.523
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm^2)	15	225	0.067
	戸当り (腹板)	SM400	支圧応力度 (N/mm^2)	85	270	0.315
	戸当り (底面フ ランジ)	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm^2)	288	525	0.549
戸当り (コンク リート)	Fc40	支圧応力度 (N/mm^2)	1.5	8.8	0.171	
		せん断応力度 (N/mm^2)	0.33	0.60	0.550	

(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱)

漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5-4 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-7 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り (RC支柱) の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

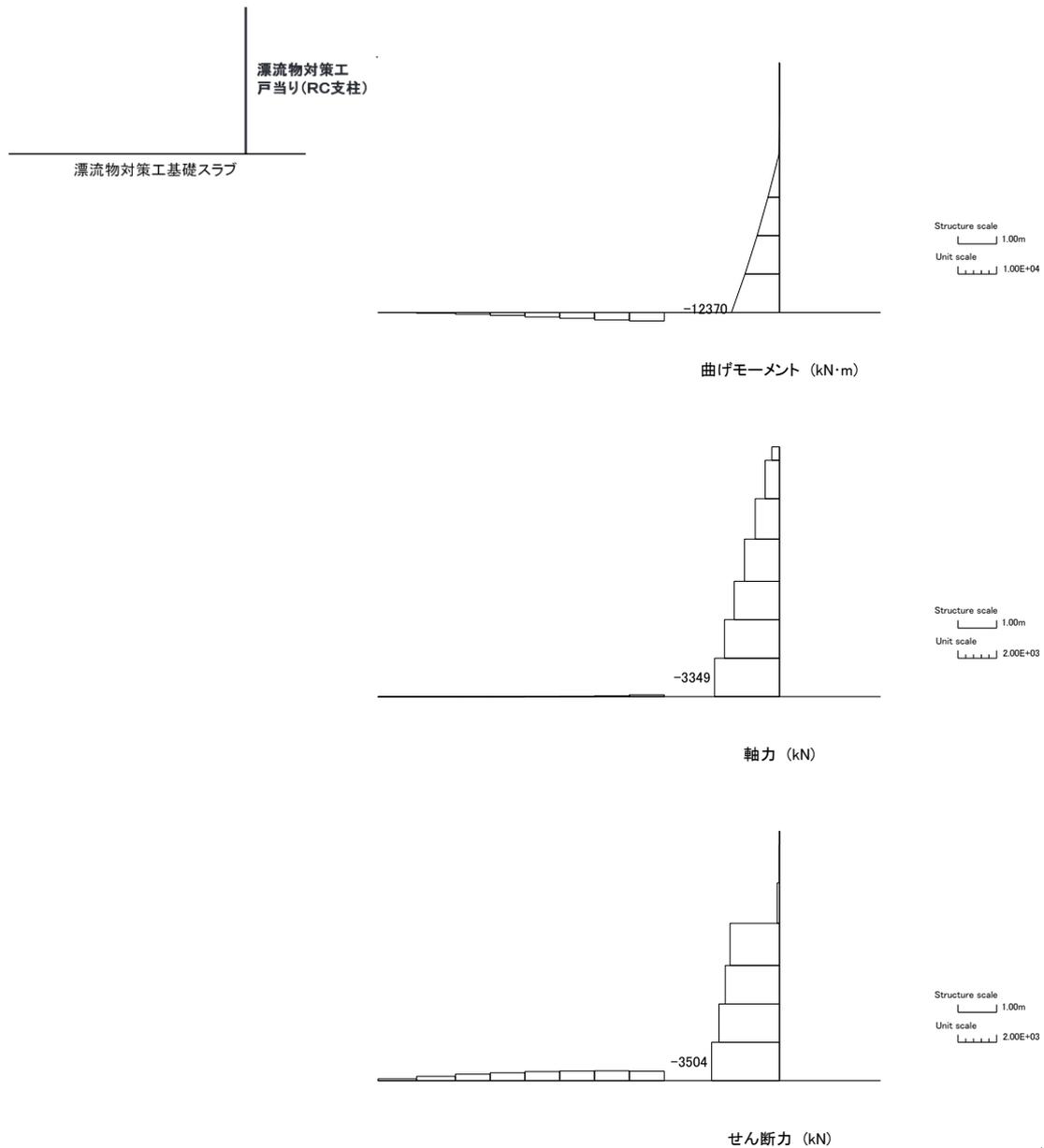


図 5-4 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ軸力照査及びせん断力照査における断面力

表 5-7(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における照査値

	発生断面力		曲げ圧縮 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)	軸力 (kN)			
津波時	-12370	-3349	1.2	21.0	0.059

表 5-7(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ引張照査における照査値

	発生断面力		曲げ引張 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)	軸力 (kN)			
津波時	-12370	-3349	26	294	0.090

表 5-7(3) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) のせん断力照査における照査値

	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
	せん断力 (kN)			
津波時	3504	0.28	0.82	0.344

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5-5 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-8 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

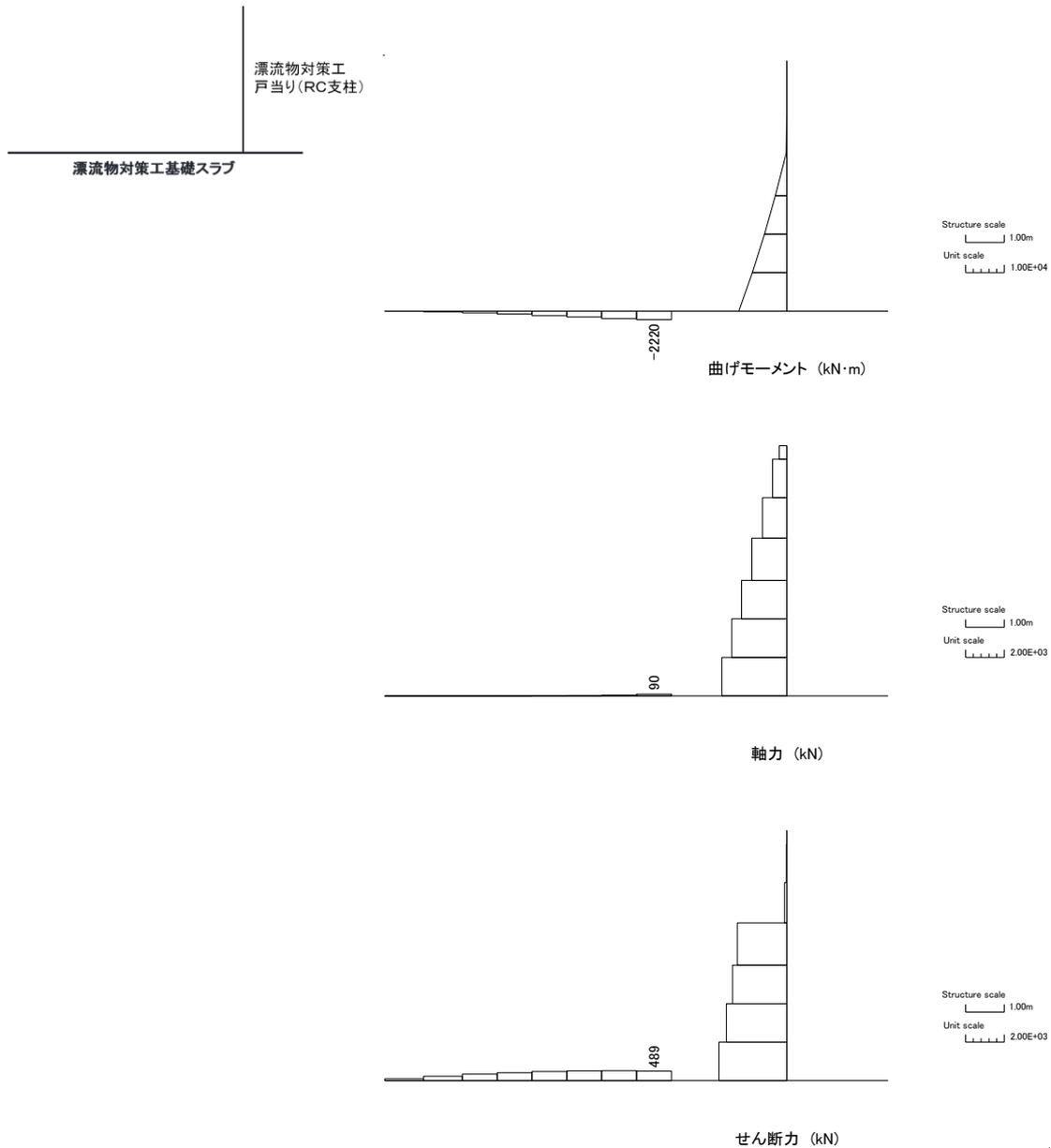


図 5-5(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ軸力照査における断面力

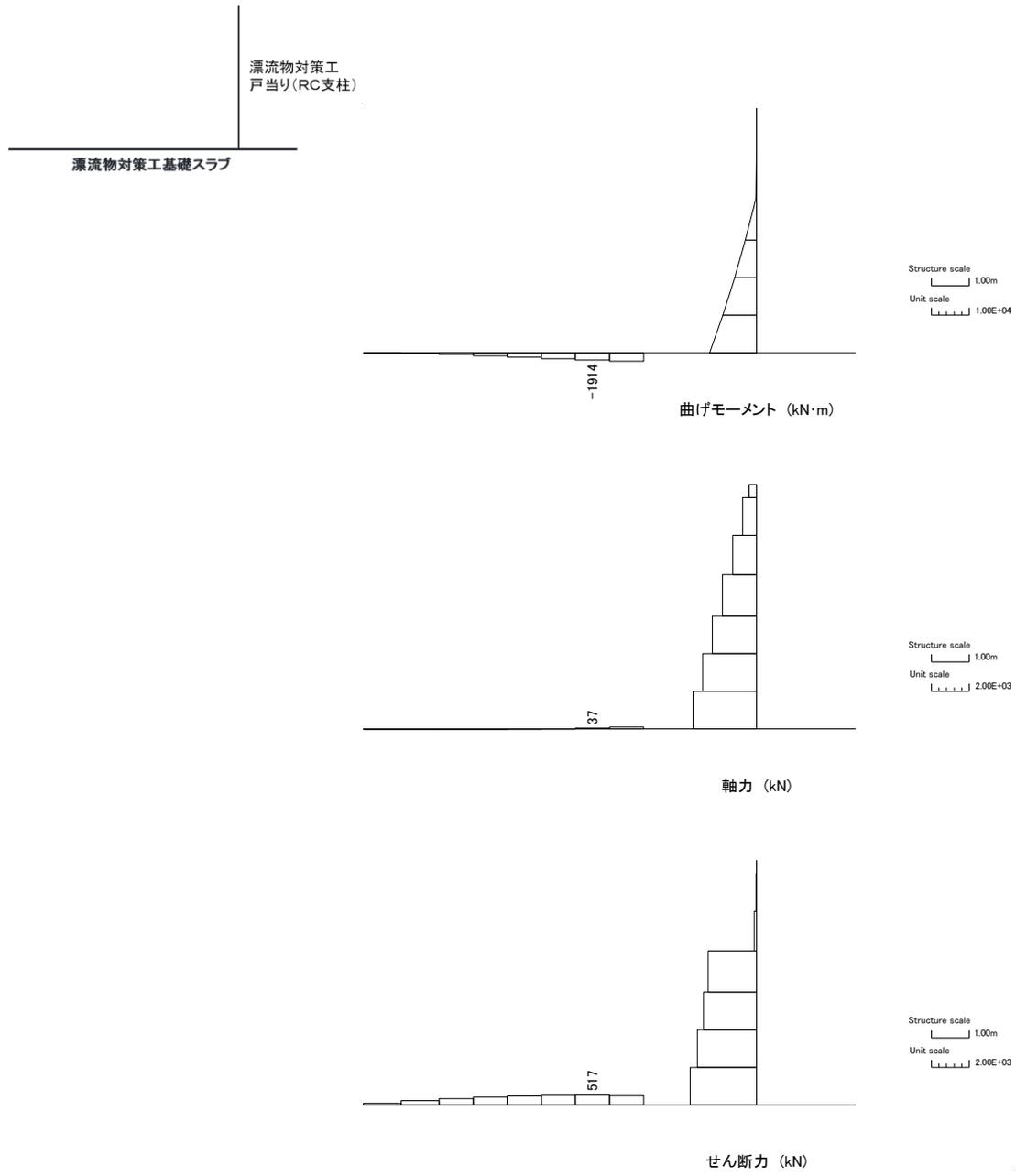


図 5-5(2) 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における断面力

表 5-8(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ圧縮照査における照査値

	発生断面力		曲げ圧縮 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)	軸力 (kN)			
津波時	-2220	90	0.9	21.0	0.043

表 5-8(2) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ引張照査における照査値

	発生断面力		曲げ引張 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)	軸力 (kN)			
津波時	-2220	90	37	294	0.125

表 5-8(3) 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における照査値

	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
	せん断力 (kN)			
津波時	517	0.16	0.82	0.199

(4) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5-9 に、最大接地圧分布を図 5-6 に示す。

漂流物対策工の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度を下回ることを確認した。

表 5-9(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
津波時	0.5	18.0	0.027

表 5-9(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
津波時	0.2	1.4	0.149

表 5-9(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
津波時	0.6	9.8	0.063

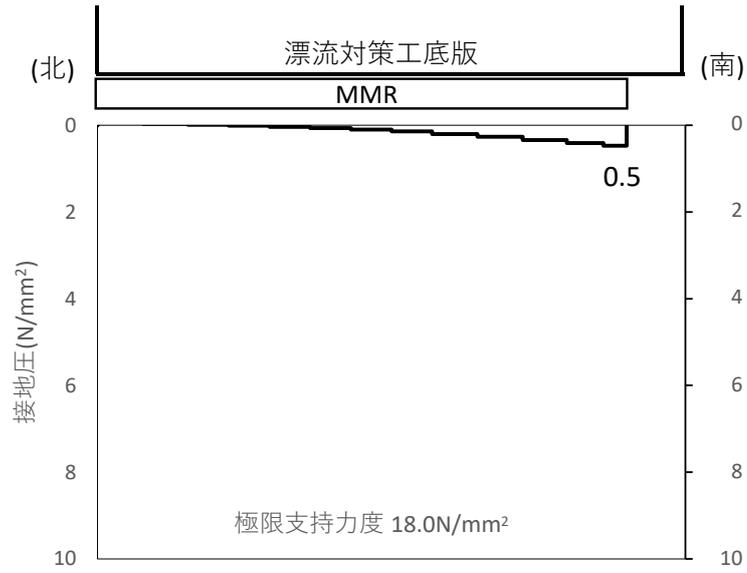


図 5-6(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (MMR)

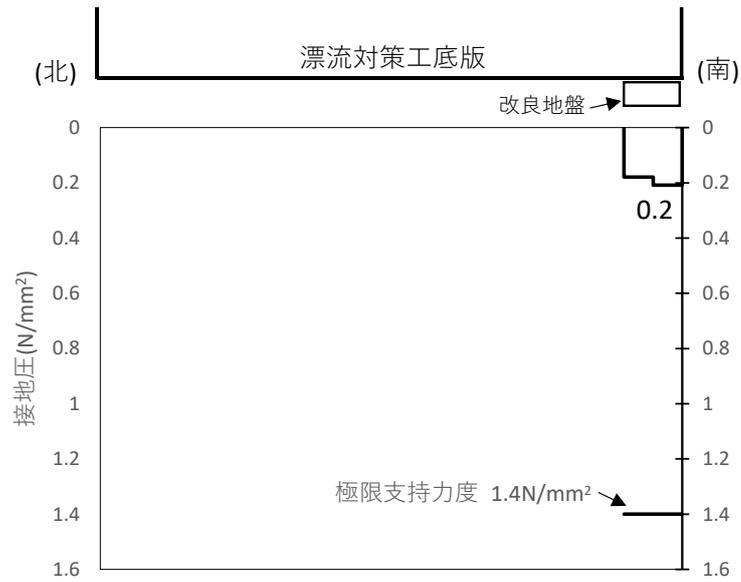


図 5-6(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (改良地盤)

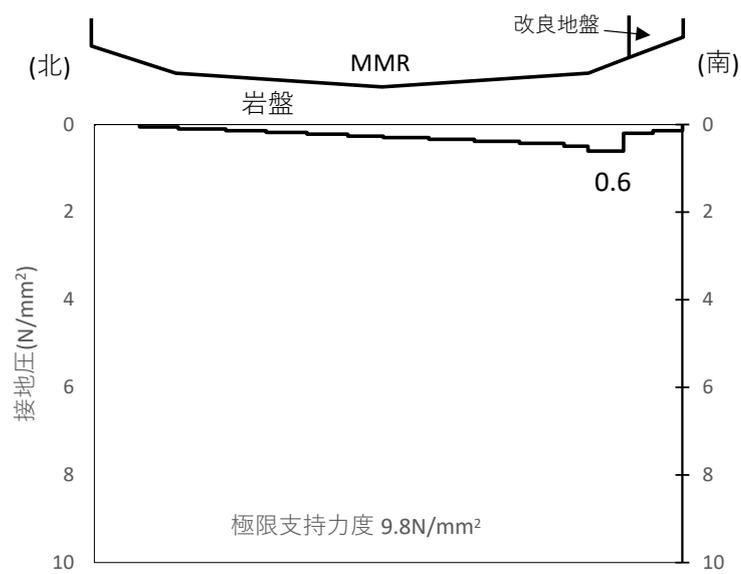


図 5-6(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (岩盤)

3. 防波壁通路防波扉（3号機東側）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	12
2.4	適用規格・基準等	18
3.	強度評価	19
3.1	記号の定義	19
3.2	評価対象断面	24
3.3	解析方法	26
3.4	荷重及び荷重の組合せ	26
3.4.1	荷重	26
3.4.2	荷重の組合せ	27
3.5	解析モデル及び諸元	29
3.5.1	解析モデル	29
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	31
3.5.3	地盤の物性値	33
3.5.4	地下水位	33
3.6	評価対象部位	34
3.6.1	施設・地盤の健全性評価	34
3.6.2	基礎地盤の支持性能評価	34
3.7	許容限界	35
3.7.1	防波扉	35
3.7.2	漂流物対策工	38
3.8	評価方法	40
3.8.1	防波扉	40
3.8.2	漂流物対策工	49
4.	評価条件	56
5.	評価結果	60
5.1	防波扉	60
5.2	漂流物対策工	70

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に基づき、防波壁通路防波扉（3号機東側）（以下「防波扉（3号機東側）」という。）が、地震後の繰返しの来襲を想定した津波荷重、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対して、施設・地盤の構造健全性を保持すること及び十分な支持性能を有する地盤に設置していることを説明するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

防波扉（3号機東側）の位置図を図2-1に示す。



図2-1 防波扉（3号機東側）位置図

2.2 構造概要

防波扉（3号機東側）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉は、入力津波高さ（EL 11.9m）に参照する裕度（0.64m）を加えた津波高さ（EL 12.6m）に対して、余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波扉（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブは、改良地盤を介して岩盤に支持される構造とし、防波扉（鋼製扉体）と戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの間には水密ゴム（側部水密ゴム及び底部水密ゴム）を設置し、止水性を確保する。また、防波扉基礎スラブにはグラウンドアンカを設置している。

防波扉（3号機東側）の構造概要図を図2-2及び図2-3に示す。

防波扉の構造図を図2-4及び図2-5に、防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図2-6に、水密ゴムの概念図を図2-7に示す。

漂流物対策工は、漂流物対策工（鋼製扉体）、戸当り（RC支柱）及び基礎スラブから構成され、マンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して岩盤に支持される。

漂流物対策工の構造図を図2-8及び図2-9に、漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの概略配筋図を図2-10に示す。

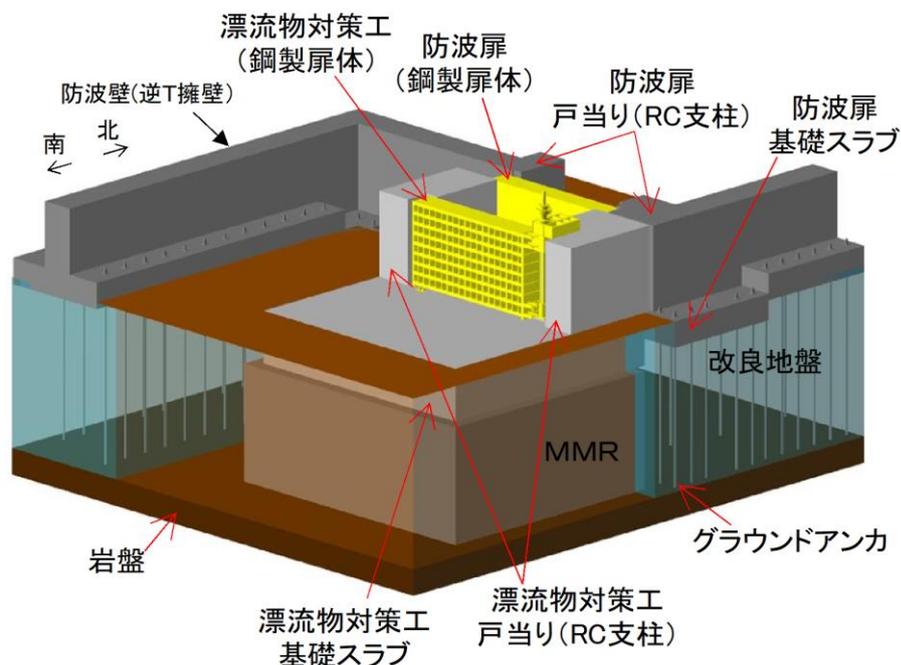


図2-2 防波扉（3号機東側）の構造概要図

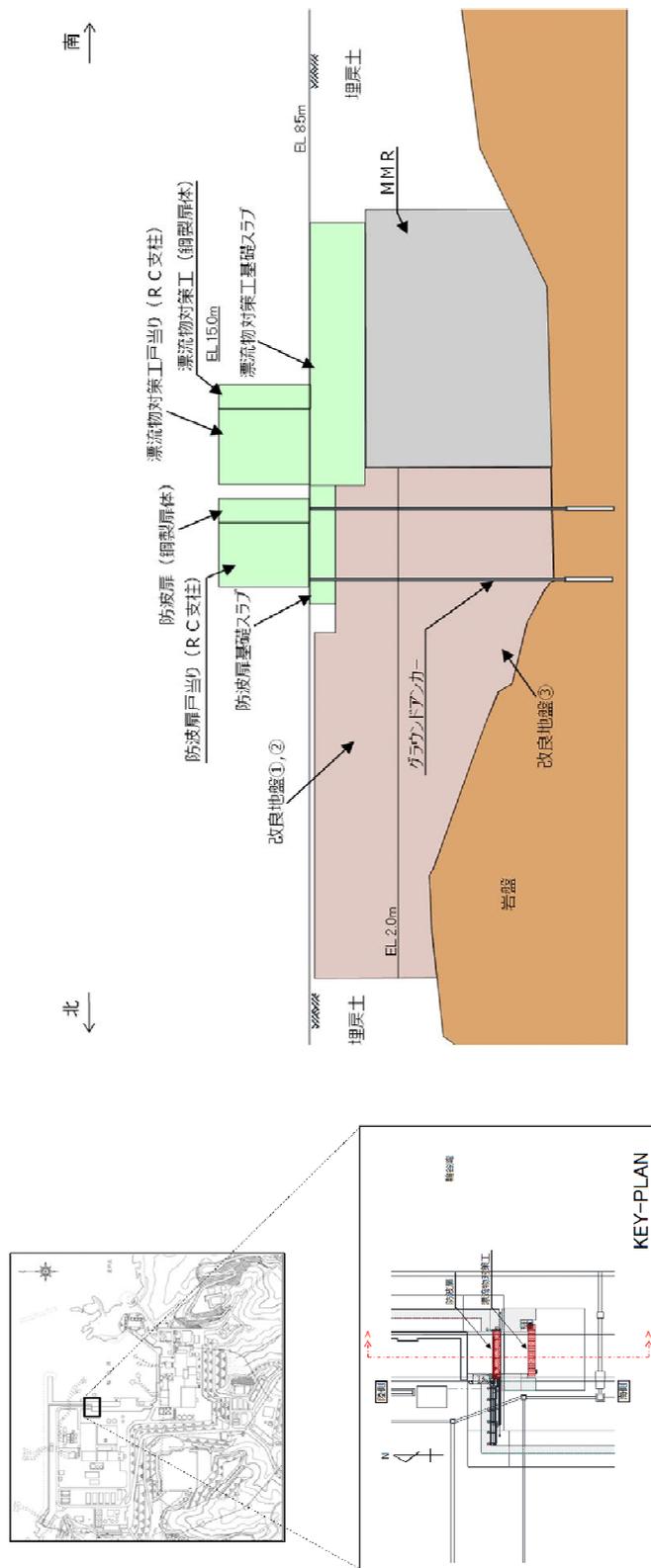


図 2-3 防波扉 (3号機東側) の構造概要図 (断面図)

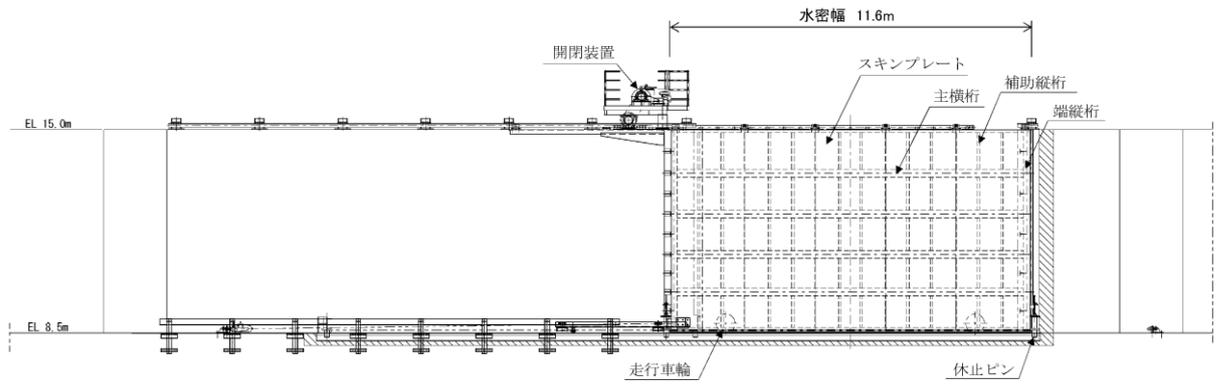


図 2-4(1) 防波扉の構造図 (鋼製扉体, 正面図)

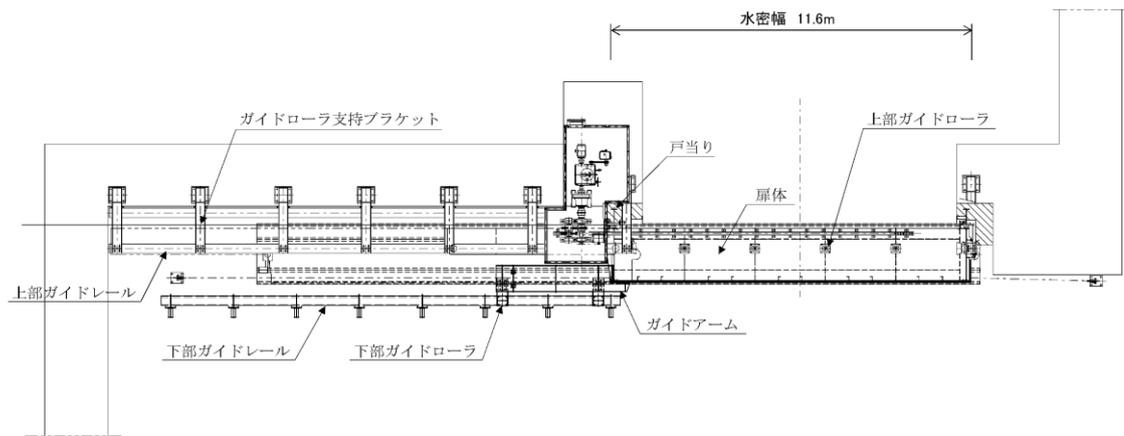


図 2-4(2) 防波扉の構造図 (鋼製扉体, 平面図)

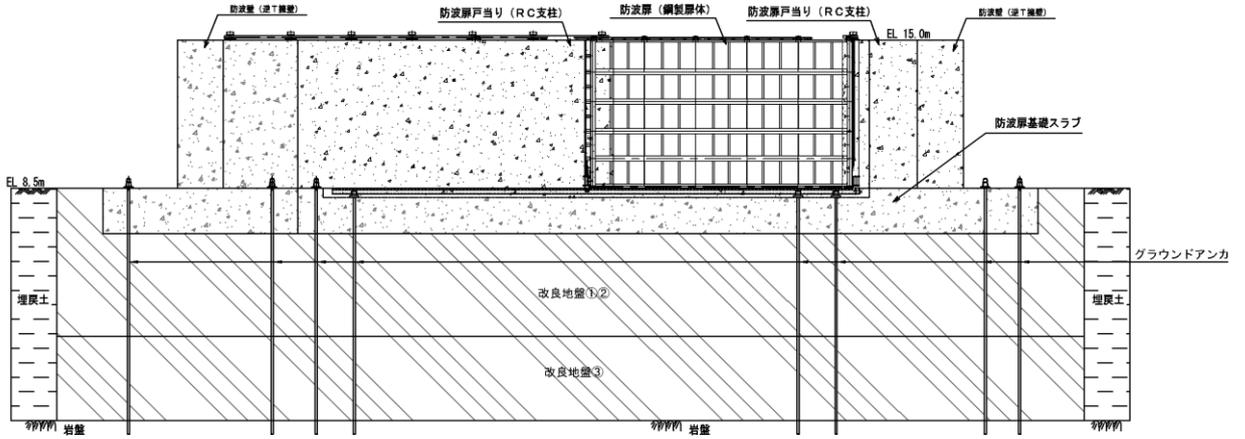


図 2-5(1) 防波扉の構造図 (基礎, 正面図)

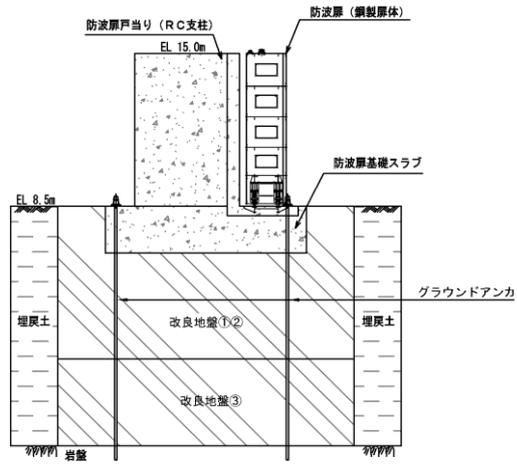


図 2-5(2) 防波扉の構造図 (基礎, 断面図)

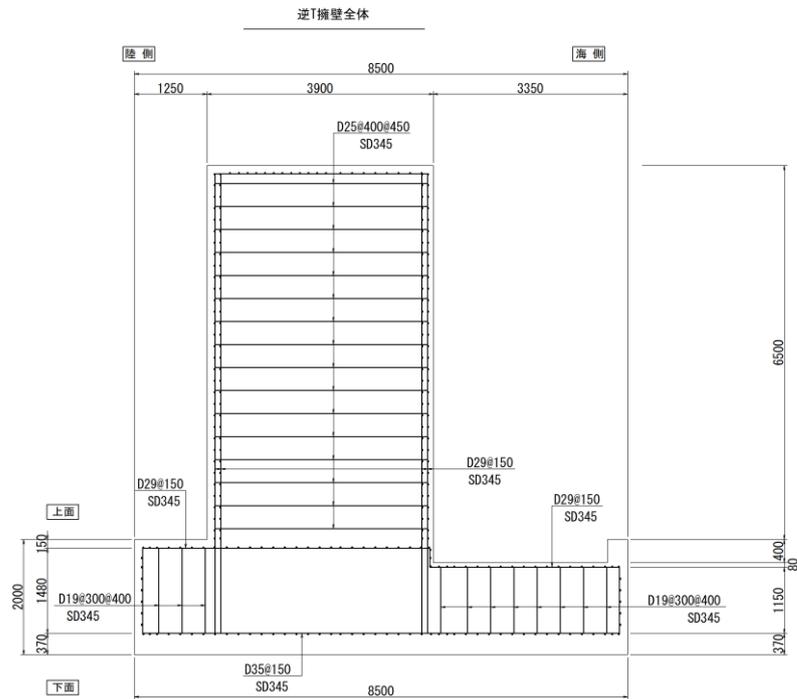


図 2-6(1) 防波扉戸当り (RC 支柱) 及び防波扉基礎スラブの概略配筋図

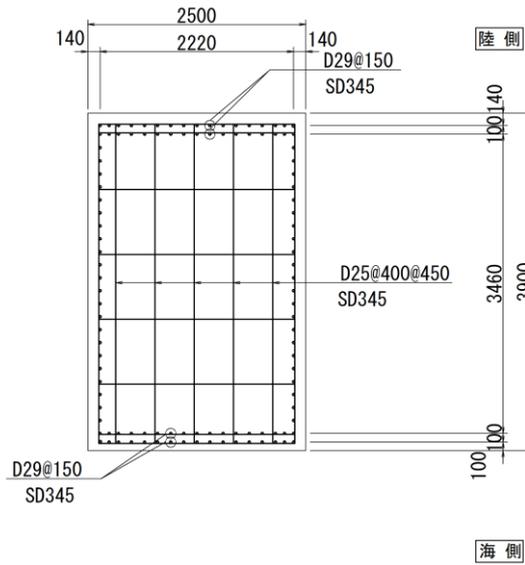
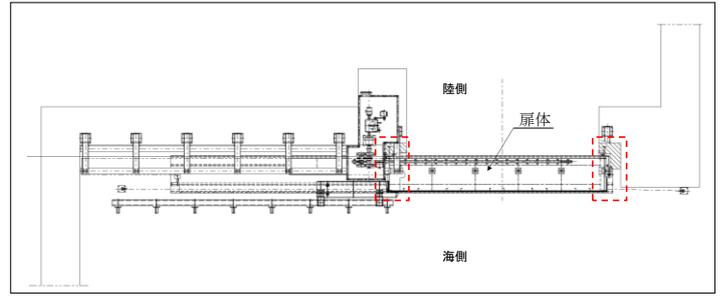
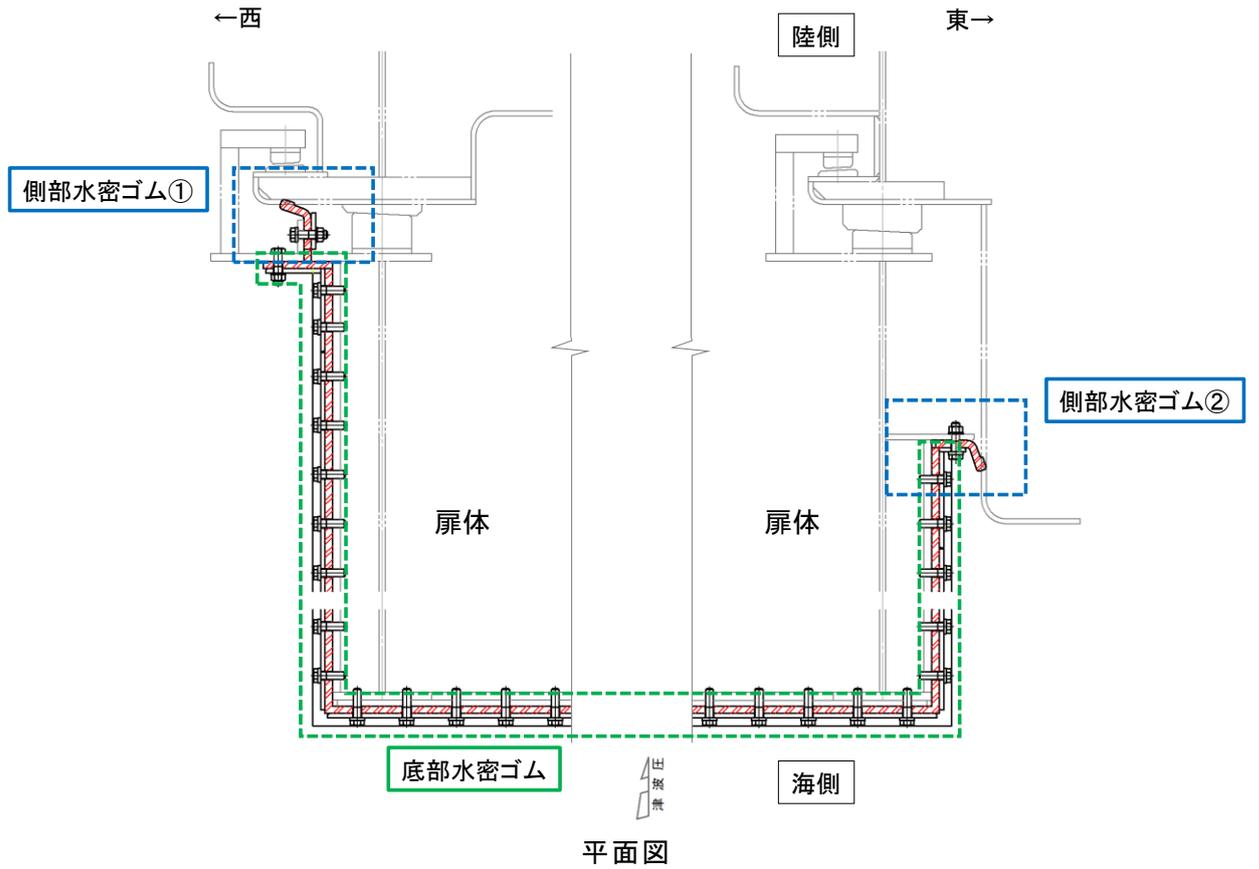


図 2-6(2) 防波扉戸当り (RC 支柱) の概略配筋図

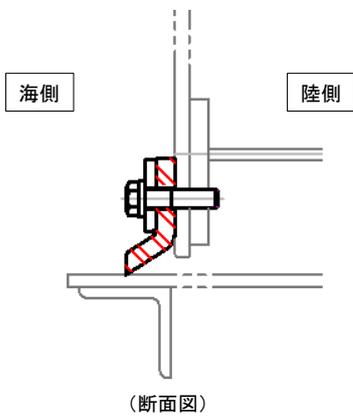


平面図



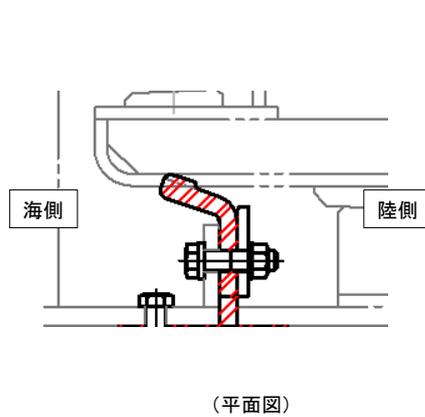
平面図

底部水密ゴム



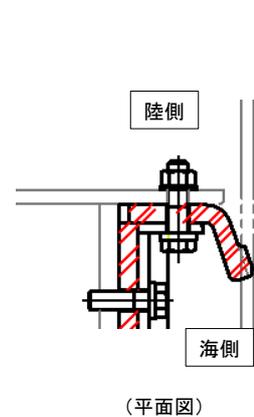
(断面図)

側部水密ゴム①



(平面図)

側部水密ゴム②



(平面図)

図 2-7 防波扉の水密ゴム概念図

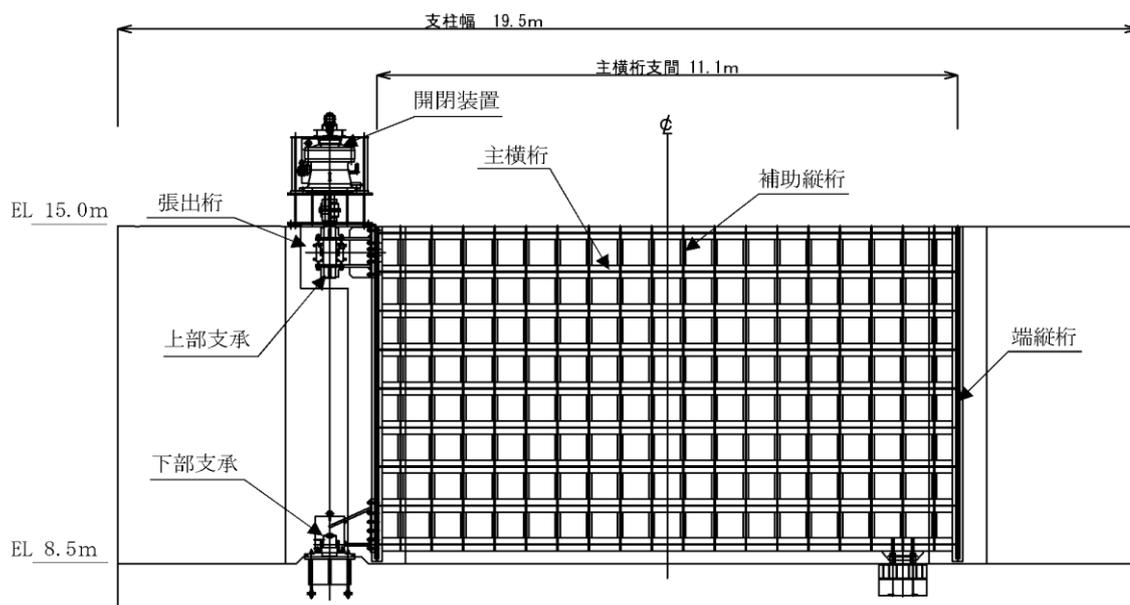


図 2-8(1) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体, 正面図)

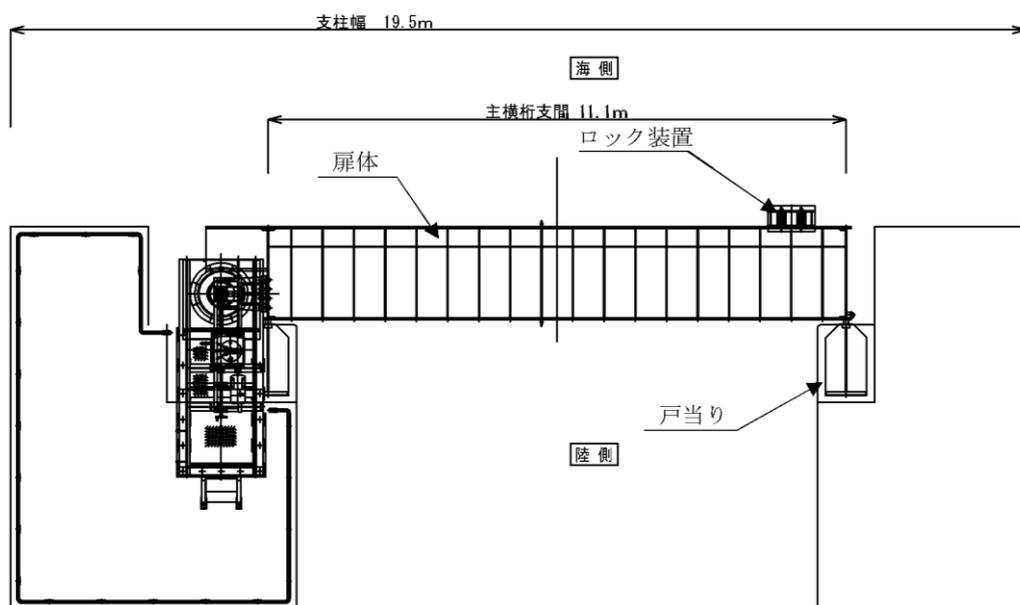


図 2-8(2) 漂流物対策工の構造図 (鋼製扉体, 平面図)

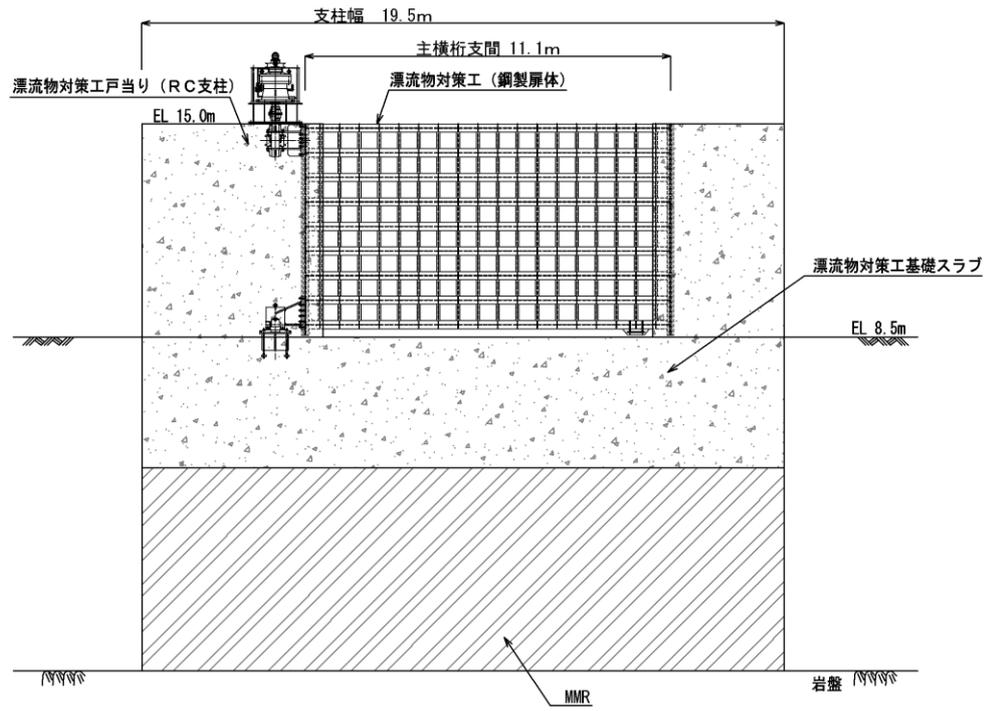


図 2-9(1) 漂流物対策工の構造図 (基礎, 正面図)

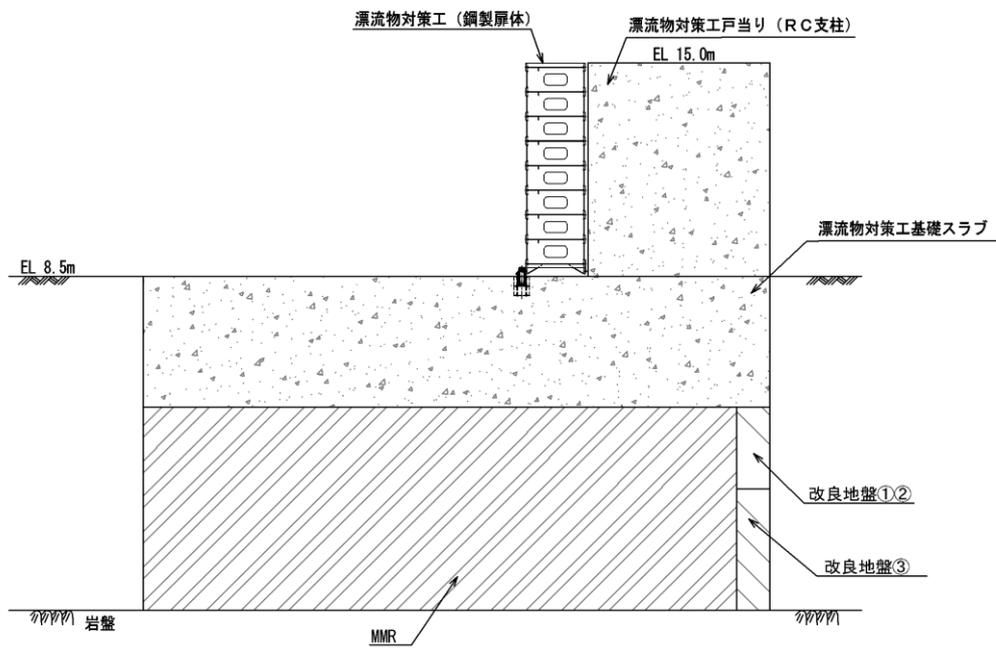


図 2-9(2) 漂流物対策工の構造図 (基礎, 断面図)

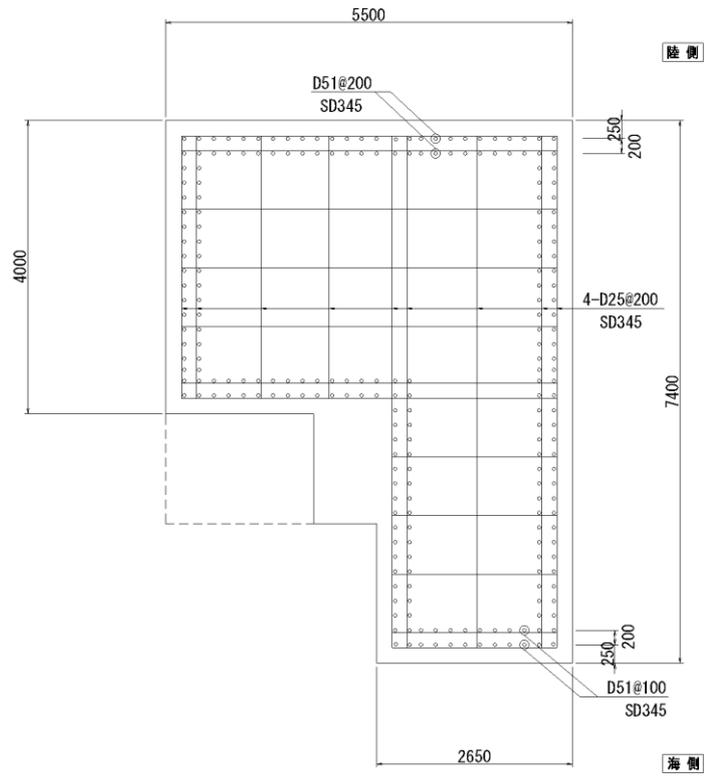


図 2-10(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の概略配筋図

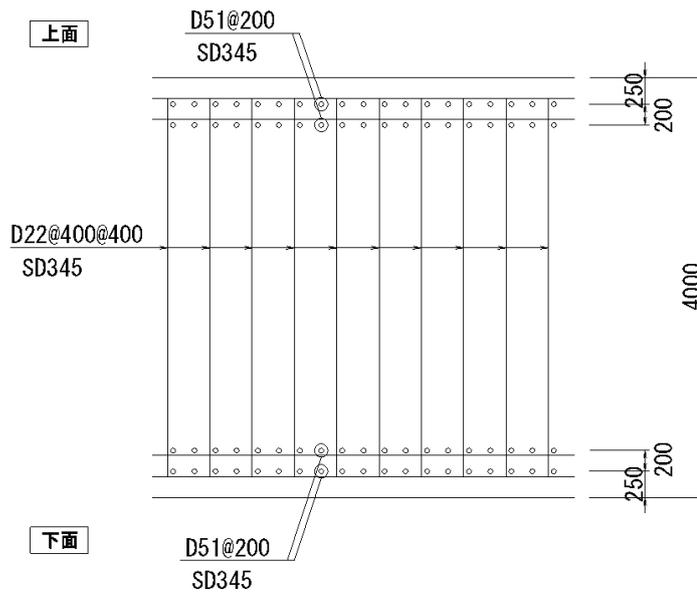


図 2-10(2) 漂流物対策工基礎スラブの概略配筋図

2.3 評価方針

防波扉（3号機東側）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。また、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とする。

防波扉（3号機東側）の各部位の役割及び性能目標を表2-1及び表2-2に示す。

また、防波扉（3号機東側）の強度評価は、VI-3-別添3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」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」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. 評価結果」より、防波扉（3号機東側）の評価対象部位の発生応力及びすべり安全率が許容限界を満足することを確認する。

防波扉（3号機東側）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波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。）について行う。

防波扉（3号機東側）の強度評価は、設計基準対象施設として表2-3の防波扉（3号機東側）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

防波扉（3号機東側）の強度評価フローを図2-11に示す。

表 2-1(1) 防波扉の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	防波扉 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・遮水性を保持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉(鋼製扉体)を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉(鋼製扉体)を支持する。 ・津波荷重を基礎に伝達する。
	防波扉基礎 スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉(鋼製扉体)及び防波扉戸当り(RC支柱)を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉(鋼製扉体)及び防波扉戸当り(RC支柱)を支持する。
	グラウンド アンカ	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブ及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。
地盤	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 ・地盤中からの回り込みによる浸水を防止する(難透水性を保持する)。 ・津波荷重を岩盤に伝達する。
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉基礎スラブを鉛直支持する。
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波扉への相互作用を考慮する)。 	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波扉への相互作用を考慮する)。

表 2-1(2) 漂流物対策工の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	漂流物対策工 (鋼製扉体)	—	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工(鋼製扉体)を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させない。 ・漂流物対策工(鋼製扉体)を支持する。 ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を基礎に伝達する。
	漂流物対策工 基礎スラブ	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工(鋼製扉体)及び漂流物対策工戸当り(RC支柱)を支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工(鋼製扉体)及び漂流物対策工戸当り(RC支柱)を支持する。
地盤	MMR	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。
	改良地盤	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブを鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物衝突荷重及び津波荷重を岩盤に伝達する。
	岩盤	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブ並びにMMR又は改良地盤を鉛直支持する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・漂流物対策工基礎スラブ並びにMMR又は改良地盤を鉛直支持する。
	埋戻土	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、漂流物対策工への相互作用を考慮する)。 	<ul style="list-style-type: none"> ・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、漂流物対策工への相互作用を考慮する)。

表 2-2(1) 防波扉の各部位の性能目標

部位	性能目標	鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (遮水性、難透水性)
施設	防波扉 (鋼製扉体)	-	-	構造物材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。	防波扉から有意な漏えいを生じさせないために、弾性状態に留まること。
	防波扉戸当り (RC支柱)				
	防波扉基礎 スラブ				
	グラウンド アンカ				
地盤	改良地盤	防波扉を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安定性を保持すること。	-	地盤中からの回り込みによる浸水を防止(難透水性を維持)するため、改良地盤がすべり破壊しないこと(内的安定を保持)。
	岩盤				-

表 2-2(2) 漂流物対策工の各部位の性能目標

部位	性能目標	鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性
施設	漂流物対策工 (鋼製扉体)	-	-	-	防波扉に漁船等の漂流物を直接衝突させないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態に留まること。
	漂流物対策工 戸当り (RC支柱)				
	漂流物対策工 基礎スラブ				
	MMR				
地盤	改良地盤	漂流物対策工を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	-	-	構造部材の健全性を保持するために、各部位がおおむね弾性状態に留まること。
	岩盤				-

表 2-3(1) 防波扉の評価項目

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	施設・地盤の健全性	防波扉(鋼製扉体)	スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, 端縦桁, 支圧板, 戸当り	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			防波扉戸当り(RC支柱)	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			防波扉基礎スラブ	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力及びグラウンドアンカによる支圧力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			グラウンドアンカ	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	設計アンカー力
			改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*	
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	防波扉(鋼製扉体)	スキンプレート, 主桁, 補助縦桁, 端縦桁, 支圧板, 戸当り	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			防波扉戸当り(RC支柱)	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			防波扉基礎スラブ	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力及びグラウンドアンカによる支圧力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
			グラウンドアンカ	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	設計アンカー力
			改良地盤	すべり破壊しないこと(内的安定を保持)を確認	すべり安全率1.2以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(接地圧)が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*	

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-3(2) 漂流物対策工の評価項目

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	施設・地盤の健全性	漂流物対策工（鋼製扉体）	主横桁，張出桁，補助縦桁，端縦桁戸当り	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工戸当り（RC支柱）		発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工基礎スラブ		発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤		すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤		発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

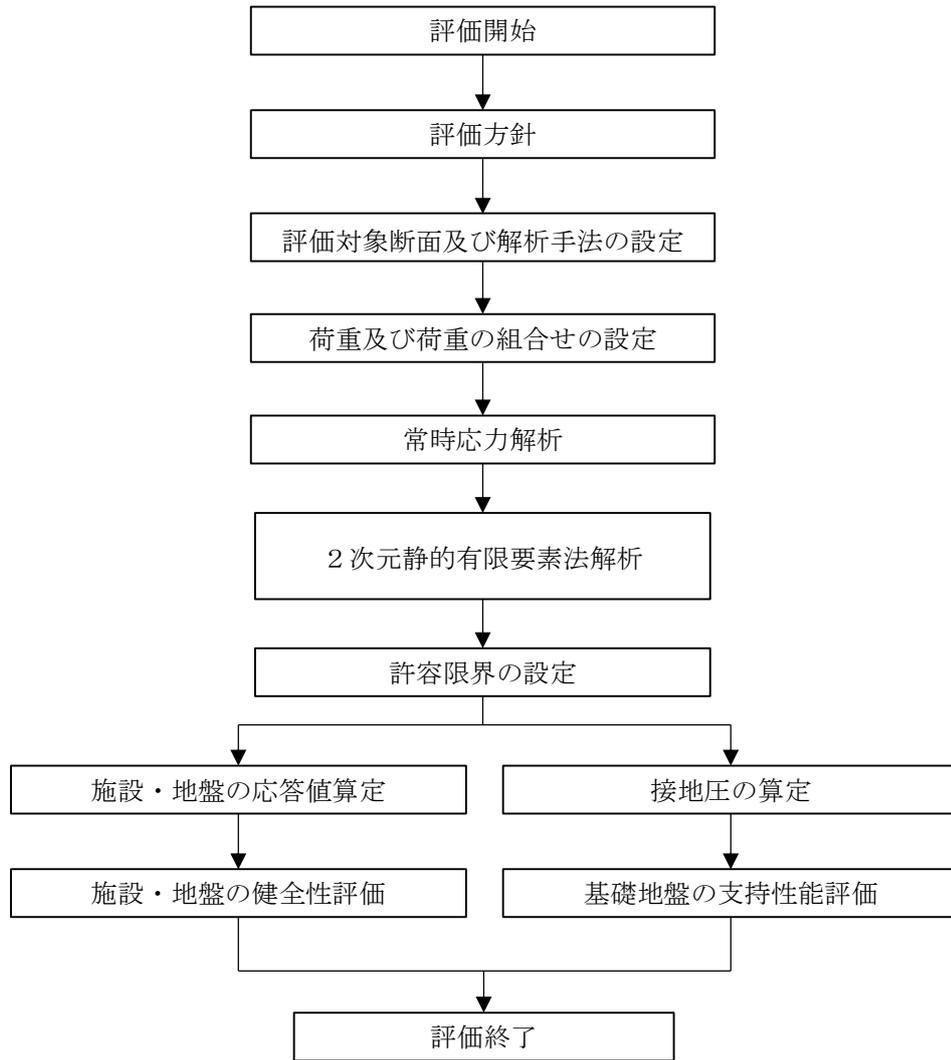


図 2-11 防波扉（3号機東側）の強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年)
- ・松江市建築基準法施行細則 (2005 年 3 月 31 日松江市規則第 234 号)
- ・ダム・堰施設技術基準 (案) (基準解説編・設備計画マニュアル編) (ダム・堰施設技術基準協会, 2016 年)
- ・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, 2002 年)
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (JGS4101-2012) (地盤工学会, 2012 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 1999 年)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (2013 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号)
- ・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)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター 平成 19 年 3 月)

3. 強度評価

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 及び表 3-2 に示す。

表 3-1(1) 防波扉の強度評価に用いる記号(1/2)

部材	記号	単位	定義
スキンプレート	P	kN/m ²	スキンプレーートの水平荷重（津波+風荷重）
	a	mm	スキンプレーートの短辺
	b	mm	スキンプレーートの長辺
	k	—	スキンプレーートの辺長比 (b/a) による係数
	t	mm	スキンプレーートの板厚
	σ	N/mm ²	スキンプレーートの曲げ応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
主桁	W	kN/m	主桁の負担荷重（津波+風荷重）
	B	m	水密幅
	L	m	支圧板中心間
	M	kN・m	主桁の曲げモーメント
	S	kN	主桁のせん断力
	N	kN	主桁の軸力
	Z	mm ³	主桁の断面係数
	D	mm	側面水密幅
	A_w	mm ²	主桁の腹板断面積
	A_g	mm ²	主桁の断面積
	σ	N/mm ²	主桁の曲げ応力度
	τ	N/mm ²	主桁のせん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
補助縦桁	P	kN/m ²	補助縦桁の水平荷重（津波+風荷重）
	a	m	補助縦桁間隔
	b	m	主桁間隔
	M	kN・m	補助縦桁の曲げモーメント
	S	kN	補助縦桁のせん断力
	Z	mm ³	補助縦桁の断面係数
	A_w	mm ²	補助縦桁の腹板断面積
	σ	N/mm ²	補助縦桁の曲げ応力度
	τ	N/mm ²	補助縦桁のせん断応力度
	σ_a	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度

表 3-1(2) 防波扉の強度評価に用いる記号(2/2)

部材	記号	単位	定義
端縦桁	R	kN	主桁の支点反力
	A_q	mm^2	補剛材の有効総断面積
	σ_c	N/mm^2	端縦桁の圧縮応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容圧縮応力度
支圧板	P	kN/m^2	扉体最下部の水平荷重（津波＋風荷重）
	B	mm	扉体の水密幅
	b	mm	支圧板の有効幅
	σ_p	N/mm^2	支圧板の支圧応力度
	σ_a	N/mm^2	許容支圧応力度
戸当り	P	kN/m^2	扉体最下部の水平荷重（津波＋風荷重）
	B	mm	扉体の水密幅
	b_f	mm	戸当り底面フランジ幅
	t_f	mm	戸当り底面フランジ板厚
	h	mm	戸当りの桁高
	L	mm	底面フランジのコンクリートまでの距離
	σ_b	N/mm^2	戸当り底面フランジの曲げ応力度
	σ_k	N/mm^2	戸当りコンクリートの支圧応力度
	τ_c	N/mm^2	戸当りコンクリートのせん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
	σ_{cba}	N/mm^2	許容支圧応力度
τ_{ca}	N/mm^2	許容せん断応力度	

表 3-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(1/3)

部材	記号	単位	定義
主横桁	M_1	kN・m	曲げモーメント
	S_1	kN	せん断力
	P	kN/m	衝突荷重
	W	kN/m	水圧荷重
	W'	kN/m	風荷重
	L	m	支間
	a	m	張り出し部
	L_1	m	扉体幅
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	σ_c	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度
張出桁	M_2	kN・m	曲げモーメント
	S_2	kN	せん断力
	P	kN/m	衝突荷重
	W	kN/m	水圧荷重
	W'	kN/m	風荷重
	L_2	m	張出長さ
	Z	mm ³	断面係数
	A_w	mm ²	腹板断面積
	σ	N/mm ²	曲げ応力度
	τ	N/mm ²	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度
	τ_a	N/mm ²	許容せん断応力度

表 3-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(2/3)

部材	記号	単位	定義
補助 縦桁	M_3	$\text{kN}\cdot\text{m}$	曲げモーメント
	S_3	kN	せん断力
	P	kN/m	衝突荷重
	W	kN/m	水圧荷重
	W'	kN/m	風荷重
	ℓ	m	主横桁の間隔
	Z	mm^3	断面係数
	A_w	mm^2	腹板断面積
	σ	N/mm^2	曲げ応力度
	τ	N/mm^2	せん断応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容曲げ応力度
τ_a	N/mm^2	許容せん断応力度	
端縦桁	R	kN	主横桁の支点反力
	A_q	mm^2	補剛材の有効総断面積
	σ_c	N/mm^2	圧縮応力度
	σ_{ca}	N/mm^2	許容圧縮応力度

表 3-2(3) 漂流物対策工の強度評価に用いる記号(3/3)

部材	記号	単位	定義
戸当り	W	kN/m	水平荷重 (津波+風荷重)
	P	kN/m	衝突荷重
	C	mm	支圧板の有効幅
	L_1	mm	扉体幅
	L_2	mm	主横桁の荷重分担長さ
	L_4	mm	衝突荷重分担長さ (鉛直方向に 45° 分散)
	t_w	mm	腹板の厚さ
	b_f	mm	底面フランジの幅
	t_f	mm	底面フランジの厚さ
	\varnothing_1	mm	戸当り深さ
	\varnothing_2	mm	底面フランジのコンクリートまでの距離
	M_f	N・mm	底面フランジに作用する曲げモーメント
	$\Sigma \varnothing$	mm	せん断抵抗長さ ($=\varnothing_1+2\varnothing_2$)
	σ_p	N/mm ²	支圧板の支圧応力度
	σ_b	N/mm ²	腹板の支圧応力度
	σ_f	N/mm ²	底面フランジの曲げ応力度
	σ_{cb}	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度
	τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度
	σ_{pa}	N/mm ²	支圧板の許容支圧応力度 σ
	σ_{ba}	N/mm ²	腹板の許容支圧応力度 σ
σ_{ca}	N/mm ²	許容曲げ応力度 σ	
σ_{cba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度	
τ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度	

3.2 評価対象断面

防波扉（3号機東側）の評価対象断面は、津波荷重の作用方向を踏まえ、防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）の直交方向に作用した場合の影響を評価する。防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図を図3-1に、縦断面図を図3-2に示す。

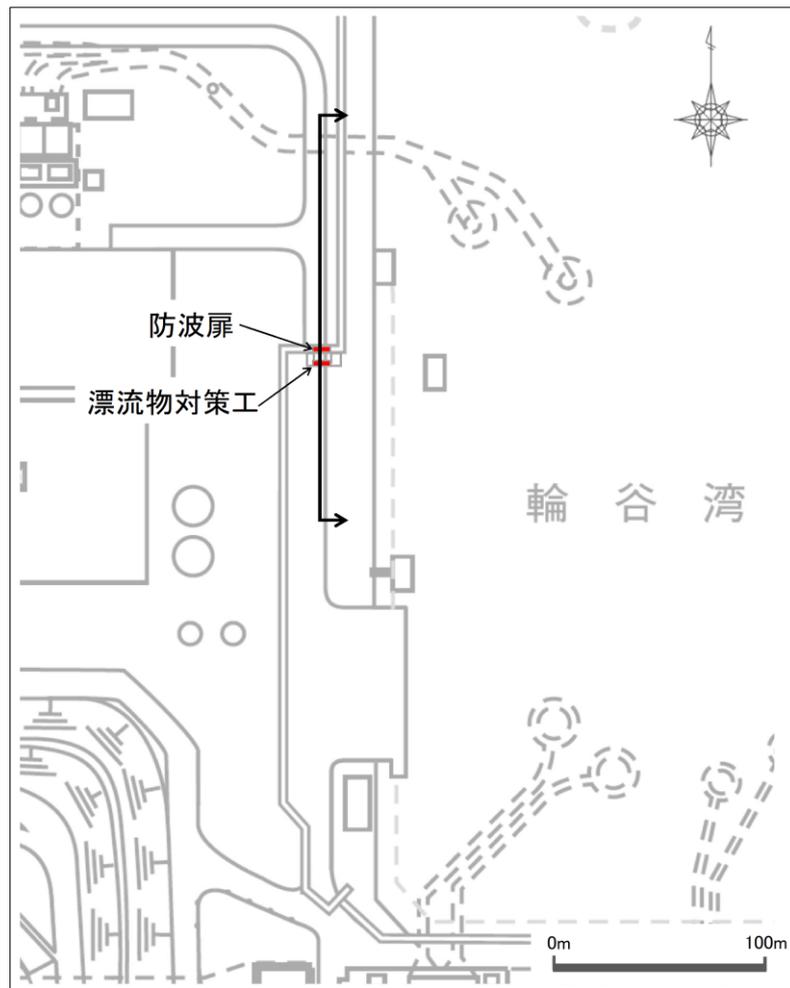


図3-1 防波扉（3号機東側）の評価対象断面位置図

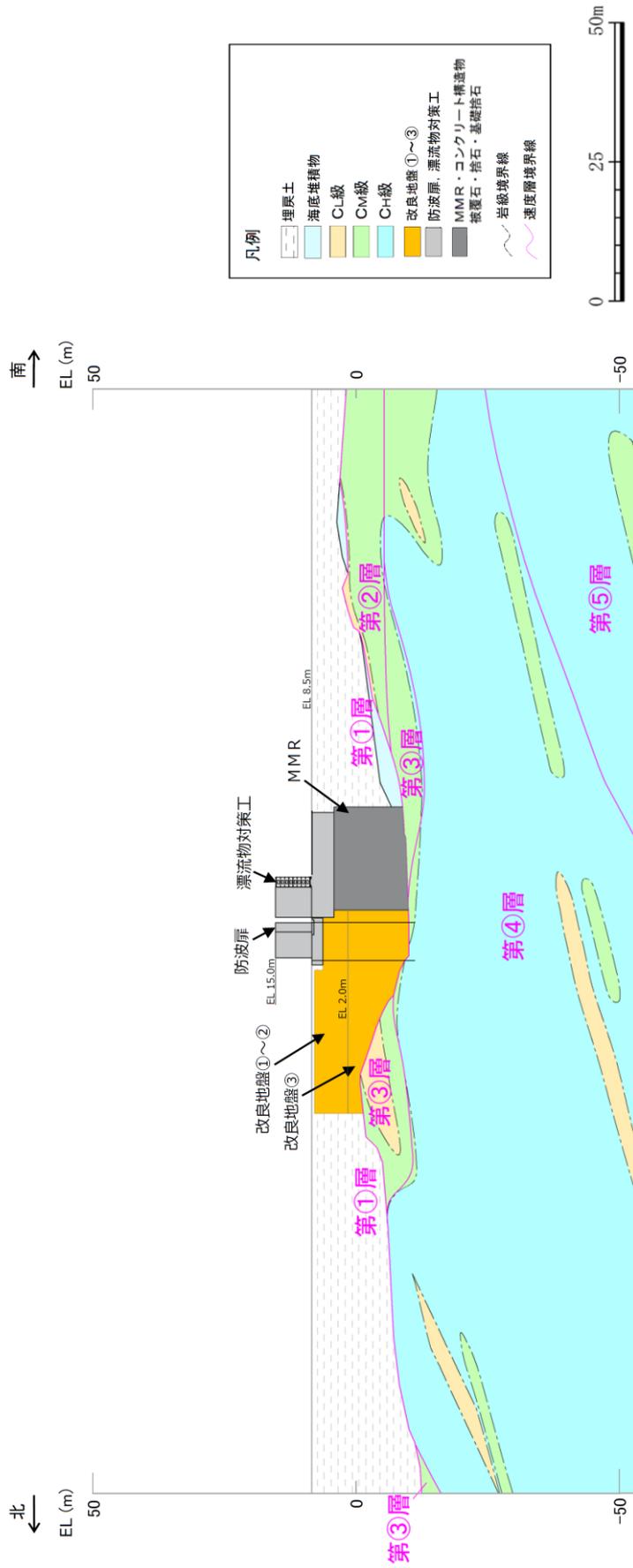


図 3-2 防波扉（3号機東側）の縦断面図

3.3 解析方法

防波壁（3号機東側）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

津波時に発生する応答値は、「3.4 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて、応力算定式又は2次元静的有限要素法により算定する。なお、衝突荷重は、入力津波高さ（EL 11.9m）に参照する裕度（0.64m）を加えた高さ（EL 12.6m）に作用させる。

2次元静的有限要素法については、解析コード「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.4 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、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」のうち、「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。

3.4.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重（G）

常時作用する荷重として、固定荷重、土圧及び海中部に対する静水圧（浮力含む。）を考慮する。

(2) 固定荷重（G_a）

固定荷重として、グラウンドアンカの初期緊張力を考慮する。

(3) 積雪荷重（P_s）

積雪荷重は、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(4) 風荷重（P_k）

平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた松江市の基準風速30m/sを使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第1454号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重は、朝倉式により、防波扉（3号機東側）の設置高さを考慮し、津波の水位と防波扉（3号機東側）の設置高さの差分の1/2倍を浸水深として、浸水深の3倍で作用する水圧として算定する。

(6) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重については、漂流物対策工により、防波扉に漁船等の漂流物が直接衝突しない構造とすることから、漂流物対策工の強度評価において考慮する。

衝突荷重は、最も重量が大きい総トン数19トンの船舶を選定し、設定する。

また、衝突荷重は、漂流物対策工の延長が19.5mであることから、評価対象構造物19mの設計用平均荷重(370kN/m)を上回る値を考慮する。

3.4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表3-3に、強度評価に用いる荷重の作用図を図3-3に示す。なお、漂流物対策工については、鋼製扉体が格子状の構造を有するが、安全側の評価となるよう格子状の隙間も受圧面として風荷重及び遡上津波荷重を作用させる。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
津波時（防波扉）	$G + G_a + P_s + P_k + P_t$
津波時（漂流物対策工）	$G + G_a + P_s + P_k + P_t + P_c$

G : 固定荷重

G_a : グラウンドアンカの初期緊張力

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

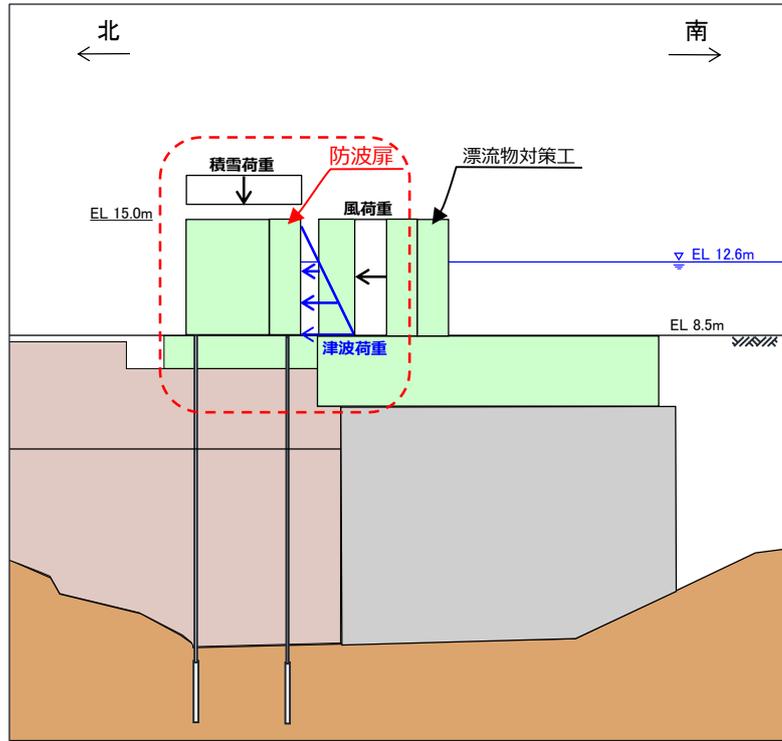


図 3-3(1) 津波時の荷重作用図 (防波扉)

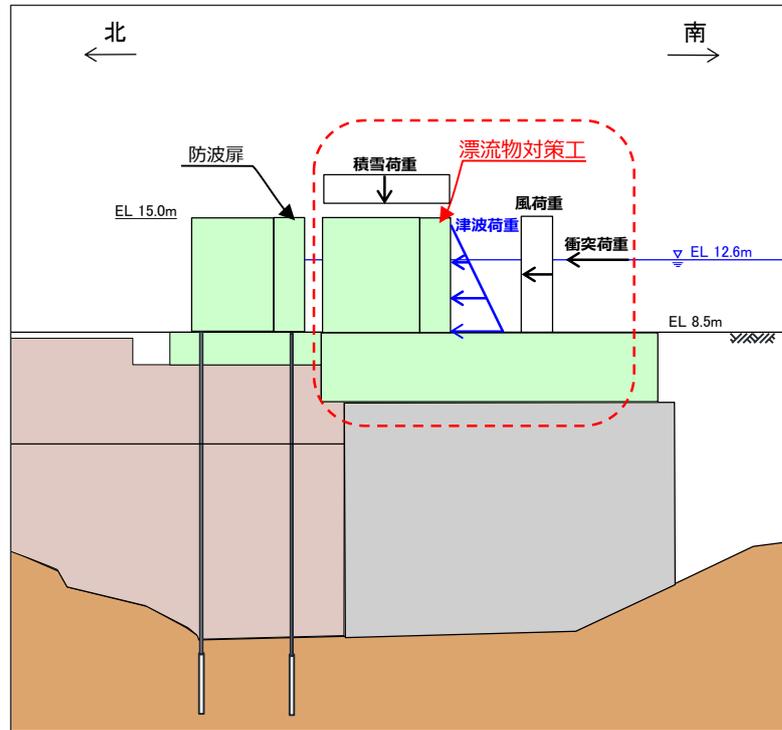


図 3-3(2) 津波時の荷重作用図 (漂流物対策工)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

防波扉（3号機東側）の解析モデルを図3-4に示す。

(1) 解析領域

解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。

(2) 境界条件

解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

防波扉戸当り（RC支柱）及び防波扉基礎スラブは線形はり要素（ビーム要素）、グラウンドアンカは非線形ばね要素でモデル化し、防波扉（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。

また、漂流物対策工戸当り（RC支柱）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、漂流物対策工（鋼製扉体）は付加重量として考慮する。漂流物対策工基礎スラブは、平面ひずみ要素（ソリッド要素）としてモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地盤の非線形性を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

津波時の「構造物とMMR」、「構造物と改良地盤」、「構造物と埋戻土」、「MMRと改良地盤」、「MMRと埋戻土」、「改良地盤と埋戻土」及び「改良地盤と岩盤」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

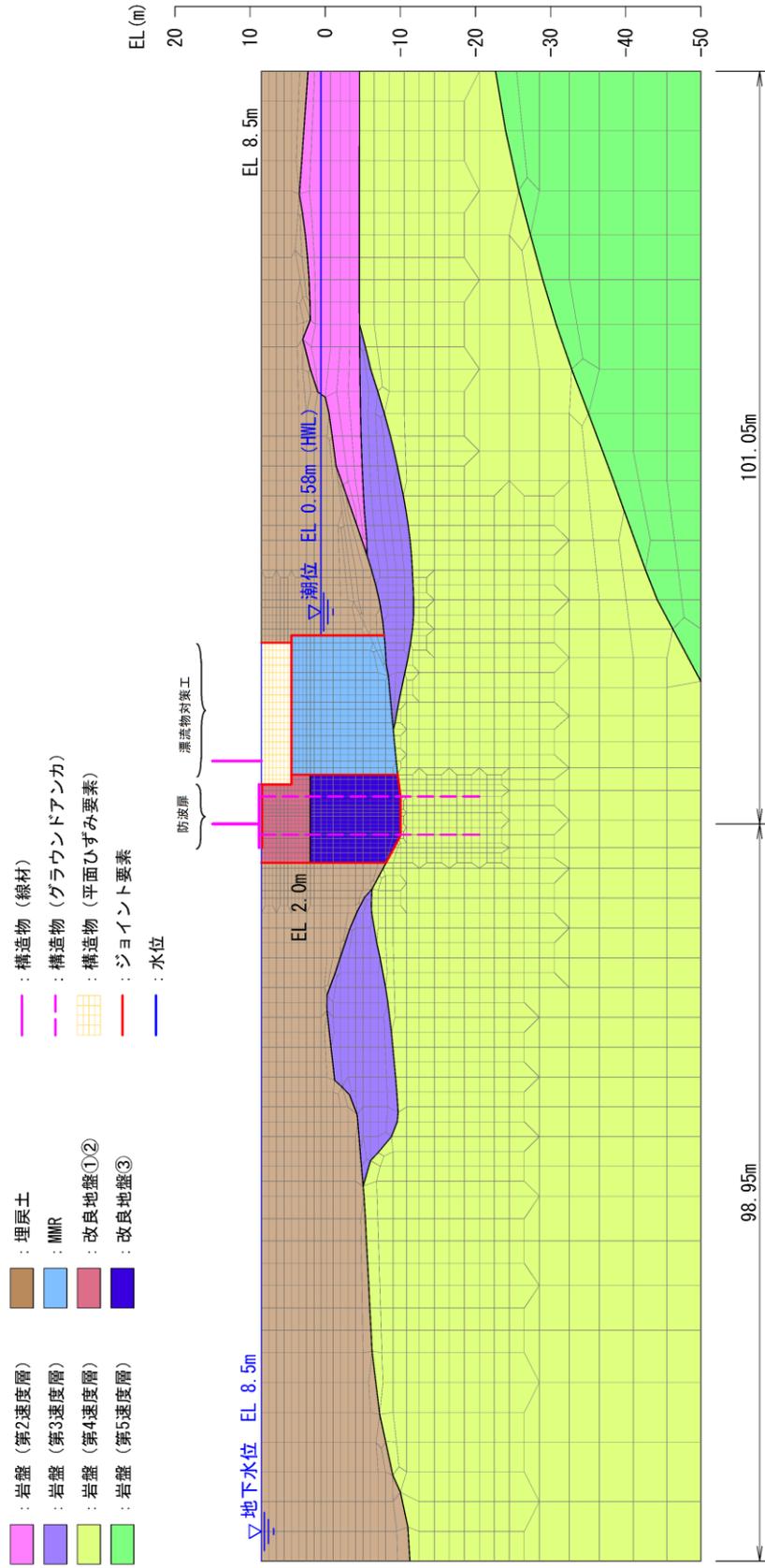


図 3-4 防波扉 (3号機東側) の解析モデル (評価対象断面)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-4 に、材料の物性値を表 3-5 に、グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図を図 3-5 に示す。

表 3-4(1) 使用材料 (防波扉)

材料		諸元
コンクリート	防波扉戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブ	設計基準強度 : 24N/mm^2
鋼材	防波扉 (鋼製扉体)	SM490, SS400, SUS304
	鉄筋	SD345
グラウンドアンカ		アンカー長 : 27.5m~29.5m, 極限引張り力 : 2800kN, 降伏引張り力 : 2400kN

表 3-4(2) 使用材料 (漂流物対策工)

材料		諸元
コンクリート	漂流物対策工戸当り (RC 支柱) 及び基礎スラブ	設計基準強度 : 40N/mm^2
鋼材	漂流物対策工 (鋼製扉体)	SM490, SS400, SUS304
	鉄筋	SD345

表 3-5(1) 材料の物性値 (防波扉)

材料	単位体積重量 (kN/m^3)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	2.5×10^4 *	0.2*

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 2002 年)

表 3-5(2) 材料の物性値 (漂流物対策工)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鉄筋コンクリート	24.0*	3.1×10 ⁴ *	0.2*

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 2002 年)

表 3-5(3) 材料の物性値 (グラウンドアンカ)

材料	引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏 引張り力 (kN)
グラウンドアンカ	14777	2400

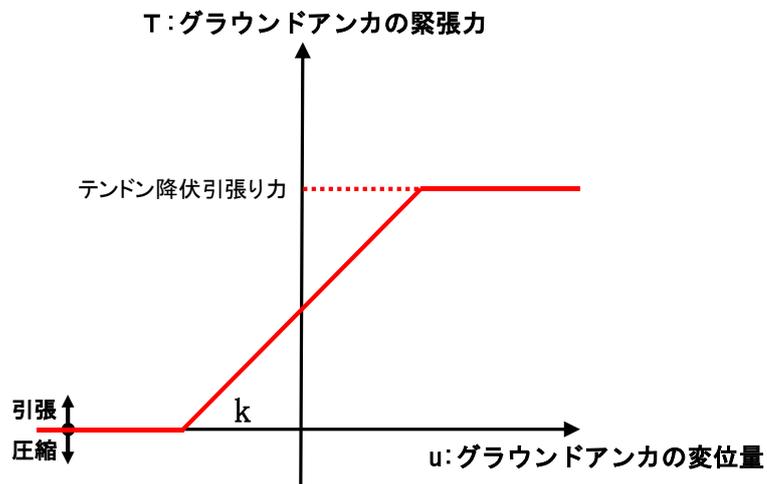


図 3-5 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

地盤のうち改良地盤①～③の残留強度及び引張強度を表3-6のとおり設定する。

表 3-6 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度		引張強度 (N/mm ²)
	C' (N/mm ²)	φ' (°)	
改良地盤①・②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

3.5.4 地下水位

設計用地地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地地下水位を表3-7に示す。

表 3-7 設計用地下水位の一覧

施設名称	設計用地下水位
防波扉（3号機東側）	漂流物対策工より陸側：EL 8.5m
	漂流物対策工より海側：EL 0.58m

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、防波扉（3号機東側）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

3.6.1 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、防波扉（鋼製扉体）、防波扉戸当り（RC支柱）、防波扉基礎スラブ、グラウンドアンカ、漂流物対策工（鋼製扉体）、漂流物対策工戸当り（RC支柱）、漂流物対策工基礎スラブ、MMR及び改良地盤①～③とする。

3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、防波扉（3号機東側）を支持する基礎地盤（MMR、改良地盤並びにMMR及び改良地盤直下の岩盤）とする。

3.7 許容限界

許容限界は、「3.6 評価対象部位」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、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.7.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年3月）」に基づき、表 3-8 に示す短期許容応力度とする。

表 3-8 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
スキンプレート	SM490	許容曲げ応力度： σ_a	160	240
主桁	SM490	許容曲げ応力度： σ_a	160	240
		許容せん断応力度： τ_a	90	135
補助縦桁	SS400	許容曲げ応力度： σ_a	120	180
		許容せん断応力度： τ_a	70	105
端縦桁	SM490	許容圧縮応力度： σ_{ca}	160	240
支圧板	SUS304	許容支圧応力度： σ_a	150	225
戸当り	SM490	許容曲げ応力度： σ_a	160	240
戸当り部 コンクリート	Fc24	許容支圧応力度： σ_a	5.9	8.8
		許容せん断応力度： τ_a	0.40	0.60

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年）」に基づき，表3-9に示す短期許容応力度とする。

表3-9 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
	コンクリート (Fc24)	許容曲げ圧縮応力度	9
許容せん断応力度		0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度	196	294
	許容せん断応力度	196	294

(3) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの許容限界は、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（JGS4101-2012）（地盤工学会，2012年）」に基づき，テンドンの許容引張力 T_{as} ，テンドンの許容拘束力 T_{ab} 及びテンドンの許容引抜力 T_{ag} を表3-10のとおり設定し，この中で最小であるテンドンの許容拘束力 T_{ab} を許容限界として採用する。

表3-10 グラウンドアンカの許容限界

種別	許容値 (kN)
テンドンの許容引張力 T_{as}	2160
テンドンの許容拘束力 T_{ab}	<u>2076</u> (採用)
テンドンの許容引抜力 T_{ag}	2120

(4) 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し，表3-11に示すすべり安全率を設定する。

表3-11 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2以上

(5) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び「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，2002年3月）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表3-12に示す。

表 3-12 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤		1.4

3.7.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の許容限界は、「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術基準協会，2016年3月）」に基づき，表3-13に示す短期許容応力度とする。

表3-13 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の許容限界

部材	材質	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
主横桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
	SM570	許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	
張出桁	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
		許容せん断応力度 τ_a	202 ^{*1}	303
補助縦桁	SM570	許容曲げ応力度 σ_{ca}	204 ^{*1, *2}	306
		許容せん断応力度 τ_a	129 ^{*1}	193
端縦桁	SM570	許容圧縮応力度 σ_{ca}	225 ^{*1}	337
支圧板	SUS304	許容支圧応力度 σ_{pa}	150	225
戸当り（腹板）	SM400	許容支圧応力度 σ_{ba}	180	270
戸当り（底面フランジ）	SBHS700	許容曲げ応力度 σ_{ca}	350 ^{*1}	525
戸当り（コンクリート）	Fc40	許容支圧応力度 σ_{cba}	5.9	8.8
		許容せん断応力度 τ_{ca}	0.40	0.60

注記*1：ダム・堰施設技術基準（案）に基づき，許容曲げ応力度は降伏点の応力度を安全率2.0で割った値とし，また，許容せん断応力度はさらにその値を3の平方根で割った値とした。

*2：補助縦桁に用いる構造用鋼材（SM570）の許容曲げ応力度は，ダム・堰施設技術基準（案）及び道路橋示方書に基づき，横倒れ座屈に対する配慮として許容応力度を下記の計算式により算出する。

圧縮フランジがスキンプレート等で固定されていない場合

$$\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K} : \sigma_{ca} = 225(\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{10}{K} < \frac{L}{b} \leq 25 : \sigma_{ca} = 225 - 2.9(K\frac{L}{b} - 10)(\text{N/mm}^2)$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

但し， $A_w/A_c < 2$ の場合は $K=2$ とする

ここに， L ：圧縮フランジの固定点間距離 (mm)

b ：圧縮フランジの幅 (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) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年）」に基づき，表3-14に示す短期許容応力度とする。

表3-14 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度 (N/mm ²)
	コンクリート (Fc40)	許容曲げ圧縮応力度	14
許容せん断応力度		0.55	0.82
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度	196	294
	許容せん断応力度	196	294

(3) 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，支持力試験及び「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，2002年3月）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表3-15に示す。

表3-15 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
	改良地盤		1.4
	MMR		18.0

3.8 評価方法

防波扉（3号機東側）の強度評価のうち、防波扉（鋼製扉体）及び漂流物対策工（鋼製扉体）については、津波荷重により各部材に発生する応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下となることを確認する。

また、防波扉基礎及び漂流物対策工基礎については、2次元静的有限要素法に基づいて算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界以下となることを確認する。応力度の算定には、解析コード「RC断面計算」を使用する。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.8.1 防波扉

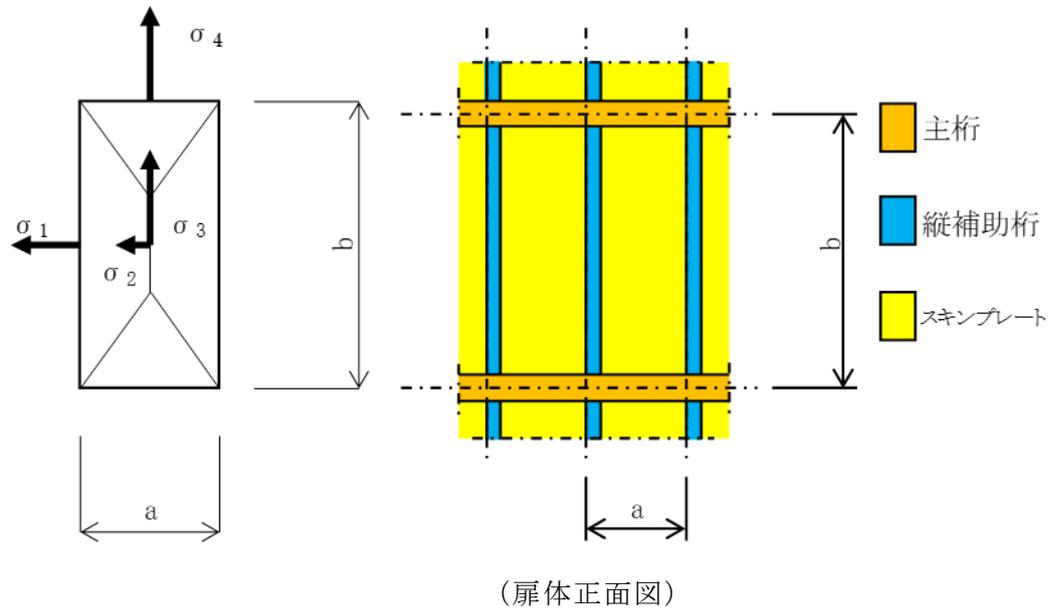
(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）は、扉体（スキンプレート、主桁、補助縦桁、端縦桁、支圧板）、戸当り、走行車輪、車輪戸当り、ガイドアーム、ガイドローラールール支持ブラケット及び休止ピンで構成されている。津波荷重に対しては、スキンプレート、主桁、補助縦桁、端縦桁、支圧板及び戸当りの強度評価を行う。

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、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

スキンプレートの構造図及び応力算定式を図3-6に示す。



スキンプレートの曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{P}{t^2}$$

ここに、

k : スキンプレートの辺長比 (b/a) による係数

a : スキンプレートの短辺 (mm)

b : スキンプレートの長辺 (mm)

P : スキンプレートの水平荷重 (津波+風荷重) (N/mm²)

t : スキンプレートの板厚 (mm)

図3-6 スキンプレートの構造図及び応力算定式

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し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

主桁の照査対象部を図 3-7 に、主桁のモデル図及び応力算定式を図 3-8 に示す。

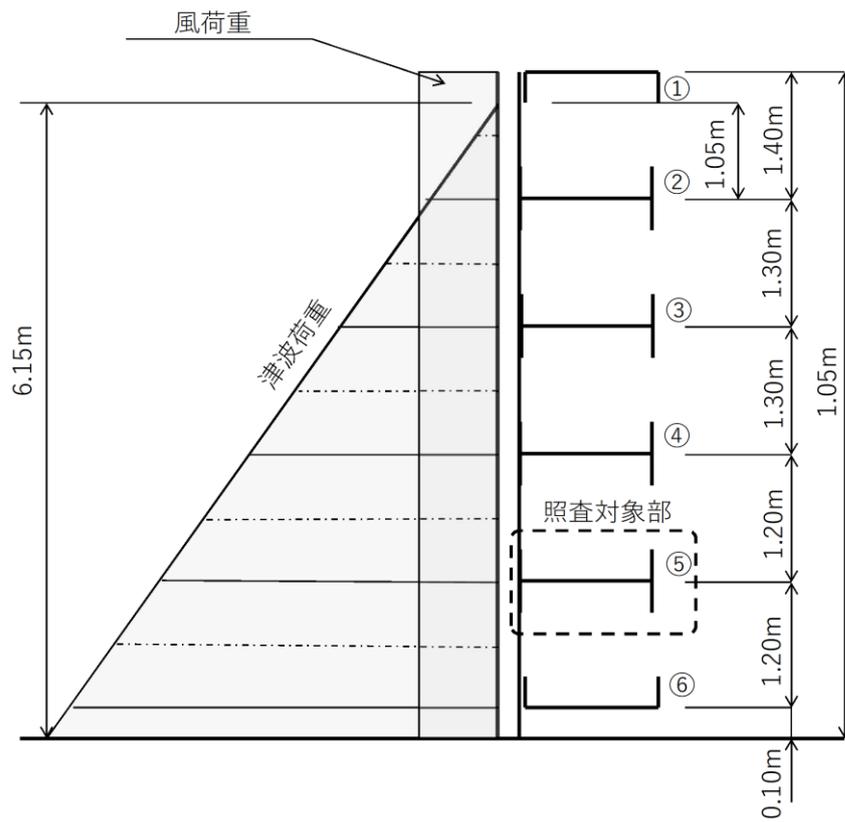
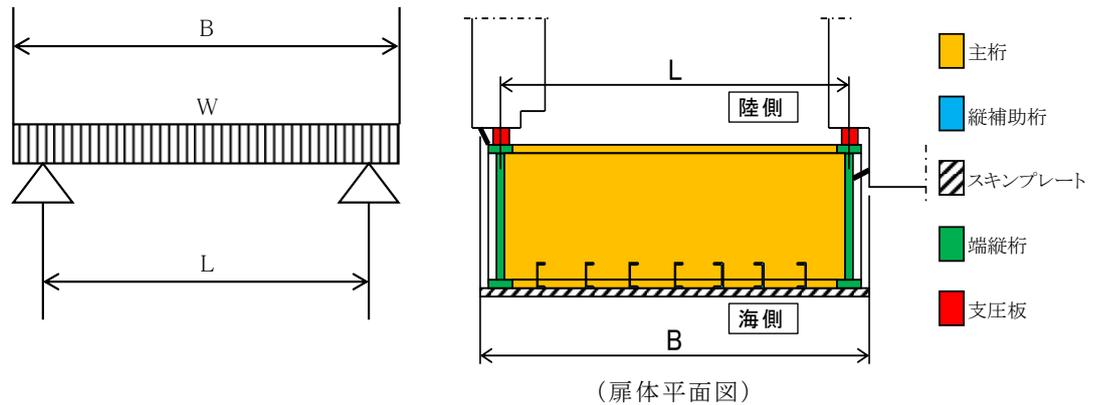


図 3-7 主桁の照査対象部



断面力の計算

- ・主桁の曲げモーメント

$$M = \frac{W \cdot B}{8} (2L - B)$$

- ・主桁のせん断力

$$S = \frac{W \cdot B}{2}$$

- ・主桁の軸力

$$N = W \cdot D$$

応力度の計算

- ・主桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_{\max} \times 10^6}{Z} + \frac{N \times 10^6}{A_g}$$

- ・主桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_{\max} \times 10^3}{A_w}$$

ここに,

M : 主桁の曲げモーメント (kN・m)

S : 主桁のせん断力 (kN)

N : 主桁の軸力 (kN)

W : 主桁の負担荷重 (kN/m)
(津波+風荷重)

B : 水密幅 (m)

L : 支圧板中心間 (m)

Z : 主桁の断面係数 (mm³)

D : 側面水密幅 (mm)

A_g : 主桁の断面積 (mm²)

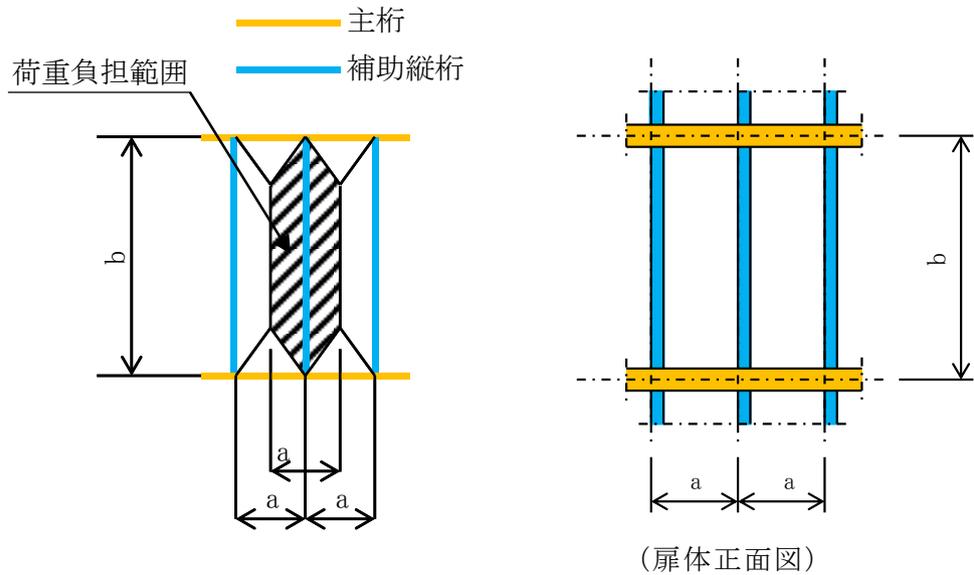
A_w : 主桁の腹板断面積 (mm²)

図 3-8 主桁のモデル図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁については、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するものとしてモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁の構造図及び応力算定式を図 3-9 に示す。



断面力の計算

- ・ 補助縦桁の曲げモーメント

$$M = \frac{P \cdot a}{24} (3b^2 - a^2)$$

- ・ 補助縦桁のせん断力

$$S = \frac{P \cdot a}{2} \left(b - \frac{a}{2}\right)$$

応力度の計算

- ・ 補助縦桁の曲げ応力度 σ (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

- ・ 補助縦桁のせん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S}{A_w}$$

ここに、

M : 補助縦桁の曲げモーメント (kN・m)

S : 補助縦桁のせん断力 (kN)

P : 補助縦桁の水平荷重 (kN/m²)
(津波+風荷重)

a : 補助縦桁間隔 (m)

b : 主桁間隔 (m)

Z : 補助縦桁の断面係数 (mm³)

A_w : 補助縦桁の腹板断面積 (mm²)

図 3-9 補助縦桁の構造図及び応力算定式

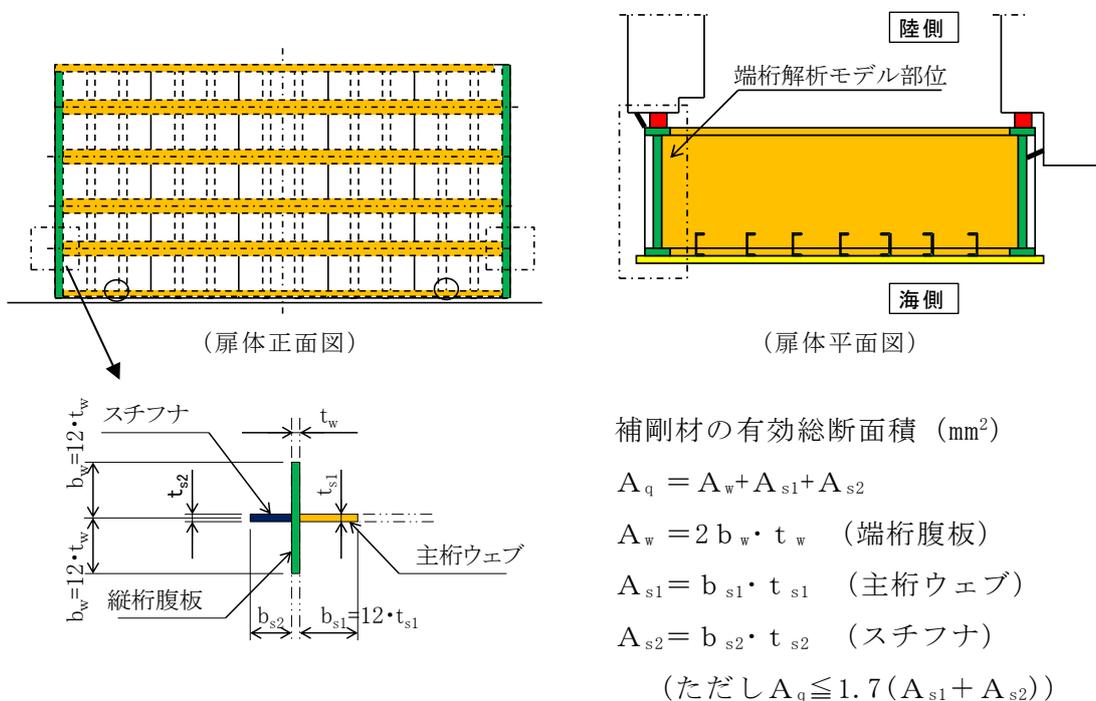
d. 端縦桁

本設備は横引きゲートであるが、全閉時端桁には、主桁端部反力を支圧板、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。

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評価する。

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モデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

縦桁の構造図及び応力算定式を図 3-10 に示す。



端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主桁の支点反力 (kN)

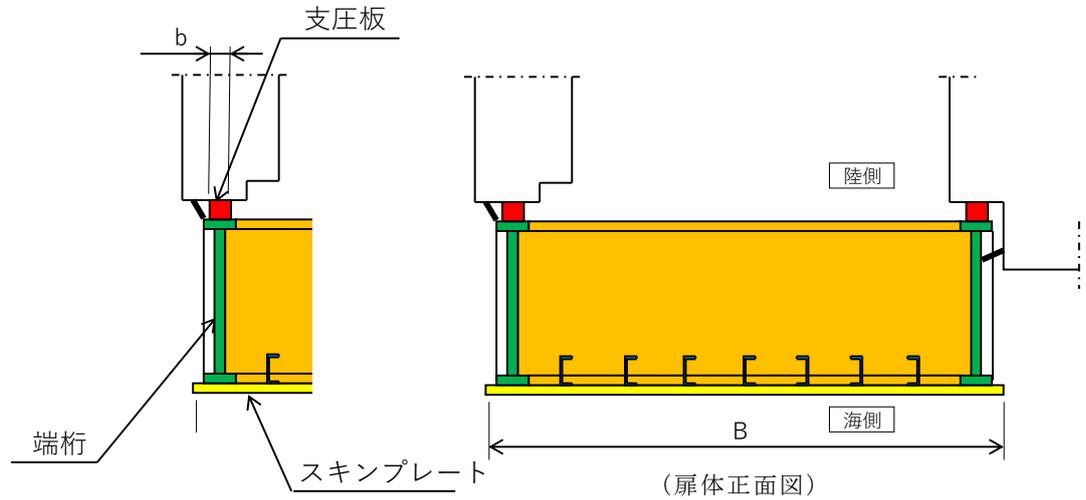
A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

図 3-10 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 支圧板

支圧板の面圧は最も荷重の大きい扉体最下部に作用する荷重から求め、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

支圧板の構造図及び応力算定式を図 3-11 に示す。



支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{P \cdot B}{2 \cdot b}$$

ここに、

P : 扉体最下部の水平荷重 (kN/m²)
(津波+風荷重)

B : 扉体の水密幅 (mm)

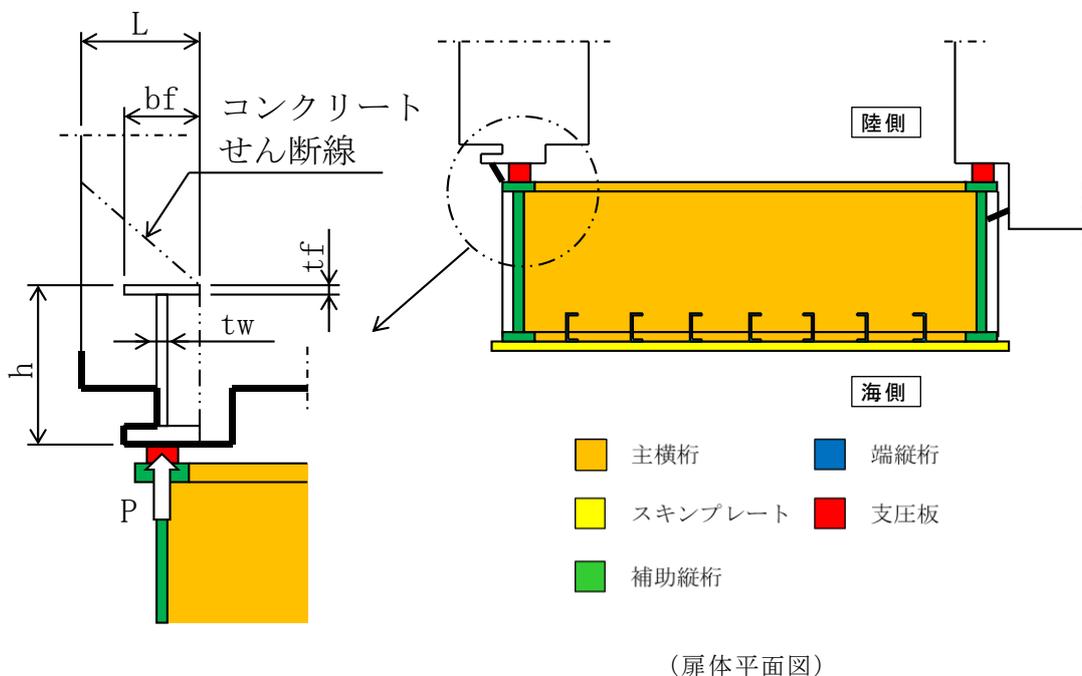
b : 支圧板の有効幅 (mm)

図 3-11 支圧板の構造図及び応力算定式

f. 戸当り

戸当りは最も荷重の大きい扉体最下部に作用する荷重から算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 3-12 に示す。



応力度の計算

- ・ 戸当り底面フランジの曲げ応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot \sigma_k \cdot b_f^2}{8 \cdot t_f^2}$$

- ・ 戸当りコンクリートの支圧応力度 σ_k (N/mm²)

$$\sigma_k = \frac{P \cdot B}{2 \cdot b_f}$$

- ・ 戸当りコンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{\sigma_k \cdot b_f}{h + 2 \cdot L}$$

ここに、

b_f : 戸当り底面フランジ幅 (mm)

t_f : 戸当り底面フランジ板厚 (mm)

P : 扉体最下部の水平荷重 (kN/m²)
(津波+風荷重)

B : 扉体の水密幅 (mm)

h : 戸当りの桁高 (mm)

L : 底面フランジのコンクリートまでの距離 (mm)

図 3-12 戸当りの構造図及び応力算定式

(2) 防波扉戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して，2次元静的有限要素法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。

また，グラウンドアンカによる支圧照査として，発生アンカー力を用いて次式により算定される支圧応力が許容限界以下であることを確認する。

グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = T/S$$

ここで，

T : 発生アンカー力（引張）（N）

S : 支圧板の面積（mm²）

(3) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの強度評価は，2次元静的有限要素法により算定した発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

(4) 改良地盤

改良地盤の評価は，改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が1.2以上であることを確認する。すべり安全率は，想定したすべり面上の応力状態をもとに，すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を時々刻々求め，最小すべり安全率を算定する。

また，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示すとおり，改良地盤の解析用物性値のうちせん断強度は，室内配合試験結果よりも保守的な強度を設定していることから，強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値－1 σ ）は実施しない。

すべり安全率の算定には，解析コード「CPOSTSK」を使用する。なお，解析コードの検証，妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては，防波扉基礎スラブ直下の改良地盤及び改良地盤直下の岩盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認する。

3.8.2 漂流物対策工

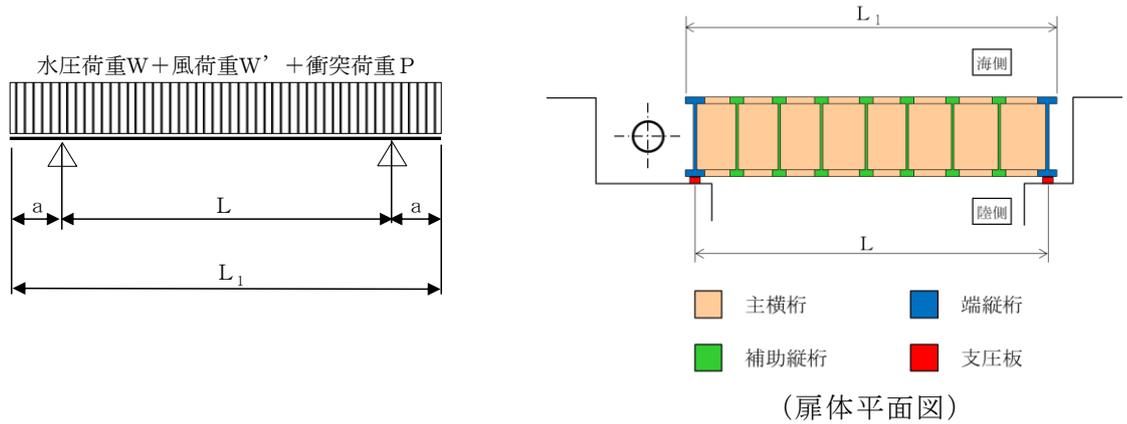
(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）は、扉体（主横桁，張出桁，補助縦桁，端縦桁及び支圧板），支承部，支承アンカー，ロック装置及び戸当りで構成されている。津波荷重に対しては，主横桁，張出桁，補助縦桁，端縦桁及び戸当りの強度評価を行う。

a. 主横桁

主横桁は、扉体と側部戸当りとの接触位置を支点とする両端ピン支持の単純梁にモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。なお、主横桁の分担荷重は、保守的に津波波圧及び風荷重が桁の空隙を考慮せずに作用するものとする。

主横桁のモデル図及び応力算定式を図 3-13 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_1 = \frac{1}{2}(W + W' + P)L_1^2 \left(\frac{a}{L_1} - \frac{1}{4} \right)$$

- ・ せん断力

$$S_1 = \frac{1}{2}(W + W' + P)L_1$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma = \frac{M_1}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_1}{A_w}$$

ここに、

M_1 : 曲げモーメント (kN・m)

S_1 : せん断力 (kN)

P : 衝突荷重 (kN/m)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L : 支間 (m)

a : 張り出し部 (m)

L_1 : 扉体幅 (m)

Z : 断面係数 (mm³)

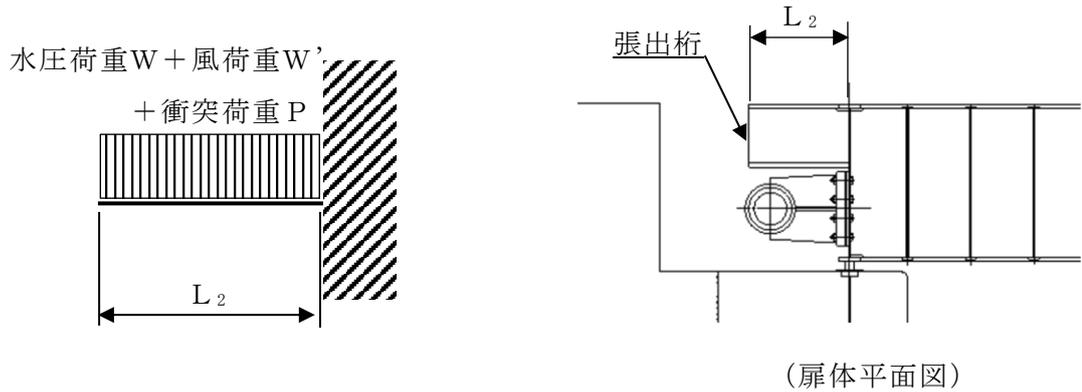
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図 3-13 主横桁のモデル図及び応力算定式

b. 張出桁

張出桁は、扉体支持部を固定とする片持梁にモデル化し、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

張出桁のモデル図及び応力算定式を図3-14に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント

$$M_2 = \frac{1}{2}(W + W' + P)L_2^2$$

- ・ せん断力

$$S_2 = (W + W' + P)L_2$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{M_2}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm²)

$$\tau = \frac{S_2}{A_w}$$

ここに、

M_2 : 曲げモーメント (kN・m)

S_2 : せん断力 (kN)

P : 衝突荷重 (kN/m)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

L_2 : 張出長さ (m)

Z : 断面係数 (mm³)

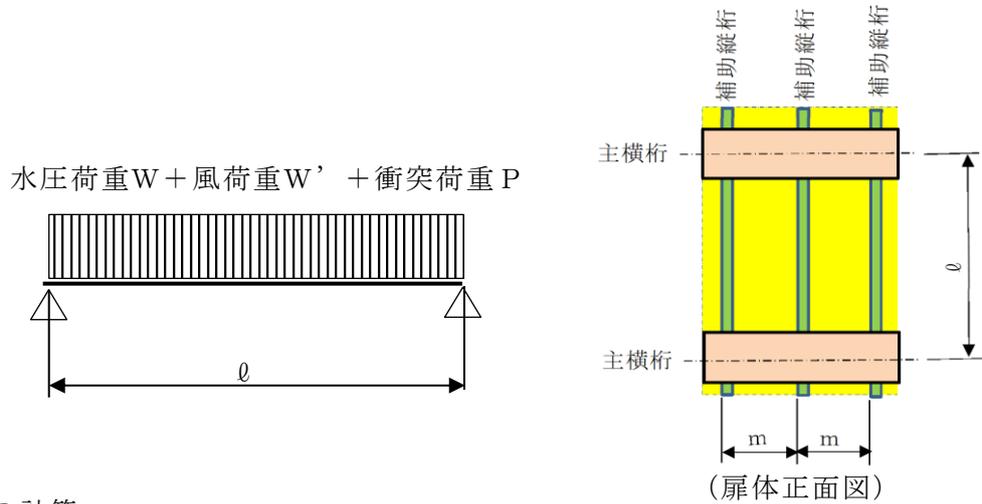
A_w : 腹板断面積 (mm²)

図3-14 張出桁のモデル図及び応力算定式

c. 補助縦桁

補助縦桁は、主横桁に支持された単純梁としてモデル化し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

補助縦桁のモデル図及び応力算定式を図 3-15 に示す。



断面力の計算

- ・ 曲げモーメント (桁中央)

$$M_3 = \frac{1}{8}(W + W' + P)l^2$$

- ・ せん断力 (桁端部)

$$S_3 = \frac{1}{2}(W + W' + P)l$$

応力度の計算

- ・ 曲げ応力度 σ_c (N/mm^2)

$$\sigma_c = \frac{M_3}{Z}$$

- ・ せん断応力度 τ (N/mm^2)

$$\tau = \frac{S_3}{A_w}$$

ここに、

M_3 : 曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

S_3 : せん断力 (kN)

P : 衝突荷重 (kN/m)

W : 水圧荷重 (kN/m)

W' : 風荷重 (kN/m)

l : 主横桁の間隔 (m)

Z : 断面係数 (mm^3)

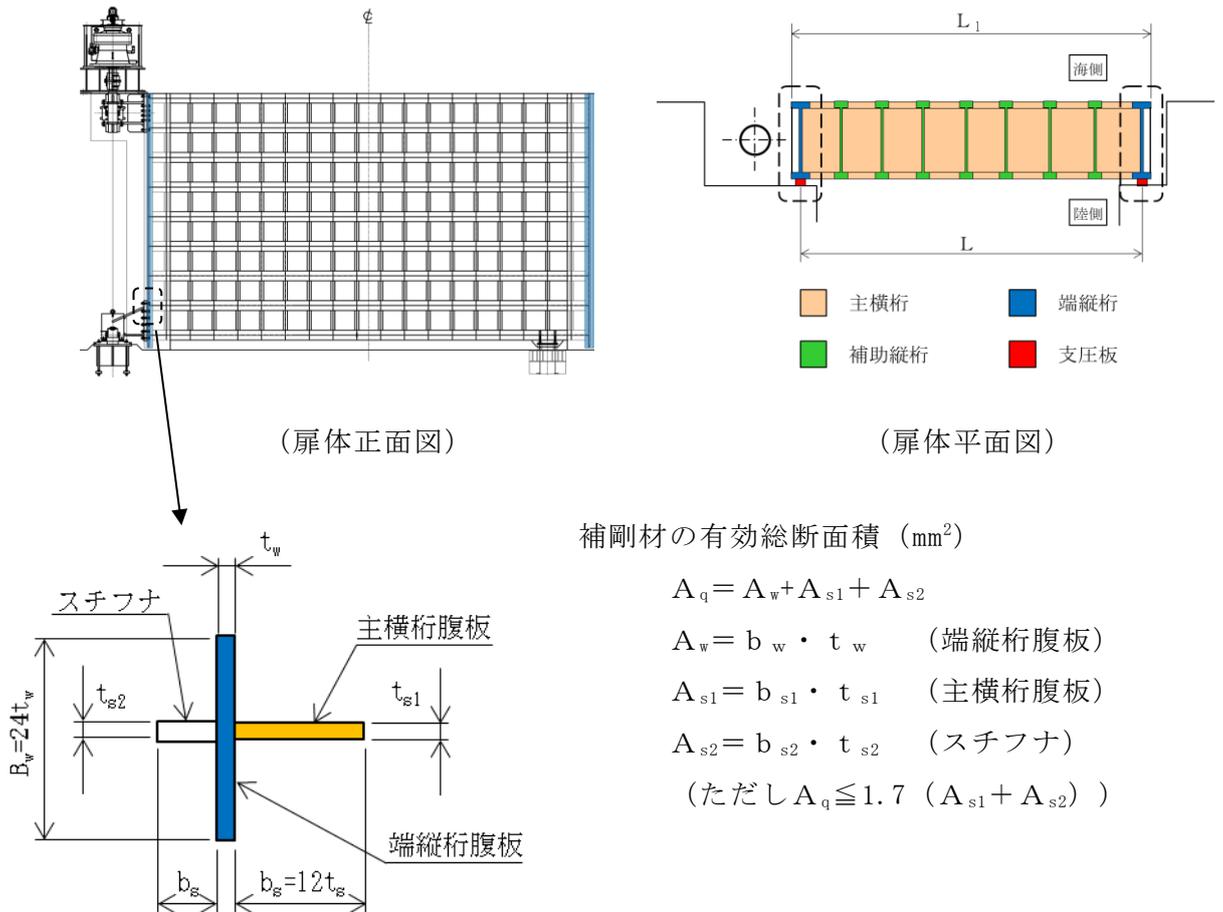
A_w : 腹板断面積 (mm^2)

図 3-15 補助縦桁のモデル図及び応力算定式

d. 端縦桁

端縦桁は、主横桁反力を支圧板、戸当りを介してコンクリート躯体に伝達する。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い、算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

端縦桁の構造図及び応力算定式を図 3-16 に示す。



補剛材の有効総断面積 (mm²)

$$A_q = A_w + A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_w = b_w \cdot t_w \quad (\text{端縦桁腹板})$$

$$A_{s1} = b_{s1} \cdot t_{s1} \quad (\text{主横桁腹板})$$

$$A_{s2} = b_{s2} \cdot t_{s2} \quad (\text{スチフナ})$$

$$(\text{ただし } A_q \leq 1.7 (A_{s1} + A_{s2}))$$

端縦桁の圧縮応力度 σ_c (N/mm²)

$$\sigma_c = \frac{R \cdot 10^3}{A_q}$$

ここに、

R : 主横桁の支点反力 (kN)

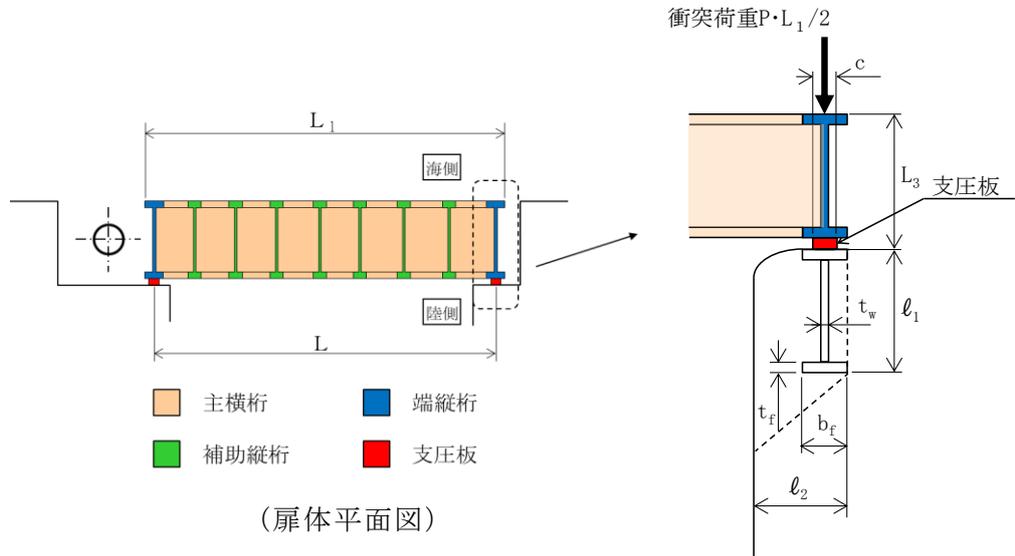
A_q : 補剛材の有効総断面積 (mm²)

図 3-16 端縦桁の構造図及び応力算定式

e. 戸当り

戸当りの鋼材は、作用水圧の最も大きい扉体最下部に作用する荷重により評価を行い、その応力が許容限界以下であることを確認する。

戸当りの構造図及び応力算定式を図 3-17 に示す。



支圧板の支圧応力度 σ_p (N/mm²)

$$\sigma_p = \frac{W L_1}{2 C L_2} + \frac{P L_1}{2 C L_4}$$

腹板の支圧応力度 σ_b (N/mm²)

$$\sigma_b = \frac{W L_1}{2 t_w L_2} + \frac{P L_1}{2 t_w L_4}$$

底面フランジの曲げ応力度 σ_f (N/mm²)

$$\sigma_f = \frac{6 M_f}{t_f b^2}$$

$$M_f = \frac{\sigma_{cb} \cdot b f^2}{8}$$

コンクリートの支圧応力度 σ_{cb} (N/mm²)

$$\sigma_{cb} = \frac{W L_1}{2 b_f L_2} + \frac{P L_1}{2 b_f L_4}$$

コンクリートのせん断応力度 τ_c (N/mm²)

$$\tau_c = \frac{W L_1}{2 \Sigma \ell L_2} + \frac{P L_1}{2 \Sigma \ell L_4}$$

ここに、

W : 水平荷重 (kN/m)
(津波+風荷重)

P : 衝突荷重 (kN/m)

C : 支圧板の有効幅

L₁ : 扉体幅 (mm)

L₂ : 主横桁の荷重分担長さ (mm)

L₄ : 衝突荷重分担長さ

(鉛直方向に 45° 分散) (mm)

t_w : 腹板の厚さ (mm)

b_f : 底面フランジの幅 (mm)

t_f : 底面フランジの厚さ (mm)

ℓ₁ : 戸当り深さ (mm)

ℓ₂ : 底面フランジのコンクリートまでの距離 (mm)

M_f : 底面フランジに作用する曲げモーメント (N・mm)

Σℓ : せん断抵抗長さ (=ℓ₁+2ℓ₂) (mm)

図 3-17 戸当りの構造図及び応力算定式

(2) 漂流物対策工戸当り（RC支柱）及び基礎スラブ

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して，2次元静的有限要素法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。

(3) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては，漂流物対策工直下のMMR及び改良地盤並びにMMR及び改良地盤の直下の岩盤に生じる最大接地圧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」に用いる評価条件を表 4-1 及び表 4-2 に示す。

表 4-1(1) 防波扉の強度評価に用いる条件 (1/2)

部材	記号	定義	数値	単位
スキンプレート	P	スキンプレーートの水平荷重 (津波+風荷重)	56.850	kN/m ²
	a	スキンプレーートの短辺	747	mm
	b	スキンプレーートの長辺	1200	mm
	k	スキンプレーートの辺長比 (b/a) による係数	46.8	-
	t	スキンプレーートの板厚	12	mm
主桁	W	主桁の負担荷重 (津波+風荷重)	60.948	kN/m
	B	水密幅	11.600	m
	L	支圧板中心間	11.200	m
	M	主桁の曲げモーメント	954.446	kN・m
	S	主桁のせん断力	353.498	kN
	N	主桁の軸力	109.706	kN
	Z	主桁の断面係数	10767582	mm ³
	D	側面水密幅	1800	mm
	A _w	主桁の腹板断面積	14382	mm ²
	A _g	主桁の断面積	23012	mm ²
補助縦桁	P	補助縦桁の水平荷重 (津波+風荷重)	56.850	kN/m ²
	a	補助縦桁間隔	0.747	m
	b	主桁間隔	1.200	m
	M	補助縦桁の曲げモーメント	6.657	kN・m
	S	補助縦桁のせん断力	17.549	kN
	Z	補助縦桁の断面係数	114034	mm ³
	A _w	補助縦桁の腹板断面積	611	mm ²

表 4-1(2) 防波扉の強度評価に用いる条件 (2/2)

部材	記号	定義	数値	単位
端縦桁	R	主桁の支点反力	353.498	kN
	A _q	補剛材の有効断面積	2938	mm ²
支圧板	P	扉体最下部の水平荷重 (津波+風荷重)	63.920	kN/m ²
	B	扉体の水密幅	11.600	m
	b	支圧板の有効幅	100	mm
戸当り	P	扉体最下部の水平荷重 (津波+風荷重)	63.920	kN/m ²
	B	扉体の水密幅	11.600	m
	b _f	戸当り底面フランジ幅	200	mm
	t _f	戸当り底面フランジ板厚	22	mm
	h	戸当りの桁高	510	mm
	L	底面フランジのコンクリートまでの距離	400	mm

表 4-2(1) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件 (1/2)

部材	記号	定義	数値	単位
主横桁	M_1	曲げモーメント	8338.1	$\text{kN}\cdot\text{m}$
	S_1	せん断力	3005.7	kN
	P	衝突荷重	491	kN/m
	W	水圧荷重	49.214	kN/m
	W'	風荷重	1.354	kN/m
	L	支間	11.1	m
	a	張り出し部	0.1	m
	L_1	扉体幅	11.3	m
	Z	断面係数	23979000	mm^3
	A_w	腹板断面積	26300	mm^2
張出桁	M_2	曲げモーメント	365.0	$\text{kN}\cdot\text{m}$
	S_2	せん断力	608.4	kN
	P	衝突荷重	491	kN/m
	W	水圧荷重	15.529	kN/m
	W'	風荷重	0.451	kN/m
	L_2	張出長さ	1.2	m
	Z	断面係数	10829000	mm^3
	A_w	腹板断面積	26370	mm^2
補助縦桁	M_3	曲げモーメント	279.8	$\text{kN}\cdot\text{m}$
	S_3	せん断力	186.5	kN
	P	衝突荷重	491	kN/m
	W	水圧荷重	6.212	kN/m
	W'	風荷重	0.181	kN/m
	ℓ	主横桁の間隔	0.75	m
	Z	断面係数	10540000	mm^3
	A_w	腹板断面積	26300	mm^2
端縦桁	R	主横桁の支点反力	3005.7	kN
	A_q	補剛材の有効総断面積	10747	mm^2

表 4-2(2) 漂流物対策工の強度評価に用いる条件 (2/2)

部材	記号	定義	数値	単位
戸当り	W	水平荷重 (津波+風荷重)	50.568	kN/m
	P	衝突荷重	491	kN/m
	C	支圧板の有効幅	80	mm
	L ₁	扉体幅	11300	mm
	L ₂	主横桁の荷重分担長さ	750	mm
	L ₄	衝突荷重分担長さ (鉛直方向に 45° 分散)	2175	mm
	t _w	腹板の厚さ	14	mm
	b _f	底面フランジの幅	750	mm
	t _f	底面フランジの厚さ	50	mm
	ℓ ₁	戸当り深さ	1350	mm
	ℓ ₂	底面フランジのコンクリートまでの距離	925	mm
	M _f	底面フランジに作用する曲げモーメント	154.7	kN・m
	Σℓ	せん断抵抗長さ (=ℓ ₁ +2ℓ ₂)	3200	mm

5. 評価結果

5.1 防波扉

(1) 防波扉（鋼製扉体）

防波扉（鋼製扉体）の主部材の照査結果を表 5-1 に示す。この結果から、防波扉（鋼製扉体）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 防波扉（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
防波扉 (鋼製 扉体)	スキンプレート	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	103.1	240	0.430
	主桁	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	94.7	240	0.395
			せん断応力度 (N/mm ²)	24.6	135	0.183
	補助縦桁	SS400	曲げ応力度 (N/mm ²)	58.4	180	0.325
			せん断応力度 (N/mm ²)	28.7	105	0.274
	端縦桁	SM490	圧縮応力度 (N/mm ²)	120	240	0.500
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	3.7	225	0.017
	戸当り	SM490	曲げ応力度 (N/mm ²)	114.9	240	0.479
		Fc24	支圧応力度 (N/mm ²)	1.85	8.8	0.211
せん断応力度 (N/mm ²)			0.28	0.60	0.467	

(2) 防波扉戸当り (RC支柱)

防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5-1 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-2 に示す。

この結果から、防波扉戸当り (RC支柱) の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

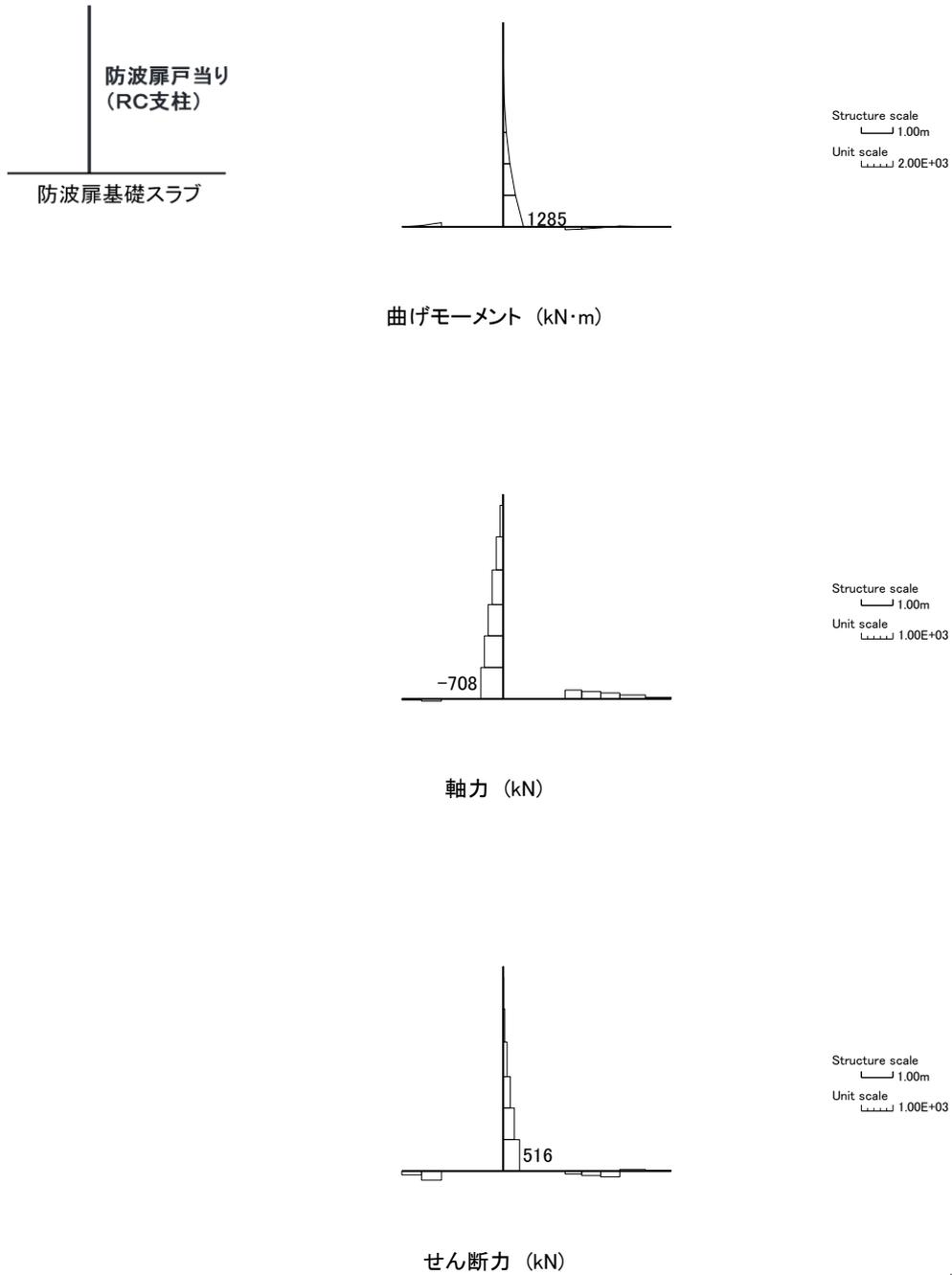


図 5-1 防波扉戸当り (RC支柱) の曲げ軸力照査及びせん断力照査における断面力

表 5-2(1) 防波扉戸当り (RC 支柱) の曲げ圧縮照査における照査値

	発生断面力		曲げ圧縮 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)	軸力 (kN)			
津波時	1285	-708	0.8	13.5	0.057

表 5-2(2) 防波扉戸当り (RC 支柱) の曲げ引張照査における照査値

	発生断面力		曲げ引張 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)	軸力 (kN)			
津波時	1285	-708	12	294	0.041

表 5-2(3) 防波扉戸当り (RC 支柱) のせん断力照査における照査値

	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
	せん断力 (kN)			
津波時	516	0.16	0.67	0.239

(3) 防波扉基礎スラブ

防波扉基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5-2 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-3 に示す。

この結果から、防波扉基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

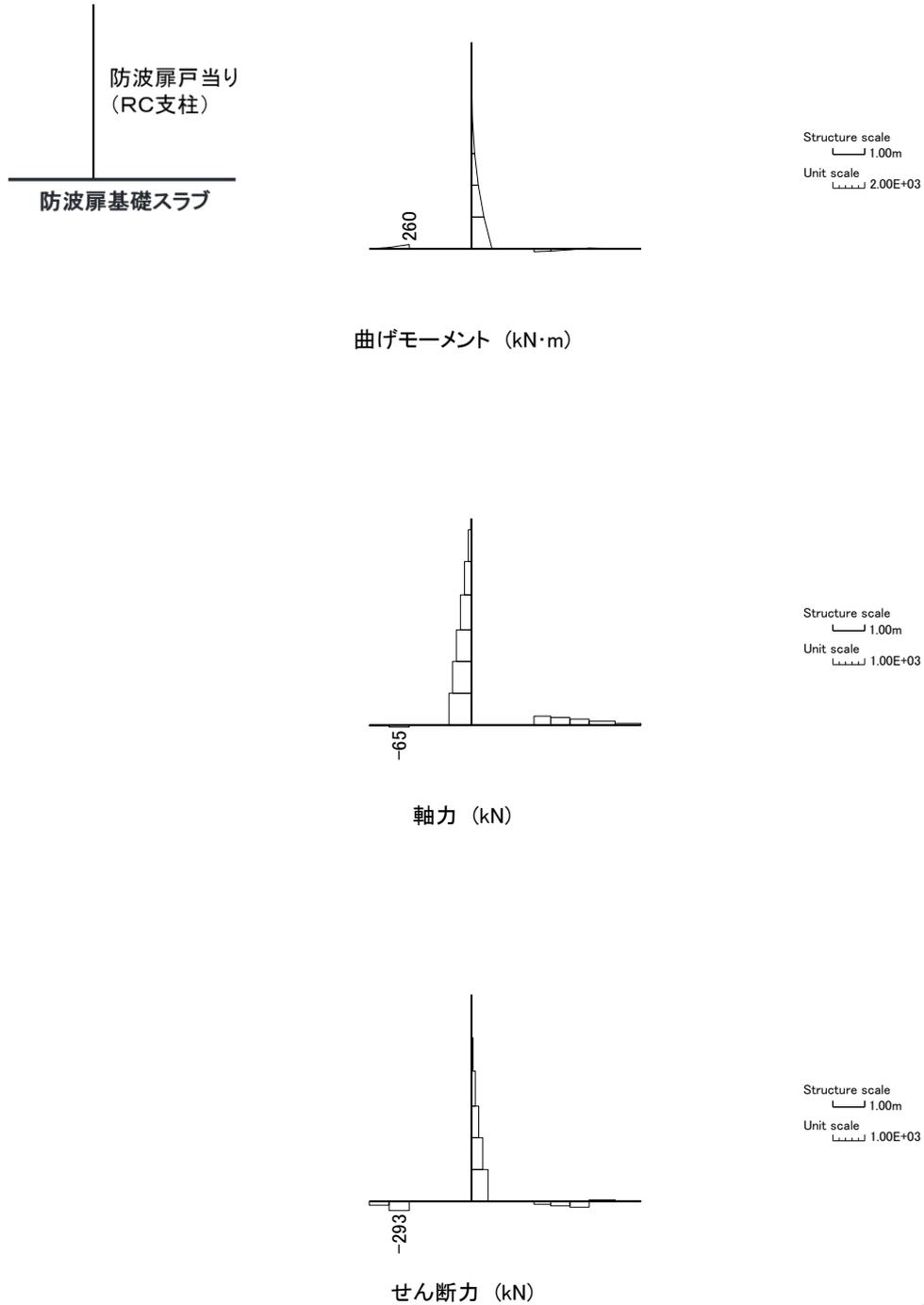


図 5-2(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査及びせん断力照査における断面力

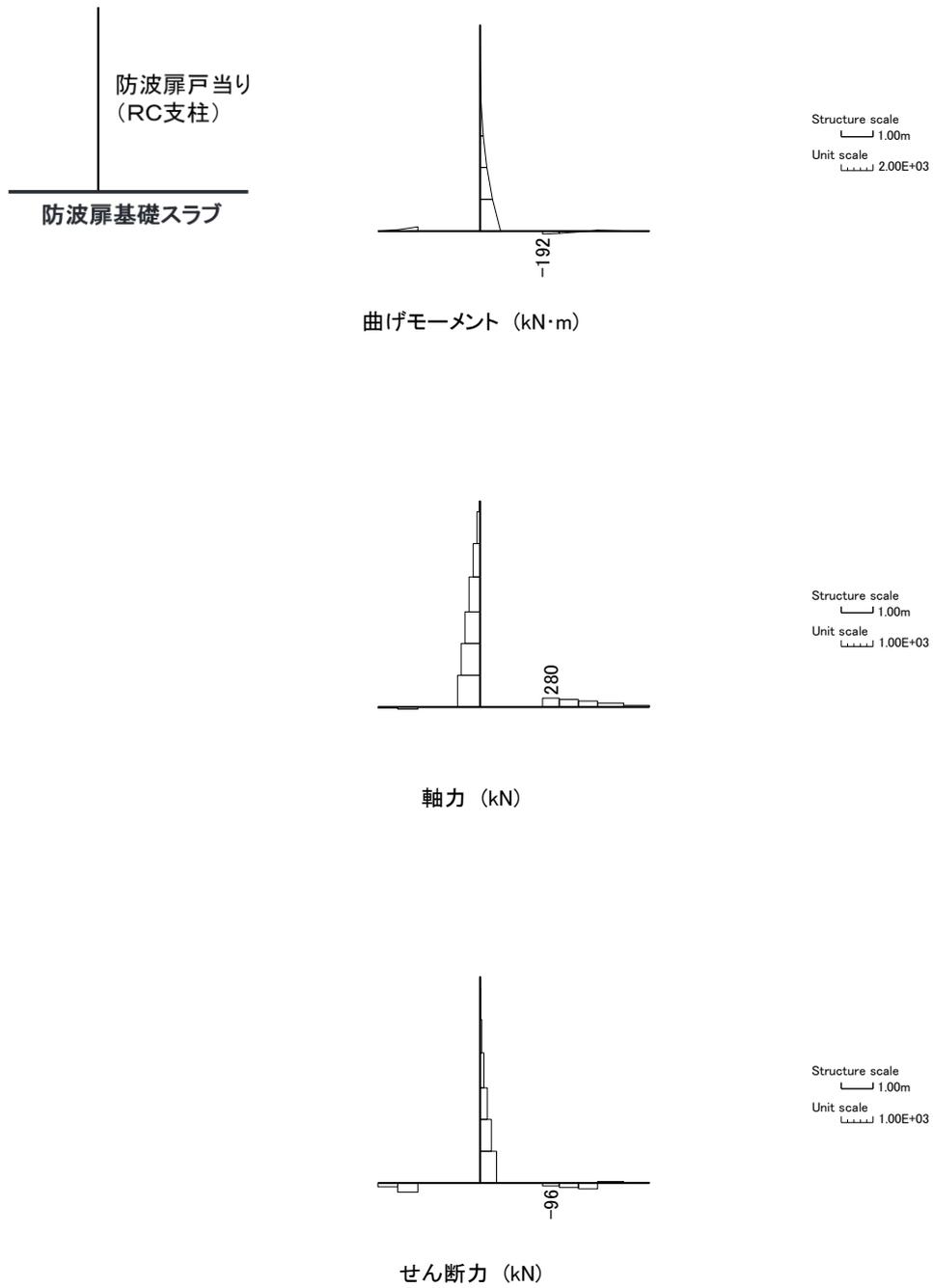


図 5-2(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張照査における断面力

表 5-3(1) 防波扉基礎スラブの曲げ圧縮照査における照査値

	発生断面力		曲げ圧縮 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)	軸力 (kN)			
津波時	260	-65	0.7	13.5	0.051

表 5-3(2) 防波扉基礎スラブの曲げ引張照査における照査値

	発生断面力		曲げ引張 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)	軸力 (kN)			
津波時	-192	280	61	294	0.208

表 5-3(3) 防波扉基礎スラブのせん断力照査における照査値

	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
	せん断力 (kN)			
津波時	293	0.21	0.67	0.309

(4) グラウンドアンカによる支圧照査

防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧に対する照査値を表 5-4 に示す。

この結果から防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧が許容限界以下であることを確認した。

表 5-4 防波扉基礎スラブのグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値

	支圧応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ab}
津波時	11.5	18.0	0.640

(5) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値を表 5-5 に示す。

この結果からグラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-5 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値

	発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}
津波時	1651	2076	0.796

(6) 改良地盤

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 5-6 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布図を図 5-3 に示す。

これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 5-6 改良地盤のすべり安全率評価結果

	最小すべり安全率
津波時	8.17

- 引張強度に達した要素
- せん断強度に達した要素
- $1.0 \leq \text{値} < 1.2$
- $1.2 \leq \text{値}$
- 最小すべり安全率となるすべり線

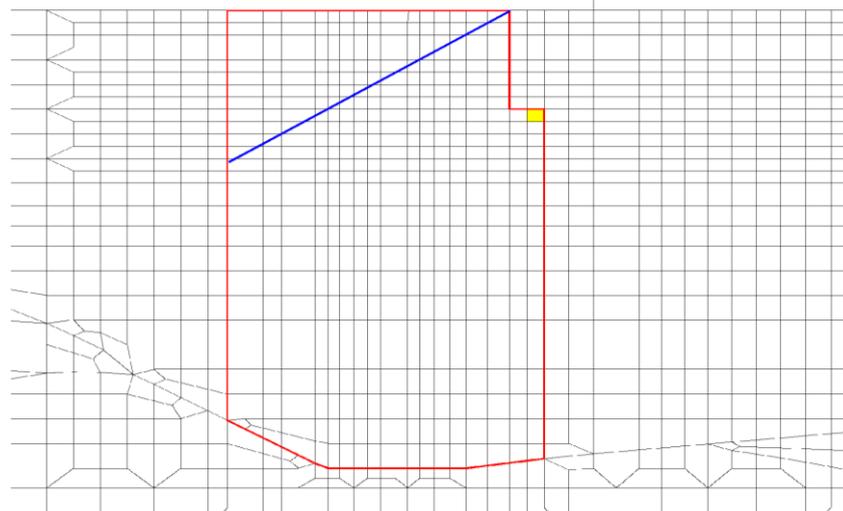


図 5-3 改良地盤の局所安全係数分布

(7) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5-7 に、支持地盤の接地圧分布を図 5-4 に示す。

防波扉の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 5-7(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
津波時	0.3	1.4	0.241

表 5-7(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
津波時	0.5	9.8	0.047

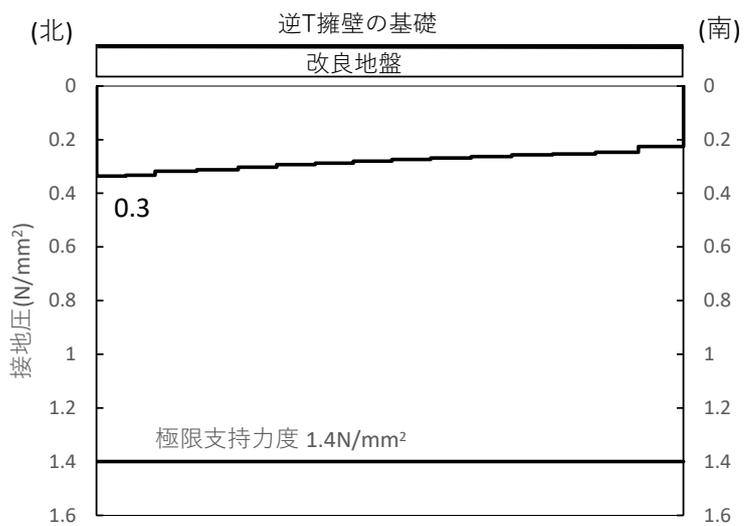


図 5-4(1) 基礎地盤の接地圧分布図 (改良地盤)

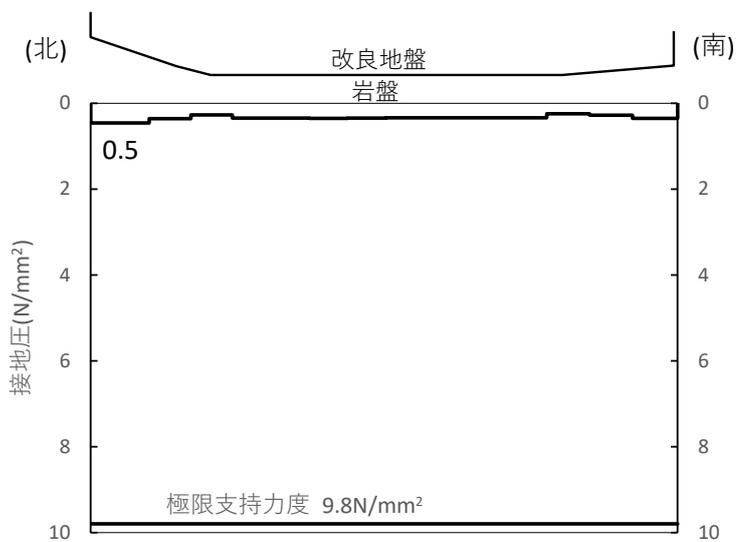


図 5-4(2) 基礎地盤の接地圧分布図 (岩盤)

5.2 漂流物対策工

(1) 漂流物対策工（鋼製扉体）

漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材及び戸当りの照査結果を表 5-8 に示す。この結果から、漂流物対策工（鋼製扉体）の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-8 漂流物対策工（鋼製扉体，戸当り）の主部材の照査結果

部材		材質	種別	応力度 (a)	許容 限界 (b)	照査値 (a/b)
漂流物 対策工 (鋼製 扉体)	主横桁	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	348	525	0.663
		SM570	せん断応力度 (N/mm ²)	114	193	0.591
	張出桁	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	34	525	0.065
			せん断応力度 (N/mm ²)	23	303	0.076
	補助縦桁	SM570	曲げ応力度 (N/mm ²)	27	306	0.089
			せん断応力度 (N/mm ²)	7	193	0.037
	端縦桁	SM570	圧縮応力度 (N/mm ²)	280	337	0.831
	支圧板	SUS304	支圧応力度 (N/mm ²)	21	225	0.094
	戸当り（腹板）	SM400	支圧応力度 (N/mm ²)	118	270	0.438
	戸当り（底面フランジ）	SBHS700	曲げ応力度 (N/mm ²)	371	525	0.707
	戸当り（コンクリート）	Fc24	支圧応力度 (N/mm ²)	2.2	8.8	0.250
せん断応力度 (N/mm ²)			0.52	0.60	0.867	

(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱)

漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5-5 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-9 に示す。

この結果から、漂流物対策工戸当り (RC支柱) の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

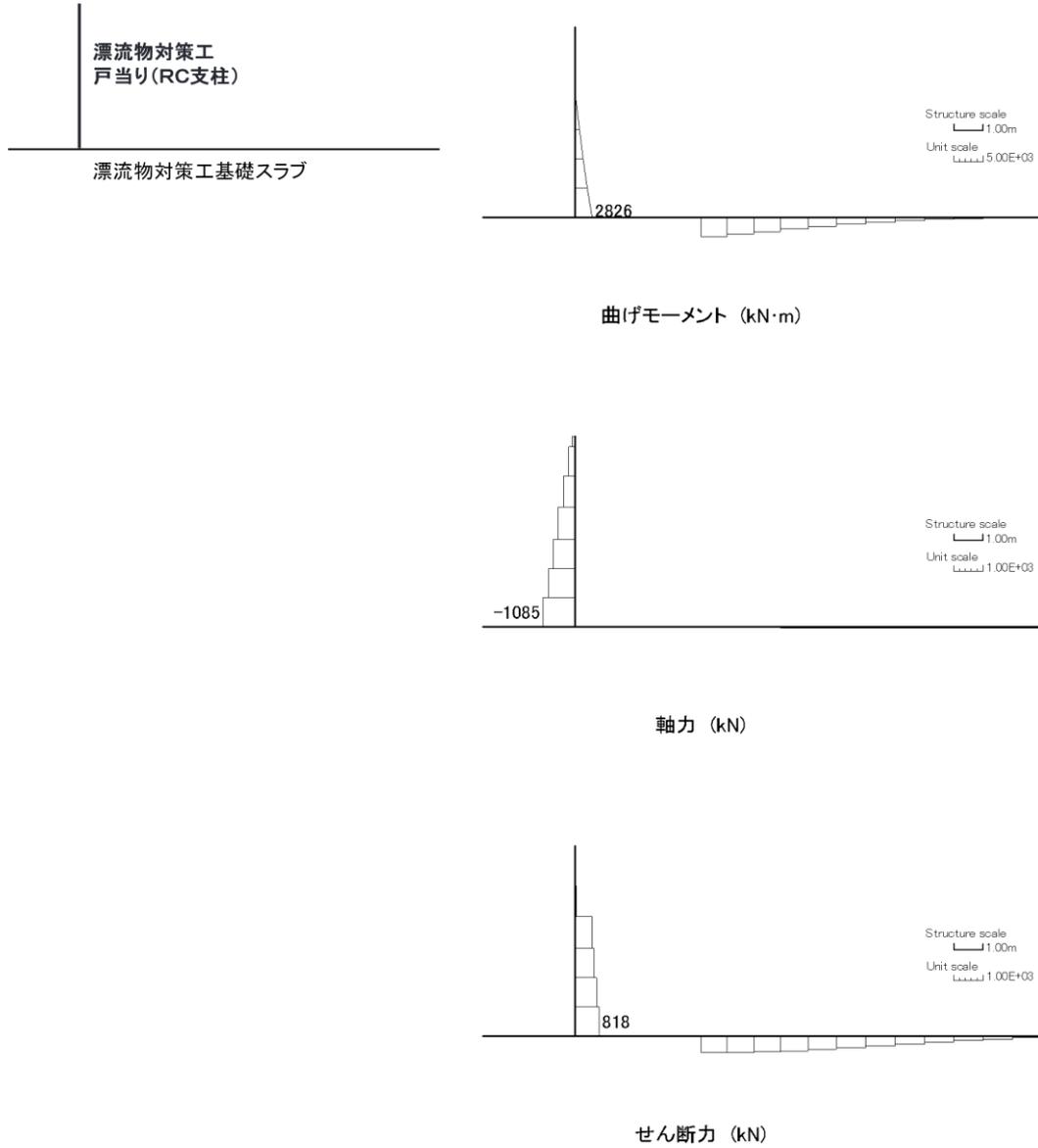


図 5-5 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ軸力照査及びせん断力照査における断面力

表 5-9(1) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ圧縮照査における照査値

	発生断面力		曲げ圧縮 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)	軸力 (kN)			
津波時	2826	-1085	0.8	21.0	0.040

表 5-9(2) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) の曲げ引張照査における照査値

	発生断面力		曲げ引張 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)	軸力 (kN)			
津波時	2826	-1085	7	294	0.023

表 5-9(3) 漂流物対策工戸当り (RC支柱) のせん断力照査における照査値

	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
	せん断力 (kN)			
津波時	818	0.28	0.82	0.338

(3) 漂流物対策工基礎スラブ

漂流物対策工基礎スラブの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力図を図 5-6 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-10 に示す。

この結果から、漂流物対策工基礎スラブの発生応力が許容限界以下であることを確認した。

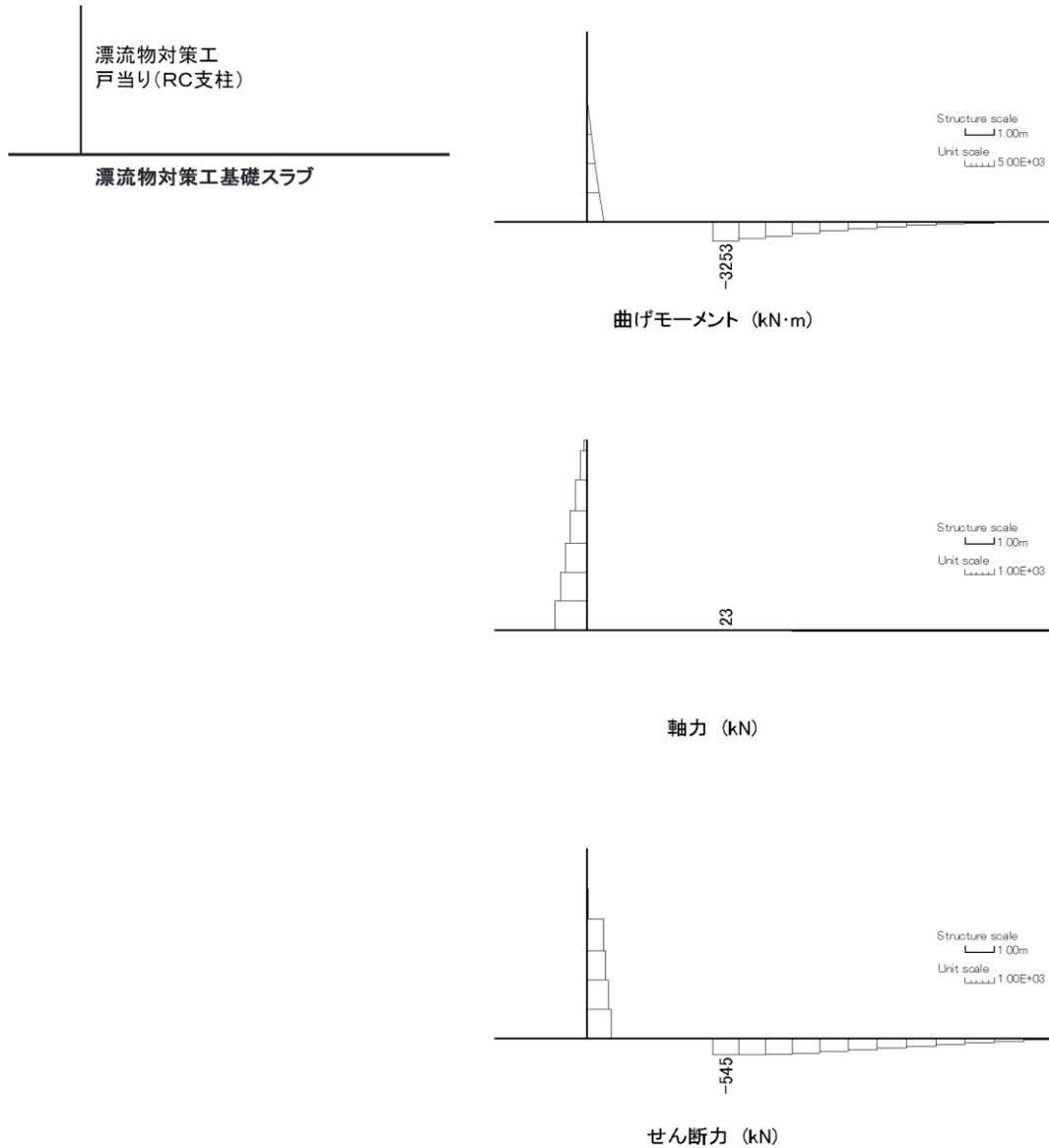


図 5-6(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ軸力照査における断面力

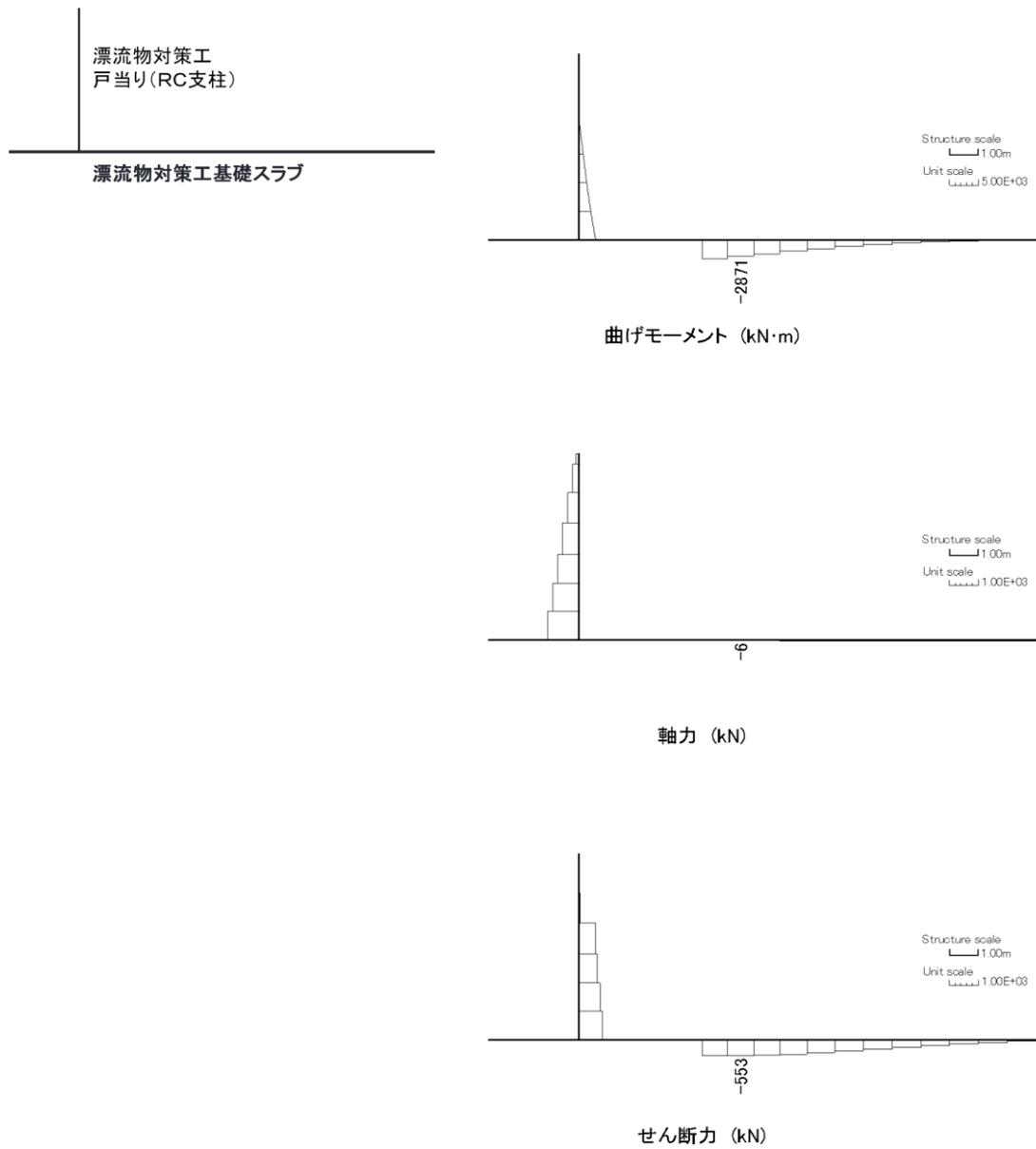


図 5-6(2) 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における断面力

表 5-10(1) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ圧縮照査における照査値

	発生断面力		曲げ圧縮 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)	軸力 (kN)			
津波時	-3253	23	1.3	21.0	0.064

表 5-10(2) 漂流物対策工基礎スラブの曲げ引張照査における照査値

	発生断面力		曲げ引張 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)	軸力 (kN)			
津波時	-3253	23	51	294	0.174

表 5-10(3) 漂流物対策工基礎スラブのせん断力照査における照査値

	発生断面力	せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
	せん断力 (kN)			
津波時	553	0.17	0.82	0.213

(3) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能照査結果を表 5-11 に、最大接地圧分布を図 5-7 に示す。

漂流物対策工の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度を下回ることを確認した。

表 5-11(1) 基礎地盤の支持性能照査結果 (MMR)

	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
津波時	0.5	18.0	0.029

表 5-11(2) 基礎地盤の支持性能照査結果 (改良地盤)

	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
津波時	0.2	1.4	0.165

表 5-11(3) 基礎地盤の支持性能照査結果 (岩盤)

	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
津波時	0.6	9.8	0.065

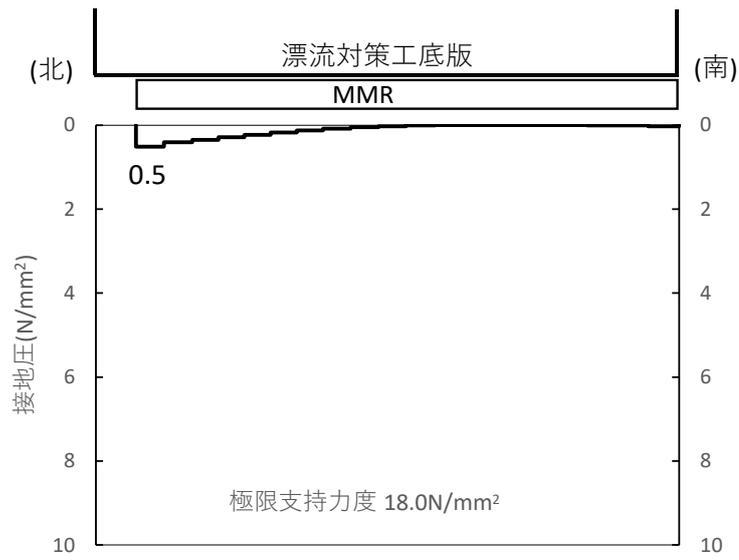


図 5-7(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (MMR)

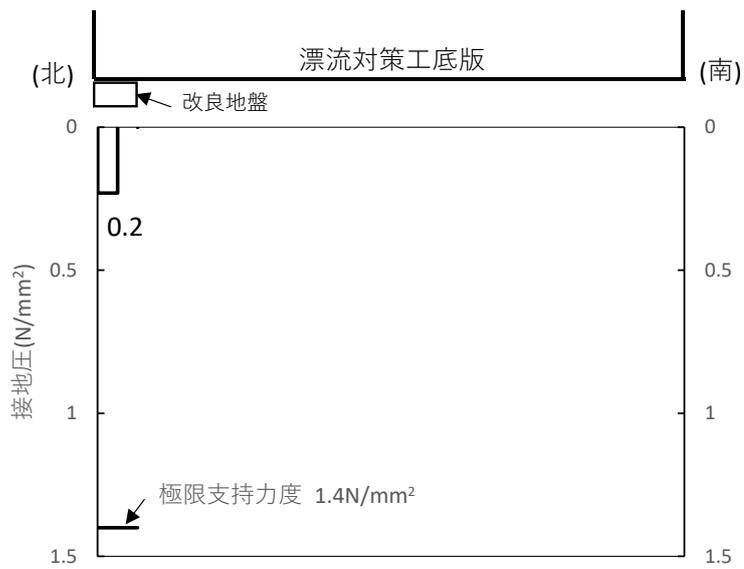


図 5-7(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (改良地盤)

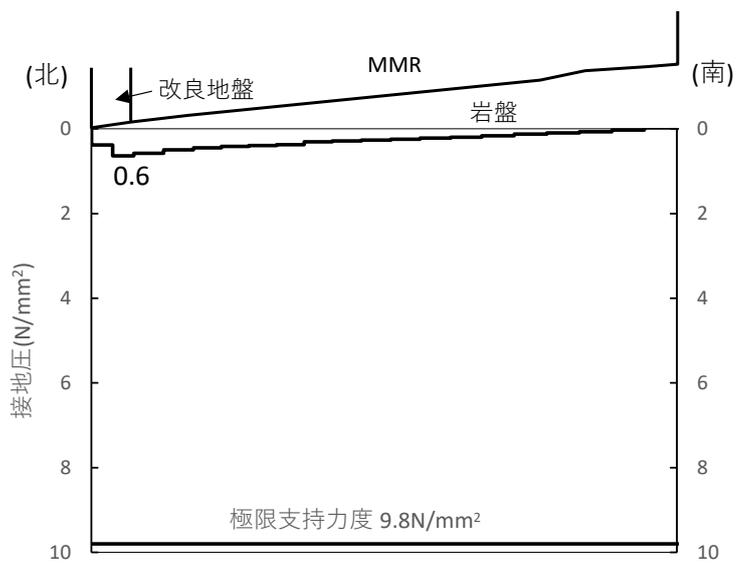


図 5-7(3) 基礎地盤の最大接地圧分布図 (岩盤)

VI-3-別添 3-2-3 1号機取水槽流路縮小工の強度計算書

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	5
2.4 適用規格・基準等	6
2.5 記号の説明	7
3. 評価対象部位	10
4. 構造強度評価	11
4.1 構造強度評価方法	11
4.2 荷重及び荷重の組合せ	11
4.2.1 荷重の組合せ	11
4.2.2 荷重の設定	12
4.2.3 荷重の算定	14
4.2.4 荷重の選定	17
4.3 許容限界	17
4.3.1 使用材料	17
4.3.2 許容限界	18
4.4 評価方法	19
4.4.1 縮小板	19
4.4.2 固定ボルト	22
4.4.3 取水管（フランジ部）	23
4.5 評価条件	25
5. 評価結果	26
5.1 流路縮小工の評価結果	26

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している構造強度の設計方針に基づき、1号機取水槽流路縮小工（以下、「流路縮小工」という。）が地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの津波の流入に伴う津波荷重及び余震による荷重に対し、鋼製部材で構成し、地震後、津波後の再使用性を考慮し、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。

2. 一般事項

2.1 配置概要

流路縮小工は、1号機取水槽と1号機取水管の境界部に設置し、取水槽北側壁に間接支持される構造とする。

流路縮小工の設置位置図を図2-1に、1号機取水槽の構造図を図2-2に示す。

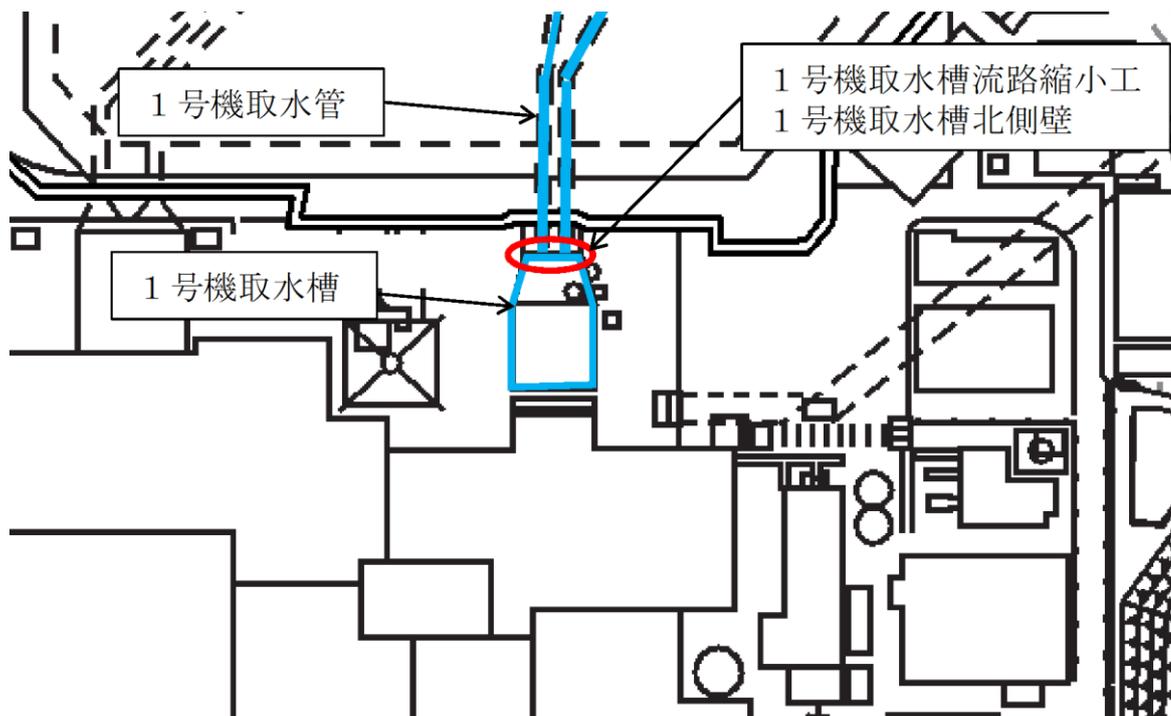
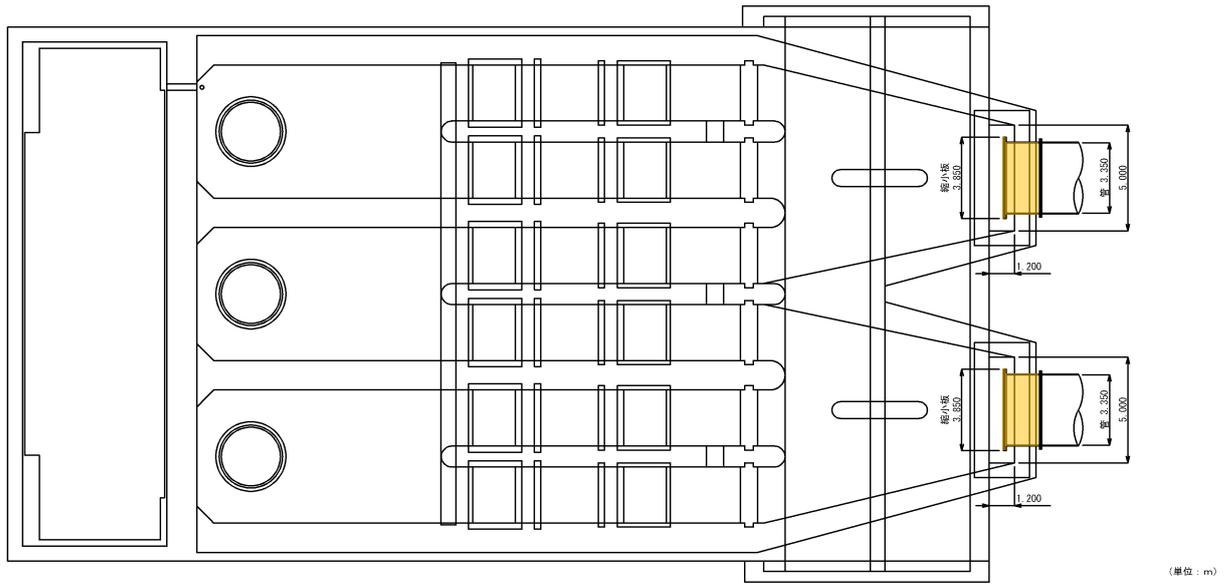
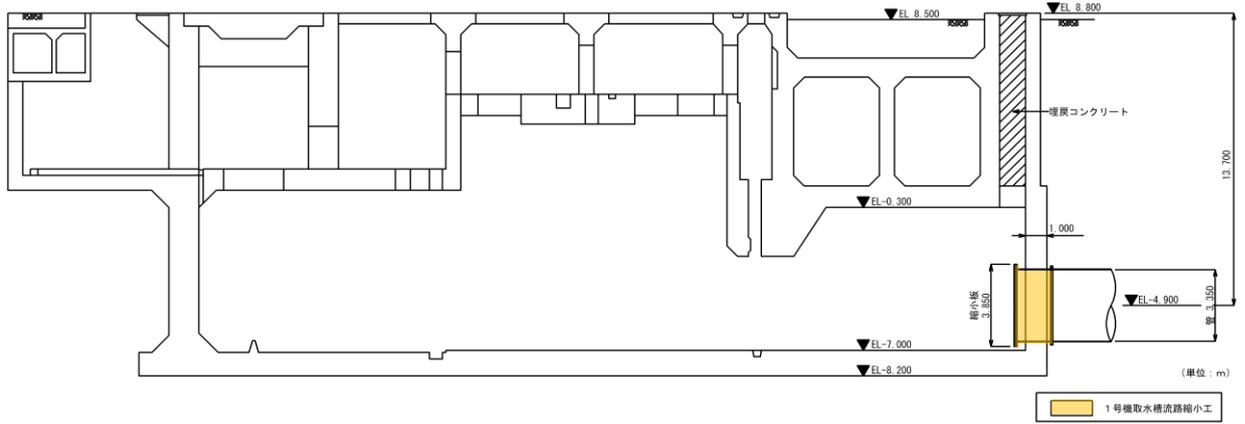


図2-1 流路縮小工設置位置図



平面図



縦断図

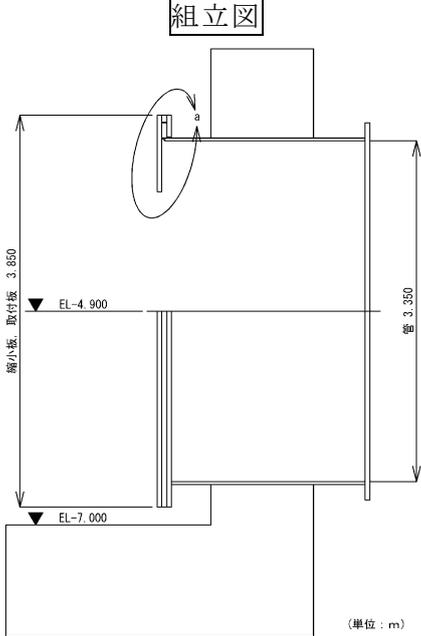
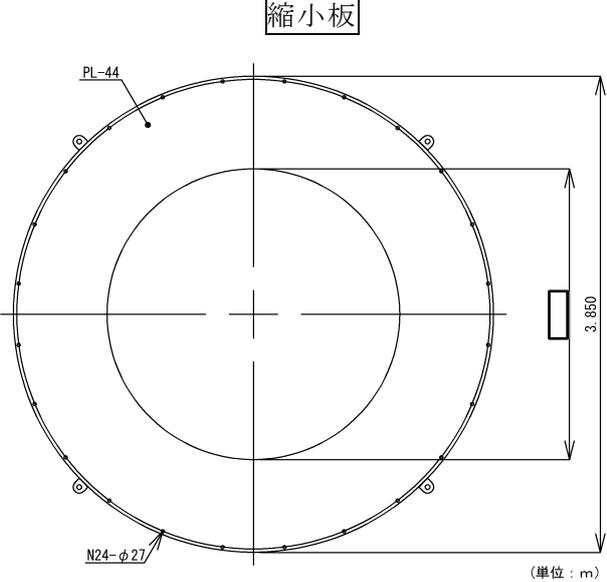
図 2-2 1号機取水槽 構造図

2.2 構造計画

流路縮小工は、既設取水管の終端部のフランジに、鋼製の縮小板を取付板及び固定ボルトにより固定する構造とする。なお、1号機の原子炉補機海水ポンプに必要な海水を取水するため、縮小板に直径 m の開口部を設ける。

流路縮小工の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 流路縮小工の構造計画

計画の概要		構造概略図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>既設取水管の終端部のフランジに、鋼製の縮小板を取付板及び固定ボルトにより固定する。</p>	<p>縮小板、取付板及び固定ボルトにより構成する。</p>	<p>組立図</p>  <p>(単位：m)</p> <p>縮小板</p>  <p>(単位：m)</p>

2.3 評価方針

流路縮小工の強度評価は、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す流路縮小工の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価部位において、「4.4 評価方法」で算出した応力が許容限界内に収まることを、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの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。

強度評価フローを図 2-3 に示す。

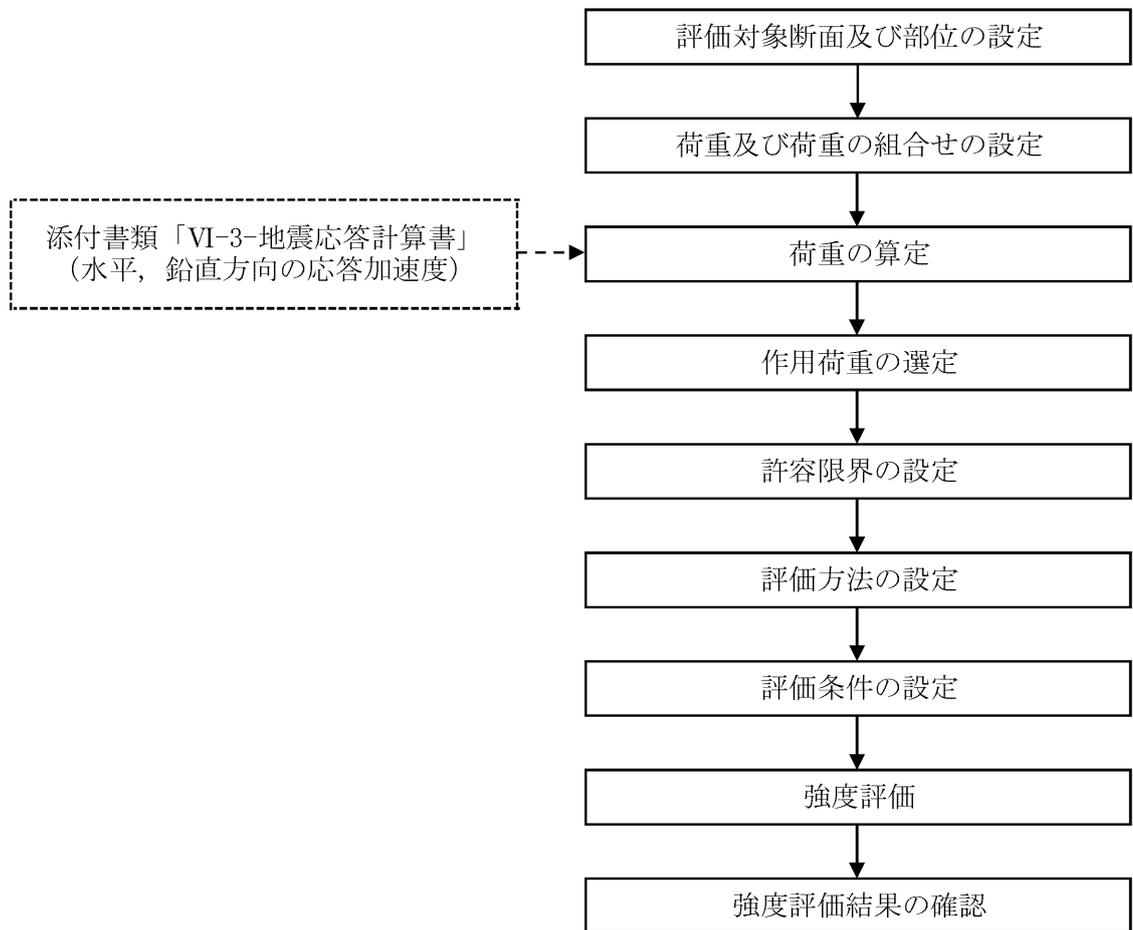


図 2-3 強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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)
- ・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) (以下「土木学会マニュアル」という)
- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会, 2007 年)
- ・鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (日本建築学会, 2005 年改訂)
- ・構造力学公式集 (土木学会, 1986 年)
- ・水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編 (水門鉄管協会, 2007 年)

2.5 記号の説明

流路縮小工の強度評価に用いる記号を表 2-2～表 2-5 にそれぞれ示す。

表 2-2 流路縮小工の荷重の計算に用いる記号

記号	単位	定義
G	N	固定荷重
P	N	浸水津波荷重
K_{sd}	N	余震荷重
F_h	kN	静水圧
γ_w	kN/m ³	海水の単位体積重量
Δh	m	上下流の水位差
A	m ²	作用面積
F_d	kN	抗力
ρ_0	kN/m ³	密度
C_D	—	抗力係数
v	m/s	流速
P_{ht}	kN	摩擦による推力
f	—	流水の摩擦抵抗係数
D	m	貫通部直径
L	m	貫通部長さ
Q	m ³ /s	流量
A'	m ²	貫通部内空断面積
g	m/s ²	重力加速度
P_h	kN	慣性力
W	kN	重量
K_h	—	弾性設計用地震動 S d-D による水平方向の余震震度
P_{dw}	kN	動水圧
C	—	補助係数
Z_{dw}	m	水深
z_{dw}	m	水面から動水圧を求める点までの深さ

表 2-3 流路縮小工の縮小板の強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
p_0	N/mm^2	縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重
P_J	N	縮小板に作用する重畳時荷重
A_{11}	mm^2	縮小板の作用面積
a_1	mm	縮小板の外半径
b_1	mm	縮小板の内半径
M_{r1}	$N \cdot mm/mm$	縮小板に作用する半径方向の曲げモーメント
$M_{\theta 1}$	$N \cdot mm/mm$	縮小板に作用する周方向の曲げモーメント
ν	—	ポアソン比
κ_1	—	係数 $(= \beta_1^2 \{ (1-\nu) \beta_1^2 + (1+\nu) (1+4\beta_1^2 \ln \beta_1) \} / \{ 1-\nu + (1+\nu) \beta_1^2 \})$
β_1	—	係数 $(= b_1/a_1)$
ρ_1	—	係数 $(= r_1/a_1)$
r_1	mm	縮小板の中心から半径方向の距離
σ_1	N/mm^2	縮小板に作用する最大曲げ応力度
Z_1	mm^2	縮小板の断面係数
t_1	mm	縮小板の板厚
τ_1	N/mm^2	縮小板に作用する最大せん断応力度
S_1	N	縮小板に作用するせん断力
A_{12}	mm^2	縮小板の有効せん断面積

表 2-4 流路縮小工の固定ボルトの強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
σ_2	N/mm^2	固定ボルトに作用する最大応力度
T	N	固定ボルトに作用する引張力
P_J	N	固定ボルトに作用する重畳時荷重
A_{21}	mm^2	固定ボルトの有効断面積の合計
n	本	固定ボルトの本数
A_{22}	mm^2	固定ボルト 1 本の有効断面積

表 2-5 流路縮小工の取水管（フランジ部）の強度計算に用いる記号

記号	単位	定義
P'	N/mm	取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの等分布荷重
P_J	N	取水管（フランジ部）に作用する重畳時荷重
L_f	mm	取水管（フランジ部）の外周長
b_f	mm	取水管（フランジ部）の外半径
M_{rf}	N・mm/mm	取水管（フランジ部）に作用する半径方向の曲げモーメント
$M_{\theta f}$	N・mm/mm	取水管（フランジ部）に作用する周方向の曲げモーメント
a_f	mm	取水管（フランジ部）の内半径
ν	—	ポアソン比
κ_f	—	係数 ($=\beta_f^2 \{1+(1+\nu) \ln \beta_f\} / \{1-\nu+(1+\nu) \beta_f^2\}$)
β_f	—	係数 ($=b_f/a_f$)
ρ_f	—	係数 ($=r_f/a_f$)
r_f	mm	取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離
σ_f	N/mm ²	取水管（フランジ部）に作用する最大曲げ応力度
Z_f	mm ²	取水管（フランジ部）の断面係数
t_f	mm	取水管（フランジ部）の板厚
τ_f	N/mm ²	取水管（フランジ部）に作用する最大せん断応力度
S_f	N	取水管（フランジ部）に作用するせん断力
A_3	mm ²	取水管（フランジ部）付け根の断面積
D_i	mm	取水管（フランジ部）の管内径
t_p	mm	取水管（管胴部）の管厚
l_f	mm	取水管（フランジ部）付け根の周長

3. 評価対象部位

流路縮小工の評価対象部位は、「2.2 構造計画」に設定している構造を踏まえて、津波時荷重又は重畳時荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し設定する。

評価対象部位を図 3-1 に示す。

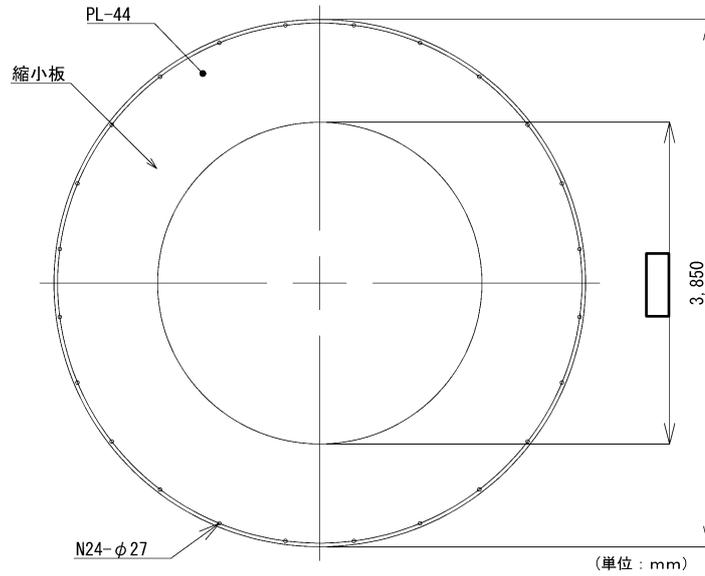


図 3-1(1) 評価対象部位 (縮小板)

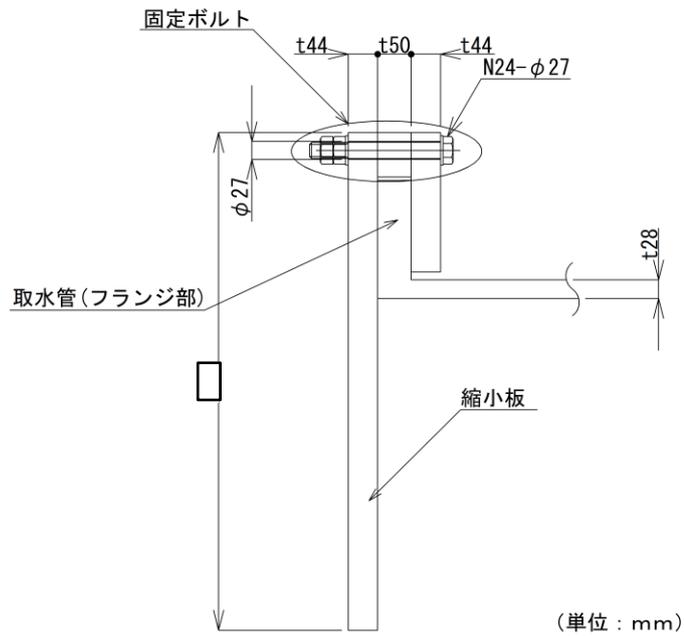


図 3-1(2) 評価対象部位 (縮小板, 固定ボルト及び取水管 (フランジ部))

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

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

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、地震後の繰返しの来襲を想定した経路からの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。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重の組合せ

流路縮小工の評価に用いる荷重の組合せを選定するため、津波時及び重畳時の荷重の組合せを下記に示す。

(1) 津波時

$$G + P$$

ここで、G：固定荷重 (N)

P：浸水津波荷重 (N)

(2) 重畳時

$$G + P + K_{sd}$$

ここで、G：固定荷重 (N)

P：浸水津波荷重 (N)

K_{sd} ：余震荷重 (N)

4.2.2 荷重の設定

強度評価に用いる荷重は以下のとおりとする。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、流路縮小工を構成する部材の自重を考慮する。

(2) 浸水津波荷重 (P)

浸水津波荷重はVI-3-別添 3-1-1「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、静水圧及び抗力を考慮する。

a. 静水圧 (F_h)

流路縮小工の上下流の水位差を考慮した静水圧を考慮することとし、以下の式により算定する。上下流の水位差は、2条の取水管毎の取水口と取水槽の水位差の内、水位差が大きい方を設定する。

$$F_h = \gamma_w \times \Delta h \times A$$

ここで、 F_h : 静水圧 (kN)

γ_w : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

Δh : 上下流の水位差 (m)

A : 作用面積 (m²)

b. 抗力 (F_d)

抗力は「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，2007年）」に基づき、以下の式により算定する。

$$F_d = \frac{1}{2} \times \rho_0 \times C_D \times A \times v^2$$

ここで、 F_d : 抗力 (kN)

ρ_0 : 密度 (=10.1kN/m³)

C_D : 抗力係数 (=2.01)

A : 作用面積 (m²)

v : 流速 (m/s)

c. 摩擦による推力 (P_{ht})

摩擦による推力は「水門鉄管技術基準 水圧鉄管・鉄鋼構造物編（水門鉄管協会，2007年）」に基づき，以下の式により算定する。

$$P_{ht} = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} \times L$$

ここで， P_{ht} ：摩擦による推力（kN）

f ：流水の摩擦抵抗係数（ $=0.2 \cdot D^{-1/3}$ ）

D ：貫通部直径（m）

L ：貫通部長さ（m）

Q ：流量（ $=v \times A'$ ， m^3/s ）

A' ：貫通部内空断面積（ $=\pi \times D^2/4$ ）

v ：流速（m/s）

g ：重力加速度（ $=9.80665m/s^2$ ）

(3) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として，VI-3-別添 3-1-1「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 に伴う慣性力及び動水圧荷重を考慮するものとする。

なお，荷重の算定に用いる余震震度は，VI-2-10-2-5「1号機取水槽の地震応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。

a. 慣性力 (P_h)

慣性力は，流路縮小工の重量に余震震度を乗じた次式により算出する。

$$P_h = W \times K_h$$

ここで， P_h ：慣性力（kN）

W ：重量（kN）

K_h ：弾性設計用地震動 S d-D による水平方向の余震震度

b. 動水圧 (P_{dw})

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} \times C \times K_h \times \gamma_w \times \sqrt{Z_{dw} \times z_{dw}}$$

ここで, P_{dw} : 動水圧 (kN)

C : 補助係数 (=1.0)

K_h : 弾性設計用地震動 S d-D による水平方向の余震震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

Z_{dw} : 水深 (m)

z_{dw} : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

4.2.3 荷重の算定

(1) 静水圧 (F_h)

$$F_h = \gamma_w \times \Delta h \times A$$

ここで, F_h : 静水圧 (kN)

γ_w : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

Δh : 上下流の水位差 (m)

A : 作用面積 (m²)

表 4-1 静水圧による荷重

			津波時	重畳時
取水槽水位		m	EL 0.03	EL -1.32
取水口水位		m	EL 8.49	EL 1.03
上下流の水位差	Δh	m	8.46	2.35
作用面積	A	m ²	7.304	7.304
静水圧による荷重	F_h	kN	624	173

(2) 抗力 (F_d)

$$F_d = \frac{1}{2} \times \rho_0 \times C_D \times A \times v^2$$

ここで, F_d : 抗力 (kN)

ρ_0 : 密度 (=10.1kN/m³)

C_D : 抗力係数 (=2.01)

A : 作用面積 (m²)

v : 流速 (m/s)

表 4-2 抗力による荷重

			津波時	重畳時
作用面積	A	m ²	7.304	7.304
流速	v	m/s	10.0	6.0
抗力による荷重	F _d	kN	756	272

(3) 摩擦による推力 (P_{ht})

$$P_{ht} = \frac{2 f Q^2}{g \pi D^3} \times L$$

ここで, P_{ht} : 摩擦による推力 (kN)

f : 流水の摩擦抵抗係数 (=0.2 · D^{-1/3})

D : 貫通部直径 (= m)

L : 貫通部長さ (=0.044m)

Q : 流量 (m³/s)

A' : 貫通部内空断面積 (=π × D²/4)

v : 流速 (m/s)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

表 4-3 摩擦による推力

			津波時	重畳時
流速	v	m/s	10.0	6.0
流量	Q	m ³ /s	43.37	26.02
摩擦による推力	P _{ht}	kN	0	0

(4) 慣性力 (P_h)

$$P_h = W \times K_h$$

ここで, P_h : 慣性力 (kN)

W : 重量 (kN)

K_h : 弾性設計用地震動 Sd-D による水平方向の余震震度

表 4-4(1) 縮小版及び固定ボルトに作用する慣性力

			重畳時
重量	W	kN	25
水平余震震度	K _h	—	0.7
慣性力	P _h	kN	18

表 4-4(2) 取水管(フランジ部)に作用する慣性力

			重畳時
重量	W	kN	46
水平余震震度	K_h	—	0.7
慣性力	P_h	kN	33

(5) 動水圧 (P_{dw})

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} \times C \times K_h \times \gamma_w \times \sqrt{Z_{dw} \times z_{dw}}$$

ここで, P_{dw} : 動水圧 (kN)

C : 補助係数 (=1.0)

K_h : 弾性設計用地震動 S d - D による水平方向の余震震度

γ_w : 海水の単位体積重量 (=10.1kN/m³)

Z_{dw} : 水深 (m)

z_{dw} : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

表 4-5 動水圧による荷重

			重畳時
水平設計震度	K_h		0.7
取水槽水位	—	m	EL-3.360
取水槽底標高	—	m	EL-7.000
縮小板下端標高	—	m	EL-6.825
水深	Z_{dw}	m	10.360
縮小板下端水深	z_{dw}	m	10.185
動水圧	P_{dw}	kN/m ²	127.1
作用面積	A	m ²	7.304
動水圧による荷重	P_{dw}	kN	928

4.2.4 荷重の選定

津波時及び重畳時の作用荷重を表 4-6 に示す。表 4-6 より、重畳時荷重が津波時荷重よりも大きくなることから、強度評価に用いる荷重の組合せは、重畳時を対象とする。

表 4-6(1) 縮小板及び固定ボルトの作用荷重

			津波時	重畳時
慣性力	P_h	kN	—	18
動水圧	P_{dw}	kN	—	928
抗力	F_d	kN	756	272
静水圧	F_h	kN	624	173
摩擦による推力	P_{ht}	kN	0	0
合計値	P	kN	1,380	1,391

表 4-6(2) 取水管(フランジ部)の作用荷重

			津波時	重畳時
慣性力	P_h	kN	—	33
動水圧	P_{dw}	kN	—	928
抗力	F_d	kN	756	272
静水圧	F_h	kN	624	173
摩擦による推力	P_{ht}	kN	0	0
合計値	P	kN	1,380	1,406

4.3 許容限界

流路縮小工の許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定した部位に対し、VI-3-別添 3-1-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

4.3.1 使用材料

(1) 流路縮小工

流路縮小工を構成する各部材の使用材料を表 4-7 に示す。

表 4-7 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
縮小板	SS400	t = 40 (mm) *
固定ボルト	SS400	M24
取水管 (フランジ部)	SS400	t = 46 (mm)

注記* : 鋼材の腐食代を両面で 4mm としして考慮し, 板厚を $44 - 4 = 40$ (mm) と設定する。

4.3.2 許容限界

許容限界は, VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 流路縮小工

流路縮小工を構成する各部材の許容応力度は「鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (日本建築学会, 2005 年改訂)」に基づき表 4-8 の値とする。

表 4-8 流路縮小工を構成する各部材の許容限界

評価対象部位	材質	短期許容応力度 (N/mm ²)		
		曲げ	せん断	引張
縮小板	SS400	235	135	—
固定ボルト	SS400	—	—	235
取水管 (フランジ部)	SS400	215	124	—

4.4 評価方法

流路縮小工を構成する各部材に発生する応力により算定する応力度が、許容限界以下であることを確認する。

4.4.1 縮小板

縮小板の管軸方向（水平方向）に対する強度評価を実施する。外径を固定とする有孔円板に等分布荷重が作用するものとして検討する。

- (1) 縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重 (p_0)

$$p_0 = \frac{P_J}{A_{11}}$$

$$A_{11} = (a_1^2 - b_1^2) \times \pi$$

ここで、 p_0 : 縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重 (N/mm²)

P_J : 縮小板に作用する重畳時荷重 (N)

A_{11} : 縮小板の荷重作用面積 (mm²)

a_1 : 縮小板の外半径 (mm)

b_1 : 縮小板の内半径 (mm)

(2) 縮小板に作用する曲げモーメント (M_{r1} , $M_{\theta1}$)

縮小板に作用する曲げモーメント (M_{r1} , $M_{\theta1}$) について, 「構造力学公式集 (土木学会, 1986 年)」に基づき, 以下の式より算出する。

$$M_{r1} = \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[(1 + \nu)(1 - \kappa_1) + 4\beta_1^2 - (3 + \nu)\rho_1^2 - \frac{(1 - \nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1 + \nu) \ln \rho_1 \right]$$

$$M_{\theta1} = \frac{p_0 a_1^2}{16} \left[(1 + \nu)(1 - \kappa_1) + 4\nu\beta_1^2 - (1 + 3\nu)\rho_1^2 - \frac{(1 - \nu)\kappa_1}{\rho_1^2} + 4\beta_1^2(1 + \nu) \ln \rho_1 \right]$$

$$\kappa_1 = \beta_1^2 \frac{(1 - \nu)\beta_1^2 + (1 + \nu)(1 + 4\beta_1^2 \ln \beta_1)}{1 - \nu + (1 + \nu)\beta_1^2}$$

$$\beta_1 = \frac{b_1}{a_1}$$

$$\rho_1 = \frac{r_1}{a_1}$$

ここで,

M_{r1} : 縮小板に作用する半径方向の曲げモーメント (N・mm/mm)

$M_{\theta1}$: 縮小板に作用する周方向の曲げモーメント (N・mm/mm)

p_0 : 縮小板に作用する単位面積当たりの等分布荷重 (N/mm²)

a_1 : 縮小板の外半径 (mm)

b_1 : 縮小板の内半径 (mm)

ν : ポアソン比

r_1 : 縮小板の中心から半径方向の距離 (mm)

κ_1 , β_1 , ρ_1 : 係数

(3) 縮小板に作用する最大曲げ応力度 (σ_1)

縮小板に作用する最大曲げ応力度 (σ_1) について、「構造力学公式集 (土木学会, 1986 年)」に基づき、以下の式より算出する。

$$\sigma_1 = \frac{\sqrt{M_{r1}^2 + M_{\theta 1}^2}}{Z_1}$$

$$Z_1 = \frac{t_1^2}{6}$$

ここで、 σ_1 : 縮小板に作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)

M_{r1} : 縮小板に作用する半径方向の曲げモーメント (N・mm/mm)

$M_{\theta 1}$: 縮小板に作用する周方向の曲げモーメント (N・mm/mm)

Z_1 : 縮小板の断面係数 (mm²)

t_1 : 縮小板の板厚 (mm)

(4) 縮小板に作用する最大せん断応力度 (τ_1)

$$\tau_1 = \frac{S_1}{A_{12}}$$

$$A_{12} = 2\pi \cdot a_1 \cdot t_1$$

ここで、 τ_1 : 縮小板に作用する最大せん断応力度 (N/mm²)

S_1 : 縮小板に作用するせん断力 (= P_j) (N)

P_j : 縮小板に作用する重畳時荷重 (N)

A_{12} : 縮小板の有効せん断面積 (mm²)

a_1 : 縮小板の外半径 (mm)

t_1 : 縮小板の板厚 (mm)

4.4.2 固定ボルト

固定ボルトの管軸方向（水平方向）に対する強度評価を実施する。作用荷重の合計値を有効断面積で割ることで求めた応力に対して検討する。

(1) 固定ボルトに作用する最大応力度 (σ_2)

$$\sigma_2 = \frac{T}{A_{21}}$$

$$A_{21} = n \cdot A_{22}$$

ここで、 σ_2 : 固定ボルトに作用する最大応力度 (N/mm²)

T : 固定ボルトに作用する引張力 (= P_J) (N)

P_J : 固定ボルトに作用する重畳時荷重 (N)

A₂₁ : 固定ボルトの有効断面積の合計 (mm²)

n : 固定ボルトの本数 (本)

A₂₂ : 固定ボルト1本の有効断面積 (mm²)

4.4.3 取水管（フランジ部）

取水管（フランジ部）の管軸方向（水平方向）に対する強度評価を実施する。
フランジ部の外縁に線荷重が作用するものとして内径を固定とする有孔円板として検討する。

- (1) 取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの等分布荷重（
- P'
- ）

$$P' = \frac{P_J}{L_f}$$

$$L_f = 2\pi \times b_f$$

ここで、 P' ：取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの荷重（N/mm）

P_J ：取水管（フランジ部）に作用する重畳時荷重（N）

L_f ：取水管（フランジ部）の外周長（mm）

b_f ：取水管（フランジ部）の外半径（mm）

- (2) 取水管（フランジ部）に作用する曲げモーメント（
- M_{rf}
- ,
- $M_{\theta f}$
- ）

取水管（フランジ部）に作用する曲げモーメント（ M_{r1} , $M_{\theta1}$ ）について、「構造力学公式集（土木学会，1986年）」に基づき、以下の式より算出する。

$$M_{rf} = \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[-1 + (1 + \nu) \kappa_f + (1 - \nu) \frac{\kappa_f}{p_f^2} - (1 + \nu) \ln \rho_f \right]$$

$$M_{\theta f} = \frac{P' a_f \beta_f}{2} \left[-\nu + (1 + \nu) \kappa_f - (1 - \nu) \frac{\kappa_f}{p_f^2} - (1 + \nu) \ln \rho_f \right]$$

$$\kappa_f = \beta_f^2 \frac{1 + (1 + \nu) \ln \beta_f}{1 - \nu + (1 + \nu) \beta_f^2}$$

$$\beta_f = \frac{b_f}{a_f}$$

$$\rho_f = \frac{r_f}{a_f}$$

ここで、 M_{rf} ：取水管（フランジ部）に作用する半径方向の曲げモーメント
（N・mm/mm）

$M_{\theta f}$ ：取水管（フランジ部）に作用する周方向の曲げモーメント
（N・mm/mm）

P' ：取水管（フランジ部）に作用する単位長さ当たりの等分布荷重
（N/mm）

- a_f : 取水管 (フランジ部) の内半径 (mm)
 ν : ポアソン比
 r_f : 取水管 (フランジ部) の中心から半径方向の距離 (mm)
 $\kappa_f, \beta_f, \rho_f$: 係数

(3) 取水管 (フランジ部) に作用する最大曲げ応力度 (σ_f)

取水管 (フランジ部) に作用する最大曲げ応力度 (σ_1) について, 「構造力学公式集 (土木学会)」に基づき以下の式より算出する。

$$\sigma_f = \frac{\sqrt{M_{rf}^2 + M_{\theta f}^2}}{Z_f}$$

$$Z_f = \frac{t_f^2}{6}$$

ここで, σ_f : 取水管 (フランジ部) に作用する最大曲げ応力度 (N/mm²)

M_{rf} : 取水管 (フランジ部) の半径方向の曲げモーメント (N・mm/mm)

$M_{\theta f}$: 取水管 (フランジ部) の周方向の曲げモーメント (N・mm/mm)

Z_f : 取水管 (フランジ部) の断面係数 (mm²)

t_f : 取水管 (フランジ部) の板厚 (mm)

(4) 取水管 (フランジ部) に作用する最大せん断応力度 (τ_f)

$$\tau_f = \frac{S_f}{A_3}$$

$$A_3 = t_f \cdot l_f$$

$$l_f = \pi (D_i + 2 t_p)$$

ここで, τ_f : 取水管 (フランジ部) に作用する最大せん断応力度 (N/mm²)

S_f : 取水管 (フランジ部) に作用するせん断力 (= P_j) (N)

P_j : 取水管 (フランジ部) に作用する重畳時荷重 (N)

A_3 : 取水管 (フランジ部) 付け根の断面積 (mm²)

D_i : 取水管 (フランジ部) の管内径 (mm)

t_p : 取水管 (管胴部) の管厚 (mm)

t_f : 取水管 (フランジ部) の板厚 (mm)

l_f : 取水管 (フランジ部) 付け根の周長 (mm)

4.5 評価条件

流路縮小工の強度評価に用いる入力値を表 4-9 に示す。

表 4-9(1) 流路縮小工の縮小板の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P	N	縮小板に作用する重畳時荷重	1,391
a ₁	mm	縮小板の外半径	1,925
b ₁	mm	縮小板の内半径	<input type="text"/>
r ₁	mm	縮小板の中心から半径方向の距離	1,925～ <input type="text"/>
ν	—	ポアソン比	0.3
t ₁	mm	縮小板の板厚	40

表 4-9(2) 流路縮小工の固定ボルトの計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P	N	固定ボルトに作用する重畳時荷重	1,391
n	本	固定ボルトの本数	24
A ₂₂	mm ²	固定ボルト 1 本の有効断面積	353

表 4-9(3) 流路縮小工の取水管（フランジ部）の計算に用いる入力値

記号	単位	定義	入力値
P	N	取水管（フランジ部）に作用する重畳時荷重	1,406
b _f	mm	取水管（フランジ部）の外半径	1,853
a _f	mm	取水管（フランジ部）の内半径	1,675
r _f	mm	取水管（フランジ部）の中心から半径方向の距離	1,675
ν	—	ポアソン比	0.3
t _f	mm	取水管（フランジ部）の板厚	46
D _i	mm	取水管（フランジ部）の管内径	3,350
t _p	mm	取水管（管胴部）の管厚	28

5. 評価結果

5.1 流路縮小工の評価結果

流路縮小工の強度評価結果を表 5-1 に示す。各部材の断面照査を行った結果、すべての部材において応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 5-1 流路縮小工の強度評価結果（重畳時）

評価対象部位		発生値（応力度）		許容荷重		照査値
縮小板	曲げ	154	N/mm ²	235	N/mm ²	0.66
	せん断	3	N/mm ²	135	N/mm ²	0.03
固定ボルト	引張	164	N/mm ²	235	N/mm ²	0.70
取水管 (フランジ部)	曲げ	69	N/mm ²	215	N/mm ²	0.33
	せん断	3	N/mm ²	124	N/mm ²	0.03

VI-3-別添 3-2-4 屋外排水路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	5
2.3	評価方針	8
2.4	適用規格・基準等	10
2.5	記号の説明	11
3.	評価対象部位	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
4.2.1	荷重の設定	13
4.2.2	荷重の組合せ	13
4.3	許容限界	14
4.4	計算方法	15
4.4.1	スキンプレート	15
4.4.2	戸当り	16
4.4.3	集水桝(戸当り部コンクリート)	17
4.5	計算条件	18
5.	評価結果	19
6.	集水桝の強度評価	20
6.1	集水桝の構造概要	20
6.2	評価方針	23
6.2.1	集水桝	23
6.3	適用規格・基準等	25
7.	集水桝の強度評価方法	26
7.1	評価対象部位	26
7.2	荷重及び荷重の組合せ	26
7.2.1	荷重	26
7.2.2	荷重の組合せ	26
7.3	許容限界	27
7.3.1	集水桝	27
7.3.2	アンカー筋	27
7.3.3	集水桝蓋	28

7.3.4 アンカーボルト（集水桝蓋）	28
7.4 評価方法	29
7.4.1 集水桝（底版）の評価	29
7.4.2 集水桝（側壁）の評価	29
7.4.3 アンカー筋の評価	30
7.4.4 集水桝蓋の評価	30
7.4.5 アンカーボルト（集水桝蓋）の評価	30
7.5 使用材料及び材料の物性値	31
8. 集水桝の強度評価結果	32
8.1 集水桝の曲げ軸力評価結果	32
8.2 集水桝のせん断力評価結果	36
8.3 アンカー筋の支持性能評価結果	37
8.4 集水桝蓋の応力評価結果	38
8.5 アンカーボルト（集水桝蓋）の引張力評価結果	38

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に示すとおり、屋外排水路逆止弁が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、構造部材の構造健全性を保持することを確認するものである。また、屋外排水路逆止弁が設置される集水柵は耐震重要度分類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、構成する部材がおおむね弾性範囲にとどまることを確認するため、構造部材の健全性評価及び支持性能評価を行う。

2. 一般事項

2.1 配置概要

屋外排水路逆止弁の設置位置及び屋外排水路逆止弁⑦，⑧-2の構造概要を図2-1に示す。以降，防波壁の敷地側及び海側の代表として屋外排水路逆止弁⑦，⑧-2を対象とする。

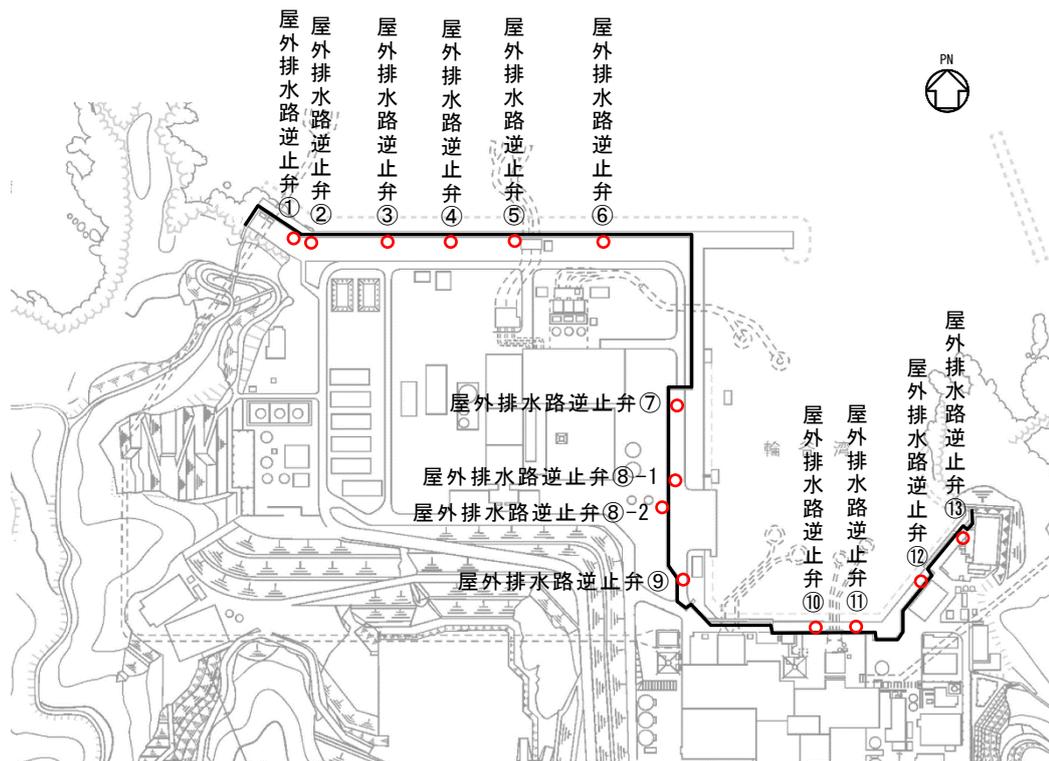


図2-1(1) 屋外排水路逆止弁の設置位置

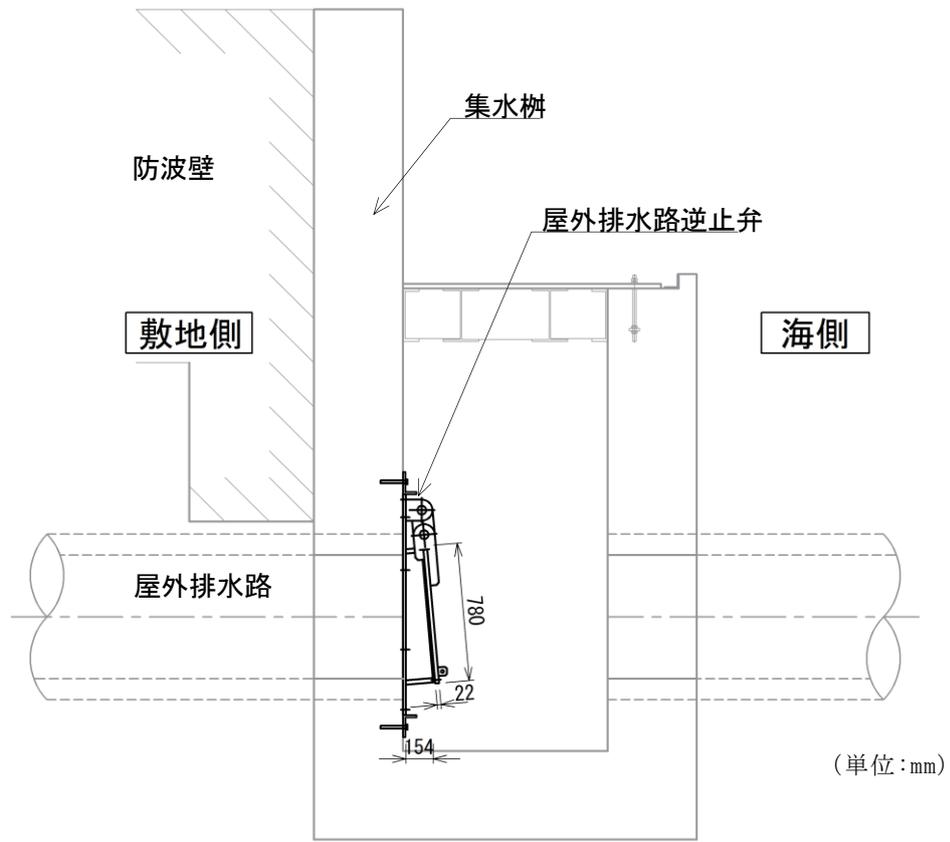


図 2-1(2) 屋外排水路逆止弁⑦の構造概要図

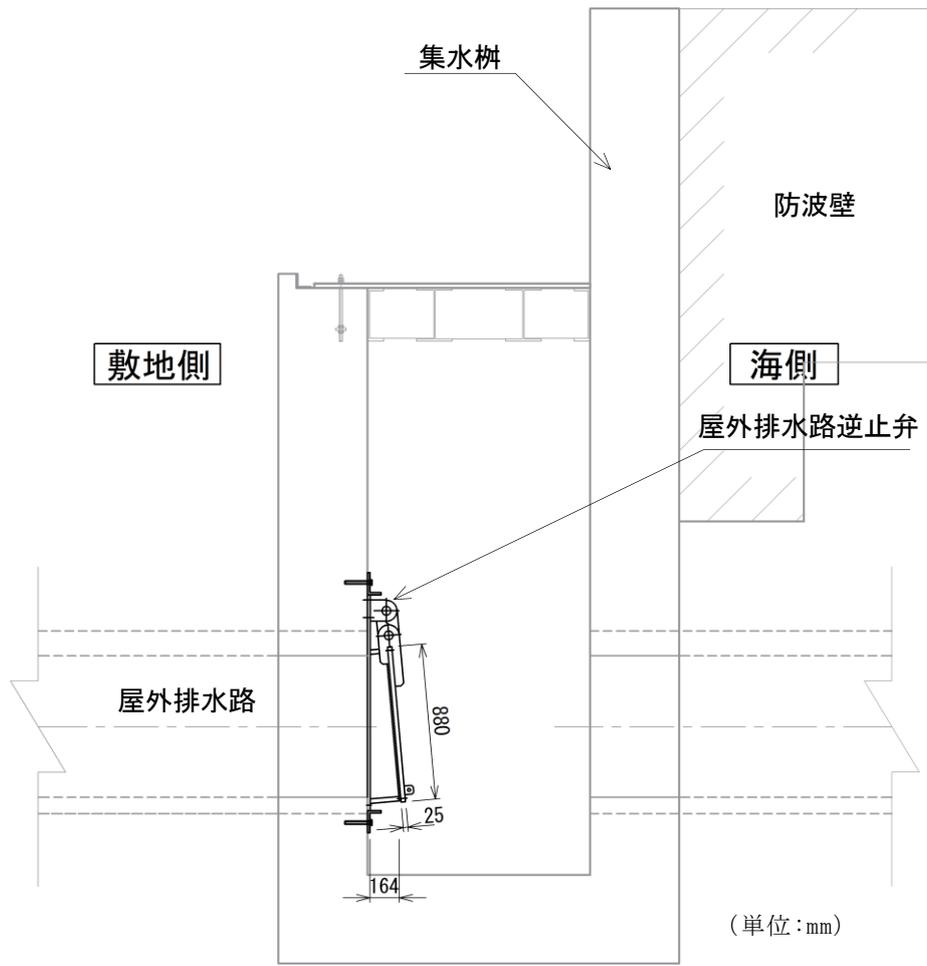


図 2-1(3) 屋外排水路逆止弁⑧-2 の構造概要図

2.2 構造計画

屋外排水路逆止弁の構造は、扉体部（スキンプレート、吊り金具及び吊りピン）、固定部（吊り金具、吊りピン、戸当り、集水桝（戸当り部コンクリート）及びアンカーボルト）、及びそれらを接続する吊り手で構成される。アンカーボルトで鉄筋コンクリート造の集水桝に固定し、屋外排水路を経路とした津波の流入を防止する。

屋外排水路逆止弁の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1(1) 構造計画 (屋外排水路逆止弁⑦)

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
スキンプレーートを吊り手、吊りピン、吊り金具及びアンカーボルトを介して集水桝に固定する。	スキンプレーートにより構成する。	

表 2-1(2) 構造計画 (屋外排水路逆止弁⑧-2)

計画の概要		説明図
基礎・支持構造	主体構造	
スキンプレート を吊り手, 吊り ピン, 吊り金具 及びアンカーボ ルトを介して集 水柵に固定す る。	スキンプレート により構成す る。	<p>正面図</p> <p>側面図 (単位:mm)</p>

2.3 評価方針

屋外排水路逆止弁の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえ、屋外排水路逆止弁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「4. 構造強度評価」に示す方法により、「4.5 計算条件」に示す計算条件を用いて評価し、「5. 評価結果」にて確認する。

屋外排水路逆止弁の強度評価フローを図 2-2 に示す。屋外排水路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、最大荷重を設定する。

島根原子力発電所の耐津波設計においては、日本海東縁部を波源とする基準津波については、波源が敷地から遠く、余震の影響が明らかに小さいことから、津波荷重と地震荷重の組合せを考慮する必要はないこととしており、海域活断層を波源とする津波については、津波荷重と地震荷重の組合せを考慮する。

強度評価に用いる津波荷重としては、日本海東縁部による設計津波水位（EL 12.6m）の津波荷重が、海域活断層による設計津波水位（EL 4.9m）の津波荷重と余震との重畳を考慮した荷重を包含することから、最大荷重となる日本海東縁部の入力津波高さによる津波荷重を考慮した評価を実施する。

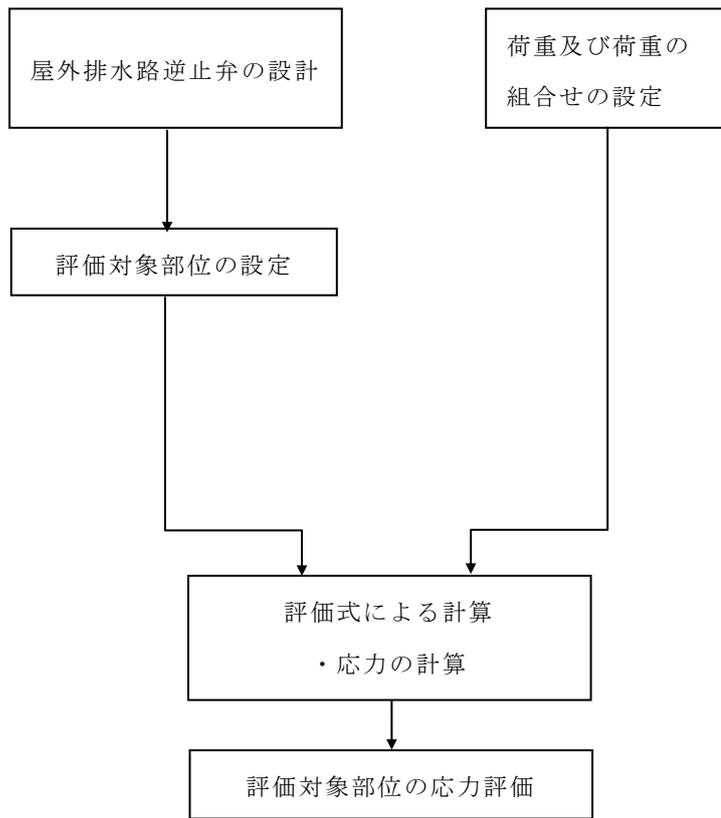


図 2-2 屋外排水路逆止弁の強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- (1) 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・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）
- (6) コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（土木学会，2002 年制定）
- (7) 構造力学公式集（土木学会，1988 年）
- (8) 機械工学便覧 基礎編（日本機械学会）

2.5 記号の説明

屋外排水路逆止弁の応力評価に用いる記号を表 2-2 に示す。

表 2-2 屋外排水路逆止弁の応力評価に用いる記号

記号	単位	定義
σ_{\max}	N/mm ²	スキンプレートの最大応力度
P	N/mm ²	作用単位荷重
D	mm	スキンプレートの受水径
t	mm	スキンプレートの板厚
σ_p	N/mm ²	戸当りの支圧応力度
P_1	N	作用水圧
b_w	mm	戸当りの幅
σ_c	N/mm ²	コンクリートの支圧応力度
b_f	mm	コンクリート支圧幅
τ_c	N/mm ²	コンクリートのせん断応力度
L_1	mm	有効径内径より戸当りアンカー板端面までの距離

3. 評価対象部位

屋外排水路逆止弁⑦, ⑧-2は, 鋼製の扉体部 (スキンプレート, 吊り金具及び吊りピン), 固定部 (吊り金具, 吊りピン, 戸当り, 集水桝 (戸当り部コンクリート) 及びアンカーボルト), 及びそれらを接続する吊り手で構成される。

津波による荷重の作用時には屋外排水路逆止弁は外水圧により閉じる構造となっており, 吊り金具, 吊り手, 吊りピン, 及びアンカーボルトには津波荷重による引張荷重は作用しない。

上記を踏まえ, 屋外排水路逆止弁⑦, ⑧-2の強度評価においては, スキンプレート, 戸当り, 集水桝 (戸当り部コンクリート) を評価対象部位に選定する。屋外排水路逆止弁の評価対象部位を図 3-1 に示す。

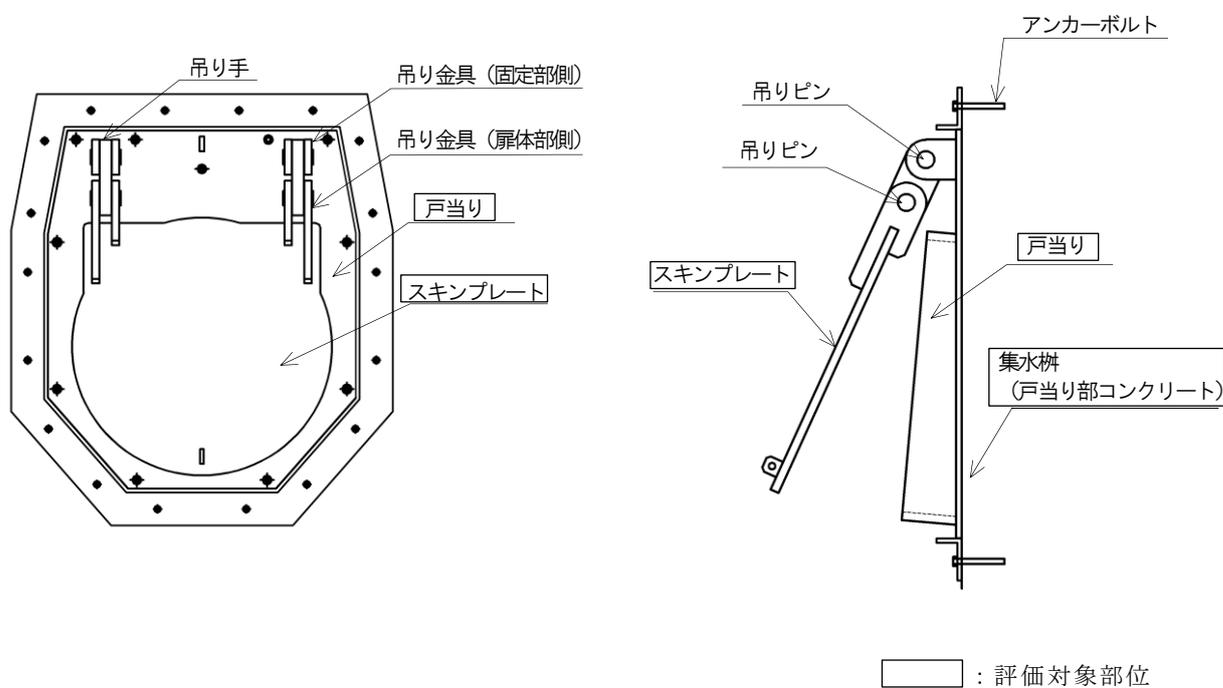


図 3-1 屋外排水路逆止弁の評価対象部位 (⑦, ⑧-2)

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

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

4.2 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」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。

4.2.1 荷重の設定

屋外排水路逆止弁の強度評価において考慮する荷重を以下に示す。その構造及び設置位置から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

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

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 静水圧荷重 (P_h)

静水圧荷重として、屋外排水路逆止弁の設置位置における設置高さ及び浸水深さを考慮して算定する。

4.2.2 荷重の組合せ

屋外排水路逆止弁の設計に考慮する荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h$

G : 固定荷重

P_h : 静水圧荷重

4.3 許容限界

屋外排水路逆止弁の各評価対象部位の許容限界は、評価対象部位毎に「ダム・堰施設技術基準（案）（基準解説編・設備計画マニュアル編）（ダム・堰施設技術協会 平成 28 年 3 月）」に規定される短期許容応力度を用いる。

屋外排水路逆止弁の許容限界を表 4-2 に示す。

なお、津波後の再使用性を想定し、当該構造物全体の変形能力に対して浸水防護機能として十分な余裕を有するよう、評価対象部位が弾性域内に収まることを基本とする。

表 4-2 屋外排水路逆止弁の許容限界（屋外排水路逆止弁⑦, ⑧-2）

評価対象部位	材質	短期許容応力度 (N/mm ²)			
		曲げ σ_{ab}^*	引張 σ_{at}^*	せん断 τ_a^*	支圧 σ_{as}^*
スキンプレート	SUS316L	135	-	-	-
戸当り	SUS316L	-	-	-	202.5
集水柵（戸当り部 コンクリート）	コンクリート	-	-	0.6	8.8

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

4.4 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。

4.4.1 スキンプレート

スキンプレートの曲げ応力は円盤周辺単純支持等分布荷重による最大曲げ応力を考える。

スキンプレートのモデル図を図 4-1 に示す。

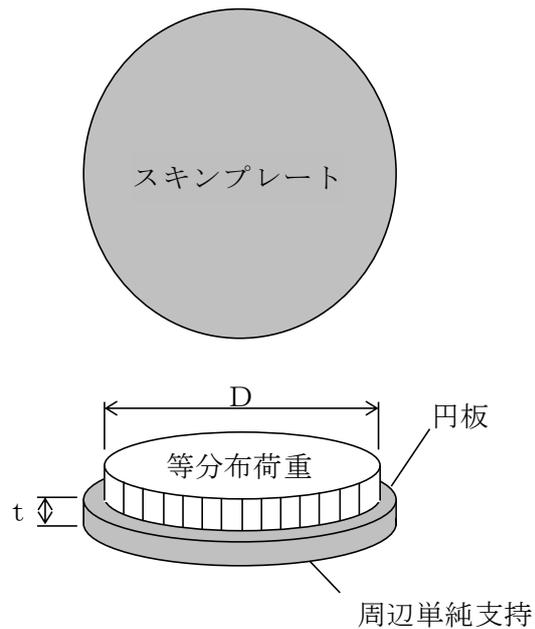


図 4-1 スキンプレートのモデル図

スキンプレートの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_{max} = 1.24 \cdot \frac{P \cdot (D/2)^2}{t^2}$$

σ_{max} : スキンプレートの最大応力度 (N/mm²)

P : 作用単位荷重 (N/mm²)

D : スキンプレートの受水径 (mm)

t : スキンプレートの板厚 (mm)

4.4.2 戸当り

戸当りは、等分布荷重を受ける支圧材として、発生する支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

戸当りのモデル図を図 4-2 に示す。

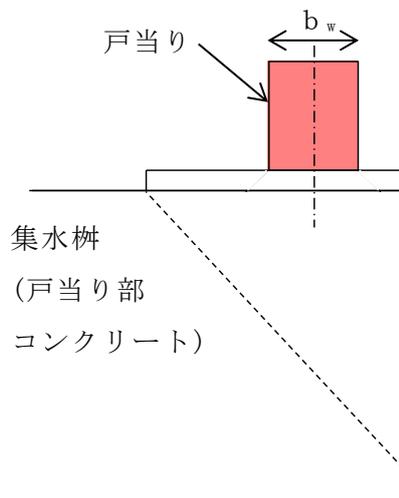


図 4-2 戸当りのモデル図

戸当りの最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_p = \frac{P_1}{b_w \cdot D \cdot \pi}$$

σ_p : 戸当りの支圧応力度 (N/mm²)

P_1 : 作用水圧 (N)

b_w : 戸当りの幅 (mm)

D : スキンプレートの受水径 (mm)

4.4.3 集水桝(戸当り部コンクリート)

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、コンクリートに発生する支圧応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

集水桝(戸当り部コンクリート)のモデル図を図4-3に示す。

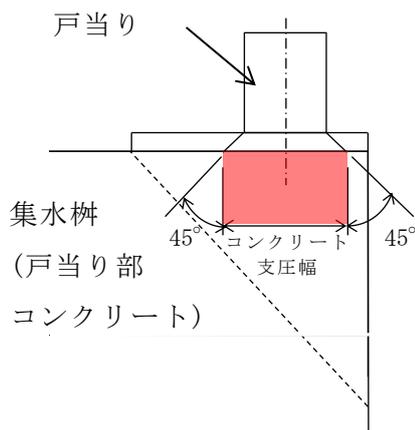


図4-3 集水桝(戸当り部コンクリート)のモデル図

集水桝(戸当り部コンクリート)の最大応力度算定式を以下に示す。

$$\sigma_c = \frac{P_1}{b_f \cdot D \cdot \pi}$$

$$\tau_c = \frac{P_1}{2 \cdot L_1 \cdot D \cdot \pi}$$

σ_c : コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_1 : 作用水圧 (N)

b_f : コンクリート支圧幅 (mm)

D : スキンプレートの受水径 (mm)

τ_c : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

P_1 : 作用水圧 (N)

L_1 : 有効径内径より戸当りアンカー板端面までの距離 (mm)

4.5 計算条件

屋外排水路逆止弁の応力計算に用いる計算条件を表 4-3 に示す。

表 4-3(1) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁⑦）

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	D	mm	スキンプレートの受水径	740
	t	mm	スキンプレートの板厚	22
スキンプレート	P	N/mm ²	作用単位荷重	0.061
戸当り	P ₁	N	作用水圧	26236.8
	b _w	mm	戸当りの幅	25
	b _f	mm	コンクリート支圧幅	57
集水榘 (戸当り部コンクリート)	L ₁	mm	有効径内径より戸当りアンカー板端面までの距離	120

表 4-3(2) 応力評価に用いる計算条件（屋外排水路逆止弁⑧-2）

対象部位	記号	単位	定義	数値
共通	D	mm	スキンプレートの受水径	840
	t	mm	スキンプレートの板厚	25
スキンプレート	P	N/mm ²	作用単位荷重	0.067
戸当り	P ₁	N	作用水圧	37277.3
	b _w	mm	戸当りの幅	25
	b _f	mm	コンクリート支圧幅	57
集水榘 (戸当り部コンクリート)	L ₁	mm	有効径内径より戸当りアンカー板端面までの距離	120

5. 評価結果

屋外排水路逆止弁の津波時における評価対象部位の強度評価結果を表 5-1 に示す。

発生応力度が許容限界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 5-1(1) 強度評価結果（屋外排水路逆止弁⑦）

評価部位	評価応力	発生 応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	21.39	135	0.16
戸当り	支圧応力度 (N/mm ²)	0.45	202.5	0.01
集水柵（戸当り部コンクリート）	支圧応力度 (N/mm ²)	0.20	8.8	0.03
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.05	0.6	0.09

表 5-1(2) 強度評価結果（屋外排水路逆止弁⑧-2）

評価部位	評価応力	発生 応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
スキンプレート	曲げ応力度 (N/mm ²)	23.45	135	0.18
戸当り	支圧応力度 (N/mm ²)	0.57	202.5	0.01
集水柵（戸当り部コンクリート）	支圧応力度 (N/mm ²)	0.25	8.8	0.03
	せん断応力度 (N/mm ²)	0.06	0.6	0.10

6. 集水桝の強度評価

6.1 集水桝の構造概要

集水桝は、底版と4面の壁からなる鉄筋コンクリート構造物であり、防波壁（逆T擁壁）にアンカー筋により固定する。

集水桝に要求される機能維持の確認として、構造部材の健全性評価及び支持性能評価を行う。

集水桝位置図を図6-1に、集水桝構造図を図6-2に示す。

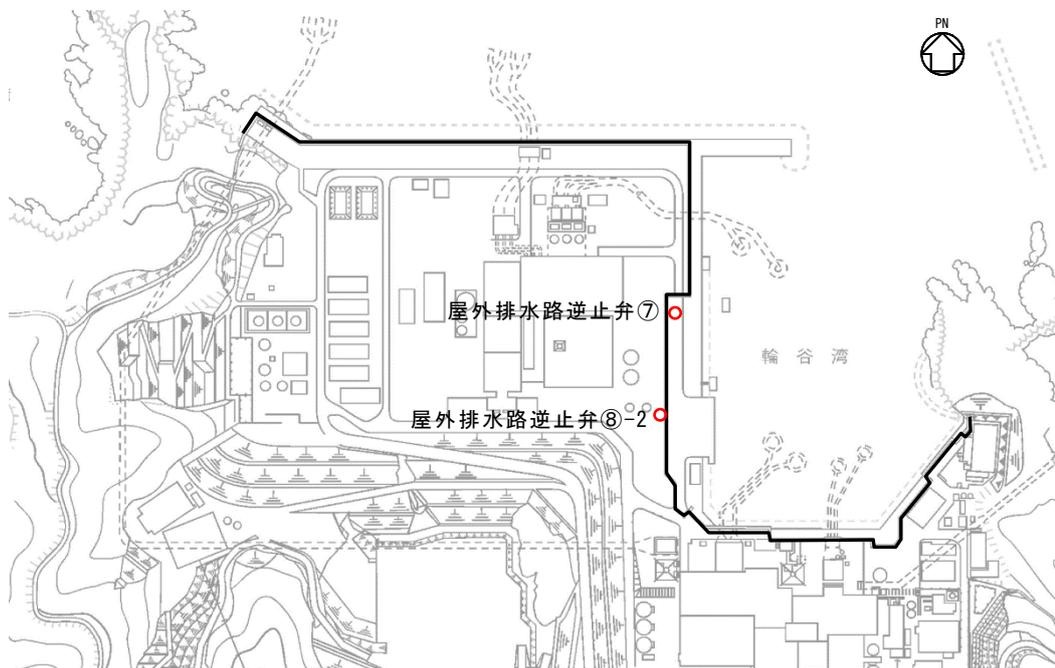


図6-1 集水桝位置図

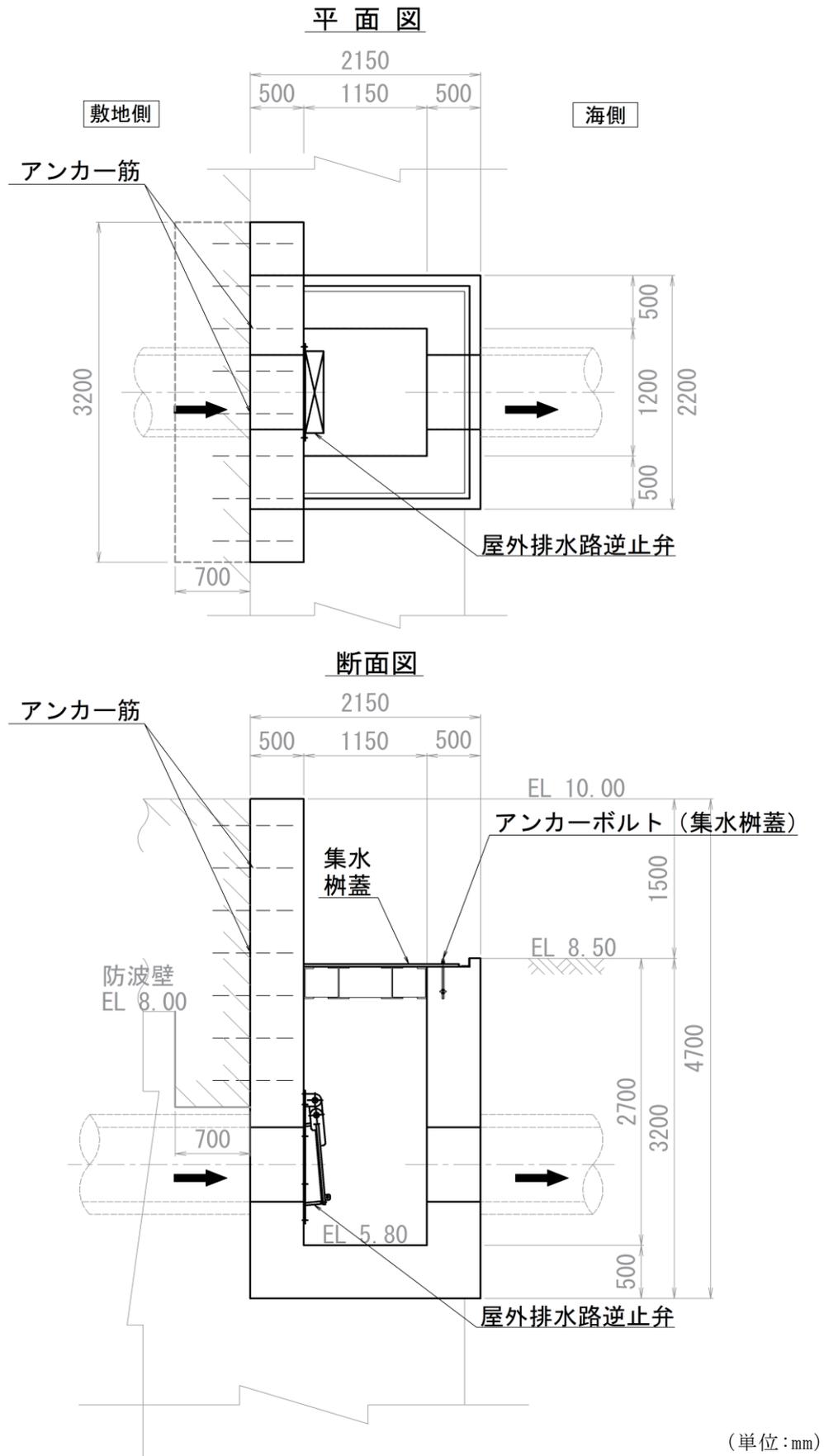


図 6-2(1) 集水柵 (屋外排水路逆止弁⑦) 構造図

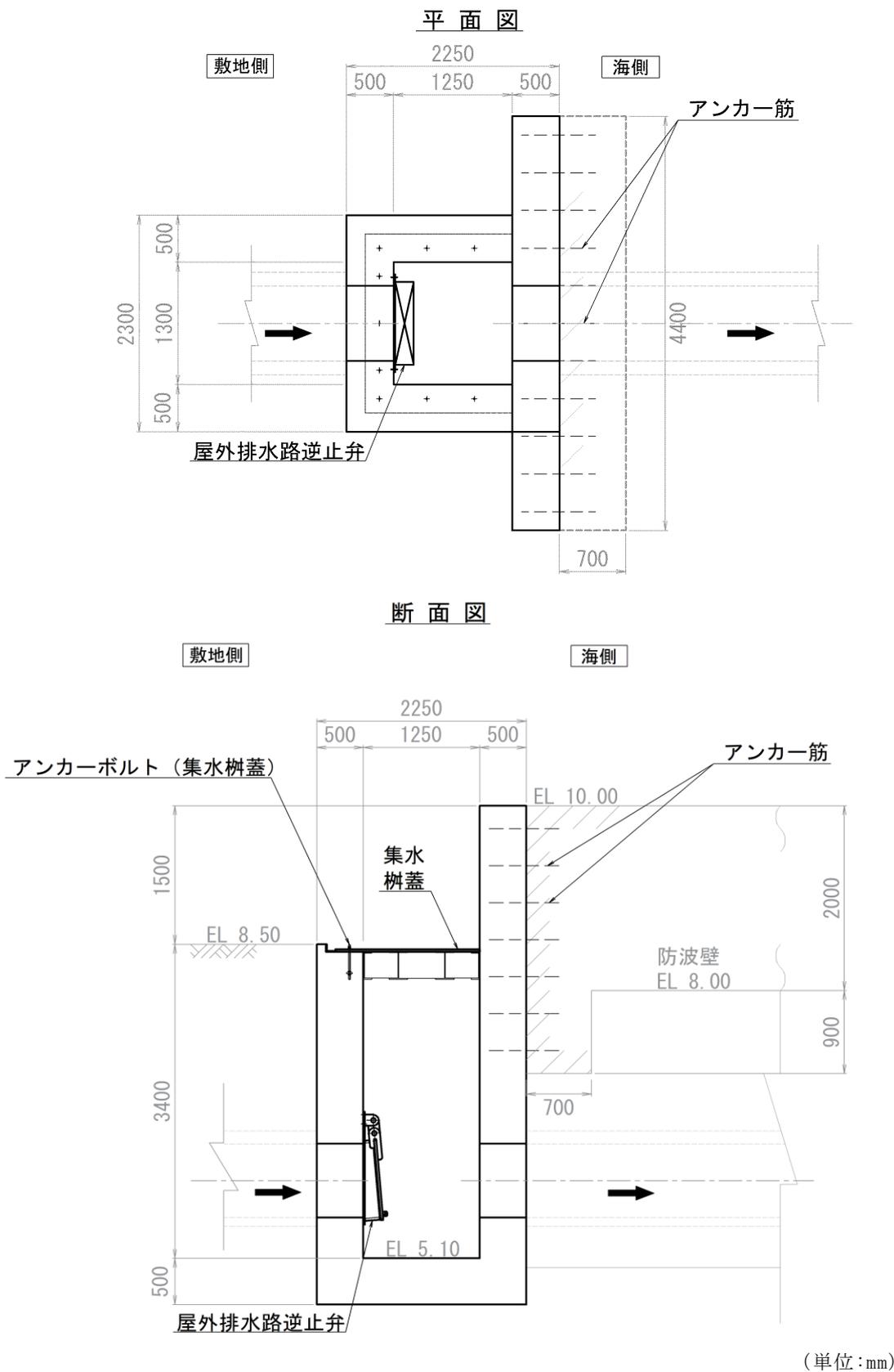


図 6-2(2) 集水柵 (屋外排水路逆止弁⑧-2) 構造図

6.2 評価方針

集水樹の強度評価は、「7. 集水樹の強度評価方法」に示す方法により、「8. 集水樹の強度評価結果」より、集水樹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。

集水樹の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、「津波時」を考慮し、評価される最大荷重を設定する。

6.2.1 集水樹

集水樹の強度評価は、表 6-1 の集水樹の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び集水樹の支持性能評価を実施することで、集水樹が構造強度を有すること及び屋外排水路逆止弁を支持する機能を損なわないことを確認する。

構造部材のうち集水樹（底版、側壁）及び集水樹蓋の健全性評価については、発生する応力が許容限界以下であることを確認する。また、アンカーボルト（集水樹蓋）については、発生する引張力が許容限界以下であることを確認する。

集水樹の支持性能評価については、集水樹が防波壁とアンカー筋により固定することから、防波壁との接合アンカー筋に発生する引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

集水樹の強度評価フローを図 6-2 に示す。

表 6-1 集水樹の評価項目

評価方針	評価項目	評価対象部位	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	集水樹 (底版、側壁)	発生する応力が許容限界を下回ることを確認	短期許容応力度
		集水樹蓋		
		アンカーボルト (集水樹蓋)	発生する引張力が許容限界を下回ることを確認	引張耐力
止水性を損なわないこと	構造部材の支持性能	アンカー筋	発生する引張力及びせん断力が許容限界を下回ることを確認	引張耐力及びせん断耐力

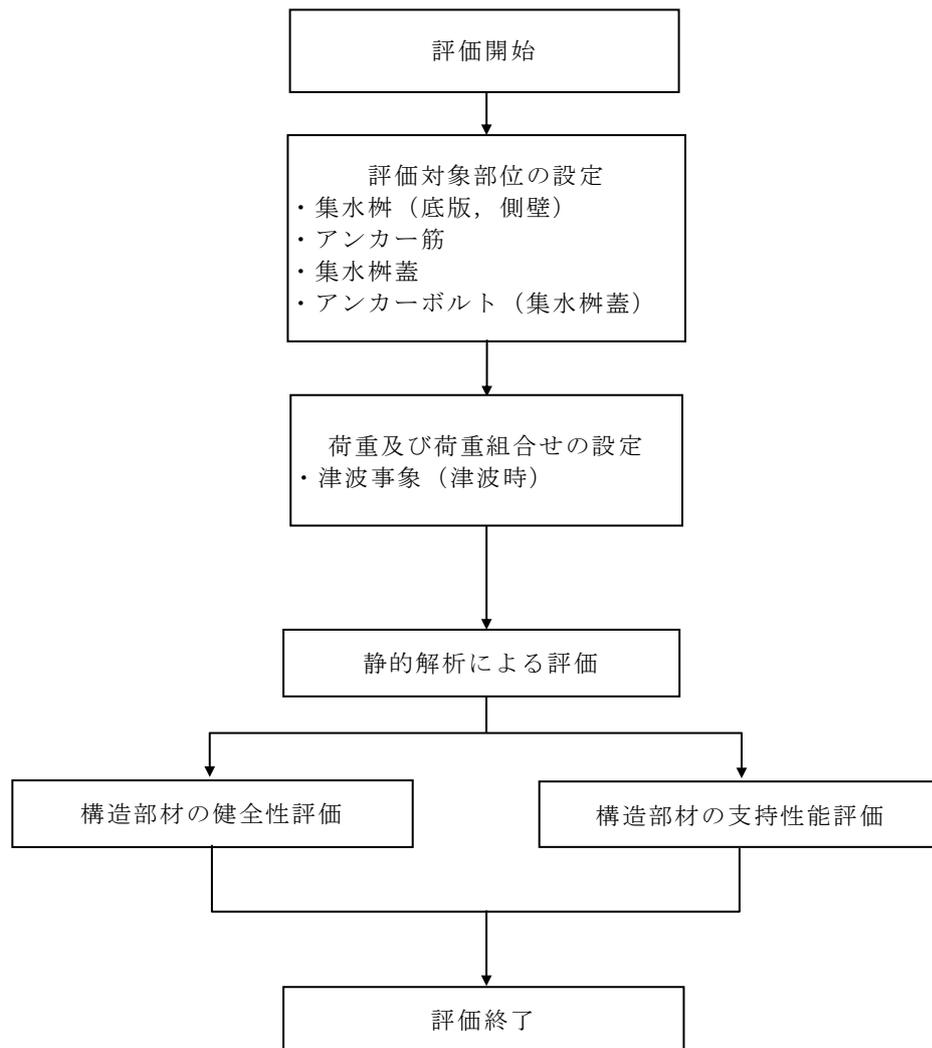


図 6-2 集水枿の強度評価フロー

6.3 適用規格・基準等

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〕（土木学会，2002年制定）
- (2) 耐津波設計に係る工認審査ガイド（原子力規制委員会，平成25年6月制定）
- (3) 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）
- (4) 道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編（日本道路協会 平成24年3月）
- (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) 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）
- (7) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，平成22年11月）

7. 集水桝の強度評価方法

7.1 評価対象部位

構造部材の健全性評価対象部位は、集水桝の底版及び側壁、集水桝蓋及び集水桝と集水桝蓋を接合するアンカーボルト（集水桝蓋）とする。集水桝の支持性能の評価対象部位は、集水桝を防波壁に固定するアンカー筋とする。

7.2 荷重及び荷重の組合せ

7.2.1 荷重

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、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として、屋外排水路逆止弁及び集水桝蓋の荷重を考慮する。

(3) 静水圧荷重（ P_h ）

静水圧荷重として、集水桝の設置位置における設置高さ及び浸水深さを考慮して算定する。

7.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 7-2 に示す。

表 7-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_h$

G：固定荷重

P：積載荷重

P_h ：静水圧荷重

7.3 許容限界

7.3.1 集水桝

集水桝（底版及び側壁）の許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）」に基づき，表 7-3 に示す短期許容応力度とする。

表 7-3 鉄筋コンクリートの許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=24$ N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5*
	短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.675*
鉄筋 (SD345)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa2} (曲げ軸力)	294*
	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa2} (せん断力)	294*

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

7.3.2 アンカー筋

集水桝のアンカー筋の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年）」に基づき，表 7-4 に示す引張耐力及びせん断耐力とする。

表 7-4 アンカー筋の許容限界

設備名称	引張耐力 (kN/本)	せん断耐力 (kN/本)
集水桝（屋外排水路逆止弁⑦）	105.40	98.17
集水桝（屋外排水路逆止弁⑧-2）	105.40	98.17

7.3.3 集水桝蓋

集水桝に設置する集水桝蓋の許容限界は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編（日本道路協会 平成 24 年 3 月）」に基づき、表 7-5 に示す曲げ応力度及びせん断応力度とする。また、評価においては防波壁の敷地側に設置している集水桝（逆止弁⑧-2）を評価する。

表 7-5 集水桝蓋（鋼板）の許容限界

設備名称	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
集水桝（屋外排水路逆止弁⑧-2）	210	120

7.3.4 アンカーボルト（集水桝蓋）

集水桝と集水桝蓋を接合するアンカーボルト（集水桝蓋）の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 年）」に基づき、表 7-6 に示す引張耐力とする。また、評価においては浸水防止の観点から防波壁の敷地側に設置している集水桝（逆止弁⑧-2）を評価する。

表 7-6 アンカーボルト（集水桝蓋）の許容限界

設備名称	引張耐力 (kN/本)
集水桝（屋外排水路逆止弁⑧-2）	57.57

7.4 評価方法

7.4.1 集水桝（底版）の評価

集水桝の底版については、法線方向及び法線直交方向の側壁との結合部を固定端とする四辺固定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。底版に生じる曲げモーメント及びせん断によって底版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。四辺固定版モデル概要図を図 7-1 に示す。

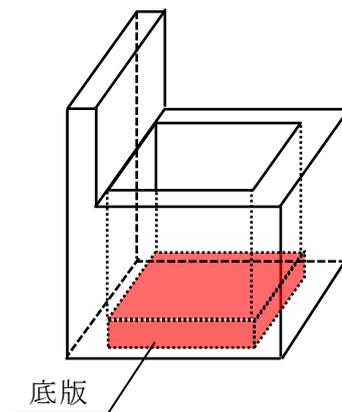


図 7-1 四辺固定版モデル概要図

7.4.2 集水桝（側壁）の評価

集水桝の側壁については、底版及び法線直交方向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边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を確認する。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。三辺固定版モデル概要図を図 7-2 に示す。

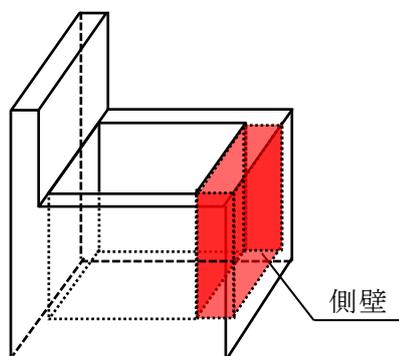


図 7-2 三辺固定版モデル概要図概要図

7.4.3 アンカー筋の評価

アンカー筋の支持性能評価においては、アンカー筋に作用する引張力及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

7.4.4 集水桷蓋の評価

集水桷蓋の構造健全性評価においては、両端固定梁モデルにより集水桷蓋（鋼板）に作用する曲げ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。

7.4.5 アンカーボルト（集水桷蓋）の評価

アンカーボルト（集水桷蓋）の構造健全性評価においては、アンカーボルト（集水桷蓋）に作用する引張力が許容限界以下であることを確認する。

7.5 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 7-7 に，材料の物性値を表 7-8 に示す。

表 7-7 使用材料

諸元		
集水柵	鉄筋（主筋）	SD345
	コンクリート	設計基準強度 24 N/mm ²
	アンカー筋	SD345 (D25)
集水柵蓋	鋼板	SS400 (PL25)
	アンカーボルト (集水柵蓋)	ABR400 (M20)

表 7-8 材料の物性値

材料	設計基準強度 (N/mm ²)	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	24.5	2.50×10 ⁴	0.2

8. 集水桝の強度評価結果

8.1 集水桝の曲げ軸力評価結果

集水桝の概略配筋図を図 8-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 8-1 及び表 8-2 に示す。

集水桝（底版及び側壁）の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。

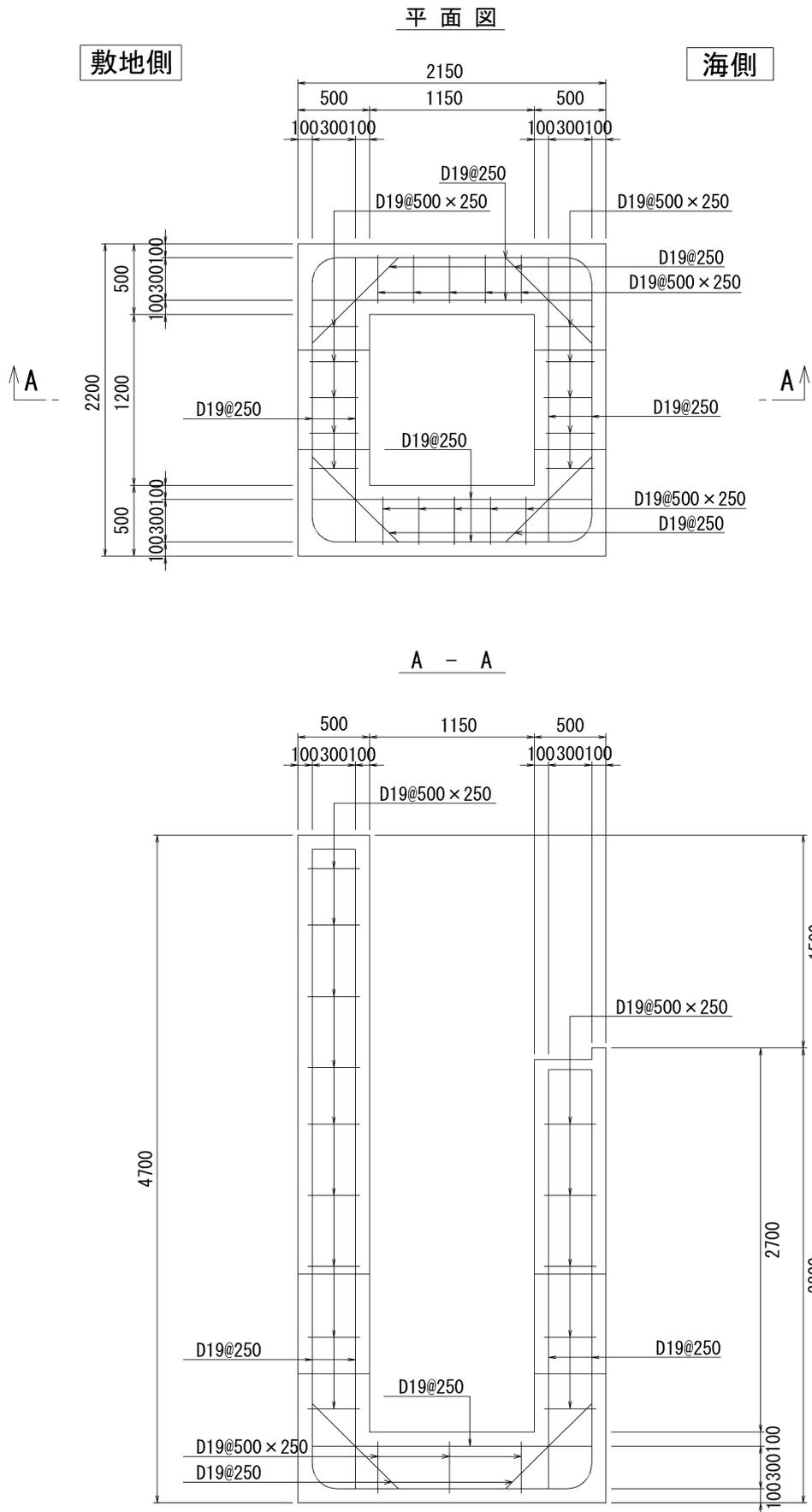


图 8-1(1) 概略配筋图 (集水枡 (屋外排水路逆止弁⑦)) (单位: mm)

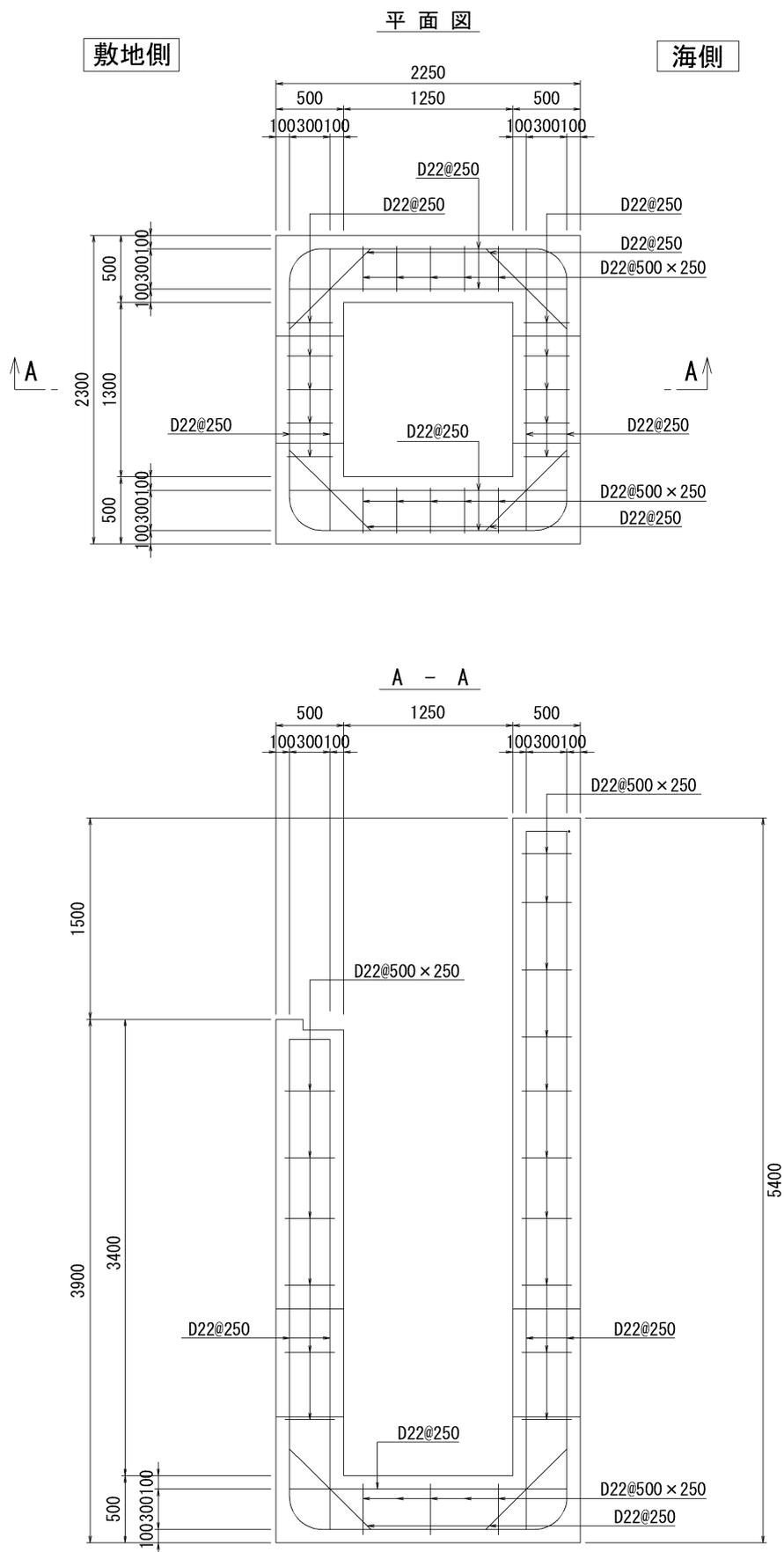


図 8-1(2) 概略配筋図 (集水枘 (屋外排水路逆止弁⑧-2))

表 8-1 曲げ軸力に対する照査結果（津波時：底版）

設備名称	曲げ モーメント (kN・m)	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		
集水桝（屋外排水 路逆止弁⑦）	18.49	1.00	44.04	13.5	294	0.08	0.15
集水桝（屋外排水 路逆止弁⑧-2）	18.33	0.88	32.72	13.5	294	0.07	0.12

表 8-2 曲げ軸力に対する照査結果（津波時：側壁）

設備名称	曲げ モーメント (kN・m)	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		
集水桝（屋外排水 路逆止弁⑦）	13.58	0.73	32.34	13.5	294	0.06	0.11
集水桝（屋外排水 路逆止弁⑧-2）	16.61	0.80	29.65	13.5	294	0.06	0.11

8.2 集水桝のせん断力評価結果

集水桝のせん断力に対する照査結果を表 8-3 に示す。

集水桝（底版及び側壁）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，発生応力は各照査断面において最大となる値を示している。

表 8-3(1) せん断力に対する照査結果（津波時：底版）

設備名称	設計基準強度	発生せん断力 (N/mm ²)	許容せん断 耐力 (N/mm ²)	照査値
集水桝（屋外排水 路逆止弁⑦）	24 N/mm ²	0.23	0.675	0.35
集水桝（屋外排水 路逆止弁⑧-2）	24 N/mm ²	0.22	0.675	0.33

表 8-3(2) せん断力に対する照査結果（津波時：側壁）

設備名称	設計基準強度	発生せん断力 (N/mm ²)	許容せん断 耐力 (N/mm ²)	照査値
集水桝（屋外排水 路逆止弁⑦）	24 N/mm ²	0.13	0.675	0.20
集水桝（屋外排水 路逆止弁⑧-2）	24 N/mm ²	0.15	0.675	0.23

8.3 アンカー筋の支持性能評価結果

集水桝のアンカー筋の耐力について、アンカー筋の引張耐力及びせん断耐力に対する照査結果を表 8-4 に示す。照査を行った結果、作用力が許容耐力以下であることを確認した。

表 8-4(1) アンカー筋の引張力に対する照査結果

設備名称	作用引張力 (kN/本)	許容引張耐力 (kN/本)	照査値
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑦)	9.30	105.40	0.09
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑧-2)	17.89	105.40	0.17

表 8-4(2) アンカー筋のせん断力に対する照査結果

設備名称	作用せん断力 (kN/本)	許容せん断耐力 (kN/本)	照査値
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑦)	10.74	98.17	0.11
集水桝 (屋外排水路 逆止弁⑧-2)	7.75	98.17	0.08

8.4 集水桝蓋の応力評価結果

集水桝蓋（鋼板）の曲げ応力度及びせん断応力度に対する照査結果を表 8-5 に示す。照査を行った結果、許容応力度以下であることを確認した。

表 8-5(1) 集水桝蓋の曲げ応力に対する照査結果

設備名称	評価部位	曲げ応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値
集水桝（屋外排水 路逆止弁⑧-2）	集水桝蓋 (t=25mm)	13.46	210	0.07

表 8-5(2) 集水桝蓋のせん断応力に対する照査結果

設備名称	評価部位	せん断応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値
集水桝（屋外排水 路逆止弁⑧-2）	集水桝蓋 (t=25mm)	0.44	120	0.01

8.5 アンカーボルト（集水桝蓋）の引張力評価結果

集水桝蓋のアンカーボルトの引張耐力に対する照査結果を表 8-6 に示す。照査を行った結果、作用力が許容耐力以下であることを確認した。

表 8-6 アンカーボルト（集水桝蓋）の引張力に対する照査結果

設備名称	評価部位	発生引張力 (kN/本)	許容限界 (kN/本)	照査値
集水桝（屋外排水 路逆止弁⑧-2）	アンカーボルト (集水桝蓋)	12.84	57.57	0.23

VI-3-別添 3-2-10 取水槽水位計の強度計算書

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	1
2.3 評価方針	4
2.4 適用規格・基準等	5
2.5 記号の説明	6
2.6 計算精度と数値の丸め方	8
3. 評価部位	9
4. 固有周期	9
4.1 固有値解析方法	9
4.2 解析モデル及び諸元	9
4.3 固有値解析結果	9
5. 構造強度評価	10
5.1 構造強度評価方法	10
5.2 荷重の組合せ及び許容応力	10
5.3 設計用地震力	14
5.4 計算方法	15
5.5 計算条件	20
5.6 応力の評価	20
6. 評価結果	21
6.1 設計基準対象施設としての評価結果	21

1. 概要

本計算書は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に基づき、津波監視設備のうち取水槽水位計が、津波荷重及び余震を考慮した荷重に対し、十分な構造健全性を有することについて説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

取水槽水位計の配置図を図 2-1 に示す。

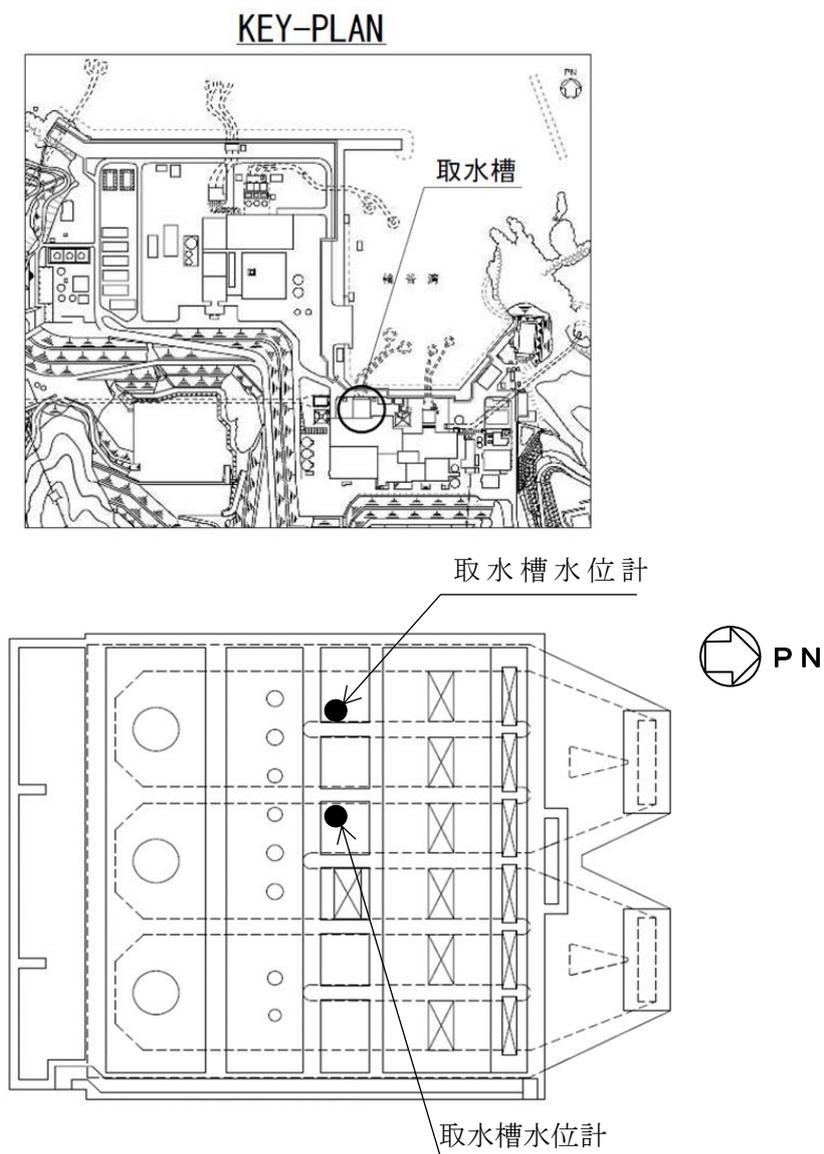


図 2-1 取水槽水位計配置図

2.2 構造計画

取水槽水位計の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画 (1/2)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>検出器は、案内管内に設置する。 案内管はUボルトによりサポート鋼材に固定され、サポート鋼材は基礎ボルトにより床及び壁に設置する。</p>	<p>検出器、案内管、サポート鋼材及び基礎ボルトから構成する。</p>	<p>The diagram illustrates the construction of a detector assembly. It includes a front view (正面) and a right-side view (右側面). Key components labeled include: ケーブル (Cable), 基礎ボルト (基礎ボルト (ケミカルアンカ)) (Foundation Bolt (Chemical Anchor)), (据付床) (Support Bed), フランジ (Flange), 案内管 (Guide Pipe), サポート鋼材 (山形鋼) (Support Steel (Channel Steel)), 後打金物 (After-Installation Hardware), Uボルト (U-bolt), 検出器 (Detector), and 基礎ボルト (基礎ボルト (平板)) (Foundation Bolt (Flat Plate)). Section lines A-A and B-B are shown. Section A-A is a cross-section of the top support, and section B-B is a cross-section of the U-bolt connection. The drawing is identified as (LE215-3A) and includes the unit (単位: mm).</p>

表 2-1 構造計画 (2/2)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>検出器は、案内管内に設置する。 案内管はUボルトによりサポート鋼材に固定され、サポート鋼材は基礎ボルトにより床及び壁に設置する。</p>	<p>検出器、案内管、サポート鋼材及び基礎ボルトから構成する。</p>	<p>基礎ボルト サポート鋼材 (平板) Uボルト ケーブル 据付床 基礎ボルト (ケミカルアンカ) 後打金物 案内管 サポート鋼材 (山形鋼) 検出器 左側面 正面 C-C 矢視図 D-D 矢視図 (壁) (単位: mm) (LE215-3B)</p>

2.3 評価方針

取水槽水位計の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、応力評価を実施する。応力評価では、取水槽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. 構造強度評価」にて示す方法により、「5.5 計算条件」に示す評価条件を用いて確認する。確認結果を「6. 評価結果」に示す。

取水槽水位計の強度評価フローを図 2-2 に示す。

取水槽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。重畳時における余震荷重は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」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 による地震力とする。余震荷重の設定に当たっては、弾性設計用地震動 S_d を入力して得られた設置床の最大応答加速度を用いる。

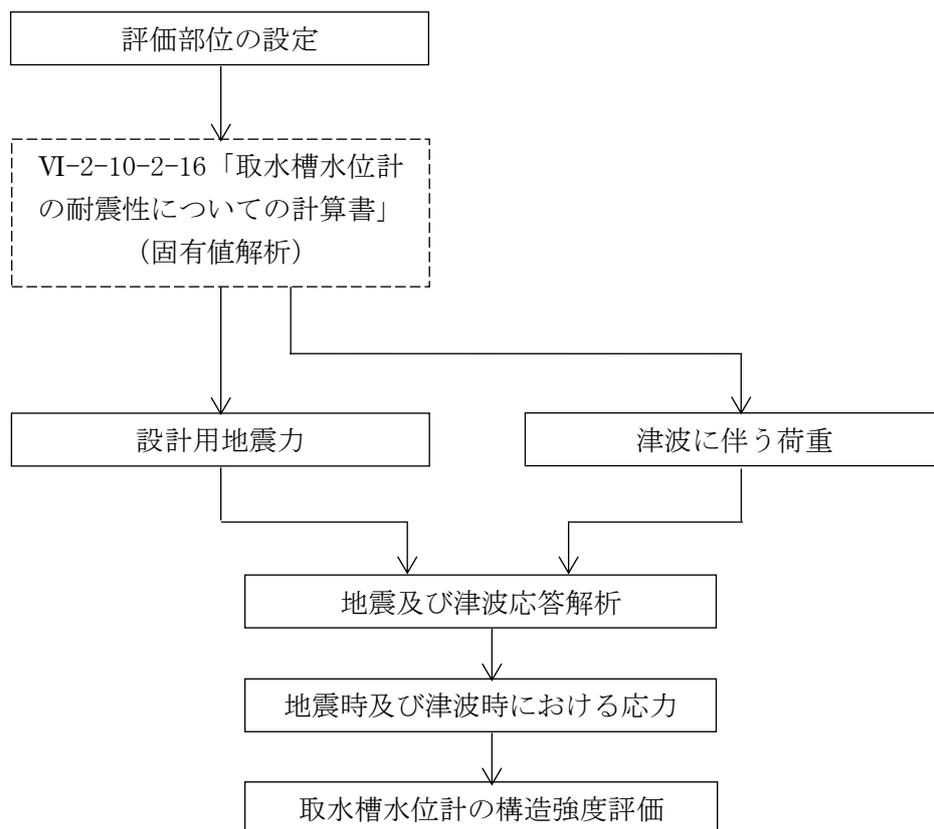


図 2-2 取水槽水位計の強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・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）
- ・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指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（社）日本電気協会）
- ・発電用原子力設備規格 設計・建設規格（（社）日本機械学会，2005/2007）（以下「設計・建設規格」という。）

2.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A	津波荷重を受ける面積	mm ²
A _b	基礎ボルトの軸断面積	mm ²
C _D	抗力係数	—
C _H	水平方向設計震度	—
C _V	鉛直方向設計震度	—
d	基礎ボルトの呼び径	mm
F	設計・建設規格 SSB-3131.1(1)に定める値	MPa
F*	設計・建設規格 SSB-3133に定める値	MPa
F _b	基礎ボルトに作用する引張力	N
F _x	サポート基礎部に作用する力 (X方向)	N
F _y	サポート基礎部に作用する力 (Y方向)	N
F _z	サポート基礎部に作用する力 (Z方向)	N
f _{s b}	せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力	MPa
f _{t o}	引張力のみを受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
f _{t s}	引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力 (許容組合せ応力)	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
h	津波最大到達レベル	m
l ₁	ボルト間距離 (M _x に対する)	mm
l ₂	ボルト間距離 (M _z に対する)	mm
l ₃	ボルト間距離 (M _y に対する)	mm
M _x	サポート基礎部に作用するモーメント (X軸周り)	N・mm
M _y	サポート基礎部に作用するモーメント (Y軸周り)	N・mm
M _z	サポート基礎部に作用するモーメント (Z軸周り)	N・mm
n	基礎ボルトの本数	—
n ₁	M _x に耐えうる基礎ボルトの本数	—
n ₂	M _z に耐えうる基礎ボルトの本数	—
n ₃	M _y に耐えうる基礎ボルトの本数	—
P ₁	津波による静水圧荷重	N
P ₂	津波による波力	N
Q _b	基礎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
S _y (R T)	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める材料の 40℃における値	MPa

記号	記号の説明	単位
T_h	入力津波高さ	m
V	津波流速	m/s
W_1	検出器の荷重	N
W_2	ケーブルの荷重	N
z_i	評価対象部位のレベル*	N
π	円周率	—
ρ	海水の密度	kg/m ³
σ_b	基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
τ_b	基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa

注記* : z_i の添字 i の意味は、以下のとおりとする。

$i = 1$: 据付床面

$i = 2$: 案内管最下端

2.6 計算精度と数値の丸め方

精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は、表 2-2 に示すとおりである。

表 2-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
温度	°C	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	mm	—	—	整数位 ^{*1}
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目 ^{*3}	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2, *3}
力	N	有効数字 5 桁目 ^{*3}	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2, *3}
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力 ^{*4}	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位

注記*1：設計上定める値が小数点以下第 1 位の場合は、小数点以下第 1 位表示とする。

*2：絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

*3：計算機プログラム固有の桁処理により算出値が有効数字 4 桁未満となる場合は、計算機プログラム保有の最大桁数表示とする。

*4：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。

3. 評価部位

取水槽水位計の構造強度評価は、「2.2 構造計画」に記載の構造を踏まえて、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、取水槽からの津波荷重が案内管及びサポート部に作用する。重畳時は、余震による慣性力及び津波荷重が案内管及びサポート部に作用する。

構造強度評価においては、耐震評価上厳しくなる壁面サポート及び床面サポートの基礎ボルト部について実施する。取水槽水位計の強度評価部位については、表 2-1 の概略構造図に示す。

4. 固有周期

4.1 固有値解析方法

取水槽水位計の固有値解析方法を以下に示す。

- (1) 取水槽水位計は、「4.2 解析モデル及び諸元」に示す三次元はりモデルとして考える。

4.2 解析モデル及び諸元

取水槽水位計の解析モデルの概要を以下に示す。

また、機器の諸元を本計算書の【検出器 (LE215-3A) の強度についての計算結果】、【検出器 (LE215-3B) の強度についての計算結果】のその他の機器要目に示す。

- (1) 取水槽水位計の解析モデルは、VI-2-10-2-16「取水槽水位計の耐震性についての計算書」の「2.4.2 解析モデル及び諸元」の解析モデルとする。

4.3 固有値解析結果

VI-2-10-2-16「取水槽水位計の耐震性についての計算書」の「2.4.3 固有値解析結果」にて、固有周期は 0.05 秒以下であり剛構造であることを確認した。

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

- (1) 地震力は、取水槽水位計に対して水平方向及び鉛直方向から個別に作用させる。
また、水平方向及び鉛直方向の動的地震力による荷重の組合せには、絶対値和を適用する。
- (2) 取水槽水位計の案内管及びサポート部に津波荷重を付与する。
- (3) 津波荷重は、案内管及びサポート部の投影面に集中して作用するものとする。
- (4) 強度計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

5.2 荷重の組合せ及び許容応力

5.2.1 荷重の組合せ

取水槽水位計の強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」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。取水槽水位計の荷重の組合せを表 5-1 に示す。

5.2.2 許容応力

取水槽水位計の許容応力は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容応力に基づき表 5-2 のとおりとする。

5.2.3 使用材料の許容応力評価条件

取水槽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 5-3 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

施設区分	機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ
津波監視設備	取水槽水位計	S	—*	$D + P_t + P_h + S_d$

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 5-2 許容応力（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
ⅢA S	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$

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

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

表 5-3 使用材料の許容応力評価条件 (設計基準対象施設)

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
		周囲環境温度				
基礎ボルト (床面サポート)	SS400 (径 ≤ 16mm)	周囲環境温度	50	241	394	—
基礎ボルト (壁面サポート)	SUS316L	周囲環境温度	50	169	472	175

5.3 設計用地震力

強度評価に用いる設計用地震力を表 5-4 に示す。

弾性設計用地震動 S_d は、VI-2-1-7「設計用床応答スペクトルの作成方針」に基づき設定する。

表 5-4 設計用地震力（設計基準対象施設）

機器名称	据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S_d	
		水平 方向	鉛直 方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
取水槽水位計 (LE215-3A)	取水槽 EL 4.0 (EL 8.8 ^{*1})		0.05 以下	$C_H=3.01^{*2}$	$C_V=0.95^{*2}$
取水槽水位計 (LE215-3B)	取水槽 EL 4.0 (EL 8.8 ^{*1})		0.05 以下	$C_H=3.01^{*2}$	$C_V=0.95^{*2}$

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：設計用震度 I（弾性設計用地震動 S_d ）を上回る設計震度

5.4 計算方法

5.4.1 津波荷重の計算方法

(1) 津波による静水圧荷重

取水槽水位計に作用する静水圧荷重は以下にて求める。

$$P_1 = \rho \cdot g \cdot A \cdot T_h \cdots \cdots \cdots (5.4.1.1)$$

ここで、入力津波高さ T_h は次式にて求める。

$$T_h = h - z_i \cdots \cdots \cdots (5.4.1.2)$$

(2) 津波による波力

取水槽水位計に作用する波力は以下にて求める。

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho \cdot A \cdot V^2 \cdots \cdots \cdots (5.4.1.3)$$

5.4.2 応力の計算方法

5.4.2.1 基礎ボルトの計算方法

基礎ボルトの応力は、図5-1及び図5-2に示す三次元はりモデルによる個別解析からサポート評価点の内力を求めて、その結果を用いて手計算にて基礎ボルトを評価する。個別解析によって得られたサポート評価点の最大反力とモーメントを表5-5及び表5-6に示す。

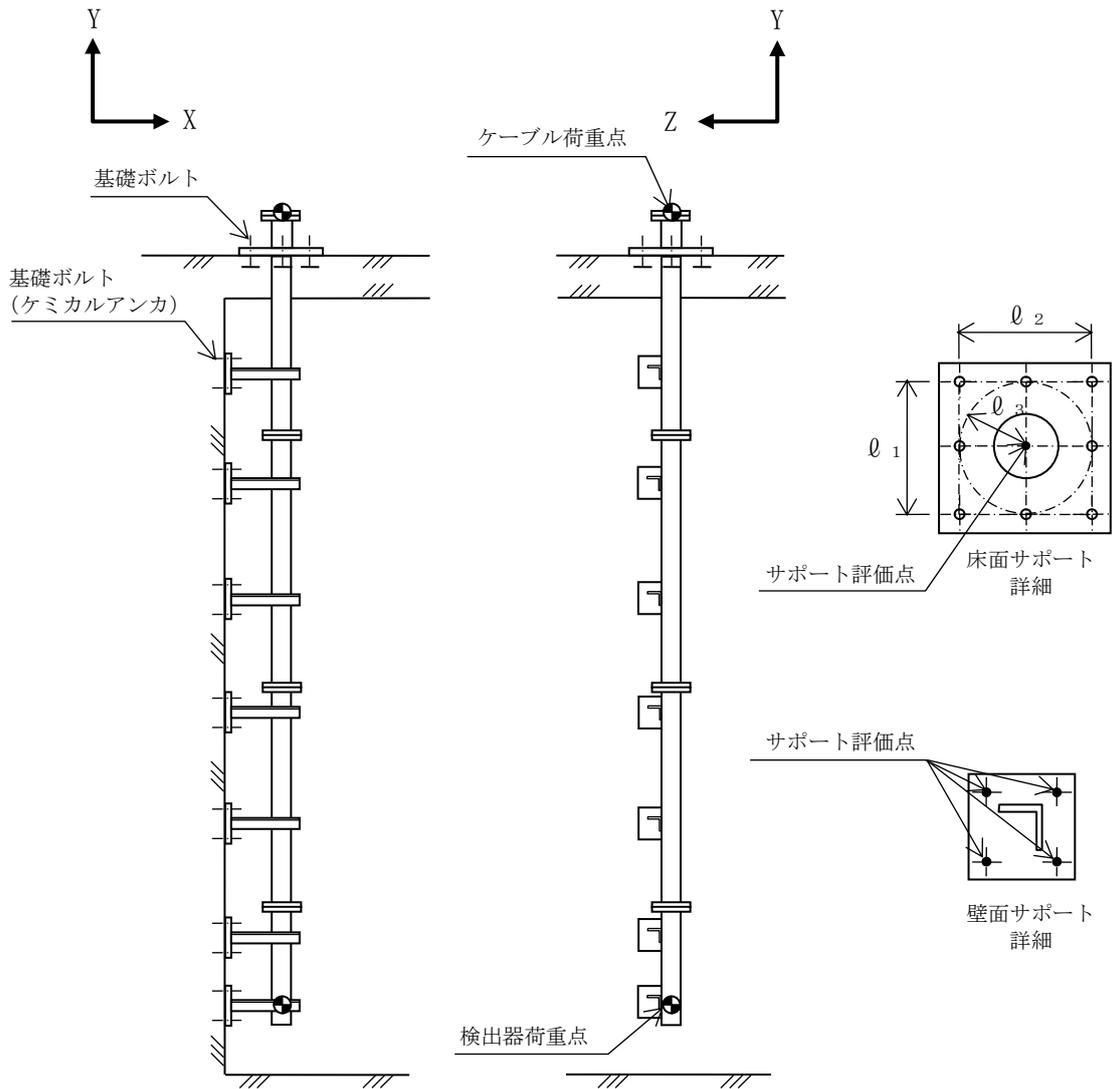


図5-1 計算モデル（基礎ボルト部）（LE215-3A）

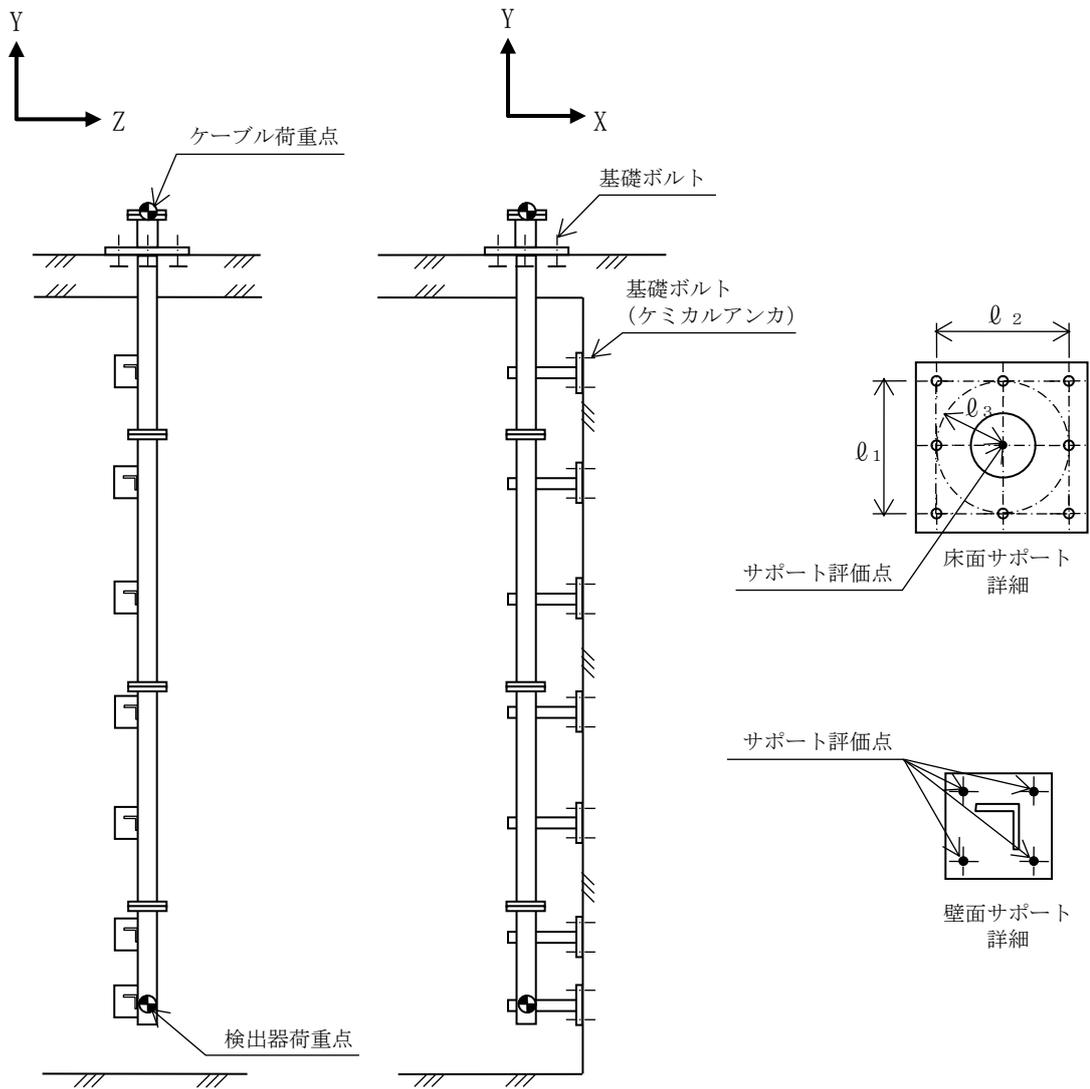


図 5-2 計算モデル (基礎ボルト部) (LE215-3B)

表5-5 サポート基礎部 発生反力, モーメント (床面サポート)

対象機器	反力(N)			モーメント(N・mm)		
	F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
検出器 (LE215-3A)						
検出器 (LE215-3B)						

表 5-6 基礎ボルト部 発生反力 (壁面サポート)

対象機器	反力(N)	
	F _b	Q _b
検出器 (LE215-3A)		
検出器 (LE215-3B)		

(1) 引張応力

基礎ボルト（1本あたり）に対する引張応力は，下式により計算する。

引張力（床面サポートのみ）

$$F_b = \frac{F_y}{n} + \frac{M_x}{l_1 \cdot n_1} + \frac{M_z}{l_2 \cdot n_2} \dots\dots\dots (5.4.2.1.1)$$

引張応力

$$\sigma_b = \frac{F_b}{A_b} \dots\dots\dots (5.4.2.1.2)$$

ここで，基礎ボルトの軸断面積 A_b は次式により求める。

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \dots\dots\dots (5.4.2.1.3)$$

(2) せん断応力

基礎ボルト（1本あたり）に対するせん断応力は，下式により計算する。

せん断力（床面サポートのみ）

$$Q_b = \frac{\sqrt{F_x^2 + F_z^2}}{n} + \frac{M_y}{l_3 \cdot n_3} \dots\dots\dots (5.4.2.1.4)$$

せん断応力

$$\tau_b = \frac{Q_b}{A_b} \dots\dots\dots (5.4.2.1.5)$$

5.5 計算条件

5.5.1 基礎ボルトの応力計算条件

応力計算に用いる計算条件は、本計算書の【検出器 (LE215-3A) の強度についての計算結果】、【検出器 (LE215-3B) の強度についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

5.6 応力の評価

5.6.1 基礎ボルトの応力評価

5.4.2.1項で求めたボルトの引張応力 σ_b は次式より求めた許容組合せ応力 f_{ts} 以下であること。ただし、 f_{to} は下表による。

$$f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}] \quad \dots\dots\dots (5.6.1.1)$$

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 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

6.1 設計基準対象施設としての評価結果

取水槽水位計の設計基準対象施設としての強度評価結果を以下に示す。

発生値は許容限界を満足しており、取水槽水位計が十分な構造健全性を有することを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【検出器 (LE215-3A) の強度についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動 S d		周囲環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
取水槽水位計 (LE215-3A)	S	取水槽 EL 4.0 (EL 8.8*1)		0.05 以下	$C_H=3.01^{*2}$	$C_V=0.95^{*2}$	50

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：設計用震度 I（弾性設計用地震動 S d）を上回る設計震度

1.2 機器要目

部材	W ₁ (N)	W ₂ (N)	d (mm)	A _b (mm ²)	ℓ ₁	ℓ ₂	ℓ ₃	n	n ₁	n ₂	n ₃	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)	F (MPa)	F* (MPa)
基礎ボルト (床面サポート)												241 (径≦16mm)	394 (径≦16mm)	—	241	—
基礎ボルト (壁面サポート)					—	—	—		—	—	—	169	472	175	175	—

1.3 計算数値

1.3.1 サポート基礎部に作用する力 (単位：N)

部材	F_x	F_y	F_z
	弾性設計用地震動 S d 及び津波に伴う荷重		
基礎ボルト (床面サポート)			

1.3.2 サポート基礎部に作用するモーメント (単位：N・mm)

部材	M_x	M_y	M_z
	弾性設計用地震動 S d 及び津波に伴う荷重によるモーメント		
基礎ボルト (床面サポート)			

1.3.3 基礎ボルトに作用する力 (単位：N)

部材	F_b	Q_b
	弾性設計用地震動 S d 及び津波に伴う荷重	
基礎ボルト (床面サポート)		
基礎ボルト (壁面サポート)		

1.4 結論

1.4.1 基礎ボルトの応力

(単位: MPa)

部材	材料	応力	弾性設計用地震動 S d	
			算出応力	許容応力
基礎ボルト (床面サポート)	SS400	引張	$\sigma_b = 11$	$f_{ts} = 180^*$
		せん断	$\tau_b = 3$	$f_{sb} = 139$
基礎ボルト (壁面サポート)	SUS316L	引張	$\sigma_b = 20$	$f_{ts} = 105^*$
		せん断	$\tau_b = 5$	$f_{sb} = 80$

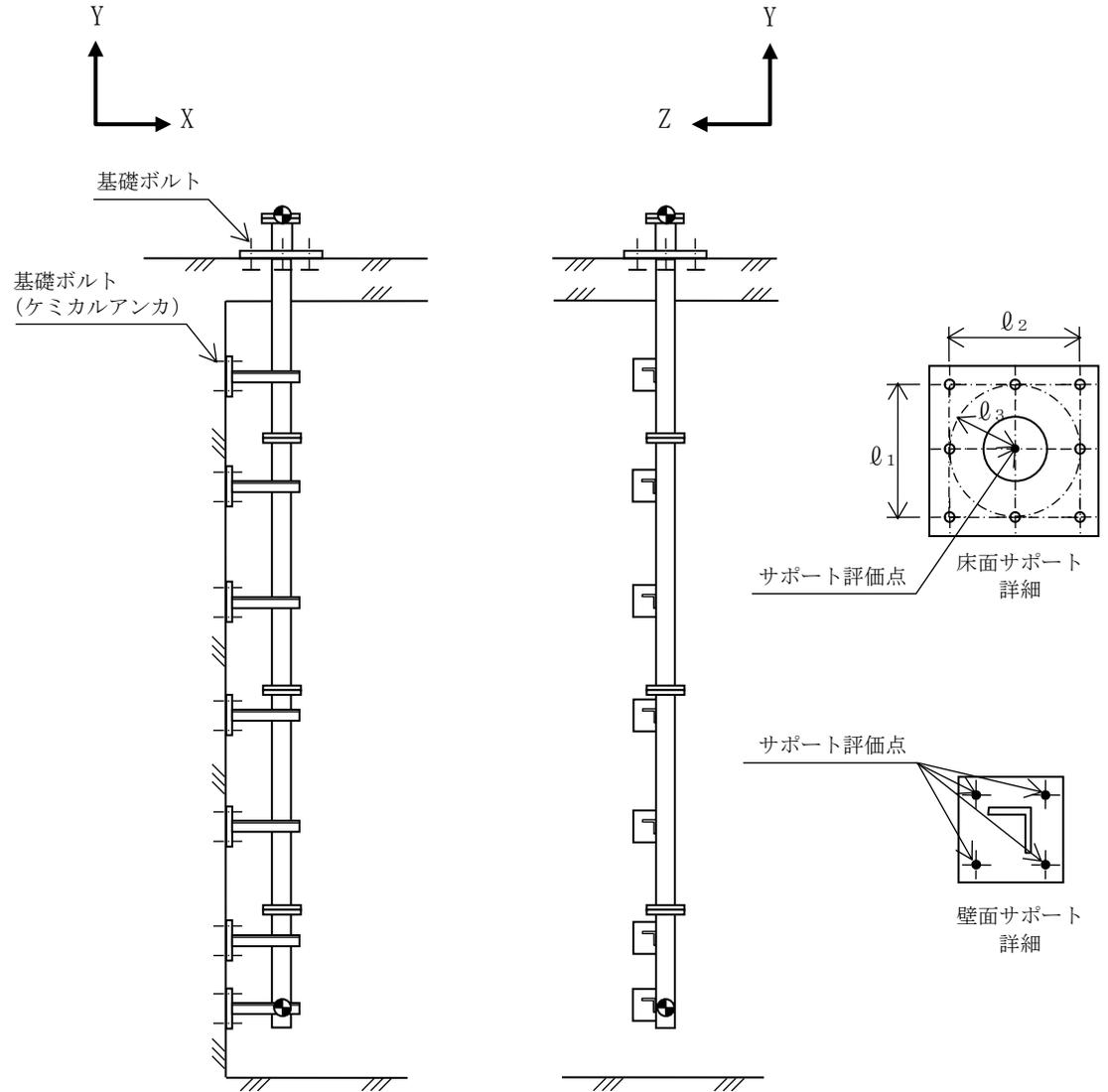
すべて許容応力以下である。

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

1.5 その他の機器要目

項目	記号	単位	入力値 (LE215-3A)
材質	—	—	SUS316/SUS316TP
質量	m	kg	
温度条件 (雰囲気温度)	T	℃	50
縦弾性係数	E	MPa	193000
ポアソン比	ν	—	0.3
要素数	—	個	
節点数	—	個	
海水の密度	ρ	kg/m ³	1030
津波到達レベル	h	m	11.3
評価対象部位のレベル (据付面)	z_1	m	4.0
評価対象部位のレベル (案内管最下端)	z_2	m	-9.35
抗力係数	C _D	—	2.0
津波流速	V	m/s	2.0

25



S2 補 VI-3-別添 3-2-10 R0

【検出器 (LE215-3B) の強度についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期(s)		弾性設計用地震動 S d		周囲環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
取水槽水位計 (LE215-3B)	S	取水槽 EL 4.0 (EL 8.8*1)		0.05 以下	$C_H=3.01^{*2}$	$C_V=0.95^{*2}$	50

注記*1: 基準床レベルを示す。

*2: 設計用震度 I (弾性設計用地震動 S d) を上回る設計震度

1.2 機器要目

部材	W ₁ (N)	W ₂ (N)	d (mm)	A _b (mm ²)	ℓ ₁	ℓ ₂	ℓ ₃	n	n ₁	n ₂	n ₃	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)	F (MPa)	F* (MPa)
基礎ボルト (床面サポート)												241 (径 ≤ 16mm)	394 (径 ≤ 16mm)	—	241	—
基礎ボルト (壁面サポート)					—	—	—		—	—	—	169	472	175	175	—

1.3 計算数値

1.3.1 サポート基礎部に作用する力 (単位：N)

部材	F_x	F_y	F_z
	弾性設計用地震動 S d 及び津波に伴う荷重		
基礎ボルト (床面サポート)			

1.3.2 サポート基礎部に作用するモーメント (単位：N・mm)

部材	M_x	M_y	M_z
	弾性設計用地震動 S d 及び津波に伴う荷重によるモーメント		
基礎ボルト (床面サポート)			

1.3.3 基礎ボルトに作用する力 (単位：N)

部材	F_b	Q_b
	弾性設計用地震動 S d 及び津波に伴う荷重	
基礎ボルト (床面サポート)		
基礎ボルト (壁面サポート)		

1.4 結論

1.4.1 基礎ボルトの応力

(単位：MPa)

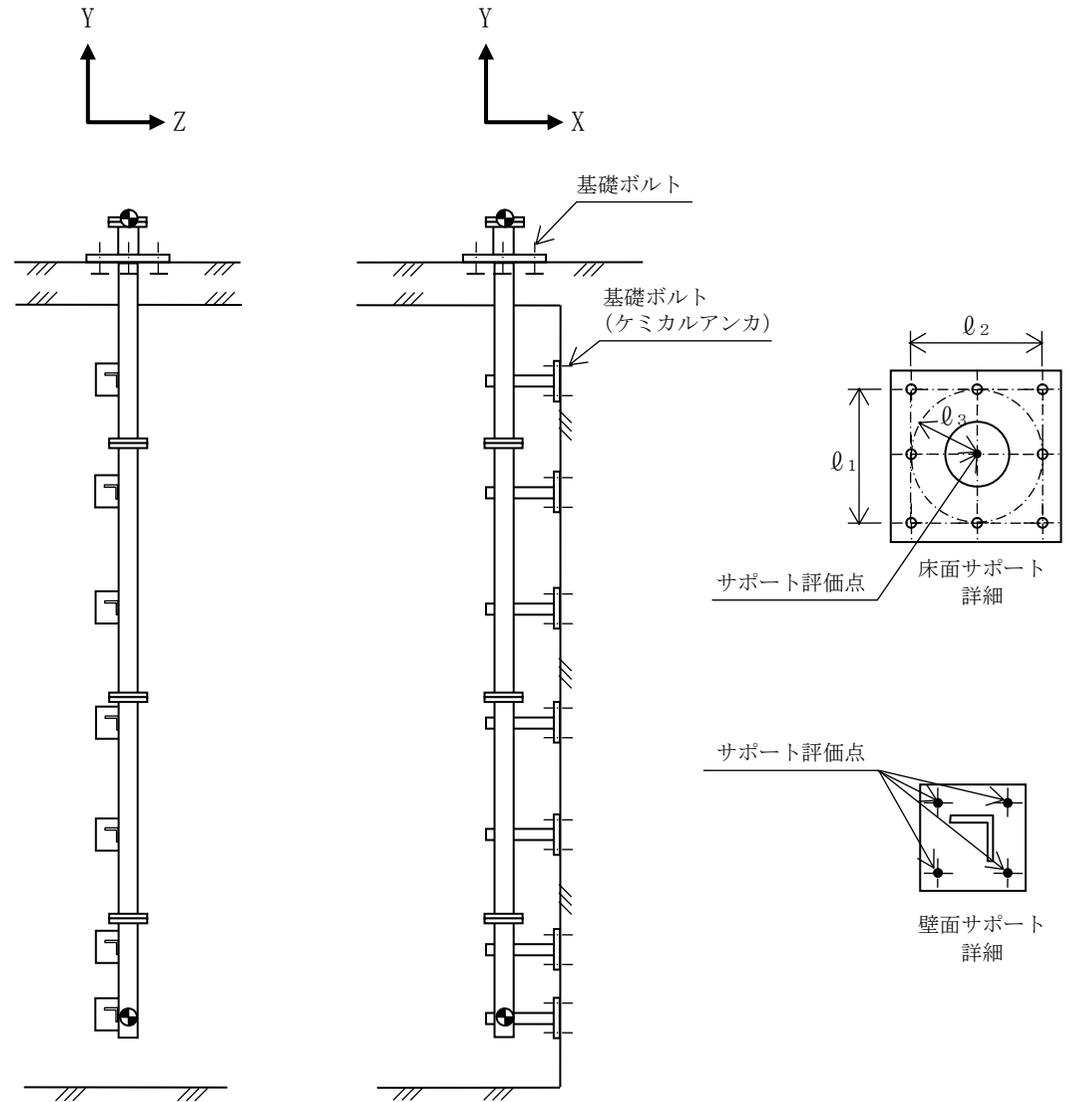
部材	材料	応力	弾性設計用地震動 S d	
			算出応力	許容応力
基礎ボルト (床面サポート)	SS400	引張	$\sigma_b = 11$	$f_{ts} = 180^*$
		せん断	$\tau_b = 3$	$f_{sb} = 139$
基礎ボルト (壁面サポート)	SUS316L	引張	$\sigma_b = 20$	$f_{ts} = 105^*$
		せん断	$\tau_b = 5$	$f_{sb} = 80$

すべて許容応力以下である。

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

1.5 その他の機器要目

項目	記号	単位	入力値 (LE215-3B)
材質	—	—	SUS316/SUS316TP
質量	m	kg	
温度条件 (雰囲気温度)	T	℃	50
縦弾性係数	E	MPa	193000
ポアソン比	ν	—	0.3
要素数	—	個	
節点数	—	個	
海水の密度	ρ	kg/m ³	1030
津波到達レベル	h	m	11.3
評価対象部位のレベル (据付面)	z_1	m	4.0
評価対象部位のレベル (案内管最下端)	z_2	m	-9.35
抗力係数	C _D	—	2.0
津波流速	V	m/s	2.0



VI-3-別添 3-2-11 漂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	3
2.3	構成要素の構造計画	4
2.4	評価方針	5
2.5	適用規格・基準等	6
3.	強度評価	7
3.1	記号の定義	7
3.2	評価対象部位	9
3.3	荷重及び荷重の組合せ	10
3.3.1	荷重の設定	10
3.3.2	荷重の組合せ	10
3.4	許容限界	11
3.5	評価方法	13
4.	評価条件	21
5.	評価結果	22

別紙 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震性についての計算書

1. 概要

本資料は、VI-1-1-3-2「津波への配慮に関する説明書」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、漂流防止装置が燃料輸送船及びL L W輸送船（以下「燃料等輸送船」という。）の係留索の耐力（以下「係留力」という。）に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

燃料等輸送船は、来襲までに時間的余裕がある津波の場合は緊急退避するが、来襲までに時間的余裕がない津波の場合は漂流防止装置に係留することとなる。したがって、漂流防止装置が燃料等輸送船による係留力に対して十分な構造強度を有していることを確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置の位置を図 2-1 に示す。

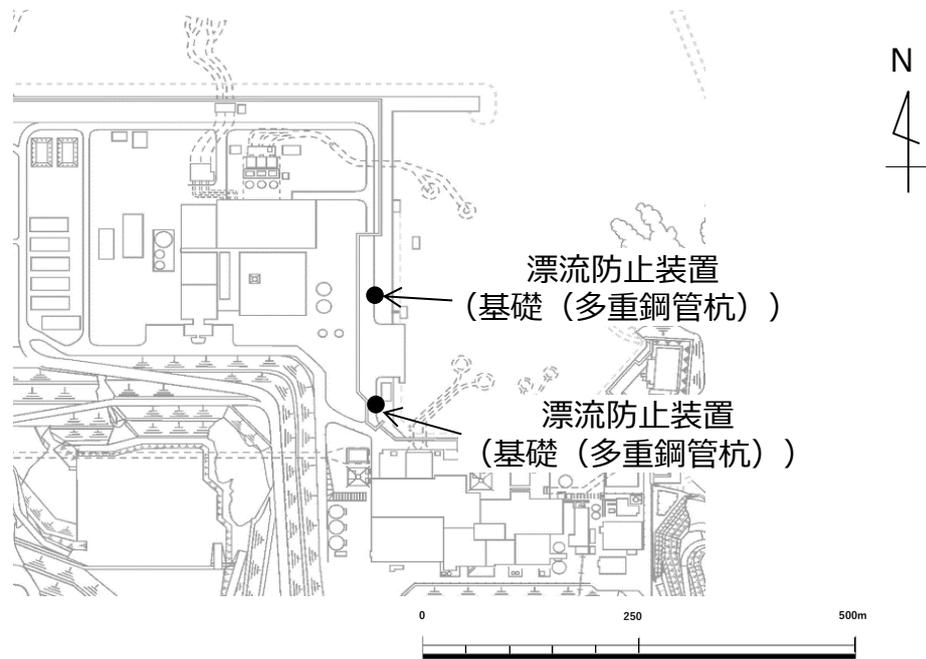


図 2-1 漂流防止装置位置

2.2 構造概要

漂流防止装置は、燃料等輸送船の係留索を固定材である係船柱と接続し、係船柱と基礎をアンカーボルトで固定する構造である。漂流防止装置の概要図を図 2-2 に示す。

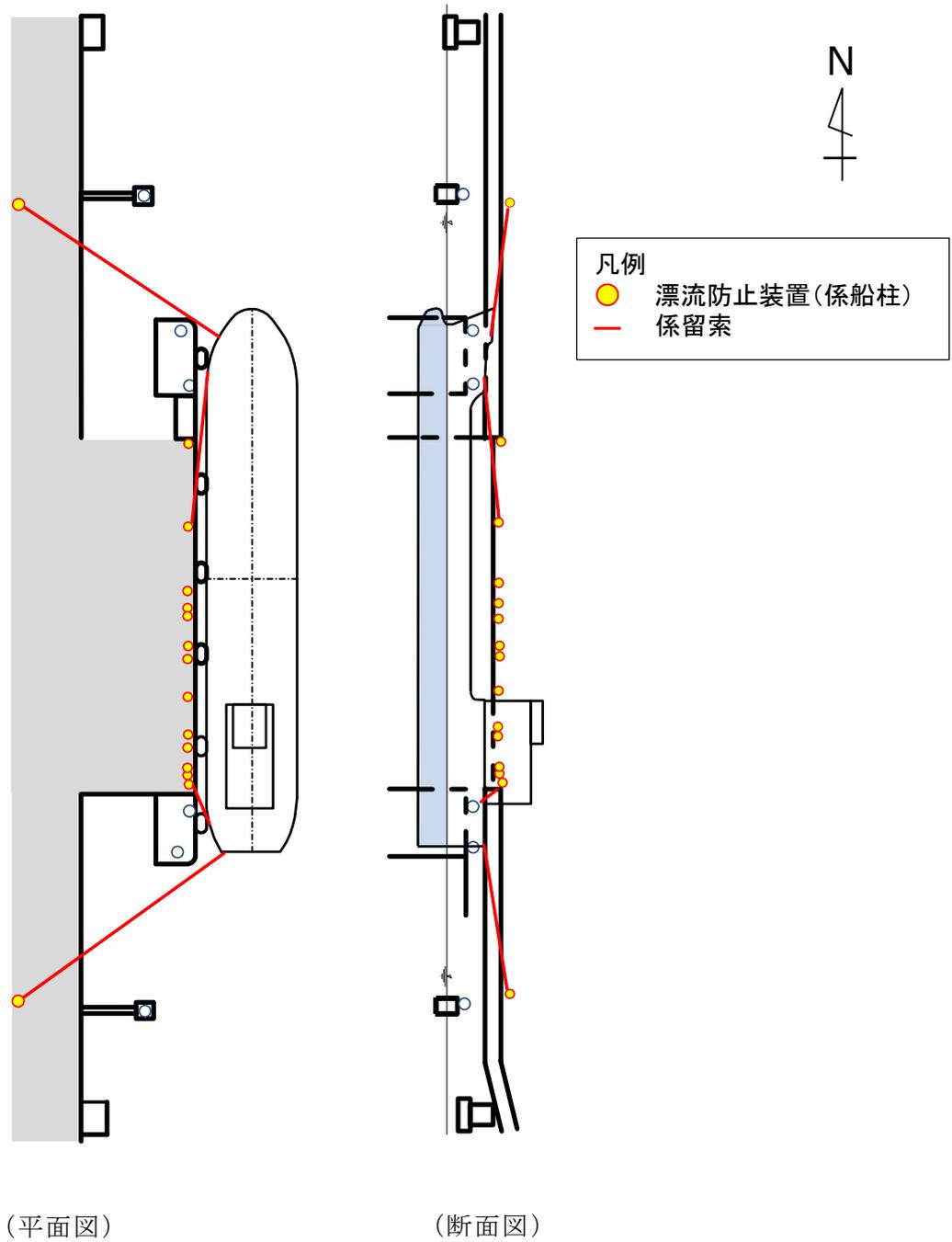


図 2-2 漂流防止装置の概要図

2.3 構成要素の構造計画

漂流防止装置の構造図を図 2-3 に示す。

漂流防止装置は、係船柱、アンカーボルト及びアンカー板から構成される。

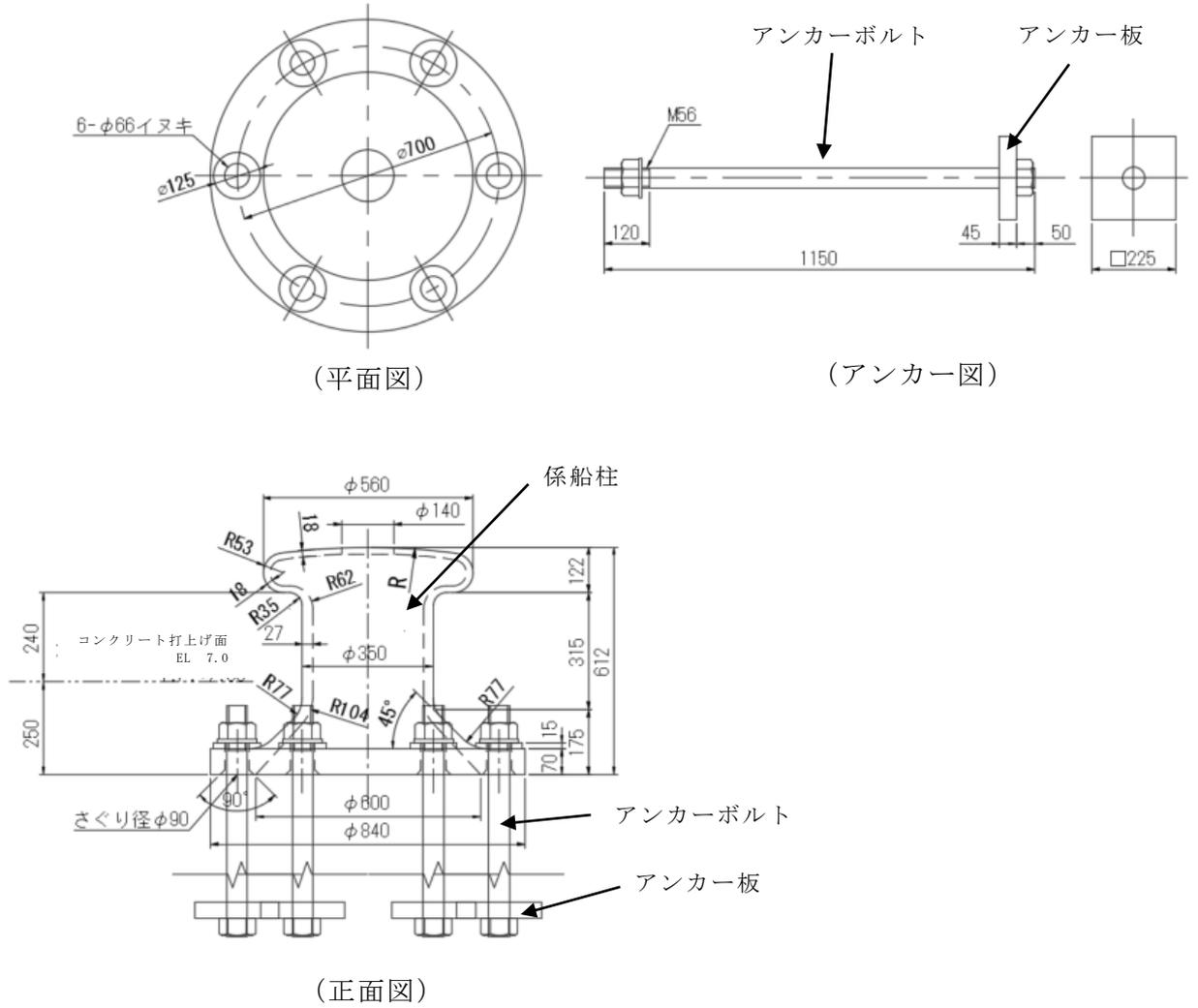


図 2-3 漂流防止装置の構造図

2.4 評価方針

漂流防止装置の強度評価は、係留力が係留索を介して漂流防止装置に作用することにより評価対象部位に生ずる応力が「3.4 許容限界」に収まることを「3.5 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計算し、「5. 評価結果」にて確認する。

漂流防止装置の強度評価フローを図 2-4 に示す。

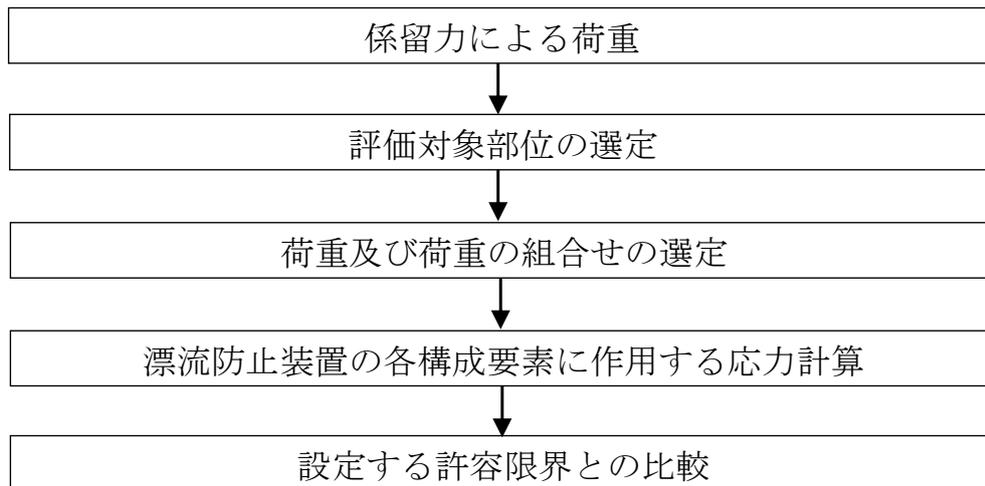


図 2-4 漂流防止装置の強度評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・港湾技研資料 N0, 102 けい船柱の標準設計（案）（運輸省港湾技術研究所，1970年）
- ・鋼構造設計規準－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年改訂）
- ・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）
- ・日本産業規格（J I S）
- ・港湾構造物標準設計（第1集）（（社）日本港湾協会，1971年）

3. 強度評価

3.1 記号の定義

漂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 (1) 漂流防止装置の強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
P	N	係留力
σ_s	N/mm ²	係船柱の胴部縁応力度
$M_{s a}$	N・mm	係船柱の胴部転倒モーメント
$Z_{s a}$	mm ³	係船柱の断面係数
P_v	N	係留力の鉛直成分
$A_{s a}$	mm ²	係船柱の断面積
σ_{c1}	N/mm ²	底板下面のコンクリートの支圧応力度
R_1	mm	中心軸から底板端までの距離
y	mm	中心軸と中立軸の距離
n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比
G_s	mm ³	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
G_c	mm ³	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
σ_{c2}	N/mm ²	底板前面のコンクリートの支圧応力度
P_H	N	係留力の水平成分
μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数
P_{vc}	N/mm ²	コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$)
H_1	mm	底板厚さ
σ_{s2}	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度
R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離
τ_s	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度
N	本	アンカーボルトの本数
ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径
p	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重
ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径
σ_{st}	N/mm ²	アンカー板の応力度
b	mm	ナット二面幅

表 3-1 (2) 漂流防止装置の強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
a	mm	アンカー板幅
t	mm	アンカー板厚
τ_c	N/mm ²	アンカー板コンクリートのせん断応力度
L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ

3.2 評価対象部位

漂流防止装置の評価対象部位は「2.2 構造計画」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

漂流防止装置に生じる係留力に伴う荷重は係船柱，アンカーボルト及びアンカー板を介して基礎に伝達されることから，評価対象部位を係船柱，アンカーボルト及びアンカー板とする。評価対象部位を図 3-1 に示す。

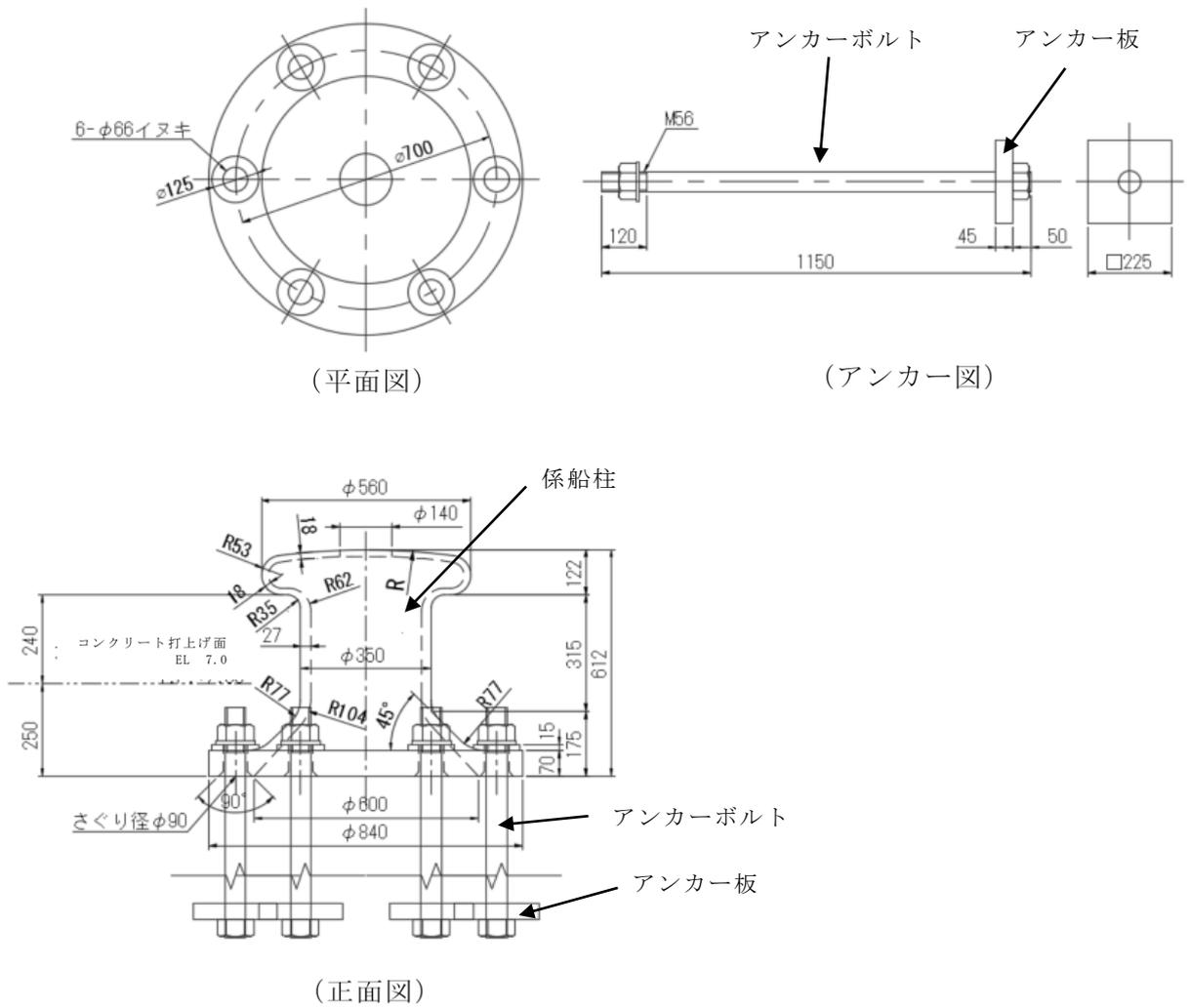


図 3-1 評価対象部位

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、VI-1-1-3-2「津波への配慮に関する説明書」にて考慮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を以下に示す。

(1) 係留力 (P)

係留力として、海域活断層から想定される地震による津波（基準津波4）を対象とした津波条件から設定される燃料等輸送船の流圧力に対する荷重を考慮する。

係留力の作用イメージを図3-2に示す。

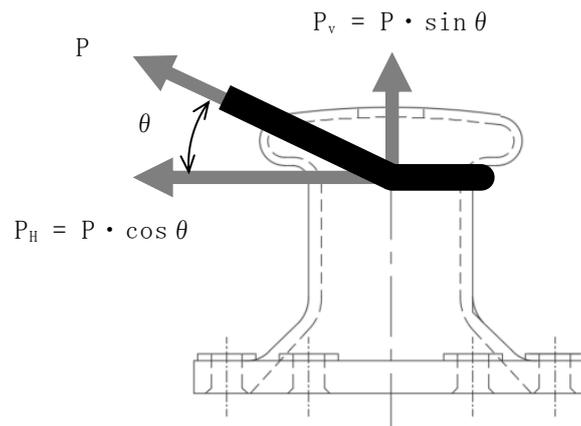


図 3-2 係留力の作用イメージ

3.3.2 荷重の組合せ

漂流防止装置の強度評価に用いる荷重としては係留力 P のみを考慮し、その構造から風荷重及び積雪荷重の影響は考慮しない。

3.4 許容限界

(1) 使用材料

漂流防止措置を構成する係船柱、アンカーボルト及びアンカー板の使用材料を表 3-2 に示す。

また、漂流防止装置の基礎で使用するコンクリートは設計基準強度 24N/mm^2 とする。

表 3-2 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
係船柱	SC450	—
アンカーボルト	SS400	M56×1150
アンカー板	SS400	□225×t45

(2) 許容限界

a. 係船柱

係船柱の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（社）日本建築学会，2005年改訂）」及び「JIS G 5101 炭素鋼鋳鋼品」を踏まえて表 3-3 の値とする。

表 3-3 係船柱の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm^2)	
	曲げ・引張	せん断
SC450	137	—

b. アンカーボルト及びアンカー板

アンカーボルト及びアンカー板の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した，表3-4の値とする。

表3-4 アンカーボルト及びアンカー板の許容応力度

材質		許容応力度 (N/mm ²)	
		曲げ・引張	せん断
SS400	$t \leq 40$	156	90
	$40 < t \leq 100$	143	82

c. 漂流防止装置の基礎

漂流防止装置の基礎の許容限界は、「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）に基づき，表3-5に示す許容応力度とする。

表3-5 漂流防止装置の基礎の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm ²)	
	支圧	せん断
コンクリート（設計基準強度 24N/mm ² ）	11.7	0.45

3.5 評価方法

当該漂流防止装置を構成する係船柱，アンカーボルト及びアンカー板に発生する応力より算定する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

(1) 係船柱

係船柱の応力度の評価対象を図 3-3 に示す。

a. 係船柱

係船柱に生じる応力は，係船柱を片持ち梁として次式により算出し，係船柱の許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_s = M_{s a} / Z_{s a} + P_v / A_{s a}$$

σ_s : 係船柱の胴部縁応力度 (N/mm²)

$M_{s a}$: 係船柱の胴部転倒モーメント (N・mm)

$Z_{s a}$: 係船柱の断面係数 (mm³)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

$A_{s a}$: 係船柱の断面積 (mm²)

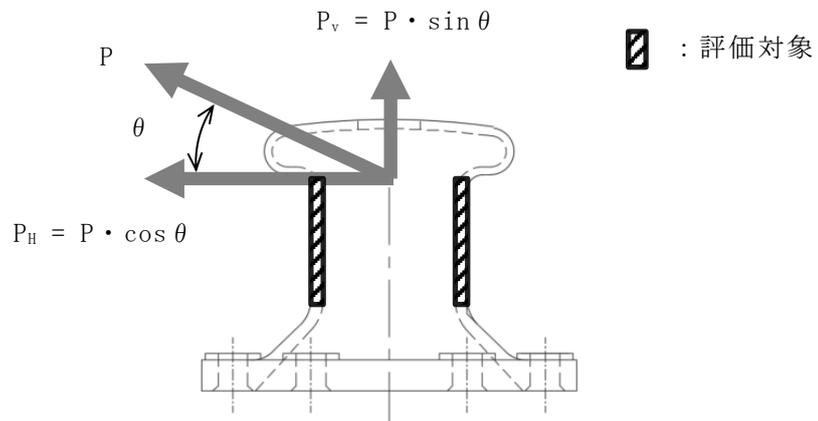


図 3-3 係船柱の応力度の評価対象

b. 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じる底板下面のコンクリートの支圧応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3-4 に示す。

$$\sigma_{c1} = P_v \cdot (R_1 - y) / (n \cdot G_s - G_c)$$

σ_{c1} : 底板下面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

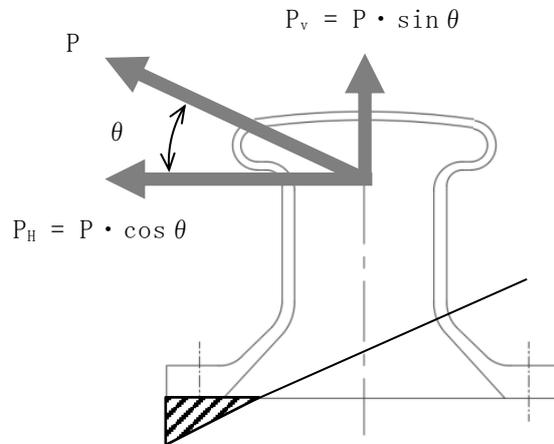


図 3-4 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

c. 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度はアンカーボルトの水平力を考慮せず算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3-5 に示す。

$$\sigma_{c2} = (P_H - \mu \cdot P_{vc}) / (H_1 \cdot 2 R_1)$$

σ_{c2} : 底板前面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_H : 係留力の水平成分 (N)

μ : 底板とコンクリートの摩擦係数

P_{vc} : コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$) (N/mm²)

H_1 : 底板厚さ (mm)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

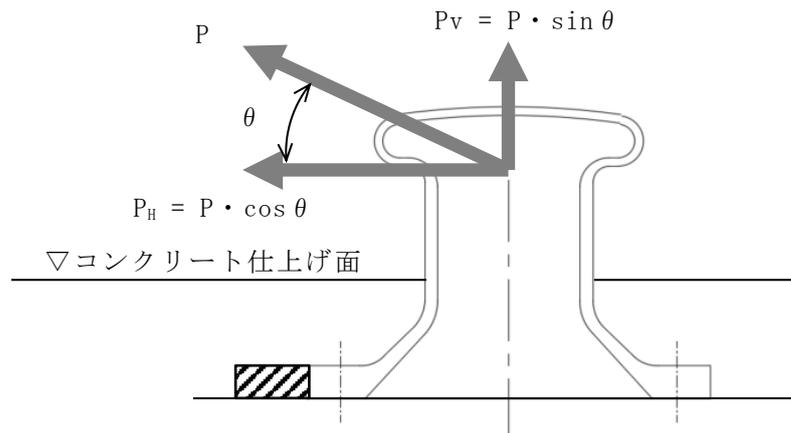


図 3-5 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカーボルト

アンカーボルトのせん断力度の評価対象を図 3-6 に示す。

a. アンカーボルトに生じる引張応力度

アンカーボルトの引張応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じるアンカーボルトの引張応力度を算出し、許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_{s2} = P_v \cdot (R_1' + y) / (G_s - G_c / n)$$

σ_{s2} : アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

R_1' : 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

b. アンカーボルトに生じるせん断応力度

アンカーボルトのせん断応力度については、底板前面のコンクリートの支圧応力及び摩擦抵抗力を考慮せず計算し、許容応力度以下であることを確認する。

$$\tau_s = (P_H / N) / (\pi / 4 \cdot \phi_b^2)$$

τ_s : アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度 (N/mm²)

P_H : 係留力の水平成分 (N)

N : アンカーボルトの本数 (本)

ϕ_b : アンカーボルトの谷径 (mm)

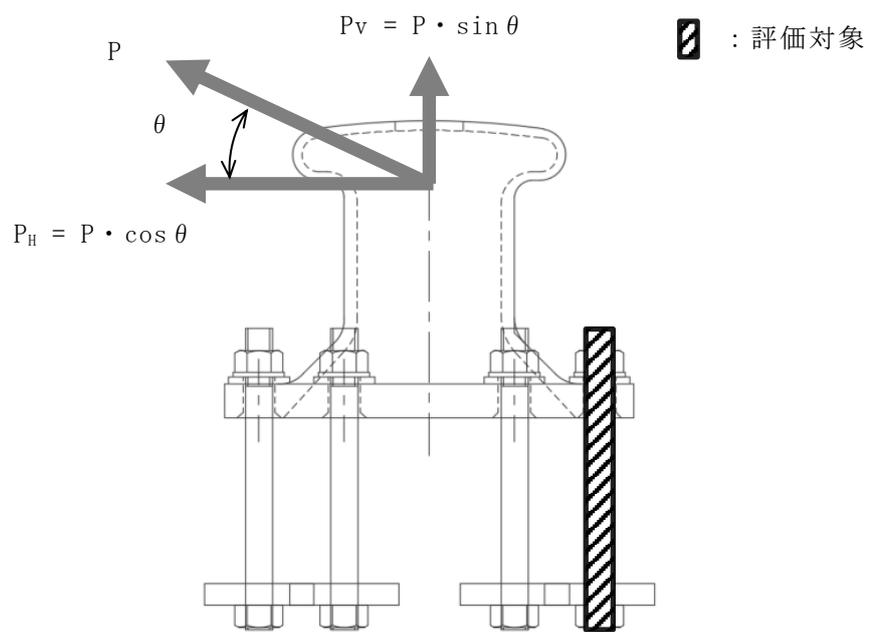


図 3-6 アンカーボルトのせん断力度の評価対象

(3) アンカー板

a. アンカー板の応力度

アンカー板の応力は、アンカーボルト 1 本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に等分布荷重 p が働くとしてアンカー板の曲げモーメントを計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板の応力度の評価対象を図 3-7 に示す。

$$p = P_v / \{ \pi / 4 \cdot (4 \cdot \phi_a)^2 - (\pi / 4 \times \phi_a) \}$$

p : 等分布荷重 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

ϕ_a : アンカーボルトの呼び径 (mm)

$$\sigma_{s t} = \beta \cdot p \cdot (a / 2)^2 / t^2$$

$\sigma_{s t}$: アンカー板の応力度 (N/mm²)

β : 最大応力係数 (= b / a)

b : ナット二面幅 (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

t : アンカー板厚 (mm)

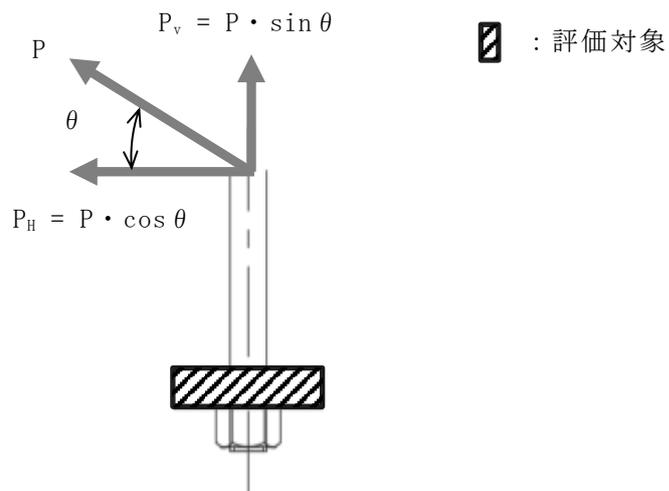


図 3-7 アンカー板の応力度の評価対象

b. アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上面のコンクリートの支圧応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象を図 3-8 に示す。

$$\sigma_c = P_v \cdot (\pi / 4) \cdot a^2$$

σ_c : アンカー板上面コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

a : アンカー板幅 (mm)

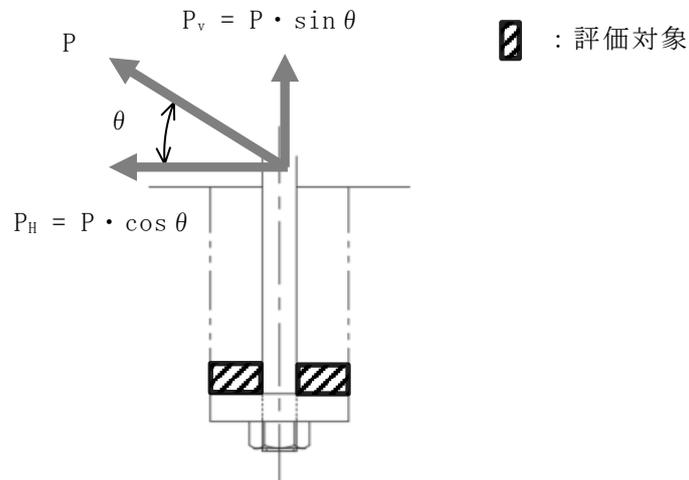


図 3-8 アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象

c. アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象を図 3-9 に示す。

$$\tau_c = P_v / (L \cdot \pi \cdot a)$$

τ_c : アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

P_v : 係留力の鉛直成分 (N)

L : アンカーボルトの埋込み長さ (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

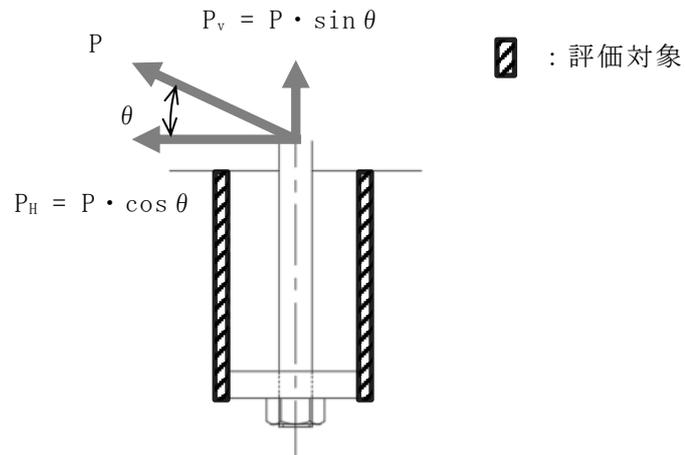


図 3-9 アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象

4. 評価条件

「3. 強度評価」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

対象部位	記号	単位	定義	値
係船柱	$M_{s a}$	N・mm	係船柱の胴部転倒モーメント	78750000.0
	P_v	N	係留力の鉛直成分	125000
	$Z_{s a}$	mm ³	係船柱の断面係数	2055972.3
	$A_{s a}$	mm ²	係船柱の断面積	27397.8
	y	mm	中心軸と中立軸の距離	115.9
	R_1	mm	中心軸から底板端までの距離	420.0
	n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比	15
	G_c	mm ³	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	17289181.7
	G_s	mm ³	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	2108687.8
	P_H	N	係留力の水平成分	250000
	μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数	0.3
アンカーボルト	H_1	mm	底板厚さ	70
	R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離	350.0
	N	本	アンカーボルトの本数	6
	ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径	50.0
アンカー板	ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径	56.0
	β	—	最大応力係数	3
	b	mm	ナット二面幅	85.0
	t	mm	アンカー板厚	45.0
	p	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に係留力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重	3.4
	a	mm	アンカー板幅	225.0
L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ	850.0	

5. 評価結果

漂流防止装置の強度評価結果を表 5-1 に示す。漂流防止装置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以下であることから、漂流防止装置が構造健全性を有することを確認した。

表 5-1 漂流防止装置の照査結果

評価対象部位		発生値 (応力度)		許容限界		照査値
係船柱	胴部縁応力度	42.87	N/mm ²	137	N/mm ²	0.313
	底版下面のコンクリートの支圧応力度	2.65	N/mm ²	11.7	N/mm ²	0.227
	底版前面のコンクリートの支圧応力度	3.36	N/mm ²	11.7	N/mm ²	0.288
アンカー ボルト	引張応力度	60.91	N/mm ²	143	N/mm ²	0.426
	せん断応力度	21.22	N/mm ²	82	N/mm ²	0.259
アンカー 板	アンカー板の 応力度	63.44	N/mm ²	143	N/mm ²	0.444
	コンクリートの 支圧応力度	3.14	N/mm ²	11.7	N/mm ²	0.269
	コンクリートの せん断応力度	0.21	N/mm ²	0.45	N/mm ²	0.467

別紙 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震性
についての計算書

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・基準等	7
3.	耐震評価	8
3.1	評価対象断面	8
3.2	解析方法	10
3.3	荷重及び荷重の組合せ	12
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	12
3.3.2	荷重	12
3.3.3	荷重の組合せ	13
3.4	入力地震動	14
3.5	解析モデル及び諸元	27
3.5.1	解析モデル	27
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	29
3.5.3	地盤及び改良地盤の物性値	29
3.5.4	地下水位	29
3.6	評価対象部位	30
3.6.1	施設・地盤の健全性評価	30
3.6.2	基礎地盤の支持性能評価	30
3.7	許容限界	31
3.7.1	多重鋼管杭（曲げ・軸力，せん断力）	31
3.7.2	基礎地盤	31
3.8	評価方法	31
4.	耐震評価結果	32
4.1	曲げ・軸力照査	32
4.2	せん断力照査	33
4.3	基礎地盤	34

1. 概要

本資料は、VI-1-1-3-2「津波への配慮に関する説明書」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の位置を図2-1に示す。

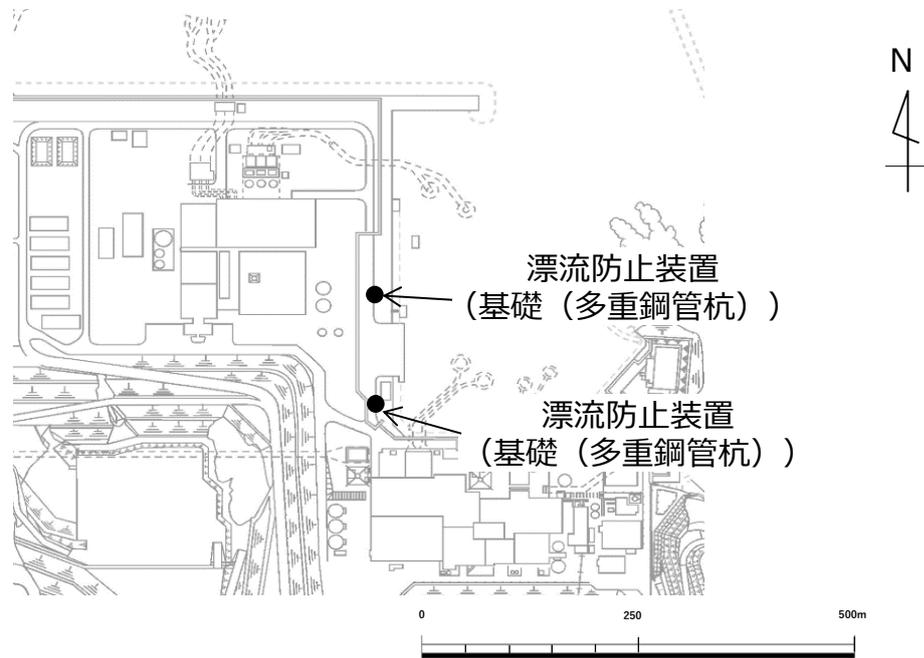
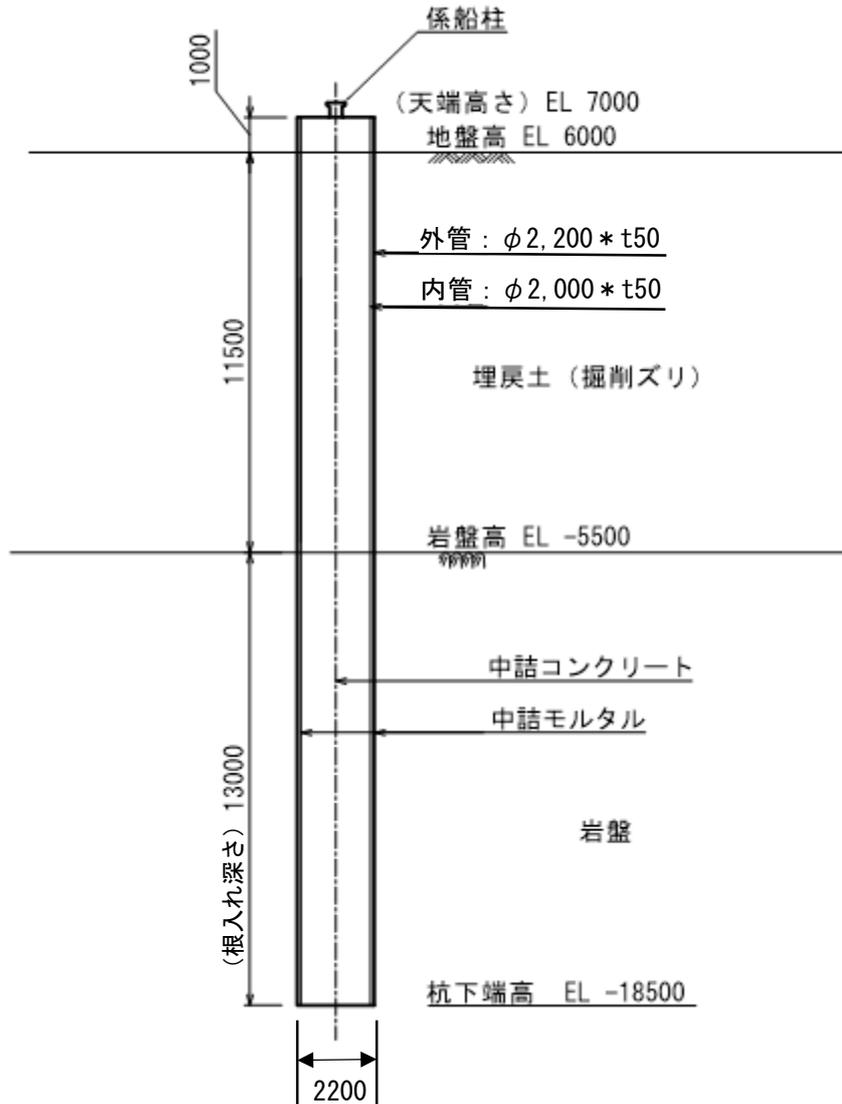


図2-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）位置

2.2 構造概要

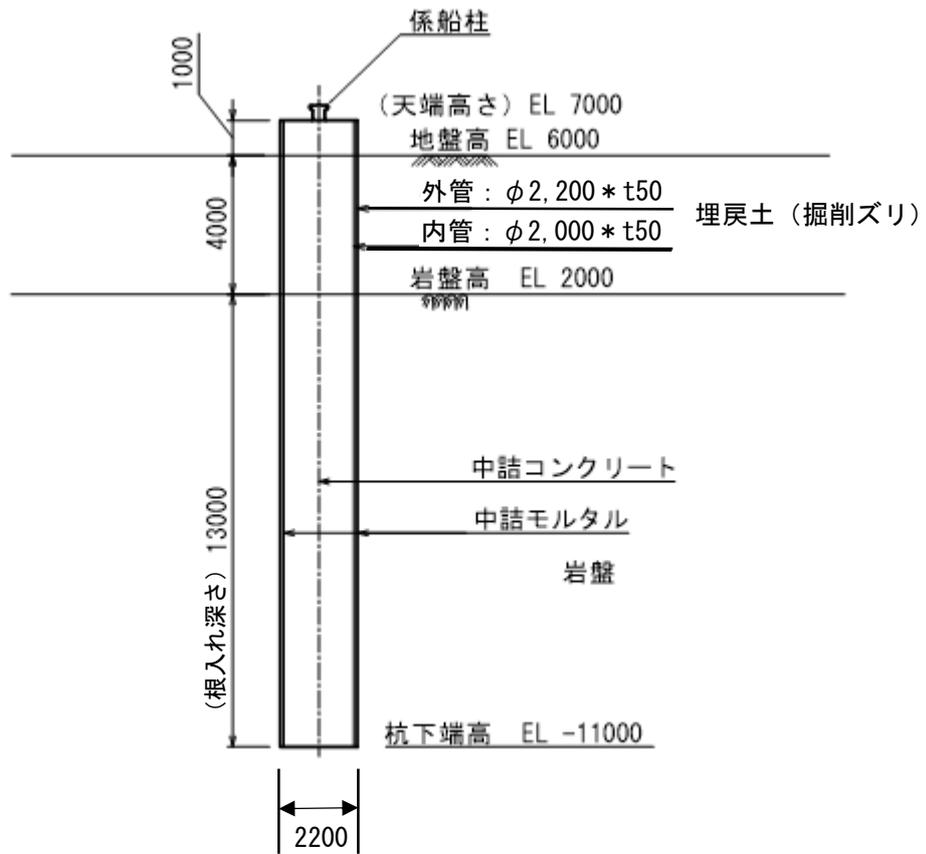
漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、鋼管を多重化して鋼管内をコンクリート及びモルタルで充填した多重鋼管構造とする。鋼管杭は岩盤に支持させる構造（根入れ深さ：13.0m）とし、上部に漂流防止装置として係船柱を設置する。



(単位：mm)

図 2-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図（南側）



(単位 : mm)

図 2-3 漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭) の構造図 (北側)

2.3 評価方針

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、漂流防止装置の基礎である。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の各部位の役割を表 2-1 に示す。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価として、地震応答解析の結果に基づき、表 2-2 に示すとおり、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行い、構造強度を有することを確認する。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価フローを図 2-4 に示す。

表 2-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	多重鋼管杭	・漂流防止装置の基礎として係留機能を喪失するような変形を抑止する。	・漂流防止装置を支持する。
地盤	岩盤	・鋼管杭を鉛直支持する。	・鋼管杭を鉛直支持する。

表 2-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）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	施設の健全性	多重鋼管杭	発生する応力（曲げ，軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度

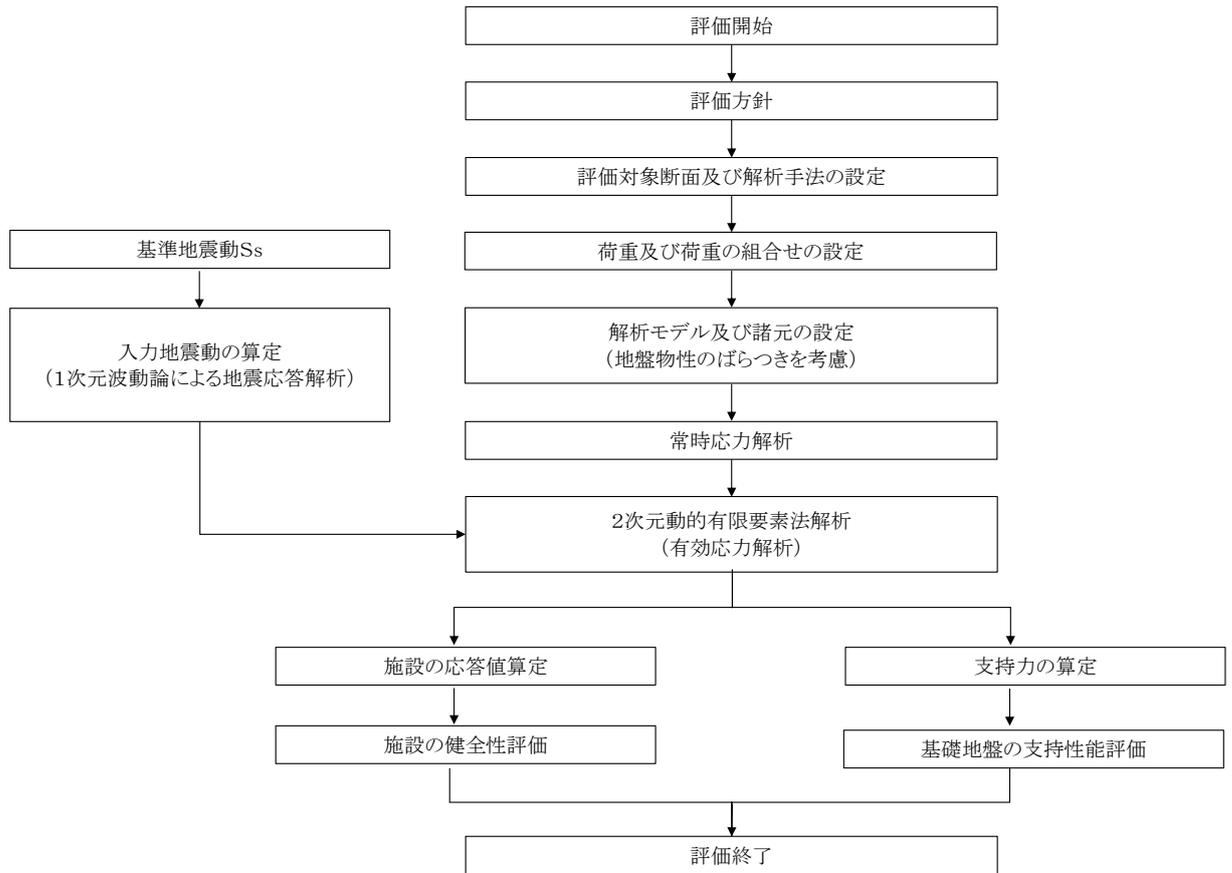


図 2-4 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号）
- ・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）
- ・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）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面は、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面位置図を図 3-1 に、各横断図を図 3-2 及び図 3-3 に示す。以下の理由から、①-①断面を評価対象断面として選定する。

- ・ ②-②断面，①-①断面の多重鋼管杭及び漂流防止装置において，根入れ深さ等構造上の差異はない。
- ・ ①-①断面は，②-②断面と比べ岩盤深さが深いため，施設の慣性力が大きくなると考えられることから，評価対象断面として選定した。

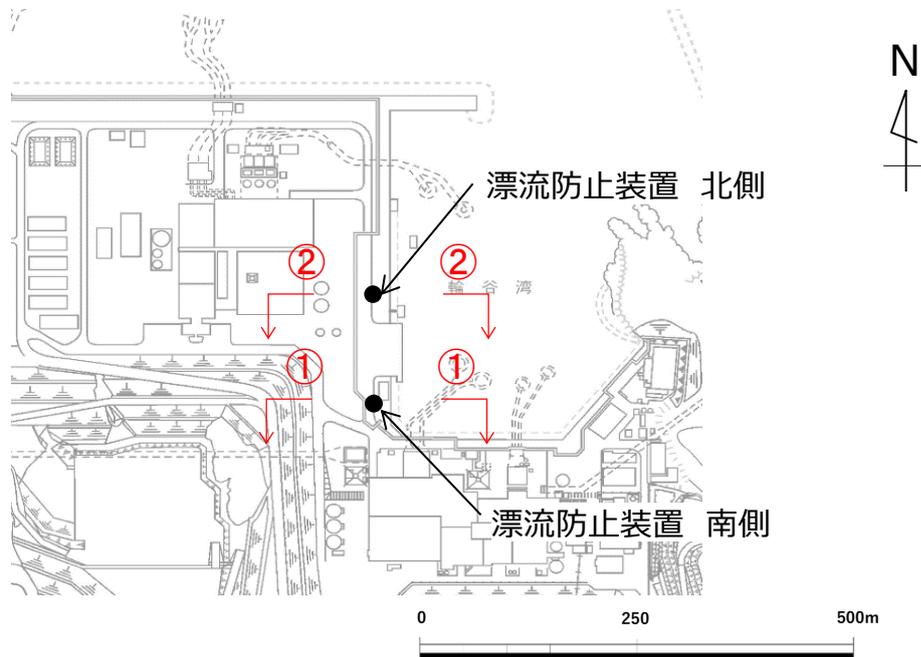


図 3-1 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面位置図

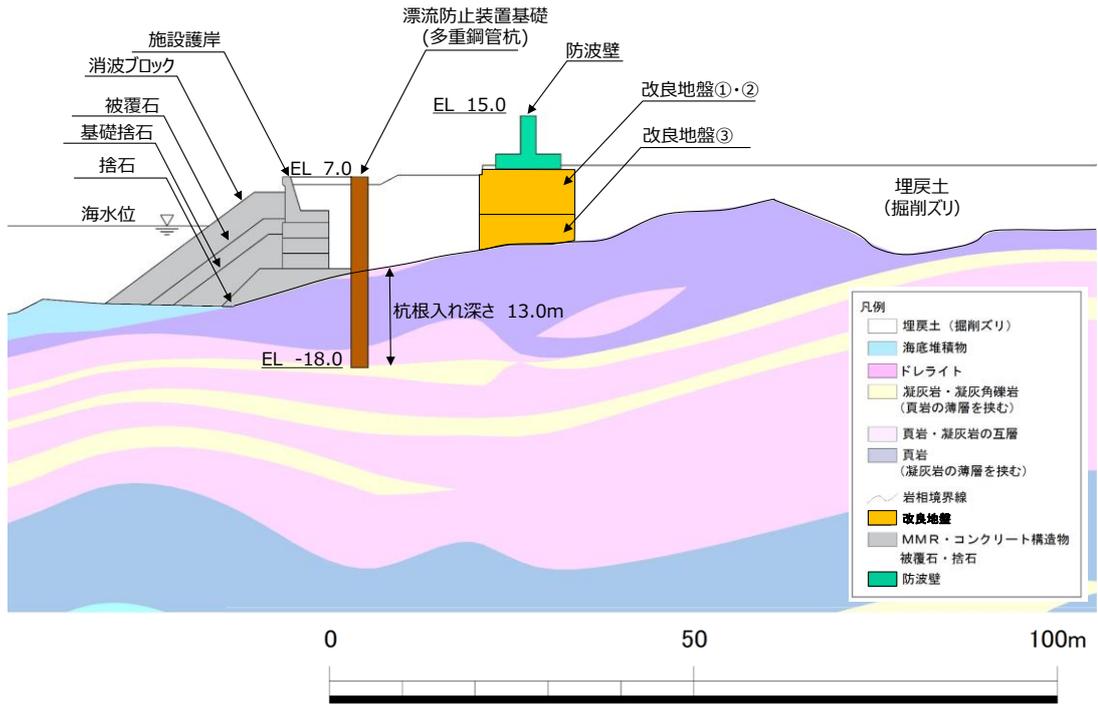


図 3-2 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の横断図（①-①断面）

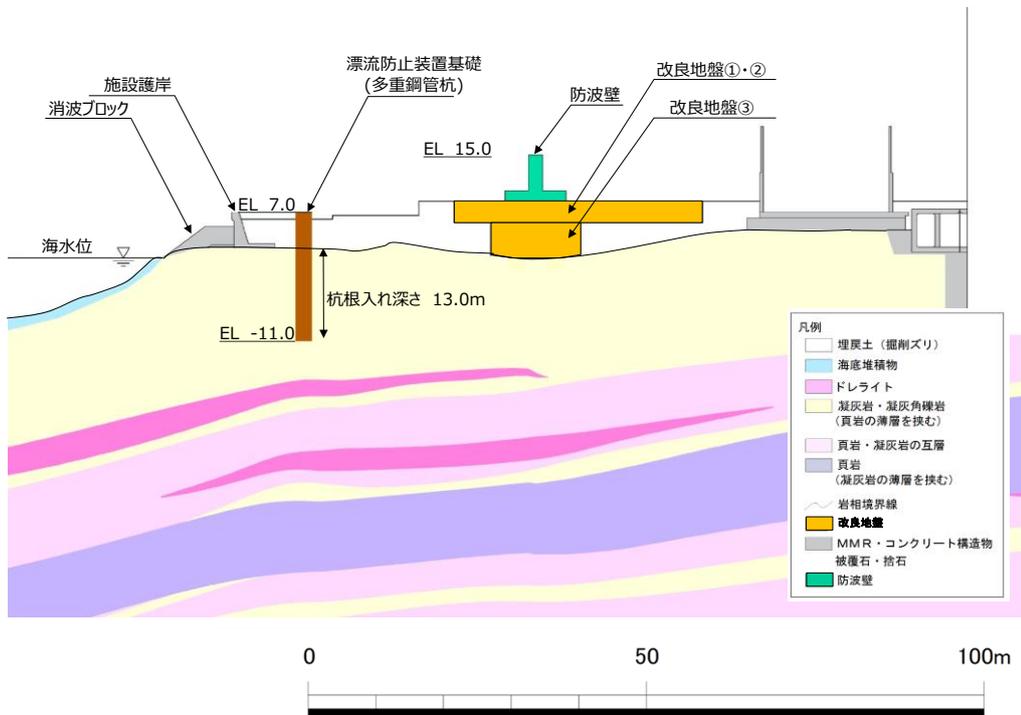


図 3-3 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の横断図（②-②断面）

3.2 解析方法

解析方法はVI-2-10-2-2-2「防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書」と同様とする。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震時の応答は周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては、表3-1に示す解析ケースにおいて考慮する。

図3-2に示すとおり、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が、地震時に漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の応答に与える影響が大きいと考えられる。このうち、広範囲に分布しており、応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

表 3-1 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	平均値 - 1 σ	平均値

耐震評価における解析ケースを表3-2に示す。耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、解析ケース②及び③を実施する。

表 3-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮し た解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮し た解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
地震動 (位相)	S _s -D	++*	○	基準地震動 S _s (6 波) に位相反転を考慮した地震動 (6 波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。全ての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		--*	○	
	S _s -F 1	++*	○	
	S _s -F 2	++*	○	
	S _s -N 1	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -N 2 (NS)	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -N 2 (EW)	++*	○	
		-+*	○	

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

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せを以下に示す。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

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

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重を考慮する。構造から風荷重は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、鋼管杭・中詰コンクリート・モルタルの自重、漂流防止装置の自重を考慮する。

(2) 積雪荷重（P_s）

積雪荷重として、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施工細則により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(3) 地震荷重（S_s）

基準地震動S_sの荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + P _s + S _s

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

S_s : 地震時荷重

3.4 入力地震動

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

図 3-4 に入力地震動算定の概念図を、図 3-5～図 3-16 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」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、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

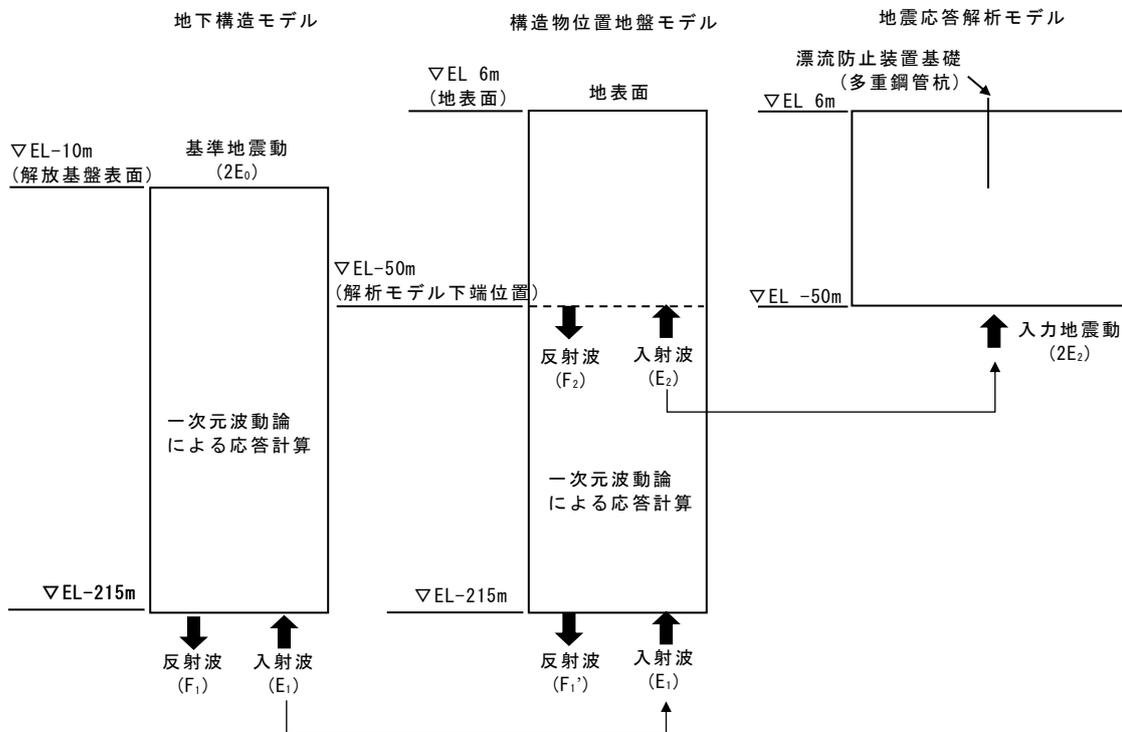
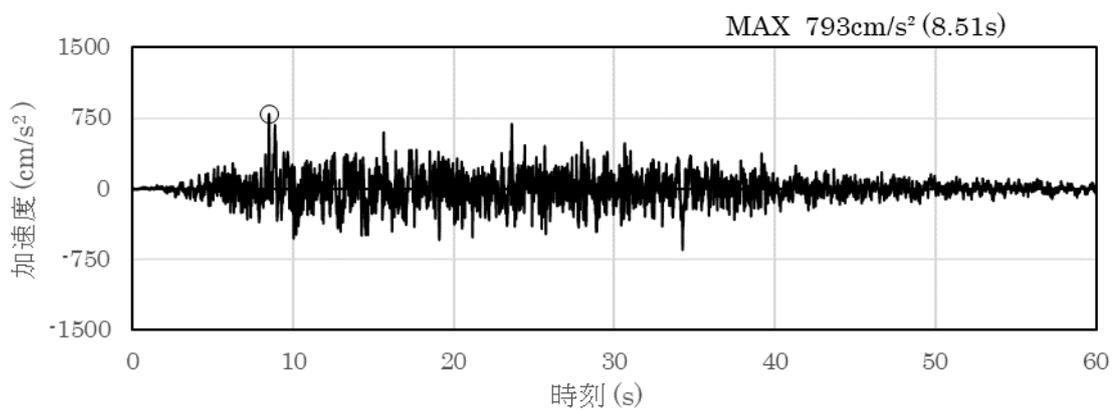
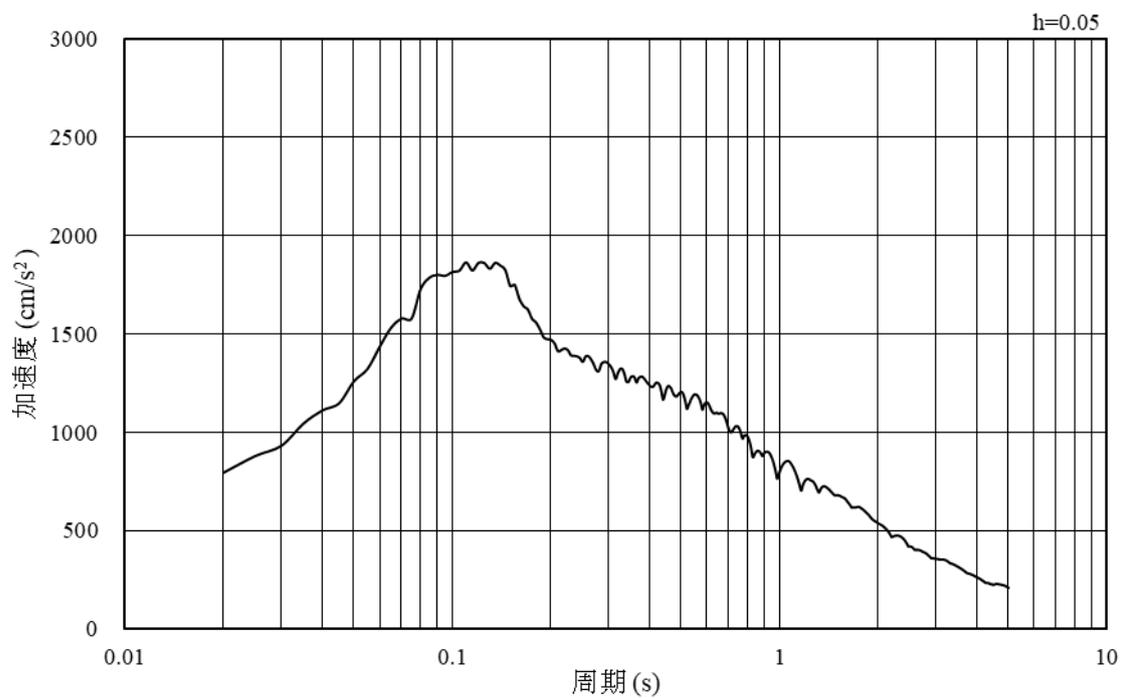


図 3-4 入力地震動算定の概念図

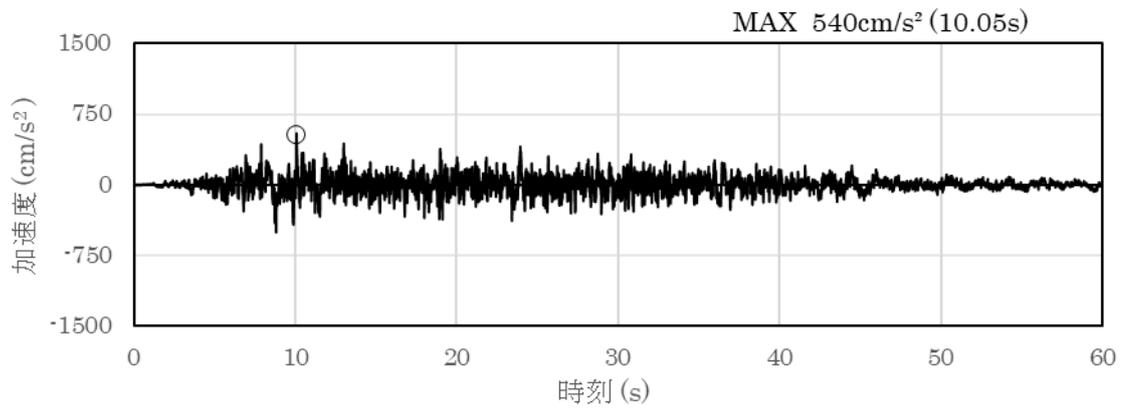


(a) 加速度時刻歴波形

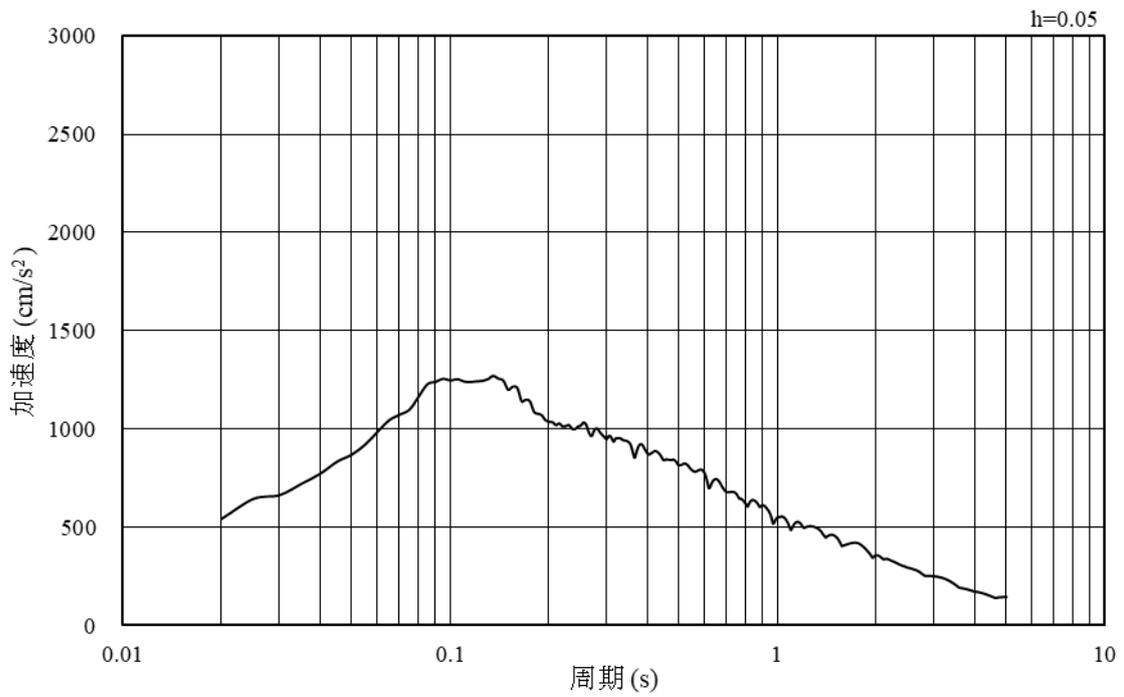


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - D)

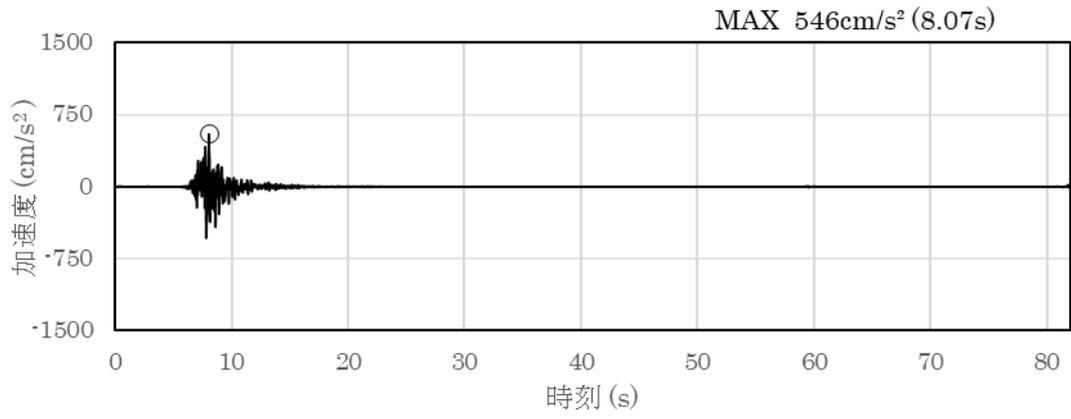


(a) 加速度時刻歴波形

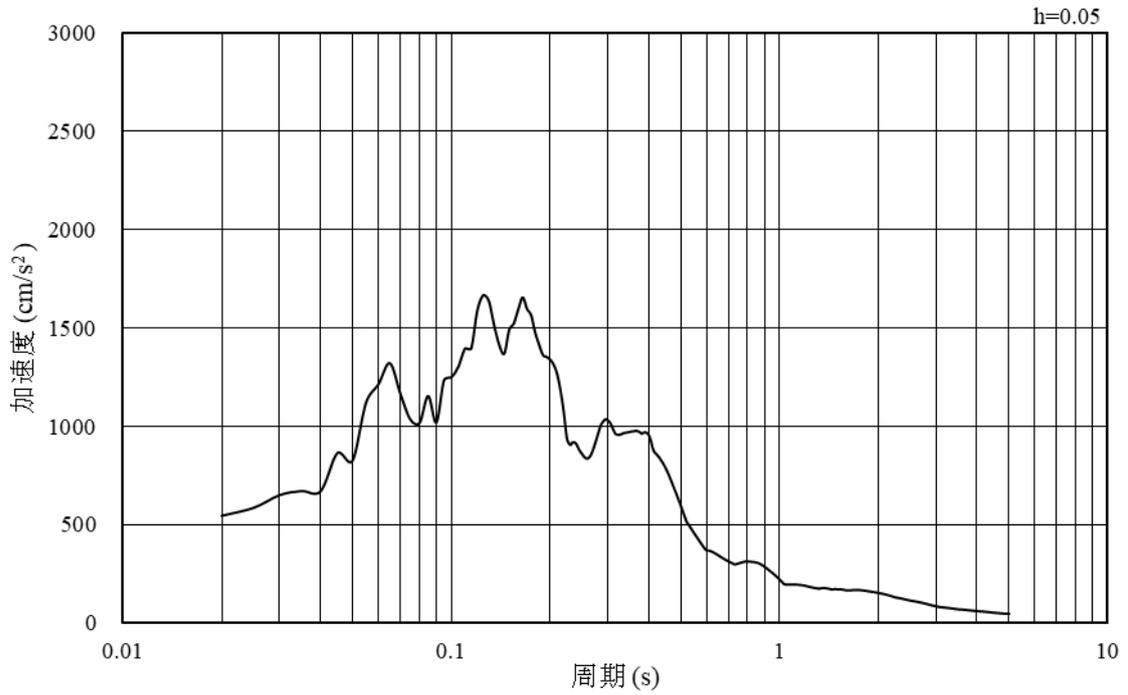


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

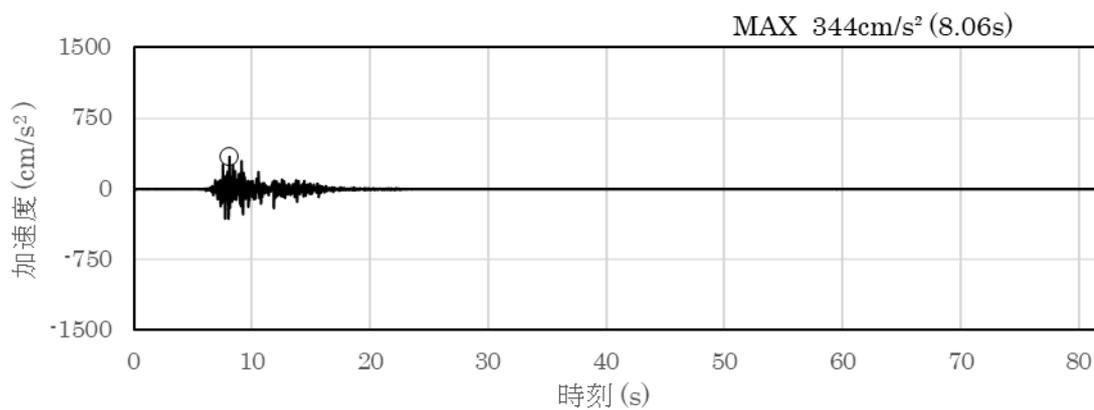


(a) 加速度時刻歴波形

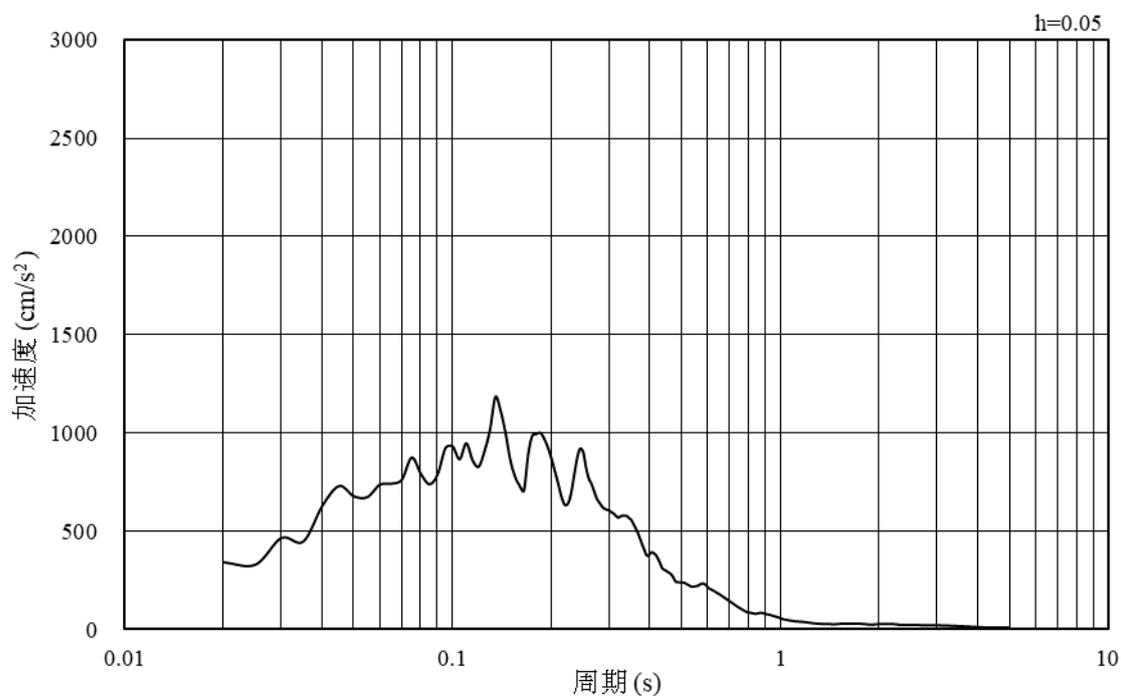


(b) 加速度応答スペクトル

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

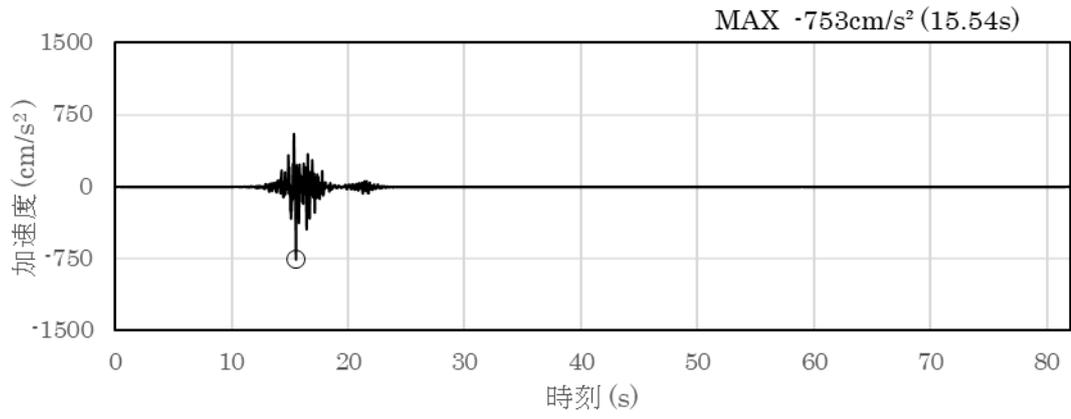


(a) 加速度時刻歴波形

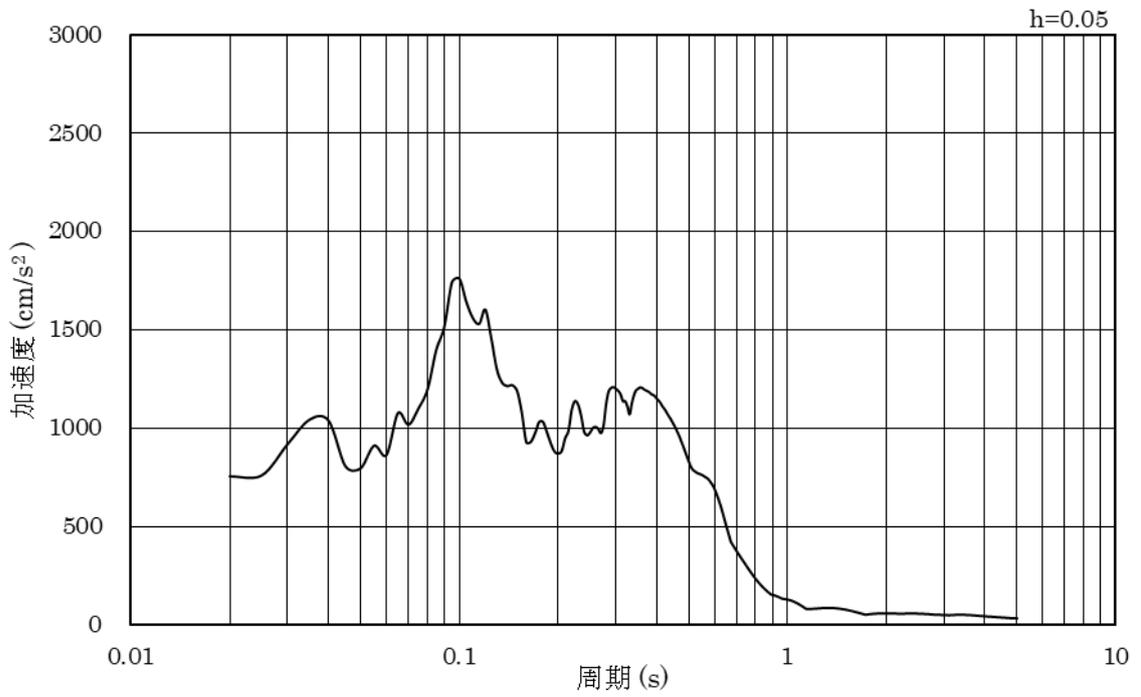


(b) 加速度応答スペクトル

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

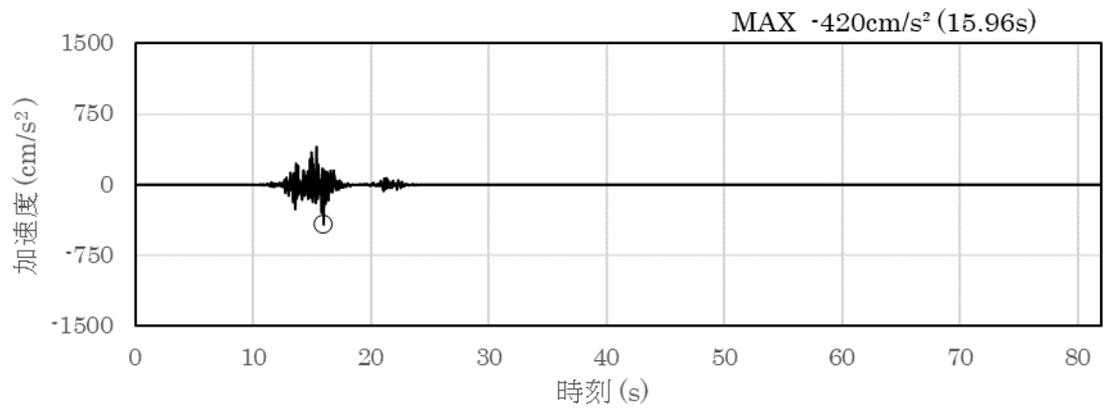


(a) 加速度時刻歴波形

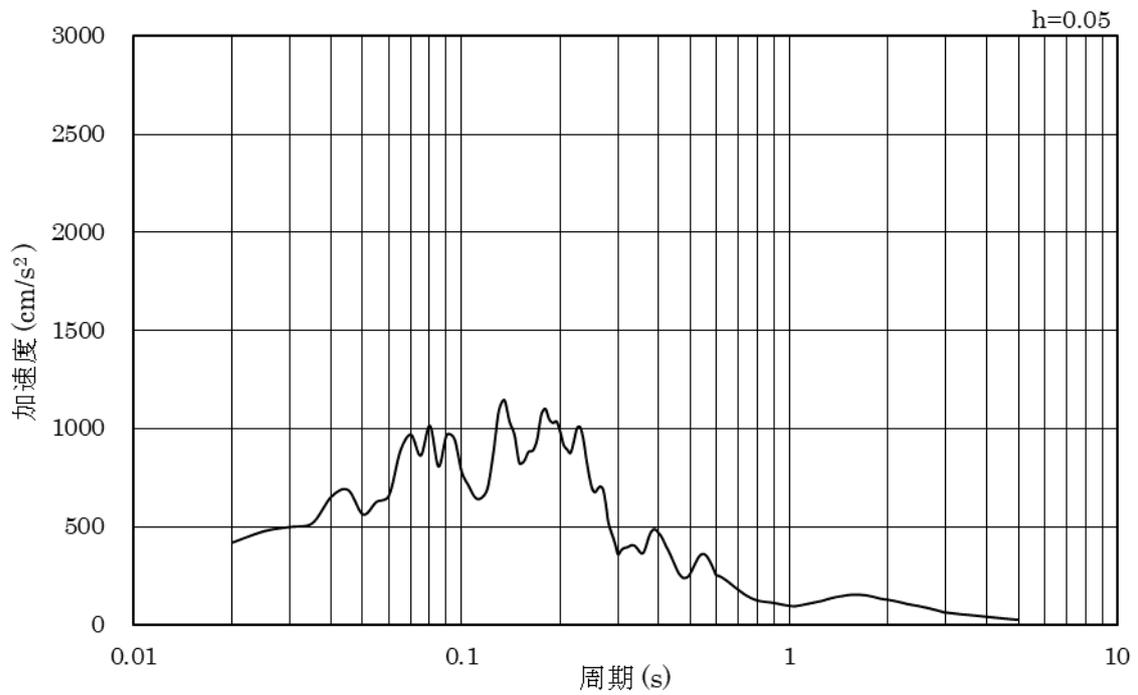


(b) 加速度応答スペクトル

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

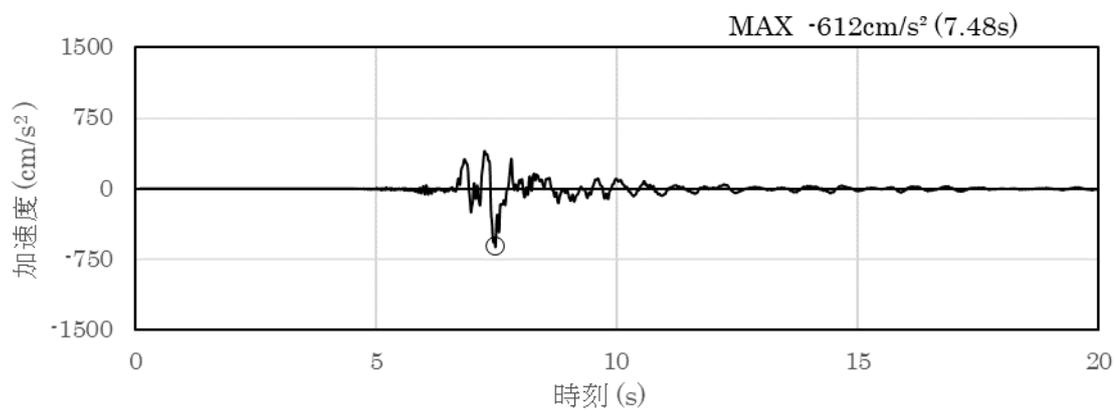


(a) 加速度時刻歴波形

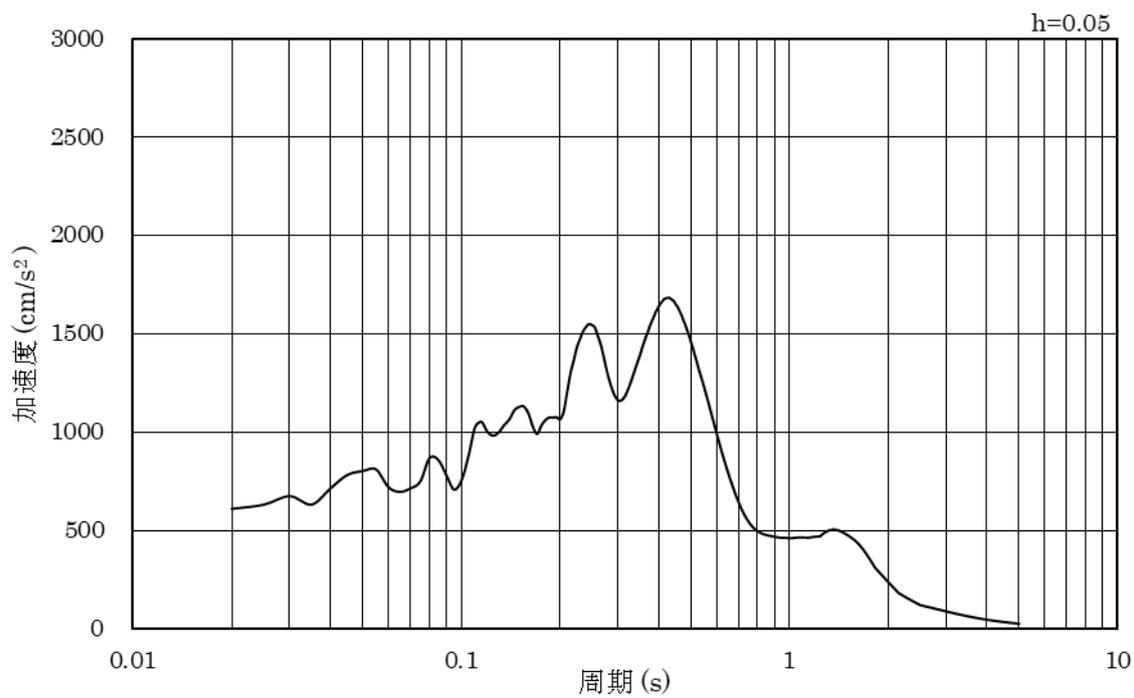


(b) 加速度応答スペクトル

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

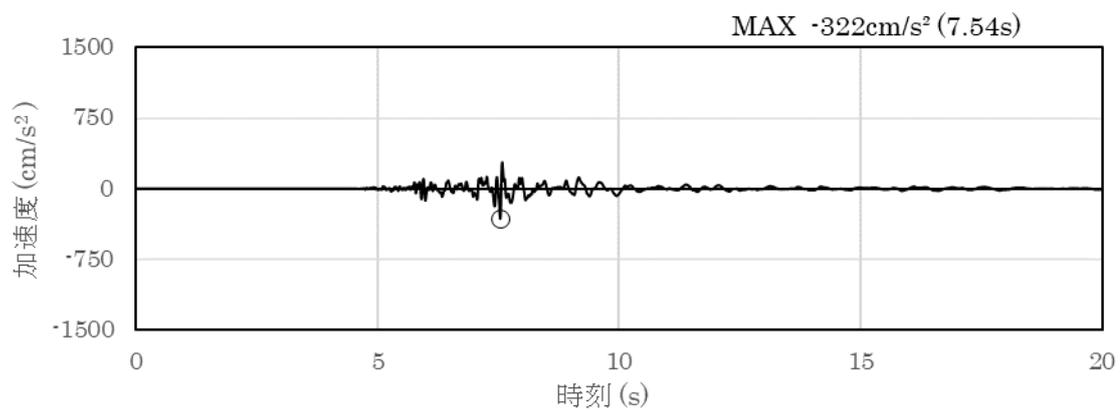


(a) 加速度時刻歴波形

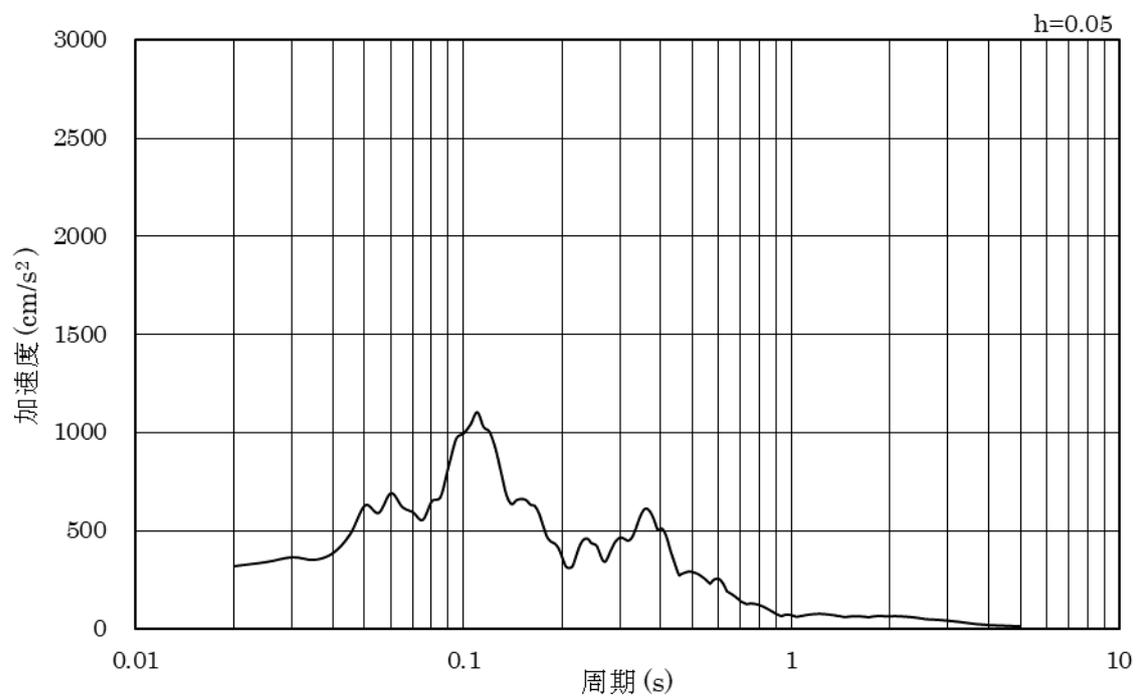


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)

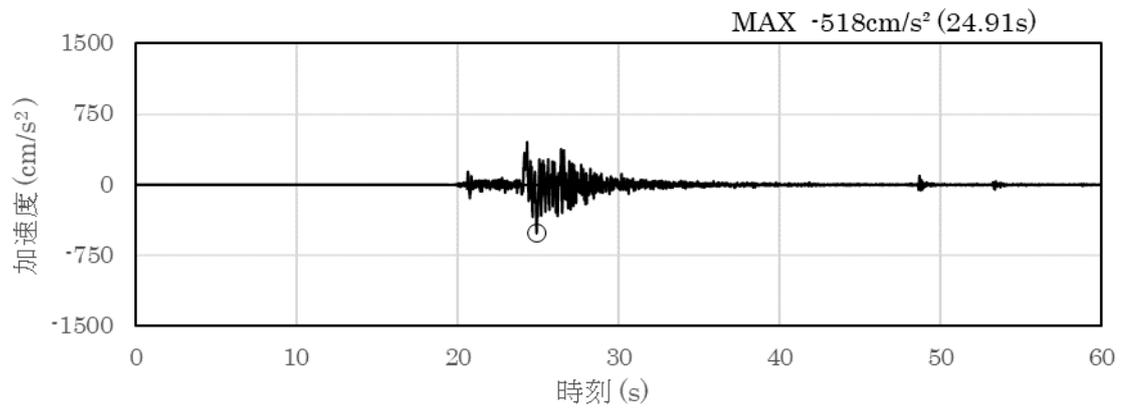


(a) 加速度時刻歴波形

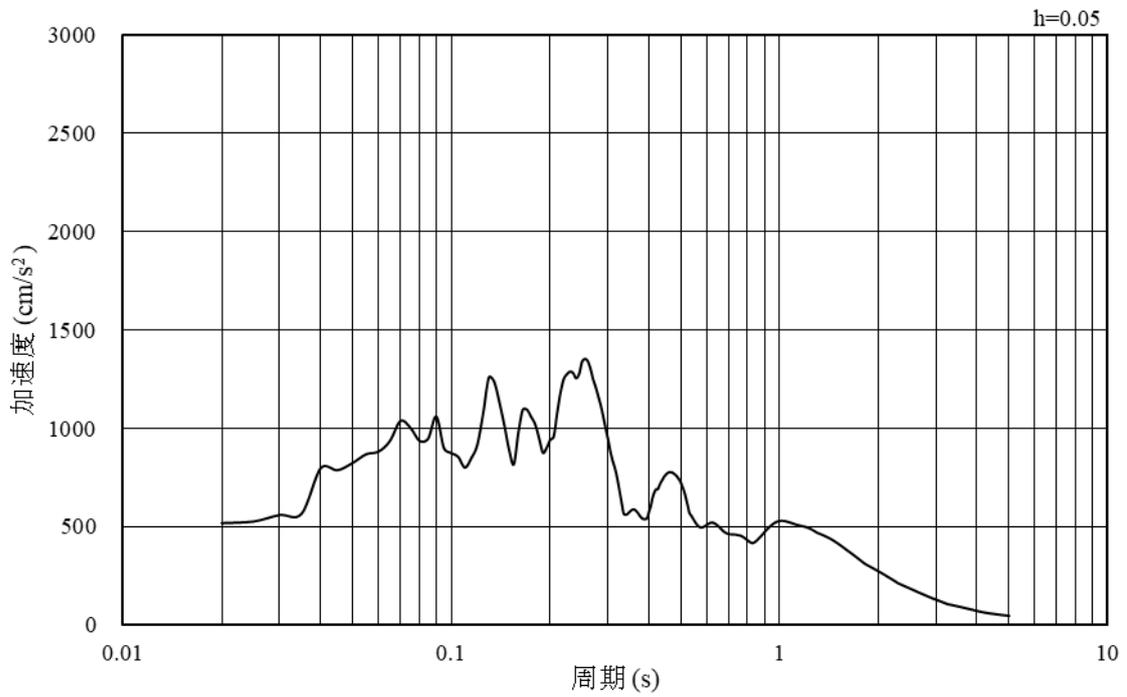


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

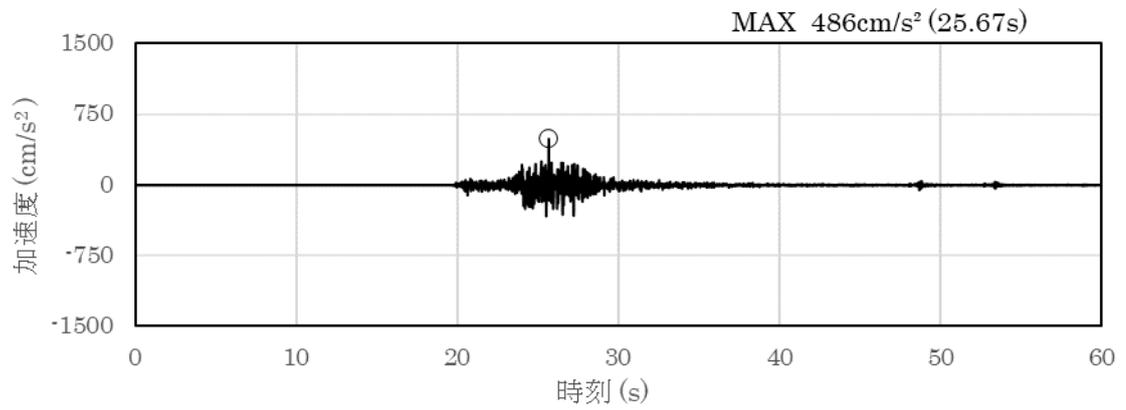


(a) 加速度時刻歴波形

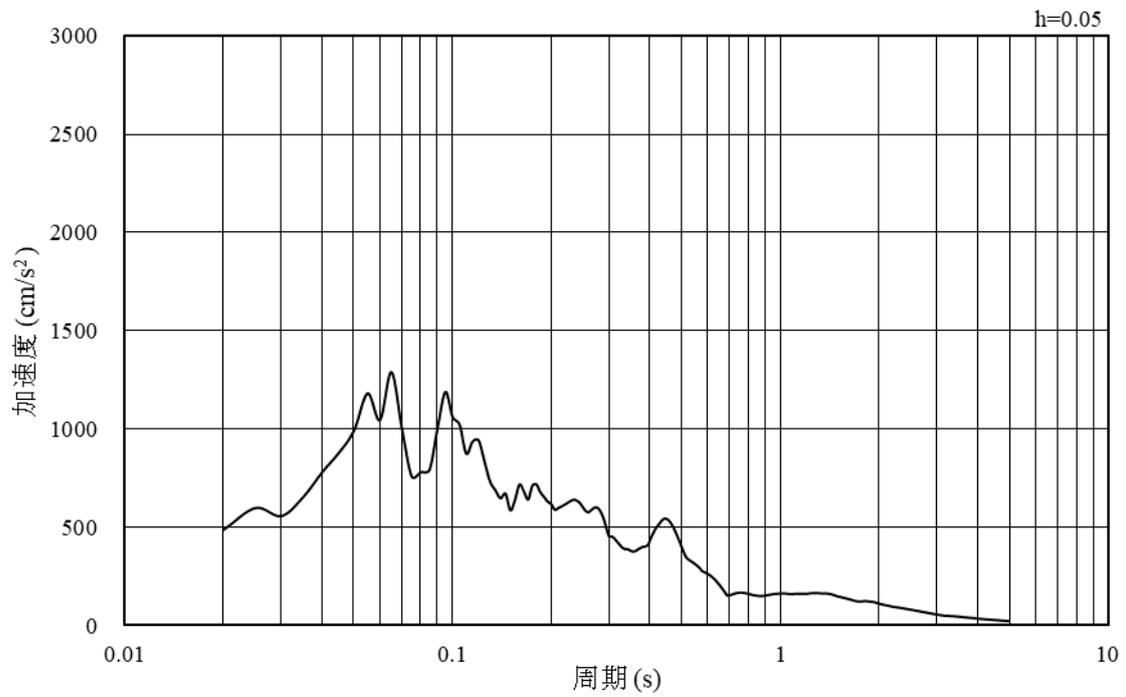


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s - N₂(NS))

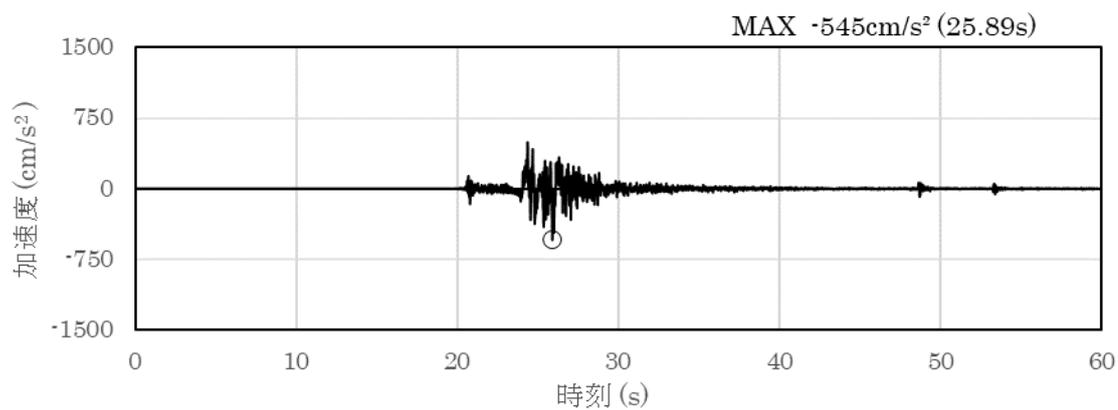


(a) 加速度時刻歴波形

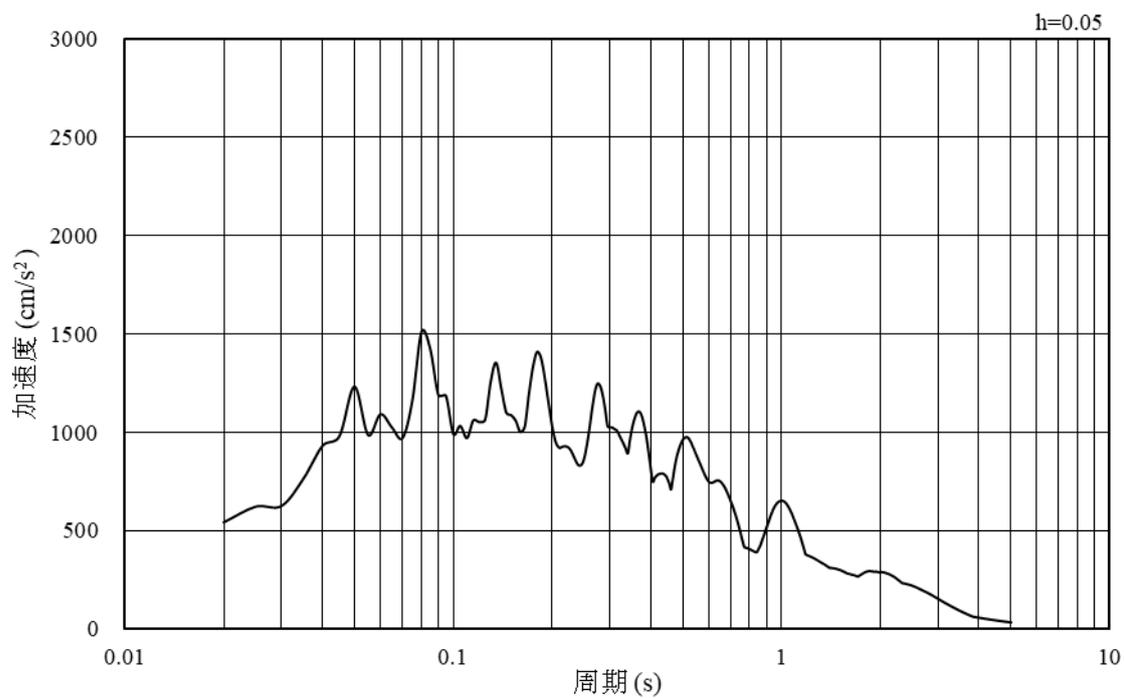


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2 (N S))

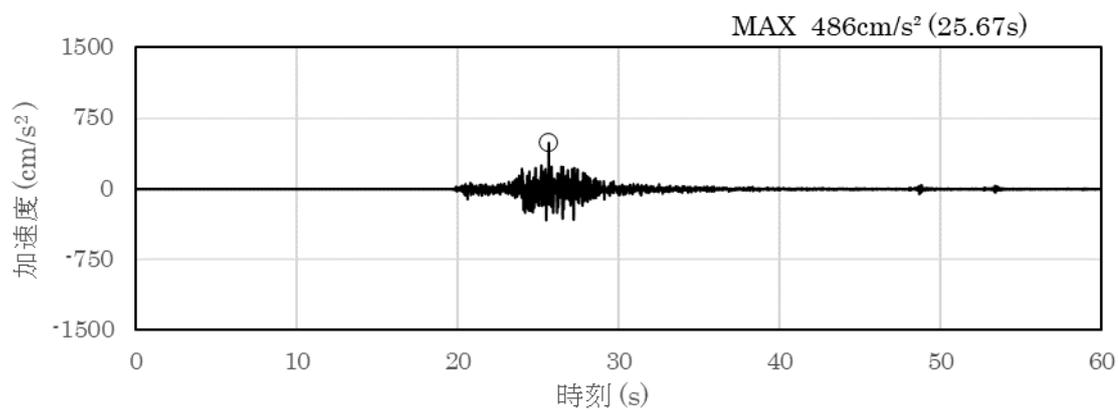


(a) 加速度時刻歴波形

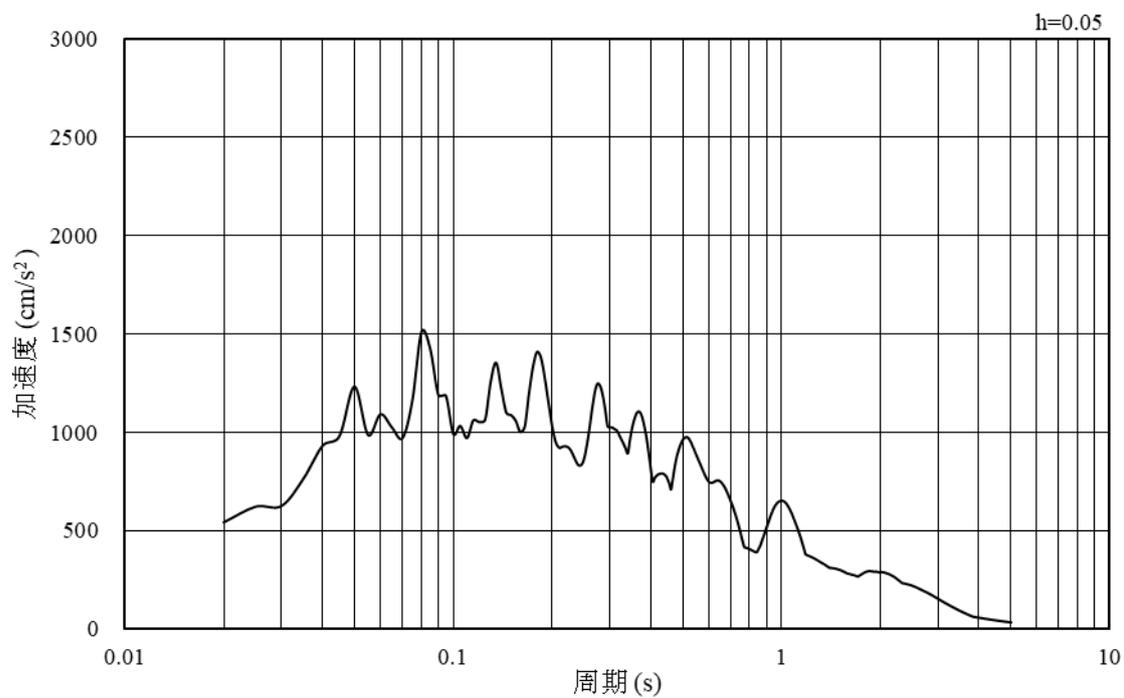


(b) 加速度応答スペクトル

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



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

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

3.5 解析モデル及び諸元

使用材料，材料の物性値及び地下水位については，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で設定したものをを用いる。解析モデル及び地盤の物性値について以下に示す。

3.5.1 解析モデル

評価対象断面（①－①断面）の地震応答解析モデルを図 3-17 に示す。

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分広い領域とする。

(2) 境界条件

地震応答解析時の境界条件については，有限要素解析における半無限地盤を模擬するため，粘性境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は，線形梁要素（ビーム要素）でモデル化する。

(4) 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てモデル化し，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。

(5) ジョイント要素の設定

地震時の「構造物と改良地盤」，「埋戻土と改良地盤」，「改良地盤と岩盤」，「構造物と埋戻土」及び「施設護岸の構造間」の接合面における剥離及びすべりを考慮するため，これらの接合面にジョイント要素を設定する。

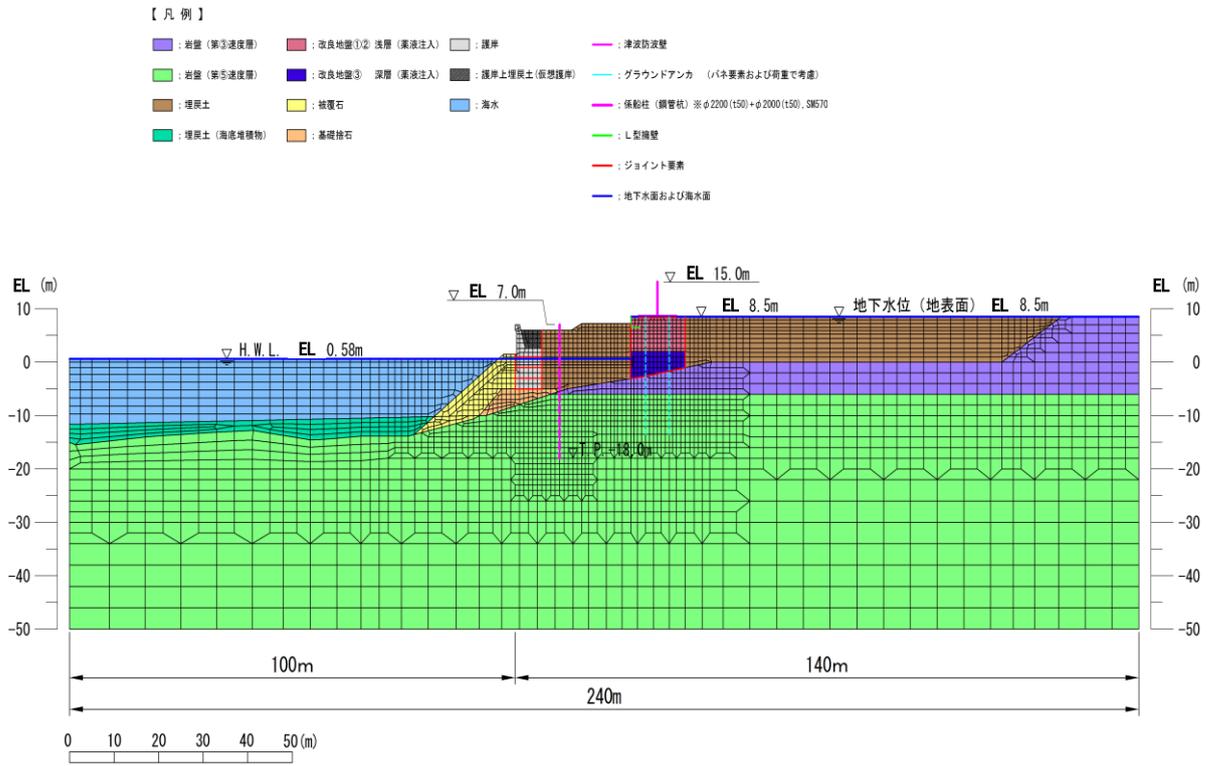


図 3-17 地震応答解析モデル (①-①断面)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 3-4 に、材料の物性値を表 3-4 及び表 3-5 に示す。

表 3-4 使用材料

材料		諸元
多重鋼管杭	鋼管杭 (SM570)	外管：φ 2200 * t50, 内管：φ 2000 * t50 L=25.0m

表 3-5 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
多重鋼管杭	鋼管杭 (SM570)	77.0*	2.0×10 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）

3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

3.5.4 地下水位

設計用地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位を表 3-6 に示す。

表 3-6 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭)	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

注記*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、構造上の特徴を踏まえ設定する。

3.6.1 施設の健全性評価

施設の健全性評価に係る評価対象部位は、多重鋼管杭とする。

3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、多重鋼管杭を支持する多重鋼管杭直下の基礎地盤とする。

3.7 許容限界

3.7.1 多重鋼管杭（曲げ・軸力，せん断力）

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，降伏基準点より算定される降伏モーメント及び短期許容せん断応力度とする。表 3-7 に鋼管杭の許容限界を示す。

表 3-7 鋼管杭の許容限界

断面	鋼種	降伏曲げモーメント (kN・m)	短期許容せん断 応力度 (N/mm ²)
①—①断面	SM570	134667	210

3.7.2 基礎地盤

基礎地盤に発生する軸力に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。基礎地盤の許容限界を表 3-8 に示す。

表 3-8 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	

3.8 評価方法

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価では，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

4. 耐震評価結果

4.1 曲げ・軸力照査

多重鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 4-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

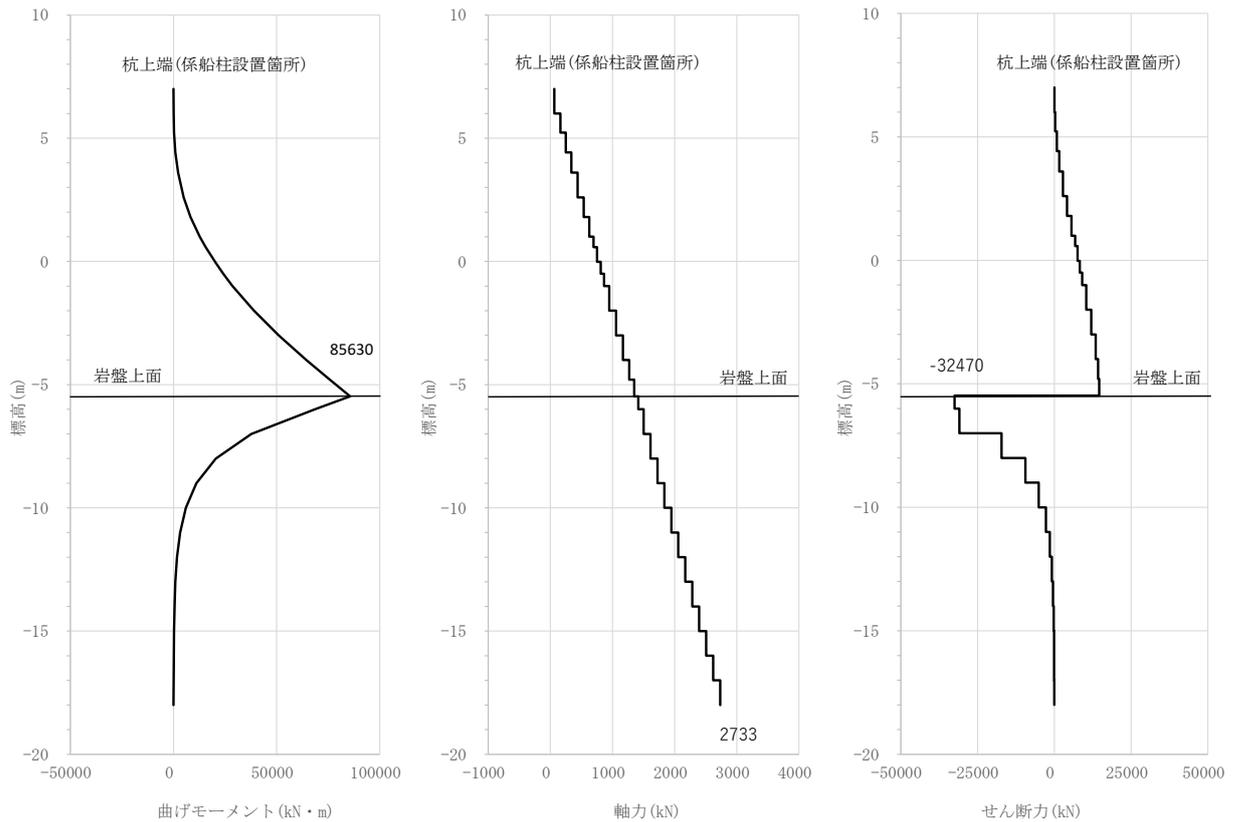


図 4-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, $S_s - N_1 (-+)$, $t=7.68s$)

解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1 σ)

表 4-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (①-①断面)

地震動	解析ケース	発生断面力		降伏曲げモーメント M_y (kN・m)	照査値 M/M_y
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)		
$S_s - N_1 (-+)$	②	85630	2733	134667	0.64

4.2 せん断力照査

多重鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図4-2に、せん断破壊に対する照査値を表4-2に示す。

この結果から、多重鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

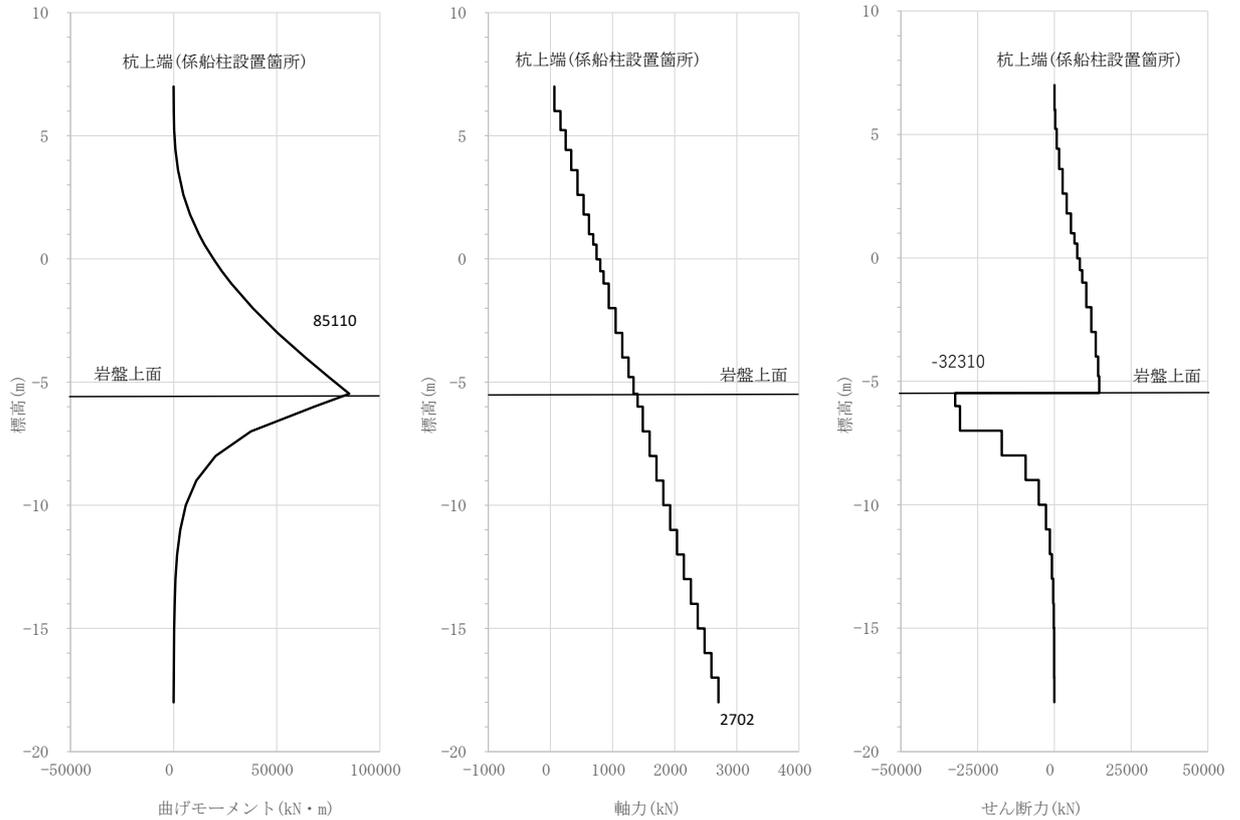


図4-2 多重鋼管杭のせん断破壊に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, S_s-N1 (-+), t=7.69s)

解析ケース①：地盤物性のばらつきを考慮しない解析ケース (平均値)

表4-2 多重鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)				
S _s -N1 (-+)	①	32310		51	210	0.25

4.3 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4-3 に、支持地盤の軸力分布図を図 4-3 に示す。

この結果から、多重鋼管杭直下の基礎地盤に生じる軸力が極限支持力以下であることを確認した。

表 4-3 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		軸応力度 P (N/mm ²)	極限支持力 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
		杭先端軸力 (kN)				
S _s -D (++)	①	4425		1.2	9.8	0.12

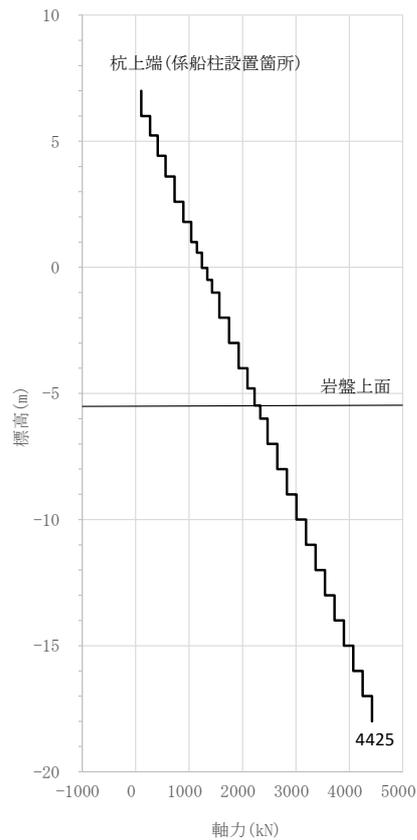


図 4-3 支持地盤の軸力分布図 (①-①断面)

(S_s-D (++))

解析ケース①：地盤物性のばらつきを考慮しない解析ケース (平均値)

VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要

VI-5-5 計算機プログラム（解析コード）の概要
・ T D A P III

目 次

1. はじめに	1
1.1 使用状況一覧	2
2. 解析コードの概要	3
2.1 TDAPIII Ver. 3.04	3
2.2 TDAPIII Ver. 3.08	5
2.3 TDAPIII Ver. 3.12, Ver. 3.13, Ver. 3.13.01	6

1. はじめに

本資料は、添付書類において使用した計算機プログラム（解析コード）TDAPⅢについて説明するものである。

本解析コードを使用した添付書類を示す使用状況一覧、解析コードの概要を以降に記載する。

1.1 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
VI-2-2-18	取水槽の地震応答計算書	Ver. 3.08
VI-2-2-20	屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）の地震応答計算書	Ver. 3.08 Ver. 3.12
VI-2-2-22	B-ディーゼル燃料貯蔵タンク格納槽の地震応答計算書	Ver. 3.08
VI-2-2-24	屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の地震応答計算書	Ver. 3.08
VI-2-2-26	屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の地震応答計算書	Ver. 3.08
VI-2-2-28	取水管の耐震性についての計算書	Ver. 3.12
VI-2-2-29	取水口の耐震性についての計算書	Ver. 3.08 Ver. 3.13
VI-2-2-30	第1ベントフィルタ格納槽の地震応答計算書	Ver. 3.12
VI-2-2-32	低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の地震応答計算書	Ver. 3.12
VI-2-2-34	緊急時対策所用燃料地下タンクの耐震性についての計算書	Ver. 3.12
VI-2-2-37	屋外配管ダクト（ガスタービン発電機用軽油タンク～ガスタービン発電機）の地震応答計算書	Ver. 3.08
VI-2-10-2-5	1号機取水槽の地震応答計算書	Ver. 3.13.01
VI-2-11-2-3	免震重要棟遮蔽壁の耐震性についての計算書	Ver. 3.04
VI-2-11-2-12	復水貯蔵タンク遮蔽壁の耐震性についての計算書	Ver. 3.04
VI-2-別添3-2	可搬型重大事故等対処設備の保管エリア等における入力地震動	Ver. 3.04
VI-2-別添4-2	地下水位低下設備の地震応答計算書	Ver. 3.12
VI-2-別添4-3-5	揚水井戸の耐震性についての計算書	Ver. 3.12
VI-2-別添4-3-6	ドレーンの耐震性についての計算書	Ver. 3.12
VI-3-別添1-13-5	復水貯蔵タンク遮蔽壁の強度計算書	Ver. 3.04
VI-3-別添2-9	ディーゼル燃料貯蔵タンク室及びB-ディーゼル燃料貯蔵タンク格納槽の強度計算書	Ver. 3.04

2. 解析コードの概要

2.1 TDAPⅢ Ver. 3.04

項目	コード名
項目	TDAPⅢ
使用目的	2次元有限要素法による地震応答解析
開発機関	大成建設株式会社 株式会社アーク情報システム
開発時期	1994年
使用したバージョン	Ver. 3.04
コードの概要	<p>TDAPⅢ（以下「本解析コード」）は、2次元及び3次元有限要素解析の汎用プログラムである。</p> <p>主として、地盤～構造物連成系の地震応答解析を行うものである。</p> <p>また、土木・建築分野に特化した要素群、材料非線形モデルを数多くサポートしており、日本国内では、建設部門を中心として、官公庁、大学、民間問わず、多くの利用実績がある。</p> <p>本解析の主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 2次元及び3次元有限要素プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 線形要素、平面要素、立体要素等を用いることができる。 ④ 静的解析を引き継いだ動的解析を行うことができる。 ⑤ 地盤及び構造物の非線形性を考慮できる。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証(Verification)】 本解析コードの検証内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認(Validation)】 本解析コードの妥当性確認は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・橋梁、橋脚、地盤～構造物連成、地中構造物等をはじめとする多数の解析において本解析コードが使用されており、十分な使用実績があるため、信頼性があると判断できる。 ・関西電力株式会社高浜発電所第3号機において、海水ポンプ室、海水管トレンチ、海水取水トンネル、燃料油貯油そう基礎の2次元有限要素法解析による地震応答解析に本解析コード(Ver. 3.05)が使用された実績がある。 ・本工事計画において使用するバージョンは、高浜発電所第3号機の既工事計画において使用されているものと異なるが、バージョン変更において解析機能に影響のある変更が行われていないことを確認している。 ・本工事計画における構造に対して行う地震応答解析の使用目的に対し、使用用途及び使用方法に関する適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

項目 \ コード名	TDAPⅢ
使用目的	静的応力解析
開発機関	大成建設株式会社 株式会社アーク情報システム
開発時期	1994年
使用したバージョン	Ver. 3.04
コードの概要	<p>TDAPⅢ（以下「本解析コード」という）は、2次元及び3次元の有限要素解析の汎用プログラムである。</p> <p>主として、地盤～構造物連成系の地震応答解析を行うものである。</p> <p>また、土木・建築分野に特化した要素群、材料非線形モデルを数多くサポートしており、日本国内では、建設部門を中心として、官公庁、大学、民間問わず、多くの利用実績がある。</p> <p>本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 2次元及び3次元有限要素プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 線形要素、平面要素、立体要素等を用いることができる。 ④ 静的解析を引継いだ動的解析を行うことができる。 ⑤ 地盤及び構造物の非線形を考慮できる。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】</p> <p>本解析コードの検証内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・橋梁、橋脚、地盤～構造物連成、地中構造物等をはじめとする多数の解析において本解析コードが使用されており、十分な使用実績があるため、信頼性があると判断できる。 ・日本原子力発電株式会社東海第二発電所において、常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）、常設低圧代替注水系ポンプ室、代替淡水貯槽の静的応力解析に本解析コード（Ver. 3.08）が使用された実績がある。 ・本工事計画において使用するバージョンは、東海第二発電所の既工事計画において使用されているものと異なるが、バージョン変更において解析機能に影響のある変更が行われていないことを確認している。 ・本工事計画における構造に対して行う地震応答解析の使用目的に対し、使用用途及び使用方法に関する適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

2.2 TDAPⅢ Ver. 3.08

項目	コード名 TDAPⅢ
使用目的	2次元有限要素法による地震応答解析
開発機関	大成建設株式会社 株式会社アーク情報システム
開発時期	1994年
使用したバージョン	Ver. 3.08
コードの概要	<p>TDAPⅢ（以下「本解析コード」）は、2次元及び3次元有限要素解析の汎用プログラムである。</p> <p>主として、地盤～構造物連成系の地震応答解析を行うものである。</p> <p>また、土木・建築分野に特化した要素群、材料非線形モデルを数多くサポートしており、日本国内では、建設部門を中心として、官公庁、大学、民間問わず、多くの利用実績がある。</p> <p>本解析の主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 2次元及び3次元有限要素プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 線形要素、平面要素、立体要素等を用いることができる。 ④ 静的解析を引き継いだ動的解析を行うことができる。 ⑤ 地盤及び構造物の非線形性を考慮できる。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証(Verification)】 本解析コードの検証内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認(Validation)】 本解析コードの妥当性確認は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・橋梁、橋脚、地盤～構造物連成、地中構造物等をはじめとする多数の解析において本解析コードが使用されており、十分な使用実績があるため、信頼性があると判断できる。 ・東北電力株式会社女川原子力発電所第2号機において、ガスタービン発電設備軽油タンク室及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部の2次元有限要素法解析による地震応答解析に本解析コード（Ver. 3.08）が使用された実績がある。 ・本工事計画における構造に対して行う地震応答解析の使用目的に対し、使用用途及び使用方法に関する適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

2.3 TDAPⅢ Ver. 3.12, Ver. 3.13, Ver. 3.13.01

コード名 項目	TDAPⅢ
使用目的	2次元有限要素法による地震応答解析
開発機関	大成建設株式会社 株式会社アーク情報システム
開発時期	1994年
使用したバージョン	Ver. 3.12, Ver. 3.13, Ver. 3.13.01
コードの概要	<p>TDAPⅢ（以下「本解析コード」）は、2次元及び3次元有限要素解析の汎用プログラムである。</p> <p>主として、地盤～構造物連成系の地震応答解析を行うものである。</p> <p>また、土木・建築分野に特化した要素群、材料非線形モデルを数多くサポートしており、日本国内では、建設部門を中心として、官公庁、大学、民間問わず、多くの利用実績がある。</p> <p>本解析の主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 2次元及び3次元有限要素プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 線形要素、平面要素、立体要素等を用いることができる。 ④ 静的解析を引き継いだ動的解析を行うことができる。 ⑤ 地盤及び構造物の非線形性を考慮できる。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証(Verification)】</p> <p>本解析コードの検証内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認(Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・橋梁、橋脚、地盤～構造物連成、地中構造物等をはじめとする多数の解析において本解析コードが使用されており、十分な使用実績があるため、信頼性があると判断できる。 ・東北電力株式会社女川原子力発電所第2号機において、ガスタービン発電設備軽油タンク室及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部の2次元有限要素法解析による地震応答解析に本解析コード（Ver. 3.08）が使用された実績がある。 ・本工事計画において使用するバージョンは、女川原子力発電所第2号機の既工事計画において使用されているものと異なるが、バージョン変更において解析機能に影響のある変更が行われていないことを確認している。 ・本工事計画における構造に対して行う地震応答解析の使用目的に対し、使用用途及び使用方法に関する適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

項目	コード名 TDAPⅢ
使用目的	静的応力解析
開発機関	大成建設株式会社 株式会社アーク情報システム
開発時期	1994年
使用したバージョン	Ver. 3.12
コードの概要	<p>TDAPⅢ（以下「本解析コード」という）は、2次元及び3次元の有限要素解析の汎用プログラムである。</p> <p>主として、地盤～構造物連成系の地震応答解析を行うものである。</p> <p>また、土木・建築分野に特化した要素群、材料非線形モデルを数多くサポートしており、日本国内では、建設部門を中心として、官公庁、大学、民間問わず、多くの利用実績がある。</p> <p>本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 2次元及び3次元有限要素プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 線形要素、平面要素、立体要素等を用いることができる。 ④ 静的解析を引き継いだ動的解析を行うことができる。 ⑤ 地盤及び構造物の非線形性を考慮できる。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証(Verification)】</p> <p>本解析コードの検証内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認(Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・橋梁、橋脚、地盤～構造物連成、地中構造物等をはじめとする多数の解析において本解析コードが使用されており、十分な使用実績があるため、信頼性があると判断できる。 ・日本原子力発電株式会社東海第二発電所において、常設代替高圧電源装置用カルバート（立坑部）、常設低圧代替注水系ポンプ室、代替淡水貯槽の静的応力解析に本解析コード（Ver. 3.08）が使用された実績がある。 ・本工事計画において使用するバージョンは、東海第二発電所の既工事計画において使用されているものと異なるが、バージョン変更において解析機能に影響のある変更が行われていないことを確認している。 ・本工事計画における構造に対して行う地震応答解析の使用目的に対し、使用用途及び使用方法に関する適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

VI-5-30 計算機プログラム（解析コード）の概要
・ m i c r o S H A K E / 3 D

目 次

1. はじめに	1
1.1 使用状況一覧	2
2. 解析コードの概要	3
2.1 microSHAKE/3D Ver. 2. 1. 0, Ver. 2. 3. 1, Ver. 2. 4. 1	3
2.2 microSHAKE/3D Ver. 2. 2. 3. 311	4

1. はじめに

本資料は、VI-2-2-18「取水槽の地震応答計算書」等において使用した計算機プログラム（解析コード）microSHAKE/3Dについて説明するものである。

本解析コードを使用した添付書類を示す使用状況一覧，解析コードの概要を以降に記載する。

1.1 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
VI-2-2-18	取水槽の地震応答計算書	Ver. 2. 2. 3. 311
VI-2-2-20	屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）の地震応答計算書	Ver. 2. 4. 1
VI-2-2-22	B-ディーゼル燃料貯蔵タンク格納槽の地震応答計算書	Ver. 2. 3. 1
VI-2-2-24	屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の地震応答計算書	Ver. 2. 3. 1
VI-2-2-26	屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の地震応答計算書	Ver. 2. 3. 1
VI-2-2-30	第1ベントフィルタ格納槽の地震応答計算書	Ver. 2. 1. 0
VI-2-2-32	低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の地震応答計算書	Ver. 2. 1. 0
VI-2-2-37	屋外配管ダクト（ガスタービン発電機用軽油タンク～ガスタービン発電機）の地震応答計算書	Ver. 2. 3. 1
VI-2-10-2-5	1号機取水槽の地震応答計算書	Ver. 2. 4. 1
VI-2-別添4-2	地下水位低下設備の地震応答計算書	Ver. 2. 4. 1

2. 解析コードの概要

2.1 microSHAKE/3D Ver. 2.1.0, Ver. 2.3.1, Ver. 2.4.1

項目	コード名 microSHAKE/3D
使用目的	1次元地震応答解析による入力地震動算定
開発機関	株式会社地震工学研究所
開発時期	2011年
使用したバージョン	Ver. 2.1.0, Ver. 2.3.1, Ver. 2.4.1
コードの概要	<p>microSHAKE/3D（1次元波動伝播解析コード）は、1次元重複反射理論に基づく地盤の地震応答解析を行うことが可能であり、地盤の非線形性はひずみ依存性を用いて等価線形法により考慮することができる。</p> <p>本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 1次元重複反射理論に基づくプログラムである。 ② 地盤の非線形性はひずみ依存特性を用いて等価線形法により考慮することができる。 ③ 鉛直動は、S波速度 V_s をP波速度 V_p として定義することで対応が可能である。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証(Verification)】 本解析コードの検証内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードについて、2層のモデル地盤において地震応答解析を行った解析解と、1次元重複反射理論に基づく理論解が一致することを確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認(Validation)】 本解析コードの妥当性確認は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・検証の内容のとおり、地盤の応答解析について検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。 ・原子力産業界において、原子力発電所の土木構造物評価をはじめとする多数の解析に本解析コードが使用されており、十分な使用実績があるため、信頼性があると判断できる。 ・日本原子力発電株式会社東海第二発電所において、常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備等の1次元地震応答解析（入力地震動算定）で本解析コード（Ver. 2.2.3.311）が使用された実績がある。 ・本工事計画で使用するバージョンは、東海第二発電所の既工事計画において使用されているものと異なるが、バージョン変更において解析機能に影響のある変更が行われていないことを確認している。 ・本工事計画における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

2.2 microSHAKE/3D Ver. 2.2.3.311

項目	コード名 microSHAKE/3D
使用目的	1次元地震応答解析による入力地震動算定
開発機関	株式会社地震工学研究所
開発時期	2011年
使用したバージョン	Ver. 2.2.3.311
コードの概要	<p>microSHAKE/3D（1次元波動伝播解析コード）は、1次元重複反射理論に基づく地盤の地震応答解析を行うことが可能であり、地盤の非線形性はひずみ依存性を用いて等価線形法により考慮することができる。</p> <p>本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 1次元重複反射理論に基づくプログラムである。 ② 地盤の非線形性はひずみ依存特性を用いて等価線形法により考慮することができる。 ③ 鉛直動は、S波速度 V_s をP波速度 V_p として定義することで対応が可能である。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証(Verification)】 本解析コードの検証内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードについて、2層のモデル地盤において地震応答解析を行った解析解と、1次元重複反射理論に基づく理論解が一致することを確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認(Validation)】 本解析コードの妥当性確認は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・検証の内容のとおり、地盤の応答解析について検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。 ・原子力産業界において、原子力発電所の土木構造物評価をはじめとする多数の解析に本解析コードが使用されており、十分な使用実績があるため、信頼性があると判断できる。 ・日本原子力発電株式会社東海第二発電所において、常設代替高圧電源装置置場及び西側淡水貯水設備等の1次元地震応答解析（入力地震動算定）で本解析コード（Ver. 2.2.3.311）が使用された実績がある。 ・本工事計画における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

VI-5-40 計算機プログラム（解析コード）の概要
・ F L I P

目 次

1. はじめに	1
1.1 使用状況一覧	2
2. 解析コードの概要	3
2.1 FLIP Ver. 7.1.9	3
2.2 FLIP Ver. 7.4.0, Ver. 7.4.6, Ver. 8.0.3	4

1. はじめに

本資料は、VI-1-1-7-別添1「可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」等において使用した計算機プログラム（解析コード）FLIPについて説明するものである。

本解析コードを使用した添付書類を示す使用状況一覧，解析コードの概要を以降に記載する。

1.1 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
VI-1-1-7-別添1	可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート	Ver. 7.1.9
VI-2-2-18	取水槽の地震応答計算書	Ver. 7.4.0
VI-2-2-24	屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の地震応答計算書	Ver. 8.0.3
VI-2-2-26	屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の地震応答計算書	Ver. 8.0.3
VI-2-2-30	第1ベントフィルタ格納槽の地震応答計算書	Ver. 7.4.6
VI-2-2-32	低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の地震応答計算書	Ver. 7.4.6
VI-2-10-2-2-2	防波壁（逆T擁壁）の地震応答計算書	Ver. 7.1.9
VI-2-10-2-2-3	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答計算書	Ver. 7.1.9
VI-2-10-2-4	防波壁通路防波扉の耐震性についての計算書	Ver. 7.4.0
VI-2-10-2-5	1号機取水槽の地震応答計算書	Ver. 7.4.0
VI-2-別添4-2	地下水位低下設備の地震応答計算書	Ver. 7.4.6

2. 解析コードの概要

2.1 FLIP Ver. 7.1.9

項目	コード名 FLIP
使用目的	2次元有限要素法による地震応答解析（有効応力法）
開発機関	FLIPコンソーシアム
開発時期	1988年
使用したバージョン	Ver. 7.1.9
コードの概要	<p>FLIP (Finite element analysis of Liquefaction Program) (以下「本解析コード」という。)は、1988年に運輸省港湾技術研究所(現：港湾空港技術研究所)において開発された平面ひずみ状態を対象とする有効応力解析法に基づく、2次元地震応答解析プログラムである。</p> <p>本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ol style="list-style-type: none"> ①有限要素法に基づくプログラムである。 ②平面ひずみ状態を解析対象とする。 ③地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析を行い、部材の断面力や変形量を計算する。 ④土の応力-ひずみモデルとしてマルチスプリングモデルを採用している。 ⑤有効応力の変化は有効応力法により考慮する。そのために必要な過剰間隙水圧算定モデルとして井合モデルを用いている。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・マニュアルに記載された例題の提示解と本解析コードによる解析解との比較を実施し、解析解が提示解と一致することが確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは港湾施設の設計に用いられる「港湾施設の技術上の基準・同解説(2007)(社団法人日本港湾協会)」において、港湾施設に対して適用性が確認されている解析コードとして扱われており、今回の解析に使用することは妥当である。 ・日本原子力発電株式会社東海第二発電所において、防潮堤、防潮扉、可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート、取水構造物等の地震応答解析に本解析コード(Ver. 7.3.0_2)が使用された実績がある。 ・本工事計画で使用するバージョンは、東海第二発電所の既工事計画において使用されているものと異なるが、バージョン変更において解析機能に影響のある変更が行われていないことを確認している。 ・本工事計画における構造に対し使用する地震応答解析の使用目的について、使用用途及び使用方法に関する適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

2.2 FLIP Ver. 7.4.0, Ver. 7.4.6, Ver. 8.0.3

項目 \ コード名	FLIP
使用目的	2次元有限要素法による地震応答解析（有効応力法）
開発機関	FLIPコンソーシアム
開発時期	1988年
使用したバージョン	Ver. 7.4.0, Ver. 7.4.6, Ver. 8.0.3
コードの概要	<p>FLIP (Finite element analysis of Liquefaction Program) (以下「本解析コード」という。)は、1988年に運輸省港湾技術研究所(現：港湾空港技術研究所)において開発された平面ひずみ状態を対象とする有効応力解析法に基づく、2次元地震応答解析プログラムである。</p> <p>本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ol style="list-style-type: none"> ①有限要素法に基づくプログラムである。 ②平面ひずみ状態を解析対象とする。 ③地盤の有効応力の変化を考慮した地震応答解析を行い、部材の断面力や変形量を計算する。 ④土の応力-ひずみモデルとしてマルチスプリングモデルを採用している。 ⑤有効応力の変化は有効応力法により考慮する。そのために必要な過剰間隙水圧算定モデルとして井合モデルを用いている。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】</p> <p>本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・マニュアルに記載された例題の提示解と本解析コードによる解析解との比較を実施し、解析解が提示解と一致することが確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは港湾施設の設計に用いられる「港湾施設の技術上の基準・同解説(2007)(社団法人日本港湾協会)」において、港湾施設に対して適用性が確認されている解析コードとして扱われており、今回の解析に使用することは妥当である。 ・東京電力ホールディングス株式会社柏崎刈羽原子力発電所第7号機において、軽油タンク基礎等の地震応答解析に本解析コード(Ver. 7.4.1)が使用された実績がある。 ・本工事計画で使用するバージョンは、柏崎刈羽原子力発電所第7号機の既工事計画において使用されているものと異なるが、バージョン変更において解析機能に影響のある変更が行われていないことを確認している。 ・本工事計画における構造に対し使用する地震応答解析の使用目的について、使用用途及び使用方法に関する適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

VI-5-50 計算機プログラム（解析コード）の概要
・ W C O M D S t u d i o

目 次

1. はじめに	1
1.1 使用状況一覧	2
2. 解析コードの概要	3
2.1 WCOMD Studio Ver. 1.3.1, Ver. 1.3.3	3

1. はじめに

本資料は、VI-2-2-21「屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）の耐震性についての計算書」等において使用した計算機プログラム（解析コード）WCOMD Studioについて説明するものである。

本解析コードを使用した添付書類を示す使用状況一覧，解析コードの概要を以降に記載する。

1.1 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
VI-2-2-21	屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）の耐震性についての計算書	Ver. 1.3.1
VI-2-2-25	屋外配管ダクト（B-ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）の耐震性についての計算書	Ver. 1.3.3
VI-2-2-27	屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）の耐震性についての計算書	Ver. 1.3.3
VI-2-2-31	第1ベントフィルタ格納槽の耐震性についての計算書	Ver. 1.3.3

2. 解析コードの概要

2.1 WCOMD Studio Ver. 1.3.1, Ver. 1.3.3

項目	コード名 WCOMD Studio
使用目的	2次元有限要素法（非線形平面要素）による静的解析
開発機関	株式会社フォーラムエイト
開発時期	2015年
使用したバージョン	Ver. 1.3.1, Ver. 1.3.3
コードの概要	<p>WCOMD Studio（以下「本解析コード」）は、東京大学コンクリート研究室で開発された、鉄筋コンクリート構造物の2次元有限要素法解析を行う計算機コード「WCOMD」に、株式会社フォーラムエイトがプリ・ポストプロセッサを整備して製品化したものである。</p> <p>コンクリートに関する数多くの実験と理論的検証結果に基づいた高精度の構成則を用いており、ひび割れを生じた様々な鉄筋コンクリート構造物の2次元非線形動的解析・静的解析を行う。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証(Verification)】 本解析コードの検証内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・せん断耐力式によるせん断耐力と解析によるせん断耐力がおおむね一致していることを確認している。また、鉄筋コンクリートはりの載荷試験の結果と解析結果がおおむね一致していることを確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認(Validation)】 本解析コードの妥当性確認は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・九州電力株式会社川内原子力発電所において、2次元非線形静的解析による取水路の応力解析（せん断耐力の算定）に本解析コード（Ver.2）が使用された実績があり、本工事計画で使用する鉄筋コンクリートはりと同様の適用をしている。 ・本工事計画において使用するバージョンは、他プラントの既工事計画において使用されているものと異なるが、バージョンの変更において解析機能に影響のある変更が行われていないことを確認している。 ・開発機関が提示するマニュアルにより、本工事計画で使用する2次元非線形有限要素法解析（応力解析）に、本解析コードが適用できることを確認している。

VI-5-53 計算機プログラム（解析コード）の概要
・ S O L V E R

目 次

1. はじめに	1
1.1 使用状況一覧	2
2. 解析コードの概要	3
2.1 SOLVER Rev 02.05	3

1. はじめに

本資料は、VI-2-別添4-3-2「管の耐震性についての計算書（地下水位低下設備）」において使用した計算機プログラム（解析コード）SOLVERについて説明するものである。

本解析コードを使用した添付書類を示す使用状況一覧、解析コードの概要を以降に記載する。

1.1 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
VI-2-別添4-3-2	管の耐震性についての計算書（地下水位低下設備）	Rev 02.05

2. 解析コードの概要

2.1 SOLVER Rev 02.05

項目 \ コード名	SOLVER
使用目的	3次元有限要素法（はり要素）による固有値解析，地震応答解析及び応力解析
開発機関	株式会社東芝
開発時期	1988年
使用したバージョン	Rev 02.05
コードの概要	<p>SOLVER（以下「本解析コード」という。）は，構造物の静的及び動的解析のメインプログラムである SAP を基に作られている。SAP は，米カリフォルニア大学にて開発された計算機プログラムである。</p> <p>任意の3次元形状に対し，有限要素法により静的解析，動的解析を行い，反力・モーメント・応力，固有振動数・刺激係数等の算出が可能である。</p> <p>本解析コードは，原子力分野の配管設計において，多くの実績を有している。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】</p> <p>本解析コードの検証内容は，以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・解析コードと世界的に使用実績及びクライアント数の多い配管解析プログラムの一つである解析コード“ADL Pipe Static-Thermal-Dynamic Pipe Stress Analysis”（Arthur D. Little. Inc., Cambridge, Massachusetts, January 1971）による解析結果を比較し，結果が合致することを確認している。 ・本解析コードの運用環境について，開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認内容は，以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは，他プラントの既工事計画において使用実績があることを確認している。 ・本工事計画で行うはりモデルの固有値解析，地震応答解析及び応力解析の使用目的に照らして，用途及び適用範囲が上述の妥当性確認範囲であることを確認している。 ・開発機関が提示するマニュアルにより，本工事計画で使用する3次元有限要素法（はり要素）による固有値解析，地震応答解析及び応力解析に本解析コードが適用できることを確認している。

VI-5-56 計算機プログラム（解析コード）の概要
・ F I N A S / S T A R

目 次

1. はじめに	1
1.1 使用状況一覧	1
2. 解析コードの概要	2
2.1 FINAS/STAR Ver. 2020	2
3. 解析手法	3
3.1 一般事項	3
3.2 解析コードの特徴	3
3.3 解析手法	4
3.3.1 有限要素法の考え方	4
3.3.2 要素剛性方程式の導入	6
3.3.3 全体モデルの剛性方程式	7
3.3.4 非線形解析手法	8
3.3.5 分散ひび割れ鉄筋コンクリートモデル	10
3.4 解析フローチャート	12
3.5 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)	13
3.5.1 検証	13
3.5.2 妥当性確認	17
3.5.3 評価結果	17

1. はじめに

本資料は、VI-2-2-19「取水槽の耐震性についての計算書」等において使用した計算機プログラム（解析コード）FINAS/STAR について説明するものである。

本解析コードを使用した添付書類を示す使用状況一覧，解析コードの概要を以降に記載する。

1.1 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
VI-2-2-19	取水槽の耐震性についての計算書	Ver. 2020
VI-2-2-21	屋外配管ダクト（タービン建屋～排気筒）の耐震性についての計算書	Ver. 2020
VI-2-10-2-3-3	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書	Ver. 2020

2. 解析コードの概要

2.1 FINAS/STAR Ver. 2020

項目 \ コード名	FINAS/STAR
開発機関	伊藤忠テクノソリューションズ株式会社
開発時期	2009年
使用したバージョン	Ver. 2020
コードの概要	<p>本解析プログラムは、伊藤忠テクノソリューションズ（株）が独自に開発し、保守されている汎用市販有限要素法解析プログラムであり、3次元有限要素法（シェル要素、ソリッド要素及びばね要素）による応力解析（鉄筋コンクリートの非線形性を考慮した静的応力解析、熱応力解析、地震応答解析）に使用している。</p> <p>有限要素法による構造物と地盤の連成モデルの解析用プログラムであり、固有値解析、静的解析、動的解析、熱伝導解析、熱応力解析、非線形解析（材料非線形、幾何学的非線形）が可能である。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】</p> <p>本解析プログラムの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> 非線形シェル要素を用いた解析の適用性は、単純ばりの荷重-変位関係に対して、本解析コードによる解析結果と実験結果が概ね一致することを確認した。 <p>【妥当性確認 (Validation)】</p> <p>本解析プログラムの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> 本解析プログラムは、原子力、土木及び建築分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。 開発機関が提示するマニュアルにより、3次元有限要素法（シェル要素、ソリッド要素及びばね要素）による鉄筋コンクリートの非線形性を考慮した静的応力解析、熱応力解析、地震応答解析に、本解析プログラムが適用できることを確認している。 独立行政法人原子力安全基盤機構において、「福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋の耐震安全性評価に係るクロスチェック解析について（報告）（平成25年2月）」で鉄筋コンクリートの非線形性を考慮した静的応力解析、熱応力解析に本解析プログラムが使用された実績がある。 本工認申請における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

3. 解析手法

3.1 一般事項

本資料は、解析コード FINAS/STAR（以下「本解析コード」という。）の概要である。

本解析コードは、固有値解析，静的解析，動的解析，熱伝導解析，熱応力解析，非線形解析（材料非線形，幾何学的非線形）が可能な汎用コードである。有限要素法による構造物と地盤の連成モデルの解析プログラムであり，屋外重要土木構造物に対する 3次元静的非線形解析に使用している。

3.2 解析コードの特徴

本解析コードは，コンクリートに発生するひび割れによって鉄筋とコンクリートに生じる局所的な応力分布を，鉄筋コンクリート部材としての平均的な応力と平均ひずみの関係として表現する構成則を用いて，ひび割れ発生に伴う非線形挙動を解析するコードである。主な特徴を以下に示す。

- ・鉄筋コンクリート構造物の挙動は，コンクリート及び鉄筋の各応力と剛性を「平均応力－平均ひずみ」の関係で与えられる材料構成則から求め，それらを足し合わせることで表現している（分散ひび割れ法）。
- ・コンクリート及び鉄筋のそれぞれの材料非線形モデルを基に，有限要素法を用いて非線形方程式を解くことにより，鉄筋コンクリート構造物全体の挙動を求めている。
- ・多方向のひび割れを考慮できる。
- ・コンクリート及び鉄筋は完全固着としている（ひずみが同一の値となる）。

3.3 解析手法

3.3.1 有限要素法の考え方

有限要素法では図 3-1 に示すように解析領域を複数の部分領域（要素 element）に分割し、その領域内において関数を重ね合わせることにより未知量を近似する。

それぞれの要素は、これを構成する節点（node）において結合されている。要素の結合によって組み立てられる近似モデルのことを全体モデルと呼ぶ。

要素内の変位 \mathbf{u}_e はその要素 e に属している節点の変位（要素節点変位ベクトル）

\mathbf{d}_e を用いて、以下のように近似される。

$$\mathbf{u}_e = \mathbf{N}_e \mathbf{d}_e \quad (3.1)$$

ここで、 \mathbf{N}_e は形状関数であり要素内の変位を補間する関数である。

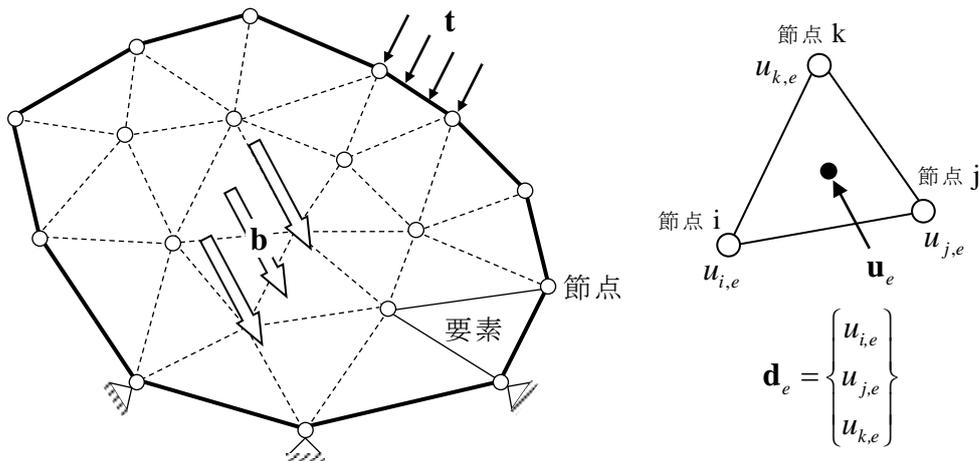


図 3-1 有限要素モデル

有限要素法の基礎となる仮想仕事の原理は、次式で与えられる。

$$\delta U = \delta W \quad (3.2)$$

δU は内部の応力の仮想仕事、 δW は変形に対する外力による仮想仕事である。

$$\delta U = \int_V \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dV \quad (3.3)$$

$$\delta W = \int_V \delta \mathbf{u}^T \mathbf{b} dV + \int_S \delta \mathbf{u}^T \mathbf{t} dS \quad (3.4)$$

ここで、 σ と ε は応力とひずみを表わし、 δ は変分である。 \mathbf{u} は物体点の変位、 \mathbf{b} と \mathbf{t} は単位体積当たり作用する物体力と単位面積当たり作用する表面力をそれぞれ表わす。また V と S は離散化した全体モデルの体積と表面積を表わす。

式(3.3)及び式(3.4)は全体モデルについての積分を意味するが、個々の要素の寄与を総和することにより、次式のように表わせる。

$$\delta U = \sum_m \delta U_m \quad (3.5)$$

$$\delta W = \sum_m \delta W_m \quad (3.6)$$

ここで、添字 m は m 番目の要素の意味である。

$$\delta U_m = \int_{V_m} \delta \boldsymbol{\varepsilon}_m^T \boldsymbol{\sigma}_m dV \quad (3.7)$$

$$\delta W_m = \int_{V_m} \delta \mathbf{u}_m^T \mathbf{b} dV + \int_{S_m} \delta \mathbf{u}_m^T \mathbf{t} dS \quad (3.8)$$

式(3.7)及び式(3.8)において V_m は要素 m の体積を表わし、 S_m は要素 m が表面 S の一部を構成する場合の表面を意味している。

3.3.2 要素剛性方程式の導入

ここでは任意の要素 m について着目し、その力学的関係および要素剛性方程式の導出について説明する。

要素内の変位 \mathbf{u}_m と要素節点変位ベクトル \mathbf{d}_m の関係式は、式(3.1)より次式で近似される。

$$\mathbf{u}_m \approx \mathbf{N}_m \mathbf{d}_m \quad (3.9)$$

要素内のひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}_m$ と要素節点変位ベクトル \mathbf{d}_m の関係は次式で近似される。

$$\boldsymbol{\varepsilon}_m = \hat{\partial} \mathbf{u}_m \approx \hat{\partial} \mathbf{N}_m \mathbf{d}_m = \mathbf{B}_m \mathbf{d}_m \quad (3.10)$$

また、応力 $\boldsymbol{\sigma}_m$ とひずみ $\boldsymbol{\varepsilon}_m$ の関係を表す構成式は次式で与えられる。

$$\boldsymbol{\sigma}_m = \mathbf{D}_m \boldsymbol{\varepsilon}_m \quad (3.11)$$

ここで、 \mathbf{B}_m はひずみ-節点変位マトリックス、 \mathbf{D}_m は応力-ひずみマトリックスである。要素 m に対する仮想仕事の原理は、次式となる。

$$\delta U_m = \delta W_m \quad (3.12)$$

式(3.12)に式(3.7)及び式(3.8)を代入すると次式を得る。

$$\int_{V_m} \delta \boldsymbol{\varepsilon}_m^T \boldsymbol{\sigma}_m dV = \int_{V_m} \delta \mathbf{u}_m^T \mathbf{b} dV + \int_{S_m} \delta \mathbf{u}_m^T \mathbf{t} dS \quad (3.13)$$

次に、式(3.13)に式(3.9)～式(3.11)を代入すると次式を得る。

$$\delta \mathbf{d}_m^T \int_{V_m} \mathbf{B}_m^T \mathbf{D}_m \mathbf{B}_m dV \mathbf{d}_m = \delta \mathbf{d}_m^T \int_{V_m} \mathbf{N}_m^T \mathbf{b} dV + \delta \mathbf{d}_m^T \int_{S_m} \mathbf{N}_m^T \mathbf{t} dS \quad (3.14)$$

式(3.14)は $\delta \mathbf{d}_m$ の任意性が成立することから、次の要素剛性方程式が得られる。

$$\mathbf{K}_m \mathbf{d}_m = \mathbf{F}_m \quad (3.15)$$

ここで、 \mathbf{K}_m は要素剛性マトリックス、 \mathbf{F}_m は等価節点荷重ベクトルであり、それぞれ次式で与えられる。

$$\mathbf{K}_m = \int_{V_m} \mathbf{B}_m^T \mathbf{D}_m \mathbf{B}_m dV \quad (3.16)$$

$$\mathbf{F}_m = \mathbf{F}_m^b + \mathbf{F}_m^t = \int_{V_m} \mathbf{N}_m^T \mathbf{b} dV + \int_{S_m} \mathbf{N}_m^T \mathbf{t} dS \quad (3.17)$$

3.3.3 全体モデルの剛性方程式

前項で示した要素剛性マトリックスと等価節点荷重ベクトルについて、要素結合情報を用いて重ね合わせると全体系の剛性方程式が得られる。

$$\mathbf{Kd} = \mathbf{F} \quad (3.18)$$

ここで、 \mathbf{K} は剛性マトリックス、 \mathbf{d} は変位ベクトル、 \mathbf{F} は荷重ベクトルである。なお、剛性マトリックスには変位境界（拘束）条件を与える必要がある。

3.3.4 非線形解析手法

非線形解析手法である Newton-Raphson 法について以下に示す。

時刻 t における内力ベクトルを ${}^t\mathbf{Q}$ ，外力ベクトルを ${}^t\mathbf{F}$ とすれば，非線形方程式は，

$${}^t\mathbf{Q} = {}^t\mathbf{F} \quad (3.19)$$

と書くことができる。ここで簡単にするため， ${}^t\mathbf{Q}$ は時刻 t における一般化変位ベクトル ${}^t\mathbf{U}$ の関数， ${}^t\mathbf{F}$ は構造物の変形に依存しないものとする。

式(3.19)の時間微分を取れば

$${}^t\dot{\mathbf{Q}}dt = {}^t\dot{\mathbf{F}}dt \quad (3.20)$$

となる。現実の数値計算では，式(3.20)の両辺は，ある有限な微小時間における増分として取り扱う。したがって，

$${}^t\dot{\mathbf{Q}}dt = (\partial^t\mathbf{Q}/\partial^t\mathbf{U})^t\dot{\mathbf{U}}dt \approx {}^t\mathbf{K}\Delta\mathbf{U} \quad (3.21)$$

$${}^t\dot{\mathbf{F}}dt \approx {}^{t+\Delta t}\mathbf{F} - {}^t\mathbf{F} = \Delta\mathbf{F} \quad (3.22)$$

と近似して式(3.20)に代入すれば，

$${}^t\mathbf{K}\Delta\mathbf{U} \approx \Delta\mathbf{F} \quad (3.23)$$

となり，時刻 t から $t'=t+\Delta t$ までの間の線形化された方程式が得られる。 ${}^t\mathbf{K}$ は時刻 t における接線剛性マトリックス， $\Delta\mathbf{U}$ ， $\Delta\mathbf{F}$ はそれぞれ時刻 t から $t'=t+\Delta t$ までの間の一般化変位増分ベクトルおよび一般化荷重増分ベクトルである。

式(3.23)は，時刻 t における平衡解が得られているときに，次の時刻の外力に対する変位が

$${}^{t+\Delta t}\mathbf{U} = {}^t\mathbf{U} + \Delta\mathbf{U} \quad (3.24)$$

$$\Delta\mathbf{U} \approx {}^t\mathbf{K}^{-1}\Delta\mathbf{F} \quad (3.25)$$

により近似できることを示している。非線形の場合，この解は一般的に時刻 $t'=t+\Delta t$ における平衡方程式を満たさないため，反復による解の補正が必要になる。

ここで，式(3.25)により得られる $\Delta \mathbf{U}$ を反復 1 回目の変位修正ベクトル $\Delta \mathbf{U}^{(1)}$ として変位の更新し，平衡方程式に代入すれば，

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{U}^{(1)} = {}^t \mathbf{U} + \Delta \mathbf{U}^{(1)} \quad (3.26)$$

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{R}^{(1)} = {}^{t+\Delta t} \mathbf{F} - {}^{t+\Delta t} \mathbf{Q}^{(1)} ({}^{t+\Delta t} \mathbf{U}^{(1)}) \quad (3.27)$$

となる。 ${}^{t+\Delta t} \mathbf{R}$ は一般に残差荷重ベクトルと呼ばれており， ${}^{t+\Delta t} \mathbf{R} = \mathbf{0}$ を満たすものが平衡解となる。

式(3.27)を $\Delta \mathbf{U}$ に関して線形化し，残差が減少するように変位を修正するものとするれば，第 i 回目の反復における変位修正ベクトルは，式(3.21)を参照して，

$$\Delta \mathbf{U}^{(i)} = {}^t \mathbf{K}^{(i-1)-1} {}^{t+\Delta t} \mathbf{R}^{(i-1)} \quad (3.28)$$

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{R}^{(i-1)} = {}^{t+\Delta t} \mathbf{F} - {}^{t+\Delta t} \mathbf{Q}^{(i-1)} ({}^{t+\Delta t} \mathbf{U}^{(i-1)}) \quad (3.29)$$

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{U}^{(i)} = {}^{t+\Delta t} \mathbf{U}^{(i-1)} + \Delta \mathbf{U}^{(i)} \quad (3.30)$$

と書くことができる。ここで，第 0 回目の反復時における値を時刻 t における収束解，すなわち，

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{U}^{(0)} = {}^t \mathbf{U} \quad (3.31)$$

$${}^t \mathbf{K}^{(0)} = {}^t \mathbf{K} \quad (3.32)$$

$${}^{t+\Delta t} \mathbf{Q}^{(0)} = {}^t \mathbf{R} (= {}^t \mathbf{F}) \quad (3.33)$$

のように定義する。

Newton-Rapson 法は，残差が十分小さくなるまで式(3.28)～式(3.30)の手順を反復し，収束解を得る方法である。式(3.28)からもわかるように，Newton-Rapson 法では反復ごとに接線剛性マトリクス ${}^t \mathbf{K}^{(i-1)}$ の更新を行う。

3.3.5 分散ひび割れ鉄筋コンクリートモデル

本解析コードでは、鉄筋コンクリート構造の材料モデルとして、精度の高い構成則の一つとして知られている前川・福浦らによる弾塑性破壊モデルを導入する。なお、この鉄筋コンクリート構造の材料モデルを導入した要素は、分散ひび割れモデルとして取り扱うことから、ひび割れの発生や進展が有限要素内で平均的に考慮される。

以下に、前川、福浦らによる二軸構成則材料モデルの概要を示す。図3-2に示すようにコンクリートの引張・圧縮挙動モデル，せん断伝達モデル，鉄筋モデルを組み合わせて、直交2方向にひび割れた鉄筋コンクリートの挙動を表す要素が構成される。

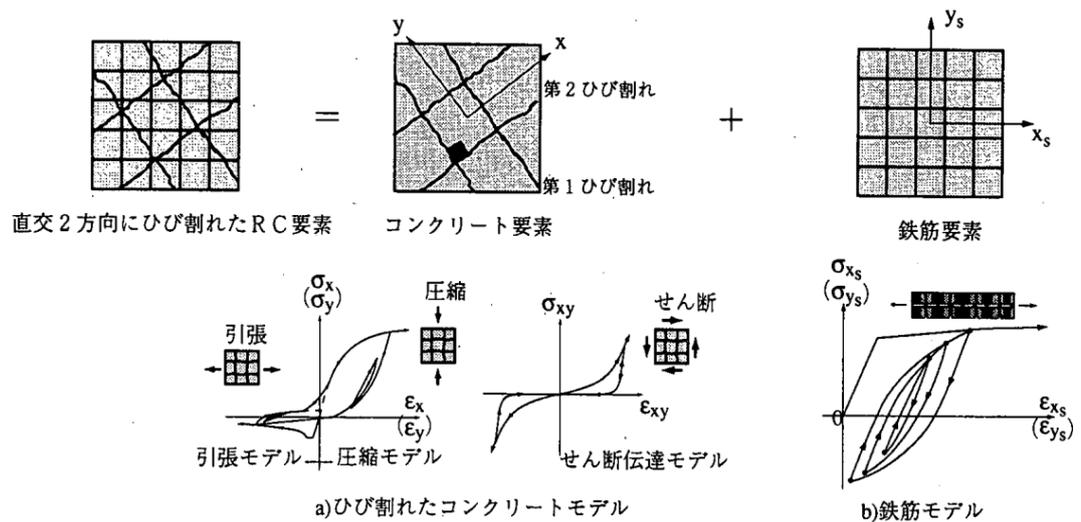


図3-2 直交2方向にひび割れた鉄筋コンクリート要素

3.4 解析フローチャート

解析フローチャートを図 3-4 に示す。

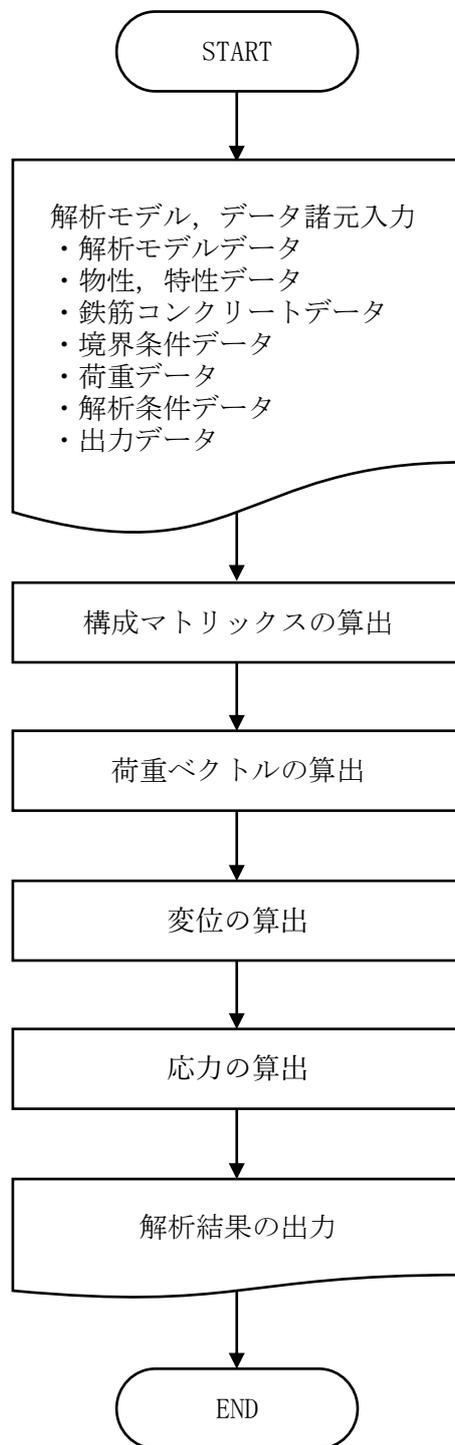


図 3-4 解析フローチャート

3.5 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

3.5.1 検証

非線形シェル要素は、鉄筋コンクリート部材をコンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮した層の集合体としてモデル化する要素である。非線形シェル要素を用いた解析の適用性は、単純ばりの荷重-変位関係に対して、本解析コードによる解析結果と実験結果を比較することで検証する。

a. 実験概要

比較対象とする実験の概念図を図 3-5 に示す。実験では鉄筋コンクリートはりの試験体に対し、試験体天端 2 点に荷重を作用させ、試験体中央位置での鉛直変位と載荷荷重の関係を確認する。

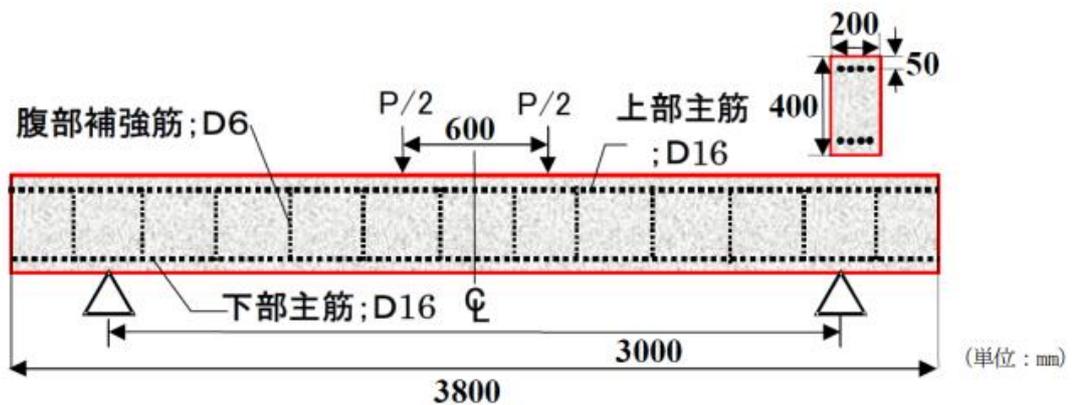


図 3-5 実験概念図

(原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針(技術資料)(2005年)より引用)

b. 解析モデル

解析モデルは、図 3-5 に基づき、図 3-6 に示す鉄筋コンクリートはりを用いた非線形シェル要素でモデル化する。非線形シェル要素は 4 層とし、コンクリート部分のうち上端及び下端は鉄筋との付着を考慮した鉄筋コンクリート層（RC 層）、中央 2 層は無筋コンクリート層でモデル化し、鉄筋上下の鉄筋位置に鉄筋層を配置する。

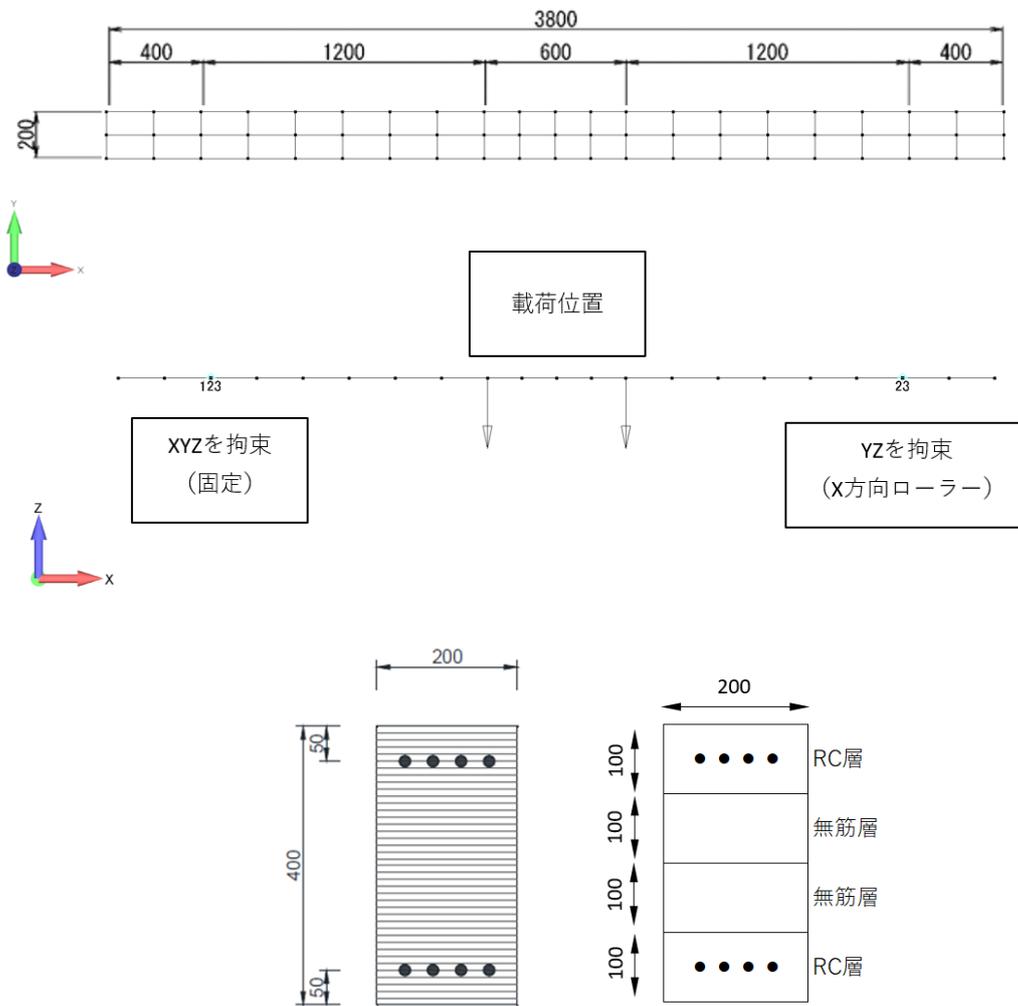


図 3-6 解析モデル図

c. 解析用物性値

解析用物性値を表 3-1 に示す。

表 3-1 解析用物性値（鉄筋コンクリートはり）

コンクリート	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	45.3
	引張強度 f_t (N/mm ²)	3.7
	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	3.06×10^4
鉄筋	降伏強度 f_y (N/mm ²)	344
	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	1.94×10^5

(原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針(技術資料)(2005 年)より引用)

d. 解析条件

図 3-5 の載荷位置と同様に、図 3-6 に示す載荷位置に載荷し、モデル中央位置における荷重-変位関係を算出する。

e. 結果の検証

実験結果と解析結果の荷重－変位関係の比較を図 3-7 に示す。

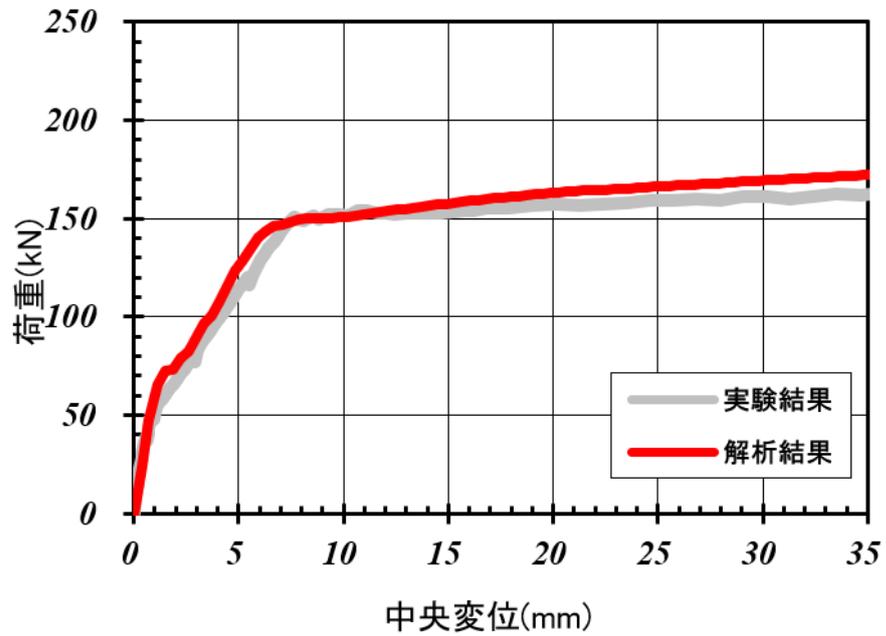


図 3-7 荷重－変位関係の比較

解析結果と実験結果の荷重－変位関係はおおむね一致しており，鉄筋降伏時の荷重もおおむね同等である。以上より，非線形シェル要素を用いた解析の適用性を確認した。

3.5.2 妥当性確認

本解析プログラムの妥当性について、以下のとおり確認した。

- ・ 本解析コードは、国内の土木・建築分野における使用実績を有しており、十分に妥当性が確認されている。
- ・ 検証の体系と本工事計画で使用する体系が同等であることから、検証の結果をもって、解析機能の妥当性も確認できる。
- ・ 本工事計画で使用する地震応答解析及び応力解析の用途、適用範囲が、上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

3.5.3 評価結果

以上の検証結果及び妥当性確認結果により、本解析コードを、建物・構築物及び屋外重要土木構造物の応力解析に使用することは妥当である。

VI-5-57 計算機プログラム（解析コード）の概要
・ E M R G I N G

目 次

1. はじめに	1
1.1 使用状況一覧	2
2. 解析コードの概要	3
2.1 EMRGING Ver. 12.4C	3
2.2 EMRGING Ver. 13.1	4
3. 解析手法	5
3.1 一般事項	5
3.2 解析コードの特徴	5
3.3 解析手法	6
3.3.1 計算方法	6
3.3.2 応力発生状態の判定	7
3.3.3 応力度の算定	8
3.4 解析フローチャート	9
3.5 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)	10
3.5.1 検証	10
3.5.2 妥当性確認	13
3.5.3 評価結果	13

1. はじめに

本資料は、添付書類において使用した計算機プログラム（解析コード）EMRGINGについて説明するものである。

本解析コードを使用した添付書類を示す使用状況一覧、解析コードの概要を以降に記載する。

1.1 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
VI-2-10-2-3-2	防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての説明書	Ver. 12.4C
VI-2-10-2-3-3	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書	Ver. 13.1
VI-3-別添3-2-1-2	防波壁（逆T擁壁）の強度計算書	Ver. 12.4C
VI-3-別添3-2-1-3	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書	Ver. 13.1

2. 解析コードの概要

2.1 EMRGING Ver. 12.4C

項目 \ コード名	EMRGING
使用目的	鉄筋コンクリートの応力度計算
開発機関	富士通エフ・アイ・ピー株式会社
開発時期	1999年
使用したバージョン	Ver. 12.4C
コードの概要	<p>EMRGING（以下「本解析コード」という。）は、富士通エフ・アイ・ピー株式会社によって開発された、鉄筋コンクリート断面に対する応力度計算用の市販コードである。</p> <p>本解析コードは、様々な断面形状を持つ鉄筋コンクリート断面の応力度計算に利用可能である。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> 今回の工認申請で使用する機能の検証として、材料力学分野における一般的知見により解を求めることができる体系について、矩形の鉄筋コンクリート断面の応力解析（断面照査）について理論モデルによる理論解との比較を行い、解析解が理論解とおおむね一致することを確認している。 本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された動作環境を満足する計算機にインストールして用いている。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> 本解析コードは、国内の土木分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。 開発機関が提示するマニュアルにより、今回の工認申請で使用する矩形の鉄筋コンクリート断面の応力解析（断面照査）に本解析コードが適用できることを確認している。 本解析コードは検証の体系と今回の工認申請で使用する体系が同等であることから検証で実施した解析解が理論解とおおむね一致をもって、解析機能の妥当性を確認できる。 今回の工認申請で行う矩形の鉄筋コンクリート断面の応力解析（断面照査）の用途、適用範囲が、上述の妥当性確認範囲内であることを確認している。

2.2 EMRGING Ver. 13.1

項目	コード名 EMRGING
使用目的	鉄筋コンクリートの応力度計算
開発機関	富士通エフ・アイ・ピー株式会社
開発時期	1999年
使用したバージョン	Ver. 13.1
コードの概要	<p>EMRGING（以下「本解析コード」という。）は、富士通エフ・アイ・ピー株式会社によって開発された、鉄筋コンクリート断面に対する応力度計算用の市販コードである。</p> <p>本解析コードは、様々な断面形状を持つ鉄筋コンクリート断面の応力度計算に利用可能である。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された動作環境を満足する計算機にインストールして用いている。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは、国内の土木分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。 ・開発機関が提示するマニュアルにより、今回の工認申請で使用する矩形の鉄筋コンクリート断面の応力解析（断面照査）に本解析コードが適用できることを確認している。 ・今回の工認申請において使用するバージョンは、「3.5 検証」において妥当性を確認したVer. 12.4Cと異なるが、バージョン変更において解析機能に影響のある変更が行われていないことを確認している。 ・今回の工認申請で行う矩形の鉄筋コンクリート断面の応力解析（断面照査）の用途、適用範囲が、上述の妥当性確認範囲内であることを確認している。

3. 解析手法

3.1 一般事項

本解析コードは、鉄筋コンクリート断面に対する応力度計算用の市販コードである。

3.2 解析コードの特徴

本解析コードの特徴は多数の断面に適用可能なことであり、定形パターンとして7種類及び任意断面に適用可能である。適用可能な断面形のパターンと出力の一覧を表3-1に示す。なお、本解析コードの開発に際しては以下の文献を参考としている。

- (1) コンクリート標準示方書 設計編 ((社) 土木学会, 2007年制定)
- (2) コンクリート標準示方書 設計編 ((社) 土木学会, 2012年制定)
- (3) 道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IIIコンクリート橋編) ((社) 日本道路協会, 平成14年3月)
- (4) 道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV下部構造編) ((社) 日本道路協会, 平成14年3月)
- (5) 道路橋示方書・同解説 (V耐震設計編) ((社) 日本道路協会, 平成14年3月)

表3-1 応力度計算の断面形パターンと出力一覧

		矩形 断面	円形 断面	円環 断面	任意 断面	箱形 断面	I形,T形 小判形	SRC 矩形
一 軸 曲 げ	コンクリート圧縮応力度	●	●	●	●	●	●	
	鉄筋引張応力度	●	●	●	●	●	●	
	鉄筋圧縮応力度	●			●	●	●	
二 軸 曲 げ	コンクリート圧縮応力度	●				●		
	鉄筋引張応力度	●				●		
	鉄筋圧縮応力度	●				●		
	最大せん断応力度	●	●	●		●		
	平均せん断応力度	●	●	●		●		

● : 計算可

3.3 解析手法

本解析コードは主に RC 矩形断面の曲げ応力度の照査に用いることから、以下にその解析理論を示す。

3.3.1 計算方法

断面寸法 b , d を仮定し、次の諸値を算定する。

- a. 軸力 N , 曲げモーメント M ならびにせん断力 Q が加わる場合

$$f = \frac{M}{N} + u, \quad \frac{f}{d}$$

$$u = \frac{d+d'}{2} - d'$$

$$M' = M + Nu, \quad \frac{M'}{bd^2}, \quad \frac{Q}{bd}$$

(N の符号は圧縮が正, 引張が負とする)

(f : 荷重偏心量, M' : 換算モーメント)

- b. 軸力 $N = 0$ の場合

$$\frac{f}{d} = \infty, \quad M' = M \text{ とする。}$$

鉄筋のヤング係数とコンクリートのヤング係数との比は, $n = \frac{E_s}{E_c}$

u は軸力 N の加わる点から引張鉄筋までの距離である。一般には軸力 N の加わる点を部材の中心点とする。

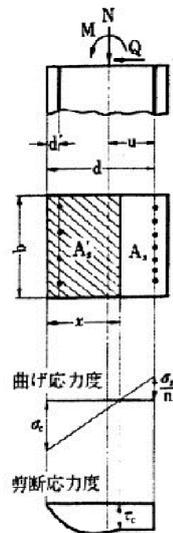


図 3-1 RC 矩形断面

3.3.2 応力発生状態の判定

側方鉄筋のない矩形断面の場合、応力発生状態は次のように判断する。

- ・全断面圧縮

設計軸力 $N > 0$ で、

$$\left| \frac{N}{db} \right| - \frac{6M}{d^2b} > 0$$

となる場合は全断面圧縮となる。

- ・全断面引張

$N < 0$ で、

$$\left| \frac{N}{db} \right| - \frac{6M}{d^2b} > 0$$

または、

$$\frac{f}{d} = \frac{1}{d} \left(\frac{M}{N} + u \right) > 0$$

となる場合は全断面引張となる。

3.3.3 応力度の算定

鉄筋を配置して、次の諸数値を算定する。

$$\alpha = \frac{d'}{d}, \quad \beta = \frac{f}{d}, \quad np = n \frac{As}{bd}, \quad \gamma = \frac{A's}{As}$$

下式に上記諸数値を代入して k を求める。

a. $N \neq 0$ の場合

$$\frac{k^3}{3} - k^2(1 - \beta) - 2knp\{\gamma(1 - \alpha - \beta) - \beta\} + 2np\{\alpha\gamma(1 - \alpha - \beta) - \beta\} = 0$$

b. $N = 0$ ($\beta = \infty$) の場合

$$k^2 + 2knp(\gamma + 1) - 2np(\alpha\gamma + 1) = 0$$

ただし、 $\alpha < k < 1$

この k を下式に代入して C, S, Z を求める。

$$C = \frac{2k}{k^2(1 - k/3) + 2\gamma np(k - \alpha)(1 - \alpha)}$$

$$S = C \frac{1 - k}{k}$$

$$Z = \frac{np(1 - \varepsilon)}{1/3k^3 - k^2\varepsilon + k\varepsilon^2 + np\{(1 - \varepsilon)^2 + \gamma(\varepsilon - \alpha)^2\}}$$

$$\text{ただし } \varepsilon = \frac{1/2k^2 + np(1 + \alpha\gamma)}{k + np(1 + \gamma)}$$

これからコンクリートと鉄筋の曲げ応力度 σ_c, σ_s ならびにコンクリートのせん断応力度 τ_c を次式によって算定する。

$$\sigma_c = \frac{M'}{bd^2} C, \quad \sigma_s = \frac{M'}{bd^2} Sn, \quad \tau_c = \frac{Q}{bd} Z$$

また、中立軸の位置 x は次式によって求められる。

$$x = kd = \frac{C}{C + S} d$$

3.4 解析フローチャート

解析フローチャートを図3-2に示す。

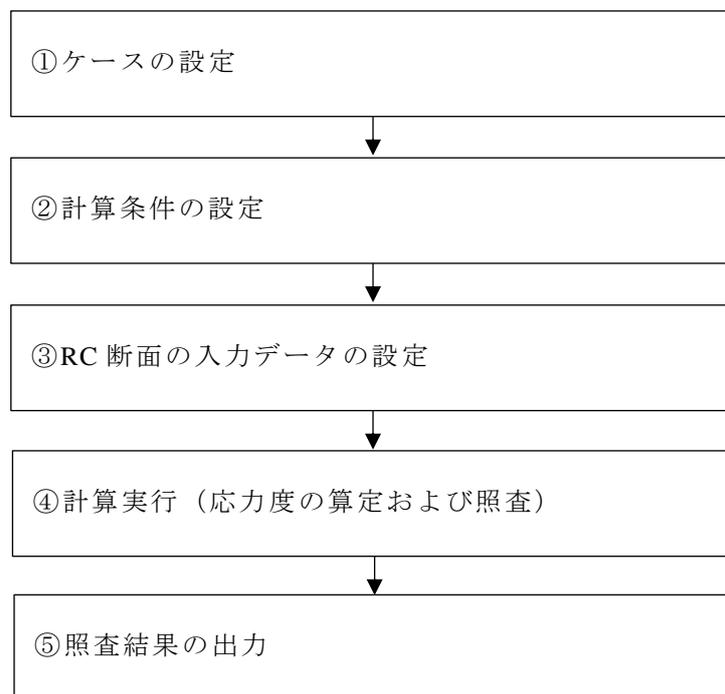


図3-2 解析フローチャート

3.5 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

本解析コードは、国内の土木分野における使用実績を有しており、解析機能全般について、十分に妥当性が確認されている。また、「3.3 解析手法」に示した一般性を有する理論モデルそのままに構築されたものであることから、解析解の適切さは、当該分野で公知の理論モデルにより得られる理論解との比較により確認可能である。

以下には、「EMRGING」Ver. 12.4C の解析解と、理論モデルにより得られる理論解との比較に基づく検証及び妥当性確認結果を示す。

3.5.1 検証

理論式による手計算結果と計算機コード結果との比較を、図 3-3 の RC 断面で行う。

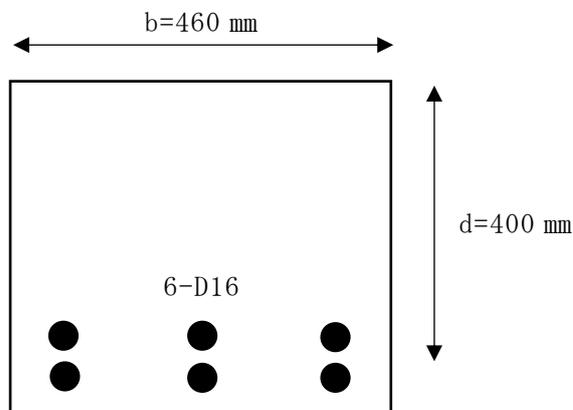


図3-3 解析モデル

図 3-3 のような RC 断面が $M = 48 \text{ kN} \cdot \text{m}$ の曲げモーメントを受けるとき、鉄筋の曲げ引張り応力度 σ_s 、コンクリートの圧縮応力度 σ'_c について比較を行った。理論式*は以下のとおり。

注記*：鉄筋コンクリート工学（1997 鹿島出版会）

$$\sigma_s = \frac{M}{Asjd}$$

$$\sigma'_c = \frac{2M}{kjb d^2}$$

ここで,

A_s : 鉄筋量 (1,192 mm²)

k : 0.355

j : 0.882

計算機コードの検証結果を図3-4及び図3-5に、理論式による手計算結果と計算機コードの結果の比較を表3-2に示す。検証の結果、手計算結果と計算機コード結果が概ね一致することを確認した。

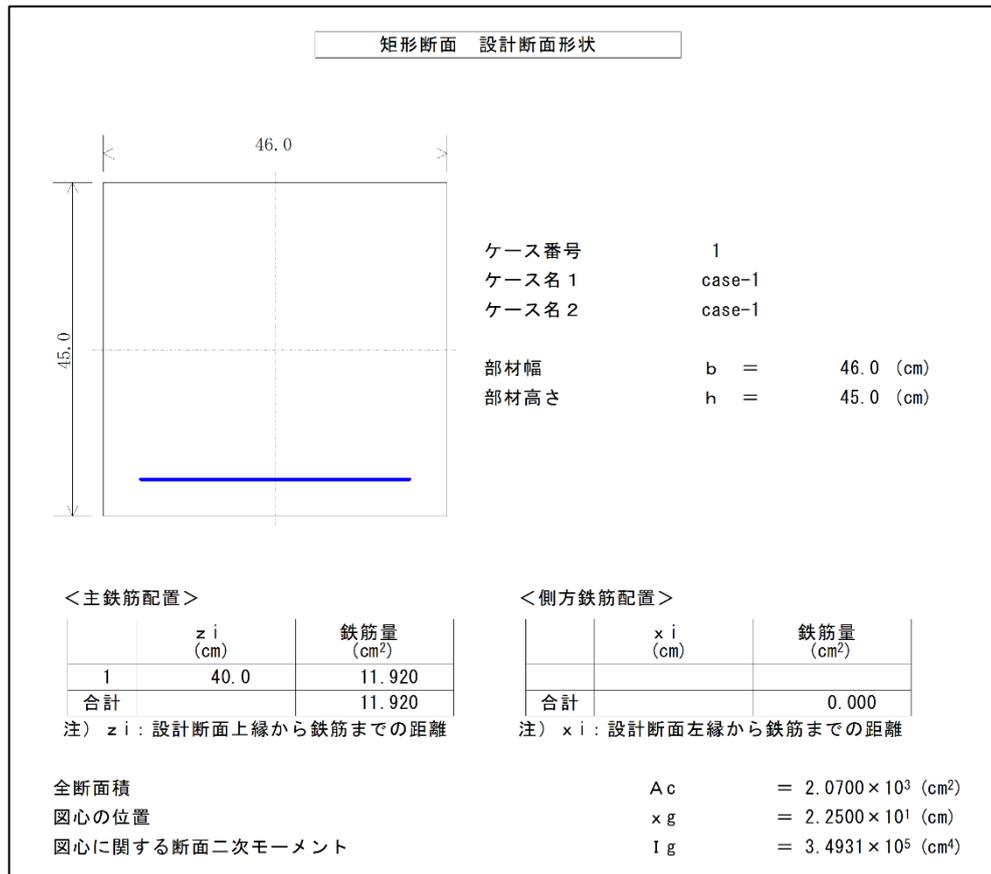


図3-4 解析コードの検証結果 (その1)

矩形断面 応力度の算定

■基本データ	コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} =$	8.000 (N/mm ²)	
	鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{sa} =$	180.000 (N/mm ²)	
	せん断許容応力度	$\tau_{a1} =$	0.390 (N/mm ²)	
		$\tau_{a2} =$	0.000 (N/mm ²)	
	弾性係数比	$n =$	15.000	
■設計断面形状	部材幅	$b =$	46.0 (cm)	
	部材高	$h =$	45.0 (cm)	
	有効高	$d =$	40.0 (cm)	
	鉄筋量 (引張側主鉄筋量)	$A_{st} =$	11.92 (cm ²)	
	(圧縮側主鉄筋量)	$A_{sc} =$	0.00 (cm ²)	
	(側方鉄筋量)	$A_{ss} =$	0.00 (cm ²)	
	(合計鉄筋量)	$A_{sg} =$	11.92 (cm ²)	
	最小鉄筋量	$A_{smin} =$	3.68 (cm ²)	
	■設計断面力	曲げモーメント	$M =$	48.00 (kN・m)
		軸方向力 [+ : 圧縮]	$N =$	0.00 (kN)
せん断力		$Q =$	0.00 (kN)	
荷重偏心量		$e = \infty$	(cm)	
抵抗モーメント		$M_r =$	75.69 (kN・m)	

■応力度計算と照査

応力度発生状態

$$\left| \frac{N}{b \cdot d} \right| - \frac{6M}{b \cdot d^2} = \left| \frac{0.000}{0.460 \times 0.400} \right| - \frac{6 \times 48.000}{0.460 \times 0.400^2} = -3.91 \times 10^3 \leq 0$$

圧縮と引張

コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c =$	4.175 (N/mm ²)	$\leq \sigma_{ca} =$	8.000	: OK
鉄筋引張応力度	$\sigma_s =$	114.151 (N/mm ²)	$\leq \sigma_{sa} =$	180.000	: OK
平均せん断応力度	$\tau =$	0.000 (N/mm ²)	$\leq \tau_{a1} =$	0.687	: OK
鉄筋圧縮応力度	$\sigma'_s =$	0.000 (N/mm ²)			
中立軸までの距離	$x =$	14.170 (cm)			

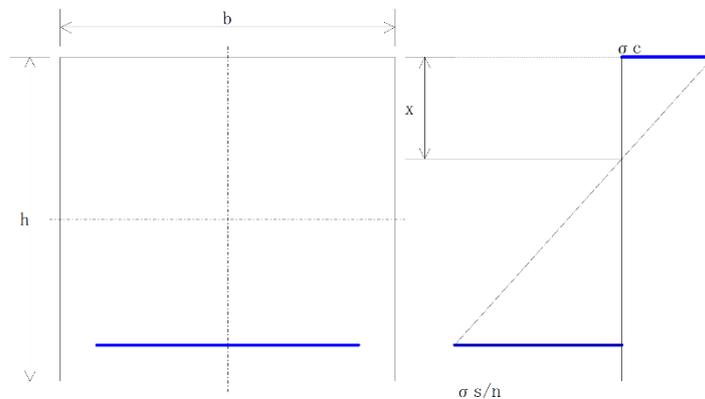


図3-5 解析コードの検証結果 (その2)

表3-2 解析結果の比較

項目	理論値 (N/mm ²)	解析コード結果 (N/mm ²)
鉄筋曲げ σ_s	114.14	114.15
コンクリート圧縮 σ'_c	4.17	4.18

3.5.2 妥当性確認

以上に述べた様に、本解析コードは、材料力学分野における一般的知見により解を求めることができる体系について、矩形の鉄筋コンクリート断面の応力解析（断面照査）について理論モデルによる理論解との比較を行い、解析解が理論解とおおむね一致することを確認した。

また、上記以外にも、開発機関が提示するマニュアルにより、今回の工認申請で使用する矩形の鉄筋コンクリート断面の応力解析（断面照査）に、本解析コードが適用できることを確認している。

3.5.3 評価結果

以上から本解析コードを今回の解析に使用することは妥当である。

VI-5-62 計算機プログラム（解析コード）の概要
・ F R A M E （面内）

目 次

1. はじめに	1
1.1 使用状況一覧	2
2. 解析コードの概要	3
2.1 FRAME(面内) Ver.6	3

1. はじめに

本資料は、添付書類において使用した計算機プログラム（解析コード）FRAME(面内)について説明するものである。

本解析コードを使用した添付書類を示す使用状況一覧，解析コードの概要を以降に記載する。

1.1 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
VI-2-11-2-5	取水槽海水ポンプエリア防護対策設備の耐震性についての計算書	Ver. 6

2. 解析コードの概要

2.1 FRAME(面内) Ver. 6

項目	コード名 FRAME(面内)
使用目的	2次元骨組構造解析（断面力算出）
開発機関	株式会社フォーラムエイト
開発時期	1998年
使用したバージョン	Ver. 6
コードの概要	<p>FRAME(面内)（以下「本解析コード」という。）は、株式会社フォーラムエイトによって開発された、平面骨組構造解析の汎用市販コードである。</p> <p>本解析コードは、微小変位理論による変位法を用いて、2次元平面骨組モデルの断面力・変位・反力を算出するための構造解析プログラムである。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・材料力学分野における一般的知見によって解を求めることができる体系について、2次元骨組モデルによる断面力について理論モデルによる理論解との比較を行い、解析解が理論解に一致することを確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは、国内の土木建築分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。 ・日本原子力発電株式会社東海第二発電所において、常設低圧代替注水系ポンプ室及び代替淡水貯槽の平面骨組解析（断面力算出）に本解析コード（Ver. 5.0.4）が使用された実績がある。 ・本工事計画において使用するバージョンのうち Ver. 6 は、他プラントの既工事計画において使用されているものと異なるが、バージョンの変更において、本解析の使用範囲の結果に影響の無いことを確認している。 ・本解析コードの理論は、一般的に認知されているものであり、本工事計画で使用する2次元骨組モデルによる断面力算定での適用は妥当である。 ・本工事計画における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

VI-5-63 計算機プログラム（解析コード）の概要
・ R C 断面計算

目 次

1. はじめに	1
1.1 使用状況一覧	2
2. 解析コードの概要	3

1. はじめに

本資料は、添付書類において使用した計算機プログラム（解析コード）RC断面計算について説明するものである。

本解析コードを使用した添付書類を示す使用状況一覧、解析コードの概要を以降に記載する。

1.1 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
VI-2-10-2-4	防波壁通路防波扉の耐震性についての計算書	Ver. 8.0.10 (大林組改良版) Ver. 2
VI-3-別添3-2-2	防波壁通路防波扉の強度計算書	Ver. 8.0.10 (大林組改良版) Ver. 2

2. 解析コードの概要

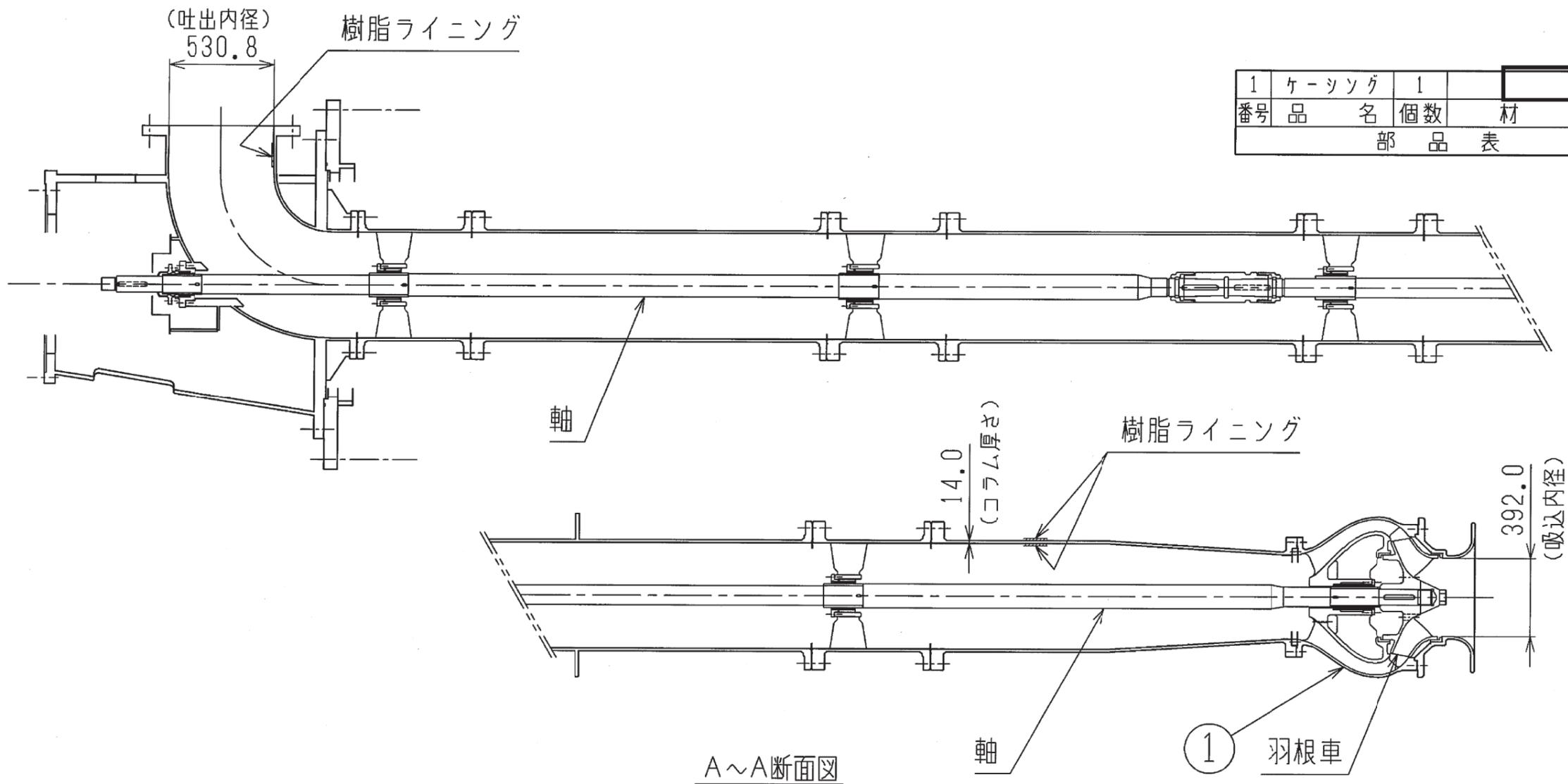
項目 \ コード名	RC断面計算
使用目的	鉄筋コンクリートの応力度計算
開発機関	株式会社フォーラムエイト
開発時期	1998年
使用したバージョン	Ver. 8. 0. 10, (大林組改良版) Ver. 2
コードの概要	RC断面計算（以下「本解析コード」という。）は、株式会社フォーラムエイトによって、様々な断面形状を持つ鉄筋コンクリート断面に対する応力度計算用に開発された解析コードである。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・材料力学分野における一般的知見により解を求めることができる体系について、矩形の鉄筋コンクリート断面の応力解析（断面照査）について理論モデルによる理論解との比較を行い、解析解が理論解に一致することを確認している。 ・本解析コードの運用環境について、開発機関から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本工事計画に本解析コードを使用することの妥当性は、前述の検証の中で確認している。 ・日本原子力発電株式会社東海第二発電所において、防潮堤、SA用海水ピット、格納容器圧力逃がし装置用配管カルバート他の鉄筋コンクリートの応力解析（断面照査）に本解析コード（Ver. 8. 0. 5）が使用された実績がある。 ・本工事計画において使用するバージョンのうち Ver. 8. 0. 10, (大林組改良版) Ver. 2 は、他プラントの既工事計画において使用されているものと異なるが、バージョンの変更において、本解析の使用範囲の結果に影響の無いことを確認している。 ・本工事計画における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

VI-6 図面

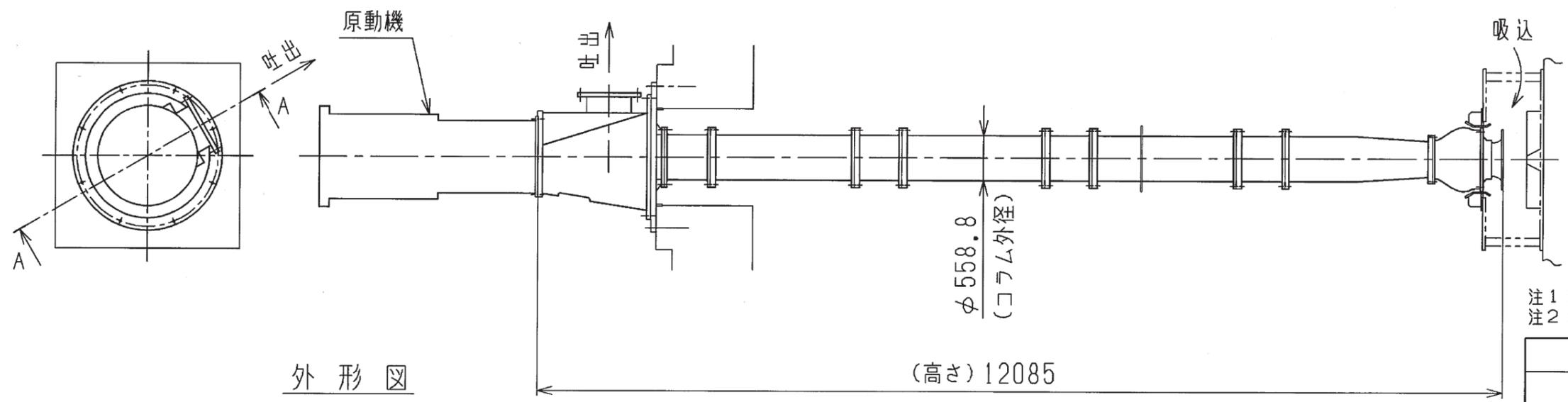
4. 原子炉冷却系統施設

4.6 原子炉補機冷却設備

4.6.1 原子炉補機冷却水系及び原子炉補機冷却海水系



1	ケーシング	1	
番号	品名	個数	材料
部品表			



注1: 寸法はmmを示す。
 注2: 特記なき寸法は公称値を示す。

工事計画認可申請	第4-6-1-4-1図
島根原子力発電所第2号機	
名称	原子炉補機海水ポンプ構造図
中国電力株式会社	

第 4-6-1-4-1 図 原子炉補機海水ポンプ構造図 別紙

工事計画記載の公称値の許容範囲

[原子炉補機海水ポンプ]

主要寸法 (mm)		許容範囲	根 拠
吸込内径	392.0	<input type="text"/> mm	製造能力, 製造実績を考慮したメーカ基準
吐出内径	530.8	<input type="text"/> mm	同上
コラム外径	558.8	<input type="text"/> mm <input type="text"/> mm	同上
コラム厚さ	14.0	<input type="text"/> mm <input type="text"/> mm	同上
高さ	12085	<input type="text"/> mm	同上

注：主要寸法は，工事計画記載の公称値